

報告 カップラー接合具で連結したプレキャストコンクリート逆T型擁壁の力学的挙動

森末 美紀子*1・長友 克寛*2・松山 哲也*3・下村 誠一*4

要旨：本報告では、まず、カップラー接合具によって鉛直壁下部を連結したプレキャストコンクリート製逆T型擁壁の曲げ試験を実施し、その鉛直壁の曲げ耐力およびせん断耐力が土木学会コンクリート標準示方書の規定式に基づく計算値以上であることを確認した。

次に、実験結果との比較を通して、接合具締め付け時、曲げひび割れ発生前および発生後の3つの段階における鉄筋およびコンクリートの応力度の評価方法について考察した。

キーワード：プレキャストコンクリート、逆T型擁壁、カップラー接合具、設計法

1. はじめに

プレキャストコンクリート（以下P C aと略記）製逆T型擁壁は、製作、運搬、設置という施工上の制約から、その大半が高さが3 m程度以下の小型のものに限定されているのが現状である。もし、高さが4 mを超える比較的大型の擁壁のP C a化が容易に可能になれば、品質管理の大幅な改善に加えて、施工時の工期短縮、省力化、廃材の減量化、そしてこれらに伴うコストの低減が実現できる。

擁壁のP C a化に際して特に要となるのは、その接合方法である。何故ならば、擁壁の製作および施工上、接合面は鉛直壁基部に近い位置となるが、この接合面には非常に大きな曲げモーメントとせん断力の両方が作用するためである。接合方法には、その簡便性に加えて、接合面での確実な強度確保が求められることになるのである。

このような状況の中で、近年、P C a部材の接合方法として鋳鉄製カップラー接合具を用いた方法が開発され注目されている。この接合具を用いたR Cはりの実験によれば、一体型のはりと同等の曲げ耐力およびせん断耐力を得られることが確認されている¹⁾。

本報告は、鉛直壁下部の連結にこのカップラー接合具を採用した実物大のP C a擁壁を対象とし、（1）その製作方法について種々の確認・検討を加えること、（2）曲げ破壊試験を行い、接合面を含めた鉛直壁の力学的性状を明らかにすること、および（3）実験結果に基づき鉛直壁の合理的設計方法を確立すること、の3つを主目的として実施したものである。

2. 実験概要

2. 1 試験体の作製方法

試験体の形状・寸法を図-1に示す。試験体は、高さ4000 mm、底版幅3500 mm、奥行き1000 mmのP C a製逆T型擁壁である。

試験体は、高さ406 mmの鉛直壁部分をもつ底版と、残りの鉛直壁部分とを別々に作製し、コンクリート材令2週間にてカップラー接合具（以下、接合具と略記）によって連結することにより組み立てた。接合面の形状を図-2に示す。接合面のせん断耐力を確保するため、面には1液性接着剤を塗布することに加えて、中央部に幅198 mmのせん断キーを設けるとともに径32 mmのジョイントピンを3個配置した。さらに、アンカー筋をスターラップで拘束した。

*1 高松工業高等専門学校専攻科 建設工学専攻（正会員）

*2 高松工業高等専門学校 建設環境工学科 博士（工学）（正会員）

*3 日本興業（株） 開発部（正会員）

*4 日本興業（株） 開発部

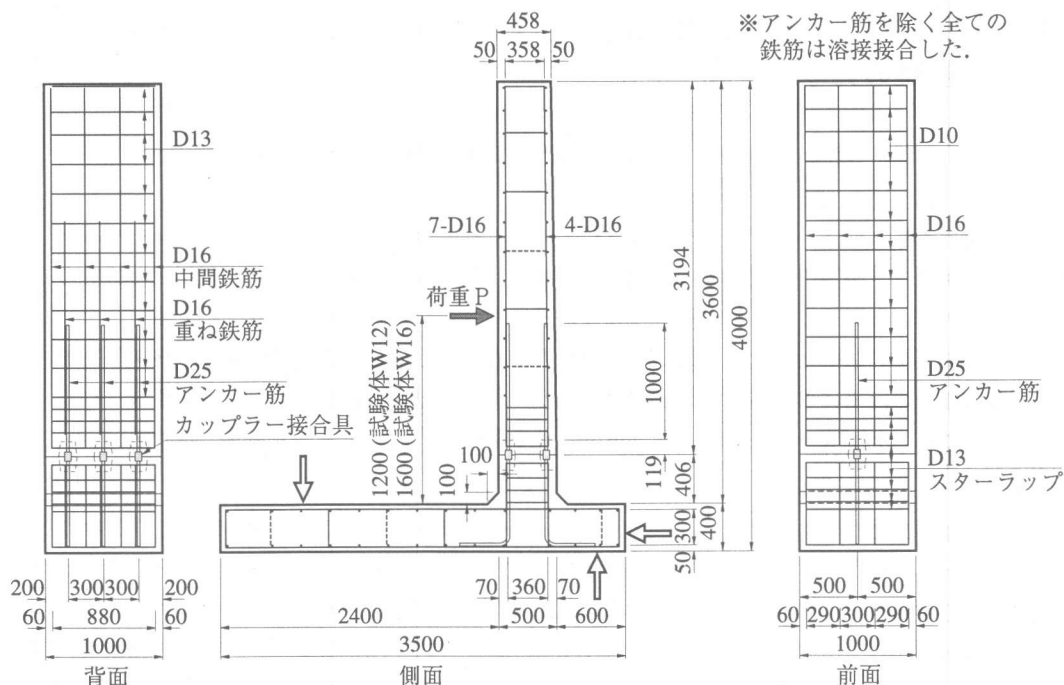


図-1 試験体の形状・寸法 (単位 mm)

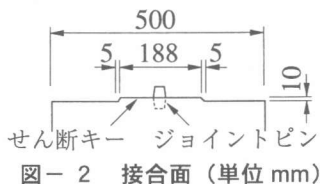


図-2 接合面 (単位 mm)

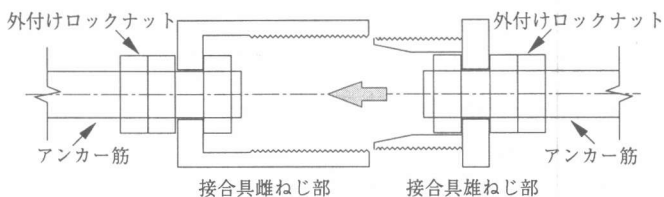


図-3 接合具

なお、接着剤およびせん断キーには、接合面での止水の役割も兼ねさせている。

接合具の概要を図-3に示す。接合具は、鉛直壁前面に1カ所、背面に3カ所の計4カ所に配置し、トルクレンチを用いて550 N・mのトルクを導入した。トルクは、200, 400, 550 N・mの3段階に分け、各段階毎にそれぞれのカップラーを締め付けた後、最終的に外付けロックナットによって固定した。ナットの締め付け終了後、無収縮早強モルタルを接合具周囲のコンクリート切り欠き部（以下、ポケットと略記）に充填し、その翌日に試験を実施した。

使用した鋼材およびコンクリートの力学特性をそれぞれ表-1および表-2に示す。

2.2 載荷・測定方法

試験体は2体作製し、鉛直壁の基部からそれ

※アンカー筋を除く全ての鉄筋は溶接接合した。

表-1 使用鋼材の性質

使用鋼材	公称断面積 As (mm ²)	降伏強度 fy (MPa)	引張強さ fu (MPa)	弾性係数 Es (GPa)
主鉄筋 SD295A-D16	198.6	363.5	535.1	202.3
アンカー筋 SD295A-D25	506.7	328.0	526.1	195.6
カップラー 接合具	872.6	370.0		98.0

表-2 使用コンクリートの性質

試験体名	圧縮強度 fc' (MPa)	弾性係数 Ec (GPa)
W12	36.8	22.6
W16	44.6	25.0

ぞれ高さ1200mmおよび1600mmの位置に水平力を加え、曲げせん断挙動を観察した。以下では、この水平荷重の作用位置に対応させて、両試験体をそれぞれW12およびW16と記す。なお、試験体W16は、鉛直壁のさらに高い擁壁を

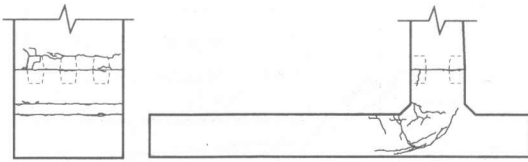


図-4 破壊時のひび割れ状況 (試験体W16)

想定したものである。試験体の水平変位は前方底版前面に山形鋼を配置することにより、回転は後方底版をH型鋼と4本の鋼棒とで鉛直方向に締め付けることによってそれぞれ拘束した。

主な測定事項は、鉛直壁前面の水平変位とコンクリート圧縮歪み、鉛直壁基部側面の回転角、鉛直壁背面のひび割れ幅とコンクリート歪み、そしてアンカー筋、重ね鉄筋および中間鉄筋の歪みである。

3. 実験結果の概要

3.1 ひび割れ状況

図-4に試験体W16の破壊時におけるひび割れ状況を示す。まず、荷重 $P=66\text{ kN}$ 付近で鉛直壁基部に水平方向の曲げひび割れが発生し、それが壁幅全体に貫通後、接合面にひび割れが発生した。その後、ポケット部上面を連ねるひび割れおよび後方底版基部での鉛直方向へのひび割れが発生した。鉛直壁の水平ひび割れは上記の3本に限定された。最終的に、鉛直壁と底版との接合部に斜めひび割れが進展した。

試験体の最大荷重は、2体とも後方底版基部の曲げ引張破壊によって決まった。従って、鉛直壁基部の曲げ耐力およびせん断耐力の実験値は不明であったが、例えばW12では $336.6\text{ kN}\cdot\text{m}$ および 280.5 kN 以上であり、コンクリート示方書規定式による計算耐力 $223.3\text{ kN}\cdot\text{m}$ および 245.1 kN を上回り安全側となった。接合面のせん断耐力は、解析的な評価が難しいが、示方書のせん断補強筋をもたないRCはりに対する計算耐力以上を有することを実験的に確認した。

3.2 変形挙動

図-5に荷重 P —載荷点水平変位 δp 関係を示す。 $P=150\text{ kN}$ 付近での接合部のひび割れ発

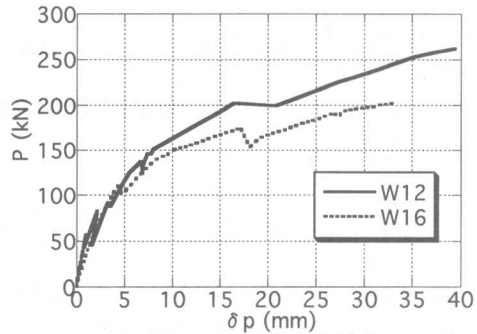


図-5 荷重 P —載荷点水平変位 δp 関係

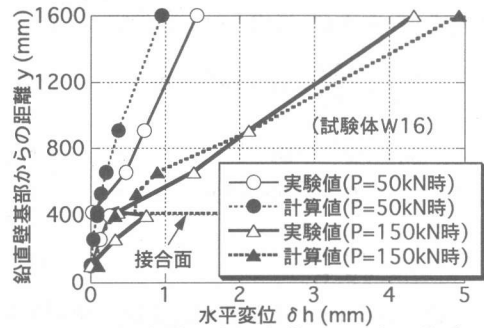


図-6 鉛直壁の水平変位 δh 分布の推移

生を契機として変形剛性は小さくなったが、急激な荷重低下は生じずに大変形域に至った。

図-6に試験体W16について、ひび割れ発生前の $P=50\text{ kN}$ 時およびひび割れ発生後の $P=150\text{ kN}$ 時における鉛直壁前面の水平変位分布を示す。変位は、接合面より上部で急激に増加した。また、接着剤層の大きな圧縮変形に伴い連結された上部鉛直壁部分が回転し、上部鉛直壁の接合下面の方が下部鉛直壁の接合部上面よりも後方に入り込み、変位は不連続となった。

4. 接合具締め付け時の鉛直壁の力学性状

4.1 アンカー筋応力度分布

位置 x におけるコンクリート中の鉄筋のすべり S_x は、コンクリート歪み ϵ_{cx} を小さいものとして無視すると、次式で表される。

$$\frac{dS_x}{dx} = \epsilon_{sx} - \epsilon_{cx} \approx \epsilon_{sx} = \frac{\sigma_{sx}}{E_s} \quad (1)$$

鉄筋応力度 σ_{sx} と付着応力度 τ_x との関係式は、鉄筋の弾性係数を E_s 、周長を ϕ 、断面積を A_s 、直径を D とすると、

$$\frac{d\sigma_{sx}}{dx} = \frac{\phi}{A_s} \cdot \tau_x = \frac{4}{D} \cdot \tau_x \quad (2)$$

式(1)と式(2)より付着の基礎微分方程式が次のように導かれる。

$$\frac{d^2 S_x}{dx^2} = \frac{4}{E_s D} \cdot \tau_x \quad (3)$$

いま、任意の位置 x における τ_x と S_x との関係が次式で表されるものと仮定する。

$$\tau_x = k_b \cdot S_x \quad (4)$$

この式(4)を式(3)に代入し、積分すると、

$$\frac{dS_x}{dx} = \frac{\sigma_{sx}}{E_s} = \alpha \cdot (Ae^{\alpha x} - Be^{-\alpha x}) \quad (5)$$

$$S_x = Ae^{\alpha x} + Be^{-\alpha x} \quad (6)$$

ここに、 A 、 B ：未知の積分定数、そして

$$\alpha = \sqrt{\frac{4 \cdot k_b}{E_s D}} \quad (7)$$

次に、接合面よりも上側および下側のアンカー筋に対して、それぞれ $x = 0$ の位置を端部切断位置および折曲げ位置として、以下の境界条件を仮定する。

$$x = 0 : \sigma_{s0} = 0, \quad x = l : \sigma_{sl} = \sigma_{sl} \quad (8)$$

$$x = 0 : S_0 \approx 0, \quad x = l : \sigma_{sl} = \sigma_{sl} \quad (9)$$

この条件のもとで積分定数 A 、 B を求めると、式(8)、式(9)に対してそれぞれ次式を得る。

$$S_x = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{D}{E_s k_b}} \frac{e^{\alpha x} - e^{-\alpha x}}{e^{\alpha l} - e^{-\alpha l}} \sigma_{sl} \quad (10)$$

$$S_x = \frac{e^{\alpha l} \cdot (e^{\alpha x} - e^{-\alpha x})}{E_s \cdot \alpha \cdot (1 + e^{2\alpha l})} \cdot \sigma_{sl} \quad (11)$$

著者等²⁾は、鉄筋周囲のコンクリートかぶりが大きく割裂ひび割れの発生しない場合の1/3付着強度時における無次元化付着応力 τ_{ni} と無次元化すべり S_{ni} について、位置 x に依存しない次の実験式を提案している。

$$\tau_{ni} = \frac{\tau_x}{\sqrt{f_{c'}}} = \frac{1}{3} \cdot \left\{ 0.51 \cdot \left(\frac{C}{D} - 2.5 \right) + 1.38 \right\} \quad (12)$$

$$S_{ni} = \frac{S_x}{D} = 0.0035 \cdot \frac{C}{D}, \quad C: \text{かぶり} \quad (13)$$

式(4)、(12)、(13)より、初期すべり剛性 $k_b = 13.9$

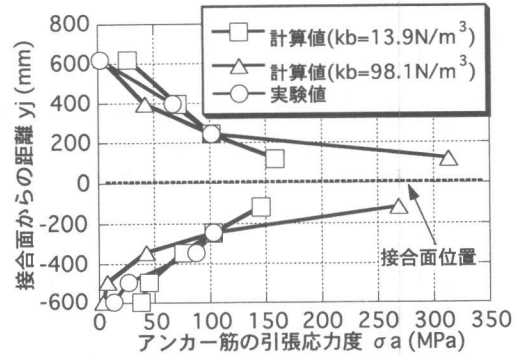


図-7 接合具締め付け時のアンカー筋の応力度分布 (試験体W12)

N/m³ (W12) および 15.3 N/m³ (W16) を得る。

一方、藤井等³⁾は、付着割裂破壊時の τ - S 関係の中で $k_b = 98.1$ N/m³ を提案している。

図-7は、この2つの初期すべり剛性 k_b を用い、接合面上側および下側のアンカー筋の引張応力度分布を計算し、実験値と比較したものである。積分定数 A 、 B の決定に際しては、 σ_{sl} として接合面に最も近い歪みゲージの読みより実験的に求めた応力度を与えた。実験におけるアンカー筋の引張応力度分布は、2種類の剛性 k_b を用いた計算値の中間にあり、式(12)~(13)で求められる k_b を用いることにより、安全側かつ良好な推定が可能であると考えられる。

4.2 重ね鉄筋、中間鉄筋およびコンクリートの応力度分布

接合具締め付け時の重ね鉄筋および中間鉄筋の圧縮応力度は、両者とも接合面近傍で約 3.5 MPa であり、上側アンカー筋については端部に、下側アンカー筋については折り曲げ位置に向かうに従ってほぼ直線的にゼロに近づいた。

一方、接合面上・下部位置でのコンクリート圧縮応力度の実験値は、鉛直壁前面と背面とで大きな差は無く、その平均値は約 1.3 MPa であった。弾性理論による評価を試みたところ、鉛直壁前面におけるコンクリート圧縮応力度の計算値がかなり小さなものになった。

これらの応力度の解析的評価については、今後の検討課題である。

5. ひび割れ発生前の鉛直壁の力学性状

5. 1 鉄筋の応力度増分分布

以下では議論を簡明にするため、水平荷重による応力度の増分量のみを扱う。本章では、ひび割れ発生前の荷重 $P=50\text{ kN}$ 時を対象とする。

図-8 はアンカー筋の引張応力度増分の実験値と計算値との比較を示している。計算値は、無ひび割れ断面にアンカー筋のみを配置した場合と全鉄筋を配置した場合の2つの場合について、弾性理論に基づいて求めた。同図より、実験値は後者の計算値にはほぼ一致している。

図-9 は重ね鉄筋の引張応力度増分の実験値と計算値との比較を示している。アンカー筋から引張応力度が伝達されることによって、接合面から離れた位置の重ね鉄筋の応力度は計算値よりも若干危険側になっている。それに対応して、アンカー筋の応力度の方は、図-8 に見られるように計算値よりも安全側になっている。

なお、アンカー筋の間に配置した中間鉄筋の応力度増分については、その大きさ、分布形状ともに重ね鉄筋とはほぼ同じであった。

重ね鉄筋、中間鉄筋ともに接合面で切断されているにも関わらず、接合面から 200 mm 程度の定着域を除外すれば、鉛直壁全体にわたってアンカー筋とはほぼ同等の引張力負担をしており、効率的な設計法確立の面から注目される。

5. 2 コンクリートの応力度増分分布

図-10 は鉛直壁前面におけるコンクリートの圧縮応力度増分の実験値と計算値との比較を示している。鉛直壁上部では両者はほぼ一致しているが、接合面に近づくにつれて計算値に比べて実験値は大きな値を示す。接合面から離れると実験値は再び計算値に近づく。

6. ひび割れ発生後の鉛直壁の力学性状

6. 1 鉄筋およびコンクリートの応力度増分分布

本章では、ひび割れ発生後の $P=150\text{ kN}$ 時を対象として議論を行う。図-11 はアンカー筋

の引張応力度増分の実験値と計算値との比較を示している。計算値は、全鉄筋を配置した無ひび割れ断面とひび割れ断面の2つの場合について、弾性理論に基づき求めた。ポケット部よりも上部での実験値は、無ひび割れ断面に対する計算値と良く一致し、下部に行くに従ってひび割れ断面に対する計算値に近づく。これは、3. 1 のひび割れの発生状況に対応している。

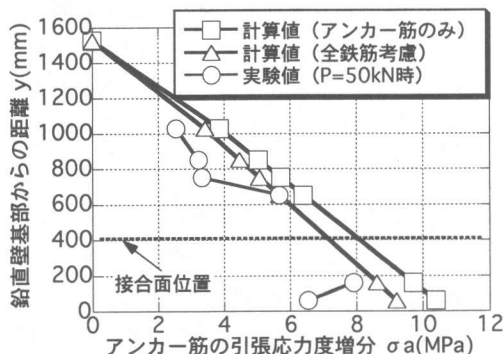


図-8 ひび割れ発生前のアンカー筋の引張応力度増分分布 (試験体 W16)

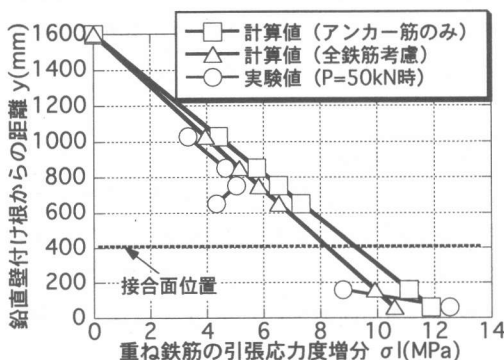


図-9 ひび割れ発生前の重ね鉄筋の引張応力度増分分布 (試験体 W16)

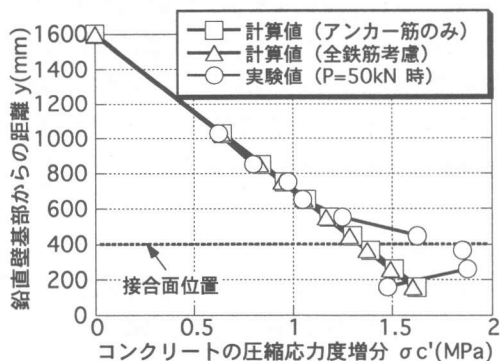


図-10 ひび割れ発生前のコンクリートの圧縮応力度増分分布 (試験体 W16)

一方、重ね鉄筋および中間鉄筋の引張応力度増分は、ひび割れ発生前と同様その大きさ、分布形状ともにアンカー筋とほぼ同じであった。

以上より、アンカー筋は単なる連結材としてではなく主鉄筋として機能すること、接合面で切断されている重ね鉄筋および中間鉄筋は、接合面近傍 200 mm 程度の定着域を除外すれば、近似的に連続鉄筋とした評価が可能であること、その際の応力度算定にはひび割れ断面を用いると安全側の評価となること、が分かった。

図-12 はコンクリートの圧縮応力度増分の実験値と計算値との比較を示している。鉄筋の場合と同様に、ポケット部よりも上部での実験値は無ひび割れ断面の計算値と良く一致し、これよりも下部に行くに従ってひび割れ断面の計算値に近づく。接合面近傍域で局部的に応力度が大きくなっているのは、接合面ではたわみ角が不連続な角折れの変形状態となり、応力度が集中するためである。設計においては、接合面近傍のコンクリート応力度に対する安全係数を若干大きめに取る必要があると考えられる。

6. 2 変位

いま、鉛直壁基部、接合面およびポケット上面の3断面におけるアンカー筋のすべり S_i ($i=1 \sim 3$) を式(10)および式(11)を用いて評価し、これを各断面の内力アーム長 $z_i \approx d_i/1.15$ で除したものを各断面の回転角 θ_i と近似する。そして、ひび割れ後の変位 δ_h を、弾性変形量にこの θ_i による付加変形量を加えた値で評価する。計算結果を図-6中に▲印の点線で示すが、計算値は実験値と良く一致した。その際の接合面のひび割れ幅も、計算値が 0.13mm に対して実験値が 0.15 mm となり、両者はほぼ一致した。

7. 結論

本報告では、カップラー接合具で連結した P C a 製逆 T 型擁壁の曲げ試験を実施した。

得られた結果を以下に要約する。

(1) 鉛直壁基部および接合面の曲げ耐力およ

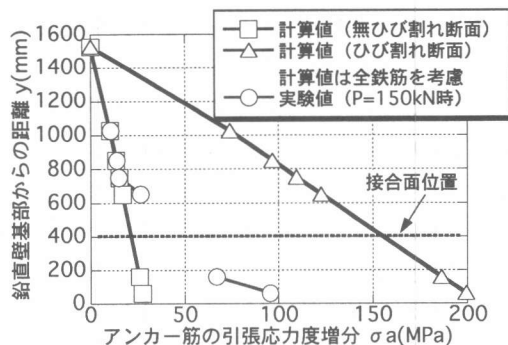


図-11 ひび割れ発生後のアンカー筋の引張応力度増分分布

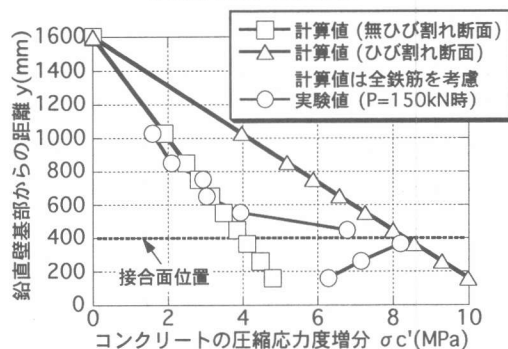


図-12 ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮応力度増分分布

びせん断耐力の実験値は、土木学会コンクリート標準示方書の規定式より算定される計算値を上回ることが確認できた。

(2) 接合具締め付け時、曲げひび割れ発生前および発生後における鉄筋およびコンクリートの応力度について、安全側の評価を得るための算定方法について検討した。

参考文献

- 1) 栖原健太郎ほか：鑄鉄製カップラーで接合したRCはりの力学的性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 20, No. 3, pp. 637-642, 1998
- 2) 長友克寛：異形鉄筋とコンクリート間の付着特性とそのモデル化に関する基礎的研究：豊橋技術科学大学学位論文，1994. 3
- 3) 藤井 栄ほか：割裂付着破壊時の局所付着応力-すべり曲線，日建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1723-1724, 1980. 9