

論文

[1216] ハーフ PCa 梁型枠工法の開発

小柳光生*1・古屋則之*2・脇坂達也*2・中根 淳*1

1. はじめに

梁の型枠工事の省力化や熱帯雨林の保護、建築廃材の減少等を目的として、これまで繊維補強モルタル製の薄肉の折曲げ型枠を打込み型枠として開発し、実用化した。ここでは、梁下の支保工を更に省力化する目的で、打込み型枠であるとともに、部分的には梁構造部材の一部としても利用できる新しいタイプのハーフPCa 梁部材を開発し、後打ちコンクリート打設時を対象とする仮設時の部材性能を実験で確認したので報告する。

2. 梁型枠工法の概要

梁型枠の断面を図-1に示す。梁の側板パネルは、繊維補強モルタル板の打込み型枠であり、上端でスラブコンクリート等の鉛直荷重を支持すると共に、梁部分に打込まれる後打ちコンクリートの側圧にも抵抗する。梁底部分は主筋とスターラップの一部を打込んだPCa コンクリートであり、上面は粗面にして後打ちコンクリートと一体化し、構造体として利用する。側板パネルとPCa コンクリートとの接合面では、バー型スペーサを接合筋として利用する。製造は、2枚の側板パネルをセパレータで所定の間隔に保持し、構造鉄筋を落とし込んだ後、PCa部分のコンクリートを流し込む。したがって、通常のU形断面をしたハーフPCa 梁部材のように製造時に内側に型枠を必要としない。水平に設置されたベッドがあれば製造可能であり、設備が軽微で済み、任意の梁断面寸法に容易に対応できる点は、従来の折り曲げ型枠工法と同様である [1]。

3. 側圧と鉛直荷重による基礎実験

3. 1 実験目的と概要

基礎実験では、コンクリート打込み時の側圧を模擬した水平加力（W法と呼称）を行いその型枠性能を確認するとともに、側圧の他に、床スラブ鉛直荷重を想定した鉛直複合加力（H法と呼称）についても性能を調べた。試験体形状は、梁幅40cm、梁高さ65cm、90cmの2形状（それぞれA、Bとする）とし、その長さ（奥行き）は80cmとする。加力方法はW法、H法それぞれ図-2、3に示す。実際の側圧は等変分布荷重で作用するが、今回の模擬加力では、側圧全荷重を集中荷重に置換して作用させた。側圧を想定した水平荷重は

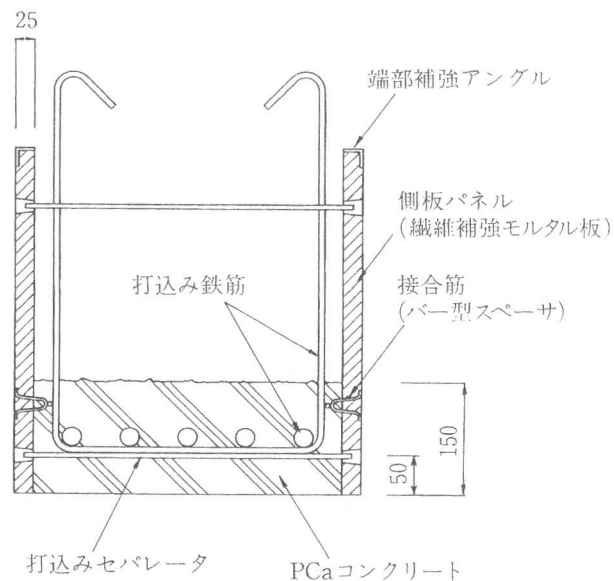


図-1 ハーフPCa 梁型枠の概要

*1 (株)大林組技術研究所 建築第二研究室

*2 同 建築第一研究室

2点載荷とし、ジャッキを2基連結して使用した。作用位置は PCaコンクリート天端より15cm (梁底より30cm) の高さとした。

H法の場合、スラブからの伝達荷重を想定した鉛直荷重 (一定値) を作用させたままで水平荷重をかけながら最終耐力を調べるケース①と、想定される水平荷重 (一定値) を作用させたままで鉛直荷重をかけながら最終耐力を調べるケース②の2ケースの加力方法とした。ただし、ケース②では、鉛直予定荷重8tonf まで作用させても破壊しなかったため、鉛直荷重を一定 (5tonf) に戻して水平荷重で破壊させた。側圧荷重を想定した水平荷重の大きさをロードセルで計測し、側板のはらみ変形、ずれ変形を変位計で計測した。側板の歪みを表面ゲージで計測した。

試験要因は、加力方法W法の場合、PCa コンクリートと側板との剥離剤塗布の有無 (長期的な肌分かれを想定) の2要因、加力方法H法の場合、剥離剤塗布の有無及び加力方法 (前述) の組合せの4要因をパラメータにした。

H法 (ケース①) の鉛直力 (一定値) は、スラブ厚20cm、スパン3.0mと仮定し、1500kgf と設定した。またH法 (ケース②) の水平力 (一定値) は、側圧全荷重を設定し、A形状 : 450kgf B形状 : 665kgfとした。曲げひび割れ荷重と最大曲げ荷重の計算値 (P_{cr} , P_{max}) は、セパレータ間を単純支持として求めた

が、この時、部材のひび割れ、最大曲げ強度は、パネル実強度試験結果 (それぞれ140, 180kgf/cm²) を用いた。なお、試験時の PCa コンクリート圧縮強度は 370kgf/cm² (材令21日) を示した。

3. 2 実験結果

加力W法による試験体のひび割れ時、最大強度時の水平荷重を整理して図-4

に示す。また水平荷重とその加力点位置でのはらみ変形 (平均値) 挙動の実験結果の一部を図-5に示す。実験値は、計算値に対してひび割れ時、最大時とも1.3倍 程度の安全率とやや大きかった。この理由は、側板パネルとコンクリートを結合しているバー型スパーサーが支持点として働き、曲げの有効スパンが短くなるためではないかと思われる。なお、型枠設計上、側板パネルの許容曲げ応力度は、当面80kgf/cm² (最大曲げ強度120kgf/cm²) としているため、前述のパネルの曲げひび割れ強度は、許容応力度の140/80=1.67倍と大きかったため、今回の場合全体としての安全率はさらに大きいと判断された。図-5から、B形状のはらみ変形実験値は、ひび割れ以前では計算値の約半分

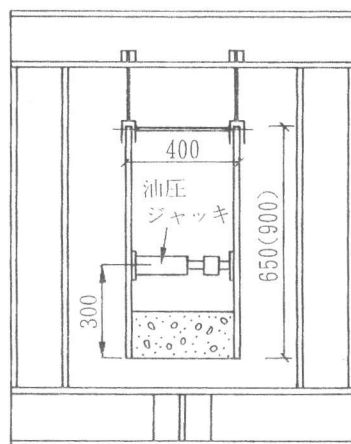


図-2 加力W法

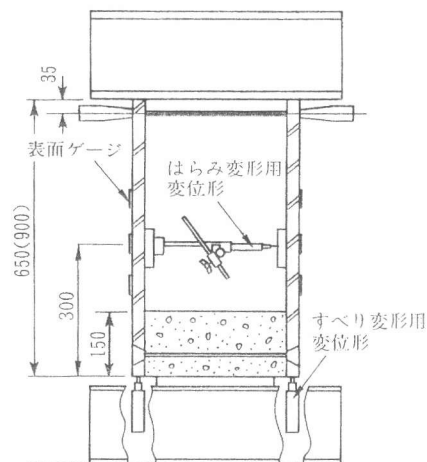


図-3 加力H法

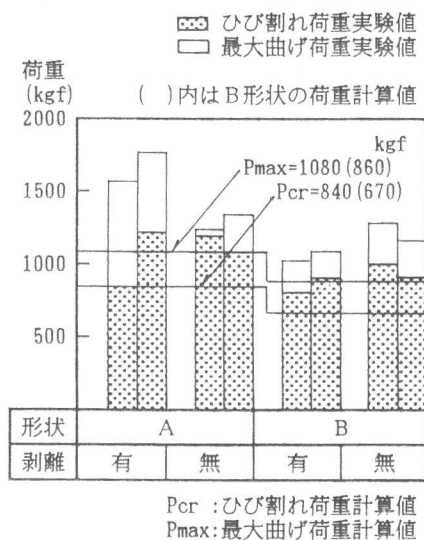


図-4 加力W法の試験結果

と小さく、セパレータ間単純支持と仮定して計算した今回の設定は型枠設計として十分安全側であるといえる。なお、側板パネルと後打ちコンクリートとの付着力消失を想定して、剥離剤塗布の有無を比較したが、剥離材を塗付した場合でも強度、変形の面で劣ることはなかった。

加力方法H法の試験体のひび割れ時、最大耐力時の水平荷重を整理して図-6に示す。また、はらみ変形(平均値)挙動の実験結果の一部を図-7に示す。当初、鉛直荷重による座屈が心配されたがこの結果から、ひび割れ荷重実験値は計算値の1.5倍以上であり、W法に比べてむしろ増大した。これはH法のように鉛直荷重が作用した場合は、側板パネルに圧縮軸力が作用したためと思われる。しかし、B形状の場合、ひび割れ以降、最大強度までの伸びは小さかった。

H法(ケース②)について、すべり変形が0.20mmに達した時の鉛直荷重を表-1に示す。この表から、すべり変形0.20mmの時の鉛直荷重は剥離剤を塗布した場合でも最低3.0tonf以上(単位幅80cm, 側板パネル2枚)を有することが分かった。鉛直荷重(スラブ自重伝達荷重)計算値はスラブスパンが3.0mで、1.5tonf程度であり、今回のように均等に梁底で支持する場合、安全率は2倍以上と考えられる。しかし、後述するように梁底の支柱を少なくした実際の支持法では、支持範囲が小さくなる分、その安全率は低下してくるので、留意する必要がある。

4. 実大部材実験

4.1 実験目的

支保工間隔を広げ、側板パネルでスラブ荷重を受けた状態での後打ちコンクリート打設時の安全性を検討するために、

表-1 すべり変形0.2mm発生時の荷重

試験体		A-有	A-無	B-有	B-無
すべり変形 0.2mm の荷重(tf)	①	4.9	6.1	3.0	5.7
	②	—	5.3	3.5	8.0

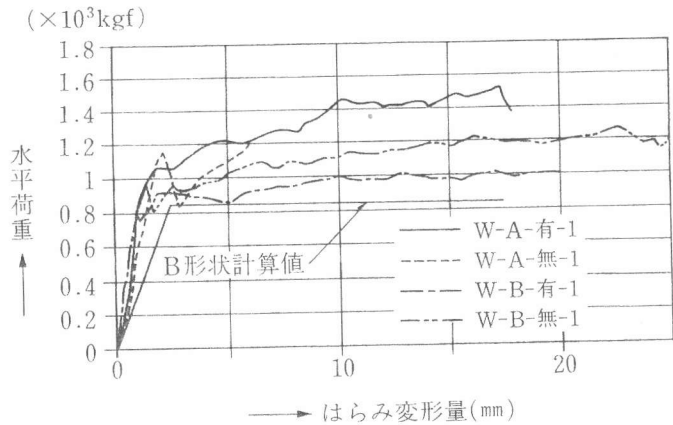


図-5 加力W法によるはらみ変形

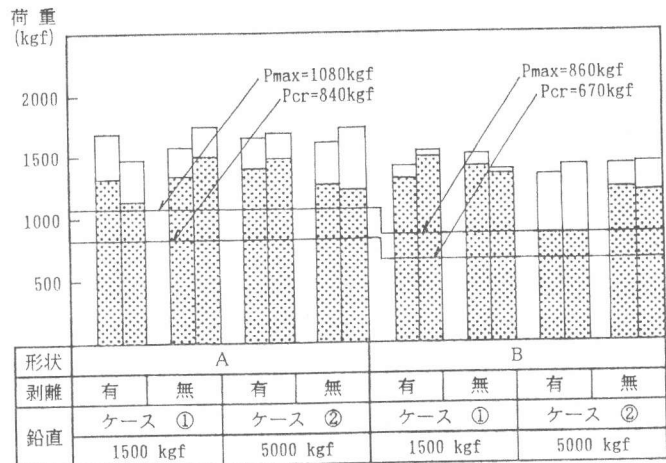


図-6 加力H法の試験結果

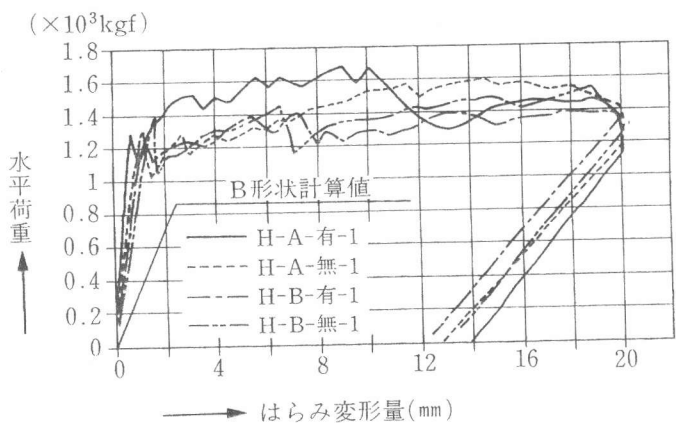


図-7 加力H法によるはらみ変形

実大断面の試験体による載荷実験を行い、側板パネルや鉛直接合部の強度特性、断面性能を確認した。特に、側板パネルは、側圧による面外応力と支柱間隔を広げることに伴う面内応力の複合作用を同時に受ける。

4. 2 実験方法

試験体は3体あり、梁幅を60cmとし、梁せい(65cmと80cm)とせん断スパン(120cmと90cm)をパラメータとした。PCa部分には主筋として5-D25を配筋した。鉛直接合

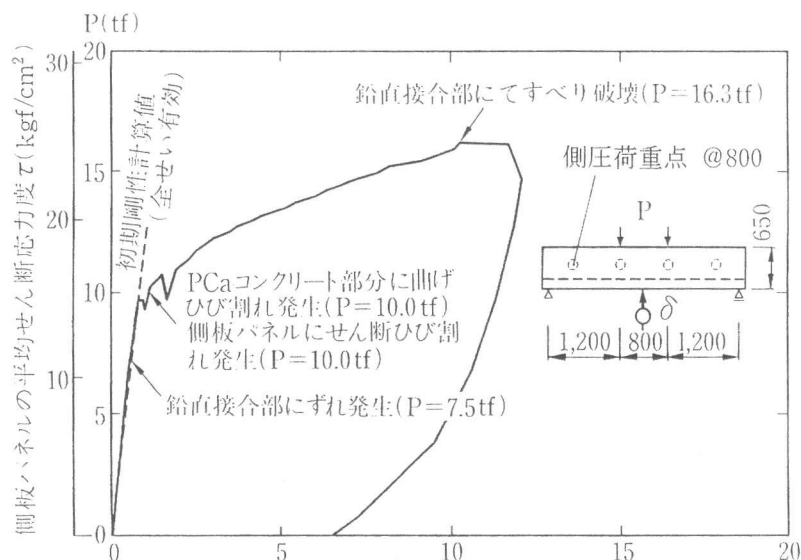


図-8 荷重～たわみ関係 (No.1試験体)

部の接合筋には、鉄筋φ7.2にπ型の足が20cmピッチで溶接されたバー型スペーサを使用した。試験体の形状を図-8に、種類を表-2に示す。試験時の材料特性は、コンクリート圧縮強度314kgf/cm²、弾性係数 2.77×10^5 kgf/cm²、割裂強度24.4kgf/cm²であった。また試験体は反力点間距離を3.2mとしてローラーで支持した。支持点はPCaコンクリートの下端面とし、側板パネル頂部からの鉛直荷重はすべて鉛直接合部を通じてPCaコンクリート部分に流れるようにした。載荷方法は、スラブ厚を考慮したコンクリート打設時の側圧に相当する水平荷重を4カ所から分散して側板パネルに作用させ、これを一定に保持しながら、側板パネル頂部の加力点から鉛直荷重を漸増載荷する方法とした。荷重は油圧ジャッキで加えた。

4. 3 実験結果と考察

最大荷重時の側板パネルのひびわれ分布の一例を図-9に示す。初期ひび割れは加力点から反力点に向かって発生した斜めのせん断ひび割れである。PCa部分下端にはほぼ同時期に曲げひび割れが発生した。側板パネルにせん断ひび割れが発生しても耐力は低下せず、荷重を増大させるにしたがってひび割れは細かく分散した。このようにせん断ひび割れが起きても脆性破壊せず耐力の低下がない状況は全試験体に共通な点であった。なお、No.3試験体にはせん断ひび割れ発生後に側圧の影響によると考えられる水平方向のひび割れも発生した。

鉛直接合部のうち反力点近傍では、側板パネルにせん断ひび割れが発生する以前からずれ始めて、最大荷重時にはこの部分がすべり破壊した。反力点近傍以外ではずれがほとんどなかった。No.3試験体は荷重の誤操作により、鉛直接合部のずれとせん断ひび割れ発生時の荷重は確認できなかった。

No.1試験体の荷重～たわみ関係を図-8に示す。反力点近傍の鉛直接合部でずれが生じた後も側板パネル部分にせん断ひび割れが発生するまでの剛性は曲げとせん断を考慮した弾性剛性

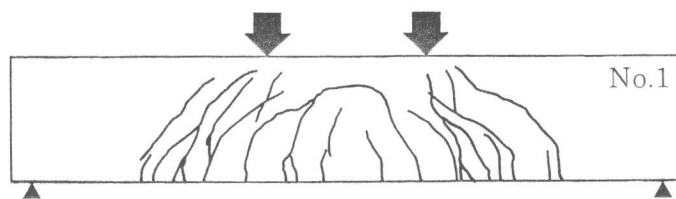


図-9 ひびわれ状況の一例

表-2 試験体の種類

試験体	主筋	梁幅 b(cm)	梁せい d(cm)	せん断スパン a(cm)	せん断スパン比 a/d
No. 1	5-D25	60	65	120	1.85
No. 2			65	90	1.38
No. 3			80	120	1.50

計算値とよく一致している。ひび割れ発生後は剛性が低下したが、鉛直接合部が滑り破壊するまでは荷重の低下はなく、靱性に富んだ変形性状を示した。また、せん断ひび割れ発生以前の、純曲げ区間の断面における歪分布を図-10に示す。中立軸位置は弾性計算結果とよく一致し、歪の分布状態は断面の一体性がよく保たれていることを示している。

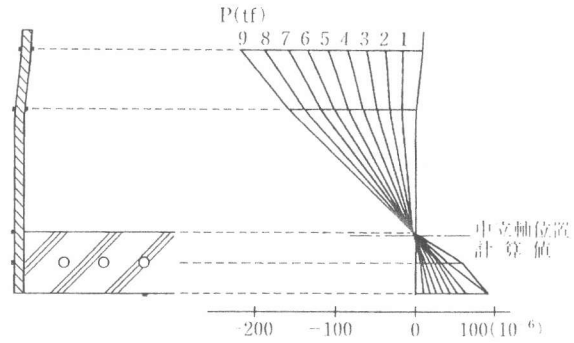


図-10 純曲げ区間の歪分布

実験結果の一覧を表-3に示す。なお、表中の荷重Qは側板1枚当たりのせん断力の値である。(1) 曲げひび割れ荷重：弾性計算時の断面係数を用いて、曲げひび割れ発生時のPCa コンクリート下端の応力度を算出すると、23.1~25.6kgf/cm² となる。これは曲げ応力度をコンクリート圧縮強度の平方根を用いて表すと、(1.30 ~1.44) $\sqrt{\sigma_B}$ となる。(2) せん断ひび割れ荷重：せん断ひび割れ発生時の側板パネル部分の平均せん断応力度は 15.4 ~18.5kgf/cm² である。

表-3 実験結果の一覧

	ずれ発生荷重		曲げひび割れ荷重			せん断ひび割れ荷重		すべり破壊荷重			
	Q _s (tf)	$\int \tau_s$ (kgf/cm ²)	Q _{bc} (tf)	σ_{bc} (kgf/cm ²)	$\sigma_{bc}/\sqrt{\sigma_B}$	Q _{sc} (tf)	$\int \tau_{sc}$ (kgf/cm ²)	Q _v (tf)	$\int \tau_v$ (kgf/cm ²)	cQ _v (tf)	Q _{v}/cQ_v}
No. 1	1.88	1.0	2.50	25.6	1.44	2.50	15.4	4.08	2.3	4.30	0.95
No. 2	0.50	0.4	3.00	23.1	1.30	3.00	18.5	4.63	3.4	4.30	1.08
No. 3	—	—	3.75	25.4	1.43	—	—	4.38	2.4	4.30	1.02

Q：側板部分のせん断力

$\int \tau$ ：鉛直接合面での平均せん断応力度

$\int \tau_c$ ：側板断面の平均せん断応力度

σ_{bc} ：U型断面の断面係数を用いた曲げ応力度

σ_B ：コンクリート圧縮強度(=314kgf/cm²)

cQ_v：バー型スペーサのせん断耐力計算値

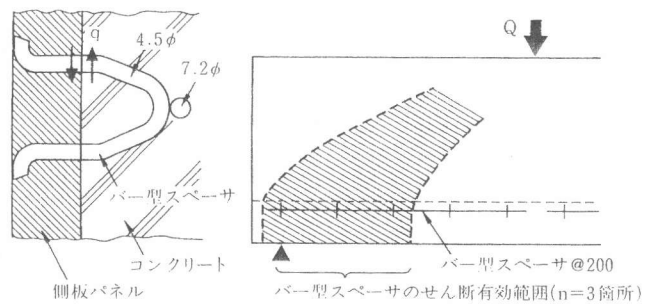
$cQ_v = c q_v \times 2(\text{本}) \times 3(\text{箇所})$

cq_v：バー型スペーサの足1本当たりの接合せん断力

(=0.5a_{bs} $\sqrt{\sigma_B \cdot E_c}$ =716kgf/本)

a_{bs}：バー型スペーサの足1本の断面積

E_c：コンクリートのヤング係数



(3) ずれ発生荷重：鉛直接合部のうち反力点近傍では、応力集中によって比較的早くからずれが生じたが、部材性状に有害な影響は及ぼさなかった。(4) すべり破壊荷重：鉛直接合部のすべり破壊時の荷重をバー型スペーサのせん断耐力計算値と比較した。計算値は、バー型スペーサの足1本当たりのせん断耐力を頭付きスタッドのせん断耐力実験式を用いて算定し、反力点近傍のバー型スペーサのせん断有効箇所を表中の図に示すように3箇所と仮定して求めたところ、計算値は3体の実験値とほぼ一致しており、この計算式で評価できると考える。

後打ちコンクリート打設時の安全率を検討する。試験体と同一断面の本型枠をスパン3.2mで単純梁形式で支持し、スラブ厚さを15cm、スラブの支持スパンを梁と直交方向に3.0mと仮定した場合の、コンクリート打設時に作用する曲げモーメントと側板1枚当たりのせん断力を求めて設計値として表-4に示し、対応する試験体の実験値との比較を行った。

No.1,2試験体と同一断面の場合には、曲げひび割れ発生荷重に対する安全率は1.65倍以上、せん断ひび割れ発生荷重に対する安全率は2.03倍以上あり、No.3試験体も同様に高い安全率を有している。すべり破壊荷重に対してはいずれも3.5倍 前後の安全率である。この結果、

一般的に使用される断面の梁に対しては、支保工間隔を3m程度とし、側板パネルにスラブ荷重を支持させても構造上は特に問題なく安全に施工できることが判った。

表-4 設計値と実験値の比較

		本型枠工法	
		No.1, No.2と同一断面	No.3と同一断面
曲げモーメント	設計値(t·m)	3.27	3.55
	ひび割れ発生時 実験値(t·m)	5.40~6.00 (1.65~1.84)	9.00 (2.54)
せん断力	設計値(t)	1.23	1.23
	ひび割れ発生時 実験値(t)	2.50~3.00 (2.03~2.44)	3.00* (2.44)
	すべり発生時 実験値(t)	4.08~4.63 (3.32~3.76)	4.38 (3.56)

()内：安全率[=実験値/設計値]

*実験値がないため、せん断ひび割れ強度は15kgf/cm²と仮定した

5. まとめ

今回の一連の実験から仮設時の断面算定や梁下支保工の間隔を算定するうえで必要な点が明らかとなり、一般的な断面の場合には後打ちコンクリート打設時の安全性は充分に高いことが判明した。

- (1) 基礎実験から鉛直荷重と側圧を同時に受ける側板は当初、座屈が懸念されたが側圧のみを受ける場合と比べても耐力の低下は認められなかった。
- (2) 本型枠工法の弾性時の断面性能は側板パネルとPCa コンクリート部分とが一体であると仮定して弾性計算で評価することができる。
- (3) 側板パネルのせん断ひび割れ強度は、15~18kgf/cm² 程度であり、せん断ひび割れが生じても脆性破壊せず、支持力の低下もなかった。
- (4) PCa コンクリート部分の曲げひび割れ強度は、 $1.4 \sqrt{\sigma_B}$ 前後である。
- (5) 実大部材実験の最終破壊は支持点付近の鉛直接合部のすべり破壊であるがこのすべり破壊強度に関する計算式を提案した。

□参考文献

- 1) 小柳, 小川, 田村, 岡本: 薄肉PCa 折り曲げ型枠工法の開発、コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.1, 1992