

論文

[2107] ハーフ PCa 小梁の接合部のせん断特性に関する実験的研究

多田浩司*¹, 柳沢延房*², 磯 健一*³, 槇谷英次*⁴

1. はじめに

現場での施工の合理化・省力化を目的とし、さらに、施工性を考えて下端筋の端部定着のない PCa 小梁や U 型薄肉ハーフ PCa 小梁を採用している実施例が報告されている[1][2]。一般に小梁は、長期荷重に対して設計されるが、じん性確保の面から小梁の接合部の終局状態を把握する必要があるものとする。

本研究では、実際の建築物に使用されているハーフ PCa 小梁と大梁接合部のせん断特性を確認するためにハーフ PCa 小梁の形状、構法、補強筋をパラメータとし実物大の試験体によりせん断実験を行った。

2. 実験計画

2.1 試験体

表-1 に試験体の一覧を、図-1 に試験体接合部の概念を示す。図-2 に試験体の配筋図および形状図を示す。

試験体は、U 型薄肉ハーフ PCa 小梁と直交する大梁との接合部のせん断実験（シリーズ I）5 体と、端部にコッターを有する PCa 小梁と大梁との接合部のせん断実験（シリーズ II）5 体の計 10 体である。

I シリーズでの実験因子は、下端筋の有無、かかり代の有無であり、在来工法による試験体およびハーフ PCa 小梁を比較用として作成した。

I-1 は、在来工法による試験体で、小梁の上端、下端筋とも大梁との接合部を貫通させている。I-2 は、U 型薄肉ハーフ PCa 小梁とし、上端は I-1 と同様に大梁との接合部を貫

表-1 試験体一覧

試験体No.	構 法	B × D (cm)	上端筋 (%)	下端筋 (%)	小梁端部	かかり代 (cm)	ダボ
I-1	一体打	45 × 60	0.71	0.57	—	—	—
I-2	U型ハーフPC	45 × 60	0.71	0	U型	30	—
I-3	U型ハーフPC	45 × 60	0.71	(0.43)	U型	30	3-D22
I-4	U型ハーフPC	45 × 60	0.71	(0.43)	U型	0	3-D22
I-5	PC小梁	45 × 60	0.71	0	目荒らし	30	—
II-1	一体打	30 × 60	0.48	0.32	—	—	—
II-2	PC小梁	30 × 60	0.48	0	切り込み	30	—
II-3	PC小梁	30 × 60	0.48	0	切り込み	0	—
II-4	PC小梁	30 × 60	0.48	0	切り込み	30	U型
II-5	PC小梁	30 × 60	0.48	0	切り込み	30	スリット

I-1 上端筋 5-D22 下端筋 4-D22
 I-2, 5 上端筋 5-D22 下端筋 なし
 I-3, 4 上端筋 5-D22 ダボ部 3-D22
 II-1 上端筋 3-D19 下端筋 2-D19
 II-2, 5 上端筋 3-D19 下端筋 なし
 II-3, 4 上端筋 3-D19 下端筋 U型筋 スリットあり

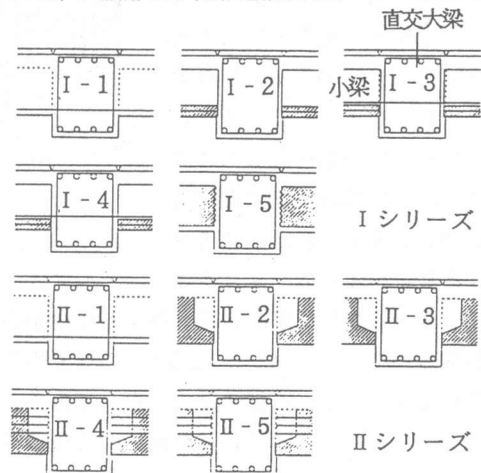


図-1 接合部概念図

*1 日本国土開発技術研究所構造研究室（正会員）

*2 日本国土開発技術研究所構造研究室室長、工修（正会員）

*3 日本国土開発技術研究所構造研究室主席研究員（正会員）

*4 関東学院大学教授 工学部建築学科、工博（正会員）

通させている。下端筋は、小梁端部で切断されており定着されていない。I-3は、I-2の大梁との接合部に重ね継手長さ40dを有するダボ筋を配している。I-4は、かかり代の効果を見るために、I-3と同様な配筋状況であるが、大梁とのかかり代を0mmとしている。I-5は、ハーフP C a小梁で、下端筋は小梁端部で切断されており定着されていない。

IIシリーズでの実験因子は、かかり代の有無、コッター内に有するダボ筋の形状であり、在来工法との比較も行う。

II-1は、在来工法による試験体で、小梁の上端、下端筋とも大梁との接合部を貫通させている。II-2は、大梁の鉄筋が先行して組立てられるような施工を考えて、下端筋は、小梁端部で切断され定着されていない。II-3は、かかり代の効果を見るために、II-2と同様な配筋状況であるが、大梁とのかかり代を0mmとしている。II-4、5は、II-2と同様な配筋状況で、施工時の小梁の建て込みを考えて、コッターの端部までの長さのU型ダボ筋またはスタッドを埋め込んだものである。

I, IIシリーズ共に、試験断面での破壊を先行させるために、小梁接合部上部には、深さ30mmのスリットを小梁全幅にいれた。

2.2 加力方法

図-3に加力装置を示す。加力に際しては、図に示す加力フレームを反力床に固定し、試験体を反転させた後、加力フレーム中の水平梁に取付けた油圧ジャッキにより試験体の大梁部分に単調載荷した。

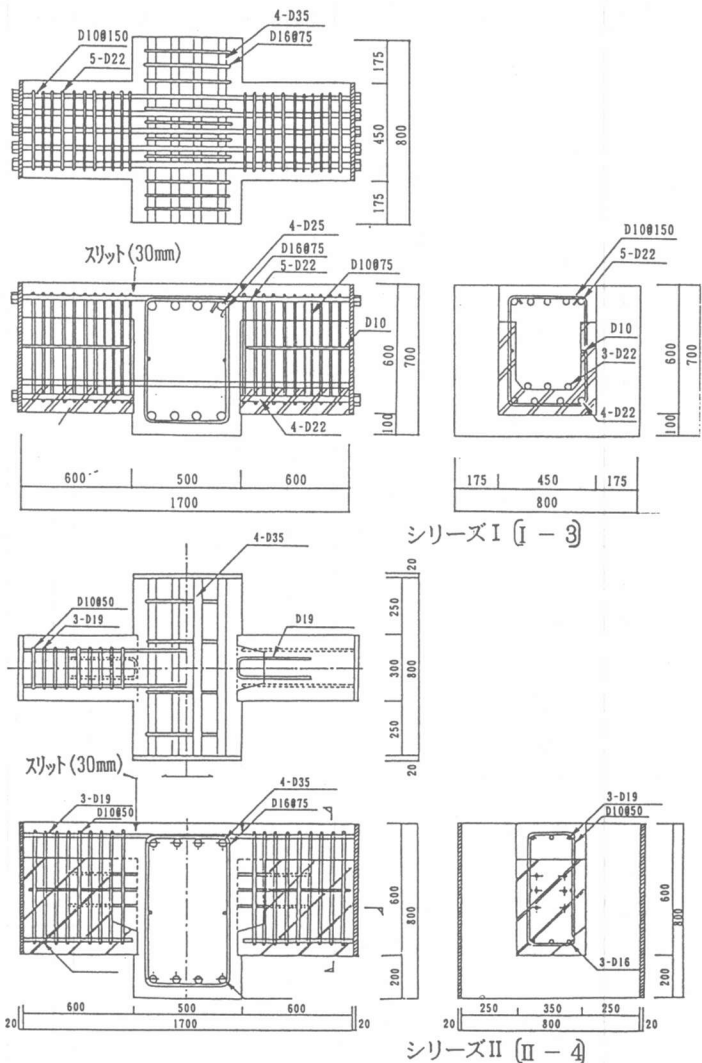


図-2 試験体配筋図

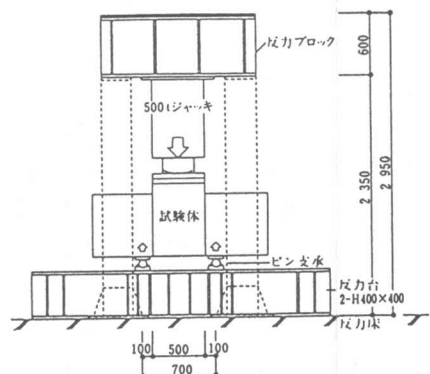


図-3 加力装置

2. 3材料特性

表－2 および表－3 に試験体に使用した材料の力学的性質を示す。

表－2 コンクリートの材料強度

		圧縮強度 σ_B (kg/cm ²)	弾性係数 E_c ($\times 10^5$ kg/cm ²)	割裂強度 σ_t (kg/cm ²)
I. II-1	後打ち	303	2.45	23.9
	PC部分	—	—	—
I. II-2	後打ち	303	2.45	23.9
	PC部分	294	2.50	23.9
I. II-3	後打ち	260	2.48	23.9
	PC部分	294	2.50	23.9
I. II-4	後打ち	260	2.48	23.9
	PC部分	294	2.50	23.9
I. II-5	後打ち	303	2.45	23.9
	PC部分	294	2.50	23.9

後打ち：主として大梁，小梁スラブ位置、及びスタラーッ

プ内の後打ち部分のコンクリート

PC部分：小梁のプレキャスト部分（I. II-1を除く）

表－3 鉄筋の力学的性質

	種類	用途	降伏強度 σ_y (kg/cm ²)	引張強度 σ_{max} (kg/cm ²)	伸び率 (%)
			σ_y	σ_{max}	
Iシリーズ	D10	小梁 スタラーッ	3492	4619	23.2
	D16	大梁 スタラーッ	3735	5218	25.8
	D22	小梁主筋	4200	5860	24.3
	D25	大梁主筋	3990	5610	26.5
IIシリーズ	D10	小梁 スタラーッ	3492	4619	23.2
	D16	大梁 スタラーッ	3735	5218	25.8
	D19	小梁主筋	4015	5672	22.8
	D35	大梁主筋	3917	5580	21.7

3. 実験結果

3. 1 実験結果の概要

表－4 に，各試験体の実験結果の一覧を示す。図－4 に各試験体の荷重・変位曲線を示す。

3. 2 破壊性状

図－5 に各試験体の最終ひびわれ状況を示す。

す。

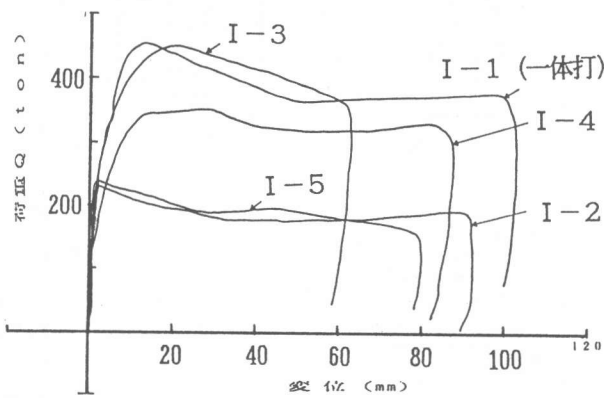
試験体 I-1 ～ I-5 は、接合部の小梁付け根に約110～160ton で鉛直にひび割れが発生し，荷重の増大とともに，そのひびわれ幅が増した。そのうち，かかり代を有する試験体 I-2，3，5 は、最大荷重の90％程度の荷重より，大梁下端部分に，小梁からのパンチングシアアーによるひび割れが発生した。この大梁のひび割れの幅の増大とともに最大荷重に達した。かかり代の無い試験体 I-1，4 は、接合面のずれによりひびわれ幅が増し最大荷重に達した。

各試験体とも，最大荷重後も最大荷重の90～80％の荷重を保持している。

試験体 II-1 ～ II-5 とも，接合部の小梁付け根に約90～150ton で鉛直にひび割れが発生し，荷重の増大とともに，そのひびわれ幅が増した。そのうち，かかり代を

表－4 実験結果一覧

試験体No	構法	かかり代 (cm)	ダボ	実験値(t)	
				打継面 ひびわれ	最大荷重
I-1	一体打	—	—	110.0	458.3
I-2	U型ハーフPC	30	—	160.0	229.1
I-3	U型ハーフPC	30	3-D22	180.0	452.1
I-4	U型ハーフPC	0	3-D22	130.0	362.5
I-5	PC小梁	30	—	120.0	258.3
II-1	PC小梁	—	—	90.0	342.6
II-2	PC小梁	30	—	150.0	268.1
II-3	PC小梁	0	—	93.0	165.4
II-4	PC小梁	30	U型	110.0	264.1
II-5	PC小梁	30	スタット	140.0	228.0



図－4(a) Iシリーズ荷重・変位曲線

有する試験体Ⅱ-2, 4, 5は、最大荷重の90%程度の荷重より、大梁下端部分に、小梁からのパンチングシアによるひび割れが発生した。この大梁のひび割れの幅の増大とともに最大荷重に達した。かかり代の無い試験体Ⅱ-1, 3は、接合面のずれによりひびわれ幅が増し最大荷重に達した。各試験体とも、最大荷重後も最大荷重の90~80%の荷重を保持している。

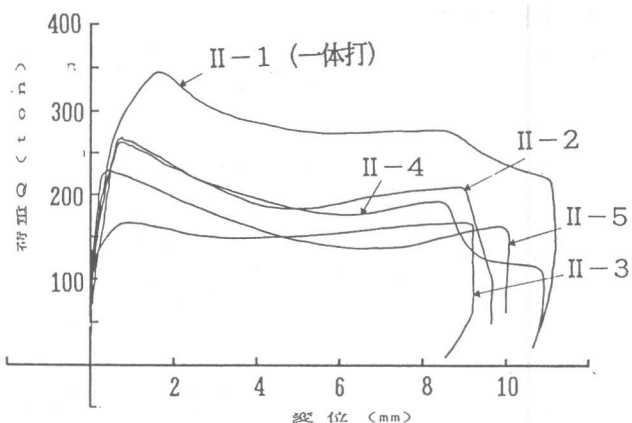


図-4(b) Ⅱシリーズ荷重・変位曲線

3.3 構法による比較検討

重ね継手長さ40dのダボ筋を配したU型薄肉ハーフP C a試験体Ⅰ-3は、下端筋の定着がなくても、在来工法による試験体Ⅰ-1と同等の強度を有している。

Ⅰ-3とⅠ-4とを比較すると、かかり代の有無により、約20%の強度の低下がみられる。

Ⅰ-3とⅠ-2とを比較すると、ダボ筋の有無により、約50%の強度の低下がみられる。

端部のコッター内にダボ筋を有する試験体Ⅱ-4, 5およびダボ筋なし試験体Ⅱ-2では、ダボ筋の有無によらず強度の差がほとんどなく、在来工法による試験体Ⅱ-1に比べ約25%の強度の低下がみられる。

Ⅱ-2とⅡ-3とを比較すると、かかり代の有無により約35%の強度の低下がみられる。

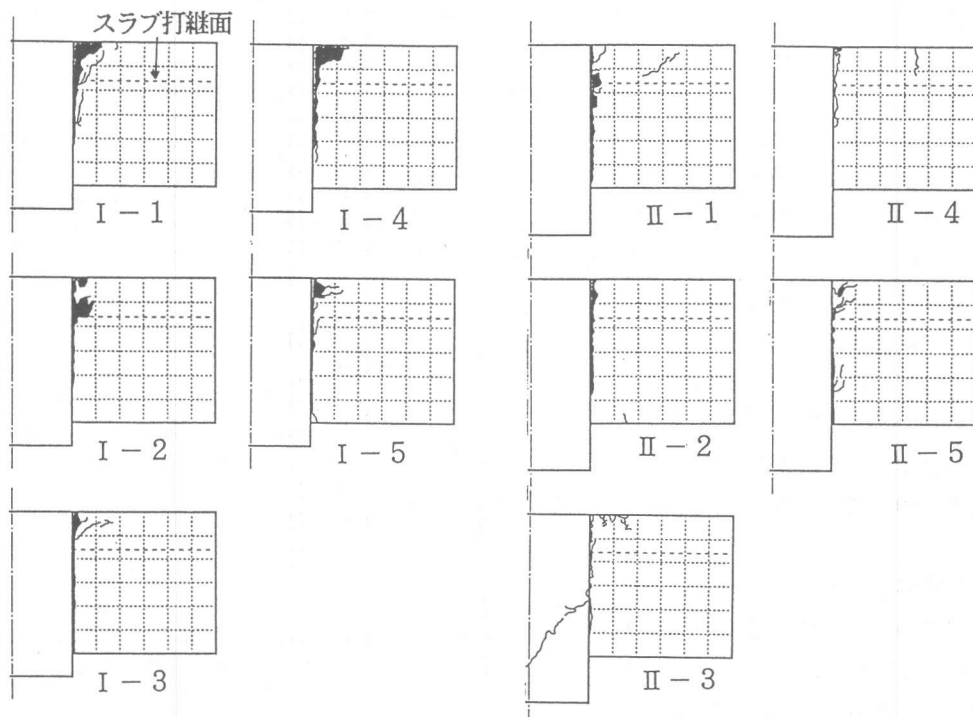


図-5(a) Ⅰシリーズひびわれ図

図-5(b) Ⅱシリーズひびわれ図

4. 実験値と計算値との比較検討

4. 1 接合面のひび割れ強度

表－5 に、接合面でのひび割れ強度 Q_c と、コンクリートの直接せん断強度から得られる計算値を比較した。[3][4] (1)式は、コンクリートの直接せん断強度のほぼ下限値を与え、(2)式は、ほぼ上限値を与える。また、組み合わせ応力下における破壊包絡線より直接せん断強度を算定すると(3)式となる。

$$Q_{sc1} = A_e \cdot \tau_{su1} \quad \tau_{su1} = 0.5 \sqrt{\sigma_B \cdot \sigma_t} \quad (1)$$

$$Q_{sc2} = A_e \cdot \tau_{su2} \quad \tau_{su2} = 1.0 \sqrt{\sigma_B \cdot \sigma_t} \quad (2)$$

$$Q_{sc3} = A_e \cdot \tau_{su3} \quad \tau_{su3} = 0.24 F_c \quad (3)$$

(A_e はひびわれ経路から算定)

表－5 せん断耐力実験値と計算値の比較

試験体 No	圧縮強度 σ_B (kg/cm ²)	$\sqrt{\sigma_B \cdot \sigma_t}$	実験値 (t)		接合部せん断強度 (t)			Q_c Q_{sc1}	Q_c Q_{sc2}	Q_c Q_{sc3}	鉄筋 せん断強度 (t) Q_{st}	$Q_{su} =$ $Q_{sc1} + Q_{st}$	Q_u Q_{su}
			ひびわれ Q_c	最大 Q_u	Q_{sc1}	Q_{sc2}	Q_{sc3}						
I-1	303	85.0	150	458.3	229.5	459.0	392.7	0.65	0.33	0.38	260.1	489.6	0.94
I-2	303	85.0	160	229.1	179.5	359.0	307.2	0.89	0.45	0.52	162.5	342	0.67
I-3	260	77.2	180	452.1	163.0	326.0	263.6	1.10	0.55	0.68	260.1	423.1	1.07
I-4	260	77.2	130	362.5	128.3	256.6	207.4	1.01	0.51	0.63	260.1	388.4	0.93
I-5	303	85.0	120	258.3	99.5	199.0	170.2	1.20	0.60	0.71	162.5	262.0	0.99
II-1	303	85.0	90.0	342.6	153.0	306.0	261.8	0.59	0.29	0.34	113.7	266.7	1.28
II-2	303	85.0	150.0	268.1	147.9	295.8	253.1	1.01	0.51	0.59	69.1	217.0	1.24
II-3	260	77.2	93.0	165.4	92.0	184.0	148.8	1.01	0.51	0.63	69.1	161.1	1.03
II-4	260	77.2	110.0	264.1	134.3	268.6	217.2	0.82	0.41	0.51	69.1	203.4	1.29
II-5	303	85.0	140.0	228.0	147.9	295.8	253.1	0.95	0.47	0.55	69.1	217.0	1.05

表－5 には、(1), (2), (3)式より求めたコンクリートの直接せん断強度の計算値を示してあるが、接合部でのせん断ひび割れ強度の実験値は、(1)式による計算値 Q_{sc1} と比較的近い値を示した。また、(2), (3)式による計算値 Q_{sc2} , Q_{sc3} は、接合部のひび割れ強度よりかなり高めの値となった。

4. 2 接合面の終局強度

接合面の終局強度 Q_{su} は、コンクリートの直接せん断強度の下限値を与える(1)式による Q_{sc1} とダボ鉄筋が負担するせん断強度 Q_{st} の累加として考え、(4)式より求めた。

$$Q_{su} = Q_{sc1} + Q_{st} \quad Q_{st} = a_{DW} \cdot \sigma_y \quad (4)$$

a_{DW} : ダボ筋の断面積、 σ_y : ダボ筋の材料強度

表－5 に(4)式より求めた計算値を示すが、実験値とよく一致している。

図－6 に、既往の文献[1][5]による実験結果を合わせて、接合部のひび割れ強度と終局強度を示した。(1)式による計算値 Q_{sc1} は実験値に近い値を示した。さらに、(4)式による終局強度の計

算値は既往の文献の実験結果も含めて実験値とよく一致していることがわかる。

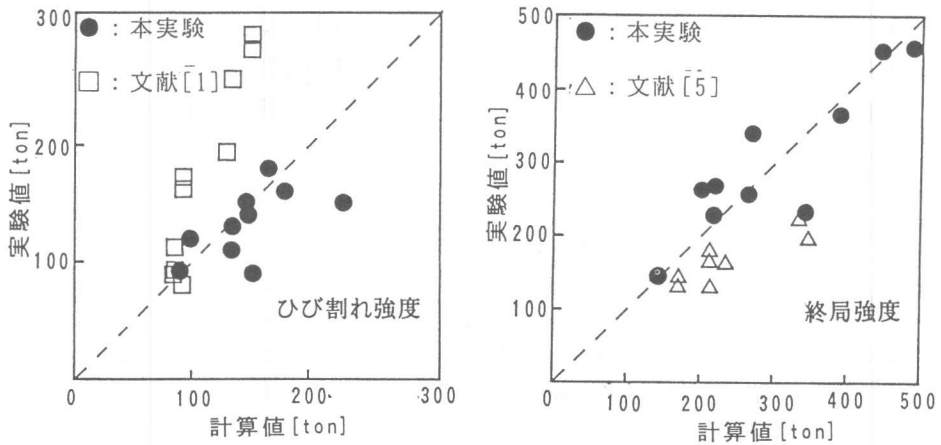


図-6 実験値と計算値の比較

5. まとめ

本実験では試験体の数も限られているが、実験結果を以下のようにまとめた。

- (1) 接合面にダボ筋を配筋したU型薄肉ハーフP C a小梁は、同等の強度、変形性能を有していることが確認された。
- (2) かかり代がないP C a小梁のせん断耐力は、かかり代があるP C a小梁に比べて強度が低下することが明らかになった。
- (3) 小梁接合面の終局耐力をコンクリートの直接せん断強度の下限式(1)式とダボ筋が負担するせん断強度を累加した(4)式より算出できることが確認された。

参考文献

- [1] 小森清司ほか、プレキャスト小梁仕口のせん断力伝達機構に関する実験、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 175~176, 1989.10
- [2] 磯 健一ほか、型枠P C工法による省力化・短工期化施工, 施工, pp. 71~82, 1992.12
- [3] 磯 健一ほか、コンクリートのせん断強度試験方法に関する研究(コンクリートの種類を変えた実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 149~150, 1979.9
- [4] 磯 健一ほか、コンクリートのせん断強度試験法に関する実験的研究, コンクリート工学年次講演会講演論文集, vol.1, pp. 13~16, 1979年
- [5] 宮内靖昌ほか、プレキャスト鉄筋コンクリート小梁端部の接合法に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, vol.2, pp. 203~208, 1990年