

主筋抜け出しを考慮した柱・梁部材の降伏変形推定法

正会員 北山和宏 (宇都宮大学工学部)

1. はじめに

梁降伏先行型の鉄筋コンクリート骨組では梁端に塑性ヒンジの発生を許容するため、柱・梁接合部内での梁主筋の付着状態は厳しくなる。特に内柱・梁接合部内を通し配筋される梁主筋は、柱面の一端で引張りを受け他端で圧縮を受けるので接合部内での付着劣化は避けられず、その結果、接合部からの抜け出しを生じる。梁主筋の抜け出しによる付加回転が梁たわみに占める割合は、約40%と報告された実験例[1]もあり無視できない。一方、梁の降伏変形を推定するために菅野による方法[2]が多用されているが、この方法は内柱・梁接合部を含まない柱および梁部材の実験結果から導かれた実験式であり、接合部内を通し配筋される梁主筋の付着劣化による抜け出しを考慮していない。そこで本論では、内柱・梁接合部からの主筋の抜け出しを考慮して梁部材の降伏変形を推定する方法を提案し、この方法を柱部材にも適用できる可能性を示す。

2. 計算方法

ここで示す降伏変形推定法は基本的には森田・角[3]によるものと同じであるが、梁主筋降伏時の接合部内での平均付着応力度を梁主筋径、降伏強度、柱せいおよびコンクリート圧縮強度の関数として実験結果から算定した点が異なる。梁降伏変形は曲げおよび抜け出しによる付加回転の2成分の和として定義した。ここでは曲げ変形が卓越する部材を扱い、せん断変形成分は無視した。

2.1 曲げ変形 δf の算定 梁危険断面で主筋が降伏するときの梁材軸方向の曲率分布をモーメント分布に比例するとした場合(図1)、曲げ変形成分 δf は

$$\delta f = L^2 \phi_y / 3 \quad (1)$$

ここで、 L : せん断スパン、 ϕ_y : 降伏曲率、と表わせる。(1)式は曲げ変形以外の鉄筋抜け出しによる変形あるいはせん断変形、などによる変形の増加を間接的に含んでいると考えられるが、簡単のためこれを用いた。なお、曲率分布をひびわれ点を考慮して折れ線と仮定した場合の曲げ変形成分は、(1)式により求めたものより5~20%ほど小さかった。

2.2 付加回転による変形 δp の算定 内柱・梁接合部の梁主筋ひずみ度分布を折れ線で仮定し(図2)、柱面の一端で引張り降伏しているとする。抜け出しによる付加回転の回転中心を危険断面での中立軸位置とすれば、付加回転角 θ_p は(2)式により求まる。

$$\theta_p = \Delta S / d_n \quad (2)$$

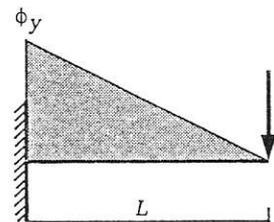


図1 梁の曲率分布

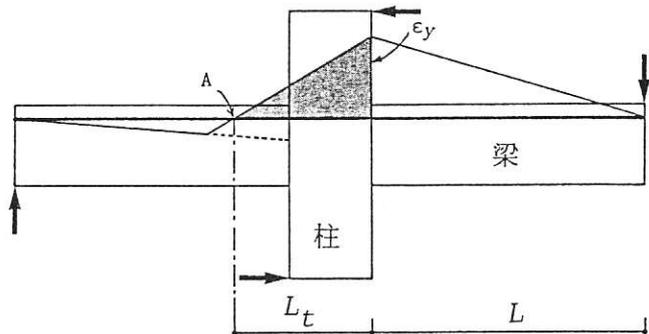


図2 梁主筋のひずみ度分布

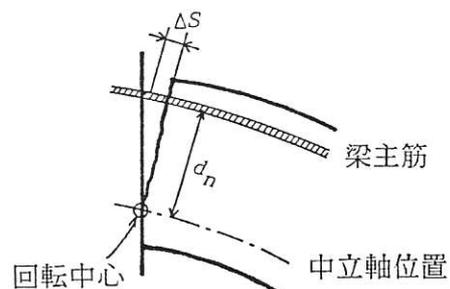


図3 付加回転の中心

ここで、 d_n : 中立軸と主筋位置との距離 (図3、中立軸位置は平面保持を仮定した断面解析より求める)、 ΔS : 接合部からの梁主筋の抜け出し量で、

$$\Delta S = \varepsilon_y \cdot L_t / 2 \quad (3)$$

ε_y : 梁主筋降伏ひずみ、 L_t : 危険断面から引張りひずみ零となるA点までの距離[4] (ただしコンクリートのひずみは無視し、A点でのすべりは零であると仮定した)。これより δp は、

$$\delta p = \theta_p \cdot L$$

(4) 図4 梁主筋のひずみ度分布の修正
($L_t > h_c + (2/3)D$ の場合)

で求めることができる。(3)式における L_t は、梁主筋が柱面的一端で引張り降伏したときの接合部内平均付着応力度を τ_{av} とすると、

$$L_t = \frac{A_s \cdot \sigma_y}{\tau_{av} \cdot \phi} \quad (5)$$

A_s : 梁主筋断面積、 σ_y : 梁主筋降伏強度、 ϕ : 梁主筋周長、となる。結局 τ_{av} を求めることに帰着した。なお、 τ_{av} が小さくなると L_t が大きくなるが、非現実的なほど増大することを避けるため、実験結果を参考にここでは以下のような制限を設けた。

$$L_t \leq h_c + (2/3)D \quad (6)$$

h_c : 柱せい、 D : 梁せい、である。(6)式が満たされないときは梁主筋ひずみ度分布を図4と仮定し、抜け出し量 ΔS は斜線の面積とした。すなわち、

$$\Delta S = h_c \cdot (\varepsilon_y + \varepsilon_1) / 2 + D \cdot \varepsilon_1 / 3 \quad (7)$$

$$\text{ここで、} \quad \varepsilon_1 = (1 - h_c / L_t) \varepsilon_y \quad (8)$$

2.3 梁主筋降伏時の接合部内平均付着応力度 τ_{av} の算定

τ_{av} の最大値 u_b は柱面的一端で引張り降伏、他端で圧縮降伏する場合で、

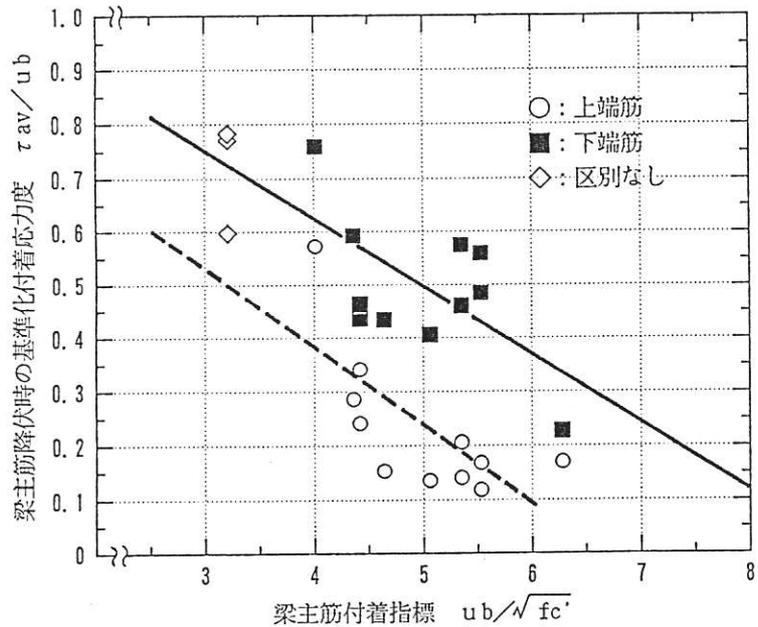
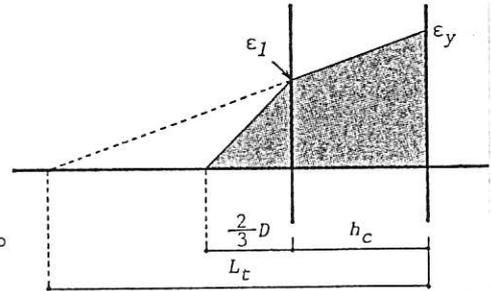


図5 $\tau_{av} / u_b - u_b / \sqrt{f_c'}$ 関係

$$u_b = \frac{\sigma_y}{2} \cdot \frac{d_b}{h_c} \quad (9)$$

d_b : 梁主筋径、となる。 u_b を接合部内の付着状態を表わす指標と考えると、 u_b が大きくなるほど接合部内での付着劣化が著しくなることが指摘されている[5]。そこで τ_{av} と u_b との関係を実験結果より求めた。用いた試験体は東京大学で正負交番繰り返し載荷された平面柱・梁接合部試験体14体[6,7,8]である。試験体形状はすべて同一で、縮尺は約 1/2.5、柱断面 300×300 mm、梁断面 200×300 mm、梁せん断スパン比 4.0、梁引張り鉄筋比 0.7~1.9%、梁主筋径 D10~D16、梁主筋の降伏強度 3260~4250 kgf/cm²、コンクリート圧縮強度 (f'_c) 245~293 kgf/cm² であった。5体には柱・梁接合部に直交スタップが付加された[6]。梁主筋の接合部内平均付着応力度 τ_{av} は、危険断面位置で測定した主筋ひずみを応力度に変換して求めた。

$\tau_{av}/u_b - u_b/\sqrt{f'_c}$ 関係を図5に示す(単位はすべて kgf/cm²)。付着強度はコンクリートの引張り強度に比例すると考え、 u_b を $\sqrt{f'_c}$ で基準化した。■は下端筋、○は上端筋についてである。試験体3体は寝かし打ちであった[8]ため上端・下端の区別がないが、ここではひずみゲージを貼付した鉄筋位置から下端筋とみなした。最小二乗法により求めた直線を実線で示す。これより、

$$\text{上端筋の場合} \quad \frac{\tau_{av}}{u_b} = -0.146 \frac{u_b}{\sqrt{f'_c}} + 0.968 \quad (10)$$

$$\text{下端筋の場合} \quad \frac{\tau_{av}}{u_b} = -0.126 \frac{u_b}{\sqrt{f'_c}} + 1.127 \quad (11)$$

$u_b/\sqrt{f'_c}$ の適用範囲については検討が必要と思われる。なお、内柱・梁接合部内での梁主筋の過度の付着劣化を防止するために、筆者らは $u_b/\sqrt{f'_c}$ を 4.5 以下に制限することを提案した[9]。

3. 計算結果の検討

降伏変形の計算値と実験値とを比較するため、横軸に計算値、縦軸に実験値をそれぞれ採り図6に示す。使用した試験体は上述の柱・梁接合部試験体14体である。実験による降伏変形は、剛性が急激に変化する点と梁主筋降伏発生点とを勘案して決定した。二段配筋の場合などでは、この二点が大きく離れていることがあり、そのときは剛性急変点を降伏変形とした。降伏変形計算に際して

二段配筋の場合には、二段めの主筋が引張り降伏したときの曲率および中立軸位置を用い、 d_n には中立軸位置と二段め主筋との距離を用いた。上端引張り、下端引張りとも計算値は実験結果を過小に評価した。特に下端引張り時には

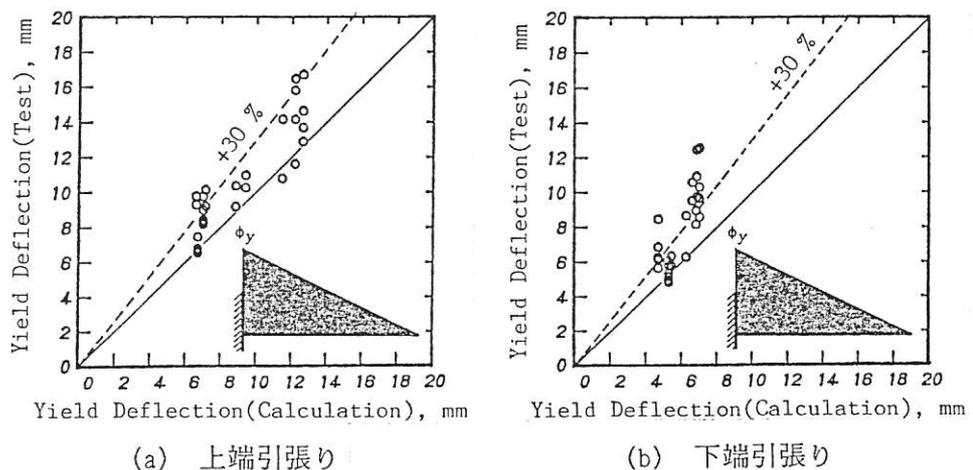


図6 降伏変形の計算値と実験値との比較

その傾向が強かった。この理由として、

1. 下端筋の τ_{av} が大きいいため下端引張り時の抜け出しによる変形成分が小さく評価された。
2. せん断変形成分を考慮しなかった。計算値と実験値との差が大きかった試験体では、梁に数本のせん断ひびわれが発生していた、などが考えられる。

本方法および菅野の方法[2]による剛性低下率を、検定に用いた試験体14体について計算し図7に示す。これより、本方法によって求めた剛性低下率は菅野によるものの60~90%であることがわかる。本方法によって求めた降伏変形は実験値を過小評価したので、菅野式より精度がよい。菅野による方法は

梁主筋の接合部内付着劣化による抜け出しを考慮していないことから、これは当然の結果と言える。

4. T形梁への応用

T形梁では変形の増大とともにスラブ有効幅が広がり[例えば10]、耐力は上昇し続けるので、明確な剛性急変点を定めることが困難なときがある。そこで本論では、スラブ有効幅を固定したときに梁主筋降伏が生じる点(荷重、変形)を降伏点とし、降伏点の変形(以後、降伏変形と呼ぶ)を求めた。既往の実験研究から、梁主筋の降伏が生じるときのスラブ有効幅は $0.1 \sim 0.2l$ (l : スパン)程度と想定されるので、ここではスラブ有効幅を $0.1l$ あるいは $0.2l$ として計算した。

4.1 T形梁の降伏変形の計算方法

基本的に長方形梁の場合と同じである。平面保持を仮定した断面解析を長方形梁、スラブ有効幅 $0.1l$ および $0.2l$ の三種類について行ない、それぞれについて得られた降伏曲率 ϕ_y および中立軸位置を用いて降伏変形を計算した。また実験値との比較のために、それぞれの場合における計算降伏荷重を求めた。

4.2 計算結果と実験値との比較

計算した降伏変形と計算降伏荷重に達したときの梁端たわみの実験値とを比較した。検定に使用したのは東京大学で実験の行なわれたスラブ付き立体柱・梁接合部試験体7

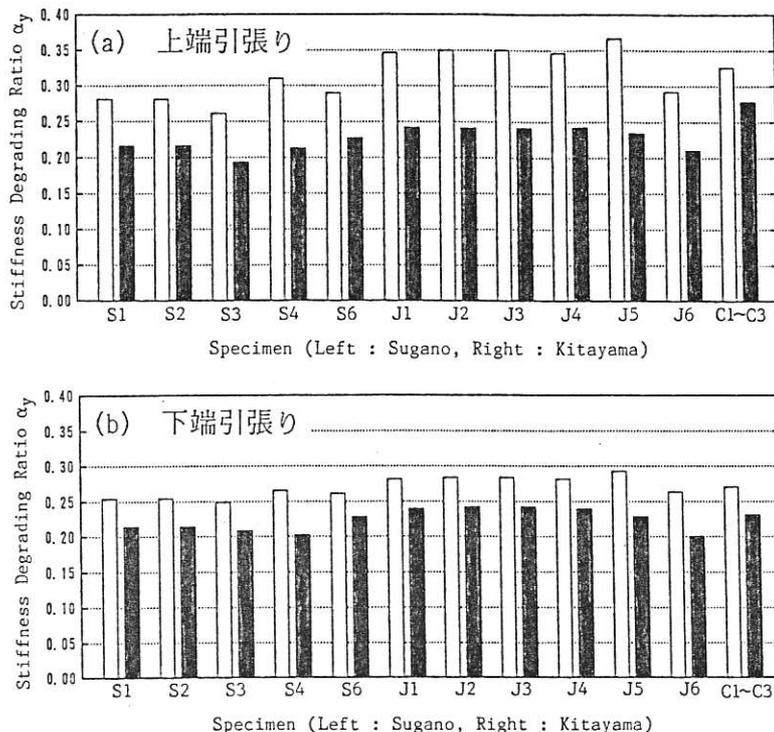


図7 本方法および菅野の方法による剛性低下率

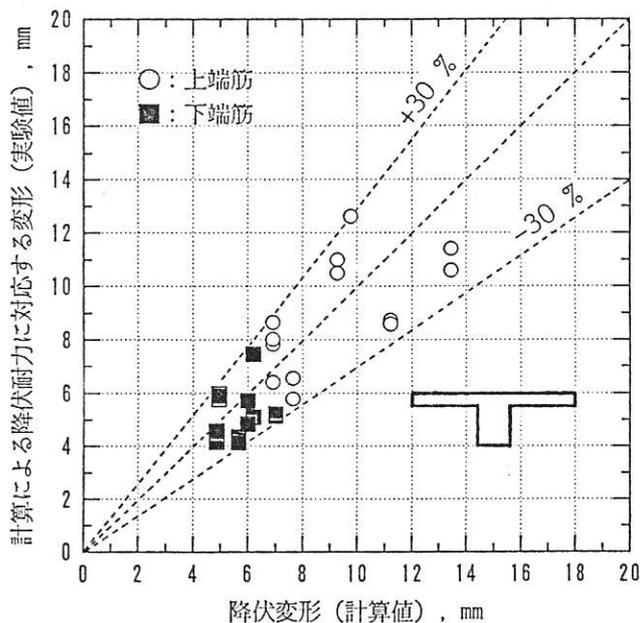


図8 降伏変形の計算値と実験値との比較
(スラブ有効幅 $0.2l$ のT形梁の場合)

体（縮尺約 1/2.5）[11~14]である。スラブ有効幅が増大すると、上端引張り時には中立軸位置が上昇して断面中央に近づくため降伏変形は大きくなった。一方、下端引張り時には、中立軸位置がスラブ天端に近づくために降伏曲率 ϕ_y 、付加回転角 θ_p ともに減少し、降伏変形は減少した。しかし実際には、下端引張り時の計算降伏荷重はスラブ有効幅の増大とともにわずかに上昇し、それに対応する変形も増大する。上端・下端引張りともスラブ有効幅を 0.1ℓ 以下とした場合、計算値は実験値を過大に評価することが多かった。

計算値と実験値との比較をスラブ有効幅 0.2ℓ の場合について図8に示す。計算値は実験値の $\pm 30\%$ 以内に分布した。ここで検討した範囲ではスラブ有効幅を上端・下端引張りともに 0.2ℓ とすることにより、提案した降伏変形推定法がT形梁にも適用できる可能性を示している。

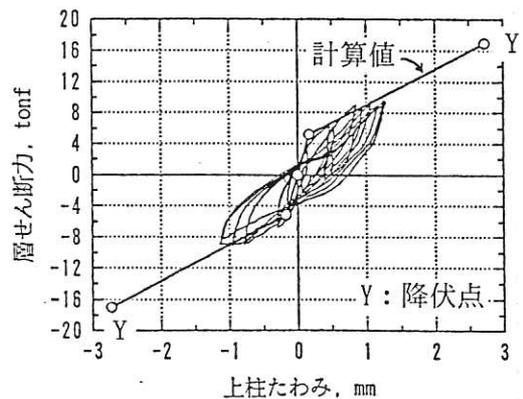
5. 柱部材への適用

本方法を柱部材に適用することを考える。柱部材では、軸力が存在することおよびコンクリートの打設方向が主筋軸方向と同じであること、が梁部材と異なる。前者については、柱主筋が降伏することを前提とすれば、接合部パネル内に斜め方向の圧縮ストラットが形成されることより、梁主筋まわりのコンクリートの応力状態と柱主筋まわりのそれとが大きく異なることはないと考えられる。後者については、柱材軸に沿ってコンクリート強度が変化することを意味するが、接合部内の上下でのコンクリート強度の差は小さいと考えると無視できる。そこで、柱主筋が危険断面で降伏するときの柱主筋接合部内平均付着応力度として、梁下端筋の τ_{av} ((11)式)を用い、軸力載荷時の降伏曲率などを平面保持を仮定した断面解析によって求めることにより柱部材の降伏変形を推定できると考える。

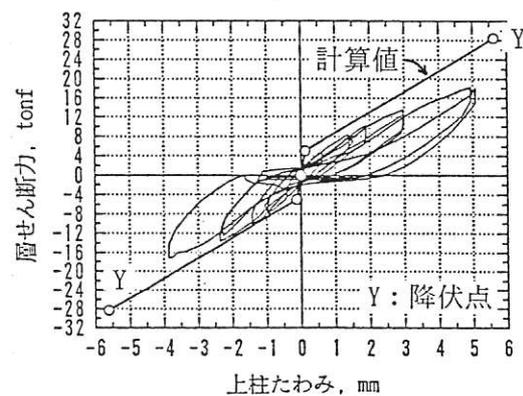
この方法の妥当性を検討するために、計算値と実験値との比較が必要である。しかしながら、柱・梁接合部の実験において、軸力を加えた柱の降伏が先行した例を筆者は知らない。そこで、梁降伏が先行した内柱・梁接合部試験体の柱たわみ-柱せん断力関係の包絡線と計算によるスケルトン・カーブとによって、柱に曲げひびわれが生じた後の第2剛性を比較し図9に示す。検討した試験体は筆者が実験を行なった2体[8,14]で、柱にはいずれも 20 kgf/cm^2 (圧縮)の一定軸力を加えた。ひびわれ点は平面保持を仮定した曲げ解析による荷重と曲率を用いて計算した。また、最外列の柱主筋が引張り降伏したときを降伏点とした。これより、本方法によってひびわれ発生後の第2剛性を推定できる可能性が示された。ただし引張り軸力が作用する柱部材については未検討である。

6. まとめ

1. 梁主筋の接合部内での平均付着応力度を、梁主筋径、梁主筋降伏強度、柱せいおよびコンクリート圧縮強度の関数として実験結果に基づいて定め、抜け出しによる付加回転を考慮して梁部材の降伏変形を推定した。その結果、菅野式よりは精度がよいものの、上端・下端引張りともに計算値は実験値を過小に評価した。
2. スラブ有効幅を 0.2ℓ に固定したT形梁の梁主筋が降伏する変形を本方法によって計算した



(a) Specimen C3[8]



(b) Specimen A2[14]

図9 柱部材の復元力特性

ところ、実験値の $\pm 30\%$ の範囲内で推定できた。

3. 低圧縮軸力を受ける柱部材に本方法を適用できる可能性を示した。軸力として高圧縮や引張りを受ける柱部材については、さらに検討が必要である。

7. 謝辞

本研究についてご意見いただいた JCI 靱性部材配筋詳細研究委員会（滝口克己委員長）の委員諸氏、内柱・梁接合部の実験結果を利用させていただいた東京大学 青山博之先生、同 小谷俊介先生、鹿島建設 鈴木紀雄氏、大成建設 小林裕氏、J.K.Halim 氏に厚く感謝します。平面保持を仮定した断面の曲げ解析は、横浜国立大学 李康寧先生によって開発された計算プログラム「MVSC」[15]によって行なった。

8. 参考文献

- [1] 森田司郎、角徹三：鉄筋コンクリート柱・はり接合部における変形性状に関する実験的研究、建築学会大会梗概集、1971、pp. 849-850.
- [2] 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究、東京大学博士論文、1970.
- [3] 森田司郎、角徹三：鉄筋コンクリート柱・はり接合部におけるはり軸筋の接合部からの抜け出しについて、建築学会大会梗概集、1972、pp. 1099-1100.
- [4] 角徹三、稲田祐二、喜連川昭夫、中田信治：接合部からの鉄筋の抜け出しを考慮した鉄筋コンクリート骨組の変形解析、第5回JCI年次講演会講演論文集、1983、pp. 301-304.
- [5] 北山和宏、青山博之：鉄筋コンクリート造骨組接合部の耐震性、第7回日本地震工学シンポジウム講演集、1986、pp. 1687-1692.
- [6] 小林裕、小谷俊介：鉄筋コンクリート造柱梁接合部内の梁主筋付着に関する研究（その1）、建築学会大会梗概集、1983、pp. 1819-1820.
- [7] 小林裕、溜正俊、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造柱-梁接合部の実験的研究、第6回JCI年次講演会論文集、1984、pp. 653-656.
- [8] 北山和宏、栗栖浩一郎、小谷俊介、青山博之：梁主筋付着を良くした梁降伏型骨組接合部の履歴特性、建築学会大会梗概集、1985、pp. 293-294.
- [9] 北山和宏、朝倉英博、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造骨組における内柱・梁接合部の耐震設計法、第10回JCI年次論文報告集、Vol. 10-3、1988、pp. 491-496.
- [10] 鈴木紀雄、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造スラブ付き柱はり立体接合部に関する実験的研究、第5回JCI年次講演会論文集、1983、pp. 425-428.
- [11] 鈴木紀雄：鉄筋コンクリート造立体骨組の復元力特性に関する研究、東京大学博士論文、1983.
- [12] Halim J.K.、今村晃、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造立体柱・梁接合部の挙動に関する実験的研究、第6回JCI年次講演会講演論文集、1984、pp. 657-660.
- [13] 北山和宏、浅海慎一郎、小谷俊介、青山博之：スラブ付き立体柱・梁接合部の挙動、第8回JCI年次講演会論文集、1986、pp. 649-652.
- [14] 北山和宏、小嶋千洋、小谷俊介、青山博之：高せん断力を受ける鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の挙動、第11回JCI年次論文報告集、Vol. 11-2、1989、pp. 531-536.
- [15] 李康寧：鉄筋コンクリート造立体骨組の弾塑性地震応答に関する研究、東京大学博士論文、1988.