

論文 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

神谷 和輝^{*1}・高橋 之^{*2}・市之瀬 敏勝^{*3}・小平 渉^{*4}

要旨：新設基礎との縁を切ったバットレス（梁間方向）とブレース（桁行方向）の2種類の外側耐震補強を併用した骨組の2方向加力実験を実施した。バットレスが圧縮される方向の加力では、既存柱の全主筋が引張降伏する曲げ破壊となった。ブレース方向の加力では、ブレースの引張降伏と座屈により破壊した。いずれの方向でも、計算値を上回る耐力と変形性能となった。また、補強体と既存躯体との接合面に配したアンカー筋は、バットレスの耐力に対して必要量を満たしていないが、接合面のずれは小さかった。アンカー筋に生じた応力についても、最大耐力時で降伏応力の4分の1以下と小さかった。

キーワード：耐震補強, バットレス, ブレース, 接合面, アンカー筋

1. はじめに

細長い建物に対して、梁間・桁行方向の水平2方向を補強する場合、従来のブレース型外側耐震補強では梁間方向の必要補強量を確保することが困難な場合がある。著者らは、そのような建物に対して図-1(a)に示すようにブレース型補強（桁行方向）とバットレス補強（梁間方向）の2種類の外側耐震補強を併用した工法の開発を行っている¹⁾。しかし、本工法は既存躯体とバットレス型補強体の接合面および既存躯体とブレース型補強体の接合面を共有しているため、1方向の入力によって生じた接合面の損傷が直交方向の性能に影響するという懸念がある。

そこで、本研究では水平2方向同時加力実験を実施し、本工法で補強した骨組の耐力と変形性能および接合面の

状態の把握を試みた。

2. 工法概要

従来のバットレス補強²⁾は、バットレスが引張られる方向の加力で接合面に大きな引張力が生じるため、ブレース型補強を併用するとブレースの性能を十分に発揮できない懸念が生じる。そこで、接合面に生じる引張力を最小限にするために下記の工法を提案する。

1) バットレスと新設基礎は、縁を切って引張力を伝達させない。従って、バットレスが浮き上がる方向の加力では、接合面に生じる力はバットレスの自重のみとなる

表-1 試験体パラメータ

試験体	補強方向	形状
N	—	既存躯体
PC	桁行	既存躯体+ブレース
OW	桁行・梁間	既存躯体+ブレース+バットレス

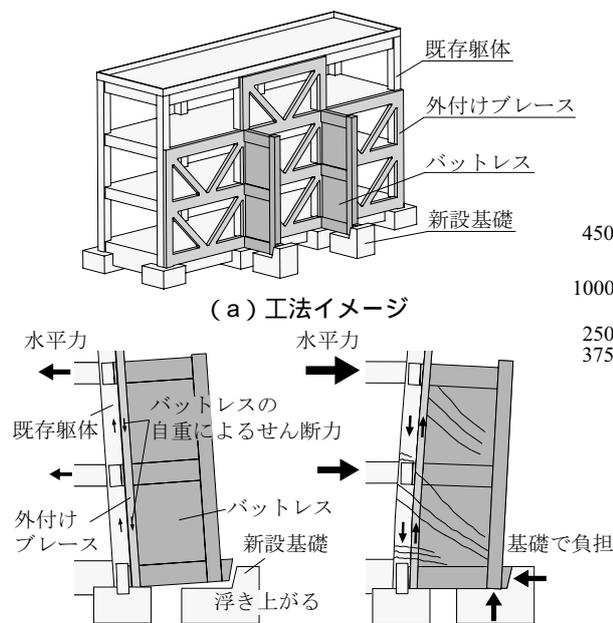


図-1 工法概要

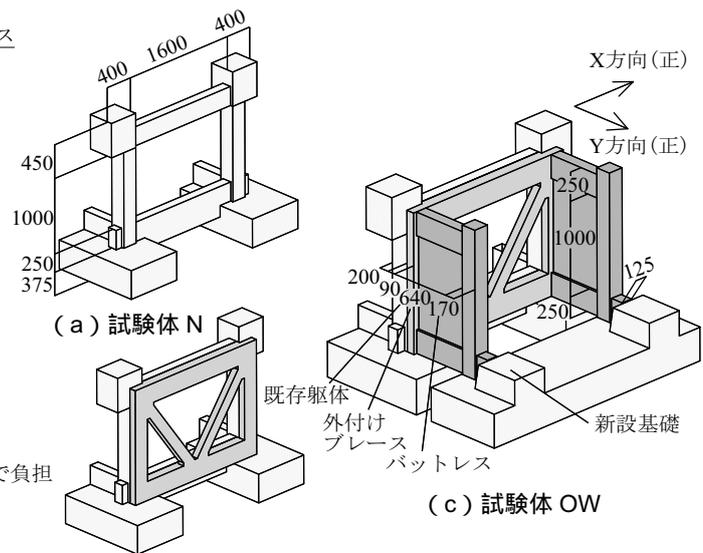


図-2 試験体形状

*1 元名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻 (正会員)
 *2 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻 (正会員)
 *3 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科教授 工学博士 (正会員)
 *4 矢作建設工業(株) 地震工学技術研究所研究員 (正会員)

(図 - 1(b)).

2) バットレスが圧縮される方向の加力では、バットレスの基礎梁を新設基礎に接触させることで応力を伝達させる(図 - 1(c)).

3. 試験体

試験体変数の一覧および材料試験の結果を表 - 1 ~ 3 に示し、試験体の形状および配筋図を図 - 2, 3 に示す。試験体は、無補強試験体、1 方向(桁行方向)補強試験体、2 方向(桁行・梁間方向)補強試験体の計 3 体(以下、試験体 N, PC, OW)とし、すべて 1/3 の縮尺模型とした。

既存躯体は、既存不適格建築物の 1 階部分をモデル化した 1 層 1 スパンフレームとし、破壊形式は柱のせん断破壊先行型として設計した。補強体は、桁行方向の補強には鋼板内蔵型コンクリートの外付けブレースを用い、梁間方向の補強にはバットレスを用いた。

4. 加力計画

加力装置の概要を図 - 4 に示す。試験体 N, PC の X 方向の加力は、既存部上梁の構造芯高さに設置した 2 台のアクチュエータにより、荷重 1/2 押し引きによる制御を行った。Y 方向の加力は、既存部柱高さの中心に設置し

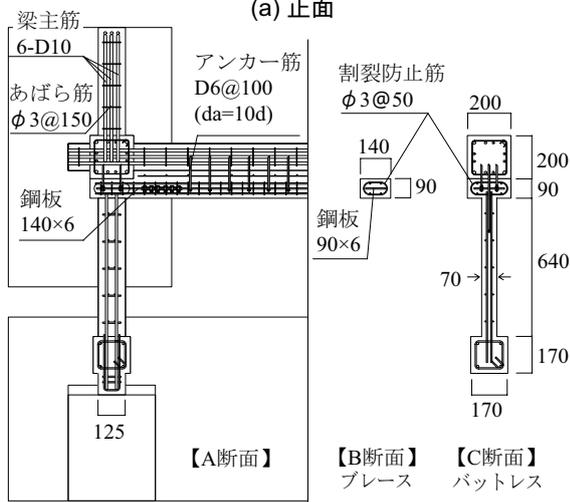
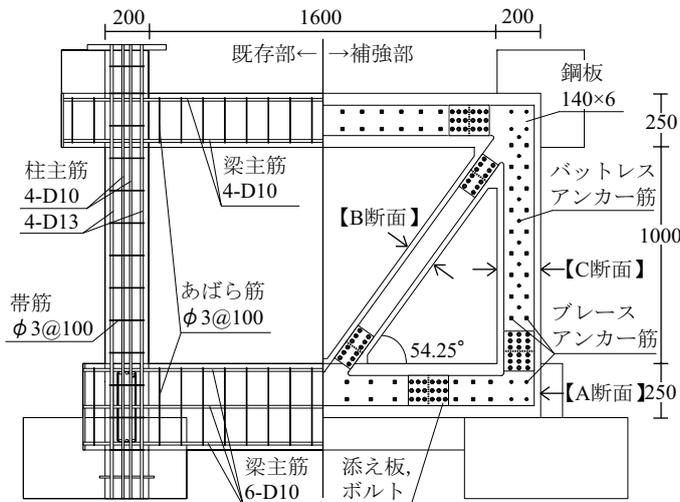


表 - 2 鉄筋引張試験結果 (3 本平均)

部位	種別	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (× 10 ⁵ N/mm ²)		
既存躯体	柱主筋	D13	SD295A	370	1.90
	柱・梁主筋	D10	SD295A	394	1.94
	帯筋	3	SWM	468	1.75
補強体	あばら筋	3	SWM	516	1.83
	割裂防止筋	3	SWM	516	1.83
	アンカー筋	D6	SD345	422	1.99
	柱・梁主筋	D10	SD295A	373	1.95
	帯筋	3	SWM	468	1.75
あばら筋	D6	SD295A	393	1.88	
壁筋	D6	SD295A	393	1.88	
鋼板	t=6	SS400	306	2.04	

表 - 3 コンクリート材料試験結果 (3 体平均)

位置	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (× 10 ⁴ N/mm ²)
既存躯体	15.8	2.50
補強体	28.0	2.82

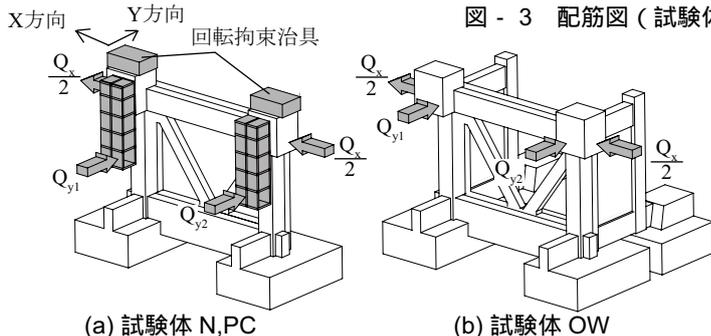
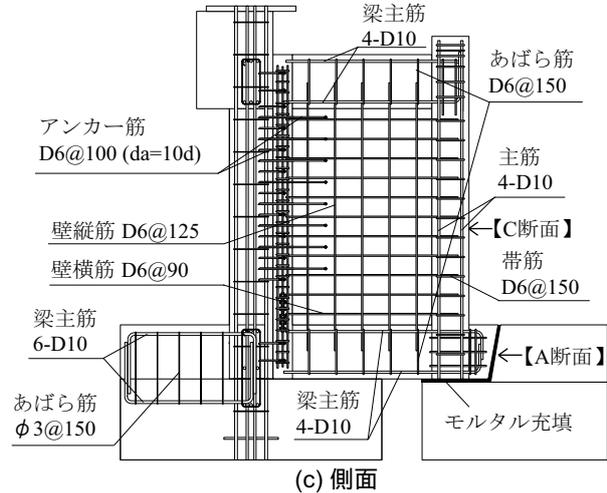
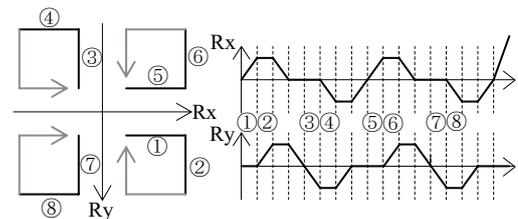


図 - 3 配筋図 (試験体 OW)

(a) 試験体 N, PC (b) 試験体 OW

図 - 4 加力装置



(a) 軌跡 (b) 経過図

図 - 5 加力プログラム

たアクチュエータにより、それぞれの柱の変位が同じになるように制御を行った。なお、Y方向の加力は、逆対称加力とするために、試験体上部にX軸回転を拘束する回転拘束治具を取り付けた。また、軸力については、油圧ジャッキ2台を用いて一定軸力(0.2bDσ_B)を負荷し、油圧ジャッキの上部には球座およびテフロンシートを取り付けXおよびY方向の変形に追従させた。

試験体OWのX方向の加力および軸力については、上記の形態と同様である。Y方向の加力は、既存部上梁の構造芯高さに設置したアクチュエータにより制御を行う片持ち型加力とした。回転拘束地治具は取り付けない。

加力プログラムを図-5に示す。層間変形の軌跡は、四つ葉型変形履歴³⁾を半分に省略したものとした。

5. 試験体の計算耐力

想定した破壊形状を図-6および図-7に示し、その計算耐力を表-4および表-5に示す。なお、(C)、(E)、(G)、(H)、(I)、(J)の破壊の耐力は以下に示す式を用いて算定し、その他の破壊は文献1)および文献4)に従った。

(C) X方向の接合面破壊

接合面に生じるせん断力が、梁または柱の固着耐力⁵⁾に達した時に破壊が生じると考える。水平耐力Q_{Jx}は下式により算定した。

$$Q_{Jx} = \min \left[\tau \cdot A_{sb}, \frac{L_x}{H} \cdot \tau \cdot A_{sc} \right] \quad (1)$$

τ : 既存躯体コンクリートの割裂引張強度

$$(\tau = 0.212 \cdot F_c^{0.73})$$

A_{sb}, A_{sc} : 梁柱接合部を除く梁または柱の接合面積

(A_{sb} = 1600 · 250, A_{sc} = 1000 · 200, 図-3(a)参照)

L_x, H : 梁または柱の中心間距離, 図-6(C)参照

(E) Y方向負加力時の柱せん断破壊

せん断ひび割れが外付けブレースを避けて生じると想定し、柱の強度式(修正荒川mean式)により算定した。

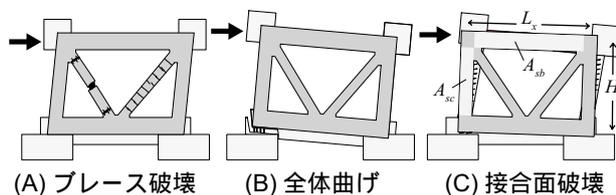


図-6 X方向破壊形状

表-4 X方向計算耐力(kN)

試験体	(A) ブレース破壊 ⁴⁾	(B) 全体曲げ ⁴⁾	(C) 接合面破壊
PC	365	704	458
OW			

表-5 Y方向計算耐力(kN)

試験体	加力方向	(D) 柱せん断(正) ⁴⁾	(E) 柱せん断(負)	(F) 壁せん断 ¹⁾	(G) 壁下曲げ	(H) 基礎梁圧壊	(I) 接合面破壊	(J) 壁浮き上がり
PC	正	154	-	-	-	-	-	-
	負	-	93	-	-	-	-	-
OW	正	-	-	816	788	881	1243	-
	負	-	-	-	-	-	-	92

(G) Y方向の壁下曲げ破壊

既存部の柱全主筋が曲げ降伏した時に破壊が生じると考えられる。壁縦筋は基礎に定着しないため、下式により算定した。

$${}_w M_u = a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + N \cdot l_w \quad (2)$$

a_t, σ_y : 既存部柱主筋の全断面積および降伏強度

l_w : 既存柱と新設柱の中心間距離(図-7(G))

N : 軸力

(H) Y方向の基礎梁圧縮破壊

新設基礎と接する基礎梁の先端のコンクリートが圧縮破壊する耐力とする。新設基礎と基礎梁は常に完全に接しているわけではないため局部破壊を生じる可能性がある。このことから、基礎梁の断面積に係数0.5を乗じて、下式により算定する。なお、基礎梁が圧縮破壊した後に既存柱のせん断破壊は生じると考えるため、既存柱の耐力は足し合わせない。

$$P = 0.5 \cdot b \cdot D \cdot F_c \quad (3)$$

b · D : 基礎梁の断面積

(I) Y方向の接合面破壊

接合面に生じるせん断力が、梁(基礎梁および2階梁)と柱の固着耐力の合計に達した時に破壊が生じると考える。水平耐力Q_{Jy}は下式により算定した(図-7(I)参照)。

$$Q_{Jy} = \frac{L_y}{H} \cdot \tau \cdot (A_{sb} + A_{sc}) \quad (4)$$

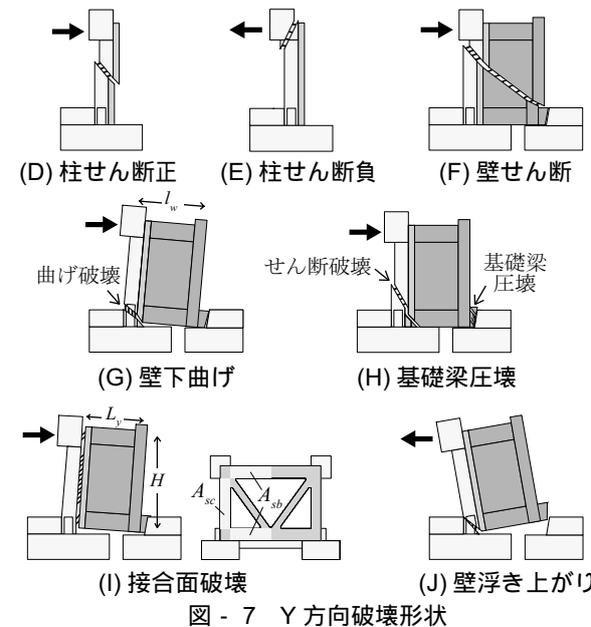


図-7 Y方向破壊形状

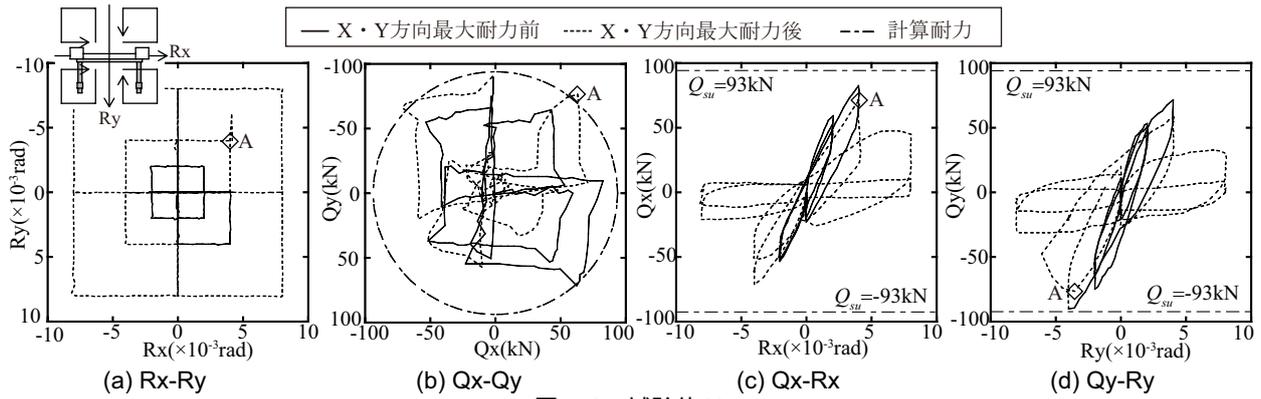


図 - 8 試験体 N

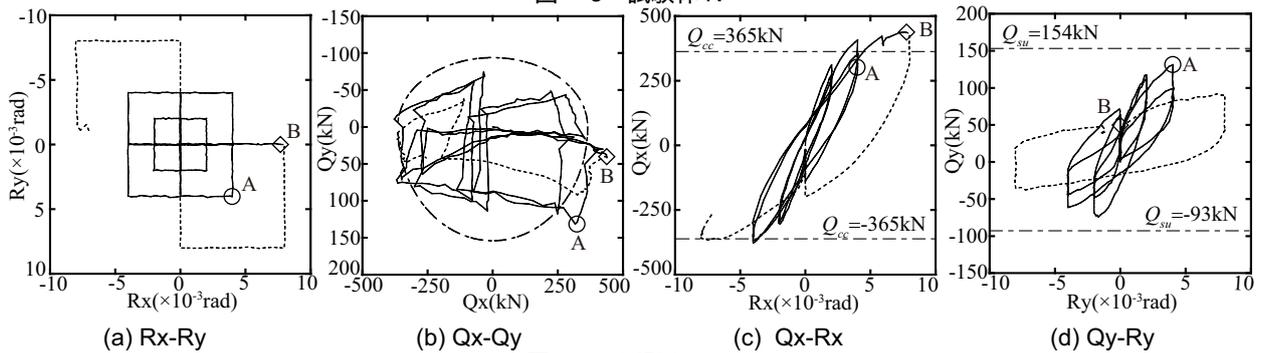


図 - 9 試験体 PC

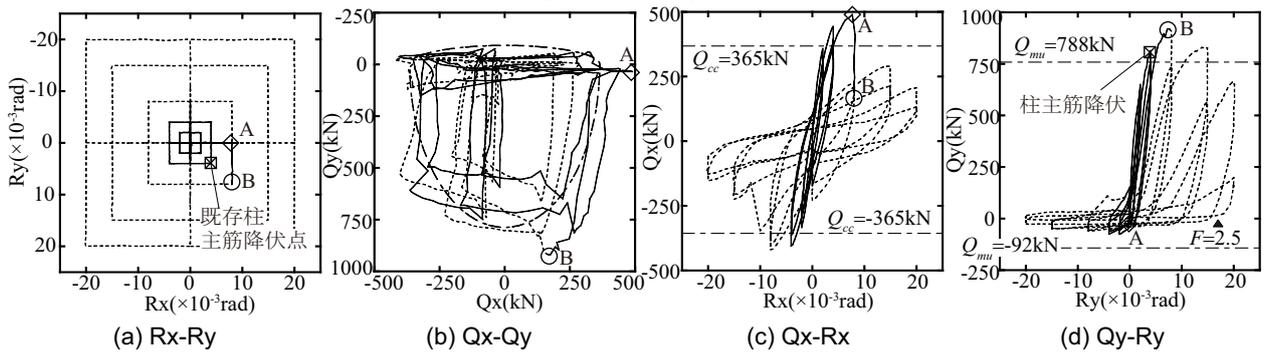


図 - 10 試験体 OW

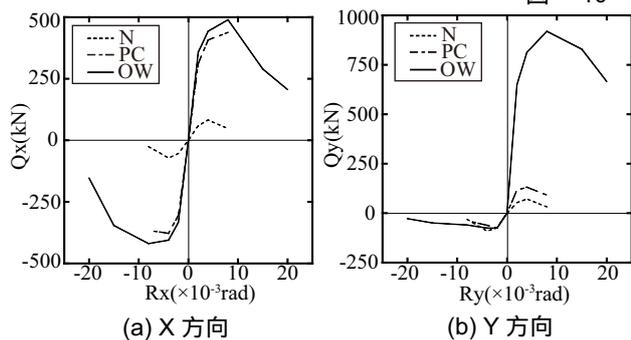


図 - 11 耐力比較

るため、これに計 18 本のアンカー筋を加えた (図 - 3(a) 参照)。

なお、Y 方向の最小の破壊耐力である (G) 壁下曲げ破壊の耐力をアンカー筋の耐力 (式 (5)) が上回るためにはこの 1.3 倍のアンカー筋が必要となる。

$$Q_{ay} = \frac{L_y}{H} \cdot n \cdot Q_a \quad (5)$$

n : アンカー筋総本数 (梁・柱および梁柱接合部)

Q_a : 文献 2) で計算されるアンカー筋のせん断耐力

(J) 壁浮き上がり時の破壊

既存部柱のみの耐力とした。柱の終局曲げ強度式⁶⁾により算定した。

6. アンカー筋の設計

試験体 PC の接合面には、文献 4) に従い X 方向に対して必要量を満たすアンカー筋 (D6 計 104 本) を配置した。試験体 OW の接合面には、バットレスの横筋を定着させ

7. 実験結果

7.1 荷重変形関係

X, Y 方向の変形関係 (Rx-Ry), 水平力関係 (Qx-Qy) および X 方向と Y 方向の荷重変形関係 (Qx-Rx, Qy-Ry) を図 - 8 ~ 10 に示す。

試験体 N の最大合力 ($\sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}$) は図 - 8(b) の点 A で 99kN となり、計算耐力 (1 点鎖線) を上回った。

試験体 PC の Y 方向の最大耐力は図 - 9(b) の点 A で 131kN, X 方向の最大耐力は点 B で 438kN となった。Qy-Ry 関係 (図 - 9(d)) では実験耐力は計算耐力を下回ったが、Qx-Qy 関係 (図 - 9(b)) で梁間・桁行のどちらの方向も実験耐力は計算耐力を上回った。

試験体 OW の X 方向の最大耐力は図 - 10(b) の点 A で 490kN, Y 方向の最大耐力は点 B で 920kN となり、梁間・桁行のどちらの方向も実験耐力は計算耐力を上回った。また、Y 方向の最大耐力後の耐力低下は大きかったが、最大耐力の 80% まで耐力低下した時の層間変形角から求めた靱性指標 F^{ϕ} は、 $F=2.5$ となり計算値 ($F=1.0$) より大きな値となった (図 - 10(d))。

試験体 3 体の耐力の比較を図 - 11 に示す。試験体 OW の Y 方向の耐力は、無補強試験体 N の 10 倍以上となり、バットレスを取り付けることにより大きな耐力を確保できた (図 - 11(b))。また、試験体 PC と試験体 OW の X 方向の耐力および変形性能は、同程度となった (図 - 11(a))。つまり、本実験の変形範囲内ではバットレスを取り付けても桁行方向への悪影響はないと言える。これは、バットレスと新設基礎を接合しないことの効果と考えられる。

7.2 試験体 OW の Y 方向破壊形状

正加力では $R=1/250\text{rad}$ と $R=1/125\text{rad}$ で試験体に大きな変化が起きた。ひび割れ状況を図 - 12 に示す。 $R=1/$

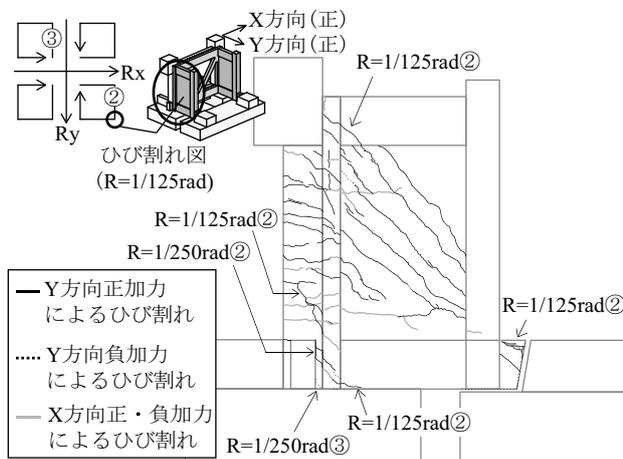


図 - 12 ひび割れ

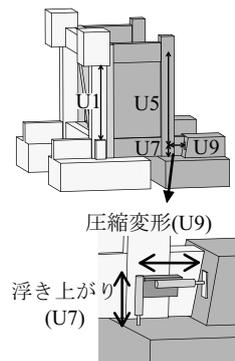


図 - 13 変位計位置

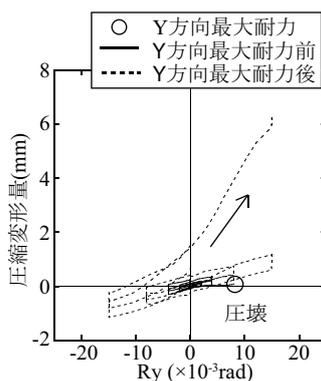


図 - 14 圧縮変形量

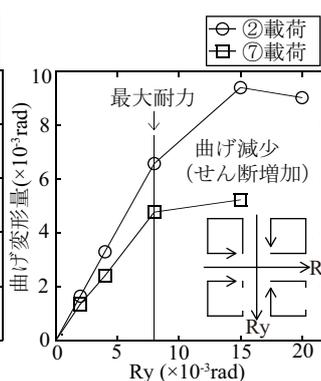


図 - 15 曲げ変形量

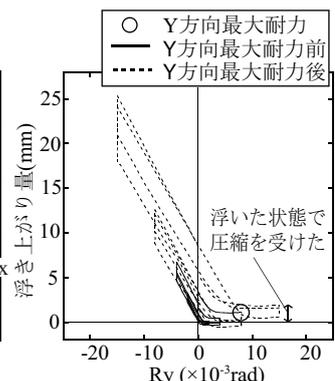


図 - 16 浮き上がり量

250rad では既存部柱柱脚で斜めのひび割れが発生した。また、この時図 - 10(d) に示すように、既存部両柱の 4 隅のすべての主筋 (8-D13) が柱脚で降伏応力度の 90% を超えており、この加力で図 - 7(G) に示す壁下曲げ破壊が生じたと考えられる。

$R=1/125\text{rad}$ では既存柱でせん断ひび割れおよびバットレスの基礎梁先端に斜めにひび割れが発生した。それ以降の加力では、既存柱のせん断ひび割れの拡大および基礎梁先端の圧縮破壊が顕著に見られ、壁のせん断ひび割れの増加や開き幅の拡大は見られなかった。このことから、図 - 7(H) に示す既存柱のせん断破壊とバットレスの基礎梁の圧縮破壊が生じたと考えられる。

本試験体では、詳細を調べるために図 - 13 に示すように変位計を設置した。補強体基礎梁の圧縮変形量 $U9$ を図 - 14 に示す。圧縮変形量は層間変形角の増加に比例して増加した。そして、 $R=1/67\text{rad}$ の加力で急激な増加が見られた。これは基礎梁先端の圧壊による増加である。

バットレスの曲げ変形量 (曲げ成分算出方法は、変位計 $U1, U5$ の値から文献 1) の方法を使用した。) を図 - 15 に示す。 $Ry=1/125\text{rad}$ までは柱の層間変形に比例して増加したが、それ以降は変形の増加量が小さくなった。これは、せん断変形が増加したためと考えられる。

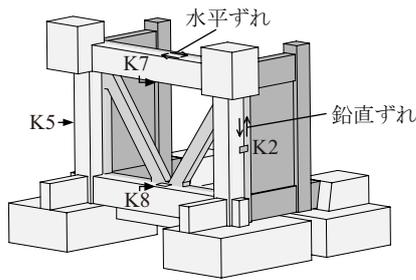
最後に、補強柱の浮き上がり量を図 - 16 に示す。バットレスが圧縮される正加力時でも浮き上がりが見られた。つまり、浮き上がり量が零に戻る前に基礎梁先端が新設基礎に接触して、浮き上がり量が残留したままバットレスは圧縮を受けた。これによりバットレスの基礎梁先端が局部的に圧縮され、基礎梁の圧壊の進行を加速させたと考えられる。

負加力による破壊形状は、 $R=1/250\text{rad}$ の加力で既存部に曲げひび割れが発生し、図 - 7(J) に示す想定通りの破壊が生じたと考えられる。

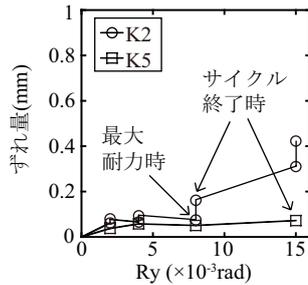
7.3 接合面のずれ

測定位置を図 - 17(a) に示し、層間変形に対するずれ量を図 - 17(b) ~ (c) に示す。

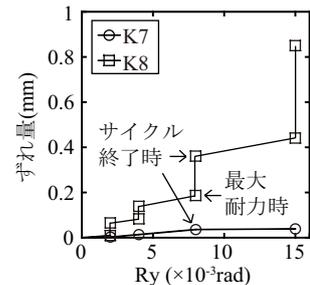
ずれ量 (鉛直・水平) は、下梁 (K8-Y) で最も大きな値



(a) 測定位置

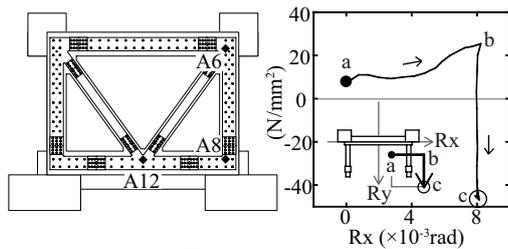


(b) 鉛直ずれ量



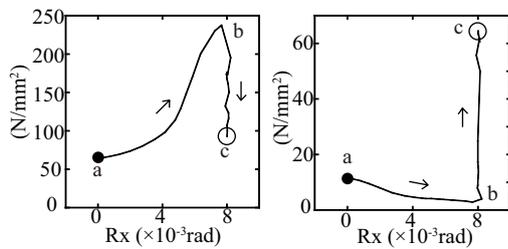
(c) 水平ずれ量

図 - 17 接合面のずれ



(a) 測定位置

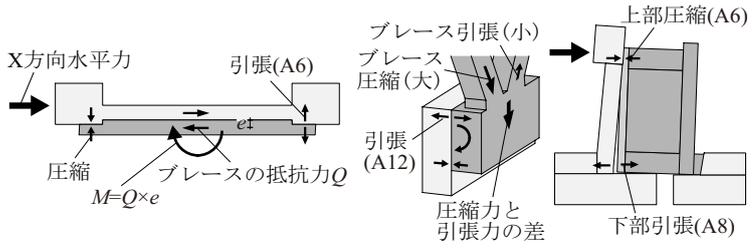
(b) A6



(c) A12

(d) A8

図 - 18 アンカー筋の応力



(a) A6
図 - 19 X方向模式図

(b) A12
図 - 20 Y方向模式図

8. まとめ

- (1) バットレス試験体は、梁間方向に大きな耐力と変形性能を確保することができた。また、本実験では、外付けブレースで補強した桁行方向にも悪影響を与えなかった。
- (2) バットレス圧縮時の破壊形状は、既存柱の曲げ破壊であった。しかし、その後基礎梁が圧縮破壊をし、それに伴い既存部柱がせん断破壊をした。
- (3) 既存躯体と補強体との接合面のずれは、最大耐力時でも 0.2mm 以下と小さかった。
- (4) バットレス圧縮加力によりアンカー筋に生じた応力は、柱上部は圧縮力、柱下部は引張力であった。最大耐力時の応力は小さかった。

参考文献

- 1) 内藤はるか他：片側に設置するバットレスの強度・変形性状，日本建築学会東海支部研究報告集，pp.109-116, 2009
- 2) 日本建築防災協会：2001年度改正版 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，pp.33-34, 40, 227-229, 268, 2001
- 3) 鈴木紀雄他：2軸曲げと軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の挙動，第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp.453-456, 1982
- 4) 矢作建設工業株式会社：2006年改訂版 ピタコラム工法設計・施工マニュアル，2006
- 5) 神谷隆他：あと施工アンカーによる接合面の固着強度に関する実験的研究，日本建築学会学術講演梗概集，pp.571-574, 2006
- 6) 日本建築防災協会：2001年度改正版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，pp.14-15, 31-32, 2001

を示したが、最大耐力時でも 0.2mm と小さい値であった。

7.4 アンカー筋の応力

アンカー筋の応力測定位置を図 - 18(a) に示し、最大耐力時の応力の移行を図 - 18(b) ~ (d) に示す。柱上部に取り付けたアンカー筋 A6(図 - 18(b)) は、X 方向の加力 (点 a b) では図 - 19(a) に示すようにねじれの影響により引張応力が増加する傾向にあった。しかし、Y 方向の壁圧縮加力 (点 b c) では図 - 20 に示すような試験体の変形により圧縮応力に移行した。

柱下部に取り付けたアンカー筋 A8(図 - 18(d)) は、X 方向の加力 (点 a b) では引張応力が減少する傾向にあったが、Y 方向の壁圧縮加力 (点 b c) では図 - 20 に示すような試験体の変形により引張応力が増加した。

しかし、Y 方向の壁圧縮加力で接合面に生じた応力は A8 位置では 60N/mm^2 程度であり、柱上部・下部とも降伏応力よりも小さかった。

一方、柱間中央に取り付けたアンカー筋 A12(図 - 18(c)) は、X 方向の加力 (点 a b) では引張応力が増加した。これは図 - 19(b) に示すようにブレースに生じる応力の差がモーメントを与えるためと考えられる。Y 方向の壁圧縮加力 (点 b c) では引張応力が減少した。