

論文 鉄骨ブレースで補強された RC 骨組の耐力と変形性能に関する研究

佐藤 照祥^{*1}・北山 和宏^{*2}・岸田 慎司^{*3}・加藤 弘行^{*4}

要旨：縮小 RC 平面骨組に鉄骨ブレースを連層に設置した試験体を作製し，全体曲げ破壊あるいは基礎回転破壊を対象として正負交番载荷実験を行った。破壊に至る過程や力学特性を詳細に調査し変形性能の定量的評価を行った結果，変形角が 2%までの範囲ならば全体曲げ破壊は基礎回転破壊よりも耐震性能に優れていた。

キーワード：耐震補強，連層鉄骨ブレース，全体曲げ破壊，基礎回転破壊，浮き上がり

1. はじめに

既存の RC 建物を耐震補強する工法として，鉄骨ブレースを躯体にはめ込んで一体化する方法が一般的に用いられる。この時の破壊形式は，ブレース破壊型，間接接合部破壊型等に分類されるが，全体曲げ破壊と浮き上がりによる基礎回転破壊の破壊性状については実験データが少なく，耐力を算定する略算法が示されているに

すぎない。変形性能としては，両者ともかなり靱性能に富んだ挙動を示すものと想定して，補強建物の耐震診断が実施される。

そこで本研究では，連層で設置された鉄骨ブレースを含む骨組の全体曲げ破壊あるいは基礎回転破壊を対象とし，破壊性状や力学特性，特に耐力と変形性能との関係について定量的な検討を行うため，静的正負交番载荷実験を行った。

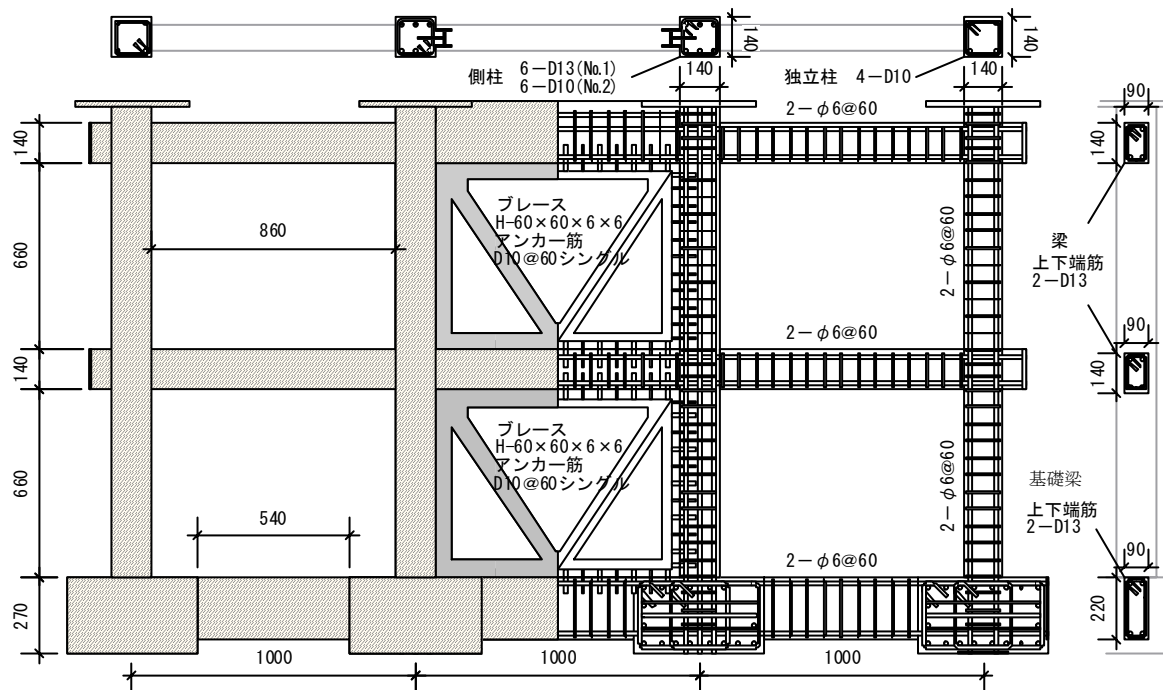


図-1 試験体

*1 東京都立大学大学院 工学研究科建築学専攻 修士課程（正会員）

*2 東京都立大学大学院 工学研究科建築学専攻 助教授 工博（正会員）

*3 東京都立大学大学院 工学研究科建築学専攻 助手 博士(工学)（正会員）

*4 (株)類設計室 大阪事務所 修士(工学)（正会員）

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、鉄骨ブレースを中央スパンに連層で配置した、梁降伏型の2層3スパンRC平面骨組である。試験体の形状は鉄骨ブレースで補強された学校建築を参考に決定し、縮尺は1/4程度とした。実験変数は試験体の破壊形式であり、基礎回転破壊の試験体No.1と全体曲げ破壊の試験体No.2の2体を作製した。全体曲げ破壊の試験体No.2ではブレース脇の側柱主筋量を減らしたが、独立柱・梁・基礎梁の配筋、使用材料等は同じである。試験体を図-1、使用材料の力学特性を表-1、表-2に示す。

鉄骨ブレースとRC躯体の接合には間接接合部は設けず、アンカー筋を溶接した鉄骨ブレースを型枠に組み込んで、コンクリートを打設し一体とした。アンカー筋は接合部破壊の終局耐力が他の耐力に比べて高くなるよう、耐震改修設計指針¹⁾に基づいてD10@60シングルとした。

2.2 加力方法

加力は図-2に示すように、独立柱に40kN、連層ブレースに160kNの一定圧縮軸力を導入後、中央スパンに取り付けた十字型鉄骨製治具に正負交番荷重を行った。実験は水平方向の変位制御で行い、頂部変形角R(基礎梁に対する最上層梁の水平変位 δ を、基礎梁芯から最上階の梁芯までの高さHで除したものを表-3のように繰り返して、最終的に正方向に単調荷重した。

基礎回転破壊の試験体No.1は杭の引き抜き抵抗がゼロの状態を想定し、反力床に固定された鋼板と鋼棒で、連層ブレースのスタブを水平方向にのみ拘束した。一方、全体曲げ破壊の試験体No.2では、杭基礎が地盤に完全に拘束された状態を想定して反力床に直接スタブを固定した(図-3)。独立柱は両試験体ともに固定して加力を行い、加力方法については文献2)を参考にした。

表-1 コンクリートの材料特性

	σ_t	σ_B	ε	E_C
試験体No.1	1.97	28.9	1950	30.5
試験体No.2	2.43	30.3	2160	28

σ_t : 引張強度(N/mm²) σ_B : 圧縮強度(N/mm²)
 ε : 圧縮強度時歪み(μ) E_C : 1/4 σ_B 時割線剛性(kN/mm²)

表-2 鉄筋の材料特性

使用部位	径	σ_y	σ_t	E_s
横補強筋	$\phi 6$	589	630	207
梁主筋	D13	346	470	184
独立柱主筋	D13	430	602	179
No.1側柱主筋	D13	336	497	180
No.2側柱主筋	D10	368	503	185
アンカー筋	D10	383	526	188
ブレース		435	551	208

σ_y : 降伏強度(N/mm²) σ_t : 引張強さ(N/mm²)
 E_s : ヤング係数(kN/mm²)

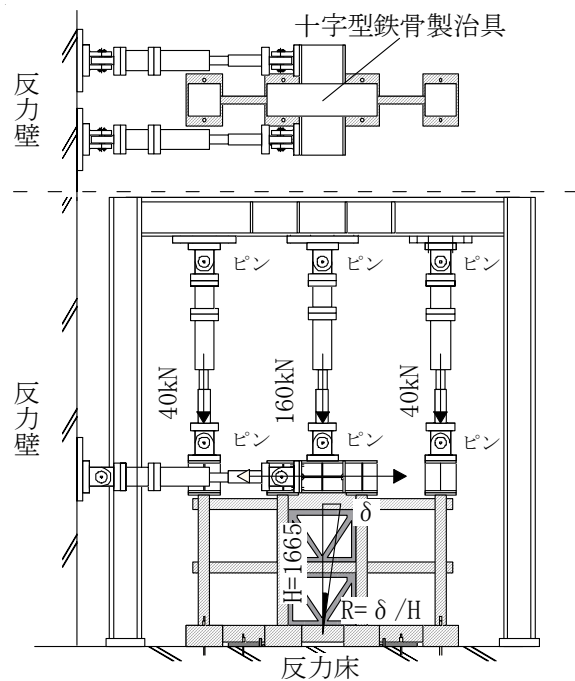


図-2 加力装置

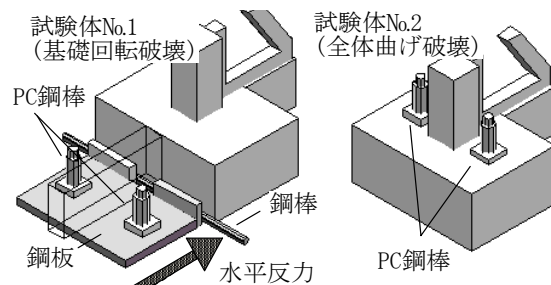


図-3 鉄骨ブレース脚部の固定方法

表-3 荷重履歴

サイクル番号	1	2	3*	4	5	6	7	8	押切
$\pm R(\%)$	0.25	0.5	0.67 (No.1) 0.5 (No.2)	1	1	2	2	4	

*3 サイクルでの荷重履歴はNo.1とNo.2で異なる

3. 実験結果

3.1 破壊経過と履歴特性

履歴特性を図-4に示す。縦軸は軸力ジャッキの傾きに伴うP-Δ効果(軸力ジャッキの圧縮力を水平・鉛直各方向に分解したときの水平成分)を考慮した水平力である。どちらも4サイクルのR=1%で、最大耐力 Q_{max} となり、基礎回転破壊の試験体No.1は215kN、全体曲げ破壊の試験体No.2は270kNであった。

基礎回転破壊の試験体No.1は1サイクルから基礎が浮き上がるが、基礎梁がせん断破壊する6サイクルまで明確な剛性の変化は認められない。その後、7、8サイクルおよび押切時には、基礎梁の押さえ込み効果が減少したため、浮き上がりによる剛性の変化が顕著となった。

全体曲げ破壊の試験体No.2では側柱の全主筋が2サイクルで引張降伏する。最大耐力時の4サイクルでは、鉄骨横枠とRC基礎梁を接続する最外縁のアンカー筋が引張降伏し、中央基礎梁には

アンカー筋の引張力による水平方向のひび割れが生じた。7サイクルでは、目視により圧縮側柱の主筋の座屈が確認された。引張と圧縮を繰り返すことにより、8サイクルのR=2%では引張側柱主筋が破断し、最終的には両方の側柱主筋が全て破断した。最終破壊状況を図-5に示す。

梁は、破壊形式の違いによる大きな差はなく、梁端が2~4サイクルでほぼ全て降伏し、独立柱の脚部は4~6サイクルで全て降伏している。

3.2 最大耐力の検討

実験時の最大耐力 Q_{max} と計算値 Q_{cal} との比較を行った。骨組の負担せん断力と水平力の間には図-6に示すように式(1)の関係が成り立つ。

$$Q = Q_{su} + Q_{c1} + Q_{c2} \quad (1)$$

ここで、 Q ：水平力、 Q_{su} ：中央スパンの負担せん断力、 Q_{c1} 、 Q_{c2} ：独立柱の負担せん断力。

Q_{su} は図-7に示す圧縮側柱脚部におけるモーメントの釣合いから、基礎回転破壊では式(2)、全体曲げ破壊では式(3)の関係が成り立つ。

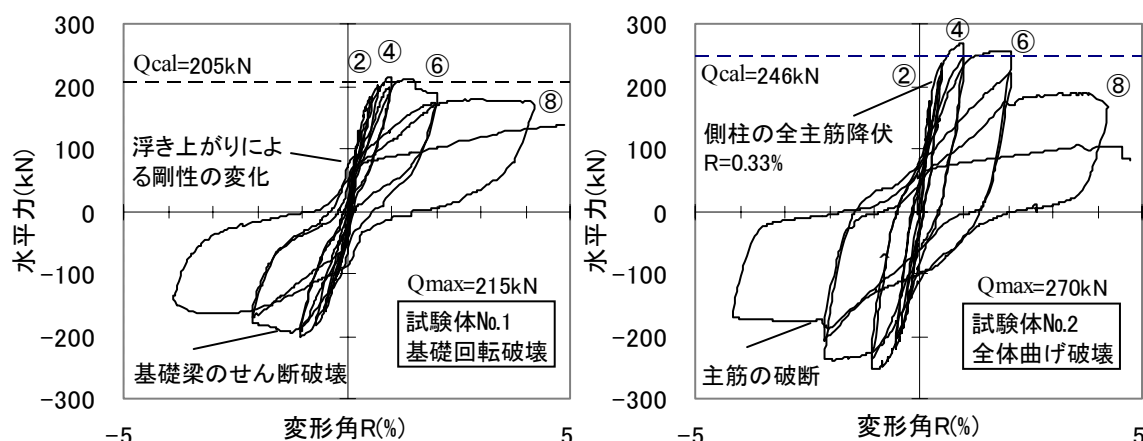
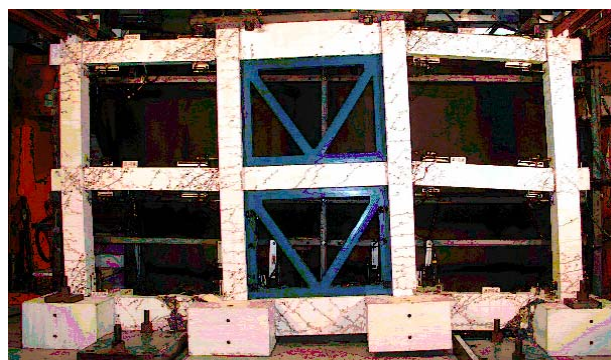


図-4 履歴特性



(a) 試験体No.1 (基礎回転破壊)



(b) 試験体No.2 (全体曲げ破壊)

図-5 最終破壊状況

$$Q_{su} = (\Sigma Mb + 0.5N \cdot lw) / H \quad (2)$$

$$Q_{su} = \{\Sigma Mb + 0.5N \cdot lw + N_t \cdot lw\} / H \quad (3)$$

ここで、 ΣMb :境界梁の曲げ戻しモーメント、 N :中央スパンに加えた軸力、 lw :両側柱中心間距離、 N_t :側柱の引張力、 H :基礎梁から最上階の梁までの高さ(1665mm)。

式(1)~(3)に梁・柱の終局強度を代入すれば、計算による最大耐力 Q_{cal} となる。 Q_{cal} は基礎回転破壊の試験体No.1 では 205kN、全体曲げ破壊の試験体No.2 では 246kN となり、 Q_{cal}/Q_{max} (計算値/実験値)は 0.95(試験体No.1)、0.91(試験体No.2)となった。計算結果は実験値とほぼ一致したが、全体曲げ破壊の試験体No.2 では基部危険断面でのアンカー筋の引張力が考慮されていないため、安全側の評価になったと考えられる。

3.3 負担せん断力の推移

最大耐力の計算における式(1)~(3)を利用して、実験時の正方向加力ピーク時における負担せん断力の推移を求めた(図-8)。境界梁の曲げ戻しモーメント、側柱の引張力は鉄筋の歪みゲージの出力から算定し、全体曲げ破壊の式(3)では鉄骨縦枠下にあるアンカー筋3本の引張力(歪みゲージの実測値)も考慮して実験時の Q_{su} を求めた。梁の応力中心間距離は $7/8d$ と仮定し、梁端におけるコンクリートの圧壊が激しい $R=4\%$ 時は曲げ戻しモーメントを $1/2$ に低減した。ブレースに作用するせん断力 Q_{br} は、鉄骨斜材に添付した歪みゲージの出力から作用する軸力を求め、その水平成分の和とした。 Q_{su} と Q_{br} との差は側

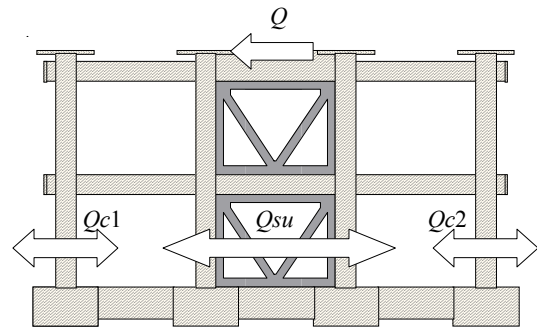
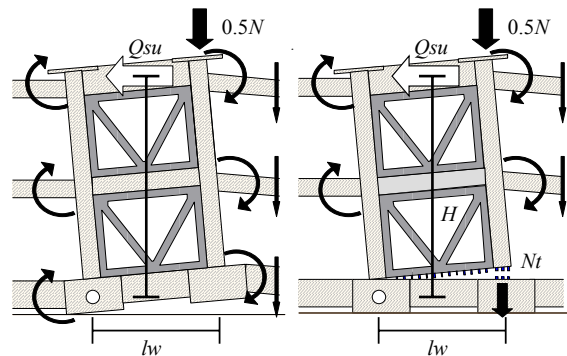


図-6 骨組の負担せん断力

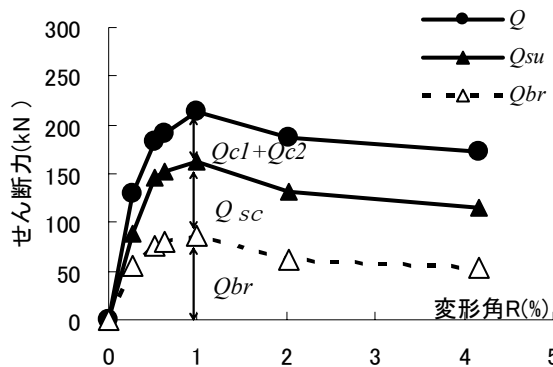


(a)基礎回転破壊 (b)全体曲げ破壊

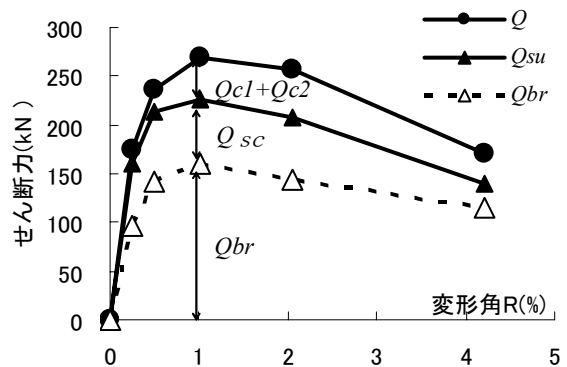
図-7 中央スパンの負担せん断力

柱の負担せん断力(図-8の Q_{sc})となる。

最大耐力時で比較すると、全体曲げ破壊は基礎回転破壊の1.4倍のせん断力 Q_{su} が中央スパンに作用するが、 $R=4\%$ まで変形すると1.2倍となり、その差は小さくなる。独立柱2本の負担せん断力 $Q_{c1}+Q_{c2}$ (図-8での Q と Q_{su} の差)は、変形が小さい $R=0.5\%$ までに両者の違いが見られ、基礎回転破壊では独立柱の負担せん断力が大きくなった。ブレース斜材には、全体曲げ破壊の試験体No.2 に大きなせん断力が作用した。



(a) 試験体No.1 (基礎回転破壊)



(b) 試験体No.2 (全体曲げ破壊)

図-8 負担せん断力の推移

3.4 中央スパンの変形成分

連層鉄骨ブレースを含む中央スパンにおける各変形成分を図-9に示す。曲げ変形は、側柱脚部・1層・2層で測定した軸方向変形量から、平面保持を仮定して各区分での平均曲率を導き、これにより生ずる水平変位の和として算出し、回転変形は基礎の浮き上がりによる回転角から計算した。せん断変形は水平変位から曲げ変形と回転変形を除いたものとする。

基礎回転破壊の試験体No.1は、 $R=0.25\%$ で曲げ成分26%，せん断成分20%が存在し、変形が進むにつれ回転成分が漸増する。 $R=2\%$ では回転成分が92%に達し、 $R=4\%$ ではほぼ100%となった。

全体曲げ破壊の試験体No.2では、曲げ変形が $R=2\%$ の時に75%まで増加したが、7サイクル以降は脚部の圧壊が激しいため測定不能となった。

3.5 骨組の変形性能

耐震診断基準³⁾に準じて境界梁の影響を考慮して靱性指標(F値)を算定すると基礎回転破壊の試験体No.1で2.96，全体曲げ破壊の試験体No.2で2.38となった。このF値に対して降伏変形角 R_y を0.67%と仮定して、式(4)により終局変形角 R_{mu} を求めた。

$$F = \frac{\sqrt{2R_{mu} / R_y - 1}}{0.75(1 + 0.05R_{mu} / R_y)} \quad (4)$$

一方、実験時における限界変形角は基礎回転破壊の試験体No.1では最大耐力の80%に水平力

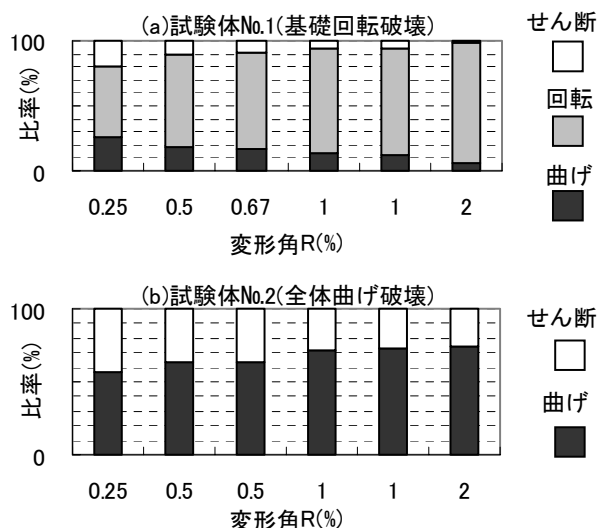
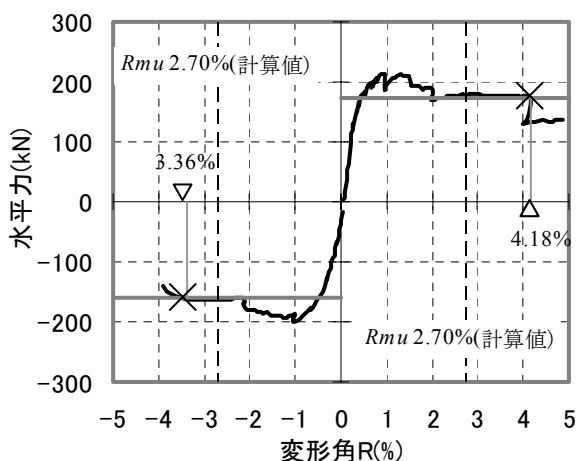


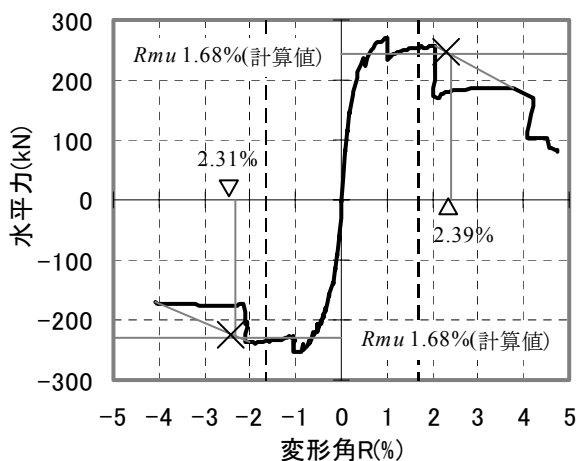
図-9 各変形成分

が低下したときの部材角と定義し、全体曲げ破壊の試験体No.2では文献4)における耐震壁の安全限界状態時を参考に、繰返し変位での第一サイクルの最大点を結んだ包絡線上で、最大耐力の90%に水平力が低下したときの部材角と定義した。図-10に終局変形角をたて破線で、限界変形角を△印でそれぞれ示す。

基礎回転破壊の試験体No.1では、限界変形角の平均が3.77%となり、F値による終局変形角 R_{mu} (2.70%)が実験における限界変形角を過小評価した。全体曲げ破壊の試験体No.2では、限界変形角の平均が2.35%， R_{mu} が1.68%となるが、繰返し载荷により $R=2\%$ で側柱主筋が破断したことを考慮すれば、1.68%は妥当であると言える。



(a) 試験体No.1(基礎回転破壊)



(b) 試験体No.2(全体曲げ破壊)

図-10 終局変形角と限界変形

3.6 等価粘性減衰定数

各サイクルの等価粘性減衰定数を図-11に示す。基礎回転破壊の試験体No.1は、5サイクルまでエネルギー吸収性能が低く、基礎梁がせん断破壊した6サイクルから値が大きくなった。

全体曲げ破壊の試験体No.2は、2サイクル時に側柱の全主筋が降伏し、低サイクル時で試験体No.1との差が大きくなった。側柱主筋降伏後は変形とともに境界梁が降伏していき、その後独立柱が降伏する6サイクルでは25%を超えた。

等価粘性減衰定数は全体曲げ破壊の試験体No.2がすべてのサイクルで基礎回転破壊の試験体No.1を上回っており、全体曲げ破壊は高いエネルギー吸収性能を示した。

3.7 累積エネルギー吸収量

累積エネルギー吸収量を図-12に示す。全体曲げ破壊の試験体No.2のエネルギー吸収量は常に基礎回転破壊の試験体No.1を上回った。最終的な累積エネルギー吸収量を比較すると、1.5倍のエネルギーを吸収した。

4. 結論

- (1) どちらの破壊形式も $R=1\%$ で最大耐力となり、全体曲げ破壊は基礎回転破壊の1.4倍のせん断力が中央スパンに作用した。
- (2) 境界梁の曲げ戻し効果を考慮した略算法により、実験における基礎回転破壊及び全体曲げ破壊の最大耐力を評価することができたが、全体曲げ破壊では基部危険断面でのアンカー筋の引張力が考慮されていないため、安全側の評価になった。
- (3) 基礎回転破壊の限界変形角は3.77%となり、靱性能に優れていた。一方、全体曲げ破壊の限界変形角は2.35%となるが、2%で鉄筋が破断したことを考慮すれば、F値による終局変形角1.68%は妥当であると判断した。
- (4) 等価粘性減衰定数は全体曲げ破壊がすべてのサイクルで基礎回転破壊を上回り、高いエネルギー吸収性能を示した。
- (5) 今回の実験では変形角が2%程度ならば、全

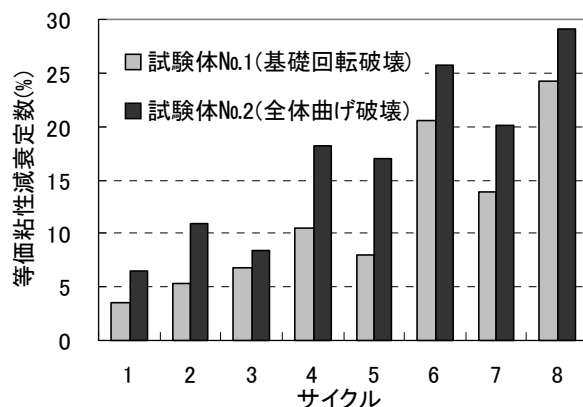


図-11 等価粘性減衰定数

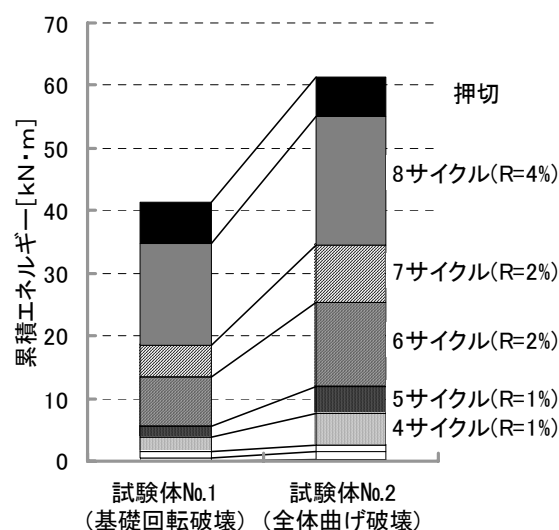


図-12 累積エネルギー吸収量

体曲げ破壊は基礎回転破壊よりも耐震性能に優れていると結論付けられる。

参考文献

- (財)日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説 2001
 - 加藤大介，勝俣英雄，青山博之，小谷俊介：基礎の浮き上がりを生じる耐震壁を含む骨組に関する研究(その1~2)，日本建築学会大会学術講演梗概集 pp1671-1674,1981.9
 - (財)日本建築防災協会：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
 - 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 2004.1
- 謝辞)本研究は、日本学術振興会の科学研究費補助金(基盤研究C)によって実施した。