

論文 詳細な変形性状計測に基づく RC 造曲げ柱部材の高精度変形評価に関する研究

浅井 竜也*1・勅使川原 正臣*2

要旨: RC 造建物の適切な耐震性能評価には水平力—水平変形関係の精度良い推定が不可欠だが、現状の評価手法は少なからぬ誤差を有する。本論文では、RC 造柱部材の降伏点の高精度評価手法の確立を目的に、水平加力実験における柱試験体の詳細な変形分布性状をモーションキャプチャシステムにより把握した。その結果に基づき、曲げ断面解析に基づく曲げ変形計算値は実験値を 3 割ほど過小評価するものの、それを実験時の危険断面位置の圧縮側曲率に基づき補正することで高精度に実験値を評価可能なこと、せん断変形は剥落部およびひび割れ部を除いた断面のせん断弾性変形の計算値により算定可能なこと、を明らかにした。

キーワード: 鉄筋コンクリート, RC 造柱部材, 降伏時変形, 曲げ変形, せん断変形, モーションキャプチャ

1. はじめに

鉄筋コンクリート造 (以下、RC 造) 建物の耐震性能を適切に把握するには水平力—変形関係を精度良く評価することが欠かせず、特に剛性が急減する降伏点の耐力・変形は建物の地震応答を大きく左右する重要な因子である。限界耐力計算においても応答塑性率 (= 応答変形 / 降伏変形) を用いた減衰定数の算定手法が提示されており¹⁾、降伏変形の値が直接的に地震応答の評価結果を左右する。しかし、多数の実験結果の回帰式に基づいて提案されている現行の降伏点の評価手法は簡便かつある程度の精度が期待できるものの、±3 割程度の誤算を有する^{2),3)}。各変形成分 (曲げ変形, せん断変形, 主筋定着部の変形) に分類して推定を行う手法においては^{4),5),6)}、曲げ変形を算定する際に用いる曲げ断面解析による算定結果では数割程度、せん断変形では倍半分程度の、誤差を有し得ることが確認されている⁵⁾。

そのため著者らは、限界耐力計算による応答変位の算定精度向上に向けたプロジェクト (国土交通省 平成 30 年度 建築基準整備促進事業「鉄筋コンクリート造の限界耐力計算における応答変位の算定精度向上に向けた建築物の振動減衰性状の評価方法の検討」)における研究の一環として、RC 造柱部材の降伏変形算定手法の高精度化に向けた実験的研究を実施している^{7),8)}。曲げ変形を正確に算定するためには密な曲率分布を計測することが欠かせないなど⁹⁾、高精度な変形評価手法の確立には詳細に変形分布を把握し、力学的現象を把握することが有用である。そのため、上述の実験では、文献 8) に報告した変位計測システムに加え、モーションキャプチャシステムを用いて試験体の詳細な変形性状を把握している。

本稿では、加力実験を行った 5 つの柱試験体のうち、試験体 4 (断面の扁平比 2, 軸力比 0.25, シアスパン比 2.6)⁸⁾ を対象に、取得した詳細な変形分布性状に基づき、

柱部材の変形成分のうち曲げ変形およびせん断変形の高精度な評価を行うとともに (主筋定着部の変形は本稿では対象としない)、その評価手法を検討する。

2. 実験概要

2.1 対象試験体概要および水平力—水平変位関係⁷⁾

実験の詳細は文献 7) を参照されたい。本稿で対象とするのは、同文献の試験体 4 である。試験体の断面図を図 1 に示す。同試験体の最上部の鋼板に載荷梁を剛接合し、その梁とピン接合した水平ジャッキにより正負交番繰り返し载荷を行った。加力位置は、危険断面位置 (柱とスタブの接合面) から高さ 1835 mm (シアスパン比 2.59) である。鉛直軸力は、載荷梁を介して軸力比 0.25 となるように導入した。

図 2 に実験で得られた荷重変形関係を示す。同図の赤色実線は既往手法^{2),3)}により算定された荷重変形関係

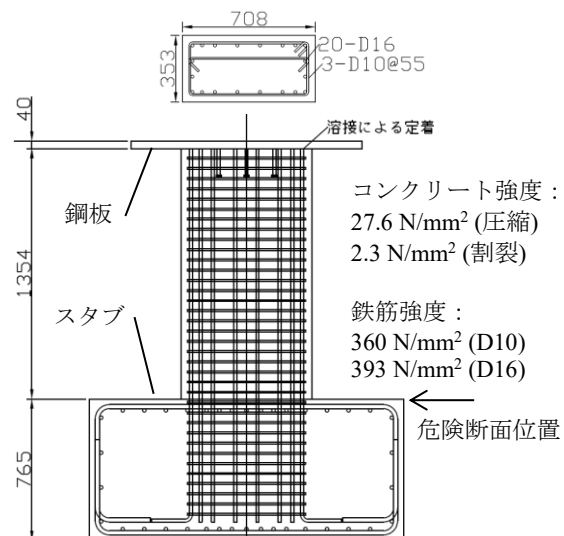


図-1 検討対象柱試験体の諸元 (単位: mm)

*1 名古屋大学 環境学研究科助教 博(工) (正会員)

*2 名古屋大学 環境学研究科教授 工博 (正会員)

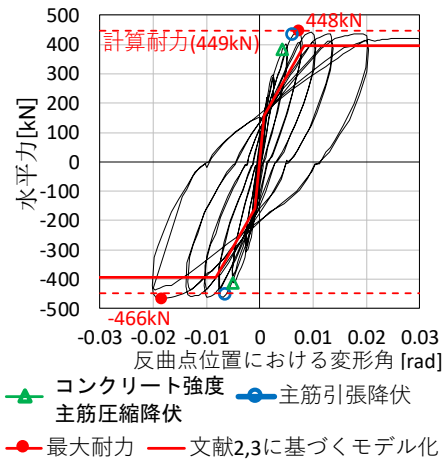


図-2 試験体の水平力-水平変形角関係

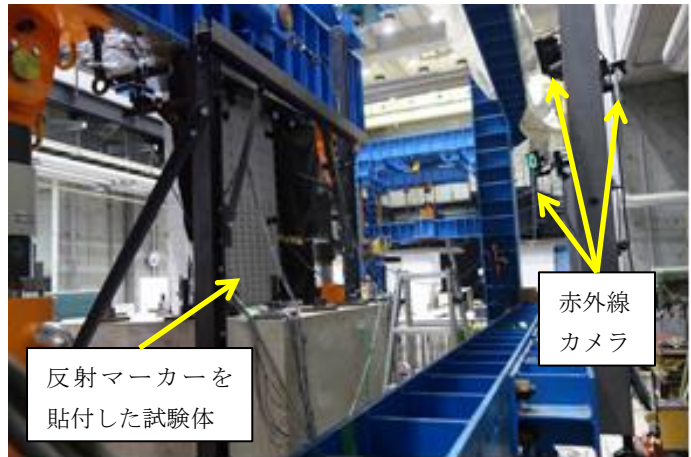


図-3 モーションキャプチャによる変分布形の取得

を、赤色鎖線は曲げ断面解析に基づき算定された最大耐力を、それぞれ示す。本試験体は、変形角 1/200 程度で圧縮端コンクリートが強度に達すると共に圧縮側主筋が降伏し、その後変形角 1/150 程度で引張側主筋が降伏した。

2.2 詳細な変形分布計測の概要

本実験では、詳細な変形分布を計測する目的でモーションキャプチャシステムを用いている。その計測の様子を図-3 に示す。同システムは、複数の赤外線カメラにより反射マーカの 3 次元位置座標をトラッキングするものである。本計測では、カメラに OptiTrack 社製の Prime 41 を 3 台使用し、反射マーカは同社製のサイズ 12.7mm のものを計 177 個使用した。マーカは、後述の図-4 に示すように、基準点としてスタブに 3 個配置し、柱部材表面には比較的破壊が進行する高さ 1D 位置までの区間には密に配置した。計測のサンプリング周波数は 100 Hz とした。

なお、計測波形は瞬間的なスパイクノイズと、定常的な高周波ノイズと含むため、前者はその前後のデータで線形補完することで、後者は前後 100 点（すなわち 1 秒間）の平均値を採用することで処理した。

3 詳細な変形性状に基づく各変形成分の算定

3.1 試験体の詳細な変形性状

2.2 節で計測した変形分布に基づき、まず、試験体の変形性状を確認するべく、図-4 に 1/200 サイクル 1 回目ピーク時の結果を、損傷状況と併せて示す。なお、モーションキャプチャ計測面と損傷計測面は異なるため、両者は完全には一致しないことに留意されたい。同図(a)では変形を 100 倍にして示している。また、引張側において隣接する鉛直二点間の距離が特に大きく開いた（すなわち大きなひび割れが生じた）断面で囲まれた部分を鎖線で囲むと共に、モーションキャプチャシステムにより明瞭に確認された斜めひび割れ箇所を▽により示す。同

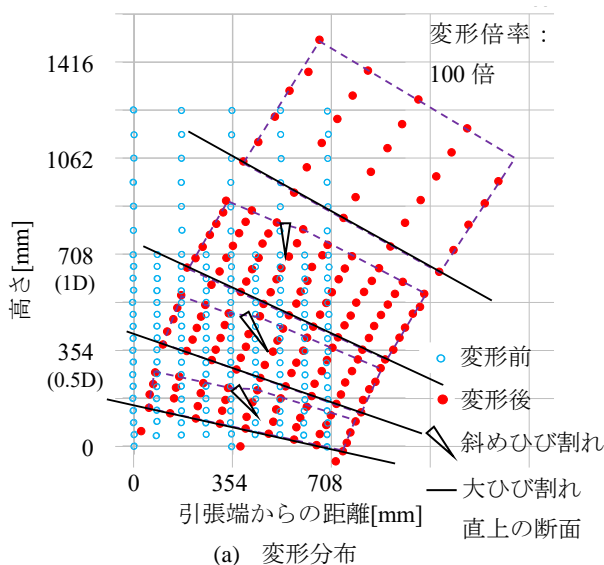


図-4 1/200 サイクルピーク時の変形分布と損傷状況

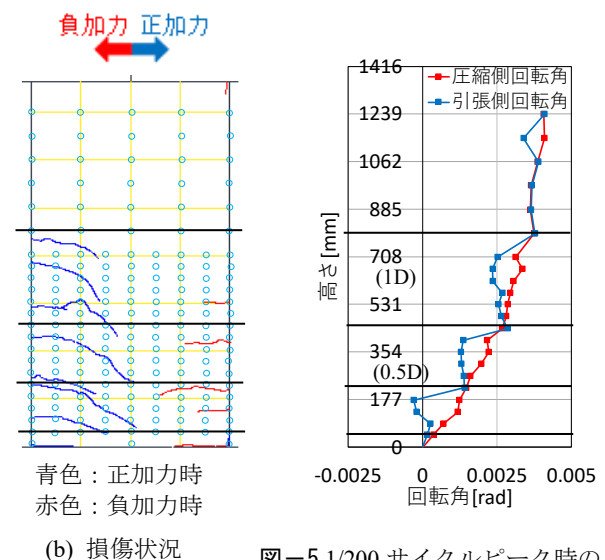


図-5 1/200 サイクルピーク時の回転角分布

図より、上述のひび割れ直上では平面保持仮定が概ね成立している一方で、それらの直下では引張側断面の回転角は圧縮側断面に比べて小さい。図-5 に引張側および圧縮側の回転角（前者は図-4 (b)の左5列のマーカ変位量に、後者は同右4列のマーカの変位量に、それぞれに基づき算定）分布について、主筋定着部の変形による回転角を除いて示すと、圧縮側回転角は高さ方向に連続的に増大するのに対し、引張側回転角は上述のひび割れ間で増大せず、ひび割れ部で圧縮側と一致するよう急激に増大している。図-4 (a)より、この圧縮側と引張側の変形差を埋めるように、斜めひび割れが生じていることが確認できる。

この圧縮側と引張側の変形差が生じる理由としては、図-6 に示すように、曲げひび割れ間のコンクリートの片持ち梁に生じる、主筋の応力差による下向きの力 ΔT が考えられる。本試験体において、例えば下から二番目の片持ち梁部分を対象に、曲げ斜めひび割れが発生し始めるときの片持ち梁引張端の応力度 σ_t [N/mm²] を式(1)により算出すると 3.8 N/mm² となり、材料試験により得られた引張割裂応力度 (2.3 N/mm²) を超えている。

$$\sigma_t = M/Z = \Delta T d_{ns} / (B d_{ns}^2 / 6) \quad (1)$$

ここで、 ΔT [kN] は片持ち梁上下の主筋軸力差（検討対象近傍の歪ゲージによる計測値を内挿して算定）を、 d_{ns} [mm] は斜めひび割れ発生個所から引張主筋までの水平距離を、 B [mm] は試験体の幅を、それぞれ示す。

以上の変形分布性状を踏まえると、引張側は主筋応力差により変形が戻されており、その変形を部材としての変形として考慮することは適切でないと判断することができるため、以降の曲げ変形およびせん断変形の検討は、圧縮側断面に着目して行う。

3.2 曲げ変形

曲げ変形は、各断面の回転角を高さ方向に積分することで算定する。なお、上述のとおり回転角は圧縮側断面

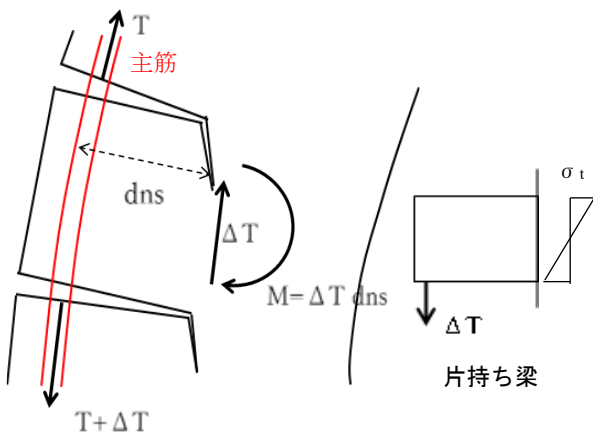


図-6 ひび割れ間の力のつり合い

の値を用いる。図-7 に、各ピーク時の回転角および曲げ変形の高さ方向の分布を示す。同図では、同じモーメント分布を考慮し、平面保持仮定に基づく曲げ断面解析により算定した結果を赤色鎖線で、それを後述の手法で補正した結果を赤色実線により、それぞれ併せて示す。同図より、変形角 1/800 では実験値と計算値が良く整合しているのに対し、変形角 1/400 以降では、危険断面位置付近において回転角の解析結果が実験値を過小評価している。それにより曲げ変形も過小評価しており、その誤差は変形角 1/200 では反曲点位置で 3 割程度に達している。

この危険断面位置付近の回転角の違いを分析するべく、回転角は曲率（すなわちひずみ分布）を積分して算定されることを考慮し、図-8 に危険断面位置のひずみ分布の実験結果と計算結果を示す。同図より、変形角 1/800 では実験結果と解析結果が概ね一致しているのに対し、変形角が増大するにつれて、実験結果では平面が保持しておらず、圧縮側の曲率（すなわちひずみ勾配）が引張側よりも小さくなっている。この実験における圧縮側の曲率と断面解析結果の曲率の違いを考慮して計算値を補正するべく、まず、実験結果と解析結果とで曲率（すなわち回転角勾配）の違いが生じている区間を、図-7 から 1/400 では高さ 180 mm まで、1/200 および 1/133 では高さ 350 mm まで、とそれぞれ特定する。続いて、同区間の解析結果の曲率に対し、危険断面位置では図-8 の圧縮側曲率（圧縮側三点のひずみ勾配の平均値）の解析結果に対する実験結果の比率を（すなわち実験結果の曲率を採用する）、同区間の最大高さでは 1 を、その間では高さに応じて両者を線形補完した比率を、それぞれ乗じる。以上のように回転角分布および変形分布の計算結果を補正すると（図-7 の赤実線）、実験結果と極めてよく一致する。

さらに、危険断面位置において圧縮側の曲率が比較的大きくなる要因を分析するべく、ひずみ分布はせん断応力勾配によって生じることを考慮し、以下のように断面内のせん断応力分布を算定する。すなわち、柱せい方向に x 軸、部材軸方向に z 軸をとると、 x 方向のせん断応力勾配が z 方向の応力度勾配に対応するため、ある位置 x におけるせん断応力度 τ と軸応力度 σ の関係は、式(2)により表される。

$$\frac{d\tau}{dx} = \frac{d\sigma}{dz} \quad (2)$$

よって、せん断応力度 τ は、

$$\tau = \int \frac{d\tau}{dx} dx = \int \frac{d\sigma}{dz} dz \quad (3)$$

となる。ここで、以下の(a)~(c)を仮定すると、0 D 位置（危険断面位置、D は柱せい）、0.5 D（高さ 354 mm）

位置, 1.0 D (高さ 708 mm) 位置それぞれの主筋ひずみ計測値に基づいてコンクリートの $d\sigma/dz$ を算定することが可能となり, 0 D - 0.5 D 間および 0.5 D - 1.0 D 間の平均的なせん断応力分布は図-9のように求まる。

(a) 同じ位置の主筋ひずみとコンクリートひずみは等しい (そのため, ひび割れが生じており両者のひずみが異なる引張側では算定結果の妥当性は低い)。

(b) かぶりコンクリートは材料試験で得られた構成則に従う。

(c) コアコンクリートはひずみに対して弾性的に応力が増加し, そのヤング係数は材料試験で得られた値とする。

同図では, 実験結果に加えて曲げ断面解析に基づく結果も示しており, それぞれの中立軸位置も示している。

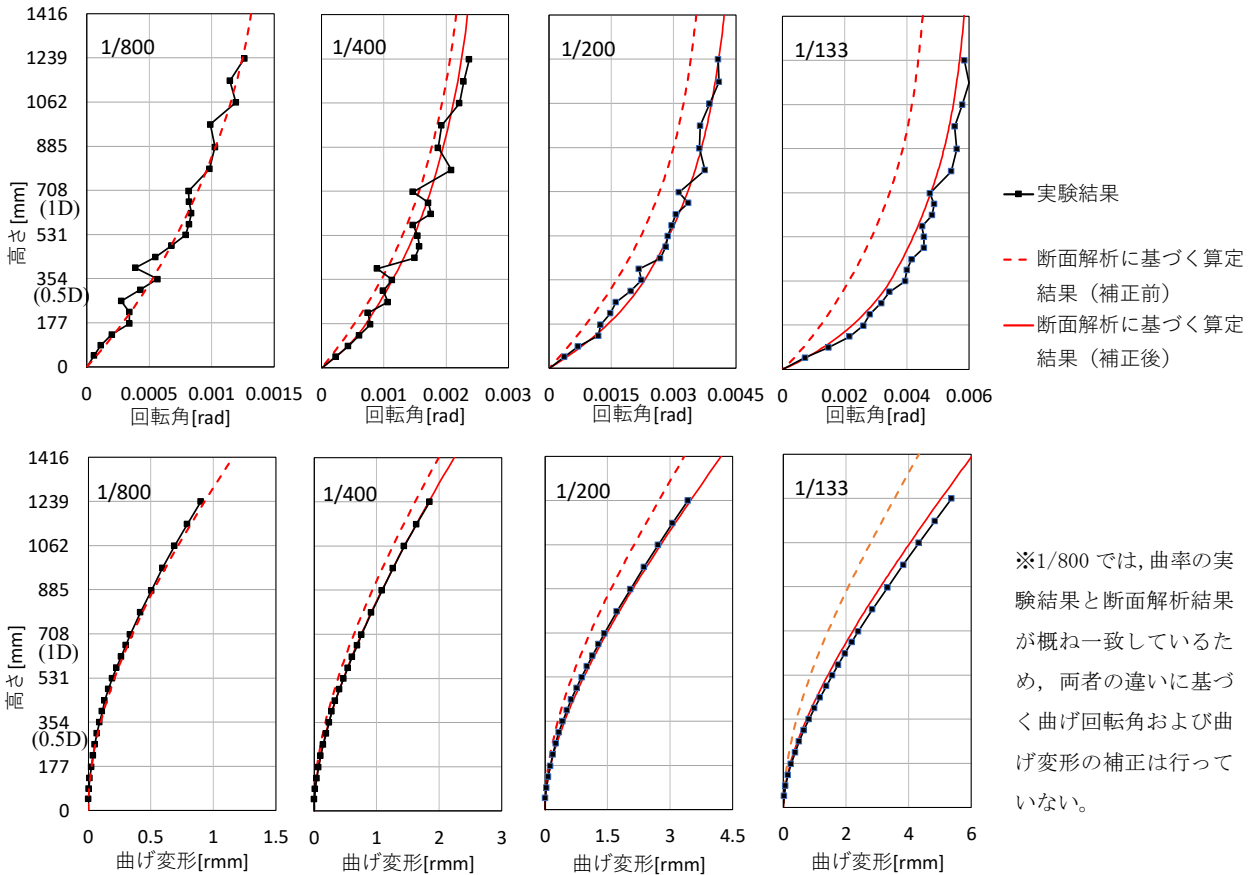


図-7 回転角と曲げ変形の高さ方向分布

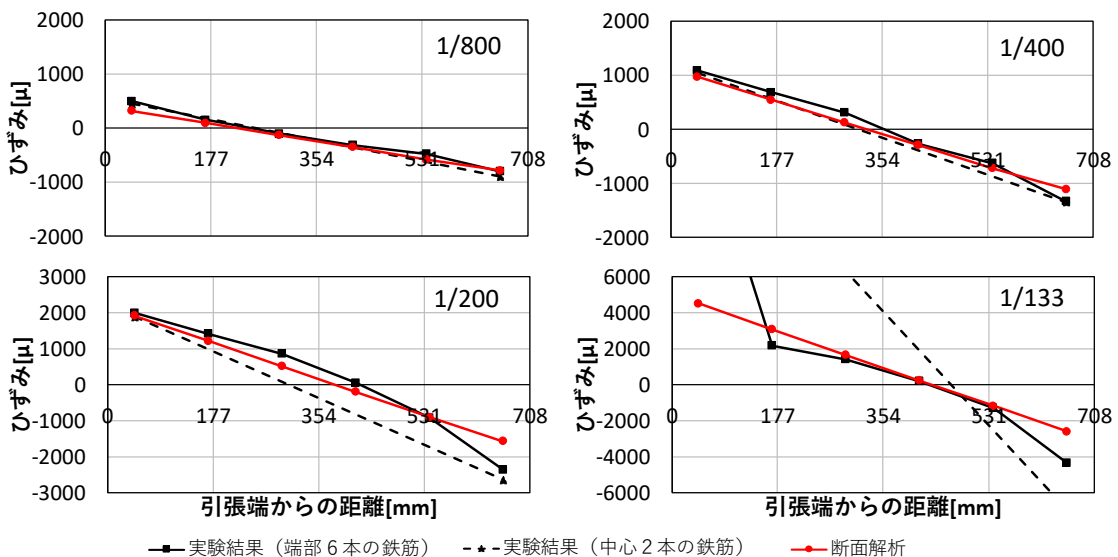


図-8 危険断面位置のひずみ分布

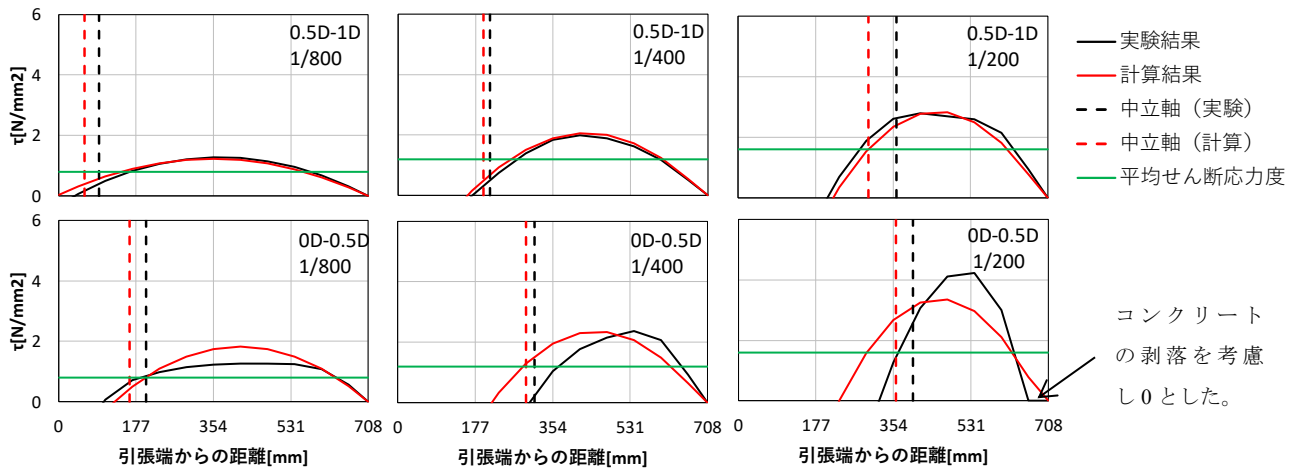


図-9 断面内のせん断応力分布

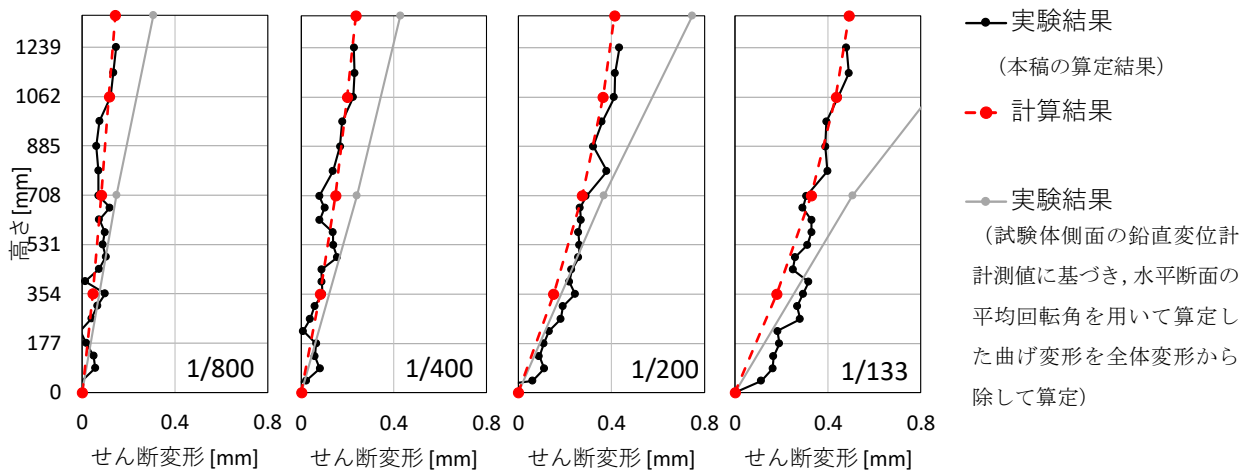


図-10 せん断変形分布

緑色線は作用せん断力を試験体の全断面で除した平均せん断応力度である。なお、変形角 1/133 については、主筋ひずみが降伏ひずみを大きく上回り、上記の仮定(a)が成立しないと判断し算定していない。また、変形角 1/200 時の 0D-0.5D 間の結果では、圧縮側のかぶりコンクリートの剥落が見られたことから、その部分のせん断応力度は無視している。

同図より、0.5D-1D 間では実験結果と解析結果が概ね一致している。それに対し、危険断面付近の 0D-0.5D 間では、変形角が増大するにつれて、実験結果においてせん断応力度分布が圧縮端に偏る。この要因の把握には今後さらなる検討が必要だが、スタブ（実構造物ではフーチングや直交梁）による拘束効果により、圧縮端でせん断力分担率が高くなったことが一因と考えられる（主筋降伏前の変形角 1/400 から、危険断面付近においてのみ上記の傾向が確認されたため、その要因として付着劣化によるテンションシフトではないと考えられる）。高精度な曲げ変形予測に向けては、この影響の定量化が欠かせない。

3.3 せん断変形

上記の補正後の曲げ変形を全体変形から差し引いてせん断変形を算定し、図-10 に示す。同図では、鉛直方向の各断面においてコンクリートの剥落部およびひび割れ部を差し引いた断面積 A_e [mm²]と、水平力 Q [kN]およびコンクリートのせん断剛性 G [N/mm²]を用いて式(4)により算定されるせん断変形 δ_s [mm]と、試験体左右に設置した鉛直変位計の計測値に基づき算定した曲げ変形を全体変形から差し引いて算定した値⁸⁾を、併せて示す。

$$\delta_s = \int Q/(GA_e)dh \quad (4)$$

同図より、実験結果（本稿で算定した結果、黒色実線）と計算結果（赤色鎖線）は概ね整合しており、本検討範囲内ではせん断変形は弾性状態であることが確認できる。また、その反曲点位置における値は、曲げ変形の 1 割に満たない。

一方で、試験体側面に設置した鉛直変位計により曲げ変形を算出し、それを全体変形から差し引いて求めたせん断変形（図-10 の灰色鎖線）は、本稿の算定結果に比べ倍程度の値となった。これは、同算定手法では引張側を

含めた全断面の平均的な回転角を積分して曲げ変形を算定しているため、本稿の算定結果よりもその値を過小評価し、そのためそれを全体変形から減じて算定したせん断変形が過大評価されたことが要因である。

4. まとめ

RC造柱部材の静的載荷実験において、モーションキャプチャシステムにより詳細な変形分布性状を計測し、その結果に基づき曲げ変形およびせん断変形の高精度評価手法を検討した。以下に得られた知見をまとめる。

- (1) 柱部材の曲げひび割れ直上では平面保持仮定が概ね成立しているものの、曲げひび割れ間において引張側断面の回転角が増大しないため、曲げひび割れ直下では引張側断面の回転角が圧縮側断面より小さい。
- (2) 上記の圧縮側と引張側の変形差を埋めるように斜めひび割れが生じている。その発生は、曲げひび割れ間に形成される片持ちコンクリート梁に対し、引張側主筋により生じる鉛直下向きの力によると考えられる。
- (3) 圧縮側回転角を高さ方向に積分することで算定した曲げ変形は、曲げ断面解析に基づく計算結果と比較し、変形角 1/200 において 3 割程度大きい。この影響は、危険断面位置において、水平断面内のせん断応力分布（鉛直断面内の曲げ応力分布を形成する）の実験結果が計算結果と比べ圧縮端側に偏り、それにより圧縮側の曲率が実験においてより大きくなったためである。その曲率差を考慮して算定結果を補正すると、実験結果と良く一致した。実験におけるせん断応力分布の偏りは、スタブの拘束による影響と考えられる。
- (4) 全体変形から曲げ変形を差し引いて算定したせん断変形は、鉛直方向の各断面においてコンクリートの剥落部およびひび割れ部を除いた有効断面を考慮して算定したせん断弾性変形と概ね一致した。

今後は、スタブ（実構造物では直交梁）による拘束効果が曲げ変形に与える影響の定量化、および、主筋定着部の変形について高精度な評価手法を検討するとともに、

部材の集合体である骨組みの降伏点の高精度な評価手法について検討する予定である。

謝辞

本研究の一部は、平成 30 年度国土交通省建築基準整備促進事業 S30 として実施したものである。関係各位に厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所，建築研究所：2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6
- 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研究 ―曲げ降伏をするはり，柱および無開口耐震壁の強度と剛性に関する実験的研究―，コンクリートジャーナル，11(2)，pp.1-9，1973.12
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018.12
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004.2
- 5) 鄭文淑，前田匡樹，木村暁子，壁谷澤寿海ほか：軸方向伸び拘束を受ける RC 梁部材の挙動 その 4 降伏変形の推定，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp. 891-892，1999.9
- 6) Priestley, M., Calvi, G. and Kowalski, M. : Displacement-based seismic design of structures. IUSS Press, Pavia, 2007
- 7) 浅井竜也，勅使川原正臣：RC造柱部材の降伏時変形の算定精度向上に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No.2，pp.139-144，2019.7
- 8) 勅使川原正臣，浅井竜也ほか：RC 造建物の振動減衰性状評価方法の検討 その 1～その 6，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.623-638，2019.9
- 9) 平石久廣：耐震壁のせん断変形と曲げ変形の算定方法，日本建築学会論文報告集，第333号，pp. 55-62，1983.11