論文 コンクリート接合面における PC 鋼棒のダウエル抵抗に関する実験 と解析検討

白井 佑樹*1·澤木 講治郎*2·坂田 弘安*3·松崎 育弘*4

要旨: PC 鋼棒を用いた外側耐震改修における圧着接合工法に関して, PC 鋼棒のダウエル抵抗に着目した せん断すべり実験を行った。実験パラメータにグラウト圧縮強度,シース管の径を設定した。実験によるせ ん断力 - ずれ変位関係において PC 鋼棒の降伏を確認した。その時のせん断力をせん断降伏強度とし,弾性床 上梁理論を用いて安全側に評価できた。実験結果を再現する有限要素法解析において,実験結果のせん断力 - ずれ変位関係の包絡線を捉える事ができた。

キーワード: PC 鋼棒,外側耐震改修,ダウエル抵抗,弾性床上梁,有限要素法解析

1. はじめに

既存不適格鉄筋コンクリート造建築物の外側耐震改修 で新設部と既存部を接合する場合に, PC 鋼棒による圧着 接合工法を用いる場合がある。圧着接合工法は,接合さ れた接合面に作用するせん断力に対して, PC 鋼棒に導入 された導入緊張力により与えられた圧縮力によって生じ る摩擦で抵抗し,接合面でのずれ変位は考慮しない。一 方,外側耐震改修に一般に用いられているあと施工アン カーは,接合面でのずれ変位に伴うアンカーボルトのダ ウエル抵抗のみによりせん断力を伝達する。そのため, PC 鋼棒をあと施工アンカーと併用し,それぞれの耐力の 累加を期待する場合は,ずれ変位に伴う PC 鋼棒のダウ エル抵抗の有効性とその評価が必要となる。

文献¹⁾において, PC 鋼棒とあと施工アンカーを併用し た接合面でのせん断すべり実験を行い, PC 鋼棒のダウエ ル抵抗の有効性の確認と終局せん断耐力の評価を行った。 本論文では, PC 鋼棒のダウエル抵抗に着目し,導入緊張 力を与えていない1本の PC 鋼棒による接合面のせん断 すべり実験を行った。PC 鋼棒はダウエル抵抗時に曲げ降 伏すると考え,曲げ降伏せん断耐力の評価を行った。評 価には,弾性床上梁理論を用いた。併せて有限要素法解 析により実験結果の再現,及び弾性床上梁理論の妥当性 を確認した。

2. せん断すべり実験

2.1 試験体

図-1 に試験体形状を示す。試験体は、中央にシース 管を配しそれぞれ個別に打設された二つのコンクリート 塊を上下に重ね、それらを通る一本の PC 鋼棒、そして シース管と PC 鋼棒の空隙に充填されるグラウトから成 る。PC 鋼棒は重ねたコンクリート塊の上下面で定着板に より定着され、軸力が作用しないよう、ナットは手締め



*1 東京工業大学大学院 日本学術振興会特別研究員 修士(工学)(学生会員) *2 株式会社 横河建築設計事務所 技術室 構造設計部 修士(工学)

*3 東京工業大学 大学院理工学研究科 建築学専攻 教授・工学博士(正会員)

*4 東京理科大学建築学専攻 名誉教授 工学博士(正会員)

	実験パラメータ		材料特性							
試験体			PC 鋼棒 ^{*1}		グラウト ^{*3}		コンクリート*3			
	グラウトの 設計基準強度	シース管 の径	降伏強度*2	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数		
	F_{g}	ϕ	$_{p}\sigma_{y}$	$_{p}E_{s}(\times 10^{5})$	$_{G}\sigma_{B}$	$_{G}E_{c}(\times 10^{4})$	$_{C}\sigma_{B}$	$_{C}E_{c}(\times 10^{4})$		
	N/mm ²	mm	N/mm ²		N/mm ²		N/mm ²			
40-30	40	30	1189	2.01	42.0	1.49	62.5	3.39		
40-90		90			43.6	1.42	61.2	3.34		
90-30	00	30			94.3	3.17	59.5	3.27		
90-90	90	90			85.6	2.89	57.6	3.21		
*1 : ミルシートに拠る, *2 :0.2%永久伸びに対する応力度, ³ : 材料試験に拠る(JIS A 1108 に準ずる)										

表-1 試験体一覧 実験パラメータと材料特性





とした。PC 鋼棒の定着後にグラウトを充填した。上部コ ンクリート塊と下部コンクリート塊の間の接合面には, 摩擦抵抗を極力小さくするためにグリースを塗布した。 コンクリート塊の設計基準強度は 60N/mm² とした。PC 鋼棒には SBPR1080/1230 (17mm 径)を用いた。なお, コ ンクリートには既存不適格鉄筋コンクリート造建築物で しばしばみられるコンクリート圧縮強度が低いコンクリ ートは用いず, 高強度のコンクリートを用いた。

表-1に試験体一覧,及び実験パラメータと材料特性 を示す。試験体は全4体である。実験パラメータは,グ ラウトの設計基準強度*F*_e,及びシース管の径¢とした。

グラウトの設計基準強度 F_g には 40N/mm²,及び 90N/mm² を設定した。グラウトの圧縮強度は 20N/mm² 以上とされており²⁾,実情に則して設定した。

シース管の径 Øには,実務的に使用されているであろう 30mm と 90mm を設定した。シース管の厚さは 0.3mm 程度である。また,PC 鋼棒がシース管の中央に配置されるよう試験体を製作した。そのため,PC 鋼棒とシース管の空隙 t はそれぞれ, 6.5mm, 36.5mm と想定する。

2.2 実験方法

図-2 に載荷セットアップ状況,図-3 に載荷履歴を 示す。試験体は上部反力ブロックに固定された上部反力 治具,及び下部反力ブロックに固定された下部反力治具





図-4 載荷セットアップ状況と計測状況

により上下端を支持されている。下部反力ブロックを介 して接続された水平ジャッキにより, PC 鋼棒が通る上部 コンクリート塊と下部コンクリート塊の間の接合面に強 制的に水平ずれ変位を与える載荷とした。載荷履歴は変 位制御で正負交番繰返し漸増載荷とし,小振幅載荷を適 宜行った。載荷に伴う上部コンクリート塊の回転は,上 部反力ブロックを介して接続された2台の鉛直ジャッキ のストロークを固定することにより拘束されている。

計測項目は,接合面に作用するせん断力を反力梁に取 り付いているロードセルから,上部コンクリート塊と下 部コンクリート塊の間の接合面での水平ずれ変位,及び 鉛直離間変位を図-4 に示す位置に取り付けた変位計から計測している。

2.3 実験結果

図-5 にせん断力 - ずれ変位関係を、図-6 にせん断 力 - ずれ変位関係の包絡曲線を示す。包絡線は、正側載 荷時のずれ変位が 10mm までを示す。但し、ずれ変位は 一つのコンクリート塊に対する PC 鋼棒の相対変位とす るため、載荷履歴での水平ずれ変位の半分としている。

図-5より,繰返し載荷によりせん断力の低下が生じ るも,ずれ変位が大きくなるに従って大きくなる傾向が あり,安定したせん断力-ずれ変位関係を示した。小振 幅載荷は処女載荷と同程度のせん断力であった。

せん断力は押切時の大きなずれ変位に伴い再度上昇し, PC 鋼棒の破断時に最大となった。PC 鋼棒の破断はコン クリート塊間の接合面付近で絞りを伴う引張破断であっ た。PC 鋼棒の破断時のせん断力は実験パラメータに関わ らず,250kN 程度であり,この時のずれ変位は25mm 程 度であった。なお,鉛直離間変位はPC 鋼棒の破断まで 微小であった。

図-6より,載荷初期のずれ変位が 0.5mm 時に,90-90 のせん断力が突出して大きくなっている。この傾向はシ ース管の径 ¢が 90mm の試験体が示した。これは、グラ ウトが上下コンクリート塊を貫通しており、¢が大きく グラウトがシアコッターのような挙動を示したためと考 える。ずれ変位が 1.0mm 程度ではグラウトが破壊し、せ ん断力が低下している。ずれ変位 2.0mm 時で各試験体の せん断力は実験パラメータによって異なる。¢が 3 倍大 きい 40-90,90-90 は、40-30,90-30 と比べてせん断力が 1.4~2.2 倍程度高い。グラウトの圧縮強度 G σ が 2 倍程度 高い 90-30 は、40-30 と比べて 1.6 倍程度高い。

各試験体のせん断力は、ずれ変位 2.0mm 以降でパラメ ータによる差が小さくなり、シース管の径 ¢が 90mm の 40-90 と 90-90 ではずれ変位の増大に伴い低下する傾向 を示した。その後、ずれ変位 5.0mm では実験パラメータ に関わらず全ての試験体で100kN から120kN 程度となっ た。ずれ変位 5.0mm 以降もパラメータに関わらず同様の せん断力 - ずれ変位関係を示した。

3. せん断降伏強度

前述のように、ずれ変位 5.0mm 時のせん断力は実験パ ラメータに関わらず概ね100kNから120kN程度となって いた。このときに PC 鋼棒は全塑性状態に至ったと考え る。本論文では、PC 鋼棒のダウエル抵抗の抵抗機構の基 礎検討として、PC 鋼棒が曲げ降伏したときのせん断力を せん断降伏強度 *Q*,として評価する。

PC 鋼棒のせん断降伏強度 Q, は、図-7 に示すグラウト, 及びコンクリートの支圧抵抗, PC 鋼棒の曲げ抵抗により発現する。力の釣合いより,式(1)が求まる。

$$_{dwl}Q_{y} = \alpha \cdot N + \frac{M_{p}}{l_{\max}}$$
(1)

但し、Nは PC 鋼棒降伏時のグラウトの支圧強度、 M_p は PC 鋼棒の全塑性曲げモーメント、 l_{max} はコンクリート表 面からの PC 鋼棒降伏位置深さ、 α は l_{max} に対する支圧強 度の重心位置までの距離の比である。

3.1 グラウトの支圧強度

グラウトの支圧強度 N は,式(2)で求まる。PC 鋼棒の みつけ面積に対して一様に分布すると仮定する。グラウ トは,周囲を拘束され,また局所的に PC 鋼棒が接触す ることで,一軸の圧縮強度 $_{G}\sigma_{B}$ の数倍の応力を負担する。 本論文では $3^{3}\times_{G}\sigma_{B}$ とした。

$$N = 3 \times_{G} \sigma_{B} \cdot l_{\max} \cdot d_{a} \tag{2}$$

3.2 PC 鋼棒の全塑性曲げモーメント

PC 鋼棒の全塑性曲げモーメント
$$M_p$$
は、式(3)で求まる。
$$M_p = Z_p \cdot_p \sigma_y = 974 \text{kN} \cdot \text{mm}$$
(3)

但し, Z_p は PC 鋼棒の塑性断面係数, $p\sigma_y$ は PC 鋼棒の降 伏強度である。

3.3 PC 鋼棒降伏位置深さ

コンクリート表面からの PC 鋼棒降伏位置深さ *l*max は, 弾性床上梁理論(以下, BEF)により求まる最大曲げモ ーメント作用深さに対応すると考える。BEF は式(4)で示





図-8 BEF への置換

図-9⁴⁾ コンクリートが抵抗する範囲

図ー10 反力係数

される。図-8に示すように、PC 鋼棒を弾性梁、グラウト、及びコンクリートを弾性床に置き換えて検討する。 BEFの境界条件として、式(5a)、(5b)、(5c)を与える。

$$_{p}E_{s}I\cdot\left(\frac{d^{4}y}{dx^{4}}\right)+k^{\prime}d_{a}\cdot y=0$$
(4)

 $y|_{x\to\infty} = 0$, $M|_{x=0} = 0$, $Q|_{x=0} = -Q_0$ (5a), (5b), (5c)

但し、xはコンクリート表面からの深さ、yは弾性梁 (PC 鋼棒)の変位、 $_pE_sI$ は弾性梁 (PC 鋼棒)の曲げ剛性、k'は弾性床 (グラウト、及びコンクリート)の反力係数、 d_a は弾性梁 (PC 鋼棒)の径 (17mm)、 Q_0 はコンクリー ト表面に作用するせん断力である。

式(4), (5)より, BEF に基づきコンクリート表面からの 弾性梁の最大曲げモーメント作用深さ, つまり PC 鋼棒 降伏位置深さ *I*_{max} は式(6)で示される。

$$l_{\max} = \frac{\pi}{4\beta} \tag{6}$$

但し, βは式(7)で定義される。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot d_a}{4_p E_s I}} \tag{7}$$

3.4 反力係数

市之瀬らの文献⁴⁾は反力係数 *k*と対応する定数を地盤 係数 *k*_hと定義し,式(8)のように示している。

$$k_h = \frac{E_c}{2d_a} \tag{8}^4$$

但し E_c は、コンクリートのヤング係数。式(8)は、図ー 9⁴⁾に示すように、PC 鋼棒(弾性梁)の変形に対して、 $2d_a$ の範囲でグラウト、及びコンクリート(弾性床)が抵 抗していることを示している。本論文はこれに倣い、反 力係数 kを求めることとする。

シース管の径 ϕ が 90mm 試験体では、グラウトの厚さ (PC 鋼棒とシース管の空隙 t) が 2 d_a より大きいため、 グラウトでのみ抵抗するが, *ø*が 30mm 試験体では, コ ンクリートも抵抗することになる。そこで,反力係数 *k* は図-10 に示すように, *ø*が 30mm 試験体ではグラウト とコンクリートの直列ばねを仮定し式(9)を, *ø*が 90mm 試験体では式(10)を用いて求める。

(
 が 30mm の試験体): k'= $\frac{\left({}_{G}E_{c}/t\right)\cdot\left\{{}_{C}E_{c}/(2d_{a}-t)\right\}}{\left({}_{G}E_{c}/t\right)+\left\{{}_{C}E_{c}/(2d_{a}-t)\right\}}$ (9)

(が 90mm の試験体): $k' = \frac{GE_c}{2d_a}$ (10)

但し、 $_{c}E_{c}$ はグラウトのヤング係数、 $_{c}E_{c}$ はコンクリート のヤング係数、 d_{a} は PC 鋼棒の径(17mm)、tは PC 鋼棒 とシース管の空隙(6.5mm)である。

3.5 支圧強度の重心位置

図-7 に示すように、支圧強度の単位長さ当たりの力、 支圧力 N(x)は、PC 鋼棒の曲げ変形に応じて分布し、コン クリート表面から降伏位置深さ I_{max} までの深さ方向に減 少する傾向にあると考える。そこで本論文では、合力で ある支圧強度 N を式(2)で導出し、N(x)の分布は、コンク リート表面からの PC 鋼棒降伏位置深さ I_{max} に対する支 圧強度 N の重心位置までの距離の比αを導入することで 勘案することとした。

支圧力 N(x)は弾性梁の変位 y に比例すると仮定し式 (11)により,弾性梁の変位 y は式(7),(8)に基づき式(12) により求まる。支圧強度の重心位置までの距離の比αは 式(13)で求められる。式(13)を区分求積法により数値積分 する。

$$N(x) = a \times y \tag{11}$$

$$y = \frac{Q_0}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \cos\beta x \tag{12}$$

$$\alpha = 1 - \frac{\int_{0}^{l_{\max}} x \times N(x) dx}{l_{\max} \int_{0}^{l_{\max}} N(x) dx} = 1 - \frac{\int_{0}^{l_{\max}} x e^{-\beta x} \cos \beta x dx}{l_{\max} \int_{0}^{l_{\max}} e^{-\beta x} \cos \beta x dx}$$
(13)

但し, N(x)はコンクリート表面からの深さ x での単位長

さ当たりの支圧力,*a*は支圧強度*N*(*x*)に対する弾性梁(PC 鋼棒)の変位*y*の比例定数である。

表-2,及び図-6に以上より求めた各値を示し,せん 断降伏強度 Q_y を式(1)より算出し示した。グラウトの設 計基準強度 F_g が 90N/mm²の試験体の Q_y は,40N/mm²に 比べて大きく評価されている。これは、グラウトの支圧 強度 N の評価結果が影響しているためである。 Q_y は実験 において PC 鋼棒が降伏したと思われる 100kN から 120kN を安全側に評価することができた。

PC 鋼棒降伏位置深さ *l*_{max} は, 40-90 が他の試験体と比べて 2 割程度長く評価されていたが, PC 鋼棒の径 *d*_aに対する比は, 1.0~1.2*d*_a となった。既往研究⁵⁾でアンカーボルトの降伏位置深さはアンカーボルト径の 2 倍程度と示されており, アンカーボルトに比べて短い結果となった。式(1)は曲げ抵抗のみを評価しているが, せん断力に対して PC 鋼棒が短い範囲で局所的に抵抗していることから, せん断変形を考慮した検討を行うことで, PC 鋼棒降伏時のずれ変位の評価につながると考える。

4. FEM 解析による接合面の応力状態の検討 4.1 解析概要

汎用有限要素法プログラム"FINAL ver.11"⁶⁾を用いて, せん断すべり実験試験体(図-1)を模擬した解析モデ ルを構築し,実験を再現する三次元非線形有限要素法解 析を行った。なお,解析モデルでは補強筋を省略した。

解析要素は、PC 鋼棒、グラウト、及びコンクリートに 8 節点アイソパラメトリック立体要素を用いた。コンク リート系材料の主応力度 - 等価一軸歪度関係は、引張側 はひび割れまで線形を、ひび割れ後には出雲モデル(付 着性状を表すパラメータ c は 0.2)⁷による引張軟化特性 を与えた。圧縮側は、圧縮強度まで修正 Ahmad モデル ⁸⁾を、圧縮強度後には Darwin-Peaknold モデル⁹⁾を与えた。 破壊条件は、Willam-Warnke の 5 パラメータモデル^{8,10)} を用いた。鋼材の主応力度 - 等価一軸歪度関係は、バイ リニアモデルとした。材料特性には**表-1**を与えた。

PC 鋼棒とグラウト間,及びグラウトとコンクリートの 要素の間には,8 節点アイソパラメトリック接合要素を 用いた。要素の垂直方向(x,y方向)圧縮側には剛な接合 で、引張側には引張応力度が引張強度に達すると接合が 解かれ、以後は垂直変位が正の場合は剛性零、垂直変位 が零以下になると再び十分大きな剛性となるように構成 則を与えた。せん断方向(z 方向)には垂直方向圧縮応 力度に対して摩擦係数 0.01 を設定した。

接合面の上下コンクリート間の接合要素は,垂直方向 には上記と同様の,せん断方向には十分小さい剛性,及 び強度を与えた。

図-11 に解析モデル全体および接合面詳細を示す。解 析モデルは、対称性を利用し試験体を載荷方向(x方向) に対して半分のみを作成した。PC 鋼棒,及び周辺グラウ トは同心円状に各要素を配置した。

境界条件は、対称性を利用して半分にした断面全体の 節点を載荷方向の垂直水平方向(y方向)に対して固定, 試験体下部コンクリート塊の下面および側面の節点を全 方向に対して固定とした。載荷制御は、図-11に示すよ うに,試験体上部コンクリート塊の載荷側面の節点に対 して,載荷方向(x方向)に同一強制変位を与えた。 4.2 解析結果

図-12 にせん断力 - ずれ変位関係の実験結果と解析 結果を併せて示す。また,解析において PC 鋼棒の曲げ 降伏が確認された点を図-12 に、その時のせん断力を表 -2 に併せて示す。解析ではシース管径¢の違いが明確に



試験体	グラウトの	全塑性	PC 鋼棒	反力区粉	l _{max} に対する支圧強度の	せん断	解析による PC 鋼棒の
	支圧強度	モーメント	降伏位置深さ	及刀际数	重心位置までの距離の比	降伏強度	降伏せん断荷重
	Ν	M_p	$l_{\rm max}$	<i>k</i> ' (×10 ³)	α	Q_y	$_{\mathrm{FEM}}Q_y$
	kN	Nm	mm	N/mm ³	-	kN	kN
40-30	38		17.5	802	0.67	81	28
40-90	46	974	20.6	418	0.61	75	95
90-30	81		16.7	956	0.68	113	69
90-90	75		17.2	850	0.67	107	129

表-2 弾性床上梁理論に基づいた評価結果



表れ,実験におけるせん断力とずれ変位関係における剛 性と良く対応している。 ¢が 90mm の試験体は,ずれ変 位 1.0mm 程度でせん断力が低下し,その後荷重が一定に 推移し PC 鋼棒の降伏に至った。PC 鋼棒の降伏が確認さ れた時のずれ変位にはばらつきがあるものの,その時の せん断力は本論文で提案した式(1)と対応していると考 える。¢が 30mm の試験体は,ずれ変位 2.0mm 程度まで 実験結果との良く対応しているが,PC 鋼棒の降伏後せん 断力が低下し実験から乖離する結果となった。これは, グラウトの圧壊に伴うものだと考える。なお PC 鋼棒が 降伏したとき,定着部付近での PC 鋼棒の軸方向応力度 は, 1.0N/mm²未満であった。

図-13 に 40-90 試験体の PC 鋼棒の降伏を確認した時の接合面周辺グラウト,及びコンクリートの最小主応力度分布を示す。最小の主応力度が発生している要素の PC 鋼棒からの距離は約 2.0~3.0d_a 程度であり,式(9),(10)の妥当性が確認できた。

5. まとめ

外側耐震改修での PC 鋼棒を用いた圧着接合工法に関 して, PC 鋼棒をあと施工アンカーと併用する際の耐力累 加を目的としたせん断すべり実験を行った。併せて,有 限要素法解析を行った。得られた知見を以下に述べる。

- 1)PC 鋼棒のダウエル抵抗が確認され,正負交番繰返し漸 増載荷に対して安定したせん断力ずれ変位関係を示 した。ずれ変位が 2.0mm まではグラウト強度,シース 管の径の実験パラメータの影響が見られた。加えて、 シース管の径が大きい試験体ではグラウトがシアコ ッターのような抵抗をしていたと考えられる。5.0mm 以降は実験パラメータにかかわらず、せん断力が 100kN から 120kN 程度となった。これは PC 鋼棒が曲 げによる全塑性状態になったためだと考える。
- 2)PC 鋼棒がせん断力 100kN から 120kN 程度で降伏した と仮定し、この時のせん断力をせん断降伏強度として 評価することを試みた。せん断降伏強度を支圧抵抗と ダウエル抵抗の累加とした。ダウエル抵抗は、弾性床 上梁理論を導入することで定式化した。評価結果は全

試験体に対して安全に評価できていると考える。

3)有限要素法解析の結果は、実験でのせん断力 - ずれ変 位関係の包絡線を捉える結果となった。また、弾性床 上梁理論での支圧範囲が妥当であったことを示した。

参考文献

- 白井佑樹,黒沢亮太郎,坂田弘安,松崎育弘:PCaPC 外付けフレーム耐震補強の接合部に関する実験的 研究,日本建築学会関東支部研究報告集 I, No.2055, pp.409-412, 2012.03
- 日本建築学会:プレストレストコンクリート設計施 工規準・同解説,1998
- 3) 斉煒, 槇谷榮次, 水上明, 謝爽:シアキーがなく接 合幅をもつ PCa 構造接合部のせん断挙動と耐力評価 に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.560, pp.147-154, 2002.10
- 4) 片平 直也,高橋 之,市之瀬 敏勝:鉄筋コンクリート部材におけるダボ効果の非線形解析,コンクリート工学年次論文集,Vol.34, No.2, 2012
- 5) 中野克彦,松崎育弘:構造用接着系あと施工アンカ ーのせん断設計法に関する考察,日本建築学会大会 学術講演梗概集,No.23327, pp.653-654, 2002.08
- 6) 伊藤忠テクノソリューションズ(株): FINAL/V11, 2011.07
- 7) 出雲淳一,島弘,岡村甫:面内力を受ける鉄筋コン クリート板要素の解析モデル,コンクリート工学論 文, Vol.25, No.9, pp.107-120, 1987.09
- 長沼一洋:三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひず み関係,日本建築学会構造系論文集,No.474, pp.163-170,1995.08
- Darwin, D., and D. A. W. Pecknold : Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced Concrete, Univ. Ill. Cic. Eng. Stub. SRS409, July, 1974
- 大沼博志, 青柳征夫: 三軸圧縮応力下におけるコンクリ ート強度特性, 電力中央研究所報告, No381021, 1981.12