

論文 軸方向圧縮力を受ける RC 梁の有限要素法解析

山谷 敦^{*1}・檜貝 勇^{*2}・中村 光^{*3}

要旨: 軸方向圧縮力を受け、せん断スパン比が異なる 2 種類の RC 梁の二次元有限要素法解析を行い、軸方向圧縮力の増加に伴う斜めひび割れ耐力の上昇はせん断スパン比に拘わらずある程度捉えられるが、せん断スパン比が小さな梁のせん断圧縮破壊耐力の評価は困難であることを示した。また、その原因は、高圧縮となる載荷点近傍要素の比較的早い段階からの局所化により、荷重耐荷機構が喪失するためであることを示した。

キーワード: 軸圧縮力, せん断スパン比, 回転ひび割れ, 破壊エネルギー, 有限要素法

1. はじめに

RC 梁のせん断破壊の解析的評価が可能になりつつあり、例えば著者らは、回転ひび割れモデルとコンクリートの破壊エネルギーを考慮した非線形有限要素法解析により、軸力を受けない RC 梁のせん断耐力をある程度捉えられることを示している¹⁾。

軸力を受ける梁に対しては、 An^2 が、軸力の影響は軸引張力も含めて非線形有限要素法解析により評価可能で、軸力によるせん断耐力の変化はデコンプレッション状態に基づく手法でも表現できるとしている。しかし、これまで軸力を受ける RC 梁の解析的研究は活発に行われておらず、 An の検討条件も、せん断スパン比が 2.5 と 3、軸力の範囲が -20(引張)~15(圧縮)kgf/cm²に限られていることから、軸力が RC 梁のせん断耐力に及ぼす影響の解析的評価については未解明の部分も多く、今後この種の検討データの蓄積が必要であると考えられる。

そこで本研究では、軸圧縮力を受け、せん断スパン比が異なる 2 種類の RC 梁の有限要素法解析を行い、軸圧縮力を受ける梁のせん断耐力を解析的に評価する上での問題点を検討した。

2. 実験および解析概要

本研究では、軸圧縮応力度 σ_0 とせん断スパン比 a/d をパラメータとした RC 梁の載荷実験およびシミュレーション解析を行った。解析手法は著者らの論文に従った¹⁾。

2.1 実験および解析条件

実験試験体の寸法、断面形状および鉄筋の配置を図-1 に、コンクリートおよび鉄筋の材料諸元を表-1、表-2 にそれぞれ示す。試験体の a/d は 5.31 と 2.50 の 2 種類である。 σ_0 は 0~5MPa の範囲で変化させており、各 σ_0 に対する試験体数は、 $a/d=5.31$ ではそれぞれ 1 体、 $a/d=2.50$ ではそれぞれ 3 体である。 $a/d=2.50$ の材料諸元は各試験体 (①~⑨) によって異なり、 f_c で見

表-1 コンクリートの材料諸元

a/d	σ_0 (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	G_{fc} (N/mm)	G_{ft} (N/mm)
5.31	0.0	32.7	2.74	50.1	0.197
	1.0	33.8	2.80	51.0	0.200
	2.5	33.6	2.79	50.8	0.199
	5.0	28.9	2.52	47.2	0.185
2.50	0.0	28.4	2.49	46.8	0.183
	2.5	30.6	2.62	48.6	0.190
	5.0	31.0	2.64	48.9	0.192

表-2 主鉄筋の材料諸元

a/d	鉄筋径	f_y (MPa)	E_s (GPa)
5.31	D19	376	180
	D25	395	178
2.50	D13	359	181
	D22	362	187

*1 東電設計 (株) 技術開発本部土木技術部 課長 (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)

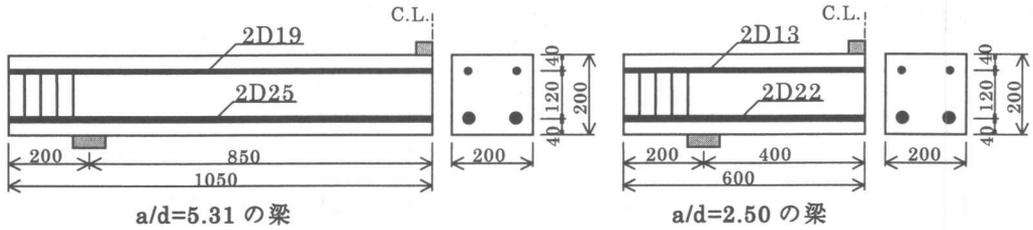


図-1 RC梁の形状・寸法

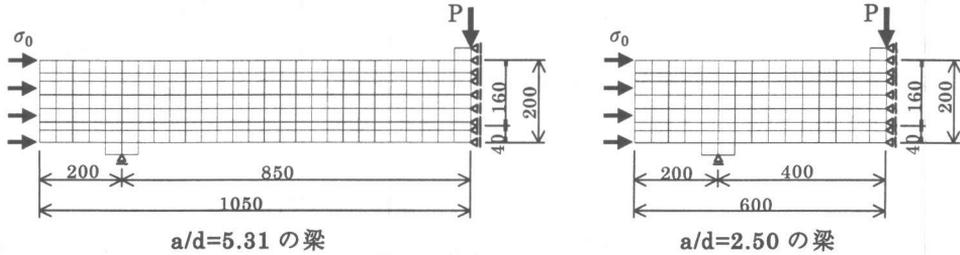


図-2 解析モデル

ると、 $\sigma_0=0.0\text{MPa}$ の3体①,②,③では順に31.3,26.3,27.9MPa、 $\sigma_0=2.5\text{MPa}$ の④,⑤,⑥では32.2,28.6,31.0MPa、 $\sigma_0=5.0\text{MPa}$ の⑦,⑧,⑨では28.3,32.0,32.9MPaであったが、表-1には σ_0 ごとに3試験体の平均値を示し、解析においてもこの平均的な材料諸元を用いることとする。

有限要素法解析における要素分割を図-2に示す。梁解析は二次元平面応力場問題として扱った。非線形求解法は、最大荷重点以降の軟化挙動を捉えるため変位制御型の増分解析とし、Newton-Raphson法により収束計算を行った。コンクリートのひび割れモデルは、ひび割れ面でのせん断伝達力を考慮する必要のない回転ひび割れモデルを用いた。

2.2 材料モデル

(1) コンクリートの応力-ひずみ関係

引張応力が引張強度 f_t に達するまでは応力-ひずみ関係を直線とし、ひび割れ発生後は引張軟化特性(-3乗モデル)により破壊エネルギー G_n (表-1)を導入した。また、テンションステイニングも引張軟化特性で表現されると仮定した。

最大応力までの圧縮側コンクリートの応力-ひずみ関係は一般的な2次放物線を用いた。圧縮ひずみと直交方向に引張ひずみが作用する場

合には、Collinsら³⁾に従って圧縮強度の低減を考慮した。圧縮軟化域はNakamuraら⁴⁾の研究に準拠して、圧縮側の破壊エネルギー G_{fc} (表-1)を考慮して定めている。 G_{fc} は、供試体寸法、供試体形状、骨材寸法を変化させた一軸圧縮試験により、一軸圧縮下のコンクリートにはある特定長さの破壊局所化領域が存在することを確認し、そこで消費されるエネルギーに基づいて定式化されたものである。このモデルを用いれば、要素寸法に依らずエネルギー吸収量を一定として、圧縮応力下においても要素寸法依存性を軽減することができる。

(2) 等価長さ

破壊エネルギーを有限要素法解析に組み込む際には、要素形状・寸法に応じてエネルギー吸収長さを規定する、いわゆる等価長さが必要となる。本研究では、要素の中心点を通り主ひずみ方向に平行な直線と要素の2辺との交点距離を等価長さとした⁵⁾。

(3) 鉄筋の応力-ひずみ関係

鉄筋は降伏点以降の勾配を零とした完全弾塑性モデルとし、軸方向鉄筋は鉄筋位置にあたる要素の中で平均化された鉄筋比としてモデル化した。ただし、ダウエル作用は考慮していない。

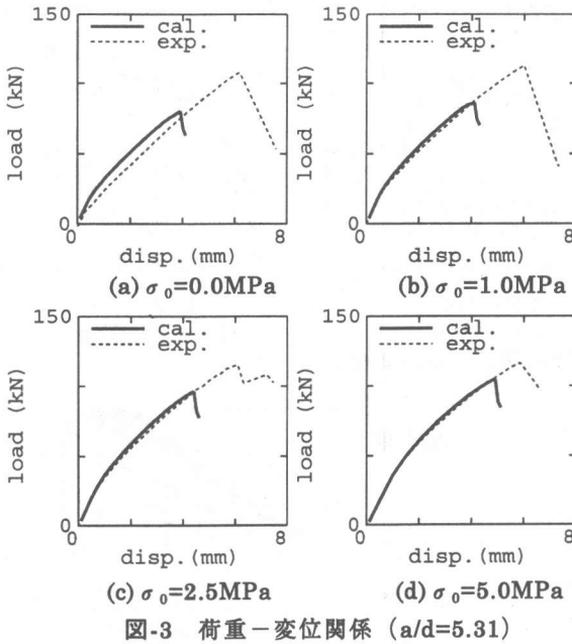


図-3 荷重-変位関係 (a/d=5.31)

3. 実験結果と解析結果の比較

3.1 a/d=5.31 の梁

(1) 実験結果の概要

せん断スパン比が比較的大きい a/d=5.31 の梁のせん断破壊モードは、軸圧縮応力度 σ_0 に拘わらず、斜めひび割れの発生により急激に耐力が低下する斜め引張破壊であった。荷重-載荷点変位関係を図-3 に点線で示す。斜めひび割れ耐力は σ_0 が小さい順に 108,113,115,116kN となっており、 σ_0 が大きくなるに従って耐力もわずかに増加している。 $\sigma_0=5.0\text{MPa}$ の実験終了時のひび割れ状況を図-4(a)に示す。曲げひび割れから進展した明瞭な斜めひび割れが見られる。

(2) 実験結果と解析結果の比較

解析で得られた荷重-載荷点変位関係を、 σ_0 ごとに実験結果と併せて図-3 に示す。解析も全ての試験体で、実験と同様、斜めひび割れの進展により急激に耐力が低下する斜め引張破壊となった。解析の斜めひび割れ耐力は、 σ_0 の順に 80,86,96,105kN と、実験の耐力をいずれも下回る結果となったが、実験結果と同様、 σ_0 が大きくなるに従って耐力は増加している。解析値が実験値に比べて全体的に小さく評価されるのは、解析で用いた回転ひび割れモデルではひ

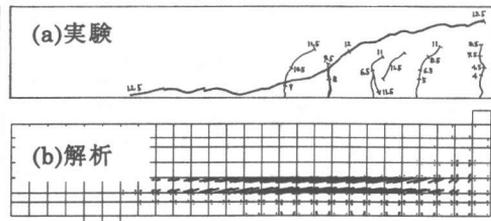


図-4 ひび割れ状況 (a/d=5.31, $\sigma_0=5.0\text{MPa}$)

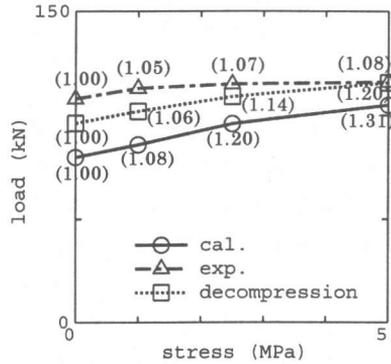


図-5 軸圧縮応力度による斜めひび割れ耐力の変化 (a/d=5.31)

び割れ面でのせん断伝達力が考慮されていないことや、図-4 のひび割れ性状の比較から明らかなように、解析では実験よりも載荷点寄りに斜めひび割れが発生し、その斜めひび割れとつながる鉄筋軸に沿ったひび割れが卓越する等、斜めひび割れの再現性に問題が残るためと考えられる。

実験結果および解析結果の σ_0 に応じた斜めひび割れ耐力の変化を、デコンプレッション状態に基づいて軸力の影響を考慮した二羽式^{6),7)}による予測値と併せて図-5 に示す。図中、()内の数字は $\sigma_0=0.0\text{MPa}$ の耐力に対する比率を示す。デコンプレッション状態に基づく軸力評価法は、コンクリート標準示方書⁶⁾においても採用されている簡便的な方法であり、軸圧縮力によるせん断耐力の増加率 β_n は、軸圧縮応力度 σ_0 に比例する形で次のように表される。

$$\beta_n = 1 + 2 \sigma_0 \cdot b \cdot h^2 / 6M_u \quad (1)$$

ここで、 M_u は断面の曲げ破壊耐力であり、a/d=5.31 の梁の場合、 $M_u = 52.0\text{kN}\cdot\text{m}$ である。

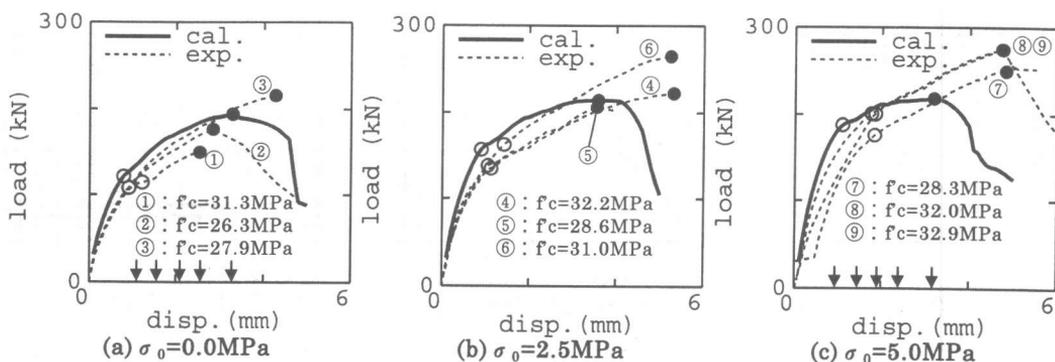


図-6 荷重-変位関係 (a/d=2.50)

図-5 を見ると、 σ_0 が大きくなるに従っていずれも耐力は増加しているが、 σ_0 が小さいほど実験と解析の耐力差は大きく、耐力増加率は解析の方が実験よりも大きく評価されている。デコンプレッション状態に基づく予測値の耐力増加率は、解析とほぼ一致していた。

以上より、斜めひび割れ耐力に及ぼす軸力の影響は解析的にある程度評価できると言えるが、ここで示したのは限られた条件下の少数の試験体に対する検討結果であり、軸力の影響度合いの定量的評価については、今後の検討結果の蓄積により判断する必要があると考えられる。

3.2 a/d=2.50 の梁

(1) 実験結果の概要

せん断スパン比 $a/d=2.50$ の梁全てが斜めひび割れ発生後タイドアーチ的耐荷機構に移行し、最終的には載荷点近傍のコンクリートの軟化により耐荷力を失うせん断圧縮破壊となった。荷重-載荷点変位関係を図-6 に、 $\sigma_0=5.0\text{MPa}$ の実験終了時のひび割れ状況を図-7(a)にそれぞれ示す。図-6 より、せん断耐力は試験体ごとにばらつき、各試験体の f_c とせん断耐力の関係を見ると、必ずしも f_c に比例して耐力が大きくなるわけではないことが分かる。 σ_0 ごとの3試験体平均での最終的なせん断耐力は、順に181,231,267kNであった。

(2) 実験結果と解析結果の比較

解析結果も全て実験結果と同様せん断圧縮破壊と判断され、斜めひび割れの発達により荷重-載荷点変位関係の勾配が急変した後、徐々に

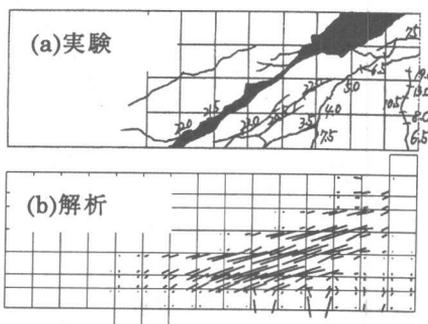


図-7 ひび割れ状況 (a/d=2.50, $\sigma_0=5.0\text{MPa}$)

荷重が増加し耐力に至った。実験と解析の荷重-載荷点変位関係の比較を図-6 に、また、ひび割れ性状の比較を図-7 に示す。

図-6 に○で示した荷重-載荷点変位関係の勾配の変化から推定される斜めひび割れ耐力は、実験と解析の両者ではほぼ一致している。また実験、解析およびデコンプレッション状態に基づく予測値 ($M_u=37.3\text{kN}\cdot\text{m}$) の σ_0 に応じた斜めひび割れ耐力の変化も、図-8(a)に示すように、その増加傾向がほぼ一致している。これらのことから、せん断圧縮破壊の場合の斜めひび割れ耐力は、本解析により評価できるものと考えられる。

しかし、斜めひび割れ後、実験では耐力がさらに大きく上昇していく傾向を示すのに対し、 $\sigma_0=2.5\text{MPa}$ と 5.0MPa の解析結果には実験結果ほどの耐力上昇は見られない。解析の最終的なせん断耐力は、 $\sigma_0=0.0\text{MPa}$ では 194kN、 $\sigma_0=2.5\text{MPa}$ では 215kN、 $\sigma_0=5.0\text{MPa}$ では 219kN であり、軸力を受けない場合に実験結果をほぼ

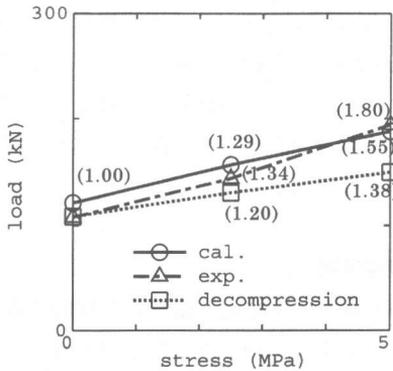


図-8(a) 軸圧縮応力度による斜めひび割れ耐力の変化 ($a/d=2.50$)

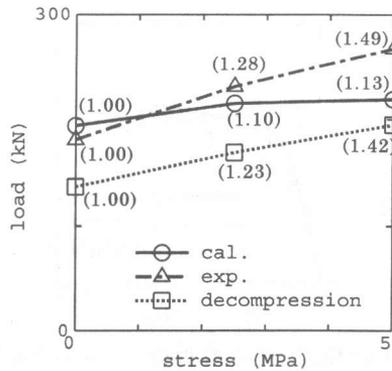


図-8(b) 軸圧縮応力度によるせん断耐力の変化 ($a/d=2.50$)

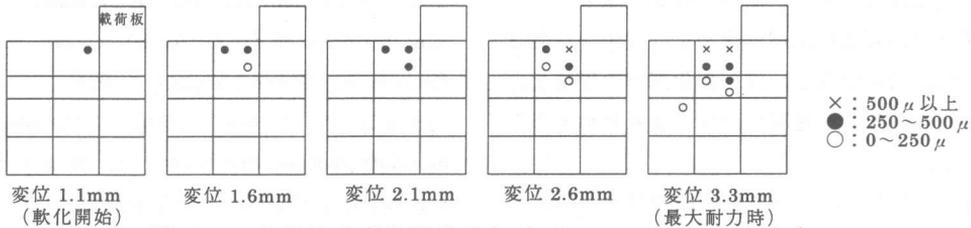


図-9(a) 主圧縮ひずみ増分分布 ($a/d=2.50, \sigma_0=0.0\text{MPa}$)

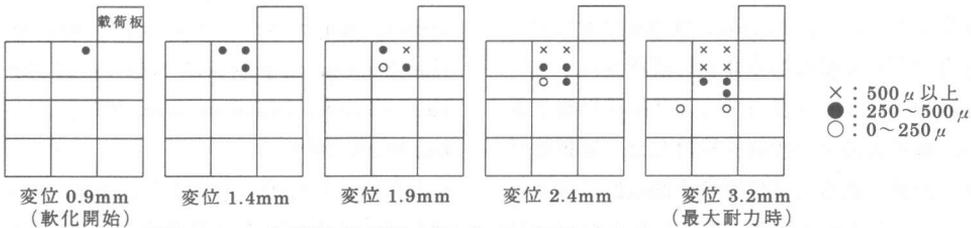


図-9(b) 主圧縮ひずみ増分分布 ($a/d=2.50, \sigma_0=5.0\text{MPa}$)

再現する結果となっている他は、実験よりも耐力が小さくなっている（最大耐力は図-6の●）。

さらに、図-8(b)の σ_0 によるせん断耐力の増加傾向からは、 σ_0 が大きくなるに従って実験と解析の耐力は乖離していく傾向が見られ、 $\sigma_0=5.0\text{MPa}$ の耐力増加率は実験では1.49であるのに対し解析は1.13と、両者で大きく異なっている。これらの結果は、本解析手法ではせん断圧縮破壊に及ぼす軸圧縮力の影響を評価することが困難であることを示唆しているものと考えられる。

一方図-8(b)には、デコンプレッション状態に基づき軸力の影響を評価した二羽のディーブーム式⁸⁾による予測値も併せて示すが、予測値と実験値の耐力増加傾向はほぼ一致していることから、デコンプレッション状態に基づく方法

によって軸力がせん断圧縮破壊に及ぼす影響を簡便的に表現できるものと考えられる。

$\sigma_0=0.0$ および 5.0MPa の解析結果において、コンクリートに圧縮軟化が生じた要素積分点での軟化開始から最大耐力までの主圧縮ひずみ増分を、載荷点周辺を拡大して図-9に示す。また図-9と対応する変位レベルを図-6に順に矢印で示す。これらより解析では、軸圧縮力の有無に拘わらず、斜めひび割れが発生する変位レベルに達したあたりから載荷点と隣接する要素で圧縮軟化が始まり、その後の載荷に応じた主圧縮ひずみ増分量は $\sigma_0=5.0\text{MPa}$ の方が大きくなる傾向にあることが分かる。このことから、解析で載荷点に与えた変位増分量が $\sigma_0=0.0\text{MPa}$ と 5.0MPa で等しい(0.1mm)ことを考慮すると、図-8(b)で解析の軸力によるせん断耐力増加率が

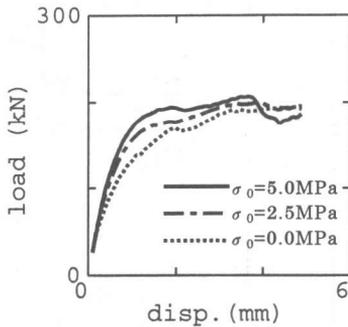


図-10 WCOMD-SJ の解析結果 (a/d=2.50)

鈍かったのは、アーチ機構の構成上重要となる載荷点周辺要素の圧縮軟化が早い段階から始まり、軸圧縮力が大きいほど軟化部での局所化、すなわち、破壊が進展しやすくなるためと考えられる。

前述したように、本解析手法ではせん断圧縮破壊における軸圧縮力の影響を精度良く表現できなかった。ここでは、a/d=2.50の梁に対して、現時点で最も実績のある非線形解析コードの一つ「WCOMD-SJ(Ver.7.2)」⁹⁾により同様の解析を行い、解析結果の一般性を検討した。解析結果のうち荷重-載荷点変位関係を図-10に示す。軸圧縮力によるせん断耐力の増加は本解析結果と同様に小さく、実験結果と異なる挙動を示している。せん断圧縮破壊時の軸圧縮力の影響を表現できないのは本解析手法に特有の問題ではないことが分かる。

4. まとめ

本研究で得られた結果は以下のとおりである。

- (1) 軸圧縮力の増加に伴う斜めひび割れ耐力の増加は数値解析的にある程度評価可能であるが、本解析手法では、特にせん断スパン比が大きく軸圧縮力が小さい場合に、実験よりも耐力を小さく評価する傾向にあった。
- (2) 斜めひび割れの発生によって直接破壊に至らないせん断圧縮破壊の場合、本解析手法により軸圧縮力の影響を評価することは困難である。これは、載荷点近傍要素における比較的早い段階からの圧縮局所化が原因と考えられる。

(3) 圧縮側コンクリートの挙動は、一般のRC構造物の終局挙動を評価する上でも重要であることから、今後、軟化域の挙動も含めて、圧縮応力下のコンクリートの構成モデルに関する検討が必要である。

参考文献

- 1) 山谷敦, 中村光, 檜貝勇: 回転ひび割れモデルによるRC梁のせん断挙動解析, 土木学会論文集, V-43, No.620, pp.187-199, 1999.5.
- 2) An, X: Failure analysis and evaluation of seismic performance for reinforced concrete in shear, Dissertation, Tokyo university, 1996.
- 3) Collins, M. P. and Vecchio, F.: The response of reinforced concrete to In-plate shear and normal stresses, University of Toronto, 1982.
- 4) Nakamura, H. and Higai, T.: Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete, Seminar on post-peak behavior of RC structures subjected to seismic load, JCI, pp.259-272, Oct.25-29, 1999.
- 5) 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.
- 6) 土木学会コンクリート委員会: コンクリート標準示方書 設計編, 土木学会, 1996.
- 7) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, V-5, No.372, pp.167-176, 1986.
- 8) 二羽淳一郎: FEM解析に基づくディープビームのせん断耐荷力算定式, 日本コンクリート工学協会, 第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.119-128, 1983.
- 9) 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.