論文　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

永山 憲二*1・勝俣 英雄*2・田才 晃*3・佐野 剛志*4

要旨：既存 RC 建物の外付け耐震補強における既存 RC フレーム－新設 RC フレーム間の接合部に着目し，接合部強度，すなわちあと施工アンカーの本数をパラメータとした RC フレームの正負繰り返し加力実験を行った。その結果，外付け補強の場合でも，内付け補強の場合と同様に本数を算定したものに，外付けによる偏心を考慮すれば十分であるという結果が得られた。また，既存－新設フレーム間の相対変位と試験体耐力低下には相関がみられた。

キーワード：既存 RC 建物，外付け耐震補強，接合部強度，制震装置

1.　はじめに

既存建物の耐震補強で，ラーメンの脇に補強架構を取り付ける方法（外付け耐震補強）がある。居ながらで耐震補強を行う場合は，外付け耐震補強が行われることが多い。しかし，ラーメン外に取り付くので，従来工法では支圧で伝達できた応力をせん断応力として伝達しなければならない。さらに，補強架構が偏心して取り付くことにより，補強架構―既存架構間の接合部に偏心モーメントが生じ，応力が厳しくなる。この状態での実験例や解析例は少なく，どのような応力がどの程度生じているかよく分かっていない。

そこで，本研究は既存躯体との接合部に着目し，接合部強度をパラメータとした実験を行った。補強ブレースには摩擦型の制震装置を用い，有効性を確認した。

2.　実験概要

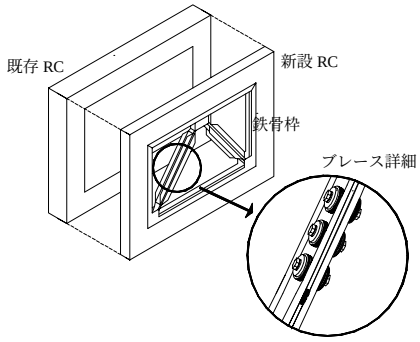
2.1 試験体概要

試験体は鉄骨枠付き架構を，新設 RC フレームを介して既存 RC フレームに接合したものとする。試験体一覧を**表－1** に，試験体概念図を**図－1** に示す。

既存 RC フレームは実際の耐震補強でよく経験されている既存学校建築校舎の寸法･配筋を原型とし，約 1/3 にスケールダウンした。

表－1　試験体一覧

	接合部強度	補強
No.1	なし	無補強
No.2	接合部非破壊型(慣用設計法の 110%)	摩擦型制震装置
No.3	接合部破壊型 Mattok[1)]の直接せん断強度で接合部が破壊する程度	付き K 型ブレース



図－1　試験体概念図

No.1 試験体は，RC 骨組の基本的な性状を把握することを目的とした無補強試験体で，この基本架構を補強した試験体が 2 体，計 3 体とする。パラメータは接合部の強度である。

2.2　試験体設計

2.2.1　既存・新設 RC フレーム

既存 RC フレームは全試験体とも共通とし，新設フレームは No.2、No.3 試験体とも共通とした。既

*1 横浜国立大学大学院　工学府　社会空間システム学専攻 (正会員)
*2 (株)大林組　技術研究所　建築振動制御研究室　(正会員)
*3 横浜国立大学　助教授　工学部　建設学科　博士（工学）(正会員)
*4 (株)大林組　技術研究所　建築振動制御研究室

存フレーム・新設フレーム・鉄骨枠の断面形状を**表－2** に，既存 RC フレーム配筋図を**図－2** に，新設フレーム配筋・スタッド配置図を**図－3** に示す。また、新設部－既存部接合部概念図を**図－4** に示す。

加力装置の都合上，梁は剛強とした。また，実際の外付け耐震補強では基礎梁の断面を大きくする耐震補強を行うことが多いため, 基礎梁柱脚部接合部が破壊しないように既存フレーム･新設フレーム共に基礎梁を柱外側まで延長した。また、固定スタブに鉄筋 D10 を埋め込み，新設 RC 柱主筋と溶接し，新設フレームを固定スタブと定着した。

新設 RC フレーム（鉄骨枠・ブレースを除く）は既存 RC フレームの約 1/2 の耐力となるように設計し, 鉄骨枠及びブレースは新設 RC フレームとの耐力のバランスを考え断面を算定した。

頭付きスタッドの本数は, 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 [2](以下改修指針)に従い, 内付け補強の場合と同様に算定した。

新設フレーム－鉄骨枠接合面が負担するせん断力はブレース耐力分とし、このせん断力を負担できるようスタッド本数を算定した。No.2，No.3 試験体とも、スタッド本数及びその配置は共通とした。

使用したコンクリート（既存フレーム：設計基準強度 F_c=16MPa・最大骨材寸法 10mm、新設フレーム：設計基準強度 F_c=24MPa･最大骨材寸法 13mm)、鉄筋及び鉄骨の力学的特性を**表－3** に示す。

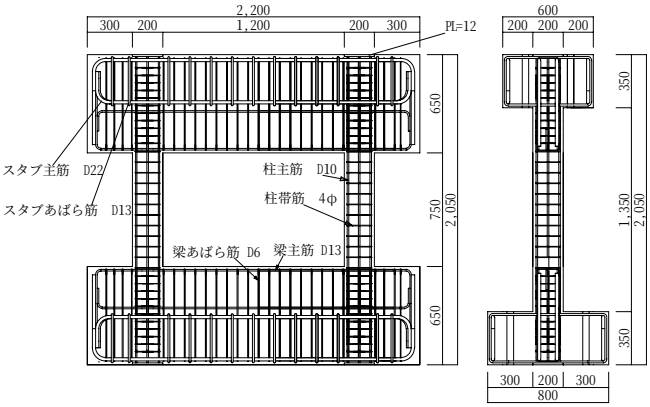
表－2　RC フレーム断面形状

試験体	No.1	No.2	No.3
既存ＲＣ柱断面	b×D=200×200(mm) 主筋 8-D10 Pt=0.54% 、 帯筋 4φ@70 Pw=0.18%		
既存ＲＣ梁断面	b×D=200×300(mm) 主筋 6-D13 Pt=0.29% 、 帯筋 D6@70 Pw=0.46%		
新設ＲＣ柱断面	－	b×D=105×200(mm) 主筋 6-D10 Pt=0.72%、帯筋 D6@70 Pw=0.91%	
新設ＲＣ梁断面	－	b×D=105×200(mm) 主筋 8-D13 Pt=1.27%、帯筋 D6@70 Pw=0.91%	
鉄骨枠断面	－	[-100×50×5	

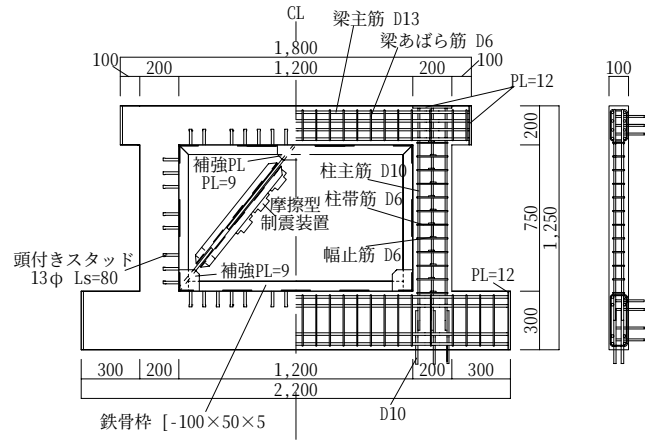
表－3　各材料の力学的特性(単位：N/mm²)

	D13	D10	D6	4φ	アンカー D10	ブレース	ガセット	鉄骨枠	既存 σB	新設 σB
σy	387	382	329	442	337	291	281	321	23.7	21.5
σu	566	537	491	493	478	354	433	463		

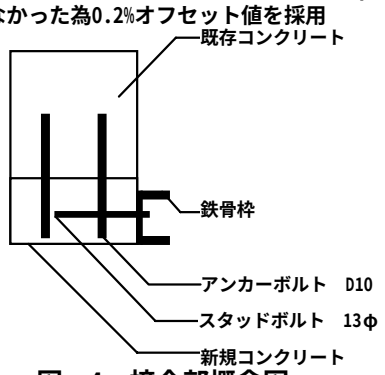
※鉄筋種は，異形鉄筋は共にSD345，丸鋼は共にSR2356φは明確な降伏点を示さなかった為0.2%オフセット値を採用



図－2　既存フレーム配筋図



図－3　新設フレーム配筋・スタッド配置

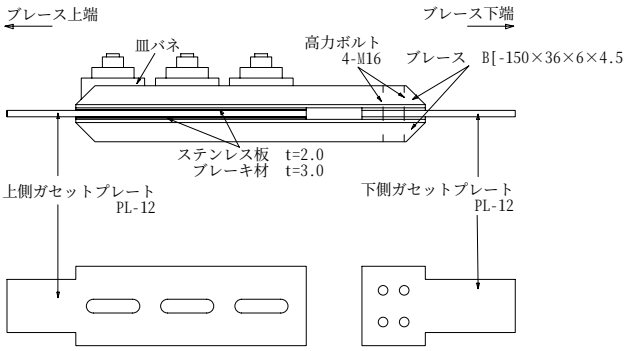


図－4　接合部概念図

2.2.2　ブレース

補強ブレースには軸方向タイプの摩擦型の制震装置 [3]を用いた。これは，ブレース材とガセットプレートとの接合部分に薄いステンレス板とブレーキ材を一対にして挟み込み, 滑る際の摩擦によりエネルギーを吸収するシステムである。接合には高力ボルトを用いるが，皿バネを組み込むことにより常にボルト軸力を

一定に保持したままステンレス板とブレーキ材を締め付けるため, 安定した摩擦力と復元力特性を発揮する。ブレースの詳細を**図－5** に示す。



図－5　ブレース詳細

2.2.3　接合部

あと施工アンカーの配置図を**図－6** に示す。

既存 RC フレーム－新設 RC フレーム間接合面が伝達するせん断力 Q_E は，新設 RC フレーム・鉄骨枠・ブレースの各耐力の合計と考えることにした。

No.2 試験体は, 改修指針 [2)]に従い, 内付け補強の場合と同等の接合部強度を保有させる試験体とした。ただし, 補強部が構面外に取り付くことによって，RC 外面―鉄骨枠心間に曲げモーメントが生じる。このモーメントにより引張力 T〈式(1)〉が生じるため, この分アンカー本数を割り増した。ここで、偏心距離 e は既存フレーム－新設フレーム軸心間距離とし，L は柱軸心間距離の 2/3 とした。偏心を考慮すると約 1 割弱アンカー本数を割り増すことになる。

$$T=M/L=e\times Q_E/L \qquad (1)$$

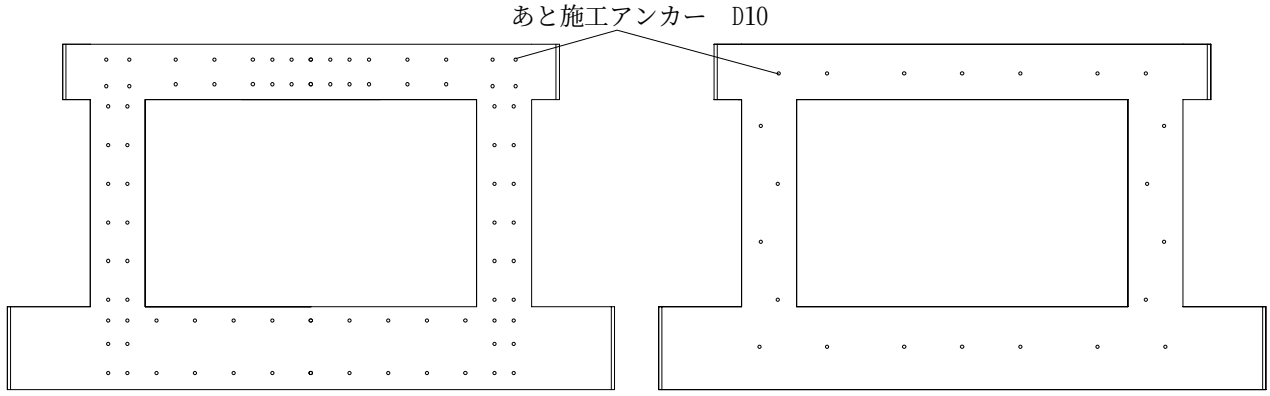
塑性変形が生じる位置とそのモードは, 既存柱端部の曲げ降伏とその後のせん断破壊･新設柱の曲げ降伏・摩擦型制震装置の滑りとなる。

No.3 試験体は、接合部で破壊が起きるように, 接合面の直接せん断耐力が, 接合面が伝達するせん断力をやや下回るようにあと施工アンカーの本数を定めた。接合面の直接せん断力 Q_{jm} は，マトックの直接せん断強度式 [1)]〈式(2)〉を用いて算定した。式(2)の第一項は接合鉄筋(この試験体ではアンカー筋が相当する)によって発生する摩擦力を示し、第二項はコンクリートの負担項である。T_{ya} はあと施工アンカーの降伏時の引張力であり, これが接合面に作用する圧縮力の最大値と考え，摩擦係数 0.8 として第一項が得られる(ここで，n_a はアンカー本数)。

$$Qjm=0.8\times T_{ya}\times n_a+\text{面積}\times 1.0\ (N/mm^2) \qquad (2)$$

算定したアンカー本数は，改修指針 [2)]に従い，内付け補強の場合と同等に本数を算定した場合の 1/3 以下の本数となった。塑性変形が生じる位置とそのモードは，既存柱端部の曲げ降伏と，その後のせん断破壊, および既存フレーム－新設フレーム接合部の破壊となる。

既存 RC フレームと新設 RC フレームが接する部分には目荒らしを施した。通常行われている程度を想定し，面積比率で調節した。面積比率とは，接合面全面積に対する目荒らし部の面積の割合とし、10～15%を目安として施工したが、実際には 20～25%となった。



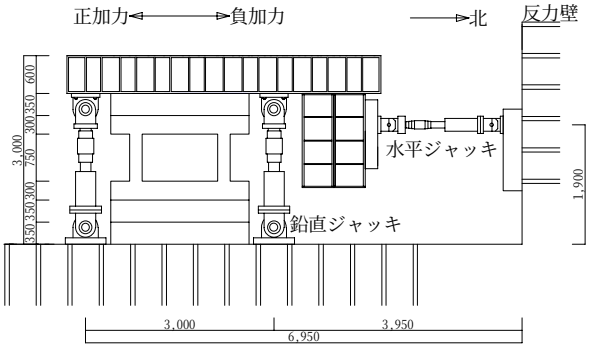
(a)　No.2(梁 26 本、柱 16 本)　　**(b)　No.3(梁 7 本、柱 4 本)**

図－6　あと施工アンカー配置図

2.3　加力及び測定方法

加力装置を**図－7** に示す。試験体には，既存フレームの梁の軸芯に正負繰り返し水平力を加えた。補強要素がこの加力面からずれており，試験体の抵抗力の重心が加力芯と一致しない。このため，ねじれモーメントが生じるが，これを拘束する治具を用いた。柱の軸芯上に軸力比 $\eta = N/(bD\sigma_B) = 0.2$ の定軸力を加えた。変位制御により部材角±1/560，±1/280，±1/200，±1/100，±1/67，±1/50，±1/25 を 2 サイクルずつ行うことを原則とした。ただし，±1/100，±1/50 サイクルの後に，±1/200 の小振幅を 1 サイクルずつ行う事を原則とした。

試験体の水平変位及び軸方向変位は，上下スタブ中央に固定した測定用フレームに変位計を取り付け測定した。また，柱側面に変位計を取り付け，既存RCフレーム－新設RCフレーム間の相対変位(既存 RC フレームを基準とした新設 RC フレームのずれ・離れ)を測定した。



図－7　加力装置図(単位 ㎜)

3.実験結果

各試験体のせん断力と水平変形の関係を**図－8** に実験結果一覧を**表－4** に示す。各試験体の降伏点は，既存柱の引張主筋のうち 50%以上が降伏歪みに達した点とした。各試験体の終局塑性率は，部材の耐力が最大耐力 Q_{max} の 80%以下に低下した変形を限界部材角 R_u と定義し算出した（各サイクル 2 回目〈以下**(2)**〉に耐力が最大耐力の 80%に達しなかった場合は，その部材角を限界部材角 R_u とした）。

補強した試験体 No.2・No.3 の最大耐力は，接合部強度を大きく変化させたにもかかわらず共に無補強試験体 No.1 の約 3 倍となり，強度に関しては十分に補強効果が発揮された。No.2 試験体はゆるやかな耐力低下を示し，塑性率も正側で 4.7，負側で 4.8 とかなり靭性に富んだ性状を示し，加力終了まで接合面は十分に力を伝達していたと考えられる。あと施工アンカーを 2 段に配列したことで，コンクリートが拘束され，せん断ひび割れの進展及びコンクリートの剥落を抑制していたことも靭性の増加につながったと考えられる。No.3 試験体は，最大耐力後，既存フレームのせん断破壊および既存フレーム－新設フレーム間のすべりにより急激に耐力が低下し、脆性的な破壊性状を示した。

表－4　実験結果

名称	正負	Q_y	Q_{max}	R_y	R_{max}	R_u	μ
No.1	正	166	170	0.76	0.98	—	—
	負	−162	−172	−0.59	−0.81	−1.5	2.5
No.2	正	486	497	0.85	1.00	4.0	4.7
	負	−500	−514	−0.83	−0.97	−4.0	4.8
No.3	正	493	502	0.88	1.01	1.5	1.7
	負	−499	−512	−0.87	−1.02	1.0	1.2

Q_y：降伏荷重(kN)，Q_{max}：最大耐力(kN)，R_y：降伏時部材角(%)
R_{max}：最大耐力時部材角(%)，R_u：限界部材角(%)，μ：塑性率

3.1　破壊経過

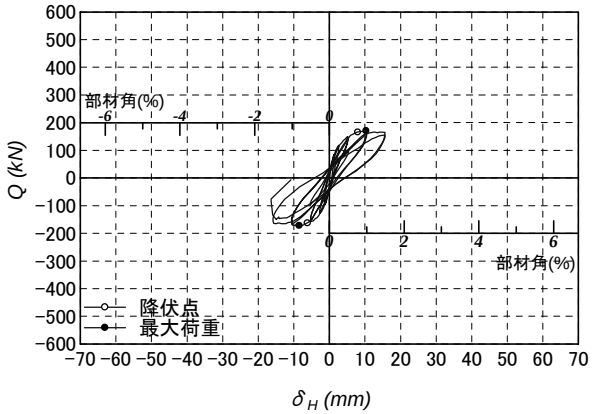
各試験体の最終破壊状況を**図－9** に示す。No.1 試験体に関しては既存部正面の破壊状況を、No.2，No.3 に関しては新設部正面の破壊状況を示す。

(1)　No.1 試験体

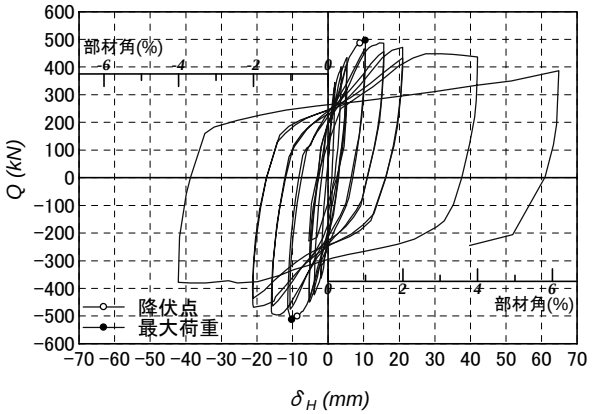
無補強試験体 No.1 は，柱に曲げひび割れが発生した後，部材角±1/100 サイクルで部材が曲げ降伏し，部材角±1/100 程度で最大耐力に達した。その後，部材角-1/67 程度で柱のせん断破壊が生じ，それと共に軸力を保持できなくなったため加力を終了した。

(2)　No.2 試験体

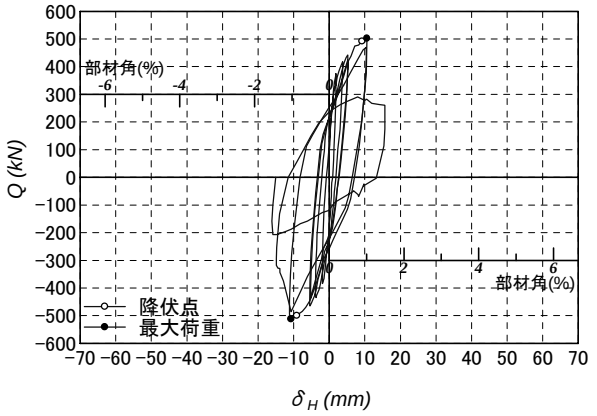
No.2 試験体は，部材角±1/560 サイクルで柱に曲げひび割れが発生し，摩擦型制震装置の滑りが始まった。部材角±100 サイクルで既存部が降伏し，部材角±1/100 程度で最大耐力に達した。部材角-1/100(2)サイクルで既存部北柱においてせん断破壊が始まったが，耐力低下は見られなかった。部材角±1/25(1)サイクルで試験体の損傷が著しくなり，耐力低下も見られたので正加力で押し切ろうとし



(1)　No.1 試験体



(2)　No.2 試験体



(3)　No.3 試験体

図－8　荷重変形関係

たところ，部材角+1/20 程度で摩擦型制震装置の変形限界に達したため加力を終了した。軸力は保持されていた。

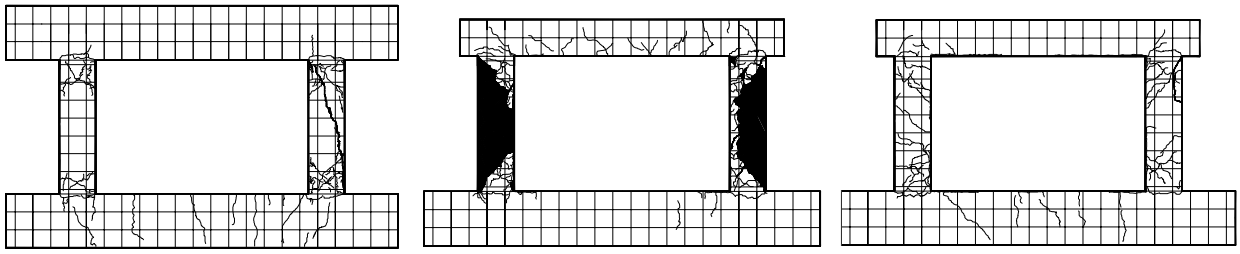
(3)　No.3 試験体

No.3 試験体も，最大耐力までは No.2 試験体とほぼ同様の挙動を示した。部材角-1/100(2)サイクルピーク直前に既存部南柱のせん断破壊により，急激に耐力低下し、既存－新設フレーム間のずれが生じ始めたが，軸力は保持されていた。部材角±1/67 サイクルで，ずれが特に上梁で顕著になり，水平方向のみならず鉛直方向にも生じた。これは柱のせん断破壊による既存部のコンクリート剥落により，軸縮みが進行したためと考えられる。しかしながら，梁には損傷がみられなかったため，あと施工アンカーが抜け出すことなく，軸力保持能力は失われなかった。ただし，既存部のコンクリートの剥落及び主筋の座屈が激しくなり，鉛直方向のずれの増加により，加力装置の変形限界に達し，加力を終了した。軸力は保持されていた。

3.2　既存－新設フレーム間のずれ・離れ

図－10 に各サイクル負加力における既存－新設フレーム間のずれ，離れの推移を示す。ずれとは，既存－新設フレーム間の加力方向の相対変位をさし，既存フレームを基準として新設フレームが南にずれた場合を正方向のずれとした。離れとは既存－新設フレーム間の構面外の変位であり，既存フレームを基準として新設フレームが離れていく方向を正方向の変位とした。

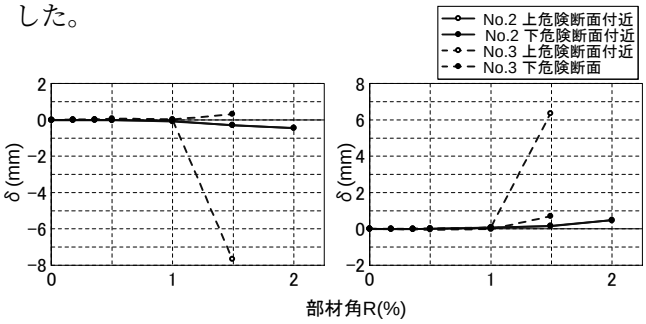
No.2，No.3 試験体共に最大耐力前の部材角-1/100 サイクルまでずれ･離れともほとんど生じておらず，



(a)　No.1　　**(b)　No.2**　　**(c)　No.3**

図－9　各試験体最終破壊状況

接合部強度を変化させた影響は見られなかった。No.3 試験体は部材角-1/67 付近から急激にずれ・離れ変位とも増加している。これは，既存柱のせん断破壊に伴う急激な耐力低下と対応している。No.2 試験体においても部材角-1/67 からずれ・離れ変位とも増加しているが，増加は No.3 試験体ほど急激ではなく，あと施工アンカーを十分に配置した効果がみられた。ずれ・離れ変位の増加と共に耐力もゆるやかに低下した。また、No.3 下危険断面の離れは、コンクリートの圧壊・剥落に伴って負の値を示した。



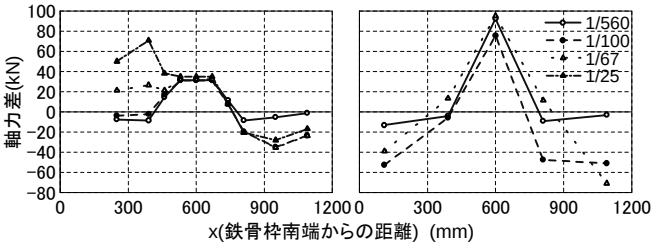
(a)離れ　　(b)ずれ

図－10　ずれ･離れ推移

3.3　あと施工アンカー負担力

図－11 は，上梁における各あと施工アンカーがせん断力を負担する部分の，鉄骨枠の軸力差(鉄骨枠の鋼材歪ゲージより鉄骨枠軸力を算定し、アンカー左右の軸力の変動を軸力差と定義した)を示している。新設 RC 部主筋により算定した軸力差は鉄骨枠と比較するとかなり小さい値になるため，鉄骨枠の軸力差は概ね各アンカーに作用するせん断力と対応すると考えられる。

No.2，No.3 試験体ともブレース接点部付近及び両端で軸力差が大きくなる傾向がある。またブレース接点部における軸力差は No.3 は No.2 の 2.5 倍程度となっている。No.2 は 2 段配列のため，No.3 はアンカー1 本あたり約 5 倍のせん断力を負担していることになる。またブレース接点部において，No.2 ではほぼ一定な値なのに対して、No.3 は徐々に低下し，ずれ・離れが急増した部材角 1/67 で増加に転じている。アンカーの配置を考える場合，比較的大きな力が作用する部分に集中してアンカーを配置することが望ましい。



(a) No.2　　(b) No.3

図－11　上梁鉄骨枠の軸力差

4.まとめ

接合部強度(アンカー本数)をパラメータとした実験を行い，以下の結果が得られた。

(1)改修指針 [2]に従って算定した本数に，外付けによる偏心を考慮した試験体の場合，±1/25 程度の大変形においても接合部の顕著な破壊はみられなかった。

(2)接合部のアンカー本数を改修指針 [2]に従った場合の 1/3 以下に低減しても，最大耐力は十分にアンカーを配置した試験体と同様の結果が得られ，十分な補強効果が発揮された。

(3)既存－新設フレーム間のずれ・離れと耐力低下には相関がみられた。

(4)アンカーの配置は，せん断力の集中する個所に集中して配置することが望ましい。

以上の結果より，外付け耐震補強の場合でも接合部のあと施工アンカー本数は，改修指針 [2]より算定した本数に偏心を考慮した本数を加える程度で十分と考えられる。また，その配置には十分注意が必要である。

【参考文献】

1) A.H.Mattock and N.M.Hawkins :Shear Transfer in Reinforced Concrete Recent Research, PCI Journal March-April 1972

2) 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,1990.1

3) 日野，中村他：高力ボルト摩擦接合滑りダンパーの開発と実建物への適合，鋼構造年次論文報告集，第 8 巻，pp.133～140，2000.11