

RC梁の曲げひび割れ幅に及ぼす 主筋量の影響に関する研究

上濱優貴¹・福島順一²

¹第一工業大学 学部学生 建築デザイン学科

²第一工業大学 指導教授 建築デザイン学科

(〒899-4395 鹿児島県霧島市国分中央1-10-2)

E-mail:j-fukushima@daiichi-koudai.ac.jp

Study on influence of the quantity of main reinforcement which I bend it, and gives it to cracking width of the RC beam

Yuuki Uehama¹, Jun-ichi Fukushima²

¹Undergraduate, ²Professor

本研究は、既提案の理論式に改良を加えた簡易式を用いて180ケースのパラメトリックスタディを行い、目標ひび割れ幅以下に抑えるための最小引張鉄筋比と使用鉄筋径など、諸元との関係を明らかにするものである。本研究の結果、鉄筋の長期存在応力度が100N/mm²程度を越え、かつ、D25以上の鉄筋径を用いる場合には、学会RC規準で定める現行規定よりも引張鉄筋比を上昇させる必要があることが分かった。

Key Words : RC beam, Main reinforcement, Cracking width, Reinforcing rod of a big diameter

1. 研究の目的

曲げひび割れ幅の増大は、たわみ量を増大させ耐久性をも低下させる。特に、太径鉄筋を使用した梁では、鉄筋の長期存在引張応力度をかなり低めに抑え、引張鉄筋比(主筋量)に余裕を持たせておかないと、曲げひび割れ発生と同時にひび割れ幅が急増すると言われている。

現在、学会RC規準¹⁾ではひび割れ幅制御の間接的な手法として下記の対策が行われているが、これらの対策が太径鉄筋を用いた場合でも有効かどうかは不明である。

①主筋の長期許容応力度の頭打ち

②梁の引張鉄筋比下限値0.4%の設定

本論文は、以上を背景に既往理論²⁾に一部簡易式³⁾を適用した「ひび割れ幅-引張鉄筋比」関係式を用いてパラメトリックスタディを行い、その結果から目標ひび割れ幅以下に抑えるための最小引張鉄筋比と鉄筋径の関係を、他の要因も含めて考察するものである。

2. ひび割れ幅算定の基本原理

ひび割れ幅算定の原理は極めて簡素で、有限長さの鉄筋を引張った時の伸び量が、即ち、ひび割れ幅であるとしている。図-1(a)はその原理

を示したもので、 l_{av} の長さを有する鉄筋を引張った時の歪み分布は一様であるから、ひび割れ幅 w は(1)式で表わされる。

$$\varepsilon = \sigma / E_s, w = l_{av} \times \varepsilon \quad \dots (1) \text{式}$$

一方、コンクリートに拘束された鉄筋は、図-1(b)に示す様に歪み分布は一様ではなく、ひび割れ近傍では大きく中央部では小さな分布となる。

非線形の歪み分布を扱うのは煩雑であるから、文献2)では、歪み分布を(2)式~(6)式で表される等価な均等分布形を提案している。

(2)式~(6)式の符号は文献2)による。

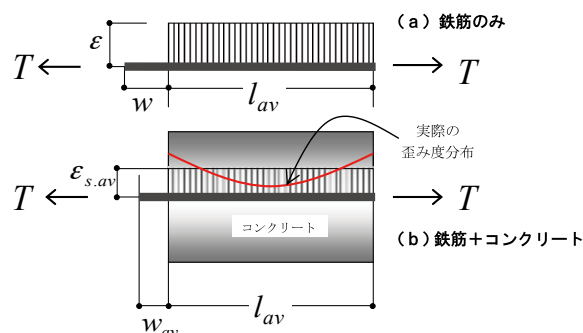


図-1 歪み度分布の仮定

$$\epsilon_{s.av(1)} = \frac{2 \times 10^3 \sigma_t - 0.8 E_s + \sqrt{A}}{4 \times 10^3} \times \frac{1}{E_s} \quad \dots(2)式$$

$$\epsilon_{s.av(2)} = 0.4 \sigma_t \times \frac{1}{E_s} \quad \dots(3)式$$

$$\epsilon_{s.av(3)} = (\sigma_t - 105) \times \frac{1}{E_s} \quad \dots(4)式$$

$$\epsilon_{s.av} = \max[\epsilon_{s.av(1)}, \epsilon_{s.av(2)}, \epsilon_{s.av(3)}] \quad \dots(5)式$$

ここで、

$$A = (2 \times 10^3 \sigma_t - 0.8 E_s) - 8 \times 10^3 E_s \times (F_t / p_e - 0.8 \sigma_t) \quad \dots(6)式$$

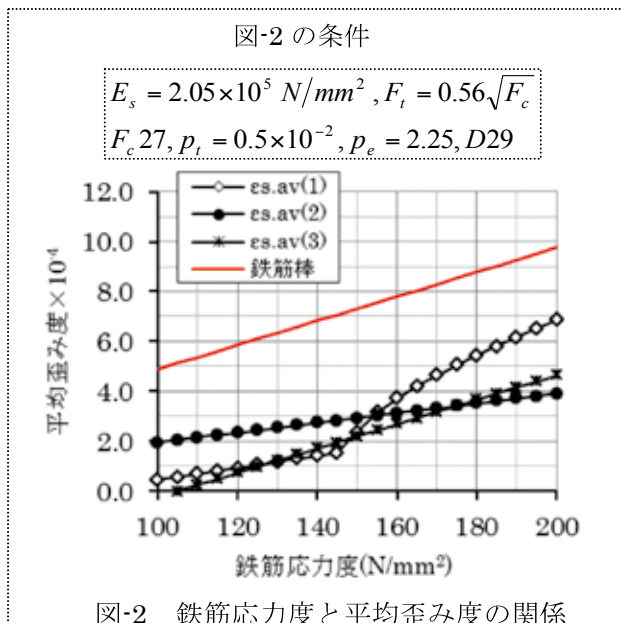


図-2 鉄筋応力度と平均歪み度の関係 (2)式~(6)式による。)

図-2 に、均等分布と仮定した時の平均歪み度と鉄筋応力度の関係を、(2)式~(6)式を用いて試算した結果を示す。同図には鉄筋のみを引張った時の歪み度も併記したが、この様に、コンクリートで拘束されるために、鉄筋に生ずる平均歪み度はかなり小さいことが分かる。この様な関係式を用いて鉄筋応力度を与えれば、平均歪み度は(2)式~(6)式から定まり、よって、ひび割れ幅 w_{av} は(7)式で得られる。

$$w_{av} = l_{av} \times \epsilon_{s.av} \quad \dots(7)式$$

3. ひび割れ間隔と有効鉄筋比

ここで、 l_{av} は図-1(b)に示す様に鉄筋の長さを表すが、ひび割れ幅計算ではこの長さはひび割れ間隔に相当する。文献 3)ではひび割れ間隔と鉄筋径 ϕ との比 l_{av}/ϕ を、有効鉄筋比を用いて略算的に(8)式で表せることを報告している。図-3

はその(8)式の傾向を表したもので、同図からひび割れ間隔は鉄筋径の概ね 5 倍~15 倍の範囲にあることが分かる。

本論文では、(8)式を用いてひび割れ間隔を求め、(7)式に代入することによりひび割れ幅を計算している。

なお、(7)式から求まるひび割れ幅は鉄筋位置の平均ひび割れ幅であるから(9)式によって最大ひび割れとし、かつ、(10)式によってコンクリート表面のひび割れ幅とし、この値をひび割れ制御の対象とした。

$$l_{av}/\phi = 16.7(p_e)^{-0.642} \quad \dots(8)式$$

$$w_{max} = 1.5w_{av} \quad \dots(9)式$$

$$w_M = 1.2w_{max} \quad \dots(10)式$$

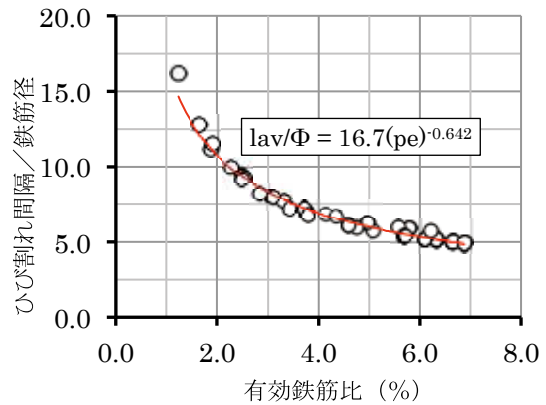


図-3 ひび割れ間隔比と有効鉄筋比³⁾

表-1 計算例

(鉄筋応力度を与えてひび割れ幅を求める。)

| 入力項目・計算項目 | | 計算結果 |
|-----------|---|-----------------------|
| ① 入力項目 | コンクリート強度 (N/mm^2) | 27 |
| | 主筋径 (mm) ϕ | 29 |
| | 鉄筋の存在引張応力度 (N/mm^2) σ_t | 150 |
| | 鉄筋のヤング率 (N/mm^2) E_s | 2.05×10^5 |
| | コンクリートの乾燥収縮歪み ϵ_{sh} | 2×10^{-4} |
| ② | 引張鉄筋比 (%) p_t | 1.0 |
| | コンクリート引張強度 $F_t = 0.56\sqrt{F_c}$ (N/mm^2) | 2.91 |
| ③ | 有効鉄筋比 $p_e = 4.5 \times p_t$ (%) | 4.5 |
| ④ | 平均ひび割れ間隔比 $l_{av}/\phi = 16.7 p_e^{-0.642}$ | 6.36 |
| — | 平均ひび割れ間隔 $l_{av} = ④ \times \phi$ (mm) | 184.4 |
| ⑤ | 平均鉄筋歪み算出係数 (6)式より | 1.09×10^{11} |
| ⑥ | $\epsilon_{s.av(1)}$ の計算 | 5.69×10^{-4} |
| | $\epsilon_{s.av(2)}$ の計算 | 2.93×10^{-4} |
| | $\epsilon_{s.av(3)}$ の計算 | 2.20×10^{-4} |
| ⑦ | 最大平均鉄筋歪みの決定 | 5.69×10^{-4} |
| ⑧ | 最大ひび割れ幅 (mm) | 0.26 |

4. 例題による検証

曲げひび割れ幅を(2)式～(10)式で求める手順を例題で検証した。表-1 にその手順と結果を示す。モデルは表-1 の①入力項目に示す通りで、この時の最大ひび割れ幅は 0.26mm (引張鉄筋比 1.0%の時) となった。

図-5 は、表-1 と同一モデルで引張鉄筋比のみを漸増させて最大ひび割れ幅の変化を示したもので、引張鉄筋比が増大するに従ってひび割れ幅は急減し、概ね 0.5%以上の鉄筋比になるとひび割れ幅は微減状態になることが分かった。

本研究は、以上の計算過程を表計算ソフトに組み込み、最大ひび割れ幅に及ぼす諸元の影響を、パラメトリックスタディ結果から考察することにした。

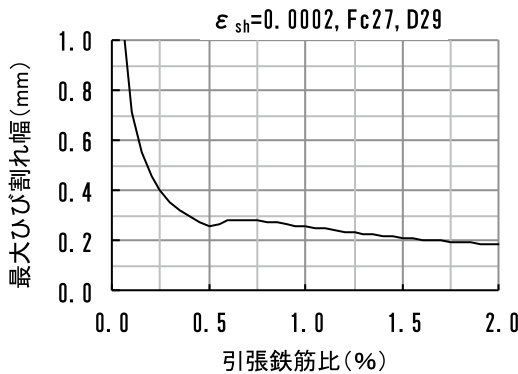


図-5 最大ひび割れ幅と引張鉄筋比の関係(例題)

5. パラメトリックスタディと

限界鉄筋比の読み取り

作成したプログラムを用いて諸元を変化させたスタディ(表-2)を行い、ひび割れ幅との関係を求めた。また、国内外の制御目標ひび割れ幅を調べた結果概ね 0.3mm 程度⁴⁾ であることから、この値を本論文における制御目標ひび割れ幅とし、この目標値以下に制御するための最小の引張鉄筋比を本論文では【限界鉄筋比】と定義し、その値をスタディ結果から読み取った。

図-6 は限界鉄筋比読み取りの一例を示し、この様にして全ケースを読み取った結果をまとめたのが表-3 である。

表-2 パラメーター一覧

| 項目 | 諸元の範囲 | ケース |
|------------|--------------------------------------|-----|
| コンクリート強度 | 20,30,40,50,60 | 5 |
| 鉄筋径(公称径) | 22,25,32,35,38,41 | 6 |
| 鉄筋の存在応力度 | 100,150,200 | 3 |
| 乾燥収縮歪み量(注) | $2 \times 10^{-4}, 4 \times 10^{-4}$ | 2 |
| 引張鉄筋比 | 0.0~2.0 まで 0.1 刻み | — |

(注)乾燥収縮歪み量 ϵ_{sh} は(7)式を基本とした(7)式による

$$w_{av} = l_{av} \times (\epsilon_{s.av} + \epsilon_{sh}) \cdots (7)式$$

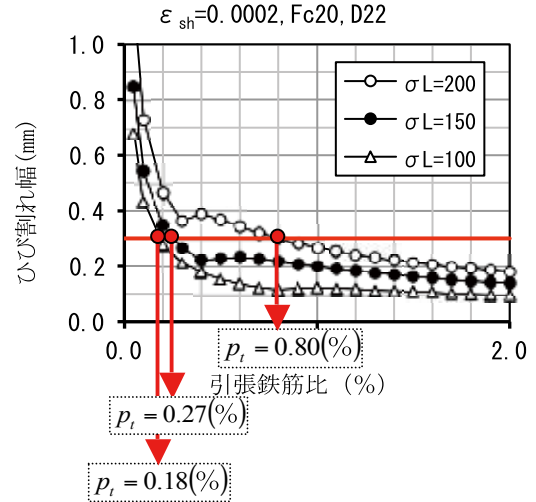


図-6 限界鉄筋比の読み取り(例)

表-3 長期存在応力度(σ_L)と限界鉄筋比(乾燥収縮率: ε_{sh} = 2.0 × 10⁻⁴の場合)

| Fc | 主筋径 D | 0.3 mm 時の限界鉄筋比 | | |
|----|-------|--|--|--|
| | | σ _L =100 (N/mm ²) | σ _L =150 (N/mm ²) | σ _L =200 (N/mm ²) |
| 20 | 22 | 0.18 | 0.28 | 0.80 |
| | 25 | 0.23 | 0.32 | 1.00 |
| | 32 | 0.30 | 0.90 | 1.60 |
| | 35 | 0.36 | 1.10 | 1.90 |
| | 38 | 0.40 | 1.30 | 2.00 |
| | 41 | 0.46 | 1.50 | |
| 30 | 22 | 0.20 | 0.28 | 0.80 |
| | 25 | 0.21 | 0.30 | 0.95 |
| | 32 | 0.30 | 0.45 | 1.55 |
| | 35 | 0.37 | 1.05 | 1.85 |
| | 38 | 0.42 | 1.27 | |
| | 41 | 0.48 | 1.47 | |
| 40 | 22 | 0.18 | 0.27 | 0.64 |
| | 25 | 0.22 | 0.21 | 0.92 |
| | 32 | 0.32 | 0.48 | 1.52 |
| | 35 | 0.37 | 0.80 | 1.79 |
| | 38 | 0.41 | 1.15 | |
| | 41 | 0.48 | 1.40 | |
| 50 | 22 | 0.18 | 0.26 | 0.41 |
| | 25 | 0.22 | 0.31 | 0.86 |
| | 32 | 0.32 | 0.46 | 1.48 |
| | 35 | 0.37 | 0.52 | 1.76 |
| | 38 | 0.41 | 1.01 | |
| | 41 | 0.48 | 1.30 | |
| 60 | 22 | 0.19 | 0.25 | 0.40 |
| | 25 | 0.23 | 0.31 | 0.81 |
| | 32 | 0.32 | 0.46 | 1.47 |
| | 35 | 0.37 | 0.52 | 1.75 |
| | 38 | 0.42 | 0.58 | |
| | 41 | 0.49 | 1.19 | |

表中の網掛け欄は、限界鉄筋比が 2.0% を超える場合を示し、使用鉄筋径を細くする等の設計変更を要するケースを表す。

6. 限界鉄筋比に及ぼす諸元の影響

表-3 の結果を整理して、限界鉄筋比と諸元との関係にまとめたのが図-7～図-9 である。これらの結果からほぼ次のことが言えよう。

- (a) 鉄筋径の影響は大きく、ほぼ比例して限界鉄筋比は増大する。(図-7)
- (b) コンクリート強度の上昇に伴い限界鉄筋比はやや減少するが、その影響は微小である。(図-8)
- (c) 鉄筋の存在応力度の影響は大きく、その影響度は太径鉄筋ほど著しい。(図-9)

7. 鉄筋径等を考慮した限界鉄筋比の提案

現在、学会 RC 規準では限界鉄筋比 0.4%を構造規定として定めているが、図-7～図-9 に示す様に、使用鉄筋径や存在応力度等の組み合わせによっては 0.4%を上回るケースもあることが分かった。そこで、本研究の成果を基に、主筋径・長期存在応力度・乾燥収縮率の組合せによって定まる限界鉄筋比を表-4 に提案した。

同表は、学会 RC 規準が定める最小鉄筋比を下限值とし、ひび割れ幅 0.3mm 以下に制御するための最小の鉄筋比を示している。図中のシャド一部分は、鉄筋径を細くする、鉄筋量を増加させて長期存在応力度を低下させる、あるいは、部材断面サイズを大きくする等などの設計変更が必要になるゾーンを示す。

8. まとめ

太径鉄筋の利用に伴い、過大幅のひび割れ発生が問題となっている。耐久性に支障を及ぼさない範囲のひび割れ幅以下 (0.3mm) に制御するための限界鉄筋比(最小鉄筋比)を提案した。

(建築学会関連小委員会に本結果を提出予定である。)

表-4 ひび割れ幅制御のための限界鉄筋比(%)

| 主筋径 | 乾燥主縮率 $\epsilon_{sh} = 2.0 \times 10^{-4}$ | | | 乾燥主縮率 $\epsilon_{sh} = 4.0 \times 10^{-4}$ | | |
|-----|--|------|------|--|------|------|
| | 長期存在応力度 (N/mm ²) | | | 長期存在応力度 (N/mm ²) | | |
| | 100 | 150 | 200 | 100 | 150 | 200 |
| D22 | 0.40 | 0.40 | 0.65 | 0.40 | 0.40 | 1.05 |
| D25 | 0.40 | 0.40 | 0.90 | 0.40 | 0.50 | 1.35 |
| D32 | 0.40 | 0.50 | 1.50 | 0.60 | 1.35 | 不可 |
| D35 | 0.40 | 0.80 | 1.80 | 0.70 | 1.60 | 不可 |
| D38 | 0.40 | 1.15 | 不可 | 0.80 | 1.85 | 不可 |
| D41 | 0.50 | 1.40 | 不可 | 0.90 | 不可 | 不可 |

(1)ひび割れ幅 ≤ 0.3mm に制御するための最小鉄筋比(限界鉄筋比)を示す。
 (2)学会 RC 規準の構造規定を反映し、限界鉄筋比を 0.4%以上とした。

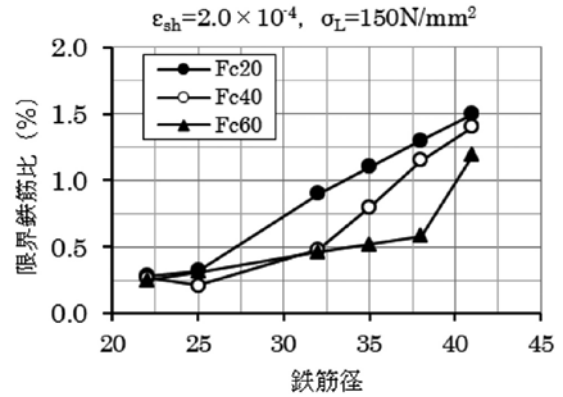


図-7 鉄筋径の影響

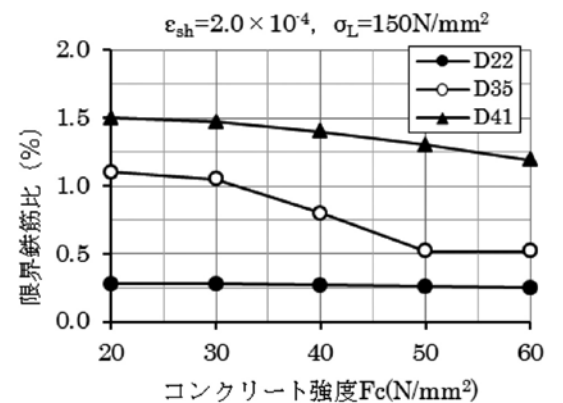


図-8 コンクリート強度の影響

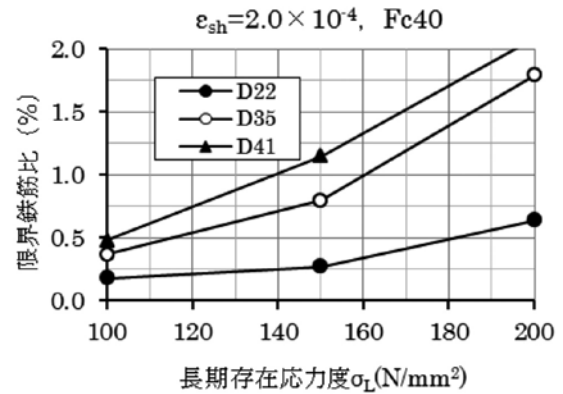


図-9 主筋の長期存在応力度の影響

【参考・引用文献】

- 1) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010年2月
- 2) 鈴木計夫・大野義輝, プレストレス鉄筋コンクリート梁の曲げひび割れ幅に関する研究その7, 日本建築学会論文報告集, 第305号昭和56年7月
- 3) 福島順一, 使用限界状態における梁の曲げひび割れ幅の検証に関する提案, (社)日本建築構造技術者協会, structure No.88 2003.10
- 4) 楠原文雄, 各国のひび割れ幅に関する規定, 建築学会大会構造部門 PD 資料, 2009年9月