

寸法依存性に着目した低鉄筋RCはりの曲げ破壊性状

内田裕市*・瀬古繁喜**・六郷恵哲***・
小柳 洽****

低鉄筋コンクリートはりの載荷試験を行い、その破壊性状について検討した。引張軟化特性を組み込むことで、コンクリートの曲げ強度の寸法依存性を考慮して低鉄筋コンクリートはりのひびわれ耐力および降伏耐力を算定することを提案した。また、簡単な計算モデルによって鉄筋コンクリートはりの破壊過程を説明した。特に、ひびわれ発生後の不安定破壊の過程を荷重-変位曲線と載荷条件との関係で説明した。さらに、鉄筋コンクリートはりの破壊形態を、ひびわれ耐力、降伏耐力および終局耐力の大小関係により3つのタイプに分類した。

Keywords : lightly reinforcement, reinforced concrete beams, bending, size effect

1. ま え が き

鉄筋比が極端に小さい鉄筋コンクリート部材は、ひびわれ発生直後に鉄筋が降伏あるいは破断して、無筋コンクリートのような脆性的な破壊性状を示す。そのため、国内外の鉄筋コンクリートの設計規準には一般に最小鉄筋量の規定が設けられている。

曲げ部材の最小鉄筋量に関しては、ACI¹⁾、CEB-FIP²⁾、BS³⁾などの諸外国の規準では、使用する鋼材の強度などの条件により決められている。これに対し、現行の土木学会コンクリート標準示方書⁴⁾では、曲げモーメントが支配的な棒部材の最小鉄筋比は単に0.2%（ただし、T型断面の場合は0.3%）としてのみ規定されている。この0.2%という値は、鉄筋降伏時の耐力をひびわれ耐力より大きくするという考えに従い、コンクリートの引張強度を30 kgf/cm²、鉄筋の降伏点強度を3000 kgf/cm²として導かれたものである⁵⁾。従って、最小鉄筋比をこのような考えで規定するならば、最小鉄筋比は使用材料の強度等により変化させるのがより合理的であり、またコンクリートには曲げ強度の寸法依存性が存在するので部材の寸法も考慮されるべきであると考えられる。さらに、最近のように構造物が一段と大型化する傾向にある中では、鉄筋比の値としてはわずかな差であっても、建設費に占める鉄筋の材工費としては無視できなくなることも考えられ、より合理的に最小鉄筋比を規定するとともに、ひびわれ耐力、降伏時の耐力ならびに終局耐力のより精度の良い算定方法の確立が望まれる。

ところで、低鉄筋コンクリートはりに関する最近の研

究としては、鳥ら⁶⁾と池田ら⁷⁾の研究が挙げられる。鳥らは、低鉄筋コンクリートはりの耐力算定について検討しており、ひびわれ耐力については、コンクリートの曲げ強度の寸法依存性を考慮すべきことを指摘し、塩屋ら⁸⁾の曲げ強度の寸法依存性に関する実験式を適用することを提案した。また、終局耐力に関しては、鉄筋のひずみ硬化を考慮しなければならないことを示した。一方、池田らは、低鉄筋コンクリートはりの降伏耐力が通常の計算で求められる値よりかなり大きくなることと、降伏後、耐力が大きく変動することを実験的に示した。そして、それらの原因を、ひびわれ部での鉄筋の局部的なひずみ硬化と付着破壊で説明した。これらの研究においては、コンクリートの曲げ強度の寸法依存性の合理的な組込みと、降伏耐力の算定方法の精度向上が問題点として挙げられよう。

そこで、本論文でははり幅および有効高さを変えた低鉄筋比コンクリートはりの載荷実験を行い、曲げを受ける低鉄筋比コンクリートはりの基本的な破壊性状について検討した結果とともに、筆者等が提案した寸法依存性を考慮した無筋コンクリートはりの耐力算定方法⁹⁾を、低鉄筋比コンクリートはりのひびわれ耐力および降伏耐力の計算に適用した結果について述べる。

2. 実験概要

(1) 供試体の種類

実験に用いた供試体の種類および寸法諸元を表-1および図-1に示す。供試体はすべて単鉄筋長方形断面はりである。供試体は、鉄筋量を一定として断面の幅を変化させたAシリーズと、鉄筋比を一定として有効高さを変化させたBシリーズの2種類である。Aシリーズは断面の幅が7.5 cm~50 cmまで変化しており、鉄筋比は0.54%~0.08%である。一方、Bシリーズの鉄筋比は0.10%と一定で、有効高さを15.7, 31.2および

* 正会員 工修 岐阜大学助手 工学部土木工学科
(501-11 岐阜市柳戸1-1)

** 正会員 工修 (株)竹中工務店技術研究所

*** 正会員 工博 岐阜大学助教授 工学部土木工学科

**** 正会員 工博 岐阜大学教授 工学部土木工学科

表-1 供試体の種類

供試体	供試体寸法 (cm)		鉄筋	鉄筋比 (%)	スパン (cm)
	b × h × L	d			
A-0718	7.5 × 18 × 170	15.7	2 D6	0.54	150
A-1018	10 × 18 × 170			0.40	
A-2018	20 × 18 × 170			0.20	
A-3018	30 × 18 × 170			0.13	
A-4018	40 × 18 × 170			0.10	
A-5018	50 × 18 × 170			0.08	
B-2018	20 × 18 × 170	15.7	1 D6		150
B-2034	20 × 34 × 330	31.2	2 D6	0.10	300
B-2050	20 × 50 × 490	47.2	3 D6		450

表-2 コンクリートの強度試験結果

強度 (kgf/cm ²)			弾性係数 ¹ × 10 ⁴ (kgf/cm ²)
圧縮 ¹	引張 ²	曲げ ³	
321	28.5	52.5	2.85

供試体寸法: 1. φ10×20cm, 2. φ15×15cm
3. 10×10×40cm

47.2 cm の 3 種類に変化させた。いずれの供試体もせん断補強は行っていない。供試体は、寸法が最も大きい B-2050 では 1 体であるが、残りの試験条件についてはそれぞれ 2 体ずつ作製した。

使用した鉄筋はいずれも D 6 異形鉄筋であり、降伏点強度、引張強さおよび破壊時伸びは、それぞれ 42.9 kgf/mm², 57.0 kgf/mm² および 24% である。コンクリートには最大粗骨材寸法 15 mm のレデーミクストコンクリートを使用した。供試体は打設後 2 日目～5 日目に脱型し、その後実験室内で湿布養生した。載荷試験は材令 53 日～55 日の間に行った。載荷試験時材令におけるコンクリートの強度試験結果を表-2 に示す。

(2) 載荷および計測方法

載荷はすべて 3 等分点載荷とし、載荷スパンは、せん断スパン比(a/d)がいずれの供試体もほぼ3となるように、A シリーズでは 1.5 m とし、B シリーズでは 1.5 m (B 2018), 3.0 m (B 2034), 4.5 m (B2050) とした。両支点をピン支持し、さらにはり軸方向の拘束の影響を避けるため、片側の支点下にはローラーを挿入した。A シリーズの全供試体および B-2018 供試体は容量 40 tonf のはり試験機で載荷した。B-2034 と B-2050 供試体については、反力床に PC 鋼棒 (2φ17 mm) を用いた載荷フレームを組立て、手動ジャッキ (容量 30 tonf) を用いて載荷した。試験時には、変位速度がほぼ一定となるように試験機のバルブあるいは手動ポンプを手動で調整した。なお、ひびわれが発生して瞬間的に荷重が低下する部分は制御されておらず、送油バルブを開いたま

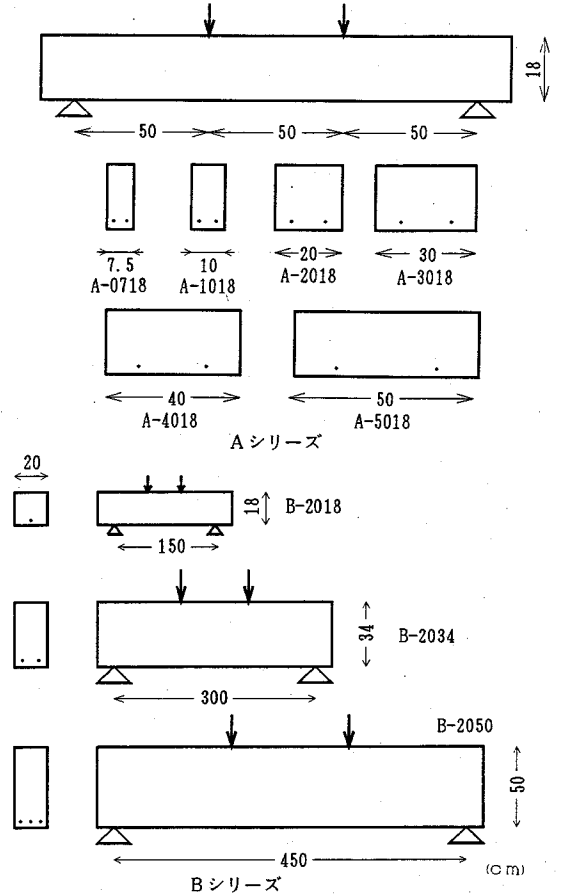


図-1 供試体の種類

ま載荷を継続した。

荷重と載荷点直下の変位をパソコンの制御下にある静ひずみ計を用いて計測した。また一部の供試体については、圧縮縁および引張縁のコンクリートのひずみ分布を計測するためモーメントスパンのほぼ全長にわたってひずみゲージを貼付した。使用したひずみゲージのゲージ長は 30 mm であり、これを千鳥に配置することで、供試体軸方向に連続して貼付した。なお、ひずみゲージを貼付するため、原則としていずれの供試体も載荷試験の 2 日前に湿布を取り外し表面を実験室内で自然乾燥させた。ひずみゲージは、各試験条件の 2 体の供試体のうち 1 体に貼付した。従って、以下の考察においては、主にひずみゲージを貼付した供試体の結果を用いる。

(3) 限界耐力の定義

実験におけるひびわれ耐力 P_{cr} 、降伏耐力 P_y 、終局耐力 P_u を次のように定義し、載荷試験により得られた荷重-変位曲線から読み取った。

① ひびわれ耐力 P_{cr} : 荷重-変位曲線の初期において勾配が明らかに変化したときの荷重。荷重-変位曲線が緩やかなカーブを描きながら変化している場合には、

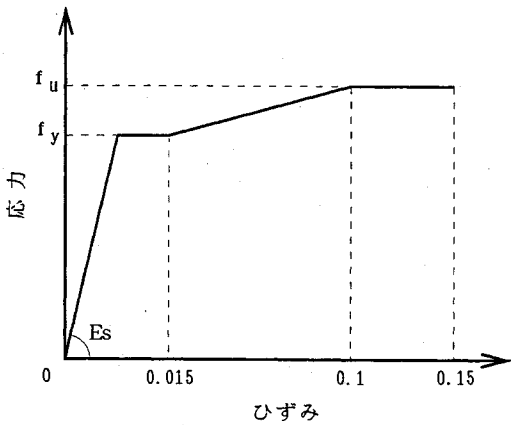


図-2 鉄筋の応力-ひずみ曲線

初期勾配と後の勾配一定の部分から直線を引き、それらの直線の交点の荷重とした。なお、この荷重は、目視ひびわれ発生荷重にほぼ一致する。

② 降伏耐力 P_y : 荷重-変位曲線上でひびわれ耐力以降、傾きが明らかに変化した荷重。ただし、ひびわれが発生し急激に荷重が低下すると同時に降伏するような場合には、下がりきった荷重とした。

③ 終局耐力 P_u : 降伏後から最大変位(鉄筋破断などの最終変位)までの間での最大の荷重。

3. 限界耐力の算定方法

(1) 従来法

a) ひびわれ発生耐力 P_{cr}

鉄筋を無視した断面係数を用いて、引張縁のコンクリート応力が $10 \times 10 \times 40$ cm 標準曲げ供試体から得られる曲げ強度にちょうど等しくなる荷重として求める。

b) 鉄筋降伏耐力 P_y

コンクリートの引張分担を無視し、圧縮側のコンクリートの応力ひずみ関係には式(1)を用いて、通常のRCはりの曲げ計算と同様に平面保持を仮定して求める。なお、式(1)で表される応力-ひずみ関係は圧縮ひずみが0.001程度以下の範囲では本実験で用いたコンクリートの応力-ひずみ関係とよく一致していることを確認している。

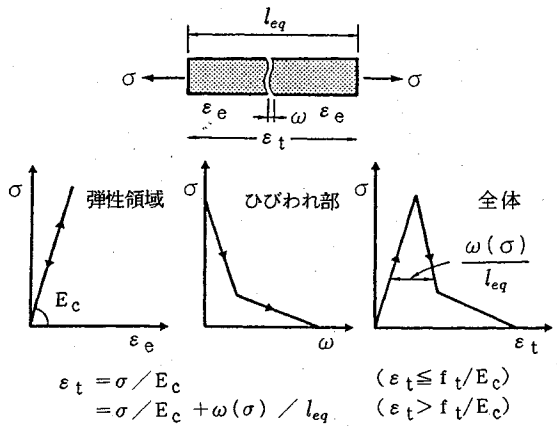
$$\sigma = f'_c \times \frac{\epsilon}{\epsilon_0} \times \left(2 - \frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right) \dots \dots \dots (1)$$

ただし、 $\epsilon_0 = 0.002$

ここで、 σ : 圧縮応力、 ϵ : 圧縮ひずみ、 f'_c : 圧縮強度

c) 終局耐力 P_u

現行のコンクリート標準示方書に示されているはり部材の終局断面耐力の計算方法に従って求める。ただし、このとき材料係数および部材係数はすべて1.0とする。また、低鉄筋コンクリートはりの場合、終局時には鉄筋



ただし、

$$\frac{l_{eq}}{l_{ch}} = 1 - (1 + 0.5(d/l_{ch}))^{-1.6}$$

$$l_{ch} = E_c G_P / f_t^2$$

ここで、 σ : 引張応力 ϵ_t : 引張ひずみ
 E_c : 弾性係数 d : はり高さ
 $\omega(\sigma)$: 引張軟化曲線の関数
 G_P : 破壊エネルギー
 f_t : 引張強度

図-3 コンクリートの引張応力-ひずみ曲線

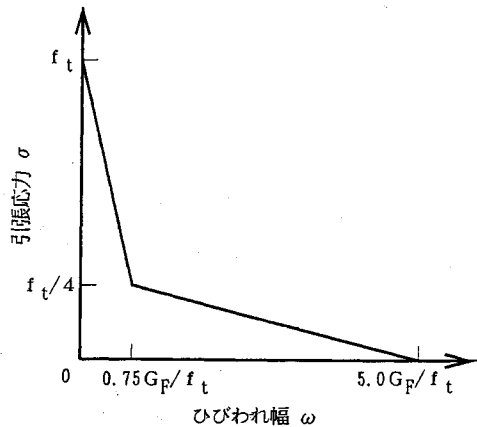


図-4 コンクリートの引張軟化曲線

はひずみ硬化域に入り破断点付近まで達することもあるのでこれを考慮する必要がある⁹⁾。そこで、鉄筋の応力-ひずみ関係については、引張試験で得られる応力-ひずみ関係をモデル化した図-2に示すものを用いる。

(2) 曲げ強度の寸法依存性を考慮したひびわれ発生耐力 P_{cr2} および鉄筋降伏耐力 P_y

筆者等は、コンクリートの曲げ強度の寸法依存性は、コンクリートの引張軟化特性を考慮することである程度説明できることを報告し、無筋コンクリートはりの曲げ強度の寸法依存性および荷重-変位関係を切断法を用いて推定する方法を提案した⁹⁾。この方法では図-3に示

表-3 試験結果

供試体	ひびわれ (kgf)			Pcr1 Pcr	Pcr2 Pcr	降伏 (kgf)			Py1 Py	Py2 Py	終局(kgf)		Pu1 Pu	Pu Pcr	最大変位 δ_{max} (mm)	δ_{max} l $\times 1000$	ひびわれ 本数 (本)	最終破壊
	実験	計算				実験	計算				実験	計算						
	Pcr	Pcr1	Pcr2	Py	Py1	Py2	Pu	Pu1										
A-0718	790	850	710	1.08	0.90	1760	1560	1640	0.89	0.93	1950	1710	0.88	2.47	68.8	45.9	16	圧壊
A-1018	1040	1130	910	1.09	0.88	1800	1580	1680	0.88	0.93	2070	1790	0.86	1.99	73.9	49.3	12	圧壊
A-2018	1670	2270	1730	1.36	1.04	1870	1620	1820	0.87	0.97	2210	2020	0.91	1.32	62.7	41.8	6	圧壊+鉄筋破断
A-3018	2780	3400	2560	1.22	0.92	2080	1630	1940	0.78	0.93	2360	2210	0.94	0.85	27.3	18.2	1	鉄筋破断
A-4018	3270	4540	3380	1.39	1.03	1980	1640	2050	0.83	1.04	2300	2240	0.97	0.70	23.6	15.7	1	鉄筋破断
A-5018	3490	5670	4200	1.62	1.20	2100	1650	2160	0.79	1.03	2380	2250	0.95	0.68	25.2	16.8	1	鉄筋破断
B-2018	1670	2270	1690	1.36	1.01	1050	820	1030	0.78	0.98	1170	1120	0.96	0.70	28.9	19.3	1	鉄筋破断
B-2034	2730	4050	2760	1.48	1.01	2070	1630	1830	0.79	0.88	2400	2230	0.93	0.88	25.8	8.6	1	鉄筋破断
B-2050	3750	5830	3800	1.55	1.01	3140	2470	2690	0.79	0.86	3690	3370	0.91	0.98	36.6	8.1	1	鉄筋破断

すような、引張軟化曲線 ($\omega(\sigma)$) と等価検長 (l_{eq}) から定めた引張側のコンクリートのみかけの応力ひずみ関係をを用いることで、通常の切断法により無筋コンクリートはりの曲げ耐力が計算される。なお、等価検長は、応力-ひびわれ幅の関係で表される引張軟化曲線を応力-ひずみ関係に変換するために導入されたものであり、 h/l_{ch} (h : はり高さ, l_{ch} : 特性長さ (図-3 参照) が 0.1 から 3.6 の範囲の数値実験の結果から導かれたものである。詳細については参考文献 (9) を参照されたい。

そこで、鉄筋コンクリートはりに対してはコンクリートの曲げ強度の寸法依存性、およびひびわれ発生後の軟化特性を考慮するために、引張側コンクリートの応力-ひずみ関係に図-3 と同様のものを適用してひびわれ発生耐力 P_{cr} および鉄筋降伏耐力 P_{y2} を求める。計算では圧縮縁のひずみを漸増させながら切断法によりひびわれ断面におけるモーメント-曲率関係を求め、鉄筋降伏前に現れるピークモーメントをひびわれ発生耐力とし、鉄筋の降伏が開始する点を降伏耐力とする。なお、等価検長を求める際の破壊エネルギー G_F は、普通強度コンクリートの標準的な値として 0.1 kgf/cm を用い、引張軟化曲線は図-4 に示す 1/4 モデルを用いる⁹⁾。圧縮側のコンクリートの応力ひずみ関係には式 (1) を、また鉄筋の応力-ひずみ関係には図-2 に示すものを用いる。

4. 実験結果と考察

(1) 巨視的なひびわれおよび破壊性状

各供試体の荷重-変位関係、ひびわれ状況を図-5 から図-13 に示す。また、ひびわれ耐力、降伏耐力および終局耐力を表-3 に示す。なお、荷重-変位曲線の荷重には自重は考慮されていないが、表-3 中の各耐力の実験値には自重を考慮した値が示してある。また、表-3 中の実験値は、2 体の供試体の平均値である (B-2050 を除く)。

鉄筋比がそれぞれ 0.54% および 0.40% である A-

0718 と A-1018 供試体は、荷重-変位曲線からもわかるように、通常の鉄筋コンクリートはりで見られる非常に靱性に富んだ典型的な曲げ破壊の性状を示した。これらの供試体では、最終的には圧縮縁のコンクリートが圧壊して破壊に至った。また、鉄筋比が 0.20% の A-2018 供試体は最終的には鉄筋の破断によって破壊に至ったものの、荷重-変位曲線の概形は A-0718 と A-1018 供試体のものとほとんど同じであり、延性的な破壊性状を示した。

一方、鉄筋比が 0.13% 以下の供試体は、A, B のシリーズに関係なく、巨視的な曲げひびわれが発生すると同時に一旦急激な荷重低下を生じた。その後、鉄筋はただちに降伏してひずみ硬化域に入り、変形の増大とともに荷重はわずかに上がるものの比較的小さい段階で鉄筋が破断して崩壊に至った。これらの供試体ではいずれもひびわれ耐力が終局耐力を上回っており、荷重-変位曲線の形状も類似していた。

上記のような鉄筋比 0.20% 以上の供試体と 0.13% 以下の供試体の破壊性状の違いは、ひびわれ性状にも現れていた。すなわち、鉄筋比が 0.20% 以上の場合にはひびわれが分散して多数発生しているのに対して、鉄筋比が 0.13% 以下の場合にはいずれも巨視的なひびわれは 1 本しか発生しなかった。

(2) P_u/P_{cr} , δ_{max}/l と破壊性状

表-3 には終局耐力 P_u とひびわれ耐力 P_{cr} の比 (P_u/P_{cr})、載荷点の最大変位 δ_{max} を載荷スパン l で除した部材変形能 (δ_{max}/l) を示した。載荷点の最大変位は、コンクリートの圧壊や鉄筋の破断により終局耐力以降急激に荷重が下がり始めるときの変位とした。ひびわれ性状と P_u/P_{cr} の関係は、ひびわれが分散して多数生じた供試体では $P_u/P_{cr} > 1$ であり、1 本しか発生しなかった供試体では $P_u/P_{cr} < 1$ となった。また、ひびわれ性状と δ_{max}/l の関係は、有効高さが同一である A シリーズでみれば、ひびわれが分散して生じた供試体では

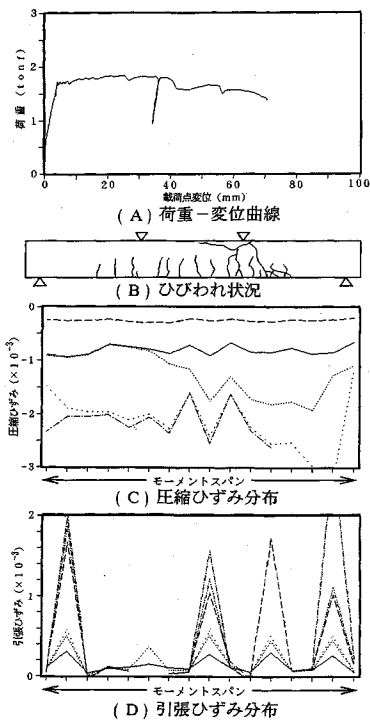


図-5 A-0718 供試体の試験結果

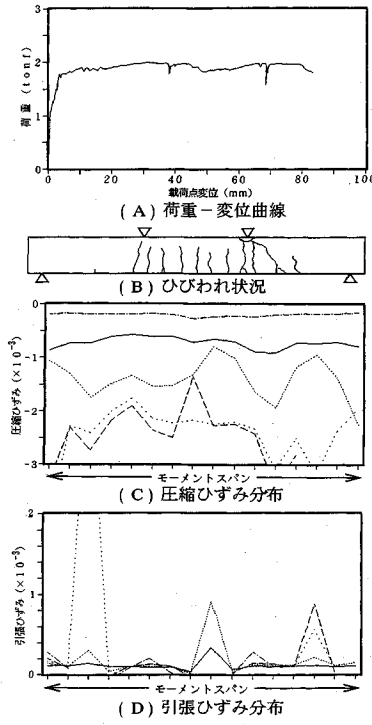


図-6 A-1018 供試体の試験結果

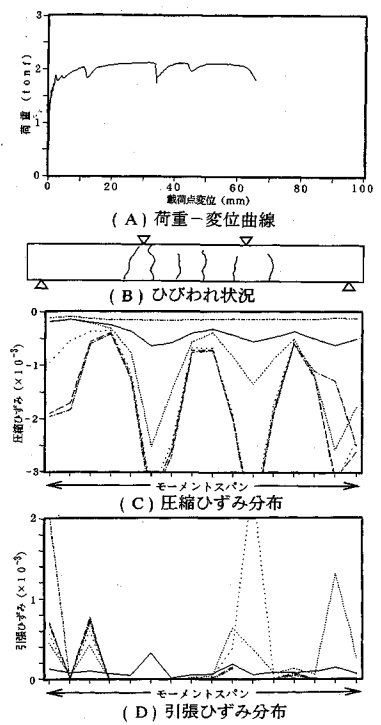


図-7 A-2018 供試体の試験結果

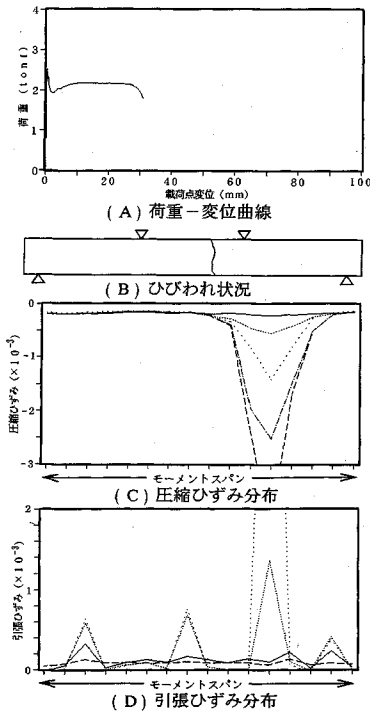


図-8 A-3018 供試体の試験結果

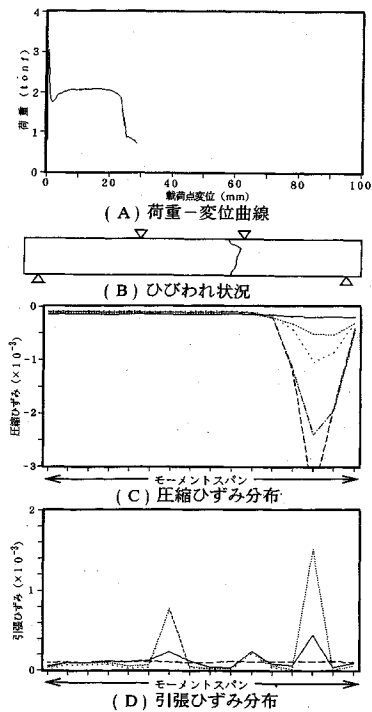


図-9 A-4018 供試体の試験結果

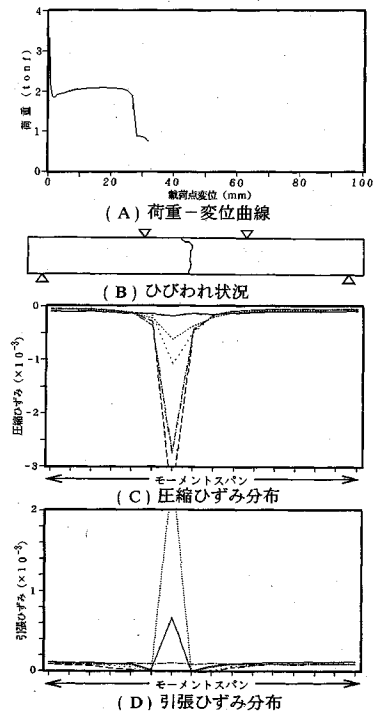


図-10 A-5018 供試体の試験結果

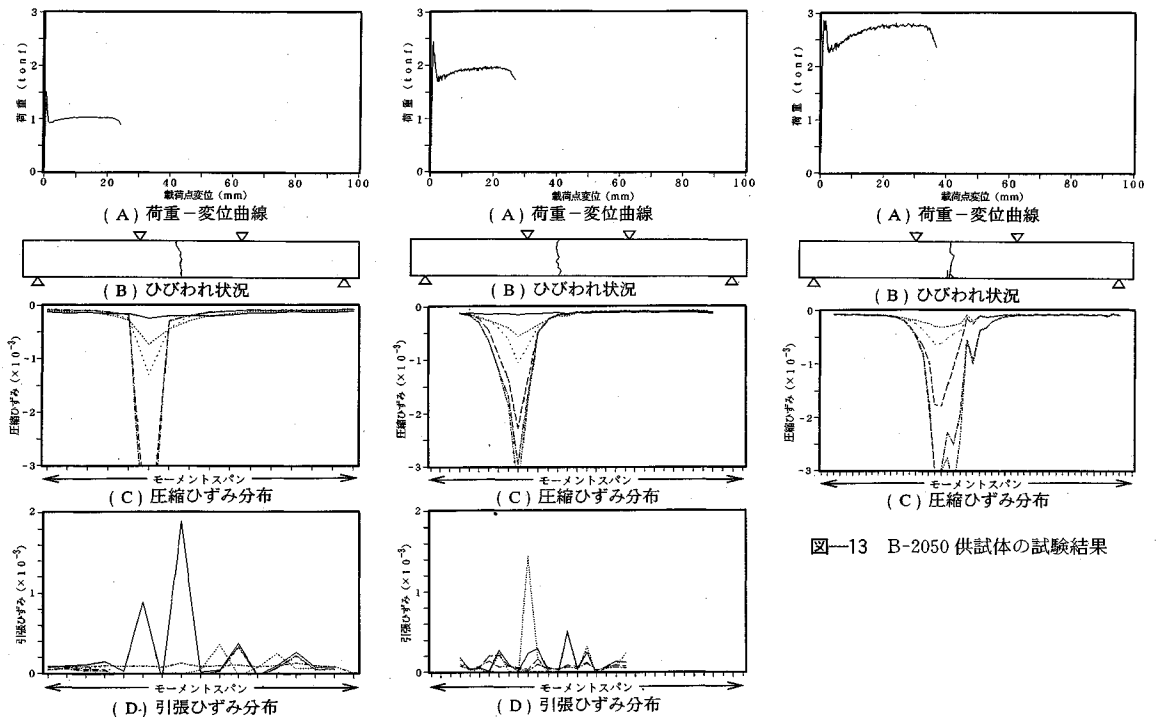


図-11 B-2018 供試体の試験結果

図-12 B-2034 供試体の試験結果

図-13 B-2050 供試体の試験結果

0.04 以上であるのに対し、1 本しか発生しなかった供試体ではその半分以下の値となった。さらに、有効高の大きい B-2034 と B-2050 供試体では非常に小さい値となった。従って、 $P_u/P_{cr}=1$ をほぼ境界として、 $P_u/P_{cr} > 1$ の場合にはひびわれが分散して発生し部材変形も大きく安定した破壊性状を示すのに対し、 $P_u/P_{cr} < 1$ の場合にはひびわれは 1 本しか発生せず小さな変形で鉄筋が破断して系の崩壊に至る。

(3) コンクリートのひずみ分布性状

図-5~図-13 の (C) にはモーメントスパン内の圧縮縁コンクリートのひずみ分布を示した。曲げひびわれが分散して多数発生した A-0718 および A-1018 供試体では、多少の乱れはあるものの圧縮ひずみはモーメントスパンにおいてほぼ一様に分布していた。一方、ひびわれ本数が少なかった A-2018 供試体では、曲げひびわれの発生位置に対応して圧縮ひずみが局所的に大きくなっていた。また、ひびわれが 1 本しか発生しなかったその他の供試体では、圧縮ひずみはひびわれ位置で局所化し、その影響範囲 (ひびわれから十分離れた位置でのひずみより大きなひずみを生じている区間の長さ) はほぼ有効高さ程度であった。

図-5~図-13 の (D) にはモーメントスパン内の引張縁コンクリートのひずみ分布を示した。巨視的には 1 本しかひびわれが発生していない供試体 (例えば、A-3018 供試体) のひずみ分布を見ると、目視ひびわれ

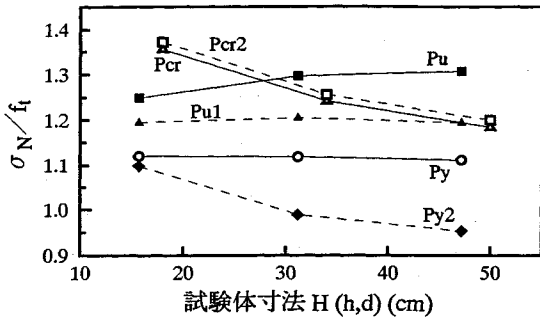
部以外の位置で部分的にひずみが大きくなっているところが観測されており、これは、はりの引張縁には目視ひびわれ以外にも曲げにより複数の微細なひびわれが発生していることを示していると考えられる。無筋コンクリートはりの曲げ破壊のメカニズム、すなわち、コンクリートには引張軟化が存在するため、無筋コンクリートの曲げ耐力は、引張縁の応力が引張強度に達するときの荷重より大きくなることを考えれば、これらの微細ひびわれの発生は十分に予想できることである。

(4) 限界耐力の実験値と算定値の比較

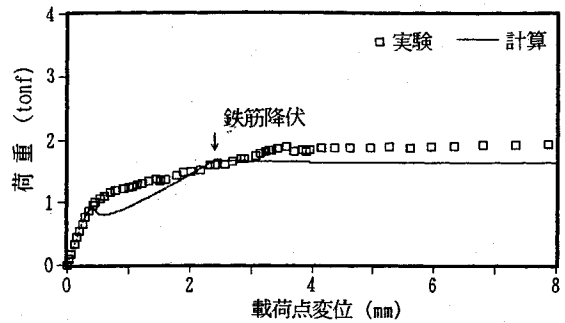
表-3 に各種限界耐力の算定値を併記した。

a) ひびわれ発生耐力

10×10×40 cm 標準曲げ供試体の曲げ強度を用いて計算したひびわれ発生耐力 P_{cr1} は、いずれの供試体についても実験値より大きくなり、供試体の幅が広いほど、また有効高さが大きいほど実験値との差が大きくなっている。一方、曲げ強度の寸法依存性を考慮して求めたひびわれ発生耐力 P_{cr2} は、A-5018 供試体を除けば実験値によく一致して、とくに、有効高さを変化させた B シリーズでは計算値は実験値に非常によく一致しており、曲げ強度の寸法依存性を考慮した計算の必要性和有効性が確認できたと考えられる。なお、A-5018 供試体でひびわれ発生荷重が低くなった原因としては、支点反力が幅方向に一樣でなかったこと、あるいは載荷点のローラーの幅 (20 cm) が供試体幅に比べて小さかった



図一14 限界耐力の寸法依存性



図一15 A-1018 供試体の荷重-変位曲線

ために、板的な効果が影響したことが考えられる。

b) P_{v2} 降伏耐力

降伏耐力に関しては、従来法の場合 (P_{v1}) はいずれも計算値が実験値を 10~20% 程度下回る結果となった。一方、寸法依存性を含んだコンクリートの引張分担分を考慮して求めた降伏耐力 P_{v2} は A シリーズおよび B シリーズの B-2018 では実験値にほぼ一致していたが、有効高さの大きい B-2034, B-2050 供試体では実験値より 1 割以上低い値となった。この原因は、本実験においては鉄筋の降伏が開始する瞬間の荷重が計測されていないためと考えられ、詳細については次節で述べる。

コンクリートの引張分担分を無視した P_{v1} と引張分担分を考慮して求めた P_{v2} を比較すると、本実験の範囲内では最大で 2 割程度の差がみられ、低鉄筋比はりの降伏耐力の算定においてコンクリートの引張分担分が無視し得ない場合のあることが明らかとなった。

c) 終局耐力

鉄筋のひずみ硬化を考慮して求めた終局耐力 P_{u1} は、10% 程度の差の範囲内で実験値に一致した。

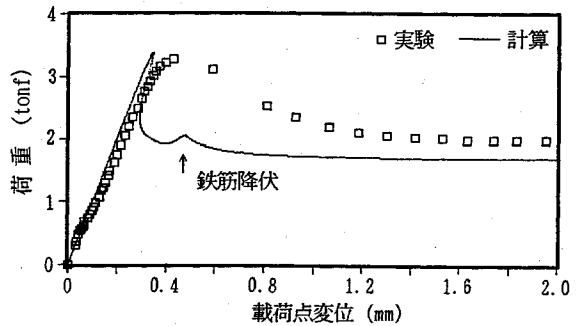
d) 限界耐力の寸法依存性

図一14は、B シリーズの各限界耐力の実験値と計算値の寸法依存性を示したものである。横軸は試験体寸法 (H) であり、ひびわれ耐力に対しては試験体高さ (h) をとり、降伏耐力に対しては有効高さ (d) がとってある。縦軸は次式で表した各限界耐力時の曲げ強度に相当する見かけの強度 (σ_N) をさらに、コンクリートの引張強度 (f_t) で除して無次元化したものである。

$$\sigma_N = \frac{Pl}{bH^2} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 P : 限界荷重、 l : 載荷スパン、 b : 試験体幅、 H : 試験体寸法

ひびわれ耐力については、実験値、計算値 (P_{cr2}) とも試験体寸法が大きくなるにつれて耐力が低下しており、ひびわれ耐力に寸法依存性のあることがわかる。一方、降伏耐力については、実験値 (P_v) には寸法依存性は現れていないが、計算値 (P_{v2}) には寸法依存性が現れている。ただし、実験値は、上述のように鉄筋の降伏



図一16 A-4018 供試体の荷重-変位曲線

が開始する荷重とは異なっている可能性があるため、降伏耐力の寸法依存性については本研究では明確にすることはできない。しかしながら、低鉄筋コンクリートはりの場合には、降伏耐力に対するコンクリートの引張分担分の影響が通常の鉄筋比の場合に比べて大きいので、降伏耐力を求める場合にはコンクリートの引張分担分を考慮するとともに、さらにその寸法依存性も考慮するのが合理的であると考えられる。

終局耐力については、実験値 (P_u) は試験体寸法が大きくなるにつれて逆に耐力が若干上昇しているが、その割合は小さく、寸法依存性はないと考えられる。また、ここに示した B シリーズのように、鉄筋の破断で終局に達するような場合には、終局耐力はほとんど鉄筋の引張強度に依存するため、寸法の依存性はないと考えるのが妥当と思われる。

(5) 破壊の安定性と載荷方法

ここでは、低鉄筋比コンクリートはりのひびわれ発生直後の急激な荷重低下、およびそれに続く降伏およびひずみ硬化域への遷移の現象について、具体例として A-1018 と A-4018 供試体を取り上げ、それらの荷重-変位曲線の計算結果をもとに述べる。

図一15と図一16の曲線(実線)は、A-1018とA-4018 供試体の荷重-変位曲線を、前述の P_{cr2} および P_{v2} を算定する際に得られたモーメント-曲率関係から弾性荷重法により計算したものである。弾性荷重法を適用す

る場合のはり軸方向の曲率の分布は、圧縮縁のひずみ分布の計測結果を考慮して定めた。すなわち、A-1018 供試体の場合には圧縮縁のひずみ分布はモーメントスパン内ではほぼ一緒になっていたため、モーメントスパンはひびわれ断面の曲率とし、せん断スパンは全断面有効の曲率とした。また、A-4018 供試体については、圧縮縁のひずみは局所化していたため、局所化の影響範囲（≒有効高さ）の区間をひびわれ断面の曲率とし、それ以外はすべて全断面有効の曲率とした。

図-15 の A-1018 供試体の荷重-変位曲線は典型的な曲げ破壊の性状を示している。ひびわれ発生後、わずかに荷重が低下しているのは、変形の増大にともなってコンクリートの引張分担分が減少する割合に比べて、鉄筋の分担分が増加する割合の方が小さいためである。このような荷重-変位曲線の場合に荷重制御（荷重を単調に増加させる方法）で載荷すると、ひびわれ発生点でわずかではあるが変位の急激な増大、すなわちジャンプが見られるがその後、破壊は安定する。さらに、降伏点を越えると急激に変形は進むが、コンクリートと鉄筋の応力中心間距離の増大と、鉄筋がひずみ硬化域に入ることによって荷重は上昇するので、荷重制御によっても安定して計測が行われる。当然のことながら、変位制御で載荷すれば、ひびわれ発生直後も安定して計測することができる。図中には自重を補正した実験データを併記しており、A-1018 供試体の場合には計算値は実験値に比較的良好一致していることがわかる。ひびわれ発生直後に計算値の方が剛性が低くなっているのは、コンクリートの引張剛性（tension stiffening）効果が計算では考慮されていないためである。

一方、図-16 の A-4018 供試体の荷重-変位曲線ではひびわれ発生直後に snap back 現象が生じている。これは、ひびわれの発生により荷重が下がり、ひびわれを生じていない領域が弾性除荷されるためである。その後、鉄筋が効きはじめるが、鉄筋比が小さいためになかなか荷重は上がらずに降伏に至る。なお、鉄筋降伏後もわずかに荷重が下がっているのは、鉄筋は降伏しているために鉄筋の引張力は一定であるのに対して、コンクリートの引張分担分が減少するためである。なお、低鉄筋コンクリートはりにおいて snap back 現象が生じることは、Carpinteri ら¹⁰⁾によっても報告されている。このような snap back を生じる荷重-変位曲線の場合には、たとえ変位制御で載荷した場合でも、ひびわれ発生点で不安定になり、snap back を生じている区間は計測できない。安定した計測を行うためには、ひびわれ位置の圧縮縁ひずみ、あるいはひびわれ開口変位などの、試験中に単調に増加する計測パラメータを制御する必要がある¹¹⁾。図中に示した実験値はひびわれ発生直後に計測点が不連続となっており、破壊が不安定になっていたこと

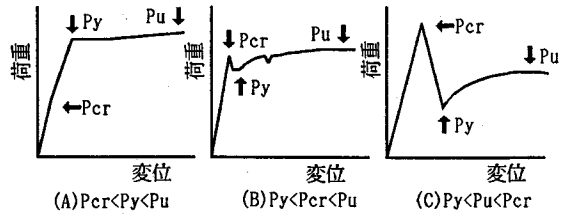


図-17 RC はりの破壊形態の分類

がわかる。なお、このような不安定破壊現象の後に荷重-変位曲線上のどこの点で安定するかは、載荷装置と供試体を含めた系全体のエネルギーバランスに依存し、場合によっては、降伏点を越えた時点で安定する可能性もある。さらに、ひびわれ位置の鉄筋が降伏棚を越えただちにひずみ硬化域にまで達するために、ひびわれ発生で一旦荷重が下がった後ただちに荷重-変位曲線が上昇し始めるという報告もある⁷⁾。従って、本実験において荷重-変位曲線上で定義したはりの降伏耐力 P_y は必ずしも鉄筋の降伏開始点には対応してはならず、鉄筋はすでに降伏域あるいはひずみ硬化域まで達している可能性がある。前節において、B-2034 と B-2050 供試体の降伏耐力 P_y が計算値 P_{y0} より大きくなったのは、以上のような理由によるものと考えられる。特にこの2つの供試体は寸法が大きいために、ひびわれ発生時に開放される非破壊領域の弾性ひずみエネルギーが大きく、しかも載荷装置が PC 鋼棒を用いた剛性の低いものであったために、ひびわれ部の鉄筋はただちに降伏域に達した可能性が高いと考えられる。

(6) RC はりの破壊形態と最小鉄筋比の考え方

本研究における実験結果およびすでに報告されている研究成果⁹⁾を参考にすると、鉄筋コンクリートはりの巨視的な破壊性状は、ひびわれ耐力 P_{cr} 、降伏耐力 P_y および終局耐力 P_u の関係により以下のように分類されると考えられる¹²⁾ (図-17)。

(a) $P_{cr} < P_y < P_u$ の場合：荷重が増加し、ひびわれが発生した時点 (P_{cr}) ではまだ鉄筋は降伏していない。変形の進行にともなって、ひびわれの数とひびわれ幅が増加し、つづいてひびわれ発生位置の鉄筋が降伏する (P_y)。その後、さらに変形が進むとコンクリートと鉄筋の応力中心間距離が増大すること、および鉄筋がひずみ硬化域に入ることにより荷重は上昇する。最終的には圧縮縁のコンクリートが圧壊する。これは典型的な鉄筋コンクリートはりの曲げ破壊挙動である。

(b) $P_y < P_{cr} < P_u$ の場合：ひびわれが発生する (P_{cr}) と荷重は一旦低下する。その後ひびわれ位置の鉄筋が降伏し、さらに鉄筋がひずみ硬化域にはいることにより荷重が増大する。なお、荷重制御で載荷した場合にはひびわれの発生と同時に変形は急激に増大し、ひびわれ部の

鉄筋はいっきにひずみ硬化域に入る。その後、変形の進行とともに荷重が再びひびわれ耐力 P_{cr} を超えると新たなひびわれが発生、進展し、鉄筋の降伏、ひずみ硬化を経て耐力の増加が続く。ただし、荷重が P_{cr} を越えても、 P_u が P_{cr} にほとんど等しい場合には、新たなひびわれは発生しないこともある。

(c) $P_y < P_u < P_{cr}$ の場合：ひびわれ発生 (P_{cr}) 直後の荷重低下までは (b) の場合と同様の挙動を示す。その後、ひびわれ発生位置の鉄筋がひずみ硬化域に入ることにより荷重は増大するものの、ひびわれ耐力 P_{cr} よりも大きくならないので新たなひびわれは発生しない。従って、最初のひびわれ発生位置でのみ鉄筋の変形が進み、鉄筋の降伏 (ひずみ硬化) 領域が限定されるために、鉄筋の変形が分散する (a) や (b) の場合に比べて小さな変形で鉄筋が破断して崩壊に至る。なお、この場合も、荷重制御により載荷すると、ひびわれ発生直後に瞬に鉄筋が破断することになる。

以上のことより、鉄筋コンクリートはり部材の設計において最小鉄筋比を定める場合には、まず、対象構造物あるいは部材を種々の荷重に対してどのように破壊させるか、すなわち、図-17中のどの破壊形態とするかを明確にしておく必要がある。目標とする破壊形態が決まれば、ひびわれ、降伏および終局の3つの限界耐力の大小関係が本節で示した各破壊形態の大小関係の条件を満たすように最小鉄筋量を算定すればよいと考えられる。ただし、構造物をどのように破壊させるべきかという問題は本論文の内容を越えた問題であるので、ここでは触れないこととする。本論文では、低鉄筋コンクリートはりの限界耐力を算定する際、特にひびわれ発生耐力を算定する場合にはコンクリートの曲げ強度の寸法依存性を、また、降伏耐力を求める際には、寸法依存性を含んだコンクリートの引張分担分を考慮するのが合理的であることを示した。また、終局耐力を算定する場合には、すでに報告されているように⁶⁾鉄筋のひずみ硬化を考慮しなければならないことを確認した。さらに、各限界耐力時における変位量を算定する場合には、はり軸方向の鉄筋のひずみ分布 (降伏およびひずみ硬化の局所化と付着の問題)⁷⁾および圧縮側コンクリートのひずみ分布 (破壊の分散と局所化の問題)¹³⁾が定量的に明らかにされる必要があると考えられる。

5. ま と め

以上の実験結果および考察より、次のような結論を得た。

(1) $P_{cr} < P_y$ の場合には、ひびわれが分散して発生し、典型的な鉄筋コンクリートはりの曲げ破壊性状を示した。一方、 $P_{cr} > P_y$ の場合には、目視ひびわれは1本しか発生せず、ひびわれ発生直後に急激に荷重が低下し、

最終的には $P_{cr} < P_y$ の場合にくらべて小さな変形で鉄筋が破断するという性状を示した。

(2) 目視ひびわれが1本しか発生しなかった供試体の圧縮縁コンクリートのひずみ分布は、ひびわれ位置に局所化し、その影響範囲はほぼ有効高さ程度であった。また、引張縁のコンクリートひずみの計測結果からは、はりの引張縁には目視ひびわれ以外に曲げによる複数の微細なひびわれが生じている可能性のあることが判明した。

(3) 低鉄筋比コンクリートはりのひびわれ発生耐力および降伏耐力は、コンクリートの引張軟化を考慮した計算法でほぼ推定できることが明らかとなった。また、終局耐力については、鉄筋のひずみ硬化を考慮すれば推定できることを確認した。

(4) 低鉄筋比コンクリートはりのひびわれ発生直後の不安定な破壊現象を、荷重-変位曲線の形状と載荷方法の関係で説明した。

(5) 最小鉄筋比を定める上で考慮しておかなければならない鉄筋コンクリートはりの基本的な破壊形態を、 P_{cr} 、 P_y および P_u の大小関係で3つに分類した。

参 考 文 献

- 1) Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI-318-83), ACI, p.38, June 1984.
- 2) CEB-FIP Model Code 1990 (First Draft), CEB Bulletin D'information, No.196, p.10-4, March, 1990.
- 3) British Standard Structural Use of Concrete Part 1, Code of practice for design and construction, BS 8110, Part 1, BSI, p.3/47, 1985.
- 4) コンクリート標準示方書 (平成3年版), 設計編, 土木学会, p.54, 1991年9月.
- 5) 土木学会: コンクリート構造の限界状態設計法指針 (案), コンクリート・ライブラリー, 第52号, p.93., 1983年11月.
- 6) 島 弘・二羽淳一郎・岡村 甫: 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, 土木学会論文集, No. 378, pp. 231~237, 1987年2月.
- 7) 池田尚治・山口隆裕・後藤康之: 鉄筋比の小さい鉄筋コンクリートはりの曲げ挙動に関する研究, コンクリート工学論文集, 第1巻, 第1号, pp.51~59, 1990年1月.
- 8) 塩屋俊幸・川崎廣貴: 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, 日本コンクリート工学協会, pp.151~158, 1984年12月.
- 9) 内田裕市・六郷恵哲・小柳 治: コンクリートの曲げ強度の寸法効果に関する破壊力学的検討, 土木学会論文報告集, No.442/V-16, pp.101~107, 1982年2月.
- 10) Bosco, C., Carpinteri, A., and Debernardi, P.G.: Minimum Reinforcement in High-Strength Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.116, No.2, pp.427~437, February 1990.
- 11) 小柳 治・六郷恵哲・大野定俊: コンクリート供試体の下降域を含む荷重-変位曲線の自動計測システム, 土木学

会論文集, No. 354, pp. 119~126, 1985 年 2 月.

- 12) 瀬古繁喜・内田裕市・六郷恵哲・小柳 治：鉄筋比が小さい RC はりの曲げ破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 13-2, pp. 255~258, 1991 年 6 月.

- 13) Hillerborg, A. : The Compressive Stress-Strain Curves for

Design of Reinforced Concrete Beams, Fracture Mechanics : Application to Concrete, ACI SP-118, pp.281~294, 1989.

(1991. 8. 7 受付)

FLEXURAL FAILURE BEHAVIOR OF LIGHTLY REINFORCED CONCRETE BEAMS IN VIEW OF SIZE EFFECT

Yuichi UCHIDA, Shigeki SEKO, Keitetsu ROKUGO and Wataru KOYANAGI

Bending tests of lightly reinforced concrete beams were carried out and the failure characteristic of the beams was investigated. The size effect on the flexural strength of concrete was taken into account in estimating the cracking and the yield strength of the lightly reinforced concrete by considering the tension softening of concrete. The failure process of the reinforced concrete beams in experiments was able to be explained through the proposed simple calculation model. The unstable fracture process after cracking was also explained using the relations between the load-deflection curves of beams and the loading conditions. The failure modes of the reinforced concrete beams were classified into three types according to the relations among the cracking, the yield and the ultimate strengths of the beams.