

無収縮高流動コンクリートを用いた間接接合部の実験研究

Experimental Study on Structural Performance of Joint using Shrinkage Compensating High Fluidity Concrete

高見 錦一* 石原誠一郎*
立松 和彦* 木村 建治*²

要 旨

無収縮高流動コンクリートを耐震補強工事における既存コンクリートと鉄骨部材との間接接合部に用いた場合の構造性能を確認するために、アンカー筋間隔および既存コンクリートの目荒し程度を実験パラメータとした要素実験を実施した。その結果、無収縮高流動コンクリートの充填効果によって、目荒しを行わない試験体でもその最大耐力が耐震改修指針による計算耐力を満足することが分かった。

キーワード：耐震補強／間接接合部／無収縮高流動コンクリート／目荒し

1. はじめに

当社では無収縮高流動コンクリートを2003年に開発し、その後実績を重ねてきた。¹⁾この無収縮高流動コンクリートは、狭小な部分でも確実に充填でき、打込み欠陥および打設後の沈下・収縮がなく、打継ぎ部の一体性が確保できる。外付け枠付き鉄骨ブレース耐震補強の間接接合部に無収縮高流動コンクリートを用いる工法を開発することを目的に、このコンクリートを使用した間接接合部の要素実験を行い、その構造性能を検討した。

2. 実験計画

2.1 試験体

実験のパラメータを表-1に示す。スタッドおよびアンカー筋の間隔を150mm、250mmの2種類、既存RC部の目荒し程度を30%、15%および目荒しなしの3種類とした。試験体は計6体である。実験パラメータとして選定したアンカー筋の間隔150mmおよび250mmは、耐震改修設計指針²⁾の構造規定によるアンカー筋D19に対する最小間隔(7.5d)および最大間隔(250mm)である。既存RC部材面の目荒らし程度の15%および30%は、建築改修工事監理指針³⁾による規定(既存柱、梁においては、平均深さで2~5mm(最大で5~7mm)程度の凹凸を、合計が打継ぎ面の15から30%程度となるように全面にわたってつけること)の上下限である。

各試験体ともアンカー筋は4-D19(SD345)、頭付きスタッドは8-16φ(ダブル配置)とし、スパイラル筋はD6@50mmとした。アンカー筋の埋め込み深さは152mm(8d)とし、アンカー筋と頭付きスタッドのラップ長さ

が100mmとなるようにした。アンカー筋の間隔が150mmの試験体の形状を図-1に、目荒しの程度を図-2と写真-1に示す。

既存RC部のコンクリートは呼び強度18、スランプ15cmの普通コンクリートとし、間接接合部の無収縮高流動クリートは水粉体比を44%、目標スランプフロー60cm、目標膨張率は1.5%とした。加力試験時のコンクリートおよび鉄筋の強度試験結果を表-2~4に示す。なお、既存RC部の目荒しはコンクリート打設後3週目に行い、間接接合部の無収縮高流動コンクリートは目荒し後1週目に打設した。加力試験は無収縮高流動コンクリートの打設後約3週目に実施した。

2.2 加力方法

実験は、図-3に示すように、既存RC部材側を載荷装置にPC鋼棒で固定するとともに、枠鉄骨に相当する鋼板側に配力ビームを合した上で、油圧ジャッキを用いて間接接合部の中央部にせん断力を加えて行った。

載荷履歴は、各試験体ともに、図-4に示すように、2サイクルの正負繰り返し載荷およびその後の正加力方向への単調漸増載荷とした。1サイクル目と2サイクル目の上限荷重は間接接合部の終局耐力計算値 Q_{ju} の0.5倍と0.8倍とした。下限荷重は上限荷重時のスタッドを溶接した接合鋼板と既存RC部のずれ変形量 δ_{ho} が同じになるように定めた。また、各試験体ともに、図-5に示す位置において、間接接合部各部の各部のずれ変形量を測定した。

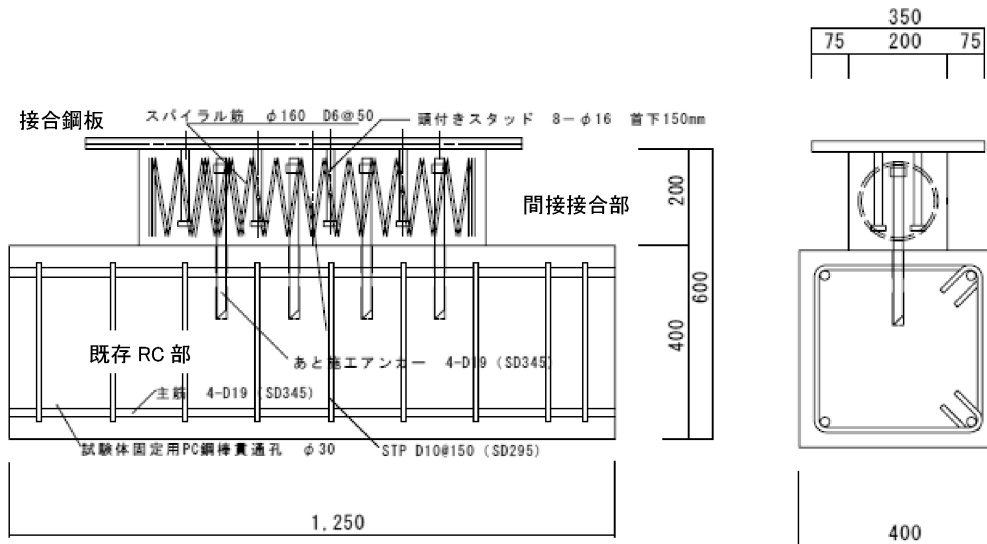
*技術研究所建築研究グループ

*²技術本部建築技術部

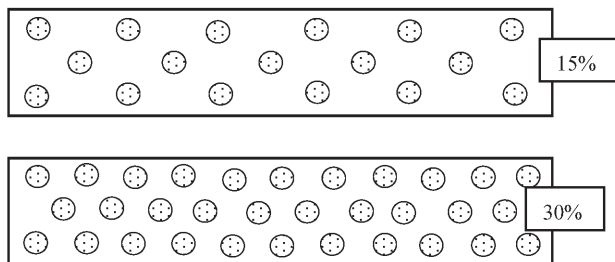
表－１ 実験パラメータ

試験体	アンカー筋			頭付きスタッド			割裂防止筋		既存RC部材面 目荒らし程度		
	配筋	間隔 (mm)	p _s	配筋	間隔 (mm)	p _a	配 筋	p _w			
0-250	4-D19 (SD345)	250	0.55%	8-φ16 ダブル 配置	250	0.77%	スパイラル筋 D6@50 (外径160mm)	0.64%	なし		
15-250									15%		
30-250									30%		
0-150		150	0.80%		150	1.12%			なし		
15-150									15%		
30-150									30%		

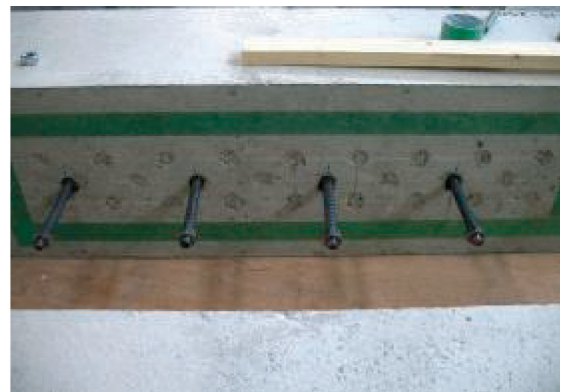
(注) 1) $p_s = \Sigma A_s / A_j$: スタッド比, ΣA_s : 全断面積
 $p_a = \Sigma A_a / A_j$: アンカー筋比, ΣA_a : 全断面積
 $p_w = a_w / (W_j \cdot s_w)$: 割裂防止筋比, A_j, W_j : 間接接合部の横断面積と幅
 a_w, s_w : 1組の割裂防止筋の横断面積と間隔



図－１ 試験体図（アンカー筋間隔150mm）



図－２ 目荒し程度 (@150)



写真－１ 目荒し状況（15%）

表－２ 既存RC部コンクリート強度試験結果

使用部位	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
既存部	20.9	25.1	2.26

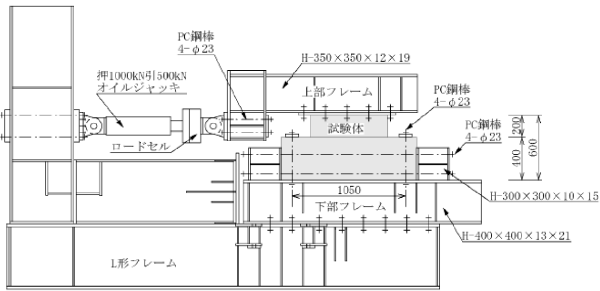
表－３ 間接接合部コンクリート強度試験

使用部位	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
間 接 接 合 部	47.7	31.3	3.98

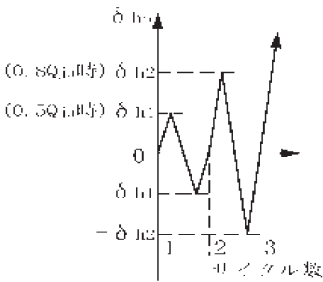
* 拘束条件：自由膨張、養生方法：現場気中養生

表－４ 鋼材強度試験結果

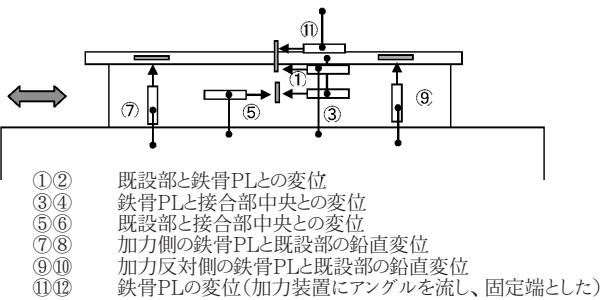
使用部位	呼び名	鋼種	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
スパイラル筋	D6	SD295A	341	526	31
アンカー筋	D19	SD345	375	545	16
頭付きスタッド	φ16	—	348	507	21



図－３ 実験装置



図－４ 荷重履歴



図－５ 変形量測定概要

３．実験結果

3.1 荷重－変形関係および破壊状況

各試験体の $Q-\delta$ 関係を図－６に示す。 Q はせん断力、 δ はスタッドを溶接した接合鋼板と既存RC部材との相対ずれ量を示す。図中に、最大耐力 Q_{max} と発生現象を示す。各試験体の最終破壊状況を図－７に示す。 $Q-\delta$ 関係の正加力時包絡線による各試験体の比較を図－８、９に示す。

(1) アンカー筋間隔250mmの場合

各試験体とも、 $0.8Q_{ju}$ までに間接接合部－接合鋼板間あるいは間接接合部－既存RC部材間の界面のひび割れが発生したが、顕著な剛性の低下は見られなかった。

試験体15-250および30-250では、間接接合部－既存RC部材界面のひび割れ拡大に伴って剛性が低下した後、最大耐力 Q_{max} （466kN、469kN）に到達した。その後、既存RC部材内の第１アンカー筋付根近傍からの斜めひび割れの発生および間接接合部－既存RC部材間のすべり量の増加に伴い、耐力が低下した。

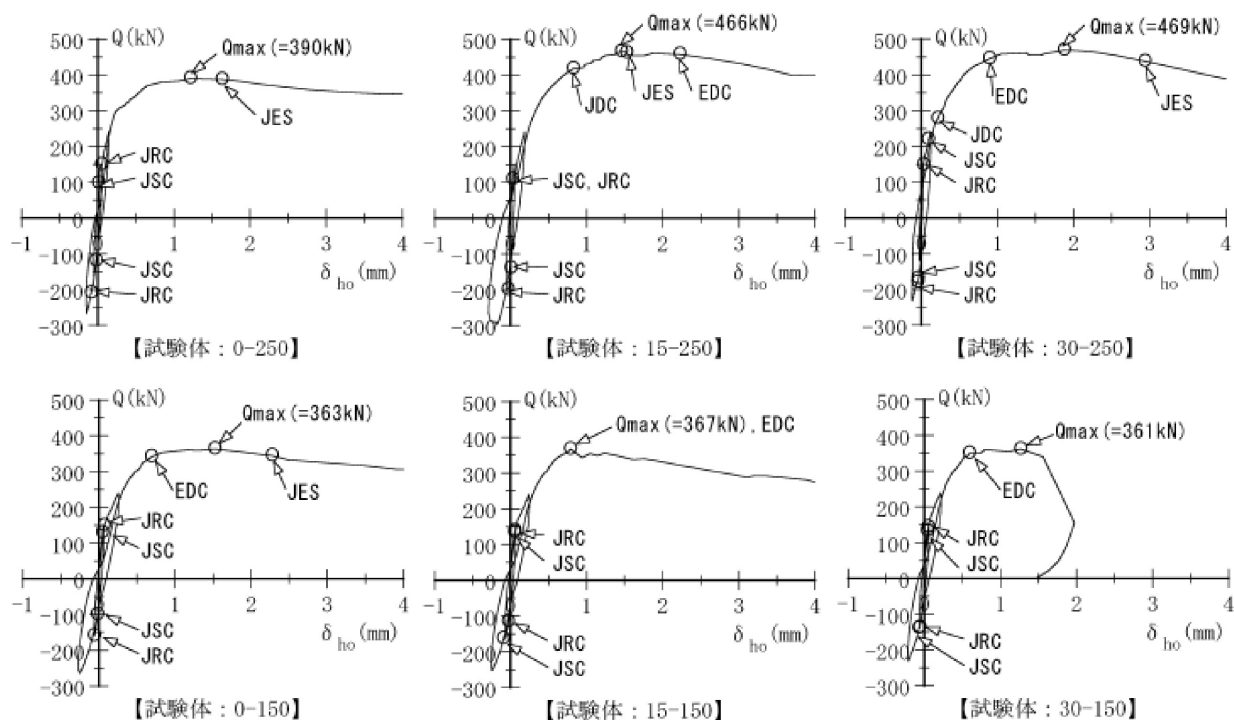
試験体0-250では、間接接合部－既存RC部材間のすべり量の増加に伴い、剛性が低下して最大耐力 Q_{max} （390kN）に達した。その後、間接接合部－既存RC部材間のすべり量の増加が顕著となり、緩やかに耐力が低下した。試験体0-250では、既存RC部材に著しい損傷は生じなかった。

試験体15-250および30-250では、図－８に示すように、最大耐力までの正加力時包絡線に違いはあまり見られないが、試験体0-250では、試験体15-250および30-250と比較して、最大耐力が低下した。

(2) アンカー筋間隔150mmの場合

各試験体とも、間接接合部－既存RC部材界面のひび割れ拡大に伴って剛性が低下した後、最大耐力 Q_{max} に到達した。最大耐力は0-150で363kN、15-150で367kN、30-150で361kNであった。最大耐力近傍では、既存RC部材内の第１アンカー筋付根近傍からの斜めひび割れが発生した。

試験体15-150および30-150では、間接接合部－既存RC部材打継ぎ界面におけるひび割れ幅が拡大し、耐力が低下した。試験体0-150では、最大耐力後、間接接合部－既存RC部材間のすべりが顕著となり、耐力が低下した。



Q_{max} : 最大耐力
 JSC : 間接接合部-接合鋼板界面のひび割れ
 JRC : 間接接合部-既存RC部材界面のひび割れ
 JDC : 間接接合部におけるせん断ひび割れ
 JES : 間接接合部-既存RC部材間の顕著なすべりの発生
 EDC : 既存RC部材内の第1アンカー筋付根近傍からの斜めひび割れ

図-6 Q- δ_{ho} 関係

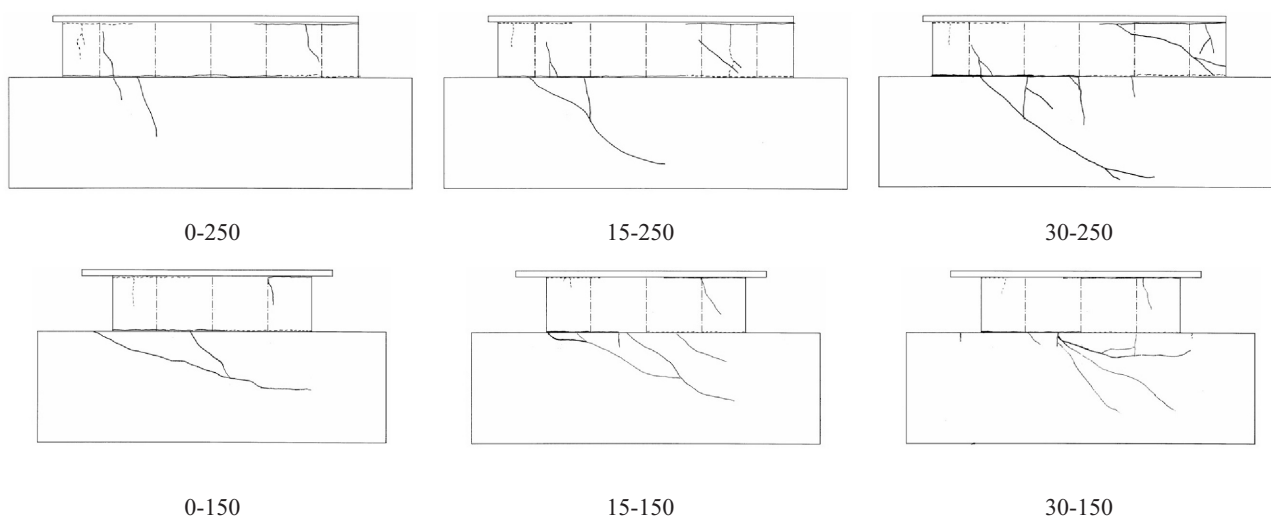


図-7 ひび割れ状況

3.2 最大耐力

各試験体の計算耐力および最大耐力 Q_{max} の一覧を表-5および、図-10、11に示す。表中の Q_{ju} は間接接合部の終局耐力計算値であり、耐震改修設計指針¹⁾に基づいて算出した。

アンカー筋間隔150mmの Q_{max}/Q_{ju} は1.20～1.22、間隔250mmの Q_{max}/Q_{ju} は1.30～1.56であり、アンカー筋間隔が大きい試験体のほうが、 Q_{max}/Q_{ju} が大きい。また、アンカー筋間隔150mmの場合、最大耐力実験値は既存RC部材内のアンカー筋のせん断耐力によって決定していると考えられるため、既存RC部材打継ぎ面の目荒らし程度による差は認められなかった。一方、アンカー筋間隔250mmの場合、目荒らし程度が15%と30%の最大耐力実験値に差異は認められなかったが、目荒らしなしの最大耐力実験値は低下した。

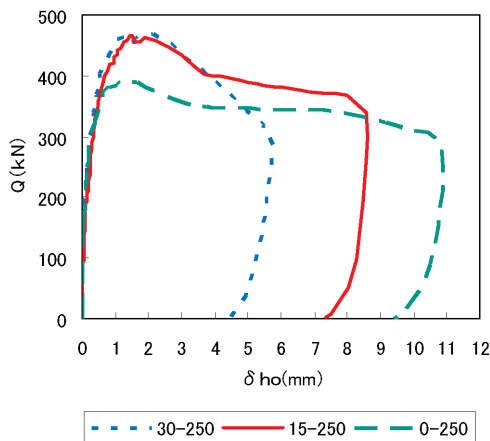


図-8 Q- δ ho関係包絡線 (@250正加力時)

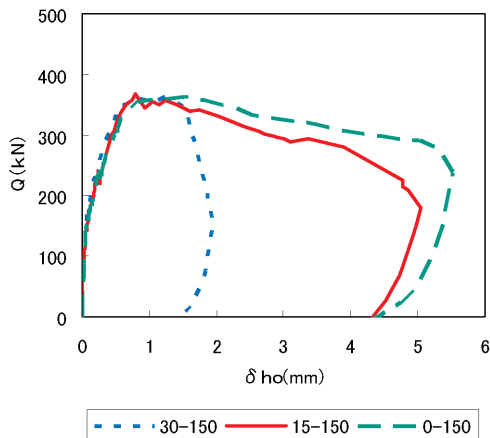


図-9 Q- δ ho関係包絡線 (@150正加力時)

3.3 ずれ変形量

0.5 Q_{ju} 時、0.8 Q_{ju} 時、1.0 Q_{ju} 時、 Q_{max} 時、および接合鋼板と既存RC部のずれ量 (δ_{ho}) が2.5mm時の接合鋼板と間接接合部間のずれ量 (δ_{hp}) と間接接合部と既存RC部材間のずれ量 (δ_{hc}) を図-12に示す。また、 δ_{hc} と δ_{ho} との比を図-13に示す。

(1) アンカー筋間隔250mmの場合

アンカー筋間隔が250mmの試験体の δ_{hp} は Q_{ju} まではいずれの試験体も直線的に増大し、目荒し程度に係わらずほぼ同じ値であった。 Q_{ju} 以降 δ_{hp} は急増し、最大耐

表-5 最大耐力

試験体	計算耐力					最大耐力	
	アンカー筋			スタッド	Q_{ju} (kN)	Q_{max} (kN)	Q_{max}/Q_{ju}
	Q_{a1} (kN)	Q_{a2} (kN)	Q_{au} (kN)				
0-250	301	333	301	412	301	390	1.30
15-250						466	1.55
30-250						469	1.56
0-150						363	1.20
15-150						367	1.22
30-150						361	1.20

1) Q_{au} : 耐震改修設計指針によるアンカー筋のせん断耐力

$$Q_{au} = \min(Q_{a1}, Q_{a2})$$

$$Q_{a1} = 0.7a\sigma_y \cdot \Sigma A_a \quad (a\sigma_y = 375\text{N/mm}^2)$$

$$Q_{a2} = 0.4\sqrt{E_c \times F_c} \cdot \Sigma A_a \quad (E_c = 25.1\text{kN/mm}^2, F_c = 20.9\text{N/mm}^2)$$

ΣA_a : アンカー筋全断面積

2) Q_{su} : 耐震改修設計指針によるスタッドのせん断耐力

$$Q_{su} = 0.64 \cdot \sigma_{su} \cdot \Sigma A_s \quad (\sigma_{su} \leq 400\text{N/mm}^2) \quad \Sigma A_s: \text{スタッド全断面積}$$

3) $Q_{ju} = \min(Q_{au}, Q_{su})$

4) 計算耐力は、実強度を用いて算出した。

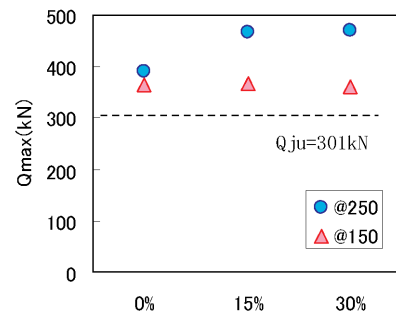


図-10 最大耐力

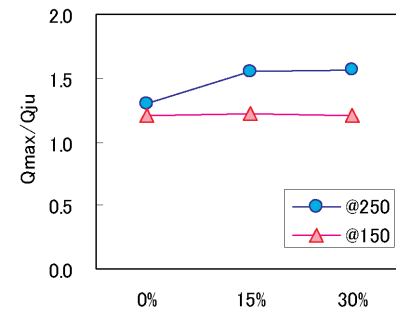


図-11 最大耐力比

力時の δ_{hp} は、目荒し程度が0%では0.4mm、15%では0.8mm、30%では1.0mm程度であった。また、最大耐力以降 δ_{hp} の変化はあまりなかった。

δ_{hc} も Q_{ju} までは漸増しているが、その値は極めて小さく、 Q_{ju} まではおおよそ0.1mm以下であった。 δ_{ho} に対する比率は、目荒し程度が0%と15%の試験体では0.3程度であり、目荒し程度を30%としたものは0.2程度であった。 Q_{ju} 以降 δ_{hc} は急増し、最大耐力時の δ_{hc} は、目荒し程度が0%では0.9mm、15%では0.8mm、30%では1.0mm程度であった。また、最大耐力以降も δ_{hc} は急増した。

(2) アンカー筋間隔150mmの場合

アンカー筋間隔が150mmの試験体の δ_{hp} は、いずれの試験体も最大耐力時でも0.3mm程度であり、最大耐力以降 Q が増大してもあまり変化はなかった。 δ_{hc} は Q_{ju} まで δ_{hp} と同じように増大し、 Q_{ju} 以降急激に δ_{hc} のみが急増した。

δ_{ho} に対する δ_{hc} の比率は目荒し程度が小さいものほど小さな比率で、荷重の増大とともに増大した。

δ_{hp} 、 δ_{hc} ともに最大耐力 Q_{max} 時において外側耐震改修マニュアル⁴⁾に示されているあと施工アンカーのせん断ずれ変形の許容値2mmの半分程度であった。

4. まとめ

本実験で以下のことが分かった。

- 1) アンカー筋間隔が150mmの試験体では、最大耐力がアンカー筋のせん断耐力によって決定していると考えられるため目荒し程度による最大耐力の差は認められなかった。アンカー筋間隔が250mmの試験体では、目荒し程度が15%と30%では最大耐力の実験値に差異はなかったが、目荒しを行わない試験体では、間接接合と既存RC部材間のすべり量が増大して、最大耐力がやや小さかった。
- 2) 最大耐力実験値と耐震改修指針による計算耐力との比はアンカー筋間隔が150mmでは1.20～1.22である。アンカー筋間隔250mmでは1.30～1.56であり、アンカー筋間隔150mmの場合より大きい。
- 3) 今回行った実験範囲では、無収縮高流動コンクリートを用いた間接接合部では、目荒し程度に係わらず、接合鋼板と間接接合部間のずれ量と間接接合部と既存RC部材間のずれ量はともに最大耐力時において外側耐震改修マニュアル⁴⁾に示されているあと施工アンカーのせん断ずれ変形の許容値2mmの半分程度以下である。

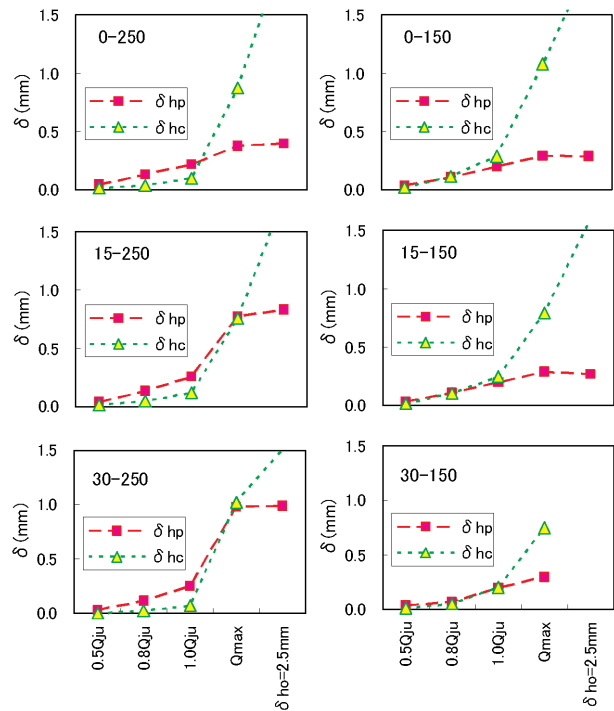


図-12 各荷重時におけるずれ変形量

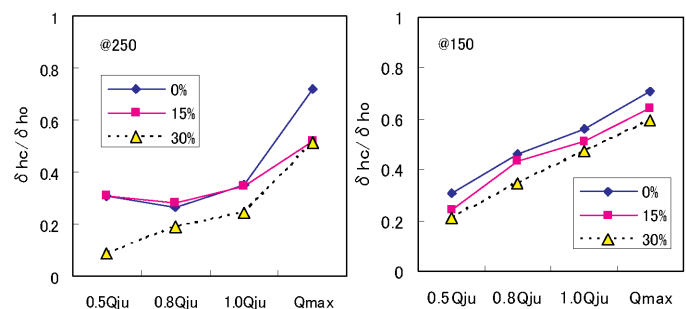


図-13 ずれ変形量の比

[謝辞]

本実験を行うにあたり、(財)日本建築総合試験所の益尾潔工博の多大な指導・助言を頂いた。ここに謝辞を記す。

[参考文献]

- 1) 石原誠一郎他、無収縮高流動コンクリート「FILLCRETE」の開発、浅沼組技術研究所報No.12、pp.41～56、2000
- 2) 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、3.4 鉄骨系架構による補強、日本建築防災協会、pp.179-219、2001
- 3) 建築改修工事監理指針 平成16年版 下巻、8章 耐震改修工事、19節 現場打ち鉄筋コンクリート壁の増設工事、建築保全センター、pp.426-444、2005.9
- 4) 既存鉄筋コンクリート造建築物の「外側耐震改修マニュアル」、第4章 接合部の設計、日本建築防災協会、pp.59-83、2005.5