

報告 付着強化処理を施したプレキャストコンクリート型枠を用いた RC 部材の力学的性状に関する実験

菊原康浩*1・西山直洋*2・立花正彦*3

要旨: 本研究は、付着強化処理を施した厚さ25mmの薄肉のプレキャストパネルを打ち込み型枠として使用し、これを鉄筋コンクリート部材に適用した際の構造性能を実験的に検討したものである。試験体は、実大スケールの梁で、打ち込み型枠を使用した試験体1体、在来工法による一体打ちRC部材の試験体1体の計2体である。その結果、プレキャスト型枠を使用した試験体は一体打ち試験体と同等もしくはそれ以上の構造性能を有していることが明らかとなった。

キーワード: 打ち込み型枠, プレキャストパネル, RC部材

1. はじめに

近年、地球環境問題等の観点から、合板型枠の使用が問題となっており、解体不要の打ち込み型枠等の必要性が強まっている。その中でも特に軽量化、部材の薄肉化に対する開発¹⁾が主なものであるが、地震時等大変形時における型枠の付着力強化も重要な課題であるという指摘²⁾もある。

本研究では、型枠の付着性状に着目し、ジベル筋及び付着粗面シートにより付着強化処理を施した一体成形によるU字型の薄肉プレキャストコンクリート（以下PCaと略）型枠を開発し、これを用いて鉄筋コンクリート（以下RCと略）梁部材の曲げ剪断実験を行い、打ち込み型枠を使用した梁と在来工法の一打梁との構造性能（各種強度及び履歴性状等）を比較検討するものである。

2. 本工法の特徴

本工法に用いる型枠の概要を図-1に、また主な特徴を以下に示す。

- ・厚さが25mmと薄肉であるため、軽量である。
- ・U字型一体成形の型枠内にジベル筋(jPs=0.15%)が存在し、かつジベル筋の無い所にはコンクリートに付着粗面処理が施されている。これらにより後打ちコンクリートと打ち込み型枠との一体性を高めている。

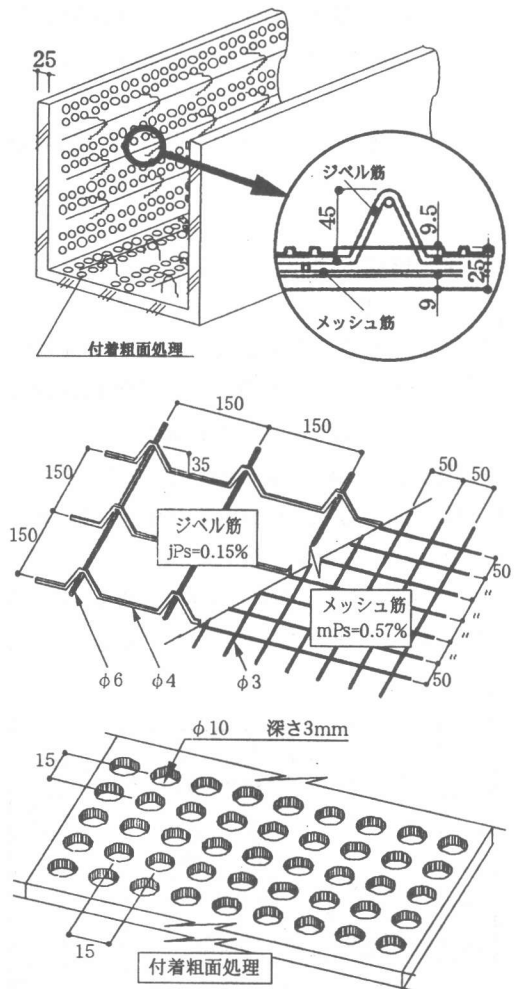


図-1 打ち込み型枠の概要

*1 東京電機大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 西松建設(株) 技術研究所 (正会員)

*3 東京電機大学助教授 工学部建築学科、工博 (正会員)

3. 実験概要

3.1 試験体

試験体の形状及び寸法を図-2に示す。試験体は実大スケールの片持ち梁とし、在来の一体打ち試験体（以下No1と略）1体と、PCa型枠を用いた試験体（以下No2と略）1体の計2体である。両試験体の概要を以下に示す。

No1試験体：梁断面は $b \times D = 300\text{mm} \times 500\text{mm}$ ，主筋は上下とも5-D22 ($P_t = 1.55\%$)，筋筋はD10@150 ($P_w = 0.32\%$)，せん断スパン比 $M/Qd = 1.9$ ，梁付け根から加力点までの長さ800mmとする。

No2試験体：断面形状及び配筋はNo1と同一である。打ち込み型枠はU字型であり，肉厚は側部，底部とも25mmである。また，床版部分として150mmを想定している。

以上の試験体で用いたそれぞれの使用材料の機械的性質を表-1に示す。

3.2 実験方法

加力装置は図-3に示すように，試験体のスタブを加力フレームに固定し，アクチュエータ（能力：圧縮力100tf，引張力60tf）により漸増正負繰り返しせん断力と曲げモーメントを作用させる。

載荷条件は，部材角 $R = \pm 0.25\%$ を1サイクル， $R = \pm 0.5\%$ ， $\pm 1.0\%$ ， $\pm 2.0\%$ を各3サイクルとし，その後 $R = \pm 3\%$ を1サイクルとする。

梁の曲げ及び剪断変形は，図4に示すようにスタブ内に設けたボルトを不動点とし，ここに固定し

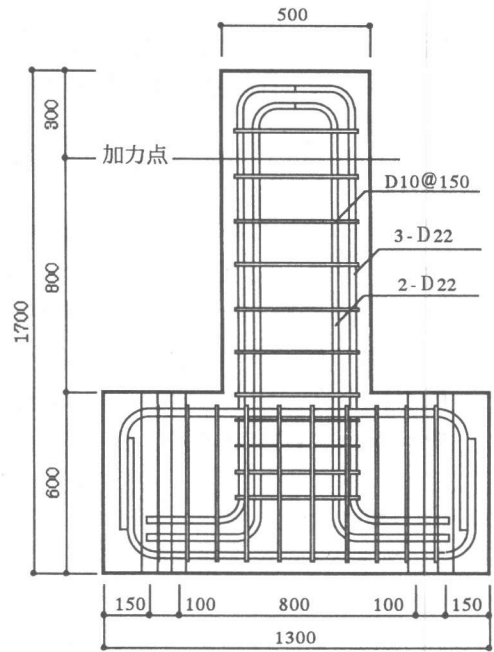


図-2 試験体の形状及び寸法

表-1 使用材料の機械的性質

| 試験体名 | コンクリート (kgf/cm ²) | 鋼材 (kgf/cm ²) | |
|------|-------------------------------|---------------------------|------------|
| | | σ_y | σ_u |
| NO1 | 一体打 | 232 | |
| | 筋筋 (D10) | 3647 | 5152 |
| NO2 | 型枠部分 | 687 | |
| | 主筋 (D22) | 4175 | 6309 |
| | 後打ち部分 | 242 | |
| | メッシュ筋 | 4800 | 6632 |
| | ジベル筋 | 3924 | 5674 |

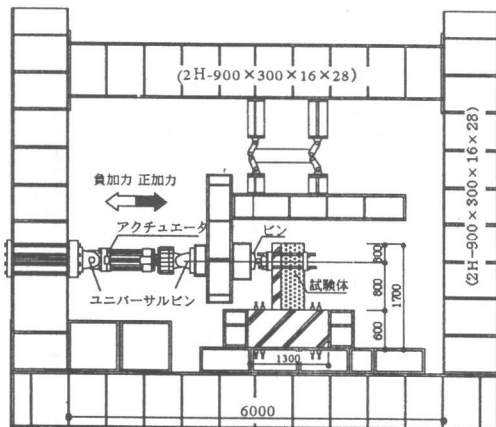


図-3 実験方法

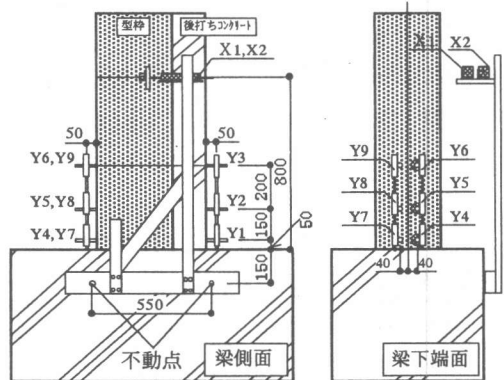


図-4 測定方法

た測定治具に取り付けた変位計X1, X2により測定する。また試験体側面の変位計Y1～Y9により試験体の伸び縮み及び曲率の測定を行う。ここで、Y1～Y6は後打ちコンクリート部分から出ている変位計で、Y7～Y9はPCa型枠部分から出ている変位計である。また、ワイヤーストレインゲージにより主筋、肋筋各部の歪値をそれぞれ測定する。

4. 実験結果及び考察

4.1 破壊状況

両試験体の主なひび割れを図-5に、最終ひび割れ状況を図-6に示す。ここで図中の▼△の記号は加力位置及び加力方向を示し、PCa型枠に引張力が加わる方向を負加力方向とする。

両試験体とも、曲げひび割れ及び剪断ひび割れなどの主なひび割れはR=±1.0%までに発生し、曲げひび割れ幅が増大して曲げ降伏する。両試験体の破壊状況の主な相違点は以下の通りである。

- ① 梁端部に生じる曲げひび割れ(a)は、No1では梁端付根付近(5～10cm)の位置に発生したひび割れの幅が増大するのに対し、No2ではPCa型枠との境界面の梁端付根に生じたひび割れがスタブの内部に入り込むように進行し、そのひび割れの幅が増大する。
- ② 対角線上の剪断ひび割れ(b)は、正負加力ともにNo1ではほぼ直線的に発生するが、No2においては正負加力で相違し、負加力でPCa型枠に発生した剪断ひび割れは途中で止まり、圧縮側まで貫通しない。正加力では、後打ちコンクリートの主筋に沿った付着割裂ひび割れ(e)がPCa型枠に発生した剪断ひび割れとPCa型枠と後打ちコンクリートとの境界面で結びつくように発生する。
- ③ R=1.0%からR=2.0%に部材角が増大すると、引張側主筋の降伏により降伏曲げ強度に達し、その後両試験体とも剪断破壊形となるが、その破壊状況は若干相違する。

No1では対角線上の剪断ひび割れ(c)に沿ってコンクリートが剥落し、剪断圧壊(d)する。No2においては、負加力で後打ちコンクリートの圧縮側

で剪断圧壊(d)が認められ、正加力では後打ちコンクリート部にある圧縮側の主筋に沿った付着割裂ひび割れによる損傷が著しい。

④ PCa型枠部分は、R=1.0%3サイクル目から外側へ広がりはじめ、R=2.0%では後打ちコンクリートとPCa型枠の境界面の幅(f)も広がる。

⑤ 実験終了時までPCa型枠の圧壊は認められず、後打ちコンクリートの圧壊後、負加力のR=2.0%の繰り返し中においてもPCa型枠の一部が圧縮側となって、圧縮力を負担している。

以上より、PCa型枠使用部材は、PCa型枠と後打ちコンクリートとの界面に沿ったひび割れの発生及び破壊の進行は認められるものの一体打ちコンクリート部材とほぼ同じ性状を示す。またこれら両試験体は曲げ降伏後R=2.0%で剪断破壊したものと考えられる。

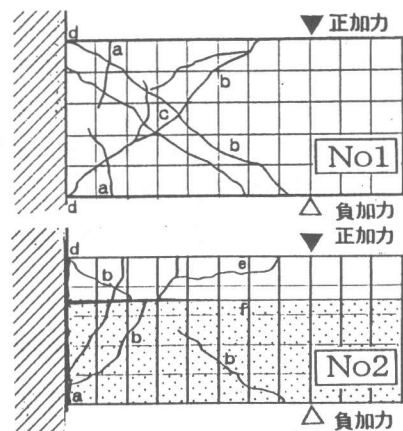


図-5 主なひび割れ図

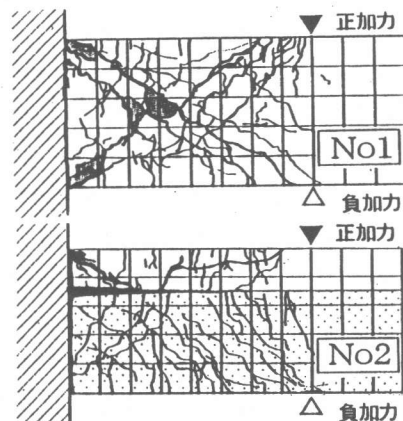


図-6 最終ひび割れ状況

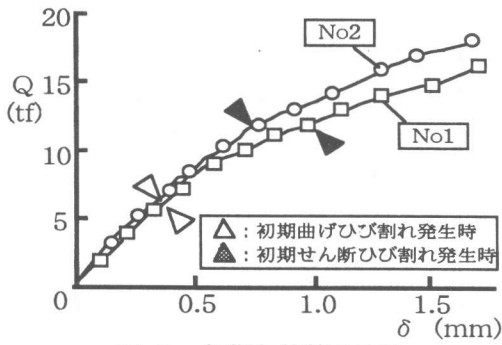


図-7 初期包絡線の比較

4.2 履歴性状

両試験体の剪断ひび割れ発生時までの包絡線の比較を図-7に、履歴曲線を図-8に、また無次元化した履歴曲線を図-9にそれぞれ示す。

No1とNo2との初期の剛性を比較すると、No1に比べてNo2の方が若干剛性が高くなっており、このことから型枠や、型枠内部のメッシュ筋レベル筋が有効に働いているものと考えられる。

履歴曲線より、両試験体ともほぼ同様の履歴性状を示し、 $R=1.0\%$ で最大強度に達し、その後 $R=2.0\%$ 1サイクル目までは強度を保持するが、2サイクル目以降剪断による圧壊が進行し、急激に耐力が低下する。また無次元化した履歴曲線もほぼ同様の性状を示している。

両試験体の繰り返しによる耐力低下状況を図-10に示す。ここでの横軸はサイクル数、縦軸は各サイクルの荷重を各部材角の第1サイクル目の荷重で除した値である。両試験体とも $R=1.0\%$ までは繰り返しによる耐力低下は少なく、 $R=2.0\%$ 1サイクル目から2サイクル目にかけて耐力低下が大きくなる。No1、No2を比較すると、 $R=1.0\%$ まではほぼ同じ耐力低下状況を示すが、 $R=2.0\%$ ではNo2の方がNo1に比べ耐力低下が少ない。

以上より、最大曲げ耐力後PCa型枠と後打ちコンクリートの一体性は失われるものの、PCa型枠が圧縮力に対して有効に働き、耐力低下を押さえ込んでいるものと考えられる。これはNo1では梁のすべての付根が圧壊するのに対し、No2では後打ちコンクリート部分の付根は圧壊しないことから推測できる。

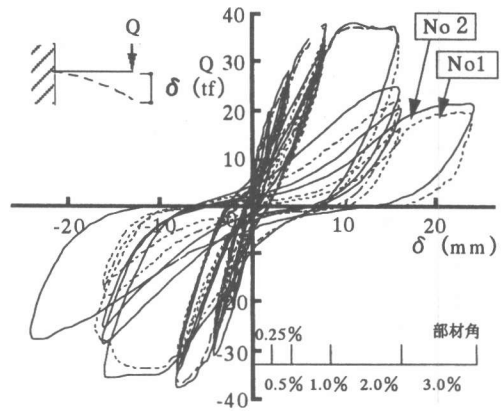


図-8 履歴曲線

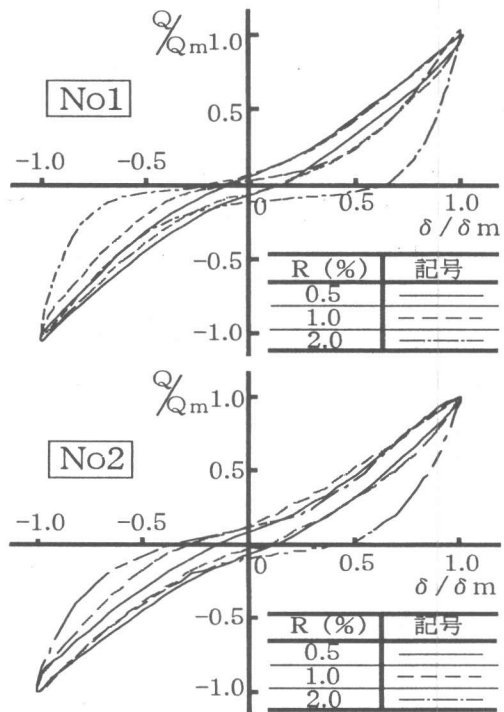


図-9 無次元履歴曲線

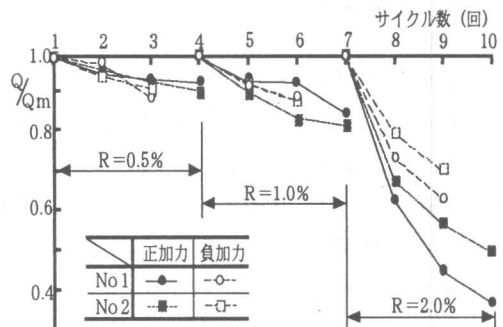


図-10 繰り返しによる耐力低下

4.3 各部の歪性状

両試験体の各部材角における主筋、ジベル筋、及びメッシュ筋の材軸方向歪分布を図-11に示す。

梁の主筋は、ほぼ部材角 $R=1.0\%$ 時にNo1では梁端部で、No2ではスタブ内でそれぞれで降伏している。PCa型枠内のジベル筋及びメッシュ筋は共に梁付根付近では歪値は小さいが、梁付根部分より $0.4D$ 付近以降歪値が大きい。この部分におけるジベル筋及びメッシュ筋と主筋との歪値を比較すると、多少の相違はあるものの $R=1.0\%$ までは同様に歪値が増加していく。これはNo2の初期剛性の上昇にも影響しているものと考えられる。

ジベル筋及びメッシュ筋は $R=1.0\%$ の3サイクル目以降歪値が減少する。このことから、 $R=1.0\%$ の3サイクル目までは後打ちコンクリートとPCa型枠の一体性があり、ジベル筋とメッシュ筋は梁付根部分より $0.4 \sim 1.0D$ 付近の位置で有効に働いていると考えられるが、その後 $R=2.0\%$ からPCa型枠の付着力が低下し、後打ちコンクリートとPCa型枠の一体性が徐々に失われ始めると考えられる。これは $R=2.0\%$ より型枠と後打ちコンクリートの境界面の幅が広がり始めることから推測できる。

両試験体の筋筋の歪性状の比較を図-12に示す。筋筋はNo1ではほぼ $R=1.0\%$ 時に、No2ではほぼ $R=2.0\%$ 時にそれぞれ梁付根部分より 60cm の位置で降伏している。No1に比べNo2の方が降伏時期が遅いことから、PCa型枠内のジベル筋及びメッシュ筋が有効に働くとともに、高強度コンクリートを使用している型枠が拘束効果を発揮しているものと考えられる。

4.4 曲げモーメントと曲率との関係

梁付根部分に生じる曲げモーメントとその時の曲率の実験値と計算値⁴⁾との関係を図-13に示す。ここで曲率の実験値は梁付根部分の主筋に添付した歪ゲージの歪値より算出した値である。また計算は文献4に示されている仮定を用いて算出した。

No1, No2試験体ともに実験値はほぼ同様の傾向を示す。実験値と計算値を比較すると、実験値と計算値とはほぼ一致している。

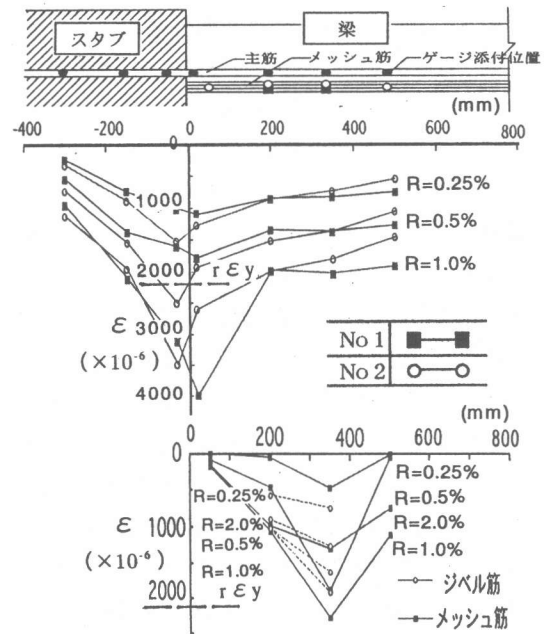


図-11 材軸歪分布の比較

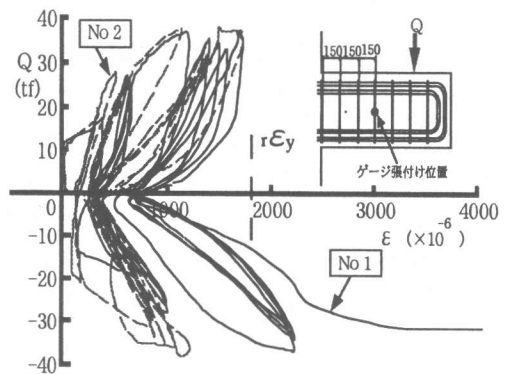


図-12 筋筋の歪性状

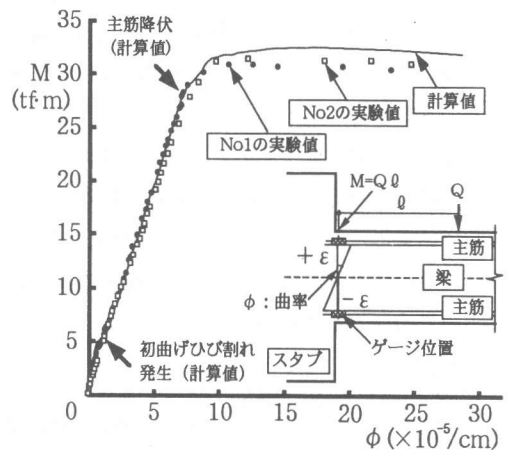


図-13 曲げモーメントと曲率の関係

4.5 PCa 型枠と後打ち部分との一体性

梁下端及び上端に取り付けた変位計の変形量と部材角との関係の代表例を図-14に示す。

No2でPCa型枠の挙動(Y7, Y9)と、後打ちコンクリート部分の挙動(Y4, Y6)を観察すると、ほぼ最大耐力まで同様の性状を示す。また、最大耐力以降もY6とY9の性状には大きな違いは見られない。以上のことから型枠部分と後打ち部分との一体性は確保されているものと考えられる。

No1とNo2を比較すると、Y4の変形量はNo2の方がNo1よりも大きくなっているが、Y6の変形量はNo1の方がNo2よりも大きくなっている。これはNo2において梁付け根付近の変形が増大しているが、型枠自体は剛性に寄与しているため、Y4より上部に付けられているY6の変形量はNo1に比べて減少したものと考えられる。

4.6 各種強度

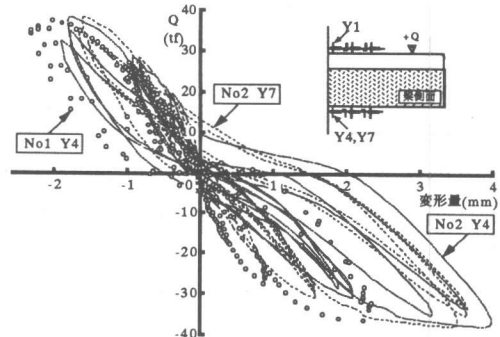
試験体の各耐力の実験値及び計算値を表-2に示す。ここで、No2の最大曲げ耐力の計算値はPCa型枠を含んだ全断面が後打ちコンクリート強度と同一であると仮定し算定する。最大曲げ耐力は、両試験体とも計算値と一致し、打ち込み型枠を使用した場合にもPCa型枠部分を構造体とみなし、既往の算定式を用いることが出来ると考えられる。

5. まとめ

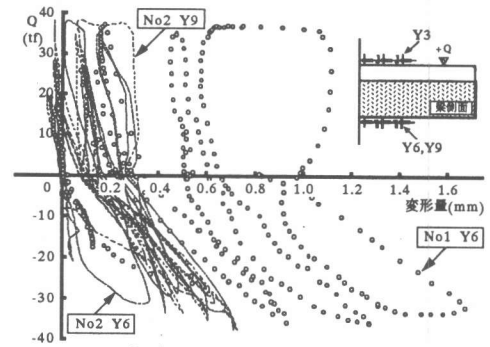
ジベル筋及び付着粗面処理により付着を強化した薄肉U字型一体成形の型枠を使用したRC梁部材の曲げ剪断実験により、型枠使用試験体は一体打ちのRC部材と比べて、初期剛性の上昇及び最大耐力以後の耐力低下率の減少等が認められ、一体打ち部材と同等もしくはそれ以上の構造性能を有していることが明らかとなった。今後、ジベル筋や付着粗面処理部の量、形状等に関する設計法について検討する必要がある。

【謝辞】

本研究を行うにあたり、試験体の製作では、小沢コンクリート工業株式会社にご協力頂きました。また、実験及び資料整理に際し、東京電機大学平成9年度卒研究生、太田一江、堀祐介の両氏の協力を得ました。ここに御礼を申し上げます。



(a) Y4、Y7 変位計



(b) Y6、Y9 変位計

図-14 型枠の一体性の検討

表-2 耐力の実験値及び計算値

| 試験体名 | 曲げひび割れ bQcr (tf) | | 剪断ひび割れ sQcr (tf) | | 最大曲げ強度: Qub (tf) | | | |
|------|---------------------|------|---------------------|------|------------------|------|---------|------|
| | 実験値 | 実/計 | 実験値 | 実/計 | Qub (1) | | Qub (2) | |
| No1 | 5.60 | 0.91 | 12.80 | 1.23 | 37.03 | 0.98 | 37.03 | 0.96 |
| No2 | 6.00 | 0.96 | 13.00 | 1.23 | 37.99 | 1.01 | 37.99 | 0.95 |

$$bQcr = 1.8 \sqrt{F_c} \cdot Ze/h^3 \dots (1)$$

$$sQcr = \tau_c \cdot b \cdot j^3 \dots (2)$$

$$\tau_c = kc(500 + \sigma_B) \cdot 0.085 / (M/Qd + 1.7)$$

$$Qub(1) = 0.9 \cdot at \cdot \sigma_y \cdot d/h \dots (3)$$

$$Qub(2) \text{ 曲げモーメント曲率関係による精算値}^4) \dots (4)$$

at: 引張鉄筋断面積

b: 梁幅

d: 梁の有効せい

Fc: コンクリート強度

h: 梁付け根から加力点までの長さ

j: 応力中心間距離

Ze: 断面係数

σ_y : 主筋の降伏応力度

【参考文献】

- 小柳光生ほか: 押し出し成形セメント板を打ち込み型枠に用いた部材の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, PP461~462, 1994.9
- セメントコンクリート No.582, PP19~25, 1995.8
- 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会 1991年度版
- 仲威雄ほか: 鉄骨鉄筋コンクリート柱の耐力と履歴特性に関する実験的研究, 日本建築学会論文報告集 第260号, PP47~58, 1977.10