

# 論文 深礎基礎に埋め込まれたアンカーの定着耐力に関する研究

斉藤修一<sup>\*1</sup>・石垣洋<sup>\*2</sup>・関博<sup>\*3</sup>・松高学<sup>\*4</sup>

**要旨：**鋼管の先端に配したアンカーを円筒形の深礎基礎に埋め込み、躯体径・アンカーの埋込長を実験因子として引抜き試験を行った。模型実験より破壊モードを確認し、実験から得られる終局耐力について検討した。埋込深さの浅い試験体は躯体径が大きくても定着耐力は上昇せず、埋込深さが深い試験体は躯体径が大きくなると定着耐力が上昇する実験結果となった。さらに、既往の定着耐力式との比較を行った。

**キーワード：**深礎基礎，アンカー，定着耐力，模型実験

## 1. はじめに

山岳地の送電用鉄塔は、主に図-1 に示すような深礎基礎が多く適用される。深礎基礎への鉄塔脚材の定着は、支圧板と呼ぶリング状プレートを節状に取り付ける方法を適用している。一方、脚材を杭基礎等のフーチングに定着する場合は、脚材の先端に十字型に配したアンカーを取り付ける方法を適用している。しかしながら、十分な現場調査が困難な場合、基礎型を施工時に変更できることが望まれている。このような場合、脚材定着の方法が統一されている方が望ましい。

筆者らは<sup>1)2)</sup>、深礎基礎に支圧板方式による定着の模型実験を行い、破壊モードが割裂破壊であることを示している。

上記の観点から脚材定着法の統一化を考え、深礎基礎へのアンカーによる定着手法の適用性について検討を行った。本研究では、深礎基礎の躯体径および脚材の定着長を因子として模型実験を行い、定着耐力に与える影響について検討を行った。

## 2. 実験概要

### 2.1 使用材料と配合

試験体は骨材の寸法を考慮して、モルタルを用いて作成した。モルタルの目標強度を  $20\text{N/mm}^2$

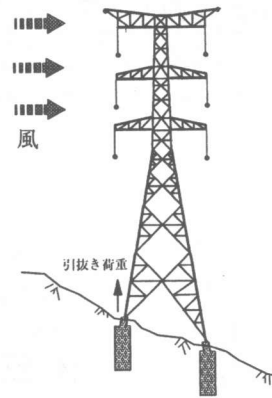


図-1 構造物と基礎形状

とし、一度に打設したモルタルの強度が各試験体で変化しないように早強ポルトランドセメントを用いた。アンカー部の鋼材は材質 WELTEN590、異形鉄筋は SD345 を使用した。定着を補強するために SS 材のらせん鉄筋を軸力筋周りに配筋した (図-3 参照)。モルタルの配合を表-1 に示す。

表-1 モルタルの配合

試験体 記号 STPI	水セメ ント比 (%)	S/C	目標 フロー (cm)	単位置 (kg/m <sup>3</sup> )		
				水 W	セメント C	細骨材 S
1~7	75	4.8	20	270	360	1720
3',4',8~12	75	4.6	20	270	360	1656

<sup>\*1</sup> 東電設計 (株) 送変電土木部 (正会員)

<sup>\*2</sup> 早稲田大学 理工学研究科 建設工学専攻

<sup>\*3</sup> 早稲田大学教授 理工学部土木工学科 工博 (正会員)

<sup>\*4</sup> 東電設計 (株) 技術開発本部コンクリート・材料チーム次長 工博 (正会員)

表-2 試験体一覧

試験体 記号	基礎体		脚材(mm)								らせん鉄筋 (mm)
	躯体径 D(mm)	躯体長 L(mm)	鋼管			取付板			アンカー		
			埋込深さ Le	径 $\phi$	角度 $\theta(^{\circ})$	長さ le	厚さ tp	高さ h	長さ L1	厚さ ta	
1	200	200	50	36	0	36	9	70	51	4.5	無し
2	200	250	100	36	0	36	9	70	51	4.5	無し
3	200	350	200	36	0	36	9	70	51	4.5	無し
4	200	450	300	36	0	36	9	70	51	4.5	無し
5	200	550	400	36	0	36	9	70	51	4.5	無し
6	300	350	200	36	0	36	9	70	51	4.5	無し
7	300	450	300	36	0	36	9	70	51	4.5	無し
3'	200	350	200	36	0	36	9	70	51	4.5	$\phi_1=3, \phi_2=30, x=15$
4'	200	450	300	36	0	36	9	70	51	4.5	$\phi_1=3, \phi_2=30, x=15$
8	300	450	300	42	2.78	42	9	74	57	4.5	$\phi_1=3, \phi_2=30, x=15$
9	300	450	300	42	0	42	9	74	57	2.3	$\phi_1=3, \phi_2=30, x=15$
10	300	550	400	42	0	42	9	74	57	4.5	$\phi_1=3, \phi_2=30, x=15$
11	400	350	200	42	1.22	42	9	74	57	4.5	$\phi_1=4, \phi_2=40, x=15$
12	400	450	300	42	0	42	9	74	57	4.5	$\phi_1=4, \phi_2=40, x=15$

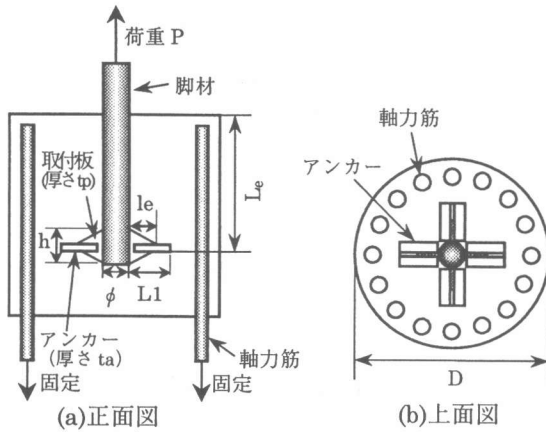


図-2 試験体の概要図

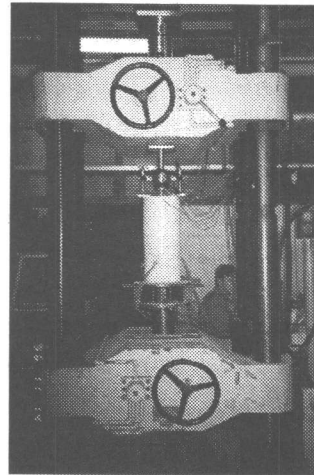


写真-1 載荷装置と試験体

## 2.2 試験体および試験方法

試験体の概要図を図-2 に示す。図に見られるように深礎基礎を模擬した円筒形コンクリート中にアンカーを取り付けた脚材を埋め込み、軸力筋を円周状に16本配置して作成した。16本すべての軸力筋の先端を試験装置の下部に固定し、写真-1に示すように脚材を上部に引抜くように載荷を行った。

表-2 は試験体条件をまとめたものである。試験体の因子は、躯体径  $D$  と埋込長  $Le$  とし、 $D$  は  $200 \sim 400 \text{mm}$ 、 $Le$  は  $50 \text{mm} \sim 400 \text{mm}$  に変化させた。アンカーの形状も因子と考えられるが、本

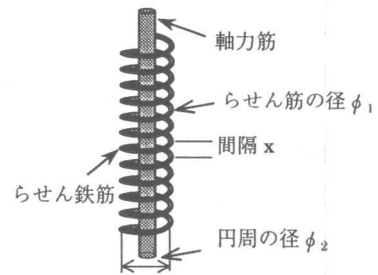


図-3 らせん鉄筋配筋状況

実験では一定とした。取付板およびアンカーの長さは、実構造物の形状を基に脚材径  $\phi$  と取付板の長さ  $le$  の比  $le/\phi=1.0$  とした。取付板およびアン

表-3 実験結果

試験体 記号	実験結果				破壊 モード
	圧縮強度 $f'_c$ ( $N/mm^2$ )	引張強度 $f_t$ ( $N/mm^2$ )	水平ひび 割れ荷重 $P_{cr}$ (kN)	終局耐力 $P_u$ (kN)	
STPI					
1	19.7	1.96	---	37.5	割裂
2	20.1	1.99	---	78.4	割裂
3	20.8	2.04	90	182	付着
4	20.3	2.00	170	215	付着
5	20.2	2.00	110	254	付着
6	20.3	2.00	179	179	割裂
7	20.9	2.04	155	308	付着
3'	16.1	1.72	130	186	割裂
4'	17.3	1.80	140	240	割裂
8	19.9	1.98	---	200	割裂
9	19.6	1.96	120	230	割裂
10	20.7	2.03	---	390	割裂
11	18.5	1.89	---	184.5	割裂
12	21.5	2.08	---	386	付着

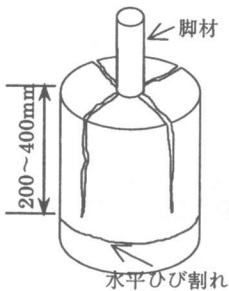


図-4 割裂破壊

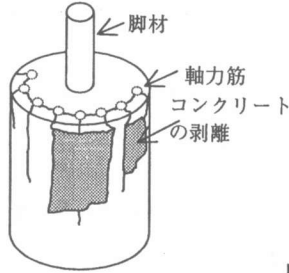


図-5 付着破壊

カーで耐荷力が決定しないように取付板、アンカーの厚さを決定した。割裂耐力を求めるため、試験体記号 STPI-3',4',8~12 は軸力筋の付着力を高めるために図-3、表-2 に示すように径  $\phi_1$ 、円周の径  $\phi_2$ 、間隔  $x$  のらせん鉄筋を軸力筋の周りに配した。以上に示す条件で全 14 体の引抜き載荷実験を行った。

### 3. 実験結果

試験結果を表-3 に示す。本実験で得られた破壊モードは、図-4 に示す脚材中央から放射状にひび割れが発生する割裂破壊と図-5 に示す軸力筋を連ねるようにひび割れが発生し、軸力筋の外側かぶりコンクリートが剥落する軸力筋による付着破壊の 2 つである。水平ひび割れは、躯体径  $D$  が小さく、埋込み深さ  $L_e$  が深いものに発生し、アンカー設置下端付近に水平に生じた。試験体 STPI-3,3' および STPI-4,4' はそれぞれ同じ形状の試験体であるが、らせん鉄筋の配置有無が異なる。

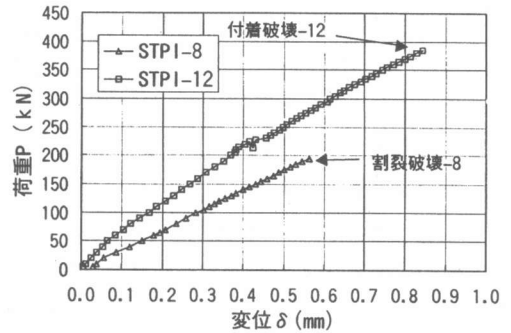


図-6 荷重変位関係

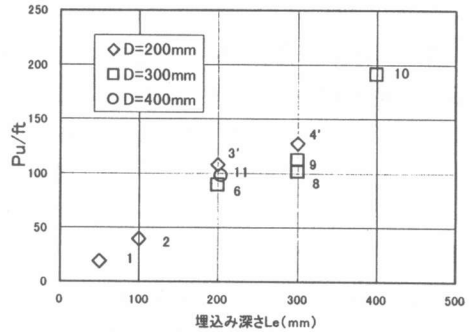


図-7(a)  $P_u/ft$  と埋込み深さ  $L_e$  の関係(割裂破壊)

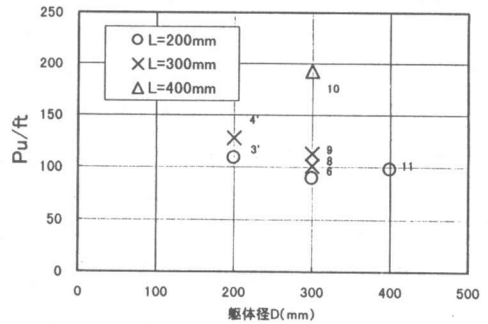


図-7(b)  $P_u/ft$  と躯体径  $D$  の関係(割裂破壊)

STPI-3',4' はらせん鉄筋を配置したことにより、軸力筋の付着耐力が増加したので、同形状であるが破壊モードが異なった。割裂破壊した試験体と付着破壊した試験体 STPI-8 および 12 の荷重変位関係を図-6 に示す。荷重は脚材に作用させた載荷荷重、変位は脚材上部からコンクリートの上部表面に取り付けた変位計の読みである。図に見られるように最大荷重まで両試験体とも、ほぼ弾性的な挙動を示し、急激に破壊に至る脆性的破壊であった。

割裂破壊は、コンクリート引張強度で終局耐力が決定されていると考えられ、付着破壊も軸力筋からの割裂破壊であり、コンクリート引張強度で終局耐力が決定されると考えられる。そこで、実験の終局耐力  $P_u$  をコンクリート引張強度  $f_t$  で除した値  $P_u/f_t$  を無次元化定着強度とし、本実験でのパラメータである躯体径  $D$  および埋込深さ  $L_e$  との関係を図-7 に割裂破壊した場合、図-8 に付着破壊した場合を示す。図-7(a)から  $L_e$  が大きくなると割裂耐力が上昇していることがわかる。図-7(b)では、 $D$  が大きくなっても割裂耐力は上昇しない。図-8 は付着破壊した試験体の  $L_e$  および  $D$  と  $P_u/f_t$  の関係を示す。図に見られるように、 $L_e$  および  $D$  が大きくなると耐力が上昇している。

次に、形状が同一で主鉄筋にらせん筋があるものとなないものを比較する。試験体 STPI-3 および 3', STPI-4 および 4' から、らせん筋の無い STPI-3,4 は付着破壊しているが、らせん筋を配置したことにより付着耐力が上昇している。

模型実験は、実構造物に比べ、躯体コンクリート断面に対して制作上の煩雑さから鉄筋径が大きくなってしまふ。従って、実構造物は鉄筋の付着面積に対する断面積は、試験体よりも小さいために付着破壊が生じたと考えられる。本研究は、軸力筋による付着耐力ではなく、アンカーの定着耐力を求めることを目的とし、以降に、割裂破壊をした試験体を対象に検討を行うこととした。

#### 4. 割裂破壊と終局耐力

既往の支圧板定着方式による割裂耐力算定式<sup>2)</sup>は図-9 に示すように脚材に作用する力が各支圧板から 45 度の方向でコンクリートに伝達され、定着長  $L_1$  の外側のコンクリートが内圧に抵抗するとして式(1)によって求めている。

$$P_c = \frac{2\pi \cdot L_1 \cdot (D/2 - a) \cdot f_t}{\tan \theta} \quad (1)$$

ここで、 $P_c$ :割裂耐力、 $L_1$ :定着長さ、 $D$ :躯体径、  
 $\theta$ :支圧力の方向( $\theta=45^\circ$ )  
 $f_t$ :コンクリートの引張強度

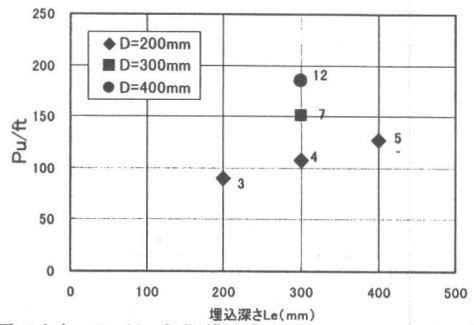


図-8(a)  $P_u/f_t$  と埋込み深さ  $L_e$  の関係 (付着破壊)

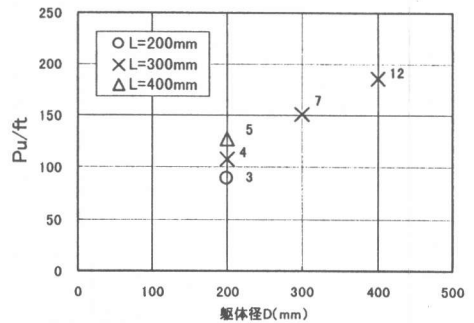


図-8(b)  $P_u/f_t$  と躯体径  $D$  の関係 (付着破壊)

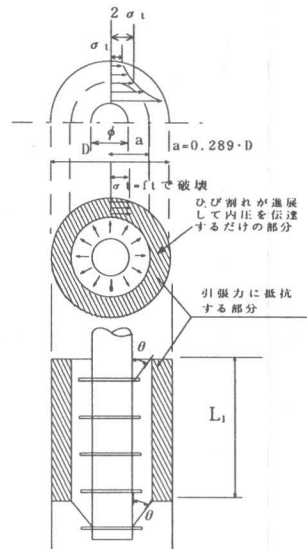


図-9 割裂耐力算定式のモデル

本アンカー方式における定着長は支圧板方式の定着長  $L_1$  と異なることからアンカーの埋込み長  $L_e$  を用いた。式(1)による計算割裂耐力値  $P_c$  を  $L_1=L_e$  として求め、実験値  $P_u$  の比  $P_u/P_c$  を求めた。 $L_e/\phi$  および  $D/\phi$  と  $P_u/P_c$  の関係を図-10,11 に示す。図-10 から  $P_u/P_c$  は、ほぼ一定と

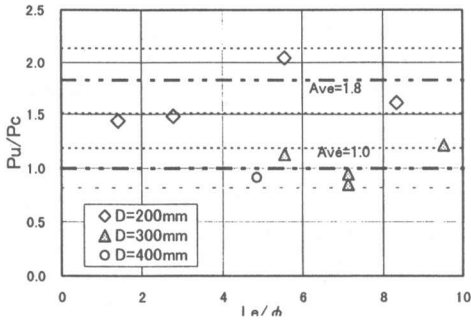


図-10 Pu/Pc と Le の関係

なっているため、 $L_1$  に関して式(1)は妥当であることがわかる。図-11からDが大きくなるとPu/Pcが低下していることから、式(1)はDに関して補正する必要があることがわかる。

支圧力の方向は、アンカーの剛性と支点反力に支配されると判断した。本研究では、アンカーの剛性以外は同一とし、STPI-9はアンカーの厚さ $t_a$ を2.3mm、STPI-8は $t_a=4.5$ mmとしたアンカーの剛性を变化させた模型実験も実施している。終局耐力は両試験体ともほぼ同一であり、本適用範囲ではアンカー剛性は耐荷力に影響しないと判断した。

一般に、ディーブビームなどのせん断スパン比の小さい構造物は荷重作用点からの力の流れが支点に向かう。本構造物は明確な支点が存在しないが、図-12に示す様にアンカーからの反力はあるゾーンで軸力筋に伝達すると考え、支点的な状態になると想定される。反力の伝達域の中心点を支点と考え、その位置を鉄筋の上端から $L_a$ の距離としてモデル化した。 $L_a$ の大きさはわからないため、 $L_a=0$ として、式(2)に示すように各試験体の形状から角度 $\theta_1$ を求めた。式(1)から反力方向 $\theta$ を逆算するため、式(3)の様に変形し、模型実験での終局耐力Puから角度 $\theta$ を求め、 $\theta_2$ と定義した。躯体径と $\theta$ の関係を図-13に示す。

$$\theta_1 = \tan^{-1}\left(\frac{b}{a}\right) \quad (2)$$

$$\theta_2 = \tan^{-1}\left(\frac{2\pi \cdot L_1 \cdot (D/2 - a) \cdot \sigma_{tu}}{Pu}\right) \quad (3)$$

図に見られるように躯体径が大きくなると $\theta_1$ 、 $\theta_2$ ともに角度が大きくなることがわかる。しか

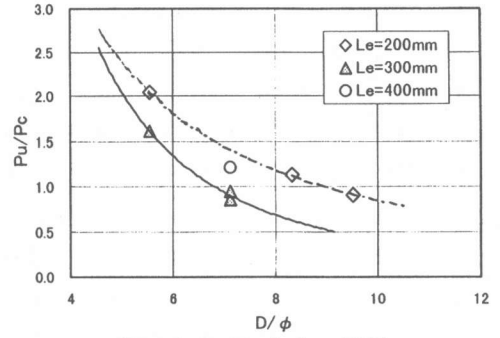


図-11 Pu/Pc と D の関係

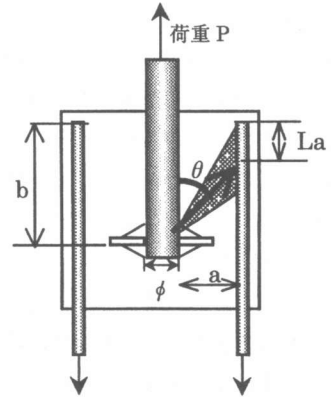


図-12 耐力モデル

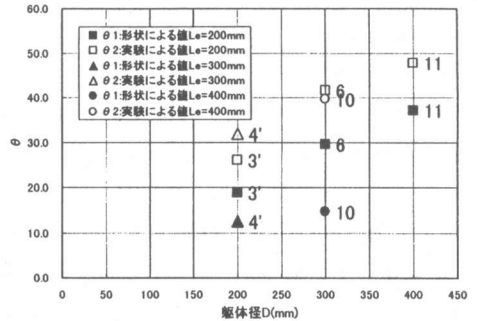


図-13 躯体径と角度の関係

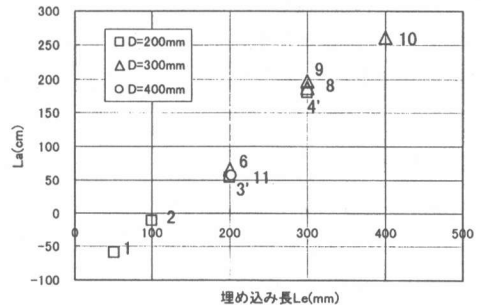


図-14 埋め込み Le と La の関係

し、 $La=0$ では $\theta_2$ よりも $\theta_1$ が小さいことから、反力の方向は鉄筋の頂部ではなく、頂部から長さ $La$ 離れた位置であることがわかる。次に、 $\theta_2$ から求めた長さ $La$ と埋込み長 $Le$ との関係を図-14に示す。図に見られるように埋込み長 $Le$ が大きくなるにつれて $La$ が大きくなっている。 $Le$ が浅いと $La$ はマイナスになるので、反力方向は躯体コンクリートの上部になり、本理論から逸脱するため除外する。図中の $Le=200\text{mm}$ および $300\text{mm}$ の試験体は躯体径が異なるにも関わらず、 $La$ は一定値となっており、 $La$ は $Le$ に依存することがわかる。 $La$ と埋込みまでの鉄筋長さ $b$ の比 $La/b$ と無次元化した埋込み長 $Le/\phi$ の関係を図-15に示す。図に見られるように埋込みまでの鉄筋長さ $b$ で $La$ を無次元化しても、埋め込み長によって $La/b$ が増加している。しかし、 $Le/\phi$ がある値よりも大きいと一定値になっている。 $Le/\phi$ が無限に浅ければ、破壊モードは割裂破壊でなく引抜きせん断破壊となり、無限に深ければ、アンカーから水平にひび割れる破壊になると考えられるので、割裂破壊になる $Le/\phi$ には上限値と下限値が存在する。図-15に見られるように上限値は $La/b=0.67$ となり、下限値は $La/b=0$ として設定することとした。

$Le/\phi$ によって $La$ が異なるので $La$ による補正係数を設けることとし、関係式を式(4)に示す。

$$La/b = 0.13(Le/\phi) - 0.34 \quad (4)$$

反力の角度 $\theta$ は図-12からわかるように $b-La$ と $a$ によって求めることができる。上記の手順で得られた $\theta$ を用い、式(1)に代入して計算値 $Pc2$ を求め、 $Pu/Pc2$ と $Le/\phi$ の関係を図-16に示す。図-16には適用範囲外のデータも黒印で併記した。平均値 0.98、変動係数 14%であり、比較的良好な精度で計算耐力を求めることができる。

## 5. まとめ

本研究は、円筒コンクリートにアンカーを埋め込み、定着耐力を実験的に求め、既往の割裂耐力算定式との比較から耐力に及ぼす影響について検討を行ったものである。本研究から得られたこと

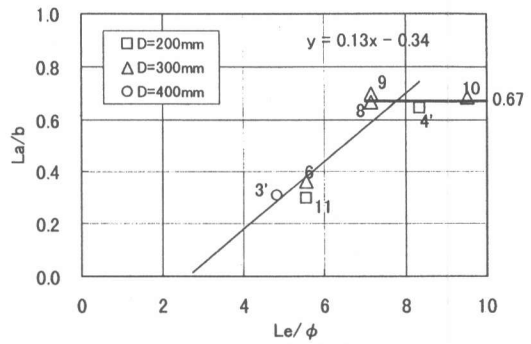


図-15  $La/b$ と定着長さ $Le/\phi$

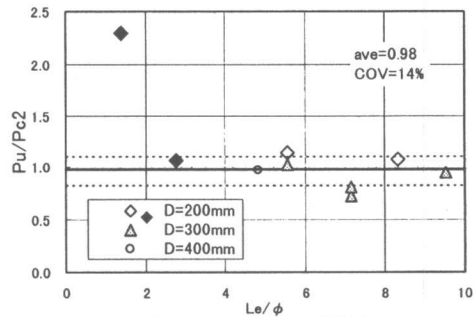


図-16  $Pu/Pc2$ の関係

は次の通りである。

- (1) 本定着方式の破壊モードは、脚材から放射状に割裂ひび割れが生じる割裂破壊と軸力筋の付着破壊である。
- (2) アンカーの埋め込み深さが大きくなると割裂耐力は上昇する。
- (3) アンカーからコンクリートに伝達される支圧反力の方向は45度ではなく、鉄筋の先端から $La$ 下がった位置である。

**謝辞：**本研究の実施に当たり、実験および実験データ整理において早稲田大学理工学部関研究室高橋健一氏、藤井智之氏の協力を得たことを記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 広中了・田邊成・三島徹也：支圧板付き鋼管の定着耐力に関する実験，土木学会第50回年次学術講演会，V-399，pp.798-799，1995.9
- 2) 斉藤修一・吉井幸雄・飯島政義：支圧板付き鋼管の定着耐力算定方法に関する検討，土木学会第50回年次学術講演会，V-399，pp.800-801，1995.9