

論文 高強度モルタルコッターを有する部材接合部のせん断特性

平野 勝識^{*1}・松岡 智^{*2}・丸山 久一^{*3}・土屋 智史^{*4}

要旨：大型プレキャスト部材を対象とした合理化部材接合工法の開発の一環として、実大断面部材のせん断載荷試験を実施するとともに、2次元有限要素非線形解析を適用して接合部の耐荷性状について検討を行った。ここで取り扱った工法は、接合する部材それぞれに機械式継手を埋設し、部材組立時に設置する接合筋を介して一体化を図る工法であり、接合面に継手充填用の高強度モルタルによるコッターを形成する。その結果、本工法による接合部のせん断耐力は既存の耐力算定式では評価することが難しい一方で、有限要素解析により設計で要求される変形領域をおおよそ評価できることが確認された。

キーワード：プレキャスト工法、せん断、モルタル充填継手、コッター、有限要素解析

1. はじめに

従来、比較的大型のコンクリート構造物は場所打ち施工がなされていたが、近年の社会的なニーズに対応するためにプレキャスト化の事例が多く見られるようになってきている。これらプレキャスト製品はより一層の大型化、大断面化の傾向にあり、運搬や施工上の制約から部材を任意断面で分割し、現場で容易に一体化できる工法の開発が求められている。

プレキャスト製品の適用にあたっての問題点として、従来用いられてきた分割型2次製品のように、分割位置が必ずしも力学的に影響の少ない位置に設定できないことが挙げられる。また、阪神淡路大震災以降、地下構造物に対しても耐震性能の要求レベルが高くなり、部材接合部の耐震安全性の検討を十分に行うことが求められるようになってきている。

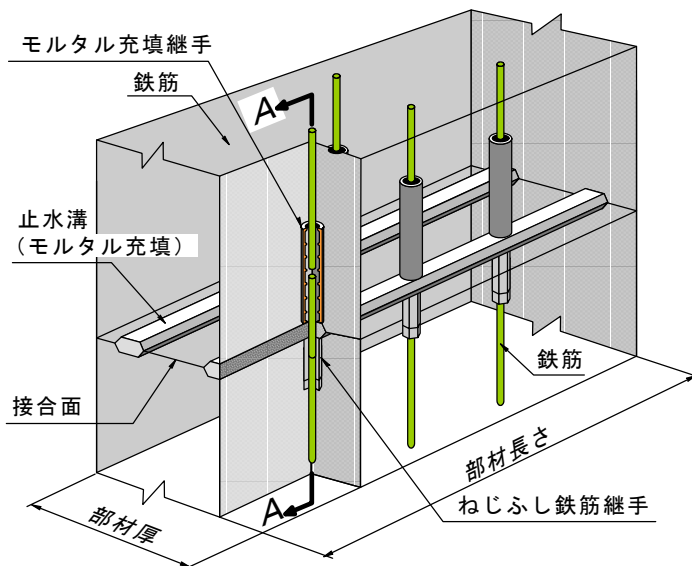


図-1 工法概要

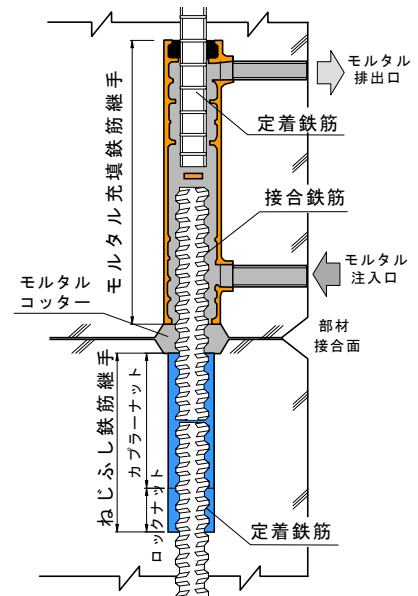


図-2 継手部断面

*1 (株)フジタ 技術センター 土木研究部 工修(正会員)

*2 ランデス(株) 技術開発本部 企画開発部 (正会員)

*3 長岡技術科学大学教授 環境・建設系 Ph.D.(正会員)

*4 (株)コムスエンジニアリング 工博(正会員)

筆者らは、プレキャスト部材の接合方法として、異種の機械式継手を併用し、継手充填用のモルタルにより接合面に溝形コッターを形成するせん断コッター機能と止水機能を併せ持った新しい工法の開発を進めており、接合部の曲げ性能¹⁾、止水性能²⁾に関する実験検討を行ってきた。一方、本工法におけるコッターは、主筋継手部の高強度モルタル充填時に同時形成される点に特長があり、高強度のモルタルコッターを有する接合面のせん断性能に関して詳細に検討する必要がある。なお、充填モルタルは継手性能を満足するために、高強度かつ充填性に優れたものとしている。

そこで、高強度のモルタルコッターを有するプレキャスト部材接合部のせん断耐力の検討を目的として、逆対称せん断実験を実施し、併せて2次元有限要素非線形解析を行うこととした。

2. 工法の概要

プレキャストコンクリート部材の接合方法には数多くの工法が開発・提案されているものの、多くの場合、接合金物のために断面欠損部が生じ、モルタル等により間詰めする必要があり、施工効率や品質に与える影響が大きい。

本工法は、図－1、2に示すように、接合する部材それぞれにモルタル充填継手とねじふし継手という異種の機械式継手を埋設している。また、部材接合面にせん断抵抗と止水のための溝型コッターを設けており、継手充填時に溝内にもモルタルを同時充填する。従って、本工法は接合部に欠損部が無い場合、間詰めが不要であるとともに、製造・運搬時に部材から鉄筋が突出しないという利点を有している。

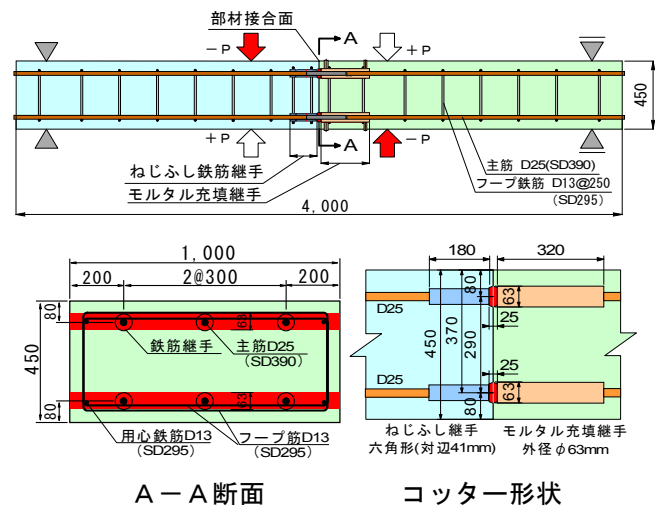
3. せん断載荷実験

3.1 実験の概要

試験体の概要を図－3に示す。試験体寸法および配筋は実大を想定し、断面寸法は高さ450mm×幅1,000mm、長さ4,000mmとした。接合部は全主筋断面接合を基本とし、継手数集

約のためにD25(SD390)×3を上下対称に配筋している。また、組立筋として、4隅にD13(SD295)×4を配置した。

試験体製作に際しては、プレキャスト部材として半分の長さの2部材を製作し、所要強度発現後に2つの部材を接合し、モルタル充填継手に高強度無収縮モルタルを充填した。また、モルタル強度発現後の試験体運搬時には、PC鋼棒により全断面圧縮となるよう軸力を導入し、実験直前に解放し、実験前に有害なひび割れが入らないように配慮した。試験体に使用した材料試験結果を表－1に示す。



図－3 試験体形状

表－1 材料試験結果

(1)コンクリート・モルタル

材料	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比	割裂強度 (N/mm ²)
コンクリート	36.1	2.37E+04	0.17	2.4
充填モルタル	135.0	3.65E+04	----	----

(2)鉄筋

鉄筋径	材種	降伏点 (N/mm ²)	降伏点ひずみ (×10 ⁻⁶)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
D13	SD295	374	2,037	539	1.80E+05
D25*	SD390	444	2,450	646	1.88E+05

*)プレキャスト部材接合鉄筋

(3)鉄筋継手(規格値)

材質規格	耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
JIS G 5502 球状黒鉛鑄鉄4種 (FCD600)	370以上	600以上	6%以上

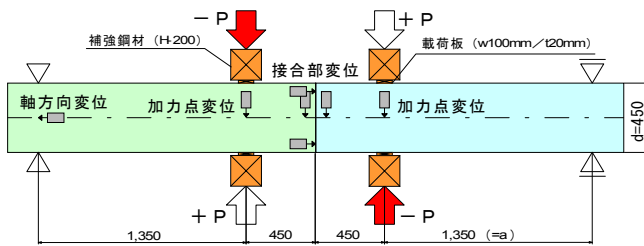


図-4 荷重方法および変位計測位置

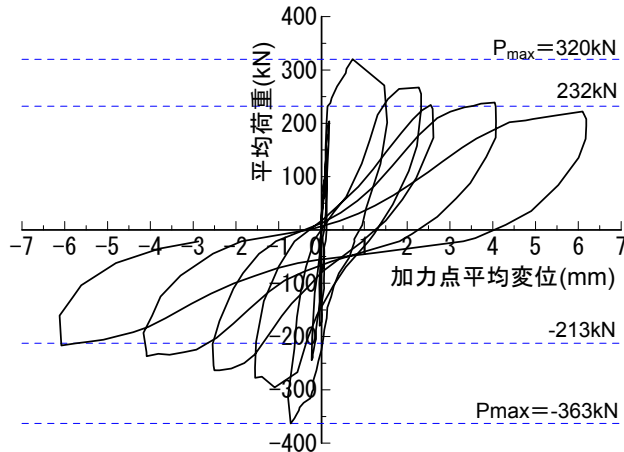


図-5 荷重～荷重点変位の関係

3.2 荷重方法

荷重位置および変位計測位置を図-4に示す。実構造物が接合面でせん断力を受ける状態として最も厳しくなる条件を考慮して、接合面で純せん断となる2点荷重の逆対象正負交番荷重とした。また、荷重位置は接合部近傍の性能を確認するために、接合面に最も近い2つの鉄筋継手の近傍（せん断スパン比： $a/d=3.0$ ）とした。加力は、荷重制御によりひび割れ発生、主筋降伏の80%ひずみ、主筋降伏ひずみを正負1回載荷した後、変位制御により加力点位置変位1.5、2.0、4.0、6.0mmで各正負1回載荷を行った。

3.3 実験結果

2点の荷重平均値と荷重点変位平均値の関係を図-5に示す。荷重232kN（変位0.1mm）時に急激に剛性が低下し、320kN（変位0.7mm）で最大荷重を迎えている。この時、主筋降伏に至っていなかった。一方、正側載荷時の荷重平均値と接合面変位平均値の包絡線を見ると、荷重247kN以降、急激に接合部変位が増大している（図-6）。接合面に厳しい本載荷条件においても、接合面のせん断降伏は部材の剛性低下以降に発生していることが分かる。

各荷重段階のひび割れ発生状況を図-7に示す。最初に、曲げひび割れが荷重点付近に進展し、最大荷重時には接合筋位置に水平ひび割れが発生している。加力点変位 $\delta=6\text{mm}$ 時では、かぶりの剥離ひび割れが顕著となり、部材接合部にも非常に大きな鉛直のせん断ずれが発生した。しかし、いずれの過程でも、目視ではモルタルコッター自体の損傷は認められなかった。 $\delta=-6\text{mm}$ のひび割れ状況を写真-1に示す。以上より、本構造はコッター部を起点とするひび割れ進展に伴う接合部のかぶり剥離によって最大耐力を迎え、以降の変形域は接合筋のダボ作用で約200kNの耐力を維持していると推測する。また、本構造を設計する場合には、現状ではコッター部からの水平方向のひび割れ進展を限界状態に設定するのが良いと思われる。

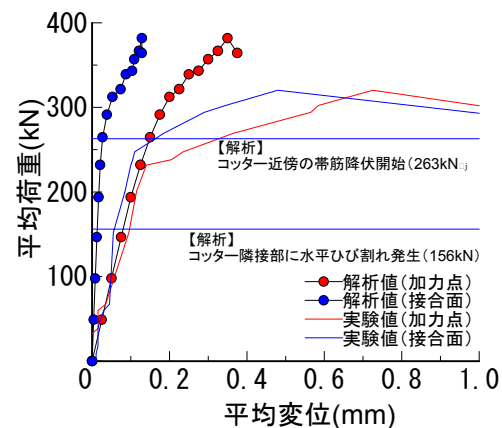


図-6 荷重包絡線（正側）

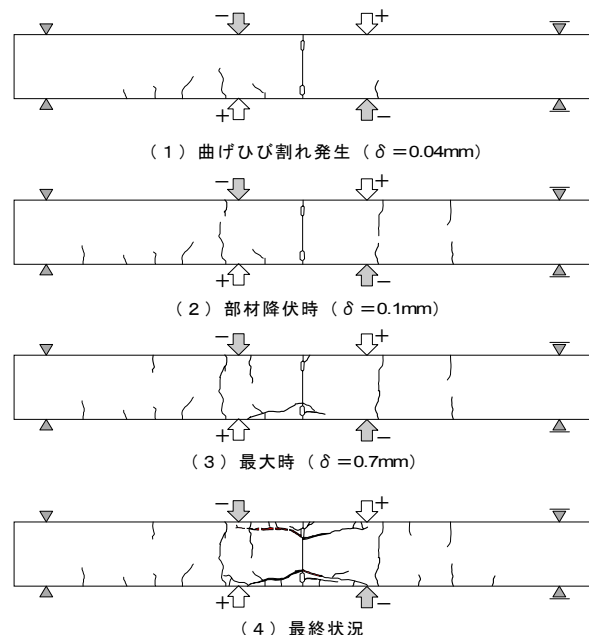


図-7 ひび割れ発生過程

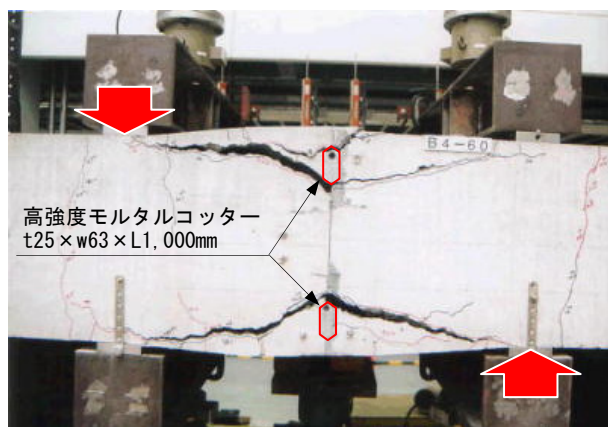


写真-1 ひび割れ発生状況 (δ = -6mm)

4. 耐力算定式との比較

実験結果と既存の耐力算定式に基づく計算結果の比較を表-2に示す。ここでは、土木学会コンクリート標準示方書³⁾の接合部の設計せん断伝達耐力式(式(1))、プレキャストコンクリート部材の接合キーの式(式(2)、式(3))および建築学会⁴⁾のコーン破壊面積 A_c で破壊した時のせん断耐力式(式(4))を用いた。

$$V_{cnd} = \{ (\tau_c + p \cdot \tau_s \cdot \sin^2 \theta - \alpha \cdot p \cdot f_{yd} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta) \cdot A_c + V_k \} / \gamma_b \quad (1)$$

ここに、 τ_c ：コンクリートによるせん断方向成分、 $p \cdot \tau_s \cdot \sin^2 \theta$ ：せん断面鉄筋によるせん断方向成分、 $\alpha \cdot p \cdot f_{yd} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$ ：せん断面の鉄筋による低減、 V_k ：せん断キーによるせん断耐力 ($V_k = 0.1 A_k \cdot f'_{cd}$)、 A_c ：せん断面の面積であり、実験のコッター面積と面形状係数 $b=2/5$ 、部材係数 $\gamma_b=1.0$ とした。

$$V_k = \sigma_a \cdot B \cdot L \cdot N / 3 \quad (\text{鋼製せん断キー}) \quad (2)$$

ここに、 σ_a ：接合キーに作用する支圧応力度、 B, L, N ：鋼製接合キーの外径、埋め込み深さ、数である。本構造の場合、モルタルコッターが高強度かつ実験で損傷しなかったことから本式を適用したものである。埋め込み深さは、鉄筋継手が埋設されていることを考慮して平均継手長さとした。

$$V_k = N \cdot B \cdot t \cdot \sigma_a / \sin^2 \theta \quad (\text{コンクリート製せん断キー}) \quad (3)$$

ここに、 σ_a ：接合キーに作用する支圧応力度、 N, B, t ：コンクリート製接合キーの段数、幅、高さ、 θ ：接合キーが鉛直面となす角度である。

$$q_{\max} = \sqrt{F_c} \cdot A_c \quad (4)$$

ここに、 F_c ：コンクリート圧縮強度であり、 A_c ：破壊面垂直投影面積である。

式(1)～(4)全ての式で、実際の耐力を過大に評価していることが分かる。式(1)～(3)については、本実験結果の破壊形態が、算定式が想定しているものと一致していないためと考えられる。また、式(4)では、鉄筋径からコーン破壊面を想定しているが⁵⁾、この仮定が本対象部材には成立し難いためと考えられる。

以上より、高強度のモルタルコッターを有する断面のせん断耐力算定に当たって、別途詳細検討が必要であると言える。次章において、2次元有限要素非線形解析を適用し、せん断載荷実験でみられたへりあき部における引張破壊性状について検討するとともに、あわせて耐力評価の精度について検証を行うこととする。これは、任意のプレキャスト部材を対象とする、数値解析を活用した合理的な耐力評価手法の確立を念頭に置いてのものでもある。

表-2 実験値と計算値の比較

項 目	実験値	JSCE (6.3.17式) 設計せん断 伝達耐力	JSCE 10.9.4 プレキャストコンクリート部材		建築学会 コーン破壊
			i) 鋼製接合 キー(仮定)	ii) コンクリート製 接合キー	
平均荷重 $P_{\max}(\text{kN})$	320	4,577	751	1,752	645
接合面 $S_{\max}(\text{kN})$	240	3,433	563	1,314	484
実験値/ 計算値	—	0.07	0.43	0.18	0.50

5. 2次元有限要素法解析の適用

5.1 解析の概要

本研究では、東京大学コンクリート研究室にて開発中の **WCOMD-SJ** version 7.3 を解析ツールとして使用する。ここでは、分散ひび割れモデルに基づくコンクリートの平均化構成則とRC中の鉄筋構成則の機構を足し合わせる2次

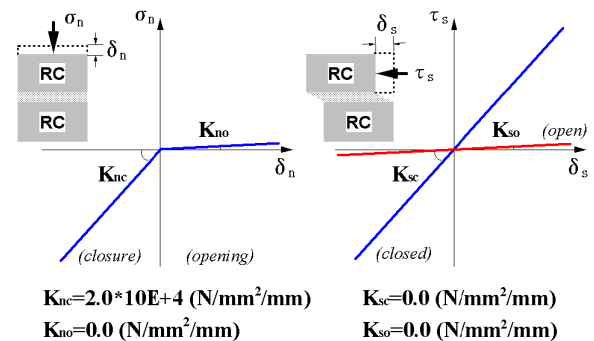
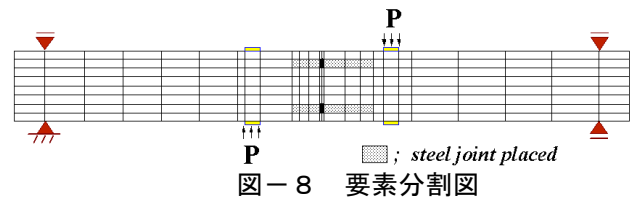
元解析⁶⁾を適用しているものの、ゾーニング手法⁷⁾を導入することにより、小鉄筋比に対しても精度が大きく低下しないよう配慮するとともに、奥行方向に節点を共有させた要素を重ね合わせて配置して、鉄筋と継手の3次元的な配置についてはできる限り考慮することとした⁸⁾。

モデル化に際しては、モルタル充填継手を等価な正方形断面に置換して考慮することとした。モルタル充填継手とねじふし鉄筋継手の寸法、径などを考慮し、断面積から換算した鉄筋比を有する RC 要素として簡略的に扱っている。また、モルタルの注入／排出口は考慮しておらず、供試体の自重も無視している。プレキャスト部材およびコッターの接着面については、接合要素⁶⁾を導入した。無筋部には軸剛性とせん断剛性を有する接合要素（以下、「ユニバーサルジョイント」と呼ぶ）を、主筋部にはユニバーサルジョイントと RC の接合面に挿入するために開発されためり込み、引き抜け、せん断ずれを考慮する接合要素（「RC ジョイント」とする）を重ね合わせて配置している。要素分割は、図－8の通りである。

本検討では、鉄筋のダボ作用を考慮しておらず、接合部での主筋の付着作用をマッシュパなコンクリートに埋め込まれた場合のモデルを代用している。今後、解析精度を向上するためには、これらを適切に改善する必要があるが、設計で要求される変形領域までを対象とする場合には、影響は少ないと判断したものである。

ユニバーサルジョイントの剛性値は、図－9の値としたが、これは接合面でのすべり摩擦が生じない条件を模擬している。なお別途、閉口時のせん断剛性を 1.0×10^{-3} , 1.0×10^{-1} , 1.0×10 (N/mm²/mm) に変化した感度解析も事前検討として実施し、その影響がほとんどないことを確認してある。このことは、ここで検討した変形領域では、鉄筋のダボ作用の影響が極めて小さいことを間接的に裏付けるものであると推察される。なお、コンクリートの引張強度は、乾燥・自己収縮等の影響により、構造体中にあ

るコンクリートの実質強度が低下すること⁹⁾を考慮して、割裂試験値の70%の強度を入力することとした。



図－9 ユニバーサルジョイントの概要⁶⁾

5.2 解析結果

図－6の実験結果と併記した荷重－変位関係を見ると、実験では232kN時に剛性が急変し320kNでピークを迎えているのに対し、解析では約250kN程度から徐々に剛性低下はみられるものの実験ほど顕著ではなく、約380kNでピークを迎えている。また、接合面変位は全体に小さめに評価されているが、約250kN以降に剛性が低下していく傾向が伺える。

解析結果を詳細に検討すると、水平方向に近いひび割れの進展に伴って、コッター真横の帯鉄筋が264kN時に降伏を迎えている。実験では、剛性低下を示した後にかぶりコンクリートが剥離することによって最大耐力を迎えていると推察されるが、かぶりが完全に一体性を失って破壊する現象は、分散ひび割れモデルに立脚した本解析において、正確に再現されていない。これが、約250kN以降の剛性乖離の主要因であると考えられる。

図－10のひび割れ/変形パターンを見てみると、147kN時に高強度モルタルコッター近傍に水平方向に近いひび割れ発生し、さらに変形が進むのに従って、かぶりコンクリート部が押し

上げられる形での変形と損傷が大きくなる様子が認められる。この時、接合部でのせん断ずれ変形が卓越し、コッターには損傷が見られない。実験で観察された破壊過程が、概ね再現できていると思われる。なお、実験においては、コッターの近傍（水平にひび割れが入った個所）では、ひずみ計測をしていないため、解析における帯筋降伏荷重の推定精度を直接実験と比較することはできなかった。

以上により、モデル化に際して既存の RC のモデルを転用する形で仮定を導入し、比較的粗い要素を用いた 2 次元解析によっても、高強度のコッター部を起点として水平方向に近いひび割れが発生し、帯鉄筋が降伏するまでは概ね評価することができたと判断される。

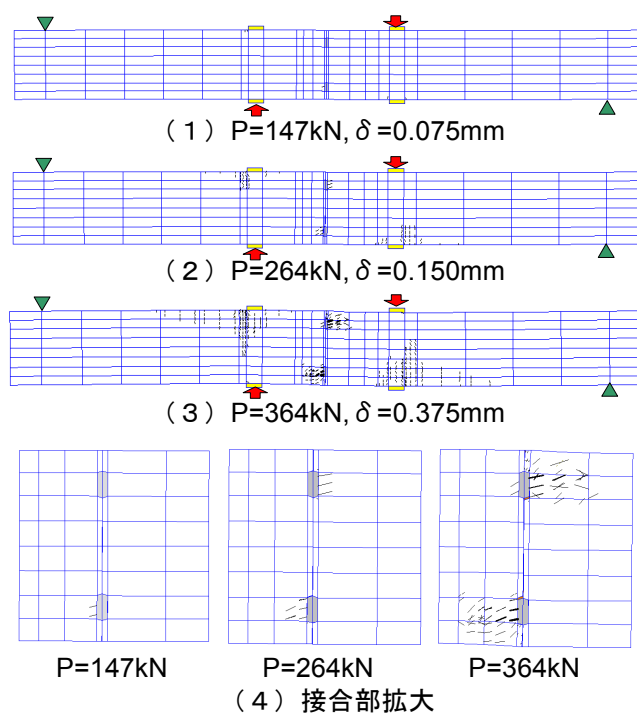


図-10 ひび割れパターン ($\delta \times 20$ で表示)

6. まとめ

高強度モルタルコッターをプレキャスト部材接合面に有する本構造が、接合面にせん断力を受けた場合、最大せん断耐力はかぶりの剥離で決定されると推定された。また、モルタルコッターには、ほとんど損傷が見られなかった。

本構造のせん断耐力を評価するにあたり、既存の接合部に関する設計式では、評価すること

が困難である一方で、有限要素解析を適用することで、変形・損傷状況をほぼ把握することが可能となる。今後、本構造のようなプレキャスト工法に非線形解析を適用し、耐荷機構に則った一層の構造合理化、新工法開発のスピード化の可能性を模索する予定である。

謝辞

本研究にあたり、御指導ならびに御協力を賜りました高知工科大学 島弘教授、ムサシ設計 吉野次彦氏、また、解析ツール使用許可を頂きました東京大学大学院 前川宏一教授に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 平野勝識ほか：異種の機械式継手を併用したプレキャスト部材接合部の力学的性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.685-690，2001.
- 2) 小野修司ほか：モルタル充填式継手で接合したプレキャスト部材接合部の水密性について，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.565-570，2001.
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書 [構造的な性能照査編]，2002.
- 4) 日本建築学会：各種合成構造設計指針，1985
- 5) 石川喬士ほか：HEM 鉄筋継手の性能評価と同継手で接合したプレキャスト RC スラブの力学的挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.703-708，2002.
- 6) Maekawa, K. *et al.* : Nonlinear mechanics of reinforced concrete, SPON Press, 2003.
- 7) An, X., MAEKAWA, K. and OKAMURA, H. : Numerical simulation of size effect in shear strength of RC beams, Proc. of JSCE, No.564/V-35, pp.297-316, May 1997.
- 8) 土屋智史ほか：梁のせん断耐力と斜めひび割れの 3 次元分布に及ぼす側方筋の効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.997-1002，2001.
- 9) Vecchio, F. J. and Collins, M.P. : Response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses, University of Toronto, Department of civil engineering publication No.82-03, March 1982.