

# [59] くり返し応力下での彫込式アンカーボルトのせん断耐力

正会員 東 洋 一 (東京都立大学工学部)  
 正会員 遠 藤 利根穂 (東京都立大学工学部)  
 正会員 清 水 泰 (東京都立大学工学部)  
 正会員 ○ 都 祭 弘 幸 (東京都立大学大学院)

## 1. まえがき

既存鉄筋コンクリート造建物の耐震補強を計画する際、後打ち耐震壁を増設する方法を採用する事が多い。一般的には、既存のRC造躯体と増設壁板との接合部には彫込式アンカーボルトを使用している。既往の研究では彫込式アンカーボルトを用いた増設耐震壁の実験・解析が多数行なわれており、その補強効果に関する資料の蓄積が進んでいる。しかしながら、これらの研究で用いられている彫込式アンカーボルトのせん断耐力、引抜耐力は、施工上の問題も含めてその耐力を適切に評価する事は難しいと思われる。彫込式アンカーボルトを用いた接合部における実験は、齊藤らの研究<sup>3)</sup>があるが、現在十分であるとは言えない。本論文は、以上の事項を考慮して、RC造既存骨組の梁に彫込式アンカーを打ち込んで後打ち耐震壁等を打設する場合の接合部の性状を、特に実験データの少ない正負交番のくり返し静加力実験を通して検討した結果をまとめたものである。

## 2. 試験体

本実験の試験体は、次に示すAシリーズ・Bシリーズの2シリーズに大別される。

〔Aシリーズ〕 試験体は図1(a), (b)<sup>1)</sup>に示す後打ち耐震壁の梁、壁接合部の一部を取り出したものである。このシリーズでの変動因子は、割裂防止筋量、荷重履歴及び軸方向力で計8体でその一覧表を実験結果と共に表3に、配筋図を図2-1に示す。

〔Bシリーズ〕 試験体は図2-2に示すもので、表1に示す彫込式アンカーの形状別に4種類3体ずつ、荷重履歴を変えた計12体である。Aシリーズは、文献1)の補足実験を発展させたもので、Bシリーズは、彫込式アンカー別の力学的特性を観る目的上、両シリーズ共接合面の目荒しはしていない。同時に行なった彫込式アンカーの引抜試験の試験体は、主筋並びに肋筋を配筋したものと無筋のもの各3体ずつである。これら試験体の製作に用いた諸試料の試験結果を表2に示す。

表1. 彫込式アンカーボルトの形状・寸法

シリーズ	名称	形状	外径 Dd(mm)	Bolt 径 (mm)	埋込深さ h (mm)	ピッチ p (mm)	備考
A	MB 6φ		10.4	5.8	30	78.0	メカニカルアンカーボルト
B	MB10φ		14.0	9.4	40	107.25	同上
	MBD10φ		13.0	9.4	40	97.0	同上 A1=0.334 cm <sup>2</sup> A2=1.410 cm <sup>2</sup>
	CB10φ		10.0	9.4	80	75.0	樹脂充填アンカーボルト
	CBD10φ		10.0	9.4	80	75.0	モルタル充填

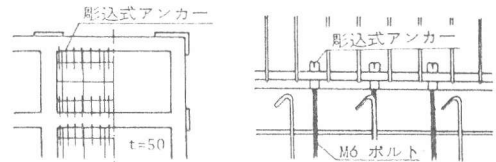


図1(a). 後打ち耐震壁配筋図 図1(b). 接合部詳細

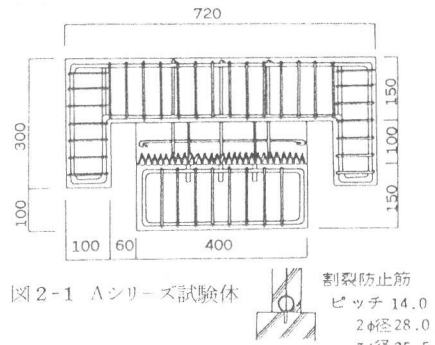


図2-1 Aシリーズ試験体

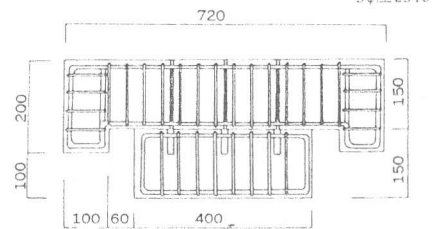


図2-2 Bシリーズ試験体

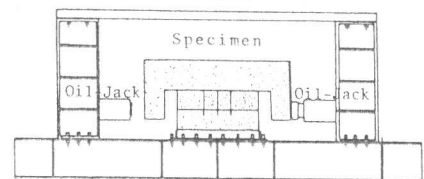


図3. 加力装置

### 3. 実験方法

せん断試験はA・B両シリーズ共に図3に示す加力装置を用いて、それぞれ接合面にせん断力を加えた。

〔Aシリーズ〕 No.1とNo.2は一方方向加力で、No.2は接合面に対して

$\sigma_0 = 5 \text{ ㊦}$  の軸方向力を加えた。No.3～No.5は、 $Q = 1(t)$ 、( $\tau = 5 \text{ ㊦}$ )

で正負各1回加力した後、せん断ずれ量(以下 $\delta$ とする)、 $\delta = 1, 2, 4, 8 \text{ mm}$ で各4回づつのくり返し加力を計画した。No.6～No.8は、 $Q = 1.0, 1.2, 1.6, 2.2(t)$ の定荷重による各4回づつのくり返し加力を計画した。

〔Bシリーズ〕 各彫込式アンカーについて、一方向加力(No.1, 4, 7, 10)、定変位くり返し加力(No.2, 5, 8, 11)、定荷重くり返し加力(No.3, 6, 9, 12)をそれぞれ各1体づつ行なった。定変位くり返し加力は、Aシリーズと同じ荷重履歴を計画したが、定荷重くり返し加力は、 $Q = 3.0, 5.0, 6.0(t)$ で各4回づつ行なうものとした。測定は、A・B両シリーズ共に上下梁中心間の水平及び垂直変位を測定した。

引抜試験は、モルタル試験体に打ち込まれた彫込式アンカーをセンターホール油圧ジャッキで引き抜き、荷重と抜け出し量を測定した。

### 4. 実験結果

〔Aシリーズ〕 荷重-水平変位曲線を図4に実験結果を表3に示す。一方向加力で割れ防止筋のないNo.1とNo.2は、壁板の割れ後、概ね8mm以上の変位でボルトが接合面で破断した。定変位くり返し加力による実験では、最大耐力( $Q_m$ )、及び最大耐力時変位( $\delta_m$ )は共に割れ防止筋の影響が大きく、防止筋のある場合には無い場合と比べて、 $Q_m$ で約1.4倍、 $\delta_m$ で約2～3.2倍増加した。定荷重くり返し加力のものでも $\delta_m$ で1.3～1.5倍に増加した。但し、割れ防止筋のあるものは、壁板の割れは生じないが、 $\delta = 2 \text{ mm}$ 前後で、ボルト破断による急激な耐力低下を示した。防止筋の無いものは $\delta = 6 \sim 10 \text{ mm}$ 前後まで耐力を保持した。

〔Bシリーズ〕 一方向加力及び定変位くり返し加力の荷重-水平変位曲

表3. Aシリーズ実験結果

割れ防止筋	荷重履歴	実験値		$Q_1$	$Q_2$	$Q_3$	$Q_4$
		$Q_m(t)$	$\delta_m(mm)$				
No.1	a	1.97	1.39	0.77	0.94	0.82	1.19
No.2	b	2.34	1.84	0.91	1.12	0.98	1.42
No.3	c	1.77	0.99	0.69	0.85	0.74	1.07
No.4	2 $\phi$	2.45	3.15	0.96	1.17	1.03	1.48
No.5	3 $\phi$	2.39	2.03	0.93	1.14	1.00	1.45
No.6	d	2.20	2.11	0.86	1.05	0.92	1.33
No.7	2 $\phi$	2.20	3.26	0.86	1.05	0.92	1.33
No.8	3 $\phi$	2.20	2.83	0.86	1.05	0.92	1.33

荷重履歴 a: 一方向 b: 一方向軸力付加 ( $\sigma_0 = 5 \text{ ㊦}$ )  
 c: 定変位くり返し d: 定荷重くり返し  
 割れ防止筋 2 $\phi$ : 0.857 $\text{ ㊦}$  3 $\phi$ : 2.143 $\text{ ㊦}$

表2. 諸材料試験結果

鋼材	$a_t(mm)$	$\sigma_y$	$\sigma_{max}$	$E_s(\times 10^6)$
主筋 D10	0.71	3680	5730	2.09
スタラップ 4 $\phi$	0.12	3890	5140	2.05
割れ防止筋 2 $\phi$	0.030	2840	3760	2.05
" 3 $\phi$	0.075	4180	5290	2.07
ボルト M6	0.226	4440	5330	1.41
" M10	0.579	4340	5500	2.78
モルタル	$F_c$	$c\sigma_t$	$E_c(\times 10^5)$	
梁	301.7	28.2	2.58	
加力梁・壁	218.5	20.8	2.19	

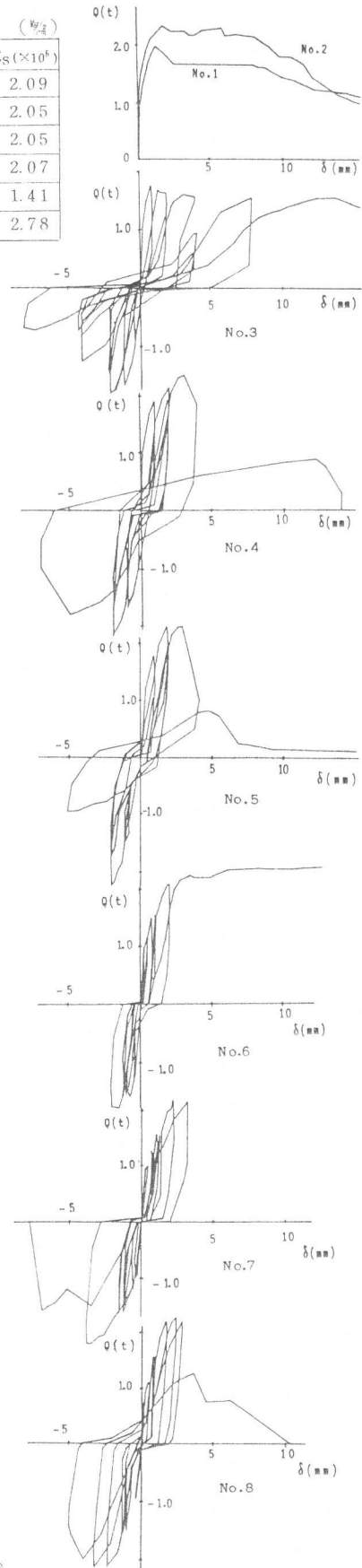


図4. Aシリーズ荷重-水平変位曲線

線を図5に、実験結果を表4に示す。

一方向加力においては、ボルトがせん断面となるNo.1, 7, 10は階段状の荷重履歴を示した。これらは、一度

表 4. Bシリーズ実験結果

	接合部材	荷重履歴	実験値		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>
			Q <sub>m</sub> (t)	δ <sub>m</sub> (mm)				
No. 1	MB10φ	a	5.59	2.79	6.96	5.99	6.13	3.46
No. 2		b	5.43	1.02	0.80	0.93	0.91	1.62
No. 3		c	5.90	0.90	0.85	0.98	0.96	1.71
No. 4	MBD10φ	a	6.66	0.73	1.56 <sup>1)</sup>	2.30 <sup>1)</sup>	0.45 <sup>2)</sup>	1.45 <sup>2)</sup>
No. 5		b	6.67	0.97	1.56 <sup>1)</sup>	2.31 <sup>1)</sup>	0.45 <sup>2)</sup>	1.46 <sup>2)</sup>
No. 6		c	5.65	5.56	1.33 <sup>1)</sup>	1.96 <sup>1)</sup>	0.38 <sup>2)</sup>	1.23 <sup>2)</sup>
No. 7	CB10φ	a	5.40	10.34	0.78	0.90	0.88	1.56
No. 8		b	5.29	0.86	0.76	0.88	0.86	1.53
No. 9		c	5.02	0.28	0.72	0.84	0.82	1.45
No. 10	CBD10φ	a	6.48	0.84	0.93	1.08	1.06	1.87
No. 11		b	5.44	1.02	0.78	0.91	0.89	1.57
No. 12		c	5.03	0.37	0.72	0.84	0.82	1.45

注) 荷重履歴の記号は表3に同じ  
 1) A<sub>1</sub>の断面で算定                      2) A<sub>2</sub>の断面で算定  
 Q<sub>1</sub> = 4.26 t                                  Q<sub>3</sub> = 14.93 t  
 Q<sub>2</sub> = 2.89 t                                  Q<sub>4</sub> = 4.58 t

急激に耐力が低下すると、Q = 4 t、2 t 近傍でスリップする傾向が見られ、3体共全てボルトが接合面で破断した。No. 4はδが10 mmを越えてもほとんど耐力は低下しなかった。定変位くり返し加力では、彫込式アンカーボルトの種類に拘らず、4体共にδ = 1 mm時に最大耐力となった。No. 8とNo. 11の履歴特性はδ = 4 mmのくり返しの段階までよく似ているが、最終段階では一方向加力時のNo. 7、No. 10にも見られるように、No. 8はNo. 11に比べてδを増大させても荷重を維持した。No. 2及びNo. 5は図6に示すようにくり返しによる耐力低下が顕著であったが、後者にはδ = 25 mmにおいても最大耐力の約55%の荷重を保っていた。定荷重くり返し加力の荷重-水平変位曲線は、ここには示していないが、どの形状の彫込式アンカーの試験体も一方向加力のものと同じような傾向が見られた。くり返し加力における破壊形式は、CB10φ、CBD10φのものは全てボルトが破断し、MBD10φのものは彫込式アンカーが既存梁から引き抜けた。MB10φのものは彫込式アンカーが引き抜けながらボルトが破断した。

5. 引抜試験

A、B両シリーズに用いた彫込式アンカーの引抜試験結果を表5に示す。破壊形式は、彫込式アンカーが引き抜けながらコンクリートがコーン状に破壊したものがほとんどであった。主筋、肋筋を配した試験体と無筋の試験体とでは、耐力に大きな差は見られなかった。コンクリートの破壊寸法は、試験体によりまちまちで彫込式アンカーによる差は認められなかった。

6. 耐力の算定

表3、表4中の計算値は、次に示す既往の提案式より求めた。

$$Q_1 = Af \cdot \phi \cdot \sigma_y \cdot \mu \quad (1)^{2)}$$

$$Q_2 = a_d \cdot \sigma_{max} / \sqrt{3} \quad (2)^{4)}$$

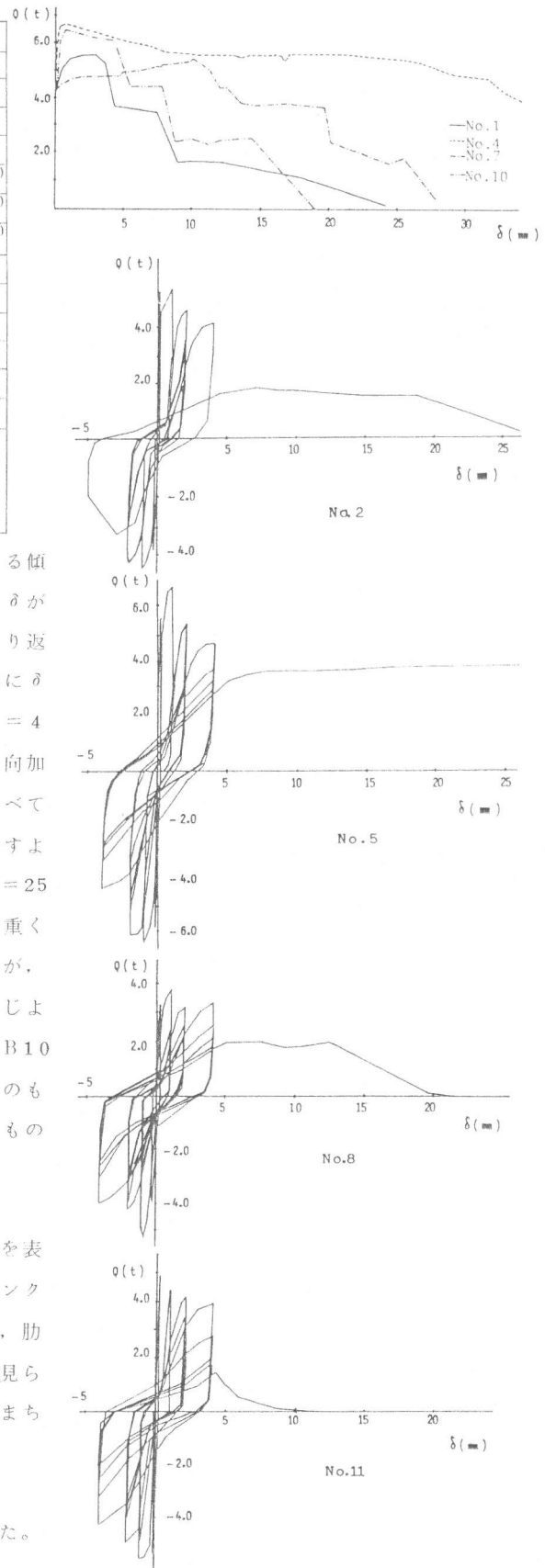


図 5. Bシリーズ荷重-水平変化曲線

$$Q_3 = 0.4 \sqrt{F_c \cdot F_c} \cdot a_d \quad (3)^{(4)}$$

$$Q_4 = f_w \cdot t \quad (4.5 ps + 6.7) \quad (4)^{(3)}$$

$[A_f \cdot a_d$ : 鋼材断面積  $\sigma_y \cdot \sigma_{max}$ : ボルトの降伏強度、引張強度]  
 $[F_c$ : コンクリートの圧縮強度  $E_c$ : コンクリートのヤング率]  
 $[f_w$ :  $t$ : 接合面の幅と厚さ  $ps$ : 接合筋比 ( $\phi$ )

(1)式は、ACI 規準の Shear-Friction 式であり、 $\phi = 0.85$ 、 $\mu = 1.0$ として計算した。(2)、(3)は耐震改修設計指針にある接合部材のせん断耐力式であり、(2)式は鋼材の直接せん断強度の計算式で、(3)式はコンクリートの支圧強度から導びいた式である。尚、同指針では小さい方の値を耐震補強設計に用いるもの

としている。4式は、齊藤らが提案した実験式に接合面の断面積を乗じたせん断耐力式である。表3、表4中の〔実験値/計算値〕に示すように、(1)式の値は、A・Bシリーズ共に計算値が実験値より高い。(2)式の値は、MBD10  $\phi$ を除いてA・Bシリーズ共に実験値にほぼ等しく、計算上の仮定も実験における破壊形式と一致している。(3)式の値は少し高目で、(4)式の値は当実験では低すぎる値となった。

引抜耐力は以下に示す提案式より求めた。

$$P_5 = \begin{cases} \sigma_{max} \cdot a_d \\ 0.45 \cdot \frac{a_n}{D_a} \left( \frac{a_n}{D_a} + 1 \right) \cdot F_c \cdot a_a \end{cases} \text{のいずれか小さい方} \quad (5)^{(4)}$$

$$P_6 = 4 \phi \sqrt{F_c} \cdot \pi m^2 \quad (6)^{(5)}$$

$\sigma_{max} \cdot a_d \cdot F_c$  は前と同じ、 $a_n$ ,  $D_a$ ,  $a_a$ : 既存コンクリート埋込部分のアンカー長さ、外径、及び断面積  
 $m$ : ストレスコーンの半径  $\phi$ : 無筋で0.85、有筋で1.0

(5)式の第1式は鋼材の終局引張強度式で、同第2式及び(6)式はコーン状のコンクリートの破壊を仮定した理論式である。メカニカルアンカーにおいては、(5)式の値は平均比で0.95とほぼ等しく、(6)式の値はかなり安全側であった。CB10  $\phi$ やCBD10  $\phi$ については、(6)式の値の方が(5)式に比べて実験値に近い。

## 7. 結論

- i) 本実験では、割裂防止筋を配筋する事により、接合部のせん断耐力は約1.4倍上昇した。また繰り返しによる耐力の低下は減少したが、最終的には変位の増大によりボルトが破断し急激に耐力が低下した。
- ii) 彫込式アンカーの形状によって、荷重履歴は異なっても、それぞれ同一の傾向をもつ荷重-水平変位曲線となった。中でも接合面がボルトネジ部とならない形状の彫込式アンカーは、他の形状の彫込式アンカーと比較すると耐力・変形性能共に良好であった。しかし、後者の彫込式アンカーボルトのせん断耐力は、破壊形式が理論上の仮定と一致しボルト破断により決定されるので概ね推定できるが、前者の形状の彫込式アンカーボルトについては既往の提案式では算定不可能であった。

(参考文献)

- 1) 東洋一, 遠藤利根穂, 清水泰, 日向俊二, 都祭弘幸, 「鉄筋コンクリート造建物の耐震補強方法に関する実験的研究」(その11), (その12) 日本建築学会, 大会学術講演梗概集 1982. 10
- 2) ACI Standard, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77)"
- 3) 齊藤辰彦, 榎本憲正, 杉田和直, 他 「彫込アンカーによる鉄筋コンクリート梁-壁接合部のせん断実験」 日本建築学会 大会学術講演梗概集 1977. 10
- 4) 日本防災協会 「既存鉄筋コンクリート造建物の耐震改修設計指針」 1979
- 5) F. L. Morcadith, "Guide to the Design of Anchor Bolts and Other Steel Embedments", ACI Concrete International Vol. 3, No. 7, July, 1981

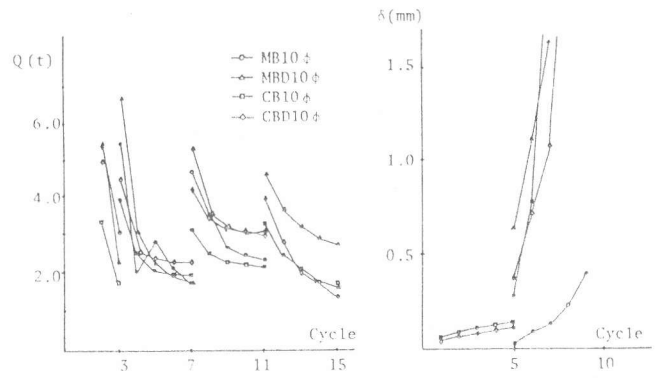


図6. くり返し加力による荷重の低下と変位の増大

表5. 引抜試験結果 (t)

	主筋 筋筋	実験値	計算値	
			P5	P6
MB6 $\phi$	無	1.16	1.20 (0.97)	0.47 (2.47)
	有	1.26	1.20 (1.05)	0.61 (2.07)
MB10 $\phi$	無	2.04	2.30 (0.89)	0.83 (2.46)
	有	1.97	2.30 (0.86)	1.04 (1.81)
MBD10 $\phi$	無	2.07	2.26 (0.92)	0.81 (2.56)
	有	2.28	2.26 (1.01)	1.06 (2.15)
CB10 $\phi$	無	2.68	3.18 (0.84)	2.11 (1.27)
	有	2.67	3.18 (0.84)	2.76 (0.97)
CBD10 $\phi$	無	2.18	3.18 (0.69)	2.11 (1.03)
	有	2.11	3.18 (0.66)	2.76 (0.76)

( )内は実験値/計算値