

柱 RC 梁 S 混合構造の開発—MIRACR 構法のブラッシュアップ—

西村 真^{*1}・楠井 滉大^{*2}・伊藤 晋広^{*3}・石渡 康弘^{*4}・尻無濱 昭三^{*5}

概 要

MIRACR 構法（以下、本構法と記す。）は、柱を耐震性に優れた RC 造、梁を大スパンに対応できる鉄骨造とする柱 RC 梁 S 混合構造であり、既往の研究開発でその有用性を確認している。本構法は、物流倉庫などの建築物の工期短縮や施工費削減を目的に開発された構法であるが、近年使用が増加している高強度材料に適応しておらず、高強度材料を用いた高層化・大スパン化した大規模建築物への適用が難しいことが課題であった。そこで、本構法の材料強度の適用範囲拡大を目的とした各種検討を行い、本構法のブラッシュアップを図った。結果として、コンクリートや鉄骨、さらには柱主筋に高強度材を用いることを可能とした。

キーワード：柱 RC 梁 S 混合構造、柱梁接合部、中板、三角スチフナ、適用範囲拡大

DEVELOPMENT OF A MIXED STRUCTURE OF RC COLUMNS AND STEEL BEAMS—
BRUSHING-UP OF MIRACR METHODMakoto NISHIMURA^{*1}, Kodai KUSUI^{*2}, Kunihiro ITO^{*3}Yasuhiro ISHIWATA^{*4}, Shozo SHIRINASHIHAMA^{*5}

Abstract

The MIRACR construction method (hereinafter referred to as this method) is a mixed structure of two elements, namely, RC columns (highly earthquake-resistant) and Steel beams (able to achieve long spans), and its feasibility has been proven through previous research and developments. This method, although developed to shorten the construction period and reduce construction costs of buildings such as logistics warehouses, was not suitable for the use of high-strength materials increasingly used in recent years, thus posing a severe challenge to its applicability for high-rise and large-span buildings made of high-strength materials. In this context, various studies have been conducted with the aim of expanding the applicable range of this method, through improvements in terms of material strength. As a result, our approach makes it possible to use high-strength materials for concrete, steel frames, and even for the main reinforcement of columns.

Keywords: Mixed structure of RC columns and Steel beams, RC column-Steel beam joint, Center steel plate, Triangular stiffener, Expansion of applicability

*1 Environment Group, Research & Development Center

*2 Architectural Technology Department, Architectural Division

*3 General Manager, Structural Design Department

*4 Senior Principal Researcher, Environment Group

*5 General Manager, Architectural Technology Department

柱 RC 梁 S 混合構造の開発—MIRACR 構法のブラッシュアップ—

西村 真^{*1}・楠井 滉大^{*2}・伊藤 晋広^{*3}・石渡 康弘^{*4}・尻無濱 昭三^{*5}

1. はじめに

「MIRACR 構法」(以下、本構法と記す)は、柱を耐震性に優れた鉄筋コンクリート造(RC造)、梁を大スパンに対応できる鉄骨造(S造)とする柱 RC 梁 S 混合構造である。本構法は、大型の物流施設や生産施設などの建築物の工期短縮や施工費削減などを目的に開発された構法であるが、既開発では近年使用が増加している高強度材料に適応しておらず、これらの材料により高層化・大スパン化した大規模建築物への適用が難しいことが課題であった。本報告では、材料強度の適用範囲拡大を目的として実施した構造実験や各種検討の結果について述べる。

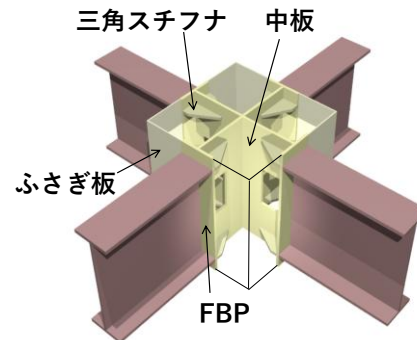


図-1 本構法の柱梁接合部

2. MIRACR 構法の概要

本構法の接合部は、図-1に示すように FBP (Face Bearing Plate)、中板および三角スチフナ、柱外周面のふさぎ板で構成されている。FBP、中板および三角スチフナは、梁から柱梁接合部への応力伝達を担い、ふさぎ板はコンクリート打設時の型枠を担うとともに、内部コンクリートを拘束することで接合部の耐力上昇効果を期待している。なお、梁端部は FBP と溶接接合しており、梁が接合部を貫通しない形式としている。

3. 構造実験の概要

3.1 試験体

本構法の仕様をブラッシュアップするため、開発時に実施した実験^{1),2)}の試験体 No.3 (以下、基本試験体と記す)を標準的な仕様とし、本実験^{3),4)}

で新たに製作する試験体 No.1~5の実験因子を決定した。基本試験体を含む全試験体の概要を表-1に、試験体 No.1~5の形状を図-2に示す。試験体は十字型接合部とし、縮尺は実物大の約 1/2.5 倍とした。

試験体製作にあたり想定した破壊形式は、試験体 No.1~4 を接合部破壊先行型、試験体 No.5 を梁曲げ降伏先行型とした。なお、試験体 No.1 はコンクリートの目標圧縮強度 f_c を 60N/mm^2 、仕口部鋼材強度を 490N 級とすることで、コンクリートの圧縮強度を実験因子とした。試験体 No.2 は中板を非開口とすることで、開口の有無を実験因子とした。試験体 No.3 はふさぎ板の板厚を、試験体 No.4 は、仕口部の鋼材強度をそれぞれ実験因子とした。梁降伏先行型とした試験体 No.5 は、梁の鋼材強度を 520N 級とするため、接合部には高強度材を用いた。また、各試験体とも載荷直交方向の FBP、三角スチフナ直交方向の中板の厚さは 9mm で統一した。使用した鋼材の材料試験結果を表-2に、コンクリートの材料試験結果を表-3に、鉄筋の材料試験結果を表-4に示す。

*1 建設技術総合センター 研究開発センター 環境グループ

*2 建築本部 建築技術部

*3 設計統括室 構造設計部 部長

*4 建設技術総合センター 研究開発センター 環境グループ 主幹研究員

*5 建築本部 建築技術部 部長

表－1 試験体概要

試験体番号		基本試験体	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
ふさぎ板	板厚(材質)	PL2.3(SS400)			PL4.5 (SS400)	PL2.3(SS400)	
鉄骨梁	断面	BH-300x120 x9x22	BH-300x120 x19x28	BH-300x120x9x22			BH-300x120 x9x16
	鋼種	SN490B	SM520B	SN490B			SM520B
柱梁接合部	三角スチフナ (鋼種)	PL19 (SN490B)	PL25 (SN490B)	PL19(SN490B)		PL19 (SM520B)	PL16 (SM520B)
	中板(鋼種)	PL19 (SN490B)	PL25 (SN490B)	PL19(SN490B)		PL19 (SM520B)	PL19 (SM520B)
	中板開口	有り	有り	無し	有り	有り	有り
	FBP(鋼種)	PL16(SN490C)				PL16 (SM520C)	PL16 (SM520C)
コンクリートの目標圧縮強度 F_c (N/mm ²)		30	60	30			60
コンクリートの圧縮強度 σ_B (N/mm ²)		33.6	61.2	26.2			65.7
想定破壊形式		接合部	接合部	接合部	接合部	接合部	梁曲げ

※灰色は実験因子を示す。

表－2 鋼材の材料試験結果

公称厚さ	鋼種	使用部位	使用試験体	E_s (kN/mm ²)	σ_{sy} (N/mm ²)	σ_{su} (N/mm ²)	伸び (%)	ε_{sy} ($\times 10^{-3}$)
PL-9	SN490B	梁ウェブ	No.2～No.4	212	372	528	27	1.75
PL-19		中板	No.2, No.3	211	372	550	28	1.76
PL-22		三角スチフナ	No.2～No.4	212	403	531	29	1.90
PL-25		梁フランジ						
PL-9	SM520B	中板	No.1	211	396	531	30	1.88
PL-16		三角スチフナ	No.5	213	457	582	23	2.15
PL-16		梁ウェブ						
PL-19		梁フランジ	No.5	213	427	579	24	2.00
PL-19	SM520B	三角スチフナ	No.1	214	416	547	27	1.94
PL-19		梁ウェブ						
PL-19		中板	No.4, No.5					
PL-28	SM520C	三角スチフナ	No.4					
PL-16	SN490C	梁フランジ	No.1	213	385	541	30	1.81
PL-16	SM520C	FBP	No.1～No.3	207	426	535	27	2.06
PL-16		FBP	No.4, No.5	212	461	571	27	2.17
PL-2.3	SS400	ふさぎ板	No.1, No.2	212	433	470	29	2.04
PL-4.5		ふさぎ板	No.3	211	412	468	37	1.95

E_s : ヤング係数、 σ_{sy} : 降伏点、 σ_{su} : 引張強さ、 ε_{sy} : 降伏ひずみ
降伏ひずみ ε_{sy} は次式による。 $\varepsilon_{sy} = \sigma_{sy} / E_s$

表－3 コンクリートの材料試験結果

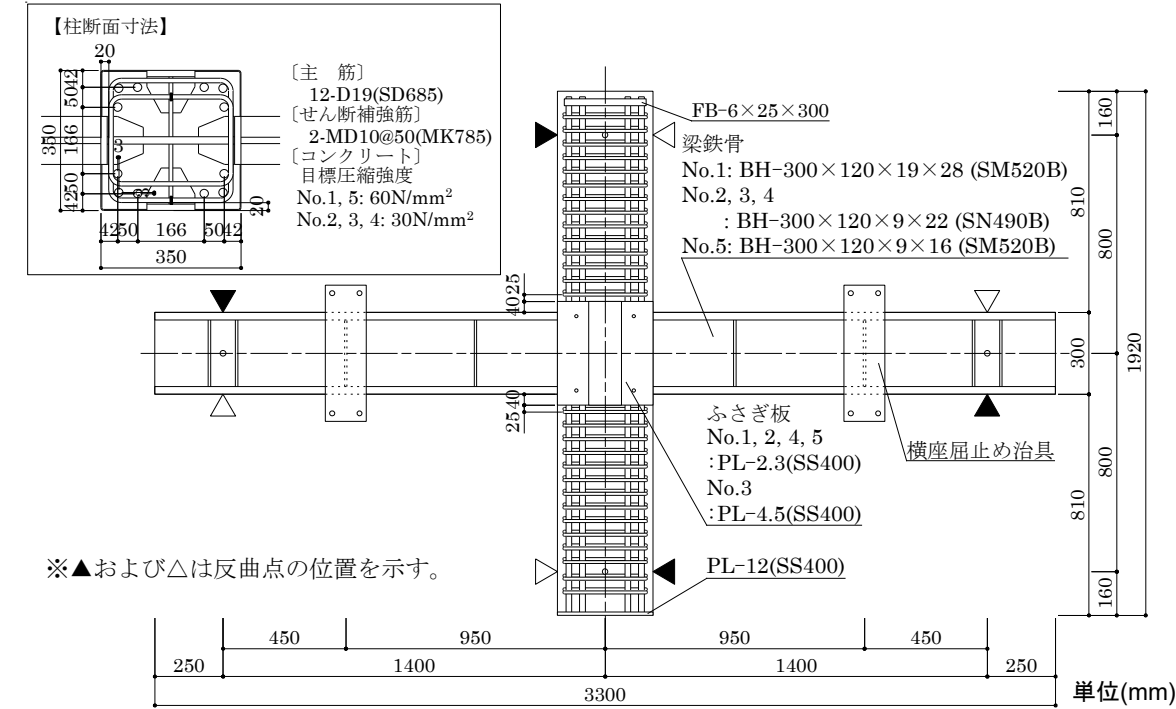
F_c (N/mm ²)	試験体	σ_B (N/mm ²)	E_c (kN/mm ²)	σ_t (N/mm ²)
60	No.1	61.2	36.4	3.33
30	No.2	26.2	27.5	2.07
	No.3			
	No.4	27.3	27.5	1.96
60	No.5	65.7	38.8	3.91

F_c : 目標圧縮強度、 σ_B : 圧縮強度、
 E_c : ヤング係数、 σ_t : 引張強度 (各3本の平均値)

表－4 鉄筋の材料試験結果

使用箇所	鋼種	E_s (kN/mm ²)	σ_{sy} (N/mm ²)	σ_{su} (N/mm ²)	伸び (%)	ε_{sy} ($\times 10^{-3}$)
柱主筋	SD685	180	737	890	13	4.09
帯筋	MK785	212	839	1017	13	3.96

E_s : ヤング係数、 σ_{sy} : 降伏点、
 σ_{su} : 引張強さ、 ε_{sy} : 降伏ひずみ
降伏ひずみ ε_{sy} は次式による。 $\varepsilon_{sy} = \sigma_{sy} / E_s$



※▲および△は反曲点の位置を示す。

図－2 試験体 No.1～5

3.2 ふさぎ板の加工

接合部の溶接量削減を目的として、試験体 No.1～5 は、ふさぎ板のコーナー部を曲げ加工で製作した。なお、曲げ加工の外法半径はふさぎ板の厚さの3倍とした。

3.3 载荷・計測計画

载荷は、柱に一定軸力 $N (=0.2 \times \sigma_B \times B_c [\text{柱幅}] \times D_c [\text{柱せい}])$ を加えた状態で、上下柱の先端部をピン・ローラー支持し、押し引き型油圧ジャッキを用いて両梁先端の加力点の変位量を逆対称に制御して加力することにより行った。载荷履歴は、層間変形角 $R=2.5, 5 (\times 10^{-3} \text{rad})$ を各1回、 $R=10, 15, 20, 30, 40 (\times 10^{-3} \text{rad})$ を各2回の正負交番繰り返し载荷を行った後、正加力方向への一方向载荷とした。荷重はロードセルを用いて、各梁のせん断力を測定した。また、柱の主筋、帯筋および鋼材のひずみを測定した。ひずみゲージ位置図を図-3に示す。

4. 実験結果

4.1 柱せん断力 Q_c —層間変形角 R 関係

試験体 No.1～4 の柱せん断力 Q_c と層間変形角 R の関係を図-4に示す。柱せん断力 Q_c は、試験体のスパン長 ($l=2,800 \text{mm}$) と階高 ($h=1,600 \text{mm}$) の関係より、梁せん断力を $l/h=1.75$ 倍して求め

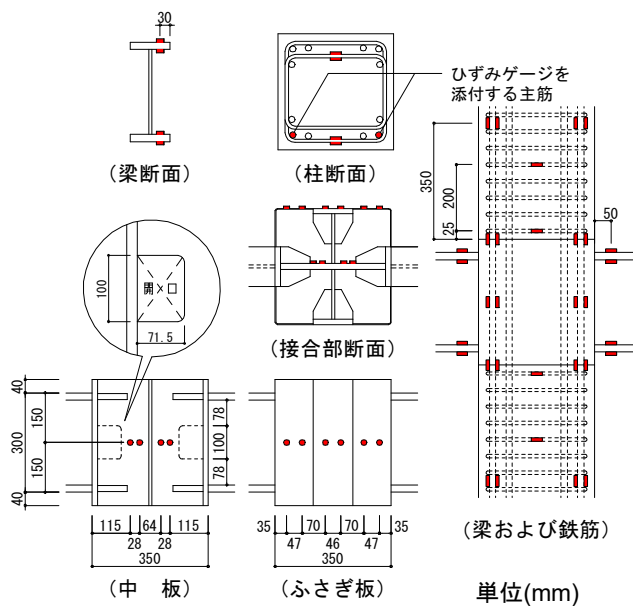


図-3 ひずみゲージ位置図

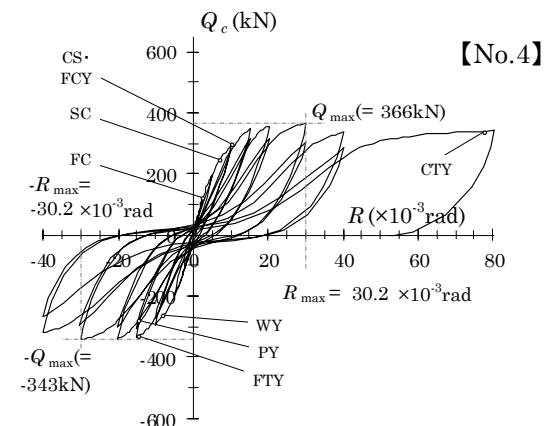
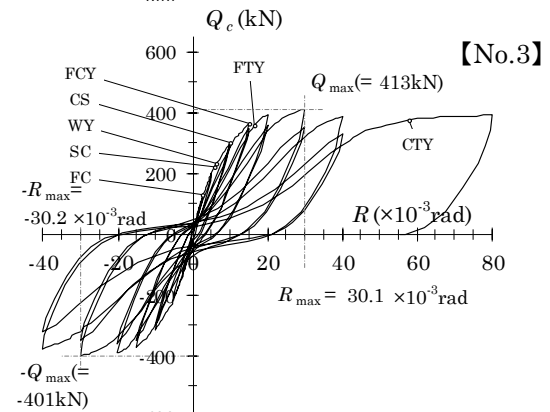
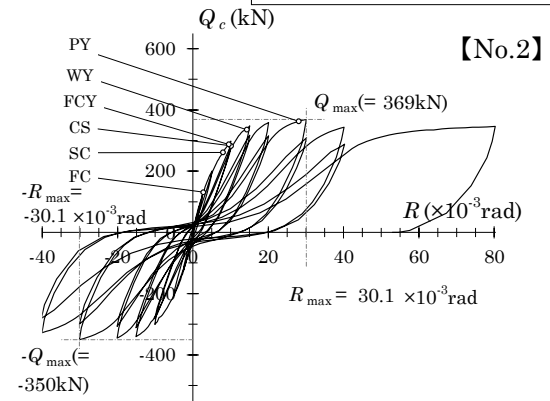
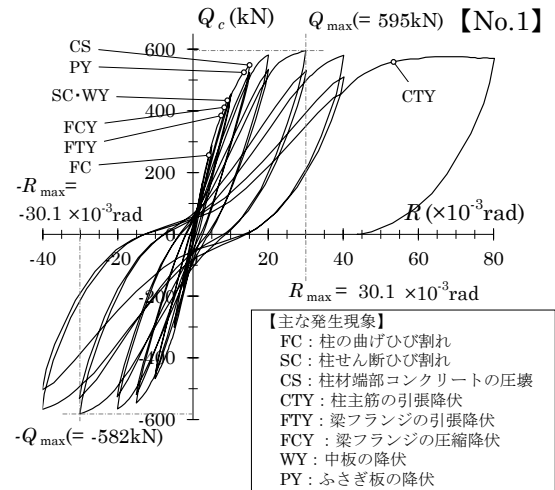


図-4 柱せん断力 Q_c と層間変形角 R の関係

た。各試験体ともに、1～2 サイクル目： $R=2.5\sim 4.3 (\times 10^{-3}\text{rad})$ 時に柱の曲げひび割れ (FC) および梁フランジ上下の FBP とコンクリート界面の開きが、3 サイクル目： $R=6.0\sim 8.6 (\times 10^{-3}\text{rad})$ 時に柱のせん断ひび割れ (SC) が、3～5 サイクル目： $R=10.0\sim 15.1 (\times 10^{-3}\text{rad})$ 時に、柱材端部コンクリートの圧壊 (CS) が生じた。また、各試験体ともに、3～5 サイクル目： $R=8.4\sim 15.0 (\times 10^{-3}\text{rad})$ 時に梁フランジの圧縮降伏 (FCY) が、3～5 サイクル目： $R=6.5\sim 14.3 (\times 10^{-3}\text{rad})$ 時に中板の降伏 (WY) が生じた。ふさぎ板に PL-2.3 を使用した試験体 No.1, 2, 4 では、最大荷重時までにふさぎ板の降伏 (PY) が生じたが、ふさぎ板に PL-4.5 を使用した試験体 No.3 では、最終変形時までふさぎ板に降伏は生じなかった。

その後、各試験体ともに梁フランジ上下の FBP とコンクリート界面の開きの拡大および柱材端部コンクリートの圧壊範囲の拡大を伴い剛性が低下し、9 サイクル目： $R=30 (\times 10^{-3}\text{rad})$ 時に、最大荷重 Q_{max} に達した。梁フランジおよび中板の降伏状況、柱材端部コンクリートの圧壊状況から、各試験体ともに、梁曲げ降伏および中板降伏後の柱材端部コンクリートの支圧破壊によって最大荷重に至ったものと考えられる。

試験体 No.5 の柱せん断力 Q_c と層間変形角 R の関係を図-5 に示す。試験体 No.5 は梁フランジおよび中板の降伏後、 Q_c-R 関係は安定した紡錘形の履歴ループを示し、最終変形時まで荷重の低下は生じず、最大荷重は $Q_{max}=610\text{kN}$ に達した。また、その他の試験体と比較して、梁フランジ上下の FBP とコンクリート界面の開きは小さく、柱材端部の圧壊は軽微であった。

4.2 損傷状況

試験体 No.2 と試験体 No.5 の実験後の状態を写真-1 に示す。試験体 No.2 は梁と接合部が一体的に回転しているのに対して、試験体 No.5 は梁端部が塑性変形しており、柱材端部のコンクリート圧壊状態は試験体 No.2 に比べて軽微であった。最大荷重 Q_{max} 時(層間変形角 $R=30 (\times 10^{-3}\text{rad})$)における柱材端部の損傷状況を写真-2 に示す。

試験体 No.2 は FBP の上下端で圧壊が確認されたが、試験体 No.5 では圧壊は見受けられなかった。実験終了後に写真-3 に示すようにふさぎ板を切断し、接合部内の状態を確認した。接合部内に発生した斜めひび割れ幅は $0.06\sim 0.20\text{mm}$ 程度であり、両試験体の接合部内に大きな損傷は見受けられなかった。

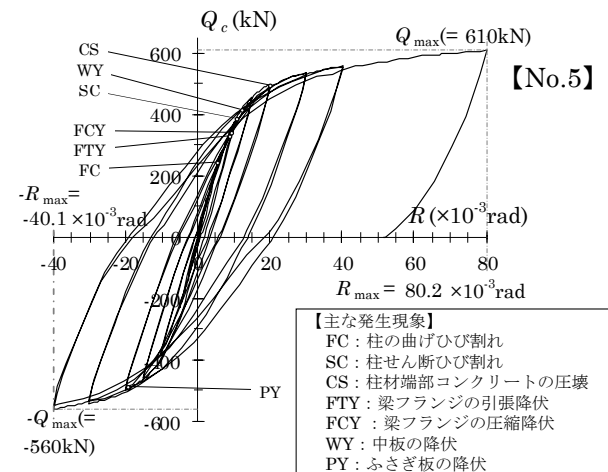


図-5 柱せん断力 Q_c と層間変形角 R の関係



写真-1 実験終了後の状態

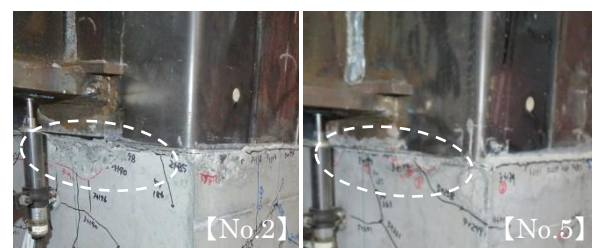


写真-2 柱材端部の状態($R=30 \times 10^{-3}\text{rad}$)

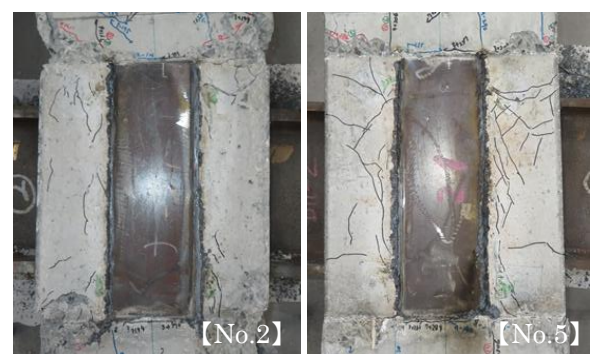


写真-3 接合部内部の損傷状況

5. 接合部耐力の考察

5.1 各試験体の比較

基本試験体と試験体 No.1～5 の柱せん断力 Q_c と層間変形角 R の包絡線を図-6 に示す。 $F_c=60\text{N/mm}^2$ の試験体 No.1 は、その他の試験体と比較して、初期剛性および最大荷重が大きかった。 $F_c=30\text{N/mm}^2$ の試験体 No.2～No.4 と基本試験体では、初期剛性に明瞭な差異は見られなかったが、試験体 No.2～No.4 の最大荷重は基本試験体に比べて小さかった。これは、試験体 No.2～No.4 のコンクリートの圧縮強度 σ_B が基本試験体に比べて小さかったためと考えられる。ふさぎ板に PL-4.5 を使用した試験体 No.3 は、試験体 No.2, No.4 に比べて最大荷重が大きかった。接合部破壊型の試験体 No.1～No.4 と基本試験体では、最大荷重後の耐力低下の度合いには明瞭な差異は見られなかった。一方で、梁降伏先行型とした試験体 No.5 の柱せん断力 Q_c と層間変形角 R の関係は安定した紡錘形の履歴ループを示し、荷重低下が生じなかった。

5.2 計算値との比較

接合部破壊した試験体 No.1～4 と基本試験体について、実験最大荷重 Q_{max} と接合部せん断耐力計算値 Q_{cal} の関係を表-5 および図-7 に示す。接合部せん断耐力計算値 Q_{cal} は、文献⁵⁾に示す梁貫通形式のふさぎ板タイプにおける終局支圧耐力計算値 Q_{BU} と終局せん断耐力計算値 Q_{SU} の小さい方とした。ただし、終局せん断耐力計算値 Q_{SU} は、接合部ウェブ板厚を中板の板厚に置き換えて

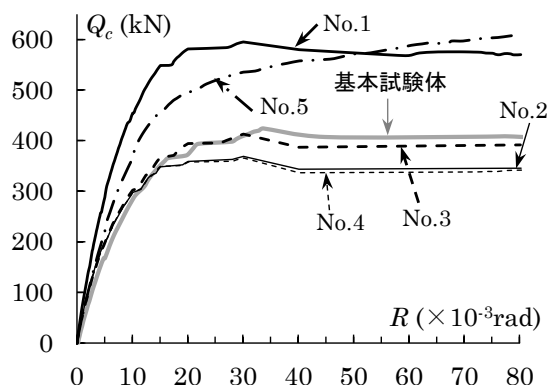


図-6 柱せん断力 Q_c と層間変形角 R の包絡線

算出した。基本試験体を含み、接合部破壊した全試験体で、終局支圧耐力計算値 Q_{BU} が終局せん断耐力計算値 Q_{SU} を下回った。また、実験最大荷重 Q_{max} は終局支圧耐力計算値 Q_{BU} の概ね 1.3 倍であり、ばらつきも少ないことから、各試験体は支圧破壊により最大耐力に達したと考えられる。

6. まとめ

構造実験並びに日本建築学会式との比較から得られた知見を以下に示す。

- 1) コンクリートを高強度 $F_c=60\text{N/mm}^2$ とした試験体 No.1 は、その他の試験体と比較して初期剛性および最大荷重が大きくなったことから、コンクリートを高強度にすることが有用である。
- 2) ふさぎ板に PL-4.5 を使用した試験体 No.3 は、ふさぎ板に PL-2.3 を使用した試験体 No.2, No.4 に比べて最大荷重が大きくなったため、

表-5 実験値と計算値の比較

試験体	実験最大荷重	終局支圧耐力計算値	終局せん断耐力計算値	接合部せん断耐力計算値	Q_{max}/Q_{cal}
	$Q_{max}(\text{kN})$	$Q_{BU}(\text{kN})$	$Q_{SU}(\text{kN})$	$Q_{cal}(\text{kN})$	
基本	426	333	451	333	1.28
No.1	595	443	639	443	1.34
No.2	369	281	476	281	1.32
No.3	413	321	517	321	1.28
No.4	366	288	517	288	1.27

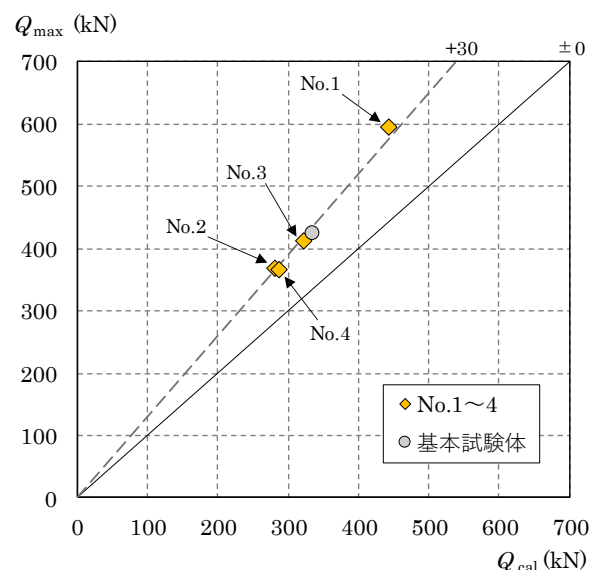


図-7 実験値と計算値の比較

ふさぎ板を厚くすることで最大耐力が増加する。

- 3) 梁に高強度材料 SM520 を用いた梁降伏先行型の試験体 No.5 において、柱せん断力 Q_c と層間変形角 R の関係は安定した紡錘形の履歴ループを示したことから、梁に高強度材料 SM520 を適用することが可能である。
- 4) 接合部破壊した各試験体の最大荷重は終局支圧耐力計算値 Q_{BU} の概ね 1.3 倍となり、柱端部の支圧破壊により最大荷重に至ったと考えられる。
- 5) コンクリートの圧縮強度が同じである試験体 No.2, No.4 で最大耐力が同等であったことから、支圧破壊が支配的である場合、中板の形状や鋼種の違いが最大耐力に与える影響は小さいと考えられる。

参考文献

- 1) 森本仁他：柱貫通形・RCS造十字型柱・梁接合部の実験的研究（その1：実験概要），日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），1996.9
- 2) 古川淳他：柱貫通形・RCS造十字型柱・梁接合部の実験的研究（その2：実験結果），日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），1996.9
- 3) 西村真他：柱RC梁S混合構造における柱梁接合部の実験的研究（その1：実験概要），日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），2024.9
- 4) Phan Van Quang他：柱RC梁S混合構造における柱梁接合部の実験的研究（その2：実験結果），日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），2024.9
- 5) （一社）日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造設計指針，pp.85-91，2021