

論文 曲げ降伏後せん断破壊する RC 梁の変形能力予測

李 楨 允^{*1}・渡邊史夫^{*2}

要旨：本研究は、曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート梁部材の、曲げ降伏後の変形能力を、曲げ降伏後ヒンジ部に生じる軸方向伸び変形によるコンクリート劣化を考慮したトラス理論に基づいて予測することを目的とした。解析での軸方向伸び変形は、部材回転角の関数として4つの経路に区別してモデル化した。このモデルを用いて、任意の経路に対する軸方向伸び変形と部材回転角との関係式を提案した。解析より求めた予測変形能力を、35体の実験体の実際の変形能力と比較した結果、よい適合性を示した。

キーワード：RC梁、曲げせん断、靱性、軸伸び、コンクリート劣化

1. 初めに

鉄筋コンクリート（以下RC）梁部材のせん断研究に於いて、強度部材に関しては、今まで数多くの研究が行われており、現行のせん断強度評価式は、実際のせん断強度をおおむね予測出来る。一方、強度と靱性が要求される靱性部材に関する研究は比較的少なく、現段階では、靱性部材の変形能力を評価する手法は確立されていない。しかし、最近のRC建造物の高層化などに伴い梁降伏先行型骨組の設計などの面から、梁部材の靱性評価の手法確立が要望されている。そこで、本研究では、曲げ降伏後生じる軸方向伸び変形によるコンクリート劣化を考慮したトラス理論に基づいて、鉄筋コンクリート梁部材の曲げ降伏後の変形能力を求めることにした。

2. 解析方法

2.1 曲げ降伏後せん断破壊する梁部材の破壊特性

コンクリートの有効圧縮強度 νf_c は、通常のシリンダー圧縮試験で得られた圧縮強度 f_c とは異なり、斜めひび割れの生じた状態でのコンクリート自身の圧縮強度を指し、有効係数 ν を用いて、 νf_c で表される。 νf_c の値は、 f_c 及びひび割れの開きによる平均横歪み、 w/a （ひび割れ幅/ひび割れ間隔）、によって影響を受け、 w/a が大きくなる程 ν が小さくなることがCollins等^[1]及びHsu等^[2]によって示されている。靱性部材の場合、部材の軸歪み ϵ_x 及び平均横歪み w/a は曲げ降伏後軸鉄筋の塑性化により急激に増加する。従って、有効圧縮強度 νf_c は急激に減少し、せん断強度も減少する。そこで、部材はある限界変形時において曲げ降伏に対応したせん断力を支持出来なくなる。

2.2 解析概念

2.2.1 強度部材解析の特徴

著者らは、トラス機構に基づいた増分形せん断強度解析法（以下、渡邊・李のせん断強度解析^[3]）を提案し、強度部材のせん断強度及び破壊モードを予測した。提案された解析の特徴は以下である。

1) 骨材の噛み合い作用を考慮したトラス理論を用いて、ひび割れたコンクリートの主圧縮応力角度を応力の釣合条件と歪みの適合条件より求める。

*1 京都大学大学院 工学部建築学専攻、工修（正会員）

*2 京都大学教授 工学部建築学専攻、工博（正会員）

2) せん断補強筋歪み ε_y を漸増させる増分形せん断解析法によって斜めひび割れ発生から最大耐力に至るまでのプロセスを追跡する。

3) 破壊モードをせん断補強筋の降伏前のコンクリート圧壊によるせん断破壊(破壊モード[SCF])、せん断補強筋の降伏後、骨材の噛み合いによってさらに耐力が上昇し最終的にコンクリートの圧壊によるせん断破壊(破壊モード[SYCF])、せん断補強筋の降伏後、コンクリートが圧壊することなくせん断ひび割れの拡大によるせん断破壊(破壊モード[STF])の三つに分類する(図1)。本研究では、渡邊・李のせん断強度解析法を用い、ひび割れを含むRC梁断面の応力の釣合条件、歪みの適合条件及び靱性部材のせん断破壊特性(軸方向伸び変形によるコンクリート劣化)を考慮し梁部材の変形能力を予測した。

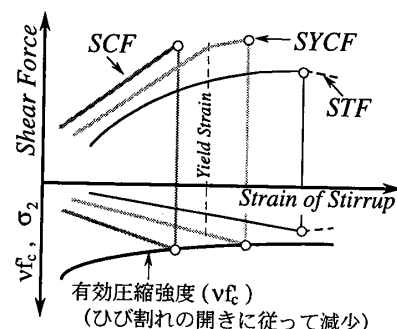


図1 破壊モード

2.2.2 靱性部材解析の構成則

1) 軸歪み ε_x

渡邊・李のせん断強度解析では軸歪み ε_x を上・下弦材歪みの平均値より求めた(式(1))。強度部材では引張側の主筋が降伏する前にせん断破壊するので危険断面の軸力及び曲げモーメントの釣合のみから上弦材歪み、 ε_{up} 、及び下弦材歪み、 ε_{dn} 、が求められる。

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_{up} + \varepsilon_{dn}}{2} \quad (1)$$

一方、靱性部材の場合は引張側の主筋が降伏した後にせん断破壊する為、 ε_x を式(1)より求めるのは困難である。そこで、本解析では、軸歪み ε_x と部材回転角 R_m との関係に対するモデルを提案し、 ε_x を求める。提案モデル及び式に対する説明は、次の3章で詳しく行う。

2) コンクリート有効圧縮強度 vf_c

強度部材のせん断破壊は、 w/a が比較的小さい値(文献[3]の梁実験データに対する解析では、せん断破壊時の w/a は0.01以下である)でせん断破壊するが、靱性部材は、 w/a の値が比較的大きくなった時、せん断破壊する。そこで、本研究では、 $w/a \leq 0.01$ のコンクリート有効圧縮強度 vf_c に対しては、渡邊と李が提案した式(2-1)及び(2-2)^[3]を用いる。そして、 $w/a > 0.01$ の vf_c に対しては、提案解析結果と4.1節で説明を行う実際の実験結果との精度比較を行い、解析変形能力と実験変形能力が最もよく一致するときの vf_c を求め、以下の式(2-3)及び(2-4)を提案する。

$$w/a \leq 0.01 \quad vf_c = \frac{f_c}{(1.0 + \frac{350w/a}{f_c^{0.1}})} \quad (f_c \leq 70 \text{ MPa}) \quad (2-1)$$

$$vf_c = \frac{70}{(1.0 + 230w/a)} + \frac{(f_c - 70)}{(1.0 + 170(w/a)^{\sqrt{70/f_c}})} \quad (f_c > 70 \text{ MPa}) \quad (2-2)$$

$$w/a > 0.01 \quad vf_c = \frac{f_c}{(1.0 + \frac{3.5}{f_c^{0.1}}) + 100(\frac{w}{a} - 0.01)} \quad (f_c \leq 70 \text{ MPa}) \quad (2-3)$$

$$vf_c = \frac{70}{3.3 + 100(\frac{w}{a} - 0.01)} + \frac{(f_c - 70)}{(1.0 + 170(w/a)^{\sqrt{70/f_c}})} \quad (f_c > 70 \text{ MPa}) \quad (2-4)$$

提案式は、 w/a が大きくなる程 v が小さくなり、 f'_c が70MPaを越えると、 vf'_c の増大が余り見られなくなることを反映した式である。

2.3 フローチャート

図2は靱性部材の特徴を考慮した解析のフローチャートを示す。解析では、部材回転角 R_m を与え (Step1)、 R_m の関数になっている軸歪み ϵ_x を求める (Step2)。次に、靱性部材が負担すべきせん断力 $V_{\max}$ を曲げ降伏強度 M_y を用いて計算する (Step3)。

$$V_{\max} = \frac{M_y}{a_s} \cdot \xi = \frac{(f_y \cdot A_{st}) \cdot j_t}{a_s} \cdot \xi \quad (3)$$

f_y : 引張側主筋の降伏応力、 A_{st} : 引張側主筋の総断面積、 j_t : 応力中心間距離 ($j_t = 7/(8d)$)、 d : 断面有効せい、 a_s : せん断スパン、 ξ : 引張側主筋の歪み硬化及び j_t の過小評価等を考慮した強度増加係数として本論分であつた35体の実験データの文析より求めた値である ($\xi = 1.15$)。

(Step4)で ϵ_y を与え、 ϵ_x 及び ϵ_y に対応する解析せん断抵抗 V_{ana} を文献(3)の強度部材解析法に適用して求める (Step5)。次に、式 (3) の $V_{\max}$ と比較して計算された V_{ana} を制限する (Step6)。もし $V_{ana} \geq V_{\max}$ なら (Step1)に戻って R_m を増加させる。(Step7)では、 V_{ana} を解析最大せん断抵抗 $V_{a\max}$ (ϵ_x を固定し ϵ_y を増加させた時に部材が破壊条件に到達し得る V_{ana} の最大値 (図3の破線)) と比較し、(Step6)だけの制限によって、破壊条件に到達する前に (Step1)に戻るのを防ぐ。 $V_{ana} \neq V_{a\max}$ なら ϵ_y を増やして V_{ana} を増加させる。

図3は、破壊モードSYCF及びSCFに対する解析概念図である。部材回転角 R_m が小さいときの解析せん断抵抗 V_{ana} は (Step6)の $V_{\max}$ によって制限される (その時の $\sigma_2 < vf'_c$)。 R_m が増加する程 $V_{a\max}$ は減少し、図のA点で $V_{a\max}$ と $V_{\max}$ が一致する (その時の $\sigma_2 = vf'_c$ 、 $V_{ana} = V_{a\max}$)。さらに、 R_m が増加すると V_{ana} は $V_{\max}$ より低くなって、 $V_{\max}$ の80%に到達する。解析では、求めた V_{ana} ($=V_{a\max}$) が $V_{\max}$ の80%に到達するときを靱性部材の限界変形とした (Step8及びStep9)。

3. 軸歪み

3.1 軸歪みモデル

靱性部材のヒンジ域での軸歪み ϵ_x は、引張軸筋が降伏した後急激に増加する。ヒンジ域での軸歪み

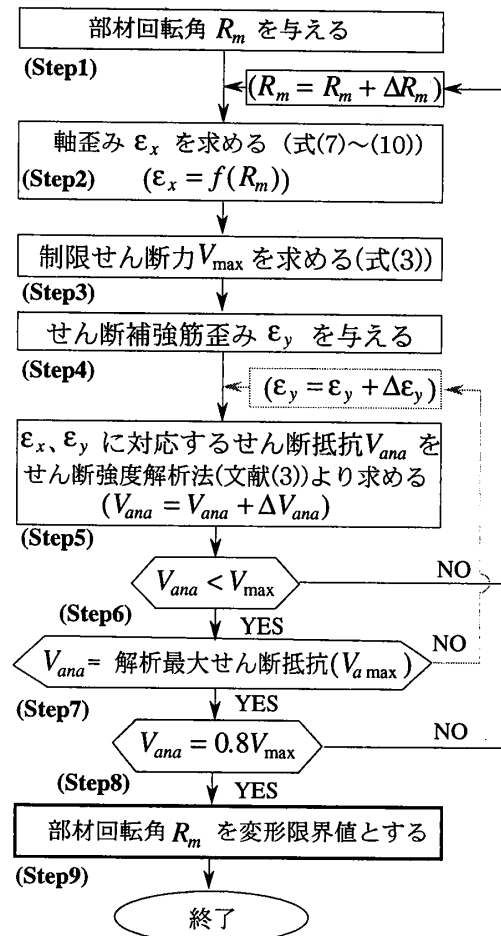


図2 フローチャート

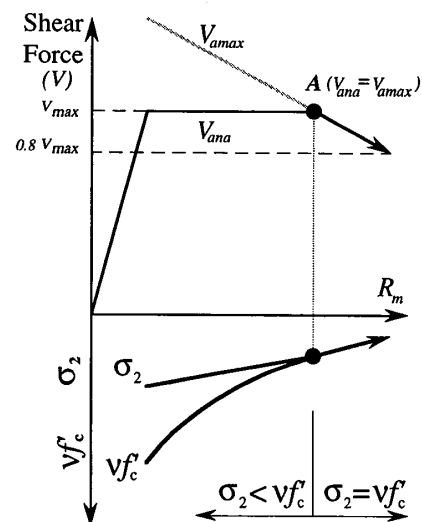


図3 破壊モードSYCF及びSCFに対する解析概念図

ϵ_x の増減は、ヒンジ回転角 R_h と密接な関係があるが、その関係を正確に表す数式表現を得ていない。そこで、本研究では、曲げせん断力を受け、曲げ降伏後せん断破壊するRC梁部材の実験結果^[4, 5]に基づき、部材回転角 R_m と軸歪み ϵ_x の関係を図4のようにモデル化した（モデルの簡略化の為、ヒンジ回転角 $R_h \equiv$ 部材回転角 R_m と仮定）。図4は、四つの経路に分けられる。

経路1(—)：曲げ降伏に至るまで及び除荷時、

軸歪み ϵ_x は、同一傾きで増減する。

経路2(—)：曲げ降伏以後、新しい部材回転角領域に入った時、

軸歪み ϵ_x は、急激に増加する。

経路3(—)：コンクリートのひび割れが閉じるスリップ域、

軸歪み ϵ_x の増減はない。

経路4(---)：同一振幅で多数回繰り返し荷重時、

軸歪み ϵ_x の増加率は、繰り返し荷重数に反比例して増加。

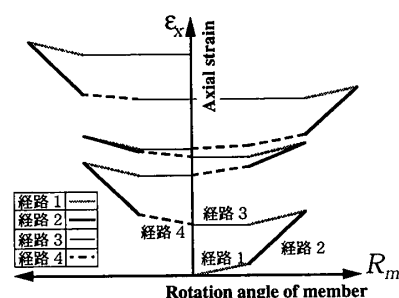


図4 モデル化された $\epsilon_x - R_m$ 関係

3.2 単調荷重の場合

単調荷重時の ϵ_x は、図4の経路1及び2をたどる。その時のヒンジ域の断面中心での軸伸び e は、式(4)のように与えることができる。

$$e = e_c + \frac{R_h z}{2} \quad (4)$$

ここで、 e_c ：圧縮側主筋の縮み（-）、 z ：上・下弦材中心間の距離

$R_h \equiv R_m$ の仮定及び $e = \epsilon_x \cdot l_h$ (l_h ：塑性ヒンジ域長さ) の関係を用いて、式(4)より軸歪み ϵ_x を求める。

$$\epsilon_x = \frac{e_c}{l_h} + \frac{R_m z}{2l_h} \quad (5)$$

式(5)の l_h は吉岡など^[6]によって提案された式(6)を与える。但し、本論分では、文献[7]に従い $l_h \leq d$ の条件を追加する。

$$l_h = 0.5 \cdot \left(\frac{M}{V \cdot D} \right) \cdot d \quad \left(1.5 \leq \frac{M}{V \cdot D} \leq 2.0 \right) \quad (6)$$

ここで、 $M/(V \cdot D)$ ：せん断スパン比

一方、単調荷重の場合には引張側の主筋が降伏した後靱性率 μ が大きくなっても圧縮側主筋の縮み e_c はあまり増加しない。そこで、本論分では、 e_c を無視した式(7)より単調荷重時の ϵ_x を求めた。

$$\epsilon_x = \frac{R_m z}{2l_h} \quad (7)$$

3.3 繰り返し荷重の場合

繰り返し荷重を受ける梁部材の ϵ_x は、図4の経路1、2、3及び4を経験する。繰り返し荷重時のヒンジ域での軸伸び e は、主筋の残留歪み及びコンクリートのひび割れ幅の増加等によって、単調荷重時の軸伸び e より大きくなる。

繰り返し荷重時の経路1に対する軸歪み ϵ_{x1} は、式(8)より求める。式(8)の F は除荷数、

$\left(\frac{e_{cy}}{l_h} + \frac{R_{em} \cdot z}{2 \cdot l_h}\right)$ は曲げ降伏時の軸歪みとして、除荷時の軸歪みと曲げ降伏時の軸歪みが同じ傾きで増減することを表す。

$$\varepsilon_{x1} = (1 - F) \cdot \left(\frac{e_{cy}}{l_h} + \frac{R_{em} \cdot z}{2 \cdot l_h} \right) \quad (8)$$

ここで、 e_{cy} ：曲げ降伏時の圧縮主筋による縮み、 R_{em} ：曲げ降伏時の部材回転角

経路2の軸歪み ε_{x2} は、式 (7) の R_m の代わりに最大塑性回転角 $R_{pm} (= R_{tm} - 2 \cdot R_{em})$ を代入して式 (9) より求める。

$$\varepsilon_{x2} = \frac{(R_{tm} - 2 \cdot R_{em}) \cdot z}{2 \cdot l_h} \quad (9)$$

式 (9) の R_{tm} は、図5に示されているように、部材が経験する最大部材回転角である。従って、最大塑性回転角 $R_{pm} (= R_{tm} - 2 \cdot R_{em})$ になる。

最後に、経路4に対する軸歪み ε_{x4} は、実験に基づいた提案式 (10) より求める。

$$\varepsilon_{x4} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \left(\frac{R_{mi} \cdot z}{2 \cdot l_h} \right)^{0.8} \frac{1}{4 \cdot N_j} \quad (N_j \leq 5) \quad (10)$$

式 (10) の R_{mi} は図6に示されているように分解された i 番目の部材回転角である。また、 N_j は分解された i 番目の部材回転角の j 番目の再載荷数である (図6の R_{m1} に対する $N_j = 5$ 、 R_{m2} に対する $N_j = 4$)。式 (10) は、軸

歪み $\frac{R_{mi} \cdot z}{2 \cdot l_h}$ を変数としており、部材回転角 R_{mi} の大きさによって、軸歪みの増加率も変化するのを考慮している。また、再載荷数 N_j が増加する程、 ε_{x4} の増加率は低下し、 $N_j > 5$ になると、軸歪み ε_{x4} の増加は0になって部材はスリップ域 (経路3) に入る。以上の軸歪みに関する提案式は、実験結果^[4]₅₎ (多様の荷重履歴パターンによって荷重されたRC梁の実験軸歪み) とよい適合性を示した。

4. 変形能力に対する実験による検証

提案解析法及び終局強度型耐震設計指針のA法^[8]の靱性能力予測精度 (以下AIJ-A靱性法) を、曲げ降伏後せん断破壊を起こした総数35体の梁せん断実験データ^[4, 9~14]を用いて検証した。図7ではAIJ-A靱性法に従って計算した塑性ヒンジ回転角 R_{aij} をAIJ-A靱性法の部材塑性回転角 R_{pm} (AIJ-A) と仮定し、実験結果より求めた部材塑性回転角 $R_{pm}(\text{exp})$ と比較している。図の  表示に囲まれているデータは、AIJ-A靱性法のヒンジ回転角制限 ($R_{aij} \leq 0.05$ [rad.]) 及びコンクリートの最小断面制限 ($b \cdot j_t \cdot v f_c / 2 \geq V$) によって、それ以上の回転角を求めることが出来ない実験データを表す。図を見ると、 R_{pm} (AIJ-A) は実際の梁部材変形能力を安全側に評価している。又、文献[13]のように荷重履歴

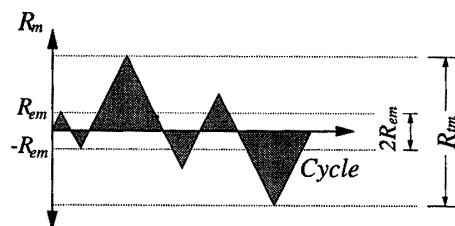


図5 最大部材回転角に対する概念図

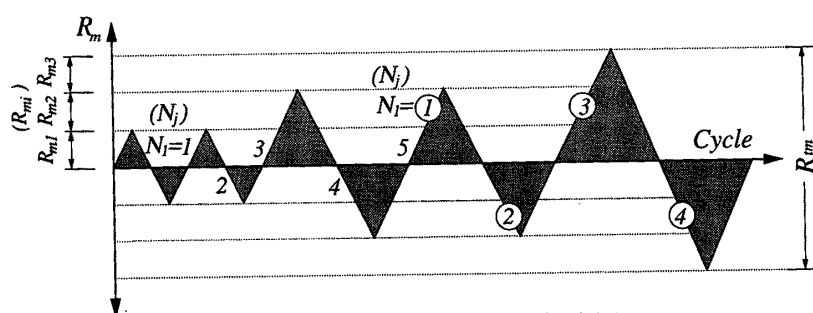


図6 R_{mi} 及び N_j に対する概念図

パターンが異なる部材に対しは、正確な部材靱性能力評価が出来ない。一方、図8には実験回転角 $R_{pm}(exp)$ 及び提案解析方法より求めた部材塑性回転角 $R_{pm}(ana)$ の比較を示す。解析結果 $R_{pm}(ana)$ は文献[13]の $R_{pm}(exp) \cong 0.082[rad.]$ の二つの実験値に対しては過小評価しているが、その以外の部材に対しては、載荷履歴パターンに関係なく精度良く評価しているのが解る。

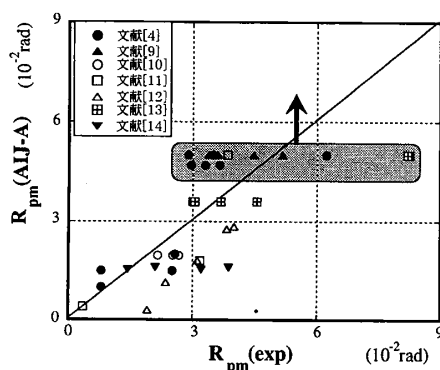


図7 AIJ-A靱性法との変形能力比較

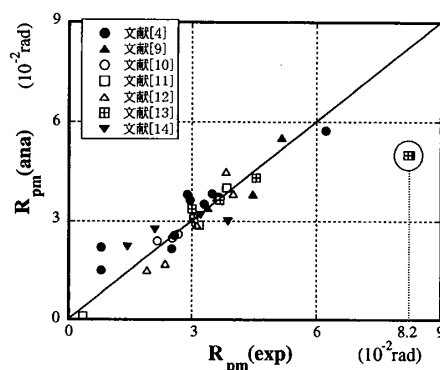


図8 提案解析方法との変形能力比較

5. 結論

本研究では、曲げ降伏後生じる軸方向伸び変形によるコンクリート劣化を考慮したトラス理論に基づいて、鉄筋コンクリート梁部材の曲げ降伏後の変形能力を求めた。又、断面中心軸での軸歪み ϵ_x を部材回転角 R_m の関数として用い、 $\epsilon_x - R_m$ 関係のモデル及び計算式を提案した。解析によって予測されたRC梁部材の変形能力及び軸歪みを、多様の載荷履歴パターンによって載荷された35体の実験結果と比較した結果、よい適合性を示した。但し、本論分であつかった35体の試験体のせん断スパン比は ($M/VD=2$) として、 $M/VD=2$ 以外の梁に対する軸歪み及び変形能力評価に対する検討が必要である。

謝辞

本研究の軸歪みモデル開発にあたって、東京理科大学の衣笠秀行先生より貴重な実験データを頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- [1] Vecchio F., Collins M.P.: The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses, Publication No.82-03, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 1982
- [2] T.T.C. Hsu, A. Belarbi, X.B. Pang: Stress-Strain Relationships for Reinforced Concrete Member and Elements, International Workshop on Concrete Shear in Earthquake, Houston, U.S.A., pp. 43-54, 1991
- [3] 李 木煥允, 渡邊史夫: 破壊モードに基づくRC梁のせん断強度理論, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, No. 2, pp. 785-790, 1996
- [4] 六車熙, 渡邊史夫, 他: 鉄筋コンクリート梁のせん断補強と靱性に関する研究 (その1, その2), 日本建築学会, 学術講演梗概集, pp. 183-186, 1988
- [5] 西村徹, 野村設郎, 衣笠秀行, 野口聡: RC曲げ破壊部材の繰返し載荷時のヒンジ領域歪積予測モデル, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 15, No. 2, pp. 407-412, 1993
- [6] 吉岡研三, 岡田恒男, 武田寿一: 鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究 (第2報 破壊機構並びに補強筋の歪分布について), 日本建築学会論文報告集, No. 282, pp. 37-45, 1979
- [7] コンクリート工学協会: コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム, 委員会報告, 1988
- [8] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- [9] 田頭庄三: 曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート部材の強度とじん性確保に関する研究, 京都大学学位論文, 1988
- [10] 李 木煥允, 渡邊史夫: 曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート梁の変形能力予測, 日本建築学会, 学術講演梗概集, pp. 473-474, 1996
- [11] 榎本浩之, 下垣内哲, 渡邊史夫, 六車熙: 高強度コンクリートを用いた梁のせん断強度と靱性, 日本建築学会, 学術講演梗概集, pp. 713-714, 1992
- [12] 小林信子, 柏崎隆志, 野口博: RC梁の曲げ降伏後のせん断劣化に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 17, No. 2, pp. 571-576, 1995
- [13] 杉浦泰樹, 松崎育弘, 中野克彦, 平川勝基: 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート梁部材の履歴性状に関する実験研究, 日本建築学会, 学術講演梗概集, pp. 825-826, 1994
- [14] 嘉村武浩, 大木海弘, 小谷俊介, 青山博之: 鉄筋コンクリート梁部材の変形能に関する実験的な研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 15, No. 2, pp. 335-340, 1993