

交番繰り返し荷重を受けるRC部材の曲げ変位解析

ANALYSIS OF DEFORMATION OF REINFORCED CONCRETE BEAMS UNDER CYCLIC BENDING

鈴木基行*、佐藤潤一**、伊藤 洋***、石田博樹****、尾坂芳夫*****

Motoyuki SUZUKI, Jun-ichi SATOH, Yo ITOH, Hiroki ISHIDA and Yoshio OZAKA

*工博 建設省土木研究所 (〒305 茨城県つくば市大字旭1番地)

**工修 ㈱東京電力 (〒311-12 茨城県那珂湊市相金町20-7-206)

***東北大学大学院土木工学専攻 (〒980 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉)

****工博 木更津工業高等専門学校 教授 (〒292 千葉県木更津市清見台東2-11-1)

*****工博 東北学院大学教授 工学部土木工学科 (〒985 宮城県多賀城市中央1-13-11)

It is important to evaluate the load-deflection relationship and crack width of reinforced concrete members under cyclic alternating loading in practical design. A simple model for evaluation of deflection and crack width of RC beams under cyclic bending is proposed in this paper. In this model, stress-strain relationships of concrete and bar, and bond-slip relationship of bar are assumed and twelve differential equations are solved. Then calculated values of deflection and crack width are compared with experimental values.

Key Words: RC beams, cyclic bending, load-deflection, crack width, bond-slip

1. まえがき

RC構造の変形挙動に対する数値解析手法の進歩はめざましい。現在はまだ研究の最先端と実際の設計とにはギャップがあるが、今後徐々に設計に反映されていくものと思われる¹⁾。

限界状態設計法が標準となった現在において、まず数値解析に求められているのは、終局限界状態および使用限界状態の見極めである。前者はpost-peak領域における挙動が対象であり、部材剛性マトリクスの固有値解析による分岐理論²⁾などが成果を挙げつつある。後者はpre-peak領域における挙動が対象であり、近年ひびわれの取扱いおよびコンクリートの構成則についての研究が進み、FEMによる十分に精度の高い計算が可能になってきている³⁾。いずれにしても、近年のRC構造解析は大方FEMが前提となっている。しかしながら、矩形断面で単純支持されたはりのような単純な構造に関しては、特に使用限界状態が問題となるようなpre-peak領域においては、必ずしも計算量の多いFEMを使わずとも基礎的な従来の微小はり理論を応用した解析で比較的簡単に実用上十分な精度が出せるものと思われる。曲げを受けるはり部材の使用限界状態の解析としては、Ghaliらの全体構造系のクリープ解析法⁴⁾などがあるが、地震のような交番繰り返し荷重を受けた際の使用限界状態に対する統一された解析法はまだ確立されていない。本研究は、正負

交番繰り返し荷重を受けるRC矩形複鉄筋はりを対象に、その変位量およびひびわれ幅などを定量的に解析することを目的としている。手法としては既往の微小はり理論を基本とし、これにひびわれ発生による鉄筋のすべり-付着作用を考慮して支配方程式を導き、これを解くことにより変位量とひびわれ幅を算出した。

2. 解析理論

2.1 解析の流れ

微小はり理論を用いた解析方法では、式(1)の基本的な弾性曲線方程式に断面曲率の部材軸方向分布を入力することにより変形量が計算される。

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\phi \quad (1)$$

ここに、 x : 部材軸方向の座標

y : 部材のたわみ量

ϕ : 断面曲率

したがって、この解析手法における最終目的は断面曲率の部材軸方向分布を求めることにある。ところで、ひびわれが発生する前、すなわち平面保持の仮定が成り立っている状態においては、断面曲率は断面のひずみ分布の傾斜角で表されるが、ひびわれ発生後は鉄筋とコンクリートのすべりによりコンクリートと鉄筋の一体性が崩

れるため、断面曲率を新たに定義する必要がある。そこでひびわれ発生後の断面曲率を鉄筋のひずみを用いて次の式で定義する。

$$\phi(x) \equiv \frac{\epsilon_{sl}(x) - \epsilon_{su}(x)}{d} \tag{2}$$

ここに、 ϵ_{su} : 上側鉄筋のひずみ
 ϵ_{sl} : 下側鉄筋のひずみ
 d : 上下鉄筋間隔

ここで、 ϵ_{su} 、 ϵ_{sl} は部材軸方向に分布を持つが、この分布は鉄筋とコンクリートの間で応力が伝達されることにより生じるため、断面の鉄筋のひずみ分布を求めるには断面のコンクリートの応力状態もあわせて考える必要がある。コンクリートの断面の応力分布は複雑な3次元分布になるが、これをそのまま解析するのは困難である。そこで、まずこれを平面ひずみ問題と考え、さらに上下方向のひずみ分布を直線分布と仮定する。この仮定を用いると、断面のコンクリートの応力分布が鉄筋と同様に部材軸方向に分布を持つ2つの量で図-1のように表現できる。

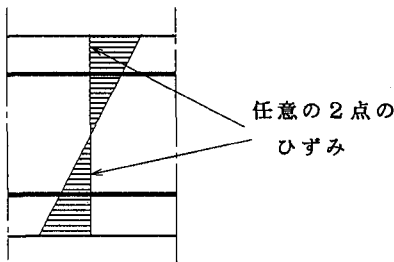


図-1 コンクリート断面のひずみ分布の仮定

これら断面の鉄筋およびコンクリートのひずみは応力伝達により相関している。この応力伝達は鉄筋表面の付着応力を媒介としてなされる。付着応力は鉄筋のすべり量により決まるので、さらに鉄筋のすべり量の軸方向分布も考慮する必要がある。

これら、断面における鉄筋およびコンクリートのひずみおよび鉄筋のすべりの間に成立する力学的および幾何学的な特性をはりの支配微分方程式として考える。その上で、外力条件やひびわれなどの部材性状の変化を境界条件としてこの方程式を解くことにより、部材の曲率分布が求められる。また、ひびわれ幅はひびわれ面における鉄筋のすべり量より求められる。以上の解析の流れをまとめると、図-2のようになる。

2.2 はりの支配微分方程式

微分方程式を具体的に解く対象となるのは、断面における鉄筋のひずみ、コンクリートのひずみおよび鉄筋のすべり量である。これらは軸方向の位置の関数と考えられる。なお、これらの関数に対して鉄筋の応力、コンクリートの応力および鉄筋の付着応力はそれぞれ従属な関数であるから、これらを解くことも同値である。ここで、

部材軸方向に座標をとり、鉄筋のひずみ、コンクリートのひずみおよび鉄筋のすべりを図-3のように定義する。

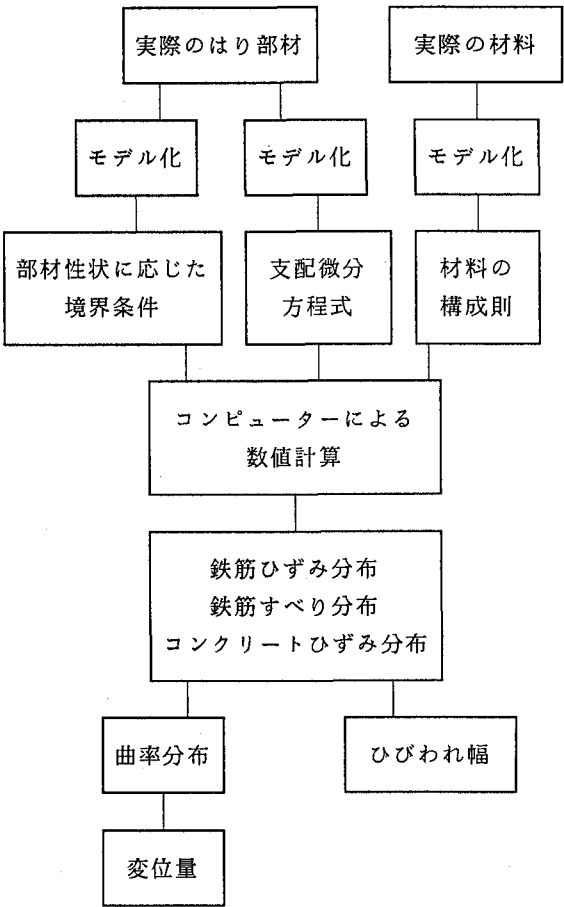


図-2 解析のフローチャート

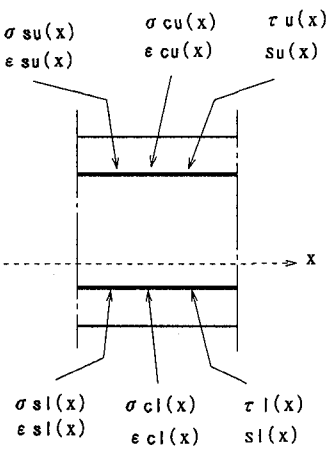


図-3 諸関数の定義

図において、記号の定義は次のとおりである。

- $\epsilon_{su}(x)$: 上側鉄筋のひずみ
- $\epsilon_{sl}(x)$: 下側鉄筋のひずみ

$\sigma_{su}(x)$: 上側鉄筋の応力
 $\sigma_{sl}(x)$: 下側鉄筋の応力
 $\varepsilon_{cu}(x)$: 上側鉄筋位置のコンクリートひずみ
 $\varepsilon_{cl}(x)$: 下側鉄筋位置のコンクリートひずみ
 $\sigma_{cu}(x)$: 上側鉄筋位置のコンクリート応力
 $\sigma_{cl}(x)$: 下側鉄筋位置のコンクリート応力
 $s_u(x)$: 上側鉄筋のすべり
 $s_l(x)$: 下側鉄筋のすべり
 $\tau_u(x)$: 上側鉄筋の付着応力
 $\tau_l(x)$: 下側鉄筋の付着応力

なお、座標の原点の取り方はひびわれが発生する前は任意でよい。ひびわれが発生した後は最初のひびわれ発生位置を原点とする。この12個の関数を解く微分方程式を求める。独立な関数は半分の6個であるから、方程式の数は6個あれば良い。

まず、鉄筋の応力変化と付着応力の関係を考える。鉄筋に付着応力が作用すれば、それによって鉄筋の応力は変化する。これを方程式にしたのが式(3)および(4)である。

$$D \frac{d}{dx} \sigma_{su} = -4\tau_u \quad (3)$$

$$D \frac{d}{dx} \sigma_{sl} = -4\tau_l \quad (4)$$

ここに、D : 鉄筋の直径

次に、鉄筋のすべり量の幾何学的性質について考える。ちなみにコンクリート中に埋め込まれた異形鉄筋のすべり現象は放射状の内部ひびわれを伴う複雑な現象であるが、解析においてはこれを単純化して摩擦応力的に表現する。ここで鉄筋のすべり量の正負を図-4のように定義する。

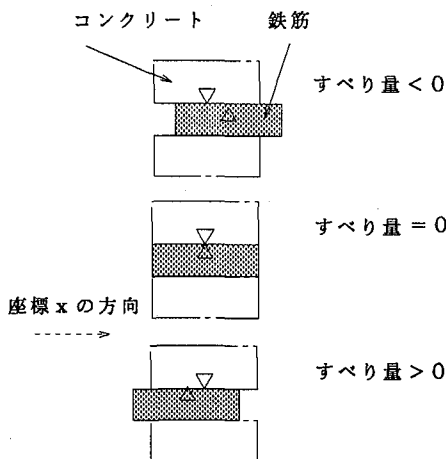


図-4 すべり量の正負の定義

このように、鉄筋のすべり量は鉄筋とコンクリートの相対的な位置の差であり、これから式(5)および(6)が得られる。

$$\frac{d}{dx} s_u = \varepsilon_{cu} - \varepsilon_{su} \quad (5)$$

$$\frac{d}{dx} s_l = \varepsilon_{cl} - \varepsilon_{sl} \quad (6)$$

最後は鉄筋の応力とコンクリートの応力の関係である。それぞれの応力を断面で積分して加えた値、すなわち部材の軸力は任意の断面で一定であるから、式(7)が得られる。

$$\int \sigma_{su} dA_{su} + \int \sigma_{sl} dA_{sl} + F(\sigma_{cu}, \sigma_{cl}) = \text{const.} \quad (7)$$

ここに、 A_{su} : 上側鉄筋の断面積

A_{sl} : 下側鉄筋の断面積

F : σ_{cu} 、 σ_{cl} からコンクリートの合力を計算する関数

しかし、この式には関数が4つ含まれており、これをそのまま支配微分方程式の1つとするのは困難である。しかもこれでは方程式の数が5個になり、6個の関数を解くには不足である。そこで断面のコンクリートのひずみの分布を図-5のように近似的に2つに分解する。

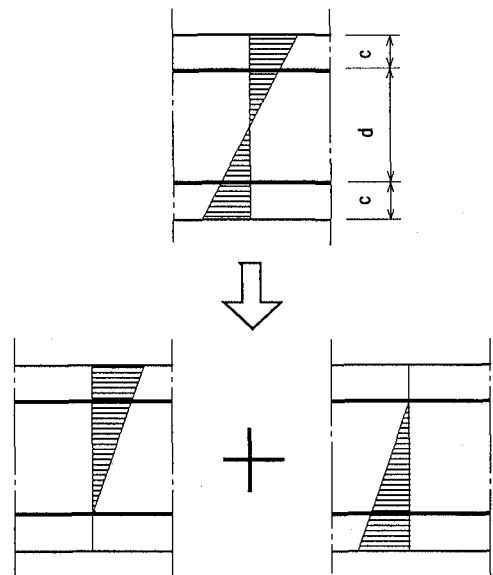


図-5 コンクリートひずみ分布の仮定

すなわち、上側鉄筋および下側鉄筋からコンクリートへの応力伝達を独立と考える。これにより4元の方程式を2元の2つの方程式に分離できる。本来なら、ひずみではなく応力を分離すべきであろう。しかし、部材の終局にいたるような荷重状態下でない限りは、ひずみの分離の割合が大きくなる断面中央付近のコンクリートは線形弾性体とみなせるため、ひずみの分離の仮定は妥当であると思われる。また、図-5に示すように、コンクリートのかぶり部分のひずみは分離していないが、一般にはかぶり厚 c は上下鉄筋間隔 d に比べて十分小さいため、このような形状での分離をしても誤差は小さいと思われる。

る。

この仮定によれば、鉄筋の応力の変化量は、図-5で示したコンクリートのひずみの3角形ブロックにおける応力分布の合力の変化量に等しい。これを方程式で表すと式(8)および(9)のようになる。

$$2(d+c)^2 b \frac{d}{dx} \sigma_{cu} = -\pi n d D^2 \frac{d}{dx} \sigma_{su} \quad (8)$$

$$2(d+c)^2 b \frac{d}{dx} \sigma_{ci} = -\pi n d D^2 \frac{d}{dx} \sigma_{si} \quad (9)$$

ここに、 c : かぶり

b : 部材幅

n : 鉄筋本数

以上、解くべき微分方程式は式(3),(4),(5),(6),(8)および(9)の6個である。これら連立微分方程式を境界条件を与えて解くことにより、はりの応力状態が一意に定まり、さらにそれらより変位量およびひびわれ幅が算定される。

2.3 境界条件

解を一意に定めるには、方程式の数だけ境界条件が必要である。境界条件として考えられるのは、载荷の制約条件、軸力等の外力条件およびひびわれ等の部材性状に関する条件である。

まず部材の载荷条件を考える。本研究では、ひびわれが発生する前は任意断面の曲率で制御し、ひびわれ発生後は最初に発生したひびわれ面の断面曲率で制御を行うことにする。これによれば、载荷の制御に関する境界条件は次のようになる。

$$\frac{\varepsilon_{si}(0) - \varepsilon_{su}(0)}{d} = \phi_{given} \quad (10)$$

ここに、 ϕ_{given} : 入力曲率

次に、軸力条件であるが、本研究では単純支持の状態を考え、軸力はゼロとする。よって軸力に関する境界条件は次のようになる。

$$N\{\varepsilon_{cu}(0), \varepsilon_{ci}(0), \varepsilon_{su}(0), \varepsilon_{si}(0)\} = 0 \quad (11)$$

ここに、 N : 軸力を計算する関数

最後に、部材性状に関する境界条件であるが、これは新たなひびわれが発生するたびに变化させて与える。载荷初期における部材はひびわれの無い健全な状態であるが、载荷が進行するにつれ、徐々にひびわれが増加して耐荷機構が变化するからである。境界条件を变化させるということは、このひびわれの発生を数学的に表現していることになる。

境界条件を变化させて与えるのであるから、载荷に伴う部材の性状の変化をあらかじめモデル化する必要がある。実際の部材におけるひびわれの形状およびその進行過程は極めて複雑であり、巨視的解析でこれを厳密に追跡するのは困難である。このため、以下のように簡単化する。

① 部材の縁応力度がコンクリートの引張強度に達

した時点でひびわれが発生する。

② ひびわれはすべて部材軸と直角の方向に進展する。

③ ひびわれが発生した断面においてはコンクリートは引張応力を持たない。

これらの仮定を用い、部材の性状の変化を図-6のように段階的にモデル化する。ここで、状態aは载荷初期でまだひびわれが入っていない状態である。この段階では部材断面は一様であるから、任意の1つの断面についてのみ解析すれば良い。状態bは部材の縁応力度がコンクリート引張強度に達して部材にひびわれが1本生じた段階である。荷重制御の場合には、はりのどこか1ヶ所でひびわれが生じれば、ほぼ同時に周期的なひびわれが発生するのであるが、最初のひびわれの断面曲率で制御するため、解析では最初はひびわれ発生は1本だけである。状態cはさらに载荷が進み、ひびわれの数が増加していく状態である。以下にこれらの各段階ごとに境界条件を定義する。

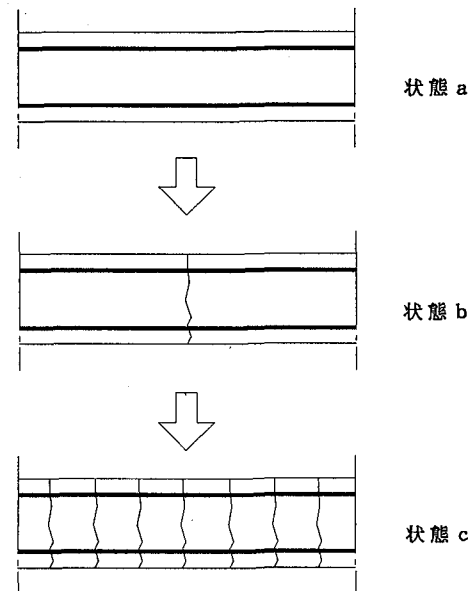


図-6 部材性状変化の段階的モデル

(1) ひびわれが発生する前(状態a)

ひびわれが発生していない状態では鉄筋とコンクリートは完全付着の状態にあり、部材は全断面一様である。ゆえに鉄筋のすべり量はゼロであり、鉄筋とコンクリートは一体となって挙動する。この状態における部材性状の境界条件は以下ようになる。

$$s_u(x) = 0 \quad (12)$$

$$s_i(x) = 0 \quad (13)$$

$$\varepsilon_{su}(x) = \varepsilon_{cu}(x) \quad (14)$$

$$\varepsilon_{si}(x) = \varepsilon_{ci}(x) \quad (15)$$

(2) ひびわれが1本発生した状態(状態b)

ひびわれが発生すると、ひびわれ面における引張力は

ほとんど鉄筋で受け持たれるようになるため、部材のひびわれ近傍において鉄筋を引き抜くような力が作用し、これにより鉄筋のすべりが生じる。このすべり量は部材軸方向においてひびわれ面から離れるに従い小さくなり、理論上無限遠点においてゼロとなる。ここで交番载荷においては逆载荷により一度開いたひびわれが再び閉じることがあるので、ひびわれの開閉に応じたコンクリートの直応力伝達を考慮する必要がある。そこでひびわれ面の力学的性状を次のように仮定する。

- ① 開いているひびわれ面においてはコンクリートの応力はゼロである。
- ② 閉じているひびわれ面においては鉄筋のすべり量はゼロである。

以上より、この状態における部材性状の境界条件は、無限遠点とひびわれ面において次のように得られる。

$$\sigma_{cu}(0) = 0 \text{ or } s_u(0) = 0 \quad (16)$$

$$\sigma_{ci}(0) = 0 \text{ or } s_i(0) = 0 \quad (17)$$

$$s_u(\infty) = 0 \quad (18)$$

$$s_i(\infty) = 0 \quad (19)$$

(3) ひびわれが複数本発生した状態（状態c）

ひびわれが複数本生じた場合では、ひびわれとひびわれとに挟まれた区間が解析対象の単位となる。当然このひびわれ区間要素はひびわれの数だけ存在するが、これらのひびわれ区間要素は全て力学的および幾何学的に相似であると考えても良いと思われるので、最初に生じたひびわれに接している要素についてのみ解析を行い、他のひびわれ区間要素には同じ結果を適用する。したがって、この状態の部材性状の境界条件は次のようになる。

$$\sigma_{cu}(0) = 0 \text{ or } s_u(0) = 0 \quad (20)$$

$$\sigma_{ci}(0) = 0 \text{ or } s_i(0) = 0 \quad (21)$$

$$\sigma_{cu}(1) = 0 \text{ or } s_u(1) = 0 \quad (22)$$

$$\sigma_{ci}(1) = 0 \text{ or } s_i(1) = 0 \quad (23)$$

ここに、1 : ひびわれ間隔

2.4 材料の構成則

(1) コンクリートの応力-ひずみ関係

コンクリートの応力-ひずみ関係については、図-7に示すようにモデル化した。

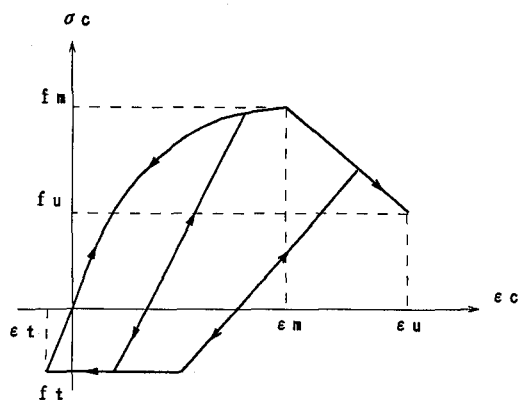


図-7 コンクリートの応力-ひずみ関係

図において記号の定義は次のとおりである。

σ_c : コンクリートの応力

ϵ_c : コンクリートのひずみ

f_m : 圧縮強度

ϵ_m : 最大応力時ひずみ

f_u : 終局強度

ϵ_u : 終局ひずみ

f_t : 引張強度

ϵ_t : 引張破壊時ひずみ

まず包絡線は圧縮強度に達するまでは2次曲線、その後の下降域においては直線を採用した。

$$\frac{\sigma_c}{f_m} = K_a \frac{\epsilon_c}{\epsilon_m} - (K_a - 1) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_m} \right)^2 \quad (24)$$

ここに、 K_a : 係数で、圧縮強度に応じて以下の値をとる。

① 普通強度 (350kgf/cm²程度) の時、 $K_a = 2.02$

② 高強度 (700kgf/cm²程度) の時、 $K_a = 1.85$

下降域においては、Parkらの提案⁵⁾を用いることにした。これは、腹鉄筋によるじん性改善を定量的に取り入れることが可能である。無補強コンクリートに対しては、下降域において $0.5f_m$ に相当するひずみ ϵ_{50u} は次式のようになる。

$$\epsilon_{50u} = \frac{0.21 + 0.0002f_m}{f_m - 70} \quad (25)$$

補強コンクリートに対しては、 $0.5f_m$ において無補強時からのひずみの増加分 ϵ_{50h} は次式のようになる。

$$\epsilon_{50h} = \frac{3}{4} p \sqrt{\frac{g}{s}} \quad (26)$$

ここに、 p : 腹鉄筋の容積比(%)

g : 腹鉄筋の幅の長さ

s : 腹鉄筋のピッチ

除荷においては残留ひずみ、除荷開始時のひずみおよび最大応力時のひずみには諸研究により相関が認められている^{6), 7)}。そこで除荷時に関しては、これらを参考に次のように決定した。

$$\frac{\epsilon_p}{\epsilon_m} = 0.145 \left(\frac{\epsilon_d}{\epsilon_m} \right)^2 + 0.135 \left(\frac{\epsilon_d}{\epsilon_m} \right) \quad (27)$$

ϵ_p : 残留ひずみ

ϵ_d : 除荷開始ひずみ

引張については、ひずみがコンクリート引張強度に対応するひずみに達した時点で引張破壊とした。

(2) 鉄筋の応力-ひずみ関係

鉄筋の応力-ひずみ関係としては、図-8に示すTri-linear型のモデルを採用した。

図において、記号の定義は次のとおりである。

σ_s : 鉄筋の応力

ϵ_s : 鉄筋のひずみ

f_y : 降伏強度

f_{su} : 引張強度

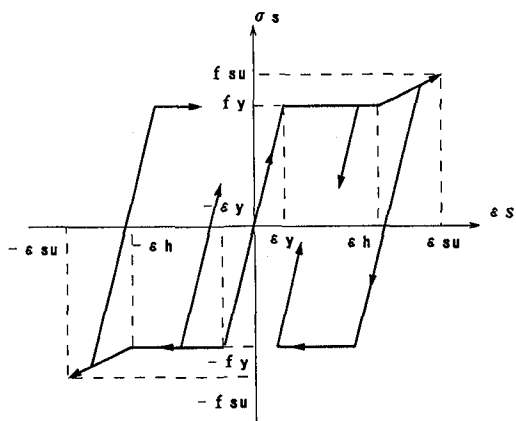


図-8 鉄筋の応力-ひずみ関係

ϵ_y : 降伏ひずみ

ϵ_h : ひずみ硬化開始ひずみ

ϵ_{su} : 引張強度時ひずみ

(3) 鉄筋のすべり-付着応力関係

繰り返し荷重下における鉄筋とコンクリートの間の付着応力については、さまざまな実験に基づいた種々の計算式が提案されている⁸⁾⁻¹¹⁾。本研究ではこれらを参考に図-9のようにモデル化した。

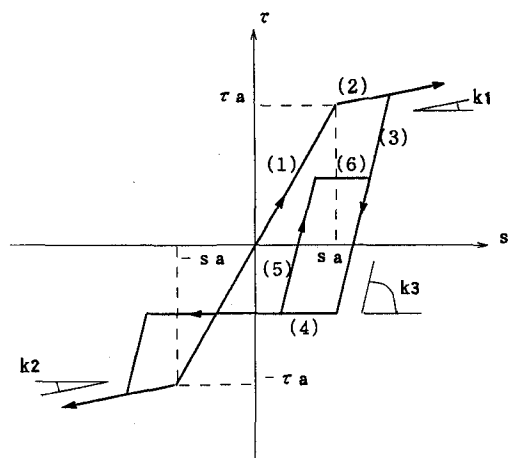


図-9 鉄筋のすべり-付着応力関係

図において、記号の定義は次のとおりである。

$$\tau_a = 50 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$S_a = 0.002 \text{ (cm)}$$

$$k_1 = 2.5 \times 10^4 \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$$

$$k_2 = 0.84 \times 10^3 \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$$

$$k_3 = 4.0 \times 10^4 \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$$

除荷時の基本則は、包絡線上の任意の点から一定勾配 k_3 の直線(3)で除荷し、除荷開始時の付着応力の $-\alpha$ 倍 ($\alpha < 1$) に至り、その後すべり軸と並行な直線(4)となる。再載荷時については、直線(3)にあった場合はそのまま直線(3)を戻り包絡線に至る。直線(4)にある時は、まず直線(5)に乗り、すべり軸と平行な直線(6)に乗り直線

(3)から包絡線に戻る。直線(5)は勾配 k_3 で付着応力の $-\alpha$ 倍まで戻るとする。

3. 解析結果

本提案手法によって、曲げモーメント-平均曲率関係を計算し、実験結果と比較した。なお、平均曲率は断面曲率を部材軸方向で平均することにより得られる。また、曲げモーメント-ひびわれ幅関係についても解析を行った。対象とした供試体諸元は図-10~13のとおりである。

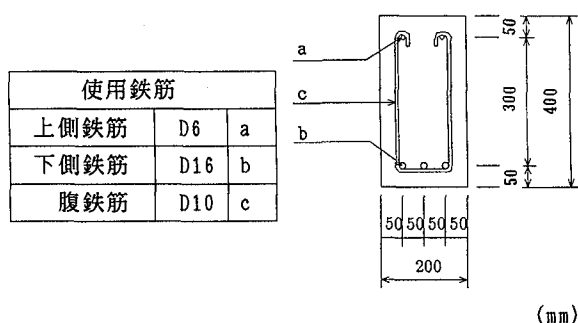
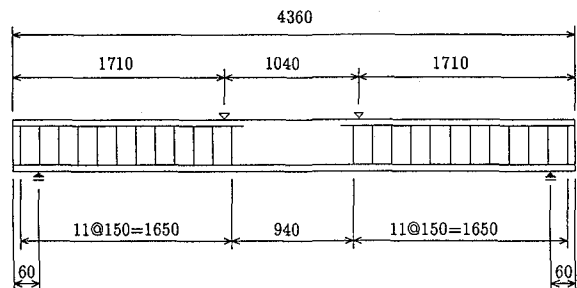


図-10 供試体 a の諸元

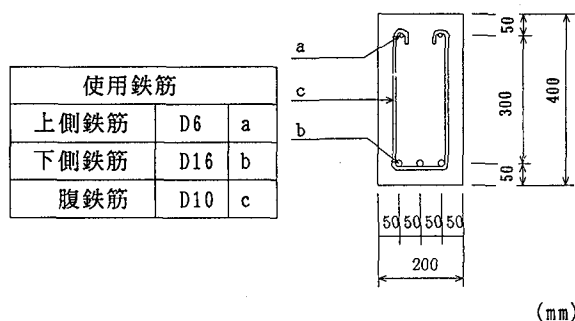
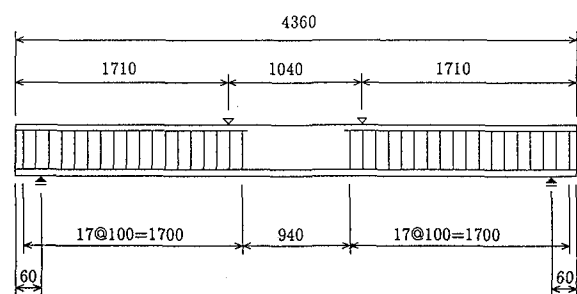


図-11 供試体 b の諸元

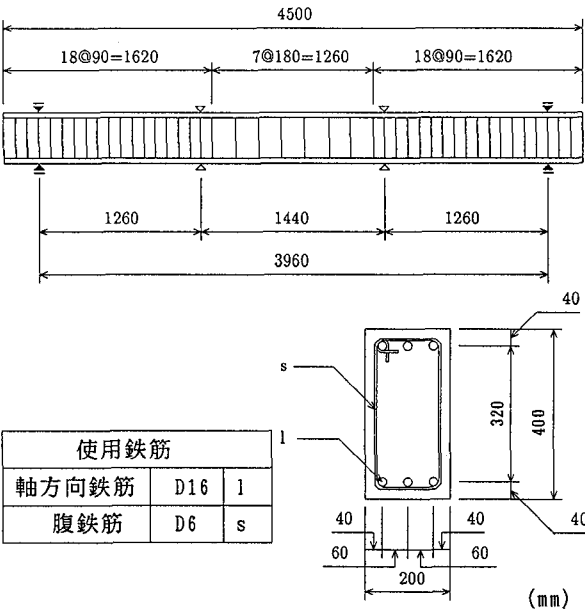


図-12 供試体 c の諸元

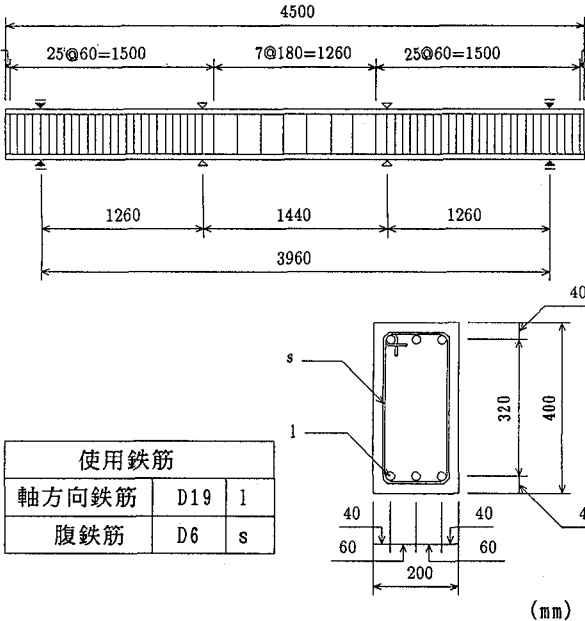


図-13 供試体 d の諸元

表-1 材料強度		
供試体番号	軸方向主鉄筋	コンクリート圧縮強度
a	SD35	368 (kgf/cm ²)
b	SD35	695
c	SD35	308
d	SD35	341

また、各供試体に用いた材料の強度は表-1に示すとおりである。荷重は単調漸増荷重（供試体 a および b）と交番荷重（供試体 c および d）の両方について行った。入力曲率としては、単調荷重については部材が崩壊するまで、また交番荷重については部材が降伏する変位振幅（ $1\delta_y$ ）を1サイクル行い、引き続き $2\delta_y$ の変位振幅で1サイクル荷重を行った。なお、ひびわれ幅については適当な実験結果が無かったため、解析結果のみを示す。

3.1 単調荷重の RC はり

図-14および15は単調荷重を行ったはりの曲げモーメント-曲率関係の実験値と解析値の比較である。解析値は実験値とよく対応しており、ひびわれの無い状態から部材が降伏するまでの弾性域および降伏後の耐力増加をよく再現している。また、図-16は供試体 a についての引張鉄筋のひずみの分布の様子である。横軸の原点がひびわれ断面で、右端がひびわれ区間要素の中央である。荷重が進行するにつれ、ひびわれ付近の領域から鉄筋がひずみ硬化していくことが示されている。図-17, 18にひびわれ幅の解析結果を示す。弾性域では緩やかに増加していたひびわれ幅が、部材が降伏すると急激に増大することが示されている。

曲げモーメント-曲率関係の解析結果においては、部材降伏の耐力増加がやや危険側の評価になっている。これはひびわれの形状の仮定に問題があるものと思われる。実際の部材においてはひびわれは必ずしも部材軸と直交せず、後に生じたひびわれは進展途中で先に生じたひびわれに吸収される形で合流する。これにより、変形が大きくなるとひびわれが集中する部分ができてこれが剛性低下を生じさせる。本研究のモデルではこれを評価していないため、その誤差が生じたものと思われる。また終局状態に関しては大幅に危険側の評価になっている。これは、本研究の理論が部材の使用性が問題となる領域を対象としたモデル化をしているためである。具体的には、本手法で用いた断面のひずみの分布の分離の仮定などは、部材終局近くの材料非線形領域においては成り立たない。また、終局状態を定量的にとらえるには部材の破壊形態のより精密なモデル化が必要である。本研究の解析モデルをそのまま終局状態の解析に適用するのは妥当ではない。

3.2 交番荷重の RC はり

図-19および20は交番荷重を行ったはりの曲げモーメント-曲率関係である。実験値と解析値はおおむね一致している。しかし、実験値が比較的なめらかな曲線を描いているのに対し、解析値の場合は角張った平行四辺形になっている。これは、単調荷重の場合と同様にひびわれ形状の仮定に問題があるものと思われる。

次に、曲げモーメント-ひびわれ幅の解析結果を図-21および22に示す。従来、単調荷重におけるひびわれ幅

はある程度研究がなされて解明されているが、交番載荷
 における定量化はあまりなされていなかった。これに
 よれば、最初の1δ₁のサイクルにおいては、一度開いた
 ひびわれも除荷により再び閉じるが、その次の2δ₁のサ
 イクルではひびわれ幅が急増し、除荷後もひびわれが閉
 じないであろうことが予測されている。すなわち、ひび
 われ幅は部材降伏と同時に大きく成長すると考えられる。

ところで、入力曲率として正負の振幅が等しい波形の
 ものをういたにもかかわらず、曲げモーメントー平均曲
 率関係ならびにひびわれ幅のいずれにおいても最初の載
 荷方向への片寄りが大きかった。すなわち最初に部材降
 伏に至ったときの載荷の方向が、以降の部材の挙動を左
 右していることが分かった。

4. 結論

本研究は、正負交番繰返し荷重を受けるRCはりの
 変位およびひびわれ幅の定量的評価手法の確立を目的と
 し、従来の微小はり理論を基礎として、それにひびわれ
 発生に伴う鉄筋とコンクリートのすべりを考慮した解析
 を行った。その結果、次の結論を得た。

- (1) 交番載荷に伴うはりの変位の解析が可能になった。
- (2) ひびわれ幅を材料の構成則やひびわれ形状の仮定
 に基づいて理論的に予測することが可能になった。
- (3) 交番載荷に伴う部材内部の応力状態の変化が比較
 的簡単な手法で解析可能になった。

今後は、ひびわれ形状などの諸仮定の再検討および計
 算アルゴリズムの安定化、高速化により解析精度を向上
 させることが課題である。

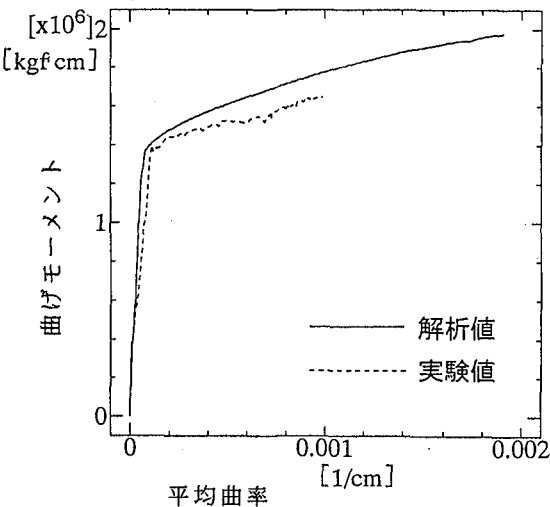


図-15 曲げモーメントー平均曲率関係
 (供試体 b)

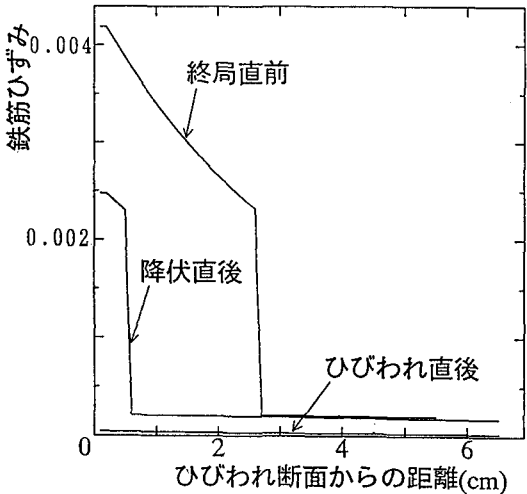


図-16 引張鉄筋ひずみ分布 (供試体 a)

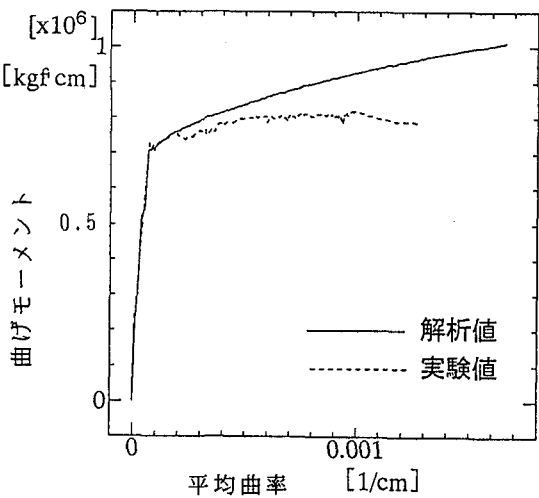


図-14 曲げモーメントー平均曲率関係
 (供試体 a)

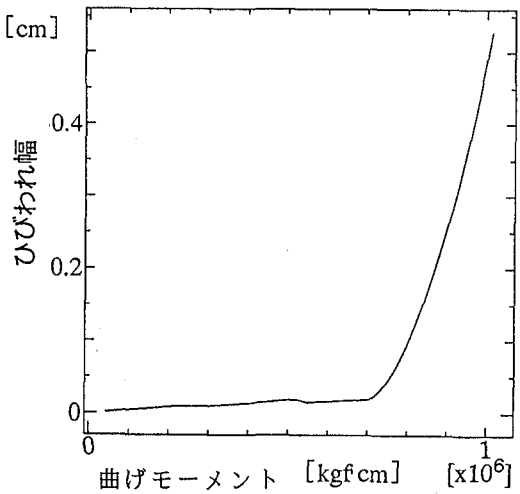


図-17 曲げモーメントーひびわれ幅関係
 (供試体 a)

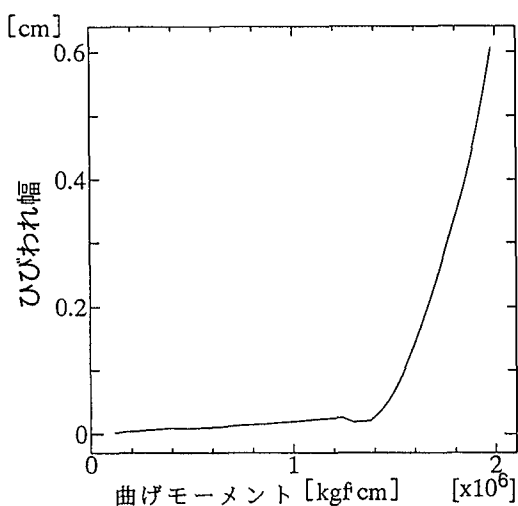


図-18 曲げモーメント-ひびわれ幅関係
(供試体 b)

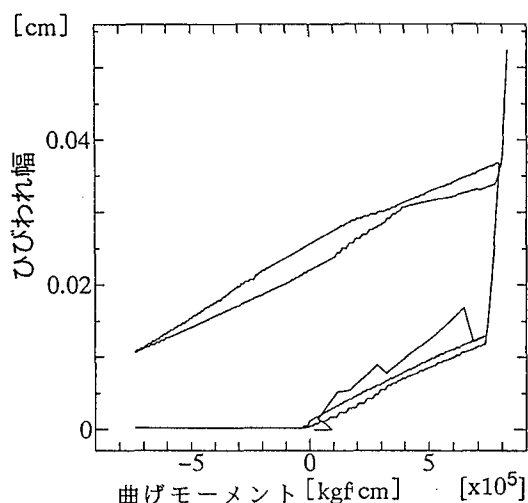


図-21 曲げモーメント-ひびわれ幅関係
(供試体 c)

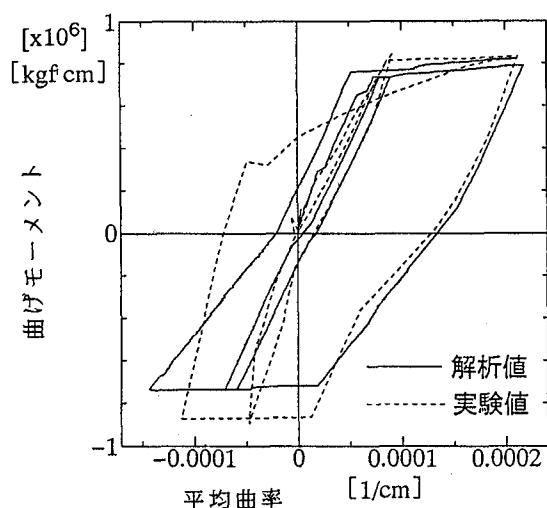


図-19 曲げモーメント-平均曲率関係
(供試体 c)

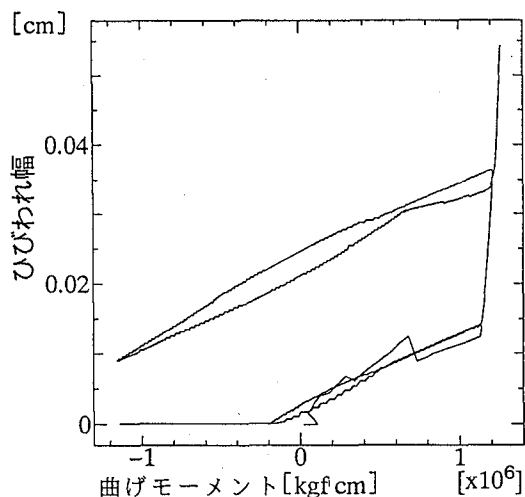


図-22 曲げモーメント-ひびわれ幅関係
(供試体 d)

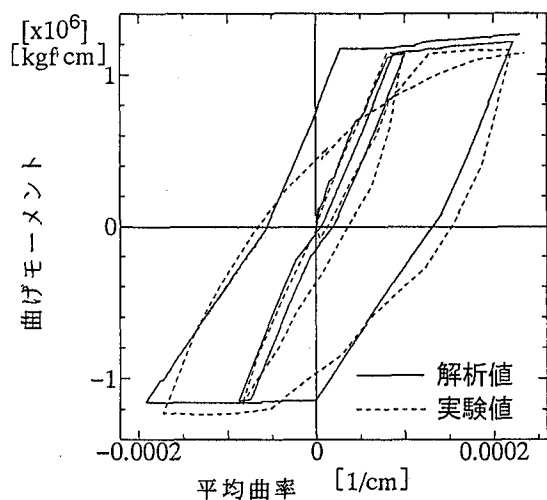


図-20 曲げモーメント-平均曲率関係
(供試体 d)

参考文献

- 1) 土木学会コンクリート委員会力学特性調査部会：コンクリートの力学特性に関する調査研究報告、土木学会コンクリートライブラリー 69, 1991.
- 2) 中村光・田辺忠顕：鉄筋コンクリートはりのポストピーク挙動に関する解析的研究、土木学会論文集第490号、pp.81-90、1994年5月.
- 3) 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、技報堂出版、1991.
- 4) Amin Ghali, Mamdouh M. Elbadry :Serviceability Design of Continuous Prestressed Concrete Structures, PCI Journal Vol.34, No.1 January-February 1989.
- 5) Kent D.C., Park R.: Flexural Members with Confined Concrete, Journal of Proc. of ASCE Vol.

97, No. ST7, pp. 2543-2563, July 1971.

- 6) 谷川恭雄・小坂義雄：繰り返し圧縮応力を受けるコンファインドコンクリートの履歴特性、第33回セメント技術年報、pp. 456-460, 1979.
- 7) Karsan, I. D., J. O. Jirsa: Behaviour of Concrete under Compressive Loadings, Proc. of ASCE Vol. 95, No. ST12, pp. 2543-2563, 1969.
- 8) 中田慎介：付着特性を考慮した鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究、日本建築学会関東支部報告集 No. 41, pp. 73-76, 1970.
- 9) 中島亨・山本康弘：鉄筋コンクリートの付着応力度の履歴とひびわれの復元に関する研究、土木学会論文集 第219号、pp. 95-105, 1973年11月.
- 10) 森田司郎・角徹三：繰り返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着特性に関する研究、日本建築学会論文集 No. 229, pp. 15-24, 1975年3月.
- 11) T. P. Tassios, P. J. Yannopoulos: Analytical Studies on Reinforced Concrete Members under Cyclic Loading Based on Bond Stress-Slip Relationships, Journal of the A. C. I., pp. 206-216, May 1981.

(1994年9月14日受付)