

# 報告 プレキャストコンクリート壁接合部のせん断耐力実験

勝倉 靖\*1・小林 淳\*2・増田 正樹\*3・福田 一久\*4

要旨：プレキャストコンクリート壁接合部の耐力は実験式により算定されることが多い。これらの実験式に於ては仮定する破壊機構が明確に示されておらず、接合部に配置される各種補強筋の効果を正確には考慮できないという問題点がある。これらの背景から補強筋によって生じる応力の効果を考慮できる主応力式を用いた耐力算定法が提案されている。本報告では、耐力算定式として主応力式を用いる場合に必要となる鉄筋の有効応力、接合部モルタルのひび割れ発生時引張強度を実験結果から定め、二軸応力状態を考慮した接合部耐力評価式を導いた。また同式によれば接合部耐力を安全側に算定できることを示した。  
 キーワード：プレキャスト、鉛直接合部、せん断耐力、耐力算定

## 1. はじめに

プレキャストコンクリート壁接合部のせん断耐力は実験式により算定されることが多い。これらの実験式には、接合部に配置される各種補強筋によってコンクリートに生じる応力の影響を考慮できないこと、コンクリートの直接せん断機構と水平接合筋のダウエル機構が同時に成立すると仮定していることなどの問題点がある。一方、部材のせん断耐力算定法として、補強筋によって生ずる応力の影響を考慮できる主応力式を用いた算定法が提案されている。本報では、これを拡張して、二軸応力状態を考慮した接合部のせん断耐力評価式を導き、実験結果との比較検討を行なう。

## 2. 主応力式

主応力式の考え方を図-1に示す。平面応力場を仮定し、引張主応力が接合部モルタルの引張強度  $f_t$  に達する時点のせん断応力度  $\tau$  を算出するもので、以下のように表される。

$$\tau = \sqrt{f_t^2 + (\sigma_1 + \sigma_2) f_t + \sigma_1 \sigma_2} \quad (1)$$

ここで、

$\tau$  : 接合面の負担するせん断応力度 (MPa)

$f_t$  : 接合部モルタルの引張強度 (MPa)

$\sigma_1$  : 水平接合筋による圧縮力 (MPa)

$\sigma_2$  : 縦筋による圧縮力 (MPa)

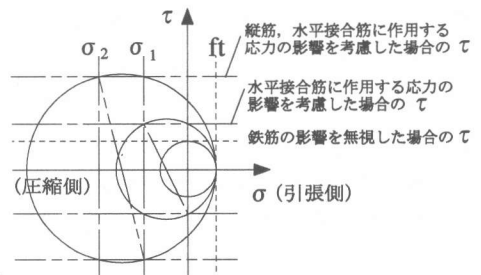


図-1 主応力式の説明図

主応力式は水平接合筋、縦筋の応力の影響を考慮できる式であるが、耐力算定式として用いる場合、水平

\*1 大成建設(株)技術研究所 建築構造研究室 研究員 (正会員)

\*2 大成建設(株)技術研究所 建築構造研究室 室長 工博 (正会員)

\*3 大成建設(株)住宅事業本部 開発部開発室 係長

\*4 大成建設(株)住宅事業本部 開発部開発室 室長

接合筋、縦筋に作用している応力度、接合部モルタルの引張強度を仮定する必要がある。本報では、実験結果を参考にしてこれ等の値を定めて耐力評価式とした場合の評価精度を検討する。

### 3. 実験計画

#### 3. 1 試験体

図-2に示すように、試験体は2枚の壁板部とその接合部により構成されている。あらかじめ壁板部のコンクリートを打設した後、リング筋、縦筋を配筋し、接合部にモルタルを打設した。

試験体一覧を表-1に示す。試験体はA~Fまでの6シリーズであり、A~Dまでは試験体の加力手順による耐力差を確認するため、同一の接合部を有するものを3体ずつ製作した。Aシリーズが基準試験体であり、Bシリーズは、Aシリーズと同じ断面のものに対し縦筋量を増したものである。CならびにDシリーズはコッターの形状が異なり、水平接合筋量と縦筋量を変化させた。E、Fは縦筋がない場合で水平接合筋の効果を調べることを目的とした試験体である。鉄筋の材料強度を表-2に、コンクリート・モルタルの圧縮強度を表-3に示す。

#### 3. 2 加力・測定方法

大野式加力により、接合部にせん断力を与えた。加力タイプ1は単調加力とし、2、3は片方向に加力した後、逆方向の加力で最大耐力を確認した。加力タイプ2と3は初回加力における除荷開始のレベルが異なっている。加力タイプ2では、壁板と接合部モルタルの境界部にひび割れが発生した後に除荷を開始し、加力タイプ3では、接合部に斜めひび割れが発生した後に除荷を開始した。なお、試験体名称は、「試験体シリーズ名-加力タイプ」とした。主な測定項目は壁板部相互の相対変形、鉄筋（縦筋、水平接合筋）のひずみ、接合部モルタルの表面ひずみである。

### 4. 実験結果

基準試験体（A）の最終破壊状況を図-3に示す。試験体の最終破壊状況に加力手順、試験要因の差による影響は見られなかった。試験体のひび割れは以下の順に生じた。まず、壁板と接合部モルタルの境界部にひび割れが生じ、次に接合部に斜めひび割れが発生した。その後、コッター部分のモルタルの圧壊が生じて終局にいたった。

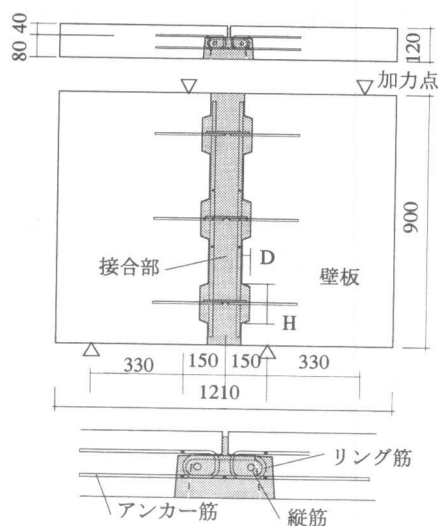


図-2 試験体（基準試験体A）

表-1 試験体一覧

試験体シリーズ		A	B	C	D	E	F
コッター	数	3	3	2	2	3	3
	D(mm)	30	30	30	30	30	30
	H(mm)	140	140	200	200	140	140
アンカー筋、リング筋		1-φ6	1-φ6	1-φ6	2-φ6	1-φ6	4-φ6
縦筋		2-D13	2-D16	2-D16	2-D13	なし	なし

表-2 鉄筋の材料強度

名称	使用部位	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	伸び (%)
φ6	アンカー筋、 リング筋	330	452	19.3
D13	縦筋	345	492	28.5
D16	縦筋	359	543	25.9

表-3 コンクリート・モルタルの圧縮強度

使用部位と材料	材齢 (日)	圧縮強度 (MPa)
壁板部 コンクリート	30	38.3*
	37	38.0**
接合部 モルタル	21	33.8*
	28	37.0**

\*は試験開始日、\*\*は試験終了日の圧縮強度

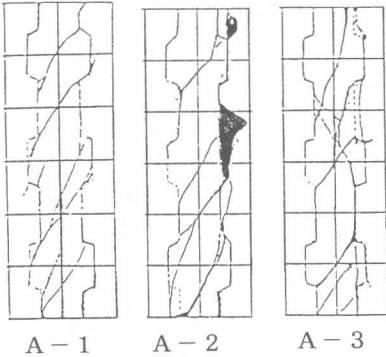


図-3 最終破壊状況  
(基準試験体A)

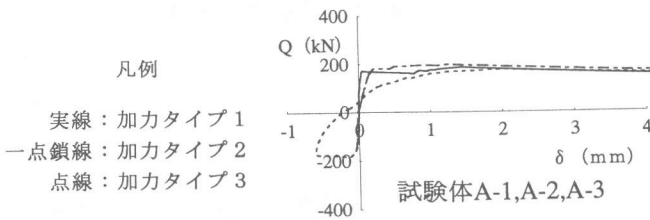


図-4 Q-δ関係

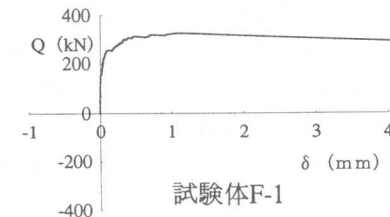
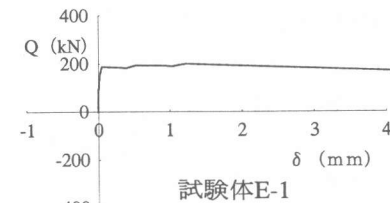
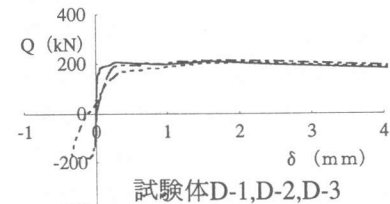
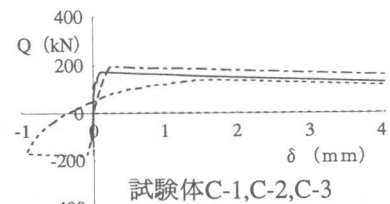
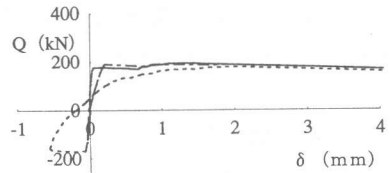
各試験体のQ-δ関係をシリーズごとにまとめたものを図-4に示す。荷重Qは接合部に生ずるせん断力であり、変形δは壁板部相互の相対変形（試験体の表裏における計測値の平均）である。

斜めひび割れ発生荷重、最大耐力の一覧を表-4に示す。斜めひび割れ発生荷重、最大耐力のいずれとも、試験体の加力手順、ならびにコッター形状、縦筋量の違いによる差は小さい。ただし、水平接合筋量の多い試験体D-1、F-1では、他の試験体に比べ斜めひび割れ発生荷重と最大耐力の差が大きい。

試験体A-3の各鉄筋のひずみを図-5に示す。図中、接合部に斜めひび割れが発生する直前と直後のデータを○、△として表示し、最大耐力時のデータを□として表示している。タイプ1、3では接合部に斜めひび割れが発生するまでは、縦筋のひずみは圧縮ひずみとなっており、水平接合筋（アンカー筋、リング筋）は200~400μ程度の引張ひずみを示している。接合部に斜めひび割れが発生した後、最大耐力に至るまでに縦筋は400~800μ程度、水平接合筋は800~1600μ程度の引張ひずみを示している。いずれの場合でも、縦筋のひずみに比べ水平接合筋のひずみが大きな値を示している。

表-4 耐力一覧

	試験体 加力 シリーズ タイプ	試験体					
		A	B	C	D	E	F
斜めひび割れ 発生荷重 (kN)	-1	171.0	176.2	171.3	151.5	188.4	158.2
	-2	-180.6	-189.2	-196.1	-194.6	-	-
	-3	181.6	169.4	182.1	181.6	-	-
最大耐力 (kN)	-1	184.7	193.3	174.9	208.3	199.9	326.1
	-2	-196.5	-189.2	-196.1	-212.8	-	-
	-3	181.6	-178.3	182.1	-205.0	-	-



## 5. 主応力の検討

接合部モルタルの表面ひずみ（ひび割れの発生によると思われる急激な変動が見られる直前のデータ）から、ひび割れ発生直前の接合部の応力を求め、モルタルの引張強度、接合面に作用するせん断応力と比較した。計算にあたり、接合部モルタルの圧縮強度 $F_c$ は35MPa、ヤング係数は19.9 GPa、ポアソン比を1/6とした。表面ひずみから求めた引張主応力の値を図-6に示す。図中、接合部モルタルの引張強度 $f_t$ を以下の式から算出し、引張主応力の値と比較した。

$$f_t = 0.376\sqrt{F_c} \quad (2)$$

$$f_t = 0.212F_c^{0.73} \quad (3)$$

$$f_t = 0.564\sqrt{F_c} \quad (4)$$

ここで、

$f_t$  : 接合部モルタルの引張強度 (MPa)

$F_c$  : 接合部モルタルの圧縮強度 (MPa)

斜めひび割れの発生位置と表面ひずみの計測位置は一致しているわけではないので、表面ひずみから求めた引張主応力の値は必ずしもひび割れ発生時のものではない。したがって

計測された引張主応力の上限值が $f_t$ に相当すると考えられる。図-6から、引張主応力の上限值は式(2)による値に近く、ひび割れ発生条件を満たす $f_t$ の値は式(2)で得られると推定される。

主応力の計算結果から接合面のせん断応力 $\tau$ を算出した。一方、接合部に作用するせん断力 $Q$ を、せん断に有効な断面積で除し、せん断応力 $\tau_o$ を求め $\tau$ と比較した。 $Q$ は主応力計算時のものとした。せん断に有効な断面積として、コッター部分のみを考慮した場合と全断面を考慮した場合を検討した結果を図-7に示す。せん断に有効な断面積としてコッター部分のみを考慮した場合、 $\tau_o$ は4MPa程度となり、 $\tau$ の2倍以上の値となる。これに対し、せん断に有効な断面積として全断面を考慮した場合、 $\tau_o$ は $\tau$ に近い値となっている。 $\tau_o$ と $\tau$ の関係から、斜めひび割れ発生前はせん断力に対し接合部全長が有効であると推定される。

## 6. 耐力算定法の検討

### 6.1 既往の算定式による検討

学会規準[1]では、鉛直接合部の終局せん断耐力の検討式として以下の式が示されている。記号は文献を参照された。

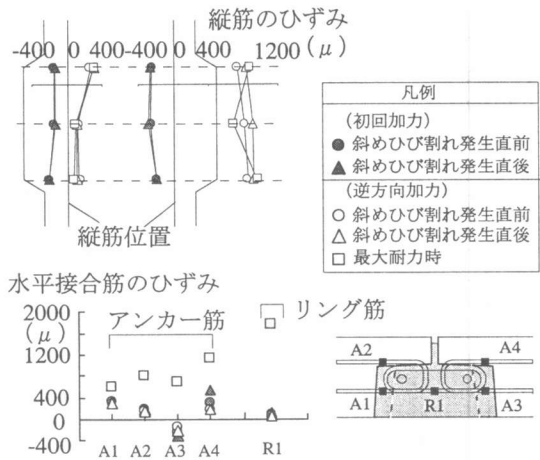
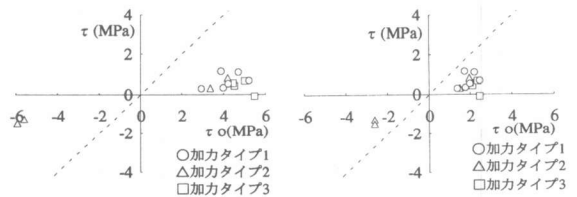


図-5 鉄筋のひずみ



図-6 引張主応力



コッター部分のみ考慮

全断面考慮

図-7 せん断応力

$$Q_{Dv} = 0.10 F_c \cdot A_{sc} + \sigma_y \cdot \Sigma a_v \quad (5)$$

式(5)はシャーコッターの直接せん断耐力とコッター筋による耐力を加えた式である。式(5)による計算値と実験値の最大耐力を比較した結果を図-8に示す。

望月等[2]は、コッターの直接せん断機構、鉄筋のダウエル機構、接合部と壁板間の摩擦機構を累加した実験式を耐力算定式として提案している。

$$Q = 0.09 f_c \cdot A_{sc} + C_r 1.48 A_s \sqrt{f_y \cdot f_c} + \mu (C_e \cdot A_s \cdot f_y + A \cdot \sigma_0) \quad (6)$$

式(6)による計算値と実験値の最大耐力を比較した結果を図-9に示す。

松崎等[3]は、接合面のずれ変位が2mm時の試験体耐力からシアキーの支圧耐力と接合筋による耐力の回帰式を求め、これらを組み合わせて、ずれ変位が2mm時の接合部せん断耐力式(式(7))を提案している。また、式(7)の指数部を簡略化した式(8)を修正式として提案し、さらに、式(8)に0.85を掛けた式(9)を設計式として提案している。

$$Q = 0.85 \cdot A_p \cdot \sigma_B + n \{ 11.5 \cdot a_s^{0.96} \cdot \sigma_y^{0.35} \cdot \sigma_B^{0.5} \cdot (E_c/E_s)^{0.42} \} \quad (7)$$

$$Q = 0.85 \cdot A_p \cdot \sigma_B + n \{ 3.52 \cdot a_s \cdot \sqrt{\sigma_y \cdot \sigma_B \cdot (E_c/E_s)} \} \quad (8)$$

$$Q = 0.7 \cdot A_p \cdot \sigma_B + 3.0 \cdot n \cdot a_s \cdot \sqrt{\sigma_y \cdot \sigma_B \cdot (E_c/E_s)} \quad (9)$$

式(7)、式(8)、式(9)による計算値を、最大耐力と比較した。結果を図-10に示す。

耐力式ごとに計算値と実験値を比較すると、試験体のパラメータの違いによって、計算値と実験値がほぼ一致する場合もあれば、計算値と実験値にやや差異が生じる場合もあるが、各試験体の耐力差を傾向的にとらえていると考えられる。

## 6.2 主応力式による検討

実験結果から以下の点が推定される。①接合部に斜めひび割れが発生する前は、縦筋のひずみは圧縮ひずみ、水平接合筋は200~400 $\mu$ 程度の引張ひずみを示す。②斜めひび割れ発生前は接合部全断面がせん断に対して有効である。③接合部モルタルの表面ひずみの計算から、ひび割れ発生条件を満たす $f_t$ の値は式(2)で得られる。④最大耐力時は、縦筋は400~800 $\mu$ 程度、水平接合筋は800~1600 $\mu$ 程度の引張ひずみを示す。

表-5 鉄筋のひずみレベルの仮定

	縦筋のひずみ( $\mu$ )	水平接合筋のひずみ( $\mu$ )
CASE1	0	0
CASE2	0	400
CASE3	400	800
CASE4	800	1600

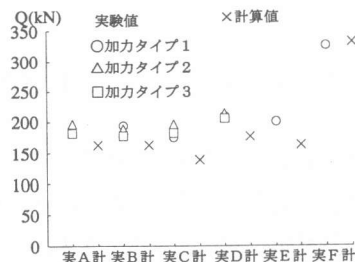


図-9 望月等の提案式による検討

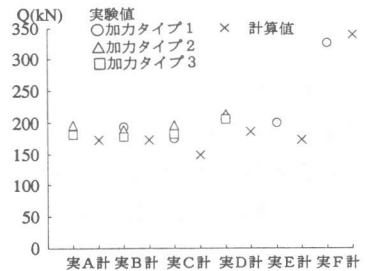


図-8 学会規準による検討

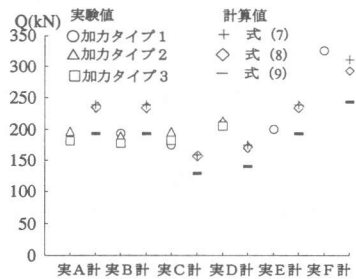


図-10 松崎等の提案式による検討

これらの点を考慮して、①水平接合筋のひずみは $200\mu$ 、縦筋の影響は無視②接合部全断面積が有効、③接合部モルタルの引張強度 $f_t$ は、前述の式(2)、式(3)、式(4)を仮定し、主応力式(1)を用いてひび割れ発生時の耐力を計算し、実験値と比較した。検討結果を図-11に示すが、 $f_t$ を式(2)により仮定した計算値が実験値に近づいている。

また、①接合部モルタルのコッター部分を有効、②鉄筋のひずみレベルは、表-5に示す値を仮定し、同様に最大耐力を計算し、実験値と比較した。検討結果を図-12に示すが、実験時の鉄筋のひずみに即した応力を仮定したCASE4の場合が実験値に近い。ただし、計算値は実験値よりも小さく安全側の値となっている。

### 6.3 考察

実験結果から推定した水平接合筋、縦筋の有効応力度、接合部モルタルの引張強度にもとづき、主応力式によって接合部の斜めひび割れ発生荷重、最大耐力を算定したが、いずれの計算値も実験値の下限に近い値となっている。ただし、水平接合筋量の多い試験体に関しては、主応力式に比べ既往の耐力算定式の方が実験値に近い計算値を与えており、水平接合筋量が耐力に及ぼす影響は主応力式の考え方よりも直接的なものであると推定される。

一方、ひび割れ発生後の耐力算定に主応力式を用いることについても問題はあがるが、ひび割れの本数が少ない時点では、コッターに囲まれた部分が平面応力場と見做せる時期があるはずで、そのような接合部の状況を想定して、主応力式によって安全側の設計耐力を算定するという考え方もあろう。

### 7. まとめ

結論は以下の通りである。

- (1) 接合部の耐力算定式として主応力式を用いる場合に仮定事項となる水平接合筋、縦筋の有効応力度、接合部モルタルの引張強度について、実験結果を用いて推定した。
- (2) それらの推定値をもとにした主応力式の計算値は、接合部の斜めひび割れ発生荷重、最大耐力の実験値に比べ安全側の値となっていた。
- (3) 既往の耐力算定式による計算値は実験値とほぼ一致する。特に水平接合筋量の多い試験体に関しては、主応力式による算定値に比べ、実験値に近い値を示している。

#### [参考文献]

- [1] 日本建築学会編：壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説、技報堂、p.73、1982.6
- [2] 望月 重、梅木芳人：プレキャスト鉄筋コンクリート構造接合部の面内・面外拘束効果に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、pp.335-336、1986.8
- [3] 鈴木基晴ほか：プレキャストRC部材接合面におけるせん断力の伝達に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.18、No.2、pp.1199-1204 1996

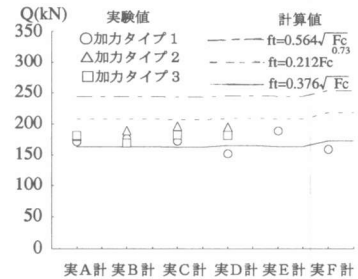


図-11 斜めひび割れ荷重との比較

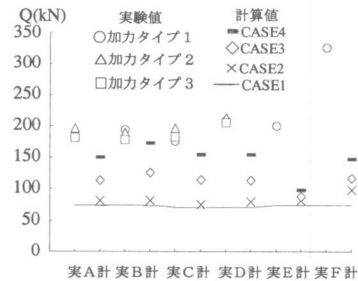


図-12 最大耐力との比較