

鉄筋コンクリート梁の降伏変形推定方法

ESTIMATION OF YIELDING DRIFT FOR REINFORCED CONCRETE BEAM

姜 柱*, 北山和宏**

Zhu JIANG and Kazuhiro KITAYAMA

A method was proposed to estimate the yielding drift of a beam in a reinforced concrete frame. The drift consists of four components. These are (1) flexural deformation; (2) shear deformation; (3) additional deformation due to bar slip from a joint, and (4) additional deformation due to strain shift along a beam bar. The calculation method of each drift component was proposed. The calculated drift components by the proposed method and by other authors' methods were compared with experimental ones. The drift by the proposed method agreed well with test results.

Keywords: : Reinforced concrete, Beam, Yielding drift, Longitudinal bar, Slip, Strain shift

鉄筋コンクリート、梁、降伏変形、主筋、すべり、ひずみシフト

1. はじめに

鉄筋コンクリート骨組の望ましい耐震設計法の一つとして、大地震時に梁降伏先行型の靱性に富む崩壊機構を形成させる方法がある。このような骨組の復元力特性を把握するためには、梁部材の降伏時の変形を知ることが重要である。そのために様々な提案が行われているが、梁主筋の付着劣化による影響が十分考慮されていない。菅野 [1] の柱、梁部材の実験結果に基づいて提案した梁降伏変形推定方法は、主筋の接合部内からの抜け出しによる付加変形などを考慮していない。森田・角 [2]、北山 [3] は梁主筋の接合部内からの抜け出しによる付加変形を考慮した推定法を提案したが、梁部材内の主筋の付着劣化を考慮していない。寺岡 [4] [5] は接合部内梁主筋の付着劣化のほか、梁部材内の主筋のひずみ増大による付加変形を考慮した推定方法を提案したが、部材内梁主筋のひずみ増大の原因を梁端部のせん断ひびわれとした。以上の研究ではせん断変形は考慮しないかあるいは弾性変形として扱っている。永井・小谷ら [6] はせん断ひびわれなどによるせん断剛性の低下を考慮するため、弾性論から得られたせん断変形に実験結果の多重回帰分析による係数を乗じて、部材のせん断変形を求める方法を示した。申・壁谷澤 [7] はトラス機構およびアーチ機構によるせん断抵抗機構に基づいて柱部材のせん断変形の計算方法を示した。また、長崎・前田ら [8] はせん断

力を全部トラス機構に負担させせん断変形の算出方法を示したほか、梁主筋の部材内からの抜け出しによる付加変形の計算方法を示したが、局所の付着応力度—すべり関係に基づいたもので梁部材長に沿った付着劣化を十分考慮出来ない。

実際の鉄筋コンクリート骨組内の梁主筋は柱・梁接合部および梁部材を通して数スパンにわたって配筋される。接合部内の梁主筋と部材内梁主筋は同時に付着劣化し骨組の耐震性能に影響を与える。しかし、梁降伏変形の既往の推定方法は十字形試験体あるいは単独部材の実験結果に基づいたもので、主筋端部の定着は実際の骨組内の梁主筋とは違っているため主筋の付着劣化を十分評価できない。

著者らは梁主筋の接合部内での付着劣化と部材内での付着劣化との相互作用を検討するために、梁部材の両側に柱2本、梁1本を有する平面サ形骨組試験体および比較用の十字形柱・梁接合部試験体の正負交番荷重実験を行なった [9]。本論文はこの実験結果に基づいて、梁降伏時の変形を (1) 曲げ変形、(2) せん断変形、(3) 主筋の接合部からの抜け出しによる付加変形、(4) 部材内主筋のひずみシフトによる付加変形、の四つの成分とし、各々の計算式を示して梁降伏変形推定法を提案した。提案した方法と従来の方法との比較検討を行い、さらに提案方法の精度を検討した。

* (株)ジェー・シー・ディ耐震解析部(元東京都立大学大学院生) 工博

** 東京都立大学大学院工学研究科建築学専攻 助教授・工博

JCD Co., Ltd., Dr. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Graduate School of Engineering, Tokyo Metropolitan University, Dr. Eng.

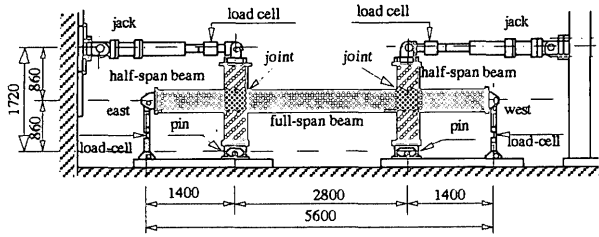


Fig. 1 Loading Apparatus

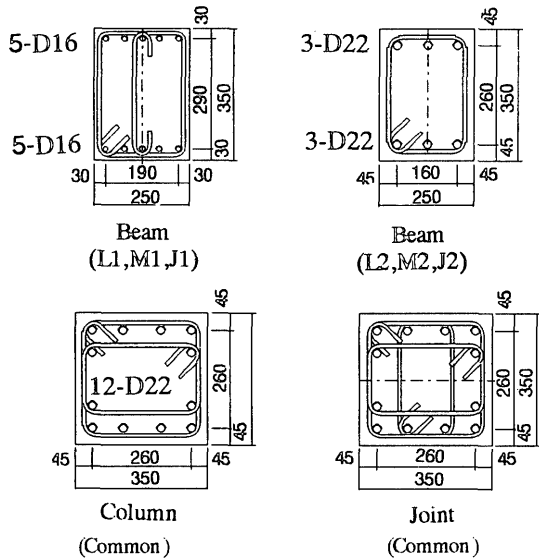


Fig. 2 Section Detail

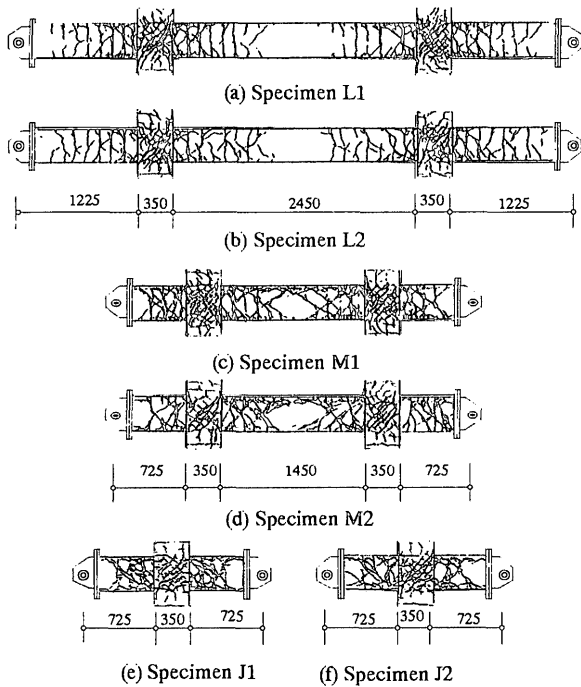


Fig. 3 Configuration of Specimens and Crack Patterns after Test

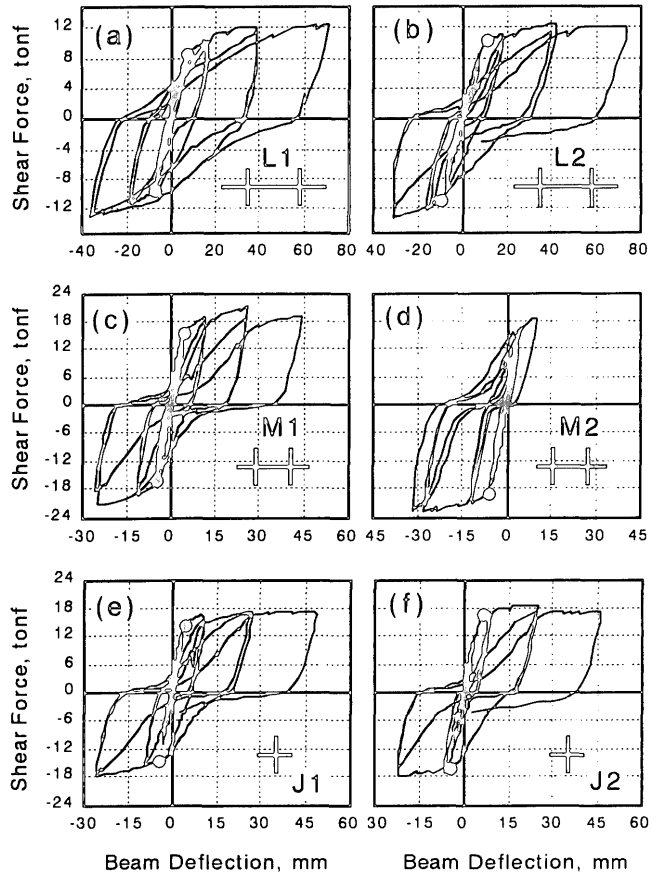


Fig. 4 Relationships of Beam Shear Force vs. Deflection

2. 本研究で用いられた実験の概略

著者らの行った6体の部分骨組試験体の実験結果[9]の概略を以下に説明する。

Fig. 1 に試験体の加力装置を示す。Fig. 2 に梁、柱および接合部の断面および配筋詳細を示す。実験の変数は梁のスパン長さとして。試験体 L1、M1、J1 の梁主筋は D16、試験体 L2、M2、J2 の梁主筋は D22 とした。サ形試験体の両柱の間の梁を中央梁と称する。試験体 L1、L2 の中央梁の内法スパンは 2450mm で主筋の付着劣化が梁中央では発生せず、接合部内主筋のすべりが主となるよう、また、試験体 M1、M2 の中央梁の内法スパンは 1450mm で主筋の付着劣化を梁中央まで発生させるように設計を行った。試験体 J1 は M1 の、また試験体 J2 は M2 の中央梁の中心から切り出したもので十字形を有する比較用試験体である。試験体は実物の約 1/2 スケール・モデルで、柱断面 350 × 350mm、梁断面 350 × 250mm、階高 1.72m とした。試験体 L1、M1、J1 の梁には主筋を上下とも一段配筋 (5-D16、引張り鉄筋比 1.24%) し、せん断補強筋 (3-D10) として閉鎖フープおよび中吊り筋を 120mm 間隔 (鉄筋比 0.71%) で配した。試験体 L2、M2、J2 の梁には主筋を上下とも一段配筋 (3-D22、引張り鉄筋比 1.52%) し、せん断補強筋 (2-D10) として閉鎖フープを 120mm 間隔 (鉄筋比 0.48%) で配した。柱の配筋は全試験体とも共通で、主筋を 12-D22 (全鉄筋比 3.79%) とし、せん断補強筋 (4-D10) は閉鎖フープを 100mm 間隔 (鉄筋比 0.71%) とした。接合部横補強筋には囲形に組んだ D10 を 3 組配した。

Fig. 3に試験体の形状とひび割れ状況を示す。各試験体とも接合部に多数の斜めひびわれが発生したが、コンクリートの圧壊は生じなかった。各試験体とも層間変形角約1/100で危険断面の梁主筋が降伏した。梁降伏の段階で梁のせん断補強筋はほとんど降伏しなかった。スパンの大きい梁を有する試験体L1、L2の梁主筋に沿った割裂ひびわれは上・下端筋とも梁の付け根付近に発生したが、梁中央までは進展しなかった。この両試験体の中央梁の中央位置での主筋のひずみおよびすべりはわずかであった。スパンの小さい梁を有する試験体M1、M2では、梁には明確なせん断ひびわれが発生したほか、上端筋に沿った割裂ひびわれは中央梁全域に渡って発生した。下端筋に沿った割裂ひびわれは梁の付け根付近に発生するとどまった。この両試験体とも中央梁の中央位置での梁主筋ひずみは早期に引張りひずみになり、層間変形の増大に伴いこの位置での主筋ひずみとすべりともに増大した。

Fig. 4に梁部材のせん断力-たわみ関係の履歴曲線を示す。D16を梁主筋とした試験体L1、M1、J1はD22を梁主筋とした試験体L2、M2、J2より接合部内および梁内の主筋の付着がよいため、比較的大きい履歴面積を有した。試験体L1、L2の梁では曲げ変形成分が卓越し、付着割裂ひびわれも梁中央まで進展しなかったため、ほかの試験体より履歴面積は大きかった。試験体M1とJ1、および試験体M2とJ2を比較するとサ形試験体は十字形試験体よりもやせた履歴ループとなったが、これはサ形試験体の中央梁全域で割裂ひびわれが発生したため、梁内主筋のひずみシフトによる梁の変形（3節を参照）が大きくなったためである。Fig. 4中の●印は梁部材の降伏点を表す。梁部材の降伏点はせん断力-たわみ関係の履歴曲線上で剛性が急激に低下した点とした。この定義による梁部材降伏時の危険断面の主筋ひずみは鉄筋素材実験から得た降伏ひずみより5%~10%程度大きかった。以後の検討では梁降伏変形の実験値はFig. 4の●印で示した点の横座標値とする。

3. 梁降伏時変形の成分およびその推定法の提案

本論文では、梁部材内の主筋付着劣化に起因する主筋のひずみ増大をひずみシフトと定義する。梁長に沿ったひずみシフトを因子として、梁部材内の主筋付着劣化による付加変形を評価する。この付加変形に曲げ変形、せん断変形および梁主筋の柱・梁接合部からの抜け出しによる付加変形を加えた梁降伏変形推定法の提案を以下に示す。ここで提案した梁降伏変形推定法は内柱・梁接合部の間の梁部材を対象とする。降伏変形の計算値は梁部材の反曲点の梁付け根に対するたわみである。以下に実験結果の検討を行いながら提案方法を述べる。

平面保持仮定に基づいた断面解析を行なって梁危険断面降伏時の曲げ耐力 M_y 、曲率 ϕ_y 、圧縮領域の高さ x 、圧縮鉄筋の応力度 $\sigma_{s,c}$ および梁長に沿った主筋のひずみ分布を求める。曲げ耐力 M_y によって梁降伏時のせん断力 Q_y を求める。また、梁部材内主筋に沿った存在付着応力度 τ_y を式 (1) によって求める。

$$\tau_y = \frac{(\sigma_{s,y} - \sigma_{s,e}) \cdot d_b}{4(2 \cdot L - d)} \quad (1)$$

ここで、 $\sigma_{s,y}$: 主筋の降伏強度、 d_b : 主筋の径、 d : 梁の

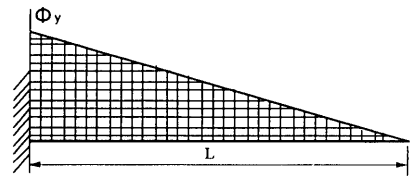
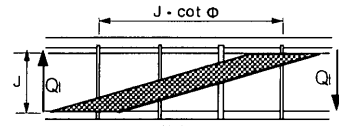
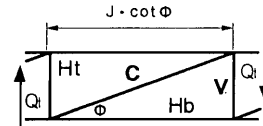


Fig. 5 Curvature Distribution



(a) Tie and Strut in Truss Mechanism



(b) Model of Truss Mechanism



(c) Shear Distortion due to Elongation of Shear Reinforcement

Fig. 6 Truss Model

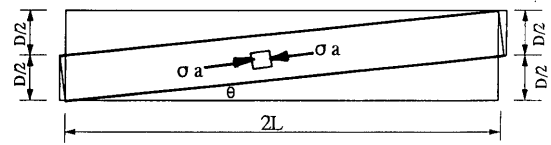


Fig. 7 Arch Model

有効せい、および L : 梁付け根から反曲点までの距離、である。

3.1 曲げ変形

危険断面の曲率と梁端（反曲点）の曲率（零）を結んだ直線（Fig.5）を梁長に沿った断面の曲率分布と仮定すると、曲げによる梁端のたわみ δ_f は式 (2) で求まる。

$$\delta_f = \frac{L^2 \cdot \phi_y}{3} \quad (2)$$

3.2 せん断変形

せん断変形は、トラスおよびアーチによって構成されるせん断抵抗機構に基づいて求まる。前述の梁降伏時の主筋に沿った存在付着応力度 τ_y に基づいてトラス機構の負担せん断力 Q_t は式(3)で求まる。

$$Q_t = n \phi \cdot \tau_y \cdot j \quad (3)$$

ここで、 n : 主筋の本数、 ϕ : 1本の主筋の周長、 j : 応力中心間距離で一段配筋の場合は引張り主筋と圧縮主筋との間の距離になる。

梁降伏時のせん断力 Q_y からトラス機構の負担せん断力 Q_t を引いた値をアーチ機構の負担せん断力 Q_a とする。

Fig. 6(a)の梁部材のトラスせん断抵抗機構をFig. 6(b)にモデル化する。トラス機構は $j \cdot \cot \phi$ (ϕ はトラス機構の斜材の傾斜角で、45度とする)の範囲内のせん断補強筋を垂直材V、斜めのコンクリート・ストラットを斜材C、上端および下端主筋をそれぞれ水平弦材 H_t 、 H_b に置換したモデルである。弦材 H_t 、 H_b の剛性を無限大とすると、トラス機構によるせん断変形は斜材および垂直材の変形からなる。垂直材Vの断面積 A_v および斜材Cの断面積 A_c (斜材の軸方向縮みによるせん断変形と弾性論に基づくせん断変形とが等しいとするブレース置換で求める) はそれぞれ式(4)、(5)で与えられる。

$$A_v = p_w \cdot b \cdot j \cdot \cot \phi \quad (4)$$

$$A_c = \frac{\beta \cdot G_c \cdot \left((j \cot \phi)^2 + j^2 \right)^{3/2}}{E_c \cdot j \cot \phi \cdot j \cdot \kappa} \cdot b \quad (5)$$

ここで、 p_w : せん断補強筋比、 b : 梁幅、 β : せん断剛性低下率(本論文では1.0とする)、 G_c : コンクリートのせん断弾性係数、 E_c : コンクリートのヤング係数、および κ : 断面形状係数(矩形断面では $\kappa = 1.2$)。

Fig. 6(b)を参考にして斜材の負担する圧縮力の垂直成分はトラス機構の負担するせん断力と等しいことがわかる。また、トラス機構の節点での力の釣り合いから垂直材Vの負担する引張り力が求められ、その値はトラス機構の負担するせん断力 Q_t と等しい。

以上で求めた部材の断面積および負担する力により、垂直材Vの伸び量 δ_v および斜材Cの縮み量 δ_c がそれぞれ式(6)、式(7)で算出できる。トラス機構によるせん断変形角 γ_t は式(8)で求められる。せん断補強筋の伸びによる梁のせん断変形のイメージ図をFig. 6(c)に示す。Fig. 6(c)においてせん断ひび割れで分割されたコンクリート体の変形は斜材の変形計算に含まれると考え、ここでは剛体とする。また、コンクリートとせん断補強筋との間の付着は無視する。

$$\delta_v = \varepsilon_v \cdot j = \frac{Q_t}{E_s \cdot A_v} \cdot j \quad (6)$$

$$\delta_c = \varepsilon_c \cdot \frac{j}{\sin \phi} = \frac{Q_t}{E_c \cdot A_c \cdot (\sin \phi)^2} \cdot j \quad (7)$$

$$\gamma_t = \frac{\delta_v}{j \cot \phi} + \frac{\delta_c}{2 \cdot \cos \phi \cdot \sin \phi \sqrt{(j \cot \phi)^2 + j^2}} \quad (8)$$

ここで、 ε_v : 垂直材のひずみ、 ε_c : 斜材のひずみ、 E_s : 鉄筋のヤング係数。

アーチ機構はFig. 7にモデル化する。アーチ機構の斜め圧縮ストラットの断面積 A_a および斜め圧縮ストラットの縮み量 δ_a は式(9)と式(10)で求まる。アーチ機構による梁のせん断変形角 γ_a は式(12)で求まる。

$$A_a = b \cdot \frac{0.5 \cdot D}{\cos \theta} \quad (9)$$

$$\delta_a = \varepsilon_a \cdot \frac{(2 \cdot L + 0.5 \cdot D \cdot \tan \theta)}{\cos \theta} = \frac{Q_a \cdot (4 \cdot L + D \cdot \tan \theta)}{E_c \cdot b \cdot D \cdot \sin \theta} \quad (10)$$

$$\tan \theta = \sqrt{(2 \cdot L/D)^2 + 1} - 2 \cdot L/D \quad (11)$$

$$\gamma_a = \frac{\delta_a}{2 \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta \sqrt{(2 \cdot L)^2 + D^2}} \quad (12)$$

ここで、 θ : 圧縮ストラットの傾斜角、 D : 梁のせい、および ε_a : アーチ機構の圧縮ストラットのひずみ。

以上を用いて梁部材のせん断変形 δ_s は式(13)で算出する。

$$\delta_s = (\gamma_t + \gamma_a) \cdot L \quad (13)$$

3.3 接合部からの主筋の抜け出しによる付加変形

接合部内の梁主筋は危険断面に向かってすべり出し、梁端部に付加回転角を生じる。梁主筋の接合部からの抜け出しによる梁端の付加変形 δ_{psj} は式(14)で求まる。

$$\delta_{psj} = \frac{\Delta s \cdot L}{d - x} \quad (14)$$

ここで、 Δs : 主筋の接合部からの抜け出し量。

接合部内梁主筋のひずみ分布をFig. 8の折れ線実線と仮定し、柱面の一端で引張り降伏ひずみ ε_y に達しているとする。主筋の接合部からの抜け出し量は式(15)で算出する。

$$\Delta s = \frac{\varepsilon_y \cdot L_t}{2} \quad (15)$$

ここで、 L_t は接合部内主筋の定着長さであり、梁主筋が柱面の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} とすると式(16)で求まる。

$$L_t = \frac{A_s \cdot \sigma_y}{\tau_{av} \cdot \phi} \quad (16)$$

ここで、 A_s : 梁主筋の断面積。

しかし式(16)では接合部内梁主筋の付着が劣化して τ_{av} が小さくなると、 L_t が非現実的なほど大きくなる可能性がある。実際にはFig. 11(b)に示すように圧縮側ヒンジ領域内の梁主筋のひずみは、柱面からD/4の範囲内だけで引張りひずみになっていた。この結果を参考に L_t には以下の制限を設けた。

$$L_t \leq h_c + \frac{D}{4} \quad (17)$$

ここで、 h_c : 柱せい。

式(17)を満足しない場合には、Fig. 8の点線のようなひずみ分布を仮定して主筋の接合部内からの抜け出し量は式(18)で求める。

$$\Delta s = \frac{h_c \cdot (\varepsilon_y + \varepsilon_1)}{2} + \frac{D \cdot \varepsilon_1}{8} \quad (18)$$

ここで、 ε_1 : 圧縮端の柱面における主筋のひずみ。

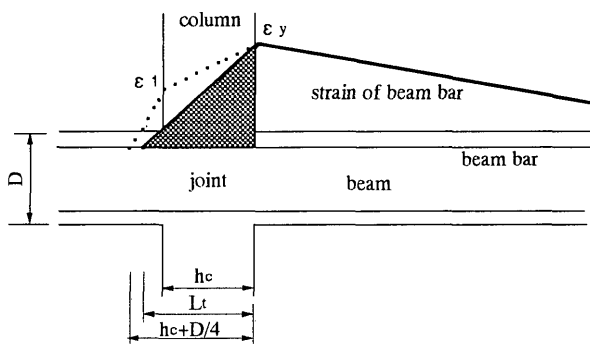


Fig. 8 Strain Distribution of Beam Bar in Joint

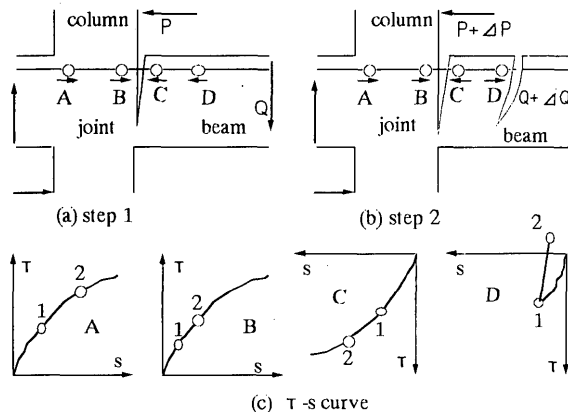


Fig. 10 Slip Characteristics of Beam Bar

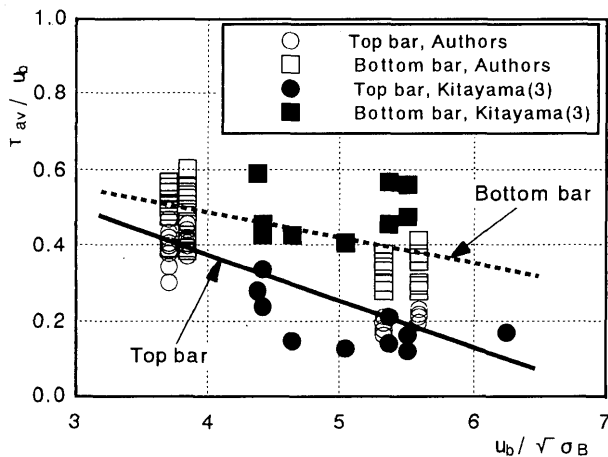


Fig. 9 Measured Beam Bar Bond Stress - Bond Index Relation

接合部内梁主筋の平均付着応力度は主筋の径と降伏強度、コンクリート強度および柱せいなどに影響される。北山はこれらの因子を考慮し、十字形試験体の実験結果を用いて線形回帰により梁降伏時接合部内梁主筋の平均付着応力度 τ_{av} の計算式を提案した[3]。本論文は北山の方法に準じて、北山の実験データ[3]と新しい実験データ[9]とを合わせて、線形回帰によって (Fig. 9を参照) 上端筋と下端筋の場合の接合部内梁主筋の平均付着応力度に関する北山式の係数をそれぞれ式 (19) および式 (20) のように修正した。

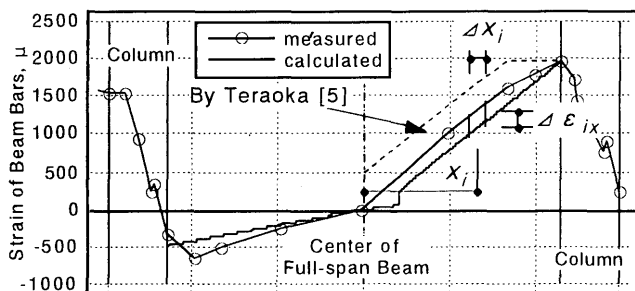
$$\text{上端筋: } \frac{\tau_{av}}{u_b} = -0.124 \frac{u_b}{\sqrt{\sigma_B}} + 0.868 \quad (19)$$

$$\text{下端筋: } \frac{\tau_{av}}{u_b} = -0.068 \frac{u_b}{\sqrt{\sigma_B}} + 0.758 \quad (20)$$

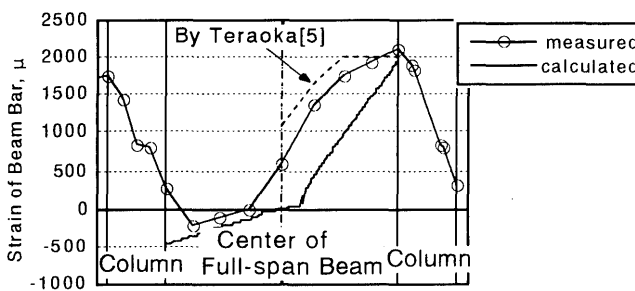
ここで、 σ_B : コンクリートの圧縮強度、 u_b : 接合部内梁主筋の付着指標 ($u_b = \sigma_y \cdot d_b / (2h_c)$)。

3.4 梁部材内主筋のひずみシフトによる付加変形

梁部材内主筋の付着劣化によるすべりを説明するために Fig. 10を用いる。Fig. 10(a)は梁危険断面のみに曲げひびわれの発生した時の状態(step1)で、Fig. 10(b)は危険断面から離れた所にさらにひびわれの発生した時の状態(step2)であり、step1とstep2の柱水平力の方向は同じである。Fig.10 (c)にstep1とstep2の時の鉄筋の局所位置A,B,C,Dの付着応力度—すべりの関係を模式的に示した。step1の時には接合



(a) Specimen L1



(b) Specimen M1

Fig. 11 Strain Distribution along Beam Bar at Beam Yielding

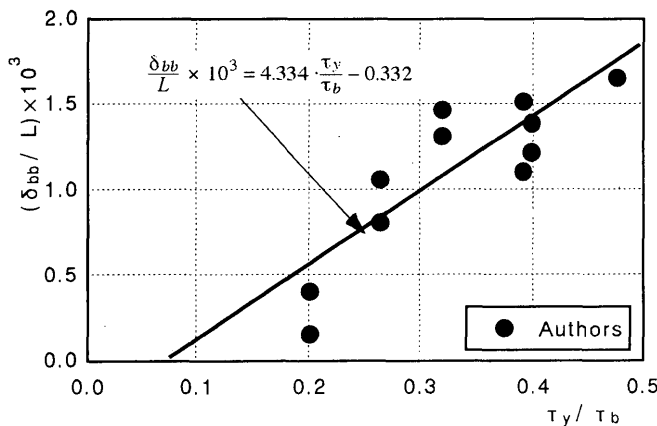


Fig. 12 Additional Deformation due to Strain Shift along Beam Bar

部内の点A、Bおよび梁部材内の点C、Dともに危険断面に向かってすべる。step2の時には点A、B、Cは依然として危険断面に向かってすべるが、点Dでは付着劣化によって除荷になり、後で発生したひびわれのほうにすべる。このように梁部材の曲げ、せん断ひびわれの発生に伴い梁主筋の局所すべりは複雑になり、危険断面での主筋の抜け出しだけで梁部材内付着劣化による付加変形を評価できない。そこで梁全長に沿ったひずみ分布の特徴を考慮する。

試験体L1、M1の中央梁を例として、平面保持仮定に基づいて計算した主筋ひずみ分布と実験で測定したひずみ分布を併せてFig. 11に示す。同図には寺岡の提案したひずみ分布を点線で示す。梁部材内の主筋の付着劣化およびせん断ひびわれの影響で梁主筋のひずみは平面保持仮定で求めた値より大きくなった。特に梁部材内主筋の付着とせん断とも厳しい試験体M1では測定梁主筋のひずみは計算値より大幅に増大し、梁降伏時にも梁中心位置で大きいひずみを生じた。付着劣化を考慮した梁主筋のひずみと平面保持仮定に基づいた梁主筋ひずみとの差をひずみシフト量とする。

梁部材内主筋の付着劣化による梁降伏変形の増加は付着剛性の低下によるもので付着剛性の低下をどのように評価するかが問題である。ひずみシフト量は付着劣化によって生じたひずみ増分と定義され、付着剛性の低下と密接な関係がある。そこで梁部材内主筋の付着劣化による梁の付加変形を主筋のひずみシフト量で評価してよいと考えられる。主筋のひずみシフトによる梁の付加変形 δ_{bb} は式(21)で求まる。

$$\delta_{bb} = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta \varepsilon_{ir} \cdot \Delta x_i \cdot x_i}{d_i} \quad (21)$$

ここで、 $\Delta \varepsilon_{ir}$: 梁中心(反曲点)から距離 x_i の位置におけるひずみシフト量、 Δx_i : 梁長に沿った分割幅、 d_i : 引張り主筋位置から中立軸までの距離、 n : 梁長に沿った分割数。

式(21)に従って主筋ひずみシフトによる梁付加変形を計算するにはひずみシフトを考慮した主筋のひずみ分布が必要である。しかし、実際の建物ではその確定は困難である。そこで付着余裕度(付着割裂強度と鉄筋に沿った存在付着応力度との比)を用いる。付着余裕度が高ければ付着劣化が軽くひずみシフトは小さく、逆に付着余裕度が低ければ付着劣化が大きくひずみシフトは大きい。つまり、付着余裕度とひずみシフト量とは密接な関係にあると考えられ、主筋の付着余裕度でひずみシフト量を評価できる。そこで、ひずみシフトによる梁付加変形を付着余裕度の関数として考慮してよい。一方、同じひずみシフト量によって生じた梁の付加変形は、梁が長い場合に大きく、梁が短い場合に小さい。そこで、横軸を主筋の付着余裕度の逆数、縦軸をひずみシフトによる付加変形と梁長との比とし、Fig. 12の線形回帰によってひずみシフトによる梁の付加変形の計算式(22)を提案した。式(22)は著者らの限られた実験データによるもので式(23)の適用範囲を設ける。

$$\frac{\delta_{bb}}{L} \times 10^3 = 4.334 \cdot \frac{\tau_y}{\tau_b} - 0.332 \quad (22)$$

$$0.2 \leq \frac{\tau_y}{\tau_b} \leq 0.5 \quad (23)$$

ここで、 τ_y : 式(1)による梁降伏時の主筋に沿った存在付着応力度、 τ_b : 部材としての梁主筋の付着割裂強度で文献[10]に示した方法で精算したものである。

4. 各変形成分の検討および本論文の提案方法の精度

梁降伏時の変形値を正確に推定するためには各変形成分を精度よく評価することが必要である。ここで梁降伏変形の各構成成分について本論文の提案した推定法での計算値と実験値および既往の各推定法での計算値とを比較したのち、本論文の提案方法の精度を検討する。

鉄筋コンクリート梁ではひびわれが生じるまでは断面ひずみ分布の平面保持仮定が成立するため部材長に沿った曲率分布は三角形になる。ひびわれの生じた後に鉄筋とコンクリートとの間にすべりが生じるため、断面ひずみ分布の平面保持仮定が成立しなくなる。これに対して、本論文では梁部材内の鉄筋とコンクリートとの間のすべりによる梁部材の付加変形をひずみシフトによる付加変形として別個に考慮し、付着劣化を受けた梁主筋のひずみからひずみシフト量を排除したものを平面保持仮定で求めたひずみと考えた。ひずみシフトを排除した梁主筋のひずみによる梁長に沿った曲率分布はFig. 5に示す分布になり、曲げによる梁部材の変形はこの曲率分布の積分で求めてよいと考える。

Fig. 13に試験体L1、M2を例として、永井・小谷ら、申・壁谷澤、長崎・前田らおよび本論文の方法で計算した梁のせん断変形を示した。永井・小谷らの方法は実験結果の回帰分析を基にしたものであるから、ここではこの方法での計算値を実験結果と見なす。本論文では、主筋の付着応力度に基づいてトラス機構とアーチ機構の負担せん断力を算出する方法を採用したが、これは一般に認められる方法である(例えば、文献[11])。本論文の方法で計算した梁部材のせん断変形と永井・小谷らの方法で求めた値とは、せん断補強筋比の大きい試験体L1の場合では両者ほぼ一致しているが、せん断補強筋比の小さい試験体M2の場合では大きい差が生じた。申・壁谷澤はトラス機構のせん断変形とアーチ機構のせん断変形が等しいという条件から両者のせん断力負担分を算出し、部材のせん断変形を推定した。しかし、トラス機構の剛性はアーチ機構より小さいため、トラス機構のせん断力負担分が小さく、アーチ機構のせん断力負担分を大きく評価した。結果的にせん断変形を過小評価したと考えられる。長崎・前田らはアーチ機構を無視して全せん断力をトラス機構に負担させるようにせん断変形の推定法を示したが、せん断変形を大きく評価したと考えられる。

梁主筋の接合部からの抜け出しによる付加変形の推定の要点は主筋の接合部からの抜け出し量の確定にある。これについて各研究とも接合部内梁主筋に沿った平均付着応力度に基づいて主筋のひずみ分布を算出し、ひずみの積分を抜け出し量としている。主筋の平均付着応力度について、森田・角は単に主筋の降伏ひずみの関数とした。北山、寺岡は主筋の径と降伏強度、コンクリート強度および柱せいなどを考慮した推定方法を示した。試験体L1、L2の梁主筋の接合部からの抜け出しによる付加変形について北山、寺岡の算定式を用いて求めた値と実験結果とを合わせてFig. 14に示す。Fig. 14(a)は上端筋の場合で、Fig. 14(b)は下端筋の場合である。北山の方法は上端筋の場合で精度がよいが、下端筋の場合で主筋の平均付着応力

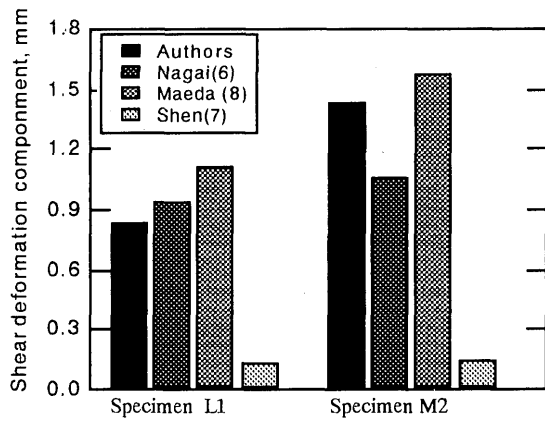


Fig. 13 Shear Deformation of Beam (L1, M2)

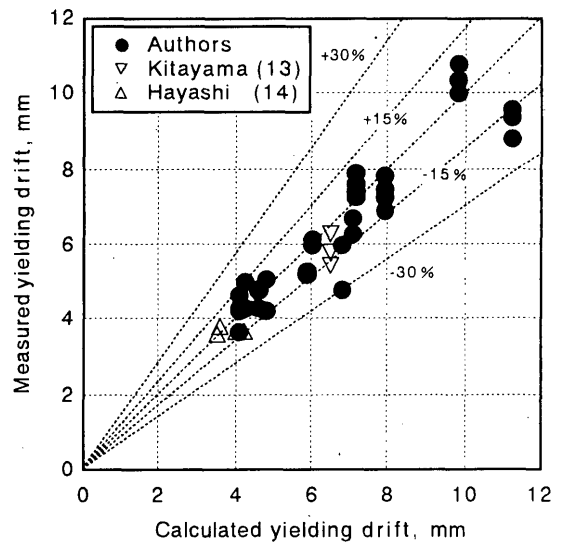


Fig. 16 Comparison of Calculated Beam Yielding Drift with Measured one

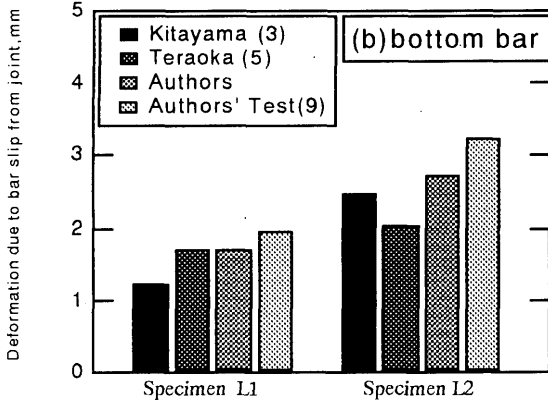
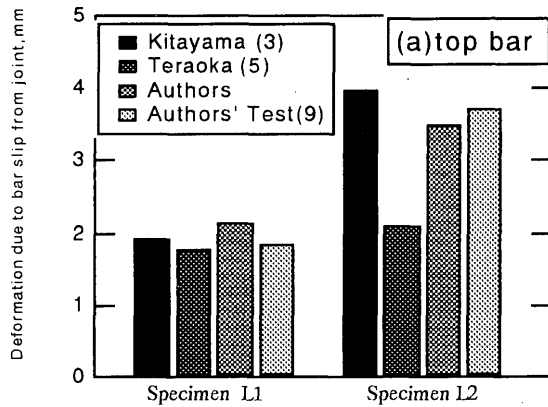


Fig. 14 Additional Deformation due to Bar Slip from Joint

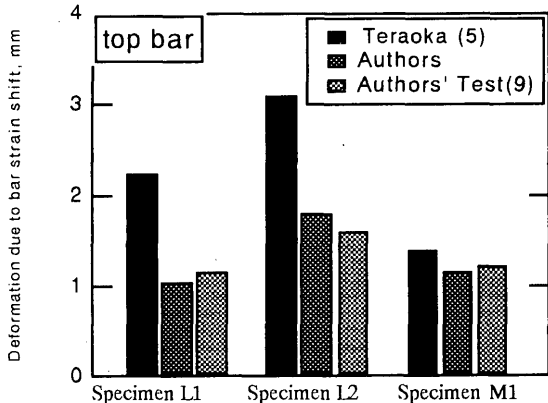


Fig. 15 Additional Deformation due to Strain Shift of Beam Bar

度を高く評価したため、変形を小さく評価した。寺岡の方法では主筋径の増大につれ主筋の付着応力度が大きくなり、主筋の接合部からの抜け出し量が小さくなる。そのため寺岡の方法で推定した主筋の抜け出しによる付加変形は主筋径の増大につれ実験結果との差が大きくなった。修正した北山式(式(19), (20))での算出結果はFig. 14に示すように精度が改善された。

梁部材内主筋の付着劣化による付加変形について、危険断面での部材からの主筋抜け出し量を用いた長崎・前田らの評価方法は部材長に沿った主筋のひずみシフトを十分反映できない。これは提案された付着応力度-すべり関係に関連する実験[12]では主筋の定着長さ、応力状態などが梁部材内主筋とは違い、また測定したすべりは梁危険断面での抜け出しとは異なるためと考えられる。長崎・前田らの方法を用いると、いずれの試験体とも部材内の付着劣化による付加変形は零であった。寺岡の方法および本論文の方法で計算した部材内主筋のひずみシフトによる付加変形を実験結果と合わせてFig. 15に示した。寺岡は部材内主筋に沿ったひずみ増大の原因を部材端のせん断ひびわれとして、主筋のひずみ分布の確定方法を示した。しかし、Fig. 11に示すように主筋のひずみ増大が過大評価された。結果的にFig. 15に示すように主筋のひずみシフトによる付加変形は実験値を大きく上回った。本論文の方法で推定した結果は実験値とよく一致した。

本論文の提案式で計算したサ形試験体の梁部材の降伏時の変形、各変形成分の値、および梁降伏変形の実験測定値をTable 1にまとめた。表中の降伏変形の実験値は同一試験体の各梁部材の値の平均値である。スパンの長い梁(せん断スパン比L1: 3.83, L2: 4.02)について、曲げ変形と主筋のひずみシフトによる付加変形の全降伏変形に対する割合は、梁主筋の付着が良好な試験体L1ではそれぞれ51%、11%に対して、梁主筋の付着が比較的悪い試験体L2ではそれぞれ42%、15%であった。スパンの短い梁(せん断スパン比M1: 2.26, M2: 2.38)について、曲げ変形と主筋のひずみシフトによる付加変形の全降伏変形に対する割合は、試験体M1ではそれぞれ31%、22%に対して、梁主筋の付着が最も厳しい試験体M2では

Table 1 Results of Calculated Beam Yielding Drift

	Yielding Bar	δf (mm)	$\frac{\delta f}{\delta cal}$ (%)	δs (mm)	$\frac{\delta s}{\delta cal}$ (%)	δpsj (mm)	$\frac{\delta psj}{\delta cal}$ (%)	δbb (mm)	$\frac{\delta bb}{\delta cal}$ (%)	δcal (mm)	δexp (mm)	$\frac{\delta exp}{\delta cal}$ (%)
L1	Top	3.9	50	0.8	10	2.1	27	1.0	13	7.8	7.4	95
	Bottom	3.9	52	0.8	11	1.7	23	0.7	9	7.1	7.5	106
L2	Top	4.4	39	1.5	14	3.5	31	1.8	16	11.2	9.3	83
	Bottom	4.4	44	1.5	15	2.8	28	1.4	14	10.1	10.3	102
M1	Top	1.3	29	0.9	20	1.2	27	1.1	24	4.5	4.4	98
	Bottom	1.3	33	0.9	23	1.0	25	0.8	20	4.0	4.2	105
M2	Top	1.5	23	1.4	21	1.7	26	2.0	30	6.6	5.4	82
	Bottom	1.5	26	1.4	24	1.4	24	1.5	26	5.8	5.3	91

δcal : Calculated beam yielding drift, δexp : Measured beam yielding drift.

それぞれ25%、28%であった。試験体M2では、部材内の主筋のひずみシフトによる付加変形が曲げ変形および主筋の接合部からの抜け出しによる付加変形(割合25%)を上回った。

なお、文献[9][13][14]の試験体の梁部材の降伏変形の計算値とそれぞれの実験測定値をあわせてFig.16に示す。ばらつきはあるが誤差はほぼ正負15%以下であり、梁降伏変形計算値と実験値との相関係数は0.97であった。

5. 結論

骨組内梁部材の降伏時の変形をより合理的に分解して実用的な梁部材降伏変形の計算方法を提案した。梁降伏変形の構成を曲げ変形、せん断変形、梁主筋の接合部からの抜け出しによる付加変形および部材内梁主筋のひずみシフトによる付加変形の四つの成分とした。ここで付着劣化を生じた梁部材内主筋のひずみと平面保持仮定に基づいて求めた主筋のひずみとの差をひずみシフトと定義した。曲げ変形は梁長に沿った曲率分布を梁自由端に対して積分することにより求めた。せん断変形はトラス機構およびアーチ機構により構成された梁のせん断抵抗機構に基づいて求めた。梁主筋の接合部からの抜け出しによる付加変形の計算では、北山の方法に準じ梁降伏時の接合部内梁主筋のひずみ分布を算定してひずみの積分を抜け出し量とした。ひずみシフトによる付加変形は主筋の付着余裕度と梁長とを因子とした実験結果の線形回帰式により求めた。本論文の提案した方法で部材の降伏変形を比較的正確に推定できた上、各変形成分を精度よく評価できた。

謝辞：東京都立大学大学院教授西川孝夫先生には常に御指導を賜っており、深く感謝します。

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, 1973年2月, pp.1~9.
- (2) 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、日本建築学会大会梗概集、1971年, pp.849~850.
- (3) 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、1990年5月, pp.103~108.

(4) 寺岡 勝、平澤 光春、佐々木 聡、林 和也、藤原 敏夫：鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部における梁部材の降伏変形推定法、フジタ技術研究所報、第29号、1993年, pp.79~84.

(5) 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, 1994年6月, pp.723~728.

(6) 永井 寛、小谷 俊介、青山 博之：高強度材料を使用したRC梁部材の復元力特性に関する研究、第9回日本地震工学シンポジウム論文集、1994年, pp.1549~1554.

(7) 申 範昊、壁谷澤 寿海：高強度RC柱部材の耐力及び変形性能の評価法に関する研究、構造工学論文集、Vol.40B, 1994年3月, pp.315~322.

(8) 長崎 充、渡辺 達也、前田 匡樹：鉄筋コンクリート梁・柱部材の降伏変形評価法、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.18, No.2, 1996年7月, pp.797~802.

(9) 姜 柱、北山 和宏：RC骨組内の柱・梁接合部の入力せん断力と梁通し筋の付着に関する研究、構造工学論文集、Vol.42B, 1996年3月, pp.169-179.

(10) 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.

(11) 坂本 成弘、辰己 佳裕、青山 博之、小谷 俊介：付着割裂する矩形断面鉄筋コンクリート梁のせん断抵抗機構、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.13, No.3, 1988年6月, pp.167~172.

(12) 前田 匡樹、小谷 俊介：鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度式の提案、構造工学論文集、Vol.38B, 1992年3月, pp.293~306.

(13) 北山 和宏、栗栖 浩一郎、小谷 俊介、青山 博之：梁主筋の付着をよくした柱梁接合部の耐震性能、第7回コンクリート工学年次講演会論文集、1985年, pp.605~608.

(14) 林 静雄、森本 敏幸、黒正 清治：柱はり接合部に通し配筋されたはり主筋の付着性状に関する実験と解析、日本建築学会構造系論文報告集、第357号、昭和60年11月, pp.101~111.

(1997年1月10日原稿受理、1997年6月24日採用決定)