

[2057] 側方鉄筋を有する鉄筋コンクリート部材のせん断耐力および変形能

正会員 ○睦好宏史（埼玉大学工学部）

正会員 町田篤彦（埼玉大学工学部）

1. 序論

鉄筋コンクリート（以下RC）構造物あるいは部材の靱性能をとり入れた耐震設計法が合理的であることは既に認められており、土木および建築分野ともに、何らかの形で構造部材の靱性能が耐震設計法にとり入れられている〔1, 3〕。土木分野では、昭和61年に改訂されたコンクリート標準示方書の耐震設計の項では、地震時の安全性および地震後に要求される構造物の性能に基づいて、構造物にある程度の損傷を考慮して、設計震度を定める方法が用いられており〔2〕RC部材の靱性能評価は、より一層必要不可欠なものとなってきている。

RC部材の終局変形能に関する研究はこれまで数多く行われてきたが、その多くは、梁部材とほぼ同じ配筋方法、すなわち、圧縮および引張部にのみ主鉄筋を配したものであった。しかし、地震力が問題となる実際のRC構造物は、圧縮および引張部以外にも主鉄筋を配筋する場合（側方鉄筋）が一般的である。しかし、側方鉄筋を有するRC部材のせん断耐力あるいは側方鉄筋が終局変形能におよぼす影響等を詳細に扱った研究は極めて少ないのが現状である。

本研究は、側方鉄筋を有するRC部材の終局せん断耐力の算定法について検討し、さらに側方鉄筋が部材の終局変形能におよぼす影響を実験的に明らかにしようとしたものである。

2. 実験概要

2.1 側方鉄筋を有するRC梁部材のせん断耐力に関する実験

側方鉄筋がせん断耐力におよぼす影響を明らかにするために、図-1に示すような梁供試体を用いて実験を行った。供試体は、引張部、圧縮部および腹部に主鉄筋を配したもので、せん断補強筋は主鉄筋の定着部以外には使用していない。供試体の諸元を表-1に示す。供試体はすべて、曲げ破壊が生じる前にせん断破壊が生じるように設計したものである。載荷方法は、単純支持で2点載荷とし、一方向単調に荷重を加えた。

2.2 側方鉄筋がRC部材の終局変形能におよぼす影響に関する実験。

実験に用いた供試体は図-2に示すような

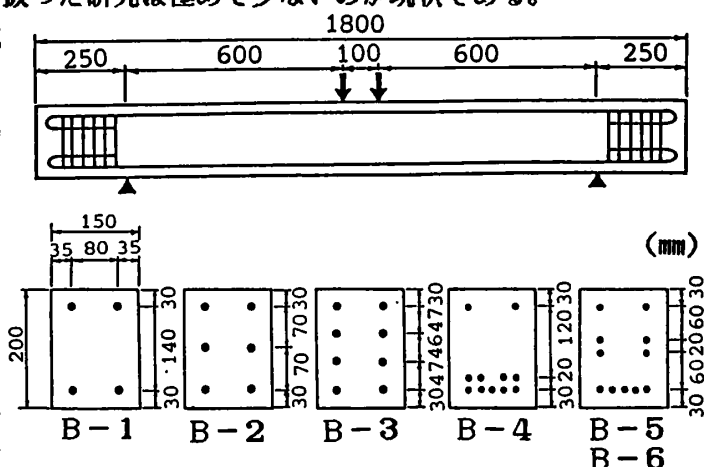


図-1 RC梁供試体の形状寸法

表-1 RC梁供試体の諸元

Specimen No.	Shear Span Ratio	Main Reinforcement	Concrete	
			G _{max} (mm)	fc' (Kg/cm ²)
B-1	3.5	4×D13	12.5	325
B-2	3.5	6×D13	12.5	
B-3	3.5	8×D13	12.5	
B-4	3.0	11×D10	10.0	336
B-5	3.0	11×D10	10.0	
B-6	2.5	11×D10	10.0	

Note, Yield Point: 3970kg/cm²(D13), 3788kg/cm²(D10)

G_{max}: Maximum size of aggregate

fc': Compressive Strength

片持ち梁型の供試体で、せん断支間比はすべて4とし、軸方向鉄筋は側方鉄筋の量を変えることによって3種類に変化させ、帯鉄筋も3種類に変化させた。表-2に供試体の諸元を示す。なお、いずれの供試体も軸力はかけていない。供試体はすべて、曲げ降伏がせん断破壊に先行するように設計した。また、帯鉄筋を配する場合には、斜めひびわれが主鉄筋と45°の角をなして発生すると仮定し、固定端から断面の有効高さdに相当する位置までの範囲に少なくとも1本の帯鉄筋が入るように配筋した。

载荷にあたっては、まず一方向に荷重制御で降伏荷重に達するまで载荷した。この場合、降伏荷重は鉄筋とコンクリートの弾性係数の比を15とし、主鉄筋の実降伏点を用いて得られるものである。降伏荷重に達した時の変位を降伏変位(+ δy)とし、以後は変位制御で $\pm \delta y$ 、 $\pm 2\delta y$ 、……と、各変位段階において10回ずつ繰返し载荷した。载荷装置を図-3に示す。なお、靱性率は荷重-変位包絡線において、荷重が最大荷重の80%まで低下した時の変位を降伏変位で割ったものと定義した[10]。

3. 側方鉄筋を有するRC梁部材のせん断耐力

表-3は側方鉄筋を有するRC梁部材の実験結果をまとめて示したものである。これらの供試体はいずれ

も曲げ降伏する前に、斜め引張破壊が生じたもので、破壊性状は側方鉄筋の有無に拘わらず同様の性状を示した。主鉄筋を引張部にのみ配した供試体(B-1)と側方にも配した供試体(B-2, B-3)を比較してみると、計算で求めた曲げ耐力および実験から得られたせん断耐力は鉄筋量の増加に伴っていずれも上昇するが、曲げ

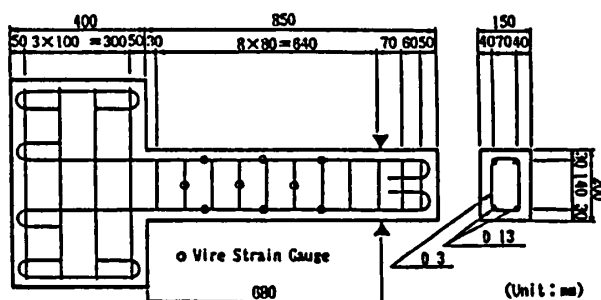


図-2 T型供試体の形状寸法の一例

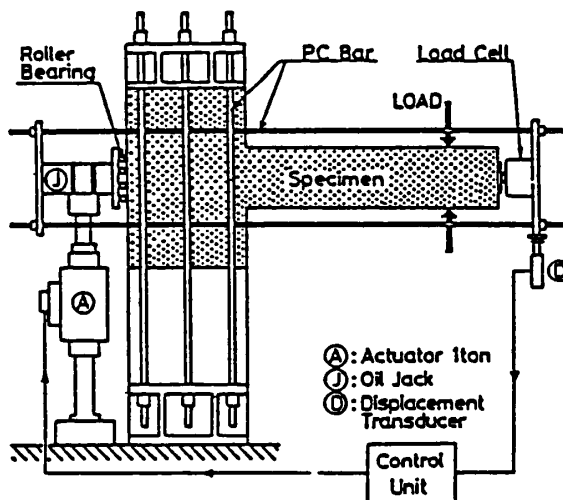


図-3 载荷装置

表-2 T型供試体の諸元

Specimen No.	Shear Span Ratio	Main Reinforcement	Shear (*) Reinforce. Ratio(%)	Compressive Strength (kg/cm ²)	Ductility Factor (μ)
T-1	4.0	4×D13	0.12	354	5.5
T-2		6×D13			4.9
T-3		8×D13			3.6
T-4		6×D13	0.24	275	5.2
T-5			0.48		6.4
T-6		4×D13	0.12	265	5.8

(*) D3 was used (Yield Point:3250kg/cm²)

表-3 RC梁供試体の実験結果

Specimen No.	Calculated Flexural Strength (ton)	Measured Shear Strength (ton)	Calculated Shear Strength (ton)	
			Authors	Ishibashi [4]
B-1	7.4	6.90	6.72 (1.03)	6.99 (0.99)
B-2	10.6	8.40	8.06 (1.04)	7.78 (1.08)
B-3	11.6	9.57	8.64 (1.11)	8.47 (1.13)
B-4	15.0	7.19	8.70 (0.83)	8.82 (0.88)
B-5	11.5	9.21	8.70 (1.06)	8.21 (1.12)
B-6	13.7	9.96	9.32 (1.07)	8.80 (1.13)

() : (Measured)/(calculated)

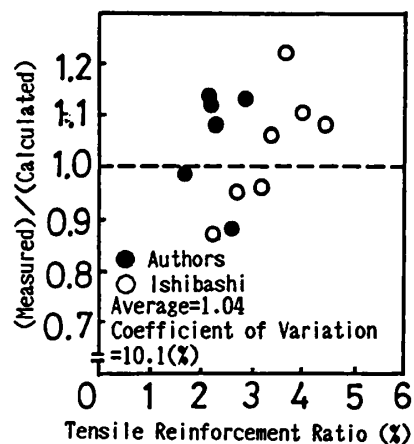
耐力における上昇率の方がせん断耐力のそれよりも大きいことが分かる。一般に、曲げ終局耐力は通常の方法に従って計算により求めることができる。しかし、側方鉄筋を有するRC部材のせん断耐力を求める方法は現在のところ確立されていない。地震力が問題となる実際のRC構造物の多くは側方鉄筋が配筋されていることを考えれば、終局せん断耐力を算定する方法を確立することが非常に重要である。ここでは側方鉄筋を有し、かつせん断補強筋が無い場合のRC梁部材のせん断耐力について検討することにする。

既往の研究〔4〕によれば、腹部に多段配筋したせん断耐力は、見掛けの鉄筋量を $A_s = \sum A_{si} \cdot d_i / d$ (ここに、 A_{si} : 各段の軸方向鉄筋断面積, d_i : 各段の有効高さ, d : 最引張側にある鉄筋の有効高さ) とおくことにより、既往のせん断耐力算定式を用いて求めることができると報告している。軸方向鉄筋がせん断耐力におよぼす影響は、種々の要因が複雑にからみ合っているため、一義的に定義することはかなり困難である。そこで、本研究では上記の方法ならびに曲げ終局時における中立軸より引張側にあるすべての軸方向鉄筋はせん断耐力に対し同程度に寄与するものと仮定し、 $A_s = \sum A_{si}$ (A_{si} : 中立軸より引張側にある軸方向鉄筋) として、既往のせん断耐力算定式〔5〕を用いてせん断耐力を求めた。図-4および表-3は上述した2通りの方法についてせん断耐力を求めた結果を示したものである。なお、図は本実験および石橋ら〔4〕が行った実験結果について示している。図および表から分かるように、側方鉄筋を有するRC梁部材のせん断耐力はいずれの方法を用いても同程度の精度で求めることが可能であると言える。引張鉄筋比の算定方法が異なるにも拘わらず両者ともに同程度の精度でせん断耐力が求められたのは、前者(表-3中(Ishibashi))の方法では、圧縮力を受け持つ鉄筋についても見掛けの引張鉄筋比に換算しているため、両方法で求めた見掛けの引張鉄筋比がほぼ同じ値になったからであると思われる。

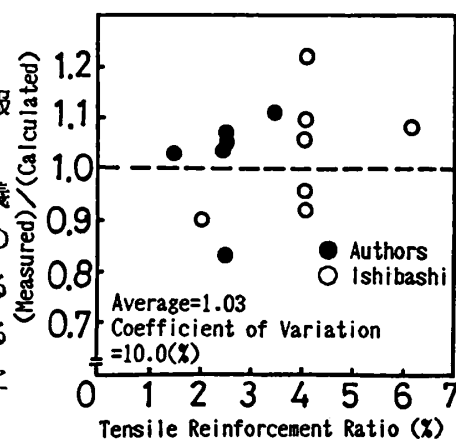
4. 側方鉄筋がRC部材の変形能におよぼす影響

供試体はいずれも引張鉄筋が降伏した後、最大耐力に達し、その後斜めひびわれの進展に伴って耐力が減少し、破壊に至った。図-5は終局状態における破壊性状を示した

もので、帯鉄筋量が等しい場合(T-1, T-2, T-3)、側方鉄筋が増加するにつれて斜めひびわれの進展する角度が、部材軸に対して緩やかになっていく傾向がみられた。また、塑性域も側方鉄筋の増加とともに広がっていくことが認められた。図-6は帯鉄筋量が等しい場合にお



(a) 石橋らによる方法



(b) 著者らの方法

図-4 せん断耐力の推定

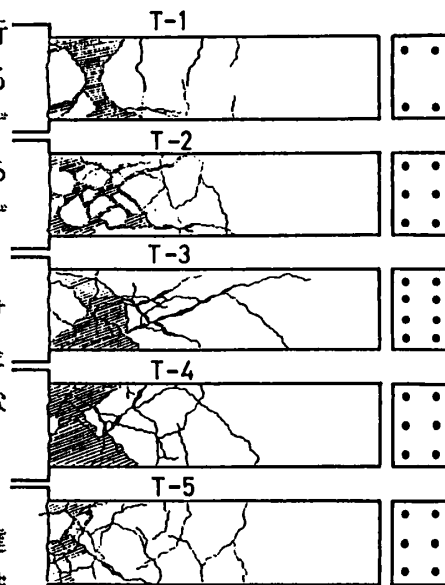


図-5 破壊性状

ける荷重－変位曲線を示したものである。側方鉄筋を配筋することによって、部材の耐力は上昇するものの靱性率は減少することが分かる。特に側方鉄筋が多くなるほど、最大耐力を超えてから急激に耐力が減少する傾向にある。一般に、RC部材の靱性率は、せん断耐力（ V ）と曲げ耐力の比と強い相関があるといわれている。すなわち、 $V \cdot a / M$ （ a ：せん断スパン）が大きいほど、靱性率は大きくなる傾向がある。側方鉄筋がせん断耐力および曲げ耐力におよぼす影響は、3. で述べたように、側方鉄筋の増加により、両者ともに増加するが、その割合は、曲げ耐力における方がせん断耐力の割合よりも大きいことが明らかとなった。従って、帯鉄筋量が等しい場合、側方鉄筋が増加することにより $V \cdot a / M$ が小さくなり、その結果、靱性率が減少したものであると思われる。いま、実験に用いた全供試体について、 $V \cdot a / M$ と靱性率（ μ ）の関係を図-7 に示してみる。この場合の V は、3. で述べたように、中立軸より引張側のすべての側方鉄筋を引張鉄筋比として計算したせん断耐力にせん断補強筋が受け持つせん断力をたしあわせたものである。図から分かるように、側方鉄筋を有するRC部材の靱性率は側方鉄筋を配さない部材と同様、 $V \cdot a / M$ と正の相関関係にある。

次に、側方鉄筋の量が等しい場合、せん断補強筋量が靱性率におよぼす影響について検討することにする。図-8 は、側方鉄筋の量が同一で、帯鉄筋比が 0.12, 0.24, 0.48 % と変化させた場合の荷重－変位曲線を示したものである。図から明らかなように、帯鉄筋を増やすことによって靱性率が顕著に増加していくのが分かる。

以上のように、側方鉄筋を配することによって耐力は上昇するものの、靱性率は逆に低減することが明らかとなった。このことは、RC部材の設計を行う場合、耐力により照査する場合は問題とならないが、耐震設計のように部材にある靱性率を確保しなければならない場合には、側方鉄筋を配することにより、危険側になることが考えられる。従って、側方鉄筋を配し、かつある大きさの靱性率を確保するためには、側方鉄筋の量に応じたせん断補強筋を配することが必要不可欠となる。このことは、次章で詳しく述べることにする。

5. 側方鉄筋を有するRC部材の靱性率の推定

RC部材の靱性率の推定式は過去において幾つか提案されている [6, 7, 8, 9, 10]。これらの多くは、主にせん断耐力と曲げ耐力の比（ $V a / M$ ）に基づくもの、多くの実験結果から各要因ごとに靱性率におよぼす影響を明らかにして求めたもの等である。しかしながら、各提案式には、一長一短があり、現状では確立されているとはいえない。また、これらの提案式は主に側方鉄筋を配さない部材に対して求めたものであるため、側方鉄筋を有する部材に対しても適用できるかどうか疑問である。ここでは、これまでの提案式の中から比較的精度の良いものを選び

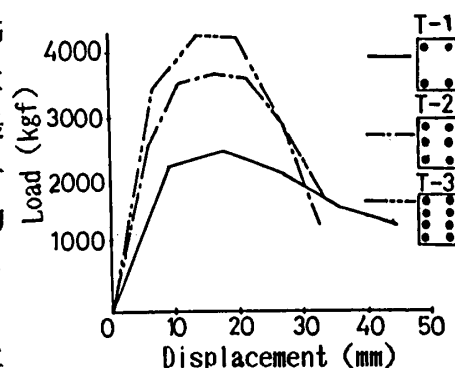


図-6 荷重－変位曲線（a）

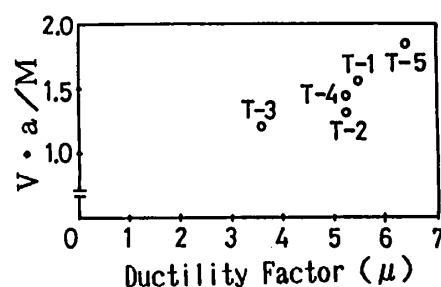


図-7 耐力比と靱性率

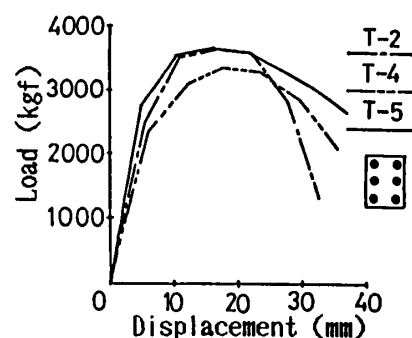


図-8 荷重－変位曲線（b）

これを側方鉄筋を有する部材に対して適用し検討することにした。用いた提案式は以下に示すようなものである [10]。

$$\mu u = \beta_0 (1 + \beta_t + \beta_w + \beta_N + \beta_a + \beta_n)$$

ここに、

$$\beta_0 = 28.4 / d + 2.03$$

$$\beta_t = (p_t)^\alpha - 1$$

$$\alpha = (-0.146 / (a/d - 2.93) - 0.978) \quad (a/d \geq 3.0)$$

$$\beta_w = 2.70 (p_w - 0.1)$$

$$\beta_a = \begin{cases} (-0.0153 \sigma_0 + 0.175) (a/d - 4.0) & (\sigma_0 \leq 11.4 \text{ kg/cm}^2) \\ 0 & (\sigma_0 > 11.4 \text{ kg/cm}^2) \end{cases}$$

$$\beta_N = 2.18 (\sigma_0 + 10)^{-0.260} - 1$$

$$\beta_n = 1.26 (n)^{-0.0990} - 1$$

d : 部材断面の有効高 (cm), p_t : 引張鉄筋比(%)
, a/d : せん断スパン比, p_w : 帯鉄筋比(%)
, σ_0 : 軸圧縮応力度 (kg/cm²), f_c' : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²), n : ある変位段階における繰返し回数

上記の式は、土木で用いられている独立柱形式の橋脚を対象とした RC 部材の数多くの実験結果から、各要因 (主鉄筋比 (p_t)、帯鉄筋比 (p_w)、軸方向応力 (σ_0)、せん断スパン比 (a/d)、繰返し回数 (n)、コンクリート強度 (f_c')) が靱性率におよぼす影響を定量的に整理してまとめたものである。

側方鉄筋を配さない 67 体の部材に対して上記の式を適用したところ、(計算値/実験値) の平均値は 1.01、

変動係数は 16.5% で、現在提案されている靱性率の算定式の中では最も精度がよいものである。

上記の式を側方鉄筋を有する部材に適用するために式の一部を修正した。すなわち、側方鉄筋を配した場合には引張鉄筋比が大きくなる。そこで、鉄筋比が大きい場合における β_t をより精度よくするために本実験から得られた結果をもとにして、以下のように式の一部を修正した。なお引張鉄筋は曲げ終局時における中立軸より引張側にあるすべての軸方向鉄筋とした。

$$p_t \leq 1\% \text{ の場合 } \alpha = (-0.146 / (a/d - 2.93) - 0.978)$$

$$p_t > 1\% \text{ " } \alpha = (-0.146 / (a/d - 2.93) - 0.298)$$

このようにして得られた式を側方鉄筋を配した部材 12 体、側方鉄筋を配さない部材 31 体に適用した結果を図-9 に示す。(計算値/実験値) の平均値は 1.09、変動係数は 14.6% で、側方鉄筋の有無に拘わらずかなり高い精度で靱性率を推定することが可能となった。しかしながら、上記の式は実験式であるので、式の精度を高めるためには、今後より多くの実験データを用いて検討することが必要である。側方鉄筋を増やしていくに従い、靱性率が低減していくことは 4. で述べた通りである。そこで、側方鉄筋を配筋した場合、ある靱性率を確保するためにどの程度の帯鉄筋量が必要であるかを上式から算定してみた。図-10 は、有効高さを 30cm、 $a/d = 4.0$ とした部材について、靱性率 (μ) を 2, 3, 4 確保するために必要な帯鉄筋比を示したものである

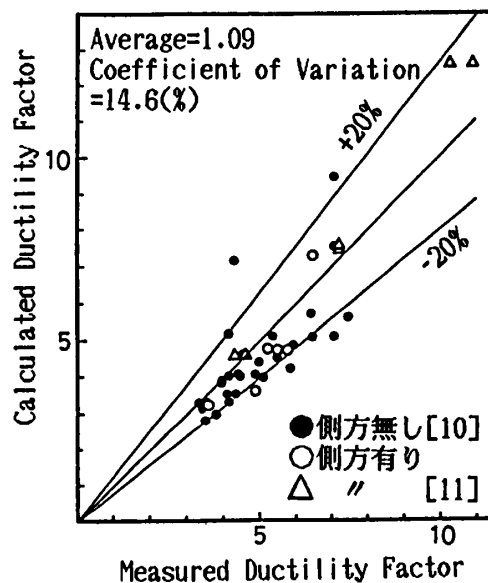


図-9 実験および推定式から得られる靱性率

図に示すように、所要の靱性率を確保するためには、側方鉄筋の増加とともに、確保する靱性率の大きさにより帯鉄筋の量も増やさなければならないことが定量的に分かる。

6. 結論

(1) 側方鉄筋を有するRC部材のせん断耐力および曲げ耐力は、側方鉄筋の増加にともなって両者共に上昇するが、曲げ耐力における上昇率の方がせん断耐力のそれよりも大きいことが認められた。また、側方鉄筋を有する部材のせん断耐力は、中立軸より引張側にあるすべての軸方向鉄筋を引張鉄筋として、既往のせん断耐力算定式を用いて求めることが可能である。

(2) 側方鉄筋を配することによって、部材の靱性率は減少することが確認された。これは、側方鉄筋を配することによって、曲げ耐力に対するせん断耐力の比が小さくなる

からである。また、側方鉄筋を有するRC部材の靱性率を推定する式を提案した。その結果、側方鉄筋の有無に拘わらず高い精度で靱性率を算定することが可能となった。

(3) 側方鉄筋を増やしていくに従い、靱性率は減少していくので、ある靱性率を確保するためには、側方鉄筋の量に応じた帯鉄筋量を配することが必要である。

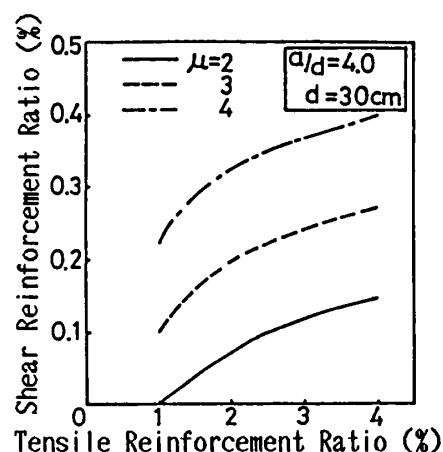


図-10 ある大きさの靱性率を確保するために必要な帯鉄筋量

本研究を行うに当たって、昭和61年度卒研究生であった槻山敏昭、城倉龍次両君に多大なる協力を頂いた。また、本研究は科学研究費補助金一般研究Cおよび實吉研究助成金の一部によって行ったものである。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- [1] 建設省土木研究所：新耐震設計法（案），昭和52年 3月
- [2] 土木学会：コンクリート標準示方書〔昭和61年制定〕設計編，昭和61年
- [3] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1980.
- [4] 石橋，斎藤，寺田：RCはりの腹部に配置された軸方向鉄筋のせん断耐力におよぼす影響について，土木学会第40回年次講演会講演概要集，pp.321～322，1985.
- [5] Okamura, H. and Higai, T.: Proposed Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Without Web Reinforcement, Proc. of JSCE No.300, 1980.
- [6] 荒川，荒井，江頭，大久保：鉄筋コンクリート柱の繰返し挙動と塑性変形性能の評価，第5回コンクリート工学年次講演論文集，pp.309～312，1983.
- [7] Shimazu, T.: On the ultimate values of deformation angle for reinforced concrete columns” Trans. of A.I.J No.312 1982
- [8] 梶貝，Rizkalla, S., Ben-Omran, H. and Saadat, F.: 大変位の繰返しによる鉄筋コンクリート部材のせん断破壊，第6回コンクリート工学年次講演論文集，pp.505～508，1984
- [9] 石橋，：RC部材の靱性率，構造物設計資料No79，1984
- [10] 町田，陸好，豊田：RC部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集，pp.203～212，1987年 2月
- [11] 建設省土木研究所：RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究，土木研究所資料 第2232号 1985.