

## 論文 内部柱梁接合部における梁部材の降伏時変形

李祥浩\*1・北山和宏\*2

要旨：鉄筋コンクリート造骨組における梁部材の降伏時変形を精度良く評価するために、まず、梁主筋が降伏する時の柱梁接合部からの抜け出し量を定量化した。次に、高強度材料まで（鉄筋はSD785程度、コンクリートは $F_c=800$ 程度まで）適用できる梁部材の降伏時変形の簡単な推定法（曲げ変形と抜け出しによる付加変形の和で評価）について検討を行った結果、本方法を用いれば梁降伏時変形が概ね評価できることを示した。

キーワード：鉄筋コンクリート、内部柱梁接合部、梁降伏時変形、抜け出し量

## 1. はじめに

梁曲げ降伏先行型の鉄筋コンクリート造骨組の耐震性能評価には、梁部材の降伏時変形を精度良く推定することが重要になる。梁主筋が柱梁接合部内を通し配筋される場合、梁端部での曲げひび割れの発生・進展あるいは接合部内梁主筋の付着劣化により、引張側の梁主筋は接合部から抜け出し始まり、それが梁端部領域での回転を増大させる要因になる。従って、梁部材の変形を正確に評価するためには、このような接合部からの梁主筋の抜け出しによる付加変形を適切に考慮しなければならない。一般の構造設計によく用いられている降伏時変形の推定法は簡単で実用性が優れた菅野による方法[1]であるが、接合部からの抜け出しによる付加変形が考慮されていない問題点がある。一方、接合部からの抜け出しが考慮されている推定法は、北山による方法[2]、寺岡による方法[3]、などがある。しかしながら、北山による方法では高強度材料までの適用性(精度：+30%以上)、寺岡による方法では複雑性(精度：±30%以上)、などの問題点がある。

そこで本研究では、①梁主筋の接合部からの抜け出しによる付加変形を考慮し、②高強度材料まで（鉄筋の降伏強度は $8000\text{kgf/cm}^2$ 程度、コンクリートの圧縮強度は $800\text{kgf/cm}^2$ 程度まで）適用できる、③簡単で実用的な、梁降伏時変形の推定方法について検討する。そのために、まず、梁降伏時での接合部からの抜け出し量を定量化する。次に、高強度材料まで適用できる簡単な降伏時変形の推定方法について検討を行い、その精度、適用性などを検討する。

## 2. 梁部材変形の計算方法

梁部材の変形は、曲げ変形 $\delta_b$ 、せん断変形 $\delta_s$ 、接合部からの抜け出しによる付加変形 $\delta_d$ の和として計算する。

**曲げ変形** 梁の曲率分布を、①危険断面での曲率 $\phi$ 及びひび割れ発生時の曲率 $\phi_c$ を用いた折れ線、②危険断面での曲率のみを用いた直線、と仮定し(図1)、その時の $\delta_b$ を式(1)及び式(2)で計算する。

**せん断変形** ここでは、曲げ変形が卓越する部材を想定する。部材にひび割れが発生してもせん断剛性は弾性であると仮定し、その時のせん断変形を式(3)で計算する。ここで、 $\kappa$ は形状係数( $\kappa=1.2$ )

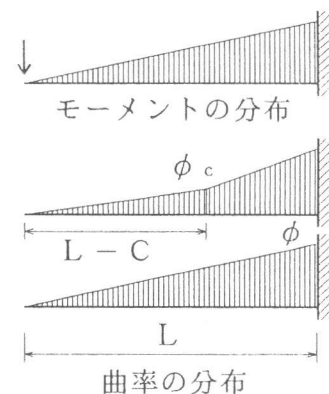


図1 曲率分布の仮定

\*1 韓国釜山大学専任講師 工科大学建築工学科、工博(正会員)

\*2 東京都立大学助教授 工学部建築学科、工博(正会員)

Qは作用せん断力、Gはせん断弾性剛性、Aは断面積、Lはせん断スパン、である。抜け出しによる付加変形 梁主筋のひずみ度分布を図2と仮定し、その時の梁主筋の抜け出し量 $\Delta s$ を式(5)で、抜け出しによる付加変形を式(4)で計算する。ここで、 $d_n$ は梁引張側主筋の重心から中立軸までの距離、 $\varepsilon_{cx}$ および $\varepsilon_{px}$ は梁主筋のひずみ度分布で、断面解析から求める。

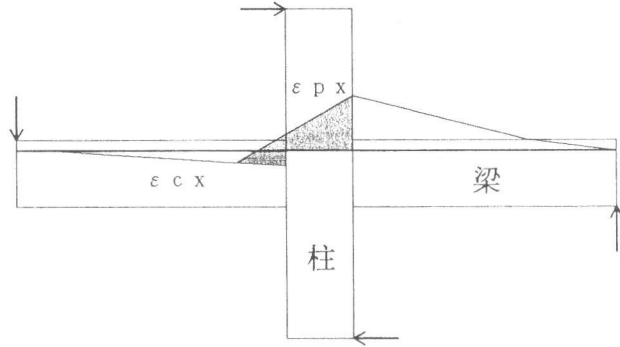


図2 梁主筋のひずみ度分布の仮定

$$\delta_r = C(3L - C)\phi / 6 + L(2L - C)\phi_c / 6 \quad (1)$$

$$\delta_r = L^2 \cdot \phi / 3 \quad (2)$$

$$\delta_s = L(\kappa \cdot Q) / (G \cdot A) \quad (3)$$

$$\delta_p = L(\Delta s / d_n) \quad (4)$$

$$\Delta s = \int (\varepsilon_{px} - \varepsilon_{cx}) dx + \int \varepsilon_{px} dx \quad (5)$$

### 3. 梁降伏時までの変形計算

高強度材料を用いた平面柱梁接合部2体(試験体名: I5、I6、梁降伏先行型、梁断面: 20×30cm、柱断面: 30×30cm、せん断スパン比: 4.0、コンクリート強度: 870kgf/cm<sup>2</sup>、梁主筋降伏強度: 7800kgf/cm<sup>2</sup>程度、[4])を対象とし、上述の計算方法を用いて梁主筋の一段筋目が降伏するまでの各サイクルピーク時での梁変形を計算する。梁せん断力(モーメント)および接合部内梁主筋のひずみ度分布は実測値を用いる。その時の曲率および中立軸までの距離は断面解析値を用いる。上述の方法で求めた梁変形の計算値と実測値(正方向)を梁せん断力-梁変形の関係で比較して図3に示す。図中の細実線は実測値、□印は菅野の方法で求めた降伏時変形、○印は曲率分布を折れ線( $\phi_c$ 考慮)として求めた梁変形( $\delta_r + \delta_s + \delta_p$ )、●印は曲率分布を直線( $\phi_c$ 無視)として求めた梁変形( $\delta_r + \delta_s + \delta_p$ )、太実線は曲率分布を直線でせん断変形を無視して求めた梁変形( $\delta_r + \delta_p$ )、である。図に示すように、上述の方法を用いれば梁主筋降伏時までの変形を比較的精度良く求めることができる。せん断スパン比が4.0の場合にはせん断変形を無視しても大きな差は見られない。また、梁の曲率分布をびびり割れ発生時曲率を無視した直線と仮定しても大きな差は見られなく、概ね評価できる。以上のことから、本研究では梁降伏時変形を曲げ変形(曲率分布を直線と仮定)と接合部からの抜け出しによる付加変形の和のみで評価する。なお、菅野による方法で求めた降伏時変形は実測値を過小評価している。

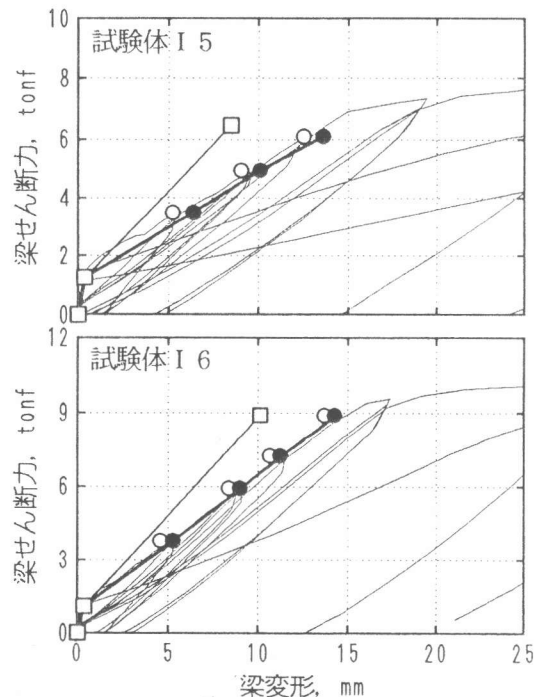


図3 梁せん断力-梁変形の関係

#### 4. 抜け出しによる付加変形

梁降伏時の接合部からの抜け出しによる付加変形を計算する時に、梁主筋の抜け出し量 $\Delta s$ と梁引張鉄筋の重心から中立軸までの距離 $d_n$ の定量化が必要になる(式(4)参考)。まず、中立軸までの距離 $d_n$ は、RC計算規準[5]の中立軸距離( $x_n$ 、14条梁の(8)式)を用いて式(6)で計算する。ここで、 $d$ は梁有効せい、 $n$ はヤング係数比、 $p_t$ は引張鉄筋比、 $\gamma$ は複筋比、 $d_c$ は圧縮縁から圧縮鉄筋重心までの距離、である。接合部両端での応力が図4(a)のように作用する場合、梁主筋が一端で降伏する時の接合部内でのひずみ度分布は直線であると仮定する(図4(b))。コンクリートの変形を無視すると接合部からの抜け出し量 $\Delta s$ は、式(8)で計算できる。しかしながら、上端と下端の配筋量が異なる場合には、接合部の一端で降伏ひずみ度 $\varepsilon_y$ に達した時の他端でのひずみ度 $\varepsilon_c$ は未知である。そこで、降伏時の接合部からの抜け出し量に与える圧縮側のひずみ度の影響は小さい( $\varepsilon_c$ ゼロ)と仮定すると抜け出し量は式(9)で簡単に計算できる(図4(c))。実際の梁降伏時の抜け出し量 $\Delta s_y$ は、規準化された抜け出し量 $\Delta s$ に抜け出し係数 $k$ を掛けることによって計算できる(式(10))。ここで、 $D_c$ は柱せいである。

$$d_n = (1 - x'_n) d \quad (6)$$

$$x'_n = n \cdot p_t \{ \sqrt{(1+\gamma)^2 + 2(1+\gamma) \cdot d_c/d} / (n \cdot p_t) - (1+\gamma) \} \quad (7)$$

$$\Delta s = \{ \varepsilon_y^2 / (\varepsilon_y + \varepsilon_c) \} D_c / 2 \quad (8)$$

$$\Delta s = (\varepsilon_y \cdot D_c) / 2 \quad (9)$$

$$\Delta s_y = k \cdot \Delta s \quad (10)$$

抜け出し係数 $k$ は既往の実験結果から求めることにする。用いる実験データは梁降伏先行型で、主に梁主筋が一端配筋された試験体13体(東京大学で行われた平面内柱梁接合部；H1～H4[6]、I5～I6[4]、S1～S6[7]、J6[8]、ただし、H1、I5、S3の上端筋は二端筋(二端目の配筋量が一端筋量の半分以下)、試験体の諸元；

梁断面：20×30cm、柱断面：30×30cm、梁のせん断スパン比：4.0、コンクリートの強度 $\sigma_B$ ：245～870 kgf/cm<sup>2</sup>、梁主筋降伏強度 $\sigma_y$ ：3170～8245 kgf/cm<sup>2</sup>、梁主筋径 $d_b$ ：D10～D19)である。求めた抜け出し

係数 $k$ と梁主筋の付着指標( $u_b / \sigma_B^{2/3}$ 、付着強度は $\sigma_B^{2/3}$ に比例し[9]、また抜け出し量と付着指標との関係は密接であると仮定)との関係を図5に示す。各試験体ともに、接合部からの抜け出し量を直接測定していないため、危険断面で梁主筋が降伏した時のひずみ

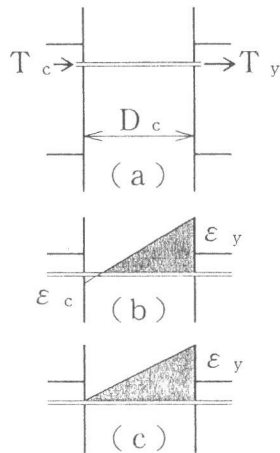


図4 ひずみ度分布の仮定

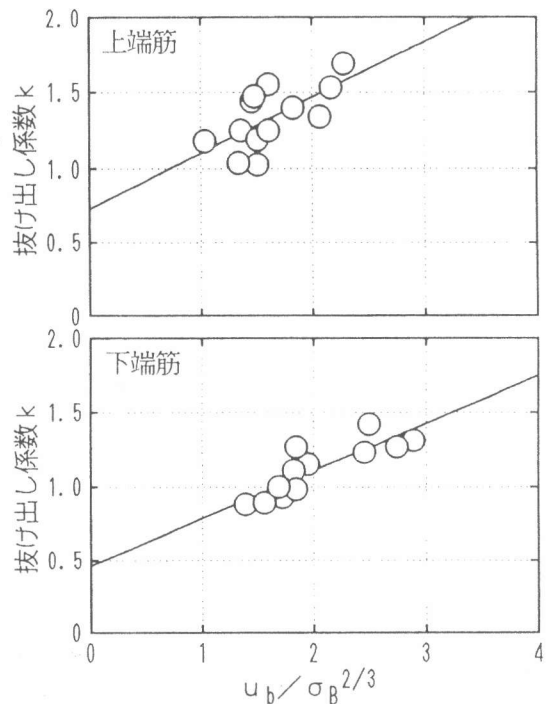


図5 抜け出し係数－付着指標の関係

度分布(実測)をひずみ度ゼロ点までの距離で積分した値を抜け出し量 $\Delta s_y$ とした。図中の実線は最小二乗法を用いて線形に近似したものである。用いた実験データも少なく、ばらついている(特に上端筋)が、上端筋および下端筋の抜け出し係数 $k$ を式(11)~式(12)のように定量化する。

$$k = 0.368(u_b / \sigma_B^{2/3}) + 0.733 \quad (\text{上端筋}) \quad (11)$$

$$k = 0.321(u_b / \sigma_B^{2/3}) + 0.463 \quad (\text{下端筋}) \quad (12)$$

$$u_b = (1 + \gamma) \cdot (\sigma_y \cdot d_b) / 4D_c \quad (13)$$

上記の抜け出し係数を用いて求めた梁降伏時の抜け出し量 $\Delta s_y$ の妥当性を検討するために、計算による $\Delta s_y$ と実験によって測定された抜け出し量を比較して図6に示す。実測による抜け出し量(実験値)は、接合部中央位置の梁主筋にネジ棒を溶接してその点で測定したすべり量とその点から危険断面までのひずみ度を主筋に沿って積分した値との和とした。実験によっては、危険断面近傍の梁主筋にネジ棒を溶接して直接抜け出し量を測定したものもある。用いた実験データは、サ形骨組あるいは十字形柱梁接合部試験体で、姜・北山(L1、L2、M1、J1)、多田・武田(A、F)、上村(No.1)、中村・丸田(No.1)、寺岡(No.18、No.24、No.46)、林(PG-D16-0、PG-D16-30、PG-D16-90)、の14体である。試験体のコンクリート打設が平打ちの場合や論文に上端筋・下端筋の区別が記されていない場合には、上端筋および下端筋の平均値を抜け出し量の計算値とした。この図から、ばらつきは顕著(特に上端筋の場合)であるが、平均的に±20%程度の精度で梁主筋降伏時の接合部からの抜け出し量は評価できると考えられる(引用実験:表1)

### 5. 梁降伏時変形

ここでは、以上のことを考慮して、梁部材が降伏する時の変形 $\delta_y$ を曲げによる変形 $\delta_t$ (曲率分布:三角形)と接合部からの抜け出しによる付加変形 $\delta_p$ の和として、以下のような簡単な式で表す。ここで、 $E_s$ は鉄筋のヤング係数で、 $E_s = 2100 \text{ tonf/cm}^2$ とする。

$$\delta_t = (\sigma_y \cdot L^2) / (3E_s \cdot d_n) \quad (14)$$

$$\delta_p = (L \cdot \Delta s_y) / d_n \quad (15)$$

$$\delta_y = \delta_t + \delta_p = (\sigma_y \cdot L) \cdot (2L + 3k \cdot D_c) / (6E_s \cdot d_n) \quad (16)$$

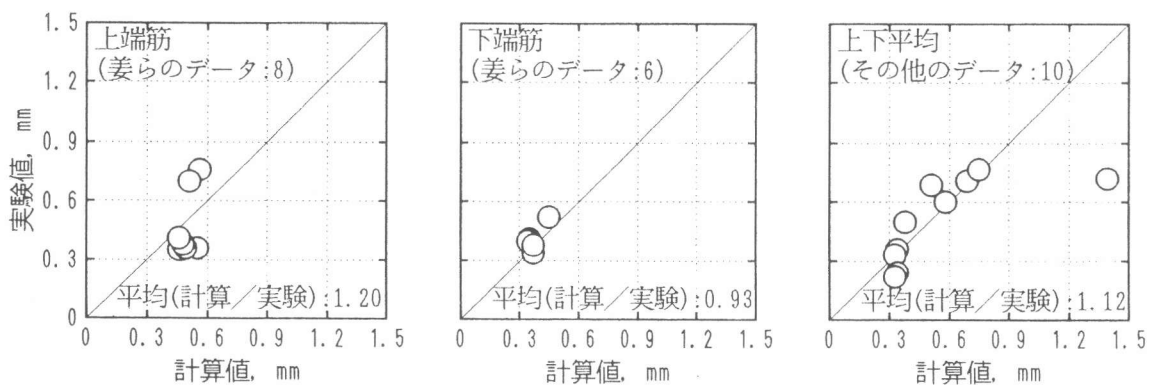


図6 梁降伏時抜け出し量の比較

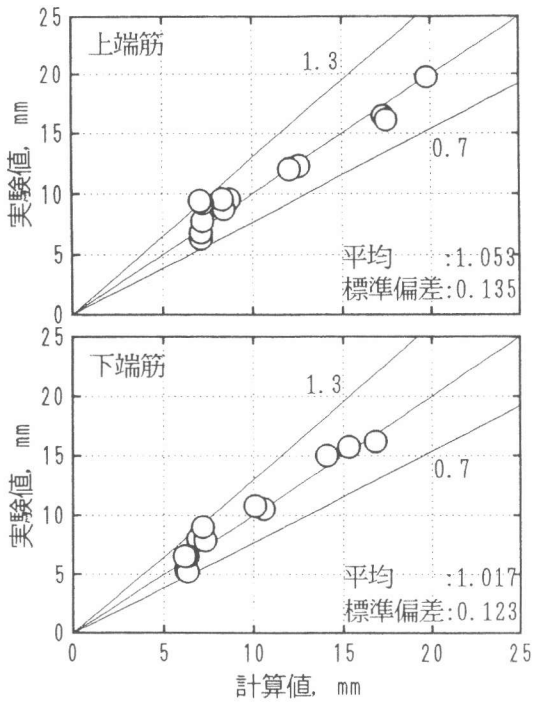


図7 梁降伏時変形の比較

上記の式(16)により計算した降伏時変形と実験によって求められた降伏時変形を比較して図7に示す。用いた実験データは、東京大学で行われた平面内柱梁接合部試験体13体である(前述)。二段配筋の場合には、一段筋と二段筋の重心位置に一段配筋として集中配筋されたものと仮定した。実験による降伏時変形は、履歴曲線上の剛性が著しく変化する点と仮定した(梁主筋に貼ったひずみゲージの値も参考)。この図から、ばらつきはあるが、上端筋、下端筋ともに±30%程度の精度で降伏時変形が評価できると考えられる。

また、降伏時での変形が大きい5体(梁主筋に高強度鉄筋を使用)については、比較的精度良く評価できる。なお、梁降伏時の接合部からの抜け出しによる付加変形の割合は、上端筋が30~40%程度、下端筋が25~35%程度であった(図8)。

### 6. 適用性

上述の計算方法を用いて求めた降伏時変形を他の実験データに適用した結果を図9に示す。降伏耐力は、応力中心間距離を梁有効せいの0.875倍として求めた。用いた実験データは、北山ら[10]の平面柱梁接合部C1(せん断スパン比:4.0)、

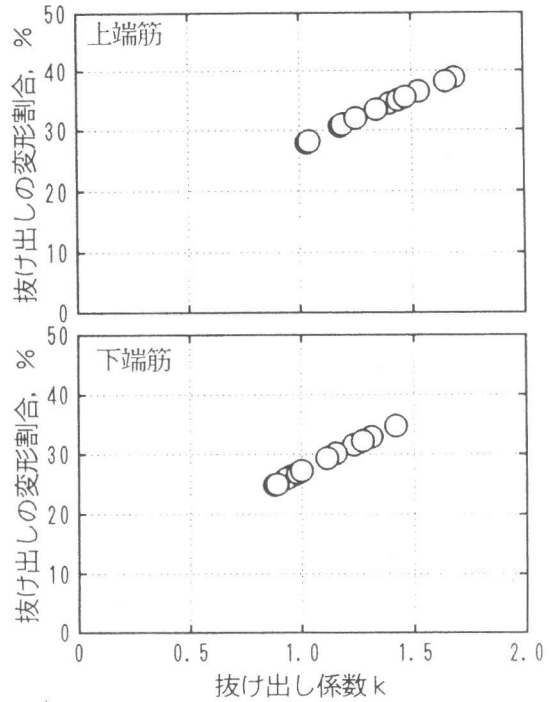


図8 抜け出しによる付加変形の割合

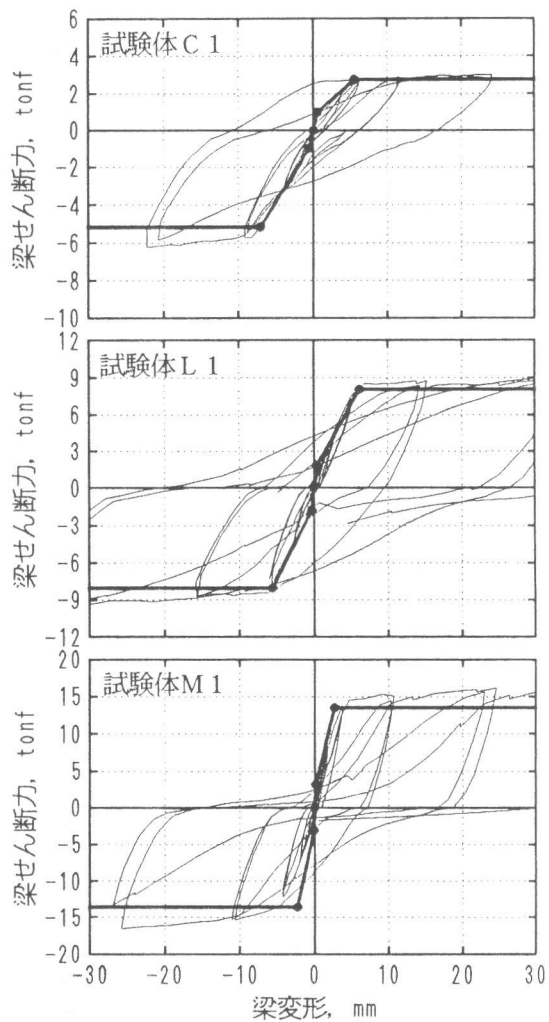


図9 梁せん断力-梁変形の関係

姜ら[11]のサ形骨組試験体L1(せん断スパン比:3.5)とM1(せん断スパン比:2.07)、である。この図から、試験体C1と試験体L1の場合は、かなりの精度で降伏時変形を評価しているが、試験体M1の場合は、降伏時変形を若干過小評価している。このことから、曲げ変形の割合が大きい場合(せん断スパン比 $\geq 3.5$ )には前述の方法で十分実用性があるが、梁変形に対するせん断変形の割合が無視できない場合(せん断スパン比 $\leq 2.07$ )にはせん断変形の影響を適切に考慮すべきであることが分かる。

## 7. まとめ

以上、梁部材の降伏時変形の推定法について検討した結果を以下のようにまとめる。

- ① 梁降伏時までの変形は、曲げ変形と抜け出しによる付加変形の和で概ね追跡できる。
- ② 梁降伏時の接合部からの抜け出し量は、式(11)および式(12)で概ね評価できる。
- ③ 梁降伏時の変形は、式(16)で概ね評価できる。
- ④ 本方法の特徴は、簡単であることと高強度材料まで適用できることである。短スパン、二段配筋、柱部材、の場合への適用性は、今後検討すべき問題点である。

【謝辞】 本研究の遂行にあたって、日本建築学会終局強度型設計法小委員会接合部WGの委員各位から資料の提供と御意見をいただきました。ここに、感謝の意を表します。

## 参考文献

- [1] 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究、コンクリートジャーナル、Vol. 11、No. 2、pp. 1-9、1973. 2
- [2] 北山和宏：主筋抜け出しを考慮した柱・梁部材の降伏変形推定法、コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集、pp. 103-108、1990. 5
- [3] 寺岡勝、狩野芳一、佐々木聡：RC造内柱・梁部分架構における梁部材の降伏変形の評価、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 16、No. 2、pp. 723-728、1994. 6
- [4] 李祥浩、藤田崇、北山和宏、小谷俊介：高強度材料を用いたRC内柱梁接合部における梁主筋の定着性能、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 13、No. 2、pp. 495-500、1991. 6
- [5] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1988
- [6] 李祥浩、田才晃、小谷俊介、青山博之：高強度コンクリートを用いたRC造内柱・梁接合部の梁主筋の付着性状、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp. 835~838、1993. 9
- [7] 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)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 1819-1820、1983. 9
- [8] 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回コンクリート工学年次講演会論文集、pp. 653-656、1984. 6
- [9] 李祥浩、小谷俊介：鉄筋コンクリート造内柱梁接合部の梁主筋の付着指標、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp. 535~536、1994. 9
- [10] 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、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 293-294、1985. 10
- [11] 姜柱、北山和宏、香山恆毅、古田知基：鉄筋コンクリート骨組内の梁通し筋の付着特性に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 17、No. 2、pp. 297-302、1995. 6

表1 引用実験データ

試験体名	梁断面 cm	柱断面 cm	$\sigma_B$	$\sigma_y$	$\sigma_c$	$D_c/d_b$	引用文献
			kgf/cm <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>			
L1	25x35	35x35	436	3530	0.00	22.0	JCI95, pp. 297-302
L2	25x35	35x35	436	3710	0.00	15.8	未発表
M1	25x35	35x35	477	3530	0.00	22.0	JCI95, pp. 297-302
J1	25x35	35x35	436	3530	0.00	22.0	JCI95, pp. 297-302
A	20x30	30x30	290	3510	0.17	18.9	AIK76, pp. 225-228
F	20x30	30x30	400	3510	0.13	18.9	AIJ77, pp. 1779-80
No. 1	20x30	30x30	197	3630	0.20	13.5	AIJ79, pp. 1303-06
No. 18	30x40	40x40	660	5930	0.10	20.9	AIJ91, pp. 583-588
No. 1	26x32	38x38	314	4360	0.18	19.9	AIJ86, pp. 615-616
No. 24	26x30	34x38	402	4070	0.15	23.9	AIJ87, pp. 415-418
No. 46	30x40	40x40	553	8750	0.20	20.9	JCI93, pp. 583-588
PG-D16-0	14x24	30x30	350	3620	0.00	18.9	JCI83, pp. 421-424
PG-D16-30	14x24	30x30	350	3620	0.09	18.9	JCI83, pp. 421-424
PG-D16-90	14x24	30x30	350	3620	0.26	18.9	JCI83, pp. 421-424

$\sigma_B$ : コンクリート強度,  $\sigma_y$ : 梁主筋降伏強度,  $\sigma_c$ : 軸力比/ $\sigma_B$ ,  $D_c/d_b$ : 柱成/梁主筋径  
 AIJ: 日本建築学会大会学術講演梗概集, JCI: コンクリート工学年次論文報告集  
 AIK: 日本建築学会関東支部研究報告集