

(51) プレキャスト柱-梁圧着接合部のせん断耐力に関する実験的研究

オリエンタル建設(株) 技術部 正会員 ○小山内 裕  
 同上 営業本部 正会員 大島 幸  
 同上 技術部 非会員 森山毅子彦  
 同上 建築支店 正会員 木村 義男

1. 研究の目的

本研究では、組立てプレストレストコンクリート(PC) フレームの柱梁接合部のせん断力伝達性能を確認するために、目地コンクリートを介して圧着された接合部をモデル化した供試体の最大耐力、滑り変位、曲げ変形に着目して、載荷実験を実施した。そして回帰分析による平滑面圧着接合部の最大せん断耐力推定式の一般化、滑り変位後のせん断耐力および圧着接合部における曲げの影響を検討した。

2. 供試体

モデル化は、図-1に示すように壁が付いた梁と柱の接合部を取り出し、1面せん断を想定し、場所打ちスラブのないものとした。図-1は前報<sup>1)~4)</sup>で報告した載加実験に使用した供試体図である。

供試体のパラメーター(表-1)は、図-2における応力の組合せと圧着力および載荷点の接合面からの距離(シアスパン)とした。応力の組合せはAタイプは(Q1,Q2)、Bタイプは(Q1,Q2,M1)、Cタイプは(Q1,Q2,M2)とした。圧着力は10tonf、25tonfおよび40tonfとした。シアスパンは0および18cmとした。

供試体は以下の順序で製作した。まず、供試体3部分の鋼製型枠を用いて柱側部材、梁側部材のセットを計15組製作した。接合面はサンダー掛けなどせず黒皮のままの無処理の鋼製型枠による平滑面をそのまま使用した。

次に接合面の目地幅が10mmとなるように両部材をセットして、プレミックスタイプ無収縮モルタルを目地部に充填した。本体コンクリートと、目地モルタルはいづれも横打ちで打設した。

最後に本体コンクリートと目地モルタルの強度を確認してPC鋼棒により目地を介して圧着し、一体化した。PC鋼棒は導入する圧着力に応じて、10tonf用にφ17mm、

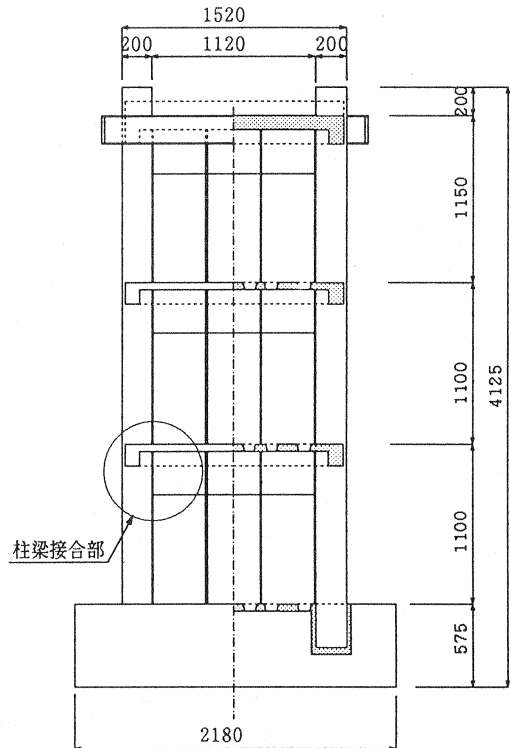


図-1 モデル化した接合部の位置

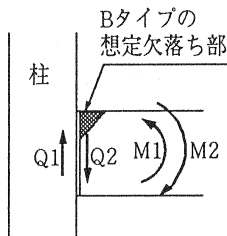
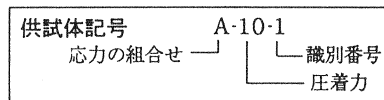


図-2 接合部の応力

表-1 供試体のパラメーター

供試体	圧着力 (tonf)	シアスパン (cm)	欠落の 想定
A-10	10	0	無
A-25	25	0	無
A-40	40	0	無
B-25	25	18	有
C-25	25	18	無

表-2 コンクリートの材料試験結果

供試体	強度 $\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	弾性係数 ( $\times 10^5$ kgf/cm <sup>2</sup> )
A-10	491	2.96
A-25	551	3.22
A-40	567	3.03
B-25	519	2.86
C-25	524	2.97
目地	626	2.31

表-3 鋼材の機械的性質

種類	鋼材	弾性係数 ( $\times 10^6$ kgf/cm <sup>2</sup> )
SD295	D6,D10,D13	2.1
SD345	D25	2.1
SBPR	$\phi$ 17 (10ton用)	2.0
785/930	$\phi$ 23 (25ton用)	
SBPR	$\phi$ 26 (40ton用)	2.0
930/1080		

25tonf用に $\phi$  23mm、40tonf用に $\phi$  26mmの3種類を使用した。供試体の製作に使用した材料を表-2、表-3に示す。せん断試験では、データのばらつきが大きいので、誤差を小さくするために各パラメーター毎に供試体を3体づつ製作した。

### 3. 加力計画

加力は1方向静的荷重とした(図-3、図-4)。制御方法は変位制御とした。Aタイプは目地の中心位置に荷重した。B、Cタイプは目地の中心から18cm離れた位置に荷重することにより、せん断力とモーメントを同時に作用させた。

### 4. 測定方法

測定的位置を図-3と図-4に示す。測定には2方向亀裂ゲージを使用し、目地を挟む2点間の鉛直方向および水平方向の相対変位を測定した。また供試体の表面と裏面を測定して接合面の中心位置の挙動を把握できるようにした。

亀裂ゲージは、鉛直方向および測定点が接近する変位の限界は2mmで、測定点が離れる方向の測定限界は3mmであるため、この限界に達した時点で2方向亀裂ゲージは取り外し、疲労試験機のストロークを載荷点の鉛直変位の目安として荷重した。

PC鋼棒にはロードセルを取り付けておき、荷重中の鋼棒の応力の変化を測定した。B、Cタイプは曲げ変形によりPC鋼棒の応力が増加したため、PC鋼棒の降伏直前で荷重を終了した。

### 5. 純せん断タイプの試験結果

載荷点の鉛直方向変位をX軸に、圧着力で基準化した荷重をY軸にとったAタイプの荷重変位関係を図-5に示す。載荷点の鉛直方向変位には接合面の相対変位や滑りのほかに、供試体全体の曲げ変形や載荷点のコンクリートの圧縮変形も含まれている。Aタイプ

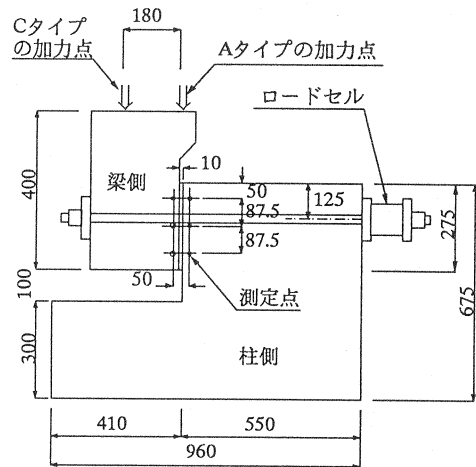


図-3 供試体A,Cの加力位置と測定位置

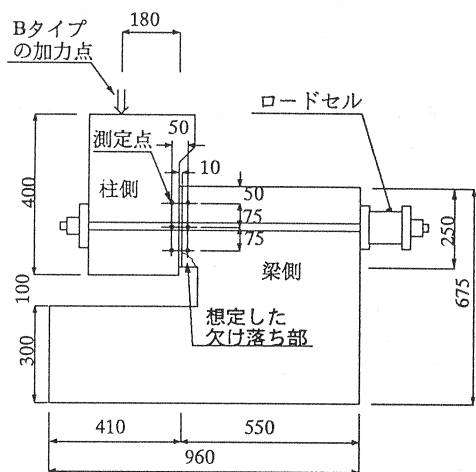


図-4 供試体Bの加力位置および測定位置

(純せん断タイプ)では最大荷重はすべての供試体で圧着力以上となっている。また荷重/圧着力=1.5前後で急激な鉛直変位(接合面の滑り)が生じ荷重が急激に低下する。その後、変位の増大に伴い荷重は徐々に増加し、ある一定の荷重に達すると再度滑りが生じて荷重が低下する。これを繰り返し、変位は際限無く進展する。

各供試体の最大荷重および滑り後の荷重が安定した載荷点変位5mm時の荷重を表・4に示す。最大耐力は圧着力の大きさに応じて異なる。圧着力が10tonfの供試体は最大せん断耐力にばらつきがあるが、同25tonf,40tonfではばらつきが小さい。せん断耐力に影響を及ぼす要因としては摩擦係数、固着力、粘着力、凹凸面の機械的な噛み合い等が考えられるが、圧着力が小さい場合は摩擦係数以外の要因が最大耐力に与える影響が大きいものと思われる。

Aタイプの接合面の圧着応力度と最大せん断応力度の関係を図・6に示す。この図に岡本等の報告<sup>5)</sup>を並記する。また各々の回帰式と結果を示す。

$$\text{本実験} \quad \tau_{\max} = 12.75 + 1.24 \times \sigma_N \quad \dots (1)$$

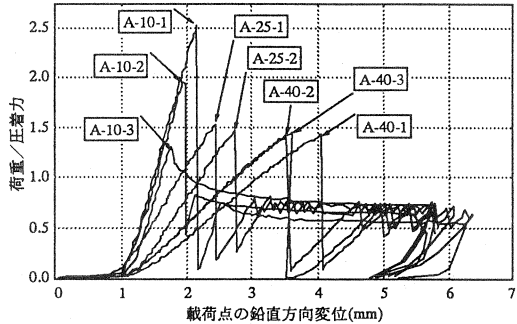
$$\text{岡本等} \quad \tau = 15.00 + 0.88 \times \sigma \quad \dots (2)$$

本実験の回帰式に対し岡本等の式は、定数項で1.18倍、1次の項で0.7倍となっている。同図のせん断応力度をコンクリート強度で基準化した結果を図・7に示す。この場合本実験の回帰式に対し岡本等の式は定数項で1.10倍、1次の項で1.13倍となっており、基準化により回帰式が近似化された。

Aタイプでは、急激なせん断滑り変位が生じた後、変位の増加に伴いある一定の荷重まで増加する傾向が見られる。滑り変位後、接合面の鉛直方向相対変位量が2mmに達したときのせん断応力度と圧着応力度との関係を図・8に示す。両者は一次の関係にあるとみなし、回帰式を次に示す。

$$\tau_{2\text{mm}} = 3.35 + 0.53 \times \sigma_N \quad \dots (3)$$

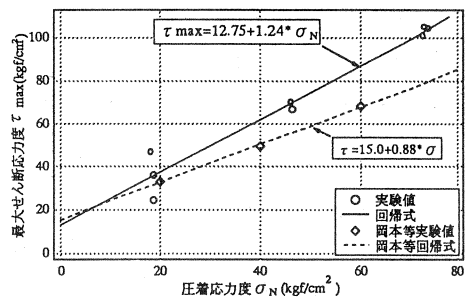
これによると、定数項を無視しても大変形時のせん断耐力は(圧着力×0.5)以上となり、プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説(建築学会編)の規定は安全側となる。



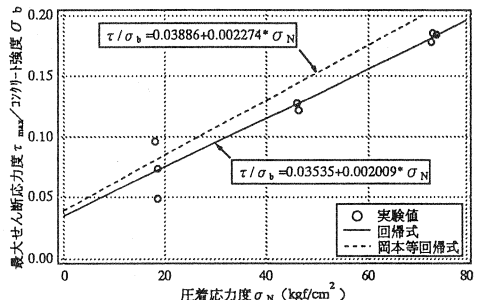
図・5 Aタイプの荷重-変位曲線

表・4 せん断応力度の実験値 (kgf/cm<sup>2</sup>)

供試体	圧着応力度 (初期値)	最大せん断 応力度	変位5mm時 せん断応力度
A-10-1	18.2	48.0	10.4
A-10-2	18.2	36.5	12.0
A-10-3	18.2	24.2	13.8
A-25-1	45.5	71.3	33.1
A-25-2	45.5	68.0	33.8
A-40-1	72.7	101.3	54.7
A-40-2	72.7	104.7	54.0
A-40-3	72.7	105.6	54.5
B-25-1	50.0	34.6	31.4
B-25-2	50.0	26.6	25.6
B-25-3	50.0	34.4	31.8
C-25-1	45.5	48.9	45.8
C-25-2	45.5	51.2	48.4
C-25-3	45.5	48.2	45.5



図・6 最大せん断応力度と圧着応力度



図・7 基準化された最大せん断応力度

### 6. 曲げせん断タイプの試験結果

B、Cタイプ(曲げせん断タイプ)のせん断応力度と接合面の相対変位量の関係を図-9に示す。B、Cタイプでは急激な滑り変位は無く、徐々に剛性が低下し、荷重の増加が小さくなる。両タイプは同じ圧着力であるが最大耐力はBタイプの方が小さい。その原因は曲げ耐力の違いにあり、詳細は後述する。図-9ではB、Cタイプのせん断応力度と接合面の相対変位量の関係は、曲げ降伏的挙動を示している。荷重の増加に伴い、接合面は下側が圧縮応力状態で上側が開く曲げ変形を示した。このときにPC鋼材の応力も増加した。シアスパン比は小さいが、降伏時の耐力はPC鋼材による曲げ耐力と考えられる。

増加したPC鋼材の応力を使用して計算した接合面の曲げ降伏耐力時のせん断力と最大荷重を表-5に示す。BタイプとCタイプの計算値の違いは、接合面の断面積および圧縮縁からのPC鋼材の位置の違いによる。計算値に対する最大荷重の比は、Cタイプでは平均 $27.2/26.6=1.04$ とほぼ一致するが、Bタイプでは平均 $15.9/19.7=0.81$ と小さい。Bタイプでは断面の欠け落ちが想定通りに生じ、圧縮縁断面の欠損により曲げ耐力は全断面を考慮した耐力より小さくなったものと考えられる。

### 7. まとめ

目地コンクリートを介して圧着されたプレキャストコンクリート部材の平滑接合面のせん断力伝達性能に関して、今回の実験の範囲で次のような知見が得られた。

- 1) 接合面は圧着力以上の最大せん断耐力を有する。
- 2) 最大せん断応力度と圧着応力度の関係は一次式で表わされ、コンクリート強度で基準化すると統一式を作成できる可能性がある。
- 3) 純せん断(Aタイプ)の場合、接合面は滑り変位後も圧着力の1/2以上のせん断力伝達性能を有する。
- 4) Bタイプの様な接合面に断面の欠け落ちが生じるような応力の組合せに対しては、欠け落ちにより曲げ耐力が低下しないよう考慮する必要がある。
- 5) Cタイプではシアスパン比が小さい場合でも滑り変位が生ずることなく最大荷重は曲げ耐力の影響が大きい。

謝辞：本研究は(株)建築研究振興協会に設置された「PC耐震壁の性能検討委員会(委員長：渡邊史夫、委員：岡本伸、勅使川原正臣、加藤博人、立花正彦、世良耕作、小幡学)で行われました。本研究を実施するにあたり委員の方々に多くの助言を頂きました。ここに謝意を表します。

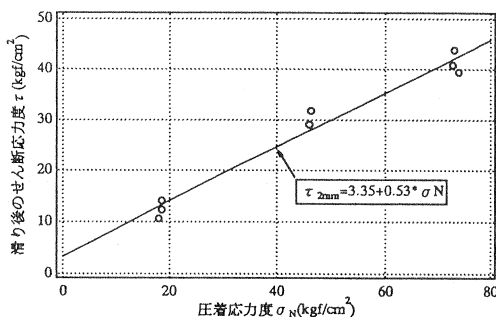


図-8 滑り変位後のせん断応力度

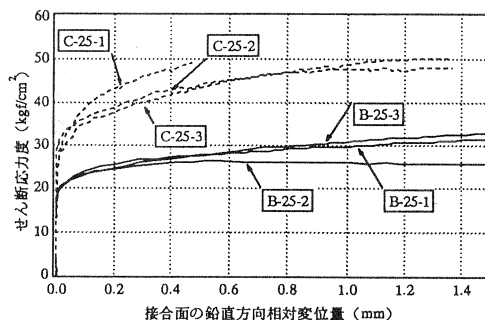


図-9 B、Cタイプの応力度-変位曲線

表-5 曲げ降伏時せん断力の計算値 (tonf)

供試体	PC鋼材の応力 $P_p$	せん断力計算値 $Q$	最大荷重
B-25-1	36.7	20.7	17.3
B-25-2	30.1	17.5	13.3
B-25-3	36.9	20.8	17.2
平均	34.6	19.7	15.9
C-25-1	35.7	25.0	26.9
C-25-2	38.4	26.6	28.2
C-25-3	38.4	26.6	26.5
平均	37.5	26.1	27.2

計算式： $Q=M/l$ ,  $M=P_p(d_p \cdot x_n/2)$ ,  $x_n=P_p/b/\sigma_c$   
 l: 偏心率,  $d_p$ : 圧縮縁からPC鋼材までの距離

### 参考文献

- 1) 付帯柱と絶縁したプレキャスト壁の耐震性に関する実験的研究その1 供試体および加力方法、立花正彦他、建築学会大会学術講演'94梗概集9月(東海)
- 2) 同 その2 荷重-変位関係および破壊性状、小山内裕他、建築学会大会学術講演'94梗概集9月(東海)
- 3) 同 その3 終局耐力の算定方法、小山内裕他、建築学会大会学術講演'95梗概集8月(北海道)
- 4) 同 その4 終局耐力の算定方法、森山毅子彦他、建築学会大会学術講演'95梗概集8月(北海道)
- 5) プレキャストコンクリート柱・梁接合部の圧着接合に関する研究-接合面のせん断伝達に関する実験結果、岡本晴彦他、建築学会大会学術講演'93梗概集9月(関東)