

高強度スタッドを軽量プレキャスト PC 床版に適用した場合のせん断耐荷挙動

Shear behavior strength of headed high strength studs in precast PC slab using lightweight concrete

澤 大輔*, 池尾 良一**, 中村 定明***, 平城 弘一****

Daisuke SAWA, Ryoichi IKEO, Sada-aki NAKAMURA, Hirokazu HIRAGI

* 工修 ピーシー橋梁株 本社エンジニアリング本部技術部 (〒105-0004 東京都港区新橋 6-17-19)

*** 日本スタッドウェルディング株 滋賀事業所 第2技術グループ (〒529-1422 滋賀県神崎郡五個荘町小幡 474)

**** 博 (工) ピーシー橋梁株 本社エンジニアリング本部技術部 (〒105-0004 東京都港区新橋 6-17-19)

***** 工博 摂南大学助教授 工学部都市環境システム工学科 (〒572-8508 大阪府寝屋川市池田中町 17-8)

Using lightweight concrete is advantageous to the deck slab of roadway bridges, because the stress level of steel girders and substructures decreases due to its 20% lighter self-weight. However, it is reported that the shear strength in the case of using cast-in-place lightweight concrete and studs drops to 70% of normal weight concrete.

In this study, some experiments using lightweight concrete for precast PC slab and high strength studs were performed to reveal the shear behavior. From the results, the shear strength is almost same as shear strength using normal weight concrete. Moreover, it was indicated that all studs reinforced by spiral rebar resist shear force equally judging from the deformation of the each stud.

Key Words: push-out test, high strength stud, spiral reinforcement, deformation of stud

キーワード: 押抜き試験, 高強度スタッド, スパイラル筋, スタッドの変形

1. はじめに

我が国では、道路橋床版と鋼主桁のずれ止めとして、一般に JIS B 1198 に定められた SS400 相当の頭付きスタッド (以下、スタッド) が標準として用いられている¹⁾。一方、コンクリートは、近年、高強度化が進み圧縮強度 50N/mm²以上のコンクリートを鋼橋床版に使用される機会も増えてきた。

このようなコンクリートの高強度化が進む中、建築分野では高強度コンクリートと鋼部材との合成化を図るとき、従来の SS400 相当のスタッドだけでは合理的な構造物の建設に十分対応できなくなるため高強度スタッドを開発する必要性が指摘され、1990 年頃から引張強度が 700~800N/mm²級の高強度スタッドの開発^{2),3),4)}が進められてきた。

一方、土木分野における高強度スタッドの適用は、2000 年に竣工した第二名神高速道路の員弁川橋⁵⁾に見られる。員弁川橋はプレキャストプレストレストコンクリート床版 (以下、プレキャスト PC 床版) を使用した鋼少数主桁橋であるが、高強度スタッドの適用によってスタッド本数を減らすことができ、コスト縮減ならびに支点付近での横締め鋼材とジベル孔との干渉問題の解決に対して有効であった。さらに、員弁川橋では、種々の実験ならびに解析をもとに高強度スタッドのせん断耐荷力に関する設計式が提案⁶⁾されており、道路橋への適用に向けたガイドラインとなっている。

また、既設道路橋床版の取換え工事に対してもプレキャスト PC 床版を適用される場合がある。床版の軽量化は、取換え後の鋼主桁や下部工の応力軽減や機材の小型化によるコスト縮減に

つながるため、今後その需要の増加が期待されている。こうした中で、高強度軽量コンクリートを用いたプレキャスト PC 床版による床版取換え工事に高強度スタッドを使用した事例が報告されている⁶⁾。

軽量コンクリートと鋼部材とのずれ止めにスタッドを用いたせん断耐荷挙動に関する研究として Fisher らの研究⁷⁾がある。彼らの研究では、軽量コンクリートにスタッドを用いた場合、せん断耐荷力は普通コンクリートを使用した場合の 70%程度まで減少すると報告されている。しかし、彼らの研究では、現場打ちの RC 床版を対象としており、プレキャスト PC 床版に適用する場合には、使用する軽量コンクリートの材料特性およびプレキャスト床版の構造特性を反映させる必要がある。実際、著者らが実施した押抜き試験において、せん断耐荷力は普通コンクリートを使用した場合と大差ない結果を示した⁸⁾。しかしながら、高強度軽量プレキャスト PC 床版と高強度スタッドを使用した場合のせん断耐荷挙動については、実験データが少なく、せん断耐荷挙動に影響を及ぼす要因の特定も明らかになっていないのが現状である。

そこで本研究では、高強度軽量コンクリートを用いたプレキャスト部材と鋼部材とのずれ止めに高強度スタッドを用いた場合のせん断耐荷挙動を明らかにすることを目的として、普通コンクリートを用いた既往の研究⁹⁾と比較しながら実験的に検討を行った。また、既往の研究⁹⁾で筆者らが提案したスパイラル筋による補強効果についても検討した。さらに、床版取換え工事では交通規制の関係上、プレキャスト床版とスタッドを結合するモルタルが若材齢の段階で車両荷重が載荷される場合がある。そのような状況

表-1 供試体一覧

シリーズ	供試体名	載荷方法	材齢	モルタル種別	スパイラル筋有無			
シリーズ 1	1-1	単調 漸増	短期 (4.5 時間)	超速硬性無収縮モルタル	なし			
	1-2							
	1-3							
シリーズ 2	2-1	単調 漸増	長期 (14 日)		超速硬性無収縮モルタル	あり 軸径 4.0mm		
	2-2							
	2-3							
シリーズ 3	3-1	単調 漸増	短期 (4.5 時間)			超速硬性無収縮モルタル	あり 軸径 4.0mm	
	3-2							
	3-3							
シリーズ 4	4-1	単調 漸増	長期 (14 日)				超速硬性無収縮モルタル	あり 軸径 4.0mm
	4-2							
	4-3							
シリーズ 5	5-1	単調 漸増	長期 (14 日)	超速硬性無収縮モルタル				なし
	5-2							
	5-3							
シリーズ 6	6-1	単調 漸増	長期 (14 日)		超速硬性無収縮モルタル			あり 軸径 4.0mm
	6-2							
	6-3							

表-2 使用材料

		普通コンクリート※	軽量コンクリート
セメント		早強ポルトランドセメント (密度: 3.14 g/cm ³)	
細骨材		砕砂 (日野町産) (密度: 2.63 g/cm ³)	
粗骨材		川砂利 (愛知川産) (密度: 2.66 g/cm ³)	膨張頁岩系軽量骨材 (密度: 1.32 g/cm ³)
混和剤	高性能減水剤	添加量: C×0.65%	添加量: C×0.55%
	AE 剤	添加量: C×0.0055%	添加量: C×0.0025%

※既往の研究 (文献 8) のシリーズ 1~3

表-3 無収縮モルタル

モルタルの種別	水結合材比
超速硬性無収縮モルタル (FSS-W)	18.0%
無収縮モルタル (PUX)	19.0%

表-4 コンクリートの使用材料および示方配合

	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	空気量 air (%)	単位量 (kg/m ³)						
				水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	補正水 W'	混和剤	
普通コンクリート※	33.9	36.7	4.5	115	457	632	1101	—	Fd	AE
軽量コンクリート	33.9	42.0	5.0	155	457	717	497	15	2.971	0.0251
									2.514	0.0114

※既往の研究 (文献 8) のシリーズ 1~3

を想定して、若材齢時におけるモルタルと高強度スタッドとのせん断耐荷挙動についても検討を行った。

2. 押抜き試験

2.1 供試体

供試体一覧を表-1 に、実験に用いたコンクリートおよびモルタルの使用材料ならびに配合と材料特性を表-2~4 に示す。実験パラメータは、①荷重方法 (単調・漸増)、②材齢 (4.5 時間後・14 日後)、③モルタルの種別 (超速硬性無収縮モルタル・無収縮モルタル)、④スパイラル筋 (なし・あり) とした。

供試体形状を図-1 に示す。供試体は、高強度軽量プレキャスト PC 床版と主桁との接合部を想定し、それに相当するプレキャスト部材をあらかじめ製作し、ジベル孔からモルタルを後打ちして鋼部材 (H 形鋼) と一体化した。

プレキャスト部材の部材厚は、最小床版厚 160 mm に高さ 30 mm のハンチを考慮して 190 mm とした。また、プレキャスト部材と H 形鋼間のモルタル厚を 20 mm、モルタル中におけるスタッドのかぶり (縁端距離) を 30 mm とした。モルタルプレキャスト部材とモルタルとの境界面は、プレキャスト部材の骨材を洗い出さないこととした。スタッドは、JIS B 1198 に定められているものと同じ形状とし、スタッド軸径 $d=19$ mm、スタッド高 $H=150$ mm、材質 SM570 相当材の高強度スタッドを 1 列に 3 本配置した。また、スパイラル筋は軸径 4.0 mm のものを使用し、両側のスタッド 2 本にのみ配置した。

短期材齢として設定した 4.5 時間は、供試体組立て時にモルタルに悪影響がでないように圧縮強度が 20N/mm² 程度発現するまで 1.5~2.0 時間程度静置し、その後、供試体の組立てと試験台の設置 (0.5~1.0 時間程度)、供試体下面の敷きモルタルの養生 (2.0 時間程度) から定まったものである。

なお、高強度スタッドと H 形鋼の溶接については供試体製作前に溶接性能確認試験を行い、スタッドと H 形鋼との間に変状が無いことを確認した。

2.2 荷重および計測方法

各シリーズに対して単調荷重試験と漸増荷重試験を行った。単調荷重試験では、荷重制御により 20kN ピッチとし、降伏レベル (変位 2 mm 程度) に達したところから、変位制御に切り替えて 0.2 mm ピッチで計測を行った。漸増荷重試験では、荷重制御で 20kN 増分ごとに荷重・除荷を繰り返し、変位が 2 mm 程度に達した以降は変位制御に切り替え、原則 0.5 mm ピッチで計測を行った。

なお、荷重中に H 形鋼とプレキャスト部材とが開くことを防ぐため、供試体の上下 2 箇所にはボルトとひのき材の開止めを設置した。

3. 試験結果および考察

試験結果一覧を表-5 に示す。表中のシリーズ 1~3 は、これまで筆者らが行った既往の研究⁸⁾における実験結果であり、シリーズ 1 および 3 はプレキャスト部材に普通コンクリートを、シリ

表-5 結果一覧

シリーズ	供試体名	σ_c (N/mm ²)	E_c (kN/mm ²)	σ_m (N/mm ²)	E_m (kN/mm ²)	σ_{stud} (N/mm ²)	Q_y (kN/本)	δ_y (mm)	Q_{max} (kN/本)	δ_{max} (mm)	K_{st} (kN/mm)
シリーズ 1	1-1	61.6	23.0	31.9	23.5	605.9	72.5	0.693	150.2	14.26	147.0
	1-2			33.1	23.2		72.2	0.766	144.3	12.68	127.4
	1-3			30.9	22.8		68.9	0.647	122.5	5.96	154.1
	Avg.	61.6	23.0	32.0 (32.5)	23.2 (23.4)	605.9	71.2 (72.4)	0.702 (0.730)	139.0 (147.3)	10.97 (13.47)	142.8 (137.2)
シリーズ 2	2-1	55.6	21.2	65.5	26.4	605.9	82.1	0.731	167.7	13.50	154.5
	2-2						91.0	0.667	166.7	11.87	194.9
	2-3						78.3	0.631	147.7	8.82	181.8
	Avg.	55.6	21.2	65.5	26.4	605.9	83.8 (86.6)	0.676 (0.699)	160.7 (167.2)	11.39 (12.69)	177.1 (174.7)
シリーズ 3	3-1	53.1	21.3	30.5	23.1	605.9	72.9	0.642	144.7	9.84	165.1
	3-2			34.2	23.3		79.0	0.774	158.5	10.84	137.6
	3-3			34.8	25.6		76.2	0.682	150.5	6.45	158.0
	Avg.	53.1	21.3	33.2 (32.4)	24.0 (23.2)	605.9	76.0 (76.0)	0.699 (0.708)	151.2 (151.6)	9.03 (10.34)	153.6 (151.4)
シリーズ 4	4-1	53.1	20.7	57.6	26.6	605.9	88.2	0.681	169.7	8.01	183.3
	4-2						86.4	0.735	177.2	11.46	161.5
	4-3						81.0	0.660	155.8	4.35	176.1
	Avg.	53.1	20.7	57.6	26.6	605.9	85.2 (87.3)	0.692 (0.708)	167.6 (173.5)	7.94 (9.74)	173.6 (172.4)
シリーズ 5	5-1	58.3	21.4	55.6	22.9	605.9	81.5	0.742	154.2	14.22	150.3
	5-2						81.9	0.674	153.0	10.86	172.8
	5-3						76.2	0.658	134.5	5.76	166.4
	Avg.	58.3	21.4	55.6	22.9	605.9	79.9 (81.7)	0.691 (0.550)	147.2 (153.6)	10.28 (12.54)	163.2 (161.6)
シリーズ 6	6-1	68.0	22.8	47.3	20.4	605.9	84.7	0.696	155.8	9.21	170.8
	6-2						90.1	0.771	166.7	11.98	157.9
	6-3						72.5	0.581	139.2	8.51	190.0
	Avg.	68.0	22.8	47.3	20.4	605.9	82.4 (87.4)	0.683 (0.734)	153.9 (161.3)	9.90 (10.60)	172.9 (164.4)
文献8 シリーズ 1	N-30-n-M1	72.8	27.2	53.2	23.6	600.0	100.7	0.635	165.8	6.08	231.5
	N-30-n-M2						93.3	0.593	136.2	7.12	237.8
	N-30-n-C						90.2	0.653	134.2	2.64	199.2
	Avg.	72.8	27.2	53.2	23.6	600.0	94.7 (97.0)	0.627 (0.614)	145.4 (151.0)	5.28 (6.60)	222.8 (225.7)
文献8 シリーズ 2	L-30-n-M	71.8	27.1	55.7	23.2	600.0	99.1	0.695	154.3	6.48	200.2
	L-30-n-C						95.0	0.649	135.5	2.14	211.7
		71.8	27.1	55.7	23.2	600.0	97.1	0.672	144.9	4.31	205.9
文献8 シリーズ 3	N-30-s'-M1	62.5	26.3	46.6	29.3	600.0	118.4	0.870	151.2	5.77	176.5
	N-30-s-M2						104.3	0.804	166.7	5.80	172.7
	N-30-s-C						96.6	0.615	155.5	5.38	233.4
	Avg.	67.5 (62.5)	26.1 (26.3)	49.4 (46.6)	30.75 (29.3)	600.0	106.4 (111.4)	0.763 (0.837)	157.8 (159.0)	5.65 (5.79)	194.2 (174.6)

ただし、文献8のシリーズ1～3は、以下「シリーズ1'～3'」とし、上段から1,2,3を付記として表記する。(例:N-30-n-M1→シリーズ1'-1)

Avg.の()内の数字は、単調載荷した供試体のみの平均

《記号》

σ_c :コンクリートの圧縮強度, E_c :コンクリートのヤング係数, σ_m :モルタルの圧縮強度, E_m :モルタルのヤング係数, σ_{stud} :スタッドの破断強度
 Q_y : 降伏せん断耐力, δ_y : Q_y 時の変位量, Q_{max} :最大せん断耐力, δ_{max} : Q_{max} 時の変位量, K_{st}^0 :ずれ定数

ーズ2'は軽量コンクリートを用いている。

また、せん断耐力挙動の評価方法は、頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)⁹⁾に従い、途中の挙動に関わらず荷重が最大となった時のスタッド1本あたりのせん断力を「最大せん断耐力 Q_{max} 」、荷重-変位関係における最大せん断耐力の1/3 荷重点の初期割線剛性(「ずれ定数」)を0.2mmオフセットし、オフセットした線が荷重-変位関係と交差したせん断力を「降伏せん断耐力 Q_y 」と定義した。

3.1 破壊状況

押抜き試験は、接合部のモルタルの損傷状況を観察するため、最大せん断耐力後も全スタッドが破断するまで載荷した。

接合部のモルタル損傷状況は、①載荷方向に対して直角方向(以下、横方向)に生じるスタッド周辺部のひび割れ、②スタッド位置から生じる載荷方向(以下、縦方向)のひび割れ、③プレキャスト部材のひび割れ、の3種類のひび割れに着目した。

写真-1にスパイラル筋の有無による代表的なモルタル損傷状況(供試体2-1、供試体4-1)の比較を示す。

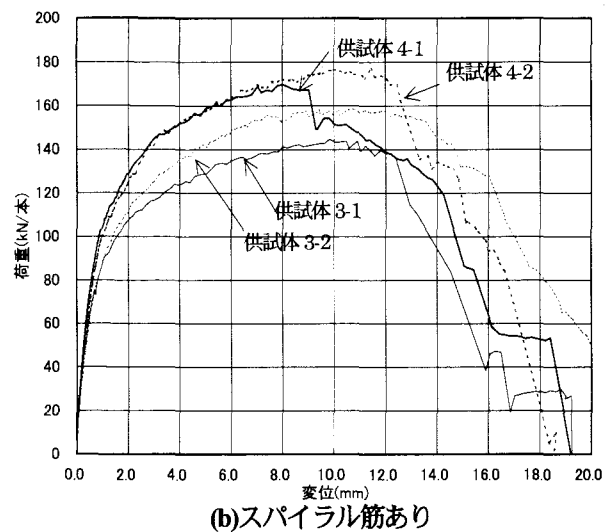
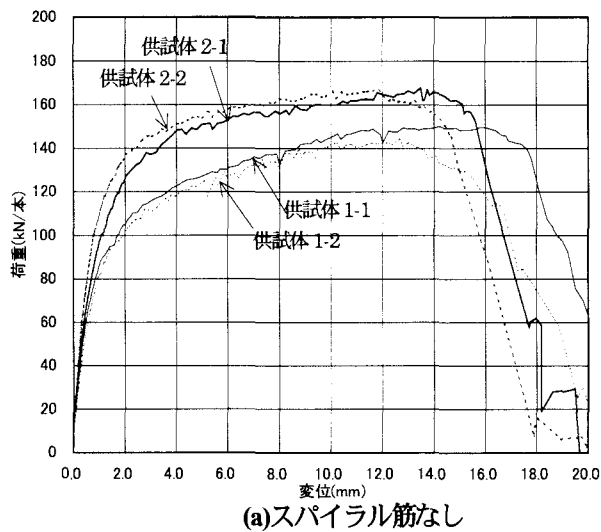


図-2 材齢による影響

スパイラル筋を入れない場合、写真-1 (a) から横方向にはスタッド位置から3本のスタッドを結ぶように細かなひび割れが数本発生していることがわかる。支圧側には、プレキャスト部材のジベル孔の縁とスタッド破断面を結ぶように斜めの破壊面が形成された。縦方向には、両端のスタッド位置から支圧力による大きな割裂ひび割れがモルタルと平行に生じ、中央のスタッドから比較的大きなひび割れが発生した。また、プレキャスト部材には、最大荷重に達するあたりから、スタッドを中心にしてスタッドの引抜き挙動に起因すると思われる放射状のひび割れが見られた。

一方、スパイラル筋を入れた場合、横方向にはスタッド位置から載荷点側(写真-1 上側)に50~90 mm離れた位置にひび割れが発生し、スパイラル筋を入れない場合に見られた3本のスタッドを結ぶようなひび割れは、わずかしこ発生しなかった。支圧側には、両端のスパイラル筋の外側を結ぶ位置で破壊面が形成された。縦方向には、両端のスタッド位置から支圧力による大きな割裂ひび割れが縦方向とほぼ平行に生じた。中央のスタッドからはひび割れ幅が大きなものもあったが、ほとんどの場合は細かなものが見られる程度であった。また、プレキャスト部材には、スパイラル筋を入れない場合よりも軽微なひび割れが横方向に見られた。

3.2 荷重方法による影響

各シリーズにおける降伏せん断耐力および最大せん断耐力は、漸増荷重供試体の方が単調荷重のものよりも低くなる傾向が見られ、特に、スパイラル筋を入れない場合は最大せん断耐力比で0.86とその差が顕著となった。この要因として、漸増荷重の場合には、荷重の繰返しによってスタッド周辺のモルタルの局部ひびわれの影響し、スパイラル筋を配置した場合は、スパイラル筋の拘束効果によってモルタル部のずれおよび局部ひび割れの進展が抑制されたためと考えられる。

3.3 材齢による影響

図-2に若材齢(モルタル注入から4.5時間)時と材齢14日との荷重-変位曲線を示す。この図から、若材齢の供試体は、スパイラル筋の有無に関わらず、荷重が80kN付近から変形量が大きくなっていることがわかる。頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)⁹⁾

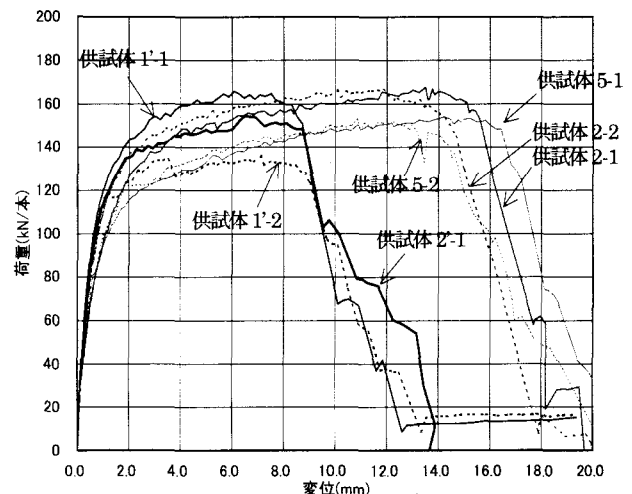


図-3 コンクリートとモルタルの種別による影響

で定められている0.2 mmオフセット法により求めた降伏せん断耐力(表-5)で比較すると、長期材齢に対してスパイラル筋を入れない場合は84% (シリーズ1/シリーズ2)、スパイラル筋を入れた場合は87% (シリーズ3/シリーズ4) となり、いずれも若材齢の影響が15%程度見られた。

しかしながら、文献5) にならって長期材齢の降伏せん断耐力に0.6倍の安全率を考慮して設計する場合、設計荷重レベル(50kN/本程度)ではずれ性状にほとんど差は見られず、ほぼ線形挙動すると考えられることから、架設時の一時的な荷重に留意すれば十分に安全性が確保されると判断できる。

3.4 コンクリートとモルタルの種別による影響

図-3にコンクリートとモルタルの種別による荷重-変位曲線の比較を示す。荷重方法による影響を無視するため、ここでは、単調荷重どうしで比較することとする。なお、図中に示す供試体1'-1および供試体1'-2はシリーズ1'(普通コンクリート)、供試体2'-1はシリーズ2'(軽量コンクリート)の荷重-変位曲線である。

まず、ずれ定数に着目すると、プレキャスト部材に普通コンクリートをを用いたシリーズ1'と軽量コンクリートをを用いたシリーズ

表-6 スパイラル筋の補強効果の比較

材 齢	シリーズ	d_{spiral} (mm)	s (mm)	t_{spiral} (mm)	Q_y (kN/本)	δ_y (mm)	Q_{max} (kN/本)	δ_{max} (mm)	K_{st} (kN/mm)
短期	シリーズ 1	—	—	0.00	72.4	0.730	147.3	13.47	137.2
	シリーズ 3	4.0	10	1.26	76.0	0.708	151.6	10.34	151.4
	シリーズ 3 /シリーズ 1	—	—	—	1.05	0.97	1.03	0.77	1.10
	シリーズ 2	—	—	0.00	86.6	0.699	167.2	12.69	174.7
長期	シリーズ 4	4.0	10	1.26	87.3	0.708	173.5	9.74	172.4
	シリーズ 4 /シリーズ 2	—	—	—	1.01	1.01	1.04	0.77	0.99
	シリーズ 5	—	—	0.00	81.7	0.550	153.6	12.54	161.6
	シリーズ 6	4.0	10	1.26	87.4	0.734	161.3	10.60	164.4
	シリーズ 5 /シリーズ 6	—	—	—	1.07	1.33	1.05	0.85	1.02
	シリーズ 1'	—	—	0.00	97.0	0.614	151.0	6.60	225.7
	シリーズ 3'-1	3.2	20	0.40	118.4	0.870	151.2	5.77	176.5
	シリーズ 3'-2	3.2	10	0.80	104.3	0.804	166.7	5.80	172.7
	シリーズ 3'-1 /シリーズ 1'	—	—	—	1.22	1.42	1.00	0.87	0.78
	シリーズ 3'-2 /シリーズ 1'	—	—	—	1.08	1.31	1.10	0.88	0.77

※ d_{spiral} : スパイラル筋の軸径

2'の結果から、軽量コンクリートを用いた場合には、ずれ定数が10%程度小さくなり、降伏時の変形量も大きくなった。

次に、せん断耐力に着目すると、軽量コンクリートを用いた供試体2'-1は、普通コンクリートを用いた供試体1'-1と供試体1'-2にばらつきがあるものの、これらの平均値は供試体2'-1とほぼ同等の降伏せん断耐力および最大せん断耐力となった。このことから、せん断耐力はスタッドからの支圧応力を受けるモルタル強度に支配的となり、プレキャスト部材に軽量コンクリートを用いてもスタッドからの力がモルタルを介して伝達されるため、プレキャスト部材のコンクリート種別による影響を受けないものと考えられる。

また、シリーズ1'と2'およびシリーズ2と5で、荷重-変位曲線の傾向が異なった結果となっている。このずれ定数(シリーズ2の平均:174.7kN/mm, シリーズ5の平均:161.6kN/mm, シリーズ1'の平均:225.7kN/mm, シリーズ2':200.2kN/mm)の違いは、シリーズ1'と2'はプレキャスト部材と無収縮モルタルの境界面においてプレキャスト部材の骨材を洗い出したことによる表面処理の影響と考えられる。変位量の違いについては、最大せん断耐力レベルでは、この境界面の付着切れが生じており表面処理による影響が小さいと考えられること、ならびに最大せん断耐力がほぼ同等となっていることからモルタル厚(シリーズ1'および2': $t=30$ mm, シリーズ2および5: $t=20$ mm)による影響と考えられる。さらに、シリーズ2と5のせん断耐力の違いについては、モルタルのひび割れ状況から、写真-1(a)に見られるような中央スタッドから縦方向に大きなひび割れが入っておらず、降伏レベルを超えてからもモルタルの損傷が少なかったために、せん断耐力が低下しなかったのではないかと考えられる。

3.5 スパイラル筋による補強効果

スパイラル筋による補強効果は、単位長さ辺りの断面積として式(1)から得られる「スパイラル筋の等価厚さ t_{spiral} 」を定義し、これを用いて評価することとする。

$$t_{\text{spiral}} = A_{\text{spiral}} / s \quad (1)$$

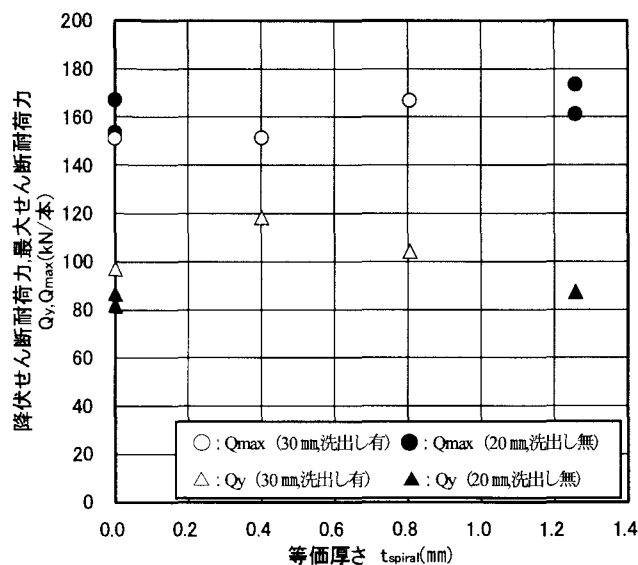


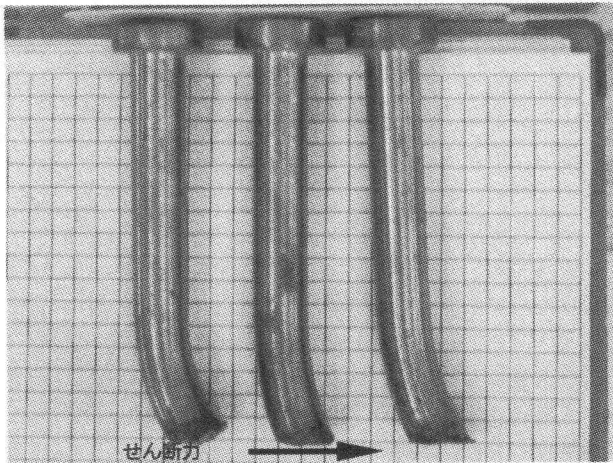
図-4 等価厚さとせん断耐力の関係

ここに、 t_{spiral} : スパイラル筋の等価厚さ(mm)
 A_{spiral} : スパイラル筋の軸線の断面積(mm²)
 s : スパイラル筋のピッチ(mm)

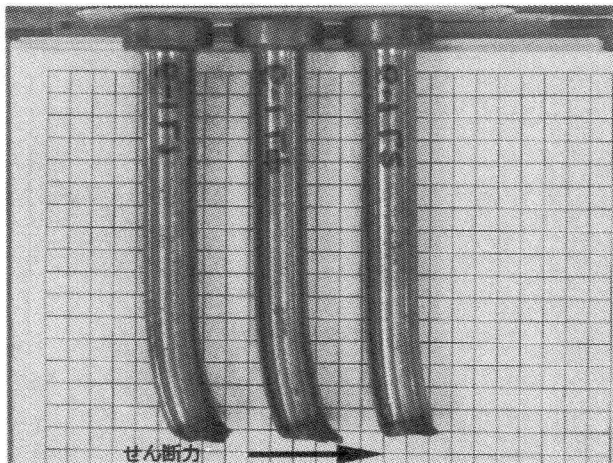
各供試体の条件がそれぞれ異なっているため、表-6には同一グループとして扱えるものどうしを比較し、各グループごとに、スパイラル筋の有無による比率を示している。また、図-4には、式(1)で得られるスパイラル筋の等価厚さを横軸にとり、降伏せん断耐力および最大せん断耐力に及ぼす影響を示している。なお、モルタル厚の違いならびにモルタルとプレキャスト部材の界面(洗出しの有無)を区別するため、それぞれ白抜きと有色の記号で表記した。

まず、表-6の変位に着目すると、スパイラル筋を入れることによって、最大せん断耐力のときの変形量が10~20%程度小さくなっていることが確認できる。これは、スパイラル筋を入れたことによって、写真-1に見られる通り、せん断力に対してスタッドがその周辺部のモルタルとともに抵抗しているため、変位が小さくなっているものと考えられる。またこの傾向は、図-2の供試体2-1,2-2と供試体4-1,4-2にも見られ、供試体4-1,4-2の方は、降伏以降の歪配が大きくなっている。また、ずれ定数は、スパイラル筋の有無による影響は見られず、これは線形挙動内にあることが要因と考えられる。

次に、降伏せん断耐力に着目すると、スパイラル筋を入れない場合 $Q_y=80\sim100$ kN/本となり、スパイラル筋を入れた場合には、スパイラル筋を入れないものに比べ耐力が向上したものの等価厚さが大きくなるに従って降伏せん断耐力は減少する傾向が見られた。この要因として、スパイラル筋の等価厚さが大きくなるに伴いスパイラル筋の隙間が減少するため、スパイラル筋の内側と外側のモルタルの縁が切れやすくなることに起因していると考えられる。また、モルタル厚による影響ならびにプレキャスト部材とモルタルとの境界面の洗出しによる表面処理の影響も考えられる。スパイラル筋を入れないものについては、縁端距離が30mmと短くモルタルの欠落ちにより降伏せん断耐力が低下したものと考えられる。



(a) スパイラル筋なし (供試体 5-1)



(b) スパイラル筋あり (供試体 6-1)

写真-2 スタッド変形状況

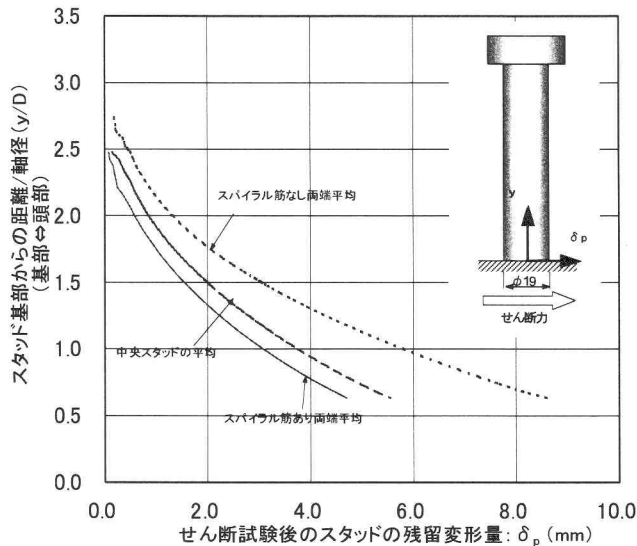
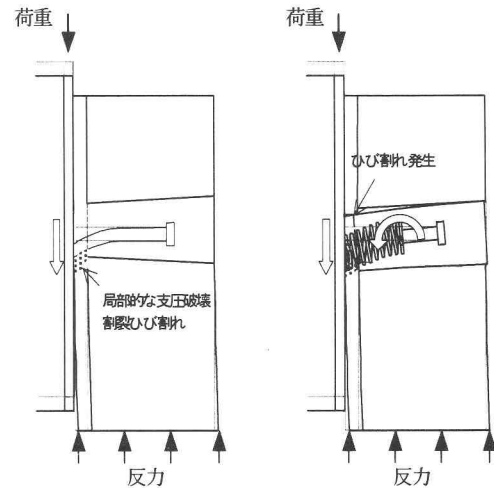


図-5 スタッドの残留変形量の比較

一方、最大せん断耐力は、シリーズ2が突出しているものの $t_{spral}=0.4$ mm以下では軸引張強度 ($P_u=A_{stud} \cdot \sigma_u$ 約 170kN/本) に対して約 10%程度低い結果となり、 $t_{spral}=0.8$ mm以上ではほぼ軸引張強度に相当する値で一定となった。これは、写真-1に見られる通り、スタッド周辺のモルタルとともに見掛け上、剛なずれ止め



(a) スパイラル筋なし (b) スパイラル筋あり

図-6 接合部の変形概念図

部材として挙動するため、せん断耐力が増大したものと考えられる。

3.6 スタッドの残留変形

スタッドのせん断耐力挙動を調べるために、押抜き試験後に供試体からスタッドを採取し、単調荷重試験供試体と漸増荷重試験供試体の残留変形について計測を行った。計測対象は、材齢が長期の供試体 (シリーズ2,4,5,6) とした。また、各シリーズには単調荷重した供試体が2体ずつあるため、スタッド採取後、特異な破壊をしていない供試体を選別し、それを計測した。代表的な変形になっているスタッドを写真-2に示す。写真中のスタッドは、供試体に埋め込まれている順番で並べられており、両端のスタッドが外側に、中央のスタッドが中央に溶着されていたものである。写真-2 (a) のスパイラル筋なしの方は、両端のスタッドが中央のスタッドよりも頭部側から大きく変形し、中央のスタッドは根元に近いところで変形していることが確認できる。一方、スパイラル筋を入れた写真-2 (b) の方は、3本とも同じような変形となっていることがわかる。計測対象としたスタッド全てを集計したものが図-5である。

図-5から、スパイラル筋を入れない場合、両端のスタッドはせん断力に対して根元から直径の3倍 (57 mm) 程度の部分から約 9 mmも塑性変形している。弾性変形分を考慮するとさらに頭部の方から変形して抵抗しており、このように変形が大きくなった場合には、終局時において軸引張力が発生していることが推測できる。このことから、写真-1に見られた放射状のひび割れは、この引抜き力がモルタルを介してプレキャスト部材に伝達され発生したものと考えられる。これに対して中央のスタッドは、根元から直径の2.5倍 (47.5 mm) 付近から塑性変形しており、根元で約 6.0 mmの残留変形量となっている。また、両端のスタッドをスパイラル筋で補強した場合には、両端のスタッドと中央スタッドとが同じ挙動を示していることがわかる。

これらの結果から、スパイラル筋を入れない場合には、両端のスタッドが負担するせん断力が大きくなっていることが推測でき、両側のスタッドをスパイラル筋によって補強することで、中央のスタッドを含めた接合部として全体でせん断力に抵抗する

ことにつながっていると考えられる。一方、スパイラル筋を入れた場合には、写真-1 (b) に示す水平方向のひび割れについて考えると、スタッドの引抜き力に起因した成分よりも、せん断力に対してスパイラル筋が周辺のモルタル部全体を拘束しているため、図-6 に示すような接合部の回転曲げによってスタッドから50~90 mm程度載荷側(写真上側)に生じた横方向のひび割れがプレキャスト部材まで進展したものと考えられる。このひび割れ位置は、モルタル部ではジベル孔の載荷側に、プレキャスト部材は断面が最も欠損しているジベル孔の真横に生じたと思われる。

4. まとめ

本研究では、軽量コンクリートを用いたプレキャスト PC 床版と鋼部材とのずれ止めに高強度スタッドを用いた場合のせん断挙動を明らかにすることを目的として、実験的に検討し、これまで行った実験結果とともに考察を行った。

本研究で得られた知見を以下に要約する。

- 1) 軽量コンクリートをプレキャスト部材として用いる場合、普通コンクリートに比べてずれ定数は小さくなるものの、スタッドからの力がモルタルを介してコンクリートに伝達されるため、せん断耐力は同等の性能を有することが明らかとなった。
- 2) 荷重が繰り返し作用する場合には、スパイラル筋で補強することにより、スパイラル筋の拘束効果によってスタッド周辺のずれおよび局所的なひび割れの進展が抑制されることを示した。
- 3) スタッドの変形およびプレキャスト部材のひび割れ状況から、両側のスタッドをスパイラル筋で補強することによって、3本のスタッドとスタッド周辺のモルタルが一体となって、せん断力に対して抵抗することを示した。
- 4) スパイラル筋の補強効果について、スパイラル筋の等価厚さ t_{psl} を導入し、せん断耐力との関係を示した。その結果、降伏せん断耐力は、等価厚さが $t_{\text{psl}}=0.4$ mmで最大となり、等価厚さが大きくなるに従って低下する傾向にあることを示した。また、最大せん断耐力は、等価厚さ $t_{\text{psl}}=0.4$ mm以下ではスタッドの軸引張強度に相当する値よりも10%程度低かったが、 $t_{\text{psl}}=0.8$ mm以上ではほぼスタッドの軸引張強度相当まで最大せん断耐力を発揮できることを示した。
- 5) 若材荷時のせん断耐力は、モルタル強度が発現してから載荷した長期のものに比べて15%程度低下したが、強度が発現した長期供試体の降伏せん断耐力の手前までずれ性状に違いは見られなかった。
- 6) プレキャスト部材とモルタルとの境界面の性状は、ずれ定数に影響を及ぼし、表面処理しない供試体のずれ定数は、プレ

キャスト部材の骨材を洗い出したものに対して10%程度低下した。また、モルタルの厚さ30 mmから20 mmに薄くすると、最大せん断耐力時の変形量が大きくなったが、せん断耐力には影響が見られなかった。

謝 辞

本研究を行うにあたり住友大阪セメント(株)から超速硬性無収縮モルタルを提供して頂いた。供試体製作ではピーシー橋梁(株)綾瀬試験センター小林氏はじめ関係者各位にはご尽力頂いた。また実験を行うにあたっては、日本スタッドウェルディング(株)稲本氏と摂南大学平城研究室の学生の方々に多大なるご協力を頂いた。関係者各位に対し、ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅱ鋼橋編、pp.331-340、丸善、2002.3
- 2) 薦田俊策・金田博之・上野谷敏之ら：高強度スタッドの開発、大阪府立産業技術総合研究所報告技術資料、No.2、pp.73-76、1992
- 3) 井上一郎：新しいスタッドの現状と展望、鉄構技術(STRUTEC)、pp.12-23、1994.12
- 4) 井上一郎・尾形素臣・松井繁之：高強度頭付きスタッドの開発の一例、JSSCテクニカルレポートNo.35、頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状、pp.95-98、1996.11
- 5) 水口和之・小松秀樹・松野進・小野辺良一・倉田幸宏：プレキャスト PC 床版用のスタッドの強度特性に関する解析的検討一員弁川橋一、土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(A) Vol.54、pp.310-311、1999
- 6) 渡邊 献・加藤修平・村坂宗信・入江晃弘：高強度軽量プレキャスト PC 床版の既設多径間橋梁への適用一緊急地方道路整備工事(大川橋)一、第13回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.71-74、2004.10
- 7) Jorgen G Ollgaard, Roger G. Shutter and John W. Fisher: Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete, AISC Engineering Journal, pp.55-64, April. 1971
- 8) 中村定明・澤 大輔・池尾良一・平城弘一：頭付きスタッドのせん断耐力に及ぼす縁端距離の影響とスパイラル筋の補強効果、構造工学論文集、Vol.50A III、pp.1159-1164、2004.3
- 9) (社)日本鋼構造協会：頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)およびスタッドに関する研究の現状、JSSCテクニカルレポートNo.35、1996.11

(2004年9月17日受付)