

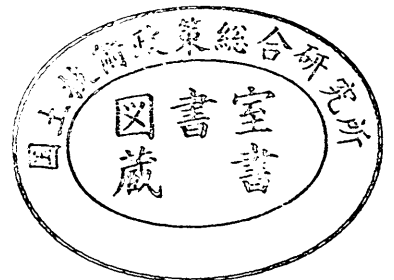
運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 33 NO. 4 Dec. 1994

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



2. コンクリート部材のひびわれ幅の算定方法と ひびわれ対策の効果

清 宮 理 *

山 田 昌 郎 **

壹 岐 直 之 ***

要 旨

鉄筋コンクリート部材に発生したひびわれ幅を算定するうえで付着応力-すべり関係は重要な因子である。この関係式を用いた載荷時のひびわれ幅の算定方法については数多くの研究がなされている。しかし、除荷時、除荷後およびその後の再載荷時のひびわれ幅については、現在のところ算定方法に関する知見が少ない。本報告では、鉄筋コンクリート部材に発生したひびわれの挙動を、鉄筋とコンクリートの相互の拘束効果を考慮に入れて解明し、除荷時と除荷後のひびわれ幅の算定方法を新たに提案する。この算定方法の妥当性を検証するため純引張載荷実験を行った。また、ポストテンションの導入による初期ひびわれ幅の低減効果と、注入工法による補修後のひびわれ幅の挙動とを把握するために、同じく純引張載荷実験を行った。

載荷実験の結果、今回提案した算定方法は、除荷後のひびわれ幅およびポストテンション導入によるひびわれ幅の低減効果を設計上安全側に予測できた。ポストテンションの導入によってひびわれ幅は大幅に低減されること、および注入工法を用いた補修によってひびわれは固定され、その後の載荷の影響を受けないことが判明した。

キーワード：ひびわれ幅、付着応力、模型載荷試験、ポストテンション、注入工法

* 構造部 構造強度研究室長
** 構造部 構造強度研究室
*** 研修生 若築建設株式会社

Studies on Numerical Calculation of Crack Widths and Effect of Repair in Reinforced Concrete Members.

Osamu KIYOMIYA *
Masao YAMADA **
Naoyuki IKKI ***

Synopsis

A local bond stress-slip relationship between the reinforcing steel and concrete is one of main factors in numerical calculation of crack widths in reinforced concrete members. And calculation methods of crack widths under tensile load condition have been presented by many authors from point of the bond-slip relationship. The calculation method of crack widths under unload and re-compressible load, however, is insufficient. Hence, after authors studied behavior of crack widths from effect of restraint between steel and concrete by repeated loading test, a new calculation procedure of remaining crack widths is proposed considering of existing bond-slip relationship. Further more, axial tensile load tests of reinforced concrete member were carried out to know followings : effect of post-tension on initial crack widths, behavior of the cracks after repair by infusion method, and validity of new calculation procedure.

Remaining crack widths were decreased substantially by post-tension through the loading test. And crack widths were fixed by repair of infusion method, and no effect of load on crack widths after repair was observed. It is proved that a new calculation procedure gives safety to remaining crack widths in design.

Key Words : Crack widths, Bond stress, Loading test, Post tension, Infusion method

* Chief of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

** Member of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

*** Trainee, Wakachiku Construction Co., Ltd

目 次

要 旨	19
1. ま え が き	23
2. ひびわれ幅に関する既往の研究	23
2.1 ひびわれ幅の算定方法および付着応力	23
2.2 ひびわれからの漏水と補修方法	24
3. ひびわれ幅の算定方法	25
3.1 荷重時のひびわれ幅の算定方法	25
3.2 除荷時のひびわれ幅の算定方法	26
4. 純引張荷重実験	28
4.1 実験概要	28
4.2 試験体の構造および使用材料	28
4.3 荷重および除荷の方法	29
4.4 ポストテンション導入および補修の方法	30
4.5 計測項目	30
5. 純引張荷重実験の結果	30
5.1 荷重－ひびわれ幅および鉄筋ひずみの関係	30
5.2 ポストテンション導入および注入工法による補修効果	32
6. 算定結果と実験結果の比較	33
6.1 荷重時の算定結果	33
6.2 除荷およびポストテンション導入時の算定結果	36
6.3 ひびわれ幅算定方法の考察	36
7. 結 論	37
8. あ と が き	37
参 考 文 献	37
付録. 有限要素法による解析	38
付－1 概 要	38
付－2 鉄筋とコンクリート間の付着のモデリング	38
付－3 解析結果	40
付－4 考 察	41

1. ま え が き

臨海部の開発にともない、物流の拠点として港湾施設や交通網の整備が急がれている。これらの代表的な施設である沈埋トンネル、棧橋や防波堤等は鉄筋コンクリートで製作される。コンクリートの打設時期、使用材料や施工方法によって、コンクリート部材に温度ひびわれの発生が危惧される。温度ひびわれは、その性質上部材を貫通して発生する。厳しい海洋環境下に設置される港湾構造物では、内部鉄筋の腐食、コンクリートの劣化などで耐久性に悪影響を及ぼし、水密性などの機能を損なう恐れがある。また、沈埋トンネル、浮遊式防波堤、ポンツーン等では水密性の確保が特に重要である。したがって、温度ひびわれの発生が危惧されるコンクリート構造物では、発生の抑制対策が必要である。また、ひびわれ幅の大きいひびわれは、その構造物に要求される水密性や耐久性を確保するため補修が必要である。

温度ひびわれの発生の抑制対策として、使用セメント量の低減、骨材のブレッキング、パイプブレッキングなど、発生するコンクリート温度を低減する方法が広く用いられている。部材内の温度変化や発生する温度応力を事前に予測する方法については、既に研究が進められ多くの知見が得られている。

一方、発生したひびわれを補修する方法としてエポキシ樹脂などの注入工法や塗布工法などが用いられている。プレストレストコンクリート製の部材ではポストテンションの導入によるひびわれ幅の低減効果が期待できる。

一般的に、コンクリート部材の耐久性を確保するために、環境条件および要求される水密性に応じて、最大ひびわれ幅の値を設定している。限界状態設計法での使用限界状態の検討では、曲げを受けるコンクリート部材の許容ひびわれ幅は、構造物の置かれる環境条件によって異なるが、一般的に0.2～0.35 mmとされている。とくに水密性を確保するための許容ひびわれ幅として0.1 mmを目安にしている。

載荷時のコンクリート部材に発生するひびわれの最大幅と間隔、および除荷後の残留ひびわれ幅の予測方法を整備することが、コンクリート部材の水密性と耐久性の検討を行う上で必要となる。また、ポストテンションの導入によるひびわれ幅の低減効果を定量的に評価することが、適切な補修工法を選定するうえで重要である。

2. ひびわれ幅に関する既往の研究

2.1 ひびわれ幅の算定方法および付着応力

曲げや純引張を受けるコンクリート梁のひびわれ幅の

算定方法については、既に多くの研究がなされている。また、ひびわれ幅の算定法も多くの設計指針類に記述されている。土木学会のコンクリート標準示方書ではGergely Lutzの提案式を基に角田らが修正した式が提示されている。コンクリート標準示方書の式¹⁾は曲げひびわれ幅の算定式であり、鉄筋のかぶり、純間隔およびひびわれ位置での鉄筋ひずみを主要な因子としている。一般に、ひびわれ幅の算定は鋼材のかぶり、鉄筋径、鉄筋間隔等の多くの要因が影響しているが、鋼材のひずみ量および鋼材とコンクリートの付着応力度と密接な関係がある。以下にこの鋼材のひずみ量とひびわれ幅の関係、および付着応力度について、各研究者の考え方や算定方法について概説する。

赤塚²⁾は、ひびわれ発生後の鉄筋とコンクリートの応力の分布は、付着応力の分布に依存することを示している。ひびわれ位置では、鉄筋のみに応力が与えられ、コンクリートの応力を零としている。また、ひびわれから離れた位置での鉄筋応力は、ひびわれ位置での鉄筋応力から、当該位置までの付着応力の積分値を差し引くことで求める(図-1)。コンクリート応力は、当該位置までの付着応力の積分値から求める。

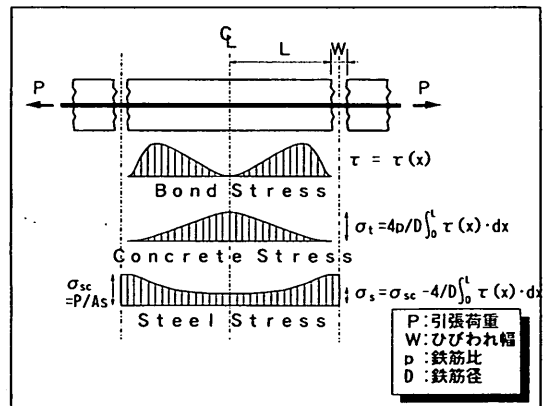


図-1 ひびわれ発生後の応力分布

角田³⁾は、定常状態での最大ひびわれ間隔と、最大ひびわれ幅の算定方法とを提案している。定常状態とは、隣接するひびわれ間で、鉄筋とコンクリート間の平均付着応力がその最大値に達し、鉄筋近傍でのコンクリートの引張応力が増加しなくなった状態である。したがって、定常状態の最大ひびわれ間隔は、平均付着応力の最大値とコンクリートの引張強度をもとに算定する。また、ひびわれ間隔が与えられたときのひびわれ幅は、隣接する

ひびわれ間での鉄筋の平均ひずみと、コンクリート表面の平均ひずみとの差に、ひびわれ間隔を乗じて算定する。

森田⁴⁾は、最大付着応力とそのときのすべりとの関係を理論的に整理して、付着応力—すべり関係式を提案している。この関係式をもとに、山本⁵⁾は鉄筋コンクリートの除荷時における付着応力とすべりとの復元特性に関する研究を行っている。引抜試験と両引試験で求められた付着応力—すべり関係を基に、引張载荷時、除荷時および圧縮载荷時の付着応力—すべり関係式(図-2)を提案している。さらに、残留ひびわれ幅の算定方法についても提言している。しかし、コンクリート強度には関わりなく、最大付着応力とすべりの値を設定していると、岡村⁶⁾は問題点を指摘している。

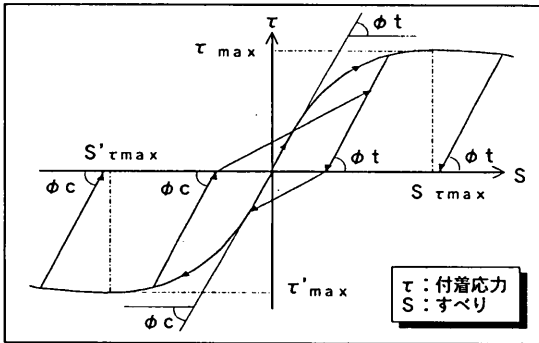


図-2 付着応力—すべり曲線の履歴模式図
(山本の提案)

山尾⁷⁾は、マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の引抜試験を行い、コンクリート強度、鉄筋径、定着長および鉄筋の付着特性が付着応力—すべり関係に及ぼす影響を検討している。山尾らは、付着応力はコンクリートの圧縮強度の2/3乗に比例するとしている。また、付着応力はすべりを鉄筋径で無次元化することによって評価できるとしている。

島⁸⁾は、実験的に、付着応力—すべり関係に鉄筋ひずみの影響を取り入れることによって、鉄筋に沿った任意の位置における付着応力を、一つの付着応力—すべり—ひずみ関係で表し、定式化している(図-3)。島らは、付着応力はコンクリートの圧縮強度に比例するとしている。また、定着長が十分に長い場合に付着応力は、コンクリートの圧縮強度の2/3乗に比例し、すべりによって一義的に表せるとしている。

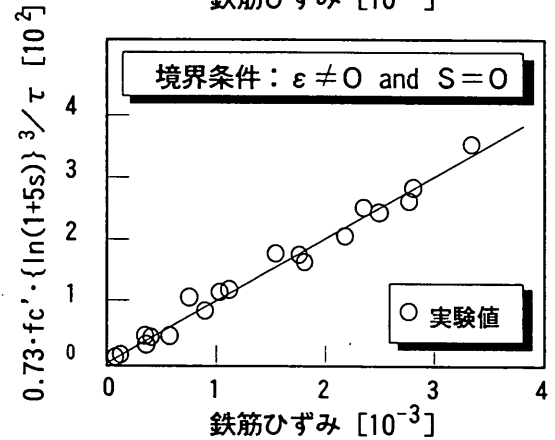
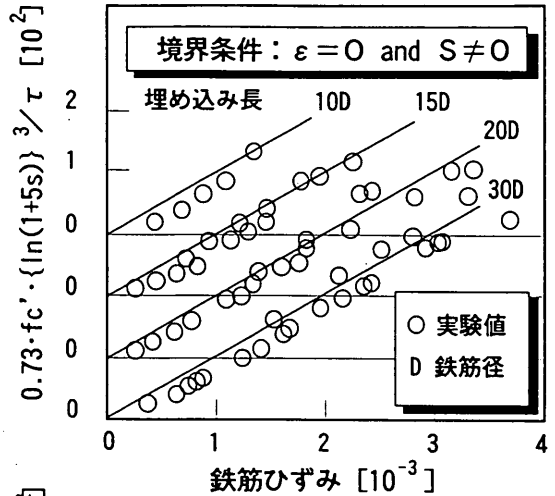


図-3 付着応力—すべり—ひずみ関係
(島らの提案)

コンクリート標準示方書のひびわれ幅算定式は、鋼材のひずみとひびわれ幅とが比例しており、鋼材の降伏後の除荷での残留ひびわれ幅については求めることができない。さらに、コンクリート標準示方書の算定式は、ひびわれの定常状態のみを扱っているため、定常状態に達する前の荷重下でのひびわれ幅の算定はできない。また、いずれの付着に関する研究も载荷時のひびわれを対象としており、除荷時のひびわれについては山本らの研究以外見当たらない。

2.2 ひびわれからの漏水と補修方法

沈埋トンネルや浮体栈橋、浮体式防波堤では水密性の観点から貫通ひびわれの幅を制限する。新潟みなとトンネルでは、沈埋トンネル函体の側壁部に発生した温度ひびわれは、最大で幅0.18mmと測定された。

伊藤ら⁹⁾は長期透水実験から、幅0.1mm以下のひびわれでは透水係数と流量は経時的に減少し、幅0.3mm以上のひびわれでは、経時的にこれらがほとんど変化しないことを確認している。

寺山ら¹⁰⁾は、川崎航路に建設中の沈埋トンネル函体の側壁の一部を切り出した形状の試験体を作成し、止水性実験を行った。この実験でプレストレスによるひびわれ幅の低減効果の確認と、ひびわれからの漏水量の確認を行っている。寺山らは、0.6mm以下のひびわれに対し、15kgf/cm²のプレストレスを導入したとき、ひびわれ幅は半分程度に減少するとしている。また、最大4kgf/cm²の水圧下で、幅0.3mm以上のひびわれからは継続した激しい漏水を生じたが、0.05mm以下のひびわれからは漏水が認められず、0.12mm以下のひびわれでは最大漏水量を記録後、徐々に漏水量が減少するとしている。この漏水量の減少は、ひびわれ内部のコンクリートの水和反応による膨張と、析出した石灰や水分中の不純物等の付着とによる自癒効果と考えられている。

コンクリート標準示方書の使用限界状態に対する検討によると、水密性を確保するためのひびわれ幅は、0.1～0.2mmを目安としている。温度応力によって生じた貫通ひびわれは、水密性の観点からこの値以下にひびわれ幅を低減させるか、あるいは充填により目詰まりさせる必要がある。

次に補修方法の概要について述べる。貫通ひびわれの補修として注入工法が広く用いられている。注入工法は、ひびわれ表面から注入材料を5kgf/cm²程度の圧力をかけて注入し、ひびわれ内部まで浸透させる。その後、圧力を保持した状態で注入材料を硬化させるので、ひびわれは構造的に一体となり、水密性や耐久性を回復する。注入材料として、エポキシ樹脂のような有機材料とモルタルのような無機材料とが用いられる。一般的に、ひびわれ幅が変動するようときには弾性に優れる有機材料が用いられている。ひびわれ幅が大きいときには無機材料が用いられているが、両者の優劣は顕著ではない。通常注入工法は0.2～0.3mm程度のひびわれ幅の補修に用いられており、0.1mm以上でないと注入材料を深部まで圧入することが難しい。

3. ひびわれ幅の算定方法

3.1 載荷時のひびわれ幅の算定方法

鉄筋コンクリート部材のひびわれ幅を、鉄筋とコンクリートの付着応力を基に算定する。以下に載荷時のひび

われ幅の算定方法を示す。この方法は既往の研究と同一である。

部材内の鉄筋応力およびコンクリート応力と付着応力との関係は、式(1)、式(2)で表される。算定に用いたモデルを図-4に示す。

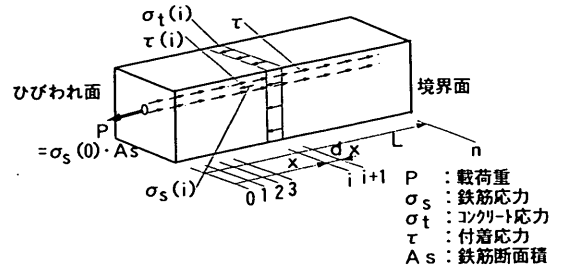


図-4 算定に用いたモデル

$$\sigma_s(i) = \sigma_s(0) - R \cdot \sum_{j=0}^{i-1} (\tau(j) \cdot dx) / A_s \quad (1)$$

$$\sigma_t(i) = R \cdot \sum_{j=0}^{i-1} (\tau(j) \cdot dx) / A_s \quad (2)$$

- ここに、 σ_s : 鉄筋応力
 σ_t : コンクリート応力
 R : 鉄筋周長
 A_s : 鉄筋断面積
 A_c : コンクリート断面積
 τ : 付着応力
 dx : 要素長
 (i) : 荷重端より i 番目の要素
 $\sigma_s(0)$: 荷重端での鉄筋応力

すべりと鉄筋ひずみとの関係は、式(3)で表される。

$$S(i) = S(0) - \sum_{j=0}^{i-1} (\varepsilon(j) \cdot dx) \quad (3)$$

- ここに、 S : すべり
 $S(0)$: 荷重端でのすべり
 ε : 鉄筋ひずみ

鉄筋の応力とひずみの関係は式(4)⁶⁾で表される(図-5)。

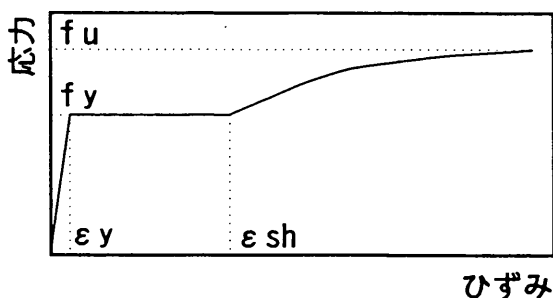


図-5 鉄筋の応力—ひずみ関係

$$\sigma_s(i) = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon(i) & (\text{弾性域 } \varepsilon(i) < \varepsilon_y) \\ f_y & (\text{降伏域 } \varepsilon_y \leq \varepsilon(i) < \varepsilon_{sh}) \\ f_y + (1 - e^{-(\varepsilon_{sh} - \varepsilon(i))/k}) \cdot (1.01 \cdot f_u - f_y) & (\text{ひずみ硬化域 } \varepsilon_{sh} \leq \varepsilon(i)) \end{cases} \quad [\text{MPa}] \quad (4)$$

ここに、 E_s : 鉄筋の弾性係数
 f_y : 鉄筋降伏強度
 f_u : 鉄筋引張強度
 ε_{sh} : ひずみ硬化の初期ひずみ
 $k = 0.032 \cdot (400/f_y)^{1/3}$

今回、付着応力とすべりの関係式として以下の2種類を用いて、算定方法の検討を行った。

①島らの付着応力関係式(5)⁸⁾を用いる。

$$\tau(\varepsilon, S) = K \cdot f_c' \cdot \{ \ln(1 + 5000 \cdot S/D) \}^3 / (1 + 10^5 \cdot \varepsilon) \quad [\text{MPa}] \quad (5)$$

ここに、 D : 鉄筋径
 f_c' : コンクリートの圧縮強度
 K : 係数 (=0.73)

②森田の付着応力関係式(6)⁴⁾を用いる。

$$\tau(S) = \tau_{max} \cdot e \cdot \ln \{ (e-1) \cdot S/S_{\tau_{max}} + 1 \} / \{ (e-1) \cdot S/S_{\tau_{max}} + 1 \} \quad (6)$$

ここに、 e : 自然対数の底
 τ_{max} : 最大付着応力
 $S_{\tau_{max}}$: 最大付着応力時のすべり

今回の検討で、最大付着応力とコンクリートの圧縮強度との関係は、Balazs¹⁰⁾に示される式(7)を用いた。また、最大付着応力とすべりの関係は、島ら⁸⁾の提案する付着—すべり関係より式(8)を用いた。

$$\tau_{max} = 2.0 \cdot (f_c')^{1/2} \quad [\text{MPa}] \quad (7)$$

$$\tau_{max} = 2.1 \cdot \ln(1 + 5000 \cdot S_{\tau_{max}}/D) \quad [\text{MPa}] \quad (8)$$

以上の式を用いて、ひびわれ位置でのすべりを仮定し、境界条件としてコンクリート部材の端部ですべりを零に設定して、収束する解を試的に求める。

コンクリート応力が引張強度を超えた断面で新たなひびわれが生じ、新たなひびわれ発生後は、隣合うひびわれの中央ですべりを零として計算を行う。また、コンクリート表面の変形は鉄筋の変形に比べ非常に小さく、鉄筋の伸びをひびわれ幅と設定する。ひびわれ幅は、ひびわれの左右でのすべりの合計とする。

以上述べた載荷時のひびわれ幅の算定方法を図-6に示す。

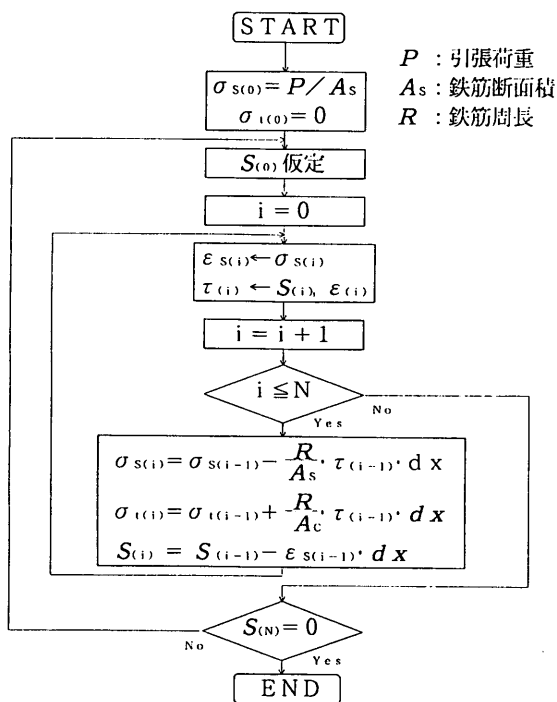


図-6 載荷時のひびわれ幅算定方法

3.2 除荷時のひびわれ幅の算定方法

除荷時のひびわれ幅の算定方法を、既往の付着応力とすべりの関係式を用いて、今回新たに提案する。ここで

は、鉄筋とコンクリートの間での変形に対する拘束効果を考える。除荷時に鉄筋の変形に対してコンクリートが拘束しないとした場合の鉄筋応力を (σ_s'') とする。載荷時の最大荷重での鉄筋応力 (σ_s') との差 ($\sigma_s' - \sigma_s''$) を、除荷による鉄筋応力の減少量とする。この鉄筋応力の減少量を基に、以下の a) b) c) d) e) の仮定にしたがって除荷時の鉄筋およびコンクリートの応力を算定する。ここで、仮定 a) b) c) d) は任意の位置にある要素 (i) 内での、鉄筋応力、コンクリート応力、ひずみおよび付着応力の関係であり、仮定 e) は隣合う要素間での応力関係である。ただし、算定モデル (図-4) および境界条件は載荷時の算定方法と同じである。ポストテンション導入時のひびわれ幅についても、除荷時の荷重が負であると考え、除荷時の算定と同じ方法を用いる。

a) 除荷時においても、鉄筋およびコンクリートは応力の減少に対して弾性変形する。ただし、この弾性変形によるひずみ ($\varepsilon_1(i)$) は、鉄筋とコンクリートとの間に拘束がないと仮定して計算した各々の鉄筋のひずみ ($\varepsilon_{s1}(i)$) およびコンクリートのひずみ ($\varepsilon_{c1}(i)$) を越えることはなく、両者のひずみの小さい方をひずみの基準と設定すると、式(9)で表される。

$$\varepsilon_1(i) = \begin{cases} \varepsilon_{c1}(i), & (\varepsilon_{c1}(i) \leq \varepsilon_{s1}(i) \text{ のとき}) \\ \text{または,} \\ \varepsilon_{s1}(i), & (\varepsilon_{s1}(i) > \varepsilon_{c1}(i) \text{ のとき}) \end{cases} \quad (9)$$

ここに、 $\varepsilon_{c1}(i) = (\sigma_c'(i) - \sigma_c''(i)) / E_c$

$\varepsilon_{s1}(i) = (\sigma_s'(i) - \sigma_s''(i)) / E_s$

' : 載荷時の最大荷重での各応力

'' : 除荷時の鉄筋とコンクリート間に拘束がない状態での各応力

b) 除荷時に鉄筋がコンクリートを圧縮する力と、コンクリートの圧縮に抵抗する力が釣り合う。この鉄筋の圧縮力は、拘束がない場合の鉄筋応力の減少量から、a) の弾性変形による応力の減少を差し引いた応力であり、釣合時の変形ひずみ ($\varepsilon_2(i)$) は式(10)で表される。ただし、この釣合の関係は、コンクリートが鉄筋を圧縮する場合にも適用できるものとする。

$$\varepsilon_2(i) = \begin{cases} A_s / (E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s) \\ \quad \cdot (\sigma_s'(i) - \sigma_s''(i) - E_s \cdot \varepsilon_{c1}(i)), \\ \quad (\varepsilon_{c1}(i) \leq \varepsilon_{s1}(i) \text{ のとき}) \\ \text{または,} \\ A_c / (E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s) \\ \quad \cdot (\sigma_c'(i) - \sigma_c''(i) - E_c \cdot \varepsilon_{s1}(i)), \\ \quad (\varepsilon_{s1}(i) > \varepsilon_{c1}(i) \text{ のとき}) \end{cases} \quad (10)$$

c) 鉄筋の収縮ひずみは、式(11)に示すよう a) b) のひずみの合計となる。

$$\varepsilon_s(i) = \varepsilon_1(i) + \varepsilon_2(i) \quad (11)$$

d) 除荷時の付着応力は c) での鉄筋の収縮ひずみを基に式(5)または式(6)を用いて算出する。

e) 隣接する要素で、鉄筋とコンクリートの相互の拘束がない状態での鉄筋応力およびコンクリート応力は、それぞれ式(12)および式(13)より求める。

$$\sigma_s''(i+1) = \sigma_s(i) - R \cdot \tau(i) / A_s \cdot dx \quad (12)$$

$$\sigma_c''(i+1) = \sigma_c(i) + R \cdot \tau(i) / A_c \cdot dx \quad (13)$$

載荷時の算定方法と同様に、ひびわれ位置でのすべりを仮定し、境界条件として端部ですべり零、もしくは端部までですべり零かつ鉄筋ひずみ零を設定して、収束する解を試行的に求める。以上述べた除荷時のひびわれ幅の算定方法を図-7に示す。

なお、コンクリート応力を断面の平均値で扱うと鉄筋の変形量が小さく見積られるため、コンクリート応力を鉄筋近傍のみ考慮する。鉄筋近傍でのコンクリートの応力は、コンクリート断面の平均応力に対して9倍であるとする。この応力の倍率は、図-8に示すようにコンクリート断面で円形を取り出し、中心に載荷するときの微小な角度 ($d\theta$) を持つ扇型での釣合式を積分することで式(14)により求められる。ここで、この扇型の応力分布は台形分布であると仮定している。

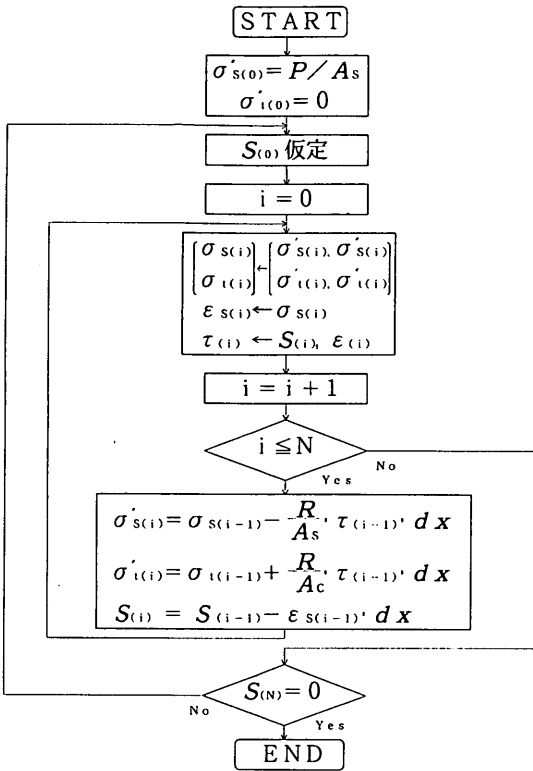


図-7 除荷時のひびわれ幅算定方法

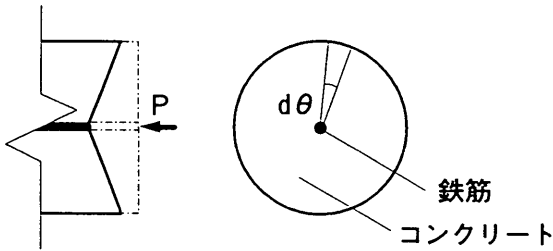


図-8 鉄筋とコンクリートの弾性変形

$$\sigma_o = P_o \cdot (1/A_o + e^2/I_o) \quad \text{より,}$$

$$P = \int_0^{2\pi} \sigma_o \cdot \{A_o \cdot I_o / (I_o + A_o \cdot e^2)\}$$

$$= \sigma_o \cdot \pi \cdot r^2 / 9$$

$$= \sigma_o \cdot A_c / 9 \quad (14)$$

ここに,

P : 円形断面の中央に載荷した荷重

P_o : 円弧の頂点にかかる荷重

σ_o : 円形断面の中心での応力

r : 円形断面の半径

e : 円弧の図心から載荷点までの偏心距離

$$(= 2/3 \cdot r)$$

A_o : 円形断面の面積 ($= \pi \cdot r^2$)

A_c : 円弧の断面積 ($= r^2 / 2 \cdot d \theta$)

I_o : 円弧の断面二次モーメント ($= r^4 / 36 \cdot d \theta$)

4. 純引張載荷実験¹²⁾

4.1 実験概要

純引張載荷実験の目的を以下に示す。

① 鉄筋コンクリート部材の純引張載荷および除荷におけるひびわれ幅の挙動を確認する。

② ポストテンションの導入によるひびわれ幅の低減効果を把握する。

③ ポストテンション導入後の、載荷および除荷におけるひびわれ幅の挙動を確認する。

④ 注入工法で補修した部材の載荷および除荷におけるひびわれ幅の挙動を確認する。

試験体は、AタイプおよびBタイプがある。試験体Aはひびわれを部材内に分散させて発生させ、試験体Bはひびわれを部材中央の切欠き部に集中して発生させるものである。試験体AはA1, 2, A3, およびA4の、形状寸法の等しい4体を製作し、最大荷重時の最大ひびわれ幅の目標値を0.20mm および0.30mm に設定した。試験体BはB1, B2, B3, B4 およびB5の、形状寸法の等しい5体を製作し、最大ひびわれ幅の目標値を0.40mm, 0.50mm および0.60mm に設定した。

4.2 試験体の構造および使用材料

コンクリートの配合および試験時の強度試験結果を表-1に示す。

試験体Aの形状および寸法を図-9に示す。形状はH型をしており、中央の梁の断面形状は正方形とした。この部分の梁が純引張載荷によるひびわれ発生の対象部分であり、両端に載荷用の梁を設けてある。試験体の全長100cmのうち純引張部分の梁の長さは50cmで、中央に初期ひびわれ導入のため切欠きを設けた。梁中央部の断面の一辺の長さは20cmで、4本の鉄筋SD295A, D13と、ポストテンション導入用のシース管φ32とを埋め込んだ。鉄筋のかぶり厚は3.9cm, 純間隔は9.7cmとした。

表1 コンクリートの配合および強度

試験体	配合 [kgf/m ³]				スラブ [cm]	強度 [kgf/cm ²]
	W	C	S	G		
A	164	330	760	1050	10.0	339
B	164	330	760	1050	9.5	307

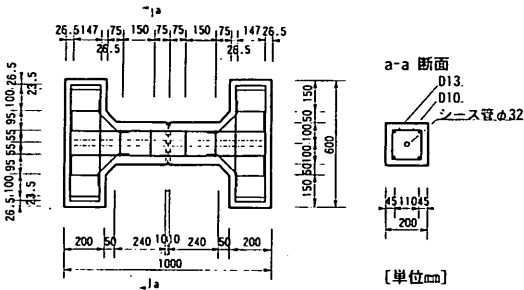


図-9 試験体 A の形状および寸法

試験体 B の形状・寸法を図-10 に示す。形状は試験体 A とほぼ同様である。試験体の全長120cm のうち純引張部分は60cm であり、中央に初期ひびわれ導入用の切欠きを設け、切欠きから5cm 離れた位置より、コンクリートにテーパを設けた。これは、鉄筋降伏前のハンチ部付近での新たなひびわれの発生を防止するためである。梁中央部の断面は、一辺の長さが20cm の正方形で、4本の鉄筋SD295A、D13と、ポストテンション導入用のシース管φ23とを埋め込んだ。中央部での鉄筋のかぶりは3.9cm、純間隔は9.7cmとした。また、純引張部分の中央から5cm離れた位置より、鉄筋量を中央部の3倍にした。

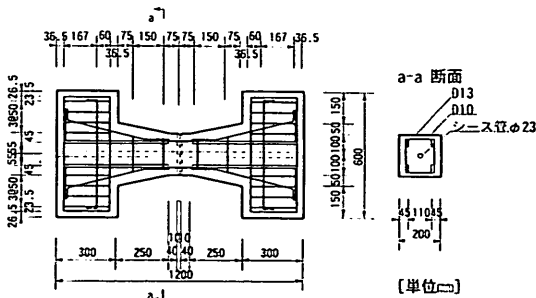


図-10 試験体 B の形状および寸法

4.3 載荷および除荷の方法

試験体 A での載荷方法を図-11 に示す。試験体を水平に配置し、載荷用の両側の梁に手動式の容量20tf の油圧ジャッキを試験体に2本入れて載荷した。初期ひびわれの導入までは2つのジャッキの合計で0.5tf ピッチで載荷した。切欠き位置での初期ひびわれの発生後、中央部のひびわれ幅の平均が0.01mm ピッチになるよう荷重を制御して載荷した。このとき、試験体周囲のひびわれ幅が均等になるよう2本のジャッキをそれぞれ制御した。除荷は1tf ピッチで行った。

試験体 B での、載荷方法を図-12 に示す。試験体 B は、試験体 A と同様の方法で載荷および除荷を行った。

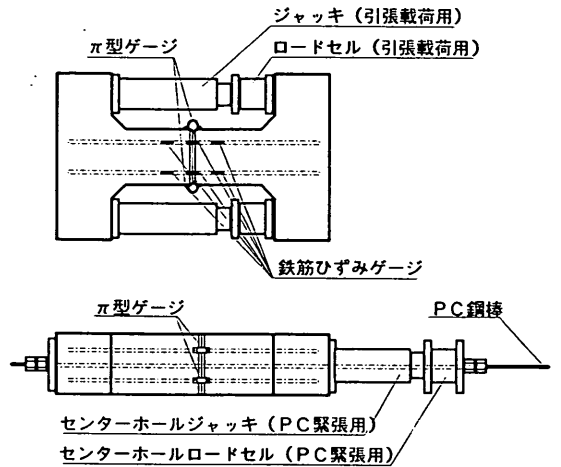


図-11 試験体 A の計測項目および載荷方法

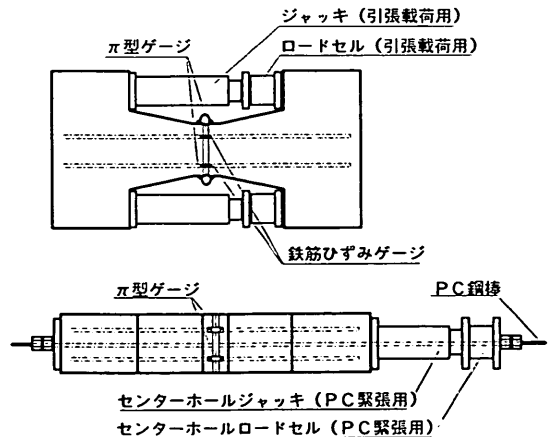


図-12 試験体 B の計測項目および載荷方法

4.4 ポストテンション導入および補修の方法

試験体 A でのポストテンション導入方法を図 - 11 に示す。試験体 A は載荷および除荷の終了後、シース管に通した PC 鋼棒を手動式のセンターホール油圧ジャッキを用いて締め付け、ポストテンションの導入を行った。ポストテンション導入は、1tf ピッチで 12tf (コンクリート応力では 30kgf/cm^2) まで行った。

試験体 B でのポストテンション導入方法を図 - 12 に示す。試験体 B も、試験体 A と同様にポストテンション導入を行い、引張荷重 12tf で PC 鋼棒を定着させた。その後、油圧ジャッキを用いて最大 19tf まで、試験体中央部のひびわれ幅の平均値 0.01mm ピッチで再度載荷した。最大荷重後、2tf ピッチで除荷を行った。なお、試験体 B 3 は、ひびわれ幅 0.60mm (荷重最大値 17.4tf) まで載荷し、除荷後に注入工法を用いて補修を行った。シール材でひびわれ表面を覆い 24 時間放置し、その後、シール材の一部に取り付けた 2 箇所注入口より、エポキシ系樹脂をひびわれ内部に注入した。注入材料が注入した面の逆の面にあるシール材の欠損部から流出することで、ひびわれ全面に注入できたことを確認した。注入材料の硬化のため 3 日間放置し、ポストテンションの導入はその後に行った。

4.5 計測項目

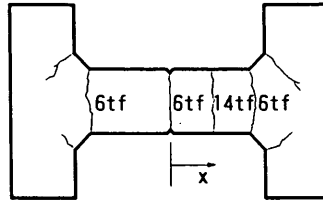
試験体 A および B での、載荷および除荷時の荷重は、2本のジャッキそれぞれにロードセルを付け計測した。ポストテンションの荷重は、センターホールロードセルで計測した。ひびわれ幅は、切欠き部の左右に上下 2 個づつ計 4 個の π 型ゲージで測定し、ひびわれ幅の制御にはこれらの平均値を用いた。鉄筋ひずみゲージは、切欠き部の 4 本の鉄筋表面にそれぞれ 2 枚づつ取り付けた。さらに、試験体 A については切欠き位置より左右に 9cm 離れた位置にも鉄筋ひずみゲージを取り付けた。これらの取り付け位置を、図 - 11 および図 - 12 に示す。

5. 純引張載荷実験の結果

5.1 荷重 - ひびわれ幅および鉄筋ひずみの関係

(1) 試験体 A

試験体 A 1 のひびわれ状況を図 - 13 に示す。載荷荷重 6tf のとき、切欠き部 ($X = 0\text{cm}$) と載荷用梁との境界部 ($X = 25\text{cm}$ および $X = -25\text{cm}$) に、ほぼ同時に初期ひびわれが発生した。その後、14tf において切欠きより右側の、切欠きと載荷用梁境界のほぼ中央 ($X = 13\text{cm}$) にひびわれが発生した。試験体 A 2, A 3 および A 4 についても、A 1 とほぼ同じ荷重で同じ位置にひびわれが発生した。



(数値は載荷重)

図 - 13 試験体 A 1 のひびわれ状況

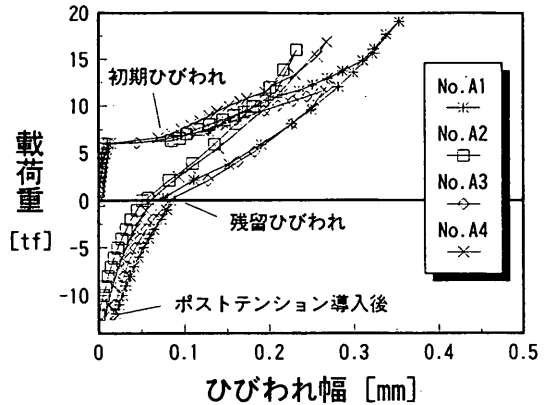


図 - 14 試験体 A ひびわれ幅実験値

荷重 - ひびわれ幅の関係を図 - 14 に示す。ひびわれ幅は 4 点で測定した π 型ゲージの平均値であり、ポストテンションの荷重は負の値で示してある。試験体 A 1 では初期ひびわれ幅は約 0.09mm、その後ひびわれ幅は最大荷重 19.5tf で約 0.34mm になり、除荷後約 0.08mm に減少した。この値が残留ひびわれ幅である。その後 12tf のポストテンションを導入すると、約 0.02mm に減少しひびわれはほぼ閉じた。試験体 A 2 のひびわれ幅は、初期ひびわれ発生時に約 0.09mm、最大荷重 17tf に約 0.23mm、除荷後約 0.05mm、12tf のポストテンション導入後約 0.01mm となった。試験体 A 3 のひびわれ幅は、初期ひびわれ発生時に約 0.07mm、最大荷重 12tf に約 0.27mm、除荷後約 0.07mm、12tf のポストテンション導入後約 0.02mm となった。試験体 A 4 のひびわれ幅は、初期ひびわれ発生時に約 0.09mm、最大荷重 17.5tf に約 0.27mm、除荷後約 0.06mm、12tf のポストテンション導入後約 0.01mm となった。

荷重 - 鉄筋ひずみの関係を図 - 15 に示す。鉄筋ひずみは、切欠き位置より 9cm 離れた位置での 4 本の鉄筋

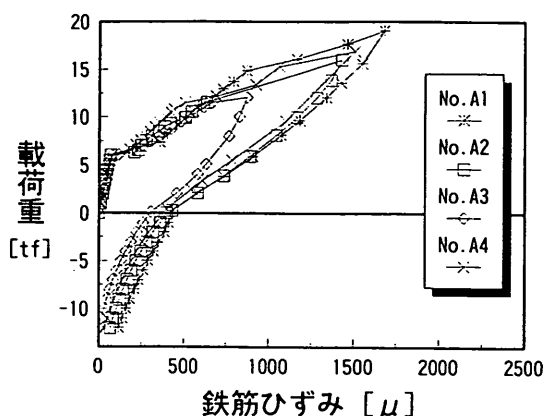


図-15 試験体 A 鉄筋ひずみ実験値

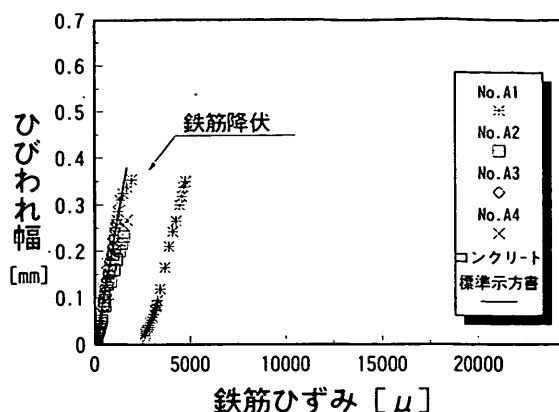


図-16 試験体 A 鉄筋ひずみ - ひびわれ幅の関係

の平均値である。試験体 A 1 での切欠き部から 9 cm での鉄筋ひずみは、初期ひびわれ発生時に約 200 μ 、最大荷重時に約 1,700 μ 、除荷後約 440 μ 、12 tf のポストテンション導入後約 220 μ となった。試験体 A 2 での切欠き部から 9 cm での鉄筋ひずみは、初期ひびわれ発生時に約 200 μ 、最大荷重時に約 1,400 μ 、除荷後約 440 μ 、12 tf のポストテンション導入後約 130 μ となった。試験体 A 3 での切欠き部から 9 cm での鉄筋ひずみは、初期ひびわれ発生時に約 200 μ 、最大荷重時に約 800 μ 、除荷後約 300 μ 、12 tf のポストテンション導入後約 10 μ となった。試験体 A での切欠き部から 9 cm での鉄筋ひずみは、初期ひびわれ発生時に約 200 μ 、最大荷重時に約 15,00 μ 、除荷後約 380 μ 、12 tf のポストテンション導入後約 130 μ となった。

ひびわれ位置 ($X = 0$ cm) での鉄筋ひずみと、ひびわれ幅との関係を図-16に示す。鉄筋ひずみは 4 本の鉄筋の平均値である。鉄筋の降伏までは、試験体 A 1, A 2, A 3 および A 4 の鉄筋ひずみ - ひびわれ幅の関係は比例関係であり、コンクリート標準示方書のひびわれ幅算定式¹⁾での算定結果と一致した。試験体 A 1 では、約 1,700 μ で片側の鉄筋が降伏したため、鉄筋降伏以降でのひびわれ幅は、コンクリート標準示方書のひびわれ幅算定式の算定結果とは一致しなかった。試験体 A 2, A 3 および A 4 のひびわれ幅は、除荷時およびポストテンション導入時においても、コンクリート標準示方書のひびわれ幅算定式の算定結果と一致した。

(2) 試験体 B

試験体 B 1 のひびわれ状況を図-17に示す。載荷荷重 6 tf のとき、切欠き部 ($X = 0$ cm) に初期ひびわれが発生した。その後、12 tf で載荷用梁境界部 ($X = 30$ cm), 14 tf で切欠きと載荷用梁境界の間 ($X = 23$ cm) にひびわれが発生した。試験体 B 2, B 3, B 4 および B 5 についても、B 1 とほぼ同じ荷重で同じ位置にひびわれが発生した。

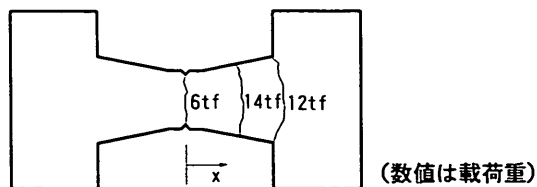


図-17 試験体 B 1 のひびわれ状況

試験体 B での荷重 - ひびわれ幅の関係を図-18に示す。試験体 B 1 では初期ひびわれ幅は約 0.08 mm, 14.5 tf 付近で鉄筋が降伏し、このときのひびわれ幅は約 0.32 mm であった。試験体 B 2, B 4 および B 5 についても載荷時のひびわれ幅の挙動は B 1 とほぼ同じである。試験体 B 3 では約 17.5 tf で鉄筋が降伏し、このときのひびわれ幅は約 0.35 mm であった。その後、試験体 B 1 のひびわれ幅は、最大荷重 15 tf で約 0.40 mm, 除荷後約 0.18 mm, 12 tf のポストテンション導入後約 0.05 mm となった。試験体 B 2 のひびわれ幅は、最大荷重 15 tf で約 0.47 mm, 除荷後約 0.25 mm, 12 tf のポスト

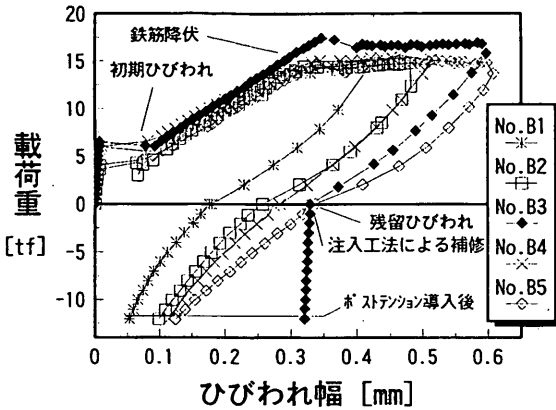


図-18 試験体 B ひびわれ幅実験値

テンション導入後約0.10mmとなった。試験体 B4 のひびわれ幅は、最大荷重15tfで約0.50mm、除荷後約0.29mm、12tfのポストテンション導入後約0.11mmとなった。試験体 B5 のひびわれ幅は、最大荷重15tfで約0.60mm、除荷後約0.32mm、12tfのポストテンション導入後約0.12mmとなった。

注入工法による補修を行った試験体 B3 のひびわれ幅は、最大荷重16.5tfで約0.58mm、除荷後約0.32mmであった。注入工法による補修後のポストテンション導入によるひびわれ幅の減少量は、約0.01mmと小さい値であった。

試験体 B でのポストテンション定着後の、荷重-ひびわれ幅の関係を図-19に示す。ひびわれ幅の初期値はポストテンション定着時の値としてある。載荷時のひびわれ幅の増加曲線は、図-18でのポストテンション導入時のひびわれ幅の減少曲線にほぼ一致した。ポストテンション定着後の載荷および除荷による、新たな残留

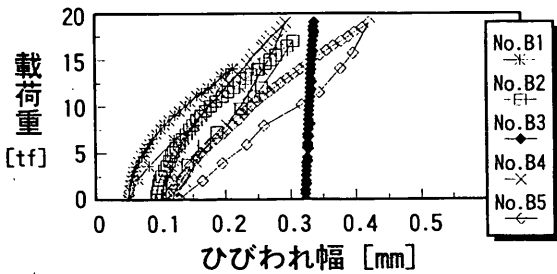


図-19 試験体 B ひびわれ幅実験値 (ポストテンション定着後)

ひびわれはほとんど生じなかった。注入工法による補修を行った試験体 B3 での、載荷時のひびわれ幅の増加はほとんどなかった。

ひびわれ位置 ($X = 0$ cm) での鉄筋ひずみと、ひびわれ幅との関係を図-20に示す。鉄筋ひずみは4本の鉄筋の平均値である。鉄筋の降伏までは、試験体 B1, B2, B3, B4 および B5 の鉄筋ひずみ-ひびわれ幅の関係は比例関係であり、コンクリート標準示方書のひびわれ幅算定式¹⁾での算定結果と一致した。鉄筋ひずみ約1,700 μ で鉄筋が降伏し、鉄筋の降伏以降でのひびわれ幅は、コンクリート標準示方書のひびわれ幅算定式の算定結果とは一致しなかった。

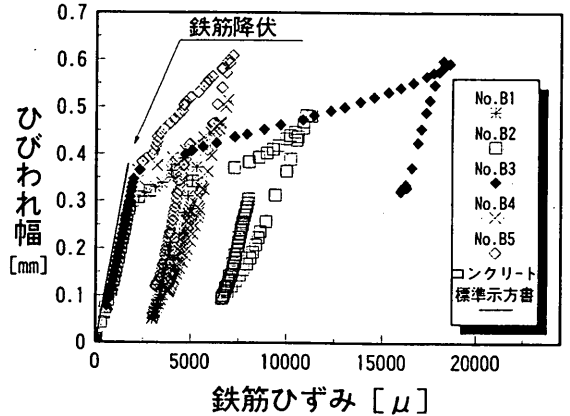


図-20 試験体 B 鉄筋ひずみ-ひびわれ幅の関係

5.2 ポストテンション導入および注入工法による補修効果¹⁾

(1) ポストテンション

試験体 B における、最大荷重と残留ひびわれ幅/最大ひびわれ幅との関係を図-21に示す。ポストテンション定着後のひびわれ幅の初期値は、図-18図のポストテンション定着時のひびわれ幅の値としてある。ポストテンションがない場合の最大ひびわれ幅に対する残留ひびわれ幅の比は、0.4~0.6の範囲にある。ポストテンション定着後の載荷および除荷による残留ひびわれ幅の増加は0.01mm未満となり、ほとんど増加しなかった。

残留ひびわれ幅と、ポストテンション導入によってひびわれ幅が減少した量の残留ひびわれ幅に対する割合との関係を図-22に示す。(ただし、注入工法による補修を行った試験体 B3 のデータは除いた。) 新潟みなとトンネルの製作時に発生した温度ひびわれの幅の、プレス

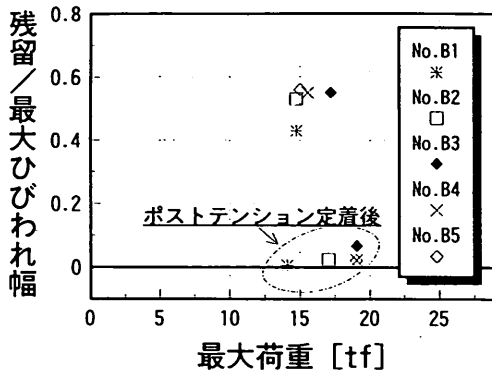


図-21 最大荷重と、残留ひびわれ幅/最大ひびわれ幅との関係

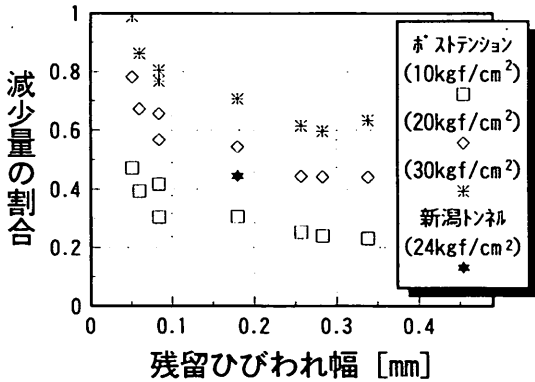


図-22 残留ひびわれ幅に対するひびわれ幅減少量の割合

トレス導入前後での計測データも併せてプロットしてある。実験では、コンクリート応力に換算して30 kgf/cm²ポストテンション導入によって、ひびわれ幅の減少量は、残留ひびわれ幅の60%以上となった。新潟みなとトンネルでは、実施工中の側壁に発生した最大幅0.18 mmのひびわれが24kgf/cm²のPC緊張によって0.10 mmに減少した。今回の実験に比べ、ひびわれ幅の低減の割合は小さい値となっている。新潟みなとトンネルでのプレストレスの緊張量は函体全断面についての平均値であり、一般的にプレストレス導入によるコンクリートの圧縮応力の分布は一様でなく、函体上部および下部が側壁に比べて大きいとされている。前記のことを考慮すると、この低減効果は実験結果とほぼ同様の傾向を示したといえる。

(2) 注入工法

補修を行った試験体B3について、ポストテンションの導入に際してのひびわれ幅の減少量は0.007 mmと非常に小さく、注入によってひびわれは固定化された。その後の再載荷による増加量は0.005 mmと非常に小さい値であった。(図-18および図-19)

6. 算定結果と実験結果の比較

6.1 載荷時の算定結果

載荷時のひびわれ幅の算定は3.1で述べた既往の方法を用い、試験体Aを対象とした。試験体Bは、鉄筋比が途中で変化するので今回の方法では直接算定することができないため、算定の対象からはずした。結果と実験結果との比較を以下に示す。算定には表-2の値を用いた。ここで、コンクリート圧縮強度は、試験体製作に用いたコンクリートを用いて別途製作したφ10×20 cm円柱供試体により、JISに従って求めた。コンクリート引張強度および鉄筋の諸値は純引張載荷実験の結果から推定した。また、最大付着応力および最大付着応力時のすべりは、それぞれ式(7)および式(8)で算定した。

表-2 算定に用いた諸値

試験体		A
fc'	[kgf/cm ²]	339
ft	[kgf/cm ²]	13.9
Ec	[kgf/cm ²]	3.0×10 ⁵
fy	[kgf/cm ²]	3570
fu	[kgf/cm ²]	4500
Es	[kgf/cm ²]	2.1×10 ⁶
εy	[μ]	1700
εsh	[μ]	16100
τmax	[kgf/cm ²]	117.2
Sτmax	[mm]	0.61

(1) 島らの付着応力関係式を用いた算定結果

島らの付着応力関係式(5)を用いて算定を行った。試験体Aでは、載荷荷重6 tfでX=0, X=25 cmの2カ所にひびわれが発生し、載荷荷重6.4 tfでX=12.5 cmにひびわれが発生するという算定結果を得た。初期

ひびわれ発生荷重と位置は実験結果と良く一致している。二次的なひびわれの発生荷重は、実験結果での荷重より小さい値となった。

試験体 A で、載荷時のひびわれ幅の算定結果を図-23に示す。除荷時およびポストテンション導入時の算定結果も、併せてプロットしてある。この計算過程において、ひびわれの発生位置と発生荷重は実験結果から決定した。すなわち、載荷荷重 14tf まではひびわれ位置からすべり零までの距離 (L) (図-4 参照) = 12.5 cm として算定し、14tf 以降は L = 12.5 cm および 6.25 cm として算定した結果の平均値とした。初期ひびわれ発生直後では、ひびわれ幅は 0.053 mm と算定され、14tf では、ひびわれ幅は 0.155 mm と算定された。

初期ひびわれから 9 cm 離れた位置の鉄筋ひずみの算定結果を図-24に示す。初期ひびわれ発生直後では、鉄筋ひずみは 84.3 μ と算定され、14tf では、鉄筋ひず

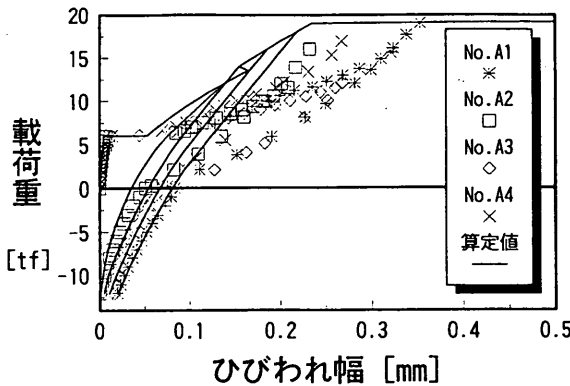


図-23 試験体 A ひびわれ幅算定値 (島らの付着応力関係式)

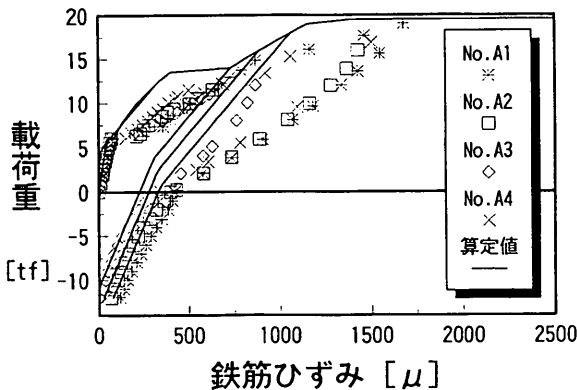


図-24 試験体 A 鉄筋ひずみ算定値 (島らの付着応力関係式)

みは 730 μ と算定された。ひびわれ幅および鉄筋ひずみの算定値は、いずれも実験結果とは一致しなかった。

(2) 島らの付着応力関係式での K がひびわれ幅の算定値に及ぼす影響

(1)で前述したように実験結果と算定結果が一致しなかったため、式(5)での係数 K の値を変えて算定を行い、両者が一致するときの K を求めた。式(5)の K がひびわれ幅の算定値に及ぼす影響を図-25に示す。この図は、試験体 A をモデルとして L = 12.5 cm で固定して算定した結果である。K が小さくなるにつれて、同一の荷重に対してひびわれ幅が大きくなる。K = 0.30 での算定結果は実験結果とほぼ一致した。島らが提案した K = 0.73 での算定結果 (以下 [0.73]) と、K = 0.30 での算定結果 (以下 [0.30]) とを比較する。ひびわれ幅について、ひびわれ発生荷重 6tf において [0.73] では 0.052 mm であったのに対し [0.30] では 0.09 mm となり、約 1.7 倍の値となる。[0.30] での荷重 6tf から 18tf の増加にともなうひびわれ幅の増加する勾配は、[0.73] での勾配の約 1.2 倍である。

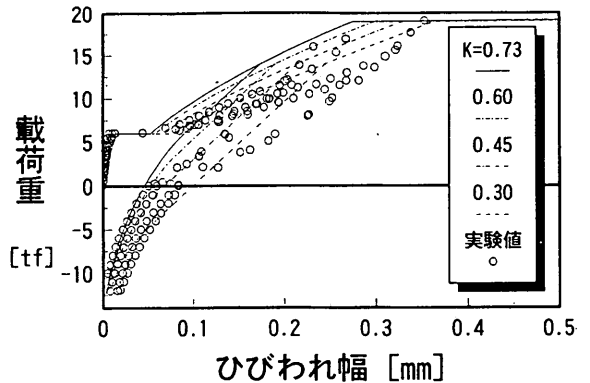


図-25 ひびわれ幅の算定値に及ぼす係数 K の影響

鉄筋ひずみの算定値に及ぼす影響を図-26に示す。鉄筋ひずみについて、ひびわれ発生時 [0.73] では 90 μ 、[0.30] では 250 μ であった。[0.30] での荷重 6tf から 18tf の増加に伴う鉄筋ひずみの増加する勾配は、[0.73] での勾配の約 1.5 倍となった。

(3) 島らの付着応力関係式での K を変更した算定結果 (2)で前述のとおり K = 0.30 で、L = 12.5 cm と固定して算定したところ、載荷時のひびわれ幅および鉄筋ひずみはともに実験結果とほぼ一致した。島らの付着応力関係式を用い、式(5)での係数を K = 0.30 と変更して算

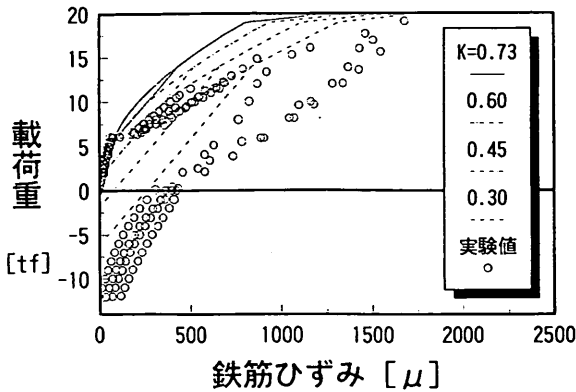


図-26 鉄筋ひずみの算定値に及ぼす係数 K の影響

定を行った結果を以下に示す。

載荷荷重 6 tf において $X = 0$, $X = 25$ cm の 2 カ所にひびわれが発生し、それ以降、新たなひびわれは発生しないという結果を得た。これは、試験体左半分の状態をよく再現している。

試験体 A で載荷時の、 $K = 0.30$ としたひびわれ幅の算定結果を図-27 に示す。ひびわれ発生荷重とひびわれ位置からすべり零までの距離 (L) は、(1)と同様に実験結果から決定した。初期ひびわれ発生直後では、ひびわれ幅は 0.085 mm と算定され、実験結果とほぼ一致している。載荷時のひびわれ幅について、新たなひびわれ発生荷重 14 tf までは実験結果とほぼ一致しているが、それ以降では実験結果と一致せず、新たなひびわれの発生に伴う L の変更のため、既存のひびわれの幅が急激に減少するという結果となった。

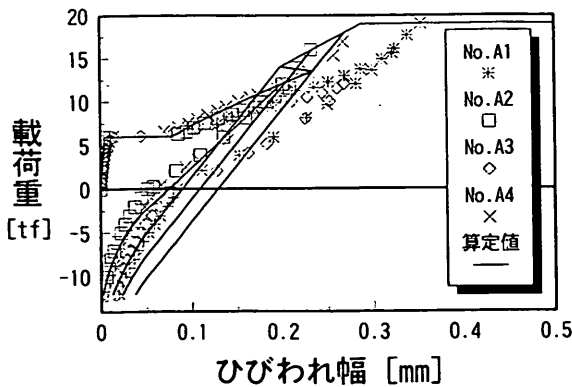


図-27 試験体 A ひびわれ幅算定値 (島らの付着応力関係式 $K = 0.30$)

切欠き位置から 9 cm 離れた位置の鉄筋ひずみを図-28 に示す。初期ひびわれ発生直後では、鉄筋ひずみは 25μ と算定され、実験結果とほぼ一致している。新たなひびわれの発生荷重 14 tf 以降では、ひびわれ幅の算定結果は実験結果と一致しなかったが、鉄筋ひずみの算定結果は実験結果とよく一致した。

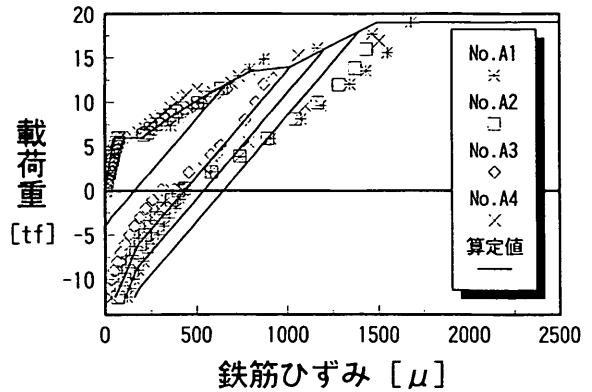


図-28 試験体 A 鉄筋ひずみ算定値 (島らの付着応力関係式 $K = 0.30$)

(4) 森田の付着応力関係式を用いて算定した結果

森田の付着応力関係式(6)を用いた算定結果と、実験結果との比較を以下に示す。森田の付着応力関係式では、最大付着応力 (τ_{max}) と最大付着応力時のすべり ($S_{\tau_{max}}$) を仮定する必要がある。今回の算定では、式(7)および式(8)の計算値である $\tau_{max} = 117.2 \text{ kgf/cm}^2$, $S_{\tau_{max}} = 0.61 \text{ mm}$ とした。

試験体 A では、載荷荷重 6 tf で $X = 0$, $X = 25$ cm に、12 tf で $X = 12.5$ cm にひびわれが発生するという算定結果を得た。これは試験体右半分の状態をよく再現している。

試験体 A で載荷時の、ひびわれ幅の算定結果を図-29 に示す。ひびわれ位置からすべり零までの距離 (L) は(1)と同様に実験結果から決定した。初期ひびわれ発生直後では、ひびわれ幅は 0.091 mm と算定され、実験結果とほぼ一致している。載荷時のひびわれ幅について、新たなひびわれ発生荷重 14 tf までは実験結果と一致したが、それ以降では(3)と同様に、既存のひびわれの幅が、新たなひびわれの発生によって急激に減少するという結果となった。

切欠き位置から 9 cm 離れた位置の鉄筋ひずみの算定結果を図-30 に示す。初期ひびわれ発生直後の鉄筋ひずみは 289μ と算定され、ひびわれ位置で鉄筋が降伏す

る荷重18.1tfまでは、載荷時の算定結果は実験結果とよく一致した。

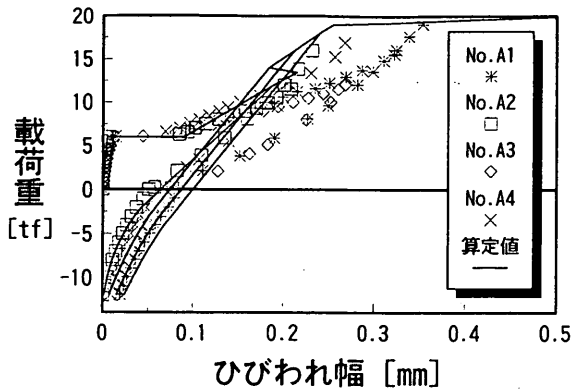


図-29 試験体 A ひびわれ幅算定値
(森田の付着応力関係式)

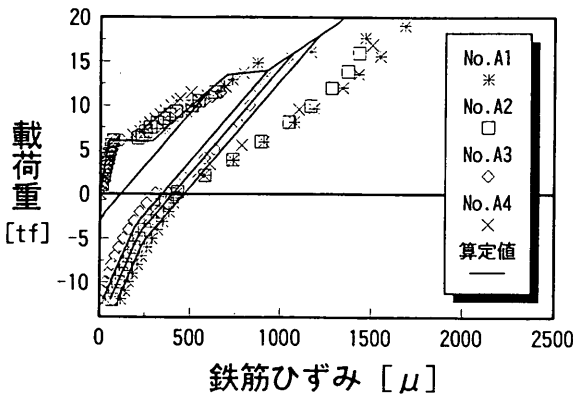


図-30 試験体 A 鉄筋ひずみ算定値
(森田の付着応力関係式)

6.2 除荷およびポストテンション導入時の算定結果

3.2で提案した方法を用いた除荷時およびポストテンション導入時の算定結果と実験結果との比較を以下に示す。6.1と同様の理由で算定には試験体 A のみを対象とした。算定に用いた付着応力関係式は、載荷時のひびわれ幅および鉄筋ひずみの挙動が実験結果と比較的一致した係数 $K = 0.30$ と変更した島らの付着応力関係式、および森田の付着応力関係式を用いた。算定には表-2の値を用いた。

(1) 島らの付着応力関係式での係数を変更した算定結果

島らの付着応力関係式(5)を用い、 $K = 0.30$ と変更し

て除荷時およびポストテンション導入時の算定を行った。

試験体 A で除荷およびポストテンション導入時の、ひびわれ幅の算定結果を図-27に示す。除荷およびポストテンション導入時は、載荷時の最大荷重を12, 14, 16および18tfとして算定してある。載荷時の最大荷重18tfの場合、残留ひびわれ幅は0.139mmと算定され、実験結果の1.7倍程度の値となった。12tfのポストテンション導入後、ひびわれ幅は0.045mmと算定され、これも実験結果のほぼ1.7倍となった。

初期ひびわれから9cm離れた位置の鉄筋ひずみの算定結果を図-28に示す。鉄筋ひずみは、載荷時の最大荷重18tfの場合708 μ 、12tfのポストテンション導入後208 μ と算定され、これらも実験結果のほぼ1.7倍となった。

(2) 森田の付着応力関係式を用いて算定した結果

森田の付着応力関係式を用いた算定結果と、実験結果との比較を以下に示す。最大付着応力 (τ_{max}) および最大付着応力時のすべり ($S_{\tau_{max}}$) は載荷時の算定と同じ値を用いた。

試験体 A で除荷およびポストテンション導入時の、ひびわれ幅の算定結果を図-29に示す。載荷時の最大荷重14tfの場合、残留ひびわれ幅は0.075mm、12tfのポストテンション導入後のひびわれ幅は0.0074mmと算定され、実験結果とほぼ一致した。また、載荷時の最大荷重が16および18tfの場合についても実験結果とほぼ一致している。

初期ひびわれから9cm離れた位置の鉄筋ひずみの算定結果を、図-30に示す。鉄筋ひずみは、載荷時の最大荷重14tfの場合343 μ 、12tfのポストテンション導入後19.0 μ と算定され、実験結果とほぼ一致した。また、載荷時の最大荷重が16および18tfの場合についても実験結果とほぼ一致している。

6.3 ひびわれ幅算定方法の考察

以上、既往の付着応力関係式を用いた載荷時のひびわれ幅の予測方法と、今回提案する除荷およびポストテンション導入時のひびわれ幅の予測方法とによる算定結果を示した。これらと実験結果との比較による考察を以下に示す。

(1) 載荷時

載荷時において、今回の実験より得られた試験体 A のひびわれの挙動は、島らの付着応力関係式での係数を0.73から0.30に変更して算定したところ、実験結果とよく一致した。この係数の違いは、実験条件の違いと考える。島らの実験はマッシュなコンクリートに埋め込ま

れた鉄筋を対象としており、鉄筋比は0.0015～0.0038、鉄筋のかぶりは25cmである。島らの実験に対し試験体Aは鉄筋比が3倍以上あり、かぶりは1/5.6程度である。このため、試験体内部に局所的な破壊が生じ、付着応力度が低下している可能性がある。島らの付着応力関係式で、鉄筋比とかぶりの違いが、付着応力に及ぼす影響を考察するため、有限要素法で解析した結果を付録に示す。また、島らは比較的短い供試体の片引き試験結果をもとに、付着応力関係式を定式化しているのに対し、今回の実験は両引き試験のため、島らの実験とはコンクリートの応力場が異なる。さらに、島らの実験では鉄筋軸を鉛直にしてコンクリートを打設しているが、今回の実験では鉄筋軸を水平にして打設した。鉄筋軸を水平にして打設した場合には、乾燥収縮やブリージングが鉄筋の下半分の付着性能に悪影響を及ぼす可能性がある。これらの条件の違いが、付着応力－すべり－ひずみ関係に影響を及ぼすと考える。

森田の付着応力関係式を用いて算定した場合、載荷時のひびわれ幅については実験結果とほぼ一致した。これは、今回の実験条件が森田の実験条件と類似していたからだと考える。しかし、載荷時の鉄筋ひずみは鉄筋の降伏以降では実験結果とは一致しなくなる。島らの付着応力関係式は、付着応力－すべり－ひずみの関係で表しており、付着応力は鉄筋ひずみに反比例する。これに対して、森田の付着応力関係式は、付着応力－すべり関係であり、鉄筋ひずみの影響が含まれていない。森田の式では、鉄筋が降伏した場合に増加するひずみの影響を考慮できない。このため、鉄筋ひずみの増加によってすべりが増加し、その結果付着応力が増加するといった矛盾を生じる。鉄筋の降伏後については、この付着応力の増加によって、ひびわれより離れた位置での鉄筋の応力は、島らの付着応力関係式を用いて算定した応力に比べて、小さく見積もられる。このように、森田の式では載荷時において、鋼材の降伏以降の領域で試験体の挙動を再現していない。

(2) 除荷時

除荷時およびポストテンション導入時のひびわれ幅について、既往の付着応力関係式を用い、鉄筋とコンクリートの間での変形に対する拘束を考慮した算定方法を提案し、その算定値と実験結果との比較を行った。付着応力関係式として島らの付着応力関係式を用いた場合、ひびわれ幅および鉄筋ひずみの算定値は、実験結果のほぼ1.7倍となった。また、森田の付着応力関係式を用いた場合は、実験結果とほぼ一致した。今回提案する算定方法によって、除荷後のひびわれ幅、ポストテンション導入に

よるひびわれ幅の低減効果を、設計上安全側に予測できると考える。

7. 結 論

今回の研究によって得られた主要な結論は以下のとおりである。

① 載荷時での、島らおよび森田の付着応力関係式を用いて算定したひびわれ幅と、純引張載荷実験の結果との比較を行った。島らの付着応力関係式を用いた場合、係数を0.73から0.30に変更することで実験結果と一致した。森田の付着応力関係式では、最大付着応力と最大付着応力時のすべりを式(7)および式(8)で算定することによって、実験結果と一致した。(図-27～図-30)

② 除荷およびポストテンション導入時のひびわれ幅の算定について、鉄筋とコンクリートとの間での相互の拘束効果を考慮した方法を新たに提案した。載荷時でのひびわれ幅の算定において純引張載荷実験の結果と比較的一致した付着応力関係式を用いて、除荷時およびポストテンション導入時のひびわれ幅の算定を行った。ひびわれ幅の算定値は実験結果よりやや大きい値となったが、減少傾向は実験結果とほぼ一致し、設計的には安全側に予測できることが判明した。(図-27～図-30)

③ 純引張載荷実験では、30kgf/cm²のプレストレス導入による残留ひびわれ幅の低減量は60%以上であり、0.6mm以下のひびわれ幅は0.15mm以下となった。これは実構造物でのプレストレス導入による測定結果とほぼ一致した。(図-22)

④ ポストテンション定着後のひびわれ幅は、荷重の増加にともなって増加するが、除荷後の残留ひびわれ幅の増加はみとめられなかった。(図-19)

⑤ エポキシ系樹脂注入工法の補修によってひびわれ幅は固定され、その後の載荷の影響はほとんど見られなかった。(図-18および図-19)

8. あとがき

今回の報告において、除荷時およびポストテンション導入時のひびわれ幅の算定方法を提案した。この方法で算定したひびわれ幅は実験結果と比べて大きな値となったが、設計的には安全であると考え。今回の検討から、鉄筋に直交する面でのコンクリート応力の分布を適切にとらえ、また鉄筋の純間隔やかぶりの影響を考慮する必要があると考える。

今後、ひびわれ幅を合理的に予測するためには、コンクリートの打設方向、鉄筋比、かぶりおよび境界条件等をパラメータとし、これらの条件の違いが付着応力に及

ばす影響を把握することが課題であると考え。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書,[平成3年版,]
設計編, pp.85~88
- 2) Yuzo Akatsuka: Behavior of Tensile and
Flexural Cracks in Reinforced Concrete
Members, REPORT OF PORT AND HARBOUR
TECHNICAL RESERCH INSTITUTE,
Report No.1, 1963.2
- 3) 角田与史雄: 鉄筋コンクリートの最大ひびわれ幅,
コンクリートジャーナル, Vol.8, No.9, pp.
1~10, 1970.9
- 4) 森田司朗: 鉄筋コンクリートにおける付着とひびわれ
に関する研究, 京都大学学位論文, 1968.4
- 5) 山本康弘, 中島 亨: 鉄筋コンクリートの減力時
における付着応力と復元特性に関する研究, コンクリ
ート・ジャーナル, Vol.12, No.11, pp.89~99,
1974.11
- 6) 岡村 甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解
析と構成則, 第1版, 技報堂出版株式会社, pp.
159~182, 1991.5
- 7) 山尾芳秀, 周 礼良, 二羽淳一郎: 付着応力-すべ
り-ひずみ関係に関する実験的研究, 土木学会論文
報告集, 第343号, pp.219~228, 1984.3
- 8) 島 弘, 周 礼良, 岡村 甫: マッシュなコンクリ
ートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひ
ずみ関係, 土木学会論文集, 第378号, V-6, pp.
185~174, 1987.2
- 9) 伊藤 洋, 坂口雄彦, 西山勝栄, 清水昭男: コンク
リートクラック内の透水性に関する実験的研究, セ
メント技術年報, 41, pp.217~220, 1987
- 10) 寺山 徹, 大塚敬三, 大友 健: プレストレスによ
るひびわれ幅の低減効果, 土木学会第43回年次学術
講演会, V-124, pp.296~297, 1988.10
- 11) György L.Balázs: Cracking Analysis Base
d on Slip and Bond Stresses, ACI Materials
Journal, V.90, No.4, pp.340~348, 1993.
7-8
- 12) 壹岐直之, 清宮 理, 山田昌郎: ポストテンション
導入による初期ひびわれ幅の低減に関する一考察,
コンクリート工学年次論文報告集, 第16巻第1号,
pp.1043~1048, 1994.6
- 13) 壹岐直之, 清宮 理, 山田昌郎: 残留ひびわれ幅の
低減に関する一考察, 土木学会第49回年次学術講演
会, V-318, pp.636~637, 1994.9

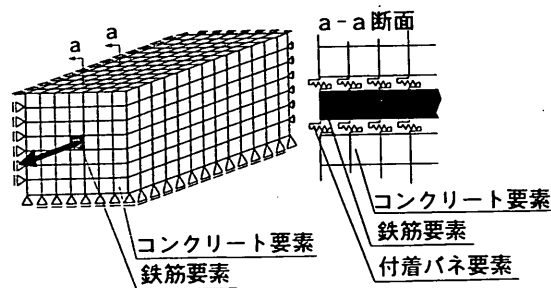
付録. 有限要素法による解析

付-1 概要

島らの提案する付着応力関係式は、鉄筋コンクリート部材の付着応力分布を良い精度で算定できる。しかし、この付着応力関係式は、マッシュなコンクリートに埋め込まれた鉄筋の引き抜き試験を基としているため、鉄筋のかぶりや間隔が付着性状へ及ぼす影響は考慮されてなく、比較的鉄筋比の大きい部材での適用性については不明である。今回の検討で鉄筋比の比較的大きい試験体 A は、島らの付着応力関係式での係数 0.73 では実験結果と一致せず、係数を 0.30 に変更することで実験結果とほぼ一致した。この係数の違いについて、鉄筋比およびかぶりの違いが付着応力に及ぼす影響を考察するため、有限要素法で解析した。

付-2 鉄筋とコンクリート間の付着のモデリング

今回の有限要素法解析に用いたモデルは、3次元のコンクリート要素、鉄筋要素、およびコンクリートと鉄筋との接点を結合するバネ要素により構成される。バネ要素は、鉄筋とコンクリート間の付着作用をモデル化し、その剛性は以下に述べる付着応力-すべり関係により決定した。鉄筋要素とコンクリート要素およびバネ要素の模式図を付図-1 に示す。

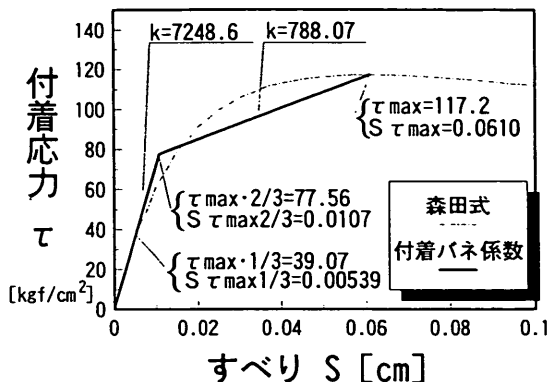


付図-1 鉄筋とコンクリートの付着モデル

付着バネの剛性は、付図-2 に示す森田の提案する付着応力-すべり関係を基にして求めた。森田の付着応力関係式において、本報告本文での算定と同様に、最大付着応力 $\tau_{max} = 117.2 \text{ kgf/cm}^2$ 、それに対応するすべり $S_{\tau_{max}} = 0.61 \text{ mm}$ とした。付着バネの剛性は、森田の提案する付着応力-すべり関係での最大付着応力の 2/3 までは割線係数を用い、それ以降は割線係数の約 1/10 の値とした。

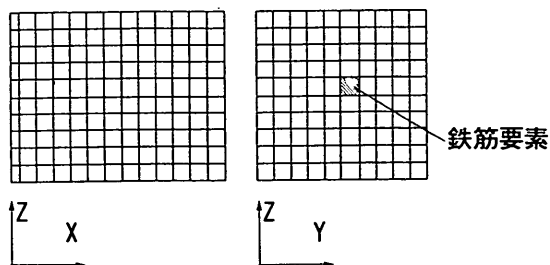
今回の検討では、以下に示すコンクリート断面積の異

なる 2 つのモデルを用いた。



付図-2 付着バネ係数の決定

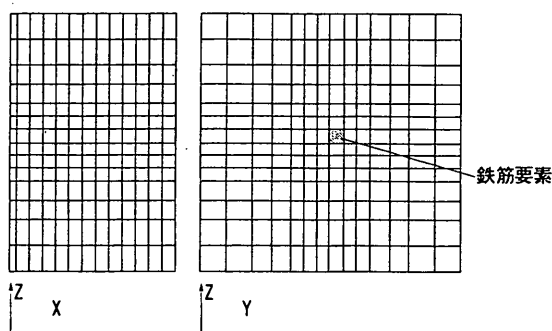
① 付図-3 に示すよう本報告本文での試験体 A で、ひびわれ間隔 25 cm での状態を対象とし、荷重軸方向に 1/2、断面積を 1/4 にした形状をモデルとした。コンクリート断面積 100 cm^2 の正方形に、D13 の鉄筋が 1 本埋め込んであり、コンクリート要素と鉄筋要素は付着バネ要素でリンクしている。境界条件は、荷重端と逆の端で、コンクリートを X 軸方向に固定し、鉄筋とコンクリートの相対変位を零とするため付着バネの剛性を大きくしてある。(以下タイプ N と省略する)



付図-3 コンクリート要素のモデルメッシュ (Type N)

② 付図-4 に示すよう、付着バネ要素および境界条件はタイプ N と同一である。コンクリート断面積を、タイプ N の 4 倍にしてある。(以下タイプ W)

荷重は鉄筋のみに作用し、荷重端での鉄筋の引張応力は 1973.2 kgf/cm^2 とした。これは本報告本文での試験体 A で、引張荷重 10 tf に相当する。有限要素解析に用いた入力値を、付表-1 に示す。



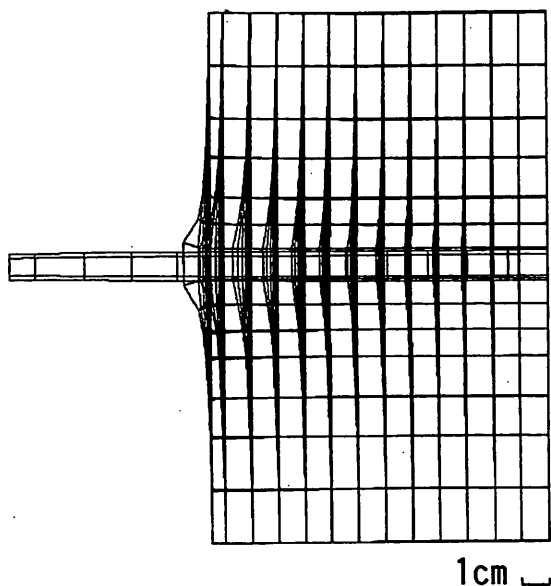
付図-4 コンクリート要素のモデルメッシュ (Type W)

付表-1 解析に用いた入力値

コンクリート弾性係数	[kgf/cm ²]	3.0×10^5
鉄筋弾性係数	[kgf/cm ²]	2.1×10^6
付着バネ要素弾性係数	[kgf/cm ²]	7248.6

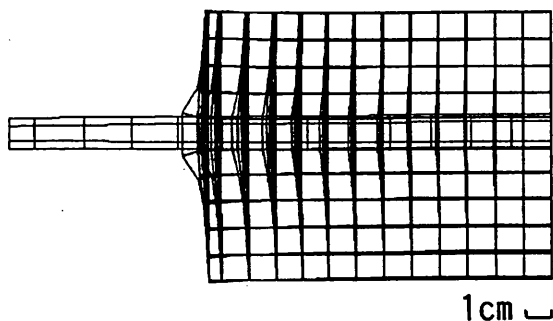
付-3 解析結果

タイプ N およびタイプ W の変位図を、それぞれ付図-5 および付図-6 に示す。変位量は1000倍にしてある。荷重端の鉄筋の変位量は、タイプ N とタイプ W とで 0.0750mm および 0.0746mm となり、ほとんど差がなかった。また、コンクリートの変形もほとんど等しいという結果を得た。

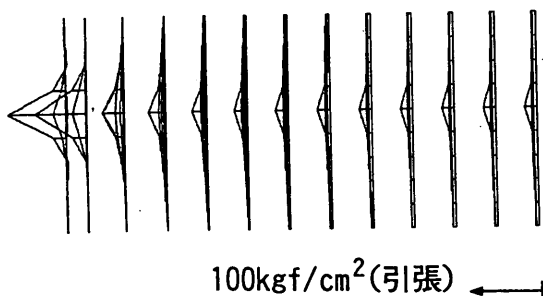


付図-6 変位図 (Type W)

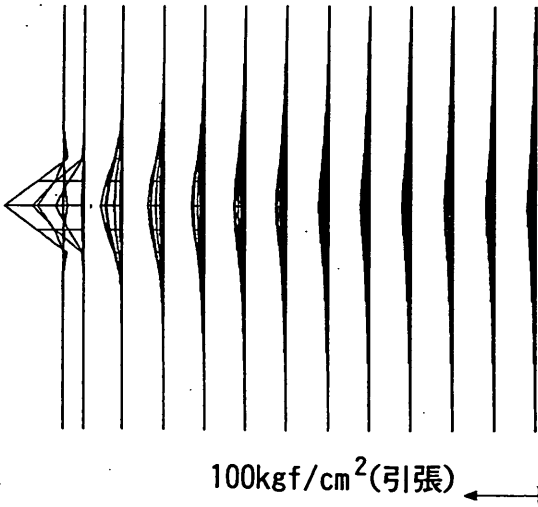
鉄筋軸に直交する断面内のコンクリート応力の分布を、付図-7 および付図-8 に示す。コンクリートの応力分布は、荷重端付近ではタイプ N とタイプ W はほぼ一致し、鉄筋近傍の応力も、タイプ N で -86.5 kgf/cm 、タイプ W で -87.5 kgf/cm^2 とほぼ一致した。拘束端付近でタイプ N のコンクリートの応力分布は、鉄筋近傍で急激に増加し、鉄筋近傍以外ではコンクリート応力にはほとんど勾配はない。これに対しタイプ W での拘束端付近の応力分布は、鉄筋近傍で最大となり、全体的に緩やかな勾配を持つという結果を得た。



付図-5 変位図 (Type N)

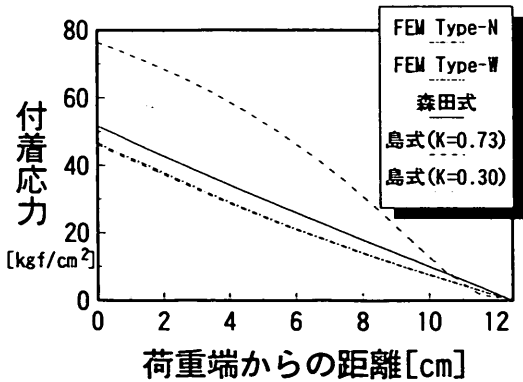


付図-7 コンクリート応力分布 (Type N)

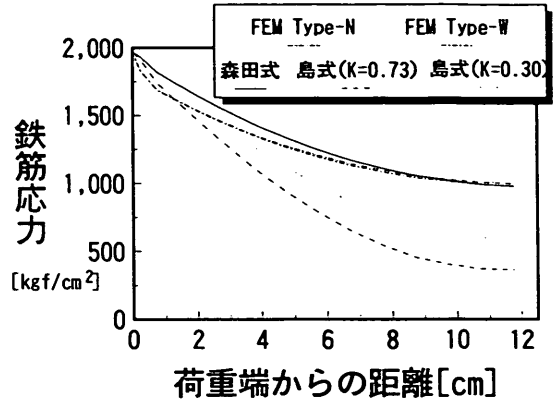


付図-8 コンクリート応力分布
(Type W)

付着応力分布および鉄筋応力分布を、それぞれ付図-9および付図-10に示す。これらの図に、島らの提案する付着応力関係式と、この関係式での係数を0.30に変更した式、および森田の提案する付着応力関係式を用いた算定結果も併せて示す。付着応力分布および鉄筋応力分布は、タイプNとタイプWとの間にほとんど差はなかった。付着応力度は、荷重端において47 kgf/cm²であり、すべり零の点までほぼ直線的に減少している。



付図-9 付着応力の分布



付図-10 鉄筋応力の分布

今回の有限要素法による解析でのすべりは、鉄筋のひずみ量とコンクリートのひずみ量の差としてある。また、本報告本文の算定方法でのすべりは、コンクリートのひずみを無視し、鉄筋のひずみ量のみとしている。したがって、今回の有限要素法による解析結果と、本報告本文の算定結果とではすべりの定義が異なる。また、島らの付着応力関係式ではそれに加えて鉄筋ひずみの増加による付着応力の減少が考慮されている。このため一概に比較できないが、森田の付着応力関係式を用いて算定した付着応力分布および鉄筋応力分布は、有限要素法による解析結果と比較的一致したといえる。

付-4 考察

断面積の違いが、付着応力分布に及ぼす影響はほとんどなかった。今回の解析では、鉄筋に沿った位置でのコンクリートの局所的な破壊は考慮していないため、コンクリート断面積の違いは付着応力の分布に影響を及ぼさなかったと考える。

本報告本文の実験でコンクリート断面積が比較的小さい供試体では、島らの提案する付着応力関係式での算定結果の半分程度の付着応力で算定すると、実験結果とよく一致した。この付着応力の低下は、鉄筋近傍での局所的な付着割裂破壊等による、付着応力の減少が原因であったと考える。