

論文 RC 造柱部材の降伏時変形の算定精度向上に関する研究

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-変形関係の精度良い推定が不可欠だが、現状の評価手法は弾性剛性に対する低下率で降伏点を評価し、その低下率を変形成分によらず一律とするなど精度に課題がある。本論文では、水平力-変形関係における降伏点の精度良い評価手法の確立を目的に、扁平比、軸力比、シアスパン比をパラメータとした 1/2 スケール RC 造柱試験体 5 体の加力実験を実施した。その結果、降伏時の曲げ変形は曲げ断面解析に基づき、スタブ内の回転による変形は定着長までの主筋ひずみの積分により、それぞれ精度良く評価可能であることを示すとともに、せん断変形は既往の評価手法の適用性を検討した。

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, 定着

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 (ここでは部材としての降伏点を議論するため、主筋降伏点に加えコンクリート圧壊点を含めて降伏点と表現する) 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、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^{2),3)}は簡便かつある程度の精度が期待できるものの、(1)弾性剛性に降伏点剛性低下率を乗じて降伏点剛性を算定するため、コンクリートの収縮やクリープの影響で弾性剛性が変化すると降伏点剛性も変化するが、その両剛性の対応に関しては根拠が十分ではないこと、(2)すべての変形成分 (曲げ変形, 主筋定着部の変形, せん断変形など) に対して一律の剛性低下率が適用されるが、本来その値は変形成分ごとに異なり得ること、など精度に課題を有している。

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。同実験においては、断面の扁平比、軸力比、シアスパン比をパラメータとした計 5 体の RC 造柱試験体の静的交番載荷実験を実施し、その降伏点における各変形成分の値に基づき、より実情に即した降伏点の評価手法の提案を目指しており、その内容を本稿で報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は、文献 4) の RC 造柱部材を参考に、それを 1/2 程度に縮小した 500 mm 角断面の部材を基本に、断面積および主筋比は等しくしながら扁平比、軸力比、シアスパン比を表-1 のようにパラメータとした 5 体である。図-1 に加力装置の概要図を、図-2 に試験体 1, 2 の鉛直断面図ならびに各試験体の水平断面図を、それぞれ示す。なお、加力装置の都合により、RC 造部分は、加力のために設けた載荷梁の下端から中心位置までの高さ (441 mm) と、載荷梁と試験体を接続する鋼板の厚さ (試験体 1 および試験体 2 は 60 mm, その他は 40 mm) を除いた高さ分 (図-1 の試験体 1 の例では 999 mm) である。

2.2 加力・計測方法

上記試験体を、図-1 に示すとおりの片持ち形式で載荷した。加力アームと載荷梁はピン接合されているため、加力点を RC 造柱部材の反曲点位置と見なしている。軸力は、試験体の両側に設置した鉛直ジャッキにより一定値を作用させた。

変位計は、図-1 に示すように、試験体の高さ 1.0 D (D は柱せい) の位置、試験体上部の鋼板位置、載荷梁中心位置それぞれに水平変位計を、載荷梁の回転角を計測するべく載荷梁の中心から左右それぞれ 800 mm の位置に鉛直変位計を、それぞれ設置した。また、図-3 に示すように、試験体の高さ方向の曲率分布を計測するべく試験体の左右に鉛直変位計を設置しており、各区間長は同図にまとめるとおりである。ひずみゲージは、図-2 に示すように、危険断面位置から高さ 0 D, 0.5 D, 1.0 D, 1.5 D, 最上部それぞれの主筋およびせん断補強筋に貼付した。それぞれの高さにおける貼付位置鉛直断面図に示しており、上部ほど貼付箇所を減らしている。また、スタブ内における主筋の応力を計測するべく、危険断面位置から深さ 5 d, 10 d, 20 d, 40 d (d は鉄筋径でここでは

*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)

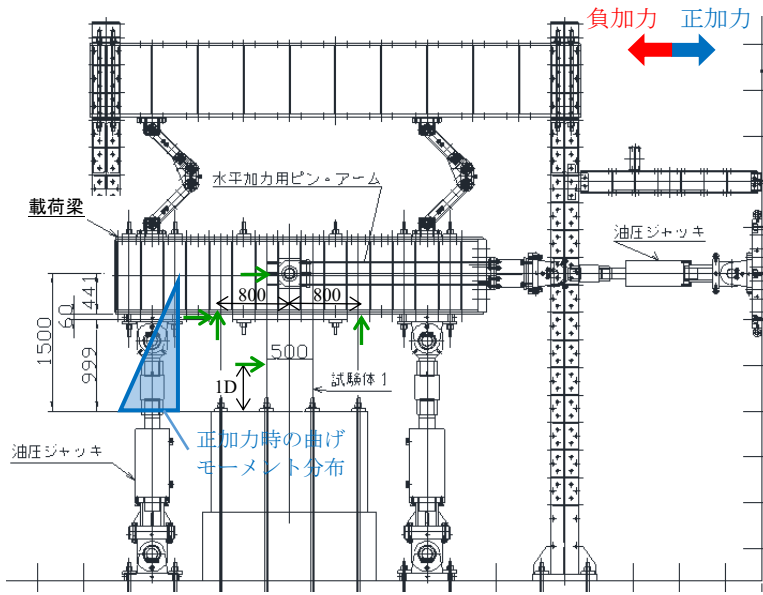


図-1 加力装置の概要図 →: 変位計 (試験体左右の鉛直変位計は図-3に示す)

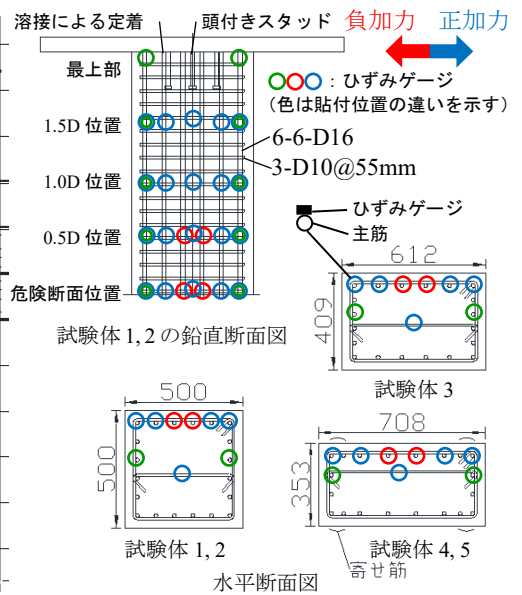


図-2 試験体の鉛直断面図および水平断面図

	試験体番号				
	合計	1,2	3	4	5
区間 5	999	50	50	50	50
区間 4	449	449	692	596	884
区間 3	350	350	462	558	558
区間 2	100	100	100	100	100
区間 1	50	50	50	50	50

図-3 鉛直変位計の各設置区間の長さ (単位: mm)

16 mm) の位置において、水平断面図に緑色○印で示す主筋二本にも貼付した (ただし試験体 3, 4 では配筋の都合上 40 d 位置にひずみゲージを貼付できなかったため、40 d = 640 mm ではなく 610 mm 位置に貼付した)。

繰り返し载荷においては、最初の 3 サイクルは水平ジャッキの導入力により、その後は荷重梁に設置した水平変位計の計測値によりそれぞれ制御し、水平力 ±50 kN, ±100 kN, ±150 kN, 水平変形角 $R = \pm 1/800$ (2), $\pm 1/400$ (2), $\pm 1/200$ (2), $\pm 1/133$ (2), $\pm 1/100$ (2), $\pm 1/75$ (2) (試験体 1 は除く), $\pm 1/50$ (2) rad (括弧内は繰り返し回数) の各サイクルで繰り返し、その後 $R = 1/25$ rad 程度まで片押しした。

2.3 使用材料特性

実験に用いた鉄筋およびコンクリートの材料特性の一覧を表-2 および表-3 にそれぞれ示す。

3 実験結果

3.1 水平力-変形角関係と損傷状況

図-4 に、試験体に作用している水平力 (水平ジャッキの導入力から、鉛直ジャッキの傾きにより生じる水平

表-1 試験体のパラメータ

	試験体1	試験体2	試験体3	試験体4	試験体5
幅 x せい [mm x mm]	500 x 500	500 x 500	409 x 612	353 x 708	353 x 708
扁平比 [-]	1.0	1.0	1.5	1.5	2.0
軸力比 [-]	0.25	0.4	0.25	0.25	0.25
シアスパン比 [-]	3.0	3.0	3.0	2.6	3.0
シアスパン [mm]	1500	1500	1835	1835	2123
主筋比 [%]	0.478				
せん断補強筋比 [%]	0.77	0.77	0.95	1.10	1.10
曲げ耐力 M_u [kNm]	527	590	703	824	824
曲げ終局時せん断耐力 Q_{mu} [kNm]	351	393	383	449	388
せん断耐力 Q_{su} [kNm]	545	637	614	658	638
せん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu}	1.6	1.6	1.6	1.5	1.6

表-2 使用鉄筋の材料特性

呼び名	材質	降伏強度 [N/mm ²]	降伏歪 [μ]	ヤング係数 [N/mm ²]
D10	SD345	360	2053	175476
D16	SD345	393	2067	189966

表-3 使用コンクリートの材料特性

	圧縮強度 [N/mm ²]	強度時歪 [μ]	割裂強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [N/mm ²]
試験体1	23.5	1803	2.04	23683
試験体2	25.4	1990	1.75	23436
試験体3	28.1	1923	2.13	23701
試験体4	27.6	2122	2.32	22581
試験体5	28.2	2469	2.06	23350

分力を差し引いた値) と反曲点位置における変形角の関係を示す。図-5 にコンクリート圧壊が生じ始める (後述) 1/200 サイクル終了後および 1/50 サイクル終了後の破壊状況を、それぞれ示す。図-4 において、赤点線はファイバーモデル (コンクリートの構成則は表-3 の値を用いた popovics モデル⁵⁾ により定めた) を用いた曲げ断面解析により求めた計算耐力であり、赤実線は文献 2), 3) に基づき降伏点剛性低下率 α_y を用いて求めた水平力-変

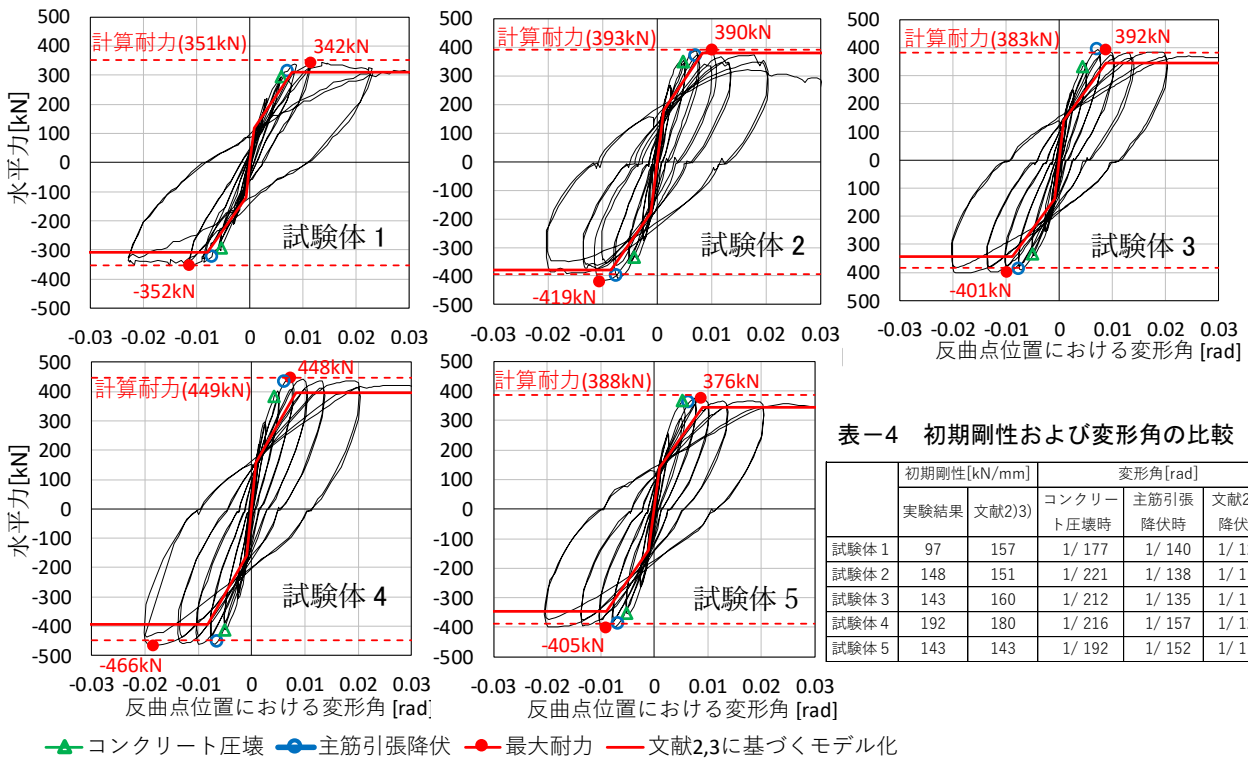


図-4 各試験体の水平力-変形角関係

表-4 初期剛性および変形角の比較

	初期剛性[kN/mm]		変形角[rad]		
	実験結果	文献(2,3)	コンクリート 圧壊時	主筋引張 降伏時	文献(2,3) 降伏点
試験体 1	97	157	1/177	1/140	1/126
試験体 2	148	151	1/221	1/138	1/118
試験体 3	143	160	1/212	1/135	1/114
試験体 4	192	180	1/216	1/157	1/121
試験体 5	143	143	1/192	1/152	1/112

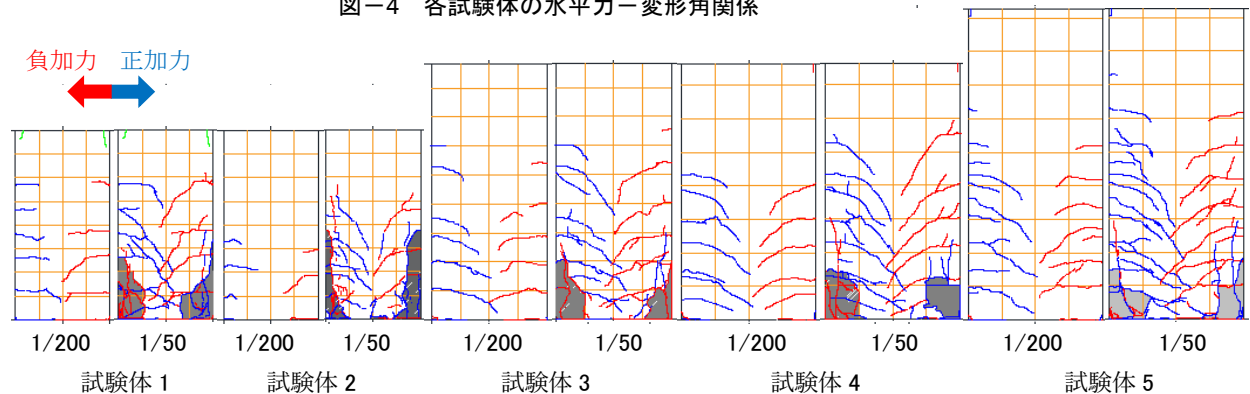


図-5 各試験体の損傷状況

形角関係である。なお、後者において、初期剛性は曲げ剛性はコンクリート分のみ考慮し(鉄筋分は無視し)、また、剛域端は危険断面から D/4 分スタブ内に入った位置として、算定した。実験結果(黒実線)においては鉄骨荷梁部分の変形は RC 造の変形とは厳密には異なるが、その違いは全体の変形において最大でも 4% に満たない程度と小さいため、本稿では実験結果の値をそのまま用いる。鉄筋の降伏は、主筋のひずみが表-2 に示す降伏ひずみに達したとき、コンクリートの圧壊は、平面保持仮定を用いて断面の圧縮縁のひずみを主筋ひずみから求め、その値が表-3 の強度時ひずみに達したとき、とそれぞれ定義しており、その時の値および文献 2), 3) に基づき求まる降伏変形を初期剛性と併せて表-4 にまとめる。

図-4、図-5 および表-4 より、まず初期剛性は、試験体 2 から試験体 5 については概ね実験結果は理論値と

整合したが、試験体 1 は理論値の 6 割程度の値となった、これは、試験体 1 の設置時において、試験体と加力梁とを PC 鋼棒で緊結する際に試験体に初期ひび割れが生じ初期剛性が低下したことが要因と考えられる。

いずれの試験体も変形角 $R = 1/200$ rad 程度でコンクリートの圧壊が生じて剛性が低下し、その後の $R = 1/150$ rad 程度で主筋が引張降伏し概ね最大耐力に至っている。コンクリートの圧壊が比較的早期に生じているのは、軸力比が一般的な柱部材と比べてやや大きいためである。最大耐力はファイバーモデルを用いた曲げ断面解析による結果と概ね一致した。その後はコンクリート圧壊部の剥落を生じながらも概ね水平耐力を維持した。損傷は、 $R = 1/200$ rad 時点では断面にほぼ平行な曲げひび割れと危険断面位置の圧縮縁のひび割れが主であるが、その後曲げひび割れが斜め方向に進展するとともにコンクリー

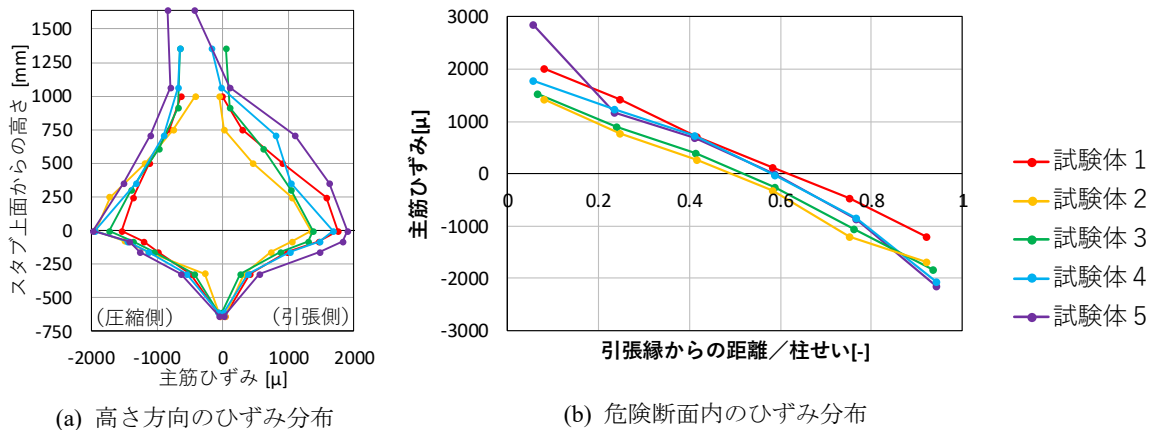


図-6 各試験体のコンクリート圧壊時の主筋ひずみ分布

ト圧壊部の剥落が増大した。文献 2),3)に基づく水平力—変形関係は、実験結果を概ね再現しているが、最大耐力はやや過小に、降伏変形は過大に評価している。

3.2 コンクリート圧壊時の鉄筋のひずみ分布

図-6 には、正加力時にコンクリートが圧壊に達したとき（図-4 の緑色の白抜き△印位置）の鉄筋のひずみ分布を示す。まず、同図(a)には、断面中央の主筋に貼付したひずみゲージの計測値を高さ方向にプロットした。同図より、危険断面より上部では高位置ほど曲げモーメントが小さいため、主筋ひずみも小さい。スタブ内ではスタブ底面に近づくほどコンクリートとの付着力により鉄筋のひずみは低下し、40 d 位置（先述のとおり試験体 3 および試験体 4 では 40 d = 640 mm ではなく 610 mm）でのひずみ計測値は概ね 0 である。

次に図-6 (b)には、同じくコンクリート圧壊時における、危険断面位置での主筋の断面方向のひずみ分布を示す。同図における横軸は、異なる柱せいのひずみ分布を統一的に比較することを目的に、断面内における主筋の位置を柱せいで基準化して示しており、縦軸にその位置に配置されている主筋に貼付されたひずみゲージの計測値をプロットしている。同図より、各試験体のひずみ分布は概ね直線的に分布しており、コンクリート圧壊時には平面保持仮定が概ね成立していることがわかる。

3.3 コンクリート圧壊時の各変形成分

次に、コンクリート圧壊時において、全体変形に占める各変形成分の割合を検討するべく、まず以下のようにそれらを算出した。なお、ここでは試験体の RC 造部分の変形に着目する。

(1) 算出方法

a) 曲げ変形

曲げ変形は、2.2 節に先述した試験体左右の鉛直変位計の計測結果を用いて、各計測区間において曲率が一定であることを仮定して高さ方向の曲率分布を算出し、それを二階積分することにより求めた。ただし、区間 1（図

—3 参照）には、下記 b) に示すスタブ内の主筋定着部の変形によって生じる曲率が含まれているため、その値は除いた。

b) スタブ内の回転による変形

スタブ内の回転による変形の算出においては、まず、図-6 (a) に示したスタブ内の主筋ひずみの計測値について、その値を高さ方向に積分することでスタブ内の鉄筋の変形量を算出する。ただし、本計測では、40 d の位置では概ねひずみが 0 となっているが、20 d から 40 d のどの位置で 0 に達しているか不明であるため、その位置は 10 d 位置から 20 d 位置までのひずみの変化率が 20 d 位置以降も同様と仮定して定めた。求めた鉄筋の変形量の圧縮側および引張側の差分を両鉄筋間の距離で除すことによりスタブ内の回転角を求め、それに高さに乗じることで変形を求めた。

c) セン断変形

せん断変形は、全体変形から a) 曲げ変形および b) スタブ内の回転による変形を差し引くことで求めた。

(2) 算出結果

まず、図-7 に上記 a) で算出した高さ方向の曲率分布および回転角分布を示す。同図では、鉛直変位計の計測値から直接算出される両分布を黒点線で、上記 a) に述べたとおりそこから b) スタブ内の回転による値を差し引いた分布を黒実線で、3.1 節に述べた曲げ断面解析に基づく結果を赤実線で、それぞれ示している。同図より、いずれの試験体も上部ほど曲げモーメントが小さくなり、それに伴い曲率が低下する傾向にあるが、試験体 1 および試験体 3 では、危険断面に近い区間 2（下から二番目の区間、図-3 参照）の曲率の方が区間 3（同三番目の区間）の曲率よりも小さくなっている。これは、ひび割れが区間 2 を避けて発生したことが要因と考えられる。曲率分布および変形角分布の実験結果と解析結果と比較すると、スタブ内の回転による変形分を差し引いた場合には、両者は概ね整合した。

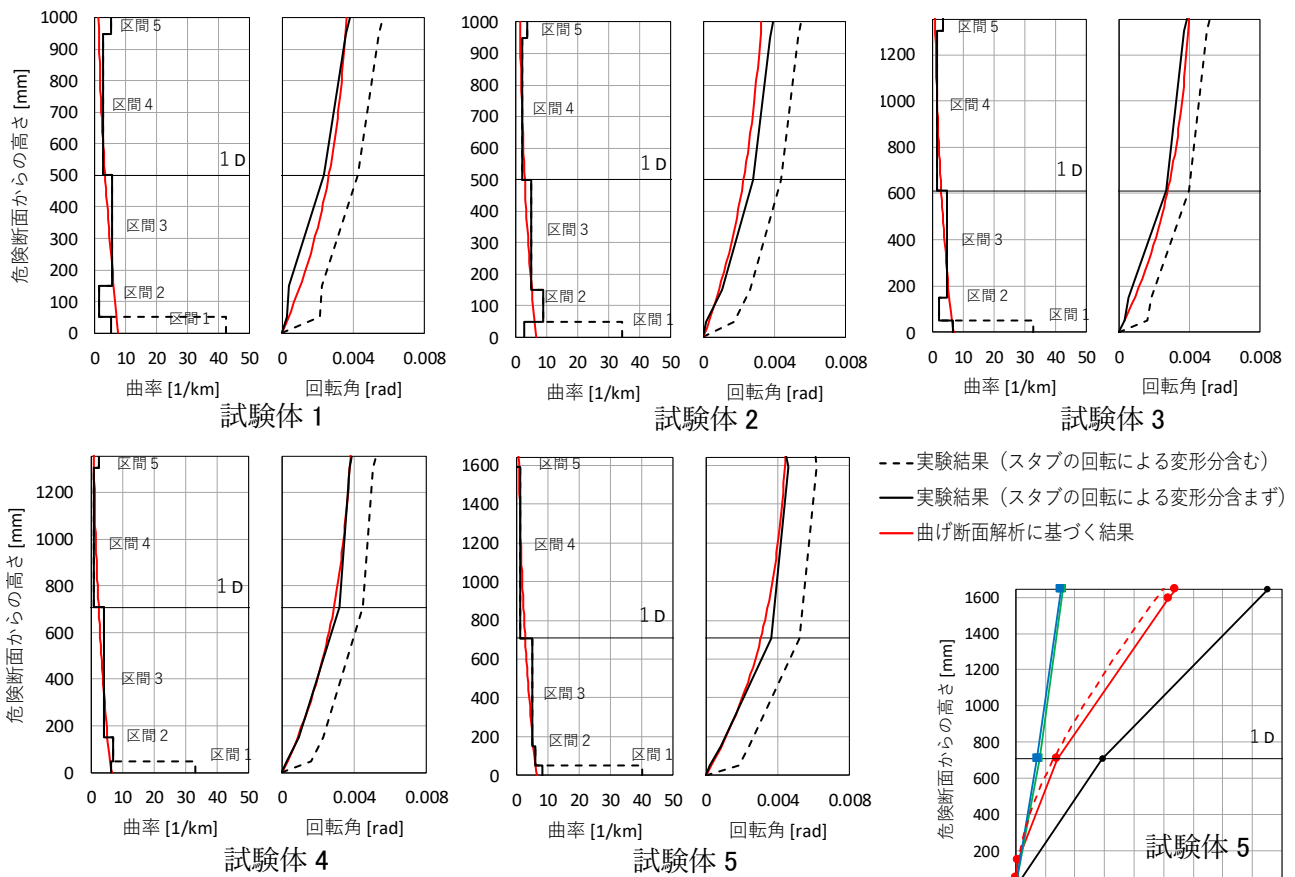


図-7 コンクリート圧壊時の曲率分布および回転角分布

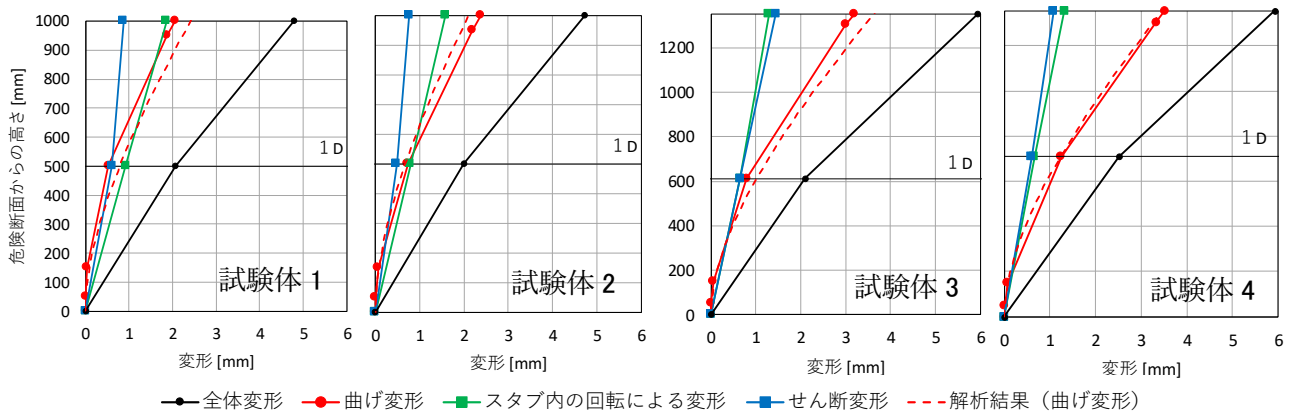


図-8 コンクリート圧壊時の変形分布

続いて、各変形成分の分布を図-8に示す。同図では、各変形成分の合計である全体変形、曲げ変形、スタブ内の回転による変形、せん断変形はそれぞれ黒実線、赤実線、緑実線、青実線で示し、さらに曲げ変形の断面解析に基づく結果を赤鎖線により示した。同図より、コンクリート圧壊時の変形成分については曲げ変形が5割～6割程度と最も大きく、その割合は柱せいが増大するほど大きい。曲げ変形について実験結果と解析結果を比較すると、両者の差は最上部で1割程度であり、概ね一致した。ただし、いずれの場合においてもスタブ内の回転による変形およびせん断変形が共に2割～3割程度占めて

おり、精度良い降伏変形の算定のためには、曲げ変形に加えて両変形も併せて適切に評価すべきであるため、次章にそれらについて考察する。

4 スタブ内変形・せん断変形の評価手法

(1) スタブ内の回転による変形

スタブ内の回転による変形については、前章に記したとおり、スタブ内のひずみ分布がわかれば算定することができる。スタブ内のひずみ分布には、主筋のひずみが0となる点までの距離(定着長)が重要であるため、その値を前章と同様に10dから20dまでの傾きに基づい

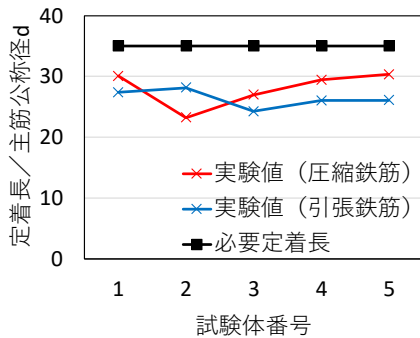


図-9 主筋の定着長の比較

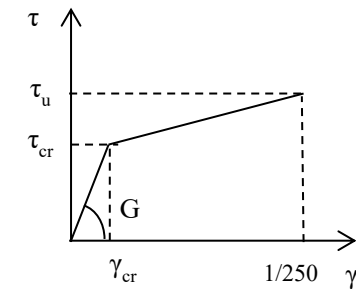


図-10 仮定したせん断応力度-せん断ひずみ関係モデル⁶⁾

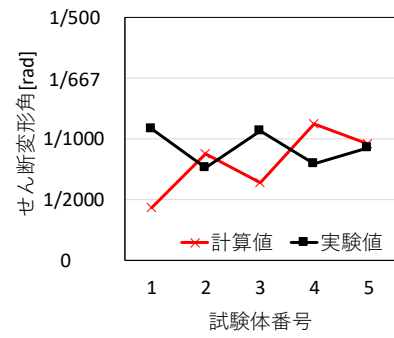


図-11 せん断変形角の比較

て算出すると図-9 のようになる。同図より、本実験における定着長は概ね 25 d から 30 d 程度であり、必要直線定着長 (35 d) をやや下回っていた。降伏点におけるスタブ内の回転変形は定着長を用いることで推定され得るが、その精度良い評価手法については今後さらに検討を行う予定である。

(2) せん断変形

せん断変形については、せん断弾性剛性 G [N/mm²]、短期許容せん断ひび割れ応力度 τ_{cr} [N/mm²]、終局せん断応力度 τ_u [N/mm²] (= Q_{su}/A , Q_{su} : 終局せん断強度[kN], A : RC 造柱断面積[mm²])を用い、終局変形角を 1/250 と仮定したモデル⁶⁾ (図-10) による算出結果と実験結果 (図-8) を図-11 に比較する。同図より、両者は最大で倍半分程度の差が生じているものの、その差 (1/2000 rad 程度) はコンクリート圧壊時の変形角 (表-1 より 1/200 rad 程度) に対して 1 割程度以下であり、変形全体に対する影響は小さい。せん断変形についても精度良い評価手法を今後さらに検討する予定である。

5. まとめ

RC 造柱部材の降伏変形を精度良く算定することを目的に、断面の扁平比、軸力比、シアスパン比をパラメータとした試験体 5 体の加力実験を行った。以下に得られた知見をまとめる。

- (1) いずれの試験体も、変形角 $R = 1/200$ rad 程度でコンクリートの圧壊が生じ始め、変形角 $R = 1/150$ rad 程度で主筋が降伏して最大耐力に至り、その後は変形が進行しても概ねその耐力を維持した。既往の手法では降伏変形角は 1/120 rad 程度と算定され、実験値をやや過大評価した。
- (2) 各試験体の変形を曲げ変形、スタブ内の回転による変形、およびせん断変形に分離したところ、曲げ変形が 5 割~6 割程度と最も大きいが、他の二つの変形成分も共に 2 割~3 割程度を占めた。
- (3) 曲げ変形について、高さ方向の曲率分布、回転角分布、変形分布を実験結果と断面解析に基づく結果を比較したところ、両者は概ね整合した。

- (4) スタブ内の主筋の定着長は概ね 25 d~30 d であり、その区間のひずみを積分することで、スタブ内の回転による変形を算出できた。
- (5) せん断変形について、既往のせん断応力-せん断ひずみ関係に基づく算定結果と実験結果を比較した。両者の差が全体変形に与える影響は小さい。

今後は、スタブ内の回転による変形およびせん断変形についてより一般的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として実施したものである。また、本実験の実施にあたり山口大学の稲井栄一教授、東京大学の楠浩一教授にご助言をいただきました。実験においては名古屋大学の陳辰氏、趙波氏、宮北一樹氏、篠野宏氏、山口大学の磯田理志氏、小笠原清香氏、川田侑子氏、寺部生氏、矢野なつみ氏をはじめとする学生諸子のご協力をいただきました。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) 国土交通省国土技術政策総合研究所：災害拠点建築物の設計ガイドライン (案), 2018.1
- 5) S.Popovics：A Numerical Approach to the Complete Stress - Strain Curve of Concrete, Cement and Concrete Research, Vol.3, pp.583-599, 1973.9
- 6) 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説, 2015.12