

# 論文 接着系あと施工アンカーのせん断耐力に及ぼすへりあき効果の影響に関する実験的研究

安藤 祐太郎\*1・中野 克彦\*2・松崎 育弘\*3・杉山 智昭\*4

**要旨:** 現在, 接着系あと施工アンカーの日本におけるせん断耐力評価式では, 想定破壊モードごとに耐力算定を行い, その最小値を設計耐力としている。しかし, これらの設計式には, せん断ズレ変形, へりあきおよび群効果の影響に関しては考慮していない。そこで, 本研究では, へりあきの小さい接着系あと施工アンカーのせん断実験より, せん断耐力を求め, その評価方法を検討することを目的としている。その結果として, せん断ズレ変形を考慮したせん断耐力評価方法およびへりあき効果の必要性を示した。

**キーワード:** 接着系あと施工アンカー, 埋込み長さ, へりあき寸法, コンクリート剥離破壊, せん断剛性

## 1. はじめに

接着系あと施工アンカー (以下, アンカー) は, 耐震改修はもちろん二次部材や設備機器, 懸垂物の取り付けなど, さまざまな分野で幅広く用いられている。現在, アンカー1本当たりについて, 基本となるせん断耐力の評価式が示されている<sup>1), 2)</sup>。しかし, 実際にアンカーを用いる際には, へりあき寸法が小さい場合や, アンカーが近接している場合が多く存在する。現状では, アンカーの日本におけるせん断耐力評価は, 想定破壊モード(アンカー筋のせん断破壊, コンクリートの支圧破壊)ごとに耐力計算を行い, その最小値を設計耐力としている。これらの設計式では, へりあき, および群効果の影響については考慮されていないのが現状である。

そこで, 本研究では, へりあきの小さいアンカーのせん断実験より, せん断耐力を求め, その評価方法を検討することを目的とする。

## 2. せん断耐力評価式の検討

せん断耐力評価式は, 「各種アンカーボルト設計指針」<sup>1)</sup>, 「耐震改修設計指針」<sup>2)</sup>等に示されているが, スタッドコネクタの終局せん断耐力を評価したJ.W.Fisherらの実験式<sup>3)</sup>である (1) 式を基にしている。

$$Q_u = 0.5 \sqrt{f_c' E_c} \cdot A_s \quad (1)$$

ここで,  $A_s$ : スタッドコネクタの軸部断面積 (in.<sup>2</sup>),  $f_c'$ : コンクリートの圧縮強度 (ksi),  $E_c$ : コンクリートの弾性係数 (ksi) である。

アンカーに期待される各種の耐力は, 引張耐力が十分に確保されているという条件のもとで成り立っている。このため, アンカーの性能は, アンカーに生じる各種耐

力および複合耐力, エッジ (はしあき, へりあき) 距離, 群 (ピッチ, ゲージ), 繰返し加力, ひび割れ等の影響を考慮して引張耐力を確保することが重要である。

また, せん断耐力における抵抗要素としては, アンカー筋のダボ抵抗力および接合面の固着抵抗力がある。ダボ抵抗力は接合面のズレ変形量の増大に伴い大きくなるが, 固着抵抗力は微小なズレ変形量で発揮された後は抵抗力がなくなるため, 単純な強度累加はできない。したがって, せん断耐力を評価する場合には, 設計で考える許容ズレ変形量を考慮する必要があるが, 固着抵抗力は初期の段階で抵抗力がなくなることから, 設計ではダボ抵抗力のみを考慮するのが妥当である。アンカー筋を耐震改修等に用いる場合, 既存コンクリート躯体と, 新たに設ける補強用の増設部材との接合面で, 両者間の力はアンカー筋により伝達されることになる。図-1は接合部におけるアンカー筋のせん断力伝達機構をモデル化したものである。接合面をはさんだ両側のアンカー筋は, せん断力 ( $q$ ) によりコンクリート内で変形を生じてコン

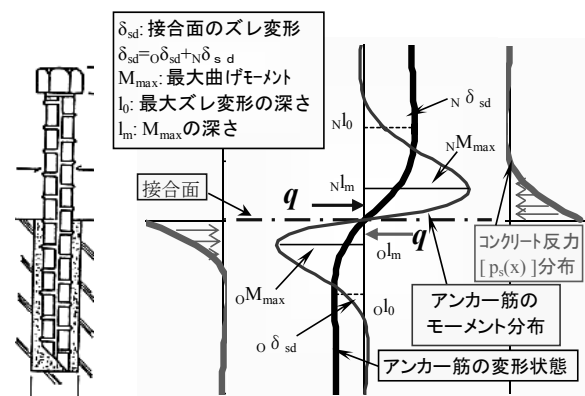


図-1 アンカー筋のせん断力伝達機構

\*1 新潟工科大学 大学院工学研究科 (正会員)  
 \*2 新潟工科大学 工学部建築学科教授 博 (工) (正会員)  
 \*3 東京理科大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)  
 \*4 大成建設 (株) 建設技術センター 博 (工) (正会員)

クリート反力を受ける。既存・新設コンクリートの水平反力係数 ( $k_c$ ) を、既往の PCa 接合部の実験結果<sup>4)</sup>より、(2)式で示すような非線形性を表現し、弾性支承梁の方程式により理論解を求めると、既存・新設コンクリート内アンカー筋の最大モーメント ( ${}_i M_{max}$ )、既存・新設部分の接合面でのアンカー筋の変位 ( ${}_i \delta_{sd}$ ) は(2)~(5)式で与えられる。

$${}_i k_c = 55 \left( \frac{{}_i E_c \cdot {}_i \sigma_B}{E_s \cdot {}_i \delta_{sd}} \right)^4 \quad (2)$$

$${}_i M_{max} = \frac{q}{{}_i \beta} e^{-\frac{\pi}{4}} \cdot \sin \frac{\pi}{4} \quad (3)$$

$${}_i \delta_{sd} = \frac{q}{2E_s \cdot I_s \cdot \beta^3} \quad (4)$$

$${}_i \beta = \sqrt[4]{\frac{{}_i k_c \cdot d_s}{4E_s \cdot I_s}} \quad (5)$$

ここで、 $E_s$ :アンカー筋のヤング係数、 $I_s$ :アンカー筋の断面2次モーメント、 $d_s$ :アンカー筋径、 ${}_i \sigma_B$ :コンクリートの圧縮強度、 $E_c$ :コンクリートのヤング係数である。なお、各変数の添字の  $i$  は既存:O, 新設:N とする。

図-2 は、(2)~(5)式より求めたアンカー筋のダボ抵抗 ( $q$ ) とズレ変形量 ( $\delta_{sd}$ ) の関係である。コンクリートの圧縮強度を3水準 ( $\sigma_B = 18, 24, 30 \text{ N/mm}^2$ )、アンカー筋6種類 (D13, D16, D19:  $\sigma_y = 295, 345 \text{ N/mm}^2$ ) で検討した。アンカー筋のダボ抵抗は、図-1で示した  ${}_i M_{max}$  が生じるアンカー筋の断面が全塑性モーメント ( $M_p$ ) に達した時のアンカー筋に生じるせん断力 (以下、局部降伏点) として求めた。アンカー筋の全塑性モーメントは、アンカー筋に生じる引張力を考慮して、(6)式で与えられるものとする。

$$M_p = \frac{d_s^3 \cdot \sigma_y (1 - \alpha^2)}{6} \quad (6)$$

ここで、 $d_s$ :アンカー筋径、 $\sigma_y$ :アンカー筋降伏強度、 $\alpha \cdot \sigma_y$ :アンカー筋に生じている引張応力度 ( $0 \leq \alpha \leq 1$ ) である。

図-2 より、 $d_s$ 、 $\sigma_y$ 、 $\sigma_B$  ( $E_c$ ) が大きくなるほど局部降伏点の強度が大きくなり、 $d_s$ 、 $\sigma_B$  ( $E_c$ ) が大きくなるほど剛性が大きくなっている。また、接合面片側でのズレ変形量が 0.5mm 程度で局部降伏点に達していることから、接合面でのズレ変形量は 1mm 程度であると考えられる。一方、PCa 構造部材では、接合面のズレ変形量が 2mm 以内であれば一体打ちと同等な性能が得られるとの報告<sup>5)</sup>がある。以上の事より、アンカーを構造的な接合筋として用いる場合の接合面の許容ズレ変形量は 2mm 程度とし、せん断耐力は局部降伏点以下で設計する必要があると考えられる。

図-3 は、既往のアンカーせん断実験<sup>6)</sup>における局部降伏点の実験値と計算値との比較を示したものである。アンカー筋の固定度が明確ではないが、 $\sigma_B$ 、 $d_s$ 、 $\sigma_y$  に関

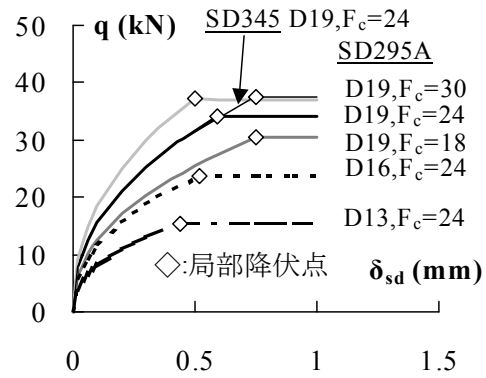


図-2 アンカー筋のズレ変形状

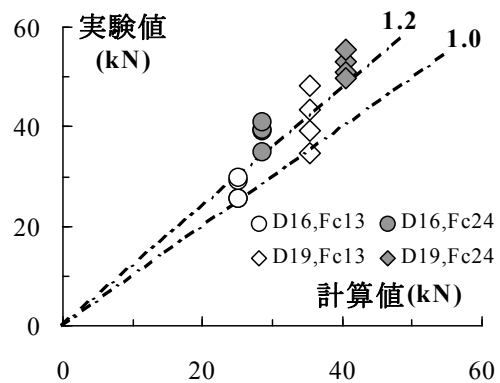


図-3 局部降伏点の実験値と計算値の比較

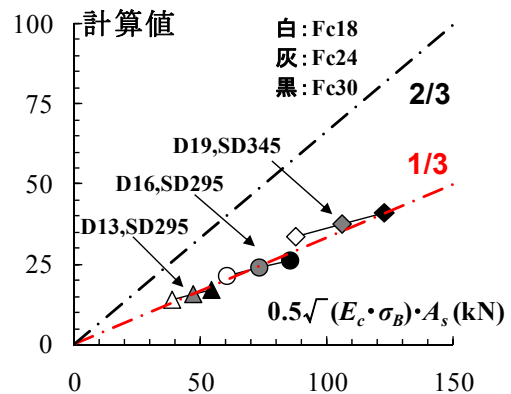


図-4 既往のせん断耐力式との比較

係なく、実験値は計算値の 1.2 倍程度となっている。

図-4 に(1)式による終局せん断耐力計算値と(2)~(6)式による局部降伏点計算値との比較を示す。局部降伏点の終局耐力に対する比率は約 1/3 となっている。

### 3. ヘリあきを有するアンカーボルトのせん断特性

#### 3.1 実験概要

「各種アンカーボルト設計指針」<sup>1)</sup>では、「頭付きアンカーボルトの設計」項の解説において、ヘリあきに対して直角方向に対してのせん断耐力評価式として(7)式が示されている。

表-1 試験体要因・結果一覧

No.	試験体一覧					計算値 $Q_u^{*3}$ (kN)	実験値			破壊*4 モード
	付着 タイプ	$l_e$ (mm)	へりあき 面	$c_1$ (mm)	$c_2$ (mm)		最大耐力時		2mm時	
							$Q_{max}$ (kN)	$\delta_{sd}$ (mm)	$Q_{2mm}$ (kN)	
1	異形 鉄筋	133 ( $7d_a$ )	中央	300	-	110	103	22.4	35.5	C→S
2		266 ( $14d_a$ )		300	-	110	130	29.6	36.0	S
3	接着系 アンカー	133 ( $7d_a$ )	中央	300	-	110	105	20.6	52.5	C→S
4		266 ( $14d_a$ )		300	-	110	129	29.4	35.0	S
5	異形 鉄筋	133 ( $7d_a$ )	1面	75	-	110	54.1	6.18	25.4	CS
6		266 ( $14d_a$ )		75	-	110	60.0	28.9	34.9	CS
7	接着系 アンカー	133 ( $7d_a$ )	1面	75	-	110	61.1	5.67	44.3	CS
8		266 ( $14d_a$ )		75	-	110	60.8	4.19	42.1	CS
9	接着系 アンカー	133 ( $7d_a$ )	1面	35	-	116	33.3	2.46	32.8	CS
10		266 ( $14d_a$ )		35	-	110	35.4	3.49	32.8	CS
11	異形 鉄筋	133 ( $7d_a$ )	2面 (両面)	75	75	117	51.8	5.12	34.4	CS
12		266 ( $14d_a$ )		75	75	117	60.8	7.98	30.2	CS
13		399 ( $21d_a$ )		75	75	117	5.9	6.25	28.7	CS
14	接着系 アンカー	133 ( $7d_a$ )	2面 (両面)	75	75	117	51.5	4.46	41.2	CS
15		266 ( $14d_a$ )		75	75	117	60.8	8.55	37.2	CS
16		399 ( $21d_a$ )		75	75	117	62.4	4.90	39.9	CS

\*1 アンカー筋：D19 (SD345,  $\sigma_y = 408\text{N/mm}^2$ ), 穿孔径：24mm

\*2 コンクリート (No.1~8, 10:  $\sigma_B = 30.5\text{N/mm}^2, E_c = 2.16 \times 10^4\text{N/mm}^2$ , No.9:  $\sigma_B = 30.2\text{N/mm}^2, E_c = 2.30 \times 10^4\text{N/mm}^2$ , No.11~16:  $\sigma_B = 31.6\text{N/mm}^2, E_c = 2.22 \times 10^4\text{N/mm}^2$ )

\*3 各種合成構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>によるせん断耐力計算値

\*4 S: 鋼材破断, C: コンクリート支圧破壊, CS: コンクリート剥離破壊

$$Q_u = 0.31\sqrt{F_c} \cdot A_c \quad (7)$$

ここで,  $A_c$ :へりあき面の有効投影面積 ( $A_c = 1/2 \cdot \pi \cdot c^2$ ),  $c$ :へりあき寸法,  $F_c$ :コンクリートの圧縮強度とする。

(7)式は, 実験<sup>7)</sup>による破壊形式から, へりあき側面のコーン破壊を想定した耐力評価式であり, へりあきに対して直角方向に対してのせん断耐力を算出するにあたっての1つの方法となっている。ただし, へりあきに平行なせん断力に対する評価方法は示されていない。

本実験は, へりあきの小さなアンカーに面内方向 (へりあきに平行) のせん断力を作用させる実験を行い, 先付けアンカーの実験結果と比較することにより, へりあき, アンカー筋の埋込み長さが, せん断耐力および変形性状に及ぼす影響を明確にすることを目的としている。

表-1 に試験体要因および結果一覧, 図-5 に試験体概要図を示す。共通要因は, コンクリート設計基準強度 ( $F_c = 27\text{N/mm}^2$ ) およびアンカー筋の径・材質 (D19, SD345) である。変動要因は, ①付着タイプ 2種類 (先付け, 接着系アンカー), ②有効埋込み長さ 3水準 ( $l_e = 133\text{mm}, 266\text{mm}, 399\text{mm}$ ), ③へりあき面 3種類 (へりあき効果無し, 1面へりあき, 2面 (両面) へりあき), ④へりあき寸法 2水準 (75mm, 35mm) の4種類とし, 総数 16体の試験体を計画した。

図-6 に加力・変形測定装置図, 図-7 にひずみゲージ測定位置図を示す。加力は図-6 a)に示すように, 試

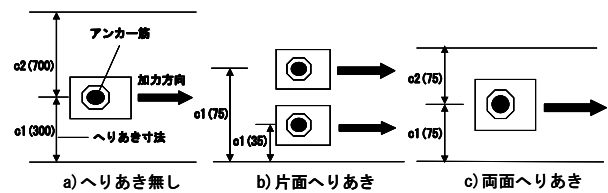
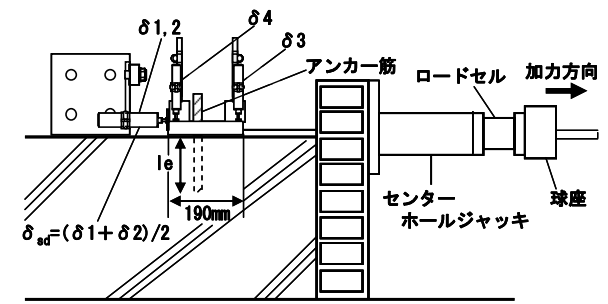
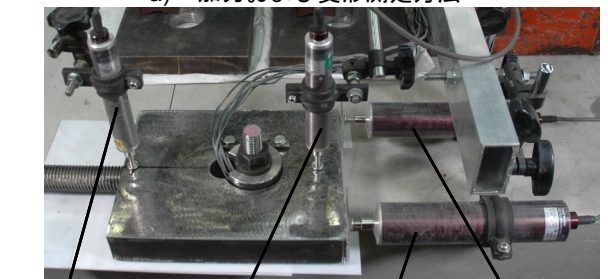


図-5 試験体概要



a) 加力および変形測定方法



b) 取付け鋼板および変位計設置状況

図-6 加力・変形測定装置

験体上面に取付け鋼板を設置し、センターホールジャッキ、ロードセルおよび球座を設置し、取付け鋼板と接続したPC鋼棒に引張力を与えることにより加力した。取付け鋼板は図-6 b)に示すように、文献8に示されている試験方法を参考に、アンカー周りに厚さがアンカー径と同寸法の高硬度ブッシュを設け、コンクリートとの間には、テフロンシートを敷くことで鋼板とコンクリート間の付着を除去した。荷重はロードセルにより、変位は変位計によりせん断ズレ変形量と浮き上がり量について測定した。アンカー筋のひずみは、図-7に示す位置に貼付したひずみゲージにより測定した。荷重初期で滑りが出たものについては、滑り量を差し引く処理を行った。

### 3.2 実験結果

#### (1) 破壊性状

図-8に破壊状況写真を示す。へりあきの影響を受けない試験体は、全て鋼材破断となった。一方、1面へりあきの試験体は、片面のコンクリートが剥がれるように破壊する剥離破壊となり、2面へりあきでも同じように両面のへりあきが壊れてしまう剥離破壊となった。

#### (2) 変形状

図-9に、各要因別のせん断力 ( $Q$ ) とせん断ズレ変形量 ( $\delta_{sd}$ ) の関係を示す。なお、図中には(1)式で算出したせん断耐力に1/3を乗じた計算値 ( $1/3 \cdot c \cdot Q_{su}$ ) を示した。各図より、 $1/3 \cdot c \cdot Q_{su}$ 時は局部降伏点付近であり、せん断ズレ変形は1~2mm程度となっている。

図-9 a) は、へりあきの影響の有無による比較である。 $\delta_{sd} = 0 \sim 1\text{mm}$ 程度までの初期の剛性には、へりあきの有無による違いは見られない。

へりあきの影響を受けない試験体の最大耐力は、付着タイプの違いに関係なく、 $l_e = 7d_a$ で約105kN、 $l_e = 14d_a$ で約130kNであり、いずれもアンカー筋が破断した。しかし、 $l_e = 7d_a$ の試験体の最大耐力時の破壊モードはコンクリートの支圧破壊(せん断ズレ変形は約20mm)であり、その後、アンカー筋の付着喪失により抜け出しが生じ、せん断ズレ変形が約60mm時に鋼材が破断しているのに対し、 $l_e = 14d_a$ の試験体は最大耐力時まで付着が健全であり、せん断ズレ変形が約30mm時に鋼材が破断している。アンカー筋の破断強度は、引張りで168kN、せん断で97kNなので、 $l_e = 7d_a$ の最大耐力は鉄筋のせん断強度により決定し、 $l_e = 14d_a$ の最大耐力は鉄筋の純引張りとしせん断の組合せによる強度により決定していると考えられる。

へりあきの影響を受ける試験体では、 $\delta_{sd}$ が大きくなるにつれて、試験体側面にひび割れが生じ、剛性が低下した。最終的には、コンクリートが面外に剥離することにより耐力が低下した。なお、へりあき寸法の小さい  $c = 35\text{mm}$  の試験体では早期にひび割れが生じ、耐力低下を生じる傾向がみられた。

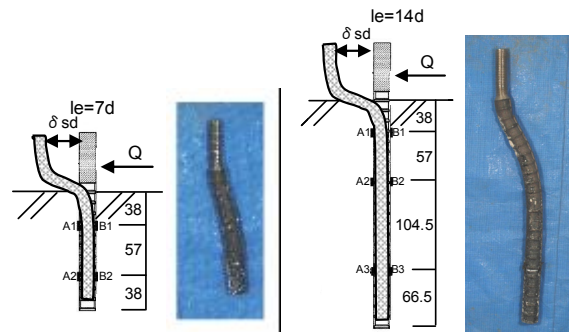


図-7 ひずみゲージ測定位置

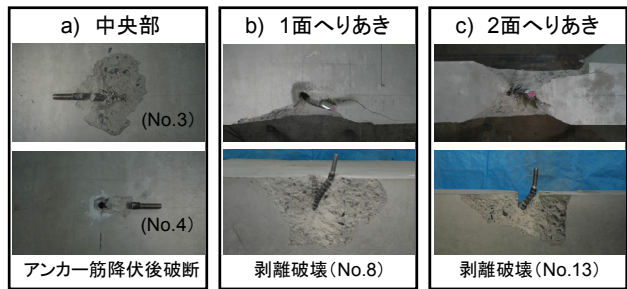
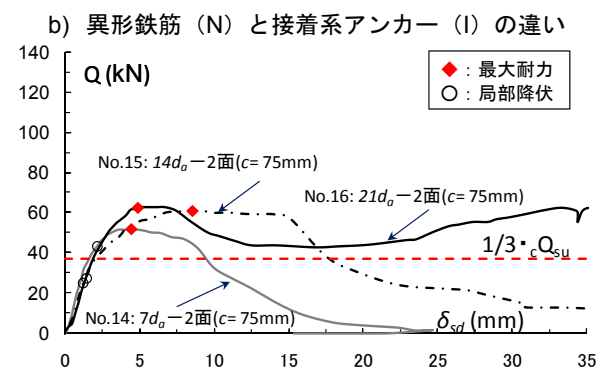
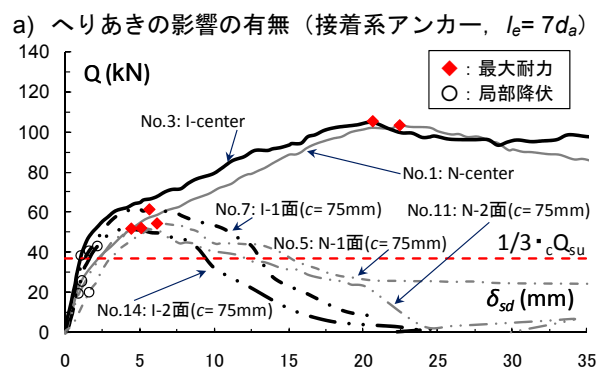
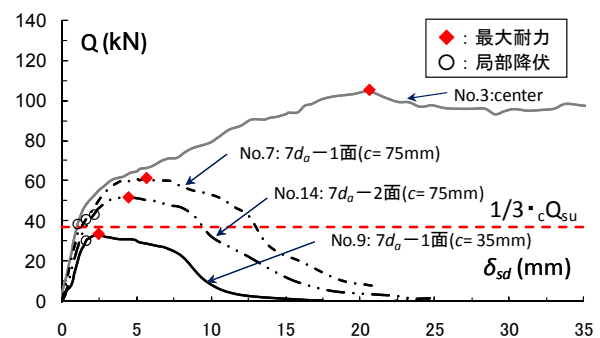


図-8 最終破壊状況



c) 有効埋込み長さの違い(接着系アンカー、2面へりあき)  
図-9 Q(せん断力) -  $\delta_{sd}$ (せん断ズレ変形) 関係

図-9 b) は、先付けの異形鉄筋 (N type) と、あと施工の接着系アンカー (I type) の定着方法の違いによる比較である。へりあき面および寸法、埋込み長さ等の要因が  $Q-\delta_{sd}$  関係に及ぼす影響は同様であり、定着方法の違いによる顕著な差異は確認されなかった。

図-9 c) は、接着系アンカー、2面へりあきの有効埋込み長さ ( $l_e$ ) の違いによる比較である。初期の剛性には、有効埋込み長さによる違いは見られない。また、へりあきの影響を受ける試験体では、有効埋込み長さが最大耐力に及ぼす影響も見られない。しかし、 $\delta_{sd}$  が大きくなると、 $l_e$  が短い試験体は、アンカー筋が加力の面外方向に抜け出し、耐力低下を生じた。結果として、へりあきの影響を受ける試験体は、 $l_e$  を長くすることで、最大耐力以降の耐力を維持し、アンカー筋が抜け出すことにより脱落することを防止する効果があることが確認された。

### (3) アンカー筋のひずみ性状

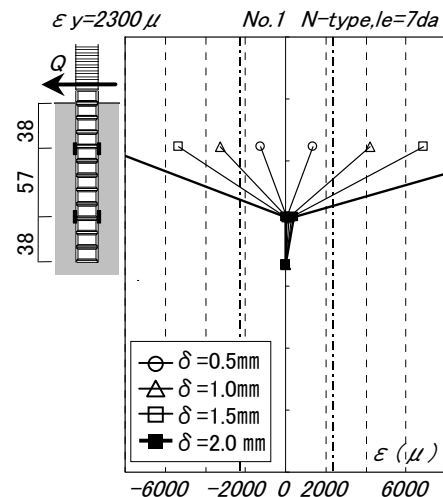
図-10 a) に No.1 試験体 (異形鉄筋,  $l_e=7d_a$ ), b) に No.2 試験体 (異形鉄筋,  $l_e=14d_a$ ) の、水平ズレ変形が 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 mm 時における軸方向のひずみ分布を示す。軸方向のひずみ分布は、既往の研究<sup>4)</sup>で示すように、埋込み長さに関係なく、コンクリート上面からおよそ  $2d_a$  (38mm) の位置での引張・圧縮ひずみの値が大きくなっている。一方、 $5d_a$  (95mm) の位置では、引張ひずみのみが生じている。これらのことより、アンカー筋は、主に  $2d_a$  の位置にて局部曲げが生じることによって、せん断力に抵抗している。また、 $2d_a$  以深において付着力によりコンクリートに定着されている。これらの傾向は、付着タイプおよびへりあきの影響に関係なく同様である。

へりあきの影響を受ける試験体は、最終破壊状況がコンクリートの剥離破壊を示したが、 $\delta_{sd}=1\text{mm}$  のときの  $2d_a$  の位置のひずみは、材料試験における降伏ひずみを超えていることが確認された。したがって、破壊状況としては、全ての試験体においてコンクリートの支圧によるアンカー筋の局部降伏が先行したと考えられる。

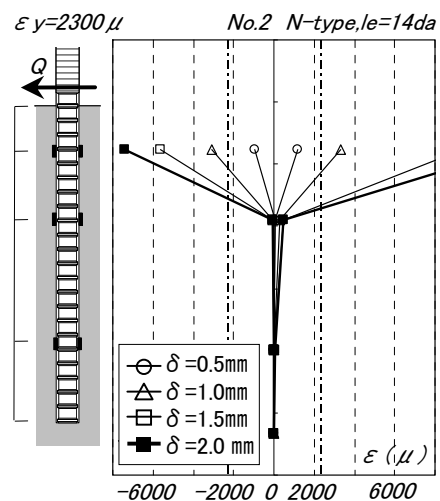
### 3.3 せん断耐力の評価

図-11 に、最大せん断耐力実験値 ( $eQ_{max}$ ) と計算値 ( $eQ_{su}$ ) の関係を示す。なお、計算値は(1)式により算出した。さらに、図中に、へりあきの影響の無い既往の研究<sup>6)</sup>による実験値を併せて示した。

図-11 より、へりあきの影響を受けない試験体は、実験値と計算値の比較値が 1.0 近くに分布しており、既往の評価式で評価可能である。一方、へりあきを有する試験体は、実験値が計算値を下回る結果となった。これは、へりあきを有することで、コンクリートの剥離破壊を誘発し、早期に耐力が低下しているためである。したがって、へりあきを有するアンカーボルトのへりあきに平行



a) No.1 試験体 ( $l_e=7d_a$ , 異形鉄筋)



b) No.2 試験体 ( $l_e=14d_a$ , 異形鉄筋)

図-10 アンカー筋のひずみ分布

な最大せん断耐力、へりあき寸法を考慮した評価が必要である。fib<sup>9)</sup>および ACI<sup>10)</sup>では、コンクリートの剥離破壊の評価方法として、へりあきに垂直な方向の側面のコーン破壊耐力の2倍をせん断耐力とする評価方法が示されている。この評価方法を参考として、せん断耐力を(7)式の2倍として算出すると、 $c=75\text{mm}$  の試験体で約 30kN,  $c=35\text{mm}$  の試験体で約 10kN となり、実験値に対して 1/3 ~ 1/2 程度となる。

図-12 に  $\delta_{sd}=2\text{mm}$  時におけるせん断耐力実験値 ( $eQ_{2mm}$ ) - 計算値 ( $eQ_{su}$ ) 関係を示す。図-12 より、 $\delta_{sd}=2\text{mm}$  時までのせん断剛性は、有効埋込み長さ、へりあき寸法に関係なく、ほぼ同様な値となっている。そこで、 $\delta_{sd}=2\text{mm}$  時におけるせん断耐力評価を試みる。実験値は前述した  $1/3 \cdot eQ_{su}$  に対して 1.0~1.4 程度となり、へりあきに関係なく評価できることがわかる。

しかし、最大耐力の局部降伏点に対する余裕率には、へりあき寸法の違いにより、大きく異なっているため、



へりあきの小さいせん断耐力の評価は fib 等の算出方法を参考に低減する必要があると考えられる。

#### 4. まとめ

- (1) 接着系あと施工アンカーを構造的な接合に用いる場合には、接合面のズレ変形量を考慮したせん断耐力評価式を用いる必要があることを示し、既往のせん断耐力評価式の適用性を示した。
- (2) へりあきが小さい場合に、へりあきに平行な方向のせん断力に対して、コンクリートの側面剥離破壊により脆性的な破壊を示すことを明らかにした。
- (3) 本実験範囲内のへりあき寸法であれば、アンカー筋の局部降伏が確認され、局部降伏までのせん断性状はへりあきの有無に関係なく同様な挙動を示すことが確認された。しかし、局部降伏点の最大耐力に対する余裕率は異なるため、最大耐力を評価するにあたっては、へりあきによる耐力の低減を考慮する必要がある。
- (4) 既往のせん断耐力の評価では、アンカー筋の有効埋込み長さは要因となっていないが、アンカー筋の鋼材破断を先行させるためには引張耐力が十分に確保されるだけの付着長さが必要である。とくに、へりあきの小さい場合にはアンカー筋の脱落を防止するためにも注意する必要がある。

#### 参考文献

- 1) (社) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，1985
- 2) (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 改訂版
- 3) J. G. Ollgaard, R. G. Slutter and J.W.Fisher：Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete, AISC ENGINEERING JOURNAL, pp.55-64, 1971
- 4) 中野克彦, 松崎育弘：プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法, 日本建築学会構造系論文集, No.550, pp.151-158, 2001
- 5) 松崎育弘, 吉野, 他：プレキャスト部材接合面の性能評価に関する研究 (その1), (その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.643-646, 1995
- 6) 清原俊彦, 松崎育弘, 他：接着系あと施工アンカーの構造特性に関する実験研究, 日本コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20-3, pp.199-204, 1998
- 7) 松崎育弘, 他：機器配管用支持構造物 (埋込金物)

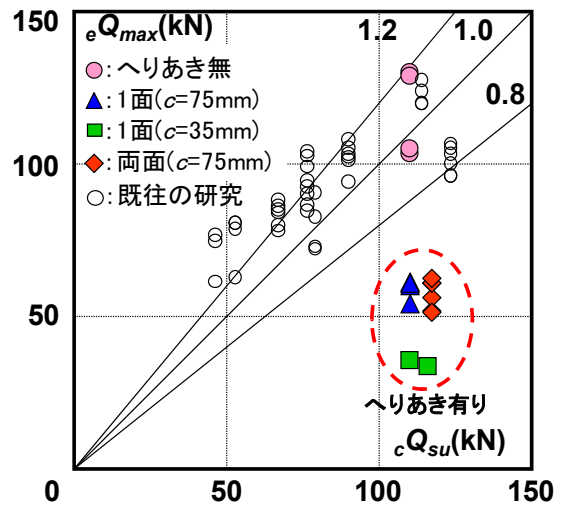


図-11  $eQ_{max} - cQ_{su}$  関係

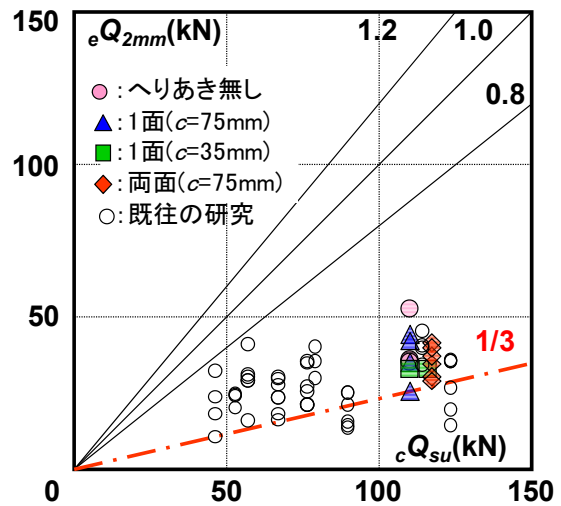


図-12  $eQ_{2mm} - cQ_{su}$  関係

の耐力に関する実験研究 その3 頭付きスタッド (19mm 径) を用いたアンカーのせん断耐力 (交番繰返しせん断力および組合わせ力) に関する実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1980, pp.1813-1814

- 8) 丹羽亮, 細川洋治, 中野克彦, 他：あと施工アンカーの試験方法標準化に関する研究 その2 標準せん断試験方法・確認試験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.551-552, 1999
- 9) fib: CEB233(CEB226), Design of fastenings in concrete, part1-3, 1997
- 10) ACI: ACI-318-05, ACI-318R-05, Building Code Requirements for Structural Concrete and commentary, Appendix D - Anchoring to concrete, 2005