

# 論文 RC 枠組組積構造を構成する非構造壁が構造躯体の耐震性能に与える影響

山内 成人<sup>\*1</sup>・真田 靖士<sup>\*2</sup>・高橋 絵里<sup>\*3</sup>・中埜 良昭<sup>\*4</sup>

**要旨**：本研究では、RC 枠組組積構造を構成する非構造壁が壁周辺の構造躯体の地震挙動および耐震性能に与える影響を明らかにするため、非構造壁の有無をパラメータとする 3/10 スケールの RC 門型架構試験体の静的載荷実験を実施した。本稿では試験体や実験方法を詳述するとともに、主に柱の挙動、具体的には曲率分布や負担せん断力の変化などに着目して検討した。

**キーワード**：鉄筋コンクリート、柱、組積造壁、性能評価

## 1. はじめに

諸外国において、鉄筋コンクリート（以下、RC と称す）造柱梁架構中にコンクリートブロック等による非構造壁が内蔵される場合がある<sup>例え</sup>ば<sup>1)</sup>。このような構造では柱梁架構と非構造壁は互いに作用し合う関係であることが定性的に理解されているが、非構造壁が主要構造躯体である柱梁架構に与える影響は定量的には明らかとなっていない。特に、非構造壁の作用により柱に入力される力が大きくなり、その損傷程度や破壊パターンが変化する場合も想定されるため、本構造を有する建物の性能を適切に評価するためには、非構造壁が構造躯体の挙動、性能に与える影響を定量的に評価することが望まれている。

そこで本研究では、RC 造純フレームに非構造壁が内蔵されることで変化する柱の挙動について検討するため、非構造壁の有無をパラメータとする RC 造架構を対象として静的載荷実験を計画、実施した。本稿では、実験の方法および結果を報告するとともに、主に柱の挙動、具体的には曲率分布や負担せん断力の変化などに着目して検討した。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

図-1 に各試験体の詳細を示す。純フレームを B-Frame、非構造壁（組積造壁）を内蔵する試験体を I-Frame とし、各一体ずつ作成した。両試験体ともに 1970 年以前に竣工した学校建物を想定し、同一条件で作成された 3/10 スケールの RC 造架構であり、非構造壁の有無のみがパラメータとなる。ただし I-Frame 試験体は、別途報告する組積造非構造壁による新しい耐震補強方法の実現可能性を併せて検証できるように計画したため、非構造壁には HPFRCC（高靱性繊維補強セ

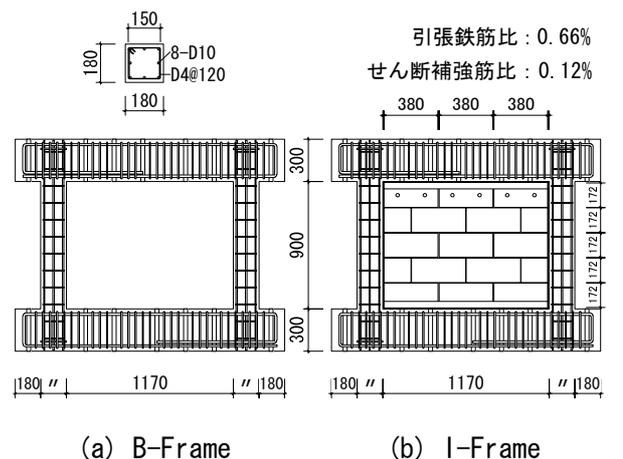


図-1 試験体詳細

単位：mm

\*1 東京大学 生産技術研究所技術職員（正会員）

\*2 豊橋技術科学大学 工学部助教授 博(工)（正会員）

\*3 東京大学大学院 工学系研究科大学院生（正会員）

\*4 東京大学 生産技術研究所教授 工博（正会員）

表-1 材料特性

	コンクリート			
	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 N/mm <sup>2</sup>	
B-Frame	25.32	2.36	21367	
I-Frame	30.41	2.84	24094	

	鉄筋			
	降伏強度 N/mm <sup>2</sup>	降伏歪 μ	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 N/mm <sup>2</sup>
D4	382.04	3916	575.47	197240
D10	364.03	1881	488.85	189345

	非構造壁					
	HPFRCC				目地モルタル	
	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	引張終局歪 μ	ヤング係数 N/mm <sup>2</sup>	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>
B-Frame	-	-	-	-	-	-
I-Frame	39.31	2.34	6684	11222	38.89	9.31

メント複合材料)を材料とする厚さ 60mm のブロックを用いた。また、上下スタブにブロックを内包するよう鉄アングルを設置しているが、面内方向への拘束はないため、本質的には諸外国で見られる無補強組積造壁を内蔵する RC 架構を模擬している。目地幅は、外周を 10mm、ブロック間を 5mm とした。

表-1 に各試験体に用いた材料の特性を示す。ここで、HPFRCC は 100φ×200mm の供試体により圧縮強度・ヤング係数を、JCI 規準<sup>2)</sup>に従い引張強度・引張終局歪度を測定した。原則として 3 データの平均値としたが、HPFRCC の引張強度・引張終局歪度のみ 2 データの平均値である(1つの供試体が規準適用外の破壊パターンとなったため)。

## 2.2 実験方法

図-2 に荷重装置図を示す。初期軸力は計 200kN とした(計画時の柱の軸力比が 0.15 相当)。各試験体に対し、試験体頂部変形角(=試験体頂部水平変位/柱内法高さ 900mm) 1/400・1/300・1/200・1/150・1/100・1/75・1/50・1/37.5・1/25rad まで正負交番で各 1 サイクルずつ水平力を荷重した。但し、せん断スパン比(=荷重高さ/柱中心間距離)が 0.8 を維持するように荷重装置を制御した。本稿では、両試験体の柱がせん断破壊

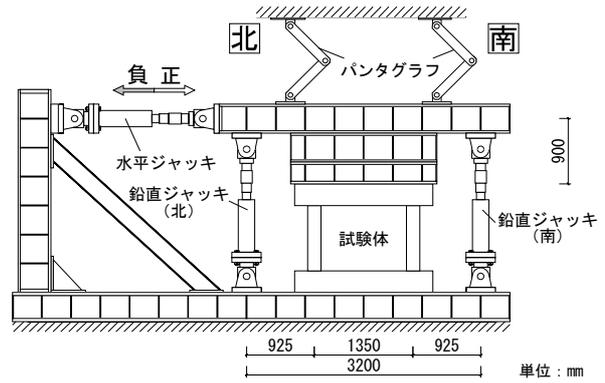


図-2 荷重装置図

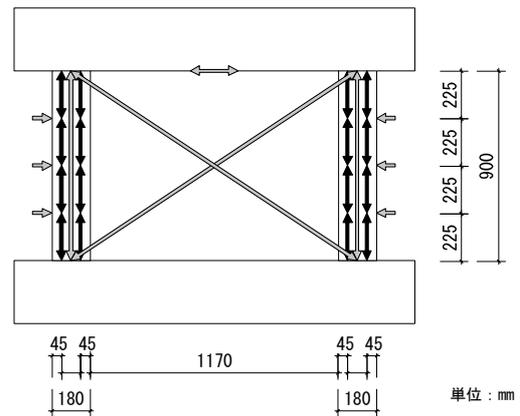


図-3 柱変位計測位置

する(B-Frame では+1/25 サイクル中変形角約 +1.9%, I-Frame では+1/37.5 サイクル中変形角約 +2.3%) 計測ステップまでの実験結果に着目して柱の挙動を詳細に検討する。

図-3 に変位計測位置を矢印で示すが、とくに柱内法を四分割した各スパンの曲率を計測するため、同図黒矢印の変位計を取り付けた。また、サイクルピーク時と除荷時には各柱の曲げ・せん断の最大ひび割れ幅をクラックスケールを用いて目視により計測した。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊経過

#### [B-Frame]

+1/400 サイクルピーク時に引張側柱脚部に、-1/400 サイクルピーク時まで引張側柱頭脚部にそれぞれ初期曲げひび割れが発生した。+1/200 サイクルで引張側柱頭部の曲げひび割れがせん断ひび割れに伸展する傾向を見せ始めた。その後-1/150 サイクルまでは、引張・圧縮の両柱で曲

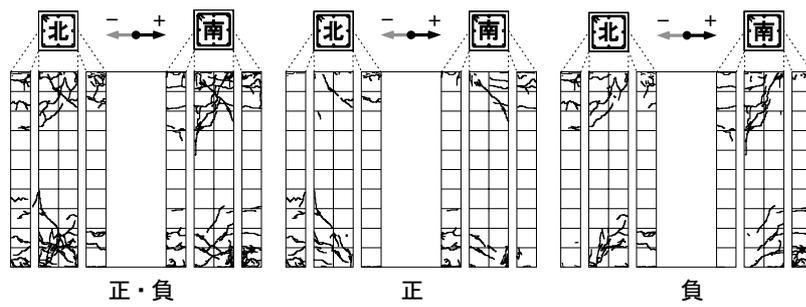
げによる損傷状況が似通っており、柱上下端より 1.5D (D:柱せい) 区間内にひび割れが集中した。-1/150 サイクルで両柱脚部に初期せん断ひび割れが発生し、引張柱頭部の主筋が危険断面位置で初降伏した。+1/100 サイクルピーク時では、両柱の頭脚部危険断面位置で歪度を計測した主筋の半数以上が降伏しており、後述する荷重-変形関係を併せて見て、この時点で各柱上下端の曲げ降伏によりフレームが降伏メカニズムを形成したと考えられる。+1/75 サイクル中に圧縮側柱脚部のコンクリートが圧壊し始めた。+1/37.5 サイクルで引張側柱脚部のせん断補強筋が降伏し、同サイクルピーク直前にせん断ひび割れが急激に伸展・拡大し始め、続く+1/25 サイクル途中で引張側柱脚部・圧縮側柱頭部がそれぞれせん断破壊し大きく耐力が低下した。図-4(a)に-1/37.5 サイクルまでの破壊状況を示す。

[I-Frame]

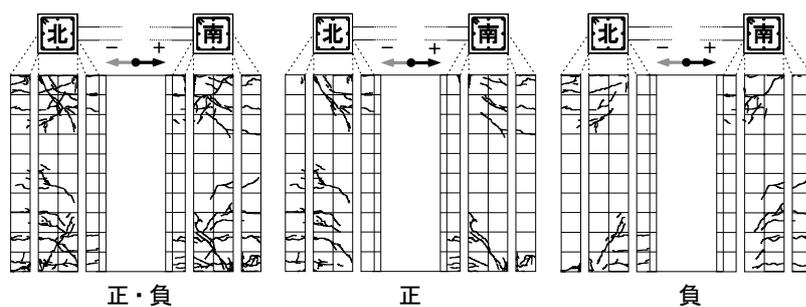
はじめに柱の破壊経過について、+1/400 サイクル中、引張側柱頭脚部に複数本の曲げひび割れが発生した。これ以降、+1/200 サイクルまでは両柱共にひび割れ発生状況は B-Frame とほぼ同様であり、柱上下端よりおよそ 1.5D 区間内に

集中した。また、±1/150 サイクル中に初期せん断ひび割れが発生し、引張柱の主筋が初降伏した点、続く+1/100 のサイクルで両柱頭脚部の半数以上の主筋が降伏し柱が曲げ降伏したと考えられる点も B-Frame の破壊経過と同様であった。しかし、+1/100 サイクルでは引張側柱のほぼ中央の高さに新たな曲げひび割れが発生し、B-Frame とは異なる損傷パターンを示し始めた。また、+1/100 サイクル中には圧縮側柱脚部のコンクリートが圧壊し始め、+1/50 サイクルで引張側柱中央の曲げひび割れがせん断ひび割れに伸展し始めた。その後、+1/37.5 サイクル途中で圧縮側柱脚部、引張側柱頭部のせん断補強筋が降伏し、変形角約 2.3%に達したときに同位置でせん断破壊した。図-4(b)に-1/50 サイクルまでの柱の破壊状況を示す。

一方、壁面の損傷は、+1/400 サイクルで壁中央付近の目地にひび割れが発生し、+1/200 サイクルまで目地部のみにひび割れの拡大と伸展が観察された。続く-1/200 サイクルで上から2段目の中央部2つ、中央段左端のブロック(図-1参照)に目視でようやく確認できるほどの微細なひび割れが発生し始めた。+1/100 サイクルでは

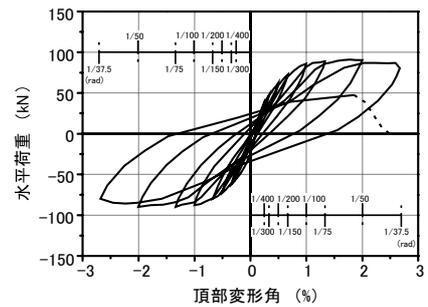


(a) B-Frame

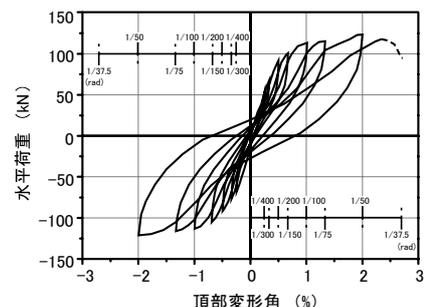


(b) I-Frame

図-4 破壊状況



(a) B-Frame



(b) I-Frame

図-5 荷重-変形関係

全ての水平目地を境界にブロックが水平方向に滑っていることを目視で確認できた。その後はブロックに若干のひび割れの増加が見られたものの、柱がせん断破壊するまでブロック自体に顕著な損傷は確認されなかった。

### 3.2 荷重－変形関係

図－5 に各試験体の荷重－変形関係を示す。ただし、各試験体ともに柱がせん断破壊するまでを実線で示し、B-Frame ではその後耐力を失うまで、I-Frame ではせん断破壊したサイクルのピークまでをそれぞれ点線で示した。

#### [B-Frame]

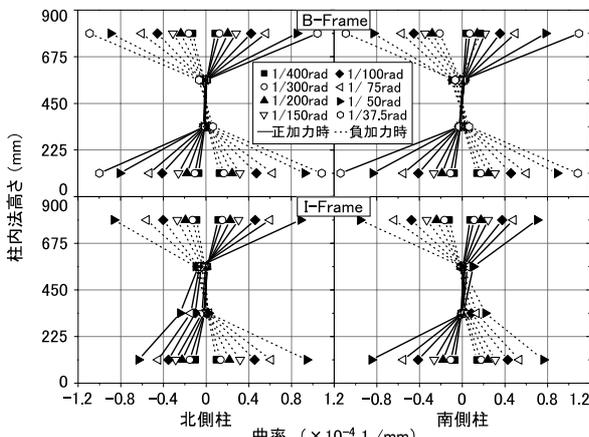
初期曲げひび割れを確認した+1/400 サイクルピーク時、38.0kN 付近で初期剛性の低下が見られ、更に、+1/100 サイクルピーク時に大きく剛性低下した。このとき、両柱の頭脚部危険断面位置で歪度を計測した主筋の半数以上が連続して降伏したことから、およそ 85.6kN でフレームが曲げ降伏機構を形成したと判断した。その後は耐力を維持し、変形角約 1.8% (+1/50 サイクル途中) で最大耐力 90.6kN を記録した。柱がせ

ん断破壊するまでの履歴形状は曲げ降伏先行型柱に見られる典型的な紡錘形であった。

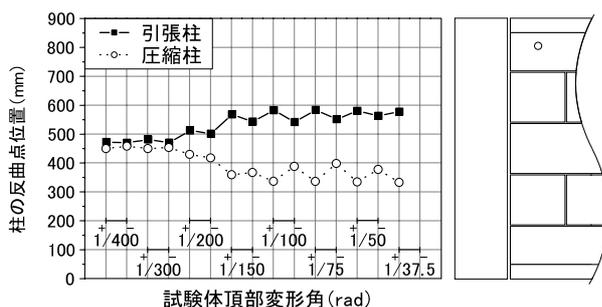
#### [I-Frame]

I-Frame の初期剛性は B-Frame とほぼ同じであったが、曲げひび割れ発生による明確な剛性低下を確認できず、+1/200 サイクルピークまではほぼ直線的に荷重が増大した。従って、前述の破壊経過では±1/100 サイクルまで B-Frame と I-Frame の損傷に顕著な違いが見られなかったが、比較的小さな変形領域から I-Frame のブロック壁が全体の挙動に影響していたと判断される。その後はわずかに剛性を低下させながら耐力が上昇し、+1/100 サイクルピーク手前で 109.6kN に達した後に大きく剛性低下した。最大耐力は変形角約 2.0% (+1/50 サイクルピーク時) で記録し、B-Frame を約 36% 上回る 123.6kN に達した。その後、+1/37.5 サイクル途中に耐力低下が始まり、サイクルピーク時には耐力が 20% 以上低下し、95.1kN となった。

履歴形状に着目すると、I-Frame は各サイクルピーク手前で剛性が回復し、除荷時の戻り剛性も大きく、B-Frame と比較すると全体としてやや逆 S 字を描くような履歴形状を呈した。これはブロック壁とフレームが目地を介して接合する詳細であるため厳密には両者が連続体でなく若干の変形を吸収する空間を有していること、さらには繰り返し载荷によって目地が損傷しその空間が拡大することで、フレームが壁と接触するまで変形した後、壁が力を負担し始めることに起因すると考えられる。



図－6 曲率分布



図－7 I-Frame の反曲点位置

### 3.3 柱の曲率分布と反曲点位置

図－6 に両試験体の各サイクルピーク時における両側柱曲率分布の推移を示す。同図の各柱の曲率は図－3 に黒矢印で示した同一高さの2台の変位計より得られる平均曲率として算定し、算定値が計測スパン中央位置における曲率を代表し、且つ、スパン間の曲率は線形補間し得ると仮定して図中に示した。

B-Frame は終始およそ逆対称の曲率分布を示し、損傷が大きくなるに従って端部の曲率が増

大した。これは、柱の損傷が端部に集中した破壊経過と整合する。

一方、I-Frame では比較的小さい変形領域（およそ-1/300 サイクルまで）では B-Frame と同様、およそ逆対称の分布を示した。その後変形が大きくなるに従い、端部の曲率に加えて、正加力時には北側（引張）柱の下から 2 段目の計測位置、南側（圧縮）柱の上から 2 段目の計測位置における曲率が増大した。また、負加力時には北側（圧縮）柱の上から 2 段目の計測位置、南側（引張）柱の下から 2 段目の計測位置における曲率が増大した。この結果は、圧縮側柱では反曲点位置が柱中央高さより低くなり、引張側柱では高くなったことを意味している。そこで、図-7 に I-Frame における各サイクルピーク時の反曲点位置の推移を示す。同図では図-6 のように算定した曲率が 0 となる点（柱下端からの高さ）を反曲点位置として定義した。柱の反曲点位置は最終的に、圧縮側ではおよそ 300~400mm、引張側では 500~600mm の高さで推移しており、試験体の損傷パターン（図-4）とおよそ整合する結果が得られた。

### 3.4 柱の最大ひび割れ幅

図-8 に各サイクルピーク時における柱の最大ひび割れ幅の推移を示す。図より、1/100 サイクル以降、I-Frame の最大曲げひび割れ幅が B-Frame のものよりも大きく推移しており、同サイクル以降に I-Frame の損傷程度が B-Frame を上回った破壊経過と整合する。せん断ひび割れについても負側では同様の傾向であったが、正側で I-Frame が B-Frame を下回った。これは B-Frame の最大せん断ひび割れ幅は引張側柱上

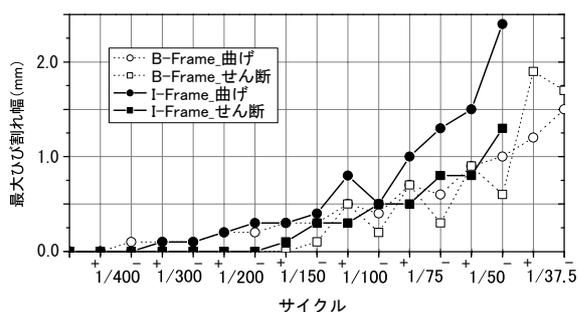


図-8 サイクルピーク時の最大ひび割れ幅

端に生じた一つのせん断ひび割れの幅であるが、I-Frame では全ての柱端に 2 本のせん断ひび割れが生じたことに起因する。

また、両試験体の最大曲げひび割れの幅計測位置について、B-Frame は終始、引張・圧縮柱両端部のいずれかで計測された。一方 I-Frame は、+1/200 サイクルまでは B-Frame と同様に引張・圧縮柱両端部のいずれかで計測されたが、その後のサイクルでは圧縮柱脚部または引張柱頭部での計測であった。以上の結果は図-6 に示した両試験体の曲率分布の推移とも整合する。

## 4. RC 造架構の負担せん断力

### 4.1 純フレームの柱負担せん断力の算定

門型フレームでは水平力に比例して、両柱に変動軸力が作用するため、各柱の負担せん断力は異なる。そこで、B-Frame の実験結果を参考に、反曲点は柱中央位置であるとの仮定の下、各柱の曲げひび割れ・降伏時負担せん断力を算定する。ここでは、各柱のひび割れモーメント<sup>3)</sup>、降伏時曲げモーメント<sup>4)</sup>、降伏時の軸力による降伏点剛性低下率に基づいて、且つ、降伏後は剛性を喪失すると仮定して、両柱のスケルトンカーブを評価した。

図-9 に計算結果を示す。以上の解析より求めたフレーム全体（柱 2 本）のスケルトンカーブは実験結果を良好に評価できた。同図より、降伏時の各柱のせん断力負担比率はおよそ、圧縮柱：引張柱=1.0：0.82 であった。

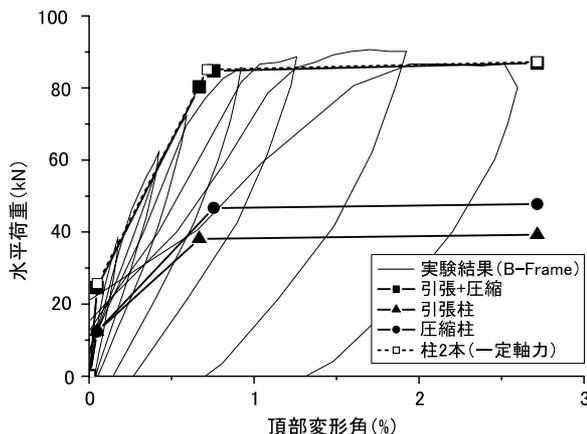


図-9 柱の変動軸力を考慮した P-δ

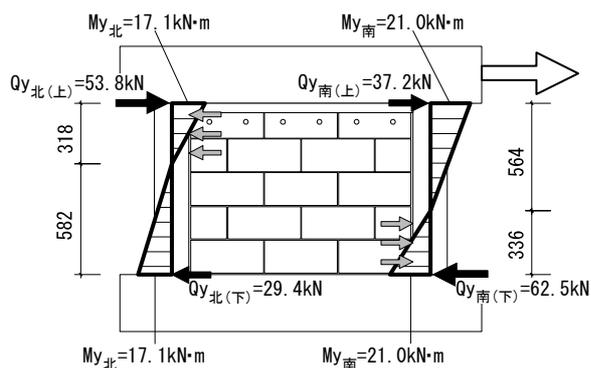


図-10 非構造壁内蔵による応力状態の変化

#### 4.2 非構造壁による柱の負担せん断力の変化

実験結果より、RC造架構に非構造壁が内蔵された場合、柱の反曲点位置が柱中央位置より上下に変動することを確認した。実験結果から得られた柱の反曲点位置、4.1節で算出した純フレームの柱負担せん断力に基づくと、非構造壁が内蔵されたRC造架構の負担せん断力をおよそ推定できる。ここでは簡単に、非構造壁の内蔵により図-10のようにモーメント分布の変化が生じる、すなわち各柱（上下部）の負担せん断力が反曲点高さに比例（または反比例）して変化すると仮定した。また、反曲点位置の変動がおおよそ安定する+1/100 サイクルピーク時（柱の曲げ降伏点近傍）の各柱の反曲点高さ（図-8）に基づいて負担せん断力を評価した結果を図-10に併せて示した。その結果、柱脚部のせん断力の負担比率は圧縮柱：引張柱=1.0：0.47に変化し、最もせん断力が厳しくなる圧縮側柱脚部の負担せん断力の絶対値はB-Frameと比較して1.34倍になることが確認できる。

上記の効果は枠組組積造壁の靱性能の低下要因と考えられ、本構造の終局域の挙動に大きく影響するため、今後より厳密な評価が望まれる。また、より効果的な補強には壁の内蔵に加えて柱端部の適切な補強が必要であることを指摘している。

#### 5. まとめ

本稿では組積造非構造壁を内蔵するRC造架構を対象に、非構造壁が構造躯体の挙動に与え

る影響について検討するため、非構造壁の有無をパラメータとするRC造架構試験体の静的載荷実験を行った。実験およびその考察より得られた知見を下記に示す。

- 1) 本実験では補強筋を配さない組積造非構造壁の内蔵により、無補強のものとは比べRC造架構の耐力が約36%増大し、靱性が約12.4%低下した。
- 2) RC造架構に非構造壁が内蔵される場合、柱の反曲点位置が変動することが実験的に確認された。本試験体では、変形角+1/200rad付近より、圧縮側柱では柱中央から下方に、引張側柱では上方に移動した。上記の現象は試験体のひび割れ状況とも整合する。
- 3) RC造枠組組積構造の柱は反曲点位置の変動により、負担せん断力の絶対値や分布が純フレームと比較し大幅に異なる。本試験体では、圧縮側柱脚部で純フレームの1.34倍のせん断力が入力されたと推定され（但し、両柱の負担せん断力の合計はB-Frameのものとはほぼ同じ）、本構造の終局域の性能評価には上記の効果を適切に評価する必要がある。

#### 謝辞

本研究の実験は、文部科学省科学研究費補助金若手研究(A)「局所的な力の応答に基づく耐震壁フレーム構造の破壊過程の解明」(課題番号：16686033, 研究代表者：真田靖士)の助成の下に実施した。

#### 参考文献

- 1) 崔琥, 中埜良昭, 真田靖士: 無補強組積造壁を有する鉄筋コンクリート造実大架構の静的加力実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.26, No.2, pp1183-pp1188, 2004年
- 2) 日本コンクリート工学協会: 繊維補強セメント複合材料の曲げモーメント-曲率曲線試験方法 JCI-S-003-2005, 2005年
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999年
- 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年