

# 論文 繰り返し荷重を受けるプレストレストコンクリート梁・柱圧着接合部の残存せん断耐力

河野 進\*1・三牧 祐輔\*2・田中 仁史\*3

要旨: 緊張材の断面配置が異なるアンボンドプレストレストコンクリートを用いたト型梁・柱圧着接合部実験で、試験体に弾性域から塑性域にわたって载荷履歴を与え、これにともなう緊張材張力の変動を測定した。この実験結果を基に、簡単な剛体回転モデルを用いて経験部材角に対する緊張材張力の減退を定量化した。また、塑性ヒンジ発生後、梁・柱接合面に直接せん断力を加え、残存せん断耐力と緊張材張力の関係を摩擦係数を用いて定量化した。これらの結果から得られるせん断耐力を、日本建築学会PC設計施工規準・同解説を基にした計算値と比較検討した。

キーワード: 圧着接合、せん断耐力、アンボンドプレストレストコンクリート

## 1. はじめに

RC柱・PC梁およびPC柱・PC梁圧着接合面の設計は、日本建築学会PC設計施工規準・同解説[1] (以下PC規準と略記) に基づいて、平均圧着面応力を $20\text{kgf/cm}^2$ 以上とし、長期荷重時および終局時に梁から柱へのせん断力伝達を保証する為に長期に対して0.3、終局に対して0.5の摩擦係数を用いて必要圧着力を求めている。この設計法は簡便であるが、実際の圧着接合面近傍コンクリートおよびモルタルの応力および歪状態、またモルタル強度、厚さ、接合面仕上げ等接合面の特徴を反映したものになっていない。実際の建物で考えると、地震荷重による梁端塑性化等によって、緊張材張力が減退すると長期せん断力を摩擦によって伝達できなくなる可能性がある。従って、圧着接合では、緊張材張力減退を適切に評価する必要がある。さらに、梁端部は、弾性域から塑性域にわたっての载荷履歴を受けるので、圧縮域コンクリートが劣下していく状態を踏まえた接合面せん断伝達性能を評価しなければいけない。そこで本研究の目的を次のように設定した。緊張材の断面配置が異なる4体のアンボンドプレストレストコンクリート梁・柱ト型接合部試験体に、弾性域から塑性域に渡っての载荷履歴を与え、緊張材張力の測定を行うこと。この実験結果を基に、その減退量を簡単な剛体モデルを用いて定量化し、緊張材の断面位置が張力の減退に与える影響を検証すること。さらに、直接せん断試験を用いて残存せん断耐力と緊張材張力の関係を求めること。これらの結果から得られるせん断耐力を、日本建築学会PC設計施工規準・同解説を基にした計算値と比較検討すること。

## 2. 実験概要

試験体は、図1に示す様なアンボンドプレストレストコンクリート梁・柱ト型接合部要素モデルである。緊張材の断面配置が異なる試験体を計4体作製し、同配置(偏心の程度)が曲げせん断試験における緊張材張力の減退と直接せん断試験における残存せん断耐力に与える影響を確かめた。梁および柱を別々に打設し、無収縮モルタルを介してプレストレスにより接合した。柱部での曲げ降伏を防ぐため、柱

\*1 豊橋技術科学大学助手 建設工学系、Ph.D. (正会員)

\*2 豊橋技術科学大学大学院 建設工学系 専攻

\*3 豊橋技術科学大学助教授 建設工学系、Ph.D. (正会員)

の曲げ強度を梁危険断面での曲げ強度より大きく設計した。このため、U1とU2の柱には計8本、U3とU4の柱には計12本の異径鉄筋D19(SD295)を主筋として用いた。また、緊張材にはPC鋼より線φ12.7mmSWPR7Bを、内径20mmのシース内に配置した。U1およびU2は、緊張材の偏心距離をそれぞれ35mmと100mmとした試験体である。U3では、繰り返し曲げによる緊張材張力の減退を防ぐためにU2断面の中央に緊張材を一本追加した断面となっている。U4は、実設計の梁端部にあわせ、緊張材2本を非対称に配置した。これは、U3の3段に配置された緊張材のうち偏心したものを除いたものである。各緊張材の初期プレストレス導入力は、PC標準の定着完了時許容引張応力である0.8xPC鋼材規格降伏点強度に対応する125kNを標準とした。全緊張材による、実際の導入力は表1に示してある。コンクリートおよび接合目地に用いた無収縮グラウト材、梁に使用したPC鋼材と普通鉄筋の力学特性を表2に示す。

本実験では、最初に曲げせん断試験を行い、次いで直接せん断試験を行った。どちらの試験においても、図2に示すように、柱を水平に設置し、柱の一端をピン支持、他端をローラー支持とした状態で載荷を行った。最初の曲げせん断試験では、梁の上端部にアクチュエーターによる水平力を加え、緊張材張力が載荷履歴とともにどのように減退していくかを測定した。載荷は原則として、梁部材角が0.5%に到達するまでは1tf、2tf、3tfと1tfおきに3サイクルずつ正負交番繰り返し加力を行い、梁部材角が0.5%に達した後は梁部材角が0.5、1、2、3、4、5%で同様に3回ずつ正負交番繰り返し加力を行った。その後、直接せん断試験では、図2の点線で囲まれた油圧ジャッキの載荷セットAを既存の載荷装置に加えた。目地の柱面でモーメントが0になるようにアクチュエーターと油圧ジャッキの力を調整しながら単調載荷し、残存せん断耐力の測定を行った。

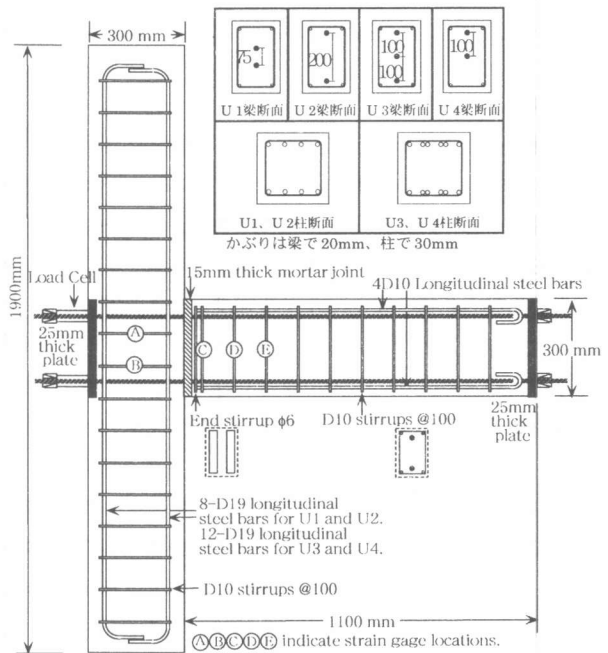


図-1 試験体の形状と配筋例 (U3試験体)

### 3. 曲げせん断試験の結果概要

曲げせん断試験では、ひび割れの進展にともなう破壊の状況を観察するとともに、荷重と梁部材角の関係や、載荷履歴にともなう緊張材張力の変動を測定した。

図3にU3試験体の、曲げせん断試験時におけるP- $\delta$ 関係と、曲げせん断試験最終時のひび割れ性状を示す。ここで、Pは梁端部載荷荷重、 $\delta$ は図2における標点1-10間の相対変位を示す。Rotationは $\delta/L$ で定義され、Lは図2に図示されている。全ての試験体のP- $\delta$ 関係とひび割れ性状は定性的にみて大きな差は見られなかったため、代表例としてU3試験体を取り上げた。P- $\delta$ 関係は、PC部材特有のエネルギー吸収の小さい原点指向型の履歴曲線を示している。各試験体での最大耐力は表1に示す通りである。ひび割れは、目地の柱面又は梁面のいずれかから進展し、梁の部材回転角が大きくなるに従って、目地

付近の梁圧縮縁の圧壊が次第に梁載荷点方向に進展していった。目地以外の部位での曲げひび割れに顕著なものは見られなかった。また、柱の接合部パネルゾーンにせん断ひび割れが生じたのは、梁の終局耐力の大きいU3試験体のみであった。

表-1 試験体の初期緊張力とせん断耐力

試験体	プレストレス導入力			曲げせん断試験		直接せん断試験		
	Pe (kN)	Pe/Ag (MPa)	Pe/(f <sub>c</sub> Ag) (%)	Qum (kN)	Qum+ (kN)	Qu (kN)	Pe* (kN)	Qu/Pe*
U1	243	4.05	11.3	31.8	38.0	143	191	0.75
U2	252	4.20	11.7	43.9	39.6	106	135	0.79
U3	365	6.08	16.9	52.3	51.7	195	279	0.70
U4	240	4.01	11.2	55.3	23.3	122	171	0.71

Pe:全鋼材による緊張力 Ag:梁断面積 f<sub>c</sub>:コンクリート圧縮強度  
 Qum:曲げせん断試験時の最大せん断力 Qu:直接せん断試験時の初滑動時のせん断力  
 Pe\*:Qu測定時の全プレストレス力

図4には、図2に示される線分Aの伸びλと同線分位置の緊張材張力の関係が示されている。緊張材張力は柱側ロードセルにより測定した。線分Aは、図2におけるローラー支点側(図1では梁断面上側)に偏心配置された緊張材位置での初期長さ480mmの線分(両端に矢印)である。この線分Aの伸び量λは、標点間2-4、4-6、6-8、3-5、5-7、7-9に取り付けた6つの変位計の測定値に、平面保持の仮定を適用し計算したものでひび割れ幅を含んでいる。実験ではコンクリートの変形は梁の接合面付近に集中しており、コンクリートと緊張材の適合条件から、コンクリートの変形に対応する緊張材の歪は定着くさび間全域で平均化されと考えられる。すなわち、定着クサビ間距離1500mmの緊張材の伸びは線材Aの伸びλにほぼ等しいことを以下のように検討した。

まず、緊張材の単純引張り試験から得られた鋼材の応力-歪関係を用いて、長さ1500mmの緊張材が単純引張りを受けた時の引張力と対応する伸びの関係を計算する。このときの伸びは、初期緊張力125kNを受けたときの材長を基準にした。図4の点線は、この結果を示したもので、緊張力導入時の緊張材伸びをゼロにとっている。各試験体とも、最初は伸びと緊張材張力が線形的に増加する。伸びが大きくなると、緊張材は降伏し緊張材張力は頭打ちとなる。どの試験体から得られる履歴曲線も、点線で示される1500mmの鋼材の引張力-伸び関係の曲線がほぼ包絡する形となっている。この挙動は、線分Aの伸びλは、定着クサビ間距離1500mmの緊張材の伸びにほぼ等しいためと帰着される。さらに、計算の結果をみてみると、目地部をまたぐ標点間160mmの伸びが、変位測定区域内で算出される伸びの90%程度以上を占めている。試験中に、目地付近のひび割れは、目地界面

表-2 コンクリートと鋼の力学的特性

コンクリート	圧縮強度 (MPa)	圧縮強度時歪 (%)
梁および柱	36.0	0.281
目地モルタル	54.3	0.230

鋼材	降伏応力 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
緊張材*1	1830 <sup>2</sup>	1970	211
D10	378	541	181

\*1 SWPR7B 12.7mmを使用  
 \*2 0.2% Offset降伏応力

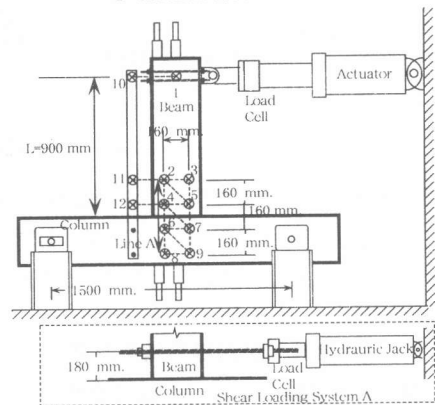


図-2 載荷装置と変位計の標点

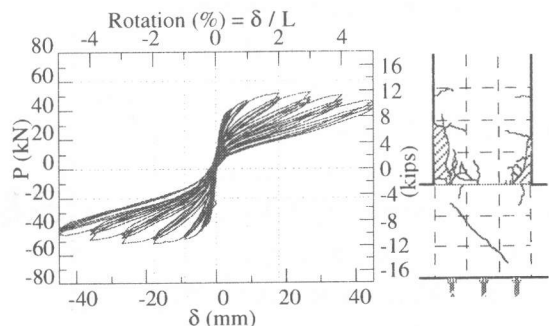


図-3 U3試験体のP-δ関係とひび割れ図

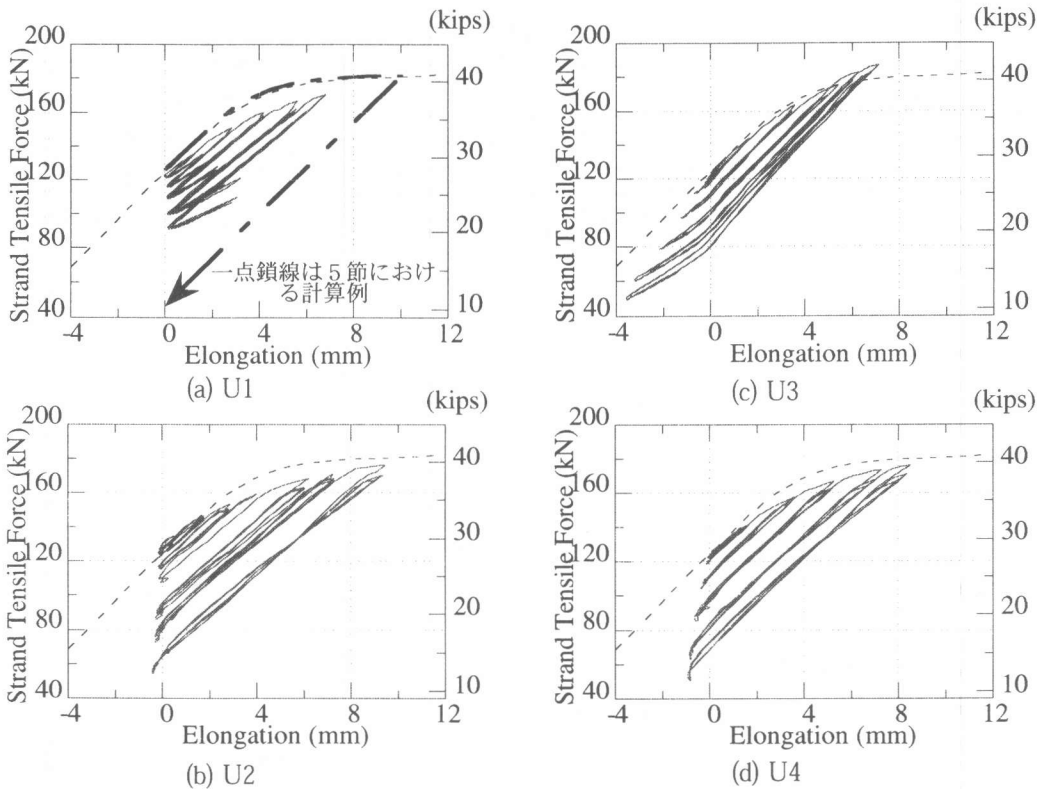


図-4 緊張材張力と線分Aの伸びλの関係

に集中することを考慮すると、緊張材位置での目地界面での開き幅が、緊張材全体の伸びにほぼ等しいという仮定でも良さそうである。第5節でこの仮定に基づいたモデルを構築し、実験とモデルの緊張材張力の変動を比較することにより、この仮定の妥当性を検証する。

#### 4. 直接せん断試験の結果概要

直接せん断試験では、±5%まで梁部材角を経験した圧着接合面に直接せん断力を加え、せん断力と滑り量の関係を測定した。図5は直接せん断試験において、目地でのせん断力と図2における標点4と12の相対水平変位の関係を示している。滑り量が10mm以下ではせん断耐力が最初の滑動時より多少低くなるものもあるが、その後徐々に耐力は上昇する。つまり、通常のせん断破壊のような不安定な脆性破壊とはならない。この理由として、まず滑り量が大きくなると緊張材に伸びが生じ、緊張材張力が上昇し

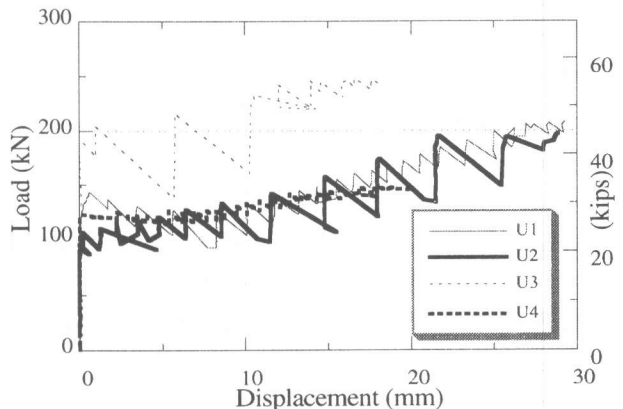


図-5 直接せん断試験におけるせん断力と標点4および12の相対水平変位

て圧着力が増加することが考えられる。さらに、緊張材が目地近辺で折れ曲がることで緊張材張力に梁断面せい方向成分が現われ、せん断力に直接抵抗することも考えられる。

初滑動時のせん断力と、そのときの緊張材張力の値は、表1に示されているが、この両者の比が摩擦係数と考えられる。本実験では、0.70から0.79の間に分布する。これらの摩擦係数は梁部材角が5%と大変形を受け、目地付近の梁端部が、図3の様にかかりの損傷を受けた後の試験体から得られた値であることに注意する必要がある。経験梁部材角が小さいときには、この摩擦係数は1.0程度にまで上がることが岡本[2]によって報告されている。

### 5. 鋼材のプレストレスと直接せん断耐力の推定

以上の試験結果に基づき、圧着接合部のモデル化を行い、緊張材張力の減退と、これに基づくせん断耐力の下限値を推定する手順を説明する。第3節の曲げせん断実験結果から、全ての変形は目地と柱の界面で生じ、柱と梁は剛体運動をすると仮定する。この仮定に基づき、曲げせん断試験において、梁は、柱

面での断面降伏後、中立軸を中心に剛体回転すると考える。まず、終局強度時の引張側緊張材張力をACI318-95[3]の略算式から算出し、これに圧縮側コンクリートと残りの鋼材が釣り合うように中立軸深さを求める。この中立軸を中心に梁が剛体回転をすると仮定する。本来、梁の中立軸は、断面の曲げモーメントとともに変動するはずであるが、ここでは一定値をとることにして計算を進める。中立軸深さがわかれば、ある梁部材角に対応する緊張材位置での目地の開きが計算できる。これを、緊張材の全伸び量に等しいとする。次に、図4の点線の様な緊張材の材料特性から決まる緊張材張力-伸び関係を用い、計算された伸び量に対応した緊張材張力を計算する。次に、緊張材の初期弾性係数を用いて、図4で定義された緊張材の伸びが0に戻った時、つまり梁部材角が0に戻った時の、緊張材張力を計算する。図4の(a)には、緊張材位置での目地の開きが10mmであるときの計算例が一点鎖線で示されている。

この方法を用い、4体の試験体で、梁部材角で1、2、3、4、5%を経験した後の、緊張材張力の計算を行い、実験で得られた値と比較をしたのが表3である。各欄の上の値はここで用いた仮定に基づいて計算した緊張材張力である。欄の括弧内の数字は計算値と実験値の違いをパーセントで示している。到達梁部材角が3%までのとき、計算値のエラーは、U3試験体の10%を除いて5%以下に納まっている。到達梁部材角が3%を超えると、予想緊張材張力は最大32%、実験値を下回ることがわかる。実験値を下回る傾向があるのは、同じ梁載荷端水平変位に対応するモデルでの緊張材の伸び量より、実際の伸びが小さいと考慮される。これらの結果より、経験梁部材角が3%以下ならば、剛体回転の仮定は実際の挙動をよく表わしているといえる。また、経験梁部材角が3%をこえると、剛体回転の仮定は緊張材張力を低めに見積もることになる。

既に、第4節では5%の梁部材角を経験した圧着接合面での摩擦係数は少なくとも0.70であることが確かめられた。この摩擦係数0.70を、上述の方法で推定した緊張材張力に乗ずれば、任意の梁部材角を経験した部材の直接せん断耐力の下限値が推定できることになる。

表-3 経験梁部材角に対応する  
予想緊張材張力(kN)

試験体	経験梁部材角				
	1%	2%	3%	4%	5%
U1	120 (-1.5)	120 (3.8)	113 (2.6)	103 (2.5)	90 (-3.3)
U2	122 (-3.3)	112 (0.0)	93 (-3.9)	70 (-17)	44 (-32)
U3	124 (4.5)	114 (2.3)	102 (10)	84 (-4.7)	62 (-24)
U4	121 (-0.4)	114 (1.6)	95 (-3.0)	73 (-9.3)	48 (-32)

括弧内は実験値との比較(%)

表-4 試験結果から予想される、  
特定の梁部材角を経験した後  
のせん断耐力(kN)

試験体	経験梁部材角				
	1%	2%	3%	4%	5%
U1	171	162	154	141	130
U2	176	157	135	117	91
U3	253	243	217	211	202
U4	172	166	156	144	138

## 6. 日本建築学会 PC 設計施工規準との比較

ここでは、部材角 1, 2, 3, 4, 5% を経験した緊張材の伸びが、0 に戻った時の緊張材張力を各試験体ごとに実験結果から求めた。これらの緊張力に、一律に摩擦係数 0.7 を乗じて求めたせん断耐力の下限値を表 4 に示されている。第 1 節で述べたように、PC 規準では、終局時に梁から柱へのせん断力伝達を保証する為に、0.5 の摩擦係数を用いて必要圧着力を求めている。本研究で用いた試験体の初期緊張力に、0.5 を乗じて得られるせん断耐力は、U1, U2, U4 で 125kN, U3 で 185kN である。これらの値を表 4 の値と比較すると、U2 において経験梁部材角が 4% および 5% のときに、PC 規準の要求するせん断耐力 125kN を満足できないことになる。

以上の結果から、緊張材の断面配置について考察する、緊張材と中立軸の距離が小さく、大きな塑性変形を受けない緊張材が少なくとも一本配置されることにより、緊張力の減退は許容範囲内に抑えられることを示している。U2 に比べ偏心距離が小さい U1 と、断面中心に緊張材を配置した U3 や U4 が、経験梁部材角 5% まで、PC 規準で要求される圧着力が保証されているのはこのためと考えられる。

## 7. 結論

- (1) 緊張材張力の減退は、緊張材の本数や断面内の位置により変化する。緊張材が経験した伸びにより張力の減退量は決まる。
- (2) 本研究で用いられた試験体において、緊張材の伸びは、目地における緊張材位置の開口幅にほぼ等しい。この事実に基づいた剛体回転モデルを用い、3% までの梁部材角を経験したプレストレストコンクリート部材の緊張材張力を、比較的精度良く予想することができる。
- (3) 日本建築学会 PC 設計施工規準・同解説に記される終局時の摩擦係数 0.5 と初期導入緊張力を乗じて求めた圧着面のせん断耐力は、経験梁部材角が 3% までは安全側の評価を与える。しかし、経験梁部材角が 3% を越えると、偏心距離が大きい緊張材を有する圧着面では、緊張材張力の減退にともない、前記のせん断耐力を確保できない場合が有り得る。

### [謝辞]

本研究は、(社)建築研究振興協会に設けられた共同研究「PC 構造設計・施工指針の作成」の研究調整委員会・構造性能評価WG(委員長：岡本伸、主査：渡邊史夫)で行われたものである。本研究の遂行にあたり、(株)竹中工務店・技術研究所の岡本晴彦氏及び京都大学の渡辺史夫教授・西山峰広助手に貴重な御意見を頂きました。また、住友電気工業(株)にはストランドを御提供頂きました。

### [参考文献]

- [1] 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、1993
- [2] 岡本晴彦: PC 協同研究-部材接合部の性能評価 シリーズ I 実験結果中間報告集 第 1 版、1997.1
- [3] American Concrete Institute: Building Code Requirements for Reinforced Concrete, 1995.
- [4] 西山峰広ほか: プレキャストプレストレストコンクリート圧着梁柱ト型骨組の載荷試験、その 1: 実験概要、その 2: 実験結果および考察、日本建築学会学術講演梗概集、構造 IIC, pp. 1057-1060, 1993.
- [5] PC 構造設計指針作成のためのフィジビリティスタディー共同研究研究報告書、1995 年 12 月