

論文 鋼板巻き補強した超高強度 RC 柱の構造性能に関する研究

平田 延明*1・永 良太郎*2・田附 遼太*1・太田 雄介*3

要旨: カバーコンクリートの早期破壊を防ぐために鋼板巻き補強した超高強度 RC 柱の構造実験を行った。試験体は、鋼板巻き補強の有無、横補強筋鋼種や横補強筋比を実験要因とする 4 体とした。実験では、鋼板巻き補強した試験体は、カバーコンクリートの早期破壊を防ぎ、最大耐力は ACI 規準による曲げ強度計算値を上回った。次に、既往の材料モデルを用いてファイバーモデルによる断面解析を行った。断面解析により、最大耐力は、実験結果に近い値が得られた。しかしながら、実験における最大耐力以降の性状を適切に評価することはできなかった。

キーワード: 超高強度 RC 柱, 鋼板巻き補強, ファイバーモデル

1. はじめに

近年の超高層 RC 造建築物においては、さらなる高層化の進展、部材断面のスリム化やワイドスパン化等により、下層階の柱に用いられるコンクリートは、高強度化の傾向にある。既に 150N/mm² 級のコンクリートを用いた柱部材 (以下、超高強度 RC 柱と表す) の構造性能に関する複数の実験的研究が行われ^{例え1)}、実用化されている。

こうした超高強度 RC 柱が高軸力下で水平力を受ける場合、カバーコンクリートが早期に、かつ急激に破壊することが報告されている²⁾。また、カバーコンクリートの早期破壊を防ぎ、靱性能改善を図るため、超高強度 RC 柱においては、鋼板巻き補強を行う場合がある^{例え2)}。

今回筆者らも、超高強度 RC 柱の復元力特性におよぼす横補強筋比等の影響を把握するため、構造性能確認実験を実施した。また、既往の材料モデルを用いて、ファイバーモデルによる断面解析を行い、曲げ強度およびモーメント-曲率関係の評価を試みた。本稿では実験および解析結果の概要を報告する。なお、本稿に示す実験結果の一部は、既報³⁾にて発表済みである。

2. 実験概要

2.1 実験計画

試験体は、鋼板巻き補強の有無、横補強筋の量および強度を実験要因とした超高強度 RC 柱試験体 4 体で、縮尺は実大の約 1/3 とした。表-1 に試験体一覧、図-1 に試験体配筋図、表-2 に使用材料を示す。

表-1 には、各試験体の曲げ強度(Q_{mu})、およびせん断強度(Q_{su}, Q_{su2})も併記する。ここで、Q_{mu} は ACI 規準⁴⁾による曲げ強度、Q_{su} は靱性指針式によるせん断強度、Q_{su2} は文献²⁾の方法で鋼板を等価な横補強筋に置換して算出したせん断強度 (以下、鋼板を考慮したせん断強度と表す) の計算値を示す。

各試験体とも、せん断破壊より曲げ圧縮降伏が先行するように計画した。鋼板無しの No.1-1 は、靱性指針式によるせん断余裕度が 1.1 程度になるように配筋を定めた。鋼板巻きの No.1-2 は、鋼板を考慮したせん断強度(Q_{su2}) が No.1-1 と同程度になるように計画した。また、No.1-7 は No.1-2 の横補強筋鋼種を SBPD1275 から SD685 に変更し、No.1-3 は No.1-7 と p_wσ_{wy} が同程度となるようにした。なお、鋼板巻き補強した各試験体は、いずれも鋼板に軸力が作用しないよう、鋼板と上下スタブ間に

表-1 試験体一覧

試験体	鋼板 (板厚)	主筋	横補強筋			鋼板		p _w σ _{wy} +p _s σ _{sy} (N/mm ²)	計算値*		
			配筋	P _w (%)	P _w σ _{wy} (N/mm ²)	P _s (%)	P _s σ _{sy} (N/mm ²)		Q _{mu} (kN)	Q _{su} (kN)	Q _{su2} (kN)
No.1-1	無	12-D19 (SD685)	4-U6.4@45(SBPD1275)	0.76	10.3	-	-	10.3	1390	1649	-
No.1-2	有 (3.2mm)		4-U6.4@60(SBPD1275)	0.57	7.7	1.8	6.1	13.8	1353	1491	1684
No.1-3			4-U6.4@100(SBPD1275)	0.34	4.6			10.8	1369	1109	1481
No.1-7			4-U6.4@60(SD685)	0.60	4.3			10.5	1392	1097	1586

共通事項 : B×D=350mm×350mm, p_g=2.8%, 軸力比 η=0.3, 記号 : p_s=2t/B, t : 板厚, B : 柱幅, σ_{sy} : 鋼板の降伏強度, p_w : 横補強筋比, σ_{wy} : 横補強筋強度, ※Q_{mu} : ACI 規準⁴⁾による曲げ強度計算値, Q_{su} : 靱性指針式によるせん断強度計算値, Q_{su2} : 鋼板を考慮したせん断強度計算値,

*1 株式会社長谷工コーポレーション 技術研究所 第一研究開発室 修士(工学) (正会員)

*2 株式会社長谷工コーポレーション 技術研究所 第一研究開発室 修士(工学)

*3 株式会社長谷工コーポレーション 技術研究所 第一研究開発室 室長

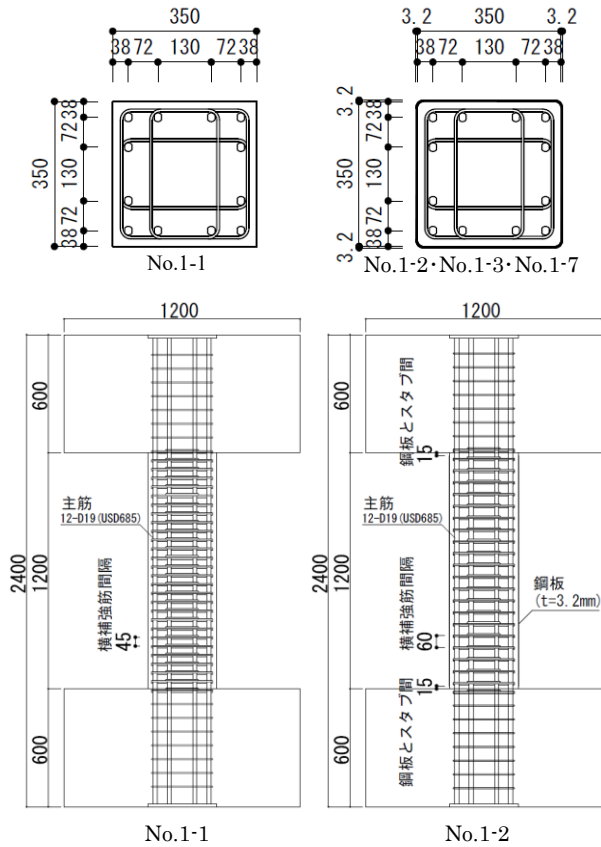


図-1 試験体配筋図

15mmのクリアランスを設けた。

また、鋼板巻き補強には、鋼管状に加工した鋼板を使用した。主筋と横補強筋の配筋後、型枠内側に鋼板を配置しコンクリートを打ち込み一体化させた。

加力方法は、建研式逆対称加力装置を用いて、試験体に所定の軸力を導入した後、一定軸力を保持した状態で水平力を载荷した。軸力比は0.3とした。加力履歴は部材角 $R=1/1000\text{rad}$ を1回、 $1/400$, $1/200$, $1/100$, $1/67$, $1/50$, $1/33\text{rad}$ を各2回ずつの正負繰返し载荷の後、 $1/25\text{rad}$ まで単調载荷を行った。

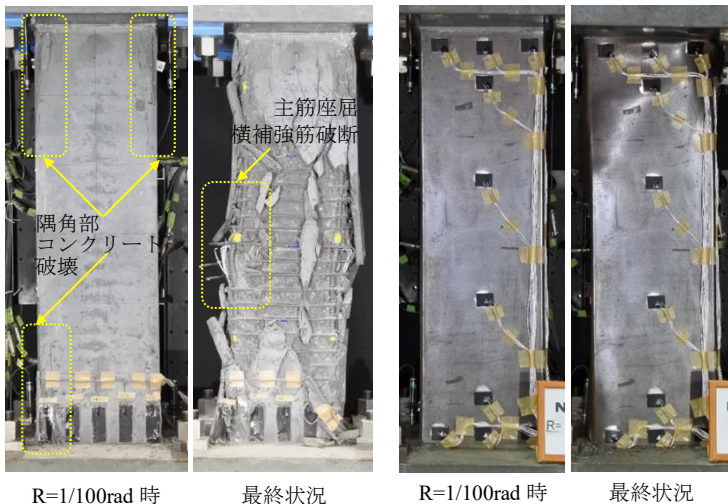


写真-1 破壊経過 (左: No. 1-1, 右: No. 1-2)

表-2 使用材料

コンクリート

試験体	材齢 (日)	σ_B (N/mm ²)	E_c (kN/mm ²)	ϵ_c (μ)	σ_t (N/mm ²)
No.1-1	69	166.0	48.7	3806	6.8
No.1-2	74	160.7	48.6	3644	
No.1-3	62	163.0	49.0	3823	
No.1-7	77	166.3	49.7	3716	

σ_B : 圧縮強度, E_c : ヤング係数, ϵ_c : 圧縮強度時ひずみ, σ_t : 割裂試験による引張強度

鉄筋・鋼板

呼び名	種別	σ_y (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)	σ_{max} (N/mm ²)	伸び (%)	ϵ_y (μ)
D19	SD685	695.7	193.7	917.6	11.1	5593
D6	SD685	716.6	189.9	932.9	9.0	5775
U6.4	SBPD1275	1346.3	191.5	1438.3	6.0	7035
鋼板	SS400	335.7	207.4	478.8	32.9	1619

σ_y : 降伏強度, E_s : ヤング係数, σ_{max} : 引張強度, ϵ_y : 降伏ひずみ

2.2 破壊経過

代表的な試験体として、No.1-1 と No.1-2 の破壊状況を写真-1 に示す。鋼板無しの No.1-1 は、 $R=1/400\text{rad}$ のサイクルで曲げひび割れが発生したのち、 $R=1/200\text{rad}$ のサイクルで柱頭柱脚の隅角部に材軸方向のひび割れが生じ、 $R=1/200\text{rad}$ 到達直前には、隅角部のカバーコンクリートが急激に破壊した。 $R=1/100\text{rad}$ のサイクルでは、せん断ひび割れが発生するとともに、柱頭柱脚の圧壊部から材軸方向のひび割れが進展した。 $R=1/67 \sim 1/50\text{rad}$ にかけてカバーコンクリートの剥落が進行し、 $R=1/33\text{rad}$ のサイクルの繰り返りで、横補強筋の破断と主筋の座屈を伴い、軸変形が急増したため载荷を終了した。

一方、鋼板巻き補強した各試験体は、 $R=1/200\text{rad}$ までは顕著な変化は認められず、 $R=1/100\text{rad}$ のサイクルから鋼板と上下スタブ間のコンクリート露出部 (以下、目地



写真-2 鋼板撤去後の損傷状況 (No. 1-2)

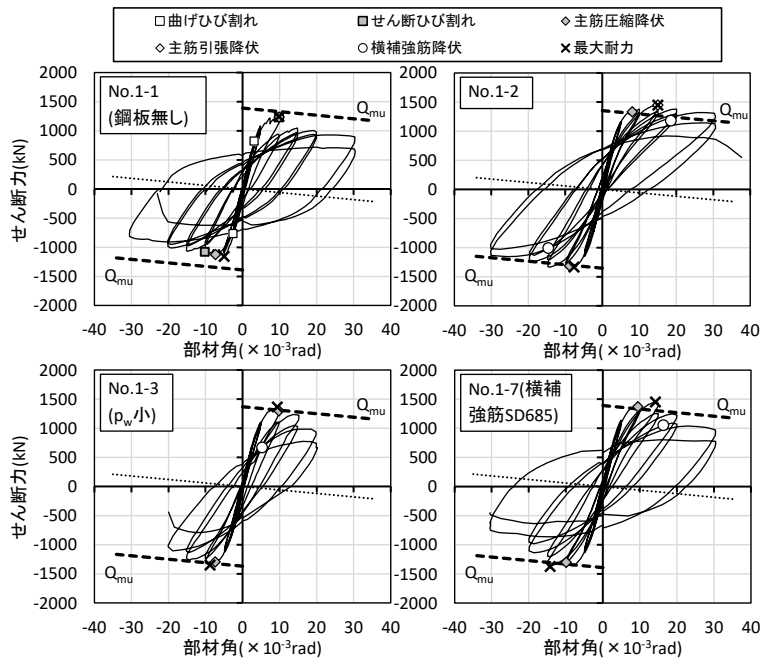


図-2 荷重—変形関係

部と表す)の表層が徐々に圧壊し始めた。R=1/67rad以降、柱頭柱脚近傍で鋼板に軽微な面外変形が目視確認された。その後、No.1-2はR=1/25radに向かう途中で、No.1-3はR=1/50radの繰り返しで、No.1-7はR=1/33radの繰り返しで軸変形が急増して耐力低下した。実験終了時には、鋼板が上下スタブに接触し、顕著な面外変形が見られた。

鋼板巻き補強した3体については、実験終了後に鋼板を切断、撤去した。写真-2にはNo.1-2の鋼板撤去後の状況を示す。No.1-2は、柱頭、柱脚を中心にカバーコンクリートが剥落しており、横補強筋の破断、主筋の屈曲が確認できた。試験区間中央のカバーコンクリートの残存部には、柱頭から柱脚にかけて斜めひび割れが見られた。また、柱頭柱脚の目地部の範囲では、カバーコンクリートが剥落しているものの、主筋はほとんど露出していなかった。

なお、No.1-2は、カバーコンクリートが顕著に剥落しているが、これは実験終了後の試験体取り出しの際に生じた変形の影響も含まれる。

2.3 荷重—変形関係

各試験体の荷重—変形関係を図-2に示す。同図には、ACI規準による曲げ強度計算値(Q_{mu})を破線で示す。各試験体とも、R=1/200radのサイクルからわずかに剛性低下し始め、R=1/100radのサイクルで主筋が圧縮降伏した。

鋼板無しのNo.1-1は、R=1/200~1/100radにかけて、カバーコンクリートの破壊に伴う一時的な耐力低下が見られ、R=1/100rad時に最大耐力となった。R=1/100radの2回目以降は、耐力が大きく低下したが、R=1/33radの繰り返しまで、安定した履歴ループを示した。

一方、鋼板巻き補強した試験体のうち、No.1-2、No.1-

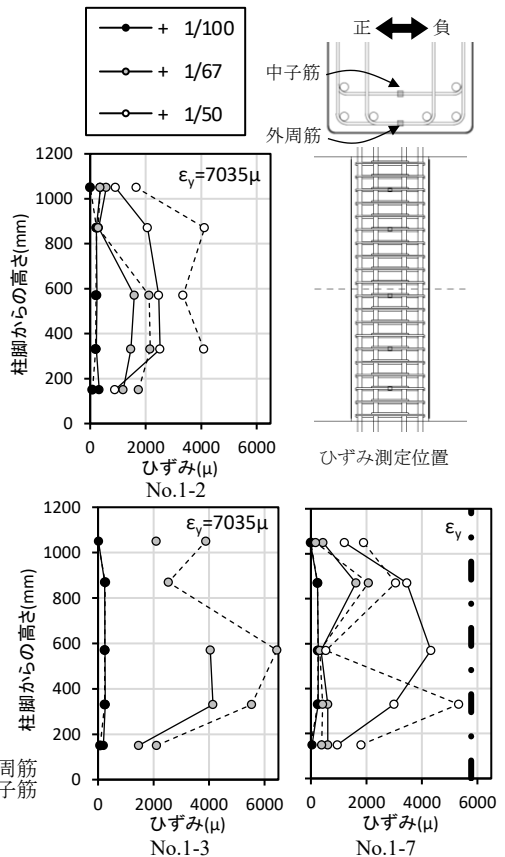


図-3 横補強筋のひずみ分布

7はR=1/67rad時に、No.1-3はR=1/100rad時に最大耐力となった。No.1-2は、最大耐力以降の耐力低下は軽微で、R=1/33radの繰り返しまで安定した履歴性状を示し、限界変形角(せん断力が最大耐力の80%まで低下した変形角)は $R=30 \times 10^{-3}$ radとなった。また、横補強筋量の少ないNo.1-3は、R=1/67rad以降、耐力低下が進み、限界変形角は $R=17.3 \times 10^{-3}$ radとなった。横補強筋鋼種をSD685としたNo.1-7は、No.1-2よりもR=1/67rad以降の耐力低下が大きくなり、限界変形角は $R=22.7 \times 10^{-3}$ radとなった。

2.4 横補強筋と鋼板のひずみ分布

図-3には鋼板巻き補強した各試験体の横補強筋ひずみ分布を示す。各試験体とも、R=1/100radまでは横補強筋のひずみは微小であった。いずれもR=1/67rad以降にひずみが増加し、最大耐力までに降伏した部位はなく、No.1-2、No.1-3では中子筋のひずみの方が外周筋よりも大きい値を示した。また、横補強筋比 $p_w=0.34\%$ としたNo.1-3は、 $p_w=0.57\%$ のNo.1-2と比べて、外周筋、中子筋ともひずみは大きい値を示した。

次に、図-4には鋼板巻き補強した各試験体の鋼板のひずみ分布を示す。なお、ひずみは3軸ひずみゲージの水平成分の値を用いた。各試験体とも、R=1/100radまでは鋼板のひずみは微小であったが、横補強筋比 $p_w=0.34\%$ としたNo.1-3では、R=1/67radのサイクルでひずみが増加した。一方、 $p_w=0.57 \sim 0.60\%$ のNo.1-2、No.1-7は、

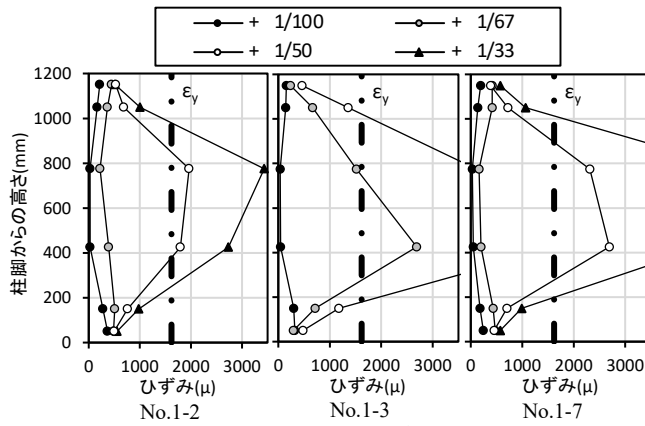


図-4 鋼板のひずみ分布

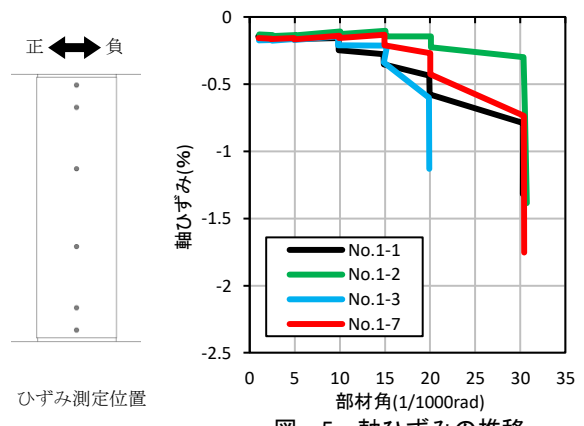


図-5 軸ひずみの推移

R=1/67rad までひずみは微小であり、R=1/50rad のサイクルでひずみが増加した。

2.5 軸ひずみの推移

図-5 には、各試験体の正加力ピーク時軸ひずみの推移を示す。ここで、軸ひずみは上下スタブ間の鉛直変位を試験区間長さ (1200mm) で除した値とし、圧縮を負とした。

No.1-2 は R=1/33rad 時に軸ひずみが急増し、No.1-1 と No.1-7 は R=1/67rad から 1/33rad にかけて、徐々に軸ひずみが増加した。横補強筋比が最小の No.1-3 は、R=1/67rad から 1/50rad 時に、軸ひずみが急増した。

2.6 最大耐力と変形性能

各試験体の最大耐力実験値と ACI 規準⁹⁾による曲げ強度計算値 (Q_{mu}) を表-3 に示す。No.1-1 については、文献⁹⁾を参考に、断面内の応力分布を三角形分布として算出した曲げ強度計算値 (Q_{mu2}) も併記する。No.1-1 以外

表-3 最大耐力実験値と曲げ強度計算値

試験体	最大耐力実験値		曲げ強度計算値 Q_{mu} (kN)	実験値/計算値 Q_{max}/Q_{mu}
	正	負		
No.1-1	1305	-1188	1390 (1272)***	0.94(1.03)**
				0.85(0.93)**
No.1-2	1534	-1420	1353	1.13
				1.05
No.1-3	1424	-1399	1369	1.04
				1.02
No.1-7	1541	-1459	1392	1.11
				1.05

P-Δ 効果を考慮して補正した値、*括弧内は Q_{mu2} を表す

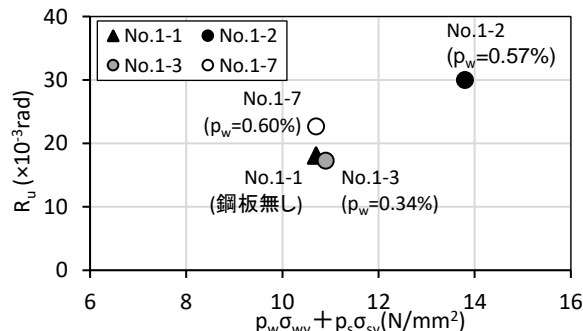


図-6 各試験体の限界変形角と補強量の関係

は、いずれも実験値は計算値 (Q_{mu}) を上回った。No.1-1 については、実験値が計算値 (Q_{mu}) を下回ったが、計算値 (Q_{mu2}) とはよく対応した。

次に、鋼板巻き補強した各試験体の限界変形角と横補強筋と鋼板による補強量 ($p_w \sigma_{wy} + p_s \sigma_{sy}$) の関係を図-6 に示す。 $p_w \sigma_{wy} + p_s \sigma_{sy}$ が同等の試験体 (No.1-1, No.1-3, No.1-7) を比較すると、 σ_{wy} が大きいものよりも p_w が大きい方が、また、鋼板無しよりも鋼板巻きの方が、限界変形角は大きい値を示した。

3. 断面解析

本章では、前章で述べた 4 体の超高強度 RC 柱試験体を対象に、断面解析結果と実験結果との対応について検討する。

3.1 解析概要

表-4 に断面解析の概要を示す。解析には、数値解析プログラム OpenSees⁶⁾を使用し、平面保持仮定のもと、OpenSees に内蔵されるファイバーモデルにより、断面解析を行った。断面分割を図-7 に示す。横補強筋中心位置の内側をコアコンクリート、外側をカバーコンクリートとした。

鉄筋の応力-ひずみ関係には、Menegotto-Pinto⁷⁾モデルを使用し、鉄筋のヤング係数および降伏強度には材料試験結果を与えた。

コンクリートの応力-ひずみ関係は、Chang and Mander⁸⁾モデルにより形状を定めた。また、無拘束のコンクリートのヤング係数、圧縮強度、および圧縮強度時ひずみは、表-2 に示す圧縮強度試験による値とした。拘束コンクリートでは、圧縮強度、および圧縮強度時ひずみを、それぞれ小室ら⁹⁾が修正した六車式¹⁰⁾ (以下、修正六車式と表す) により算出し、ヤング係数は圧縮強度試験による値とした。正方形断面の場合、修正六車式による拘束コンクリートの圧縮強度 f_{cm} は、無拘束コンクリートの圧縮強度 f'_c および拘束係数 C_c を用いて、式(1)で表される。なお、引張強度には、割裂試験による値を用

いた。

$$f_{cm} = (1 + 49C_c)f'_c \quad (1)$$

$$C_c = 0.313\rho_s \frac{\sqrt{f_{hy}}}{f'_c} \left(1 - 0.5 \frac{s}{W}\right) \quad (2)$$

f_{cm} : 拘束コンクリート強度

f'_c : 無拘束コンクリート強度

ρ_s : 横補強筋体積比,

C_c : 拘束係数, f_{hy} : 横補強筋降伏強度

s : 横補強筋間隔, W : コア断面積

圧縮強度以降のひずみ軟化域は、修正六車式による下り勾配に概ね一致するように Chang and Mander モデルのパラメーターを定めた。図-8 に本解析で用いた Chang and Mander モデルと修正六車式による応力-ひずみ関係の例を比較して示す。

鋼板無しの No.1-1 については、カバーコンクリートは無拘束とし、コアコンクリートは横補強筋により拘束効果を考慮した。また、鋼板巻き補強した各試験体は、鋼板と上下スタブ間に 15mm のクリアランスを設けたため、柱頭、柱脚の危険断面内には鋼板が存在しないが、鋼板による拘束効果が危険断面にも作用するものとみなし、カバーコンクリートでは鋼板による拘束効果を考慮した。

なお、修正六車式は鋼板巻き補強による拘束を適用対

表-4 断面解析概要

プログラム	OpenSees	
鉄筋	Menegotto-Pinto モデル	
降伏強度, ヤング係数	引張試験結果による	
コンクリート	Chang and Mander モデル	
無拘束	圧縮強度	圧縮強度試験結果による
	圧縮強度時歪	
	ヤング係数	
拘束	圧縮強度	修正六車式による
	圧縮強度時歪	
	ヤング係数	

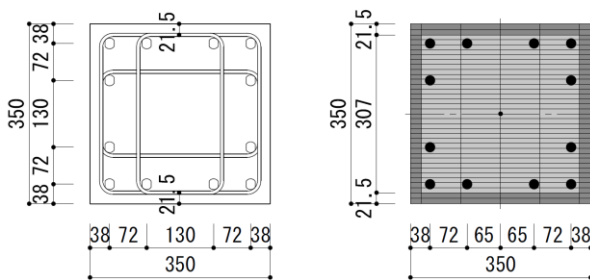


図-7 断面分割

表-5 断面解析結果と実験結果との比較

	最大曲げモーメント		実験値 / 計算値
	実験値 kNm	計算値 kNm	
No.1-1	783	896	0.87
No.1-2	920	942	0.98
No.1-3	855	947	0.90
No.1-7	925	961	0.96

実験値/計算値 : 平均値=0.93

象としていないが、本研究では横補強筋間隔 s を $s=0$ とすることで鋼板による拘束係数を評価することとした。

また、鋼板巻き補強した試験体のコアコンクリートについては、鋼板による拘束係数と横補強筋による拘束係数をそれぞれ算出し、両者を単純累加することとした。

断面解析では、初めに実験時の圧縮軸力を載荷し、曲率を漸増させてモーメントを算出した。

3.2 解析結果

表-5 に断面解析による曲げ強度計算値と最大耐力実験値との関係を示す。曲げ強度計算値は、いずれも実験結果を上回り、危険側評価となった。実験値と計算値の比は、0.87~0.98、平均値 0.93 となった。

次に、各試験体のモーメント-曲率関係の解析結果を図-9 に示す。また、No.1-3 については、 $R=1/135\text{rad}$ 程度までの範囲で、モーメント-曲率関係の実験値との比較を図-10 に示す。同図には、断面解析における主筋圧縮、引張降伏とカバーコンクリート圧縮強度時併せて示す。実験値は、材端部 250mm ($=0.71D$, D :柱せい) の区間の平均曲率である。なお、No.1-3 以外の試験体については、計測の不具合により、実験値の信頼性が低いと判断したため、No.1-3 のみ実験値を示した。

図-9 より、No.1-1 以外の各試験体では、最大耐力直後に 10%程度荷重低下が生じた。荷重低下後は、ほぼ一定の曲げモーメントを保持した。No.1-1 では、最大耐力以降、徐々に荷重低下した。

また、図-10 より、No.1-3 では、初期剛性および最大耐力までの剛性低下の傾向は、概ね実験結果に対応した。また、最大耐力直後の荷重低下後に、主筋が圧縮、引張の順に降伏した。主筋降伏の時期は、No.1-2, No.1-7 も同様であった。なお、No.1-1 を含む全試験体で、最大耐力直前にカバーコンクリートが圧縮強度に達した。

3.3 解析結果の検討

前節までに示した断面解析により、曲げ強度は、危険側ではあるものの実験結果に近い値が得られた。一方、実験では主筋の圧縮降伏が先行したのに対して、断面解析では、鋼板巻き補強した試験体は、いずれも主筋圧縮降伏前に最大耐力となった。また、鋼板巻き補強した試験体では、最大耐力後に 10%程度耐力低下した後、一定の曲げモーメントを保持したが、実験ではこうした現象は生じなかった。これらより、断面解析による最大耐力は実験結果に近いが、最大耐力以降の性状は実験結果に対応しないと言える。

鋼板巻き補強した各試験体では、最大耐力直前にカバーコンクリートが圧縮強度に達したことから、最大耐力直後の荷重低下は、カバーコンクリートの応力-ひずみ関係のモデル化の影響を受けていると考えられる。カバーコンクリートについては、鋼板の拘束による圧縮強度

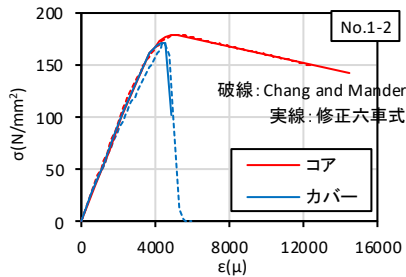


図-8 コンクリートの応力-ひずみ関係 (No. 1-2 の例)

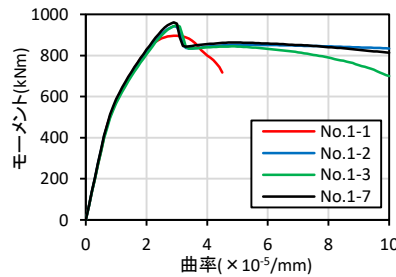


図-9 各試験体のモーメント-曲率関係

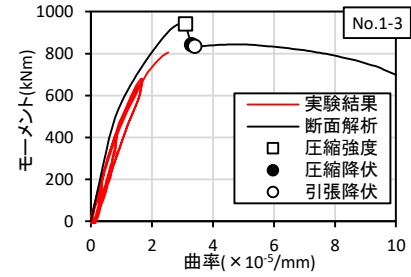


図-10 No. 1-3 モーメント-曲率関係

増分を過大評価するとともに、圧縮強度以降のひずみ軟化域の応力を過小評価していると推定される。

また、実験では、鋼板巻き補強した各試験体は、横補強筋比および横補強筋強度により、変形性能に明確な差異が見られた。今回の解析では、部材角の算出を行っていないが、モーメント-曲率関係では、各試験体ともに耐力低下後も一定の曲げモーメントを保持しており、特に No.1-2, No.1-7 については、変形性能に顕著な差異が見られなかった。この要因としては、拘束コンクリートの応力-ひずみ関係に対する横補強筋強度の影響が適切に評価できていないことが考えられる。また、鋼板と横補強筋による拘束係数を単純累加したことで、コアコンクリートに対する鋼板の拘束効果を過大評価した可能性もある。

4. まとめ

本研究では、鋼板巻き補強した超高強度 RC 柱試験体の構造性能を実験的に確認するとともに、ファイバーモデルによる断面解析を行い、最大耐力とモーメント-曲率関係について、実験結果との対応を調べた。本研究の結果は以下のようにまとめられる。

- (1) 実験では、鋼板巻き補強していない試験体は、カバーコンクリートが早期に破壊した。また、最大耐力は、応力分布を三角形分布と仮定した曲げ強度計算値によく対応した。
- (2) 鋼板巻き補強した試験体は、全て最大耐力は ACI 規準による曲げ強度計算値を上回った。
- (3) 各試験体の限界変形角は、鋼板の有無や p_w , σ_{wy} により変化した。特に、 $p_w=0.57\%$ とした鋼板巻き試験体 (No.1-2) は、 $R=1/33\text{rad}$ まで安定した履歴性状を示した。
- (4) 既往の材料モデルを用いた断面解析により、最大耐力は、危険側評価ではあるが、実験結果に近い値が得られた。一方、断面解析では、各試験体とも最大耐力以降の性状は適切に評価できなかった。

謝辞

本研究の実施に際しては、東京工業大学河野進教授、小原拓助教にご指導賜りました。ここに記して謝意を表

します。

参考文献

- 1) 小室努, 渡辺英義, 是永健好, 川端一三: 150MPa 超高強度コンクリートを用いた RC 柱の耐震性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.277-282, 2002.
- 2) 河野政典, 細矢博, 舟山勇司, 益尾潔: $F_c150\text{N/mm}^2$ 級コンクリートを用いた柱部材の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.517-518, 2013.8
- 3) 永良太郎, 平田延明, 太田雄介, 田附遼太, 鶴田敦士: 鋼板巻き立て補強を施した超高強度 RC 柱の曲げ耐力および変形性能に関する実験的研究(その 1~その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.515-518, 2019.9
- 4) American Concrete Institute: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-19) and Commentary (ACI318R-19)
- 5) 村松晃次, 小室努, 今井和正, 是永健好, 西山峰広: 超高強度鉄筋コンクリート柱の曲げ耐力算定用ストレスブロック係数, 日本建築学会構造系論文集, No.604, pp.127-134, 2006.6
- 6) <https://opensees.berkeley.edu/>
- 7) Filippou, F. C., Popov, E. P., Bertero, V. V.: Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints, Report EERC 83-19, 1983
- 8) Chang, G.A. and Mander, J.B.: Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part I - Evaluation of Seismic Capacity”, NCEER Technical Report No. NCEER-94-0006, 1994
- 9) 小室努, 今井和正, 村松晃次, 是永健好, 渡邊史夫: $100\sim180\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の圧縮特性, 日本建築学会構造系論文集, No.577, pp.77-84, 2004.3
- 10) 六車熙, 渡邊史夫, 岩清水隆, 光枝良: 横補強による高強度コンクリートのじん性改善に関する研究, 第 5 回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp.317-320, 1983