ISSN 0286-4630

建 築 研 究 資 料

Building Research Data

No.197 March 2020

実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証（2020 年版）

Investigation on Structural Performance Evaluation of RC Members using Comprehensive Experimental Database 2020

向井智久，渡邊秀和，坂下雅信，
田才晃，楠浩一，磯雅人，楠原文雄，西村康志郎，中村孝也，田尻清太郎，谷昌典
Tomohisa MUKAI, Hidekazu WATANABE, Masanobu SAKASHITA, Akira TASAI, Koichi KUSUNOKI, Masato ISO, Fumio KUSUHARA, Koshiro NISHIMURA, Takaya NAKAMURA, Seitaro TAJIRI, Masanori TANI

国立研究開発法人 建 築 研 究 所

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

はしがき

鉄筋コンクリート造構造部材の強度，剛性及び変形能は，構造計算で用いる構造部材のモデル化を決定する上で重要な評価項目ですが，その評価式は数十年前に開発された実験式なども多く，近年の材料の高強度化を考慮して材料強度の適用範囲に関する技術的知見の蓄積並びにその適用にあたっての留意事項や評価方法が必要とされています。一方，鉄筋コンクリート造の部材レベルの構造実験は古くより各機関で実施されており，そのデータは膨大な数が存在しているものの，それらを一括して収集し定型のフォーマットに揃えた上で，包括的に取り纏めたデータベースは存在しておらず，これまでも評価式の分析を行う際にそのようなデータベースの利用が望まれてきました。

このような状況を踏まえて，国立研究開発法人建築研究所では，高強度材料等を用いた鉄筋コンクリート造の構造部材を対象として，1975 年以降に行われた鉄筋コンクリート造構造部材の構造実験結果から適切なデータを選定・収集し，それらを用いて，基規準で記載されている強度，剛性及び変形能の評価方法の精度に関するデータを取り纏め，当該評価方法が適切に利用されることを目的とした検討を行いました。

本課題は主として，国土交通省の建築基準整備促進事業「高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造構造部材の強度，剛性及び変形能の評価方法に関する検討（平成 24 年度～25 年度）」において，横浜国立大学，竹中工務店，福井大学，東京大学，京都大学，広島大学の 6 者とともにデータの収集，評価式の精度検証に関する取り纏めを上記事業の共同研究として行いました。また，構造研究グループの重点研究課題「巨大地震等に対する建築物の応答推定精度向上に資する入力および構造解析モデルの研究（平成 25～27 年度）」においては，上記事業での検討結果をさらに精査し，建研資料 No.175「実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証」として 2016 年 3 月に発刊いたしました。

その後，構造研究グループの一般研究課題「鉄筋コンクリート造部材の実験データベースを利活用した構造特性評価に関する検討（平成 29～令和元年度）」においては，横浜国立大学，福井大学，東京大学，京都大学，名古屋工業大学，東京工業大学，新潟大学の 7 者とともに既存のデータベースにさらに最新のデータを追加し前課題と同様の検討を実施しました。本資料ではこれらの最新の検討結果を取りまとめました。

最後に，本資料が今後の構造設計で用いられる構造部材の評価手法の適切な運用を促す一助となれば幸いです。

令和2年3月

国立研究開発法人 建築研究所
緑川 光正

実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証（2020 年版）

概要

（1）鉄筋コンクリート造構造部材の加力実験に関するデータベースの構築

現在の構造設計で使用されている部材の構造性能評価式の精度検証を目的として，既往の研究で実施された構造実験を調査し，普通強度材料および高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造構造部材に関する構造性能についてのデータベースを作成する。対象とする部材は「梁・柱」，「袖壁付き柱」，「腰壁･垂れ壁付き梁」，「耐力壁」，「柱梁接合部」，「架構」とする。

これらの実験データは，基本的には「日本建築学会構造系論文集」，「日本建築学会日本建築学会　構造工学論文集（以下，構造工学)」，「日本コンクリート工学協会　年次大会論文集」，「日本コンクリート工学協会　コンクリート工学論文集」の文献から収集する。対象期間は 1975 年～2017 年である。

（2）データベースの設置

クラウドコンピューティングを用いて，インターネットを介して管理可能なデータベースの構築を行った。システムは，インターネットを介してどこからでもアクセスすることが出来るようにし，基本的にはひとつのファイルを常に修正することで，バージョン管理を容易にした。

（3）設計式の精度検証と適用範囲の検証

今回構築したデータベースを用いて，全国官報販売協同組合発行の構造関係技術基準解説書（2015 年版）に記載の式および日本建築学会が刊行している規準・指針類に示されている設計式を用いて鉄筋コンクリート造構造部材の各構造性能について評価を行い，その評価精度について検討を行う。その際，データベースに入力されている実験の加力方法，試験体の形状，材料強度の範囲などの条件を考慮し，設計式の適用範囲についての検証も同時に行う。

Development on Comprehensive Experimental Database for Structural Performance Evaluation of Reinforced Concrete (RC) Members and Verification Results 2020

Summary

（1） Development on Comprehensive Experimental Database for Structural Performance Evaluation of RC Members

Past experimental tests are collected and comprehensive database for RC structural members is established. Target members are beam, column, column with walls, beam with walls, structural wall, beam-column joints, and frame. These test data is collected from 4 Japanese journals with peer reviews issued from 1975 to 2017, which are “AIJ journal of structural and construction engineering”, “AIJ journal of structural engineering”, “concrete research and technology of the JCI”, “annual proceedings of the JCI”.

（2） Setup of Database

Using cloud computing system, the database system was established. The users with access right can access the database easily and manage the latest version by editing the file in the database via the Internet.

（3） Verification of design equations and applicable scope

Using the established database, the design equations in the manual for national structural standard and guidelines issued from academic societies are verified for each structural member, the accuracy is shown. In the investigations, applicability of design equations is discussed considering the various conditions in the database which are loading protocol, configuration of specimen, material strength and others.

目次

第 1 章　**はじめに** 1-1

1.1　研究目的と体制 1-2

1.2　研究方法 1-2

第 2 章　**収集データの概要** 2-1

2.1　対象とした論文 2-2

2.2　収集したデータの特徴について 2-2

2.3　実験結果との比較について 2-4

第 3 章　**梁部材** 3-1

3.1　データベースの項目 3-2

3.2　収集データの特性 3-10

3.3　収集データの信頼度分析 3-24

3.4　実験データの定義 3-26

3.5　評価式とその精度 3-30

3.6　評価式間の関係 3-87

3.7　まとめ 3-95

3.8　参考文献 3-97

3.9　試験体の引用文献 3-98

第 4 章　**柱部材** 4-1

4.1　データベースの項目 4-3

4.2　収集データの特性 4-12

4.3　収集データの信頼度分析 4-29

4.4　実験値の定義 4-34

4.5　曲げ降伏先行型の評価式とその精度 4-38

4.6　せん断破壊型の評価式とその精度 4-71

4.7　付着破壊型の評価式とその精度 4-100

4.8　まとめ 4-112

4.9　参考文献 4-113

4.10　試験体の引用文献 4-114

第 5 章　**腰壁・垂れ壁付き梁部材** 5-1
5.1　データベースの項目 5-2
5.2　収集データの特性 5-10
5.3　収集データの信頼度分析 5-17
5.4　実験値の定義 5-19
5.5　評価式とその精度 5-23
5.6　まとめ 5-59
5.7　参考文献 5-63
5.8　試験体の引用文献 5-63

第 6 章　**袖壁付き柱部材** 6-1
6.1　データベースの項目 6-2
6.2　収集データの特性 6-12
6.3　収集データの信頼度分析 6-18
6.4　実験値の定義 6-20
6.5　評価式とその精度 6-22
6.6　まとめ 6-69
6.7　参考文献 6-73
6.8　試験体の引用文献 6-74

第 7 章　**耐力壁部材** 7-1
7.1　データベースの項目 7-2
7.2　収集データの特性 7-13
7.3　収集データの信頼度分析 7-25
7.4　実験値の定義 7-26
7.5　評価式とその精度 7-27
7.6　まとめ 7-72
7.7　参考文献 7-74
7.8　試験体の引用文献 7-75

第 8 章　**柱梁接合部** 8-1
8.1　データベースの項目 8-2
8.2　収集データの特性 8-11
8.3　収集データの信頼度分析 8-21
8.4　実験値の定義 8-22
8.5　評価式とその精度 8-27
8.6　まとめ 8-91
8.7　参考文献 8-94
8.8　試験体の引用文献 8-95

第 9 章 **架構** 9-1
9.1 データベースの項目 9-2
9.2 収集データの特性 9-4
9.3 収集データの信頼度分析 9-11
9.4 まとめ 9-12
9.5 試験体の引用文献 9-13

第 10 章 **結論** 10-1
10.1 まとめ 10-2
10.2 実験データベースの取り扱いにおける注意点 10-11
10.3 今後の課題 10-14

謝辞 10-17

執筆者一覧

第 1 章　田才晃（横浜国立大学）・楠浩一（東京大学）・向井智久（建築研究所）・渡邊秀和（建築研究所）

第 2 章　同上

第 3 章　西村康志郎（北海道大学）・田尻清太郎（東京大学）

第 4 章　中村孝也（新潟大学）・田尻清太郎（東京大学）

第 5 章　渡邊秀和（建築研究所）

第 6 章　磯雅人（福井大学）

第 7 章　坂下雅信（国土技術政策総合研究所）

第 8 章　楠原文雄（名古屋工業大学）

第 9 章　谷昌典（京都大学）

第 10 章　田才晃（横浜国立大学）・楠浩一（東京大学）・向井智久（建築研究所）・渡邊秀和（建築研究所）

第１章

はじめに

1.1　研究目的と体制

鉄筋コンクリート造構造部材の強度，剛性及び変形能は，構造計算で用いる構造部材のモデル化を決定する上で重要な評価項目であるが，その評価は，現在ほど材料の強度範囲が広くない時期に提案されたものも多くあり，構造設計の現状を踏まえた適用範囲に関する技術的知見の蓄積が必要である。一方，さまざまな強度を適用範囲に含むような，最新の提案モデル等については，その適用にあたっての留意事項や評価の方法が必要である。

そこで，高強度材料等を用いた鉄筋コンクリート造の構造部材を対象として，1975 年以降行われた鉄筋コンクリート造構造部材の構造実験結果から適切なデータを選定・収集し，それらを用いて基規準で示されている強度，剛性及び変形能の評価方法の精度に関するデータを取り纏め，技術基準解説書に示されている設計式および日本建築学会などから提案されている各設計式を対象に，その精度および適用範囲を検証することで，各設計式が適切に利用されることを本課題の目的とする。

本研究は主として，国土交通省の建築基準整備促進事業「高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造構造部材の強度，剛性及び変形能の評価方法に関する検討（平成 24 年度～25 年度）」において，横浜国立大学，竹中工務店，福井大学，東京大学，京都大学，広島大学の 6 者とともにデータの収集，評価式の精度検証に関する取り纏めを上記事業の共同研究として行った。また，構造研究グループの重点研究課題「巨大地震等に対する建築物の応答推定精度向上に資する入力および構造解析モデルの研究（平成 25～27 年度）」においては，上記事業での検討結果をさらに精査し，建研資料 No.175「実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証」として 2016 年 3 月に発刊した。

その後，構造研究グループの一般研究課題「鉄筋コンクリート造部材の実験データベースを利活用した構造特性評価に関する検討（平成 29～令和元年度）」においては，既存のデータベースにさらに最新のデータを追加し前課題と同様の検討を実施した。本資料ではこれらの最新の検討結果を取りまとめた。

1.2　研究方法

具体的な研究の方法を以下に示す。

1.2.1 鉄筋コンクリート造構造部材の加力実験に関するデータベースの構築

現在の構造設計で使用されている部材の構造性能評価式の精度検証を目的として，既往の研究で実施された構造実験を調査し，普通強度材料および高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造構造部材に関する構造性能についてのデータベースを作成する。対象とする部材は「梁・柱」，「袖壁付き柱」，「腰壁･垂れ壁付き梁」，「耐力壁」，「柱梁接合部」，「架構」とする。

これらの実験データは，基本的には「日本建築学会構造系論文集」，「日本建築学会構造工学論文集（以下，構造工学)」，「日本コンクリート工学協会　年次論文集」，「日本コンクリート工学協会　コンクリート工学論文集」の文献から収集した。対象期間は 1975 年～2017 年である。

また本研究で対象とする構造性能評価項目は，構造設計で必要とする項目とし，

・弾性剛性

・ひび割れ強度

・ひび割れが発生するときの部材角
・曲げ降伏強度
・曲げ降伏が発生するときの部材角（あるいは割線剛性）
・曲げ終局強度
・せん断終局強度
・せん断終局強度に達するときの部材角（あるいは割線剛性）
・限界変形角
・破壊形式

としている。

特に実験データの少ない部材に関しては，「日本建築学会大会学術講演梗概集」や「建築研究資料」に対象論文集を広げる。既往の文献を用いてデータを収集する際には，タイプミスを含む誤植，重要なパラメータに誤りと強く推認される記述があるものが存在する可能性がある。本研究ではデータベースの信頼性を確保するために，このような「信頼性の低いデータ」を排除したデータベースの構築を行う必要がある。そこで，精度検討に用いるデータの選別基準の明確化，およびデータの選択，更に対象としない実験データに関しては，その後の文献の追跡を行い，数値の修正等がなされていないかを適宜確認する。

1.2.2　データベースの設置

NAS（Network Attached Storage）システムを用いて，建築研究所にインターネットを介して管理可能なデータベースの構築を行った。具体的には，セキュリティーと堅牢性を併せ持たせ，RAID 機能を採用した大容量ハードディスクを建築研究所内に用意した。システムは，インターネットを介してどこからでもアクセスすることが出来るようにし，基本的にはひとつのファイルを常に修正することで，バージョン管理を容易にした。また，アクセスにセキュリティー管理を付与することは当然であるが，アクセス権のある人は，外部から自由に閲覧，修正できる利便性を確立した。

1.2.3　設計式の精度検証

今回構築したデータベースを用いて，全国官報販売協同組合発行の構造関係技術基準解説書（2015 年版）に記載の式および日本建築学会が刊行している規準・指針類に示されている設計式を用いて鉄筋コンクリート造構造部材の各構造性能について評価を行い，その評価精度としてばらつきを考慮した平均値を用いて纏め，データベースに入力されている実験の加力方法，試験体の形状，材料強度の範囲などの条件を考慮し，設計式の適用範囲についての検証も同時に行う。なお，各設計式の検討においては，必ずしも文献調査で収集した全ての試験体を対象としていない。具体的には，下記に当てはまる試験体などは検討から除外した。

- 構造特性の数値自体が論文で示されていないもの
- 対象とする破壊形式以外のもの
- プレストレスト鉄筋コンクリート造や鉄骨鉄筋コンクリート造など，一般の鉄筋コンクリート造とは異なるもの

- 特殊な形状を有するもの
- 鉄筋以外の特殊なものを試験体内に配置したもの
- 軽量コンクリート・繊維補強コンクリートなどを用いたもの
- 加力条件および試験体に作用している応力状態が論文からは不明確なもの

第２章

収集データの概要

2.1 対象とした論文

調査対象は，日本建築学会構造系論文集（以下，黄表紙），日本コンクリート工学協会　年次論文集（以下，JCI 大会），日本コンクリート工学協会　コンクリート工学論文集（以下，JCI 論文集），日本建築学会　構造工学論文集（以下，構造工学）である。調査対象論文は，1975 年～2017 年のものである。調査した論文集を表 2.1.1 にまとめる。論文数全体では 1331 編，そのうちの約 65%は JCI 大会である。また，部材別で見ると，柱梁接合部が一番多く，次いで柱，耐力壁，架構，梁，袖壁付き柱，腰壁・垂れ壁付き梁の順となる。

なお，表中のその他は，あるパラメータに関する実験データの少ない部材について追加で収集した，日本建築学会大会学術講演梗概集や建築研究資料である。

表 2.1.1　調査対象論文

項目		梁	柱	垂れ壁･腰壁付き梁	袖壁付き柱	耐力壁	柱梁接合部	架構	合計
調査文献数	黄表紙	17	32	4	6	32	24	53	168
	JCI 大会	85	204	5	41	191	263	114	864
	JCI 論文集	0	7	1	0	5	2	2	58
	構造工学	3	15	2	2	17	18	30	85
	その他	2	30	21	20	41	36	6	156
	合計	107	288	33	69	286	343	205	1331

2.2 収集したデータの特徴について

収集したデータの諸元を表 2.2.1 に示す。以下，各項目についてその特徴を述べる。

表 2.2.1　収集したデータの諸元

項目		梁	柱	垂れ壁･腰壁付き梁	袖壁付き柱	耐力壁	柱梁接合部
試験体数		527	1391	96	241	598	905
コンクリート強度（MPa）	最小	12	11	15	7	4.8	8
	最大	167	198	61	47	103	190
主筋強度（MPa）	最小	114	297	330	300	244	310
	最大	1197	1447	693	729	1044	1428
せん断補強筋強度（MPa）	最小	188	201	221	175	160	204
	最大	1767	1764	433	930	1481	1481
試験体スケール	最小	0.25	0.10	0.33	0.10	0.07	0.20
	最大	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
せん断スパン比	最小	0.74	0.69	0.63	0.34	0.21	
	最大	6.25	9.80	4.60	3.47	5.00	
軸力比	最小		-0.67		-0.08	-0.40	-0.33
	最大		0.90		0.49	0.61	0.60
壁縦筋強度（MPa）	最小			221	215	160	
	最大			391	930	1419	
壁横筋強度（MPa）	最小			221	215	160	
	最大			1203	930	1423	
柱梁曲げ耐力比	最小						0.46
	最大						6.80
接合部補強筋比	最小						0
	最大						0.021

2.2.1　試験体

試験体の数は,必ずしも論文の編数とは比例しておらず,最も多いのは柱部材で 1,391 体ある。一方，腰壁・垂れ壁付き梁および袖壁付き柱の試験体数はそれぞれ 96，241 と他の試験体と比べて少ない。これは，垂れ壁・腰壁・袖壁がこれまでは明示的に構造設計に取り込まれてこなかったこと，特に腰壁・垂れ壁はスリットを切って構造躯体と切り分けることが多いこと，更にスリットを切った 2 次壁の影響は構造計算において無視されることが多かったことに起因していると考えられる。

2.2.2　材料強度

表に示す材料強度は，いずれも材料試験結果による実強度である。

コンクリート強度に関しては，最小強度は，柱試験体で 11MPa，袖壁付き柱試験体や耐力壁で既存 RC 造建物を対象とした 7MPa，4.8MPa のものが存在するが，大部分は建築基準法に示される最小強度である 12MPa 以上である。一方，最大強度は，腰壁・垂れ壁付き梁，袖壁付き柱ではそれぞれ，61MPa，47MPa と，一般的に使用される 60MPa 以下の範囲とほぼ重なっている。一方，柱，梁，耐力壁，柱梁接合部では，高強度コンクリートを用いた試験体があり，コンクリート強度はおよそ 100～190MPa が最大となっている。

主筋に関しては，梁試験体の一部にニッケル鋼（降伏強度 114MPa）を用いた試験体があるが，それ以外の試験体では最小強度は 244MPa であり，一般に使用される鉄筋強度は保有している。一方，最大強度に関しては，腰壁・垂れ壁付き梁および袖壁付き柱を除いて，1000MPa を越える高強度鉄筋が用いられている。

せん断補強筋に関しては，最小強度は耐力壁で 160MPa のものがあり，梁以外の試験体で主筋の最小強度を下回る。一方，最大強度では，特に柱，梁，耐力壁，柱梁接合部で極めて高く，1000MPa を大きく上回る。

壁の縦筋・横筋については，縦筋は壁内の材軸方向の鉄筋，横筋は材軸直交方向の鉄筋である（ただし，腰壁・垂れ壁付き梁の場合は両者の関係が逆転する)。いずれの方向でも，最小強度は耐力壁で 160MPa，腰壁・垂れ壁付き梁および袖壁付き柱では 220MPa 程度である。最大強度は，腰壁・垂れ壁付き梁および袖壁付き柱で 400～1200MPa 級であるが，耐力壁の横筋では，1400MPa 程度の高強度鉄筋が用いられているものもある。

2.2.3　試験体の縮尺

試験体の縮尺は，ほとんどの試験体が 1.0 を下回る縮小モデルであるが，全ての部材で，実大試験体も実施されている。小さい試験体ではおよそ 1/5(0.20)程度の縮尺であるが，耐力壁では 0.07 と 1/10 以下の試験体もある。

2.2.4　せん断スパン比

せん断スパン比は，最小値は反曲点が部材中央付近となるおよそ 0.5 程度であるが，耐力壁では 0.21 と極めて低いものがある。一方，最大値を見ると，反曲点が部材外に出る 1.0 を越えるものがあり，柱を除いておよそ 3～5 程度である。柱では 10 に近い試験体がある。

2.2.5　軸力比

柱，袖壁付き柱，耐力壁，柱梁接合部では，軸力を作用させた試験体がある。引張側軸力では，柱では 0.70 という大きな引張力を作用させたものがある。一方，袖壁付き柱では，引張軸力を作用させたもの軸力比-0.08 程度である。圧縮側の最大は柱を除いて，釣合軸力を上回る 0.50～0.60 程度である。一方，柱試験体ではおよそ 1.0 と極めて大きな圧縮軸力を作用させたものがある。

2.3 実験結果との比較について

2.3.1　はじめに

鉄筋コンクリート造部材の挙動は，正確には加力実験により把握することになる。単純ばりの加力実験から得られた，せん断力－部材各関係の一例を図 2.3.1 に示す。鉄筋コンクリート造部材は，鉄筋とコンクリートからなる複合材料を用いており，特にコンクリートの非線形性は小ひずみ領域から高く，またばらつきも大きいのが一般的である。特にコンクリートは硬化中および硬化後の乾燥収縮の進展などにより，微細なひび割れが発生し，もはや厳密な意味では線形ではなくなる。

そういった非線形性の高い部材にせん断力を作用させた場合，図 2.3.1 に示したように，小さな部材角では，部材角に対して比較的直線的にせん断力が増加していく。この状態では，部材の変形とそれによって生じる応力に凡そ線形関係が成り立っている状態である。部材の変形には，曲げによる変形とせん断による変形があり，それぞれに対して剛性（曲げ剛性，せん断剛性）がある。一般的に，柱や梁などの細長い部材では曲げ変形が卓越し，壁などの面材ではせん断変形が卓越する。その後，部材に曲げひび割れやせん断ひび割れが発生し，剛性の低下が顕著となる。更に部材角を大きくしていくと，部材は終局状態へと移行していく。

曲げ引張降伏型の部材では，最外縁の鉄筋が降伏し（曲げ降伏），部材の剛性が大きく低下し始める。その後緩やかにせん断力は上昇し，圧縮側のコンクリートが圧縮力を負担する性能が低下し始めると，せん断力は低下し始める（曲げ終局）。更にせん断力の低下が続き，やがては曲げ降伏後のせん断破壊（せん断終局）を生じる。特に軸力の高い柱などで発生する，曲げ圧壊型では，鉄筋の引張降伏挙動よりもコンクリートの圧壊が支配的となり，コンクリートの圧壊により曲げ終局耐力が決定する。この破壊形式では，終局耐力に達した後は，急激に耐力が低下する。

一方，脆性的な破壊として，せん断破壊や付着割裂破壊がある。曲げ終局強度に達する前にこういった破壊の強度（せん断終局強度）に達した場合は，急激に耐力が低下する。この挙動は極めて不安定であるが，急激な耐力低下の後，一定の残存耐力があることが知られているが，やがて，水平耐力は 0 となる。

曲げ破壊型，せん断破壊型によらず，やがて耐力は 0 となる。あるいは，鉛直部材では損傷により，軸方向変形が著しくなり，建物を保持することができなくなる。こういった，建物全体の安定性を担保できなくなるような損傷が生じた点を部材の安全限界点と定義できる。このときの変形を限界変形角と呼ぶ。

以上より，鉄筋コンクリート部材の挙動を評価する上で重要な現象を以下に示す。

① 弾性剛性（曲げ剛性とせん断剛性）
② ひび割れ強度（曲げひび割れ強度とせん断ひび割れ強度）

③　ひび割れが発生するときの部材角（曲げひび割れ時とせん断ひび割れ時）
④　曲げ降伏強度
⑤　曲げ降伏が発生するときの部材角（あるいは割線剛性）
⑥　曲げ終局強度
⑦　せん断終局強度
⑧　せん断終局強度に達するときの部材角（あるいは割線剛性）
⑨　限界変形角

これまでのいろいろな実験的・解析的研究の成果から，これらの鉄筋コンクリート部材の挙動に対して，様々な式が提案されている。それらの式の精度を検証する上では，これまでに行われてきた実験から得られた実現象と比較することがもっとも直接的である。本研究では，鉄筋コンクリート部材を対象として提案されている様々な式を，実験データを用いて検証することを目的としている。

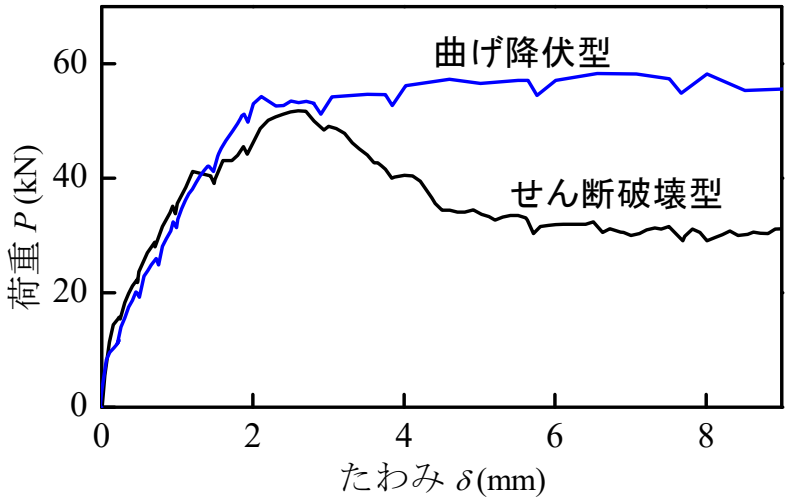


図 2.3.1　単純ばりの荷重－たわみ関係の例

2.3.2　モデル化の手法

今日用いられている主な耐震設計法としては，許容応力度計算，保有水平耐力計算，限界耐力計算，時刻歴応答解析があげられる。耐震設計法（1 次設計）では地震力（地震荷重）を定義しており，その外力に対して，各部材に発生する応力を求め，部材の設計用応力を算出し，適切な安全率を用いて割り増した設計用応力を用いて，部材の設計をすることとなる。この部材に用いられる設計式の数値は，設計法ごとに異なるが，基本的には 2.3.1 で示したいずれかの部材性能を示す数値である。その為，2.3.1 で示した部材性能を示す評価式の精度検証が重要となる。

一方，例えば図 2.3.1 に示したような部材の変形に応じた非線形性を逐一追跡しながら，建物全体の応力解析を実施する方法もある。この方法では，建物の規模に応じて膨大なマトリクス計算が必要となるため，もはや手計算では不可能に近く，一般的にはコンピュータを用いて行う。コンピュータを用いて計算を行うためには，各部材の非線形挙動をあらかじめコンピュータに設定

しておく必要がある。図 2.3.1 に例示したような鉄筋コンクリート部材の荷重－変形関係を単純な数式で表現することは困難である。そこで，一般的には部材の挙動を極めて単純化し，いくつかの直線の組み合わせで表すモデル化が採用される。鉄筋コンクリート造の場合は，ひび割れの影響による剛性低下も考慮して，３本の直線でモデル化する場合が多い。

曲げ破壊型の部材の荷重とたわみの関係は，図 2.3.2 に示すようになる。モデル化では，第二折れ点以降の勾配（剛性）は極めて小さく取ることが多い。モデル化では，第一折れ点（①弾性剛性，②ひび割れ強度，③ひび割れが発生するときの部材角）および第二折れ点（④曲げ降伏強度，⑤曲げ降伏が発生するときの部材角，⑥曲げ終局強度）を適切に定義する必要がある。また，動的応答ではひずみエネルギー（荷重－変形関係の面積）が重要な意味を持つため，実験結果と解析モデルのひずみエネルギーが等しくなるように設定する必要がある。特に，限界耐力計算では，等価粘性減衰定数の評価が必要となる。なお，一般的な載荷履歴から得られる等価粘性減衰定数は定常応答に対する等価粘性減衰定数と対応する。その為，限界耐力計算で用いる等価粘性減衰定数は，地震応答がランダム振動であることを考慮して適切に低減する必要がある。この低減率は平成 12 年建設省告示 1457 号第 9 の２ロに示されている。

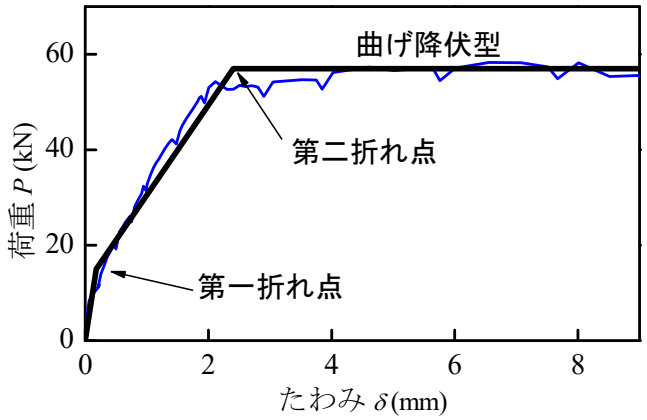


図 2.3.2　曲げ破壊型のモデル化（軸力が小さい場合）

図 2.3.2 は，軸力がなく，主筋が一段配筋の例であるため，実験結果も第二折れ点が比較的明瞭で，その後の靭性能も極めて高いため，⑨の限界変形角を実質，非常に大きく取ることができる（実験では加力装置の制限で確認できない場合もある）。一方，軸力が作用する場合や，主筋が多段配筋になると，図 2.3.3 に示すように，第二折れ点付近の剛性低下はなだらかになり，かつ最大耐力以降の耐力低下が現れる。この場合の第二折れ点での耐力の設定は，設計上も重要な意味を持つ。例えば，第二折れ点の耐力を最大耐力とするなど高く設定すると，曲げ崩壊型の建物の保有水平耐力を高く見積もることとなるが，その分せん断応力も大きくなるため，せん断設計上は安全側となる。一方，図 2.3.3 の様に，最大耐力よりも低く取る場合は，保有水平耐力は低く算出されるものの，せん断設計用応力に対しては十分な安全率を考慮する必要がある。

また，図 2.3.3 のような荷重－変形関係を示す場合の限界変形角は，図に示すように最大耐力の α%に耐力が低下した点として定義することが多い。この α を定義するに当たっては，下記のような点を考慮して決定されていると考えられる。

- 部材の挙動が安定している限界
- モデルで算出される復元力が実際の耐力に比べて高くなる許容限界
- 履歴面積が等しくなる点

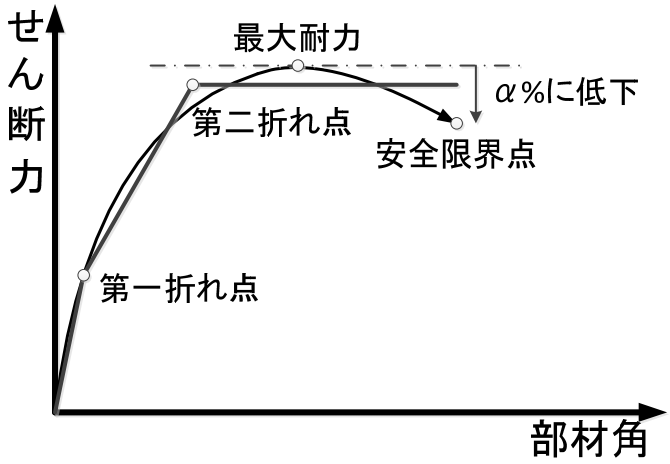


図 2.3.3　軸力が作用する場合の荷重－変形関係とそのモデル化

一方，せん断破壊型の部材では，せん断終局強度に到達後，急激に耐力が低下し，不安定な挙動を示すため，一般的には図 2.3.4 に示すように，第二折れ点までをモデル化する。モデル化では，第一折れ点（①弾性剛性，②ひび割れ強度，③ひび割れが発生するときの部材角）および第二折れ点（⑦せん断終局強度，⑧せん断終局強度に達する時の部材角）を適切に定義する必要がある。なお，このモデル化では，第二折れ点を超えた場合は解析が不可能となるため，便宜的に第二折れ点以降に低い正の剛性を持たせることがある。しかし，この場合も，設計上有効な解析は第二折れ点に到達するまでである。

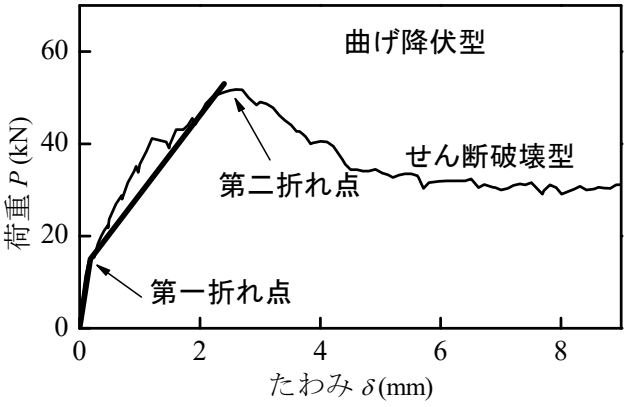


図 2.3.4　せん断破壊型の荷重－変形関係とそのモデル化

2.3.3　実験結果との比較について

（ア） 物性値の比較

RC 部材の物性値を実験結果と比較する場合，2.3.1 でも述べたとおり，下記の 9 点が挙げられる。以降では，それぞれの項目について，実験結果で対応する点を示す。なお，一般的には日本建築学会論文などに下記の項目すべてが示されていることは極めてまれである。その場合は，示されていない物性値に対応する評価式の精度を実験から直接検討することは不可能となる。その場合でも，実験の荷重－変形曲線が図に示されている場合は，（イ）により，復元力モデルとの比較により精度を検証することとする。

① 弾性剛性　（曲げ剛性とせん断剛性）
② ひび割れ強度（曲げひび割れ強度とせん断ひび割れ強度）
③ ひび割れが発生するときの部材角（曲げひび割れ時とせん断ひび割れ時）
④ 曲げ降伏強度
⑤ 曲げ降伏が発生するときの部材角（あるいは割線剛性（降伏時剛性低下率））
⑥ 曲げ終局強度
⑦ せん断終局強度
⑧ せん断終局強度に達するときの部材角（あるいは割線剛性）
⑨ 限界変形角

1) 弾性剛性（曲げ剛性とせん断剛性）

曲げ変形とせん断変形が別に計測され，曲げ剛性とせん断剛性が別に示されている場合は，それぞれの理論式と比較する。別に示されていない場合は，数値計算では曲げ剛性とせん断剛性を加味した「弾性剛性」と実験結果を比較することとなる。しかし，耐震壁などの高剛性試験体では，一般的に弾性剛性の計測が困難な場合がある。

2) ひび割れ強度（曲げひび割れ強度とせん断ひび割れ強度）

実験で，それぞれのひび割れが目視された点での強度とする。この強度は，一般的には荷重－変形関係において，剛性が弾性剛性から低下し始める点と対応すると考えることができる。その為，直接的に剛性が弾性剛性から大きく低下する点とすることもできるが，この場合は曲げひび割れとせん断ひび割れの判別は困難となる。

3) ひび割れが発生するときの部材角（曲げひび割れ時とせん断ひび割れ時）

実験で，それぞれのひび割れが目視された点での部材角とする。この部材角は，一般的には荷重－変形関係において，剛性が弾性剛性から低下し始める点と対応すると考えることができる。その為，直接的に剛性が弾性剛性から大きく低下する点とすることもできるが，この場合は曲げひび割れとせん断ひび割れの判別は困難となる。

4) 曲げ降伏強度

曲げ降伏強度は，部材の主筋が初めて降伏するときの曲げモーメントに対応する。論文に記述がない場合は，推定は極めて困難である。

5) 曲げ降伏が発生するときの部材角（あるいは割線剛性（降伏時剛性低下率））

この部材角は，曲げ降伏時剛性低下率 αy を用いて計算することとなる。αy は，曲げ降伏点での割線剛性の計算初期剛性に対する比で表される。その為，曲げ降伏点での割線剛性，あるいは曲げ降伏強度と復元力特性が論文で示されていない場合は，精度検証は極めて困難

である。

6) 曲げ終局強度

曲げ終局強度は，曲げ降伏型試験体における最大強度と比較する。その為，最大強度あるいは復元力特性の記述が必要である。2.3.3 でも示すが，曲げ降伏型の場合，曲げ終局強度を復元力特性モデル上の第二折れ点での耐力として取ることが一般的であるため，計算上は曲げ終局強度が部材の負担する曲げモーメントのおよそ最大値となる。一方，この項目の精度検証で明らかになるとおり，実部材ではこの曲げ終局強度に対して，更に高い曲げモーメントを示すことが考えられる。この増加分は，せん断保証設計などにおける設計用応力を算出する上で非常に重要な意味を持つ。

7) せん断終局強度

せん断終局強度は，せん断破壊型試験体の最大強度と比較する。最大強度か復元力特性が記されている必要がある。一方，曲げ降伏後のせん断破壊型の場合は，復元力特性が示されている必要がある。

8) せん断終局強度に達したときの部材角（あるいは割線剛性）

せん断終局強度に達したときの変形角で評価することが一般的である。変形角（あるいは変形量）か復元力特性が記されている必要がある。

9) 限界変形角

せん断破壊後の挙動が安定しておらず，精確にその挙動を推定することが困難な現状に鑑みると，せん断破壊型の場合は，せん断終局強度に達した点を限界変形角と評価することが妥当であると考えられる。

一方，曲げ降伏型では，限界変形角の定義が現状では曖昧であろう。定義としては，負担できる水平力がある一定レベル以下となった点，鉛直材では軸支持能力がある一定レベルとなった点，軸変形量がある一定レベル以上となった点と定義することができよう。しかし，その定義においては，建物全体の安定性の考え方にも依存するため，現状では明確にされているとはいえない。例えば，曲げ降伏後のせん断破壊を生じる点とすることが考えられるが，実際には，（イ）復元力モデルとの比較，で示す方法で定義されることが多い。

（イ） 復元力モデルとの比較

学術論文では，それぞれの研究テーマに関して議論が展開されるため，実験的研究においても紙面の制約などにより，(ア) に示したデータの全てを論文に示していることは残念ながら少ない。今後，実験論文では基本データは全て紙面に示すことを推奨したいが，過去の論文に関しては，限られたデータから判断し，精度検証するしかない。

そこで，ここでは視点を変えて，構造物の数値解析で用いる部材の復元力特性モデルの検証という観点で，その精度検証を試みる。具体的には，例えば図 2.3.5 に示したように，実験結果の骨格曲線と 3 折れ線モデルとの比較を試みる。

まず，初期剛性に関しては，終局強度計算値 Q_u の 1/3 を第一折れ点の強度（Q_c）と仮定し，原点と実験結果から得られる第一折れ点を結んだ傾きと定義する。この初期剛性と計算初期剛性を比較することにより精度検証を行う。

また，安全限界点での変形（限界変形角 δ_s）は，実験で得られた最大耐力から α%にせん断力

が低下した点での変形として定義する。この定義は，2.3.2 で示したように，部材の特性に依存する。その為，部材によらず一定値となる必然性もない。本報告書では，仮の定義として，α=80%と仮定することとする。この数値の妥当性については，軸力支持能力の推移なども考慮して，さらなる検討が必要であろう。

第 2 折れ点での強度は計算で得られる終局強度 Q_u とする。そのときの変形は，原点から限界変形角 δ_s までの，実験結果でのひずみエネルギー（復元力特性骨格曲線で囲まれる面積）と 3 折れ線モデルでのひずみエネルギーが一致するように定義する。しかし，学術論文に示された荷重変形図のような限られたデータから，ひずみエネルギーを計算することは極めて困難である。そこで，荷重－変形関係の接線剛性が急変する点を降伏点とする方法，または既往の研究を元に，第二折れ点での割線剛性は，骨格曲線上で初めて最大強度の 80%に達する点と原点を結んだ傾きと仮定し，この傾きと計算される弾性剛性 K_1 との比と，降伏点剛性低下率 α_y を比較し，その精度を検証することとする。

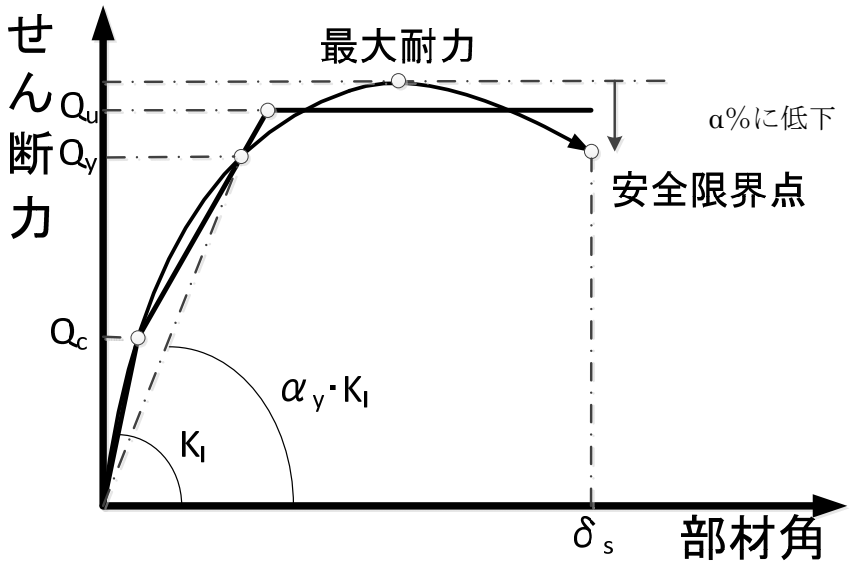


図 2.3.5　3 折れ線モデルでの各特性値

第３章

梁部材

3.1　データベースの項目

本節では，本研究で作成したデータベースのうち梁部材のデータベースにおける項目についての説明を掲載する。

1. 基本情報：ID，出典情報等

101-ID 情報

1) 通し番号:部材毎に通し番号を付ける。
2) 実験主体；実験実施の主体を記載する。
3) 試験体名称：文献に記載されている試験体の名称を付ける。
4) 部材名称：架構試験体の一部などで，試験体名称と異なる場合に名称を設ける。

102-文献情報

1) 文献番号：主たる論文について文献収集リストで付与した通し番号を記載する。
2) 関連文献番号：主たる論文に関連する文献収集リストで付与した通し番号を記載する。複数記載可。
3) 情報：主たる文献で必要な情報（タイトルや雑誌名）を表示させる。

2. 試験体情報：材料，部材断面

201-一般情報

1) スケール；実断面に対して縮小された場合の規模。例えば 1/2 など
2) 配筋の対称性；配筋の配置について対称性を記載する。
3) スラブの有無；スラブの有無を記載する。
4) 打設方向；上端筋とその他の鉄筋を区別するためのもので、幅方向の打設とせい方向の打設を記載する。
5) 打設打継；試験体途中での打継の有無。ある場合，打継面の処理方法。
6) 備考；上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

202-材料情報

a. 以下，コンクリートの材料特性について記載する。

1) 設計強度；当該文献に記載されている目標強度で，試験体の設計時に用いた強度。
2) 圧縮強度；当該文献に記載されている最大圧縮強度を記載する。
3) 圧縮強度時歪み；当該文献に記載されている最大圧縮強度時歪みを記載する。
4) 引張強度；当該文献に記載されている引張強度を記載する。割裂試験、曲げ試験、引張試験、などの方法を記載する。
5) ヤング係数；当該文献に記載されているヤング係数を記載する。1/3 割線弾性係数、1/4 割線弾性係数、接線係数、などを記載する。

b，c. 以下，鉄筋の材料特性について記載する。

1) 降伏強度；当該文献に記載されている降伏強度を記載する。0.2%オフセット法などを記載する。
2) 降伏歪み；当該文献に記載されている降伏歪みを記載する。
3) 引張強度；当該文献に記載されている引張強度を記載する。
4) 引張強度歪み；当該文献に記載されている引張強度歪み度を記載する。

5) ヤング係数；当該文献に記載されているヤング係数を記載する。1/3 割線弾性係数、1/4 割線弾性係数、接線係数、などを記載する。

6) 備考；上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

203-部材形状情報

1) 断面形状；矩形または円形などのコンクリート外部の形状。

2) 幅；矩形断面において，加力方向に対して直交する辺の長さ。円形断面の場合はその直径。

3) せい；矩形断面において，加力方向に対して平行する辺の長さ。円形断面の場合はその直径。

4) 有効せい；矩形断面において，圧縮縁から引張鉄筋重心位置までの長さ。円形断面の場合は等価長方形断面に置換した場合の圧縮縁から引張鉄筋重心位置までの長さ。

4-1) 上 1 段目主筋位置関係　　幅方向，せい方向，最小間隔

4-2) 上 2 段目主筋位置関係　　幅方向，最小間隔

4-3) 下 1 段目主筋位置関係　　幅方向，せい方向，最小間隔

4-4) 下 2 段目主筋位置関係　　幅方向，最小間隔

5) コア断面積；外周部せん断補強筋に囲まれた断面積

6) 被りコンクリート厚さ；矩形断面の場合，幅とせいのかぶり厚さをそれぞれ記入。

6-1) 上 1 段目被りコンクリート厚さ・主筋あき　　幅方向，せい方向，最小あき

6-2) 上 2 段目被りコンクリート厚さ・主筋あき　　幅方向，最小あき

6-3) 下 1 段目被りコンクリート厚さ・主筋あき　　幅方向，せい方向，最小あき

6-4) 下 2 段目被りコンクリート厚さ・主筋あき　　幅方向，最小あき

7) スラブ；スラブ付き梁の場合は，スラブ厚と幅（長さ）を記載する。

8-1) クリアスパン；両端固定は内法長さ，単純支持は支持間距離、片持ち形式はシアスパンを記入。

8-2) カットオフ筋付着長さ　　カットオフの有無、段目，本数，l_d(mm)

9) 備考；上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

204-主筋情報

1) 本数；全主筋本数

2) 呼び名；鉄筋の形状と径を表す記号。（例えば D19 やφ9，#4 など）

2-1) 主筋径；主筋の径。異形鉄筋は呼びの値。

3) 種類；主筋の種類。例えば SD345 など

4) 継手有無；主筋が部材内で継手使用の有無。

5) 継手長さ；主筋の継手がある場合はその長さ。

6) 備考；継手の位置情報など，その他継手に関して追記すべき情報。

7) 主筋位置情報；1-7 は鉄筋の位置，8-14 はそれぞれの位置に配された本数を示す。位置の基点は，正載荷側において最大曲げモーメントとなる断面の圧縮縁とする。最大曲げモーメントとなる断面が複数ある場合、上端と下端で非対称な配筋の場合は、正載荷側で圧縮縁となる断面を採用する。なお，鉄筋の段数がさらにある場合は適宜追加する。

8) 引張鉄筋比；引張鉄筋断面積を幅と有効せいで除した値。

9) 主筋比；全鉄筋断面積を幅と全せいで除した値。

205-せん断補強筋情報

1) 形状；部材断面における補強筋形状。2 種類ある場合は外周部とその内部の形状を記載する。（例えば，中子筋のある矩形のせん断補強筋の場合，「矩形・中子」）

2) 呼び名；鉄筋の形状と径を表す記号。（例えば D19 やφ9，#4 など）

3) 間隔；1，2 は部材長さ方向で間隔が変わる場合，狭い領域（例えばヒンジ領域）と広い領域の間隔。1 種類のみの場合は，「狭い箇所」欄に記載する。位置；3 は狭い領域の長さと位置が分かる情報を記載。

4) 種類；補強筋の種類。例えば SD295 など

5) 1-4 有効本数；幅方向とせい方向の補強筋（中子筋を含む）の足の数（図 3.1.1）。3)で記載した狭い箇所と広い箇所がある場合は，それぞれ記載し，部材長において補強筋が等間隔の場合は，「狭い箇所」欄にのみ記載する。

6) 1，2 外周補強筋間距離；外周補強筋の中心間距離（図 3.1.2）。

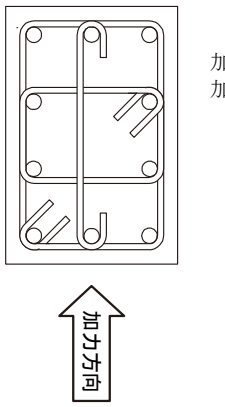


図 3.1.1　補強筋有効本数

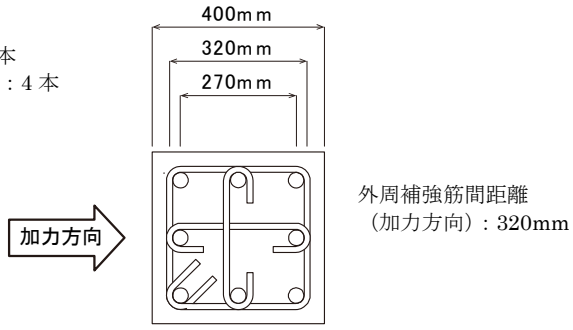


図 3.1.2　補強筋間距離

7) 補強筋最大距離；はば方向およびせい方向に対して，横補強筋で拘束された主筋間距離の最大値（下図の Ci 参照）。下図で横方向から載荷する場合，図中の Ci がせい方向の長さとなる。

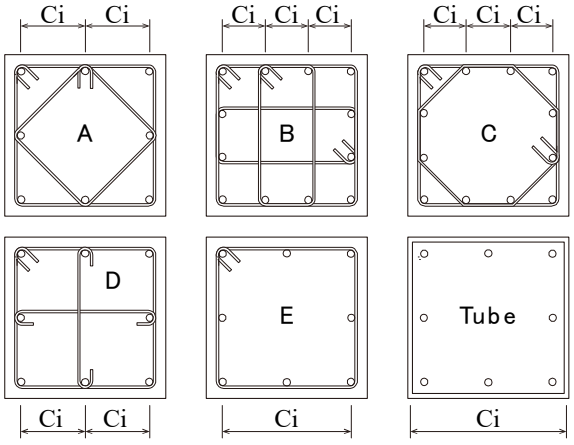


図 3.1.3　補強筋最大距離の定義

8) 定着性状；1 は定着性状を示す。例えば，フックの有無，重ね継手，溶接，その他（機械式継手など）。フック形状；2 はフックがある場合はフック角度で例えば，90 や 135 度。継手長さ；重ね継手を選択した場合の継手長さ。

9) せん断補強筋比；加力方向（せい方向）の 1 組のせん断補強筋断面積を幅とせん断補強筋間隔で除した値。

3.　加力・計測情報：加力概要，計測概要

301-加力情報

1) 加力形式；部材の加力形式を示す。片持ち，単純梁（3 点曲げや 4 点曲げ），逆対称荷重（大野式など），逆対称変形（建研式など），その他

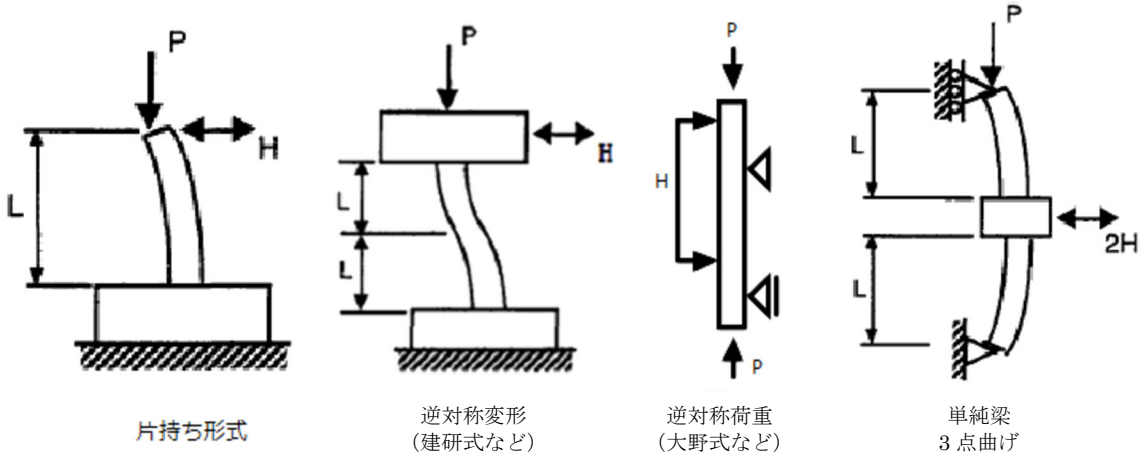


図 3.1.4　加力形式

2) 加力方向；部材が水平に加力される方向を示す。例えば一方向，二方向，斜め 45 度など

3) 載荷履歴；加力載荷の履歴を示す。例えば，単調片押し，繰り返し，ランダムなど

8-1) シアスパン：せん断スパン。建研式のような逆対称変形の場合はクリアスパンの半分。

8-2) せん断スパン比：せん断スパン（シアスパン）を有効せいで除した値。

302-計測情報

1) 部材応力の計測方法；部材が負担している応力（せん断力，軸力）の計測方法について示す。加力点や支持点のロードセルの値のみで定まる（支持点や加力点の位置の値を用いずに定まる）場合は「直接」と記載する。例えば単純梁中央載荷で，加力点の荷重と支持点の反力をロードセルで計測している場合などは「直接」。

2) 部材変位の計測方法；加力により生じる部材の変位の計測方法について示す。計測値に加力梁などの試験区間外の変形を含む場合は「間接」と記載する。例えばジャッキのストロークの値を用いて部材の変形角を計算している場合などは「間接」。

4.　実験データ情報：

401-データ特性情報

1) 水平応力データの有無；水平応力データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。補正が必要であり，文献内の情報から可能である場合，「必要（可）」，補正が必要だが文献内の情報からできない場合，「必要（不可）」を選択する。

2) 備考；上記の補足またはその他必要な情報を記載。

3) 水平変形データの有無；水平変形データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。補正の必要性の有無について示す。

7) 分離された水平変形データの有無；分離された水平変形データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の分離された水平変形として使用するために，補正の必要性の有無について示す。

8) 備考；上記の補足またはその他必要な情報を記載。

402-剛性情報

1) 第 1 折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる弾性剛性の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

2) 第 2 折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 2 折れ点の割線剛性の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

3) 第 2 折れ点後（正勾配）；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 2 折れ点以降の正勾配を接線剛性の値で示す。なお，脆性部材の場合は「-」と表記。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

4) 耐力低下（負勾配）；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる耐力低下時の負勾配を接線剛性の値で示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

403-強度情報

1)第 1 折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 1 折れ点の強度の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

2)第 2 折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 2 折れ点の強度の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

3)第 3 折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 3 折れ点の強度の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

404-変形情報

1)第 1 折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 1 折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

2)第 2 折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 2 折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

3)第 3 折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 3 折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

4)第 4 折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 4 折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

405-減衰情報

1) ポテンシャルエネルギー；各変形角におけるポテンシャルエネルギーを示す。

2) 履歴吸収エネルギー；各変形角における履歴吸収エネルギー量を示す。

3) 等価粘性減衰定数；各変形角における記載されている等価粘性減衰定数を示す。

406-破壊モード

1) 実験時破壊モード；実験で得られている破壊モード。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

1-1)　実験の最大耐力時損傷状態　　主筋―降伏・降伏前
せん断補強筋―降伏・降伏前
ひび割れ―せん断，付着

1-2) 最終破壊モード：曲げ破壊，せん断破壊，付着破壊，曲げ・せん断破壊（曲げ降伏後のせん断破壊），曲げ・付着破壊（曲げ降伏後の付着破壊），から選択する。付着破壊に関しては，例えば土木分野では付着破壊と分類することはあまりないため，文献に明記されていないものは破壊性状の記述から判断し，筆者による判断とデータ入力者による判断の区別は「406-破壊モード」の「信頼度」の欄に記録した。

2) 計算時破壊モード；文献中で計算された最小の終局強度を破壊モードとする。正負非対称の部材の場合は，正負の値を示す。

407-損傷状態情報（ひび割れや鉄筋降伏，圧縮破壊，主筋座屈などの損傷状態を示す情報）

1) 曲げひび割れ；実験で得られている曲げひび割れ時の荷重と変形の値。

2) せん断ひび割れ；実験で得られているせん断ひび割れ時の荷重と変形の値。

3) 主筋降伏；実験で得られている最初に主筋が降伏した時の荷重と変形の値。

4) せん断補強筋降伏；実験で得られてい最初にせん断補強筋が降伏した時の荷重と変形の値。

5) かぶりコンクリート剥落；実験で得られているかぶりコンクリートが剥落した時の荷重と変形の値。

6) 最大耐力；実験で得られている最大耐力に達した時の荷重と変形の値。

7) 主筋座屈；実験で得られている最初に主筋が座屈した時の荷重と変形の値。

8) 軸崩壊；実験で得られている軸崩壊に達したまたはそう見なされる時の荷重と変形の値。

9) 付着ひび割れ；実験で得られている付着ひび割れ時の荷重と変形の値。

10) ひび割れ図情報；ひび割れ図の有無，ある場合はそのデータの保存を行い，そのファイル名称を記載。またひび割れが計測されている部材角を記載する。

11) その他損傷情報；その他の損傷情報を記載する。

12) 備考；ひび割れ情報が写真の場合などを記載する。

408-デジタルデータ

1) ファイル名；デジタルデータをテキスト形式で保存。そのファイル名称を記載。

評価シート：各評価方法に対して剛性，耐力，靭性能についての算定に必要な項目を示し，その算定値と式の算定精度を示す。

1-剛性評価

101-曲げ弾性剛性

1) 各計算に必要な項目（複数あり）

a) 弾性剛性 K1f

102-せん断弾性剛性

1) 各計算に必要な項目（複数あり）

a) 弾性剛性 K1s

103-降伏時剛性 Ky

1) 各計算に必要な項目（複数あり）

2) 降伏時剛性 Ky

104-せん断破壊時剛性

1) 各計算に必要な項目（複数あり）

2) せん断破壊時剛性 Ksu

105-3 次勾配 K3（正勾配）

1) 各計算に必要な項目（複数あり）

2) 3 次勾配 K3

106-精度

1) 弾性剛性（算定値）

2) 実験値/算定値

3) 降伏時剛性（算定値）

4) 実験値/算定値

5) せん断破壊時剛性（算定値）

6) 実験値/算定値

7) 3 次勾配（算定値）

8) 実験値/算定値

2-強度評価

101-曲げひび割れ

1) 各計算に必要な項目（複数あり）

a) 曲げひび割れ強度 Qfc

102-せん断ひび割れ

1) 各計算に必要な項目（複数あり）

a) せん断ひび割れ強度 Qsc

103-曲げ終局強度

1) 各計算に必要な項目（複数あり）

a) 曲げ終局強度 Qfu

104-せん断終局強度

1) 各計算に必要な項目（複数あり）

a) せん断終局強度 Qsu

105-精度

1) 曲げひび割れ強度（算定値）

2) 実験値/算定値
3) せん断ひび割れ強度（算定値）
4) 実験値/算定値
5) 曲げ終局強度（算定値）
6) 実験値/算定値
7) せん断終局強度（算定値）
8) 実験値/算定値

3-変形評価
101-曲げ降伏後破壊変位
1) 各計算に必要な項目（複数あり）
a) 曲げ降伏後破壊変位 δd

4-評価結果集計：平均値（実験値/算定値），標準偏差 σ，変動係数 CV：

3.2　収集データの特性

3.2.1　引用論文

表 3.2.1，表 3.2.2 に本データベースで引用した論文の数を示す。

表 3.2.1　引用した論文の数（論文別）

論文名	論文数
黄表紙	17
JCI 年次大会	85
構造工学	3
基整促	2
合計	107

表 3.2.2　引用した論文の数（年代別）

年	論文数	年	論文数	年	論文数	年	論文数	年	論文数
1970	0	1980	1	1990	3	2000	4	2010	2
1971	0	1981	0	1991	1	2001	2	2011	1
1972	0	1982	0	1992	7	2002	2	2012	1
1973	0	1983	0	1993	6	2003	1	2013	2
1974	0	1984	0	1994	6	2004	3	2014	9
1975	0	1985	0	1995	8	2005	0	2015	5
1976	1	1986	1	1996	2	2006	3	2016	12
1977	0	1987	2	1997	3	2007	1	2017	7
1978	0	1988	1	1998	2	2008	0		
1979	1	1989	1	1999	4	2009	2		
計	2	計	6	計	42	計	18	計	39
								合計	107

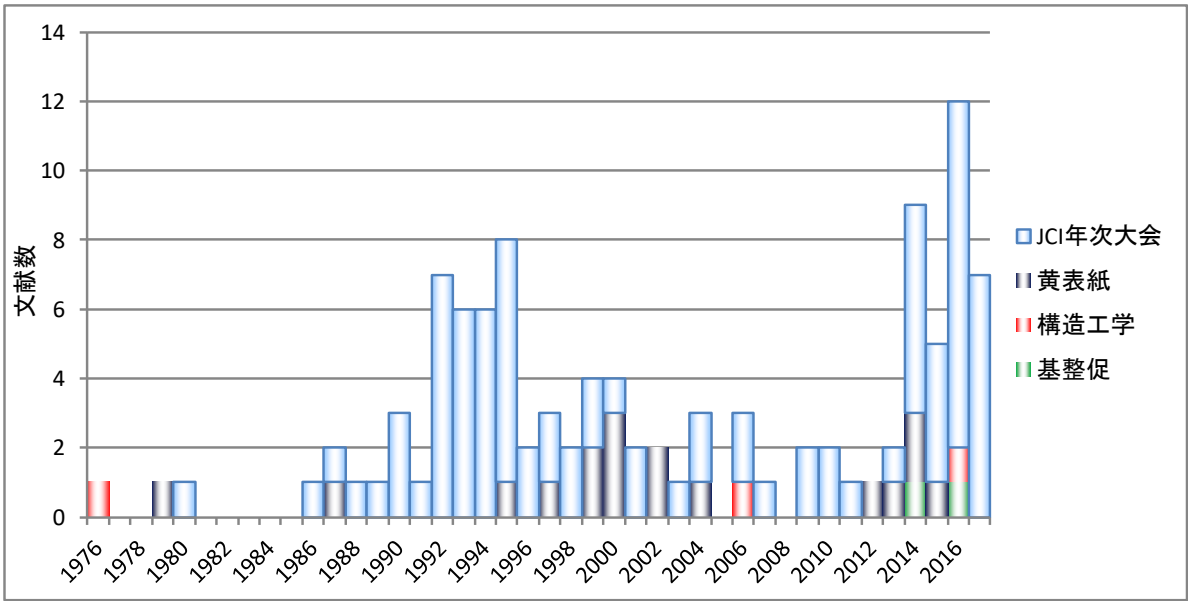


図 3.2.1　引用した論文の数

3.2.2　引用試験体数

表 3.2.3，表 3.2.4 に本データベースで引用した試験体数を示す。

表 3.2.3　引用した試験体の数（論文別）

論文名	論文数
黄表紙	106
JCI 年次大会	400
構造工学	13
基整促	8
合計	527

表 3.2.4　引用した試験体の数（年代別）

年	試験体数	年	試験体数	年	試験体数	年	試験体数	年	試験体数
1970	0	1980	10	1990	23	2000	12	2010	9
1971	0	1981	0	1991	2	2001	15	2011	3
1972	0	1982	0	1992	49	2002	47	2012	3
1973	0	1983	0	1993	18	2003	2	2013	5
1974	0	1984	0	1994	18	2004	13	2014	34
1975	0	1985	0	1995	34	2005	0	2015	19
1976	8	1986	6	1996	5	2006	14	2016	64
1977	0	1987	14	1997	21	2007	7	2017	20
1978	0	1988	11	1998	4	2008	0		
1979	8	1989	13	1999	14	2009	2		
計	16	計	54	計	188	計	112	計	157
								合計	527

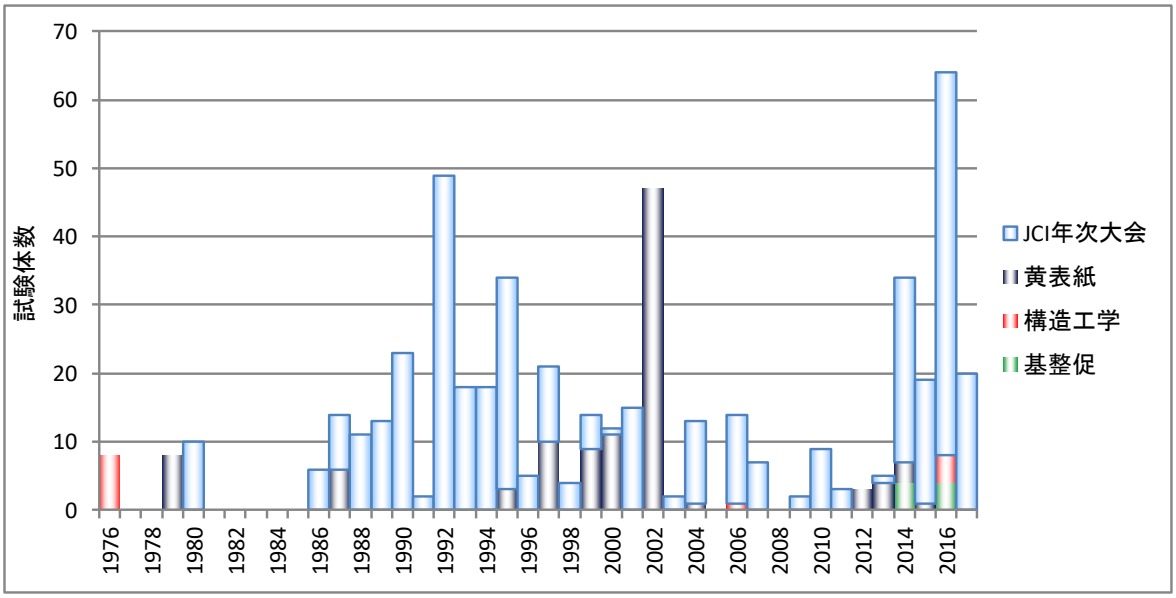


図 3.2.2　引用した試験体の数

3.2.3　収集した実験データの特徴

収集した実験データの特徴を示すために，以下の項目についての収集データの頻度分布および統計データを，以下の項目について示す。

（検討項目）

コンクリート強度	図 3.2.3
主筋降伏強度	図 3.2.4
引張鉄筋比	図 3.2.5
コンクリート強度－主筋降伏強度関係	図 3.2.7
せん断補強筋降伏強度	図 3.2.8
せん断補強筋比	図 3.2.9
コンクリート強度－せん断補強筋降伏強度関係	図 3.2.10
主筋降伏強度－せん断補強筋降伏強度関係	図 3.2.11
全せい	図 3.2.12
せん断スパン比	図 3.2.13

1）コンクリート強度（図 3.2.3 参照）

収集した実験データのコンクリート強度は，12.2N/mm² から 166.8N/mm² に分布している。後述する評価式の精度検証では、コンクリート強度 18.0~60.0 N/mm² の試験体を用いる。

コンクリート強度　σ_B (N/mm²)

	曲げ破壊	せん断破壊	付着破壊	曲げ・せん断破壊	曲げ・付着破壊	不明	全体
n	202	158	50	71	21	25	527
最大値	126.0	139.5	114.7	166.8	81.4	65.5	166.8
最小値	14.7	12.2	18.0	18.1	18.7	19.5	12.2
平均値	42.8	41.2	32.8	56.6	45.2	36.0	43.0

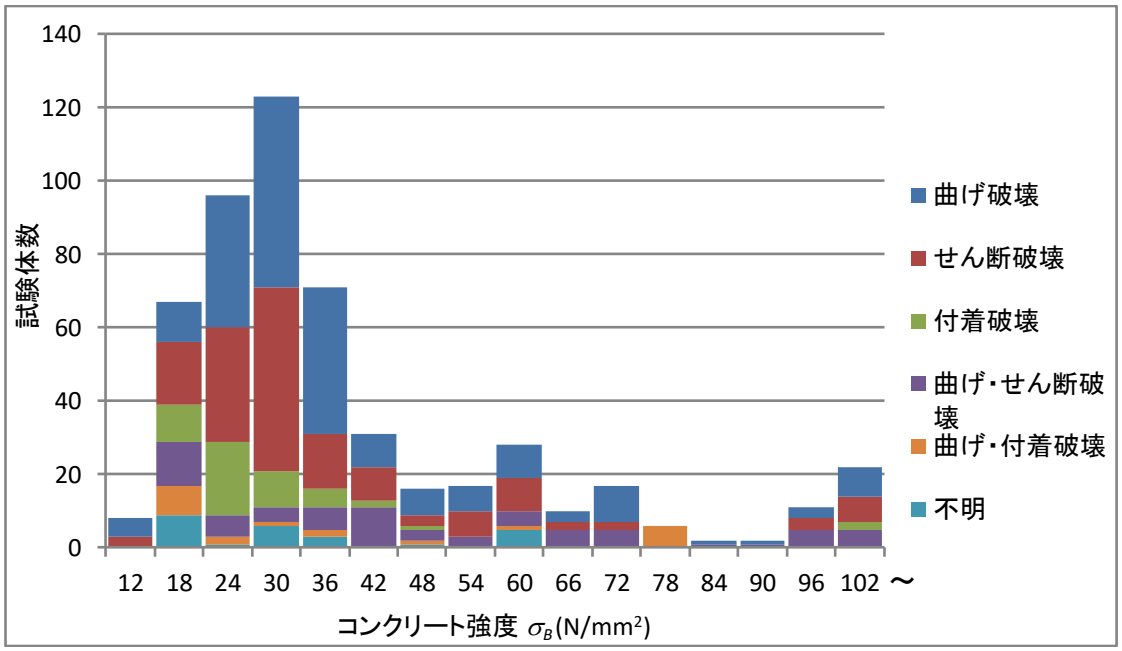


図 3.2.3　収集データの頻度分布（コンクリート強度）
（横軸は区間下限値）

２）主筋強度（図 3.2.4 参照）

収集した実験データの主筋強度は，114N/mm²（ニッケル鋼）から 1197N/mm² に分布している。規格降伏点強度でいうと 295～980 N/mm² に加え，構造実験の目的に合わせて加工された鉄筋が使用されたためと考えられる。これまでの実験では，主筋の降伏強度が 300~500 N/mm² のものが多く使用されており，コンクリート強度同様に，一般建築で多く使用される強度の鉄筋を梁主筋に用いた構造実験が多く実施されている。また，高層 RC 造建物などを対象とした構造実験も実施されており、高強度鉄筋が使用されている。

主筋降伏強度　σ_y (N/mm²)

	曲げ破壊	せん断破壊	付着破壊	曲げ・せん断破壊	曲げ・付着破壊	不明	全体
n	200	150	50	71	21	24	516
最大値	1022	1197	1044	788	806	827	1197
最小値	114	261	385	318	387	349	114
平均値	485	828	866	492	609	567	631

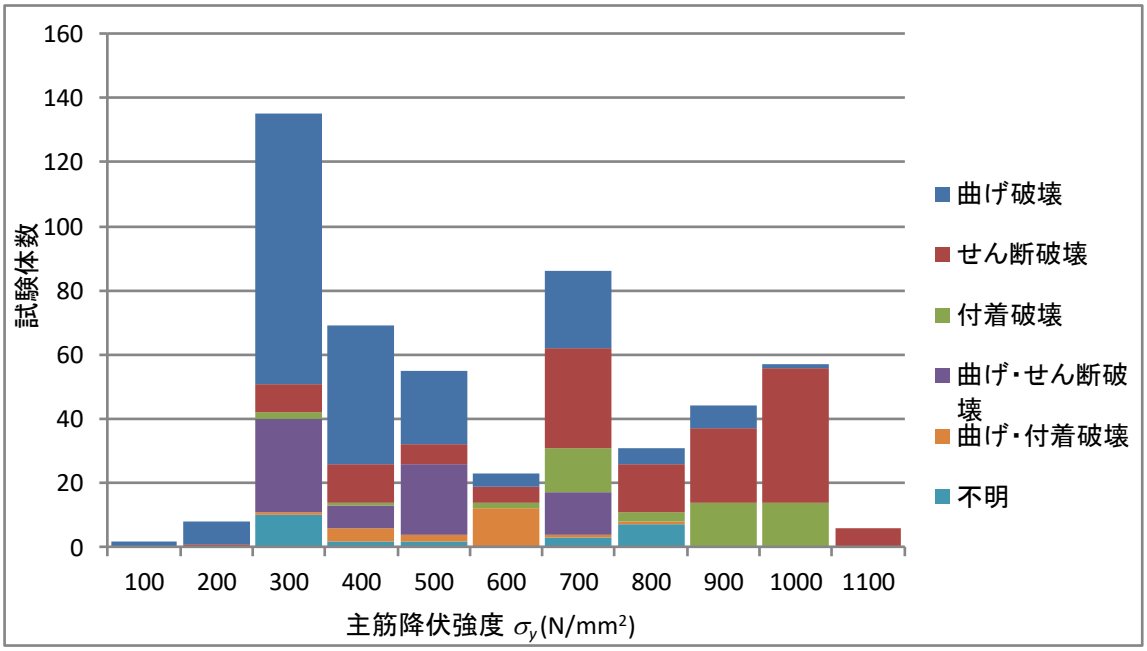


図 3.2.4　収集データの頻度分布（主筋降伏強度）
（横軸は区間下限値）

3）引張鉄筋比（図 3.2.5 参照）

収集した実験データにおいて使用された梁主筋比は 0.40%～4.96%まで分布している。曲げ破壊型では 0.50%から 2.00%に多くのデータが分布している。一方，せん断破壊型では広く分布しており，主筋降伏強度を高くした試験体と引張鉄筋比を増やした試験体の両方が含まれていると考えられる。付着破壊型では、2.00%から 2.50%に多くのデータが分布している。

引張鉄筋比　p_t (%)

	曲げ破壊	せん断破壊	付着破壊	曲げ・せん断破壊	曲げ・付着破壊	不明	全体
n	200	157	50	71	21	22	521
最大値	3.67	4.96	4.17	2.75	3.00	2.25	4.96
最小値	0.39	0.40	1.04	0.56	0.85	0.59	0.39
平均値	1.41	1.91	2.24	1.78	1.59	1.60	1.71

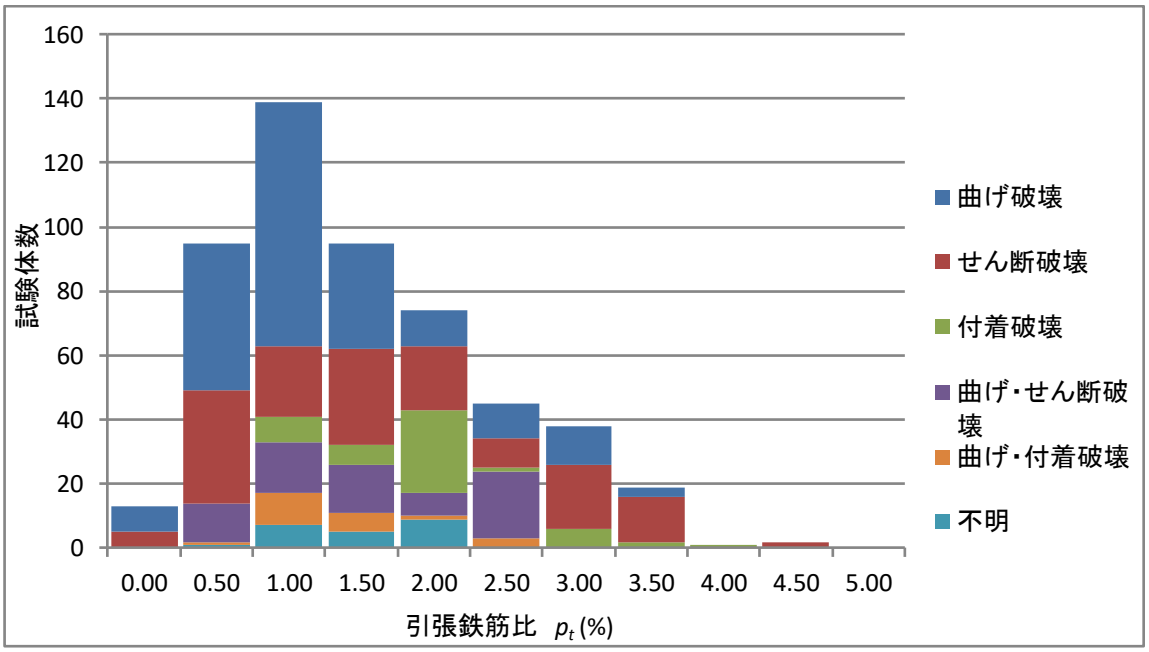


図 3.2.5　収集データの頻度分布（引張鉄筋比）
（横軸は区間下限値）

4）コンクリート強度－主筋強度関係（図 3.2.6 参照）

収集した実験データのコンクリート強度と主筋強度について検討する前に，図 3.2.6 に，現在の我が国の高強度材料の適用を大いに推進した 1988 年-1993 年に実施された建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」（略称:NewRC，主査：東京大学名誉教授　青山博之）[3-1]において示された実用化を想定したコンクリートおよび鉄筋の高強度材料の範囲を示す。

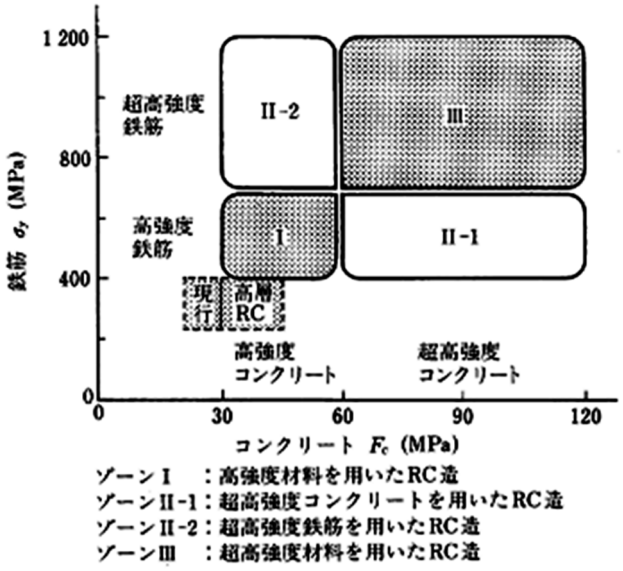


図 3.2.6　　NewRC 総プロで示された研究開発のゾーニングと材料強度との関係[3-2]

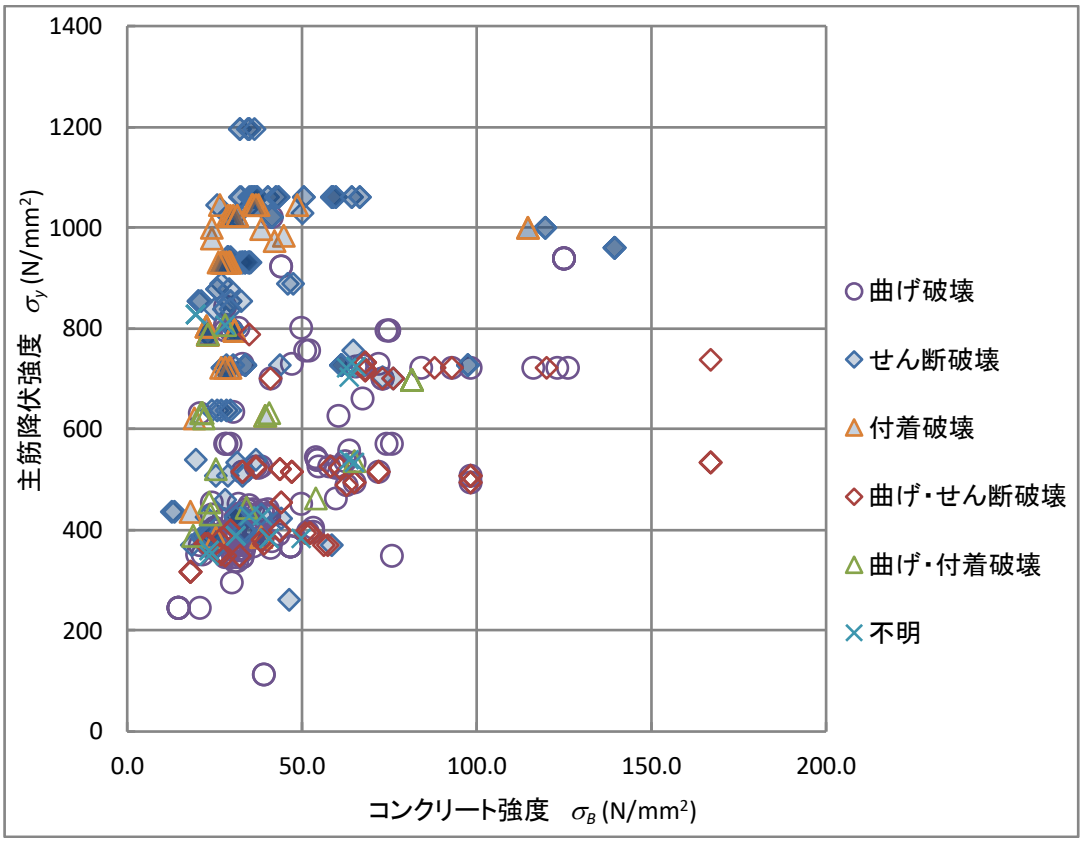


図 3.2.7　収集データの頻度分布（コンクリート強度と主筋強度関係）

図 3.2.7 に収集データのコンクリート強度と主筋強度関係を示す。図 3.2.6 と図 3.2.7 を比較すると，収集データのコンクリート強度 20N/mm² 前後および主筋強度 295N/mm² 前後に分布するデータが，いわゆる NewRC 総プロで示したような現行の材料強度の範囲であり，我が国の一般的な鉄筋コンクリート造建物で使用されている強度領域であることが再認識できる。また，この領域の実験データが多く存在する理由の一つとして，1968 年十勝沖地震後を経験し，それまでのせん断補強筋の規定では十分な耐震性能が確保できないことが分かったため，短梁崩壊に関する総プロ[3-3]が実施され，官学民が協力して多くの構造実験が実施された影響が挙げられる。

現在は，コンクリート強度 200 N/mm² 前後まで，主筋強度は 980 N/mm² 前後までの超高強度材料を用いた研究開発が実施されている。

５）せん断補強筋強度

収集した実験データのせん断補強筋強度は，188N/mm² から 1767N/mm² に分布している。これは鉄筋種別で言うと SD295 から SBPD1275/1420 までの範囲に相当する。頻度分布には主に 3 つの山が表れている。これは，SD345，685, 785 および SBPD1275/1420 の鉄筋種別の位置に相当する。

これまでの実験では，せん断補強筋の降伏強度が 400 N/mm² 前後のものが多く使用されている。降伏強度が 900 N/mm² 前後のデータは，鉄筋種別で言うと SD785 に相当し，降伏強度が 1400 N/mm² 前後のデータは，鉄筋種別で言うと SBPD1275/1420 に相当する。

せん断補強筋降伏強度　σ_{wy} (N/mm²)

	曲げ破壊	せん断破壊	付着破壊	曲げ・せん断破壊	曲げ・付着破壊	不明	全体
n	198	113	50	71	21	24	477
最大値	1767	1454	1456	1451	1392	1428	1767
最小値	188	266	305	239	366	358	188
平均値	617	621	702	724	842	619	653

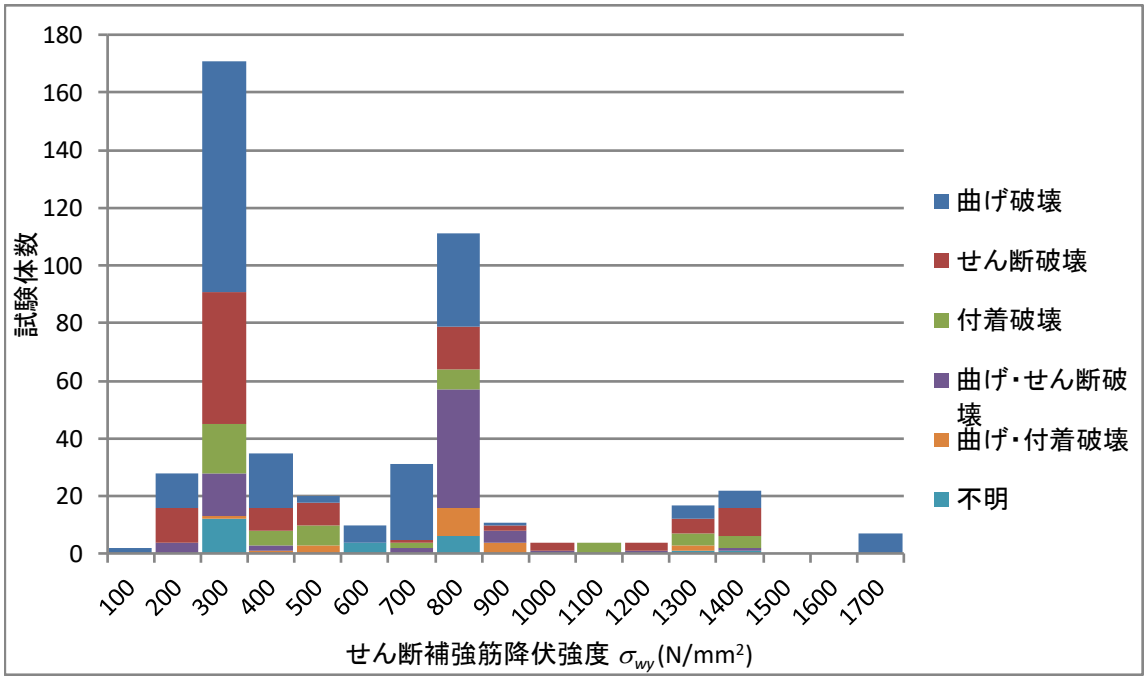


図 3.2.8　収集データの頻度分布（せん断補強筋降伏強度）
（横軸は区間下限値）

６）せん断補強筋比（図 3.2.9 参照）

収集した実験データにおいて使用されたせん断補強筋比は0.00%～1.80%までに分布している。曲げ降伏先行型では，せん断補強筋比が 0.20%から 1.80%まで広く分布している。一方，せん断破壊型では，せん断補強筋比が 0.00%から 0.80%前後に分布している。曲げ降伏型は，平均値が0.62%と非常に高く、せん断補強筋を十分に配筋して実験を行う場合が多いと考えられる。

せん断補強筋比　p_w (%)

	曲げ破壊	せん断破壊	付着破壊	曲げ・せん断破壊	曲げ・付着破壊	不明	全体
n	202	158	50	71	21	25	527
最大値	1.52	1.80	1.21	1.33	1.33	1.43	1.80
最小値	0.00	0.00	0.15	0.12	0.34	0.00	0.00
平均値	0.62	0.36	0.58	0.56	0.71	0.53	0.53

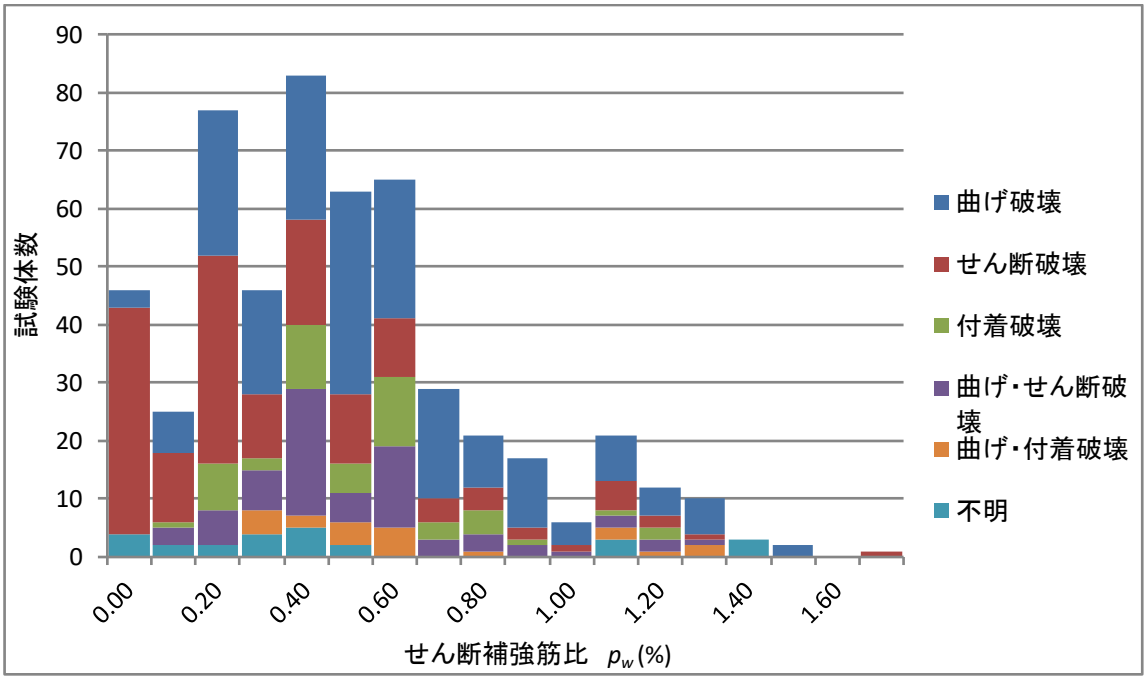


図 3.2.9　収集データの頻度分布（せん断補強筋比）
（横軸は区間下限値）

7）せん断補強筋降伏強度―コンクリート強度関係（図 3.2.10 参照）

せん断補強筋降伏強度とコンクリート強度の明確な相関は見られないが，せん断補強筋降伏強度が高い場合には，比較的高強度のコンクリートを選択する傾向が見られた。

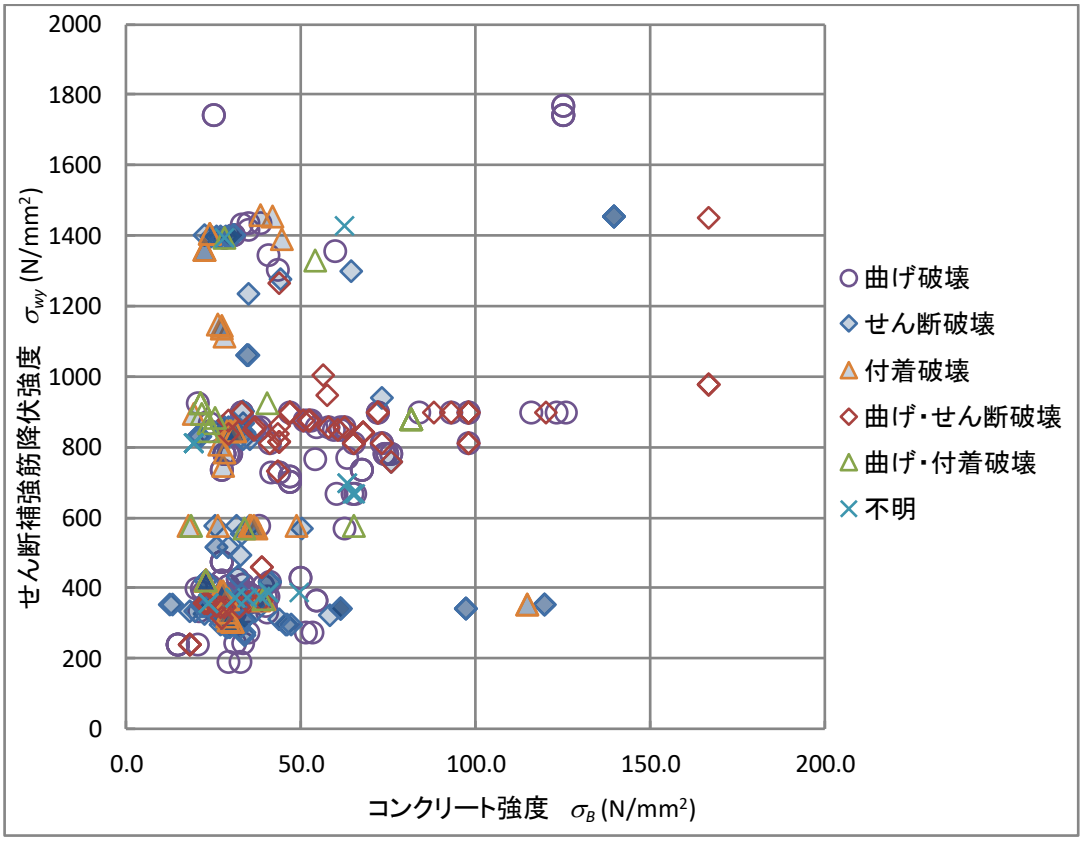


図 3.2.10　収集データの頻度分布（コンクリート強度-せん断補強筋降伏強度の関係）

8）せん断補強筋降伏強度―主筋降伏強度関係（図 3.2.11 参照）

主筋降伏強度とせん断補強筋降伏強度との明確な相関は見られない。

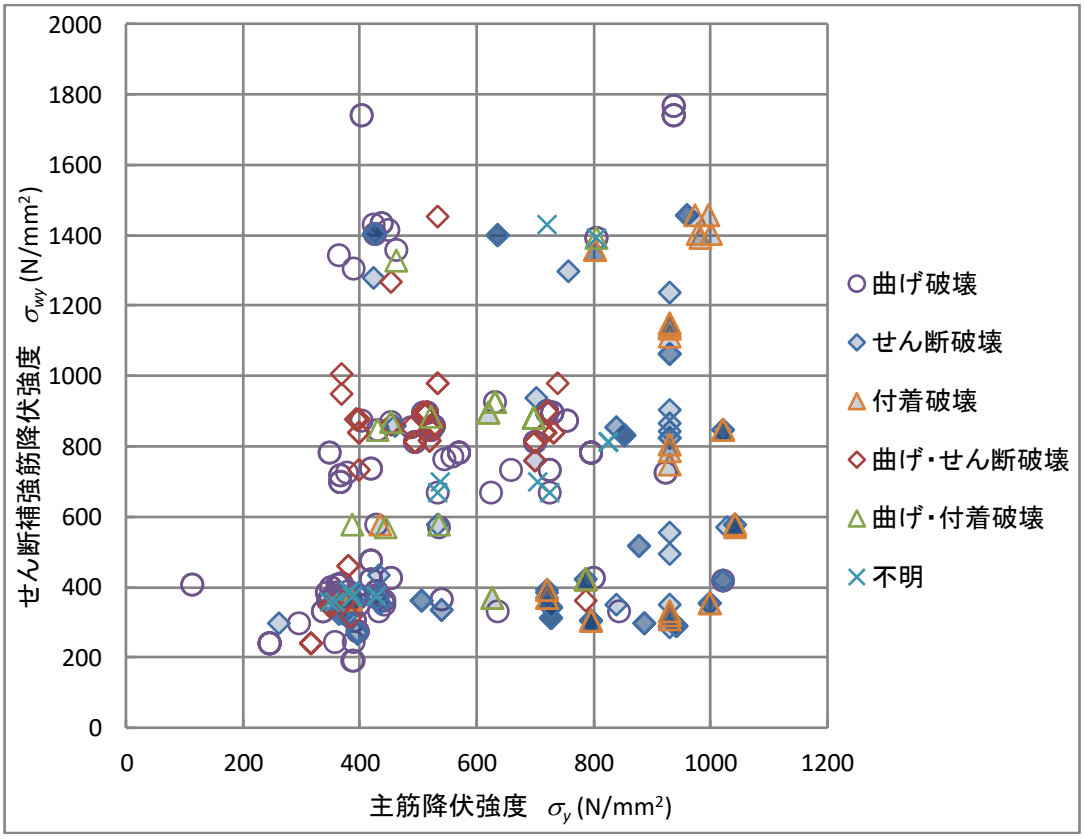


図 3.2.11　収集データの頻度分布（主筋降伏強度-せん断補強筋降伏強度の関係）

9）全せい（図 3.2.12 参照）

論文に記載のあった全せいについて収集したデータである。集計結果を図 3.2.12 に示す。データは 150mm から 1280mm に分布している。最も多いのが全せい 300mm から 400mm 前後を想定した試験体である。

全せい　D(mm)

	曲げ破壊	せん断破壊	付着破壊	曲げ・せん断破壊	曲げ・付着破壊	不明	全体
n	201	158	50	71	21	25	526
最大値	1280	1280	500	600	700	450	1280
最小値	200	200	250	200	180	150	150
平均値	369	376	359	341	377	334	365

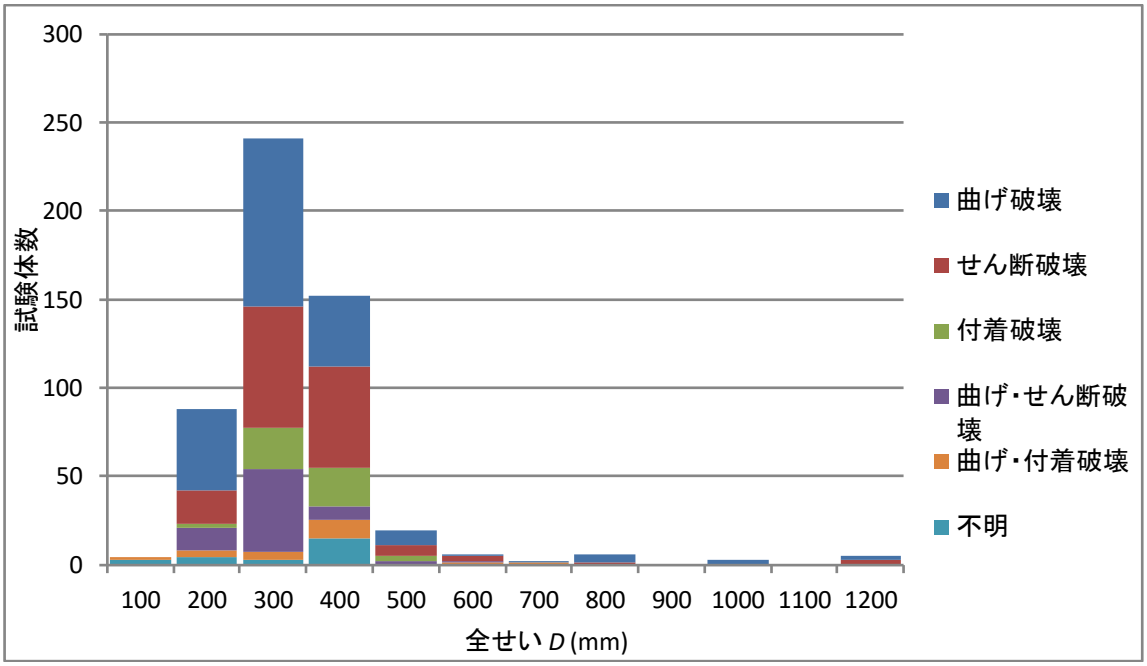


図 3.2.12　収集データの頻度分布（全せい）（横軸は区間下限値）

１０）せん断スパン比（図 3.2.13 参照）

収集した実験データのせん断スパン比（せん断スパンを有効せいで除した値）は，0.74 から 6.25 に分布している。曲げ破壊型は 2.00 から 2.50 までの試験体が多い。せん断破壊型の多くは、せん断スパン比が 1.00 から 2.50 まで分布しているが、4.00 の試験体もいくつかあり、付着破壊とせん断破壊の判別の難しさが伺える。

せん断スパン比　*a/d*

	曲げ破壊	せん断破壊	付着破壊	曲げ・せん断破壊	曲げ・付着破壊	不明	全体
n	200	158	50	71	21	22	522
最大値	6.25	3.60	3.60	3.35	3.60	4.63	6.25
最小値	0.87	0.86	1.50	0.74	1.35	1.43	0.74
平均値	2.68	2.21	2.41	2.18	2.43	2.89	2.44

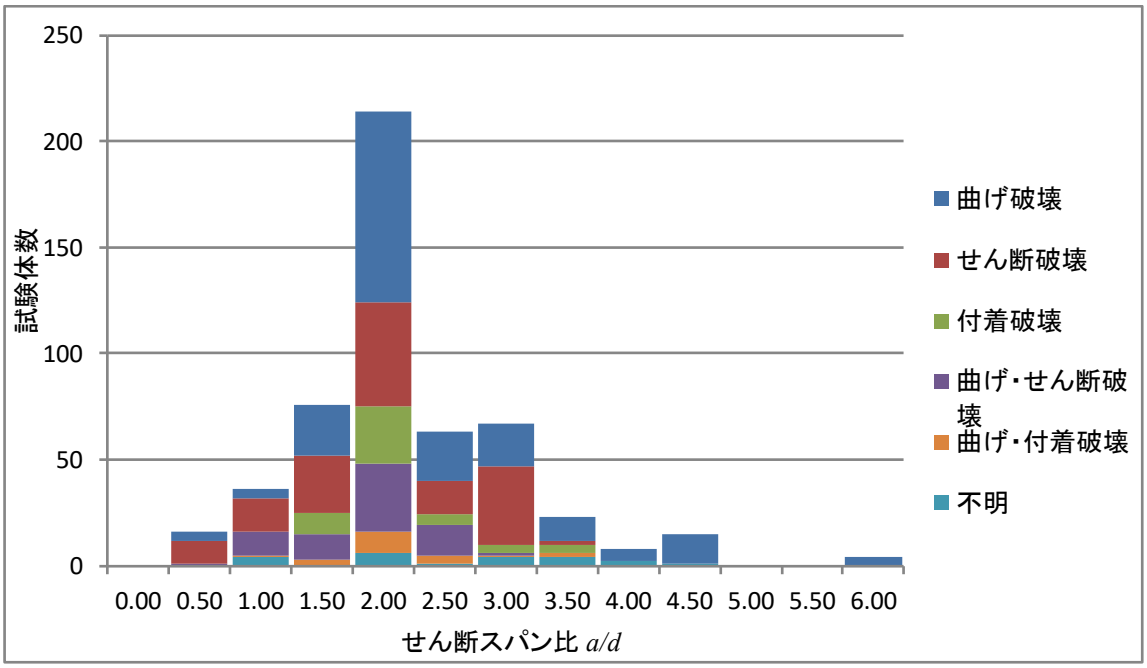


図 3.2.13　収集データの頻度分布（せん断スパン比）（横軸は区間下限値）

3.3　収集データの信頼度分析

実験データ収集において、文献より読み取る際の曖昧さや不確かさは多少存在する。また、やや特殊な断面のため、データベースのフォーマットが対応していない場合もある。本報告書では信頼度と呼んでおり、各項目で必要に応じて記録している。桁数の間違いなど間違いが明らかな場合は値を修正した。筆者に誤記の確認が取れたものは、修正し、その旨を信頼度の欄に入力した。

（1）　基本情報

実験主体は、原則、第一著者の所属機関としている。当該著者の異動などの場合、分かる範囲で、研究を実施した機関を入力した。

（2）　試験体情報

a)　試験体スケール

論文に記載がある場合のみ入力した。

b)　コンクリートの打設方向

論文に記載がある場合のみ入力した。付着強度の算定で必要となるが、明記されていない文献が散見された。

c)　コンクリート材料

コンクリート圧縮強度は圧縮試験の結果を入力した。ヤング係数も圧縮試験の結果で、記載のある場合のみ入力している。引張強度は、割裂引張試験の結果である。

d)　鉄筋材料

引張試験の結果を記している。降伏強度は、降伏応力度または 0.2%耐力である。降伏ひずみは、文献に記載のある場合のみ入力しており、その定義が明記されたものはほぼ無かった。

e)　断面情報

多段配筋梁の有効せいは、引張鉄筋の重心位置からコンクリート圧縮縁までの距離とした。ただし、主筋位置が明記されておらず、有効せいのみ記載された文献については、その有効せいの値を入力した。主筋位置までの寸法情報が明記されていない論文が散見された。また、部材せい方向の鉄筋位置は記載されているが、幅方向は省略されたものも多かった。鉄筋のあきが分からず付着強度を算出できなかった試験体が多かった。

f)　主筋情報

主筋に２種の鉄筋を使用した試験体について、同径同鋼種の場合は降伏強度などの機械的性質をそれらの平均値とした。異径の場合、機械的性質の欄には本数の多いほうの値を入力し、引張鉄筋の降伏引張力が同じになるように主筋本数を調整した。

（3）　加力・計測情報

a)　加力形式

複曲率の加力方式では、逆対称変形と逆対称荷重のいずれにも対応できる装置が増えており、制御方法が不明瞭なものもあったが、文中に逆対称変形を示唆する論文が多かった。建研式は逆対称変形と入力した。

（4） 実験データ情報

a) 実験時の破壊モード

文献に記載された終局時の破壊形式を入力した。記載のないもので、実験結果の記述よりデータ入力者が判断したものも含まれており、信頼度の欄に「データ入力者の判断」と記入している。

b) 損傷情報

ひび割れ観測の方法は明記されていないものが多く、サイクルピーク時のみ観測した実験もあると思われる。特に初期曲げひび割れの視認については、発生から遅れた場合についても、文献に記載されている印象があった。

主筋降伏の荷重と変形は、原則として 1 段筋が降伏した時の値を採用した。

荷重―変形関係のグラフから読み取った値を入力したものもある。

3.4　実験データの定義

3.4.1　実験データの収集方法

梁部材の構造性能実験データベースの収集は，日本建築学会発行の論文報告集，大会学術講演概便集，構造工学論文集，日本コンクリート工学会発行の年次講演会論文集に 1976 年から 2017 年までに記載された実験データから抽出した。試験体は、通常仕様の梁を対象としており、次のような試験体は採用しなかった。

- コンクリートに繊維を混入した試験体
- 軽量コンクリート試験体
- 単純梁形式の試験体（地震時荷重と異なる荷重条件による実験）
- 丸鋼を用いた試験体
- 側面に補強部材を後施工したもの
- プレキャストで継手のあるもの　←在来工法と同等以上の性能が要求されているため
- 高強度と普通強度のせん断補強筋が混在しているもの
- せん断補強筋が、梁せいの途中で減じられているもの
- 縮小主筋を用いているもの
- 特殊な補強筋（減衰筋、定着されないひび割れ防止筋、付着割裂補強筋）が用いられているもの
- 有孔梁　←無開口梁と同等以上の性能が要求されているため
- 主筋が 2 段階にカットオフされたもの
- ひび割れを補修したもの
- PC 梁　←RC 造対象のため
- 再生骨材
- 既往文献のデータベース
- アンボンド PC　←RC 造対象のため
- プレストレスト RC　←RC 造対象のため

3.4.2　曲げ降伏先行型の実験結果の例

代用的な梁の加力実験例として，文献[3-14]で行った試験体 BL-22 の結果を示す。図 3.4.1 に荷重変形関係を，図 3.4.2 に最終破壊状況を示す。正加力側の骨格曲線に着目すると，部材角 R=1/400(rad)時には梁端部に曲げひび割れが発生しており，剛性低下が確認できる。部材角 R=1/200(rad)時に，梁端部の危険断面位置で梁主筋が降伏ひずみに達し，部材角 R=1/100(rad)で最大耐力となった。最大耐力後は、変形の増加に伴って梁端部コンクリートの損傷が伸展し，曲げひび割れおよび曲げせん断ひび割れ幅が拡幅し，荷重が徐々に低下した。いわゆる，曲げ降伏後のせん断破壊に至ったと判断される。図 3.4.1 の破線のように補間して骨格曲線を作成した場合、最大耐力の 80%以下に荷重が低下したのは，部材角が R=1/23(rad)=4.43%の時であった。

曲げ降伏後の付着破壊の例として，図 3.4.3 に荷重変形関係を，図 3.4.4 に最終破壊状況を示す。この実験データは，梁上部が f'c30，梁下部が f'c60 の梁部材データである。部材角 R=0.008(rad)前後で梁主筋降伏が確認されたのちに最大耐力となった。その後，部材角 R=0.033(rad)を超えたあたりで，梁上端筋周辺の付着割裂ひび割れ幅が拡幅して荷重が低下し，曲げ降伏後の付着破壊になった。

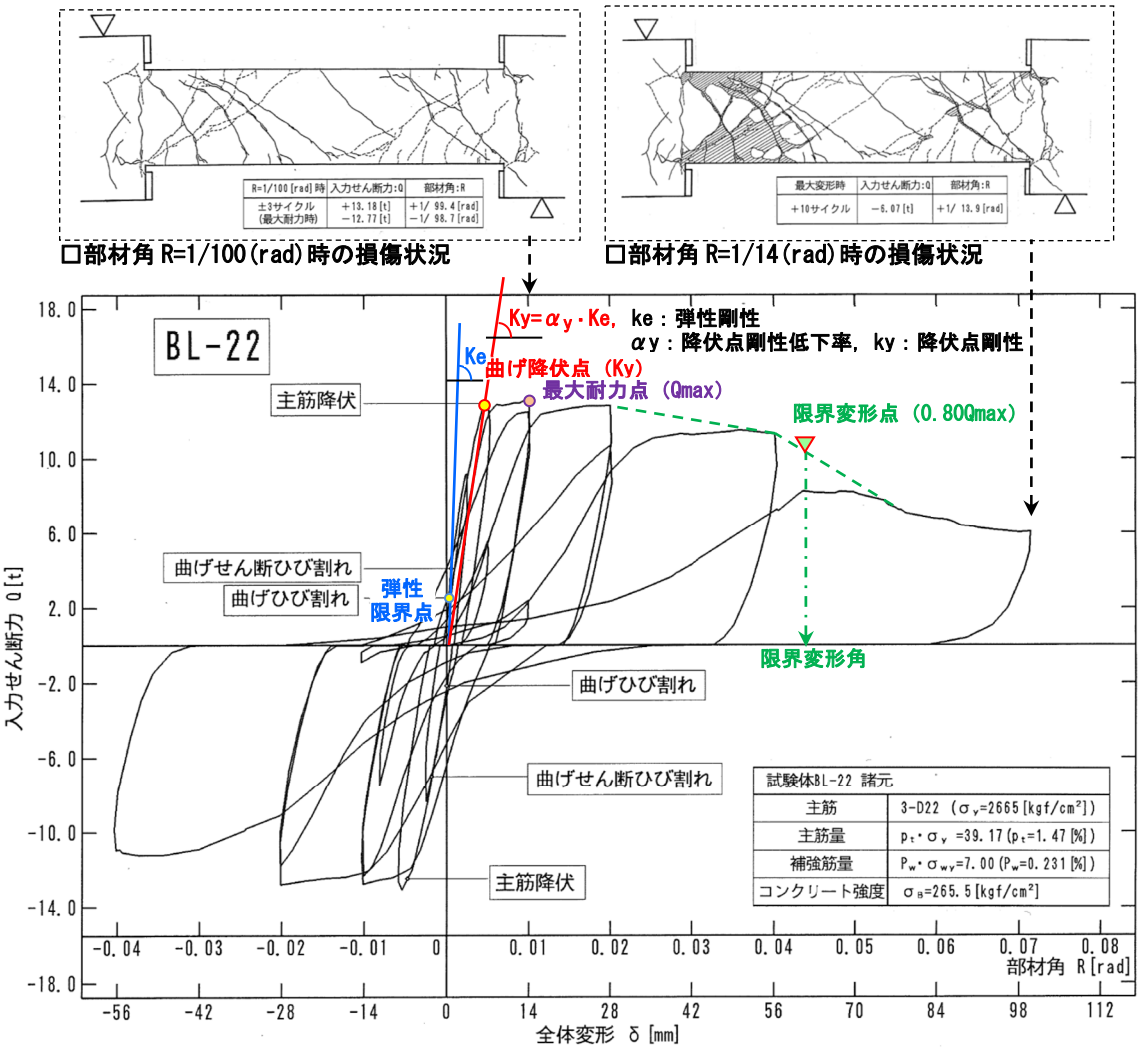


図 3.4.1　曲げ降伏先行型（曲げ降伏後のせん断破壊）の RC 梁部材の荷重―変形関係[3-13]

図 3.4.2　曲げ降伏後のせん断破壊に至った梁部材（BL-22）の最終破壊状況

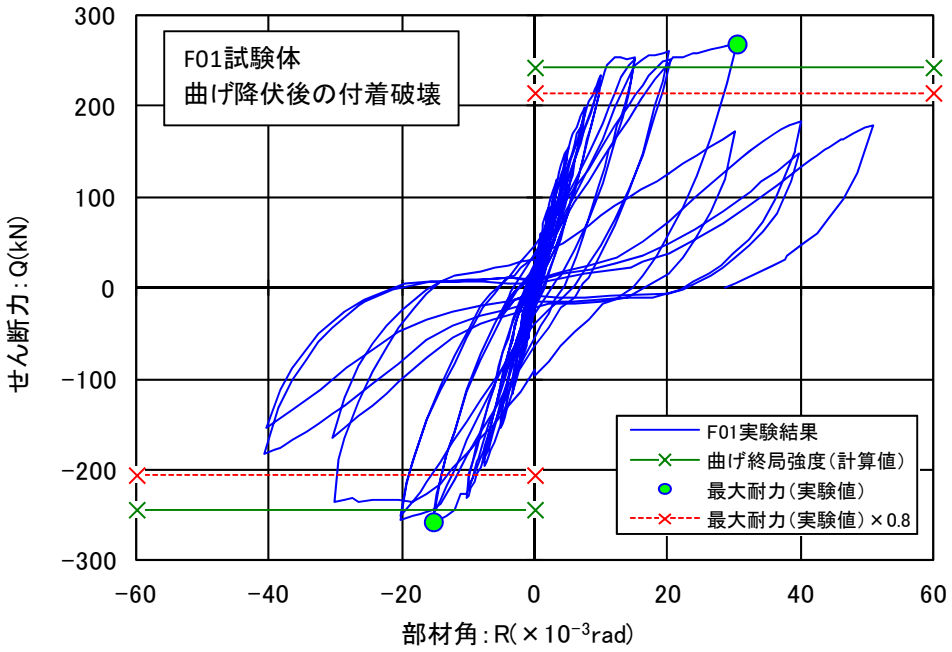


図 3.4.3　曲げ降伏先行型（曲げ降伏後の付着破壊）の RC 梁部材の荷重―変形関係

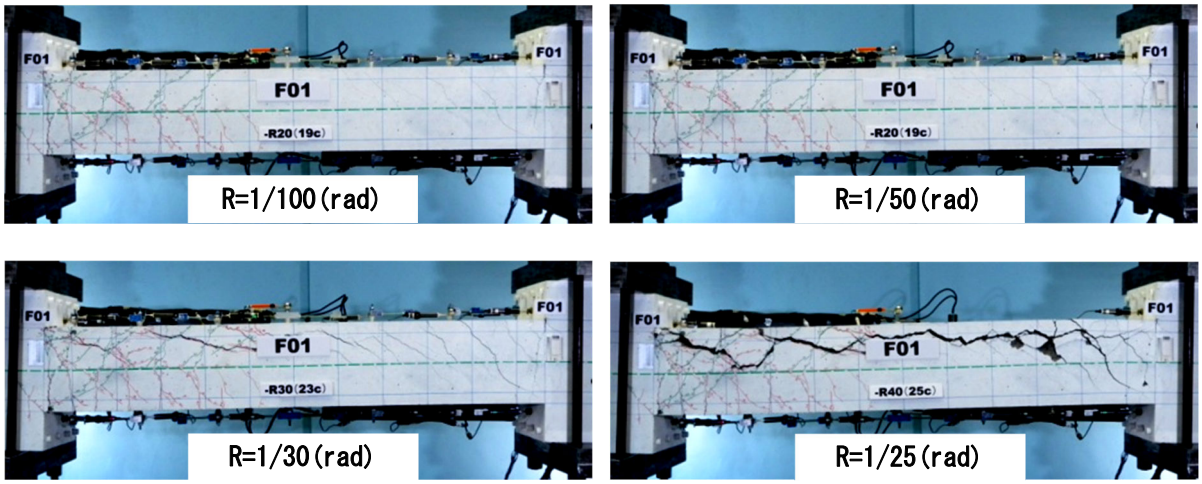


図 3.4.3　曲げ降伏後の付着破壊に至った梁部材の最終破壊状況

3.4.3　荷重変形関係の特性値

梁部材の破壊形式を，曲げ降伏後のせん断破壊および付着破壊，曲げ降伏前のせん断破壊および付着破壊、並びに曲げ破壊に分類した。

① せん断破壊　　（曲げ降伏前のせん断破壊）
② 付着破壊　　（曲げ降伏前の付着破壊）
③ 曲げ・せん断破壊　（曲げ降伏後のせん断破壊）
④ 曲げ・付着破壊　　（曲げ降伏後の付着破壊）
⑤ 曲げ破壊　　（曲げ破壊など）

また、曲げ降伏する③④⑤を曲げ降伏先行型とした。

荷重変形関係をモデル化する際，骨格曲線の主要な特性点を４つ定義する。

１）弾性限界点（曲げひび割れ点）

曲げひび割れが発生した点であり，この時点の割線剛性を弾性剛性とする。実験値は、初期曲げひび割れが視認された点とする。実験データに弾性剛性の記載がある場合や、曲げひび割れ発生時の強度が記されている場合は，グラフ上から変形（部材角）を読み取ったものもある。モデルでは第１折点となる。

２）曲げ降伏点（主筋降伏点）

主筋が降伏した点である。２段配筋で、１段筋と２段筋の降伏が記されている場合は，原則として１段筋降伏を降伏点として定義した。モデルでは第 2 折点となる。

３）最大耐力点

最大耐力となった点。４折線モデルの場合は第３折点となる。

４）限界変形点

部材としての性能を保持し得る限界点で、既往の研究[例えば[3-8]]に準じ，最大耐力の 80%まで耐力が低下した時の点と定義した。

3.5　評価式とその精度

3.5.1　対象データ

収集したデータのうち、次の試験体を評価式の精度検証に用いた。

コンクリート強度：$18.0 \leqq \sigma_B \leqq 60.0$ N/mm²

3.5.2　曲げひび割れ強度

a. 曲げひび割れ強度

「建築物の構造関係技術基準解説書」[3-9]において示されている次式によって算定する。なお，曲げひび割れ強度式は RC 規準[3-10]に準じている。

曲げひび割れ強度 M_{cr} は，(3.5.1)式によることができる。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{F_c} Z_e \quad (\mathrm{N \cdot mm}) \tag{3.5.1}$$

F_c ：コンクリートの設計基準強度（N/mm²）ここでは材料試験データを用いる

Z_e ：鉄筋を考慮した断面係数（mm³）

なお，RC 規準（2018）[3-10]によると，この式における適用範囲は σ_B=18~60N/mm² としている。

b.　**実験値と計算値の比較**

曲げひび割れ強度の実験値と計算値(3.5.1)式との比較を，図 3.5.1 および表 3.5.1 に示す。表には，実験値／計算値の試験体数，平均値，変動係数，最大値，最小値および±30%以内の試験体数を示しており，破壊型ごとの比較も行っている。曲げ降伏先行型は、曲げ破壊型、曲げ・せん断破壊型、曲げ・付着破壊型である。

表 3.5.1　曲げひび割れ強度（実験値／計算値）に関する統計データ

曲げひび割れ（実験値／計算値）データ						
破壊型	試験体数	平均	変動係数	最大	最小	±30%以内
曲げ降伏先行	49	1.04	0.41	2.21	0.21	29
せん断	23	0.93	0.61	2.52	0.35	7
付着	7	1.72	0.55	2.78	0.42	1
全体	79	1.07	0.54	2.78	0.21	37

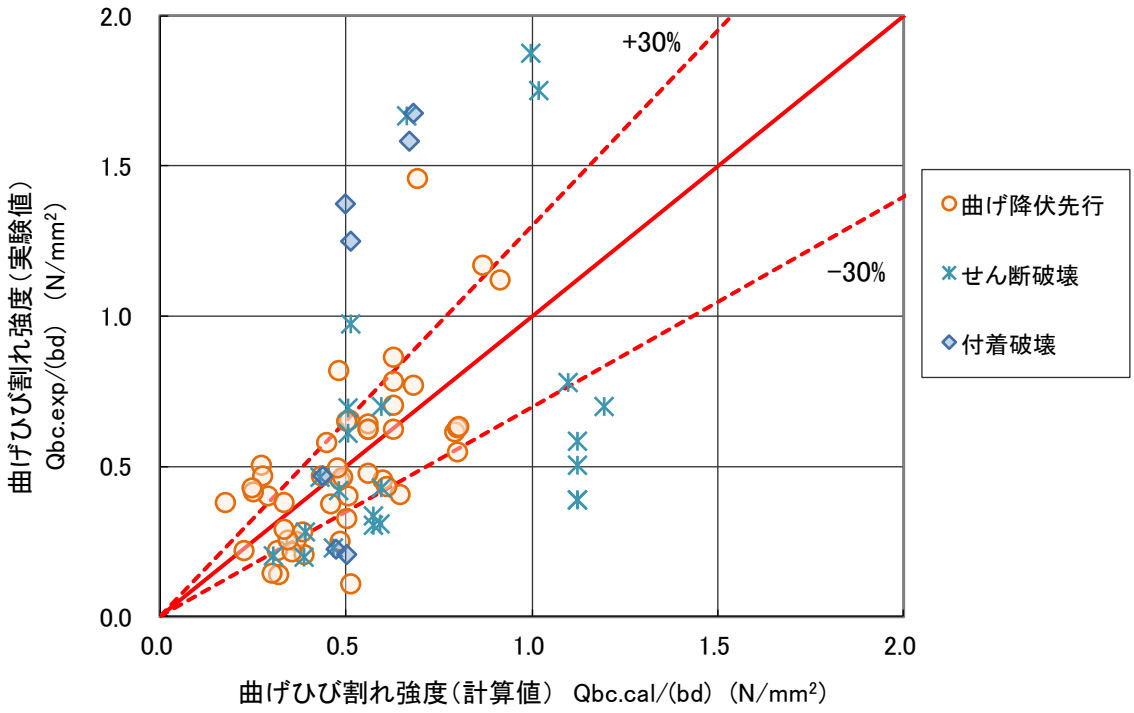


図 3.5.1　曲げひび割れ強度の実験値と計算値の比較

c.　実験値／計算値の影響因子分析

図 3.5.2 から図 3.5.5 に，曲げひび割れ強度（実験値／計算値）とコンクリート強度，せん断スパン比，引張鉄筋比関係およびせん断補強筋比関係を示す。

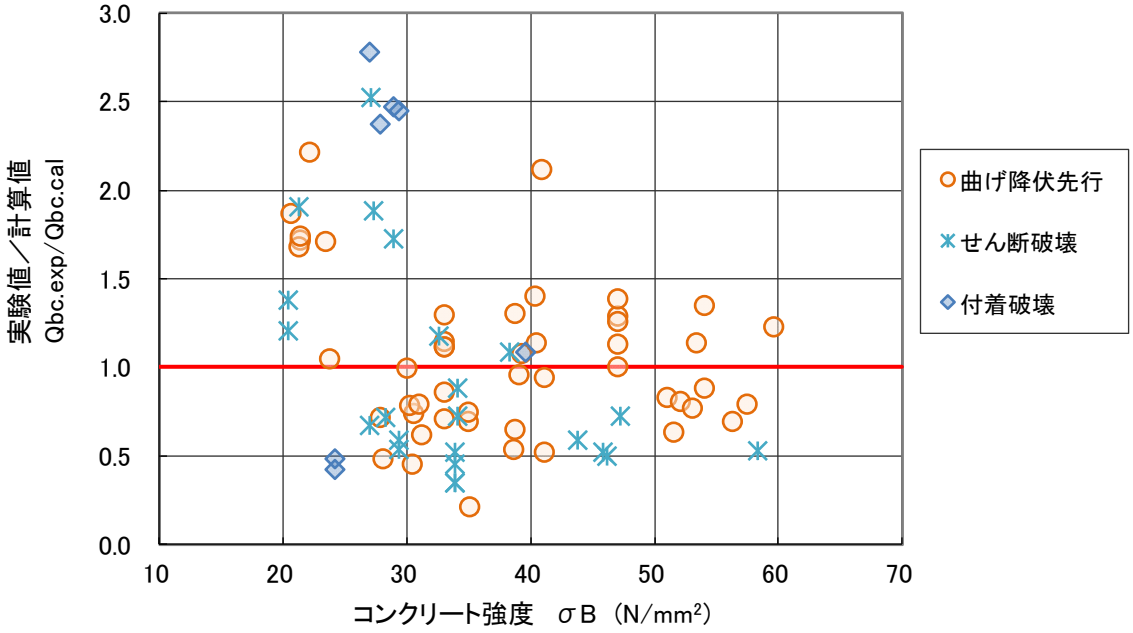


図 3.5.2　曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－コンクリート強度関係

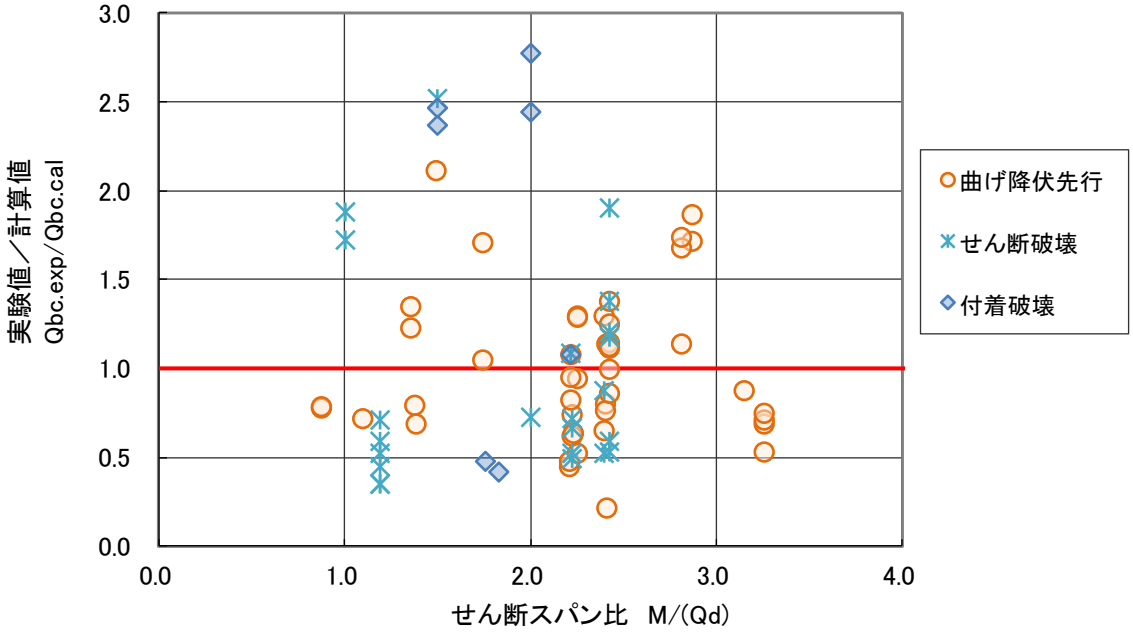


図 3.5.3　曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断スパン比関係

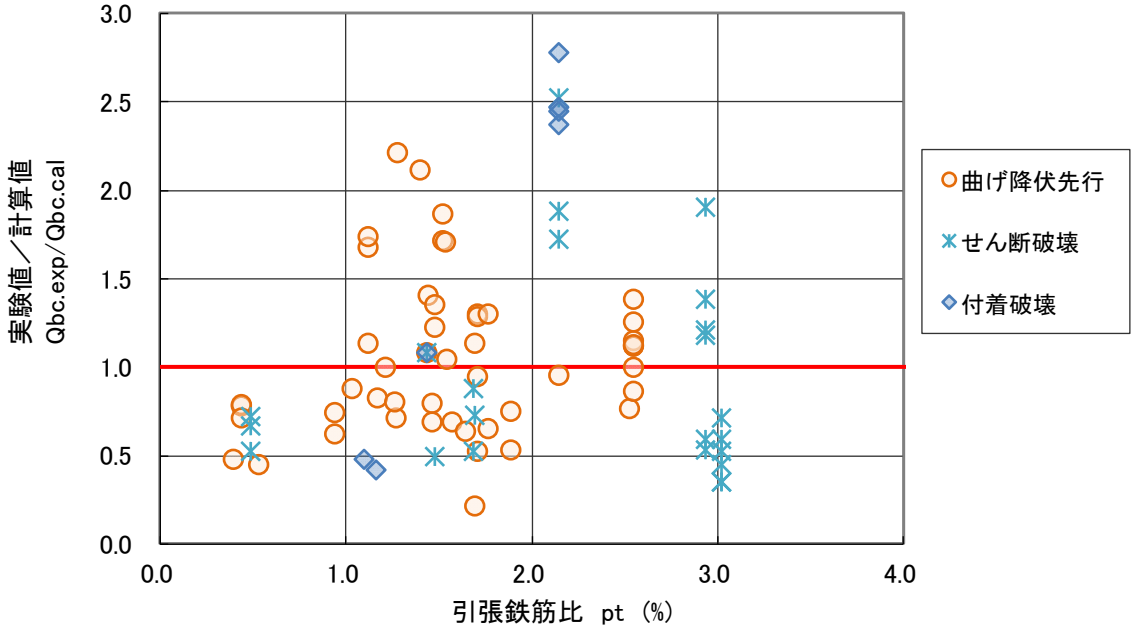


図 3.5.4　曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－引張鉄筋比関係

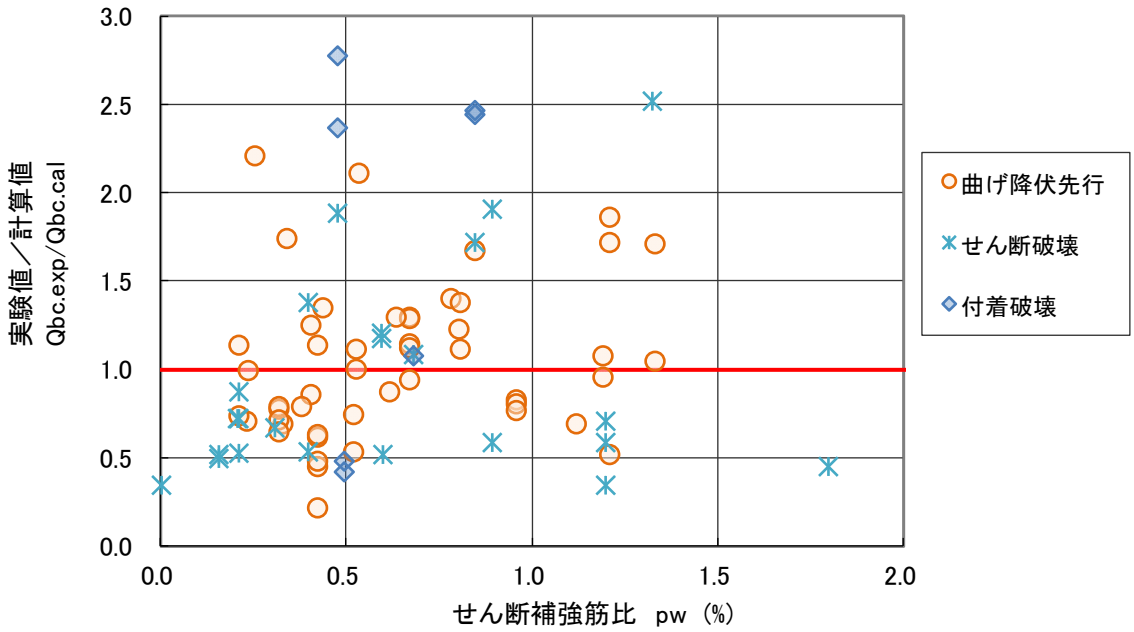


図 3.5.5　曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断補強筋比関係

d.　**考察**

対象試験体数 79 体、実験値／計算値は平均値 1.07、変動係数 0.54、±30%以内の試験体は 37 体で、ばらつきが大きい。ばらつきの原因は、初期ひび割れの視認の遅れ、加力前に発生するひび割れなどの影響が考えられる。実験値／計算値とコンクリート強度の関係では，30N/mm² 以下で（実験値／計算値）が高めとなる傾向が見られたが、他のパラメータとの相関は見られなかった。

3.5.3　弾性剛性（弾性限界点）

a. 弾性剛性

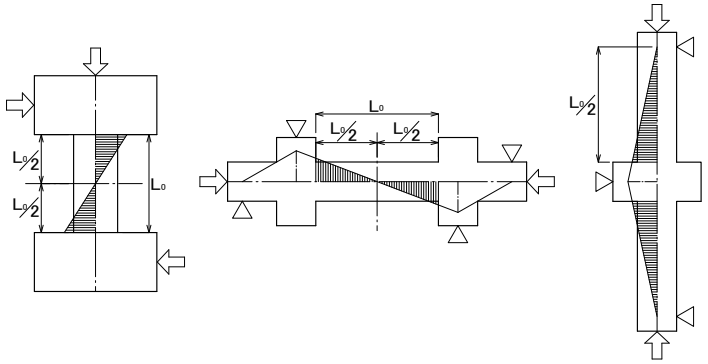
弾性剛性の算定は，「建築物の構造関係技術基準解説書」[3-9]に準じ，曲げ変形とせん断変形を考慮した。

$$K_e = \frac{1}{\dfrac{1}{K_b} + \dfrac{1}{K_s}} \quad (kN/mm) \tag{3.5.2}$$

K_e ：梁の弾性剛性　(kN/mm)

K_b ：梁の曲げ剛性　(kN/mm)

K_s ：梁のせん断剛性　(kN/mm)



(a)建研式加力　　**(b)大野式加力**　　**(c)単純梁形式**

図 3.5.6　各実験方法における曲げモーメント図

ここで曲げ剛性 K_b は，図 3.5.6 の加力方法に対して次のように算出した。

逆対称曲げモーメントの加力形式の場合

$$K_b = \frac{12E_cI_e}{L^3}\left(kN/mm\right)$$

片持ち梁の加力形式の場合

$$K_b = \frac{3E_cI_e}{L^3}\left(kN/mm\right)$$

とする。

またせん断剛性 K_s は,

$$K_s = \frac{G \cdot A}{\kappa \cdot L}\left(kN/mm\right)$$

とする。

E_c ：コンクリートのヤング係数　(kN/mm^2)

I_e ：鉄筋を考慮した断面二次モーメント(等価断面二次モーメント) (mm^4)

$$I_e = \frac{BD^3}{12} + X_l(n-1)\left(ag_1^{\,2} + \frac{\pi r^4}{4}\right)$$

B：柱巾　　D：柱成

X_l：鉄筋本数　n：ヤング係数比

a：鉄筋断面積　[mm^2]

g_1：中立軸から鉄筋までの距離　[mm]

r：鉄筋の公称半径　[mm]

L：内法スパン長さ　[mm]

G ：コンクリートのせん断弾性係数　(kN/mm^2)

$$G = \frac{E_c}{2\cdot(1+\nu)}$$

ν ：コンクリートのポアソン比であり，ここではν=0.2 として算定した。厳密にはコンクリート強度に比例すると考えられるが，計算が煩雑となるため，一定値を用いた。

A ：部材の断面積$(=b\times D)$　(mm^2)

κ ：せん断剛性を求める際の形状係数であり，ここではκ=1.2 として算定した。

なお，コンクリートのヤング係数（E_c）について論文に記載がない場合は，RC 規準（2018）[3-10]を用いて算定した。

$$E = 33500 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right) \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}} \qquad (N/mm^2) \qquad (F_c \rhd 36N/mm^2)$$

γ ：コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m^3)，RC 規準（2018）[3-10]に従って算定した。

b. 実験値と計算値の比較

弾性剛性の実験値と計算値(3.5.2)式との比較を，図 3.5.7 および表 3.5.2 に示す。表には，実験値／計算値の試験体数，平均値，変動係数，最大値，最小値および±30%以内の試験体数を示しており，破壊型ごとの比較も行っている。実験値は、初期曲げひび割れ時の荷重と変形の値から算出している。曲げ降伏先行型は、曲げ破壊型、曲げ・せん断破壊型、曲げ・付着破壊型である。

表 3.5.2　弾性剛性（実験値／計算値）に関する統計データ

弾性剛性（実験値／計算値）データ						
破壊型	試験体数	平均	変動係数	最大	最小	±30%以内
曲げ降伏先行	26	0.39	0.45	0.83	0.16	2
せん断	10	0.69	0.46	1.15	0.18	5
付着	1	0.17	0.00	0.17	0.17	0
全体	37	0.46	0.56	1.15	0.16	7

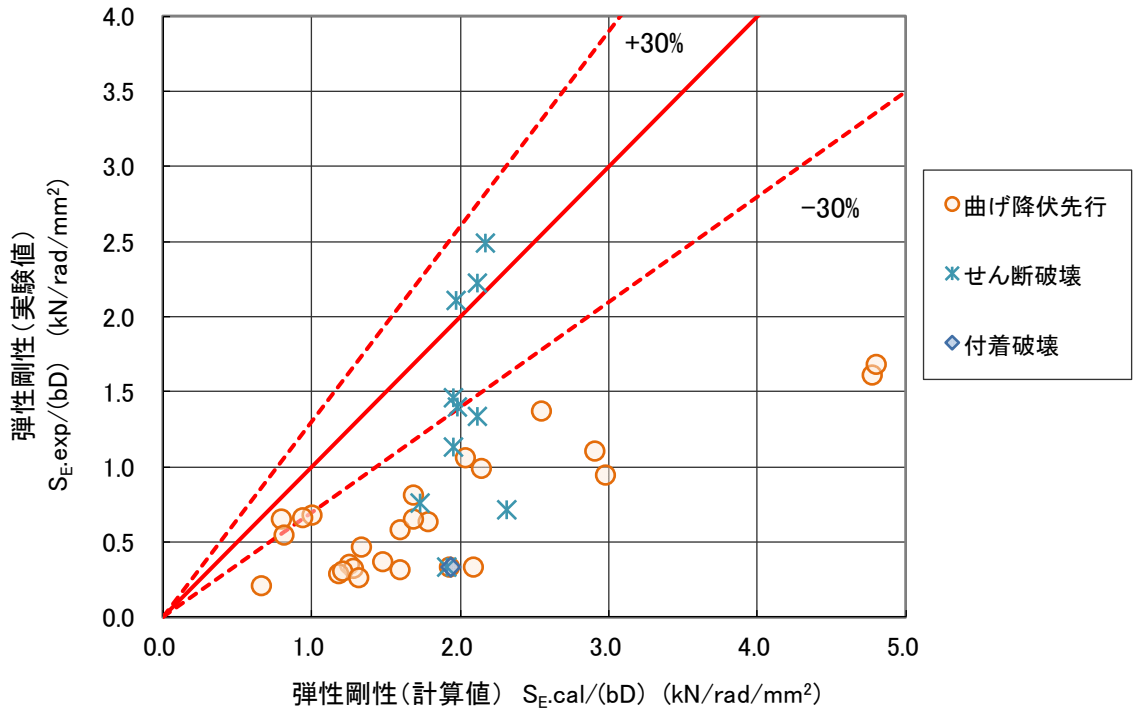


図 3.5.7　弾性剛性の実験値と計算値の関係

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 3.5.8 から図 3.5.11 に，弾性剛性（実験値／計算値）とコンクリート強度，せん断スパン比，引張鉄筋比およびせん断補強筋比関係を示す。

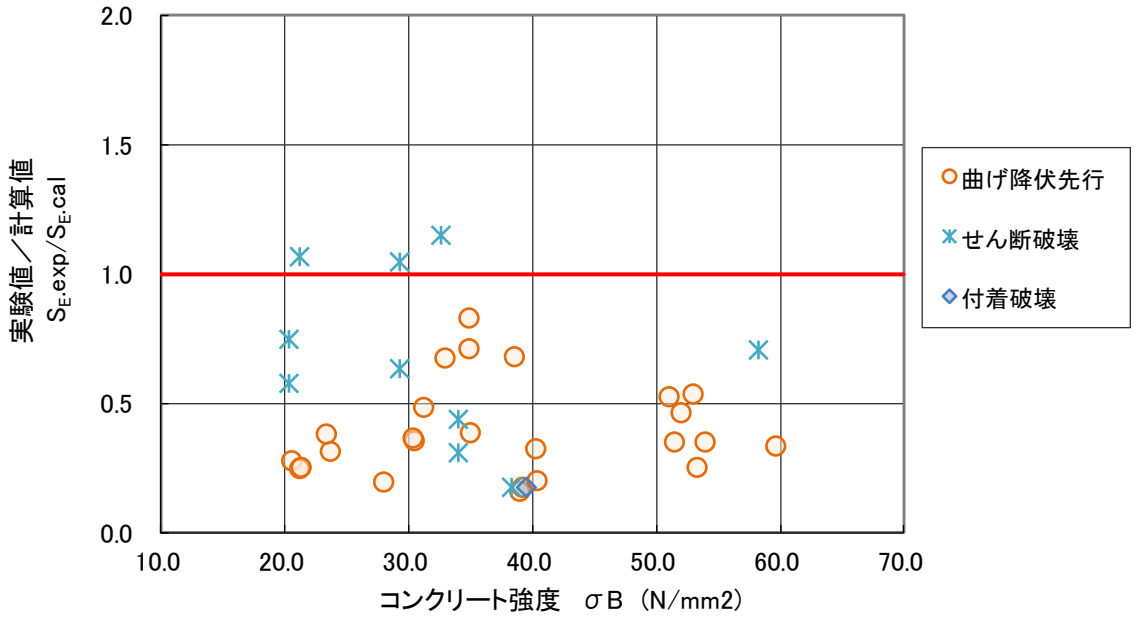


図 3.5.8　弾性剛性（実験値／計算値）－コンクリート強度関係

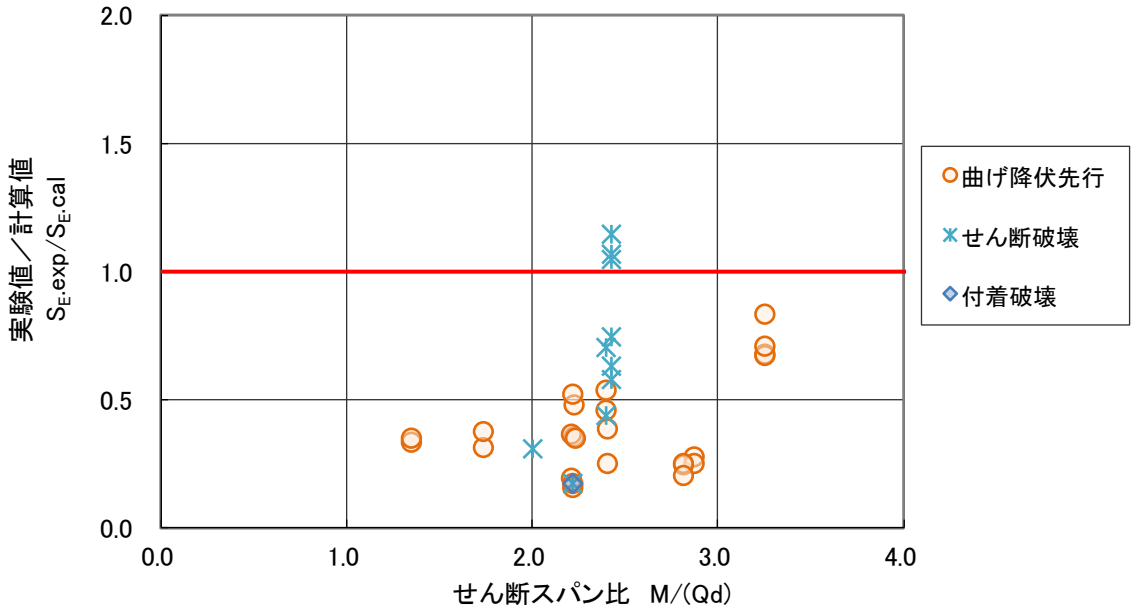


図 3.5.9　弾性剛性（実験値／計算値）－せん断スパン比関係

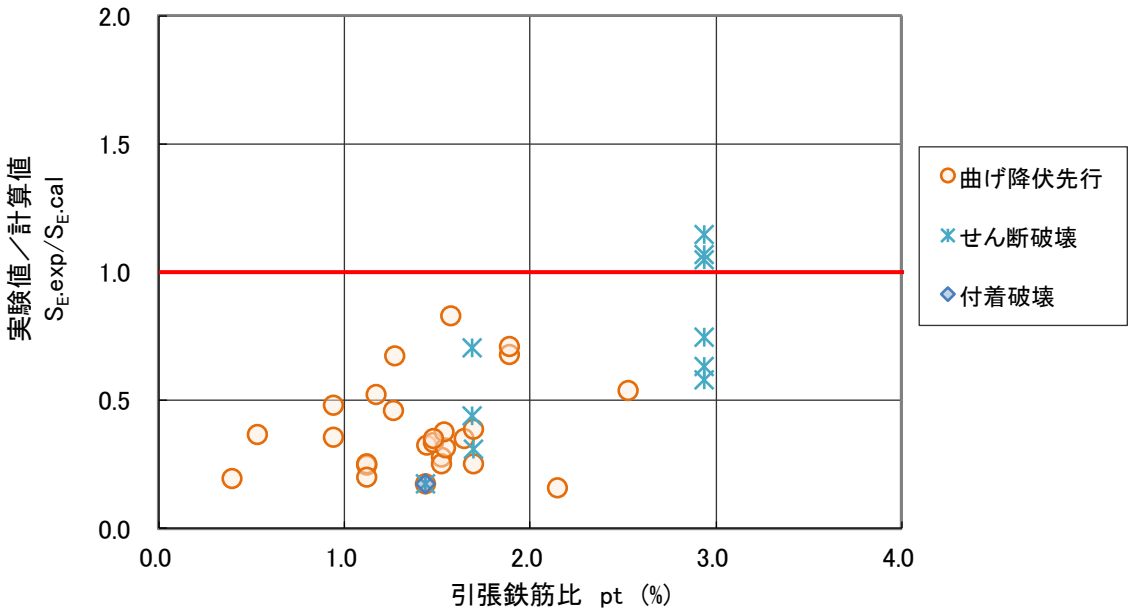


図 3.5.10　弾性剛性（実験値／計算値）－引張鉄筋比関係

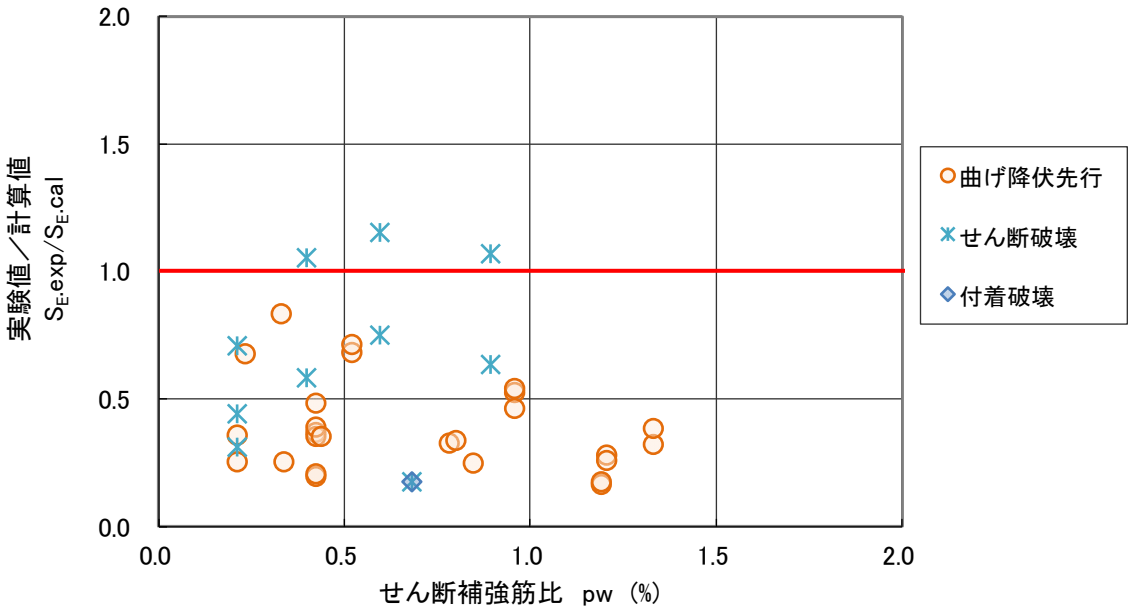


図 3.5.11　弾性剛性（実験値／計算値）－せん断補強筋比関係

d.　**考察**

対象試験体数 37 体、実験値／計算値は平均値 0.46、変動係数 0.56、±30%以内の試験体は 7 体で、実験値は計算値に比べて低く、実験値／計算値のばらつきも大きい。実験値／計算値は、引張鉄筋比が大きいほど高くなる傾向にあり、そのため、曲げ降伏先行型よりもせん断破壊型の試験体のほうが実験値／計算値は高い傾向にある。

3.5.4　せん断ひび割れ強度（基準式）

a.　せん断ひび割れ強度（建築物の構造関係技術基準解説書）

せん断ひび割れ強度の算出は，2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書[3-9]に従って行った。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.085 k_c (F_c + 500)}{M/(Qd) + 1.7} \right\} bj \qquad \text{(kgf)} \tag{3.5.3}$$

ここで，

k_c ：部材せいに対する補正係数　(d>40cm の時，0.72)

F_c ：コンクリートの圧縮強度　(kgf/cm²)

$M/(Q \cdot d)$：シアスパン比

b ：梁幅　(cm)

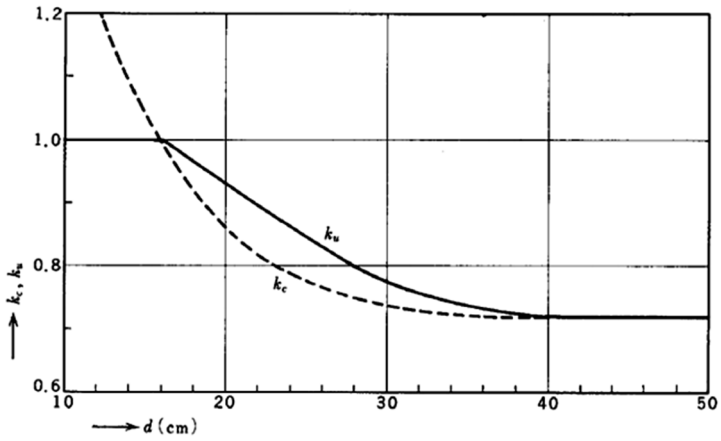
j ：応力中心距離(=7/8d)　(cm)

d ：梁の有効せい

この式は，圧縮強度 36N/mm² 程度以下，鉄筋は SD390 級以下の普通強度の材料を用いた部材の実験結果から得られた実験式であり，それらが適用範囲となる。

しかし近年，圧縮強度が 36N/mm² を超えるコンクリートを用いた部材の実験データが蓄積されており，日本建築学会「高強度コンクリートの技術の現状」では，圧縮強度が 60N/mm² 以下の範囲まで適用可能であるとの検討がなされている。

なお，部材せいに対する補正係数 k_c については，有効せい d との関係を示した下のグラフから d<40cm の範囲を主に算出される。



b.　実験値と計算値の比較

せん断ひび割れ強度の実験値と計算値(3.5.3)式との比較を，図 3.5.12 および表 3.5.3 に示す。表には，実験値／計算値の試験体数，平均値，変動係数，最大値，最小値および±30%以内の試験体数を示しており，破壊型ごとの比較も行っている。曲げ降伏先行型は、曲げ破壊型、曲げ・せん断破壊型、曲げ・付着破壊型である。

表 3.5.3　せん断ひび割れ割れ強度（実験値／計算値）に関する統計データ

せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）データ						
破壊型	試験体数	平均	変動係数	最大	最小	±30%以内
曲げ降伏先行	59	1.12	0.46	3.14	0.41	34
せん断	44	1.05	0.45	2.94	0.27	35
付着	21	0.85	0.15	1.13	0.68	19
全体	124	1.05	0.44	3.14	0.27	88

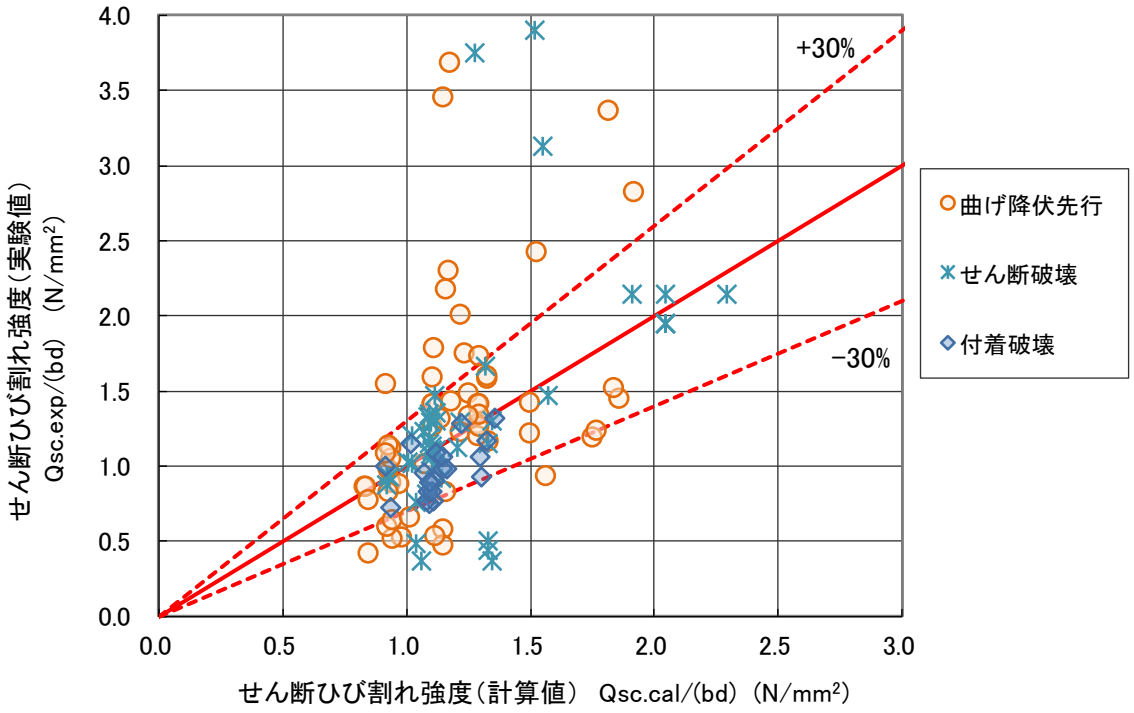


図 3.5.12　せん断ひび割れ強度の実験値と計算値の比較

c.　実験値／計算値の影響因子分析

図 3.5.13 から図 3.5.16 に，せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）（基準式）とコンクリート強度，せん断スパン比，引張鉄筋比およびせん断補強筋比関係を示す。

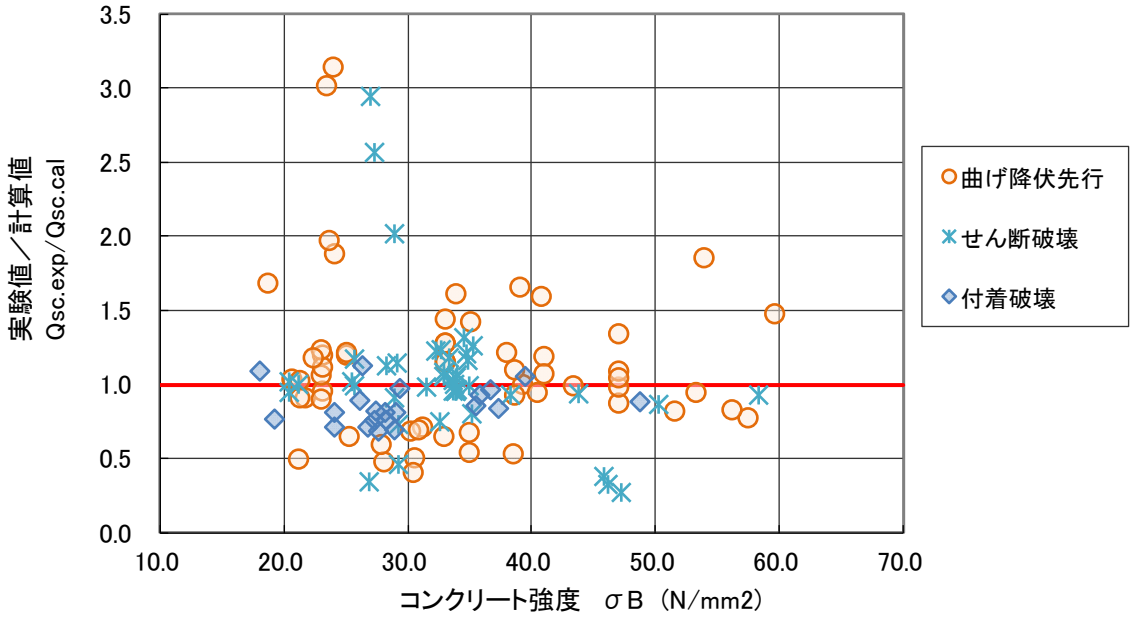


図 3.5.13　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－コンクリート強度関係

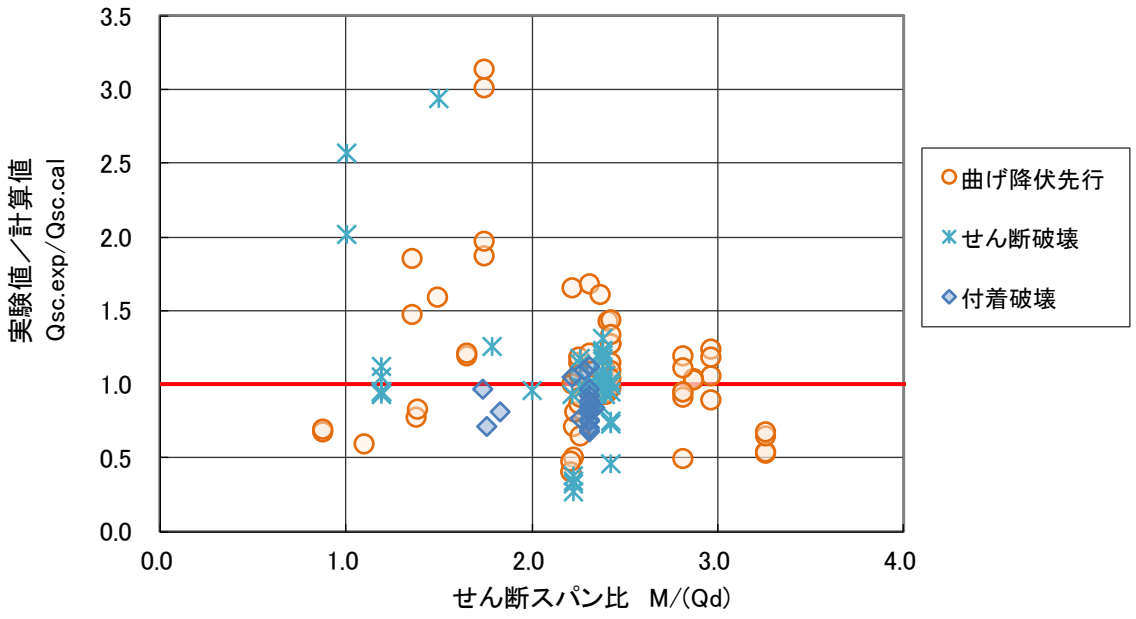


図 3.5.14　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断スパン比関係

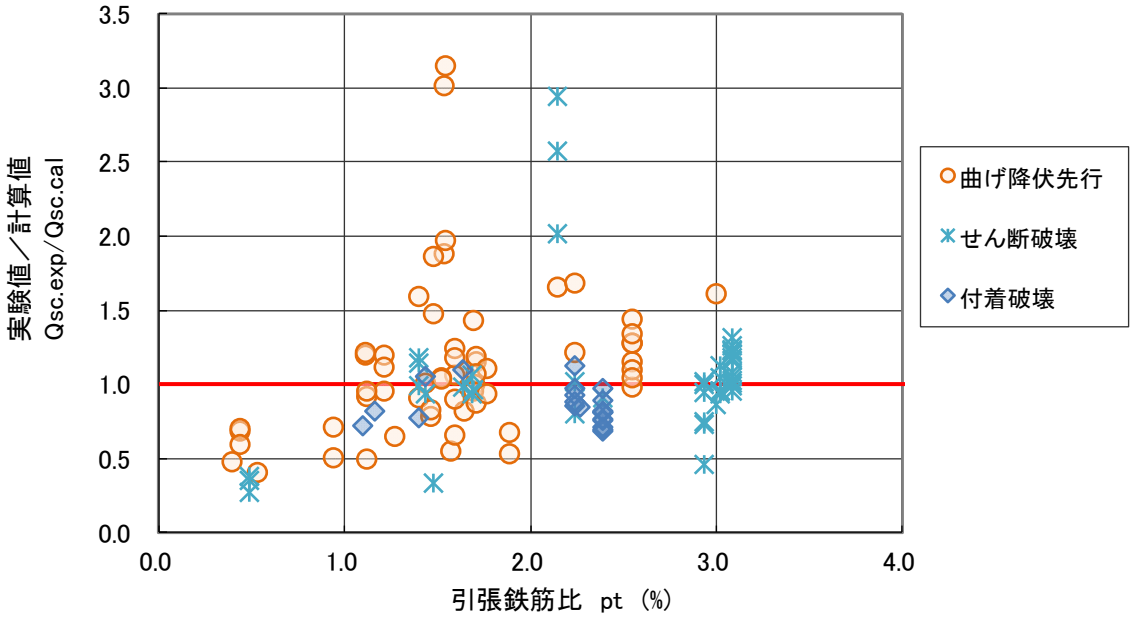


図 3.5.15　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－引張鉄筋比関係

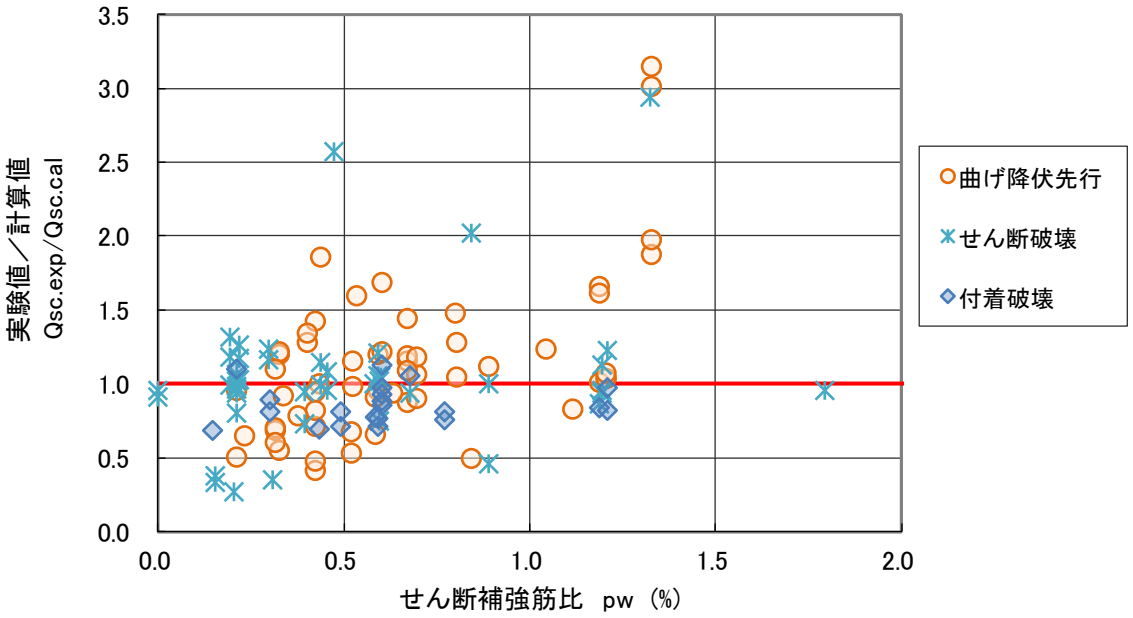


図 3.5.16　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断補強筋比関係

d.　**考察**

対象試験体数 124 体、実験値／計算値は平均値 1.05、変動係数 0.44、±30%以内の試験体は 88 体で、計算値に対する実験値のばらつきが大きい。特に、コンクリート強度が低いと，実験値／計算値のばらつきが大きい傾向があった。

3.5.5　せん断ひび割れ強度（靭性指針式）

a.　せん断ひび割れ強度（靭性指針式）

せん断割れ強度（靭性指針式）の算出は、靭性指針式[3-4]に従って行った。

$$V_{cr} = \varphi \cdot \left(\sqrt{{\sigma_T}^2 + \sigma_T \cdot \sigma_o}\right) \cdot b \cdot D/\kappa \quad (\mathrm{N}) \tag{3.5.4}$$

φ：耐力係数　1.00

σ_T：コンクリートの引張強度（N/mm²）　$\sigma_T = 0.313\sqrt{F_c}$

σ_o：柱の使用限界変形時の設計用軸方向応力度（N/mm²），圧縮を正とする。

$$\sigma_0 = \frac{N}{b \cdot D}$$

b：柱幅（mm），D：柱せい（mm），κ：断面形状係数　1.5

b.　実験値と計算値の比較

せん断ひび割れ強度の実験値と計算値(3.5.4)式との比較を，図 3.5.17 および表 3.5.4 に示す。表には，実験値／計算値の試験体数，平均値，変動係数，最大値，最小値および±30%以内の試験体数を示しており，破壊型ごとの比較も行っている。曲げ降伏先行型は、曲げ破壊型、曲げ・せん断破壊型、曲げ・付着破壊型である。

表 3.5.4　せん断ひび割れ強度：靭性指針（実験値／計算値）に関する統計データ

せん断ひび割れ強度：靭性指針（実験値／計算値）データ						
破壊型	試験体数	平均	変動係数	最大	最小	±30%以内
曲げ降伏先行	59	0.94	0.53	2.95	0.33	32
せん断	44	0.93	0.62	3.02	0.22	29
付着	21	0.70	0.15	0.94	0.56	8
全体	124	0.90	0.55	3.02	0.22	69

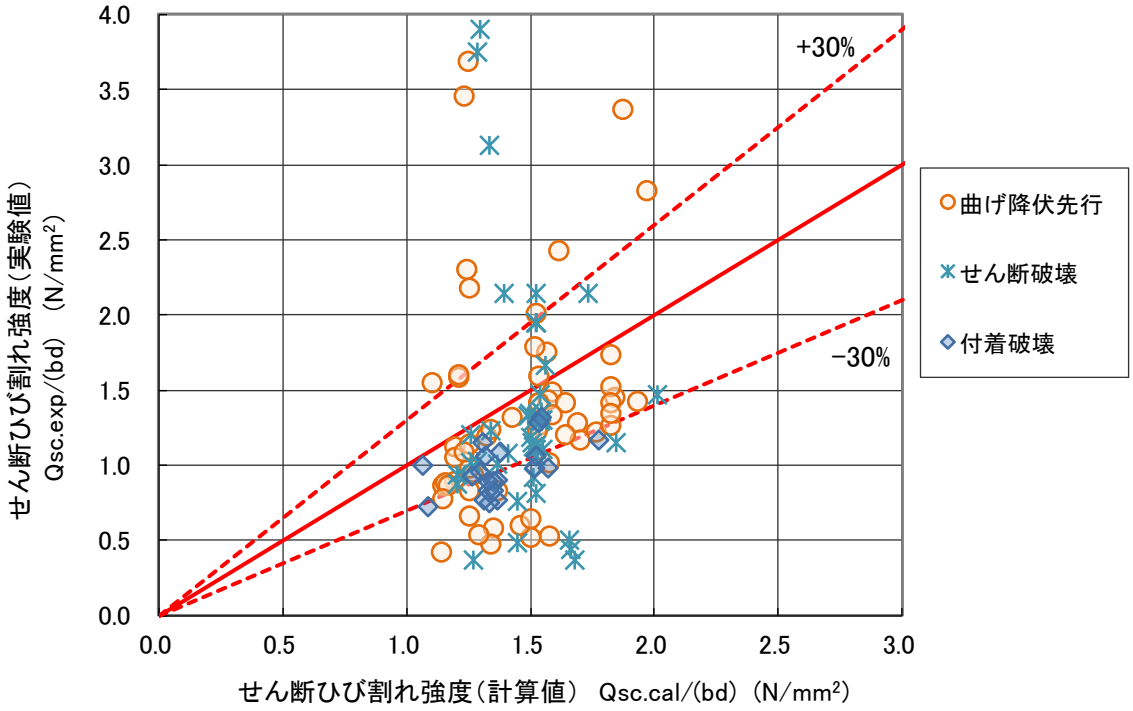


図 3.5.17　せん断ひび割れ強度の実験値と計算値（靭性指針式）の比較

c.　実験値／計算値の影響因子分析

図 3.5.18 から図 3.5.21 に，せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）（靭性指針式）とコンクリート強度，せん断スパン比，引張鉄筋比およびせん断補強筋比関係を示す。

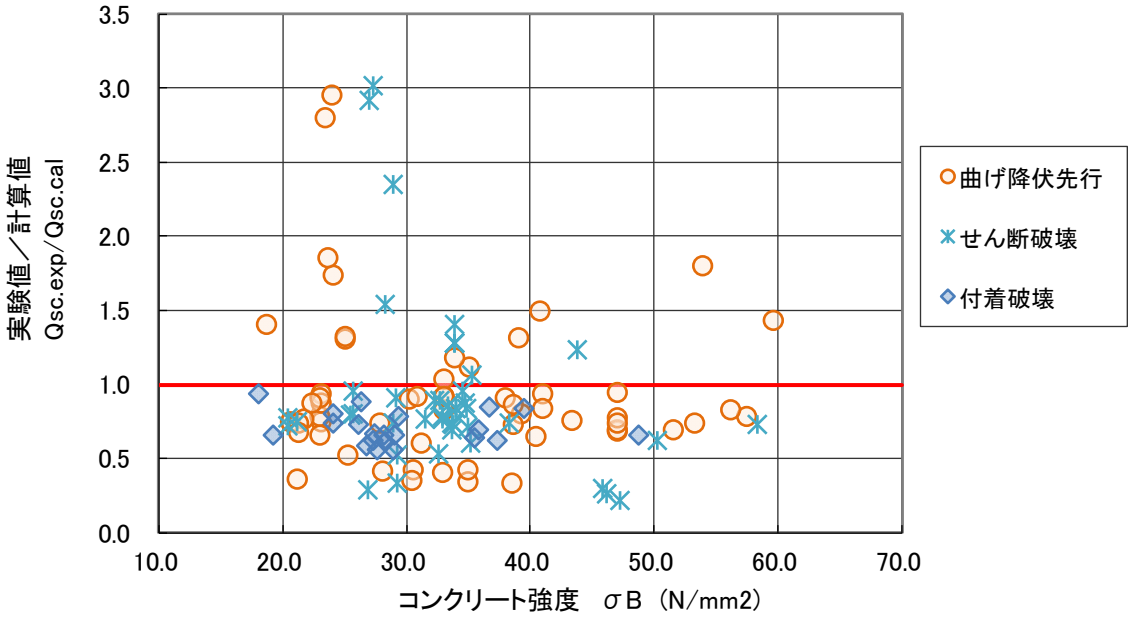


図 3.5.18　せん断ひび割れ強度：靭性指針（実験値／計算値）－コンクリート強度関係

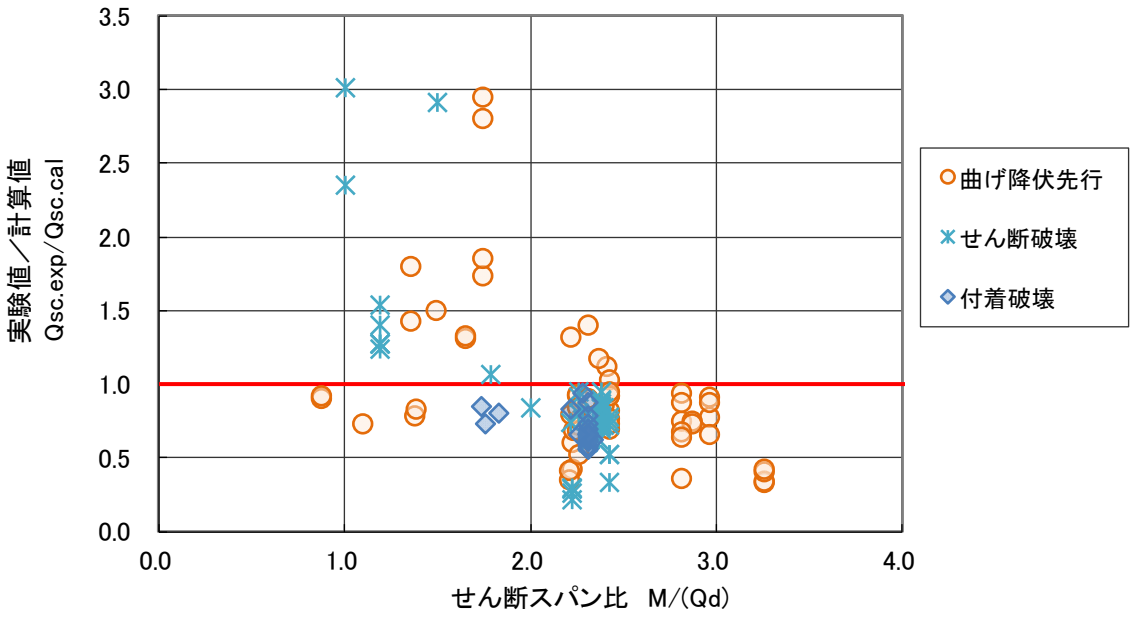


図 3.5.19　せん断ひび割れ強度：靭性指針（実験値／計算値）－せん断スパン比関係

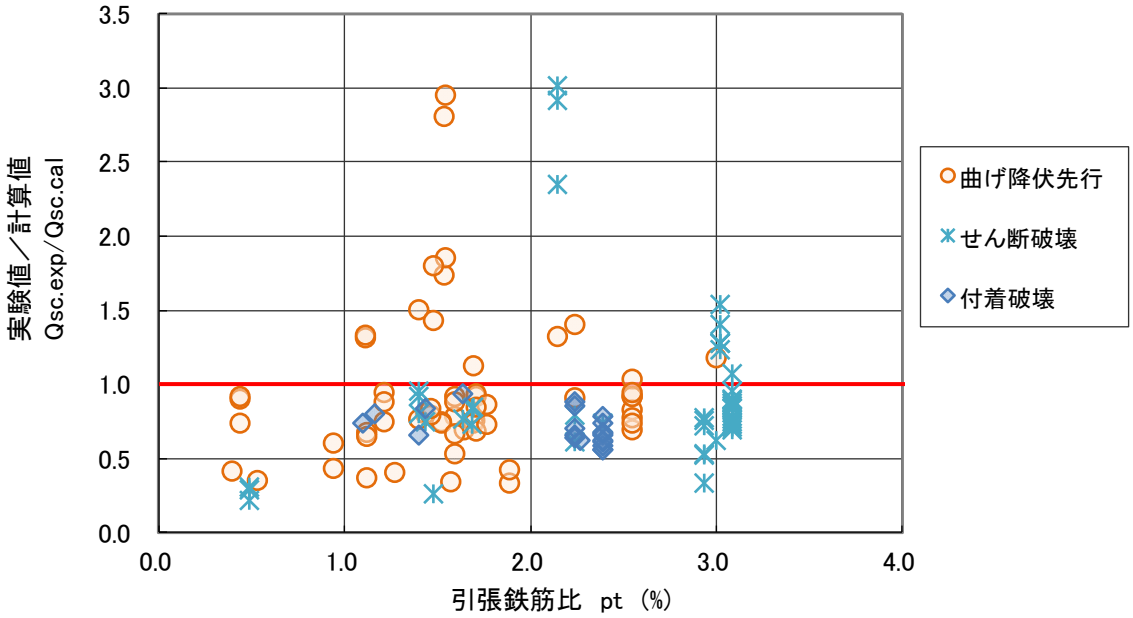


図 3.5.20　せん断ひび割れ強度：靭性指針（実験値／計算値）－引張鉄筋比関係

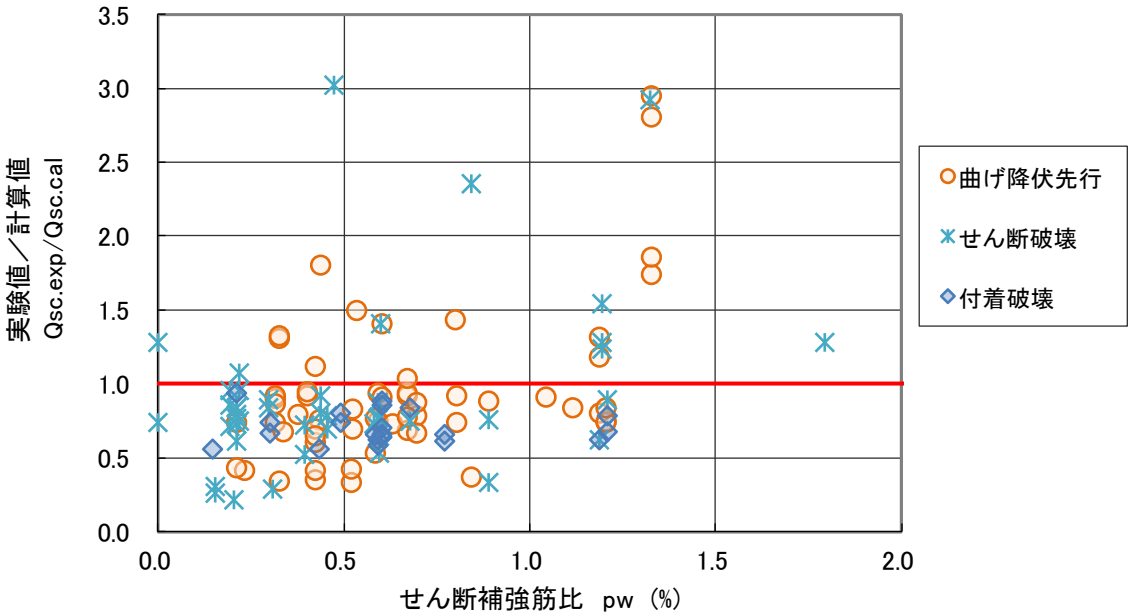


図 3.5.21　せん断ひび割れ強度：靭性指針（実験値／計算値）－せん断補強筋比関係

d.　**考察**

対象試験体数 124 体、実験値／計算値は平均値 0.90、変動係数 0.55、±30%以内の試験体は 69 体で、計算値が実験値よりもやや高めである。(3.5.3)式のせん断ひび割れ強度式（基準式）に比べてばらつきが大きい。

3.5.6　曲げ終局強度（基準式）

a.　曲げ終局強度（建築物の構造関係技術基準解説書）[3-9]

曲げ終局強度の検討は，2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書[3-9]に従って行った。

$$M_u = 0.9 \cdot \alpha_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (\mathrm{N \cdot mm}) \tag{3.5.5}$$

α_t　：引張鉄筋断面積　($\mathrm{mm^2}$)

σ_y　：引張鉄筋の降伏強度　($\mathrm{N/mm^2}$)

d :はり有効せい(引張鉄筋が 2 段に配筋される場合, その重心から圧縮縁までの距離)　(mm)

b.　実験値と計算値の比較

曲げ終局強度の実験値と計算値(3.5.5)式との比較を，図 3.5.22 および表 3.5.5 に示す。表には，実験値／計算値の試験体数，平均値，変動係数，最大値，最小値および±30%以内の試験体数を示している。対象は曲げ降伏先行型で，破壊型ごとの比較も行っている。

表 3.5.5　曲げ終局強度（実験値／計算値）に関する統計データ（曲げ降伏先行型）

曲げ終局強度（実験値／計算値）データ						
破壊型	試験体数	平均	変動係数	最大	最小	±30%以内
曲げ	121	1.10	0.10	1.65	0.80	118
曲げ・せん断	34	1.09	0.12	1.35	0.78	33
曲げ・付着	14	1.05	0.06	1.17	0.91	14
全体	169	1.10	0.10	1.65	0.78	165

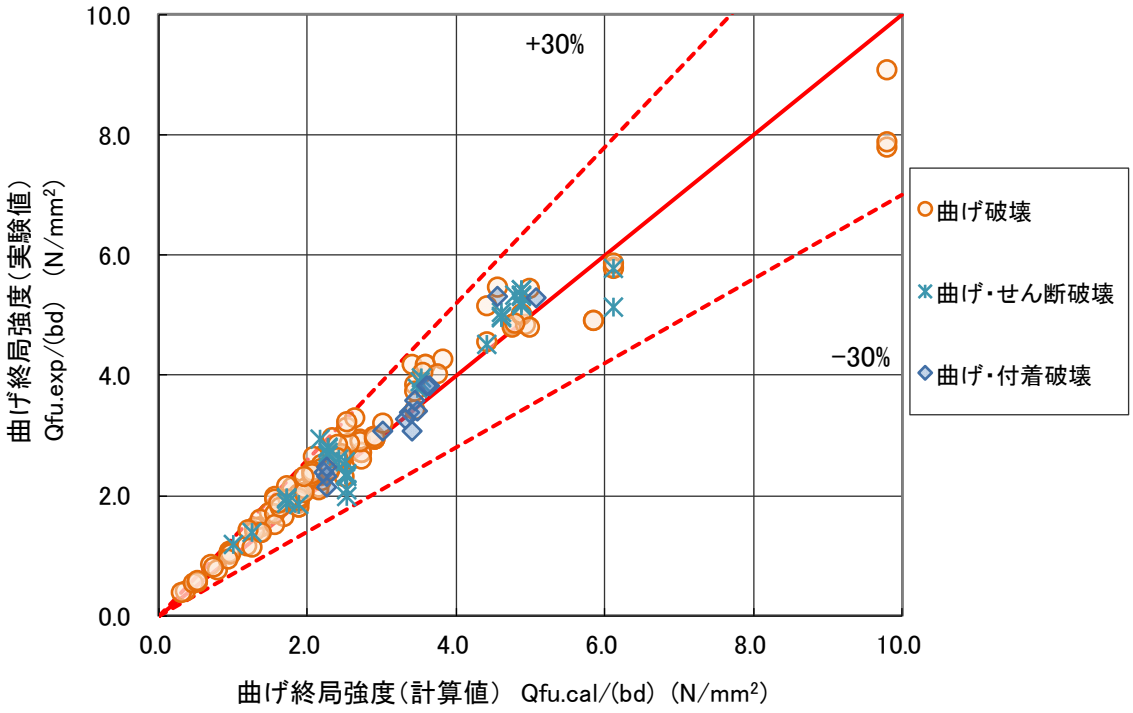


図 3.5.22　曲げ終局強度の実験値と計算値の比較（曲げ降伏先行型）

c.　実験値／計算値の影響因子分析

図 3.5.23 から図 3.5.26 に，曲げ終局強度（実験値／計算値）とコンクリート強度，せん断スパン比，引張鉄筋比，主筋強度およびせん断補強筋比関係を示す。

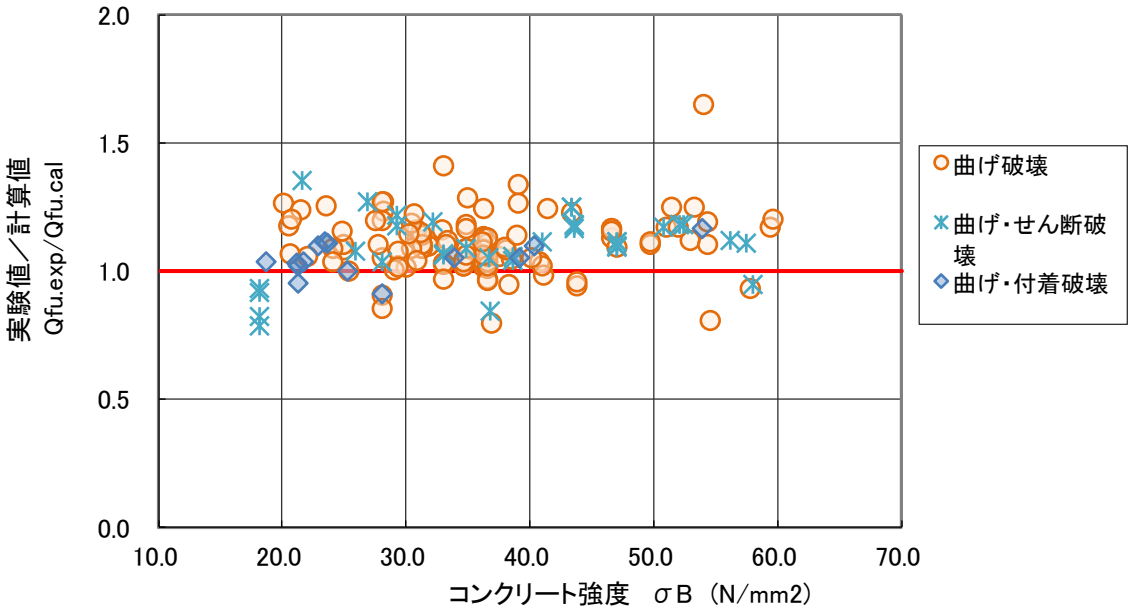


図 3.5.23　曲げ終局強度（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（曲げ降伏先行型）

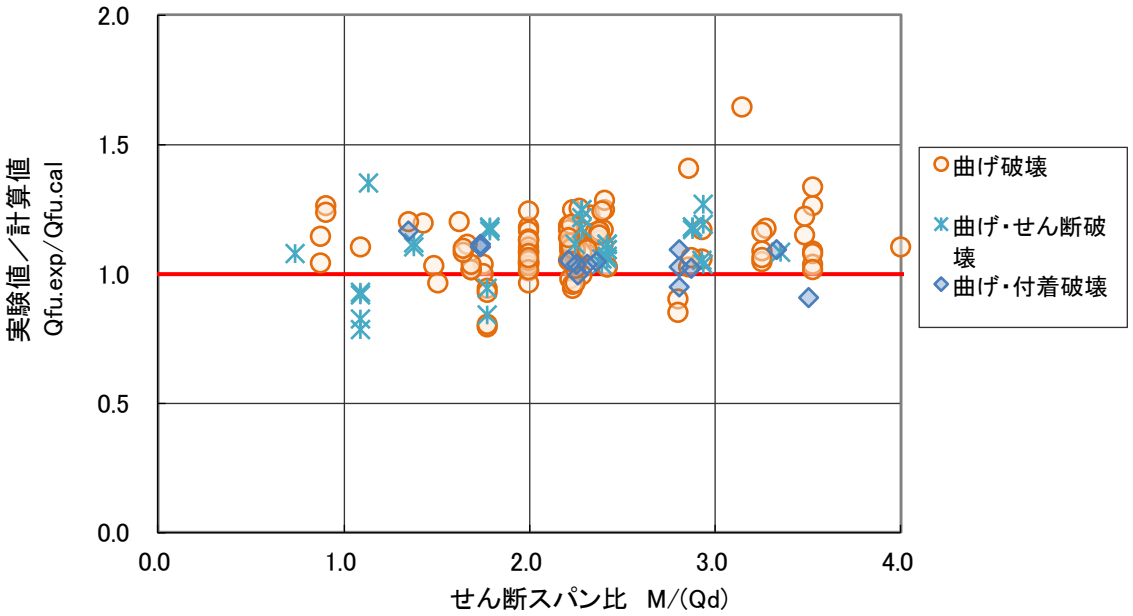


図 3.5.24　曲げ終局強度（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（曲げ降伏先行型）

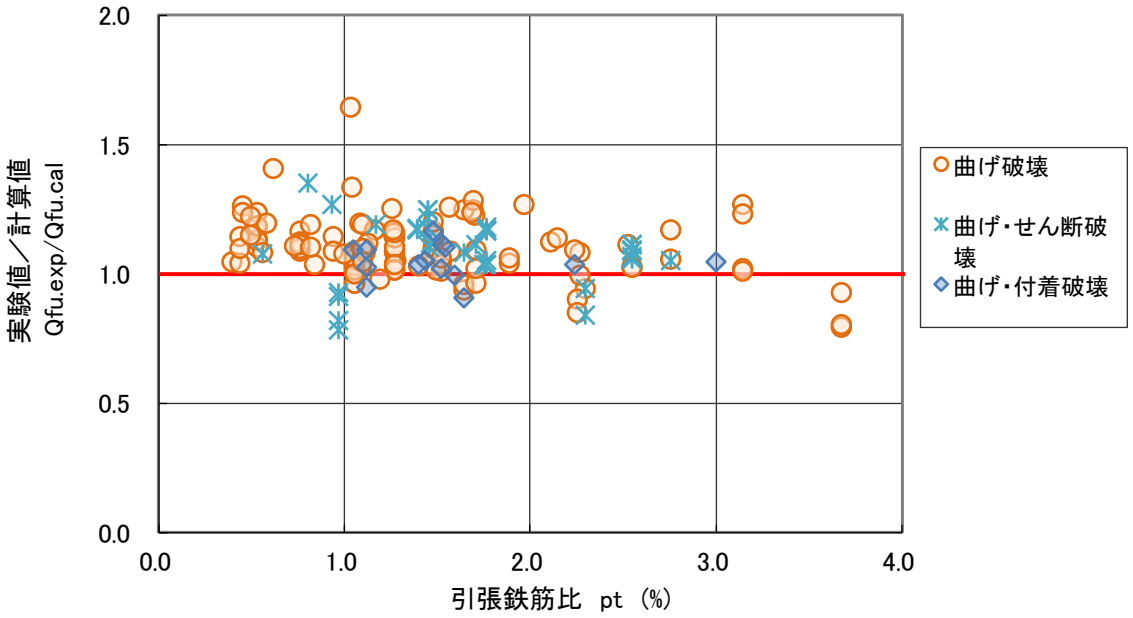


図 3.5.25　曲げ終局強度（実験値／計算値）－引張鉄筋比関係（曲げ降伏先行型）

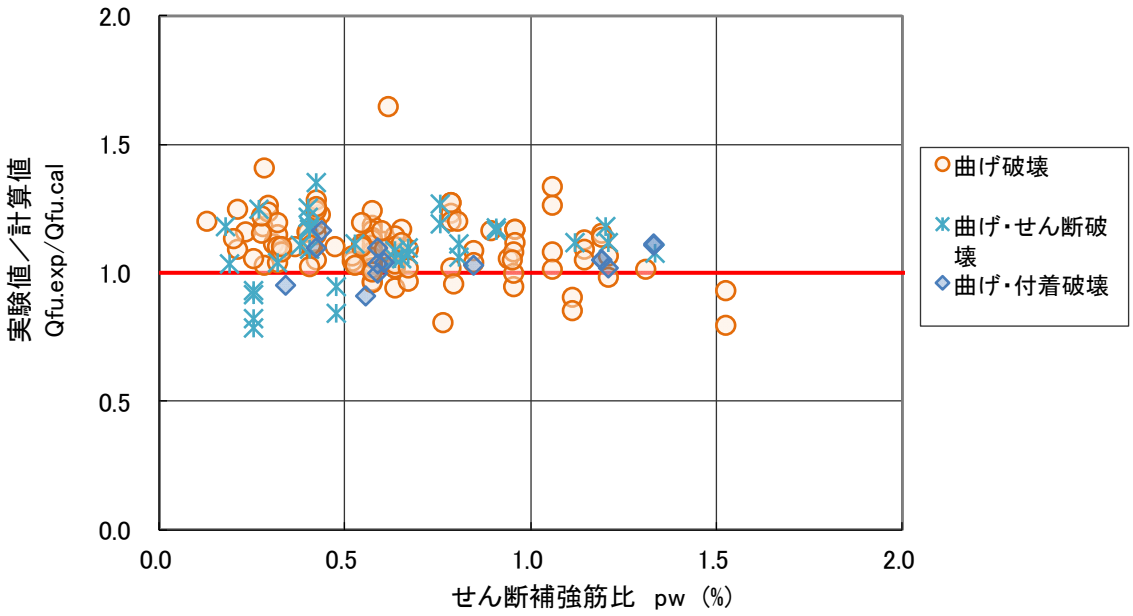


図 3.5.26　曲げ終局強度（実験値／計算値）－せん断補強筋比関係（曲げ降伏先行型）

d.　**考察**

対象試験体数 169 体、実験値／計算値は平均値 1.10、変動係数 0.10、±30%以内の試験体は 165 体で、計算値の評価精度は高く、ほとんどの試験体で実験値／計算値の値が±30%以内となった。

3.5.7　降伏点剛性低下率

a. 降伏点剛性低下率 [3-9], [3-13]

降伏点剛性低下率とは，部材が曲げ降伏に至った時点の原点からの割線剛性と，初期弾性剛性との比を示している。降伏点剛性低下率は，1973 年に提案された菅野式[3-13]が広く適用されている。菅野式では、主筋の降伏によって剛性低下が顕著になり始める点の割線剛性を、コンクリート断面の初期弾性剛性に対する比率として与えている。

（せん断スパン比（M/QD）2.0 以上）

$$\alpha y = (0.043 + 1.64n \cdot pt + 0.043a/D) \cdot (d/D)^2 \qquad (3.5.6)$$

n ：ヤング係数比，　p_t ：引張鉄筋比

a ：シアスパン長さ　(mm)　≦3.0D

D ：梁せい　(mm)，　d ：梁の有効せい　(mm)

（せん断スパン比（M/QD）2.0 未満）　M/QD≧1.0

$$\alpha y = (-0.0836 + 0.159a/D) \cdot (d/D)^2 \qquad (3.5.7)$$

(3.5.6)式は，pt=0.4～2.8%，a/D=2.0~5.0 の範囲の実験資料を用いた検証結果より，±30%の範囲にある資料が全資料の 90%であったことが確認されている。a/D=1.0~2.0 の試験体については、(3.5.7)式による計算値と比較した結果、ばらつきは大きいが、±30%の範囲にある資料が全資料の 80%で，(3.5.6)式よりも精度が良かったとされている。

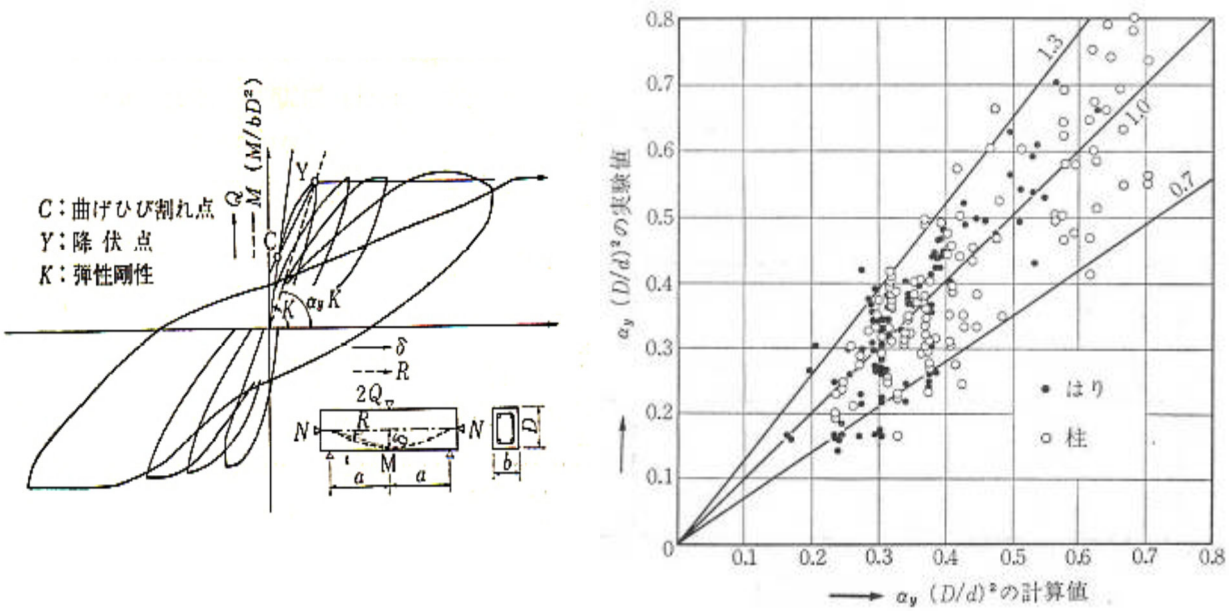


図 3.5.27　菅野式の定義と降伏点剛性と実験値の比較[3-13]

b. 実験値と計算値の比較

降伏点剛性低下率の実験値と計算値(3.5.6) (3.5.7)式との比較を，図 3.5.28 および表 3.5.6 に示す。表には，実験値／計算値の試験体数，平均値，変動係数，最大値，最小値および±30%以内の試験体数を示している。対象は曲げ降伏先行型で，破壊型ごとの比較も行っている。

実験値は、主筋降伏時の割線剛性を用い、コンクリート断面の初期弾性剛性に対する比率を算出した。2 段配筋の試験体については、1 段目主筋が降伏した時の割線剛性とした。

表 3.5.6　降伏点剛性低下率（実験値／計算値）の統計値（曲げ降伏先行型）

降伏点剛性低下率（実験値／計算値）データ						
破壊型	試験体数	平均	変動係数	最大	最小	±30%以内
曲げ	21	0.89	0.15	1.20	0.62	19
曲げ・せん断	3	1.15	0.39	1.77	0.69	1
曲げ・付着	3	1.08	0.05	1.14	1.00	3
全体	27	0.94	0.23	1.77	0.62	23

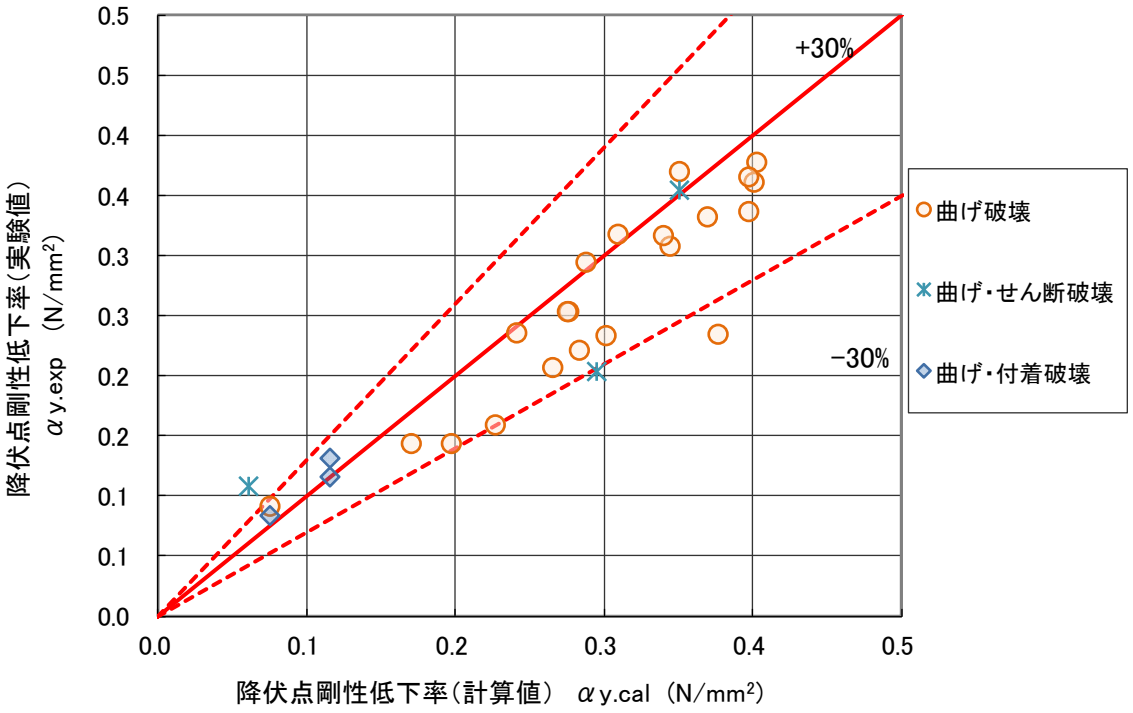


図 3.5.28　降伏点剛性低下率の実験値と計算値の比較（曲げ降伏先行型）

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 3.5.29 から図 3.5.32 に，降伏点剛性低下率（実験値／計算値）とコンクリート強度，せん断スパン比，引張鉄筋比およびせん断補強筋比の関係を示す。

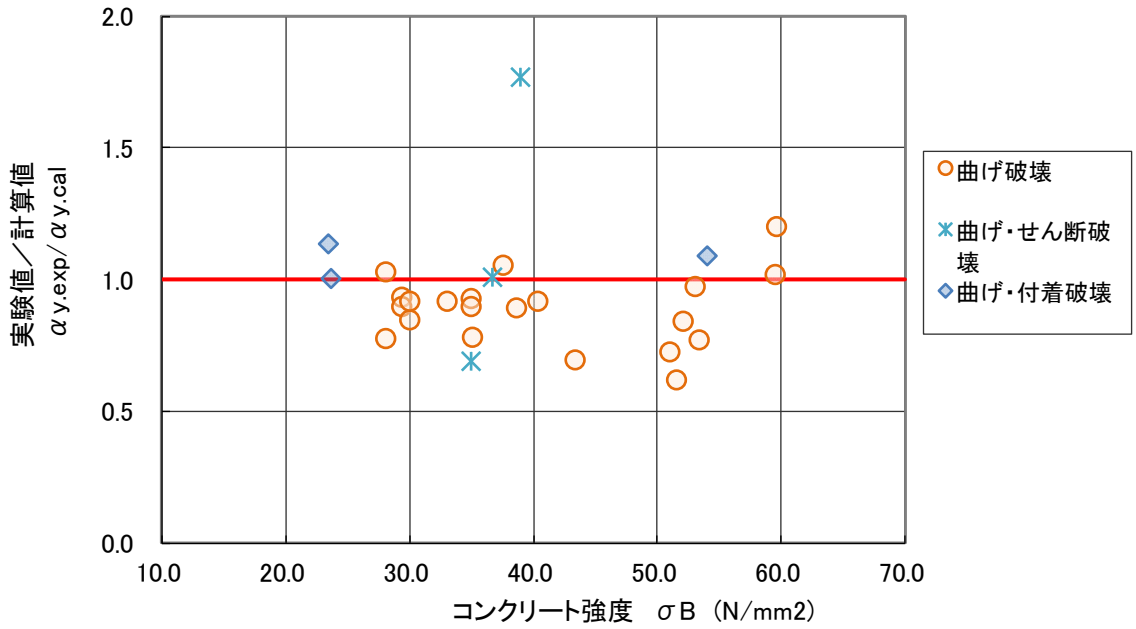


図 3.5.29　降伏点剛性低下率（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（曲げ降伏先行型）

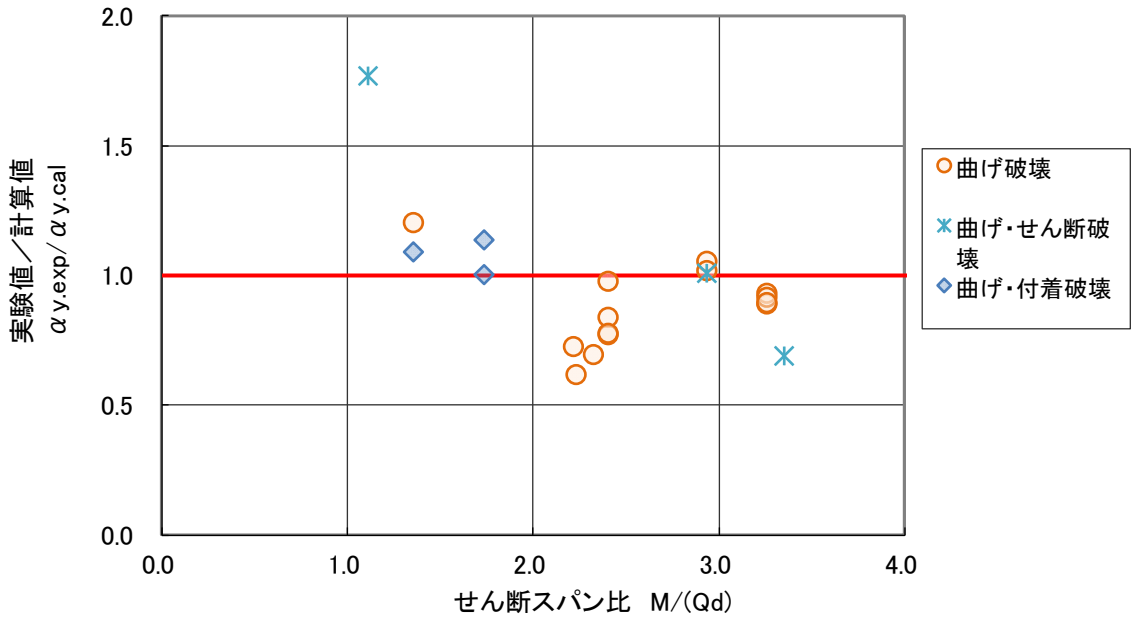


図 3.5.30　降伏点剛性低下率（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（曲げ降伏先行型）

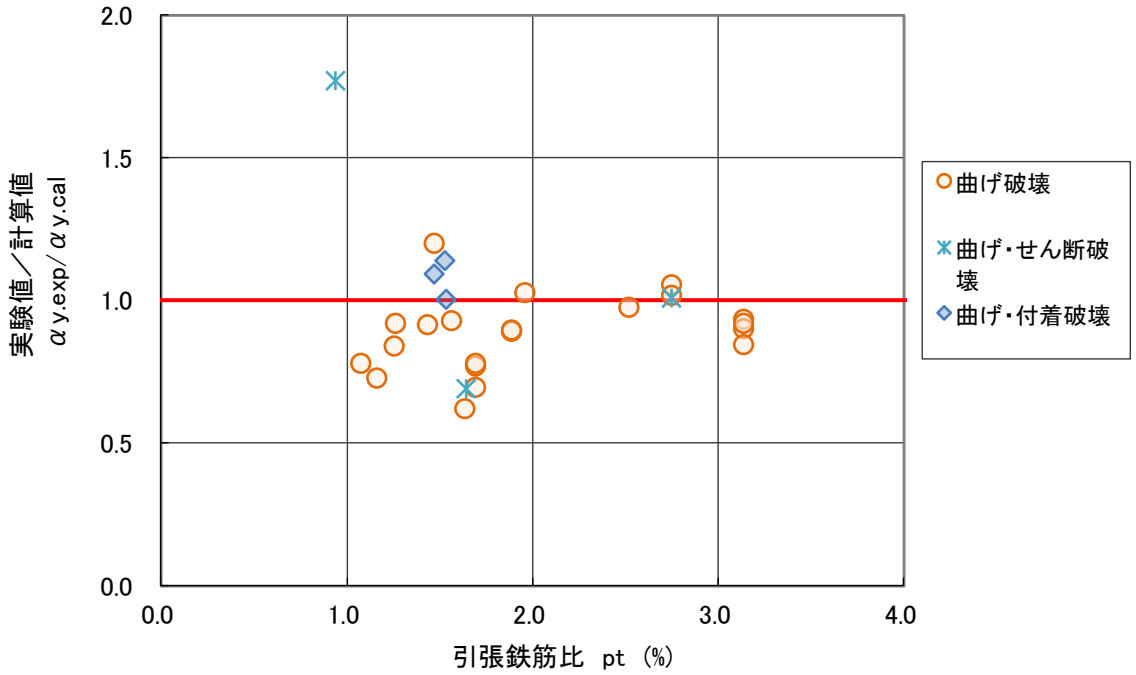


図 3.5.31　降伏点剛性低下率（実験値／計算値）－引張鉄筋比関係（曲げ降伏先行型）

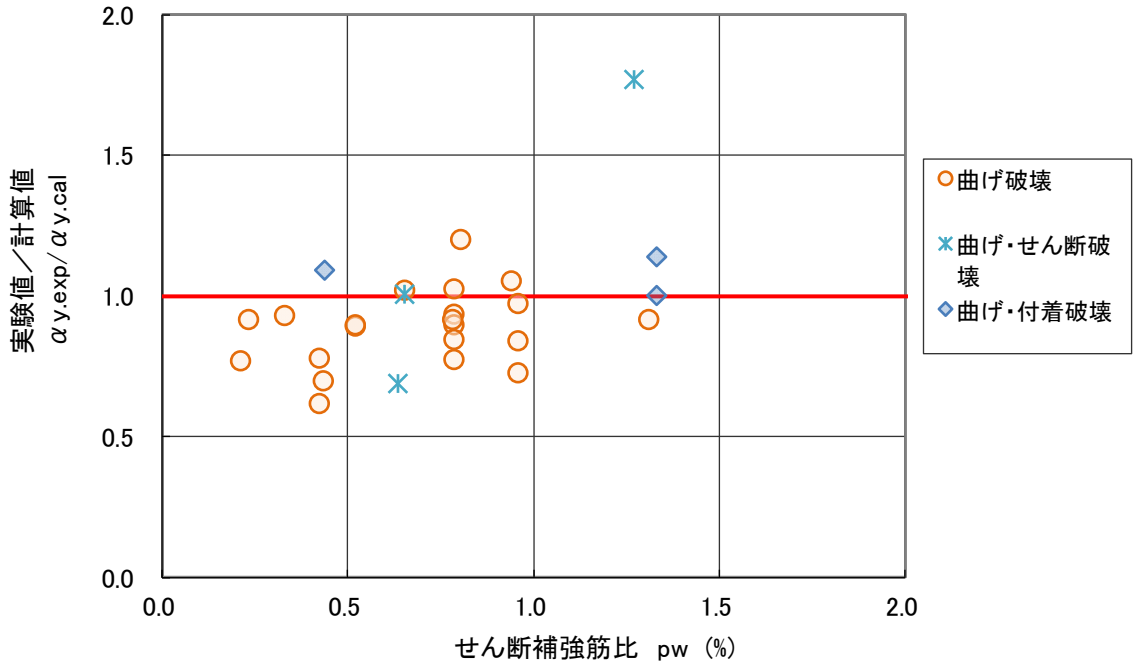


図 3.5.32　降伏点剛性低下率（実験値／計算値）－主筋強度関係（曲げ降伏先行型）

d.　考察

対象試験体数 27 体、実験値／計算値は平均値 0.94、変動係数 0.23、±30%以内の試験体は 23 体で、実験値／計算値は、せん断スパン比が 2.0 以上では低め、2.0 未満では高めな傾向が見られた。

3.5.8　せん断強度（荒川 min 式）

a.　せん断強度式（建築物の構造関係技術基準解説書）[3-9]

せん断強度の計算値は，2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書[3-9]の下限式を用いて算出する。

（下限式）

$$Qsu=\left\{\frac{0.053\,pt^{0.23}\left(Fc+18\right)}{M/\left(Qd\right)+0.12}+0.85\sqrt{pw\sigma wy}\right\}bj \quad \text{(N)} \tag{3.5.8}$$

p_t　：引張鉄筋比（%）

F_c　：コンクリートの圧縮強度（N/mm²）

M/Q　：M, Q はそれぞれ終局強度算定時における部材内の最大曲げモーメント及びせん断力（ただし，$M/(Qd)$は，$M/(Qd)<1$ のとき 1 とし，$M/(Qd)>3$ のとき 3 とする）(mm)

d　：はり有効せい　(mm)。多段配筋梁の有効せいは、引張鉄筋の重心位置からコンクリート圧縮縁までの距離とした。ただし、主筋位置が明記されておらず、有効せいのみ記載された文献については、その有効せいの値を用いた。

p_w　：せん断補強筋比（小数）

σ_{wy}　：せん断補強筋の降伏強度（N/mm²）

b　：はり幅　(mm)

j　：応力中心距離(mm)で $7d/8$ としてよい。

上記の(3.5.8)式は以下の荒川原式から誘導されている。

$$\tau_{umin}=\frac{0.092k_uk_p(180+\sigma_B)}{\frac{M}{Qd}+0.12}+2.7\sqrt{p_{ww}\sigma_y}\ (\text{kgf/cm}^2)$$

b.　**実験値と計算値の比較**

対象はせん断破壊型および付着破壊型の試験体とし、せん断補強筋の無い試験体は除外した。(3.5.8)式による計算値とそれぞれ比較する。

せん断破壊型の実験値との比較

せん断破壊型の試験体について、せん断強度の実験値と計算値(3.5.8)式との比較を，図 3.5.33 および表 3.5.7 に示す。表には，実験値／計算値の試験体数，平均値，変動係数，最大値，最小値および±30%以内の試験体数を示している。引張鉄筋の段数とカットオフ筋の有無を区別した比較も行っている。

表 3.5.7　せん断強度の下限式（実験値／計算値）に関する統計データ（せん断破壊型）

せん断強度の下限式（実験値／計算値）データ						
配筋	試験体数	平均	変動係数	最大	最小	±30%以内
1 段配筋（全通し筋）	25	1.39	0.16	1.72	0.88	9
2 段配筋（全通し筋）	61	1.71	0.22	2.55	1.05	9
2 段配筋（含カットオフ）	2	1.86	0.07	1.99	1.72	0
全体	88	1.62	0.23	2.55	0.88	18

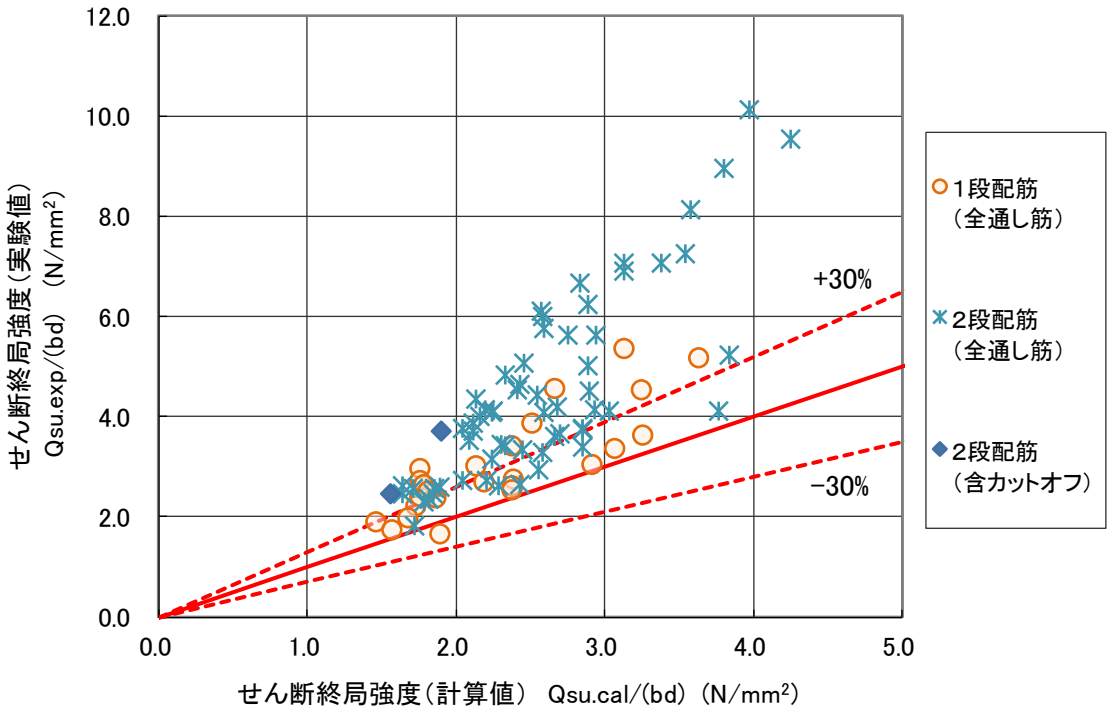


図 3.5.33　せん断強度の実験値と計算値（下限式）の比較（せん断破壊型）

付着破壊型の実験値との比較

付着破壊型の試験体について、せん断強度の実験値と計算値(3.5.8)式との比較を，図 3.5.34 および表 3.5.8 に示す。表には，実験値／計算値の試験体数，平均値，変動係数，最大値，最小値および±30%以内の試験体数を示している。引張鉄筋の段数とカットオフ筋の有無を区別した比較も行っている。

表 3.5.8　せん断強度の下限式（実験値／計算値）に関する統計データ（付着破壊型）

せん断強度の下限式（実験値／計算値）データ						
配筋	試験体数	平均	変動係数	最大	最小	±30%以内
1 段配筋（全通し筋）	23	1.38	0.14	1.70	0.96	6
1 段配筋（含カットオフ）	3	0.85	0.06	0.90	0.78	3
2 段配筋（全通し筋）	18	1.77	0.14	2.22	1.30	1
2 段配筋（含カットオフ）	4	1.57	0.14	1.87	1.25	1
全体	48	1.51	0.21	2.22	0.78	11

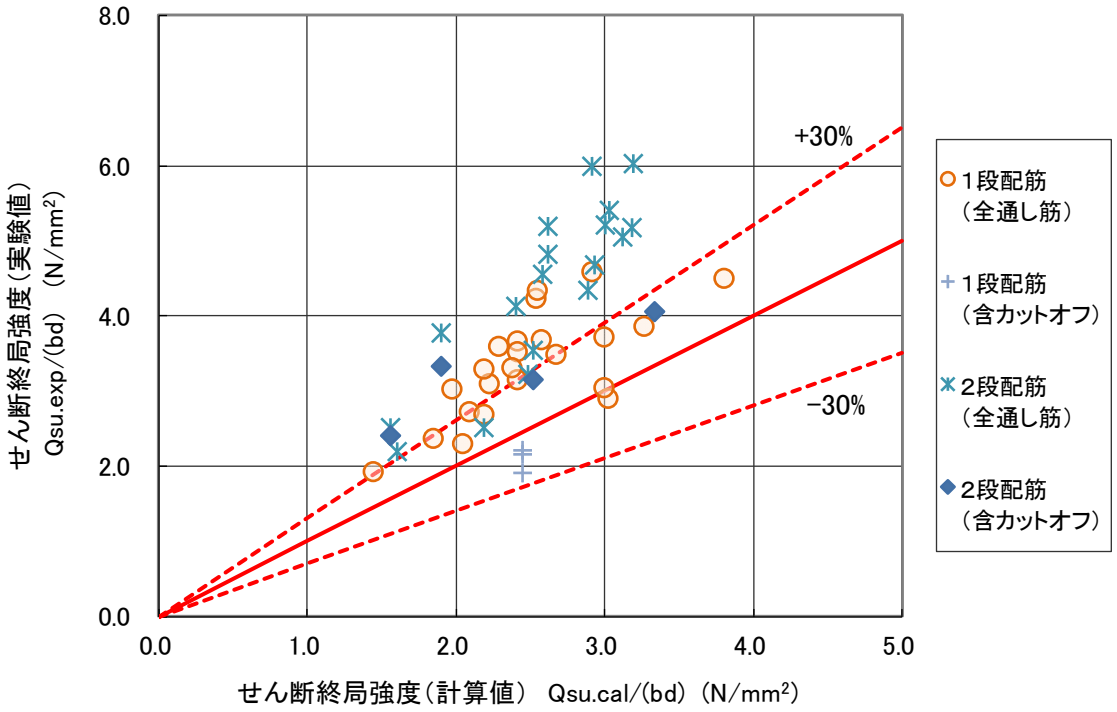


図 3.5.34　せん断強度の実験値と計算値（下限式）の比較（付着破壊型）

c.　実験値／計算値の影響因子分析

対象はせん断破壊型および付着破壊型の試験体とし、せん断補強筋の無い試験体は除外した。(3.5.8)式による計算値についてそれぞれ分析する。

i)　　せん断破壊型の実験値

図 3.5.35 から図 3.5.38 に，（実験値／計算値）とコンクリート強度，せん断スパン比，引張鉄筋比，主筋強度およびせん断補強筋比関係を示す。

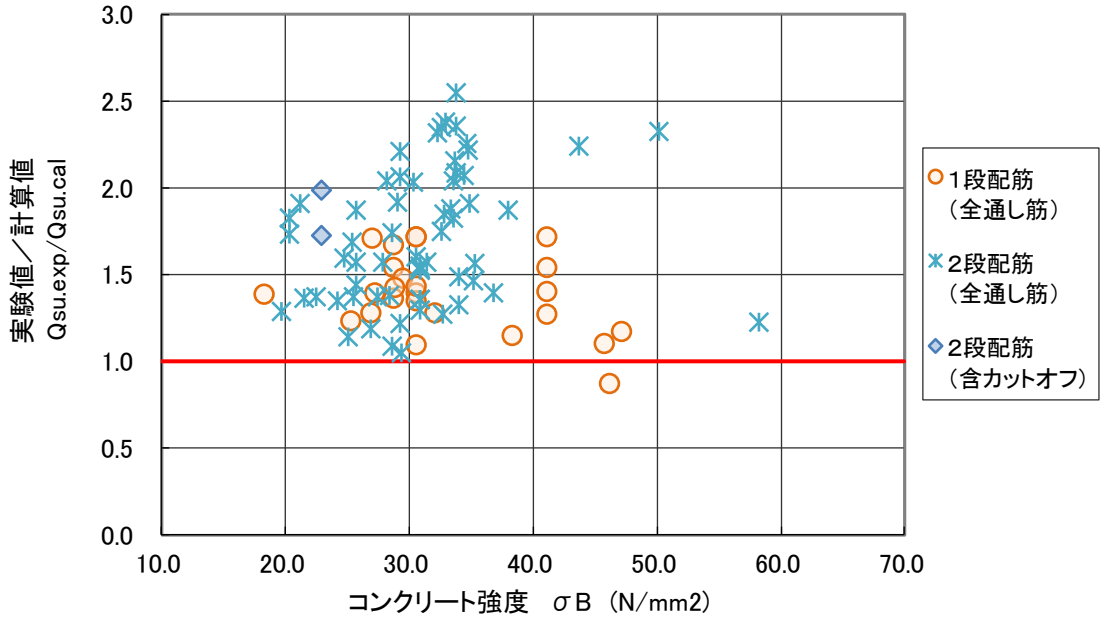


図 3.5.35　せん断強度（実験値／下限式の計算値）－コンクリート強度関係（せん断破壊型）

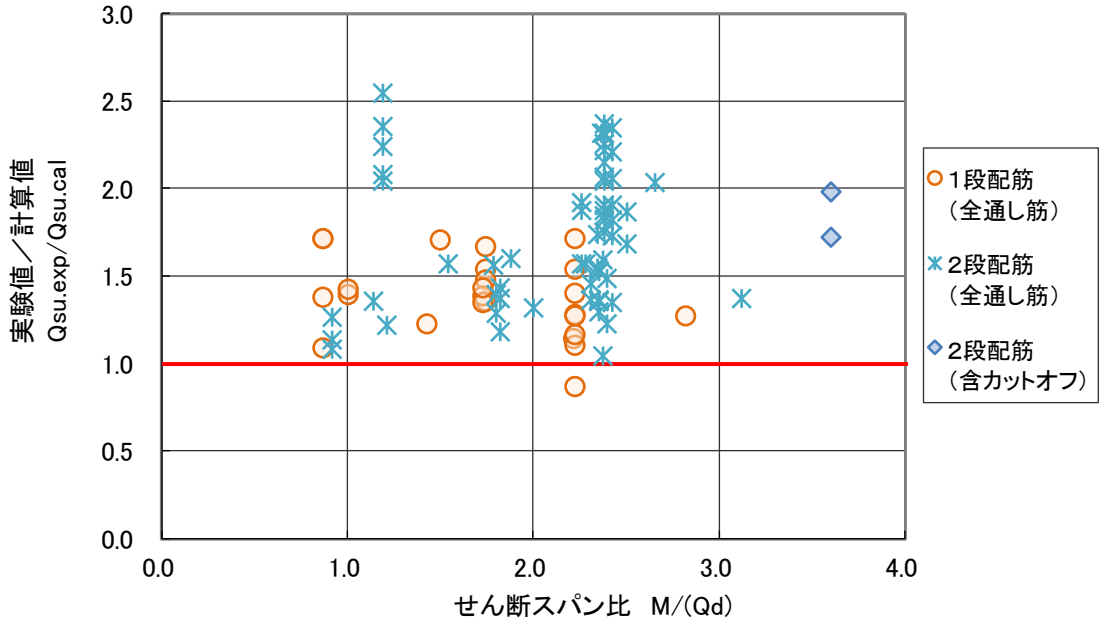


図 3.5.36　せん断強度（実験値／下限式の計算値）－せん断スパン比関係（せん断破壊型）

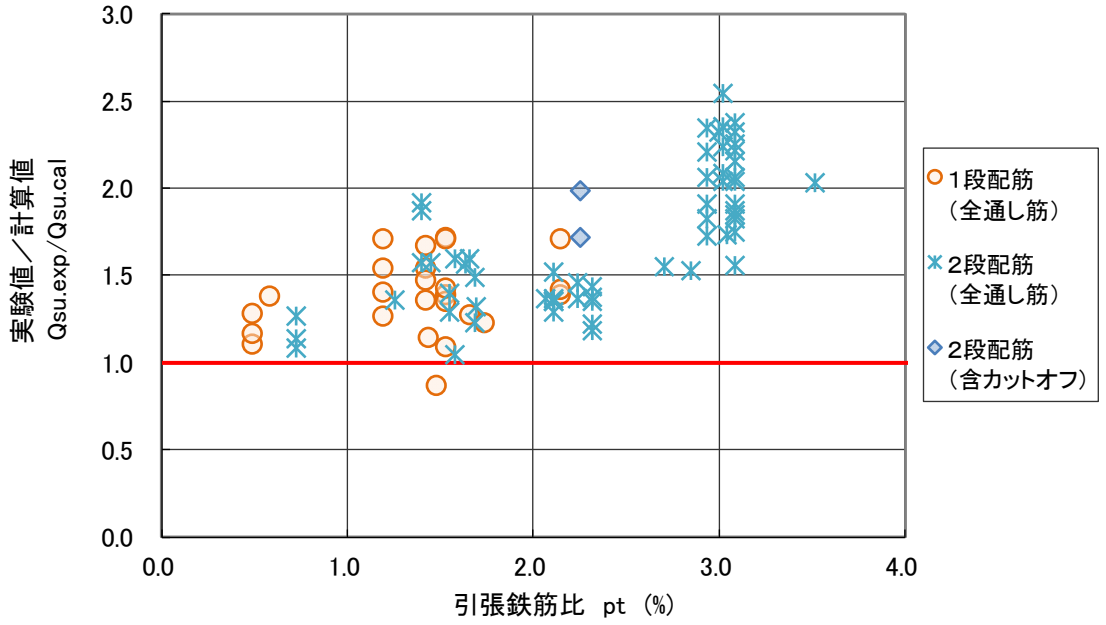


図 3.5.37　せん断強度（実験値／下限式の計算値）－引張鉄筋比関係（せん断破壊型）

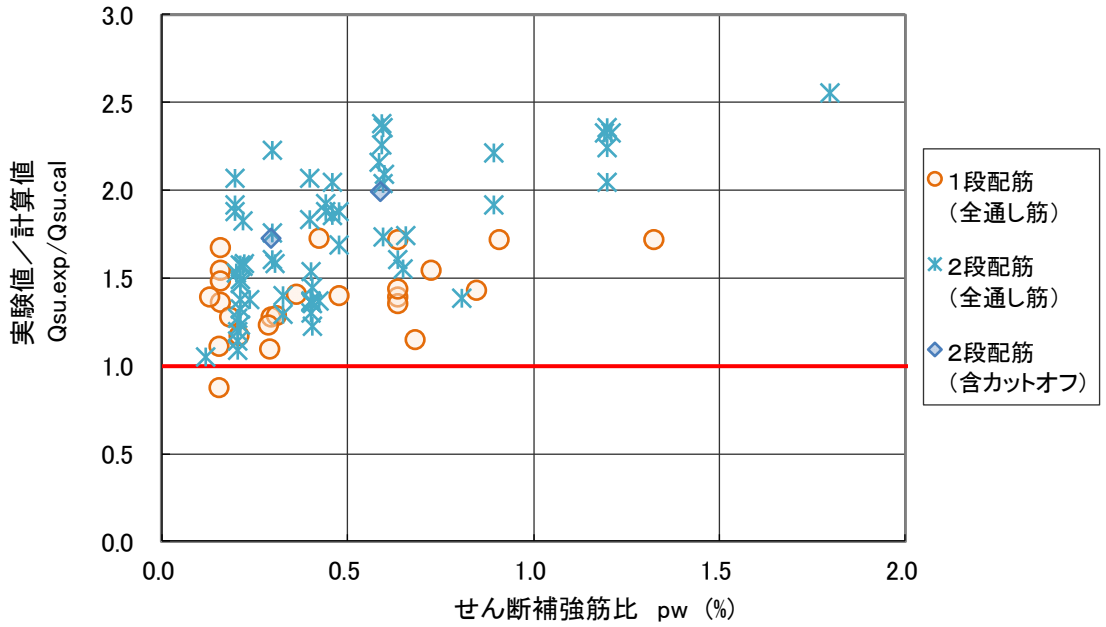


図 3.5.38　せん断強度（実験値／下限式の計算値）－せん断補強筋比関係（せん断破壊型）

ii)　　付着破壊型の実験値

図 3.5.39 から図 3.5.42 に，（実験値／計算値）とコンクリート強度，せん断スパン比，引張鉄筋比，主筋強度およびせん断補強筋比関係を示す。

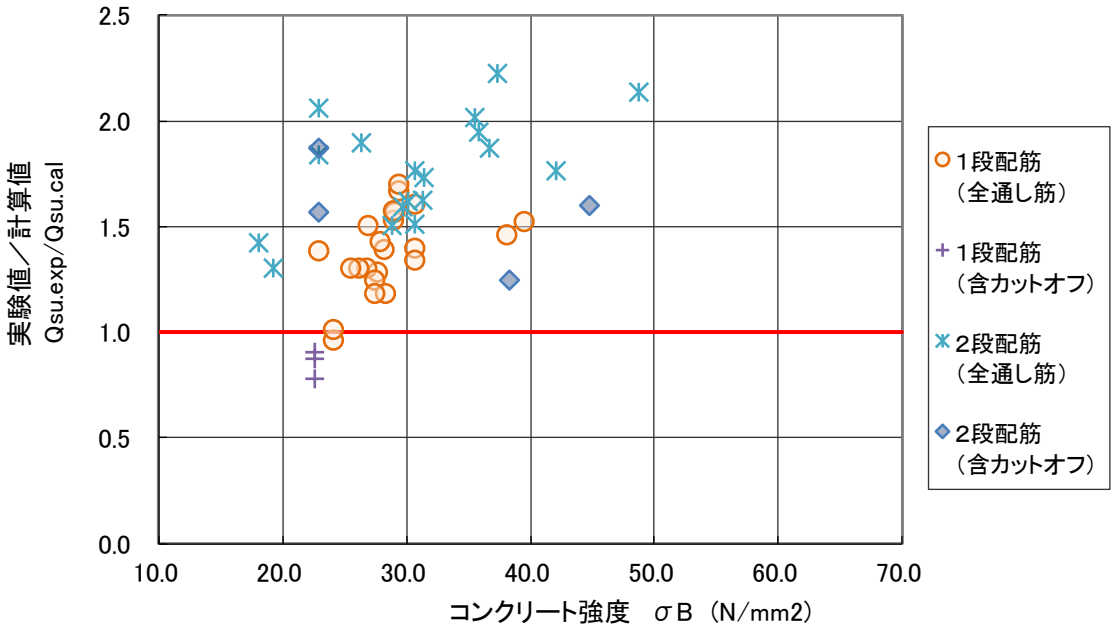


図 3.5.39　せん断強度（実験値／下限式の計算値）－コンクリート強度関係（付着破壊型）

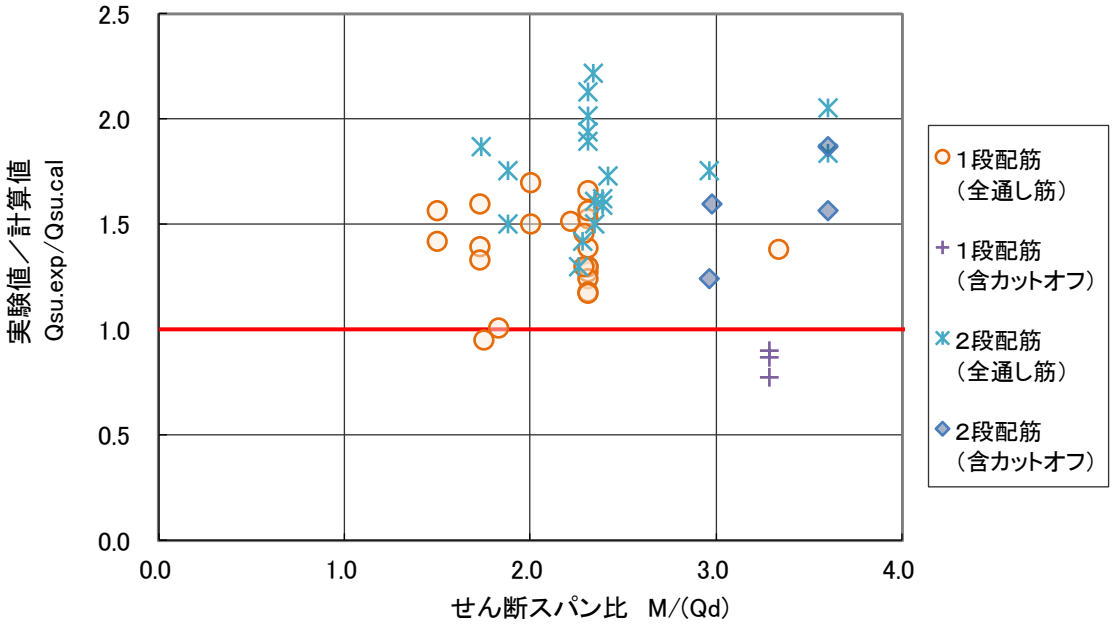


図 3.5.40　せん断強度（実験値／下限式の計算値）－せん断スパン比関係（付着破壊型）

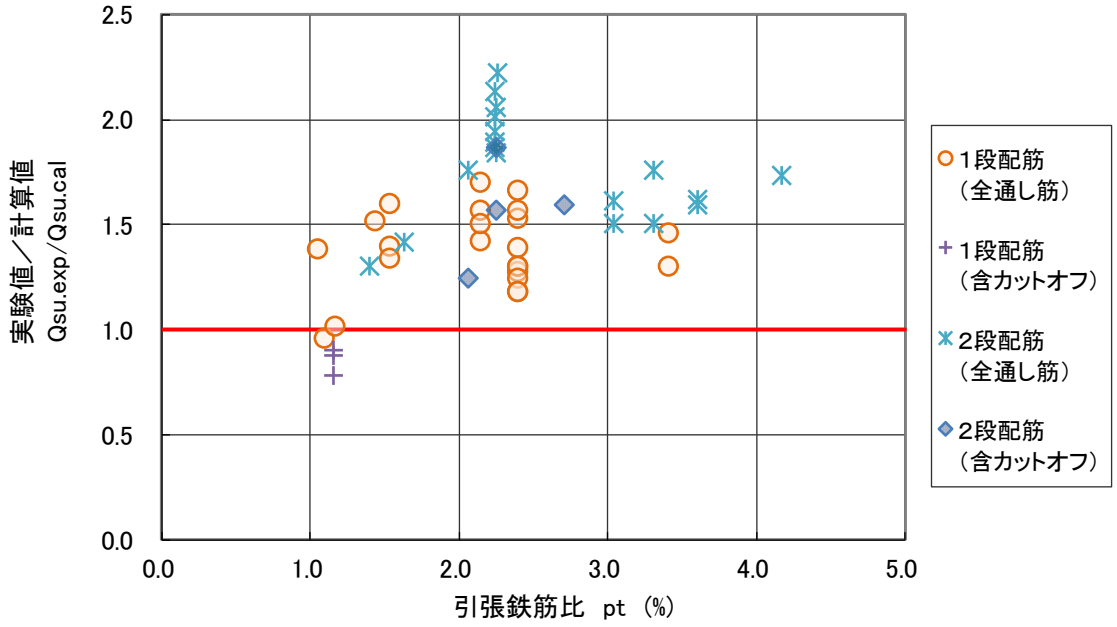


図 3.5.41　せん断強度（実験値／下限式の計算値）－引張鉄筋比関係（付着破壊型）

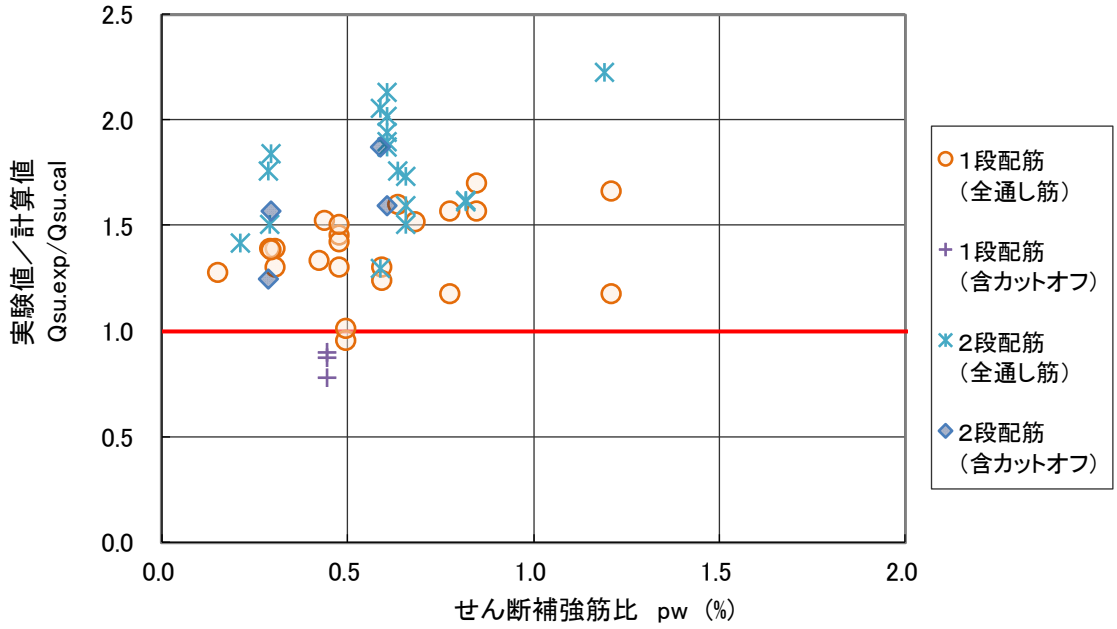


図 3.5.42　せん断強度（実験値／下限式の計算値）－せん断補強筋比関係（付着破壊型）

d.　**考察**

せん断破壊型は、対象試験体数 88 体、実験値／計算値は平均値 1.62、変動係数 0.23、±30%以内の試験体は 18 体であった。付着破壊型は、対象試験体数 48 体、実験値／計算値は平均値 1.51、変動係数 0.21、±30%以内の試験体は 11 体であった。いずれの破壊型でも、2 段配筋梁の実験値／計算値は 1 段配筋梁よりも高い傾向が見られた。付着破壊型の実験値／計算値は、カットオフ筋を含む試験体は全て通し筋の試験体よりも低い傾向にあり、1 段配筋でカットオフ筋を含む試験体では実験値が計算値を下回った。

3.5.9　せん断強度（荒川 mean 式）

a.　せん断強度式（建築物の構造関係技術基準解説書）[3-9]

せん断強度の計算値は，2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書[3-9]の平均値式を用いて算出する。

（平均値式）

$$Qsu=\left\{\frac{0.068\,pt^{0.23}\left(Fc+18\right)}{M/\left(Qd\right)+0.12}+0.85\sqrt{pw\sigma wy}\right\}bj \quad \text{(N)} \tag{3.5.9}$$

p_t　：引張鉄筋比（%）

F_c　：コンクリートの圧縮強度（N/mm²）

M/Q　：M, Q はそれぞれ終局強度算定時における部材内の最大曲げモーメント及びせん断力（ただし，$M/(Qd)$は，$M/(Qd)<1$ のとき 1 とし，$M/(Qd)>3$ のとき 3 とする）(mm)

d　：はり有効せい　(mm)。多段配筋梁の有効せいは、引張鉄筋の重心位置からコンクリート圧縮縁までの距離とした。ただし、主筋位置が明記されておらず、有効せいのみ記載された文献については、その有効せいの値を用いた。

p_w　：せん断補強筋比（小数）

σ_{wy}：せん断補強筋の降伏強度（N/mm²）

b　：はり幅　(mm)

j　：応力中心距離(mm)で $7d/8$ としてよい。

上記の(3.5.9)式は以下の荒川原式から誘導されている。

$$\tau_{umean}=\frac{0.115k_uk_p(180+\sigma_B)}{\dfrac{M}{Qd}+0.12}+2.7\sqrt{p_{ww}\,\sigma_y}\ (\text{kgf/cm}^2)$$

b.　**実験値と計算値の比較**

対象はせん断破壊型および付着破壊型の試験体とし、せん断補強筋の無い試験体は除外した。(3.5.9)式による計算値とそれぞれ比較する。

せん断破壊型の実験値との比較

せん断破壊型の試験体について、せん断強度の実験値と計算値(3.5.9)式との比較を，図 3.5.43 および表 3.5.9 に示す。表には，実験値／計算値の試験体数，平均値，変動係数，最大値，最小値および±30%以内の試験体数を示している。引張鉄筋の段数とカットオフ筋の有無を区別した比較も行っている。

表 3.5.9　せん断強度の平均値式（実験値／計算値）に関する統計データ（せん断破壊型）

せん断強度の平均値式（実験値／計算値）データ						
配筋	試験体数	平均	変動係数	最大	最小	±30%以内
1 段配筋 （全通し筋）	25	1.18	0.16	1.52	0.73	19
2 段配筋 （全通し筋）	61	1.50	0.23	2.18	0.90	22
2 段配筋 （含カットオフ）	2	1.66	0.08	1.79	1.52	0
全体	88	1.41	0.24	2.18	0.73	41

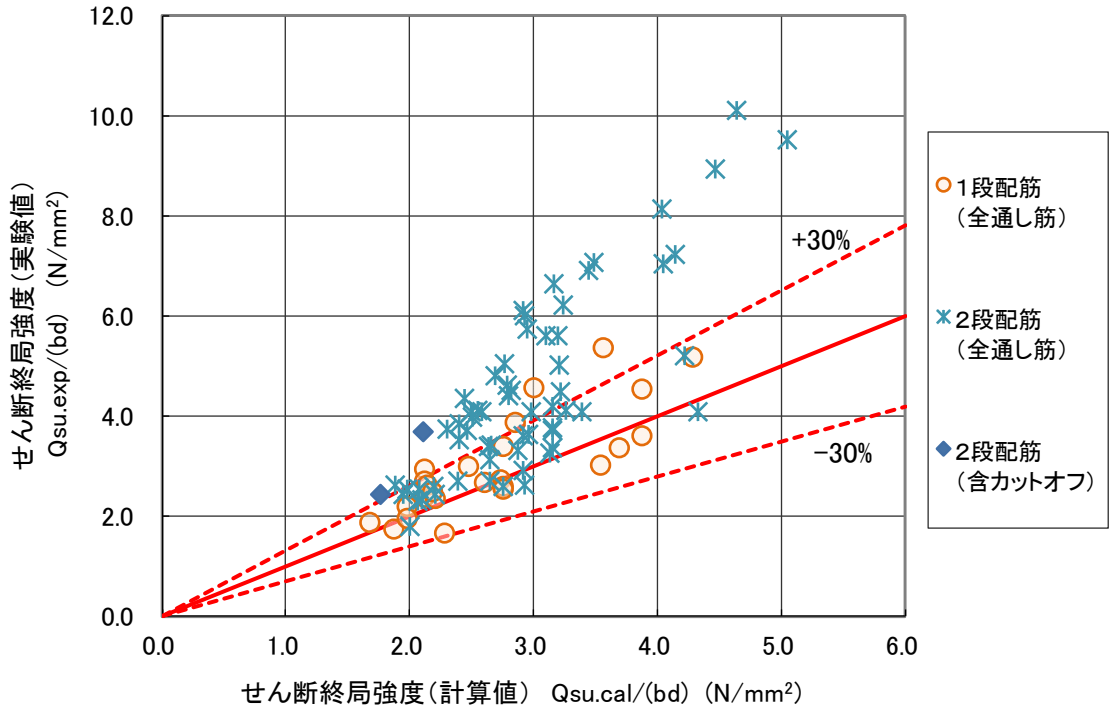


図 3.5.43　せん断強度の実験値と計算値（下限式）の比較（せん断破壊型）

付着破壊型の実験値との比較

付着破壊型の試験体について、せん断強度の実験値と計算値(3.5.9)式との比較を，図 3.5.44 および表 3.5.10 に示す。表には，実験値／計算値の試験体数，平均値，変動係数，最大値，最小値および±30%以内の試験体数を示している。引張鉄筋の段数とカットオフ筋の有無を区別した比較も行っている。

表 3.5.10　せん断強度の平均値式（実験値／計算値）に関する統計データ（付着破壊型）

せん断強度の平均値式（実験値／計算値）データ						
配筋	試験体数	平均	変動係数	最大	最小	±30%以内
1 段配筋（全通し筋）	23	1.22	0.13	1.49	0.87	15
1 段配筋（含カットオフ）	3	0.79	0.06	0.84	0.73	3
2 段配筋（全通し筋）	18	1.57	0.14	2.00	1.19	3
2 段配筋（含カットオフ）	4	1.41	0.14	1.69	1.12	1
全体	48	1.34	0.21	2.00	0.73	22

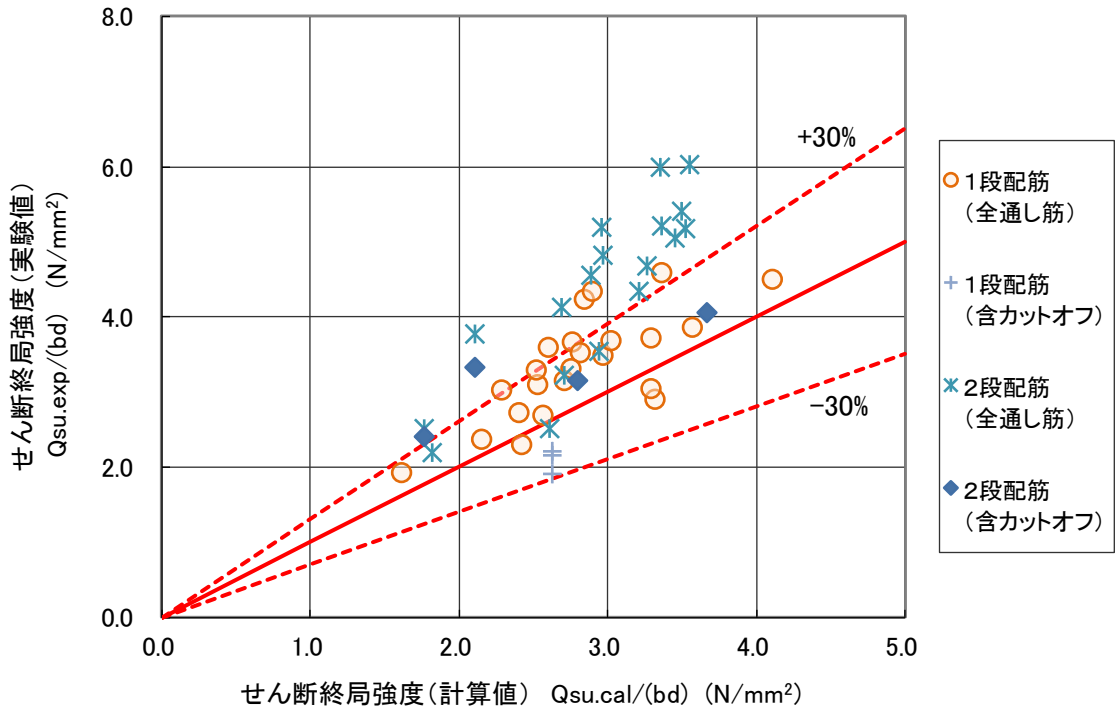


図 3.5.44　せん断強度の実験値と計算値（平均値式）の比較（付着破壊型）

c.　実験値／計算値の影響因子分析

対象は、せん断破壊型および付着破壊型の試験体とし、せん断補強筋の無い試験体は除外した。 (3.5.9)式による計算値についてそれぞれ分析する。

i)　　せん断破壊型の実験値

図 3.5.45 から図 3.5.48 に，（実験値／計算値）とコンクリート強度，せん断スパン比，引張鉄筋比，主筋強度およびせん断補強筋比関係を示す。

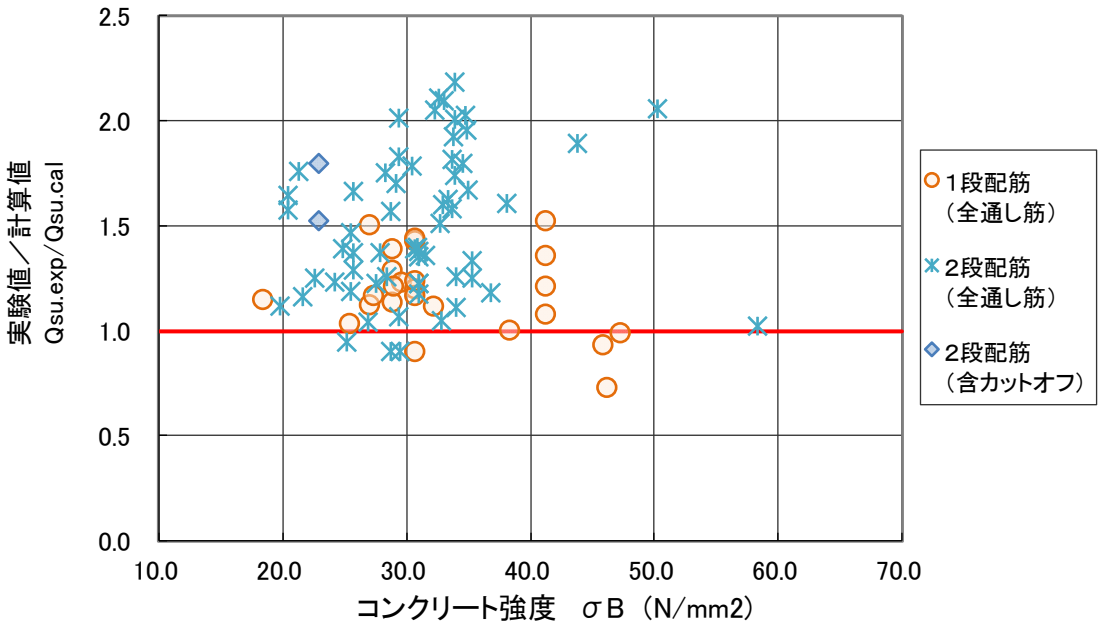


図 3.5.45　せん断強度（実験値／平均値式の計算値）－コンクリート強度関係（せん断破壊型）

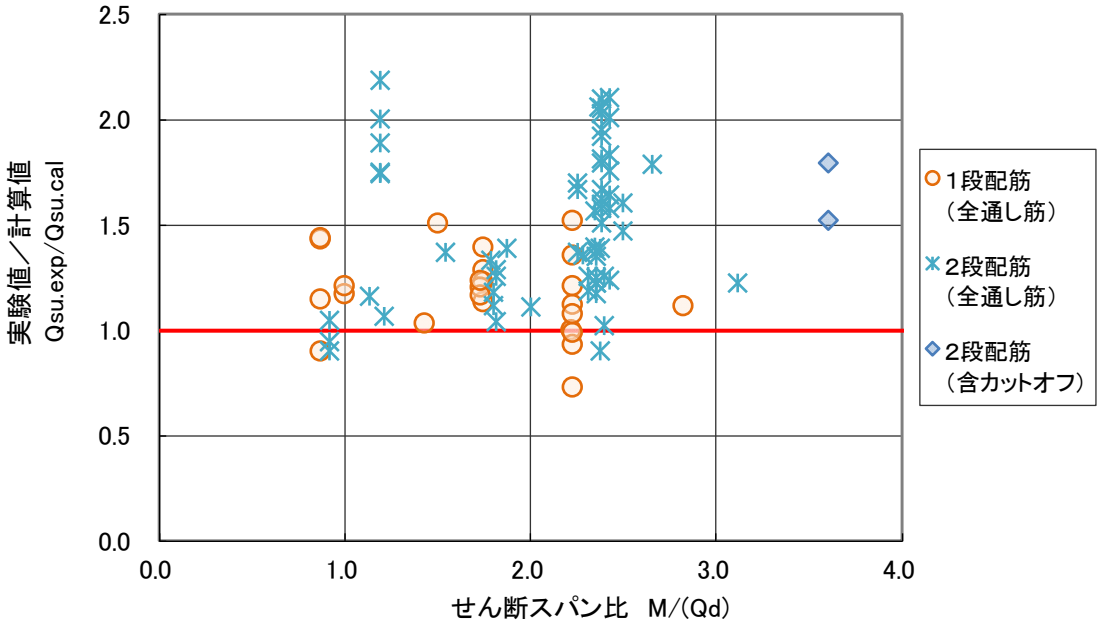


図 3.5.46　せん断強度（実験値／平均値式の計算値）－せん断スパン比関係（せん断破壊型）

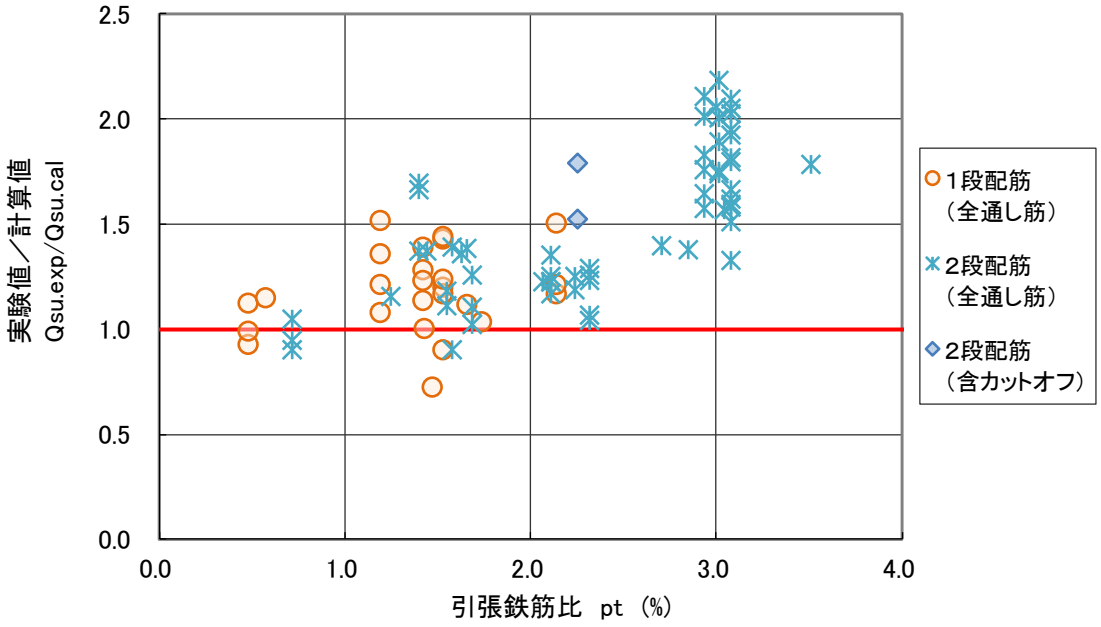


図 3.5.47　せん断強度（実験値／平均値式の計算値）－引張鉄筋比関係（せん断破壊型）

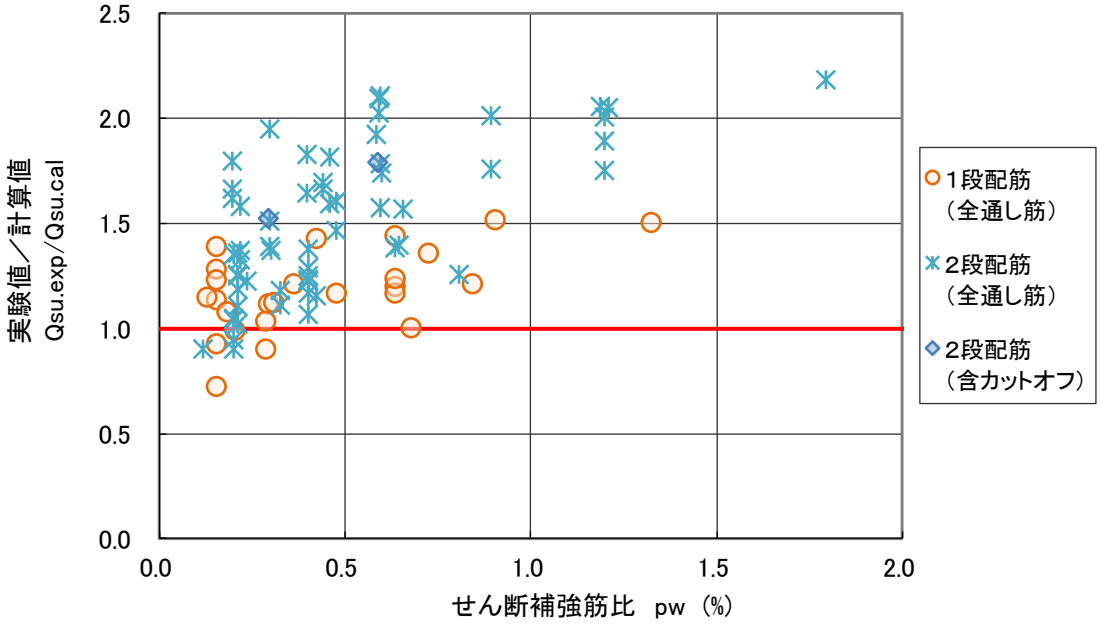


図 3.5.48　せん断強度（実験値／平均値式の計算値）－せん断補強筋比関係（せん断破壊型）

ii)　　付着破壊型の実験値

図 3.5.49 から図 3.5.52 に，（実験値／計算値）とコンクリート強度，せん断スパン比，引張鉄筋比，主筋強度およびせん断補強筋比関係を示す。

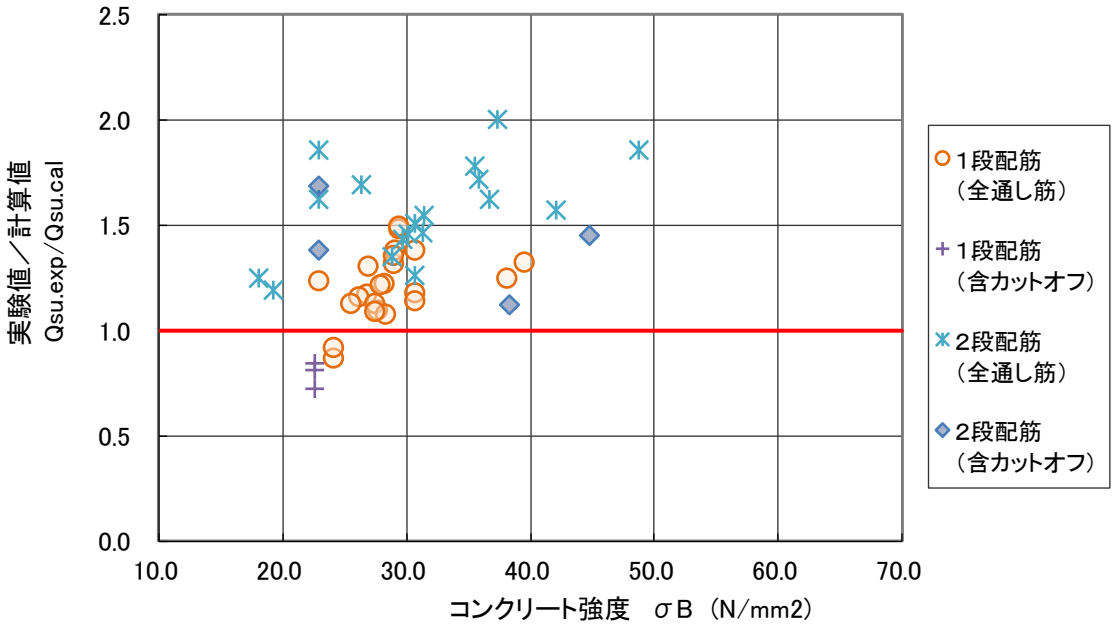


図 3.5.49　せん断強度（実験値／平均値式の計算値）－コンクリート強度関係（付着破壊型）

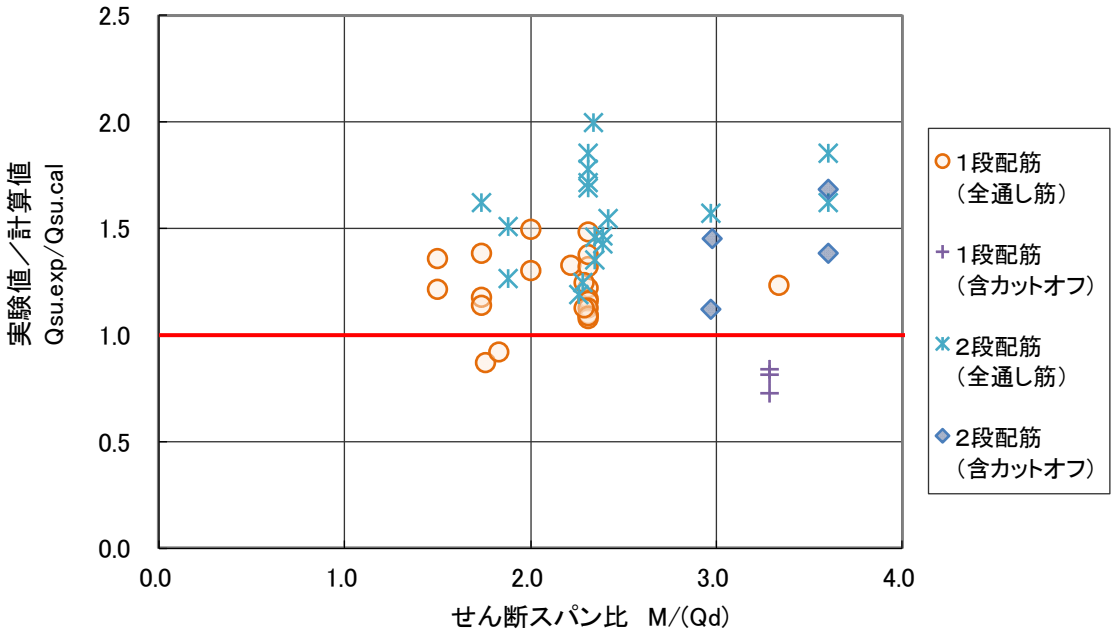


図 3.5.50　せん断強度（実験値／平均値式の計算値）－せん断スパン比関係（付着破壊型）

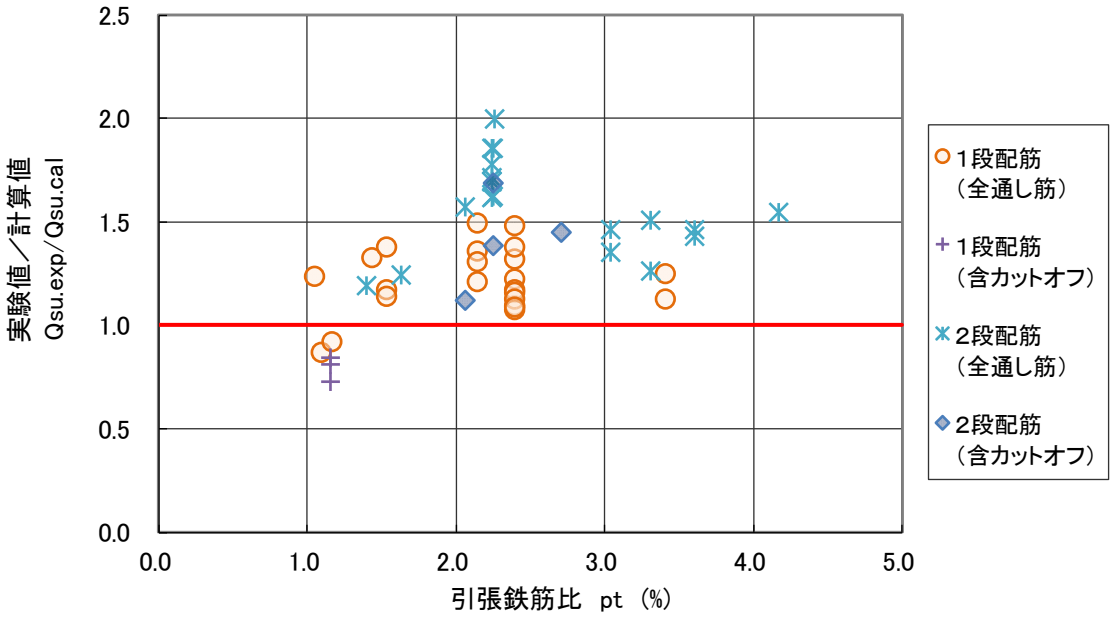


図 3.5.51　せん断強度（実験値／平均値式の計算値）－引張鉄筋比関係（付着破壊型）

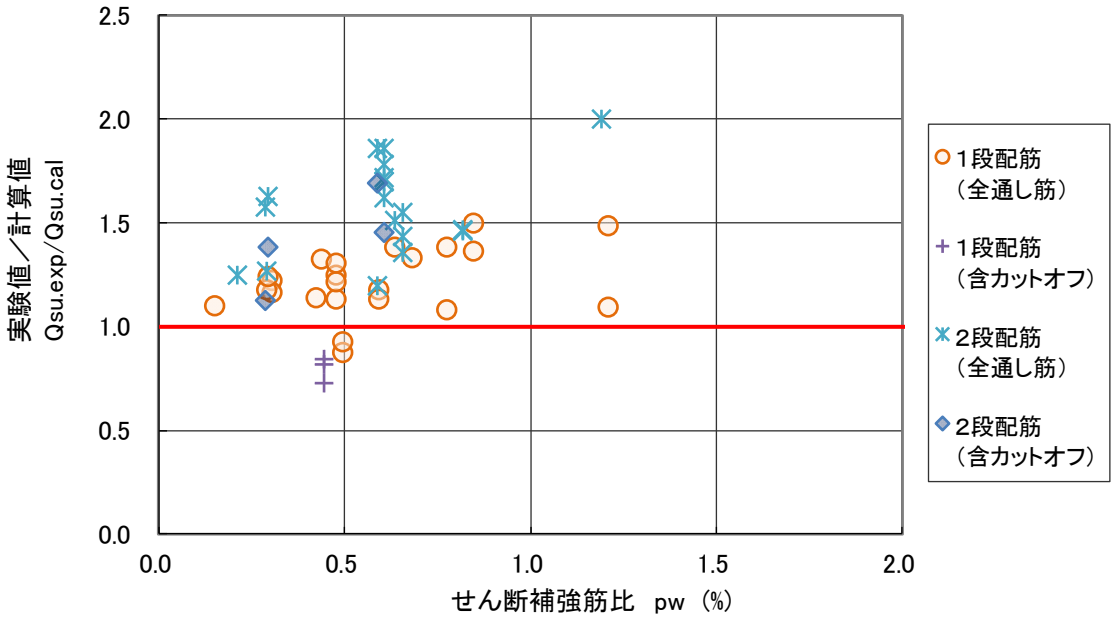


図 3.5.52　せん断強度（実験値／平均値式の計算値）－せん断補強筋比関係（付着破壊型）

d.　考察

せん断破壊型は、対象試験体数 88 体、実験値／計算値は平均値 1.41、変動係数 0.24、±30%以内の試験体は 41 体であった。付着破壊型は、対象試験体数 48 体、実験値／計算値は平均値 1.34、変動係数 0.21、±30%以内の試験体は 22 体であった。いずれの破壊型でも、2 段配筋梁の実験値／計算値は 1 段配筋梁よりも高い傾向が見られた。付着破壊型の実験値／計算値は、カットオフ筋を含む試験体は全て通し筋の試験体よりも低い傾向にあり、1 段配筋でカットオフ筋を含む試験体では実験値が計算値を下回った。

3.5.10 付着強度（RC 規準式）

a. RC 規準式[3.7.1]

鉄筋コンクリート構造計算規準（2018）[3-10]の 16 条に記載されている安全性確保のための検討については，以下の通り算定する。

曲げ材の付着検定断面

スパン内で最大曲げモーメントとなる断面

曲げ材の引張鉄筋の付着長さ l_d

スパン途中でカットオフされる鉄筋（以下，カットオフ筋という）の付着長さ l_d は，付着検定断面から鉄筋端までの長さとし，鉄筋端部に標準フックを設ける場合は，折曲げ起点までの長さとする．

大地震動に対する安全性確保のための検討

通し筋は（3.5.10）式，カットオフ筋は（3.5.11）式による．

$$\tau_D = \alpha_1 \times \frac{\sigma_D \cdot d_b}{4(L'-d)} \le Kf_b \qquad (3.5.10)$$

$$\tau_D = \alpha_2 \times \frac{\sigma_D \cdot d_b}{4(l_d-d)} \le Kf_b \qquad (3.5.11)$$

ただし，$l_d \ge l'+d$

記号　τ_D：安全性検討用の平均付着応力度

d：曲げ材の有効せい

l_d：カットオフ筋の付着長さ．対象とする荷重の作用により曲げ材にせん断ひび割れを生じないことが確かめられた場合には，(3.5.11)式の l_d-d を l_d とする．

d_b：曲げ補強鉄筋径で，異形鉄筋では呼び名の数値とする．

σ_D：付着検定断面における安全性検討用の鉄筋引張応力度で以下による．

曲げ降伏する部材：$\sigma_D = \sigma_y$

σ_y：付着検定断面における鉄筋の降伏強度で，鉄筋端に標準フックを設ける場合にはその値の 2/3 倍とする．

n：水平荷重時せん断力の割増係数で 1.5 以上の数値

f_b：付着割裂の基準となる強度で，表 3.5.11 による．

α_1：通し筋の応力状態を表す係数で，表 3.5.12 による．

α_2：カットオフ筋の応力状態を表す係数で，表 3.5.13 による．

L'：通し筋の付着長さで，付着検定断面において，カットオフ筋がなく通し筋のみの場合は $L'=L$，通し筋とカットオフ筋の両方がある場合は $L'=L-l'$ とする．対象とする荷重の作用により曲げ材にせん断ひび割れを生じないことが確かめられた場合には，(3.5.10)式の $L'-d$ を L' とする．

L：曲げ材の内法長さ

l': 付着検定断面からカットオフ筋が設計用曲げモーメントに対して計算上不要となる断面（以下，計算上不要となる断面という）までの距離で，両端が曲げ降伏する部材では(3.5.12)式，一端が曲げ降伏で他端が弾性の部材では(3.5.13)式で計算する．

両端曲げ降伏部材:
$$l' = \frac{A_{cut}}{A_{total}} \times \frac{L}{2} \tag{3.5.12}$$

一端曲げ降伏・他端弾性部材：
$$l' = \frac{A_{cut}}{A_{total}} \times L \tag{3.5.13}$$

A_{cut}：カットオフされる引張鉄筋の断面積

A_{total}：引張鉄筋の総断面積

K: 鉄筋配置と横補強筋による修正係数で(3.5.14)式による．

$$K = 0.3\left(\frac{C+W}{d_b}\right) + 0.4 \le 2.5 \tag{3.5.14}$$

C: 計算する断面における鉄筋間のあき，または最小かぶり厚さの 3 倍のうちの小さいほうの数値で，$5d_b$以下とする．なお，(3.5.15)式で Cを算定する．

$$C = \frac{b - N \cdot d_b}{N} \le \min\left(3C_{\min},\ \ 5d_b\right) \tag{3.5.15}$$

N: 当該鉄筋列の想定される付着割裂面における鉄筋本数.

b：部材の幅

$C_{\min}$：当該鉄筋の最小かぶり厚さ.

W: 付着割裂面を横切る横補強筋効果を表す換算長さで，(3.5.16)式による．

$$W = 80\frac{A_{st}}{sN} \leqq 2.5d_b \tag{3.5.16}$$

A_{st}：当該鉄筋列の想定される付着割裂面を横切る一組の横補強筋全断面積

s：一組の横補強筋（断面積 A_{st}）の間隔

表 3.5.11　付着割裂の基準となる強度 f_b

	安全性確保のための検討	
	上端筋	その他の鉄筋
普通コンクリート	$0.8\times\left(\frac{F_c}{40}+0.9\right)$	$\frac{F_c}{40}+0.9$
軽量コンクリート	普通コンクリートに対する値の 0.8 倍	

［注］1）上端筋とは，曲げ材にあってその鉄筋の下に 300mm 以上のコンクリートが打ち込まれる場合の水平鉄筋をいう。

2）F_c はコンクリートの設計基準強度（N/mm²）を表す。

3）多段配筋の一段目（断面外側）以外の鉄筋に対しては，上表の値に

0.6 を乗じる。

表 3.5.12　通し筋の応力状態を表す係数α_1

両端が曲げ降伏する部材の通し筋	1 段目の鉄筋	2
	多段配筋の 2 段目以降の鉄筋	1.5
一端曲げ降伏で他端弾性の部材の通し筋		1

表 3.5.13　カットオフ筋の応力状態を表す係数α_2

付着長さが $L/2$ 以下のカットオフ筋	1 段目の鉄筋	1
	多段配筋の 2 段目以降の鉄筋	0.75
付着長さが $L/2$ を超えるカットオフ筋		1

b. 実験値と計算値の比較

(3.5.10) (3.5.11)式による付着強度 Kf_b に対する設計用付着応力度 τ_D の比率を付着余裕度 Kf_b/τ_D とし、曲げ終局強度(3.5.5)式のときのせん断力 $Q_{f.cal}$ に対する最大せん断力実験値 $Q_{u.exp}$ の比率 $Q_{u.exp}/Q_{f.cal}$ を比較したものが図 3.5.53 である。つまり、付着余裕度が 1.0 以上は、計算上、主筋が降伏することになり、試験体は曲げ終局強度の計算値を発揮されることが想定される。表 3.5.14 に$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{Kf_b/\tau_D\}$の平均などを示す。対象は付着破壊型の試験体で、主筋の段数、カットオフ筋の有無で区別している。

付着余裕度の計算は次のように行った。

- ✓ テンションシフトの発生の有無は、曲げ終局強度 M_u と荒川式によるせん断ひび割れ強度を比較することで判別した。今回の対象試験体では、全てテンションシフトの発生の有る判定となった。
- ✓ 設計用付着応力度は両端塑性ヒンジの発生する部材として算出した。
- ✓ 鉄筋の設計用引張応力度には降伏応力度の実験値を用いた。
- ✓ 上端筋とその他の鉄筋の区別は，打設方向に鉄筋の下方へ 300mm 以上のコンクリートがあるものを上端筋，それ以外をその他の鉄筋とした。打設方向は，文献にせい方向と明記されているか，文献内で下端筋と上端筋を区別して結果や考察が記述されているものは，せい方向への打設とし，文献から読み取れないものは，その他の鉄筋として取り扱った。

表 3.5.14　$\{Q_{u.exp}/Q_{fu.cal}\}/\{Kf_b/\tau_D\}$に関する統計データ（付着破壊型）

$\{Q_{u.exp}/Q_{fu.cal}\}/\{Kf_b/\tau_D\}$データ						
配筋	試験体数	平均	変動係数	最大	最小	±30%以内
1 段配筋 （全通し筋）	23	2.26	0.23	3.55	1.48	0
1 段配筋 （含カットオフ）	3	3.97	0.39	6.17	2.71	0
2 段配筋 （全通し筋）	18	1.77	0.15	2.18	1.31	0
2 段配筋 （含カットオフ）	4	2.27	0.13	2.68	1.85	0
全体	48	2.18	0.35	6.17	1.31	0

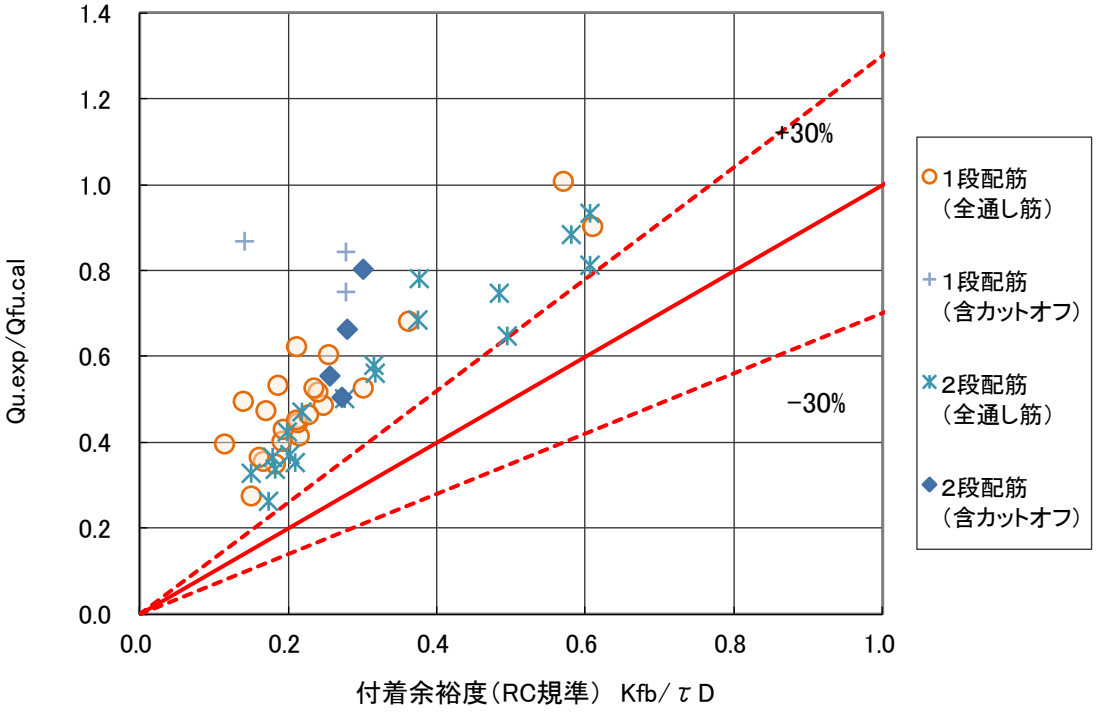


図 3.5.53　RC 規準の付着余裕度と実験値（付着破壊型）

c.　付着余裕度 Kf_b/τ_D の影響因子分析

図 3.5.54 から図 3.5.57 に、$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{Kf_b/\tau_D\}$ とコンクリート強度、せん断スパン比、引張鉄筋比およびせん断補強筋比の関係を示す。対象は付着破壊型の試験体である。

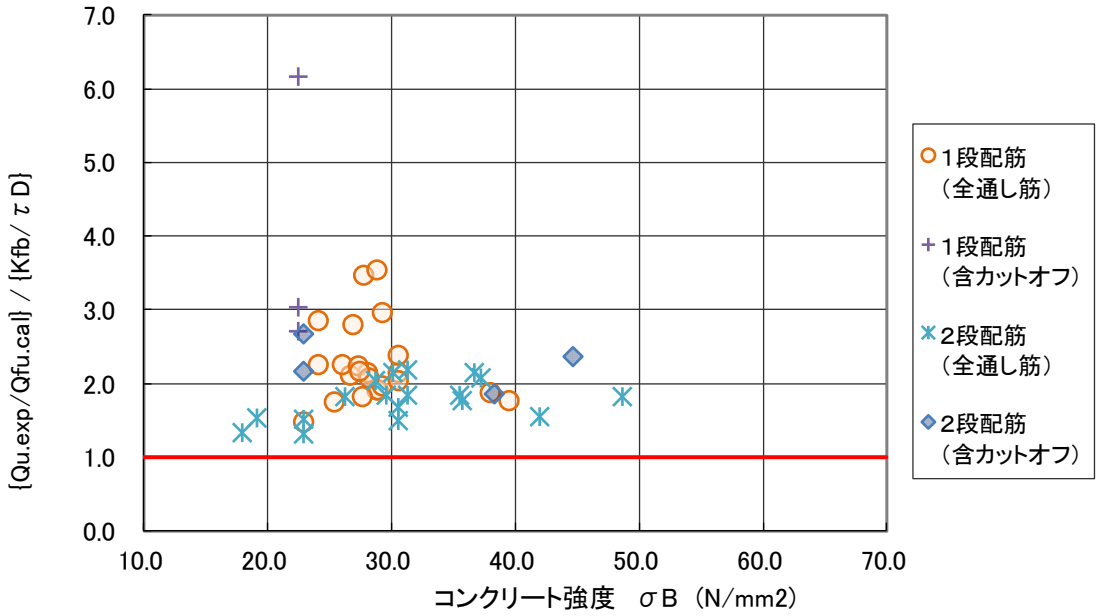


図 3.5.54　$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{Kf_b/\tau_D\}$－コンクリート強度関係（付着破壊型）

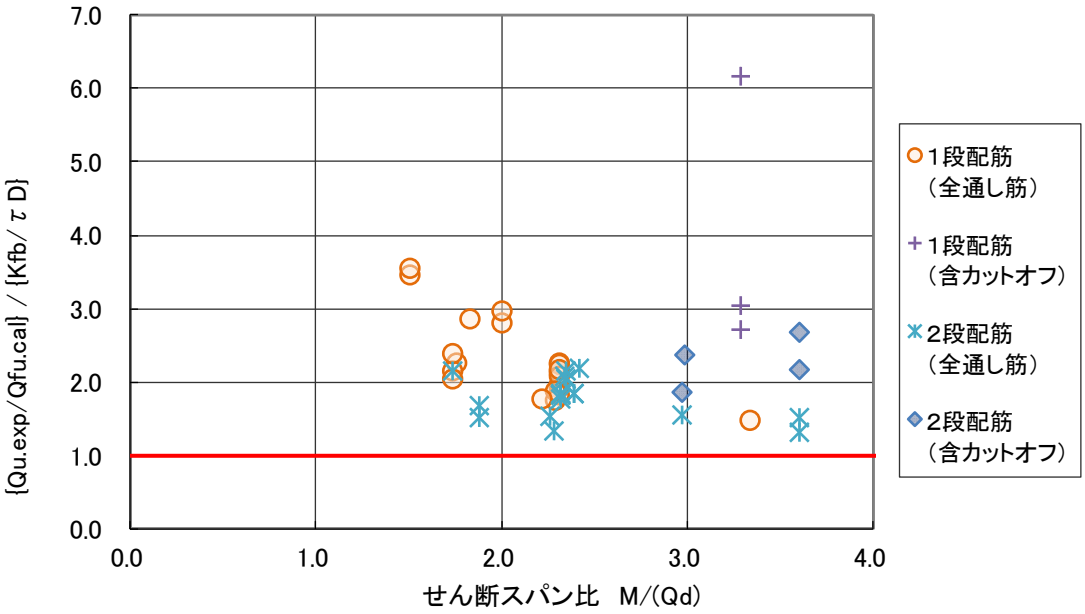


図 3.5.55　$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{Kf_b/\tau_D\}$－せん断スパン比関係（付着破壊型）

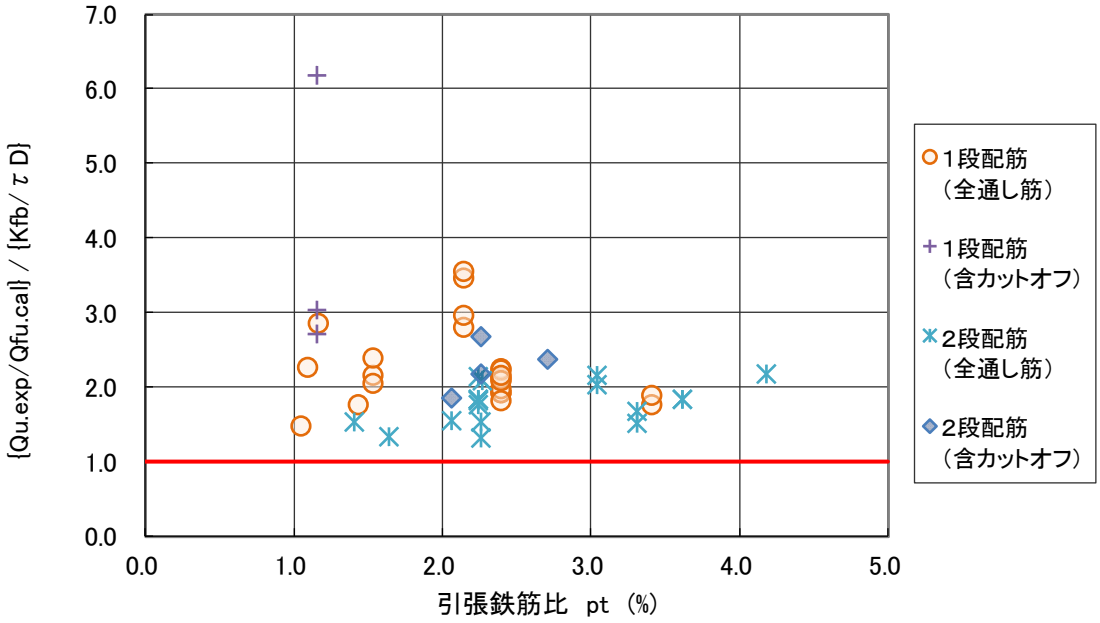


図 3.5.56　$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{Kf_b/\tau_D\}$－引張鉄筋比関係（付着破壊型）

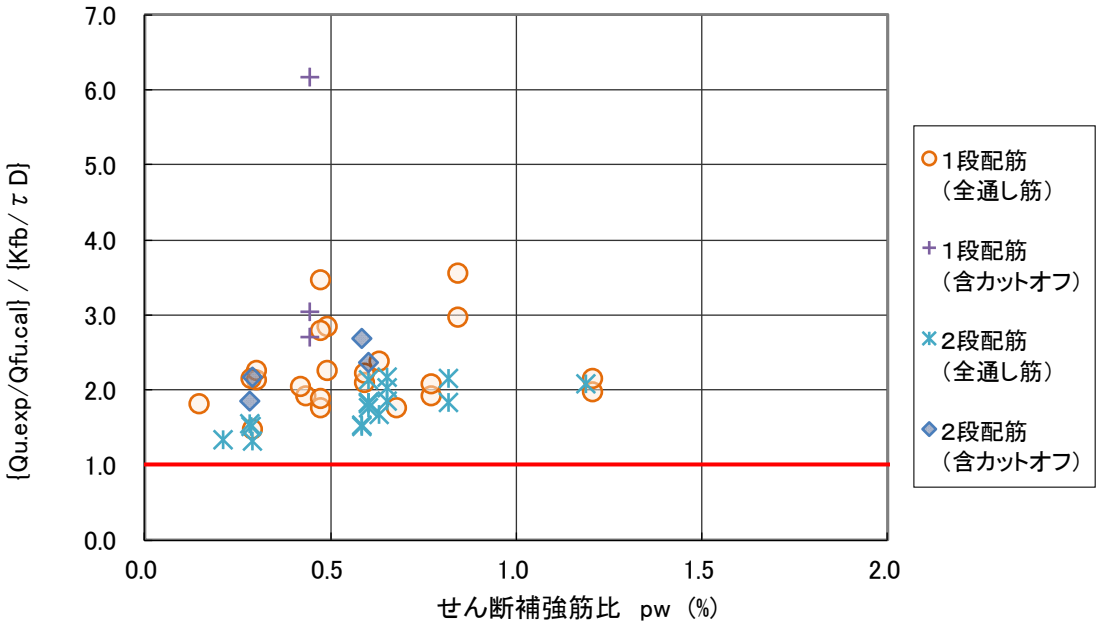


図 3.5.57　$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{Kf_b/\tau_D\}$－せん断補強筋比関係（付着破壊型）

d.　**考察**

対象試験体数 48 体、付着余裕度 Kf_b/τ_D に対する $Q_{u.exp}/Q_{f.cal}$（曲げ終局強度(3.5.5)式のときのせん断力 $Q_{f.cal}$ に対する最大せん断力実験値 $Q_{u.exp}$ の比率）の比率は、平均値 2.18、変動係数 0.35、±30%以内の試験体は 0 体で、付着余裕度に対して $Q_{u.exp}/Q_{f.cal}$ が高く、特にカットオフ筋を含む試験体で高い。

3.5.11 付着強度（RC 規準の解説式）

a. RC 規準の解説式[3.7.1]

鉄筋コンクリート構造計算規準（2018）[3-10]の 16 条解説に記載されている、カットオフ筋の付着に対する安全性確保のための検討については，以下の通り算定する。

大地震動に対するカットオフ筋の安全性確保のための検討は、(3.5.17)式による。

$$\tau_D = \alpha_2 \times \tau_y \leq K f_b \tag{3.5.17}$$

$$\tau_y = \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4\left(l_d - \frac{d}{2}\right)} \tag{3.5.18}$$

ただし，$l_d \geqq l' + d$

α_2 は表 3.5.13 により、他の記号は前述のとおりである．

なお、RC 規準の解説では、(3.5.17)式を採用する条件として(3.5.19)式を満足することを要求している。なお、(3.5.19)式の条件は，p_w が梁の全域で一定の場合にのみ適用する．

$$p_w \sigma_{wy} \geq \frac{2 \cdot N_{cut} \cdot \pi d_b \cdot \tau_y}{b} \tag{3.5.19}$$

記号　N_{cut}：カットオフ筋の本数

d_b：カットオフ筋の径

σ_{wy}：せん断補強筋の降伏応力度

b：梁幅

p_w：梁のせん断補強筋比．p_w が 0.6%を超える場合は p_w=0.6%とする．

b.　実験値と計算値の比較

(3.5.17)式による付着強度 Kf_b に対する設計用付着応力度 τ_D の比率を付着余裕度 Kf_b/τ_D とし、曲げ終局強度(3.5.5)式のときのせん断力 $Q_{f.cal}$ に対する最大せん断力実験値 $Q_{u.exp}$ の比率 $Q_{u.exp}/Q_{f.cal}$ を比較したものが図 3.5.58 である。つまり、付着余裕度が 1.0 以上は、計算上、主筋が降伏することになり、試験体は曲げ終局強度の計算値を発揮されることが想定される。表 3.5.15 に$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{Kf_b/\tau_D\}$の平均などを示す。図 3.5.59 は、(3.5.19)式より得られる $p_w \sigma_{wy}/\{2N_{cut} \pi d_b \tau_y / b\}$と$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{Kf_b/\tau_D\}$を比較したものである。対象は付着破壊型でカットオフ筋を有する試験体で、主筋の段数を区別している。

付着余裕度の計算は次のように行った。

- ✓ テンションシフトの発生の有無は、曲げ終局強度 M_u と荒川式によるせん断ひび割れ強度を比較することで判別した。今回の対象試験体では、全てテンションシフトの発生の有る判定となった。
- ✓ 鉄筋の設計用引張応力度には降伏応力度の実験値を用いた。
- ✓ 上端筋とその他の鉄筋の区別は，打設方向に鉄筋の下方へ 300mm 以上のコンクリートがあるものを上端筋，それ以外をその他の鉄筋とした。打設方向は，文献にせい方向と明記されているか，文献内で下端筋と上端筋を区別して結果や考察が記述されているものは，せい方向への打設とし，文献から読み取れないものは，その他の鉄筋として取り扱った。

表 3.5.15　$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{Kf_b/\tau_D\}$に関する統計データ（付着破壊型）

$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{Kf_b/\tau_D\}$データ						
配筋	試験体数	平均	変動係数	最大	最小	±30%以内
1 段配筋 （含カットオフ）	3	1.93	0.27	2.66	1.48	0
2 段配筋 （含カットオフ）	4	1.71	0.14	2.04	1.39	0
全体	7	1.81	0.22	2.66	1.39	0

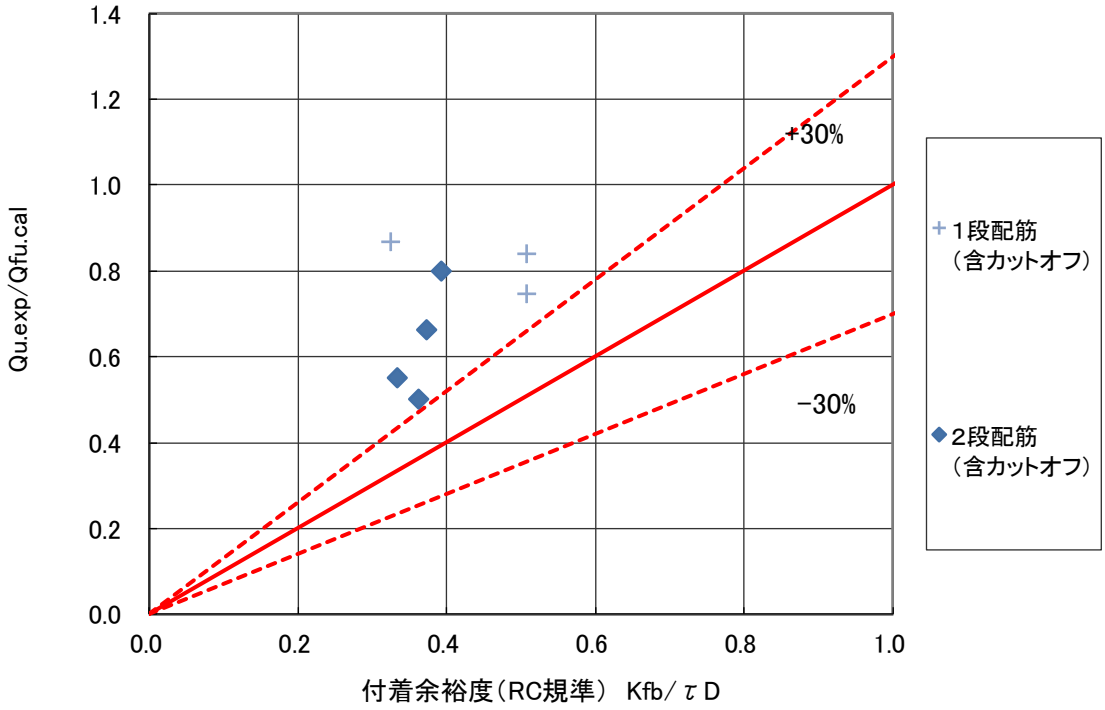


図 3.5.58　RC 規準の解説式による付着余裕度と実験値（付着破壊型）

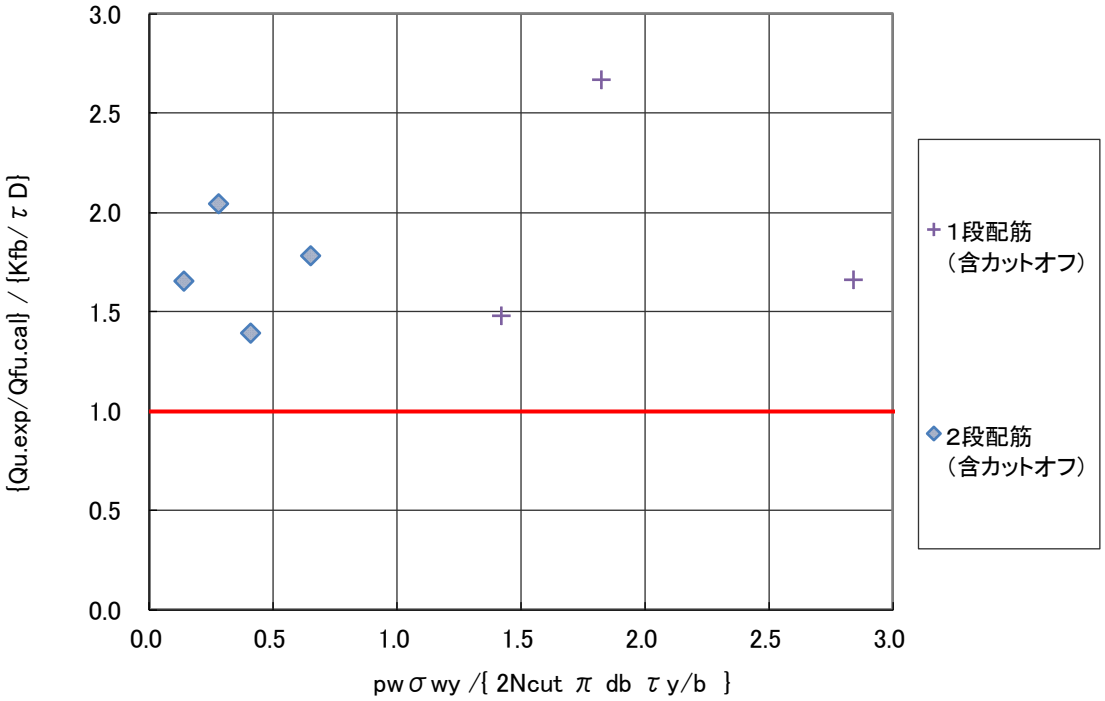


図 3.5.59　$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{Kf_b/\tau_D\}$と(3.5.19)式の関係（付着破壊型）

c.　付着余裕度 Kf_b/τ_D の影響因子分析

図 3.5.54 から図 3.5.57 に、付着余裕度 Kf_b/τ_D とコンクリート強度、せん断スパン比、引張鉄筋比およびせん断補強筋比の関係を示す。対象は付着破壊型の試験体である。

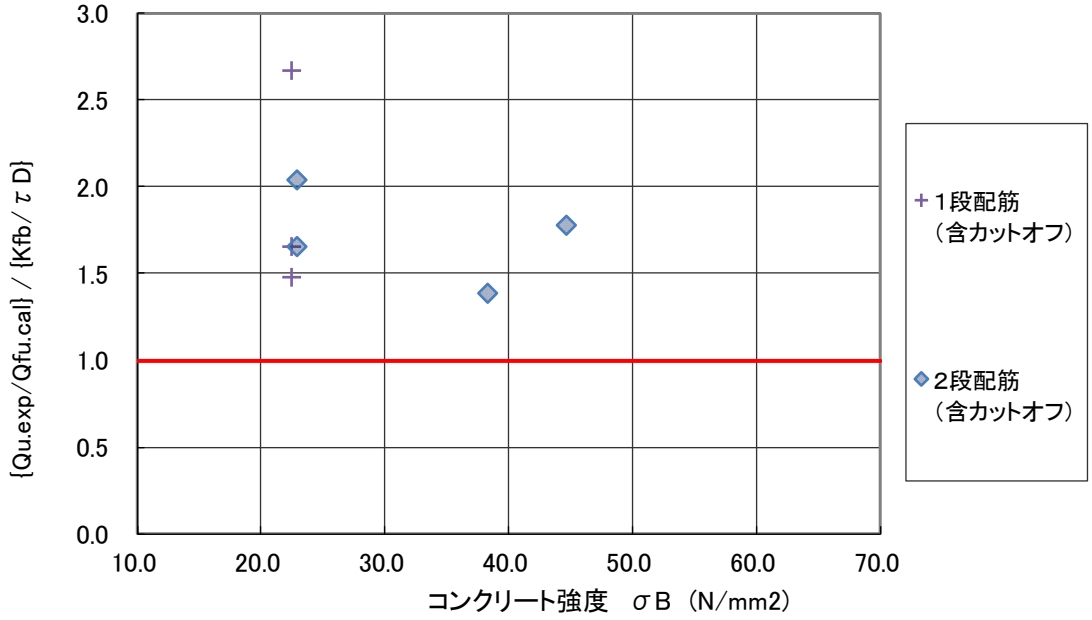


図 3.5.60　$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{Kf_b/\tau_D\}$－コンクリート強度関係（付着破壊型）

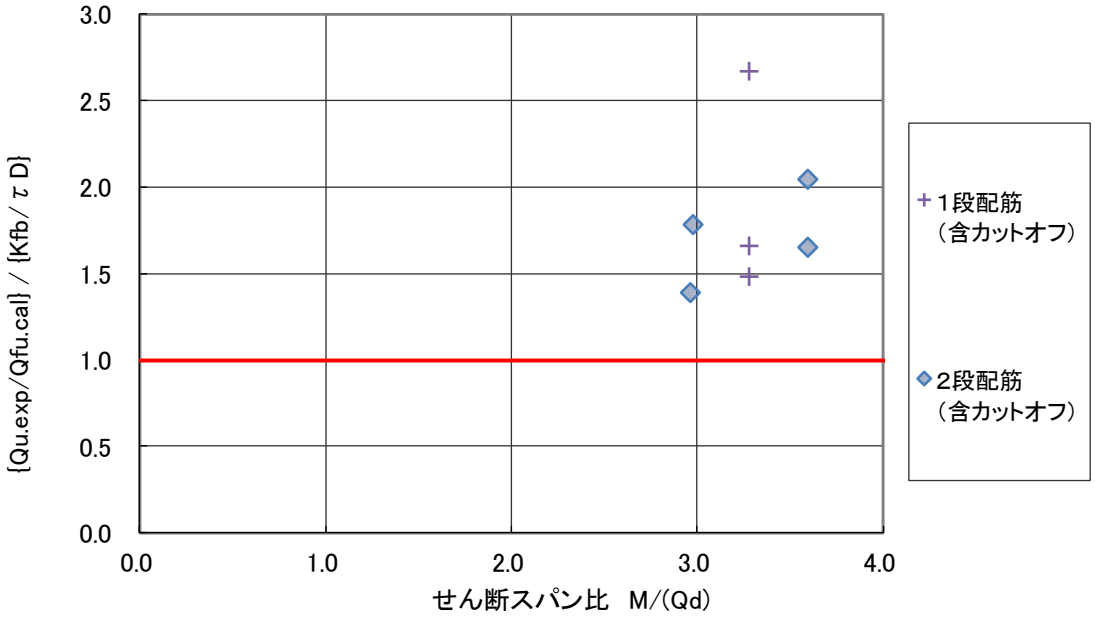


図 3.5.61　$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{Kf_b/\tau_D\}$－せん断スパン比関係（付着破壊型）

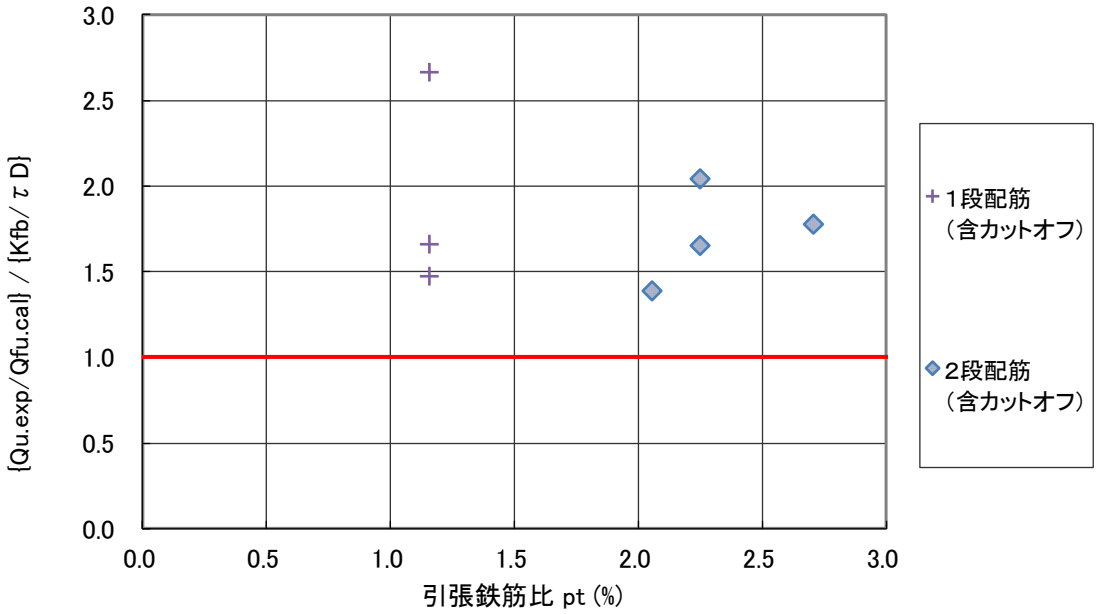


図 3.5.62　$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{Kf_b/\tau_D\}$－引張鉄筋比関係（付着破壊型）

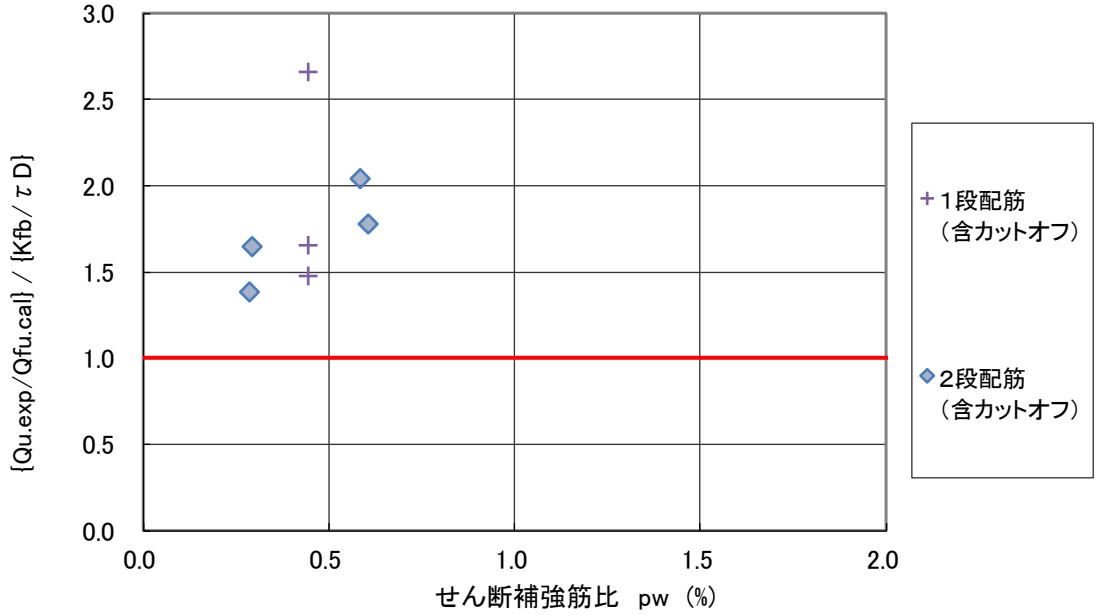


図 3.5.63　$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{Kf_b/\tau_D\}$－せん断補強筋比関係（付着破壊型）

d.　**考察**

対象試験体数 7 体、付着余裕度 Kf_b/τ_D に対する $Q_{u.exp}/Q_{f.cal}$（曲げ終局強度(3.5.5)式のときのせん断力 $Q_{f.cal}$ に対する最大せん断力実験値 $Q_{u.exp}$ の比率）の比率は、平均値 1.81、変動係数 0.22、±30%以内の試験体は 0 体で、付着余裕度に対して $Q_{u.exp}/Q_{f.cal}$ が高い。

3.5.12 付着強度（靭性指針式）

a. 靭性指針式[3.7.2]

鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針（1999）[3-4]の 6.8 節に記載されている付着の検討については，以下の通り算定する。

設計用付着応力度τ_fが付着信頼強度τ_{bu}を下回ることを確認する。

設計用付着応力度τ_f（N/mm²）

$$\tau_f = d_b \cdot \Delta\sigma / \{4(L-d)\} \tag{3.5.20}$$

$\Delta\sigma$ は部材両端部の主筋の応力度の差で，降伏強度の 2 倍とする．

d_b　：主筋径（mm）

L　：クリアスパン長さ（mm）

d　：部材の有効せい（mm）

なお、カットオフ筋に対しては、L を付着長さ l_dに読み替え、$\Delta\sigma$ は降伏強度の 1 倍として算出する。

付着信頼強度τ_{bu}（N/mm²）

1 段目主筋の付着信頼強度は，式（3.5.21）によることができる。

$$\tau_{bu} = \alpha_t \left\{ (0.085 b_i + 0.10)\sqrt{\sigma_B} + k_{st} \right\} \tag{3.5.21}$$

$$\alpha_t = \begin{cases} 0.75 + \sigma_B / 400 & (\text{梁の上端主筋}) \\ 1.0 & (\text{上記以外の主筋}) \end{cases}$$

$$b_i = \min(b_{si},\ b_{ci})$$

$$b_{si} = (b - N_1 \cdot d_b)/(N_1 \cdot d_b)$$

$$b_{ci} = \left\{ \sqrt{2}(d_{cs} + d_{ct}) - d_b \right\} / d_b$$

$$k_{st} = \begin{cases} (54 + 45 N_w / N_1)(b_{si} + 1) p_w & (b_{ci} \geq b_{si} \text{のとき}) \\ 140 A_w / (d_b s) & (b_{ci} < b_{si} \text{のとき}) \end{cases}$$

b　：部材の幅（mm）

σ_B　：コンクリートの圧縮強度（N/mm²）

N_1　：1 段目主筋の本数

d_{cs}　：主筋の中心から側面までのかぶり厚さ（mm）

d_{ct}　：主筋の中心から底面までのかぶり厚さ（mm）

N_w　：1 組の横補強筋の足の数$(= N_s + 2)$

p_w　：横補強筋比

A_w　：横補強筋 1 本の断面積（mm²）

s　：横補強筋間隔（mm）

N_s　：中子筋の本数

2 段目主筋の付着信頼強度は，式（3.5.22）によることができる。

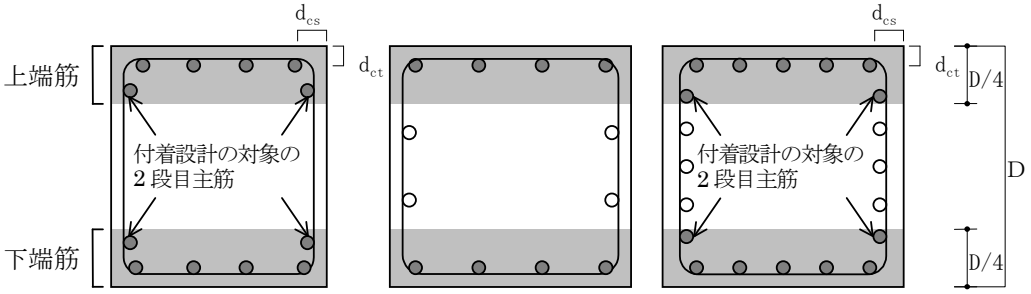
$$\tau_{bu2} = \alpha_2 \cdot \alpha_t \left\{ (0.085 b_{si2} + 0.10) \sqrt{\sigma_B} + k_{st2} \right\} \tag{3.5.22}$$

$$b_{si2} = (b - N_2 \cdot d_b) / (N_2 \cdot d_b)$$

$$k_{st2} = 99 (b_{si2} + 1) p_w$$

N_2　：2 段目主筋の本数

α_2　：2 段目主筋に対する強度低減係数で，$\alpha_2 = 0.6$ としてよい。



(a)梁の断面　　(b)柱の断面

図 3.5.64 付着強度の確保の対象となる主筋

b.　実験値と計算値の比較

(3.5.20)～(3.5.22)式による付着強度τ_{bu}に対する設計用付着応力度τ_fの比率を付着余裕度τ_{bu}/τ_fとし、曲げ終局強度(3.5.5)式のときのせん断力$Q_{f.cal}$に対する最大せん断力実験値$Q_{u.exp}$の比率$Q_{u.exp}/Q_{f.cal}$を比較したものが図 3.5.64 である。つまり、付着余裕度が 1.0 以上は、計算上、主筋が降伏することになり、試験体は曲げ終局強度の計算値を発揮されることが想定される。表 3.5.16 に$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{\tau_{bu}/\tau_f\}$の平均などを示す。対象は付着破壊型の試験体で、主筋の段数、カットオフ筋の有無で区別している。

付着余裕度の計算は次のように行った。

- ✓ 鉄筋の設計用引張応力度には降伏応力度の実験値を用いた。
- ✓ 上端筋とその他の鉄筋の区別は，打設方向に鉄筋の下方へ 300mm 以上のコンクリートがあるものを上端筋，それ以外をその他の鉄筋とした。打設方向は，文献にせい方向と明記されているか，文献内で下端筋と上端筋を区別して結果や考察が記述されているものは，せい方向への打設とし，文献から読み取れないものは，その他の鉄筋として取り扱った。

表 3.5.16　$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{\tau_{bu}/\tau_f\}$に関する統計データ（付着破壊型）

$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{Kf_b/\tau_D\}$データ						
配筋	試験体数	平均	変動係数	最大	最小	±30%以内
1 段配筋 （全通し筋）	23	1.79	0.23	2.90	1.27	1
1 段配筋 （含カットオフ）	3	3.42	0.39	5.31	2.33	0
2 段配筋 （全通し筋）	18	1.35	0.14	1.64	1.02	8
2 段配筋 （含カットオフ）	4	2.38	0.06	2.53	2.17	0
全体	48	1.78	0.39	5.31	1.02	9

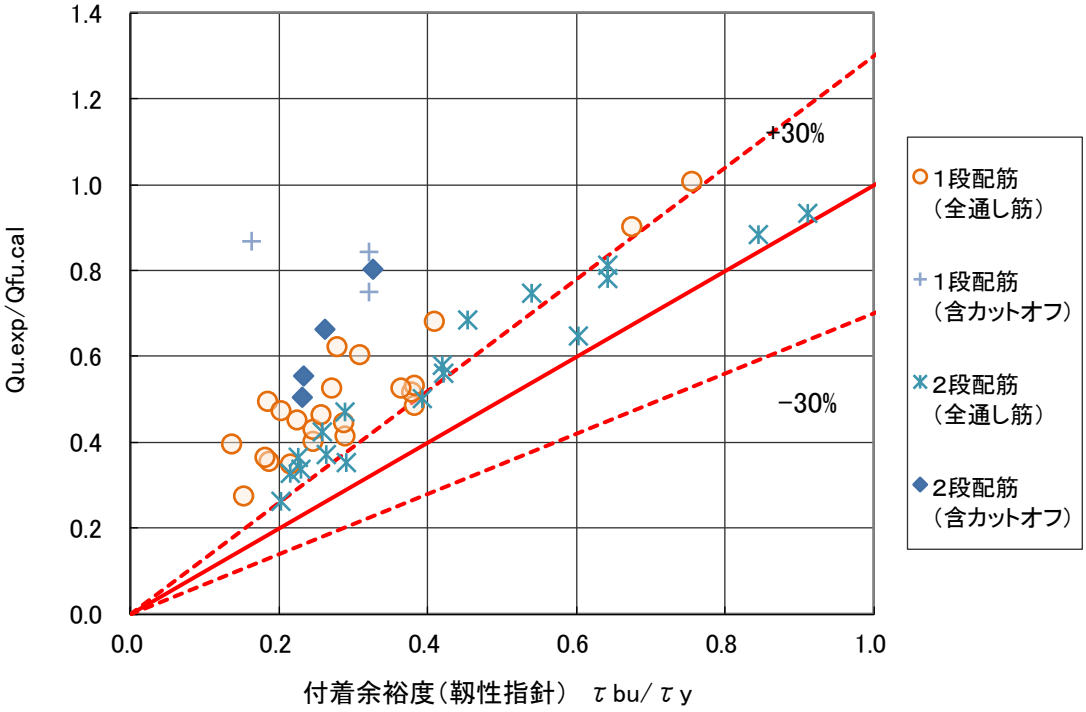


図 3.5.64　靭性保証指針の付着余裕度と実験値（付着破壊型）

c.　付着余裕度τ_{bu}/τ_fの影響因子分析

図 3.5.54 から図 3.5.57 に、$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{\tau_{bu}/\tau_f\}$とコンクリート強度、せん断スパン比、引張鉄筋比およびせん断補強筋比の関係を示す。対象は付着破壊型の試験体である。

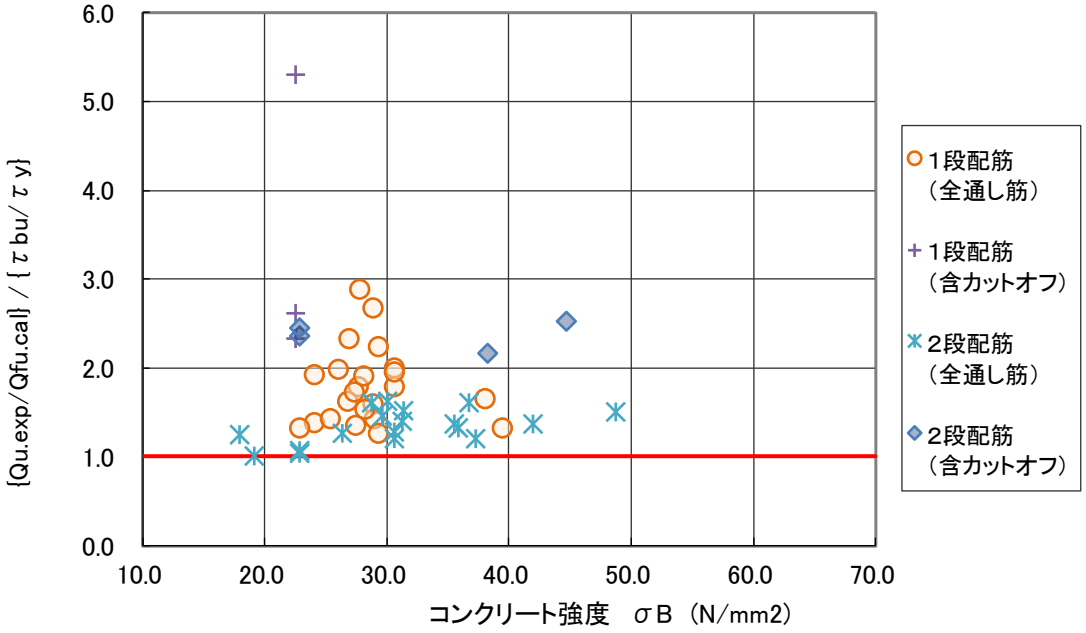


図 3.5.65　$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{\tau_{bu}/\tau_f\}$－コンクリート強度関係（付着破壊型）

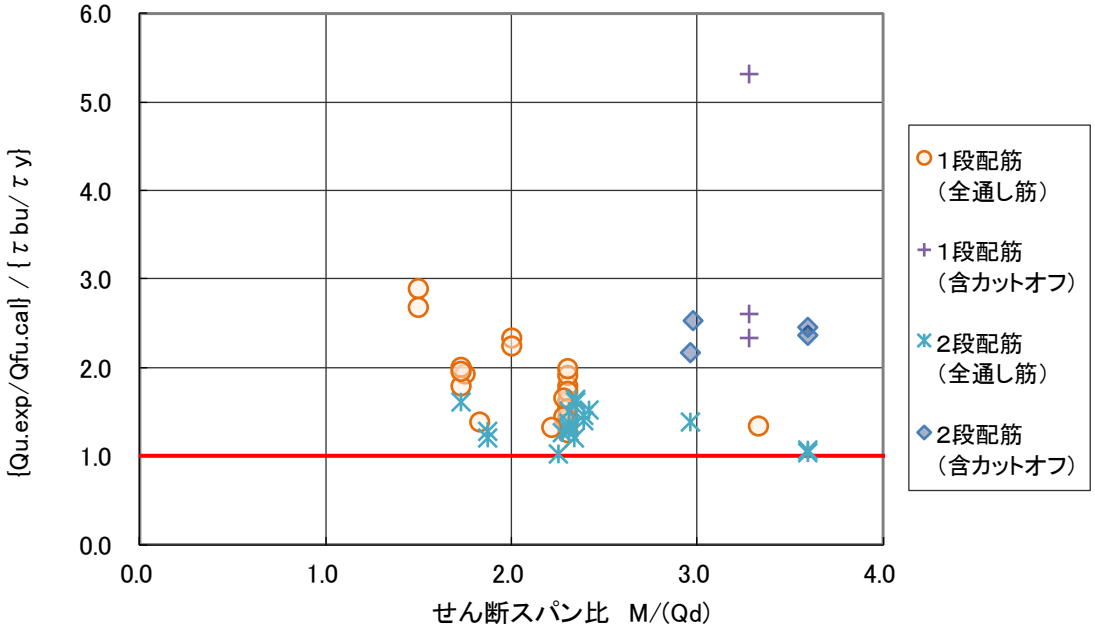


図 3.5.66　$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{\tau_{bu}/\tau_f\}$－せん断スパン比関係（付着破壊型）

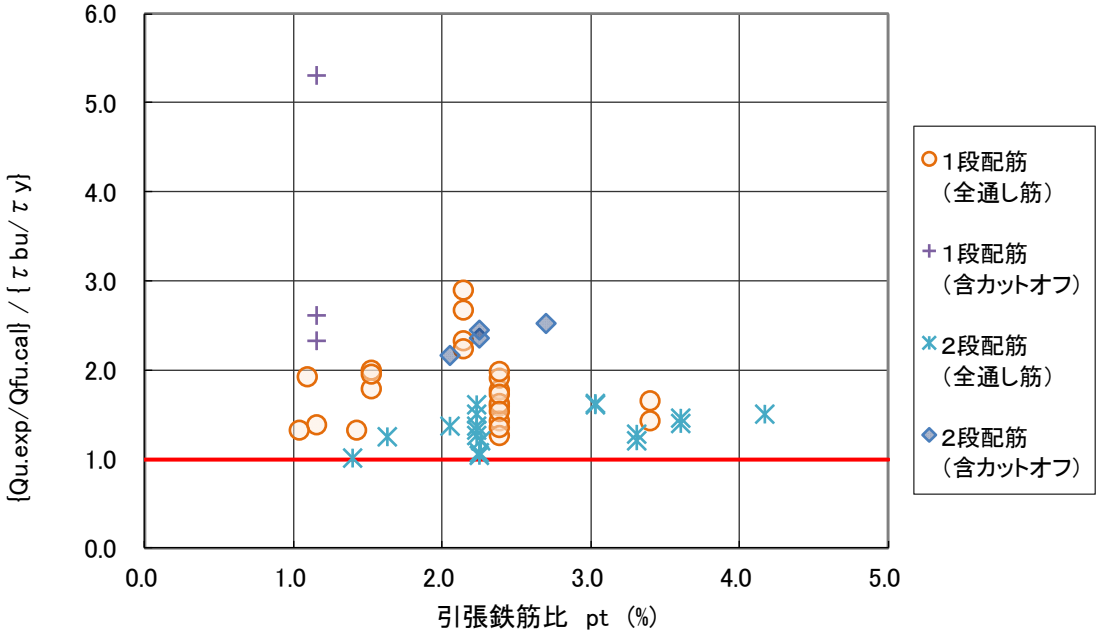


図 3.5.67　$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{\tau_{bu}/\tau_f\}$－引張鉄筋比関係（付着破壊型）

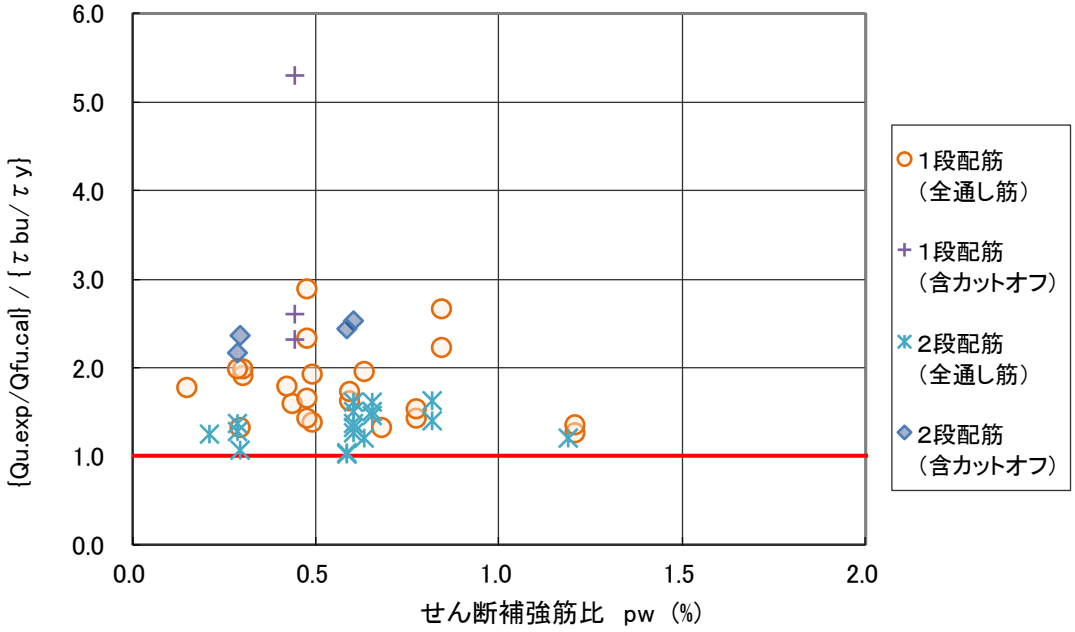


図 3.5.68　$\{Q_{u.exp}/Q_{f.cal}\}/\{\tau_{bu}/\tau_f\}$－せん断補強筋比関係（付着破壊型）

d.　考察

対象試験体数 48 体、付着余裕度 τ_{bu}/τ_f に対する $Q_{u.exp}/Q_{f.cal}$（曲げ終局強度(3.5.5)式のときのせん断力 $Q_{f.cal}$ に対する最大せん断力実験値 $Q_{u.exp}$ の比率）の比率は、平均値 1.78、変動係数 0.39、±30%以内の試験体は 9 体で、付着余裕度に対して $Q_{u.exp}/Q_{f.cal}$ が高く、特にカットオフ筋を含む試験体で高い。

3.6　評価式間の関係

3.6.1　せん断余裕度

せん断強度の計算値（横軸）と実験値（縦軸）の比較を図 3.6.1 と図 3.6.2 に示す。せん断強度は、(3.5.8)式の荒川 min 式で算出したものが図 3.6.1、(3.5.9)式の荒川 mean 式で算出したものが図 3.6.2 で、破壊形式の実験結果をプロットで区別している。横軸と縦軸ともに、(3.5.5)式の曲げ終局強度計算値で除している。

図 3.6.1 より、横軸の曲げ終局強度計算値に対するせん断強度計算値の比率（せん断余裕度）が 1.0 未満の試験体では、実験値は計算値を上回っている。せん断余裕度が 1.0 以上の試験体では実験値が計算値を下回っているものがあるが、せん断余裕度 1.3 以上では、ほぼ実験値が計算値を上回っている。破壊形式に関しては、せん断余裕度による予測精度は良くない。これは、曲げ終局強度計算値の評価精度に比べてせん断強度計算値の精度はやや安全側であること、多段配筋梁では 1 段目鉄筋の降伏をもって“曲げ降伏”としており、その影響が曲げせん断破壊や曲げ付着破壊の結果に見られること、などが考えられる。

図 3.6.2 より、実験値が計算値を下回る試験体がいくつか見られる。せん断余裕度 1.5 以上では、ほぼ実験値が計算値を上回っている。

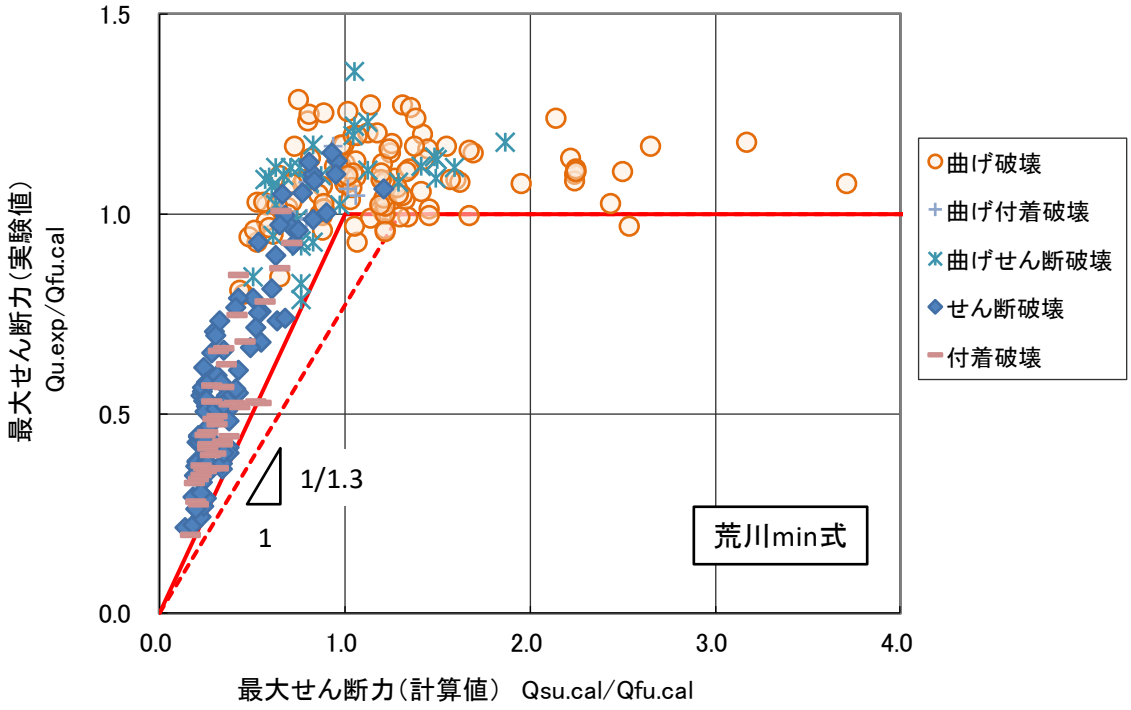


図 3.6.1　せん断強度（下限式）の計算値と実験値の比較

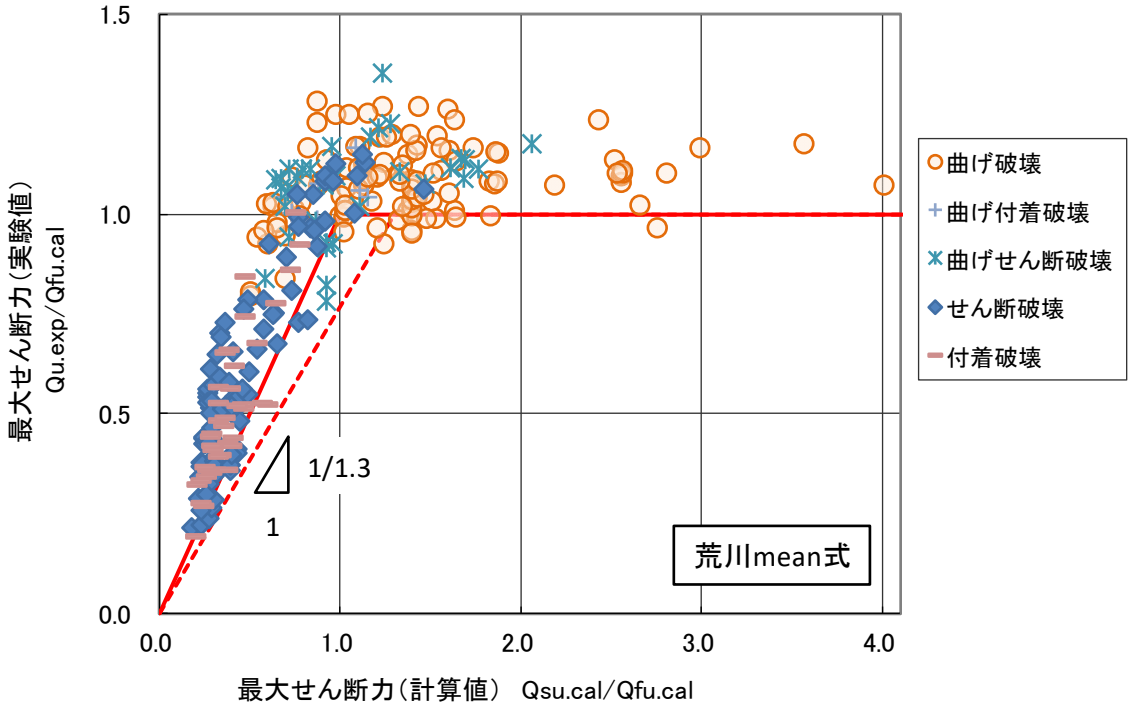


図 3.6.2　せん断強度（平均値式）の計算値と実験値の比較

3.6.2　RC 規準と靭性保証指針の付着強度

設計用付着応力度に対する付着強度の比率（付着余裕度）について、RC 規準と靭性保証指針の計算値を比較したものが図 3.6.3～図 3.6.6 である。１段配筋と２段配筋、全て通し筋の試験体とカットオフ筋を含む試験体をそれぞれ区別している。各々の試験体では、鉄筋毎の付着余裕度の中で最小値を採用している。RC 規準によるカットオフ筋の付着余裕度は(3.5.11)式の規準式を用いている。プロットは破壊形式の実験結果を区別しており、破壊形式は曲げ破壊、曲げ付着破壊、付着破壊を対象とした。

靭性保証指針の付着余裕度は、RC 規準よりも大きい傾向にある。2 段配筋の試験体では、靭性保証指針の付着余裕度は、RC 規準よりも 1.5 倍以上大きいものも多く存在し、付着強度の計算値は RC 規準よりも靭性保証指針のほうが高い傾向にある。

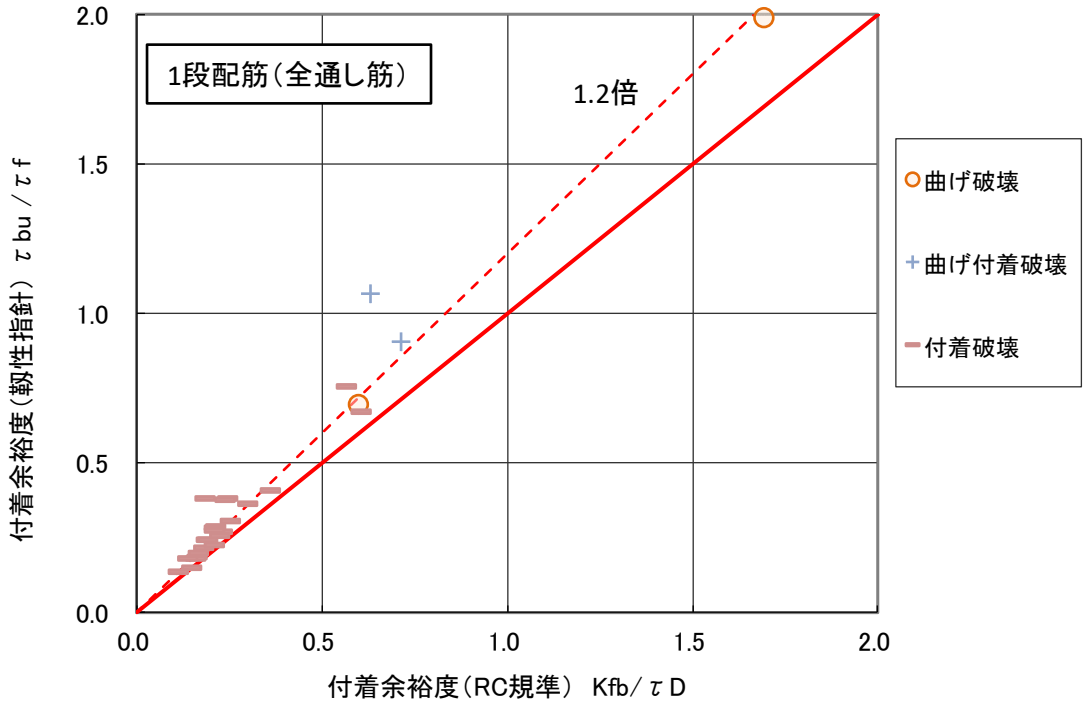


図 3.6.3 RC 規準と靭性指針の付着余裕度の比較（1 段配筋，全通し筋）

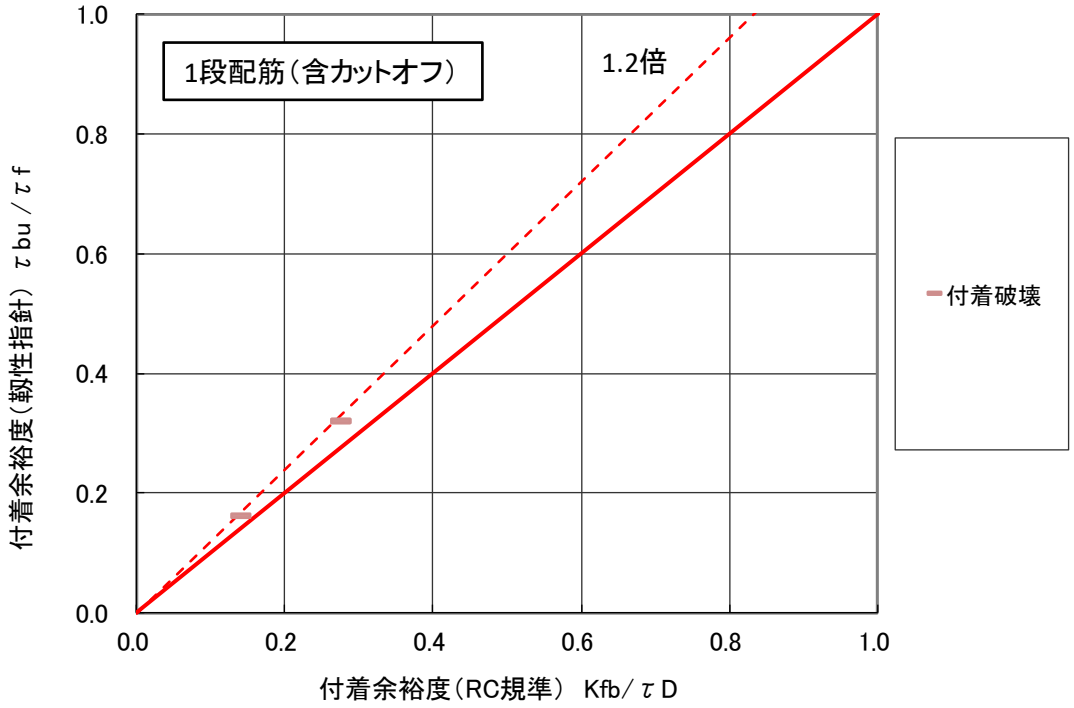


図 3.6.4 RC 規準と靭性指針の付着余裕度の比較（1 段配筋，含カットオフ）

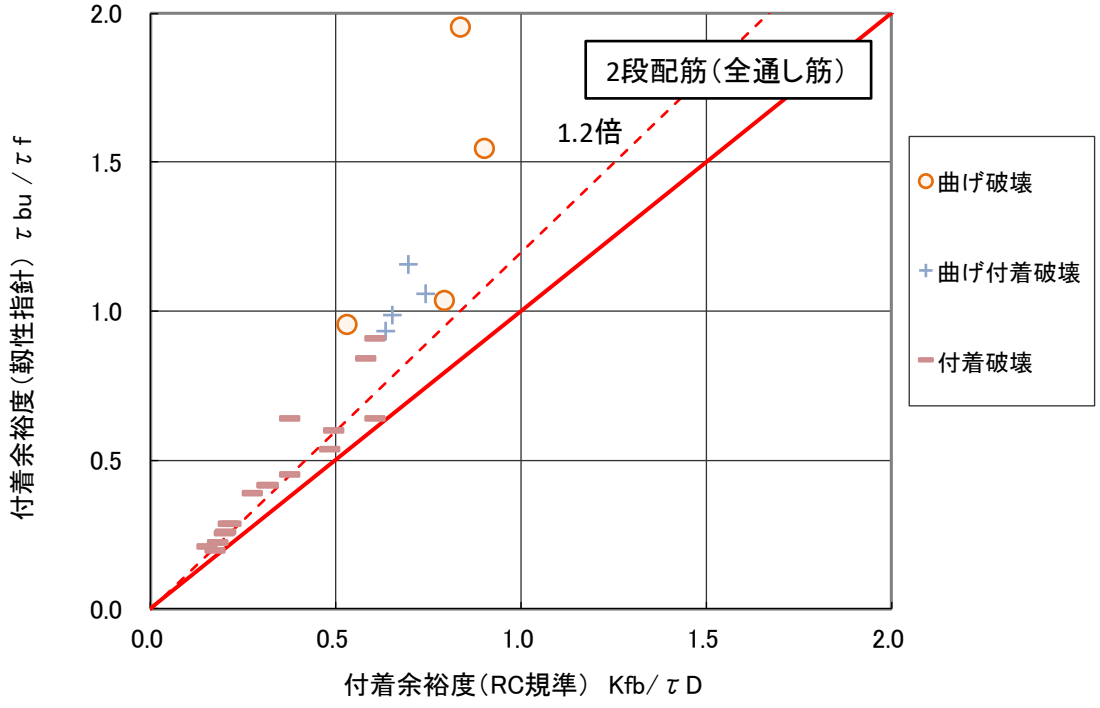


図 3.6.5 RC 規準と靭性指針の付着余裕度の比較（2 段配筋，全通し筋）

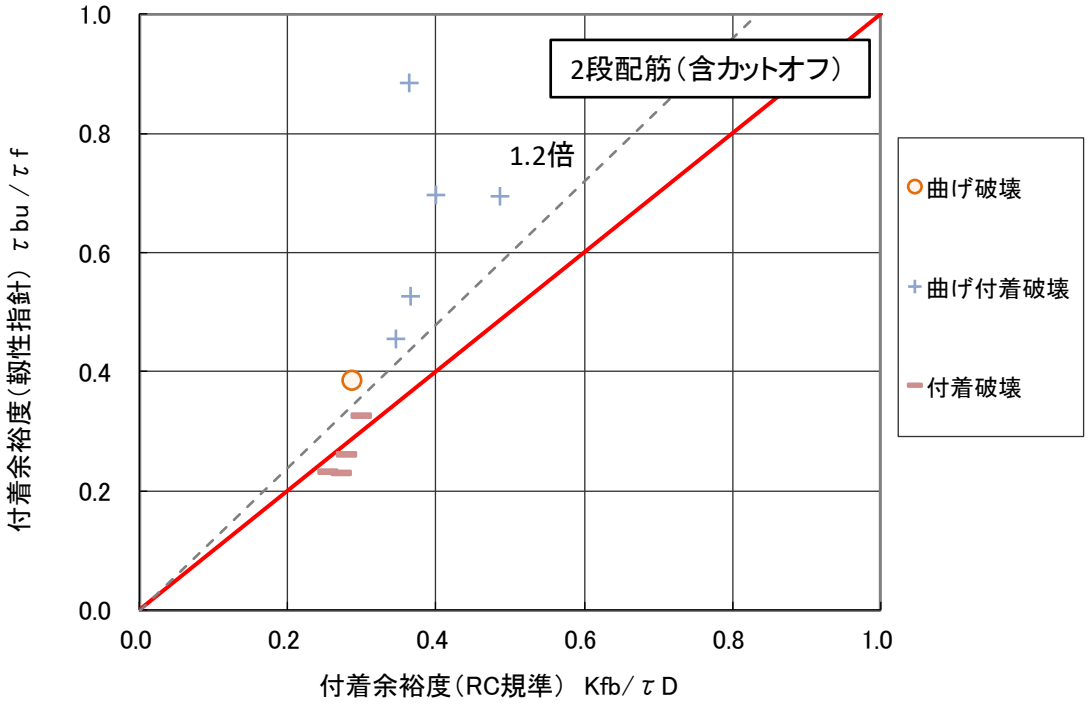


図 3.6.6 RC 規準と靭性指針の付着余裕度の比較（2 段配筋，含カットオフ）

3.6.3　カットオフ筋の付着検定における RC 規準(2018)の規準式と解説式

RC 規準(2018)の解説では、カットオフ筋の付着の安全性の検討で、せん断補強筋を十分に配置すれば、テンションシフト領域を有効せい d から d/2 に緩和できる検定式が示された。この解説式と RC 規準の本文の規準式は、いずれを用いても良いとしている。ここでは、規準式と解説式の比較を行う。

付着強度 Kf_b に対する設計用付着応力度 τ_D の比率を付着余裕度 Kf_b/τ_D とする。曲げ終局強度(3.5.5)式のときのせん断力 $Q_{f.cal}$ に対する最大せん断力実験値 $Q_{u.exp}$ の比率を $Q_{u.exp}/Q_{f.cal}$ とし、これを付着余裕度と比較する。図 3.6.7～図 3.6.10 は、1 段配筋と 2 段配筋の試験体について、それぞれ規準式と解説式で算出した結果を示している。プロットは破壊形式の実験結果と配筋（すべて通し筋かカットオフ筋を含むか）を区別しており、破壊形式は曲げ破壊、曲げ付着破壊、付着破壊を対象とした。

図 3.6.7（1 段配筋）と図 3.6.9（2 段配筋）は規準式の結果で、全て通し筋の試験体は、付着余裕度 Kf_b/τ_D が大きくなると $Q_{u.exp}/Q_{f.cal}$ も大きくなっており、カットオフ筋を含む試験体のプロットは、全通し筋の試験体の集合より上方にある。カットオフ筋を含む試験体の付着余裕度は、全通し筋の試験体よりも安全側と考えられる。解説式を用いた結果が図 3.6.8（1 段配筋）と図 3.6.10（2 段配筋）で、カットオフ筋を含む試験体のプロットも、全通し筋の試験体の集合の中に位置していることが分かる。解説式で付着余裕度を計算することで、カットオフ筋を含む試験体の付着余裕度も全通し筋の試験体と同程度の評価精度になると考えられる。

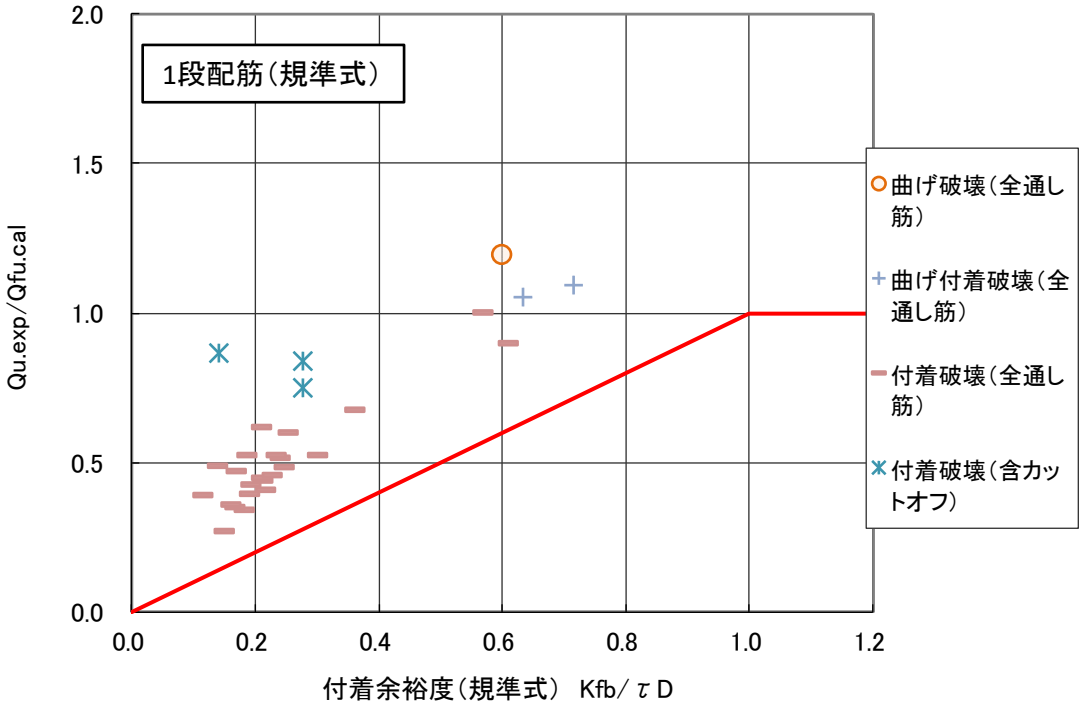


図 3.6.7 RC 規準式の付着余裕度と実験結果の比較（1 段配筋）

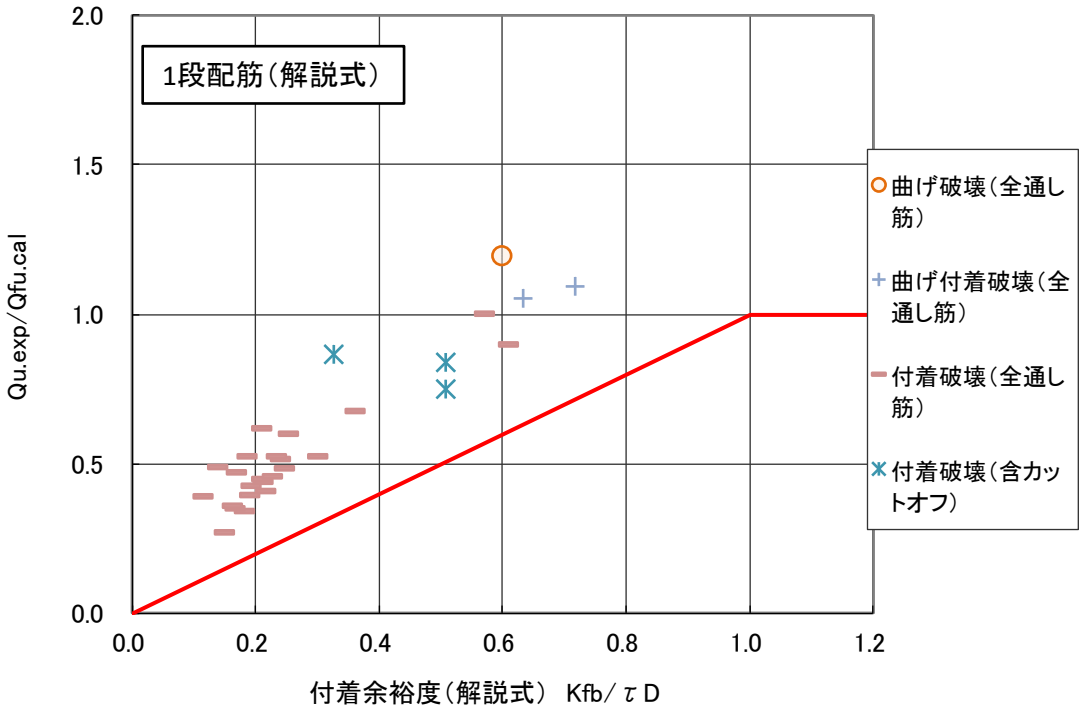


図 3.6.8 RC 規準の解説式の付着余裕度と実験結果の比較（1 段配筋）

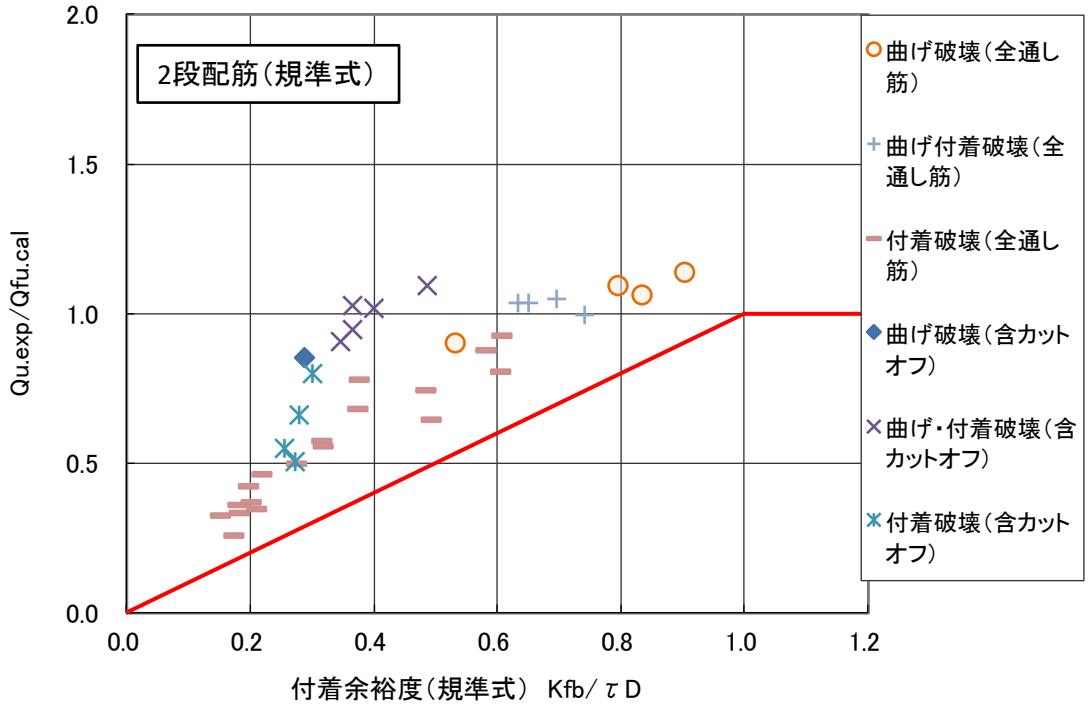


図 3.6.9 RC 規準の付着余裕度と実験結果の比較（2 段配筋）

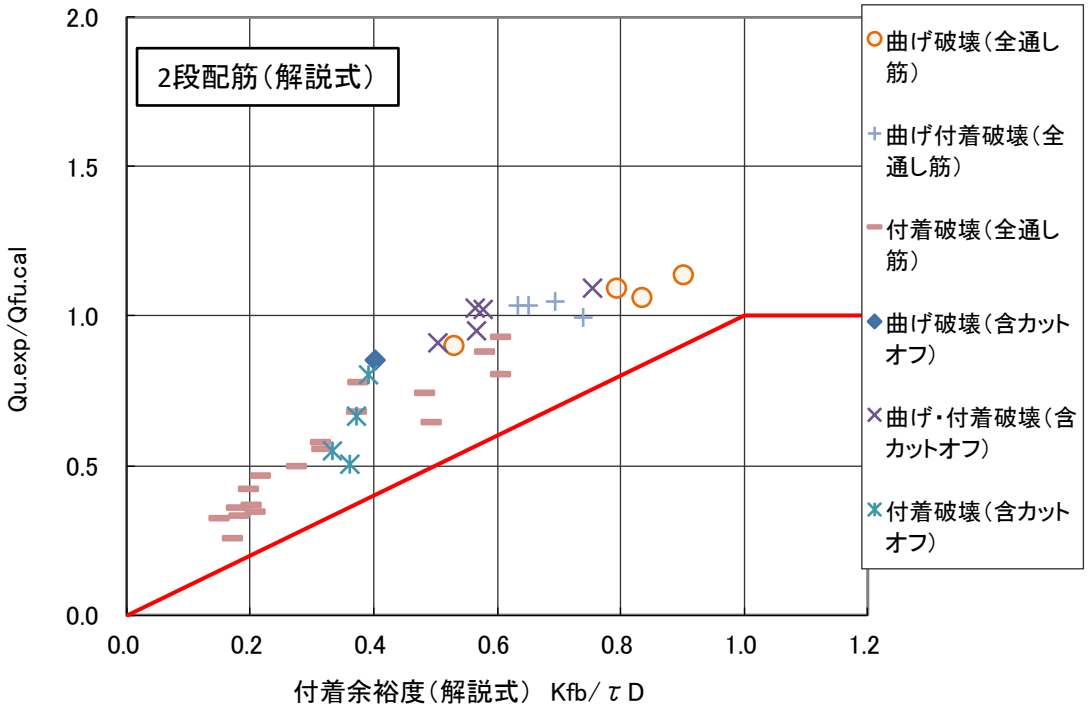


図 3.6.10 RC 規準の解説式の付着余裕度と実験結果の比較（2 段配筋）

3.7　まとめ

それぞれの評価式の検証結果から以下の知見が得られた。

1) 曲げひび割れ強度：曲げ降伏先行型（曲げ破壊、曲げ・せん断破壊、曲げ・付着破壊）、せん断破壊型、付着破壊型を対象。試験体数 79 体、実験値／計算値は平均値 1.07、変動係数 0.54、±30%以内の試験体は 37 体で、ばらつきが大きい。ばらつきの原因は、初期ひび割れの視認の遅れ、加力前に発生するひび割れなどの影響が考えられる。実験値／計算値とコンクリート強度の関係では，30N/mm² 以下で（実験値／計算値）が高めとなる傾向が見られたが、他のパラメータとの相関は見られなかった。

2) 弾性剛性：曲げ降伏先行型、せん断破壊型、付着破壊型を対象。試験体数 37 体、実験値／計算値は平均値 0.46、変動係数 0.56、±30%以内の試験体は 7 体で、実験値は計算値に比べて低く、実験値／計算値のばらつきも大きい。実験値／計算値は、引張鉄筋比が大きいほど高くなる傾向にあり、そのため、曲げ降伏先行型よりもせん断破壊型の試験体のほうが実験値／計算値は高い傾向にある。

3) せん断ひび割れ強度（基準式）：曲げ降伏先行型、せん断破壊型、付着破壊型を対象。試験体数 124 体、実験値／計算値は平均値 1.05、変動係数 0.44、±30%以内の試験体は 88 体で、計算値に対する実験値のばらつきが大きい。特に、コンクリート強度が低いと，実験値／計算値のばらつきが大きい傾向があった。

4) せん断ひび割れ強度（靭性指針式）：曲げ降伏先行型、せん断破壊型、付着破壊型を対象。試験体数 124 体、実験値／計算値は平均値 0.90、変動係数 0.55、±30%以内の試験体は 69 体で、計算値が実験値よりもやや高めである。せん断ひび割れ強度式（基準式）に比べてばらつきが大きい。

5) 曲げ終局強度：曲げ降伏先行型を対象。試験体数 169 体、実験値／計算値は平均値 1.10、変動係数 0.10、±30%以内の試験体は 165 体で、計算値の評価精度は高く、ほとんどの試験体で実験値／計算値の値が±30%以内となった。

6) 降伏点剛性低下率：曲げ降伏先行型を対象。試験体数 27 体、実験値／計算値は平均値 0.94、変動係数 0.23、±30%以内の試験体は 23 体で、実験値／計算値は、せん断スパン比が 2.0 以上では低め、2.0 未満では高めな傾向が見られた。

7) せん断強度（荒川 min 式）：せん断破壊型と付着破壊型を対象。せん断破壊型は、試験体数 88 体、実験値／計算値は平均値 1.62、変動係数 0.23、±30%以内の試験体は 18 体であった。付着破壊型は、試験体数 48 体、実験値／計算値は平均値 1.51、変動係数 0.21、±30%以内の試験体は 11 体であった。いずれの破壊型でも、2 段配筋梁の実験値／計算値は 1 段配筋梁よりも高い傾向が見られた。付着破壊型の実験値／計算値は、カットオフ筋を含む試験体は全て通し筋の試験体よりも低い傾向にあり、1 段配筋でカットオフ筋を含む試験体では実験値が計算値を下回った。

8) せん断強度（荒川 mean 式）：せん断破壊型と付着破壊型を対象。せん断破壊型は、試験体数 88 体、実験値／計算値は平均値 1.41、変動係数 0.24、±30%以内の試験体は 41 体であった。付着破壊型は、試験体数 48 体、実験値／計算値は平均値 1.34、変動係数 0.21、±30%以内の試験体は 22 体であった。いずれの破壊型でも、2 段配筋梁の実験値／計算値は 1 段配筋梁よりも高い傾向が見られた。付着破壊型の実験値／計算値は、カットオフ筋を含む試験体は

全て通し筋の試験体よりも低い傾向にあり、1 段配筋でカットオフ筋を含む試験体では実験値が計算値を下回った。

9) 付着強度（RC 規準式）：付着破壊型を対象。試験体数 48 体、付着余裕度 Kf_b/τ_D に対する $Q_{u.exp}/Q_{f.cal}$(曲げ終局強度(3.5.5)式のときのせん断力 $Q_{f.cal}$に対する最大せん断力実験値 $Q_{u.exp}$ の比率）の比率は、平均値 2.18、変動係数 0.35、±30%以内の試験体は 0 体で、付着余裕度に対して $Q_{u.exp}/Q_{f.cal}$が高く、特にカットオフ筋を含む試験体で高い。

10) 付着強度（RC 規準の解説式）：カットオフ筋を含む梁試験体で付着破壊型を対象。試験体数 7 体、付着余裕度 Kf_b/τ_D に対する $Q_{u.exp}/Q_{f.cal}$（曲げ終局強度(3.5.5)式のときのせん断力 $Q_{f.cal}$ に対する最大せん断力実験値 $Q_{u.exp}$の比率）の比率は、平均値 1.81、変動係数 0.22、±30% 以内の試験体は 0 体で、付着余裕度に対して $Q_{u.exp}/Q_{f.cal}$が高い。

11) 付着強度（靭性指針式）：付着破壊型を対象。試験体数 48 体、付着余裕度 τ_{bu}/τ_f に対する $Q_{u.exp}/Q_{f.cal}$(曲げ終局強度(3.5.5)式のときのせん断力 $Q_{f.cal}$に対する最大せん断力実験値 $Q_{u.exp}$ の比率）の比率は、平均値 1.78、変動係数 0.39、±30%以内の試験体は 9 体で、付着余裕度に対して $Q_{u.exp}/Q_{f.cal}$が高く、特にカットオフ筋を含む試験体で高い。

12) せん断強度計算値と曲げ終局強度計算値の比率（せん断余裕度）：せん断強度に荒川 min 式を用いたせん断余裕度は、1.0 未満では実験値が計算値を上回っていたが、1.0 以上では実験値が計算値を下回ったものがあった。せん断余裕度 1.3 以上では、ほぼ実験値が計算値を上回っている。破壊形式に関しては、せん断余裕度による予測精度は良くない。これは、曲げ終局強度計算値の評価精度に比べてせん断強度計算値の精度はやや安全側であること、多段配筋梁では 1 段目鉄筋の降伏をもって“曲げ降伏”としており、その影響が曲げせん断破壊や曲げ付着破壊の結果に見られること、などが考えられる。せん断強度に荒川 mean 式を用いたせん断余裕度では、1.0 未満でも実験値が計算値を下回る試験体がいくつか見られた。せん断余裕度 1.5 以上では、ほぼ実験値が計算値を上回っていた。

13) RC 規準と靭性保証指針の付着強度計算値を比較した結果、靭性保証指針の付着余裕度は、RC 規準よりも大きい傾向にあった。2 段配筋の試験体では、靭性保証指針の付着余裕度は、RC 規準よりも 1.5 倍以上大きいものも多く存在し、付着強度の計算値は RC 規準よりも靭性保証指針のほうが高い傾向にあった。

14) RC 規準の付着検定について、カットオフ筋に規準式を用いた場合、カットオフ筋を含む試験体の付着余裕度は、全通し筋の試験体よりも安全側と考えられる。カットオフ筋に解説式を用いると、カットオフ筋を含む試験体の付着余裕度も全通し筋の試験体と同程度の評価精度になると考えられる。

3.8　参考文献

[3-1]　青山博之，平石久廣，桝田佳寛，阿部道彦，塩原等，上之薗隆志，勅使川原正臣，野口博，藤谷秀雄：鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発，建築研究報告 No.139，2001，国土交通省建築研究所

[3-2]　室田達郎，青山博之，平石久廣：NewRC プロジェクトの経緯および概要，コンクリート工学，6-10，1994

[3-3]　東洋一：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その 1・全体計画とその経過)，日本建築学会大会学術講演梗概集．構造系 48(構造)，1413-1414，1973-10

[3-4]　日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，1997

[3-5]　鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，1990

[3-6]　平成 22 年度建築基準整備促進事業　調査事項２７－１長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造報告書，国土交通省，2011.4

[3-7]　石川裕次，田邊裕介，宮内靖昌，木村秀樹，前田匡樹，福山洋：多数回繰り返し外力を受ける鉄筋コンクリート造柱の耐震性能(その２)，日本建築学会大会学術講演梗概集，2011.8

[3-8]　石川裕次, 木村秀樹 : 高軸力が作用する高強度 RC 柱部材の平面保持仮定成立の限界点，日本建築学会構造系論文集，No.595，pp.87-91，2005.9

[3-9]　建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会 : 2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015

[3-10]　日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2018，2018

[3-11]　日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1991，1991

[3-12]　M.J.N，Priestly，R.Park : Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading，ACI Structural Journal，pp61-76，January-February ，1987

[3-13]　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 - 曲げ降伏する梁，柱および無開口耐震壁の強度と剛性に関する実験的研究 - ，コンクリートジャーナル, Vol.11, No.2，pp.1-9，1973.2

[3-14]　石川裕次，濱本学，小谷俊介，青山博之：鉄筋コンクリート梁部材の変形能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.14，No.2，1992

3.9　試験体の引用文献

[3-15]　大野和男：動的繰返荷重を受ける鉄筋コンクリート梁の抵抗性状，日本建築学会構造工学論文集 Vol.22，pp.47-54，1976

[3-16]　小畠克朗：鉄筋コンクリート壁体の二軸曲げせん断強度に関する研究：第一報二軸曲げせん断実験の概要，日本建築学会構造系論文集 No.285，pp.71-79，1979.11

[3-17]　礒健一：鉄筋コンクリート造はりの補修に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.2，pp.313-316，1980.5

[3-18]　松崎育弘：高強度コンクリートを用いた柱及びはり部材のせん断耐力，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.8，pp.813-816，1986.6

[3-19]　檜貝勇他：曲げ降伏後にせん断破壊する RC 部材の破壊メカニズムに関する考察，日本コンクリート工学会年次大会報告書 9-2，pp.329-334，1987.6

[3-20]　坂田弘安他：軸方向変形の拘束効果を考慮した鉄筋コンクリートはりの弾塑性性状に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集 380，pp.45-55，1987.10

[3-21]　奥出久人：せん断補強筋の強度が RC 梁のせん断耐力に及ぼす影響について，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.10 No.3，pp.623-628，1988

[3-22]　高木仁之他：せん断補強筋の強度による梁のせん断耐力，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.11, No.2，pp.75-80，1989

[3-23]　早川幸考他：短スパン梁の靭性能に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 12-2，pp.179-184，1990.6

[3-24]　市川敦史他：高強度コンクリートと高強度主筋を用いた梁の実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 12-2，pp.215-220，1990.6

[3-25]　中沢淳他：繰り返し曲げせん断を受ける 13000 キロ級の高強度せん断補強筋を用いた RC 梁のせん断および付着割裂破壊性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 12-2，pp.221-226，1990.6

[3-26]　仲地唯治：X 形主筋比の異なる短スパン梁に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.13, No.2，pp.309-314，1991

[3-27]　望月重：プレキャスト梁端部の滑り性状に関する実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.14　No.2，pp.459-464，1992.5

[3-28]　岡本公夫：逆 T 形埋設型枠を用いた T 形梁の曲げせん断実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.14　No.2，pp.723-728，1992.5

[3-29]　中岡章郎：曲げ降伏型鉄筋コンクリート部材の変形性能に及ぼすせん断補強筋の加工形式の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.14　No.2，pp.937-942，1992.5

[3-30]　中村雅彦他：高強度材料を用いた高層 RC 梁の曲げせん断実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.14　No.2，pp.529-534，1992.5

[3-31]　古川淳他：高強度鉄筋コンクリート梁の付着割裂破壊，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.14，No.2，pp.547-552，1992.5

[3-32]　小林克巳：RC はりの集約せん断補強効果に関する実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.14, No.2，pp.245-250，1992.5

[3-33]　石川裕次：鉄筋コンクリート梁部材の変形能に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.14, No.2，pp.255-260，1992.5

[3-34]　嘉村武浩他：鉄筋コンクリート梁部材の変形能に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 15，pp.335-340，1993

[3-35]　中野克彦他：水平打ち継ぎを有する RC 梁部材の曲げせん断性状に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 15，pp.641-646，1993

[3-36]　楊辞冬他：超高強度材料を用いた梁のせん断破壊実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.15, No.2，pp.27-32，1993

[3-37]　中澤淳他：高強度開孔補強筋を用いた RC 有孔梁のせん断破壊性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.15, No.2，pp.293-298，1993

[3-38]　西浦範昭他：高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.15, No.2，pp.461-466，1993

[3-39]　三橋博巳他：高強度コンクリートを用いた RC 造有孔梁のせん断補強方法，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.15, No.2，pp.731-736，1993

[3-40]　石川裕次：短スパン梁の強度と靭性に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 16 巻 2 号，pp.341-346，1994

[3-41]　石渡康弘：鉄筋コンクリート造有孔梁の変形能に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 16 巻 2 号，pp.395-400，1994

[3-42]　笹谷輝勝：機械式継手を有する RC 部材の集約せん断補強に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 16 巻 2 号，pp.533-538，1994

[3-43]　大淵英夫：プレキャスト鉄筋コンクリート造基礎梁部材の曲げせん断実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 16 巻 2 号，pp.853-858，1994

[3-44]　松野一成他：正負繰返し荷重を受ける高強度 RC はりのせん断抵抗性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.16，No.2，pp.497-502，1994

[3-45]　前口剛洋：簡易補強材を用いた RC 造有孔梁補強方法の改善についての実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.16, No.2，pp.383-388，1994

[3-46]　古川淳他：鉄筋コンクリート部材の変形性能に及ぼす鉄筋の降伏比の影響 ，日本建築学会構造系論文集 476，pp.129-137，1995.10

[3-47]　笹谷輝勝他：プレキャスト型枠を用いた梁の力学的性状に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 17－2，pp.219-224，1995

[3-48]　牧田敏郎他：プレキャスト型枠を用いた梁の構造性能，日本コンクリート工学会年次大会報告書 17－2，pp.225-230，1995

[3-49]　小林信子他：RC 梁の曲げ降伏後のせん断劣化に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 17－2，pp.571-576，1995

[3-50]　鈴木幹夫他：高強度せん断補強筋を用いる RC 梁部材の変形能に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 17－2，pp.577-582，1995

[3-51]　永井覚他：高強度材料を使用した高層 RC 造短スパン梁の実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 17－2，pp.583-588，1995

[3-52]　山本俊彦他：高強度開孔補強金物を用いた鉄筋コンクリート造有孔梁のせん断耐力に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.17, No.2，pp.625-630，1995

[3-53]　中野克彦他：高強度材料を用いたプレキャスト RC 有孔梁の変形性能に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 17－2，pp.213-218，1995

[3-54]　小前健太郎他：束ね鉄筋を有する RC 梁の付着性状に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.18，No.2，pp.491-496，1996.7

[3-55]　山邊周志他：高強度せん断補強筋を用いたはり部材のせん断ひび割れ特性，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.18, No.2，pp.623-628，1996.7

[3-56]　アグッサリム：高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗性状，日本建築学会構造系論文集 Vol.76, No497，pp.123-131，1997.7

[3-57]　前田匡樹：鉄筋コンクリート梁部材の変形評価法に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.19, No.37，pp.861-866，1997.7

[3-58]　對比地健一他：二段配筋された梁部材の付着割裂破壊，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.19，No.2，pp.615-620，1997.7

[3-59]　新具誠次：アフターボンド工法を用いた PRC 大梁の耐震持性に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol. 20 No. 3，pp.727-732，1998

[3-60]　西浦範昭：再生コンクリートを用いた鉄筋コンクリートはり部材に関する実験研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.20, No.2，pp.1081-1086，1998

[3-61]　田中礼治他：再生コンクリートを用いた鉄筋コンクリート構造に関する研究（その 1 はり部材の曲げ,せん断,および付着破壊に関する実験），日本建築学会構造系論文集 518，pp.79-86，1999.4

[3-62]　李楨允他：繰り返し曲げせん断を受ける RC 梁の変形能力予測法，日本建築学会構造系論文集 520，pp.93-100，1999.6

[3-63]　蔵谷幸憲他：高靭性型セメント系複合材料を用いた梁部材の構造性能，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.21 No.3，pp.511-516，1999

[3-64]　文野正裕他：軸方向変形拘束を受ける RC 梁部材の挙動に関する実験研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.21, No.3，pp.517-522，1999

[3-65]　中野克彦他：水平打ち継を有する RC 梁部材のせん断補強筋が構造特性に及ぼす影響とせん断伝達性能，日本建築学会構造系論文集 No.528，pp.121-128，2000.2

[3-66]　中野克彦他：ハーフプレキャスト RC 部材の打ち継ぎ部のせん断伝達性状に関する研究，日本建築学会構造系論文集 ，pp.135-142，2000.7

[3-67]　衣笠秀行他：曲げ降伏後の大変形繰り返し載荷を受ける RC 梁部材のスリップ域における横方向歪蓄積により発生する破壊のメカニズム, 日本建築学会構造系論文集 , pp.147-153, 2000.12

[3-68]　田中昭洋他：型枠コンクリートブロック造建物における RC 造壁梁の耐震性能，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.22 No.3，pp.493-498，2000

[3-69]　濱田真他：カットオフ筋を有する基礎梁に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.23 No.3，pp.337-342，2001

[3-70]　金吉熙他：せん断スパン、配筋の変化が RC 梁のせん断耐力と付着耐力に及ぼす影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.23, No.3，pp.307-311，2001

[3-71]　笠原美幸他：高靭性型セメント系複合材料を用いた梁、柱部材の構造性能に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集 No.553，pp.89-95，2002.3

[3-72]　渡辺英義他：曲げ降伏後にせん断破壊する RC 梁部材の靭性評価に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集 ，pp.161-168，2002.10

[3-73]　勝亦一成：エネルギー吸収型境界梁の復元力特性に関する実験研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.33, No.2，pp.373-378，2003.7

[3-74]　西村勝尚他：U 字型プレキャスト部材を用い材端で全数縦重ね継手下梁部材に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集 ，pp.85-91，2004.3

[3-75]　金子洋他：動的繰返し載荷を受ける鉄筋コンクリート片持ち梁の変形能に及ぼす載荷速度とせん断力の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.26 No.2，pp.313-318，2004

[3-76]　千田啓吾他：超高強度コンクリート（150MPa 級）梁部材の構造性能に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.26 No.2，pp.379-384，2004

[3-77]　島崎和司他：高耐力短スパン RC 梁に関する実験的研究，日本建築学会構造工学論文集 Vol.52B，pp.285-290，2006.3

[3-78]　川野翔平他：超高強度コンクリートを使用した RC 部材のせん断伝達メカニズムに関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.28 No.2，pp.643-648，2006

[3-79]　寺井雅和他：高延性材料を主筋とする鉄筋コンクリート部材の耐震性向上に関する一考察，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.28 No.2，pp.739-744，2006

[3-80]　渡辺健他：逆対称曲げが作用したディープビームの破壊性状に関するせん断スパン比の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.29，No.3，pp.691-696，2007

[3-81]　堀田久人：鉄筋の継手不良が RC 部材の構造性能に及ぼす影響に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.31 No.2，pp.607-612，2009

[3-82]　高橋典之：鉄筋コンクリート部材のひび割れ量推定モデルの検証，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.31 No.2，pp.859-864，2009

[3-83]　向井智久：多数回繰り返し変形を受ける端部固定度の異なる RC 造梁部材の劣化性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.32 No.2，pp.241-246，2010.6

[3-84]　久田昌典：高強度 RC 梁部材の曲げ降伏後のせん断破壊に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.32 No.2，pp.775-780，2010.6

[3-85]　杉本訓祥：鉄筋コンクリート梁部材の多数回繰り返し載荷時の挙動，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.33, No.2，pp.241-246，2011.7

[3-86]　都祭弘幸他：降伏機構分離型鉄筋コンクリート造梁の補修性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集 ，pp.417-426，2012.3

[3-87]　伊藤彩夏他：２段目主筋をカットオフした RC 梁主筋の付着割裂強度，日本建築学会構造系論文集 No.690，pp.1477-1484，2013.8

[3-88]　篠原保二他：２段目カットオフ筋の付着割裂補強方法，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.35，No.2，pp.577-582，2013

[3-89]　掛　悟史，倉本　洋，Juan Jose Castro，加々良　昌史，樋渡　健，阿部　隆英，久保田　雅春：既存 RC 梁の外付けせん断補強工法におけるせん断伝達機構，日本建築学会構造系論文集 Vol.79 No.695，pp.113-120，2014.1

[3-90]　河南　孝典，磯　雅人，丸田　誠，越路　正人：SD490 のせん断補強筋を用いた RC 梁部材のせん断ひび割れ開閉挙動，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.36 No.2，pp.145-150，2014.7

[3-91]　平山　正，堀田　久人：逆対称強制曲げ変形を受ける両端ハンチ付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.36 No.2，pp.157-162，2014.7

[3-92]　渡嘉敷　勝，浅野　勇，森　充広，西原　正彦：縮小鉄筋を用いた梁縮小模型の曲げ挙動，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.36 No.2，pp.163-168，2014.7

[3-93]　荒木　秀夫，徳川　達也，日比野　陽：既存 RC 建物における梁部材の耐震性能評価，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.36 No.2，pp.715-720，2014.7

[3-94]　渡辺　英義，武田　基，服部　敦志：スパン中央に添筋重ね継手を有するフル PCa 梁に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集 Vol.79 No.706，pp.1879-1886，2014.12

[3-95]　東京大学地震研究所，横浜国立大学：S6. 鉄筋コンクリート造のスラブ協力幅に関する検討，国交省建築基準整備促進事業報告書 ，2014

[3-96]　村上和久他：カットオフ筋を有する二段目主筋の付着性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.36，No.2，pp.391-396，2014

[3-97]　鈴木悠矢他：１段配筋の一部をカットオフした RC 梁主筋の付着性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.36，No.2，pp.409-414，2014

[3-98]　河南　孝典，磯　雅人：RC 梁部材のせん断ひび割れ開閉挙動に与えるせん断補強筋の付着ならびにせん断補強筋比の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.37 No.2，pp.211-216，2015.7

[3-99]　増田　駿祐，岸本　一蔵：せん断補強筋の付着切れが RC 梁部材の挙動に及ぼす影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.37 No.2，pp.217-222，2015.7

[3-100] 横川　智裕，濱田　聡，竹中　啓之，和泉　信之：多数回繰り返し載荷を受ける高強度鉄筋コンクリート梁の履歴特性，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.37 No.2，pp.265-270，2015.7

[3-101] 宇野　芳奈美，鈴木　悠矢，高橋　之，市之瀬　敏勝：2 段目主筋をカットオフした RC 梁のせん断耐力と付着応力度，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.37 No.2，pp.475-480，2015.7

[3-102] 篠原　保二，村上　和久：カットオフ筋を有する RC 梁部材の付着割裂性状に及ぼす横補強筋の影響，日本建築学会構造系論文集 Vol.80 No.714，pp.1297-1306，2015.8

[3-103] 松川　和人, Shawuti SHALAYIDIN，崔　琥，中埜　良昭：RC 造縮小試験体に生じる曲げひび割れ量の実大スケールへの換算評価手法の定式化とその適用性，日本建築学会構造工学論文集 Vol. 62B，pp.133-139，2016.3

[3-104] 京都大学，福山大学：S22. 高密配筋を行った鉄筋コンクリート造部材の部材種別の評価に関する検討，国交省建築基準整備促進事業報告書 ，2016

[3-105] 掛川　萌子, 金久保　利之, 岡田　健良, 高橋　辰弥 : 溶接組立鉄筋を用いたキャップタイ工法による RC 基礎梁のせん断性能，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.38, NO.2，pp.217-222，2016

[3-106] 公文　祐斗，塩谷　晋一，川添　敦也：残留変形抑制機能を内蔵する RC 梁の解析モデルに関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.38, NO.2，pp.223-228，2016

[3-107] 堀田　和史, 丸田　誠, 永井　覚, 池沼　良章 : USD590 クラスを主筋に用いた RC 梁部材に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.38, NO.2，pp.247-252，2016

[3-108] 武内　孝樹, 徳重　充, 中野　克彦 : 住宅用基礎梁の開口部補強構造に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.38, NO.2，pp.259-264，2016

[3-109] 河南　孝典，磯　雅人 : RC 梁部材のせん断ひび割れ開閉挙動に与える乾燥収縮ならびに寸法効果の影響, 日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.38, NO.2, pp.265-270, 2016

[3-110] 佐々木　優, 川井　菜緒, 半井　健一郎, 佐藤　良一 : 石灰石骨材を用いた RC はりのせん断強度に及ぼす寸法、収縮および特性長さの影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.38, NO.2，pp.271-276，2016

[3-111] 藤山　尭大, Mwangi M. MACHARIA, 小川　由布子, 佐藤　良一 : 高炉セメント B 種 RC はりのせん断耐力に及ぼす初期高温履歴と廃瓦骨材の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.38, NO.2，pp.283-288，2016

[3-112] 安田　瑛紀, 中村　拓郎, 松本　智夫, 二羽　淳一郎 : モルタル充鎮式継手を同一断面に配置した RC はりの曲げ性状に関する研究, 日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.38, NO.2，pp.595-600，2016

[3-113] 師橋　憲貴 : 普通細骨材を溶融スラグで置換し 5 年間屋外に暴露した再生骨材コンクリート梁部材の付着割裂強度，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.38, NO.2, pp.667-672，2016

[3-114] 金廣　琴乃, 大下　英吉 : 異なる環境条件における鉄筋腐食を生じた RC 梁の疲労挙動特性に関する研究, 日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.38, NO.2, pp.811-816, 2016

[3-115] 坂下　由佳, 鈴木　卓, 倉本　洋 : 高強度補強筋を用いた RC 梁の損傷制御レベルにおける構造性能，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.38, NO.2，pp.715-720，2016

[3-116] BAI QIONG, 竹中　啓之, 毎田　悠承, 和泉　信之 : 片側多数回繰り返し変形を受ける高強度 RC 梁の損傷と履歴特性，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.39, NO.2, pp.151-156，2017

[3-117] 堀田　和史, 丸田　誠, 永井　覚, 池沼　良章 : USD590 クラスを主筋に用いカットオフした RC 梁に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol., NO.，pp.157-162, 2017

[3-118] 笹尾　泰智, 久保　彰平, 市之瀬　敏勝, 宮田　英樹 : 高強度横補強筋を配筋した RC 梁のせん断耐力とカットオフ筋の付着性状, 日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol., NO., pp.163-168，2017

[3-119] 増田　駿祐，岸本　一蔵 : せい方向のせん断補強筋の付着を切った RC 梁部材の曲げせん断挙動，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol., NO.，pp.169-174，2017

[3-120] 中川　翔太, 高橋　之 : 開孔間距離が異なる鉄筋コンクリート造有孔梁の実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol., NO.，pp.181-186，2017

[3-121] 佐藤　あゆみ, 坂上　友紀, 武田　浩二, 村上　聖 : 超高強度繊維補強コンクリートパネルを側面接着した RC 梁のせん断補強効果に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol., NO.，pp.1105-1110，2017

[3-122] 岡田　健良, 金久保　利之, 掛川　萌子, 高橋　辰弥 : 溶接組立鉄筋を用いたキャップタイ工法による RC 基礎梁の曲げおよび交差部の構造性能，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol., NO.，pp.1363-1368，2017

第４章

柱部材

本研究において柱部材の構造性能実験データベースの収集は，以下の論文から行った。日本建築学会発行の論文報告集，大会学術講演概便集，構造工学論文集，日本コンクリート工学会発行の年次講演会論文集に 1976 年から 2017 年までに記載された実験データから有用なデータを抽出し，以下の破壊モードに分類しデータベース化を行った。

１）柱曲げ降伏先行型　　（曲げ降伏後のせん断破壊，付着破壊，曲げ圧壊など）
２）柱せん断破壊型　　（曲げ降伏前のせん断破壊）
３）柱付着破壊型　　（曲げ降伏前後の付着破壊）

各試験体の破壊モードは，著者の記述に従って分類している。特に複数の研究機関の間で柱曲げ降伏後のせん断破壊と，付着破壊の区別などが，物理的に定義することが難しい状況にある。原則としては，破壊の現象と耐力低下が連動していることによって判定されるものと考えられる。

4.1　データベースの項目

本節では，本研究で作成したデータベースのうち柱部材のデータベースにおける項目についての説明を掲載する。

1. 基本情報：ID，出典情報等

101-ID 情報

1) 通し番号:部材毎に通し番号を付ける。例えば柱であれば C1 など。
2) 実験主体；実験実施の主体を記載する。
3) 文献に記載されている試験体の名称を付ける。
4) 架構試験体の一部などで，試験体名称と異なる場合に名称を設ける。

102-文献情報

1) 文献番号：主たる論文について文献収集リストで付与した通し番号を記載する。
2) 関連文献番号：主たる論文に関連する文献収集リストで付与した通し番号を記載する。複数記載可。
3) 情報：主たる文献で必要な情報（タイトルや雑誌名）を表示させる。

2. 試験体情報：材料，部材断面

201-一般情報

1) スケール；実断面に対して縮小された場合の規模。例えば 1/2 など
2) 配筋の対称性；配筋の配置について対称性を記載する。
3) 打設方向；試験体の軸方向と同じ方向からの打設を鉛直，直交方向からの打設を水平とする。
4) 打設打継；試験体途中での打継の有無。ある場合，打継面の処理方法。
5) 備考；上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

202-材料情報

a. 以下，コンクリートの材料特性について記載する。

1) 設計強度；当該文献に記載されている目標強度で，試験体の設計時に用いた強度。
2) 圧縮強度；当該文献に記載されている最大圧縮強度を記載する。
3) 圧縮強度時歪み；当該文献に記載されている最大圧縮強度時歪みを記載する。
4) 引張強度；当該文献に記載されている引張強度を記載する。その値を割裂強度から算定している場合は，「算定値」を選択し，その値を記載する。また，直接引張実験から算定している場合は，「実験値」を選択し，その値を記載する。その他，算定方法が不明な場合は「-」を選択する。
5) ヤング係数;当該文献に記載されているヤング係数を記載する。その値の算定方法（AIJRC 規準式（コンクリート強度から算定する式で 2）の圧縮強度を用いた場合），JIS A1149 式（実験結果より算定する），「-」（算定方法が記載されてない））を選択する。値がない場合は「-」を選択する。

b，c. 以下，鉄筋の材料特性について記載する。

1) 降伏強度；当該文献に記載されている降伏強度を記載する。その値の算定方法（降伏点，

0.2%耐力，「-」（算定方法が記載されてない））を選択する。値がない場合は「-」を選択する。

2) 降伏歪み；当該文献に記載されている降伏歪みを記載する。その値が材料実験から得られた値を用いて算定されていれば「実験値」とする。その他，算定方法が不明な場合は「-」を選択する。

3) 引張強度；当該文献に記載されている引張強度を記載する。

4) 引張強度歪み；当該文献に記載されている引張強度歪み度を記載する。

5) ヤング係数；当該文献に記載されているヤング係数を記載する。その値を実験で得られる降伏強度および降伏歪みを用いて算定している場合は「実験値」と記載する。その他，算定方法が不明な場合は「-」を選択する。

6) 備考；上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

203-部材形状情報

1) 断面形状；矩形または円形などのコンクリート外部の形状。

2) 幅；矩形断面において，加力方向に対して直交する辺の長さ。円形断面の場合はその直径。

3) せい；矩形断面において，加力方向に対して平行する辺の長さ。円形断面の場合はその直径。

4) 有効せい；矩形断面において，圧縮縁から引張鉄筋重心位置までの長さ。円形断面の場合は等価長方形断面に置換した場合の圧縮縁から引張鉄筋重心位置までの長さ。

5) コア断面積；外周部せん断補強筋に囲まれた断面積

6) 被りコンクリート厚さ；矩形断面の場合，幅とせいのかぶり厚さをそれぞれ記入。

7) クリアスパン；対象部材の内法長さ

8) 備考；上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

204-主筋情報

1) 本数；全主筋本数

2) 呼び名；鉄筋の形状と径を表す記号。（例えば D19 や φ9，#4 など）

3) 種類；主筋の種類。例えば SD345 など

4) 継手有無；主筋が部材内で継手使用の有無。

5) 継手長さ；主筋の継手がある場合はその長さ。

6) 備考；継手の位置情報など，その他継手に関して追記すべき情報。

7) 主筋位置情報；1-5 は鉄筋の位置，6-10 はそれぞれの位置に配された本数を示す。位置の基点は，正載荷側においてモーメントが大きい側の端部の断面の圧縮力を負担している側とする。ただし，両端部のモーメントが等しければ脚部（左端）の断面位置を採用する。なお，鉄筋の段数がさらにある場合は適宜追加する。

8) 引張鉄筋比；引張鉄筋断面積を幅と有効せいで除した値。

9) 主筋比；全鉄筋断面積を幅と全せいで除した値。

205-せん断補強筋情報

1) 形状；部材断面における補強筋形状。2 種類ある場合は外周部とその内部の形状を記載する。（例えば，中子筋のある矩形のせん断補強筋の場合，「矩形・中子」）

2) 呼び名；鉄筋の形状と径を表す記号。（例えば D19 や φ9，#4 など）

3) 間隔；1，2 は部材長さ方向で間隔が変わる場合，狭い領域（例えばヒンジ領域）と広い領域の間隔。1 種類のみの場合は，「狭い箇所」欄に記載する。位置；3 は狭い領域の長さと位置が分かる情報を記載。

4) 種類；補強筋の種類。例えば SD295 など

5) 1-4 有効本数；幅方向とせい方向の補強筋（中子筋を含む）の足の数（図 4.1.1）。3)で記載した狭い箇所と広い箇所がある場合は，それぞれ記載し，部材長において補強筋が等間隔の場合は，「狭い箇所」欄にのみ記載する。

6) 1，2 外周補強筋間距離；外周補強筋の中心間距離（図 4.1.2）。

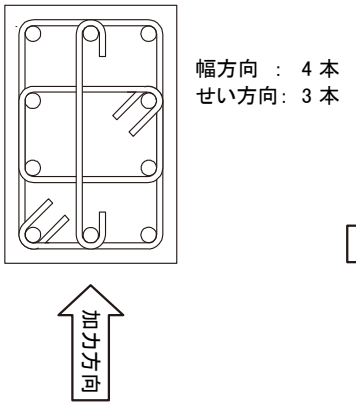


図 4.1.1　補強筋有効本数

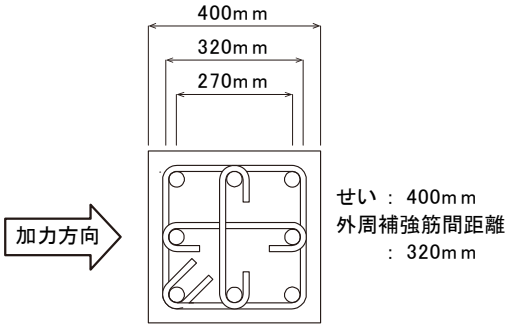


図 4.1.2　補強筋間距離

7) 有効横支持長さ；はば方向およびせい方向に対して，各主筋間最短距離の最大値（下図の Ci 参照）。下図で横方向から載荷する場合，図中の Ci がせい方向の長さとなる。

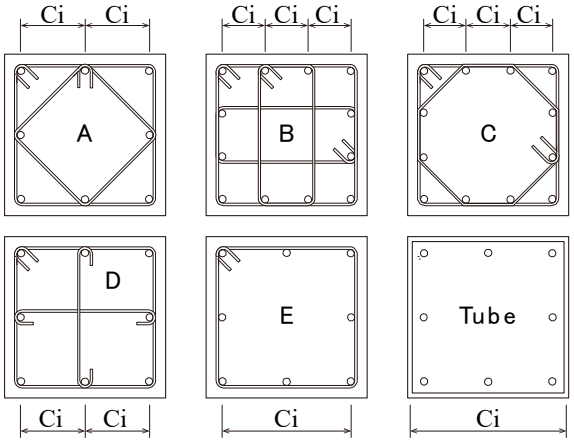


図 4.1.3　有効横支持長さの定義

8) 定着性状；1 は定着性状を示す。例えば，フックの有無，重ね継手，溶接，その他（機械式継手など）。フック形状；2 はフックがある場合はフック角度で例えば，90 や 135 度。継手長さ；重ね継手を選択した場合の継手長さ。

9) せん断補強筋比；加力方向（せい方向）の 1 組のせん断補強筋断面積を幅とせん断補強筋間隔で除した値。

3.　加力・計測情報：加力概要，計測概要

301-加力情報

1) 加力形式；部材の加力形式を示す。例えば，片持ちや両端固定（建研式，大野式），その他（ダブルエンド式など）

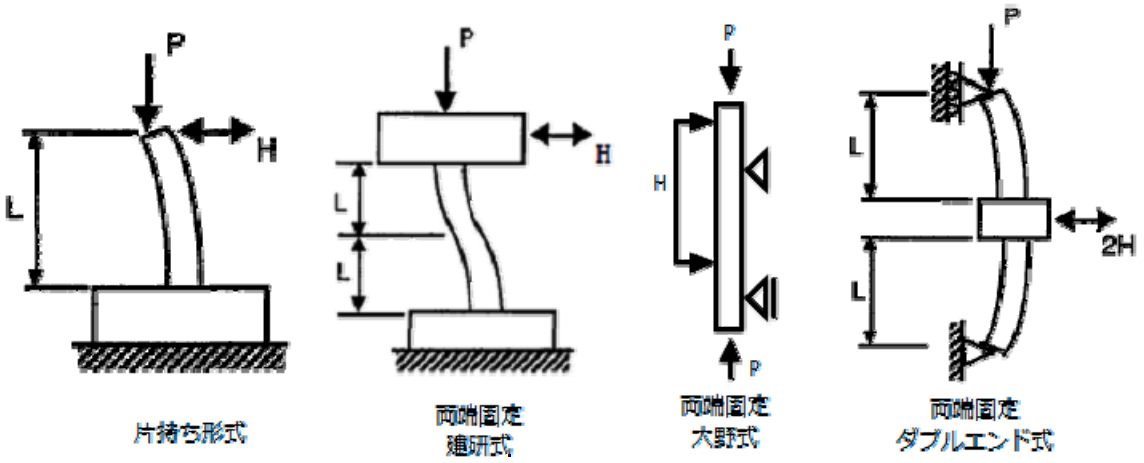


図 4.1.4　加力形式

2) 加力方向；部材が水平に加力される方向を示す。例えば，一方向，二方向，斜め 45 度など

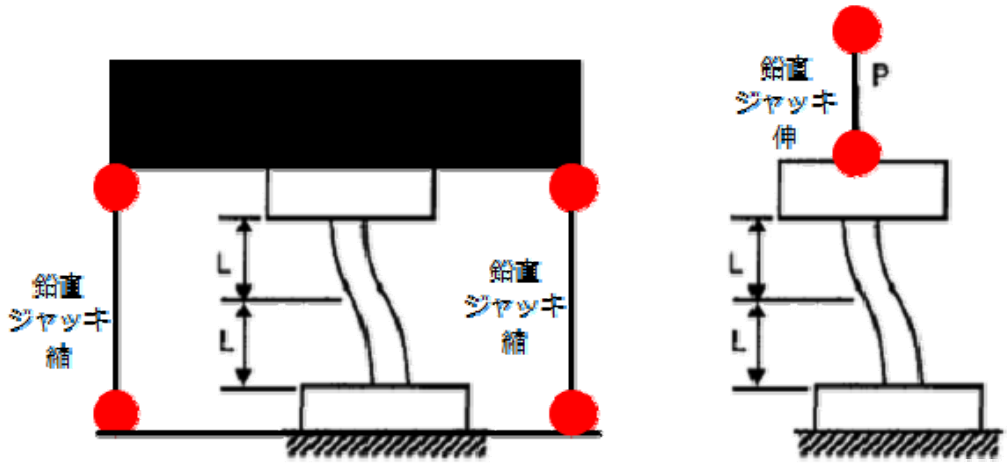
3) 載荷履歴；加力載荷の履歴を示す。例えば，単調片押し，繰り返し，ランダムなど

4) 軸力の種類；作用させる軸力の種類を示す。一定軸力または変動軸力を選択する。

5) 1，2 軸力；部材に作用させる軸力の値を示す。一定軸力の場合は，変動軸力の欄は「-」と記載する。変動軸力の場合は下限値と上限値（例えば-300~400 など）を記載する。

6) 軸力の作用位置；作用させる軸力の位置を示す。例えば，偏心が無く部材断面に作用している場合は「中心」，偏心して作用している場合は「偏心」を選択する。

7) 鉛直ジャッキと取り付き方；鉛直ジャッキが部材にどのように取り付けられているかを示す。例えば，ピン支持，ローラー支持，その他など。また当該鉛直ジャッキの導入軸力の種類（図 4.1.5 参照）を記載する。



（a）ジャッキが縮む場合　　（b）ジャッキが伸びる場合

図 4.1.5　鉛直ジャッキの軸力種類（試験体に圧縮軸力を作用させる場合）

8) シアスパン；反曲点位置から部材端部までの長さの内，最大の長さ。反曲点高さをジャッキにより制御している場合はその高さ（長い方）を記載する。またジャッキにより制御していない場合で建研式加力を行っている場合は，クリアスパンの半分の長さを記載する。それ以外は「-」と記載する。

9) せん断スパン比：せん断スパン（シアスパン）を有効せいで除した値。

10) 軸力比：軸力を幅と全せいとコンクリート強度の積で除した値。

302-計測情報

1) 部材応力の計測方法；部材が負担している応力（せん断力，軸力）の計測方法について示す。ジャッキの荷重をロードセルで計測している値が示されている場合は「間接」，部材の応力をロードセルなどで直接計測している場合は「直接」を選択し，不明の場合「-」と記載する。

2) 部材変位の計測方法；加力により生じる部材の変位の計測方法について示す。部材角や軸方向変位を算定するためのデータが直接計測されている場合は「直接」，計測データを用いて上記変位の算定する必要がある場合は，「間接」を選択し，不明の場合「-」と記載する。

4. 実験データ情報：

401-データ特性情報

1) 水平応力データの有無；水平応力データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。柱の場合は，それらのデータを用いてせん断力を算定する場合に，P-Δ（ジャッキによる分を含む）の補正の必要があるかどうかを示す。補正が必要であり，文献内の情報から可能である場合，「必要（可）」，補正が必要だが文献内の情報からできない場合，「必要（不可）」を選択する。

2) 備考；上記の補足またはその他必要な情報を記載。

3) 水平変形データの有無；水平変形データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の水平変形として使用するために，補正の必要性の有無について示す。

4) 備考；上記の補足またはその他必要な情報を記載。

5) 鉛直変形データの有無；鉛直変形データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の鉛直変形として使用するために，補正の必要性の有無について示す。

6) 備考；上記の補足またはその他必要な情報を記載。

7) 分離された水平変形データの有無；分離された水平変形データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の分離された水平変形として使

用するために，補正の必要性の有無について示す。

8) 備考；上記の補足またはその他必要な情報を記載。

402-剛性情報

1) 第 1 折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる初期剛性の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

2) 第 2 折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 2 折れ点の割線剛性の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

3) 第 2 折れ点後（正勾配）；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 2 折れ点以降の正勾配を接線剛性の値で示す。なお，脆性部材の場合は「-」と表記。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

4) 耐力低下（負勾配）；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる耐力低下時の負勾配を接線剛性の値で示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

403-強度情報

1)第 1 折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 1 折れ点の強度の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

2)第 2 折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 2 折れ点の強度の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

3)第 3 折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 3 折れ点の強度の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

404-変形情報

1)第 1 折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 1 折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

2)第 2 折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 2 折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

3)第 3 折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 3 折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

4)第 4 折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 4 折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

405-減衰情報

1) ポテンシャルエネルギー；各変形角におけるポテンシャルエネルギーを示す。

2) 履歴吸収エネルギー；各変形角における履歴吸収エネルギー量を示す。

3) 等価粘性減衰定数；各変形角における記載されている等価粘性減衰定数を示す。

406-破壊モード

1) 実験時破壊モード；実験で得られている破壊モード。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

2) 計算時破壊モード；文献中で計算された最小の終局強度を破壊モードとする。正負非対称の部材の場合は，正負の値を示す。

407-損傷状態情報（ひび割れや鉄筋降伏，圧縮破壊，主筋座屈などの損傷状態を示す情報）

1) 曲げひび割れ；実験で得られている曲げひび割れ時の荷重と変形の値。

2) せん断ひび割れ；実験で得られているせん断ひび割れ時の荷重と変形の値。
3) 主筋降伏；実験で得られている最初に主筋が降伏した時の荷重と変形の値。
4) せん断補強筋降伏；実験で得られている最初にせん断補強筋が降伏した時の荷重と変形の値。
5) かぶりコンクリート剥落；実験で得られているかぶりコンクリートが剥落した時の荷重と変形の値。
6) 最大耐力；実験で得られている最大耐力に達した時の荷重と変形の値。
7) 主筋座屈；実験で得られている最初に主筋が座屈した時の荷重と変形の値。
8) 軸崩壊；実験で得られている軸崩壊に達したまたはそう見なされる時の荷重と変形の値。
9) 備考；
10) ひび割れ情報；ひび割れ図の有無，ある場合はそのデータの保存を行い，そのファイル名称を記載。またひび割れが計測されている部材角を記載する。
11) その他の損傷情報；ひび割れ幅や長さなどさらに詳細な情報を計測の有無について記載。

408-デジタルデータ

1) ファイル名；デジタルデータをテキスト形式で保存。そのファイル名称を記載。

5. データの信頼度指標（収集元のデータの信頼性を表す指標を導入）：

上記 4. の各評価項目に対して信頼度を付けることで，不適切データの定義に活用する。必要に応じて追加する。

評価シート：各評価方法に対して剛性，耐力，靭性能についての算定に必要な項目を示し，その算定値と式の算定精度を示す。

1-剛性評価

101-曲げ初期剛性

1) 各計算に必要な項目（複数あり）
a) 初期剛性 K1f

102-せん断初期剛性

1) 各計算に必要な項目（複数あり）
a) 初期剛性 K1s

103-降伏時剛性 Ky

1) 各計算に必要な項目（複数あり）
2) 降伏時剛性 Ky

104-せん断破壊時剛性

1) 各計算に必要な項目（複数あり）
2) せん断破壊時剛性 Ksu

105-3 次勾配 K3（正勾配）

1) 各計算に必要な項目（複数あり）

2) 3 次勾配 K3

106-精度

1) 初期剛性（算定値）
2) 実験値/算定値
3) 降伏時剛性（算定値）
4) 実験値/算定値
5) せん断破壊時剛性（算定値）
6) 実験値/算定値
7) 3 次勾配（算定値）
8) 実験値/算定値

2-強度評価

101-曲げひび割れ

1) 各計算に必要な項目（複数あり）
a) 曲げひび割れ強度 Qfc

102-せん断ひび割れ

1) 各計算に必要な項目（複数あり）
a) せん断ひび割れ強度 Qsc

103-曲げ終局強度

1) 各計算に必要な項目（複数あり）
a) 曲げ終局強度 Qfu

104-せん断終局強度

1) 各計算に必要な項目（複数あり）
a) せん断終局強度 Qsu

105-精度

1) 曲げひび割れ強度（算定値）
2) 実験値/算定値
3) せん断ひび割れ強度（算定値）
4) 実験値/算定値
5) 曲げ終局強度（算定値）
6) 実験値/算定値
7) せん断終局強度（算定値）
8) 実験値/算定値

3-変形評価

101-曲げ降伏後破壊変位

1) 各計算に必要な項目（複数あり）
a) 曲げ降伏後破壊変位 δd

4-評価結果集計：平均値（実験値/算定値），標準偏差 σ，変動係数 CV：

4.2　収集データの特性

4.2.1　引用論文

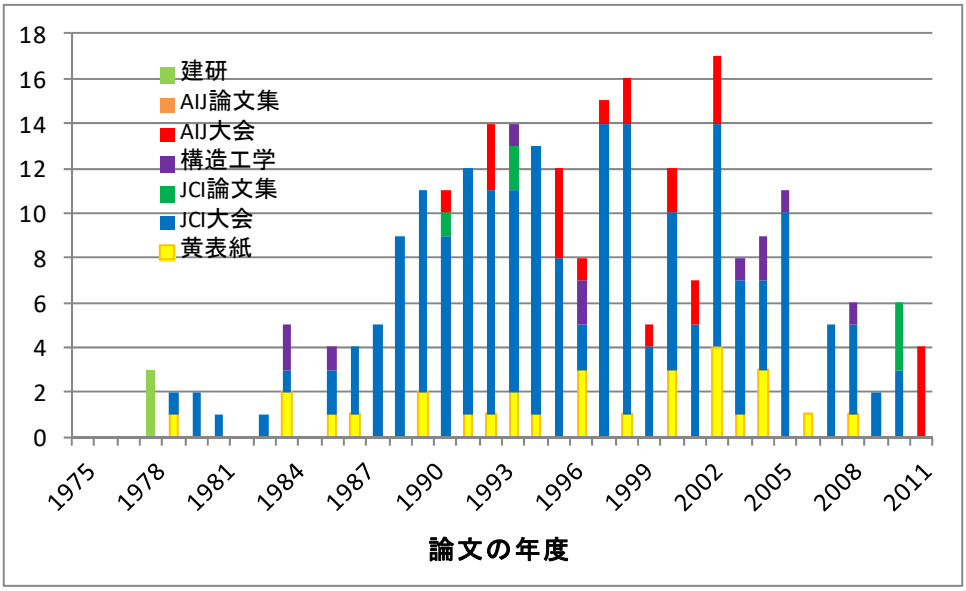
表 4.2.1，表 4.2.2 に本データベースで引用した論文の数を示す。なお，引用時に主に使用した論文とは別に，主たる論文に関連する形で引用した論文の数も含んでいる。

表 4.2.1　引用した論文の数（論文別）

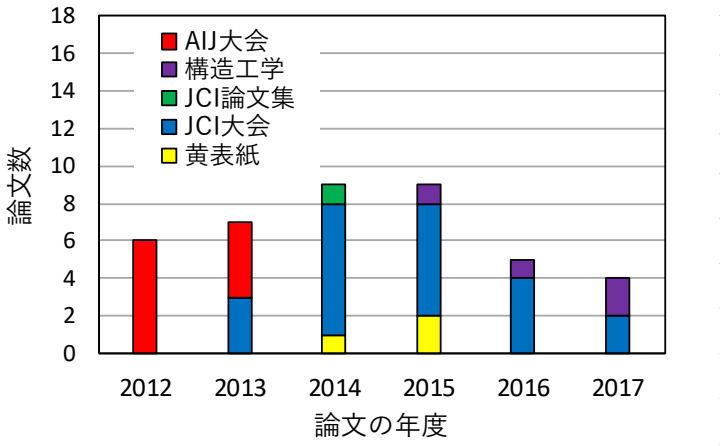
論文名	論文数
黄表紙	32
JCI大会	204
JCI論文集	7
構造工学	15
AIJ	27
AIJ論文集	0
建研	3
合計	288

表 4.2.2　引用した論文の数（年代別）

年度	論文数	年度	論文数	年度	論文数	年度	論文数	年度	論文数
1970	0	1980	2	1990	11	2000	5	2010	2
1971	0	1981	1	1991	11	2001	12	2011	6
1972	0	1982	0	1992	12	2002	7	2012	3
1973	0	1983	1	1993	14	2003	17	2013	7
1974	0	1984	5	1994	14	2004	8	2014	9
1975	0	1985	0	1995	13	2005	9	2015	9
1976	0	1986	4	1996	12	2006	11	2016	5
1977	0	1987	4	1997	8	2007	1	2017	4
1978	3	1988	5	1998	15	2008	5		
1979	2	1989	9	1999	16	2009	6		
合計	5	合計	31	合計	126	合計	81	合計	45
								合計	288



(a) 1975 年から 2011 年



(b) 2012 年から 2017 年

図 4.2.1　引用した論文の数

4.2.2　引用試験体数

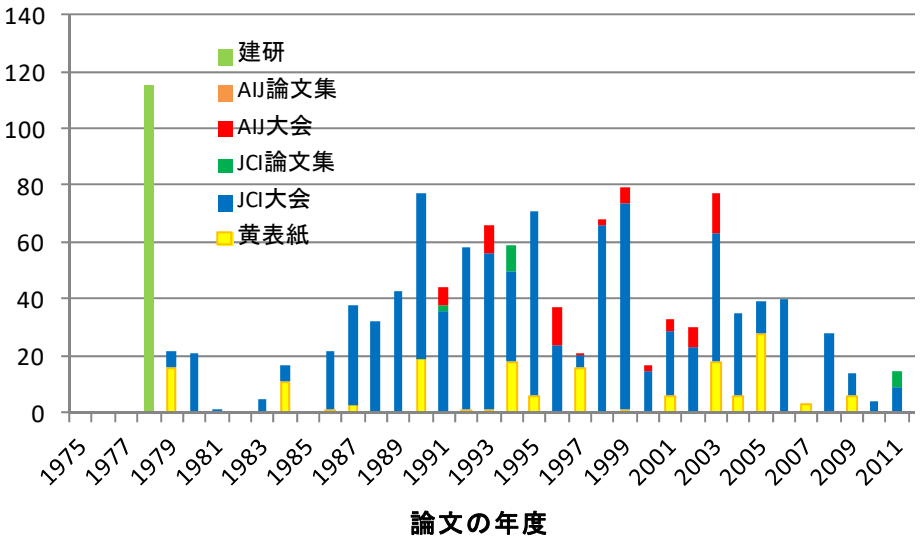
表 4.2.3，表 4.2.4 に本データベースで引用した試験体数を示す。

表 4.2.3　引用した試験体の数（論文別）

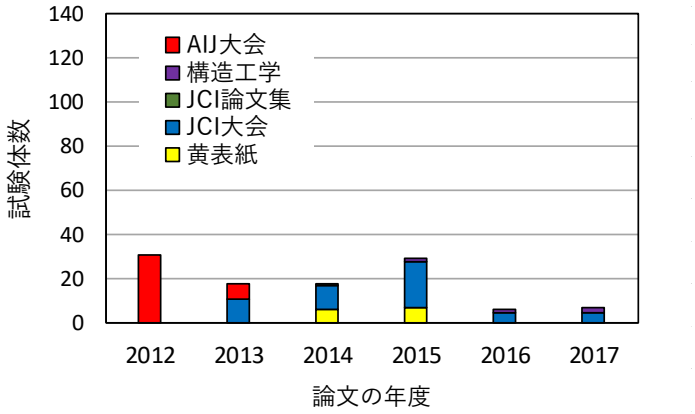
論文名	試験体数
黄表紙	173
JCI大会	920
JCI論文集	26
構造工学	55
AIJ	102
AIJ論文集	0
建研	115
合計	1391

表 4.2.4　引用した試験体の数（年代別）

年度	試験体数	年度	試験体数	年度	試験体数	年度	試験体数	年度	試験体数
1970	0	1980	21	1990	77	2000	17	2010	4
1971	0	1981	1	1991	44	2001	33	2011	15
1972	0	1982	0	1992	58	2002	30	2012	31
1973	0	1983	5	1993	66	2003	77	2013	18
1974	0	1984	20	1994	61	2004	40	2014	18
1975	0	1985	0	1995	71	2005	64	2015	29
1976	0	1986	23	1996	37	2006	41	2016	6
1977	0	1987	38	1997	28	2007	3	2017	7
1978	115	1988	32	1998	68	2008	28		
1979	22	1989	43	1999	79	2009	21		
合計	137	合計	183	合計	589	合計	354	合計	128
								合計	1391



(a) 1975 年から 2011 年



(b) 2012 年から 2017 年

図 4.2.2　引用した試験体の数

4.2.3　収集した実験データの特徴

収集した実験データの特徴を示すために，以下の項目についての収集データの頻度分布および統計データを，以下の項目について示す。

（検討項目）

コンクリート強度	図 4.2.3
主筋強度	図 4.2.4
柱主筋比	図 4.2.5
コンクリート強度－主筋強度関係	図 4.2.7
せん断補強筋強度	図 4.2.8
せん断補強筋比	図 4.2.9
コンクリート強度－せん断補強筋強度関係	図 4.2.10
主筋降伏強度－せん断補強筋強度関係	図 4.2.11
試験体スケール	図 4.2.12
せん断スパン比	図 4.2.13

1）コンクリート強度（図 4.2.3 参照）

収集した実験データのコンクリート強度は，11.1N/mm² から 197.8N/mm² に分布しており，主に 20~40 N/mm² のコンクリートが多く使用されている。いわゆる普通強度コンクリートに相当する。これは，主に新耐震設計法前に実施された短柱崩壊に関する総プロで実施された実験データを中心に普通強度の材料を使用し柱部材を対象とした構造実験データが多く実施されたためと考えられる。4.5 節と 4.6 節で後述する評価式の検討では，コンクリート強度 18.0~60.0 N/mm² の試験体を用いる。

σ_B	曲げ降伏先行型	せん断破壊型	付着破壊型	データ全体
n	922	431	38	1391
最大値	197.8	147.6	82.1	197.8
最小値	12.2	11.1	12.2	11.1
平均値	49.9	43.7	36.5	47.6
変動係数	71.7%	57.5%	57.5%	66.9%

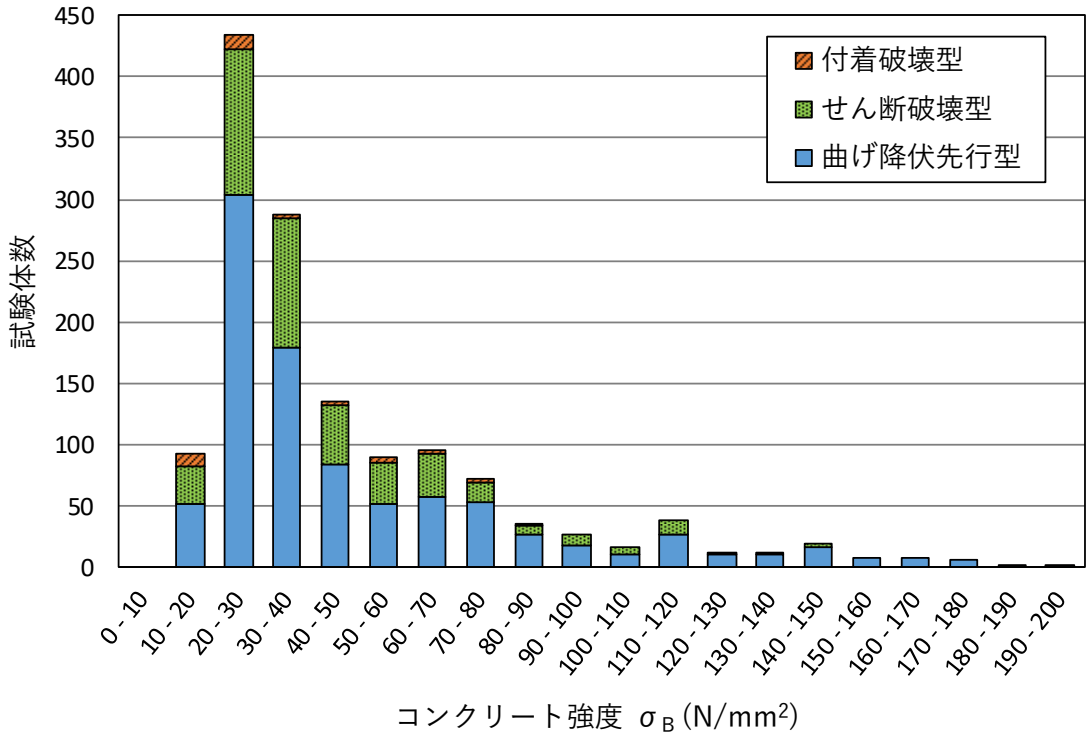


図 4.2.3　収集データの頻度分布（コンクリート強度）
（横軸は区間下限値以上から区間上限値未満）

２）主筋強度（図 4.2.4 参照）

収集した実験データの主筋強度は，297N/mm² から 1447N/mm² に分布している。これは鉄筋種別で言うと SD295 から SD980 に加え，構造実験の目的に合わせて加工された鉄筋が使用されているためと考えられる。これまでの実験では，主筋の降伏強度が 300~500 N/mm² のものが多く使用されており，コンクリート強度同様に，一般建築で多く使用される強度レンジの鉄筋を柱主筋に使用された構造実験が多く実施されている。しかしながら，一部の構造実験では 600~800 N/mm² の鉄筋も使用されており，高層 RC 造建物などを対象とした構造実験が実施されており，既に実用化されている SD590 や SD685 と同様な鉄筋を使用した実験例も多くみられることも特徴としてあげられる。

σ_y	曲げ降伏先行型	せん断破壊型	付着破壊型	データ全体
n	922	431	38	1391
最大値	1447.0	1423.0	965.3	1447.0
最小値	297.0	314.5	329.0	297.0
平均値	466.6	592.2	506.2	506.6
変動係数	36.5%	38.0%	38.5%	37.0%

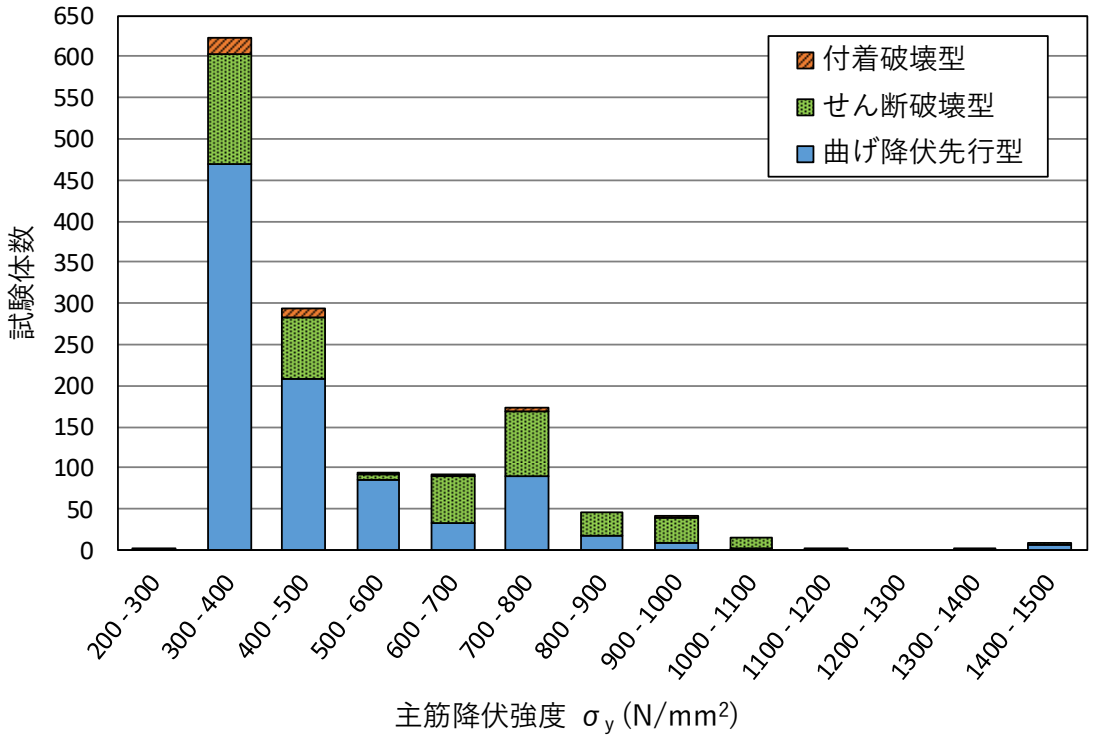


図 4.2.4　収集データの頻度分布（主筋降伏強度）
（横軸は区間下限値以上から区間上限値未満）

3）柱主筋比（図 4.2.5 参照）

収集した実験データにおいて使用された柱主筋比は 0.59%～8.38%までに分布している。曲げ降伏先行型では 1.0%から 2.0%に多くのデータが分布している。一方，せん断破壊型では，1.50%から 3.50%前後に多くのデータが分布しており，主筋量を割り増すことでせん断破壊を誘発させる設計がなされていると考えられる。データ平均値についても，曲げ降伏型は 2.20%，せん断破壊型は 3.02%である。

p_g	曲げ降伏先行型	せん断破壊型	付着破壊型	データ全体
n	922	431	38	1391
最大値	7.28	8.38	3.96	8.38
最小値	0.59	0.63	1.37	0.59
平均値	2.20	3.02	2.77	2.47
変動係数	43.8%	32.7%	30.7%	40.0%

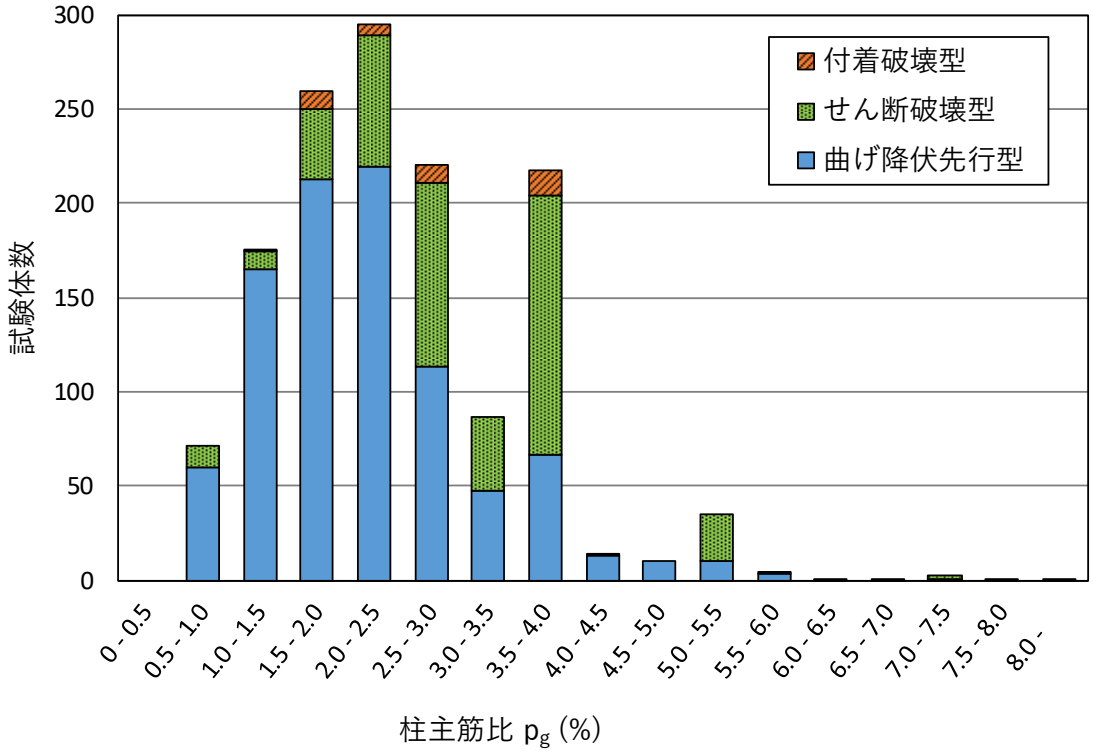


図 4.2.5　収集データの頻度分布（柱主筋比）
（横軸は区間下限値以上から区間上限値未満）

.

4）コンクリート強度－主筋強度関係（図 4.2.6 参照）

収集した実験データのコンクリート強度と主筋強度について検討する前に，図 4.2.6 に，現在の我が国の高強度材料の適用を大いに推進した 1988 年-1993 年に実施された建設省総合技術開発プ ロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」（略称:NewRC，主査：東京大学名誉教授　青山博之）[4-1]において示された実用化を想定したコンクリートおよび鉄筋の高強度材料の範囲を示す。

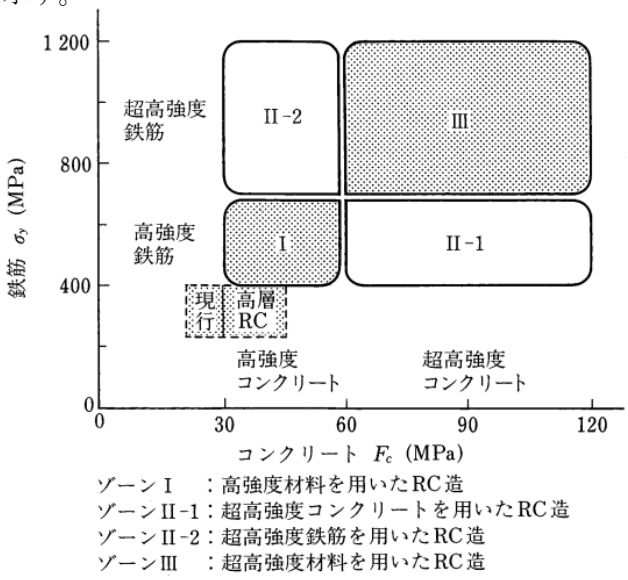


図 4.2.6　NewRC 総プロで示された研究開発のゾーニングと材料強度との関係[4-2]

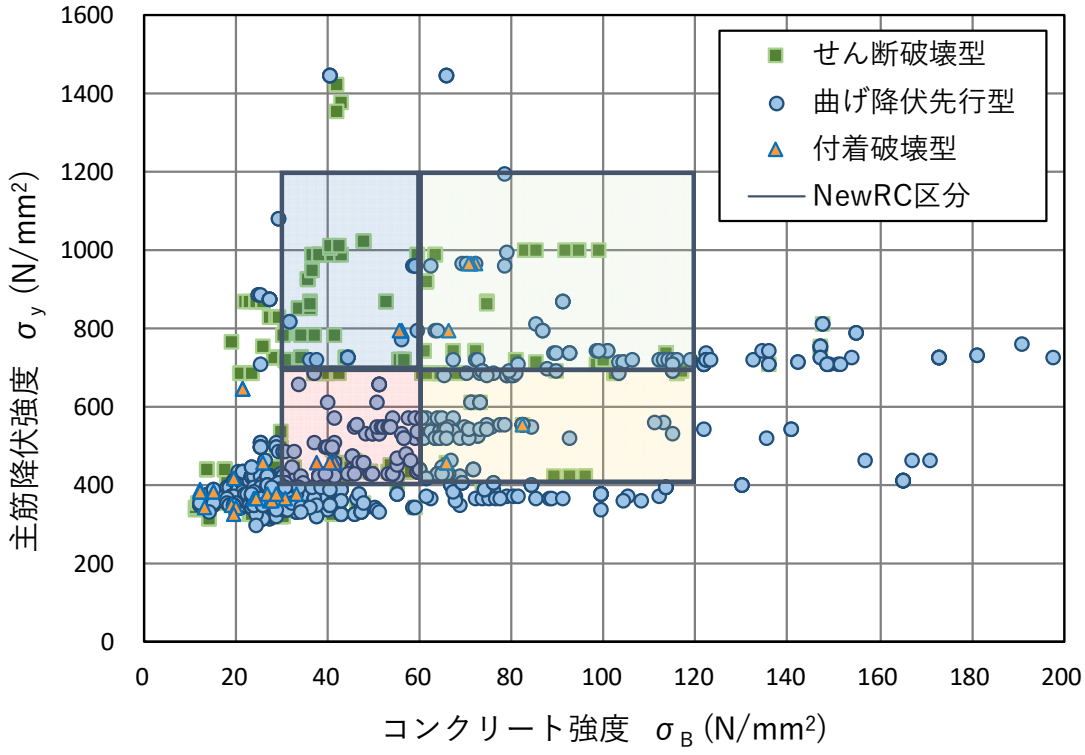


図 4.2.7　収集データの頻度分布（コンクリート強度と主筋強度関係）

図 4.2.7 に収集データのコンクリート強度と主筋強度関係を示す。図 4.2.6 と図 4.2.7 を比較すると，収集データのコンクリート強度 20N/mm² 前後および主筋強度 295N/mm² 前後に分布するデータが，いわゆる NewRC 総プロで示したような現行の材料強度の範囲であり，我が国の一般的な鉄筋コンクリート造建物で使用されている強度領域であることが再認識できる。また，この領域の実験データが多く存在する理由の一つとして，1968 年十勝沖地震後を経験し，それまでのせん断補強筋の規定では十分な耐震性能が確報できないことが分かったため，短柱崩壊に関する総プロ[4-3]が実施されため，官学民が協力して多くの構造実験が実施された影響が挙げられる。

現在は，コンクリート強度 200N/mm² 前後まで，主筋強度は 980N/mm² 前後までの超高強度材料を用いた研究開発が実施されていること分かる。

また，せん断破壊型のデータは，被試験者が意図的にせん断破壊を誘発するために主筋に高強度鉄筋を使用する傾向が確認された。付着破壊型については，主筋量の調整やコンクリート強度を調整することによって付着破壊を誘発することが可能であるため，主筋降伏強度が 400N/mm² 前後のデータも多くみられる。

なお，鉄筋の高強度化は，ヤング係数は鉄筋を高強度化しても変化しないため，高強度化した強度を発揮させるためには，それだけの変形（ひずみ）を生じる必要性があること，コンクリートを高強度化したといっても，あくまでも圧縮強度のみであり，引張強度の高強度化が望めない場合には，従来のコンクリートと異なる挙動（圧縮破壊時に爆裂することやコンクリート硬化時の自己収縮など）を十分に理解した研究を行う必要がある。

５）せん断補強筋強度

収集した実験データのせん断補強筋強度は，201N/mm² から 1764N/mm² に分布している。これは鉄筋種別で言うと SD295 から SBPD1275/1420 までの範囲に相当する。頻度分布には主に 3 つの山が表れている。これは，SD345，S685-SD785 および SBPD1275/1420 の鉄筋種別の位置に相当する。

これまでの実験では，せん断補強筋の降伏強度が 400 N/mm² 前後のものが多く使用されている。降伏強度が 900 N/mm² 前後のデータは，鉄筋種別で言うと SD785 に相当し，降伏強度が 1400 N/mm² 前後のデータは，鉄筋種別で言うと SBPD1275/1420 に相当する。

σ_{wy}	曲げ降伏先行型	せん断破壊型	付着破壊型	データ全体
n	922	431	38	1391
最大値	1764.0	1506.0	1432.8	1764.0
最小値	251.9	200.9	216.8	200.9
平均値	681.6	629.6	640.7	664.3
変動係数	59.7%	57.7%	54.6%	58.9%

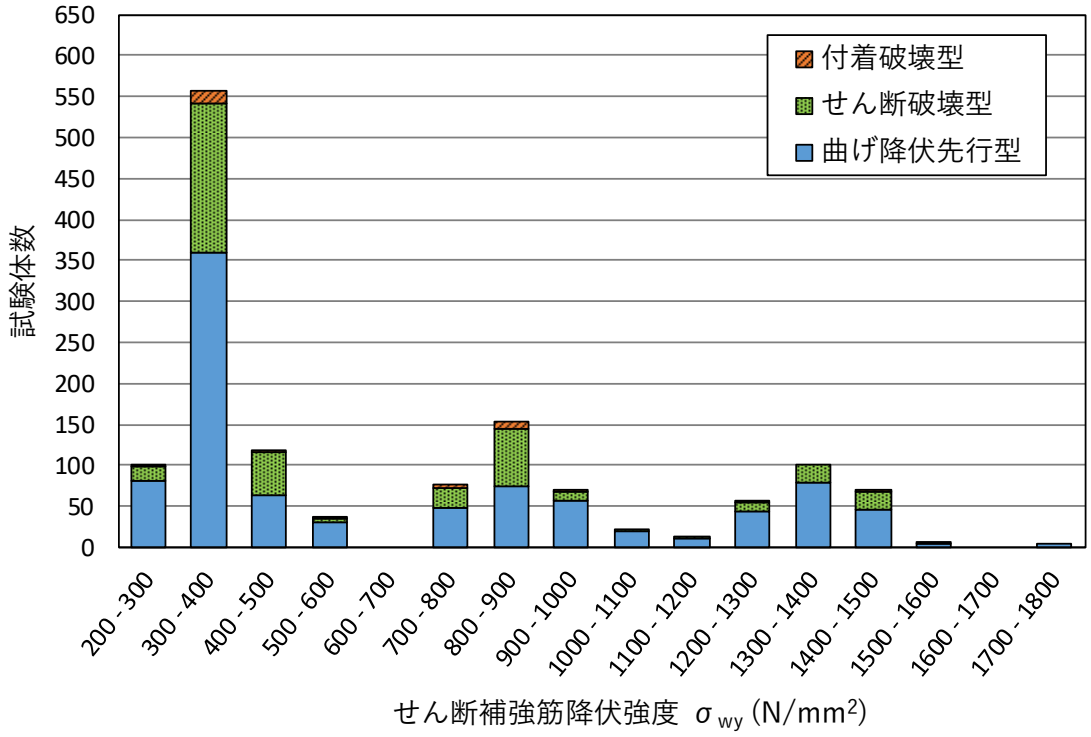


図 4.2.8　収集データの頻度分布（せん断補強筋強度）
（横軸は区間下限値以上から区間上限値未満）

６）せん断補強筋比（図 4.2.9 参照）

収集した実験データにおいて使用されたせん断補強筋比は 0%～3.40%までに分布している。曲げ降伏先行型では，せん断補強筋比が 0%から 3.40%まで広く分布している。一方，せん断破壊型では，せん断補強筋比が 0.10%から 0.50%前後に分布している。曲げ降伏型は，総じてせん断補強筋を十分に配筋して実験を行う場合が多いと考えられる。それは，実験データの実績平均値が 0.8%と非常に高い値であるためである（通常の建物では主に p_w=0.3%前後の配筋を行う。p_w≧0.6%は高層 RC 造建物の配筋にみられるような高密度配筋の領域であるため）。

p_w	曲げ降伏先行型	せん断破壊型	付着破壊型	データ全体
n	922	431	38	1391
最大値	3.40	1.82	1.79	3.40
最小値	0.00	0.00	0.11	0.00
平均値	0.80	0.47	0.75	0.69
変動係数	56.9%	70.2%	56.9%	61.0%

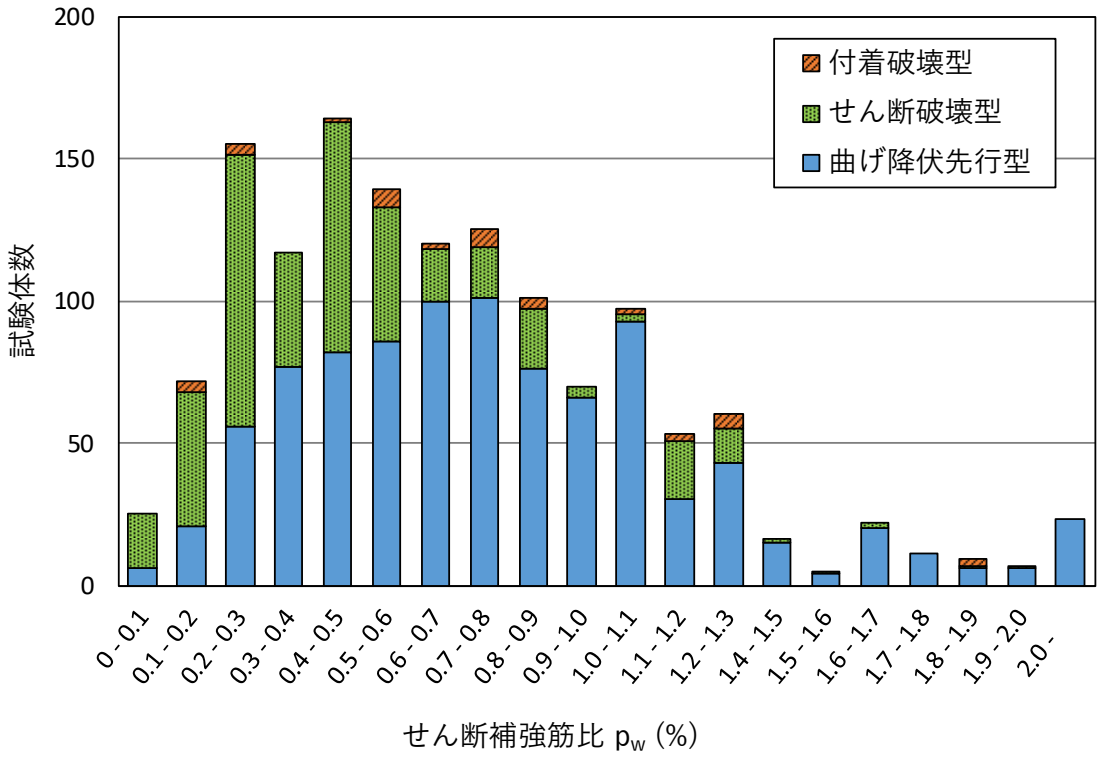


図 4.2.9　収集データの頻度分布（せん断補強筋比）
（横軸は区間下限値以上から区間上限値未満）

7）せん断補強筋降伏強度-コンクリート強度関係（図 4.2.10 参照）

せん断補強筋降伏強度とコンクリート強度の明確な相関は見られないが，せん断補強筋降伏強度が高い場合には，比較的高強度のコンクリートを選択する傾向が見られた。

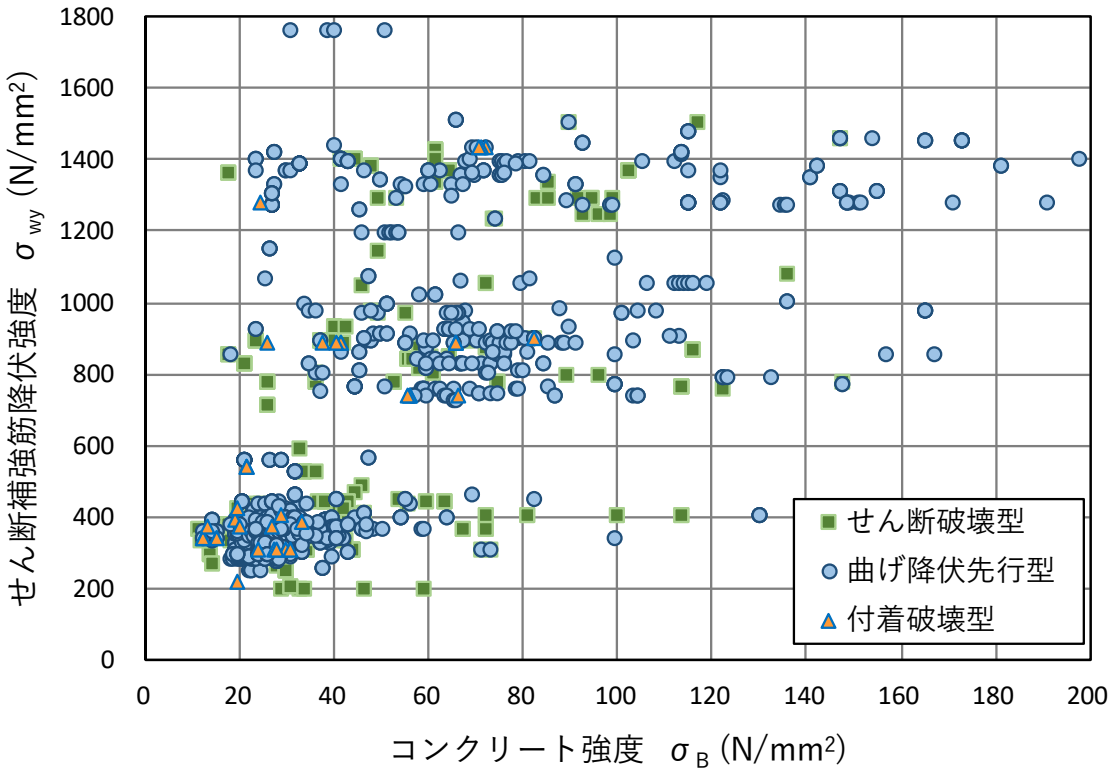


図 4.2.10　収集データの頻度分布（コンクリート強度-せん断補強筋降伏強度の関係）

８）主筋降伏強度せん断補強筋-降伏強度関係（図 4.2.11 参照）

主筋降伏強度とせん断補強筋降伏強度との明確な相関は見られない。せん断補強筋降伏強度が高い場合には，比較的高強度の主筋を選択する傾向が見られた。

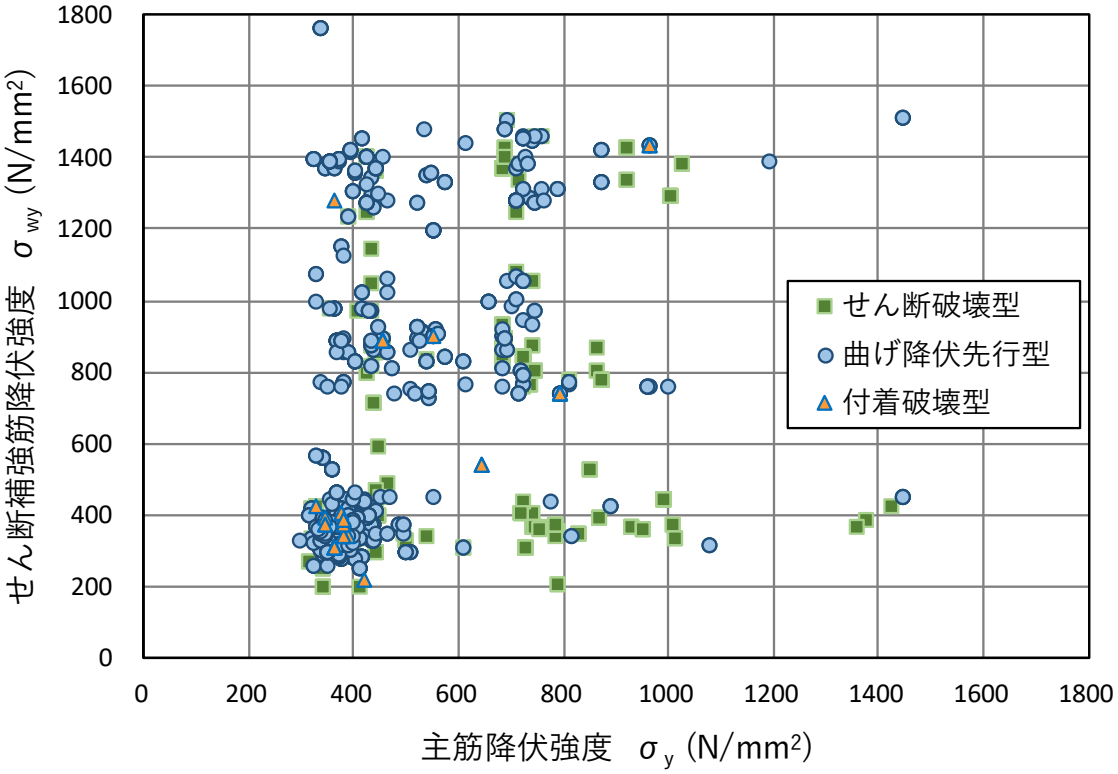


図 4.2.11　収集データの頻度分布（主筋降伏強度-せん断補強筋降伏強度の関係）

9）試験体スケール（図 4.2.12 参照）

収集した実験データの内，論文に記載のあった約 1/3 のデータに相当する 424 体について，各論文に試験体スケールが示唆されたものを収集したデータである。集計結果を図 4.2.12 に示す。データは 0.1 から 1.0 に分布している。最も多いのが試験体スケール 0.33（1/3）前後を想定した試験体である。柱部材実験では，作用させる軸力によって試験体スケールを定める場合も多くある。

スケール	曲げ降伏先行型	せん断破壊型	付着破壊型	データ全体
n	288	131	5	424
最大値	1.00	1.00	0.33	1.00
最小値	0.17	0.25	0.10	0.10
平均値	0.41	0.47	0.29	0.43
変動係数	31.5%	42.4%	36.4%	34.9%

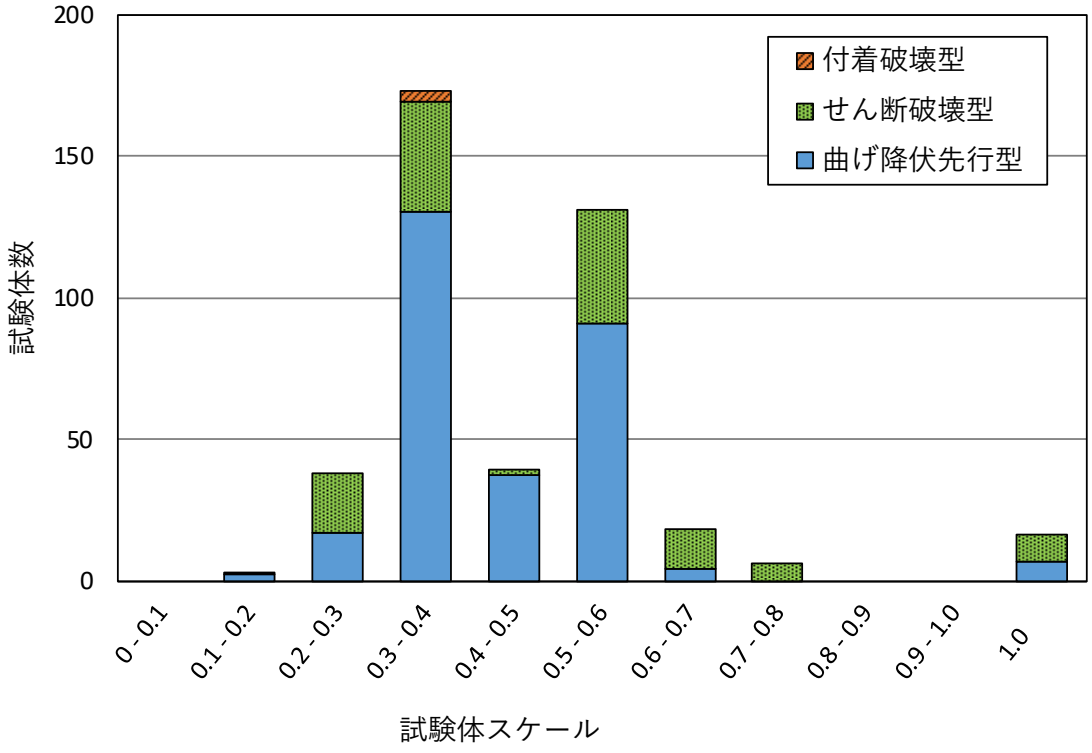


図 4.2.12 収集データの頻度分布（試験体スケール）
（横軸は区間下限値以上から区間上限値未満）

１０）せん断スパン比（図 4.2.13 参照）

収集した実験データのせん断スパン比は，0.69 から 9.80 に分布している。せん断破壊型ではせん断スパン比が 1.00 から 1.50 のデータが多く，意図的にせん断破壊を誘発する試験体が設計されている。せん断スパン比が 1.50 以下の場合には，主としてせん断破壊を想定した試験体である。建物の骨組みによって異なるが，階高中央位置に反曲点があるとする場合には，階高さが試験体の内法寸法として実験が行われると，せん断スパン比が 2.0 未満として試験体の形状寸法を設定する場合に相当する。一方，曲げ降伏先行型では最も多いのは，せん断スパン比 2.0 の場合であり，曲げ降伏とせん断強度が近い関係にある領域であり，曲げ降伏後のせん断破壊など，実施設計で想定する曲げ降伏を前提とした構造実験が多く実施されていると考えられる。一方で，せん断スパン比が 2.0 を上回る試験体の多くは，曲げ降伏後の曲げ靭性を主に検討している。

M/QD	曲げ降伏先行型	せん断破壊型	付着破壊型	データ全体
n	922	431	38	1391
最大値	9.80	3.13	2.00	9.80
最小値	0.69	0.75	1.00	0.69
平均値	2.18	1.42	1.67	1.93
変動係数	52.2%	24.1%	16.7%	42.5%

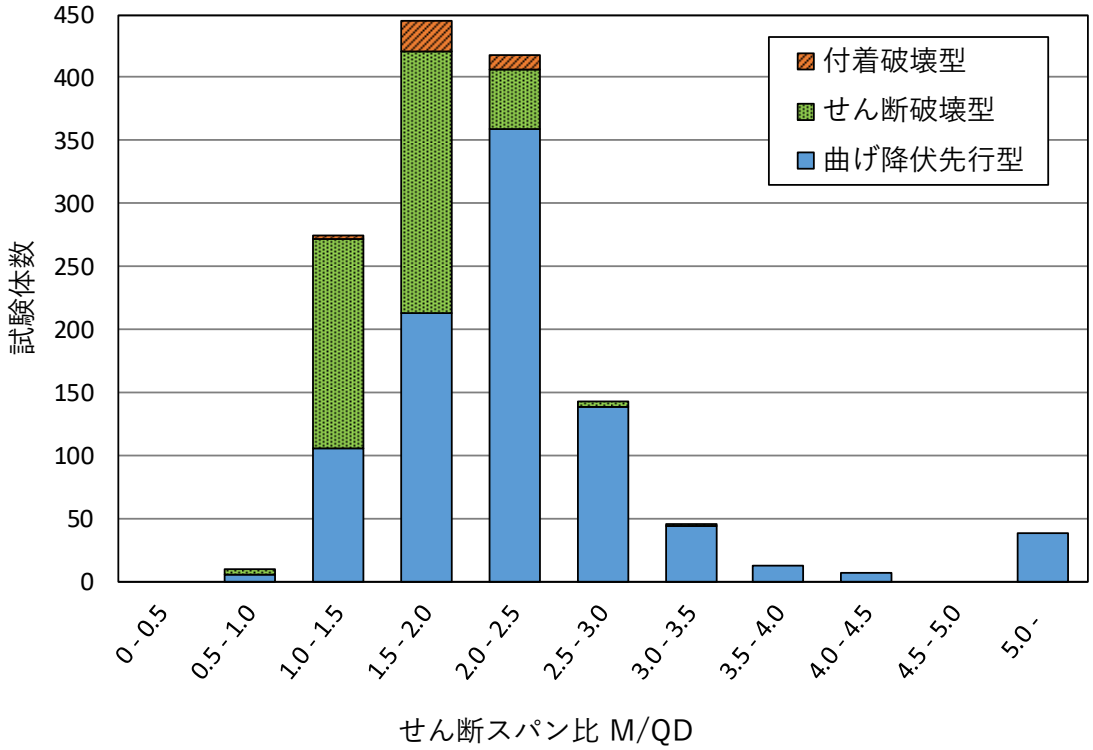


図 4.2.13 収集データの頻度分布（せん断スパン比）
（横軸は区間下限値以上から区間上限値未満）

１１）軸力比（図 4.2.14 参照）

収集した実験データの軸力比は，-0.67（引張軸耐力に対して）から 0.90（圧縮軸耐力コンクリート断面相当）に分布している。最も多いのは，軸力比 0.30 の前後の場合であり，長期荷重の上限値 0.30 に相当する。なお，RC 柱部材の軸力比は，全断面をコンクリートと仮定して算定した圧縮軸耐力を基準とすることが多い。引張軸力時は，鉄筋のみの引張軸耐力の比を用いマイナスの符号を使って表現される。なお，構造実験では，地震時の軸力変動を考慮した変動軸力による載荷も行われる。

圧縮軸力比	曲げ降伏先行型	せん断破壊型	付着破壊型	データ全体
n	922	428	38	1388
最大値	0.90	0.74	0.50	0.90
最小値	−0.26	−0.67	0.00	−0.67
平均値	0.29	0.22	0.21	0.27
変動係数	66.9%	78.2%	53.4%	70.1%

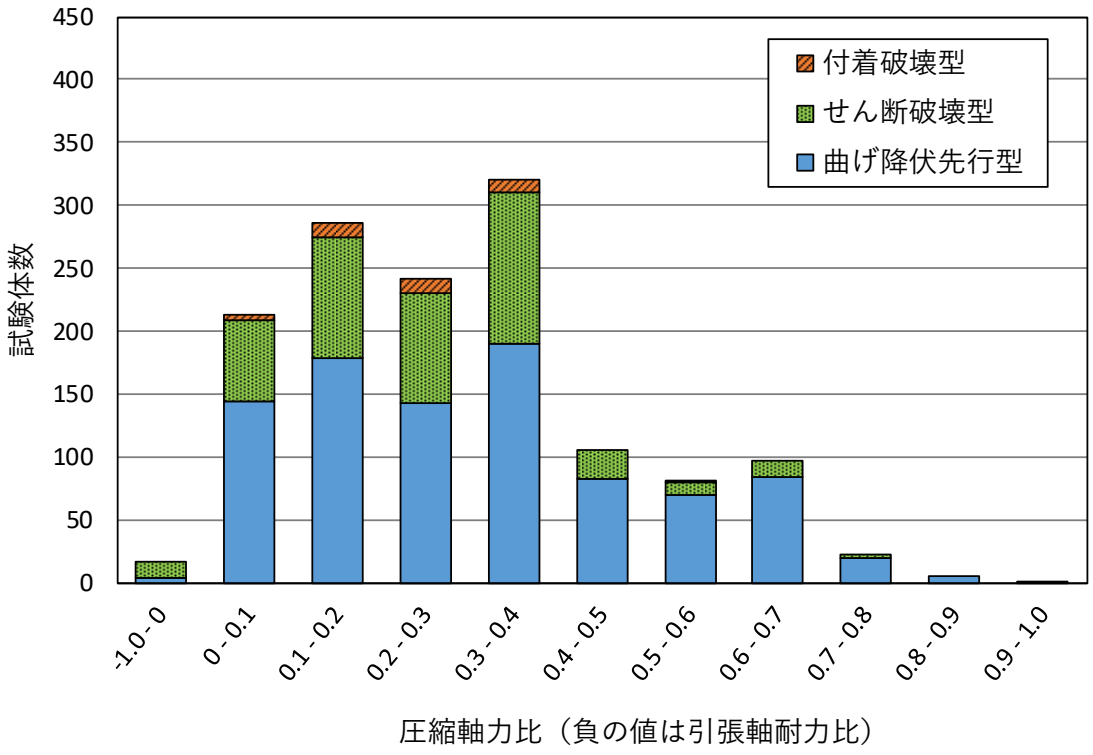


図 4.2.14　引用した試験体で使用した軸力比

（横軸は区間下限値以上から区間上限値未満）

*負の値は引張軸耐力との比を，正の値は全断面をコンクリートとして換算した圧縮軸耐力比

4.3　収集データの信頼度分析

収集したデータベースに関する信頼度について，採用した 288 編の論文に記載された実験データおよび採用に至らなかった実験データに関して，各項目についての収集データの信頼度の分析を以下に示す。

この分析結果は，データ収集者としての主観的な意見が含まれている部分もあるが，1000 体を超える実験データを収集した担当者から全データを俯瞰し，今後の実験的研究において各研究機関および研究者に対しての要望を含めて記述する。現状として考えると，被試験者として学術論文を作成し発表するに当たっては，各発表機関および発表者によって独自の表現がなされており，実験手法から実験データの表示および分析を，統一することは不可能である。しかしながら，日本における研究の底上げを行い，相互の情報交換を迅速に行うことで技術および研究を発展させるためには，実験的研究の骨格となる主幹データの位置づけを明確にすることが重要であると考えられる。ここで示す内容は，その主幹データの位置づけを検討するための参考データという位置づけとなる。

（1）　基本情報

実験の目的に加えて，対象とする構造物の明記や対象とする外力条件の明示が不足している場合が散見された。また，実構造物を限定せずに一般化した試験体や強度や変形評価式の構築のために必要な特殊な変数設定を行う実験的研究については，実構造物と研究的な立場の相違を明確に示す必要があると考えられる。特に，特殊な形状や配筋による実験結果が，設計評価式で使用される係数を推定する場合などについて，十分な検討が必要である。常識的な実施設計では行わない配筋による構造実験データの取り扱いには十分な注意喚起が必要であると考えられる。これは，日本における耐震設計の重要性はゆるぎないものがある反面，経済的な活動に立脚し，構造設計者が個々の建物の設計条件に合わせた適切な設計が行えるような設計自由度を維持した研究が大切であると考えられるためである。現在は，学協会から様々な設計指針が刊行されると共に，整備された構造設計ソフトが存在するため，構造設計者が保有する情報量と研究者が保有する情報量がほぼ同様なレベルにあることから，構造設計者が取り扱う実構造物と研究者が対象とする研究対象との位置関係を学術論文に明記されていることが望ましいと考えられる。

（2）　試験体情報

a)　試験体スケール

論文に記載があるデータのみを有効した。図 4.2.12 に示したように全体の約 1/3 の論文には記述が成されていた。被試験者として考えると，断面寸法から鉄筋径，鉄筋間隔などを，一定のスケールによって，厳密に試験体を設計することは非常に難しい場合が多い。但し，目安値として位置付けを推定するためには試験体スケールを記述されることが望ましいと考えられる。しかしながら，鉄筋コンクリート構造物の構造実験では，コンクリートの骨材と鉄筋の付着との関係に立脚したスケールの設定を行うことが望ましい。あくまでも，試験機能力などは副次的な決定要因として，上述の前提条件を維持してほしい。また，研究の目的によっては厳格なスケール設定も重要であると考えられる。既往の研究では付着性状を検討するために粗骨材の粗粒率までをスケール調整された研究も存在する。

b) コンクリートの打設方向

試験体の製造に関わる情報までを記述した研究は少ない。コンクリート打設方向は，コンクリートの沈み込み（セッテイリング）の影響による付着強度への影響があるため，できる限り記述されることが望ましい。但し，既往の研究および設計指針[例えば[4-4]]によってコンクリートの打設方向への影響は，コンクリートの打ち込み高さが 300mm 以上の場合として定義されているため，多くの試験体寸法が 300mm 以下であるため，付着強度に関する構造実験でない場合には記述されないことが多いと考えられる。また，被試験者ないし論文発表者がコンクリート打設に立会う機会が減少していることも影響していると考えられる。

c) コンクリート材料

ほとんどの論文で，圧縮強度について明記されている。日本では，コンクリートのヤング係数の算定を，JIS A1149(2001)コンクリートの静弾性係数試験方法と定義している。コンクリートの圧縮強度は，すべての特性値を決定する際に使用されるデータである。今後は，統計学的な処理によって導かれたヤング係数の推定式が設計指針[例えば[4-5]]に整備されているため，実験データの信頼性を評価する手法として，ヤング係数の実験値と計算値の比較を論文に明記することも有効であると考えられる。

d) 鉄筋材料

一部の論文では，主筋やせん断補強筋の降伏強度について明示していない場合も散見された。また，使用鉄筋で，一般的に流通してない鉄筋を使用されている場合があるが，その場合の鉄筋断面積までを明記した論文も多くはなかった。今後は，特殊な鉄筋を使用する場合には，降伏強度および断面積およびヤング係数の明記は必要であると考えられる。実験の目的に応じて，引張強度や伸びの情報を記述されていることが望ましい。また，近年は多く使用されている溶接接合されたせん断補強筋については，実験時に溶接部近傍で歪みが大きくなる可能性や破断する可能性が予見される場合には，材料試験の時点で，溶接部近傍の試験を実施する必要があると考えられる。近年は，溶接接合の品質も安定しているが，高軸力が作用する柱部材実験などでは，せん断補強筋（横補強筋）破断により変形性能が決定する場合もあるため，被試験者は十分な配慮を行った実験を実施すべきである。

e) 断面情報

主筋位置までの寸法情報が明記されていない論文が散見された。部材の有効せいを論文から算出できるだけの情報は明記してほしい。また，実験の目的が付着強度の検討であれば，主筋間隔までの詳しい情報が必要となると考えられる。また，今後の研究が進んでいくと，コア断面積の算定も必要となるため，かぶり厚などの情報も重要であると考えられる。

（3） 加力計測情報について

a) 加力形式

多くの論文において，加力形式は明記されている。近年は，ジャッキ制御によって加力梁を水平移動させ逆対称曲げモーメント載荷を実施する実験も多くみられるが，ジャッキの水平移動の精度については，被試験者の調整にゆだねられているため，被試験者は実験精度を意識した実験の遂行が必要となる。また，加力方法で懸念される点として，ピン接合を用いた加力形式が挙げられる。これは，ピン接合が完全にピンの特性であるモーメント負担０，摩擦係数０という前提条件のもと実施されている。しかしながら，試験体スケールが小さい試験体のように耐力の小さい実験では，支承部の取り扱いには十分な注意が必要である。時に，高軸力を作用させる実験の場合にも，加力装置部の摩擦係数の取り扱いについて注意する必要がある。適宜，実験後の適正な補正も必要に応じて被試験者は行う必要があると考えられる。

載荷履歴については，海外では標準形が示されている国もあるが，載荷履歴が部材の変形性能に影響することも懸念されるため，載荷履歴の基準案の提示の必要性も議論する必要があると考えられる。特に最大耐力以後に相当する変形領域について，細かくサイクルを漸増させる場合と，一気に大変形のサイクルとした場合では，限界部材角などの変形性能に影響すると考えられる。一方，近年は構造設計精度（一貫計算ソフト）が向上しており，構造設計者がこれまで以上に変形を意識した設計が可能となっている。そのため，構造実験データについても，実施設計で重要な微小変形レベルのデータを明確にする必要があり，載荷履歴においても微小変形レベルのサイクルを重要視する必要があると考えられる。

b) 荷重変形関係

基本的には，せん断力と部材角によって柱部材の荷重–変形関係を表現されている。一部の論文で，曲げモーメントの表示がなされている場合が見られた。荷重変形関係では，上述と同じ観点から，実施設計で重要な微小変形レベルのデータを明確に表示することがなされていない場合が多く，微小変形レベルの荷重変形関係がグラフから読み取れないことが多くみられた。現在は，保有紙幣耐力計算においても，静的増分解析が一般的に実施されている時代であり，時刻歴応答解析を経験している構造設計者も多くなっている。そのため，1980 年代に比べて構造設計者は，陽に変形を意識した構造設計を行っているため，実施設計に連動した構造実験結果の提示について議論する必要がある。

c) 剛性情報，強度情報，変位情報

被実験者として，剛性，強度，変形に関して判断が難しく，複数の論文でその判定に相違がみられたのは以下の項目である。

・弾性剛性を，初期ひび割れ発生点によって評価するか？グラフ上の値とするか？この定義自体が論文に記載されていない場合も多くみられた。また，ひび割れ発生点に関する情報が記載されていない場合も多くみられた。

・曲げ降伏点を，１段筋降伏として評価するか？２段目の鉄筋降伏時とするか？しいては，主筋が降伏した時のひずみを，鉄筋の降伏強度をヤング係数で除した値とするか？鉄筋の降

伏強度時にみられる比例限界を評価した歪み値を用いて主筋の降伏判定を行うか？など細部にわたる各研究者の定義が明確に表現されている場合が多い。

・限界変形角の定義が，現時点で統一されていないため，多くの論文で，荷重変形関係のグラフから直接，実験値を採取する必要があった。また，載荷履歴が必ずしも一致しないため，包絡線の形状も異なっていることから，限界変形角を最大耐力の 80%耐力という定義を適用した場合には，各サイクルピーク時およびサイクル中に耐力低下した点を起点とした直線補間が必要となる。

・柱部材実験の場合には，多くの実験で柱軸力を作用させている。この場合に，試験体には軸力による付加曲げモーメントが作用している。多くの論文で，この付加曲げモーメントを含めた荷重－変形関係によってデータが表現されている。一部の論文で，軸力による付加曲げモーメントを取り除いた荷重変形関係を用いている場合があった。高軸力が作用する柱部材は，軸力レベルが大きいほど，破壊時に脆性的な性状を示す。その点からも高軸力が作用した場合に付加曲げモーメントよって，荷重変形関係（縦軸を水平せん断力として表現すると）は右下がりのグラフとなり，部材変形性能の評価は，結果的に高軸力が作用した場合ほど厳しい判定条件となる。つまり，脆性的な破壊が予想される高軸力が作用する場合ほど，変形性能の判定基準を相対的に厳しく設定することで部材性能を評価することが，構造設計の基本概念から判断しても正しいと考えられる。

・降伏点の判定において,一部の構造実験において片面にしかひずみゲージを貼付していない場合も散見された。ひずみゲージの値が弱電流の数値から判定された値であり，微小な値であることを考えると，鉄筋の表裏に貼付したひずみゲージの値による判定を行う必要があると考えられる。また，試験体製作時から，ひずみゲージの貼付については十分な配慮が必要であると考えられる。

d) 実験時の破壊モード

各試験体の破壊モードは，原則として論文に従ってデータを採取した。曲げ降伏先行型，せん断破壊型，付着破壊型は比較的に明確に表現できる破壊モードであると考えられる。破壊モードの判定が難しいのは，高軸力が作用した場合の曲げ圧縮破壊や曲げ降伏後の付着破壊とせん断破壊が混在した破壊に至った場合である。また，曲げ降伏後の破壊は，研究者がある変形レベルで実験を終了した場合と，設計で想定する変形レベルの数倍の変形まで実験を行った場合では，必然的に破壊モードが異なる可能性が生まれる。実験を大変形レベルまで実施し破壊モードを明確にするという意図は，目視で破壊メカニズムを検討したい場合などに，敢えて大変形レベルの変形状態まで進めることで力の流れなどを目視で確認しようとする場合が含まれている。これは，解析における変形状態をアニメーションで見るときにわかりやすいように変形を数１０倍したりして表現することに対応している。また，論文によっては紙面の関係で破壊の様相を明記していない場合もあり，破壊時の様相と破壊モードを判定した基準を明記することが，今後の実験的研究に望まれる。その場合に，容易に引用できる破壊モードの定義を明文化する作業も今後必要になると考えられる。

e) 損傷情報

上述のように，多くの論文が，大変形レベルの破壊時に着目しすぎる傾向が見られた。本来，実験的研究を引用すべきは，発表者と同様な研究者であると共に実施設計を行っている構造設計者であることを再認識する必要があると考えられる。加えて，縮小スケールで実施ている構造実験結果を，いかに実大スケールの構造物の損傷状態として表現するかは，今後議論が必要になると考えられる。例えば，かぶりコンクリートの剥落は，実大スケールでは人命安全にかかわる現象である。単に建物の保有する強度だけで構造設計を行ってきた時代から，静的増分解析や時刻歴応答解析が相対的に容易に実施できる時代となっているだけに，構造設計者と研究者が対話できる試験体の損傷状態に関する記述も適宜必要となると考えられる。

各論文は，さまざまな目的で実施されているため，論文内の表現や提示する情報も研究者間および発表機関間でも異なっている。研究予算を各省庁が管理する研究事業などのように，研究基盤を確定できる場合には，研究データの蓄積を考慮した実験計画の立案，実施，データ整理を行うことも検討すべきであると考えられる。但し，研究資本が民間や各研究機関独自の場合には，相互関係から，主導的に実験データのデータベース化を前提とすることは難しいと考えられる。現在は，学術論文の閲覧も管理され始めていることからも，十分な議論が必要である。今後，将来の研究者のために理想とする研究の実施をまとめた資産を構築することも有効であるとあると考えらえる。

4.4　実験値の定義

2013 年度に収集したデータベースの収集対象とした柱部材を想定した試験体には，円形断面柱も含まれている（剛性および強度評価は矩形置換を行う）。

一方，今回収集対象から除外した試験体は以下の通りである。

・コンクリートに繊維を混入した試験体
・軽量コンクリート試験体
・単純梁形式の試験体（地震時荷重と異なる荷重条件による実験）
・丸鋼を用いた試験体

4.4.1　実験データの採取方法

(a) 材料強度について

・強度についての記載がない場合
　→ 可能な限りデータは収集するが，剛性や強度の算定からは除外した。
・同一の試験体だが，掲載されている論文によって，材料強度が異なる場合
　→ より信頼度の高い文献の値を参照する。判別がつかない場合には，データは収集するが，検討対象からは除外した。
・掲載されている強度や剛性の数値，単位が明らかにおかしい場合
　→ 桁数の間違いなど間違いが明らかな場合には，修正した値を採用した。その他の場合には，筆者に修正の確認が取れたもののみ掲載することとした。

(b) 試験体形状，配筋について

・配筋図に寸法が記載されていない場合
　→寸法が明示されていない場合には，試験体図より寸法を類推した。
・配筋が不明瞭である場合
　→ より信頼度の高い文献を参照する。判別がつかない場合には，データは収集するが，検討対象からは除外した。
・異種鉄筋を使用している場合
　→断面積の調整を行ったデータを表現した。

(c) 実験結果について

・弾性剛性は，弾性剛性または初期剛性として数値データが示されているデータに加えて，曲げひび割れ強度の数値データが示され，復元力特性のグラフが示されている場合
　→曲げひび割れ強度時の変形を読み取り，弾性剛性の実験値を採取した。
・曲げ降伏強度の採取
　→ 1 段筋が降伏強度に達した時の強度を基準とした。
・最大耐力，最大耐力時の変形の記述が無い場合。
　→ 最大耐力が記述されていない場合には，明瞭な実験の荷重変形関係図が示されている場合には，グラフから読み取りを行った。
・限界変形角の数値が示されていない場合
　→最大耐力の値が確認できる場合に限り，荷重変形関係図のグラフから読み取りを行った。

4.4.2　検討する特性値

ここでは，鉄筋コンクリート造柱部材の構造性能を表現する特性値として以下に示す項目について，既往の研究からデータを採取し，データベースの構築を行った。図 4.4.1 に代用的な実験例として，平成 22 年度建築基準整備促進事業　調査事項２７－１「長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造建築物の安全性検証方法に関する検討」[4-6]で行った柱部材実験例[4-7]を用いてここで検討する特性値の定義について以下に示す。

1）　弾性限界点（曲げひび割れ点）
2）　曲げ降伏点（主筋降伏点）
3）　最大耐力点
4）　限界変形点

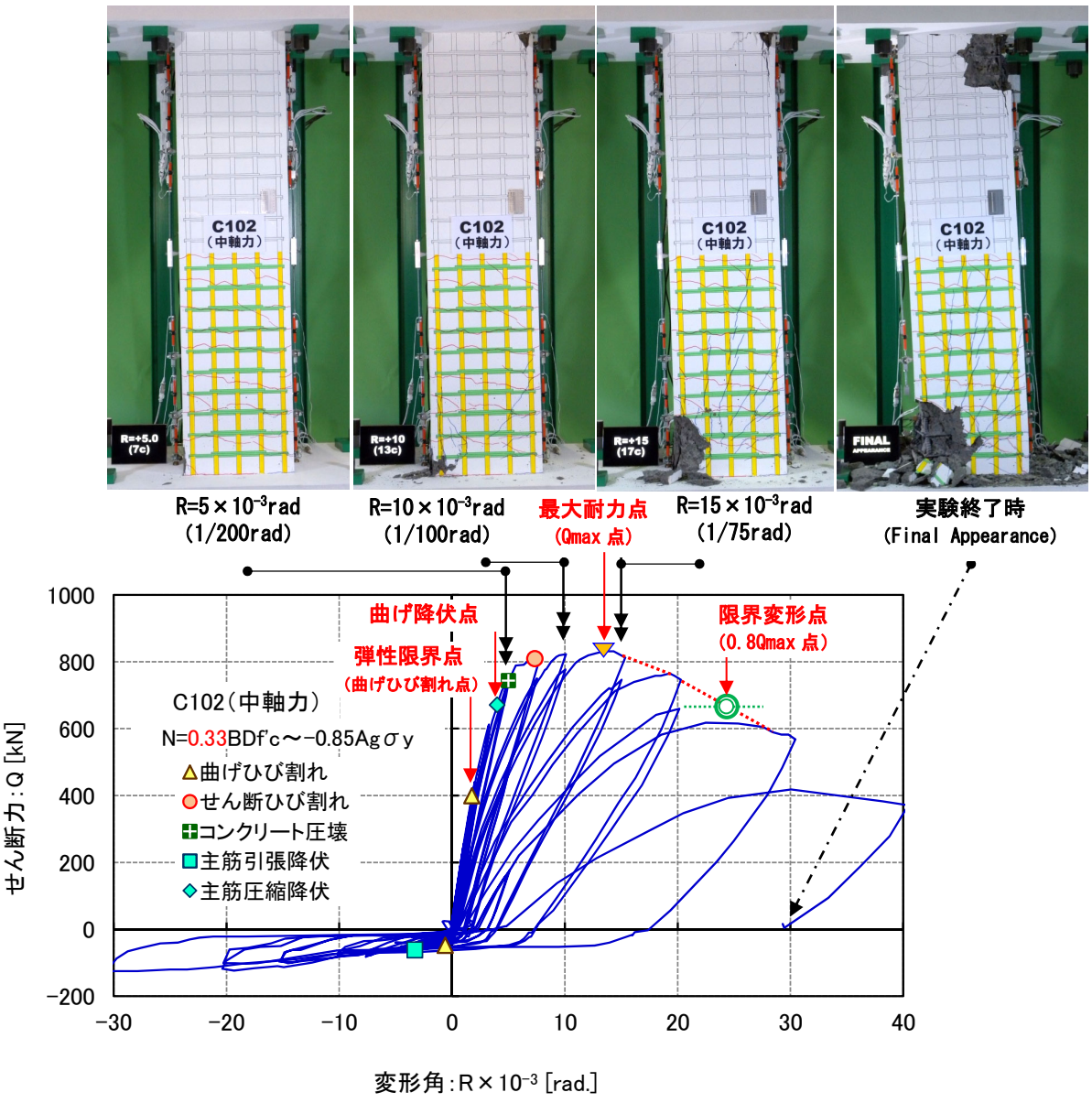


図 4.4.1　変動軸力を作用させた RC 柱部材実験における荷重―変形関係[4-7]
（軸力変動　N=0.33BDf'c～-0.85Agσy，M/QD=2.0，f'c77.6，pw=0.43%）

１）弾性限界点

曲げひび割れが発生した特性点であり，この時点の割線剛性を，弾性剛性とする。あくまでも目視によって曲げひび割れが発生した点として定義する。また，せん断破壊型の場合に曲げひび割れの発生前にせん断ひび割れが発生した場合には，せん断ひび割れ発生点を弾性限界点とする。

（課題）

RC 部材の復元力特性は，微小変形においても非線形の性状を示すため，通常は実験観察者が曲げひび割れを目視によって発見した時点による。したがって，被実験者による誤差，実験場内の照明や試験体の塗装の有無などの誤差が内在している。構造実験の実情を示すと，場合によって試験体製作時または試験体設置時の乾燥収縮や引張軸力や曲げモーメントが作用することで，実験前に損傷している場合も想定される。このような場合については，被実験者の適正な判断が必要となる。

（データ採取に当たっての対応）

実験データに初期剛性の記載がある場合および曲げひび割れ発生時の強度が示されているデータについては，グラフ上から縦軸の数値を用いて変形（部材角）の推定を行った。

２）曲げ降伏点

主筋が降伏に至った（降伏歪み：f_y/E_s（通常は実験時における材料試験結果）に達した点）特性点とした。原則として１段筋降伏，２段筋降伏が明示されている場合には，１段筋降伏を，降伏点として定義した。

（課題）

柱部材を対象とする場合に，高層建物の下層部を想定した構造実験を行うと，大きな軸力変動を考慮した構造実験を行う必要がある。この場合に，高軸力（主として釣合い軸力比以上）によって柱主筋が引張降伏せずに，コンクリートの圧壊現象や圧縮降伏によって耐力の頭打ちの現象が発生し，最大耐力に達する場合がある。

（現時点の対応）

柱主筋が引張降伏しない場合には，主筋が圧縮降伏しても耐力が増加するため，主筋の圧縮降伏によって曲げ降伏を定義することが困難である。そこで，既往の研究[例えば[4-8]]を鑑み，最大耐力の 85%の耐力に至った場合を曲げ降伏点（実効耐力点[4-8]とも呼称されている）として定義した。また，降伏点がグラフ上に明記されていない場合も，最大耐力の 85%の耐力点を曲げ降伏点として定義しデータの採取を行った。

３）最大耐力点

最大耐力を記録した時の特性点。現状では,最大耐力を明確に推定する評価式は提案されていないが，今後より精緻な骨格曲線によるモデル化を図る場合には，３折れ線を４折れ線にすることも考えられるため，実験データの抽出のみ行った。

（課題）

最大耐力点は，複数の実験データを比較すると，ミクロ的には載荷履歴に依存する可能性があると考えられる。これは，最大耐力点近傍では，鉄筋およびコンクリートの塑性化が進んでいるため正負繰り返し載荷を行うため，１回目に比べ２回目のサイクルでは同一変位の耐力が減少する傾向がみられるためである。現時点では，さまざまな研究機関で実施する構造実験の載荷履歴を統一することは困難であると考えられる。

（現時点での対応）

載荷履歴による最大耐力点（変形）への影響を補正することは非常に困難である。したがって，得られた実験データ自体がある程度のばらつきを有するデータであることを認識してデータ分析を行う必要がある。

４）限界変形点

部材としての耐力を発揮し,試験体が保有する変形性能を定義するための特性点。既往の研究[例えば[4-9]]に準じて，ここでは最大耐力の 80%まで耐力が低下した時の点として定義した。

（課題）

現状では人命安全と限界変形点の関係は明確に定義されていない。ここでは，最大耐力の 80%耐力点を限界変形点として定義している。しかしながら，物理的な定義を定めることは難しく，これまでの研究に準じているとしかいうことができない。しかしながら,現在,日本で使用している曲げ終局強度の実験値と計算値の比が 1.15～1.20 の範囲（材料強度を用いた計算値と実験値の比）であることを考えると，設計者が定める部材モデルで保証する曲げ降伏強度を維持できる変形能力を示す変形として定義することも可能である。

（現時点での対応）

限界部材角については,いくつかの数値的な定義が提案されている。接合部では最大耐力の 5%減，梁部材では最大耐力の 20%減などである。今後は，かぶりコンクリートの剥落などによる人命安全性を損なう諸現象が発生するまでという考え方も考えられる。しかしながら，日本では様々な強度をもつ材料が用いられ，鉄筋の種類や製造メーカも多数あるため，現時点のような数値的な定義が必要になると考えられる。但し，骨組みの解析において，負勾配を考慮した解析が実行可能となるとすると，一旦耐力低下したのちのモデル化も必要であると考えることも可能性としてはあると思われる。

4.5　曲げ降伏先行型の評価式とその精度

本節では曲げ降伏先行型柱の評価式とその精度検証を行う。収集したデータのうち，本節で評価式の精度検証に用いる試験体のコンクリート強度の範囲は $18 \leqq \sigma_B < 60$ N/mm² とした。鉄筋については範囲を絞っていない。

4.5.1　曲げひび割れ強度（弾性限界点）

曲げひび割れは，主として危険断面（曲げモーメントが最も大きくなる断面位置）において発生すると考えられる。実験データについては，実験上の事由（非試験区間スタブによる変形拘束や試験体製作から実験準備に至る諸条件）から，必ずしも危険断面位置で発生するものではないが，ここでは「建築物の構造関係技術基準解説書」[4-9]において示されている次式によって算定する。なお，曲げひび割れ強度式は RC 規準に準じている。なお，引張軸力時のデータは削除している。

a. 曲げひび割れ強度

曲げひび割れ強度 M_{cr} は，(4.5.1)式によることができる。ただし，釣合い軸力を超える高軸力が作用する場合には，圧縮側コンクリートの損傷を適切に評価することが望ましい。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{F_c}Z_e + \frac{ND}{6} \quad (\text{N·mm}) \tag{4.5.1}$$

F_c　：コンクリートの設計基準強度（N/mm²）
　　ここでは材料試験データを用いる
Z_e　：鉄筋を考慮した断面係数（mm³）
N　：軸方向力（N）
D　：部材せい（mm）

なお，RC 規準（2010）[4-10]によると，この式における適用範囲は σ_B=18~60N/mm², N/(bD)=0~10 N/mm²(b は部材幅(mm))としている。

b.　実験値と計算値の比較

曲げひび割れ強度の実験値と計算値(4.5.1)式との比較を，図 4.5.1 および表 4.5.1 に示す。合わせて，実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数，平均値，変動係数，最大値，最小値および±30%以内のデータ割合を示す。

実験値／計算値の平均値は 1.16 であり，(4.5.1)式は十分な推定精度が確保されていると考えられる。しかしながら，実験値／計算値の基準値（1.00）に対して±30%以内に含まれるデータは，全体の 65.0%に留まった。変動係数も 33.4%であり，さまざまな変動要因が含まれていると考えられる。対象データが曲げ降伏先行型であり，比較的安定した実験を実施できると考えられるが，相対的に大きなばらつきが内在することが確認された。これは，曲げひび割れ強度の確認が目視であること，試験体の初期ひび割れ（乾燥収縮や実験準備中の荷重）の影響や実験中のひび割れ確認方法（試験体への塗装の有無，照度，観察者の経験および基礎知識）などが影響していると

考えられる。続けて，c.では，ばらつきの要因を物理的な影響因子によって検討を行ったので，その結果を示す。

表 4.5.1　曲げひび割れ強度の実験値／計算値に関する統計データ（曲げ降伏先行型）

曲げひび割れ強度（実験値／計算値）データ:曲げ降伏先行型柱部材						
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内
全体	243	1.16	33.4%	2.80	0.62	65.0%

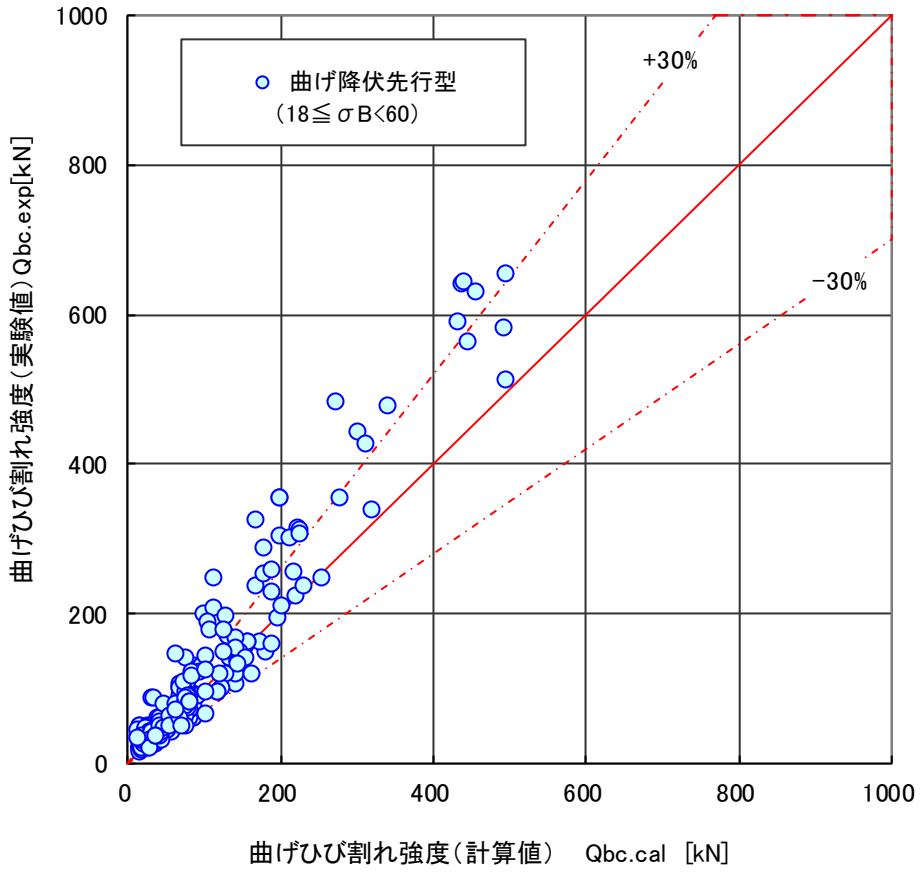


図 4.5.1　曲げひび割れ強度の実験値と計算値の比較（曲げ降伏先行型）

c.　実験値／計算値の影響因子分析

図 4.5.2 から図 4.5.6 に，曲げひび割れ強度の実験値／計算値とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比，主筋降伏強度および，圧縮軸力比関係を示す。

コンクリート強度と圧縮軸力比は，やや相関が見られた。コンクリート強度が低く，圧縮軸力比が小さい場合ほど，曲げひび割れ強度の実験値／計算値のばらつきが大きい傾向が見られた。それ以外の柱主筋比およびせん断スパン比と，曲げひび割れ強度の実験値／計算値との相関は見られなかった。

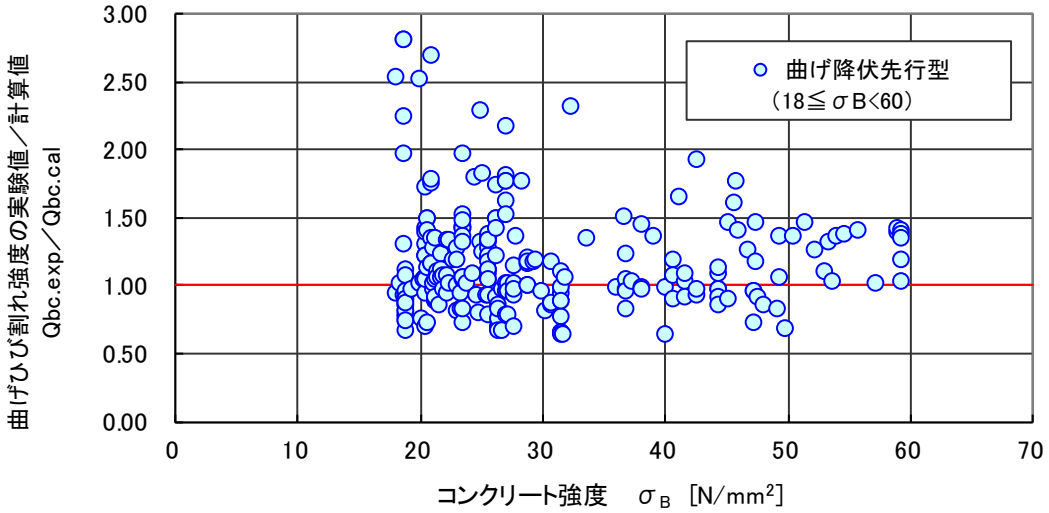


図 4.5.2　曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（曲げ降伏先行型）

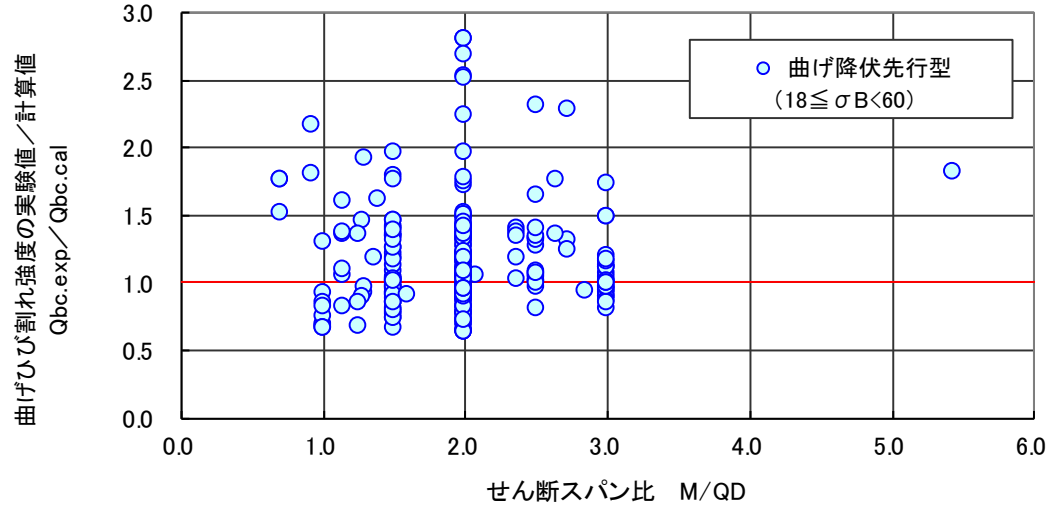


図 4.5.3　曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（曲げ降伏先行型）

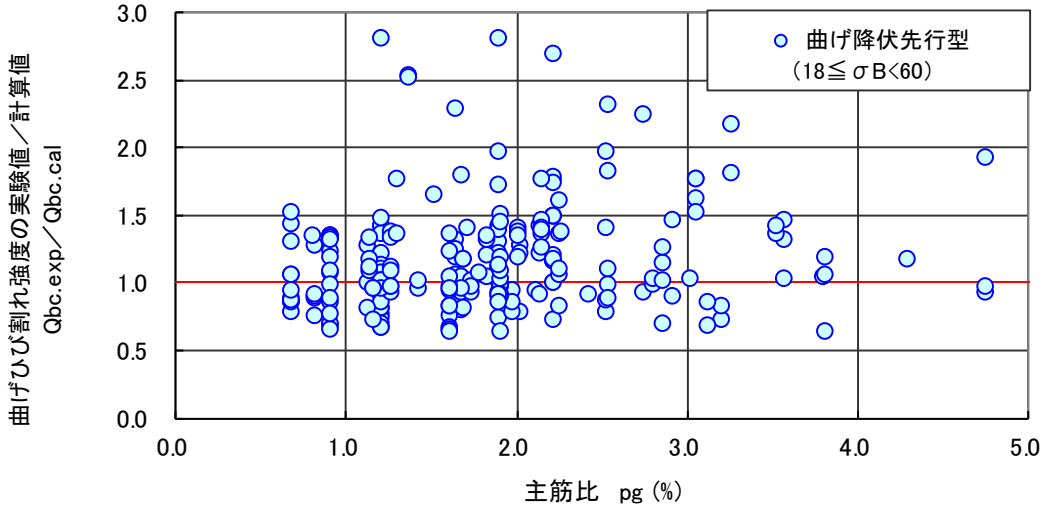


図 4.5.4　曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－主筋比関係（曲げ降伏先行型）

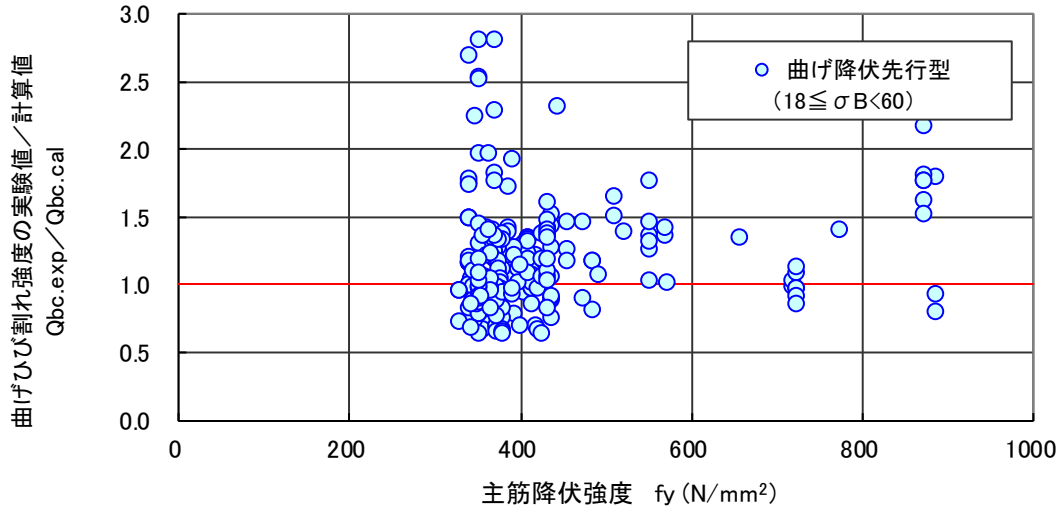


図 4.5.5　曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－主筋降伏強度関係（曲げ降伏先行型）

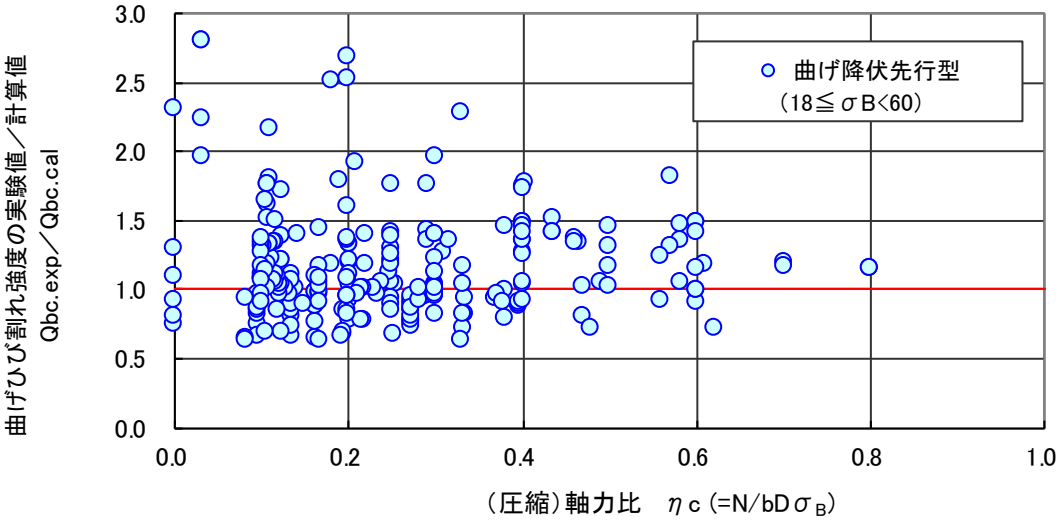


図 4.5.6　曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－圧縮軸力比関係（曲げ降伏先行型）

4.5.2　弾性剛性（弾性限界点）

弾性剛性：RC 規準(2018)[4-10]８条「構造解析の基本事項」２項「柱・梁の剛性評価」

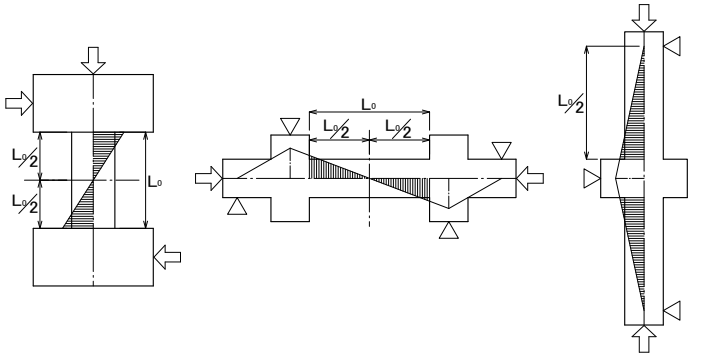
鉄筋コンクリート部材に逆対称曲げモーメントが作用する時の材端曲げモーメント M と材端回転角 R との関係より，弾性剛性 S は以下で表される。

$$S = \frac{M}{R} = \frac{6EI}{L}$$

E：ヤング係数，I：断面 2 次モーメント，L：部材長さ

弾性剛性を求めるための梁部材の断面積および断面 2 次モーメント I は，ひび割れを考慮しない全断面から求める。

柱部材の実験では，図 4.5.7 に示すように建研式加力方法，大野式加力方法および単純梁形式の加力方法が用いられる。ここでは，図に示すように，建研式加力または大野式加力を用いている場合には反曲点位置が試験体高さの中央となり，単純梁形式の場合には支点位置が反曲点位置として曲げモーメント分布を仮定して試験体長さを定めた。柱部材長さは試験体の内法長さとして算定を行なった。なお，図 4.5.7(c)の単純梁形式の構造実験では，変形性能を評価する場合には取り除く。これは，単純梁形式の場合に，片側に破壊が生じる可能性があり，破壊側の変形と非破壊側の変形を容易に分類できないためである。



(a)建研式加力　　(b)大野式加力　　(c)単純梁形式

図 4.5.7　各実験方法における曲げモーメント図

a.　弾性剛性

弾性剛性の算定は，「建築物の構造関係技術基準解説書」[4-9]に準じて曲げ剛性とせん断剛性を平方和で合成した剛性として算定する。以下に算定式を示す。

$$K_e = \frac{1}{\frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_s}} \quad \text{(kN/mm)} \tag{4.5.2}$$

K_e：梁の弾性剛性　(kN/mm)

K_b：梁の曲げ剛性　(kN/mm)

K_s：梁のせん断剛性　(kN/mm)

ここで曲げ剛性 K_b は，

逆対称曲げモーメントの加力形式の場合

$$K_b = \frac{12E_cI_e}{L^3}\ (\mathrm{kN/mm})$$

片持ち梁の加力形式の場合

$$K_b = \frac{3E_cI_e}{L^3}\ (\mathrm{kN/mm})$$

とする。

またせん断剛性K_sは,

$$K_s = \frac{G \cdot A}{\kappa \cdot L}\ (\mathrm{kN/mm})$$

とする。

E_c：コンクリートのヤング係数　(kN/mm²)

I_e：鉄筋を考慮した断面二次モーメント(等価断面二次モーメント) (mm⁴)

$$I_e = \frac{BD^3}{12} + X_1(n-1)\left(ag_1^{\,2} + \frac{\pi r^4}{4}\right)$$

B: 柱巾　　D: 柱成

X_1: 鉄筋本数　n: ヤング係数比

a: 鉄筋断面積　[mm²]

g_1: 中立軸から鉄筋までの距離　[mm]

r: 鉄筋の公称半径　[mm]

L: 内法スパン長さ　[mm]

G：コンクリートのせん断弾性係数　(kN/mm²)

$$G = \frac{E_c}{2 \cdot (1+\nu)}$$

ν：コンクリートのポアソン比であり，ここではν=0.2 として算定した。厳密にはコンクリート強度に比例すると考えられるが，計算が煩雑となるため，一定値を用いた。

A：部材の断面積$(= b \times D)$　(mm²)

κ：せん断剛性を求める際の形状係数であり，ここではκ=1.2 として算定した。

なお，コンクリートのヤング係数（E_c）について論文に記載がない場合は，NewRC 式（2010 年 RC 規準式）を用いて算定した。

$$E = 21000 \times \left(\frac{\gamma}{23}\right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{F_c}{20}} \quad \left(N/mm^2\right) \quad \left(F_c \le 36N/mm^2\right) \quad (1991\text{ 年版本規準式})$$

$$E = 33500 \times k_1 \times k_2 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right) \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}} \quad \left(N/mm^2\right) \quad \left(F_c \triangleright 36N/mm^2\right) \quad (\text{NewRC 式})$$

γ：コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m³)，RC 規準（2010）[4-10]に従って算定した。

k_1, k_2：使用骨材，混和剤などを考慮した係数であり，本研究では$k_1 = k_2 = 1$とした。

b. 実験値と計算値の比較

弾性剛性の実験値と計算値(4.5.2)式との比較を，図 4.5.8 および表 4.5.2 に示す。合わせて，実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数，平均値，変動係数，最大値，最小値および±30%以内のデータ割合を示す。

実験データの多くは，弾性剛性の数値に関する記述が成されておらず，グラフからの読み取りを行ったため，実験データは大きくばらついている。有効なデータは 214 としたが，変動係数が 50%を超えており，有効なデータとして活用できるかは十分な検討が必要である。総じて，実験値／計算値の平均値は 0.78 であり，柱単体の構造実験においても，剛域入り込みの概念を用いて部材長さを内法スパンよりもやや長く評価することが必要であると考えられる。

表 4.5.2　弾性剛性の実験値／計算値に関する統計データ（曲げ降伏先行型）

弾性剛性（実験値／計算値）データ:曲げ降伏先行型柱部材						
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内
全体	214	0.78	58.6%	3.02	0.15	35.5%

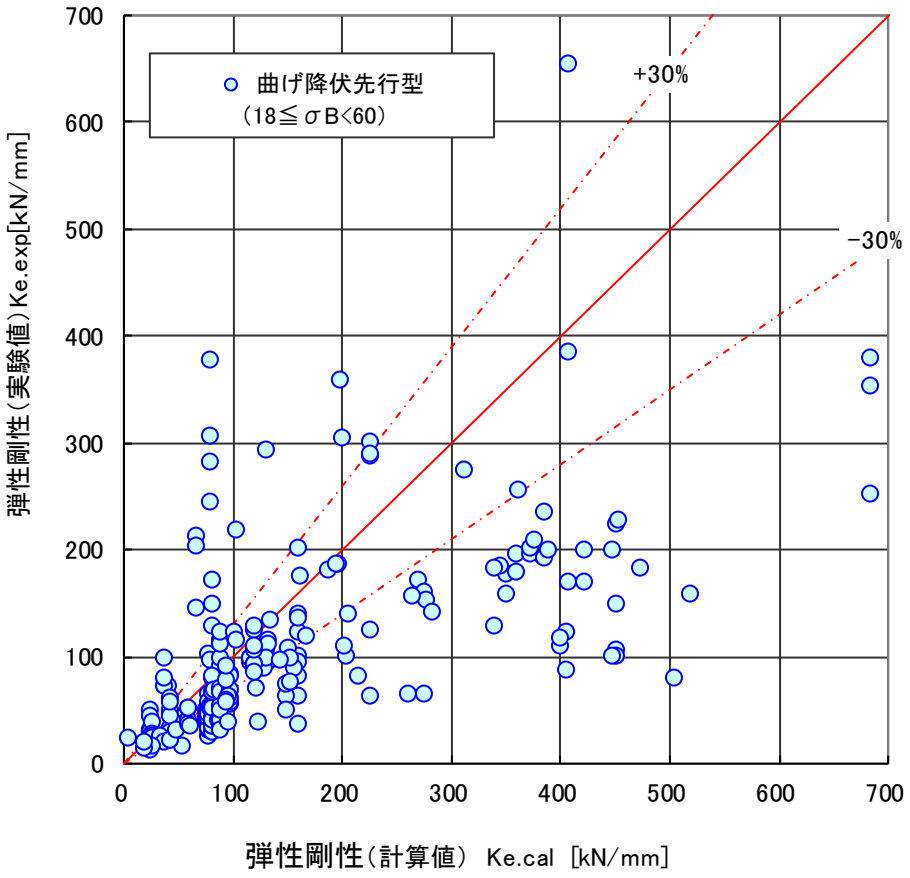


図 4.5.8　弾性剛性の実験値と計算値の関係

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 4.5.9 から図 4.5.13 に，弾性剛性の実験値／計算値とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比，主筋降伏強度および圧縮軸力比関係を示す。

コンクリート強度とせん断スパン比は，やや相関が見られた。コンクリート強度が低く，せん断スパン比が大きい場合ほど，弾性剛性の実験値／計算値のばらつきが大きい傾向が見られた。それ以外の柱主筋比および圧縮軸力比と，弾性剛性の実験値／計算値との相関は見られなかった。

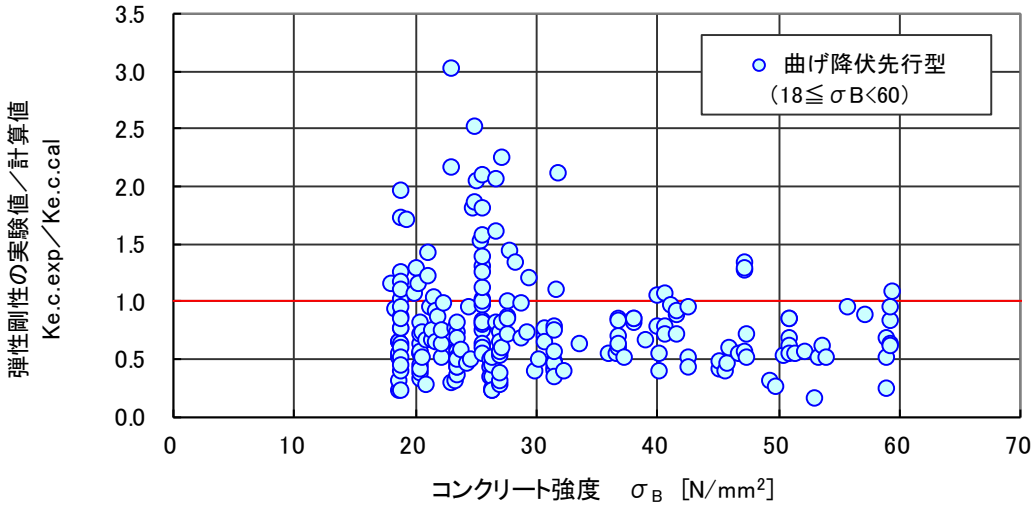


図 4.5.9　弾性剛性（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（曲げ降伏先行型）

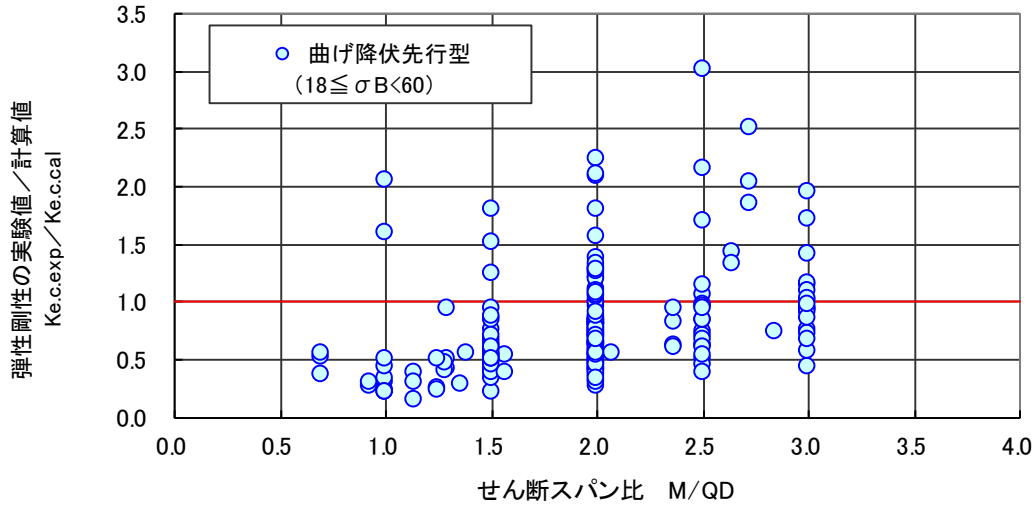


図 4.5.10　弾性剛性（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（曲げ降伏先行型）

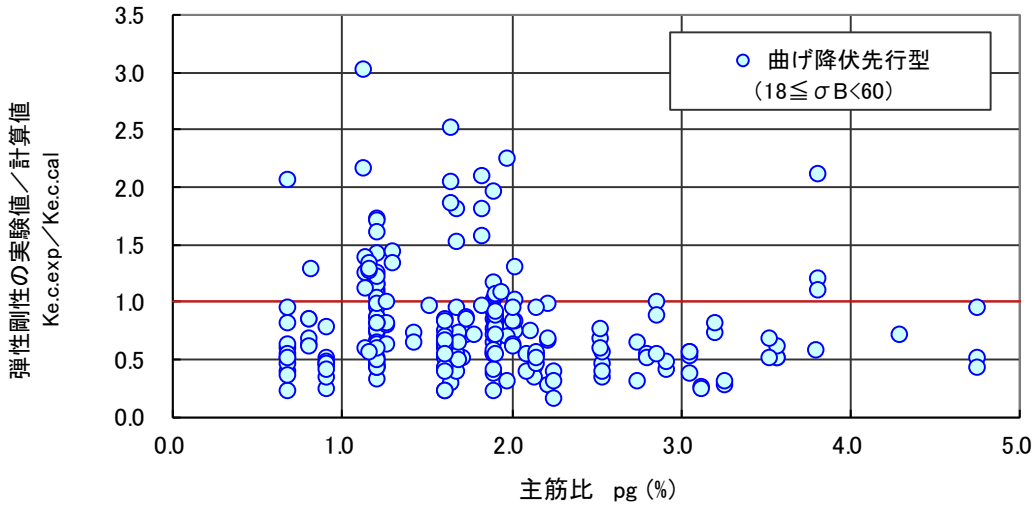


図 4.5.11　弾性剛性（実験値／計算値）－主筋比関係（曲げ降伏先行型）

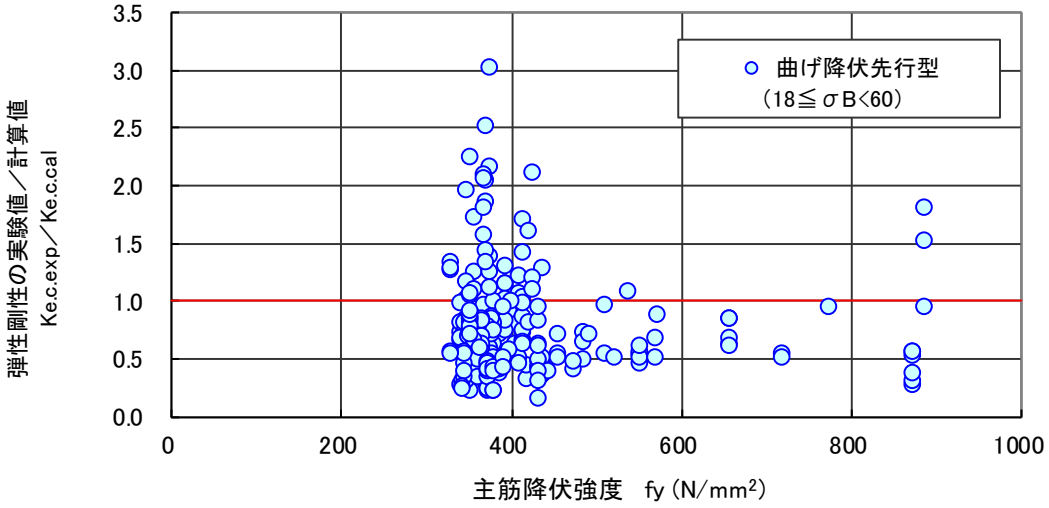


図 4.5.12　弾性剛性（実験値／計算値）－主筋降伏強度関係（曲げ降伏先行型）

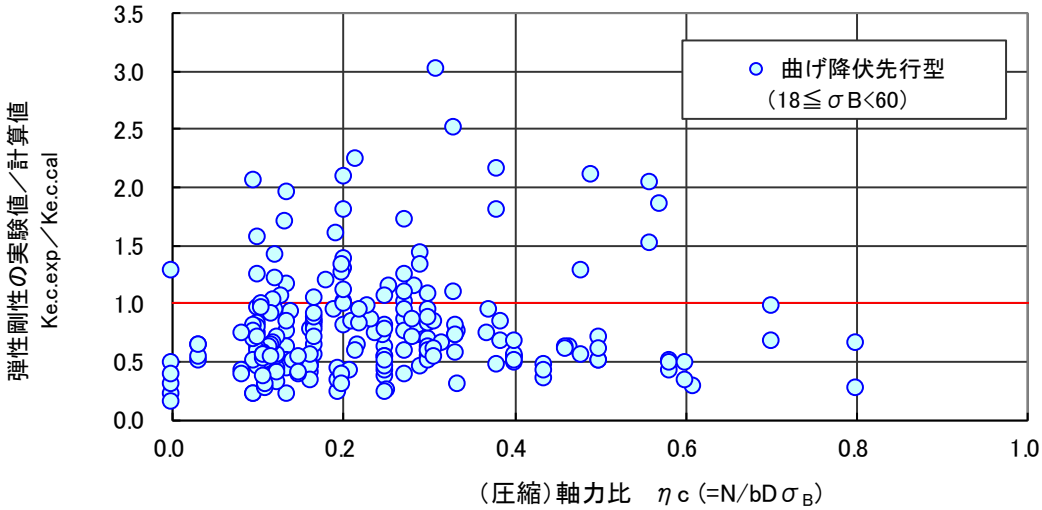


図 4.5.13　弾性剛性（実験値／計算値）－圧縮軸力比関係（曲げ降伏先行型）

4.5.3　せん断ひび割れ強度（基準式）

せん断割れ強度の検討は，2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書[4-9]に従って行った。曲げひび割れ強度は RC 規準[4-10]14 条に示されている次式で算定できるとしている。

a.　せん断ひび割れ強度（建築物の構造関係技術基準解説書）[4-9]

$$Q_{sc}=\left(1+\frac{\sigma_0}{150}\right)\left\{\frac{0.085k_c\left(F_c+500\right)}{M/\left(Q\cdot d\right)+1.7}\right\}b\cdot j\quad\left(kgf\right) \tag{4.5.3}$$

ここで，

k_c ：部材せいに対する補正係数　(d>40cm の時，0.72)
F_c ：コンクリートの圧縮強度　(kgf/cm²)
$M/\left(Q\cdot d\right)$：シアスパン比
b ：梁幅　(cm)　　j ：応力中心距離(=7/8d)　(cm)
d ：梁の有効せい　　σ_0 ：圧縮軸力応力度（kgf/cm²）

この式は，圧縮強度 36N/mm² 程度以下，鉄筋は SD390 級以下の普通強度の材料を用いた部材の実験結果から得られた実験式であり，それらが適用範囲となる。

しかし近年，圧縮強度が 36N/mm² を超えるコンクリートを用いた部材の実験データが蓄積されており，日本建築学会「高強度コンクリートの技術の現状」では，圧縮強度が 60N/mm² 以下の範囲まで適用可能であるとの検討がなされている。

b.　実験値と計算値の比較

せん断ひび割れ強度の実験値と計算値(4.5.3)式との比較を，図 4.5.14 および表 4.5.3 に示す。合わせて，実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数，平均値，変動係数，最大値，最小値および±30%以内のデータ割合を示す。

ここで取り扱うデータは曲げ降伏先行型のデータであり，多くのデータが曲げひび割れが先行するデータである。また，曲げひび割れ発生に曲げひび割れが進展して発生する曲げせん断ひび割れとせん断ひび割れの区別を明確にすることが難しく，実験データの定義も必ずしも一致した基準となっていない可能性がある。しかしながら，ここでは(4.5.3)式の精度検証を行ったので，その結果を以下に示す。

実験値／計算値の平均値は 1.31 であり，総じて(4.5.3)式は安全側の計算値を算出することが確認された。また，基準値の 1.0 に対して±30%以内に含まれるデータは，全体の 47.1%であり，曲げ降伏先行型のモデル化においてせん断ひび割れの影響を考慮する場合には，十分な検討が必要であることが分かった。これは，曲げひび割れ強度と同様にせん断ひび割れの確認が目視であること，定義が不明なこと（特に，曲げせん断ひび割れとせん断ひび割れの区別，筆者は部材中心軸に対して約 45 度方向の斜めひび割れが横切った時として定義している）試験体の初期ひび割れ（乾燥収縮や実験準備中の荷重）の影響や実験中のひび割れ確認方法（試験体への塗装の有無，照度，観察者の経験および基礎知識）などが影響していると考えられる。続けて，c.では，ばらつきの要因を物理的な影響因子によって検討を行ったので，その結果を示す。

表 4.5.3　せん断ひび割れ割れ強度の実験値／計算値に関する統計データ（曲げ降伏先行型）

せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）データ:曲げ降伏先行型柱部材						
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内
全体	223	1.31	31.0%	2.49	0.44	47.1%

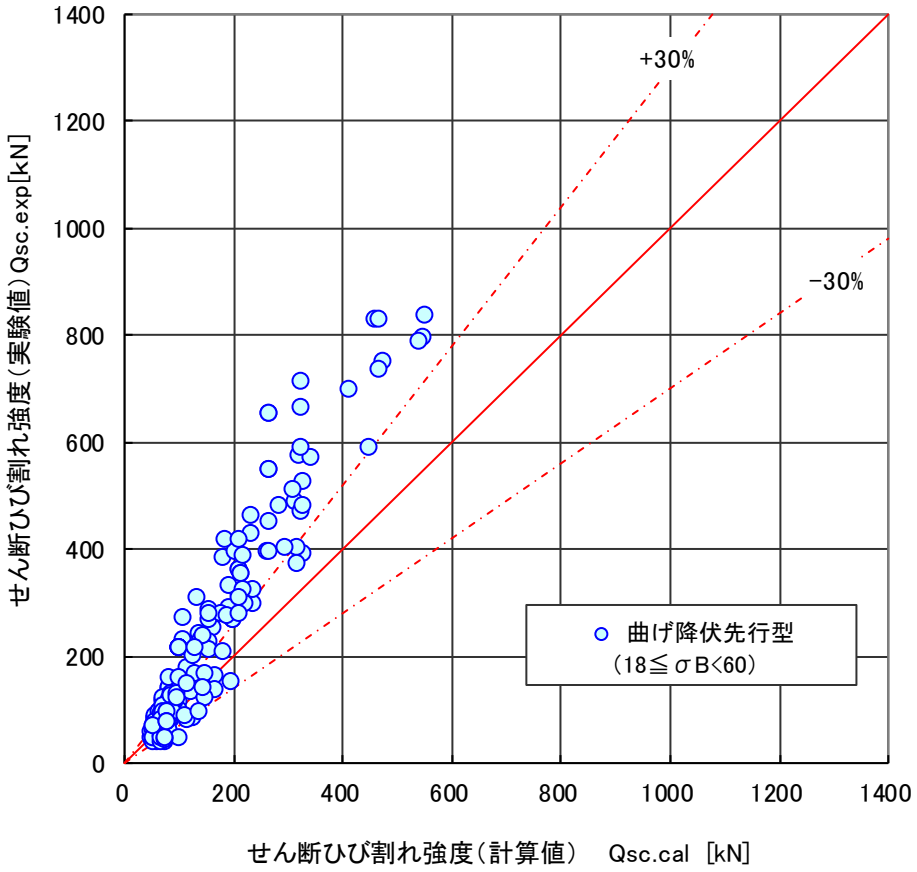


図 4.5.14　せん断ひび割れ強度の実験値と計算値の比較（曲げ降伏先行型）

c.　実験値／計算値の影響因子分析

図 4.5.15 から図 4.5.19 に，せん断ひび割れ強度の実験値／計算値（基準式）とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比および圧縮軸力比関係を示す。各指標ともに，せん断ひび割れ強度の実験値／計算値との明確な相関は見られなかった。

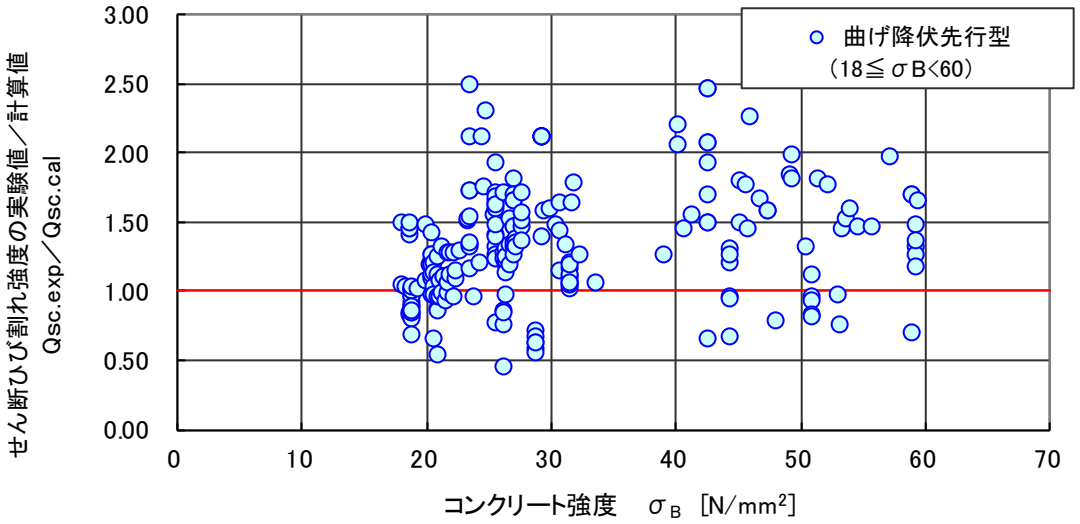


図 4.5.15　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（曲げ降伏先行型）

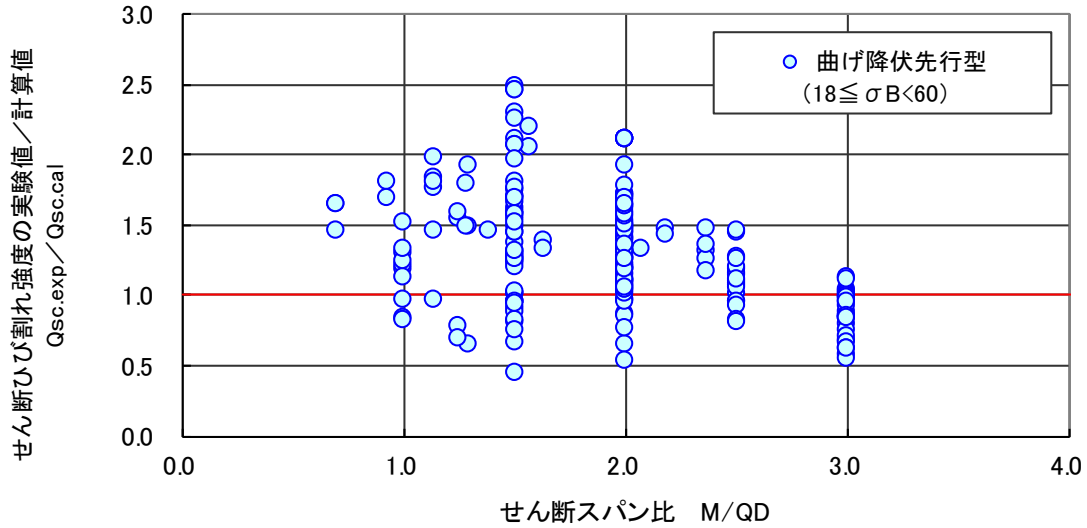


図 4.5.16　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（曲げ降伏先行型）

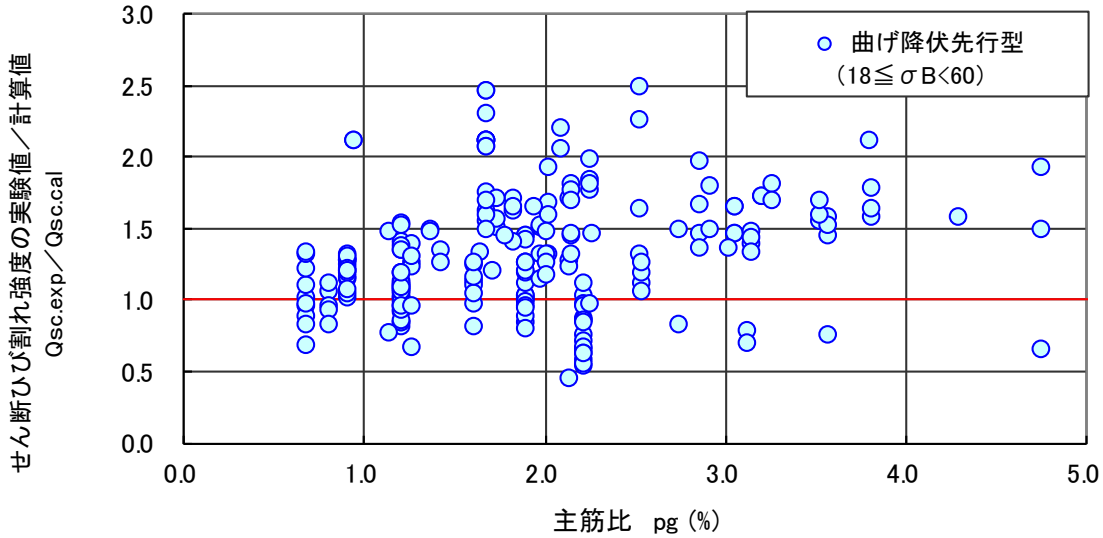


図 4.5.17　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－主筋比関係（曲げ降伏先行型）

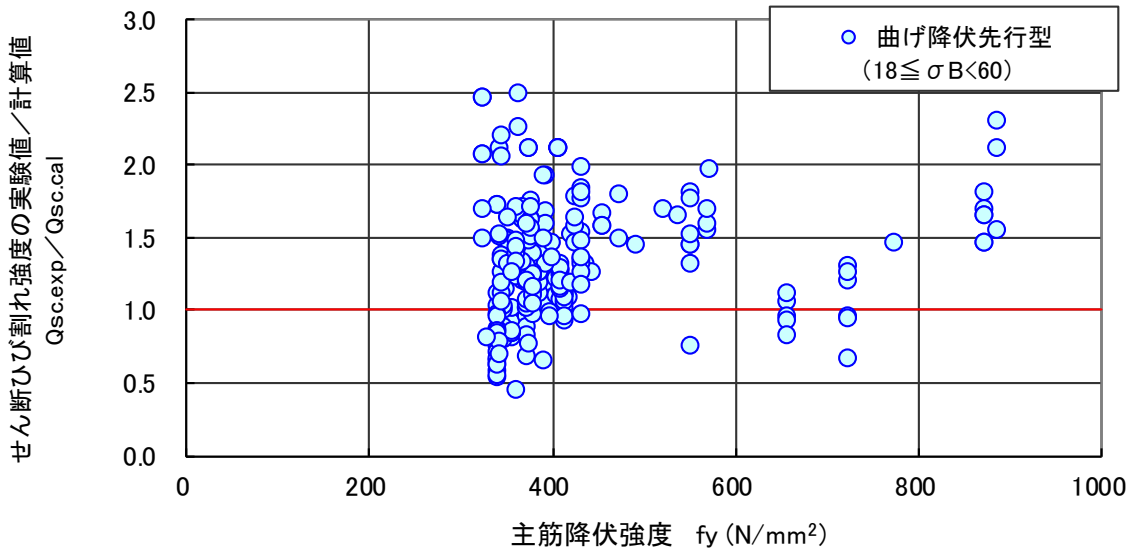


図 4.5.18　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－主筋降伏強度関係（曲げ降伏先行型）

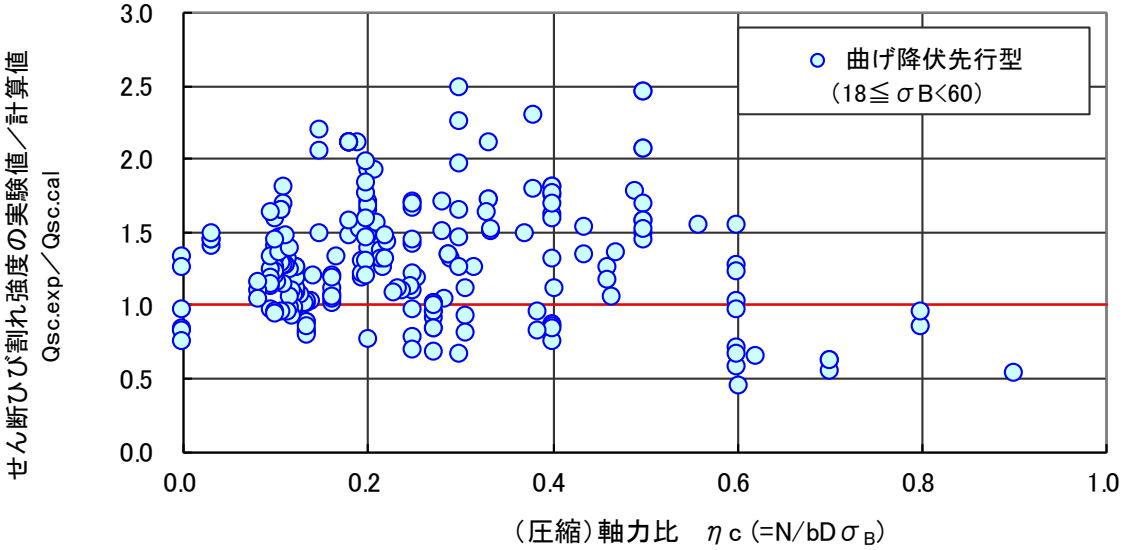


図 4.5.19　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－圧縮軸力比関係（曲げ降伏先行型）

4.5.4　せん断ひび割れ強度（靭性指針式）

せん断割れ強度の検討として，靭性指針式[4-4]による検討結果を以下に示す。

a.　せん断ひび割れ強度（靭性指針式）[4-4]

$$ {}_cQ_{cr} = \phi \cdot \left(\sqrt{{\sigma_T}^2 + \sigma_T \cdot \sigma_o} \right) \cdot b \cdot D / \kappa \ (N) \qquad (4.5.4) $$

φ　：耐力係数　0.51

σ_T：コンクリートの引張強度（N/mm²）　$\sigma_T = 0.313\sqrt{F_c}$

σ_o：柱の使用限界変形時の設計用軸方向応力度（N/mm²），圧縮を正とする。

$$ \sigma_0 = \frac{{}_CN_{U1}}{b \cdot D} $$

b：柱幅（mm），D：柱せい（mm），κ：断面形状係数　1.5

b.　実験値と計算値の比較

せん断ひび割れ強度の実験値と計算値(4.5.4)式との比較を，図 4.5.20 および表 4.5.4 に示す。合わせて，実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数，平均値，変動係数，最大値，最小値および±30%以内のデータ割合を示す。

ここで取り扱うデータは曲げ降伏先行型のデータであり，多くのデータが曲げひび割れが先行するデータである。また，曲げひび割れ発生に曲げひび割れが進展して発生する曲げせん断ひび割れとせん断ひび割れの区別を明確にすることが難しく，実験データの定義も必ずしも一致した基準となっていない可能性がある。しかしながら，ここでは(4.5.4)式の精度検証を行ったので，その結果を，以下に示す。

実験値／計算値の平均値は 1.58 であり，総じて(4.5.3)式に比べて推定精度は同程度であるが，より安全側の計算値を算出しているといえる。また，基準値の 1.0 に対して±30%以内に含まれるデータは，全体の 30.5%であり，データ全体が傾いている状態であり，補正係数を乗じて，適切に実験データを計算値で評価することが可能である。

これは，曲げひび割れ強度と同様にせん断ひび割れの確認が目視であること，定義が不明なこと（特に，曲げせん断ひび割れとせん断ひび割れの区別，筆者は部材中心軸に対して約 45 度方向の斜めひび割れが横切った時として定義している）試験体の初期ひび割れ（乾燥収縮や実験準備中の荷重）の影響や実験中のひび割れ確認方法（試験体への塗装の有無，照度，観察者の経験および基礎知識）などが影響していると考えられる。続けて，c.では，ばらつきの要因を物理的な影響因子によって検討を行ったので，その結果を，c.に示す。

表 4.5.4　せん断ひび割れ割れ強度の実験値／計算値（靭性指針式）に関する統計データ（曲げ降伏先行型）

せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）データ:曲げ降伏先行型柱部材						
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内
全体	223	1.58	31.6%	3.02	0.59	30.5%

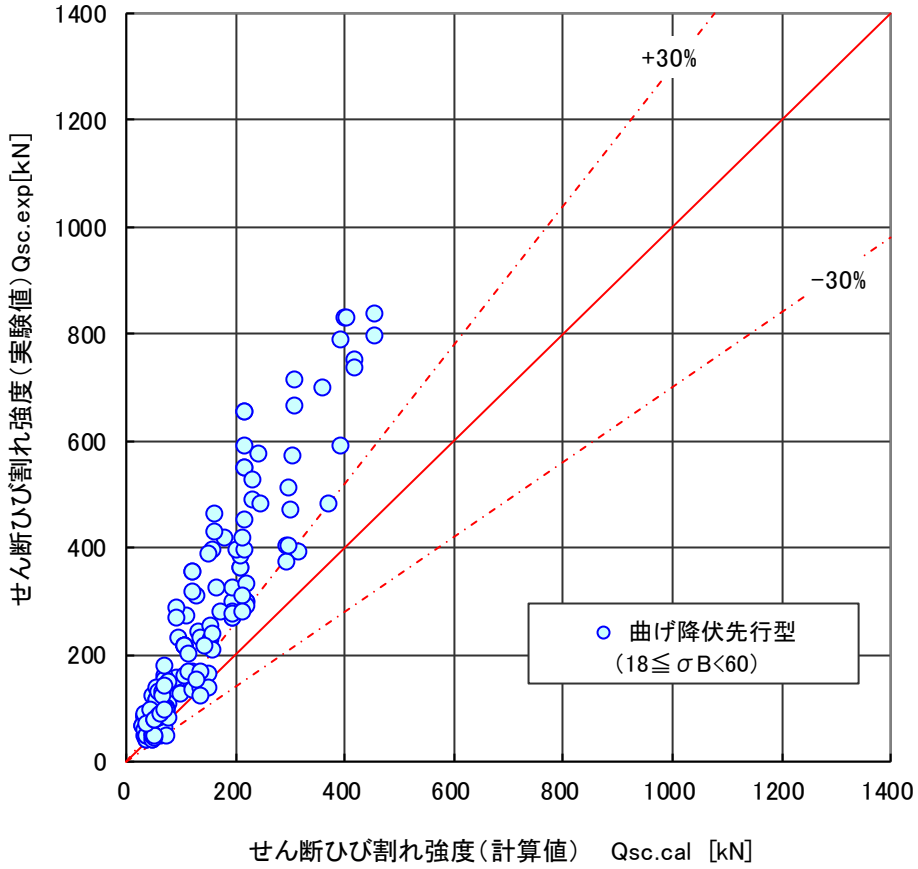


図 4.5.20　せん断ひび割れ強度の実験値と計算値（靭性指針式）の比較（曲げ降伏先行型）

c.　実験値／計算値の影響因子分析

図 4.5.21 から図 4.5.25 に，せん断ひび割れ強度の実験値／計算値（靭性指針式）とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比，主筋降伏強度および圧縮軸力比関係を示す。

せん断スパン比と靭性指針式によるせん断ひび割れ断強度の実験値／計算値と強い相関があることが分かった。ほかの因子とは相対的に大きな相関は見られなかった。靭性指針式は圧縮軸力の影響が考慮されているため，せん断スパン比の効果を考慮するとさらに精度が向上すると考えられる。

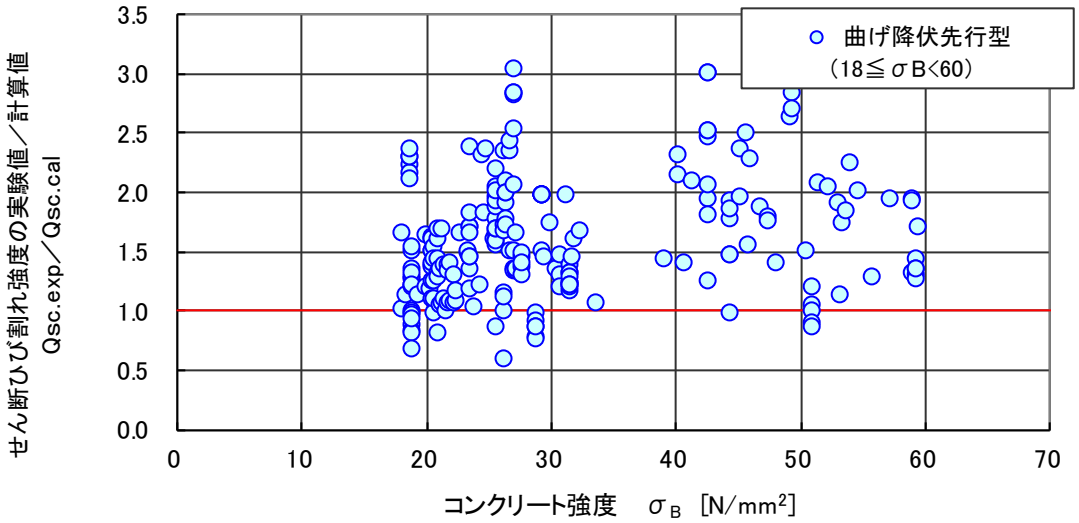


図 4.5.21　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（曲げ降伏先行型）

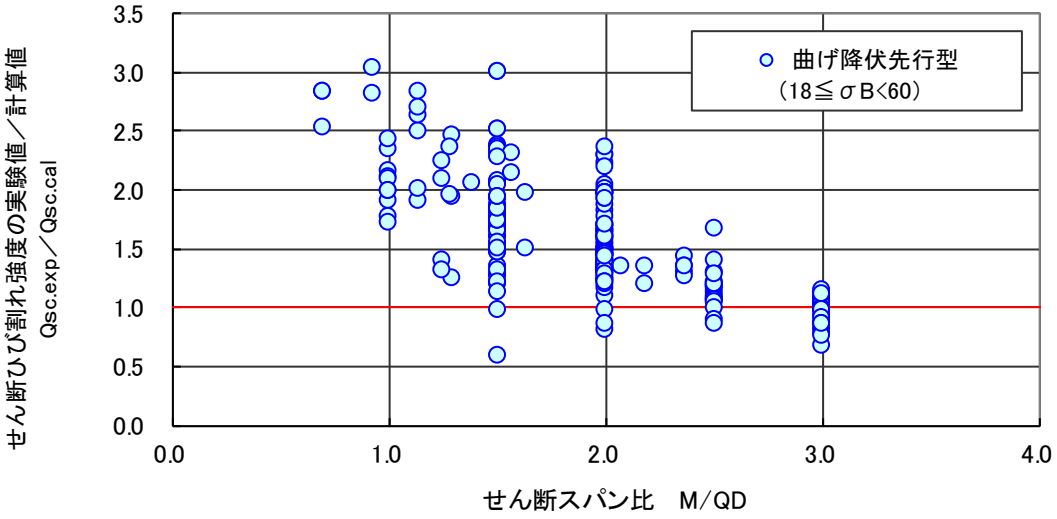


図 4.5.22　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（曲げ降伏先行型）

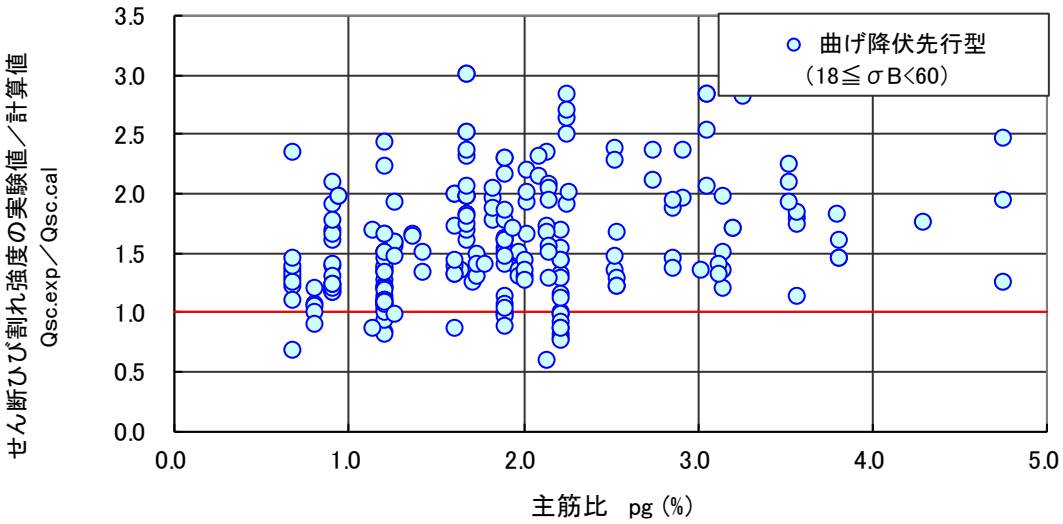


図 4.5.23　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－主筋比関係（曲げ降伏先行型）

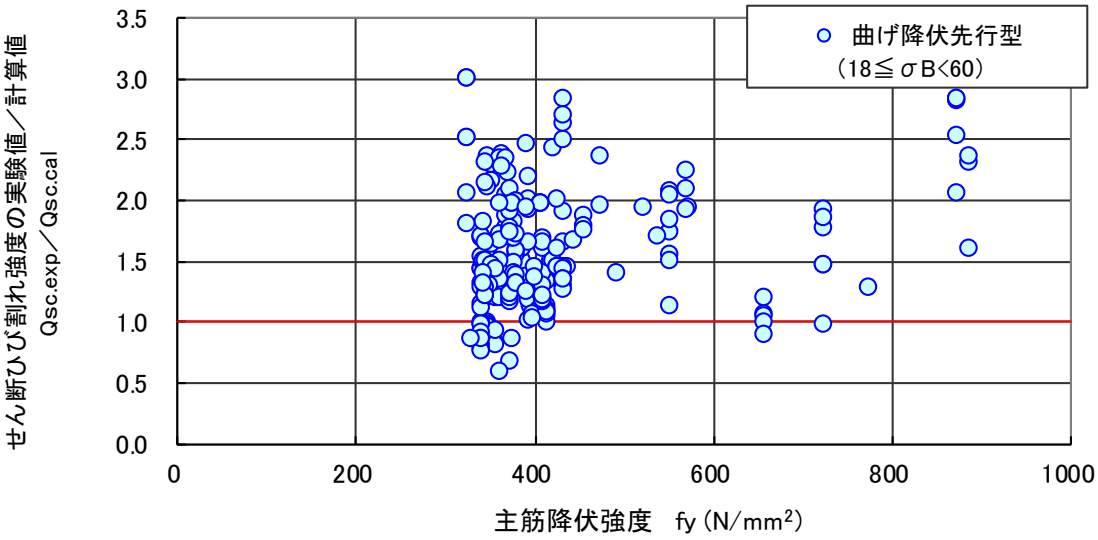


図 4.5.24　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－主筋降伏強度関係（曲げ降伏先行型）

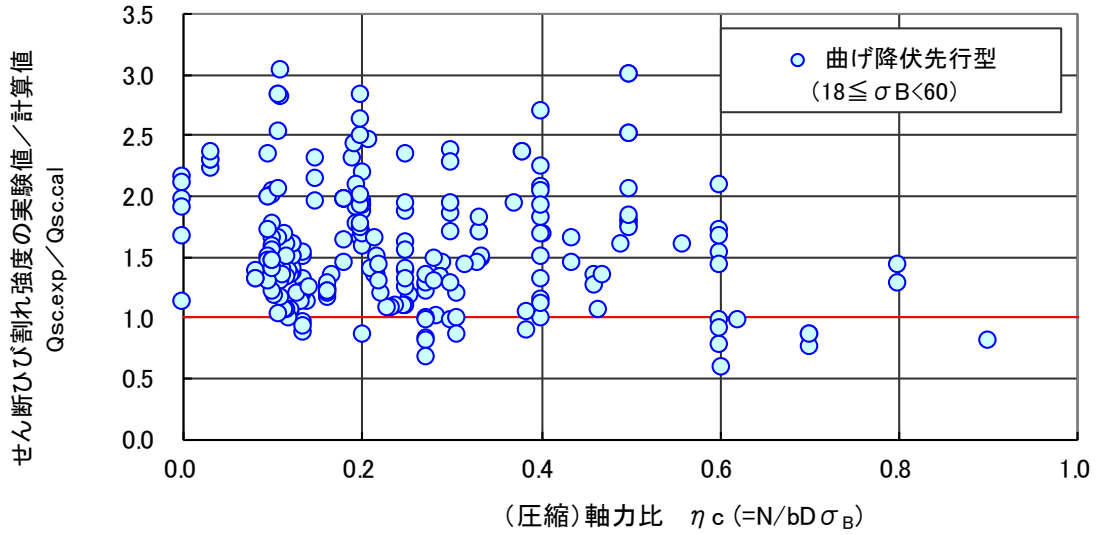


図 4.5.25　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－圧縮軸力比関係（曲げ降伏先行型）

4.5.5　曲げ終局強度（基準式）

曲げ終局強度の検討は，2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書[4-9]に従って行った。

a.　曲げ終局強度（建築物の構造関係技術基準解説書）　(4.5.5)

$N_{min} \leqq N < 0$ のとき

$M_y = 0.5 \cdot a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot g_1 \cdot D$（N・mm）

$0 \leqq N \leqq N_b$ のとき

$$M_y = 0.5 \cdot a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right) \quad (N \cdot mm)$$

$N_b < N \leqq N_{max}$ のとき

$$M_y = \left\{0.5 \cdot a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.024(1+g_1)(3.6-g_1)b \cdot D^2 \cdot F_c\right\} \cdot \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - N_b}\right) \quad (N \cdot mm)$$

$N_{min} = -a_g \cdot \sigma_y$（N）

$N_b = 0.22(1+g_1) \cdot b \cdot D \cdot F_c$（N）

$N_{max} = b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y$（N）

a_g ：主筋全断面積（mm^2）

σ_y ：主筋の信頼強度（N/mm^2）

g_1 ：引張側鉄筋重心と圧縮側鉄筋重心との距離の全せい D に対する比

b.　実験値と計算値の比較

曲げ終局強度の実験値と計算値(4.5.5)式との比較を，図 4.5.26 および表 4.5.5 に示す。合わせて，実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数，平均値，変動係数，最大値，最小値および±30%以内のデータ割合を示す。

ここで取り扱うデータは曲げ降伏先行型のデータである。実験値は，曲げ降伏（主筋降伏）が確認されたデータの最大値を，曲げ終局強度として抽出した。したがって，最大耐力時の変形について制限は行っていない。多くのデータに最大耐力の表示がなされ，または復元力特性のグラフが示されているため有効なデータとした。但し，以下に示すようなデータは，ここでの検討から削除した。

・変動軸力データで，最大耐力の軸力が不明確なデータ
・曲げ終局強度の算定に必要な断面形状寸法データ不足，材料特性データ不足のデータ

実験値／計算値の平均値は 1.20 であり，変動係数は 24.8%であった。基準値の 1.0 に対して±30%以内に含まれるデータは，全体の 70.5%であり，適正な推定精度を確認することができた。しかしながら，変動係数が 20%を超えたことは，最大耐力自体をグラフからの読み取りを行うなどの誤差要因が含まれているためと考えられる。デジタルデータを管理されたデータが蓄積されれば，変動係数は減少するものと考えられる。

データ採取における誤差要因に加えて，RC 柱部材としての構造特性によって，この誤差が生じていることを確認したので，c，実験値／計算値の影響因子分析に，その検討結果を示す。

表 4.5.5　曲げ終局強度の実験値／計算値に関する統計データ（曲げ降伏先行型）

曲げ終局強度（実験値／計算値）データ:曲げ降伏先行型柱部材						
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内
全体	556	1.20	24.8%	2.75	0.66	70.5%

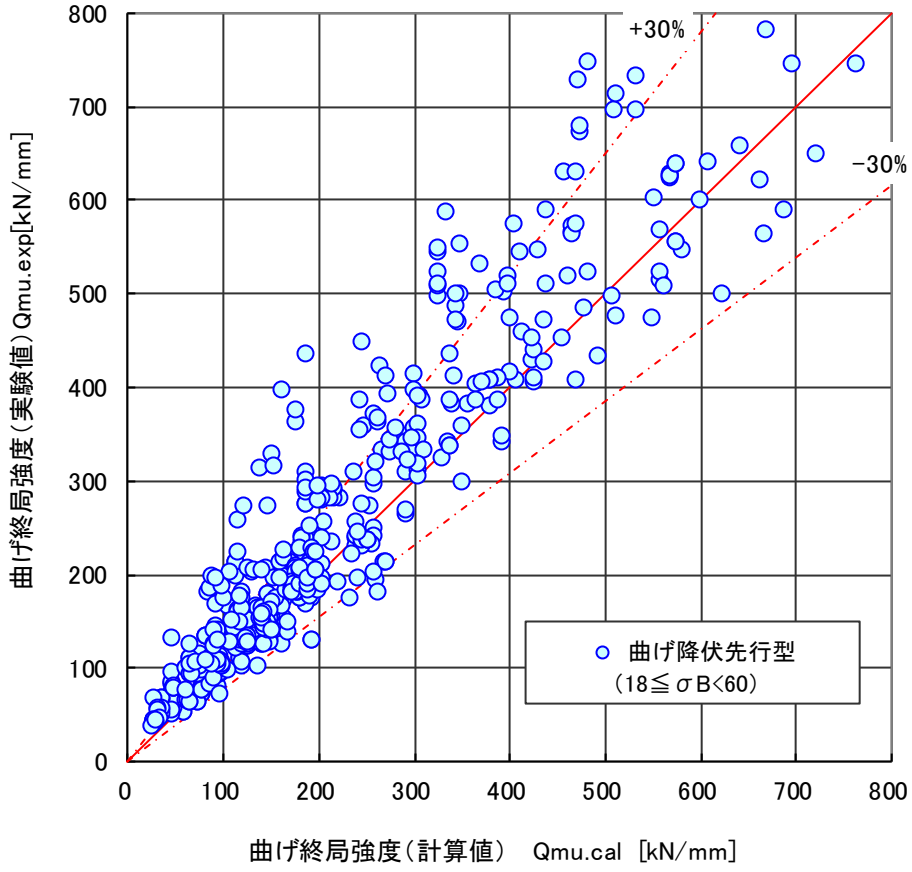


図 4.5.26　曲げ終局強度の実験値と計算値の比較（曲げ降伏先行型）

c.　実験値／計算値の影響因子分析

図 4.5.27 から図 4.5.34 に，曲げ終局強度の実験値／計算値とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比，主筋降伏強度，圧縮軸力比，せん断補強筋比，せん断補強筋降伏強度およびせん断補強筋量関係を示す。

コンクリート強度，主筋降伏強度は，材料の高強度化に伴い，曲げ終局強度の実験値／計算値は，減少する傾向が見られた。そして，圧縮軸力比には明確な相関が見られるのが特徴である。

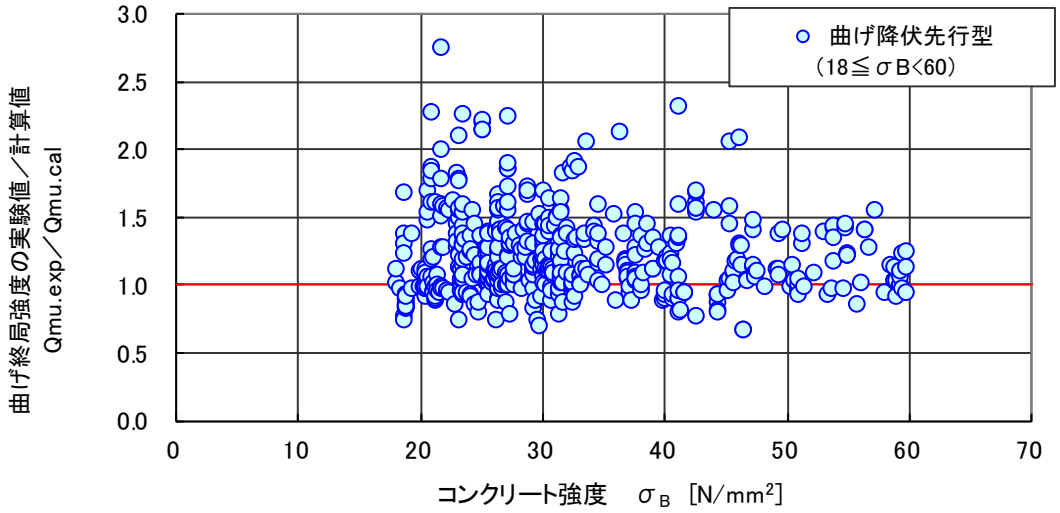


図 4.5.27　曲げ終局強度（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（曲げ降伏先行型）

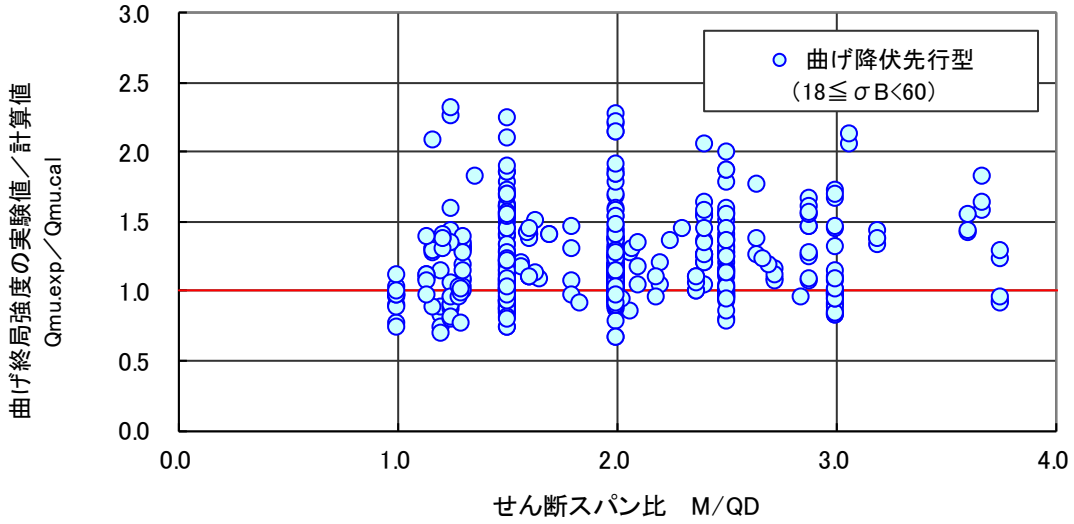


図 4.5.28　曲げ終局強度（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（曲げ降伏先行型）

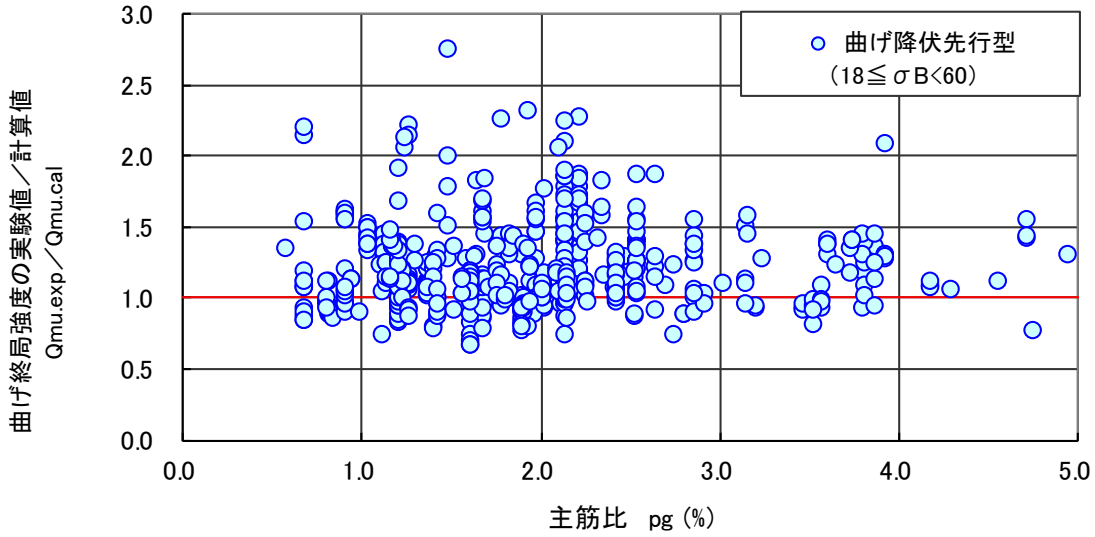


図 4.5.29　曲げ終局強度（実験値／計算値）－主筋比関係（曲げ降伏先行型）

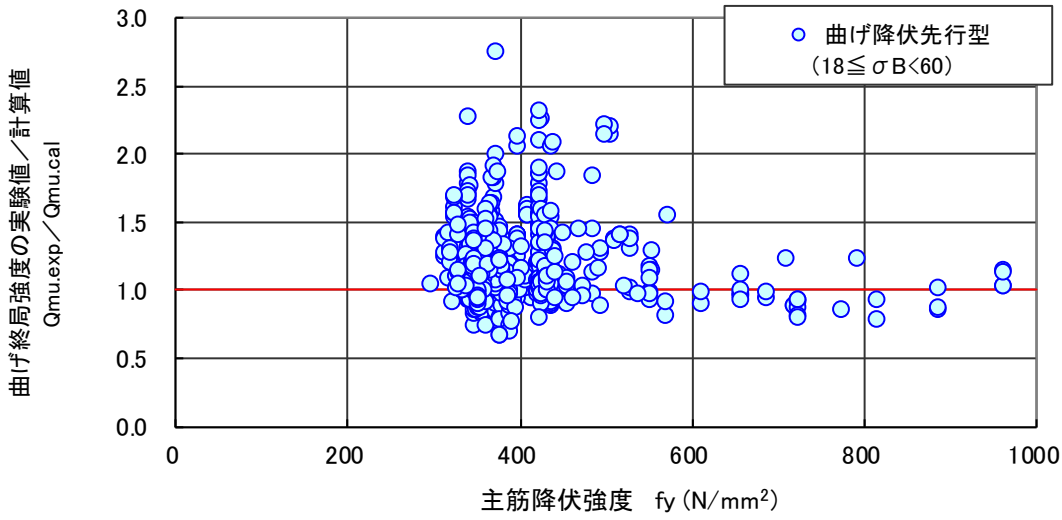


図 4.5.30　曲げ終局強度（実験値／計算値）－主筋降伏強度関係（曲げ降伏先行型）

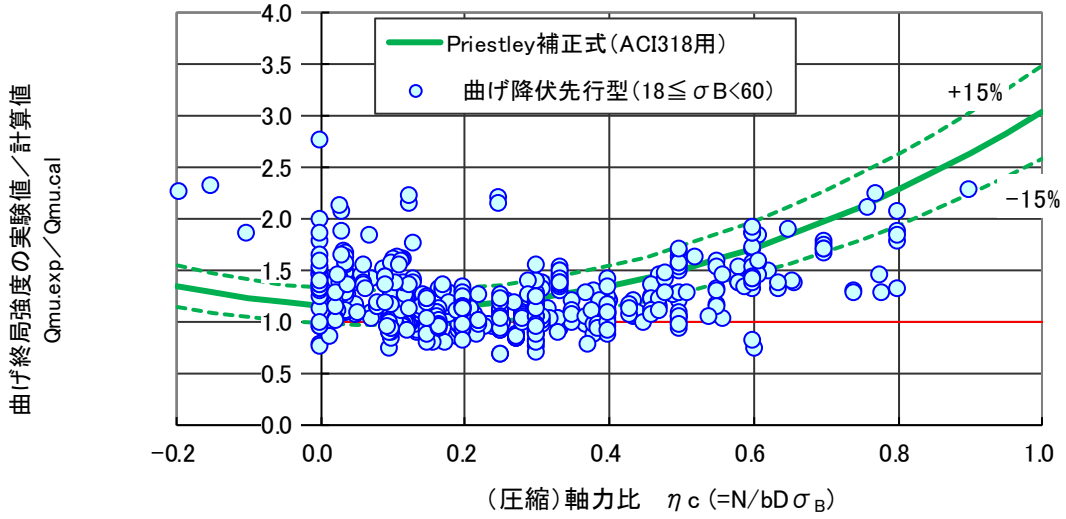


図 4.5.31　曲げ終局強度（実験値／計算値）－圧縮軸力比関係（曲げ降伏先行型）

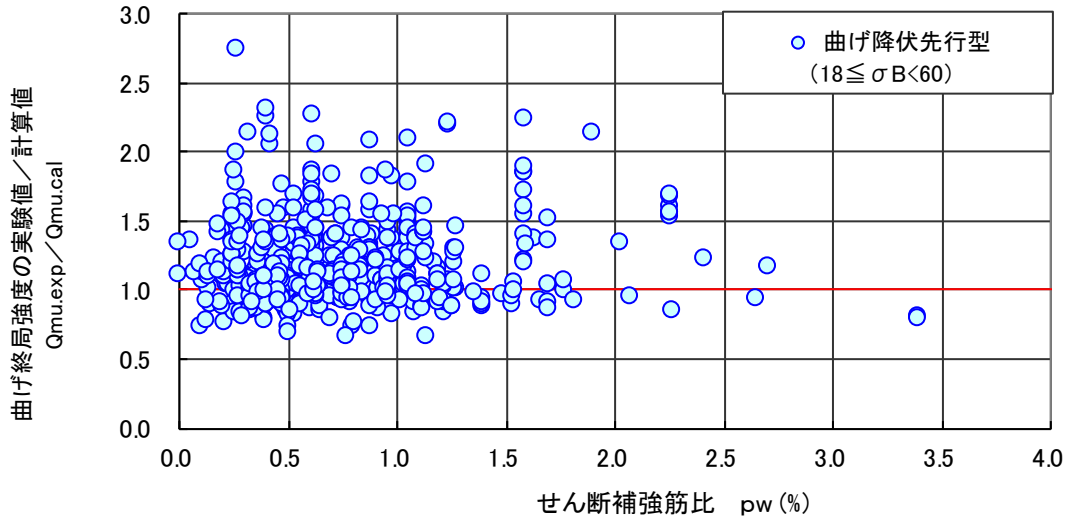


図 4.5.32　曲げ終局強度（実験値／計算値）－せん断補強筋比関係（曲げ降伏先行型）

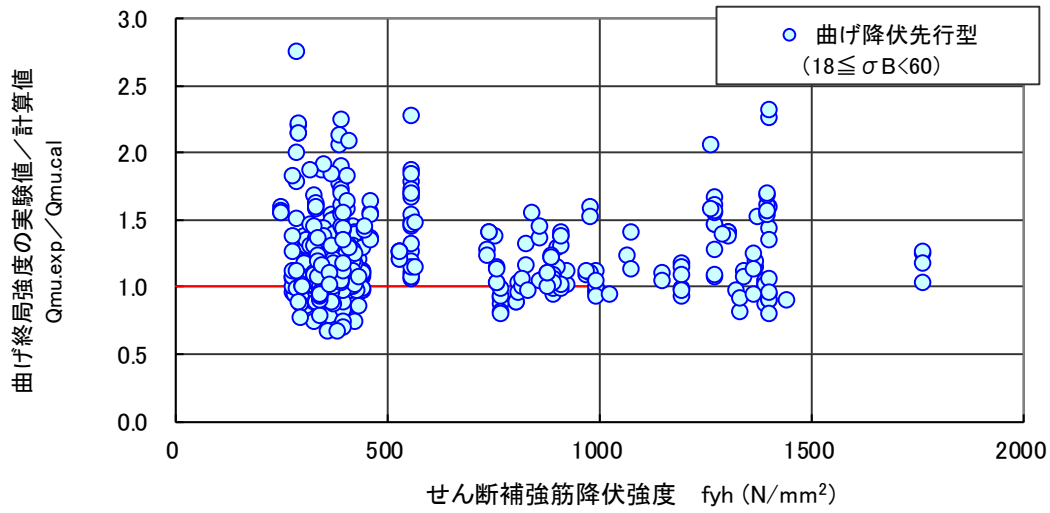


図 4.5.33　曲げ終局強度（実験値／計算値）－せん断補強筋降伏強度関係（曲げ降伏先行型）

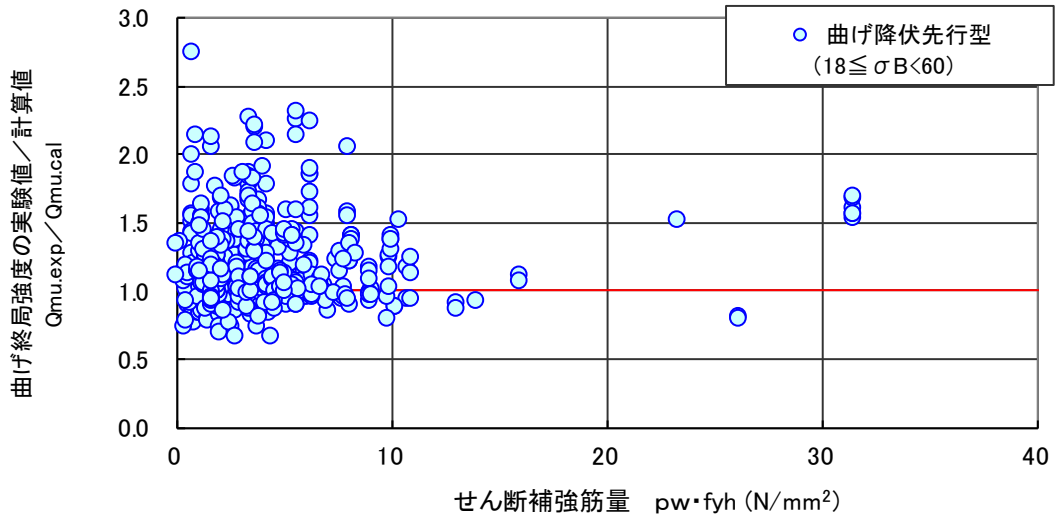


図 4.5.34　曲げ終局強度（実験値／計算値）－せん断補強筋量関係（曲げ降伏先行型）

曲げ終局強度の実験値と計算値において最も相関が見られたのは，圧縮軸力比であった。図 4.5.35 に示すように，1987 年に M.J.N.Priestley[4-12]らによって，曲げ終局強度の実験値と等価ストレスブロックを用いた ACI 式の計算値との比は軸力比の増加と共に増加する傾向があることが報告されている。そして，その補正式が以下に示すように提案されている。但し，あくまでも ACI318 式を用いて算定した計算値と実験値を比較した結果である。この軸力比による補正式を用いることによって，軸力比によらず，実験値を±15%の精度で推定できることが結論として導かれている。

(4.5.5)式も圧縮軸力比が 0.10 から 0.50 の領域では，計算値が実験値をやや過大評価する傾向が見られ，逆に，それ以上高軸力の場合や低軸力の場合は，実験値をやや過小評価する傾向が見られる。高軸力時に実験値／計算値が大きめの値となる傾向は，実験時における大きな圧縮軸力による加力装置の摩擦係数の取り扱いなども影響因子であると考えられる。今後，詳細な検討が必要であると考えられる。

□軸力比による ACI 式（曲げ終局強度）の補正式

$$\frac{M_{max}}{Mi} = 1.13 + 2.35\left[\frac{P}{f'cAg} - 0.1\right]^2$$

M_{max}: 曲げ終局強度（実験値最大値）

M : 曲げ終局強度（計算値）

$\frac{P}{f'cAg}$: 軸力比

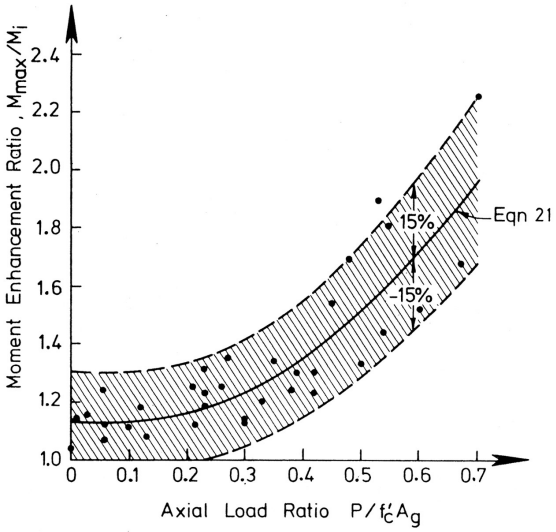


図 4.5.35　曲げ終局強度-軸力比関係と軸力比による補正式[4-12]

4.5.6　せん断余裕度と最大耐力余裕度関係

ここでは，実験値の最大耐力を曲げ終局強度（計算値）と見做し，縦軸に曲げ終局強度の実験値／計算値を，横軸にせん断強度の実験値と計算値の比とした関係図を図 4.5.36 および図 4.5.37 に示す。ここで使用するせん断強度式を以下に示す。

a. せん断強度式①（建築物の構造関係技術基準解説書）[4-9]

（下限式）

$$Qsu=\left\{\frac{0.053pt^{0.23}(Fc+18)}{M/(Qd)+0.12}+0.85\sqrt{pw\sigma wy}+0.1\sigma_o\right\}bj \quad (N) \tag{4.5.6}$$

（平均値式）

$$Qsu=\left\{\frac{0.068pt^{0.23}(Fc+18)}{M/(Qd)+0.12}+0.85\sqrt{pw\sigma wy}+0.1\sigma_o\right\}bj \quad (N) \tag{4.5.7}$$

p_t　：引張鉄筋比（%）

F_c　：コンクリートの圧縮強度（N/mm²）

M/Q　：M, Q はそれぞれ終局強度算定時における部材内の最大曲げモーメント及びせん断力（ただし，$M/(Qd)$は，$M/(Qd)$＜１のとき１とし，$M/(Qd)$＞３のとき３とする）(mm)

d　：柱の有効せい　(mm)

p_w　：せん断補強筋比（小数）

σ_{wy}：せん断補強筋の降伏強度（N/mm²）

b　：柱幅　(mm)

j　：応力中心距離(mm)で 7d/8 としてよい。

σo：軸圧縮応力度（N/mm²）=N/bB

N：作用軸力

B：柱せい

b. せん断強度式②：靭性指針式[4-4]

・柱および大梁のせん断強度 ${}_cQ_{su}$，${}_bQ_{su}$ は，(4.5.8-1～4.5.8-3)式の最小値とする。

$$Q_{su1}=\mu P_{we}\sigma_{wy}b_e j_e+\left(\nu F_c-\frac{5\cdot P_{we}\sigma_{wy}}{\lambda}\right)\frac{bD}{2}\tan\theta \tag{4.5.8-1}$$

$$Q_{su2}=\frac{\lambda\nu F_c+P_{we}\sigma_{wy}}{3}b_e j_e \tag{4.5.8-2}$$

$$Q_{su3}=\frac{\lambda\nu F_c}{2}b_e j_e \tag{4.5.8-3}$$

b　　：断面の幅（mm）

D　　：断面のせい（mm）

j_e　：トラス機構に関与する断面の有効せい（外側の横補強筋の芯々間隔）（mm）

b_e　：トラス機構に関与する断面の有効幅（mm）

両側スラブ付きの梁　$b_e=b$

柱およびスラブ無しの梁は，外側の横補強筋との芯々間隔

σ_{wy}　：横補強筋信頼強度（N/mm²）

P_{we}　：有効横補強筋比

$$P_{we}=\frac{a_w}{b_e\cdot s}$$

a_w ：１組の横補強筋の断面積（mm²）

s　　：横補強筋の間隔（mm）

μ　：トラス機構の角度を表す係数

$=2-20\,R_p$

R_p：架構設計変形時でのヒンジ領域の回転角（rad）

非ヒンジ部材は$R_p=0.0$とし，降伏ヒンジの発生する柱は　$R_p=0.015$,

大梁は$R_p=0.02$とする。

ν ：コンクリート圧縮強度の有効係数

$\nu=(1-20R_p)\nu_o$

ν_o：降伏ヒンジ・潜在ヒンジを計画しないときの有効係数

$$\nu_o=0.7-\frac{F_c}{200}\quad(F_c\leqq 60\mathrm{N/mm^2})$$

$$\nu_o=3.68F_c^{-\frac{1}{3}}\quad(F_c>60\mathrm{N/mm^2}\ \text{ただし，}F_c\text{の単位はkgf/cm}^2\text{とする})$$

F_c　：コンクリート設計基準強度（N/mm²）

λ　：トラス機構の有効係数

$$\lambda=1-\frac{S}{2j_e}-\frac{b_s}{4j_e}$$

b_s：横補強筋の断面方向の最大間隔（mm）

ただし，中子筋が断面内にほぼ均等に配置されている場合

$$b_s=\frac{b_e}{N_s+1}$$

N_s：中子筋の本数

θ　：アーチ機構の圧縮束の角度

引張軸力を受ける柱

$\tan\theta=0$

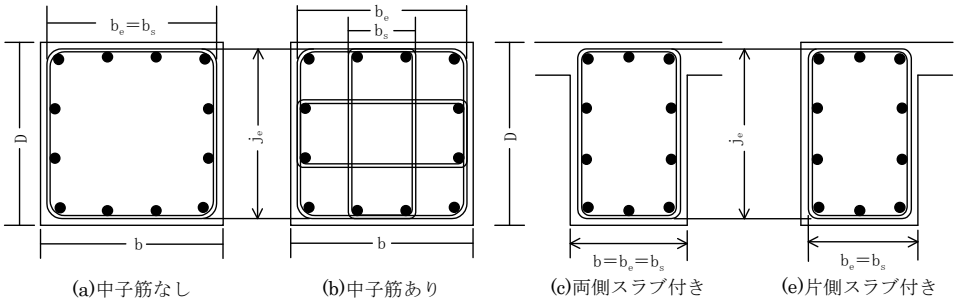
L/D≧1.5の部材

$$\tan\theta=0.9\times\frac{D}{2L}$$

L/D＜1.5の部材

$$\tan\theta = \frac{\sqrt{L^2 + D^2} - L}{D}$$

L：クリアスパン長さ（mm）



柱または梁の断面図

図 4.5.36 に示したせん断余裕度に技術基準解説書式を適用した場合には，せん断補強筋負担の項がせん断補強筋量（$p_w\sigma_{wy}$）が 0.5 乗に比例するとして式が構築されているため，高強度せん断補強筋や高密度配筋を行った場合でもせん断強度が極端に大きくならないようになっているため，せん断余裕度（横軸）1.0 から 2.0 付近に多くのデータが集積している。一方，靭性指針式を用いた場合の図 4.5.37 では，せん断補強筋量が 1.0 乗に比例するため，高強度せん断補強筋を使用したり，高密度配筋した場合には，比例的にせん断強度が大きくなり，大きなせん断余裕度を算出する。こちらの場合における問題点は，せん断補強筋の有効強度および有効補強筋量の上限設定を行う必要があることである。図 4.5.36 および図 4.5.37 に示した曲げ降伏先行型のデータは，曲げ終局強度自体が，実験値／計算値が 1.0 を下回る場合も多く存在することから（図 4.5.26），縦軸で 1.0 を下回るデータも多く含まれている。両式を用いた場合においても，曲げ降伏先行型の実験データでは，高軸力が作用する場合以外は，主筋が降伏するため，耐力は頭打ちの傾向を示すため，せん断余裕度と縦軸で示した曲げ終局強度の実験値／計算値は，単純な比例関係にはない。縦軸が大きいデータは，主に釣合い軸力以上の高軸力が作用した場合の実験データである。

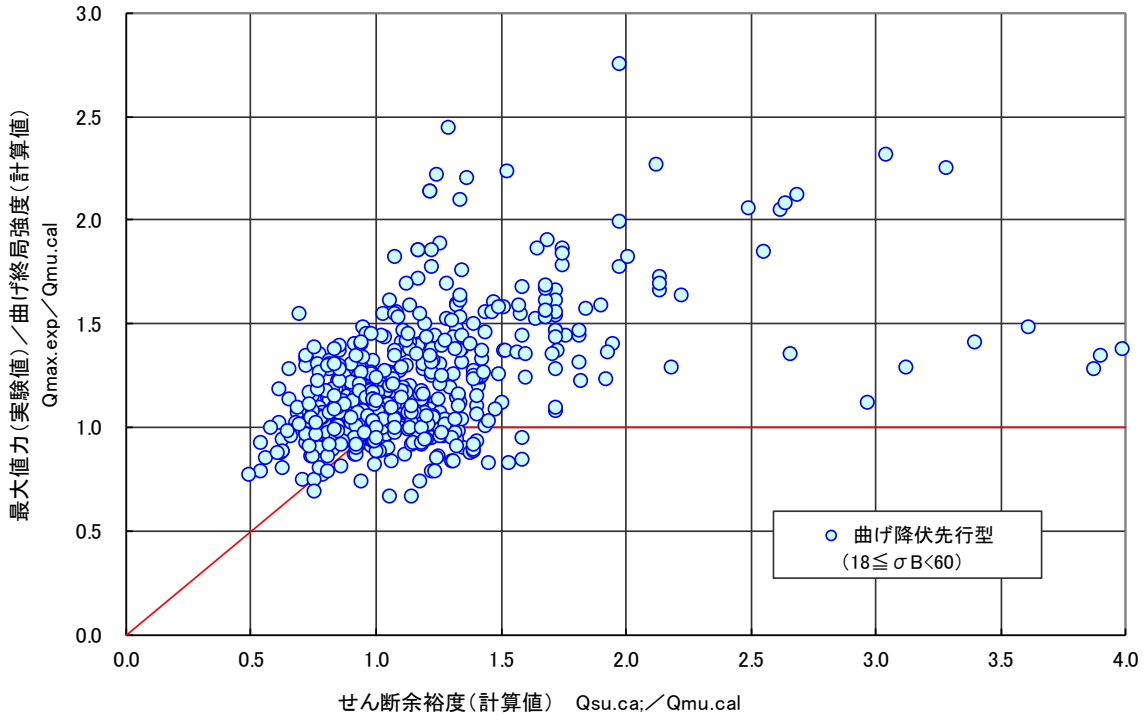


図 4.5.36　最大耐力（実験値）／曲げ終局強度（計算値）－せん断余裕度（計算値）関係
（曲げ降伏先行型データ）せん断強度式は基準法式(4.5.7)式

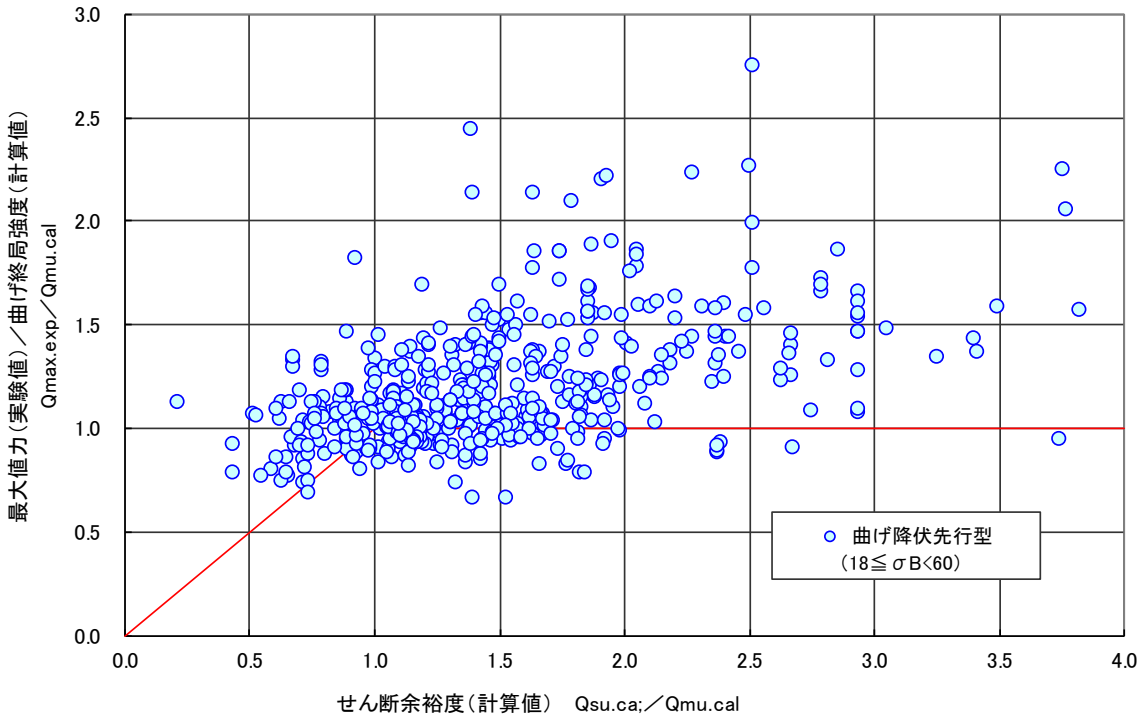


図 4.5.37　最大耐力（実験値）／曲げ終局強度（計算値）－せん断余裕度（計算値）関係
（曲げ降伏先行型データ）せん断強度式は靭性指針式(4.5.8)式

4.5.7　降伏点剛性低下率

降伏点剛性低下率とは，部材が曲げ降伏に至った時点の原点からの等価剛性と，弾性剛性（主に曲げひび割れ発生時の等価剛性）との比を示している。降伏点剛性低下率は，1960 年代から菅野博士が提案した菅野式[4-13]が広く適用されている。

a. 降伏点剛性低下率[4-9]，[4-13]

（せん断スパン比（M/QD）2.0 以上）

$$\alpha y = (0.043 + 1.64n \cdot pt + 0.043a/D) \cdot (d/D)^2 \tag{4.5.9}$$

n ：ヤング係数比，　p_t ：引張鉄筋比

a ：シアスパン長さ　(mm)　≦3.0D

D ：梁せい　(mm)，　d ：梁の有効せい　(mm)

（せん断スパン比（M/QD）2.0 未満）　M/QD≧1.0

$$\alpha y = (-0.0836 + 0.159a/D) \cdot (d/D)^2 \tag{4.5.10}$$

なお，本式は pt=0.4～2.8%，a/D=2.0~5.0 の範囲にある実験資料の結果と比較すると，±30%の範囲に全資料の 90%が入る程度の精度であるとしている。a/D=1.0~2.0 の試験体について(4.5.10)式の計算値はばらつきが大きいが±30%の範囲に全資料の 80%が入る精度を有しており，(4.5.9)式で計算するよりはるかに推定精度が良いとされる。

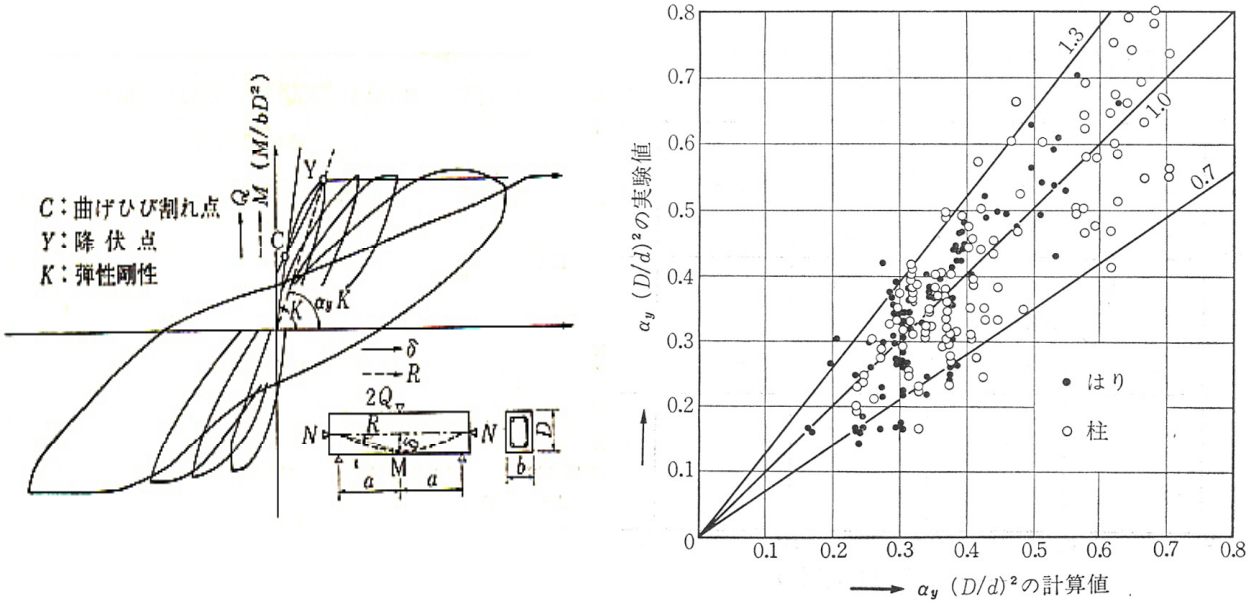


図 4.5.38　菅野式の定義と降伏点剛性と実験値の比較

b. 実験値と計算値の比較

降伏点剛性低下率の実験値（弾性剛性は計算値）と計算値(4.5.9)，(4.5.10)式との比較を，図 4.5.39 および表 4.5.6 に示す。同様に，降伏点剛性低下率の実験値（弾性剛性は実験値）と計算値(4.5.9)，(4.5.10)式との比較を，図 4.5.40 および表 4.5.7 に示す。

ここで取り扱うデータは曲げ降伏先行型のデータである。実験値は，原則として論文に記載されている主筋降伏時の耐力を降伏点と定義して算定している。しかしながら，作用軸力が大きい場合には，主筋の圧縮降伏やかぶりコンクリートの圧壊現象によって耐力が頭打ちとなる場合も含まれている。現時点で，データの分類が十分でないため，実験データのばらつきが大きい状態である。

（弾性剛性を計算値とした場合）

*弾性剛性を実験データから採取することが難しく，データの母数が不足したためこの手法を採用した。

実験値／計算値の平均値は 1.0 であるが，変動係数は 40.8%と非常に大きい。今後，データの精度を向上させるためには，データの層別などの操作が必要であると考えられる。ここで示したデータで言えることは，菅野博士によって提案された降伏点剛性低下率は，ほぼ妥当な評価式であると考えられる。但し，柱部材の場合には，軸力のレベル，変動軸力の影響，曲げ耐力時の状態が，梁部材と異なり，引張側鉄筋の降伏という単一の現象ではないための考慮をする必要があると考えられる。

（弾性剛性を実験値とした場合）

印刷された復元力特性から採取した実験データでは，弾性剛性を正確に評価することが難しく，ここで有効としたデータは，45 体に留まった。表 4.5.7 に示したように，45 体の平均値は，1.32 であった。変動係数も非常に大きく，統計データとしての精度を有していないと考えられる。

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 4.5.41 から図 4.5.45 に，降伏点剛性低下率（弾性剛性は計算値）の実験値／計算値とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比，主筋降伏強度および圧縮軸力比関係を示す。降伏点剛性低下率（弾性剛性は計算値）の実験値と計算値において最も相関が見られたのは，コンクリート強度および圧縮軸力比であった。

表 4.5.6　降伏点剛性低下率の実験値／計算値に関する統計データ
（曲げ降伏先行型）*弾性剛性は計算値を使用

降伏点剛性低下率（実験値／計算値）データ:曲げ降伏先行型柱部材						
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内
全体	218	1.00	40.8%	2.37	0.37	52.3%

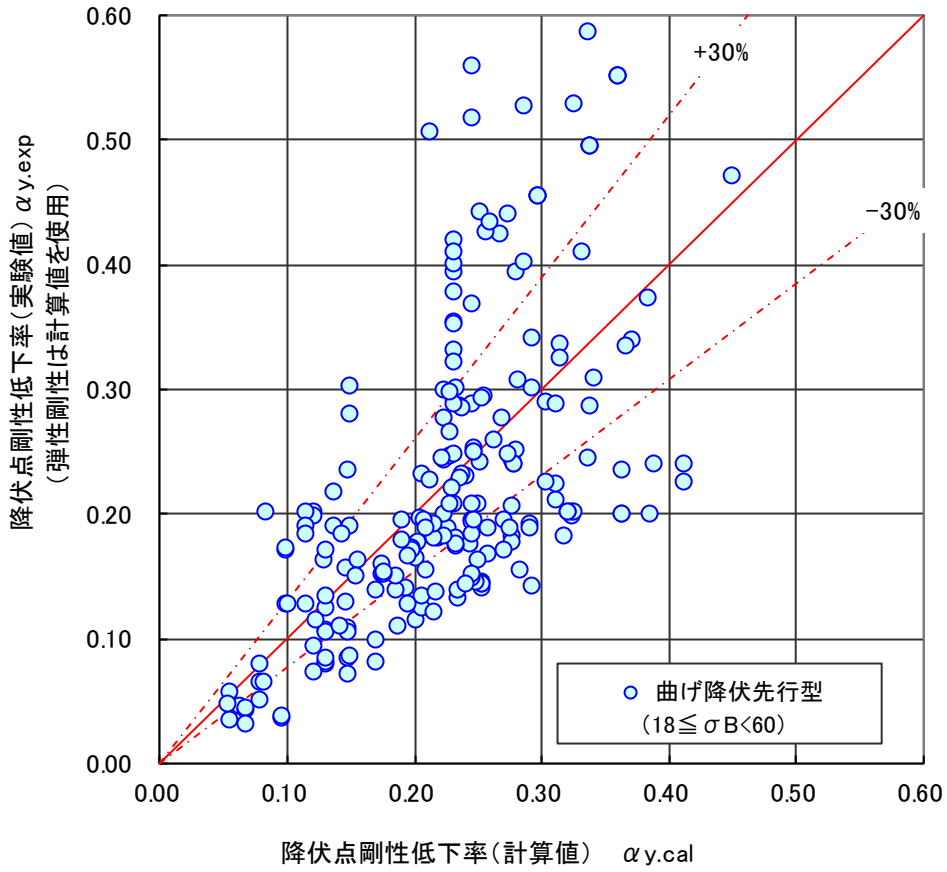


図 4.5.39　降伏点剛性低下率の実験値と計算値の比較
（曲げ降伏先行型）*弾性剛性は計算値を使用

表 4.5.7　降伏点剛性低下率の実験値／計算値に関する統計データ
（曲げ降伏先行型）*弾性剛性は実験値を使用

降伏点剛性低下率（実験値／計算値）データ:曲げ降伏先行型柱部材						
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内
全体	45	1.32	57.9%	3.61	0.34	53.3%

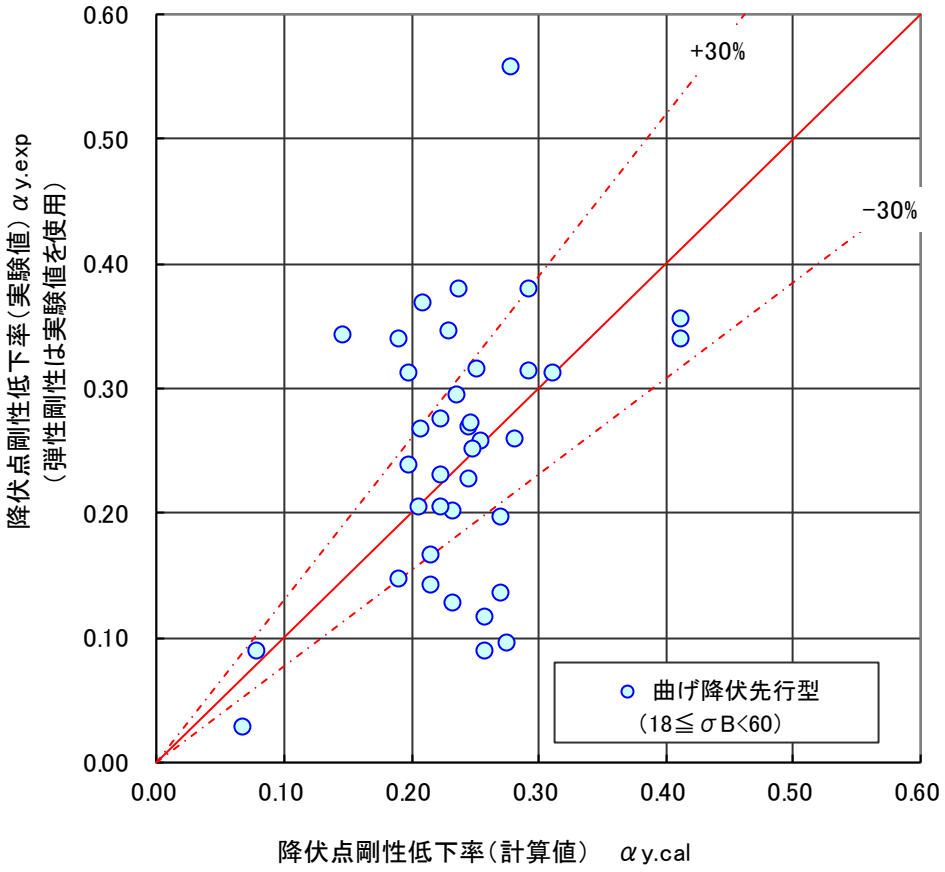
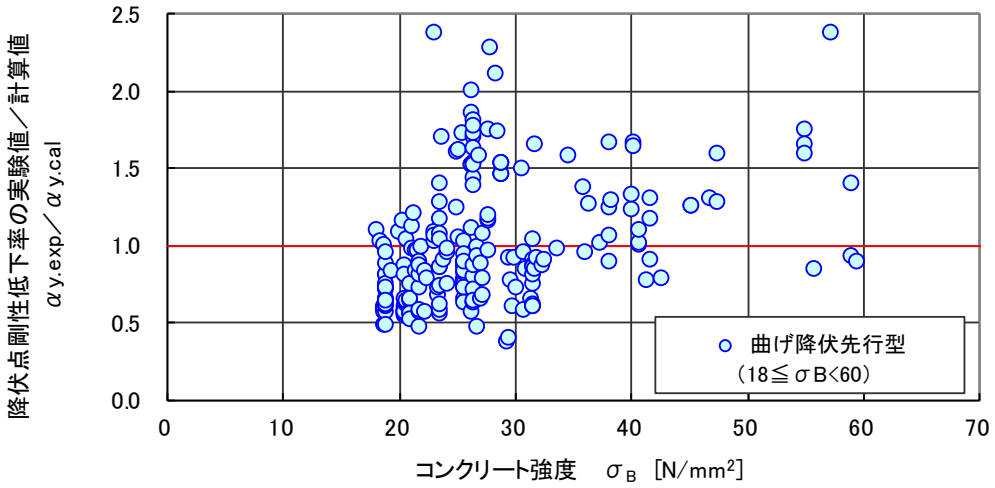


図 4.5.40　降伏点剛性低下率の実験値と計算値の比較
（曲げ降伏先行型）*弾性剛性は実験値を使用



*弾性剛性は計算値を使用

図 4.5.41　降伏点剛性低下率（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（曲げ降伏先行型）

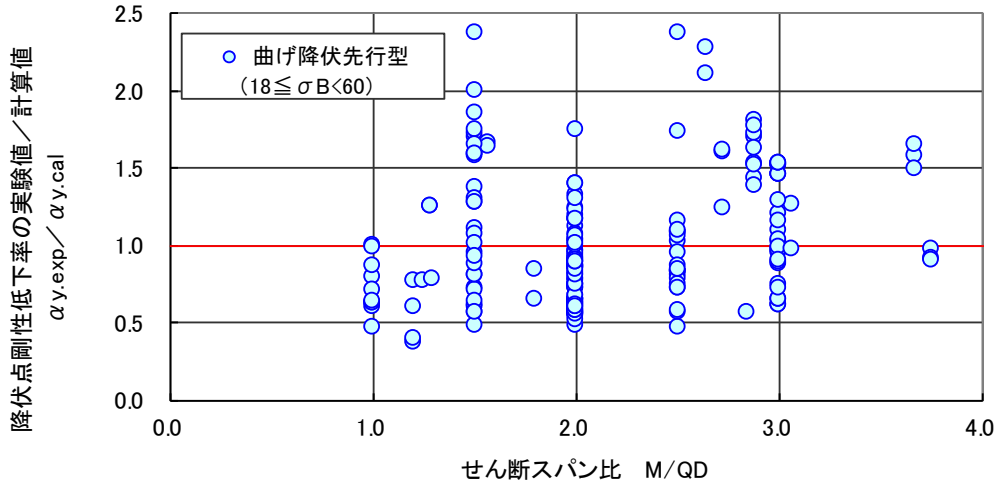


図 4.5.42　降伏点剛性低下率（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（曲げ降伏先行型）

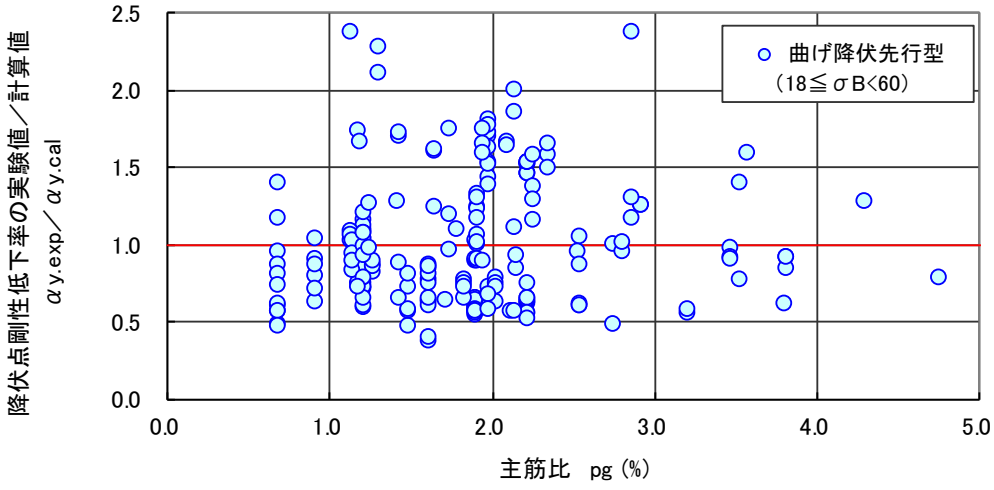


図 4.5.43　降伏点剛性低下率（実験値／計算値）－主筋比関係（曲げ降伏先行型）

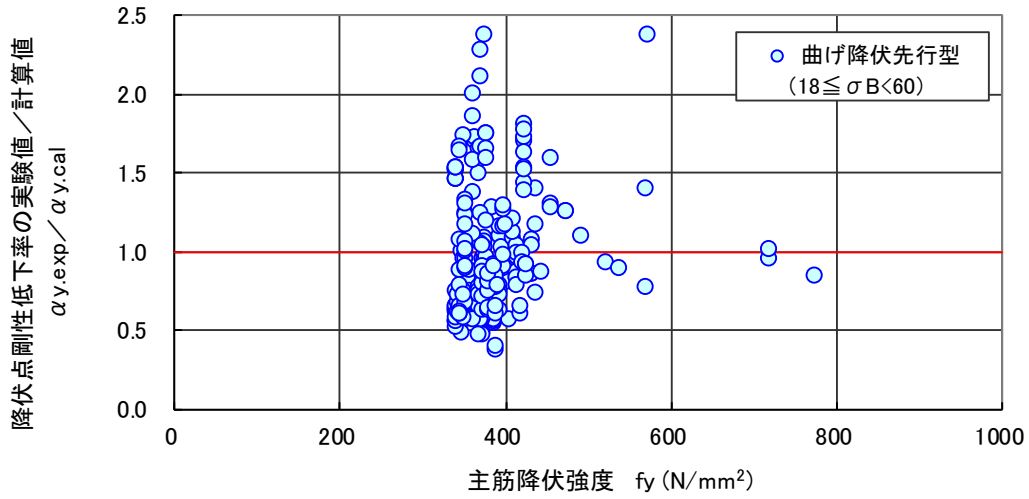


図 4.5.44　降伏点剛性低下率（実験値／計算値）－主筋降伏強度関係（曲げ降伏先行型）

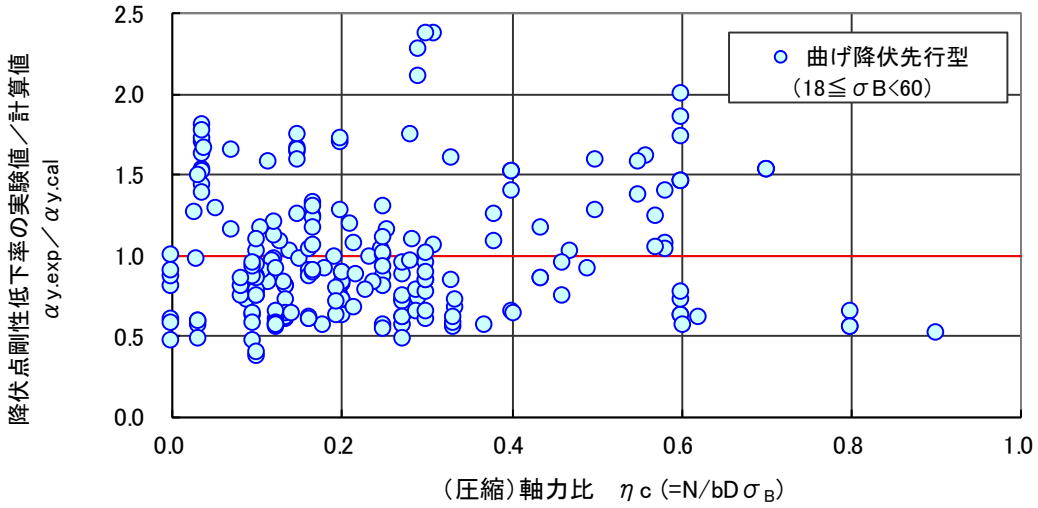


図 4.5.45　降伏点剛性低下率（実験値／計算値）－圧縮軸力比関係（曲げ降伏先行型）

4.6　せん断破壊型の評価式とその精度

ここでは，原則として，引用した論文においてせん断破壊に至ったと報告のあった実験データを収集層別し，各構造性能に関する評価式の精度検証を行った結果を，以下に示す。本節で評価式の精度検証に用いる試験体のコンクリート強度の範囲は $18 \leqq \sigma_B < 60$ N/mm^2 とした。鉄筋については範囲を絞っていない。使用した評価式は，おおむね 4.5　曲げ降伏先行型の評価式とその精度に示した式と同様であるため，ここでは式の表記を割愛する。

4.6.1　曲げひび割れ強度（弾性限界点）

a. 曲げひび割れ強度　(4.5.1)式による。

b. 実験値と計算値の比較

曲げひび割れ強度の実験値と計算値(4.5.1)式との比較を，図 4.6.1 および表 4.6.1 に示す。合わせて，実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数，平均値，変動係数，最大値，最小値および±30%以内のデータ割合を示す。なお，引張軸力時のデータは削除している。

有効と判断したデータは 90 体であった（本節で対象とする $18 \leqq \sigma_B < 60$ N/mm^2 の試験体 321 体のうち約 28%)。実験値／計算値の平均値は 1.43 であった。実験値／計算値の基準値（1.00）に対して±30%以内に含まれるデータは，全体の 51.1%に留まった。変動係数も 70.7%であり，ばらつきは大きい。しかしながら，4.5.1 に示した曲げ降伏先行型と同程度の精度を示した。せん断破壊型の場合も，せん断ひび割れが先行しない場合には，ひび割れ発生までの弾性状態では，せん断破壊型と曲げ降伏先行型に大きな違いがないと考えられる。

表 4.6.1　曲げひび割れ強度の実験値／計算値に関する統計データ（せん断破壊型）

曲げひび割れ強度（実験値／計算値）データ: せん断破壊型柱部材						
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内
全体	90	1.43	70.7%	5.92	0.19	51.1%

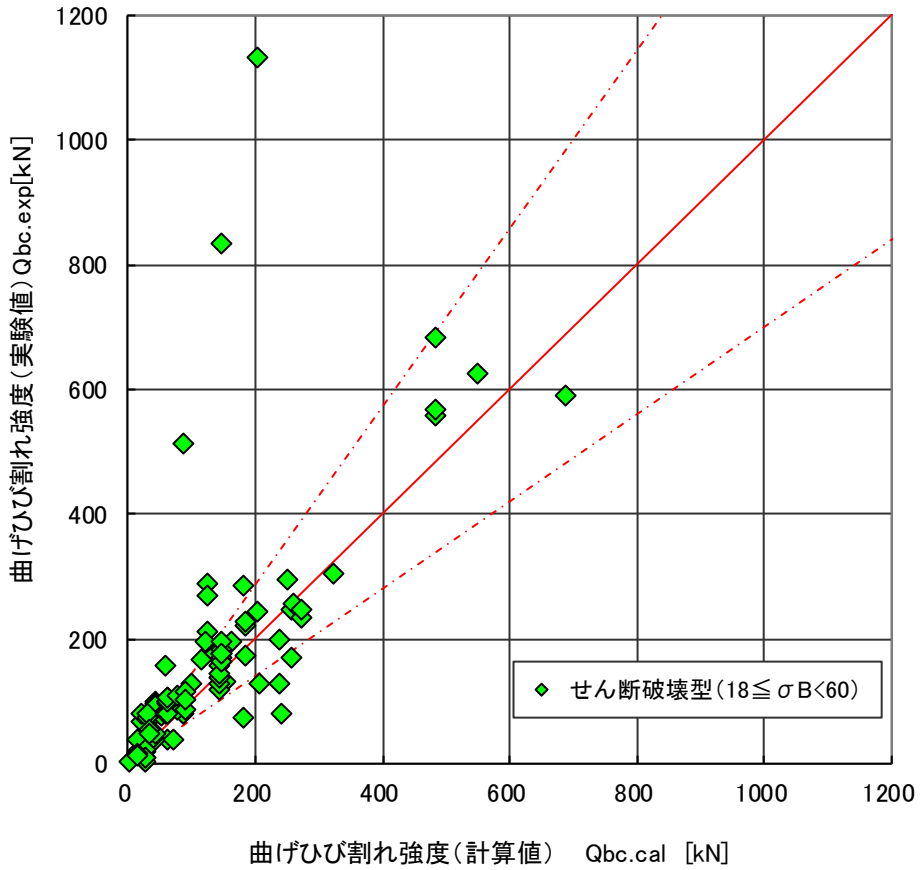


図 4.6.1　曲げひび割れ強度の実験値と計算値の比較（せん断破壊型）

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 4.6.2 から図 4.6.6 に，曲げひび割れ強度の実験値／計算値とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比,圧縮軸力比およびせん断補強筋比関係を示す。

せん断スパン比とせん断補強筋比には，やや相関が見られた。軸力が 0 の場合の方がばらつきが大きかった。これは，縮小試験体における実験前までの試験体の乾燥収縮なの影響も含まれていると考えられる。特に，実験開始時におけるひび割れについて，荷重作用によって生じたものかを判別するために，実験前の確認を行うことに加え，その取扱いについての違いも実験データのばらつきに含まれていると考えられる。

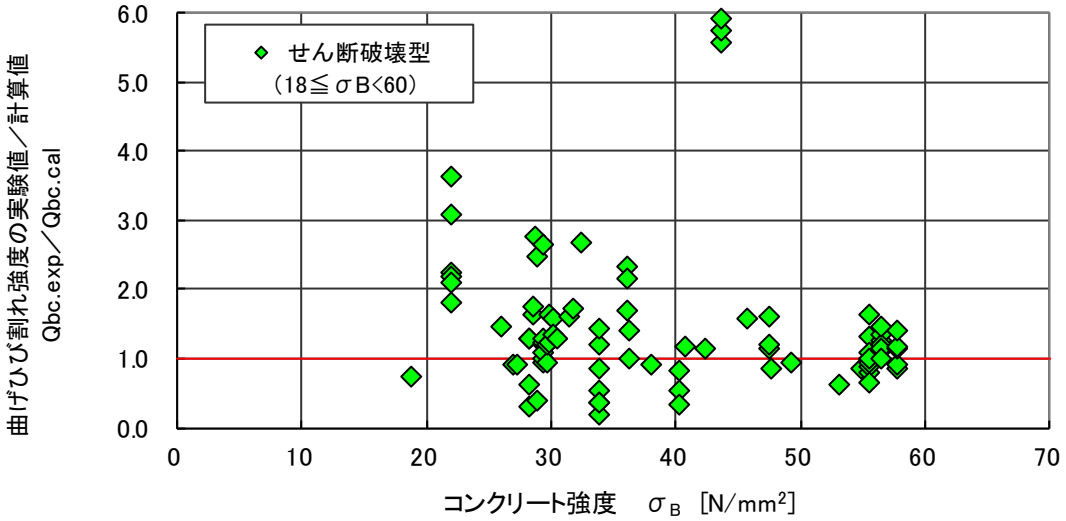


図 4.6.2　曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（せん断破壊型）

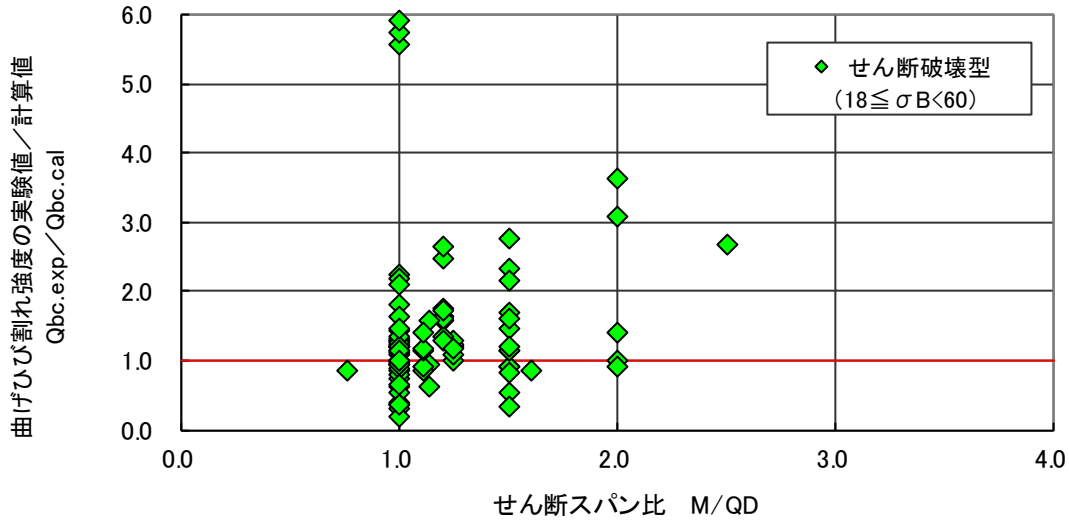


図 4.6.3　曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（せん断破壊型）

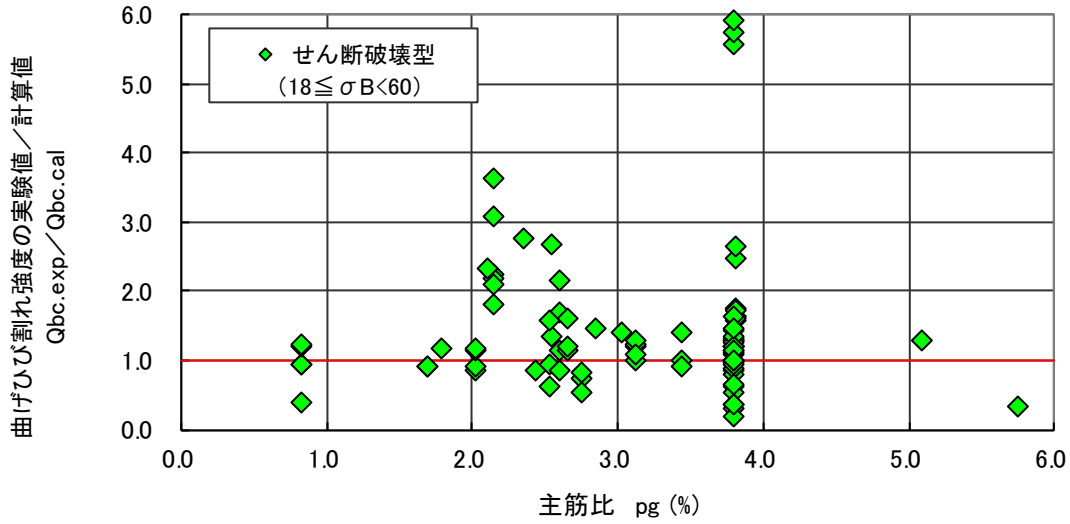


図 4.6.4　曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－主筋比関係（せん断破壊型）

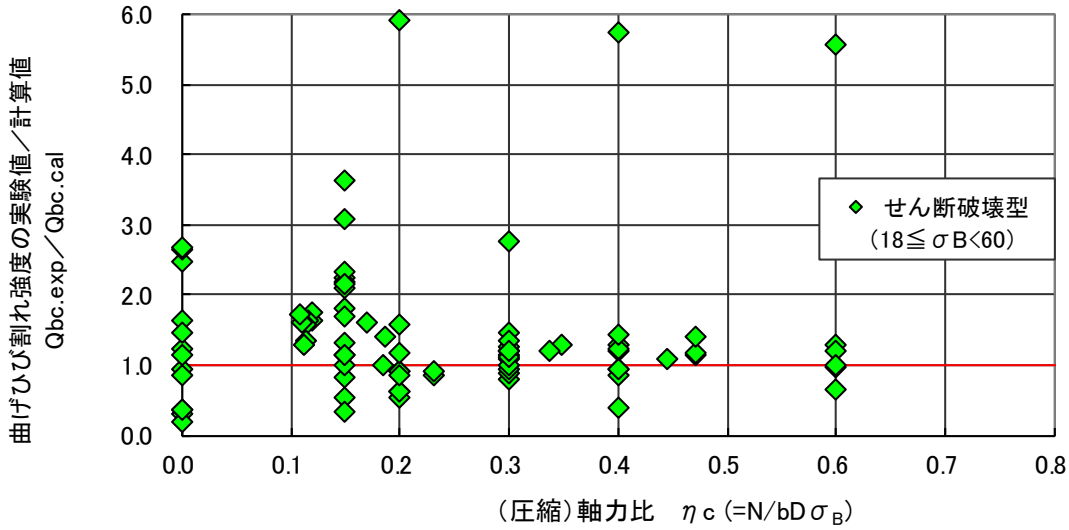


図 4.6.5　曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－圧縮軸力比関係（せん断破壊型）

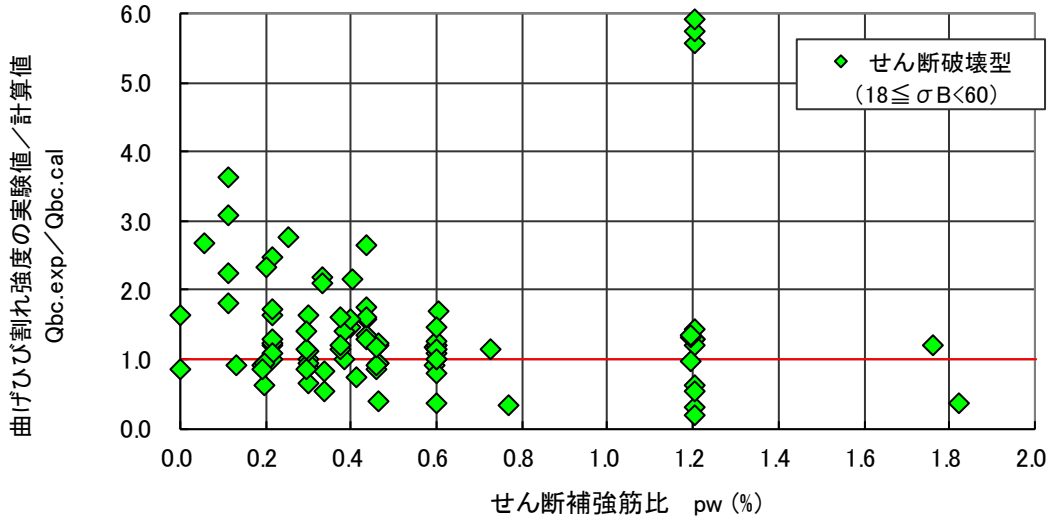


図 4.6.6　曲げひび割れ強度の（実験値／計算値）－せん断補強筋比関係（せん断破壊型）

4.6.2　弾性剛性（弾性限界点）

a.　弾性剛性（曲げ剛性＋せん断剛性の平方和）　(4.5.2)式による。

b.　実験値と計算値の比較

弾性剛性の実験値と計算値(4.5.2)式との比較を図 4.6.7 および表 4.6.2 に示す。合わせて，実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数，平均値，変動係数，最大値，最小値および±30%以内のデータ割合を示す。

有効なデータは 22 であり，本節で対象とする $18 \leqq \sigma_B < 60$ N/mm^2 の試験体 321 体のうち約 6.8%であった。変動係数は 30%を超えており，ばらつきが大きいが，総じて実験値／計算値の平均値は 0.60 であり，曲げ降伏先行型と類似する結果となった。鉄筋コンクリート部材が，部材自体が連続している構造物であると考えると，従来通りに剛域入り込みの概念を用いて部材長さを内法スパンよりもやや長く評価することが必要であると考えられる。

表 4.6.2　弾性剛性の実験値／計算値に関する統計データ（せん断破壊型）

弾性剛性（実験値／計算値）データ:せん断破壊型柱部材						
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内
全体	22	0.60	41.4%	1.17	0.13	31.8%

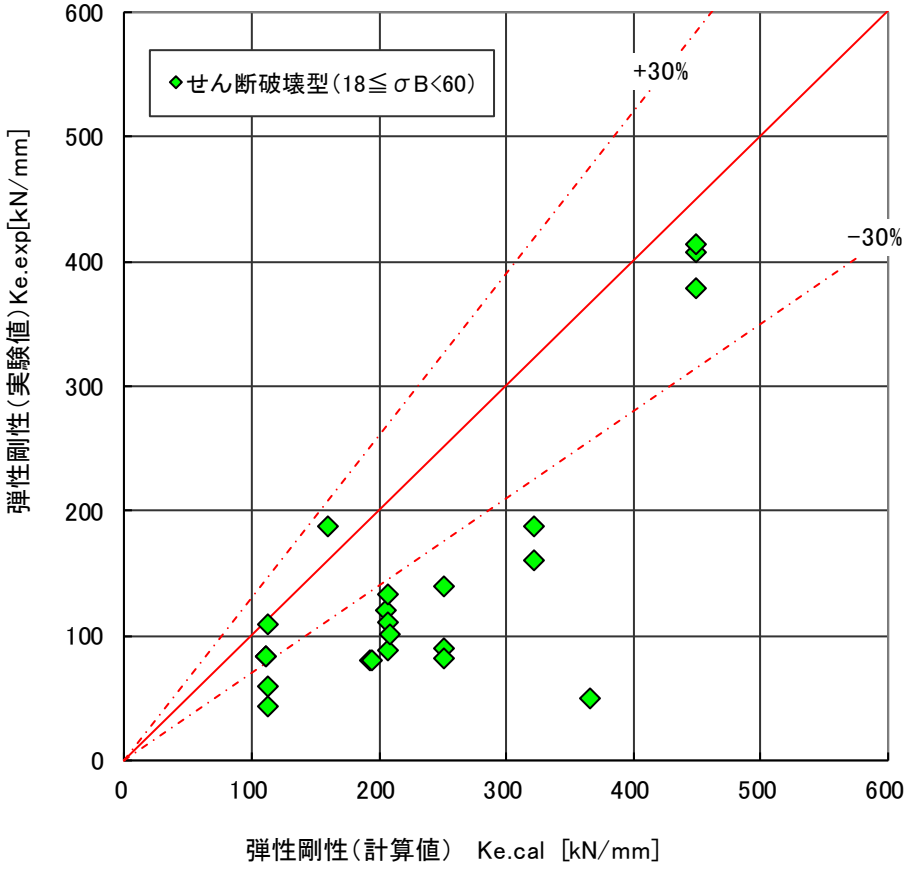


図 4.6.7　弾性剛性の実験値と計算値の関係

c.　実験値／計算値の影響因子分析

図 4.6.8 から図 4.6.12 に，弾性剛性の実験値／計算値とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比，圧縮軸力比およびせん断補強筋比関係を示す。

いずれの因子も明確な相関は見られなかった。主筋比は断面２次モーメントに影響するが，全体的にデータにばらつきがみられるため，明確な相関は見いだせないが，柱主筋比が大きい場合ほど，初期剛性の実験値／計算値が 1.0 に近づく傾向がある。

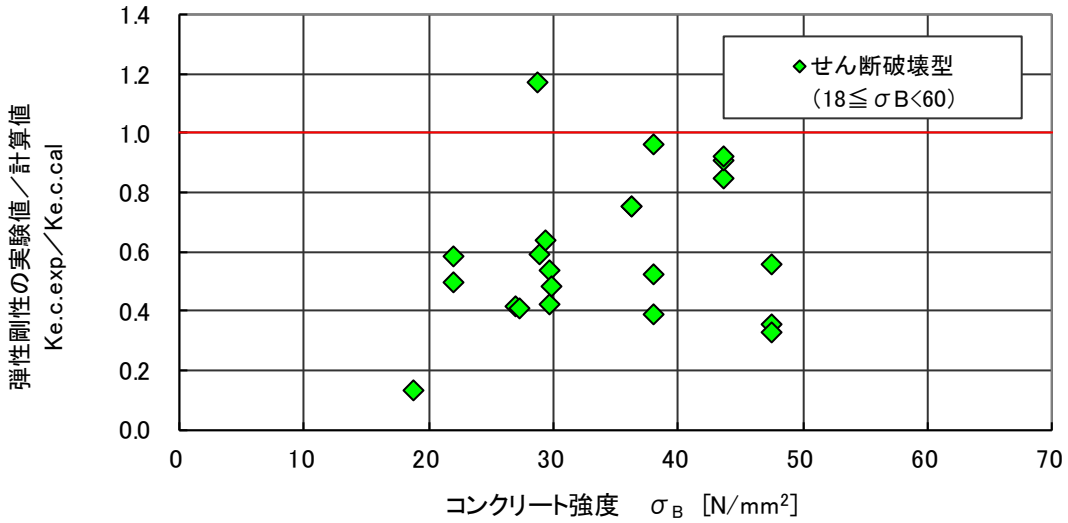


図 4.6.8　弾性剛性（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（せん断破壊型）

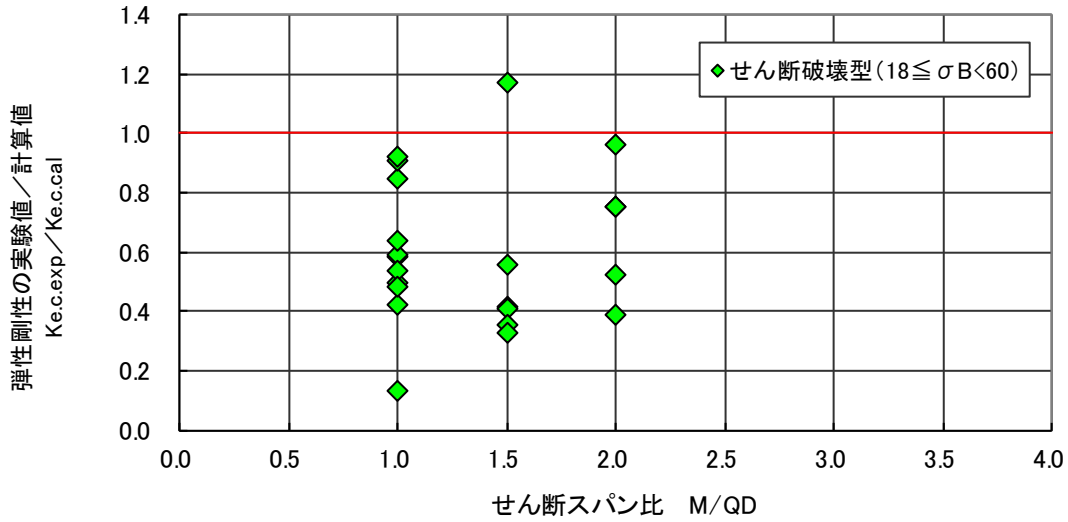


図 4.6.9　弾性剛性（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（せん断破壊型）

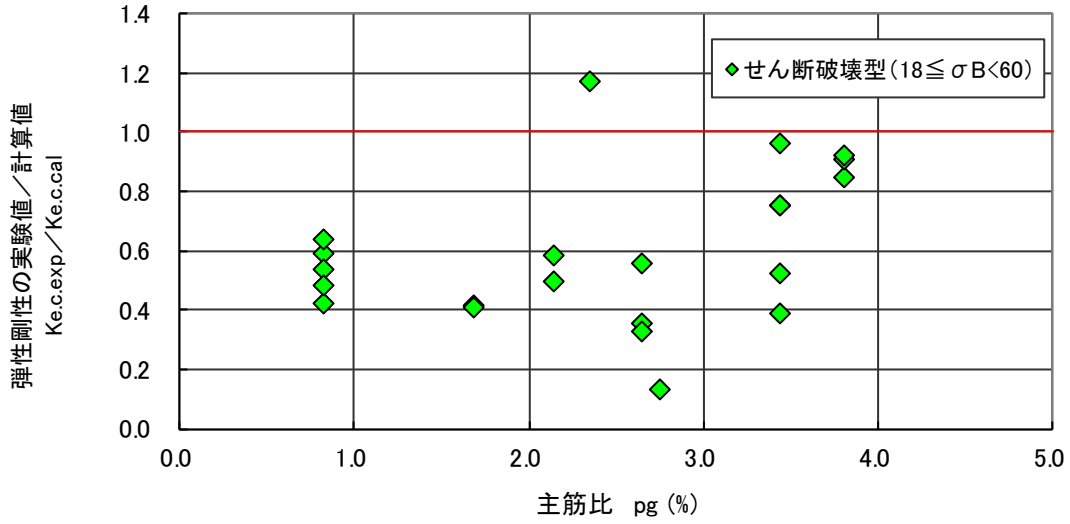


図 4.6.10　弾性剛性（実験値／計算値）－主筋比関係（せん断破壊型）

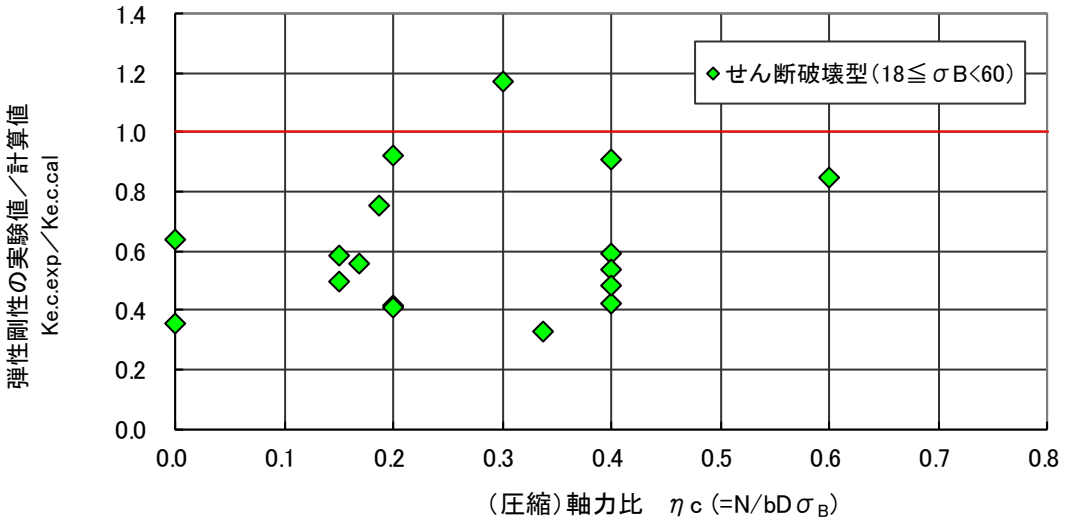


図 4.6.11　弾性剛性（実験値／計算値）－圧縮軸力比関係（せん断破壊型）

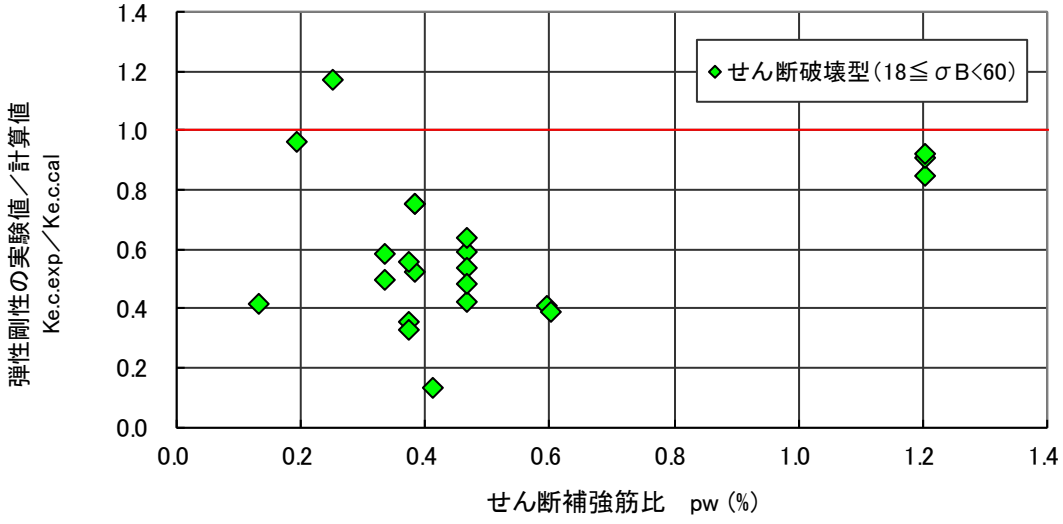


図 4.6.12　弾性剛性（実験値／計算値）－せん断補強筋比関係（せん断破壊型）

4.6.3　せん断ひび割れ強度（基準式）

a.　せん断ひび割れ強度（建築物の構造関係技術基準解説書）(4.5.3)式

b.　実験値と計算値の比較

せん断ひび割れ強度の実験値と計算値(4.5.3)式との比較を図 4.6.13 および表 4.6.3 に示す。合わせて，実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数，平均値，変動係数，最大値，最小値および±30%以内のデータ割合を示す。

表 4.6.3　せん断ひび割れ強度の実験値／計算値に関する統計データ（せん断破壊型）

せん断ひび割れ強度(実験値／計算値) データ:せん断破壊型柱部材						
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内
全体	117	1.41	20.0%	2.26	0.81	34.2%

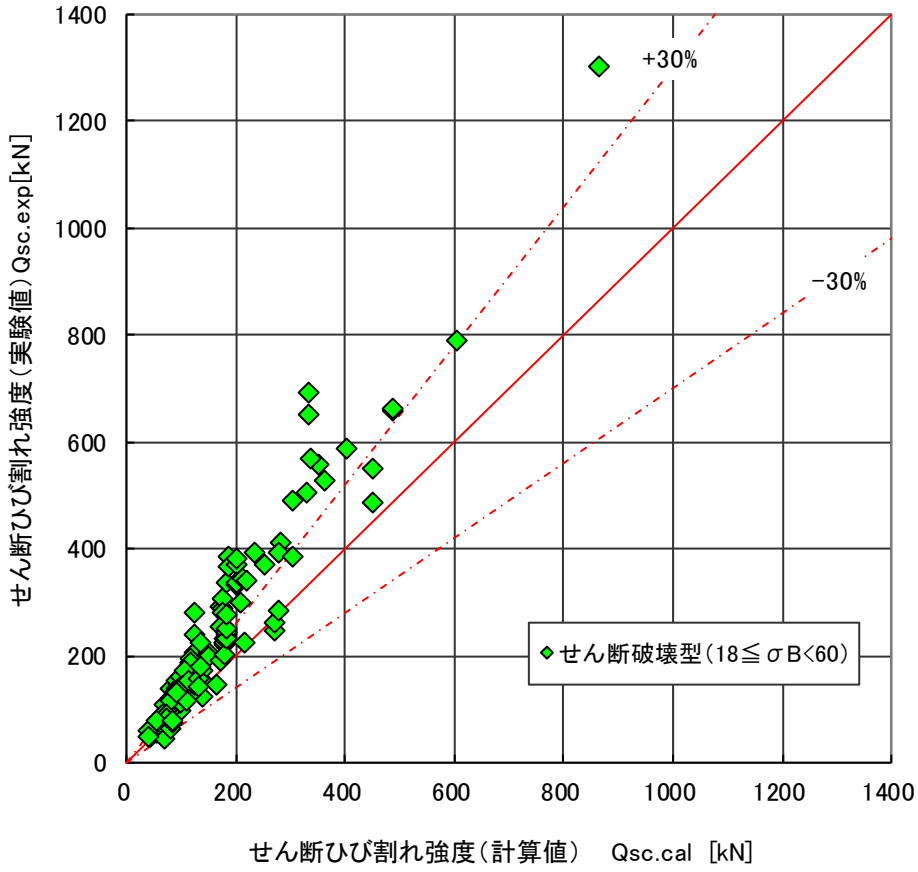


図 4.6.13　せん断ひび割れ強度の実験値と計算値の比較（せん断破壊型）

c.　実験値／計算値の影響因子分析

図 4.6.14 から図 4.6.18 に，せん断ひび割れ強度の実験値／計算値（基準式）とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比，圧縮軸力比およびせん断補強筋比関係を示す。

コンクリート強度については，せん断ひび割れ断強度の実験値／計算値との相関が見られた。また，圧縮軸力比については，計算式で定めている圧縮軸力比の上限値 0.4 を上回るデータは，せん断ひび割れ強度（計算値）と実験値の比が 1.0 に近づく傾向が見られた。他の因子については，明確な相関は見られなかった。

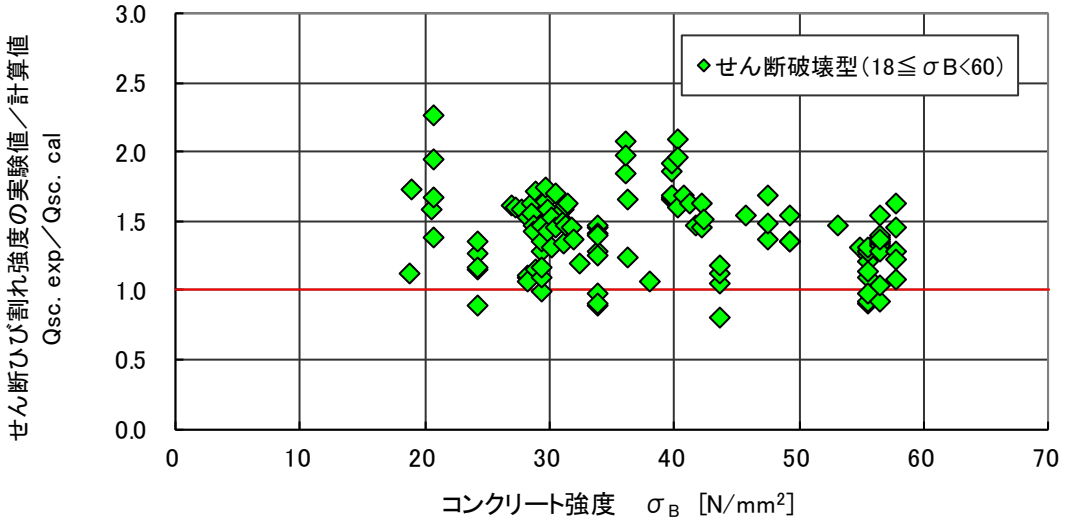


図 4.6.14　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（せん断破壊型）

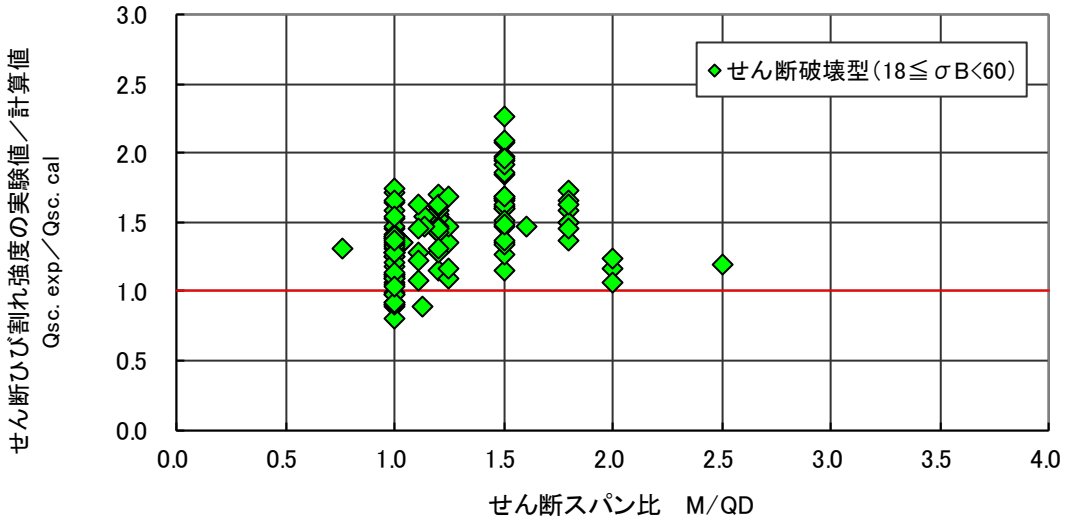


図 4.6.15　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（せん断破壊型）

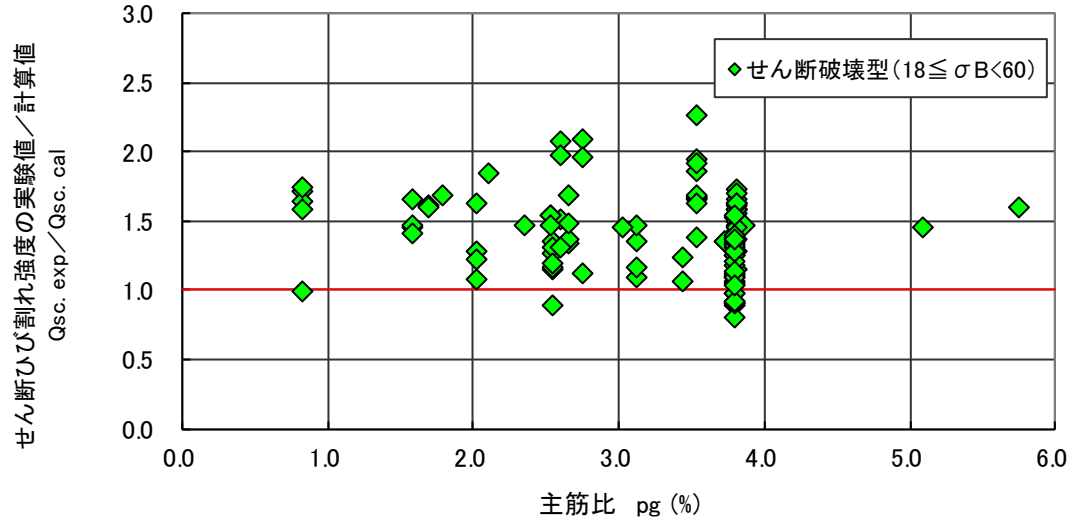


図 4.6.16　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－主筋比関係（せん断破壊型）

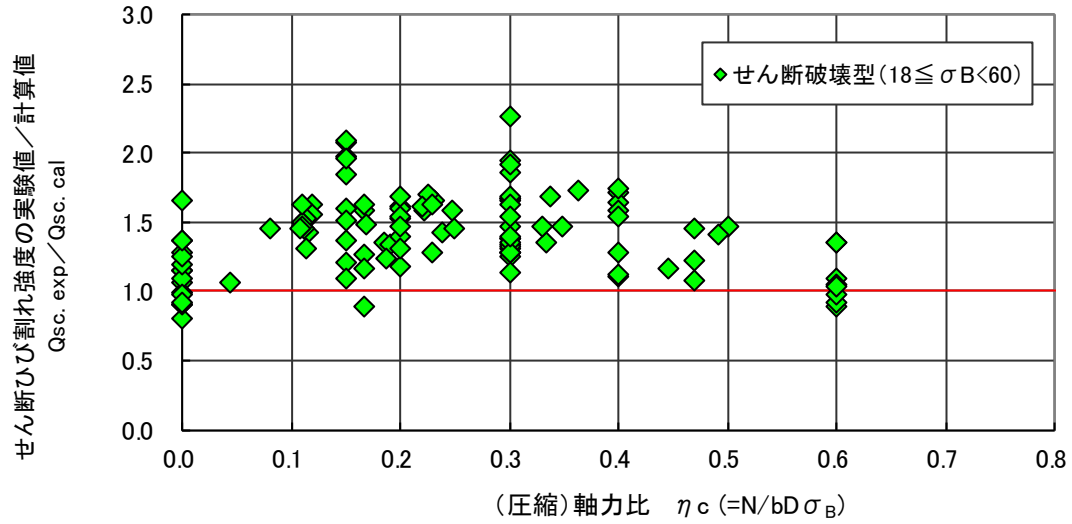


図 4.6.17　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－圧縮軸力比関係（せん断破壊型）

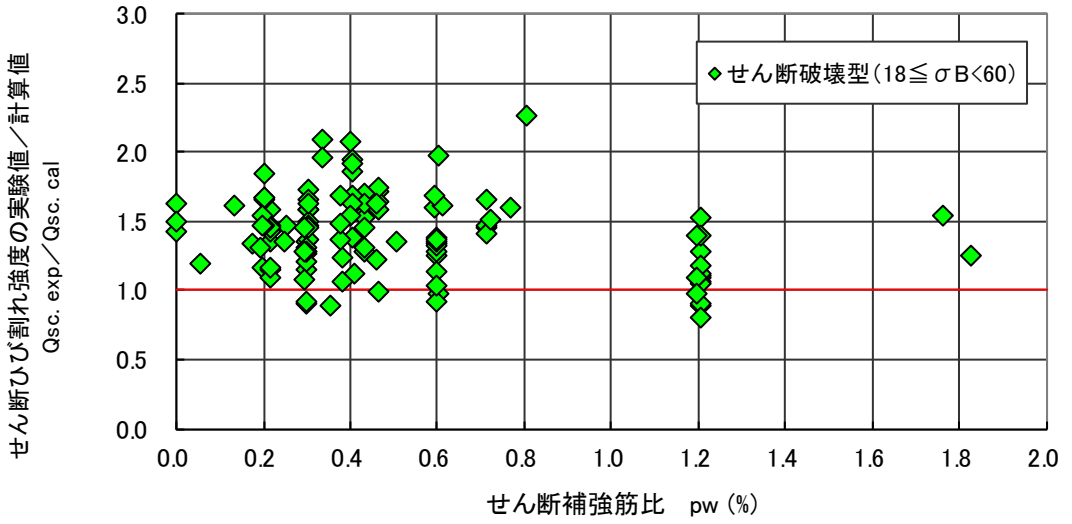


図 4.6.18　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断補強筋比関係（せん断破壊型）

4. 6. 4　せん断ひび割れ強度（靭性指針式）

a.　せん断ひび割れ強度（靭性指針式）　(4.5.4)式

b.　実験値と計算値の比較

せん断ひび割れ強度の実験値と計算値(4.5.4)式との比較を図 4.6.19 および表 4.6.4 に示す。合わせて，実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数，平均値，変動係数，最大値，最小値および±30 以内のデータ割合を示す。

(4.5.4)式の靭性指針式を適用した場合には，(4.5.3)式に比べ，変動係数が減少していることが大きな特徴として挙げられる。ここでは耐力係数 φ=0.51 としているが，φ=1.0 とすると，実験値／計算値の平均値は，ほぼ 1.00 となると考えられる。設計式としての下限式として設定するか，平均値式として設定するかによって，耐力係数を設定することが可能である。

表 4.6.4　せん断ひび割れ強度の実験値／計算値に関する統計データ（せん断破壊型）

せん断ひび割れ強度(実験値／計算値) データ:せん断破壊型柱部材						
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内
全体	117	2.18	17.1%	3.45	1.33	0.0%

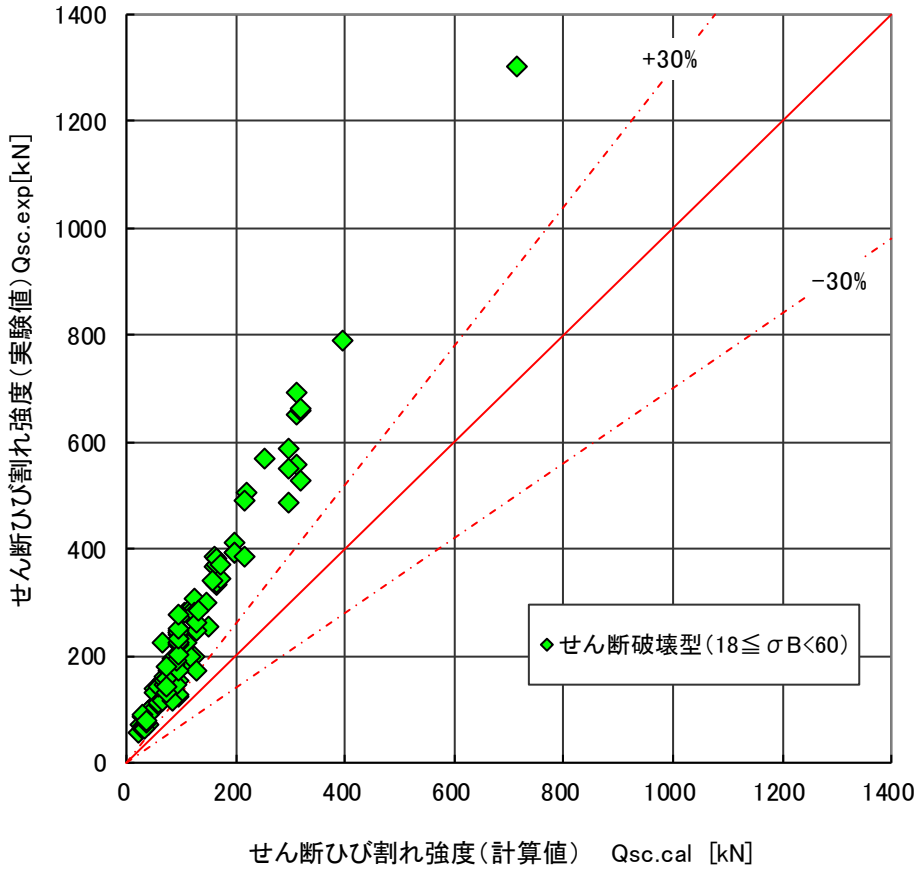


図 4.6.19　せん断ひび割れ強度の実験値と計算値（靭性指針式）の比較（せん断破壊型）

c.　実験値／計算値の影響因子分析

図 4.6.20 から図 4.6.24 に，せん断ひび割れ強度の実験値／計算値（靭性指針式）とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比圧縮軸力比およびせん断補強筋比関係を示す。

せん断スパン比および圧縮軸力比には，靭性指針式によるせん断ひび割れ断強度の実験値／計算値と相関があることが分かった。ほかの因子とは相対的に大きな相関は見られなかった。靭性指針式は圧縮軸力の影響が考慮されているため，せん断スパン比の効果を考慮するとさらに精度が向上すると考えられる。この結果は，曲げ降伏先行型のデータの分析と一致する。

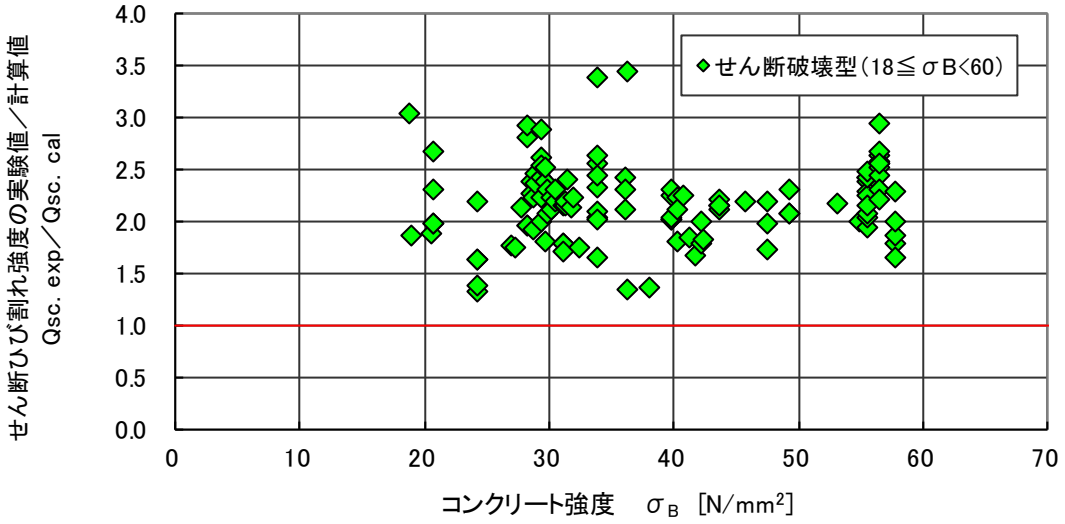


図 4.6.20　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（せん断破壊型）

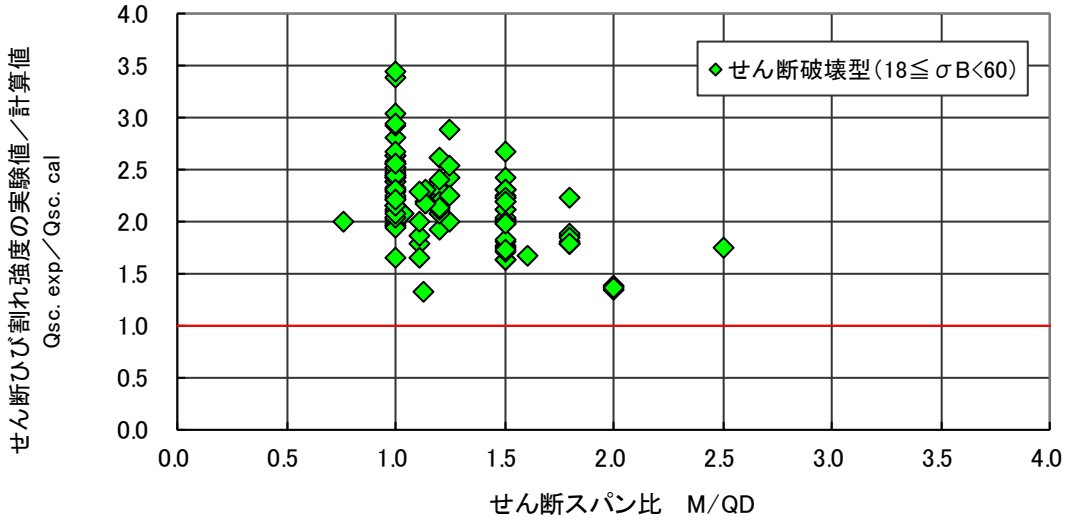


図 4.6.21　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（せん断破壊型）

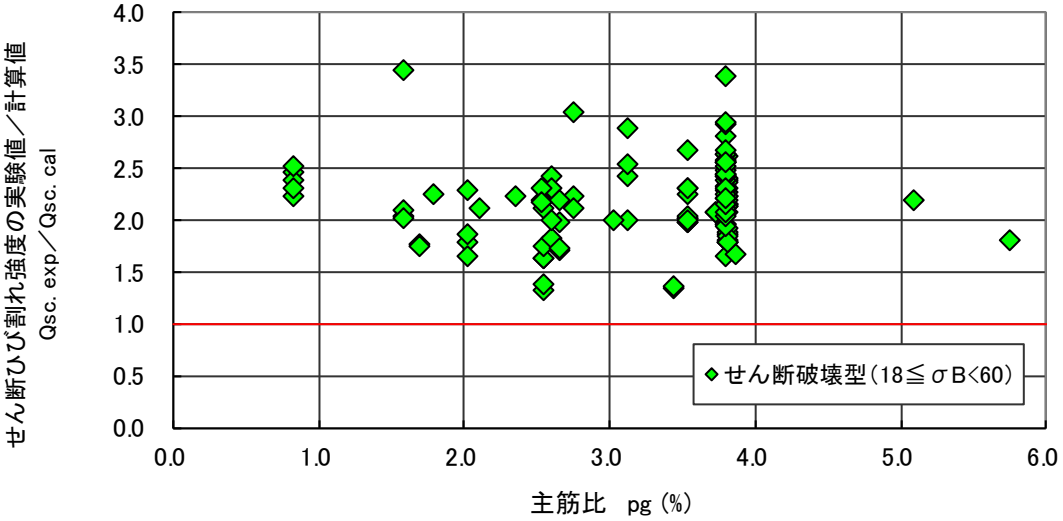


図 4.6.22　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－主筋比関係（せん断破壊型）

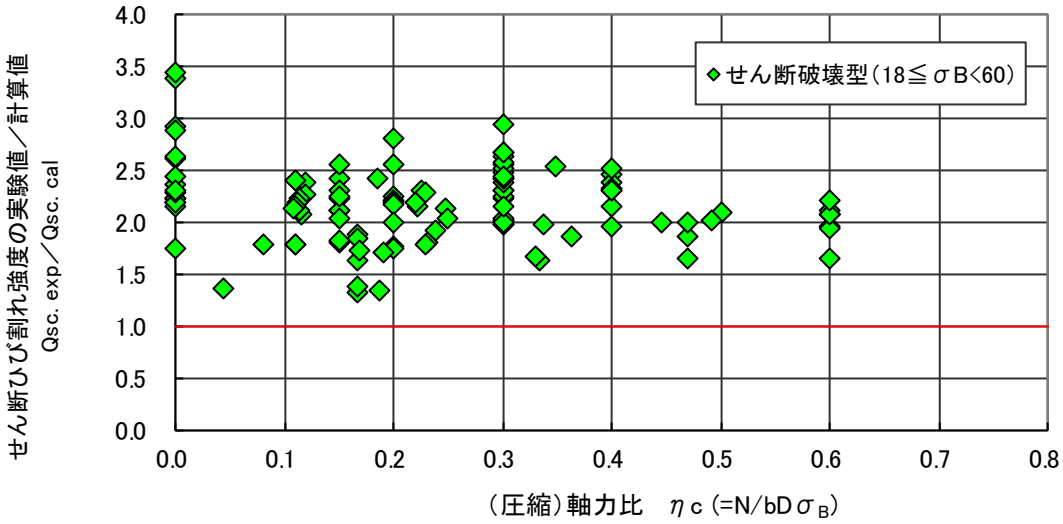


図 4.6.23　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－圧縮軸力比関係（せん断破壊型）

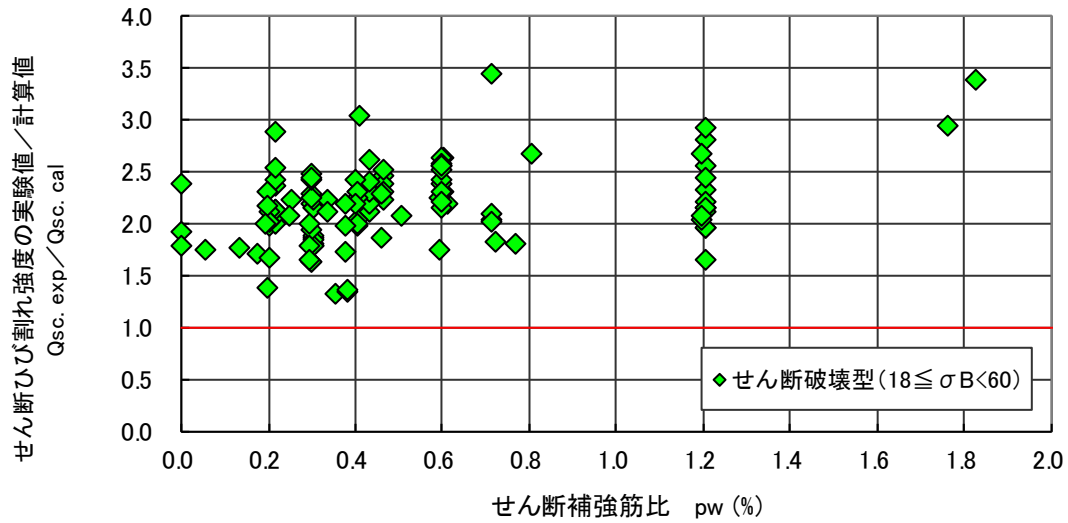


図 4.6.24　せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断補強筋比関係（せん断破壊型）

4.6.5　せん断強度（基準下限式）

a.　せん断強度（建築物の構造関係技術基準解説書）　　(4.5.6)式

b.　実験値と計算値の比較

せん断強度の実験値と計算値(4.5.6)式（基準下限式）との比較を図 4.6.25 および表 4.6.5 に示す。合わせて，実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数，平均値，変動係数，最大値，最小値，±30%以内のデータ割合および実験値／計算値<1.00 の割合を示す。

ここで取り扱うデータはせん断破壊型のデータである。実験値は，せん断破壊として報告された実験データを用いている。

基準下限式である(4.5.6)式は，実験データを適切に評価し，実験値／計算値の平均値は 1.57，変動係数 16.3%の安定した評価精度を示した。特に，実験値／計算値が 1.00 に満たなかったデータは，全体の 0.33%であり，RC 柱部材のせん断強度の設計式として適切であることが確認された。以下に，実験値／計算値の影響因子分析を示す。

表 4.6.5　せん断強度の実験値／計算値（基準下限式）に関する統計データ（せん断破壊型）

せん断終局強度(実験値／計算値)　基準下限式(4.5.6)式データ:せん断破壊型柱部材							
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内	実/計<1.00
全体	299	1.57	16.3%	2.37	0.997	12.7%	0.33%

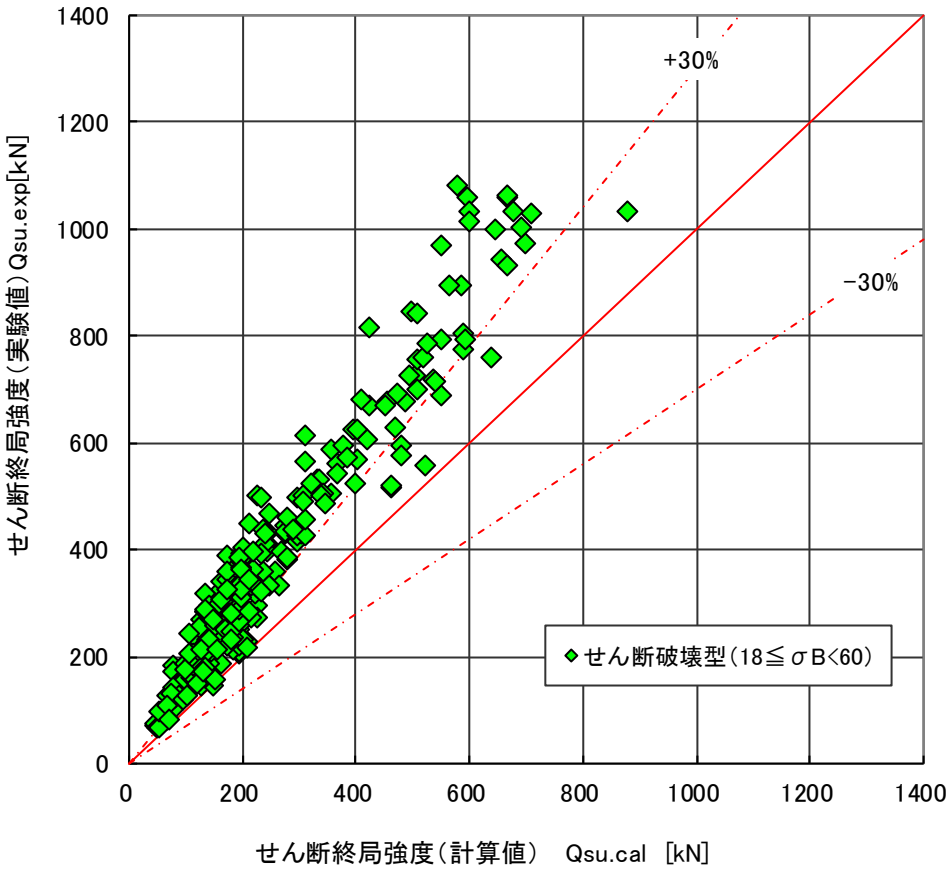


図 4.6.25　せん断強度の実験値と計算値（下限式）の比較（せん断破壊型）

c.　実験値／計算値の影響因子分析

図 4.6.26 から図 4.6.31 に，せん断強度（実験値／計算値）（基準下限式）とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比，圧縮軸力比，せん断補強筋比，せん断補強筋強度関係を示す。

せん断強度式として使用した基準法下限式(4.5.6)式について，実験値／計算値に関する影響因子の分析を行った結果，以下のことが分かった。

(4.5.6)式は，上述の 6 つの因子を適切に強度式の中に反映されているため，図 4.6.26～図 4.6.31 に示したグラフには，明確なデータの偏りや傾きは見られない。しいて言うと，主筋比，せん断補強筋比に比例して，実験値／計算値がやや増加傾向にあることである。

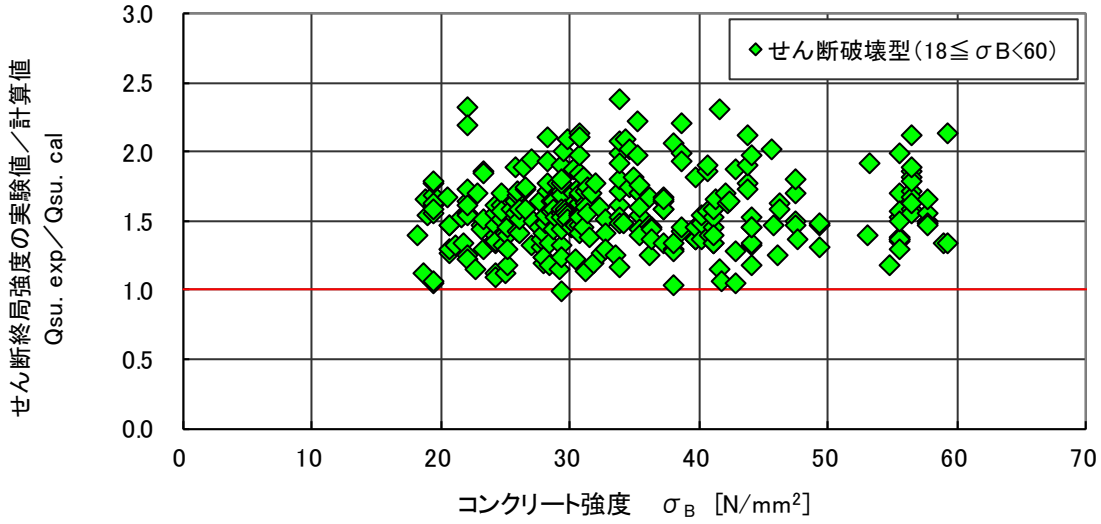


図 4.6.26　せん断強度（実験値／計算値：基準下限式）－コンクリート強度関係（せん断破壊型）

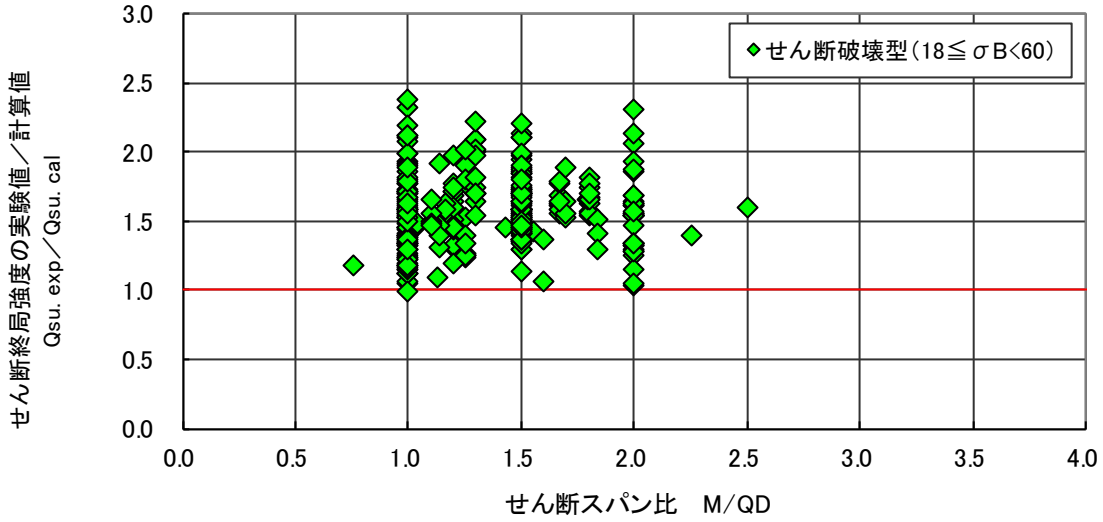


図 4.6.27　せん断強度（実験値／計算値：基準下限式）－せん断スパン比関係（せん断破壊型）

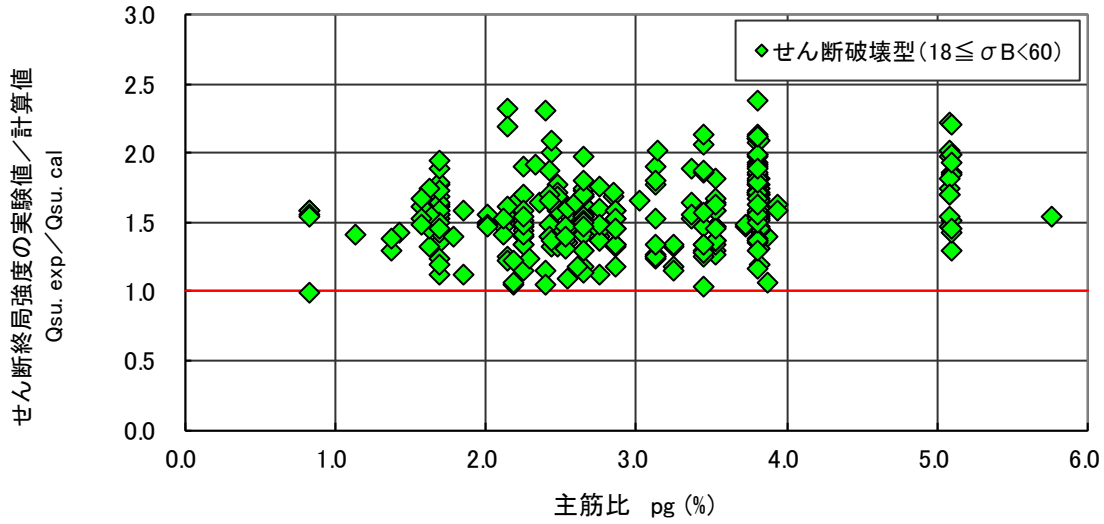


図 4.6.28　せん断強度（実験値／計算値：基準下限式）－主筋比関係（せん断破壊型）

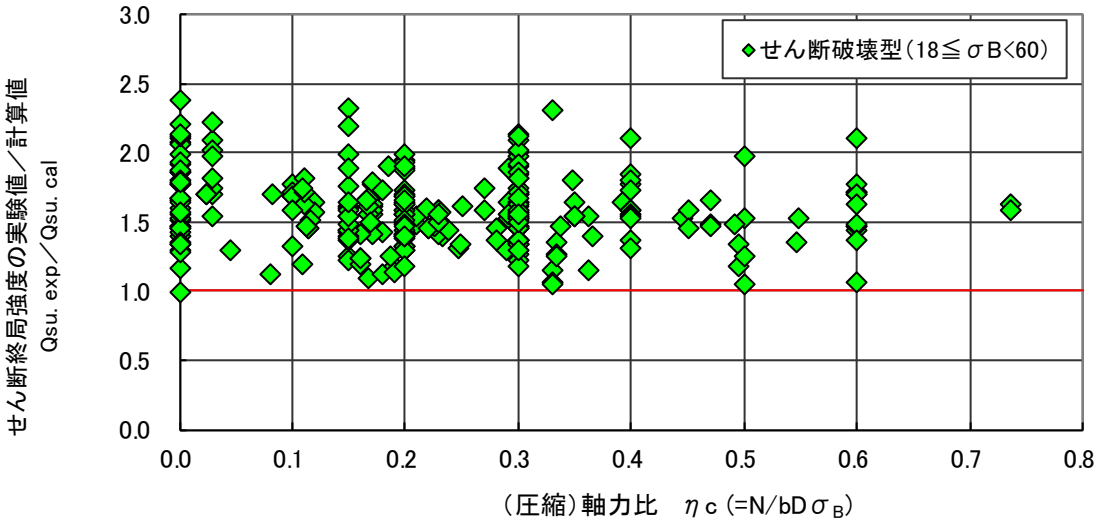


図 4.6.29　（実験値／計算値：基準下限式）－圧縮軸力比関係（せん断破壊型）

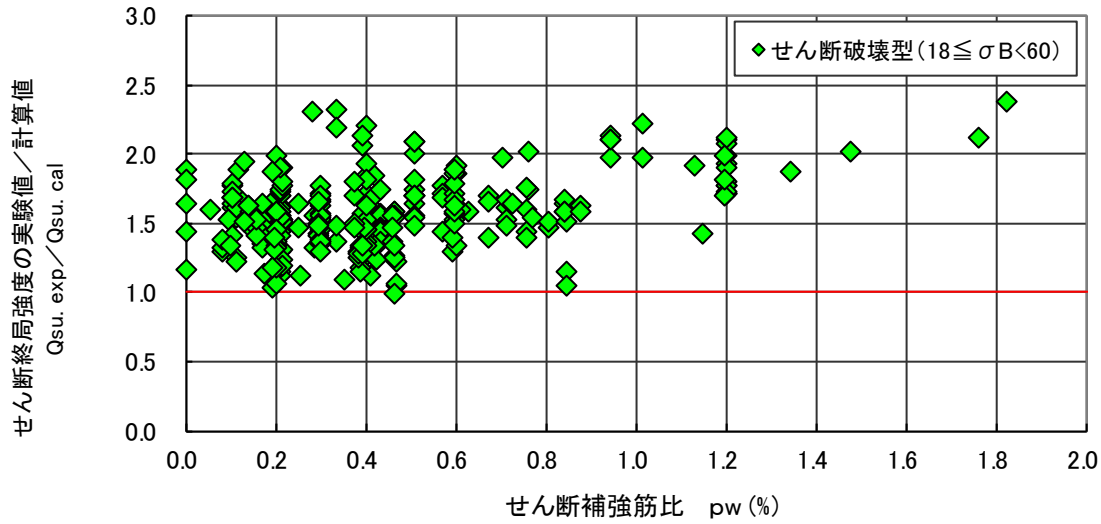


図 4.6.30　せん断強度（実験値／計算値：基準下限式）－せん断補強筋比関係（せん断破壊型）

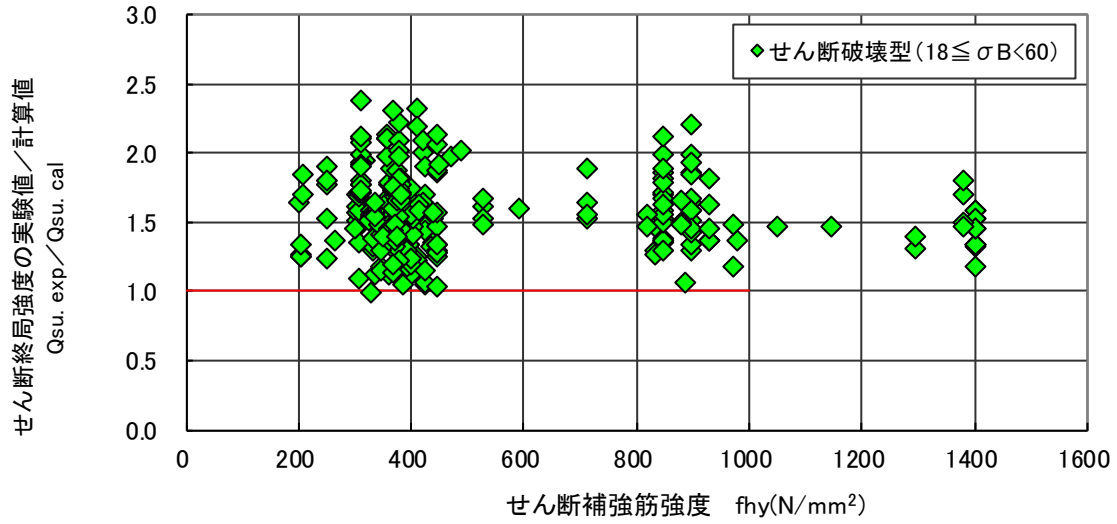


図 4.6.31　せん断強度（実験値／計算値：基準下限式）－せん断補強筋強度関係（せん断破壊型）

4.6.6　せん断強度（基準平均値式）

a. せん断強度（建築物の構造関係技術基準解説書）　(4.5.7)式

b. 実験値と計算値の比較

せん断強度の実験値と計算値(4.5.7)式（基準平均値式）との比較を，f'c60 以上と f'c60 未満のデータに層別し，図 4.6.32 および表 4.6.6 に示す。合わせて，実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数，平均値，変動係数，最大値，最小値，±30%以内のデータ割合および実験値／計算値<1.00 の割合を示す。

ここで取り扱うデータはせん断破壊型のデータである。実験値は，せん断破壊として報告された実験データを用いている。

基準平均値式である(4.5.7)式は, 実験データを適切に評価し, 実験値／計算値の平均値は 1.38, 変動係数 16.8%の安定した評価精度を示した。特に，実験値／計算値が 1.00 に満たなかったデータは，全体の 4.35%であり，RC 柱部材のせん断強度の設計式として 5%下限とすると，設計式としての適用も十分に可能であることが確認された。以下に，実験値／計算値の影響因子分析を示す。

表 4.6.6　せん断強度の実験値／計算値（基準平均値式）に関する統計データ（せん断破壊型）

せん断終局強度(実験値／計算値)　基準平均値式(4.5.7)式データ:せん断破壊型柱部材							
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内	実/計<1.00
全体	299	1.38	16.8%	2.31	0.85	37.5%	4.35%

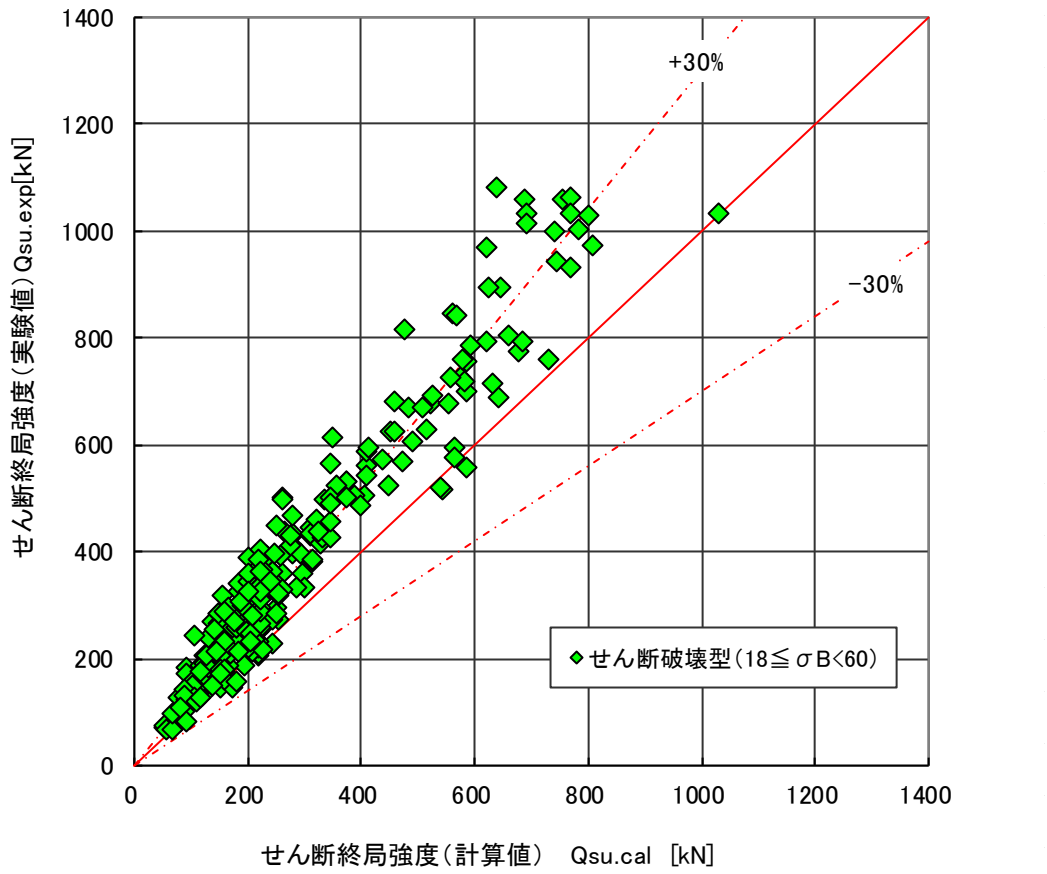


図 4.6.32　せん断強度の実験値と計算値（平均値式）の比較（せん断破壊型）

c.　実験値／計算値の影響因子分析

図 4.6.33 から図 4.6.38 に，せん断強度（実験値／計算値）（基準平均値式）とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比,圧縮軸力比，せん断補強筋比，せん断補強筋強度関係を示す。

せん断強度式として使用した基準法下限式(4.5.7)式について，実験値／計算値に関する影響因子の分析を行った結果，以下のことが分かった。

(4.5.7)式は，(4.5.6)式と同様に上述の 6 つの因子を適切に強度式の中に反映されているため，図 4.6.33～図 4.6.38 に示したグラフには，明確なデータの偏りや傾きは見られない。しいて言うと，主筋比，せん断補強筋比に比例して，実験値／計算値がやや増加傾向にあることである。

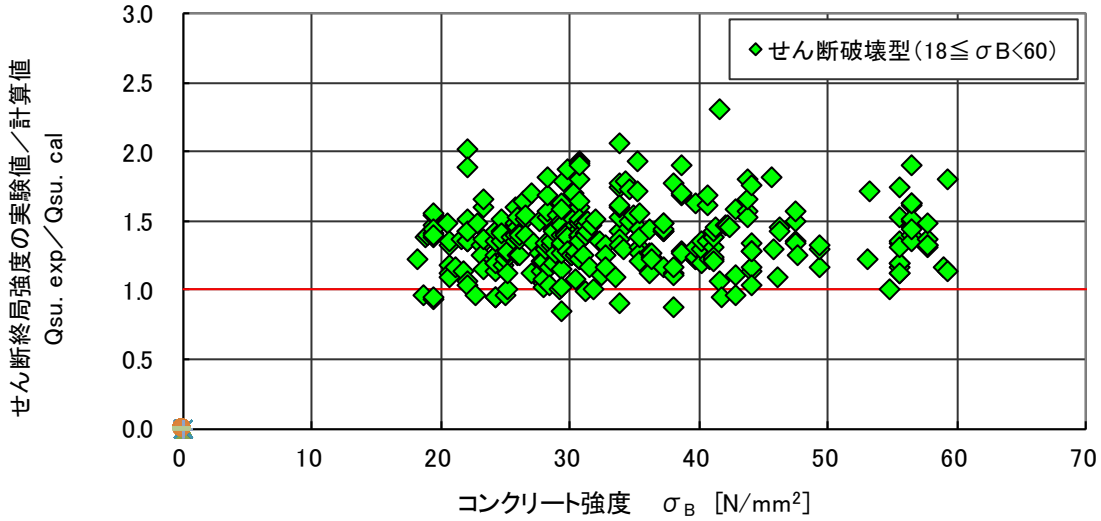


図 4.6.33　せん断強度（実験値／計算値：基準平均値式）－コンクリート強度関係（せん断破壊型）

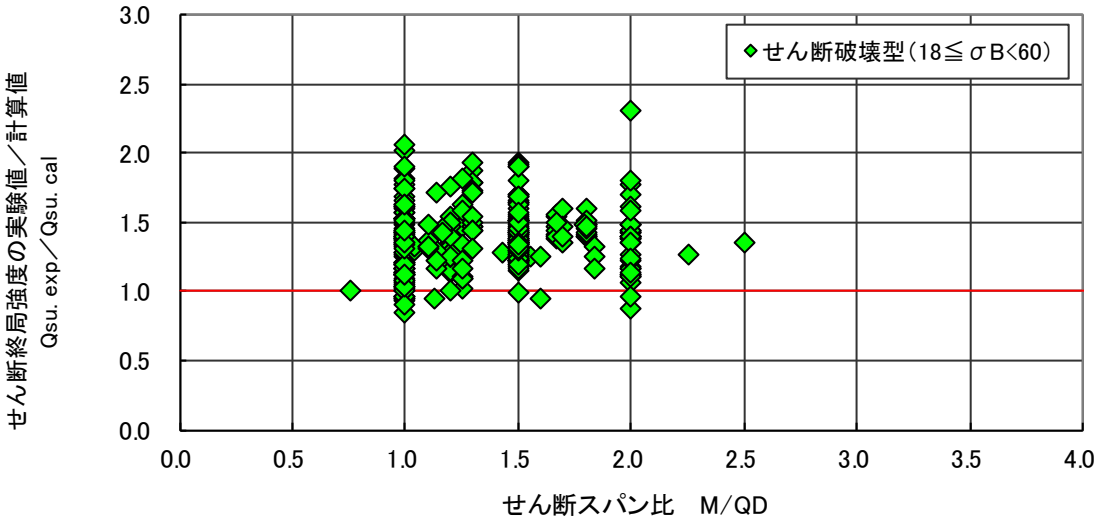


図 4.6.34　せん断強度（実験値／計算値：基準平均値式）－せん断スパン比関係（せん断破壊型）

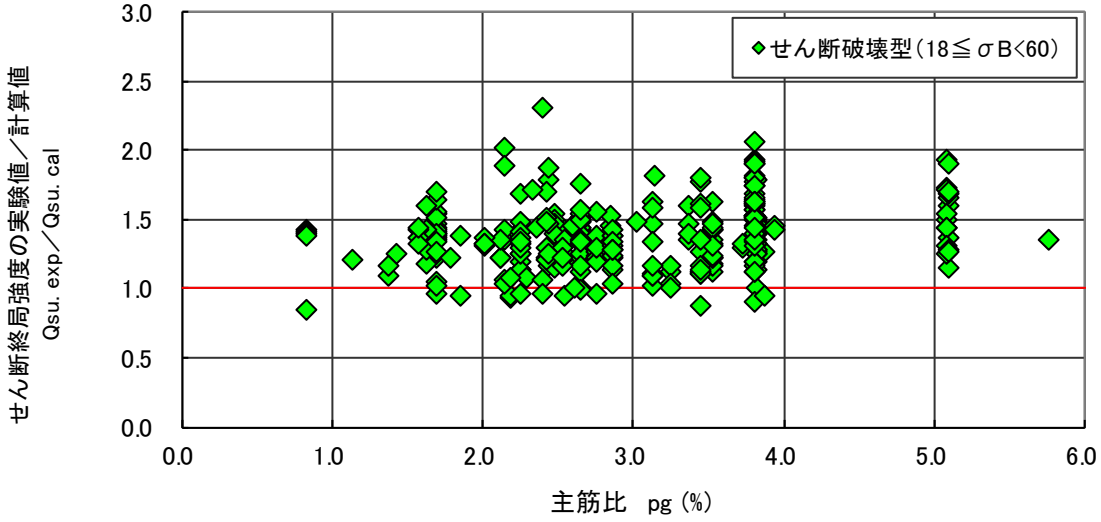


図 4.6.35　（実験値／計算値：基準平均値式）－主筋比関係（せん断破壊型）

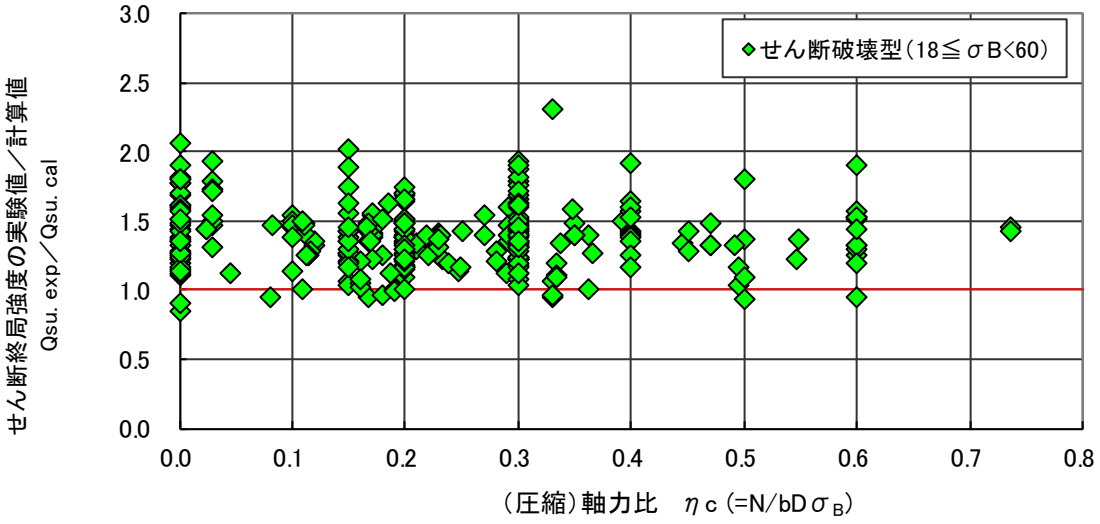


図 4.6.36　せん断強度（実験値／計算値：基準平均値式）－圧縮軸力比関係（せん断破壊型）

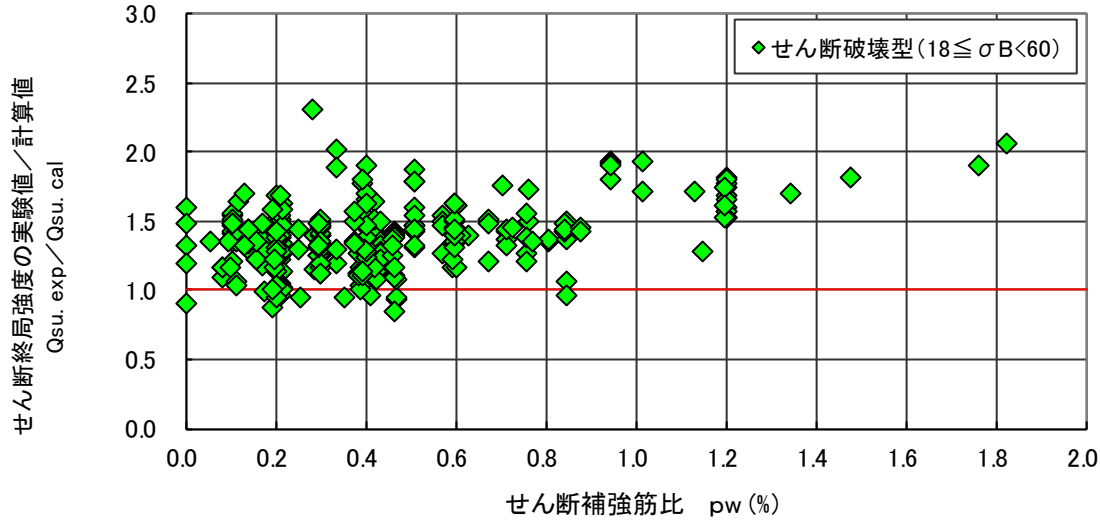


図 4.6.37　せん断強度（実験値／計算値：基準平均値式）－せん断補強筋比関係（せん断破壊型）

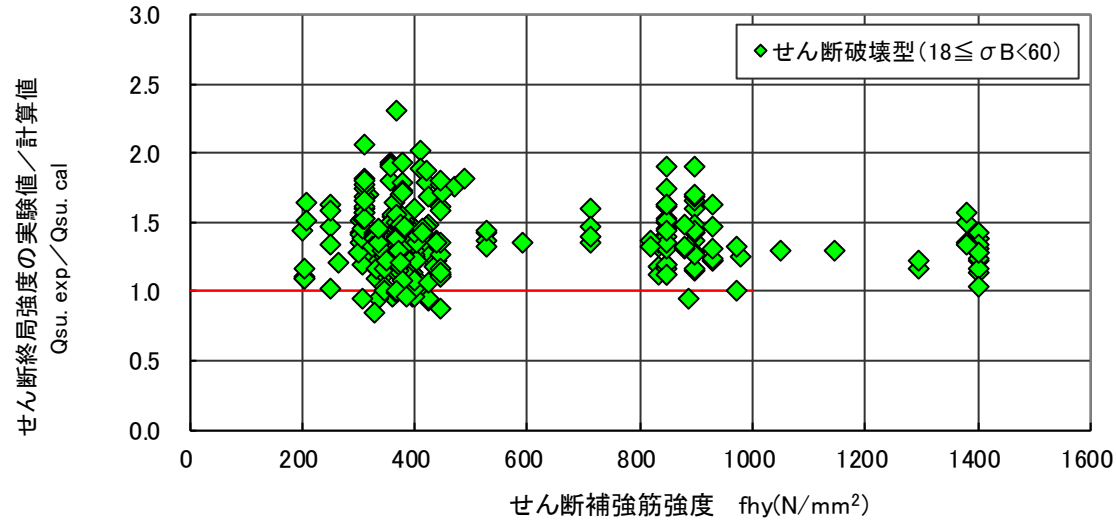


図 4.6.38　せん断強度（実験値／計算値：基準平均値式）－せん断補強筋強度関係（せん断破壊型）

4.6.7　せん断強度（靭性指針式）

a.　せん断強度式②：靭性指針式[4-4]　(4.5.8)式

b.　実験値と計算値の比較

せん断強度の実験値と計算値(4.5.8)式（基準平均値式）との比較を，図 4.6.39 および表 4.6.7 に示す。合わせて，実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数，平均値，変動係数，最大値，最小値，±30%以内のデータ割合および実験値／計算値<1.00 の割合を示す。

ここで取り扱うデータはせん断破壊型のデータである。実験値は，せん断破壊として報告された実験データを用いている。

靭性指針式は，実験値／計算値の平均値は 1.45，変動係数 24.9%であった。せん断強度の設計式としての一定の評価精度を有していると考えられる。しかしながら，基準下限式および平均値式に比べ，実験値／計算値が 1.00 に満たなかったデータが，全体の 6.32%であった。この理由としては，以下の点が挙げられる。

・論文に掲載されている情報だけでは正確な計算ができない。側面被りなどコア断面寸法など
・一部，片持ち梁形式の実験データにも適用している。
・実施されている試験体の設定が複雑で一般的でない荷重条件のデータも含まれている。

表 4.6.7　せん断強度の実験値／計算値②（靭性指針式）に関する統計データ（せん断破壊型）

せん断終局強度(実験値／計算値)　靭性指針式データ:せん断破壊型柱部材							
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内	実/計<1.00
全体	285	1.45	24.9%	2.57	0.85	39.6%	6.32%

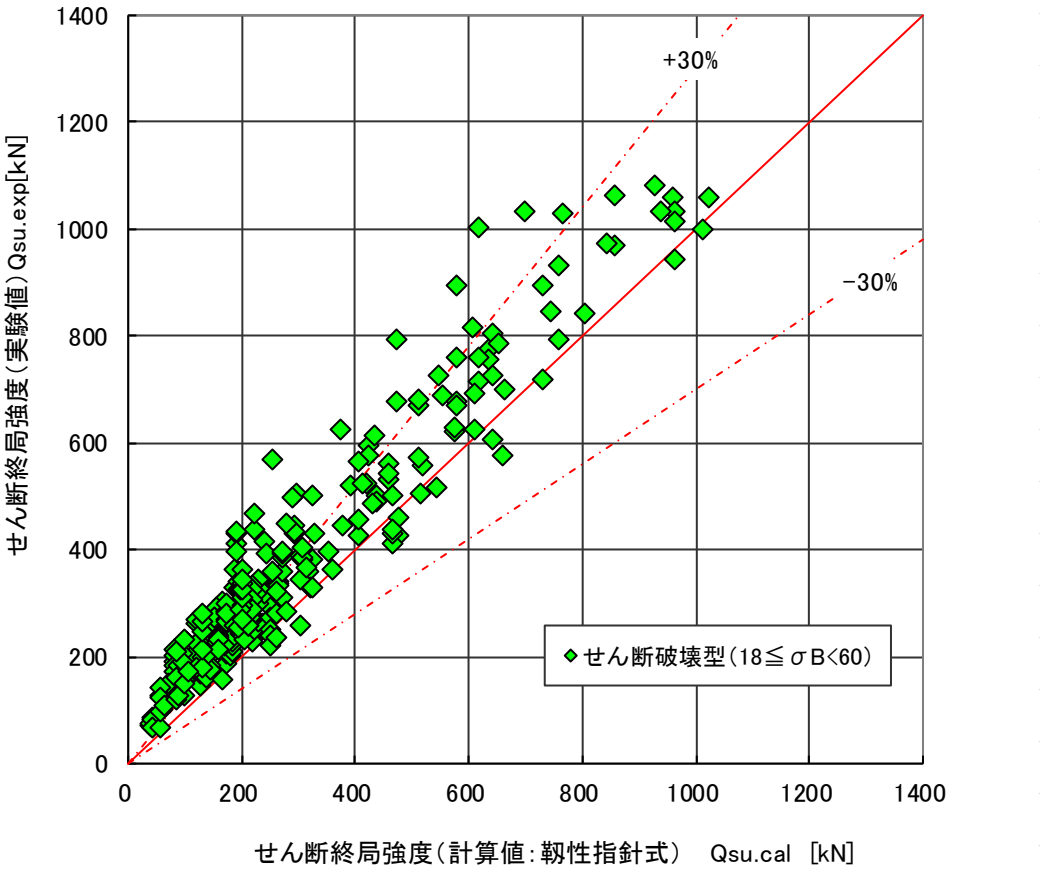


図 4.6.39　せん断強度の実験値と計算値②（靭性指針式）の比較（せん断破壊型）

c.　実験値／計算値の影響因子分析

図 4.6.40 から図 4.6.45 に，せん断強度（実験値／計算値）（基準平均値式）とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比,圧縮軸力比，せん断補強筋比，せん断補強筋強度関係を示す。

靭性指針式(4.5.8)式について，実験値／計算値に関する影響因子の分析を行った結果，以下のことが分かった。

図 4.6.40～図 4.6.45 に示したように，靭性指針式による実験値／計算値と各影響因子に関するグラフには，明確なデータの偏りや傾きは見られない。しいて言うと，圧縮軸力比やせん断補強筋比に相関が見られた。今後は，ここで算定したデータの再確認を行った上で，さらなる検討が必要であると考えられる。

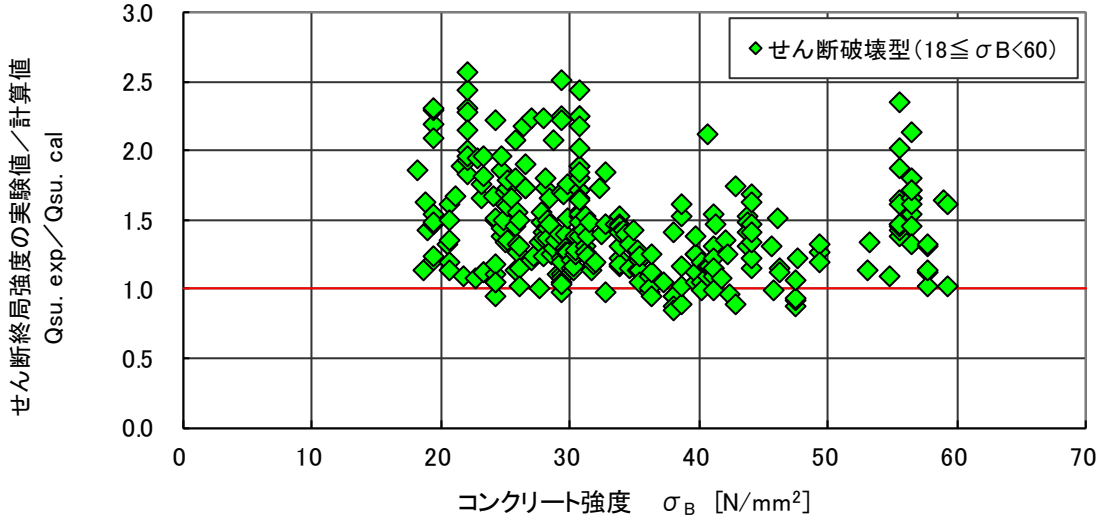


図 4.6.40　せん断強度（実験値／計算値：靭性指針式）－コンクリート強度関係（せん断破壊型）

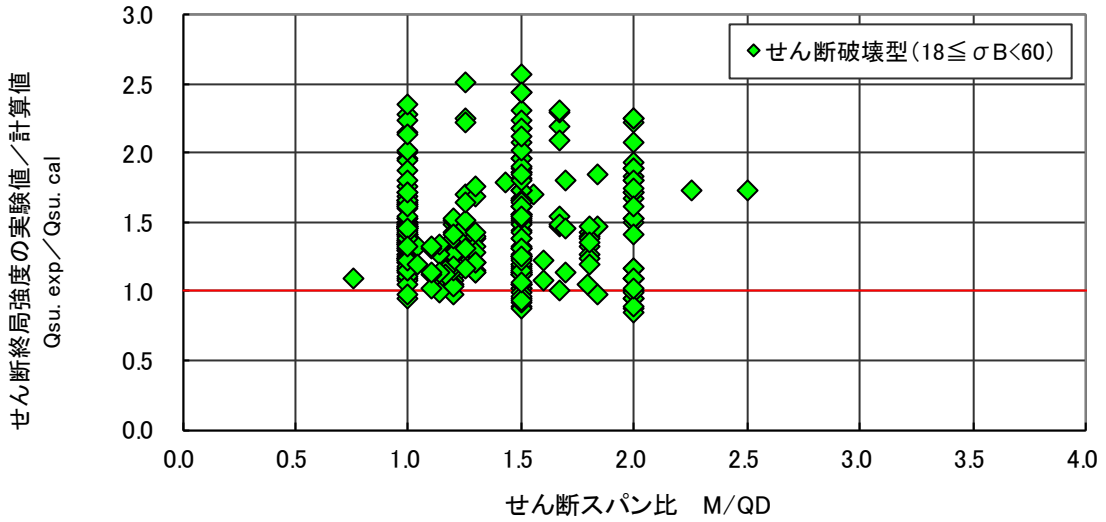


図 4.6.41　せん断強度（実験値／計算値：靭性指針式）－せん断スパン比関係（せん断破壊型）

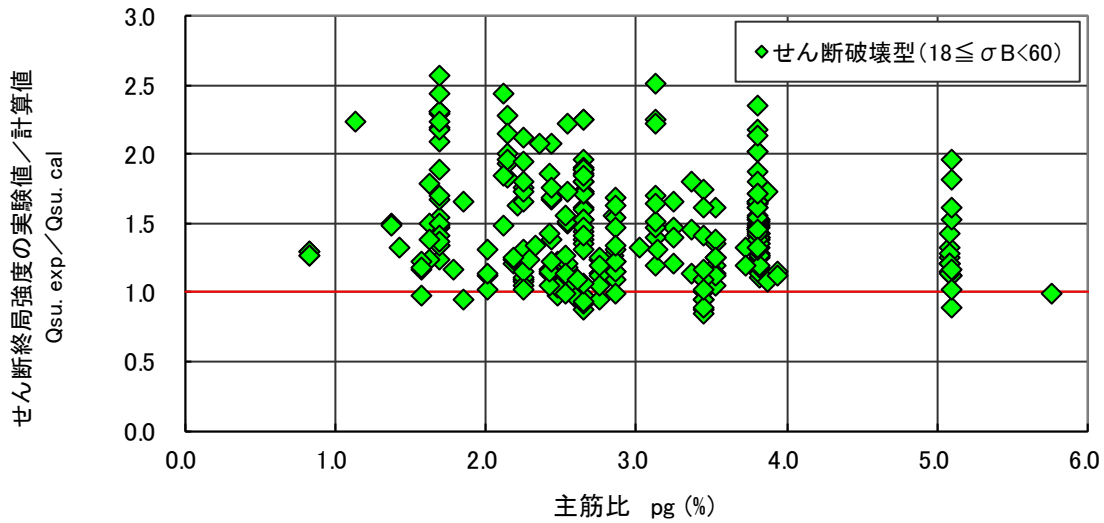


図 4.6.42　せん断強度（実験値／計算値：靭性指針式）－主筋比関係（せん断破壊型）

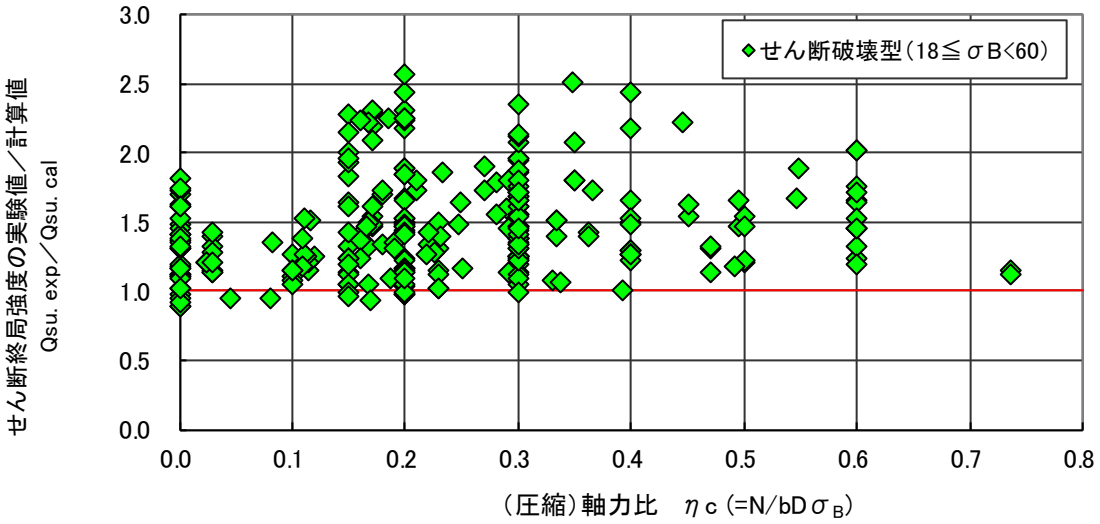


図 4.6.43　せん断強度（実験値／計算値：靭性指針式）－圧縮軸力比関係（せん断破壊型）

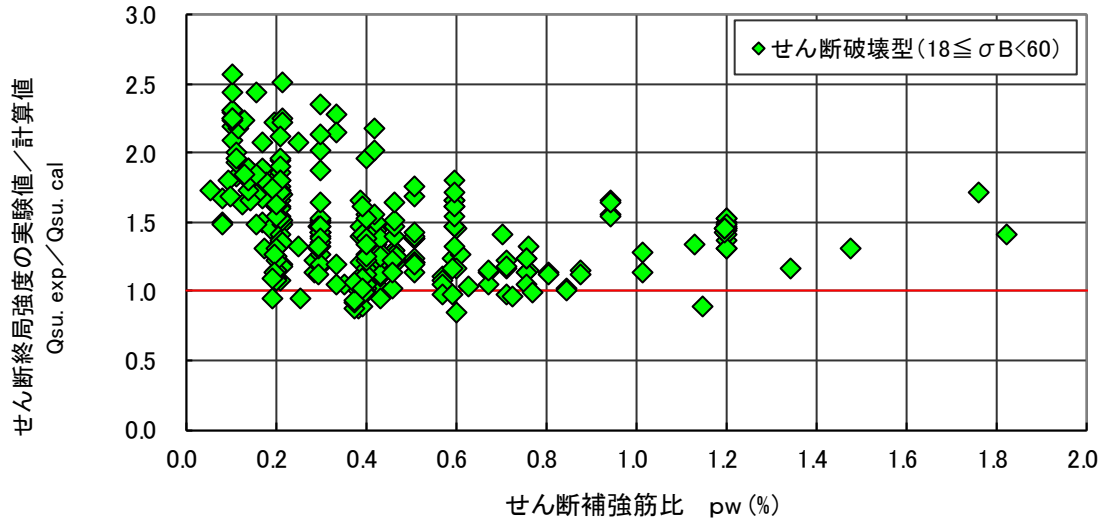


図 4.6.44　せん断強度（実験値／計算値：靭性指針式）－せん断補強筋比関係（せん断破壊型）

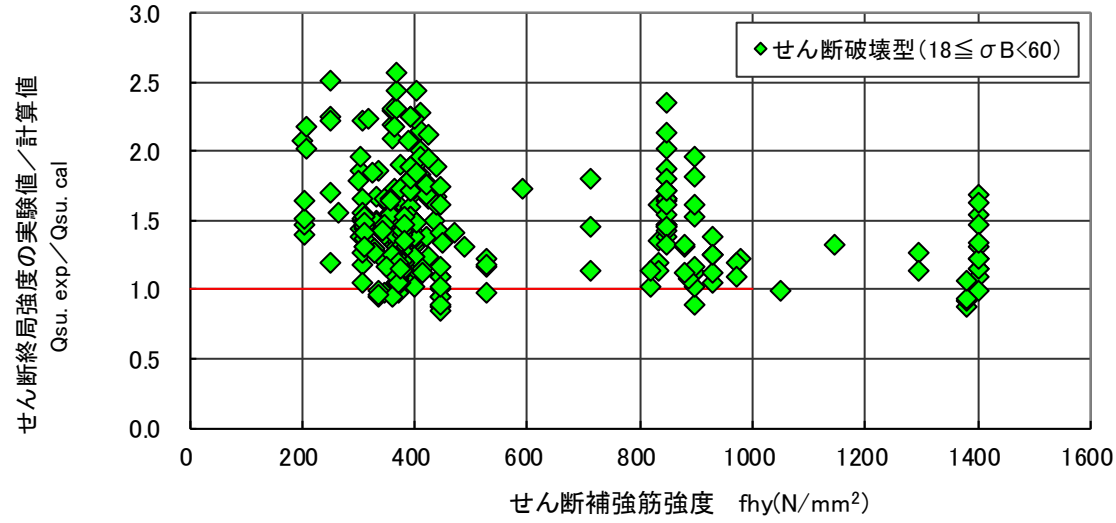


図 4.6.45　せん断強度（実験値／計算値：靭性指針式）－せん断補強筋強度関係（せん断破壊型）

4.6.8　せん断余裕度と最大耐力余裕度関係

ここでは，実験値の最大耐力を曲げ終局強度（計算値）と見做し，縦軸に曲げ終局強度の実験値／計算値を，横軸にせん断強度の実験値と計算値の比とした関係図を図 4.6.46 および図 4.6.47 に示す。図 4.6.46 および図 4.6.47 には，曲げ降伏先行型データを併記した。一部の実験では，曲げ降伏とせん断破壊の判別が難しいデータを取り扱う場合も複数存在するため，横軸のせん断余裕度が 1.0 を境に，破壊モードが完全に層別はなされていない。しかしながら，基準平均値式および靭性指針式共に，前述のように適正な評価性を有しているため，おおむね，横軸 1.0 の領域で破壊モードが識別できる。また，縦軸のばらつきは，曲げ終局強度の精度に依存している。したがって，柱部材の場合には基準法で示されている曲げ終局強度式の精度が軸力比に依存する傾向があるため，このようなデータの分布を示したと考えられる。

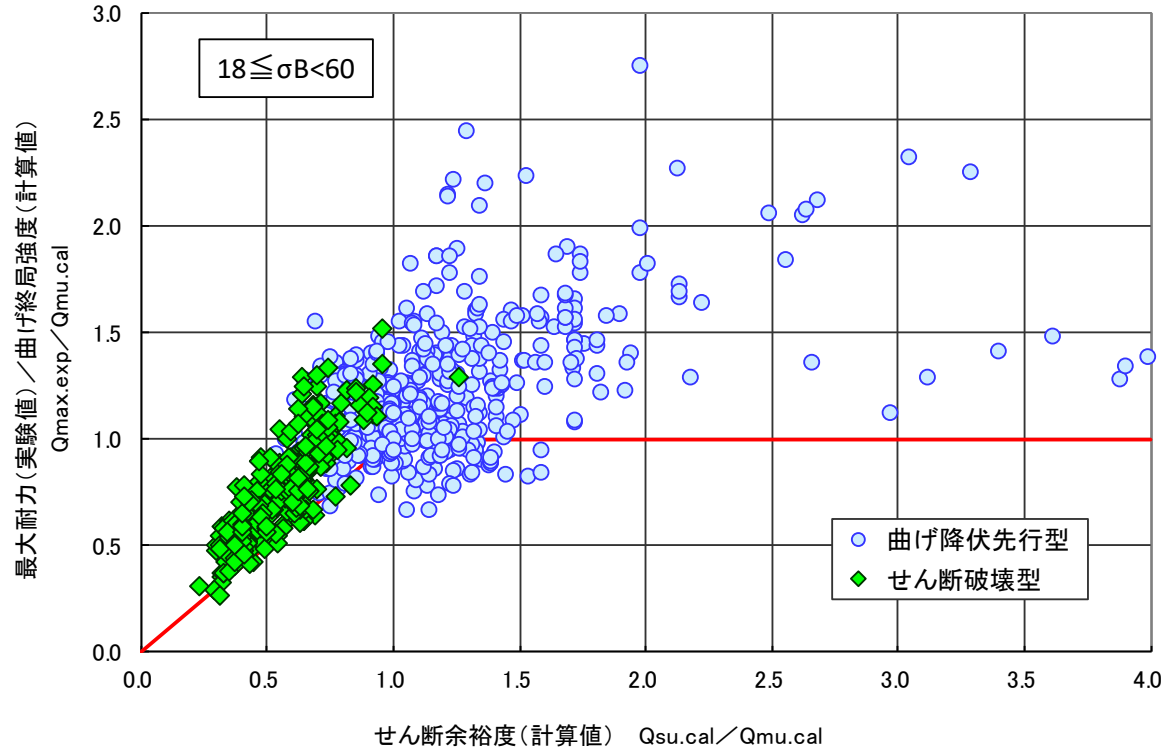


図 4.6.46　最大耐力（実験値）／曲げ終局強度（計算値）－せん断余裕度（計算値）関係
（曲げ降伏先行型＋せん断破壊型データ）せん断強度式は基準平均値式　(4.5.7)式

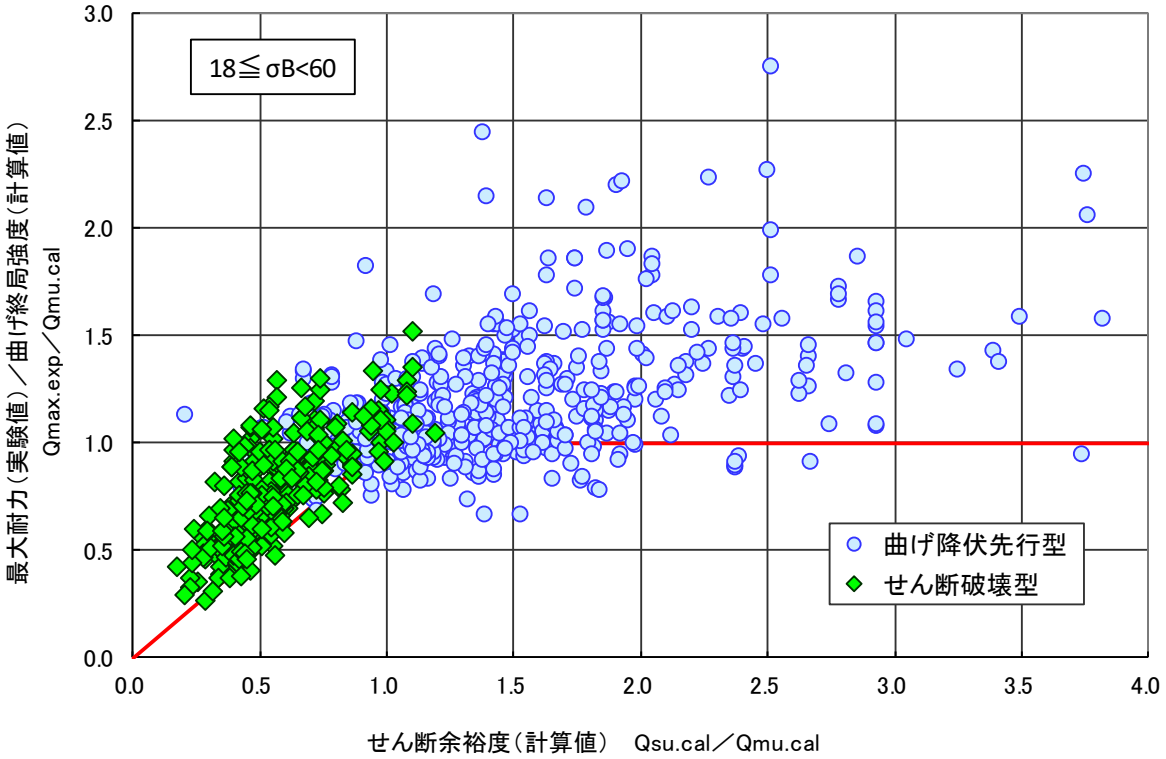


図 4.6.47　最大耐力（実験値）／曲げ終局強度（計算値）－せん断余裕度（計算値）関係
（曲げ降伏先行型＋せん断破壊型データ）せん断強度式は靭性指針　(4.5.8)式

4.7　付着破壊型の評価式とその精度

4.7.1 検討概要

靭性保証型耐震設計指針[4.7-1]（以下，靭性指針）および鉄筋コンクリート構造計算規準[4.7-2]（以下，RC 規準）において示されている付着に対する設計手法について，既往の実験で付着割裂破壊が生じた鉄筋コンクリート柱試験体 39 体のデータ[4.7-A1] - [4.7-A13]を用いて検討した。検討は主として付着強度に対して行った。なお，強度の検討にあたっては，曲げ降伏後に付着破壊した試験体（10 体）と付着破壊が先行した試験体（29 体）に分類して行った。

4.7.2 収集データの特性

本節で対象とする柱試験体 39 体について，主な特徴を以下に示す。

・柱断面はすべて正方形で，袖壁等の壁は取り付いていない。
・柱の主筋はすべて異形鉄筋である。せん断補強筋は異形鉄筋または丸鋼である。
・試験体のスケールは 1/10 から原寸大までに分布している。
・試験体はすべて両端固定形式で，逆対称荷重が生じるように加力されている。
・載荷履歴はすべて正負繰り返し載荷である。
・加力実験において，曲げ降伏後の付着割裂破壊（10 体）または曲げ降伏に先行して付着割裂破壊（29 体）が生じた。この分類は文献中の記述に従った。

柱試験体の主な特性値の一覧を表 4.7.1 に示し，主要な項目の頻度分布あるいは相関関係を図 4.7.1 から図 4.7.7 に示す。

表 4.7.1　付着割裂破壊した RC 柱試験体の特性値

	項目	範囲	
材料	コンクリート圧縮強度	12.2 ～ 82.1	(N/mm^2)
	主筋降伏強度	329.0 ～ 965.3	(N/mm^2)
	せん断補強筋降伏強度	216.8 ～ 634.9	(N/mm^2)
形状，配筋，等	せん断スパン比	1.0 ～ 2.0	
	引張鉄筋比	0.72 ～ 2.29	(%)
	主筋比 1)	1.37 ～ 3.96	(%)
	せん断補強筋比	0.11 ～ 1.79	(%)
	軸力比	0.0 ～ 0.5	

1) 柱断面積に対する全主筋断面積の比

1) コンクリート圧縮強度

コンクリート圧縮強度の頻度分布を図 4.7.1 に示す。横軸の数値はそれぞれ区間下限値と区間上限値を示している（例えば，20-30 であれは 20 以上 30 未満を示す）。これは他の頻度分布の図でも同様である。コンクリート圧縮強度は 12.2 N/mm^2 から 82.1 N/mm^2 の範囲に分布している。多くの試験体は 20 N/mm^2 から 30 N/mm^2 程度の普通強度コンクリートを使用している。また，13.5 N/mm^2 未満の低強度コンクリートの試験体は 4 体，60 N/mm^2 を超える高強度コンクリートの試験

体は 8 体である。

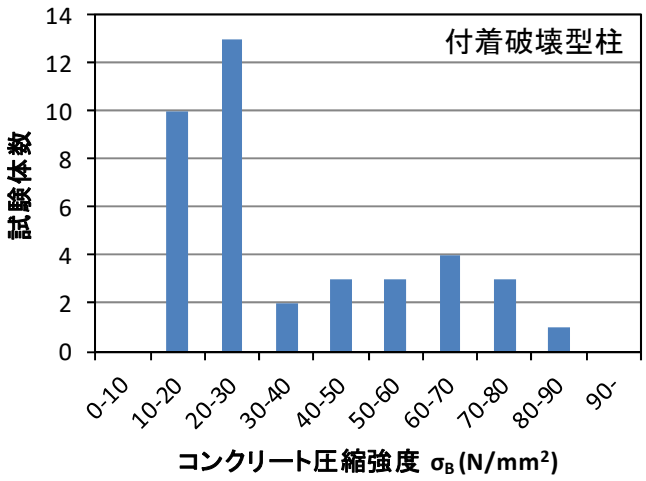


図 4.7.1　コンクリート圧縮強度

2) 主筋降伏強度

主筋降伏強度の頻度分布を図 4.7.2 に示す。主筋はすべて異形鉄筋である。主筋降伏強度は 329.0 N/mm^2 から 965.3 N/mm^2 の範囲に分布している。多くの試験体では 300 N/mm^2 から 400 N/mm^2 程度のものが使用されている（鉄筋規格で言うと SD295 または SD345 が多い）。また，700 N/mm^2 以上の高強度鉄筋を使用した試験体は 7 体である。

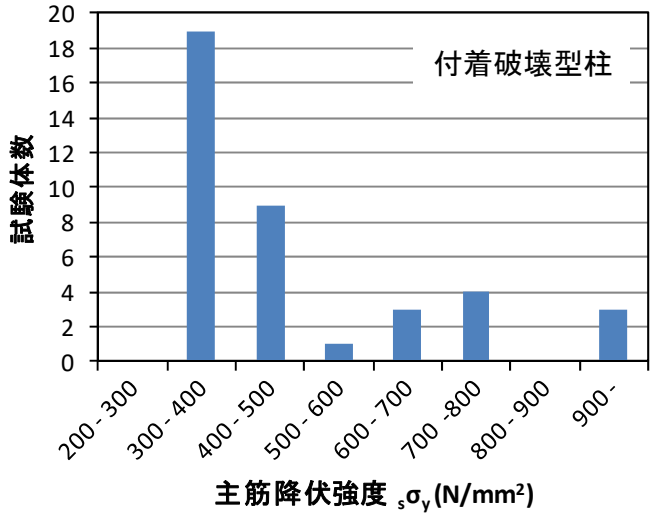


図 4.7.2　主筋降伏強度

3) コンクリート圧縮強度と主筋降伏強度の関係

コンクリート圧縮強度と主筋降伏強度の関係を図 4.7.3 に示す。図は曲げ降伏後に付着破壊した試験体と付着破壊が先行した試験体に分類して示している。両者は，普通強度材料同士の組み合わせ，または高強度材料同士の組み合わせが多い。

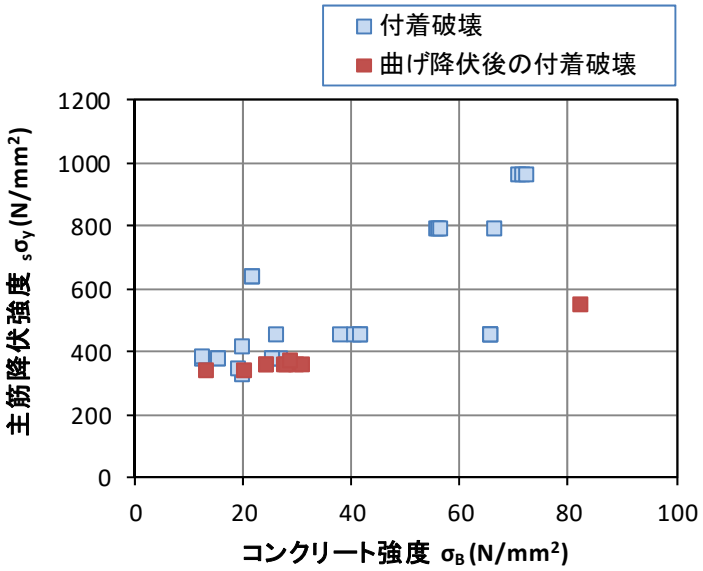


図 4.7.3　コンクリート圧縮強度と主筋降伏強度の関係

4) せん断補強筋降伏強度

せん断補強筋降伏強度の頻度分布を図 4.7.4 に示す。せん断補強筋は異形鉄筋または丸鋼である。せん断補強筋降伏強度は 216.8 N/mm^2 から 634.9 N/mm^2 の範囲に分布している。多くの試験体では 300 N/mm^2 から 400 N/mm^2 程度のものが使用されている。また，700 N/mm^2 以上の高強度鉄筋を使用した試験体も多く，17 体ある。

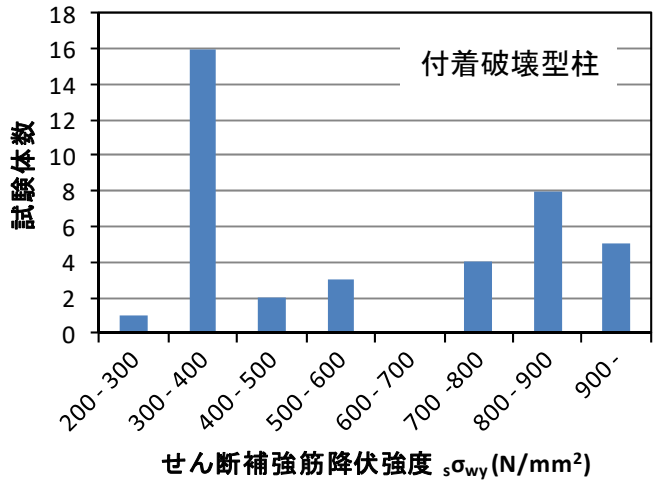


図 4.7.4　せん断補強筋降伏強度

5) 主筋比とせん断補強筋比の関係

主筋比 p_g とせん断補強筋比 p_w の関係を図 4.7.5 に示す。図中の点線は法規上の下限値（p_g=0.8%, p_w=0.2%）を示す。設計ではこれらの下限値により配筋が決まる場合も多いと考えられるが，下限値に近い範囲の実験は少ない。特に主筋比は 0.8% ≦ p_g < 2.0%の範囲の実験が少ないといえる。

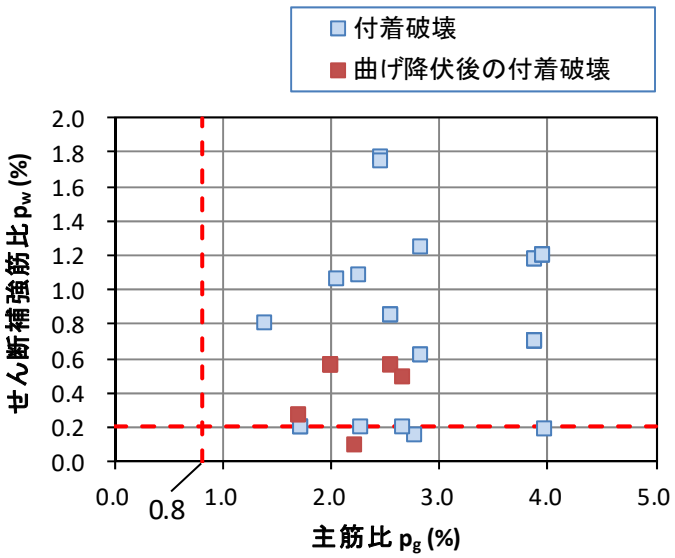


図 4.7.5　主筋比とせん断補強筋比の関係

6) せん断スパン比

せん断スパン比の頻度分布を図 4.7.6 に示す。せん断スパン比は 1.0 から 2.0 の範囲に分布している。多くの試験体は 1.5 から 2.0 程度となっている。せん断スパン比 2.5 以上の柱は含まれていないが，これは長柱になると曲げ破壊が生じやすくなり，付着割裂破壊は生じにくくなるためであると考えられる。

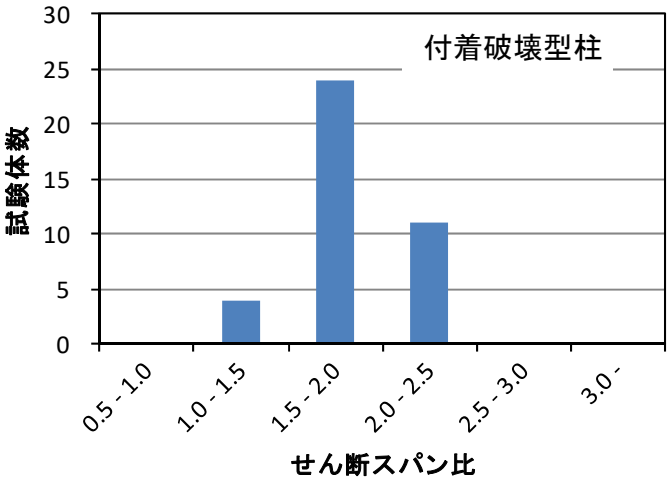


図 4.7.6　せん断スパン比

7) 軸力比

軸力比の頻度分布を図 4.7.7 に示す。軸力比は 0.0 から 0.5 の範囲に分布している。多くの試験体は，長期荷重による軸力比の上限値 0.33 以下となっている。高軸力を受ける柱の実験例は少ない。

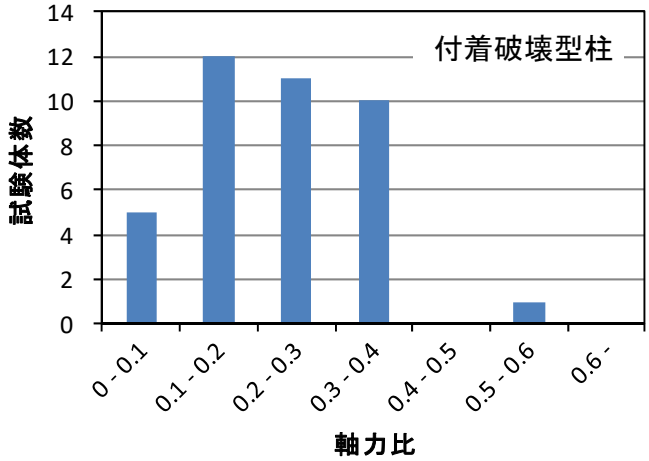


図 4.7.7 軸力比

4.7.3　靭性保証型耐震設計指針による付着強度

靭性指針[4.7-1]における柱の付着に対する設計では，終局限界状態における主筋の設計用付着応力度 τ_f が付着信頼強度 τ_{bu} を下回ること（付着強度の確保）を原則としている。また，多段配筋された部材では，付着強度の確認は，断面内で部材せい D の引張側・圧縮側それぞれ 1/4 の範囲（図 4.7.8 の網掛け部分）に配筋されているすべての段の主筋について行うこととされている。

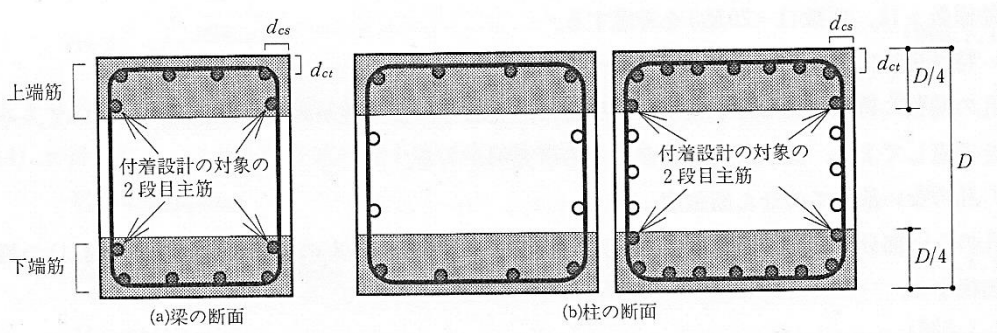


図 4.7.8 付着強度の確保の対象となる主筋[4.7-1]

<u>設計用付着応力度</u>

$$\tau_f = d_b \cdot \Delta\sigma / \{4(L-d)\} \tag{4.7.1}$$

本節では，$\Delta\sigma$ は降伏ヒンジを計画しない部材として，$\Delta\sigma = 2\sigma_y$ とした。σ_y は主筋の信頼強度算定用強度（本節では材料強度試験により求められた主筋の降伏強度），d_b は主筋径，L は部材のクリアスパン長さ，d は有効せいである。

<u>付着信頼強度</u>

柱の 1 段目主筋の付着信頼強度 τ_{bu} は，式(4.7.2)による。

$$\tau_{bu} = \alpha_t \left\{ (0.085 b_i + 0.10)\sqrt{\sigma_B} + k_{st} \right\} \tag{4.7.2}$$

ここで，α_t は上端筋に対する付着強度低減係数で次式による。

$$\alpha_t = \begin{cases} 0.75 + \sigma_B / 400 & (\text{梁の上端主筋}) \\ 1.0 & (\text{上記以外の主筋}) \end{cases} \tag{4.7.3}$$

本節は柱が対象であるので α_t=1 とした。

b_i は，割裂線長さ比で次式による。

$$b_i = \min\left(b_{si},\ b_{ci}\right) \tag{4.7.4}$$

$$b_{si} = \left(b - N_1 \cdot d_b\right)/\left(N_1 \cdot d_b\right) \tag{4.7.5}$$

$$b_{ci} = \left\{\sqrt{2}\left(d_{cs} + d_{ct}\right) - d_b\right\}/d_b \tag{4.7.6}$$

ここで，b：部材の幅，N_1：1 段目主筋の本数，d_{cs}：主筋中心から側面までのかぶり厚さ，d_{ct}：主筋の中心から底面までのかぶり厚さ。

k_{st} は，横補強筋の効果で次式による。

$$k_{st} = \begin{cases} \left(54 + 45 N_w / N_1\right)\left(b_{si} + 1\right) p_w & (b_{ci} \geq b_{si} \text{のとき}) \\ 140 A_w / \left(d_b s\right) & (b_{ci} < b_{si} \text{のとき}) \end{cases} \tag{4.7.7}$$

ここで，N_w：1 組の横補強筋の足の数（=N_s+2），p_w：横補強筋比，A_w：横補強筋 1 本の断面積，s：横補強筋間隔，N_s：中子筋の本数。

2 段目主筋の付着信頼強度 τ_{bu2} は，式(4.7.8)による。

$$\tau_{bu2} = \alpha_2 \cdot \alpha_t \left\{\left(0.085 b_{si2} + 0.10\right)\sqrt{\sigma_B} + k_{st2}\right\} \tag{4.7.8}$$

割裂線長さ比 b_{si2} および k_{st2} は，それぞれ次の式(4.7.9)および式 (4.7.10)による。

$$b_{si2} = \left(b - N_2 \cdot d_b\right)/\left(N_2 \cdot d_b\right) \tag{4.7.9}$$

$$k_{st2} = 99\left(b_{si2} + 1\right) p_w \tag{4.7.10}$$

ここで，N_2：2 段目主筋の本数。

2 段目主筋に対する強度低減係数 α_2 は，1 段目および 2 段目の主筋に生じる付着力の関係から求めることが原則であるが，次式によってもよい。

$$\alpha_2 = 0.6 \tag{4.7.11}$$

本節では，$\alpha_2 = 0.6$ とした。

<u>付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度</u>

付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度 V_{bu} は，式(4.7.12)と式(4.7.13)による値のうち最小値とする。

$$V_{bu} = T_x j_e + \left\{\nu\sigma_B - \frac{2.5 T_x}{\lambda b_e}\right\}\frac{bD}{2}\tan\theta \tag{4.7.12}$$

$$V_{bu} = \frac{\lambda\nu\sigma_B}{2} b_e j_e \tag{4.7.13}$$

ここで，T_x は部材単位長さあたりに負担できる付着力で，次式による。

降伏ヒンジを計画しない部材：$T_x = \tau_{bu}\Sigma\psi_1 + \tau_{bu2}\Sigma\psi_2$ (4.7.14a)

降伏ヒンジを計画する部材　　：$T_x = \left(1 - 10R_p\right)\left\{\tau_{bu}\Sigma\psi_1 + \tau_{bu2}\Sigma\psi_2\right\}$ (4.7.14b)

ここで，$\Sigma\psi_1$：1 段目主筋の周長の合計，$\Sigma\psi_2$：2 段目主筋の周長の合計，

コンクリートの有効圧縮係数 ν と終局限界状態でのヒンジ領域の回転角 R_p は靭性指針参照。

本節においては，T_x は降伏ヒンジを計画しない部材として計算し，2 段目主筋については図 4.7.8 により検討対象となる場合にのみ考慮した。νは降伏ヒンジを計画しないときの有効係数ν_0として計算した。R_p は降伏ヒンジを計画しない柱としてゼロとした。

靭性指針式による 1 段目主筋に対する付着余裕度τ_{bu}/τ_fと最大耐力実験値／曲げ終局強度計算値の関係を図 4.7.9 に示す。曲げ終局強度計算値は多段配筋を考慮した略算式により求めた[4.7-3]（以下の検討で同様）。図中の「付着破壊」は曲げ降伏に先行して付着割裂破壊が生じたことを示す。ここで，付着余裕度τ_{bu}/τ_fが 1 以上であれば設計用付着応力度τ_fが付着信頼強度τ_{bu}を下回り，計算上は付着強度を確保できていることを示す。図 4.7.9 より，$\tau_{bu}/\tau_f \geqq 1$ の範囲では多くの試験体で曲げ降伏後に付着破壊しており，また最大耐力実験値が曲げ終局強度計算値を上回っている。ただし，曲げ降伏後に付着破壊した柱の中に 1 体のみ，例外的に縦軸の実験値/計算値が 1 を下回り 0.8 程度となっているものがある。この理由は不明であるが，論文中には曲げ破壊したことが明記されており，主筋は曲げ降伏したものと推察される。一方，$\tau_{bu}/\tau_f<1$ の範囲では縦軸の値と横軸の値は概ね比例関係にある。以上の傾向は靭性指針に示されたものと一致している。なお，例外的にτ_{bu}/τ_fが 5 以上の値を示している試験体（図中の点線丸内）は，1 段目主筋が 2 本または 3 本と少なく，かつせん断補強筋比 p_w が 1%以上という特徴があるが，このような柱は現実には少ないと考えられる。

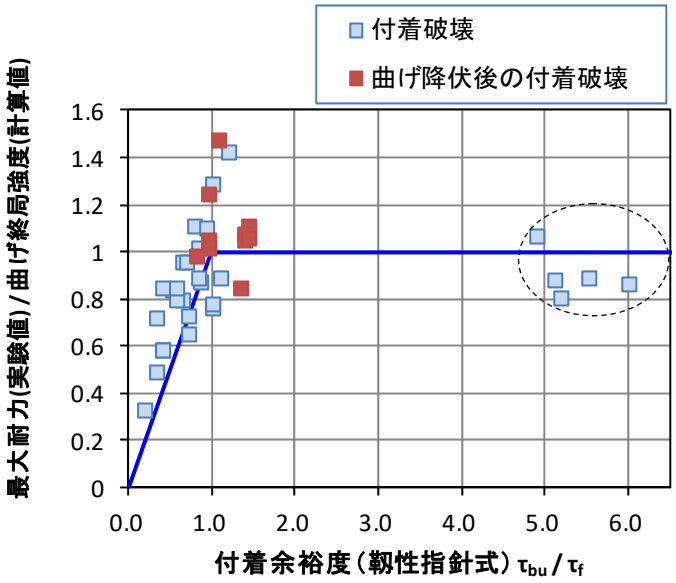


図 4.7.9　付着余裕度τ_{bu}/τ_y（1 段目主筋）と最大耐力実験値／曲げ終局強度計算値の関係

2 段目主筋が存在する 24 体について，1 段目主筋のτ_{bu}と 2 段目主筋のτ_{bu2}の関係を図 4.7.10 に示す。ただし，靭性指針において 2 段目主筋が評価対象となる試験体は図中の○印の中に示す 8 体のみである。2 段目主筋が評価対象となる柱試験体の実験例は少ないといえる。更に，実験で 2 段目主筋の位置で付着割裂破壊したと記述されたものがなく，2 段目主筋に対する付着強度は今後の検討課題であるといえる。図 4.7.10 より，多くの試験体では 1 段目τ_{bu} < 2 段目τ_{bu2}であるが，これらは 1 段目主筋の本数が 2 段目主筋の本数の 2 倍以上ある試験体である。一方，図 4.7.10 の

点線の〇印で示した 5 体は 1 段目 τ_{bu} > 2 段目 τ_{bu2} であるが，これは図 4.7.9 で前述した 1 段目主筋が少ない試験体で，1 段目主筋と 2 段目主筋の本数の差が少ない（1 段目主筋は 2 本または 3 本，2 段目主筋はすべて 2 本である）。このように 1 段目主筋量と 2 段目主筋量の比率により傾向に差が見られた。

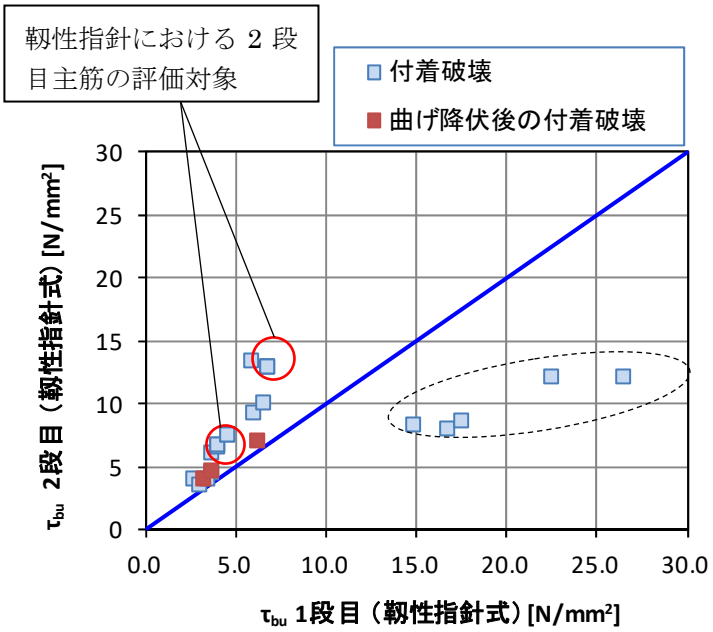


図 4.7.10　1 段目主筋の τ_{bu} と 2 段目主筋の τ_{bu2} の関係

図 4.7.9 において付着信頼強度 τ_{bu} が設計用付着応力度 τ_f を下回った（$\tau_{bu}/\tau_f < 1$）試験体 25 体について，付着破壊の影響を考慮したせん断強度 V_{bu} と最大耐力実験値の関係を図 4.7.11 に示す。両者は曲げ終局強度計算値で除して示している。靭性指針では，付着信頼強度 τ_{bu} が設計用付着応力度 τ_f を下回っても，せん断強度 V_{bu} が曲げ終局強度を上回れば，最大耐力実験値は曲げ終局強度を上回る（曲げ終局強度を発揮できる）とされているが，本節の試験体ではせん断強度 V_{bu} が曲げ終局強度を上回るケースは 2 つのみであり，確たる事は言えない。付着破壊の影響を考慮した柱のせん断強度 V_{bu} の検討には更なる実験データが必要と考えられる。

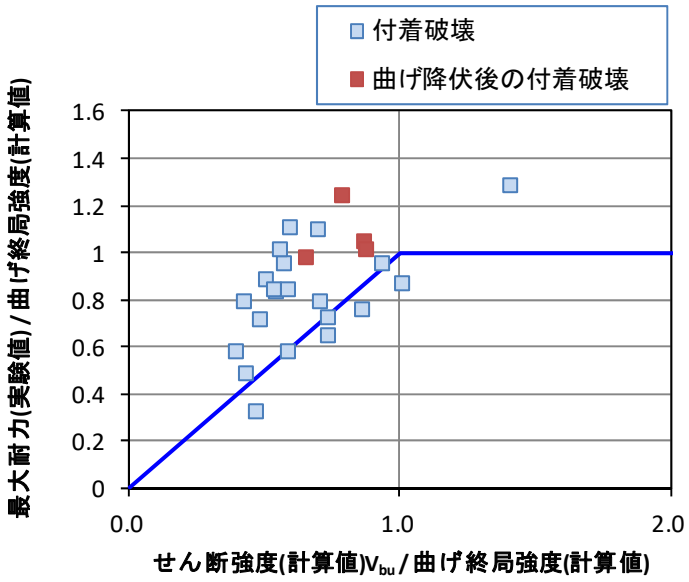


図 4.7.11　せん断強度 V_{bu} と最大耐力（実験値）の関係（$\tau_{bu}/\tau_f < 1$ の試験体）

4.7.4 RC 規準における付着強度

RC 規準[4.7-2]における付着の設計は，曲げ材の引張鉄筋ではスパン内において，付着検定断面から付着長さ l_d までの領域内での付着応力度の算定を行い，長期荷重に対する使用性確保，短期荷重に対する損傷制御，大地震動に対する安全性確保のための検討を行うこととされている。なお，本節で対象とする柱試験体の主筋は通し配筋されており，スパン途中でカットオフされる鉄筋はない。そこで，曲げ材の付着検定断面はスパン内で最大曲げモーメントとなる断面とした。

本節では，次の式(4.7.15)による大地震動に対する安全性確保のための検討を対象とした。

$$\tau_y = \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4(l_d - d)} \leqq K \cdot f_b \tag{4.7.15}$$

ここで，

$$K = 0.3\left(\frac{C+W}{d_b}\right) + 0.4 \leqq 2.5 \tag{4.7.16}$$

$$W = 80\frac{A_{st}}{sN} \leqq 2.5d_b \tag{4.7.17}$$

τ_y ：引張主筋の降伏時の平均付着応力度

d ：有効せい

l_d ：引張鉄筋の付着長さ。本節では l_d =柱内法長さとした（主筋はスパン内の通し配筋で，両端が曲げ降伏しないとした）。

σ_y ：付着検定断面位置における鉄筋の降伏強度。本節では材料強度試験による主筋の降伏強度とした。

f_b ：付着割裂の基準となる強度で，表 4.7.2 による。

K ：鉄筋配置と横補強筋による修正係数で，2.5 以下とする。

C ：付着検定断面位置における鉄筋間のあき，または最小かぶり厚さの 3 倍のうち小さい方の数値で，$5d_b$ 以下とする。

W　：付着割裂面を横切る横補強筋効果を表す換算長さで，$2.5d_b$ 以下とする。

A_{st}　：当該鉄筋列の想定される付着割裂面を横切る一組の横補強筋全断面積

s　：一組の横補強筋（断面積 A_{st}）の間隔

N　：当該鉄筋列の想定される付着割裂面における鉄筋本数

d_b　：曲げ補強鉄筋径で，異形鉄筋では呼び名の数値とする。

表 4.7.2　付着割裂の基準となる強度 f_b

	安全性確保のための検討	
	上端筋	その他の鉄筋
普通コンクリート	$0.8\times\left(\frac{F_c}{40}+0.9\right)$	$\frac{F_c}{40}+0.9$
軽量コンクリート	普通コンクリートに対する値の 0.8 倍	

[注]　1) 上端筋とは，曲げ材にあってその鉄筋の下に 300 mm 以上のコンクリートコンクリートが打ち込まれる場合の水平鉄筋をいう。本節では柱が対象であるので，すべて「その他の鉄筋」とした。

2) F_c は鉄筋の設計基準強度(N/mm^2)を表す。本節では材料強度試験によるコンクリート圧縮強度とした。

3) 多段配筋の 1 段目（断面外側）以外の鉄筋に対しては，上表の値に 0.6 を乗じる。

RC 規準式による 1 段目主筋に対する付着余裕度 $K\cdot f_b/\tau_y$ と最大耐力実験値／曲げ終局強度計算値の関係を図 4.7.12 に示す。全体的な傾向は靭性指針の場合（図 4.7.9）と同様であるが，RC 規準によれば付着余裕度が 1 以上の試験体が多くなるといえる。ただし，靭性指針に比べて，付着余裕度が 1 を超えても曲げ降伏に先行して付着割裂破壊する柱が多く，その場合には多くの柱で実験最大耐力が曲げ終局強度計算値を下回っていることに注意が必要である。

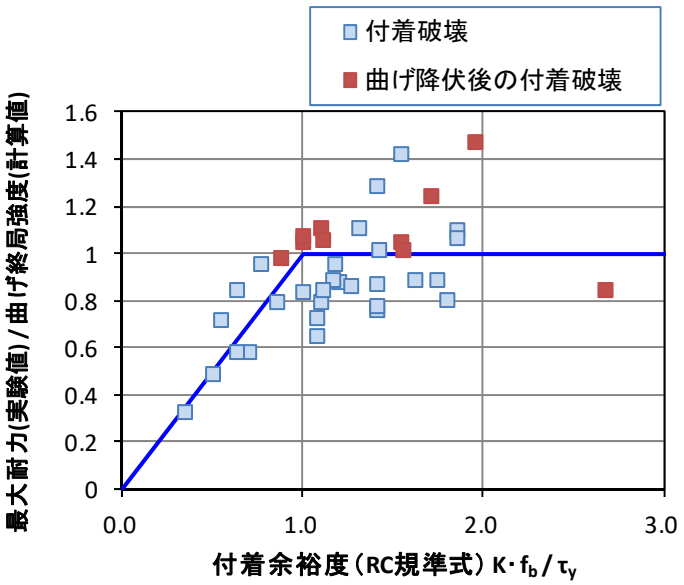


図 4.7.12　付着余裕度 $K\cdot f_b/\tau_y$（1 段目主筋）と最大耐力実験値／曲げ終局強度計算値の関係

2 段目主筋が存在する 24 体について，1 段目主筋の $K \cdot f_b$ と 2 段目主筋の $K \cdot f_b$ の関係を図 4.7.13 に示す。なお，RC 基準では靭性指針のように 2 段目主筋の検討範囲は示されていないため，すべての 2 段目主筋が評価対象となる。図 4.7.13 によると，すべての試験体で 2 段目主筋の $K \cdot f_b$ が 1 段目主筋の $K \cdot f_b$ よりも小さく評価されている。これは靭性指針とは逆の傾向である。なお，RC 規準では 2 段目主筋の付着割裂破壊の基準強度 f_b を 1 段目の 0.6 倍にすることとしているが，この説明（RC 規準の p.212）は 1 段目と 2 段目が同じ鉄筋量である場合を前提におり，柱では通常 2 段目主筋は 1 段目に比べてかなり少ないので，注意が必要と思われる。

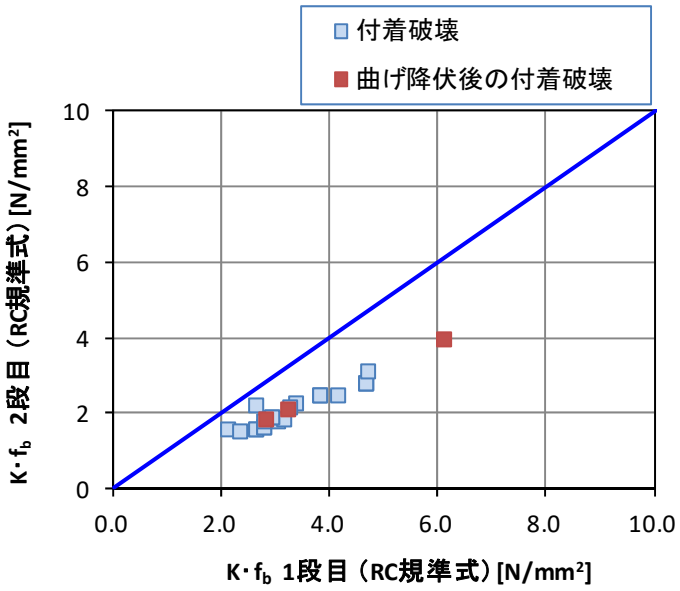


図 4.7.13　1 段目主筋の $K \cdot f_b$ と 2 段目主筋の $K \cdot f_b$ の関係

RC 規準式による 2 段目主筋に対する付着余裕度 $K \cdot f_b/\tau_y$ と最大耐力実験値／曲げ終局強度計算値の関係を図 4.7.14 に示す。前述のように $K \cdot f_b$ は 2 段目<1 段目であるので，全体的にプロットが左に寄っている。

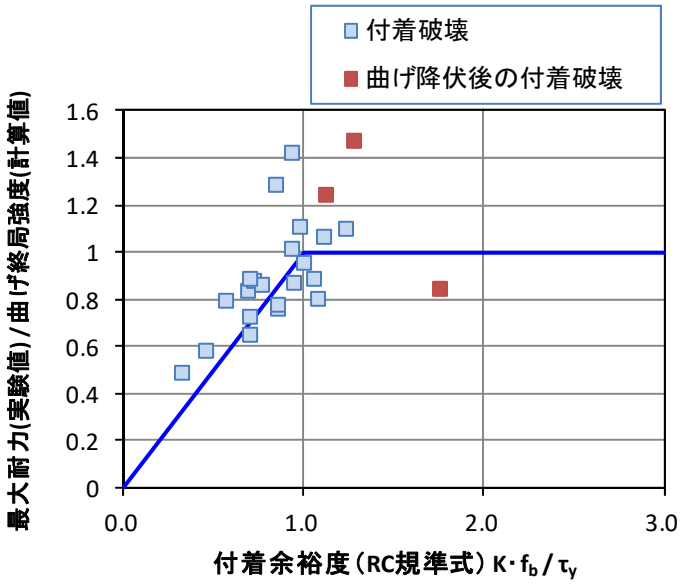


図 4.7.14　付着余裕度 $K \cdot f_b/\tau_y$（2 段目主筋）と最大耐力実験値／曲げ終局強度計算値の関係

4.7.5 まとめ

付着割裂破壊が生じた鉄筋コンクリート柱試験体 39 体の実験データを用いて，既往の付着強度評価式との対応を検討した。本検討の範囲内で得られた知見を以下に示す。

1) 靭性指針式による 1 段目主筋に対する付着余裕度 τ_{bu}/τ_f と最大耐力実験値／曲げ終局強度計算値の関係について，$\tau_{bu}/\tau_f \geqq 1$ の範囲では多くの試験体で曲げ降伏後に付着破壊しており，また最大耐力実験値が曲げ終局強度計算値を上回っている。また，1 段目主筋の τ_{bu} と 2 段目主筋の τ_{bu2} の関係を見ると，多くは 1 段目 τ_{bu} < 2 段目 τ_{bu} であり，これらは 1 段目主筋が 2 段目主筋よりも 2 倍以上の量がある試験体である。ただし，靭性指針において 2 段目主筋が評価対象となる柱試験体の実験データは非常に少ない。
2) RC 規準式による 1 段目主筋に対する付着余裕度 $K \cdot f_b/\tau_y$ と最大耐力実験値／曲げ終局強度計算値の関係では，全体的な傾向は靭性指針の場合と同様であるが，RC 規準によれば付着余裕度が 1 以上の試験体が靭性指針に比べて多くなる。なお，RC 規準式では付着余裕度が 1 を超えても，曲げ降伏に先行して付着割裂破壊する柱が多く，その場合には実験最大耐力が曲げ終局強度計算値を下回るケースが多いことに注意が必要である。1 段目主筋の $K \cdot f_b$ と 2 段目主筋の $K \cdot f_b$ の関係を見ると，すべての試験体で 2 段目主筋の $K \cdot f_b$ が 1 段目主筋の $K \cdot f_b$ よりも小さく評価される。これは靭性指針とは逆の傾向である。
3) 柱の 1 段目主筋の付着強度については，上の 1)，2)で示したように靭性指針および RC 規準で示されている評価式で概ね適切に評価できると考えられる。一方，柱の 2 段目主筋の付着強度については実験データが少なく，今後の検討課題であるといえる。
4) 付着割裂破壊が生じた試験体の配筋の傾向を見ると，主筋比 p_g とせん断補強筋比 p_w の法規上の下限値（p_g=0.8%，p_w=0.2%）に近い配筋の実験が少ない。特に主筋比は 0.8% ≦ p_g < 2.0% の範囲の実験が非常に少ない。設計ではこれらの下限値により配筋が決まる場合も多いと考えられるため，それらに対する実験データを増やすことが今後の課題であるといえる。

4.8　まとめ

一連の検証結果から以下の知見が得られた。

1) 実験データは，さらなる吟味が必要であると考えられる。特に試験方法などによっては，片側の破壊によって，実験データの荷重－変形関係が片側の破壊のみでデータが支配的になってしまう場合があるため，曲げ降伏後の塑性変形を検討するデータとしては，平行機構を有するダブルカーバチャータイプの構造実験が必須となると考えられる。
2) 弾性剛性（実験値）は，試験体の内法寸法を用いて算定した場合の約 0.7 倍相当であった。これは，鉄筋コンクリート造柱部材自体（特に，主筋）が連続した構造物であるために，接合部領域の特性が実験においても含まれているためと考えられる。このような性状に対して，これまで剛域入り込みの概念を適用している。今後もこのような定義によって，構造設計時に架構全体の剛性を適切に評価する必要がある。
3) 曲げひび割れ強度およびせん断ひび割れ強度は，弾性剛性に比べ一定の評価精度を有していることが分かった。特にせん断ひび割れ強度は，変動係数が 20%以下であった。
4) 曲げ終局強度は，軸力を伴う柱部材の場合では，軸力が作用しない梁部材に比べてばらつきが大きかった。また，軸力比により評価精度が影響しており，Preistly らの研究に呼応する結果を示した。但し，さらなる評価精度を向上させる場合には，高軸力時には実験時の加力装置の摩擦係数に関する取り扱いなど，十分に実験環境を考慮して式の補正を図る必要があると考えられる。
5) 曲げ降伏後の変形性能に関しては，今後，データを曲げ降伏後のせん断破壊，曲げ降伏後の付着破壊，曲げ破壊などへの分類を行った上で議論する必要がある。この場合，4.4.2 項で挙げた限界変形点などに対する検討を行うことが今後の課題である。
6) 技術基準解説書に示されているせん断強度式は，下限式および平均値式共に，設計式として十分な精度を有している。特に，平均値式においても実験値／計算値<1.0 未満となるデータは 5%未満であった。一方，靭性指針式については，式の精度向上のために断面もコア断面寸法を用いた算定を行うなど，実験データを精緻に評価することに適している。しかしながら，今回のように不特定多数の研究機関における構造実験データを集積し計算を行う場合に，細部のデータを用いることができなかった。その影響もあり，経験式である基準法式に比べ，ばらつきが大きい結果となった。しかし，靭性指針式はせん断破壊の破壊メカニズムに基づいた半理論式であり，変形性能を評価することが可能であるため，今後は一般的に使用されている特性値（例えば，せん断補強筋比など）を用いた式に簡略化について議論する必要がある。
7) 柱部材の変形性能については，軸力の載荷条件および高軸力時の破壊状況に対応した評価式の提案が必要であると考えられる。この場合，限界変形点などを評価指標とした検討を行うことが今後の課題といえる。

4.9　参考文献

[4-1]　青山博之，平石久廣，桝田佳寛，阿部道彦，塩原等，上之薗隆志，勅使川原正臣，野口博，藤谷秀雄：鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発，建築研究報告，No.139,2001，国土交通省建築研究所

[4-2]　室田達郎，青山博之，平石久廣：NewRC プロジェクトの経緯および概要，コンクリート工学，6-10，1994

[4-3]　東洋一：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その 1・全体計画とその経過），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系 48(構造)，1413-1414，1973.10

[4-4]　日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，1997

[4-5]　鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 許容応力度設計法(1999)，日本建築学会，1999

[4-6]　平成 22 年度建築基準整備促進事業　調査事項２７－１長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造報告書，国土交通省，2011.4

[4-7]　石川裕次，田邊裕介，宮内靖昌，木村秀樹，前田匡樹，福山洋：多数回繰り返し外力を受ける鉄筋コンクリート造柱の耐震性能(その２)，日本建築学会大会学術講演梗概集，2011.8

[4-8]　石川裕次, 木村秀樹 : 高軸力が作用する高強度 RC 柱部材の平面保持仮定成立の限界点，日本建築学会構造系論文集，No.595，pp.87-91，2005.9

[4-9]　建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会 : 2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書　2016 年追補収録版，2017

[4-10]　日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2018，2018

[4-11]　日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1991，1991

[4-12]　M.J.N,Priestly，R.Park：Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading，ACI Structural Journal，pp61-76，January-February，1987

[4-13]　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 - 曲げ降伏する梁，柱および無開口耐震壁の強度と剛性に関する実験的研究 - , コンクリートジャーナル, Vol.11, No.2，pp.1-9，1973.2

4.10　試験体の引用文献

曲げ降伏先行型

[4-F1]　吉岡研三，岡田恒男，武田寿一：鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究：第 1 報主筋配置・せん断補強筋形状の影響について， 日本建築学会論文報告集，No.279，pp.53-63，1979.5

[4-F2]　六車熙，渡辺史夫：鉄筋コンクリート柱の剪断力伝達機構に及ぼす帯筋降伏強度の影響について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.1，pp.333-336，1979

[4-F3]　小倉弘一郎，田中礼治，大芳賀義喜，佐藤利幸：SD50 を主筋として用いたはり，柱部材の強度および変形，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.2，pp.293-296，1980.5

[4-F4]　荒川卓，藤田豊：繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能に及ぼすせん断補強筋の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.2，pp.4.67-460，1980.5

[4-F5]　井上範夫：繰返し曲げせん断力を受ける鉄筋コンクリート柱の 3 次元 FEM 解析　－有限要素法による鉄筋コンクリート部材の 3 次元弾塑性解析－，日本建築学会論文報告集，No.341，pp.1-10，1984.7

[4-F6]　村上雅英，今井弘：エポキシ樹脂注入工法で補修した RC 柱の弾塑性性状に関する実験的研究，構造工学論文集，pp.143-152，1984.2

[4-F7]　平石久廣，川嶋俊一，佐藤彰芳，狩野芳一：鉄筋コンクリート造腰壁付柱に設けたスリットの効果に関する研究，日本建築学会論文報告集，pp.83-92，1986.4

[4-F8]　六車熙，渡辺史夫，近藤実：水平力を受ける 1 層 1 スパン架構中の RC 柱のせん断抵抗挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.8，pp.825-828，1986.6

[4-F9]　福澤栄治，磯崎浩，高橋元美：柱の変動軸力を考慮した RC 造骨組の弾塑性解析　その 1　解析法と芯筋柱の構造実験解析，日本建築学会構造系論文集，No.372，pp.31-44，1987.2

[4-F10]　周小真，佐藤稔雄，小野新，清水泰：高軸力下での鉄筋コンクリート造短柱の耐震性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vo.9.No.2，pp139-144，1987.6

[4-F11]　菅野俊介，長嶋俊雄，木村秀樹，田村彰男：高強度横補強筋を用いた高強度コンクリート柱および梁の実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol10.No.3，pp.227-232，1988

[4-F12]　荒川卓，賀明玄，荒井康幸，溝口光男：らせん鉄筋柱のせん断抵抗性状について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol10.No.3，pp.577-582，1988

[4-F13]　田村裕之，南宏一：変動圧縮力とくり返し曲げ・せん断を受ける壁柱の弾塑性性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol10.No.3，pp.589-594，1988

[4-F14]　両角昌公，高幣喜文，北野勝康：逆打コンクリート用混和材の開発とその効果，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11.No.1，pp.711-716.1989

[4-F15]　上原広，南宏一：繰返し 2 方向曲げ・せん断を受ける鉄筋コンクリート柱の弾塑性性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11.No.2，pp.223-228.1989

[4-F16]　礒健一，柳沢延房：高軸力下における鉄筋コンクリート短柱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.11.No.2，pp.465-470.1989

[4-F17] 谷資信，村本道哉，曽田五月也：高軸力を受ける細長い鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11.No.2，pp.489-494.1989

[4-F18] 小野新，白井伸明，安達洋，坂槇義夫：変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の弾塑性性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11.No.2，pp.495-500.1989

[4-F19] 平石久廣，稲井栄一，板倉康久，高崎哲哉，石渡康弘，川島俊一，勅使川原正臣：鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の限界変形に関する研究(その 1)柱の中心圧縮実験，純曲げ実験および曲げせん断実験とその相関，日本建築学会構造系論文集，No.410，pp.27-39，1990.4

[4-F20] 平石久廣，稲井栄一，仲地唯治，川島俊一，勅使川原正臣：高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造建物における壁柱の曲げ降伏後の靭性に関する実験的研究，本建築学会構造系論文集，No.410，pp.41-52，1990.4

[4-F21] 塚本尚由，中澤淳，倉本洋，南宏一：13000 キロ級の高強度せん断補強筋を用いた RC 柱の終局せん断耐力，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12.No.2，pp.369-374，1990.6

[4-F22] 倉本洋，南宏一：高主筋量を有する RC 柱の耐力と靭性に及ぼす X 形配筋の効果，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12.No.2，pp.387-392，1990.6

[4-F23] 角陸純一：重ね継手を有する高強度鉄筋コンクリート柱部材の構造特性に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12.No.2，pp.399-404，1990.6

[4-F24] 金田和浩，黒羽健嗣：高軸力を受ける高強度 RC 柱の弾塑性性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12.No.2，pp.411-416，1990.6

[4-F25] 黄楷，李康寧，壁谷澤寿海：高軸力を受ける高強度鉄筋コンクリート柱の強度と変形能力に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12.No.2，pp.427-432，1990.6

[4-F26] 境有紀，日比純一，小谷俊介，青山博之：高強度コンクリートを用いた RC 柱の曲げ変形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，Vol.12.No.2，pp.44.6-4.60，1990.6

[4-F27] 小川淳二，阿部良洋，星道夫，生田真大：二軸曲げを受ける鉄筋コンクリート柱の挙動と損傷度，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12.No.2，pp.461-4.6.7，1990.6

[4-F28] 西山峰広，藤村孝暢，渡辺史夫，六車熙：高強度コンクリートと横拘束筋を用いた鉄筋コンクリート柱の力学性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13.No.2，pp.409-414，1991

[4-F29] 加藤大介：高強度材料を用いた RC 柱の曲げ性能の評価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.13.No.2，pp.415-420，1991

[4-F30] 藤原敏夫，狩野芳一，寺岡勝，佐々木聡：高強度コンクリートを用いた RC 短柱の力学性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.13.No.2，pp.433-438，1991

[4-F31] 溝口光男，荒川卓，荒井康幸：二軸曲げせん断力と変動軸力を受ける高強度 RC 柱の強度性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13.No.2，pp.4.67-462，1991

[4-F32] 池田尚治，山口隆裕，鵜澤哲史：鉄筋コンクリート柱の地震時挙動と耐震設計の評価，コンクリート工学論文集，Vol.2.No.1，pp.105-114，1991.1

[4-F33] 金久保利之，園部泰寿：高強度人工軽量骨材コンクリートを用いた鉄筋コンクリート部材の耐震性能に関する研究 ： 曲げ性能に影響される部材の強度と変形能，日本建築学会構造系論文報告集，No.441，pp.63-72，1992.11

[4-F34] 板倉康久，安居功二，張富明，益尾潔：高強度コンクリートと高強度せん断補強筋を用いた RC 柱のせん断耐力と変形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，Vol.14.No.2，pp.291-296，1992.5

[4-F35] 岡西努，林静雄，香取慶一，東健二：高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する考察，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14.No.2，pp.297-300，1992.5

[4-F36] 日比純一，小谷俊介，青山博之：高強度コンクリートを用いた RC 柱の変形性能に及ぼす軸力の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14.No.2，pp.307-312，1992.5

[4-F37] 小林努，山口輝彰，日比野孝一，今井弘：せん断力を受ける PCa 柱の力学的性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14.No.2，pp.475-480，1992.5

[4-F38] 丸田誠，別所佐登志，今井弘：高強度材料を用いた高層 RC 柱の弾塑性挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14.No.2，pp.523-528，1992.5

[4-F39] 加藤大介，菊池政智：高強度材料を用いた RC 柱の曲げ性能の評価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.14.No.2，pp.541-546，1992.5

[4-F40] 中岡章郎，入江貴弘，河本純，益尾潔：曲げ降伏型鉄筋コンクリート部材の変形性能に及ぼすせん断補強筋の加工形式の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14.No.2，pp.937-942，1992.5

[4-F41] 平石久廣，村田義行，上之薗隆志，薬研地彰：二方向変形を受ける鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の構造性状，日本建築学会構造系論文報告集，No.4.64，pp.115-125，1993.12

[4-F42] 菟啓民，田中礼治，野口博：ガス圧接継手が RC 柱の力学的性状に及ぼす影響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.15.No.2，pp.229-234，1993

[4-F43] 岡西努，林静雄，香取慶一：高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の曲げ降伏後の限界変形に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15.No.2，pp.519-524，1993

[4-F44] 磯雅人，山本俊彦，大滝健：載荷履歴を受けた鉄筋コンクリート柱の曲げせん断性状に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15.No.2，pp.525-530，1993

[4-F45] 美原義徳，松森泰造，小谷俊介，青山博之：プレキャスト鉄筋コンクリート造柱部材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.15.No.2，pp.653-658，1993

[4-F46] 松本智夫，西原寛，近藤修一，鈴木英之：プレキャスト RC 柱部材の変形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，Vol.15.No.2，pp.659-664，1993

[4-F47] 飯塚正義，八木敏行，益尾潔：プレキャスト鉄筋コンクリート構造柱の水平加力実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15.No.2，pp.665-670，1993

[4-F48] 小田稔，岡本直，山中久幸，浅倉晃：アラミド繊維巻付けによる既存 RC 柱のせん断補強，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15.No.2，pp.775-760，1993

[4-F49] 岡西努，香取慶一，林静雄，黒正清治：高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する実験研究，日本建築学会構造系論文報告集，No.461，pp.65-74，1994.7

[4-F50] 槇谷栄次，Mai WANG，小曽根茂雄，謝爽：高強度鉄筋用機械継手を有する PCa 部材の力学的挙動に関する研究，構造工学論文集，Vol.40B，pp.303-313，194.3

[4-F51] 山川哲雄，伊良波繁雄，玉城康哉，太田達見：電食試験により腐食した RC 柱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，Vol.16.No.1，pp.805-810，1994

[4-F52] 小澤健一，槇谷栄次，高実子光，小曽根茂雄：モルタル充填式スリーブ継手を用いた PCa 部材の耐震性能に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16.No.2，pp.301-306，1994

[4-F53] 本多良政, 加藤大介 : 主筋の座屈挙動に着目した変動軸力を受ける RC 柱の静加力実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16.No.2，pp.4.65-460，1994

[4-F54] 張愛暉，別所佐登志，加藤友康，山本孝一：高強度鉄筋 USD685 を用いた高層 RC 柱の曲げせん断実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16.No.2，pp.617-622，1994

[4-F55] 仲地唯治，伊藤倫顕，飯田智浩，戸田哲雄：高強度材料による RC 柱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.16.No.2，pp.623-628，1994

[4-F56] 津村浩三，斉藤千紀，芳村学，堀越英夫：1 方向及び 2 方向水平力を受ける外殻 PCa 柱に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16.No.2，pp.769-774，1994

[4-F57] 成瀬忠，川崎清彦，辻田耕一，今野修：高強度材料を用いた RC プレキャスト柱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.16.No.2，pp.775-780，1994

[4-F58] 木村秀樹，菅野俊介，長嶋俊雄：高軸力下における超高強度コンクリートを用いた RC 柱の力学性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16.No.2，pp.871-876，1994

[4-F59] 細矢博，安倍勇，岡田恒男，北川良和：鉄筋コンクリート部材の耐力と破壊性状に及ぼすひずみ速度の影響に関する研究―せん断破壊型柱部材の静的および動的水平加力実験―，コンクリート工学論文集，Vol.5.No.1，pp.39-49，1994.1

[4-F60] レハノ･ベルナルド，安達洋，白井伸明，中西三和：高軸力及び変動軸力を受ける鉄筋コンクリート造柱の変形性状 DEFORMATION CHARACTERISTICS OF RC COLUMNS SUBJECTED TO HIGH AND FLUCTUATING AXIAL LOAD，日本建築学会構造系論文集，No.467，pp.93-104，1995.1

[4-F61] 中山耕一，山川哲雄，伊良波繁雄，枇杷田篤：電食試験により腐食した RC 柱の弾塑性挙動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.17.No.1, pp.838-888, 1995

[4-F62] 菊田繁美，千葉脩：プレキャスト鉄筋コンクリート造柱部材に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17.No.2，pp.249-254，1995

[4-F63] 中田浩之，林芳尚，鈴木計夫，中塚佶：鋼管スリーブによるグラウト充填式継手を有する PCa 柱の力学特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17.No.2，pp.261-266，1995

[4-F64] 加藤大介，鈴木広孝，本多良政：主筋の座屈挙動に着目した変動軸力を受ける高強度 RC 柱の静加力実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17.No.2, pp.351-356, 1995

[4-F65] 大久保全陸，江島大介，松岡忠生：柱脚ヒンジ領域に機械式鉄筋継手を設けた RC 柱の曲げ降伏後の強度変形性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17.No.2, pp.363-368，1995

[4-F66] 小室努，佐藤哲治，田中仁史，R. Park：強度の異なる軸鉄筋比をもつ高強度コンクリート柱，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17.No.2，pp.441-446，1995

[4-F67] 亘正剛，中沢淳，桑田裕次，南宏一：13000kgf/cm2 級の高強度せん断補強筋を用いた RC 壁柱のせん断耐力，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17.No.2，pp.405-410, 1995

[4-F68] 管野貴浩，石橋忠良，堀江雅直：高密度配筋 RC 柱の靭性評価に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17.No.2，pp.435-440，1995

[4-F69] 知念秀起，山川哲雄，藤崎忠志：格子状 FRP 筋を帯筋に用いた RC 柱の弾塑性挙動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.17.No.2, pp.995-1000, 1995

[4-F70] 濱田真，吉松賢二，石橋久義，堀江啓：超高強度材料を使用した RC 柱に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18.No.2，pp.893-898，1996.7

[4-F71] 張愛暉，青木雅，町田興弘，吉岡智和：高強度材料を用いた RC 柱の曲げせん断実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18.No.2，pp.899-904，1996.7

[4-F72] 芝譲，松田壮史，遠藤健太郎，加藤大介：変形軸力と斜め横力を受ける RC 柱の靭性能評価実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18.No.2，pp.905-910，1996.7

[4-F73] 横井謙二，藤井学，安田扶律，幸左賢二：損傷を受けた橋脚の補強効果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.18.No.2，pp.137-142，1996.7

[4-F74] 片岡隆広，松崎育弘，福山洋，橋本一郎：シート状連続繊維によりせん断補強された RC 柱の構造性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18.No.2, pp.1463-1468，1996.7

[4-F75] 細矢博，岡田恒男，北川良和，中埜良昭，隈澤文俊：地震時のひずみ速度の影響による鉄筋コンクリート部材の耐力の増大と破壊モードとの関係に関する研究, 日本建築学会構造系論文集，Vol.76，No.492，pp.69-77，1997.2

[4-F76] 堀田久人，滝口克己：高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の曲げ靱性改善手法に関する一提案，日本建築学会構造系論文集，Vol.76，No.495，pp.115-119，1997.5

[4-F77] 林田則光，松崎育弘，石橋久義，南尚吾：鉄筋コンクリート柱の靭性と残存軸耐力に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.43，pp.221-226，1997.3

[4-F78] 白都滋：帯筋の端部定着形状に 90°フックを使用した鉄筋コンクリート造柱の高速載荷実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19.No.2，pp.309-314，1997.7

[4-F79] 菊田繁美，千葉脩：超高強度材料を用いた RC 柱部材に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19.No.2，pp.591-596，1997.7

[4-F80] 鈴木顕彰，三島徹也，佐藤勉，渡辺史朋：高強度材料を用いた柱部材の変形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，Vol.20.No.3，pp.265-270，1998

[4-F81] 鎌田則夫，中山弥巣夫，石橋忠良，中澤淳：高強度帯鉄筋を用いた RC 柱の変形性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20.No.3，pp.271-276，1998

[4-F82] 北田朋子，田才晃：曲げ柱の地震後の残存軸耐力と損傷修復性に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20.No.3，pp.433-438，1998

[4-F83] 津村浩三，芳村学：せん断破壊型 RC 柱の 3 方向加力実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20.No.3，pp.463-468，1998

[4-F84] 木村秀樹，石川裕次，角彰，松本竹史：高強度コンクリートを用いた RC 壁柱の地震時挙動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.20.No.3，pp.481-486，1998

[4-F85] 大野義照，宮本芳樹：鉄筋コンクリート柱の力学的性状におよぼす帯筋フック形状の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20.No.3，pp.493-498，1998

[4-F86] 藤田将輝，松崎育弘，中野克彦，阿瀬正明：高軸力を受けるモルタル充填式鉄筋継手を有したプレキャスト柱部材の構造特性に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20.No.3，pp.601-606，1998

[4-F87] 田中寿志，岡本大，瀧口将志，佐藤勉：RC 柱の変形性能と損傷レベル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.20.No.3，pp.1045-1050，1998

[4-F88] 小林将志，松田芳範，海原卓也，鎌田則夫：形鋼を棒鋼で接合し補強した RC 柱の交番載荷実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20.No.3，pp.1099-1104，1998

[4-F89] 仲鵬，山川哲雄：鋼板巻きで耐震補強した RC 柱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，Vol.20.No.3，pp.1123-1128，1998

[4-F90] 堀田久人，脇本健太郎，滝口克己：鋼板巻きで耐震補強した RC 柱の耐震性能に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No.523，pp.111-116，1999.9

[4-F91] 近藤眞生，三島徹也，下野一行，佐藤勉：高強度材料を用いた RC 部材の変形性能評価方法の検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21.No.3，pp.217-222，1999

[4-F92] 早野博幸，石川雄康，栩木隆，岡本享久：高性能軽量骨材を用いた鉄筋コンクリート柱の曲げせん断性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21.No.3，pp.607-612，1999

[4-F93] 増田安彦，杉本訓祥，吉岡研三，江戸宏彰：外殻プレキャストを用いた RC 柱の力学性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21.No.3，pp.799-804，1999

[4-F94] 筏井文隆，小林克巳，阿瀬正明，虻川真大：モルタル充填式継手を用いた PCa 柱主筋の付着性状に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21.No.3，pp.805-810，1999

[4-F95] 小林将志，石橋忠良，小林薫：帯鉄筋の形状を変化させた RC 柱の交番載荷実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21.No.3，pp.1165-1170，1999

[4-F96] 三田村浩，吉田紘一，佐藤昌志，岸徳光：実規模二径間連続桁模型を用いた RC 橋脚の荷重－変位特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21.No.3，pp.1207-1212，1999

[4-F97] 津吉毅，小林将志，石橋忠良：正負交番載荷を受ける RC 柱の損傷状況，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21.No.3，pp.1213-1218，1999

[4-F98]　田附伸一，小林将志，津吉毅，石橋忠良：帯鉄筋を柱外周に配置した RC 柱の交番載荷試験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21.No.3，pp.1333-1338，1999

[4-F99]　飯星力，福山洋，松本佳也，阿部信一：ポリアセタール繊維による RC 柱の耐震補強効果，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21.No.3，pp.1471-1476，1999

[4-F100]　笠原美幸，松崎育弘，中野克彦，福山洋：高靭性型セメント系複合材料を用いた柱部材の構造性能に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22.No.3, pp.385-390, 2000

[4-F101]　石川裕次，木村秀樹，沢村牧人，上田忠男：高強度コンクリート・高強度鉄筋を用いた柱の高軸力下における力学性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.22.No.3, pp.943-948，2000

[4-F102]　細矢博，浅野芳伸，小河義郎，今井弘：外殻 PCa を用いた鉄筋コンクリート柱の構造特性と最大耐力，日本建築学会構造系論文集，No.554，pp.117-124，2001.6

[4-F103]　木村秀樹，石川裕次：鋼繊維混入高強度コンクリート RC 柱の曲げせん断実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.23.No.3，pp.211-216，2001

[4-F104]　立松伸博, 大野義照:鉄筋コンクリート柱の曲げ破壊性状に及ぼす帯筋端部形状の影響, コンクリート工学年次論文集，Vol.23.No.3，pp.241-246，2001

[4-F105]　文野正裕，永山憲二，前田匡樹，田才晃：RC 柱の損傷状態に基づく残余耐震性能の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.23.No.3，pp.259-264，2001

[4-F106]　岡本大，佐藤勉，吉田幸司，黒岩俊之：高強度材料を用いた RC 部材の変形性能について，コンクリート工学年次論文集，Vol.23.No.3，pp.781-786，2001

[4-F107]　菊田繁美，千葉脩，羽鳥敏明：超高強度材料を用いた鋼板巻き RC 柱部材に関する実験研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23.No.3，pp.787-792，2001

[4-F108]　小室努，渡辺英義，是永健好，川端一三：150MPa 超高強度コンクリートを用いた RC 柱の耐震性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.24.No.2，pp.277-282，2002

[4-F109]　丸田誠，木村暁子：高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.24.No.2，pp.283-288，2002

[4-F110]　渡辺英義，是永健好，中野克彦，松崎育弘：曲げ降伏後にせん断破壊する RC 柱の靭性評価に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，No.572，pp.155-162，2003.10

[4-F111]　高稲宣和，芳村学，中村孝也：鉄筋コンクリート柱の崩壊変形に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.573，pp.153-160，2003.11

[4-F112]　小坂英生，渡辺英義，小室努，川端一三：超高強度コンクリートを用いた RC 柱の高軸力下の構造性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.25.No.2，pp.223-228，2003

[4-F113]　崔正龍，大芳賀義喜，北辻雅文，田中礼治：都市ごみ溶融スラグを骨材として用いた鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25.No.2, pp.271-276，2003

[4-F114]　仁科誠治，大野義照，岸本一蔵，中川隆夫：鉄筋コンクリート柱の曲げ変形性能に及ぼす帯筋端部加工形状の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.25.No.2，pp.307-312, 2003

[4-F115] 前田博之，鹿野仁史，中野克彦，松崎育弘：超高強度コンクリート(150MPa 級)柱部材の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25.No.2，pp.325-330，2003

[4-F116] 田中康介，康大彦，西川和明，前田匡樹：震災鉄筋コンクリート造建築物の残存耐震性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.25.No.2，pp.1225-1230，2003

[4-F117] 杉田清隆，睦好宏史，Govind Raj Pandey，内堀洋紀：鉄筋の付着を制御した RC 部材の靭性改善に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25.No.2，pp.1411-1416，2003

[4-F118] 高稲宣和，芳村学，石神誠一：曲げ降伏後せん断破壊する鉄筋コンクリート柱の崩壊に関する研究，日本建築学会構造論文集，No.583，pp.91-98，2004

[4-F119] 石川裕次，木村秀樹，山本正幸：高強度材料を用いた部材の引張軸力時の復元力特性に関する研究，構造工学論文集，Vol.50B，pp.47-58，2004.3

[4-F120] 花井伸明，市之瀬敏勝，梅村恒，野田聡：載荷履歴と配筋が RC 柱の耐力低下に及ぼす影響に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.26.No.2，pp.175-180，2004

[4-F121] 金子貴司，田上淳，丸田誠，鈴木紀雄：鉄筋コンクリート柱部材の挙動に及ぼすひずみ速度の影響に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.26.No.2，pp.241-246，2004

[4-F122] 奥田将人，鹿野仁史，中野克彦，松崎育弘：150MPa 級のコンクリートを用いた RC 柱部材の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.26.No.2，pp.283-288，2004

[4-F123] 菊田繁美，千葉脩，羽鳥敏明，飯塚信一：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱に関する実験研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.26.No.2，pp.781-786，2004

[4-F124] 杉本訓祥：鉄筋コンクリート造柱部材のせん断非線形性状評価手法の実験的検証，日本建築学会構造系論文集，No.592，pp.137-144，2005.6

[4-F125] 花井伸明，梅村恒，市之瀬敏勝：曲げ降伏後にせん断破壊する RC 柱の耐力低下に影響する因子，日本建築学会構造系論文集，No.593，pp.129-136，2005.7

[4-F126] 石川裕次，木村秀樹：高軸力が作用する高強度ＲＣ柱部材の最大耐力時変形，日本建築学会構造系論文集，No.593，pp.441-447，2005

[4-F127] 安富陽子，河野進，下澤正道，渡邉史夫：一定軸力を受ける RC 柱の残留ひび割れの定量化，コンクリート工学年次論文集，Vol.27.No.2，pp.259-264，2005

[4-F128] 杉本訓祥，増田安彦，津田和明，江戸宏彰：超高強度コンクリートを使用した RC 造柱部材の曲げ性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27.No.2，pp.667-672，2005

[4-F129] 木村秀樹，石川裕次，上林厚志，高津比呂人：超高強度鋼繊維コンクリートを用いたＲＣ柱の高軸力下における力学性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.27.No.2，pp.685-690，2005

[4-F130] 松本智夫，西原寛：超高強度材料を用いた RC 柱部材の曲げ性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28.No.2，pp.14.6-150，2006

[4-F131] 近藤祐輔，今井弘，細矢博：高強度材料を用いたプレキャスト柱の構造性能に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28.No.2，pp.175-180，2006

[4-F132] 山崎和宏，田才晃：鉄筋コンクリート造柱の軸力支持限界と耐震診断基準値，コンクリート工学年次論文集，Vol.28.No.2，pp.181-186，2006

[4-F133] 佐藤幸博，佐々木仁，高森直樹，寺岡勝：高強度コンクリートを用いた RC 造短柱の耐震性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28.No.2，pp.625-630，2006

[4-F134] 木下拓也，福原実苗，中澤淳，南宏一：高強度せん断補強筋を用いた RC 柱の曲げ破壊性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28.No.2，pp.74.6-750，2006

[4-F135] 松本智夫，西原寛：一方向入力を想定した偏平柱の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30.No.3，pp.103-108，2008.7

[4-F136] 小室努，今井和正，是永健好，渡邉史夫：超高強度鉄筋コンクリート柱の長期圧縮特性に関する考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.30.No.3，pp.223-228，2008.7

[4-F137] 内田悟史，幸左賢二，二井伸一，志村敦：FEM 解析を用いた壁式橋脚正負交番実験の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.30.No.3，pp.931-936，2008.7

[4-F138] 菊田繁美，斉藤大樹，福山洋，向井智久：多数繰り返し変形を受ける高強度鉄筋コンクリート柱に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.31.No.2，pp.103-108，2009

[4-F139] 竹中啓之，菊田繁美，菊田繁美，濱田聡，和泉信之：超高強度コンクリートを用いた柱とその柱脚部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.571-576，2009

[4-F140] 宮内克之，秋田政人，下枝博之，黒石吉孝：乾式吹付け工法を用いた RC 橋脚の曲げ耐力向上型補強，コンクリート工学年次論文集，Vol.31.No.2，pp.973-978，2009

[4-F141] 橘高将義，谷昌典，孫玉平，藤永隆：超高強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱部材の曲げせん断性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.32.No.2，pp.79-84，2010.6

[4-F142] 仲井士門，橘高将義，谷昌典，孫玉平：主筋比及び軸力比が超高強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱の耐震性能に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.33.No.2，pp.157-162，2011.7

[4-F143] 南口真一，増田有佑，岸本一蔵：曲げせん断を受けるＲＣ造柱の最大残留ひび割れ幅算定，コンクリート工学年次論文集，Vol.33.No.2，pp.175-180，2011.7

[4-F144] 徳永賢駿，渡辺公美，荒木秀雄：ポリアリレート繊維シートと薄肉鋼板で補強した RC 柱の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33.No.2, pp.1393-1398, 2011.7

[4-F145] 前田匡樹，鶴飼和也，中村匠，迫田丈志：ハイブリッド型繊維補強セメント系複合材料を用いた柱部材のせん断耐力と変形性能，コンクリート工学論文集，Vol.22.No.1，pp.1-10，2011.1

[4-F146] 石坂優樹，古谷章，中西三和，田才晃：長周期地震動を受ける超高層ＲＣ造建物の最下層中柱を対象とした多数回繰り返し載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.22.No.1，pp.1-10，2011.1

[4-F147] 中村孝也：軸力減少が鉄筋コンクリート柱の崩壊性状に与える影響-せん断補強筋が比較的多い柱の実験-，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.513-514，2013.8

[4-F148] 茂木順一，今村輝武，古宮嘉之，岩岡信一，成瀬忠，堀伸輔，田才晃，多田茜：主筋付着を部分切断した RC 造耐震間柱の曲げせん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.527-528，2013.8

[4-F149] 細川洋治，前田匡樹，小谷俊介，青山博之：鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊性状に関する実験研究(その１　実験概要)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.215-216，1993.9

[4-F150] 1 佐藤秀一郎，池田昭男，千葉正裕，陣内浩，靏見正：高強度鉄筋の開発に関する研究　その２０　高強度 RC 柱の繰返し曲げ・せん断実験Ⅱ-強度性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.485-486，1991.9

[4-F151] 但木幸男，田中礼治，大芳賀義喜，笠松照親，飯塚信一，塩川親：HHRC 構造に関する研究（その１５　高強度コンクリートと高強度鉄筋からなる柱実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.175-176，1996.9

[4-F152] 高見信嗣，吉岡研三：超高強度コンクリートを用いた柱の２方向曲げせん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.177-178，1996.9

[4-F153] 田野健治，山中久幸，小田稔：高強度 RC 造柱の曲げおよびせん断性状　その３　プレキャスト部材及び超高強度部材実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.375-376，1998.9

[4-F154] 古川淳，石渡康弘，市川昌和：600kgf/cm^2 級のコンクリートを用いた鉄筋コンクリート造柱に関する研究(その１:実験概要)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.833-834，1999.9

[4-F155] 山内茂一，大井貴之，千葉脩，石川勝美，菊田繁美，和泉信之，竹中啓之：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究（その３　実験概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.191-192，2000.9

[4-F156] 羽鳥敏明，大井貴之，千葉脩，和泉信之，山内茂一，藤井郁男，菊田繁美：プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱部材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.401-402，2001.9

[4-F157] 堀伸輔，岩岡信一，渡邊朋之，青田晃治，山本憲一郎：超高強度鉄筋コンクリート構造の柱部材実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.415-416，2002.8

[4-F158] 岡本守，大井貴之，千葉脩，石川勝美，羽鳥敏明，和泉信之，菊田繁美：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験（その５　実験概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.423-424，2001.9

[4-F159] 石神誠一，高稲宣和，中村孝也，芳村学：鉄筋コンクリート柱の軸力保持能力に関する研究　その１　実験計画および結果概要，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.215-216，2003.9

[4-F160] 田中睦，江崎文也，小野正行，河本裕行：超高強度アンボンド主筋を用いた RC 柱の履歴性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.181-186，2004

[4-F161] 王建男，岸本一蔵，任旭，大野義照：曲げせん断加力を受ける鉄筋コンクリート柱のヒンジ領域に発生するひび割れ幅，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.163-168，2006

[4-F162] 亀田好洋，水野英二，伊藤睦，梅原秀哲：圧縮下で繰り返し曲げを受ける鉄筋コンクリート柱の変形特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.14.6-150，2008

[4-F163] 島崎和司，熊谷仁志，北村佳久：高耐力短スパン RC 梁に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.52B，pp.285-290，2006.3

[4-F164] 大変形下における鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する資料集（その 3），建築研究資料，No.21，1978.2

[4-F165] 中村孝也，瀧田一平，竹村蒼也：高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の軸力減少を考慮した崩壊実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.91-96，2014

[4-F166] 辻大二郎, 村上裕貴, 齊藤和秀, 坂田昇:高炉スラグ高含有セメントを用いた 100N/mm2 級高強度コンクリートの実大柱施工実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.1702-1707，2014

[4-F167] 石村光由，貞末和史，藤井稔己，南宏一：傾斜型あと施工アンカーを用いた両側袖壁増設補強 RC 柱に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.841-846，2014

[4-F168] 古谷章，北嶋圭二，楠浩一，田才晃，中西三和，安達洋：多数回繰り返し載荷を受ける超高層 RC 造建築物の最下層柱の構造性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.80，No.709，pp.469-479，2015.3

[4-F169] 伊藤嘉則，中里匡陽，川上修，黒木勝一，飯塚伸一：薄肉鋼板と繊維シートで外付け補強された RC 造柱の履歴エネルギー吸収能力，構造工学論文集，Vol.61B，pp.27-39，2015.3

[4-F170] 藤井稔己，田中圭介，中澤淳，南宏一：高強度せん断補強筋を用いた RC 部材のせん断ひび割れ性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.163-168，2015

[4-F171] 佐藤公彦，渡部洋，青沼恭輔：構造スリットを有する鉄筋コンクリート造腰壁・垂れ壁付柱の曲げせん断性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.109-114, 2017

[4-F172] 舩木裕之，吉田競人，西澤秀喜，岸川樹生：電食によりかぶりコンクリートの剥落が生じた RC 柱の曲げ終局強度に関する研究, 構造工学論文集, Vol.63B, pp.385-391, 2017.3

[4-F173] 伊藤嘉則，楠浩一：高軸力を受ける低強度コンクリート RC 造柱の曲げ補強効果と曲げ強度の分析，構造工学論文集，Vol.63B，pp.393-405，2017.3

せん断破壊型

[4-S1] 若林實，南宏一，久木幸雄，宮内靖昌：せん断力を受ける鉄筋コンクリート柱に対する X 形配筋の有用性について, コンクリート工学年次講演会講演論文集, Vol.3, pp.44.6-448, 1981

[4-S2]　柴田拓二，城攻：任意方向の水平力を受ける鉄筋コンクリート短柱のせん断破壊性状，コンクリート工学年次講演会講演論文集，Vol.5，pp.377-380，1983

[4-S3]　六車熙，渡辺史夫：鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構に関する研究　－その２　付着割裂破壊におけるせん断補強筋の効果－，日本建築学会論文報告集，No.341，pp.11-18，1984.7

[4-S4]　村上雅英，今井弘：エポキシ樹脂注入工法で補修した RC 柱の弾塑性性状に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.30B，pp.143-152，1984.2

[4-S5]　倉本洋，宮井清忠，南宏一，若林實：二方向 X 形配筋柱の耐震性能，構造工学論文集，Vol.32B，pp.171-182，1986.3

[4-S6]　松崎育弘，別所佐登志，福島稔，畠本斉：高強度コンクリートを用いた柱及びはり部材のせん断耐力，コンクリート工学年次講演会論文集，Vol.8，pp.813-816，1986.6

[4-S7]　倉本洋，宮井清忠，南宏一，若林實：任意方向の曲げ・せん断を受ける二方向 X 形配筋柱の弾塑性挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.9，No.2，pp.293-298，1987.6

[4-S8]　荒川卓，賀明玄，荒井康幸，溝口光男：らせん鉄筋補強コンクリート柱の終局せん断強度について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.9，No.2，pp.299-304，1987.6

[4-S9]　荒川卓，賀明玄，荒井康幸，溝口光男：らせん鉄筋柱のせん断抵抗性状について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.10，No.3，pp.577-582，1988

[4-S10]　田村裕之，南宏一：変動圧縮力とくり返し曲げ・せん断を受ける壁柱の弾塑性性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.10，No.3，pp.589-594，1988

[4-S11]　鈴木計夫，中塚倍，中田浩之，山中昌一：高強度コンクリート・高強度横補強筋を用いた RC 柱部材の荷重－変形特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11，No.2，pp.4.65-460，1989

[4-S12]　礒健一，柳沢延房：高軸力下における鉄筋コンクリート短柱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.11，No.2，pp.465-470，1989

[4-S13]　荒川卓，荒井康幸，溝口光男，吉田稔：二軸曲げせん断力を受ける鉄筋コンクリート短柱のせん断抵抗性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11，No.2，pp.471-476，1989

[4-S14]　中江晃彦，倉本洋，南宏一：1200 キロ級のコンクリートを用いた RC 柱部材のせん断破壊性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12，No.2，pp.357-362，1990

[4-S15]　塚本尚由，中澤淳，倉本洋，南宏一：13000 キロ級の高強度せん断補強筋を用いた RC 柱の終局せん断耐力，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12，No.2，pp.369-374，1990

[4-S16]　阿満重幸，白井伸明，安達洋，小野新：高軸力および変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13，No.2，pp.339-344，1991

[4-S17]　日比純一，美原義徳，小谷俊介，青山博之：高強度コンクリートを用いた RC 柱の曲げ降伏後のせん断変形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，Vol.13，No.2，pp.427-432，1991

[4-S18] 藤原敏夫，狩野芳一，寺岡勝，佐々木聡：高強度コンクリートを用いた RC 短柱の力学性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.13, No.2, pp.433-438, 1991

[4-S19] 香田伸次，坂口昇，山野辺宏治，熊谷仁志：高強度鉄筋コンクリート壁柱のせん断特性に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13，No.2，pp.439-444，1991

[4-S20] 溝口光男，荒川卓，荒井康幸：二軸曲げせん断力と変動軸力を受ける高強度 RC 柱の強度性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13，No.2，pp.4.67-462，1991

[4-S21] 板倉康久，安居功二，張富明，益尾潔：高強度コンクリートと高強度せん断補強筋を用いた RC 柱のせん断耐力と変形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，Vol.14，No.2，pp.291-296，1992.5

[4-S22] 岡西努，林静雄，香取慶一，東健二：高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する考察，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.2，pp.297-300，1992.5

[4-S23] 日比純一，小谷俊介，青山博之：高強度コンクリートを用いた RC 柱の変形性能に及ぼす軸力の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.2，pp.307-312，1992.5

[4-S24] 小林努，山口輝彰，日比野孝一，今井弘：せん断力を受ける PCa 柱の力学的性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.2，pp.475-480，1992.5

[4-S25] 井上章男，西村泰志，倉本洋：高強度せん断補強筋と高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.2，pp.467-472，1993

[4-S26] クワ田裕次，中山昭夫，南宏一：600 キロ級の高強度コンクリートを用いた RC 柱のせん断耐力，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.2，pp.473-478，1993

[4-S27] 小田稔，岡本直，山中久幸，浅倉晃：アラミド繊維巻付けによる既存 RC 柱のせん断補強，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.2，pp.755-760，1993

[4-S28] 細矢博，安倍勇，岡田恒男，北川良和：鉄筋コンクリート部材の耐力と破壊性状に及ぼすひずみ速度の影響に関する研究―せん断破壊型柱部材の静的および動的水平加力実験―，コンクリート工学論文集，Vol.5，No.1，pp.39-49，1994.1

[4-S29] 浅川敏雄，石丸麟太郎，吉田宏，末永保美：高層壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造のピロティに用いる鋼管巻き RC 柱の力学的特性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.460，pp.131-141，1994.6

[4-S30] 桑田裕次，中山昭夫，南宏一：600 キロ級の高強度コンクリートを用いた RC 柱の 2 軸曲げせん断耐力，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16，No.2，pp.521-526，1994

[4-S31] 中田浩之.林芳尚.鈴木計夫.中塚佶：鋼管スリーブによるグラウト充填式継手を有する PCa 柱の力学特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.260-266, 1995

[4-S32] 瀬尾正幸，柏崎隆志，野口博：高強度材料を用いた RC 短柱のせん断性状に関する解析的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.2，pp.399-404，1995

[4-S33] 桑田裕次，南宏一：480 キロ級の高強度コンクリートを用いた RC 柱のせん断耐力に及ぼす作用軸力比の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.857-862, 1995

[4-S34] 吉田格英，北山和宏，西川孝夫：引張り軸力を受ける鉄筋コンクリート柱のせん断強度に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，No.2，pp.875-880，1996.7

[4-S35] 片岡隆広，松崎育弘，福山洋，橋本一郎：シート状連続繊維によりせん断補強された RC 柱の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，No.2，pp.1463-1468，1996.7

[4-S36] 岩橋司，毛井崇博，宮内靖昌，太田義弘：鉄筋コンクリート柱の補修・補強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.18，No.2，pp.1499-1504，1996.7

[4-S37] 細矢博，岡田恒男，北川良和，中埜良昭，隈澤文俊：地震時のひずみ速度の影響による鉄筋コンクリート部材の耐力の増大と破壊モードとの関係に関する研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.76，No.492，pp.69-77，1997.2

[4-S38] 林田則光，松崎育弘，石橋久義，南尚吾：鉄筋コンクリート柱の靭性と残存軸耐力に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.43B，pp.221-226，1997.3

[4-S39] 津村浩三，芳村学：せん断破壊型 RC 柱の 3 方向加力実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.463-468，1998

[4-S40] 横尾一知，北山和弘，小山明男，豊田浩一：変動軸力が鉄筋コンクリート柱のせん断性状に与える影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.475-480，1998

[4-S41] 大野義照，宮本芳樹：鉄筋コンクリート柱の力学的性状におよぼす帯筋フック形状の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.493-498，1998

[4-S42] 城攻，後藤康明，北野敦則，余湖兼右：CF シートを用いた特殊補強を含む RC 柱の剪断抵抗性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.1195-1200，1998

[4-S43] 中澤淳，山下祐司，桑田裕次，南宏一：高強度材料を用いた RC 柱のせん断破壊性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.397-402，1999

[4-S44] 鈴木英之，西原寛，松崎育弘：柱高さの途中まで存在する鉄骨が RC 柱のせん断性状に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.577-582，1999

[4-S45] 鴨下直樹，菊川和俊，渡邊一弘，新藤忠徳：炭素繊維シートを用いた柱の耐震補強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.21，No.3，pp.1381-1386，1999

[4-S46] 石渡康弘，市川昌和，中島英一，荒川玄：GFRC と炭素繊維シートによる柱の耐震補強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.21，No.3，pp.1405-1410，1999

[4-S47] 笠原美幸，松崎育弘，中野克彦，福山洋：高靭性型セメント系複合材料を用いた柱部材の構造性能に関する実験研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp.385-390，2000

[4-S48] 田川利郎，山川哲雄，鴨川茂義，飯干福馬：PC 鋼棒にプレストレスを導入した RC 極短柱の耐震補強実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp.1639-1644，2000

[4-S49] 山川哲雄，張愛暉，佐藤元：アラミド繊維シートを用いた RC 柱の耐震補強に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.54.6，pp.111-117，2001.7

[4-S50] 細矢博，浅野芳伸，小河義郎，今井弘：外殻 PCa を用いた鉄筋コンクリート柱の構造特性と最大耐力，日本建築学会構造系論文集，No.544，pp.117-124，2001.6

[4-S51] 竜泰之，中村孝也，芳村学：鉄筋コンクリート柱の軸力保持限界に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.217-222，2001

[4-S52] 小室努，渡辺英義，是永健好，川端一三：150MPa 超高強度コンクリートを用いた RC 柱の耐震性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.277-282，2002

[4-S53] 白石一郎，宮脇毅，高木仁之：主筋付着の有無が RC 柱のせん断挙動に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.871-876，2002

[4-S54] 高稲宣和，芳村学，中村孝也：鉄筋コンクリート柱の崩壊変形に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.573，pp.153-160，2003.11

[4-S55] 中村孝也，芳村学，大和征良：せん断破壊型鉄筋コンクリート短柱の軸力保持限界に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.561，pp.193-197，2003.11

[4-S56] 山田和夫，山本俊彦，岡田亨：断面形状の異なる鉄筋コンクリート部材の曲げ・せん断挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.217-222，2003

[4-S57] 高木仁之，白石一郎，三原愛未：動的衝撃加力を受ける RC 柱のせん断強度に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.229-234，2003

[4-S58] 河合繁，中村陽介，香取慶一，林静雄：RC 造柱の損傷過程に軸方向力及び断面形状が及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.265-270，2003

[4-S59] Hassane OUSALEM, Toshimio KABEYASAWA, Akira TASAI, Junichi IWAMOTO : EFFECT OF HYSTERETIC REVERSALS ON LATER AND AXIAL CAPACITIES OF REINFORCED CONCREET COLUMNS，コンクリート工学年次論文集，Vol.25, No.2，pp.367-372，2003

[4-S60] 金子貴司，田上淳，丸田誠，鈴木紀雄：鉄筋コンクリート柱部材の挙動に及ぼすひずみ速度の影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.241-246, 2004

[4-S61] 杉本訓祥：鉄筋コンクリート造柱部材のせん断非線形性状評価手法の実験的検証，日本建築学会構造系論文集，No.592，pp.137-144，2005.6

[4-S62] 杉本訓祥，増田安彦，津田和明，江戸宏彰：超高強度コンクリートを使用した RC 造柱部材の曲げ性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.667-672，2005

[4-S63] 近藤祐輔，今井弘，細谷博：高強度材料を用いたプレキャスト柱の構造性能に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.175-180，2006

[4-S64] 山崎和宏，田才晃：鉄筋コンクリート造柱の軸力支持限界と耐震診断基準値，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.181-186，2006

[4-S65] 佐藤幸博，佐々木仁，高森直樹，寺岡勝：高強度コンクリートを用いた RC 造短柱の耐震性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.625-630，2006

[4-S66] 中村孝也，芳村学，見波進：サブストラクチャ疑似動的実験によるせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の崩壊実験，日本建築学会構造系論文集，No.619，pp.141-148，2007.9

[4-S67] 村上恵都子，増田安彦，田才晃：低強度コンクリート RC 造柱の破壊性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.211-216，2008

[4-S68] 島崎和司：RC 造柱の地震後の残存軸耐力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.74，No.637，pp.537-542，2009.3

[4-S69] 中村孝也，芳村学，近藤隆幸：擬似動的手法による古い鉄筋コンクリート柱の崩壊実験，構造工学論文集，Vol.55B，pp.369-376，2009.3

[4-S70] 村上恵都子，増田安彦，田才晃：低強度コンクリート RC 造柱の破壊性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.211-216，2008

[4-S71] 金子慶一，松井智哉，福池章平，倉本洋：CES 付帯柱で補強されたせん断破壊型 RC 柱の挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.1009-1014，2010.6

[4-S72] 宮内克之，秋田政人，下枝博之，南宏一：ポリマーセメントモルタルの乾式吹付け工法を用いた既存 RC 造柱の耐震補強，コンクリート工学論文集，Vol.22，No.1，pp.43-55，2011.1

[4-S73] 河野進，レホアン，戸谷航大：685MPa 級の高強度せん断補強筋を用いたＲＣ柱の曲げせん断実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp.163-168，2013

[4-S74] 中村孝也：軸力減少が鉄筋コンクリート柱の崩壊性状に与える影響-せん断補強筋が比較的多い柱の実験-，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.513-514，2013.8

[4-S75] 池沼良章，中出順友，丸田誠，礒雅人，園部泰寿他：785N/mm^2 級せん断補強筋を用いた RC 造柱部材のせん断性状に関する実験的研究（その１），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.411-412，2012.9

[4-S76] 中澤淳，山下貴寛，藤井稔己，田中圭介，佐久間仁，南宏一：高強度せん断補強筋を用いた RC 部材のせん断ひび割れ性状に関する実験的研究　その６，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.405-406，2012.9

[4-S77] 藤井稔己，山下貴寛，田中圭介，中澤淳，佐久間仁，南宏一：高強度せん断補強筋を用いた RC 部材のせん断ひび割れ性状に関する実験的研究　その７，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.407-408，2012.9

[4-S78] 山下貴寛，藤井稔己，田中圭介，中沢淳，佐久間仁，南宏一：高強度せん断補強筋を用いた RC 部材のせん断ひび割れ性状に関する実験的研究　その８，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.409-410，2012.9

[4-S79] 高見信嗣，吉岡研三：超高強度コンクリートを用いた柱の２方向曲げせん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.177-178，1996.9

[4-S80] 小室努，是永健好，竹崎真一，川端一三：超高強度材料を用いた RC 柱の構造性能（その１　実験計画および実験結果概要　その３　実験結果検討），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.37-38，1997.9

[4-S81] 古川淳，石渡康弘，市川昌和：600kgf/cm^2 級のコンクリートを用いた鉄筋コンクリート造柱に関する研究(その１:実験概要)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.833-834，1999.9

[4-S82] 堀伸輔，岩岡信一，渡邊朋之，青田晃治，山本憲一郎：堀伸輔，岩岡信一，渡邊朋之，青田晃治，山本憲一郎，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.415-416，2002.8

[4-S83] 柏瀬孝子，杉本訓祥，高見信嗣，江戸宏彰：鉄筋コンクリート造建物の性能評価手法に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.141-142，2003.9

[4-S84] 石神誠一，高稲宣和，中村孝也，芳村学：鉄筋コンクリート柱の軸力保持能力に関する研究　その１　実験計画および結果概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.215-216, 2003.9

[4-S85] 櫛部典生，桑田裕次，南宏一：600kgf/cm2 級の高強度コンクリートを用いた RC 柱の付着割裂破壊性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.219-220，1993.9

[4-S86] 大変形下における鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する資料集（その 3），建築研究資料，No.21，1978.2

[4-S87] 藤永 隆，宮川 和明，喜多村 亘，孫 玉平：鋼製柱による RC 造建築物の外付け耐震補強工法に関する実験的研究，コンクリート工学論文集，Vol.25，pp.3-22，2014

[4-S88] 中村孝也，芳村学：軸力減少を考慮したせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の崩壊実験，日本建築学会構造系論文集，Vol.79，No.701，pp.987-994，2014.7

[4-S89] 中村孝也，瀧田一平，竹村蒼也：高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の軸力減少を考慮した崩壊実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.91-96，2014

[4-S90] 竹内崇，張建偉，藤永隆，孫玉平：付着強度の低い超高強度鉄筋を主筋に用いた逆対称曲げ RC 柱の耐震性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.109-114，2014

[4-S91] 醍醐宏治，水野光一朗，小林將志：鋼板巻立て補強を行ったせん断スパン比の小さい鉄筋コンクリート部材の耐震性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.853-858，2014

[4-S92] 赤熊宏哉，松本浩嗣，正木守，三宅紀：ポバール樹脂およびポリマーセメントモルタルを用いたビニロン繊維メッシュ巻立て工法による RC 柱のじん性補強効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.919-924，2014

[4-S93] 宮内靖昌，藤原一馬，土肥大輝，西村泰志：部分的な鋼板貼付による既存 RC 柱のせん断補強，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.1273-1278，2014

[4-S94] 向井智久，福山洋，諏訪田晴彦，白井一義，衣笠秀行：超高強度繊維補強コンクリートを用いたプレキャスト袖壁により補強された RC 柱の終局強度，日本建築学会構造系論文集，Vol.80，No.710，pp.637-645，2015.4

[4-S95] 竹内崇，藤永隆，東山諒太，孫玉平：付着強度の低い超高強度鉄筋を主筋に用いた逆対称曲げ RC 柱の耐震性能に及ぼす主筋配筋形式の影響に関する研究　，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.145-150，2015

[4-S96] 片川和基，真田靖士，倉本洋，足立智弘：カプラー上にせん断補強筋を配さない RC 柱のせん断性能に及ぼす補強筋比の影響に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.157-162，2015

[4-S97] 藤井稔己，田中圭介，中澤淳，南宏一：高強度せん断補強筋を用いた RC 部材のせん断ひび割れ性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.163-168，2015

[4-S98] 石田雄太郎，日比野陽：RC 部材の軸力の有無による内部応力状態変化とせん断終局強度，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.169-174，2015

[4-S99] 村山峻一朗，真田雄介，真田靖士，倉本洋：カプラー上にせん断補強筋を配さない RC 柱のせん断性能に及ぼすせん断スパン比の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2，pp.469-474，2015

[4-S100] 佐藤真俊，高橋典之，菅野秀人，西田哲也：非定常変位履歴を受ける RC 造柱部材の損傷量計測および推定手法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.931-936，2016

[4-S101] 大塚将人，鈴木卓，張政，倉本洋：UFM パネルを用いて補強した RC 柱の耐震補強効果に及ぼす軸力の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.1063-1068，2016

[4-S102] 竹内崇，藤永隆，吉森祐樹，孫玉平：付着強度の低い超高強度鉄筋を用いた RC 柱の耐震性能に及ぼす主筋定着詳細と横拘束方法の影響に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.163-168，2016

[4-S103] 張政，鈴木卓，大塚将人，倉本洋：UFM パネルを用いて補強した RC 柱の耐震補強効果に及ぼすせん断スパン比と補強量の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.739-744，2016

[4-S104] Juan Pablo Hidalgo TOXQUI，田才晃，杉本訓祥，楠浩一：高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の崩壊モードとせん断変形性能に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.62B, pp.173-180，2016.3

[4-S105] 荒木秀夫，瀬川優斗：1963 年に建設された建物から採取した RC 柱の性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.2，pp.1237-1242，2017

付着破壊型

[4-14]　森本久雄，栗林博之，藤井栄，森田司郎：RC 短柱における付着割裂破壊時の局所付着応力ーすべり曲線，コンクリート工学年次講演会論文集，Vol.6，pp.549-552，1984

[4-15]　中西三和，高梨成次，安達洋，小野新：せん断破壊する鉄筋コンクリート柱の力学的性状に及ぼす載荷速度の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11, No.2, pp.235-240, 1989

[4-16]　竜泰之，中村孝也，芳村学：鉄筋コンクリート柱の軸力保持限界に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.217-222，2001

[4-17]　大杉泰子，壁谷澤寿海，田才晃，五十嵐俊一：大きな変動軸力を受ける柱の崩壊を防止する補強方法，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.1279-1284，2002

[4-18]　佐々木芳弘，押田光弘，飯塚信一，折り曲げ接合を用いた薄肉鋼板によるコンクリート系構造部材の耐震補強に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.51B，pp.477-482，2005.3

[4-19]　近藤祐輔，今井弘，細矢博：高強度材料を用いたプレキャスト柱の構造性能に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.175-180，2006

[4-20]　宮内克之，秋田政人，下枝博之，南宏一：ポリマーセメントモルタルの乾式吹付け工法を用いた既存 RC 造柱の耐震補強，コンクリート工学論文集，Vol.22，No.1，pp.43-55，2011.1

[4-21]　河野進，レホアン，戸谷航大：685MPa 級の高強度せん断補強金を用いたＲＣ柱の曲げせん断実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp.163-168，2013

[4-22]　金東煥，金旻俊：横補強筋の形状が RC 柱の付着強度に与える影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.541-542，2013.8

[4-23]　細川洋治，前田匡樹，小谷俊介，青山博之：鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊性状に関する実験研究(その１　実験概要)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.215-216，1993

[4-24]　但木幸男，田中礼治，大芳賀義喜，笠松照親，飯塚信一，塩川親：HHRC 構造に関する研究（その１５　高強度コンクリートと高強度鉄筋からなる柱実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.175-176，1996

[4-25]　大変形下における鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する資料集（その 3），建築研究資料，No.21，1978.2

[4-26]　宮内靖昌，茨木悠佑，上林智貴，西村泰志：部分的な炭素繊維シート貼付による既存 RC 柱のせん断補強，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.931-936，2015

4.7 における参考文献

[4.7-1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，1997

[4.7-2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010

[4.7-3] 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

4.7 における試験体の引用文献

[4.7-A1] 宮内克之他：ポリマーセメントモルタルの乾式吹付け工法を用いた既存 RC 造柱の耐震補強，コンクリート工学論文集，第 22 巻，第 1 号，pp.43-55，2011.1

[4.7-A2] 建築研究所:大変形下における鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する資料集(その 3)，1978

[4.7-A3] 竜泰之他：鉄筋コンクリート柱の軸力保持限界に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，第 23 巻，第 3 号，pp.217-222，2001.7

[4.7-A4] 武藤哲：軸力減少度合をパラメータとした鉄筋コンクリート柱の崩壊実験，首都大学東京修士学位論文，2012.3

[4.7-A5] 中西三和他:せん断破壊する鉄筋コンクリート柱の力学的性状に及ぼす載荷速度の影響，コンクリート工学年次論文報告集，11-2，pp.235-240，1989

[4.7-A6] 河野進他：685MPa 級の高強度せん断補強筋を用いた RC 柱の曲げせん断実験，コンクリート工学論文集，第 35 巻，第 2 号，pp.163-168，2013

[4.7-A7] 金東煥他：横補強筋の形状がＲＣ柱の付着強度に与える影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.541-542，2013.8

[4.7-A8] 但木幸夫他：HHRC 構造に関する研究（その 15　高強度コンクリートと高強度鉄筋からなる柱実験)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.175-176，1996.9

[4.7-A9] 細川洋治他：鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊性状に関する実験研究（その 1　実験概要)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.215-216，1993.9

[4.7-A10] 森本久雄他：RC 短柱における付着割裂破壊時の局所付着応力-すべり曲線，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1865-1866，1984.10

[4.7-A11] 大杉泰子他：大きな変動軸力を受ける柱の崩壊を防止する補強方法，コンクリート工学年次論文報告集，第 24 巻，第 3 号, pp.1279-1284，2002

[4.7-A12] 佐々木芳弘他：折り曲げ接合を用いた薄肉鋼板によるコンクリート系構造部材の耐震補強に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.51B，pp.477-482，2005.3

[4.7-A13] 近藤祐輔他：高強度材料を用いたプレキャスト柱の構造性能に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，第 28 巻，第 2 号, pp.175-180，2006

第５章

腰壁・垂れ壁付き梁部材

5.1 データベースの項目

本節では，本研究で作成したデータベースのうち腰壁・垂れ壁付き梁のデータベースにおける項目についての説明を掲載する。

5.1.1　基本情報

101-ID 情報

1) ID	部材毎の通し番号とし，WB001 から順に割り振る。
2) 実験主体	実験実施の主体を記載する。
3) 試験体名称	文献に記載されている試験体の名称を付ける。
4) 部材名称	架構試験体の一部などで，試験体名称と異なる場合に名称を設ける。
5) 部材の分類	部材の形状により「梁，片側壁付梁，両側壁付梁」の三つに分類する。 ※１　部材形状が十字接合部もしくはト形接合部の一部の場合は,「（十字），（ト形）」の記載を追加すること。 ※２　部材に構造スリットが設けられている場合，完全スリットならば「（完ス）」，部分スリットならば「（部ス）」の記載を追加すること。

102-文献情報

1) 文献番号	主たる論文について文献収集リストで付与した通し番号を記載する。
2) 関連文献番号	主たる論文に関連する文献収集リストで付与した通し番号を記載する。複数記載可。
3) 情報	主たる文献で必要な情報（タイトルや雑誌名）を表示させる。

5.1.2　試験体情報

201-一般情報

1) スケール	実断面に対して縮小された場合の規模。例えば 1/2 など
2) 腰壁・垂れ壁数量	梁に取り付く腰壁・垂れ壁の数量。
3) 袖壁有無	袖壁の有無。
4) スリット有無	腰壁・垂れ壁へのスリットの有無。スリットがある場合，その種類（例えば，完全スリット，部分スリット等）。
5) 配筋の対称性	配筋の配置について対称性を記載する。
6) 打設方向	試験体の強軸方向からの打設を鉛直，弱軸方向からの打設を水平とする。
7) 打設打継	試験体途中での打継の有無。ある場合，打継面の処理方法。
8) 備考	上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

202-材料情報

a.　コンクリートの材料特性について記載する。

1) 設計強度	当該文献に記載されている目標強度で，試験体の設計時に用いた強度。
2) 圧縮強度	当該文献に記載されている最大圧縮強度を記載する。
3) 圧縮強度時歪み	当該文献に記載されている最大圧縮強度時歪みを記載する。
4) 引張強度	当該文献に記載されている引張強度を記載する。その値を割裂強度から

算定している場合は，「算定値」を選択し，その値を記載する。また，直接引張実験から算定している場合は，「実験値」を選択し，その値を記載する。その他，算定方法が不明な場合は「-」を選択する。

5) ヤング係数　当該文献に記載されているヤング係数を記載する。その値の算定方法（AIJRC 規準式（コンクリート強度から算定する式で 2）の圧縮強度を用いた場合），JIS A1149 式（実験結果より算定する），「-」（算定方法が記載されてない））を選択する。値がない場合は「-」を選択する。

b.　梁主筋の材料特性について記載する。

1) 降伏強度　当該文献に記載されている降伏強度を記載する。その値の算定方法（降伏点，0.2%耐力，「-」（算定方法が記載されてない））を選択する。値がない場合は「-」を選択する。

2) 降伏歪み　当該文献に記載されている降伏歪みを記載する。その値が材料実験から得られた値を用いて算定されていれば「実験値」とする。その他，算定方法が不明な場合は「-」を選択する。

3) 引張強度　当該文献に記載されている引張強度を記載する。

4) 引張強度歪み　当該文献に記載されている引張強度歪み度を記載する。

5) ヤング係数　当該文献に記載されているヤング係数を記載する。その値を実験で得られる降伏強度および降伏歪みを用いて算定している場合は「実験値」と記載する。その他，算定方法が不明な場合は「-」を選択する。

6) 備考　上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

c.　梁せん断補強筋の材料特性について記載する。 各項目は b.梁主筋と同様である。

d.　腰壁・垂れ壁横筋の材料特性について記載する。 各項目は b.梁主筋と同様である。
腰壁・垂れ壁横筋に複数の材料を使用している場合は，(2)以降に記載する。

e.　腰壁・垂れ壁縦筋の材料特性について記載する。 各項目は b.梁主筋と同様である。

<u>203-部材形状情報</u>

a. 梁

1) 断面形状　矩形または円形などのコンクリート外部の形状。腰壁・垂れ壁付き梁は矩形のみを収集対象としている。

2) 幅　加力方向に対して直交する辺の長さ。

3) せい　加力方向に対して平行する辺の長さ。

4) コア断面積　外周部せん断補強筋に囲まれた断面積

5) 被りコンクリート厚さ　幅とせいのかぶり厚さをそれぞれ記入。

6) クリアスパン　対象部材の内法長さ。対象部材が接合部試験体の一部の場合は入力しない。

7) 備考　上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

b. 腰壁　c. 垂れ壁

1) 壁板厚さ（t_w）	壁板の厚さを記入する。
2) 壁板高さ（h_w）	両端の柱型を含めた全長を記入する。
3) クリアスパン	対象部材の内法長さ。対象部材が接合部試験体の一部の場合は入力しない。
4) 偏心	梁中心と腰壁・垂れ壁中心の壁厚さ方向の偏心距離を記入する。
5) スリット位置	腰壁・垂れ壁に設けられたスリット位置を記入する。
6) スリット寸法	5)で記入したスリット寸法を記入する。
7) 備考	上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

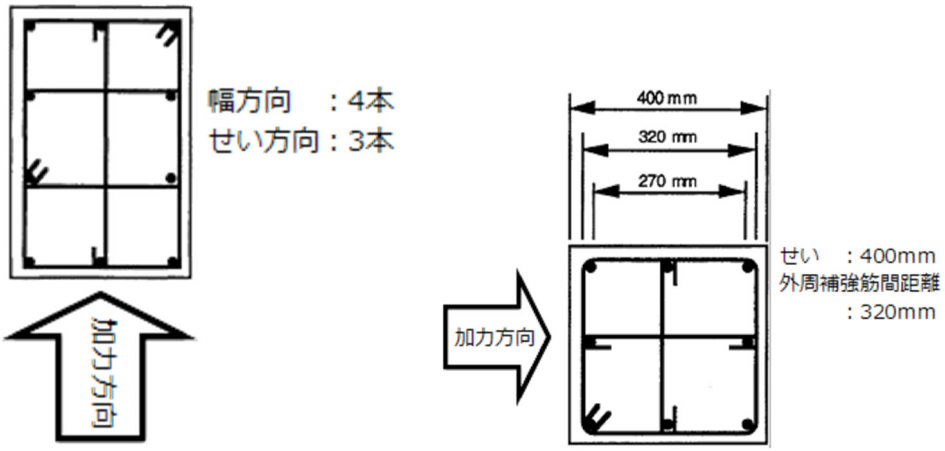
204-梁主筋情報

a. 上端筋　b. 下端筋

1) 本数	主筋本数
2) 呼び名	鉄筋の形状と径を表す記号。（例えば D19 やφ9，#4 など）
3) 種類	主筋の種類。例えば SD345 など
4) 継手有無	主筋が部材内で継手使用の有無。
5) 継手長さ	主筋の継手がある場合はその長さ。
6) 備考	継手の位置情報など，その他継手に関して追記すべき情報。
7) 1 段目までの距離	主筋が 2 段以上ある場合，1 段目の主筋との距離を記入する。

205-梁せん断補強筋情報

1) 形状	部材断面における補強筋形状。2 種類ある場合は外周部とその内部の形状を記載する。(例えば，中子筋のある矩形のせん断補強筋の場合，「矩形・中子」)
2) 呼び名	鉄筋の形状と径を表す記号。（例えば D19 やφ9，#4 など）
3) 間隔	1，2 は部材長さ方向で間隔が変わる場合，狭い領域（例えばヒンジ領域）と広い領域の間隔。1 種類のみの場合は，「狭い箇所」欄に記載する。位置；3 は狭い領域の長さと位置が分かる情報を記載。
4) 種類	補強筋の種類。例えば SD295 など
5) 5-1)～5-4)有効本数	幅方向とせい方向の補強筋（中子筋を含む）の足の数（**図** 5.1.1(a)）。3)で記載した狭い箇所と広い箇所がある場合は，それぞれ記載し，部材長において補強筋が等間隔の場合は，「狭い箇所」欄にのみ記載する。
6) 1，2 外周補強筋間距離	外周補強筋の中心間距離（**図** 5.1.1(b)）。



(a) 補強筋の足の数　　(b) 外周補強筋の中心間距離

図 5.1.1　梁せん断補強筋

7) 有効横支持長さ　　はば方向およびせい方向に対して，各主筋間最短距離の最大値（図 5.1.2 の Ci 参照）。下図で横方向から載荷する場合，図 5.1.2 中の Ci がせい方向の長さとなる。

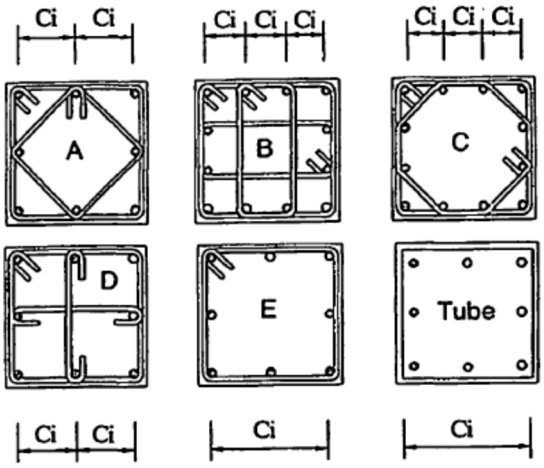


図 5.1.2　有効横支持長さ

8) 定着性状　　1 は定着性状を示す。例えば，フックの有無，重ね継手，溶接，その他（機械式継手など）。フック形状；2 はフックがある場合はフック角度で例えば，90 や 135 度。継手長さ；重ね継手を選択した場合の継手長さ。

206－腰壁・垂れ壁横筋情報

a. 腰壁　b. 垂れ壁

腰壁・垂れ壁横筋に複数の材料を使用している場合は，材料情報と対応する(2)以降の箇所に記載する。

1) 本数　　壁横筋本数を記入する。

2) 呼び名　　鉄筋の形状と径を表わす記号を記入する。例えば，D19 やφ9，#4 など。

3) 間隔　　壁縦筋の配筋間隔を記入する。

4) 形式　　配筋形式（シングル，ダブル，千鳥）を記入する。

5) 種類　　鉄筋の種類を記入する。例えば SD345 など。

6) 鉄筋深さ　　6-1) には，梁と壁の境界面に最も近い横筋の，梁と壁の境界面からの距離を記入する。6-2) には，最も遠い横筋の距離を記入する。

207－腰壁・垂れ壁縦筋情報

a. 腰壁　b. 垂れ壁

1) 呼び名　　鉄筋の形状と径を表わす記号を記入する。例えば，D19 やφ9，#4 など。

2) 間隔　　壁縦筋の配筋間隔を記入する。

3) 形式　　配筋形式（シングル，ダブル，千鳥）を記入する。

4) 種類　　鉄筋の種類を記入する。例えば SD345 など。

5) 梁定着　　壁縦筋の梁への定着方法を記入する。例えば通し配筋，何 mm 直線定着など。

5.1.3　加力・計測情報

301-加力情報

1) 加力形式　　部材の加力形式を示す。例えば，片持ちや両端固定（建研式，大野式），その他（ダブルエンド式など）。部材が十字形接合部やト形接合部の一部の場合は，片持ち形式を選ぶ。

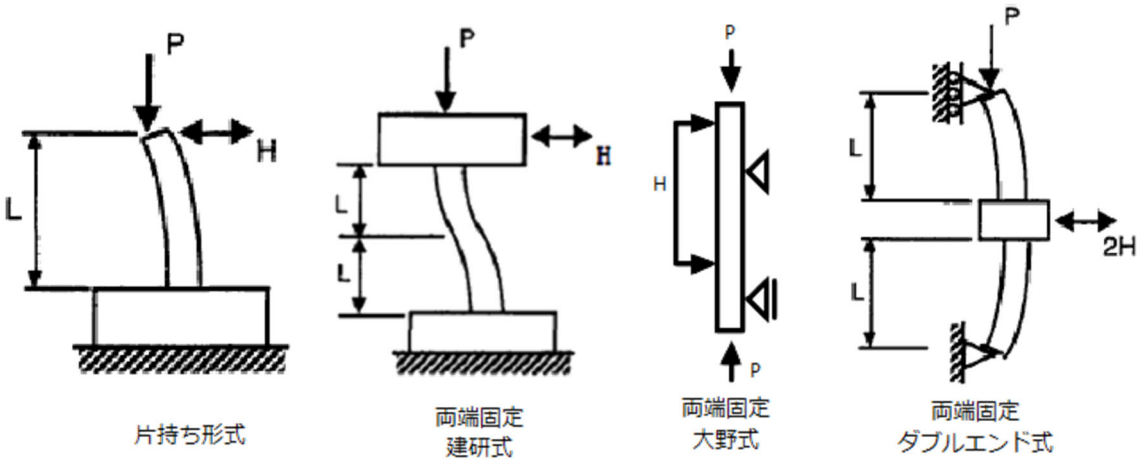


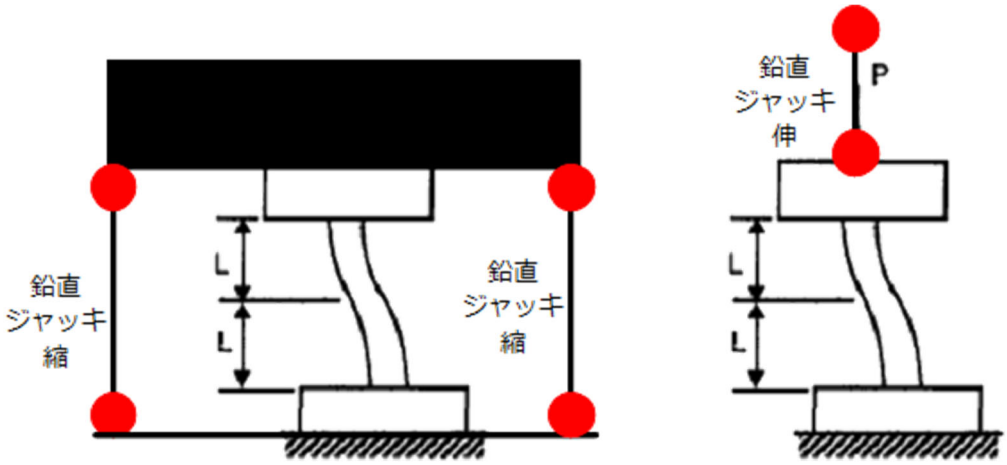
図 5.1.3　加力形式

2) 加力方向　　部材が水平に加力される方向を示す。例えば，一方向，二方向，斜め 45 度など

3) 載荷履歴　　加力載荷の履歴を示す。例えば単調片押し，繰り返し，ランダムなど

4) 軸力　　作用軸力を入力する。

5) 鉛直ジャッキ　　鉛直ジャッキが部材にどのように取り付けられているかを示す。例えば，ピン支持，ローラー支持，その他など。また当該鉛直ジャッキの導入軸力の種類（**図 5.1.4** 参照）を記載する。



（a）圧縮時にジャッキが縮む場合　　（b）圧縮時にジャッキが伸びる場合

図 5.1.4　鉛直ジャッキの取り付き方

6) シアスパン　　反曲点位置から部材端部までの長さの内，最大の長さ。反曲点高さをジャッキにより制御している場合はその高さ（長い方）を記載する。またジャッキにより制御していない場合で建研式加力を行っている場合は，クリアスパンの半分の長さを記載する。部材が十字形接合部やト形接合部の一部の場合は，反曲点（ピン支持位置）から柱フェイス位置（袖壁がある時は袖壁フェイス位置）までの距離とする。それ以外は「-」と記載する。

7) 備考

302-計測情報

1) 部材応力の計測方法　　部材が負担している応力（せん断力，軸力）の計測方法について示す。ジャッキの荷重をロードセルで計測している値が示されている場合は「間接」，部材の応力をロードセルなどで直接計測している場合は「直接」を選択し，不明の場合「-」と記載する。

2) 部材変位の計測方法　　加力により生じる部材の変位の計測方法について示す。部材角や軸方向変位を算定するためのデータが直接計測されている場合は「直接」，計測データを用いて上記変位の算定する必要がある場合は，「間接」を選択し，不明の場合「-」と記載する。

5.1.4　実験データ情報

401-データ特性情報

1) 水平応力データの有無　水平応力データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。柱の場合は，それらのデータを用いてせん断力を算定する場合に，P-Δ（ジャッキによる分を含む）の補正の必要があるかどうかを示す。補正が必要であり，文献内の情報から可能である場合，「必要（可）」，補正が必要だが文献内の情報からできない場合，「必要（不可）」を選択する。

2) 備考　上記の補足またはその他必要な情報を記載。

3) 水平変形データの有無　水平変形データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の水平変形として使用するために，補正の必要性の有無について示す。

4) 備考　上記の補足またはその他必要な情報を記載。

5) 鉛直変形データの有無　鉛直変形データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の鉛直変形として使用するために，補正の必要性の有無について示す。

6) 備考　上記の補足またはその他必要な情報を記載。

7) 分離変形データの有無　分離された水平変形データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の分離された水平変形として使用するために，補正の必要性の有無について示す。

8) 備考　上記の補足またはその他必要な情報を記載。

402-剛性情報

1) 弾性剛性　実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる弾性剛性の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

405-減衰情報

1) ポテンシャルエネルギー　各変形角におけるポテンシャルエネルギーを示す。

2) 履歴吸収エネルギー　各変形角における履歴吸収エネルギー量を示す。

3) 等価粘性減衰定数　各変形角における記載されている等価粘性減衰定数を示す。

406-破壊モード

1) 実験時破壊モード　実験で得られている破壊モード。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

2) 計算時破壊モード　文献中で計算された最小の終局強度を破壊モードとする。正負非対称の部材の場合は，正負の値を示す。

407-損傷状態情報（ひび割れや鉄筋降伏，圧縮破壊，主筋座屈などの損傷状態を示す情報）

1) 曲げひび割れ	実験で得られている曲げひび割れ時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。
2) 梁せん断ひび割れ	実験で得られている梁のせん断ひび割れ時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。
3) 壁せん断ひび割れ	実験で得られている壁のせん断ひび割れ時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。
4) 梁主筋降伏	実験で得られている最初に主筋が降伏した時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。
5) 梁せん断補強筋降伏	実験で得られている最初にせん断補強筋が降伏した時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。
6) 腰壁・垂れ壁横筋降伏	実験で得られている最初にそで壁縦筋が降伏した時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。
7) 腰壁・垂れ壁縦筋降伏	実験で得られている最初にそで壁横筋が降伏した時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。
8) 被りコンクリート剥落	実験で得られているかぶりコンクリートが剥落した時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。
9) 最大耐力	実験で得られている最大耐力に達した時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。
10) 梁主筋座屈	実験で得られている最初に主筋が座屈した時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。
11) 備考	
12) ひび割れ情報	ひび割れ図の有無，ある場合はそのデータの保存を行い，そのファイル名称を記載。またひび割れが計測されている部材角を記載する。
13) その他の損傷情報	ひび割れ幅や長さなどさらに詳細な情報を計測の有無について記載。
14) 備考	

408-デジタルデータ

1) ファイル名	デジタルデータをテキスト形式で保存。そのファイル名称を記載。

5.1.5　データの信頼度指標

上記の各項目のデータの信頼度指標として，以下の指標を記入する。

(A) 値が論文中に明記されているデータ。

(B) アナログデータを計測することで得られるデータ。（例：論文中の断面図を計測し梁せいを計算する）

(C) 論文中の計算値から推測したデータ。（例：曲げ強度計算値から梁せいを推測する）

(D) 論文中のデータが関連論文の値と異なっている。（データベースには主たる論文による値を入力している。）

(E) 明らかに論文中の値（または単位）が間違っているため，修正して入力したデータ。（例：梁スパンの長さが 1.5(mm)という記載がされていた場合，1.5(m)に修正する。）

5.2 収集データの特性

5.2.1　対象とした論文

今回対象とした論文は，日本建築学会構造系論文集（1975～2017），日本コンクリート工学協会年次論文報告集（1979～2017），コンクリート工学論文集（1990～2017），構造工学論文集 B（1975～2017）を全数調査し，腰壁・垂れ壁付き梁の構造実験に関する論文を抽出した。また，追加で日本建築学会大会学術講演梗概集や日本建築学会九州支部研究報告集からも論文を抽出した。抽出した腰壁・垂れ壁付き梁部材に関連する論文は 67 編（参考文献[5-A1]～[5-A67]）であり，以下の収集基準に従って収集を行なった。

- 腰壁・垂れ壁付き梁の構造実験を実施している論文とし，解析的な論文は除外した。
- 軸力 0 の袖壁付柱の構造実験も収集の対象とした。
- 有開口耐震壁や，二次壁の付いた架構の実験は，腰壁・垂れ壁付き梁のみの構造性能を評価するのが難しいことから，収集の対象から除外した。
- 二次壁付の十字型柱梁接合部およびト形柱梁接合部の試験体のうち，梁部材としての実験データが収集できる試験体は，収集の対象とした。ただし，十字型柱梁接合部の場合は，一つの試験体で腰壁・垂れ壁付き梁が二体あると考え，試験体名の末尾に「-S」「-N」などの方角を追加し，データベースに入力した。
- 構造スリット（完全スリットおよび部分スリット）のある腰壁・垂れ壁付き梁についても収集の対象とした。

今回収集した論文は 33 編（参考文献[5-A1]～[5-A9] [5-A12]～[5-A15] [5-A22] [5-A27] [5-A31] [5-A34] [5-A35] [5-A39] [5-A44] [5-A46]～[5-A52] [5-A55] [5-A58] [5-A63] [5-A66]～[5-A67]）である。収集した文献数の分布を**表 5.2.1** に示す。

表 5.2.1 収集文献数

日本建築学会構造系論文集	4編
日本コンクリート工学協会年次論文報告集	5編
コンクリート工学論文集	1編
構造工学論文集B	2編
日本建築学会大会学術講演梗概集	21編
日本建築学会九州支部研究報告集	0編
合計	33編

また本研究では，平成 20 年度～平成 22 年度国交省建築基準整備促進事業　課題 7「鉄筋コンクリート造の変断面部材の構造特性評価に関する実験」（研究代表者：壁谷澤寿海）のデジタルデータを用いる事でより詳細な検証を行うことができた。該当する試験体は 9 体であり，参考文献[5-A48]～[5-A50] [5-A54] [5-A55]の試験体と重複している。

また本研究では，平成 29 年度国土交通省建築基準整備促進事業 S22「高密配筋を行った鉄筋コンクリート造部材の部材種別の評価に関する検討」により実施（研究代表者：谷　昌典）のデジタルデータを用いる事でより詳細な検証を行うことができた。該当する試験体は 4 体であり，参考文献[5-A66]～[5-A67]の試験体と重複している。

5.2.2　収集データ

今回対象とした論文 33 編（参考文献[5-A1]～[5-A9] [5-A12]～[5-A15] [5-A22] [5-A27] [5-A31] [5-A34] [5-A35] [5-A39] [5-A44] [5-A46]～[5-A52] [5-A55] [5-A58] [5-A63] [5-A66]～[5-A67]）で得られた試験体数は 96 体であった。

収集した 96 体の試験体において，鉄筋の位置などの断面情報や実験結果の情報が不足しているケースが多く見られた。本報告書 5.4 節において評価式の精度検証に用いる試験体は信頼できるデータのみを使用することとし，以下の基準で検討用試験体を選別した。

- 実験データが無いものは除外する。
- 構造スリットのうち部分スリットの試験体は除外する。
- 壁無しの梁のみの試験体は除外する。
- コンクリート圧縮強度が 18N/mm^2～60N/mm^2 の試験体のみを検討する。

選別の結果，検討用の試験体は，完全スリットが設けられている腰壁・垂れ壁付き梁試験体が 8 体，スリット無しの腰壁・垂れ壁付き梁試験体が 36 体の，合計 44 体となった。

5.2.3　検討用データの特徴

収集した 96 体に対して，検討用に用いる試験体数は 44 体である。それぞれの，代表的な特性値の一覧を**表 5.2.2** に示す。また，検討用試験体についての各特性値の頻度分布を**図 5.2.1～図 5.2.9** に示す。ただし，せん断スパン比はせん断スパン a を壁も含めた断面の全せいで除して求めた。この時，構造スリットが設けられている試験体では壁を無視して計算している。

表 5.2.2 データベースの特性値一覧

(a) 収集データの特性一覧

材料強度	コンクリート圧縮強度	14.7	～	61.4	(N/mm^2)
	梁主筋降伏強度	330	～	693	(N/mm^2)
	梁せん断補強筋降伏強度	221	～	433	(N/mm^2)
	壁横筋降伏強度	221	～	1203	(N/mm^2)
	壁縦筋降伏強度	221	～	391	(N/mm^2)

試験体形状	試験体スケール	1/3	～	1/1	
	せん断スパン比	0.63	～	4.60	
	壁横筋比	0.17	～	1.07	(%)
	壁縦筋比	0.00	～	1.71	(%)

(b) 検討用データの特性一覧

材料強度	コンクリート圧縮強度	18.3	～	35.6	(N/mm^2)
	梁主筋降伏強度	365	～	401	(N/mm^2)
	梁せん断補強筋降伏強度	221	～	433	(N/mm^2)
	壁横筋降伏強度	221	～	993	(N/mm^2)
	壁縦筋降伏強度	221	～	383	(N/mm^2)

試験体形状	試験体スケール	1/3	～	1/1	
	せん断スパン比	0.63	～	4.17	
	壁横筋比	0.21	～	1.47	(%)
	壁縦筋比	0.00	～	1.60	(%)

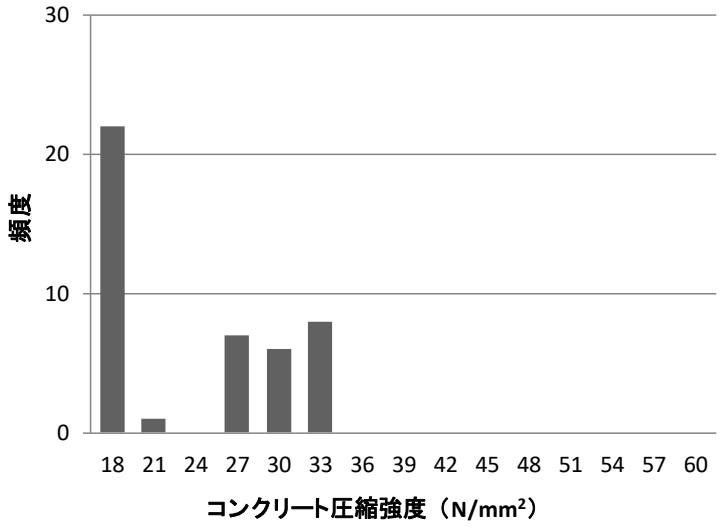


図 5.2.1　収集データ頻度分布（コンクリート圧縮強度）

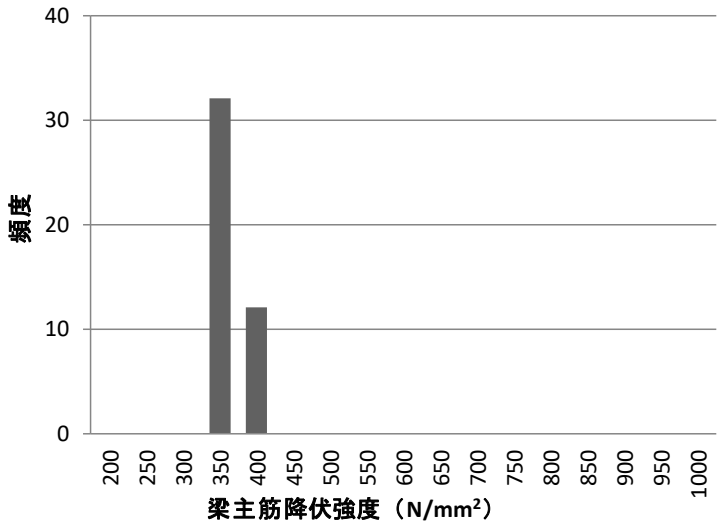


図 5.2.2　収集データ頻度分布（梁主筋降伏強度）

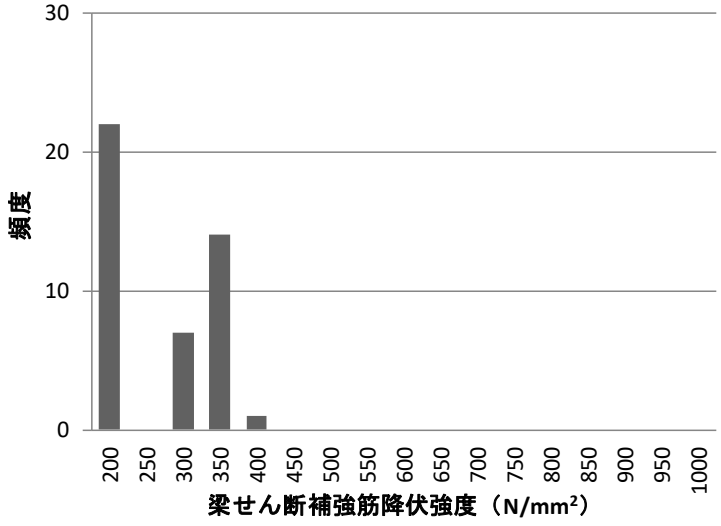


図 5.2.3　収集データ頻度分布（梁せん断補強筋降伏強度）

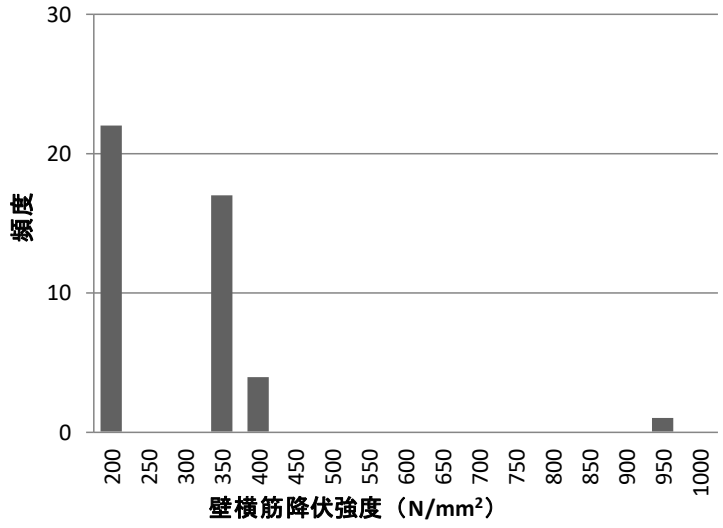


図 5.2.4　収集データ頻度分布（壁横筋降伏強度）

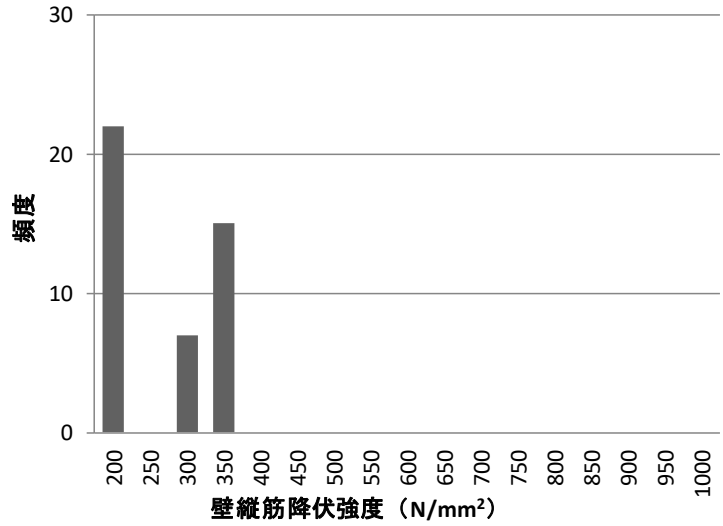


図 5.2.5　収集データ頻度分布（壁縦筋降伏強度）

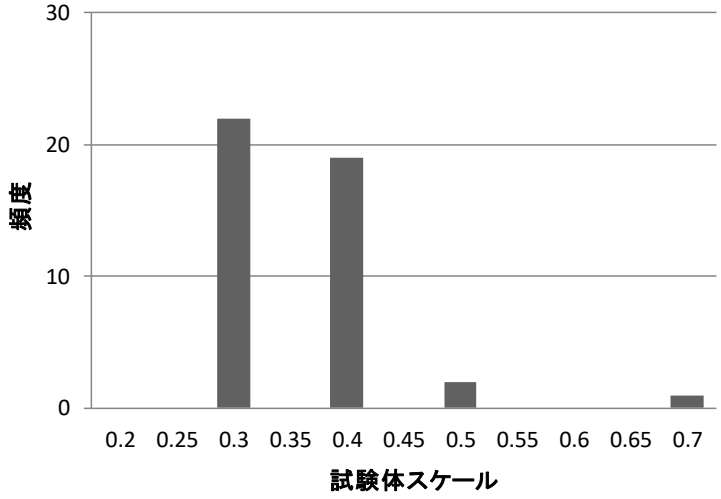


図 5.2.6　収集データ頻度分布（試験体スケール）

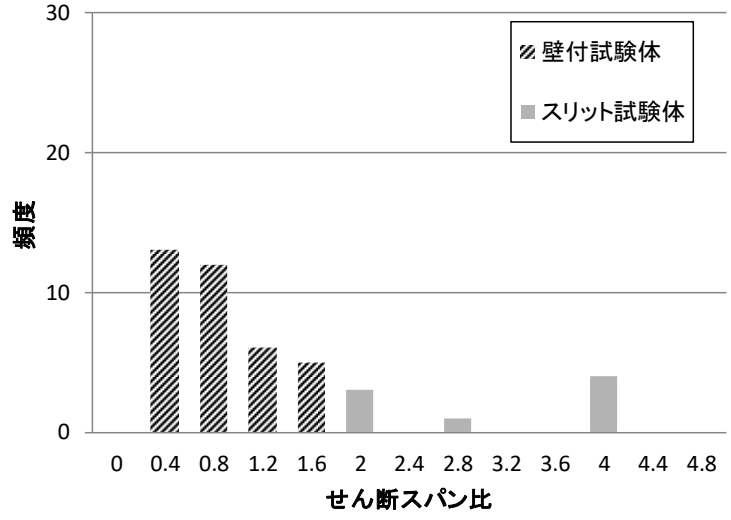


図 5.2.7　収集データ頻度分布（せん断スパン比）

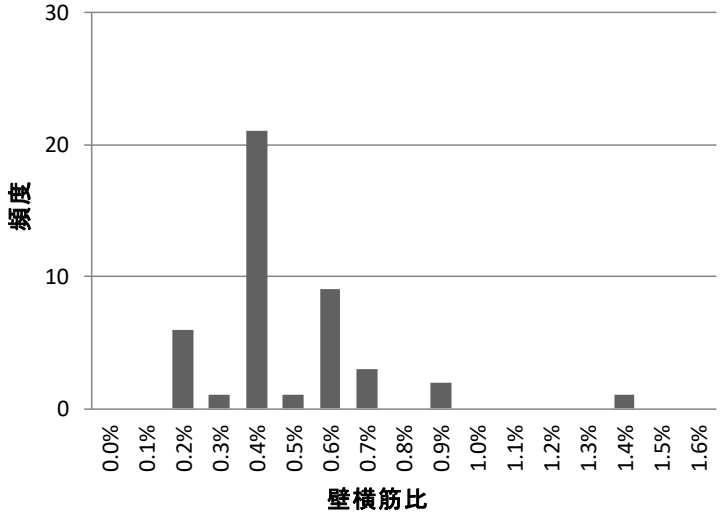


図 5.2.8　収集データ頻度分布（壁横筋比）

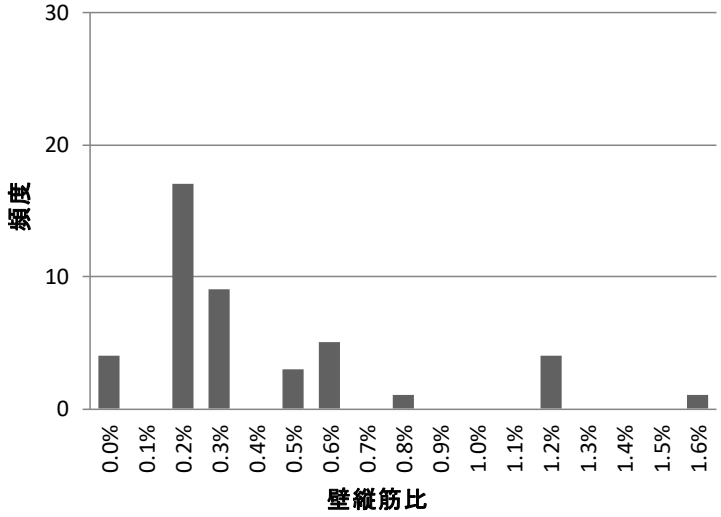


図 5.2.9　収集データ頻度分布（壁縦筋比）

検討用に用いる試験体 44 体のうち，試験体の形状および破壊性状についてその内訳を**図 5.2.10 ～図 5.2.12** に示す。

腰壁・垂れ壁付き梁部材の破壊性状は，鉄筋の引張降伏やコンクリートの圧壊，せん断破壊や壁と梁境界面でのスリップ破壊などが考えられる。データベースでは論文に記載されている破壊性状をそのまま入力したが，破壊性状の内訳を考える際には，鉄筋の引張降伏やコンクリートの圧壊は全て曲げ破壊，せん断破壊や壁と梁境界面でのスリップ破壊はせん断破壊として整理を行なった。その結果，せん断破壊試験体が 7 体，曲げ破壊試験体が 36 体，不明が 1 体という内訳であった。

試験体の壁の枚数に注目すると，片側壁付試験体が 7 体，両側壁付試験体が 37 体という内訳であった。構造スリットの有無について注目すると，完全スリットが設けられている試験体が 8 体，スリット無しの試験体が 36 体という内訳であった。

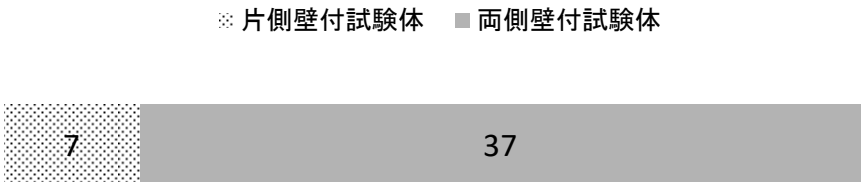


図 5.2.10　試験体内訳（壁の形状）

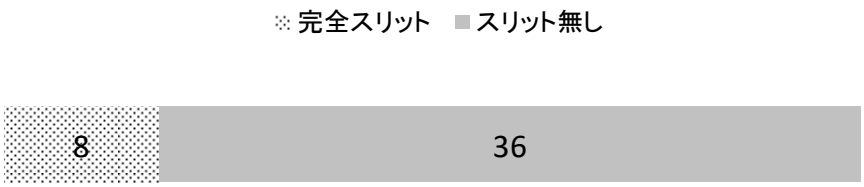


図 5.2.11　試験体内訳（構造スリットの有無）

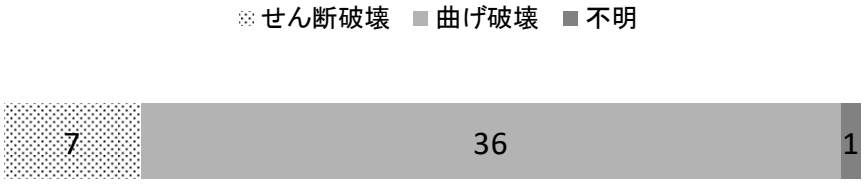


図 5.2.12　破壊性状の内訳

5.3 収集データの信頼度分析

本研究で収集した 96 体の試験体データにおける収集した情報について，その信頼度を以下に示す。

(1)　基本情報について

腰壁・垂れ壁付き梁部材では，その形状により評価式が異なることが多く，特に構造スリットの有無と壁の有無は重要な要因となる。そこで，「5) 部材分類」という項目を設け，以下のような入力規則を設定した。

部材の形状により「梁，片側壁付梁，両側壁付梁」の三つに分類する。

※1　部材形状が十字接合部もしくはト形接合部の一部の場合は，「（十字），（ト形）」の記載を追加すること。

※2　部材に構造スリットが設けられている場合，完全スリットならば「（完ス）」，部分スリットならば「（部ス）」の記載を追加すること。

(2)　試験体情報について

・試験体のスケール　　試験体 96 体中，85 体において記述があった。

・コンクリート打設方向　　試験体 96 体中，65 体が横打ちとの記述があるが，それ以外は記述が無かった。

・コンクリート材料　　圧縮強度については全ての試験体で記述があった。圧縮強度時歪みや引張強度，ヤング係数については半数近くの試験体で記述が無かった。

・鉄筋材料　　各鉄筋の降伏強度については記述があるものの，降伏時歪みや引張強度，ヤング係数などの情報についての記述は無いことが多い。また，鉄筋のグレード（例：SD345 など）の情報の記述は無いことが多い。

・断面情報　　試験体の断面情報として，梁主筋の被り厚さの記述が無かったり，壁横筋の間隔についての記述があるものの，正確な位置を特定することが困難であったりする試験体が多かった。特に，鉄筋の加力直交方向の位置については記述がほとんどなかった。

(3)　加力計測情報について

・加力形式　　部材が十字形柱梁接合部やト形柱梁接合部の一部の場合は，片持ち形式としてデータを入力した。

(4)　実験データ情報について

・荷重変形関係　　荷重変形関係のデータについて，包絡線データがある試験体が 40 体，全データがあるものが 27 体，無いものが 29 体であった。

・折れ点　　腰壁・垂れ壁付き梁部材では，部材内に配筋されている鉄筋の種類や数が多く，曲げモーメントが作用する時，鉄筋が順に降伏してい

くことが多い。そのため単純なトリリニアやバイリニアでモデル化することが困難であり，折れ点について定義するのが難しい。重要だと考えられる強度や変形については，損傷情報での入力を行なうこととした。剛性の情報は弾性剛性のみを入力することとした。

・弾性剛性　　弾性剛性についての実験結果の記述は少なく，文献[5-A5][5-A48][5-A49][5-A50] [5-A55][5-A66][5-A67]のみである。

・実験時破壊モード　　腰壁・垂れ壁付き梁部材では，破壊モードとして多くの定義があり，文献ごとに記述が異なっている。データベース上では文献の記述をそのまま入力したため一貫した分類がされていない。そのため，本データベースを利用する際には利用者が破壊モードを再定義する必要がある。

・損傷情報　　各鉄筋の降伏時やひび割れ発生時，最大耐力時の荷重と変形を入力する。試験体によりひび割れ時や降伏時のデータがない場合があり，文献には最大耐力のみが記述されている場合も多い。また，腰壁・垂れ壁付き梁部材が十字接合部の一部となっている場合は，各梁の荷重と変形が明記されていなかった。

今回収集した論文では，論文中に記載されている情報が不足しているケースが多かった。紙面の都合などが原因で断面情報が不十分であった。特に壁筋などは鉄筋の位置の記述がないことが多い。実験結果においては最大強度や鉄筋降伏時などの荷重について，紙面上のアナログデータとしては記述があるものの，明確な数字として記述されていない場合が多い。また，腰壁・垂れ壁付き梁では，最大耐力だけでなく壁筋や梁主筋の降伏の有無やその時の変形角と強度が重要であり，弾性剛性，ひび割れ強度，終局変形角などの情報と共に，論文中に記載することが必要である。なお，評価式の精度検証では信頼できるデータのみを使用した。

5.4 実験値の定義

本節では，本研究で作成したデータベースを用いて腰壁・垂れ壁付き梁の耐震性能評価を行なうにあたり，部材の耐震性能項目として，弾性剛性 K_0，曲げひび割れ強度 Q_c，せん断ひび割れ強度 Q_{sc}，降伏点剛性低下率 α_y，曲げ終局強度 Q_{mu}，せん断終局強度 Q_{su}，限界変形角 R_u についての検討を行う。しかし，対象としている腰壁・垂れ壁付き梁部材は，実験において必ずしも明確な耐震性能項目が観測できるわけではない。そこで，本節では，各耐震性能項目における実験値の定義を行う。

5.4.1　スケルトンカーブの定義

実験における復元力特性は部材のせん断力－部材角関係（$Q-R$ 関係）を用いる。また，正負繰り返し加力を行った実験では，計測を行ったデータからスケルトンカーブを作成しこれを用いた。ただし骨格曲線は以下のように定義した。**図 5.4.1** に例を図示する。

試験体の最大耐力以前：前サイクルの最大変形点と本サイクルにおいて前サイクルの最大荷重値を超えた点を結ぶ。それ以降は計測点を採用する。

試験体の最大耐力以降：前サイクルの最大変形点と本サイクルの最大荷重点を結ぶ。本サイクルの最大荷重点以降は計測点を採用する。

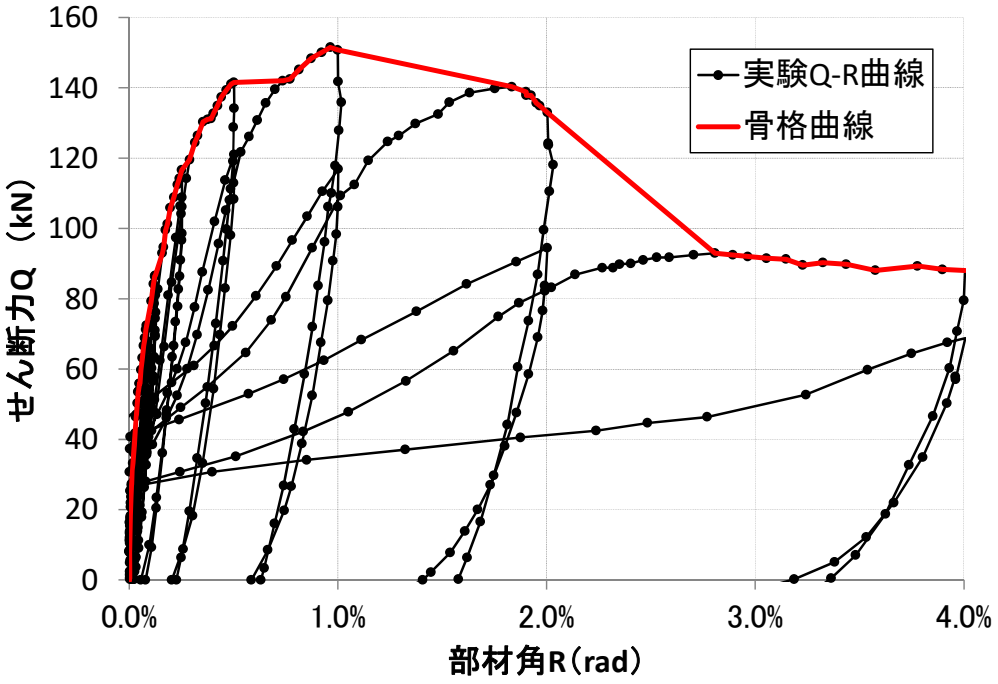


図 5.4.1　骨格曲線の定義

正負繰り返し加力を行う場合，試験体の非対称性や加力履歴の非対称性により正負で明らかに性状が変化する場合は，正負の実験値を区別する必要がある。一方で，正負が対称な場合であっても正負の構造性能値が変化する場合がある。これは以下のような原因により生じる。

① 試験体材料，試験体施工，計測誤差，試験体設置誤差，加力装置による影響により，正負の実験値が変化する場合

② 正側で生じた損傷（コンクリートのひび割れ，鉄筋のバウシンガー効果）により負側の強度が低くなる場合，正負の構造性能値の違いは本来の試験体の挙動であり，正負の値を別の値として検討する必要がある。

本検討で用いる評価式の中で，②の影響を明確に考慮した評価式は存在しない。そのため本検討では正負別々に実験値を収集し，正負の区別なく同じ評価式で検討を実施する。ただし，論文中に記載されている値が正負の平均値のみの場合は，その値を採用した。また，脆性的な破壊が起こるせん断破壊試験体においては，例えば最大耐力は正側の実験値しか意味を持たない場合が多い。このような場合は，正側の実験値のみを採用した。

5.4.2　弾性剛性

本研究における弾性剛性は，以下のように定義する。

１．論文中に弾性剛性実験値の記述がある場合は，その値を弾性剛性とする。

２．論文中に弾性剛性実験値の記述がないが，曲げひび割れ点のせん断力と変形角の記述がある場合，曲げひび割れ点と原点を結んだ傾きを弾性剛性とする。

5.4.3　ひび割れ強度

本研究におけるひび割れ強度は，目視による曲げひび割れ発生点のせん断力を ${}_eQ_c$，せん断ひび割れ発生点のせん断力を ${}_eQ_{sc}$ と定義する。論文に記録がない場合は，強度なしとした。

5.4.4　終局強度および降伏点剛性低下率

曲げ引張破壊する腰壁・垂れ壁付き梁部材の実験では**図 5.4.1** に示すようなスケルトンカーブを描くため，明確な第二折れ点が実験で観察されることは少ない。そこで本研究では，以下の三種類の方法で実験のスケルトンカーブを三折れ線モデルに置換し，その第二折れ点のせん断力を終局強度，変形角から降伏点剛性低下率を計算した。

(1) 引張側最外縁の梁主筋降伏した点を第二折れ点と定義する。

(2) 水平力 ${}_{e2}Q_{mu}$ を実験の最大せん断力 ${}_eQ_{max}$ とし，実験における変形角 2%までの消費エネルギーが等価となる変形角 ${}_{e2}R_y$ を計算し，その点を第二折れ点と定義する。ただし，第一折れ点は計算値を用いて定義した。この計算値とは，弾性剛性は精算法 ${}_{c2}K_0$ 曲げひび割れ強度 ${}_cQ_c$ を用いている。

(3) 水平力 ${}_{e3}Q_{mu}$ を実験の最大せん断力 ${}_eQ_{max}$ とし，実験の最大せん断力を記録した点までの消費エネルギーが等価となる変形角 ${}_{e3}R_y$ を計算し，その点を第二折れ点と定義する。ただし，第一折れ点は計算値を用いて定義した。この計算値とは，弾性剛性は精算法 ${}_{c2}K_0$ 曲げひび割れ強度 ${}_cQ_c$ を用いている。

ここで，剛性低下率 ${}_e\alpha_y$ は上記の(1)～(3)における変形角 ${}_eR_y$ を用いて（式 5.1）で計算する。

$$ {}_e\alpha_y = \frac{{}_cQ_{mu}}{{}_cK_0 \cdot {}_eR_y \cdot l} \qquad \text{（式 5.1）} $$

l：梁スパン長さ (mm)

ただし，腰壁・垂れ壁付き梁の弾性剛性 ${}_cK_0$ は精算法 ${}_{c2}K_0$（式 5.4）で計算した。同様に，構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁の弾性剛性 ${}_cK_0$ は，鉄筋およびせん断剛性を無視した弾性剛性 ${}_cK_b$（式 5.2）を用いた。

$$ {}_cK_b = \frac{12E_cI_0}{l^3} \qquad \text{（式 5.2）} $$

I_0：鉄筋を無視した断面二次モーメント（壁を無視して計算する）

また，腰壁・垂れ壁付き梁の曲げ終局強度 ${}_cQ_{mu}$ は，2018RC 規準[5-2] 式 ${}_{c4}M_u$（式 5.22）をシアスパン a で除した値とした。同様に，構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁の曲げ終局強度 ${}_cQ_{mu}$ は，${}_{c5}M_u$（式 5.23）をシアスパン a で除した値とした。

検討例を**図 5.4.2** に示す。

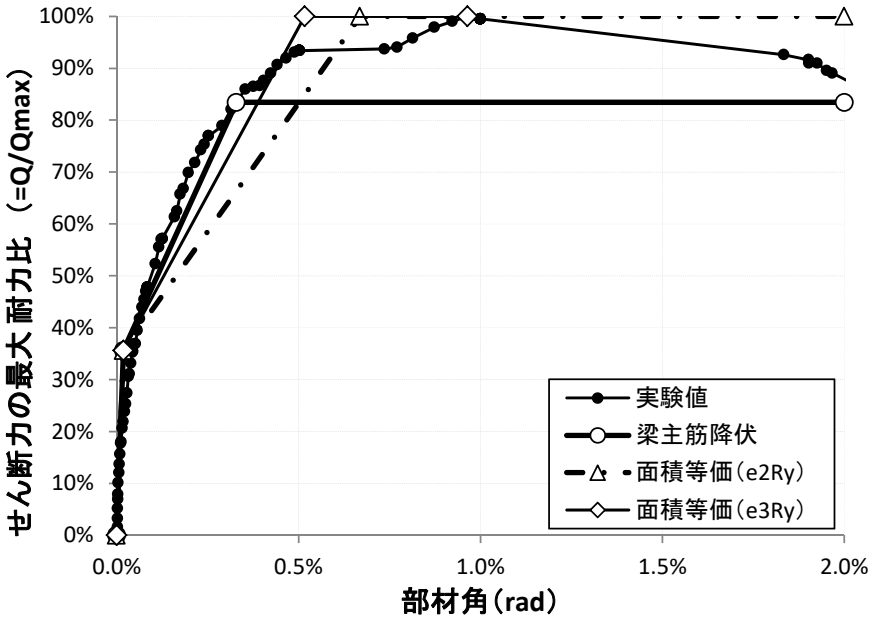


図 5.4.2　各定義による第二折れ点

せん断終局強度 ${}_eQ_{su}$ は，せん断破壊した試験体における実験の最大強度 ${}_eQ_{max}$ とした。

5.4.5　限界変形角

スケルトンカーブが最大せん断力 ${}_eQ_{max}$ 記録後，せん断力が ${}_eQ_{max}$ の 80%未満となった時の変形角を ${}_eR_u$ と定義する。ただし，構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁においてはスリットで絶縁した壁が加力スタブに接触した時の変形角と，上記のせん断力が ${}_eQ_{max}$ の 80%未満となった時の変形角を比べ小さい方を ${}_eR_u$ と定義する。

5.5 評価式とその精度

本節では，本研究で作成したデータベースを用いて腰壁・垂れ壁付き梁の耐震性能評価を行なった。部材の耐震性能項目として，弾性剛性，ひび割れ強度，降伏点剛性低下率，短期許容せん断力，終局強度，終局変形角について検討を行なった。検討で使用した評価式は，2015 技術解説書[5-1]および 2018RC 規準[5-2] および既往の研究による計算式を用いた。材端に構造スリットがある場合と構造スリットがない場合とでは大きく部材の性能が異なるため，構造スリットの有無により計算式および対応する実験値を区別し，評価を行なった。構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁および腰壁・垂れ壁付き梁について，各検討項目の実験値の定義一覧を**表 5.5.1** に，評価式の一覧を**表 5.5.2** に示す。

表 5.5.1 実験値定義一覧

		構造スリット有り	構造スリットなし
弾性剛性		論文の記述を採用または曲げひび割れ点の割線剛性	
ひび割れ強度	曲げ	論文の記述を採用	
	せん断	論文の記述を採用	
降伏点剛性低下率		第二折れ点の変形を，曲げ終局強度（計算値）と弾性剛性（計算値）で除した値	
終局強度	曲げ	第二折れ点における水平力	
	せん断	せん断破壊時の最大水平力	
限界変形角		壁が接触した時の変形角	最大水平力 Qmax 記録以降，水平力が 0.8Qmax を下回った時の変形角
第二折れ点		①引張側最外縁梁主筋降伏 ②水平力は Qmax とし，変形角は面積等価点（変形角 2%と等価）から計算する ③水平力は Qmax とし，変形角は面積等価点（最大水平力時変形角と等価） ※面積等価点計算時の仮定として，曲げひび割れ点や弾性剛性は計算値を用いる	

表 5.5.2 評価式一覧

		構造スリット有り	構造スリットなし
ひび割れ強度	曲げ	①2015 技術解説書（付 1.3-1）	①2015 技術解説書（付 1.3-1）
	せん断		①2015 技術解説書（付 1.3-35）
弾性剛性		①壁無視 $_{c2}K_0$ ②三部材直列式 $_{c4}K_0$ ③JSCA 式 $_{c5}K_0$ ④S 字歪み分布式 $_{c6}K_0$	①応力度法 $_{c1}K_0$ ②精算法 $_{c2}K_0$ ③置換断面法 $_{c3}K_0$
降伏点剛性低下率		①2015 技術解説書（壁無視）	①2015 技術解説書（付 1.3-38） ②2018RC 規準式
終局強度	曲げ	①2015 技術解説書（壁無視）	①2015 技術解説書（付 1.3-36） ②2015 技術解説書（付 1.3-41） ③2017 耐震診断基準（付 3-3） ④2018RC 規準　（付 10.5）
	せん断		①2015 技術解説書（付 1.3-42） ②2015 技術解説書（付 1.3-43） ③2017 耐震診断基準（付 3-7)Q_{su1} ④2016 保耐規準(案) (21.3.4)
短期許容せん断力			①2018RC 規準式
限界変形角		①壁接触による計算式	①（式 5.23）

5.5.1　弾性剛性

(1)　　腰壁・垂れ壁付き梁

部材に逆対称曲げモーメントが作用する場合の，腰壁・垂れ壁付き梁の荷重変形関係における弾性剛性の既往の評価法は，①応力度法[5-3]，②精算法（エネルギー法[5-3]），③置換断面法[5-3]の 3 つの方法がある。それぞれの方法について計算方法を以下に示す.

①応力度法

$$\frac{1}{{}_{c1}K_0}=\frac{1}{K_{s1}}+\frac{1}{K_b} \qquad \text{（式 5.3）}$$

ただし，

$K_{s1}=\dfrac{GA_0}{\kappa_{e1}l}$ ：せん断剛性 (N/mm)

$K_b=\dfrac{12E_cI_0}{l^3}$ ：曲げ剛性 (N/mm)

G_c：コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm^2)　　$G_c=\dfrac{E_c}{2\times(1+\nu)}$

κ_{e1}：せん断形状係数

A_0: 壁も含めた全断面積 (mm^2)

l：梁スパン長さ (mm)

E_c: コンクリートヤング係数 (N/mm^2)

ν：コンクリートポアソン比　　(=0.2)

I_0：断面二次モーメント (mm^4)

ここで, せん断形状係数 κ_{e1} は応力度法を用い, 片側のみ壁が付いている場合は (式 5.4) で両側に壁が付いている場合は（式 5.5）で計算を行なった。

$$\kappa_{e1}=\begin{cases}\dfrac{6(1+\alpha\beta)^2\left\{\dfrac{\alpha\beta(1+\beta)}{2(1+\alpha\beta)}+\dfrac{1}{2}\right\}^2}{(1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2} & \dfrac{\alpha\beta(1+\beta)}{2(1+\alpha\beta)}\le\dfrac{1}{2}\\[2ex] \dfrac{6(1+\alpha\beta)^2\left\{\dfrac{1}{2}+\beta-\dfrac{\alpha\beta(1+\beta)}{2(1+\alpha\beta)}\right\}^2}{(1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2} & \dfrac{\alpha\beta(1+\beta)}{2(1+\alpha\beta)}>\dfrac{1}{2}\end{cases} \qquad \text{（式 5.4）}$$

$$\kappa_{e1}=\frac{6(2\alpha\beta+1)\left\{\alpha\left(\beta+\dfrac{1}{2}\right)^2+\dfrac{1}{4}(1-\alpha)\right\}}{\alpha(2\alpha\beta+1)^2+(1-\alpha)} \qquad \text{（式 5.5）}$$

ただし，

α：壁厚を梁幅で除した値

β: 壁長さを梁せいで除した値

②精算法（エネルギー法）

$$\frac{1}{{}_{c2}K_0}=\frac{1}{K_{s2}}+\frac{1}{K_{be}} \qquad \text{（式 5.6）}$$

ただし，

$K_{s2}=\dfrac{GA_0}{\kappa_{e2}l}$ ：せん断剛性 (N/mm)

$K_{be}=\dfrac{12E_cI_e}{l^3}$ ：曲げ剛性 (N/mm)

κ_{e2}：せん断形状係数

I_e：鉄筋を等価なコンクリート断面に置き換えた等価断面二次モーメント (mm^4)

ここで，せん断形状係数 κ_{e2} は精算式（エネルギー法）を用い，両側に壁が付いている場合は（式 5.7）で片側のみ壁が付いている場合は（式 5.8）で計算を行なった。

$$\kappa_{e2}=\frac{6(2\alpha\beta+1)\left\{30\alpha^2\beta^2(\beta+1)^2+2\alpha\beta\left(16\beta^4+25\beta^3+10\beta^2+5\beta+5\right)+1\right\}}{5\left(8\alpha\beta^3+12\alpha\beta^2+6\alpha\beta+1\right)^2} \qquad \text{（式 5.7）}$$

$$\kappa_{e2}=\frac{6(\alpha\beta+1)\left\{\alpha^3\beta^7+\alpha^2\beta^2\left(7\beta^4+5\beta^3+10\beta^2+25\beta+16\right)+\alpha\beta\left(16\beta^4+25\beta^3+10\beta^2+5\beta+7\right)+1\right\}}{5\left(\alpha^2\beta^4+4\alpha\beta^3+6\alpha\beta^2+4\alpha\beta+1\right)^2} \qquad \text{（式 5.8）}$$

③置換断面法

計算を単純にすることを目的とし，腰壁・垂れ壁付き梁断面を，壁を含めた全せいと断面２次モーメントが一致するような矩形の置換断面に置き換えて計算する方法[5-3]が提案されている。この置換断面法の計算方法を以下に示す。

$$\frac{1}{{}_{c3}K_0}=\frac{1}{K_{s3}}+\frac{1}{K_b} \qquad \text{（式 5.9）}$$

ただし，

$K_{s3}=\dfrac{GA_e}{\kappa_{e3}l}$ ：せん断剛性 (N/mm)

κ_{e3}：せん断形状係数（＝1.2）

A_e: 置換断面の面積 (mm^2)

ここで，置換断面の面積 A_e は，片側のみ壁が付いている場合は（式 5.10）で両側に壁が付いている場合は（式 5.11）で計算を行なった。

$$A_e=\frac{\alpha(1+2\beta)^3+(1-\alpha)}{(1+2\beta)^2}\cdot BD \qquad \text{（式 5.10）}$$

$$A_e=\frac{(1+\alpha\beta)\left(1+\alpha\beta^3\right)+3\alpha\beta(1+\beta)^2}{(1+\beta)^2(1+\alpha\beta)}\cdot BD \qquad \text{（式 5.11）}$$

(2)　構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁

部材に逆対称曲げモーメントが作用する場合の，構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁の弾性剛性の既往の評価法は，①二次壁を無視する方法，②梁を三部材として計算する方法，③JSCA 評価式[5-4]，④S 字ひずみ度分布式の 4 つの方法[5-5]がある．それぞれの方法について計算方法を以下に示す．

①壁を無視する方法

弾性剛性は（式 5.6）の精算法 $_{c2}K_0$ を用いて計算した．ただし腰壁・垂れ壁を無視し梁のみを考慮して計算を行った．

②梁を三部材として計算する方法

構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁において，部材の両端部の断面は二次壁のない梁断面であり，部材の中央部分は腰壁・垂れ壁のついた梁断面となる．本方法では，構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁部材を三部材（梁断面部材－腰壁・垂れ壁付き梁断面部材－梁断面部材）に置換し，各部材間は剛接合として（式 5.12）を用いて弾性剛性 $_{c4}K_0$ を計算した．

$$\frac{1}{{}_{c4}K_0}=\frac{1}{\lambda_s K_s}+\frac{1}{\lambda_{be}K_{be}} \qquad \text{（式 5.12）}$$

ただし，

λ_{be}：曲げ剛性増加率　$\lambda_{be}=\dfrac{1}{(1-\lambda_i)(2\lambda_s-1)^3+1}$

λ_s：せん断剛性増加率　$\lambda_s=\dfrac{1}{\lambda_a+2\lambda_s(1-\lambda_a)}$

$\dfrac{I_{e1}}{I_{e2}}=\lambda_i$，$\dfrac{l_s}{l}=\lambda_s$，$\dfrac{\kappa_2 A_1}{\kappa_1 A_2}=\lambda_a$

I_{e1}：梁断面の鉄筋を等価なコンクリート断面に置き換えた等価断面 2 次モーメント

A_1：梁断面の断面積

κ_1：梁断面のせん断形状係数　（＝1.2）

I_{e2}：壁付き梁断面の鉄筋を等価なコンクリート断面に置き換えた等価断面 2 次モーメント

A_2：壁付き梁断面の断面積

κ_2：壁付き梁断面のせん断形状係数　（＝κ_{e2}，精算式（エネルギー法）により計算する）

l_s：スリット目地の幅

l：梁内法スパン長さ

③JSCA 評価式[5-4]

JSCA では文献[5-4]において 2 次元弾性 FEM 解析による解析結果の回帰式により，構造スリットを有する二次壁付き梁の弾性剛性を壁無し梁の初期剛性に対する剛性増大倍率として表す手法を提案している．壁無し梁の弾性剛性は壁を無視した時の弾性剛性 ${}_{c2}K_0$ と同値となるため，構造スリットを有する二次壁付き梁の弾性剛性 ${}_{c5}K_0$ は（式 5.13）で計算出来る．ただし，この評価式では実大構造物を想定した計算式であるため，実験試験体の弾性剛性を評価するために実験試験体のスケールを考慮し計算を行った．

$$ {}_{c5}K_0 = \lambda_{bs} \cdot {}_{c2}K_0 \qquad \text{（式 5.13）} $$

（i）$h_{w1}\neq 0$ かつ $h_{w2}\neq 0$ の場合（腰壁・垂れ壁を有する梁の場合）

$$ \lambda_{bs} = \left[\left(\frac{G_1}{G_0} \right)^{2.5} + \left(\frac{G_2}{G_0} \right)^{2.5} \right]^{0.4} $$

ただし，$\dfrac{G_1}{G_0} = \dfrac{(0.17l + 0.51)h_{w1}}{D} + (1 - h_{w1})$ かつ $\dfrac{G_1}{G_0} > 1$

$\dfrac{G_2}{G_0} = \dfrac{(0.17l + 0.51)h_{w2}}{D} + (1 - h_{w2})$ かつ $\dfrac{G_2}{G_0} > 1$

h_{w1}≧1.0 の場合 h_{w1}＝1.0

h_{w2}≧1.0 の場合 h_{w2}＝1.0

適用範囲（l≧5.88D−3.0 かつ l≧2.0）

G_0：壁が取り付かないとした場合の梁のみの曲げせん断剛性 (N/mm)　（=K_1）

G_1：垂れ壁のみを有する梁の曲げせん断剛性 (N/mm)

G_2：腰壁のみを有する梁の曲げせん断剛性 (N/mm)

h_{w1}：垂れ壁高さ (mm)

h_{w2}：腰壁高さ (mm)

l：梁内法スパン長さ (mm)

D：梁せい (mm)

（ii）h_{w1}＝0 の場合（腰壁のみを有する梁の場合）

$$ \lambda_{bs} = \frac{G_2}{G_0} $$

（iii）h_{w2}＝0 の場合（垂れ壁のみを有する梁の場合）

$$ \lambda_{bs} = \frac{G_1}{G_0} $$

④S 字ひずみ度分布式

渡邊らは文献[5-5]において構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁のひずみ度分布に基づく弾性剛性の計算手法を示している。これは，**図 5.5.1** に示すように構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁の軸歪み度モデル（S 字ひずみ度モデル）を元に弾性剛性 $_{c6}K_0$ を計算する手法である。この S 字ひずみ度モデルでは，スリット梁の応力状態を以下の 4 つの領域に分けて考える．領域の範囲は，**図 5.5.1** に示すように材端を原点とした x 軸を用いて以下のように表せる．

ⅰ）領域 A　（$0 \leqq x < l_s$）

梁断面の領域で平面保持が成立している領域

ⅱ）領域 B　（$l_s \leqq x < l_s + l_b$）

軸歪み度分布は S 字の歪み度分布で，部材中央に進むに従い軸歪み度が生じている断面が大きくなっていく領域

ⅲ）領域 C　（$l_s + l_b \leqq x < l_s + l_b + l_c$）

S 字の歪み度分布から壁付梁断面の領域で平面保持が成立している領域への過渡領域で，腰壁上端部や垂れ壁下端部の軸歪み度が徐々に大きくなっていく．

ⅳ）領域 D　（$l_s + l_b + l_c \leqq x \leqq l/2$）

壁付梁断面の領域で平面保持が成立している領域

ただし，l_s：スリット幅　(mm)　　l：梁内法スパン　(mm)

l_b：領域 B の範囲　(mm)　　l_c：領域 C の範囲　(mm)

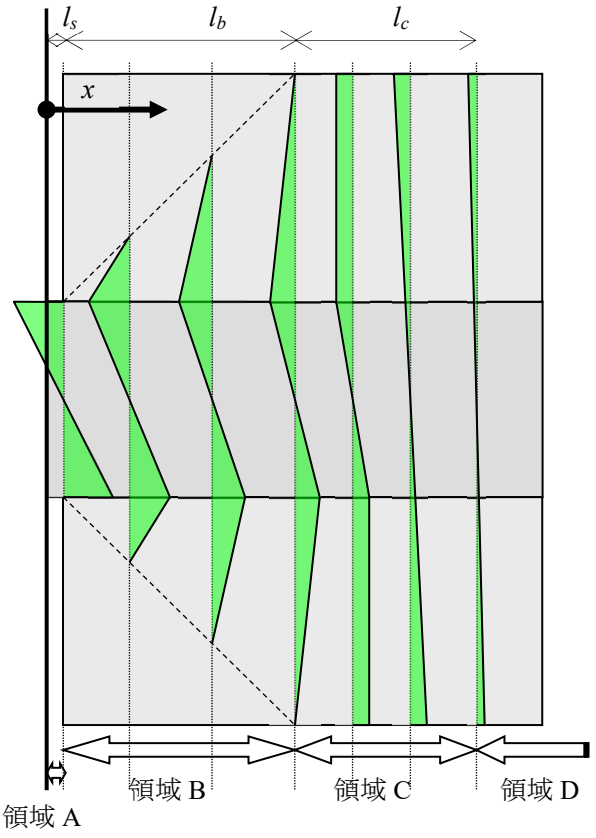


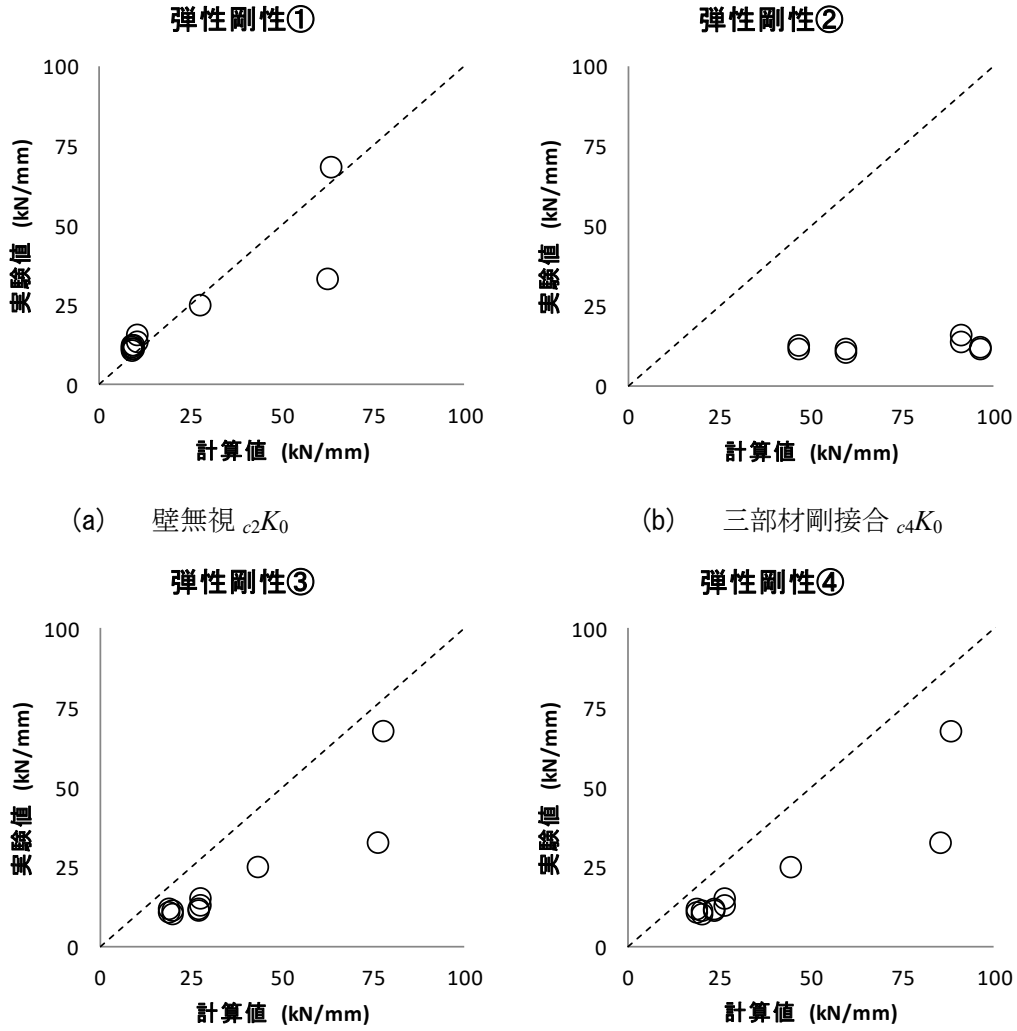
図 5.5.1　S 字ひずみ度モデル

弾性剛性の評価式の予測精度の結果を**表 5.5.3** に，弾性剛性の実験値と計算値との比較を**図 5.5.2** および**図 5.5.3** に示す。検証に用いた実験データは，文献[5-A5][5-A48][5-A49][5-A50][5-A55][5-A58][5-A66]における構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁 11 体および腰壁・垂れ壁付き梁 49 体である。

表 5.5.3 弾性剛性評価式の予測精度

弾性剛性	試験体数	比較値*の範囲	比較値の平均値	標準偏差	変動係数
スリット有垂れ壁・腰壁付き梁（$_{c2}K_0$）	11	0.51 ～ 1.37	1.07	0.219	0.206
スリット有垂れ壁・腰壁付き梁（$_{c4}K_0$）	11	0.11 ～ 0.40	0.20	0.081	0.409
スリット有垂れ壁・腰壁付き梁（$_{c5}K_0$）	11	0.41 ～ 0.87	0.53	0.129	0.242
スリット有垂れ壁・腰壁付き梁（$_{c6}K_0$）	11	0.37 ～ 0.76	0.52	0.098	0.189
垂れ壁・腰壁付き梁（$_{c1}K_0$）	49	0.27 ～ 1.90	0.67	0.325	0.481
垂れ壁・腰壁付き梁（$_{c2}K_0$）	49	0.27 ～ 1.88	0.70	0.362	0.515
垂れ壁・腰壁付き梁（$_{c3}K_0$）	49	0.32 ～ 2.09	0.86	0.430	0.498

*比較値＝実験値／計算値

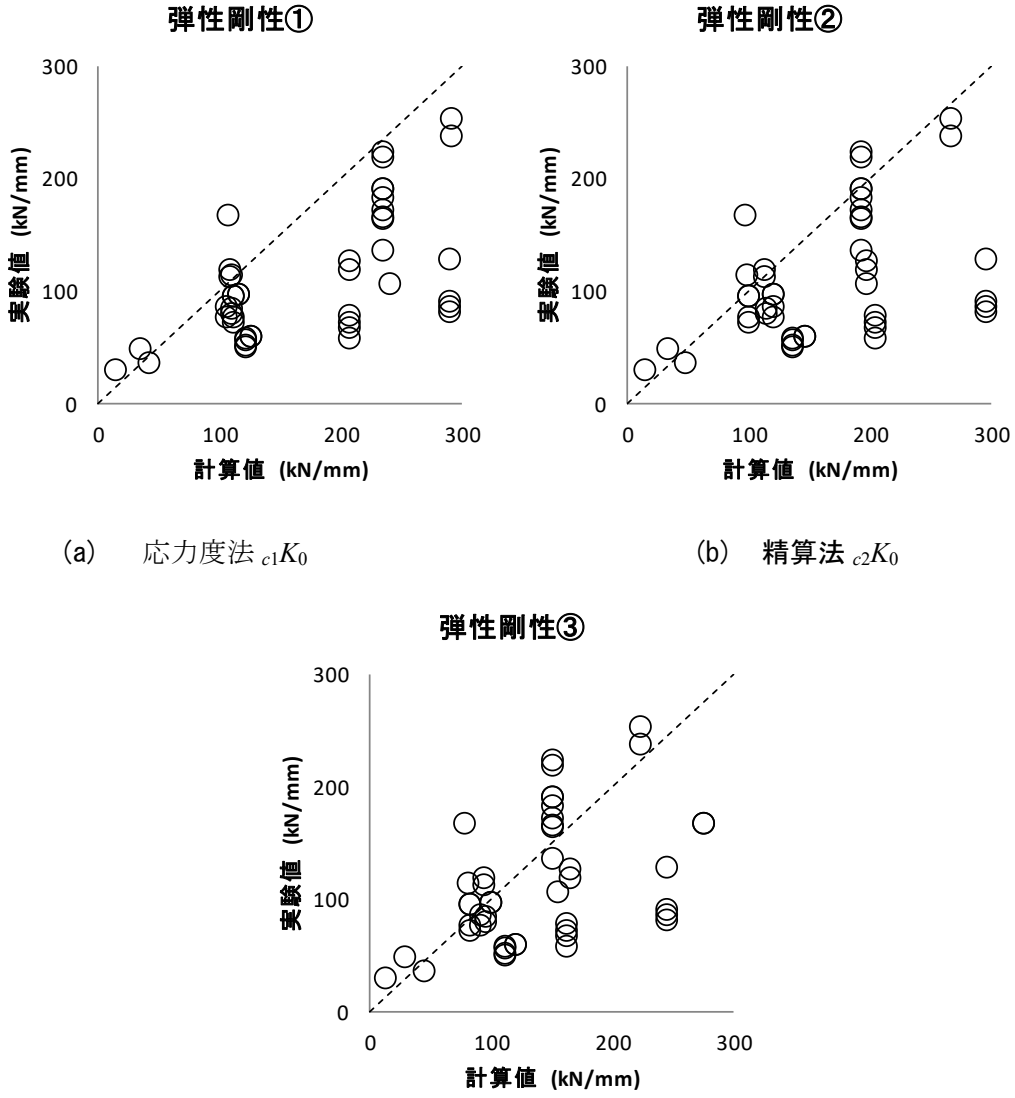


(a)　壁無視 $_{c2}K_0$　　(b)　三部材剛接合 $_{c4}K_0$

(c)　JSCA 式 $_{c5}K_0$　　(d)　S 字ひずみ度分布式 $_{c6}K_0$

図 5.5.2 弾性剛性の計算値と実験値の比較（構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁）

表 5.5.3 および**図 5.5.2** および**図 5.5.3** より，構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁は壁を無視して計算した値（$_{c2}K_0$）よりも実験値が大きな値となった。これは，構造スリットを端部に設けたとしても梁に腰壁・垂れ壁が取り付くことにより，部材の剛性が増加したためと考えられる。また，構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁部材を三部材（梁断面部材－腰壁・垂れ壁付き梁断面部材－梁断面部材）に置換し，各部材間を剛接合として計算した値（$_{c4}K_0$）と比べると，比較値の平均が 0.20 と小さな値となった。一方，JSCA による評価式による計算値（$_{c5}K_0$）および S 字ひずみ度分布式による計算値（$_{c6}K_0$）と比べると，比較値の平均が 0.53 および 0.52 と小さな値となった。構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁に関しては，評価した試験体が 11 体と少なく，また同一シリーズの実験であることから，今後の構造実験結果の蓄積が必要だと考えられる。



(a)　応力度法 $_{c1}K_0$　　(b)　精算法 $_{c2}K_0$

(c)　置換断面法 $_{c3}K_0$

図 5.5.3　弾性剛性の計算値と実験値の比較（腰壁・垂れ壁付き梁）

腰壁・垂れ壁付き梁では，応力度法，精算法，置換断面法の比較値の平均値がそれぞれ，0.67，0.70，0.86 と実験値が計算値よりも小さな値となった。これは，試験体の乾燥収縮ひび割れや加力前の初期ひび割れなどの影響が考えられる。また，変動係数はそれぞれ 0.481，0.515，0.498 でありばらつきが構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁と比べると大きな結果となった。

5.5.2　ひび割れ強度（曲げおよびせん断）

(1)　曲げひび割れ強度 ${}_cQ_c$

腰壁・垂れ壁付き梁の曲げひび割れモーメント ${}_cM_c$ は 2015 技術解説書[5-1]を参考に（式 5.14）を用いて計算を行なった。また，曲げひび割れ強度 ${}_cQ_c$ は ${}_cM_c$ をシアスパン a で除した値とした。計算方法を以下に示す。

$$ {}_cM_c = 0.56\sqrt{\sigma_B}\cdot Z_e \qquad \text{（式 5.14）} $$

Z_e：鉄筋を考慮した等価断面係数　(mm^3)

（構造スリット有りの場合は壁を無視し，構造スリットがない場合は壁を考慮して精算する）

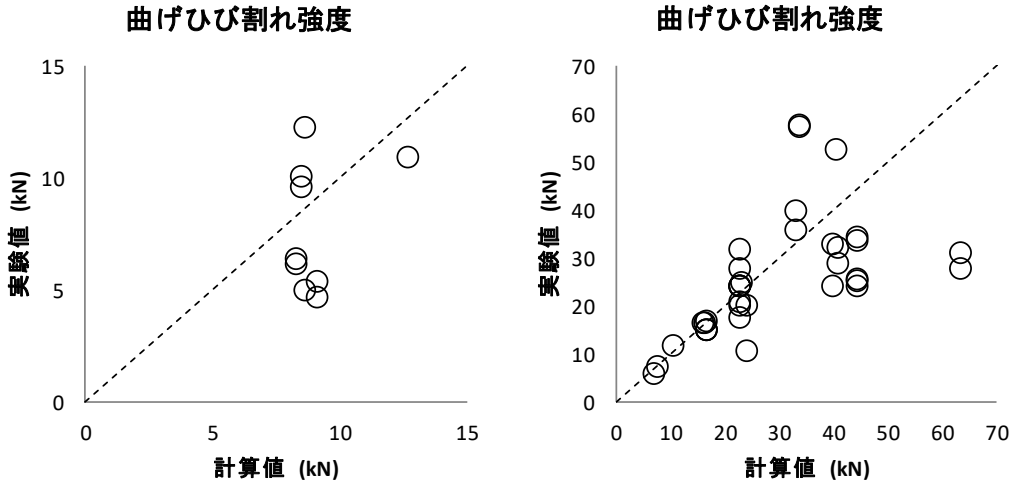
σ_B：コンクリート圧縮強度　(N/mm^2)

曲げひび割れ強度 ${}_cQ_c$ の評価式の予測精度の結果を**表 5.5.4** に，曲げひび割れ強度の実験値と計算値との比較を**図 5.5.4** に示す。検証に用いた実験データは，文献[5-A5][5-A48][5-A49][5-A50][5-A55] [5-A58][5-A66]における構造スリットを設けた腰壁･垂れ壁付き梁 11 体および腰壁･垂れ壁付き梁 41 体である。

表 5.5.4 曲げひび割れ強度評価式の予測精度

曲げひび割れ強度	試験体数	比較値*の範囲	比較値の平均値	標準偏差	変動係数
スリット有腰壁･垂れ壁付き梁	11	0.51 ～ 1.40	0.92	0.315	0.34
腰壁･垂れ壁付き梁	41	0.41 ～ 1.69	0.91	0.305	0.34

*比較値＝実験値／計算値



(a)　構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁　　(b)　腰壁・垂れ壁付き梁

図 5.5.4　曲げひび割れ強度の計算値と実験値の比較

表 5.5.4 および**図 5.5.4** より，構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁では壁を無視して計算した結果，比較値の平均値が 0.92 となり危険側の判定であった。比較値が 0.51～1.40 の範囲でありばらつきが大きい。弾性剛性と同様に評価した試験体が 11 体と少なく今後の構造実験結果

の蓄積が必要だと考えられる。

腰壁・垂れ壁付き梁では，比較値の平均値が 0.91 であり危険側の判定となった。比較値が 0.41～1.69 の範囲，変動係数は 0.305 とばらつきが大きな結果となった。

(2)　せん断ひび割れ強度 $_cQ_{sc}$

腰壁・垂れ壁付き梁のせん断ひび割れ強度 $_cQ_{sc}$ は 2015 技術解説書[5-1]を参考に（式 5.15）を用いて計算を行なった。 計算方法を以下に示す。

$$ {}_cQ_{sc} = \left\{ \frac{0.085k_c(\sigma_B + 50)}{M/(Qd_{e1}) + 1.7} \right\} b_e j_{e1} \qquad \text{（式 5.15）} $$

k_c：部材せいに対する補正係数

$M/(Qd_{e1})$：シアスパン比

b_e：断面積と全せいを原断面と等しくした等価長方形断面の等価幅（**図 5.5.5** 参照）

j_{e1}：応力中心間距離　$(=7d_{e1}/8)$

d_{e1}：梁の引張鉄筋の中心から圧縮側壁の最外端までの距離（**図 5.5.5** 参照）

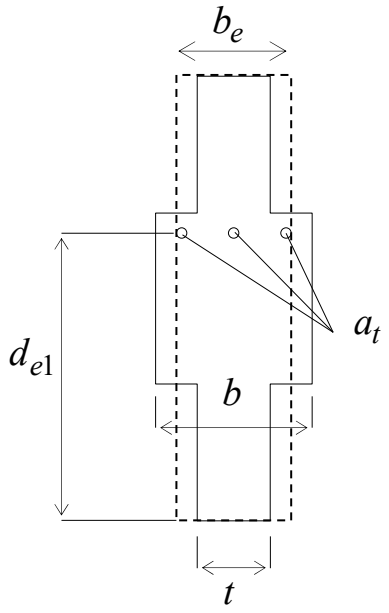


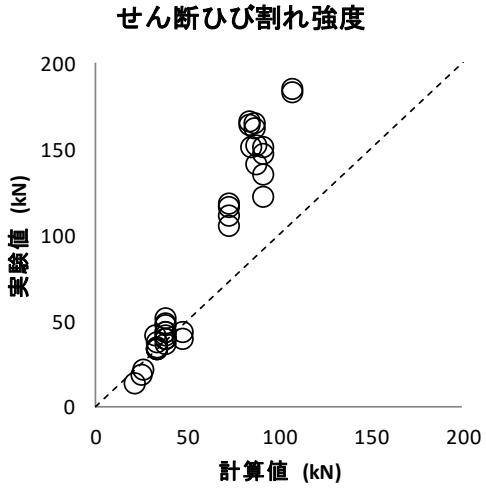
図 5.5.5 腰壁・垂れ壁付梁断面図

せん断ひび割れ強度 $_cQ_{sc}$ の評価式の予測精度の結果を**表 5.5.5** に，せん断ひび割れ強度の実験値と計算値との比較を**図 5.5.6** に示す。検証に用いた実験データは，文献[5-A5][5-A48][5-A50][5-A55] [5-A58][5-A66]における腰壁・垂れ壁付き梁 42 体である。なお，文献[5-A5]では実験におけるせん断ひび割れ強度として，壁に発生したせん断ひび割れ強度と梁に発生したせん断ひび割れ強度の二つのデータが存在する。ここではせん断ひび割れ強度の実験値として二つのデータのうち小さなものを採用した。なお，構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁では，せん断ひび割れ耐力が収集できた試験体が存在しなかった。

表 5.5.5 せん断ひび割れ強度評価式の予測精度

せん断ひび割れ強度	試験体数	比較値*の範囲	比較値の平均値	標準偏差	変動係数
腰壁・垂れ壁付き梁	42	0.59 ～ 1.95	1.35	0.404	0.300

*比較値＝実験値／計算値



腰壁・垂れ壁付き梁

図 5.5.6　せん断ひび割れ強度の計算値と実験値の比較

表 5.5.5 および**図 5.5.6** より，腰壁・垂れ壁付き梁のせん断ひび割れ強度の比較値の平均値が 1.35 と安全側の結果となった。しかし，比較値が 0.59～1.95 の範囲，変動係数が 0.300 でありばらつきが大きい。

5.5.3　降伏点剛性低下率

腰壁・垂れ壁付き梁の降伏点剛性低下率 ${}_{c1}\alpha_y$ は 2018RC 規準[5-2]を参考に（式 5.16）を用いて計算を行なった。腰壁・垂れ壁付き梁の降伏点剛性低下率 ${}_{c2}\alpha_y$ は 2015 技術解説書[5-1]を参考に（式 5.17）を用いて計算を行なった。また，構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁の場合は（式 5.18）で示すように壁を無視して計算を行なった。計算方法を以下に示す。

$$ {}_{c1}\alpha_y = \left(0.043 + 1.65\sum np_t + 0.043\frac{M}{QL} + 0.33\eta_0 \right)\left\{ \frac{d}{L} \right\}^2 \qquad \text{（式 5.16）} $$

ただし，引張鉄筋は中立軸位置 x_{n1} より引張側にある鉄筋グループとする。

$$ \sum np_t = \sum \frac{n_i a_{ti}}{A_0} $$

n_i :引張鉄筋グループのヤング係数比（＝引張鉄筋のヤング係数／コンクリートのヤング係数）

a_{ti} ：引張鉄筋グループの断面積 (mm^2)

A_0 ：二次壁を含めた全断面積 (mm^2)

$x_{n1} = \frac{2}{5}\left(L - y_{\max}\right)$ ：中立軸位置 (mm)

$M/(QL)$ ：シアスパン比

L ：二次壁を含む断面のせい　(mm)

η_0 ：軸力比（=0）

d ：有効せい　(mm)

$$ d = \frac{\sum a_{ti}\left(d_i - x_n\right)^2}{\sum a_{ti}\left(d_i - x_n\right)} + x_n $$

$$ {}_{c2}\alpha_y = \left(0.043 + 1.65\sum np_t + 0.043\frac{M}{QL} + 0.33\eta_0 \right)\left\{ \frac{d}{L} \right\}^2 \qquad \text{（式 5.17）} $$

（式 5.16）と記号は共通とする。ただし，引張鉄筋は圧縮縁から中立軸までの距離 x_{n2} より引張側にある鉄筋グループとする。x_{n2} の計算は，引張鉄筋と圧縮コンクリート領域の力の釣り合いにより計算する。

$$ \alpha_y = \left(0.043 + 1.65\sum np'_t + 0.043\frac{M}{QD} + 0.33\eta_0 \right)\left\{ \frac{d}{D} \right\}^2 \qquad \text{（式 5.18）} $$

ただし，

n ：ヤング係数比（＝梁主筋のヤング係数／コンクリートのヤング係数）

p_t ：梁引張鉄筋比　（$= a_t / bD$）

$M/(QD)$ ：シアスパン比

η_0 ：軸力比（=0）

降伏点剛性低下率 α_y の予測精度の結果を**表 5.5.6** に，降伏点剛性低下率 α_y の実験値と計算値との比較を**図 5.5.7** および**図 5.5.8** に示す。検証に用いた実験データは，文献[5-A5][5-A48][5-A49][5-A50] [5-A55] [5-A58][5-A66]における構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁 12 体および腰壁・垂れ壁付き梁 38 体である。ただし，実験値 ${}_{e2}\alpha_y$ および ${}_{e3}\alpha_y$ は実験値が定義できない場合があるため，検討した試験体数がそれぞれ 19 体および 20 体と少ない。なお，**図 5.5.7** および**図 5.5.8** において○で示したデータは曲げ破壊した試験体を，△で示したデータはせん断破壊した試験体を表している。

表 5.5.6 降伏点剛性低下率評価式の予測精度

剛性低下率	試験体数	比較値*の範囲	比較値の平均値	標準偏差	変動係数
スリット有腰壁・垂れ壁付き梁	12	1.01 ～ 2.46	1.26	0.399	0.317
垂れ壁・腰壁付き梁（${}_{e1}\alpha_y$／${}_{c1}\alpha_y$）	38	0.53 ～ 3.10	1.58	0.545	0.345
垂れ壁・腰壁付き梁（${}_{e1}\alpha_y$／${}_{c2}\alpha_y$）	38	0.36 ～ 2.94	1.48	0.511	0.345
垂れ壁・腰壁付き梁（${}_{e2}\alpha_y$／${}_{c1}\alpha_y$）	19	0.36 ～ 1.50	0.77	0.259	0.33
垂れ壁・腰壁付き梁（${}_{e2}\alpha_y$／${}_{c2}\alpha_y$）	19	0.34 ～ 1.38	0.72	0.254	0.35
垂れ壁・腰壁付き梁（${}_{e3}\alpha_y$／${}_{c1}\alpha_y$）	20	0.75 ～ 2.92	1.35	0.478	0.354
垂れ壁・腰壁付き梁（${}_{e3}\alpha_y$／${}_{c2}\alpha_y$）	20	0.70 ～ 2.77	1.27	0.457	0.361

*比較値＝実験値／計算値

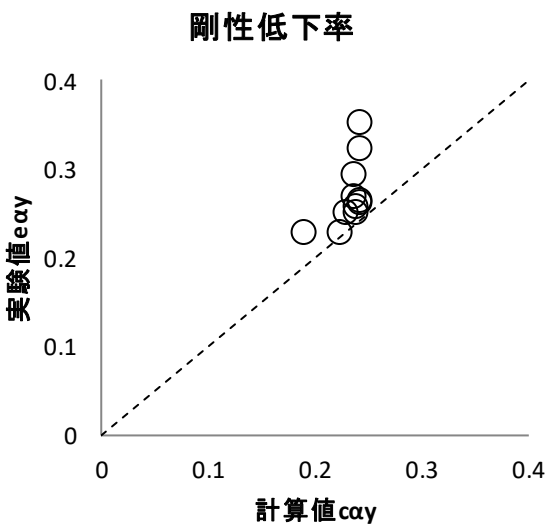
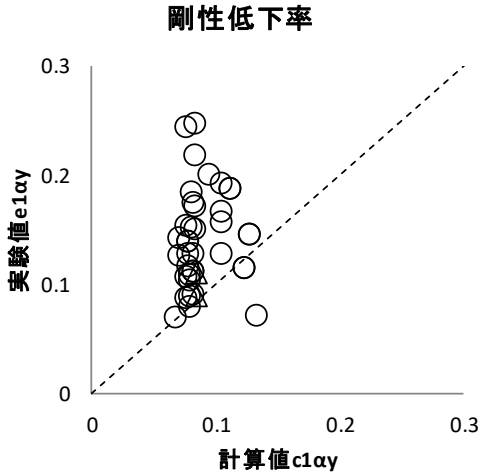
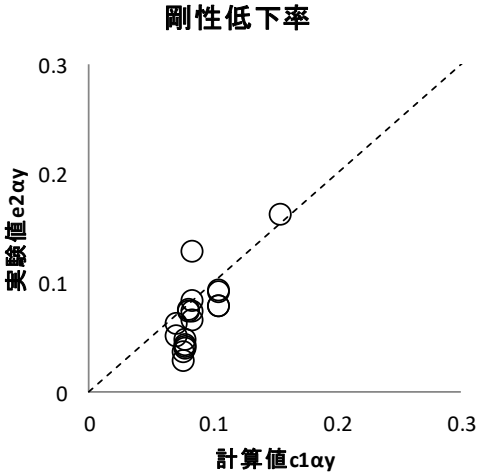


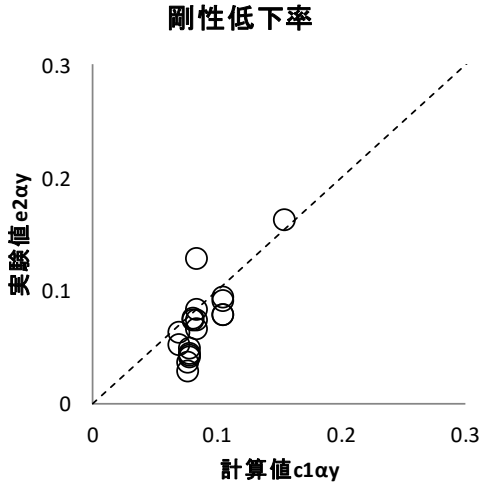
図 5.5.7　降伏点剛性低下率の計算値と実験値の比較
（構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁）



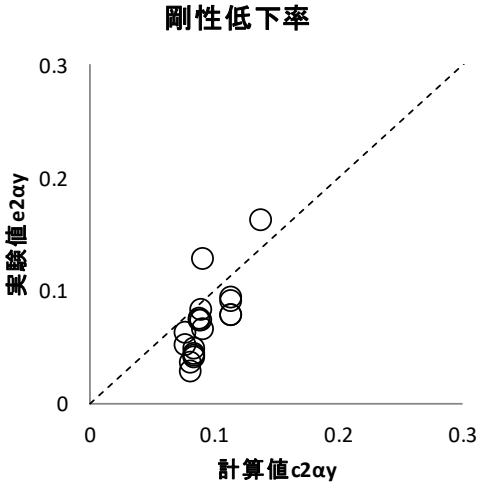
(a)　実験値 $_{e1}\alpha_y$ と計算値 $_{c1}\alpha_y$ の比較



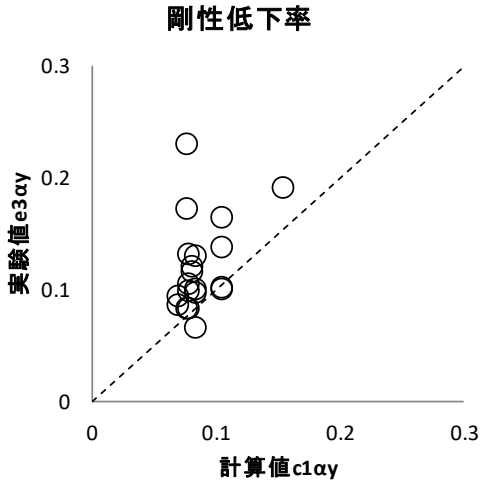
(b)　実験値 $_{e1}\alpha_y$ と計算値 $_{c2}\alpha_y$ の比較



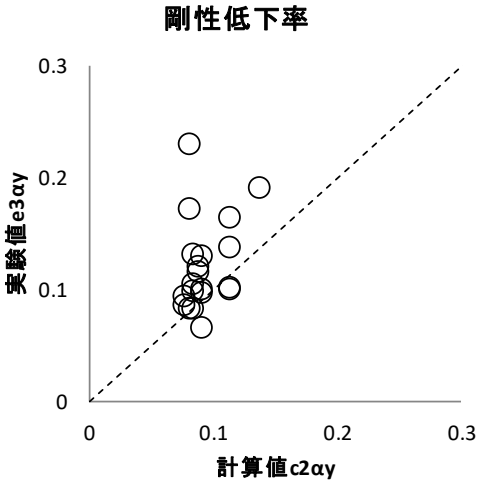
(c)　実験値 $_{e2}\alpha_y$ と計算値 $_{c1}\alpha_y$ の比較



(d)　実験値 $_{e2}\alpha_y$ と計算値 $_{c2}\alpha_y$ の比較



(e)　実験値 $_{e3}\alpha_y$ と計算値 $_{c1}\alpha_y$ の比較



(f)　実験値 $_{e3}\alpha_y$ と計算値 $_{c2}\alpha_y$ の比較

図 5.5.8　降伏点剛性低下率の計算値と実験値の比較（腰壁・垂れ壁付き梁）

表 5.5.6 および**図 5.5.7** および**図 5.5.8** より，構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁は壁

を無視して計算した値よりも実験値が 1.01 倍～2.46 倍と大きな値となった。これは，弾性剛性と同様に構造スリットを端部に設けたとしても梁の二次壁が取り付くことにより，部材の剛性が増加したためと考えられる。変動係数が 0.317 とばらつきが大きな結果となった。構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁に関しては，評価した試験体が 11 体と少なく，また同一シリーズの実験であることから，今後の構造実験結果の蓄積が必要だと考えられる。

腰壁・垂れ壁付き梁では，梁主筋の引張降伏で定義した $_{e1}\alpha_y$ との比較値の平均値がそれぞれの計算式で 1.58, 1.48 と実験値が計算値よりも大きな値となった。一方で，変形角 2%までの消費エネルギーが等価となる変形角で定義した $_{e2}\alpha_y$ との比較値の平均値がそれぞれの計算式で 0.77, 0.72 と実験値が計算値よりも小さな値となった。最大せん断力時までの消費エネルギーが等価となる変形角で定義した $_{e3}\alpha_y$ との比較値の平均値がそれぞれの計算式で 1.35，1.27 となった。いずれの場合であっても，実験値を精度良く評価出来ているとはいえない。また，変動係数がそれぞれ 0.317～0.361 とばらつきの多い結果となった。降伏点剛性低下率を精度良く推定するには，降伏変形についてのより詳細な検討が必要だと考えられる。

5.5.4　終局強度（曲げおよびせん断）

(1)　曲げ終局強度 Q_{mu}

2015 技術解説書[5-1]による腰壁・垂れ壁付き梁の曲げ終局モーメント ${}_{c1}M_u$ は（式 5.19）で，${}_{c2}M_u$ は（式 5.20）で計算する。また，2017 耐震診断基準による ${}_{c3}M_u$ は（式 5.21）を，2018RC 規準[5-2] による ${}_{c4}M_u$ は（式 5.22）を用いて計算を行なった。構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁の曲げ終局モーメント ${}_{c5}M_u$ は（式 5.23）で計算を行なった。それぞれの曲げ終局強度 ${}_{c}Q_{mu}$ は ${}_{c}M_u$ をシアスパン a で除した値とした。

$$ {}_{c1}M_u = a_{te} \cdot \sigma_y \left(d_{e2} - 0.5 x_n \right) \qquad \text{(式 5.19)} $$

ただし，$a_{te} = a_t + \sum a_t' \left(\dfrac{\sigma_y'}{\sigma_y} \right)$　かつ　$a_{te} \le \left(\dfrac{0.85\sigma_B \cdot t \cdot x_{nb}}{\sigma_y} \right)$

$$ x_n = \frac{a_{te} \cdot \sigma_y}{0.85\sigma_B \cdot t}, \quad x_{nb} = \frac{{}_{c}\varepsilon_B}{{}_{c}\varepsilon_B + {}_{s}\varepsilon_y} d_{e2} $$

t：壁厚　(mm)（ただし圧縮側に壁がないときは B とする）

σ_B：コンクリート圧縮強度　(N/mm^2)

a_t：断面中央部に中立軸を仮定した際の梁引張鉄筋断面積　(mm^2)

a_t'：断面中央部に中立軸を仮定した際の引張側壁横筋全断面積　(mm^2)

σ_y：梁主筋降伏強度　(N/mm^2)

σ_y'：壁横筋降伏強度　(N/mm^2)

d_{e2}：引張鉄筋群（梁主筋，壁横筋全て）の重心から圧縮最外縁までの距離　(mm)
（**図 5.5.9** 参照）

${}_{c}\varepsilon_B$：コンクリート圧縮強度時ひずみ

${}_{s}\varepsilon_y$：鉄筋降伏時ひずみ

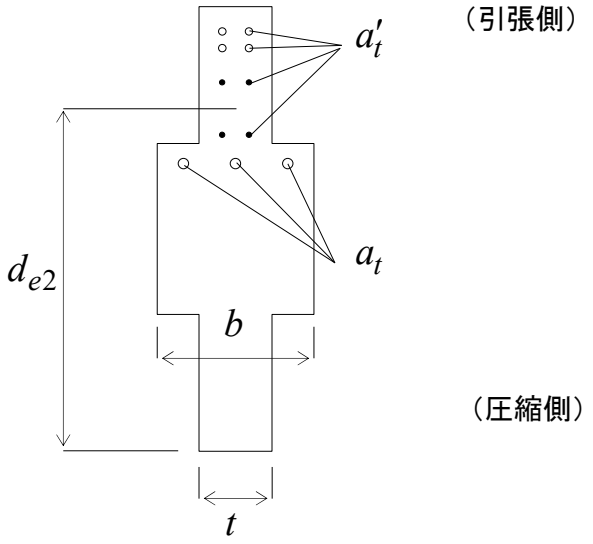


図 5.5.9 腰壁・垂れ壁付梁断面図

$_{c2}M_u = \sum a_{ti}\sigma_{yi}\,(d_i - L_{cc})\ + N(d_N - L_{cc})$（N･mm）　　（式 5.20）

ここで，M_u：そで壁付き柱の曲げ終局強度（N･mm）

a_{ti}：引張鉄筋断面積（mm²）

σ_{yi}：引張鉄筋降伏強度（N/mm²）

d_i：圧縮縁から引張鉄筋位置までの距離（mm）

N：軸方向力（N）

d_N：圧縮縁から軸力作用位置までの距離（mm）

L_{cc}：圧縮縁から圧縮コンクリート領域の図心位置までの距離（mm）

$$_{c3}M_u = \sum\left(a_t \cdot \sigma_y \cdot j_t\right)$$　　（式 5.21）

ただし，

$$A_{CC} = \frac{\sum\left(a_t \cdot \sigma_y\right)}{\beta_{CC}\sigma_B}$$

β_{CC}=0.85（圧縮領域縦筋比<0.01）

β_{CC}=1.0（圧縮領域縦筋比≧0.01）

L_{CC}：コンクリート圧縮域中心の圧縮縁からの距離

$$_{c4}M_u = \sum\left\{a_{ti} \cdot \sigma_{yi}\left(d_i - \frac{x_n}{2}\right)\right\}$$　　（式 5.22）

ただし，$x_n = \frac{2}{5}\left(L - y_{\max}\right)$

L：二次壁を含めた断面の全せい　(mm)

$y_{\max}$：引張縁から図心までの距離　(mm)

a_{ti}：x_n を圧縮縁から中立軸までの長さとした時に引張領域にある鉄筋グループの断面積 (mm²)

σ_{yi}：対応する鉄筋の降伏強度　(N/mm²)

$$_{c5}M_u = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d$$　　（式 5.23）

a_t：梁引張鉄筋断面積　(mm²)

σ_y：梁主筋降伏強度　(N/mm²)

d：有効せい　(mm)

(2)　　せん断終局強度 Q_{su}

2015 技術解説書[5-1]によるせん断終局強度は腰壁・垂れ壁付き梁の断面を**図 5.5.10** で示すような等価な長方形断面に置換し，(式 5.24) により計算する。構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁の場合は，壁を無視して計算を行なった。

$$ {}_{c1}Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \times (100 p_t)^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/(Qd_{e2}) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{we}\sigma_{sy}} \right\} b_e j_{e2} \qquad \text{(式 5.24)} $$

p_t：引張鉄筋比　($=a_t/(BD)$)

$M/(Qd_{e2})$：シアスパン比（ただし $M/(Qd_{e2})$ ≦0.5 の時は 0.5，$M/(Qd_{e2})$ ≧2.0 の時は 2.0）

b_e：断面積と全せいを原断面と等しくした等価長方形断面の等価幅　（**図 5.5.10** 参照）

j_{e2}：応力中心間距離　($=7d_{e2}/8$)

d_{e2}：梁の引張鉄筋（壁横筋含む）の中心から圧縮側壁の最外端までの距離　（**図 5. 5.10** 参照）

$$ p_{we} = p_s\left(\frac{B}{b_e}\right) + p_{sw}\left(\frac{t}{b_e}\right) $$

p_s：梁のせん断補強筋比　($=a_s/(Bx_s)$)

σ_{sy}：梁のせん断補強筋降伏強度

p_{sw}：壁の縦筋比($=a_{sw}/(\alpha b x_{sw})$)

σ_{swy}：梁のせん断補強筋降伏強度

t：壁厚

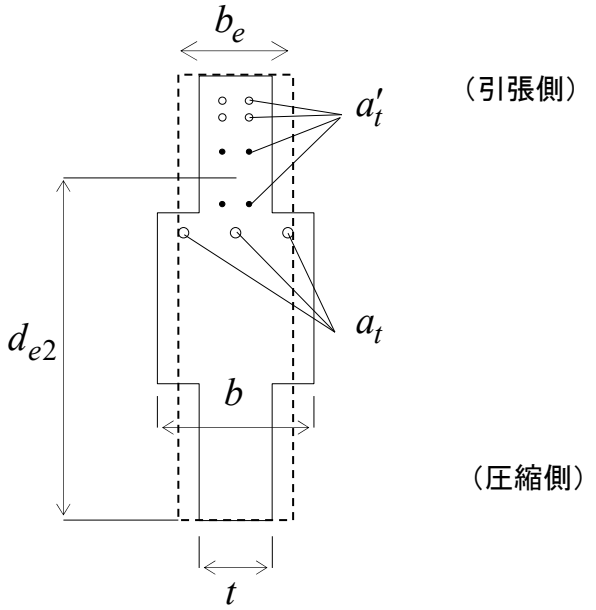


図 5.5.10 腰壁・垂れ壁付梁断面図

壁谷澤らの提案する変断面を分割して，大野・荒川式により計算する計算式[5-6]を梁に準用し，(式 5.25) を用いて計算する。以下，分割累加式とする。

$$ {}_{c2}Q_{su} = Q_{su,b} + Q_{su,w} \qquad \text{(式 5.25)} $$

$$ Q_{su,b} = \left\{ \frac{0.053 \times (100 p_{t,b})^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/(Qd_{e,b}) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_s \sigma_{sy}} \right\} b_{e,b} j_{e,b} \quad \text{(N)} $$

$b_{e,b}$：有効幅　（=(1-α)B）

$d_{e,b}$：有効せい　（=D-d_b）（=D-d_t）

$j_{e,b}$：応力中心間距離　(=7 $d_{e,b}$ /8)

$p_{t,b}$：引張鉄筋比（= a_t/($b_{e,b}$・$d_{e,b}$)）（= a_b/($b_{e,b}$・$d_{e,b}$)）

p_s：梁のせん断補強筋比 (=a_s/($b_{e,b}$・x_s))

σ_{sy}：梁のせん断補強筋降伏強度

$$ Q_{su,w} = \left\{ \frac{0.053 \times (100 p_{t,w})^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/(Qd_{e,w}) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{sw} \sigma_{swy}} \right\} b_{e,w} j_{e,w} \quad \text{(N)} $$

$b_{e4,w}$：有効幅　（=αB）

$d_{e,w}$：有効せい　（=(β_t+β_b+1)D-d_{bwe}）（=(β_t+β_b+1)D-d_{twe}）

$j_{e,w}$：応力中心間距離　(=7$d_{e,w}$ / 8)

$p_{t,w}$：引張鉄筋比（= n_{twe} a_{twe}/($b_{e,w}$・$d_{e,w}$)）（= n_{bwe} a_{bwe} /($b_{e,w}$・$d_{e,w}$)）

p_{sw}：壁の縦筋比（=a_{sw}/($b_{e,w}$・x_{sw}) ）

σ_{swy}：梁のせん断補強筋降伏強度

ただし，引張側に壁がない場合は $p_{t,w}$ の計算に梁主筋を用いる。この時,

$p_{t,b}$：引張鉄筋比（=(a_t – n_{bwe} a_{bwe})/($b_{e,b}$・$d_{e,b}$)）（=(a_b – n_{twe} a_{twe})/($b_{e,b}$・$d_{e,b}$)）

$p_{t,w}$：引張鉄筋比（= n_{bwe} a_{bwe} /($b_{e,w}$・$d_{e,w}$)）（= n_{twe} a_{twe} /($b_{e,w}$・$d_{e,w}$)）

となる。

耐震診断基準によるせん断終局強度は腰壁・垂れ壁付き梁の断面を梁を含む等価な壁厚の断面に置換して（式 5.26）で計算する。ただし，上下に同じ高さの壁があることを前提にして引張側の壁の効果は無視する。上下の壁の高さが異なる場合は合計の 1/2 の長さの壁が両側にあるものとして良い。

$$ {}_{c3}Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \times (100 p_t)^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/(Qd_{e3}) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{we} \sigma_{sy}} \right\} b_e j_{e3} \qquad \text{(式 5.26)} $$

2017 年保有耐力計算規準によるせん断終局強度は腰壁・垂れ壁付き梁の断面を分割し累加する（式 5.27）で計算する。

$$ {}_{c4}Q_{su} = Q_{su,b} + Q_{su,w} \qquad \text{(式 5.27)} $$

（式 5.25）と記号は共通とする。応力中心間距離 $j_{e,b}$ および $j_{e,w}$，梁の引張鉄筋比 $p_{t,b}$ の計算は以下のように計算する。

$j_{e,b}$：$0.8D$

$j_{e,w}$：$0.8L$

$p_{t,b}$：＝ $(a_t - a_{tw})/(b_{e,b} \cdot d_{e,b})$

曲げ終局強度の評価式の予測精度の結果を**表 5.5.7** に，曲げ終局強度の実験と計算値との比較を**図 5.5.11** および**図 5.5.12** に示す。検証に用いた実験データは，文献[5-A5][5-A48][5-A49][5-A50][5-A55] [5-A58][5-A66]において，曲げ破壊した試験体のみを対象とし，構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁 11 体および腰壁・垂れ壁付き梁 41 体である。ただし，実験値 $_{e1}Q_u$ は実験値がない試験体があるため，検討した試験体数が 36 体と少ない。

表 5.5.7　曲げ終局強度評価式の予測精度

曲げ終局強度	試験体数	比較値*の範囲	比較値の平均値	標準偏差	変動係数
スリット有腰壁・垂れ壁付き梁	11	1.09 ～ 1.27	1.17	0.055	0.047
垂れ壁・腰壁付き梁（$_{e1}Q_y$／$_{c1}Q_{mu}$）	36	0.80 ～ 1.23	1.03	0.105	0.101
垂れ壁・腰壁付き梁（$_{e1}Q_y$／$_{c2}Q_{mu}$）	36	0.68 ～ 1.06	0.85	0.108	0.126
垂れ壁・腰壁付き梁（$_{e1}Q_y$／$_{c3}Q_{mu}$）	35	0.42 ～ 0.95	0.58	0.139	0.239
垂れ壁・腰壁付き梁（$_{e1}Q_y$／$_{c4}Q_{mu}$）	36	0.66 ～ 1.06	0.82	0.120	0.146
垂れ壁・腰壁付き梁（$_{e2}Q_u$／$_{c1}Q_{mu}$）	41	0.86 ～ 1.73	1.21	0.147	0.121
垂れ壁・腰壁付き梁（$_{e2}Q_u$／$_{c2}Q_{mu}$）	41	0.85 ～ 1.38	1.00	0.105	0.105
垂れ壁・腰壁付き梁（$_{e2}Q_u$／$_{c3}Q_{mu}$）	40	0.25 ～ 1.10	0.65	0.158	0.242
垂れ壁・腰壁付き梁（$_{e2}Q_u$／$_{c4}Q_{mu}$）	41	0.50 ～ 1.23	0.94	0.153	0.163

*比較値＝実験値／計算値

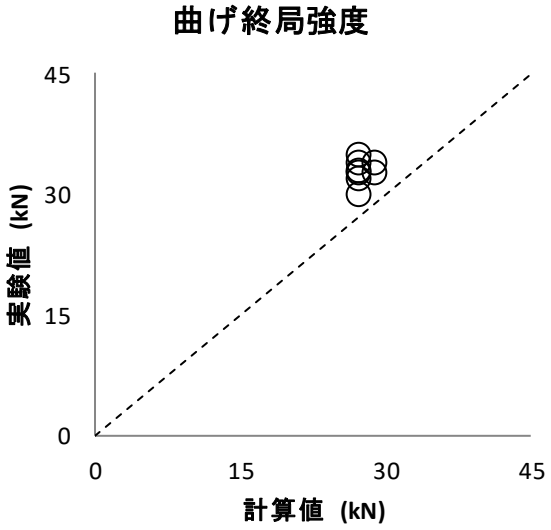
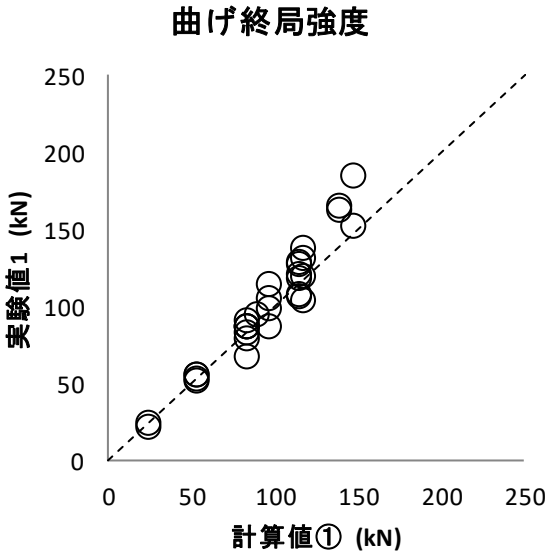
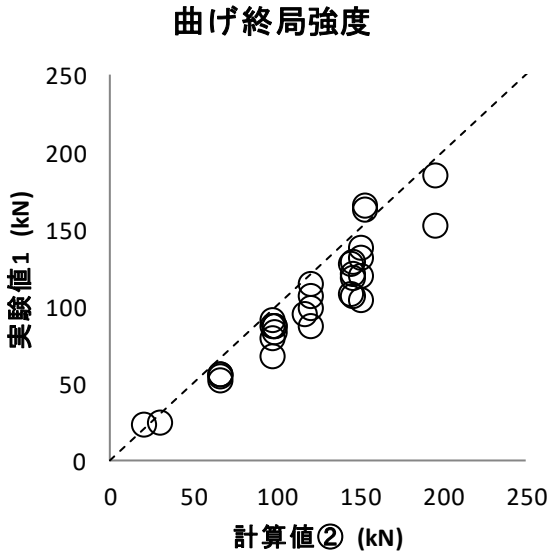


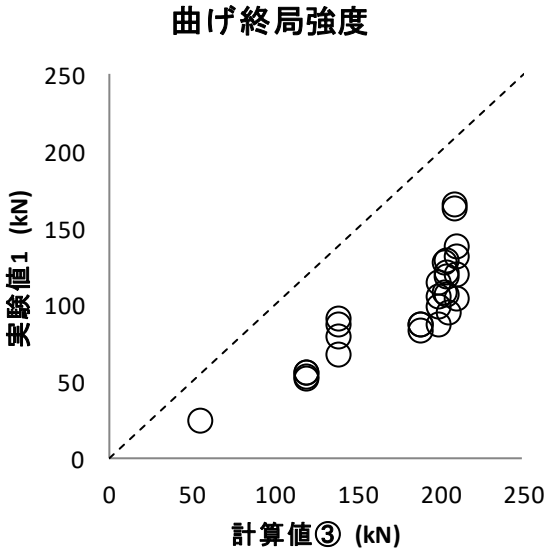
図 5.5.11　曲げ終局強度の計算値と実験値の比較（構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁）



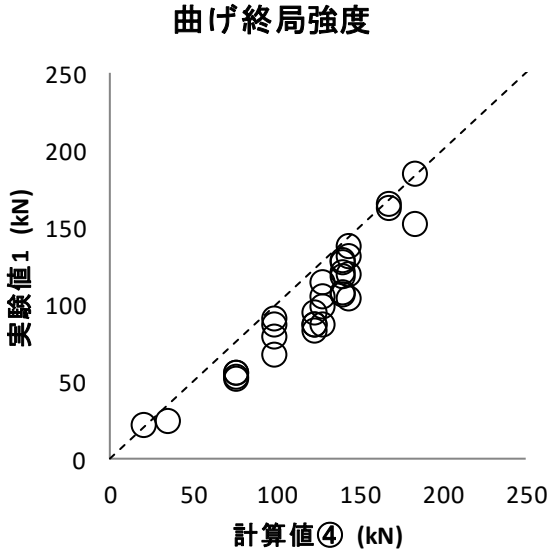
(a)　$_{e1}Q_u - {}_{c1}Q_{mu}$



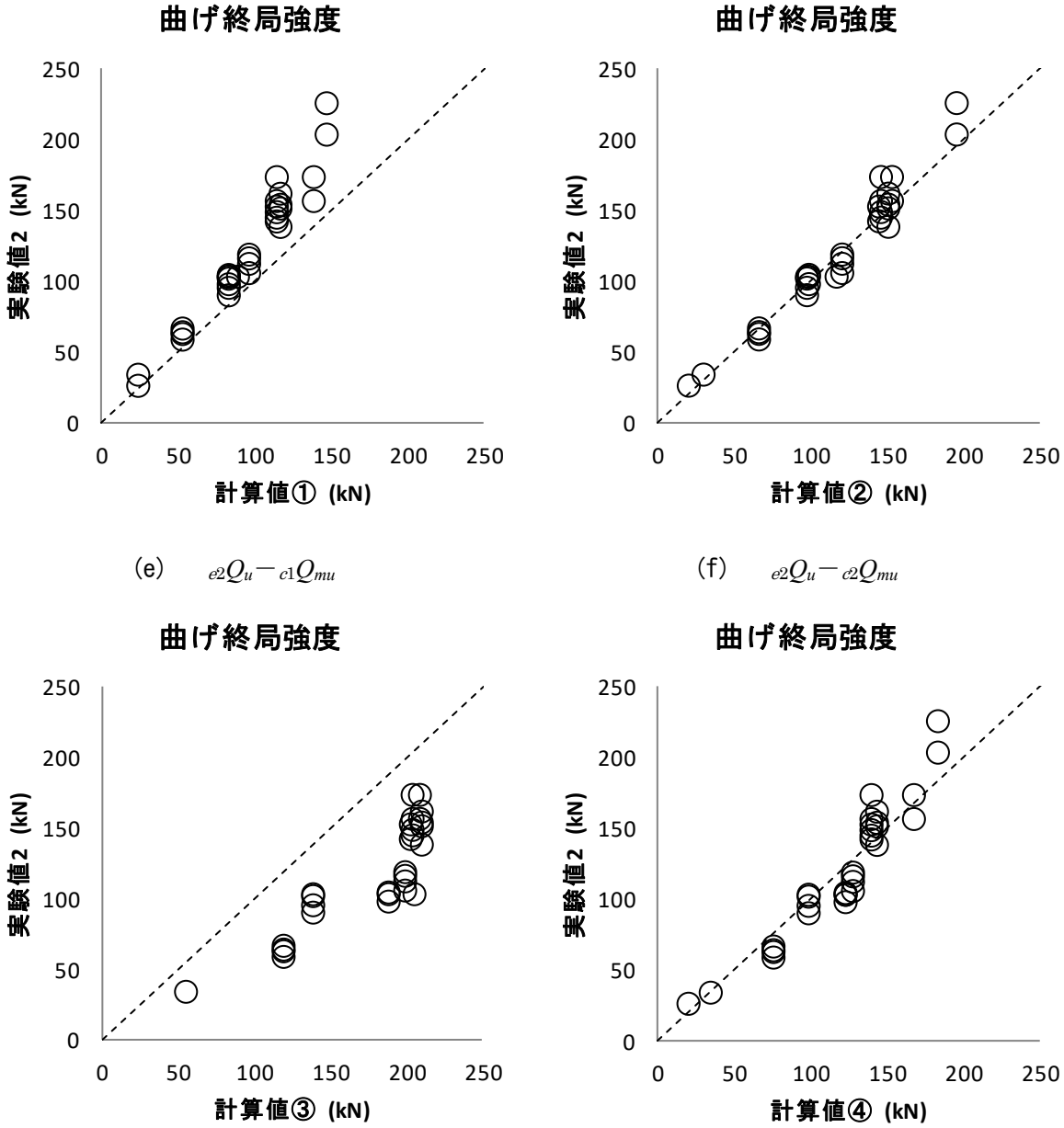
(b)　$_{e1}Q_u - {}_{c2}Q_{mu}$



(c)　$_{e1}Q_u - {}_{c3}Q_{mu}$



(d)　$_{e1}Q_u - {}_{c4}Q_{mu}$



(e)　$_{e2}Q_u - {}_{c1}Q_{mu}$　　(f)　$_{e2}Q_u - {}_{c2}Q_{mu}$

(g)　$_{e2}Q_u - {}_{c3}Q_{mu}$　　(h)　$_{e2}Q_u - {}_{c4}Q_{mu}$

図 5.5.12　曲げ終局強度の計算値と実験値の比較（腰壁・垂れ壁付き梁）

表 5.5.7，**図 5.5.11** および**図 5.5.12** より，構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁の曲げ終局強度は壁を無視して計算した値よりも実験値が 1.09 倍～1.27 倍と安全側の値となった。変動係数が 0.047 とばらつきが小さな結果となったが，評価した試験体が 11 体と少なく，また同一シリーズの実験であることから，今後の構造実験結果の蓄積が必要だと考えられる。

腰壁・垂れ壁付き梁の 2015 技術解説書による計算値 $_{c1}Q_{mu}$ は，梁主筋降伏時で定義した実験値との比較値が 1.03，変動係数 0.101 と精度良く評価出来ると考えられる。一方で，最大せん断力で定義した実験値 $_{e2}Q_u$ との比較値が 1.21，変動係数 0.121 と精度が悪い。もう一つの 2015 技術解説書による計算値 $_{c2}Q_{mu}$ は，梁主筋降伏時で定義した実験値との比較値が 0.85，変動係数 0.126 と実験値を精度良く評価出来ていない。一方で，最大せん断力で定義した実験値 $_{e2}Q_u$ との比較値が

1.00，変動係数 0.105 と精度良く評価出来ると考えられる。

腰壁・垂れ壁付き梁の 2017 耐震診断基準による計算値 $_{c3}Q_{mu}$ は，梁主筋降伏時で定義した実験値との比較値が 0.56，変動係数 0.293 となり実験値が小さい結果となった。同様に，最大せん断力で定義した実験値 $_{e2}Q_{u}$ との比較値が 0.64，変動係数 0.289 となった。

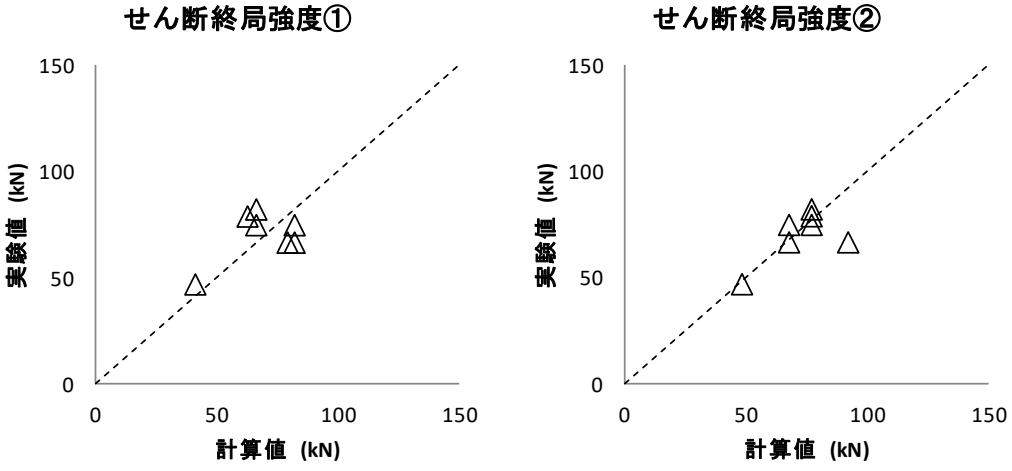
腰壁・垂れ壁付き梁の 2018RC 規準による計算値 $_{c4}Q_{mu}$ は，梁主筋降伏時で定義した実験値との比較値が 0.82，変動係数 0.146 となり実験値が小さい結果となった。同様に，最大せん断力で定義した実験値 $_{e2}Q_{u}$ との比較値が 0.94，変動係数 0.163 となった。

せん断終局強度の評価式の予測精度の結果を**表 5.5.8** に，せん断終局強度の実験と計算値との比較を**図 5.5.13** に示す。検証に用いた実験データは，文献[5-A5][5-A48][5-A49][5-A50][5-A55][5-A58][5-A66]において，せん断破壊した試験体のみを対象とし，腰壁・垂れ壁付き梁 7 体である。

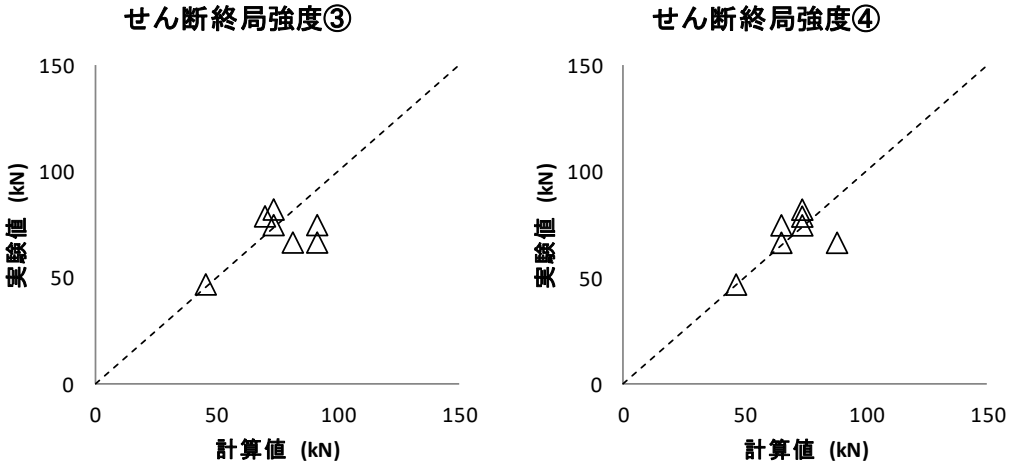
表 5.5.8　せん断終局強度評価式の予測精度

せん断終局強度	試験体数	比較値*の範囲	比較値の平均値	標準偏差	変動係数
腰壁・垂れ壁付き梁（式①）	7	0.81 ～ 1.25	1.05	0.189	0.181
腰壁・垂れ壁付き梁（式②）	7	0.72 ～ 1.10	0.97	0.122	0.125
腰壁・垂れ壁付き梁（式③）	7	0.73 ～ 1.13	0.95	0.160	0.168
腰壁・垂れ壁付き梁（式④）	7	0.75 ～ 1.15	1.02	0.128	0.126

*比較値＝実験値／計算値



(a)　2015 技術解説書 $_{c1}Q_{su}$　　(b)　2015 技術解説書分割累加式 $_{c2}Q_{su}$



(c)　2017 耐震診断基準 $_{c3}Q_{su}$　　(d)　2016 保耐規準(案)分割累加式 $_{c4}Q_{su}$

図 5.5.13　せん断終局強度の計算値と実験値の比較（腰壁・垂れ壁付き梁）

表 5.5.8 および**図 5.5.13** より，腰壁・垂れ壁付き梁のせん断強度 $_{c1}Q_{su}$ は，実験値が計算値の 0.81 倍～1.25 倍，平均値が 1.05 となった。$_{c1}Q_{su}$ がせん断強度の下限値を求める式である事を考え

ると，危険側の判定となった。同様に，腰壁・垂れ壁付き梁のせん断強度 $_{c2}Q_{su}$ は，実験値が計算値の 0.66 倍～1.00 倍，平均値が 0.89 となり危険側の判定である。$_{c1}Q_{su}$ の変動係数が 0.181，$_{c2}Q_{su}$ の変動係数が 0.129 であり，$_{c2}Q_{su}$ のばらつきが小さい。今回検証を行なったデータは 7 体と少ないため，今後は実験データの蓄積が必要であると考えられる。

文献[5-A5][5-A48][5-A49][5-A50][5-A55] [5-A58][5-A66]において曲げ破壊した試験体およびせん断破壊した試験体を対象とし，横軸にせん断余裕度（＝せん断終局強度計算値／曲げ終局強度計算値），縦軸に（最大せん断力実験値／曲げ終局強度計算値）とした比較図を**図 5.5.14** および**図 5.5.15** に示す。対象試験体は構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁 11 体および腰壁・垂れ壁付き梁 41 体である。なお，**図 5.5.14** および**図 5.5.15** において○で示したデータは曲げ破壊した試験体を，△で示したデータはせん断破壊した試験体を表している。

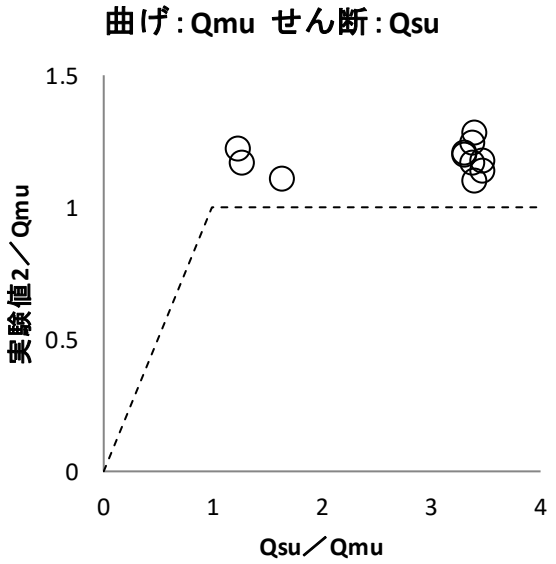
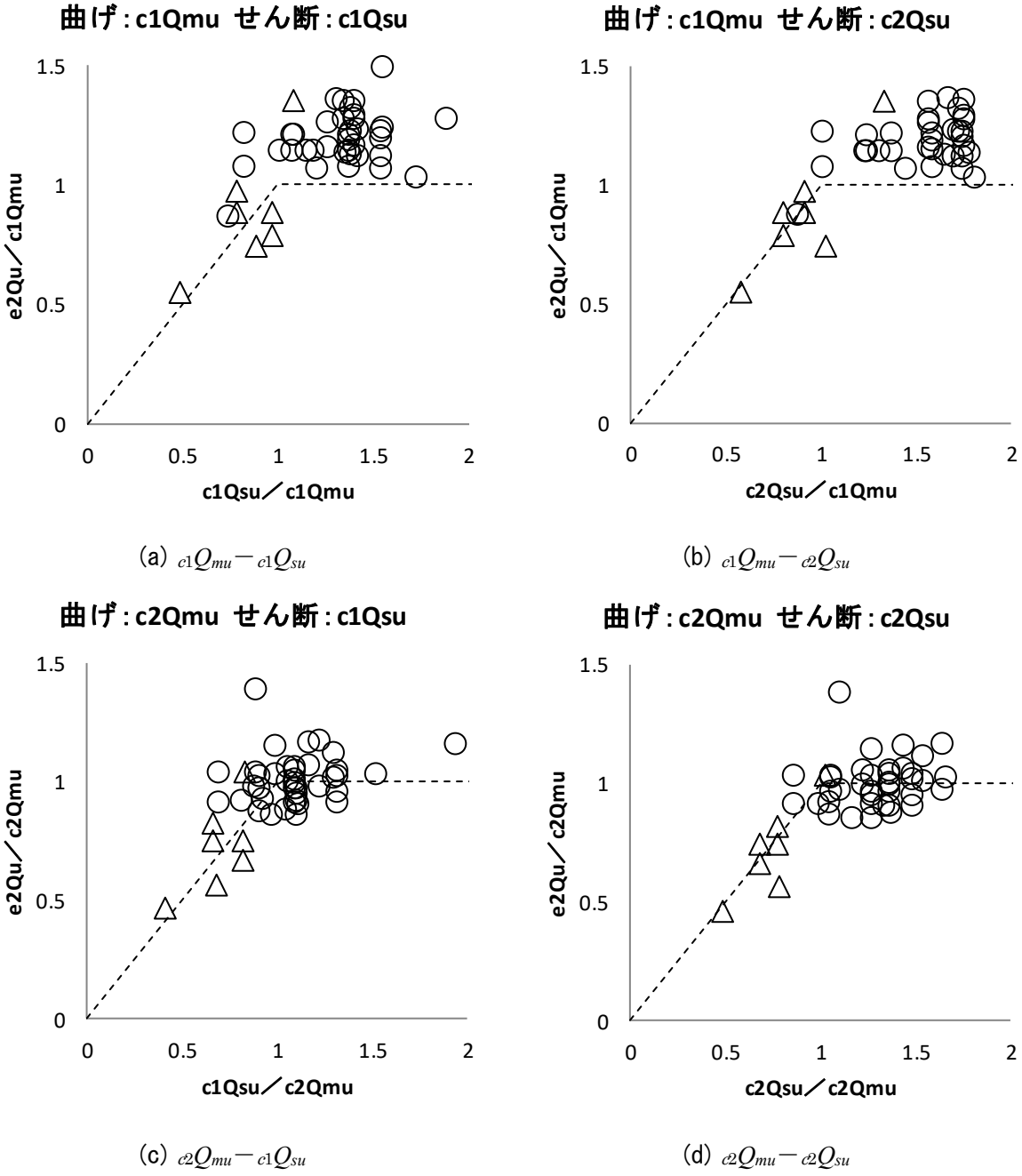


図 5.5.14　破壊モード（構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁）



(a) $_{c1}Q_{mu}-{}_{c1}Q_{su}$　　(b) $_{c1}Q_{mu}-{}_{c2}Q_{su}$

(c) $_{c2}Q_{mu}-{}_{c1}Q_{su}$　　(d) $_{c2}Q_{mu}-{}_{c2}Q_{su}$

図 5.5.14　破壊モード（腰壁・垂れ壁付き梁）

図 5.5.14 をみると，検討した試験体のせん断余裕度は 1.26～3.50 の範囲の試験体であり，せん断破壊した試験体がないため，破壊モードの検証が不可能である。

図 5.5.15 をみると，(c)は 2 体，(a) (d)は 1 体，(b)は 0 体の試験体がせん断余裕度が 1.0 以上でせん断破壊している。

5.5.5　限界変形角

腰壁・垂れ壁付き梁の限界変形角 ${}_cR_u$ は文献[5-7][5-8]を参考に（式 5.23）を用いて計算を行った。構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁の限界変形角 ${}_cR_u$ は（式 5.24）で計算を行なった。

$$R_u = c \times 2t_w \times \varepsilon_{cu} / x_n \qquad \text{(式 5.23)}$$

ただし，

c：変形係数　（=8.0）

t_w：壁厚さ

ε_{cu}：圧縮縁コンクリート歪 (ε_{cu}=0.003 とする)

x_n：圧縮縁―中立軸位置距離で，$x_n = \frac{2}{5}\left(L - y_{\max}\right)$

$y_{\max}$：引張縁から図心までの距離　(mm)

$$R_u = \frac{l_s}{\beta D} \qquad \text{(式 5.24)}$$

ただし，

l_s：スリット幅（mm）

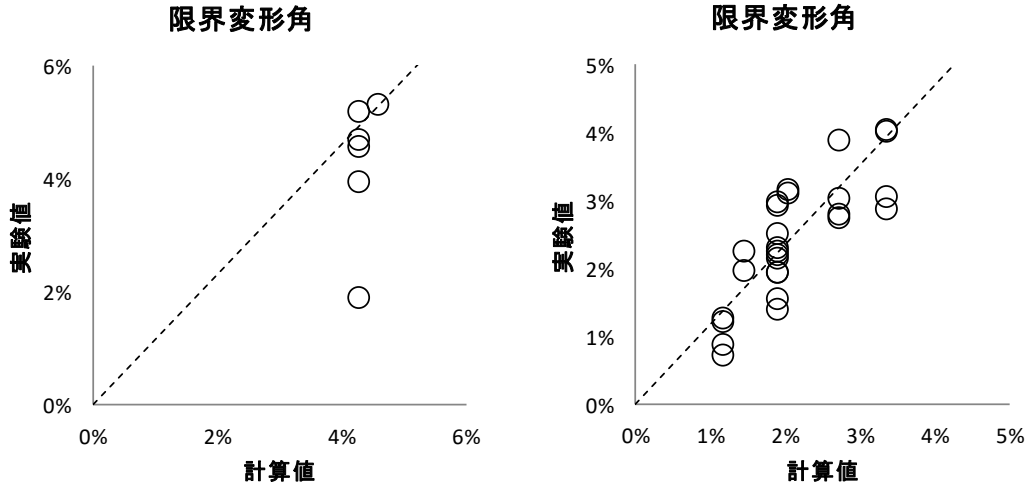
βD：壁長さ（mm）

限界変形角の評価式の予測精度の結果を**表 5.5.9** に，限界変形角の実験と計算値との比較を**図 5.5.15** に示す。検証に用いた実験データは，文献[5-A48][5-A49][5-A50][5-A55] [5-A58][5-A66]における構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁 8 体および腰壁・垂れ壁付き梁 27 体である。

表 5.5.9 限界変形角の予測精度

限界変形角	試験体数	比較値*の範囲	比較値の平均値	標準偏差	変動係数
スリット有腰壁･垂れ壁付き梁	8	0.44 ～ 1.21	0.99	0.240	0.242
腰壁･垂れ壁付き梁	27	0.58 ～ 1.55	1.12	0.268	0.239

*比較値＝実験値／計算値



(a)　構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁　　(b)　腰壁・垂れ壁付き梁

図 5.5.15　限界変形角の計算値と実験値の比較

図 5.5.15 をみると，構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁は実験値が計算値の 0.44 倍～1.21 倍，比較値の平均値が 0.99 となった。

また，腰壁・垂れ壁付き梁の限界変形角の比較値の平均値が 1.12，変動係数が 0.239 となった。ばらつきがあるものの，0.58 倍～1.55 倍の範囲で評価することが出来た。

5.5.6　短期許容モーメント時の残留ひび割れ幅

本研究では，許容応力度設計時における短期許容モーメントを用いて，残留ひび割れ幅の検討を行った。厳密に言えば，各試験体において短期許容モーメントに達したときに試験体に作用している水平力を除荷し残留ひび割れ幅を計測することが必要だが，過去の実験でこの手法を実施している試験体は存在しない。そこで，試験体が短期許容モーメントの計算値に達した前後のサイクルの残留ひび割れ幅を調べ，残留ひび割れ幅の推定を行った。

本研究では，スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁の短期許容モーメントは，2018RC 規準[5-2]の 13 条 2 に基づく計算法を用いて計算を行った。ただし，腰壁・垂れ壁は無視し，梁のみの断面で計算を行った。腰壁・垂れ壁付き梁の短期許容モーメントとして 2018RC 規準[5-2]による許容曲げモーメントの略算式を用いた．（式 5.25）に計算式を示す.

$$M_{ba2} = M_T + \frac{N - N_T}{N_1 - N_T}\left(M_1 - M_T\right) \qquad \text{（式 5.25）}$$

ただし，

$$M_1 = N_1\left(L_0 - \frac{x_n}{3}\right) + \sum a_i \sigma_i \left(d_i - L_0\right) \qquad N_1 = \frac{b_1 x_n \sigma_c}{3}$$

$$M_T = N_T \cdot e \qquad N_T = -\sum a_i \times \min\left(f_{ti}\right)$$

$$\sigma_c = \min\left[f_c\ , \frac{x_n}{d_e - x_n} \cdot \frac{f_t}{n}\right] \qquad x_n = \frac{2}{3}\left(L - y_{\max}\right)$$

$$\sigma_i = \frac{d_i - x_n}{x_n} \times n\sigma_c$$

f_c：コンクリートの許容圧縮応力度 (N/mm^2)

f_t：圧縮縁から最も遠い引張鉄筋の許容引張応力度 (N/mm^2)

d_e：圧縮縁から最も遠い引張鉄筋までの距離 (mm)

n：圧縮縁から最も遠い引張鉄筋のヤング係数比

σ_c：中立軸が柱と壁の境界に一致するときの圧縮縁のコンクリートの応力度 (N/mm^2)

$y_{\max}$：図心と引張縁までの距離　(mm)

e：構造芯と図心との距離 (mm)

N：軸力 (= 0 N)

a_i：鉄筋グループの断面積 (mm^2)

d_i：鉄筋グループの重心位置と圧縮縁との距離 (mm)

L_0：構造芯と圧縮縁との距離 (mm)

残留ひび割れ幅の一覧を**表 5.5.10** および**表 5.5.11**，**図 5.5.16** および**図 5.5.17** に示す。検証に用いた実験データは，文献[5-A48][5-A49][5-A50][5-A55] における構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁 8 体および腰壁・垂れ壁付き梁 22 体である。

文献[5-9]では実大構造物の残留ひび割れ幅が 0.20mm を使用限界と定義しているが，本研究では検討を実施した試験体のスケールはすべて 5/12 である。そこで本研究では文献[5-9]における値にスケールを乗じた値 0.0833mm を丸めて，試験体残留ひび割れ幅が 0.10mm を使用限界と定義した。**表 5.5.10** および**表 5.5.11** 中の 0.10mm を超える残留ひび割れ幅をハッチングしている。

表 5.5.10 残留ひび割れ幅一覧（構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁）

	Qa(kN)	Qa未満サイクル				Qa以上サイクル			
		変形角	Q(kN)	残留ひび割れ	種類	変形角	Q(kN)	残留ひび割れ	種類
WB072_p	29.0	+1/400	25.4	0.10	曲げ	+1/200	32.2	0.10	曲げ
WB072_n	29.0	−1/400	−24.4	0.10	曲げ	−1/200	−29.5	0.25	曲げ
WB076_p	27.2	+1/400	24.6	0.00	曲げ	+1/200	32.0	0.20	曲げ
WB076_n	27.2	−1/400	−25.9	0.05	曲げ	−1/200	−32.0	0.30	曲げ
WB077_p	27.3	+1/400	24.2	0.05	曲げ	+1/200	33.4	0.20	曲げ
WB077_n	27.3	−1/400	−22.7	0.05	曲げ	−1/200	−31.7	0.15	せん断
WB078_p	27.2	+1/400	19.8	0.10	曲げ	+1/200	29.5	0.10	曲げ
WB078_n	27.2	−1/400	−23.7	0.00	曲げ	−1/200	−33.7	0.05	曲げ

表 5.5.11 残留ひび割れ幅一覧（腰壁・垂れ壁付き梁）

	Qa(kN)	Qa未満サイクル				Qa以上サイクル			
		変形角	Q(kN)	残留ひび割れ	種類	変形角	Q(kN)	残留ひび割れ	種類
WB073_p	88.4	+1/800	86.6	0.05	曲げ	+1/400	116.6	0.20	曲げ
WB073_n	88.4	−1/800	−84.2	0.05	曲げ	−1/400	−115.4	0.15	曲げ
WB074_p	90.0	+1/1000	89.3	0.05	曲げ	+1/500	116.4	0.10	曲げ
WB074_n	90.0	−1/1000	−88.3	0.05	曲げ	−1/500	−117.6	0.15	曲げ
WB075_p	90.0	+1/800	89.1	0.05	曲げ	+1/400	121.0	0.15	曲げ
WB075_n	90.0	−1/800	−87.8	0.05	曲げ	−1/400	−124.9	0.15	曲げ
WB079_p	118.0	+100%Qcr	63.9	記録なし	曲げ	+1/1200	119.3	0.05	曲げ
WB079_n	118.0	−1/1200	−104.7	記録なし	曲げ	−1/800	−122.7	0.05	曲げ
WB080_p	134.4	+1/800	106.9	0.10	曲げ	+1/400	163.0	0.10	曲げ
WB080_n	134.4	−1/800	−104.2	0.05	曲げ	−1/400	−165.7	0.05	曲げ
WB083_p	93.3	+1/800	74.7	0.10	曲げ	+1/400	110.3	0.25	曲げ
WB083_n	93.3	−1/800	−90.5	0.10	曲げ	−1/400	−124.7	0.45	曲げ
WB084_p	93.3	+1/800	89.5	0.10	曲げ	+1/400	121.5	0.45	曲げ
WB084_n	93.3	−1/800	−65.9	0.10	曲げ	−1/400	−105.4	0.35	曲げ
WB085_p	65.6	+1/800	43.2	0.10	曲げ	+1/400	73.0	0.35	曲げ
WB085_n	65.6	−1/1200	−59.3	記録なし	曲げ	−1/800	−67.8	0.15	曲げ
WB086_p	65.6	+1/1200	58.3	記録なし	曲げ	+1/800	69.1	0.20	曲げ
WB086_n	65.6	−1/800	−45.9	0.05	曲げ	−1/400	−75.6	0.25	曲げ
WB087_p	56.3	+1/800	40.5	0.10	曲げ	+1/400	65.1	0.35	曲げ
WB087_n	56.3	−1/800	−52.9	0.15	曲げ	−1/400	−75.4	0.20	曲げ
WB088_p	56.3	+1/800	51.7	0.20	曲げ	+1/400	74.4	0.35	曲げ
WB088_n	56.3	−1/800	−42.2	0.05	曲げ	−1/400	−67.6	0.25	曲げ

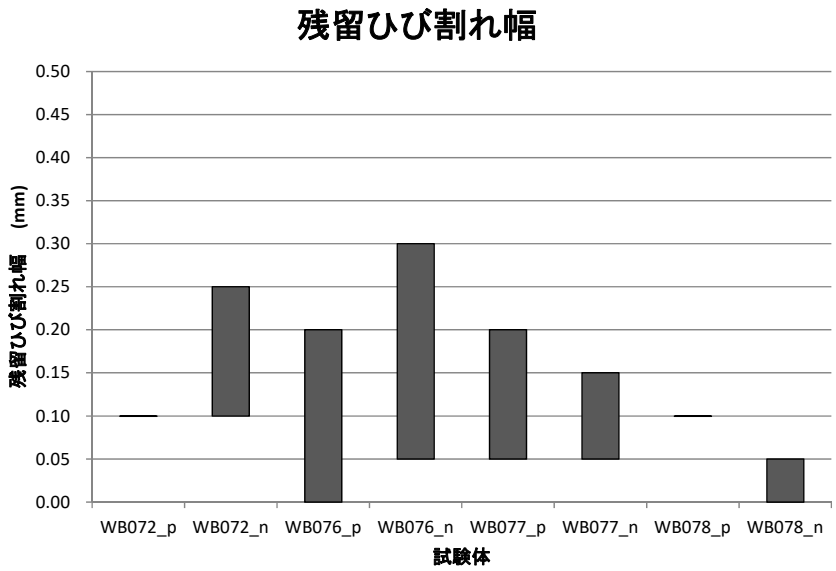


図 5.5.16 残留ひび割れ幅（構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁）

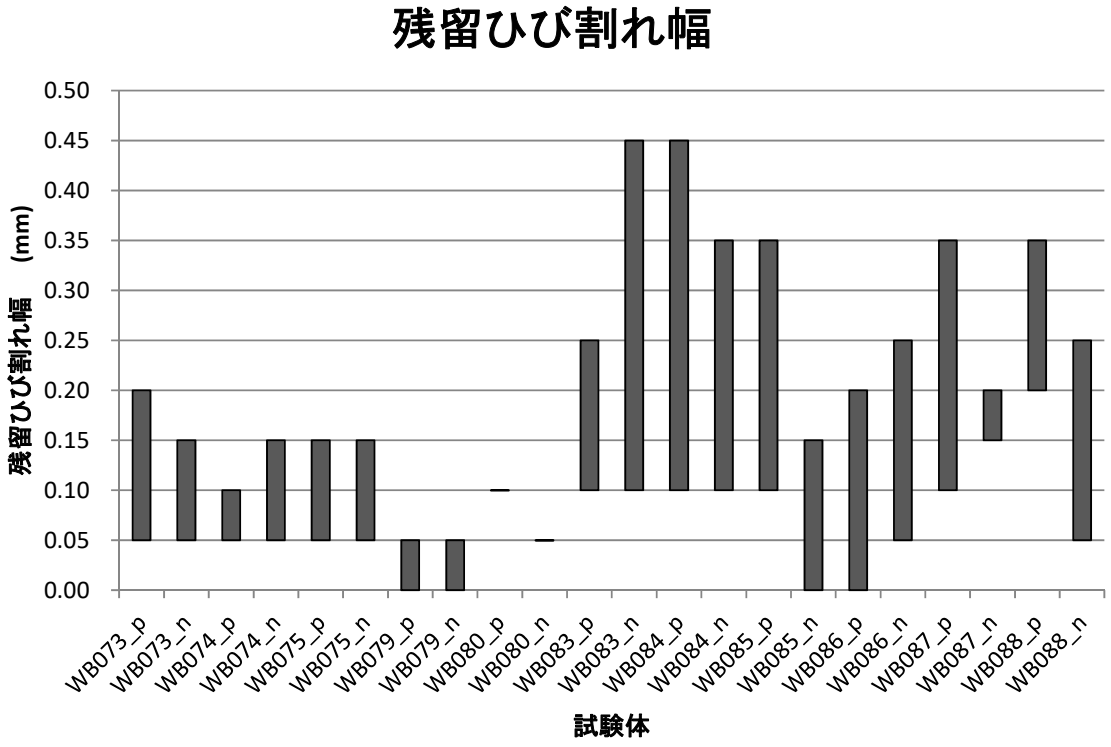


図 5.5.17 残留ひび割れ幅（腰壁・垂れ壁付き梁）

表 5.5.10 および**図 5.5.16** の構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁の残留ひび割れ幅を見ると，使用限界を超えた可能性がある試験体が 5 体，使用限界を超えないことが確認できた試験体が 3 体であった。同様に，**表 5.5.11** および**図 5.5.17** の腰壁・垂れ壁付き梁の残留ひび割れ幅を見ると，使用限界を超えた試験体が 2 体，使用限界を超えた可能性がある試験体が 15 体，使用限界を超えないことが確認できた試験体が 5 体であった。

5.6 まとめ

本研究では，腰壁・垂れ壁付き梁部材の既往の実験データを整理して，既往の評価式による計算値と実験値との比較，検討を行い各評価式の精度を示した。得られた知見を以下に示す。

(1)　データベースについて

本研究で作成したデータベースを用いて腰壁・垂れ壁付き梁 96 体の収集を行なった。そのうち，検討用の試験体は 44 体である。検討用試験体のうち，完全スリットが設けられている腰壁・垂れ壁付き梁試験体が 8 体，スリット無しの腰壁・垂れ壁付き梁試験体が 36 体という内訳であった。ただし，正負繰り返し載荷を実施している試験体のうち，正負の実験値がある試験体はそれぞれ別の実験値として評価を行ったため，検討したデータは腰壁・垂れ壁付き梁試験体が 12 体，スリット無しの腰壁・垂れ壁付き梁試験体が 50 体の合計 62 体であった。

検討を行なった部材の耐震性能項目は，弾性剛性，ひび割れ強度，降伏点剛性低下率，終局強度，限界変形角である。検討で使用した評価式は，2015 技術解説書[5-1]および 2018RC 規準[5-2]などに掲載されている既往の式および既往の論文に記載されている計算式を用いた。ただし，材端に構造スリットがある場合と構造スリットがない場合とでは大きく部材の性能が異なるため，構造スリットの有無により計算式および対応する実験値を区別し，評価を行なった。ただし本研究では，構造スリットのうち部分スリットと呼ばれる，スリットが半剛接されるような試験体については検討から除外した。

(2)　弾性剛性について

構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁は壁を無視して計算した値（$_{c2}K_0$）よりも実験値が大きな値となった。これは，構造スリットを端部に設けたとしても梁に腰壁・垂れ壁が取り付くことにより，部材の剛性が増加したためと考えられる。また，構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁部材を三部材（梁断面部材－腰壁・垂れ壁付き梁断面部材－梁断面部材）に置換し，各部材間を剛接合として計算した値（$_{c4}K_0$）と比べると，比較値の平均が 0.20 と小さな値となった。一方，JSCA による評価式による計算値（$_{c5}K_0$）および S 字ひずみ度分布式による計算値（$_{c6}K_0$）と比べると，比較値の平均が 0.53 および 0.52 と小さな値となった。構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁に関しては，評価した試験体が 11 体と少なく，また同一シリーズの実験であることから，今後の構造実験結果の蓄積が必要だと考えられる。

腰壁・垂れ壁付き梁では，応力度法，精算法，置換断面法の比較値の平均値がそれぞれ，0.67，0.70，0.86 と実験値が計算値よりも小さな値となった。これは，試験体の乾燥収縮ひび割れや加力前の初期ひび割れなどの影響が考えられる。

(3)　ひび割れ強度について

構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁では曲げひび割れ強度について壁を無視して計算した結果，比較値（＝実験値／計算値）の平均値が 0.92 となり危険側の判定であった。比較値が 0.51～1.40 の範囲でありばらつきが大きい。また，せん断ひび割れについては，せん断ひび割れ耐力が収集できた試験体が収集した範囲では存在しなかったため，精度の検証を行なうことが出来なかった。

腰壁・垂れ壁付き梁では，曲げひび割れ強度の比較値（＝実験値／計算値）の平均値が 0.91 であり危険側の判定となった。一方で，せん断ひび割れ強度の比較値の平均値が 1.35 と安全側の結果となった。

(4)　降伏点剛性低下率について

構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁は壁を無視して計算した値よりも実験値が 1.01 倍～2.46 倍と大きな値となった。これは，弾性剛性と同様に構造スリットを端部に設けたとしても梁の二次壁が取り付くことにより，部材の剛性が増加したためと考えられる。

腰壁・垂れ壁付き梁では，部材の降伏点が明確に存在しないため，降伏点剛性低下率の実験値を三つ定義し検討を行った。梁主筋の引張降伏で定義した $_{e1}\alpha_y$ との比較値の平均値がそれぞれの計算式で 1.58，1.48 と実験値が計算値よりも大きな値となった。一方で，変形角 2%までの消費エネルギーが等価となる変形角で定義した $_{e2}\alpha_y$ との比較値の平均値がそれぞれの計算式で 0.77，0.72 と実験値が計算値よりも小さな値となった。最大せん断力時までの消費エネルギーが等価となる変形角で定義した $_{e3}\alpha_y$ との比較値の平均値がそれぞれの計算式で 1.35，1.27 となった。いずれの場合であっても，実験値を精度良く評価出来ているとはいえない。また，変動係数がそれぞれ 0.317～0.361 とばらつきの多い結果となった。降伏点剛性低下率を精度良く推定するには，降伏変形についてのより詳細な検討が必要だと考えられる。

(5)　終局強度について

構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁の曲げ終局強度は壁を無視して計算した値よりも実験値が 1.09 倍～1.27 倍と安全側の値となった。また，せん断終局強度については，せん断破壊した試験体が収集した範囲では存在しなかったため，精度の検証を行なうことが出来なかった。

腰壁・垂れ壁付き梁の 2015 技術解説書による計算値 $_{c1}Q_{mu}$ は，梁主筋降伏時で定義した実験値との比較値が 1.03，変動係数 0.101 と精度良く評価出来ると考えられる。一方で，最大せん断力で定義した実験値 $_{e2}Q_u$ との比較値が 1.21，変動係数 0.121 と精度が悪い。もう一つの 2015 技術解説書による計算値 $_{c2}Q_{mu}$ は，梁主筋降伏時で定義した実験値との比較値が 0.85，変動係数 0.126 と実験値を精度良く評価出来ていない。一方で，最大せん断力で定義した実験値 $_{e2}Q_u$ との比較値が 1.00，変動係数 0.105 と精度良く評価出来ると考えられる。

腰壁・垂れ壁付き梁の 2017 耐震診断基準による計算値 $_{c3}Q_{mu}$ は，梁主筋降伏時で定義した実験値との比較値が 0.56，変動係数 0.293 となり実験値が小さい結果となった。同様に，最大せん断力で定義した実験値 $_{e2}Q_u$ との比較値が 0.64，変動係数 0.289 となった。

腰壁・垂れ壁付き梁の 2018RC 規準による計算値 $_{c4}Q_{mu}$ は，梁主筋降伏時で定義した実験値との比較値が 0.82，変動係数 0.146 となり実験値が小さい結果となった。同様に，最大せん断力で定義した実験値 $_{e2}Q_u$ との比較値が 0.94，変動係数 0.163 となった。

腰壁・垂れ壁付き梁のせん断終局強度では，技術解説書による計算式 $_{c1}Q_{su}$ と分割累加式 $_{c2}Q_{su}$ により検討を行った。$_{c1}Q_{su}$ は，実験値が計算値の 0.81 倍～1.25 倍，平均値が 1.05 となった。$_{c1}Q_{su}$ がせん断強度の下限値を求める式である事を考えると，危険側の判定となった。同様に，$_{c2}Q_{su}$ は，実験値が計算値の 0.66 倍～1.00 倍，平均値が 0.89 となり危険側の判定である。$_{c1}Q_{su}$ の変動係数が 0.181，$_{c2}Q_{su}$ の変動係数が 0.129 であり，$_{c2}Q_{su}$ のばらつきが小さい。今回検証を行なったデータは

7 体と少ないため，今後は実験データの蓄積が必要であると考えられる。

(6)　限界変形角について

構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁は実験値が計算値の 0.44 倍～1.21 倍，比較値の平均値が 0.99 となった。また，腰壁・垂れ壁付き梁の限界変形角の比較値の平均値が 1.12，変動係数が 0.239 となった。ばらつきがあるものの，0.58 倍～1.55 倍の範囲で評価することが出来た。

(7)　残留ひび割れ幅について

試験体に作用しているモーメントが短期許容モーメントに達したときの残留ひび割れ幅について検討した結果，構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁 8 体のうち，使用限界を超えた可能性がある試験体が 5 体，使用限界を超えないことが確認できた試験体が 3 体であった。同様に，腰壁・垂れ壁付き梁 22 体のうち，使用限界を超えた試験体が 2 体，使用限界を超えた可能性がある試験体が 15 体，使用限界を超えないことが確認できた試験体が 5 体であった。

(8)　今後の課題

本研究で収集した腰壁・垂れ壁付き梁は 44 体であり，他の部材と比べ実験データが少ない。特に構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁のデータは 8 体と非常に少なく，今後実験による蓄積が必要である。本検討では，正負繰り返し載荷をした試験体のうち，正負の実験データがある場合は，それぞれの値で検討を行った。そのため，検討した試験体数はスリットなし 50 体，スリットあり 12 体である。以下に，構造性能評価項目毎の実験データ数を示す。なお，一つの構造性能評価項目に対して，評価式ごとにデータ数に違いがあるときは，大きいものを採用している。

- 弾性剛性：スリットなし 49 体，スリットあり 11 体
- 曲げひび割れ強度：スリットなし 41 体，スリットあり 11 体
- せん断ひび割れ強度：スリットなし 42 体，スリットあり 0 体
- 剛性低下率：スリットなし 38 体，スリットあり 12 体
- 曲げ終局強度：スリットなし 41 体，スリットあり 11 体
- せん断終局強度：スリットなし 7 体，スリットあり 0 体
- 限界変形角：スリットなし 27 体，スリットあり 8 体

これをみると，せん断終局強度の実験データがそれぞれ 7 体，0 体と特に少ない。せん断破壊は脆性的な破壊であり，実験によるデータの蓄積が必要不可欠であり，早急に実験を実施する必要があると考えられる。

本研究で検討を行なった構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁および腰壁・垂れ壁付き梁の評価式では，矩形の梁断面の評価式を壁付の梁に準用しているものが多く精度が良いとは言えなかった。重要な耐震性能項目である，腰壁・垂れ壁付き梁の降伏点剛性低下率の精度はまだ十分とはいえない。これは，実験による腰壁・垂れ壁付き梁の履歴性状を三折れ線でモデル化する際の手法にも依存するため，今後は部材のモデル化も含めた総合的な評価が必要と考えられる。

今回収集した論文では，論文中に記載されている情報が不足しているケースが多かった。紙面

の都合などが原因で断面情報が不十分であった。特に壁筋などは鉄筋の位置の記述がないことが多い。実験結果においては最大強度や鉄筋降伏時などの荷重について，紙面上のアナログデータとしては記述があるものの，明確な数字として記述されていない場合が多い。また，腰壁・垂れ壁付き梁では，最大耐力だけでなく壁筋や梁主筋の降伏の有無やその時の変形角と強度が重要であり，弾性剛性，ひび割れ強度，終局変形角などの情報と共に，論文中に記載することが必要である。

5.7 参考文献

[5-1] 国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省国土技術政策総合研究所・建築研究所・日本建築行政会議監修 : 2015 年度版建築物の構造関係技術基準解説書（2016 年追補収録版），全国官報販売共同組合，2017.7

[5-2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2018，2018

[5-3] 大久保全陸 : 腰壁，たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究　その 2　剛性および終局曲げ強度に関する考察，日本建築学会構造系論文報告集，Vol.207，pp.9，1973.5

[5-4] 日本建築構造技術者協会 : 鉄筋コンクリート造建築物における構造スリット設計指針，技報堂出版，2009

[5-5] 渡邊秀和ほか : 構造スリットを有する腰壁・垂れ壁付き RC 梁部材の初期剛性の評価法，構造工学論文集，Vol.57B，pp.611，2011

[5-6] 壁谷澤寿成，壁谷澤寿海，東條有希子，壁谷澤寿一 : せん断破壊型そで壁付き柱に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.30，No.3，pp. 115-120，2008

[5-7] 壁谷澤寿海，黄賢聖，金裕錫，細川洋治，佐藤充晴 : 鉄筋コンクリート造袖壁付き柱の変形性能に関する実験的研究（その 3　曲げ理論による変形性能の評価），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2, pp.139-140, 2011.8

[5-8] 篠田拓人，田才 晃，楠浩一，腰壁・垂れ壁付き RC 梁部材の曲げ終局変形に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.35，pp. 187-192，2013

[5-9] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004

5.8 試験体の引用文献

評価式の検討時に引用した文献のリストを以下に示す。

文献番号	*引用試験体数*	
	構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁	腰壁・垂れ壁付き梁
[5-A5]		24
[5-A48]	1	3
[5-A49]	3	
[5-A50]		2
[5-A55]		6
[5-A58]	4	
[5-A66]		4

[5-A1]　東洋一：鉄筋コンクリート腰壁,たれ壁付き梁の逆対称繰返し加力実験 : その 1. 実験概要，破壊性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1011，1972

[5-A2]　飯田研：鉄筋コンクリート腰壁・たれ壁付き梁の逆対称繰返し加力実験 : その 2. せん

断補強と破壊性状との関係，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1013，1972

[5-A3]　大久保全陸：鉄筋コンクリート腰壁,たれ壁付き梁の逆対称繰返し加力実験 ： その 3 剛性および曲げ強度について，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1015，1972

[5-A4]　東洋一：鉄筋コンクリート袖壁付き柱の逆対称繰返し加力実験(その 1・せん断補強筋の少ない場合)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1405，1973

[5-A5]　大久保全陸：腰壁，たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究 その 1　実験概要および曲げ破壊性状，日本建築学会構造系論文報告集，Vol.204，pp.1，1973.2

[5-A6]　大久保全陸：腰壁，たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究 その 2　剛性および終局曲げ強度に関する考察，日本建築学会構造系論文報告集，Vol.207，pp.9，1973.5

[5-A7]　王子和臣：袖壁付き鉄筋コンクリート柱の挙動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.1433，1976

[5-A8]　王子和臣：袖壁付き鉄筋コンクリート柱の挙動に関する実験的研究（その２・軸圧縮力曲げ及び剪断力を受ける場合），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1587，1977

[5-A9]　神田実：袖壁付き鉄筋コンクリート柱の挙動に関する実験的研究（その３・純曲げ及び軸圧縮力と曲げのみを受ける場合），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1589，1977

[5-A10]　是永健好：腰壁・たれ壁・そで壁付き部材の終局強度に関する検討（その１・曲げ強度について），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1283，1979

[5-A11]　大久保全陸：腰壁・たれ壁・そで壁付き部材の終局強度に関する検討（その２・剪断強度について），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1285，1979

[5-A12]　市之瀬敏勝：腰壁を切断した梁柱接合部の地震時挙動に関する実験的研究（その１），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1521，1980

[5-A13]　甲斐芳郎：腰壁を切断した梁柱接合部の地震時挙動に関する実験的研究（その２），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1441，1981

[5-A14]　市之瀬敏勝：腰壁を切断した梁柱接合部の地震時挙動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.1443，1981

[5-A15]　小林裕：腰壁を切断した鉄筋コンクリート造梁柱接合部の実験的研究（その４），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1657，1982

[5-A16]　市之瀬敏勝：腰壁を切断した鉄筋コンクリート造はり柱接合部の実験的研究，コンクリート工学，Vol.20 No.7，pp.97，1982

[5-A17]　波多江英治：構造目地を有するＲＣ腰壁付きはり・柱十字型試験体の水平加力実験（その１）実験計画と結果の概要，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp.79，1986

[5-A18]　阿納哲郎：構造目地を有するＲＣ腰壁付きはり・柱十字型試験体の水平加力実験（その２）腰壁付きはりの荷重・変形性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp.81，1986

[5-A19]　山本潔：構造目地を有するＲＣ腰壁付きはり・柱十字型試験体の水平加力実験（その３）構造目地部の強度，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp.83，1986

[5-A20]　塩屋晋一：構造目地を有するＲＣ腰壁付きはり・柱十字型試験体の水平加力実験（その４）構造目地部の特性を考慮した曲げ耐力の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，

C，pp.85，1986

[5-A21] 大久保全陸：耐震構造目地を設けた腰壁付はり・柱十字形試験体の加力実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.8，pp.713，1986

[5-A22] 外山隆吉：鉄筋コンクリート造腰壁・たれ壁付梁に関する実験的研究（その 1）極く薄い壁厚の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp.479，1986

[5-A23] 阿納哲郎：構造目地を有する腰壁付きＲＣはりの曲げ強度特性に関する研究（その１。腰壁高さと目地形状が異なるト型試験体の破壊実験)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp.55，1987

[5-A24] 塩屋晋一：構造目地を有する腰壁付きＲＣはりの曲げ強度特性に関する研究（その２。構造目地部の歪分布とその強度)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp.57，1987

[5-A25] 佐藤彰芳：鉄筋コンクリート造の柱と腰壁の境界に設けたスリットの設計方法に関する試案，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp.509，1987

[5-A26] 大久保全陸：構造目地を有する鉄筋コンクリート腰壁付きはりの収縮特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.9，pp.175，1987

[5-A27] 大久保全陸：構造目地を有する鉄筋コンクリート造腰壁付き骨組の力学的特性に関する研究　そのⅠ－腰壁付きはり・柱十字形骨組の加力実験について，日本建築学会構造系論文報告集，Vol.380，pp.10，1987.1

[5-A28] 塩屋晋一：構造目地を有する腰壁付き RC はりの曲げ強度特性に関する研究 ：3.構造目地強度の略算法，日本建築学会九州支部研究報告集，Vol.30，pp.353，1988

[5-A29] 塩屋晋一：構造目地を有する腰壁付きＲＣはりの曲げ強度特性に関する研究（４。目地強度式)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp.751，1988

[5-A30] 大久保全陸，塩屋晋一，阿納哲郎：鉄筋コンクリート造ウォールガーダーの強度変形性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11-2，pp.63-68，1989

[5-A31] 塩屋晋一：構造目地を有する鉄筋コンクリート造腰壁付き骨組の力学的特性に関する研究　そのⅡ－腰壁付き梁の力学的特性と曲げ強度評価式，日本建築学会構造系論文報告集，Vol.416，pp.91，1990.1

[5-A32] 塩屋晋一：構造目地を有する鉄筋コンクリート造腰壁付き骨組の力学的特性に関する研究　そのⅢ－腰壁付き柱の最大荷重の決定過程と腰壁の反力挙動，日本建築学会構造系論文報告集，Vol.441，pp.53，1992.11

[5-A33] 塩屋晋一：構造目地を有する鉄筋コンクリート造腰壁付き骨組の力学的特性に関する研究　そのⅣ－腰壁付き柱の最大水平荷重と変形および破壊ﾓｰﾄﾞの評価，日本建築学会構造系論文報告集，Vol.449，pp.163，1993.7

[5-A34] 田中康公：完全縁切り目地を設けた腰壁・垂れ壁付き梁の応力・変形集中に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.307，1997

[5-A35] 近藤龍哉：腰壁と垂れ壁を持つ側柱位置柱・梁接合部の耐震性能について，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.605，1998

[5-A36] 楠原文雄：既存鉄筋コンクリート造腰壁付き短柱の炭素繊維シートによる耐震補強，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20 No.3，pp.1171，1998

[5-A37] 塩原等，白都滋，法量良二，中村洋行：既存鉄筋コンクリート造腰壁付き短柱の炭素繊

維シートによるせん断補強効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, pp.373-378, 1999

[5-A38] 田中昭洋：型枠コンクリートフロック造建物における RC 造壁梁の耐震性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22 No.3，pp.493，2000

[5-A39] 菅沼孝紀，向井智久，野村設郎：二次壁付き RC 梁部材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報告集，Vol.3，pp.331-336，2001.6

[5-A40] 山川 哲雄 ：緊張力を導入した PC 鋼棒と鋼板を用いた腰壁付き RC 柱の耐震補強設計法，日本建築学会構造系論文報告集，No.577，pp.93，2004.3

[5-A41] 澤口祐樹：偏心接合を有する RC 造腰壁・垂れ壁付柱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，Vol.26 No.2，pp.229，2004

[5-A42] 瀧澤正明：大変形下における RC 造腰壁・垂れ壁付柱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，Vol.26 No.2，pp.235，2004

[5-A43] 當房和博，塩屋晋一，町頭洋平，吉留潤平：壁梁が偏心接合される RC 柱のせん断破壊性状とせん断耐力の低下率，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.27"2，pp.187-192，2005

[5-A44] 田才晃：腰壁・垂れ壁付き RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.93，2009

[5-A45] 渡辺達也:接合位置や形状が異なる腰壁･たれ壁付柱のせん断耐力と終局変形角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.31No.2，pp.181，2009

[5-A46] 田才晃:腰壁・垂れ壁付き RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究　その 2　腰壁・垂れ壁付き RC 梁の変形性能および曲げ強度評価式の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.91，2010

[5-A47] 渡邊秀和:腰壁・垂れ壁付き RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究　その 3　構造スリットを設けた腰壁･垂れ壁付梁試験体, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.95, 2010

[5-A48] 渡邊秀和：腰壁・垂れ壁付き RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.56B，pp.53，2010

[5-A49] 鈴木淳史：構造スリットを有する腰壁・垂れ壁付き RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.32，pp.205，2010

[5-A50] 渡邊秀和：腰壁・垂れ壁付き RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.32，pp.199，2010

[5-A51] 田才晃：腰壁・垂れ壁付き RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究　その 5 袖壁・腰壁・垂れ壁付柱梁接合部の剛域設定の評価に関する実験 実験概要，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.145，2011

[5-A52] 西倉幾：腰壁・垂れ壁付き RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究　その 6 袖壁・腰壁・垂れ壁付柱梁接合部の剛域設定の評価に関する実験　実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.147，2011

[5-A53] 渡邊秀和：構造スリットを有する二次壁付き RC 梁部材の初期剛性の評価法，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.151，2011

[5-A54] 渡邊秀和：構造スリットを有する腰壁・垂れ壁付き RC 梁部材の初期剛性の評価法，構造工学論文集，Vol.57B，pp.611，2011

[5-A55] 西倉幾：袖壁・腰壁・垂れ壁付き柱梁十字型接合部の剛域設定の評価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.34，pp. 229-234，2012

[5-A56] 松永健太郎他：材端に腰壁を有する鉄筋コンクリート梁の配筋と曲げ強度の検討，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.36 No.2，pp.151-156，2014.7

[5-A57] 赤堀巧他：スリット付き非構造壁の有無を変動因子とする RC 架構の静的載荷実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.36 No.2，pp.637-642，2014.7

[5-A58] 宇野那由子他：構造スリットを有する垂れ壁・腰壁付き RC 梁部材の構造性能および端部の破壊性状に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.37 No.2，pp.223-228，2015.7

[5-A59] 権淳曰他：梁降伏型鉄筋コンクリート造多層架構実験に基づく建物の残存耐震性能，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.37 No.2，pp.697-702，2015.7

[5-A60] 尹ロク現他：構造スリット付き有開口二次壁を有する RC 架構実験のシミュレーション解析，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.38，No.2，pp.73-78，2016.7

[5-A61] 中村聡宏他：鉄筋コンクリート造袖壁・腰壁・垂壁付き十字柱梁架構の破壊性状に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.38，No.2，pp.361-366，2016.7

[5-A62] 平林道大他 : 鉄筋コンクリート造非耐力壁付き十字型柱梁架構の破壊性状に関する研究，日本建築学会構造工学論文集 Vol. 62B，pp.187-196，2016.3

[5-A63] 田才晃他：非構造壁の付いた RC 梁部材の耐震性能に関する実験的研究，日本建築学会構造工学論文集 Vol. 62B，pp.203-212，2016.3

[5-A64] 壁谷澤寿一他：袖壁付き柱を活用した実大５層鉄筋コンクリート造建築物の載荷実験，日本建築学会構造系論文集 No.720，pp.313-322，2016.2

[5-A65] 守屋暁他：非耐力壁付き部材の骨格曲線評価法に関する検討，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.39 No.2，pp.811-816，2017.7

[5-A66] 都祭弘幸他：高密配筋された腰壁・垂れ壁を有する実大および縮小 RC 梁試験体の構造性能に関する実験的研究（その１．実験概要および結果概要），日本建築学会学術講演梗概集 C-2，2018

[5-A67] 藤井稔己他：高密配筋された腰壁・垂れ壁を有する実大および縮小 RC 梁試験体の構造性能に関する実験的研究（その２．強度と変形性状に関する考察），日本建築学会学術講演梗概集 C-2，2018

第６章

袖壁付き柱部材

6.1 データベースの項目

袖壁付き RC 柱部材の剛性や強度，変形性能の評価を行うために作成した実験データベースの調査項目を以下に示す。

6.1.1　基本情報

101-ID 情報

1) ID	部材毎に通し番号を付ける。WC001 から順に割り振る。
2) 実験主体	実験実施の主体を記載する。
3) 試験体名称	文献に記載されている試験体の名称を付ける。
4) 部材名称	部材の形状により「柱の両側に配置された袖壁の長さが，左右で同一である袖壁付き柱（以下，均等袖壁付き柱），柱の両側に配置された袖壁の長さが，左右で異なる袖壁付き柱（以下，不均等袖壁付き柱），袖壁が柱の片側のみに配置された袖壁付き柱（以下，片側袖壁付き柱）」の３つに分類する。

102-文献情報

1) 文献番号	主たる論文について文献収集リストで付与した通し番号を記載する。
2) 関連文献	主たる論文に関連する文献収集リストで付与した通し番号を記載する。複数記載可。
3) 情報	主たる文献で必要な情報（タイトルや雑誌名）を表示させる。

6.1.2　試験体情報

201-一般情報

1)スケール	実断面に対して縮小された場合の規模。例えば 1/2 など
2)壁数量	柱に取り付くそで壁の数量。
3)腰壁・垂れ壁有無	腰壁又は垂れ壁の有無
4)スリット有無	そで壁へのスリットの有無。スリットがある場合，その種類（例えば，完全スリット，部分スリット等）。
5)配筋の対称性	配置について対称性を記載する。
6)打設方向	試験体の材軸方向と同じ方向からの打設を鉛直，直交方向からの打設を水平とする。
7)打設打継	試験体途中での打継の有無。ある場合，打継面の処理方法。
8)備考	上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

202-材料情報

a.以下，コンクリートの材料特性について記載する。

1) 設計強度	当該文献に記載されている目標強度で，試験体の設計時に用いた強度。
2) 圧縮強度	当該文献に記載されている最大圧縮強度を記載する。
3) 圧縮強度時歪み	当該文献に記載されている最大圧縮強度時歪みを記載する。

4) 引張強度　　当該文献に記載されている引張強度を記載する。その値を割裂強度から算定している場合は，「算定値」を選択し，その値を記載する。また，直接引張実験から算定している場合は，「実験値」を選択し，その値を記載する。その他，算定方法が不明な場合は「-」を選択する。

5) ヤング係数　　当該文献に記載されているヤング係数を記載する。その値の算定方法（AIJRC 規準式（コンクリート強度から算定する式で 2）の圧縮強度を用いた場合），JIS A1149 式（実験結果より算定する），「-」（算定方法が記載されてない））を選択する。値がない場合は「-」を選択する。

b.柱主筋の材料特性について記載する。

1) 降伏強度　　当該文献に記載されている降伏強度を記載する。その値の算定方法（降伏点，0.2%耐力，「-」（算定方法が記載されてない））を選択する。値がない場合は「-」を選択する。

2) 降伏歪み　　当該文献に記載されている降伏歪みを記載する。その値が材料実験から得られた値を用いて算定されていれば「実験値」とする。その他，算定方法が不明な場合は「-」を選択する。

3) 引張強度　　当該文献に記載されている引張強度を記載する。

4) 引張強度歪み　　当該文献に記載されている引張強度歪み度を記載する。

5) ヤング係数　　当該文献に記載されているヤング係数を記載する。その値を実験で得られる降伏強度および降伏歪みを用いて算定している場合は「実験値」と記載する。その他，算定方法が不明な場合は「-」を選択する。

6) 備考　　上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

c. 柱せん断補強筋の材料特性について記載する。各項目は b.柱主筋と同様である。

d.そで壁端部縦筋の材料特性について記載する。各項目は b.柱主筋と同様である。

袖壁一般部縦筋の材料特性は，(2)以降に記載する。各項目は b.柱主筋と同様である。

「d. そで壁縦筋材料情報(1)端部縦筋」は，端部縦筋の材料特性について記載する。

「d. そで壁縦筋材料情報(2)一般部縦筋」は，端部縦筋以外の一般部縦筋の材料特性について記載する。

e.そで壁横筋の材料特性について記載する。各項目は b.柱主筋と同様である。

<u>203-部材形状情報</u>

a. 柱

1) 断面形状　　矩形または円形などのコンクリート外部の形状。そで壁付き柱では，矩形のみを収集対象としている。

2) 幅　　矩形断面において，加力方向に対して直交する辺の長さ。円形断面の場合はその直径。

3) せい	矩形断面において，加力方向に対して平行する辺の長さ。円形断面の場合はその直径。
4) 有効せい	矩形断面において，圧縮縁から引張鉄筋重心位置までの長さ。円形断面の場合は等価長方形断面に置換した場合の圧縮縁から引張鉄筋重心位置までの長さ。
5) コア断面積	外周部せん断補強筋に囲まれた断面積
6) 被りコンクリート厚さ	矩形断面の場合，幅とせいのかぶり厚さをそれぞれ記入。
7) クリアスパン	対象部材の内法長さ
8) 備考	上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

b.圧縮側そで壁(圧縮側そで壁の定義：図面上の右，上下に記載の場合は上)
c.引張側そで壁(圧縮側そで壁の定義：図面上の左，上下に記載の場合は下)

1) -1 壁板厚さ（t_w）	壁板の厚さを記入する。
1)-2 壁厚比（α=tw/b）	柱幅に対する壁板厚さの比を記入する。
2) -1 壁板長さ（lw）	両端の柱型を含めた全長を記入する。
2)-2 壁長さ比（$\beta = lw/D$）	柱せいに対する壁板長さの比を記入する。
1) 壁内法高さ（h_w）	下側スタブ上面から上側スタブ下面までの高さを記入する。
2) 偏心	柱中心とそで壁中心の壁厚さ方向の偏心距離を記入する。
3) スリット位置	そで壁に設けられたスリット位置を記入する。スリットを設けていない場合，「なし」と記入する。
4) スリット寸法	5)で記入したスリット寸法を記入する。
5) 備考	上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

<u>204-柱主筋情報</u>

1) 本数	全主筋全本数
2) -1 呼び名	鉄筋の形状と径を表す記号。（例えば D19 やφ9，#4 など）
2)-2 鉄筋径 1	鉄筋の径を記入する。（例えば D6，Φ6 であれば 6）
2)-3 鉄筋径 2	鉄筋の径が２種類ある場合，２種類目の鉄筋径を記入する。
3) 種類	主筋の種類。例えば SD345 など
4) 継手有無	主筋が部材内で継手使用の有無。
5) 継手長さ	主筋の継手がある場合はその長さ。
6) 備考	継手の位置情報など，その他継手に関して追記すべき情報。
7) 主筋位置情報	1-5 は鉄筋の位置，6-10 はそれぞれの位置に配された本数を示す。位置の基点は，正載荷側においてモーメントが大きい側の端部の断面の圧縮力を負担している側とする。ただし，両端部のモーメントが等しければ脚部（左端）の断面位置を採用する。なお，鉄筋の段数がさらにある場合は適宜追加する。

8) 引張鉄筋比　　柱断面積 B･D に対する引張鉄筋断面積 at の比を記入する。ただし、引張鉄筋断面積 at は 1 段筋のみの断面積で計算。

9) 主筋比　　柱断面積 B･D に対する全主筋断面積 ag の比を記入する。

205-せん断補強筋情報

1) 形状　　部材断面における補強筋形状。2 種類ある場合は外周部とその内部の形状を記載する。(例えば，中子筋のある矩形のせん断補強筋の場合，「矩形・中子」)

2) -1 呼び名　　鉄筋の形状と径を表す記号。（例えば D19 やφ9，#4 など）

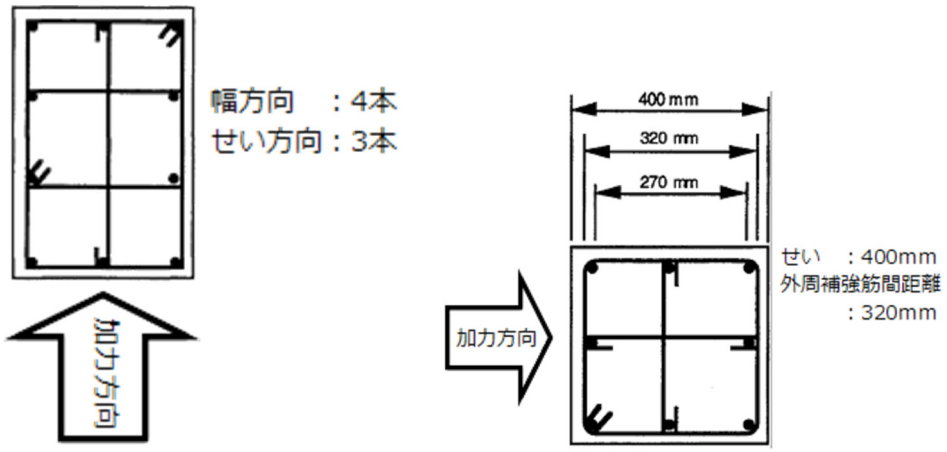
2)-2 鉄筋径 1　　鉄筋の径を記入する。（例えば D6，Φ6 であれば 6）

3) 間隔　　1，2 は部材長さ方向で間隔が変わる場合，狭い領域（例えばヒンジ領域）と広い領域の間隔。1 種類のみの場合は，「狭い箇所」欄に記載する。位置；3 は狭い領域の長さと位置が分かる情報を記載。

4) 種類　　補強筋の種類。例えば SD295 など

5) 5-1)～5-4)有効本数　　幅方向とせい方向の補強筋（中子筋を含む）の足の数（**図 6.1.1(a)**）。3)で記載した狭い箇所と広い箇所がある場合は，それぞれ記載し，部材長において補強筋が等間隔の場合は，「狭い箇所」欄にのみ記載する。

6) 1，2 外周補強筋間距離　　外周補強筋の中心間距離（**図 6.1.1(b)**）。



(a) 補強筋の足の数　　(b) 外周補強筋の中心間距離

図 6.1.1　柱せん断補強筋

7) 1，2 有効横支持長さ　　はば方向およびせい方向に対して，各主筋間最短距離の最大値（**図 6.1.2** の Ci 参照）。下図で横方向から載荷する場合，**図 6.1.2** 中の Ci がせい方向の長さとなる。

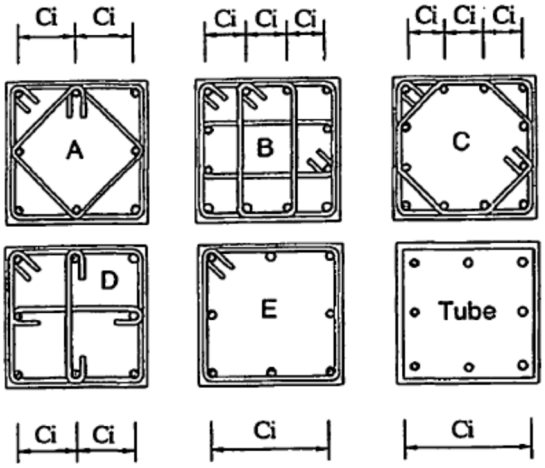


図 6.1.2　有効横支持長さ

8) 定着性状　　1 は定着性状を示す。例えば，フックの有無，重ね継手，溶接，その他（機械式継手など）。フック形状 ; 2 はフックがある場合はフック角度で例えば，90 や 135 度。継手長さ ; 重ね継手を選択した場合の継手長さ。

9) せん断補強筋比　　せん断補強筋比を記入する。

<u>206－そで壁縦筋</u>

a. 圧縮側そで壁

b.引張側そで壁

そで壁縦筋に複数の材料を使用している場合は，材料情報と対応する(2)以降の箇所に記載する。「a. 圧縮側そで壁(1)」 および「b.引張側袖壁(1)」は，一般部縦筋の仕様を記載する。「a. 圧縮側そで壁(2)」 および「b.引張側袖壁(2)」は，端部縦筋の仕様を記載する。

1) 本数　　端部縦筋を除く全壁縦筋本数を記入する。

2) -1 呼び名　　鉄筋の形状と径を表す記号。（例えば D19 やφ9，#4 など）

2)-2 鉄筋径 1　　鉄筋の径を記入する。（例えば D6，Φ6 であれば 6）

2)-3 鉄筋径 2　　鉄筋の径が２種類ある場合，２種類目の鉄筋径を記入する。

3) 間隔　　壁縦筋の配筋間隔を記入する。

4) 形式　　配筋形式（シングル，ダブル，千鳥）を記入する。

5) 種類　　鉄筋の種類を記入する。例えば SD345 など。

6) 鉄筋深さ　　柱側から順に，柱から最も近い及び縦筋及び最も遠い縦筋の，柱圧縮縁（引張側そで壁の場合引張縁）からの距離を記入する。

7) 壁縦筋比　　そで壁端部を除く，一般部分の壁縦筋比を記入する。

207－そで壁横筋

a.圧縮側そで壁

b.引張側そで壁

1)-1 呼び名	鉄筋の形状と径を表わす記号を記入する。（例えば D19 やφ9，#4 など）
1)-2 鉄筋径 1	鉄筋の径を記入する。（例えば D6，Φ6 であれば 6）
2)間隔	壁縦筋の配筋間隔を記入する。
3)形式	配筋形式（シングル，ダブル，千鳥）を記入する。
4)種類	鉄筋の種類を記入する。例えば SD345 など。
5)柱定着	そで壁横筋の柱への定着方法を記入する。例えば通し配筋，何 mm 直線定着など。
6)壁横筋比	壁横筋比を記入する。
7)縦横筋比	壁縦筋比に対する壁横筋比の比を記入する。

6.1.3　加力・計測情報

301-加力情報

1) 加力形式	部材の加力形式を示す（**図 6.1.3** 参照）。例えば，片持ちや両端固定（建研式，大野式），その他（ダブルエンド式など）

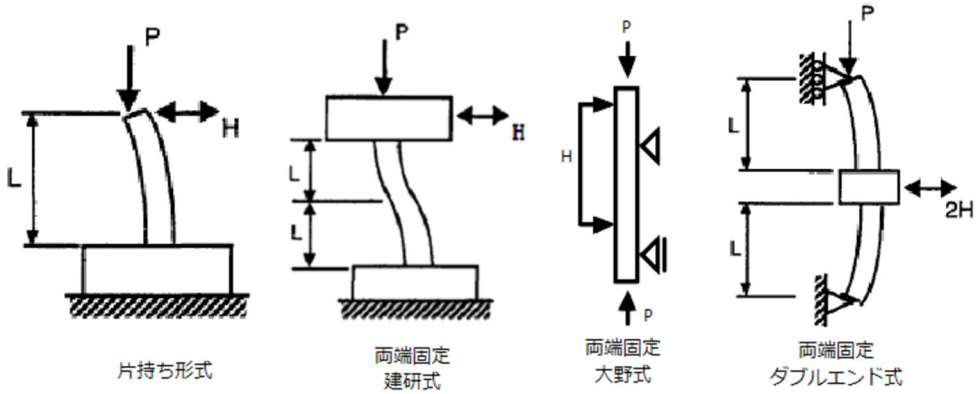
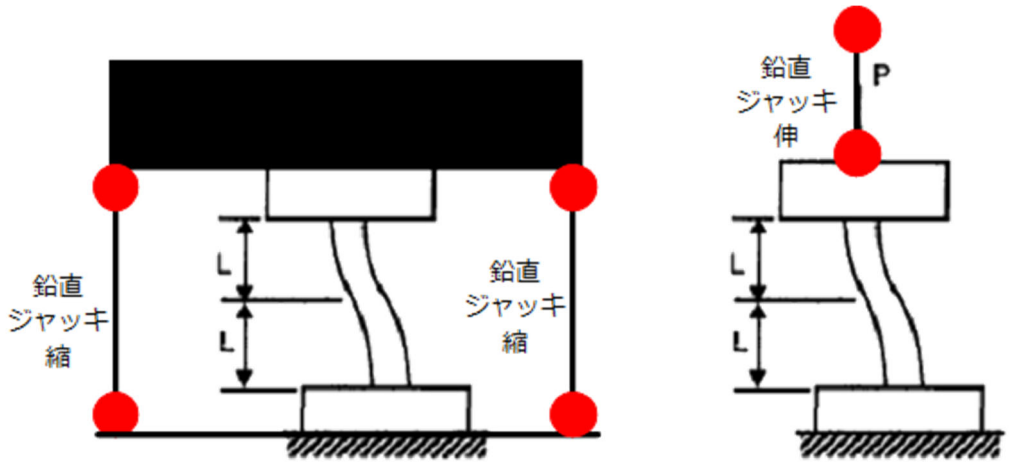


図 6.1.3　加力形式

2) 加力方向	部材が水平に加力される方向を示す。例えば，一方向，二方向，斜め 45 度など
3) 載荷履歴	加力載荷の履歴を示す。例えば，単調片押し，繰り返し，ランダムなど
4) 軸力の種類	作用させる軸力の種類を示す。一定軸力または変動軸力を選択する。
5) 1，2 軸力	部材に作用させる軸力の値を示す。一定軸力の場合は，変動軸力の欄は「-」と記載する。変動軸力の場合は，下限値と上限値（例えば-300~400 など）を記載する。
5)-3	軸力比を記入する。変動軸力の場合は，下限値と上限値（例えば-0.078～0.469 など）を記載する。

6) 軸力の作用位置　　作用させる軸力の位置を示す。例えば，偏心が無く部材断面に作用している場合は「中心」，偏心して作用している場合は「偏心」を選択する。

7) 鉛直ｼﾞｬｯｷと取付き方　　鉛直ジャッキが部材にどのように取り付けられているかを示す。例えば，ピン支持，ローラー支持，その他（ピン・ローラー支持など）など。また当該鉛直ジャッキの導入軸力の種類（**図 6.1.4** 参照）を記載する。(a)の圧縮時にジャッキが縮む場合は「引張」，(b)の圧縮時にジャッキが伸びる場合は「圧縮」を選択する。



（a）圧縮時にジャッキが縮む場合　　（b）圧縮時にジャッキが伸びる場合

図 6.1.4　鉛直ジャッキの軸力種類（試験体に圧縮軸力を作用させる場合）

8) シアスパン　　反曲点位置から部材端部までの長さの内，最大の長さ。反曲点高さをジャッキにより制御している場合はその高さ（長い方）を記載する。またジャッキにより制御していない場合で建研式加力を行っている場合は，クリアスパンの半分の長さを記載する。それ以外は「-」と記載する。

9) 備考

302-計測情報

1) 部材応力の計測方法　　部材が負担している応力（せん断力，軸力）の計測方法について示す。ジャッキの荷重をロードセルで計測している値が示されている場合は「間接」，部材の応力をロードセルなどで直接計測している場合は「直接」を選択し，不明の場合「-」と記載する。

2) 部材変位の計測方法　　加力により生じる部材の変位の計測方法について示す。部材角や軸方向変位を算定するためのデータが直接計測されている場合は「直接」，計測データを用いて上記変位の算定する必要がある場合は，「間接」を選択し，不明の場合「-」と記載する。

6.1.4　実験データ情報

401-データ特性情報

1) 水平応力データの有無　水平応力データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。柱の場合は，それらのデータを用いてせん断力を算定する場合に，P-Δ（ジャッキによる分を含む）の補正の必要があるかどうかを示す。補正が必要であり，文献内の情報から可能である場合，「必要（可）」，補正が必要だが文献内の情報からできない場合，「必要（不可）」を選択する。

2) 備考　上記の補足またはその他必要な情報を記載。

3) 水平変形データの有無　水平変形データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の水平変形として使用するために，補正の必要性の有無について示す。

4) 備考　上記の補足またはその他必要な情報を記載。

5) 鉛直変形データの有無　鉛直変形データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の鉛直変形として使用するために，補正の必要性の有無について示す。

6) 備考　上記の補足またはその他必要な情報を記載。

7) 分離変形データの有無　分離された水平変形データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の分離された水平変形として使用するために，補正の必要性の有無について示す。

8) 備考　上記の補足またはその他必要な情報を記載。

402-剛性情報

1) 第 1 折れ点　実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる初期剛性の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

2) 第 2 折れ点　実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 2 折れ点の割線剛性の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

3) 第 2 折れ点後（正勾配）　実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 2 折れ点以降の正勾配を接線剛性の値で示す。なお，脆性部材の場合は「-」と表記。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

4) 耐力低下（負勾配）　実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる耐力低下時の負勾配を接線剛性の値で示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

403-強度情報

1)第 1 折れ点　実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 1 折れ点の強度の値

を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

2)第 2 折れ点　実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 2 折れ点の強度の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

3)第 3 折れ点　実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 3 折れ点の強度（最大耐力）の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

404-変形情報

1)第 1 折れ点　実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 1 折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

2)第 2 折れ点　実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 2 折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

3)第 3 折れ点　実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 3 折れ点の変形（最大耐力時の変形）の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

4)第 4 折れ点　実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第 4 折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

405-減衰情報

1) ポテンシャルエネルギー　各変形角におけるポテンシャルエネルギーを示す。

2) 履歴吸収エネルギー　各変形角における履歴吸収エネルギー量を示す。

3) 等価粘性減衰定数　各変形角における記載されている等価粘性減衰定数を示す。

406-破壊モード

1) 実験時破壊モード　実験で得られている破壊モード。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

2) 計算時破壊モード　文献中で計算された最小の終局強度を破壊モードとする。正負非対称の部材の場合は，正負の値を示す。

3) 破壊モード　データベース作成者が再定義した破壊モードで，曲げ破壊，せん断破壊，スリップ破壊，その他の 4 種類とした。なお，片側袖壁付き柱で正負の破壊モードが異なる場合は，袖壁圧縮側となる方向の破壊モードを示した。

407-損傷状態情報（ひび割れや鉄筋降伏，圧縮破壊，主筋座屈などの損傷状態を示す情報）

1) 曲げひび割れ　実験で得られている曲げひび割れ時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。

2) せん断ひび割れ　実験で得られているせん断ひび割れ時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。

3) 主筋降伏　実験で得られている最初に主筋が降伏した時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。

4) せん断補強筋降伏　実験で得られている最初にせん断補強筋が降伏した時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。

5) そで壁縦筋降伏　実験で得られている最初にそで壁縦筋が降伏した時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。

6) そで壁横筋降伏　実験で得られている最初にそで壁横筋が降伏した時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。

7) 被りコンクリート剥落　実験で得られているかぶりコンクリートが剥落した時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。

8) 最大耐力　実験で得られている最大耐力に達した時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。

9) 主筋座屈　実験で得られている最初に主筋が座屈した時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。

10) 軸崩壊　実験で得られている軸崩壊に達したまたはそう見なされる時の荷重と変形の値。正負交番載荷の場合は，正負の値を上段と下段に示す。

11) 備考

12) ひび割れ情報　ひび割れ図の有無，ある場合はそのデータの保存を行い，そのファイル名称を記載。またひび割れが計測されている部材角を記載する。

13) その他の損傷情報　ひび割れ幅や長さなど，さらに詳細な情報を計測の有無について記載。

14) 備考

408-デジタルデータ

1) ファイル名；デジタルデータをテキスト形式で保存。そのファイル名称を記載。

6.1.5　データの信頼度指標

上記の各項目のデータの信頼度指標として，以下の指標を記入する。

(A) 値が論文中に明記されているデータ。

(B) 以下の内容に類似するものは B 評価とする。また，その理由を備考欄に記載する。

- アナログデータを計測することで得られるデータ。（例：論文中の断面図を計測し有効せい等を計算する）
- 論文中の計算値から推測したデータ。（例：曲げ強度計算値から有効せい等を推測する）
- 論文中のデータが関連論文の値と異なっている。（データベースには主たる論文による値を入力している。）
- 明らかに論文中の値（または単位）が間違っているため，修正して入力したデータ。（例：柱スパンの長さが 1.5(mm)という記載がされていた場合，1.5(m)に修正する。）

6.2 収集データの特性

6.2.1　対象とした論文

表 6.2.1 に「**6.5 節**　評価式とのその精度」の検討に使用した論文の数を示す。今回，調査対象とした主論文は，「日本建築学会　構造系論文集」，「日本建築学会　構造工学論文集」，「日本コンクリート工学会　年次大会論文集」，「日本コンクリート工学会　コンクリート工学論文集」の４論文である。また，上記４論文の検討に際して，データや情報等が不足する場合には，それらを補完する意味で，その他の論文（日本建築学会大会　学術講演梗概集，支部研究報告集，報告書等）も一部，検討に含めている。検討に使用した論文は合計 69 論文であり，論文の年代は 1973 年から 2018 年の範囲である。なお，詳細は，**6.8 節**の試験体の引用文献に示しているので，そこを参照して頂きたい。

なお，袖壁付き RC 柱試験体のデータの収集作業は，以下の方針に順じて行なった。データベース化を図った論文は，「日本建築学会　構造系論文集」，「日本建築学会　構造工学論文集」，「日本コンクリート工学会　年次大会論文集」，「日本コンクリート工学会　コンクリート工学論文集」の４論文である。ただし，データや情報等が不足する場合には，その他の論文（日本建築学会大会　学術講演梗概集，支部研究報告集，報告書等）を用いて補完した。

また，本研究では，国交省建築基準整備促進事業で実施された研究のうち，課題7番「鉄筋コンクリート造の変断面部材の構造特性評価に関する実験」（事業主体：東京大学，横浜国立大学，福井大学），課題9番「鉄筋コンクリート造の耐力壁架構の条件設定に関する実験」（事業主体：名古屋大学，名古屋工業大学，豊橋技術科学大学，矢作建設工業），課題39「鉄筋コンクリート造連層耐力壁の構造詳細と部材種別に係る基準の整備に資する検討」（事業主体：東京工業大学，東京大学，名古屋工業大学，京都大学，大阪大学），番号S22「高密配筋を行った鉄筋コンクリート造部材の部材種別の評価に関する検討」（事業主体：京都大学，福山大学）を実施した各研究機関に，実験の報告書ならびにデジタルデータを御提供頂き，詳細な検証を行った。関係各位に厚くお礼申し上げます。

＜袖壁付き RC 柱試験体のデータベース収集方針＞

- 袖壁付き RC 柱部材の形状寸法，配筋位置，材料の仕様および実験結果を示している有用な論文をデータベース化する。ただし，解析的な論文は対象外とする。また，直交壁が取り付いた袖壁付き RC 柱，構造スリット（完全スリットおよび部分スリット）のある袖壁付き RC 柱，袖壁付き SRC 柱，モルタルを使用した袖壁付き RC 柱，袖壁の鉄筋にメッシュ筋を使用している袖壁付き RC 柱は対象外とする。連続繊維シートにより補強された袖壁付き RC 柱試験体，PVA 繊維補強コンクリートを使用した袖壁付き RC 柱試験体，袖壁増設による補強試験体については検討の対象外とするが，その論文中に無補強とした袖壁付き RC 柱試験体や基準となる袖壁付き RC 試験体が存在する場合には，それらをデータベース化の対象とする。
- 有開口耐震壁や二次壁の付いた架構の実験は，袖壁付き RC 柱部材単体としての構造性能を抽出，評価することが困難なことから，収集の対象から除外する。
- 有開口袖壁付き柱はデータベース化の対象とする。ただし，各評価式との比較，検証は実施しないこととした。

表 6.2.1 引用した論文の数（論文別）

論文名	論文数
日本建築学会　構造系論文集	6
日本建築学会　構造工学論文集	2
日本コンクリート工学会　年次大会論文集	41
日本コンクリート工学会　コンクリート工学論文集	0
その他（日本建築学会大会　学術講演梗概集，支部研究報告集，報告書等）*	20
合計	69

＊その他の論文は，上記4論文の検討時に不足した情報を補完する目的で引用した。また，同一題目で，その1)，その2)などと同一年度に複数の論文が発表されている場合には，まとめて1編と数えた。

6.2.2 収集データの特性

収集しデータベース化した試験体の特性値一覧を**表 6.2.2** に示す。試験体の各特性値（寸法，材料強度，配筋定数等）の頻度分布を**図 6.2.1～図 6.2.15** に示す。分析に使用した試験体数は計 241 体である。241 体の断面形状の内訳は，均等袖壁付き柱：180 体，不均等袖壁付き柱：2 体，無開口の片側袖壁付き柱：43 体，有開口袖壁付き柱：16 体である。

試験体の形状に関して，試験体のスケールは，おおむね 1/4～1/2 スケールの範囲に分布しており，1/4，1/3，1/2 のスケールを想定した試験体の実験が多く実施されている。実大レベルの試験体は 1 体存在する。柱断面は 300mm 角もしくは 250mm 角程度のものが多く採用されている。袖壁厚さ比 α（=袖壁厚さ／柱幅）は，0.13～0.5 の範囲に分布しており，α=1/4，1/3 の試験体が多く実施されている。袖壁の張出し長さ比 β（=袖壁長さ／柱せい）は，0.48～9.0 の範囲に分布している。β=0.5，1.0，1.5，2.0 の袖壁長さの試験体で実験が多く実施されており，とくに β=1.0 の試験体が多い。β が 3 以上と比較的長いものは，そのほとんどが片側袖壁付き柱である。せん断スパン比 M/（Q･de）は 0.34～3.47 の範囲に分布する。その中でも，M/（Q･de）=0.5～2.0 の範囲の試験体が多い。ここに，de は袖壁を含めた有効せいであり，柱の引張鉄筋の中心から圧縮側袖壁の最外縁までの距離とした。なお，片側袖壁付き柱の有効せい de は，袖壁が圧縮される側の有効せいを採用して算出した。

次に，試験体に使用された材料強度について概観する。コンクリート強度 σ_B は，7.0～47.3N/mm^2 の範囲に分布する。高強度コンクリートの使用は，梁や柱に比較して実績が無い状況であり，今後の課題と言える。また，強度が低いものは耐震診断や耐震補強を目的とした試験体であり，既存不適格の袖壁付き柱を想定したものである。柱主筋の降伏点強度 σ_y の使用範囲は，300～729 N/mm^2 である。一部，せん断破壊を先行させる目的で，700 N/mm^2 程度の高強度鉄筋が使用された特殊な例はあるが，一般的な使用範囲は 300～500 N/mm^2 程度の範囲である。主筋の節形状は，主に異形棒鋼が使用されているが，1970 年代の研究や耐震診断，耐震補強を目的とした試験体では丸鋼を使用されるケースが見られる。このことは，帯筋，壁筋にも同様のことが言える。帯筋の降伏点強度 σ_{wy} の使用範囲は，175～930N/mm^2 である。高強度鉄筋が使用された例は極一部であり，今後の課題と言える。袖壁横筋および袖壁縦筋（ここでは，袖壁端部縦筋を除く，一般部分の袖壁縦筋を意味する。）の降伏点強度 σ_{shy}，σ_{svy} の使用範囲は，両者ともに 215～930 N/mm^2 である。一般部の袖壁横筋と縦筋は，同一仕様のものを用いて試験体を製作するケースが多く，そのことが要因と考えられる。

続いて，配筋定数等について概観する。柱の引張鉄筋比 p_t（$=a_t/(B\cdot D)$）の仕様範囲は 0.34～1.59%である。使用範囲がもっとも多いのは p_t=0.5%前後および 0.9%前後の範囲である。帯筋比 p_w の使用範囲は 0.0～1.06%であり，使用範囲が最も多い範囲は 0.2～0.3%である。p_w=0.0%の試験体は，参考とした腰壁・垂れ壁付き梁の試験体であり，純粋な袖壁付き柱の使用範囲は p_w=0.05～1.06%である。また，p_w=0.2%未満の試験体は，既存不適格の柱を袖壁の増設により補強した試験体の比較用として計画された袖壁付き柱試験体，もしくは既存不適格の袖壁付き柱を連続繊維シートにより補強した試験体の比較用として計画された無補強の袖壁付き柱試験体である。袖壁横筋比 p_{sh} の使用範囲は 0.0～3.98%であり，最も多い使用範囲は 0.5%前後である。なお，p_{sh}=0.0%は帯筋と同様に，参考とした腰壁・垂れ壁付き梁の試験体であり，純粋な袖壁付き柱の使用範囲は p_{sh}=0.10～3.98%である。一般部の袖壁縦筋比 p_{sv} の使用範囲は 0.11～1.90%であり，最も多い使用範囲は 0.5%前後である。次に，袖壁横筋比／袖壁縦筋比の割合であるが，p_{sh}/p_{sv}=0.0~6.74 の範囲にあり，p_{sh}/p_{sv}=1.0 で設計されている試験体が比較的多い状況である。これは壁縦筋，横筋が同一のピッチで配筋されることが多いことを意味している。最後に軸力比 n（$=N/(B\cdot D\cdot \sigma_B)$）であるが，使用範囲は n=-0.08～0.49 であり，最も多い使用範囲は 0.20 前後である。その中には，変動軸力を加えている試験体が 5 体ほど含まれており，そのうち 3 体は引張軸力も加えられている。

表 6.2.2 収集した試験体の特性値一覧

項目		使用データの範囲	平均値	単位
試験体形状	試験体スケール（柱せいD=600mmを基準）	0.10 ～ 1.00	0.40	
	袖壁厚さ比：α=袖壁厚さ/柱幅	0.13 ～ 0.50	0.31	
	袖壁の張出し長さ比：β=袖壁長さ/柱せい	0.48 ～ 9.00	1.44	
	せん断スパン比：M/(Q･de)	0.34 ～ 3.47	1.32	
材料強度	コンクリート圧縮強度：σ_B	7.0 ～ 47.3	26.1	N/mm^2
	柱主筋降伏点強度：σ_y	300 ～ 729	393	N/mm^2
	柱帯筋降伏点強度：σ_{wy}	175 ～ 930	334	N/mm^2
	袖壁横筋降伏点強度：σ_{shy}	215 ～ 930	354	N/mm^2
	袖壁縦筋降伏点強度：σ_{svy}	215 ～ 930	374	N/mm^2
配筋定数等	引張鉄筋比：$p_t=a_t/(B\cdot D)\times 100$	0.34 ～ 1.59	0.69	%
	帯筋比：p_w	0* ～ 1.06 (0.05～1.06)**	0.38 (0.38)**	%
	袖壁横筋比：p_{sh}	0* ～ 3.98 (0.10～3.98)**	0.77 (0.79)**	%
	袖壁縦筋比：p_{sv}	0.01 ～ 1.90	0.32	%
	袖壁横筋比／袖壁縦筋比：p_{sh}/p_{sv}	0.00 ～ 67.45	6.69	
	軸力比：$n=N/(B\cdot D\cdot \sigma_B)$	−0.08 ～ 0.49 (−0.08～0.49)**	0.16 (0.17)**	

＊帯筋比，袖壁横筋比が”0”の試験体は，あばら筋および腰壁・垂れ壁の横筋比が”0”の腰壁・垂
＊＊（　　）内の数値は、腰壁・垂れ壁付き梁を除いた場合の数値である。

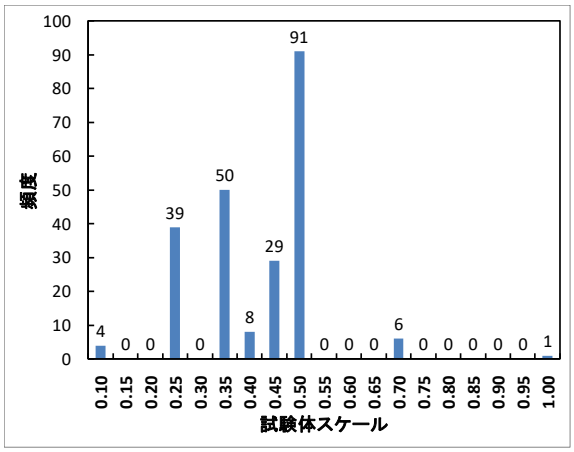


図 6.2.1　試験体のスケール

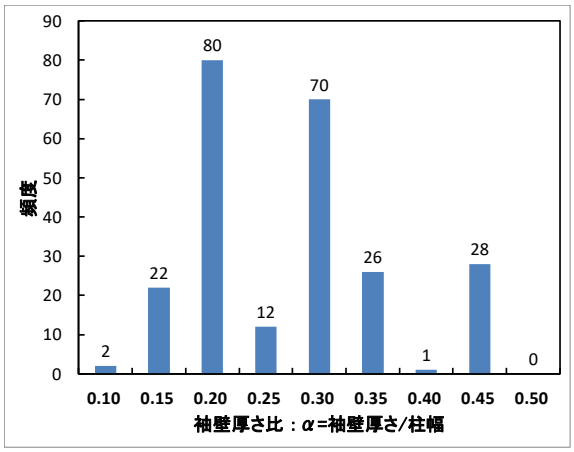


図 6.2.2 袖壁厚さ比：α=袖壁厚さ／柱幅

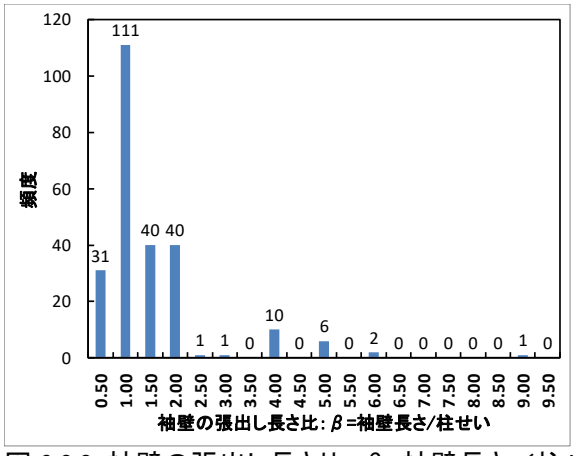


図 6.2.3 袖壁の張出し長さ比：β=袖壁長さ／柱せい

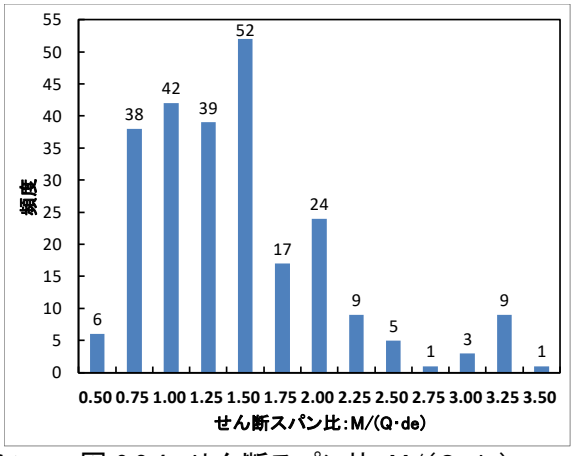


図 6.2.4　せん断スパン比：M/（Q･de）

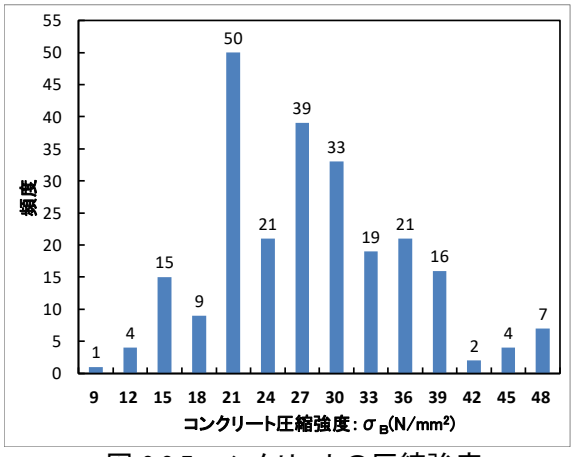


図 6.2.5 コンクリートの圧縮強度：σ_B

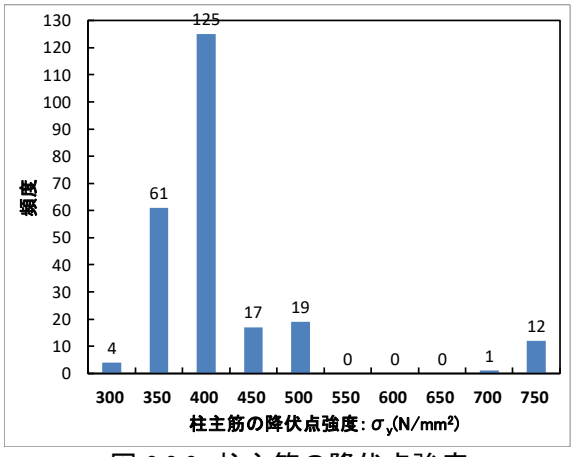


図 6.2.6　柱主筋の降伏点強度：σ_y

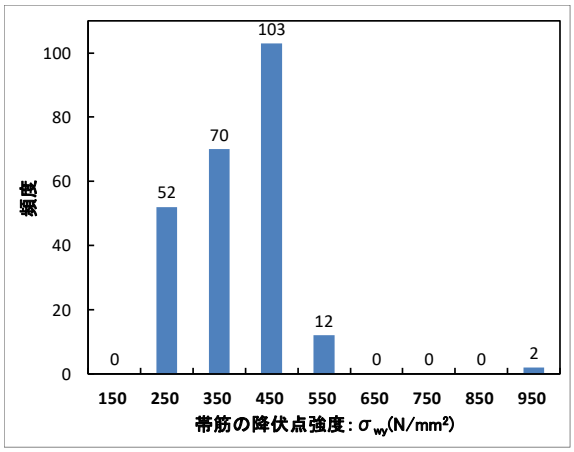


図 6.2.7 帯筋の降伏点強度：σ_{wy}

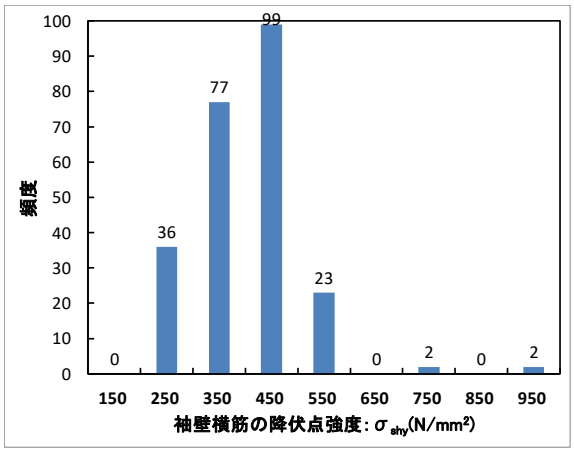


図 6.2.8 袖壁横筋の降伏点強度：σ_{shy}

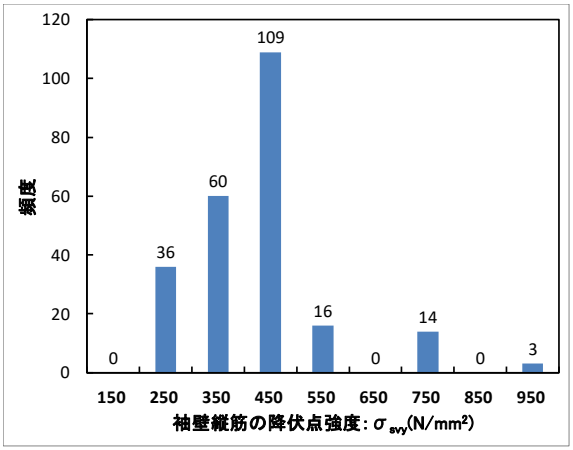


図 6.2.9 袖壁縦筋の降伏点強度：σ_{svy}

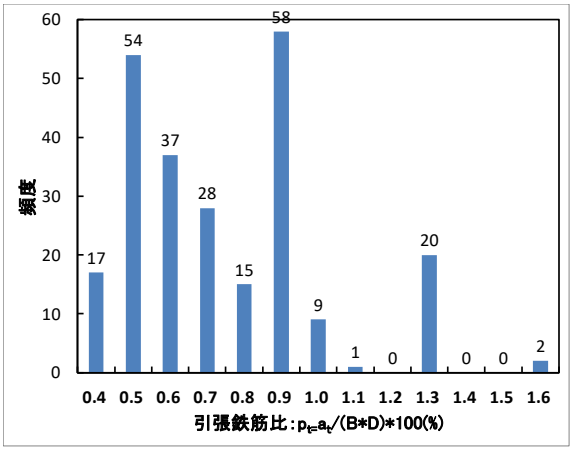


図 6.2.10 引張鉄筋比：p_t

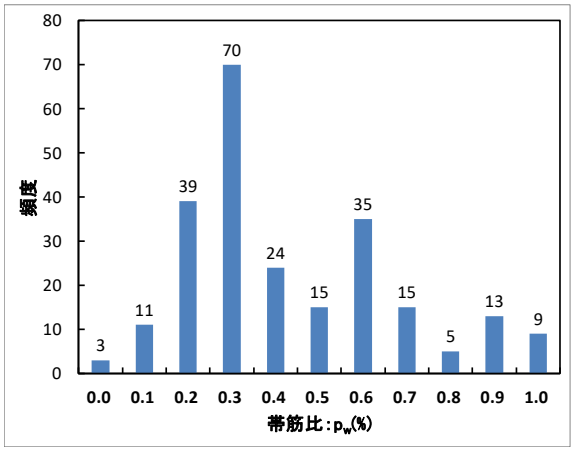


図 6.2.11 帯筋比：p_w

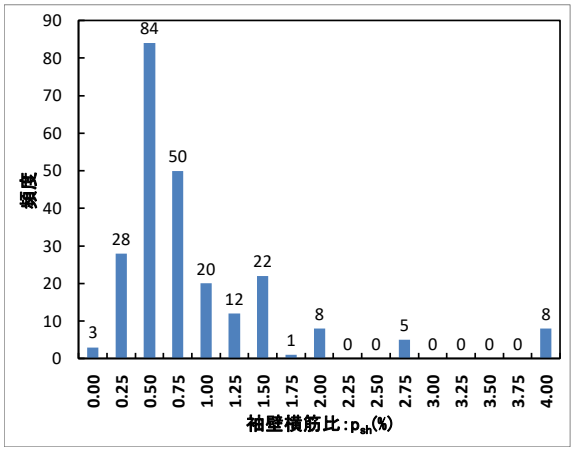


図 6.2.12 袖壁横筋比：p_{sh}

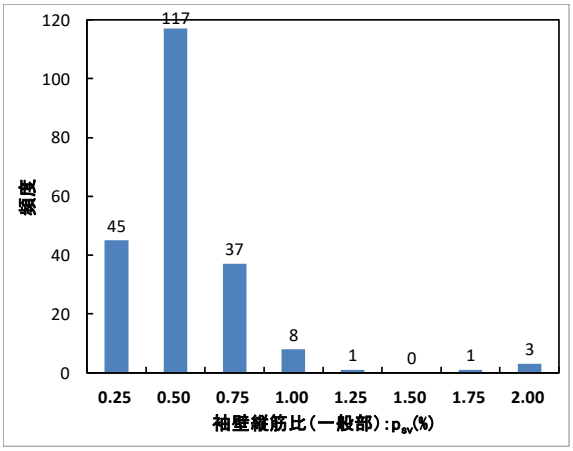


図 6.2.13 袖壁縦筋比：p_{sv}

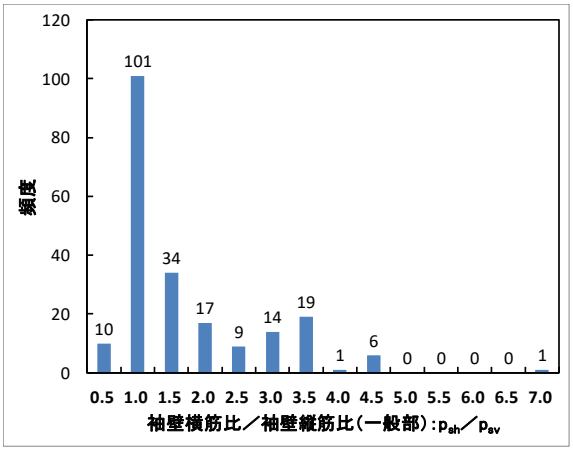


図 6.2.14 袖壁横筋比／袖壁縦筋比（一般部）：p_{sh}／p_{sv}

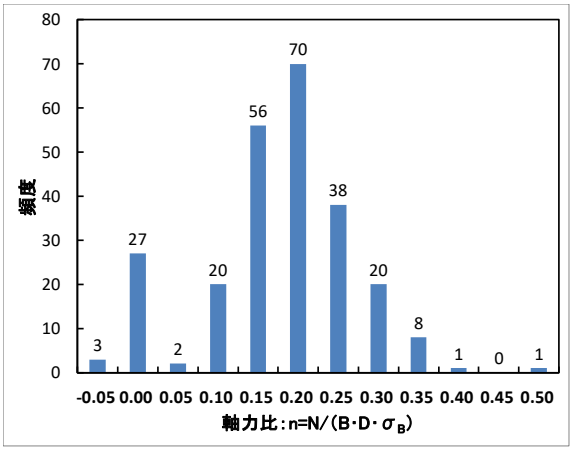


図 6.2.15 軸力比：$n=N/(B \cdot D \cdot \sigma_B)$

6.3 収集データの信頼度分析

本研究で収集した 241 体の試験体データについて，その信頼度について以下に記述する。

(1)　基本情報について

袖壁付き柱部材は，その断面形状により評価式の取扱いに留意する必要がある。そのため，「101-IP 情報　4)部材名称」では，その断面形状を３つに分類することとした。

①柱の両側に袖壁が均等に配置された袖壁付き柱の場合は，「均等袖壁付き柱」と記述する。

②柱の両側に袖壁が不均等に配置された袖壁付き柱の場合は，「不均等袖壁付き柱」と記述する。

③柱の片側に袖壁が配置された袖壁付き柱の場合は，「片側袖壁付き柱」と記述する。ただし，袖壁に開口を設けた試験体は，「有開口片側袖壁付き柱」と記述し区別することとした。

(2)　試験体情報について

・試験体のスケール　スケールに関しては，ほとんどの文献で記述が無い状況である。そのため，記述が無いものに関しては，柱断面 B×D=600×600mm を基準にして記述することとした。

・コンクリート打設方向　ほとんどの文献で記述が無い状況である。

・コンクリート材料　圧縮強度については全ての試験体で記述されていた。ただし，圧縮強度時のひずみ度や引張強度，ヤング係数については半数近くの試験体で記述が無かった。

・鉄筋材料　各鉄筋の降伏点強度，引張強度，ヤング係数などの記述は比較的多いものの，降伏時のひずみ度の記述は，ほとんど無い状況である。また，鉄筋のグレード（例：SD345 など）の情報の記述は無いことが多い。

・断面情報　試験体の断面情報として，鉄筋位置の詳細な情報が極めて乏しい。そのためデータベースに記載する有効せい，被り厚さ，コア断面積などの記述は極めて困難である。また，今後，各評価式による計算値と実験値とを比較するためのサンプル数を増やすためには，それらの寸法を図面または文献に示された計算値等から推察する必要がある。

(3)　加力計測情報について

・加力形式　加力形式は，ほとんどの論文で記述されている。一方，部材変位の計測方法は，文献中にほとんど示されておらず，「302-計測情報　2)部材変位の計測方法」の記入は，そのほとんどが不明である。

(4)　実験データ情報について

・荷重変形関係　　荷重変形関係のデータは，論文中に示された包絡線または荷重変形関係の図のみである。いわゆる，アナログデータである。ただし，建築基準整備促進補助金事業　課題 9[6-13] [6-15]および課題 39[6-17]で実施された試験体および福井大学が母体となっている筆者らの研究[6-14]はデジタルデータに基づいている。

・剛性情報，強度情報，変位情報

（折れ点）　　各折れ点の定義が定まっていない状況もあり，ほとんどの文献において各折れ点を評価していない。剛性の情報は，文献中に示されている弾性剛性のみを入力した。ただし，弾性剛性の実験結果の記述は極めて少ない。また，弾性剛性の算出方法も定まっていない状況であり，その算出方法はまちまちであると推察される。また，試験機の剛性や治具の剛性の影響も少なからず受けていることの懸念もあり，精査する必要がある。強度情報および変形情報は，第１折れ点を曲げひび割れ発生の点，第２折れ点をせん断ひび割れ発生の点，第３折れ点を最大耐力の点と定義し，文献中に示されている曲げひび割れ，せん断ひび割れ，最大耐力の荷重および変位を記載した。しかしながら，最大耐力時の荷重および変位の記載は多いものの，曲げひび割れおよびせん断ひび割れの荷重および変位の情報はそれに比較して少ない状況である。

・実験時破壊モード　　袖壁付き柱部材の破壊モードは，文献ごとに記述が異なる。そのため，データベース上では，文献に示されている記述内容をそのまま入力した。

・損傷情報　　各文献に示されている各鉄筋の降伏時，ひび割れ発生時，最大耐力時の荷重と変形の値をそのまま入力した。また，各文献では，最大耐力に関する検討が多く，最大耐力の数値の記述はあるものの，ひびわれ時や降伏時のデータは極めて少ない状況である。

全体の総括として，配筋の詳細な位置情報は，ほとんどの文献で欠落している状況である。また，終局耐力については，多くの文献で記述がなされているものの，剛性，ひび割れ強度，降伏耐力等の記載は極めて少ない状況である。また，部材のモデル化を含めて第１折れ点，第２折れ点，第３折れ点の定義を明確に設定する必要がある。

6.4 実験値の定義

本節では，検討する袖壁付き RC 柱の耐震性能項目を示すとともに，その実験値の定義を行う。検討する耐震性能の項目は，①弾性剛性 ${}_wS_e$，②短期許容せん断力 Q_A 時の損傷状況，③曲げひび割れ強度 ${}_wQ_{mc}$，④せん断ひび割れ強度 ${}_wQ_{sc}$，⑤降伏点剛性低下率 α_y，⑥曲げ終局強度 ${}_wQ_{mu}$，⑦せん断終局強度 ${}_wQ_{su}$，⑧限界変形角 R_u の８項目である。

6.4.1 弾性剛性

水平荷重－水平変形関係における弾性剛性であり，論文中に記載されている値を採用した。ただし，建築基準整備促進補助金事業　課題 9[6-13] [6-15]および課題 39[6-17]で実施された試験体は，曲げひび割れまたはせん断ひび割れ発生 1Step 前のデータと軸力導入完了時のデータを結んだ剛性を弾性剛性と定義した。ただし，正側の第一サイクルで曲げひび割れ，せん断ひび割れがが発生しなかった場合には，正側第一サイクルのピーク時のデータと軸力導入完了時のデータを結んだ剛性を弾性剛性と定義した。

6.4.2 短期許容せん断力

RC 規準[6-2]で示された短期許容せん断力時の損傷状況写真を示し，その傾向について言及するものでる。

6.4.3 ひび割れ強度（曲げおよびせん断）

曲げひび割れ強度，せん断ひび割れ強度実験値は，論文中に記載されている値を採用した。

6.4.4 降伏点剛性低下率

剛性低下率実験値は，**図 6.4.1** に示すように最大耐力の 80%の点を降伏点と見なし，その時の剛性を曲げ変形，せん断変形（せん断形状係数 κ はエネルギー法を採用）を考慮した弾性剛性計算値で除した値とした。

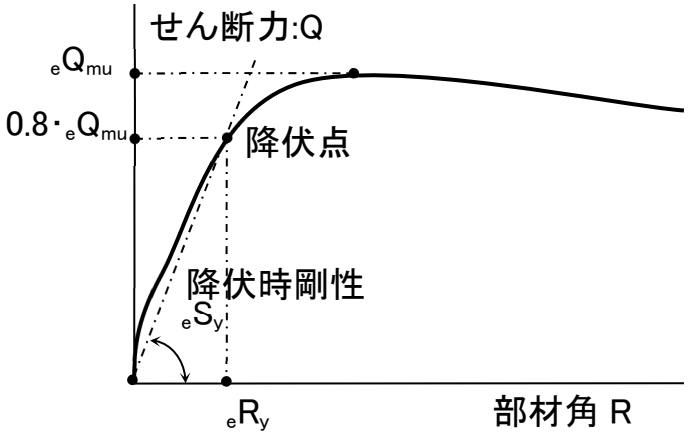


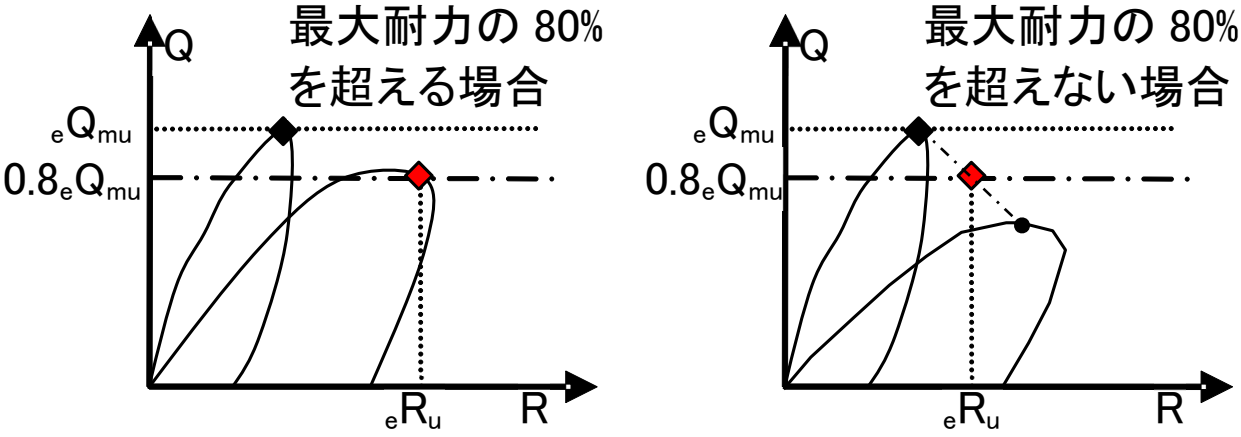
図 6.4.1　剛性低下率実験値の算出方法

6.4.5 終局強度（曲げおよびせん断）

曲げ終局強度，せん断終局強度実験値は，論文中に記載されている値を採用した。いわゆる最大耐力を意味するものである。曲げ終局耐力とせん断終局耐力の判別は，文献中にその事項が明確に示されている場合には論文の内容をそのまま採用した。一方，論文中に明確に示されていない場合には，論文中に示された破壊モード，計算値等の情報から曲げ終局耐力，せん断終局耐力かを判定，区別した。

6.4.6 限界変形角

限界変形角実験値は,最大耐力以降の耐力が最大耐力の 80%に低下した点の変形角と定義した。その値が文献中に示されているものは，その値を採用した。また，デジタルデータが存在する建築基準整備促進補助金事業　課題 9 [6-15]および課題 39[6-17]の片側袖壁付き柱試験体は，**図 6.4.2** に示す方法により限界変形角実験値を算出した。荷重－変形曲線上に限界変形角の点が存在する場合は，同図(a)に示すように 0.8eQmu（ここに，eQmu：曲げ終局耐力実験値）の耐力と荷重－変形曲線が交わる点の変形角を限界変形角実験値と定めた。一方，荷重－変形曲線上に限界変形角の点が存在しない場合は，同図(b)に示すように限界変形角が存在するであろう前後のサイクルの最大耐力の点同士を線で結び，その線が 0.8eQmu と交わる点の変形角を限界変形角実験値と定めた。建築基準整備促進補助金事業　課題 7 [6-16]の曲げ破壊した均等袖壁付き柱試験体は，荷重－変形曲線の図をデジタル化し，上記で説明した**図 6.4.2** に示す方法により限界変形角実験値を算出した。



(a)荷重－変形曲線上に限界変形角の点が存在する場合　(b)荷重－変形曲線上に限界変形角の点が存在しない場合

図 6.4.2　限界部材角実験値の算出方法

6.5 評価式とその精度

本節では，本研究で作成したデータベースを用いて袖壁付き RC 柱の耐震性能評価を行う。本部材の耐震性能評価項目は，弾性剛性，短期許容せん断力時の損傷状況，ひび割れ強度（曲げおよびせん断），降伏点剛性低下率，終局強度（曲げおよびせん断），限界変形角，せん断力(Q)と変形角(R)スケルトンモデルの実験値と計算値の比較の計 7 項目である。検討に使用した評価式は，技術基準解説書[6-1]，RC 規準[6-2]，保耐規準[6-18]，耐震診断基準[6-19]に示された評価式である。**表 6.5.1** に検討に使用した各評価式の出典先および式番号を示しておく。なお，精度検証に用いた試験体は，コンクリートの圧縮強度 σ_B が $18N/mm^2 \leqq \sigma_B \leqq 60N/mm^2$ の範囲ものに限定した。

表 6.5.1 検討項目一覧

耐震性能評価項目	評価式の式番号	検討に使用した評価式の出典先
弾性剛性	式(6.5.1)～(6.5.8)	弾性理論による曲げ変形とせん断変形を考慮した評価式。せん断変形を算出する際のせん断形状係数 κ は応力度法，エネルギー法を使用。また，袖壁断面を等価な断面二次モーメントとなる矩形断面に置換し，せん断形状係数 κ =1.2 を採用して算出する方法の 3 種類について検討。詳細は参考文献[6-3]を参照。
短期許容せん断力時の損傷状況	式(6.5.9)	2010 年版　鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説[6-2]「19 条　壁部材の算定」の短期許容せん断力式により評価。
曲げひび割れ強度	式(6.5.10) ～(6.5.11)	2015 年版　技術基準解説書[6-1]付録 1-3 (5)そで壁付き柱等　④ひび割れ強度　a)曲げ式（付 1.3-1）により評価。
せん断ひび割れ強度	式(6.5.12)	2015 年版　技術基準解説書[6-1]付録 1-3 (5)そで壁付き柱等　④ひび割れ強度　b)せん断式（付 1.3-37）により評価。
降伏点剛性低下率	式(6.5.13)～(6.5.15)	2015 年版　技術基準解説書[6-1]付録 1-3 (5)そで壁付き柱等　⑤剛性低下率の評価式（付 1.3-38～付 1.3-39）により評価。
曲げ終局強度 1 技術基準式（置換断面曲げ理論式）	式(6.5.16)，式(6.5.17)	2015 年版　技術基準解説書[6-1]付録 1-3 (5)そで壁付き柱等　⑥終局強度　a)曲げ　式（付 1.3-40）の曲げ略算式により評価。
曲げ終局強度 2 （技術基準式（曲げ理論式））	式(6.5.16)，式(6.5.18)	2015 年版　技術基準解説書[6-1]付録 1-3 (5)そで壁付き柱等　⑥終局強度　a)曲げ　式（付 1.3-41）の曲げ略算式により評価。
曲げ終局強度 3 （診断基準式（曲げ理論式））	式(6.5.16)，式(6.5.19)	参考文献[6-19]の曲げ理論に基づいた評価式（付 3-3～付 3-5）により評価。
せん断終局強度 1 （技術基準式 （等価断面式））	式(6.5.20)	2015 年版　技術基準解説書[6-1]付録 1-3 (5)そで袖付き柱等　⑥終局強度　b)せん断　式（付 1.3-42）により評価。
せん断終局強度 2 （技術基準式 （分割累加式））	式(6.5.21)～(6.5.23)	2015 年版　技術基準解説書[6-1]付録 1-3 (5)そで袖付き柱等　⑥終局強度　b)せん断　式（付 1.3-43）の式により評価。

せん断終局強度 3 （保耐規準式 （分割累加式））	式(6.5.24)～(6.5.26)	鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準（案）・同解説[6-18] 21 条　壁部材　3.(5)せん断終局耐力　式（21.3.4）～（21.3.6）により評価。
せん断終局強度 4 （診断基準式 （分割累加式））	式(6.5.27)～(6.5.29)	2017 年版　既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準　同解説[6-19] 3.2 袖壁付き柱の強度　3.2.2 せん断終局強度　式（付 3-7）～（付 3-13）により評価。
限界変形角	式(6.5.30)	参考文献[6-8]，[6-9]の提案式により評価。

以下，袖壁付き RC 柱の各検討項目に使用する評価式について解説する。同時に，その評価式による計算値と実験値との比較を行い，その検討結果および留意点等について述べる。

6.5.1　弾性剛性

本節では，弾性剛性の計算値と実験値との比較を行い，その精度について検証を行うと同時に，本評価式の留意点について述べる。弾性剛性の計算値は，曲げ変形とせん断変形を考慮したものである。参考までに，逆対象モーメントを作用させた場合の評価式を**式(6.5.1)**に示しておく。ただし，片持ち形式の加力や付加モーメントを加える加力の場合には，下式と異なるので注意をして頂きたい。なお，本評価では，それぞれの加力方法に応じた式により評価を行っている。弾性剛性評価式中の断面二次モーメント（I_0），せん断有効断面積（A）およびせん断形状係数（κ）は，断面内の鉄筋を無視して計算を行い，コンクリートの弾性係数（E_c）は，**式(6.5.3)**による学会規準式[6-2]を採用した。

■弾性剛性評価式■

$$ {}_wS_e=Q/(\delta_e/h_0)=1/\{h_0^2/(12E_c\cdot I_0)+\kappa/(G\cdot A)\} \qquad (6.5.1) $$

ここに，h_0：内法高さ　E_c：コンクリートの弾性係数　I_0：中立軸回りの断面二次モーメント

κ：せん断形状係数　G：せん断剛性　A：せん断有効断面積　Q：せん断力

δ_e：弾性変形

ただし，

$$ \delta e=\delta_B+\delta s=\frac{Q\cdot h_0^{\,3}}{12E_c\cdot I_0}+\frac{\kappa\cdot Q\cdot h_0}{G\cdot A} \qquad (6.5.2) $$

$$ E_c=33500\times\left(\frac{\gamma}{24}\right)^2\times\left(\frac{\sigma_B}{60}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (\mathrm{N/mm^2}) \qquad (6.5.3) $$

$$ I_0=\frac{1}{12}B\cdot D^3\{\alpha(1+2\beta)^3+(1\text{-}\alpha)\} \qquad (6.5.4) $$

$$ G=\frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (\mathrm{N/mm^2}) \qquad (6.5.5) $$

ここに，δ_B：曲げ変形　δ_S：せん断変形　ν：コンクリートのポアソン比（=0.2）

γ：コンクリートの単位容積重量（RC 規準式[6-2]）　σ_B：コンクリートの圧縮強度

B：柱幅　D：柱せい　α：袖壁厚さ比（=t/B）

β：袖壁張出し長さ比（**図 6.5.1** 参照）　t：袖壁厚さ

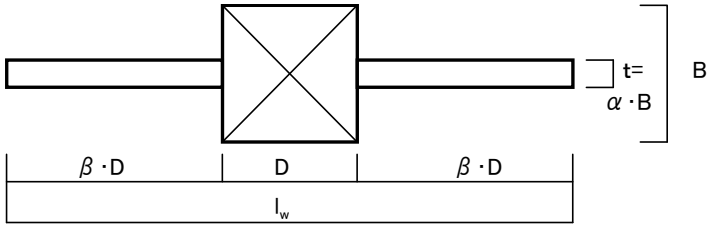


図 6.5.1　袖壁付き RC 柱の記号

なお，断面形状が複雑な袖壁付き RC 柱では，弾性剛性計算に用いる諸定数の決め方（例えば，せん断形状係数 κ など）などには，様々な手法があり，留意すべき点もあると考えられる。ここでは，参考文献[6-3]に示された以下の 3 種類の方法により弾性剛性の計算を行い検討・評価を行う。なお，以下に示すせん断形状係数 κ の評価式は，袖壁が柱の両側に均等に配置された袖壁付き RC 柱を対象とした式である。片側のみに袖壁が配置された袖壁付き RC 柱や柱の両側に配置

された袖壁の出幅が異なる袖壁付き RC 柱の場合には評価式が異なるので文献[6-2]，[6-3]等を参考にして頂きたい。

（ａ）弾性剛性の算出は，曲げ変形とせん断変形を考慮した**式(6.5.1)**により行う。評価式中のせん断有効断面積（A）は，袖壁付き RC 柱の全断面積を使用し，せん断形状係数（κ）は，下**式(6.5.6)**による断面内のせん断応力度に基づく方法（以下，応力度法と呼ぶ。）により算出する。

$$\kappa = \frac{\tau_{\max}}{\tau_m} = \frac{6(1+2\alpha\beta)\left\{\alpha\left(\beta+\frac{1}{2}\right)^2+\frac{1}{4}(1-\alpha)\right\}}{\alpha(1+2\beta)^3+(1-\alpha)} \qquad (6.5.6)$$

（ｂ）弾性剛性の算出は，曲げ変形とせん断変形を考慮した**式(6.5.1)**により行う。評価式中のせん断有効断面積（A）は，袖壁付き RC 柱の全断面積を使用し，せん断形状係数（κ）は，“断面内のせん断応力度の分布とそれに比例して生じるせん断ひずみ（せん断変形角）から定まるひずみエネルギー”と“線材としてモデル化した部材のせん断変形によるひずみエネルギー”が等しいとして導出される下**式(6.5.7)**によるせん断ひずみエネルギーに基づく方法（以下，エネルギー法と呼ぶ。）により算出する。

$$\kappa = \frac{A}{{I_0}^2}\int_{yt}^{yc}\frac{S(y)^2}{z}\mathrm{dy}$$

$$= \frac{72(1+2\alpha\beta)}{\{1+2\alpha\beta^3+6\alpha\beta(1+\beta)^2\}^2}\cdot\left\{\frac{8}{15}\alpha\left(\beta+\frac{1}{2}\right)^5-\frac{1}{2}\alpha(1-\alpha)\left(\beta+\frac{1}{2}\right)^4+\frac{1}{4}\alpha(1-\alpha)\left(\beta+\frac{1}{2}\right)^2+\frac{1}{4}(1-\alpha)\left(\frac{1}{15}-\frac{1}{8}\alpha\right)\right\}$$

(6.5.7)

（ｃ）弾性剛性の算出は，曲げ変形とせん断変形を考慮した**式(6.5.1)**により行う。評価式中のせん断有効断面積（A）は，袖壁付き RC 柱の全せいと等しくし，かつ，断面二次モーメント（鉄筋の影響は無視）が等しくなるような等価長方形断面を想定して導いた下**式(6.5.8)**により行う。なお，せん断形状係数は，長方形断面部材のせん断形状係数 κ=1.2（エネルギー法）により算出する。以下，置換断面法と呼ぶ。

$$A = A_e = B_e \cdot l_w = \frac{\alpha(1+2\beta)^3+(1-\alpha)}{(1+2\beta)^2}\mathrm{BD} \qquad (6.5.8)$$

ここに，κ：せん断形状係数　α：袖壁厚さ比（=t/B）　β：袖壁張出し長さ比（**図 6.5.1**）

A：せん断有効断面積　I_0：中立軸回りの断面二次モーメント

S(y)：中立軸から距離 y 以下の断面の中立軸に関する断面一次モーメント

yt：中立軸から断面下端縁までの距離　yc：中立軸から断面上端縁までの距離

z：中立軸から距離 y における断面の幅　B：柱幅　D：柱せい

A_e：袖壁付き RC 柱の全せいと等しくし，かつ，断面二次モーメント（鉄筋の影響は無視）が等しくなるような等価長方形断面の断面積（= $B_e \cdot l_w$）

B_e：袖壁付き RC 柱の全せいと等しくし，かつ，断面二次モーメント（鉄筋の影響は無視）が等しくなるような等価長方形断面の幅

l_w：袖壁付き RC 柱の全せい　τ_{max}：最大せん断応力度　τ_m：平均せん断応力度

図 6.5.2 および**図 6.5.3** に均等袖壁付き柱および片側袖壁付き柱のせん断形状係数 κ と袖壁厚さ比 α および袖壁張出し長さ比 β との関係を示す。**図 6.5.2** および**図 6.5.3** の左の図は α を 0.32 に固定し，β を変動させたものである。右の図は β を 1.5 に固定し，α を変動させたものである。赤線が応力度法を，青線がエネルギー法を示す。同図より，応力度法の値とエネルギー法で算出される値は大きく異なることに注意を払う必要がある。また，**図 6.5.3** に示した片側袖壁付き柱の場合や両側不均等袖壁付き柱の非対称断面では，同図中の赤線で示した応力度法による κ は，不連続な線となり，その扱いに注意を払う必要がある。とくに，大久保は文献[6-3]の中に以下の内容のことを論文中に記述しているので紹介しておく。

「κ は応力度法で求めると，エネルギー法に比べて比較的簡単な式で計算できるが壁の厚さおよび高さ（袖壁の場合は，袖壁長さを意味する。）の影響が大きく，非対称断面では不連続点が生じ困難な問題が起こる。剛性計算に際し κ の値としていずれの方法によって求めた値を用いるべきかは，材に作用する荷重と変形条件（材端での拘束状況）をもとにして論ずるべき問題であり，逆対称荷重を受ける材で材端が固定の場合には初等理論による応力度の考え方では説明がつかず，歪エネルギーを基にして考えるべきであろう。」

表 6.5.2 に弾性剛性評価式の予測精度を，**図 6.5.4** に弾性剛性の実験値と計算値との比較を示す。検証に用いた実験データは，既往の実験データ[6-A2][6-A3][6-A11][6-A15][6-A18][6-A21][6-A24][6-A29][6-A33][6-A36][6-A38][6-A41][6-A42][6-A45][6-A48][6-A55][6-A59][6-A72][6-11][6-13][6-15]である。検討に使用した袖壁の断面は，均等袖壁付き柱，不均等袖壁付き柱，片側袖壁付き柱のデータであり，一部，腰壁・垂れ壁が梁の上下に均等に配置された腰壁・垂れ壁付き RC 梁も使用した。

表 6.5.2 および**図 6.5.4** より，応力度法による弾性剛性計算値と実験値の比較では，比較値（=実験値／計算値）は 0.12～1.67，比較値の平均値：X=0.70，変動係数：CV=44.5%となり，計算値の剛性が実験値に比べて高く，ばらつきが大きい傾向にある。次に，エネルギー法による比較では，比較値は 0.21～2.05，平均値：X=0.81，変動係数：CV=36.8%となり，応力度法に比べてやや精度は向上しているものの，計算値の剛性が実験値に比べて高く，ばらつきが大きい傾向にある。置換断面法による比較では，比較値は 0.28～2.75，平均値：X=0.98，変動係数：CV=39.3%となり，最も精度が良いが，ばらつきは大きいと言える。

以上，本検討の範囲内では，置換断面法による手法がおおむね実験値と良い適合性を示しているが，いずれの評価方法も，データのばらつきは極めて大きいと言える。これらの要因としては，乾燥収縮による初期欠陥の影響や試験機および治具等の剛性による影響等も少なからず考えられる。

また，上記でも説明したが，非対称断面となる両側不均等袖壁付き柱や片側袖壁付き柱の場合，応力度法によるせん断形状係数 κ は，不連続となる点が生じるため，急激に剛性の計算値が変化する場合がある。そのため，歪エネルギーを基にしたエネルギー法および置換断面法により計算されることが推奨される。

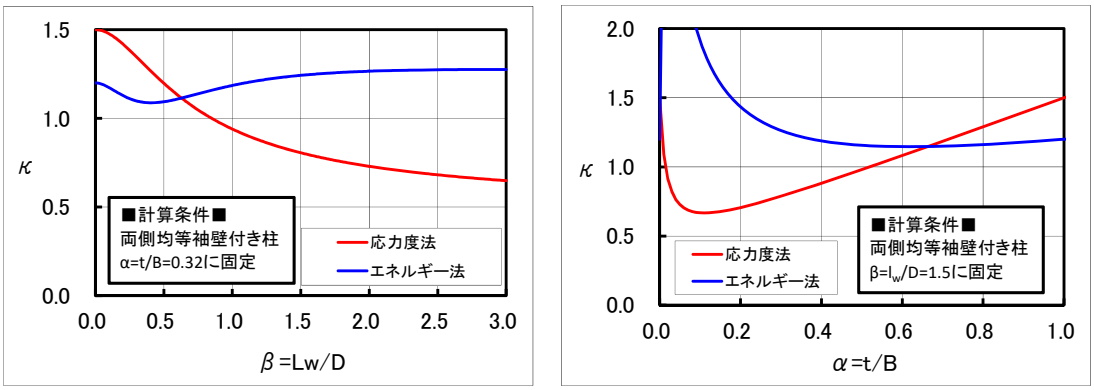


図 6.5.2　均等袖壁付き柱の κ と α および β との関係

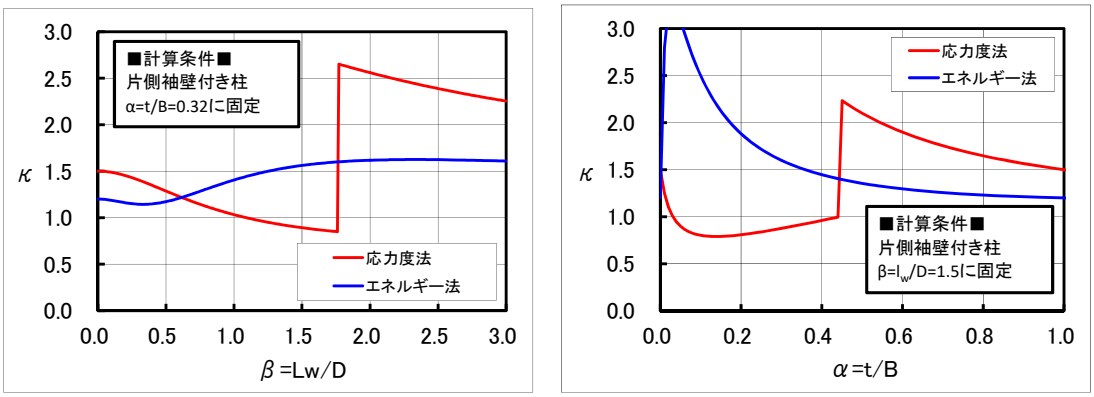


図 6.5.3　片側袖壁付き柱の κ と α および β との関係

表 6.5.2　弾性剛性の予測精度

弾性剛性計算式	試験体数*（ｻﾝﾌﾟﾙ数） n	比較値**の範囲			比較値**の平均値 X	標準偏差 σ_{n-1}	変動係数 CV(%)
応力度法	66(66)	0.12	～	1.67	0.70	0.31	44.5
ｴﾈﾙｷﾞｰ法	66(66)	0.21	～	2.05	0.81	0.30	36.8
置換断面法	66(66)	0.28	～	2.75	0.98	0.38	39.3

＊:試験体数は，データを抽出した試験体の数。サンプル数は，1つの試験体から正加力，負加力のデータがそれぞれ抽出された場合には，サンプル数としてカウントする。

＊＊:比較値＝実験値／計算値

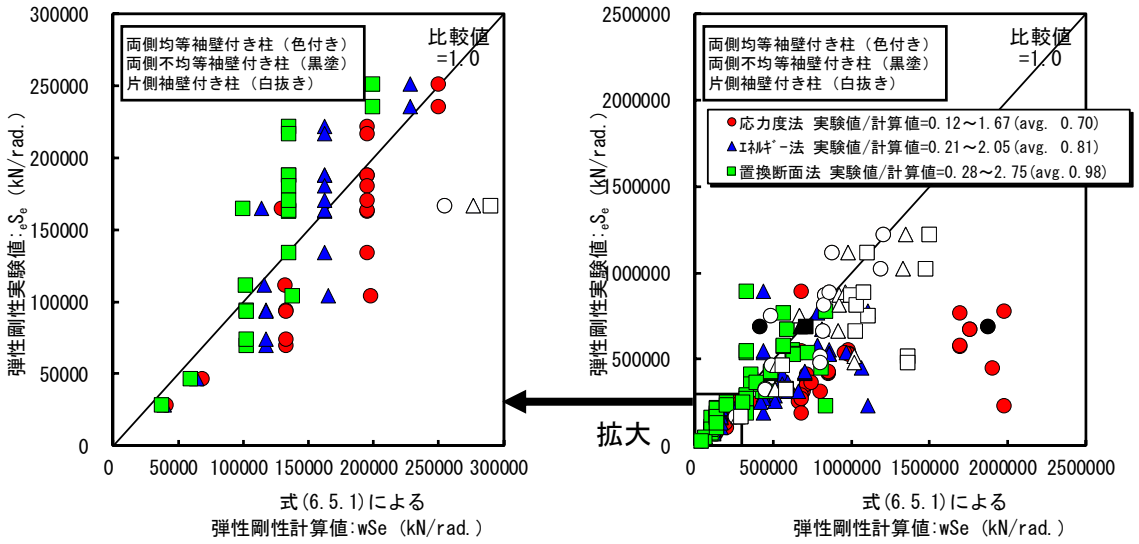


図 6.5.4　弾性剛性の実験値と計算値との比較

6.5.2　短期許容せん断力

2010 年版　鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説[6-2]　「19 条　壁部材の算定」に示されている下**式(6.5.9)**の柱付き壁の短期許容せん断力時の袖壁付き柱の損傷状況について検討する。

$$Q_A=\max（Q_1，Q_2）　(6.5.9)$$

$$Q_1=tlf_s$$

$$Q_2=\Sigma Q_w+\Sigma Q_c$$

ただし，

$$Q_w=p_s tl_e f_t$$

$$Q_c=bj\{\alpha f_s+0.5{}_wf_t(p_w-0.002)\}$$

ここに，

t：壁板の厚さ

l：柱を含む壁部材の全せい

l_e：壁板の有効長さで，片側に柱がある場合 $l_e=0.9l'$

l'：壁板の長さ

b：柱の幅

j：柱の応力中心間距離（=(7/8)d または 0.8D としてよい）

D：柱のせい

d：柱の有効せい

f_s：コンクリートの短期許容せん断応力度

f_t：壁筋のせん断補強用短期許容引張応力度

${}_wf_t$：柱帯筋のせん断補強用短期許容引張応力度

p_s：壁板のせん断補強筋比　$p_s=a_w/(t\cdot s)$

a_w：壁板の 1 組のせん断補強筋の断面積

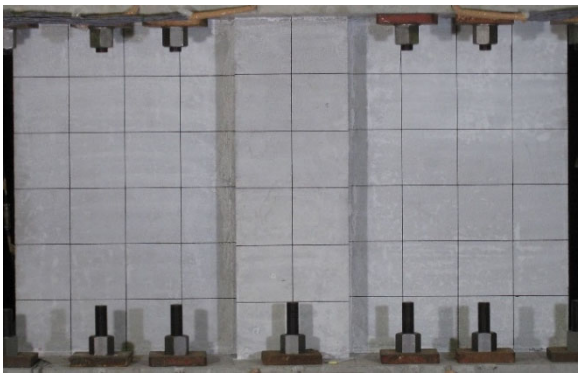
- p_s が 0.006 以上の場合は $p_s=0.006$ として計算する。
- p_s が p_wb/t 以上の場合は $p_s=p_wb/t$ として計算する。
- 壁板の縦横の補強筋比が異なる場合，p_s は横筋比を用いて計算してよいが，p_s は縦筋比の 2 倍を上限として計算する。

p_w：柱の帯筋比で，0.012 以上の場合は 0.012 として計算する。

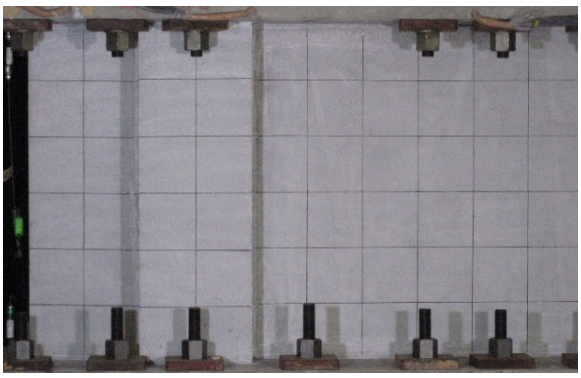
α：拘束効果による割増係数で，袖壁付き柱では $\alpha=1.0$ とする。

引用文献[6-A41]，[6-A42]に示された袖壁付き RC 柱試験体の短期許容せん断力時のひび割れ状況を**写真 6.5.1** に示す。なお，短期許容せん断力は 2010 年度版　RC 規準[6-2]「19 条　壁部材の算定」に示された**式(6.5.9)**により計算されたものであり，その荷重時のひび割れ状況を示している。なお，RC 規準式は Q_1，Q_2 のうち，大きい方の耐力を採用して短期許容せん断力 Q_A とするが，本試験体は，すべて Q_2 の耐力で決定されている。p_{sh} が低い No.3-6 の短期許容せん断力 Q_A は 151.4kN であるが，その他の試験体は Q_A=193.3～196.5kN である。

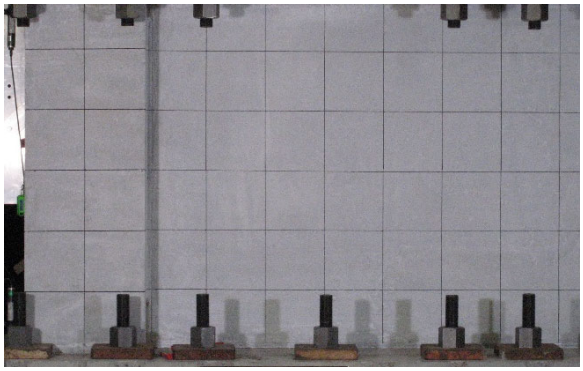
No.3-1，No.3-2，No.3-3，No.3-5，No.3-6は袖壁および柱の引張側端部に曲げひび割れが生じる程度であり，損傷は軽微であった。軸力の高いNo.3-4は，ひび割れは発生せず無損傷であった。



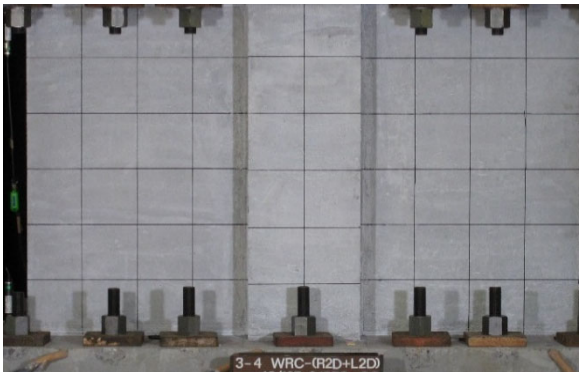
No.3-1 WRC-(R2D+L2D)-42/127-1/6Fc-SS



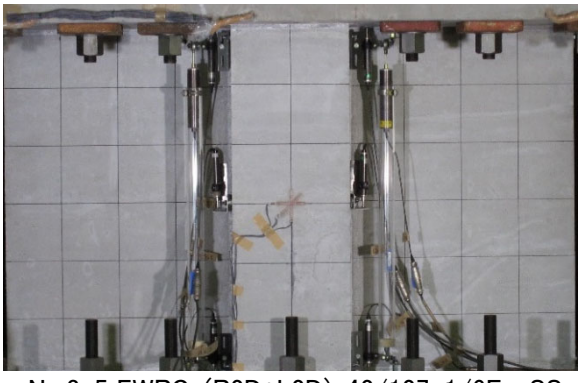
No.3-2 WRC-(R3D+L1D)-42/127-1/6Fc-SS



No.3-3 WRC-(R4D+L0D)-42/127-1/6Fc-SS



No.3-4 WRC-(R2D+L2D)-42/127-2/5Fc-SS



No.3-5 EWRC-(R2D+L2D)-42/127-1/6Fc-SS

No.3-6 WRC-(R2D+L2D)-42/32-1/6Fc-SS

写真 6.5.1　短期許容せん断力時のひび割れ状況

6.5.3　ひび割れ強度（曲げおよびせん断）

(1) 曲げひびわれ強度 ${}_wQ_{mc}$

本節では，技術基準解説書[6-1]に示されている曲げひび割れ強度評価式による計算値と実験値との比較を行い，その精度の検証を行う。同時に，本評価式の取扱いについて，その留意点を述べる。曲げひび割れ強度計算値は，下**式(6.5.10)**により算出する。なお，同式中の曲げひび割れモーメント（${}_wM_{cr}$）は，**式(6.5.11)**により評価を行う。

式(6.5.11)を導出するための仮定を示す。**式(6.5.11)**は，柱の曲げひび割れモーメントの式を準用したものである。コンクリートの曲げひび割れ時の引張応力度（σ_t）を $0.56\sqrt{\sigma_B}$ と仮定し，軸力を考慮した曲げひび割れモーメントの評価式である。袖壁付き RC の断面は，袖壁を含む全せいを部材せいととらえて，さらに断面二次モーメント（鉄筋の影響は無視）が等価となるような長方形断面に置換して導出された式である。

■曲げひび割れ強度評価式■

$${}_wQ_{mc}={}_wM_{cr}/a \qquad (6.5.10)$$

ここに，${}_wM_{cr}$：曲げひび割れモーメント（**式(6.5.11)**）　a：せん断スパン

ただし，

$$wM_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B}\cdot Z + N\cdot lw/6+\mathrm{N}\cdot\mathrm{e} \qquad (6.5.11)$$

ここに，σ_B：コンクリートの圧縮強度（N/mm²）　N：軸力（圧縮＋，引張－）

l_w：袖壁付き RC 柱の全せい　Z：袖壁を考慮した時の断面係数

e：構造芯（軸力の荷重位置）を基準とする断面図心の座標

（図芯が構造芯より圧縮縁に近い時を正＋とする。）

図 6.5.5 に曲げひび割れ耐力実験値と**式(6.5.10)**による計算値との比較を，**表 6.5.3** に曲げひび割れ強度評価式の予測精度を示す。検証に用いた実験データは，既往の実験データ[6-A1][6-A2][6-A7][6-A8][6-A11][6-A18][6-A21][6-A22][6-A24][6-A30][6-A33][6-A36][6-A38][6-A41][6-A42][6-A44][6-A45][6-A47][6-A55][6-A56][6-A59][6-A76][6-11][6-13][6-15]であり，曲げひび割れ耐力実験値は，文献中に示された値を使用した。検討に使用した袖壁の断面は，両側均等袖壁付き柱，不均等袖壁付き柱，片側袖壁付き柱のデータである。一部，腰壁・垂れ壁が梁の上下に均等に配置された腰壁・垂れ壁付き RC 梁のデータも使用した。

表 6.5.3 および**図 6.5.5** より，比較値(=実験値／計算値)は 0.16～2.35，比較値の平均値：X=0.93，変動係数：CV=42.1%となり，計算値の値が実験値に比べて高くなる傾向が認められると同時に，ばらつきが非常に大きい傾向がある。これらは，曲げひび割れ発生荷重が目視から判断されるため，遅れて発見する傾向があることや乾燥収縮によるひび割れ等が生じていた可能性もある。それらの要因を含んだデータであることを十分に認識して頂きたい。**図 6.5.6** に**式(6.5.10)**の導出仮定とその問題点を示す。本評価式は，袖壁を含めた柱せいを原断面のままとし，断面二次モーメントが等価となるような長方形断面に置換して導出された評価式である。そのため，原断面積に比べて，置換した断面積は小さく評価される。そのため，見掛け上の軸圧縮応力度は，原断面に生じる軸圧縮応力度よりも高く評価される。そのことも計算値が実験値に比べて高くなる 1 つの

要因と推察される。なお，2018 年度版　RC 規準[6-2] p.527 では，以上の内容を解消する評価式として式（付 10.3）を示しているので参照して頂きたい。

一方，軸力が生じていない腰壁・垂れ壁付き梁（同図中の○印）は，比較値 1.0 付近に分布し，比較的良い精度で評価される。

以上より，本評価式を用いて軸力が生じる袖壁付き柱の曲げひび割れ強度を算定するにあたっては，上記に示した事項に留意して適用する必要がある。

表 6.5.3 曲げひびわれ強度評価式の予測精度

曲げひび割れ強度式	試験体数*（ｻﾝﾌﾟﾙ数） n	比較値**の範囲			比較値**の平均値 X	標準偏差 σ_{n-1}	変動係数 CV(%)
wQmc（式(6.5.10)）	98(143)	0.16	～	2.35	0.93	0.39	42.1

＊:試験体数は，データを抽出した試験体の数。サンプル数は，1つの試験体から正加力，負加力のデータがそれぞれ抽出された場合には，サンプル数としてカウントする。

＊＊:比較値＝実験値／計算値

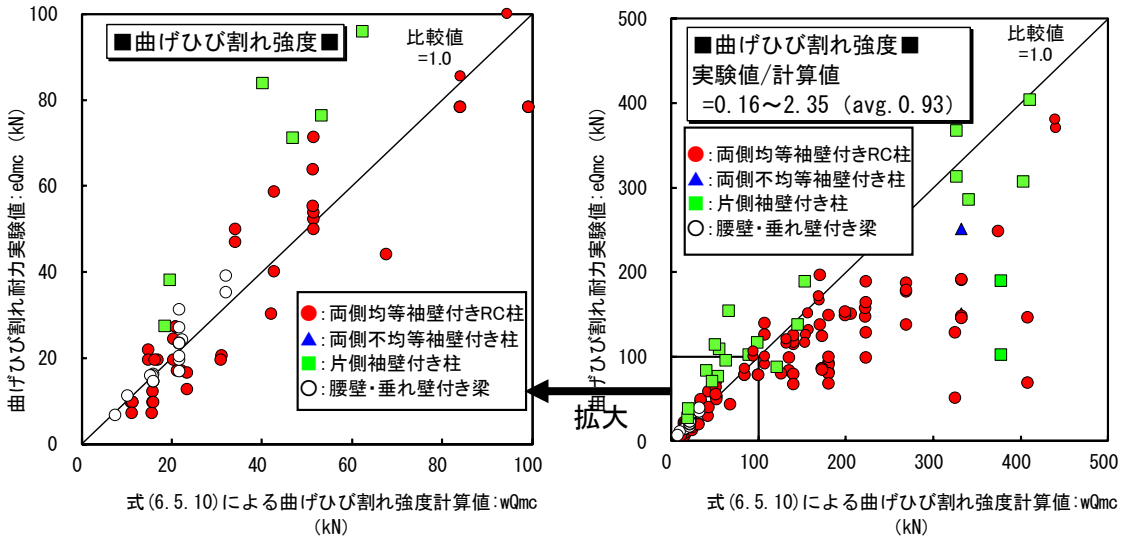


図 6.5.5　曲げひびわれ強度の計算値と実験値との比較

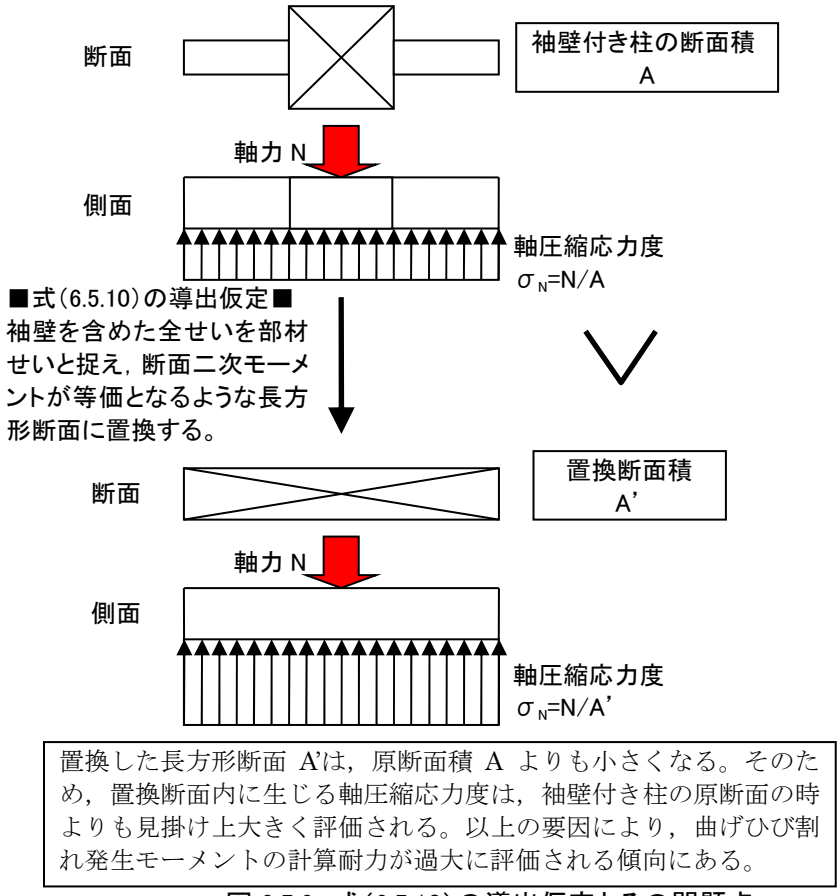


図 6.5.6　式(6.5.10)の導出仮定とその問題点

(2)せん断ひび割れ強度 $_wQ_{sc}$

本節では，技術基準解説書[6-1]に示されているせん断ひび割れ強度評価式による計算値と実験値との比較を行い，その精度の検証を行う。せん断ひび割れ強度計算値は，**式(6.5.12)**により評価を行う。**式(6.5.12)**は，袖壁付き柱の異形断面を長方形断面に置換して，荒川式を準用し，軸力による効果を付加させた評価式である。なお，不均等袖壁付き柱および片側袖壁付き柱の有効せい d_e の取り方ついては，今後，議論する余地があるが，**図 6.5.7** の方法により算出した。同図のように袖壁を含めた全せいの中央に柱を配置し，均等袖壁付き柱の d_e の算出方法と同様の扱いとした。また，M/Q の値を算出する際に，反曲点位置が部材の内法高さの中央に位置しない場合，つまり逆対称モーメントの分布ではない場合は，せん断スパン a=M/Q の長い方の値を採用して計算を行った。

$$ {}_wQ_{sc} = \left(1+\frac{\sigma_0}{150}\right)\left\{\frac{0.085k_c(500+Fc)}{M/(Q\cdot d_e)+1.7}\right\} b_e \cdot j_e \qquad (6.5.12) $$

ここに，k_c：部材せいに対する補正係数（d_e＞40cm のとき，0.72）

F_C：コンクリートの圧縮強度（kgf/cm²）

$M/(Q\cdot d_e)$：シアスパン比（**図 6.5.7** 参照）

b_e：断面積と全せいを原断面と等しくした仮想長方形断面の幅（cm）

j_e：応力中心距離（$=7d_e/8$）（cm）

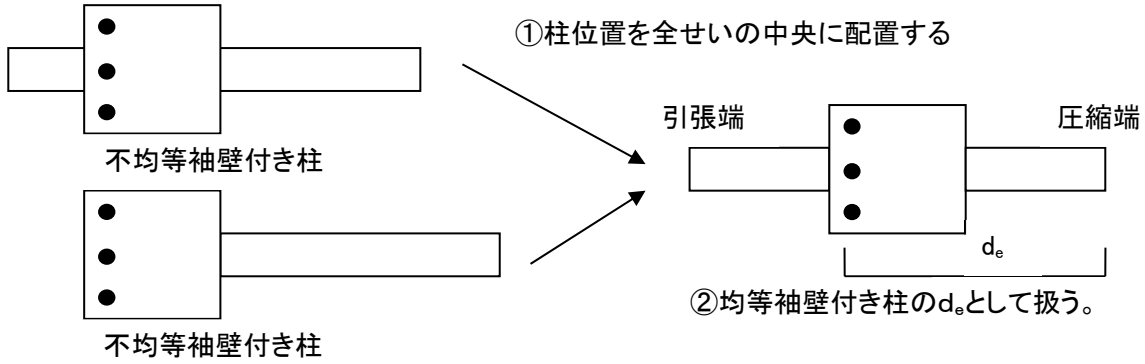
σ_0：軸方向応力度（軸力を全断面積で除した値）（kgf/cm²）

d_e：有効せい（柱の引張鉄筋の中心から圧縮側壁の最外縁までの距離）（cm）

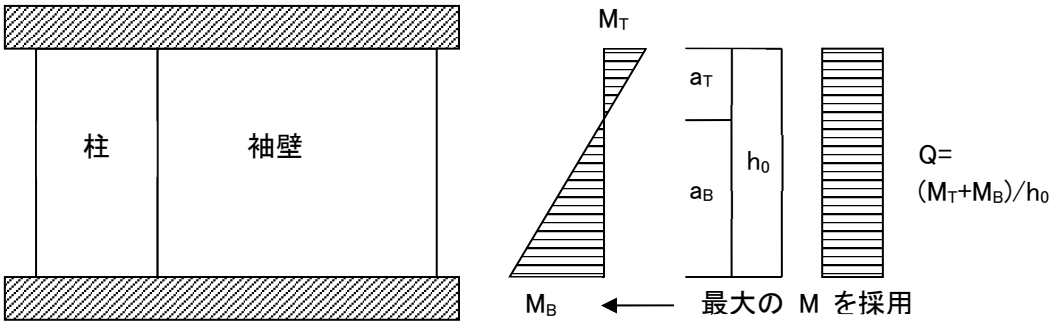
ただし，両側不均等袖壁付き柱および片側袖壁付き柱の有効せいは，袖壁を含めた柱せいの中央に柱を配置し，均等袖壁付き柱の d_e と同様な扱いで算出した。（**図 6.5.7** 参照）

図 6.5.8 にせん断ひび割れ耐力実験値と**式(6.5.12)**による計算値との比較を，**表 6.5.4** にせん断ひび割れ強度評価式の予測精度を示す。検証に用いた実験データは，既往の実験データ[6-A2][6-A3][6-A4][6-A6][6-A7][6-A8][6-A11][6-A18][6-A21][6-A22][6-A24][6-A30][6-A32][6-A33][6-A36][6-A38][6-A41][6-A42][6-A43][6-A44][6-A45][6-A47][6-A55][6-A56][6-A59][6-11] [6-13][6-15]である。なお，せん断ひび割れ耐力実験値は，文献中に示された値を使用した。検討に使用した袖壁の断面は，両側均等袖壁付き柱，不均等袖壁付き柱，片側袖壁付き柱のデータである。一部，腰壁・垂れ壁が梁の上下に均等に配置された腰壁・垂れ壁付き RC 梁のデータも使用した。

表 6.5.4 および**図 6.5.8** より，比較値は 0.54～3.84，比較値の平均値：X=1.42，変動係数：CV=39.6%となり，実験値を過小に評価する傾向が認められた。また，断面形状の違いによる分布の差異は，それほど顕著でないことから，このような簡易な算出方法で，おおむねその傾向をとらえられると考えられる。



■不均等袖壁付き柱および片側袖壁付き柱の有効せい d_e の算出方法■



■M/Q の算出方法■

図 6.5.7　不均等袖壁付き柱および片側袖壁付き柱の有効せい d_e と M/Q の算出方法

表 6.5.4　せん断ひび割れ強度評価式の予測精度

せん断ひび割れ強度式	試験体数*（ｻﾝﾌﾟﾙ数） n	比較値**の の範囲	比較値**の 平均値 X	標準偏差 σ_{n-1}	変動係数 CV(%)
wQsc（式6.5.12))	108(138)	0.54　～　3.84	1.42	0.56	39.6

＊:試験体数は，データを抽出した試験体の数。サンプル数は，1つの試験体から正加力，負加力のデータがそれぞれ抽出された場合には，サンプル数としてカウントする。
＊＊:比較値＝実験値／計算値

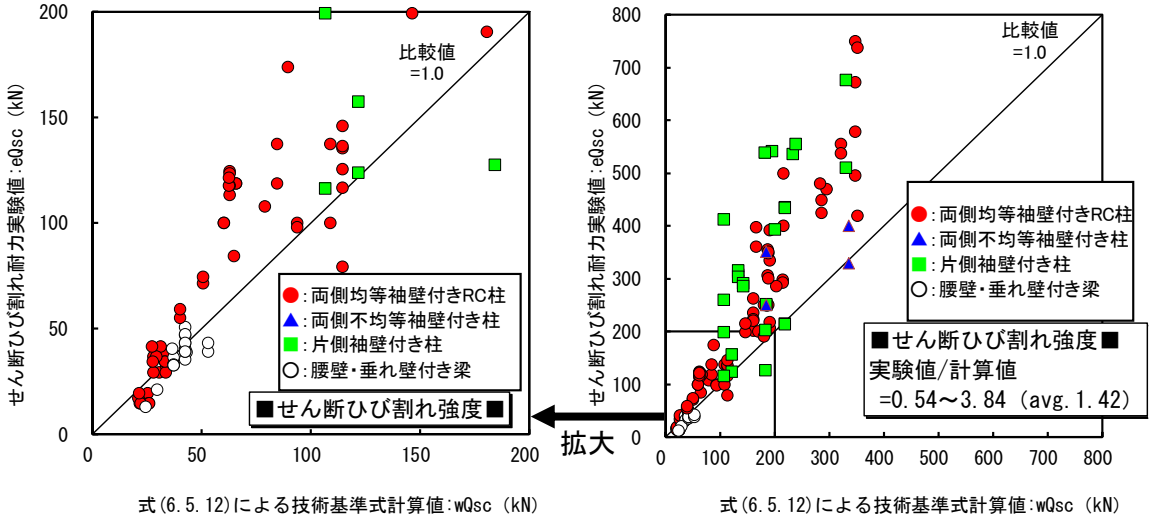


図 6.5.8　せん断ひび割れ耐力実験値と計算値との比較

6.5.4　降伏点剛性低下率

図 6.5.9 に降伏時部材角実験値 ${}_eR_y$ の算出方法を，**図 6.5.10** に降伏点剛性低下率の実験値（${}_e\alpha_y$）と計算値（α_y）との比較を示す。検証に用いた既往の実験データ[6-A22][6-A31][6-A44][6-A47][6-A49][6-A55][6-A56][6-A59][6-13][6-14][6-15]は，両側均等袖壁付き柱，片側袖壁付き柱であり，破壊形式は曲げ破壊した試験体のみを検討対象とした。

降伏点剛性低下率の計算値は，梁・柱の実験から得られた降伏点剛性を回帰分析することにより得られた**式(6.5.13)**の菅野式を袖壁付き柱に応用・拡張して算出する。本評価式を袖壁付き柱に適用させる簡易な方法としては，式中の引張鉄筋比 p_t および有効せい d を袖壁付き柱部材用に再定義することにより，本部材の降伏点剛性低下率を算出することが可能であり，この手法により検討を試みる。

ここで，引張鉄筋比 p_t は中立軸より引張側に位置する鉄筋の全断面積を部材全断面積で除することにより算出した。有効せい d は，断面に生じる垂直応力の釣合から導出される**式(6.5.14)**および**式(6.5.15)**によりを算定した。なお，**式(6.5.14)**の圧縮コンクリート領域の断面積 Acc の計算において仮定した引張鉄筋群が同式の圧縮コンクリートのせいから算定される中立軸より引張側に位置する鉄筋群と一致しない場合は，引張鉄筋の仮定を変更して中立軸を再計算して収束させる。

一方，降伏点剛性低下率の実験値の算出方法は，文献[6-7]の方法に準ずることとした。その方法を**図 6.5.9** に示す。本手法は，最大耐力 eQmu の 80%の点を降伏点と見なし，その時の剛性を弾性剛性計算値（せん断形状係数 κ はエネルギー法を使用）で除した値を「降伏点剛性低下率実験値：${}_e\alpha_y$」としたものである。ただし，最大耐力の 80%の点で部材降伏に至っている否かは疑問の残るところであるが，この手法により検討することとした。参考のため引用文献[6-A52]では，柱脚部の鉄筋のひずみ度分布を詳細に調査し，部材降伏の現象が生じる時の各部のひずみ度の状態は袖壁圧縮端部のコンクリートが圧縮強度時のひずみ度に達し，柱の引張側主筋のひずみ度が降伏ひずみ度の近傍になっていることを示しているので参考として頂きたい。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n\cdot p_t + 0.043a/D + 0.33\eta_0)\left(\frac{d}{D}\right)^2 \qquad (6.5.13)$$

ここで，n　　：ヤング係数比（=Es/Ec）

Es　　：鉄筋のヤング係数（=2.05×10⁵）（N/mm²）

Ec　　：コンクリートのヤング係数（$= 3.35\times10^4\times\left(\frac{\gamma}{24}\right)^2\times\left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$）（N/mm²）

γ　　：コンクリートの気乾単位体積重量（kN/m³）

2010 年版 RC 規準　p.59　**表 7.1** の数値から 1.0 を減じたものを採用

p_t　　：引張鉄筋比（$=\Sigma a_{ti}/A$）（少数）

A　　：壁付き部材の全断面積（mm²）

a/D　　：シアスパン比

D　　：壁と柱を含む部材の全せい

η_0　　：軸力比（=N/(A･Fc)）

（軸力を壁付き部材の全断面積とコンクリートの圧縮強度との積で除したもの。）

x_n　：圧縮縁から中立軸までの距離（圧縮コンクリート領域のせい）（mm）

$x_n=A_{cc}/t_w$　　（$A_{cc}\leqq A_{w1}$）

$x_n=L_{w1}+(A_{cc}-A_{w1})/B_c$　　（$A_{cc}>A_{w1}$）

A_{cc}　：圧縮コンクリート領域の断面積（mm^2）

$$A_{cc}=\frac{\sum(a_{ti}\sigma_{yi})+N}{0.85F_c} \tag{6.5.14}$$

t_w　：壁厚

L_{w1}　：圧縮側袖壁の長さ(mm)

A_{w1}　：圧縮側袖壁の面積（$=L_{w1}\times t_w$）(mm^2)

B_c　：柱幅(mm)

a_{ti}　：各引張鉄筋断面積（mm^2）

σ_{yi}　：各引張鉄筋降伏強度（mm^2）

F_c　：コンクリート強度（N/mm^2）

N　：軸方向力（N）

d　：**式(6.5.15)**による有効せい（mm）

$$d=\frac{\sum a_{ti}(d_i-x_n)^2}{\sum a_{ti}(d_i-x_n)}+x_n \quad (0\leqq N<0.85A_{cc}F_c) \tag{6.5.15}$$

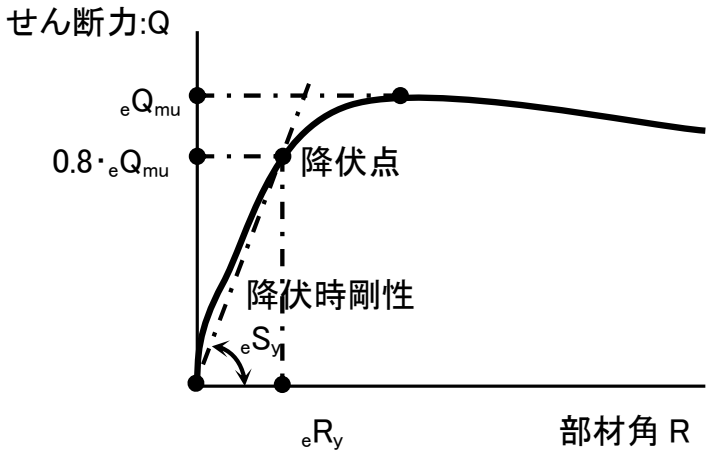


図 6.5.9　降伏時部材角実験値の算出方法[6-7]

図 6.5.10 に降伏点剛性低下率の実験値と**式(6.5.13)**による計算値との比較を，**表 6.5.5** に降伏点剛性低下率評価式の予測精度を示す。**表 6.5.5** および**図 6.5.10** より，比較値（=実験値／計算値）は 0.45～3.92，平均値：X=1.49，変動係数：CV=41.4%となり，実験値の剛性は計算値に比較して高い傾向が認められる。この要因は，実験値のとり方が一つの要因として挙げられる。例えば，引用文献[6-A52]のような手法で部材降伏点を定義できるならば，**図 6.5.10** の実験値の数値（縦軸の数値）は低下することが予想される。そのためデータの分布は，全体的に下に下がり，比較値 1.0 付近に分布するものと予想され，おおむね実験値の傾向をとらえるものと推察される。また，両側均等袖壁付き柱，片側袖壁付き柱の分布領域は，ほぼ同様の位置であり，断面形状による差異は認められない。

表 6.5.5　降伏点剛性低下率評価式の予測精度

降伏点剛性低下率	試験体数*（ｻﾝﾌﾟﾙ数） n	比較値**の の範囲	比較値**の 平均値 X	標準偏差 σ_{n-1}	変動係数 CV(%)
α_y(式(6.5.13))	25(35)	0.45　～　3.92	1.49	0.62	41.4

＊:試験体数は，データを抽出した試験体の数。サンプル数は，1つの試験体から正加力，負加力のデータがそれぞれ抽出された場合には，サンプル数としてカウントする。
＊＊:比較値＝実験値／計算値

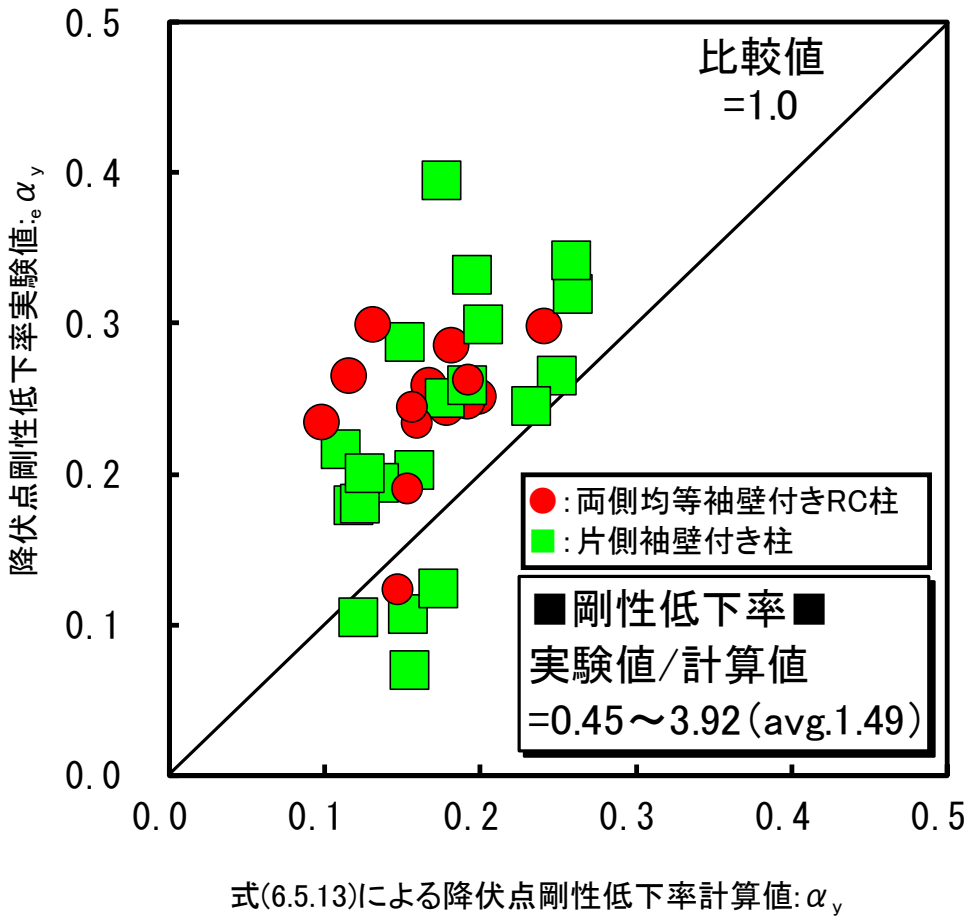


図 6.5.10　降伏点剛性低下率の実験値と計算値との比較

6.5.5　終局強度（曲げおよびせん断）

本節では，曲げ終局強度評価式およびせん断終局強度評価式による計算値と実験値との比較を行い，その精度の検証を行うと同時に，検討した評価式の取扱いについて，その留意点を述べる。検討に使用した曲げ終局強度式およびせん断終局強度式は，それぞれ３式，４式であり，計７つの式について検討を行った。以下に，検討に使用した曲げ終局強度式およびせん断終局強度式について詳細に示す。

(1) 曲げ終局強度１（技術基準式（置換断面曲げ理論式））$_wQ_{mu1}$

検討に使用した曲げ終局強度評価式は，技術基準[6-1]に示されている下**式(6.5.16)**により評価する。なお，同式中の曲げ終局モーメント（$_wM_u$）は，**式(6.5.17)**により算出する。ただし，建研式逆対称加力で片側袖壁付き RC 柱，両側不均等袖壁付き RC 柱の曲げ終局強度を計算する場合は，下**式(6.5.16)**の袖壁付き RC 柱の柱頭の曲げ終局モーメント（$_wM_{uT}$）と袖壁付き RC 柱の柱脚の曲げ終局モーメント（$_wM_{uB}$）を試験区間の内法高さ（h_0）で除することにより算出した。

式(6.5.17)は，柱の引張鉄筋の降伏と圧縮縁コンクリートの限界値の到達が同時におこる状態のモーメントを想定している。さらに，断面内の鉄筋の効果を柱の引張鉄筋だけとし，かつ圧縮側コンクリートの断面の幅を b_e（すなわち，断面積と全せいが原断面と等しい長方形置換断面の幅）として導出された式である。本評価式は，式の仮定上，引張側の袖壁部分に配置された引張鉄筋は無視されるため，袖壁部端部に多くの引張鉄筋が配置された試験体の場合には，耐力を過小に評価することが推察される。また，断面の幅を b_e として仮定しているため，原断面の袖壁圧縮部分の幅よりも大きく仮定していることになる。この点に関しては，耐力を過大に評価することが推察される。

■曲げ終局強度評価式■

$$_wQ_{mu}={}_wM_u/a=({}_wM_{uT}+{}_wM_{uB})/h_0 \qquad (6.5.16)$$

ここに，$_wM_u$：袖壁付き RC 柱の曲げ終局モーメント（**式(6.5.17)**）

$_wM_{uT}$：袖壁付き RC 柱の柱頭の曲げ終局モーメント（**式(6.5.17)**）

$_wM_{uB}$：袖壁付き RC 柱の柱脚の曲げ終局モーメント（**式(6.5.17)**）

a：せん断スパン（両側均等袖壁付き RC 柱で逆対称モーメントの場合：$a=h_0/2$）

h_0：試験区間の内法高さ

ただし，

$$_wM_u = (0.9+\beta)\cdot a_t\cdot\sigma_y\cdot D + 0.5N\cdot D\left\{1+2\beta-\frac{N}{b_e\cdot D\cdot F_c}\left(1+\frac{a_t\cdot\sigma_y}{N}\right)^2\right\} \qquad (6.5.17)$$

ここに，a_t：**図 6.5.11** 参照（mm^2）　D：柱せい（mm）　σ_y：主筋の降伏点強度（N/mm^2）

F_c：コンクリートの圧縮強度（N/mm^2）　b_e：$\Sigma A/l_w$（mm）

ΣA：袖壁付き RC 柱全断面積（mm^2）　l_w：袖壁付き RC 柱全長さ（mm）

β：圧縮側袖壁長さ／D

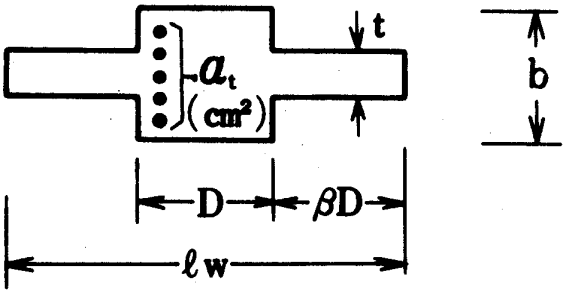


図 6.5.11　袖壁付き RC 柱の曲げ強度算定用の記号

(2) 曲げ終局強度２（技術基準式，保耐規準式（曲げ理論式））$_wQ_{mu2}$

検討に使用する２つ目の曲げ終局モーメント計算値は，技術基準[6-1]，保耐規準[6-18]に示されている下**式(6.5.18)**により評価する。なお，同式中の曲げ終局モーメント（M_0）は，下**式(6.5.18)**に示す平面保持を仮定した断面解析に準じた式により算定する。本評価式は中立軸より引張側に位置する鉄筋がすべて降伏応力度に達していると仮定して算出した曲げ終局モーメントの式である。なお,圧縮コンクリート領域の計算は6.5.4節の降伏点剛性低下率に示す方法で算定(**式(6.5.14)**)することとした。なお，**式(6.5.18)**の曲げ終局モーメントをせん断耐力に変換する場合には，前述した「(1) 曲げ終局強度１」と同様な方法により，**式(6.5.16)**により行った。

$$M_0=\Sigma a_{ti}\cdot \sigma_{yi}(d_i-L_{cc})+N(d_N-L_{cc}) \qquad (6.5.18)$$

ここに，a_{ti}：引張鉄筋断面積（mm^2）

σ_{yi}：引張鉄筋降伏強度（N/mm^2）

d_i：圧縮縁から引張鉄筋位置までの距離（mm）

N：軸力（N）

d_N：圧縮縁から軸力作用位置までの距離（mm）

L_{cc}：圧縮縁から圧縮コンクリート領域の図心位置までの距離（mm）

なお，**式(6.5.18)**も**式(6.5.17)**と同様に，そで壁部分が圧縮破壊する場合を適用範囲とした式ではないことに注意する必要がある。

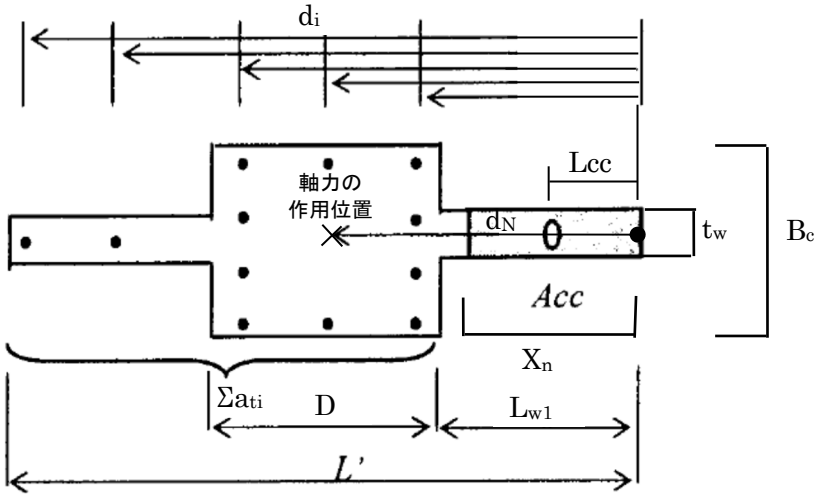


図 6.5.12　袖壁付き RC 柱の曲げ強度算定用の記号

(3) 曲げ終局強度３（診断基準式（曲げ理論式））$_wQ_{mu3}$

検討に使用する３つ目の曲げ終局モーメント計算値は，下**式(6.5.19)**による[6-19]。本評価式は(2)曲げ終局強度２（技術基準式（曲げ理論式））$_wQ_{mu2}$と同様である。ただし，**式(6.5.19)**のコンクリート圧縮域の面積（A_{cc}）の算出は，圧縮領域縦筋比 0.01 を境に，圧縮領域縦筋比＜0.01 ではβ_{cc}=0.85 を使用し，圧縮領域縦筋比≧0.01 ではβ_{cc}=1.0 を使用し，コンクリートの有効圧縮強度（β_{cc}･Fc）は異なる。一方，**式(6.5.18)**は圧縮領域縦筋比の違いによる差異は無く，β_{cc}=0.85 で算出した。なお，β_{cc}を算出する際の圧縮領域縦筋比の計算に際しては，計算を簡略化するため，圧縮側袖壁全体の壁縦筋比を採用した。また，片側袖壁で柱部が圧縮領域となる場合は，柱全体の主筋比を圧縮領域縦筋比とした。なお，**式(6.5.19)**の曲げ終局モーメントをせん断耐力に変換する場合には，前述した「(1) 曲げ終局強度１」と同様な方法により，**式(6.5.16)**により行った。

$$M_u=\Sigma(a_t\cdot\sigma_y\cdot j_t)+N\cdot j_N \qquad (6.5.19)$$

ここに，a_t：引張鉄筋の断面積（引張鉄筋はコンクリート圧縮域外にある壁縦筋，柱主筋をすべて考慮するが，圧縮域近傍の鉄筋は無視してよい）（mm^2）

σ_y：引張鉄筋（壁縦筋，柱主筋）の降伏点強度（N/mm^2）

j_t：引張鉄筋（壁縦筋，柱主筋）とコンクリート圧縮域の応力中心間距離（$j_t=d_t-L_{cc}$）

d_t：コンクリート圧縮縁から引張鉄筋までの距離（mm）

N：袖壁付き柱に作用する軸力。ただし，釣り合い軸力以上の圧縮軸力を受ける場合は，最も不利な軸力に対する曲げ終局時せん断力を別途算定する。(N)

j_N：軸力作用位置（柱芯）とコンクリート圧縮域の応力中心との距離（mm）

A_{cc}：コンクリート圧縮域の面積で以下による。（mm）

$$A_{cc}=\frac{\sum(a_t\cdot\sigma_y)+N}{\beta_{cc}\cdot F_c}$$

β_{cc}：コンクリート圧縮域の面積で以下による。（mm）

β_{cc}=0.85（圧縮領域縦筋比＜0.01）

β_{cc}=1.0（圧縮領域縦筋比≧0.01）

L_{cc}：コンクリート圧縮域中心の圧縮縁からの距離で，以下による。（mm）

$L_{cc}=A_{cc}/(2t_w)$　（$A_{cc}\leqq A_{w1}=t_w\cdot L_{w1}$）

$$L_{cc}=\frac{A_{w1}}{A_{cc}}\cdot\frac{L_{w1}}{2}+(1-\frac{A_{w1}}{A_{cc}})(L_{w1}-\frac{A_{cc}-A_{w1}}{2b})$$　（$A_{cc}>A_{w1}=t_w\cdot L_{w1}$）

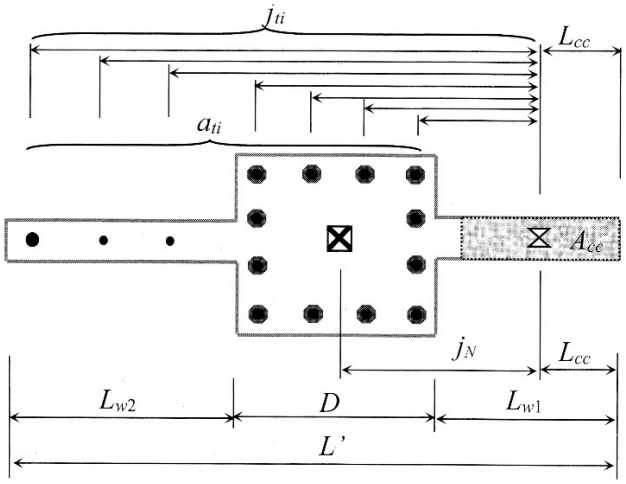


図 6.5.13　袖壁付き RC 柱の曲げ強度算定用の記号

(4)せん断終局強度 1 （技術基準式（等価断面式））$_wQ_{su1}$

せん断終局強度計算値は，参考文献[6-1]の式（付 1.3-42）に示されている下**式(6.5.20)**により評価を行う。本評価式は袖壁付き柱の断面を長方形断面に置換して荒川式を準用したものである。さらに，軸力によるせん断補強効果を累加した評価式となっている。なお，式中の M/Q は，せん断スパン M/Q=a と仮定し，論文中に示された値を使用した。

■等価長方形断面によるせん断終局強度式$_wQ_{su1}$■

$$wQ_{su1}=\left\{\frac{0.053p_t{}^{0.23}\ (18+F_c)}{M/(Q\cdot d_e)+0.12}+0.85\sqrt{p_{we}\cdot\sigma_{wh}}\right\}b_e\cdot j_e+0.1N \qquad (6.5.20)$$

ここに，p_t　：引張鉄筋比（=100a_t/（b･D））（%）

a_t　：**図 6.5.14** の柱の引張主筋断面積（mm²）

F_c　：コンクリートの圧縮強度（N/mm²）

M/(Q･d_e)：せん断スパン比であり，0.5≦M/（Q･d_e）≦2（ただし，M/（Q･d_e）＜0.5 のとき 0.5 とし，M/（Q･d_e）＞2.0 のとき 2.0 とする。）M，Q は強度算定時における最大曲げモーメント（N･mm）及び最大せん断力（N）

d_e　：**図 6.5.14** に示す等価断面の有効せい
（柱の引張鉄筋の重心から圧縮縁までの距離）（mm）
ただし，両側の壁の長さが異なる場合（片側袖壁付き柱，両側不均等袖壁付き柱）は壁長さの合計の 1/2 の長さの壁が両側にあるとして計算を行った。

$p_{we}=p_w$（b/b_e）+p_s（t/b_e）（少数）

σ_{wh}　：せん断補強筋の降伏強度（N/mm²）

b_e　：置換長方形断面における幅（**図 6.5.14** 参照）（mm）

j_e　：応力中心距離で，7d_e/8（mm）

N　：軸方向力 N（N）

p_w　：柱またははりのせん断補強筋比（少数）

p_s　：壁の横補強筋比（少数）

b　：柱またははりの幅（mm）

t　：壁の厚さ（mm）

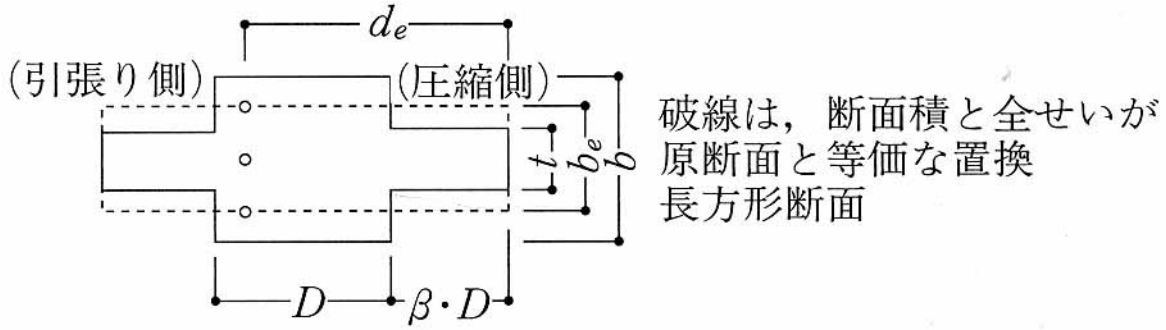


図 6.5.14　袖壁付き RC 柱のせん断強度算定用の記号

(5)せん断終局強度２（技術基準式（分割累加式））$_wQ_{su2}$

検討に使用する２つ目のせん断終局強度評価式は，参考文献[6-1]の式（付 1.3-43）により検討する。その評価式を**式(6.5.21)**に示し，以下のその評価式を技術基準式（分割累加式）と称することとする。そで壁付き部材のせん断終局強度 $_wQ_{su2}$ は壁と柱の断面を縦（壁長さ）方向に分割して，壁部，柱部のせん断終局強度 Q_{suw}，Q_{suc} を**式(6.5.22)**，**式(6.5.23)**により，それぞれを算出し累加するものであり，さらに軸力によるせん断補強効果を加味した評価式となっている。なお，式中の M/Q は，せん断スパン M/Q=a と仮定し，論文中に示された値を使用した。

計算にあたっての仮定を以下に示す。

・<u>柱の引張鉄筋は一段目を有効</u>とする。

・壁縦筋の引張鉄筋比は引張端部で有効な領域(部材全せいの 0.2 倍以下とする。)を定義して，その範囲に配筋された鉄筋を引張鉄筋とする。ただし，ここでは簡単化のため<u>**端部壁縦筋は２段目までを引張鉄筋とみなして算出**</u>する。

・左右で壁厚さ，壁筋比が異なる場合は，小さい方で評価する。

・片側袖壁付き柱は，柱が圧縮側となる状態を想定して算出する。

$$_{sw}Q_{su2} = Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1\mathrm{N} \tag{6.5.21}$$

$$Q_{suw} = \left\{ \frac{0.053 p_{twe}{}^{0.23} (F_c+18)}{\mathrm{M}/(Q \cdot d_w) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{why}} \right\} t \cdot j_w \tag{6.5.22}$$

$$Q_{suc} = \left\{ \frac{0.053 p_{tce}{}^{0.23} (F_c+18)}{\mathrm{M}/(Q \cdot d_{ce}) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{cwe} \cdot \sigma_{cwy}} \right\} b_{ce} \cdot j_{ce} \tag{6.5.23}$$

$p_{twe} = \frac{100 a_{tw}}{t_w \cdot d_w}$：壁縦筋の引張鉄筋比　(%)

$p_{wh} = \frac{a_{wh}}{t_w \cdot s_w}$：壁の補強筋比　(少数)

$p_{tce} = \frac{100 a_{tc}}{(B-t) \cdot d_{ce}}$：柱等価引張鉄筋比　(%)

$p_{cwe} = \frac{a_w}{b_{ce} \cdot s}$：柱等価帯筋比（壁横筋が柱を通して配筋されている場合）　(少数)

$p_{cwe} = \frac{a_w \cdot p_{wh} \cdot t \cdot s}{b_{ce} \cdot s}$：柱等価帯筋比（壁横筋が柱に定着されている場合）　(少数)

ここで，p_{twe}　：壁縦筋の引張鉄筋比（%）

p_{wh}　：壁の補強筋比（小数）

σ_{cwy}　：せん断補強筋の降伏強度（N/mm²）

σ_{why}　：壁横筋の降伏強度（N/mm²）

s　：せん断補強筋間隔（mm）

L　：部材全せい（mm）

D　：柱せい（mm）

B　：柱幅（mm）

t　：壁厚（mm）

b_{ce} = B-t（mm）（文献[6-1]では B-t_w の表記になっており誤記と思われる。）

d_w　：壁有効せい（=0.95L）（mm）

j_w　：壁応力中心間距離（=(7/8)･d_w）（mm）

d_{ce}　：柱有効せい（=0.95D）（mm）

j_{ce}　：柱の応力中心間距離（=(7/8)･d_{ce}）（mm）

a_{tc}　：柱の引張鉄筋断面積　ただし，柱引張側主筋 1 段目を有効とする。（mm²）

a_{wc}　：柱のせん断補強筋断面積（mm²）
ただし，壁横筋が柱に定着する場合（通し配筋でない場合）は壁横筋相当の鉄筋量を減じる。）

a_{tw}　：壁の引張鉄筋断面積（mm²）
ただし，引張端部で有効な領域（部材全せいの 0.2 倍以下とする）を定義し，その範囲に配筋された壁縦筋を引張主筋として有効とするが，簡単のため，引張側壁縦筋２段目までとする。

a_{wh}　：壁のせん断補強筋断面積（mm²）

M/(Q･d_w)：壁のせん断スパン比　0.5≦M/(Q･d_w) ≦2.0
ただし，　M/(Q･d_w)＜0.5 のとき 0.5 とし，M/(Q･d_w)＜2.0 のとき 2.0 とする。

M/(Q･d_{ce})：柱のせん断スパン比　1.0≦M/(Q･d_{ce}) ≦3.0
ただし，　M/(Q･d_{ce})＜1.0 のとき 1.0 とし，M/(Q･d_{ce})＜3.0 のとき 3.0 とする。

F_c　：コンクリート圧縮強度（N/mm²）

N　：軸方向力 N（N）

(6)せん断終局強度３（保耐規準式（分割累加式））$_wQ_{su3}$

検討に使用する３つ目のせん断終局強度評価式は，参考文献[6-18]の提案式により検討する。その評価式を**式(6.5.24)**に示し，以下のその評価式を保耐規準式（分割累加式）と称することとする。そで壁付き部材のせん断終局強度 $_wQ_{su3}$ は**図 6.5.15** のように壁と柱の断面を縦（壁長さ）方向に分割して，壁部，柱部のせん断終局強度 Q_{suw}，Q_{suc} を**式(6.5.25)**，**式(6.5.26)**により，それぞれを算出し累加するものであり，さらに軸力によるせん断補強効果を加味した評価式となっている。なお，式中の M/Q は，せん断スパン M/Q=a と仮定し，論文中に示された値を使用した。

計算にあたっての仮定を以下に示す。

・柱の引張鉄筋は一段目を有効とする。
・壁縦筋の引張鉄筋比は，引張端部で有効な領域を部材全せいの 0.2 倍とし，その範囲に配筋された鉄筋を引張鉄筋と定義し算出する。
・左右で壁厚さ，壁筋比が異なる場合は，小さい方で評価する。
・片側袖壁付き柱は，柱が圧縮側となる状態を想定して算出する。

$$_{sw}Q_{su3} = Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1N \tag{6.5.24}$$

$$Q_{suw} = \left\{ \frac{0.053 p_{twe}{}^{0.23} \ (F_c+18)}{M/(Q \cdot d_w) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{why}} \right\} t_w \cdot j_w \tag{6.5.25}$$

$$Q_{suc} = \left\{ \frac{0.053 p_{tce}{}^{0.23} \ (F_c+18)}{M/(Q \cdot d_{ce}) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{cwe} \cdot \sigma_{cwy}} \right\} b_{ce} \cdot j_{ce} \tag{6.5.26}$$

Q_{su}：袖壁付き柱の終局せん断力（N）
Q_{suw}：袖壁付き柱の終局せん断力に対する壁要素の寄与分（N）
Q_{suc}：袖壁付き柱の終局せん断力に対する柱要素の寄与分（N）
N：袖壁付き柱に作用する軸力（N）
F_c：コンクリートの設計基準強度（N/mm²）
t_w：袖壁厚さ（mm）
j_w=0.8L：柱を含む壁要素の応力中心距離（mm）
L=D+l_1+l_2：柱を含む壁要素の全長さ（mm）
l_1,l_2：袖壁長さ（mm）
D：柱せい（mm）
$b_{ce} = B$-t_w：柱要素の断面幅（mm）
J_c=0.8D：柱要素の応力中心距離（mm）
B：柱幅（mm）

$p_{twe} = \frac{a_{tw}}{t_w \cdot d_w} \times 100(\%)$：壁要素の引張鉄筋比

$p_{tce} = \frac{a_{tc}\text{-}a_{tw}}{(B-t_w) \cdot d_{ce}} \times 100(\%)$：柱要素の引張鉄筋比

a_{tw}：引張端部壁縦筋の断面積（mm²）で，端部 0.2L 範囲内の縦筋断面積としてよい。

a_{tc}：引張側端部の柱主筋断面積（mm²）で，1 段目または 0.2D 範囲内の主筋断面積としてよい。

d_w=0.95L：柱を含む壁部材長さの有効せい（mm）

d_{ce}=0.95D：柱部分の有効せい（mm）

$p_{cwe} = \frac{a_w \cdot p_{wh} \cdot t_w \cdot s}{b_{ce} \cdot s}$：柱等価帯筋比（袖壁横筋が柱に定着されている場合）

$p_{cwe} = \frac{a_w}{b_{ce} \cdot s}$：柱等価帯筋比（袖壁横筋が柱を通して配筋されている場合）

a_w：柱帯筋 1 組の断面積（mm²）

s：柱帯筋間隔（mm）

p_{wh}：袖壁横筋比

σ_{cwy}：柱帯筋の規格降伏点（N/mm²）

σ_{why}：袖壁横筋の規格降伏点（N/mm²）

M/Q：袖壁付き柱の崩壊形形成時の応力によるせん断スパン

ただし，せん断耐力の算定では，$0.5 \leqq M/(Q \cdot d_w) \leqq 2$，$1 \leqq M/(Q \cdot d_{ce}) \leqq 3$ とする。すなわち，これらの下限値を下回る場合は下限値，上限値を上回る場合は上限値とする。

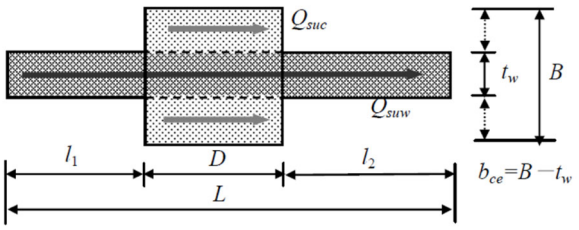


図 6.5.15　袖壁付き RC 柱のせん断強度算定用の記号

(7)せん断終局強度４（診断基準式（分割累加式））$_{w}Q_{su4}$

検討に使用する４つ目のせん断終局強度評価式は，参考文献[6-19]の提案式により検討する。その評価式を**式(6.5.27)**に示し，以下のその評価式を診断基準式（分割累加式）と称することとする。そで壁付き部材のせん断終局強度 $_{w}Q_{su4}$ は**図 6.5.16** のように壁と柱の断面を縦（壁長さ）方向に分割して，壁部，柱部のせん断終局強度 Q_{suw}，Q_{suc} を**式(6.5.28)**，**式(6.5.29)**により，それぞれを算出し累加するものであり，さらに軸力によるせん断補強効果を加味した評価式となっている。なお，式中の M/Q は，せん断スパン M/Q=a と仮定し，論文中に示された値を使用した。

計算にあたっての仮定を以下に示す。

・**柱の引張鉄筋は一段目を有効**とする。
・壁端部主筋の引張鉄筋断面積で，引張端部で 0.2L'の範囲にある壁縦筋あるいは袖壁縦筋２段目の引張主筋断面積としてよい。ただし，ここでは簡単化のため**端部壁縦筋は２段目までを引張鉄筋とみなして算出**する。
・左右で壁厚さ，壁筋比が異なる場合は，小さい方で評価する。
・片側袖壁付き柱は，柱が圧縮側となる状態を想定して算出する。

$$_{sw}Q_{su4} = Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1N \tag{6.5.27}$$

$$Q_{suw} = \left\{ \frac{0.053 p_{twe}^{0.23} (F_c+18)}{M/(Q \cdot d_w) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{why}} \right\} t_w \cdot j_w \tag{6.5.28}$$

$$Q_{suc} = \left\{ \frac{0.053 p_{tce}^{0.23} (F_c+18)}{M/(Q \cdot d_{ce}) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{cwe} \cdot \sigma_{cwy}} \right\} b_{ce} \cdot j_{ce} \tag{6.5.29}$$

b，D：柱の断面幅とせい
N：袖壁付き柱に作用する軸力

$$p_{twe} = \frac{a_{tw}}{t_w \cdot d_w} \times 100$$

M/Q：せん断スパン（$=h_{CW0}$），ただし，$0.5 \leqq M/(Q \cdot d_w) \leqq 2$ とする
$d_w=0.95L'$，ただし，$L'=D+L_{w1}+L_{w2}$：柱+袖壁全せい

$p_{wh} = \frac{a_{wh}}{t_w \cdot s_w}$：袖壁の補強筋比，$s_w$：袖壁の横補強筋の間隔
σ_{why}：袖壁の横補強筋の降伏点強度，t_w：袖壁の厚さ
$j_w=(7/8) \cdot d_w$
a_{tw}：壁端部主筋の引張鉄筋断面積で，引張端部で 0.2L'の範囲にある壁縦筋あるいは袖壁縦筋２段目の引張主筋断面積としてよい。

$p_{tce} = \frac{a_{tc}}{(b-t_w)d_{ce}} \times 100$：柱の算定用断面積に対する主筋比
a_{tc}：有効な柱引張側主筋断面積で，通常１段目の主筋とする
（片側袖壁付き柱でも同様としてよい）
M/Q：せん断スパン（$=h_{CW0}$），ただし，$1 \leqq M/(Q \cdot d_{ce}) \leqq 3$ とする
$d_{ce}=0.95D$：柱の断面の有効せい

$p_{cwe} = \frac{a_w \cdot p_{wh} \cdot t_w \cdot s}{b_{ce} \cdot s}$：柱等価帯筋比（袖壁横筋が柱に定着されている場合）

$p_{cwe} = \frac{a_w}{b_{ce} \cdot s}$：柱等価帯筋比（袖壁横筋が柱を通して配筋されている場合）

$b_{ce} = b - t_w$：袖壁厚さを除いた柱の断面積

a_w：柱帯筋 1 組の断面積

s：柱帯筋間隔

p_{wh}：袖壁横筋比

σ_{cwy}：帯筋の降伏点強度

b（文献[6-19]では B の表記になっており誤記と思われる。）：柱幅

t_w：袖壁厚さ，$j_c=(7/8)\cdot d_{ce}$

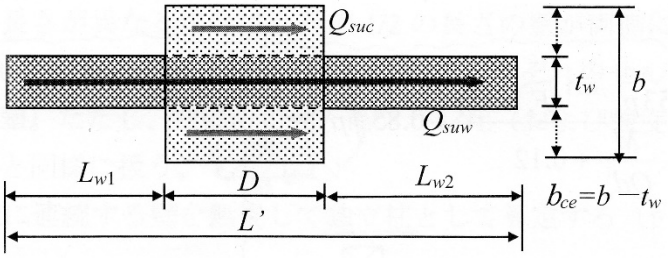


図 6.5.16　袖壁付き RC 柱のせん断強度算定用の記号

＜曲げ終局強度 1 （技術基準式（置換断面曲げ理論式））$_wQ_{mu1}$ の検討結果＞

図 6.5.15 に曲げ終局耐力実験値と技術基準式（**式(6.5.17)**）による計算値との比較を，**表 6.5.6** に本評価式の予測精度を示す。検証に用いた実験データは，曲げ破壊が先行した既往の実験データ[6-A1][6-A2][6-A3][6-A4][6-A5][6-A6][6-A7][6-A21][6-A22][6-A31][6-A33][6-A36][6-A37][6-A39][6-A40][6-A43][6-A44][6-A47][6-A48][6-A49][6-A50][6-A51][6-A52][6-A54][6-A55][6-A56][6-A58][6-A59][6-A65][6-A66][6-A69][6-A71][6-A76][6-10][6-12][6-13][6-14][6-15][6-17]であり，断面形状は両側均等袖壁付き柱，片側袖壁付き柱の２種類である。参考のため腰壁・垂れ壁付き梁のデータも一部含んでいる。なお，曲げ終局耐力実験値は，文献中に示された値を使用した。

表 6.5.6 および**図 6.5.15** より，両側均等袖壁付き柱（図中赤●および○印も含む）の比較値（=実験値／計算値）は 0.71～2.00，平均値：X=1.29，変動係数：CV=26.7%となり，おおむね実験値の傾向をとらえている。なお，同図中の矢印で示した試験体は，実験値をとくに過小に評価した試験体であり，文献[6-A40]，[6-A48]に示された試験体である。当該試験体は，壁厚比 α =t/B=120mm/280mm=0.428 と袖壁が厚く，袖壁縦筋比も p_{sv}=1.70%と大きく，壁縦筋を多く配筋された試験体である。もう一方の矢印は，文献[6-A31]に示された X 型配筋とした試験体である。その補強効果により耐力が上昇し，そのため実験値を過小に評価したことが推察される。一方，実験値を過大に評価された試験体は，袖壁厚さ比 α が小さく，比較的薄い袖壁を有する試験体[例えば［6-A33］［6-A36］]である。以上より，引張側の袖壁部に縦筋を多く配置した試験体や袖壁が比較的薄い試験体を本評価式により評価する場合には，実験値を過少または過大に評価する可能性があり，注意を払う必要がある。

一方，片側袖壁付き柱で袖壁が圧縮端となる側の曲げ終局耐力実験値（図中緑■印）と本評価式による計算値との比較では，比較値は 1.43～3.27，平均値：X=1.97，変動係数：CV=28.4%となり，両側均等袖壁付き柱に比較して安全側の評価となっている。この要因であるが，柱の引張主筋は２段筋を考慮せずに１段筋のみで耐力計算を行っており，そのことが１つの要因として挙げられる。今後，実験値を精度良く推定するためには，引張力を負担している主筋を適切に評価し，耐力計算に反映させる必要がある。

参考のため片側袖壁付き柱の袖壁が引張側となる場合の曲げ終局耐力実験値と独立柱に適用される曲げ終局強度略算式との比較を□印で示す。比較値は 1.20～16.64，平均値：X=5.27，変動係数：CV=69.7%となる。実験値の耐力に比較して計算値は過少の評価となる。当然の結果ではあるが，計算値は独立柱を想定した曲げ終局強度略算式により計算したものであり，壁縦筋の効果は見込んでいない。そのため低くおさた計算になっている。そのことが，この結果となる大きな要因である。

最後に，本評価式が適用範囲とされる両側袖壁付き柱と袖壁が圧縮側となる片側袖壁付き柱の結果をあわせて評価する。比較値は 0.71～3.27，平均値：X=1.37，変動係数：CV=30.7%となった。

＜曲げ終局強度２（技術基準式，保耐基準式（曲げ理論式））$_wQ_{mu2}$の検討結果＞

図 6.5.16 に曲げ終局耐力実験値と曲げ理論式（**式(6.5.18)**）による計算値との比較を，**表 6.5.6** に本評価式の予測精度を示す。検証に用いた実験データは，曲げ破壊が先行した既往の実験データ[6-A1][6-A2][6-A3] [6-A22][6-A31][6-A44][6-A47][6-A49][6-A50][6-A52][6-A54][6-A55][6-A56][6-A58][6-A59][6-A65][6-A66][6-A69][6-A71][6-A76][6-13][6-14][6-15][6-17]であり，断面形状は両側均等袖壁付き柱，片側袖壁付き柱の２種類である。参考のため腰壁・垂れ壁付き梁のデータも一部含んでいる。なお，曲げ終局耐力実験値は，文献中に示された値を使用した。

表 6.5.6 および**図 6.5.16** より，比較値（=実験値／計算値）は 0.61～2.08，平均値：X=1.11，変動係数：CV=18.3%となり，おおむね実験値の傾向をとらえている。袖壁部分の鉄筋の考慮，配筋位置および材料情報を正確に入力できれば本曲げ理論式を用いて実験値を精度良く評価できると言える。

断面形状による影響では，両側均等袖壁付き柱（図中赤●印）と片側袖壁付き柱（図中緑■印）の分布位置はほぼ同様の位置に分布しており大きな差異は認められない。ただし，片側袖壁付き柱で，比較値が高い試験体が，一部で見られる。この試験体は，袖壁が引張側となる方の耐力を採用したものである。袖壁が引張側で柱部が圧縮側となる方向は，逆側の方向に比べて，引張力と軸力に見合うコンクリート断面積を確保しやすいこともあり，構造的に安定した方向と言える。そのため，袖壁端部の引張鉄筋が降伏強度以上に効果を発揮し，実験値の耐力が比較的大きく出る傾向があるものと推察される。

＜曲げ終局強度３（診断基準式（曲げ理論式））$_wQ_{mu3}$の検討結果＞

図 6.5.17 に曲げ終局耐力実験値と曲げ理論式（**式(6.5.19)**）による計算値との比較を，**表 6.5.6** に本評価式の予測精度を示す。検証に用いた実験データは，曲げ破壊が先行した既往の実験データ[6-A1][6-A2][6-A3] [6-A22][6-A31][6-A44][6-A47][6-A49][6-A50][6-A52][6-A54][6-A55][6-A56][6-A58][6-A59][6-A65][6-A66][6-A69][6-A71][6-A76][6-13][6-14][6-15][6-17]であり，断面形状は両側均等袖壁付き柱，片側袖壁付き柱の２種類である。参考のため腰壁・垂れ壁付き梁のデータも一部含んでいる。なお，曲げ終局耐力実験値は，文献中に示された値を使用した。

表 6.5.6 および**図 6.5.16** より，比較値（=実験値／計算値）は 0.60～1.99，平均値：X=1.07，変動係数：CV=17.5%となり，３式の中で最も実験値の傾向をとらえている。これは，**式(6.5.18)**の評価式に，さらに圧縮鉄筋の効果を配慮したことが，精度を向上させた一つの要因と考えられる。ただし，この圧縮鉄筋の効果は，圧縮領域に縦筋比 1%以上，配筋されたものに対して，圧縮部のコンクリートの平均応力度を見かけ上，向上させて配慮したものであり，直接，圧縮鉄筋を評価しているものではない。そのため，より精度を向上させるためには，圧縮鉄筋の負担も考慮した評価式の導出が，さらに必要と考えられる。

その他の傾向は，**式(6.5.18)**と同様である。

表 6.5.6　曲げ終局耐力の予測精度の比較

曲げ終局強度式	袖壁付き柱の断面形状	試験体数*（ｻﾝﾌﾟﾙ数）n	比較値**の範囲	比較値**の平均値 X	標準偏差 σ_{n-1}	変動係数 CV(%)
wQmu1（式（6.5.17））	両側均等袖壁付き柱	70(109)	0.71　～　2.00	1.29	0.34	26.7
	片側袖壁（袖壁圧縮）	13(13)	1.43　～　3.27	1.97	0.56	28.4
	片側袖壁（袖壁引張）	16(16)	1.20　～　16.64	5.27	3.67	69.7
	全体（両側均等袖壁付き柱+片側袖壁（袖壁圧縮））	83(122)	0.71　～　3.27	1.37	0.42	30.7
wQmu2（式（6.5.18））	両側均等袖壁付き柱 片側袖壁付き柱	83(138)	0.61　～　2.08	1.11	0.20	18.3
wQmu3（式（6.5.19））	両側均等袖壁付き柱 片側袖壁付き柱	83(138)	0.60　～　1.99	1.07	0.19	17.5

＊:試験体数は，データを抽出した試験体の数。サンプル数は，1つの試験体から正加力，負加力のデータがそれぞ
＊＊:比較値＝実験値／計算値

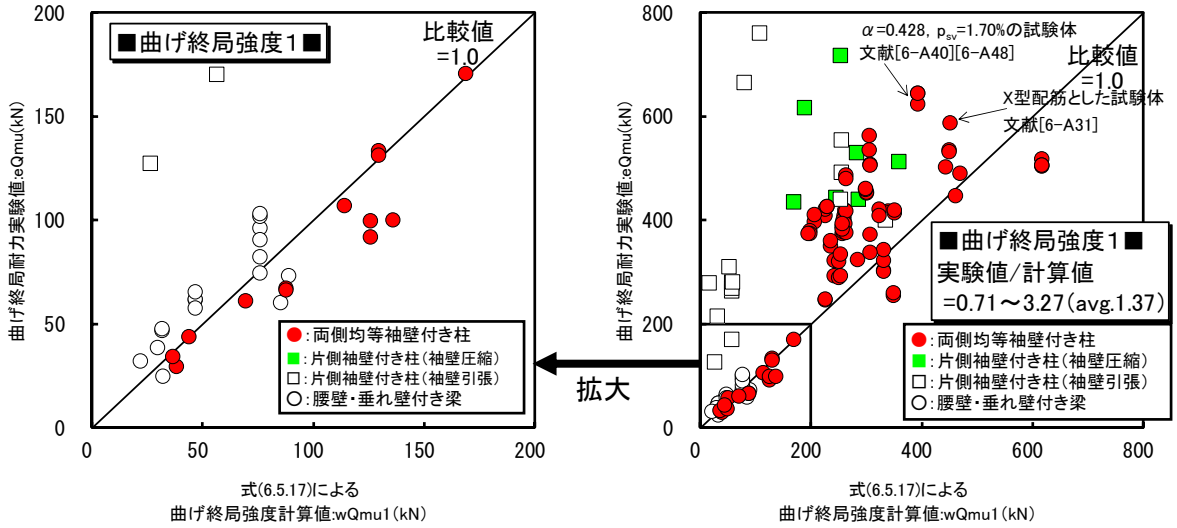


図 6.5.15　曲げ終局耐力実験値と技術基準式（曲げ）計算値 wQmu1 との比較

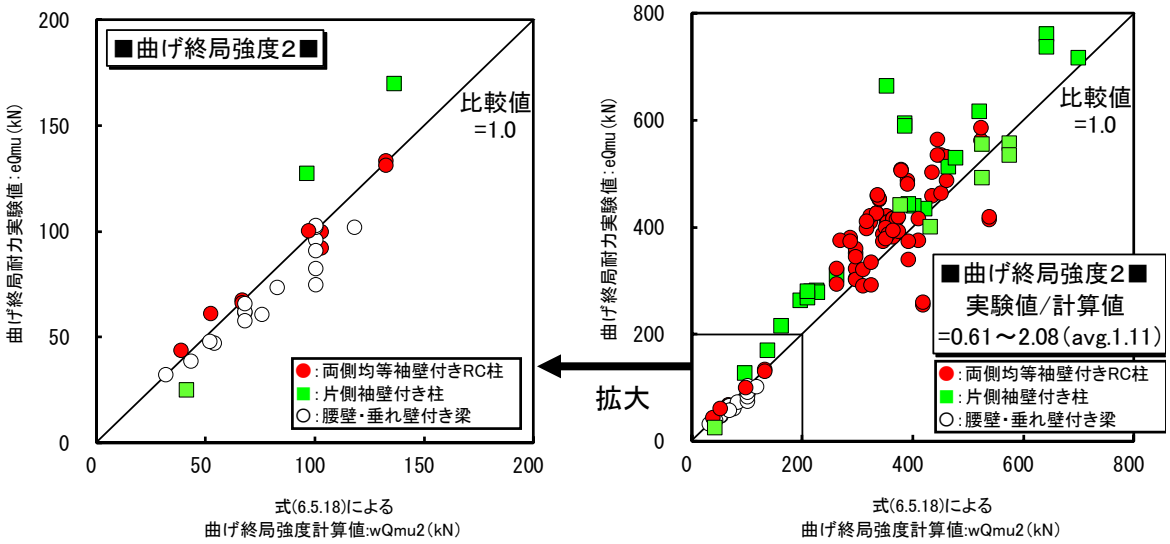


図 6.5.16　曲げ終局耐力実験値と曲げ理論式計算値 wQmu2 との比較

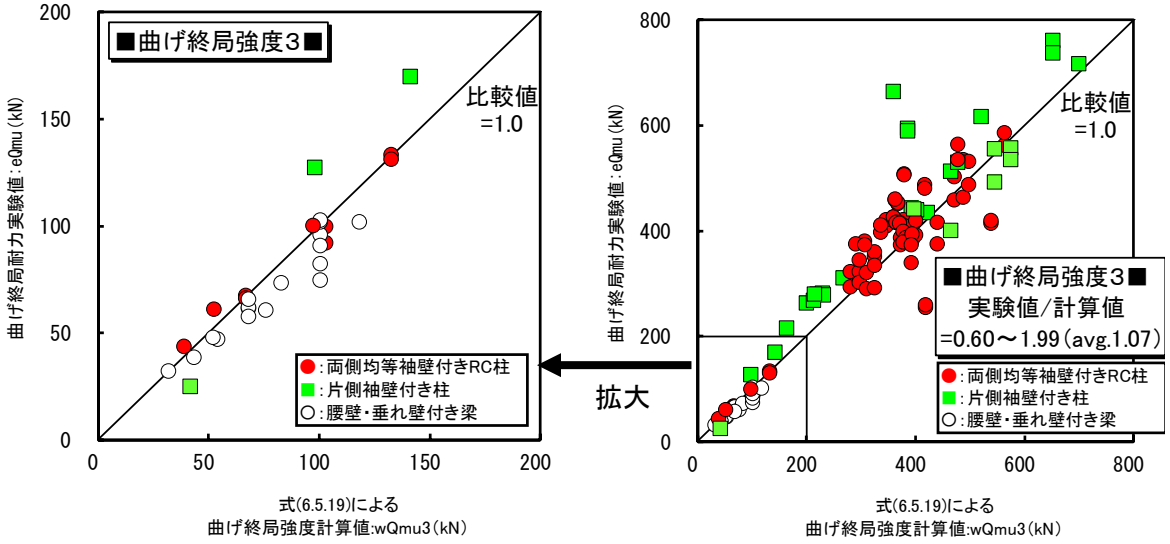


図 6.5.17　曲げ終局耐力実験値と曲げ理論式計算値 wQmu3 との比較

＜せん断終局強度 1 （技術基準式（等価断面式））$_wQ_{su1}$ の検討結果＞

図 6.5.18 にせん断終局耐力実験値と技術基準式（等価断面式）$_wQ_{su1}$（**式(6.5.20)**）による計算値との比較を，**表 6.5.8** に本評価式の予測精度を示す。検証に用いた実験データは，せん断破壊が先行した既往の実験データ[6-A1][6-A2][6-A3][6-A5][6-A7][6-A8][6-A9][6-A10][6-A11][6-A12][6-A13][6-A14][6-A15][6-A16][6-A18][6-A19][6-A20][6-A21][6-A22][6-A23][6-A25][6-A26][6-A27][6-A29][6-A30][6-A31][6-A32][6-A33][6-A34][6-A35][6-A36][6-A37][6-A38][6-A][6-A41][6-A42][6-A45][6-A46][6-A53][6-A57][6-A66][6-A73][6-10][6-11][6-12]である。なお，せん断終局耐力実験値は，文献中に示された値を使用した。検討に使用した袖壁の断面は，両側均等袖壁付き柱，不均等袖壁付き柱，片側袖壁付き柱のデータである。参考のため腰壁・垂れ壁が梁の上下に均等に配置された腰壁・垂れ壁付き RC 梁のデータも一部使用した。なお，不均等袖壁付き柱，片側袖壁付き柱の有効せい d_e と M/Q の算出方法は，**図 6.5.7** の方法に準じて計算を行った。

表 6.5.8 および**図 6.5.18** より，比較値（=実験値／計算値）は 0.76～2.74，平均値：X=1.51，変動係数：CV=30.1%となり，やや危険側に評価される試験体が見られる。この試験体は主筋に丸鋼を用いた試験体[6-A1][6-A2][6-A3]であり，この試験体を除けばほぼ安全側の評価となる。また，同図中の赤●印の両側均等袖壁付き柱，青▲の両側不均等袖壁付き柱，緑■の片側袖壁付き柱は，ほぼ同様の位置にプロットされており，断面形状による差異はとくに認められない。

文献[6-A32]では，本評価式の取り扱いについて，問題点を指摘しているので以下に紹介しておく。

「本評価式は，袖壁を含む柱断面積を等価な壁厚に置換する考え方に基づいている。しかしながら，実際は，①コンクリートの応力度負担が過大になる端部の断面幅が等価壁厚より小さい。②一般に端部が拘束されていないので本評価式をそのまま用いると算定値は危険側の評価になる。さらに，これまで用いられてきた等価な補強筋効果の算定式 $p_{we}=p_w（b/b_e）+p_s（t/b_e）$ は，帯筋を等価壁厚の補強筋比（長方形の長辺）に置換すること，それを壁筋と足すこと，２重の意味で明らかな過大評価となっている。」との指摘がなされいる。

＜せん断終局強度 2 （技術基準式（分割累加式））$_wQ_{su2}$ の検討結果＞

図 6.5.19 にせん断終局耐力実験値と技術基準式（分割累加式）$_wQ_{su2}$（**式(6.5.21)**）による計算値との比較を，**表 6.5.8** に本評価式の予測精度を示す。検証に用いた実験データはせん断終局強度 1 （技術基準式（等価断面式））$_wQ_{su1}$ の検討に使用した試験体と同様である。これより，比較値（=実験値／計算値）は 0.50～2.64，平均値：X=1.22，変動係数：CV=33.9%である。やや危険側に評価される試験体が見られるが，上記で説明したように，これは主筋に丸鋼を使用した試験体[6-A1][6-A2][6-A3]である。この試験体を除けば，ほぼ安全側の評価となる。また，$_wQ_{su1}$ に比較して，ややばらつきは少ない傾向が認められた。

＜せん断終局強度 3 （保耐規準式（分割累加式））$_wQ_{su3}$ の検討結果＞

図 6.5.20 にせん断終局耐力実験値と保耐規準式（分割累加式））$_wQ_{su3}$（**式(6.5.24)**）による計算値との比較を，**表 6.5.8** に本評価式の予測精度を示す。比較値（=実験値／計算値）は 0.53～2.74，平均値：X=1.28，変動係数：CV=33.1%である。比較値は $_wQ_{su2}$，$_wQ_{su4}$ よりも，高めにでる傾向が認められ，安全再度にシフトしている。これは，**表 6.5.7** のせん断終局強度２，３，４の分割累加式の差異にも示したが，柱部，壁部の応力中心距離の算出方法がやや異なるためと

考えられる。また，変動係数は４式の中で最も小さく，ばらつきは小さい。

評価式の疑問点として，柱要素の引張鉄筋比 p_{tce} の評価方法が本文と解説文で，やや異なる点も見られ，理解できない部分もある。そのため，本検討では，本文に記載されている評価方法を適用し検討を行った。

＜せん断終局強度４（診断基準式（分割累加式））$_wQ_{su4}$ の検討結果＞

図 6.5.21 にせん断終局耐力実験値と診断基準式（分割累加式）$_wQ_{su4}$（**式(6.5.27)**）による計算値との比較を，**表 6.5.8** に本評価式の予測精度を示す。$_wQ_{su4}$ の式は $_wQ_{su2}$ と同様である。そのため，$_wQ_{su2}$ の検討結果と同様である。$_wQ_{su2}$ の検討結果を参照頂きたい。

以上，せん断終局強度２，３，４の分割累加式について比較，検討したが，３式の式形態はほぼ同様である。ただし，記号の表記，各入力要因の評価方法などがやや異なるので，その内容を**表 6.5.7** にまとめる。

表 6.5.7 せん断終局強度2，3，4の分割累加式の差異

せん断終局強度式	評価式の式番号	差　異
せん断終局強度２ （技術基準式 （分割累加式））	式(6.5.21) ～(6.5.23)	**＜記号の表記の差異＞** B：柱幅　t：壁厚 **＜各入力要因の評価方法＞** ・j_w：壁応力中心間距離 (=(7/8)･d_w=(7/8)･0.95L=0.831L) ・j_{ce}：柱の応力中心間距離（=(7/8)･d_{ce}） (=(7/8)･d_{ce}=(7/8)･0.95D=0.831D) ・$p_{tce}=\frac{100a_{tc}}{(B-t)\cdot d_{ce}}$：柱等価引張鉄筋比　(%) a_{tc}：柱の引張鉄筋断面積　ただし，解説文より柱張側主筋１段目を有効とする。(mm^2) ・壁縦筋の引張鉄筋比：**引張端部で有効な領域（部材全せいの 0.2 倍以下とする。）**と定義して，その範囲に配筋された鉄筋を引張主筋として有効とするが，簡単のため**壁縦筋は２段目までを引張鉄筋**とみなして算定。（解説文より）
せん断終局強度３ （保耐規準式）	式(6.5.24) ～(6.5.26)	**＜記号の表記の差異＞** B：柱幅　t_w：袖壁の厚さ **＜各入力要因の評価方法＞** ・j_w=0.8L：柱を含む壁要素の応力中心距離 ・J_c=0.8D：柱要素の応力中心距離 ・$p_{tce}=\frac{a_{tc}\text{-}a_{tw}}{(B-t_w)\cdot d_{ce}}\times 100(\%)$：柱要素の引張鉄筋比 a_{tc}：引張側端部の柱主筋断面積（mm^2）で，**１段目または 0.2D 範囲内の主筋断面積**としてよい。 a_{tw}：引張端部壁縦筋の断面積（mm^2）で，**端部 0.2L 範囲内**の縦筋断面積としてよい。 ・$p_{twe}=\frac{a_{tw}}{t_w\cdot d_w}\times 100(\%)$：壁要素の引張鉄筋比 a_{tw}：引張端部壁縦筋の断面積（mm^2）で，**端部 0.2L 範囲内**の縦筋断面積としてよい。
せん断終局強度４ （診断基準式）	式(6.5.27) ～(6.5.29)	**＜記号の表記の差異＞** b：柱の断面幅　t_w：袖壁厚さ **＜各入力要因の評価方法＞** ・j_w=(7/8)･d_w=(7/8)･0.95L'=0.831L' ・j_c=(7/8)･d_{ce}=(7/8)･0.95D=0.831D) ・$p_{tce}=\frac{a_{tc}}{(b-t_w)d_{ce}}\times 100$：柱の算定用断面積に対する主筋比 a_{tc}：有効な柱引張側主筋断面積で，**通常１段目の主筋**とする（片側袖壁付き柱でも同様としてよい） ・$p_{twe}=\frac{a_{tw}}{t_w\cdot d_w}\times 100$：袖壁の補強筋比 a_{tw}：壁端部主筋の引張鉄筋断面積で，**引張端部で 0.2L'の範囲にある壁縦筋あるいは袖壁縦筋２段目の引張主筋断面積**としてよい。

表 6.5.8　せん断終局耐力の予測精度の比較

せん断終局強度式	試験体数*（ｻﾝﾌﾟﾙ数） n	比較値**の の範囲	比較値**の 平均値 X	標準偏差 σ_{n-1}	変動係数 CV(%)
wQsu1（式（6.5.20））	95（99）	0.76　～　2.74	1.51	0.45	30.1
wQsu2（式（6.5.21））	95（99）	0.50　～　2.64	1.22	0.41	33.9
wQsu3（式（6.5.24））	95（99）	0.53　～　2.74	1.28	0.42	33.1
wQsu4（式（6.5.27））	95（99）	0.50　～　2.64	1.22	0.41	33.9

＊：試験体数は，データを抽出した試験体の数。サンプル数は，1つの試験体から正加力，
＊＊：比較値＝実験値／計算値

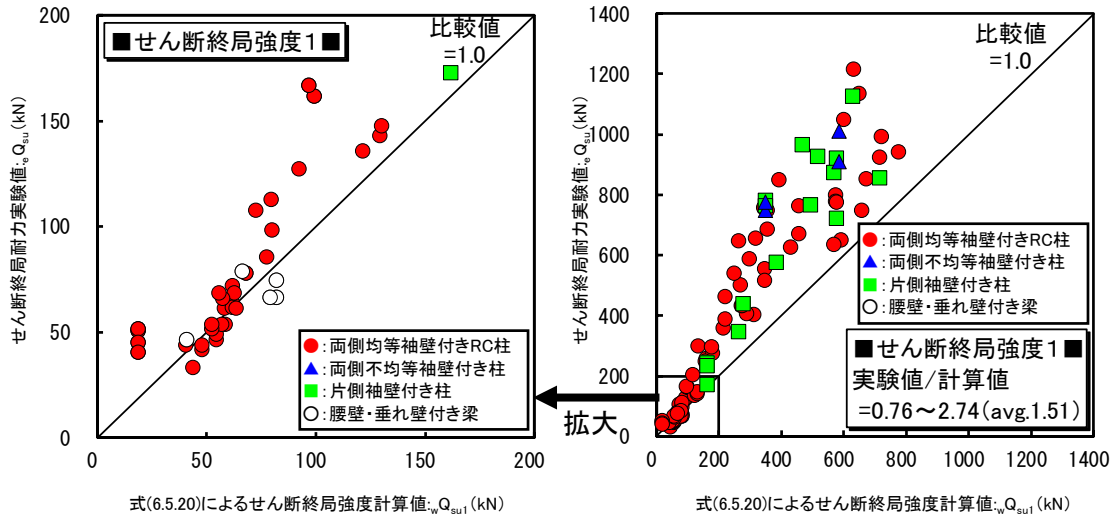


図 6.5.18　せん断終局耐力実験値と技術基準式（等価断面式）wQsu1 計算値との比較

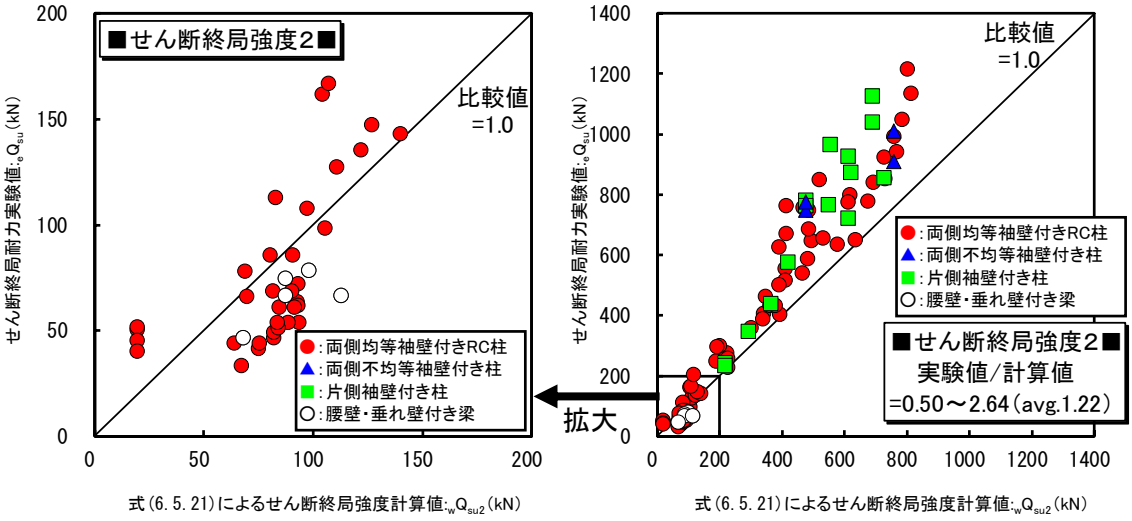


図 6.5.19　せん断終局耐力実験値と技術基準式（分割累加式）wQsu2 計算値との比較

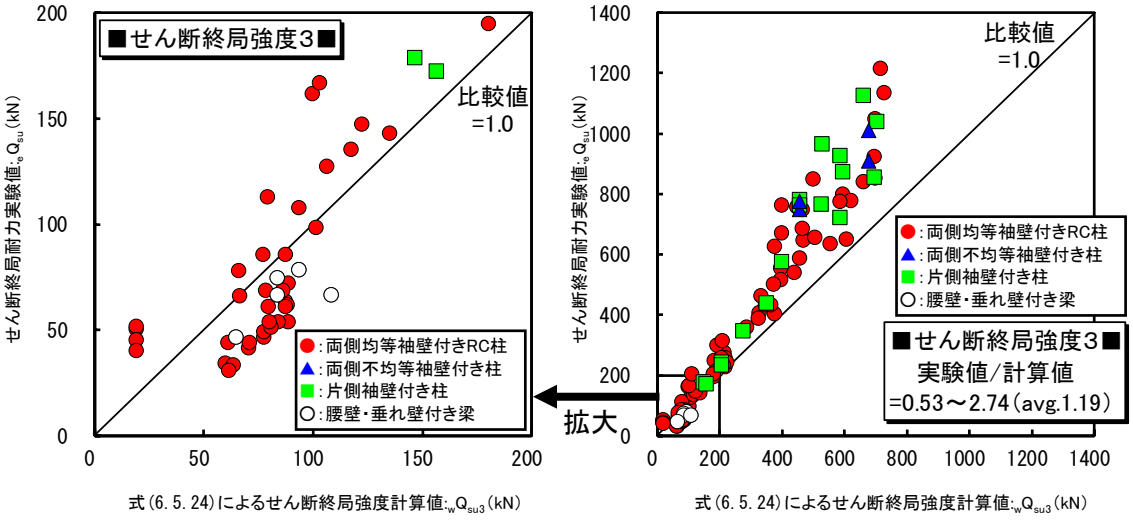


図 6.5.20　せん断終局耐力実験値と保耐規準式(分割累加式)wQsu3 計算値との比較

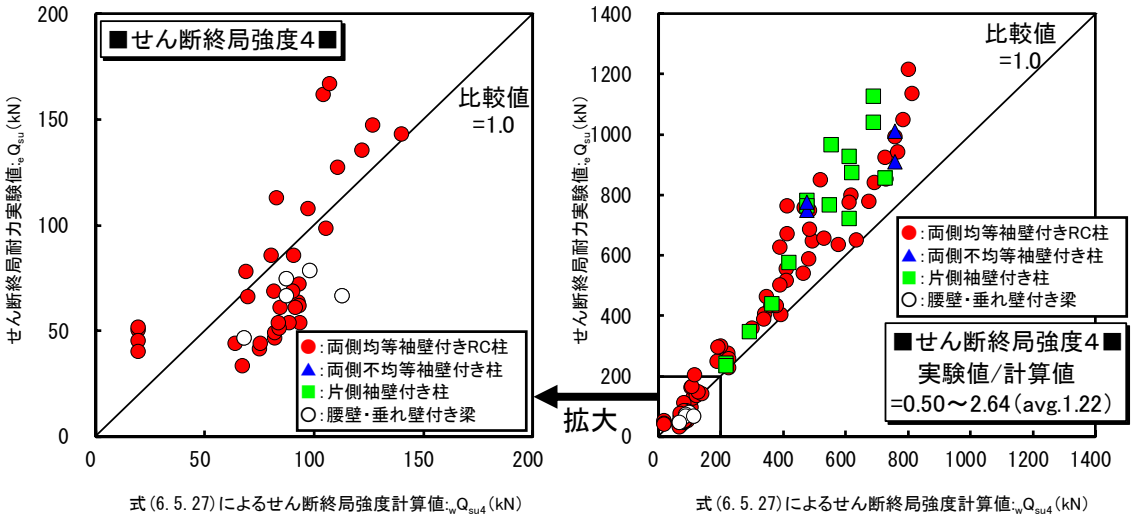


図 6.5.21　せん断終局耐力実験値と診断基準式(分割累加式)wQsu4 計算値との比較

＜終局耐力実験値／曲げ終局強度計算値と
　せん断余裕度（＝せん断終局強度計算値／曲げ終局強度計算値）との関係に関する検討結果＞

図 6.5.22～図 6.5.24 に終局耐力実験値／曲げ終局強度計算値とせん断余裕度（＝せん断終局強度計算値／曲げ終局強度計算値）との関係を，**表 6.5.9** に終局強度式の予測精度を示す。黒塗りが曲げ破壊を，白抜きがせん断破壊を，緑塗がスリップ破壊した試験体である。検証に用いた実験データ [6-A1][6-A2][6-A3][6-A4][6-A5][6-A6][6-A7][6-A8][6-A9][6-A11][6-A13][6-A15][6-A16][6-A18][6-A19][6-A20][6-A21][6-A22][6-A23][6-A25][6-A26][6-A27][6-A29][6-A30][6-A31][6-A32][6-A33][6-A34][6-A35][6-A36][6-A37][6-A38][6-A39][6-A40][6-A41][6-A42][6-A43][6-A44][6-A45][6-A46][6-A47][6-A48][6-A49][6-A50][6-A51][6-A52][6-A53][6-A54][6-A55][6-A56][6-A57][6-A58][6-A59][6-A66][6-A69][6-A73][6-A76][6-10][6-11][6-12][6-13][6-14][6-15][6-17]は，既往の実験データであり，両側均等袖壁付き柱，両側不均等袖壁付き柱，片側袖壁付き柱のデータである。参考のため腰壁・垂れ壁が梁の上下に均等に配置された腰壁・垂れ壁付き RC 梁のデータも一部使用した。なお，終局耐力実験値は文献中に示された値を使用した。

曲げ終局強度計算値は**式（6.5.17）**の技術基準式（置換断面曲げ理論式）$_wQ_{mu1}$，**式（6.5.18）**の技術基準式，保耐基準式（曲げ理論式）$_wQ_{mu2}$，**式（6.5.19）**の診断基準式（曲げ理論式）$_wQ_{mu3}$ の３式により行った。せん断終局強度計算値は**式（6.5.20）**の技術基準式（等価断面式）$_wQ_{su1}$，**式（6.5.21）**の技術基準式（分割累加式）$_wQ_{su2}$，**式（6.5.24）**の保耐規準式（分割累加式）$_wQ_{su3}$，**式（6.5.27）**の診断基準式（分割累加式）$_wQ_{su4}$ の４式により行った。ただし，**式（6.5.21）**の技術基準式（分割累加式）$_wQ_{su2}$ と**式（6.5.27）**の診断基準式（分割累加式）$_wQ_{su4}$ は同様の式である。以上より，曲げ３式，せん断３式の計９つの組み合わせについて検討を行った。以下，各組合せの検討結果について詳細に述べる。

図 6.5.22 (a)(b)(c)は，曲げ終局強度式を**式（6.5.17）**の技術基準式（置換断面曲げ理論式）$_wQ_{mu1}$ に統一し，せん断終局強度式をそれぞれ変化させて検討したものである。(a)はせん断終局強度式に**式（6.5.20）**の技術基準式（等価断面式）$_wQ_{su1}$ を，(b)は同様の式である**式（6.5.21）**の技術基準式（分割累加式）$_wQ_{su2}$ と**式（6.5.27）**の診断基準式（分割累加式）$_wQ_{su4}$ を，(c)は**式（6.5.24）**の保耐規準式（分割累加式）$_wQ_{su3}$ により検討したものである。

(a)，(b)，(c)ともに非常にばらつきが大きく，特に曲げ終局強度計算値と実験値との差異は顕著である。本曲げ終局強度計算式は，等断面積の長方形断面を置換し，引張側の壁縦筋が考慮せずに，この式が誘導されており，そのことが実験値と計算値との差異を大きくした要因と考えられる。

図 6.5.23 (a)(b)(c)は，曲げ終局強度式を**式（6.5.18）**の技術基準式，保耐基準式（曲げ理論式）$_wQ_{mu2}$ に統一し，**図 6.5.22** (a)(b)(c)と同様にせん断終局強度式をそれぞれ変化させて検討したものである。曲げ終局耐力の推定精度は，**式（6.5.17）**の技術基準式（置換断面曲げ理論式）$_wQ_{mu1}$ に比べると遥かに向上し，ばらつきは極めて少ない。本曲げ終局強度式は引張側の壁縦筋および圧縮部の袖壁面積も考慮されて，誘導された曲げ理論式によるためと考えられる。また，せん断終局強度式に分割累加式 $_wQ_{su2}$，$_wQ_{su3}$，$_wQ_{su4}$ を適用させると，その精度は，より向上する傾向が認められた。とくに，せん断終局強度式に**式（6.5.21）**の技術基準式（分割累加式）$_wQ_{su2}$，**式（6.5.27）**の診断基準式（分割累加式）$_wQ_{su4}$ を適用させると最も精度が良いことが分かった。

図 6.5.24 (a)(b)(c)は，曲げ終局強度式を**式（6.5.19）**の診断基準式（曲げ理論式）$_wQ_{mu3}$ に統一し，同様に，せん断終局強度式をそれぞれ変化させて検討したものである。傾向は，**図 6.5.23 (a)(b)(c)**と同様である。ただし，曲げ終局強度式に袖壁圧領域の壁縦筋比の効果を見込んだ**式（6.5.19）**の診断基準式（曲げ理論式）$_wQ_{mu3}$ を適用させると，より精度は向上することが分かった。

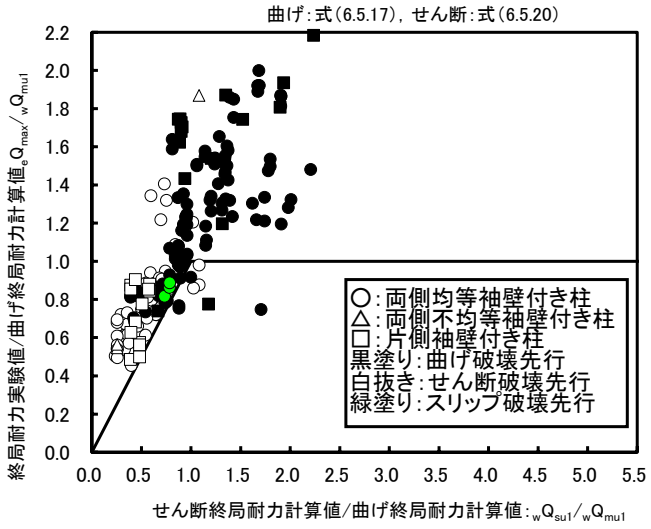
以上の結果から，終局耐力の実験値を最も精度が良く推定できる曲げ終局強度式とせん断終局強度式の組み合わせは，**式（6.5.19）**の診断基準式（曲げ理論式）$_wQ_{mu3}$ と**式（6.5.21）**の技術基準式（分割累加式）$_wQ_{su2}$，**式（6.5.27）**の診断基準式（分割累加式）$_wQ_{su4}$ の組み合わせである。

表 6.5.9 終局強度の予測精度

曲げ終局強度式	せん断終局強度式	試験体数*（ｻﾝﾌﾟﾙ数） n	比較値**の の範囲	比較値**の 平均値 X	標準偏差 σ_{n-1}	変動係数 CV(%)
wQmu1(式(6.5.17))	wQsu1(式(6.5.20))	148(196)	0.75 ～ 16.64	1.80	1.39	77.3
	wQsu2(式(6.5.21))	148(196)	0.69 ～ 16.64	1.66	1.41	84.9
	wQsu3(式(6.5.24))	148(196)	0.72 ～ 16.64	1.69	1.40	83.3
	wQsu4(式(6.5.27))	148(196)	0.69 ～ 16.64	1.66	1.41	84.9
wQmu2(式(6.5.18))	wQsu1(式(6.5.20))	109(151)	0.62 ～ 2.01	1.25	0.25	19.8
	wQsu2(式(6.5.21))	109(151)	0.59 ～ 1.76	1.15	0.21	18.6
	wQsu3(式(6.5.24))	109(151)	0.61 ～ 1.84	1.18	0.23	19.6
	wQsu4(式(6.5.27))	109(151)	0.59 ～ 1.76	1.15	0.21	18.6
wQmu3(式(6.5.19))	wQsu1(式(6.5.20))	109(151)	0.62 ～ 2.01	1.24	0.25	20.2
	wQsu2(式(6.5.21))	109(151)	0.59 ～ 1.76	1.13	0.21	18.7
	wQsu3(式(6.5.24))	109(151)	0.60 ～ 1.84	1.16	0.23	19.8
	wQsu4(式(6.5.27))	109(151)	0.59 ～ 1.76	1.13	0.21	18.7

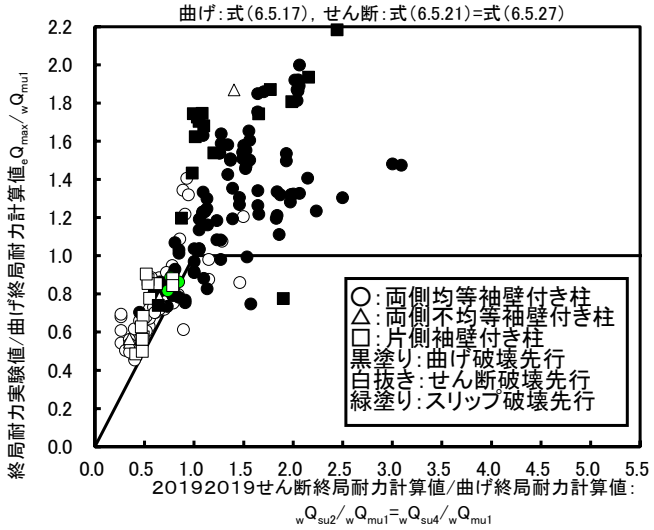
＊:試験体数は，データを抽出した試験体の数。サンプル数は，1つの試験体から正加力，負加力のデータがそれぞれ抽出された場合には，サンプル数としてカウントする。

＊＊:比較値＝実験値／計算値
ただし，計算値は，曲げ耐力式およびせん断耐力式による計算値の小さい方を採用。



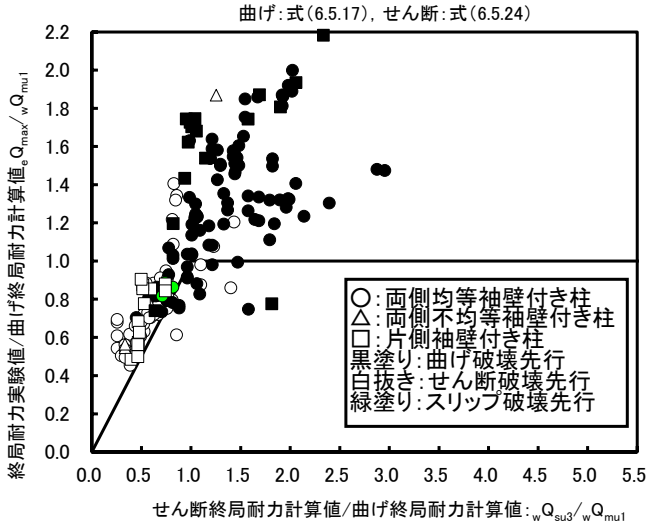
(a) ${}_eQ_{max}/{}_wQ_{mu1}-{}_wQ_{su1}/{}_wQ_{mu1}$ 関係

(曲げ:技術基準式(置換断面曲げ理論式), せん断:技術基準式(等価断面式))



(b) ${}_eQ_{max}/{}_wQ_{mu1}-{}_wQ_{su2}/{}_wQ_{mu1}={}_wQ_{su4}/{}_wQ_{mu1}$ 関係

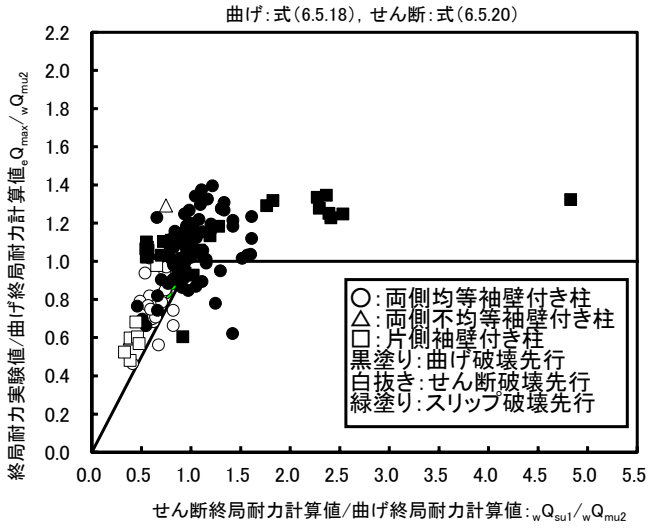
(曲げ:技術基準式(置換断面曲げ理論式), せん断:技術基準式, 診断基準式(分割累加式))



(c) ${}_eQ_{max}/{}_wQ_{mu1}-{}_wQ_{su3}/{}_wQ_{mu1}$ 関係

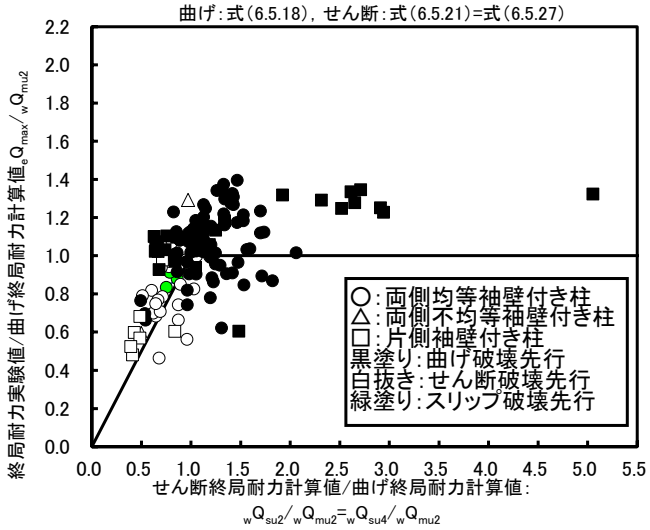
(曲げ:技術基準式(置換断面曲げ理論式), せん断:保耐規準式(分割累加式))

図 6.5.22　終局強度の計算値と実験値との比較



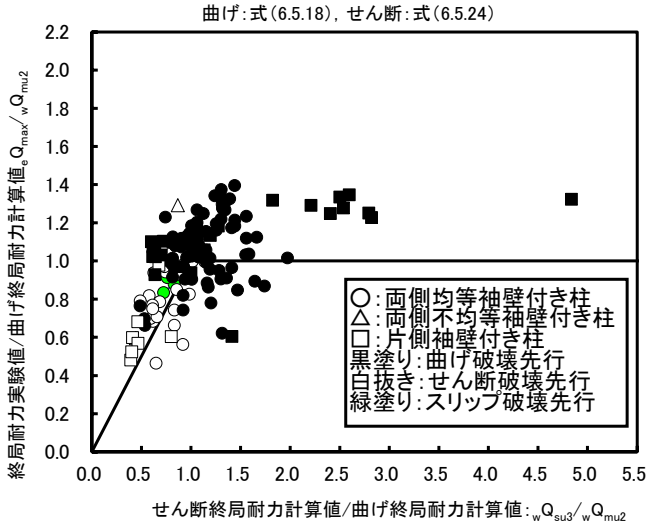
(a) ${}_eQ_{max}/{}_wQ_{mu2}-{}_wQ_{su1}/{}_wQ_{mu2}$ 関係

(曲げ:技術基準式, 保耐規準式(曲げ理論式), せん断:技術基準式(等価断面式))



(b) ${}_eQ_{max}/{}_wQ_{mu2}-{}_wQ_{su2}/{}_wQ_{mu2}={}_wQ_{su4}/{}_wQ_{mu2}$ 関係

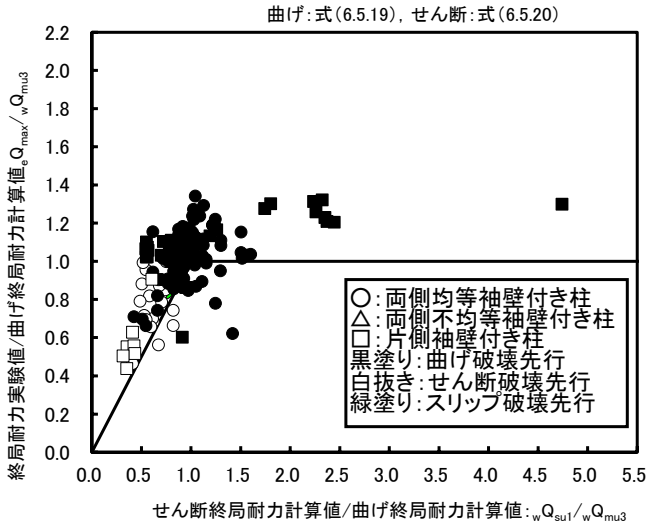
(曲げ:技術基準式, 保耐規準式(曲げ理論式), せん断:技術基準式, 診断基準式(分割累加式))



(c) ${}_eQ_{max}/{}_wQ_{mu2}-{}_wQ_{su3}/{}_wQ_{mu2}$ 関係

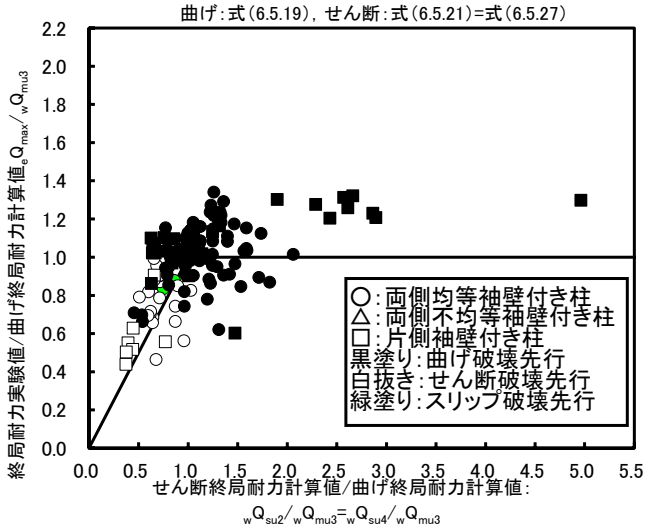
(曲げ:技術基準式, 保耐規準式(曲げ理論式), せん断:保耐規準式(分割累加式))

図 6.5.23　終局強度の計算値と実験値との比較



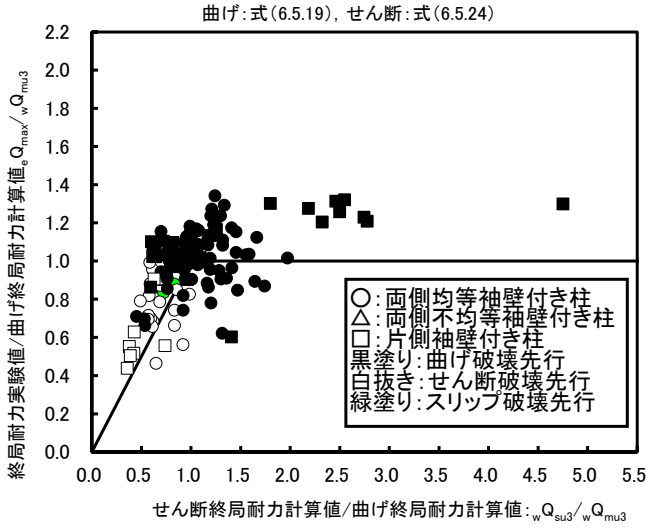
(a) $_eQ_{max}/_wQ_{mu3}$ － $_wQ_{su1}/_wQ_{mu3}$ 関係

(曲げ:診断基準式(曲げ理論式), せん断:技術基準式(等価断面式))



(b) $_eQ_{max}/_wQ_{mu3}$ － $_wQ_{su2}/_wQ_{mu3}=_wQ_{su4}/_wQ_{mu3}$ 関係

(曲げ:診断基準式(曲げ理論式), せん断:技術基準式, 診断基準式(分割累加式))



(c) $_eQ_{max}/_wQ_{mu3}$ － $_wQ_{su3}/_wQ_{mu3}$ 関係

(曲げ:診断基準式(曲げ理論式), せん断:保耐規準式(分割累加式))

図 6.5.24　終局強度の計算値と実験値との比較

6.5.6　限界変形角

図 6.5.26 に限界変形角実験値の算出方法を，**図 6.5.27** に限界変形角実験値（$_eR_u$）と計算値（R_u）との比較を示す。検証に用いた既往の実験データ[6-A31][6-A44][6-A47][6-A49][6-A55][6-A56][6-A59][6-13][6-14][6-15]は，両側均等袖壁付き柱，片側袖壁付き柱の試験体であり，破壊形式は曲げ破壊した試験体のみを検討対象とした。

限界部材角計算値[6-8][6-9]は，曲げ理論にもとづいた**式(6.5.30)**により評価した。本評価式は，限界変形時の曲率 ϕ_u にヒンジ領域長さ l_h を乗じて評価するものである。ここで，限界変形時の曲率は，文献[6-8],[6-9]に準じて，袖壁端部無拘束の場合は圧縮縁のコンクリートのひずみ度 ε_{cu} を 3000μ に，袖壁端部を拘束した場合は 6000μ に達した時の曲率を採用した。また，ヒンジ領域長さ l_h は袖壁厚さ t_w の２倍と仮定し計算を行った。なお，変形係数 c は実験結果と適合するように定められた数値であり，6 程度であることが文献[6-8],[6-9]に示されている。実験値に適合する係数 c が大きくなる意味は，ε_{cu} の評価が控えめの仮定であること。また，実際の変形にはヒンジ領域以外の弾性変形，せん断変形，さらに抜け出し変形などが加わるためであることが示されている。さらに，ヒンジ領域長さ $l_h=2t_w$ の仮定も詳細な検証が今後，必要であることが示されており，いくつかの諸問題も示されている。以下，本評価式の精度について検証し，その留意点について述べる。

次に，実験値の限界変形角は**図 6.5.26** に示すように最大耐力以降の耐力が最大耐力の 80%に低下した時の変形角と定義した。荷重－変形曲線上に限界変形角の点が存在する場合には，同図(a)に示すように 0.8eQmu（ここに，eQmu：曲げ終局耐力実験値）の耐力と荷重－変形曲線が交わる点の変形角を限界変形角実験値と定めた。一方，荷重－変形曲線上に限界変形角の点が存在しない場合は，同図(b)に示すように限界変形角が存在するであろう前後のサイクルの最大耐力の点同士を線で結び，その線が 0.8eQmu と交わる点の変形角を限界変形角実験値と定めた。

$$R_u=c\cdot l_h\cdot \phi_u \qquad (6.5.30)$$

ここで，c　：変形係数（=6）

l_h　：圧縮側コンクリートのヒンジ領域長さ（$=2t_w$）

ϕ_u　：曲率（$=\varepsilon_{cu}/x_n$）

t_w　：壁厚

ε_{cu}　：圧縮縁コンクリートのひずみ度

（袖壁端部無拘束の場合：0.003，袖壁端部拘束の場合：0.006）

x_n　：中立軸位置

$x_n=2L_{cc}=A_{cc}/t_w$　　（$A_{cc}\leqq A_{w1}$）

$x_n=L_{w1}+(A_{cc}-A_{w1})/B_c$　　（$A_{cc}>A_{w1}$）

L_{cc}　：コンクリート圧縮域中心の圧縮縁からの距離(mm)

A_{cc}　：コンクリート圧縮域の面積(mm²)

$A_{cc}=\{\Sigma(a_t\cdot\sigma_y)\}+N\}/(\beta\cdot F_c)$

ここに，a_t：引張鉄筋の断面積（引張鉄筋はコンクリート圧縮域外にある壁縦筋，柱主筋をすべて考慮するが，圧縮域近傍の鉄筋は無視してよい。）(mm²)

σ_y：引張鉄筋（壁縦筋，柱主筋）の降伏強度(N/mm²)

N：袖壁付き柱に作用する軸力(N)

$\beta=1.0$

L_{w1}　：圧縮側袖壁の長さ(mm)

A_{w1}　：圧縮側袖壁の面積（$=L_{w1}\times t_w$）(mm²)

B_c　：柱幅(mm)

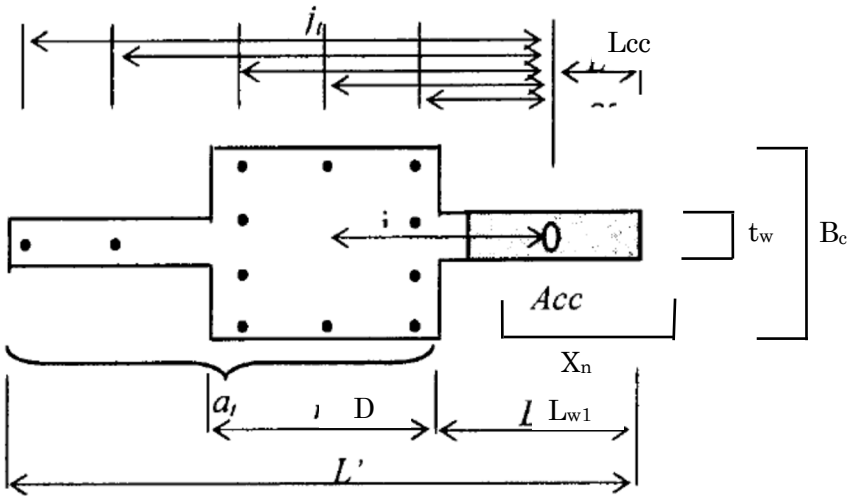
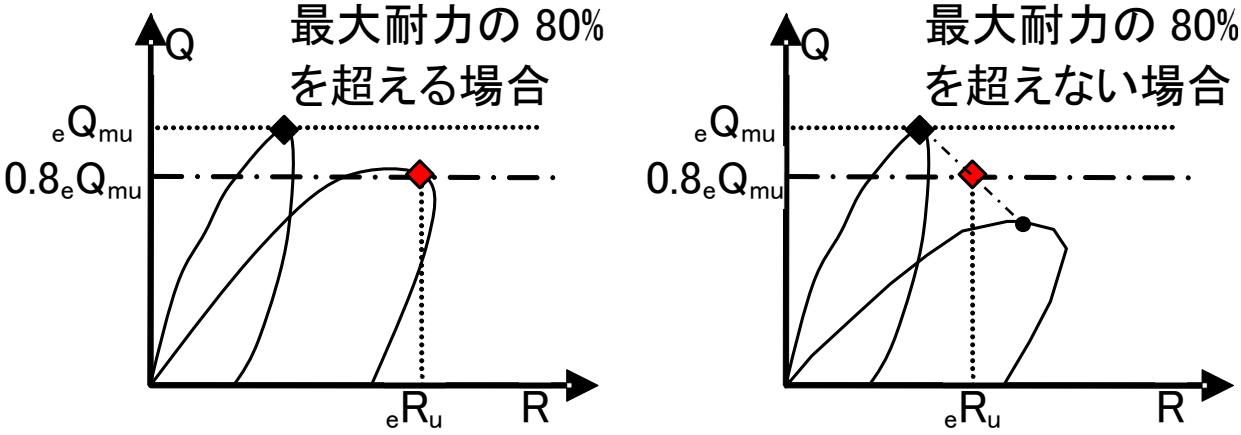


図 6.5.25　袖壁付き RC 柱の水平断面と記号



(a)荷重－変形曲線上に限界変形角の点が存在する場合　　(b)荷重－変形曲線上に限界変形角の点が存在しない場合

図 6.5.26　限界変形角実験値の算出方法

図 6.5.27 に限界変形角の実験値と**式(6.5.30)**による計算値との比較を，**表 6.5.10** に限界変形角の予測精度を示す。比較値（=実験値／計算値）は 0.45～2.40，平均値：X=1.21，変動係数：CV=48.8%となり，データは比較値 1.0 付近に分布するが，ばらつきは極めて大きいと言える。また，断面形状による影響では，両側均等袖壁付き柱は安全側の評価となるが，片側袖壁付き柱は危険側の評価となり，断面形状により明らかに分布の性状が異なる。なお，片側袖壁付き柱の限界変形角実験値は，袖壁が圧縮された場合の限界変形角をプロットしたものであり，袖壁が引張側となる場合のものはプロットしていない。ここで，片側袖壁付き柱で袖壁が圧縮側となる場合は，柱部の主筋が引張力を負担することを意味している。また，袖壁付き柱の柱主筋の量（断面積）は，一般的に袖壁端部に配筋される壁縦筋の量（断面積）よりも多く配筋される。さらに，袖壁の幅は柱幅に比較して狭いのが袖壁付き柱の特徴である。とくに片側袖壁付き柱で袖壁が圧縮端となる場合は，柱部主筋が負担する大きな張力と軸力に釣り合う大きな圧縮力がそこに作用し，その圧縮力を袖壁部の比較的小さなコンクリート断面で負担しなければならない。以上の抵抗機構から片側袖壁付き柱の袖壁部の応力状態は，両側均等袖壁付き柱に比べて厳しい状況にあると推察される。片側袖壁付き柱のデータが，両側均等袖壁付き柱に比較して危険側に評価された要因は，そのことが大きく影響したものと推察される。設計において十分に留意する必要があると考えられる。

表 6.5.10　限界変形角の予測精度

限界変形角	試験体数*（ｻﾝﾌﾟﾙ数） n	比較値**の の範囲	比較値**の 平均値 X	標準偏差 σ_{n-1}	変動係数 CV(%)
Ru(式(6.5.30))	26(26)	0.45　～　2.40	1.21	0.59	48.8

＊:試験体数は，データを抽出した試験体の数。サンプル数は，1つの試験体から正加力，負加力のデータがそれぞれ抽出された場合には，サンプル数としてカウントする。
＊＊:比較値＝実験値／計算値

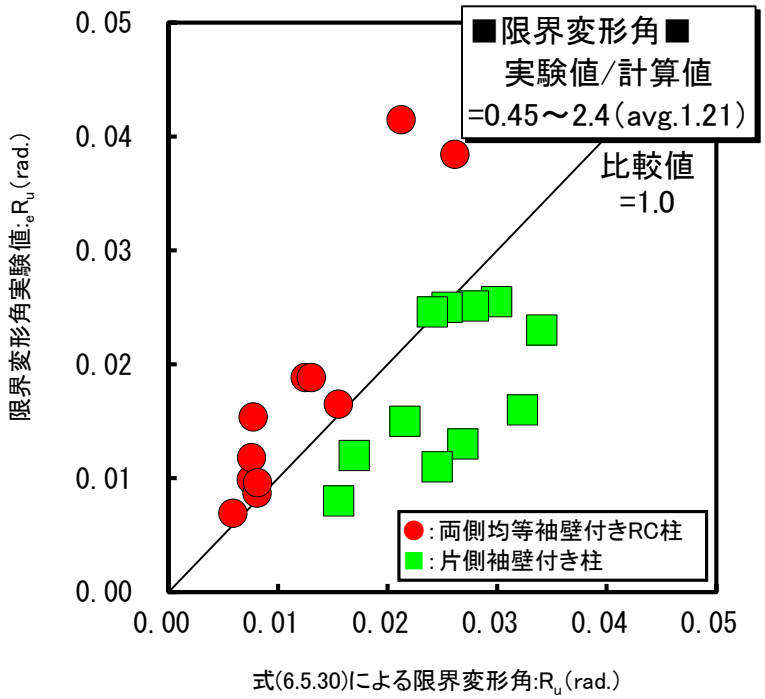


図 6.5.27　限界変形角実験値と計算値との比較

6.5.7　せん断力－変形角スケルトンモデルと実験値との比較

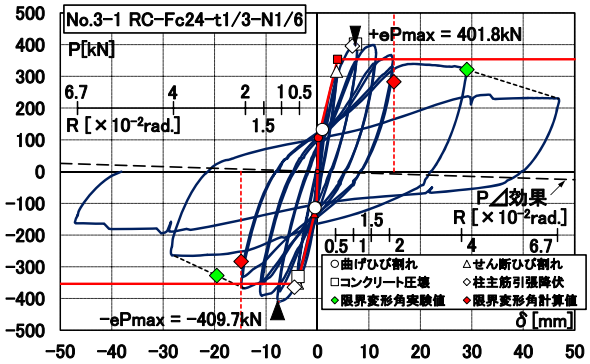
図 6.5.28 にせん断力－変形角関係の実験値とスケルトンモデルとの比較を示す。検証に用いた試験体はせん断破壊に先行して曲げ破壊が先行した試験体[6-A55][6-A56][6-A59][6-15]である。断面形状は両側均等袖壁付き柱，片側袖壁付き柱の２種類により検討を行った。同図中の(a)が両側均等袖壁付き柱のせん断力－変形角関係であり，(b)から(e)が片側袖壁付き柱のせん断力－変形角関係である。

また，比較のため同図中に本章で検討した各種耐震性能評価式を用いてせん断力－変形角関係のスケルトンモデルを赤実線で示した。なお，本スケルトンカーブ上の各特異点の値は以下に示す**表 6.5.11** の評価式を用いて算出した。本スケルトンモデルは３折れ線で表し，第一折れ点は曲げひび割れ発生の点（同図中赤●印）を，第二折れ点は部材降伏の点（同図中赤■）を意味する。それ以降は，その耐力を維持して変形が進む３直線モデルとした。また，限界変形角計算値を赤破線で示し，曲げ終局強度計算値の８割の値と限界変形角計算値との交点を赤◆印で示しておく。また，赤▲印はせん断ひび割れ強度を意味し，参考のため，そのスケルトンカーブ上にプロットしておく。

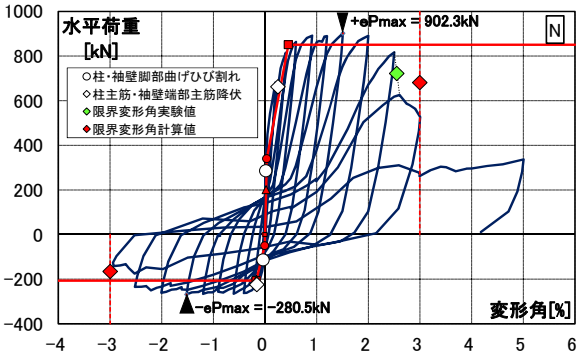
これより，実験値の荷重－変形角関係の外郭曲線を本スケルトンモデルでおおむね評価できている。また，限界変形角実験値（◆）も計算値（◆）にほぼ近似している状況である。

表 6.5.10　スケルトンカーブ上の各特異点の評価式一覧

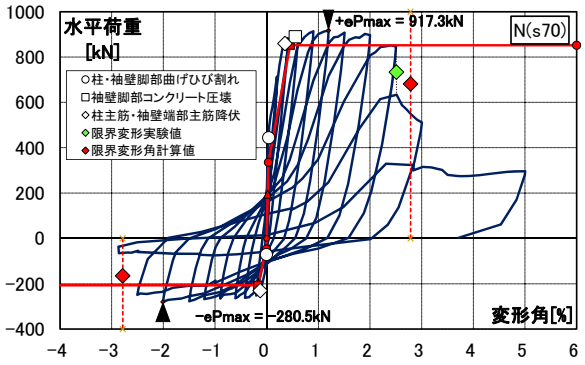
耐震性能評価項目	評価式の式番号	備考
弾性剛性	式(6.5.1)～(6.5.5) 式(6.5.7)	せん断変形を算出する際のせん断形状係数 κ は，エネルギー法を使用して算出した。
曲げひび割れ強度	式(6.5.10) ～(6.5.11)	
せん断ひび割れ強度	式(6.5.12)	
降伏点剛性低下率	式(6.5.13)～(6.5.15)	
曲げ終局強度	式(6.5.16)，式(6.5.18)	比較的精度の良い曲げ終局強度２（曲げ理論式）$_{w}Q_{mu2}$ の評価式を用いて算出した。
限界変形角	式(6.5.30)	



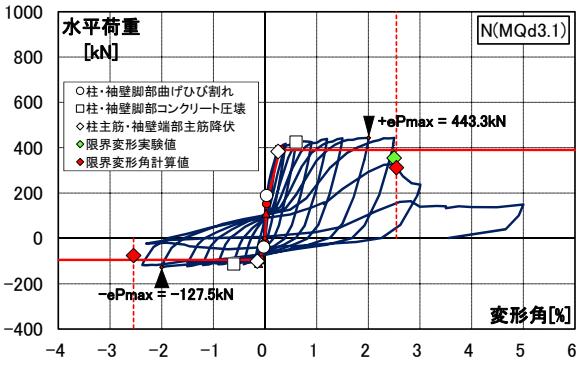
(a) 両側均等袖壁付き柱



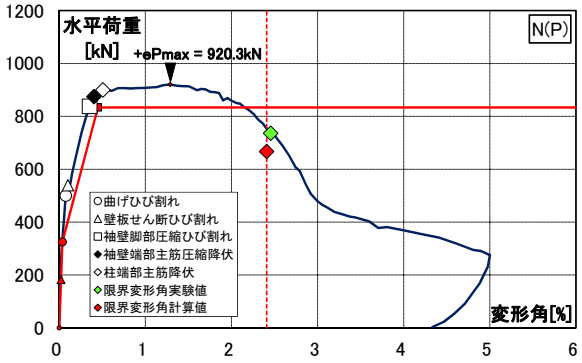
(b) 片側袖壁付き柱



(c) 両側均等袖壁付き柱



(d) 片側袖壁付き柱



(e) 片側袖壁付き柱

図 6.5.28　せん断力－変形角関係の実験値とスケルトンモデルとの比較

6.6 まとめ

前節では，袖壁付き柱部材の既往の実験データを整理して，主に技術基準解説書[6-1]，RC 規準[6-2]，保耐規準[6-18]，耐震診断基準[6-19]，文献等に示された剛性，耐力，変形に関する各評価式による計算値と実験値との比較・検討を行い，各評価式の精度およびその留意点について述べた。分析に使用した試験体数は計 241 体である。241 体の断面形状の内訳は，均等袖壁付き柱：180 体，不均等袖壁付き柱：2 体，無開口の片側袖壁付き柱：43 体，有開口袖壁付き柱：16 体である。

検討を行なった部材の耐震性能評価項目は，弾性剛性，短期許容せん断力時の損傷状況，ひび割れ強度（曲げおよびせん断ひび割れ強度），降伏点剛性低下率，終局強度（曲げおよびせん断終局強度），限界変形角，せん断力－変形角スケルトンモデルの 7 項目である。以下に，各項目で得られた内容についてまとめる。

(1)　弾性剛性について

弾性剛性の検討では，応力度法，エネルギー法，置換断面法の 3 種類の計算方法により，比較・検討を行った。本検討の範囲内では，置換断面法による手法がおおむね実験値と良い適合性を示したが，いずれの評価方法も，データのばらつきは極めて大きいと言える。これらの要因としては，乾燥収縮による初期欠陥の影響，試験機および治具等の剛性による影響等も少なからず考えられる。また，乾燥収縮による初期欠陥は実構造物でも起こりうる事象であり，弾性剛性のばらつきというものを踏まえて設計することが肝要である。

検討に使用した評価式の留意点であるが，非対称断面となる両側不均等袖壁付き柱や片側袖壁付き柱の弾性剛性を算出する際に，応力度法によるせん断形状係数 κ を用いて算出する場合には，袖壁の形状により急激に値が変化する可能性がある。そのため，歪エネルギーを基にしたエネルギー法および置換断面法を用いて弾性剛性を算出することが推奨される。

(2)　短期許容せん断力について

2010 年版 RC 規準に示されている柱付き壁の短期許容せん断力時の損傷状況を示した。本検討の範囲内では，袖壁および柱の引張側端部に曲げひび割れが生じる程度であり損傷は軽微であった。

(3)　ひび割れ強度について

曲げひび割れ強度評価式による比較では，ばらつきが大きく，十分な精度を有するとは言い難い。また，本評価式は，実験値を過大に評価する傾向が認められた。本評価式は，袖壁を含めた柱せいを原断面のままとし，断面二次モーメントが等価となるような長方形断面に置換して導出された評価式である。そのため，原断面積に比べて，置換した断面積は小さく評価される。そのため，見掛け上の軸圧縮応力度は，原断面に生じる軸圧縮応力度よりも高く評価される。以上のことが，実験値に対して計算値が過大に評価される要因と考えられる。以上により，軸力が生じる袖壁付き柱の曲げひび割れ強度を算定するにあたっては，その点に留意して本評価式を適用する必要がある。

せん断ひび割れ強度評価式による比較では，本評価式による計算値は実験値をやや過少に評価

する傾向が認められた。また，袖壁が不均等に配置された袖壁付き柱および片側袖壁付き柱の評価については，柱を全せいの中央に配置して，計算する手法（両側均等袖壁付き柱と見立てて計算する手法）を示し，おおむね本手法により評価できることを示した。

(4)　降伏点剛性低下率について

菅野式を拡張した降伏点剛性低下率の評価式について検証した。ばらつきは極めて大きい状況であり，実験値の剛性は計算値に比較して高い傾向が認められた。この一つの要因は実験値のとり方が大きく影響したと考えられる。実験値の降伏点は最大耐力 eQmu の 80%の点と定義して検討したが，その位置での急激な剛性低下は認められず，変形に比例して耐力が上昇している領域である。実験値の定義を明確に剛性低下した位置としてとらえ，それを定量的に定義できるならば，やや精度は向上するものと推察される。今後の課題と言える。

(5)　終局強度について

曲げ終局強度評価式１（技術基準式（置換断面曲げ理論式）$_wQ_{mu1}$ の検討では，両側均等袖壁の場合はおおむね実験値の傾向をとらえている。しかしながら，本評価式の導出の仮定から，引張側の袖壁部に縦筋が多く配置された試験体や袖壁が比較的薄い試験体は，実験値を過少または過大に評価する可能性があり，注意を払う必要がある。一方，片側袖壁付き柱は両側均等袖壁付き柱に比べて，実験値を過少に評価する傾向が認められた。

曲げ終局強度２（技術基準式，保耐基準式（曲げ理論式））$_wQ_{mu2}$ では，断面形状による差異は認められず，おおむね実験値の傾向をとらえている。袖壁部分の鉄筋を考慮し，配筋位置および材料情報を正確に入力できれば本曲げ理論式を用いて実験値を精度良く評価できると言える。

曲げ終局強度３（診断基準式（曲げ理論式））$_wQ_{mu3}$ は，３式の中で最も実験値の傾向をとらえている。本式は，圧縮鉄筋の効果を配慮しており，そのことが精度を向上させた一つの要因と考えられる。ただし，この圧縮鉄筋の効果は，圧縮領域に縦筋比 1%以上，配筋されたものに対して，圧縮部のコンクリートの平均応力度を見かけ上，向上させて配慮したものであり，直接，圧縮鉄筋を評価しているものではない。そのため，より精度を向上させるためには，圧縮鉄筋の負担も考慮した評価式の導出が，さらに必要と考えられる。

せん断終局強度１（技術基準式（等価断面式））$_wQ_{su1}$ の検討では，やや危険側に評価される試験体が一部，見られたが，この試験体は主筋に丸鋼を用いた試験体であり，この試験体を除けばほぼ安全側に評価する傾向が認められた。両側均等袖壁付き柱，両側不均等袖壁付き柱，片側袖壁付き柱は，ほぼ同様の位置にプロットされており，断面形状による差異はとくに認められない。

せん断終局強度２（技術基準式（分割累加式））$_wQ_{su2}$，せん断終局強度４（診断基準式（分割累加式））$_wQ_{su4}$ の検討では，おおむね本評価式により，実験値を安全側に評価する傾向が認められた。また，$_wQ_{su1}$ よりもばらつきは少なく，断面形状による差異も小さくなる傾向が認められた。もい。

せん断終局強度３（保耐規準式（分割累加式））$_wQ_{su3}$ の検討では，$_wQ_{su2}$ と $_wQ_{su4}$ とほぼ傾向は同様である。また，$_wQ_{su2}$，$_wQ_{su4}$ よりも，実験値をやや安全サイドに評価する傾向が認められる。

実験値の傾向を精度良く評価できる曲げ終局強度評価式とせん断終局強度評価式の組み合わせは，本検討の範囲内では，曲げが「**式（6.5.19）**の診断基準式（曲げ理論式）$_wQ_{mu3}$」，せん断が

「**式 (6.5.21)** の技術基準式（分割累加式）$_wQ_{su2}$，**式 (6.5.27)** の診断基準式（分割累加式）$_wQ_{su4}$」とする組み合わせが最も良い精度であった。

(6)　限界変形角について

曲げ理論に基づいた限界変形角評価式について検証した結果，ばらつきは極めて大きいと言える。とくに断面形状による差異があり，両側均等袖壁付き柱は安全側の評価となるが，片側袖壁付き柱は危険側の評価となり，断面形状により明らかに分布の性状が異なる。設計に際しては，その点について十分に留意する必要があり，本評価式の中の諸定数の決め方については，今後さらに検討する必要があると考えらえる。

(7)　せん断力－変形角スケルトンモデルと実験値との比較

両側均等袖壁付き柱および片側袖壁付き柱の荷重－変形関係の実験値と本章で検討した強度，変形，剛性の評価式を用いた本スケルトンモデルとを比較した結果，本検討の範囲内では，おおむね外郭曲線を評価できることを示した。

(8)　今後の課題

今後の解題について以下にまとめる。

①データベース

今後，調査対象の論文を広げ，さらにデータを蓄積する必要がある。とくに変形情報，剛性情報，エネルギー吸収に関する情報が明記されていることは極めて少なく，論文中のグラフから，その情報をデジタルに変換して得ることも検討する必要がある。

②蓄積されたデータのまとめ

今回，検討に使用した袖壁付き柱の試験体数は計 241 体である。他の部材に比較して実験データは極めて少ない状況であり，さらなるデータの蓄積が望まれる。また，その断面形状の内訳を見ると両側均等袖壁付き柱が 180 体，不均等袖壁付き柱：2 体，無開口の片側袖壁付き柱：43 体，有開口袖壁付き柱：16 体である。つまり，実験のそのほとんどが両側均等袖壁付き柱の断面で行われていることを意味する。実務設計では片側袖壁付き柱および不均等袖壁付き柱など様々な断面形状に対応する必要があるが，その情報は極めて少ない状況である。今後，片側袖壁付き柱および不均等袖壁付き柱の実験が数多く実施され，その構造性能が示されることを切に期待する。

また，今回の検討では一切触れていないが袖壁付き柱の変形性能を向上させるためには，袖壁圧縮端部のコンクリートを鉄筋により拘束することが極めて有効であることが多くの論文で示されている。論文中に袖壁端部拘束筋の配筋仕様並びに詳細寸法，拘束筋により拘束される部分の寸法並びに面積，被り寸法等を詳細に示して頂くと，今後，袖壁付き柱部材の限界変形角を検討・評価する上で有用なデータになると思われる。また，多くの論文では最大耐力の記載はあるものの，弾性剛性，ひび割れ強度，限界変形といった設計上必要な情報が不足している状況であり論文中に記載されることが望まれる。

③合理的な設計手法の提案

袖壁付き柱の変形性能評価について言及すれば，現在，曲げ理論の解釈に基づいた合理的な設計法の開発が様々な機関で実施，検討され始めている。今後は，それらを発展させ部材降伏時の変形や限界変形角の精度を高めることが期待される。とくに，限界変形角は，袖壁圧縮端部の拘束状態に依存するため，そのことを考慮した設計法の開発が望まれる。一方，袖壁付き柱は，独立柱に比べて剛性が高く，大きなせん断力を負担できる特徴を有し，それらを有効に利用する設計法も考えられる。しかし，その部材が大きく損傷する可能性を秘めていることを忘れてはならない。以上より，袖壁付き柱を有効かつ安全に設計するためには，ある耐力，変形時にどのような損傷になるかを把握し，推定する必要があると考えられる。例えば，袖壁付き柱のひび割れ幅の推定方法の開発やせん断ひび割れ発生荷重の正確な推定手法の開発も必要と考えられる。

6.7 参考文献

[6-1] 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2015 年版　建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6

[6-2] （社）日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018

[6-3] 大久保全陸：腰壁，たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究（その２．剛性および終局曲げ強度に関する考察），日本建築学会論文報告集，No.207，pp.9～17，1973.5

[6-4] 菅野俊介：鉄筋コンクリート構造物の塑性剛性に関する研究（その５），日本建築学会関東支部研究報告集，pp.81～84，1970

[6-5] 菅野俊介：鉄筋コンクリート構造物の塑性剛性に関する研究（その６）　－曲げ降伏をするRC 柱梁の強度と剛性略算法－，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.739～740，1971.11

[6-6] （財）日本建築防災協会：2001 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，2001.10

[6-7] 高橋之，上田博之，角彰，市之瀬敏勝，祖父江美枝，田中弘臣：腰壁と袖壁を有する鉄筋コンクリート部材の曲げ設計モデル，日本建築学会構造系論文集，Vol.74,No.641，pp.1321～1326，2009.7

[6-8] 壁谷澤寿海，ファンヒョンソン，金裕錫，細川洋治，佐藤充晴：鉄筋コンクリート造袖壁付き柱の変形性能に関する実験的研究　その３・曲げ理論による変形性能の評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.139～140，2011

[6-9] 壁谷澤寿海，田才晃，楠浩一，磯雅人：建築基準法等に係る技術基準整備のための事業（平成20～22年度）鉄筋コンクリート造の変断面部材の構造特性評価に関する実験，ビルディングレター，pp.12～30，2011.8

[6-10] 東京大学，横浜国立大学，福井大学：平成20年度　建築基準整備促進補助金事業　課題7「鉄筋コンクリート造の変断面部材の構造特性評価に関する実験」研究成果報告書，2009年3月

[6-11] 矢作建設工業，名古屋大学大学院，名古屋工業大学大学院：平成20年度　建築基準整備促進補助金事業　課題9「鉄筋コンクリート造の耐力壁周辺架構の条件設定に関する実験」事業報告書，2009年3月

[6-12] 東京大学，横浜国立大学，福井大学，建築研究所：平成21年度　建築基準整備促進補助金事業　課題7「鉄筋コンクリート造の変断面部材の構造特性評価に関する実験」研究成果報告書，2010年3月

[6-13] 矢作建設工業，名古屋大学，名古屋工業大学，豊橋技術科学大学：平成21年度　建築基準整備促進補助金事業　課題9「鉄筋コンクリート造の耐力壁周辺架構の条件設定に関する実験」事業報告書，2010年3月

[6-14] 東京大学，横浜国立大学：平成22年度　建築基準整備促進補助金事業　課題7「鉄筋コンクリート造の変断面部材の構造特性評価に関する実験」研究成果報告書，2011年3月

[6-15] 東京工業大学，東京大学，名古屋工業大学，京都大学，大阪大学：平成24年度　建築基準整備促進補助金事業　課題39「鉄筋コンクリート造連層耐力壁の構造詳細と部材種別に係る基準の整備に資する検討」事業報告書，2013年3月

[6-16] 壁谷澤寿海，壁谷澤寿成：袖壁付き柱の実用せん断強度式，地震工学会，pp.115～120，2007

[6-17] 谷昌典，都祭弘幸，西山峰広：平成29年度 建築基準整備促進事業研究成果報告書　高密配筋を行った鉄筋コンクリート造部材の部材種別の評価に関する検討，2018年3月

[6-18] （社）日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準（案）・同解説，2016.4

[6-19] （一財）日本建築防災協会：2017年版　既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説，2017.7

6.8 試験体の引用文献

[6-A1] 東洋一，大久保全陸：鉄筋コンクリート袖壁付き柱の逆対称繰返し加力実験（その１，せん断補強筋の少ない場合），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1405～1406，1973.10

[6-A2] 大久保全陸，東洋一，飯田研：腰壁，たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究(その１・実験概要および曲げ破壊性状)，日本建築学会論文報告集，No.204，pp.1～8，1973.2

[6-A3] 大久保全陸：腰壁，たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究（その２．剛性および終局曲げ強度に関する考察），日本建築学会論文報告集，No.207，pp.9～17，1973.5

[6-A4] 建設省建築研究所：構造部材の耐力と変形の解析（そで壁付鉄筋コンクリート柱の多数回くり返し加力実験），昭和 48 年度総合技術開発プロジェクト新耐震設計法の開発資料（委託），pp.1～125，1974.3

[6-A5] 東洋一，大久保全陸，藤又康：鉄筋コンクリート袖壁付き柱の逆対称繰返し加力実験（その２，壁厚の異なる場合，袖壁を付加して補強する場合），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1289～1290，1974.10

[6-A6] 東洋一，大久保全陸：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その９　CW シリーズ：袖壁付き柱の実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1305～1306，1974.10

[6-A7] 王子和臣，入江善久，藤本一郎：袖壁付き鉄筋コンクリート柱の挙動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.1433～1434，1976.10

[6-A8] 王子和臣，藤本一郎，入江善久：袖壁付き鉄筋コンクリート柱の挙動に関する実験的研究（その２，軸圧縮力，曲げ及び剪断力を受ける場合），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1587～1588，1977.10

[6-A9] 野村設郎，大森茂樹：RC 造垂れ壁・袖壁・腰壁付柱の剛域及び復元力特性，，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1451～1452，1981.9

[6-A10] 益尾潔，井上寿也，尾谷透：RC 造正方形断面柱および袖壁付き柱のカーボン繊維シートによるせん断補強実験　－実験計画および実験結果－，GBRC84，pp.30～51，1996.10

[6-A11] 磯雅人，松村育弘，園部泰寿，中村洋行：炭素繊維シートによりせん断補強された袖壁付 RC 柱の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，pp.225～230，1997

[6-A12] 益尾潔，井上寿也：RC 造正方形断面柱および袖壁付き柱のカーボン繊維シートによるせ

ん断補強実験　－終局耐力および耐震性能の評価－，GBRC85，pp.15～30，1997.1

[6-A13] 益尾潔，井上寿也，尾谷透：袖壁付き RC 柱に対する構造スリットおよびカーボン繊維補強の効果　その１，その２，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.643～646，1997.9

[6-A14] 益尾潔，井上寿也，尾谷透：袖壁付き RC 柱に対する構造スリットおよびカーボン繊維補強の効果，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.1，pp.581～586，1998

[6-A15] 塚越英夫，神野靖夫：炭素繊維シートによりせん断補強された RC 柱および袖壁付き柱の構造性能，日本建築学会学術講演梗概集，pp.217～218，1998.9

[6-A16] 柳下和男，千葉脩，柳沢学，角一行，林田則光：炭素繊維シートによる既存 RC 部材の耐震補強に関する研究 （その５）袖壁付き柱のせん断補強実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.273～274，1998.9

[6-A17] 益尾潔，井上寿也，尾谷透，神野靖夫，渡辺英義：CF アンカーを用いた袖壁付き柱の炭素繊維シート補強　－面内加力下の補強効果－，GBRC95，pp.1～13，1999.7

[6-A18] 磯雅人，松材育弘，園部泰寿，渡邊征幸：連続繊維シートによりせん断補強された袖壁付 RC 柱の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.1429～1434，1999

[6-A19] 中澤敏樹，益尾潔，石渡康弘，福本昇，市川昌和：炭素繊維シートで補強された袖壁付き柱に関する実験研究　－袖壁付き柱の面内加力実験－，耐震補強の評価に関する研究委員会報告書・論文集，日本コンクリート工学協会，pp.493～498，2000.6

[6-A20] 福本昇，中澤敏樹，益尾潔，石渡康弘，市川昌和：定着金物と炭素繊維シートで補強された袖壁付き柱に関する実験研究　その３，その４，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.321～324，2000.9

[6-A21] 益尾潔，神野靖夫：袖壁貫通型アンカーを用いた柱のみの CFRP シート巻き付け工法による袖壁付き RC 柱の補強効果，日本建築学会構造系論文集，pp.121～128，2000.10

[6-A22] 大宮幸，中村陽介，松浦康人，林静雄：RC 造柱耐力・破壊性状に及ぼす袖壁形状および袖壁横筋の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.169～174，2001

[6-A23] 助信洋司，菅野俊介，荒木秀夫，椛山健二：ガラス繊維を用いて補強した袖壁付 RC 柱の耐震性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.1387～1392，2002

[6-A24] 赤井裕史，瀧澤正明，小室達也，広沢雅也：RC 造そで壁付柱の耐震性能に関する大変形加力実験 ：その 1，その 2，その 3，日本建築学会学術講演梗概集，pp.183-188，2003.9

[6-A25] 本多良政，加藤大介，本間敦，南部昌隆：PCa 袖壁で簡略補強された既存RC 柱に関する実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.253～258，2004

[6-A26] 本多 良政，加藤大介，南部昌隆，本間敦：増設袖壁で補強されたRC 造柱のせん断耐力評価法コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.199～204，2005

[6-A27] 小室達也，澤口祐樹，広沢雅也：偏心接合したRC 造袖壁付柱の耐震性能に及ぼす軸力比や部分スリットの影響に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.253～258，2005

[6-A28] 杉山智昭，松崎育弘，中野克彦，松島正樹：RC造そで壁付柱に対するポリマーセメントモルタルを用いた接着耐震補強工法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，　pp.1123～1128，2005

[6-A29] 渡辺烈，白井一義，諏訪田晴彦，福山洋：繊維補強RPCを用いたプレキャスト壁による耐震補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.1153～1158，2005

[6-A30] 深澤協三，立花正彦：構造スリットを有する袖壁付きRC 造柱の力学的性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.115～120，2007.7

[6-A31] 東條有希子，壁谷澤寿成，壁谷澤寿海，金裕錫：曲げ降伏型そで壁付き柱に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.109～114，2008.7

[6-A32] 壁谷澤寿成，壁谷澤寿海，東條有希子，壁谷澤寿一：せん断破壊型そで壁付き柱に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.115～120，2008.7

[6-A33] 澤井謙彰，磯雅人，田尻清太郎：破壊モードを変化させた場合の袖壁付 RC 柱の曲げせん断性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.133～138, 2008

[6-A34] 谷川正明，塩屋晋一，塩見涼子：壁が偏心接合する腰壁・たれ壁・袖壁付RC柱のせん断特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.235～240，2008.7

[6-A35] 池谷純一，塚越英夫：低強度コンクリートからなる袖壁付き柱の炭素繊維シートによる耐震補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp. 1147～1152，2008.7

[6-A36] 磯雅人，田尻清太郎，澤井謙彰，福山洋，向井智久：袖壁付きＲＣ柱の構造性能に関する研究 －破壊モードを変化させた場合－その１，２，３，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.557～562，2008.9

[6-A37] 衰根園，壁谷澤寿海，金裕錫，壁谷津寿一，PHAN Van Quang，石井貴子：鉄筋コンクリート造片側そで壁付き柱の終局強度に関する実験的研究，構造工学論文集，pp. 385～390，Vol.55B，2009.3

[6-A38] 田尻清太郎，澤井謙彰，磯雅人：鉄筋コンクリート造そで壁付き柱のせん断性状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.163～168，2009.7

[6-A39] PHAN Van Quang，壁谷澤寿海，金裕錫，石井貴子：鉄筋コンクリート造片側そで壁付き柱のひび割れ幅評価法の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.187～192，2009.7

[6-A40] 中村聡宏，勅使川原正臣，日比野陽，井上芳生，太田勤，田尻清太郎：袖壁補強柱の耐震性能評価に関する研究，構造工学論文集，Vol.56B，pp.7～14，2010.3

[6-A41] 上原正敬，磯雅人，福山洋，田尻清太郎：袖壁付き RC 柱のせん断挙動に与える軸力，袖壁の偏心，壁横筋比の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.103～108，2010.6

[6-A42] 磯雅人，上原正敬，福山洋，田尻清太郎：袖壁付きRC柱のせん断挙動に与える袖壁の出幅の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.109～114，2010.6

[6-A43] 裵根國，壁谷澤寿海，金裕錫，壁谷澤寿一：袖壁付き柱の構造特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp. 115～120，2010.6

[6-A44] 吉田和也，高橋之，真田靖士，市之瀬敏勝：片側柱付きRC 耐震壁の曲げ変形性能，コ

ンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp. 421～426，2010.6

[6-A45] 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. 427～432，2010.6

[6-A46] 近藤龍哉，伴幸雄，加藤三晴，山本泰稔：既存建物袖壁付き柱のせん断補強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. 997～1002，2010.6

[6-A47] 高橋之，吉田和也，市之瀬敏勝，真田靖士，松本健規，福山洋，諏訪田晴彦：圧縮側に柱型がないRC耐震壁の曲げ変形性能，日本建築学会構造系論文集，Vol.76，No. 660，pp. 371～377，2011.2

[6-A48] 中村聡宏，勅使川原正臣，井上芳生，太田勤：鉄筋コンクリート造両側袖壁補強柱のせん断終局強度評価，日本建築学会構造系論文集，Vol.76，No.661，pp.619-627，2011.3

[6-A49] 佐藤充晴，壁谷澤寿海，金裕錫，Hwang Hyun Seong：厚い袖壁を有するRC 造柱の曲げ強度と靭性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp. 127～132，2011.7

[6-A50] 伊藤彩夏，祖父江美枝，真田靖士，市之瀬敏勝：曲げ降伏後にせん断破壊する片側柱付き RC 耐震壁の実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp. 397～402，2011.7

[6-A51] 近藤龍哉，伴幸雄，加藤三晴，山本泰稔：既存建物袖壁付き柱の曲げ補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp. 1345～1350，2011.7

[6-A52] 磯雅人，本間礼人，上原正敬，小川敦久：袖壁端部の拘束が袖壁付きRC 柱の靭性能に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp. 133～138，2012.7

[6-A53] 荒木秀夫，家形徹，宮原憲之：丸鋼を用いた袖壁付き低強度コンクリート柱の耐震性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp. 877～882，2012.7

[6-A54] 磯雅人，島田賢佑，本間礼人，小川敦久，上原正敬：袖壁付き RC 柱の高靭性化に関する研究その１，２，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.427～430，2012.9

[6-A55] 山本直樹，真田靖士，松原聡平，尹ロク現，谷昌典，高橋之，市之瀬敏勝，福山洋：曲げ破壊型耐力壁の押切載荷実験と曲げ解析, 日本建築学会近畿支部研究発表会, pp.317～320, 2013

[6-A56] 磯雅人，本間礼人，小川敦久：PVA-FRC を用いた袖壁付き RC 柱の各種要因による構造性能への影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp. 115～120，2013.7

[6-A57] 荒木秀夫，宮原憲之：袖壁が低強度コンクリート柱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.35，No.2，pp. 127～132，2013.7

[6-A58] 加藤周二，壁谷澤寿一，壁谷澤寿海，細川洋治：鉄筋コンクリート造袖壁・腰壁付き柱の曲げ性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp. 133～138，2013.7

[6-A59] 松原聡平，真田靖士，谷昌典，高橋之，市之瀬敏勝，福山洋：曲げ圧縮破壊する耐震壁の曲げ変形性能に対する拘束域の影響因子，日本建築学会構造系論文集，Vol.78，No.691，pp.1593-1602，2013.9

[6-A60] 坂上正裕，樋熊利亘，加藤大介，田村良一：RC 造有開口袖壁付き柱の曲げせん断加力実

験，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp. 361～366，2013.7

[6-A61] 樋熊利亘，坂上正裕，加藤大介，田村良一：せん断破壊型 RC 造有開口袖壁付き柱の曲げせん断加力実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp. 277～282，2014.7

[6-A62] 渡邉哲央，中村孝也，田村良一，加藤大介：RC 造有開口袖壁付柱の曲げ破壊実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp. 283～288，2014.7

[6-A63] 阿野田瑛二，細野純，高橋之，市之瀬敏勝：繰返し載荷によりすべり変形が生じた RC 造耐震壁のせん断抵抗，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp. 313～318，2014.7

[6-A64] 松風友哉，鈴木卓，倉本洋：CES 付帯柱で補強された既存袖壁付き RC 柱の構造性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp. 889～894，2014.7

[6-A65] 木原智美，鈴木卓，倉本真，倉本洋：片側袖壁付き RC 柱における壁板の損傷低減に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp. 103～108，2015.7

[6-A66] 中村聡宏，今阪剛，勅使川原正臣，壁谷澤寿一：鉄筋コンクリート造袖壁・腰壁付き柱の耐震性能，Vol.37，No.2，pp. 109～114，2015.7

[6-A67] 高松恭，渡邉哲央，田村良一，加藤大介：RC 造袖壁付き柱の曲げ挙動に及ぼす開口位置の影響に関する実験的研究，Vol.37，No.2，pp. 115～120，2015.7

[6-A68] 坂上正裕，樋熊利亘，加藤大介，田村良一：シアスパン比を変化させた RC 造有開口袖壁付き柱のせん断破壊実験，Vol.37，No.2，pp. 121～126，2015.7

[6-A69] 谷昌典，近藤祐輔，向井智久，石岡拓：腰壁・垂れ壁を有する RC 造袖壁付き柱の骨格曲線評価と残存耐震性能に関する検討，Vol.38，No.2，pp. 937～942，2016.7

[6-A70] 佐藤大典，高松恭，小林正英，加藤大介：袖壁の拘束とシアスパンを変化させた有開口 RC 造袖壁付き柱の曲げ破壊実験，Vol.38，No.2，pp. 139～144，2016.7

[6-A71] 坂下雅信，向井智久，谷昌典，石岡拓：分割したプレキャスト UFC パネルをブレース状に貼り付けた RC 造部材の耐震補強効果に関する研究，Vol.39，No.2，pp. 895～900，2017.7

[6-A72] 高島正樹，徳重充，中野克彦，NGUYEN TUAN TU：ポリマーセメントモルタルを用いて耐震補強を行った低強度コンクリートそで壁付き柱の構造性能に関する実験的研究，Vol.39，No.2，pp. 925～930，2017.7

[6-A73] 中村嘉彦，磯雅人，熊谷直哉：PVA 繊維補強吹付けモルタルにより増打ち補強された既存袖壁付き RC 柱のせん断補強効果，Vol.39，No.2，pp. 931～936，2017.7

[6-A74] 加藤大介，佐藤大典，高松恭：RC 造袖壁付柱の曲げ挙動に及ぼす開口位置の影響に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.82，No.735，pp.693-700，2017.5

[6-A75] 坂上正裕，本多良政，加藤大介：RC 造有開口片側袖壁付き柱の実用的なせん断強度設計式，構造工学論文集，Vol.63B，pp.377-384，2017.3

[6-A76] 谷昌典，一宮弘昂，小嶌遼平，大西健太，藤田有章，西山峰広，都祭弘幸，向井智久，坂下雅信，和泉信之，勅使川原正臣，加藤大介：高密配筋された袖壁を有する実大および縮小RC 袖壁付き柱試験体の構造性能に関する実験的研究　その1，２，３，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.277～282，2018.9

第 7 章

耐力壁部材

7.1　データベースの項目

耐力壁部材の剛性や強度，変形性能の評価を行うために構築した実験データベースの調査項目を以下に示す。

7.1.1　基本情報：ID，出典情報等

101-ID 情報

1) 通し番号：部材毎に通し番号を付ける。
2) 実験主体：実験実施の主体を記入する。
3) 試験体名称：論文での名称を記入する。
4) 分類：柱型がある I 形断面の無開口壁（W），柱型がない矩形断面の無開口壁（N），柱型がある I 形断面の有開口壁（WO），柱型がない矩形断面の有開口壁（NO）の 4 種類から選択する。柱型の有無は，断面形状から判断し，両側の壁端に壁厚よりも厚みの大きい柱型の断面が取りついている場合には柱型あり，矩形断面の場合には柱型なしと分類する。

(a) 柱型あり　　(b) 柱型なし

図 7.1.1　分類（断面形状）

102-文献情報

1) 文献番号：主たる論文について文献収集リストで付与した通し番号を記入する。
2) 関連文献番号：主たる論文に関連する文献収集リストで付与した通し番号を記入する。
3) 情報：主たる文献で必要な情報（タイトルや雑誌名）を記入する。

7.1.2　試験体情報：材料，部材断面

201-一般情報

1) スケール：実断面に対して縮小された場合の規模を記入する。例えば 1/2 など。
2) 層数：試験体の層数を記入する。上部スタブと下部スタブの間に，梁型（壁厚より大きな梁幅）もしくは梁型が無くても梁主筋が存在する場合は層としてカウントする。
3) 柱型の有無：壁端部の柱型の有無を記入する。壁厚より大きな柱幅を有する場合は有とする。
4) 拘束域有無：壁端部の拘束域の有無を記入する。柱型の有無に係わらず，壁端部に閉鎖型拘束筋や幅止め筋等により拘束された領域が存在する場合は有とする。
5) 対称性：配筋の配置について対称性を記入する。
6) 打設方向：試験体の材軸方向と同じ方向からの打設を鉛直，それ以外を水平と記入する。
7) 打設打継：試験体途中での打継の有無を記入する。
8) 備考：上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項を記入する。

202-材料情報

a. 以下，コンクリートの材料特性について記入する。

1) 設計強度：当該文献に記載されている目標強度で，試験体の設計時に用いた強度を記入する。
2) 圧縮強度：当該文献に記載されている最大圧縮強度を記入する。
3) 圧縮強度時歪み：当該文献に記載されている最大圧縮強度時歪みを記入する。
4) 引張強度：当該文献に記載されている引張強度を記入する。算定方法が不明な場合，記述が無い場合は「-」を選択する。
5) ヤング係数：当該文献に記載されているヤング係数を記入する。その値の算定方法（AIJRC 規準式（コンクリート強度から算定する式で 2）の圧縮強度を用いた場合），JIS A1149 式（実験結果より算定する），「-」（算定方法が記載されてない））を選択する。値がない場合は「-」を選択する。

（特記事項）
- 連層耐力壁の場合，各階ごとにコンクリートの材料特性を入力する。

b. 以下，鉄筋の材料特性について記入する。
1) 降伏強度：当該文献に記載されている降伏強度を記入する。その値の算定方法（降伏点，0.2%耐力，「-」（算定方法が記載されてない））を選択する。値がない場合は「-」を選択する。
2) 降伏歪み：当該文献に記載されている降伏歪みを記入する。その値が材料実験から得られた値を用いて算定されていれば「実験値」とする。その他，算定方法が不明な場合は「-」を選択する。
3) 引張強度：当該文献に記載されている引張強度を記入する。
4) 引張強度歪み：当該文献に記載されている引張強度歪み度を記入する。
5) ヤング係数：当該文献に記載されているヤング係数を記入する。その値を実験で得られる降伏強度および降伏歪みを用いて算定している場合は「実験値」と記入する。その他，算定方法が不明な場合は「-」を選択する。
6) 備考：上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項を記入する。

（特記事項）
- 柱（主筋，帯筋），梁（主筋，あばら筋），壁（縦筋，横筋，X 形配筋，開口補強筋（縦，横，斜め），壁幅止筋）のデータを収集する。
- 正載荷時に引張側となる柱(1)とし，もう一方の側を柱(2)と定義する。
- 使用する主筋及び横補強筋が 1 種類の場合は，(1)にその情報を記入する。2 種類の鉄筋を併用している場合は，(2)の欄にも記入する。
- 使用する壁筋が 1 種類の場合は，(1)にその情報を記入する。2 種類の鉄筋を併用している場合は，(2)の欄にも記入する。

<u>203-部材形状情報</u>

a. 以下，壁の形状情報について記入する。

1)　壁板厚さ：各階の壁板の厚さを記入する。
2)　壁全長：両端の柱型を含めた全長を記入する。
3)　壁内法高さ：下側スタブ上面から上側スタブ下面までの高さを記入する。
4)　各階の壁内法高さ：各階の壁内法高さを記入する。
5)　各階の高さ：各階の梁上端面間，梁芯間の高さを記入する。
6)　各階の合計高さ：試験体脚部から各階の梁上端面，梁芯までの高さを記入する。

b. 以下，柱の形状情報について記入する。
1)　断面形状：矩形または円形などのコンクリート外部の形状を選択する。
2)　幅：矩形断面において，加力方向に対して直交する辺の長さ（柱型が無い場合は壁厚）を記入する。円形断面の場合はその直径を記入する。
3)　せい：矩形断面において，加力方向に対して平行する辺の長さを記入する。円形断面の場合はその直径とする。柱型がない場合は，端部の曲げ補強筋の配置から，図 7.1.2 に示す D_c を記入した。
4)　コア断面積：外周部せん断補強筋の芯々で囲まれた断面積を記入する。
5)　被りコンクリート厚さ：矩形断面の場合，幅とせいのかぶり厚さ（外周部せん断補強筋表面までの深さ）をそれぞれ記入する。
6)　外周補強筋間距離：外周補強筋の芯々間距離（図 7.1.3）を記入する。
7)　有効横支持長さ：せん断補強筋（斜め方向含む）の足が掛かっている主筋の芯々間最短距離（図 7.1.4 中 C_i）の最大値を記入する。幅方向とせい方向の最大値を記入する。

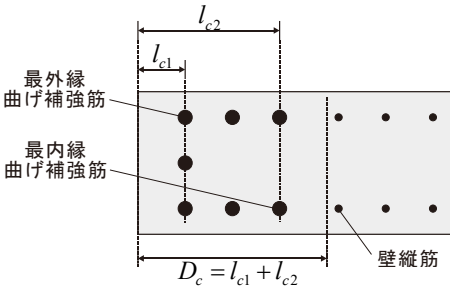


図 7.1.2　柱型がない場合の柱せい寸法の取り方

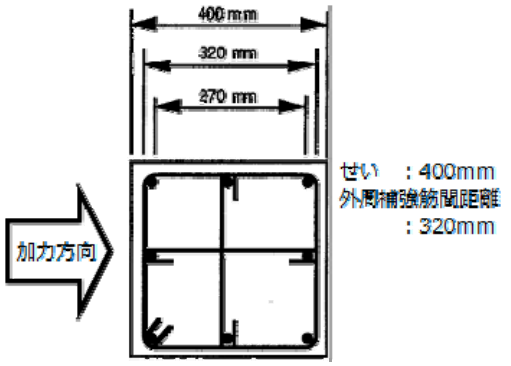


図 7.1.3　補強筋距離

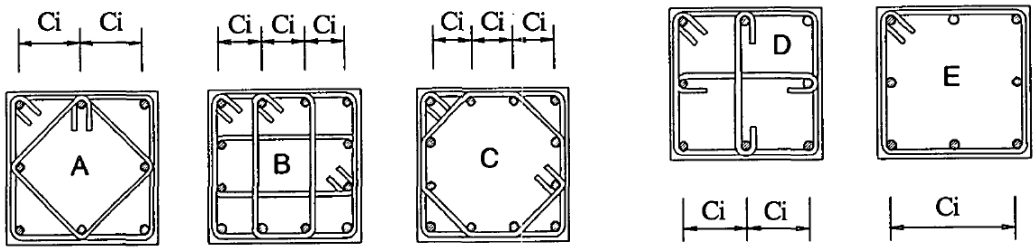
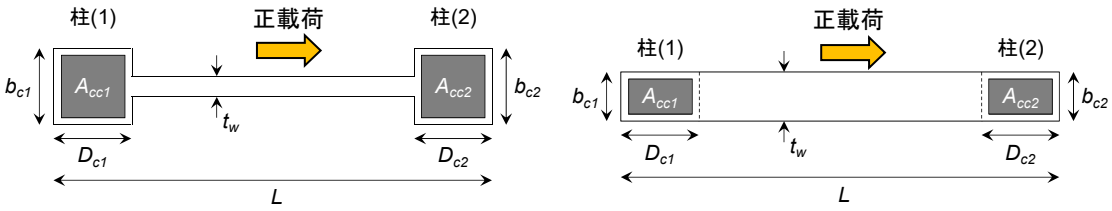


図 7.1.4　有効横支持長さの定義[7-1]



(a) 柱型あり　　(b) 柱型なし

図 7.1.5　柱断面寸法の取り方

（特記事項）

・　上段(1)に柱(1)の情報を，下段(2)に柱(2)の情報をそれぞれ記入する。

c. 以下，梁の形状情報について記入する。

1)　梁本数：各階高さと各階の壁横筋に足し合わせる梁主筋量の算定に必要な梁の本数を記入する。

2)　幅：矩形断面における壁厚方向の辺の長さ（梁型が無い場合は壁厚）を記入する。

3)　せい：矩形断面における壁高さ方向の辺の長さ（梁型が無い場合は，梁主筋間距離に被り厚さを見込んだ値）を記入する。

4)　スラブの有無：梁にスラブが取りついているかどうかを記入する。

d-1. 以下，1 階の耐力壁の開口の情報について記入する。

1)　開口数：開口の数を記入する。

2)　幅，高さ，半径（円形の場合），開口中心位置：1 開口の幅，2 開口の高さ，3 開口の半径（円の場合），4，5 開口の中心位置を記入する。開口中心位置の定義は，4 は圧縮縁（柱(2)側）からの水平距離，5 は壁脚部からの鉛直距離とする。開口が一つの場合は 2-1)～2-4)にその情報を記入するが，開口が二つ以上の場合は 2-5)～2-25)にも記入する。

d-2. 以下，全階の耐力壁の開口の情報について記入する。

1)　開口数，各階の配置：開口の数を記入する。また，各階の開口の配置が「同一」，「対称（千鳥）」，「その他」のいずれにあたるかを記述する。

2)　幅，高さ，半径（円形の場合），開口中心位置：1 開口の幅，2 開口の高さ，3 開口の半径（円の場合）及び 4，5 開口の中心位置を記入する。開口中心位置の定義は，4 は圧縮縁（柱(2)側）からの水平距離，5 は壁脚部からの鉛直距離とする。開口が一つの場合は 2-1)～2-4)にその情報を記入するが，開口が二つ以上の場合は 2-5)～2-20)にも記入する。

d-3. 以下，縦長開口の情報について記入する。

1)　並列開口の数：各階で並列している（同じ高さ位置にある）開口の数を記入する。

2)　並列開口の幅：各階の並列開口の幅を記入する。

3)　縦長開口の高さの和：対象の階から最上階（載荷梁頂部）までを対象に，水平位置が重複している縦長開口の高さの和を記入する。

4)　壁高さの和：対象の階から最上階（載荷梁頂部）までの高さを記入する。

204-柱主筋情報

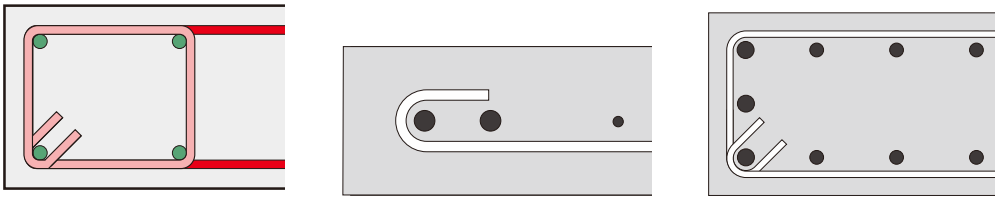
1)　本数：全主筋本数を記入する。
2)　呼び名：鉄筋の形状と径を表す記号を選択する。例えば D19 や φ9 など。
3)　種類：主筋の種類を選択する。例えば SD345 など。
4)　継手有無：主筋が部材内で継手使用の有無を選択する。
5)　継手長さ：主筋の継手がある場合はその長さを記入する。
6)　備考：継手の位置情報など，その他継手に関して追記すべき情報を記入する。
7)　主筋位置情報：引張縁から順に鉄筋の位置を記入する。
8)　主筋本数情報：　7)で記入した位置に配された本数を記入する。

（特記事項）

・　使用する主筋が 1 種類の場合は，(1)にその情報を記入する。2 種類の主筋を併用している場合は，(2)の欄にも記入する。

205-柱せん断補強筋情報

1)　拘束域：拘束域については，I 形断面の試験体では通常は「柱型」を選択し，帯筋がない場合には「なし（柱型あり）」を選択する。矩形断面の場合は，図 7.1.6 に示すように，帯筋が壁端に配筋されている場合は「柱型」を，帯筋がない場合には「なし（柱型なし）」を，拘束域が断面全体に及ぶ壁柱タイプの試験体では，「壁全体」を選択する。



(a) 帯筋あり　(b) 帯筋なし　(c) 壁柱タイプ

図 7.1.6　分類（配筋）

2) 形状：部材断面における補強筋形状を記入する。2 種類ある場合は外周部とその内部の形状を記入する。（例えば，中子筋のある矩形のせん断補強筋の場合，「矩形・中子」）呼び名：鉄筋の形状と径を表す記号を選択する。例えば D19 や φ9 など。
3) 間隔：1 狭い領域（例えばヒンジ領域）と広い領域の間隔。1 種類のみの場合は「狭い箇所」欄に記入する。位置：2 狭い領域と広い領域の鉛直方向の範囲（壁脚からの距離）を記入する。
4) 種類：補強筋の種類を選択する。例えば SD345 など。
5) 有効本数：1-4 幅方向とせい方向の補強筋（中子筋を含む）の足の数（図 7.1.7）を記入する。3)で記載した狭い箇所と広い箇所がある場合はそれぞれ記入し，部材長において補強筋が等間隔の場合は「狭い箇所」欄にのみ記入する。

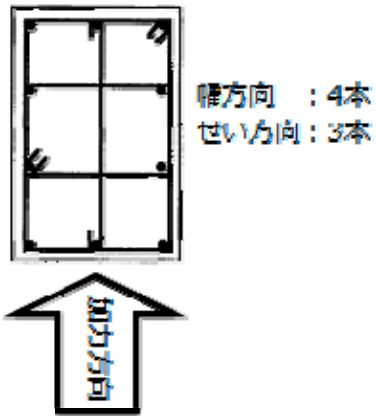


図 7.1.7　補強筋有効本数

6) 定着性状：1 は定着性状を示す。例えば，フックの有無，重ね継手，溶接，その他（機械式継手など）を選択する。フック形状：2 はフック角度で，例えば 90 や 135 度と記述する。継手長さ：3 は重ね継手を選択した場合の継手長さを示す。

（特記事項）

・ 使用する横補強筋が 1 種類の場合は，(1)にその情報を記入する。2 種類のせん断補強筋を併用している場合は，(2)の欄にも記入する。

206-梁主筋情報

1) 本数：全主筋本数を記入する。
2) 呼び名：鉄筋の形状と径を表す記号を選択する。例えば D19 や φ9 など。
3) 種類：主筋の種類を選択する。例えば SD345 など。
4) 継手有無：主筋が部材内で継手使用の有無を選択する。
5) 継手長さ：主筋の継手がある場合はその長さを記入する。
6) 備考：継手の位置情報など，その他継手に関して追記すべき情報を記入する。
7) 主筋位置情報：引張縁から順に鉄筋の位置を記入する。
8) 主筋本数情報：7)で記入した位置に配された本数を記入する。
9) スラブ軸方向鉄筋：1)～3)の項目を梁主筋と同じように記入する。

（特記事項）

・ 使用する主筋が 1 種類の場合は，(1)にその情報を記入する。2 種類の主筋を併用している場合は，(2)の欄にも記入する。

207-壁縦筋情報

1) 本数：開口がない断面の壁縦筋本数を記入する。
2) 呼び名：鉄筋の形状と径を表す記号を選択する。例えば D19 や φ9 など。
3) 間隔：階ごとに壁縦筋の配筋間隔を記入する。
4) 形式：配筋形式（シングル，ダブル，千鳥）を選択する。

5) 種類：主筋の種類を選択する。例えば SD345 など。
6) 鉄筋深さ：正方向載荷時の圧縮縁からの距離を近い順に記入する。

（特記事項）

・ 使用する主筋が 1 種類の場合は，(1)にその情報を記入する。2 種類の主筋を併用している場合は，(2)の欄にも記入する。

208-壁横筋情報

1) 呼び名：鉄筋の形状と径を表す記号を選択する。例えば D19 や φ9 など。
2) 間隔：階ごとに壁横筋の配筋間隔を記入する。
3) 形式：配筋形式（シングル，ダブル，千鳥）を選択する。
4) 種類：主筋の種類を選択する。例えば SD345 など。

（特記事項）

・ 使用する主筋が 1 種類の場合は，(1)にその情報を記入する。2 種類の主筋を併用している場合は，(2)の欄にも記入する。

209-壁内の幅止め筋情報

1) 呼び名：鉄筋の形状と径を表す記号を選択する。例えば D19 や φ9 など。
2) 種類：主筋の種類を選択する。例えば SD345 など。
3) 間隔：1 狭い領域（例えばヒンジ領域）と広い領域の間隔を記入する。1 種類のみの場合は「狭い箇所」欄に記入する。位置：2 狭い領域と広い領域の鉛直方向の範囲（壁脚からの距離）を記入する。
4) 鉄筋深さ：正方向載荷時の圧縮縁からの距離を近い順に記入する。なお，幅止め筋が掛っている軸方向鉄筋の位置を記入する。

（特記事項）

・ 使用する鉄筋が 1 種類の場合は，(1)にその情報を記入する。2 種類の主筋を併用している場合は，(2)の欄にも記入する。

210-X 形配筋情報

1) 本数：X 形配筋もしくはハ型配筋の一辺の鉄筋の本数を記入する。
2) 呼び名：鉄筋の形状と径を表す記号を選択する。例えば D19 や φ9 など。
3) 種類：主筋の種類を選択する。例えば SD345 など。
4) 形状：X 形配筋かハ型配筋かを選択する。
5) 傾斜角：配筋の 1 高さ，2 長さ，3 傾斜角，を記入する。

（特記事項）

・ 開口の左右に X 型配筋が配置されている場合は(2)の欄にも記入する。

211-開口補強筋情報

1) 本数：一か所に配筋されている鉄筋の本数を記入する。
2) 呼び名：鉄筋の形状と径を表す記号を選択する。例えば D19 や φ9 など。
3) 種類：主筋の種類を選択する。例えば SD345 など。
4) 強度への影響：縦方向筋のみ，壁脚の曲げ強度算定時に開口補強筋を加算することが可能かどうか記入する。可能な場合は，壁脚を横切る縦方向筋の本数を記入する。

（特記事項）

- d，e，f には，2010 年版の RC 規準で定められた開口補強筋の有効範囲内にある壁縦筋及び壁横筋を記入する。その際，有効範囲の定義のうち，開口から 500mm とあるのはスケールを考慮した値に読み替える。
-

7.1.3　加力・計測情報：加力概要，計測概要

301-加力情報

1) 加力形式 : 部材の加力形式を選択する。例えば，図 7.1.8 に示すように，片持ち（1 点載荷，多点載荷）や両端固定（建研式，大野式），その他（ダブルエンド式など）など。
2) 加力方向：部材が水平に加力される方向を選択する。例えば，一方向，二方向，斜め 45 度など。
3) 載荷履歴：加力載荷の履歴を選択する。例えば，単調片押し，繰り返し，ランダムなど。
4) 軸力の種類：作用させる軸力の種類を一定軸力，変動軸力から選択する。
5) 軸力：部材に作用させる軸力の値を記入する。変動軸力の場合は，正方向および負方向の初期値，水平荷重に対する増分，下限値と上限値を記入する。
6) 軸力の作用位置：作用させる軸力の位置を選択する。例えば，偏心が無く部材断面に作用している場合は「中心」，偏心して作用している場合は「偏心」を選択する。
7) 鉛直ジャッキと取り付き方：鉛直ジャッキが部材にどのように取り付けられているか選択する。例えば，ピン支持，ローラー支持（鉛直ジャッキが試験体の変形に追随して移動し，試験体に対する軸力の作用位置が変わらない場合と，試験体の変形に追随せず軸力の作用位置が変化すると考えられる場合で区別する），PC 鋼棒を用いた載荷，その他など。また当該鉛直ジャッキの導入軸力の種類（図 7.1.9 参照）を記入する。
8) 載荷点位置 : 1 は壁板脚部から水平力の加力点までの高さを記入する。多点載荷の場合はそれぞれの水平力の入力点までの高さと割合を記入する。シアスパン : 2 は反曲点位置から部材端部までの長さの内，最大の長さを記入する。反曲点高さをジャッキにより制御している場合はその高さ（長い方）を記入する。またジャッキにより制御していない場合で建研式加力を行っている場合は，クリアスパンの半分の長さを記入する。
9) 載荷梁の性状と載荷方法：載荷梁が壁板に対して十分剛と考えられる場合，もしくは，水平荷重を押しのみで与える場合には「押し」を選択する。載荷梁が壁板に対して剛ではなく，且つ，水平荷重の一部を引張で与える場合には「引き」を選択する。
10) せん断スパン比：論文中に記載がある場合に記入する。
11) 備考

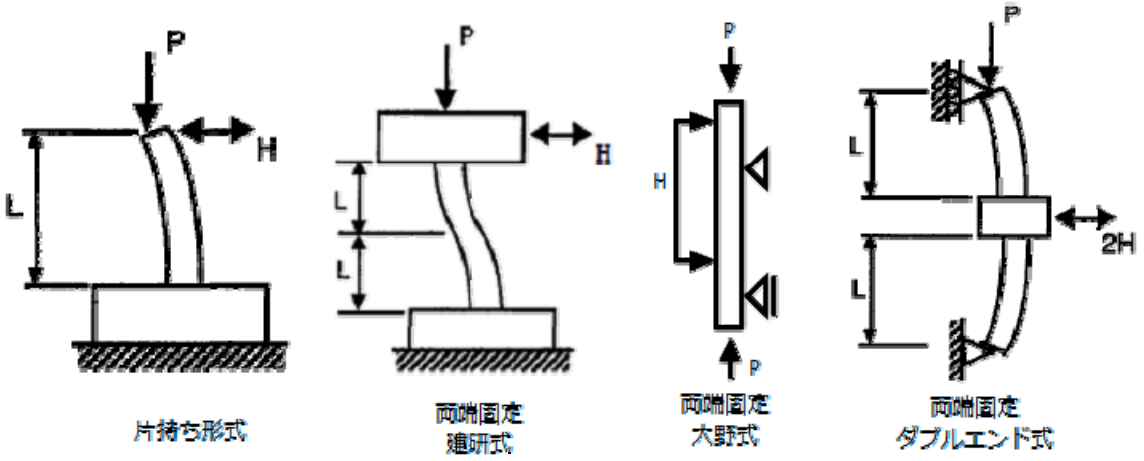
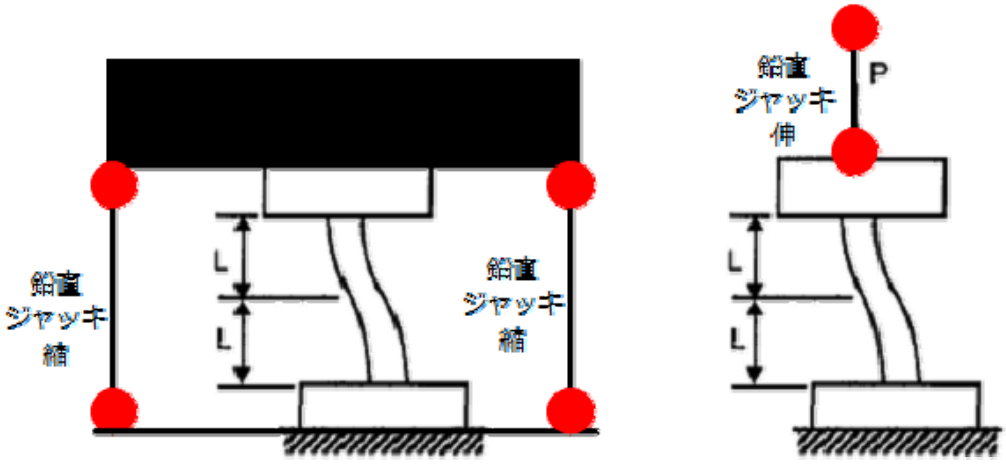


図 7.1.8　加力形式



(a) ジャッキが縮む場合　　(b) ジャッキが伸びる場合

図 7.1.9　鉛直ジャッキの軸力種類（試験体に圧縮軸力を作用させる場合）

302-計測情報

1) 部材応力の計測方法：部材が負担している応力（せん断力，軸力）の計測方法について記入する。ジャッキの荷重をロードセルで計測している値が示されている場合は「間接」，部材の応力をロードセルなどで直接計測している場合は「直接」を選択し，不明の場合「-」と記入する。
2) 部材変位の計測方法：加力により生じる部材の変位の計測方法について記入する。部材角や軸方向変位を算定するためのデータが直接計測されている場合は「直接」，計測データを用いて上記変位の算定する必要がある場合は，「間接」を選択し，不明の場合「-」と記入する。
3) 水平変位の計測位置：水平変位の計測範囲について記入する。また，水平変位を実際に計測している高さと，変形角算定用の計測高さが異なる場合があるので，その場合には，別途，変形角算定用の計測高さを記入する。

7.1.4　実験データ情報：

401-データ特性情報

1) 水平応力データの有無：水平応力データについての情報を記入する。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無を示す。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。また，軸力を作用させる場合には，せん断力の算定に P-Δ（ジャッキによる分を含む）の補正の必要があるかどうかを示す。補正が必要であり，文献内の情報から可能である場合，「必要（可）」，補正が必要だが文献内の情報からできない場合，「必要（不可）」を選択する。
2) 備考：上記の補足またはその他必要な情報を記入する。
3) 水平変形データの有無：水平変形データについての情報を記入する。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無を示す。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の水平変形として使用するために，補正の必要性の有無について示す。
4) 備考：上記の補足またはその他必要な情報を記入する。
5) 鉛直変形データの有無：鉛直変形データについての情報を記入する。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無を示す。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の鉛直変形として使用するために，補正の必要性の有無について示す。
6) 備考：上記の補足またはその他必要な情報を記入する。
7) 分離された水平変形データの有無：分離された水平変形データについての情報を記入する。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の分離された水平変形として使用するために，補正の必要性の有無について示す。
8) 備考：上記の補足またはその他必要な情報を記入する。

402-剛性情報

1) 初期剛性：実験データから得られる初期剛性の値を記入する。正負交番載荷の場合は，正負の値を示すが，特に記載がない場合には，正側に値を記入する。

403-破壊モード

1) 実験時破壊モード：実験で得られている破壊モードを記入する。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。
2) 計算時破壊モード：文献中で計算された最小の終局強度を破壊モードとする。正負非対称の部材の場合は，正負の値を示す。

404-損傷状態情報（ひび割れや鉄筋降伏，圧縮破壊，主筋座屈などの損傷状態を示す情報）

1) 曲げひび割れ：実験で得られている曲げひび割れ時の荷重と変形の値を記入する。
2) 曲げせん断ひび割れ：実験で得られている曲げひび割れ時の荷重と変形の値を記入する。
3) せん断ひび割れ：実験で得られているせん断ひび割れ時の荷重と変形の値を記入する。開

口隅角部のひび割れは，判別が可能な場合は別途記入する。

4) 側柱主筋降伏：実験で得られている最初に側柱主筋が降伏した時の荷重と変形の値を記入する。なお，主筋の降伏位置（最外縁，最内縁（全主筋））が確認できる場合には，別途記入する。
5) 側柱せん断補強筋降伏：実験で得られている最初に側柱せん断補強筋が降伏した時の荷重と変形の値を記入する。
6) 壁縦筋降伏：実験で得られている壁縦筋が降伏した時の荷重と変形の値を記入する。
7) 壁横筋降伏：実験で得られている壁横筋が降伏した時の荷重と変形の値を記入する。
8) 側柱かぶりコンクリート剥落：実験で得られている側柱かぶりコンクリートが剥落した時の荷重と変形の値を記入する。
9) 最大耐力：実験で得られている最大耐力に達した時の荷重と変形の値を記入する。
10) 主筋座屈：実験で得られている最初に主筋が座屈した時の荷重と変形の値を記入する。
11) 軸崩壊：実験で得られている軸崩壊に達した（またはそう見なされる）時の荷重と変形の値を記入する。
12) 限界耐力点：論文に筆者が記載した限界耐力点の変形の値を記入する。
13) 限界耐力点：論文中の荷重変形関係から読み取ったアナログデータを元に，最大耐力後，水平荷重が最大耐力の 80%まで低下した点の変形角の値を記入する。
14) 耐力点：論文中の荷重変形関係から読み取ったアナログデータを元に，初めて最大耐力の 70，80，90，100%（最大耐力）の耐力点に到達した時の包絡線上の変形角の値を記入する。
14) 備考：
15) 等価粘性減衰定数：論文中に等価粘性減衰定数の記載がある場合は，各変形角における等価粘性減衰定数が図で表わされているか，表で表わされているか示す。
16) ひび割れ情報：ひび割れ図の有無を記入する。またひび割れが計測されている部材角を記入する。
17) 写真情報：損傷を示した写真の有無を記入する。また写真が撮影された部材角を記入する。
18) その他の損傷情報：ひび割れ幅や長さなどさらに詳細な情報を計測の有無を記入する。

（特記事項）

- 変形や強度が論文中に片方向しか記載されていない場合は，正載荷時のシートに記入する。
- 変形については，対象とする損傷がサイクル時に観測されたもの（実際にはサイクル以前に発生している可能性がある）か，対象とする損傷が発生時に観測されたものかを区別して記述する。

405-デジタルデータ

1) ファイル名：デジタルデータがある場合には，そのファイル名称を記入する。
2) 備考：

7.1.5　データの信頼度指標

各評価項目に対して信頼度を記入し，不適切データの定義に活用する。

7.2　収集データの特性

7.2.1　収集した論文の概要

本節では，収集したデータベースについて説明する。1975 年から 2017 年の間に，日本建築学会の構造系論文集，構造工学論文集，日本コンクリート工学会の年次大会論文集，コンクリート工学論文集で発表された論文のうち，耐力壁に関連する 573 編の論文を対象にデータベースの構築，データの整理，分析を行った。これらの論文のうち，実際に論文に記載された実験試験体の情報をデータベースに入力した論文の数は 245 編である。論文の内訳を表 7.2.1 に示す。情報が不足する論文については，日本建築学会の学術講演梗概集や各支部の研究報告集（計 41 編）を参照しながら，データの入力を行った。

また，国土交通省建築基準整備促進事業で実施された研究のうち，課題 8 番「開口の数や位置を考慮した鉄筋コンクリート造の耐力壁の強度・剛性評価方法に関する実験・解析」，課題 9 番「鉄筋コンクリート造の耐力壁架構の条件設定に関する実験」，課題 30「有開口耐力壁の変形能力の評価等に関する実験・解析」，課題 39「鉄筋コンクリート造連層耐力壁の構造詳細と部材種別に係る基準の整備に資する検討」に関しては，各事業主体から実験のデジタルデータの提供を受け，詳細な検証を行った。

表 7.2.1　実験データの収集を行った論文数

論文名	論文数
日本建築学会　構造系論文集	32
日本建築学会　構造工学論文集	17
日本コンクリート工学会　年大会論文集	191
日本コンクリート工学会　コンクリート工学論文集	5
合計	245
その他（日本建築学会大会　学術講演梗概集、支部研究報告集）	41

表 7.2.2　実験データの収集を行った論文数

年度	論文数	年度	論文数	年度	論文数	年度	論文数	年度	論文数
		1980	3	1990	7	2000	12	2010	12
		1981	1	1991	6	2001	6	2011	7
		1982	1	1992	7	2002	8	2012	7
		1983	4	1993	5	2003	6	2013	3
		1984	6	1994	8	2004	10	2014	2
1975	0	1985	5	1995	5	2005	10	2015	6
1976	0	1986	2	1996	4	2006	6	2016	9
1977	0	1987	7	1997	5	2007	10	2017	9
1978	0	1988	12	1998	4	2008	9		
1979	3	1989	4	1999	5	2009	9		
合計	3	合計	45	合計	56	合計	86	合計	55
								合計	245

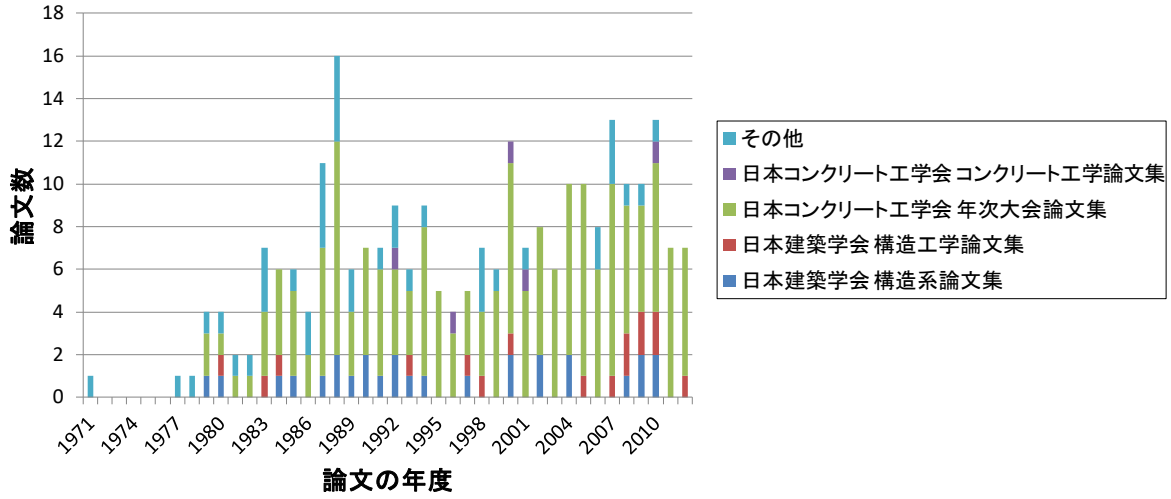


図 7.2.1　実験データの収集を行った論文数

7. 2. 2　収集した試験体の概要

7.2.1 項で示した 245 編の論文，基整促の研究報告書に記載された内容から，754 体の実験試験体のデータをデータベースに入力した。入力の対象は，両側に柱型が付いた I 形断面の耐力壁，両側共に柱型のない矩形断面の耐力壁とし，それぞれ開口を持つ耐力壁も対象とした。なお，偏平率（＝壁全長／壁厚）が小さい矩形断面の耐力壁では，断面全体が閉鎖型のせん断補強筋で拘束される場合があるが，その挙動には壁式ラーメン構造で用いられる壁柱との類似点も多い。そこで，本実験データベースでは，偏平率が 2.5 程度以上の矩形断面の壁柱試験体についても検討対象とし，データの収集を行った。実験データの入力を行わなかった試験体は，補強試験体や壁筋が斜め 45 度に配筋された試験体，壁内に側柱以外の柱型を有する（2 スパン以上の）試験体，開口の配置や配筋が特に複雑な試験体，プレキャストの試験体など，一般的な部材の評価とは区別する必要があると判断した試験体である。表 7.2.3 に試験体数の一覧を示す。次項以降の検討では，実験データの収集を行った試験体の中で，以下の項目に該当する，構造性能の評価に特別な配慮が必要な試験体に関しても，検討対象から除外した。また，現行基規準の適用範囲内での検討を行うため，コンクリートの圧縮強度が 18MPa 未満もしくは 60MPa を超える試験体も，以後の検討対象では除外した。一方，載荷実験では，曲げ破壊や局所破壊の防止など試験体の破壊性状を制御する目的で高強度鉄筋が用いられる場合があるため，高強度鉄筋を用いた試験体は検討対象に含めた。これらの試験体を除外した試験体の総数は 529 体である。

（材料に関する条件）

- コンクリートの圧縮強度が 60MPa を超える試験体（39 体）
- コンクリートの圧縮強度が 18MPa を下回る試験体（30 体）
- 柱と壁でコンクリート強度が違う試験体（1 体）

（寸法，形状，配筋に関する条件）

- 両側の柱型（柱型拘束域）の寸法や配筋が異なる試験体（6 体）
- 円形の開口が設けられた試験体（37 体）
- 開口数が多い試験体（1 体）

・縮尺が極端に小さい（3%）試験体（1 体）
・X 形配筋の試験体（17 体）
・配筋が特殊な試験体（3 体）
（壁板が多数の閉鎖型拘束筋で拘束されている，または，壁縦筋の本数が少なく，壁板せい方向に分散配置されていない）

（載荷条件に関する条件）
・二方向水平載荷の試験体（29 体）
・偏心軸力を作用させた試験体（29 体）
・変動軸力を作用させた試験体（13 体）
・載荷中にせん断スパン比を変更した試験体（14 体）
・事前載荷を行った試験体（5 体）

表 7.2.3　次節以降で検討対象とする試験体の数

グループの分類	柱型の有無	開口の有無	検討対象となる試験体数
①	有	無	258
②	無	無	113
③	有	有	154
	無	有	4
合計			529

7.2.3　収集した試験体の特性値の分布

表 7.2.4，図 7.2.2 から図 7.2.21 に，表 7.2.3 で示した試験体の特性値の分布を示す。特性値は，断面形状の違いと開口の有無に基づき，3 種類（①無開口・I 形断面，②無開口・矩形断面，③有開口・I 形，矩形断面）に分類して示した。③有開口では，I 形断面の試験体が多数を占めるため，特性値の分布が①I 形断面と近いものが多い。表 7.2.4 の数値は以下の仮定に基づいて算定した。なお，以後の検討では，コンクリートの圧縮強度が 60MPa を超える試験体（39 体），コンクリートの圧縮強度が 18MPa を下回る試験体（30 体）は検討対象外とするが，参考として，表 7.2.4(b)に，これらの試験体を含めた場合（598 体）の試験体の特性値の分布も示す。

・ 等価開口周比 r_0 は，後述する 2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書[7-2]の式(7.2.1)，2010 年版 RC 規準[7-3]の式(7.2.4)に従って算定した。技術基準解説書で用いた仮定は以下の通りである。① 開口が複数ある場合に，図 7.2.2 (a)に示す二つの開口間の水平距離 l が二つの開口の高さ h の 1.5 倍以上あり，且つ，l が 1m 以上の場合は二つの開口を面積等価な開口とみなし，この条件を満足しない場合には，包絡する開口とみなす方法が示されている。本データベースでは，縮尺が不明な試験体も多いことから，$l \geqq 1.5h$ の条件のみを用いて，開口長さや開口面積の判別を行った。② 連層の耐力壁では 1 階を対象に計算した。③ 実験試験体では，試験区間上下のスタブが剛強な試験体が多く，開口上下の梁の損傷に伴う破壊は生じないと考えられるため，縦長開口による低減率は考慮していない。また，2010 年版 RC 規準で用いた仮定は以下の通りである。① 連層の耐力壁では 1 階を対象に計算した。② 縦長開口による低減は，いずれの試験体も下スタブが剛強であると考えられるため，λ を用いた評価法のみを用いた。壁高さ Σh は，図 7.2.2(b)に示すように，下スタブの上端面から載荷梁の上端面

までの高さ，開口高さ Σh_0 は Σh の領域内にある開口のうち，水平方向の位置が重なる開口の高さの和とした。

- せん断スパン比は，せん断スパンを壁の全長で除すことで求めた。
- 軸力比は，圧縮側は軸力を耐力壁の全断面積とコンクリート圧縮強度で除すことで，引張側は軸力を耐力壁の軸方向鉄筋の全断面積と降伏強度で除すことで求めた。なお，軸力比の算定断面は 1 階壁脚位置とし，1 階壁脚位置に開口がある場合には，開口による断面欠損を考慮した。
- せん断応力度比は，式(7.5.26)の曲げ終局強度式による水平せん断力，式(7.5.18)のせん断ひび割れ強度と式(7.5.30)のせん断終局強度の最大値（開口低減率には式(7.2.1)の等価開口周比 r_0 を用いた）を比較し，小さい方の値を壁幅と側柱中心間距離（柱型のない試験体では壁全長）で除した値とした。また，開口を有する試験体では，開口の投影長さに対応する面積を差し引いて計算した。

表 7.2.4　データベースの特性値

(a) 本論文で検討対象とする範囲（529 体）

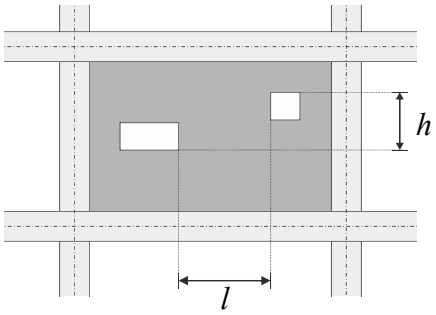
項目				単位	範囲	平均				試験体数			
						全体	① 無開口 I形	② 無開口 矩形	③有開口 I形，矩形	全体	① 無開口 I形	② 無開口 矩形	③有開口 I形，矩形
材料	コンクリート圧縮強度（複数層の場合は1階）			MPa	18.3～59.5	28.5	29.2	27.8	28.0	528	257	113	158
	柱（端部拘束域）	主筋　降伏強度		MPa	244～1044	426	408	539	378	522	258	106	158
		帯筋　降伏強度		MPa	160～1481	392	357	481	408	462	239	68	155
	壁	壁縦筋　降伏強度		MPa	160～882	359	328	409	376	527	257	112	158
		壁横筋　降伏強度		MPa	160～1423	369	328	452	376	527	257	112	158
形状	縮尺				0.07～1.0	0.32	0.25	0.47	0.35	307	148	58	101
	壁全せい L			mm	300～4740	1429	1495	923	1685	529	258	113	158
	壁内法高さ H(連層の場合は全層)			mm	280～4900	1241	1234	1198	1283	529	258	113	158
	H/L				0.36～4.00	0.98	0.84	1.57	0.77	529	258	113	158
	壁厚			mm	19～250	75	59	125	64	529	258	113	158
	壁厚／側柱幅				0.05～0.67		0.32				258		
	壁内法長さ／壁全長				0.67～0.95		0.78				258		
	偏平率(壁全長／壁厚)				2.5～26.7			7.8				113	
	等価開口周比 r_0	式（7.2.1） 技術基準解説書			0.16～0.94				0.40				158
		式（7.2.4） 2010年版RC規準			0.16～0.82				0.39				158
配筋	柱（端部拘束域）	等価引張鉄筋比	I形断面	%	0.09～3.54		0.86		0.77		258		157
			矩形断面（壁端から0.1D）	%	0.02～1.70			0.39				110	
			矩形断面（壁端からtw）	%	0.02～1.13			0.35				110	
		帯筋比		%	0.00～1.60	0.56	0.61	0.41	0.59	512	247	107	158
	壁	縦筋比		%	0.00～2.96	0.63	0.57	0.76	0.62	526	258	110	158
		横筋比		%	0.00～1.76	0.60	0.59	0.60	0.64	529	258	113	158
		横筋比/縦筋比			0.17～5.32	1.04	1.04	1.03	1.05	520	257	105	158
載荷条件	せん断スパン比				0.21～3.12	1.01	0.99	1.15	0.95	528	257	113	158
	軸力比				0.00～0.61	0.07	0.06	0.08	0.08	527	257	113	157
	せん断応力度比				0.02～0.27	0.14	0.17	0.10	0.12	524	257	110	157

表 7.2.4　データベースの特性値

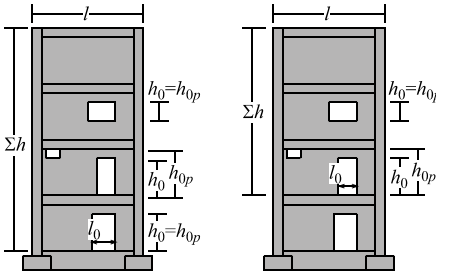
(b) コンクリートの圧縮強度が 60MPa を超える試験体，

コンクリートの圧縮強度が 18MPa を下回る試験体も含めた場合（598 体）

項目				単位	範囲	平均				試験体数			
						全体	① 無開口 I形	② 無開口 矩形	③有開口 I形，矩形	全体	① 無開口 I形	② 無開口 矩形	③有開口 I形，矩形
材料	コンクリート圧縮強度（複数層の場合は1階）			MPa	4.8～103	30.7	31.9	33.1	26.9	597	290	138	169
	柱（端部拘束域）	主筋　降伏強度		MPa	244～1044	443	431	548	382	591	291	131	169
		帯筋　降伏強度		MPa	160～1481	431	408	528	416	523	269	91	163
	壁	壁縦筋　降伏強度		MPa	160～1419	377	355	415	385	590	290	131	169
		壁横筋　降伏強度		MPa	160～1423	395	354	492	385	596	290	137	169
形状	縮尺				0.07～1.0	0.31	0.25	0.43	0.34	347	170	69	106
	壁全せい L			mm	300～4740	1410	1484	971	1641	598	291	138	169
	壁内法高さ H（連層の場合は全層）			mm	270～4900	1267	1260	1305	1247	598	291	138	169
	H/L				0.36～4.00	1.00	0.86	1.58	0.77	598	291	138	169
	壁厚			mm	15～250	77	59	131	64	598	291	138	169
	壁厚／側柱幅				0.05～0.67		0.32				291		
	壁内法長さ／壁全長				0.65～0.95		0.78				291		
	偏平率（壁全長／壁厚）				2.5～26.7			7.8				138	
	等価開口周比 r_0	式（7.2.1） 技術基準解説書			0.16～0.94				0.40				169
		式（7.2.4） 2010年版RC規準			0.16～0.82				0.39				169
配筋	柱（端部拘束域）	等価引張鉄筋比	I形断面	%	0.09～3.54		0.86		0.74		291		168
			矩形断面（壁端から0.1D）	%	0.02～1.71			0.42				135	
			矩形断面（壁端からtw）	%	0.02～1.19			0.37				135	
		帯筋比		%	0.00～2.37	0.59	0.65	0.48	0.56	590	280	131	169
	壁	縦筋比		%	0.00～2.96	0.63	0.60	0.71	0.60	595	291	135	169
		横筋比		%	0.00～1.77	0.62	0.61	0.61	0.63	598	291	138	169
		横筋比/縦筋比			0.17～5.32	1.04	1.03	1.05	1.06	583	290	124	169
載荷条件	せん断スパン比				0.21～5.00	1.05	1.00	1.31	0.93	594	290	135	169
	軸力比				−0.40～0.61	0.07	0.06	0.09	0.08	596	290	138	168
	せん断応力度比				0.02～0.58	0.14	0.17	0.10	0.13	577	279	135	163



(a) 技術基準解説書における
複数開口の取り扱い [7-2]



(a) 1 階算定用　(b) 2 階算定用

(b) RC 規準における
縦長開口による開口低減 [7-3]

図 7.2.2 等価開口の判断の例

図 7.2.3 に各試験体の縮尺を，図 7.2.4 に①I 形断面の試験体を対象に計算した $\Sigma A_c / A_g$（ΣA_c：柱型の断面積，A_g：耐力壁の全断面積）と，②矩形断面の試験体の偏平率の分布を示す。偏平率は壁全せいを壁厚で除すことで求めた。$\Sigma A_c / A_g$ の平均値は 0.48 であり，柱型と壁板の断面積がほぼ等しい試験体の割合が大きい。壁端に帯筋がある試験体の偏平率は 5～27 と幅広く分布したが，帯筋のない試験体や壁柱試験体では，偏平率が 10 程度以下となるものが多くを占めた。

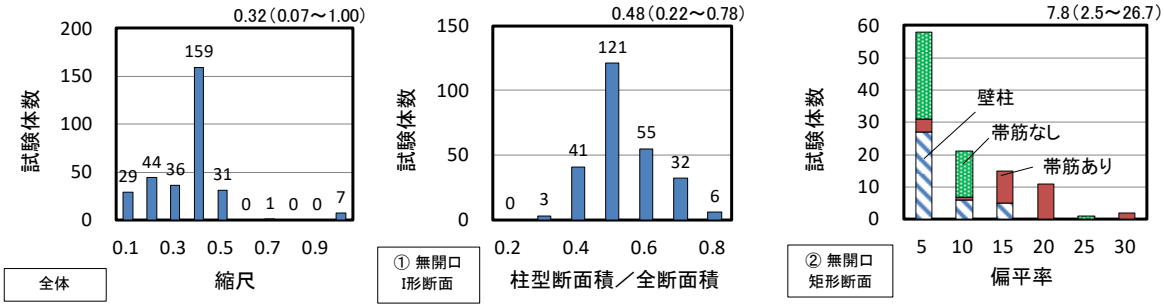


図 7.2.3　縮尺　　図 7.2.4 各グループの形状の特徴

図 7.2.5 にコンクリートの圧縮強度の分布を示す。本検討では，コンクリート圧縮強度が 18MPa 以上，60MPa までの試験体を対象としているが，平均値は 29MPa であり，大部分が 20～40MPa の間に分布していた。

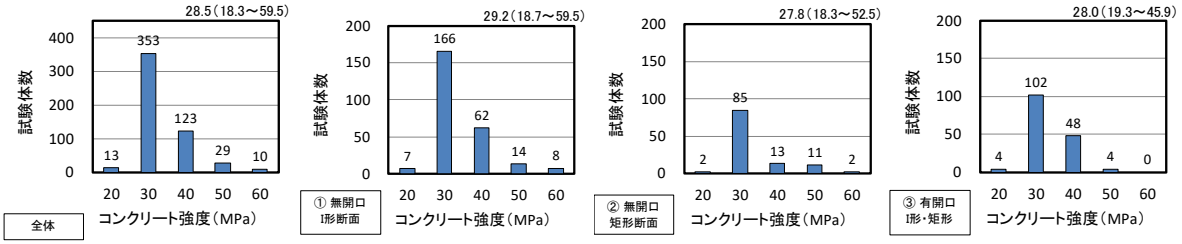


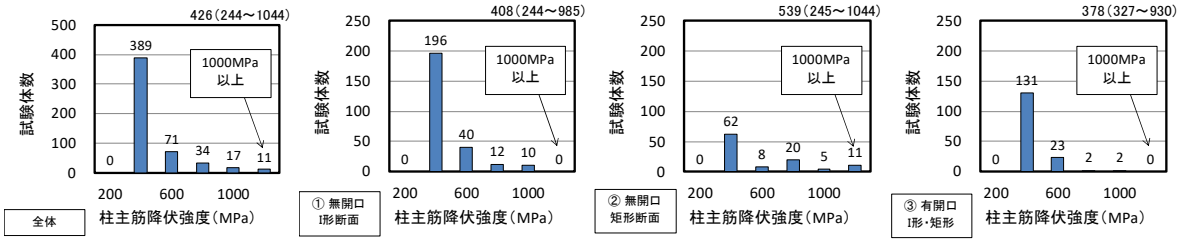
図 7.2.5 コンクリートの圧縮強度

図 7.2.6 から図 7.2.9 に鉄筋の降伏強度の分布を示す。大部分の試験体で SD490 相当以下（ここでは実強度で 600MPa 以下と仮定した）の鉄筋が利用されていた。

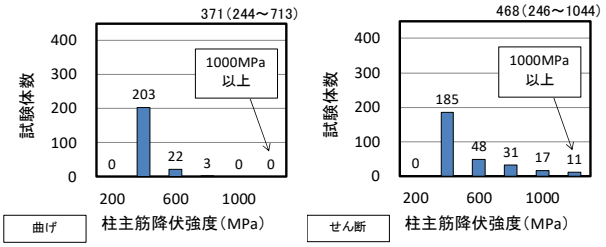
柱主筋（壁端部曲げ補強筋）では，SD490 相当以下が全体の 88%を占めるが，①I 形断面では 91%，②矩形断面では 66%と断面形状によって高強度鉄筋の比率が異なっている。破壊形式ごとに見ると，SD490 相当以下の試験体の割合が，曲げ型（曲げ破壊，曲げ降伏後のせん断破壊）では全体の 99%を占めているのに対し，せん断型では 66%となっていた。②矩形断面では①I 形断面と比較して，せん断スパン比が大きく，曲げ破壊が先行しやすい。したがって，せん断破壊型の試験体では，曲げ降伏が先行しないように，高強度鉄筋が多く用いられたものと考えられる。

柱帯筋（壁端部拘束筋）の降伏強度に関しては，SD490 相当以下の試験体の割合が全体の 92%と大部分を占めたが，SD490 相当以上の帯筋が利用された試験体のうち 83%をせん断破壊型の試験体が占めた。

壁縦筋，壁横筋に関しては，殆どの試験体で SD490 相当以下の鉄筋が用いられており，全体に占める割合はそれぞれ 94%，92%であった。

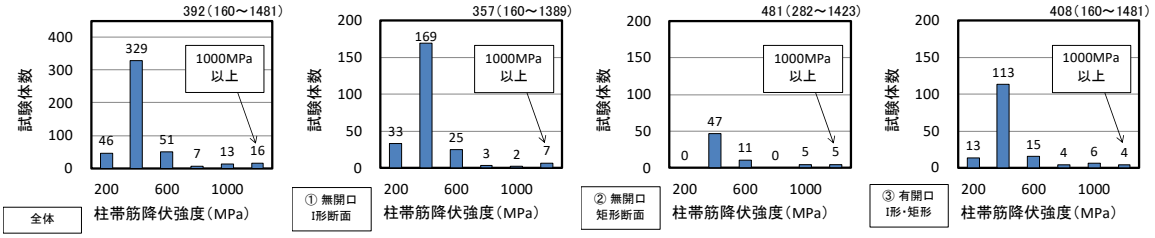


(i) 形状ごとの分類

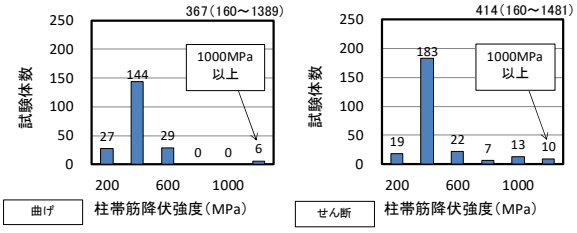


(ii) 破壊性状ごとの分類

図 7.2.6 柱主筋（壁端部曲げ補強筋）の降伏強度



(i) 形状ごとの分類



(ii) 破壊性状ごとの分類

図 7.2.7 柱帯筋（壁端部拘束筋）の降伏強度

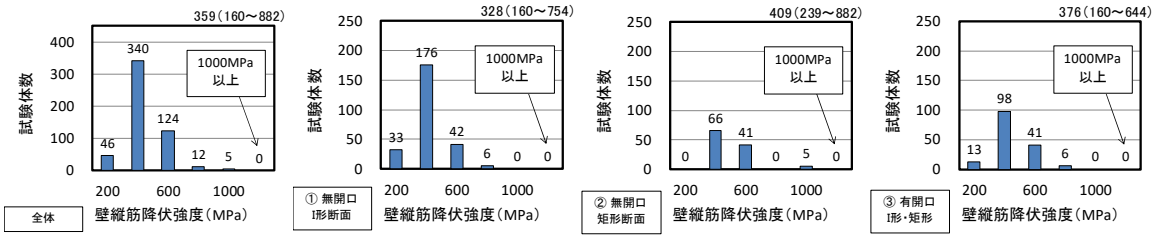


図 7.2.8 壁縦筋の降伏強度

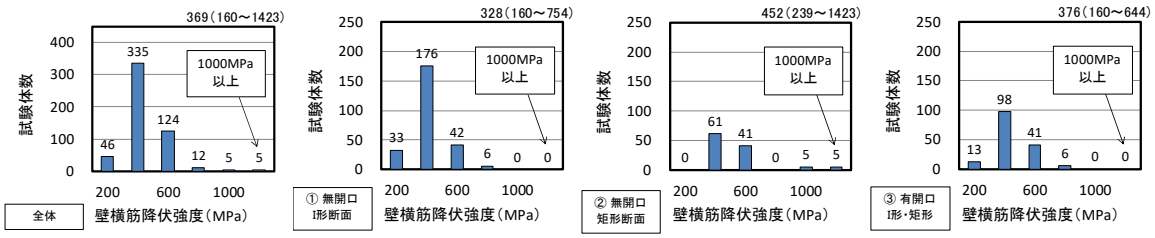


図 7.2.9 壁横筋の降伏強度

図 7.2.10 に壁内法高さ／壁の全長の分布を示す。壁内法高さ／壁の全長は，I 形断面と比べ矩形断面の試験体の方が全体的に大きくなっている。

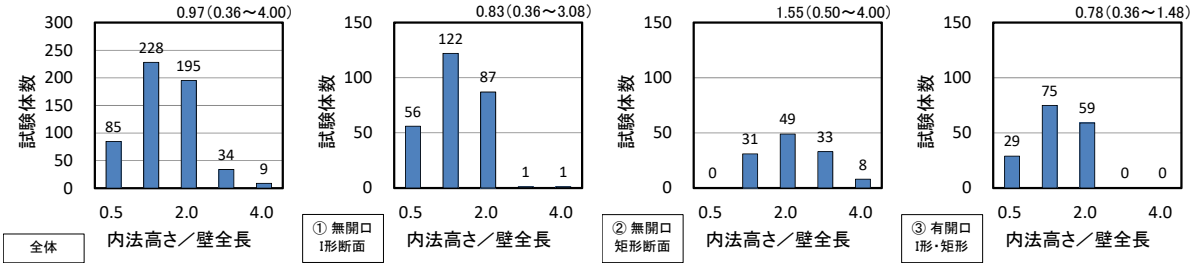


図 7.2.10 壁内法高さ／壁の全せい

図 7.2.11，図 7.2.12 に壁縦筋比と壁横筋比の分布を示す。また，図 7.2.13 に壁横筋比／壁縦筋比の分布を示す。壁横筋比と壁縦筋比の比率を見ると，壁横筋比／壁縦筋比の比率が 0.75～1.25 の範囲となる試験体の割合が，①I 形断面では 94%であるのに対し，②矩形断面では 64%となり，②矩形断面では壁縦筋と壁横筋の割合が異なる試験体の割合が多かった。

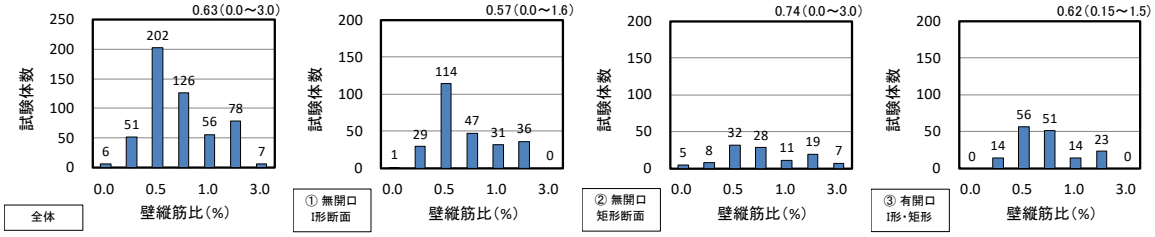


図 7.2.11 壁縦筋比

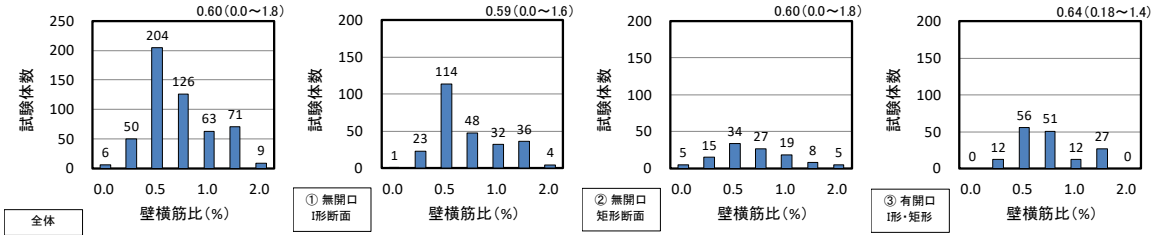


図 7.2.12 壁横筋比

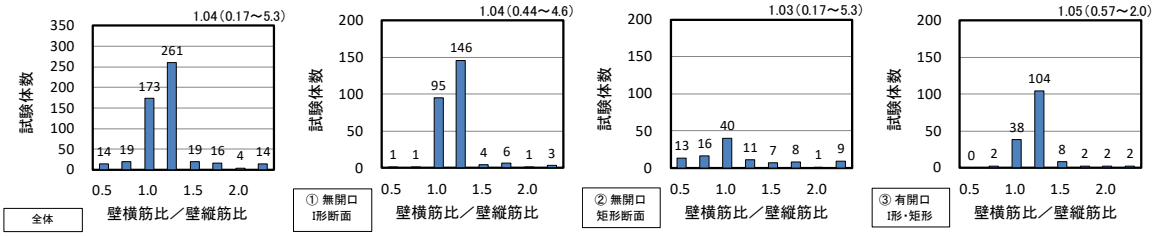


図 7.2.13　壁横筋比／壁横筋比

図 7.2.14 にせん断スパン比の分布を示す。せん断スパン比は，①I 形断面では平均値が 0.99，②矩形断面ではは平均値が 1.2 となった。矩形断面では細長い形状の耐力壁を対象とした試験体の割合が多いと考えられる。

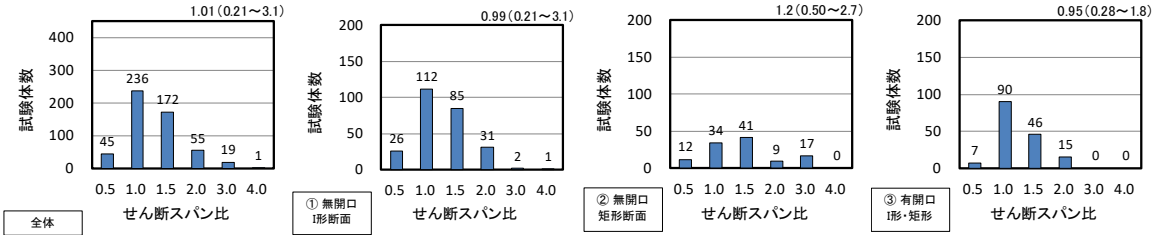


図 7.2.14　せん断スパン比

図 7.2.15 に軸力比の分布を示す。①I 形断面では，軸力比が 0.20 を超える試験体は 1 体のみであるが，②矩形断面では，軸力比が 0.20 を超える試験体が 11 体有り，より高軸力下での検討が多く行われている。また，引張軸力を作用させた試験体はなかった。

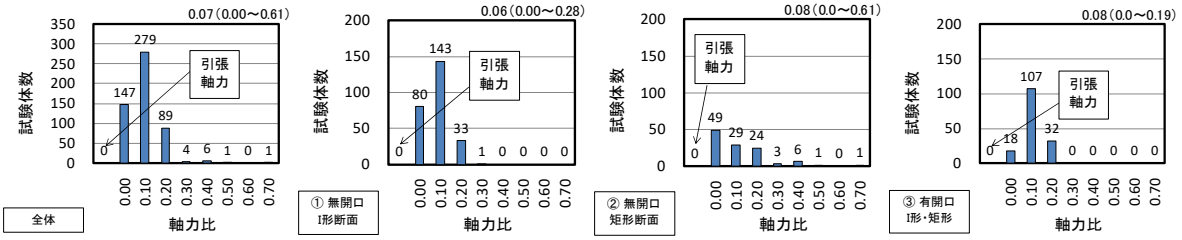


図 7.2.15　軸力比

式(7.2.1)から式(7.2.3)に 2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書 [7-2] の手法に従って計算される等価開口周比，開口によるせん断剛性低減率，開口によるせん断強度低減率を示す。図 7.2.16(a)に示すように，等価開口周比に関しては，一枚壁として取り扱う時の目安となる 0.40 を上回る試験体が全体の 36%を占めている。図 7.2.17 に，1 階に複数の開口を持つ試験体を対象に，技術基準解説書の条件（図 7.2.2(a)の $l \geqq 1.5\,h$ を満足するものは面積等価の開口部，それ以外は包絡する開口部とみなす）に従って算定した等価開口周比と，面積等価の開口部とみなした場合の等価開口周比の比較結果を示す。開口を複数持つ試験体には，構造関係技術基準解説書の手法による等価開口周比が，単純な面積等価の手法による等価開口周比と比較して著しく大きい試験体が数体存在する。図中にこれらの試験体の開口の配置を示すが，開口が壁板の対角に配置されると，開口面積が比較的小さい場合でも，包絡による開口で等価開口周比が決まる事例があること

が分かる。このような試験体では，実験の最大耐力が過小評価される傾向にあるため，評価手法に改善の余地があると考えられる。

式(7.2.4)から式(7.2.6)に 2010 年版の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説[7-3]で新たに提案された投影長さ，投影高さに基づく等価開口周比，開口によるせん断剛性低減率，開口によるせん断強度低減率を示す（なお，式(7.2.1)から式(7.2.3)の構造関係技術基準解説書の評価式との対応が分かりやすいように，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説とは異なる英文字で表記している）。図 7.2.16(b)に示すように，等価開口周比に関しては，一枚壁として取り扱う時の目安となる 0.40 を上回る試験体の割合が全体の 47%と，式(7.2.1)を使用した場合と比較してやや増加している。これは，基準となる壁長さが壁の全長に変更になったことが影響していると考えられる。ただし，図 7.2.3.18 に示すように，複数開口を持つ試験体に関しては，式(7.2.3)を使用した場合と比較して，投影長さ，投影高さを用いることで，開口が離れて配置された試験体において，開口低減率が極端に小さくなる事例が減少している。

いずれの評価式を用いた場合にも，等価開口周比の平均値が，RC 規準において耐力壁として取り扱う際の目安となる 0.4 とほぼ等しい。したがって，本検討結果には，一般的には耐力壁として取り扱われることがあまりないような大きな開口を有する試験体の実験結果が多く含まれている点に注意が必要である。

（構造関係技術基準解説書の手法）

$$r_0 = \sqrt{\frac{\sum h_0 l_0}{hl}} \tag{7.2.1}$$

$$r_1 = 1 - 1.25 r_0 \tag{7.2.2}$$

$$r_2 = 1 - \max(r_0, \frac{l_0}{l}, \frac{h_0}{h}) \tag{7.2.3}$$

r_0　：等価開口周比

r_1　：開口によるせん断剛性低減率

r_2　：開口によるせん断強度低減率（今回の検討では h_0/h は考慮しない。）

l_0　：開口の水平部の長さ

h_0　：開口の鉛直部の高さ

h　：耐力壁の上下のはりの中心間距離
（今回の検討では，単層：壁の内法高さ，連層：壁の内法高さと枠梁せいの和とした。）

l　：耐力壁の両端の柱の中心間距離
（今回の検討では，柱型のない耐力壁の場合は，壁全長の 0.9 倍とした。）

（2010 年版 RC 規準の手法）

$$r_0 = 1.1 \times \sqrt{\frac{h_{0p} l_{0p}}{hl}} \tag{7.2.4}$$

$$r_1 = 1 - 1.25 \times r_0 \tag{7.2.5}$$

$$r_2 = 1 - \max(r_0, 1.1 \times \frac{l_{op}}{l}, \frac{\sum h_o}{\sum h} or \lambda \frac{\sum h_o}{\sum h}) \qquad (7.2.6)$$

r_0　：等価開口周比

r_1　：開口によるせん断剛性低減率

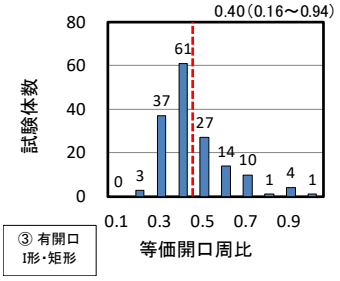
r_2　：開口によるせん断強度低減率
（今回の検討では $\Sigma h_0/\Sigma h$ は考慮しないが，$\lambda\Sigma h_0/\Sigma h$ は考慮する。）

l_0　：開口部の水平断面への投影長さの和

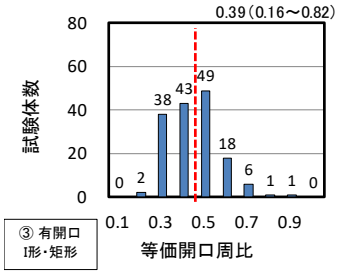
h_0　：開口部の鉛直断面への投影高さの和

h　：当該階の壁部材の高さ
（今回の検討では，単層：壁の内法高さ，連層：壁の内法高さと枠梁のせいの和とした。）

l　：柱を含む壁部材の全長



(a) 式(7.2.3)による等価開口周比



(b) 式(7.2.6)による等価開口周比

図 7.2.16　等価開口周比

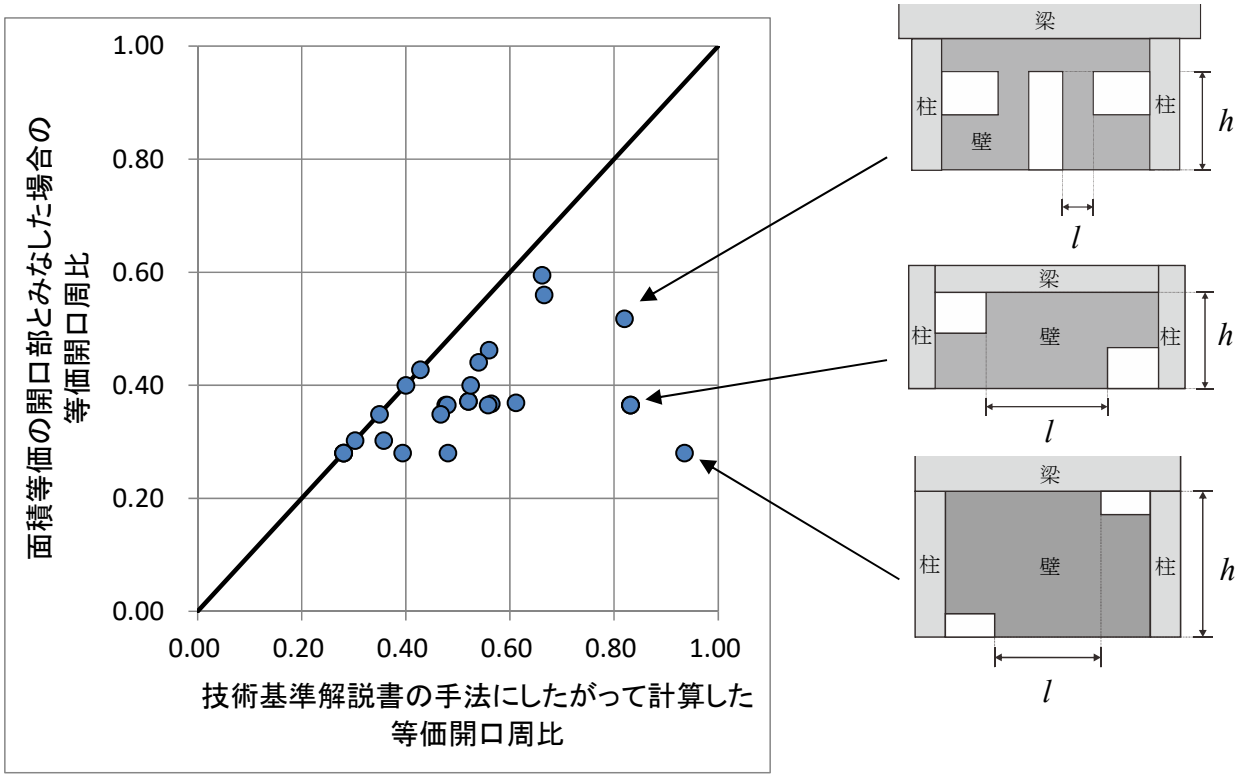


図 7.2.17　等価開口周比の比較（式(7.2.3)による技術基準解説書の手法）

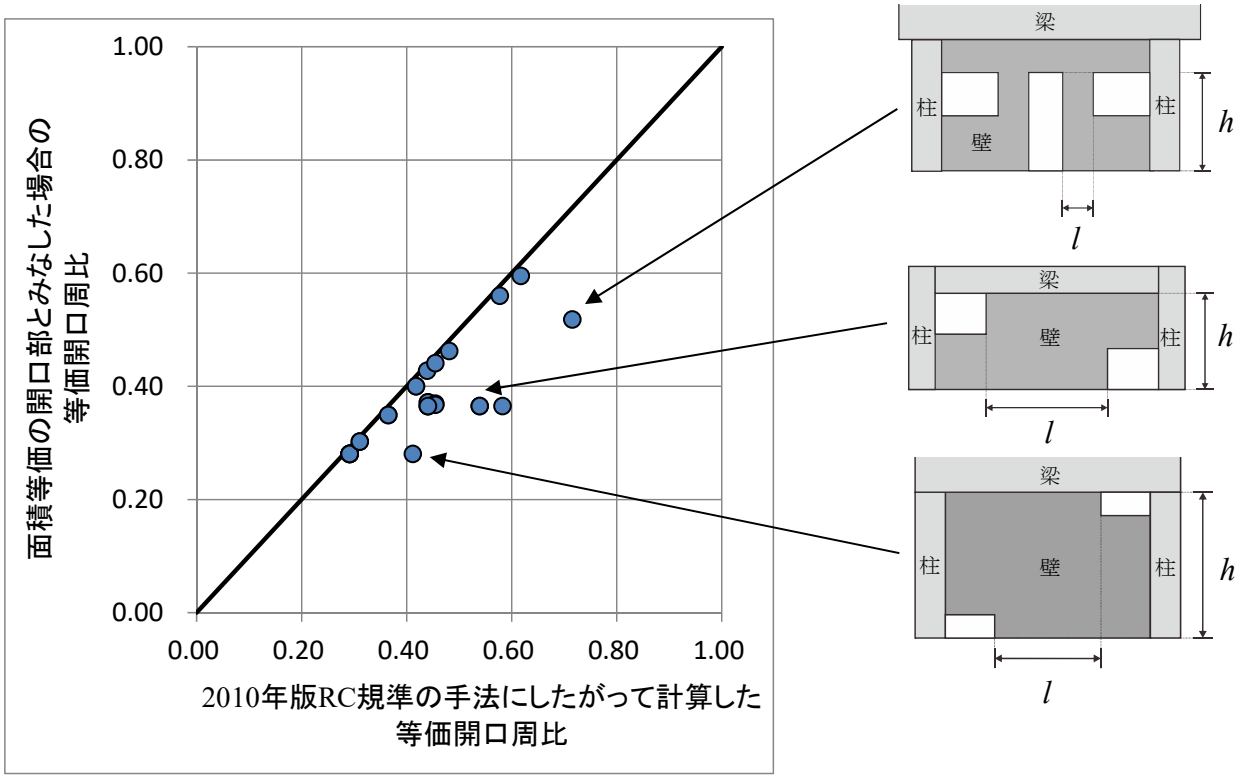


図 7.2.18　等価開口周比の比較（式(7.2.6)による RC 規準の手法）

式(7.2.6)による開口によるせん断強度の低減率が，開口長さ，開口面積，開口高さのいずれの因子で決まったかを確認するために，③有開口の 159 体の試験体を対象に計算した，各因子によるせん断強度の低減率の分布を図 7.2.19 に示す。開口長さ，開口面積，開口高さにより，開口低減率が決まった試験体の数はそれぞれ 15 体，140 体，4 体となり，開口面積によって低減率が決まった事例が全体の 9 割近くを占めている。一方，縦長開口を有する試験体でも，今回対象とした試験体では，開口高さで低減率が決まった試験体は殆どなかった。これは，試験体の頂部にせいの高い載荷梁が設けられている場合が多いこと，開口長さが短い場合にはλの値が小さくなり，開口による低減が小さく抑えられることなどが考えられる。

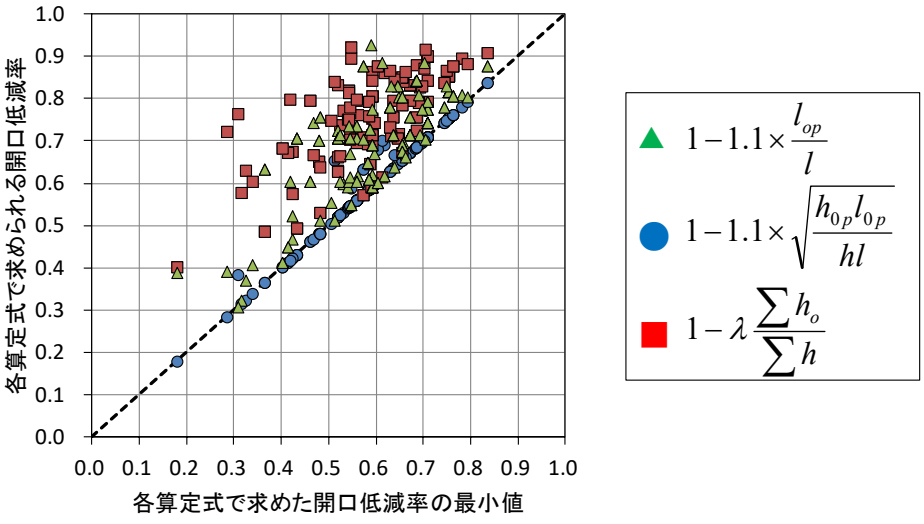


図 7.2.19　開口低減率を決定する要因（式(7.2.6)による RC 規準の手法）

図 7.2.20 にせん断応力度比の分布を示す。①I 形断面では，せん断破壊が起こらない場合に部材種別 WA の評価基準[7-2]となる 0.20 を下回る試験体が全体の 80%，②矩形断面では，せん断破壊が起こらない場合に WA の評価基準となる 0.10 を下回る試験体が全体の 50%となった。

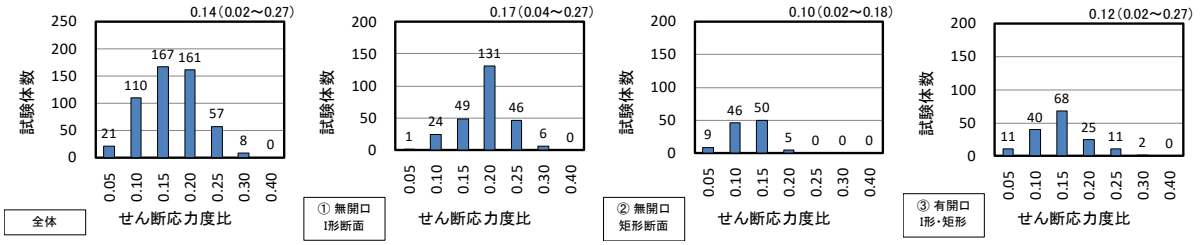


図 7.2.20　せん断応力度比

図 7.2.21 に破壊形式ごとの試験体数を示す。① I 形断面では，曲げ破壊が 43 体（17%），曲げせん断破壊（曲げ降伏後のせん断破壊含む）が 97 体（38%），せん断破壊が 118 体（46%），付着割裂破壊が 0 体（0%），その他が 0 体（0%）となった（正方向載荷時と負方向載荷時の破壊形式が異なる場合には，正方向載荷時の破壊形式を採用した）。②矩形断面では，曲げ破壊が 35 体（31%），曲げせん断破壊が 22 体（19%），せん断破壊型が 55 体（49%），付着割裂破壊が 1 体（1%），その他が 0 体（0%）となった。③有開口では，曲げ破壊が 22 体（14%），曲げせん断破壊（曲げ降伏後のせん断破壊含む）が 16 体（10%），せん断破壊が 119 体（75%），付着割裂破壊が 0 体（0%），その他が 1 体（1%）となった。①，②の無開口の試験体では，曲げ破壊，曲げせん断破壊の試験体とせん断破壊の試験体が隔たりなくあるが，③有開口では，曲げ破壊，曲げせん断破壊の試験体が少なく，大部分がせん断破壊型となっている。但し，これらの試験体の中には，試験体の実際の損傷性状からではなく，変形性能から破壊形式を判別した試験体も含まれており，分類の方法に関しては今後の検証が必要である。特に大開口を有する耐力壁では，一枚壁としての挙動よりも，骨組としての挙動が支配的になるため，曲げ，せん断と破壊形式を単純に分類することは難しいと考えられる。

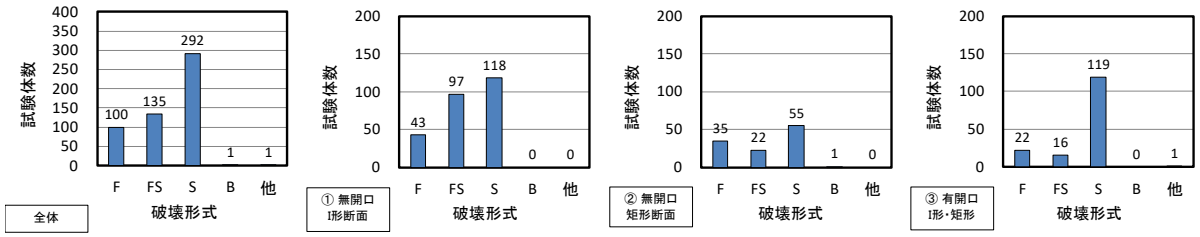


図 7.2.21　破壊形式ごとの試験体数

7.3　収集データの信頼度分析

収集した実験データの材料特性については，コンクリートの圧縮強度や柱主筋（端部曲げ補強筋），壁筋に関しては，殆どの試験体で強度の記載があったが，側柱（壁端部拘束域）のせん断補強筋に関しては，強度の記載がない試験体が 5 体あった。また，一部の試験体で，掲載されてい

る論文によって，材料強度が異なる試験体が 7 体あった。この場合，より信頼度の高いと思われる文献の値を参照した。なお，掲載されている強度や剛性の数値，単位が明らかにおかしい試験体が数体あった。桁数の間違いなど誤りが明らかな場合には，修正した値を採用した。

実験データの試験体形状，配筋については，縮尺の記述がない試験体が 222 体（42%）あった。側柱主筋（壁端拘束域の曲げ補強筋）の配筋位置に関しては，論文中に数値が記載されていた試験体は 114 体（22%），論文中の配筋図から配筋位置が推定できた試験体が 328 体（62%），配筋位置の推定ができなかった試験体は 78 体（15%）となった。また，側柱のせん断補強筋（壁端拘束域の横拘束域）の配筋位置に関しては，論文中に数値が記載されていた試験体は 26 体（5%）のみと少なく，論文中の配筋図から配筋位置が推定できた試験体が 415 体（78%），配筋位置の推定ができなかった試験体は 88 体（17%）となった。これらの情報は，断面解析における主筋位置やコアコンクリートの拘束領域の把握や，トラスアーチ式によるせん断終局強度の計算における有効壁長さの評価など，詳細な検討を行う際に必要不可欠な情報であり，今後論文への記載を是非お願いしたい項目である。なお，有開口試験体に関しては，開口の寸法や位置の記述がないものもあった。また，開口補強筋については，配筋位置が記載されていないものが多く，詳細なデータの収集が困難であった。

実験データの載荷, 計測方法については, 水平加力高さについての記述がない試験体があった。この場合には，同時期に同研究グループで行われた実験の論文を参考に類推した。載荷図がある場合には，図面から水平加力高さを類推した。また，水平加力高さについての記述がない試験体のうち，せん断スパン比の記載があった試験体に関しては，せん断スパン比が耐力壁の全長から求められたものか，側柱中心間距離から求められたものかを，同研究グループで行われた他の実験の論文を参考に類推した。類推が不可能な場合には，データは収集したが，部材性能の検証対象からは除外した。また，水平変位の計測高さについての記述がない試験体についても，同時期に同研究グループで行われた実験の論文を参考に類推した。計測図がある場合には，図面から水平加力高さを類推し，計測図がない場合には，水平加力高さを水平変位の計測高さと仮定した。逆対称載荷の試験体は，試験区間を計測高さとした。実験データの結果については，最大耐力の記載がない試験体は 15 体（3%）のみと少なかったが，最大耐力時の変形角に関しては，記載がない試験体が 229 体（43%）と半数に近い割合となった。

7.4　実験値の定義

以下に実験データの収集および判別方法を示す。

7.4.1　弾性剛性

水平荷重－水平変形関係における弾性剛性であり，論文中に数値の記載があるもののみ収集した。

7.4.2　曲げひび割れ強度

水平荷重－変形角関係上の曲げひび割れ点の強度であり，論文中に数値の記載があるもののみ収集した。なお，曲げひび割れ時の変形角に関して，○○%サイクル時と記載されていた場合には，データの収集は行ったが，計算値との比較は行わなかった。

7.4.3　せん断ひび割れ強度

水平荷重－変形角関係上のせん断ひび割れ点の強度であり，論文中に数値の記載があるもののみ収集した。なお，せん断ひび割れ時の変形角に関して，○○%サイクル時と記載されていた場合には，データの収集は行ったが，計算値との比較は行わなかった。

7.4.4　曲げ終局強度

水平荷重－変形角関係上の最大耐力点であり，曲げ破壊もしくは曲げ降伏後のせん断破壊と判別された試験体のうち，論文中に数値の記載があるもののみ収集した。

7.4.5　せん断終局強度

水平荷重－変形角関係上の最大耐力点であり，せん断破壊と判別された試験体のうち，論文中に数値の記載があるもののみ収集した。なお，せん断終局強度時の変形角に関して，○○%サイクル時と記載されていた場合には，データの収集は行ったが，計算値との比較は行わなかった。

7.4.6　曲げ降伏強度

水平荷重－変形角関係上で側柱主筋もしくは壁端の曲げ補強筋が降伏した点であり，論文中に数値の記載があるもののみ収集した。降伏の判定は，主に鉄筋に添付したひずみゲージの計測値によって行われている。また，曲げ降伏時の変形角に関して，○○%サイクル時と記載されていた場合には，データの収集は行ったが，計算値との比較は行わなかった。

7.4.7　等価粘性減衰定数

国土交通省建築基準整備促進事業で載荷実験が実施された試験体のうち，水平荷重－変形角関係のデジタルデータの提供を受けた曲げ破壊もしくは曲げ降伏後のせん断破壊と判別された試験体を対象に等価粘性減衰定数の計算を行った。等価粘性減衰定数には，定常サイクルとなる第二サイクルの値を採用し，塑性率 1.0 の基準となる変形角は，今回の検討では，実験の水平荷重が最大耐力の 90%に初めて到達した時の変形角とした。

7.4.8　限界変形角

論文の紙面に水平荷重－変形角関係の記載があった試験体を対象に限界変形角の読み取りを行った。限界変形角は，荷重変形関係における最大耐力以降の水平荷重が，最大耐力の 80%まで低下した点の変形角と定義し，正負各方向の最小値を用いた。

7.5　評価式とその精度

7.5.1　はじめに

本節では，データベースで収集した試験体の剛性や強度，変形を，2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書（以後，技術基準解説書）[7-2] や鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 [7-3, 7-4]（以後，RC 規準），鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説 [7-5]（以後，靭性指針），鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説 [7-6]（以後，性能指針）などに記載された算定式による計算値と比較し，既往の算定式の予測精度を検証する。

本検討では，曲げ変形とせん断変形を足し合わせることで算定した。曲げ変形は，図 7.5.1 に示すように，実験における水平変位の計測範囲を高さ方向に 50 分割し，分割した各要素に作用する

モーメントに対応した曲率を積分することで算定した。また，せん断変形は，計測範囲内にある各階のせん断ひずみに階高を掛けたものを足し合わせることで求めた。

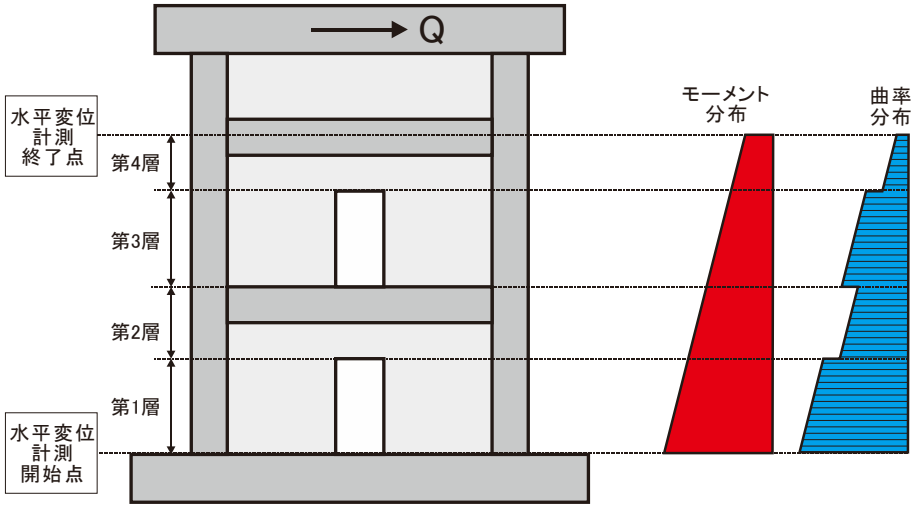


図 7.5.1　曲げ変形の算定

各強度時に対応する変形角を算定するためには，各断面における曲率とせん断ひずみを算定する必要がある。そこで，今回の検討では，以下に示す 3 通りの方法で，モーメントー曲率関係，せん断応力ーせん断ひずみ関係を算定し，変形角の評価を行った。なお，開口による強度および剛性の低下率には，特に断りがない場合，式(7.2.4)～式(7.2.6)に示した 2010 年版 RC 規準の計算式を用いた。

評価手法 A：性能指針に記載された精算法に従って計算した。

＜曲げ＞

第一折れ点：曲げひび割れ点

（モーメント）　式(7.5.15)　を用いて計算する。

（曲率）　7.5.2 項の弾性剛性を用いて計算する。

第二折れ点：曲げ降伏点

（モーメント）　断面解析で計算する（側柱の全主筋と壁縦筋の 2/3 が降伏する時のモーメント）。

（曲率）　断面解析で計算する（側柱の全主筋が降伏する時のモーメントと，側柱の全主筋と壁縦筋の 2/3 が降伏する時のモーメントの平均値とする）。

第三折れ点：曲げ終局点

（モーメント）　断面解析で計算する（計算で得られた最大モーメントとする）。

（曲率）　式(7.5.49)を用いて計算する。

＜せん断＞

第一折れ点：せん断ひび割れ点（曲げせん断ひび割れ考慮）

（せん断力）　曲げひび割れ強度時のせん断力（階中央高さ）と，式(7.5.18) によるせん断ひび割れ強度の小さい方の値とする。

（せん断ひずみ）7.5.2 項の弾性剛性を用いて計算する。

第二折れ点：曲げ降伏点，せん断強度点

（せん断力）　曲げ降伏強度時のせん断力と，式(7.5.32) によるトラスアーチ機構に基づくせん断終局強度の平均式の小さい方の値とする。

（せん断ひずみ）式(7.5.35) によるトラス剛性を用いて計算する。

第三折れ点：曲げ降伏後のせん断破壊点

（せん断力）　せん断終局強度と曲げ終局強度時のせん断力の関係から計算する。

（せん断ひずみ）式(7.5.55)によるトラス剛性を用いて計算する。

なお，限界変形角は，7.5.9 項の評価式 I に従って計算する。

評価手法 B：性能指針に記載された略算法に従って計算した。

＜曲げ＞

第一折れ点：曲げひび割れ点

（モーメント）　式(7.5.15) を用いて計算する。

（曲率）　7.5.2 項の弾性剛性を用いて計算する。

第二折れ点：曲げ降伏点

（モーメント）　断面解析で計算する（側柱の全主筋と壁縦筋の 2/3 が降伏する時のモーメント）。

（曲率）　断面解析で計算する（側柱の全主筋が降伏する時のモーメントと，側柱の全主筋と壁縦筋の 2/3 が降伏する時のモーメントの平均値とする）。

第三折れ点：曲げ終局点

（モーメント）　断面解析で計算する（計算で得られた最大モーメントとする）。

（曲率）　式(7.5.49)を用いて計算する。

＜せん断＞

第一折れ点：せん断ひび割れ点（曲げせん断ひび割れ考慮）

（せん断力）　曲げひび割れ強度時のせん断力（階中央高さ）と，式(7.5.18)によるせん断ひび割れ強度の小さい方の値とする。

（せん断ひずみ）7.5.2 項の弾性剛性を用いて計算する。

第二折れ点：せん断強度点

（せん断力）　式(7.5.32) によるトラスアーチ機構に基づくせん断終局強度の平均式とする。

（せん断ひずみ）壁板に開口がない場合は一律に 0.004rad.とする。壁板に開口がある場合は開口による剛性と強度の低減率を用いてせん断ひずみを計算する（図 7.5.16 参照）。

なお，限界変形角は，7.5.9 項の評価式Ⅱに従って計算する。

評価手法 C：技術基準解説書の記述を参考に計算した。

＜曲げ＞

第一折れ点：曲げひび割れ点

（モーメント）　式(7.5.15) を用いて計算する。

（曲率）　7.5.2 項の弾性剛性を用いて計算する。

第二折れ点：曲げ降伏点

（モーメント）　式(7.5.26) を用いて計算する。

（曲率）　式(7.5.42)を用いて計算する。

＜せん断＞

第一折れ点：せん断ひび割れ点

（せん断力）　式(7.5.18)を用いて計算する。

（せん断ひずみ）7.5.2 項の弾性剛性を用いて計算する。

第二折れ点：せん断強度点

（せん断力）　式(7.5.30) の広沢 mean 式を用いて計算する。

（せん断ひずみ）式(7.5.41) のせん断破壊時の剛性低下率を用いて計算する。

評価手法 A，B では，曲げ降伏強度点や曲げ終局強度を算定するために，断面解析を行う必要がある。以下に断面解析の概要を示す。図 7.5.2 に示すように，せいの方向に，側柱（もしくは壁端拘束域）を 10 分割，壁板を 80 分割，断面全体では計 100 分割して，断面解析を行った。また，側柱では，カバーコンクリートとコアコンクリートを区別し，異なる応力－ひずみ関係を与えた。側柱主筋は論文から得られた情報を基に断面内の位置を決定し，壁縦筋は，壁板内に均一に分布されているものと仮定して計算を行った。開口補強筋の寄与分は無視して計算した。コンクリートの応力－ひずみ関係には，文献［7-1］に記載された崎野・孫モデルを用いた。ただし，カバーコンクリートに関しては，圧縮ひずみが 0.004 を超えると負担応力がゼロとなるようにした。また，コンクリートの引張応力の負担は考慮していない。鉄筋の応力－ひずみ関係はバイリニアでモデル化し，降伏後の勾配の傾きはゼロとした。

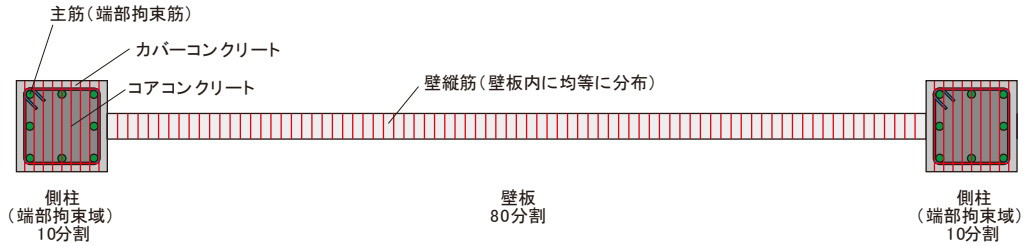


図 7.5.2　断面解析

7.5.2　弾性剛性

曲げ弾性剛性とせん断弾性剛性から各試験体の弾性剛性を算定した。曲げ弾性剛性に関しては，断面二次モーメントの算定時には，柱主筋，壁縦筋の寄与分を考慮した。また，有開口耐力壁では，開口の影響を考慮し，断面全体で平面保持が成立するものと仮定して，断面二次モーメントを計算した。

■弾性剛性評価式■

$$K = \frac{K_f \cdot K_s}{K_f + K_s} \tag{7.5.1}$$

K　　：耐力壁の弾性剛性

K_f　　：耐力壁の曲げ弾性剛性

K_s　　：耐力壁のせん断弾性剛性

$$I_w = (1+(n_c-1)p_g)I_c + (1+(n_p-1)p_{wv})I_p - (1+(n_p-1)p_{wv})I_o \tag{7.5.2}$$

$$I_c = 2\times\frac{1}{12}bD^3 + A_c(L_{c1}-L_e)^2 + A_c(L_{c2}-L_e)^2 \tag{7.5.3}$$

$$I_p = \frac{1}{12}t_w l_w{}^3 + A_w(L_w-L_e)^2 \tag{7.5.4}$$

$$I_o = \sum(\frac{1}{12}t_w l_o{}^3 + A_o(L_o-L_e)^2) \tag{7.5.5}$$

$$L_e = 0.5L - \frac{A_c(L_{c1}+L_{c2})(1+(n_c-1)p_g) + A_wL_w(1+(n_p-1)p_{wv}) - \sum A_oL_o(1+(n_p-1)p_{wv})}{2\times A_{c1}(1+(n_c-1)p_g) + A_w(1+(n_p-1)p_{wv}) - \sum A_o(1+(n_p-1)p_{wv})} \tag{7.5.6}$$

I_w　　：鉄筋の影響を考慮した耐力壁の断面二次モーメント

I_c，I_p，I_o　　：側柱（端部拘束域），壁板，開口部の断面二次モーメント

n_c，n_p　　：側柱（端部拘束域），壁板のヤング係数比

p_g，p_{wv}　　：側柱（端部拘束域）の主筋比，壁板の縦筋比

b，D　　：側柱（端部拘束域）の幅，せい

t_w，l_w　　：壁板の壁厚，せい（内法長さ）

l_o，L，L_e　　：開口部の長さ，耐力壁の全長，耐力壁の偏心距離

L_{c1}，L_{c2}　　：圧縮縁から圧縮側柱，引張側柱の図心までの水平距離

L_w，L_o　　：圧縮縁から壁板，開口部の図心までの水平距離

A_c，A_w，A_o　　：側柱，壁板，開口部の断面積

$$K_s = r_1\times\frac{G_cA_{all}}{\kappa_e} \tag{7.5.7}$$

$$E_c = 33500\times(\frac{\gamma}{24})^2\times(\frac{\sigma_B}{60})^{1/3} \tag{7.5.8}$$

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \tag{7.5.9}$$

E_c　：コンクリートのヤング係数（MPa）

γ　：コンクリートの単位容積重量（=23kN/m^3）

σ_B　：コンクリートの圧縮強度（MPa）

G_c　：コンクリートのせん断弾性係数（MPa）

ν　：コンクリートのポアソン比（=1/6）

■形状係数の評価式Ⅰ■

$$\kappa_e = \frac{72(1+2\alpha\beta)}{\left\{1+2\alpha\beta^3+6\alpha\beta(1+\beta)^2\right\}^2}\left\{\frac{8}{15}\alpha(\beta+\frac{1}{2})^5-\frac{1}{2}\alpha(1-\alpha)(\beta+\frac{1}{2})^4+\frac{1}{4}\alpha(1-\alpha)(\beta+\frac{1}{2})^2+\frac{1}{4}(1-\alpha)(\frac{1}{15}-\frac{1}{8}\alpha)\right\} \tag{7.5.10}$$

$$\alpha = \frac{b}{t_w} \tag{7.5.11}$$

$$\beta = \frac{D}{l_w'} \tag{7.5.12}$$

A_{all}　：耐力壁の全断面積

κ_e　：耐力壁のエネルギー法に基づく形状係数

b，D　：耐力壁の側柱の幅，せい

t_w　：耐力壁の壁厚

l_w'　：耐力壁の内法長さ

■形状係数の評価式Ⅱ■

$$\kappa_e = \frac{13}{15}\eta + \frac{1}{3} \tag{7.5.13}$$

$$\eta = \frac{A_{all}}{t_w l_{aw}} \le 2.2 \tag{7.5.14}$$

t_w　：壁厚

l_{aw}　：壁全長

A_{all}　：両側柱付き無開口耐力壁の全断面積

表 7.5.1(a)に，評価式 I の形状係数を用いて，同じ階に複数の開口を持つ試験体のせん断剛性低下率について検証した結果を示す。試験体数が 5 体と少ないが，式(7.2.2)の技術基準解説書のせん断剛性低下率を用いた場合より，式(7.2.5) の RC 規準のせん断剛性低下率を用いた方が，変動係数は良好である。したがって，以降の検討では，特に断りがない場合，式(7.2.5)を用いた場合の結

果を示す。図 7.5.3(a)，表 7.5.1(b)に評価式 I の形状係数を用いた時の弾性剛性の実験値と計算値の比較を示す。多くの試験体で，実験値が計算値を下回っており，乾燥収縮による初期ひび割れ等によって，載荷開始時に剛性低下が生じていることなどが原因として考えられる。また，参考として，表 7.5.1(c)に文献[7-7]で提案された形状係数（評価式Ⅱ）を用いた場合の結果も示す。図 7.5.3(b)は評価式 I と評価式Ⅱの形状係数の関係を示している。略算式である評価式Ⅱは，理論式である評価式 I と一部の試験体でやや対応が悪いが，他の試験体では良く一致している。対応が悪い試験体では，η の値が制限値である 2.2 を超えており，柱幅と比べて壁厚が小さかった（α=5.0～6.0，β=0.21～0.25）。

表 7.5.1　弾性剛性の実験値と計算値の比較

(a) 複数開口試験体（評価式 I ）

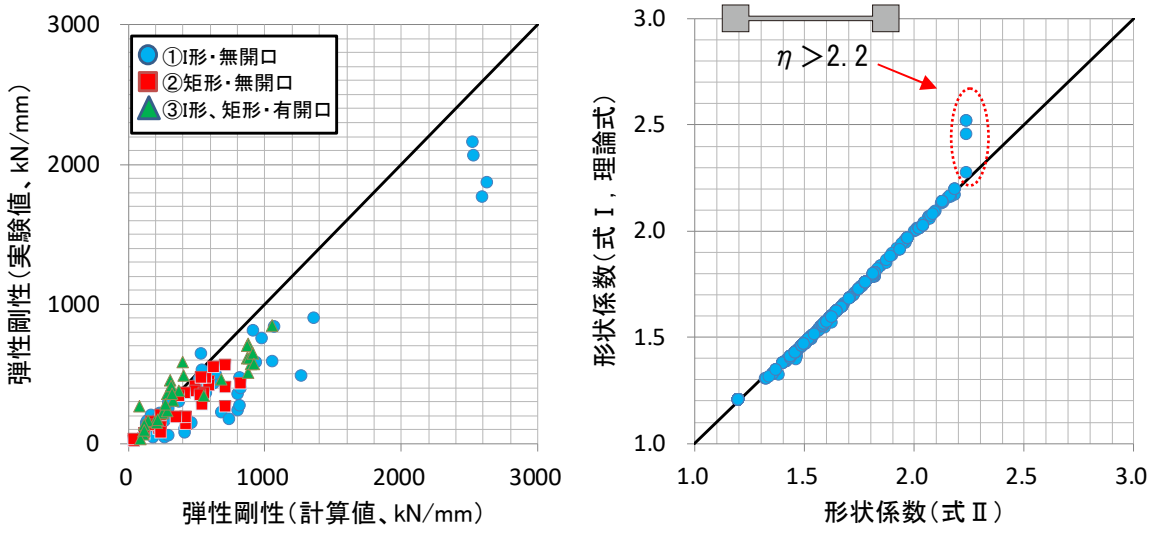
		式(7.2.2) 技術基準解説書	式(7.2.5) RC規準
試験体数		5	5
実験値/計算値	平均値	1.13	0.88
	標準偏差	0.64	0.29
	変動係数	0.56	0.33

(b) 評価式 I

		① I形 無開口	② 矩形 無開口	①+②	③ I形、矩形 有開口	①+②+③
試験体数		51	31	82	33	115
実験値/計算値	平均値	0.67	0.63	0.66	0.89	0.72
	標準偏差	0.27	0.19	0.24	0.26	0.27
	変動係数	0.40	0.31	0.37	0.29	0.37

(c) 評価式Ⅱ

		① I形 無開口	② 矩形 無開口	①+②	③ I形、矩形 有開口	①+②+③
試験体数		51	31	82	33	115
実験値/計算値	平均値	0.68	0.63	0.66	0.90	0.73
	標準偏差	0.27	0.19	0.24	0.26	0.27
	変動係数	0.40	0.31	0.37	0.29	0.37



(a) 実験値と計算値の比較（評価式 I ）　　(b) 評価式 I と評価式Ⅱの精度の比較

図 7.5.3　弾性剛性の比較

7.5.3　曲げひび割れ強度

性能指針に記載された評価式に従って曲げひび割れ強度を算定する。なお，評価式Ⅰに関しては，有開口試験体への適用を考慮し，開口を考慮した断面係数 Z_e の計算を行い，材軸（$0.5L$）と式(7.5.6)で表される図心 L_e のずれによって生じる偏心モーメントを考慮できるように，式(7.5.15)に示す形に評価式を変形して計算を行った。開口を考慮することで断面係数は小さくなるが，開口がある部分では，断面積の減少により，軸方向応力度が大きくなるため，無開口で考えた場合よりも，曲げひび割れ強度が高くなる場合もある。なお，開口がある試験体では，曲げひび割れの発生位置は，各断面に作用するモーメントと曲げひび割れ強度の関係によって決まるため，必ずしも最大モーメントが作用する位置で最初に曲げひび割れが生じる訳ではない。したがって，実験値と解析値の比較は，曲げひび割れ強度時のせん断力 Q_{cr} で行うこととした。また，評価式Ⅱに関しては，開口の影響のない無開口試験体のみを対象とした。

■曲げひび割れ強度評価式Ⅰ■

$$M_{cr} = (\sigma_t + \sigma_0)Z_e + (0.5L - L_e)N \tag{7.5.15}$$

$$Z_e = I_w/(L - L_e),\ \ I_w / L_e \tag{7.5.16}$$

■曲げひび割れ強度評価式Ⅱ■

$$M_{cr} = \sigma_t Z_e + NL/6 \tag{7.5.17}$$

M_{cr}　：耐力壁の曲げひび割れ強度（N・mm）

σ_o　：全断面積に対する軸方向応力度（MPa）

σ_t　：コンクリートの曲げ引張強度（$=0.56\sqrt{\sigma_B}$，MPa）

Z_e　：鉄筋を考慮した断面係数（mm^3）

N　：試験体に作用する軸力（N）

σ_B　：コンクリートの圧縮強度（MPa）

I_w　：鉄筋を考慮した耐力壁の断面二次モーメント（mm^4），式(7.5.2)で算定する。

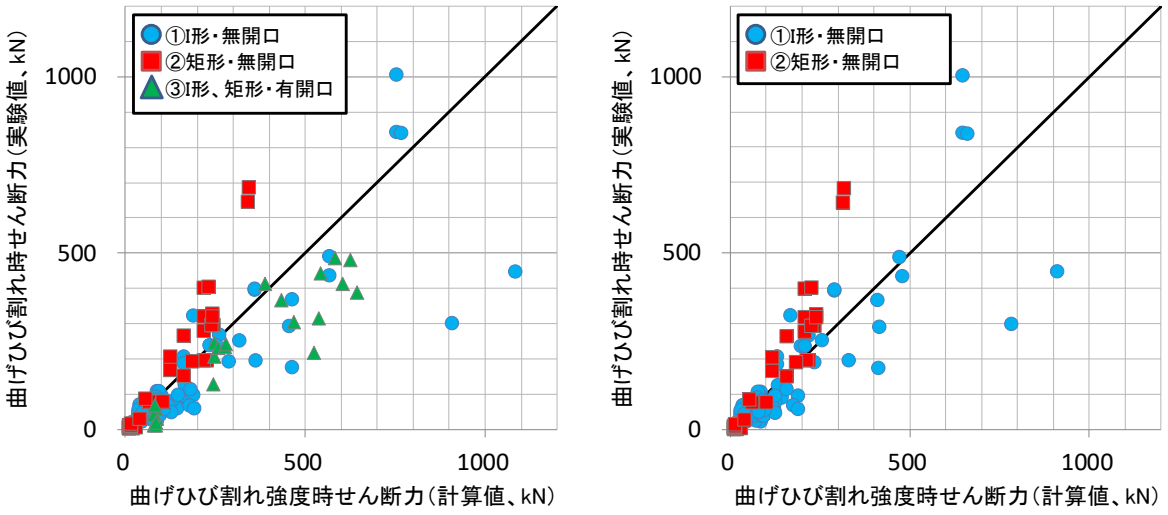
L　：耐力壁の全長（mm）

L_e　：耐力壁の偏心距離（mm），式(7.5.6)で算定する。

図 7.5.4, 表 7.5.2 に各試験体の曲げひび割れ強度時のせん断力の実験値と計算値の比較を示す。実験値のばらつきが大きいため，実験値および計算値のいずれも正負の平均値を用いた。また，実験値に関しては，正負どちらかの値のみが記載されている場合は，その値を採用した。評価式Ⅰに関しては，無開口の試験体では，変動係数は 0.46 とばらつきが大きいものの，平均値は 0.88 と精度良く予測できている。一方，有開口の試験体については，試験体数が 23 体と少ないこともあるが，殆どの場合で実験値は計算値を下回った。開口が大きくなるにつれ，一枚の壁板として

の挙動が弱まり，断面全体の平面保持仮定が成立しなくなることが，実験値／計算値の平均値が小さくなったことの一因であると考えられる。

また，評価式Ⅱに関しては，評価式Ⅰとは異なり，軸力の寄与分を考慮する際に，矩形断面を想定した略算を行っていること，鉄筋を考慮しない断面係数を用いることにより，評価式Ⅰよりも曲げひび割れ強度を低く評価する傾向がある。その結果，無開口の試験体に対する平均値は 0.95 と評価式Ⅰよりも大きい値を示した。



(a) 評価式Ⅰ　　(b) 評価式Ⅱ

図 7.5.4　曲げひび割れ強度時せん断力の実験値と計算値の比較

表 7.5.2　曲げひび割れ強度の実験値と計算値の比較

(a) 評価式Ⅰ

		① I形・無開口	② 矩形・無開口	①+②	③ I形、矩形・有開口	①+②+③
試験体数		76	48	124	23	147
実験値／計算値	平均値	0.83	0.96	0.88	0.65	0.85
	標準偏差	0.35	0.48	0.41	0.27	0.40
	変動係数	0.43	0.50	0.46	0.41	0.47

(b) 評価式Ⅱ

		① I形・無開口	② 矩形・無開口	①+②	③ I形、矩形・有開口	①+②+③
試験体数		76	48	124	－	－
実験値／計算値	平均値	0.93	0.99	0.95	－	－
	標準偏差	0.42	0.51	0.45	－	－
	変動係数	0.45	0.51	0.48	－	－

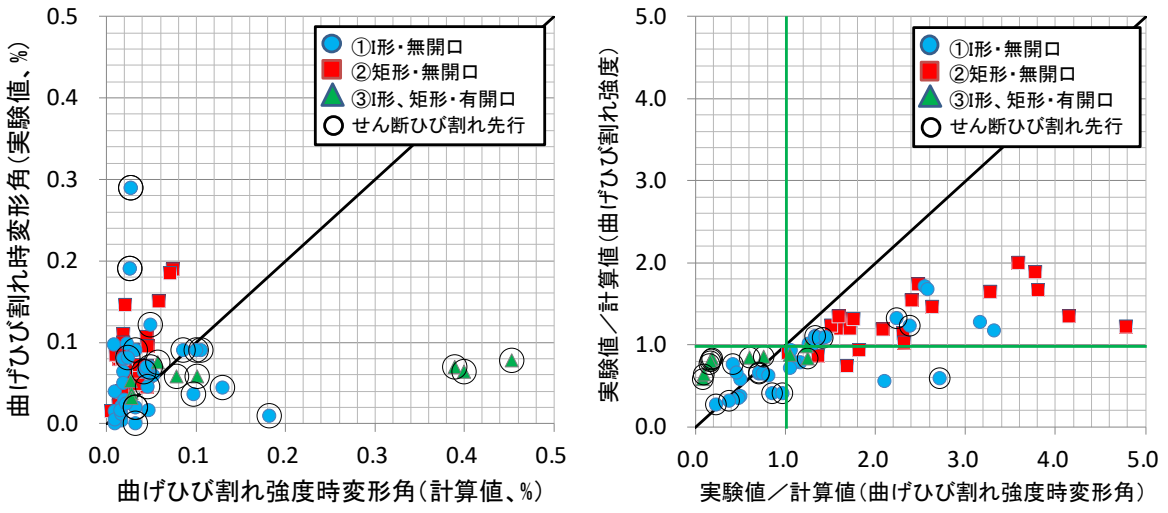
図 7.5.5(a)，表 7.5.3 に曲げひび割れ強度時変形角の実験値と計算値の比較を示す。曲げひび割れ強度時の変形角については，実験値および計算値とも正負の平均値を用いた。また，実験値に関しては，正負どちらかの値のみが記載されている場合は，その値を採用した。変形角の計算値は，7.5.1 項の冒頭に示した評価手法 A に従って計算し，曲げひび割れ強度には評価式Ⅰを用いた。

実験値と計算値を比較すると，ばらつきが非常に大きく，両者の関係性を読み取ることは難しい。そこで，図 7.5.5(b)に，曲げひび割れ強度と曲げひび割れ強度時の変形角の予測精度の関係を

示す。曲げひび割れ強度の実験値が計算値を上回る領域（Y≧1.0）では，曲げひび割れ強度時の変形角の実験値が計算値よりも大きく評価されている試験体が多い。一方，曲げひび割れ強度の実験値が計算値を下回る領域（Y＜1.0）では，開口が設けられた試験体を中心に，曲げひび割れ強度時の変形角の実験値が計算値よりも小さく評価される傾向が見られた。曲げひび割れ強度の予測精度の高い Y=1.0 付近では，曲げひび割れ強度時の変形角の予測精度が比較的良い試験体も見られることから，曲げひび割れ強度時の変形角の予測精度が，曲げひび割れ強度の予測精度に依存していることが分かった。また，図中では，計算上，せん断ひび割れが曲げひび割れに先行する試験体を区別して記載している。せん断ひび割れが曲げひび割れに先行する試験体では，曲げひび割れ強度時の変形角の評価精度のばらつきが特に大きくなっている。

表 7.5.3　曲げひび割れ強度時変形角の実験値と計算値の比較

		① I形・無開口	② 矩形・無開口	①+②	③ I形、矩形・有開口	①+②+③
試験体数		39	31	70	12	82
実験値／計算値	平均値	1.98	2.32	2.13	0.63	1.91
	標準偏差	2.04	1.08	1.68	0.56	1.65
	変動係数	1.03	0.47	0.79	0.89	0.87



(a) 曲げひび割れ強度時変形角の比較　　(b) 曲げひび割れ強度点の予測精度

図 7.5.5 曲げひび割れ強度時変形角の実験値と計算値の比較

7.5.4　せん断ひび割れ強度

せん断ひび割れ強度を，技術基準解説書と性能指針に記載された以下の 4 つの評価式に従って算定し，実験結果と比較する。

■せん断ひび割れ強度評価式 I ■

$$V_c = r_2 \times \frac{\tau_{scr} t_w l_w}{\kappa_w} \tag{7.5.18}$$

$$\tau_{scr} = \sqrt{(\sigma_T{}^2 + \sigma_T \sigma_0)} \tag{7.5.19}$$

$$\kappa_w = \frac{3(1+u)\left\{1-u^2(1-v)\right\}}{4\left\{1-u^3(1-v)\right\}} \tag{7.5.20}$$

$$u = \frac{l_w{}'}{l_w{}' + \sum D} \tag{7.5.21}$$

$$v = \frac{t_w}{b} \tag{7.5.22}$$

V_c　：耐力壁のせん断ひび割れ強度（N）

t_w　：耐力壁の壁厚（mm）

l_w　：耐力壁の側柱中心間距離（mm）（矩形断面の場合は，壁全長とした。）

κ_w　：応力度法による形状係数（矩形断面の場合は，1.5 とした。）

σ_T　：コンクリートの引張強度（$=0.33\sqrt{\sigma_B}$，MPa）
（σ_B はコンクリートの圧縮強度（MPa））

σ_0　：鉛直荷重による壁板の圧縮応力度（MPa）

$l_w{}'$　：壁板の柱内法長さ（mm）

D　：側柱のせい（mm）

b　：側柱の幅（mm）

r_2　：開口によるせん断強度低減率，式(7.2.3)または式(7.2.6)

■せん断ひび割れ強度評価式Ⅱ■

$$Q_c = r_2 \times (0.043 p_g + 0.051) F_c A_w \tag{7.5.23}$$

Q_c　：耐力壁のせん断ひび割れ強度（kg）

p_g　：A_w に対する柱一本の主筋量の割合（%）
（矩形断面の場合は，壁端部から壁全長の 0.1 倍の範囲にある鉄筋を柱主筋とみなした。）

F_c　：コンクリートの圧縮強度（kg/cm^2）

A_w　：壁体断面積（耐力壁の壁厚と側柱中心距離の積）（cm^2）
（矩形断面の場合は，耐力壁の壁厚と壁全長の積とした。）

r_2　：開口によるせん断強度低減率，式(7.2.3)または式(7.2.6)

■せん断ひび割れ強度評価式Ⅲ■

$$Q_c = r_2 \times \tau_{cr} tl \tag{7.5.24}$$

$$\tau_{cr} = \min\left\{\frac{1}{20}F_c, 1.5\left(5.0 + \frac{1}{100}F_c\right)\right\} \tag{7.5.25}$$

Q_c　：耐力壁のせん断ひび割れ強度（kg）

t　　：耐力壁の壁厚（cm）

l　　：側柱中心間距離（cm）（矩形断面の場合は，壁全長とした。）

F_c　　：コンクリートの圧縮強度（kg/cm^2），360kg/ cm^2 以下

r_2　　：開口によるせん断強度低減率，式(7.2.3)または式(7.2.6)

■せん断ひび割れ強度評価式Ⅳ■

評価式Ⅰによるせん断ひび割れ強度と，式(7.5.15) によって計算される，各階の中央に曲げひび割れが発生する時のせん断力を比較し，小さい方の値を，評価式Ⅳによるせん断ひび割れ強度とする。

表 7.5.4 にせん断ひび割れ強度の実験値と計算値の比較を示す。なお，実験値のばらつきが大きいため，実験値および計算値とも正負の平均値を用いた。また，実験値に関しては，正負どちらかの値のみが記載されている場合は，その値を採用した。表 7.5.4(a)に同じ階に複数の開口を持つ試験体を対象とした検討結果を示す。評価式Ⅱを除く他の評価式では，式(7.2.3)による技術基準解説書の強度低減係数よりも，式(7.2.6)による RC 規準の強度低減係数の方が，評価精度，変動係数が共に改善した。これは，7.5.2 項で検討したせん断剛性低下率に関する傾向と同じである。そこで，本項の以後の検討では，式(7.2.6)を用いた結果を示す。図 7.5.6 に全試験体の実験値と計算値の比較を示す。評価式Ⅰが実験値を精度良く評価しているのに対し，評価式Ⅱは実験結果を危険側に，評価式Ⅲは実験結果を安全側に評価している。また，参考として示した評価式Ⅳは，評価式Ⅰによるせん断ひび割れ強度と曲げひび割れ強度の小さい方の値が計算値となるが，評価精度は評価式Ⅰと大差なかった。評価式Ⅲに関しては，技術基準解説書の記述（評価式Ⅲはせん断ひび割れ強度のほぼ下限値を与える）と今回の検討結果が対応していた。

表 7.5.4　せん断ひび割れ強度の実験値と計算値の比較

(a) 複数開口の場合

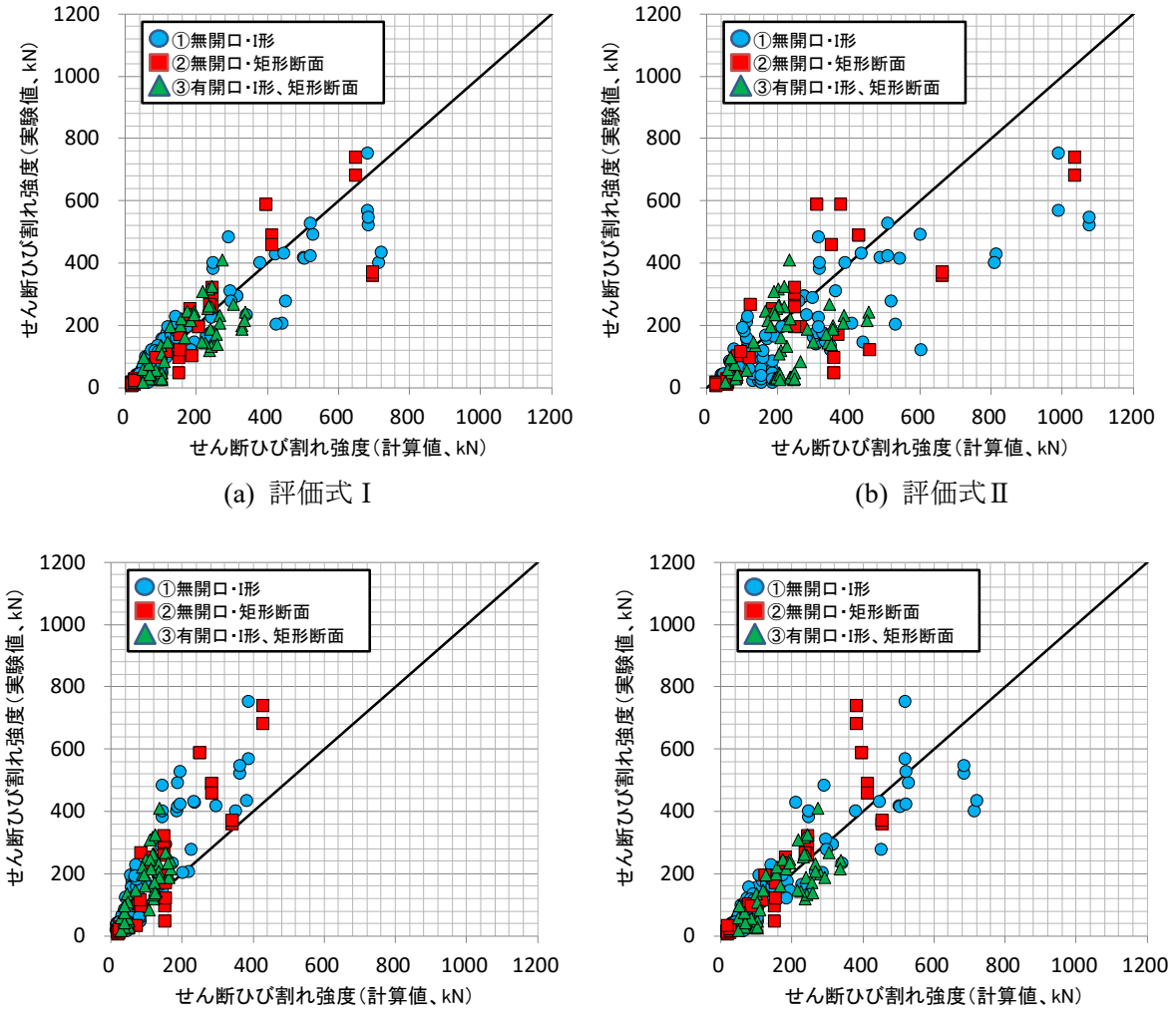
		式(7.2.3) 技術基準解説書				式(7.2.6) RC規準			
		評価式Ⅰ	評価式Ⅱ	評価式Ⅲ	評価法Ⅳ	評価式Ⅰ	評価式Ⅱ	評価式Ⅲ	評価法Ⅳ
試験体数		4	4	4	4	4	4	4	4
実験値/計算値	平均値	1.43	1.48	2.92	1.43	1.34	1.40	2.73	1.34
	標準偏差	0.16	0.22	0.44	0.16	0.07	0.27	0.21	0.07
	変動係数	0.11	0.15	0.15	0.11	0.05	0.19	0.08	0.05

(b) 全試験体

		評価式Ⅰ	評価式Ⅱ	評価式Ⅲ	評価法Ⅳ
試験体数		208	208	208	208
実験値/計算値	平均値	0.92	0.74	1.56	0.98
	標準偏差	0.37	0.45	0.72	0.39
	変動係数	0.40	0.60	0.46	0.40

各評価式の計算精度に，コンクリート圧縮強度と軸力比が与える影響について検証する。評価式Ⅱは，コンクリート圧縮強度が 180～350kg/cm^2 の範囲の試験体の実験結果より回帰的に求めら

れているため，今回の検討ではコンクリート圧縮強度の適用範囲を超えて予測精度の検証を行っていることになる。同様に，評価式Ⅲに関しても，コンクリート圧縮強度の適用範囲は 360kg/cm^2 以下とされており，適用範囲を超えている。そこで，コンクリート圧縮強度が 35MPa を超える場合と，超えない場合に区分して，予測精度の検証を行った。検証結果を表 7.5.5 に示す。いずれの評価式でも，コンクリート圧縮強度が 35MPa を超える場合の方が，コンクリート圧縮強度が 35MPa を超えない場合よりも，実験のせん断ひび割れ強度を高く評価する傾向があった。但し，評価式Ⅰ，Ⅲ，Ⅳでは，コンクリート圧縮強度が 35MPa を超えない場合と比較し，2 割程度の過小評価に留まったのに対し，評価式Ⅱでは，約 4 割の過小評価となっており，予測精度が大幅に低下している。評価式Ⅱは，コンクリート圧縮強度がせん断ひび割れ強度に比例する形式となっていることが，実験のせん断ひび割れ強度を過大に評価した原因と考えられる。一方，評価式Ⅲでは，コンクリート圧縮強度が高くなると，せん断ひび割れ強度の増加が小さくなるため，コンクリートの圧縮強度が 35MPa を超える場合にも，予測精度があまり低下しなかったものと考えられる。



(a) 評価式Ⅰ　(b) 評価式Ⅱ

(c) 評価式Ⅲ　(d) 評価式Ⅳ

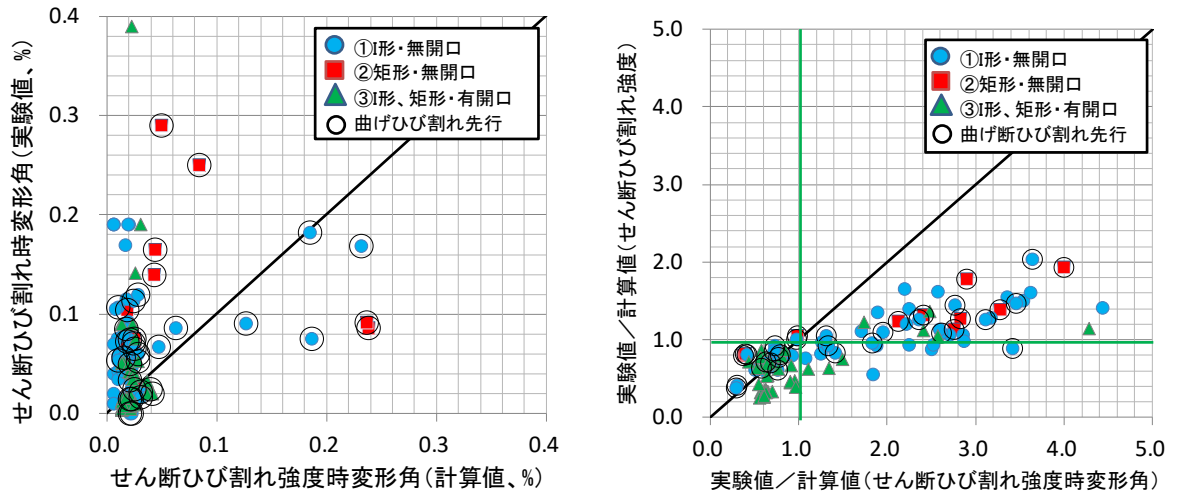
図 7.5.6　せん断ひび割れ強度の実験値と計算値の比較

表 7.5.5　コンクリート圧縮強度がせん断ひび割れ強度の計算精度に及ぼす影響

		評価式 Ⅰ		評価式 Ⅱ		評価式 Ⅲ		評価式 Ⅳ	
コンクリート圧縮強度の範囲		σ_B ＜35MPa	σ_B ≧35MPa	σ_B ＜35MPa	σ_B ≧35MPa	σ_B ＜35MPa	σ_B ≧35MPa	σ_B ＜35MPa	σ_B ≧35MPa
試験体数		178	30	178	30	178	30	178	30
実験値／計算値	平均値	0.94	0.78	0.78	0.50	1.59	1.36	1.00	0.84
	標準偏差	0.38	0.23	0.46	0.23	0.72	0.69	0.41	0.29
	変動係数	0.40	0.30	0.59	0.47	0.45	0.51	0.40	0.35

図 7.5.7(a)，表 7.5.6 にせん断ひび割れ強度時変形角の実験値と計算値の比較を示す。せん断ひび割れ強度時の変形角については，実験値および計算値とも正負の平均値を用いた。また，実験値に関しては，正負どちらかの値のみが記載されている場合は，その値を採用した。変形角の計算値は，7.5.1 項の冒頭で示した評価手法 A に従って計算した。

実験値と計算値を比較すると，曲げひび割れ強度時の変形角と同様に，ばらつきが大きく，両者の関係性を読み取ることは難しい。そこで，図 7.5.7(b)に，せん断ひび割れ強度とせん断ひび割れ強度時の変形角の予測精度の関係を示す。図中には，計算上，曲げひび割れがせん断ひび割れに先行する試験体を区別して記載している。せん断ひび割れ強度の実験値が計算値を上回る領域（Y≧1.0）では，せん断ひび割れ強度時の変形角の実験値が計算値よりも大きく評価されている試験体が殆どである。一方で，せん断ひび割れ強度の実験値が計算値を下回る領域（Y＜1.0）では，せん断ひび割れ強度時の変形角の実験値が計算値よりも小さく評価される試験体の割合が多くなっている。曲げひび割れ強度時の変形角の検討時と同様に，せん断ひび割れ強度時の変形角の予測精度は，せん断ひび割れ強度の予測精度に依存している。



(a) せん断ひび割れ強度時変形角の比較　　(b) せん断ひび割れ強度点の予測精度

図 7.5.7　せん断ひび割れ強度時変形角の実験値と計算値の比較

表 7.5.6　せん断ひび割れ強度時変形角の実験値と計算値の比較

		① I形・無開口	② 矩形・無開口	①+②	③ I形、矩形・有開口	①+②+③
試験体数		61	11	72	53	125
実験値／計算値	平均値	2.90	2.47	2.84	1.49	2.27
	標準偏差	2.75	1.45	2.59	1.87	2.40
	変動係数	0.95	0.59	0.91	1.26	1.06

7.5.5　曲げ終局強度

曲げ終局強度を，技術基準解説書や靭性指針，性能指針に記載された評価式に従って算定し，実験結果と比較する。

■曲げ終局強度評価式Ⅰ■

$$M_{wu} = 0.9a_t\sigma_y D + 0.4a_w\sigma_{wy} D + 0.5ND(1-\frac{N}{BDF_c}) \tag{7.5.26}$$

■曲げ終局強度評価式Ⅱ■

$$M_{wu} = a_t\sigma_y l_w + 0.5a_w\sigma_{wy} l_w + 0.5Nl_w \tag{7.5.27}$$

■曲げ終局強度評価式Ⅲ■

性能指針に従い，断面解析における最大モーメントを曲げ終局強度とする。なお，断面解析の詳細は 7.5.1 項に記述している。

M_{wu}	：耐力壁の曲げ終局強度（N・mm）
D	：耐力壁の全せい（mm）
B	：耐力壁の圧縮側外縁の幅（mm）
l_w	：I 形断面耐力壁の場合の両側柱中心間距離（mm） （矩形断面の場合は，壁全長の 0.9 倍を両側柱中心間距離とみなした。）
F_c	：コンクリートの圧縮強度（MPa）
σ_y	：引張側柱の主筋の降伏強度（MPa） （矩形断面の場合は，壁端部から壁全長の 0.1 倍の範囲にある縦筋を柱主筋とみなし，範囲外の鉄筋は耐力壁の縦筋とした。）
σ_{wy}	：耐力壁の縦筋の降伏強度（MPa） （開口を有する耐力壁では，壁脚に開口補強筋が配筋されていた場合，曲げ終局強度への寄与があると考えられるが，本検討では考慮していない。）
a_t	：引張側柱の主筋全断面積（mm^2） （矩形断面の場合は，壁端部から壁全長の 0.1 倍の範囲にある縦筋を柱主筋とみなし，範囲外の鉄筋は耐力壁の縦筋とした。）
a_w	：耐力壁の縦筋の断面積（mm^2） （開口を有する耐力壁では，壁脚に開口補強筋が配筋されていた場合，曲げ終局強度への寄与があると考えられるが，本検討では考慮していない。）
N	：耐力壁の軸方向力（N）

今回の検討では，矩形断面の試験体の引張側柱主筋（壁端部曲げ補強筋）の断面積は，以下の方法で計算した。図 7.1.2 に示すように，本データベースでは，矩形断面の試験体に対して仮想の柱せい D_c を設定している。仮想柱部分の曲げ補強筋量と壁板部分の壁縦筋量から，各部分の鉄筋比 p_c，p_w を算定する。次に，引張柱主筋として考慮する壁端部からの長さ l_{pt} を決め，式(7.5.28)の評価式に基づいて，引張側柱主筋の断面積を算定する。l_{pt} の定義については，曲げ補強筋の範囲を引張縁から壁厚の 0.5 倍とする方法（壁柱を対象）や，壁厚と同じ長さとする方法，壁全せ

いの 0.1 倍とする方法などがあるが，今回は引張縁から壁全せいの 0.1 倍の範囲の軸方向鉄筋とする方法を採用する。

$$a_t = \begin{cases} p_c B l_{pt} & l_{pt} \le D_c \\ p_c B D_c + p_w B (l_{pt} - D_c) & l_{pt} > D_c \end{cases} \tag{7.5.28}$$

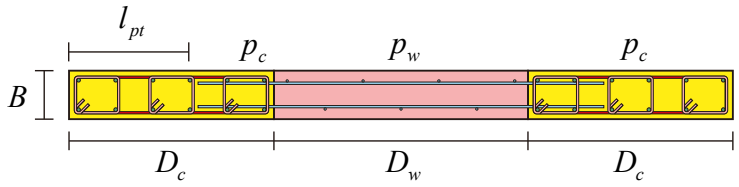


図 7.5.8　引張側柱主筋の断面積の算定方法

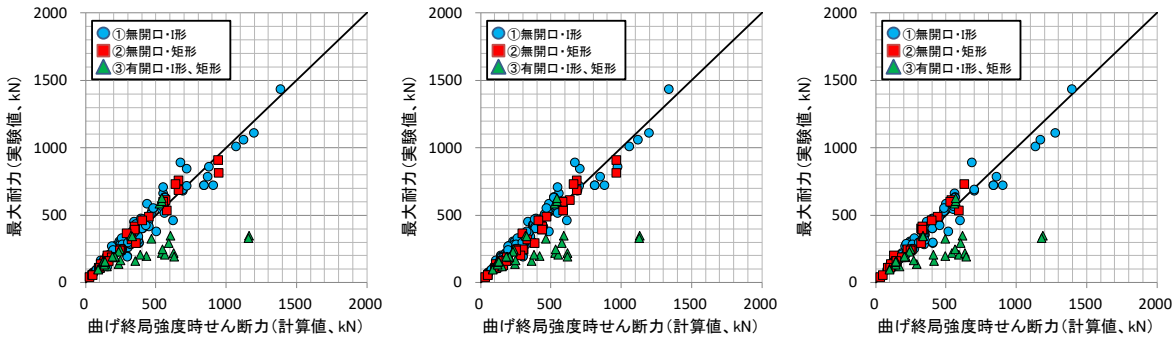
図 7.5.9，表 7.5.7 に，破壊形式が曲げ破壊，もしくは，曲げ降伏後のせん断破壊と論文内で判別された試験体の最大耐力を実験値，正負各方向について計算した曲げ終局強度時せん断力の最大値を計算値とした場合の比較を示す。いずれの評価式を用いた場合にも，実験値／計算値の平均値，標準偏差，変動係数は同程度の値を示しており，評価精度に大きな差は見られない。無開口の試験体では，実験値と評価式Ⅰ，Ⅱによる計算値の差は 20%以内に収まっている。一方，有開口の試験体では，無開口の試験体と比較して，実験結果を過大評価する傾向が見られ，ばらつきも大きい。これは，開口の影響により，開口によって隔てられる左右の壁板の間で平面保持の仮定が成立するのが難しくなり，一枚壁としての挙動よりも骨組としての挙動が卓越するためと考えられる。

表 7.5.7　曲げ終局強度せん断力の実験値と計算値の比較

評価式Ⅰ		① I形 無開口	② 矩形 無開口	①+②	③ I形、矩形 有開口	①+②+③
試験体数		131	55	186	35	221
実験値／計算値	平均値	1.08	1.08	1.08	0.82	1.04
	標準偏差	0.16	0.11	0.15	0.33	0.21
	変動係数	0.15	0.10	0.14	0.41	0.20

評価式Ⅱ		① I形 無開口	② 矩形 無開口	①+②	③ I形、矩形 有開口	①+②+③
試験体数		131	55	186	35	221
実験値／計算値	平均値	1.09	1.00	1.06	0.84	1.03
	標準偏差	0.16	0.12	0.16	0.35	0.22
	変動係数	0.15	0.12	0.15	0.42	0.21

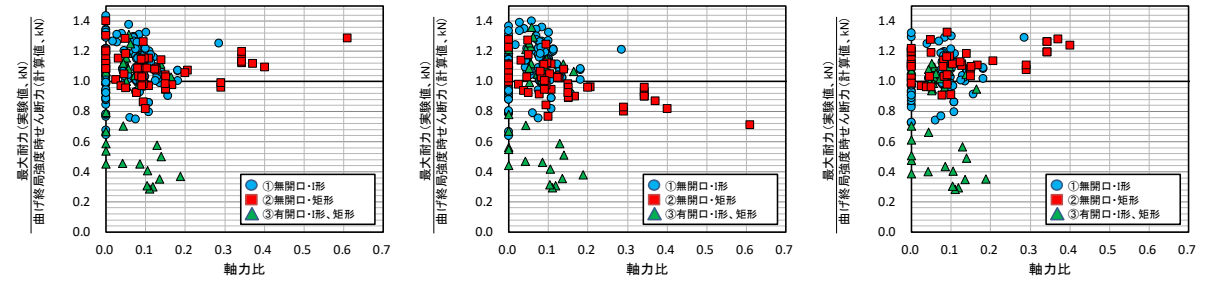
評価式Ⅲ		① I形 無開口	② 矩形 無開口	①+②	③ I形、矩形 有開口	①+②+③
試験体数		83	44	127	35	162
実験値／計算値	平均値	1.04	1.12	1.07	0.76	1.00
	標準偏差	0.14	0.12	0.14	0.31	0.22
	変動係数	0.13	0.11	0.13	0.40	0.22



(a) 評価式Ⅰ　　(b) 評価式Ⅱ　　(c) 評価式Ⅲ

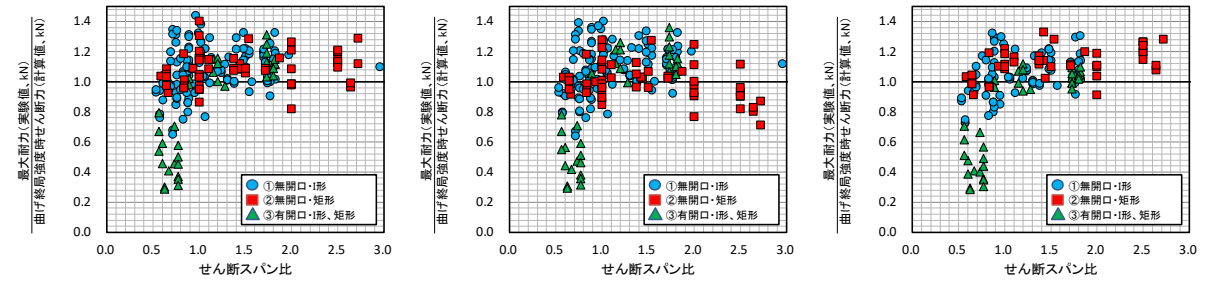
図 7.5.9　曲げ終局強度時せん断力の実験値と計算値の比較

図 7.5.10，図 7.5.11，図 7.5.12 に軸力比，せん断スパン比，等価開口周比と曲げ終局強度の計算精度の関係を示す。軸力比が 0.2 を超えるような高軸力を受ける試験体では，軸力が中立軸深さに与える影響を考慮した評価式Ⅰと評価式Ⅲでは，軸力の低い他の試験体と同様に実験結果を安全側に評価したが，評価式Ⅱでは，一部の試験体の実験結果を過大に評価し，全体の評価精度のばらつきも他の評価式と比較して大きくなった。せん断スパン比に関しては，評価式Ⅰでは，①，②の無開口の試験体に関して，実験値が計算値を下回った試験体が 186 体中 54 体あったが，せん断スパン比が 1.0 以上の試験体では 114 体中 19 体と 17%程度であったのに対し，せん断スパン比が 1.0 未満の試験体では 72 体中 35 体と約半数を占めた。せん断スパン比が 1.0 を下回る耐力壁では，回転中心が平面保持仮定による場合よりも断面中央寄りになる。このことが，実験値が計算値に到達しないことの一因になった可能性がある。



(a) 評価式Ⅰ　　(b) 評価式Ⅱ　　(c) 評価式Ⅲ

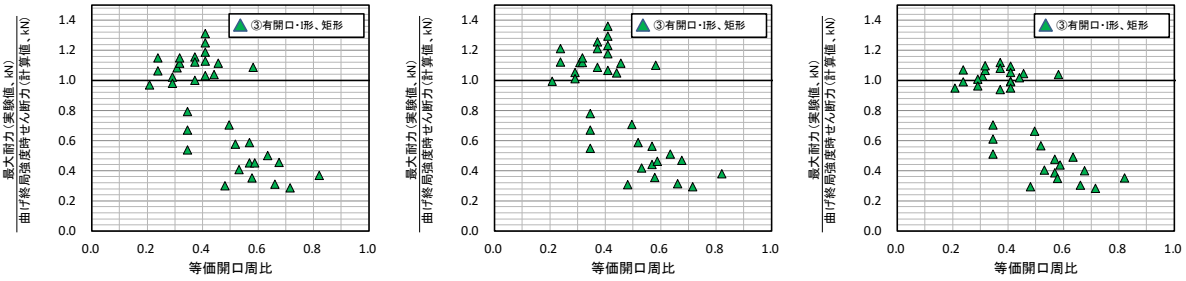
図 7.5.10　曲げ終局強度時せん断力に軸力比が及ぼす影響



(a) 評価式Ⅰ　　(b) 評価式Ⅱ　　(c) 評価式Ⅲ

図 7.5.11　曲げ終局強度時せん断力にせん断スパン比が及ぼす影響

一方，③有開口では，等価開口周比が 0.3 を超える付近から，実験値／計算値が 1.0 を大きく下回る試験体が現れ，等価開口周比が 0.5 を超えると，実験値／計算値が 0.3～0.5 となる試験体が多数を占めた。これらの試験体では，開口周辺に配筋された鉄筋や開口補強筋の降伏による局部的な曲げが発生し，骨組のような挙動が支配的になったものと考えられる。



(a) 評価式Ⅰ　　(b) 評価式Ⅱ　　(c) 評価式Ⅲ

図 7.5.12　曲げ終局強度時せん断力に等価開口周比が及ぼす影響

今回の検討では，矩形断面の耐力壁において，両側柱中心間距離を壁全長の 0.9 倍，引張側柱主筋を壁端部から壁全長の 0.1 倍の範囲内にある曲げ補強筋と仮定して計算を行ったが，両側柱中心間距離や引張側柱主筋の定義の方法は他にも考えられる。表 7.5.8 に，両側柱中心間距離と引張側柱主筋の定義を変更した場合の計算精度について示す。検討結果は，壁端に帯筋が設けられたものと，帯筋がないもの，断面全体を閉鎖型のせん断補強筋で拘束した壁柱タイプのものの 3 種類に細分化している。

表(ii)では，引張側柱主筋を壁端から壁厚の長さの範囲にある曲げ補強筋とした場合の結果を示している。いずれの式を用いた場合にも，評価精度は表(i)の場合と殆ど変わらない。表(iii)では，引張側柱主筋を壁端に壁縦筋と区別して配筋された仮想柱域内の曲げ補強筋，両側柱主筋間距離を曲げ補強筋間距離とした場合の結果を示している。表(ii)と同様に，評価式Ⅰでは他の場合と比較して評価精度に大きな差は見られないが，評価式Ⅱを用いた場合には帯筋が配筋された試験体において，評価精度が大きく低下している。図 7.5.13 に実験値／計算値の平均値と，曲げ補強筋間距離と壁全せいの比率を示す。評価式Ⅱでは，曲げ終局強度と両側柱主筋間距離が比例関係にあるため，壁端部に曲げ補強筋が多く配筋され，曲げ補強筋間距離が短くなると，曲げ終局強度が低く評価される。帯筋によって壁端部が広い範囲に渡って拘束された試験体では，仮想柱域の中心間距離／壁全せいの比率が小さくなり，実験値を小さく評価する事例が多くみられる。一方，評価式Ⅰでは，壁全長を用いて曲げ終局強度を計算するため，両側柱中心間距離や引張側柱主筋の定義の違いによる影響は限定的である。

表 7.5.8　両側柱中心間距離と引張側柱主筋の定義を変更した場合の評価精度の差

(i) 両側柱中心間距離：壁全長の 0.9 倍，引張側柱主筋：壁端から壁全長の 0.1 倍の範囲内にある曲げ補強筋

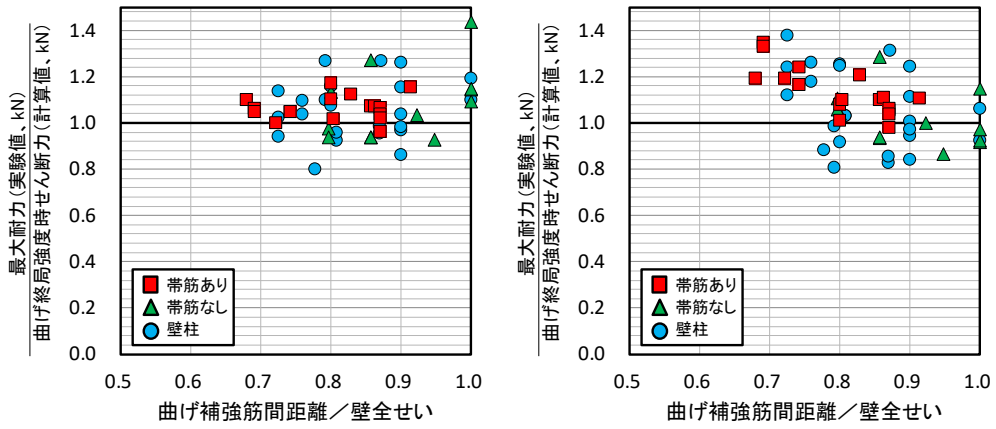
		評価式Ⅰ			評価式Ⅱ		
分類		帯筋あり	帯筋なし	壁柱	帯筋あり	帯筋なし	壁柱
試験体数		17	12	24	17	12	24
実験値／計算値	平均値	1.08	1.09	1.08	1.01	1.02	0.98
	標準偏差	0.05	0.15	0.13	0.06	0.13	0.15
	変動係数	0.05	0.14	0.12	0.06	0.12	0.15

(ii) 両側柱中心間距離：壁全長の 0.9 倍，引張側柱主筋：壁端から壁厚の範囲内にある曲げ補強筋

		評価式Ⅰ			評価式Ⅱ		
分類		帯筋あり	帯筋なし	壁柱	帯筋あり	帯筋なし	壁柱
試験体数		17	12	24	17	12	24
実験値／計算値	平均値	1.10	1.09	1.08	1.01	1.02	0.98
	標準偏差	0.05	0.15	0.12	0.06	0.13	0.15
	変動係数	0.05	0.14	0.12	0.06	0.12	0.15

(iii) 両側柱中心間距離：曲げ補強筋間の距離，引張側柱主筋：仮想柱域の曲げ補強筋

		評価式Ⅰ			評価式Ⅱ		
分類		帯筋あり	帯筋なし	壁柱	帯筋あり	帯筋なし	壁柱
試験体数		17	12	24	17	12	24
実験値／計算値	平均値	1.07	1.08	1.06	1.14	1.02	1.06
	標準偏差	0.05	0.16	0.13	0.10	0.12	0.17
	変動係数	0.05	0.15	0.12	0.09	0.12	0.16



(a) 評価式Ⅰ　　(b) 評価式Ⅱ

図 7.5.13　両側柱中心間距離を曲げ補強筋間の距離，
引張側柱主筋を仮想柱域の曲げ補強筋とした場合の評価精度

7.5.6　せん断終局強度

せん断終局強度を，技術基準解説書，靭性指針や性能指針に記載された以下の 4 つの評価式に従って算定し，せん断破壊した試験体の最大耐力と比較する。式(7.5.29)，式(7.5.30)では，矩形断面の試験体の引張側柱主筋（壁端部曲げ補強筋）の断面積は，曲げ終局強度の算定時と同様に，引張縁から壁全せいの 0.1 倍の範囲の軸方向鉄筋とする方法を採用した。

■せん断終局強度評価式Ⅰ（広沢 min 式）■

$$Q_{wsu} = r_2 \times \left\{ \frac{0.053 p_{te}{}^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot D) + 0.12} + 0.85\sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} t_e \cdot j \tag{7.5.29}$$

■せん断終局強度評価式Ⅱ（広沢 mean 式）■

$$Q_{wsu} = r_2 \times \left\{ \frac{0.068 p_{te}{}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85\sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} t_e \cdot j \tag{7.5.30}$$

Q_{wsu}　：耐力壁のせん断終局強度（N）

p_{te}　：等価引張鉄筋比（%），$p_{te} = 100 a_t / (t_e \cdot d)$

a_t　：I 形断面の場合は引張側柱内の主筋断面積（mm^2）
（矩形断面の場合は，壁端部から壁全長の 0.1 倍の範囲にある縦筋を端部曲げ補強筋とみなした。）

t_e　：I 形断面を長さと断面積が等しい等価長方形断面に置き換えた時の幅（mm）
（但し t_e は壁厚 t の 1.5 倍以下とする。）

d　：I 形断面の場合は D-D_c/2（D_c は引張側柱のせい）
（矩形断面の場合は，0.95D とする（mm））

F_c　：コンクリートの圧縮強度（MPa）

$M/(Q \cdot D)$　：せん断スパン比（$1 \leqq M/(Q \cdot D) \leqq 3$）

D　：耐力壁の全長（mm）

σ_{wh}　：水平せん断補強筋の降伏強度（MPa）

p_{wh}　：t_e を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比（小数）

σ_0　：全断面積に対する平均軸応力度（MPa）

j　：(7/8)・d

r_2　：開口によるせん断強度低減率，式(7.2.3)または式(7.2.6)

式(7.5.31)，式(7.5.32)はトラスアーチ理論に基づく耐力壁のせん断終局強度式である。鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説[7-5]では，壁の横筋が柱の内部に適切に定着され，壁板の全域で一様なトラス機構が形成される場合には，同式を矩形断面の耐力壁に適用してもよいとされている。一方で，一様なトラス機構が期待できない場合には，同指針の梁・柱用のせん断終局強度式を適用することを推奨している。だが，梁・柱用のせん断終局強度式では，閉鎖型のせん断補強筋に拘束された領域内でトラス機構が形成されることを想定しているため，実験試験体に多いシングル配筋の耐力壁では，トラス機構の寄与分を考慮できない。ここでは，式(7.5.31), 式(7.5.32)を矩形断面の耐力壁に適用する方法について考える。問題となるのは壁長さ l_{wa}, l_{wb} の決め方である。壁長さの増分 Δl_{wa}，Δl_{wb} は，矩形断面の耐力壁では A_c=$D_c t_w$（D_c は壁端部の仮

想柱のせい），$A_{ce}<D_c t_w$（$N_{cc}>0$ と仮定）の関係が成立することから，$\Delta l_{wa}=\Delta l_{wb}=D_c-N_{cc}/(t_w\sigma_B)$と計算できる。したがって，壁長さ l_{wa}，l_{wb} は仮想柱のせい D_c の取り方によらず，$l_{wa}=l_{wb}=l'_w+D_c+(D_c-N_{cc}/(t_w\sigma_B))=l'_w+2D_c-N_{cc}/(t_w\sigma_B)=L-N_{cc}/(t_w\sigma_B)$ [L は壁全せい]と表される。この壁長さを用いた場合，耐力壁に作用する軸力が大きくなると壁長さが短くなり，せん断終局強度が低下することになる。

■せん断終局強度評価式Ⅲ（トラスアーチ下限式）■

$$ {}_sV_u = r_2 \times \left\{ t_w l_{wb} p_{sx} \sigma_y \cot\phi + \tan\theta (1-\beta) t_w l_{wa} \nu_0 \sigma_B / 2 \right\} \tag{7.5.31} $$

■せん断終局強度評価式Ⅳ（トラスアーチ平均式）■

$$ {}_sV_u = r_2 \times \left\{ t_w l_{wb} p_{sx} \sigma_y \cot\phi + \tan\theta (1-\beta) t_w l_{wa} \nu_0 \sigma_B / 2 \right\} \tag{7.5.32} $$

評価式Ⅲでは，$\nu_0 = \begin{cases} 0.7-\sigma_B/200 & \sigma_B \le 50_{N/mm^2} \\ 1.698\sigma_B^{-0.333} & \sigma_B > 50_{N/mm^2} \end{cases}$（下限式） (7.5.33)

評価式Ⅳでは，$\nu_0 = \begin{cases} 0.8-\sigma_B/200 & \sigma_B \le 70_{N/mm^2} \\ 1.907\sigma_B^{-0.34} & \sigma_B > 70_{N/mm^2} \end{cases}$（平均式） (7.5.34)

を用いる。

${}_sV_u$	：耐力壁のせん断終局強度（N）
t_w	：壁厚（mm）
l_{wa}，l_{wb}	：トラス機構とアーチ機構の有効壁長さ（mm）で，以下の式で算定する。 $l_{wa}=l'_w+D+\Delta l_{wa}$，$l_b=l'_w+D+\Delta l_{wb}$
l'_w+D	：壁板の柱内法長さと側柱せいの和
Δl_{wa}，Δl_{wb}	：側柱の有効断面積の効果によるトラス機構およびアーチ機構における壁長さの増分，本検討では，靭性指針に従って，増分の有無を判断する。
p_{sx}	：壁上下のスラブ筋，梁主筋の合計の半分を考慮した壁横筋の鉄筋比
σ_y	：壁上下のスラブ筋，梁主筋の合計の半分を考慮した壁横筋の降伏強度，今回の検討では靭性指針に従い，上限を 400MPa とした。
ϕ	：各層のトラス機構の角度
θ	：各層の連層アーチ機構のコンクリート圧縮束角度
β	：各層のトラス機構の負担割合，$\beta=(1+\cot^2\phi)p_{sx}\sigma_y/(\nu_0\sigma_B)$
ν_0	：コンクリートの有効強度係数
σ_B	：コンクリートの圧縮強度（MPa）
r_2	：開口によるせん断強度低減率，式(7.2.3)または式(7.2.6)

破壊形式がせん断破壊と論文内で判別された試験体の最大耐力をせん断終局強度の実験値とした場合の，実験値と計算値の比較を以下に示す。表 7.5.9 に有開口の試験体で一つの階に複数の開口を持つ試験体の検討結果を示す。開口低減率には，技術基準解説書の式(7.2.3)と RC 規準の式(7.2.6)を用いた。いずれのせん断終局強度式を用いた場合にも，式(7.2.6)の RC 規準の開口低減率の予測精度が高く，変動係数も小さい。本項の以後の検討では，RC 規準の開口低減率を用いる。

表 7.5.9　せん断終局強度の実験値と計算値の比較（1 つの階に複数の開口がある場合）

		式（7.2.3）技術基準解説書				式（7.2.6）RC規準			
		評価式Ⅰ	評価式Ⅱ	評価式Ⅲ	評価法Ⅳ	評価式Ⅰ	評価式Ⅱ	評価式Ⅲ	評価法Ⅳ
試験体数		23	23	23	23	23	23	23	23
実験値／計算値	平均値	3.85	3.05	2.96	2.61	2.03	1.61	1.56	1.37
	標準偏差	4.55	3.69	3.62	3.20	0.37	0.29	0.29	0.25
	変動係数	1.18	1.21	1.22	1.23	0.18	0.18	0.18	0.18

図 7.5.14，表 7.5.10 に，せん断終局強度の実験値と計算値の比較を示す。各試験体は，①無開口・I 形断面，②無開口・矩形断面，③有開口・I 形，矩形断面の 3 種類に分類している。矩形断面で開口を設けた試験体は，表 7.2.3 で示したように 4 体しか収集されていないため，③に該当する試験体の殆どは I 形断面の耐力壁である。①と③を比較すると，いずれの評価式でも，無開口の試験体と比較して，有開口の試験体では，実験値／計算値の平均値が大きく，若干ではあるが安全側の評価になっている。②に関しては，壁端に帯筋が設けられたものと，帯筋がないもの，断面全体を閉鎖型のせん断補強筋で拘束された壁柱タイプのものと，さらに 3 種類に細分化している。

図表から明らかなように，実験値／計算値の平均値は評価式 I が最も低く，評価式Ⅱ，Ⅲが同程度，評価式Ⅳが最も高くなり，実験値を平均的に評価するとされる評価式Ⅱ，Ⅳでも，多くの試験体で実験値を安全側に評価した。但し，評価式Ⅲ，Ⅳでは，②矩形断面の帯筋あり，帯筋なしの試験体において，実験値／計算値の平均が 1.0 を下回る危険側の評価となっており，評価精度に問題がある。また，下限式である評価式 I では，殆どの試験体で実験値／計算値の平均が 1.0 を上回ったが，1.0 を下回った試験体が 5 体あった。これらの試験体のうちの 3 体で，壁横筋比が RC 規準で規定されている 0.25%を下回っていた。

表 7.5.10　せん断終局強度の実験値と計算値の比較

(a) 評価式 I

評価式 I		① 無開口 I形断面	②無開口・矩形断面				①+②	③ 有開口 I形，矩形	①+②+③
			帯筋 あり	帯筋 なし	壁柱	全体			
試験体数		118	11	30	14	55	173	118	291
実験値 計算値	平均値	1.77	1.67	1.36	1.52	1.47	1.67	1.86	1.75
	標準偏差	0.40	0.52	0.25	0.17	0.33	0.40	0.38	0.40
	変動係数	0.22	0.31	0.18	0.11	0.22	0.24	0.20	0.23

(b) 評価式 II

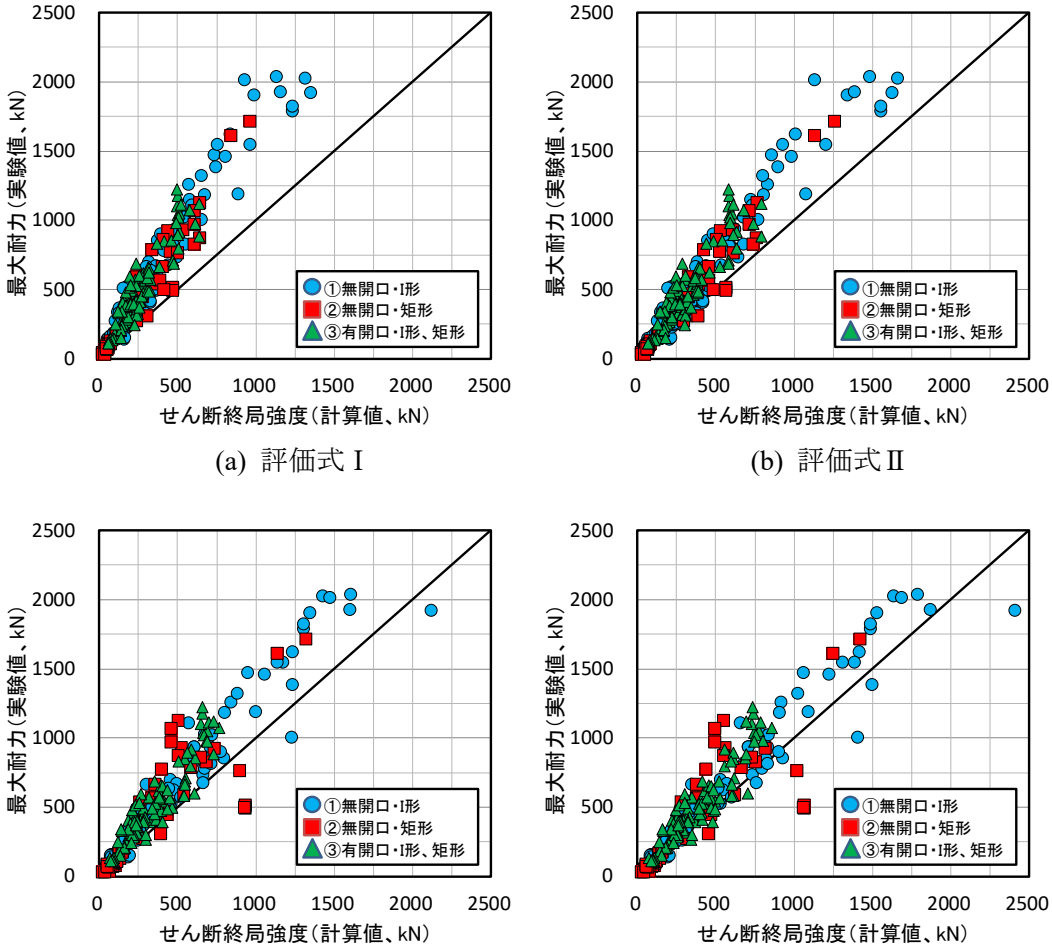
評価式 II		① 無開口 I形断面	②無開口・矩形断面				①+②	③ 有開口 I形，矩形	①+②+③
			帯筋 あり	帯筋 なし	壁柱	全体			
試験体数		118	11	30	14	55	173	118	291
実験値 計算値	平均値	1.41	1.33	1.11	1.29	1.20	1.34	1.49	1.40
	標準偏差	0.32	0.38	0.22	0.17	0.26	0.32	0.32	0.33
	変動係数	0.23	0.29	0.19	0.13	0.22	0.24	0.21	0.23

(c) 評価式III

評価式III		① 無開口 I形断面	②無開口・矩形断面				①+②	③ 有開口 I形，矩形	①+②+③
			帯筋 あり	帯筋 なし	壁柱	全体			
試験体数		92	11	30	14	55	147	113	260
実験値 計算値	平均値	1.37	0.97	0.97	1.73	1.16	1.29	1.50	1.38
	標準偏差	0.26	0.38	0.20	0.38	0.44	0.36	0.29	0.34
	変動係数	0.19	0.39	0.21	0.22	0.38	0.27	0.20	0.25

(d) 評価式IV

評価式IV		① 無開口 I形断面	②無開口・矩形断面				①+②	③ 有開口 I形，矩形	①+②+③
			帯筋 あり	帯筋 なし	壁柱	全体			
試験体数		92	11	30	14	55	147	113	260
実験値 計算値	平均値	1.20	0.86	0.89	1.59	1.06	1.15	1.34	1.23
	標準偏差	0.23	0.35	0.21	0.35	0.42	0.32	0.26	0.31
	変動係数	0.19	0.40	0.23	0.22	0.39	0.28	0.20	0.25



(a) 評価式 I　　(b) 評価式 II

(c) 評価式III　　(d) 評価式IV

図 7.5.14　せん断終局強度の実験値と計算値の比較

図 7.5.15 に，評価式 I において，壁端部の帯筋比が実験値／計算値の平均値に及ぼす影響を示す。①I 形断面では，帯筋比の増大に伴い，実験値／計算値が増大するような傾向が見られるが，壁端の拘束は帯筋比だけでなく，柱型の大きさにも依存するため，明確ではない。一方，②矩形断面では，帯筋比の増大に伴い，実験値／計算値が増大する傾向が明らかに見られる。帯筋が壁端に配筋された試験体では，実験値／計算値の平均が I 形断面の値を上回っており，安全側の評価となっているが，帯筋がない試験体や壁柱タイプの試験体では，実験値／計算値の平均が I 形断面の値を下回っている。また，壁柱タイプの試験体では，壁端に幅止め筋などによる端部の拘束域がない試験体において，実験値／計算値の値が特に小さくなっている。以上の考察より，壁端部の帯筋による補強状況が，耐力壁のせん断終局強度の評価精度に影響を及ぼしている可能性があると言える。

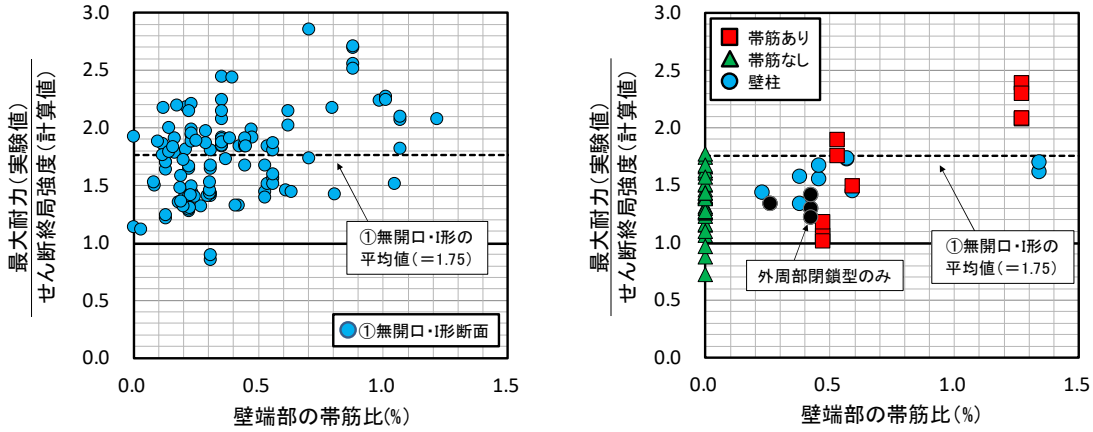


図 7.5.15　評価式 I における壁端部の帯筋比の影響

矩形断面の場合に，引張側柱主筋として壁端から壁厚の長さの範囲内にある縦筋を考慮した場合の評価精度を表 7.5.11 に示す。偏平率が 10 を上回るような耐力壁では，引張側柱主筋の定義に壁厚を用いた場合，壁全長の 0.1 倍を用いた場合よりも，引張側柱主筋として取り扱われる縦筋の断面積が小さくなるため，せん断終局強度の計算値が低下する。帯筋が配筋された試験体では，壁端部の比較的広い範囲に曲げ補強筋が配筋されており，且つ，偏平率の大きい試験体が多いため，特に影響が大きくなっている。

表 7.5.11　等価引張鉄筋比の定義の違いが評価精度に及ぼす影響

(a) 壁端から壁全長の 0.1 倍の範囲内の縦筋を考慮した場合

		②無開口・矩形断面							
		評価式 I				評価式 II			
		帯筋あり	帯筋なし	壁柱	全体	帯筋あり	帯筋なし	壁柱	全体
試験体数		11	30	14	55	11	30	14	55
実験値／計算値	平均値	1.67	1.36	1.52	1.47	1.33	1.11	1.29	1.20
	標準偏差	0.52	0.25	0.17	0.33	0.38	0.22	0.17	0.26
	変動係数	0.31	0.18	0.11	0.22	0.29	0.19	0.13	0.22

(b) 壁端から壁厚の長さの範囲内の縦筋を考慮した場合

		②無開口・矩形断面							
		評価式 I				評価式 II			
		帯筋あり	帯筋なし	壁柱	全体	帯筋あり	帯筋なし	壁柱	全体
試験体数		11	30	14	55	11	30	14	55
実験値／計算値	平均値	1.97	1.38	1.46	1.52	1.60	1.13	1.23	1.25
	標準偏差	0.65	0.26	0.18	0.42	0.47	0.23	0.18	0.33
	変動係数	0.33	0.19	0.12	0.28	0.29	0.20	0.14	0.27

■せん断終局強度時の変形角の評価式 I ■

性能指針に従い，トラス剛性を用いてせん断ひび割れ後のせん断剛性を決定する。開口がある場合は，トラス剛性に開口による剛性の低減率 r_l を乗じて計算した。

$$ {}_s\gamma_u = {}_s\tau_u / (r_1 \cdot G_{trus1}) - \gamma_0 \tag{7.5.35} $$

$$ G_{trus1} = \frac{1}{\dfrac{1}{K_2 \cos^2\theta_{t1} \sin^2\theta_{t1}} + \dfrac{\tan^2\theta_{t1}}{K_x} + \dfrac{1}{K_y \tan^2\theta_{t1}}} \tag{7.5.36} $$

$$ K_2 = 0.7E_c \tag{7.5.37} $$

$$ K_x = p_{sx}E_s + K_f \tag{7.5.38} $$

$$ K_y = p_{sx}E_s \tag{7.5.39} $$

$$ K_f = \begin{cases} 22.5E_{cc}I_e l/(t_w h^4) & \text{連層耐震壁の最上層，最下層} \\ 360E_{cc}I_e l/(t_w h^4) & \text{一層耐震壁} \end{cases} \tag{7.5.40} $$

${}_s\gamma_u$　：せん断終局強度時のせん断ひずみ度

${}_s\tau_u$　：せん断終局強度時のせん断応力度（MPa）

r_1　：開口によるせん断剛性の低減率，式(7.2.5)で計算した。

G_{trus1}　：せん断ひび割れ後のマクロモデル的なせん断剛性（MPa）

γ_0　：軸応力度によるせん断ひずみ度のシフト

θ_{t1}　：トラス剛性の主圧縮方向角度

K_2　：斜め圧縮ばね（MPa）

K_x　：水平方向ばね（MPa）

K_f　：梁と側柱による水平方向抵抗ばね（MPa）

K_y　：鉛直方向ばね（MPa）

E_c　：コンクリートのヤング係数（MPa），本検討では，式(7.5.8)で計算した。

E_s　：鉄筋のヤング係数（MPa）

p_{sx}　：壁板の横筋と壁板上下の梁主筋とスラブ筋の鉄筋比

p_{sy}　：壁板の縦筋の鉄筋比

${}_cI_e$　：側柱の断面二次モーメント（mm^4）

l　：側柱中心間距離（mm）（矩形断面の場合は，壁全長の 0.9 倍とした。）

t_w　：壁厚（mm）

h　：階高（連層耐力壁の場合），内法高さ（一層耐力壁の場合）（mm）

■せん断終局強度時の変形角の評価式Ⅱ■

性能指針に従い，せん断破壊時のせん断ひずみを 0.004rad.（=1/250）とする。開口がある場合は，図 7.5.16(a)に示すように，開口による剛性の低減率 r_1 と強度の低減率 r_2 を用いて計算した。

■せん断終局強度時の変形角の評価式Ⅲ■

技術基準解説書に従い，菅野式[7-7]に基づいてせん断ひび割れ後のせん断剛性を算定する。開口がある場合は，図 7.5.16(b)に示すように，開口による剛性の低減率 r_1 と強度の低減率 r_2 を用いて計算する。

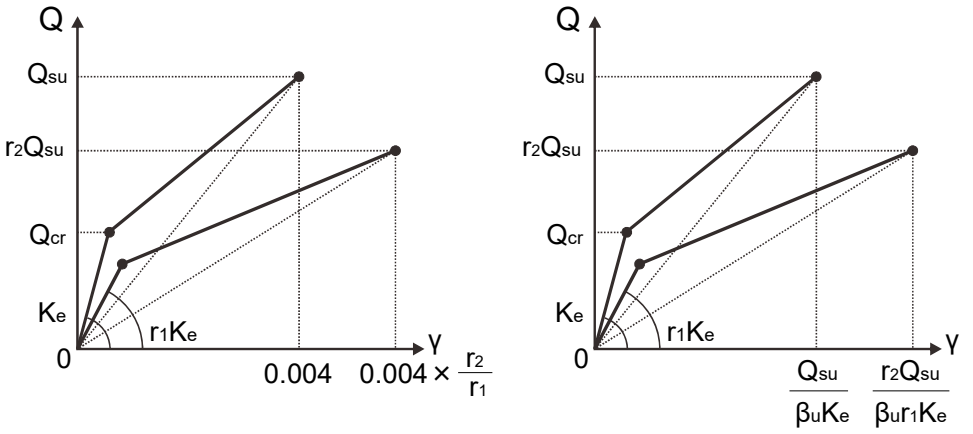
$$\beta_u = 0.46 p_w \sigma_y / F_c + 0.14 \tag{7.5.41}$$

β_u　：せん断破壊時の剛性低下率

p_w　：壁筋比

σ_y　：壁筋の降伏強度（kg/cm^2）

F_c　：コンクリートの圧縮強度（kg/cm^2）



(a) 評価式Ⅱ　　(b) 評価式Ⅲ

図 7.5.16　有開口耐力壁のせん断終局強度時のせん断ひずみ

図 7.5.17，表 7.5.12 に，せん断破壊時の変形角の実験値と，せん断終局強度時の変形角の計算値を示す。実験値は，論文中で破壊形式がせん断破壊と判別された試験体の最大耐力時の変形角とした。また，計算値は，7.5.1 項の冒頭で示した復元力特性の評価手法で算定した曲げ変形およびせん断変形の和とした。具体的には，評価式Ⅰ，Ⅱ，Ⅲに，復元力特性の評価手法 A，B，C をそれぞれ用いた。

評価式Ⅰ，Ⅲでは，実験値／計算値の平均値が 1.0 を大きく上回った。その一因として，前述したように，せん断終局強度の計算値が実験の最大耐力を 2～5 割程度低く評価したことが考えられる。したがって，せん断終局強度の計算精度が向上すれば，せん断破壊時の変形角の計算精度も改善する可能性がある。せん断破壊時の変形角を一律に 1/250 とした評価式Ⅱでは，大部分の試験体のせん断終局強度時の変形角が 0.3～0.6%に分布した。

評価式Ⅰでは，単層耐力壁では実験値を過小に評価する一方で，連層耐力壁では評価精度が改善する傾向が見られた。その一因として，評価式Ⅰでは，式(7.5.40) の外周フレームによる拘束効果を表す水平方向抵抗ばねの計算方法が，単層と連層の場合で異なることが考えられる。また，有開口試験体では，せん断終局強度の実験値／計算値が 1.0 を大きく上回っているにも関わらず，

せん断終局強度時の変形角の実験値／計算値が 1.0 を下回る試験体が複数見られた。このような試験体では，壁板内で均一なせん断ひずみの分布が得られず，局所的な損傷によって早期に破壊に至った可能性がある。

評価式Ⅱでは，開口のない耐力壁では，せん断終局強度時のせん断ひずみを一律に 1/250 としたため，せん断終局強度時の変形角も 1/250 付近に分布する結果となった。実験における最大耐力時の変形角の下限が 1/250 とおおよそ一致するため，評価式Ⅱは全体的に実験値を過小評価した。計算値が実験値を上回り，危険側の評価となった試験体は，①無開口・I 形断面で 64 体中 8 体（13%），②無開口・矩形断面で 14 体中 3 体（21%），③有開口・ I 形，矩形断面で 55 体中 10 体（18%）であった。開口を設けた耐力壁では，図 7.5.16 に示すように，せん断終局強度時のせん断ひずみが，開口による剛性の低減率 r_1 と強度の低減率 r_2 によって決まるため，等価開口周比の増大に伴い，せん断終局強度時のせん断ひずみは 1/250 よりも大きな値が与えられる。表 7.5.12(b)に示すように，①無開口・I 形断面と③有開口・I 形，矩形断面の実験値／計算値の平均値がほぼ同じ値となるため，図 7.5.16(a)に示した有開口耐力壁の評価手法は概ね妥当であると考えられる。しかしながら，上述のように，開口を設けた耐力壁では，危険側の評価となる試験体が全体の 2 割を占めるため，評価の際には注意が必要である。

評価式Ⅲに関しては，本データベースの 525 体の試験体を対象に計算した，せん断終局強度時の剛性低下率の計算値 β_u の平均値が 0.18，標準偏差が 0.03 となった。その結果，せん断終局強度時の変形角の計算値の多くが 1/500～1/250 の範囲に集中したため，評価式Ⅱよりもさらに過小に実験値を評価した。評価式Ⅱと同様に，①無開口・I 形断面と③有開口・I 形，矩形断面の実験値／計算値の平均値がほぼ同じ値となるため，図 7.5.16(b)に示した有開口耐力壁の評価手法も概ね妥当であると考えられる。計算値が実験値を上回った試験体は，①無開口・I 形断面で 66 体中 1 体（2%），②無開口・矩形断面で 16 体中 0 体（0%），③有開口・ I 形，矩形断面で 61 体中 3 体（5%）とわずかであり，開口の有無に関わらず，耐力壁のせん断破壊時の変形角を安全側に評価している。

表 7.5.12　せん断終局強度時の変形角の実験値と計算値の比較

(a) 評価式 I

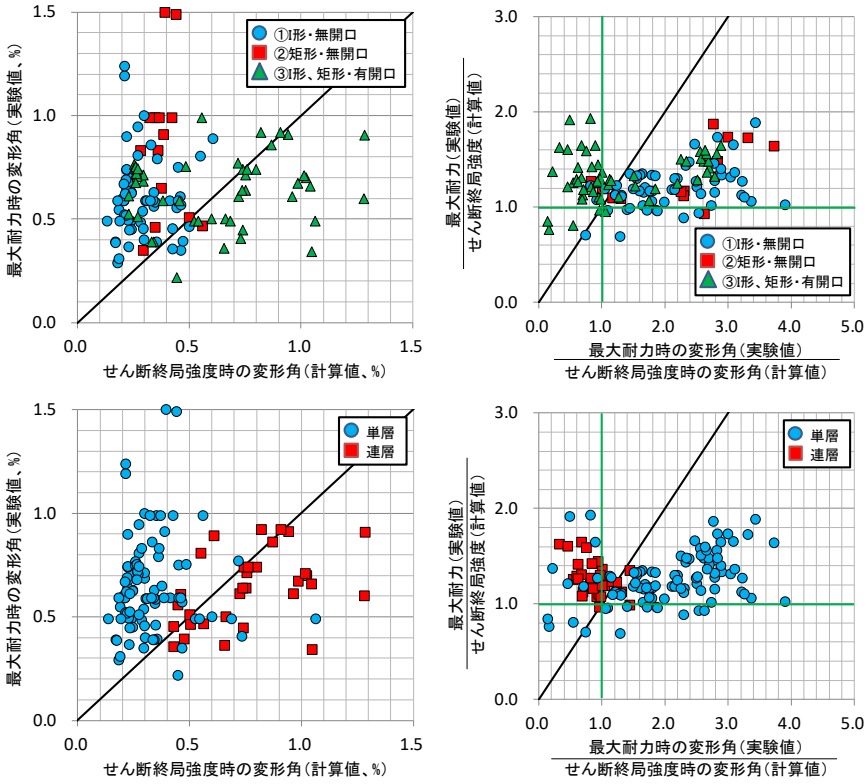
評価式 I		① 無開口 I形断面	② 無開口 矩形断面	①+②	③ 有開口 I形，矩形	①+②+③
試験体数		64	14	78	55	133
実験値 計算値	平均値	2.22	2.23	2.22	1.33	1.85
	標準偏差	0.96	0.90	0.94	0.86	1.01
	変動係数	0.43	0.40	0.42	0.65	0.54

(b) 評価式Ⅱ

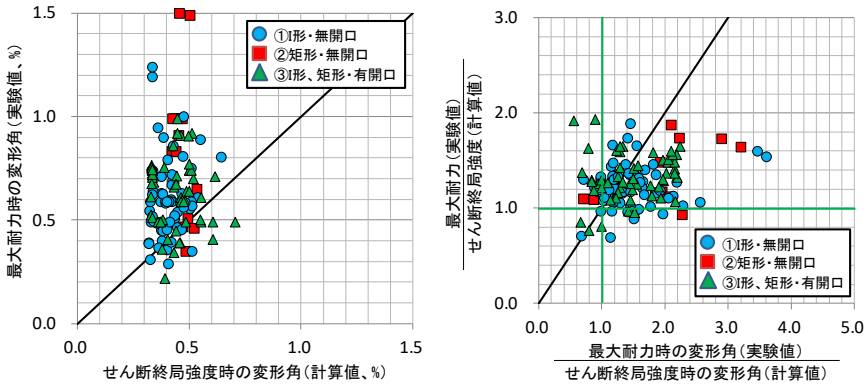
評価式Ⅱ		① 無開口 I形断面	② 無開口 矩形断面	①+②	③ 有開口 I形，矩形	①+②+③
試験体数		64	14	78	55	133
実験値 計算値	平均値	1.48	1.82	1.54	1.51	1.53
	標準偏差	0.53	0.76	0.59	0.50	0.55
	変動係数	0.36	0.42	0.38	0.33	0.36

(c) 評価式Ⅲ

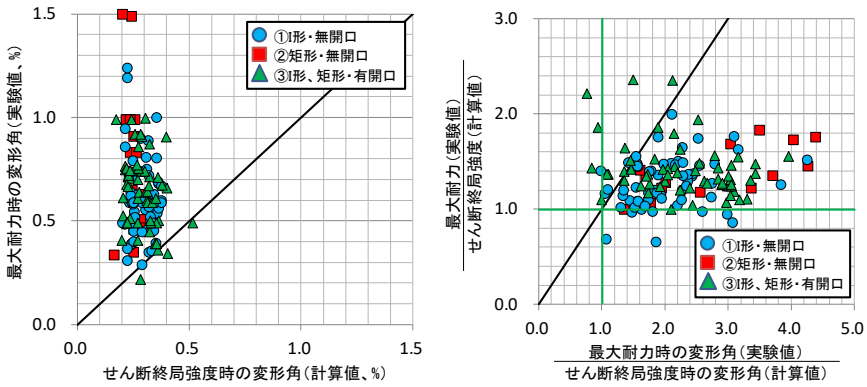
評価式Ⅲ		① 無開口 I形断面	② 無開口 矩形断面	①+②	③ 有開口 I形，矩形	①+②+③
試験体数		66	16	82	61	143
実験値 計算値	平均値	2.13	3.27	2.35	2.36	2.36
	標準偏差	0.83	1.62	1.12	0.86	1.01
	変動係数	0.39	0.49	0.47	0.36	0.43



(a) 評価式 I



(b) 評価式Ⅱ



(c) 評価式Ⅲ

図 7.5.17　せん断終局強度時の変形角の実験値と計算値の比較

評価式Ⅰ，Ⅲでは，せん断終局強度時の変形角の評価精度が，せん断終局強度の評価精度に依存していると考えられるため，実験の荷重変形関係から，包絡線上の点が初めて，最大耐力の 70%，80%，90%に到達した点を紙面から読み取り，計算上のせん断終局強度点との比較を行った。今回の検討では，紙面からの読み取りは①，②の無開口の試験体のみを対象として行った。図 7.5.17 に実験結果から読み取った各耐力点の変形角と，評価式Ⅰを用いて計算したせん断終局強度時の変形の関係を示す。また，表 7.5.13 に，実験の耐力点と計算の強度点における，変形角と荷重の評価精度を示す。評価式ⅠとⅢでは，荷重の評価精度のよい耐力点の周辺で，変形角の実験値と計算値を比較してみると，評価精度が高いことが分かる。変動係数は 3～5 割と大きいものの，実験値／計算値の平均値は 1.0 に近い値が得られている。したがって，評価式ⅠとⅢでは，70～90%の耐力点については，実験の変形角を高い精度で評価できるが，最大耐力点の変形については，過小評価となることが確認できた。

表 7.5.13　各耐力点の実験値とせん断終局強度点の計算値の比較（①I 形断面＋②矩形断面）

(a) 評価式Ⅰ

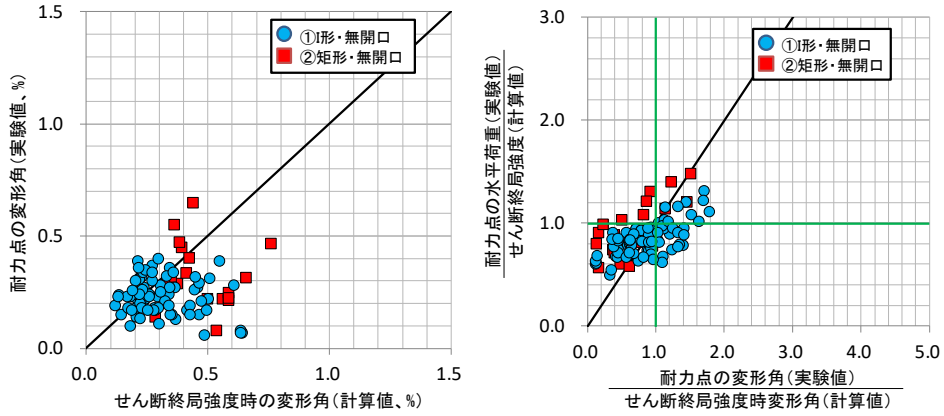
評価式Ⅰ		70%耐力点		80%耐力点		90%耐力点		最大耐力点	
		変形角	荷重	変形角	荷重	変形角	荷重	変形角	荷重
試験体数		104	104	104	104	106	106	111	111
実験値／計算値	平均値	0.82	0.88	1.07	1.00	1.39	1.13	2.00	1.25
	標準偏差	0.42	0.20	0.54	0.23	0.68	0.25	1.16	0.28
	変動係数	0.51	0.23	0.50	0.23	0.49	0.22	0.58	0.22

(b) 評価式Ⅱ

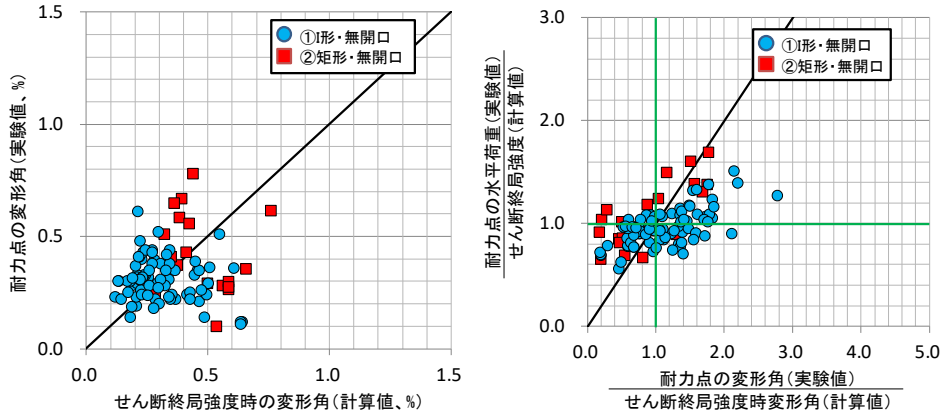
評価式Ⅱ		70%耐力点		80%耐力点		90%耐力点		最大耐力点	
		変形角	荷重	変形角	荷重	変形角	荷重	変形角	荷重
試験体数		104	104	104	104	106	106	111	111
実験値／計算値	平均値	0.58	0.88	0.76	1.00	0.99	1.13	1.46	1.25
	標準偏差	0.22	0.20	0.28	0.23	0.36	0.25	0.70	0.28
	変動係数	0.39	0.23	0.37	0.23	0.36	0.22	0.48	0.22

(c) 評価式Ⅲ

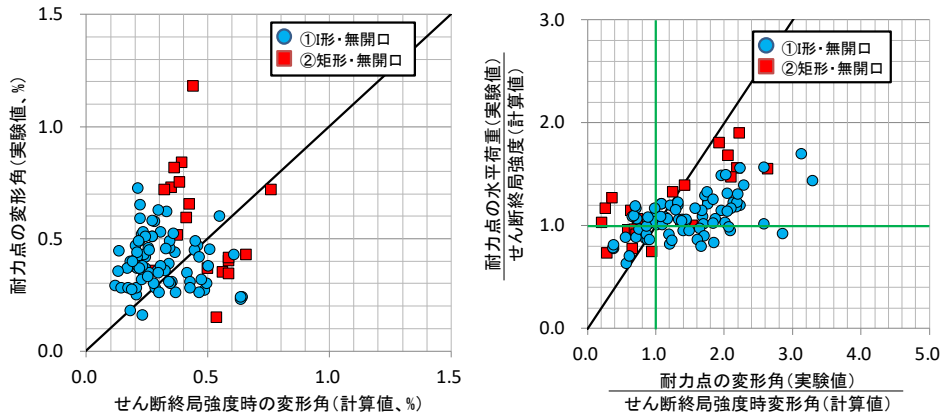
評価式Ⅲ		70%耐力点		80%耐力点		90%耐力点		最大耐力点	
		変形角	荷重	変形角	荷重	変形角	荷重	変形角	荷重
試験体数		110	110	110	110	113	113	119	119
実験値／計算値	平均値	0.92	0.94	1.21	1.06	1.62	1.20	2.41	1.34
	標準偏差	0.41	0.19	0.54	0.21	0.94	0.24	1.41	0.27
	変動係数	0.45	0.20	0.45	0.20	0.58	0.20	0.59	0.21



(a) 70%耐力点



(b) 80%耐力点



(c) 90%耐力点

図 7.5.18　各耐力点の実験値とせん断終局強度点の計算値の比較（評価式Ⅰ）

評価式Ⅱでは，せん断破壊時のせん断ひずみを一律に 1/250（有開口の場合は $1/250\times r_2/r_1$）としたが，一部の試験体で，実験のせん断破壊時の部材角が，計算のせん断終局強度時の部材角を下回った。ここでは，柱型を有する耐力壁のせん断破壊時変形角について，詳細な検討を行う。

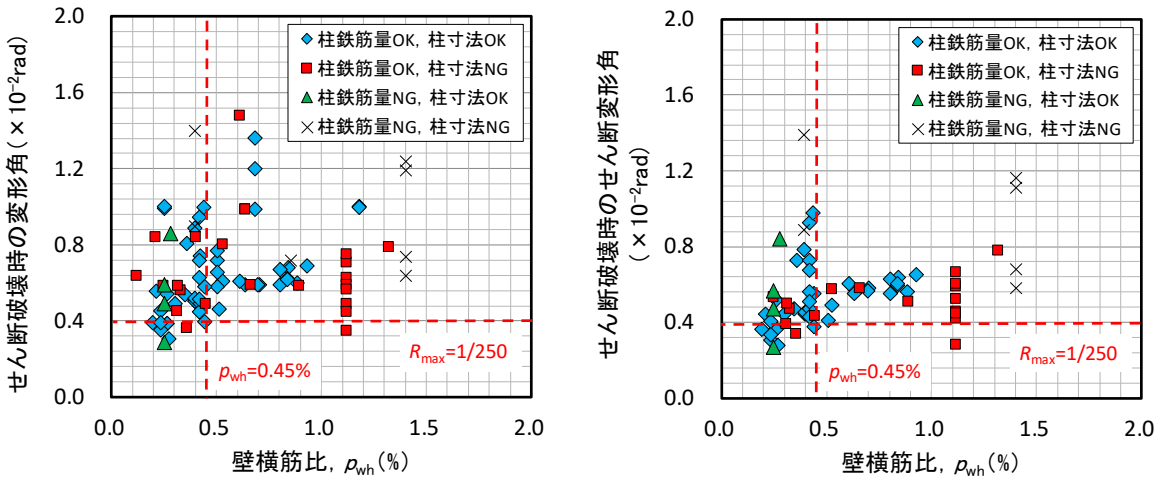
図 7.5.19(a)に，①無開口・I 形断面の耐力壁のうち，せん断破壊と判定された 85 体の試験体のせん断破壊時変形角の実験値と壁横筋比の関係を示す。せん断破壊時変形角は，実験で計測された各試験体の最大耐力時の変形角とした。また，実験結果は，側柱の鉄筋量に関する構造規定（柱主筋比 0.8%以上かつ柱帯筋比 0.2%以上）と，1999 年版 RC 規準[7-4]に記載されている側柱の寸法

に関する推奨条件（下記参照）を満足するかどうかで分類した。内訳は，開口のない試験体では，構造規定と推奨条件の両方を満足するものが 50 体，構造規定のみ満足するものが 24 体，推奨条件のみ満足するものが 4 体，構造規定と推奨条件のいずれも満足しないものが 7 体である。

1999 年版 RC 規準における側柱の寸法に関する推奨条件
・柱の断面積が $st/2$ 以上
・柱の最小径が $\sqrt{st/3}$ 且つ $2t$ 以上
（s：壁板 $h'\times l'$ の短辺の長さ，本検討では h' は 1 層の内法高さとした，t：壁板の厚さ）

図 7.5.19(a)に示すように，側柱の鉄筋量に関する構造規定と側柱の寸法に関する推奨条件を満足する試験体でも，壁横筋比が小さい場合には，せん断破壊時変形角が小さく，脆性的な破壊性状となる試験体が含まれることが分かる。壁横筋比が構造規定の下限値となる 0.25%程度の場合には，複数の試験体でせん断破壊時の変形角が 1/250 を下回っている。また，壁横筋比が大きい場合でも，1999 年版 RC 規準の側柱の寸法に関する推奨規定が満足されていない試験体のうちの一体で，せん断破壊時の変形角が 1/250 を下回っている。したがって，側柱の鉄筋量に関する構造規定と側柱の寸法に関する推奨条件を満足した上で，壁横筋を壁横筋比で 0.45%以上配筋することで，せん断破壊時の変形角を 1/250 以上確保できるものと考えられる。

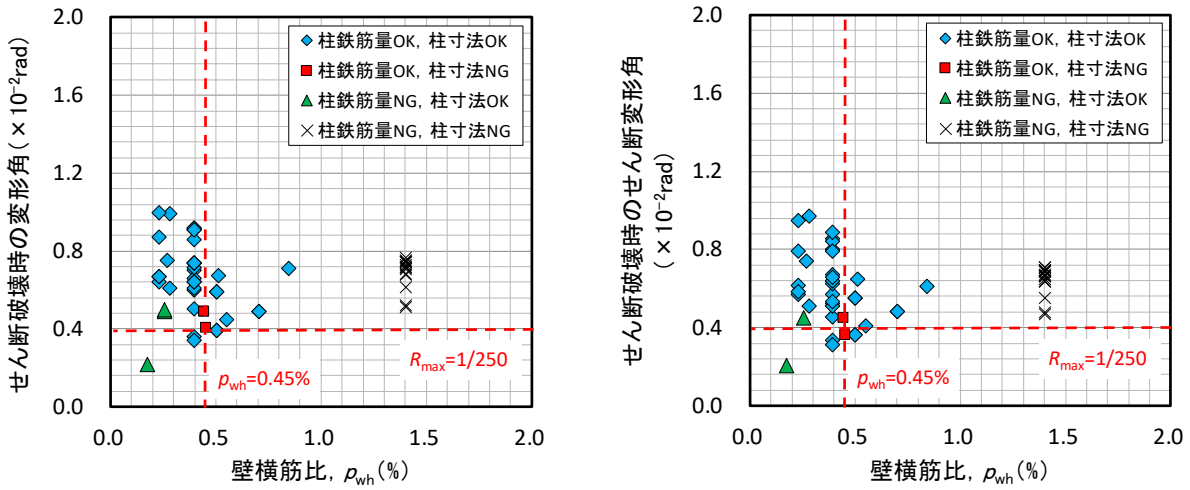
なお，図 7.5.19(a)のせん断破壊時の変形角には，曲げ変形や抜け出しによる変形が含まれているため，モデル化の際に必要となるせん断破壊時のせん断変形角は，せん断破壊時の変形角よりも小さくなる。そこで，7.5.1 項の復元力特性の評価手法 A，B で示した，断面解析の結果に基づく曲げの復元力特性の評価手法に従い，各試験体の実験の最大耐力時の曲げ変形角を計算し，実験の最大耐力時の変形角から差し引くことで，せん断破壊時のせん断変形角を推定した。図 7.5.19(b)に，推定したせん断破壊時のせん断変形角と壁横筋比の関係を示す。側柱の鉄筋量に関する構造規定と寸法に関する推奨条件を満足した上で，壁横筋を壁横筋比で 0.45%以上配筋することで，せん断破壊時のせん断変形角についても 1/250 以上確保できるものと考えられる。



(a) せん断破壊時の変形角　　(b) せん断破壊時のせん断変形角（推定）

図 7.5.19　柱型を有する無開口耐力壁のせん断破壊時の変形角，せん断変形角と壁横筋比の関係

同様の方法を用いて，③有開口・I 形断面，矩形断面の耐力壁のうち，柱型を有し，せん断破壊と判定された 57 体の試験体についても，せん断破壊時のせん断変形角を算定した。図 7.5.20 にせん断破壊時の変形角，せん断変形角と壁横筋比の関係を示す。開口を持つ試験体では，構造規定と推奨条件の両方を満足するものが 35 体，構造規定のみ満足するものが 3 体，推奨条件のみ満足するものが 3 体，いずれも満足しないものが 16 体であった。開口がない場合と同様に，側柱の鉄筋量に関する構造規定と寸法に関する推奨条件を満足した上で，壁横筋を壁横筋比で 0.45%以上配筋することで，せん断破壊時のせん断変形角を概ね 1/250 以上確保できることが分かる。



(a) せん断破壊時の変形角　　(b) せん断破壊時のせん断変形角（推定）

図 7.5.20　柱型を有する有開口耐力壁のせん断破壊時の変形角，せん断変形角と壁横筋比の関係

但し，図 7.5.16(b)で示したように，評価法Ⅱでは，有開口耐力壁のせん断破壊時のせん断ひずみを開口による剛性の低減率 r_1 と強度の低減率 r_2 を用いて $1/250\times r_2/r_1$ で与えているため，せん断破壊時のせん断変形角が 1/250 を超えることを確認しただけでは不十分である。図 7.5.21 にせん断破壊時のせん断変形角と等価開口周比の関係を示す。等価開口周比 r_0 は式(7.2.4)で算定した。また，図中には，有開口壁を耐力壁として取り扱う場合の目安となる等価開口周比 0.4 と，せん断破壊時のせん断変形角の計算値 $1/250\times r_2/r_1$（強度の低減率 r_2 が等価開口周比 r_0 で決まる場合を想定）を示した。有開口耐力壁では，側柱の鉄筋量と寸法，壁横筋比の全ての条件を満足する場合でも，せん断破壊時のせん断変形角が $1/250\times r_2/r_1$ を下回り，危険側の評価となる試験体があることが分かる。これは，等価開口周比の範囲を 0.4 以下に限定して考えた場合も同様である。

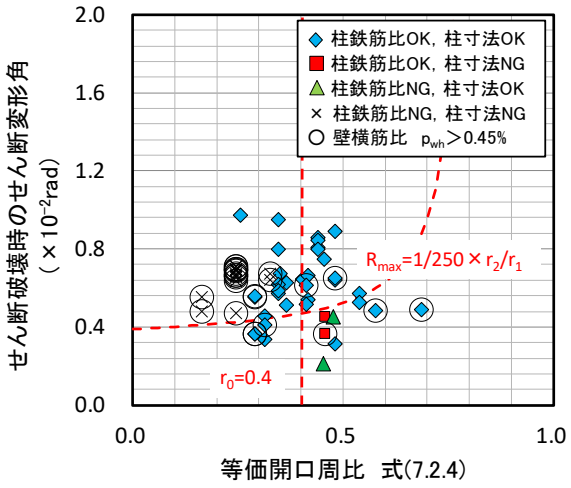


図 7.5.21　柱型を有する有開口耐力壁のせん断破壊時のせん断変形角－等価開口周比関係

図 7.5.20，図 7.5.21 で検討を行った有開口耐力壁試験体のうち，京都大学で過去に実施された 2.5 層の連層耐力壁試験体の静的載荷実験の荷重変形関係の包絡線を図 7.5.22，図 7.5.23，図 7.5.24 に示す。縦軸には水平荷重を各載荷方向の最大耐力で除した比率を，横軸には 3 階梁高さの水平変位をその位置の高さで除した全体変形角を示している。図中の N1 試験体は無開口の基準試験体であり，他の試験体では各階に一つずつ開口が設けられている。また，全ての試験体がせん断で破壊している。開口を設けた試験体では，開口が大きくなるほど，また，開口を壁板中央付近に配置するほど，最大耐力時の全体変形角が増大し，最大耐力後の耐力低下も緩やかになる傾向が見られる。一方で，開口の幅が狭く，開口に挟まれた壁付きの短スパン梁が早期にせん断破壊する試験体や，各階の異なる位置に開口を配置することによって，層間の応力伝達が困難となる千鳥配置の試験体では，最大耐力時の全体変形角が，開口がない場合と同程度，もしくは開口がない場合を下回る試験体も存在している。

以上の考察より，開口を設けた耐力壁では，開口の配置がせん断破壊時の変形角に及ぼす影響が大きく，無視できないことが分かる。図 7.5.22，図 7.5.23，図 7.5.24 に示した試験体は，側柱の鉄筋量に関する構造規定と寸法に関する推奨条件は満足しているものの，壁横筋比が 0.45%以下であるため，図 7.5.20，図 7.5.21 で検討した，評価式Ⅱのせん断終局強度時のせん断変形角 $1/250 \times r_2/r_1$ の適用対象からは除外されている。しかしながら，仮にこれらの試験体とまったく同じパラメータを持つ試験体を製作し，壁横筋比のみを増大させた場合に，せん断破壊時のせん断変形角がどの程度改善されるのか，また，せん断破壊時のせん断変形角が $1/250 \times r_2/r_1$ を上回るかどうかについては，十分な検証が行われていない。したがって，開口を設けた耐力壁のせん断破壊時のせん断変形角を評価法Ⅱで評価するためには，側柱や壁板に関する条件だけでなく，開口の配置が及ぼす影響についても十分に考慮する必要がある。

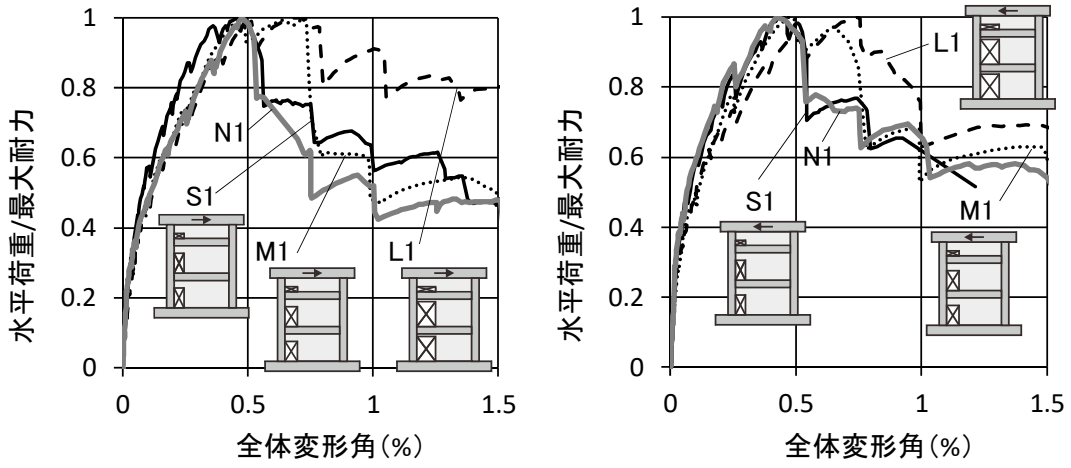


図 7.5.22　開口を偏在配置した試験体の荷重変形関係の一例[7-9]

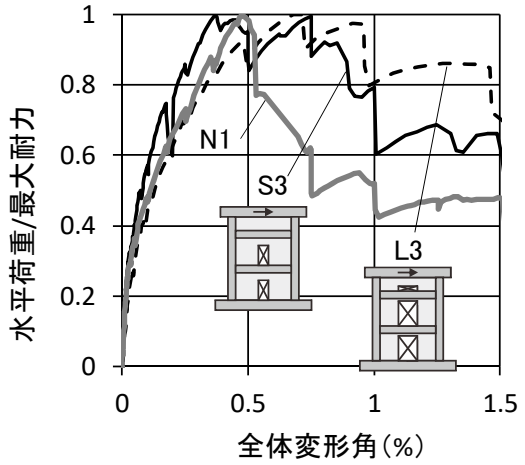


図 7.5.23　開口を中央配置した試験体の荷重変形関係の一例[7-9]

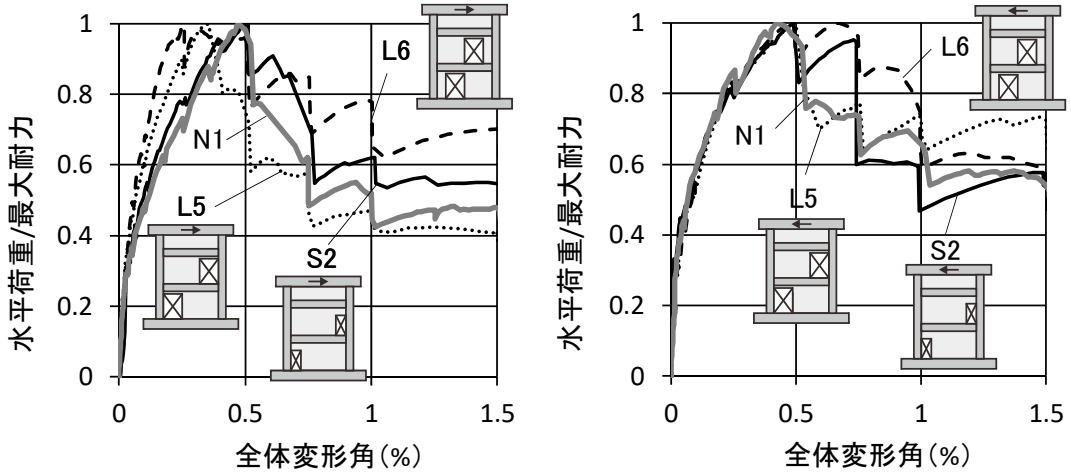


図 7.5.24　開口を千鳥配置した試験体の荷重変形関係の一例[7-9]

7.5.7　曲げ降伏強度

曲げ降伏強度と曲げ終局強度の関係について検証する。表 7.5.14 に実験で曲げ降伏が確認され

た試験体における，曲げ降伏強度と曲げ終局強度（最大強度）の比率を示す。曲げ降伏強度と曲げ終局強度には，正負の平均値を用いた。また，正負どちらかの値のみが記載されている場合は，その値を採用した。なお，曲げ降伏強度の実験値は，側柱の最外縁主筋の引張降伏時と，側柱の全主筋の引張降伏時に分類して収集したが，論文中にどの位置の主筋が引張降伏したか具体的な記述がなかった場合には，最外縁主筋の降伏とみなした。側柱主筋と壁縦筋の配筋や曲げ圧縮領域の拘束状態，軸力の寄与分などの要因によって，曲げ降伏強度と曲げ終局強度の比率は変化すると考えられるが，今回の検討では，最大耐力の 7 割～9 割に到達すると，側柱主筋が引張降伏したことが分かる。

次に，断面解析の結果から求められる，曲げ降伏強度と曲げ終局強度の比率を表 7.5.15 に示す。断面解析でも，荷重が最大耐力の 9 割前後まで到達すると，側柱の全主筋が引張降伏する傾向が見られ，表 7.5.14 に示した実験結果とおおよそ対応していることが分かるが，性能指針式で用いられる曲げ降伏強度（側柱の全主筋と壁縦筋の 2/3 が引張降伏する時の荷重）に関しては，曲げ終局強度との比率が 0.97 となり，最大耐力とほぼ等しい値になっている。

■曲げ降伏強度の評価式■

性能指針に従い，断面解析の結果から，全柱主筋と壁縦筋の 2/3 の鉄筋が降伏する時のモーメントを曲げ降伏強度とする。

表 7.5.14　実験における曲げ降伏強度と曲げ終局強度の比較

実験の曲げ降伏点		最外縁主筋降伏時	全主筋降伏時
試験体数		81	14
曲げ降伏強度 曲げ終局強度	平均値	0.83	0.86
	標準偏差	0.10	0.05
	変動係数	0.13	0.06

表 7.5.15　断面解析による曲げ降伏強度と曲げ終局強度の比較

降伏の定義		全主筋降伏時	全主筋と壁縦筋の 2/3 降伏時
試験体数		418	418
曲げ降伏強度 曲げ終局強度	平均値	0.90	0.97
	標準偏差	0.06	0.02
	変動係数	0.06	0.02

曲げ降伏強度時のせん断力の実験値と計算値の比較を図 7.5.25，表 7.5.16 に示す。なお，実験値，解析値とも正負の平均値を用いた。また，実験値に関しては，正負どちらかの値のみが記載されている場合は，その値を採用した。性能指針による曲げ降伏強度時のせん断力は，側柱の全主筋と壁縦筋の 2/3 が引張降伏する時の荷重であるため，側柱の引張降伏時を対象とする実験値よりも大きな荷重レベルを想定しているが，実験値と計算値の比較を見ると，計算値は，実験において側柱の全主筋が引張降伏する時の荷重とほぼ一致しており，実験結果をやや過小に評価している。この結果は，表 7.5.7 において，断面解析による曲げ終局強度時のせん断力の計算値が，曲げ降伏する実験試験体の最大耐力をやや低めに評価していた結果と対応している。

表 7.5.16　曲げ降伏強度時のせん断力の実験値と計算値の比較

実験の曲げ降伏点		最外縁主筋降伏	全主筋降伏
試験体数		53	13
実験値／計算値	平均値	0.91	1.01
	標準偏差	0.13	0.09
	変動係数	0.15	0.09

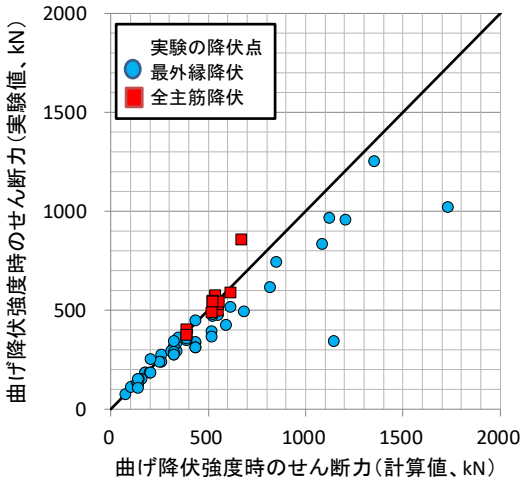


図 7.5.25　曲げ降伏強度の実験値と計算値の比較

曲げ降伏強度時の変形角を，性能指針や技術基準解説書に記載された評価式に従って算定し，実験結果と比較する。

■曲げ降伏時の変形角の評価式Ⅰ■

性能指針に従い，断面解析の結果から，曲げ降伏時の曲げ変形角を算定する。なお，同指針では，曲げ降伏時の変形角は，全柱主筋が降伏する時の曲率と，全柱主筋と壁縦筋の 2/3 の鉄筋が降伏する時の曲率の平均値として定義されている。

■曲げ降伏時の変形角の評価式Ⅱ■

技術基準解説書に従い，曲げ降伏時の曲げ変形角を以下の剛性低下率を用いて計算する。中立軸深さ C_n は，7.5.1 項に示した断面解析において，コンクリートと鉄筋の材料特性を弾性と仮定して算定する。

$$\alpha_y = \frac{{}_wM_y \cdot C_n}{EI_w \cdot \varepsilon_y} \tag{7.5.42}$$

${}_wM_y$　：耐力壁の曲げ終局モーメント（N・mm），本検討では式(7.5.26) を用いる。

C_n　：弾性時中立軸から引張柱中心までの距離（mm）
（本検討では，コンクリートと鉄筋を弾性とした断面解析で算定した。）

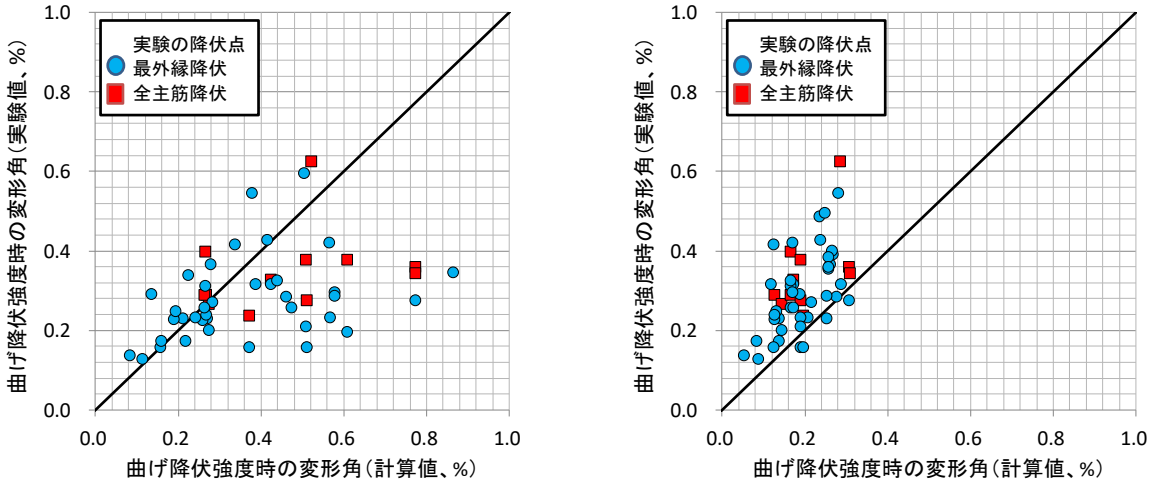
E　　：コンクリートのヤング係数（MPa），式(7.5.8)を用いる。

I_w　　：耐力壁の断面二次モーメント（mm^4），式(7.5.2) を用いる。

ε_y　　：側柱主筋の降伏ひずみ度

図 7.5.26，表 7.5.17 に曲げ降伏強度時の変形角の実験値と計算値の比較を示す。なお，評価式Ⅰでは，7.5.1 項の冒頭に示した復元力特性の評価方法 A に基づいて，評価式Ⅱでは，評価手法 C に従って，変形角の計算を行った。

評価法Ⅰでは，全柱主筋が降伏する時の曲率と，全柱主筋と壁縦筋の 2/3 の鉄筋が降伏する時の曲率の平均値を用いて曲げ変形を算定するため，側柱主筋の引張降伏点とした実験の曲げ降伏強度時の変形角と比較して，大きな変形のレベルを想定している。実験値と計算値を比較すると，最外縁主筋の降伏時，全主筋の降伏時のいずれの場合についても，計算値に対する実験値の比率の平均値は 1.0 を下回った。評価法Ⅱでは，側柱主筋が引張降伏する時の曲率を用いて曲げ変形を算定するため，実験値に近い値が得られることが想定されるが，計算値に対する実験値の比率の平均値は 1.0 を大きく上回っており，全体的に実験の変形角を過小に評価する傾向が見られた。この原因としては，評価法Ⅱでは，せん断終局強度時のせん断ひずみを式(7.5.41)で評価したため，トラス剛性を用いてせん断剛性を評価する評価法Ⅰと比較すると，実験のせん断ひずみを過小評価する傾向があることが挙げられる。



(a) 評価法Ⅰ　　(b) 評価法Ⅱ

図 7.5.26　曲げ降伏強度時の変形角の実験値と計算値の比較

表 7.5.17　曲げ降伏強度時の変形角の実験値と計算値の比較

		評価法Ⅰ		評価法Ⅱ	
実験の曲げ降伏点		最外縁主筋降伏	全主筋降伏	最外縁主筋降伏	全主筋降伏
試験体数		38	12	40	11
実験値／計算値	平均値	0.89	0.83	1.52	1.68
	標準偏差	0.38	0.32	0.48	0.42
	変動係数	0.43	0.38	0.31	0.25

7.5.8　等価粘性減衰定数

国土交通省の建築基準整備促進事業（課題 30，39）で実施された耐力壁に関する実験のうち，曲げ降伏型の試験体 14 体（無開口 9 体，有開口 5 体）を対象に，実験の荷重変形関係のデジタルデータを用いて，等価粘性減衰定数 $h_{eq,exp}$ を算定した。$h_{eq,exp}$ には，定常サイクルとなる第二サイクルの値を採用した。また，最大耐力後，20%の耐力低下が生じるサイクルまでを計算対象とした。部材に生じる塑性率 μ は，本来は，安全限界変形角を仮定し，安全限界変形角までの履歴面積が一致するような二折れ線を仮定し，その第一折れ点の変形角を塑性率 1.0 の点とすることが好ましいが，今回の計算では，表 7.5.15 で示したように，本データベースの実験試験体を対象とした断面解析において，「曲げ終局モーメント（最大モーメント）」に対する「側柱主筋が全て引張降伏する時の曲げモーメント」の比率が 0.90（標準偏差 0.05）となったことから，塑性率 1.0 の点が側柱主筋や壁端の曲げ補強筋の降伏点とおおよそ対応するように，水平荷重が最大耐力の 90%に初めて到達した点を塑性率 1.0 の基準点とした。

実験結果は，鉄筋コンクリート造の部材によく用いられる剛性低下型の二折れ線モデルにおける等価粘性減衰定数[7-10]を示す式(7.5.45)で表される評価式Ⅰと，国土交通省告示第 1457 号第 9 に記載された建物の地震時の応答が定常応答でないことを考慮して低減された等価粘性減衰定数[7-2]を示す式(7.5.46)で表される評価式Ⅱと比較した。

図 7.5.27 に等価粘性減衰定数－塑性率関係を示す。図 7.5.27(a)は式(7.5.44)による実験結果と式(7.5.45)の評価式Ⅰによる計算結果を直接比較している。一方，図 7.5.27(b)では，国土交通省告示第 1457 号第 9 に従い，式(7.5.44)を 0.8 倍した限界耐力計算時に用いられる実験結果と，式(7.5.46)の評価式Ⅱによる計算結果を比較した。なお，図中の実験結果は，式(7.5.26) の曲げ終局強度 M_{wu} において，式(7.5.47)で表される軸力の寄与分 $M_{wu,}$の割合 $M_{wu,n}/M_{wu}$ ごとに分類して示した。図 7.5.27(a)を見ると，軸力が曲げ終局強度に占める割合が半分以下となる試験体では，評価式Ⅰによる計算値が実験値の下限に位置している。一方，軸力比が曲げ終局強度に占める割合が半分を超えると，実験値が計算値を下回るようになる。これは，軸力が曲げ終局強度に及ぼす影響が大きい試験体では，原点指向性を持つフラッグ形の履歴特性を示すため，履歴面積が減少することが原因であると考えられる。図 7.5.27(b)を見ると，実験値が式(7.5.44)を 80%に低減したものであるのに対し，式(7.5.46)の評価式Ⅱは式(7.5.45)の評価式Ⅰを約 63%に低減したものであるため，軸力が曲げ終局強度に占める割合が 7 割を超えるような軸力の曲げ終局強度に占める寄与分が極端に大きい試験体を除くと，評価式Ⅱは実験値の下限に対応している。

$$h_{eq,\exp} = \frac{1}{4\pi}\frac{\Delta W}{W} \tag{7.5.44}$$

■等価粘性減衰定数の評価式Ⅰ■

$$h_{eq,cal} = \frac{1}{\pi}\left(1-\frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) \tag{7.5.45}$$

■等価粘性減衰定数の評価式Ⅱ■

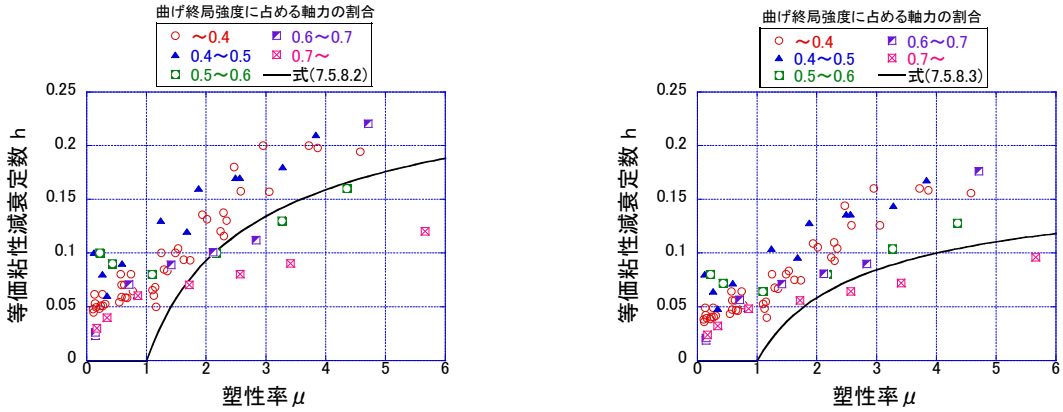
$$h_{eq,cal} = 0.2(1-\frac{1}{\sqrt{\mu}}) \tag{7.5.46}$$

$$M_{wu,n} = 0.5ND(1-\frac{N}{BDF_c}) \tag{7.5.47}$$

ΔW　：各部材に生じる変形を最大点とする履歴特性曲線で囲まれる面積

W　：各部材に生じる変形にその際の各部材の耐力を乗じて 2 で除した数値

μ　：塑性率

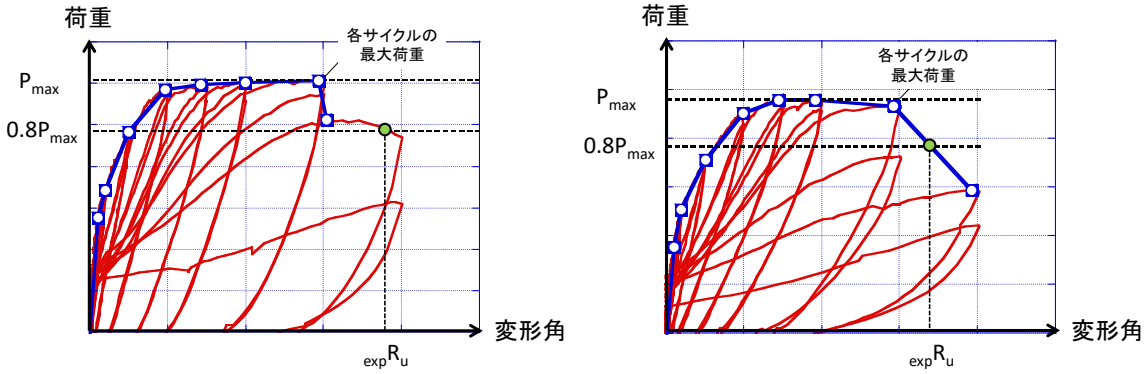


(a) 実験値と式(7.5.45)の比較　　(b) 実験値の 0.8 倍と式(7.5.46)の比較

図 7.5.27　等価粘性減衰定数－塑性率関係

7.5.9　限界変形角

論文中に荷重変形関係が記載されている試験体を対象に，限界変形角の読み取りを行った。限界変形角の実験値($_{exp}R_u$)は，荷重変形関係における最大耐力以降の耐力が，最大耐力の 80%まで低下した点の変形角と定義し，正負各方向の最小値を用いた。図 7.5.28 に限界変形角の算定方法を示す。包絡線上に 80%耐力低下点がない場合には，図 7.5.28(b)に示すように各サイクルの最大荷重時の点を折れ線で結び，この折れ線が 80%耐力まで低下した点を限界変形角とした。



(a) 包絡線上に 80%耐力低下点がある場合　　(b) 包絡線上に 80%耐力低下点がない場合

図 7.5.28　限界変形角の実験値($_{exp}R_u$)の算定方法

読み取った実験データの妥当性を検証するため，限界変形角と，変形性能の代表的な評価指標であるせん断余裕度，せん断応力度比との関係を調べた。図 7.5.29，図 7.5.30 に関係図を示す。せん断余裕度とせん断応力度比の計算には，式(7.5.26)の曲げ終局強度式（評価式Ⅰ）と式(7.5.30)の広沢 mean 式（評価式Ⅱ）を用いた。図 7.5.29 から明らかなように，せん断余裕度が増大すると，せん断破壊，曲げ降伏後のせん断破壊，曲げ破壊と破壊形式が推移し，限界変形角が増大している様子が分かる。文献[7-7]では，限界変形角 15/1000 を確保するためのせん断余裕度の条件として，せん断余裕度を 1.25 以上確保することを挙げているが，本検討の結果も概ねこれに沿った結果となっている。図中の点線で囲まれた範囲内にある矩形断面の試験体は，せん断余裕度が 1.5 を上回っているのにも関わらず，限界変形角が 1.5%を下回っていたが，これらの試験体には，壁端部が帯筋で拘束されていないものや，軸方向鉄筋の圧縮降伏が引張降伏に先行しているものが含まれていた。また，図 7.5.30 に示すように，曲げ破壊もしくは曲げ降伏後にせん断破壊した試験体では，せん断応力度比が大きくなるにつれ，限界変形角が小さくなる傾向が見られた。I 形断面の耐力壁と比較すると，矩形断面の耐力壁では，せん断応力度比が相対的に小さく抑えられており，曲げ破壊した矩形断面の試験体では，壁式構造の耐力壁の部材種別 WA の基準となる 0.1 を下回っていた。

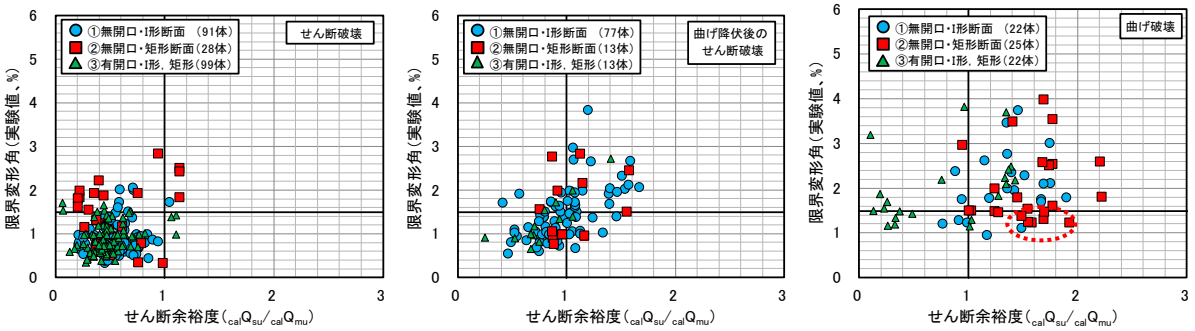


図 7.5.29　せん断余裕度と限界変形角の比較

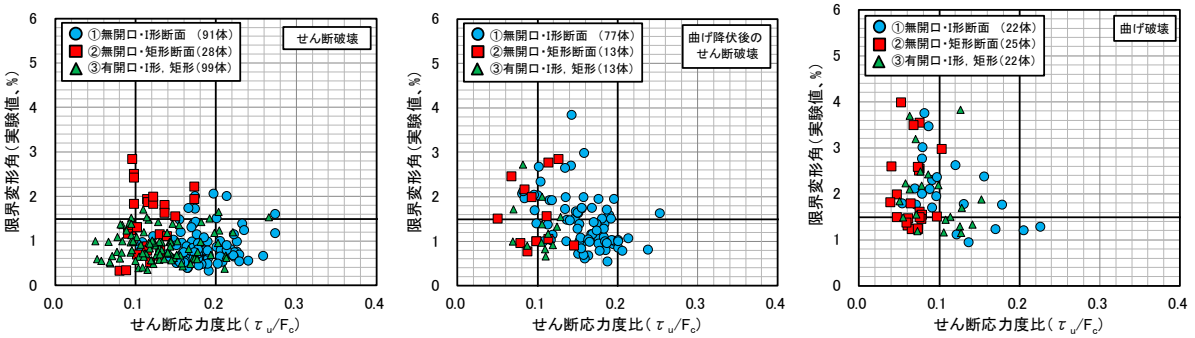


図 7.5.30　せん断応力度比と限界変形角の比較

■限界変形角の評価式Ⅰ■

性能指針に従い，断面解析によるモーメント―曲率関係と，式(7.5.32)によるトラスアーチ機構に基づくせん断終局強度の平均式（評価式Ⅳ）から，曲げ降伏後のせん断破壊，曲げ破壊の判別

を行い，限界変形角を算定する。曲げ降伏後の塑性回転領域を式(7.5.48)で，曲げ終局時の限界曲率を式(7.5.49)で，曲げ降伏後のトラス剛性は式(7.5.55)で計算する。復元力特性の評価手法は 7.5.1 項に示した評価手法 A とする。なお，矩形断面で壁板全体が横補強筋によって拘束される壁柱タイプの試験体では壁端の柱域を仮定できないため，式(7.5.49)では，曲げ終局時の限界曲率を求めることができず，別の仮定が必要になる。今回の検討では，壁柱タイプの試験体は除外して検討を行った。

$$h_p = 0.15(\frac{M}{Q}) \tag{7.5.48}$$

h_p　：曲げ降伏後の塑性回転領域の長さ（mm）

M/Ql　：シアスパン（mm）

$$\phi_u = \begin{cases} \dfrac{{}_c\varepsilon_B}{0.5D} & x_{ne} \le J_D \\ \min(\dfrac{{}_c\varepsilon_B}{X_n + 0.5D}, \dfrac{{}_w\varepsilon_B}{\frac{2}{3}X_n}) & x_{ne} > J_D \end{cases} \tag{7.5.49}$$

$$T = a_{ww}\sigma_y + N \tag{7.5.50}$$

$$C_c = 0.9\,{}_c\sigma_{cB} J_B J_D \tag{7.5.51}$$

$$N_{cc} = (T^2 + {}_bV_u^{\,2})/T \tag{7.5.52}$$

$$x_{ne} = N_{cc}/(0.9\,{}_c\sigma_{cB} J_B) \tag{7.5.53}$$

$$X_n = (N_{cc} - C_c)/(\sigma_B t_w) \tag{7.5.54}$$

ϕ_u　：限界曲率（1/mm）

${}_c\varepsilon_B$　：側柱（壁端拘束域）のコアコンクリートが，崎野モデルによる σ〜ε 関係において，軟化域で $0.9_c\sigma_{cB}$ に低下した時のひずみ度

${}_w\varepsilon_B$　：壁板のコンクリートの終局ひずみ度（=0.003）

${}_c\sigma_{cB}$　：コアコンクリートの圧縮強度（MPa）

σ_B　：壁板のコンクリートの圧縮強度（MPa）

$a_{ww}\sigma_y$　：壁縦筋の断面積と降伏強度の積（N）

D　：圧縮側柱（壁端拘束域）のせい（mm）

t_w　：壁厚（mm）

J_B，J_D　：幅方向とせい方向の圧縮側柱の外々のせん断補強筋の芯々距離（mm）

N　：軸方向力（N）

x_{ne}　　：曲げ終局時せん断力の影響を考慮した中立軸深さ（mm）

$$G_{trus2} = \frac{1}{\dfrac{1}{K_2 \cos^2\theta_{t1} \sin^2\theta_{t1}} + \dfrac{\tan^2\theta_{t1}}{K_x} + \dfrac{1}{K_y \tan^2\theta_{t1}}} \tag{7.5.55}$$

$$K_2 = (5\times10^{-4}\sigma_B)E_c \tag{7.5.56}$$

$$K_x = p_{sx}E_s \tag{7.5.57}$$

G_{trus2}　　：曲げ降伏後のせん断剛性（MPa），記号は式(7.5.36) を参照

K_2　　：斜め圧縮ばね（MPa），記号は式(7.5.37) を参照

K_x　　：水平方向ばね（MPa），記号は式(7.5.38) を参照

■限界変形角の評価式Ⅱ■

性能指針に従い，式(7.5.58)に示すように，コンクリートの有効強度係数を部材角に応じて低減させ，式(7.5.31) によるトラスアーチ機構に基づくせん断終局強度の下限式（評価式Ⅲ）と曲げ終局強度時のせん断力が一致する時の部材角 $R_{u,s}$ を求め，別途算定した曲げ終局時の変形角 $R_{u,f}$ と比較し，小さい方の変形角を限界変形角 R_u とした。曲げ終局時の変形角 $R_{u,f}$ は 7.5.1 項で示した手法 B に基づいて計算した。性能指針では，連層耐力壁の曲げ降伏後のせん断破壊の判定用の限界変形角 $R_{u,s}$ を，各層の脚部と外力重心高さ位置の相対水平変位をその相対高さで除して算定する場合と，層間変位を層間高さで除して求める場合の小さい方で決定するように定義している。したがって，連層耐力壁で限界変形角の計算値を算定し，実験値と比較するためには，上記のような複数の計測範囲を対象とした変形角を算定し，それらの一つが限界変形角に到達した時の変形分布から，実験と対応した計測範囲の変形角を求める必要がある。今回の検討では，簡略化のため，実験に対応した計測範囲の変形角が計算した限界変形角に到達した点を限界変形点と定義する。これにより，限界変形角の計算値は大きめに評価される可能性がある。

$$\nu = \begin{cases} \nu_0 & R_u < 0.005 \\ (1.2 - 40R_u)\nu_0 & 0.005 \le R_u < 0.02 \\ 0.4\nu_0 & 0.02 \le R_u \end{cases} \tag{7.5.58}$$

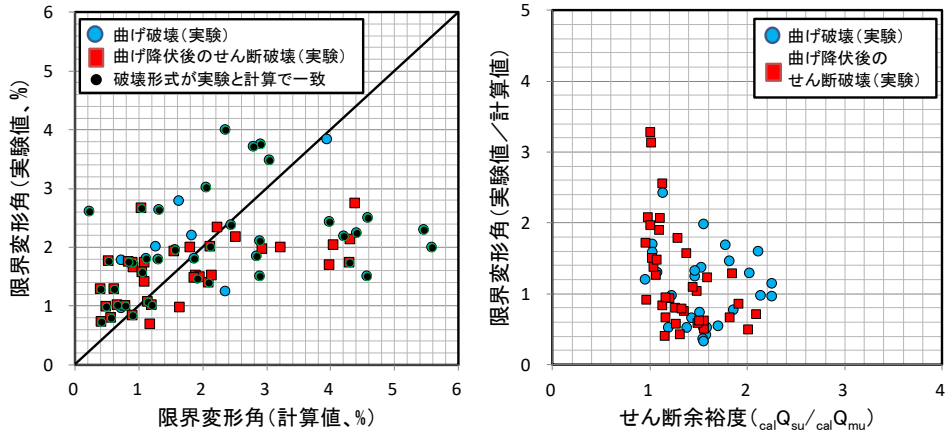
ν　　：塑性ヒンジの回転による強度低下を考慮したコンクリートの有効強度係数

ν_0　　：式(7.5.33) で表されるコンクリートの有効強度係数（下限式）

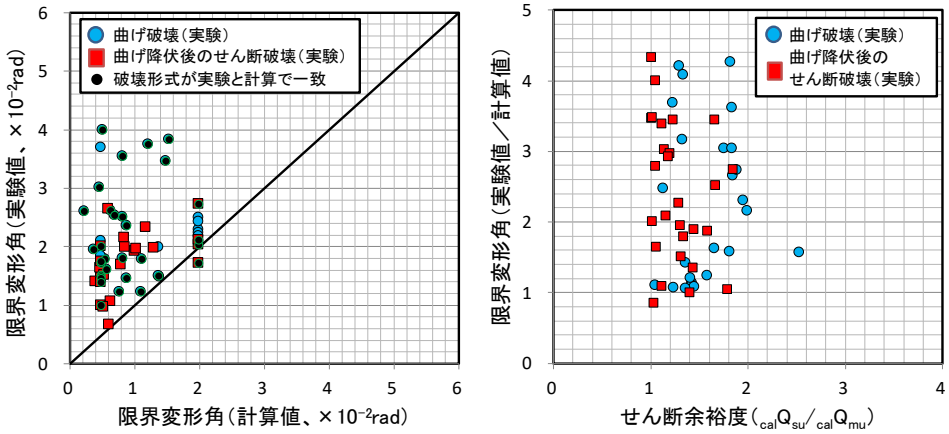
R_u　　：耐力壁の保証変形角

図 7.5.31，表 7.5.18 に限界変形角の実験値と計算値の比較，限界変形角の評価精度とせん断余裕度の関係を示す。せん断余裕度は，式(7.5.32)のトラスアーチ機構に基づくせん断終局強度の平

均式（評価式Ⅳ）と，断面解析による曲げ終局強度（評価式Ⅲ）から求めた。評価式Ⅰは実験結果をやや過小に評価し，実験値／計算値の平均値は 1.31，変動係数は 1.32 となった。また，実験と計算で破壊形式（曲げ破壊，曲げ降伏後のせん断破壊）が一致した試験体は 73 体中 43 体となった。限界変形角の評価精度とせん断余裕度の関係をみると，耐震性能評価指針で確認されている，せん断余裕度の増大に伴い，限界変形角の評価精度のばらつきが小さくなる傾向が，本結果でも見られる。評価式Ⅱは，1 体の試験体を除き，他の全ての試験体の限界変形角を安全側に評価した。実験値／計算値の平均値は 2.95，変動係数は 0.65 となった。また，実験と計算で破壊形式が一致した試験体は 63 体中 35 体となった。



(a) 評価式Ⅰ



(b) 評価式Ⅱ

図 7.5.31　限界変形角の実験値と計算値の比較

表 7.5.18　限界変形角の実験値と計算値の比較

		評価式Ⅰ	評価式Ⅱ
試験体数（破壊形式が一致したもの）		73 (43)	63 (35)
実験値／計算値	平均値	1.31	2.95
	標準偏差	1.32	1.91
	変動係数	1.01	0.65

7.6　まとめ

今回の検討で得られた知見を以下に示す。

- エネルギー法による形状係数を用いた弾性剛性は，実験値／計算値の平均値が 0.72，変動係数が 0.37 となり，実験値が計算値を下回った。
- 一つの階に複数の開口を持つ試験体の弾性剛性，せん断ひび割れ強度，せん断終局強度に関して，技術基準解説書と 2010 年版 RC 規準に記載されている開口によるせん断剛性低下率の評価式の精度を検証した。その結果，投影長さ，投影高さを用いた 2010 年版 RC 規準のせん断剛性低下率の方が実験結果を精度良く予測した。
- 開口を設けた試験体では，無開口の試験体よりも，評価式 I による曲げひび割れ強度の実験値／計算値の平均値が小さくなった（有開口：0.65，無開口：0.88）。開口を設けた試験体では，計算の前提である断面の平面保持仮定が成立しておらず，評価精度が低くなった可能性がある。
- せん断ひび割れ強度は，二軸応力を考慮した評価式 I の評価精度が高く，評価式Ⅱは実験値を危険側に，評価式Ⅲは実験値を安全側に評価した。せん断ひび割れ強度がコンクリートの圧縮強度に比例する評価式Ⅱでは，コンクリートの圧縮強度が 35MPa を超える試験体と超えない試験体で評価精度に 4 割近い差が生じた。
- 曲げひび割れ強度時の変形角やせん断ひび割れ強度時の変形角は，実験値のばらつきが大きかったが，各ひび割れ強度の評価精度が高い試験体では，予測精度が改善する傾向が見られた。
- 今回検討した 3 つの曲げ終局強度の評価式では，実験値／計算値の平均値，変動係数に大きな差は見られなかった。無開口の試験体では，実験値と評価式 I，Ⅱによる計算値の差は 20%以内に収まっており，技術基準解説書の記述と検討結果が一致していた。高軸力下では，軸力の影響による中立軸深さの変化が評価可能な評価式 I，評価式Ⅲでは，実験値が計算値を上回り，評価式Ⅱでは実験値が計算値をやや下回った。また，せん断スパン比が 1.0 を下回る試験体では，実験値／計算値が 1.0 を下回る試験体の割合が大きいこと，等価開口周比が 0.3～0.5 を超える試験体では，殆どの試験体で，実験値／計算値が 1.0 を下回っていることを確認した。なお，今回の検討では，柱型のない矩形断面の試験体では，両側柱中心間距離を壁全せいの 0.9 倍，引張側柱主筋を壁端部から壁全せいの 0.1 倍の範囲にある縦筋として計算を行った。
- せん断終局強度については，下限式である評価式 I，Ⅲだけでなく，平均的に丸めた評価式Ⅱ，Ⅳでも，実験値／計算値の平均値が 1.0 を大きく上回る傾向が見られた。但し，矩形断面の試験体では，壁端部に帯筋が設けられていない試験体の実験値／計算値の平均値が小さく，下限式である評価式Ⅲでは，実験値／計算値の平均値が 1.0 を下回った。また，実験結果から，矩形断面の試験体では，壁端部の帯筋量がせん断終局強度に影響を及ぼしている可能性があることを示した。
- せん断終局強度時の変形角は，いずれの評価式を用いた場合でも，実験値／計算値の平均値が 1.0 を大きく上回った。その一因として，評価式 I，Ⅲでは，せん断終局強度の評価式が実験の最大耐力を低く評価していたことが考えられる。菅野式によるせん断ひび割れ後のせん断剛性を用いた評価式Ⅲでは，開口や柱型の有無に関わらず，実験のせん断破壊時の変形

角を概ね安全側に評価した。また，柱型を有する無開口の耐力壁では，側柱の鉄筋量に関する構造規定と 1999 年版 RC 規準の側柱の寸法に関する推奨条件を満足した上で壁横筋比を 0.45%程度以上配筋することで，せん断破壊時のせん断変形角を，評価式Ⅱで採用した 1/250 以上確保できることを示した。一方で，柱型を有する有開口の耐力壁では，側柱の鉄筋量に関する構造規定と寸法に関する推奨条件を満足した上で壁横筋比を 0.45%程度以上配筋した場合でも，せん断破壊時のせん断変形角が，評価式Ⅱで採用した $1/250\times r_2/r_1$（r_1 は開口による剛性の低減率，r_2 は開口による強度の低減率）に到達する前に破壊した試験体があった。有開口の耐力壁に評価式Ⅱのせん断終局強度時の変形角を用いる場合には，開口の配置が及ぼす影響について十分に考慮する必要がある。

- 曲げ降伏型の試験体では，最大耐力の 7 割～9 割に到達した時に，側柱主筋が引張降伏していたことが実験結果から分かった。また，断面解析では，最大耐力の 9 割前後まで到達すると，側柱の全主筋が引張降伏する傾向が見られた。断面解析では，性能指針で用いられる曲げ降伏強度（側柱の全主筋と壁縦筋の 2/3 が引張降伏する時のモーメント）と曲げ終局強度（最大耐力）の比率が 0.97 となり，曲げ終局強度とほぼ等しい値となることも確認できた。
- 性能指針で用いられる曲げ降伏強度時の変形角（全柱主筋が降伏する時の曲率と，全柱主筋と壁縦筋の 2/3 の鉄筋が降伏する時の曲率の平均値）は，側柱主筋の降伏を対象とする実験の曲げ降伏時変形角よりも大きな変形レベルを想定しているため，実験値／計算値の平均値は 1.0 を下回った。一方，技術基準解説書で用いられる曲げ降伏強度時の変形角の実験値／計算値の平均値は 1.0 よりも大きい値となった。この原因として，今回用いた方法では，せん断剛性の計算値が過大に評価されていた可能性が考えられる。
- 水平荷重が最大耐力の 90%に初めて到達した点を塑性率 1.0 の基準点として，曲げ降伏型の実験試験体 14 体を対象に，等価粘性減衰定数を計算した。曲げ終局強度に対する軸力の寄与分が低い試験体では，同一塑性率における等価粘性減衰定数は，実験値の方が計算値よりも大きい値を示したが，曲げ終局強度に対する軸力の寄与分が高い試験体では，実験値が計算値を下回った。
- 曲げ降伏型の実験試験体を対象に，最大耐力が 80%まで低下した時の変形角（限界変形角）を算定し，評価式との比較を行った。試験体の破壊形式（曲げ破壊，曲げ降伏後のせん断破壊）が実験と計算で一致した試験体は全体の半数程度であり，評価式Ⅰ（精算法）では実験値を平均的に，評価式Ⅱ（略算法）では実験値を安全側に評価した。

以下に構築したデータベースについて示す。

- 矩形断面の試験体では，壁端が帯筋によって拘束されたものや，開口が設けられたものが少ない。
- 破壊形式に関しては，曲げ型（曲げ降伏後のせん断破壊含む）とせん断型の試験体がほぼ半数ずつと偏りは見られないが，開口を設けた試験体に限れば，せん断型の試験体が多く，曲げ型の試験体が少ない。
- 高強度鉄筋を側柱主筋や曲げ補強筋に利用した試験体の 90%以上がせん断破壊型であり，せん断破壊した試験体の約 20%を占めていた。

- 開口を設けた試験体の等価開口周比の平均値は, RC 規準において耐力壁として取り扱う際の目安となる 0.4 とほぼ等しく，一般的には耐力壁として取り扱われることがあまりないような大開口や複数の開口を有する試験体が半数を占めていた。
- 側柱主筋やせん断補強筋（壁端拘束域の曲げ補強筋や横拘束筋）の配筋位置が不明なため，曲げ終局強度やせん断終局強度に関して詳細な検証を行うことができない試験体が全体の 2 割程度を占めた。また，開口を有する試験体では，開口補強筋がせん断終局強度等のせん断挙動に影響を及ぼすと考えられるが, 開口補強筋の配筋位置が不明な試験体も多数見られた。

以下に今後の課題を示す。

- 今回の検討では，試験体を高さ方向に分割し，分割された各断面に作用するモーメントに対応する曲率を積分する形で，曲げ変形を計算したが，実務では，側柱と壁板を 3 本の柱で置換する 3 本柱モデルが用いられるのが一般的になっている。3 本柱モデルの曲げ特性は，今回検証を行った評価式ではなく，側柱や壁柱に与えられる軸バネや曲げバネの特性に依存するため，3 本柱モデルと実験結果との対応についても確認を行っておく必要がある。
- 今回の検討では，せん断破壊時の変形角の実験値を計算値が小さく評価した。その一因として，せん断破壊した試験体の最大耐力が，いずれのせん断終局強度式を用いた場合にも過小評価されたことが挙げられる。せん断終局強度を低めに見積もること自体は安全側の考え方であるが，せん断破壊時の変形角を過小に見積もることは，耐力壁の早期のせん断破壊に繋がり, 架構の水平耐力の確保が困難になる場合もあると考えられる。文献[7-11], [7-12]では，1999 年版の RC 規準において，「付帯柱によって壁板が十分拘束されている場合には，壁板がスリップ破壊を起こし，耐震壁のせん断変形が 8.0×10^{-3}rad ぐらいに到達するまでは，負担せん断力および鉛直力が殆ど低下しない」との記述があることを参考に，耐力壁を耐震要素としてより有効に活用するために，解析モデル上のせん断終局強度の到達後の変形性能に期待し，せん断終局強度到達後も実験の最大耐力点に相当する変形角まで，負担せん断力を保持させる考え方について議論がなされている。このようなモデル化を行うには，付帯柱の効果を考慮した，せん断破壊型の耐力壁の変形性能の評価手法の確立が必要となる。
- 開口を設けた耐力壁のせん断終局強度は，開口周辺に配筋した開口補強筋の影響を受けると考えられるが，各試験体に配筋された開口補強筋の量とせん断終局強度との関係は確認できておらず，今後の検証が必要である。
- X 形配筋の試験体や二方向水平載荷を実施した試験体など特別な検討が必要な試験体に関して，構造性能の評価精度を確認しておく必要がある。

7.7　参考文献

［7-1］崎野健治，孫玉平：直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力―ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 461 号，pp.95-104，1994.7

［7-2］建築行政情報センター，日本建築防災協会：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015

［7-3］日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010，2010

［7-4］日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1999，1999

［7-5］日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，1997
［7-6］日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004
［7-7］日本建築学会構造委員会　鉄筋コンクリート構造運営委員会：鉄筋コンクリート造建物の保有水平耐力計算と地震被害，2011 年度日本建築学会大会（関東）構造部門パネルディスカッション資料，2011.8
［7-8］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－曲げ降伏する梁，柱および無開口耐震壁の強度と剛性に関する実験的研究－, コンクリートジャーナル, Vol.11, No.2, pp.1-9，1973.2
［7-9］倉本洋、櫻井真人、河野進、坂下雅信：有開口耐力壁の変形能力の評価等に関する実験・解析，ビルディングレター，pp.2-13，2012.11
［7-10］柴田明徳：最新耐震構造解析 第二版，森北出版株式会社，2003
［7-11］中川崇：実務における疑問への考え方　Q10. 増分解析で耐力壁が早期にせん断破壊した場合，どう考えればよいか？，建築技術 No.774，pp.142-143，2014.7
［7-12］鹿島孝：構造設計のための工学的判断の手引き　14. RC 造耐震壁や短スパン梁がせん断破壊する場合の保有水平耐力の計算方法，建築技術 No.729，pp. 122-123，2010.10

7.8　試験体の引用文献

今回の検討で用いた 290 編の文献のリストを以下に示す。

- 国交省建築基準整備促進事業 報告書

［7-A1］調査番号 8 番「開口の数や位置を考慮した鉄筋コンクリート造の耐力壁の強度・剛性評価方法に関する実験・解析」（研究代表者：倉本洋）
［7-A2］調査番号 9 番「鉄筋コンクリート造の耐力壁架構の条件設定に関する実験」（研究代表者：勅使川原正臣，市之瀬敏勝，神谷隆）
［7-A3］調査番号 30「有開口耐力壁の変形能力の評価等に関する実験・解析」（研究代表者：倉本洋）
［7-A4］調査番号 39「鉄筋コンクリート造連層耐力壁の構造詳細と部材種別に係る基準の整備に資する検討」（研究代表者：河野進）

- 日本建築学会構造系論文集，日本建築学会構造工学論文集，
  日本コンクリート工学会年次大会論文集，日本コンクリート工学会コンクリート論文集

［7-A5］小畠克朗：鉄筋コンクリート壁体の二軸曲げせん断強度に関する研究 : 第一報二軸曲げせん断実験の概要，日本建築学会論文報告集 No.285，pp.71-79，1979.11
［7-A6］狩野芳一他：鉄筋コンクリート連層耐震壁の破壊機構に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.1，pp.301-304，1979
［7-A7］東洋一他：鉄筋コンクリート造建物の耐震補強法に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.1，pp.305-308，1979
［7-A8］青山博之他：鉄筋コンクリート有開口耐震壁の耐力と復元力特性に関する実験的研究，日本建築学会構造工学論文集 Vol.26，pp.9-20，1980

［7-A9］二木紀男他：有開口鉄筋コンクリート耐震壁の変形と耐力について -壁板中央に壁板と相似な開口を有する壁体における開口の大小, 斜め補強筋・壁筋量の影響に関する実験的研究-，日本建築学会論文報告集 No.293，pp.69-83，1980.7

［7-A10］清水泰他：初期ひびわれや打つぎ面等を有する鉄筋コンクリート造壁の耐震補修に関する実験研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.2，pp.413-416，1980

［7-A11］中西三和他：鉄筋コンクリート造有開口連層耐震壁の実験研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.3，pp.481-484，1981

［7-A12］中西三和他：鉄筋コンクリート造有開口連層耐震壁の強度と剛性，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.4，pp.413-416，1982

［7-A13］是永健好他：多数の小開口を持つ耐震壁の水平加力実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.5，pp.197-200，1983

［7-A14］中西三和他：繰返し荷重をうける鉄筋コンクリート造連層耐震壁の履歴挙動，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.5，pp.205-208，1983

［7-A15］周小真他：大変形後の鉄筋コンクリート造開口壁の補修に関する実験研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.5，pp.265-268，1983

［7-A16］勝俣英雄他：既存鉄筋コンクリート構造建築物の補強法に関する実験的研究　1 増設 RC 壁による補強，日本建築学会構造工学論文集 Vol.29，pp.83-90，1983

［7-A17］緒方恭子他：曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性に関する実験的研究　－異なるシアスパン比の繰返し荷重下での弾塑性挙動についてー，日本建築学会構造工学論文集 Vol.30，pp.305-314，1984

［7-A18］加藤大介他：無開口後打耐震壁の耐力の評価に関する研究，日本建築学会論文報告集 No.337，pp.81-89，1984.3

［7-A19］本岡順一郎他：鉄筋コンクリート造耐震壁の破壊機構に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.6，pp.701-704，1984

［7-A20］江崎文也他：スリップ破壊が先行する 1 スパン 1 層耐震壁を単位耐震壁とする均等多連耐震壁の破壊機構に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.6，pp.713-716，1984

［7-A21］緒方恭子他：曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁変動シアスパン加力実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.6，pp.717-720，1984

［7-A22］本岡順二郎他：震害を受けた鉄筋コンクリート造耐震壁の補修ならびに補強効果に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.6，pp.729-732，1984

［7-A23］徳広育夫他：周辺架構の構造形式が異なる耐震壁の破壊性状とせん断耐力に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集 No.355，pp.88-98，1985.9

［7-A24］杣木孝裕他：厚壁型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン加力実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.7 No.1，pp.369-372，1985

［7-A25］高木仁之他：鉄筋コンクリート連層耐震壁の靭性の向上に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.7 No.1，pp.377-380，1985

［7-A26］町田亘寛他：鉄筋コンクリート造有開口耐震壁の補強効果に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.7 No.1，pp.385-388，1985

［7-A27］毛井崇博他：RBSM 法による鉄筋コンクリート壁の非線形解析，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.7 No.1，pp.413-416，1985
［7-A28］城内哲彦他：せん断破壊する SFRC 耐震壁の実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.8 No.0，pp.705-708，1986
［7-A29］野口博他：地震力を受ける RC 耐震壁の開口補強に関する解析的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.8 No.0，pp.697-700，1986
［7-A30］望月重他：プレキャスト合成耐震壁の耐力および変形，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.9 No.2，pp.157-162，1987
［7-A31］壁谷澤寿海他：高層耐震壁の耐力と変形能力に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.9 No.2，pp.379-384，1987
［7-A32］徳広育夫他：偏在開口を有する耐震壁の弾塑性性状に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.9 No.2，pp.385-390，1987
［7-A33］石橋一彦他：軽量気泡コンクリートを用いた壁式構造部材の曲げ・せん断強度，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.9 No.2，pp.391-396，1987
［7-A34］伊藤光康他：連層耐震壁に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.9 No.2，pp.409-412，1987
［7-A35］小野新他：並列耐震壁を有する鉄筋コンクリート構造物の応答性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.9 No.2，pp.429-434，1987
［7-A36］東端泰夫：壁板の局部破壊を誘発する目地を用いた鉄筋コンクリート耐震壁に関する研究　-水平加力実験-，日本建築学会構造系論文集 No.375，pp.73-82，1987.5
［7-A37］望月洵他：連層耐震壁の靭性に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.10 No.3，pp.261-266，1988
［7-A38］荒井康幸他：鉄筋コンクリート連層耐震壁の耐力と変形性状に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.10 No.3，pp.391-396，1988
［7-A39］加藤大介他：鉄筋コンクリート造有開口壁のせん断補強法に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.10 No.3，pp.403-408，1988
［7-A40］壁谷澤寿海他：鉄筋コンクリート耐震壁の開口補強法に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.10 No.3，pp.409-414，1988
［7-A41］全大翰他：鉄筋コンクリート造開口耐震壁の補強方法と靭性，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.10 No.3，pp.415-420，1988
［7-A42］毛井崇博他：RBSM 法による鉄筋コンクリート壁の耐力評価，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.10 No.3，pp.339-342，1988
［7-A43］堤英明他：有開口高配筋耐震壁のせん断終局強度に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.10 No.3，pp.367-372，1988
［7-A44］稲田泰夫他：鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断ひびわれ性状に関する検討，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.10 No.3，pp.385-390，1988
［7-A45］高木仁之他：連層鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度に及ぼす中間はりの効果に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.10 No.3，pp.397-402，1988
［7-A46］田村裕之他：変動圧縮力とくり返し曲げ・せん断を受ける壁柱の弾塑性性状，日本コン

クリート工学会年次大会報告書 Vol.10 No.3，pp.589-594，1988
［7-A47］白石一郎他：鉄筋コンクリート造耐震壁の最大耐力への壁筋の効果，日本建築学会構造系論文集 No.392，pp.34-45，1988.10
［7-A48］高山誠：せん断力を受ける鉄筋コンクリート折板壁の弾塑性性状，日本建築学会構造系論文集 No.391，pp.36-44，1988.9
［7-A49］加藤大介他：鉄筋コンクリート造有開口壁のせん断補強法およびせん断耐力評価に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.11 No.2，pp.573-578，1989
［7-A50］壁谷澤寿海他：鉄筋コンクリート耐震壁の開口による終局強度低減率，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.11 No.2，pp.585-590，1989
［7-A51］張愛暉他：RC 高層壁式ラーメン構造の壁柱の非線形解析，コンクリート工学年次論文報告集 Vol.11 No.2，pp.405-410，1989
［7-A52］平石久廣他：偏平な付帯柱を有する連層耐震壁の曲げ降伏後の靭性に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集 No.395，pp.48-59，1989.1
［7-A53］佐藤和英他：高配筋耐震壁の復元力特性に及ぼす開口の影響，日本建築学会構造系論文集 No.418，pp.39-48，1990.12
［7-A54］平石久広他：高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造建物における壁柱の曲げ降伏後の靭性に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集 No.410，pp.41-52，1990.4
［7-A55］小野正行他：複数開口を有する鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.12 No.2，pp.539-544，1990
［7-A56］松本和行他：高強度鉄筋コンクリート耐震壁の強度と変形能力に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.12 No.2，pp.545-550，1990
［7-A57］牧田敏郎他：曲げ降伏型連層耐震壁に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.12 No.2，pp.551-556，1990
［7-A58］荒井康幸他：鉄筋コンクリート連層耐震壁の曲げ変形性状と部材モデルについて，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.12 No.2，pp.563-568，1990
［7-A59］後藤康明他：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の変形挙動，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.12 No.2，pp.557-562，1990
［7-A60］江崎文也：せん断型変形を受ける耐震壁の靭性改善のための補強法に関する実験的研究：側柱端部を鋼管で局部補強した場合，日本建築学会構造系論文集 No.426，pp.15-24，1991.8
［7-A61］香田伸次他：高強度鉄筋コンクリート壁柱のせん断特性に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.13 No.2，pp.439-444，1991
［7-A62］望月洵他：連層耐震壁の破壊モードの判別式，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.13 No.2，pp.559-564，1991
［7-A63］福原安洋他：ブレース付き鉄筋コンクリート骨組の耐震性能に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.13 No.2，pp.577-582，1991
［7-A64］張愛暉他：RC 耐震壁の開口補強法の開発に関する解析的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.13 No.2，pp.571-576，1991
［7-A65］斉藤大樹他：耐震壁フレーム構造物の弾塑性挙動解析，日本コンクリート工学会年次大

会報告書 Vol.13 No.2，pp.613-618，1991
［7-A66］吉崎征二他：新補強法を用いた鉄筋コンクリート耐震壁の性状，日本コンクリート工学会コンクリート論文集 Vol.3 No.1，pp.23-31，1992.1
［7-A67］小野正行他：鉄筋コンクリート造耐震壁の開口の影響による耐力低減率の提案，日本建築学会構造系論文集 No.435，pp.119-129，1992.5
［7-A68］平石久廣他：高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造建物における壁柱の耐震性能評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集 No.439，pp.133-144，1992.9
［7-A69］松本和行他：シアスパン比の大きい高強度鉄筋コンクリート耐震壁の静加力実験 ，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.14 No.2，pp.819-824，1992
［7-A70］仲地唯治他：曲げ降伏型連層耐震壁の靭性確保に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.14 No.2，pp.849-854，1992
［7-A71］小野里憲一他：耐震壁の強度と破壊モードの制御，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.14 No.2，pp.891-896，1992
［7-A72］吉崎征二他：新補強法を用いた鉄筋コンクリート耐震壁の性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.14 No.2，pp.985-986，1992
［7-A73］平石久廣他:二方向水平力を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ降伏後の構造性状，日本建築学会構造系論文集 No.450，pp.89-98，1993.8
［7-A74］福原安洋他：鉄筋コンクリート耐震壁の配筋方法と剛性について，日本建築学会構造工学論文集 Vol.39B，pp.283-290，1993.3
［7-A75］長嶋俊雄他：高強度コンクリート(Fc600)を用いた耐震壁の力学性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.15 No.2，pp.1155-1160，1993
［7-A76］小野里憲一他：σB=400kgf/cm2 レベルの連層耐震壁の強度と変形，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.15 No.2，pp.1185-1190，1993
［7-A77］小野正行他：鉄筋コンクリート造縦長開口耐震壁の水平耐力の評価に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.15 No.2，pp.1191-1196，1993
［7-A78］松永尚凡他：電食試験により腐食した RC 耐力壁の耐震性能に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.16 No.1，pp.811-816，1994
［7-A79］松本智夫他：プレキャスト連層耐震壁の破壊機構に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.16 No.2，pp.799-804，1994
［7-A80］藤崎忠志他：連続繊維補強筋を壁筋に用いた耐力壁の耐震性能に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.16 No.2，pp.1129-1134，1994
［7-A81］江崎文也：曲げ挙動が卓越する耐震壁の靭性に及ぼす鋼管の補強効果，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.16 No.2，pp.1325-1330，1994
［7-A82］今西達也他：二方向変形を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の面外方向の構造性状，日本建築学会構造系論文集 No.466，pp.97-105，1994.12
［7-A83］松浦正一他：鉄筋コンクリート耐震壁フレーム構造の非線形有限要素解析，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.16 No.2，pp.81-86，1994
［7-A84］望月洵他：σB=500kgf/cm2 レベルの連層耐震壁の強度と変形，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.16 No.2，pp.1349-1354，1994

［7-A85］竹原雅夫他：有開口耐震壁の破壊モードの判別式，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.16 No.2，pp.1359-1364，1994

［7-A86］市川昌和他：ダブルハーフ PCa 板を用いた PCa 耐震壁に関する実験研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.17 No.2，pp.273-278，1995

［7-A87］亘正剛他：13000kgf/cm2 級の高強度せん断補強筋を用いた RC 壁柱のせん断耐力，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.17 No.2，pp.405-410，1995

［7-A88］水谷浩他：壁筋端部のディテールが RC 壁のせん断強度に及ぼす影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.17 No.2，pp.523-528，1995

［7-A89］竹原雅夫他：大きな偏在開口をもつ耐震壁の強度と変形，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.17 No.2，pp.535-540，1995

［7-A90］小野正行：大きな開口を有する開口壁の弾塑性性状に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.17 No.2，pp.541-546，1995

［7-A91］小野正行他：開口壁の水平耐力の評価に関する研究，日本コンクリート工学会コンクリート論文集 Vol.7 No.2，pp.53-64，1996.7

［7-A92］今西達也他：二方向の水平荷重を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ破壊性状に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.18 No.2，pp.1055-1060，1996

［7-A93］古賀俊誠他：袖壁を有する架構の弾塑性性状に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.18 No.2，pp.989-994，1996

［7-A94］中谷佳恵他：高強度せん断補強筋を用いた壁柱のせん断耐力と破壊性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.18 No.2，pp.863-868，1996

［7-A95］五十嵐賢次他：可撓性を有するプレキャスト耐震壁の実験的研究，日本建築学会構造工学論文集 Vol.43B，pp.239-247，1997.3

［7-A96］江崎文也他：外部拘束を受ける RC 壁板の圧縮性能に及ぼす壁筋強度の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.19 No.2，pp.1065-1070，1997

［7-A97］野田浩志他：RC 造連層有開口壁の静加力実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.19 No.2，pp.1077-1082，1997

［7-A98］松岡茂他：破壊力学に基づく耐震壁のせん断耐力解析，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.19 No.2，pp.75-80，1997

［7-A99］竹原雅夫他：高強度コンクリート耐震壁の破壊性状とマクロモデル，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.19 No.2，pp.1047-1052，1997

［7-A100］吉田徳雄他：連続繊維シートによる耐震壁の補強に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.20 No.1，pp.485-490，1998

［7-A101］土田尚子他：鉄筋コンクリート造開口壁のせん断耐力実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.20 No.3，pp.565-570，1998

［7-A102］小野正行他：有開口耐震壁の弾塑性性状に及ぼす載荷速度の影響に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.20 No.3，pp.595-600，1998

［7-A103］Jianhua GU 他：Inelastic Analysis of RC Member Subjected to Seismic Loads by Using MS Model，日本建築学会構造工学論文集 Vol.44B，pp.157-166，1998.3

［7-A104］大岡督尚他：廃ガラス発泡骨材を用いたコンクリート耐震壁の破壊性状，日本コンク

リート工学会年次大会報告書 Vol.21 No.2，pp.1219-1224，1999
［7-A105］小澤昌広他：壁式鉄筋コンクリート造壁部材のせん断耐力の高性能化に関する実験研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.21 No.3，pp.481-486，1999
［7-A106］小野正行他：側柱を補強した偏在開口をもつ耐震壁の強度と変形，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.21 No.3，pp.715-720，1999
［7-A107］田中昭洋他：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ブロックユニットの影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.21 No.3，pp.775-780，1999
［7-A108］杉山智昭他：シート状炭素繊維により補強された RC 造非構造壁の性能に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.21 No.3，pp.1423-1428，1999
［7-A109］小倉宏一他：鉄筋コンクリート造連層偏在有開口耐震壁の静加力実験，日本建築学会構造工学論文集 Vol.48B，pp.539-546，2000.3
［7-A110］益尾潔他：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，日本コンクリート工学会コンクリート論文集 Vol.11 No.2，pp.73-82，2000.5
［7-A111］小城圭史他：側柱を局部補強した偏在開口耐震壁の弾塑性性状に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.22 No.3，pp.421-426，2000
［7-A112］白都滋他：超軽量コンクリートを用いた鉄筋コンクリート造耐震壁の構造性能，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.22 No.3，pp.427-432，2000
［7-A113］溝口光男他：偏心引張力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断破壊実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.22 No.3，pp.433-438，2000
［7-A114］姜優子他：開口上下壁板にスリットを設けた RC 耐震壁の弾塑性性状に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.22 No.3，pp.439-444，2000
［7-A115］徳田俊宏他：一定速度の水平力を受ける RC 有開口耐震壁の履歴性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.22 No.3，pp.445-450，2000
［7-A116］松岡良智他：一定速度の水平力を受ける RC 耐震壁の履歴性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.22 No.3，pp.451-456，2000
［7-A117］兼平雄吉他：高速・繰返し荷重を受ける開口耐震壁の劣化性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.22 No.3，pp.457-462，2000
［7-A118］松本智夫他：既存架構に PCa コッターを接着した増設耐震壁の構造性能，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.22 No.3，pp.1627-1632，2000
［7-A119］加藤大介他：鉄筋コンクリート造連層有開口耐震壁の変形能の評価法，日本建築学会構造系論文集 No.530，pp.107-113，2000.4
［7-A120］菊池健児他：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 No.538，pp.179-186，2000.12
［7-A121］高木仁之：高強度鉄筋コンクリート耐震壁のせん断補強限界に関する研究，日本コンクリート工学会コンクリート論文集 Vol.12 No.2，pp.13-26，2001.5
［7-A122］宇都宮永三他：炭素繊維シートを用いた窓開口付耐震壁の耐震補強に関する実験的検討，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.23 No.1，pp.991-996，2001
［7-A123］松岡良智他：耐震壁の履歴性状に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究，日本コ

ンクリート工学会年次大会報告書 Vol.23 No.3，pp.433-438，2001
［7-A124］杉山洋一郎他：高速・繰返し荷重をうける曲げ破壊モードの無開口耐震壁の劣化性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.23 No.3，pp.439-444，2001
［7-A125］小城圭史他：偏在開口耐震壁の補強法に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.23 No.3，pp.463-468，2001
［7-A126］溝口光男他：偏心引張力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.23 No.3，pp.499-504，2001
［7-A127］藤井量久他：開口横壁板を補強した R C 有開口耐震壁の力学性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.24 No.2，pp.499-504，2002
［7-A128］山口圭二他：一定速度載荷を受ける R C 有開口耐震壁の変形と強度，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.24 No.2，pp.505-510，2002
［7-A129］久保田雅和他：壁厚が部分的に異なる壁板を有する R C 有開口耐震壁の履歴性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.24 No.2，pp.511-516，2002
［7-A130］松岡良智他：R C 無開口耐震壁の変形と強度に及ぼす載荷速度の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.24 No.2，pp.517-522，2002
［7-A131］白都滋他：ビニロン短繊維補強モルタルを用いた耐震壁の実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.24 No.2，pp.529-534，2002
［7-A132］松裏眞佐代他：炭素繊維シートを用いたＲＣ造有開口耐震壁の耐震補強・補修効果に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.24 No.2，pp.1249-1254，2002
［7-A133］杉山智昭他：非構造壁を内蔵する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集 No.551，pp.111-118，2002.1
［7-A134］渡部憲他：高靭性ビニロン繊維補強モルタル耐震壁の弾塑性挙動に関する基礎的研究，日本建築学会構造系論文集 No.559，pp.211-218，2002.9
［7-A135］別枝和美他：鋼管と鋼板を用いて補強した無開口耐震壁の耐震性能に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.25 No.2，pp.589-594，2003
［7-A136］藤井量久他：鋼管と鋼板を用いて補強した有開口耐震壁の耐震性能に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.25 No.2，pp.595-600，2003
［7-A137］松岡良智他：有開口耐震壁の力学性状に及ぼす載荷速度の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.25 No.2，pp.601-606，2003
［7-A138］溝口光男他：偏心引張力が RC 耐震壁のせん断耐力に及ぼす影響に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.25 No.2，pp.607-612，2003
［7-A139］田畑卓他：曲げ応力が卓越する RC 連層耐震壁の構造特性に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.25 No.2，pp.625-630，2003
［7-A140］手塚慎一他：炭素繊維シート及びグリッドを用いた RC 造有開口耐震壁の耐震補強・補修効果に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.25 No.2，pp.1501-1506，2003
［7-A141］津田和明他：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 No.575，pp.97-104，2004.1

［7-A142］杉山智昭他：そで壁を内蔵する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集 No.576，pp.111-118，2004.2

［7-A143］小野里憲一他：RC 耐震壁の耐震性能に与える動的加力の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.26 No.2，pp.547-552，2004

［7-A144］村上和明他：主筋のアンボンド効果を利用した耐震壁の履歴性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.26 No.2，pp.565-570，2004

［7-A145］秋田知芳他：鉄筋コンクリート造耐震壁の静的加力実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.26 No.2，pp.577-582，2004

［7-A146］東伸哉他：既存 RC 耐震壁の耐震補強法に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.26 No.2，pp.583-588，2004

［7-A147］濱田聡他：鉛直接合部と開口を有する RC 造耐震壁に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.26 No.2，pp.595-600，2004

［7-A148］溝口光男他：側柱の伸びが鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.26 No.2，pp.601-606，2004

［7-A149］出井順二他：炭素繊維グリッドを用いた RC 造無開口耐震壁の耐震補強・補修効果に関する実験的検討，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.26 No.2，pp.1321-1326，2004

［7-A150］東竜太郎他：正負繰返し荷重を受ける RC 造 H 型立体耐震壁に関する 3 次元 FEM 解析，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.26 No.2，pp.607-612，2004

［7-A151］秋田知芳他：静的載荷実験に基づく RC 造耐震壁の復元力特性モデル化，日本建築学会構造工学論文集 Vol.51B，pp.415-426，2005.3

［7-A152］真田靖士他：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，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.27 No.2，pp.451-456，2005

［7-A153］小坂英之他：鉛直接合部の滑りを許容した PCa 連層耐震壁の実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.27 No.2，pp.457-462，2005

［7-A154］兼平雄吉他：壁が柱の外面にある耐震壁の耐震性能に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.27 No.2，pp.463-468，2005

［7-A155］島崎伸彦他：RC 造耐震壁の変形性能に及ぼす載荷サイクル数の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.27 No.2，pp.469-474，2005

［7-A156］村瀬正樹他：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，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.27 No.2，pp.1075-1080，2005

［7-A157］渡辺烈他：繊維補強 RPC を用いたプレキャスト壁による耐震補強に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.27 No.2，pp.1153-1158，2005

［7-A158］出井順二他：炭素繊維グリッドを用いた RC 造無開口耐震壁の耐震補強に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.27 No.2，pp.1159-1164，2005

［7-A159］余湖兼右他：炭素繊維シートを用いた既存 RC 有開口耐震壁の補強効果に関する非線形有限要素解析，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.27 No.2，pp.1165-1170，2005

［7-A160］山崎智博他：既存壁式構造における新設開口の補強に関する研究，日本コンクリート

工学会年次大会報告書 Vol.27 No.2，pp.1171-1176，2005
［7-A161］溝口光男他：高強度コンクリートを用いた RC 耐震壁のせん断耐力に及ぼす側柱の伸びの影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.28 No.2，pp.445-450，2006
［7-A162］秋田知芳他：RC 造耐震壁の変形能力に及ぼす載荷速度の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.28 No.2，pp.451-456，2006
［7-A163］木村秀樹他：鉄筋コンクリート造長方形断面耐震壁の構造性能に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.28 No.2，pp.469-474，2006
［7-A164］相澤恩他：ポリマーセメントモルタルによる既存鉄筋コンクリート造耐震壁への増打ち補強に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.28 No.2，pp.1129-1134，2006
［7-A165］萩尾浩也他：CFRP 板を用いた既存耐震壁の新規開口補強に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.28 No.2，pp.1543-1548，2006
［7-A166］荒井康幸他：鉛直接合部の滑りを許容した PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.28 No.2，pp.433-438，2006
［7-A167］細矢博：鉄筋コンクリート造長方形断面コア壁の構造性能，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.29 No.3，pp.313-318，2007
［7-A168］鈴木健太他：複数開口を有する RC 造有開口耐震壁の静的載荷実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.29 No.3，pp.325-330，2007
［7-A169］藁科誠他：開口率の異なる偏在開口を有する連層耐震壁のせん断耐力評価，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.29 No.3，pp.331-336，2007
［7-A170］水野生他：新設壁開口を有する壁式鉄筋コンクリート構造の弾塑性挙動に関する解析的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.29 No.3，pp.343-348，2007
［7-A171］荒井康幸他：鉛直接合部滑り降伏型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.29 No.3，pp.349-354，2007
［7-A172］溝口光男他：鉄筋コンクリート耐震壁のせん断体力に及ぼす側柱の伸びと帯筋比の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.29 No.3，pp.361-366，2007
［7-A173］戸澤知仁他：SRC 造耐震壁の壁筋の定着強度に及ぼす定着方法の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.29 No.3，pp.367-372，2007
［7-A174］李文聰他：方立て壁の履歴性状に及ぼす材軸方向変位拘束の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.29 No.3，pp.373-378，2007
［7-A175］萩尾浩也他：CFRP 板を用いた既存無開口耐震壁の補強に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.29 No.3，pp.1195-1200，2007
［7-A176］真田靖士他：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
［7-A177］萩尾浩也他：CFRP 板で補強された偏在開口耐震壁に関する解析的研究，日本建築学会構造工学論文集 Vol.54B，pp.417-422，2008.3
［7-A178］壁谷澤寿成他：鉄筋コンクリート造耐震壁の形状および補強がせん断強度に与える影響，日本建築学会構造工学論文集 Vol.54B，pp.423-428，2008.3
［7-A179］櫻井真人他：複数開口を有する RC 造耐震壁の耐震性能に及ぼす開口位置の影響，日

本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.30 No.3，pp.421-426，2008

［7-A180］溝口光男他:鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす側柱の伸びと太さの影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.30 No.3，pp.427-432，2008

［7-A181］森恭平他：偏在開口を有する RC 造連層耐震壁の耐震性能に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.30 No.3，pp.433-438，2008

［7-A182］廣瀬泰三他：曲げ降伏先行型耐震壁の危険断面応力計測に基づく力学的弱点の抽出，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.30 No.3，pp.457-462，2008

［7-A183］萩尾浩也他：CFRP 板を用いた偏在ドア開口耐震壁の補強に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.30 No.3，pp.1207-1212，2008

［7-A184］田邊裕介他：ハイブリッド型繊維補強セメント系複合材料を用いた柱及び耐震壁の構造性能に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.30 No.3，pp.1411-1416，2008

［7-A185］山川哲雄他：耐震補強された RC 造耐震壁の正負繰り返し水平加力実験と耐震性能，日本建築学会構造系論文集 No.634，pp.2167-2174，2008.12

［7-A186］土井公人他：開口が偏在する RC 造連層耐震壁のせん断性状に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.31 No.2，pp.421-426，2009

［7-A187］荒井康幸他：軸力と曲げ戻しモーメントの作用する鉄筋コンクリート壁板の強度算定法，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.31 No.2，pp.427-432，2009

［7-A188］卜部藍他：大開口を有する RC 壁のせん断耐力に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.31 No.2，pp.439-444，2009

［7-A189］溝口光男他：側柱が伸びた柱補強筋比の大きな鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす壁筋の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.31 No.2，pp.445-450，2009

［7-A190］林田江里加他：RC 方立て壁の破壊性状と補強法に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.31 No.2，pp.979-984，2009

［7-A191］櫻井真人他：複数開口を有する RC 造耐震壁の非線形 FEM 解析，日本建築学会構造系論文集 No.639，pp.915-923，2009.5

［7-A192］松岡良智他：RC 無開口耐震壁の履歴性状に及ぼす載荷速度の影響，日本建築学会構造系論文集 No.645，pp.2085-2093，2009.11

［7-A193］平田寛治他：デボンド X 形配筋を用いた損傷低減型耐震壁の実験的研究，日本建築学会構造工学論文集 Vol.55B，pp.361-367，2009.3

［7-A194］徐霖他：連層耐震壁の曲げスリップに関する研究，日本建築学会構造工学論文集 Vol.55B，pp.401-407，2009.3

［7-A195］閑田徹志他：耐震壁を対象とした新型ひび割れ誘発目地に関する実験研究，日本コンクリート工学会コンクリート論文集 No.21 Vol.3，pp.9-21，2010.9

［7-A196］田内浩喜他：連層耐震壁の中間階における枠梁のせん断強度に対する効果，日本建築学会構造工学論文集 Vol.56B，pp.61-66，2010.3

［7-A197］石川星児他：耐力壁に設けた後施工開口の炭素繊維シートを用いた開口補強に関する実験的研究，日本建築学会構造工学論文集 Vol.56B，pp.93-98，2010.3

［7-A198］廣瀬泰三他：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 No.647，pp.203-212，2010.1

［7-A199］徐霖他：連層耐震壁を模擬した壁柱の曲げ降伏後のスリップ挙動評価，日本建築学会構造系論文集 No.649，pp.617-623，2010.3

［7-A200］土井公人他：千鳥開口を有する RC 造連層耐震壁のせん断耐力評価に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.32 No.2，pp.355-360，2010

［7-A201］南直行他：鉄筋コンクリート造コア壁における壁板の圧縮性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.32 No.2，pp.367-372，2010

［7-A202］森下陽一他：極厚無筋壁補強した各種壁体の水平加力実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.32 No.2，pp.379-384，2010

［7-A203］金谷修平他：側柱が伸びた鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす側柱補強筋と壁筋の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.32 No.2，pp.391-396，2010

［7-A204］櫻井真人他：複数開口を有する RC 造耐震壁の破壊モードに及ぼす開口配置の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.32 No.2，pp.415-420，2010

［7-A205］祖父江美枝他：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，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.32 No.2，pp.427-432，2010

［7-A206］田内浩喜他：連層耐震壁のせん断強度に及ぼす枠柱の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.32 No.2，pp.433-438，2010

［7-A207］仲地唯治他：鉄筋コンクリート造コア壁の端部拘束効果に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.33 No.2，pp.379-384，2011

［7-A208］田邊裕介他：高強度コンクリートを用いた立体コア壁に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.33 No.2，pp.385-390，2011

［7-A209］森貴規他：側柱が伸びた柱補強筋比の小さい鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす壁筋の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.33 No.2，pp.409-414，2011

［7-A210］萩尾浩也他：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，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.33 No.2，pp.457-462，2011

［7-A211］石川俊介他：曲げ変形が卓越する有開口 RC 造耐震壁の終局性能評価，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.33 No.2，pp.463-468，2011

［7-A212］櫻井真人他：複数開口を有する RC 造耐震壁の破壊モードに及ぼすせん断スパン比の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.33 No.2，pp.469-474，2011

［7-A213］中谷好志他：RC 造耐震壁のせん断強度と壁板の拡がりに関する考察，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.33 No.2，pp.85-90，2011

［7-A214］諏訪田晴彦：高靭性セメント系複合材料を用いた二次壁の耐震性能に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.34 No.2，pp.1237-1242，2012

［7-A215］佐藤充晴他：2 方向水平力を受ける RC 造耐震壁に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.34 No.2，pp.115-120，2012

［7-A216］松原聡平他：曲げ破壊型耐力壁の変形性能に圧縮端拘束域の構造詳細が与える影響に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.34 No.2，pp.361-366，2012

［7-A217］田中昭他：曲げ降伏が先行する複数開口 RC 造耐震壁の構造性能，日本コンクリート

工学会年次大会報告書 Vol.34 No.2，pp.367-372，2012
［7-A218］岡田勇佑他：有開口 RC 造連層耐震壁のせん断耐力評価方法の検討，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.34 No.2，pp.373-378，2012
［7-A219］阪本康平他：枠柱と端部拘束筋量が耐震壁の曲げ終局変形性能に及ぼす影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.34 No.2，pp.379-384，2012
［7-A220］遠山誉他：RC 造耐震壁の側柱拘束による補強効果 補強方法の提案と実験的検証，日本建築学会構造工学論文集 Vol.58B，pp.33-40，2012.3
［7-A221］櫻井真人他：曲げ降伏型複数開口 RC 造耐震壁の FEM によるパラメトリック解析，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.35 No.2，pp.385-390，2013
［7-A222］戸谷航大他：軸力と断面端部の拘束状態が枠柱無耐震壁の曲げ終局時変形性能に及ぼす影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.35 No.2，pp.403-408，2013
［7-A223］松原聡平他：曲げ圧縮破壊する耐震壁の曲げ変形性能に対する拘束域の影響因子，日本建築学会構造系論文集 Vol.691，pp.1593-1602，2013.9
［7-A224］井戸硲勇樹他：水平二方向載荷が RC 造耐震壁のせん断性状に与える影響，コンクリート工学年次論文集 Vol.36 No.2，pp.271-276，2014.7
［7-A225］谷昌典他：実験試験体を用いた RC 造非耐力壁の破壊形式及び損傷状態に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集 Vol.36 No.2，pp.631-636，2014.7
［7-A226］細野純他：打設面処理と配筋が RC 造耐震壁のすべりに及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集 Vol.37 No.2，pp.355-360，2015.7
［7-A227］劉虹他：縦長開口を有する RC 耐震壁の耐力低減率に関する分析，コンクリート工学年次論文集 Vol.37 No.2，pp.367-372，2015.7
［7-A228］田中準一他：低強度コンクリートが使用された開口耐震壁のせん断破壊性状に及ぼす反曲点高さ比の影響，コンクリート工学年次論文集 Vol.37 No.2，pp.691-696，2015.7
［7-A229］松井智哉他：炭素繊維シートによる補強を施した RC 造柱なし壁の変形性能，コンクリート工学年次論文集 Vol.37 No.2，pp.847-852，2015.7
［7-A230］谷昌典他：損傷低減及び構造性能改善を目指した RC 造方立壁部材の実大実験，コンクリート工学年次論文集 Vol.37 No.2，pp.901-906，2015.7
［7-A231］真田靖士他：RC 耐震壁の開口高さによる耐力低減率の検証，日本建築学会構造系論文集 Vol.80 No.709，pp.481-490，2015.3
［7-A232］橋根靖弥他：開口間に施工される複数の非耐力方立壁の変形及び破壊性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集 Vol.38，No.2，pp.49-54，2016.7
［7-A233］査冬他：拘束された RC 非耐力壁の軸力に関する解析的検討，コンクリート工学年次論文集 Vol.38，No.2，pp.109-114，2016.7
［7-A234］高橋之他：RC 造耐震壁のすべり変形における打継処理と軸力の影響 ，コンクリート工学年次論文集 Vol.38，No.2，pp.871-876，2016.7
［7-A235］木原智美他：鉄筋コンクリート造方立て壁の損傷制御に関する研究，コンクリート工学年次論文集 Vol.38，No.2，pp.385-390，2016.7
［7-A236］劉虹他：縦長開口を有する RC 耐震壁の最大耐力に及ぼす梁型と柱型の影響 ，コンクリート工学年次論文集 Vol.38，No.2，pp.403-408，2016.7

［7-A237］井戸硲勇樹他：脚部すべりが支配的な耐震壁の耐力評価とモデル化 ，コンクリート工学年次論文集 Vol.38，No.2，pp.415-420，2016.7

［7-A238］直川周平他：X 形配筋を施した柱型のない RC 造壁の耐震性能に関する基礎研究 ，コンクリート工学年次論文集 Vol.38，No.2，pp.421-426，2016.7

［7-A239］岩本周晃他：鉄筋コンクリート造有開口耐震壁の曲げ挙動に関する実験的研究 ，コンクリート工学年次論文集 Vol.38，No.2，pp.679-684，2016.7

［7-A240］鈴木卓他：RC 耐震壁の開口高さによる耐力低減率の高精度化，日本建築学会構造系論文集 No.723，pp.883-891，2016.5

［7-A241］魏丞瑾他：反曲点位置の高い柱型のない RC 造壁の耐震性能及び終局耐力評価方法に関する研究，コンクリート工学年次論文集 Vol.39 No.2，pp.247-252，2017.7

［7-A242］直川周平他：X 型配筋を施した柱型のないせん断型 RC 造壁のせん断耐力に関する研究，コンクリート工学年次論文集 Vol.39 No.2，pp.253-258，2017.7

［7-A243］細谷典弘他：壁筋比が損傷を受けたせん断破壊先行型耐震壁の構造性能に及ぼす影響の検討，コンクリート工学年次論文集 Vol.39 No.2，pp.259-264，2017.7

［7-A244］小平渉他：壁式 RC 構造における耐力壁の挙動に及ぼす直交壁の影響，コンクリート工学年次論文集 Vol.39 No.2，pp.283-288，2017.7

［7-A245］Rado RAMAROZATOVO 他：STRUCTURAL DAMAGES OF BEAMS IN MULTI-STORY RC SHEAR WALLS WITH MULTIPLE DOOR OPENINGS，コンクリート工学年次論文集 Vol.39 No.2，pp.307-312，2017.7

［7-A246］半沢守他：損傷を受けた RC 造耐震壁の損傷量評価及び残存耐震性能評価に関する研究，コンクリート工学年次論文集 Vol.39 No.2，pp.313-318，2017.7

［7-A247］廣澤光法他：複数の縦長開口を有する RC 連層耐震壁の構造性能，日本建築学会構造系論文集 No.734，pp.579-588，2017.4

［7-A248］井戸硲勇樹他：せん断挙動が支配的な鉄筋コンクリート造耐震壁の水平二方向加力実験，日本建築学会構造系論文集 No.735，pp.683-692，2017.5

［7-A249］小池拓矢他：RC 造耐震壁の残存耐震性能評価とひび割れに基づく損傷量評価に関する研究，日本建築学会構造工学論文集 Vol. 63B，pp.447-454，2017.3

- 不足データの収集に用いたその他の論文（日本建築学会大会 学術講演梗概集，支部研究報告集）

［7-A250］広沢雅也他：軸力をうける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり ：その 1.矩形断面をした耐力壁の実験結果 ，日本建築学会学術講演梗概集 構造系 46，pp.817-818，1971.9

［7-A251］富井政英他：ひび割れ発生以後の耐震壁の挙動におよぼす付帯ラーメンの影響 その 1～その 3，日本建築学会学術講演梗概集 構造系 52，pp.1653-1658，1977.10

［7-A252］梅村魁他：鉄筋コンクリート立体耐震壁の耐力と復元力特性に関する実験的研究 ：その 7～その 8，日本建築学会学術講演梗概集 構造系 53，pp.1621-1624，1978.8

［7-A253］東洋一他：RC 建物の耐震補強法に関する実験的研究 ：その 6.鉄骨ブレース等による骨組の補強-実験概要，日本建築学会学術講演梗概集 構造系 54，pp.1347-1348，1979.9

［7-A254］外村憲太郎他：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 : 構造系，日本建築学会学術講演梗概集 構造系 55，pp.1645-1646，1980.8

［7-A255］吉崎征二他：多数の小開口を持つ鉄筋コンクリート耐震壁の強度と変形 : その 2～3，日本建築学会学術講演梗概集 構造系 56，pp.1623-1626，1981.9

［7-A256］東洋一他：斜めワイヤーメッシュで補強した鉄筋コンクリート造開口壁に関する実験的研究 ，日本建築学会学術講演梗概集 構造系 57，pp.1477-1478，1982.8

［7-A257］東浦章他：建屋の復元力特性に関する研究 : その 11～その 12，日本建築学会学術講演梗概集 構造系 58，pp.1515-1518，1983.9

［7-A258］富井政英他：1 スパン 1 層および 2 スパン 1 層疑似連層耐震壁のせん断実験，日本建築学会学術講演梗概集 構造系 58，pp.2051-2052，1983.9

［7-A259］吉崎征二 他 : 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～その 6，日本建築学会学術講演梗概集 構造系 58，pp.1539-1542，1983.9

［7-A260］志賀敏男他：鉄筋コンクリート造曲げ破壊型耐震壁の地震時挙動に関する実験　その 4～その 6，日本建築学会学術講演梗概集 C，構造 II，pp.239-244，1985.9

［7-A261］岡田恒雄他：原子炉建屋の復元力特性試験 : (その 6)スケ-ル・イフェクト試験，日本建築学会学術講演梗概集 B，構造 I，pp.1089-1090，1986.7

［7-A262］岡田恒雄他：原子炉建屋の復元力特性試験(小型および部分模型)：(その 1)試験結果の評価，閉鎖型試験体のスケルトンカーブ，日本建築学会学術講演梗概集 B，構造 I，pp.1079-1080，1986.7

［7-A263］徳広育夫他 : 偏在開口を有する耐震壁のせん断耐力に関する実験的研究 ，日本建築学会学術講演梗概集 C，構造 II，pp.441-442，1987.8

［7-A264］荒井康幸他：鉄筋コンクリート耐震壁の曲げせん断実験 : その 1～その 2，日本建築学会学術講演梗概集 C，構造 II，pp.409-412，1987.8

［7-A265］福原安洋 ：鉄筋コンクリート耐震壁のせん断力負担に関する実験研究 : (その 2)配筋に関する実験 II ，日本建築学会学術講演梗概集 C，構造 II，pp.405-406，1987.8

［7-A266］岩城信次他 : 直交壁を有する壁柱のせん断強度に関する研究　その 1～その 3，日本建築学会学術講演梗概集 C，構造 II，pp.567-572，1987.8

［7-A267］小野正行，徳広育夫：鉄筋コンクリート造耐震壁の開口の影響による耐力低減率の検討 ，日本建築学会学術講演梗概集 C，構造 II，pp.589-590，1988.9

［7-A268］全大翰他 : 鉄筋コンクリート造開口耐震壁の補強方法, 日本建築学会学術講演梗概集 C，構造 II，pp.577-578，1988.9

［7-A269］望月洵他 : 片持ちの曲げ・せん断をうける連層耐震壁の靭性について ，日本建築学会学術講演梗概集 C，構造 II，pp.567-568，1988.9

［7-A270］荒井康幸他：曲げせん断力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁の耐力と変形性状 : その 1～その 2，日本建築学会学術講演梗概集 C，構造 II，pp.559-562，1988.9

［7-A271］小野正行他 : 複数開口を有する鉄筋コンクリート造耐震壁の耐力低減率の検討 ，日本建築学会学術講演梗概集 C，構造 II，pp.597-598，1989.9

［7-A272］小野正行他：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，日本建築学会学術講演梗概集 C，構造 II，pp.599-600，1989.9

［7-A273］正野崎昭二他：鉄筋コンクリート耐震壁のせん断力負担に関する実験研究 ： その 5～その 6，pp.85-88，1991.9

［7-A274］柳沢延房他：高強度材料を用いた鉄筋コンクリート耐震壁のせん断性能 ： その 1～その 3，日本建築学会学術講演梗概集 C，構造 II，pp.347-352，1992.8

［7-A275］五味学他 : 高強度鉄筋コンクリート耐震壁の曲げ性能に関する実験 ： その 1～その 2，日本建築学会学術講演梗概集 C，構造 II，pp.341-344，1992.8

［7-A276］中川崇他：高強度材料を用いた鉄筋コンクリート耐震壁のせん断性能に関する解析的検討 ： その 1 FEM 解析プログラムの検証，日本建築学会学術講演梗概集 C，構造 II，pp.313-314，1993.7

［7-A277］飯田正敏他：有開口耐震壁の実験と弾塑性解析 ，日本建築学会学術講演梗概集 C，構造 II，pp.279-280，1994.7

［7-A278］小関勝男他：壁式鉄筋コンクリート構造の壁部材の高性能化に関する実験研究 ： その 1～その 2，日本建築学会学術講演梗概集 C-2，構造 IV，pp.1117-1120，1998.7

［7-A279］小澤昌広他 : 壁式鉄筋コンクリート構造壁部材の高性能化に関する実験研究， 日本建築学会東北支部研究報告集，pp.515-518，1998.6

［7-A280］大谷裕美他：RC 造連層有開口壁の静加力実験　その 1～その 3，日本建築学会学術講演梗概集 C-2，構造 IV，pp.821-826，1998.9

［7-A281］井上貴之他 : 斜め方向の水平力を受ける鉄筋コンクリート造立体耐震壁のせん断強度 ： その 1～その 2，日本建築学会学術講演梗概集 C-2，構造 IV，pp.433-436，1999.7

［7-A282］小野正行他：有開口耐震壁の力学性状に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究 ： その 1 中央開口を有する耐震壁の場合(建築構造)， 日本建築学会研究報告 九州支部.1 構造系，pp.645-648，2001.3

［7-A283］真田靖士他：RC 造耐震壁の局所力計測実験を対象とする FEM 解析，日本建築学会学術講演梗概集 C-2，構造 IV，pp.185-186，2006.7

［7-A284］細矢博他 : 鉄筋コンクリート造長方形断面コア壁の構造性能に関する研究　その 1　拘束範囲を変動因子とした実験，日本建築学会学術講演梗概集 C-2，構造 IV，pp.169-170，2006.7

［7-A285］萩尾浩也他 : 既存耐震壁の新規開口補強に関する研究 ： その 2 小さい開口を有する耐震壁，日本建築学会学術講演梗概集 C-2，構造 IV，pp.459-460，2007.7

［7-A286］壁谷澤寿成他 : 鉄筋コンクリート造耐震壁の形状と補強に関する実験的研究 ： その 1: 柱型がない場合と有開口の場合, 日本建築学会学術講演梗概集 C-2, 構造 IV, pp.461-462，2007.7

［7-A287］細矢博他 : 鉄筋コンクリート造長方形断面コア壁の構造性能に関する研究　その 2　拘束筋量を変動因子とした実験，日本建築学会学術講演梗概集 C-2，構造 IV，pp.695-696，2007.7

［7-A288］岸本剛他：鉄筋コンクリート造長方形断面コア壁の構造性能に関する研究　その 3～その 4，日本建築学会学術講演梗概集 C-2，構造 IV，pp.355-358，2008.7

［7-A289］徐霖他 : 連層耐震壁の曲げスリップに関する研究，日本建築学会学術講演梗概集 C-2，構造 IV，pp.361-362，2009

［7-A290］梅野達三他：連層耐震壁のせん断強度に対する枠フレームの効果　その 1～その 4，日本建築学会学術講演梗概集 C-2，構造 IV，pp.371-378，2010.7

第８章

柱梁接合部

8.1　データベースの項目

以下に本研究において作成した試験体データベースの項目を示す。ただし，8.2 節以降の検討で必要のない項目については未入力のものもある。

8.1.1　文献情報

101-ID 情報

1) ID：部材毎に通し番号を付ける。柱梁接合部は BCJ の後ろに"－"に続けて形状を表す符号（I，E，T，L）および通し番号 3 桁を付ける（例えば，BCJ -I 001 等)。
2) 実験主体：実験実施の主体を記載する。
3) 試験体名称：文献に記載されている試験体の名称を付ける。
4) 部材名称：架構試験体の一部などで，試験体名称と異なる場合に名称を設ける。

102-文献情報

1) 文献番号：主たる論文について文献収集リストで付与した通し番号を記載する。
2) 関連文献番号 : 主たる論文に関連する文献収集リストで付与した通し番号を記載する。複数記載可。
3) 情報：主たる文献で必要な情報（タイトルや雑誌名）を表示させる。

8.1.2　試験体情報

201-一般情報

1) スケール：実断面に対して縮小された場合の規模。例えば 1/2 など
2) 形状：試験体の形状を記入する。例えば十字形，ト形など
3) 直交梁 : 直交梁の有無を記入する。取り付かない場合「無し」, 1 面に取り付く場合「1 面」, 2 面に取り付く場合「2 面」と記入する。
4) スラブ：スラブの有無を記入する。梁にスラブが取り付く場合「有り」，取り付かない場合「無し」を記入する。
5) 梁段差：取り付く梁の段差の有無。
6) 梁偏心：取り付く梁の偏心の有無。
7) 配筋の対称性：主筋の配置について対称性を記載する。柱，梁を別に記載する。
8) 打設方向 : 試験体の柱の軸方向と同じ方向からの打設を鉛直，柱・梁側面からの打設を水平とする。
9) 打設打継：試験体途中での打継の有無。ある場合，打継面の処理方法。
10) 備考：上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

202-材料情報

a. コンクリートの材料特性について記載する。ただし，柱，梁，柱梁接合部をそれぞれ記載するものとする。

1) 設計強度：当該文献に記載されている目標強度で，試験体の設計時に用いた強度。
2) 圧縮強度：当該文献に記載されている最大圧縮強度を記載する。
3) 圧縮強度時歪み：当該文献に記載されている最大圧縮強度時歪みを記載する。
4) 引張強度 : 当該文献に記載されている引張強度を記載する。その値を割裂強度から算定し

ている場合は，「算定値」を選択し，その値を記載する。また，直接引張実験から算定している場合は，「実験値」を選択し，その値を記載する。その他，算定方法が不明な場合は「-」を選択する。

5) ヤング係数：当該文献に記載されているヤング係数を記載する。その値の算定方法（AIJRC 規準式（コンクリート強度から算定する式で 2）の圧縮強度を用いた場合），JIS A1149 式（実験結果より算定する），「-」（算定方法が記載されてない））を選択する。値がない場合は「-」を選択する。

b～g. 鉄筋の材料特性について記載する。ただし，b～g の各項目において複数種の鉄筋が用いられている場合は鉄筋の種類だけ記載する。なお，記載すべき鉄筋は b. 柱主筋，c. 柱補強筋，d. 梁主筋，e. 梁補強筋，f. 接合部補強筋，g. スラブ筋とする。

0) 鉄筋径

1) 降伏強度：当該文献に記載されている降伏強度を記載する。その値の算定方法（降伏点，0.2%耐力，「-」（算定方法が記載されてない））を選択する。値がない場合は「-」を選択する。

2) 降伏歪み：当該文献に記載されている降伏歪みを記載する。その値が材料実験から得られた値を用いて算定されていれば「実験値」とする。その他，算定方法が不明な場合は「-」を選択する。

3) 引張強度：当該文献に記載されている引張強度を記載する。

4) 引張強度歪み：当該文献に記載されている引張強度歪み度を記載する。

5) ヤング係数：当該文献に記載されているヤング係数を記載する。その値を実験で得られる降伏強度および降伏歪みを用いて算定している場合は「実験値」と記載する。その他，算定方法が不明な場合は「-」を選択する。

6) 備考：上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

<u>203-部材形状情報</u>

a.～d. （下，上）柱，（右，左）梁：ト形およびＬ形の梁の情報は右梁に，Ｔ形およびＬ形の柱の情報は下柱に記入する。

1) 断面形状：矩形または円形などのコンクリート外部の形状。ただし，柱梁接合部では，矩形のみを収集対象とする。

2) 幅：矩形断面において，加力方向に対して直交する辺の長さ。

3) せい：矩形断面において，加力方向に対して平行する辺の長さ。

4) 有効せい：矩形断面において，圧縮縁から引張鉄筋の降伏時引張力の重心位置（以下，引張鉄筋塑性重心位置）までの長さ。

5) コア断面積：外周部せん断補強筋に囲まれた断面積

6) 被りコンクリート厚さ：矩形断面の場合，幅とせいのかぶり厚さをそれぞれ記入。

7) スパン：対象部材の支点・加力点から接合部側中心までの材軸方向長さ

8) 備考：上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

e. 柱梁接合部

1) 断面形状：矩形または円形などのコンクリート外部の形状。柱梁接合部では，矩形のみを収集対象としている。

2) 幅：矩形断面において，加力方向に対して直交する辺の長さ。
3) せい：矩形断面において，加力方向に対して平行する辺の長さ。
4) 有効せい：矩形断面において，圧縮縁から引張鉄筋塑性重心位置までの長さ。
5) コア断面積：外周部せん断補強筋に囲まれた断面積
6) 被りコンクリート厚さ：矩形断面の場合，幅とせいのかぶり厚さをそれぞれ記入。
7) 梁の偏心量：梁芯と柱芯の水平方向の偏心量。
8) 備考：上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

f～g. （左梁付き，右梁付き）スラブ

1) 厚さ：スラブ厚を記入する。
2) 梁直交方向長さ：梁の材軸方向と直交する方向の（梁側面からスラブ端部までの）長さを記入する。
3) 梁方向長さ：梁の材軸方向の（柱のフェースからスラブ端部までの）長さを記入する。
4) 梁スラブ上端段差：スラブが取り付く梁の上端とスラブの上端に段差がある場合，段差の寸法を記入する。スラブ上端が梁上端より低い場合を正とする。また，段差がない場合は「0」を記入する。
5) 備考：上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

h. 直交梁

1) 断面形状：矩形または円形などのコンクリート外部の形状。ただし，柱梁接合部では，矩形のみを収集対象とする。
2) 幅：矩形断面において，水平方向の辺の長さ。
3) せい：矩形断面において，鉛直方向の辺の長さ。
4) 一体性：柱梁接合部との一体性の有無を記入する。直交梁端部と柱梁接合部のコンクリートが縁切られている場合は「無」とする。

i. 全体形状

1) 階高さ：十字形およびト形では上下の柱のスパンの和，T形およびL形では下柱のスパンの 2 倍とする。
2) 梁スパン：十字形およびT形では左右の梁のスパンの和，ト形およびL形では右梁のスパンの 2 倍とする。

<u>204-柱主筋情報，206-梁主筋情報，209-スラブ筋情報</u>

1) 本数：全主筋本数
2) 呼び名：鉄筋の形状と径を表す記号。（例えば D19 やφ9，#4 など）
3) 種類：主筋の種類。例えば SD345 など
4) 継手有無：主筋が部材内で継手使用の有無。
5) 継手長さ：主筋の継手がある場合はその長さ。
6) 備考：継手の位置情報など，その他継手に関して追記すべき情報。
7) 定着方法：柱梁接合部（スラブ筋の場合直交梁）への定着方法を記入する。「通し」「直線」「フック付」「折り曲げ」「U字」「機械式」「折り曲げ＋フック付」「折り曲げ＋機械式」「折り曲げ＋直線」「直線＋折り曲げ」「直線＋機械式」「フック付＋機械式」「その他」 のいずれかとする。

7-2) 定着長さ：梁主筋は柱フェースからの水平投影定着長さ，柱主筋は梁フェースからの鉛直投影長さ。

7-3) 定着長さの部材せいに対する比：梁主筋の場合は柱せいに対する比，柱主筋の場合は梁せいに対する比。

8) 主筋位置情報：鉄筋の位置，それぞれの位置に配された本数，当該位置の鉄筋の径，当該位置の鉄筋の降伏強度の順に必要な段数だけ欄を設ける。位置の基点は，①柱にあっては，十字形およびＴ形接合部では正載荷時に下柱の端部断面で圧縮となる側，ト形およびＬ形接合部では梁のとりつかない側とし，②梁および③スラブにあっては梁上端面とする。

9) 引張主筋比：引張主筋の総断面積の部材の断面積（柱にあってはコンクリートの全断面積，梁にあっては有効断面積（幅×有効せい））に対する比。ただし，柱断面にあっては引張縁からせいの 1/4 の範囲にある主筋を引張主筋とする。

10) 主筋比：主筋の総断面積の部材の全断面積に対する比。

205-柱せん断補強筋情報，207-梁せん断補強筋情報

1) 形状：部材断面における補強筋形状。2 種類ある場合は外周部とその内部の形状を記載する。（例えば，中子筋のある矩形のせん断補強筋の場合，「矩形・中子」）

2) 呼び名：鉄筋の形状と径を表す記号。（例えば D19 やφ9，#4 など）

3) 間隔：1，2 は部材長さ方向で間隔が変わる場合，狭い領域（例えばヒンジ領域）と広い領域の間隔。1 種類のみの場合は，「狭い箇所」欄に記載する。位置：3 は狭い領域の長さと位置が分かる情報を記載。

4) 種類：補強筋の種類。例えば SD295 など

5) 1-4 有効本数：幅方向とせい方向の補強筋（中子筋を含む）の足の数（**図 8.1.1**）。3)で記載した狭い箇所と広い箇所がある場合は，それぞれ記載し，部材長において補強筋が等間隔の場合は，「狭い箇所」欄にのみ記載する。

6) 1，2 外周補強筋間距離：外周補強筋の中心間距離（**図 8.1.2**）。

7) 有効横支持長さ：はば方向およびせい方向に対して，各主筋間最短距離の最大値（**図 8.1.3** の Ci 参照）。下図で横方向から載荷する場合，図中の Ci がせい方向の長さとなる。

8) 定着性状：1 は定着性状を示す。例えば，フックの有無，重ね継手，溶接，その他（機械式継手など）。フック形状：2 はフックがある場合はフック角度で例えば，90 や 135 度。継手長さ：重ね継手を選択した場合の継手長さ。

9) せん断補強筋比：せん断補強筋の断面積の当該区間のコンクリート断面積に対する比

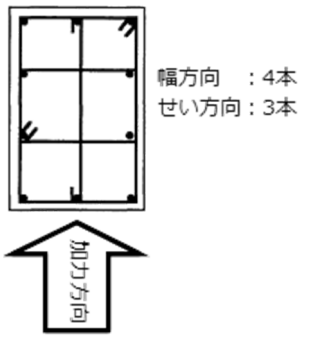


図 8.1.1　補強筋有効本数

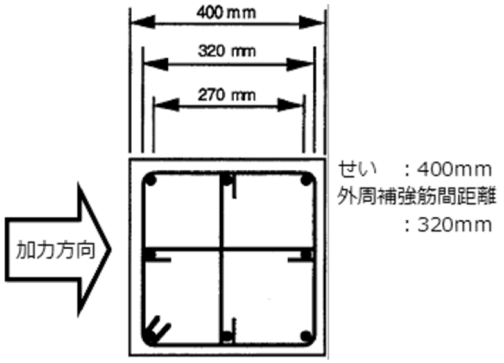


図 8.1.2　補強筋間距離

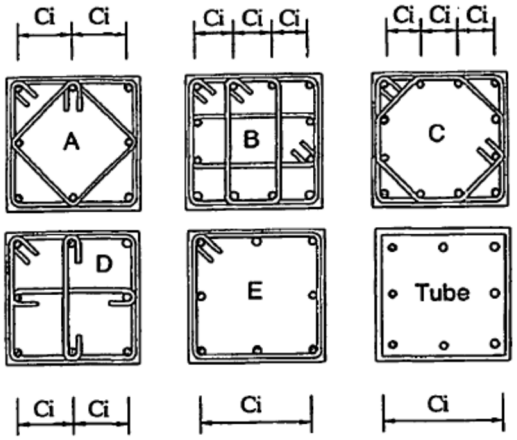


図 8.1.3　有効横支持長さの定義

208-柱梁接合部補強筋情報

0) 本数：柱梁接合部内に配された横補強筋の組数。

1) 形状：部材断面における補強筋形状。2 種類ある場合は外周部とその内部の形状を記載する。（例えば，中子筋のある矩形のせん断補強筋の場合，「矩形・中子」）

2) 呼び名：鉄筋の形状と径を表す記号。（例えば D19 やφ9，#4 など）

3) 間隔：柱梁接合部内に配された横補強筋の間隔。

4) 種類：補強筋の種類。例えば SD295 など

5) 1-2 有効本数：幅方向とせい方向の補強筋（中子筋を含む）の足の数（**図 8.1.1**）。

6) 1-2 外周補強筋間距離：外周補強筋の中心間距離（**図 8.1.2**）。

7) 有効横支持長さ：はば方向およびせい方向に対して，各主筋間最短距離の最大値（**図 8.1.3** の Ci 参照）。同図で横方向から載荷する場合，図中の Ci がせい方向の長さとなる。

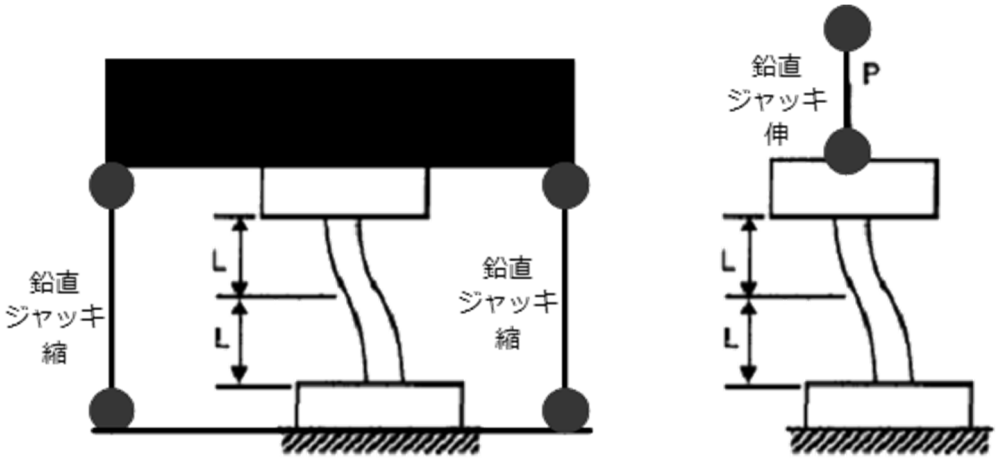
8) 定着性状：1 は定着性状を示す。例えば，フックの有無，重ね継手，溶接，その他（機械式継手など）。フック形状：2 はフックがある場合はフック角度で例えば，90 や 135 度。継手長さ：重ね継手を選択した場合の継手長さ。

9) 横補強筋比：接合部横補強筋の総断面積の上下の梁主筋に囲まれた柱梁接合部の鉛直断面積（柱幅と梁の上下の主筋の重心間距離の積）に対する比

8.1.3　加力・計測情報

301-加力情報

1) 加力形式：部材の加力形式を示す。例えば，柱頭水平加力，梁端鉛直加力，等。
2) 加力方向：1 は部材が水平に加力される方向を示す。「一方向」「二方向」「斜め」のいずれか。2 は正載荷時の加力の向きを示す。
3) 載荷履歴：加力載荷の履歴を示す。例えば，単調片押し，繰り返し，ランダムなど
4) 軸力の種類：柱に作用させる軸力の種類を示す。一定軸力または変動軸力を選択する。
5) 1，2 軸力：部材に作用させる軸力の値を示す。一定軸力の場合は，変動軸力の欄は「-」と記載する。変動軸力の場合は，下限値と上限値（例えば-300~400 など）を記載する。
3, 4 軸力比：作用軸力をコンクリート断面積とコンクリートの圧縮強度の積で除した値。
6) 軸力の作用位置：作用させる軸力の位置を示す。例えば，偏心が無く部材断面に作用している場合は「中心」，偏心して作用している場合は「偏心」を選択する。
7) 鉛直ジャッキと取り付き方：鉛直ジャッキが部材にどのように取り付けられているかを示す。例えば，ピン支持，ローラー支持，その他など。また当該鉛直ジャッキの導入軸力の種類（**図 8.1.4** 参照）を記載する。
8) 反力のとり方：ト形部分架構では梁せん断力による柱の変動軸力が上下どちらの柱に生じるか（もしくは上下の比率），T 形部分架構では柱せん断力による梁の変動軸力が左右どちらの梁に生じるか（もしくは左右の比率）を記載する。
9) 備考



（a）ジャッキが縮む場合　　（b）ジャッキが伸びる場合

図 8.1.4　鉛直ジャッキの軸力種類（試験体に圧縮軸力を作用させる場合）

302-計測情報

1) 部材応力の計測方法：部材が負担している応力（せん断力，軸力）の計測方法について示す。ジャッキの荷重をロードセルで計測している値が示されている場合は「間接」，部材の応力をロードセルなどで直接計測している場合は「直接」を選択し，不明の場合「-」と記載する。
2) 部材変位の計測方法：加力により生じる部材の変位の計測方法について示す。部材角や軸方向変位を算定するためのデータが直接計測されている場合は「直接」，計測データを用いて上記変位の算定する必要がある場合は，「間接」を選択し，不明の場合「-」と記載す

る。

8.1.4　実験結果情報

柱梁接合部にあっては，部材としての荷重変形関係は接合部せん断応力度と接合部せん断変形角の関係を用いることとする。しかし，文献における報告では実験時に直接計測できないこれらについての記載がないものがほとんどであるため，以下では多くの実験で加力時の制御に用いている部分架構の層せん断力と層間変形角の関係についての情報もあわせて記載するものとする。

401-データ特性情報

1) 水平応力データの有無 : 層せん断力データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。P-Δ（ジャッキによる分を含む）の補正の必要があるかどうかも示す。補正が必要であり，文献内の情報から可能である場合，「必要（可）」，補正が必要だが文献内の情報からできない場合，「必要（不可）」とする。
2) 備考 : 上記の補足またはその他必要な情報を記載。
3) 水平変形データの有無 : 層間変形角データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。
4) 備考 : 上記の補足またはその他必要な情報を記載。
5) 鉛直変形データの有無 : 鉛直変形データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の鉛直変形として使用するために，補正の必要性の有無について示す。
6) 備考 : 上記の補足またはその他必要な情報を記載。
7) 接合部せん断応力度のデータの有無 : 接合部せん断応力度のデータについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。
8) 備考 : 上記の補足またはその他必要な情報を記載。
9) 接合部せん断変形角のデータの有無 : 接合部せん断変形角のデータについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。
10) 備考 : 上記の補足またはその他必要な情報を記載。

402-剛性情報

1) 第 1 折れ点 : 実験データ（接合部せん断変形角－接合部せん断応力度関係の包絡線）から得られる初期剛性の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。
2) 第 2 折れ点 : 実験データ（接合部せん断変形角－接合部せん断応力度関係の包絡線）から得られる第 2 折れ点の割線剛性の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。
3) 第 2 折れ点後（正勾配）: 実験データ（接合部せん断変形角－接合部せん断応力度関係の包絡線）から得られる第 2 折れ点以降の正勾配を接線剛性の値で示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

4) 耐力低下（負勾配）：実験データ（接合部せん断変形角－接合部せん断応力度関係の包絡線）から得られる耐力低下時の負勾配を接線剛性の値で示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

403-強度情報

1) 第 1 折れ点 : 実験データ（接合部せん断変形角－接合部せん断応力度関係の包絡線）から得られる第 1 折れ点の強度の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。
2) 第 2 折れ点 : 実験データ（接合部せん断変形角－接合部せん断応力度関係の包絡線）から得られる第 2 折れ点の強度の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。
3) 第 3 折れ点 : 実験データ（接合部せん断変形角－接合部せん断応力度関係の包絡線）から得られる第 3 折れ点の強度の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

404-変形情報

1) 第 1 折れ点 : 実験データ（接合部せん断変形角－接合部せん断応力度関係の包絡線）から得られる第 1 折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。
2) 第 2 折れ点 : 実験データ（接合部せん断変形角－接合部せん断応力度関係の包絡線）から得られる第 2 折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。
3) 第 3 折れ点 : 実験データ（接合部せん断変形角－接合部せん断応力度関係の包絡線）から得られる第 3 折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。
4) 第 4 折れ点 : 実験データ（接合部せん断変形角－接合部せん断応力度関係の包絡線）から得られる第 4 折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

405-減衰情報

1) ポテンシャルエネルギー：接合部せん断変形角－接合部せん断応力度関係の各変形角におけるポテンシャルエネルギーを示す。
2) 履歴吸収エネルギー：接合部せん断変形角－接合部せん断応力度関係の各変形角における履歴吸収エネルギー量を示す。
3) 等価粘性減衰定数：接合部せん断変形角－接合部せん断応力度関係の各変形角における記載されている等価粘性減衰定数を示す。

406-破壊モード

1) 実験時破壊モード : 実験で得られている破壊モード。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。分類は，J：梁・柱主筋降伏前の接合部破壊，BJ：梁主筋降伏後の接合部破壊，CJ：柱主筋降伏後の接合部破壊，B：梁曲げ破壊，C：柱曲げ破壊，A：主筋の定着破壊とする。
2) 計算時破壊モード : 文献中で計算された最小の終局強度を破壊モードとする。正負非対称の部材の場合は，正負の値を示す。

407-損傷状態情報（ひび割れや鉄筋降伏，圧縮破壊，主筋座屈などの損傷状態を示す情報）

荷重および変形は，文献での記載情報にあわせ接合部せん断応力度と接合部せん断変形角，層せん断力と層間変形角のいずれかもしくは両方を示すものとする。また，正負交番載荷の場合は正負の値をそれぞれ示す。

1) せん断ひび割れ：実験で得られているせん断ひび割れ時の荷重と変形の値。
2) 主筋降伏：実験で得られている最初に主筋が降伏した時の荷重と変形の値。

3) 接合部補強筋降伏：実験で得られている最初にせん断補強筋が降伏した時の荷重と変形の値。
4) かぶりコンクリート剥落：実験で得られているかぶりコンクリートが剥落した時の荷重と変形の値。
5) 最大耐力：実験で得られている最大耐力に達した時の荷重と変形の値。
6) 備考：
7) ひび割れ情報：ひび割れ図の有無，ある場合はそのデータの保存を行い，そのファイル名称を記載。またひび割れが計測されている部材角を記載する。
8) その他の損傷情報：ひび割れ幅や長さなどさらに詳細な情報を計測の有無について記載。
9) 備考：

408-デジタルデータ

1) ファイル名：デジタルデータをテキスト形式で保存。そのファイル名称を記載。

8.2　収集データの特性

8.2.1　収集データの概要

検討に用いる試験体のデータは，1975 年から 2017 年までに国内の査読付学術論文集等に発表された鉄筋コンクリート造柱梁接合部試験体である。T 形接合部および L 形接合部については，試験体数の不足を補うため，上記の収集データのほかに 1975 年から 2013 年に日本建築学会大会の学術講演梗概集に発表された試験体のデータも収集した。

さらに，以下に示す平成 24 年度以前に実施された国土交通省建築基準整備促進事業で行われた実験の試験体は，上記収集範囲の文献に発表されていない場合であっても検討対象の試験体に含めた。

・平成 20 年度　課題 6：鉄筋コンクリート造の柱はり接合部のせん断破壊に関する実験[8-1]
・平成 21 年度　課題 6：鉄筋コンクリート造の各種柱はり接合部の耐力評価に関する実験[8-2]
・平成 22～23 年度　課題 29：鉄筋コンクリート造の壁はり接合部等の耐力評価に関する実験[8-3] [8-4]
・平成 22～24 年度　課題 27-1：長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造建築物の安全性検証方法に関する検討[8-5] [8-6]

収集対象とした試験体は鉄筋コンクリート造の柱梁接合部を 1 つだけ含む部分架構試験体であり，以下のようなものは鉄筋コンクリート造以外あるいは異形の柱梁接合部試験体は収集の対象に含めていない。

・鉄骨鉄筋コンクリート造やプレストレスト鉄筋コンクリート造
・腰壁等の壁付試験体
・ピロティ架構の 1 階柱頭の柱梁接合部
・杭が接続する柱－基礎梁柱接合部
・柱と梁の入隅部にハンチを設けた試験体
・サ字形試験体等

このようにしてデータを収集した試験体の数は 1558 体である。ただし，次節以降の検討では以下のような試験体は用いないこととした。これらはせん断終局強度式をそのまま適用することが難しい，あるいは適用できるかどうかを検討すること自体が研究の対象であると考えられるものである。

・軽量コンクリート，繊維補強コンクリートを用いた試験体
・柱梁接合部に対して鋼板で補強するなど特殊な補強をした試験体
・斜め筋等特殊な配筋や，接合部内の主筋に付着除去などの特殊な処理がなされた試験体
・柱梁接合部内もしくは梁端，柱端に鉄筋継手を有する試験体
・十字形接合部で梁または柱主筋が柱梁接合部内に定着された試験体
・柱端もしく梁端のみ主筋量を増し柱・梁の部材端以外の部分にヒンジ形成を計画した試験体

・柱梁接合部に貫通孔を設けた試験体
・梁幅が柱幅より大きい試験体
・スラブ付試験体
・水平 2 方向に加力された試験体
・水平斜め方向に載荷した立体試験体
・変動軸力を作用させた試験体
・上下の柱で長さや断面形状が異なる，左右の梁でスパンや梁断面形状が異なる，上下の柱でせん断力が異なるなど非対称な形状・加力方法の試験体
・柱，梁の加力点あるいは支点がピンではない試験体

調査対象とした文献数および検討に用いた試験体の数を掲載誌別に**表 8.2.1** に示す。また，検討に用いた試験体の発表年ごとの数を**図 8.2.1** に示す。なお，試験体数は他文献で既発表のものは除外し重複しないようにしてある。検討に用いた試験体の引用文献および各文献から引用した試験体の数は 8.8 節に示した。

試験体の形状は実験時の応力状態によって分類し，上下の柱および左右の梁のすべてにモーメントが生じているものを十字形接合部，上下の柱および 1 つの梁にモーメントが生じているものをト形接合部，左右の梁および 1 つの柱にモーメントが生じているものをＴ形接合部，1 つの梁と 1 つの柱のみにモーメントが生じているものをＬ形接合部とした。

試験体の破壊形式は便宜的に梁（柱）主筋降伏前の接合部破壊型（J 型），梁（柱）主筋降伏後の接合部破壊型（BJ（CJ）型），梁（柱）降伏型（B（C）型），梁（柱）主筋の定着破壊型（A 型），梁（柱）主筋降伏後の定着破壊型（BA（CA）型）に分類し，破壊形式の判別は論文中の記述を採用した。ただし， J 型の試験体で梁または柱主筋の降伏が論文中に明記されているものに関しては BJ 型・CJ 型に訂正した。また，破壊形式についての記述がない試験体については，接合部に損傷が集中したなどの記述のある試験体は J，BJ 型，そのうち主筋の降伏が明記されているものを BJ 型とし，接合部に損傷は見られず梁に損傷が集中したなどの記述のある試験体は B 型とした。次節以降の検討に用いた試験体について，このようにして分類した各破壊形式の試験体数を**表 8.2.2** に示す。L 形接合部では柱と梁が近づく方向（以下，閉じる方向）の加力と柱と梁が遠ざかる方向（以下，開く方向）で性状が異なり破壊形式も異なって報告されている場合が多いため，破壊形式は加力の方向別に示してある。閉じる向きと開く方向で試験体数が異なっているのは，一方向加力の試験体があるためである。

梁，柱の主筋が降伏する前に柱梁接合部が破壊した J 型の試験体はいずれの形状でも全体の 15～25%程度であった。一方，柱梁接合部に損傷がほとんど生じない B 型もしくは C 型の試験体は形状ごとにやや差があるがそれぞれの試験体のうち 20～40%程度であった。

表 8.2.1　文献調査で参照した文献数と引用した試験体数

	文献数	評価式の精度検証に用いた試験体数
日本建築学会構造系論文集	24	110
構造工学論文集	18	33
コンクリート工学論文集	2	4
コンクリート工学年次論文集	263	648
日本建築学会大会学術講演梗概集	35	108
その他	1	2
計	343	905

※ 国土交通省基準整備促進事業による実験の試験体は報告書とは別に成果が発表されている論文集等を引用文献として文献数に加えた

※ 梗概集等で，同一年に同題でその 1，その 2 のように連番で発表された文献は，まとめて文献数に加えた

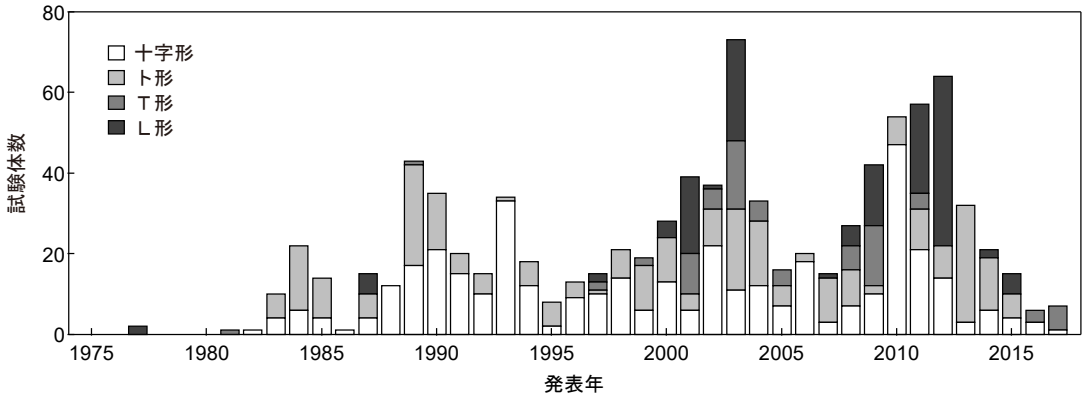


図 8.2.1　精度検証に用いた発表年ごとの試験体数

表 8.2.2　破壊形式別の試験体数

破壊形式	十字形	ト形	T形	L形	
				閉じる向き	開く向き
J	68	72	14	32	22
BJ，CJ	221	117	21	45	46
B，C	96	58	16	44	53
A	－	30	3	17	1
BA，CA	－	7	23	5	4
不明・未記載	4	1	4	7	7
計	389	285	81	150※	133※

※ 閉じる向きの試験体のうち 17 体は閉じる向きのみの一方向載荷

8.2.2　試験体の諸元

柱梁接合部の強度等に影響を与えるとされる因子のうち，コンクリート強度，梁主筋降伏強度，梁引張主筋比，柱鉄筋比，接合部横補強筋比，柱軸力比，十字形接合部を除く各形状の接合部における主筋定着長さについて，検討に用いる試験体における範囲を**表 8.2.3** に示し，これら因子および主筋定着形式について破壊形式別の度数分布を**図 8.2.2**～**図 8.2.5** に示す。**図 8.2.5** の L 形接合部の破壊形式は主筋定着長さを除いて閉じる方向の加力のものである。また，試験体のスケールを判断するための試験体の階高もあわせて示した。

検討に用いた試験体は，試験体の階高（柱の反曲点間距離）で 1500～2000(mm)程度の試験体が多く，実構造物の階高さが 3000～4000(mm)であることから試験体のスケールは 1/2～1/3 程度の試験体が多かったといえる。試験体の階高が 3000(mm)以上の実大程度の試験体は，T 形試験体，L 形試験体では全体の 20～30%と比較的多かった。

コンクリート強度は実験時の圧縮強度が 30(N/mm²)前後が最も多く，60(N/mm²)を超える超高強度コンクリートを用いた試験体は全体の 16%であった。主筋の降伏強度は 300～450(N/mm²)が多く，主筋降伏前に接合部破壊が生じた J 型の試験体では降伏強度が 600(N/mm²)を超える高強度鉄筋も比較的多く用いられている。接合部横補強筋にも 600(N/mm²)を超える高強度鉄筋が用いられている例が比較的多くあった。

各因子ともに現在の設計指針[8-7]の規定を考慮して設計されている試験体が多く，主筋の定着長さは設計指針の規定を満足する範囲，接合部横補強筋量は設計指針における最低補強量程度の試験体数が最も多かった。

ト形，T 形，L 形接合部における梁・柱主筋の定着方法についてみると，ト形接合部では梁主筋の定着方法を折り曲げもしくは U 字形とした試験体が全体の 43%で，定着金具を用いた機械式定着が 57%であった。一方，T 形および L 形接合部では機械式定着の工法開発にともなって近年行われた実験が多く，機械式定着を用いた試験体が T 形接合部では 90%以上，L 形接合部では 70%以上であった。

また，柱梁接合部の破壊形式や終局強度におよぼす柱と梁の曲げ終局強度時の層せん断力の比（柱－梁曲げ強度比）の影響があるとの指摘があり[8-8]，収集した試験体について柱－梁曲げ強度比の度数分布を示したのが**図 8.2.6** である。柱降伏型に設計することが多い T 形接合部は梁－柱曲げ強度比とした。柱－梁曲げ強度比は，平面保持を仮定しコンクリートの応力にはストレスブロックを用いて求めた梁および柱の曲げ終局モーメントを節点モーメントに換算し，柱の曲げ強度の和の梁の曲げ強度の和に対する比とした。この際，ト形接合部の柱および T 形接合部の梁にあっては水平力の載荷によって報じる変動軸力は考慮せず，初期軸力を用いて断面の終局モーメントを算定した。L 形接合部では梁および柱の曲げ終局モーメントには水平力の載荷によって生じる変動軸力を考慮した。

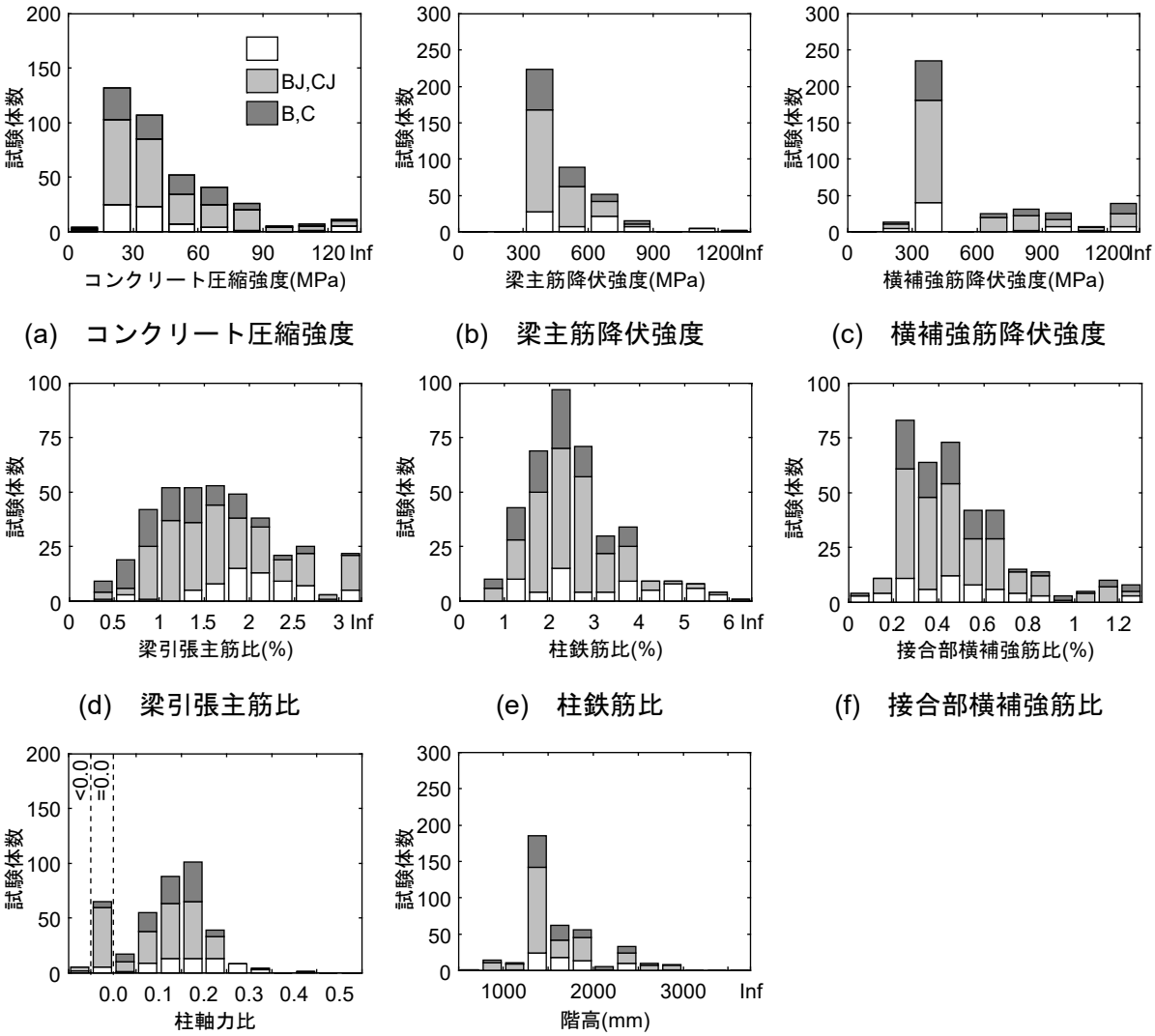
試験体のほとんどは柱－梁曲げ強度比 1.5 以上に分布し，柱－梁曲げ強度比 2.0 以上の試験体も少なくない。特に柱梁接合部には破壊が生じず安全性を確認したとされる梁または柱曲げ破壊型（B・C 型）となった試験体は，L 形接合部以外では柱－梁曲げ強度比 1.5 以上のものがほとんどである。また，L 形接合部の開く方向で柱－梁曲げ強度比が 1～1.5 の範囲の試験体は柱曲げ破壊とされているが，実験における最大層せん断力は柱曲げ終局時計算値に比べて著しく小さいものである。超高層 RC などを除くと一般には柱－梁曲げ強度比は 1.0～1.5 程度で設計されている

ことを考えると，次節以降のこれら試験体群全体に対する検討結果についても注意が必要と考えられる。

表 8.2.3　検討に用いる試験体の諸元の範囲

	十字形	ト形	T 形	L 形
試験体数 （在来 / 機械式定着）	389	285 （123 / 162）	81 （8 / 73）	150 （44 / 106）
コンクリート圧縮強度 σ_B(N/mm^2)	8.1～190	8.4～179	19.2～70.6	20.1～72.0
梁主筋降伏強度 σ_y(N/mm^2)	310～1428	327～1172	323～805※1	361～805
接合部横補強筋強度 σ_{wy}(N/mm^2)	204～1479	250～1463	258～1127	233～1481
梁引張主筋比 p_t(%)	0.48～3.18	0.63～4.64	0.59～1.67	0.36～1.90
柱鉄筋比 p_g(%)	0.62～6.29	0.62～5.51	0.95～3.45	1.00～3.82
接合部横補強筋比 p_{jw}(%)	0.0～2.10	0.0～1.38	0.13～0.67	0.0～0.75
柱軸力比 N_c / $b_cD_c\sigma_B$	-0.33～0.43	-0.22～0.60	0.0 のみ	0.0 のみ
梁スパン L(mm)	700～5500	1400～5250※2	1600～5100	1200～4000※2
階高 H(mm)	700～2830	1000～3000	1420～3830※3	1200～3830※3
梁主筋定着長さの 柱せいに対する比	－	0.50～1.0※5	0.67～1.0※4※5	0.67~1.0※5（上端） 0.60~1.0※5（下端）
柱－梁曲げ強度比	0.60～4.42	0.51～6.80	0.46～2.96※6	0.59～3.89(閉) 0.59～4.20(開)

※1 柱主筋降伏強度
※2 梁加力点から接合部中心までの距離の 2 倍
※3 柱加力点から接合部中心までの距離の 2 倍
※4 柱主筋定着長さの梁せいに対する比
※5 スタブ等の突出部を設けその中に定着している場合は 1.0 とした
※6 梁－柱曲げ強度比

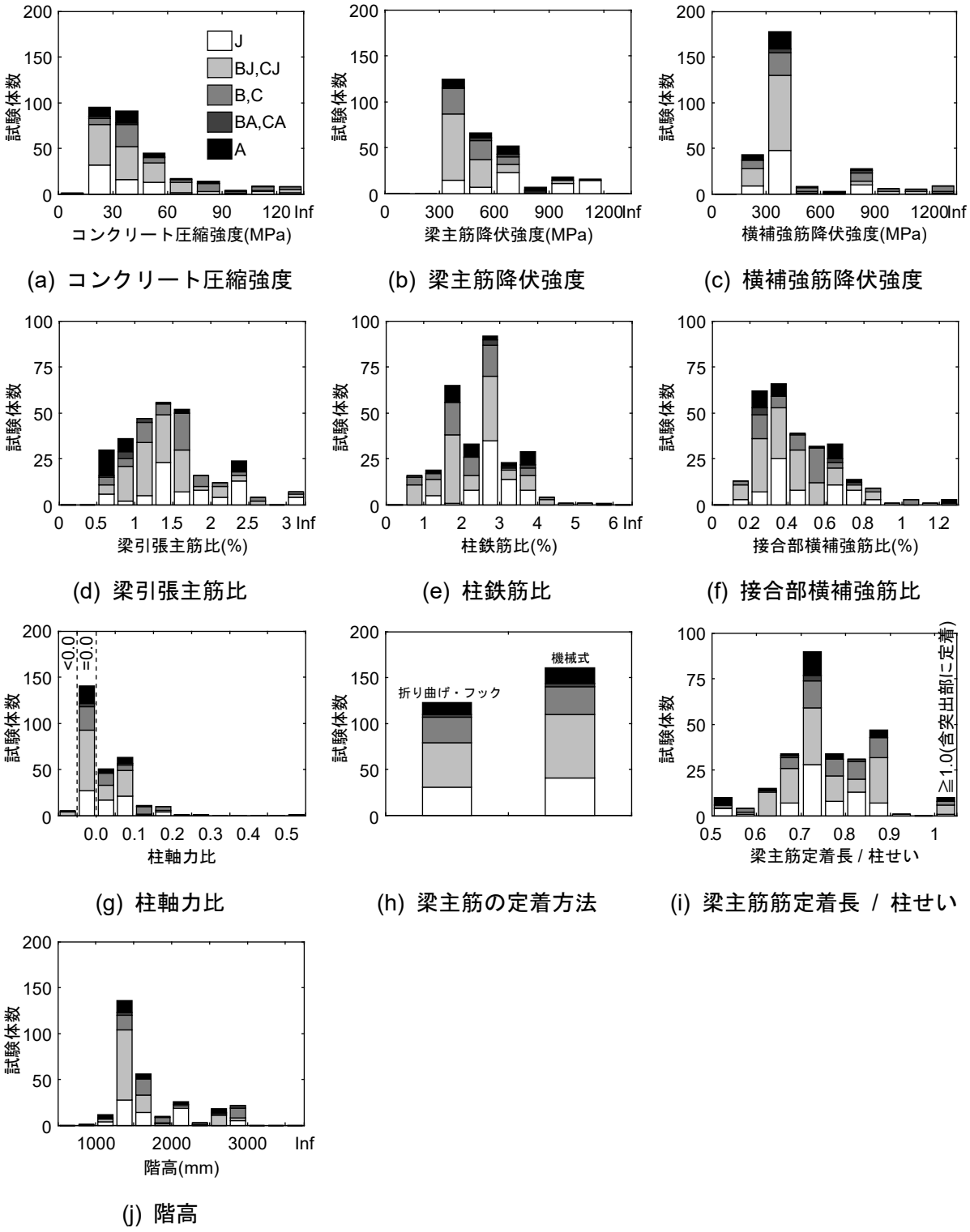


(a)　コンクリート圧縮強度　　(b)　梁主筋降伏強度　　(c)　横補強筋降伏強度

(d)　梁引張主筋比　　(e)　柱鉄筋比　　(f)　接合部横補強筋比

(g)　柱軸力比　　(h) 階高

図 8.2.2　十字形接合部試験体の特性



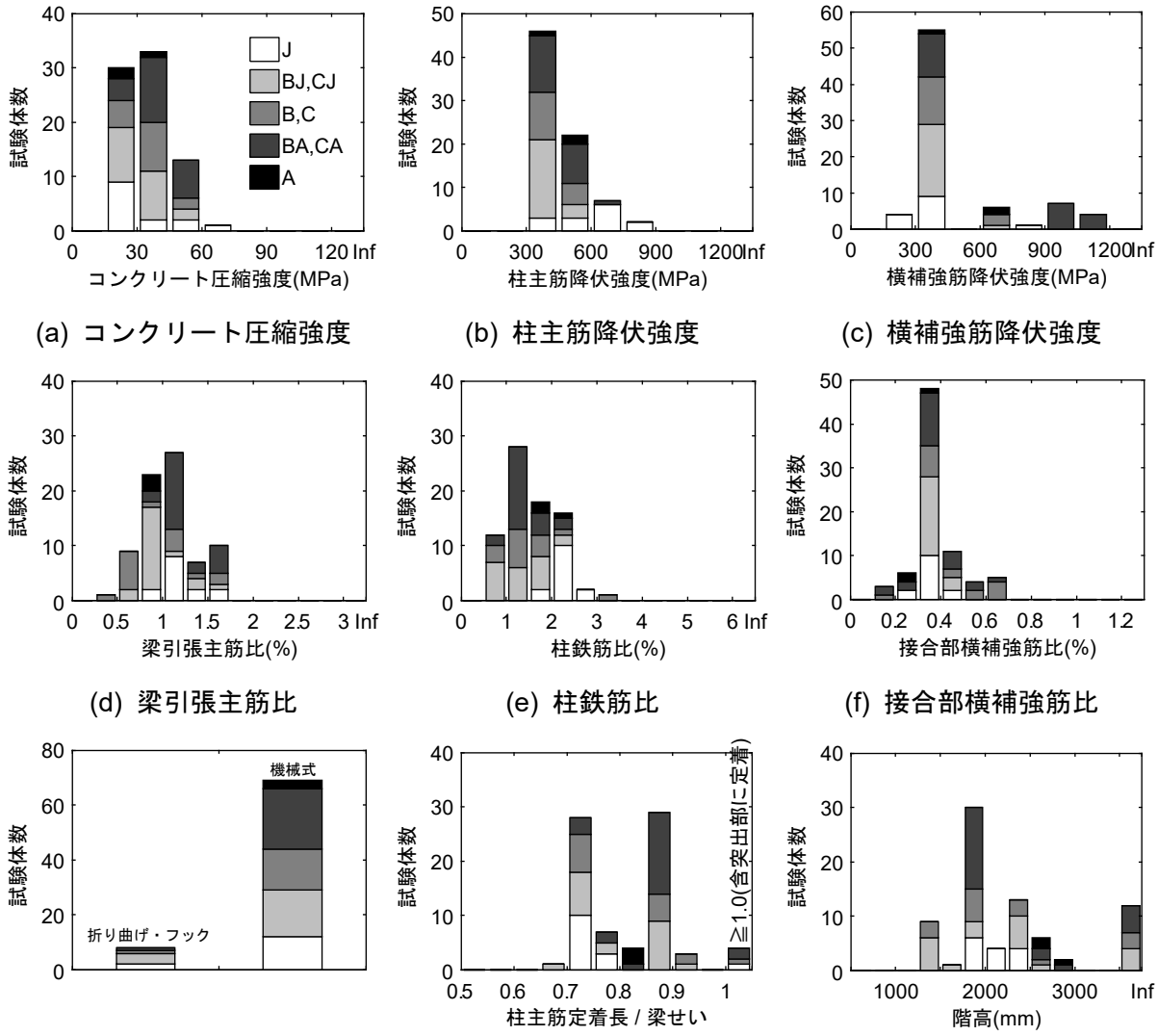
(a) コンクリート圧縮強度　(b) 梁主筋降伏強度　(c) 横補強筋降伏強度

(d) 梁引張主筋比　(e) 柱鉄筋比　(f) 接合部横補強筋比

(g) 柱軸力比　(h) 梁主筋の定着方法　(i) 梁主筋筋定着長 / 柱せい

(j) 階高

図 8.2.3　ト形接合部試験体の特性

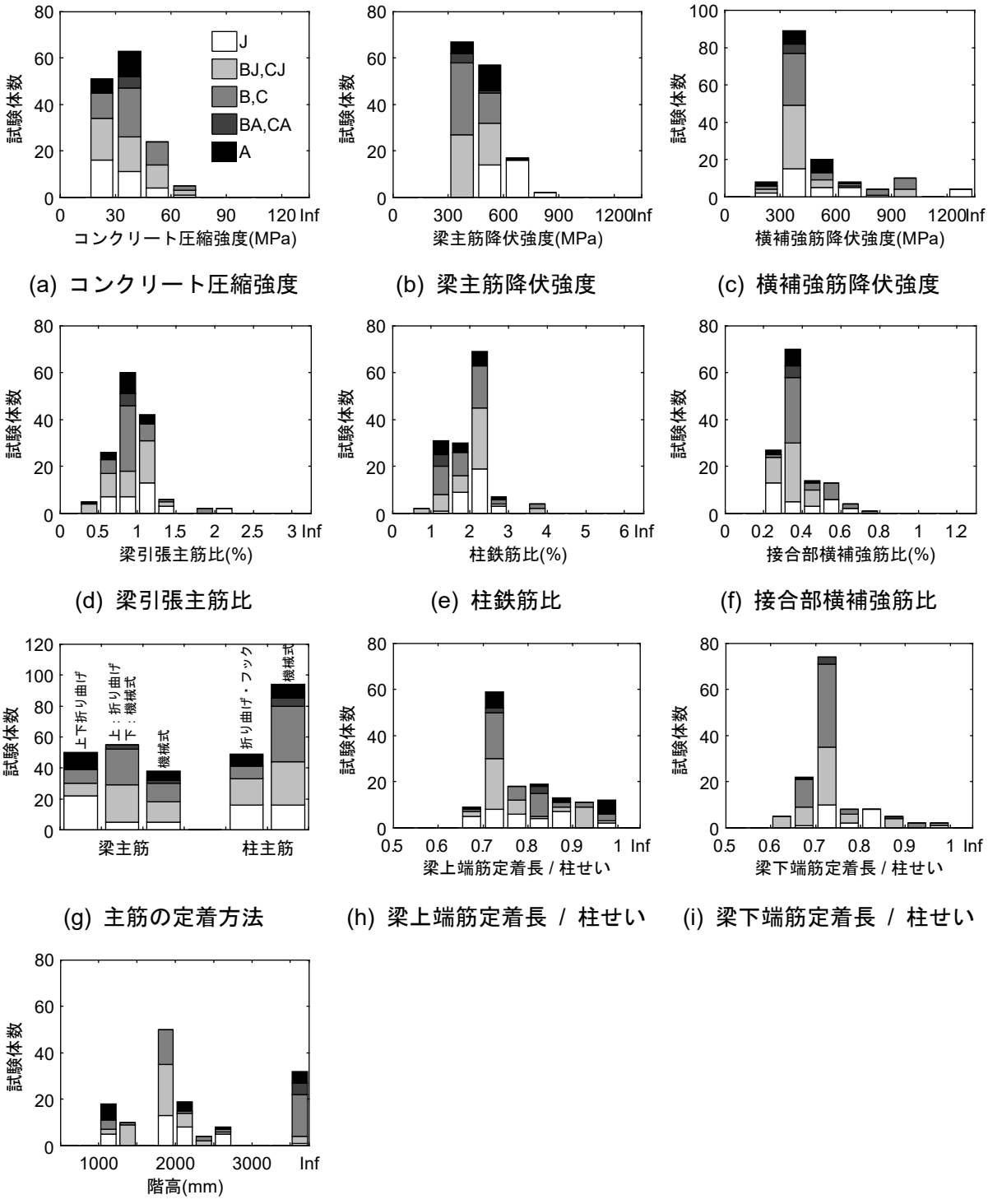


(a) コンクリート圧縮強度　(b) 柱主筋降伏強度　(c) 横補強筋降伏強度

(d) 梁引張主筋比　(e) 柱鉄筋比　(f) 接合部横補強筋比

(g) 柱主筋の定着方法　(h) 柱主筋定着長 / 梁せい　(i) 階高

図 8.2.4　T 形接合部試験体の特性



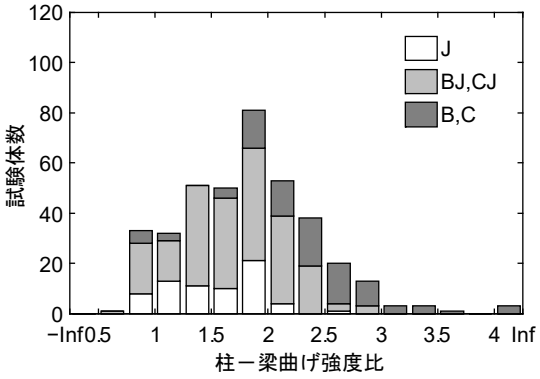
(a) コンクリート圧縮強度　(b) 梁主筋降伏強度　(c) 横補強筋降伏強度

(d) 梁引張主筋比　(e) 柱鉄筋比　(f) 接合部横補強筋比

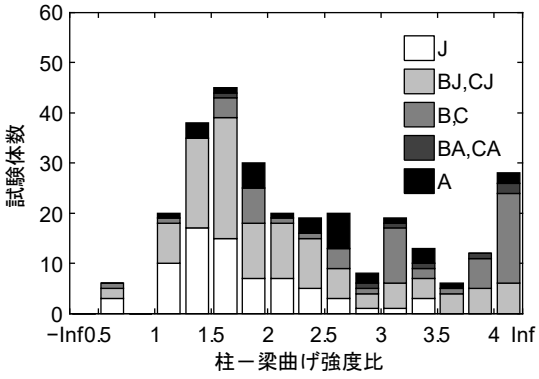
(g) 主筋の定着方法　(h) 梁上端筋定着長 / 柱せい　(i) 梁下端筋定着長 / 柱せい

(j) 階高

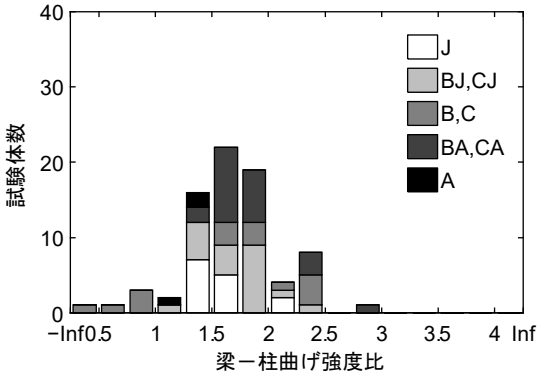
図 8.2.5　L 形接合部試験体の特性



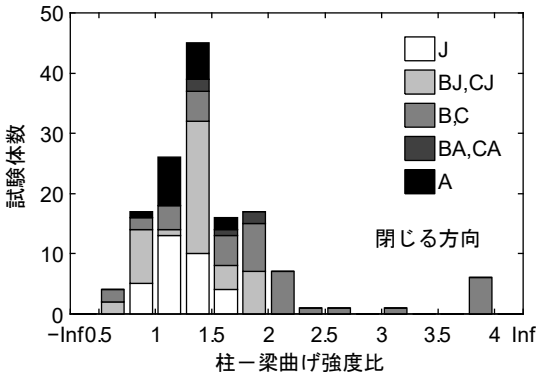
(a)　十字形接合部

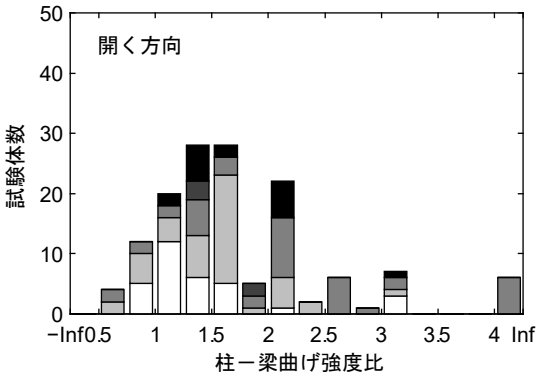


(b)　ト形接合部



(c)　T 形接合部





(d)　L 形接合部

図 8.2.6　試験体の柱－梁曲げ強度比

8.3　収集データの信頼度分析

収集した試験体のデータについては，コンクリート圧縮強度，鉄筋の降伏強度の記載がないものはなかった。コンクリート，鉄筋のヤング係数やコンクリートの引張強度については記載があったのは半数程度であった。

試験体形状については数値の記載がない試験体はほとんどなかったが，梁断面形状および柱，梁スパン長さの記載がないものがそれぞれ数体あった。

鉄筋位置の記載がない文献は比較的多く，次節以降で検討に用いた試験体 856 体のうち 181 体では文献中に柱，梁の主筋位置の記載がなく以下の方法で推定した。すなわち，①他の文献にも同一の試験体と判断される試験体の記述があり，そちらには主筋位置の記載がある場合はその値，②引張鉄筋比，曲げ終局強度計算値が計算方法とともに記載されていて逆算が可能である場合はその値，③同一研究機関による他の実験シリーズに関する文献では主筋位置の記載があり，当該試験体と主筋位置が同一と判断される場合はその値，④文献中に断面の図が記載されている場合は拡大した図面上で主筋位置を計測，とした。

加力方法については，ト形接合部で梁せん断力により柱に生じる変動軸力が上下の柱にどのように生じるか（上柱あるいは下柱のみ軸力が変動するのかなど），あるいは正加力の向きが明記されていないものが全体の 4 割程度であった。これらが明記されていない場合は，柱軸力を載荷するためのジャッキ等がとりついている側の柱の軸力を一定とし，加力の向きは文献中にあるひび割れ図，主筋のひずみの図などから判断した。T 形接合部についても同様に柱せん断力の変動に伴う梁軸力の変動がどのようになるのか実験時の条件が明記されていないものが 3 割程度あった。梁に初期軸力を載荷しない T 形接合部の場合は，多くの加力装置では梁先端で引張軸力を反力としてとることができないと判断し，文献中に境界条件が明記されていないものは柱が近づく側の梁に柱せん断力に釣り合う圧縮軸力が生じるものと仮定することとした。

実験結果については，接合部せん断変形角，接合部せん断応力度の数値の記載がある文献は少なく，文献中に接合部せん断変形角と接合部せん断応力度の関係が示されているものは，文献収集した範囲では存在しなかった。接合部せん断応力度は文献により定義に差も見られた。そのため，後述するように本研究では接合部せん断応力度は文献に記載の層せん断力の実験値から統一した方法で換算することとした。また，破壊形式についても研究者により判断にばらつきがみられたが，本研究では基本的に文献に記載された破壊形式を採用している。

8.4　実験値の定義

8.4.1　接合部せん断力

接合部せん断力あるいは接合部せん断応力度は実験において直接計測することができないので，何らかの仮定をおいて梁せん断力もしくは層せん断力から換算する必要がある。そのため，実験の報告では直接計測可能な層せん断力等を実験値として記載し，接合部せん断力の記載がないものも多い。また，接合部せん断力の記載がある場合であっても，接合部せん断力を求める際の換算式の文献によるばらつきも見られた。

そこで，本研究では文献に記載の最大耐力時の層せん断力から以下のように接合部の水平せん断力を算定したものを実験値とした。

すなわち，接合部せん断力は梁端（柱フェース位置）での引張主筋の引張力から次式により算出する。

$$V_{jh}=\begin{cases} T+T'-V_c & (\text{十字形}) \\ T-V_c & (\text{ト形}) \\ T+T'+N_b-\alpha V_c & (\text{T形}) \\ T & (\text{L形：閉じる方向}) \\ T-V_c & (\text{L形：開く方向}) \end{cases} \qquad (\text{式 } 8.1)$$

ここで，

V_{jh} ：接合部の水平せん断力

T，T' ：左右の梁の引張鉄筋の引張力

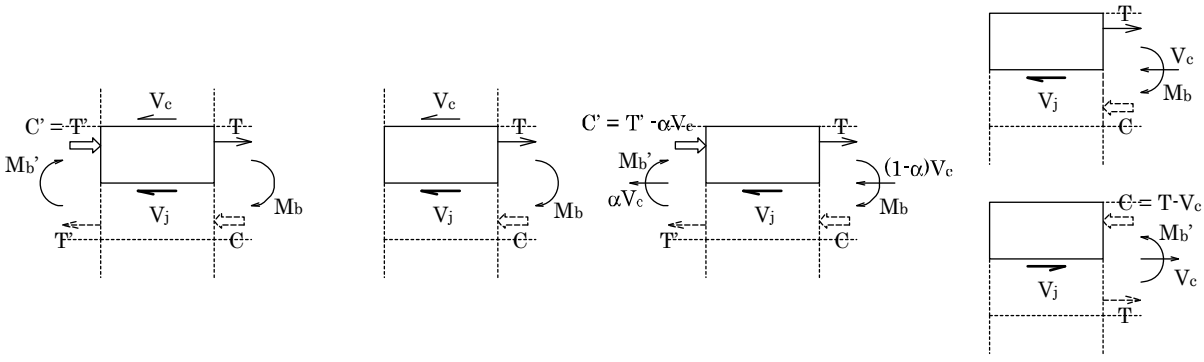
L_b，L_b' ：左右の梁の加力点から接合部中心（梁軸心と柱軸心の交点）までの距離

L，L' ：左右の梁の加力点から柱フェースまでの距離

L_c，L_c' ：上下の柱の加力点から接合部中心までの距離

N_b ：梁の初期軸力

V_c ：柱せん断力で層せん断力に等しいものとする。



(a) 十字形接合部　(b) ト形接合部　(c) T 形接合部　(d) L 形接合部

図 8.4.1　接合部のせん断力

接合部せん断力の換算方法を統一するため，文献中に最大耐力時等の接合部せん断力の記載がある場合であってもすべて上式により換算したものを実験値とした。

ここで，梁主筋の引張力は，層せん断力から換算される梁端のモーメントから(1) 応力中心間距離を梁の有効せいの 7/8 あるいは 0.9 倍として，梁端のモーメントを応力中心間距離で除す，(2) 平面保持を仮定した断面解析により求めた断面のモーメントと鉄筋の引張力の関係から推定，のいずれかにより算出した。(2)の断面解析では，鉄筋の応力度－ひずみ度関係をバイリニア形とし，コンクリートの応力度－ひずみ度関係を Fafitis-Shah モデルとした。また，T 形接合部や L 形接合部では断面解析では実験時の境界条件に応じた断面のモーメントと軸力の関係を考慮した。

次節以降の評価式の精度検証では，弾性剛性および復元力特性の検討では(1)の応力中心間距離を仮定した方法を用い，応力中心間距離はそれぞれ有効せいの 7/8 倍および 0.9 倍とした。ひび割れ強度およびせん断強度の検討では(2)の断面解析による方法を用いた。強度の評価式の検証で断面解析による方法を用いたのは，コンクリート断面に対する鉄筋量やコンクリートと鉄筋の強度の比などは試験体によりさまざまであること，L 形接合部や T 形接合部では梁であっても加力にともなう変動軸力が生じるため軸力の影響を考慮することが必要であることから，一律に応力中心間距離を仮定することは不適当であると判断したためである。一方，弾性剛性についてはこれらの影響は小さいと考え，簡便な(1)の方法を用いた。

接合部せん断応力度は，接合部せん断力を日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説」[8-7]（以下，学会靭性指針）に定義されている接合部の有効面積で除したものとし，接合部の有効幅およびせいは以下の通りとした。

b_j ：柱梁接合部の有効幅(mm)で次式による

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2} \qquad \text{（式 8.2）}$$

b_b：梁幅

b_{a1}：$b_1/2$ 又は $D_j/4$ の小さい方の数値（mm）

b_{a2}：$b_2/2$ 又は $D_j/4$ の小さい方の数値（mm）

b_1，b_2：梁両側面から梁に平行する柱側面までの長さ（㎜）

D_j ：柱せい，又は 90 度折曲げ筋水平投影長さ(mm)

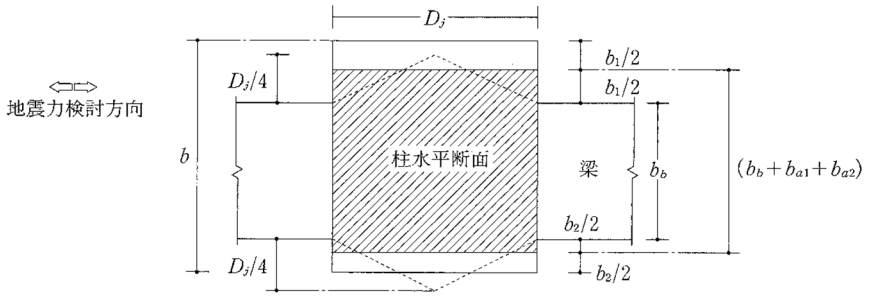


図 8.4.2　柱梁接合部の有効断面

また，T 形接合部や L 形接合部では柱主筋が柱梁接合部内に定着されるため，鉛直せん断力が問題となる場合もある。しかし，柱では断面中央に主筋（いわゆる中段筋）が配されることも多

く，柱主筋の引張力から接合部せん断力を明確に求められないことも多い。そこで，接合部の鉛直せん断力は必要に応じて次式[8-7]により水平せん断力から換算することとした。

$$V_{jv} = V_{jh} \frac{D_b}{D_c} \qquad \text{（式 8.3）}$$

ここで，
V_{jv} ：接合部の鉛直せん断力
D_b ：梁せい
D_c ：柱せい

8.4.2　せん断変形角および弾性剛性

接合部せん断応力度と接合部せん断変形角の関係における弾性剛性であり，本研究で収集した文献の範囲では評価式の精度検討に用いることのできる実験値として弾性剛性の記載があるものはなかった。また，文献中に接合部せん断応力度と接合部せん断変形角の関係が図示された文献はいくつかあったが，弾性剛性が読み取れるものはなかった。

そこで，本研究では建築基準整備促進事業により行われた実験の試験体[8-1]～[8-6]について，それぞれの事業主体より提供された実験の測定データより以下のようにして算出した。

東大試験体[8-1]～[8-4]

柱梁接合部の変形は接合部パネルの 4 つの辺の相対変形[8-9]として測定され，そこでは接合部のせん断変形角γ_p は上下の柱端の断面中心を結んだ線と左右の梁端の断面中心を結んだ線のなす角の変化量として定義され，これに斜めひび割れにより分割された接合部パネルの回転角を加えたものが接合部のフェース（辺）位置での変形量となる。（**図 8.4.3**）

しかし，精度検証を行う評価式で扱うせん断変形角は接合部パネルの変形をせん断変形だけで表わした場合のものである。そこで，本研究の精度検証に用いるせん断変形角の実験値は，測定された隣り合う 4 組の接合部パネルのフェースの相対回転角の平均とする。すなわち，**図 8.4.3** 中の記号を用い，次式により算出した。

$$\gamma = \gamma_p + \frac{{}_p\theta_{cu} + {}_p\theta_{cl} + {}_p\theta_{bl} + {}_p\theta_{br}}{2} \qquad \text{（式 8.4）}$$

初期剛性の実験値は，このようにして定めた接合部せん断変形角と前項で定義した接合部せん断応力度の関係において，原点と正負の斜めひび割れ発生点のうち先に生じた方の点を結んだ割線剛性とする。

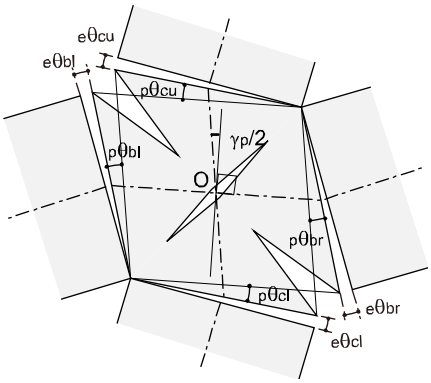


図 8.4.3　文献 8-9 における柱梁接合部の変形成分

清水試験体[8-5]・京大試験体[8-6]

柱梁接合部の変形は，接合部パネルの対角方向の伸縮量が測定されており，これから次式により平均のせん断変形角が算出されている。

$$\gamma = \frac{\sqrt{l_b^{\,2} + l_d^{\,2}}}{2 l_b l_d}\left(\delta_1 - \delta_2\right) \qquad \text{（式 8.5）}$$

ここで，

l_b，l_d　　：接合部パネルの幅および高さ(mm)

δ_1，δ_1　　：接合部パネルの対角方向の伸縮量(mm)

初期剛性の実験値は，この接合部せん断変形角と前項の接合部せん断応力度の関係において，第 1 加力サイクル（層間変形角 0.1%）の正負のピークを結んだ割線剛性とする。

8.4.3　ひび割れ点

接合部パネルの斜めひび割れ発生点である。文献にひび割れ発生時の層せん断力（もしくは梁せん断力）の値が記載されている試験体のみを対象とする。

前述のようにひび割れ発生時の接合部せん断応力度は，層せん断力から接合部せん断力に換算し，接合部の有効面積で除したものとした。また，接合部せん断力に換算する際の梁主筋の引張力は断面解析によって求めた梁端断面のモーメントと鉄筋の引張力の関係から推定した。

8.4.4　梁主筋降伏時

梁主筋に降伏が生じた点であり，文献に層せん断力（もしくは梁せん断力）の値が記載されている試験体のみを対象とする。多段配筋の試験体については，1 段目の梁主筋が降伏した時点とする。文献に梁降伏時として実験結果の記載がある場合であっても，1 段目主筋降伏，全主筋降伏等の明確な記載がない試験体については検討の対象から除外した。

8.4.5　終局強度

最大の層せん断力を発揮した点の応力ある。文献に最大耐力時の層せん断力（もしくは梁せん

断力）の値が記載されている試験体のみを対象とする。

最大耐力時の接合部せん断力は，前述のように層せん断力から換算した。接合部せん断力に換算する際の梁主筋の引張力は断面解析によって求めた梁端断面のモーメントと鉄筋の引張力の関係から推定した。

8.5　評価式とその精度

8.5.1　弾性剛性

本項では接合部せん断応力度と接合部せん断変形角の関係における弾性剛性に関する評価式の精度を検証する。

評価式と算定に用いる数値

2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書[8-10]（以下，技術基準解説書）の付録および学会靭性指針[8-7]の解説では，接合部せん断応力度と接合部せん断変形角の関係における弾性剛性，すなわちせん断剛性 G は次式により算定できるとされている。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\mathrm{N/mm^2}) \qquad \text{（式 8.6）}$$

ここで，

E　：コンクリートのヤング係数(N/mm²)

ν　：コンクリートのポアソン比

コンクリートの材料定数は学会靭性指針[8-7]に従い次式により算定する。ただし，コンクリートの圧縮強度σ_Bは文献中に記載された実験時のコンクリート圧縮強度の試験値とする。

$$E = 20.6\times10^3 \times \left(\frac{\gamma}{2.3}\right)^{1.5} \times \left(\frac{\sigma_B}{19.6}\right)^{0.5} \qquad \text{（式 8.7）}$$

$$\nu = 4.08\times10^{-4}\cdot\sigma_B + 0.169 \qquad \text{（式 8.8）}$$

ここで，

σ_B　：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

γ　：コンクリートの単位体積重量で，特に調査しない場合は 2.3 とする

評価式の精度

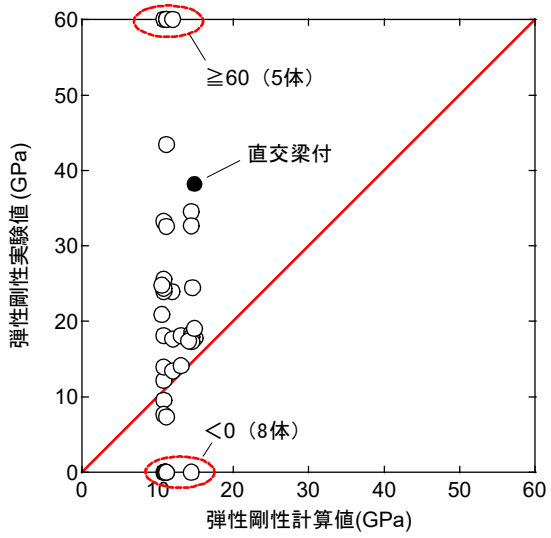
本研究で収集した文献の範囲では評価式の精度検討に用いることのできる実験値として文献中に接合部せん断応力度と接合部せん断変形角の関係における弾性剛性の記載があるものはなかった。また，文献中に接合部せん断応力度と接合部せん断変形角の関係が図示された文献はいくつかあったが，弾性剛性が読み取れるものはなかった。

そのため，評価式の精度検証は 8.2 節に記した平成 24 年度以前の建築基準整備促進事業により実施された実験の詳細な測定データの提供を受け，それらを対象に行った。

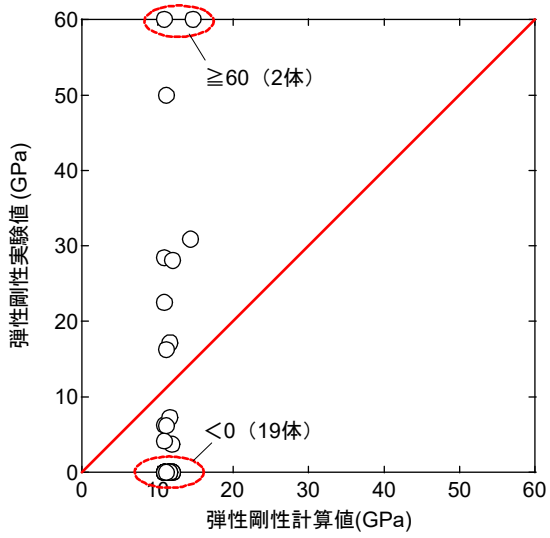
実験値の計算値に対する比の平均値および標準偏差を**表 8.5.1** に，計算値と実験値の関係を**図 8.5.1** に示す。ひじょうに小さい変形の範囲であるため測定での誤差が大きく，実験値にひじょうに大きなばらつきがあった。

表 8.5.1　弾性剛性の評価精度

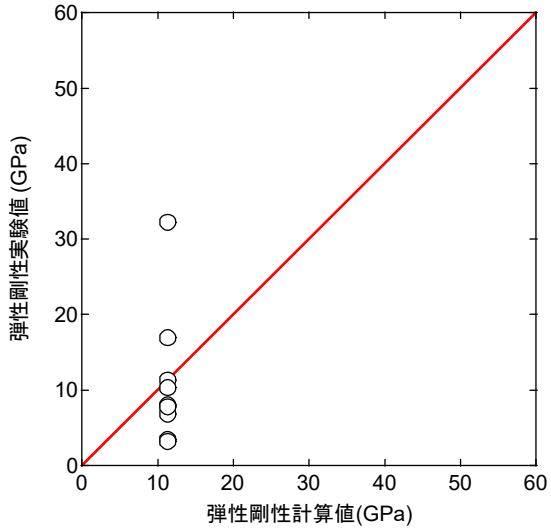
	十字形	ト形	L 形
試験体数	41	33	9
平均	-0.36	-0.76	0.98
最大	38.5	25.0	2.85
最小	-81.0	-49.1	0.28
標準偏差	15.9	10.0	0.79



(a)　十字形試験体



(b)　ト形試験体



(c)　L 形試験体

図 8.5.1　弾性剛性の実験値と計算値

8.5.2　ひび割れ強度

本項では柱梁接合部の斜めひび割れ強度に関する評価式の精度を検証する。

(1)　学会性能評価指針

評価式と算定に用いる数値

日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説」[8-11]（以下，学会性能評価指針）では，柱梁接合部の斜めひび割れ（せん断ひび割れ）発生点のせん断応力度は，次に示す主応力度式で表わすことができるとされている。

$$\tau_{jc} = \sqrt{f_t^2 + f_t \cdot \sigma_0} \quad (\mathrm{N/mm^2}) \qquad \text{（式 8.9）}$$

ここで，

f_t　：コンクリートの引張強度で以下による。

$$f_t = 0.4\sqrt{\sigma_B} \quad (\mathrm{N/mm^2})$$

σ_B　：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

σ_0　：軸圧縮応力度

ひび割れ強度の算定にあたっては，コンクリートの引張強度（割裂強度）の記載が文献中にある場合であっても，学会性能評価指針に従いコンクリートの圧縮強度σ_Bから引張強度を算出する。その際，コンクリートの圧縮強度σ_Bは文献中に記載された実験時のコンクリート圧縮強度の試験値とする。

評価式の精度

対象は文献中にひび割れ発生時の層せん断力もしくは梁せん断力が記載された試験体とした。試験体の概要を**表 8.5.2** 示す。

実験値の計算値に対する比の平均値および標準偏差を**表 8.5.3** に，計算値と実験値の関係を**図 8.5.1** に示す。いずれの形状の場合にも実験値の計算値に対する比の平均は 1 に近いが，ばらつきは比較的ある。

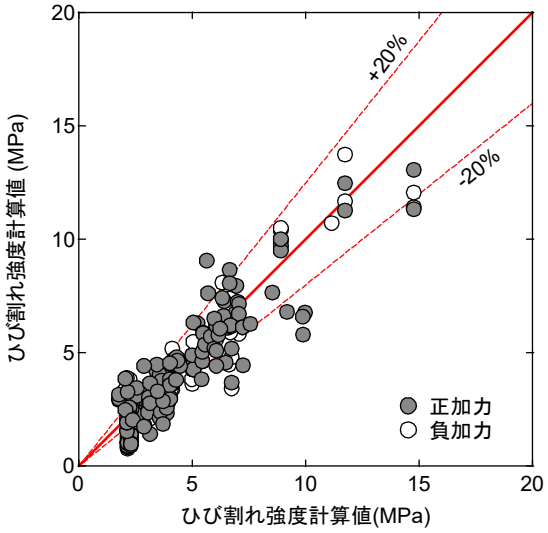
表 8.5.2　ひび割れ強度評価の精度検証に用いた試験体の諸元

		十字形	ト形	T 形	L 形
試験体数		162	66	5	19
コンクリート強度	(N/mm²)	13.6～190	21.7～174	23.0～39.5	25.6～39.5
梁主筋降伏強度	(N/mm²)	326～1172	378～1172	473～735※	380～735
横補強筋降伏強度	(N/mm²)	204～1423	271～1423	258～428	258～428
梁引張主筋比	(%)	0.46～3.13	0.82～2.70	0.75～1.67	0.36～1.86
接合部横補強筋比	(%)	0～1.62	0.22～1.01	0.24～0.34	0.22～0.38
柱軸力比		-0.03～0.33	0～0.15	0	0

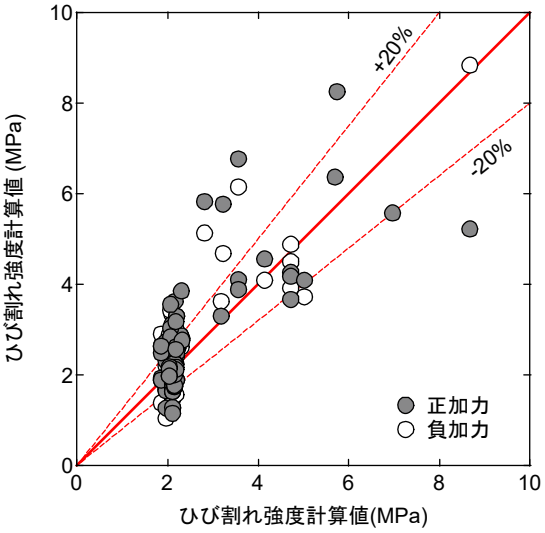
※ 柱主筋降伏強度

表 8.5.3　ひび割れ強度の評価精度

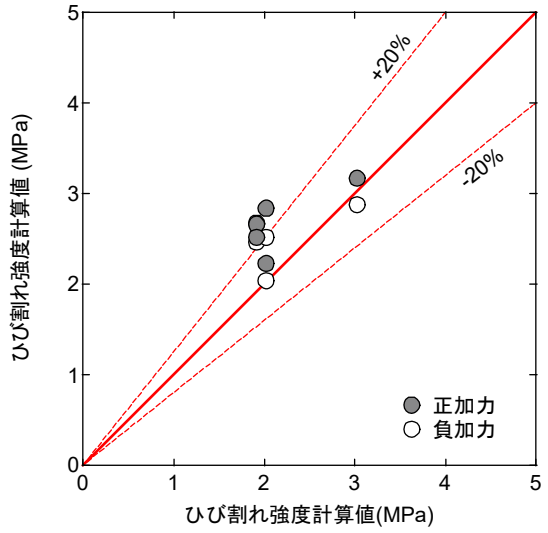
	十字形	ト形	T 形	L 形	
				閉じる	開く
試験体数	162	66	5	17	18
平均	0.92	1.07	1.22	1.15	0.97
最大	2.22	2.07	1.40	1.59	1.50
最小	0.36	0.53	0.95	0.59	0.63
標準偏差	0.30	0.31	0.17	0.32	0.20



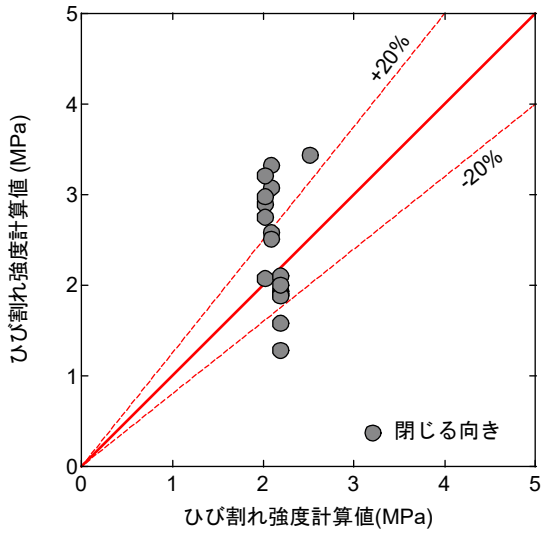
(a)　十字形試験体

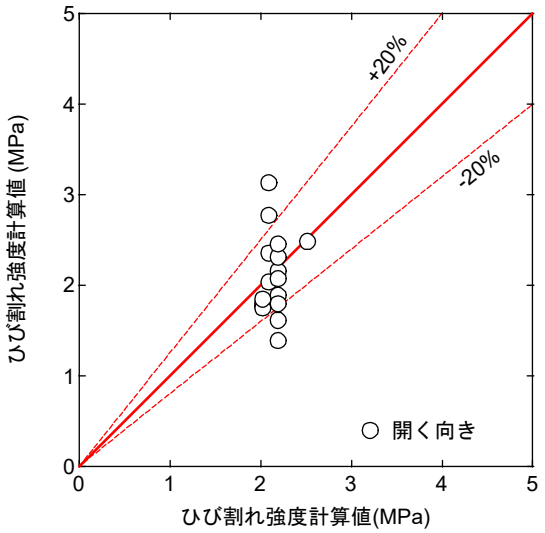


(b)　ト形試験体



(c)　T 形試験体





(d)　L 形試験体

図 8.5.2　ひび割れ強度の実験値と計算値

(2)　学会靭性指針

評価式と算定に用いる数値

学会靭性指針[8-7]でも同様に，柱梁接合部の斜めひび割れ（せん断ひび割れ）発生点のせん断応力度は主応力度式（式 8.9）で表わすことができるとされている。

ただし，コンクリートの引張強度の評価が異なる。

f_t　：コンクリートの引張強度で以下による。

$$f_t = 0.47\sqrt{\sigma_B} \quad (\mathrm{N/mm^2})$$

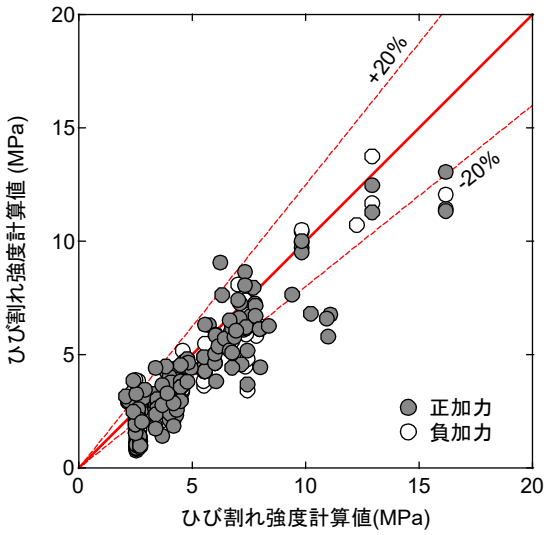
評価式の精度

精度検証に用いる試験体は学会性能評価指針の場合と同様に文献中にひび割れ発生時の層せん断力もしくは梁せん断力が記載された試験体である（**表 8.5.2**）。

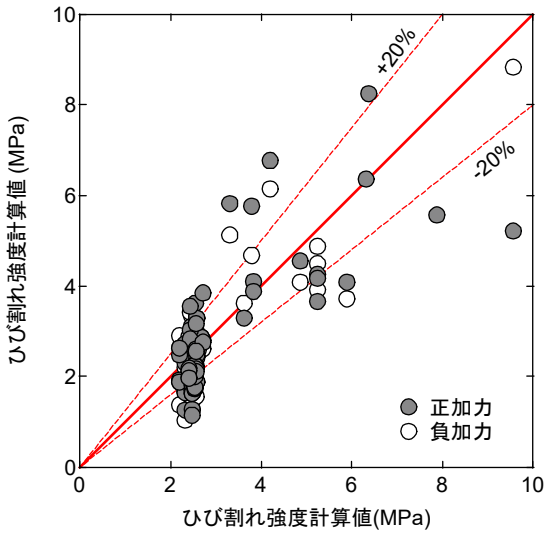
実験値の計算値に対する比の平均値および標準偏差を**表 8.5.4** に，計算値と実験値の関係を**図 8.5.3** に示す。前項の学会性能評価指針に比べるとコンクリートの引張強度を大きく評価するため，全体として実験値の計算値に対する比は小さくなった。

表 8.5.4　ひび割れ強度の評価精度（学会靭性指針）

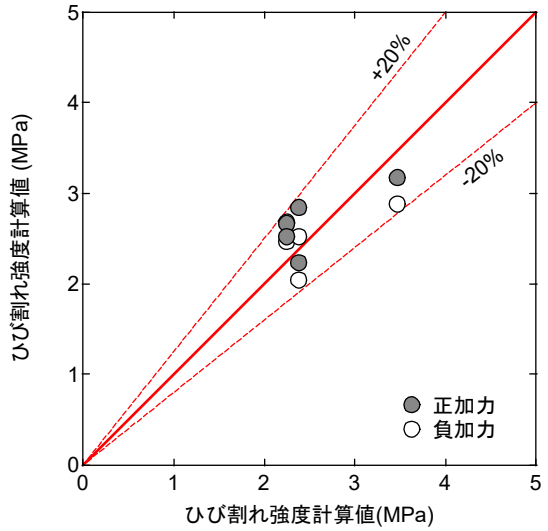
	十字形	ト形	T 形	L 形	
				閉じる	開く
試験体数	162	66	5	17	18
平均	0.81	0.91	1.04	0.98	0.83
最大	2.02	1.76	1.19	1.36	1.28
最小	0.30	0.45	0.83	0.50	0.54
標準偏差	0.26	0.26	0.14	0.27	0.17



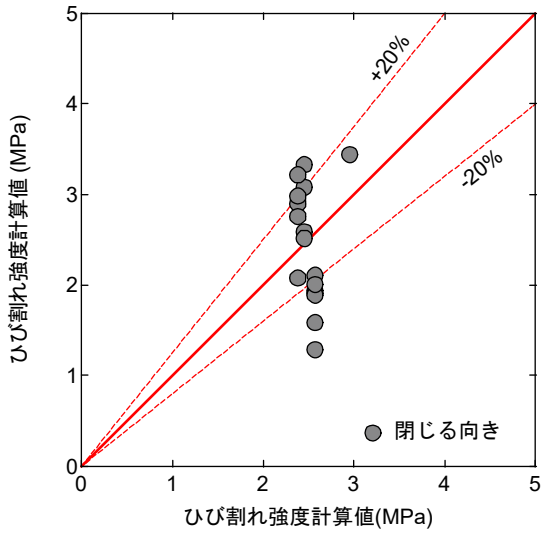
(a)　十字形試験体

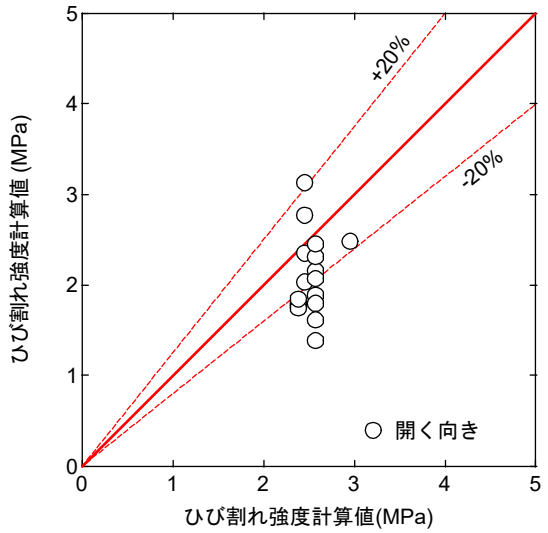


(b)　ト形試験体



(c)　T 形試験体





(d)　L 形試験体

図 8.5.3　ひび割れ強度の実験値と計算値（靭性指針）

8.5.3　せん断終局強度

本項では柱梁接合部のせん断終局強度に関する評価式の精度を検証する。

評価式と算定に用いる数値

技術基準解説書[8-10]の付録および学会靭性指針[8-7]では，柱梁接合部のせん断終局強度 V_{ju} は次式により算定できるとされている。

$$V_{ju} = \kappa\phi F_j b_j D_j \quad (\mathrm{N}) \qquad \text{（式 8.10）}$$

ここで，

κ　：柱梁接合部の形状による係数で下記による

　κ=1.0　：十字形柱梁接合部

　κ=0.7　：ト形および T 形柱梁接合部

　κ=0.4　：L 形および Γ 形柱梁接合部

ϕ　：直交梁の有無による補正係数で下記による

　ϕ=1.0　：両面直交梁付き柱梁接合部

　ϕ=0.85　：上記以外の柱梁接合部

F_j　：柱梁接合部のせん断強度の基準値で次式による

$$F_j = 0.8\sigma_B^{0.7} \quad (\mathrm{N/mm^2}) \qquad \text{（式 8.11）}$$

σ_B　：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

b_j　：柱梁接合部の有効幅(mm)で次式による

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2} \qquad \text{（式 8.12）}$$

b_b：梁幅

b_{a1}：$b_1/2$ 又は $D_j/4$ の小さい方の数値（mm）

b_{a2}：$b_2/2$ 又は $D_j/4$ の小さい方の数値（mm）

b_1，b_2：梁両側面から梁に平行する柱側面までの長さ（㎜）

D_j　：柱せい，又は 90 度折曲げ筋水平投影長さ(mm)

せん断終局強度の算定にあたっては，コンクリートの圧縮強度 σ_B は文献中に記載された実験時のコンクリート圧縮強度の試験値とする。

評価式の精度

対象は梁および柱主筋降伏前の接合部破壊（J 型）と報告されている試験体とし，最大耐力時の接合部せん断力のみの記載があり最大耐力時の層せん断力および梁せん断力の記載がない試験体は検討に用いないこととした。また，十字形，T 形接合部で左右の梁の長さが異なる試験体は層せん断力と梁端モーメントの関係が一意ではなくなるため除外した。

i.　十字形接合部

十字形接合部について，検討に用いた試験体の数および諸元の範囲を**表 8.5.5** に示す。また，実験値の計算値に対する比の平均値，標準偏差，不合格率を**表 8.5.6** に示す。不合格率は実験値の計算値に対する比が 1 を下回った試験体の比率である。

図 8.5.4 にはコンクリート圧縮強度とせん断終局時のせん断応力度実験値の関係を示す。図中には計算値をあわせて示した。実線は直交梁がないもしくは片側のみの場合（式 8.9 における ϕ=0.85）で，破線は両側直交梁付の場合（ϕ=1.0）である。実験値，計算値とも接合部せん断力および接合部せん断終局強度を式 8.10 中の柱梁接合部の有効幅と柱せい（水平せん断力の場合）もしくは梁せい（鉛直せん断力の場合）の積で除した応力度で示してある。

実験値の計算値に対する比の平均は 1.21，標準偏差は 0.21，不合格率は 0.14 であった。学会靭性指針の解説によれば補正係数ϕを乗じない計算値がおおむね実験値に対応するとされており，直交梁なしの試験体の際に乗じる補正係数 0.85 の逆数が 1.18 であるので，本研究の範囲でも同様の結果といえる。一方，標準偏差，不合格率は指針解説中に記載の値（標準偏差 0.13，不合格率 0.06）より大きかった。また，技術基準解説書の適用範囲であるコンクリート強度 60(N/mm^2) 以下の試験体に限った場合にも平均，標準偏差，不合格率とも超高強度コンクリートを含む場合とほとんど変わらなかった。

ii.　ト形接合部

ト形接合部について，検討に用いた試験体の数および諸元の範囲を**表 8.5.7** に示す。また，実験値の計算値に対する比の平均値，標準偏差，不合格率を**表 8.5.8** に示す。試験体数等は梁主筋の定着方法が U 字，90 度折り曲げ，180 度フック付のいずれか（以下，在来工法）と定着金具を用いたもの（以下，機械式定着）に分けた。さらに，在来工法の試験体については実験時のコンクリート圧縮強度が 60(N/mm^2)を超えない場合についても分けて示した。本来，式 8.10 は機械式定着の場合は適用範囲外であるが，文献[8-12]も同様の強度式を採用していることから機械式定着の場合も参考に示した。ただし，文献[8-12]も適用範囲はコンクリート圧縮強度が 60(N/mm^2) までであり，また試験体によっては構造規定を満足していない場合があることに留意する必要がある。

図 8.5.5 にはコンクリート圧縮強度とせん断終局時のせん断応力度実験値の関係を示す。図中には計算値をあわせて示した。実験値，計算値とも接合部せん断力および接合部せん断終局強度を式 8.10 中の柱梁接合部の有効幅と梁主筋定着部の水平投影長さ（水平せん断力の場合）もしくは梁せい（鉛直せん断力の場合）の積で除した応力度で示してある。実験値は水平せん断応力度と鉛直せん断応力度のうち大きい方を示した。なお，本研究で収集したデータの範囲では両側に直交梁を有し J 型破壊となったト形試験体はなかった。

実験値の計算値に対する比は，在来工法では平均は 1.25，標準偏差は 0.34，不合格率は 0.24，機械式定着では平均は 1.28，標準偏差は 0.23，不合格率は 0.09 であった。全体としては十字形接合部の場合と同様，直交梁なしの試験体の際に乗じる補正係数 0.85 を乗じない計算値がおおむね実験値と対応するか，やや小さく評価している。一方，在来工法については標準偏差，不合格率は十字形接合部の場合より大きく，指針解説中に記載の値（標準偏差 0.24，不合格率 0.08）より大きかった。機械式定着の場合のほうが標準偏差，不合格率とも小さかった。また，技術基準解説書の適用範囲であるコンクリート強度 60(N/mm²)を超える在来工法の試験体数が少ないため，コンクリート強度 60(N/mm²)以下の試験体に限った場合も全体に対する場合とほとんど結果は変わらなかったが，不合格率はやや小さくなった。

iii.　T 形接合部

T 形接合部について，検討に用いた試験体の数および諸元の範囲を**表 8.5.9** に示す。また，実験値の計算値に対する比の平均値，標準偏差，不合格率を**表 8.5.10** に示す。試験体数等は柱主筋の定着方法が U 字，180 度フック付のいずれか（在来工法）と定着金具を用いたもの（機械式定着）に分けた。収集した試験体の範囲では在来工法の試験体で実験時のコンクリート圧縮強度が 60(N/mm²)を超えるものはなかった。ト形接合部と同様に，機械式定着の場合についても式 8.10 による計算結果参考に示した。試験体によっては文献[8-12]の材料強度の範囲，構造規定を満足していない場合があることに留意する必要がある。

図 8.5.6 にはコンクリート圧縮強度とせん断終局時のせん断応力度実験値の関係を示す。図中には計算値を実線であわせて示した。実験値，計算値とも接合部せん断力および接合部せん断終局強度を式 8.10 中の柱梁接合部の有効幅と柱せい（水平せん断力の場合）もしくは柱主筋の定着長さ（鉛直せん断力の場合）の積で除した応力度で示してある。実験値は水平せん断応力度と鉛直せん断応力度のうち大きい方を示した。なお，試験体データを収集した範囲において両側に直交梁を有し J 型破壊となった試験体はなかった。

在来工法の試験体は 2 体と少ないが，実験値の計算値に対する比は 0.93～1.05 であり，計算値が実験値を平均的にとらえているといえる。しかし，本来この評価式は実験値に対して下限を与えるように設定されており，評価式による評価は危険側ともいえる。機械式定着の試験体も試験体数が十分多いとはいえないが，同様に実験値の計算値に対する比の平均はおおむね 1 であり，12 体中の 4 体で実験値が計算値を下回る結果となった。

iv.　L 形接合部

L 形接合部について，検討に用いた試験体の数および諸元の範囲を**表 8.2.2** に示す。また，実験値の計算値に対する比の平均値，標準偏差，不合格率を**表 8.5.12**，**表 8.5.13** に示す。試験体数等は柱・梁主筋の定着方法が折り曲げ，U 字，180 度フック付のいずれか（以下，在来工法）と定着金具を用いたもの（以下，機械式定着）に分けた。収集した試験体の範囲では在来工法の試験体で実験時のコンクリート圧縮強度が 60(N/mm²)を超えるものはなかった。ト形，T 形接合部と同様に，機械式定着の場合についても式 8.10 による計算結果参考に示した。試験体によっては文献[8-12]の材料強度の範囲，構造規定を満足していない場合があることに留意する必要がある。

また，**図 8.5.7** にはコンクリート圧縮強度とせん断終局時のせん断応力度実験値の関係を示す。

図中には計算値を実線であわせて示した。実験値，計算値とも接合部せん断力および接合部せん断終局強度を式 8.10 中の柱梁接合部の有効幅と梁主筋定着部の水平投影長さ（水平せん断力の場合）もしくは柱主筋の定着長さ（鉛直せん断力の場合）の積で除した応力度で示してある。実験値は水平せん断応力度と鉛直せん断応力度のうち大きい方を示した。なお，試験体データを収集した範囲において両側に直交梁を有する試験体はなかった。

閉じる方向については，実験値の梁主筋の定着方法に加えて柱上面のコンクリートを拘束するためのかんざし筋等の補強量，配筋詳細の影響も大きく，比較的ばらつきが大きかった。実験値の計算値に対する比は在来工法で 1.50，機械式定着で 1.48 と十字形，ト形と比べても大きく，不合格率も極めて小さく実験値の下限を与える評価式といえる。補正係数ϕの乗じない計算値に対しても平均としては 1.2～1.3 程度の余裕度がある結果となった。

一方，開く方向については，実験値の計算値に対する比は在来工法で 1.01，機械式定着で 1.13 であり，不合格率もそれぞれ 0.36，0.25 と大きかった。試験体数は多くないが標準偏差は 0.12（在来工法），0.17（機械式定着）と比較的小さかった。全体としては，評価式は実験値に対して下限というよりは平均に近い値を与える結果であった。

終局強度による破壊形式の判別精度

一般に接合部せん断終局強度が梁または柱の曲げ終局時を接合部に生じるせん断力を上回ることを確認することで柱梁接合部の破壊を防止する設計が行われている。そこで，ここでは接合部せん断終局強度の梁または柱曲げ終局時の接合部せん断力に対する比（以下，接合部せん断余裕度）による破壊形式の判別精度を検討する。検討対象は主筋降伏後も含め主筋の定着破壊が生じた試験体は除いたものとした。

文献中に接合部せん断余裕度の記載がある場合があるが，文献に記載の材料強度等からすべて計算しなおした。その際，接合部せん断終局強度は式 8.9 によった。梁または柱の曲げ終局時の接合部せん断力は実験の最大耐力時と同様に式 8.1 による。ただし，式 8.1 中の梁主筋の引張力は，実務設計での一般的な方法に近くなるよう梁曲げ降伏型試験体（試験体の梁曲げ終局時の層せん断力が柱曲げ終局時の層せん断より小さい場合）では梁引張主筋の降伏時の引張力とし，柱曲げ降伏型試験体（試験体の柱曲げ終局時の層せん断力が梁曲げ終局時の層せん断より小さい場合）では柱曲げ終局時の梁端モーメントを梁の有効せいの 7/8 倍で除して得られる引張主筋の引張力とした。 また，梁または柱の曲げ終局時の柱せん断力は，技術基準解説書[8-10]に示された以下の略算式によって断面の終局モーメントを算出し，柱または梁フェース位置で終局モーメントに達するものとして柱せん断力に換算して求めた。ここで，T 形および L 形接合部では実験中に梁に柱せん断力と釣り合う分の変動軸力が生じるがこれは無視した。また，柱の軸力には梁の曲げ終局時の梁せん断力による変動分を考慮した。

梁の曲げ終局モーメント

$$M_u = 0.9 a_t \sigma_y d \qquad \text{（式 8.13）}$$

ここで，

a_t　：引張主筋の断面積

σ_y　：引張主筋の降伏強度

d　：梁の有効せい(mm)

柱の終局モーメント

引張側の 1 段目の鉄筋のみを考慮した式 8.14 と，多段配筋を考慮した式 8.15 による曲げ終局モーメントのうち大きい方を断面の曲げ終局モーメントとする。

$$M_u=\begin{cases}0.8a_t\sigma_y D+0.4ND & (N_{min}\le N<0)\\ 0.8a_t\sigma_y D+0.5ND\left(1-\dfrac{N}{bDF_c}\right) & (0\le N\le 0.4bDF_c)\\ \left(0.8a_t\sigma_y D+0.12bD^2F_c\right)\left(\dfrac{N_{max}-N}{N_{max}-0.4bDF_c}\right) & (0.4bDF_c<N\le N_{max})\end{cases} \quad \text{（式 8.14）}$$

ここで,

N_{max}　：中心圧縮時終局強度（$=bDF_c+a_g\sigma_y$）

N_{min}　：中心引張時終局強度（$=-a_g\sigma_y$）

N　：柱軸方向力

a_t　：引張主筋断面積

a_g　：柱主筋全断面積

b　：柱断面幅

D　：柱断面せい

σ_y　：柱主筋降伏強度

F_c　：コンクリートの圧縮強度

$$M_u=\begin{cases}0.5a_g\sigma_y g_1 D+0.5Ng_1 D & (N_{min}\le N<0)\\ 0.5a_g\sigma_y g_1 D+0.5ND\left(1-\dfrac{N}{bDF_c}\right) & (0\le N\le N_b)\\ \left(0.5a_g\sigma_y g_1 D+0.024(1+g_1)(3.6+g_1)bD^2F_c\right)\left(\dfrac{N_{max}-N}{N_{max}-N_b}\right) & (0.4bDF_c<N\le N_{max})\end{cases}$$

（式 8.15）

ここで,

$N_b=0.22(1+g_1)bDF_c$

g_1　：引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せいに対する比

実験における最大耐力と比較する梁および柱の曲げ終局強度は，略算値と精算値の両方を求めた。略算値は前述の技術基準解説書[8-10]に示された梁および柱の曲げ終局モーメント（式 8.13~8.15）によった。一方，精算値は断面の終局モーメントを，鉄筋の応力度－ひずみ度関係をバイリニア形，コンクリートの応力度－ひずみ度関係を Fafitis-Shah モデルとした平面保持を仮定した断面解析により求め，圧縮縁のコンクリートのひずみ度が 0.3%に達した時のモーメントとした。ただし，高強度鉄筋を用いている場合などのように主筋降伏時のモーメントがこれを上回

る場合には，主筋降伏時のモーメントを終局強度とした。また，断面解析を用いた精算ではト形接合部，T 形接合部，L 形接合部については実験時の加力方法に応じて生じる梁や柱の変動軸力を考慮した。

i.　十字形接合部

十字形接合部について，**図 8.5.8** に試験体の諸元から求めた接合部せん断余裕度の度数分布を破壊形式別に示す。J 型と報告されている 68 体のうち接合部せん断余裕度が 1 以上であった試験体は 3 体（4%）であった。せん断余裕度 1 以上の試験体 242 体のうち 152 体（63%）は J 型あるいは BJ 型と報告されており柱梁接合部の損傷が大きかったことがわかる。一方，接合部せん断余裕度 1 以下の試験体 140 体のうち 75 体（54%）は B 型あるいは BJ 型であり，梁・柱主筋の降伏が生じていた。

図 8.5.12 には接合部せん断余裕度と実験における最大層せん断力の試験体の曲げ終局強度時層せん断力の計算値（梁曲げ終局時と柱曲げ終局時の小さい方）に対する比の関係を示す。接合部せん断破壊は生じないとされる接合部せん断余裕度 1 以上の試験体であっても最大耐力の実験値が梁曲げ終局強度時計算値，柱曲げ終局強度時計算値のいずれにも達していない試験体があり，その試験体数は接合部せん断余裕度 1 以上の試験体のうち略算値に対しては 13%，精算値に対しては 23%であった。

ii.　ト形接合部

ト形接合部について，**図 8.5.9** に試験体の諸元から求めた接合部せん断余裕度の度数分布を破壊形式別に示す。接合部せん断余裕度が 1 以上であったにもかかわらず梁・柱主筋の降伏前に接合部破壊が生じた J 型の試験体は在来工法では J 型の試験体 31 体のうちの 2 体（10%），機械式定着では J 型の試験体 41 体のうち 0 体であった。十字形接合部と同様，接合部せん断余裕度 1 以上の試験体にも柱梁接合部の損傷が大きい試験体も多く，在来工法では 73 体中の 35 体（48%），機械式定着では 99 体中の 57 体（58%）が J 型あるいは BJ 型であった。一方，接合部せん断余裕度 1 以下であっても実験では B 型，BJ 型となった試験体もあり，接合部せん断余裕度 1 以下の試験体のうち在来工法では 30%が，機械式定着では 21%で主筋の降伏が生じていた。

図 8.5.13 には接合部せん断余裕度と実験における最大層せん断力の試験体の曲げ終局強度時層せん断力の計算値（梁曲げ終局時と柱曲げ終局時の小さい方）に対する比の関係を示す。十字形接合部と同様に接合部せん断破壊は生じないとされる接合部せん断余裕度 1 以上の試験体であっても最大耐力の実験値が梁曲げ終局強度時計算値，柱曲げ終局強度時計算値のいずれにも達していない試験体があり，その試験体数は接合部せん断余裕度 1 以上の試験体のうち在来工法では略算値に対して 16%，精算値に対して 21%，機械式定着では略算値に対して 22%，精算値に対しては 30%であった。

iii.　T 形接合部

T 形接合部について，**図 8.5.10** に試験体の諸元から求めた接合部せん断余裕度の度数分布を破壊形式別に示す。在来工法の J 型の試験体は 2 体と少ないが，いずれもせん断余裕度 1 以下であった。一方，機械式定着では J 型の試験体 12 体のうち 4 体は接合部せん断余裕度 1 以上であっ

た。機械式定着では C 型あるいは CJ 型の試験体が 32 体であったが，そのうち 2 体では接合部せん断余裕度は 1 以下の試験体であった。

図 8.5.14 には接合部せん断余裕度と実験における最大層せん断力の試験体の曲げ終局強度時層せん断力の計算値（梁曲げ終局時と柱曲げ終局時の小さい方）に対する比の関係を示す。接合部せん断余裕度 1 以上の範囲で実験値が曲げ終局強度計算値を大きく下回る試験体はなく，特に柱の終局曲げモーメントの略算値は計算値が小さい傾向にあり実験値は計算値を大きく上回った。柱の曲げ終局モーメントを断面解析により精算した場合では，接合部せん断余裕度 1 以上の範囲で実験値が計算値を下回ったのは 57 体中 14 体（25%）であったが，その比は最小でも 0.87 であった。

iv.　L 形接合部

L 形接合部について，**図 8.5.10** に試験体の諸元から求めた接合部せん断余裕度の度数分布を破壊形式別に示す。在来工法の試験体数は少ないが，閉じる方向，開く方向とも J 型の試験体は接合部せん断余裕度 1 以下であった。一方，B（C）型あるいは BJ（CJ）型の試験体では閉じる方向は 15 体中 14 体が，開く方向では 10 体中 2 体が接合部せん断余裕度 1 以下であったが主筋の降伏が生じていた。機械式定着では，閉じる方向では接合部せん断余裕度 1 以上で J 型となった試験体はなかったが，開く方向では J 型の試験体 11 体のうち 1 体が接合部せん断余裕度 1 以上であった。また，接合部せん断余裕度 1 以下の試験体のうち，閉じる方向では 61%，開く方向では 69%の試験体が B（C）型あるいは BJ（CJ）型と報告されており，主筋に降伏が生じていた。

図 8.5.15，**図 8.5.16** に接合部せん断余裕度と実験における最大層せん断力の試験体の曲げ終局強度時層せん断力の計算値（梁曲げ終局時と柱曲げ終局時の小さい方）に対する比の関係を示す。変動軸力の考慮の有無もあり略算値と精算値で終局モーメントの計算値の差が大きいが，閉じる方向ではせん断余裕度 1 以上で実験値が計算値を下回ったものはなかった。一方，開く方向の加力では接合部せん断余裕度 1 以上であっても，精算値に対して在来工法では 83%の試験体で，機械式定着の試験体では 44%の試験体で実験値が計算値を下回った。

表 8.5.5　せん断終局強度の検討に用いる試験体（十字形接合部）の概要

		全体	$18 \leqq \sigma_B \leqq 60$(N/mm²)
試験体数		66	54
コンクリート強度	(N/mm²)	8.1～190	21.6～57.0
梁主筋降伏強度	(N/mm²)	357～1428	357～1364
横補強筋降伏強度	(N/mm²)	226～1423	226～1276
梁引張主筋比	(%)	0.46～3.13	0.46～3.13
接合部横補強筋比	(%)	0～1.62	0～1.62
柱軸力比		-0.33～0.43	-0.33～0.43

表 8.5.6　せん断終局強度計算値に対する実験値の比（十字形接合部）

	全体	$18 \leqq \sigma_B \leqq 60$(N/mm²)
試験体数	66	54
平均	1.21	1.23
最大	1.72	1.72
最小	0.77	0.80
標準偏差	0.21	0.22
変動係数	0.17	0.18
不合格率	0.14	0.15

表 8.5.7　せん断終局強度の検討に用いる試験体（ト形接合部）の概要

		在来工法		機械式定着
		全体	18≦σ_B ≦60(N/mm²)	
試験体数		29	24	34
コンクリート強度	(N/mm²)	8.4～88.9	19.0～51.5	23.8～174
梁主筋降伏強度	(N/mm²)	327～1092	373～1092	428～1172
横補強筋降伏強度	(N/mm²)	271～877	271～877	301～1368
梁引張主筋比	(%)	0.71～4.64	0.83～4.64	0.63～2.70
接合部横補強筋比	(%)	0～1.17	0～1.17	0.25～0.78
柱軸力比		0～0.60	0～0.60	0～0.11
柱主筋定着長さの梁せいに対する比		0.51～0.90	0.51～0.90	0.5～1.0

表 8.5.8　せん断終局強度計算値に対する実験値の比（ト形接合部）

	在来工法		機械式定着
	全体	18≦σ_B ≦60(N/mm²)	
試験体数	29	24	34
平均	1.25	1.24	1.28
最大	2.01	2.01	1.88
最小	0.71	0.71	0.92
標準偏差	0.34	0.33	0.23
変動係数	0.27	0.27	0.19
不合格率	0.24	0.21	0.09

表 8.5.9　せん断終局強度の検討に用いる試験体（T 形接合部）の概要

		在来工法		機械式定着
		全体	18≦σ_B ≦60(N/mm²)	
試験体数		2	同左	12
コンクリート強度	(N/mm²)	23.0～32.1	同左	23.0～70.6
柱主筋降伏強度	(N/mm²)	473～540	同左	431～741
横補強筋降伏強度	(N/mm²)	258～278	同左	258～795
柱鉄筋比	(%)	1.69～2.62	同左	1.69～2.62
接合部横補強筋比	(%)	0.31～0.41	同左	0.25～0.41
柱軸力比		0	同左	0
柱主筋定着長さの梁せいに対する比		0.75～0.79	同左	0.75～1.0

表 8.5.10　せん断終局強度計算値に対する実験値の比（T 形接合部）

	在来工法		機械式定着
	全体	18≦σ_B ≦60(N/mm²)	
試験体数	2	同左	12
平均	0.99	同左	1.06
最大	1.05	同左	1.19
最小	0.93	同左	0.85
標準偏差	0.09	同左	0.11
変動係数	0.09	同左	0.10
不合格率	0.50	同左	0.33

表 8.5.11　せん断終局強度の検討に用いる試験体（L 形接合部）の概要

		在来工法		機械式定着
		全体	18≦σ_B ≦60(N/mm²)	
試験体数		15	同左	14
コンクリート強度	(N/mm²)	20.5～40.2	同左	25.6～72.0
梁主筋降伏強度	(N/mm²)	455～805	同左	458～805
横補強筋降伏強度	(N/mm²)	278～1481	同左	278～780
梁引張主筋比	(%)	0.36～1.90	同左	0.54～1.90
接合部横補強筋比	(%)	0 .0～0.52	同左	0.22～0.67
柱軸力比		0	同左	0
梁主筋定着長さの柱せいに対する比		0.75～0.83 (閉) 0.76～0.96(開)	同左	0.69～1.00(閉) 0.67～1.00(開)

表 8.5.12　せん断終局強度計算値に対する実験値の比（L 形接合部 / 閉じる方向）

	在来工法		機械式定着
	全体	18≦σ_B ≦60(N/mm²)	
試験体数	15	同左	13
平均	1.50	同左	1.48
最大	2.03	同左	1.72
最小	1.01	同左	0.71
標準偏差	0.33	同左	0.29
変動係数	0.22	同左	0.20
不合格率	0	同左	0.08

表 8.5.13　せん断終局強度計算値に対する実験値の比（L 形接合部 / 開く方向）

	在来工法		機械式定着
	全体	18≦σ_B ≦60(N/mm²)	
試験体数	11	同左	8
平均	1.01	同左	1.13
最大	1.19	同左	1.33
最小	0.76	同左	0.83
標準偏差	0.12	同左	0.17
変動係数	0.12	同左	0.15
不合格率	0.36	同左	0.25

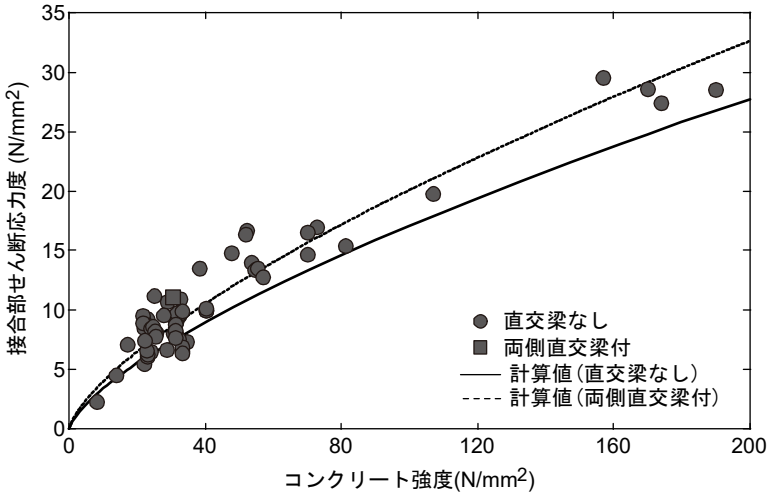


図 8.5.4　コンクリート強度とせん断終局強度の関係（十字形接合部）

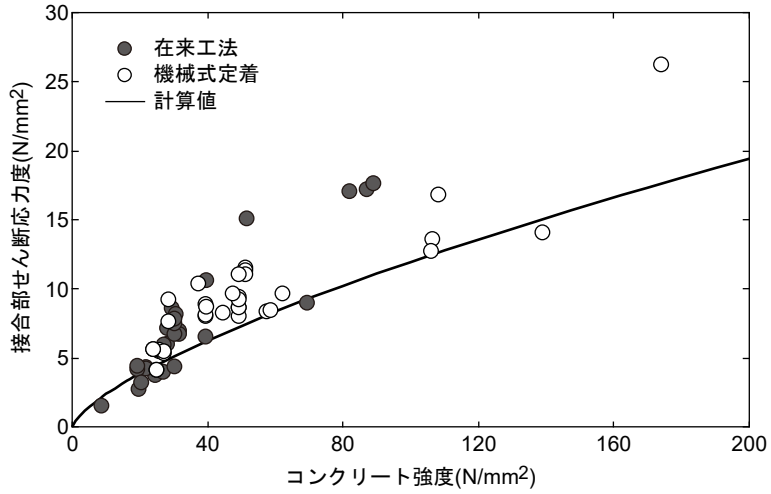


図 8.5.5　コンクリート強度とせん断終局強度の関係（ト形接合部）

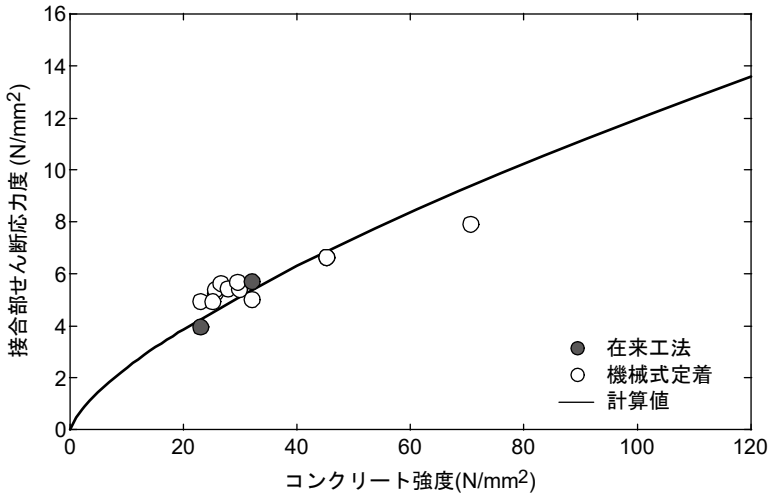
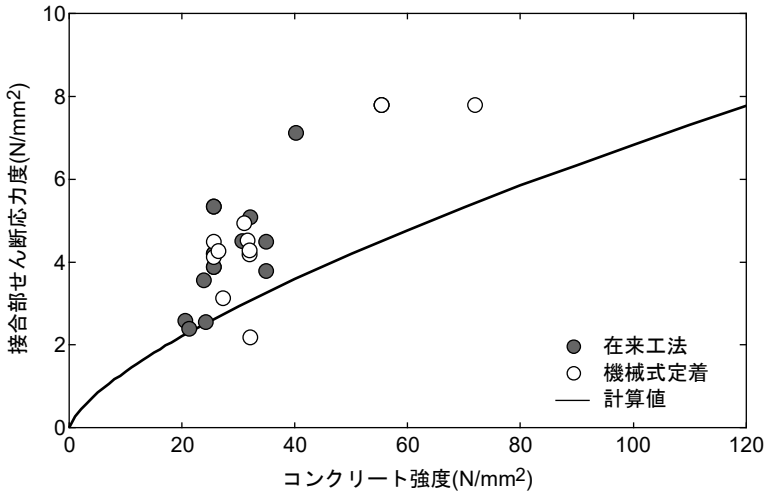
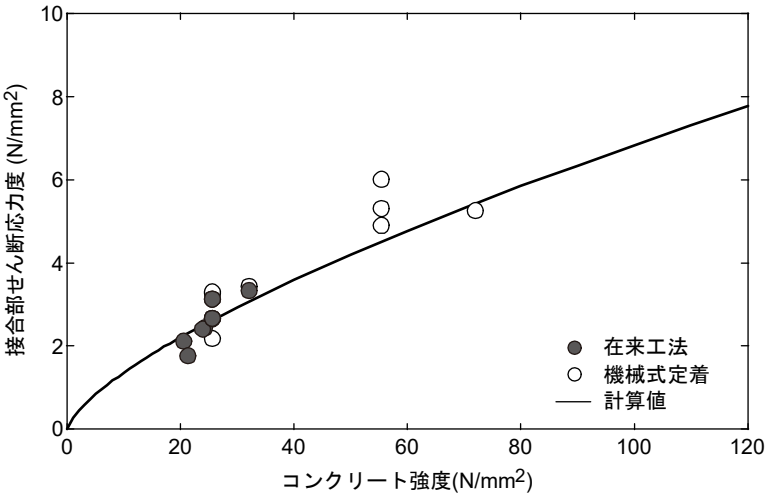


図 8.5.6　コンクリート強度とせん断終局強度の関係（T 形接合部）



(a)　閉じる方向



(b)　開く方向

図 8.5.7　コンクリート強度とせん断終局強度の関係（L 形接合部）

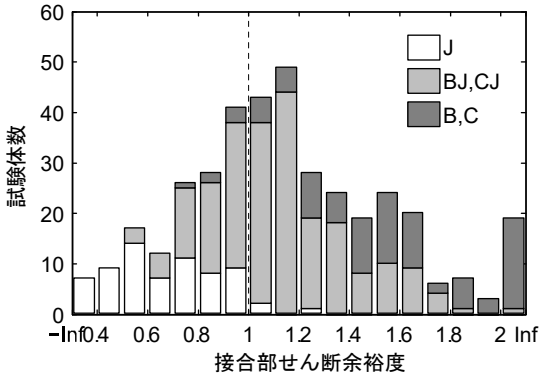
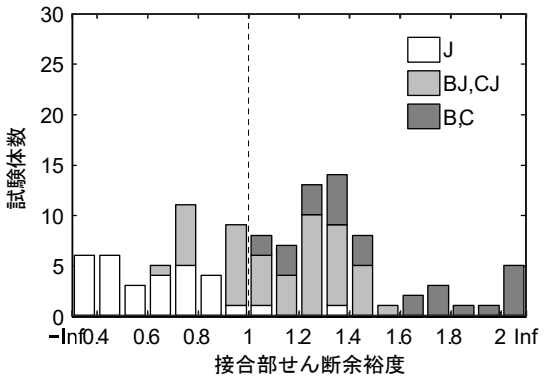
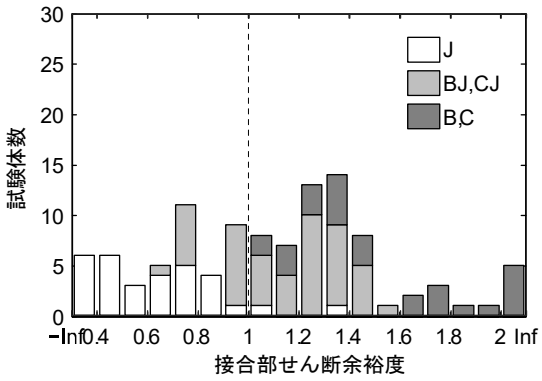


図 8.5.8　接合部せん断余裕度と破壊形式（十字形接合部）

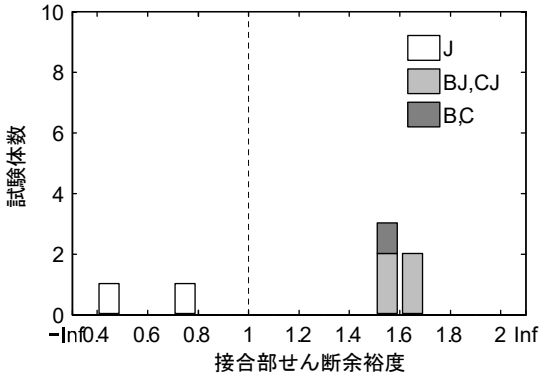


(a)　在来工法

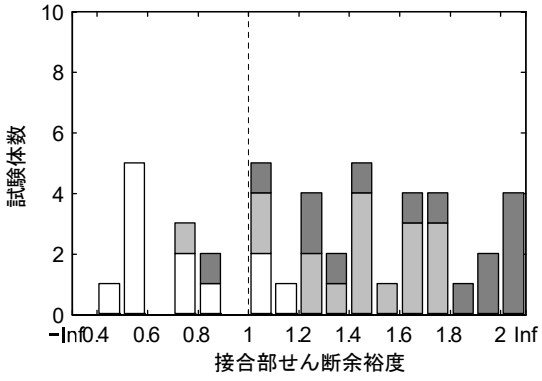


(b)　機械式定着

図 8.5.9　接合部せん断余裕度と破壊形式（ト形接合部）

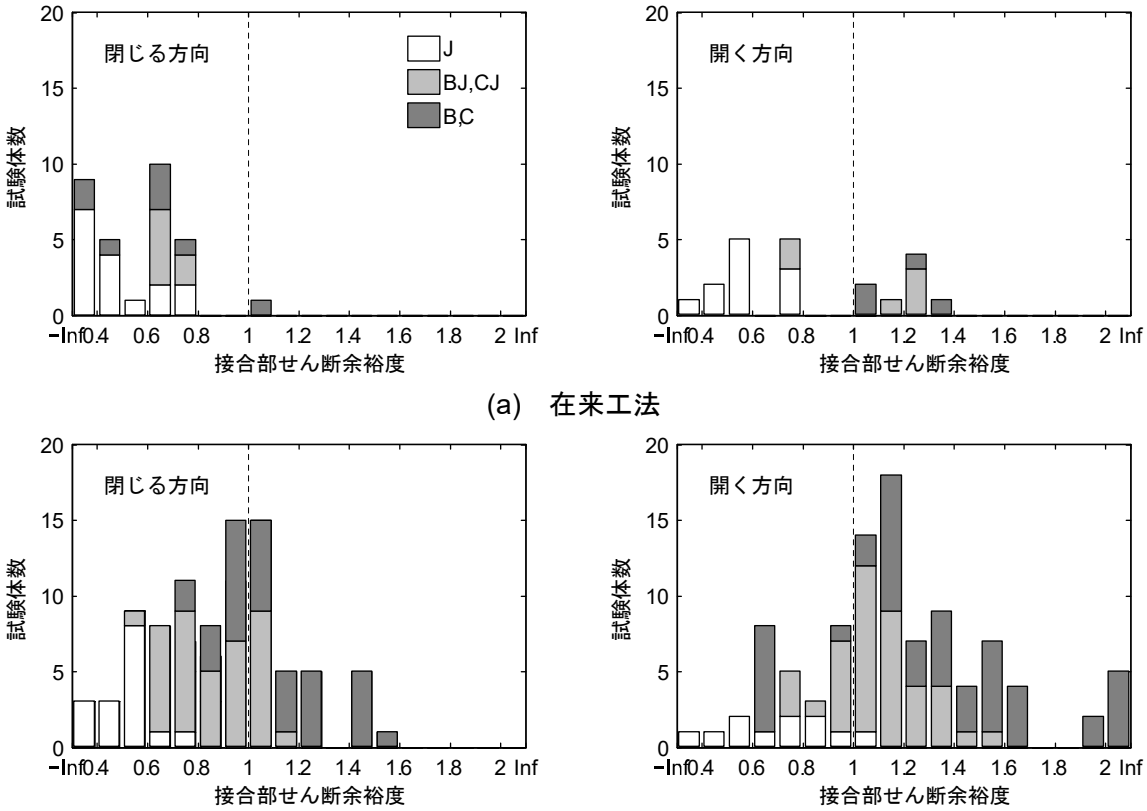


(a)　在来工法



(b)　機械式定着

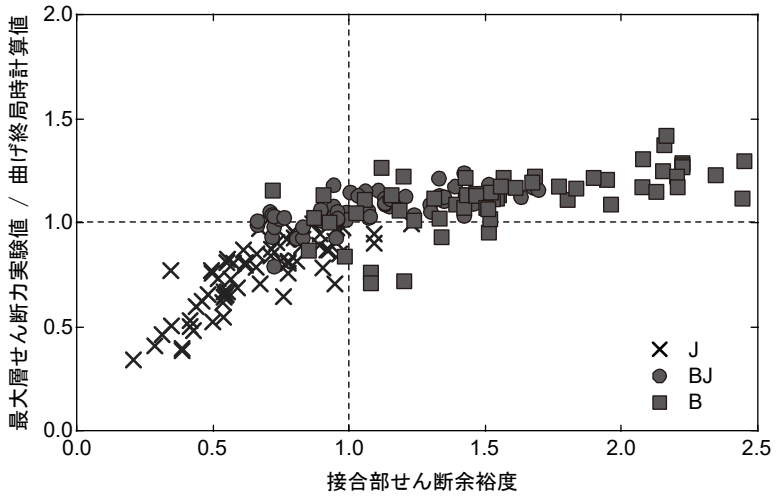
図 8.5.10　接合部せん断余裕度と破壊形式（T 形接合部）



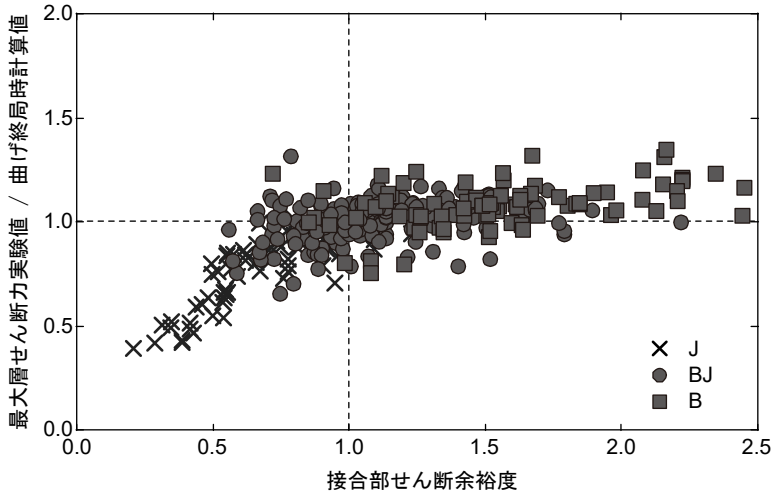
(a)　在来工法

(b)　機械式定着

図 8.5.11　接合部せん断余裕度と破壊形式（L 形接合部）

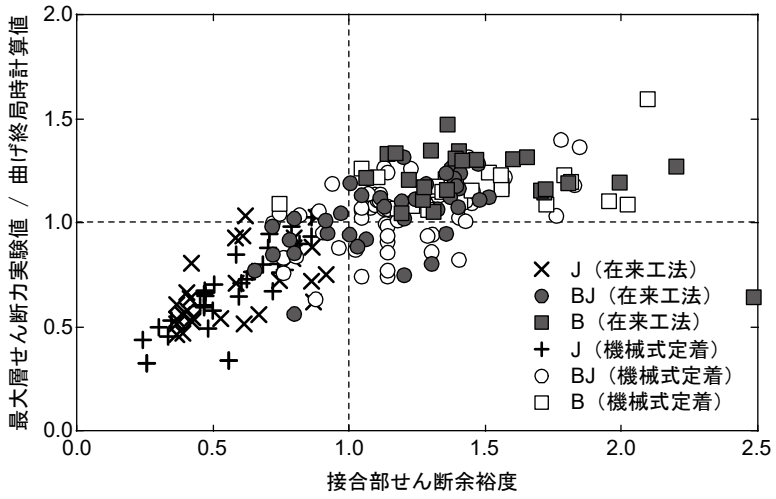


(a)　略算式

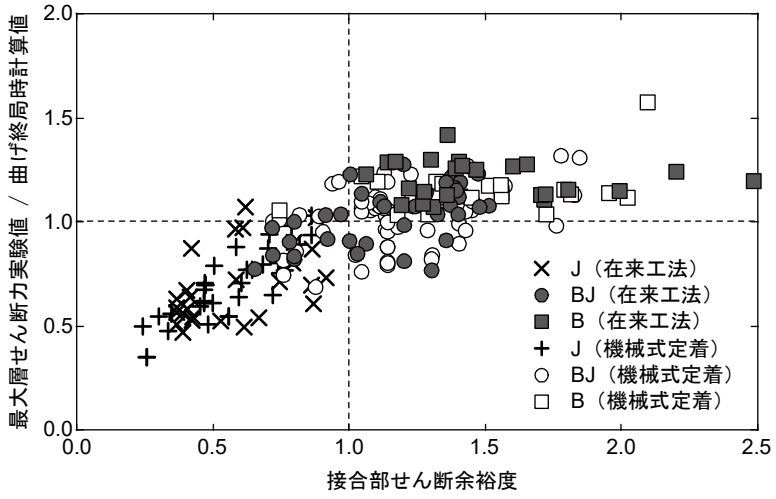


(b)　精算式

図 8.5.12　接合部せん断余裕度と最大耐力（十字形接合部）

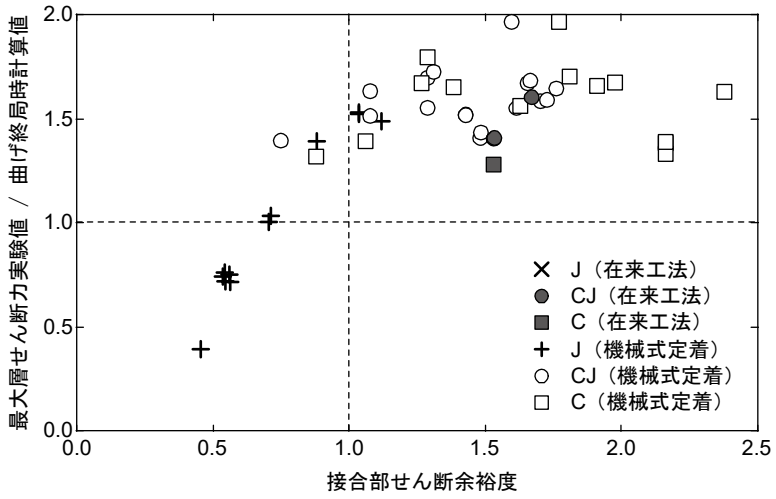


(a)　略算式

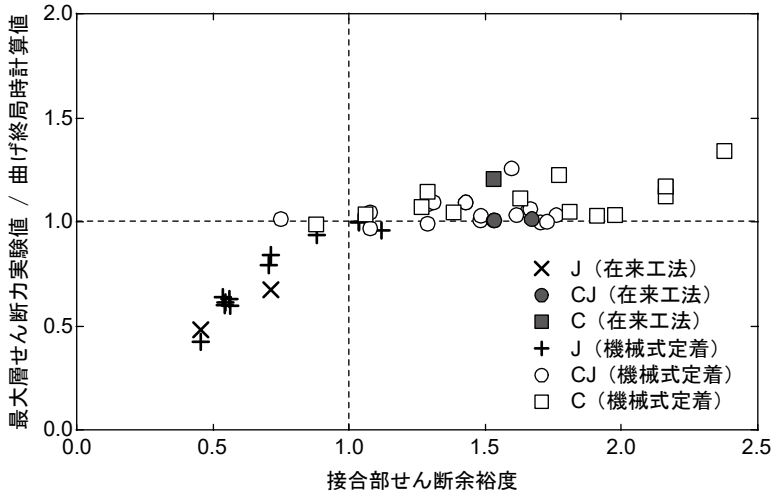


(b)　精算式

図 8.5.13　接合部せん断余裕度と最大耐力（ト形接合部）

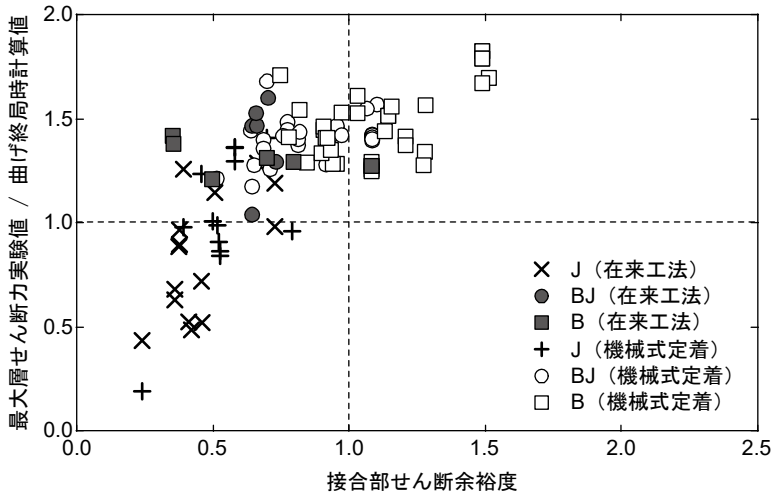


(a)　略算式

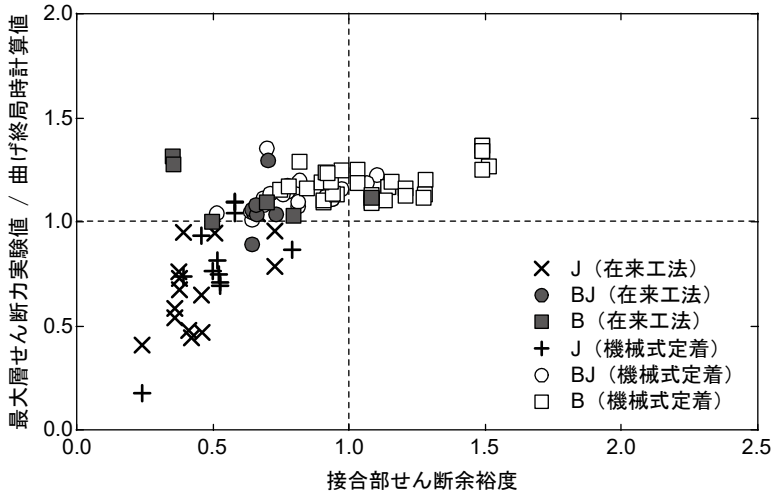


(b)　精算式

図 8.5.14　接合部せん断余裕度と最大耐力（T 形接合部）

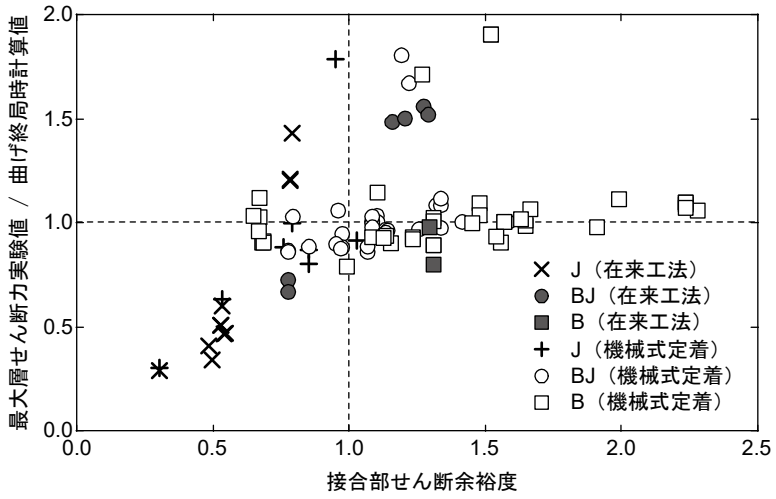


(a)　略算式

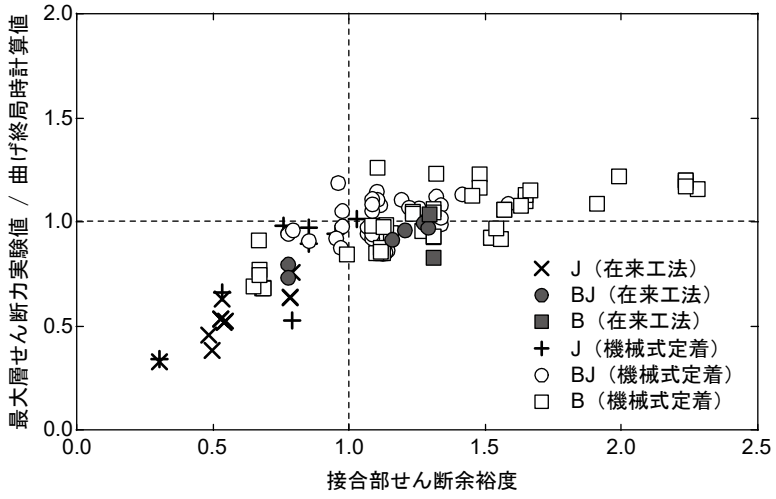


(b)　精算式

図 8.5.15　接合部せん断余裕度と最大耐力（L 形接合部 閉じる方向）



(a)　略算式



(b)　精算式

図 8.5.16　接合部せん断余裕度と最大耐力（L 形接合部 開く方向）

8.5.4　接合部の変形をせん断ばねでモデル化する場合の復元力特性

本項では，接合部の復元力特性を接合部せん断応力度と接合部せん断変形角の関係としてモデル化した場合の精度を検討する。

評価式と算定に用いる数値

学会性能評価指針[8-11]では接合部に作用するせん断力とせん断変形との関係の骨格曲線は，せん断ひび割れ発生時，パネルコンクリートの圧壊開始点，最大耐力点，耐力低下点を結んだ四つ折れ線でモデル化するように定めている。各特性点は以下の通りである。

a)　せん断ひび割れ発生点

$$\tau_{sc} = \sqrt{f_t^2 + f_t \cdot \sigma_0} \qquad \text{(式 8.16)}$$

$$\gamma_{sc} = \tau_{sc} / G_c \qquad \text{(式 8.17)}$$

ここで，

$f_t = 0.4\sqrt{\sigma_B}$ ：コンクリートのひび割れ強度(N/mm²)

σ_B：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

σ_0：柱軸応力度(N/mm²)

G_c：コンクリートのせん断剛性

b)　パネルコンクリート圧壊開始点

$$\tau_{fc} = 0.85\tau_{ju} \qquad \text{(式 8.18)}$$

$$\gamma_{fc} = 0.4\% \qquad \text{(式 8.19)}$$

ここで，τ_{ju}は式 8.16 による。

c)　最大耐力点

$$\tau_{ju} = \kappa\phi F_j \qquad \text{(式 8.20)}$$

$$\gamma_{ju} = 1.0\% \qquad \text{(式 8.21)}$$

ここで，

κ　：柱梁接合部の形状による係数で下記による

　κ=1.0　：十字形柱梁接合部

　κ=0.7　：ト形および T 形柱梁接合部

　κ=0.4　：L 形および Γ 形柱梁接合部

ϕ　：直交梁の有無による補正係数で下記による

　ϕ=1.0　：両面直交梁付き柱梁接合部

　ϕ=0.85　：上記以外の柱梁接合部

F_j　：柱梁接合部のせん断強度の基準値で次式による

$$F_j = 0.8\sigma_B^{0.7} \quad (\text{N/mm}^2) \qquad \text{(式 8.22)}$$

σ_B ：コンクリートの圧縮強度(N/mm2)

d)　耐力低下点

$$\tau_{jd} = 0.8\tau_{ju} \quad \text{（式 8.23）}$$

$$\gamma_{fc} = 2.0\% \quad \text{（式 8.24）}$$

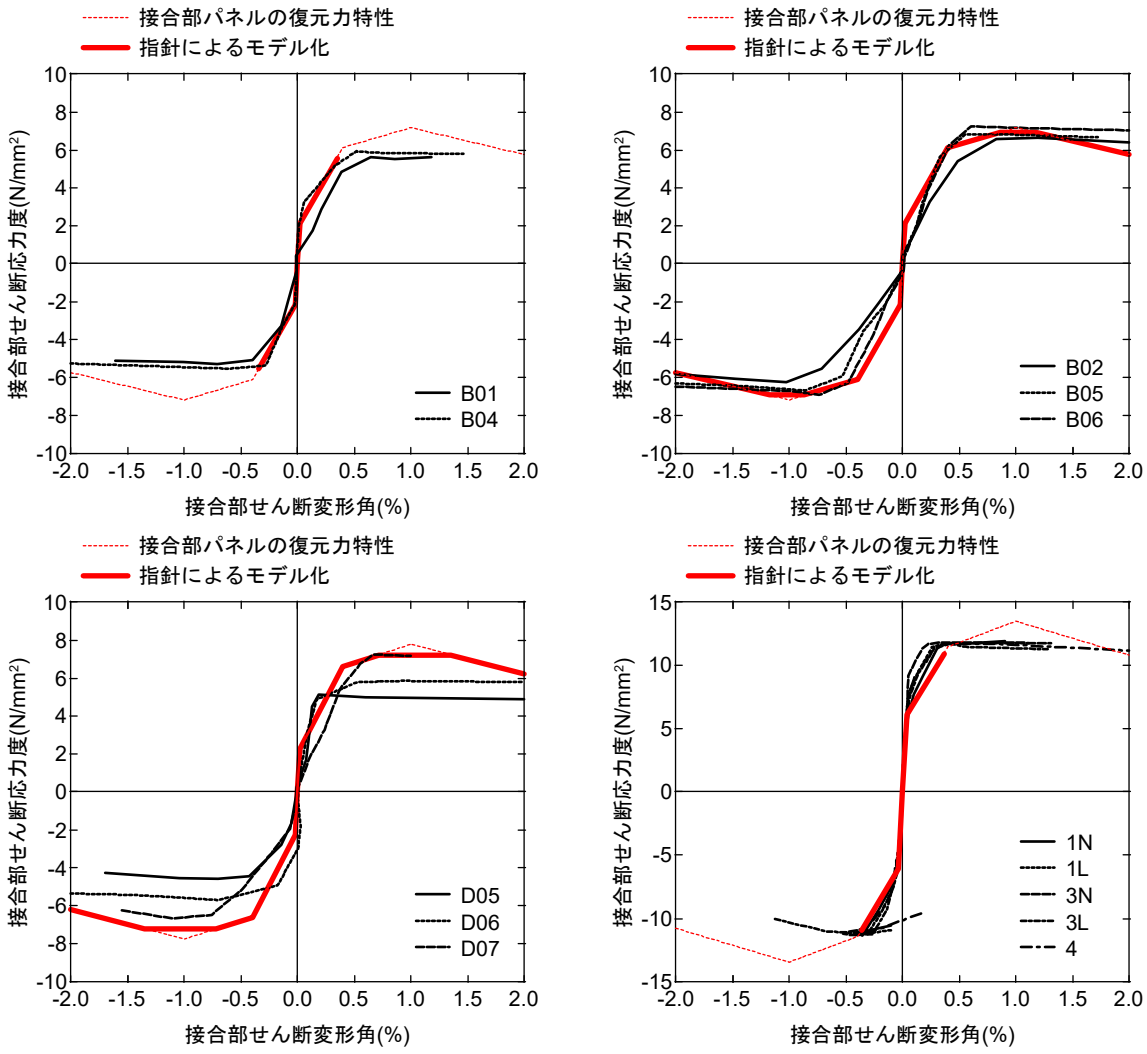
上記の評価式の適用にあたっては，コンクリートの圧縮強度は報告に記載の値とし，コンクリートのせん断剛性は 8.5.1 項に示した弾性剛性の評価法に従い式 8.6 によった。

評価式の精度

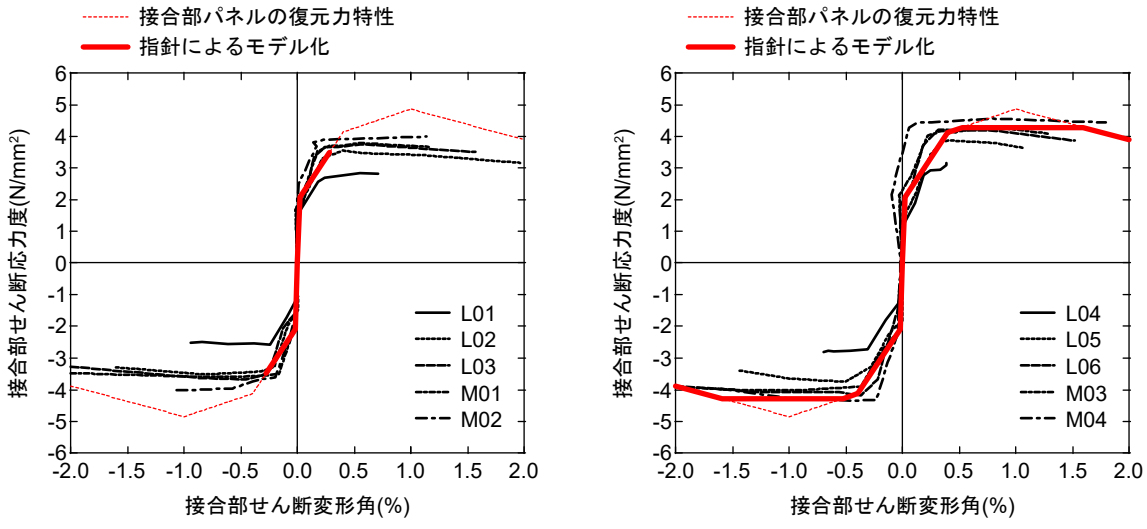
復元力特性の評価式の精度検証は 8.2 節に記した平成 24 年度以前の建築基準整備促進事業により実施された実験の詳細な測定データの提供を受け，それらを対象に行った。

復元力特性の適合度を定量的に評価することは難しいが，ここでは実験で測定された接合部のせん断力とせん断変形角の関係の包絡線(各加力サイクルのピーク時の点を結んだもの)と式 8.16～式 8.24 による骨格曲線を比較して**図 8.5.17** に示す。各図の試験体は同一の材料を用い柱・梁はそれぞれ同形状でかつ梁配筋が同一であり，すなわち接合部のモデル化にあたっては骨格曲線が同一となる試験体である。また，試験体はいずれも梁主筋の降伏後に接合部に破壊と変形が集中する破壊となったものである。

接合部にひび割れが生じた後の剛性は試験体によりばらつきがあり，柱配筋や接合部横補強筋の量の影響を受けていることがわかる。また，学会性能評価指針では梁降伏型の架構では梁主筋降伏時の接合部のせん断応力度が骨格曲線上の第 2 折れ点（圧壊開始点）のせん断応力度以下であればそれ以上接合部の変形は増大しないとされている。しかし，試験体 B01・B04，試験体 1N～4，試験体 L01～L03・M01～M02 のように計算上は梁主筋降伏時のせん断応力度が圧壊開始時のそれ以下であっても，主筋降伏後に接合部の変形が増大していた。



(a)　十字形接合部



(b)　ト形接合部

図 8.5.17　接合部の復元力特性の計算値と実験値

8.5.5　柱梁接合部の終局モーメント

本項では，塩原・楠原の提案する柱梁接合部のモーメントに対する抵抗機構に基づいた終局強度についての検討を行う。

これは，梁および柱の主筋が柱梁接合部内で降伏することにより柱梁接合部が伝達できるモーメントが上限に達するとするもので，終局強度はこのときに柱梁接合部に作用するモーメントとして表わされる[8-13][8-8]。

また，主筋の降伏の前にコンクリートが柱梁接合部内で圧壊して接合部の破壊が生じる現象は，従来は接合部のせん断破壊と呼ばれている。一方，塩原はこの現象をやはり柱梁接合部のモーメントに対する抵抗機構に基づいて説明し，コンクリートが終局状態に達すると同時に主筋が降伏する破壊を釣り合い破壊，このときの主筋量を接合部の釣り合い破壊を生じさせないための限界補強量と呼んでいる。そして，降伏時の主筋の引張力がこの限界補強量より多い場合に主筋降伏前の接合部破壊が生じるとしている[8-13][8-14]。

以下では，釣り合い鉄筋量と接合部の破壊形式の関係および接合部の終局モーメントを考慮した場合の部分架構の終局強度の推定精度についての検討を行うこととした。

(1)　十字形接合部

文献[8-15]に示された計算式に従い，限界補強量および接合部の終局モーメントを以下のように算定する。

<u>限界補強量</u>

まず，釣り合い破壊時の接合部中央のコンクリートストラットの幅を表わす係数ξ_1を次の 2 次方程式を解くことにより得る。このとき，部材端のせん断力の影響は無視し，さらに接合部横補強筋及び柱中段筋のひずみは小さいものとしてこれらの応力も無視している。なお，梁の上端と下端で配筋が異なる場合は鉄筋の断面積等は上下の平均を用いた。

$$\frac{1}{1+R^2}g_b\frac{(T_{b1}+T_{b2})/2}{E_sA_b}+\frac{1}{1+1/R^2}g_c\frac{(T_{c1}+T_{c2})/2}{E_sA_c}=\frac{1-\xi_1-(\xi_{2x}+\xi_{2y})}{\xi_1}\varepsilon_u \qquad \text{（式 8.25）}$$

ここで，

T_{b1}，T_{c1}：梁および柱の引張側主筋の引張力で以下による（これらを式 8.25 に代入することでξ_1に関する 2 次方程式となる）

$$T_{b1}=\frac{1}{1+R^2}\xi_1 b_c D_b \beta_1 \beta_3 f_c \qquad \text{（式 8.26）}$$

$$T_{c1}=\frac{1}{1+1/R^2}\xi_1 b_c D_c \beta_1 \beta_3 f_c-\frac{N_c}{2} \qquad \text{（式 8.27）}$$

T_{b2}，T_{c2}：梁および柱の圧縮側主筋の引張力で以下による

$$T_{b2}=\frac{1}{2}(1-g_b)b_b D_b \beta_3 f_c \qquad \text{（式 8.28）}$$

$$T_{c2} = \frac{1}{2}(1-g_c)b_b D_c \beta_3 f_c - \frac{N_c}{2} \quad \text{（式 8.29）}$$

ξ_1：接合部中央のコンクリートストラットの幅の接合部パネルの頂点から接合部パネルの対角線までの距離に対する比

ξ_{2x}，ξ_{2y}：接合部入隅部のコンクリートストラットの幅の梁せいおよび柱せいに対する比で以下による

$$\xi_{2x} = \frac{1}{\beta_1}\frac{T_{b2}}{b_b D_b \beta_3 f_c} = \frac{1}{2\beta_1}(1-g_b) \quad \text{（式 8.30）}$$

$$\xi_{2y} = \frac{1}{\beta_1}\frac{T_{c2}+N_c/2}{b_b D_c \beta_3 f_c} = \frac{1}{2\beta_1}(1-g_c) \quad \text{（式 8.31）}$$

N_c：柱軸力

b_b，b_c：梁および柱の断面の幅

D_b，D_c：梁および柱の断面のせい

g_b，g_c：梁および柱の引張側の主筋と圧縮側の主筋の距離の断面せいに対する比

R：柱梁接合部のアスペクト比（$= D_b / D_c$）

f_c：接合部のコンクリートの圧縮強度

ε_u：コンクリートの終局ひずみで 0.3%とする

β_1，β_3：コンクリートの応力分布をストレスブロックに置換する場合の係数で ACI 規準による

E_s：鉄筋のヤング率

A_b，A_c：梁および柱の引張主筋の断面積

得られたξ_1を用いて釣り合い破壊時のモーメント M_{jb}は次式により算定する。

$$M_{jb} = \left[\frac{1}{2}(M_{jh}+M_{jv})\right] \Big/ \left[1-\frac{1}{2}\left(\gamma_h \frac{D_b}{H} + \gamma_v \frac{D_c}{L}\right)\right] \quad \text{（式 8.32）}$$

ただし，

$$M_{jh} = \frac{1}{1+R^2}\left(g_b - \frac{1}{1+R^2}\beta_1\xi_1\right)\beta_1\xi_1 b_c D_b^{\,2}\beta_3 f_c + \frac{1}{4}(1-g_b)^2 b_b D_b^{\,2}\beta_3 f_c \quad \text{（式 8.33）}$$

$$\gamma_h = 2g_b \quad \text{（式 8.34）}$$

$$M_{jv} = \frac{1}{1+1/R^2}\left(g_c - \frac{1}{1+1/R^2}\beta_1\xi_1\right)\beta_1\xi_1 b_c D_c^{\,2}\beta_3 f_c + \frac{1}{4}(1-g_c)^2 b_b D_c^{\,2}\beta_3 f_c \quad \text{（式 8.35）}$$

$$\gamma_v = 2g_c \quad \text{（式 8.36）}$$

以上の結果を用いて限界補強量を算定する。

$$T_{bb} = \frac{1}{1+R^2}\xi_1 b_c D_b \beta_1 \beta_3 f_c - \frac{T_{hy}}{2} + \frac{M_{jb}}{H} \quad \text{（式 8.37）}$$

$$T_{c1} = \frac{1}{1+1/R^2}\xi_1 b_c D_c \beta_1 \beta_3 f_c - \frac{N_c + T_{my}}{2} + \frac{M_{jb}}{L} \qquad \text{（式 8.38）}$$

ここで,

T_{hy}：接合部の横補強筋の降伏強度

T_{my}：柱の中段筋の降伏強度

H：柱スパン

L：梁スパン

終局モーメント

十字形接合部の終局モーメントは次式により算定する。

$$M_{ju} = \left[\frac{1}{2}\left(M_{jh} + M_{jv}\right)\right] \Big/ \left[1 - \frac{1}{2}\left(\gamma_h \frac{D_b}{H} + \gamma_v \frac{D_c}{L}\right)\right] \qquad \text{（式 8.39）}$$

ただし,

$$M_{jh} = \left(g_b - \frac{T_{b1} + T_{hy}/2}{b_c D_b \beta_3 f_c}\right)\left(T_{by} + \frac{T_{hy}}{2}\right) D_b + \frac{1}{4}\left(1 - g_b\right)^2 b_b D_b{}^2 \beta_3 f_c \qquad \text{（式 8.40）}$$

$$\gamma_h = g_b + 2\frac{T_{b1} + T_{hy}/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} \qquad \text{（式 8.41）}$$

$$M_{jv} = \left(g_c - \frac{T_{c1} + \left(N_c + T_{my}\right)/2}{b_c D_c \beta_3 f_c}\right)\left(T_{c1} + \frac{N_c + T_{my}}{2}\right) D_c + \frac{1}{4}\left(1 - g_c\right)^2 b_b D_c{}^2 \beta_3 f_c \qquad \text{（式 8.42）}$$

$$\gamma_v = g_c + 2\frac{T_{c1} + \left(N_c + T_{my}\right)/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} \qquad \text{（式 8.43）}$$

ここで,

T_{b1}：梁の引張側主筋の引張力で，梁の引張主筋の降伏強度 T_{by} と限界補強量 T_{bb} の小さい方

$T_{b1} = \min\left(T_{by}, T_{bb}\right)$

T_{b1}：柱の引張側主筋の引張力で，柱の引張主筋の降伏強度 T_{cy} と限界補強量 T_{cb} の小さい方

$T_{c1} = \min\left(T_{cy}, T_{cb}\right)$

ただし，算出される梁圧縮側主筋の応力は以下の制限を満足する必要がある。

$$T_{by} \geq T_{b2} \geq -T_{by} \quad \text{かつ} \quad T_{b2} \geq -E_s \varepsilon_u A_b = -\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} T_{by} \qquad \text{（式 8.44）}$$

ここで,

T_{b2}：梁の圧縮側主筋引張力で次式による

$$T_{b2}=\frac{1}{2}(1-g_b)b_bD_b\beta_3f_c-\frac{T_{hy}}{2}-\frac{M_{ju}}{H} \qquad \text{（式 8.45）}$$

ε_y：鉄筋の降伏ひずみ

式 8.44 を満足しない場合は T_{b2} の値を式 8.44 の制限の値とし，式 8.40 に代えて式 8.46 を，式 8.41 に代えて式 8.47 を式 8.39 に代入する。

$$\begin{aligned}M_{jh}=&\left\{1-\left(1+\frac{b_c}{b_b}\right)\frac{T_{b1}+T_{hy}/2}{b_cD_b\beta_3f_c}\right\}\left(T_{b1}+\frac{T_{hy}}{2}\right)D_b\\&-(1-\alpha_b)\left\{(1-g_b)-\frac{b_c}{b_b}\frac{(1+\alpha_b)T_{b1}+T_{hy}}{b_cD_b\beta_3f_c}\right\}T_{b1}D_b\end{aligned} \qquad \text{（式 8.46）}$$

$$\gamma_h=1+2\left\{\left(1-\frac{b_c}{b_b}\right)\frac{T_{b1}+T_{hy}/2}{b_cD_b\beta_3f_c}+(1-\alpha_b)\frac{b_c}{b_b}\frac{T_{b1}}{b_cD_b\beta_3f_c}\right\} \qquad \text{（式 8.47）}$$

ここで，

α_b：梁の引張主筋と圧縮側主筋の応力の比（$=T_{b2}\,/\,T_{b1}$）

同様に柱圧縮側主筋の応力も以下の制限を考慮する。

$$T_{cy}\geq T_{c2}\geq -T_{cy}\quad\text{かつ}\quad T_{c2}\geq -E_s\varepsilon_uA_c=-\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}T_{cy} \qquad \text{（式 8.48）}$$

ここで，

T_{c2}：柱の圧縮側主筋引張力で次式による

$$T_{c2}=\frac{1}{2}(1-g_c)b_bD_c\beta_3f_c-\frac{N_c+T_{my}}{2}-\frac{M_{ju}}{L} \qquad \text{（式 8.49）}$$

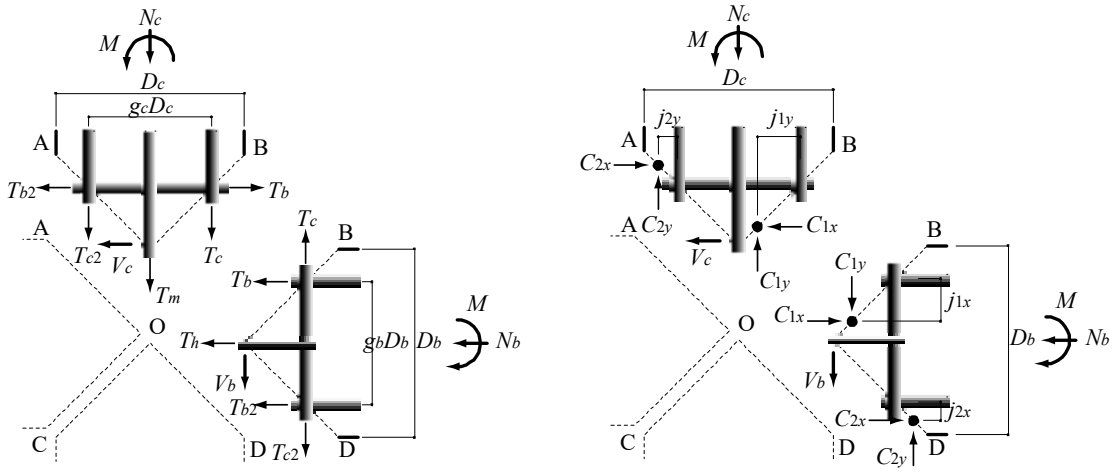
式 8.48 を満足しない場合は T_{c2} の値を式 8.48 の制限の値とし，式 8.42 に代えて式 8.50 を，式 8.43 に代えて式 8.51 を式 8.39 に代入する。

$$\begin{aligned}M_{jv}=&\left\{1-\left(1+\frac{b_c}{b_b}\right)\frac{T_{c1}+(N_c+T_{my})/2}{b_cD_c\beta_3f_c}\right\}\left(T_{c1}+\frac{N_c+T_{hy}}{2}\right)D_c\\&-(1-\alpha_c)\left\{(1-g_c)-\frac{b_c}{b_b}\frac{(1+\alpha_c)T_{c1}+(N_c+T_{my})}{b_cD_c\beta_3f_c}\right\}T_{c1}D_c\end{aligned} \qquad \text{（式 8.50）}$$

$$\gamma_v\cong 1+2\left\{\left(1-\frac{b_c}{b_b}\right)\frac{T_{c1}+(N_c+T_{my})/2}{b_cD_c\beta_3f_c}+(1-\alpha_c)\frac{b_c}{b_b}\frac{T_{c1}}{b_cD_c\beta_3f_c}\right\} \qquad \text{（式 8.51）}$$

ここで，

α_c：柱の引張主筋と圧縮側主筋の応力の比（$=T_{c2}\,/\,T_{c1}$）



(a)　鉄筋の応力　　(b)　コンクリートの応力

図 8.5.18　十字形接合部の仮想断面上の応力[8-15]

(2)　ト形接合部

文献[8-16]に示された計算式に従い，限界補強量および接合部の終局モーメントを以下のように算定する。

限界補強量

まず，釣り合い破壊時の接合部中央のコンクリートストラットの幅を表わす係数ξ_1を次の 2 次方程式を解くことにより得る。このとき，部材端のせん断力の影響は無視し，さらに接合部横補強筋，柱中段筋および梁主筋の定着端でひび割れを横切る部分のひずみは小さいものとしてこれらの応力も無視している。なお，梁の上端と下端で配筋が異なる場合は鉄筋の断面積等は上下の平均を用いた。

折り曲げ定着の場合

$$\frac{1}{1+R_h^{\,2}}(1-\mathrm{K})\left\{g_b-\left(1-\frac{R_h}{R}\right)\frac{1-g_b}{2}\right\}\frac{(T_{b1}+T_{b3})/2}{E_sA_b}+\frac{1}{1+1/R_h^{\,2}}g_c\frac{(T_{c1}+T_{c2})/2}{E_sA_c}$$
$$=\left(\frac{1+g_b}{2}-\frac{1-g_c}{2}\frac{R_h}{R}-\frac{\xi_1}{1+1/R_h^{\,2}}\right)\frac{\varepsilon_u}{\xi_1} \qquad \text{(式 8.52)}$$

ただし

$$\mathrm{K}=\frac{R_h}{R}\left(1-g_c-\xi_{2y}-\xi_{2x}\frac{R}{R_h}\right)\Big/\left(\frac{1+g_b}{2}-\xi_{2x}\right) \qquad \text{(式 8.53)}$$

ここで

T_{b1}，T_{c1}：梁および柱の引張側主筋の引張力で以下による

$$T_{b1}=\frac{1}{1+R_h^{\,2}}\xi_1 b_c D_b \beta_1\beta_3 f_c - T_{ah}$$
$$=\frac{1}{1-\alpha_a\dfrac{R_h}{\sqrt{1+R_h^{\,2}}}}\left(\frac{1}{1+R_h^{\,2}}\xi_1 b_c D_b \beta_1\beta_3 f_c\right) \qquad \text{(式 8.54)}$$

$$T_{c1}=\frac{1}{1+1/R_h^{\,2}}\frac{R}{R_h}\xi_1 b_c D_c'\beta_1\beta_3 f_c-T_e-T_{av}-N_c$$
$$\cong\frac{1}{1+1/R_h^{\,2}}\frac{R}{R_h}\left(1-\frac{\lambda}{2}\right)\xi_1 b_c D_c\beta_1\beta_3 f_c+(1-\lambda)T_{av}+\frac{R}{2}T_{ah}-\frac{1}{2}N_c \qquad \text{（式 8.55）}$$

T_{b2}，T_{c2}：梁および柱の圧縮側主筋の引張力で以下による

$$T_{b2}=\frac{1}{2}(1-g_b)b_b D_b\beta_3 f_c-T_{ah} \qquad \text{（式 8.56）}$$

$$T_{c2}=\frac{1}{2}(1-g_c)b_b D_c\beta_3 f_c-T_e-T_{av}-N_c$$
$$\cong\frac{1}{2}(1-g_c)b_b D_c\beta_3 f-\frac{1}{1+1/R_h^{\,2}}\frac{R}{R_h}\frac{\lambda}{2}\xi_1 b_c D_c\beta_1\beta_3 f_c+(1-\lambda)T_{av}+\frac{R}{2}T_{ah}-\frac{1}{2}N_c \qquad \text{（式 8.57）}$$

T_{b3}：梁主筋の定着端における応力で引張主筋の応力のα_a 倍とする（以下の検討では α_a=0.5 とした）

T_{ah}，T_{av}：梁主筋の定着端で斜めひび割れを横切る位置での引張力の水平および鉛直成分で以下による

$$T_{ah}=\frac{R_h}{\sqrt{1+R_h^{\,2}}}T_{b3}=\frac{R_h}{\sqrt{1+R_h^{\,2}}}\alpha_a T_{b1}，\quad T_{ah}=\frac{1}{\sqrt{1+R_h^{\,2}}}T_{b3}=\frac{1}{\sqrt{1+R_h^{\,2}}}\alpha_a T_{b1}$$

ξ_1：接合部中央のコンクリートストラットの幅の接合部パネルの頂点から接合部パネルの対角線までの距離に対する比

ξ_{2x}，ξ_{2y}：接合部入隅部のコンクリートストラットの幅の梁せいおよび柱せいに対する比で以下による

$$\xi_{2x}=\frac{1}{\beta_1}\frac{T_{b2}}{b_b D_b\beta_3 f_c}=\frac{1}{2\beta_1}(1-g_b) \qquad \text{（式 8.58）}$$

$$\xi_{2y}=\frac{1}{\beta_1}\frac{T_{c2}+T_e+N_c}{b_b D_c\beta_3 f_c}=\frac{1}{2\beta_1}(1-g_c) \qquad \text{（式 8.59）}$$

N_c：柱軸力

b_b，b_c：梁および柱の断面の幅

D_b，D_c：梁および柱の断面のせい

g_b，g_c：梁および柱の引張側の主筋と圧縮側の主筋の距離の断面せいに対する比

R：柱梁接合部のアスペクト比（= D_b/D_c）

R_h：梁の有効せいの主筋定着長さに対する比（= $R(1+g_b)/2\lambda$ ）

λ：梁主筋定着長さの柱せいに対する比

f_c：接合部のコンクリートの圧縮強度

ε_u：コンクリートの終局ひずみで 0.3%とする

β_1，β_3：コンクリートの応力分布をストレスブロックに置換する場合の係数で ACI 規準による

E_s：鉄筋のヤング率

A_b，A_c：梁および柱の引張主筋の断面積

なお，本来は外側主筋の応力 T_e は上柱のモーメントと下柱のモーメントが等しくなるように定めるため ξ_1 の値に応じて変化し，精確に求めるためには収束計算等が必要となる。しかし，ここでは簡単のため式 8.55 と式 8.57 では，梁および柱の主筋間距離比を 1 とし，上下の柱のモーメントが等しいことを表わす条件式で 2 次項を無視することによって得られる以下の簡略式を代入して式変形を行っている。（接合部横補強筋，柱中段筋の応力は無視）

$$T_e \cong \frac{\lambda T_{c1} - (1-\lambda) N_c - \lambda T_{av} - R T_{ah}}{2-\lambda} \qquad \text{（式 8.60）}$$

機械式定着の場合

$$\frac{1}{1+R_h^{\,2}}(1-\mathrm{K})\left\{g_b - \left(1-\frac{R_h}{R}\right)\frac{1-g_b}{2}\right\}\frac{(T_{b1}+T_{b3})/2}{E_s A_b} + \frac{1}{1+1/R_h^{\,2}} g_c \frac{(T_{c1}+T_{c2})/2}{E_s A_c} = \left\{\frac{1+g_b}{2} - \frac{1-g_c}{2}\frac{R_h}{R} - \left(1-\mathrm{K}\frac{1}{1+R_h^{\,2}}\right)\xi_1\right\}\frac{\varepsilon_u}{\xi_1} \qquad \text{（式 8.61）}$$

ただし

$$\mathrm{K} = \frac{R_h}{R}\left(\frac{1-g_c}{2} - \xi_{2y}\right) \Big/ \left(\frac{1+g_b}{2} - \frac{1-g_c}{2}\frac{R_h}{R}\right) \qquad \text{（式 8.62）}$$

ここで，機械式定着にあっては T_{ah}，T_{av} はゼロとし，他の記号は折り曲げ定着の場合と同様とする。

得られた ξ_1 を用いて釣り合い破壊時のモーメント M_{jb} は次式により算定する。

$$M_{jb} = \left[\frac{1}{2}(M_{jh} + M_{jv})\right] \Big/ \left[1 - \frac{1}{2}\left(\gamma_h \frac{D_b}{H} + \gamma_v \frac{D_c}{L}\right)\right] \qquad \text{（式 8.63）}$$

ただし，

$$M_{jh} = \frac{1}{1+R_h^{\,2}}\left(g_b - \frac{1}{1+R_h^{\,2}}\beta_1\xi_1\right)\beta_1\xi_1 b_c D_b^{\,2}\beta_3 f_c + 2g_b T_{ah} + \frac{1}{4}(1-g_b)^2 b_b D_b^{\,2}\beta_3 f_c \qquad \text{（式 8.64）}$$

$$\gamma_h = 2g_b \qquad \text{（式 8.65）}$$

$$M_{jv} = \frac{1-2e}{1+1/R_h^{\,2}}\left(g_c - 2e - \frac{1-2e}{1+1/R_h^{\,2}}\beta_1\xi_1\right)\beta_1\xi_1 b_c D_c^{\,2}\beta_3 f_c + \frac{1}{4}(1-g_c)^2 b_b D_c^{\,2}\beta_3 f_c = \frac{1}{1+1/R_h^{\,2}}\left(\frac{R}{R_h}\right)^2\left(g_c - \frac{1}{2}\left(1-\frac{R}{R_h}\right) - \frac{1}{1+1/R_h^{\,2}}\beta_1\xi_1\right)\beta_1\xi_1 b_c D_c^{\,2}\beta_3 f_c + \frac{1}{4}(1-g_c)^2 b_b D_c^{\,2}\beta_3 f_c \qquad \text{（式 8.66）}$$

$$\gamma_v = 2g_c \qquad \text{（式 8.67）}$$

ここで，

T_a：梁主筋定着端で斜めひび割れを横切る引張力で以下による

$$T_a = \begin{cases} \alpha_a T_{b1} & (\text{在来工法，}\ \alpha_a = 0.5) \\ 0 & (\text{機械式定着}) \end{cases}$$

T_{ah}：T_a の水平成分で以下による

$$T_{ah} = \frac{R_h}{\sqrt{1 + {R_h}^2}} T_a$$

e：正負の斜めひび割れの交点の偏心量の柱せいに対する比

$$e = \frac{1}{2}\left(1 - \frac{R}{R_h}\right)$$

以上の結果を用いて限界補強量を算定する。設計での適用を念頭に，算出される値が安全側となるよう，接合部横補強筋および柱帯筋の応力はゼロ，柱中段筋の応力は降伏強度としている。

$$T_{bb} = \frac{1}{1 + {R_h}^2} \xi_1 b_c D_b \beta_1 \beta_3 f'_c + T_{ah} + \frac{M_{jb}}{H} \qquad (\text{式 } 8.68)$$

$$T_{cb} = \frac{1}{1 + 1/{R_h}^2} \xi_1 b_c D_c' \beta_1 \beta_3 f'_c - T_{my} - T_e - T_{av} - N_c + r\frac{2M_{jb}}{L} \qquad (\text{式 } 8.69)$$

ただし，

$$T_e = \frac{1}{g_c}\left[\frac{1}{4}\left\{\frac{\beta_1 \xi_1}{1 + {R_h}^2} R^2 \left(g_b + g_c - \frac{1}{2}\left(1 - \frac{R}{R_h}\right) - \beta_1 \xi_1\right) - \frac{1}{4}\frac{b_b}{b_c}\left(R^2(1 - g_b)^2 + (1 - g_c)^2\right)\right\} b_c D_c \beta_3 f'_c \right.$$
$$\left. - \frac{1}{\sqrt{1 + {R_h}^2}}\left[\frac{g_b R}{2} R_h + \left(\lambda - \frac{1 - g_c}{2}\right)\right] T_a \right] - \frac{T_{my} + N_c}{2}$$

(式 8.70)

ここで，

T_{my}：柱の中段筋の降伏強度

H：柱スパン

L：梁スパン

r：梁側の主筋が引張となる柱の梁せん断力による変動軸力の梁せん断力に対する比（以下の検討では加力方法によらず r=0.0 とした）

終局モーメント

ト形接合部の終局モーメントはいかに従って算出される 3 つの終局モーメントのうち最小のものとする。

a)　柱梁接合部の斜めひび割れ面の終局モーメント

$$M_{ju1}=\left[\frac{1}{2}\left(M_{jh}+M_{jv}\right)\right]\Big/\left[1-\frac{1}{2}\left(\gamma_h\frac{D_b}{H}+\gamma_v\frac{D_c}{L}\right)\right] \qquad \text{（式 8.71）}$$

ただし，

$$M_{jh}=\left(g_b-\frac{T_{b1}-T_{sy}-T_{ah}}{b_c D_b \beta_3 f_c}\right)\left(T_{b1}-T_{sy}-T_{ah}\right)D_b+2g_b\left(T_{ah}+T_{sy}+\frac{T_{hy}}{2}\right)D_b +\frac{1}{4}\left(1-g_b\right)^2 b_b D_b{}^2 \beta_3 f_c \qquad \text{（式 8.72）}$$

$$\gamma_h=g_b+2\frac{T_{b1}-T_{sy}-T_{ah}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \qquad \text{（式 8.73）}$$

$$M_{jv}=\left\{\left(g_c-2e\right)-\frac{T_{c1}+T_m+T_e+T_{av}+N_c}{b_c D_c \beta_3 f_c}\right\}\left(T_{c1}+T_{my}+T_e+T_{av}+N_c\right)D_c +\frac{1}{4}\left(1-g_c\right)^2 b_b D_c{}^2 \beta_3 f_c \qquad \text{（式 8.74）}$$

$$\gamma_v=2\left\{\left(1-r\right)g_c+r\left(2e+2\frac{T_{c1}+T_{my}+T_e+T_{av}+N_c}{b_c D_c \beta_3 f_c}\right)\right\} \qquad \text{（式 8.75）}$$

ここで，

T_{b1}：梁の引張側主筋の引張力で，梁の引張主筋の降伏強度 T_{by} と限界補強量 T_{bb} の小さい方

$T_{b1}=\min\left(T_{by},T_{bb}\right)$

T_{b1}：柱の引張側主筋の引張力で，柱の引張主筋の降伏強度 T_{cy} と限界補強量 T_{cb} の小さい方

$T_{c1}=\min\left(T_{cy},T_{cb}\right)$

T_{my}：柱の中段筋の降伏強度

T_{hy}：接合部横補強筋の降伏強度

T_{sy}：接合部の斜めひび割れを横切る柱帯筋の降伏強度

T_a：梁主筋定着端で斜めひび割れを横切る引張力で以下による

$$T_a=\begin{cases}\alpha_a T_{b1} & \text{（在来工法，}\alpha_a=0.5\text{）}\\ 0 & \text{（機械式定着）}\end{cases}$$

T_{ah}，T_{av}：梁主筋の定着端で斜めひび割れを横切る位置での引張力の水平および鉛直成分で以下による

$$T_{ah}=\frac{R_h}{\sqrt{1+R_h{}^2}}T_a\,,\quad T_{ah}=\frac{1}{\sqrt{1+R_h{}^2}}T_a$$

T_e：外側の柱主筋の引張力で以下による

$$\begin{aligned}T_e=\Bigg[&\frac{R}{2}\left\{\left(g_b-\frac{T_{b1}-T_{ah}-T_s}{b_cD_b\beta_3f_c}\right)\left(T_{b1}-T_{ah}-T_s\right)-2\left(g_sT_s+g_b\frac{T_h}{2}\right)\right\}\\&+\frac{1}{2}\left\{\left(g_c-2e-\frac{T_{c1}+T_{my}+T_{av}+N_c}{b_cD_c\beta_3f_c}\right)\left(T_{c1}+T_{my}+T_{av}+N_c\right)-2g_c\left(T_{my}+N_c\right)\right\}\\&-\frac{1}{4}\left\{R^2\left(1-g_b\right)^2+\left(1-g_c\right)^2\right\}b_bD_c\beta_3f_c-\frac{1}{\sqrt{1+R_h{}^2}}\left[\frac{g_bR}{2}R_h+\left(\lambda-\frac{1-g_c}{2}\right)\right]T_a\Bigg]\\&\Bigg/\left\{\left(\frac{3}{2}g_c+e\right)+\frac{T_{c1}+T_{my}+T_{av}+N_c}{b_cD_c\beta_3f_c}\right\}\end{aligned}\qquad\text{（式 8.76）}$$

ただし，算出される梁圧縮側主筋の応力は以下の制限を満足する必要がある。

$$T_{by}\ge T_{b2}\ge -T_{by}\quad\text{かつ}\quad T_{b2}\ge -E_s\varepsilon_uA_b=-\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}T_{by}\qquad\text{（式 8.77）}$$

ここで,

T_{b2}：梁の圧縮側主筋引張力で次式による

$$T_{b2}=\frac{1}{2}\left(1-g_b\right)b_bD_b\beta_3f_c-T_{hy}-T_{sy}-T_{ah}-\frac{M_{ju1}}{H}\qquad\text{（式 8.78）}$$

ε_y：鉄筋の降伏ひずみ

式 8.77 を満足しない場合は T_{b2} の値を式 8.77 の制限の値とし，式 8.72 に代えて式 8.79 を，式 8.73 に代えて式 8.80 を式 8.71 に代入する。

$$\begin{aligned}M_{jh}=&\left\{1-\left(1+\frac{b_c}{b_b}\right)\frac{T_{b1}-T_{ah}-T_{sy}}{b_cD_b\beta_3f_c}\right\}\left(T_{b1}-T_{ah}-T_{sy}\right)D_b\\&-\left(1-\alpha_b\right)\left\{\left(1-g_b\right)-2\frac{b_c}{b_b}\frac{\left(1+\alpha_b\right)/2\cdot T_{b1}+T_{ah}+T_{sy}+T_{hy}}{b_cD_b\beta_3f_c}\right\}T_{by}D_b\\&+2\left\{1-2\frac{b_c}{b_b}\frac{T_{b1}+T_{hy}/2}{b_cD_b\beta_3f_c}\right\}\left(T_{ah}+T_{sy}+\frac{T_{hy}}{2}\right)D_b\end{aligned}\qquad\text{（式 8.79）}$$

$$\gamma_h\cong 1+2\left\{\left(1-\frac{b_c}{b_b}\right)\frac{T_{b1}-T_{sy}-T_{ah}}{b_cD_b\beta_3f_c}+\left(1-\alpha_b\right)\frac{b_c}{b_b}\frac{T_{b1}}{b_cD_b\beta_3f_c}-2\frac{b_c}{b_b}\frac{T_{ah}+T_{sy}+T_{hy}/2}{b_cD_b\beta_3f_c}\right\}\qquad\text{（式 8.80）}$$

ここで,

α_b：梁の引張主筋と圧縮側主筋の応力の比（$=T_{b2}$ / T_{b1}）

同様に柱圧縮側主筋の応力も以下の制限を考慮する。

$$T_{cy} \geq T_{c2} \geq -T_{cy} \quad \text{かつ} \quad T_{c2} \geq -E_s \varepsilon_u A_c = -\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} T_{cy} \qquad \text{（式 8.81）}$$

ここで,

T_{c2}：柱の圧縮側主筋引張力で次式による

$$T_{c2} = \frac{1}{2}(1-g_c) b_b D_c \beta_3 f_c - T_{my} - T_e - T_{av} - N_c - (1-r)\frac{2M_{ju1}}{L} \qquad \text{（式 8.82）}$$

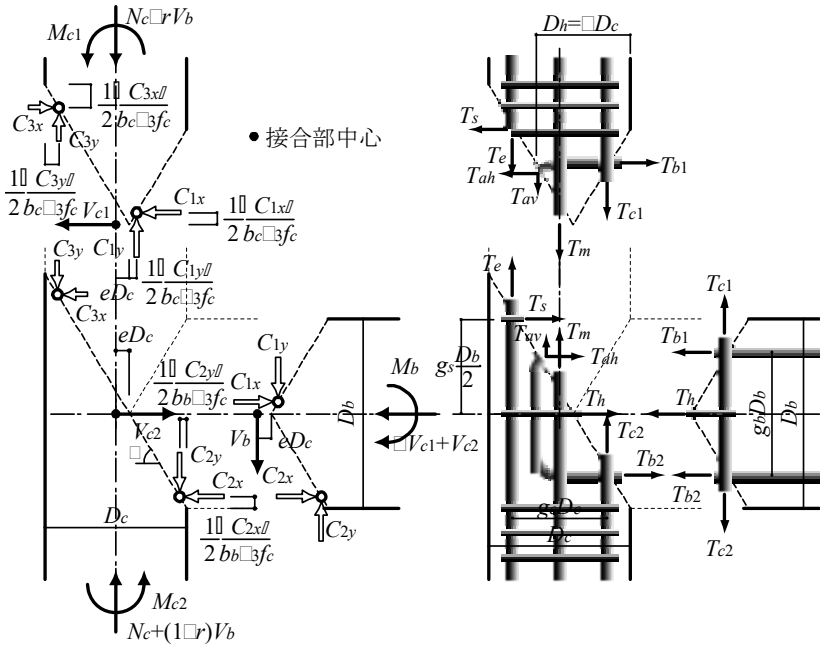
式 8.81 を満足しない場合は T_{b2} の値を式 8.81 の制限の値とし，式 8.74 に代えて式 8.83 を，式 8.75 に代えて式 8.51 を式 8.84 に代入する。

$$M_{jv} = \left\{1 - \left(1 + \frac{b_c}{b_b}\right)\frac{T_{c1} + (N_c + T_{my})/2}{b_c D_c \beta_3 f_c}\right\}\left(T_{c1} + \frac{N_c + T_{hy}}{2}\right) D_c - (1-\alpha_c)\left\{(1-g_c) - \frac{b_c}{b_b}\frac{(1+\alpha_c)T_{c1} + (N_c + T_{my})}{b_c D_c \beta_3 f_c}\right\} T_{c1} D_c \qquad \text{（式 8.83）}$$

$$\gamma_v \cong 1 + 2\left\{\left(1 - \frac{b_c}{b_b}\right)\frac{T_{c1} + (N_c + T_{my})/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} + (1-\alpha_c)\frac{b_c}{b_b}\frac{T_{c1}}{b_c D_c \beta_3 f_c}\right\} \qquad \text{（式 8.84）}$$

ここで,

α_c：柱の引張主筋と圧縮側主筋の応力の比（$=T_{c2} / T_{c1}$）



(a) 外力およびコンクリートの応力　　(b) 鉄筋の応力

図 8.5.19　ト形接合部の斜めひび割れによる仮想断面上の応力[8-16]

b)　外側柱主筋と横補強筋の降伏による終局モーメント

$$M_{ju2}=\left[\frac{1}{2}\left(M_{jh}+M_{jv}\right)\right]\Big/\left[1-\frac{1}{2}\left(\gamma_h\frac{D_b}{H}+\gamma_v\frac{D_c}{L}\right)\right] \qquad (式\ 8.85)$$

ただし,

$$M_{jh}=2\left\{2g_b\left(T_{ah}+T_{sy}+\frac{T_{hy}}{2}\right)D_b+\left(g_s-g_b\right)T_sD_b+\frac{1}{4}\left(1-g_b\right)^2b_bD_b^{\,2}\beta_3f_c\right\} \qquad (式\ 8.86)$$

$$\gamma_h=2g_b \qquad (式\ 8.87)$$

$$M_{jv}=2\left\{2g_c\left(T_{cy}+T_{av}+\frac{T_{my}+N_c}{2}\right)D_c-2\left(\frac{1+g_c}{2}-\lambda\right)T_{av}D_c+\frac{1}{4}\left(1-g_c\right)^2b_bD_c^{\,2}\beta_3f\right\} \qquad (式\ 8.88)$$

$$\gamma_v=2\cdot2\left(1-r\right)g_c \qquad (式\ 8.89)$$

ここで,

T_a：梁主筋定着端で斜めひび割れを横切る引張力で以下による

$$T_a=\begin{cases}\alpha_aT_{by} & (在来工法,\ \alpha_a=0.5)\\ 0 & (機械式定着)\end{cases}$$

T_{ah}, T_{av}：梁主筋の定着端で斜めひび割れを横切る位置での引張力の水平および鉛直成分で以下による

$$T_{ah}=\frac{R_h}{\sqrt{1+R_h^{\,2}}}T_a,\quad T_{ah}=\frac{1}{\sqrt{1+R_h^{\,2}}}T_a$$

柱梁接合部の斜めひび割れ面の終局モーメントの場合と同様に圧縮側の主筋の応力を考慮する。

$$T_{by}\ge T_{b2}\ge -T_{by}\ \ かつ\ \ T_{b2}\ge -E_s\varepsilon_uA_b=-\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}T_{by} \qquad (式\ 8.90)$$

ここで,

T_{b2}：梁の圧縮側主筋引張力で次式による

$$T_{b2}=\frac{1}{2}\left(1-g_b\right)b_bD_b\beta_3f_c-T_{hy}-T_{sy}-T_{ah}-\frac{M_{ju2}}{H} \qquad (式\ 8.91)$$

式 8.90 を満足しない場合は T_{b2} の値を式 8.90 の制限の値とし，式 8.86 に代えて式 8.92 を，式 8.87 に代えて式 8.93 を式 8.85 に代入する。

$$M_{jh}=2\times\left[2g_b\left(T_{ah}+T_{sy}+\frac{T_{hy}}{2}\right)D_b+\left(g_s-g_b\right)T_sD_b+\left\{\left(1-g_b\right)-\frac{b_c}{b_b}\frac{T_{b2}+T_{hy}+T_{sy}+T_{ah}}{b_cD_b\beta_3D_b}\right\}\times\left(T_{b2}+T_{hy}+T_{sy}+T_{ah}\right)D_b\right] \qquad (式\ 8.92)$$

$$\gamma_h=2\left(1-2\frac{b_c}{b_b}\frac{T_{b2}+T_{hy}+T_{sy}+T_{ah}}{b_cD_b\beta_3f_c}\right) \qquad (式\ 8.93)$$

同様に柱圧縮側主筋の応力も以下の制限を考慮する。

$$T_{cy} \geq T_{c2} \geq -T_{cy} \quad \text{かつ} \quad T_{c2} \geq -E_s \varepsilon_u A_c = -\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} T_{cy} \qquad \text{（式 8.94）}$$

ここで,

T_{c2}：柱の圧縮側主筋引張力で次式による

$$T_{c2} = \frac{1}{2}(1-g_c) b_b D_c \beta_3 f_c - T_{my} - T_e - T_{av} - N_c - (1-r)\frac{2M_{ju2}}{L} \qquad \text{（式 8.95）}$$

式 8.94 を満足しない場合は T_{b2} の値を式 8.94 の制限の値とし，式 8.88 に代えて式 8.96 を，式 8.89 に代えて式 8.97 を式 8.85 に代入する。

$$\begin{aligned} M_{jv} = 2\times\Bigg[& 2\left\{1-2\frac{b_c}{b_b}\frac{T_{cy}+(T_{av}+T_{my}+N_c)/2}{b_c D_c \beta_3 f_c}\right\}\left(T_{cy}+\frac{T_{av}+T_{my}+N_c}{2}\right)D_c \\ & +2\left(\lambda-\frac{1}{2}\right)T_{av}D_c \\ & -(1-\alpha_c)\left\{(1-g_c)-\frac{b_c}{b_b}\frac{2\cdot 2\left(T_{cy}+(T_{av}+T_{my}+N_c)/2\right)-(1-\alpha_c)T_{cy}}{b_c D_c \beta_3 f_c}\right\}T_{cy}D_c\Bigg] \end{aligned} \qquad \text{（式 8.96）}$$

$$\gamma_v \cong 2\cdot 2(1-r)\left(1-2\frac{b_c}{b_b}\frac{(1+\alpha_c)T_{cy}+T_{my}+T_{av}+N_c}{b_c D_c \beta_3 f_c}\right) \qquad \text{（式 8.97）}$$

ここで,

α_c：圧縮側主筋の応力の比（$=T_{c2} / T_{cy}$）

c)　柱端のひび割れ面の終局モーメント

$$M_{ju3} = \left[\frac{1}{2}(M_{jh}+M_{jv})\right] \Big/ \left[1-\frac{1}{2}\left(\gamma_h \frac{D_b}{H}+\gamma_v \frac{D_c}{L}\right)\right] \qquad \text{（式 8.98）}$$

ただし,

$$M_{jh} = 2g_b\left(T_{ah}+T_{sy}+\frac{T_{hy}}{2}\right)D_b + \frac{1}{4}(1-g_b)^2 b_b D_b^{\,2} \beta_3 f_c \qquad \text{（式 8.99）}$$

$$\gamma_h = 2g_b \qquad \text{（式 8.100）}$$

$$\begin{aligned} M_{jv} = & \left\{2\left(\lambda-\frac{1-g_c}{2}\right)-\frac{T_{cy}+T_{my}+T_e+N_c}{b_b D_c \beta_3 f_c}\right\}(T_{cy}+T_{my}+T_e+N_c)D_c \\ & +2\left(\lambda-\frac{1-g_c}{2}\right)T_{av}D_c+\frac{1}{4}(1-g_c)^2 b_b D_c^{\,2}\beta_3 f_c \end{aligned} \qquad \text{（式 8.101）}$$

$$\gamma_v = 2\cdot 2r\left\{\left(\frac{1+(1-r)/r\cdot g_c}{2}-\lambda\right)+\frac{T_{cy}+T_{my}+T_e+N_c}{b_c D_c \beta_3 f_c}\right\} \qquad \text{（式 8.102）}$$

ここで,

T_a：梁主筋定着端で斜めひび割れを横切る引張力で以下による

$$T_a=\begin{cases}\alpha_a T_{by} & (\text{在来工法},\ \alpha_a=0.5)\\ 0 & (\text{機械式定着})\end{cases}$$

T_{ah}，T_{av}：梁主筋の定着端で斜めひび割れを横切る位置での引張力の水平および鉛直成分で以下による

$$T_{ah}=\frac{R_h}{\sqrt{1+R_h{}^2}}T_a,\quad T_{ah}=\frac{1}{\sqrt{1+R_h{}^2}}T_a$$

T_e：外側の柱主筋の引張力で以下による

$$T_e=\left[\left(\lambda-\frac{1-g_c}{2}-\frac{T_{c1}+T_{my}+N_c}{b_cD_c\beta_3f_c}\right)\left(T_{c1}+T_{my}+N_c\right)-g_c\left(T_{my}+N_c\right)-R\left(g_b\frac{T_h}{2}+g_sT_s\right)\right.$$
$$\left.-\frac{1}{8}\left\{R^2\left(1-g_b\right)^2+\left(1-g_c\right)^2\right\}b_bD_c\beta_3f_c-\frac{1}{\sqrt{1+R_h{}^2}}\left[g_bR\cdot R_h+\left(\lambda-\frac{1-g_c}{2}\right)\right]T_a\right]$$
$$\Bigg/\left\{\frac{3}{2}g_c-\left(\lambda-\frac{1}{2}\right)+\frac{2\left(T_{c1}+T_{my}+N_c\right)}{b_cD_c\beta_3f_c}\right\}$$

（式 8.103）

柱梁接合部の斜めひび割れ面の終局モーメントの場合と同様に圧縮側の主筋の応力を考慮する。

$$T_{by}\ge T_{b2}\ge -T_{by}\quad \text{かつ}\quad T_{b2}\ge -E_s\varepsilon_uA_b=-\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}T_{by}$$

（式 8.104）

ここで,

T_{b2}：梁の圧縮側主筋引張力で次式による

$$T_{b2}=\frac{1}{2}\left(1-g_b\right)b_bD_b\beta_3f_c-T_{hy}-T_{sy}-T_{ah}-\frac{M_{ju2}}{H}$$

（式 8.105）

式 8.104 を満足しない場合は T_{b2} の値を式 8.104 の制限の値とし，式 8.99 に代えて式 8.106 を，式 8.100 に代えて式 8.107 を式 8.98 に代入する。

$$M_{jh}=\left\{\left(1-g_b\right)-\frac{\alpha_bT_{b1}+T_{ah}+T_s+T_h}{b_bD_b\beta_3f_c}\right\}\left(\alpha_bT_{b1}+T_{ah}+T_s+T_h\right)D_b$$
$$+2g_b\left(T_{ah}+T_{sy}+\frac{T_{hy}}{2}\right)D_b$$

（式 8.106）

$$\gamma_h=\left(1+g_b\right)+2\frac{b_c}{b_b}\frac{\alpha_bT_{b1}+T_{ah}+T_{sy}+T_{hy}}{b_cD_b\beta_3f_c}$$

（式 8.107）

同様に柱圧縮側主筋の応力も以下の制限を考慮する。

$$T_{cy}\ge T_{c2}\ge -T_{cy}\quad \text{かつ}\quad T_{c2}\ge -E_s\varepsilon_uA_c=-\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}T_{cy}$$

（式 8.108）

ここで,

T_{c2}：柱の圧縮側主筋引張力で次式による

$$T_{c2}=\frac{1}{2}(1-g_c)b_bD_c\beta_3f_c-T_{my}-T_e-T_{av}-N_c-(1-r)\frac{2M_{ju2}}{L} \qquad \text{（式 8.109）}$$

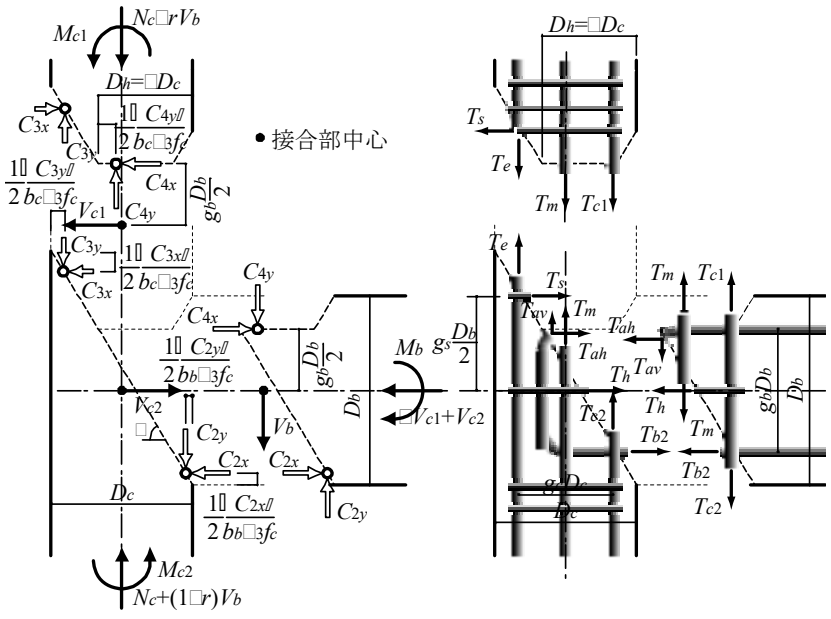
式 8.108 を満足しない場合は T_{b2} の値を式 8.108 の制限の値とし，式 8.101 に代えて式 8.110 を，式 8.102 に代えて式 8.111 を式 8.98 に代入する。

$$\begin{aligned}M_{jv}=&\left\{2\lambda-\left(1+\frac{b_c}{b_b}\right)\frac{T_{cy}+T_{my}+T_e+N_c}{b_cD_c\beta_3f_c}\right\}(T_{cy}+T_{my}+T_e+N_c)D_c\\&+\left\{2\lambda-\frac{b_c}{b_b}\frac{T_{av}+2(T_{cy}+T_{my}+T_e+N_c)}{b_cD_c\beta_3f_c}\right\}T_{av}D_c\\&-(1-\alpha_c)\left\{(1-g_c)-2\frac{b_c}{b_b}\frac{(1+\alpha_c)/2\cdot T_{cy}+T_e+T_{my}+T_{av}+N_c}{b_cD_c\beta_3f_c}\right\}T_{cy}D_c\end{aligned} \qquad \text{（式 8.110）}$$

$$\gamma_h\cong 2\left\{(1-2\lambda)+2r\left(1-\frac{1-r}{r}\frac{b_c}{b_b}\right)\frac{T_{cy}+T_{my}+T_e+N_c}{b_cD_c\beta_3f_c}+2(1-r)\left((1-\alpha_c)\frac{b_c}{b_b}\frac{T_{cy}}{b_cD_c\beta_3f_c}-\frac{b_c}{b_b}\frac{T_{av}}{b_cD_c\beta_3f_c}\right)\right\} \qquad \text{（式 8.111）}$$

ここで,

α_c：縮側主筋の応力の比（$=T_{c2}$ / T_{cy}）



(a) 外力およびコンクリートの応力　　(b) 鉄筋の応力

図 8.5.20　ト形接合部の柱端と斜めひび割れによる仮想断面上の応力[8-16]

(3) L 形接合部

文献[8-4]の付録に示された計算式に従い，限界補強量および接合部の終局モーメントを以下のように算定する。

限界補強量

まず，釣り合い破壊時の接合部中央のコンクリートストラットの幅を表わす係数ξ_1を次の 2 次方程式を解くことにより得る。このとき，部材端のせん断力の影響は無視し，さらに接合部横補強筋及び柱中段筋のひずみは小さいものとしてこれらの応力も無視している。

$$\left\{\left(\frac{1}{1+R_e^{\,2}}\right)^2\frac{R_e}{R}\lambda_h\frac{1+\alpha_b}{2}\frac{b_cD_b\beta_1\beta_3f_c}{E_sA_b}+\left(\frac{1}{1+1/R_e^{\,2}}\right)^2\frac{R}{R_e}\lambda_v\frac{1+\alpha_c}{2}\frac{b_cD_c\beta_1\beta_3f_c}{E_sA_c}\right\}\xi_1^{\,2} = \left\{1-\xi_1-\left(\frac{1-g_b}{2}\frac{D_b}{D_b'}+\frac{1-g_c}{2}\frac{D_c}{D_c'}\right)\right\}\varepsilon_u \qquad \text{（式 8.112）}$$

ただし，

$$R_e \equiv \frac{l_{dv}-\dfrac{1-g_b}{2}D_b}{l_{dh}-\dfrac{1-g_c}{2}D_c} = \frac{\lambda_h-\dfrac{1-g_b}{2}}{\lambda_v-\dfrac{1-g_c}{2}}R$$

$$D_b' = l_{dv}+\frac{1-g_c}{2}D_cR_e$$

$$D_c' = l_{dh}+\frac{1-g_b}{2}D_b/R_e$$

ここで，

ξ_1：接合部中央のコンクリートストラットの幅の接合部パネルの頂点から梁と柱の定着端を結ぶ線までの距離

b_b，b_c：梁および柱の断面の幅

D_b，D_c：梁および柱の断面のせい

g_b，g_c：梁および柱の引張側の主筋と圧縮側の主筋の距離の断面せいに対する比

l_{dh}，l_{dv}：梁および柱主筋の定着長さ

λ_h：梁主筋定着長さの柱せいに対する比

λ_v：柱主筋定着長さの梁せいに対する比

R：柱梁接合部のアスペクト比（$= D_b/D_c$）

f_c：接合部のコンクリートの圧縮強度

ε_u：コンクリートの終局ひずみで 0.3%とする

β_1，β_3：コンクリートの応力分布をストレスブロックに置換する場合の係数で ACI 規準による

E_s：鉄筋のヤング率

A_b，A_c：梁および柱の引張主筋の断面積

α_b，α_c：梁および柱主筋の定着端における引張力の部材端での引張力に対する比（以下

の検討では 0.5 とする）

得られたξ_1を用いて釣り合い破壊時のモーメントM_{jb}は次式により算定する。

$$M_{jb}=\left[\frac{1}{2}\left(M_{jh}+M_{jv}\right)\right]\Bigg/\left[1-\frac{1}{2}\left(\gamma_h\frac{D_b}{H}+\gamma_v\frac{D_c}{L}\right)\right] \quad \text{（式 8.113）}$$

ただし，

$$M_{jh}=\frac{1}{1+R_e^{\,2}}\left(\lambda_v+\frac{1-g_c}{2}\frac{R_e}{R}\right)\left\{g_b-2e-\frac{1}{1+R_e^{\,2}}\left(\lambda_v+\frac{1-g_c}{2}\frac{R_e}{R}\right)\beta_1\xi_1\right\}\beta_1\xi_1 b_c D_b^{\,2}\beta_3 f_c$$
$$+\frac{1}{8}\left(1-g_b\right)^2 bD_b^{\,2}\beta_3 f_c \quad \text{（式 8.114）}$$

$$\gamma_h=2g_b \quad \text{（式 8.115）}$$

$$M_{jv}=\frac{1}{1+1/R_e^{\,2}}\left(\lambda_h+\frac{1-g_b}{2}\frac{R}{R_e}\right)\left\{g_c-2e-\frac{1}{1+1/R_e^{\,2}}\left(\lambda_h+\frac{1-g_b}{2}\frac{R}{R_e}\right)\xi_1\beta_1\right\}\xi_1\beta_1 b_c D_c^{\,2}\beta_3 f_c$$
$$+\frac{1}{8}\left(1-g_c\right)^2 bD_c^{\,2}\beta_3 f_c \quad \text{（式 8.116）}$$

$$\gamma_v=2g_c \quad \text{（式 8.117）}$$

以上の結果を用いて次のように限界補強量を算定する。

$$T_{bb}=\frac{1}{1+R_e^{\,2}}\left(\lambda_v+\frac{1-g_c}{2}\frac{R_e}{R}\right)\xi_n bD_b\beta_1\beta_3 f_c+\frac{2M_{jb}}{H} \quad \text{（式 8.118）}$$

$$T_{cb}=\frac{1}{1+1/R_e^{\,2}}\left(\lambda_h+\frac{1-g_b}{2}\frac{R}{R_e}\right)\xi_n bD_c\beta_1\beta_3 f_c+\frac{2M_{jb}}{L} \quad \text{（式 8.119）}$$

<u>終局モーメント</u>

加力の方向別にそれぞれ以下のように算定する。

a)　開く方向

$$M_{ju}=\left[\frac{1}{2}\left(M_{jh}+M_{jv}\right)\right]\Bigg/\left[1-\frac{1}{2}\left(\gamma_h\frac{D_b}{H}+\gamma_v\frac{D_c}{L}\right)\right] \quad \text{（式 8.120）}$$

ただし，

$$M_{jh}=\left(g_b-2e-\frac{T_{b1}}{b_c D_b\beta_3 f_c}\right)T_{b1}D_b+\frac{g_b}{2}T_h D_b+\frac{1}{8}\left(1-g_b\right)^2 b_c D_b^{\,2}\beta_3 f_c \quad \text{（式 8.121）}$$

$$\gamma_h = 4\left(e + \frac{T_{by}}{b_c D_b \beta_3 f_c}\right) \qquad \text{（式 8.122）}$$

$$M_{jv} = \left(g_c - 2e - \frac{T_{c1}}{bD_c\beta_3 f_c}\right)T_{c1}D_c + \frac{g_c}{2}T_m D_c + \frac{1}{8}(1-g_c)^2 b_c D_c{}^2 \beta_3 f_c \qquad \text{（式 8.123）}$$

$$\gamma_v = 4\left(e + \frac{T_{c1}}{b_c D_c \beta_3 f_c}\right) \qquad \text{（式 8.124）}$$

ここで，

T_{b1}：梁の引張側主筋の引張力で，梁の引張主筋の降伏強度 T_{by} と限界補強量 T_{bb} の小さい方

$$T_{b1} = \min(T_{by}, T_{bb})$$

T_{b1}：柱の引張側主筋の引張力で，柱の引張主筋の降伏強度 T_{cy} と限界補強量 T_{cb} の小さい方

$$T_{c1} = \min(T_{cy}, T_{cb})$$

T_h：接合部横補強筋の引張力で，降伏強度と次式による値の小さい方

$$T_h = \frac{1}{g_b}\left\{\frac{g_c}{R}T_{my} + \frac{1}{4}\left\{(1-g_b)^2 - \frac{1}{R^2}(1-g_c)^2\right\}b_b D_b \beta_3 f_c\right\}$$

T_m：柱の中段筋の引張力で，降伏強度と次式による値の小さい方

$$T_m = \frac{1}{g_c}\left\{Rg_b T_{hy} + \frac{1}{4}\left\{R^2(1-g_b)^2 - (1-g_c)^2\right\}b_b D_c \beta_3 f_c\right\}$$

e：接合部芯と斜めひび割れの交点の偏心量

$$e = \frac{1}{2}\frac{\left((1-\lambda_v)\lambda_h + (1-\lambda_h)\lambda_v\right) - \left(\frac{1+g_b}{2}\frac{1-g_c}{2} + \frac{1-g_b}{2}\frac{1+g_c}{2}\right)}{(\lambda_v + \lambda_h) - \left(\frac{1-g_b}{2} + \frac{1-g_c}{2}\right)}$$

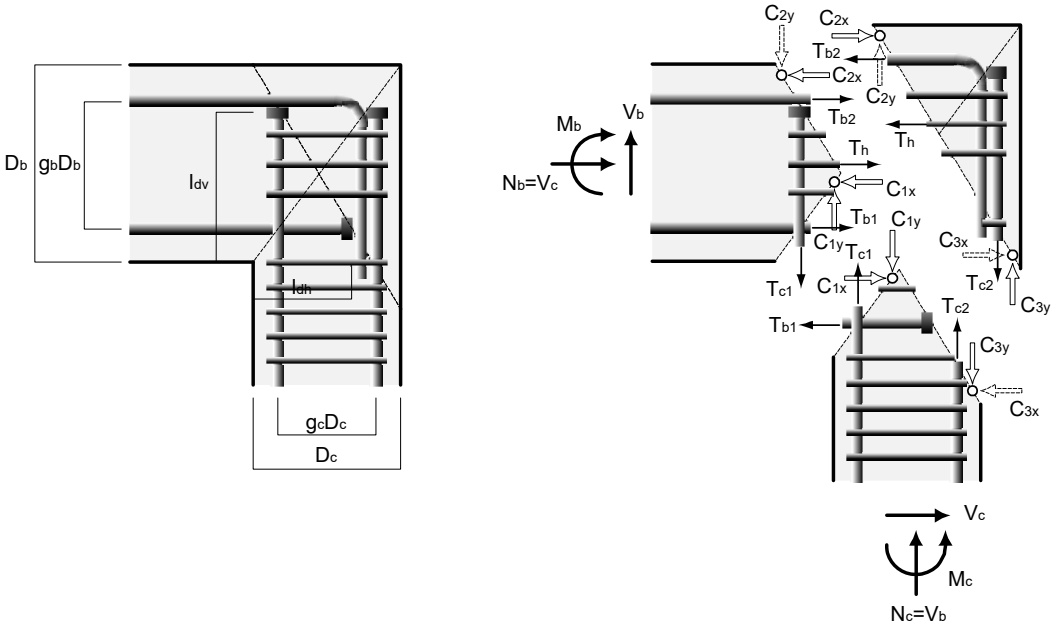


図 8.5.21　L 形接合部の開く方向での仮想断面上の応力[8-4]

b)　閉じる方向

$$M_{ju}=\left[\frac{1}{2}\left(M_{jh}+M_{jv}\right)\right]\Big/\left[1-\frac{1}{2}\left(\gamma_h\frac{D_b}{H}+\gamma_v\frac{D_c}{L}\right)\right] \qquad \text{（式 8.125）}$$

ただし，

$$M_{jh}=\frac{2}{\sqrt{1+1/R^2}}\left\{g_b+\frac{1}{R^2}\left(\lambda-\frac{1-g_c}{2}\right)\right\}T_{by}D_b+g_bT_{hy}D_b+\frac{1}{4}\left(1-g_b\right)^2b_bD_b{}^2\beta_3f_c \qquad \text{（式 8.126）}$$

$$\gamma_h=2g_b \qquad \text{（式 8.127）}$$

$$M_{jv}=g_cT_{my}D_c+\frac{1}{4}\left(1-g_c\right)^2b_bD_c{}^2\beta_3f_c \qquad \text{（式 8.128）}$$

$$\gamma_v=2g_c \qquad \text{（式 8.129）}$$

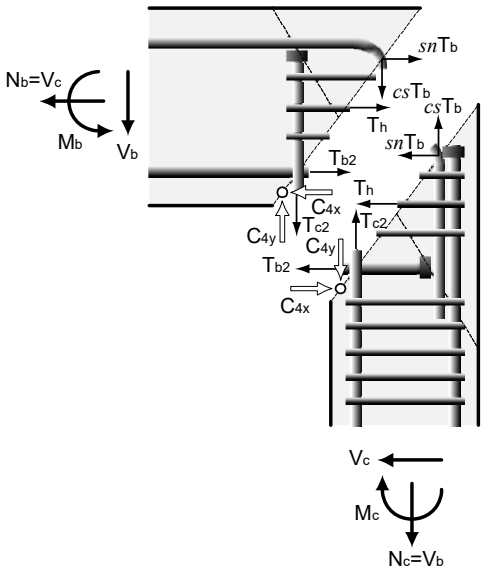


図 8.5.22　L 形接合部の開く方向での仮想断面上の応力[8-4]

(4)　評価式の精度

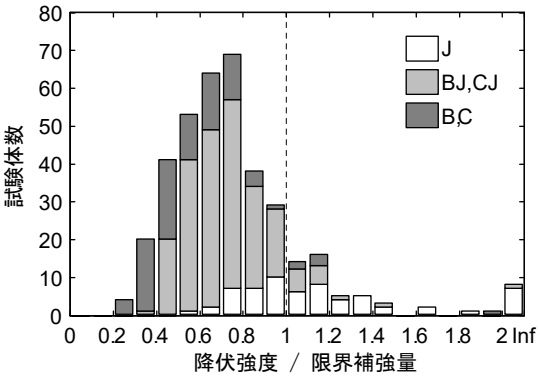
<u>限界補強量</u>

図 8.5.23 に試験体の諸元から求めた主筋の降伏強度の限界補強量に対する比の度数分布を試験体の形状別に示す。降伏強度の限界補強量に対する比が 1 を超えると主筋降伏前にコンクリートが終局状態に達することを表わしている。L 形接合部では開く方向のみ評価式があるので，閉じる方向は示していない。

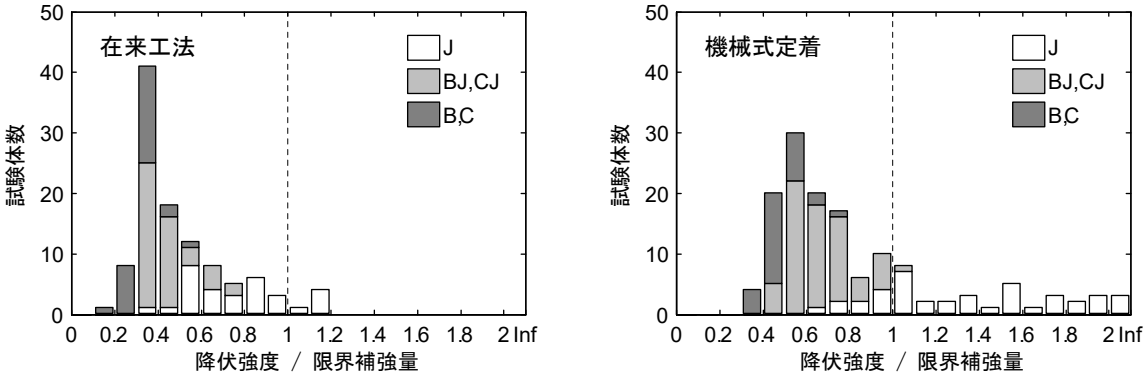
いずれの形状の場合も 1 より小さい（主筋量は限界補強量以下）範囲にも J 型の試験体が含まれている。理由との 1 つとして，塩原らのモデルでは主筋は接合部に生じる斜めひび割れを横切る位置で降伏するとしているのに対し，実験の多くでは柱・梁フェースでのみ鉄筋のひずみを測定しており，必ずしも接合部内での主筋の降伏の有無は確認されていないことが考えられる。主筋降伏前の接合部破壊を生じさせないための設計式として用いるには安全側の評価とはいえず，

ばらつきに対して一定の配慮が必要といえる。

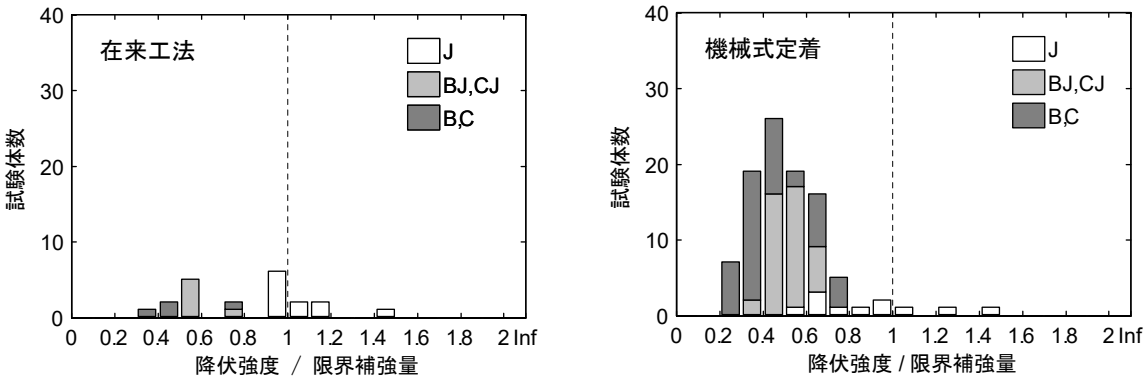
一方，梁や柱の主筋の降伏が確認されている B 型，BJ 型の試験体のほとんどでは主筋量は限界補強量以下であった。



(a)　十字形接合部



(b)　ト形接合部



(c)　L 形接合部（開く方向）

図 8.5.23　接合部の限界補強量と破壊形式

終局モーメント

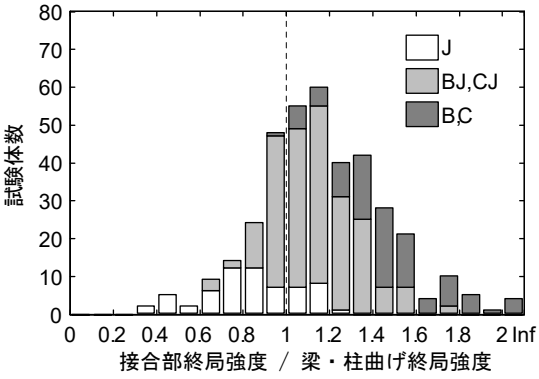
図 8.5.24 に接合部の終局強度時の層せん断力の梁･柱の曲げ終局時の小さい方に対する比の度数分布を示す。ここで，梁・柱の曲げ終局強度は平面保持の仮定を用い，コンクリートの応力分布を矩形のストレスブロックに置換して求めたものである。この比が 1 以下だと梁・柱の曲げ強度が発揮されないと考えられるものである。接合部の破壊，あるいは損傷が大きかったと考えられる J 型，BJ 型が必ずしも 1 以下の範囲にあるわけではない。これは，特にこの比が 1 に近い範囲では接合部の変形も大きくひび割れの拡大やコンクリートの圧壊が避けられないことも一因と考えられる。B 型，つまり梁曲げ破壊となった試験体のほとんどは接合部の終局強度は梁・柱の曲げ終局強度以上であった。

図 8.5.25 に接合部の終局強度時の層せん断力の梁･柱の曲げ終局時の小さい方に対する比と実験における最大層せん断力の梁・柱の曲げ終局時層せん断力に対する比の関係を示す。図中の破線が最大層せん断力の計算値になる。また，**表 8.5.14** に実験値の計算値に対する比の平均等をまとめたものを示す。ただし，表中の値は，接合部の終局強度時の層せん断力計算値が梁・柱の曲げ終局時の計算値の小さい方より小さい試験体のみを対象とした場合である。

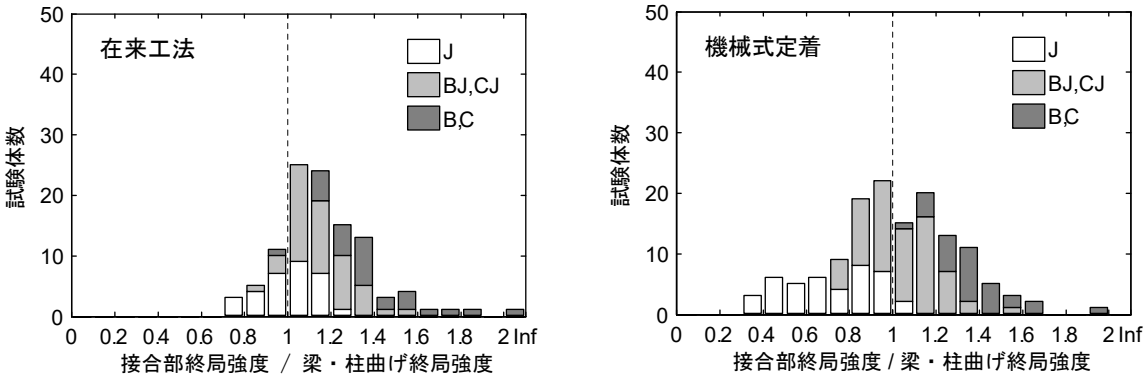
十字形接合部では破壊形式によらず計算値は概ね実験値と適合しており，ばらつきも比較的小さい。ト形接合部では，機械式定着では計算値は実験値と適合しているといえる。一方，在来工法（折り曲げ定着）の場合では計算値は実験値に対して過大評価であり，特に J 型の試験体ではその差が大きい。計算値が過大評価となるのは，計算にあたって折り曲げ部での応力を一律に柱フェースでの応力の 0.4 倍と仮定しているが，これが大きすぎるためである可能性がある。L 形接合部の閉じる方向では限界補強量の評価がないこともあり全体的に計算値の適合性は悪い。一方，開く方向ではばらつきはそれほど大きくないが，全体的に計算値は過大評価の傾向があるといえる。

表 8.5.14　終局強度の評価精度

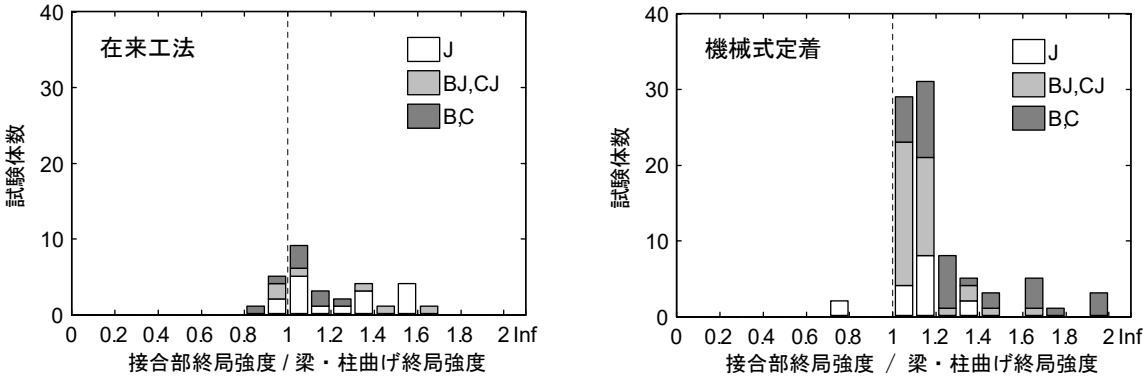
	十字形	ト形		L 形			
				閉じる		開く	
		在来	機械式	在来	機械式	在来	機械式
試験体数	102	17	61	5	－	14	19
平均	1.02	0.77	1.01	1.11	－	0.76	0.97
最大	1.53	1.30	1.32	1.72	－	1.45	1.22
最小	0.69	0.56	0.59	0.79	－	0.60	0.59
標準偏差	0.15	0.18	0.16	0.35	－	0.21	0.19
変動係数	0.15	0.24	0.16	0.32	－	0.28	0.19



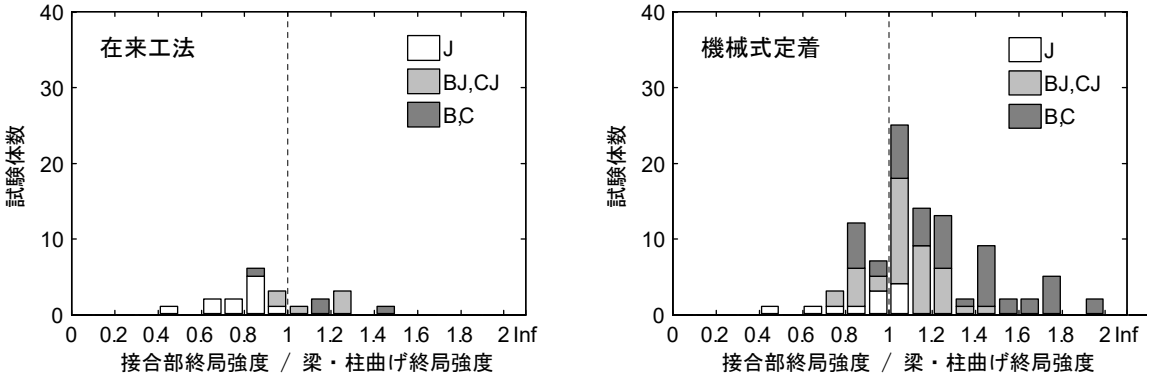
(a)　十字形接合部



(b)　ト形接合部

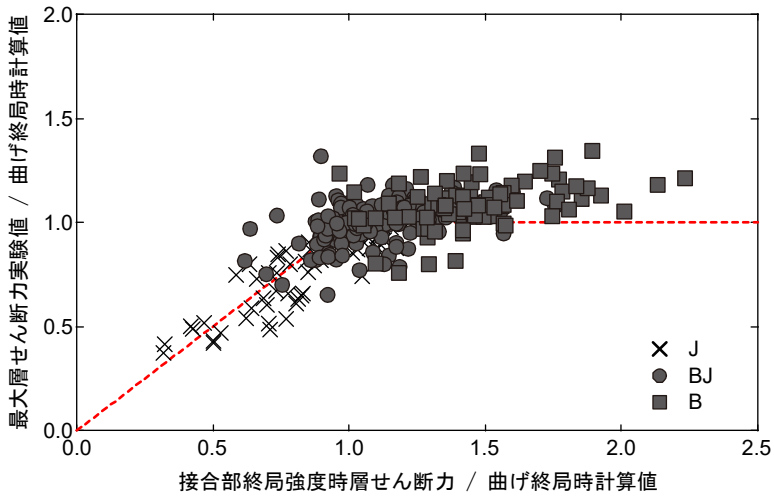


(c)　L 形接合部（閉じる方向）

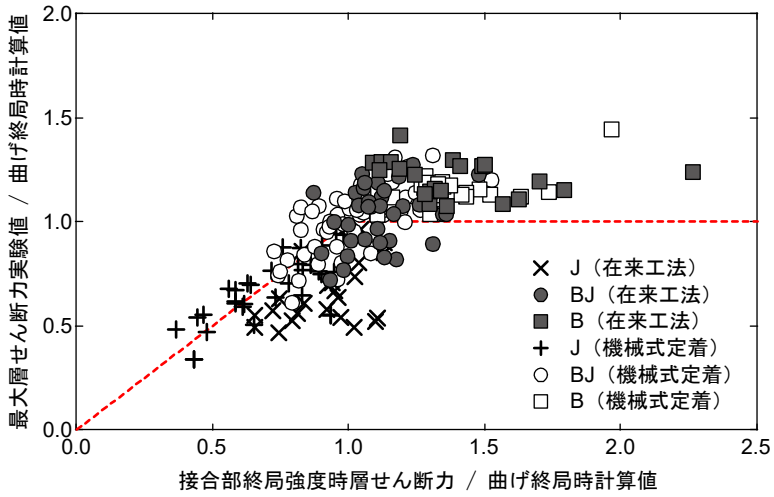


(d)　L 形接合部（開く方向）

図 8.5.24　接合部の終局強度と破壊形式

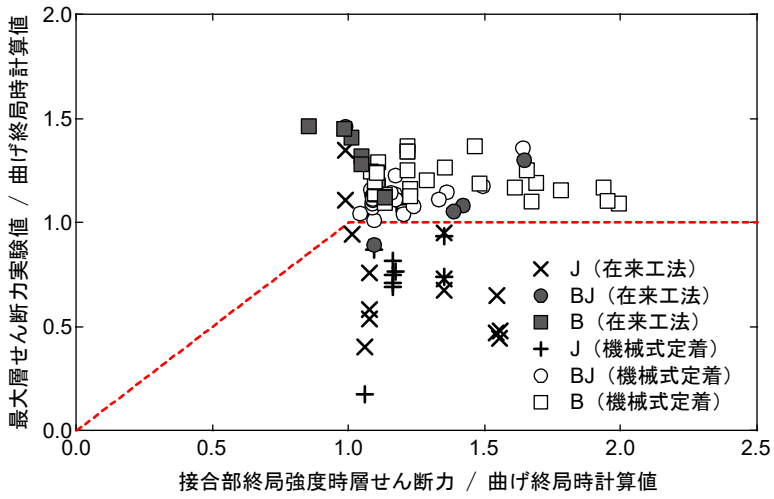


(a)　十字形接合部

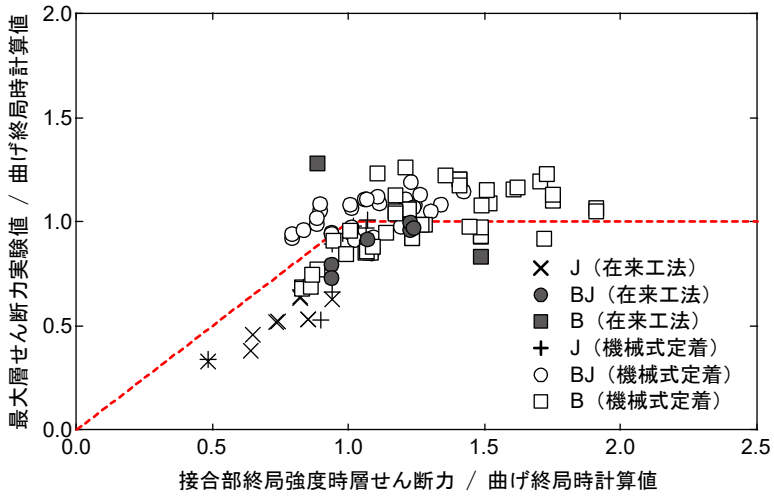


(b)　ト形接合部

図 8.5.25　接合部の終局強度と最大耐力



(c)　L 形接合部（閉じる方向）



(d)　L 形接合部（開く方向）

図 8.5.25　接合部の終局強度と最大耐力（つづき）

8.5.6　部分架構の降伏強度および終局強度

梁や柱の部材実験では，梁または柱のみをとりだし，両端に加力用のスタブを設けて部材端は固定端とみなす試験体が多い。しかし，実際の架構では柱や梁は柱梁接合部に接合されており，柱梁接合部の状態によっては必ずしも部材端は固定端とみなせない状態となる。そのため，架構内では部材実験で確認された性能が発揮されない可能性も否定できない。

一方，柱梁接合部の実験は柱と梁の反曲点で切り出された部分架構で行われることが多く，実際の架構により近いと考えられる。そこで，本項では柱梁接合部部分架構について，梁または柱の強度評価式により推定される強度と実験値の比較を行い，評価式の精度を検討する。

(1)　梁主筋降伏時の層せん断力

梁主筋降伏時のモーメントは，略算値と精算値の両方を求めた。略算値は，梁の主筋量が釣り合い鉄筋比以下の場合に適用できる次式によった。

$$M_y = a_t \sigma_y j \qquad \text{（式 8.130）}$$

ただし，

$$j = \frac{7}{8} d$$

ここで，

a_t　：引張主筋の断面積

σ_y　：引張主筋の降伏強度

d　：梁の有効せい（多段配筋の場合は鉄筋の重心位置）

精算値は，鉄筋の応力度－ひずみ度関係をバイリニア形，コンクリートの応力度－ひずみ度関係を Fafitis-Shah モデルとした平面保持を仮定した断面解析で 1 段目の主筋が降伏したときのモーメントとした。

このようにして求めた梁断面の降伏モーメントを，危険断面を柱フェース位置として層せん断力に換算した。

$$Q_y = \frac{\Sigma M_y}{(1 - D_c / L) H} \qquad \text{（式 8.131）}$$

ここで，

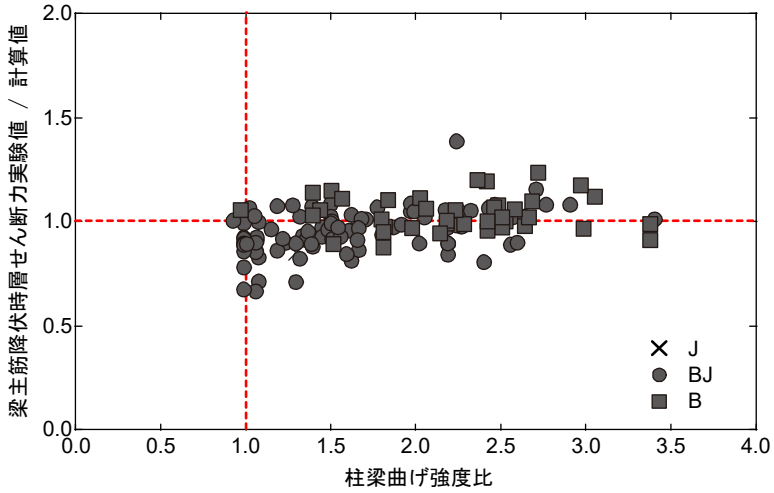
M_y：梁断面の降伏モーメント

L：梁のスパン長さ

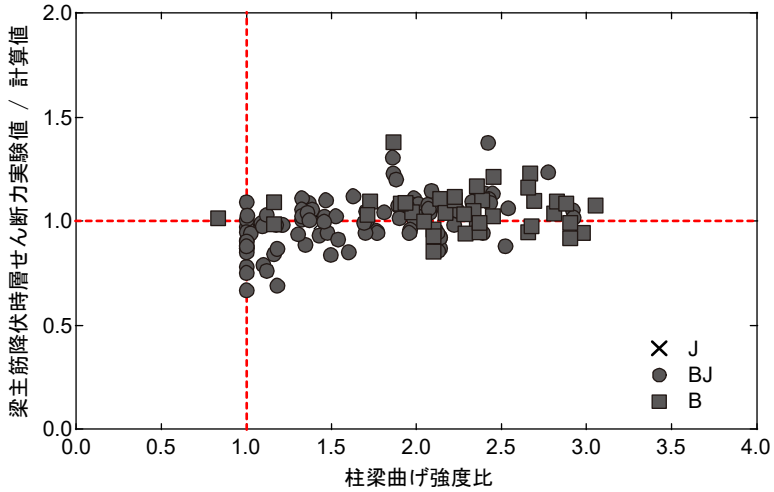
H：柱のスパン長さ

D_c：柱断面のせい

十字形接合部および T 形接合部について，実験値の計算値に対する比を**図 8.5.26**, **図 8.5.27** に示す。実験値は，8.4.4 で述べた通り多段配筋の場合には 1 段目の主筋降伏時である。実験値の計算値に対する比の平均は，十字形部分架構では略算値に対して 0.97，精算値に対しては 1.00 であった。T 形部分架構では略算値に対して 0.95，精算値に対して 0.97 となった。ばらつきは大きくないが，全体として計算値は実験値を精度よく評価しているものの，やや過大に評価する傾向となった。また，柱と梁の曲げ強度の比が小さい（1 に近い）試験体のほうが実験値の計算値に対する比が小さくなる傾向があった。

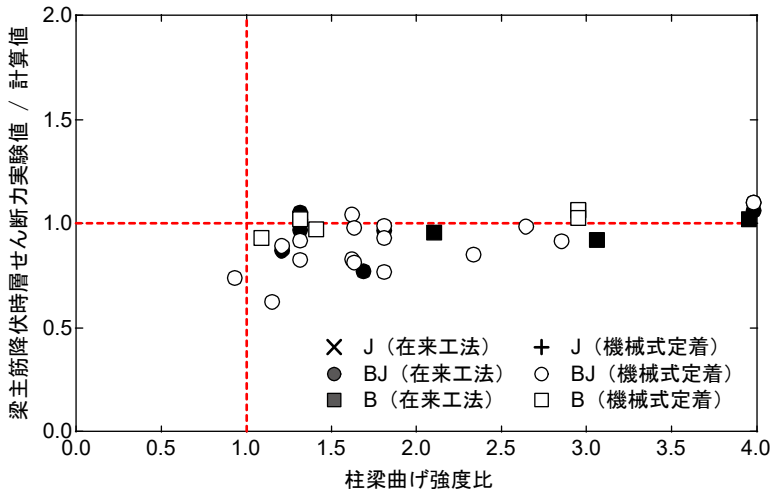


(a)　略算値

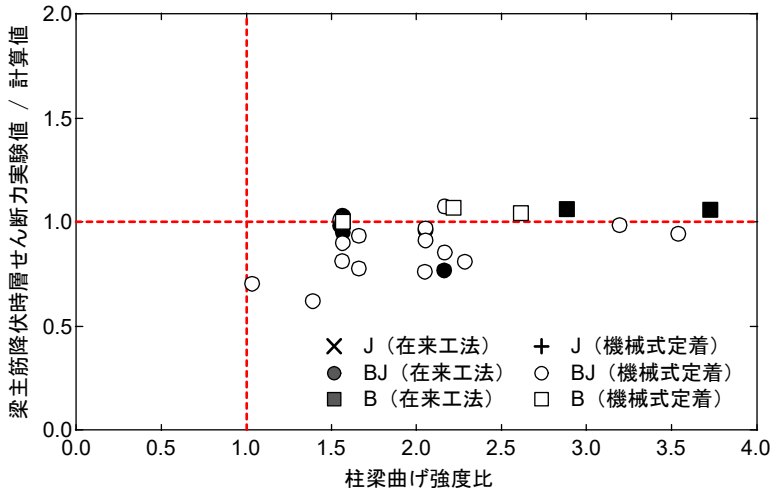


(b)　精算値

図 8.5.26 梁主筋降伏時層せん断力の実験値と計算値（十字形接合部）



(a)　略算値



(b)　精算値

図 8.5.27 梁主筋降伏時層せん断力の実験値と計算値（ト形接合部）

(2)　梁・柱の曲げ終局時の層せん断力

断面の終局モーメントの略算値は前述の技術基準解説書[8-10]に示された梁および柱の曲げ終局モーメント（式 8.13~8.15）によった。このとき，T 形および L 形接合部では梁に柱せん断力と釣り合う分の変動軸力が生じるがこれは無視した。また，ト形および L 形接合部では柱の軸力には梁の曲げ終局時の梁せん断力による変動分を考慮した。

一方，精算値は断面の終局モーメントを，鉄筋の応力度－ひずみ度関係をバイリニア形，コンクリートの応力度－ひずみ度関係を Fafitis-Shah モデルとした平面保持を仮定した断面解析により求め，圧縮縁のコンクリートのひずみ度が 0.3%に達した時のモーメントとした。ただし，高強度鉄筋を用いている場合などのように主筋降伏時のモーメントがこれを上回る場合には，主筋降伏時のモーメントを終局強度とした。また，断面解析を用いた精算ではト形接合部，T 形接合部，L 形接合部については実験時の加力方法に応じて生じる梁や柱の変動軸力を考慮した。

梁・柱の曲げ終局時の層せん断力は，柱フェースまたは梁フェースで終局モーメントに達するものとして，次式により終局モーメントから換算した。

$$Q_{bu}=\begin{cases}\dfrac{\Sigma M_{bu}}{(1-D_c/L)H} & \text{（十字形，ト形）}\\ \dfrac{\Sigma M_{bu}}{(1-D_c/L)H/2} & \text{（T 形，L 形）}\end{cases} \qquad \text{（式 8.132）}$$

$$Q_{cu}=\begin{cases}\dfrac{\Sigma M_{cu}}{H} & \text{（十字形，ト形）}\\ \dfrac{M_{cu}}{H/2} & \text{（T形，L形）}\end{cases} \qquad \text{（式 8.133）}$$

ここで，

M_{bu}，M_{cu}：梁および柱断面の曲げ終局モーメント

L：梁のスパン長さ

H：柱のスパン長さ

D_c：柱断面のせい

図 8.5.28～図 8.5.32 に梁曲げ終局強度時に対する実験値の比を示す。図の横軸は柱梁曲げ強度比（柱曲げ終局時と梁曲げ終局時の比，T 形接合部では梁柱曲げ強度比）であり，図中の破線が計算値を示している。検討の対象は主筋が降伏している B 型，BJ 型の試験体とした。ただし，これらの中でも現在の耐震設計の枠組みでは設計されない接合部せん断余裕度が 1 以下の試験体は除外した。

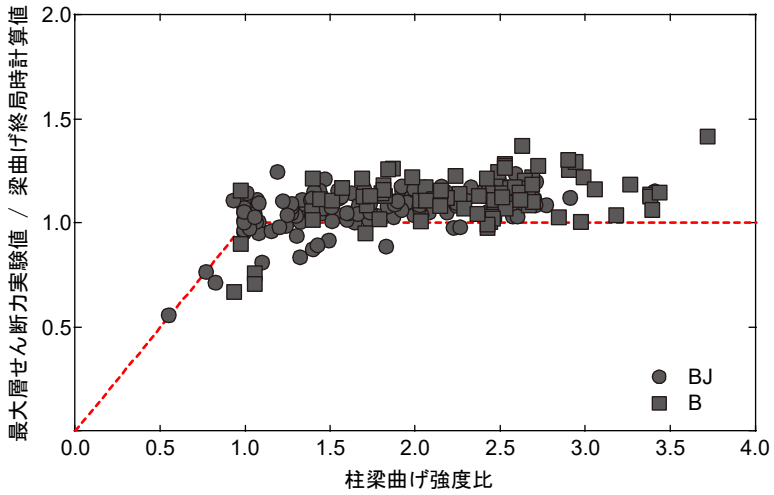
十字形接合部の場合，実験値の計算値に対する比の平均は略算値に対して 1.06，精算値に対して 1.02 となった。ばらつきも小さく計算値の評価精度は高いといえるが，柱と梁の曲げ強度が近い範囲には実験値が計算値を大きく下回る試験体が存在する。

ト形接合部の場合，実験値の計算値に対する比の平均は略算値に対して 1.09，精算値に対して 1.07 となった。精算値に対してみると，柱と梁の曲げ強度が近い範囲では実験値は計算値を下回

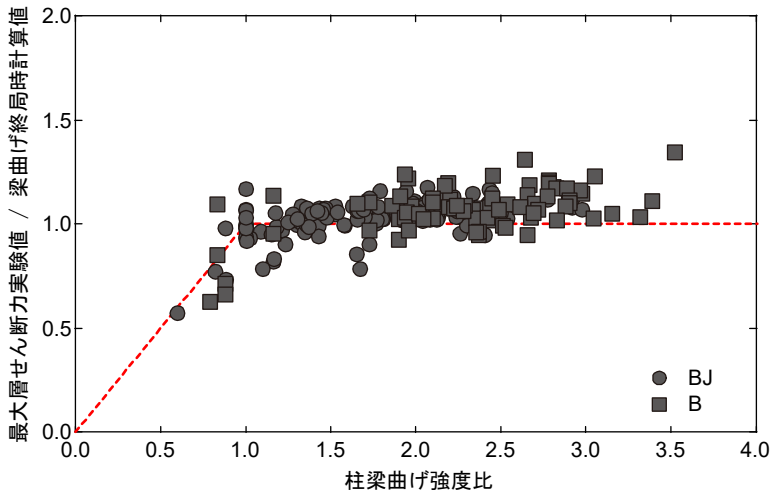
っている。一方，略算値の場合は，柱の曲げ強度時のほうが小さく計算値が柱曲げ強度時で決まる範囲では計算値が実験値を過小評価しており，ばらつきも大きかった。

T 形接合部の場合，実験値の計算値に対する比の平均は略算値に対して 1.55，精算値に対しては 1.06 となった。精算値は実験値に対して精度よく推定しているといえる。略算値では柱の曲げ強度が小さい範囲で実験値に対して計算値が小さく，柱の曲げ強度の略算値は実験値に対して過小評価となった。

L 形接合部の場合，閉じる方向では実験値の計算値に対する比の平均は略算値に対して 1.48，精算値に対して 1.17 となった。略算値では梁に生じる圧縮軸力を考慮しておらず，そのため計算値は実験値に対して過小評価となった。精算値ではばらつきは小さいがやや過小評価といえる。一方，開く方向では実験値の計算値に対する比の平均は略算値に対して 1.07，精算値に対して 1.02 となった。略算値では梁の引張軸力を考慮していない分やや計算値は実験値に対して過大評価する傾向があるが，柱の曲げ強度が小さい範囲では計算値は実験値を過小評価している。精算値と実験値はよく適合しているが，十字形接合部やト形接合部の場合と同様に柱と梁の曲げ強度が近い範囲では計算値を下回る試験体が多く存在した。

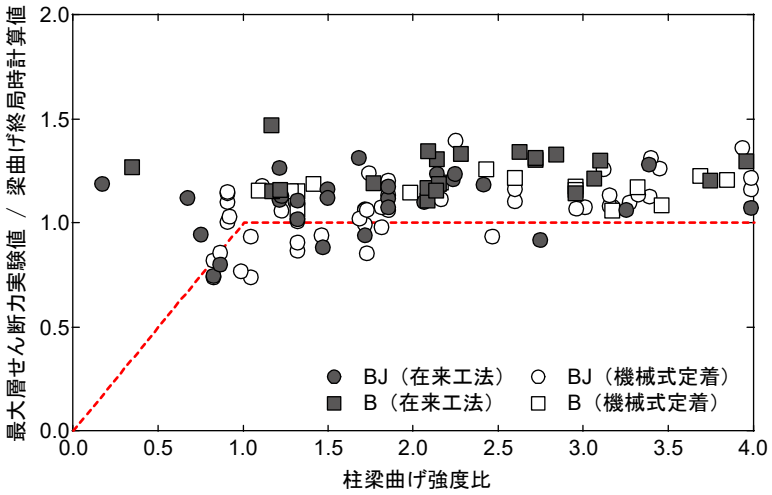


(a)　略算値

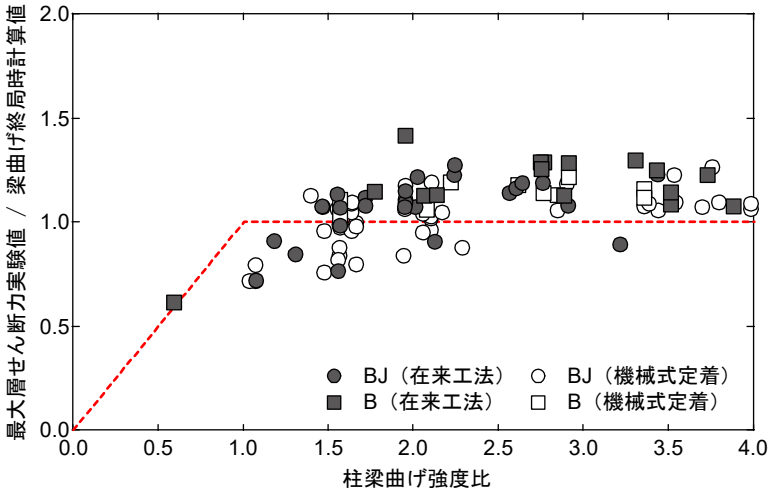


(b)　精算値

図 8.5.28　最大層せん断力実験値と梁・柱曲げ終局時計算値（十字形接合部）

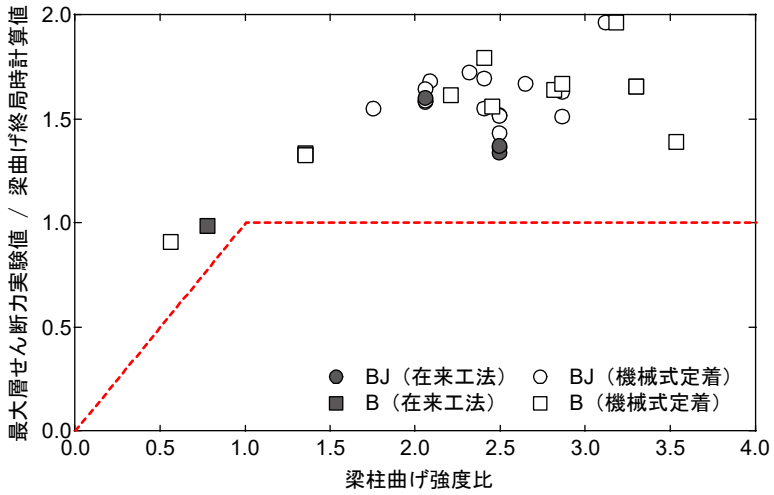


(a)　略算値

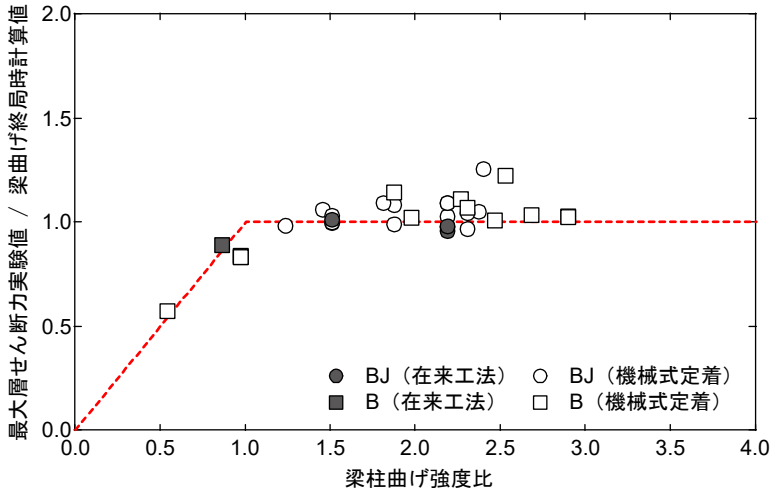


(b)　精算値

図 8.5.29　最大層せん断力実験値と梁・柱曲げ終局時計算値（ト形接合部）

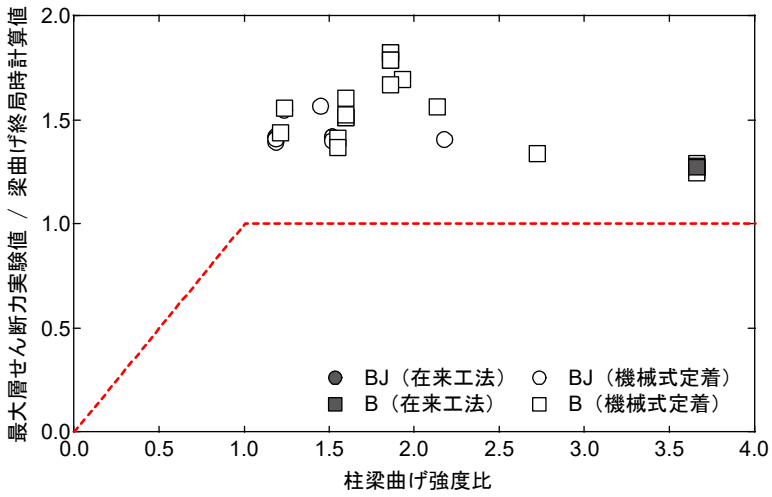


(a)　略算値

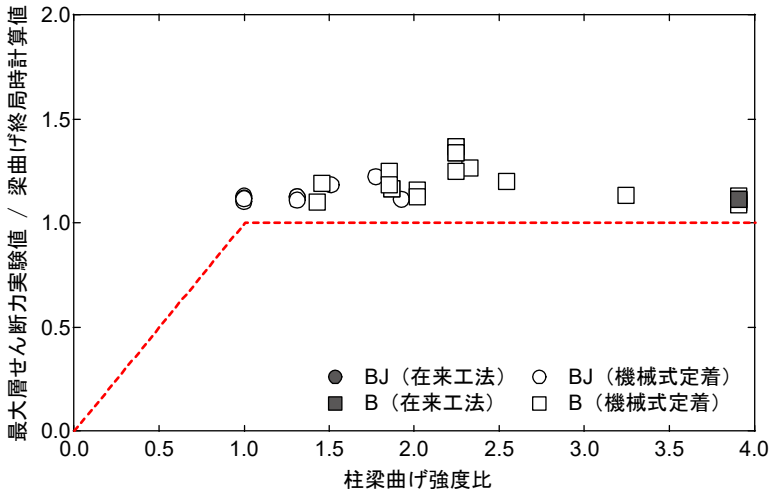


(b)　精算値

図 8.5.30　最大層せん断力実験値と梁・柱曲げ終局時計算値（T 形接合部）

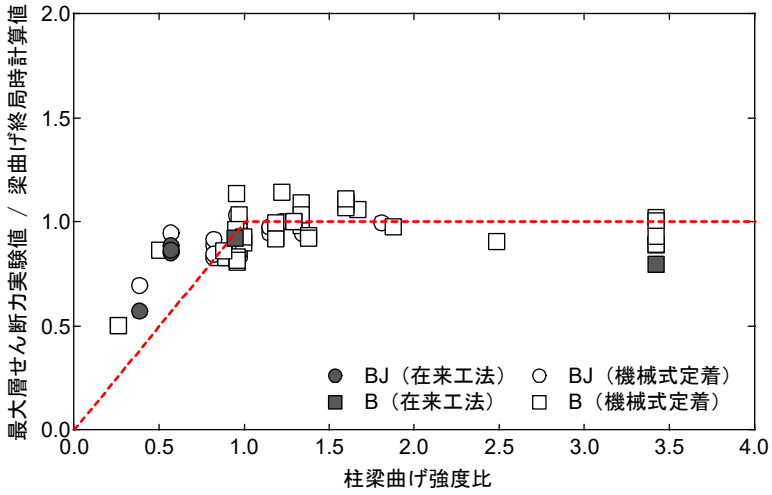


(a)　略算値

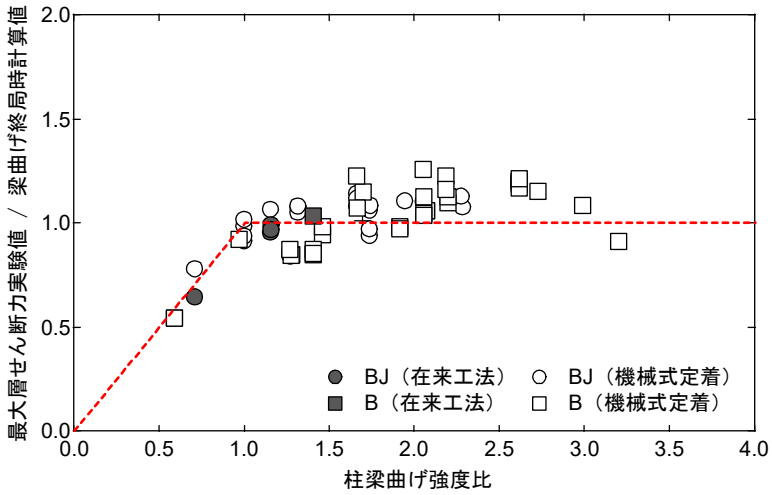


(b)　精算値

図 8.5.31　最大層せん断力実験値と梁・柱曲げ終局時計算値（L 形接合部 閉じる方向）



(a)　略算値



(b)　精算値

図 8.5.32　最大層せん断力実験値と梁・柱曲げ終局時計算値（L 形接合部 開く方向）

8.6　まとめ

本章では，柱梁接合部の既往の実験データを整理した。さらに，既往の評価式による計算値と実験値との比較，検討を行い，各評価式の精度について示した。検討の結果を以下にまとめる。

(1)　試験体データベースについて

十字形，ト形の試験体に比べるとＴ形，Ｌ形の試験体の数は少なく，特に主筋を折り曲げ定着の試験体の数が少ない。また，柱梁接合部の性状に影響を及ぼすとの指摘がある柱と梁の曲げ強度の比が 2 を超える試験体が多く，実務で用いられる 1～1.5 程度の範囲にある試験体が少なかった。

本研究で収集した試験体の諸元の範囲は 8.2 節の述べた通りであるが，普通コンクリートに対して主筋，横補強筋によらず 900(N/mm^2)を超える鉄筋を用いるなど，材料強度のバランスが実構造物とは異なり著しく悪いものも見られ，さらに前述の柱梁曲げ強度比のように試験体のもつ構造特性が実構造物のそれとは異なるものも少なくない。そのため，データベースに収集された試験体データを用いてさまざまな設計因子の影響の検討を行う場合などは注意が必要である。また，近年の工法開発に伴う実験では，本研究では除外しているが鉄筋継手の有無などの違いのみの試験体も見られ，そのため単純に統計処理をすると結果的にその試験体に重み付けをしていることと同等になってしまう場合があることに注意が必要である。

論文集等に発表された文献では紙面の制約もあるのであろうが，試験体の諸元，実験結果とも十分に記載されていない例も多かった。特に柱，梁の鉄筋位置の情報が欠けている文献が比較的多かった。また，加力における試験体端部の拘束条件，ジャッキ等の制御方法などが十分に記述されていないものも多かった。いずれも実験データの信頼性の検証には不可欠な情報であり，文献中への記載が増えることが望まれる。

実験結果については，主筋の降伏の有無が明記されていない文献もあり，また，実験結果のうちひび割れ発生時や主筋降伏時の荷重や変形の記載がない文献も多く，評価式の精度検証に際しても最大耐力時に比べると検討に用いることができる試験体が著しく少なくなった。

(2)　評価式の精度検証の結果について

<u>接合部せん断変形角と接合部せん断応力度関係における弾性剛性について</u>

弾性剛性をコンクリートのせん断剛性率で表わした評価式についての検討を行った結果

・実験値のばらつきが大きく，精度を評価することが難しかった。

<u>ひび割れ強度について</u>

日本建築学会の設計指針[8-7][8-11]に提案されている主応力に基づく評価式についての検討を行った結果

・実験値の学会性能評価指針[8-11]による計算値に対する比の平均値は十字形で 0.92，ト形で 1.07，T 形で 1.22，L 形の閉じる方向で 1.15，開く方向で 0.97 と比較的精度はよい。標準偏差は 0.17～0.32 であった。

・実験値の学会靭性指針[8-7]による計算値に対する比の平均値は十字形で 0.81，ト形で 0.91，T 形で 1.04，L 形の閉じる方向で 0.98，開く方向で 0.83 と比較的精度はよかったが，学会性能評

価指針に比べるとコンクリートのひび割れ強度を大きく評価するため，計算値はやや実験値に対して過大評価となる傾向となった。標準偏差は 0.14～0.26 であった。

接合部せん断終局強度について

日本建築学会の設計指針[8-7]に提案されている強度式についての検討を行った結果

・梁，柱の主筋が降伏する前に接合部破壊が生じた試験体の，最大耐力時接合部せん断力実験値の評価式による計算値に対する比の平均値は，折り曲げ定着を用いた在来工法および機械式定着を用いた試験体全体に対して，十字形接合部で 1.21，ト形接合部で 1.26，T 形接合部で 1.02，L 形接合部では閉じる方向で 1.49，開く方向で 1.06 であった。コンクリート強度 60(N/mm^2)を超える試験体がある十字形，ト形接合部では，技術基準解説書[8-10]の適用範囲外であるこれらを除き，さらに機械式定着を用いた試験体も除くと十字形接合部で 1.23，ト形接合部で 1.24，T 形接合部で 0.99，L 形接合部では閉じる方向で 1.50，開く方向で 1.01 となった。

・梁，柱の主筋が降伏する前に接合部破壊が生じた試験体の最大耐力時接合部せん断力実験値が評価式による計算値以下であった試験体の比率は，十字形接合部で 0.14，ト形接合部で 0.16，T 形接合部で 0.36，L 形接合部では閉じる方向で 0.04，開く方向で 0.32 であり，T 形および L 形の開く方向では実験値の下限を与えるよう設定された評価式としては危険側の推定値であった。技術基準解説書の適用範囲内に限定すると，不合格率は十字形接合部ではほとんど変わりはなく 0.15 で，ト形接合部，T 形接合部ではやや大きくなり 0.21 および 0.50，L 形接合部では閉じる方向および開く方向に対してそれぞれ 0.04 および 0.32 であった。

・ト形，T 形，L 形接合部で機械式定着を用いた試験体では，梁，柱の主筋が降伏する前に接合部破壊が生じた試験体の最大耐力時接合部せん断力実験値の評価式による計算値に対する比の平均値は在来工法のものと大きな差はなく，ト形接合部ではばらつきが在来工法に比べてやや小さかった。

接合部の変形をせん断ばねでモデル化する場合の復元力特性について

学会性能評価指針[8-11]に提案されている骨格曲線と実験値の比較を行った結果

・ひび割れ後の剛性は試験体によるばらつきがあり，評価式には含まれていない柱配筋や接合部横補強筋の影響を受けていると考えられる。

・第 2 折れ点（圧壊開始点）以下のせん断応力度であっても，主筋の降伏後に接合部の変形の増大が生じていた。

接合部の終局モーメントについて

塩原らの提案する接合部の終局モーメントについて検討を行った結果

・梁主筋量が限界補強量以下の試験体のほとんどで B 型および BJ 型の破壊となり主筋の降伏が生じていた。一方，限界補強量以下であっても主筋降伏前の接合部破壊である J 型の試験体も多く存在した。

・実験値の計算値に対する比の平均は，十字形で 1.02，ト形の在来工法では 0.77，機械式では 1.01，L 形の在来工法では閉じる方向では 1.11，開く方向で 0.76，機械式では閉じる方向では該当する試験体がなく，開く方向では 0.97 であった。十字形および機械式定着を用いたト形，L 形

接合部では推定精度はよく，ばらつきも小さいが，折り曲げ定着を用いた在来工法の試験体に対しては計算値が実験値を過大評価する傾向となった。

部分架構の強度について

・梁主筋降伏時の層せん断力の評価精度は略算値，精算値とも比較的よく実験値の計算値に対する比は 0.95 から 1.0 であった。ただし，柱と梁の曲げ強度の比が 1 に近い試験体では実験値が計算値に比べて小さくなる試験体も多かった。

・梁および柱の曲げ終局時層せん断力の評価精度は，精算値では比較的精度がよく実験値の計算値に対する比は 1.02 から 1.07 であった。略算値の場合，梁曲げ終局強度で決まる十字形およびト形試験体では推定精度は比較的よく，実験値の計算値に対する比はそれぞれ 1.06 および 1.09 であった。柱曲げ終局強度で決まる場合のト形接合部および T 形接合部では，柱曲げ終局強度は実験値を小さく評価していた。また，柱と梁の曲げ強度の比が 1 に近い試験体では実験値が計算値に比べて小さくなる試験体も多かった。

(3)　今後の課題

・本節のデータベースについての中で述べたように，T 形および L 形接合部の試験体は少なく，実験結果の蓄積が必要である。

・本研究での精度検証のほとんどは直交梁やスラブのない平面試験体を対象としたものであり，より実構造物に近い直交梁やスラブを有する試験体についての検討が必要である。また，これらは試験体数自体も少ないため，実験結果の蓄積も必要といえる。

・本研究では 2 方向加力を行った場合については対象外としているが，2 方向加力された場合については評価方法の確立も含め今後の課題である。

・柱梁接合部の復元力特性に関しては評価方法も含めて研究は十分とはいえない。また，復元力特性の検証には複雑な柱梁接合部の変形を詳細に測定する必要があり，測定方法の共有化と実験データの蓄積が今後必要である。

8.7　参考文献

[8-1]　東京大学：平成 20 年度建築基準整備促進補助金事業　課題 6「鉄筋コンクリート造の柱はり接合部のせん断破壊に関する実験」調査報告書，2009 年 4 月

[8-2]　東京大学，大林組：平成 21 年度建築基準整備促進補助金事業　課題 6「鉄筋コンクリート造の柱はり接合部の耐力評価に関する実験」調査報告書，2010 年 3 月

[8-3]　東京大学，大林組：平成 22 年度建築基準整備促進事業　課題 29「鉄筋コンクリート造の壁はり接合部等の耐力評価に関する実験」調査報告書，2011 年 3 月

[8-4]　東京大学，大林組：平成 23 年度建築基準整備促進事業　課題 29「鉄筋コンクリート造の壁はり接合部等の耐力評価に関する実験」調査報告書，2012 年 3 月

[8-5]　大林組，鹿島建設，小堀研究所，清水建設，大成建設，竹中工務店：平成 22 年度建築基準整備促進事業　課題 27-1「長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造建築物の安全性検証方法に関する検討」調査報告書，2011 年 3 月

[8-6]　大林組，鹿島建設，小堀研究所，清水建設，大成建設，竹中工務店：平成 24 年度建築基準整備促進事業　課題 27-1「長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造建築物の安全性検証方法に関する検討」調査報告書，2013 年 3 月

[8-7]　日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，1999

[8-8]　塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：終局強度と部材端力の相互作用，日本建築学会構造系論文集，Vol. 74，No. 635，pp. 121-128，2009. 1

[8-9]　楠原文雄，塩原等: 接合部回転角を含む RC 造柱梁接合部部分架構の変形成分と応力およびその測定法，コンクリート工学年次論文集, Vol. 28, No. 2, pp. 355–360, 2006.7

[8-10]　国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省国土技術政策総合研究所・建築研究所・日本建築行政会議監修：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2007

[8-11]　日本建築学会 : 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説．日本建築学会，2004

[8-12]　日本建築総合試験所：機械式鉄筋定着工法設計指針，日本建築総合試験所，2006.1

[8-13]　塩原等: 鉄筋コンクリート柱梁接合部 ： 見逃された破壊機構，日本建築学会構造系論文集, Vol. 73, No. 631, pp. 1641-1648, 2008.9

[8-14]　塩原等: 鉄筋コンクリート柱梁接合部 ： 梁曲げ降伏型接合部の耐震設計，日本建築学会構造系論文集, Vol. 74, No. 640, pp. 1145-1154, 2009.6

[8-15]　楠原文雄，塩原等: 鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の終局モーメント算定法，日本建築学会構造系論文集, Vol. 75, No. 657, pp. 2027-2035, 2010.11

[8-16]　楠原文雄，塩原等: 鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の終局モーメント算定法，日本建築学会構造系論文集, Vol. 78, No. 693, pp. 1949–1958, 2013.11

8.8　試験体の引用文献

文献	引用試験体数			
番号	十字形	ト形	T 形	L 形
[8.A1]				2
[8.A2]			1	
[8.A3]	1			
[8.A4]		6		
[8.A5]	4			
[8.A6]	6			
[8.A7]		16		
[8.A8]	2			
[8.A9]	2			
[8.A10]		10		
[8.A11]	1			
[8.A12]		5		
[8.A13]	1	1		
[8.A14]	3			
[8.A15]				5
[8.A16]	6			
[8.A17]	2			
[8.A18]	4			
[8.A19]		18		
[8.A20]	8			
[8.A21]	2			
[8.A22]		7		
[8.A23]	7			
[8.A24]			1	
[8.A25]	4			
[8.A26]	5			
[8.A27]		4		
[8.A28]	5			
[8.A29]		4		
[8.A30]	3			
[8.A31]		2		
[8.A32]	4	4		
[8.A33]		1		
[8.A34]	1			
[8.A35]		4		
[8.A36]	6			
[8.A37]	2			
[8.A38]	3			
[8.A39]	1			
[8.A40]	2			
[8.A41]	2			

文献	引用試験体数			
番号	十字形	ト形	T 形	L 形
[8.A42]	1			
[8.A43]		5		
[8.A44]	4			
[8.A45]	2			
[8.A46]	1			
[8.A47]	2			
[8.A48]	4			
[8.A49]	9			
[8.A50]	1	1		
[8.A51]	5			
[8.A52]	9			
[8.A53]	2			
[8.A54]	1			
[8.A55]	8			
[8.A56]		6		
[8.A57]	4			
[8.A58]	2	2		
[8.A59]		4		
[8.A60]	6			
[8.A61]	1			
[8.A62]	2			
[8.A63]		2		
[8.A64]		2		
[8.A65]	1			
[8.A66]	3			
[8.A67]	4			
[8.A68]	2	1		
[8.A69]			2	2
[8.A70]	6			
[8.A71]	3			
[8.A72]	5			
[8.A73]		3		
[8.A74]		4		
[8.A75]			2	
[8.A76]		3		
[8.A77]		2		
[8.A78]	1	1		
[8.A79]	4			
[8.A80]	1	1		
[8.A81]		4		
[8.A82]	1			

文献	引用試験体数			
番号	十字形	ト形	T 形	L 形
[8.A83]	8			
[8.A84]	4			
[8.A85]		6		
[8.A86]		5		
[8.A87]				4
[8.A88]	2			
[8.A89]		2	2	5
[8.A90]				8
[8.A91]			2	4
[8.A92]		2		
[8.A93]	3			
[8.A94]	1			
[8.A95]			2	2
[8.A96]			4	
[8.A97]	3			
[8.A98]	3			
[8.A99]	5			
[8.A100]	6			
[8.A101]	2			
[8.A102]	3			
[8.A103]		3		
[8.A104]		2		
[8.A105]		4	1	1
[8.A106]			4	
[8.A107]	1			
[8.A108]	1			
[8.A109]	1			
[8.A110]				4
[8.A111]	1			
[8.A112]			4	
[8.A113]			4	4
[8.A114]	5			
[8.A115]	2			
[8.A116]		11		
[8.A117]		7		
[8.A118]			9	
[8.A119]				11
[8.A120]		2		
[8.A121]				6
[8.A122]	6			
[8.A123]		7		
[8.A124]	1			
[8.A125]			5	

文献	引用試験体数			
番号	十字形	ト形	T 形	L 形
[8.A126]		3		
[8.A127]	3			
[8.A128]		5		
[8.A129]	2			
[8.A130]		1		
[8.A131]	2			
[8.A132]		5		
[8.A133]	3			
[8.A134]	2			
[8.A135]			4	
[8.A136]	6	2		
[8.A137]	4			
[8.A138]	3			
[8.A139]	3			
[8.A140]	1			
[8.A141]	1			
[8.A142]		8		
[8.A143]	2	3		1
[8.A144]	1			
[8.A145]	1			
[8.A146]		6		
[8.A147]	1			
[8.A148]	1			
[8.A149]	2	2		
[8.A150]	2	1		
[8.A151]			1	1
[8.A152]				4
[8.A153]			5	
[8.A154]	2	1		
[8.A155]	6			
[8.A156]			2	2
[8.A157]	1	1		
[8.A158]			6	6
[8.A159]			7	
[8.A160]				7
[8.A161]	1			
[8.A162]	26			
[8.A163]		3		
[8.A164]	2			
[8.A165]		4		
[8.A166]	6			
[8.A167]	2			
[8.A168]	4			

文献番号	引用試験体数			
	十字形	ト形	T 形	L 形
[8.A169]	7			
[8.A170]	1			
[8.A171]	1			
[8.A172]	1			
[8.A173]				8
[8.A174]		1		
[8.A175]		1		
[8.A176]		6		
[8.A177]		2		
[8.A178]				3
[8.A179]	5			
[8.A180]	4			
[8.A181]	7			
[8.A182]				6
[8.A183]				5
[8.A184]			4	
[8.A185]	2			
[8.A186]	4			
[8.A187]	2			
[8.A188]		1		
[8.A189]	1			
[8.A190]	1			
[8.A191]	2			
[8.A192]				8
[8.A193]				5
[8.A194]		4		
[8.A195]	2			
[8.A196]	1			
[8.A197]				5
[8.A198]		3		

文献番号	引用試験体数			
	十字形	ト形	T 形	L 形
[8.A199]				9
[8.A200]	1			
[8.A201]				10
[8.A202]				3
[8.A203]				2
[8.A204]		28		
[8.A205]		1		
[8.A206]	2			
[8.A207]	1			
[8.A208]		8		
[8.A209]		3		
[8.A210]	2			
[8.A211]	1	1		
[8.A212]	2			
[8.A213]	1			
[8.A214]				2
[8.A215]		1		
[8.A216]	2			
[8.A217]	2			
[8.A218]		4		
[8.A219]		1		
[8.A220]		1		
[8.A221]				5
[8.A222]			3	
[8.A223]	1			
[8.A224]	2			
[8.A225]			2	
[8.A226]	1			
[8.A227]			4	

[8.A1]　若林実他：L 字形および T 字形骨組で構成される鉄筋コンクリート柱はり接合部の応力伝達機構に関する一実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp. 1801-1802，1977.10

[8.A2]　素木三郎他：RC フレームの梁主筋定着形式と弾塑性挙動に関する実験的研究(その 2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp. 1467-1468，1981.9

[8.A3]　中村信行他：繰返し加力を受ける SFRC 造柱梁接合部の耐力・変形性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 4，pp. 445-448，1982.6

[8.A4]　山崎章他：太径ねじ鉄筋 D51（SD40）の機械的定着法に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 5，pp. 413-416，1983.6

[8.A5]　林静雄他：柱はり切望部内に通し背筋されたはり主筋の付着に関する実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 5，pp. 421-424，1983.6

[8.A6]　小林裕他：鉄筋コンクリート造柱－梁接合部の実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 6，pp. 653-656，1984.7

[8.A7]　金田和浩他：外端柱・梁接合部におけるせん断破壊と定着破壊の相関，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 6，pp. 665-668，1984.7

[8.A8]　石橋一彦他:機械式鉄筋継手を有するはり･柱接合部の実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 7，pp. 601-604，1985.6

[8.A9]　北山和宏他：梁主筋の付着をよくした柱梁接合部の耐震性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 7，pp. 605-608，1985.6

[8.A10]　金田和浩他：交番荷重下の RC 外部柱・梁接合部の挙動に与える接合部補強の効果，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 7，pp. 613-616，1985.6

[8.A11]　城政他：梁の塑性ヒンジ発生域制御による RC 骨組の復元力特性改善，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 8，pp. 629-632，1986.6

[8.A12]　森田司郎他：RC 外部柱・梁接合部の耐力と変形性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 9，No. 2，pp. 175-180，1987.6

[8.A13]　藤井栄他：二方向載荷をうける RC 外部柱・梁接合部の挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 9，No. 2，pp. 181-186，1987.6

[8.A14]　後藤康明他：RC 内部柱梁接合部とその周辺の補強効果について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 9，No. 2，pp. 187-192，1987.6

[8.A15]　Virach RUNGROJSARATIS 他：A STUDY OF ULTIMATE STRENGTH OF REINFORCEMENT CONCRETE CORNER CONNECTION JOINTS SUBJECTED TO NEGATIVE MOMENT，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 9，No. 2，pp. 687-692，1987.6

[8.A16]　渡辺一弘他:鉄筋コンクリート内部柱･梁接合部の耐力と変形性状, コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 10，No. 3，pp. 497-500，1988.6

[8.A17]　上村智彦他：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊性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. 519-524，1988.6

[8.A18]　藤原幹弘他：2 方向地震力を受ける立体柱梁接合部の弾塑性性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 10，No. 3，pp. 525-530，1988.6

[8.A19]　角徹三他：鉄筋コンクリート柱・はり外部接合部を含む架構の靭性評価，日本建築学会構造系論文報告集，No. 401，pp. 87-96，1989.7

[8.A20]　木村秀樹他：高強度コンクリートを用いた柱・梁接合部の実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 11，No. 2，pp. 525-530，1989.6

[8.A21]　北山和宏他：高せん断力を受ける鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 11，No. 2，pp. 531-536，1989.6

[8.A22]　城攻他：RC 外部柱梁接合部のせん断抵抗性状に及ぼす接合部補強筋等の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 11，No. 2，pp. 537-542，1989.6

[8.A23]　後藤康明他：RC 十字形柱はり接合部のせん断抵抗性状に対するせん断補強筋の効果について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 11，No. 2，pp. 543-548，1989.6

[8.A24]　佐野友治他：鉄筋コンクリート屋上階柱はり接合部(T 形接合部)の挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，構造 II，pp. 477-478，1989.9

[8.A25]　河口俊朗他：高強度鉄筋と高強度コンクリートを用いた柱・はり接合部の実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 12，No. 2，pp. 627-632，1990.6

[8.A26]　寺岡勝他：高強度コンクリートを用いた RC 内柱・梁接合部の強度と変形性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 12，No. 2，pp. 633-638，1990.6

[8.A27]　城攻他：高強度コンクリートを用いた外部柱梁接合部の剪断抵抗性状について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 12，No. 2，pp. 639-644，1990.6

[8.A28]　菊田繁美他:高配筋梁を用いた柱梁部分架構の実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 12，No. 2，pp. 645-650，1990.6

[8.A29]　林和也他：RC 造外部柱・梁接合部内折り曲げ梁主筋の定着補強に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 12，No. 2，pp. 657-662，1990.6

[8.A30]　石川祐次他：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部のせん断耐力に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 12，No. 2，pp. 669-674，1990.6

[8.A31]　角徹三他：RC 柱はり外部接合部の挙動に与える載荷履歴の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 12，No. 2，pp. 685-690，1990.6

[8.A32]　藤井栄他：鉄筋コンクリート内部梁、外部接合部の性状の比較，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 12，No. 2，pp. 691-696，1990.6

[8.A33]　西山峰広他：プレストレストコンクリート梁柱ト型骨組の履歴復元力特性と接合部せん断性状に関する実験研究，日本建築学会構造系論文報告集，No. 429，pp. 31-40，1991.11

[8.A34]　JuanJoseCASTRO 他：SEISMIC BEHAVIOR OF HALF PRECAST BEAM-COLUMN JOINTS，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 13，No. 2，pp. 1069-1074，1991.6

[8.A35]　角徹三他：高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱・はり外部接合部のせん断抵抗性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 13，No. 2，pp. 469-474，1991.6

[8.A36]　柏崎隆志他：超高強度鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部のせん断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，Vol. 13，No. 2，pp. 475-478，1991.6

[8.A37]　李祥浩他：高強度材料を用いた RC 内柱梁接合部における梁主筋の定着性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 13，No. 2，pp. 495-500，1991.6

[8.A38]　林和也他：梁芯が柱芯に偏芯接合した内部柱・梁接合部に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 13，No. 2，pp. 507-512，1991.6

[8.A39]　遠藤芳雄他：軽量コンクリートを用いた RC 柱・梁接合部の耐震性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 13，No. 2，pp. 513-518，1991.6

[8.A40]　角彰他：SRC 造および RC 造柱・梁接合部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. 13，No. 2，pp. 531-536，1991.6

[8.A41]　菊田繁美他：柱梁接合部の付着劣化性状に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 14，No. 2，pp. 369-372，1992.5

[8.A42]　李祥浩他：高強度 RC 造内柱・梁接合部のせん断強度，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 14，No. 2，pp. 379-384，1992.5

[8.A43]　城攻他：高強度材料を用いた RC 外部柱梁接合部の剪断抵抗性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 14，No. 2，pp. 391-396，1992.5

[8.A44]　柏崎隆志他：超高強度鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の梁主筋付着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，Vol. 14，No. 2，pp. 397-400，1992.5

[8.A45]　早川幸孝他：高強度鉄筋コンクリート造柱－はり接合部の静・動的加力実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 14，No. 2，pp. 437-440，1992.5

[8.A46]　山田守他：連続繊維を梁主筋とした柱梁内部接合部の挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 14，No. 2，pp. 619-624，1992.5

[8.A47]　和泉信之他：はり主筋の定着形式が異なる RC 壁柱・はり接合部に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文報告集，No. 448，pp. 101-110，1993.6

[8.A48]　市川昌和他：プレキャスト十字型柱・はり接合部の変形能と強度に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文報告集，No. 453，pp. 131-140，1993.11

[8.A49]　竹崎真一他：高強度材料を用いた RC 内柱・梁接合部の耐震性能に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 15，No. 2，pp. 21-26，1993.6

[8.A50]　麻生直木他：高強度コンクリート(Fc600)、高強度主筋(SD490)を用いた柱、梁接合部の力学性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 15，No. 2，pp. 553-558，1993.6

[8.A51]　角彰他：RC 造内部柱－梁接合部の変形特性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. 15，No. 2，pp. 559-564，1993.6

[8.A52]　林和也他 : 高強度材料を用いた RC 内柱梁接合部の主筋付着性状と復元力特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 15，No. 2，pp. 583-588，1993.6

[8.A53]　大久保全陸他 : スリーブ接合によるプレキャスト鉄筋コンクリート梁柱接合部の弾塑性性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 15，No. 2，pp. 689-694，1993.6

[8.A54]　三瓶昭彦他 : プレキャスト鉄筋コンクリート造梁下端筋の柱・梁接合部への定着方法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. 15，No. 2，pp. 695-700，1993.6

[8.A55]　カストロ ホワン ホセ他 : プレキャストコンクリートの柱梁接合部の耐震性状に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No. 455，pp. 113-126，1994.6

[8.A56]　宮崎史他 : 接合部にはり主筋を機械式定着した部分架構の強度と靭性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 16，No. 2，pp. 717-722，1994.6

[8.A57]　Juan J. Castro 他：Seismic Behavior of Precast Beam-Column Joints with Eccentricity，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 16，No. 2，pp. 829-834，1994.6

[8.A58]　金田和浩他：SD490 を用いた RC 柱梁接合部のせん断強度と定着性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 17，No. 2，pp. 309-314，1995.6

[8.A59]　窪田敏行他 : はり主筋を機械式定着した外柱・はり接合部の破壊性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 17，No. 2，pp. 1189-1194，1995.6

[8.A60]　田畑健他 : 高強度材料を用いた RC 柱梁接合部の補修に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 42B, pp. 149-160，1996.3

[8.A61]　深澤協三他 : 高せん断力を受ける RC 造立体内柱はり接合部に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 42B，pp. 161-168，1996.3

[8.A62]　姜柱他：RC 骨組内の柱・梁接合部の入力せん断力と梁通し筋の付着に関する研究，構造工学論文集，Vol. 42B，pp. 169-179，1996.3

[8.A63]　石田健吾他：二方向地震力を受ける鉄筋コンクリート隅柱･梁接合部のせん断耐力，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 18，No. 2，pp. 953-958，1996.6

[8.A64]　奥田明久他 : 機械式定着法を用いた鉄筋コンクリート造ト型柱梁接合部の動的な定着性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 18，No. 2，pp. 971-976，1996.6

[8.A65]　大久保全陸他 : 梁端下端筋限定曲げ降伏機構を有する梁柱部分骨組の水平加力時挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 19，No. 2，pp. 867-872，1997.6

[8.A66]　吉野正弘他 : 梁曲げ降伏後に接合部破壊する RC 造内部梁・柱接合部の力学的挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 19，No. 2，pp. 987-992，1997.6

[8.A67]　小田稔他 : 高強度鉄筋コンクリート造中柱梁接合部の梁主筋の付着性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 19，No. 2，pp. 993-998，1997.6

[8.A68]　川合拓他 : 高強度材料を用いた RC 柱梁接合部の力学的性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. 19，No. 2，pp. 1011-1016，1997.6

[8.A69]　下中裕史他 : 鉄筋コンクリート T 字型、L 字型柱・梁接合部のせん断耐力，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 19，No. 2，pp. 1023-1028，1997.6

[8.A70]　後藤康明他：RC 骨組の内部柱梁接合部における梁主筋定着と破壊性状の関係，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 20，No. 3，pp. 505-510，1998.6

[8.A71]　立石眞男他 : 柱梁接合部における梁曲げ降伏後の破壊形式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. 20，No. 3，pp. 517-522，1998.6

[8.A72]　武田信治他 : 鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部の補強筋の力学的挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 20，No. 3，pp. 541-546，1998.6

[8.A73]　中西三和他 : 鉄筋コンクリート造ト型柱梁接合部の力学的性状に及ぼす載荷速度の影響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. 20，No. 3，pp. 553-558，1998.6

[8.A74]　村上雅英他 : ト型骨組試験によるはり主筋を機械式定着した接合部の破壊性状，コンクリート工学論文集，Vol. 9，No. 1，pp. 1-9，1998.1

[8.A75]　宮内靖昌他 : 柱主筋を圧接コブ定着とした RC 架構の力学性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 21，No. 3，pp. 313-318，1999.6

[8.A76]　山田高史他 : 変動軸力を受ける鉄筋コンクリート造外柱梁接合部の力学的性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. 21，No. 3，pp. 637-342，1999.6

[8.A77]　濱田真他 : 引張軸力を受ける RC 外部柱梁接合部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. 21，No. 3，pp. 667-672，1999.6

[8.A78]　立石眞男他 : 柱梁接合部の破壊形式と補強方法の有効性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. 21，No. 3，pp. 673-678，1999.6

[8.A79]　森田真司他 : RC 内柱梁接合部のせん断強度に及ぼす梁主筋付着と柱軸力の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 21，No. 3，pp. 679-684，1999.6

[8.A80]　楊成旭他 : プレストレストコンクリート柱梁接合部のせん断抵抗機構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. 21，No. 3，pp. 685-690，1999.6

[8.A81]　木村秀樹他 : 梁主筋端部に鉄筋こぶ定着を用いた高強度コンクリート外部柱・梁接合部の力学性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 21，No. 3，pp. 691-696，1999.6

[8.A82]　Safaa ZAID 他 : TEST OF NEW REINFORCING DETAIL FOR REINFORCED CONCRETE INTERIOR BEAM-COLUMN JOINT，構造工学論文集，Vol. 46B，pp. 561-569，2000.3

[8.A83]　中野智晴他 : 壁梁が柱に偏心して取り付く場合の RC 接合部の力学的挙動, 構造工学論文集, Vol. 46B, pp. 571-582，2000.3

[8.A84]　高崎雄太他 : 梁曲げ降伏する鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部の補強筋の挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol. 22，No. 3，pp. 691-696，2000.6

[8.A85]　川勝康志郎他 : 梁主筋を機械式定着した外部柱･梁接合部のせん断性状, コンクリート工学年次論文集, Vol. 22，No. 3，pp. 703-708，2000.6

[8.A86]　柴田浩二他 : 機械式に定着された外柱梁接合部の構造性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 22，No. 3，pp. 1231-1236，2000.6

[8.A87]　田畑卓他 : 鉄筋コンクリート造 L 形柱梁接合部のせん断性状に及ぼす主筋定着の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，構造 II，pp. 823-824，2000.7

[8.A88]　石田健吾他 : 鉄筋コンクリート十字型柱梁接合部の実大実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 3，pp. 343-348，2001.6

[8.A89]　田畑卓他 : RC 造ト・T・L 形柱梁接合部のせん断および定着性状，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 3，pp. 373-378，2001.6

[8.A90]　青田晃治他 : 最上階柱梁接合部におけるプレート定着工法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23，No. 3，pp. 391-396，2001.6

[8.A91]　雀建宇他 : L 字形及び T 字形接合部のせん断耐力に及ぼす接合部の配筋ディテールの影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 3，pp. 397-402，2001.6

[8.A92]　サトウ　アフォンソ　トシイチ他 : 梁にプレストレスのある RC 外部柱梁接合部のせん断抵抗機構，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 3，pp. 409-414，2001.6

[8.A93]　石川裕次他 : 梁主筋に高強度鉄筋(USD685)を用いた柱・染接合部の力学性状，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 3，pp. 415-420，2001.6

[8.A94]　増田安彦他 : 外殻プレキャストを用いた梁と RC 柱の接合部の力学性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 3，pp. 655-660，2001.6

[8.A95]　大和田義正他 : 機械式定着金物を柱頭柱主筋の定着に使用した L 字形、T 字形接合部の耐力と変形性能－機械式定着工法の構造性能に関する研究（No.12），日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 257-258，2001.9

[8.A96]　成瀬忠他 : 柱主筋のプレート定着工法に関する研究（その 3）T 型架構実験の概要と結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 261-262，2001.9

[8.A97]　工藤祐也他 : 配筋の異なる RC 造柱・梁接合部の耐震性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 349-354，2002.6

[8.A98]　黒澤亮太郎他 : RC 造偏心柱梁接合部の耐震性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 361-366，2002.6

[8.A99]　山﨑慎介他 : 偏心を有する RC 内部柱梁接合部における接合部せん断入力量と破壊形式の関係，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 379-384，2002.6

[8.A100]　松本聡裕他 : 梁が柱に偏心接合する場合の内部梁･柱接合部の力学的挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 385-390，2002.6

[8.A101]　鈴木武文他 : 十字形内柱･梁接合部の補強方法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 403-408，2002.6

[8.A102]　細矢博他 : 柱主筋位置が柱梁接合部の構造性能に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 427-432，2002.6

[8.A103]　サトウ　アフォンソ　トシイチ他 : 梁主筋降伏後に接合部せん断破壊した RC 外部柱梁接合部の実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 439-444，2002.6

[8.A104]　小島陽一他 : 変動軸力を受ける鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の定着法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 445-450，2002.6

[8.A105]　中澤春生他 : 主筋を機械式定着した鉄筋コンクリート造柱梁接合部の構造性能に関する実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 847-852，2002.6

[8.A106]　沼田卓也他 : 機械式定着金物を柱頭柱主筋の定着に使用した T 字形接合部の耐力と変形性能－機械式定着工法の構造性能に関する研究 (No.13)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 555-556，2002.8

[8.A107]　森田真司他 : 主筋付着性能を向上させた RC 造内柱・梁接合部のせん断性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 457-462，2003.7

[8.A108]　高谷真次他 : 柱梁接合部内機械式継手の付着性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 463-468，2003.7

[8.A109]　近藤龍哉他 : 新しい配筋方法による RC 造柱梁接合部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. 25，No. 2，pp. 469-474，2003.7

[8.A110]　岡野裕他 : RC 造 L 字形柱梁接合部の破壊性状と補強効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 475-480，2003.7

[8.A111]　石橋一彦他 : 梁が曲げ降伏する内柱・梁接合部の破壊を抑制する斜補強筋の効果，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 481-486，2003.7

[8.A112]　沼田卓也他 : 機械式定着工法を用いた T 字形接合部の耐力と変形性能，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 487-492，2003.7

[8.A113]　井上寿也他 : 機械式定着工法による曲げ降伏先行型・L 形および T 形 RC 造部分架構の終局耐力と変形性能，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 499-504，2003.7

[8.A114]　辻哲郎他 : 偏心を有する RC 造内柱梁接合部のせん断破壊性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 529-534，2003.7

[8.A115]　東川敬子他 : 梁が柱に偏心して接続する RC 造十字型柱梁接合部の実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 541-546，2003.7

[8.A116]　鬼海正臣他 : 機械式に定着された外柱梁接合部の構造性能に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 907-912，2003.7

[8.A117]　竹内博幸他 : 円形定着板により機械式定着されたト形接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 913-918，2003.7

[8.A118]　石渡康弘他 : 円形定着板により機械式定着された T 形接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 919-924，2003.7

[8.A119] 中村一彦他：円形定着板により機械式定着された L 形接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 925-930，2003.7

[8.A120] 井口良平他：梁主筋に定着板を用いた外柱・梁接合部の破壊性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 943-948，2003.7

[8.A121] 井上寿也他：機械式定着工法による L 形 RC 造部分架構での柱梁接合部のせん断余裕度と横補強筋の効果（その１　実験計画と実験結果），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 523-524，2003.9

[8.A122] 小林宗悟他：鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部の破壊性状への接合部アスペクト比の影響，構造工学論文集，Vol. 50B，pp. 67-76，2004.3

[8.A123] 井上寿也他：機械式定着工法による RC 外柱梁部分架構の終局耐力と変形性能に関する実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 26，No. 2，pp. 397-402，2004.6

[8.A124] 上原修一他：RC 造柱梁十字形接合部の破壊機構に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 26，No. 2，pp. 415-420，2004.6

[8.A125] 石橋一彦他：機械式定着を最上階 T 形柱梁接合部の柱主筋に使用する工法の実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 26，No. 2，pp. 421-426，2004.6

[8.A126] 真田暁子他：超高強度材料を用いた外柱梁接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 26，No. 2，pp. 463-468，2004.6

[8.A127] 丸田誠他：170 N/mm2 を超える高強度コンクリートを用いた内柱梁接合部の挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol. 26，No. 2，pp. 469-474，2004.6

[8.A128] 渡部杏子他：梁主筋を機械式定着した高強度コンクリート造外柱梁接合部の変形性能，コンクリート工学年次論文集，Vol. 26，No. 2，pp. 481-486，2004.6

[8.A129] 石川裕次他：接合部一体型プレキャスト柱・梁接合部の力学的挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol. 26，No. 2，pp. 505-510，2004.6

[8.A130] YUE Wei 他：PC 外柱梁接合部の力学性状に及ぼす鋼材定着位置の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 26，No. 2，pp. 661-666，2004.6

[8.A131] 坂田弘安他：PC 圧着関節を用いた損傷制御架構の柱梁接合部せん断性状に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，No. 588，pp. 141-147，2005.2

[8.A132] 長谷川勇樹他：梁主筋を機械式定着した高強度鉄筋コンクリート造外柱梁接合部の構造性能，コンクリート工学年次論文集，Vol. 27，No. 2，pp. 373-378，2005.6

[8.A133] 増田安彦他：機械式継手を用いた高強度コンクリート造十字型柱梁接合部の力学性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 27，No. 2，pp. 379-384，2005.6

[8.A134] 上甲尚典他：200N/mm2 級超高強度繊維補強コンクリートを用いた柱梁接合部の復元力特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 27，No. 2，pp. 691-696，2005.6

[8.A135] 清水弥一他：柱主筋定着板工法における最上階 T 形柱梁接合部の実験的研究（その 5 スパイラル筋と逆U字筋を用いた試験体の耐力と変形性能），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 281-282，2005.9

[8.A136] 渡辺英義他：超高強度コンクリートを用いた RC 柱梁接合部の構造性能，日本建築学会構造系論文集，No. 603，pp. 123-130，2006.5

[8.A137] 高森直樹他：実大 RC 内柱・梁接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 28，No. 2，pp. 283-288，2006.7

[8.A138] 田中信也他：RC 造内部梁・柱接合部への柱端からの鉛直方向力に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 28，No. 2，pp. 289-294，2006.7

[8.A139] 澤田和宏他：鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部のせん断入力量と付着指標の変化に伴う梁主筋付着性状，コンクリート工学年次論文集，Vol. 28，No. 2，pp. 307-312，2006.7

[8.A140] 上原修一他：緊張ＰＣ鋼棒により横補強したＲＣ造柱はり接合部の弾塑性性状，コンクリート工学年次論文集，Vol. 28，No. 2，pp. 313-318，2006.7

[8.A141] 祐本和也他：RC 造柱梁十字形接合部の面外補強効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 28，No. 2，pp. 325-330，2006.7
[8.A142] 足立将人他：梁主筋を機械式定着および U 型定着した RC 造ト形接合部の抵抗機構，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29，No. 3，pp. 217-222，2007.7
[8.A143] 楠原文雄他：多軸複合応力を受ける鉄筋コンクリート造柱梁接合部の復元力特性と損傷特性，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29，No. 3，pp. 235-240，2007.7
[8.A144] 上原修一他：緊張ＰＣ鋼棒で外部横補強したＲＣ造柱梁十字形接合部の補強効果に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29，No. 3，pp. 253-258，2007.7
[8.A145] 宮内靖昌他：梁主筋を後挿入するプレキャスト RC 柱梁接合部の力学性状，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 3，pp. 301-306，2008.7
[8.A146] 諸伏勲他：機械式定着工法を用いた高強度ト型柱梁接合部の降伏時変形に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 3，pp. 349-354，2008.7
[8.A147] 鈴木裕介他：斜補強筋および鋼繊維補強高強度コンクリートを用いた RC 造柱・梁接合部の弾塑性挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 3，pp. 361-366，2008.7
[8.A148] 佐川隆之他：高強度梁主筋を接合部内機械式継手とした十字型接合部の構造性能に関する実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 3，pp. 367-372，2008.7
[8.A149] 増田安彦他：接合部・梁一体型プレキャスト架構の力学性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 3，pp. 571-576，2008.7
[8.A150] 高稲宜和他：多数回繰返し地震荷重を受ける RC 柱梁接合部の構造特性，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 3，pp. 985-990，2008.7
[8.A151] 田川浩之他：機械式定着工法による SRC 造 T 形，L 形柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 3，pp. 1387-1392，2008.7
[8.A152] 髙橋文美他：機械式定着を用いた RC 造 L 形柱梁接合部の履歴性状に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 145-146，2008.9
[8.A153] 後藤佑生他：機械式定着を用いた RC 造 T 形柱梁接合部の履歴性状に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 151-152，2008.7
[8.A154] 大久保香織他：Fc180N/mm2 の超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート造柱梁接合部の耐震性能，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31，No. 2，pp. 271-276，2009.6
[8.A155] 松本智夫他：梁が偏心して取付いた RC 造中柱接合部のせん断耐力性状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. 283-288，2009.6
[8.A156] 石岡拓他：プレキャスト鉄筋コンクリート造骨組の最上階主筋の定着方法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. 289-294，2009.6
[8.A157] 楠原文雄他：柱と梁の曲げ終局強度が等しい十字形鉄筋コンクリート造柱梁接合部の破壊性状，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31，No. 2，pp. 313-318，2009.6
[8.A158] 足立将人他：機械式定着工法による RC 造 T 形および L 形柱梁部分架構の構造性能に及ぼす直交梁の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31，No. 2，pp. 349-354，2009.6
[8.A159] 鈴木淳史他：最上階Ｔ型 RC 造柱梁接合部に機械式定着を用いる場合の構造方式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. 355-360，2009.6
[8.A160] 清原俊彦他：最上階 L 形柱梁接合部に機械式定着を用いる場合の構造方式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. 361-366，2009.6
[8.A161] 高津比呂人他：鋼繊維混入超高強度コンクリートを用いた柱梁接合部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. 559-564，2009.6
[8.A162] 楠原文雄他：柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震性能 ，日本建築学会構造系論文集，Vol. 75，No.656，pp. 1873-1882，2010.10
[8.A163] 迫田丈志他：機械式定着工法を用いた外部柱・梁接合部の終局強度に与える接合部アスペクト比の影響に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 56B，pp. 67-74，2010.3

[8.A164] 杉本訓祥他：梁端部に機械式継手を設けた柱梁接合部架構の静的載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 32，No. 2，pp. 247-252，2010.6

[8.A165] 三浦耕太他：梁主筋に機械式定着工法を用いたト形接合部の形状が構造性能に与える影響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. 259-264，2010.6

[8.A166] 高橋俊之他：多数回繰り返し変形を受ける RC 造柱梁接合部の劣化性状，コンクリート工学年次論文集，Vol. 32，No. 2，pp. 283-288，2010.6

[8.A167] 尾崎英介他：画像計測に基づく RC 造柱梁接合部の損傷評価，コンクリート工学年次論文集，Vol. 32，No. 2，pp. 301-306，2010.6

[8.A168] 田尻清太郎他：RC 造十字型柱梁接合部の局部変形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. 325-330，2010.6

[8.A169] 田尻清太郎他：RC 造十字形柱梁接合部の履歴吸収エネルギーに及ぼす補強筋量・軸力・付着の影響に関する実験的研究（その 1，2），，C-2，構造 IV，pp. 441-444，2010.7

[8.A170] 鈴木裕輔他：鋼繊維補強コンクリートおよび斜補強筋を用いた高強度 RC 造柱・梁接合部の弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 57B，pp. 551-558，2011.3

[8.A171] 佐藤えり香他：左右の梁せいの異なる鉄筋コンクリート造柱梁接合部の力学性状に関する実験研究，構造工学論文集，Vol. 57B，pp. 559-564，2011.3

[8.A172] 澤田晃成他：多数回繰り返し変形を受ける RC 梁部材の劣化性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33，No. 2，pp. 247-252，2011.6

[8.A173] 加藤史明他：機械式定着を用いた RC 造最上階 L 形柱梁接合部の構造方式に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33，No. 2，pp. 289-294，2011.6

[8.A174] 傳野悟史他：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造柱梁接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33，No. 2，pp. 307-312，2011.6

[8.A175] 楠原文雄他：架構内での変形を模した境界条件による鉄筋コンクリート造外部柱梁接合部部分架構の実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33，No. 2，pp. 343-348，2011.6

[8.A176] 三本菅良太他：RC 造ト形接合部の立面形状が復元力特性に与える影響に関する実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33，No. 2，pp. 361-366，2011.6

[8.A177] 岡田大介他：折曲げ定着された RC 外柱梁架構の柱梁接合部せん断破壊と定着破壊の相互関係，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33，No. 2，pp. 673-678，2011.6

[8.A178] 後藤尚哉他：鉄筋コンクリート柱梁 L 字形接合部の応力伝達に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 475-476，2011.7

[8.A179] 楠原文雄他：柱幅が大きく柱梁曲げ強度比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 495-496，2011

[8.A180] 石木健士朗他：RC 十字形柱梁接合部パネルの破壊機構に関する実験的研究，，C-2，構造 IV，pp. 497-498，2011

[8.A181] 佐川隆之他：多数回繰り返し外力を受ける鉄筋コンクリート造柱梁接合部の静的載荷実験（その 1，2），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 747-750，2011.7

[8.A182] 益尾潔他：機械式柱主筋･外定着による RC 造最上階 L 形柱梁接合部の構造性能(その 1，2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 477-480，2011.8

[8.A183] 吉村匡裕他：機械式定着を用いた RC 造 L 形柱梁接合部の柱頭部拘束筋の効果に関する実験的研究（その 1，2），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 481-484，2011.8

[8.A184] 野崎博他：機械式定着による RC 造ト形、T 形柱梁接合部における横補強筋鋼種の影響(その 1 実験概要)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 533-534，2011.8

[8.A185] 楠原文雄他：鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の強度に及ぼす柱・梁のスパン長さの影響，日本地震工学会大会－2011 梗概集，，pp. 368-369，2011

[8.A186] 澤口香織他：鉄筋コンクリート造柱梁接合部の塑性域における多数回繰り返し挙動　その 1　静的載荷実験および梁の復元力モデル，日本建築学会構造系論文集，Vol.77, No.677，pp. 1123-1129，2012.7

[8.A187] 傅野悟史他：多数回繰り返し変形を受ける RC 造柱梁接合部の劣化性状　無補強，梁端部補強，補修に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.58B，pp. 15-24，2012.3

[8.A188] 佐島悠太他：途上国の不適切な構造詳細を有する RC 外柱梁接合部の小型模型実験による性能評価，構造工学論文集，Vol.58B，pp. 41-47，2012.3

[8.A189] 中村聡宏他：袖壁補強骨組を対象とした外付け梁補強工法に関する研究，構造工学論文集，Vol.58B，pp. 49-56，2012.3

[8.A190] 西倉幾他：袖壁・腰壁・垂れ壁付き柱梁十字型接合部の剛域設定の評価に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No. 2，pp. 229-234，2012

[8.A191] 楠原文雄他：鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部部分架構の履歴エネルギー吸収能に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No. 2，pp. 270-276，2012

[8.A192] 堀田久人他：鉄筋コンクリート柱梁Ｌ字形接合部せん断強度に及ぼす主筋配筋の影響に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No. 2，pp. 283-288，2012

[8.A193] 吉村匡裕他：機械式定着工法を用いた最上階外部柱梁接合部の構造性能向上に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No. 2，pp. 289-294，2012

[8.A194] 三本菅良太他：柱せい・梁せいより定まる接合部立面形状を考慮した RC 造外部柱梁接合部の終局強度と変形に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No. 2，pp. 295-300，2012

[8.A195] 澤木講治郎他：鉄筋コンクリート造柱・梁接合部パネル内に鋼板バンドを用いた場合の力学性状，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No. 2，pp. 307-312，2012

[8.A196] 竹内卓也他：鋼板によりせん断補強した RC 造柱梁接合部の性能に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No. 2，pp. 313-318，2012

[8.A197] 吉武謙二他：梁および柱の軸方向鉄筋の定着仕様が接合部性能に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No. 2，pp. 541-546，2012

[8.A198] 西村康志郎他：鉄筋コンクリート外柱梁接合部材の耐震性能に梁主筋量と接合部横補強筋量が与える影響に関する実験（その 1，2)，，C-2，構造 IV，pp. 481-484，2012.9

[8.A199] 楠原文雄他：鉄筋コンクリート造 L 形柱梁接合部の耐震性能に及ぼす柱梁曲げ強度比の影響に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 485-486，2012.9

[8.A200] 富永暖子他：直交梁を有する十字型柱梁接合部が 2 方向入力を受ける場合に耐震性能評価（その 1～3)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 511-516，2012.9

[8.A201] 益尾潔他：機械式柱主筋外定着による RC 造 L 形柱梁接合部の構造性能－続報 1, 2，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 531-534，2012.9

[8.A202] 加藤史明他：微小突出形 RC 造 L 形柱梁接合部に機械式定着具を用いる際の柱頭部拘束筋の影響に関する実験的研究　その 1, 2，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 535-538，2012.9

[8.A203] 青島雄大他：主筋の折曲げ形状が RC 造 L 字型接合部における定着性能に及ぼす影響に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 551-552，2012.9

[8.A204] 楠原文雄他：柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の耐震性能，日本建築学会構造系論文集，Vol. 78, No.693，pp. 1939-1948，2013.11

[8.A205] 李曰兵他：途上国のせん断補強筋がないト形柱梁接合部の耐震補強法に関する基礎実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 35，No. 2，pp. 223-228，2013

[8.A206] 焦博文他：主筋に機械式継手を有する鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 35，No. 2，pp. 295-300，2013

[8.A207] 川嶋裕司他：鉄筋コンクリート造柱梁接合部パネルに施した鋼板補強が破壊性状に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 35，No. 2，pp. 301-306，2013

[8.A208] 西村　英一郎，清原　俊彦，田才　晃，楠　浩一：機械式定着を用いた梁柱接合部降伏が生じる可能性のある RC ト形柱梁接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.36 No.2，pp. 187-192，2014.7

[8.A209] 佐藤　衛，太田　哲朗，鈴木　裕介，前田　匡樹：RC 造ト形柱梁接合部の構造性能に及ぼす定着工法及び横補強筋量の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.36 No.2，pp. 193-198，2014.7

[8.A210] 諏訪田　晴彦，小豆畑　達哉：柱梁曲げ強度比が小さい RC 造段差梁-柱接合部の耐震性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.36 No.2，pp. 223-228，2014.7

[8.A211] 五十嵐　大騎，八十島　章：低強度コンクリート柱梁接合部の耐震性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.36 No.2，pp. 235-240，2014.7

[8.A212] 佐々木　成紀，瑞慶覧　長尚，古谷　章，中西　三和：長周期地震動を受ける超高層 RC 造建物の柱梁接合部の性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.36 No.2，pp. 241-246，2014.7

[8.A213] 高津　比呂人，木村　秀樹，小島　正朗，依田　和久：高炉スラグ高含有セメントを用いた 100N/mm2 級高強度コンクリート構造部材の実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.36 No.2，pp. 379-384，2014.7

[8.A214] 益尾　潔，堂下　航，足立　将人，田川　浩之：機械式柱主筋定着方式による最上階 RC 造 L 形接合部の構造性能，日本建築学会構造系論文集，Vol.79 No.697，pp. 411-418，2014.3

[8.A215] 李　曰兵，真田　靖士：袖壁増設による既存 RC ト形柱-梁接合部の耐震補強，日本建築学会構造系論文集，Vol.79 No.705，pp. 1657-1665，2014.11

[8.A216] 岸田　慎司，福山　拓真，村田　義行：部分的に高強度化した鉄筋を柱および梁主筋に用いた RC 造十字形柱梁接合部の実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.37 No.2，pp. 277-282，2015.7

[8.A217] 周　よしき，楠原　文雄，塩原　等：長期せん断力下の鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.37 No.2，pp. 289-294，2015.7

[8.A218] 太田　哲朗，小池　拓矢，鈴木　裕介，前田　匡樹：柱梁曲げ耐力比の小さい RC 造ト形柱梁接合部の構造性能に及ぼす接合部横補強筋の影響に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.37 No.2，pp. 295-300，2015.7

[8.A219] 中西　崇，清原　俊彦，田才　晃：機械式定着工法を用いた RC ト形柱梁接合部の変形性能に直交梁が及ぼす影響に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.37 No.2，pp. 301-306，2015.7

[8.A220] 片江　拡，北山　和宏：3 方向加力される鉄筋コンクリート立体隅柱接合部の耐震性能に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.80 No.713，pp. 1133-1143，2015.7

[8.A221] 堀田　久人，ムンフチョロン　トゥブシンバートル：RC 造柱梁 L 形接合部のせん断強度に及ぼす引張主筋折曲げ半径の影響に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.80 No.718，pp. 1923-1930，2015.12

[8.A222] 市川　覚，李　曰兵，真田　靖士，バアル　ファオマルバグ：機械式定着を用いた T 形柱梁接合部の実験 ，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp. 619-624，2016.7

[8.A223] 董　添文，花井　伸明，内田　和弘，白川　敏夫：RC 段差梁柱接合部における応力伝達に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp. 301-306，2016.7

[8.A224] 岩田　希，田才　晃，斉藤　純毅，北嶋　圭二：鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部を対象とした多数回繰返し載荷実験 ，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp. 313-318，2016.7

[8.A225] Bah　Alpha　Oumar　Bagou，市川　覚，李　曰兵，真田　靖士：定着補強筋を配した T 形柱梁接合部の性能に梁柱曲げ耐力比が与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.39 No.2，pp. 199-204，2017.7

[8.A226] 上野　卓実，上原　修一，青田　興明：RC 造ヒンジリロケーション柱梁接合部のせん断補強法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.39 No.2，pp. 229-234，2017.7

[8.A227] 村井　克成，市川　覚，真田　靖士，Bah　Alpha　Oumar　Bagou：機械式定着部に対する横補強筋量を変動因子とする T 形柱梁接合部の実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.39 No.2，pp. 481-486，2017.7

第９章

架構

9.1　データベースの項目

架構試験体を対象とした実験データベースの調査項目を以下に示す。

9.1.1　基本情報：ID，出典情報等

101-ID 情報

1) 通し番号：部材毎に通し番号を付ける。
2) 実験主体：実験実施の主体を記入する。
3) 試験体名称：論文での名称を記入する。
4) 試験体種別：純フレーム架構（F），壁付きフレーム架構（FW），反曲点でピン支持しているような部分架構（PF）の 3 種類を選択する。
5) 架構形状：「平面」（平面架構の場合），「立体」（立体架構の場合）から選択する。

102-文献情報

1) 文献番号：主たる論文について文献収集リストで付与した通し番号を記入する。
2) 関連文献番号：主たる論文に関連する文献収集リストで付与した通し番号を記入する。
3) 情報：主たる文献で必要な情報（タイトルや雑誌名）を記入する。

9.1.2　試験体情報：材料，部材断面

201-一般情報

1) スケール：実断面に対して縮小された場合の規模を記入する。幅を持たせた表記の場合は平均値を記入する。
2) 層数：試験体の層数を記入する。部分架構等で反曲点からの半スパンを模擬しているような場合は 0.5 スパンとしてカウントする。
3) スパン数：桁行，梁間方向それぞれのスパン数を記入する。部分架構等で反曲点からの半スパンを模擬しているような場合は 0.5 スパンとしてカウントする。
4) スパン長：桁行，梁間方向のスパン長の最大値及び最小値を記入する。値が 1 種類の場合は最大の欄に記入する。
5) 階高：各階の梁芯間，梁上端面間の高さの最大値及び最小値を記入する。値が 1 種類の場合は最大の欄に記入する。
6) スラブの有無：スラブの有無について，「有」，「無」から選択する。
7) 備考：上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項を記入する。

202-コンクリート材料情報

1) 設計基準強度：当該文献に記載されている目標強度で，試験体の設計時に用いた強度の最大値及び最小値を記入する。
2) 実圧縮強度：当該文献に記載されている圧縮強度の最大値と最小値を記入する。

203-柱部材情報

以下，柱の情報を記入する。最大と最小の値を記入する。種類が一つの場合は最大の欄に記入

する。

1) 断面：断面寸法（幅：矩形断面における桁行方向に対して直交する辺の長さ，せい：矩形断面における桁行方向に対して平行する辺の長さ）を記入する。
2) 主筋径：主筋の形状を表す記号と呼び径を記入する。例えば D19 や φ9 など。
3) 主筋降伏強度：当該文献に記載されている主筋の降伏強度を記入する。
4) 帯筋降伏強度：当該文献に記載されている帯筋の降伏強度を記入する。

204-梁部材情報

以下，梁の情報を記入する。最大と最小の値を記入する。種類が一つの場合は最大の欄に記入する。

1) 断面：断面寸法（幅：矩形断面における幅方向の辺の長さ，せい：矩形断面における高さ方向の辺の長さ）を記入する。
2) 主筋径：主筋の形状を表す記号と呼び径を記入する。例えば D19 や φ9 など。
3) 主筋降伏強度：当該文献に記載されている主筋の降伏強度を記入する。
4) 肋筋降伏強度：当該文献に記載されている肋筋の降伏強度を記入する。

205-壁部材情報

以下，壁の情報を記入する。最大と最小の値を記入する。種類が一つの場合は最大の欄に記入する。

1) 壁板厚さ：壁板の厚さの最大値を記入する。
2) 壁筋降伏強度：当該文献に記載されている壁筋（開口補強筋含む）の降伏強度の最大値と最小値を記入する。種類が一つの場合は最大の欄に記入する。

9.1.3　加力・計測情報：加力概要，計測概要

301-加力情報

1) 加力形式：試験体の加力形式を選択する。「静的載荷（1 点載荷）」，「静的載荷（多点載荷）」，「仮動的載荷（1 点載荷）」，「仮動的載荷（多点載荷）」，「動的載荷（1 点載荷）」，「動的載荷（多点載荷）」，「振動台」から選択する。アクチュエータによる正弦波載荷で周波数が低めの試験体（0.05Hz）の場合も，「動的載荷（1 点載荷）」，「動的載荷（多点載荷）」とした。
2) 加力方向：部材が水平に加力される方向を選択する。「一方向」，「二方向」，「斜め」から選択する。
3) 載荷履歴：加力載荷の履歴を選択する。「単調片押し」，「片側繰り返し」，「正負繰り返し」，「ランダム」，「地震波」，「正弦波」から選択する。不明な場合は「不明」とする。
4) 軸力の種類：作用させる軸力の種類を「自重」，「自重＋錘」，「ジャッキ一定」，「ジャッキ変動」から選択する。なお，PC 鋼棒などで柱に一定軸力を作用させているものは「ジャッキ一定」に含める。
5) 備考

302-計測情報

1)　備考

9.1.4　実験データ情報

401-実験データ情報

1)　実験時破壊モード：実験で得られている破壊モードを記入する。正負交番載荷の場合は，正負の破壊モードを示す。梁にヒンジが形成された場合は「全体崩壊」，層崩壊や柱梁接合部が破壊した場合は「部分崩壊・曲げ」,「部分崩壊・せん断」とした。複数の異なる破壊性状が確認された大規模な架構試験体で，単一の破壊モードで説明できない試験体は「その他」とした。
2)　計算時破壊モード：文献中で計算された最小の終局強度を破壊モードとする。正負非対称の部材の場合は，正負の値を示す。
3)　最大水平耐力：実験で得られた最大水平耐力の値を記入する。2 層以上の場合は，1 層の値を記入する。
4)　ベースシヤ係数：実験で得られた最大水平耐力時のベースシヤ係数の値を記入する。2 層以上の場合は，1 層の値を記入する。

（特記事項）

・　変形や強度が論文中に片方向しか記載されていない場合は，正載荷時のシートに記入する。

402-デジタルデータ

1)　ファイル名：デジタルデータがある場合には，そのファイル名称を記入する。
2)　備考：

9.1.5　データの信頼度指標

各評価項目に対して信頼度を記入し，不適切データの定義に活用する。

9.2　収集データの特性

9.2.1　収集した論文の概要

本節では，収集したデータベースについて説明する。1975 年から 2017 年の間に，日本建築学会が発行する構造系論文集（構造系論文報告集，論文報告集）および構造工学論文集，日本コンクリート工学会が発行する年次大会論文集（年次大会論文報告集，年次講演会講演論文集）およびコンクリート工学論文集で発表された論文のうち，架構に関連する 199 編の論文を対象にデータベースの構築，データの整理，分析を行った。論文の内訳を図 9.2.1 および表 9.2.1 に示す。一部の論文については，日本建築学会が発行する学術講演梗概集（計 6 編）を参照しながら，データの入力を行った。

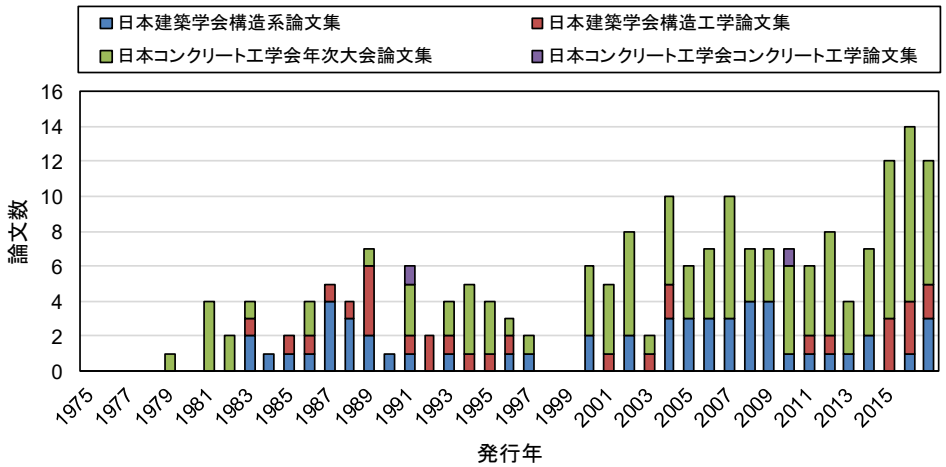


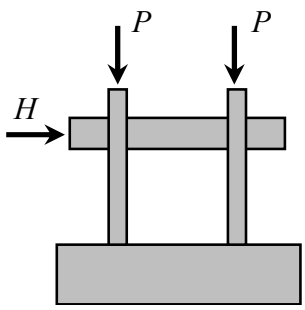
図 9.2.1　実験データの収集を行った論文数（年度別）

表 9.2.1　実験データの収集を行った論文数

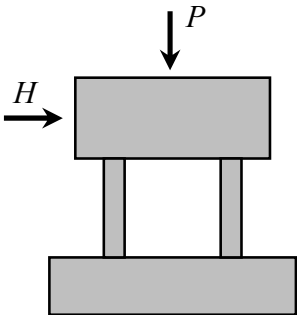
論文名	論文数
日本建築学会構造系論文集	53
日本建築学会構造工学論文集	30
日本コンクリート工学会年次大会論文集	114
日本コンクリート工学会コンクリート工学論文集	2
（日本建築学会学術講演梗概集）	(6)
合計	199（205）

9.2.2　収集した試験体の概要

9.2.1 項に示した 205 編の論文から，317 体の実験試験体のデータをデータベースに入力した。本実験データベースは，地震荷重を想定した水平力をジャッキやアクチュエータで作用させた実験や振動台実験を対象とし，柱の鉛直荷重支持能力や，長期荷重および衝撃荷重に対する架構の力学性状の評価を目的とした実験は除外した。収集した試験体の種類は，図 9.2.2 に示すような柱梁骨組架構，耐震壁付き架構（耐震壁のみの試験体は除外した），スリット付き壁を含む非構造壁付き架構，ピロティ架構，実建物の一部を切り出した架構，複数の柱を剛なスタブで接続した架構，複数の柱梁接合部を含む複数スパンもしくは複数層の部分架構である。ここでは，SRC 部材を含む試験体，柱や梁が鋼管拘束されている試験体，耐震補強および補修された試験体，繊維補強コンクリートを用いた試験体，プレキャスト壁や後打ち壁を有する試験体，ハンチ付き梁を有する試験体，柱を RC 造，梁を S 造とした試験体は除外した。試験体種別ごとの試験体数の一覧を表 9.2.2 に示す。試験体形式では，純骨組架構（F）が全体の約半数を占め，壁付き架構（FW）が約 1/3，残りが部分架構（PF）である。また，全体の約 2 割が梁間方向にもスパンを有する立体架構であることが分かる。

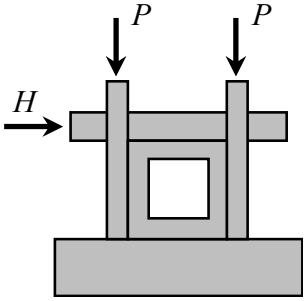


（柱梁骨組架構）

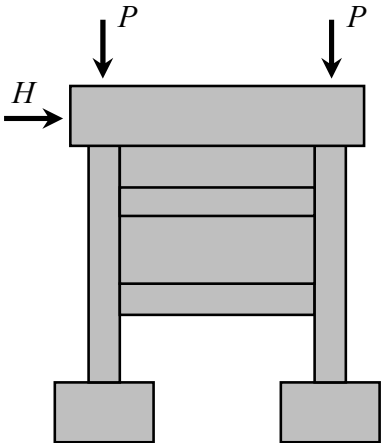


（複数の柱を剛なスタブで接続した架構）

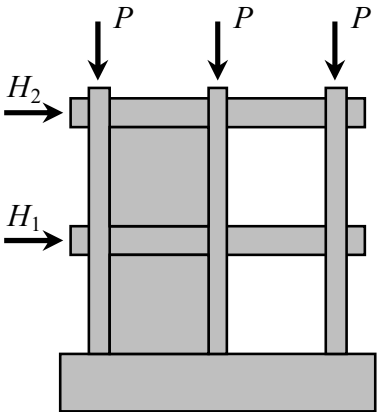
(a) 純骨組架構例（試験体種別：F）



（非構造壁付き架構）

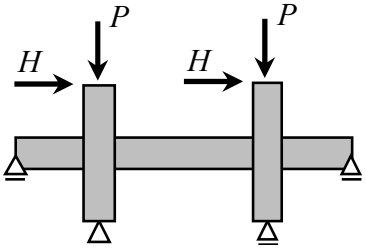


（ピロティ架構）

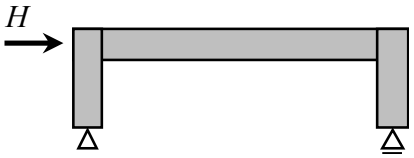


（耐震壁付き架構）

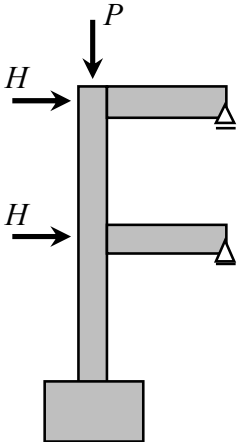
(b) 壁付き架構例（試験体種別：FW）



（1 層 2 スパン）



（0.5 層 1 スパン）



（2 層 0.5 スパン）

(c) 複数の柱梁接合部を含む部分架構例（試験体種別：PF）

図 9.2.2　収集対象とした試験体

表 9.2.2　試験体数

試験体種別	試験体数		
	平面	立体	合計
F	139	17	156
FW	86	32	118
PF	30	13	43
合計	255	62	317

9.2.3　収集した試験体の特性値の分布

表 9.2.3 および図 9.2.3～図 9.2.21 に試験体の特性値の分布を示す。特性値は，試験体種別に基づき 3 種類（F，FW，PF）に分類して示した。

表 9.2.3　データベースの特性値

試験体種別		単位	値の範囲			
			全体	F	FW	PF
形状	スケール	−	0.04～1.00	0.05～1.00	0.04～1.00	0.20～0.50
	層数	−	0.5～20.0	1.0～20.0	1.0～16.0	0.5～3.0
	スパン数（桁行）	−	0.5～7.0	1.0～7.0	1.0～3.0	0.5～2.0
	スパン数（梁間）	−	1.0～2.0	1.0～2.0	1.0～2.0	1.0
材料	コンクリート設計基準強度	N/mm^2	7～60	7～27	14.7～34.5	21～60
	コンクリート実圧縮強度	N/mm^2	6.3～85.1	6.3～85.1	15.5～54.3	25.4～81.8
	柱主筋降伏強度	N/mm^2	301.8～930.1	301.8～717.4	311.3～930.1	339.1～550.3
	柱帯筋降伏強度	N/mm^2	213.6～1485.0	213.6～1485.0	243.0～1480.8	288.1～890.0
	梁主筋降伏強度	N/mm^2	303.8～1432.0	317.1～717.4	311.3～1432.0	303.8～550.3
	梁肋筋降伏強度	N/mm^2	227.3～1485.0	227.3～1485.0	277.4～1366.0	288.1～890.0
	壁筋降伏強度	N/mm^2	228.0～683.0	−	228.0～683.0	386.0

試験体の縮尺および層数の分布を図 9.2.3 に示す。縮尺の記載があった試験体は 277 体であった。図より，大半の試験体（261/277＝94%）が 50%以下の縮尺であることがわかる。一方，実大試験体も 12 体存在しており，防災科学技術研究所や建築研究所といった大規模な実験施設で実施された実験試験体や，実建物の一部を切り出した架構試験体である。層数については，全ての試験体について値が判明しており，1 層の試験体が 141 体と最多で全体の半分弱を占めていた。5 層を超えるような多層の試験体や実大試験体には，壁付き架構試験体（FW）が比較的多かった。

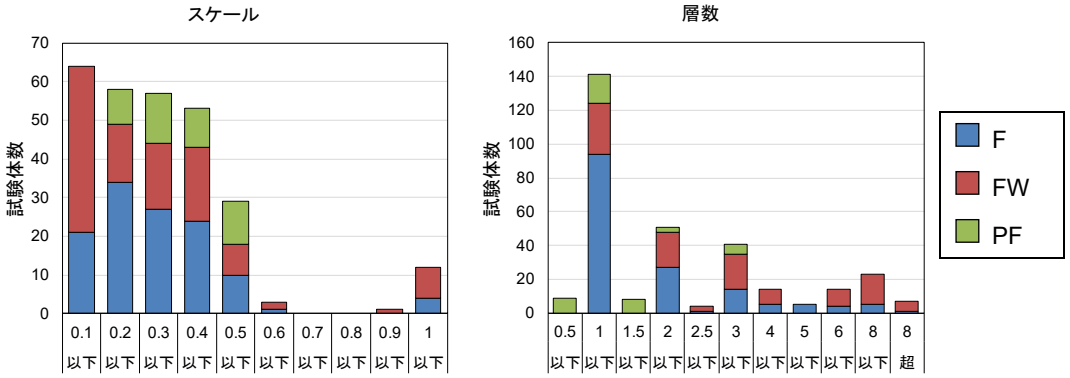


図 9.2.3 縮尺および層数

試験体の各方向のスパン数の分布を図 9.2.4 に示す。桁行方向については，全ての試験体で値が判明しており，7 スパンの 1 体を除いて全て 3 スパン以下で，1 スパンの試験体が最多（141/317＝44%）であった。また，梁間方向にスパンを有する立体架構は 61 体存在し，いずれも 1 スパンもしくは 2 スパンであった。

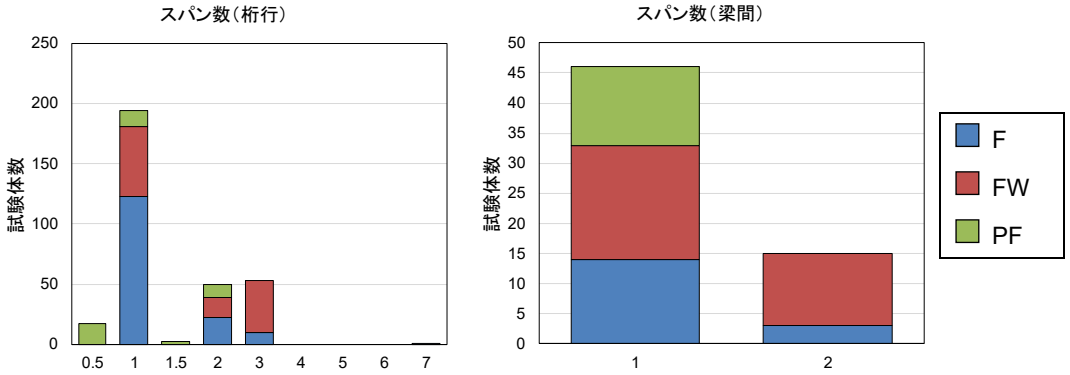


図 9.2.4 スパン数

コンクリートの設計基準強度および実圧縮強度の分布を図 9.2.5 に示す。設計基準強度の記載があった試験体は 61 体であった。また，実圧縮強度の記載があった試験体は 278 体と，必ずしも全ての文献において記載されているわけではなかった。実圧縮強度で 20N/mm^2～50N/mm^2 の範囲の試験体が多く（229/278＝82%）を占めた一方で，耐震補強する既存骨組を想定した低強度コンクリートの試験体も少なからず存在した。なお，情報があった試験体のうち，設計基準強度で 60N/mm^2 を超える試験体，実圧縮強度で 100N/mm^2 を超える試験体は存在しなかった。

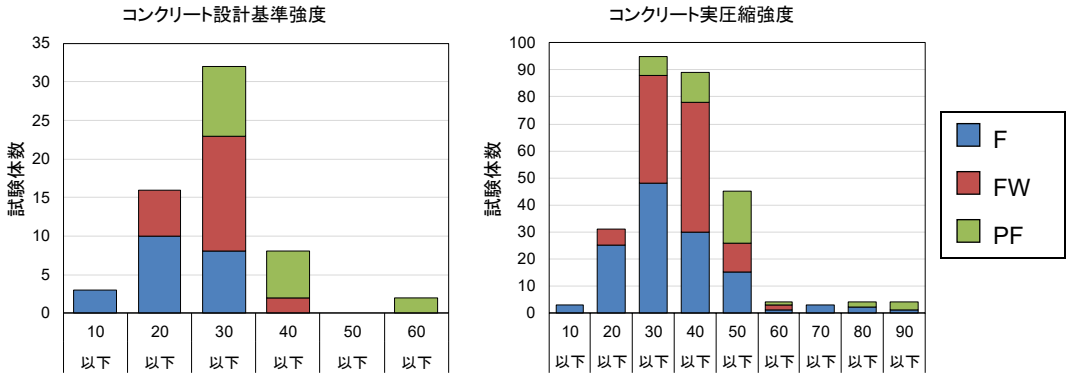


図 9.2.5 コンクリート圧縮強度

柱主筋および柱帯筋の降伏強度を図 9.2.6 に示す。柱主筋および柱帯筋の降伏強度について記載があったのは，それぞれ 288 体および 282 体であった。主筋に関しては，概ね実降伏強度が 500N/mm^2 以下の試験体が大半（270/288＝94%）を占めていた。また，帯筋の降伏強度に関しては，300～400N/mm^2 の試験体が約半数を占め（132/282＝47%），800N/mm^2 を超える（785N/mm^2 級以上の）高強度鉄筋を使用した試験体も 17 体あった。

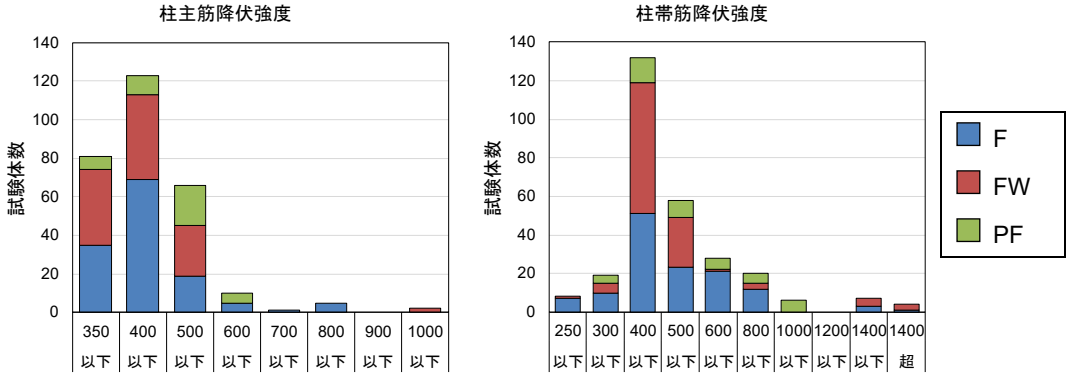


図 9.2.6 柱主筋および柱帯筋降伏強度

図 9.2.7 に梁主筋，梁肋筋および壁筋の降伏強度の分布を示す。梁主筋および梁肋筋の降伏強度の記載があった試験体数は，それぞれ 238 体および 237 体であった。梁主筋降伏強度は大半の試験体で 600N/mm^2 以下（SD490 相当以下）であり，ごくわずかに高強度鉄筋を用いたものもみられた。一方，梁肋筋降伏強度については，柱帯筋と同様に 300～400N/mm^2 の試験体が約半数を占め（116/237＝49%），800N/mm^2 を超える（785N/mm^2 級以上の）高強度鉄筋を使用した試験体も 16 体あった。壁筋降伏強度の記載があった試験体数は 104 体で，柱帯筋や梁肋筋と同様，300～400N/mm^2 の試験体が最多であった（72/104＝69%）。

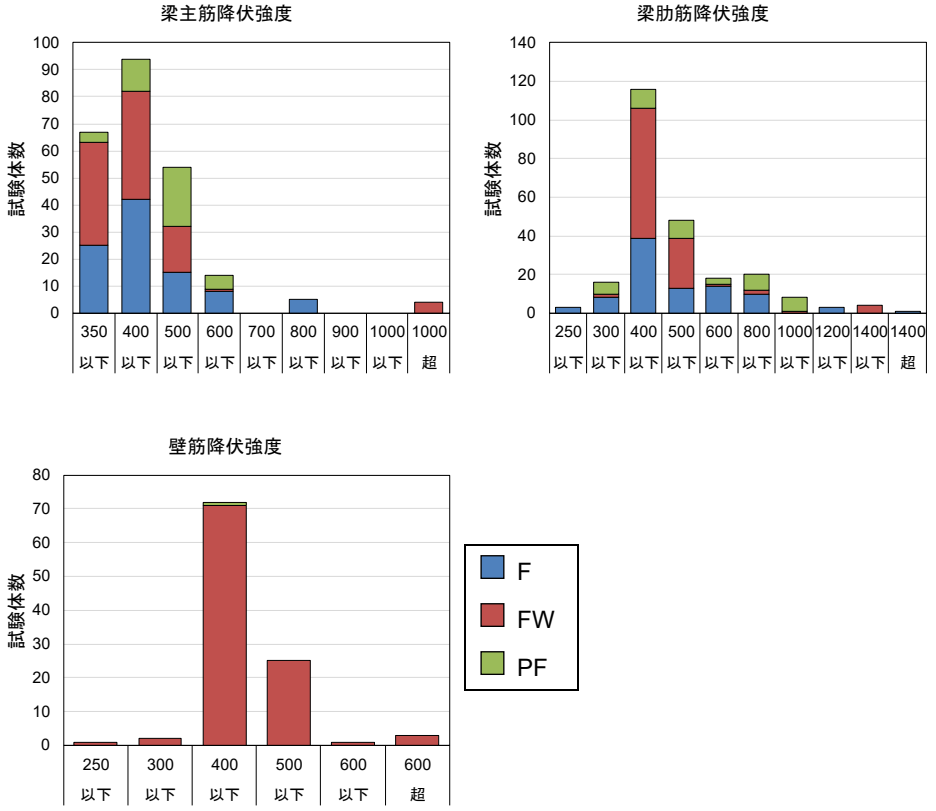


図 9.2.7 梁主筋，梁肋筋および壁筋降伏強度

図 9.2.8 に加力形式, 加力方向, 載荷履歴および軸力の種類の分布を示す。加力形式については, 載荷高さを一つとした「静的載荷（1 点）」が最も多く（184/317＝58%），次いで「振動台」が約 2 割を占めた。壁付き架構では，「静的載荷（1 点）」よりも「振動台」の方が多いのが特徴的である。加力方法については，ほとんど全てが「一方向」で（305/317＝96%），振動台実験であっても水平二方向の加振を行った実験は極めて限定的であることが分かる。載荷履歴については，「正負繰り返し」が約 2/3 を占め（208/317＝66%），次いで「地震波」，「正弦波」の順となり，「単調片押し」，「片側繰り返し」はほとんど存在しなかった。軸力の種類は，長期荷重を想定した「ジャッキ一定」が最も多く（154/310＝50%），次いで「自重＋錘」，「自重のみ」，「ジャッキ変動」の順となった。

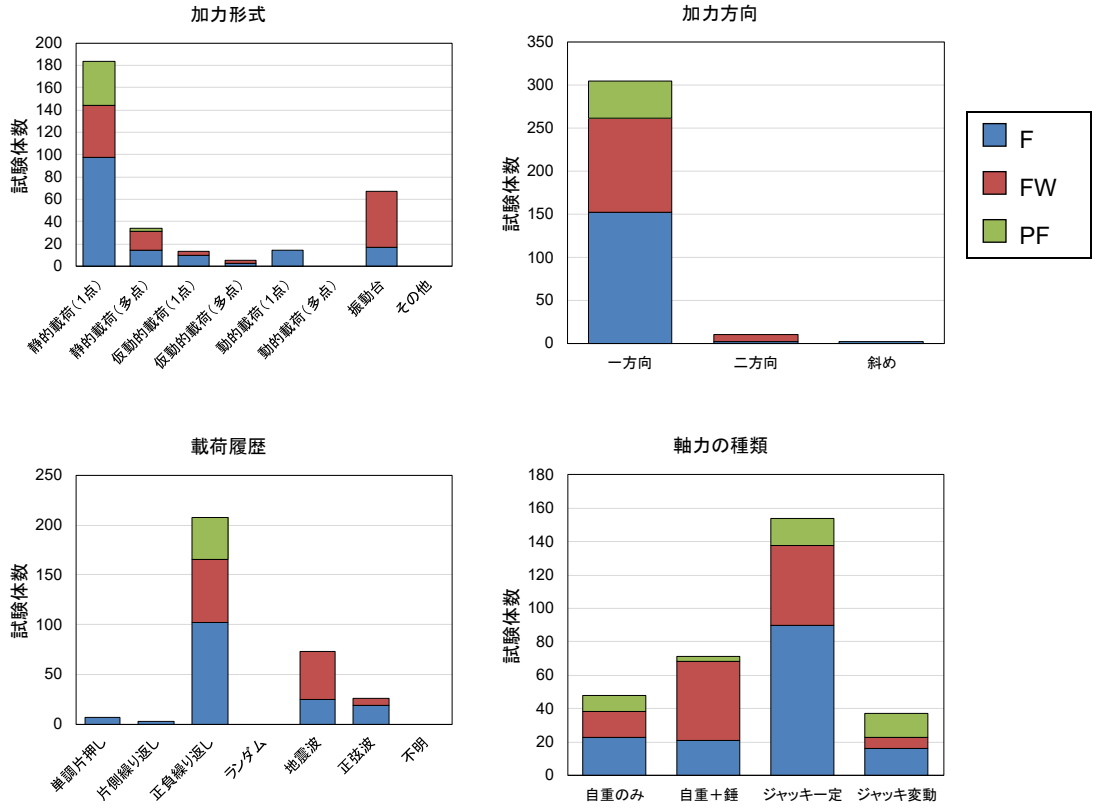


図 9.2.8 加力方法など

図 9.2.9 に実験時の破壊モードの分布を示す。梁にヒンジが形成される「全体崩壊」が最も多く（130/317＝41%），層崩壊や柱梁接合部が破壊した「部分崩壊・曲げ」や「部分崩壊・せん断」はそれぞれ 13%および 32%であった。また，「その他」に分類されたほとんどの試験体は壁付き架構であった。

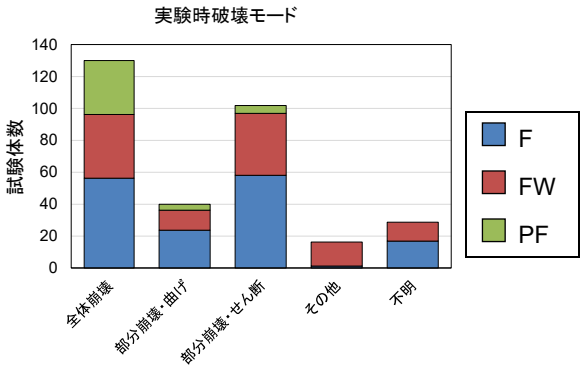


図 9.2.9 実験時破壊モード

9.3　収集データの信頼度分析

本章では，他の章とは異なり，評価式を検証するための剛性や耐力の計算を行わないため，最大耐力等が文献に記載が無い場合でも，荷重－変形関係のグラフからの推定は行わなかった。架構では，単一の部材を対象とした実験と比べて掲載すべき情報量が多くなり，限られた紙面の都

合で全ての情報を記載しきれないとみられるケースが多かった。以下に収集した実験データの信頼度に関する知見を示す。

9.3.1　試験体形状

縮尺は 317 体中 40 体（13%）で記載が無かった。ただし，縮尺の記載があった文献でも，高架橋などを対象とした土木分野の試験体では，同程度の規模の試験体でも建築分野の試験体と縮尺が大きく異なるケースが存在した。スパン長，階高，柱寸法および柱配筋については，ほとんどの試験体で記載があったが，柱の曲げ降伏やせん断破壊による層崩壊形を想定した試験体で，梁の寸法や配筋が記載されていないものが若干数存在した。

9.3.2　材料強度

コンクリート圧縮強度は 317 体中 41 体（13%）で記載されていなかった。また，柱主筋および柱帯筋の降伏強度は，それぞれ 29 体（9%）および 35 体（11%）で記載が無かった。梁主筋および梁肋筋の降伏強度の記載が無い試験体はそれぞれ 79 体（25%）および 80 体（25%）とさらに多く，特に，柱の曲げ降伏やせん断破壊による層崩壊形を想定した試験体で記載のないものが目立っていた。壁筋降伏強度に関しては，壁を有する試験体 119 体（FW : 118 体，PF : 1 体）のうち，15 体（13%）で記載されていなかった。なお，掲載されている強度の数値が明らかにおかしいと思われる試験体が数体存在し，誤りが明らかな場合には値を修正した。

9.3.3　載荷，計測方法，最大耐力

加力形式，加力方法および載荷履歴については，全ての試験体で記載があった。一方，軸力の載荷方法に関しては，具体的な記載が無い試験体が 7 体（2%）あった。また，最大耐力の記載が無かったものは 118 体（37%）で，荷重－変形関係は示されているものの，具体的な最大耐力が示されていない試験体が多く存在した。

9.4　まとめ

以下に構築したデータベースに関する知見を示す。

- 大半の試験体が縮尺 50%以下であった。その一方で，大規模な実験施設で実施された実験試験体や，実建物の一部を切り出した架構試験体などの実大試験体が 12 体存在した。
- 層数については，1 層の試験体が 141 体と最多で全体の半分弱を占めていた。5 層を超えるような多層の試験体や実大試験体には，壁付き架構試験体（FW）が比較的多かった。
- 桁行方向のスパン数は，1 体を除き 3 以下で，1 スパンの試験体が 44%を占めた。また，梁間方向にスパンを有する立体架構は約 2 割で，最大で 2 スパンであった。
- コンクリート実圧縮強度の記載の無い試験体が 13%存在した。実圧縮強度で 20N/mm^2～50N/mm^2 の範囲の試験体が約 8 割を占めた。
- 柱主筋および柱帯筋の降伏強度について記載が無い試験体は約 1 割であった。主筋に関しては，ほとんどの試験体で実降伏強度が 500N/mm^2 以下であり，帯筋に関しては，実強度 300～400N/mm^2 の試験体が約半数を占めた。
- 梁主筋および梁肋筋の降伏強度について記載が無い試験体は全体の約 1/4 であった。梁主筋降伏強度は大半の試験体で 600N/mm^2 以下であり，梁肋筋降伏強度については，柱帯筋と同様の分布となった。壁筋降伏強度は，柱帯筋や梁肋筋と同様，300～400N/mm^2 の試験体が最も多く，約 7 割を占めた。

- 加力形式については，「静的載荷（1 点）」が約 6 割，「振動台」が約 2 割を占めた。壁付き架構では「振動台」が最も多かった。加力方法はほとんど全てが「一方向」で，振動台実験であっても水平二方向の加振を行った実験は極めて限定的であった。載荷履歴は「正負繰り返し」が約 2/3 を占めた。軸力の種類は，長期荷重を想定した「ジャッキ一定」が約半数，次いで「自重＋錘」，「自重のみ」，「ジャッキ変動」の順となった。
- 梁にヒンジが形成される「全体崩壊」が約 4 割と最多であったが，層崩壊形を想定した試験体や柱梁接合部が破壊した試験体で「部分崩壊・曲げ」や「部分崩壊・せん断」に分類した試験体も多く存在した。また，大規模な架構試験体で，単一の破壊モードで説明できない試験体も少なからず存在した。
- スパン長，階高，柱寸法および柱配筋については，ほとんどの試験体で記載があったが，柱の曲げ降伏やせん断破壊による層崩壊形を想定した試験体で，梁の寸法や配筋が記載されていないものが若干数存在した。
- 加力形式，加力方法および載荷履歴については，全ての試験体で記載があった。一方，軸力の載荷方法に関しては，具体的な記載が無い試験体が若干存在した。また，最大耐力の記載が無かった試験体が約 4 割存在した。

9.5　試験体の引用文献

本検討で用いた 205 編の文献のリストを以下に示す。

- 日本建築学会構造系論文集，日本建築学会構造工学論文集，日本コンクリート工学会年次大会論文集，日本コンクリート工学会コンクリート論文集

［9-A1］東洋一，清水泰，大久保全陸：鉄筋コンクリート造建物の耐震補強法に関する実験的研究，コンクリート工学年次講演会講演論文集，Vol.1，No.0，pp.305-308，1979.5

［9-A2］深田泰夫，磯畑脩，立部正則，斉藤規矩雄：旧秋田県立中央病院における実在架構の水平加力実験，コンクリート工学年次講演会講演論文集，Vol.3 No.0，pp.417-420，1981

［9-A3］中西三和，安達洋，白井伸明：鉄筋コンクリート有開口連層耐震壁の実験研究，コンクリート工学年次講演会講演論文集，Vol.3 No.0，pp.481-484，1981

［9-A4］坂口昇，藤崎忠志：既存れんが壁付鉄筋コンクリート造骨組の水平耐力実験，コンクリート工学年次講演会講演論文集，Vol.3 No.0，pp.485-488，1981

［9-A5］清水泰，東洋一，遠藤利根穂，牧田敏郎：鉄筋コンクリート造建物の耐震補強方法に関する研究，コンクリート工学年次講演会講演論文集，Vol.3 No.0，pp.489-492，1981

［9-A6］清水泰，東洋一，遠藤利根穂，日向俊二：鉄筋コンクリート造建物の耐震補強効果に関する実験研究，コンクリート工学年次講演会講演論文集，Vol.4 No.0，pp.385-388，1982

［9-A7］中西三和，安達洋，白井伸明：鉄筋コンクリート造有開口連層耐震壁の強度と剛性，コンクリート工学年次講演会講演論文集，Vol.4 No.0，pp.413-416，1982

［9-A8］西垣太郎，水畑耕治：鉄筋コンクリート柱の低サイクル疲労に関する実験的研究，日本建築学会論文報告集，No.328，pp.60-70，1983.6

［9-A9］嶋津孝之，荒木秀夫：センターコア型 3 スパン平面骨組の振動台実験，日本建築学会論

文報告集，No.324，pp.36-44，1983.2

［9-A10］山本泰稔，清田清司：既存鉄筋コンクリート造建築物の補強法に関する実験的研究　2. 鉄骨系枠付補強法，構造工学論文集，Vol.29，pp.91-98，1983

［9-A11］石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリートラーメン構造物の耐震性に関する実験，コンクリート工学年次講演会講演論文集，Vol.5 No.0，pp.221-224，1983

［9-A12］嶋津孝之，荒木秀夫：各種 3 スパン平面骨組の振動台実験―連層耐震壁の動的抵抗性状に関する基礎的研究　その 2－，日本建築学会論文報告集，No.337，pp.90-98，1984.3

［9-A13］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，No.355，pp.88-98，1985.9

［9-A14］荒木秀夫，嶋津孝之，西浦睦夫，香山正博，隅田証二：連層壁を有する構造物の地震応答に関する簡易解析法，構造工学論文集，Vol.31B，pp.217-224，1985.3

［9-A15］岡本伸，芳村学，上之薗隆志，中田慎介：鉄筋コンクリート造実大 7 層建物の建設とその弾性性状－日米共同耐震実験研究　その 1－, 日本建築学会構造系論文報告集, No.366, pp.76-84，1986.8

［9-A16］嶋津孝之，荒木秀夫，香山正博，石井新二：鉄筋コンクリート造立体骨組の動的耐震性に関する基礎的実験研究，構造工学論文集，Vol.32B，pp.159-170，1986.3

［9-A17］六車熙，渡辺史夫，近藤実：水平力を受ける 1 層 1 スパン架構中の RC 柱のせん断抵抗挙動に関する研究，コンクリート工学年次講演会講演論文集，Vol.8 No.0，pp.825-828，1986

［9-A18］鶴田和久，睦好宏史，町田篤彦：地震力を受ける鉄筋コンクリートラーメン構造物の弾塑性応答に関する研究，コンクリート工学年次講演会講演論文集，Vol.8 No.0，pp.733-736，1986

［9-A19］芳村学，上之薗隆志，岡本伸，中田慎介：鉄筋コンクリート造実大 7 層建物の弾塑性解析と 1 質点置換による仮動的実験手法－日米共同耐震実験研究　その 2－，日本建築学会構造系論文報告集，No.372，pp.55-64，1987.2

［9-A20］S. M. Parvez Mohit, Takayuki Shimazu：The Behaviour of Beams in Reinforced Concrete Frames under the Conbined Action of Vertical and Horizontal Loadings，日本建築学会構造系論文報告集，No.372，pp.72-85，1987.2

［9-A21］上之薗隆志，芳村学，岡本伸，中田慎介：鉄筋コンクリート造実大 7 層建物の仮動的実験－日米共同耐震実験研究　その 3－, 日本建築学会構造系論文報告集, No.377, pp.64-72，1987.7

［9-A22］Yoshikazu Kitagawa，Mitsumasa Midorikawa：Dynamic Properties and Response Analysis of a Full-scale Reinforced Concrete Seven-story Structure -Part of the U.S. - Japan Cooperative Research Program-，日本建築学会構造系論文報告集，No.380，pp.32-44，1987.10

［9-A23］荒木秀夫，嶋津孝之：鉄筋コンクリート造多層平面フレームの動的抵抗特性に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.33B，pp.145-154，1987

［9-A24］中田慎介，上之薗隆志，芳村学，岡本伸：鉄筋コンクリート造実大 7 層建物の補修後実験－日米共同耐震実験研究その 4－，日本建築学会構造系論文報告集，No.388，pp.77-85，1988.6

［9-A25］芳村学，黒瀬行信，上之薗隆志：鉄筋コンクリート造実大 7 層建物実験におけるはり・

柱部材の弾塑性挙動　日米共同耐震実験研究その 5，日本建築学会構造系論文報告集，No.391，pp.27-35，1988.9

［9-A26］黒正清治，和田章，林静雄，坂田弘安，坂川慶介：曲げ降伏するはりの軸方向伸び現象を考慮した鉄筋コンクリート骨組の弾塑性性状に関する実験研究，日本建築学会構造系論文報告集，No.393，pp.25-34，1988.11

［9-A27］荒木秀夫，嶋津孝之：連層耐震壁の動的水平抵抗性状に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.34B，pp.271-280，1988.3

［9-A28］坂田弘安，和田章：多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組模型の実験　曲げ降伏するはりの軸方向伸びを考慮した鉄筋コンクリート平面骨組の弾塑性性状に関する研究（第 1 報），日本建築学会構造系論文報告集，No.403，pp.45-55，1989.9

［9-A29］芳村学，黒瀬行信，上之薗隆志：鉄筋コンクリート造実大 7 層建物実験における耐震壁の弾塑性挙動－日米共同耐震実験研究その 6－，日本建築学会構造系論文報告集，No.401，pp.59-66，1989.7

［9-A30］T. Shimazu，H. Araki，M.A.A. Mollick，C. Fujita，Y. Monji：Study on the Dynamic Behavior of Multistory R/C Space Frame Structure Subjected to Sinusoidal and Earthquake Base Motions，構造工学論文集，Vol.35B，pp.245-254，1989.3

［9-A31］荒木秀夫，嶋津孝之，西浦睦夫：変断面耐震壁およびそれを含む平面骨組の振動台実験，構造工学論文集，Vol.35B，pp.255-264，1989.3

［9-A32］大田和彦，嶋津孝之，荒木秀夫：連層連スパン壁の耐震性に関する基礎的研究　第 2 報無開口，小開口，大開口の 3 種壁体およびラーメンの動的挙動に関する相互比較，構造工学論文集，Vol.35B，pp.265-275，1989.3

［9-A33］大田和彦，嶋津孝之，荒木秀夫：連層連スパン壁の耐震性に関する基礎的研究　第 3 報正弦波入力の場合，構造工学論文集，Vol.35B，pp.277-286，1989.3

［9-A34］勝俣英雄，関松太郎，隈澤文俊，岡田恒男：既存鉄筋コンクリート造架構の靭性抵抗型鉄骨ブレースによる耐震補強，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11 No.2，pp.263-266，1989

［9-A35］和田章，林静雄，坂田弘安，大谷晃弘：繰返し水平力を受ける鉄筋コンクリート平面骨組模型の実験研究　曲げ降伏する梁の軸方向伸びを考慮した鉄筋コンクリート平面骨組の弾塑性性状に関する研究（第 3 報），日本建築学会構造系論文報告集，No.417，pp.21-29，1990.11

［9-A36］細矢博，安倍勇，北川良和，岡田恒男：鉄筋コンクリート高層壁式ラーメン構造物の縮小立体模型による振動実験，コンクリート工学論文集，Vol.2 No.2，pp.71-84，1991.7

［9-A37］大田和彦，嶋津孝之，荒木秀夫：連スパン壁の耐震性に関する基礎的研究 ： その 1 連スパン壁の水平加力実験，日本建築学会構造系論文報告集，No.423，pp.35-44，1991.5

［9-A38］嶋津孝之，荒木秀夫，大田和彦，扇丈朗，アイマンアラワ：鉄筋コンクリート造立体骨組の水平－鉛直抵抗性状に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37B，pp.393-402，1991.3

［9-A39］福原安洋，嶋津孝之：ブレース付き鉄筋コンクリート骨組の耐震性能に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13 No.2，pp.577-582，1991

［9-A40］龍井潤一，望月重，濱本卓司：フレーム内における部分的連層耐震壁のせん断破壊挙動，

コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13 No.2，pp.589-594，1991

［9-A41］嶋津孝之，荒木秀夫，大田和彦，小倉賢人：構面の水平抵抗性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.13 No.2，pp.623-628，1991

［9-A42］大田和彦，嶋津孝之，福原安洋，荒木秀夫，小倉賢人：構面の水平抵抗性状に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38B，pp.319-328，1992.3

［9-A43］青木博文，田川泰久，黄徳琳，増田浩志：既存鉄筋コンクリート造建物の鉄骨架構による耐震補強方法に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38B，pp.339-348，1992.3

［9-A44］和田章，林静雄，坂田弘安，香取慶一，大谷晃弘：鉛直力と水平力を受ける鉄筋コンクリート立体骨組の力学的挙動に関する模型実験，日本建築学会構造系論文報告集，No.443，pp.107-115，1993.1

［9-A45］黄徳琳，青木博文，田川泰久：既存鉄筋コンクリート造建物の鉄骨架構による耐震補強後の靭性評価，構造工学論文集，Vol.39B，pp.355-364，1993.3

［9-A46］寺岡勝，狩野芳一，林和也，A. A. Mollick：RC 造高層骨組下層階側柱部部分架構の耐震性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.15 No.2，pp.1137-1142，1993

［9-A47］荒木秀夫，嶋津孝之，福原安洋，千原久典：超高層 RC 骨組の抵抗特性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.15 No.2，pp.1143-1148，1993

［9-A48］椛山健二，豊嶋学，隈澤文俊，中埜良昭，岡田恒男：鉄筋コンクリート造骨組のオンライン地震応答実験に関する研究－振動台実験との比較－，構造工学論文集，Vol.40B，pp.345-350，1994.3

［9-A49］大芳賀義喜，大本義直，笠松照親，田中礼治：重ね継手を持つ曲げ降伏型 RC 骨組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，Vol.16 No.2，pp.277-282，1994

［9-A50］西浦範昭，但木幸男，笠松照親，田中礼治：SD70 級鉄筋と高強度コンクリートを用いた 1 層 RC 骨組の実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16 No.2，pp.913-918，1994

［9-A51］大本義直，但木幸男，笠松照親，田中礼治：SD70 級鉄筋と高強度コンクリートを用いた 2 層 RC 骨組の実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16 No.2，pp.919-924，1994

［9-A52］荒木秀夫，嶋津孝之，寺岡勝，山床仁志：超高層 RC 造建物下層部架構の抵抗挙動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.16 No.2，pp.1283-1288，1994

［9-A53］荒木秀夫，嶋津孝之，山床仁志，大原晋二，寺岡勝：変動軸力を受ける多層多スパン骨組の抵抗能力に関する研究，構造工学論文集，Vol.41B，pp.485-492，1995.3

［9-A54］姜柱，北山和宏，香山恆毅，古田智基：鉄筋コンクリート骨組内の梁通し筋の付着特性に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17 No.2，pp.297-302，1995

［9-A55］柳井修司，山口隆裕，池田尚治：鉄筋コンクリート 2 層ラーメンにおける地震応答の動的映像化実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17 No.2，pp.481-486，1995

［9-A56］荒木秀夫，嶋津孝之，寺岡勝，前川俊哉：変動軸力を受ける連層柱を持つ多スパン骨組の耐震性に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17 No.2，pp.487-492，1995

［9-A57］荒木秀夫，嶋津孝之，寺岡勝，前川俊哉，大原晋二：高層 RC 造建物の下層部骨組の抵抗能力に関する研究，構造工学論文集，Vol.42B，pp.87-94，1996.3

［9-A58］高橋仁，清水泰：各種補強を施した鉄筋コンクリート造骨組の耐震性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.490，pp.159-168，1996.12

［9-A59］神山貴男，睦好宏史，町田篤彦，岩田道敏：大地震を受ける RC2 層ラーメン橋脚の地震応答性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18 No.2，pp.281-286，1996

［9-A60］隈澤文俊，中埜良昭，岡田恒男：鉄筋コンクリート造超小型立体模型建物の振動破壊実験　超小型立体模型による建物の振動破壊性状に関する研究（第 1 報），日本建築学会構造系論文集，No.493，pp.83-90，1997.3

［9-A61］北嶋圭二，上田英明，中西三和，安達洋：ダンパー補強された鉄筋コンクリート造骨組の仮動的実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19 No.2，pp.339-344，1997

［9-A62］大村哲矢，林静雄，篠原保二，香取慶一，岸田慎司：耐震壁が偏在する鉄筋コンクリート造建物の耐震安全性に関する評価（その 2　立体フレーム実験による検証），日本建築学会構造系論文集，No.534，pp.129-136，2000.8

［9-A63］江崎文也，大久保全陸，河村博之，崎野健治，孫玉平，廣岡利貞，松井千秋：出張った柱を有する既存 RC フレームの外付け鉄骨ブレースによる耐震補強法に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No.529，pp.135-142，2000.3

［9-A64］菊田繁美，千葉脩：鉄筋コンクリート 2 層試験体の補修効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22 No.1，pp.535-540，2000

［9-A65］中塚善博，倉本洋，顧建華，壁谷澤寿海：6 層鉄筋コンクリート造ピロティ建築物のサブストラクチャー仮動的実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.22 No.3，pp.31-36，2000

［9-A66］中山治美，大久保全陸：梁降伏型骨組における R/C 非構造壁の変形性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.22 No.3，pp.1315-1320，2000

［9-A67］高野光司，睦好宏史，桜井順，藤田亮一：RC1 層ラーメン橋脚梁部の補強に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22 No.3，pp.1603-1608，2000

［9-A68］真田靖士，壁谷澤寿海，倉本洋，福田俊文，松本和行，奈良岡誠也，平田昌宏，加藤敦，小川信行，耐震壁を有する鉄筋コンクリート造ピロティ建物の動的実験，構造工学論文集，Vol.47B，pp.511-520，2001.3

［9-A69］三浦誠司，西浦範昭，宮下剛士，田中礼治：重ね継手接合部を持つ再生コンクリートを用いたハーフ PCa 骨組に関する実験研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23 No.3，pp.703-708，2001

［9-A70］中山治美，大久保全陸：梁降伏型 RC 造骨組に組み込まれた方立て壁型二次壁の強度変形性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.23 No.3，pp.1111-1116，2001

［9-A71］Wael Zatar，Hiroshi Mutsuyoshi，Yoshito Konishi，Atsushi Mori：Seismic Behavior of Beams of Reinforced Concrete Highway Frame Structure，コンクリート工学年次論文集，Vol.23 No.3，pp.1249-1254，2001

［9-A72］小泉秀幸，睦好宏史，小西由人，藤田亮一：RC1 層ラーメン橋脚梁部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.23 No.1，pp.895-900，2001

［9-A73］篠田悟，香取慶一，林静雄：梁偏心接合が立体ラーメン骨組の耐震性能に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.24 No.2，pp.391-396，2002

［9-A74］菅沼孝紀，向井智久，野村設郎：L 形柱梁接合部の挙動が RC 架構に及ぼす影響，コン

クリート工学年次論文集，Vol.24 No.2，pp.433-438，2002

［9-A75］田口絢子，幸左賢二，吉原聡，田中克典：RC ラーメン橋脚梁部のせん断力に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.24 No.2，pp.907-912，2002

［9-A76］春日孝浩，倉本洋，松本和行，楠浩一：12 層鉄筋コンクリート造ピロティ建築物のサブストラクチャー仮動的実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.24 No.2，pp.1087-1092，2002

［9-A77］永山憲二，勝俣英雄，田才晃，佐野剛志：既存 RC 造建物の外付け制震フレームによる耐震補強に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.24 No.2，pp.1207-1212，2002

［9-A78］山田伝一郎，睦好宏史，小西由人，藤田亮一：繊維シートで梁を補強した RC1 層ラーメン橋脚の耐震性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.24 No.2，pp.1291-1296，2002

［9-A79］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，No.551，pp.111-118，2002.1

［9-A80］飯場正紀，稲井栄一，倉本洋：旧耐震基準で設計された RC 造建築物を対象とした実大部分架構の動的破壊実験，日本建築学会構造系論文集，No.554，pp.101-108，2002.4

［9-A81］鈴木和彦，大谷恭弘，三谷勲，藤永隆，内田直樹：30 年間供用された既存 RC 造建築物の現場載荷実験，構造工学論文集，Vol.49B，pp.433-440，2003.3

［9-A82］平松晃，山川哲雄，飯干福馬，高田祥仁：PC 鋼棒を筋かい材として既存 RC 架構に取り付ける耐震補強構法，コンクリート工学年次論文集，Vol.25 No.2，pp.1489-1494，2003

［9-A83］杉山智昭，松崎育弘，中野克彦：そで壁を内蔵する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.576，pp.111-118，2004.2

［9-A84］堀田久人，角田拓也：RC 架構の保有耐力及び変形性能に及ぼす曲げ降伏先行型方立て壁の影響に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No.582，pp.131-136，2004.8

［9-A85］阪口暁洋，倉重正義，古川忠稔，村田義行，植木理枝子，坪崎裕幸，塩見勝信，今井克彦：外付け門形鉄骨による既存 RC 造建築物の耐震補強工法に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No.578，pp.147-154，2004.4

［9-A86］上田芳郎，藤井賢志，山内成人，真田靖士，中埜良昭：構造偏心を有する鉄筋コンクリート造立体架構の動的破壊実験，構造工学論文集，Vol.50B，pp.127-134，2004.3

［9-A87］加藤敦，壁谷澤寿海，梶原浩一，松森泰造，倉本洋：基礎浮き上がりを考慮した RC 連層耐震壁フレーム構造の振動実験，構造工学論文集，Vol.50B，pp.119-125，2004.3

［9-A88］Hakim Bechtoula，Masanobu Sakashita，Susumu Kono，Fumio Watanabe : Seismic Performance of Frame under Large Cyclic Deformation and Axial Load Variation，コンクリート工学年次論文集，Vol.26 No.2，pp.523-528，2004

［9-A89］勅使川原正臣，楠浩一，加藤博人，斉藤大樹：中央構面に連層耐力壁を有する 1×2 スパン 6 層 RC 造試験体の仮動的実験における試験体特性と加力方法，コンクリート工学年次論文集，Vol.26 No.2，pp.541-546，2004

［9-A90］岡野裕，勅使川原正臣，向井智久，楠浩一：中央構面に連層耐力壁を有する 1×2 スパン 6 層 RC 造試験体の仮動的実験による損傷過程，コンクリート工学年次論文集，Vol.26 No.2，pp.571-576，2004

［9-A91］壁谷澤寿一，村瀬正樹，壁谷澤寿海，松森泰造：異なる地震動を受ける偏心鉄筋コンクリート壁フレーム構造の震動実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.26 No.2，pp.1159-1164，2004

［9-A92］加藤敦，松森泰造，壁谷澤寿海，倉本洋：鉄筋コンクリート造 6 階建て耐震壁フレーム構造の振動台実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.26 No.2，pp.1123-1128，2004，

［9-A93］岩渕一徳，福山洋，諏訪田晴彦，芳村学：応答制御用付加柱を組み込んだ既存ピロティ建築物の部分仮動的実験，日本建築学会構造系論文集，No.596，pp.79-86，2005.10

［9-A94］横内基，北嶋圭二，中西三和，安達洋，青山博之：制震補強された実在鉄筋コンクリート造校舎の補強効果に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No.592, pp.145-152, 2005.6

［9-A95］堀田久人，木村剛：RC 構造物における曲げ降伏先行型連層方立て壁の架構に与える影響に関する解析的研究，日本建築学会構造系論文集，No.591，pp.123-128，2005.5

［9-A96］平松晃：繰り返し鉛直荷重を受ける RC 門形架構の復元力特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27 No.2，pp.445-450，2005

［9-A97］松森泰造，壁谷澤寿海，金鎭坤：鉄筋コンクリート造 6 層耐震壁フレーム構造の 1/3 縮小モデルの振動台実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.27 No.2，pp.955-960，2005

［9-A98］加藤清也，倉本洋，笠井和彦，和田章：粘弾性ダンパー付き間柱を設置した RC フレームの動的載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.27 No.2，pp.1093-1098，2005

［9-A99］楠浩一，向井智久，勅使川原正臣，福山洋，加藤博人，斎藤大樹：連層耐震壁構面を有する 6 階建 RC 建物の地震時挙動に関する実験的研究－柱と耐震壁が負担する軸力変動分の分担率についてー，日本建築学会構造系論文集，No.603，pp.107-113，2006.5

［9-A100］楠浩一，向井智久，勅使川原正臣，福山洋，加藤博人，斉藤大樹：連層耐震壁構面を有する 6 階建 RC 建物の地震時挙動に関する実験的研究－1 階の柱と耐震壁の負担する水平力の分担率についてー，日本建築学会構造系論文集，No.609，pp.173-180，2006.11

［9-A101］Tetsuo Yamakawa，Md. Nafiur Rahman，Kozo Nakada，Yoichi Morishita：Experimental and Analytical Investigation of Seismic Retrofit Technique for a Bare Frame Utilizing Thick Hybrid Walls，日本建築学会構造系論文集，No.610，pp.131-138，2006.12

［9-A102］白井和貴，壁谷澤寿一，勝俣英雄，壁谷澤寿海：RC 造 4 層壁フレーム構造の多方向入力振動台実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.28 No.2，pp.379-384，2006

［9-A103］松森泰造，壁谷澤寿海，白井和貴，勝俣英雄：鉄筋コンクリート造実大 6 層壁フレーム構造の震動実験概要，コンクリート工学年次論文集，Vol.28 No.2，pp.409-414，2006

［9-A104］Hakim Bechtoula，Susumu Kono，Fumio Watanabe：Load Redistribution at the First Story of a Mid-rise RC Frame Building，コンクリート工学年次論文集，Vol.28 No.2，pp.415-420，2006

［9-A105］幸加木宏亮，塩屋晋一，江頭裕介，大川光雄：5 階建て既存 RC ピロティ架構の耐震補強を想定した部分架構の加力破壊実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.28 No.2，pp.1231-1236，2006

［9-A106］松森泰造，白井和貴，壁谷澤寿海：鉄筋コンクリート造実大 6 層壁フレーム構造の震動実験に基づく層間変位応答性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.29 No.3, pp.277-282, 2007

［9-A107］白井和貴，松森泰造，壁谷澤寿海：鉄筋コンクリート造実大 6 層壁フレーム構造の震動実験に基づく加速度応答性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.29 No.3，pp.283-288，2007

［9-A108］壁谷澤寿海，松森泰造，壁谷澤寿一，壁谷澤寿成：RC3 層建物の振動実験概要，コンクリート工学年次論文集，Vol.29 No.3，pp.949-954，2007

［9-A109］山口敏和，北村敏也，松井智哉，倉本洋：CES フレームを挿入した補強 RC フレームの耐震性能に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29 No.3，pp.1177-1182，2007

［9-A110］田口孝，芳賀亮祐，深津尚人，倉本洋：CES 外付耐震補強を施した RC フレームの動的載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.29 No.3，pp.1189-1194，2007

［9-A111］高橋絵里，山内成人，真田靖士，中村友紀子：靭性組積ブロックを用いた鉄筋コンクリート造架構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.29 No.3，pp.1201-1206，2007

［9-A112］辻堂寛子，小平渉，勝俣英雄，倉本洋：摩擦ダンパー付間柱により補強された RC フレームの動的載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.29 No.3，pp.1249-1254，2007

［9-A113］塩屋晋一，大川光雄，幸加木宏亮：圧縮ブレースを用いる既存 RC 造ピロティ架構の耐震補強に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No.621，pp.127-134，2007.11

［9-A114］倉本洋，小平渉，松井智哉，所健，植松工，中村博志，笠井和彦，和田章：粘弾性ダンパー付き間柱を設置した RC フレームの動的挙動, 日本建築学会構造系論文集, No.618，pp.89-96，2007.8

［9-A115］松森泰造，白井和貴，壁谷澤寿海：大型振動台による鉄筋コンクリート耐震壁フレーム構造の耐震性に関する研究－実大 6 層試験体と 3 次元振動台実験結果の概要―，日本建築学会構造系論文集，No.614，pp.85-90，2007.4

［9-A116］壁谷澤寿一，壁谷澤寿海，松森泰造，壁谷澤寿成，金裕錫：実大 3 層鉄筋コンクリート建物の振動実験，日本建築学会構造系論文集，No.632，pp.1833-1840，2008.10

［9-A117］小林慎，山川哲雄，前田興輝，Pasha Javadi：極厚無筋壁で耐震補強した 1 スパン 2 層ピロティフレームの耐震性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.30 No.3，pp.415-420，2008

［9-A118］向井智久，斉藤大樹，衣笠秀行，福山洋：非耐力壁を有する実大 RC 造架構の修復性能評価に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30 No.3，pp.1051-1056，2008

［9-A119］北島幸一郎，中原浩之，崎野健治：CFT 圧縮ブレースを用いた RC 造架構の耐震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.30 No.3，pp.1573-1578，2008

［9-A120］倉本洋，芳賀亮祐，松井智哉，田口孝：CES 外付耐震補強 RC フレームの動的載荷実験，日本建築学会構造系論文集，Vol.73 No.630，pp.1265-1272，2008.8

［9-A121］堀田久人，吉崎敦子：せん断破壊型方立て壁が RC 架構の崩壊形・耐震性能に及ぼす影響に関する解析的研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.73 No.630, pp.1339-1346, 2008.8

［9-A122］真田靖士，山内成人，高橋絵里，中埜良昭，中村友紀子：面外への転倒防止機構を有する靭性ブロックによる増設壁の既存 RC 架構への導入効果, 日本建築学会構造系論文集,

Vol.73 No.626，pp.633-640，2008.4

［9-A123］倉本洋，山口敏和，山本直樹，松井智哉：CES 門形フレーム補強を施した RC フレームの耐震性能，日本建築学会構造系論文集，Vol.74 No.636，pp.351-358，2009.2

［9-A124］真田靖士，ヨルキノフ ボティルジョン：力の計測に基づくコンクリートブロックを有する RC 架構の水平力抵抗機構の精査，日本建築学会構造系論文集，Vol.74 No.641，pp.1335-1344，2009.7

［9-A125］Tetsuo Yamakawa，Pasha Javadi，Makoto Kobayashi : Cyclic Loading Tests on Retrofitted RC Frames -A new hybrid connection for installation of a steel braced frame inside a RC frame (Part 1)-，日本建築学会構造系論文集，Vol.74 No.642，pp.1487-1494，2009.8

［9-A126］石村光由，貞末和史，藤井稔己，宮内靖昌，南宏一：鉄骨ブレース補強した低強度コンクリート学校校舎の耐震強度に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.74 No.644，pp.1813-1820，2009.10

［9-A127］Pasha Javadi，Tetsuo Yamakawa，Makoto Kobayashi，Michiyo Gaja : Cyclic Loading Tests on Soft-first-story RC Frames Retrofitted with Thick Hybrid Wing-wall，コンクリート工学年次論文集，Vol.31 No.2，pp.403-408，2009

［9-A128］我謝美千代，山川哲雄，山城浩二，高良慎也：合成極厚無筋壁で補強された RC 造フレームのせん断すべり抵抗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.1075-1080，2009

［9-A129］小林慎，山川哲雄，中田幸造，山城浩二：枠付き鉄骨ブレースを合成接合した 1 スパン 1 層ピロティフレームの水平加力実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.31 No.2，pp.1189-1194，2009

［9-A130］作山寛子，山川哲雄，Pasha Javadi，奥村建成：低強度 RC フレームの耐震補強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.337-342，2010

［9-A131］森下陽一，山川哲雄，山城浩二，高良慎也：極厚無筋壁補強した各種壁体の水平加力実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.32 No.2，pp.379-384，2010

［9-A132］田口考，倉本洋，神谷隆，深津尚人：CES 構造を利用した架構増設型耐震補強工法の開発，コンクリート工学年次論文集，Vol.32 No.2，pp.973-978，2010

［9-A133］西山美里，山川哲雄，Pasha Javadi，前田興輝：合成接合法及び間接接合法によりブレース補強した 1 スパン 1 層フレームの水平加力実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.32 No.2，pp.1057-1062，2010

［9-A134］神谷和輝，高橋之，市之瀬敏勝，小平渉：バットレスとブレースで外側耐震補強した骨組の 2 方向加力実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.32 No.2，pp.1333-1338，2010

［9-A135］佐藤栄児，酒井久伸，福山國夫，古川幸，鎌田崇義，筧淳夫，小林健一，井上貴仁，中島正愛：医療施設の機能保持性能を検証するための実大震動台実験　震災時における都市施設の安全性・機能性評価，日本建築学会構造系論文集，No.650，pp.771-780，2010.4

［9-A136］中原浩之，西田裕一，崎野健治，北島幸一郎：圧縮抵抗型 CFT ブレースにより耐震補強した RC 造建物の地震応答性状に関する解析的研究，コンクリート工学論文集，Vol.22 No.2，pp.1-10，2010.5

［9-A137］長江拓也，田原健一，福山國夫，松森泰造，塩原等，壁谷澤寿海，河野進，西山峰広，

西山功：4 階建て鉄筋コンクリート造建物を対象とした大型振動台実験，日本建築学会構造系論文集，Vol.76 No.669，pp.1961-1970，2011.11

［9-A138］田口考，神谷隆，石鈞吉，倉本洋 : 架構増設型 CES 耐震補強工法に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.57B，pp.543-550，2011.3

［9-A139］生部宏幸，勅使川原正臣，市之瀬敏勝，神谷隆：長スパンピロティ架構における耐震壁の壁縦筋が耐震壁のせん断強度に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.33 No.2，pp.445-450，2011

［9-A140］松本健規，勅使川原正臣，市之瀬敏勝，神谷隆：ピロティ架構における耐震壁下梁の断面形状が耐震壁のせん断強度に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.33 No.2，pp.451-456，2011

［9-A141］大石祐太，三島直生，畑中重光：低強度コンクリート RC 柱の破壊性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.33 No.2，pp.889-894，2011

［9-A142］高橋直紀，向井智久，衣笠秀行，福山洋：脆性部材および剛梁からなる RC 造架構の安全性評価に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.33 No.2，pp.853-858，2011

［9-A143］松川和人，前田匡樹，三浦耕太，高橋香菜子：曲げ柱とせん断柱が混在する鉄筋コンクリート造架構の崩壊変形角推定に関する研究，構造工学論文集，Vol.58B，pp.25-32，2012

［9-A144］三浦耕太，前田匡樹，松川和人，高橋香菜子：部材耐力と減衰を考慮した RC 造 1 層架構の耐震性能に及ぼす各部位の影響度評価法　様々な架構崩壊形式に適用可能な RC 造被災建物の残存耐震性能評価法の開発　その 1，日本建築学会構造系論文集，Vol.77 No.678，pp.1283-1290，2012.8

［9-A145］Xuan DENG，Toshikazu KABEYASAWA，Toshimi KABEYASAWA，Hiroshi FUKUYAMA：Experimental Study on a Three-dimensional RC Frame with Slab Subjected to Lateral Loads，コンクリート工学年次論文集，Vol.34 No.2，pp.331-336，2012

［9-A146］松尾健志，松川和人，三浦耕太，前田匡樹：脆性的なせん断破壊を生じる柱を有する 3 本柱 RC 造架構が軸崩壊に至る挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.34 No.2，pp.343-348，2012

［9-A147］生部宏幸，中村聡宏，市之瀬敏勝，勅使川原正臣：長スパンピロティ架構における耐震壁のスリップ破壊性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.34 No.2，pp.349-354，2012

［9-A148］泉徳秀，松本健規，市之瀬敏勝，勅使川原正臣：ピロティ架構を有する連層耐震壁の耐力と破壊モード，コンクリート工学年次論文集，Vol.34 No.2，pp.385-390，2012

［9-A149］杉本訓祥，勝俣英雄，福山洋，斉藤大樹：鉄筋コンクリート造平面架構の耐震性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.34 No.2，pp.835-840，2012

［9-A150］奥林泰昭，田口孝，長塚典和，倉本洋：制振装置を用いた架構増設型耐震補強工法の開発，コンクリート工学年次論文集，Vol.34 No.2，pp.949-954，2012

［9-A151］泉徳秀，高橋之，市之瀬敏勝，勅使川原正臣，神谷隆，福山洋：ピロティ階直上の耐震壁のせん断耐力，　日本建築学会構造系論文集，Vol.78 No.691，pp.1585-1592，2013.9

［9-A152］町田隆祐，松川和人，劉秀，前田匡樹：せん断柱の耐力低下を考慮した RC 造架構の安全限界評価手法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.35 No.2，pp.319-324，

2013

［9-A153］杉本訓祥，勝俣英雄，三輪田吾郎，福山洋：縮小 20 層 RC 造建物試験体の震動実験，年，Vol.35 No.2，pp.325-330，2013

［9-A154］深津尚人，奥林泰昭，田口孝，倉本洋：間柱型制振ダンパーを用いた CES 架構増設型耐震補強工法の開発，コンクリート工学年次論文集，Vol.35 No.2，pp.1015-1020，2013

［9-A155］豊田真士，倉本洋，勝俣英雄，福山洋：長周期地震動を受ける 20 層 RC 造フレームの地震応答解析，　日本建築学会構造系論文集，Vol.79 No.702，pp.1167-1174，2014.8

［9-A156］尹ロク現，真田靖士，赤堀巧，鈴木卓，倉本洋：二次壁が単層単スパン RC 架構の水平耐力に与える影響，　日本建築学会構造系論文集，Vol.79 No.706，pp.1869-1878，2014.12

［9-A157］米澤健次，杉本訓祥，勝俣英雄，福山洋：縮小 20 層 RC 造建物試験体の震動実験に対する 3 次元 FEM 解析　-架構耐力に対する梁に生じる軸力とスラブの効果-, コンクリート工学年次論文集，Vol.36 No.2，pp.253-258，2014.7

［9-A158］梨本優也，鈴木一希，鈴木裕介，前田匡樹：縮小 20 層 RC 造架構の震動実験を用いた損傷推定手法の検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.36 No.2，pp.259-264，2014.7

［9-A159］向井智久，衣笠秀行，福山洋：耐力低下する柱部材を有する RC 架構の耐震安全性評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.36 No.2，625-630，2014.7

［9-A160］赤堀巧，尹ロク現，鈴木卓，真田靖士：スリット付き非構造壁の有無を変動因子とする RC 架構の静的載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.36 No.2，pp.637-642，2014.7

［9-A161］渡邊一弘，福井剛，浜田公也，西山峰広：架構増設型外付けフレームによる耐震補強効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.36 No.2，pp.877-882，2014.7

［9-A162］田中修平，斉藤大樹，加藤博人，杉本訓祥：Ｅディフェンス震動台実験に基づく超高層 RC 造建築物の地震応答解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.37 No.2, pp.61-66, 2015.7

［9-A163］水越一晃，穴吹拓也，勝俣英雄，真田靖士：3 次元有限要素解析を用いたスリット壁付き RC 柱梁架構の振れ止め筋に着目した解析的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.37 No.2，pp.337-342，2015.7

［9-A164］権淳日，崔琥，松川和人，中埜良昭：梁降伏型鉄筋コンクリート造多層架構実験に基づく建物の残存耐震性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.37 No.2，pp.697-702，2015.7

［9-A165］壁谷澤寿一，壁谷澤寿海，福山洋，田尻清太郎：扁平梁を有するスラブつき立体部分架構の静的載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.37 No.2，pp.721-726，2015.7

［9-A166］池田智紀，衣笠秀行，向井智久：RC 方立て壁，柱の損傷量と修復性能の関係に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.37 No.2，pp.727-732，2015.7

［9-A167］佐藤亮介，内野卓，田嶋和樹，白井伸明：主筋に丸鋼を用いた垂壁・腰壁付き RC 造連スパン骨組の鉄骨ブレース補強効果に関する解析的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.37 No.2，835-840，2015.7

［9-A168］内野卓，佐藤亮介，田嶋和樹，白井伸明：主筋に丸鋼を用いた垂壁・腰壁付き連スパン RC 造骨組に対する鉄骨ブレース補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.37 No.2, pp.841-846，2015.7

［9-A169］福原武史，栗原嵩明，石川裕次，宇佐美徹：木質壁（LVL）を用いた RC 骨組の耐震補強工法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.37 No.2，pp.1255-1260，

2015.7

［9-A170］前川浩毅，李曰兵，高橋之，真田靖士：フィリピン・ボホール地震において被災した RC 建物の外柱梁接合部の耐震性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.37 No.2，pp.307-312，2015

［9-A171］赤堀巧，真田靖士，鈴木卓，尹ロク現：三方スリット付き二次壁を有する RC 架構実験の解析的分析，構造工学論文集，Vol.61B，pp.81-87，2015.3

［9-A172］杉本訓祥，三輪田吾郎，増田安彦，勝俣英雄，壁谷澤寿一，福山洋：長周期地震動を受ける縮小20層RC造建物試験体の履歴復元力特性, 構造工学論文集, Vol.61B, pp.95-102，2015.3

［9-A173］壁谷澤寿海，壁谷澤寿一，Xuan DENG，福山洋：鉄筋コンクリート建物の梁耐力に対するスラブの効果に関する架構実験，構造工学論文集，Vol.61B，pp.103-110，2015.3

［9-A174］米澤健次，杉本訓祥，増田安彦，勝俣英雄：縮小 6 層 RC 造建物試験体の振動台実験に対する非線形 FEM 解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.349-354, 2016.7

［9-A175］鈴木有美，真田靖士，崔琥，中埜良昭：トルコの組積造壁を有する RC 架構の実験と解析による性能評価 ，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.841-846，2016.7

［9-A176］佐藤亮介，田嶋和樹，長沼一洋，白井伸明：鉄骨ブレース補強後 RC 造骨組の補強接合部破壊を考慮した FEM 解析およびマクロ解析モデルの構築，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.1075-1080，2016.7

［9-A177］壁谷澤寿一，向井智久，福山洋，加藤博人，諏訪田晴彦，勅使川原正臣，楠浩一：袖壁付き柱を活用した実大５層鉄筋コンクリート造建築物の載荷実験， 日本建築学会構造系論文集，No.720，pp.313-322，2016.2

［9-A178］高橋豪，壁谷澤寿一，壁谷澤寿海，加藤周二，福山洋，田尻清太郎：鉄筋コンクリート建物のスラブ付き架構とスラブなし架構によるスラブ有効幅に関する検証実験，構造工学論文集，Vol.62B，pp.165-172，2016

［9-A179］金杰，壁谷澤寿一，壁谷澤寿海，福山洋：鉄筋コンクリート建物の端部スパン架構におけるスラブ有効幅に関する検証実験，構造工学論文集，Vol.62B，pp.155-164，2016

［9-A180］宋在璟，崔琥，松川和人，中埜良昭：地震時修復費用に着目した RC 造建物における方立壁の有効性に関する研究，構造工学論文集，Vol.62B，pp.141-146，2016

［9-A181］桑木野耕介，伊東典紀，大郷貴之：丸鋼を用いた RC 骨組試験体に対する RC フレーム補強効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.38 No.2，pp.1051-1056，2016

［9-A182］谷川和貴，藤永隆，宮川和明，孫玉平：鋼製柱による RC 骨組の外付け耐震補強工法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.38 No.2，pp.1099-1104，2016

［9-A183］橋根靖弥，査冬，日比野陽：開口間に施工される複数の非耐力方立壁の変形及び破壊性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.38 No.2，pp.49-54，2016

［9-A184］尹ロク現，赤堀巧，真田靖士：構造スリット付き有開口二次壁を有する RC 架構実験のシミュレーション解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.38 No.2，pp.73-78，2016

［9-A185］査冬，橋根靖弥，日比野陽：拘束された RC 非耐力壁の軸力に関する解析的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.38 No.2，pp.109-114，2016

［9-A186］田尻清太郎，加藤博人：変動軸力を受ける最下階の RC 造外柱梁部分架構の崩壊実験，

コンクリート工学年次論文集，Vol.38 No.2，pp.169-174，2016
［9-A187］毎田悠承，坂田弘安，和泉信之，前川利雄：鉄筋コンクリート骨組における方立壁へのダンパー適用による損傷制御構造に関する実験研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.38 No.2，pp.355-360，2016
［9-A188］諏訪田晴彦，小豆畑達哉：比較的薄い二次壁を有する RC 造平面架構の崩壊挙動と各種一貫構造計算プログラムによる解析精度の分析，コンクリート工学年次論文集，Vol.39 No.2，pp.1-6，2017.7
［9-A189］森浩二，佐藤裕一，金子佳生：繊維補強セメント系複合材料を用いた RC 架構の衝撃載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.39 No.2，pp.559-564，2017.7
［9-A190］佐藤裕一，森浩二，長沼一洋，金子佳生：低速衝撃を受ける RC 架構の損傷と残存性能の有限要素解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.39 No.2，pp.613-618，2017.7
［9-A191］荻野一慶，恒成恭宏，毎田悠承，和泉信之：鋼製ダンパー付き方立壁を有する 10 階建 RC 造骨組の地震応答，コンクリート工学年次論文集，Vol.39 No.2，pp.709-714，2017.7
［9-A192］門田太陽人，向井智久，前田匡樹：構造部材として活用する袖壁が RC 造架構の損傷低減に与える影響と有用性の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.39 No.2，pp.757-762，2017.7
［9-A193］松葉悠剛，谷昌典，井戸硲勇樹，向井智久：RC 造連層架構内の方立壁の損傷量に基づく残留変形評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.39 No.2，pp.769-774，2017.7
［9-A194］向井智久，石岡拓，内田崇彦，松浦恒久：プレキャスト UFC パネル接着により補強した RC 造壁付架構の実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.39 No.2，pp.889-894，2017.7
［9-A195］東城峻樹，中村尚弘，土佐内優介，梶原浩一，佐武直紀：大型震動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析，　日本建築学会構造系論文集，No.741，pp.1695-1705，2017.11
［9-A196］杉本訓祥，勝俣英雄，増田安彦，米澤健次，西村勝尚，三浦耕太，西山峰広，松森泰造：縮小 6 層 RC 造耐震壁付きフレーム建物試験体の振動台実験における崩壊挙動，　日本建築学会構造系論文集，No.741，pp.1759-1768，2017.11
［9-A197］谷昌典，松葉悠剛，向井智久，井戸硲勇樹，二谷透，西山峰広：柱無し壁を有する RC 連層架構の力学挙動と損傷性状，構造工学論文集，Vol. 63B，pp.425-432，2017.3
［9-A198］姜在道，佐藤栄児，梶原浩一：実大 4 層 RC 造骨組実験に基づく数値解析モデルの検討　ー固有周期とモード形状について，構造工学論文集，Vol. 63B，pp.463-468，2017.3
［9-A199］前川浩毅，真田靖士，李曰兵，片山遥，崔琥，松川和人，高橋之：せん断補強筋のない外柱梁接合部を有する 1.5 層 RC 架構に対する袖壁増設による補強・復旧効果の検証，日本建築学会構造系論文集，Vol.82 No.736，pp.863-872，2017.6

- 不足データの収集に用いたその他の論文（日本建築学会大会 学術講演梗概集，支部研究報告集）

［9-A200］壁谷澤寿海他:E-ディフェンスによる実大 6 層鉄筋コンクリート建物実験（その 1～7），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，685-698，2006.9
［9-A201］萩谷透，上村孝大郎，三好雅人他：せん断破壊型方立て壁が RC 架構に及ぼす影響に

関する実験的研究（その 1 ～3），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，699-702，2006.9

［9-A202］中島武志, 堀田久人他 : 方立て壁が RC 架構に及ぼす影響に関する実験的研究（その 1，2），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，415-418，2005.9

［9-A203］福山洋他：脆性部材を有する RC 造架構の構造性能評価に関する実験（その 1），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，807-808，2011.8

［9-A204］勅使川原正臣，生部宏幸，松本健規他：枠梁の断面と壁の縦筋及びスパン長さがピロティ架構を有する連層耐震壁の構造性能に及ぼす影響（その 1～3），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，1-6，2011.8

［9-A205］内田崇彦他：RC 造非耐力壁付き 2 層 2 スパン架構の水平加力実験（その 8），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，265-266，2016.8

第１０章

結論

10.1 まとめ

本報では鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証を行うために，これまでに国内で公開されている実験に関する論文を収集し，そこから必要な試験体の特性値を抽出しデータベースを構築した。また今回構築したデータベースを用いて，全国官報販売協同組合発行の構造関係技術基準解説書（2015 年版）に記載の式および日本建築学会が刊行している規準・指針類に示されている設計式を用いて鉄筋コンクリート造構造部材の各構造性能の評価精度および当該式の適用範囲について検討した。表 10.1.1 に各部材，各特性の評価精度の結果として，実験値／計算値の平均値 μ，標準偏差 σ，変動係数 σ / μ の一覧を示す。

表 10.1.1　実験値と計算値の比較　平均値 μ，標準偏差 σ，変動係数 σ / μ（実験値/計算値）

項目		梁				柱		腰壁・垂壁付梁		袖壁付き柱				耐力壁					接合部				
		曲げ降伏先行型	せん断破壊型	付着破壊型	全体	曲げ降伏先行型	せん断破壊型	スリット無し	スリットあり	両側均等	片側(袖壁圧縮)	片側(袖壁引張)	全体	① I形無開口	② 矩形無開口	①+②	③I形,矩形有開口	①+②+③	十字形	ト形	T形	L形−閉	L形−開
弾性剛性①	試験体数	26	10	1	37	214	22	49	11				66	51	31	82	33	115	41	33		9	
	μ	0.39	0.69	0.17	0.46	0.78	0.60	0.67	1.07				0.70	0.67	0.63	0.66	0.89	0.72	−0.36	−0.76		0.98	
	σ	0.18	0.31	0.00	0.26	0.46	0.25	0.32	0.22				0.31	0.27	0.19	0.24	0.26	0.27	15.90	10.00	データ無し	0.79	
	σ / μ	0.45	0.46	0.00	0.56	0.59	0.41	0.48	0.21				0.45	0.40	0.31	0.37	0.29	0.37	−44.17	−13.16		0.81	
	$\mu+\sigma/2$	0.48	0.84	0.17	0.59	1.01	0.72	0.83	1.18				0.86	0.80	0.73	0.78	1.02	0.85	7.59	4.24		1.38	
	$\mu-\sigma/2$	0.30	0.53	0.17	0.33	0.55	0.48	0.51	0.96				0.54	0.54	0.54	0.54	0.76	0.59	−8.31	−5.76		0.59	
弾性剛性②	試験体数							49	11				66	51	31	82	33	115					
	μ							0.70	0.20				0.81	0.68	0.63	0.66	0.90	0.73					
	σ							0.36	0.08				0.30	0.27	0.19	0.24	0.26	0.27					
	σ / μ							0.52	0.41				0.37	0.40	0.31	0.37	0.29	0.37					
	$\mu+\sigma/2$							0.88	0.24				0.96	0.82	0.73	0.78	1.03	0.87					
	$\mu-\sigma/2$							0.52	0.16				0.66	0.54	0.54	0.54	0.77	0.59					
弾性剛性③	試験体数							49	11				66										
	μ							0.86	0.53				0.98										
	σ							0.43	0.13				0.38										
	σ / μ							0.50	0.24				0.39										
	$\mu+\sigma/2$							1.07	0.59				1.17										
	$\mu-\sigma/2$							0.65	0.47				0.79										
弾性剛性④	試験体数								11														
	μ								0.52														
	σ								0.10														
	σ / μ								0.19														
	$\mu+\sigma/2$								0.57														
	$\mu-\sigma/2$								0.47														

* 参考として，平均値 μ が 0.80〜1.20 の範囲にあるものは黄色で，変動係数 σ / μ が 0.20 以下のものは緑色で欄を塗りつぶしている。

表 10.1.1　実験値と計算値の比較　平均値 μ，標準偏差 σ，変動係数 σ / μ（実験値/計算値）

項目		梁				柱		腰壁・垂壁付梁		袖壁付き柱				耐力壁					接合部				
		曲げ降伏先行型	せん断破壊型	付着破壊型	全体	曲げ降伏先行型	せん断破壊型	スリット無し	スリットあり	両側均等	片側(袖壁圧縮)	片側(袖壁引張)	全体	① I形無開口	② 矩形無開口	①+②	③I形,矩形有開口	①+②+③	十字形	ト形	T形	L形−閉	L形−開
曲げひび割れが発生したときの部材角	試験体数													39	31	70	12	82					
	μ													1.98	2.32	2.13	0.63	1.91					
	σ													2.04	1.08	1.68	0.56	1.65					
	σ / μ													1.03	0.47	0.79	0.89	0.87					
	$\mu+\sigma/2$													3.00	2.86	2.97	0.91	2.74					
	$\mu-\sigma/2$													0.96	1.78	1.29	0.35	1.09					
せん断ひび割れが発生したときの部材角	試験体数													61	11	72	53	125					
	μ													2.90	2.47	2.84	1.49	2.27					
	σ													2.75	1.45	2.59	1.87	2.40					
	σ / μ													0.95	0.59	0.91	1.26	1.06					
	$\mu+\sigma/2$													4.28	3.20	4.14	2.43	3.47					
	$\mu-\sigma/2$													1.53	1.75	1.55	0.56	1.07					
降伏点剛性低下率①	試験体数	27				218		38	12				35										
	μ	0.94				1.00		1.48	1.26				1.49										
	σ	0.21				0.41		0.76	0.40				0.62										
	σ / μ	0.23				0.41		0.51	0.32				0.41										
	$\mu+\sigma/2$	1.04				1.20		1.86	1.46				1.80										
	$\mu-\sigma/2$	0.83				0.80		1.10	1.06				1.18										
降伏点剛性低下率②	試験体数					45		19															
	μ					1.32		0.72															
	σ					0.76		0.18															
	σ / μ					0.58		0.25															
	$\mu+\sigma/2$					1.70		0.81															
	$\mu-\sigma/2$					0.94		0.63															
降伏点剛性低下率③	試験体数							20															
	μ							1.27															
	σ							0.58															
	σ / μ							0.46															
	$\mu+\sigma/2$							1.56															
	$\mu-\sigma/2$							0.98															

* 参考として，平均値 μ が 0.80～1.20 の範囲にあるものは黄色で，変動係数 σ / μ が 0.20 以下のものは緑色で欄を塗りつぶしている。

表 10.1.1　実験値と計算値の比較　平均値 μ，標準偏差 σ，変動係数 σ / μ（実験値/計算値）

項目		梁				柱		腰壁・垂壁付梁		袖壁付き柱				耐力壁					接合部				
		曲げ降伏先行型	せん断破壊型	付着破壊型	全体	曲げ降伏先行型	せん断破壊型	スリット無し	スリットあり	両側均等	片側(袖壁圧縮)	片側(袖壁引張)	全体	① I形無開口	② 矩形無開口	①+②	③I形,矩形有開口	①+②+③	十字形	ト形	T形	L形−閉	L形−開
曲げ降伏が発生したときの部材角①	試験体数																	38					
	μ																	0.89					
	σ																	0.38					
	σ / μ																	0.43					
	$\mu+\sigma/2$																	1.08					
	$\mu-\sigma/2$																	0.70					
曲げ降伏が発生したときの部材角②	試験体数																	40					
	μ																	1.52					
	σ																	0.48					
	σ / μ																	0.31					
	$\mu+\sigma/2$																	1.76					
	$\mu-\sigma/2$																	1.28					
せん断終局強度に到達したときの部材角①	試験体数													64	14	78	55	133					
	μ													2.22	2.23	2.22	1.33	1.85					
	σ													0.96	0.90	0.94	0.86	1.01					
	σ / μ													0.43	0.40	0.42	0.65	0.54					
	$\mu+\sigma/2$													2.70	2.68	2.69	1.76	2.36					
	$\mu-\sigma/2$													1.74	1.78	1.75	0.90	1.35					
せん断終局強度に到達したときの部材角②	試験体数													64	14	78	55	133					
	μ													1.48	1.82	1.54	1.51	1.53					
	σ													0.53	0.76	0.59	0.50	0.55					
	σ / μ													0.36	0.42	0.38	0.33	0.36					
	$\mu+\sigma/2$													1.75	2.20	1.83	1.76	1.81					
	$\mu-\sigma/2$													1.21	1.44	1.25	1.26	1.25					
せん断終局強度に到達したときの部材角③	試験体数													66	16	82	61	143					
	μ													2.13	3.27	2.35	2.36	2.36					
	σ													0.83	1.62	1.12	0.86	1.01					
	σ / μ													0.39	0.49	0.47	0.36	0.43					
	$\mu+\sigma/2$													2.55	4.08	2.91	2.79	2.87					
	$\mu-\sigma/2$													1.71	2.46	1.79	1.93	1.85					

* 参考として，平均値 μ が 0.80～1.20 の範囲にあるものは黄色で，変動係数 σ / μ が 0.20 以下のものは緑色で表を塗りつぶしている。

表 10.1.1　実験値と計算値の比較　平均値 μ，標準偏差 σ，変動係数 σ / μ（実験値/計算値）

項目		梁				柱		腰壁・垂壁付梁		袖壁付き柱				耐力壁					接合部				
		曲げ降伏先行型	せん断破壊型	付着破壊型	全体	曲げ降伏先行型	せん断破壊型	スリット無し	スリットあり	両側均等	片側（袖壁圧縮）	片側（袖壁引張）	全体	① I形無開口	② 矩形無開口	①+②	③I形,矩形有開口	①+②+③	十字形	ト形	T形	L形−閉	L形−開
限界変形角①	試験体数							21	8				26					73					
	μ							1.12	0.99				1.21					1.31					
	σ							0.27	0.24				0.59					1.32					
	σ / μ							0.24	0.24				0.49					1.01					
	$\mu+\sigma/2$							1.25	1.11				1.51					1.97					
	$\mu-\sigma/2$							0.99	0.87				0.91					0.65					
限界変形角②	試験体数																	63					
	μ																	2.95					
	σ																	1.91					
	σ / μ																	0.65					
	$\mu+\sigma/2$																	3.91					
	$\mu-\sigma/2$																	2.00					

* 参考として，平均値 μ が 0.80〜1.20 の範囲にあるものは黄色で，変動係数 σ / μ が 0.20 以下のものは緑色で欄を塗りつぶしている。

表 10.1.1　実験値と計算値の比較　平均値 μ，標準偏差 σ，変動係数 σ / μ（実験値/計算値）

項目		梁				柱		腰壁・垂壁付梁		袖壁付き柱				耐力壁					接合部				
		曲げ降伏先行型	せん断破壊型	付着破壊型	全体	曲げ降伏先行型	せん断破壊型	スリット無し	スリットあり	両側均等	片側（袖壁圧縮）	片側（袖壁引張）	全体	① I形無開口	② 矩形無開口	①+②	③I形,矩形有開口	①+②+③	十字形	ト形	T形	L形−閉	L形−開
曲げ ひび割れ強度①	試験体数	49	23	7	79	243	90	41	11				143	76	48	124	23	147					
	μ	1.04	0.93	1.72	1.07	1.16	1.43	0.91	0.92				0.93	0.83	0.96	0.88	0.65	0.85					
	σ	0.43	0.57	0.95	0.58	0.39	1.01	0.31	0.31				0.39	0.35	0.48	0.41	0.27	0.40					
	σ / μ	0.41	0.61	0.55	0.54	0.33	0.71	0.34	0.34				0.42	0.43	0.50	0.46	0.41	0.47					
	$\mu+\sigma/2$	1.26	1.22	2.19	1.36	1.35	1.94	1.06	1.08				1.13	1.01	1.20	1.09	0.78	1.05					
	$\mu-\sigma/2$	0.83	0.65	1.25	0.78	0.97	0.92	0.76	0.76				0.73	0.66	0.72	0.68	0.52	0.65					
曲げ ひび割れ強度②	試験体数													76	48	124							
	μ													0.93	0.99	0.95							
	σ													0.42	0.51	0.45							
	σ / μ													0.45	0.51	0.48							
	$\mu+\sigma/2$													1.14	1.25	1.18							
	$\mu-\sigma/2$													0.72	0.74	0.73							
せん断 ひび割れ強度①	試験体数	59	44	21	124	223	117	42					138					208	162	66	5	17	18
	μ	1.12	1.05	0.85	1.05	1.31	1.41	1.35					1.42					0.92	0.92	1.07	1.22	1.15	0.97
	σ	0.51	0.47	0.13	0.47	0.41	0.28	0.41					0.56					0.37	0.30	0.31	0.17	0.32	0.20
	σ / μ	0.46	0.45	0.15	0.44	0.31	0.20	0.30					0.40					0.40	0.33	0.29	0.14	0.28	0.21
	$\mu+\sigma/2$	1.38	1.29	0.92	1.29	1.51	1.55	1.55					1.70					1.10	1.07	1.23	1.31	1.31	1.07
	$\mu-\sigma/2$	0.87	0.81	0.79	0.82	1.11	1.27	1.15					1.14					0.74	0.77	0.92	1.14	0.99	0.87
せん断 ひび割れ強度②	試験体数	59	44	21	124	223	117											208	162	66	5	17	18
	μ	0.94	0.94	0.70	0.90	1.58	2.18											0.74	0.81	0.91	1.04	0.98	0.83
	σ	0.50	0.58	0.11	0.50	0.50	0.37											0.44	0.26	0.26	0.14	0.27	0.17
	σ / μ	0.53	0.62	0.15	0.55	0.32	0.17											0.60	0.32	0.29	0.13	0.28	0.20
	$\mu+\sigma/2$	1.18	1.22	0.76	1.14	1.83	2.37											0.96	0.94	1.04	1.11	1.12	0.92
	$\mu-\sigma/2$	0.69	0.65	0.65	0.65	1.33	1.99											0.52	0.68	0.78	0.97	0.85	0.75
せん断 ひび割れ強度③	試験体数																	208					
	μ																	1.56					
	σ																	1.12					
	σ / μ																	0.72					
	$\mu+\sigma/2$																	2.12					
	$\mu-\sigma/2$																	1.00					
せん断 ひび割れ強度④	試験体数																	208					
	μ																	0.98					
	σ																	0.39					
	σ / μ																	0.40					
	$\mu+\sigma/2$																	1.18					
	$\mu-\sigma/2$																	0.78					

＊ 参考として，平均値 μ が 0.80〜1.20 の範囲にあるものは黄色で，変動係数 σ / μ が 0.20 以下のものは緑色で欄を塗りつぶしている。

表 10.1.1　実験値と計算値の比較　平均値 μ，標準偏差 σ，変動係数 σ / μ（実験値/計算値）

項目		梁				柱		腰壁・垂壁付梁		袖壁付き柱				耐力壁					接合部				
		曲げ降伏先行型	せん断破壊型	付着破壊型	全体	曲げ降伏先行型	せん断破壊型	スリット無し	スリットあり	両側均等	片側(袖壁圧縮)	片側(袖壁引張)	全体	① I形無開口	② 矩形無開口	①+②	③I形,矩形有開口	①+②+③	十字形	ト形	T形	L形−閉	L形−開
曲げ降伏強度	試験体数																	53					
	μ																	0.91					
	σ																	0.14					
	σ / μ																	0.15					
	$\mu+\sigma/2$																	0.98					
	$\mu-\sigma/2$																	0.84					
曲げ終局強度①	試験体数	169				556		41	11	109	13	16	122	131	55	186	35	221	102	17		5	14
	μ	1.10				1.20		1.21	1.17	1.29	1.97	5.27	1.37	1.08	1.08	1.08	0.82	1.04	1.02	0.77		1.11	0.76
	σ	0.11				0.30		0.15	0.05	0.34	0.56	3.67	0.42	0.16	0.11	0.15	0.33	0.21	0.15	0.18		0.36	0.21
	σ / μ	0.10				0.25		0.12	0.05	0.27	0.28	0.70	0.31	0.15	0.10	0.14	0.41	0.20	0.15	0.24		0.32	0.28
	$\mu+\sigma/2$	1.15				1.35		1.28	1.20	1.46	2.25	7.11	1.58	1.16	1.13	1.15	0.99	1.14	1.10	0.86		1.29	0.87
	$\mu-\sigma/2$	1.04				1.05		1.14	1.14	1.12	1.69	3.43	1.16	1.00	1.02	1.00	0.66	0.94	0.94	0.68		0.93	0.65
曲げ終局強度②	試験体数							41					138	131	55	186	35	221					
	μ							1.00					1.11	1.09	1.00	1.06	0.84	1.03					
	σ							0.11					0.20	0.16	0.12	0.16	0.35	0.22					
	σ / μ							0.11					0.18	0.15	0.12	0.15	0.42	0.21					
	$\mu+\sigma/2$							1.05					1.21	1.17	1.06	1.14	1.02	1.14					
	$\mu-\sigma/2$							0.95					1.01	1.01	0.94	0.98	0.66	0.92					
曲げ終局強度③	試験体数							41					138	83	44	127	35	162					
	μ							0.64					1.07	1.04	1.12	1.07	0.76	1.00					
	σ							0.18					0.19	0.14	0.12	0.14	0.31	0.22					
	σ / μ							0.29					0.18	0.13	0.11	0.13	0.40	0.22					
	$\mu+\sigma/2$							0.73					1.16	1.11	1.18	1.14	0.92	1.11					
	$\mu-\sigma/2$							0.55					0.98	0.97	1.06	1.00	0.61	0.89					
曲げ終局強度④	試験体数							41															
	μ							0.94															
	σ							0.15															
	σ / μ							0.16															
	$\mu+\sigma/2$							1.02															
	$\mu-\sigma/2$							0.86															

* 参考として，平均値 μ が 0.80～1.20 の範囲にあるものは黄色で，変動係数 σ / μ が 0.20 以下のものは緑色で欄を塗りつぶしている。

表 10.1.1　実験値と計算値の比較　平均値 μ，標準偏差 σ，変動係数 σ / μ（実験値/計算値）

項目		梁				柱		腰壁・垂壁付梁		袖壁付き柱				耐力壁					接合部				
		曲げ降伏先行型	せん断破壊型	付着破壊型	全体	曲げ降伏先行型	せん断破壊型	スリット無し	スリットあり	両側均等	片側(袖壁圧縮)	片側(袖壁引張)	全体	① I形無開口	② 矩形無開口	①+②	③I形,矩形有開口	①+②+③	十字形	ト形	T形	L形−閉	L形−開
せん断終局強度①	試験体数		88	48			299	7					99	118	55	173	118	291	54	24	2	15	11
	μ		1.62	1.51			1.57	1.05					1.51	1.77	1.47	1.67	1.86	1.75	1.23	1.24	0.99	1.50	1.01
	σ		0.37	0.32			0.26	0.19					0.45	0.40	0.33	0.40	0.38	0.40	0.22	0.33	0.09	0.33	0.12
	σ / μ		0.23	0.21			0.16	0.18					0.30	0.22	0.22	0.24	0.20	0.23	0.18	0.27	0.09	0.22	0.12
	$\mu+\sigma/2$		1.81	1.67			1.70	1.15					1.74	1.97	1.64	1.87	2.05	1.95	1.34	1.41	1.03	1.67	1.07
	$\mu-\sigma/2$		1.44	1.35			1.44	0.95					1.28	1.57	1.31	1.47	1.67	1.55	1.12	1.07	0.95	1.34	0.95
せん断終局強度②	試験体数		88	48			299	7					99	118	55	173	118	291					
	μ		1.41	1.34			1.38	0.97					1.22	1.41	1.20	1.34	1.49	1.40					
	σ		0.34	0.28			0.23	0.12					0.41	0.32	0.26	0.32	0.32	0.33					
	σ / μ		0.24	0.21			0.17	0.13					0.34	0.23	0.22	0.24	0.21	0.23					
	$\mu+\sigma/2$		1.58	1.48			1.50	1.03					1.43	1.57	1.33	1.50	1.65	1.57					
	$\mu-\sigma/2$		1.24	1.20			1.26	0.91					1.01	1.25	1.07	1.18	1.33	1.24					
せん断終局強度③	試験体数						285	7					99	92	55	147	113	260					
	μ						1.45	0.95					1.28	1.37	1.16	1.29	1.50	1.38					
	σ						0.36	0.16					0.42	0.26	0.44	0.36	0.29	0.34					
	σ / μ						0.25	0.17					0.33	0.19	0.38	0.27	0.20	0.25					
	$\mu+\sigma/2$						1.63	1.03					1.49	1.50	1.38	1.47	1.65	1.55					
	$\mu-\sigma/2$						1.27	0.87					1.07	1.24	0.94	1.11	1.36	1.21					
せん断終局強度④	試験体数							7					99	92	55	147	113	260					
	μ							1.02					1.22	1.20	1.06	1.15	1.34	1.23					
	σ							0.13					0.41	0.23	0.42	0.32	0.26	0.31					
	σ / μ							0.13					0.34	0.19	0.39	0.28	0.20	0.25					
	$\mu+\sigma/2$							1.08					1.43	1.31	1.27	1.31	1.47	1.38					
	$\mu-\sigma/2$							0.96					1.01	1.09	0.85	0.99	1.21	1.08					

* 参考として，平均値 μ が 0.80〜1.20 の範囲にあるものは黄色で，変動係数 σ / μ が 0.20 以下のものは緑色で欄を塗りつぶしている。

表 10.1.1　実験値と計算値の比較　平均値 μ，標準偏差 σ，変動係数 σ / μ（実験値/計算値）

項目		梁				柱		腰壁・垂壁付梁		袖壁付き柱				耐力壁					接合部				
		曲げ降伏先行型	せん断破壊型	付着破壊型	全体	曲げ降伏先行型	せん断破壊型	スリット無し	スリットあり	両側均等	片側(袖壁圧縮)	片側(袖壁引張)	全体	① I形無開口	② 矩形無開口	①+②	③I形,矩形有開口	①+②+③	十字形	ト形	T形	L形−閉	L形−開
付着強度①	試験体数			48																			
	μ			2.19																			
	σ			0.76																			
	σ / μ			0.35																			
	$\mu+\sigma/2$			2.57																			
	$\mu-\sigma/2$			1.80																			
付着強度②	試験体数			7																			
	μ			1.81																			
	σ			0.40																			
	σ / μ			0.22																			
	$\mu+\sigma/2$			2.01																			
	$\mu-\sigma/2$			1.61																			
付着強度③	試験体数			48																			
	μ			1.78																			
	σ			0.69																			
	σ / μ			0.39																			
	$\mu+\sigma/2$			2.12																			
	$\mu-\sigma/2$			1.43																			

* 参考として，平均値 μ が 0.80～1.20 の範囲にあるものは黄色で，変動係数 σ / μ が 0.20 以下のものは緑色で欄を塗りつぶしている。

10.2 実験データベースの取り扱いにおける注意点

10.1 で示した各評価式の精度は，今回構築したデータベースに収集されている各試験体の特性に依存するものであり，検討に必要なデータが不足しているものや，実験変数のパラメータに偏りがあるもの，特別な目的で製作された試験体等に関しては，取り扱いに注意が必要である。以下に，各部材ごとに，今回構築した実験データベースの特徴について説明する。

【梁部材】

初期曲げひび割れや初期せん断ひび割れを生じた部材角は、視認の遅れや加力前に発生するひび割れなどの影響を受けるため、ばらつきが大きく、曲げひび割れ強度、せん断ひび割れ強度、弾性剛性の評価精度に影響を与えている。付着強度の計算では、かぶり厚さや鉄筋間隔など、鉄筋配置の情報が必要だが、論文に記載されていない場合が多かった。論文の断面図には主筋位置の寸法を記載することが望まれる。せん断破壊させる試験体では、曲げ降伏を避けるために主筋強度を高くしたり主筋量を増やしたりするが、主筋を多段配筋にするとせん断強度余裕度が高くなる傾向が見られたため、せん断強度式の評価精度を参照するときに注意が必要である。カットオフ筋を有する試験体の実験資料は近年増えているが、1 段配筋で一部の鉄筋がカットオフされた試験体は依然として少ない。

【柱部材】

実験データは，さらなる吟味が必要であると考えられる。特に試験方法などによっては，片側の破壊によって，実験データの荷重－変形関係が片側の破壊のみでデータが支配的になってしまう場合があるため，曲げ降伏後の塑性変形を検討するデータとしては，平行機構を有するダブルカーバチャータイプの構造実験が必須となると考えられる。弾性剛性（実験値）は，試験体の内法寸法を用いて算定した場合の約 0.7 倍相当であった。これは，鉄筋コンクリート造柱部材自体（特に，主筋）が連続した構造物であるために，接合部領域の特性が実験においても含まれているためと考えられる。このような性状に対して，これまで剛域入り込みの概念を適用している。今後もこのような定義によって，構造設計時に架構全体の剛性を適切に評価する必要がある。

【腰壁・垂れ壁付き梁部材】

本検討で使用した腰壁・垂れ壁付き梁試験体は 44 体であり，他の部材と比べ実験データが少ない。特に構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁のデータは 8 体と非常に少なく，今後実験による蓄積が必要である。本検討では，正負繰り返し載荷をした試験体のうち，正負の実験データがある場合は，それぞれの値で検討を行った。また，せん断破壊型試験体の実験データが特に少なかった。せん断破壊は脆性的な破壊であり，実験によるデータの蓄積が必要不可欠であり，早急に実験を実施する必要があると考えられる。

今回収集した論文では，論文中に記載されている情報が不足しているケースが多かった。紙面の都合などが原因で断面情報が不十分であった。特に壁筋などは鉄筋の位置の記述がないことが多い。実験結果においては最大強度や鉄筋降伏時などの荷重について，紙面上のアナログデータとしては記述があるものの，明確な数字として記述されていない場合が多い。また，腰壁・垂れ壁付き梁では，最大耐力だけでなく壁筋や梁主筋の降伏の有無やその時の変形角と強度が重要であり，弾性剛性，ひび割れ強度，終局変形角などの情報と共に，論文中に記載することが必要で

ある。

【袖壁付き柱部材】

本検討で使用した袖壁付き柱の試験体数は計 241 体である。他の部材に比較して実験データは極めて少ない状況であり，さらなるデータの蓄積が望まれる。また，その断面形状の内訳を見ると均等袖壁付き柱：180 体，不均等袖壁付き柱：2 体，無開口の片側袖壁付き柱：43 体，有開口袖壁付き柱：16 体である。つまり，実験のそのほとんどが両側均等袖壁付き柱の断面で行われていることを意味する。実務設計では片側袖壁付き柱および不均等袖壁付き柱など様々な断面形状に対応する必要があるが，その情報は極めて少ない状況である。今後，片側袖壁付き柱および不均等袖壁付き柱の実験が数多く実施され，その構造性能が示されることを切に期待する。

今回の検討では一切触れていないが袖壁付き柱の変形性能を向上させるためには，袖壁圧縮端部のコンクリートを鉄筋により拘束することが極めて有効であることが多くの論文で示されている。論文中に袖壁端部拘束筋の配筋仕様並びに詳細寸法，拘束筋により拘束される部分の寸法並びに面積，被り寸法等を詳細に示して頂くと，今後，袖壁付き柱部材の限界変形角を検討・評価する上で有用なデータになると思われる。また，多くの論文では最大耐力の記載はあるものの，弾性剛性，ひび割れ強度，限界変形角といった設計上必要な情報が不足している状況であり論文中に記載されることが望まれる。

【耐力壁部材】

矩形断面の試験体では，壁端が帯筋によって拘束されたものや，開口が設けられたものが少なかった。破壊形式に関しては，曲げ型（曲げ降伏後のせん断破壊含む）とせん断型の試験体がほぼ半数ずつと偏りは見られないが，開口を設けた試験体に限れば，せん断型の試験体が多く，曲げ型の試験体が少なかった。高強度鉄筋を側柱主筋や曲げ補強筋に利用した試験体の 90%以上がせん断破壊型であり，せん断破壊した試験体の約 20%を占めていた。開口を設けた試験体の等価開口周比の平均値は，RC 規準において耐力壁として取り扱う際の目安となる 0.4 とほぼ等しく，一般的には耐力壁として取り扱われることがあまりないような大開口や複数の開口を有する試験体が半数を占めていた。側柱主筋やせん断補強筋（壁端拘束域の曲げ補強筋や横拘束筋）の配筋位置が不明なため，曲げ終局強度やせん断終局強度に関して詳細な検証を行うことができない試験体が全体の 2 割程度を占めていた。また，開口を有する試験体では，開口補強筋がせん断終局強度等のせん断挙動に影響を及ぼすと考えられるが，開口補強筋の配筋位置が不明な試験体も多数見られた。

【柱梁接合部】

十字形，ト形の試験体に比べるとＴ形，Ｌ形の試験体の数は少なかった。また，Ｔ形，Ｌ形の試験体では主筋を折り曲げ定着した試験体の数が少なく，機械式定着を用いていない試験体はＴ形試験体では全 81 体中 8 体（うち主筋降伏前の接合部破壊は 2 体），Ｌ形試験体では全 150 体中 44 体（うち主筋降伏前の接合部破壊は 15 体）のみであった。また，材料強度のバランスが実構造物とは異なり著しく悪いものも見られ，さらに柱梁曲げ強度比のように試験体のもつ構造特性が実構造物のそれとは異なるものも少なくなかった。そのため，データベースに収集された試験体

データを用いてさまざまな設計因子の影響の検討を行う場合などは注意が必要である。

文献には，試験体の諸元，実験結果とも十分に記載されていない例も多かった。特に接合部せん断力の算定や柱や梁の強度算定に不可欠な柱，梁の鉄筋位置の情報が欠けている文献が比較的多かった。また，加力における試験体端部の拘束条件，ジャッキ等の制御方法などが十分に記述されていないものも多く，これらは実験時に接合部に作用するモーメントやせん断力が同定できないため本研究では検討対象から除外した。さらに，実験結果については破壊モードの判別に不可欠な主筋の降伏の有無が明記されていない文献もある。また，実験結果のうちひび割れ発生時や主筋降伏時の荷重や変形の記載がない文献も多く，それらはひび割れ強度の検証等に用いることができなかった。これらの情報は，各文献における実験の目的とは直接関係ない数値であったとしても，実験結果に関する基本情報として記載されることが望まれる。

【架構】

大半の試験体が縮尺 50%以下であった。その一方で，大規模な実験施設で実施された実験試験体や，実建物の一部を切り出した架構試験体などの実大試験体が 12 体存在した。層数については，1 層の試験体が 141 体と最多で全体の半分弱を占めていた。5 層を超えるような多層の試験体や実大試験体には，壁付き架構試験体（FW）が比較的多かった。桁行方向のスパン数は，1 体を除き 3 以下で，1 スパンの試験体が 44%を占めた。また，梁間方向にスパンを有する立体架構は約 2 割で，最大で 2 スパンであった。

コンクリート実圧縮強度の記載の無い試験体が 13%，柱主筋および柱帯筋の降伏強度について記載が無い試験体は約 1 割，梁主筋および梁肋筋の降伏強度について記載が無い試験体は約 1/4 存在した。スパン長，階高，柱寸法および柱配筋については，ほとんどの試験体で記載があったが，柱の曲げ降伏やせん断破壊による層崩壊形を想定した試験体で，梁の寸法や配筋が記載されていないものが若干数存在した。加力形式，加力方法および載荷履歴については，全ての試験体で記載があった。一方，軸力の載荷方法に関しては，具体的な記載が無い試験体が若干存在した。また，最大耐力の記載が無かった試験体が約 4 割存在した。

10.3 今後の課題

(1) 建築研究所で実施するべき今後の課題

実務設計の観点においては，将来行われるであろう部材の実験研究の結果を定期的に収集し，現在の構造設計で用いられている評価式の精度を明確にできれば構造設計者が安全性を確保する際に有用な情報になる。

研究の観点においては，変形情報，剛性情報，履歴エネルギー吸収に関する情報が明記されていることは極めて少なく，論文中のグラフから，その情報をデジタルに変換して得ることも検討する（例えば，アナログからデジタルに変換する手法を検討するなど）必要がある。関連して限界耐力計算においては，部材の変形性能など，安全限界時変形の評価が必要となるが，これらの評価式は技術基準解説書には記載されていないため，部分的に提案式のある部材のみ検討対象とした。今後は，変形性能に関する評価精度を検討する必要がある。さらには，実験データベースに収集された各因子の偏りやばらつきを統計的に評価できるような手法についても検討することが望ましい。

(2) 合理的な設計手法の提案のための今後の課題

現在は設計式の評価精度を直接考慮した設計体系ではないが，将来的に包括的なデータが整備され，各設計式の評価精度が明確になれば，各部材の評価式に応じて安全余裕度を適切に設定できる設計体系を構築することができる。そのために現時点におい+ては，現在収集したデータベースの粗密を分析し，設計において不足している部材についての情報収集を行うことが必要である。また精度の高いデータベースの構築の為には，実験論文に記載される内容に的確に記載される必要がある。今回，本資料で取り纏める過程で，部材毎の課題を以下に挙げる。

【梁部材】

今後の設計体系が変形を陽に評価する手法に移行する傾向があるのであれば，せん断強度式としては，経験式による荒川式からトラス・アーチ理論式への移行を検討する必要があると考えられる。付着設計については，付着強度の評価式に加え，実情に合致した設計用付着応力度の設定を合理的に定める必要があると考えられる。

今後，有用な実験データを蓄積するためには，変形性能までを評価する場合には，片側の破壊によって，実験データの荷重－変形関係が支配的にならない平行機構を有するダブルカーバチャータイプの構造実験が必須となると考えられる。

実施設計を前提とした研究をさらに進めるためには，短期許容応力度レベルなどの構造設計について，各種のせん断補強筋によって取り扱いが異なっているなど，構造設計者が考える小さい変形（部材角 1/100 から 1/50rad）レベルの構造性能に着目した研究が望まれると考えられる。近年は，限界耐力計算法などの設計法の整備も進められており，データベースを作成するにあたって荷重変形関係などのデータのデジタル化も合わせて進める必要があると考えられる。

試験体スケールをある程度確保し，制御できる荷重レベルでの初期変位の剛性を計測できる実験手法の確立が望まれる。今後，標準試験方法の提示など，精度のよい構造実験に関する情報を公示し，有用な実験データを蓄積することが望まれる。また，変形性能を議論する場合には，厳密には加力サイクルの影響も考えられることから，標準的な加力サイクルの提示を，官民学で協

力して定めることも重要であると考えられる。

【柱部材】

梁部材と同様に柱部材についても，せん断強度式としては曲げ降伏後の変形性能についても検討が可能なトラス・アーチ理論式への移行を検討する必要があると考えられる。付着設計については，構造設計者が検討する合理的な設計用付着応力度の設定が必要であると考えられる。これは，近年は構造解析技術およびソフトの開発が進展しており，構造設計者は静的増分解析結果から予め極大地震時における曲げモーメント分布を把握することが可能である。そのため，柱部材の設計用付着応力度を，一義的に階高中央位置を反曲点として求めるのではなく，実情に合わせた設計用付着応力度の設計を可能とする合理的な設計手法の確立が必要であると考えられる。過去に経験した RC 造建物の甚大な地震被害要因の一つに，高軸力が作用することで柱部材が破壊し鉛直支持能力を喪失してしまう破壊モードに関する設計法を明確に示していく必要があると考えられる。

梁部材と同様であるが，今後,様々な目的によって実施されると予想される構造実験に対して，標準的で理想的な構造実験例を提示し，日本の研究レベルの底上げを行うことができないか。また，研究者から共有データの提出を行うことで何らかのインセンティティブを享受しながら，複数の研究者または任命された研究者によって精度のいいデータベースの構築ができないか，今後議論を行う必要があると考えられる。

【腰壁・垂れ壁付き梁部材】

本研究で検討を行なった構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁および腰壁・垂れ壁付き梁の評価式では，矩形の梁断面の評価式を壁付の梁に準用しているものが多く精度が良いとは言えなかった。重要な耐震性能項目である，腰壁・垂れ壁付き梁の曲げ終局強度や降伏点剛性低下率の精度はまだ十分とはいえない。これは，実験による腰壁・垂れ壁付き梁の履歴性状を三折れ線でモデル化する際の手法にも依存するため，今後は部材のモデル化も含めた総合的な評価が必要と考えられる。

【袖壁付き柱部材】

袖壁付き柱の変形性能評価について言及すれば，現在，曲げ理論の解釈に基づいた合理的な設計法の開発が様々な機関で実施，検討され始めている。今後は，それらを発展させ部材降伏時の変形や限界変形角の精度を高めることが期待される。とくに，限界変形角は，袖壁圧縮端部の拘束状態に依存するため，そのことを考慮した設計法の開発が望まれる。一方，袖壁付き柱は，独立柱に比べて剛性が高く，大きなせん断力を負担できる特徴を有し，それらを有効に利用する設計法も考えられる。しかし，その部材が大きく損傷する可能性を秘めていることを忘れてはならない。以上より，袖壁付き柱を有効かつ安全に設計するためには，ある耐力，変形時にどのような損傷になるかを把握し，推定する必要があると考えられる。例えば，袖壁付き柱のひび割れ幅の推定方法の開発やせん断ひび割れ発生荷重の正確な推定手法の開発も必要と考えられる。

【耐力壁部材】

耐力壁部材の復元力特性には，3 本柱モデル（壁谷澤モデル）が使われるのが一般的である。今回の検討では，試験体を高さ方向に細かく分割し，分割された各断面に作用するモーメントに対応する曲率を積分する形で，曲げ変形を計算したため，曲率の分布など曲げの復元力特性に関する設定が異なっている。今後は 3 本柱モデルと実験結果との対応の確認も必要である。また，変形に関しては，せん断破壊時の変形角を計算値が過小評価する傾向が見られた。その一因として，せん断破壊した試験体の最大耐力が，いずれのせん断終局強度式を用いた場合にも過小評価されたことが挙げられる。せん断終局強度を低めに見積もること自体は安全側の考え方であり，問題ないように考えられるが，その結果，せん断破壊する試験体の変形性能が実験結果と大きく乖離しているようであれば何らかの対応が必要になると考えられる。

また，X 形配筋とした試験体や二方向水平載荷の試験体など，今回，検討を行わなかった試験体についても，構造性能の評価方法を確認しておく必要がある。

【柱梁接合部】

本調査での精度検証のほとんどは直交梁やスラブのない平面試験体を対象としたものであり，より実構造物に近い直交梁やスラブを有する試験体についての検討が必要である。また，これらは試験体数自体も少ないため，実験結果の蓄積も必要といえる。さらに，本研究では 2 方向加力を行った場合については対象外としているが，2 方向加力された場合については評価方法の確立も含め今後の課題である。

柱梁接合部の復元力特性に関しては評価方法の提案も含めて研究は十分とはいえない。また，復元力特性の検証には複雑な柱梁接合部の変形を詳細に測定する必要があり，測定方法の共有化と実験データの蓄積も今後の課題である。

謝辞

本研究の実施にあたり，多くの研究者による貴重な実験データを引用させていただいた。また，以下にあげる国土交通省建築基準整備事業の事業者からは測定データの電子データを含む詳細な実験データを提供していただいた。ここに記して厚く謝意を表します。

・平成 20 年度　課題 6：鉄筋コンクリート造の柱はり接合部のせん断破壊に関する実験（事業主体：東京大学）
・平成 20～22 年度　課題 7：鉄筋コンクリート造の変断面部材の構造特性評価に関する実験（事業主体：東京大学，横浜国立大学，福井大学）
・平成 20～21 年度　課題 8：開口の数や位置を考慮した鉄筋コンクリート造の耐力壁の強度・剛性評価方法に関する実験・解析（事業主体：大阪大学，豊橋技術科学大学，京都大学，竹中工務店）
・平成 20～21 年度　課題 9：鉄筋コンクリート造の耐力壁周辺架構の条件設定に関する実験（事業主体：名古屋大学，名古屋工業大学，豊橋技術科学大学，矢作建設工業）
・平成 21 年度　課題 6：鉄筋コンクリート造の各種柱はり接合部の耐力評価に関する実験（事業主体：東京大学，大林組）
・平成 22～24 年度　課題 27-1：長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造建築物の安全性検証方法に関する検討（事業主体：大林組，鹿島建設，小堀研究所，清水建設，大成建設，竹中工務店）
・平成 22～23 年度　課題 29：鉄筋コンクリート造の壁はり接合部等の耐力評価に関する実験（事業主体：東京大学，大林組）
・平成 22～23 年度　課題 30：有開口耐力壁の変形能力の評価等に関する実験・解析（事業主体：大阪大学，豊橋技術科学大学，京都大学，竹中工務店）
・平成 23～24 年度　課題 39：鉄筋コンクリート造連層耐力壁の構造詳細と部材種別に係る基準の整備に資する検討（事業主体：京都大学，東京工業大学，東京大学，名古屋工業大学，大阪大学，豊橋技術科学大学）
・平成 28～29 年度　課題 S22：高密配筋を行った鉄筋コンクリート造部材の部材種別の評価に関する検討（事業主体：京都大学，福山大学）

© 建築研究資料　　第 197 号

令和 2 年 3 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)