

曲げを受ける低鉄筋比はりにおける脆性破壊の 防止に関する検討

PREVENTION OF BRITTLE FAILURE OF BEAMS WITH LOW
REINFORCED RATIO IN BENDING

島 弘*・二羽淳一郎**・岡村 甫***

By Hiroshi SHIMA, Junichiro NIWA and Hajime OKAMURA

Small amount of tensile reinforcement causes brittle failure in reinforced concrete beams. Bending test of beams with low reinforced ratio were carried out and design method to prevent the brittle failure is discussed. Cracking strength of beams can be estimated by Sioya's cracking criteria. Ultimate strength should be determined with considering of strain hardening of steel bar. i) As a minimum requirement ultimate strength shall not be less than the cracking strength. ii) In case of the most conservative design, yield strength should be larger than the cracking strength. iii) In the range between i) and ii), suitable judgement should be conducted in taking account of the importance of structural members.

Keywords : low reinforced ratio, beam, brittle failure, bending, design method

1. まえがき

鉄筋コンクリート橋脚あるいはフーチングなどは、大断面を有する鉄筋コンクリート構造物であるが、近年の構造物の大型化に伴い、その断面もますます大きいものとなっている。断面が大きくなったとき、橋脚の上部のように、断面は大きいが、そこに作用する曲げモーメントは小さいために、必要とされる軸方向引張鉄筋量がきわめて小さくなる場合がある。しかし、引張鉄筋量を極端に小さくすると、破壊が脆性的なものとなることがある。その脆性破壊には、次のような2つの場合がある。

形式Ⅰ：ひびわれの発生と同時に部材が破壊する。これは、曲げひびわれ発生荷重が、ひびわれ断面での耐力（圧縮縁コンクリートの圧壊あるいは引張鉄筋の破断に支配される）よりも大きくなり、破壊荷重がひびわれ発生荷重に等しくなるものである。

形式Ⅱ：引張鉄筋が破断して部材が破壊する。これは、ひびわれ発生荷重が耐力より小さい場合であっても、終

局において、圧縮縁のコンクリートが圧壊する前に鉄筋が破断するものである。

また、このような脆性破壊が起らなくとも、形式Ⅰに近いもので、ひびわれ発生荷重が鉄筋降伏荷重よりも大きくなるときには、ひびわれが発生した瞬間に大変形を起こすことも考えられ、この場合にはRC部材の挙動として適当かどうかが問題となる。これよりも安全側であるところの、ひびわれ発生荷重が鉄筋降伏荷重よりも小さくなる条件のもとで決まる最小鉄筋比に関しては、六車ら¹⁾が解析的に検討を行っている。

本研究は、鉄筋比 $p = A_s/(b \cdot d)$ が 0.05~0.20 % という低鉄筋比のはりを製作して、それらの破壊挙動を詳細に観察し、引張鉄筋の最小量について実験的に考察を行い、さらに脆性破壊を防止するための設計方法を検討したものである。

2. 各国における最小鉄筋量に対する規定の現状

(1) 土木学会²⁾

曲げモーメントの影響が支配的な棒部材の引張鉄筋比は 0.2 % 以上を原則とすると規定されている。

(2) 建築学会³⁾

はりの引張鉄筋断面積は、0.004 bd または存在応力

* 学生会員 工修 東京大学大学院 工学系研究科
(〒113 文京区本郷7-3-1)

** 正会員 工博 山梨大学助教授 工学部土木工学科
(〒400 甲府市武田4-3-11)

*** 正会員 工博 東京大学教授 工学部土木工学科
(〒113 文京区本郷7-3-1)

によって必要とする量の $4/3$ 倍のうち、 小さい方の値以上とすると規定されている。

(3) A C I⁴⁾

曲げ部材のいかなる断面においても鉄筋比が、式(1)で与えられる ρ_{\min}

$$\rho_{\min} = 1.4/f_y \quad (f_y: \text{MPa}) \dots\dots\dots\dots(1)$$

よりも小さくなつてはならないが、計算上必要とされる鉄筋量の $4/3$ 倍を最低量とするとことができると規定されている。

(4) CEB-FIP⁵⁾

はりの軸方向鉄筋の最小量は、ひびわれ発生後に強度が十分に確保できるものでなければならぬと規定されている。解説には、通常の場合、鉄筋比を鉄筋 S400 ($f_y = 400 \text{ MPa}$) および S500 ($f_y = 500 \text{ MPa}$) あるいは PC 鋼材に対して 0.15 %, S220 ($f_y = 220 \text{ MPa}$) に対して 0.25 % よりも小さくしてはならないと記されている。

(5) BSI CP 110⁶⁾

はり、あるいは、スラブの引張鉄筋比を高強度鉄筋 ($f_y > 410 \text{ MPa}$) を使用するときには 0.15 %、軟鋼鉄筋 ($f_y > 250 \text{ MPa}$) を使用するときには 0.25 % より小さくしてはならないと規定されている。

3. 実験の概要

(1) 供試体

実験に用いた供試体の鉄筋比、配筋およびコンクリート強度を表-1 に示す。供試体は矩形の単鉄筋はりで、いずれの供試体も同じ寸法であり、鉄筋量を 1D10 から 1D19 に変えて鉄筋比を 0.05 % から 0.20 % まで変化させた。はりの諸元を表-2 に示す。供試体 No.3 は、コンクリート強度を除いて No.2 と同じである。曲げ耐力はせん断耐力よりも相当小さくなると考えられたので、スパン内でせん断補強はしていない。

(2) 使用材料

使用した鉄筋の特性を表-3 に示す。鉄筋のひずみ硬

表-1 供試体の鉄筋比、配筋およびコンクリート強度

供試体番号	鉄筋比 ρ (%)	配筋	コンクリート強度 f'_c (MPa)
1	0.05	1D10	24.5
2	0.10	2D10	31.4
3	0.10	2D10	20.1
4	0.15	3D10	20.1
5	0.20	1D19	20.1

表-2 供試体の諸元

全長 (cm)	スパン長 (cm)	はり高 H (cm)	有効高さ d (cm)	はり幅 b (cm)
240	220	60	56	25

表-3 鉄筋の特性

呼び径	ヤング係数 Es (GPa)	降伏点 fy (MPa)	引張強さ fu (MPa)	ひずみ硬化開始ひずみ εsh	終局ひずみ εu
D10	200	379	566	0.016	0.13
D19	200	358	545	0.016	0.13

化域における応力-ひずみ関係は、実験結果に対する近似式として、次のように仮定した。

$$\sigma = f_y + (1 - \exp((\epsilon_{sh} - \epsilon)/A))(1.01 f_u - f_y) \dots\dots\dots\dots(2)$$

$$\text{ただし, } A = 0.032 \times (400/f_y)^{1/3}$$

ここで、 f_y : 降伏強度 (MPa)

f_u : 引張強度 (MPa)

ϵ_{sh} : ひずみ硬化開始ひずみ

である。鉄筋の破断はその応力が引張強度に達したときに起こるものとし、そのときのひずみを終局ひずみ ϵ_{su} と定義した。

コンクリートは通常のレディミクストコンクリートであり、骨材の最大寸法は 20 mm である。

(3) 養生方法

供試体はコンクリート打設後、2日目に脱型して、約3週間水中養生を行つた。養生後、試験日の2日前に水から出し、乾燥収縮ができるだけ防ぐために、ただちにはり全面にペンキを塗布した。

(4) 載荷方法

供試体を単純支持し、対称 2 点載荷を行つた。せん断スパンは 80 cm ($a/d = 1.43$)、載荷点間は 60 cm である。ひびわれが発生した瞬間に荷重が急激に低下するのを避けるために、バルセーターを用いて載荷したが、瞬間的な送油量が少ないので、ひびわれ発生時の荷重の低下を完全には抑止できなかつた。

(5) 測定項目

荷重およびスパン中央の変位を、ダイナミックアンプを用いて連続的に測定した。

4. 実験結果および考察

(1) ひびわれおよび破壊性状

各供試体の荷重-変位曲線を図-1 に、曲げひびわれ発生荷重、鉄筋降伏荷重および最大荷重を表-4 に示す。それぞれの供試体におけるひびわれ性状および破壊形式は次のとおりである。

鉄筋比が 0.05 % の供試体 No.1 は、ひびわれが発生した瞬間に荷重が 114 kN から 60 kN に低下し、ただちに引張鉄筋が破断して破壊した。ひびわれは、部材中央部に 1 本生じたのみであった。鉄筋が破断する瞬間および破壊後の供試体の様子を図-2 に示す。これは無筋コンクリートとほぼ同じ拳動であると考えられる。

鉄筋比が 0.10 % の供試体 No.2 は、ひびわれが発生

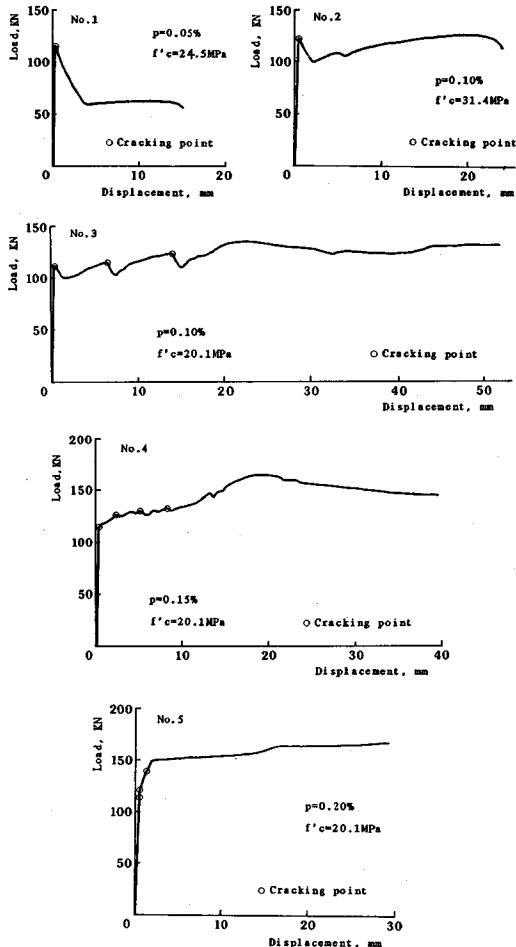


図-1 各供試体の荷重-変位曲線

表-4 曲げひびわれ発生荷重、降伏荷重および最大荷重の実験結果

供試体番号	曲げひびわれ発生荷重 P_{cr} (kN)	降伏荷重 P_y (kN)	最大荷重 P_u (kN)
1	114		60
2	120		122
3	110		130
4	113	116	163
5	113	147	> 163

した瞬間に大きく変形し、荷重がほとんど増加しない状態で引張鉄筋が破断して破壊に至った。この場合も、ひびわれは部材中央部に1本生じたのみであった。破壊形式としては、曲げひびわれ発生荷重と鉄筋破断荷重がほぼ同じであり、無筋コンクリートに近い挙動と考えられる。

No. 3では、3本のひびわれが、それぞれ110, 113, 121 kNで発生し、ひびわれが発生するたびに大きく変形した。荷重が130 kNで最大となった後、変形だけが急激に増大し、2本のうちの1本の鉄筋が破断した。こ

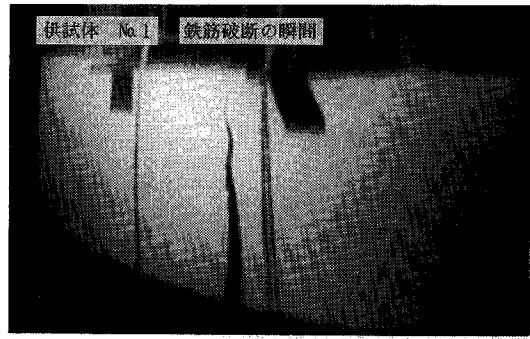


図-2 供試体 No. 1 における鉄筋破断の瞬間および破壊後の状態

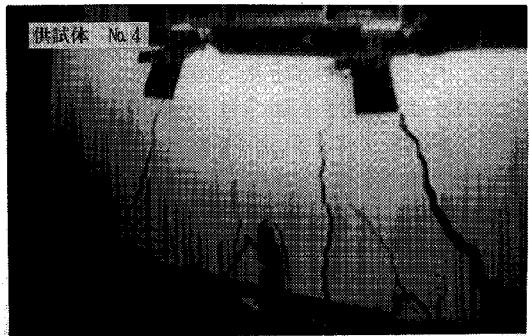


図-3 供試体 No. 4 における破壊時の状態

ここで変形容量の関係で載荷を中止したが、続けると残りの1本も破断したものと思われる。

鉄筋比が0.15%の供試体No. 4は、113 kNで最初のひびわれが発生し、荷重-変位曲線から116 kNで鉄筋が降伏したものと思われる。その後、ひびわれの発生を伴いながら、163 kNで荷重が最大となり、圧縮縁のコンクリートが圧壊するのが観察された。破壊時の供試体の様子を図-3に示す。これはRCの挙動に近いものと考えられる。

鉄筋比が0.20%の供試体No. 5は、113, 119, 138 kNでひびわれが発生し、147 kNで鉄筋が降伏した。その後、荷重の増加とともに、すでに発生していたひびわ

表-5 P_y/P_{cr} , P_u/P_{cr} とひびわれ本数および破壊形式との関係

供試体番号	P_y/P_{cr}	P_u/P_{cr}	ひびわれ本数	破壊形式
1	0.33	0.53	1	ひびわれ発生時（無筋と同じ）
2	0.64	1.02	1	引張鉄筋破断（無筋に近い）
3	0.68	1.19	3	引張鉄筋破断
4	1.03	1.44	4	圧壊 (RCに近い)
5	1.85	>2.05	3	圧壊 (ほぼRC)

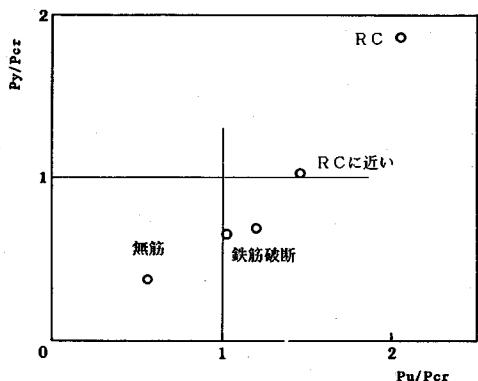


図-4 P_y/P_{cr} および P_u/P_{cr} と破壊形式との関係

れの近くに小さなひびわれの発生を伴いながら、変形が大きくなつたが、曲げひびわれと思われる大きなひびわれの本数は増えなかつた。これは、RCの挙動と考えて差し支えないと思われる。

(2) P_y/P_{cr} および P_u/P_{cr} と破壊形式との関係

低鉄筋比はりの破壊挙動に対しては、ひびわれ発生荷重 P_{cr} と鉄筋降伏荷重 P_y あるいは最大荷重 P_u との大小関係が大きく影響を及ぼす。すなわち、 $P_u/P_{cr} < 1$ のときは、無筋コンクリートと同じであり、 $P_y/P_{cr} < 1$ のときは、ひびわれの発生と同時に急激な大変形を生じる可能性がある。各供試体の実験による P_y/P_{cr} , P_u/P_{cr} , ひびわれ本数、および破壊形式は表-5に示すとおりであり、 P_y/P_{cr} および P_u/P_{cr} と破壊形式との関係を図-4に示す。ただし、供試体 No.1, No.2 および No.3 の P_y は、後で述べるような弾性計算により求めたものである。 P_y/P_{cr} が 1.0 以下のときに鉄筋が破断しており、 P_y/P_{cr} が 1.0 以上あるいは P_u/P_{cr} が 1.44 以上のときに、RCに近い挙動となっている。

(3) 变形能

鉄筋コンクリートはりの曲げ変形は、ひびわれ面における回転が足し合わせたものと考えてよい。しかし、低鉄筋比の場合には、発生するひびわれ本数が少なく、破壊するまでに十分な変形が得られない可能性がある。鉄筋比が小さいために変形性能が悪くなる場合には、変形能を確保するための最小鉄筋量を検討しなければならない。必要とされる変形能としては、回転角で 0.01 以

上あれば十分であると考えられる。

供試体 No.1 および No.2 においては、ひびわれが 1 本のみであり、破壊時のたわみはそれぞれ 13 mm および 22 mm であった。それらのたわみから計算したひびわれ面における回転角は、それぞれ 0.024 および 0.040 となる。このひびわれ面に生じた回転角はかなり大きいものであり、鉄筋比が小さいためにひびわれ本数が少なくて、鉄筋破断時には大きく変形していることを示している。このひびわれ面における大きな回転角は、ひびわれ面に対して鉄筋が十分に引き抜けることにより生じるものである。ひびわれが 3 本発生した後に鉄筋が破断した供試体 No.3 においても、たわみから求めたひびわれ区間における回転角は 0.1 以上であり、鉄筋が破断するまでに十分大きく変形している。

ただし、この実験では、実物の構造物に比べて、全体の寸法に対する鉄筋径の比が大きいために、実験結果の変形能は、実構造物よりも大きいものを与えることとなる。なぜならば、ひびわれ面に対する鉄筋の引抜き量は、鉄筋径に比例する⁷⁾と考えられるからである。コンクリートの変形を無視するとき、すなわち中立軸を圧縮縁に置いたとき、供試体 No.1 および No.2 の鉄筋の引抜き量は、それぞれ 6.6 mm および 11.2 mm であり、鉄筋径を D とすると $0.7D$ および $1.2D$ となる。これらの値の違いの原因としては、ひびわれが発生した直後に鉄筋にかかる応力は、No.1 と No.2 とでは 2 倍の差があり、引抜き速度が異なるためであると思われる⁸⁾。したがって、実構造物の場合には、鉄筋の引抜き量を考慮して変形量を計算しなければならない。

5. 脆性破壊防止に対する設計

(1) 曲げひびわれ発生荷重

ひびわれの発生が部材の破壊となる脆性破壊を防ぐためには、ひびわれ発生荷重が最大荷重よりも小さい必要がある。すなわち、ひびわれ発生荷重および最大荷重が正確に算定することができれば、脆性破壊に対する安全性を検討できる。したがって、設計の第一段階としては、ひびわれ発生荷重を正確に算定する必要がある。

ひびわれ発生荷重は、コンクリートの曲げ強度から求められる。曲げ強度は、次のように、各国の基準あるいは寸法効果を入れた式が提案されている。

$$f_b = 0.9 f_c^{2/3} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (3)$$

としている。

ACI¹⁰⁾ は、

$$f_r = 0.7 \sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) \quad (4)$$

としている。

CEB-FIP¹¹⁾ は、はりの高さによって曲げ強度を低減

しており、

$$f_{cm}/f_{ctm}=0.6+0.4/h^{1/4} \geq 1 \quad \dots \dots \dots \quad (5)$$

ここで、 f_{cm} ：曲げ強度の平均値

f_{ctm} ：引張強度の平均値

h ：部材の高さ (m)

としている。引張強度の平均値には $f_{ctm}=0.3 f_c'^{2/3}$ (MPa) を用いている。

塩屋ら¹²⁾は、コンクリート強度に寸法効果を取り入れておらず、曲げ強度を割裂引張強度の 1.76 倍となるようとしている。そのとき、曲げ強度は

$$f_b=0.48 f_c'^{2/3}(H/15)^{-1/4} \quad (\text{MPa}) \quad \dots \dots \dots \quad (6)$$

となる。ここで、 H ははりの高さ (cm) である。

これらの曲げ強度を用いた曲げひびわれ発生荷重の計算値およびそれらに対する実験値の比を表-6 に示す。表-6 から認められるように、ひびわれ発生荷重は規準によってかなり異なり、たとえば CEB-FIP の計算値は土木学会の約 75 % である。実験値は ACI の計算値と CEB-FIP の計算値との間となっており、塩屋らの式が最も近い結果となっている。

一般に、ひびわれ発生荷重は、乾燥収縮あるいはクリープなどに影響される。また、引張縁にフランジを有する部材あるいはスパンの長い部材ではひびわれ発生荷重が小さくなるというように、部材の断面形状ならびに部材長さによっても影響を受けるという報告¹³⁾もある。したがって、ひびわれ発生荷重の算定にはより詳細な検討が必要であると考えられるが、現状においては、実験結果に近い値を与える塩屋らの式を用いるのがよいと思われる。

(2) 最大荷重

最大荷重の算定は、ひびわれ発生荷重の算定と同様に、

表-6 ひびわれ発生荷重の計算値および実験結果との比較

供試体番号	土木学会 (kN)	ACI (kN)	CEB-FIP (kN)	塩屋ら (kN)
1	133 (0.85)	128 (0.89)	99 (1.14)	107 (1.06)
2	158 (0.75)	146 (0.82)	118 (1.01)	128 (0.95)
3	117 (0.94)	118 (0.93)	88 (1.24)	93 (1.17)
4	117 (0.97)	118 (0.96)	88 (1.28)	93 (1.21)
5	118 (0.96)	119 (0.95)	89 (1.26)	93 (1.21)

() は実験値の計算値に対する比

脆性破壊に対する設計において重要である。また、鉄筋破断による脆性破壊を防ぐためには、最大荷重が鉄筋の破断あるいは圧縮縁の圧壊で決まるかを判断しなければならない。最大荷重は、次のようにして求めることができる。

終局時における圧縮縁コンクリートに対しては、その終局ひずみ ϵ_{cu} を 0.0035 とし、圧縮応力度の分布には、幅 0.85 f'_c および高さ 0.8 x の等価応力ブロックを用いることとする¹⁴⁾。このとき、断面に作用する圧縮力 C は

$$C=0.85 f'_c \times 0.8 x \times b \quad \dots \dots \dots \quad (7)$$

である。ただし、 $x=d\epsilon_{cu}/(\epsilon_s+\epsilon_{cu})$ であり、 ϵ_s は鉄筋のひずみである。また、引張力 T は

$$T=A_s \sigma_s \dots \dots \dots \quad (8)$$

であるので、 $C=T$ より ϵ_s が求まり、 $M=T(d-0.4x)$ で曲げ耐力が求まる。

通常の場合は、式(8)の σ_s を f_y として計算し、鋼材の終局ひずみ ϵ_{su} も定められていない¹⁵⁾。表-7 に、各供試体について、 σ_s を f_y として計算した最大荷重およびそれらに対する実験値の比を示す。計算値は実験値よりもかなり小さい値を与えるものであり、実験値が計算値の約 1.5 倍となる結果である。この不一致の原因としては低鉄筋比はりの場合には、圧縮縁のコンクリートが圧壊する時点における鉄筋のひずみが大きくなり、鉄筋のひずみ硬化の影響があるにもかかわらず、これを無視しているためであると考えられる。したがって、低鉄筋比はりの最大荷重を正確に求めるためには、式(8)の σ_s にひずみ硬化を考慮したものを用いなければならない。

また、鉄筋比が極端に小さくなった場合には、コンクリートが圧壊する前に鉄筋が破断することもある。このとき、終局状態における鉄筋のひずみにより鉄筋破断の有無を検討して、鉄筋が破断する場合には最大荷重を鉄筋破断によるものとしなければならない。鉄筋破断による最大荷重の計算は、中立軸が圧縮縁に近い位置にあるために、コンクリートを弾性としても、あるいは式(7)で表わされる応力ブロックとしても結果は大差ないものとなる。

表-7 最大荷重、終局時鉄筋ひずみ、降伏荷重の計算値および破壊形式の予測

供試体番号	$\sigma_s=f_y$ による最大荷重 (kN)	ひずみ硬化を考慮した最大荷重 (kN)	終局時の鉄筋ひずみの計算値	降伏荷重 (kN)	(9)式による p_{min} (%) ($\epsilon_{su}=0.13$)
1	38 (1.57)	56 (1.07)	> ϵ_u : 破壊	37 (—)	0.12 : 破壊
2	75 (1.62)	112 (1.08)	$0.13 = \epsilon_u$: 破壊	73 (—)	0.16 : 破壊
3	75 (1.77)	108 (1.21)	$0.08 = \epsilon_u$: 圧壊	73 (—)	0.10 : 破壊
4	112 (1.45)	150 (1.08)	$0.06 = \epsilon_u$: 圧壊	108 (1.07)	0.10 : 圧壊
5	140 (—)	184 (—)	$0.05 = \epsilon_u$: 圧壊	135 (1.08)	0.11 : 圧壊

() は実験値の計算値に対する比

6. まとめ

以上の実験結果および考察に基づき、次のような結論を得た。

(1) 破壊形式としては、 P_y/P_{cr} が 1.0 以上あるいは P_u/P_{cr} が 1.44 以上のときに RC に近い挙動となつた。

(2) 鉄筋比が小さいためにひびわれ本数が少ない場合においても、変形能は大きい。

(3) ひびわれ発生荷重の算定としては、より詳細な検討が必要であると思われるが、現状においては、実験結果に近い塙屋らの式を用いるのがよいと思われる。

(4) 低鉄筋比の脆性破壊を検討する場合の最大荷重の算定においては、鉄筋のひずみ硬化を無視したものと考慮したものとでは差が大きく、最大荷重を正確に求めるためには、鉄筋のひずみ硬化および破断を考慮したものとしなければならない。

(5) 低鉄筋比による脆性破壊を防止する設計方法としては、 $P_u/P_{cr} < 1$ となってはならず、最も保守的な場合には $P_y/P_{cr} > 1$ とすればよく、その間のときには、部材の特性に応じて適宜判断しなければならない。

参考文献

- 1) 六車・岸本：鉄筋コンクリート曲げ材の最小鉄筋比に関する研究、日本建築学会論文報告集、No. 172, pp. 1~6, 昭和 45 年 6 月。
- 2) コンクリート標準示方書、設計編、土木学会、p. 47, 昭和 61 年 10 月。
- 3) 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説、日本建築学会、p. 19, 1979.
- 4) Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 381 M-83), ACI, p. 38, June 1984.
- 5) CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, p. 191, Sept. 1977.
- 6) Code of Practice for the Structural Use of Concrete, CP-110, Part 1, BSI, p. 55, Nov. 1972.
- 7) Morita, S. and Fujii, S. : Bond-slip model—Its applicability to finite element analysis—, Seminar on finite element analysis of reinforced concrete structures, Tokyo, May 1985, Vol. 2, JCI, pp. 39~53.
- 8) 瞳好・町田・根岸：載荷速度が鉄筋の付着特性におよぼす影響、土木学会第 41 回年次学術講演会講演概要集、V, pp. 155~156, 昭和 61 年 11 月。
- 9) 2) の pp. 17~18.
- 10) 4) の p. 34.
- 11) 5) の p. 55.
- 12) 塙屋・川崎：鉄筋コンクリートはりのせん断強度の寸法効果に関する検討、RC 構造の有限要素解析に関するコロキウム論文集、JCI, pp. 151~158, 昭和 59 年 12 月。
- 13) Bljuger, F. : Cracking resistance of concrete members in bending, ACI Journal, pp. 467~474, July-August 1985.
- 14) 2) の p. 46.
- 15) 2) の pp. 30~31.
- 16) 瞳好・町田：動的外力を受ける鉄筋コンクリート部材の力学的特性に関する研究、土木学会論文集、第 354 号／V-2, pp. 81~90, 1985 年 2 月。
- 17) 岡村：コンクリート構造の限界状態設計法（第 2 版）、共立出版、p. 23, 昭和 59 年 5 月。
- 18) ACI Committee 439 : Effect of steel strength and of reinforced ratio on the mode of failure and strain energy capacity of reinforced concrete beams, ACI Journal, Vol. 66, No. 3, pp. 165~173, March 1969.

(1986. 7. 11・受付)