シアキーと接合幅をもつ PCa 構造接合部のせん断挙動と耐力評価に関する研究

STUDY ON SHEAR BEHAVIOR AND TRANSFER CAPACITY IN PRECAST CONCRETE CONNECTION WITH DIFFERENT WIDTHS AND SHEAR KEYS

齊 煒*, 榎谷 榮次**, 伊藤 嘉則***

Wei QI, Eiji MAKITANI and Yoshinori ITO

The connection in precast concrete structure shares the important role for transfer of shear acting along the interfaces. The shear transfer capacity of connection is affected on shear elements such as joint concrete, connecting reinforcement and shear key. Also, it is greatly subjected to connection width formed between two precast units. However, there exist little the monographers which discussed on effect of the width in a precast concrete structure connection on shear transfer capacity. Herein, the direct shear test was performed for the purpose of investigating the contribution of connection width to shear transfer capacity. On the basis of test results obtained, the shear transfer capacity of connection was evaluated by using a compressive strut model. It was found that the theoretical results might estimate well the test ones.

Keywords : connection width, compressive strut mechanisms, slip displacement, shear keys

接合幅, 圧縮ストラット機構, すべり変位, シアキー

1. 序

フルプレキャスト鉄筋コンクリート（以降、PCa 構造と呼ぶ）における接合部は、2 個の PCa ユニットが接合筋及びシアキーによって接合される。この PCa 構造接合部では、ユニット間はジョイントコンクリートによって充填され、接合幅が形成されることが実際の施工で一般的に行っている。その接合幅の大きさは、施工性を優先して決められることが多い。PCa 構造接合部におけるせん断伝達については、多くの研究により、接合筋及びシアキーに関してのせん断抵抗機構が明らかになりつつあり。しかし、その多くは、接合幅を一定としたものであり、接合幅の違いが、せん断伝達能力に与える影響について調べた研究は、皆無に近いと思われる。これに対して著者らは、既往の研究⁵⁾でジョイントコンクリート及び接合筋からなり、シアキーのないプレーンタイプの PCa 構造接合部の直接せん断実験を行った。それによるとせん断伝達能力は、2 つの PCa ユニット間に存在する接合幅に大きな影響を受けることが明らかとなった。また、そのせん断力に対する評価式も提案し、実験結果に良く対応することが検証された。

そこで本研究では、せん断抵抗要素として重要なシアキーを含めた PCa 構造接合部のせん断伝達能力として、接合幅が与える影響について調べることを目的とし、PCa 構造接合部の直接せん断実験を行った。更に、得られた実験結果をもとにして、2 つの接合面のシ

アキー間に形成される圧縮ストラットモデルを用いて、接合幅を考慮に入れたせん断耐力に対する評価式を導いた。その結果、評価式は、実験結果を精度良く推定することが検証された。以下に、得られた研究成果を報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

本研究に用いた試験体は、図 1 に示すように、架構式及び壁式を問わない、PCa 構造における鉛直接合部を応力伝達要素として局部的に想定したものである。試験体は、中央部にモルタルと接合筋で 30, 60, 120, 160, 200mm の幅を有する接合部を構成し、接合面にはシアキーを付設して、2 個のユニットの PCa 部材で挟む形とした。但し、接合部内には接合筋以外の鉄筋（補強筋）を施していない。また、接合幅を 0mm とした PCa—RC 造試験体との比較も行っている。なお、今回の実験で使用した接合筋は、せん断抵抗を単純化するため、通し鉄筋（SD345）としている。また、接合筋径に対する定着長さの影響をなくす為、接合筋末端は定着ワッシャーと鉄筋ネジで固定した。試験体の製作方法は、あらかじめ型枠を水平に設置し、接合面型枠はシアキーを付すために発泡スチロールを接着し、先に接合筋を 2 ユニットの PCa 部に渡して配筋し、ユニット部は主筋 4-D16（SD785）とせん断補強筋 D13（SD785）@70mm で補強した。ま

* 関東学院大学大学院工学研究科建築学専攻 工修

** 関東学院大学工学部建築学科 教授・工博

*** 建材試験センター中央実験所構造グループ 工修

Graduate Student, Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Kanto-Gakuin, M. Eng.

Prof., Department of Architecture, Faculty of Engineering, Kanto-Gakuin University, Dr. Eng.

Japan Testing Center for Construction Material, M. Eng.

た加力治具固定用に P C 鋼棒 17φ を埋め込んだ後、PCa 部にコンクリートを打設した。養生脱型後は、中央接合部における型枠としての発泡スチロール材を撤去して、接合境界面には摩擦抵抗をなくするため表面にグリスを塗布して接合部にモルタルを打設した。製作した試験体は合計 66 体とし、変動要因は、表 1 に示すように、接合幅、接合筋径 (D10,D13,D16)、本数(2,3,4,5 本)、シアキーの形状及びシアキーの個数とした。シアキー形状は、図 2 に示すとおりシアキー幅高さ比とシアキー角度を変化させた 9 種類のシアキータイプを接合境界面に配置した。ただし、シアキー形状は、既往の研究成果¹⁾を参考にして、シアキー深さに対する幅比を 2～8 まで設定し、推定されるシアキーの破壊モードが起り得る形状を適用した。試験体における材料性状は表 2 及び表 3 に示す。

図 1 試験体及び計測方法

図 2 シアキー形状図

接合幅
接合筋直径
JPC60-16×2-C1-30
接合筋本数
シアキー-type
接合部モルタル強度

表 1 試験体一覧表

No	試験体名	変動要因			No	試験体名	変動要因		
		接合幅	接合筋	シアキー形状			接合幅	接合筋	シアキー形状
1	JPC00-10×2-C1-30	10×2			34	JPC200-16×2-A-30			A
2	JPC00-13×2-C1-30	13×2			35	JPC200-16×2-B-30	200	16×2	B
3	JPC00-16×2-C1-30	16×2			36	JPC200-16×2-E-30			E
4	JPC00-16×2-C1-40	16×2			37	JPC30-16×2-C1-30	30		C1
5	JPC30-10×2-C1-30	10×2			38	JPC30-16×2-C1-30			
6	JPC30-13×2-C1-30	13×2			39	JPC60-16×2-C1-30	60		
7	JPC30-16×2-C1-30	16×2			40	JPC60-16×2-C1-30			
8	JPC60-10×2-C1-30	10×2			41	JPC60-16×2-C2-30	16×3		C2
9	JPC60-13×2-C1-30	13×2			42	JPC60-16×2-C3-30			C3
10	JPC60-16×2-C1-30	16×2			43	JPC200-16×2-C1-30	200		C1
11	JPC120-10×2-C1-30	10×2			44	JPC200-16×2-C1-30			
12	JPC120-13×2-C1-30	13×2			45	JPC200-16×2-C2-30			C2
13	JPC120-16×2-C1-30	16×2			46	JPC200-16×2-C3-30			C3
14	JPC200-10×2-C1-30	10×2			47	JPC00-10×2-F-21	10×2		
15	JPC200-13×2-C1-30	13×2			48	JPC00-13×2-F-21	13×2		
16	JPC200-16×2-C1-30	16×2			49	JPC00-16×2-F-21	16×2		
17	JPC200-16×2-C1-40	16×2			50	JPC30-10×2-F-21	10×2		
18	JPC00-16×2-D-30	16×2			51	JPC30-13×2-F-21	13×2		
19	JPC00-16×2-D-40	16×2			52	JPC30-16×2-F-21	16×2		
20	JPC30-16×2-D-30	16×2			53	JPC60-10×2-F-21	10×2		
21	JPC30-16×2-D-40	16×2			54	JPC60-13×2-F-21	13×2		
22	JPC60-16×2-D-40	16×2			55	JPC60-16×2-F-21	16×2		
23	JPC60-16×2-D-40	16×2			56	JPC120-10×2-F-21	10×2		
24	JPC120-16×2-D-30	16×2			57	JPC120-13×2-F-21	13×2		
25	JPC120-16×2-D-40	16×2			58	JPC120-16×2-F-21	16×2		
26	JPC200-16×2-D-40	16×2			59	JPC200-10×2-F-21	10×2		
27	JPC200-16×2-D-40	16×2			60	JPC200-13×2-F-21	13×2		
28	JPC30-16×2-A-30	16×2			61	JPC200-16×2-F-21	16×2		
29	JPC30-16×2-B-30	16×2			62	JPC120-13×3-G-21	120	13×3	
30	JPC30-16×2-E-30	16×2			63	JPC200-13×3-G-21	200		
31	JPC60-16×2-A-30	16×2			64	JPC120-13×4-G-21	120	13×4	
32	JPC60-16×2-B-30	16×2			65	JPC200-13×4-G-21	200		
33	JPC60-16×2-E-30	16×2			66	JPC120-13×5-G-21	120	13×5	

表 2 コンクリート材料性状

No	PCa部コンクリート			接合部モルタル*		
	σ_B	F_t	E_c	σ_{Bj}	F_t	E_c
	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²
1～4	31.9	2.6	22.1	40.1	3.7	22.0
5～7	32.0	2.6	28.2	53.0	4.4	22.2
8～10	31.3	2.7	24.9	59.0	4.7	22.6
11～17	32.3	2.3	24.7	57.2	3.3	22.0
18～22	28.2	2.1	23.3	38.0	2.4	23.3
23～27	27.8	2.4	23.2	42.7	2.3	23.7
28～36	34.2	2.2	21.7	35.1	2.7	22.5
37～46	34.5	2.2	20.8	35.0	2.3	21.4
47～49	24.4	2.4	22.1	32.8	2.6	22.0
50～55	26.0	2.2	28.2	41.5	2.6	22.2
56～61	25.2	2.3	24.9	37.5	2.0	22.6
62～66	24.2	2.2	24.7	41.0	2.2	22.0

σ_B , σ_{Bj} : 圧縮強度, F_t : 割裂強度, E_c : ヤング係数

*: 接合幅0mmの試験体には、RC部コンクリート強度とした。

表 3 鉄筋の機械的性質

試験体No	種類	降伏強度	引張強度	ヤング係数
		σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)
No.1～No.17	D10	367	541	193
	D13	373	527	187
	D16	371	595	211
No.18～No.28	D16	377	537	207
No.28～No.36	D16	390	596	191
No.37～No.46	D16	390	596	197
No.47～No.66	D10	455	607	192
	D13	388	538	191
	D16	403	619	204

なお本論では、接合部内にモルタルを使用した、実際には、接合幅の大きさによって、コンクリートを使用するところもあり得る。その場合、粗骨材のかみ合い作用による効果が発揮されるものと考えられる。しかし、せん断耐力に与えるその影響は小さいと思われる。また一軸圧縮強度で評価するので、どちらの材料を使用しても同じとして扱った。

2.2 加力方法と測定方法

加力方法は、図3に示すように試験体を垂直に設置し、試験体のPCa部に埋め込んだPC鋼棒によって、水平方向から接合部の中心線上に、押し引き用のオイルジャッキを用いてせん断力を与えるS型加力方式で行う。加力スケジュールは、No1～No34及びNo47～62試験体は、変位制御により、相対すべり変位(以降、すべり変位と呼ぶ)±0.5,1,2,4,6,8,10,12mmの8サイクルに+15mmの押し切りを加えた変位制御による正負交番繰返し載荷とした(一部の試験体では終局変形を+12mmまで制御した)。No.35～No.46及びNo.62～No.66試験体は、一方向単調水平力を加えて、15mmまで変位制御による載荷とした。

測定方法は、図1に示すように、PCa部に設置した高感度変位計によってPCa部材間のすべり変位を測定し、相対すべり変位 δ とする。また、荷重は加力用のオイルジャッキに取り付けた1MNロードセルによって測定し、接合筋に貼付したワイヤーストレインゲージによって接合面近傍における接合筋各部のひずみを測定する。

図3 加力図

3. 実験結果

3.1 ひび割れ及び破壊性状

各試験体の破壊モードを表4に示した。ここで、破壊モードAはシアキー隅角部から加力鉄板を結ぶ斜めひび割れによる破壊、破壊モードBは2個のシアキー間のシアオフ破壊⁶⁾、破壊モードDはシアキー隅角部近傍PCa部の圧壊による破壊、破壊モードEはシアキー隅角部近傍接合部側のコンクリート圧壊による破壊、破壊モードFは接合部斜めひび割れの進展による破壊。[AB]、[FD]などの2つの記号を含めたものは、最初の記号は最大耐力時に観察し得られた破壊モード、第2番の記号は最大耐力後に観察し得られた破壊モードである。なお、記号が1つのものは、最大耐力時及び最大耐力後の破壊モードが同じであったことを示す。代表的破壊モードを生じる試験体における接合部ひび割れ性状を図4に示した。試験体接合部の界面にグリスを塗布しているため、加力初期より接合界面に初ひび割れが生じていた。但し、接合幅、シアキー形状による変化は見受けられない。その後、接合幅0mmは、シアキー隅角

図4 各破壊モードとひび割れ性状

部から加力鉄板を結ぶ斜めひび割れ(図4(a))、接合幅30と60mmでは、1組のシアキー隅角部を結ぶ斜めひび割れ(図4(b))、接合幅120mmは、シアキー2組の隅角部を結ぶ斜めひび割れ(図4(c))を生じた。シアキーの個数の違いによる影響は、図4のd, e, fに示すように、シアキーEタイプの試験体には、初ひび割れ後にシアキーから約45度の斜めひび割れが発生した。その後、荷重の増大によって、隣接2個のシアキーの隅角部を結ぶひび割れ①を生じた。最終破壊性状は、各試験体ともに端部のシアキーの端部から3つ目のシアキーを結ぶ斜めひび割れ②の急激な進展により滑り面が形成され、荷重が急激に劣化し、終局に至っている。また、シアキー形状の違いによる影響は図4のg, h, nに示すように、最大耐力まで殆んど見られない。但し、すべり変位の増大により、角度 $\phi=90^\circ$ のシアキー部分の支圧破壊によるコンクリートの剥落が激しくなるのに対して、シアキーtypeC2,C3($\phi=60,45^\circ$)の方が斜めに沿って滑りが卓越したことが見受けられた。

以上の破壊性状について検証すると、既往の論文⁷⁾によれば、接合幅の影響を考慮してない試験体に対して、シアキーの幅/高さ比 $h/t=5$ より小さい形状ではシアキーのせん断破壊、 $h/t=5$ 以上であればシアキー隅角部の支圧破壊という破壊モードが指摘されているが、しかし、本研究のように接合幅がある場合には殆どの場合がシアキー内の斜めひび割れ(破壊モードF)で最大耐力が生じ、脆性的な破壊を生じることが判った。この斜めひび割れは、斜張力破壊に似た挙動を示していた。しかし、実際にはシアキー内(接合幅の違いにより1組又は2組)の圧縮域を、数本の斜めひび割れの進展により、最大耐力が得られるという破壊性状を示していた。このような場合、ひび割れが生じたジョイントコンクリート内では、圧縮主応力方向(ひび割れ方向)に、なお内力として抵抗し、圧縮力は、シアキー内の圧縮域を、直線的に流れていき、ストラット構造に近い耐荷機構を形成していると考えられる。しかし、接合部分には、せん断補強筋などの補強鉄筋がないため、接合部モルタルは、周辺の拘束効果を受けて圧縮ストラットに相当するコンクリートが一軸圧縮強度に達した瞬間に破壊を引き起こしたものと考えられる。従って、接合幅を有する試験体に対して、シアキーがせん断(支圧)破壊耐力に

達する前に、シアキー内の斜めひび割れが進展し、接合部内に形成された圧縮ストラットがコンクリート圧縮強度に達して、最大耐力に至ると考えられる。

3.2 履歴性状及び強度性状

シアキーを有する試験体に対して、図5に示すように、加力初期は殆どすべり変位は生じておらず、ほぼ荷重軸と平行に耐力上昇を続けており、多くの試験体で初ひび割れによりすべり変位を生じている。また、接合部内に斜めひび割れ破壊が生じると急激に耐力が低下すると共に、変位の増大と接合筋が降伏を示した。その後、変位の増加に伴いながら緩やかに耐力の低下を続け、すべり変位15mm時にはシアキーのない試験体^{5,10)}とほぼ同等の耐力となった(図5に破線で示す)。最大耐力レベルでシアキーによる変位の拘束、せん断伝達が支配的であることが判り、どの試験体においても脆性的な破壊を示した。

各試験体に対して、最大荷重時 Q_{max} の耐力及び変位を表4に示す。最大耐力時に見られた破壊モードは、接合幅0mmを除いて、概ね斜めひび割れ(ひび割れモードF)による破壊であった。しかし、最大耐力時におけるすべり変位は $\delta_s=0.10\sim 3.2\text{mm}$ とその範囲がやや大きい。更に、接合幅及びシアキー形状などの影響因子と明確な関係は見られなかった。ただし平均的には、0.68mmであり、微小変形で最大耐力が得られることが分かる。

また、既往の研究によると、シアキーの高さ幅比(h/t)が5を境に破壊モードが決まるとされている。そこでシアキー形状による比較として図6に最大せん断力とシアキー幅高さ比の関係を示す。図6より、 h/t が5以下の試験体typeA,Bについて、せん断面積に着目して見ると、せん断面積に比例した最大せん断応力が得られていない。更に、 h/t が5以上のtypeC1,D,Eの試験体のうち、接合幅60mmの試験体を見ると、TypeDの鉛直投影面積(A_s)はTypeEより大きい。また、最大せん断応力は、TypeEの方が高い傾向を示していた。また、全体的な傾向としても、最大せん断応力とせん断面積並びにシアキーの支圧面積とは、明確な関係が見受けられなかった。

一方、シアキー形状の違いが、せん断力に与える影響を調べるために、シアキー側面角度に違いのあるtypeC1, C2, C3試験体においては、図7に示すように、シアキー側面角度が45度のtypeC3試験体が相対的に高い耐力を示した。また、シアキー高さの違いによる影響を調べるために、試験体No.1~No.17によるシアキー高さ15mm(幅/高さ比が75/15)の試験体と試験体No.47~No.61のシアキー高さ

図6 せん断力とシアキー幅高さ比の関係

30mm(深さ幅比が30/75)試験体の最大せん断応力を図8にプロットした。変動要因がシアキーの深さのみである場合、シアキーの深さが大きい方(15mm⇒30mm)が、最大せん断応力は増大する。これは、シアキーの幅 h が一定の場合には、接合部内に形成された圧縮ストラットの面積がシアキー支圧面積(シアキーの深さ)に強く依存しているためと考えられる。

図8 シアキーの高さによるせん断耐力の比較

また、実験結果一覧表4を見ると、試験体における接合部コンクリート(モルタル)強度 σ_{Bj} 、鉄筋強度 σ_y 、シアキーの形状(h/t)及び接合筋の断面積(a_s)が違っているので、比較を容易にする為に、ここでは、実験から得られたせん断耐力を無次元化したもの $\tau_u/\sigma_{Bj} \cdot \lambda$ と接合筋係数 q/λ との関係を図9にプロットした。ここで、 $\tau_u=Q_{max}/A$ 、 $q_c=a_s \cdot \sigma_y/A \cdot \sigma_{Bj}$ 、シアキーの断面積比 $\lambda=A_s/A$ 、 A は試験体の全せん断面積、 A_s はシアキーのせん断面積である。なお、ここでの検証は、シアキーを有するものの接合幅の影響を考慮しない既往の終局

図5 試験体における代表的な荷重・変位曲線

図9 接合係数—せん断力の関係

せん断強度式⁸⁾と実験結果との比較を行うため、無次元化に用いたファクターは、既往のせん断強度式に用いられている因数をもとに採用した。これより、プロットされたせん断耐力に対する実験値は、接合係数の増加と共にあるばらつきを持って増加する傾向が見られる。一方、ダウエル効果を見捨てた望月式¹⁰⁾と同じようにせん断抵抗はシアキーの直接せん断抵抗と接合筋のせん断摩擦抵抗が累加できると考えて、実験結果から、下限近似線(式1)を求めた。しかし望月式(式2)と比較すると、下限近似線(式1)は、望月式の半分ぐらいいかない。これは接合幅による耐力低下に起因しているためと推測される。

実験結果と建築学会式²⁾及び望月・楨谷・永坂式¹⁰⁾の比較を図10に示した。接合幅の影響を考慮していない既往の接合部せん断耐力式(建築学会式、望月・楨谷・永坂式)は接合幅の増大につれ、いずれも過大評価になっていることが判る。また、接合幅0mmの試験体に対して、建築学会式及び望月式の比較は、平均的に見ると、 $Q_{\text{実験値}}/Q_{\text{学会}}=0.85$ 、 $Q_{\text{実験値}}/Q_{\text{望月式}}=0.88$ となり、やや低く20%以内に収まること判った。

図10 接合幅—学会式及び望月式との比較

3.3 接合筋における応力状況

接合筋の裏および表に貼り付けたゲージによって鉄筋のひずみ変化を測定した。ここで、各測定点における表裏ひずみの和の平均を軸力によるひずみ、差の1/2を曲げによるひずみとして弾性範囲において換算を行った。接合筋に作用する軸力と曲げモーメントは下式に示した。(drは、接合筋の直径)

$$M = \frac{(\sigma_{\text{表}} - \sigma_{\text{裏}}) \cdot \pi \cdot dr^3}{2 \cdot 32} \quad (\text{弾性曲げモーメント}) \quad (1)$$

$$N = \frac{(\sigma_{\text{表}} + \sigma_{\text{裏}}) \cdot \pi \cdot dr^2}{2 \cdot 4} \quad (\text{弾性軸方向力}) \quad (2)$$

式(1)及び式(2)を用いて計算された結果によると、各試験体では、加力初期より全体に引張力が発生しており、初ひび割れと共に曲げ

モーメントが発生する。最大耐力時には、概ね接合筋降伏軸力の40%~90%程度の引張力が発生しており、接合幅が小さくなるにつれて引張力は大きくなっている。ここにシアキーを有する試験体とシアキーの無い試験体^{5,10)}の接合筋における最大モーメント部の曲げモーメント M 、軸方向力 N の関係を図11に示した。シアキーの無い試験体は曲げモーメントが大きく発現したことに對して、シアキーを有する試験体は最大耐力までほぼ直線的に増加し、大きな引張軸力を生じているが、曲げモーメントは相対的に小さい。最大耐力以降は接合筋断面に働く曲げ抵抗の方が支配的である。これは、シアキーの有無によって、最大耐力レベルで接合筋の引っ張りによるせん断摩擦抵抗と曲げモーメントによるダウエル抵抗の卓越性の違いに起因していると考えられる。なお、ここで言うせん断摩擦抵抗とダウエル抵抗とは、以下のように定義する。接合界面にすべり変形を生じた時、接合筋には塑性ヒンジが形成される。このヒンジ間における接合筋直下のコンクリートは、支圧による抵抗メカニズムを示す。この抵抗メカニズムを曲げモーメントによるダウエル抵抗とする。更にすべり変形が進むと接合筋には、局部的なくびれ変形が生じ、曲げモーメントによるせん断力以外に接合筋には、降伏引張力が生じる。この引張力の反力によって接合界面の垂直方向には、コンクリートによる圧縮応力が作用する。この抵抗メカニズムを、接合筋の引張によるせん断摩擦抵抗とする。

図11 接合筋における曲げモーメント・軸力の関係

また、各試験体の最大耐力レベルにおける接合筋の弾性域レベルの引張軸力 N_{max} 及び接合筋の弾性域レベル段階最大曲げモーメント M_{max} に対して、接合筋の降伏引張力 $N_y (= \sigma_y \cdot \pi dr^2/4)$ 及び降伏曲げモーメント $M_y (= \sigma_y \cdot \pi dr^3/32)$ との比を求めると、接合筋の引張軸力低減係数 $\gamma_s (\gamma_s = N_{\text{max}}/N_y)$ と曲げモーメント低減係数 $\gamma_m (= M_{\text{max}}/M_y)$ が得られる。その各低減係数を接合幅との関係で図12に示す。

この図によると、最大耐力時において接合筋の引張(平均 $N_{\text{max}}/N_y = 0.612$)によるせん断摩擦は、接合筋の曲げモーメント(平均 M_{max}

図12 接合筋の各低減係数—接合幅の関係

/ $M_y=0.246$)によるダウエル抵抗より大きく支配されていることが判る。また、接合幅が大きくなるにつれて、軸力低減係数 γ_s が低下している傾向が見られる。これは、接合幅の違いが接合筋のせん断摩擦抵抗に大きく影響を与えているためと考えられる。

4. せん断抵抗機構の考察

4.1 全せん断抵抗機構

シアキーを持つ試験体に対して、接合部のせん断抵抗要素として、(1)シアキーのせん断及び支圧抵抗 Q_{C1} 、(2) 接合部ジョイントコンクリートのせん断抵抗 Q_{C2} 、(3) 接合筋によるせん断摩擦抵抗 Q_f 、(4)接合筋のダウエル抵抗 Q_d を考える（接合面にグリスを塗布したため、コンクリートの付着摩擦抵抗を無視した）。図 13 には各せん断抵抗提案モデルを示す。これらの抵抗要素において、シアキーのせん断抵抗及び接合部コンクリートのせん断抵抗が微小変位で耐力を発揮する抵抗特性をもつ。一方、鉄筋のダウエルせん断抵抗は、すべり変位がある程度以上になると、耐力を十分に発揮する抵抗特性を示す。従って、各せん断抵抗は単純に累加できないと考えられる。シアキーを有する試験体に対して、剛性が大きいシアキーの拘束によって、試験体は微小変形でせん断力が最大値に至り、脆性的なせん断破壊性状を示す。従って、本論文では、試験体がある程度のすべりを生じる時(あるいは最大耐力以後)のせん断耐力 Q_{u1} を評価することを省略して、主に微小変形で至るせん断力の最大値をせん断抵抗 Q_u として評価する。

なお、補強筋を施した場合、鉄筋による拘束効果などの付加的な効果が生じることが推測される。これに対して、本論で得られる結果は、下限値を与えるものとして考えられる。従って、補強筋を使用した場合については、その付加的な効果を除けば、本論の試験体条件でも十分検証するに値するものと思われる。

接合幅をもつ試験体のひび割れ性状によると、シアキーがせん断(支圧)破壊を生じる前に、ジョイントコンクリートが先に破壊することが認められた。これより、シアキーを有する接合部コンクリートのせん断抵抗(Q_c)は、シアキーのせん断(支圧)抵抗(Q_{C1})とジョイントコンクリートのせん断抵抗(Q_{C2})の内、小さい方の値によって決められる。また、接合筋のせん断摩擦抵抗(Q_f)とダウエル抵抗(Q_d)に対して、鉄筋のひずみ分布から求めた接合筋の軸力及び曲げモーメントの低減係数 γ_s 、 γ_m 分布を見ると、接合筋の引張軸力と曲げモーメント負担率は異なっている。従って、接合筋の引張によるせん断摩擦が、接合筋のダウエル抵抗より大きく支配されていることが判る。ここで、微小変形で最大耐力のせん断抵抗 Q_u は接合筋のダウエル抵抗 Q_d を無視して、ジョイント部コンクリートのせん断抵抗 Q_c と接合筋のせん断摩擦抵抗 Q_f の和として次式のように与えられる。

$$Q_u = Q_c + Q_f \quad (3)$$

$$Q_c = \min(Q_{C1}, Q_{C2}) \quad (4)$$

$$Q_{C1} = \min(Q_{SC}, Q_{CC})$$

ここで、シアキーのせん断抵抗 Q_{C1} は、シアキーの直接せん断破壊及び支圧破壊によって、既往の研究によって、以下の式によって与えられる。

$$Q_{SC} = 0.09 \cdot \sigma_{BP} \cdot A_{SC} \cdot n \text{ (シアキーせん断破壊)}^{(8)} \quad (5)$$

$$Q_{CC} = \sigma_{BP} \cdot A_s \cdot n \text{ (シアキー支圧破壊)}^{(6)} \quad (6)$$

ここで、 σ_{BP} はコンクリート圧縮強度(PCa 部又は接合部の圧縮強

図 13 シアキーを有する試験体のせん断抵抗モデル

4.2 接合筋のせん断摩擦抵抗 Q_f

接合筋のせん断摩擦抵抗 Q_f に関して、図 14 に示すように、シアキー内に接合筋を有する場合について、接合部コンクリート内部で、接合筋の降伏合力 N と斜めストラットに生じる圧縮合力及びせん断摩擦力 Q_f が釣り合いを保つ。軸心と ϕ の傾きをもつストラットによる微小要素を考えると、ストラットの圧縮力による応力 σ_s とせん断力による応力 τ_s が作用する。

接合幅を有する場合、図 12 に示すように、接合幅が大きくなるにつれて、接合筋が生じる軸力は漸減していることより、接合幅を有する試験体の接合筋のせん断摩擦抵抗 Q_f は、図 12 の近似曲線から得られた低減係数 γ_s を適用すると、次式のように与えられる。

$$Q_f = \mu \cdot N = \mu \cdot \gamma_s \cdot N_0 = \gamma_s (\mu \cdot 0.74 \cdot \Sigma a_s \cdot \sigma_y) = \gamma_s \cdot Q_0 \quad (7)$$

既往の研究^{8), 9)}によると、接合幅が 0 の場合に生じるせん断摩擦抵抗 $Q_{f0} (= \mu N_0)$ は、修正 Mohr-Coulomb 理論から導かれた接合筋によるせん断摩擦抵抗望月式 $Q_{f0} = 0.54 \cdot \Sigma a_s \cdot \sigma_y$ ⁸⁾ が多くの実験から検証された。ここで、本論文と照合すると、望月氏等が示した論文によると軸力低減係数は、0.64 となっている。本論の実験結果に基づく回帰式による軸力低減率は、0.74 で望月らの 0.64 より高い値を示しているが、平均値 0.61 と比べるとほぼ一致することから、ここで、望月式を採用すると、(7)式は次式のように変換される。

$$Q_f = \gamma_s \cdot Q_{f0} = e^{-0.0029L_j} 0.54 \cdot \Sigma a_s \cdot \sigma_y \quad (8)$$

ここで、 a_s は、接合筋の全断面積、 σ_y 、接合筋の降伏強度、 L_j は、ジョイント接合幅(mm)。

また、シアキー間に形成された圧縮ストラット中の応力 σ_s とせん断応力 τ_s を接合面の垂直及び水平な応力 (σ_x , σ_y , τ_{xy}) に変換すると、次式が成り立つ。

図 14 接合筋摩擦抵抗によるストラット機構

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \sigma_s \sin^2 \phi - 2\tau_s \sin \phi \cos \phi \\ \sigma_y &= \sigma_s \cos^2 \phi + 2\tau_s \sin \phi \cos \phi\end{aligned}\quad (9)$$

$$\tau_{xy} = \sigma_s \sin \phi \cos \phi - \tau_s (\cos^2 \phi - \sin^2 \phi)$$

ジョイントコンクリート部に形成された圧縮ストラットの中に、 τ_s を無視すると、(9)式から、 σ_s 及び τ_{xy} は、次式のように与えられる。

$$\tau_{xy} = \sigma_s / \tan \phi \quad (10)$$

ここに、せん断力がストラットにおいて一様に分布していると仮定すると、シアキーに作用するせん断抵抗 Q_f は、 $Q_f = \tau_{xy} \cdot n \cdot bh$ 及び $\sigma_s = \sigma_x = \beta_c \cdot \sigma_B$ の関係を用いると、(10)式から次のように表される。

$$Q_f = \beta_c \cdot \sigma_B \cdot n \cdot bh / \tan \phi \quad (11)$$

ここで、 $\tan \phi = L_j/h$ (接合幅が小さい場合)、または $\tan \phi = L_j/(2h+H)$ (接合幅が大きい場合)、 β_c は、コンクリートの圧縮ブロック係数。(11)式から接合幅 L_j が大きくなると、 Q_f は低減することがわかる。また、圧縮ストラットに作用する圧縮力は、シアキーの界面において、水平応力度 σ_x による合力に対応する接合筋の引張軸方向力 N と等しくなる。従って、 τ_s を無視すると、(9)式と図14から次式を導かれた。

$$N = \sigma_s \cdot n \cdot b \cdot h \approx \beta_c \cdot \sigma_B \cdot n \cdot bh / \sin^2 \phi \quad (12)$$

これより、接合幅の軸力、接合幅 L_j が大きくなると、減少することが認められる。また、 $\tau_{xy} = Q_f/(n \cdot bh)$ を(10)式に代入すると、圧縮ストラット応力 σ_s は次式のように与える。

$$\begin{aligned}\sigma_s &= Q_f \cdot \tan \phi / (n \cdot b \cdot h) \\ &= e^{-0.0029L_j} \cdot 0.54 \cdot \sum a_s \cdot \sigma_y \cdot \tan \phi / (n \cdot b \cdot h)\end{aligned}\quad (13)$$

ここで、 b は試験体厚さ(mm)、 h はシアキーの幅である(mm)。

4.3 ジョイントコンクリートのせん断抵抗 Q_{C2}

ジョイントコンクリート接合部のせん断抵抗(Q_{C2})に関しては、試験体のひび割れ性状を考慮し、図15に示すように、圧縮ストラットは、接合幅が小さい時に、1組のシアキーの内部で形成されるが、接合幅が大きい時には、2組のシアキーにかけて形成される。そこで、接合部のせん断抵抗(Q_{C2})は、次式に示した。

接合幅が小さい時 ($0 < L_j \leq 60$)

$$Q_{C2} = A_s \cdot \sigma_c \cdot \tan \theta_1 \cdot n \quad (14)$$

接合幅が大きい時 ($60 < L_j \leq 200$)

$$Q_{C2} = A_s \cdot \sigma_c \cdot \tan \theta_2 \cdot (n-1) \quad (15)$$

ここで、 σ_c はシアキー間に形成されたストラットの圧縮応力であり、 θ はひび割れ図に対応する圧縮ストラットの接合部軸心に対する傾斜角であり、接合幅が小さい場合、 $\tan \theta_1 = L_j/h$ 、接合幅が大きい場合、 $\tan \theta_2 = L_j/(2h+H)$ 。接合幅を有するPCa接合部がせ

図15 圧縮ストラットによるせん断抵抗機構

ん断力を受けると、接合筋のせん断摩擦による圧縮ストラット機構とジョイントコンクリートに形成された圧縮ストラットが同時に接合部に混在する。そのため、図14及び図15に示すように、接合筋のせん断摩擦による圧縮ストラット機構の中に生じている圧縮応力 σ_s とシアキー間に形成された圧縮ストラット機構の中に生じる圧縮応力 σ_c との間には、両応力の傾きが異なることによる影響を無視すると、下式が成り立つ。

$$\sigma_s + \sigma_c = \nu \cdot \sigma_{Bj} \quad (16)$$

ここで、 σ_{Bj} は接合部モルタルの圧縮強度。 ν は圧縮ストラット内部のモルタル(コンクリート)圧縮強度の軟化低減係数。本来、低減係数 ν は鉄筋比及びひび割れに大きく影響されるが、ここでは簡単にするために、これを無視して、コンクリートの圧縮強度のみを考慮し、有効係数 $\nu = 0.7 - (\sigma_{Bj}/200)^4$ を採用した。(16)式を利用すると、(14)及び(15)式は次式のように書き換えられる。

接合幅が小さい時

$$Q_{C2} = A_s \cdot (\nu \cdot \sigma_{Bj} \cdot \sigma_s) \cdot \tan \theta_1 \cdot n \quad (17)$$

接合幅が大きい時

$$Q_{C2} = A_s \cdot (\nu \cdot \sigma_{Bj} \cdot \sigma_s) \cdot \tan \theta_2 \cdot (n-1) \quad (18)$$

式(3)~(16)から、接合幅を有するPCa接合部のせん断抵抗 Q_0 が得られる。得られた実験値と提案式の比較を図16に示した。接合幅を考慮した本提案式は、接合幅0mmの結果を除いて、平均値は1.01、相関係数 γ は0.87、標準偏差 σ は0.167が得られ、実験結果とよく対応しているものと考えられる。ただし、上述のせん断抵抗式は、次の適用範囲の中で考えなければならない。

$$\begin{aligned}0 \leq \sigma_B \leq 35 \text{ N/mm}^2, & \quad 345 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_y \leq 395 \text{ N/mm}^2, \\ 10 \text{ mm} \leq d_b \leq 16 \text{ mm}, & \quad 0 \text{ mm} < L_j \leq 200 \text{ mm}\end{aligned}$$

図16 実験値/提案式値—接合幅との関係

5. まとめ

シアキーと接合幅を有するPCa接合部におけるせん断実験を行い、以下の事柄が示唆される。

1. 接合幅を有するPCa接合部では、接合幅の違いによって、せん断耐力は著しく変動する。
2. 接合幅により破壊性状が異なり、接合部に生じる斜めひび割れによって最大耐力は与えられる。
3. 最大耐力レベルに対して、接合筋のせん断摩擦抵抗はダウエル抵抗より支配的である。接合幅が大きくなるにつれ、接合筋のせん断摩擦抵抗も漸減する傾向を示す。
4. ジョイントコンクリートからなる接合部において圧縮ストラット機構を提案し、これより導かれた評価式は、実験結果をよく表わしていると判断される。

表4 試験体強度一覧表

NO	試験体	最大耐力		Q _f (kN)	Q _c (kN)	Q _u (kN)	破壊 モード	NO	試験体	最大耐力		Q _f (kN)	Q _c (kN)	Q _u (kN)	破壊 モード
		耐力 (kN)	変位 (mm)							耐力 (kN)	変位 (mm)				
1	JPC00-10×2-C1-30	175.4	0.44	28.2	96.9	125.1	A	34	JPC200-16×2-A-30	74.3	0.33	50.8	46.5	97.4	F
2	JPC00-13×2-C1-30	185.7	0.48	51.2	96.9	148.1	AD	35	JPC200-16×2-B-30	81.7	0.12	50.8	34.9	85.7	F
3	JPC00-16×2-C1-30	227.1	0.83	79.7	96.9	176.6	AD	36	JPC200-16×2-E-30	90.6	0.24	50.8	53.1	104.0	F
4	JPC00-16×2-C1-40	187.4	0.43	79.7	96.9	176.6	AB	37	JPC30-16×3-C1-30	212.2	1.12	116.6	122.7	239.3	FA
5	JPC30-10×2-C1-30	144.8	0.38	26.1	94.07	120.2	FA	38	JPC30-16×3-C1-30	217.2	0.33	116.6	122.7	239.3	FA
6	JPC30-13×2-C1-30	199.6	0.51	47.5	89.94	137.4	FA	39	JPC60-16×3-C1-30	200.8	1.08	108.2	125.1	233.3	FA
7	JPC30-16×2-C1-30	132.5	0.41	74.0	84.8	158.8	FA	40	JPC60-16×3-C1-30	163.1	0.51	108.2	83.4	191.6	F
8	JPC60-10×2-C1-30	116.3	0.54	24.2	92.9	117.1	FA	41	JPC60-16×3-C2-30	213.7	1.02	108.2	125.1	233.3	FD
9	JPC60-13×2-C1-30	144.4	0.78	44.0	89.06	133.1	FA	42	JPC60-16×3-C3-30	235.4	1.01	108.2	114.6	222.8	FE
10	JPC60-16×2-C1-30	145.7	0.48	68.6	84.29	152.9	FA	43	JPC200-16×3-C1-30	113.3	0.11	76.2	61.4	137.6	FA
11	JPC120-10×2-C1-30	95.6	0.41	20.9	47.87	68.7	F	44	JPC200-16×3-C1-30	123.1	0.10	76.2	75.6	151.8	F
12	JPC120-13×2-C1-30	137.5	1.00	37.9	46.22	84.1	F	45	JPC200-16×3-C2-30	133.0	0.14	76.2	75.6	151.8	F
13	JPC120-16×2-C1-30	147.8	0.98	59.1	44.17	103.2	F	46	JPC200-16×3-C3-30	151.2	0.98	76.2	75.6	151.8	FA
14	JPC200-10×2-C1-30	78.4	0.48	17.1	48.24	65.3	FE	47	JPC00-10×2-F-30	155.2	1.30	35.1	148.0	183.1	AB
15	JPC200-13×2-C1-30	83.4	0.4	31.0	46.89	77.9	FE	48	JPC00-16×2-F-30	267.5	1.20	53.2	142.0	195.2	AB
16	JPC200-16×2-C1-30	104.0	0.52	48.4	45.21	93.6	FA	49	JPC00-16×2-F-30	352.2	0.47	86.7	142.0	228.7	AB
17	JPC200-16×2-C1-40	97.0	0.23	48.4	45.21	93.6	F	50	JPC30-10×2-F-30	190.6	3.20	32.6	149.3	181.9	FE
18	JPC00-16×2-D-30	150.2	0.53	81.0	102.8	183.8	AB	51	JPC30-13×2-F-30	168.0	0.08	49.4	140.6	189.9	FD
19	JPC00-16×2-D-40	149.2	0.47	81.0	102.8	183.8	A	52	JPC30-16×2-F-30	191.6	0.78	80.4	125.2	205.7	FE
20	JPC30-16×2-D-30	132.5	0.41	75.2	58.17	133.3	FD	53	JPC60-10×2-F-30	182.7	0.54	30.2	131.9	162.2	FA
21	JPC30-16×2-D-40	120.6	0.44	75.2	58.17	133.3	FD	54	JPC60-13×2-F-30	149.7	1.04	45.8	126.9	172.7	FD
22	JPC60-16×2-D-40	116.2	0.52	69.7	58.83	128.5	FA	55	JPC60-16×2-F-30	162.6	0.95	74.6	109.6	184.3	F
23	JPC60-16×2-D-40	105.3	0.38	69.7	58.11	127.8	FA	56	JPC120-10×2-F-30	115.3	0.49	26.0	80.0	106.0	FE
24	JPC120-16×2-D-30	65.1	0.02	60.0	29.64	89.6	FA	57	JPC120-13×2-F-30	130.2	0.10	39.4	72.2	111.6	FE
25	JPC120-16×2-D-40	78.5	0.26	60.0	29.64	89.6	FA	58	JPC120-16×2-F-30	148.6	0.08	64.2	67.8	132.0	F
26	JPC200-16×2-D-40	84.14	0.29	49.1	40.77	89.9	F	59	JPC200-10×2-F-30	86.2	0.24	21.3	66.9	88.2	FD
27	JPC200-16×2-D-40	84.14	0.93	49.1	40.77	89.9	F	60	JPC200-13×2-F-30	83.2	1.10	32.3	61.2	93.5	F
28	JPC30-16×2-A-30	146.7	0.49	77.7	55.4	133.1	FD	61	JPC200-16×2-F-30	110.3	0.57	52.6	57.6	110.2	F
29	JPC30-16×2-B-30	182.2	0.51	77.7	88.72	166.5	FD	62	JPC120-13×3-G-30	141.2	0.54	59.1	63.6	122.7	FE
30	JPC30-16×2-E-30	153.2	0.81	77.7	59.15	136.9	FD	63	JPC200-13×3-G-30	110.8	0.08	48.4	65.9	114.3	F
31	JPC60-16×2-A-30	174.4	2.03	72.1	55.4	127.5	FE	64	JPC120-13×4-G-30	208.9	1.80	78.9	102.6	181.4	FE
32	JPC60-16×2-B-30	134.0	1.46	72.1	89.81	161.9	FA	65	JPC200-13×4-G-30	198.6	1.70	64.6	106.1	170.6	FD
33	JPC60-16×2-E-30	150.2	1.62	72.1	29.94	102.1	FE	66	JPC120-13×5-G-30	270.4	0.80	98.6	127.1	225.7	F

参考文献

- 1) 日本建築学会編：「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」1999
- 2) 日本建築学会編：「壁式プレキャスト構造鉄筋コンクリート造設計基準・同解説」，1982
- 3) 日本建築学会編：「プレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工」，1986
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1997
- 5) 斉 暁，植谷栄次，水上明，謝 爽：シアキーがなく接合幅を持つ PCa 構造接合部のせん断挙動と耐力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 560 号，pp. 147～154，2002. 10
- 6) 日本建築学会編「現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説(2002)」，pp. 67～69，2002
- 7) 黒正清治：プレキャストコンクリート構造接合部に関する研究，日本建築学会論文集，No. 89，pp. 141，1963. 9，
- 8) 日本建築学会編：「壁プレキャスト構造の鉛直接合部の挙動と設計法」，pp. 103，1989
- 9) Shuang XIE., Eiji MAKITANI., Syouhei OGAWA : The Dowel Action of Steel Bars in the Joint Connection of Precast Reinforced Concrete, Proceeding of the Japan Concrete Institute., Vol. 6., No. 2., pp. 835～840, 1994
- 10) 小野寺知子，植谷栄次，水上明，謝 爽：「シアキーを有する PCa 構造接合部におけるせん断伝達に関する研究(その 1，その 2)」 日本建築学会大会講演梗概集(九州)，pp. 759～762，1998. 9
- 11) 斉 暁，植谷栄次，水上明，小野寺知子，渡部洋，柳柄康：「シアキーを有する PCa 構造接合部におけるせん断伝達に関する研究(その 3，その 4，その 5.)」 日本建築学会大会講演梗概集(中国)，pp. 643～648，1999. 9
- 12) 植谷栄次，小川祥平，謝 爽：「接合幅を有するプレキャスト部材接合部のダウエル筋のせん断伝達(その 1～2)」 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)，pp. 761～764，1994. 9
- 13) 吉野次彦・植谷栄次・松崎育弘・石橋一彦・永坂具也：「プレキャスト部材接合面の性能に関する研究(その 1，その 2，その 3) 既往の耐力評価式と滑り変位の関係についてー接合幅を有する場合」，日本建築学会大会講演梗概集(北海道)，1995. 8
- 14) 大淵英夫，中野克彦，松崎育弘他：「ずれ変形を考慮したプレキャスト部材接合面におけるせん断伝達に関する研究」 日本建築学会構造系論文報告集 491 号，pp. 97～104，1997. 6
- 15) 望月重，植谷栄次，永坂具也：「壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造鉛直接合部のせん断耐力」 日本建築学会構造系論文報告集，第 424 号，pp. 11～p22，1991. 6
- 16) 斉 暁，植谷栄次，水上明：シアキーと接合幅を有する PCa 構造接合部のせん断伝達に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 697～702，2002. 6
- 17) 斉 暁，植谷栄次，伊藤嘉則：シアキーと接合幅を有する PCa 構造接合部のせん断伝達に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 697～702，2003. 7
- 18) 松崎育弘，福山淳，木村博：壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の鉛直接合部に関する実験研究，日本建築学会大会学術講演梗概集(九州) pp. 211～212，1989. 10

(2003年7月7日原稿受理，2004年1月7日採用決定)