

論文 異形鉄筋をずれ止めに用いたコンクリート間接合面のせん断挙動

高橋 良輔*1・島 弘*2・松岡 智*3・土屋智史*4

要旨: プレキャスト部材と場所打ちコンクリートを一体化させる方法として、異形鉄筋を接合面のずれ止めに用いる方法がある。しかし、このような接合面のせん断挙動を耐荷機構の観点から明らかにした研究は少ない。そこで本形式の耐荷機構に基づくせん断耐力式とせん断力-ずれ変位関係を構築することを最終的な目的として基礎的な押抜き実験を行い、接合面のせん断挙動を調べた。その結果、せん断耐力とせん断力-ずれ変位関係の形状はずれ止め筋の径とコンクリート強度によらないこと、せん断耐力はずれ止め筋の引張耐力に強く相関する可能性、せん断力-ずれ変位関係はほぼ2直線となることなどが明らかとなった。

キーワード: プレキャスト, 接合, 鉄筋, せん断, ずれ止め, ダウエル作用

1. はじめに

コンクリート部材のプレキャスト化は、施工の合理化による生産性向上と、品質管理の容易さによる設計性能の担保に対する信頼性向上が期待されている。特に大型化されたプレキャストコンクリート部材（以下、プレキャスト部材）は、運搬の制約やコスト面から分割化やハーフ・プレキャスト化されており、このような部材を利用する構造物の一体性の評価、すなわち接合部の性能が重要な課題である。

プレキャスト部材を一体化する方法の一つとして、プレキャスト部材同士を場所打ちコンクリートで一体化する方法がある。この接合面では、引張力、圧縮力、せん断力を伝達する必要がある。プレキャスト床版のように、接合面が部材軸に対して直交方向にあり、主に曲げなどの面外作用に抵抗する場合には、継手の一部として多くの研究がなされている。また、プレキャスト桁を並べて場所打ちコンクリートにより結合するような、接合面が部材軸方向に存在する場合には、接合面におけるせん断力の伝達を考慮する必要がある。せん断力の伝達方法は種々存在するが、簡易な方法として異形鉄筋を、いわゆるずれ止めとして、接合面直交方向に設置する方法がある。この方法は接合面のせん断力に対する一体性を確保すると同時に、直交方向力に対しても鋼材による高剛性かつ高強度の結合による一体性も確保でき、また、埋込み部を部材のせん断補強にも利用できる。

一方、この結合方法におけるせん断耐力やせん断力-ずれ変位関係に対する性能予測式は未だ確立しておらず、実験での照査に依る必要がある。更新などのニーズを考えると、今後より多様な条件下での利用が予測できることから、有限要素解析への適用等を見据えた、耐荷メカニズムに立脚した汎用性の高い性能予測式が必要である。

そこで本研究では、異形鉄筋をずれ止めとして用いたプレキャスト部材と場所打ちコンクリートの接合部に対する耐荷メカニズムの解明とせん断性能の予測式の構築を目的とし、基礎的な実験とせん断挙動の考察を行なった。

2. 実験概要

2.1 接合面の力学モデル

対象とする接合は、コンクリート同士の接合面とそれと直交する異形鉄筋からなる。したがって、圧縮力に対してはコンクリート及び鉄筋の圧縮抵抗、引張力に対しては鉄筋の引張抵抗、せん断力に対してはコンクリート接合同士の付着と摩擦、鉄筋のダウエル作用により抵抗する。本研究では、このうち鉄筋のダウエル作用によるせん断抵抗のみを対象とした。このせん断抵抗機構は、合成構造部材に用いられる頭付きスタッドの抵抗機構に見かけ上類似するが、頭付きスタッドは鋼板に溶着されているため、コンクリートと棒鋼間のダウエル作用のみならず、鋼板と棒鋼の結合部分や鋼板も抵抗機構を担う点で大きく異なる。ダウエル作用については微小変位領域を対象とする既往の研究¹⁾があるが、本研究では終局までを対象とした。

2.2 実験供試体

プレキャストコンクリートと場所打ちコンクリート接合面にずれ止めとして用いる鉄筋（以下、ずれ止め筋）のダウエル作用によるせん断挙動を調べるため、押抜き実験を実施した。供試体寸法形状を図-1に示す。図-1の薄墨色部および図-2に示すプレキャストブロックに図-1の白色部で示される場所打ちブロックを打継いでL, Rブロックを作成し、それらを図-3のように部材に埋め込んだボルトと添接板で結合して供試体とした。

場所打ちブロックは、プレキャストブロック上に型枠

*1 秋田大学 大学院理工学研究科准教授 博(工) (正会員)

*2 高知工科大学 システム工学群教授 工博 (正会員)

*3 ランデス(株) 技術部部长 博(工) (正会員)

*4 (株)コムスエンジニアリング 代表取締役 博(工) (正会員)

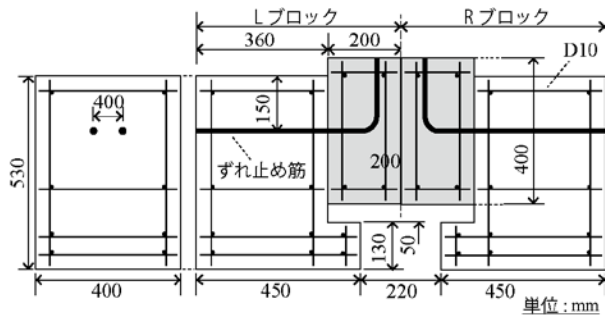


図-1 供試体形状・寸法

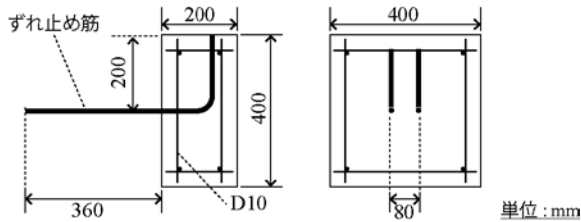


図-2 プレキャストブロックの形状・寸法

を設置し、プレキャストブロックの材齢1週間程度で打設した。各ブロックの打設方向は図-4に示す方向とした。なお、プレキャストブロック側の接合面は、型枠面で平滑である。ずれ止め筋には、縦リブが無くひずみゲージの貼付けが容易であるねじふし鉄筋を用いた。場所打ちブロック側のずれ止め筋は、付着性状を調べるためストレート定着とした。一方、プレキャストブロック側は、本载荷装置の寸法の都合上、ブロック寸法を小さくする必要から曲げ定着とした。

2.3 载荷方法及び計測項目

载荷方法を図-4に示す。ジャッキと载荷版の間には球座を設置した。頭付きスタッドの押抜き実験では、コンクリートブロック下面を床で全面支持した場合にブロックに横方向拘束が生じることや、ブロックの回転により接合面において摩擦が発生することが明らかとなっている²⁾。また既往の報告³⁾では、力の作用位置を明確にし、ブロックの回転による摩擦を低減するためにローラー支持とコンクリートブロックの開き止めを併用する方法が示されている。そこで、本実験もローラー支持と開き止めを併用する方法とし、純せん断に近くなるようにプレキャストブロック上面の両端部に载荷し、場所打ちブロックの接合面位置で支持した。さらに、接合面の摩擦を極力低減するために0.3mm厚のフッ素樹脂シートを2枚重ねて接合面に敷設した。シート間にはシリコングリースを薄く散布した。

開き止め具は、両ネジを切ったSS400で直径25mmの拘束用丸鋼と、SS400で厚さ22mmの支圧鋼板からなる。これらを場所打ちブロック側面の上下に、ナットの手締めにより丸鋼が落下しない程度の拘束を与えて設置した。鋼板と場所打ちブロック間の不陸は石膏により減じた。

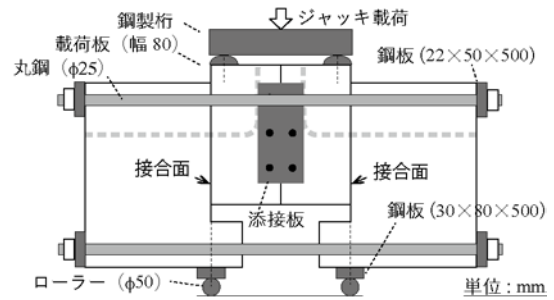


図-3 载荷方法

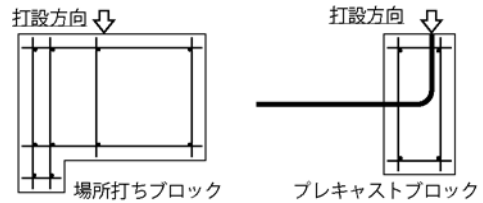


図-4 打設方向

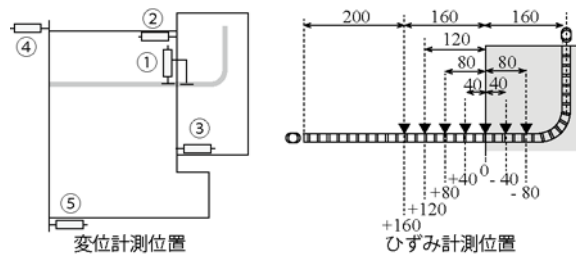


図-5 計測位置

载荷は静的载荷であり、残留ずれ変位を計測するため、荷重が50kN、100kN、150kN、200kN、250kNの時、及びずれ変位が0.3mm、0.5mm、0.75mm、1.0mm、1.5mm、2.0mm、3.0mm、5.0mm、6.0mm、8.0mm、10mm、15mm、20mmの時を基準として除荷を行った。

図-5に変位とひずみの計測位置を示す。ずれ止め筋位置の接合面の相対ずれ変位、場所打ちブロックの回転、プレキャストブロックと場所打ちブロック間の開きを計測するため、変位計を設置した。また、鉄筋は接合面の開きによる引抜き力を受けると仮定し、付着性状を調べるためにずれ止め筋の軸ひずみを計測した。ふしの無い面を上下面となるようにずれ止め筋を設置し、その面にひずみゲージを貼付けた。付着力分布の把握のため、計測位置は接合面位置から40mm間隔とし、接合面位置を原点として場所打ち側を正、プレキャスト側を負として接合面からの距離で示すこととした。

2.4 実験パラメータ

表-1に供試体種類とその材料諸元を示す。実験パラメータは、ずれ止め筋の径とコンクリート強度とした。ずれ止め筋の呼び径は13mm、16mm、19mmの3水準とした。圧縮強度はD16のずれ止め筋に対して変化させた。接合部の挙動はプレキャストブロックと場所打ちブロックの平均挙動であるため、両ブロックのコンクリート

表-1 供試体材料諸元

供試体	ずれ止め筋			f'_c [N/mm ²]	
	呼び径 [mm]	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	場所 打ち	プレ キャスト
No.1	16	406	557	69.9	59.8
No.2				55.3	40.0
No.3				36.8	31.0
No.4	13	388	526	36.1	36.1
No.5	19	403	577	33.8	33.5

表-2 セン断耐力

供試体	計算値①				計算値②	実験値 [kN]	実験/ $V_{u,s}$	破壊 形態	
	$V_{u,c}$ [kN]	$V_{u,s}$ [kN]	V_{su} [kN]	破壊 形態	V_{su} [kN]				
No.1	174.0	110.6	101.8	鉄筋 破断	46.6	95.1	0.93	鉄筋 破断	
No.2	142.5		101.8			95.8	0.94		
No.3	125.6		101.8			108.4	1.06		
No.4	95.8	66.6	61.3			28.3	58.5		0.95
No.5	181.2	165.3	152.1			66.7	-		-

ト圧縮強度差が大きい場合、各強度の影響を計測値から分離できない。そこで、両ブロックのコンクリート圧縮強度が同一となるようにした。ただし、No.1 と No.2 については、圧縮強度が大きく異なる結果となった。

3. 実験結果

3.1 セン断耐力及びせん断力-ずれ変位関係

表-2 にせん断耐力の実験値と各種算定値、図-6 にせん断力-ずれ変位関係の一例を示す。また、図-7 にはせん断力-ずれ変位関係の包絡線による各供試体の比較を示す。せん断力は荷重をずれ止め筋の本数で除したずれ止め筋 1 本あたりの平均せん断力、ずれ変位は 4 箇所 のずれ止め筋位置における相対ずれ変位の平均値である。

実験では、No.5 を除く全ケースで、最大荷重に達した直後、ずれ止め筋の破断により急激な荷重低下を生じた。No.5 は載荷中に供試体が不安定となったため、途中で載荷を中止している。せん断耐力は同一径の No.1~No.3 でほぼ変わらず、コンクリート強度の影響は見られなかった。また、D13 のせん断耐力は D16 のせん断耐力よりも小さくなり、ずれ止め筋径が影響することが確認できた。

表-2 の計算値①は、土木学会複合構造標準示方書の頭付きスタッドの耐力算定式³⁾による値である。

$$V_{u,c} = 31A_{ss}\sqrt{(h_{ss}/d_{ss})f'_{cd}} + 1000 \quad (1a)$$

$$V_{u,s} = A_{ss}f_{ud} \quad (1b)$$

$$V_{su} = V_{0su} + \mu N'_d \quad (2)$$

ここに、 $V_{u,c}$: コンクリートの強度から定まる耐力 (kN), $V_{u,s}$: 頭付きスタッドの強度から定まる耐力 (kN), V_{0su} : 軸圧縮力が作用しない時のせん断耐力 (kN) で、 $V_{u,c}$ と $V_{u,s}$ のうち小さい方を 0.92 倍した値、 N'_d : 接合面に作用する頭付きスタッド 1 本あたりの軸圧縮力 (N), A_{ss} : 頭付

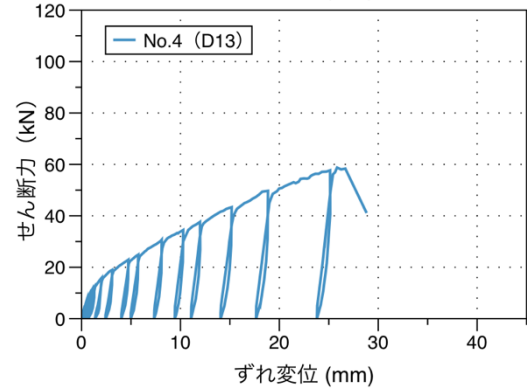
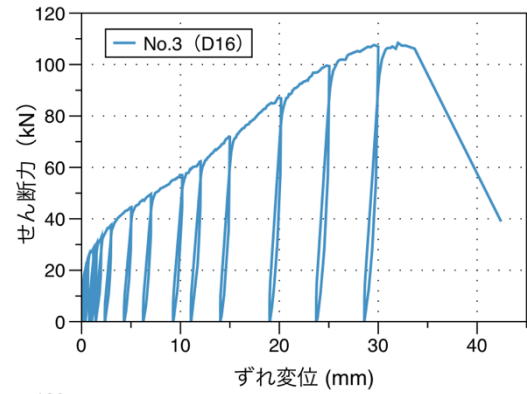


図-6 セン断力-ずれ変位関係 (No. 3, No. 4)

きスタッドの断面積 (mm²), d_{ss} : 頭付きスタッドの軸径 (mm), h_{ss} : 頭付きスタッドの高さ (mm), f_{ud} : 頭付きスタッドの設計引張強度 (N/mm²), f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

頭付きスタッドの断面積、軸径は各々ずれ止め筋の公称断面積、公称径とし、頭付きスタッドの高さは適用範囲内の最大値である 210mm として計算した。また今回は軸圧縮力が作用しないと仮定し、 $V_{su} = V_{0su}$ とした。

計算値②は、ミーゼスの降伏理論から純せん断と平面応力の条件で導いたせん断強度による耐力である。

$$V_{su} = A_s f_y / \sqrt{3} \quad (3)$$

ここに、 A_s : ずれ止め筋の公称断面積 (mm²), f_y : ずれ止め筋の降伏強度 (N/mm²)

No.1~No.4 のせん断耐力は計算値②よりも計算値①に近く、ずれ止め筋径の影響は頭付きスタッドに近いと言える。ただし、頭付きスタッドは付着も無く、そのせん断抵抗は接合する鋼板の曲げ抵抗も含むため、耐力算定については耐荷機構の観点から別途検討が必要である。

図-6 と図-7 のせん断力-ずれ変位関係に示されるように、どの供試体もあるせん断力からせん断力-ずれ変位関係の傾きが小さくなり、それ以降、傾きはほぼ直線となる。傾きが変化するせん断力は、コンクリート強度にはあまり影響を受けず、ずれ止め筋の径が小さくなるにしたがって小さくなった。図-7 では各供試体でずれ止め筋が降伏を開始する点をプロットで示している。後に示すようにずれ止め筋は大きく曲げ変形しているため、

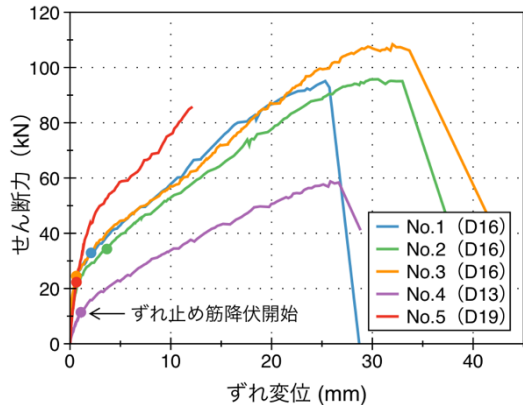


図-7 せん断力-ずれ変位関係 (供試体間での比較)

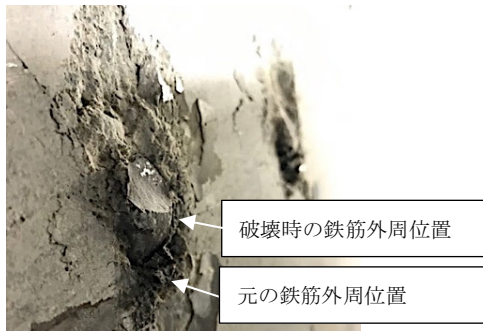


写真-1 ずれ止め筋破断面 (No. 1 プレキャスト側)

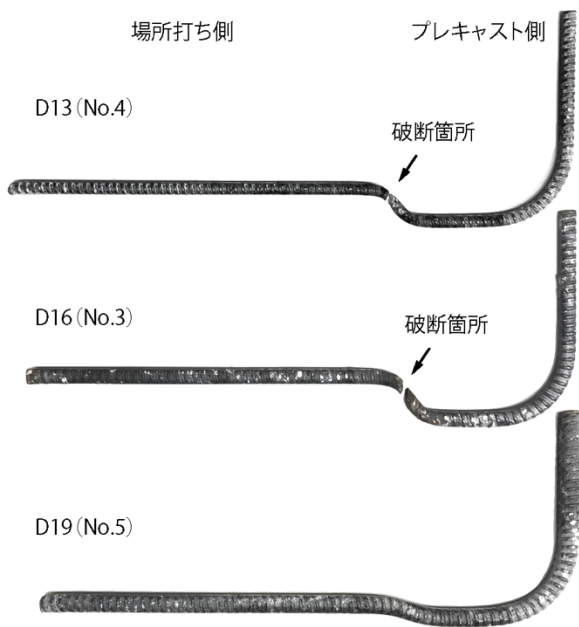


写真-2 ずれ止め筋変形状況

軸ひずみではなく各ひずみゲージの値で降伏開始を判断した。傾きの変化点と降伏開始が概ね一致しているのは供試体 No.3, No.4 のみであり、本検討からは傾きの変化が鉄筋降伏によるものとは断定できなかった。

図-6 の除荷再載荷履歴の形状は概ね等しく、ずれ止め筋径がそれに影響しないことがわかる。他の場合もほぼ同様の傾向で、コンクリート強度の影響も見られな

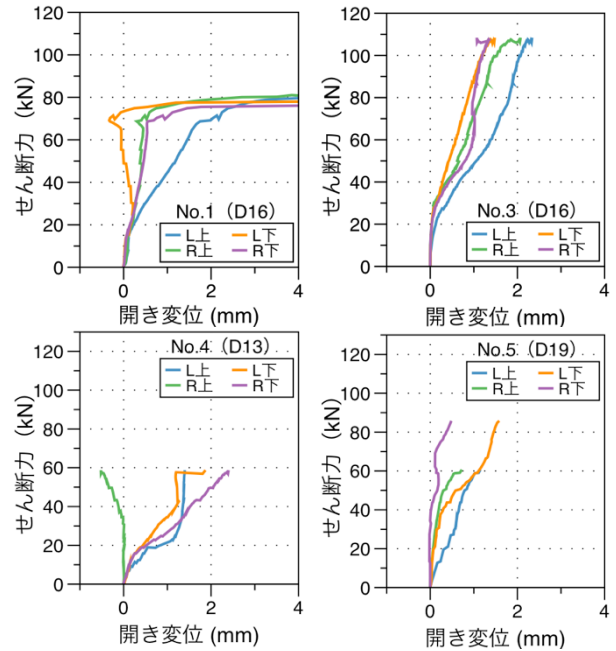


図-8 せん断力-接合面開き関係

った。

3.2 破壊性状

写真-1 に、供試体 No.1 のプレキャストブロック側の破断面を示す。ずれ止め筋は元の位置から直径分程度移動しており、コンクリートが局所的に支圧破壊している様子がわかる。ずれ止め筋の位置からは放射状のひび割れを数本確認したがその幅は非常に小さく、今回の破壊挙動に影響した可能性は少ないと考えられる。

写真-2 に、载荷試験後にはつり出したずれ止め筋の外観を示す。視認しやすくするため、写真には色調整をした。ずれ止め筋は接合面近傍においてダウエル作用による局所的なせん断変形をしている。このことからコンクリートが局所的に支圧破壊していることがわかる。破断時を示す No.3 と No.4 の変形角度ほぼ等しい。载荷途中である D19 の No.5 は、破断した供試体に比べて接合面での変形角度が小さく、せん断力の増加とともに変形角度が増加して最終的に破断に至ることがわかる。

3.3 ブロック変位

図-8 は接合面の上部と下部の開き (図-5 の②, ③) とせん断力の関係の一例である。凡例の L 及び R は、供試体の左右各々の接合面を表す。開きは、供試体の前面と後面の平均値とした。せん断力-ずれ変位関係において、傾きが初期の傾きから変化するせん断力、例えば No.1 と No.3 では 25kN 付近からブロックが開き始める傾向が見られた。接合面の上部や下部に開きが偏るような傾向は見られなかった。

図-9 は左右の場所打ちブロックの上端、下端 (図-5 の④, ⑤) における開きとせん断力の関係である。いずれも上端、下端で開きが見られることから、場所打ちブ

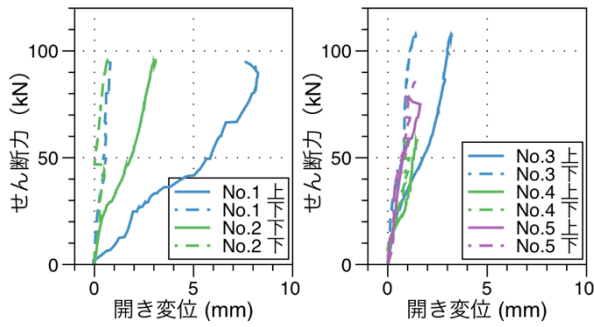


図-9 せん断力-場所打ちブロック開き関係

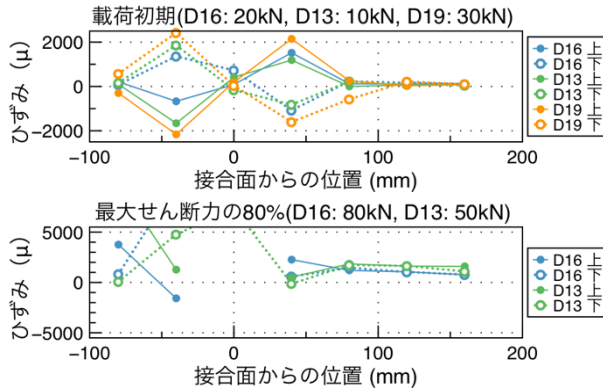


図-10 ずれ止め筋ひずみ分布 (No. 3, 4, 5)

ロックは外側へ曲げ変形しているか全体として外側に移動していることがわかる。上下の差から、No.4とNo.5ではブロックの上下端が均等に開いており、No.1～No.3は上端が開くようにブロックが回転していると言える。既往の頭付きスタッドの押抜き試験に関する研究³⁾では、コンクリートブロックの回転によりコンクリートブロック上部が鋼板と接触して摩擦が生じることが報告されているが、この性状から、本実験においては場所打ちブロックの回転と接合面の接触による摩擦の影響は小さいと考えられる。

3.4 ずれ止め筋のひずみ分布

図-10はずれ止め筋の上、下面のひずみ分布をずれ止め筋径で比較したものである。載荷初期とせん断耐力付近の分布を示した。D13のNo.4ではせん断力が10kN、30kN、D16のNo.3では20kN、40kN、D19のNo.5では30kNの時とした。位置は接合面を原点とし、プレキャストブロック側を負、場所打ちブロック側を正としている。

ずれ止め筋径によらず、載荷初期では接合面から40mmの位置でプレキャストブロック側で下向き、場所打ちブロック側で上向きに大きく曲げられており、接合面では曲げが小さいことがわかる。一方、最大せん断力付近になると圧縮ひずみは小さくなっており、軸引張りひずみ、すなわち引抜きの影響が大きくなっている。

図-11はずれ止め筋の軸ひずみ分布である。載荷初期と最大せん断力付近に加え、せん断力-ずれ変位関係において傾きが初期から変化した後、すなわちNo.3では

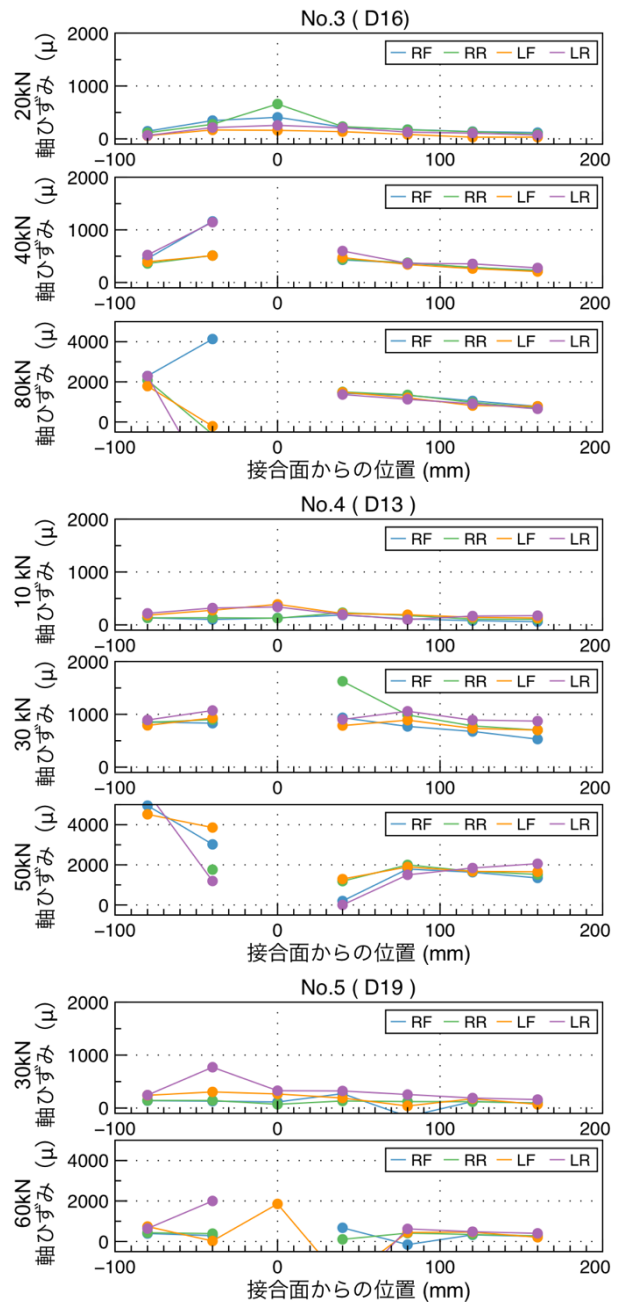


図-11 ずれ止め筋の軸ひずみ分布

40kN、No.4では30kN、No.5では60kNの時点の分布も示した。軸ひずみは測定位置の上下面のひずみを平均して求めた。凡例では、供試体中の各ずれ止め筋を左右ブロック(L, R)と前後面(F, R)の組合せで示した。

局所変形によるひずみゲージの損傷と曲げの影響で、接合面付近の分布傾向が明確ではないが、概ね、接合面からブロック内部に向かって付着作用により軸ひずみが減少している。同一荷重レベルの30kN～40kNでの比較では、D13は径の大きいD16よりも軸ひずみが大きくかつひずみ分布の傾きが緩やかであり、鉄筋径の付着に対する一般的な影響も確認できる。すなわち、鉄筋の引抜き挙動とほぼ同様の性状であり、このひずみ分布に付着の力学モデル⁵⁾⁶⁾を適用すれば、接合面での軸引張力と

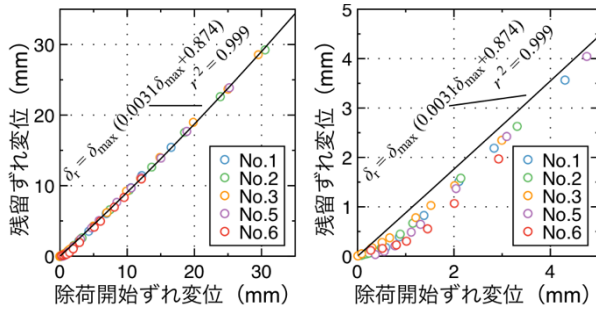


図-12 残留ずれ変位-除荷開始ずれ変位関係

抜出し量を算定できる可能性が考えられる。さらに、接合面のずれ止め筋の軸方向とブロックに働く力の釣合い状態がわかれば、任意のせん断力におけるずれ変位を、ずれ止め筋の軸引張力と引抜き量から算定可能となる。この算定法の構築については今後の課題である。

3.5 残留ずれ変位

図-12 に残留ずれ変位と除荷開始時のずれ変位の関係を示す。右図は左図をずれ変位 5mm の範囲で拡大したものである。本実験においては、コンクリート強度、ずれ止め筋径による違いはなく、以下の関係となった。

$$\delta_r = \delta_{max}(0.0031\delta_{max} + 0.874) \quad (4)$$

ここに、 δ_r :残留ずれ変位 (mm), δ_{max} :除荷開始時のずれ変位 (mm)

ただし、3mm 以下程度の領域では非線形性が強く上式と差が生じるため、今後さらに検討する必要がある。

4. 接合面のせん断耐力算定

プレキャストブロックと場所打ちブロックの境界面では、載荷初期においてずれ止め筋はほぼ軸引張状態となることが図-10 ひずみ分布から明らかである。また、写真-2 からは、破断に至るまで軸引張状態であったことが想像される。ずれ止め筋は最終的に軸引張により破断に至ったと考えれば、鉄筋の引張耐力がせん断耐力に相関すると考えられる。実際に表-2 では、せん断耐力の実験値は鉄筋の引張耐力である $A_s f_u$ にほぼ等しく計算値の80%~98%に収まることが示されている。そのため、本形式の接合面せん断耐力は標準的なコンクリート強度、ずれ止め筋径の範囲内であれば $A_s f_u$ で算定可能であると考えられるが、ずれ止め筋の軸は破断位置でせん断力の作用方向に対して角度を有しているため耐荷機構の観点からは適用できないことは明らかである。鉄筋の引張耐力のせん断方向分力は当然、引張耐力よりも小さくなることから、 $A_s f_u$ による計算値が実験値を過大評価する傾向であることも、単純に鉄筋の引張耐力をせん断耐力として適用できないことを裏付けている。今後、破壊機構に基づいたせん断耐力式の構築のため、破断時のずれ止め筋角度の同定が必要であると言える。

5. 結論

本研究で得られた結論を以下にまとめる。

- (1) 異形鉄筋をずれ止めとするコンクリート間の接合面は、本実験の範囲内では鉄筋破断で破壊し、せん断耐力はコンクリート強度によらない。また、ずれ止め筋径が小さくなるとせん断耐力も小さくなる。
- (2) せん断力-ずれ変位関係は初期に傾きが減少し、その後はほぼ直線となる。ずれ止め筋径が小さくなると、傾きが変化する時のせん断力は小さくなる。
- (3) ひずみ分布と破断後のずれ止め筋の観察から、ずれ止め筋はその径によらず接合面から概ね 40mm の区間で変形することがわかった。
- (4) 除荷開始時のずれ変位と残留ずれ変位は強い相関を示す。その関係はずれ変位が小さい段階で非線形性が強く、コンクリート強度、ずれ止め筋径による影響は小さい。
- (5) せん断耐力はコンクリート強度によらず、概ねずれ止め筋引張強度と公称断面積の積となったが、ずれ止め筋の軸とせん断力方向が異なるため、せん断耐力式の構築には今後さらに検討が必要である。

謝辞

本研究において、東京鉄鋼(株)より実験資材を提供いただきました。ここに深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 例えば、阿野田瑛二, 片平直也, 高橋之, 市之瀬敏勝: 鉄筋コンクリート部材内にあるダウエル鉄筋の荷重-変位関係, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.73-78, 2013
- 2) 高橋良輔, 斉藤成彦, 中島章典, 島弘: 単純支持と開き止めを併用した押抜き試験における頭付きスタッドの耐荷挙動, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 71, No. 1, pp.113-127, 2015.
- 3) 土木学会: 2014年制定 複合構造標準示方書[設計編], 2014.
- 4) 島弘: 頭付きスタッドのせん断力とずれ変位およびスタッド軸方向挙動との関係に及ぼす試験方法の影響, 土木学会論文集 A1, Vol.67, No.2, pp.307-319, 2011.
- 5) 島弘, 周礼良, 岡村甫: マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集, 第378号/V-6, pp.165-174, 1987.2
- 6) Soltania, M., and Maekawa, K: Path-dependent mechanical model for deformed reinforcing bars at RC interface under coupled cyclic shear and pullout tension, Engineering Structures, 30, pp.1079-1091, 2008