

論文 RC 部材におけるせん断補強鉄筋の効果

井上 寛規¹・檜貝 勇²・中村 光³

要旨: せん断補強鉄筋比とせん断スパン比を変化させた RC 梁を用いて、載荷実験を行い、実験結果と、不連続回転ひび割れモデルを使用した有限要素法解析による解析結果との比較を行った。その結果、本解析によって、実験で観測した斜めひび割れ性状、せん断補強鉄筋の歪み挙動を、せん断スパン比、せん断補強鉄筋比に関係なくおおむね評価できる事が分かった。また、せん断補強鉄筋比の小さな領域では、補強効果を比較的良い精度で評価できるが、大きな領域においては、補強効果を過小評価する結果となった。

キーワード: せん断補強鉄筋、有限要素法解析、せん断補強効果、せん断破壊

1. はじめに

鉄筋コンクリート部材の諸性状が次第に明らかにされてきた中で、せん断破壊に関しては、これまでに多くの研究が行われてきたにも拘らず、十分にその性状を把握したとはいえない。

従来、せん断耐力の算定は、主として経験式によっていたのに対し、最近は有限要素法等の数値解析技術を利用しようとする研究も多い。著者らも有限要素法解析を行って、せん断補強鉄筋を有しない梁のせん断破壊性状を精度良く評価できる事を報告¹⁾しているが、せん断補強鉄筋の効果については、十分な検討を行っていない。そこで、本研究では、せん断補強鉄筋比とせん断スパン比を変化させた RC 梁の載荷実験を行い、これらの実験結果と有限要素法による解析結果との比較を行って、解析の妥当性及び問題点を検討した。

2. 有限要素法解析の概要

2.1 材料モデル

(1) 圧縮応力を受けるコンクリート

解析に用いた圧縮応力下のコンクリートの応力-ひずみ関係は、図-1 に示すように最大応

力 (f'_c) までを二次放物線とし、その後応力が直線的に零まで減少するモデルを用いた。ここで、応力零時の歪み ϵ は圧縮破壊エネルギー²⁾ ($G_{fc}=0.0015f'_c[N/m]$) を考慮して決定した。また、圧縮強度が主引張歪みによって低下する Collins³⁾ のモデルを使用している。

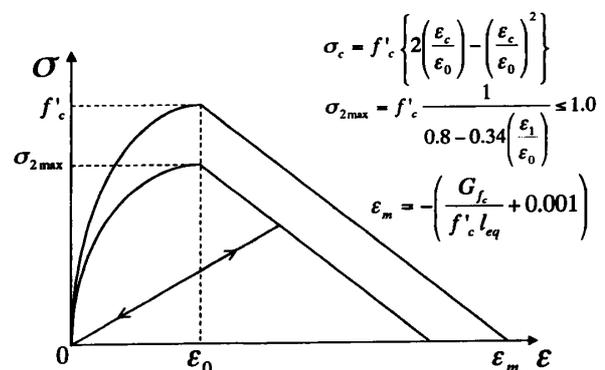


図-1 圧縮応力～歪み関係

(2) 引張り応力を受けるコンクリート

引張応力下でのコンクリートの挙動は、引張強度 (f_t) までは直線的に応力が増加するとし、軟化域については、コンクリートの引張応力 (σ) ~ ひび割れ幅 (w) 関係及び引張破壊エネルギー G_{ft} を用いて定めた (図-2)。ここで、引張応力 ~ ひび割れ幅関係は、いわゆる 3 乗モデル⁴⁾

* 1 山梨大学大学院 工学研究科土木環境工学専攻 (正会員)

* 2 山梨大学教授 工学部土木環境工学科 工博 (正会員)

* 3 山梨大学助教授 工学部土木環境工学科 工博 (正会員)

を用い、引張破壊エネルギー G_{fi} は、既往の研究結果⁵⁾を参考にして、 $G_{fi}=150N/m$ とした。

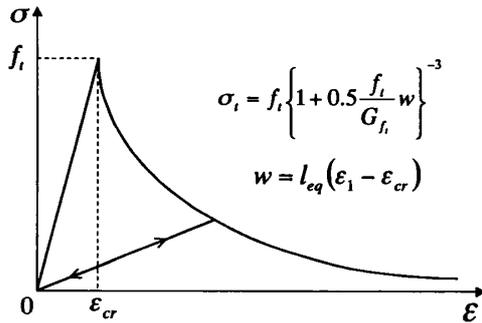


図-2 引張応力～歪み関係

(3) 鉄筋

鉄筋の構成則としては、降伏点以降の勾配を零とした完全弾塑性モデルを用いた。

2.2 要素の等価長さ

破壊エネルギーを考慮したモデルを用いる場合、要素の等価長さが必要になるが、本解析では山谷ら⁶⁾の研究結果に基づいて、いわゆる「交点長さ」を等価長さとした。すなわち、有限要素の中心を通り、各 Gauss Point における主歪み軸に平行な直線と、要素の2辺との交点の間の距離である。したがって、各 Gauss Point で用いる等価長さは、圧縮と引張でそれぞれ異なった値である。

2.3 鉄筋とコンクリートの付着

鉄筋は軸力のみ抵抗する線材（トラス部材）でモデル化し、鉄筋要素の節点とコンクリート要素の節点の間には、付着滑りを表現する2方向（鉄筋軸方向及び軸直角方向）の非線形バネ要素を用いることとした。ここで、鉄筋軸方向の付着応力(τ)～すべり(s)関係は図-3の

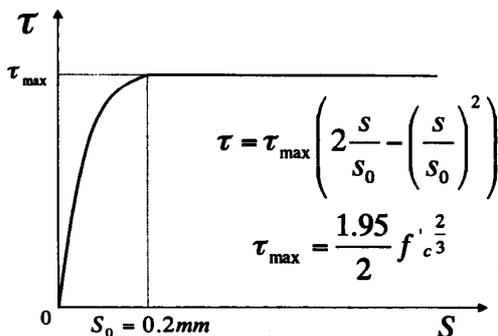


図-3 付着応力～すべり関係

ようである。

なお、このモデルには、かぶり厚さの影響、付着割裂及び dowel 作用に伴って鉄筋軸に沿ったひび割れが発生して付着応力に軟化が生ずること、などは考慮されていない。また、鉄筋軸直角方向のバネは線形で、その剛性は十分大きいと思われる値（軸方向バネの初期剛性の100倍）を用いた。

2.4 ひび割れモデル

解析には「不連続回転ひび割れモデル」を使用した。このモデルは、ひび割れが発生した後主歪みの方向が変化しても、その変化量θが小さい範囲ではひび割れの回転を許さず、ひび割れ面でせん断応力を伝達するが、θがある限界値θ_limを越えた場合には、ひび割れを主引張歪み直交方向に回転させる、という考えに基づいている。回転基準としては図-4を用いた。ここで、ひび割れ幅は、主歪みに等価長さを乗じて算定している。また、せん断剛性は、ひび割れのないコンクリートのせん断剛性G_0の0.2倍⁷⁾とした。

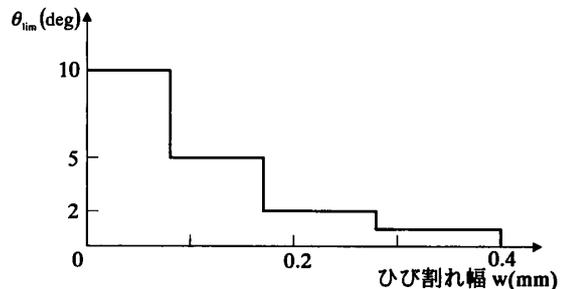


図-4 不連続回転ひび割れの回転基準

2.5 要素分割

解析に用いた有限要素は、基本的に4節点のアイソパラメトリック要素で、Gauss点の数は4である。なお、鉄筋には2節点の線要素を用い、鉄筋とコンクリート要素の間には、2節点の2方向バネ要素を用いた。代表例として、供試体No.2の要素分割を図-5に示す。（ここで、コンクリート要素と鋼支圧板要素は完全結合である。また、張出し部における横方向鉄筋は、解析においてあまり影響がないと思われるので smeared モデルを用いた。）

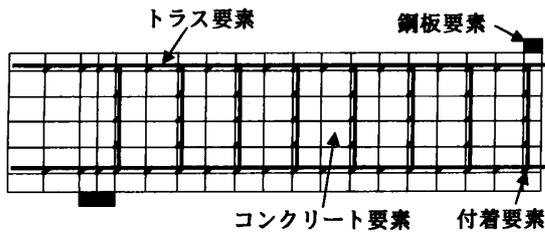


図-5 要素分割図

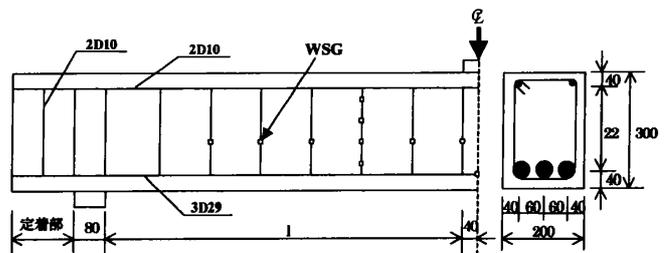


図-6 供試体寸法 単位[mm]

表-1 供試体の諸元

供試体	供試体寸法		せん断補強鉄筋			
	a/d	l (cm)	呼び名	スターラップ間隔 s (cm)	鉄筋比 r (%)	定着部寸法 (cm)
No.1	3.85	92	***	***	0.0	2×8 =16
No.2			D3	13	0.056	
No.3			D6	13	0.240	
No.4			D6	8	0.400	
No.5			D10	6.5	1.100	
No.6	1.92	42	***	***	0.0	3×7 =21
No.7			D3	13	0.056	
No.8			D6	13	0.240	
No.9			D6	8	0.400	
No.10			D10	6.5	1.100	

表-2 鉄筋の性質

鉄筋呼び名	降伏点 (MPa)	弾性係数 (MPa)
D29	369	1.87×10 ⁵
D10	355	1.83×10 ⁵
D6	357	1.79×10 ⁵
D3	250	1.85×10 ⁵

表-3 実験・解析結果の概要

供試体	コンクリート		最大荷重 Pe(kN)	修正トラス理論値 (kN)	有限要素法解析値 Pcal(kN)	Pcal/Pe	実験での破壊モード
	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (Mpa)					
No.1	23.1	2.31	151	145	125	0.83	せん断破壊
No.2	27.4	2.38	161	166	157	0.98	せん断破壊
No.3	24.2	2.16	250	226	204	0.82	せん断破壊
No.4	27.7	2.60	301	282	241	0.80	曲げ破壊
No.5	28.2	2.73	345	507	255	0.74	曲げ破壊
No.6	23.4	2.44	332	264	302	0.91	せん断破壊
No.7	27.3	2.42	379	305	319	0.84	せん断破壊
No.8	24.9	2.42	440	354	372	0.85	せん断破壊
No.9	26.6	2.42	505	415	434	0.86	せん断破壊
No.10	26.8	2.63	613	641	491	0.80	曲げ破壊

3. 実験概要

3.1 供試体

実験に用いた供試体は、せん断スパン比 a/d を 1.92 と 3.85 に、せん断補強鉄筋比 r を 0% から 1.1% にそれぞれ変化させた 10 体であり、その形状寸法等を、図-6 及び表-1 に示す。また、用いた鉄筋の性質と、各供試体の実験・解析結果の概要を、それぞれ表-2、表-3 に示す。実験においては、載荷点及び支点に、幅（軸方向）8cm の鋼支圧板を梁幅いっぱいを用いた。荷重は、破壊まで単調増加させた。データの測定としては、スパン中央断面の軸方向鉄筋の歪み、せん断補強鉄筋の歪み、載荷点変位

の測定を行い、同時にひび割れの発生状況も観測した。

3.2 実験結果

実験で得られた 10 体の供試体の荷重-載荷点変位関係を、スレンダーな梁 (No.1~No.5)、ディープな梁 (No.6~No.10) ごとにまとめて図-7 の (a)(b) に示す。a/d=3.85 のスレンダーな梁においては、斜めひび割れ発生荷重は 150~180kN でほぼ一定である。r=0% の供試体 No.1 においては、斜めひび割れ発生後荷重は一旦低下したが、その後回復し、最大荷重 151kN でピークを迎えた後に急激な低下を見せて破壊に至った。a/d が 3.85 で十分に大きくはないことから、典型的な斜め引張破壊には至らなかった

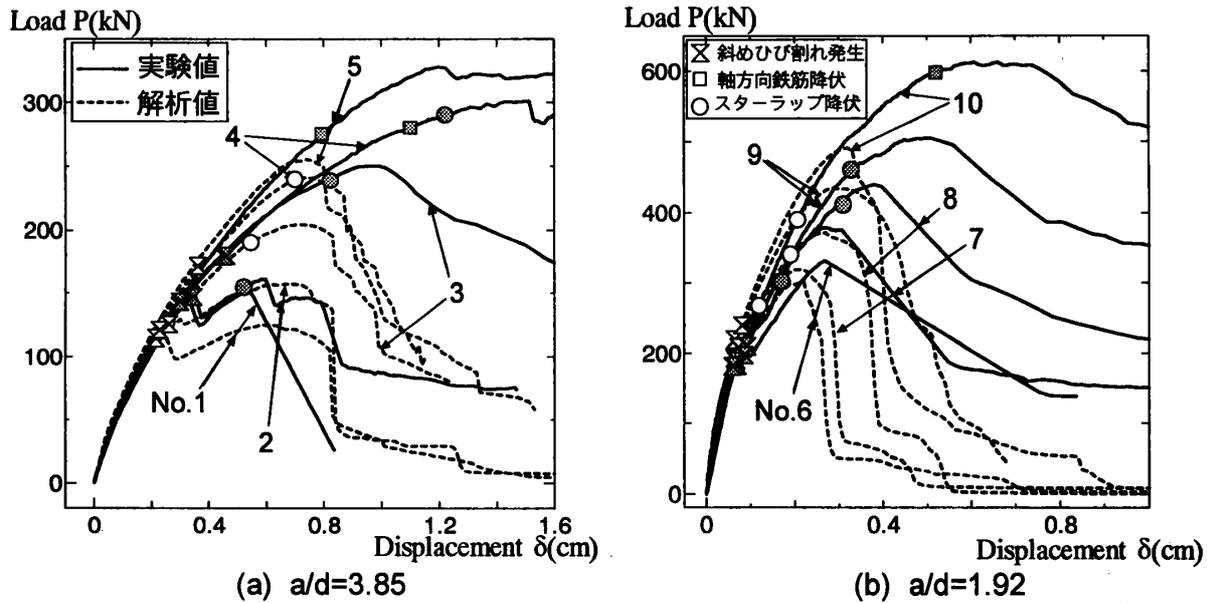


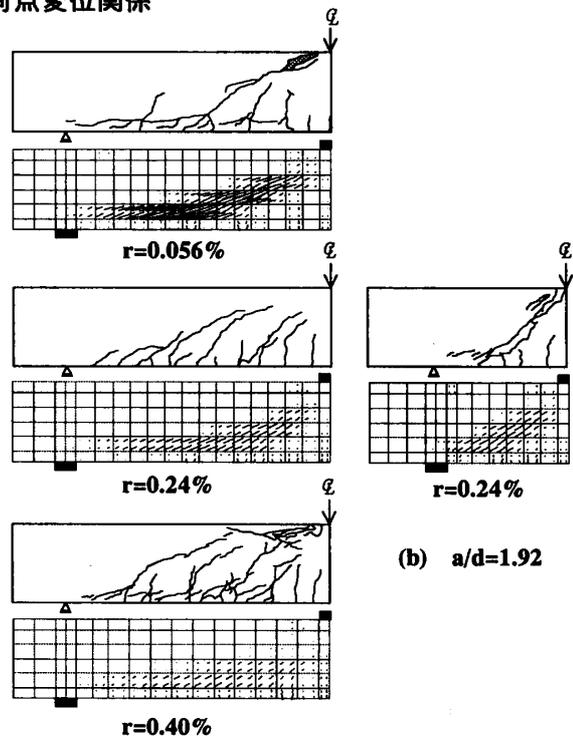
図-7 荷重～載荷点変位関係

ものと考えられる。No.2～No.5 においては、斜めひび割れ発生後、耐荷機構がトラス機構に移行するため、せん断補強鉄筋量が増すにつれて、最大耐力も増加している。しかし、 r が 0.4% 以上の供試体 No.4、No.5 においては、延性的な破壊であり、曲げ破壊したものと判定される。 $a/d=1.92$ のディープな梁においても、斜めひび割れ発生荷重は、ほぼ 200kN で一定であり、補強量が増すにつれて最大荷重は増加している。なお、 r が最大(1.1%)の供試体 No.10 においては、急激な荷重低下が見られず、曲げ破壊したと考えられる。

4. 実験結果と解析結果の比較

4.1 荷重～載荷点変位関係

図-7より、スレンダーな梁の実験においては r が 0.24%以下の場合に、ディープな梁においては r が 0.40%以下の領域において、せん断破壊荷重の解析値は、実験値の 82%～98%であって、耐力をおおむね評価できている。しかし、 r が 0.40%以上のスレンダーな梁、 r が 1.1%のディープな梁においては、実験結果が曲げ破壊であるのに対して、解析結果はせん断破壊となった。また、そのせん断耐力も曲げ耐力の実験値の 74%～80%であって、せん断耐力を過小評価することが明らかである。



(a) a/d=3.85

図-8 ひび割れ状況

4.2 斜めひび割れ状況

図-8に、実験終了時のひび割れ状況と、解析結果において、荷重が低下し始めたステップでのひび割れ状況を比較して示した。なお解析については、各ガウス点での主引張り歪みの値と方向により、ひび割れの大きさと方向を表示している。

図-8の(a)は、 a/d が 3.85 で、せん断補強鉄

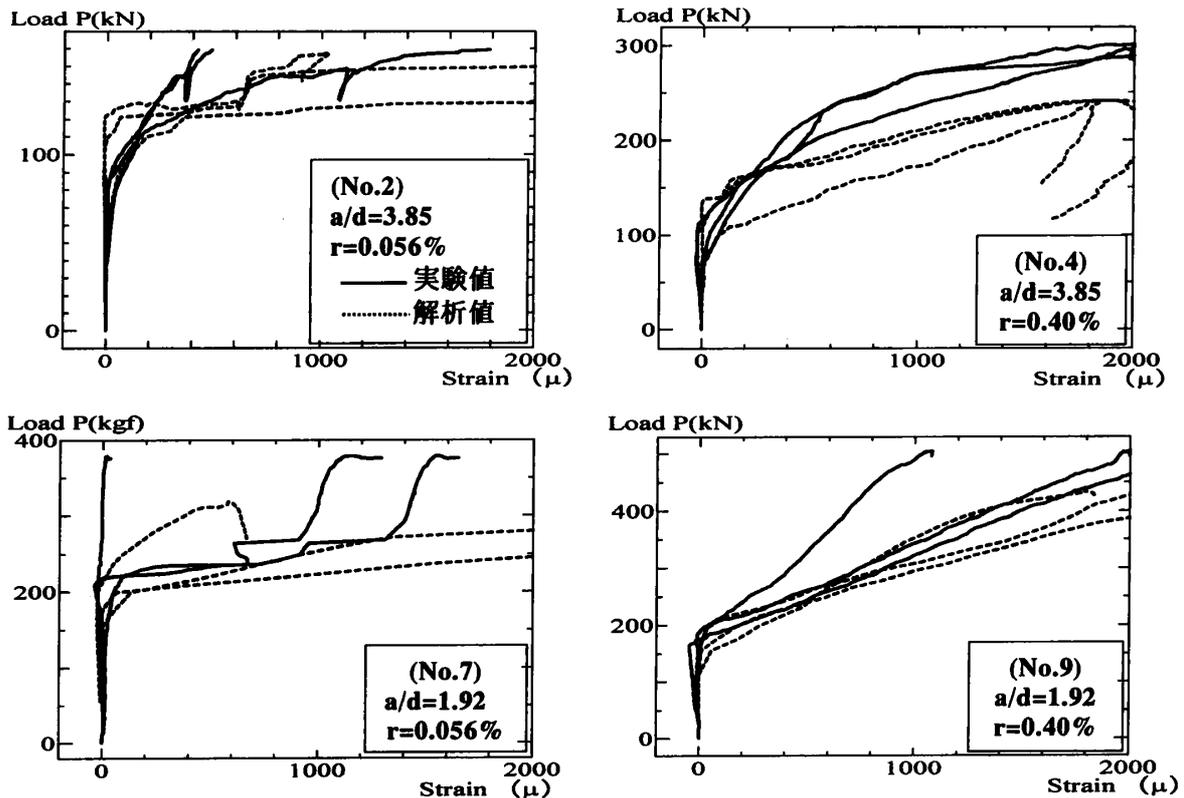


図-9 せん断補強鉄筋の荷重～歪み関係

筋比が異なる3体の供試体 (No.2、No.3、No.4) のひび割れ状況である。実験結果では、せん断補強量が増すにつれて、斜めひび割れの数が増し、ひび割れが広い範囲に分散している。一方、解析結果においても、補強量が少ない場合には斜めひび割れが狭い範囲に集中しているのに対し、補強量が増すにつれて、斜めひび割れが分散する傾向を示しており、実験の特徴を定性的には評価できている。

また、図-8の(b)は、 a/d が1.92の梁であるが、この場合は、実験においても解析においても、補強量の違いによる、斜めひび割れ性状の大きな違いは認められなかったため、供試体 No.8 ($r=0.24\%$) だけを示した。この梁に代表されるようにディープな梁の解析では、おおむねその斜めひび割れ性状を評価できている。

4.3 せん断補強鉄筋の歪み

図-9に a/d 及びせん断補強量の異なる梁について、荷重とせん断補強鉄筋の歪みの関係を示す。なお、スレンダーな梁においては載荷点から $1.5d$ 付近、ディープな梁においては支点から $a/2$ 付近の数本のせん断補強鉄筋を取り上

げて示した。これより、ディープな梁については、補強量の違いに関わらず、荷重と鉄筋の歪み関係をおおむね評価できている。また、スレンダーな梁においても、補強量が少ない場合に、斜めひび割れ発生に伴う歪みの増加は、解析結果の方が若干急激であること、補強量が多い場合には、解析による耐力が小さいことに起因する差異が認められるが、その挙動はおおむね評価できていると考えられる。

4.4 せん断補強鉄筋による補強効果

破壊荷重の実験結果、有限要素法解析値及び修正トラス理論による算定値を、図-10に示す。この比較に用いた修正トラス理論値 ($V_c + V_s$) は、トラス作用以外の作用で抵抗するせん断力 V_c を次式による値の大きい方としたものである。

$$V_c = 0.94 f_c^{1/3} (100 p_w)^{1/3} (d/100)^{-1/4} (0.75 + 1.4d/a) \cdot b_w d$$

$$V_c = 0.53 f_c^{2/3} \left\{ 1 + (100 p_w)^{1/2} \right\} (1 + 3.33r/d) / (1 + (a/d)^2) \cdot b_w d$$

これらの結果から、補強量の少ない領域において、修正トラス理論値は、実験値の80～103%、有限要素法解析値は、実験値の82～98%を示し、実験においてせん断破壊した領域に対して

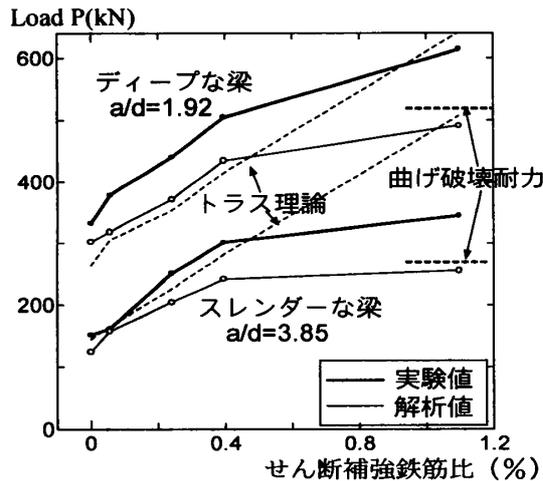


図-10 せん断補強鉄筋の効果

は、有限要素法解析、修正トラス理論とも、補強効果をおおむね妥当に評価しているといえる。

しかし、実験では補強量の多い領域において梁が曲げ破壊しているため、せん断耐力は実験値よりもさらに大きいことを考えると、せん断補強量が増すにつれて、解析結果は補強効果をより過小評価することがわかる。

図-11 は、解析において、荷重点と隣接した要素の最大主圧縮歪みをディープな梁を例に示したものである。せん断補強量の少ない供試体 No.7 では、最大荷重以降の圧縮歪みの増加は少ないが、補強量の多い供試体 No.10 では、荷重低下とともに圧縮歪みが著しく増加している。スレンダーな梁においては No.3~No.5 供試体($r \geq 0.240\%$)において同様な歪みの増加が認められる。このような圧縮歪みの著しい局所化が、せん断補強筋の多い部材の耐力を過小評価する原因になっているものと考えられる。多量のせん断補強鉄筋を用いた場合にも、解析精度を高めるためには、ひび割れモデルや、圧縮

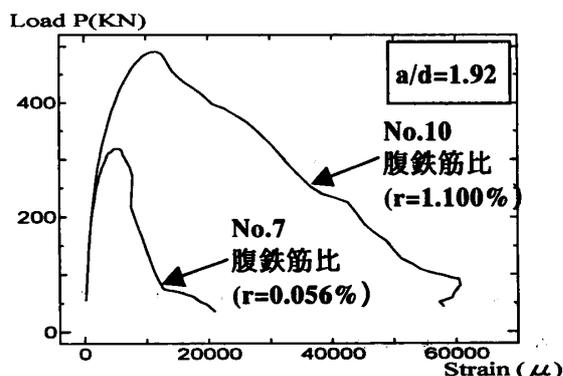


図-11 荷重～最大主圧縮歪み

を受けるコンクリートの軟化特性などについてさらに検討が必要である。

5. 結び

せん断スパン比及びせん断補強鉄筋比を変化させた RC 梁の荷重試験を行った。さらに、実験結果と有限要素法解析の結果とを比較検討して以下の結論を得た。

1. せん断スパン比の大きい梁では、せん断補強鉄筋比の増加に伴って斜めひび割れが分散するが、有限要素法解析によってこのような斜めひび割れ性状をおおむね評価することが出来る。
2. 鉄筋とコンクリートの付着も考慮した本解析によって、斜めひび割れの発生・発達に伴うせん断補強鉄筋の歪み挙動をほぼ評価することが出来る。
3. せん断補強鉄筋比が小さい範囲では、本解析によって梁のせん断耐力をおおむね評価できるが、せん断補強鉄筋比が大きい場合にはせん断耐力を過小評価する傾向が明らかであり、今後さらに検討を要する。

【参考文献】

- 1) 丁則平、檜貝勇、中村光：有限要素法による RC 部材のせん断破壊性状の検討、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.2、pp.723-728、1997
- 2) Nakamura, H. and Higai, T.: Fracture Zone and Fracture Energy of Concrete under Uniaxial Compressive Stress, Int. Conf. On Urban Engineering in Asian Cities in the 21st Century, pp.D105-D110, 1996, Bangkok, Thailand
- 3) M. P. Collins, D. Mitchell: Prestressed Concrete Basics, Canadian Prestressed Concrete Institute, 1987
- 4) Hillerborg, A.: Stability Problems in Fracture Mechanics Resting, Fracture of concrete and Rock, Elsevier Applied Science, pp.369-378, 1989
- 5) 破壊力学の応用研究委員会研究報告書、日本コンクリート工学協会、Oct、1993
- 6) 山谷敦、中村光、足立正信、檜貝勇：破壊エネルギーを考慮した有限要素法解析における要素形状の検討、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.2、pp.57-62、1997
- 7) 飯塚敬一、中村光、足立正信、檜貝勇：不連続回転ひび割れモデルによる RC 梁のせん断挙動解析、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.2、pp.459-464、1997