

論文 200N/mm² コンクリートを用いた柱のせん断実験

高稲 宜和^{*1}・丸田 誠^{*2}・永井 覚^{*3}・鈴木 紀雄^{*4}

要旨: 200N/mm² のコンクリートを用いた超高強度鉄筋コンクリート柱部材のせん断性状を把握することを目的に、せん断破壊先行型試験体 8 体の構造実験を実施した。実験因子は、横補強筋比、作用軸力、鋼繊維の有無である。せん断ひび割れ強度は、正負載荷方向で差が生じたが、横補強筋量を多くすることでその差は小さくなった。鋼繊維を混入することにより最大強度は 20% 程度上昇し、また、鋼繊維は部材の損傷低減に有効であった。高軸力試験体 (0.6cNu, cNu: 柱軸耐力) の最大強度は、低軸力試験体 (0.3cNu) に比べて 6~11% 小さかった。せん断強度は、日本建築学会終局強度型指針 A 法により安全側に概ね評価できた。

キーワード: 超高強度コンクリート, RC 柱, せん断性状, 鋼繊維, 作用軸力

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造 (RC 構造) は、高剛性で風揺れが小さく居住性が高いため、超高層集合住宅で数多く採用されている。現在、日本における RC 造超高層住宅は高さ 200m 強が最高であるが、海外では高さ 400m を超える集合住宅が建設されており、今後日本においても 200m を大きく超える住宅の実現が予想される。また、RC 構造は、高層オフィスへの適用や、より広い高品質な居住空間創出のため、躯体のスリム化や大スパン化が求められている。そこで、筆者らは、更なる超高層化、躯体のスリム化、大スパン化の実現などを目的に、圧縮強度が 200N/mm² 級の超高強度コンクリートを用いた RC 柱の開発を実施している。200N/mm² 級の RC 柱に関する研究は、木村ら¹⁾によって行われているが、多くの試験体は曲げ降伏先行型で、せん断性状は把握されていない。そこで、本研究では、200N/mm² 級の RC 柱を対象とし、せん断ひび割れ強度、最大せん断強度などのせん断性状把握を目的に、構造実験を実施した。

2. 試験体および実験概要

試験体一覧を表-1 に、試験体形状・配筋例を図-1 に示す。試験体は、縮尺 1/5 程度の断面を有する柱部材 8 体で、試験区間の両端に加カスタブを有している。せん断破壊を曲げ降伏より先行させるため、せん断スパン比 (M/QD) を 1 とし、主筋には D19-SD980 の高強度鉄筋を用いた。コンクリート強度は 200N/mm² を共通とし、横補強筋には高強度せん断補強筋 U5.1-SBPD1275 を用いた。実験因子は、横補強筋比 [p_w=0.3, 0.45, 0.6, 0.9%], 作用軸力 [0.3cNu, 0.6cNu] (cNu: 柱の圧縮軸耐力), 鋼繊維 (径: 0.2mm, 繊維長: 22mm, 形状: ストレート) の有無である。なお、鋼繊維は、かぶりコンクリートの

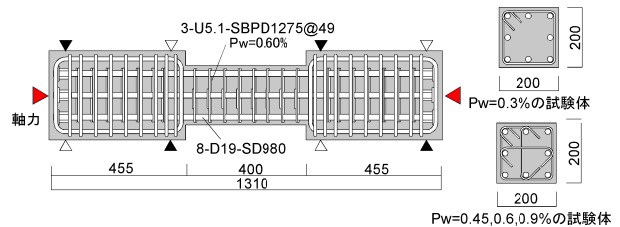


図-1 試験体形状・配筋の例

表-1 試験体一覧

試験体	断面 b×D (mm)	鋼繊維	軸力 ¹⁾	横補強筋		主筋 [p _g (%)]	コンクリート	
				鋼種	間隔(mm) [p _w (%)]		圧縮強度 σ _B (N/mm ²)	ヤング係数 E _s (kN/mm ²)
H20A-U03s-C_1	200 × 200	有	0.3cNu	U5.1 SBPD1275 σ _{wy} =1334N/mm ²	2@65[0.3%]	8-D19 SD980 [5.74%] σ _y =1106N/mm ²	207	46.9
H20A-U045s-C_1					3@65[0.45%]		188	47.5
H20A-U06s-C_1					3@49[0.6%]		197	45.8
H20A-U09s-C_1					3@33[0.9%]		197	46.3
H20A-U045s-06C_1		無	0.6cNu		3@65[0.45%]		198	45.8
H20A-U09s-06C_1					3@33[0.9%]		200	47.0
H20N-U03s-C_1					2@65[0.3%]		203	47.0
H20N-U06s-C_1					3@49[0.6%]		203	46.3

1) cNu=0.85σ_B(bD - ΣA_g) + ΣA_gσ_y
σ_B: コンクリート強度, A_g: 主筋断面積, σ_y: 主筋降伏強度

H20A-U03s-C_1
A: 繊維あり 横補強筋比 作用軸力
N: 繊維なし C: 0.3cNu
06C: 0.6cNu

- *1 鹿島建設 (株) 技術研究所建築構造グループ 研究員 博士 (工学) (正会員)
- *2 島根大学 総合理工学部 材料プロセス工学科 教授 博士 (工学) (正会員)
- *3 鹿島建設 (株) 技術研究所建築構造グループ 上席研究員 工修 (正会員)
- *4 鹿島建設 (株) 技術研究所 副所長 工博 (正会員)

剥落・飛散を低減する効果を期待して体積比で0.3%コンクリートに混入したもので、この鋼繊維がひび割れ性状や最大せん断強度等に与える影響を確認するために、鋼繊維の有無も実験因子とした。なお、作用軸力に関しては、 $0.3cNu$ を低軸力、 $0.6cNu$ を高軸力と便宜上呼ぶ。

加力は、試験体に所定の軸力を加えた後、逆対称モーメントが作用するように水平力を加えて正負交番繰返し載荷した。繰返しは、変形制御で、部材角 $R=1/800rad$ を1サイクル行った後、 $R=1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/25rad$ を各2サイクル行うことを目標とした。

3. 実験結果

3.1 せん断力-部材角関係

せん断力-部材角関係を図-2 に示す。本論のせん断力の値は、全て $P-\Delta$ 効果を考慮したものである。せん断力-部材角関係には、表-2 に示す $ACI-318^{2)}$ の方法による曲げ強度計算値 $ACI Q_{fu}$ 、日本建築学会（以下、AIJ と称する）終局強度型指針³⁾ に示されるせん断強度計算値 UQ_{su} ($R_p=0$)、主応力度式⁴⁾ によるせん断ひび割れ強度計算値 Q_{sc} を併せて示している。

低軸力、繊維あり試験体 (N20A-U03s-C_1, N20A-U045s

-C_1, N20A-U06s-C_1, N20A-U09s-C_1) は、せん断ひび割れ、曲げひび割れが順に発生し、その後、部材角の増大とともに圧縮束の圧壊及びせん断ひび割れ幅拡大が進展して、 $R=1/100rad$ のサイクルピーク付近で最大強度に達した。最大強度後は、鋼繊維の破断音とともに圧縮束の圧壊が進展して横補強筋が降伏し、最終的には横補強筋が破断して、せん断力が急激に低下した。

高軸力、繊維あり試験体 (N20A-U045s-06C_1, N20A-U09s-06C_1) は、かぶりコンクリートの若干の圧壊、せん断ひび割れが順に観察された後、圧縮束の圧壊が進展して、 $R=1/200rad$ のサイクルピーク付近で最大強度に達した。最大強度後は、鋼繊維の破断音とともに圧縮束の圧壊及びせん断ひび割れ面のすべりが進展し、最終的には横補強筋が破断して、せん断力が急激に低下した。

低軸力、繊維なし試験体 (N20N-U03s-C_1, N20N-U06s-C_1) は、せん断ひび割れが観察された後、被りコンクリートの若干の圧壊が観察され、 $R=1/200rad$ のサイクルピーク付近で最大強度に達した。最大強度後は、部材角の増大とともに、圧縮束の圧壊が進展し、最終的には横補強筋が破断して、せん断力が急激に低下した。

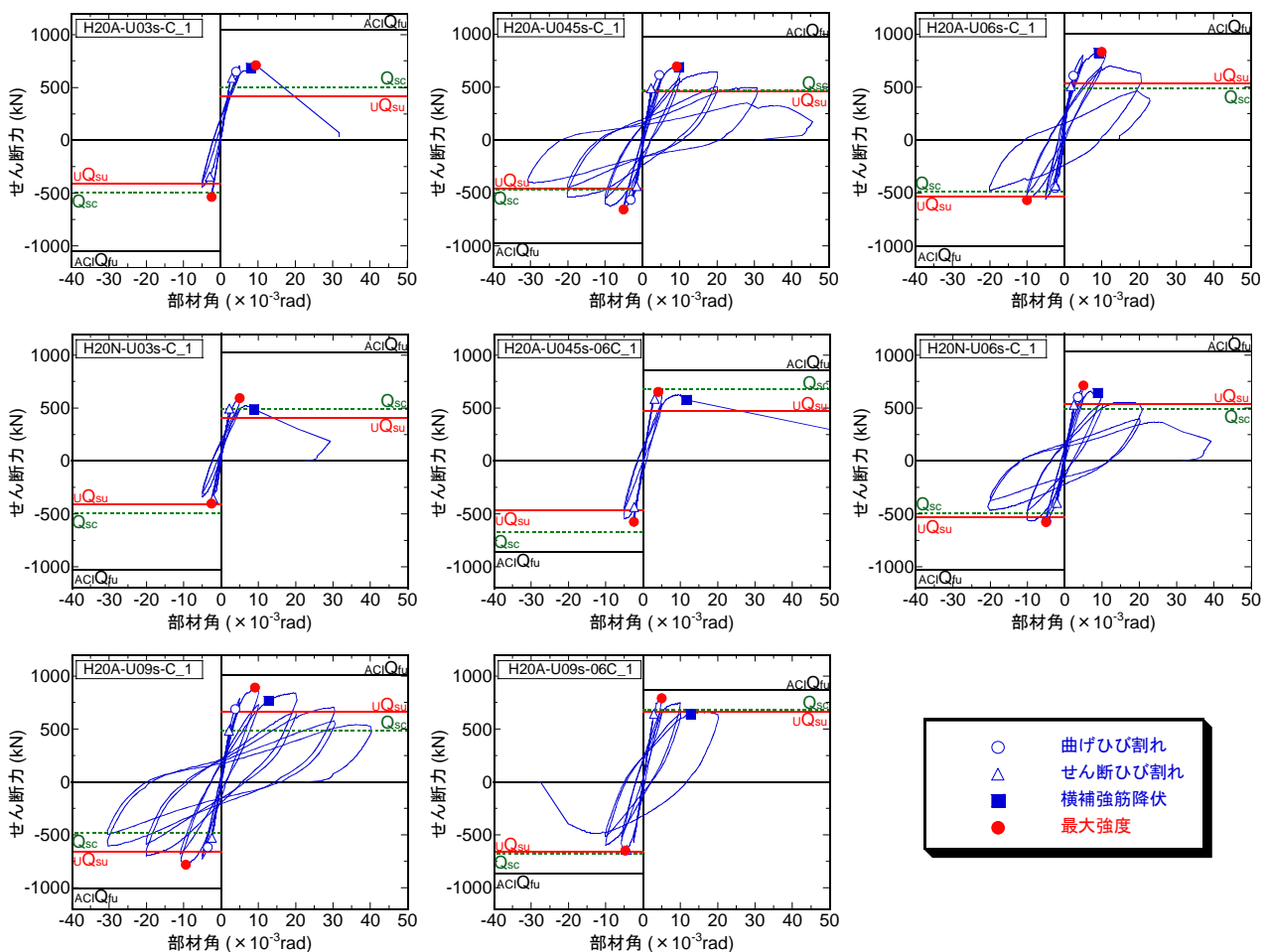


図-2 せん断力-部材角関係

3.2 軸方向変形状

軸方向変形一部材角関係の例を図-3に示す。なお、比較のために、過去に実施した、コンクリート強度 121N/mm^2 、横補強筋比 0.3% 、作用軸力 $0.3cNu$ 、繊維なしのH-0.3-0.3試験体の結果⁵⁾も併せて示す。

横補強筋比が小さいN20A-U03s-C_1試験体、及び、高軸力のN20A-U045s-06C_1試験体は、せん断ひび割れ発生後の除荷時から、柱軸変形(縮み)が急激に進展し始めていること(図中の→印)、及び、正負の荷重方向により軸変形状が異なっていることがわかる。一方、コンクリート強度が低く、横補強筋比が小さいH-0.3-0.3試験体ではこのような性状は見られない。したがって、上記性状は超高強度コンクリート特有の現象と考えられる。この原因は、超高強度コンクリートの場合、骨材とモルタルが一体となってひび割れることから、ひび割

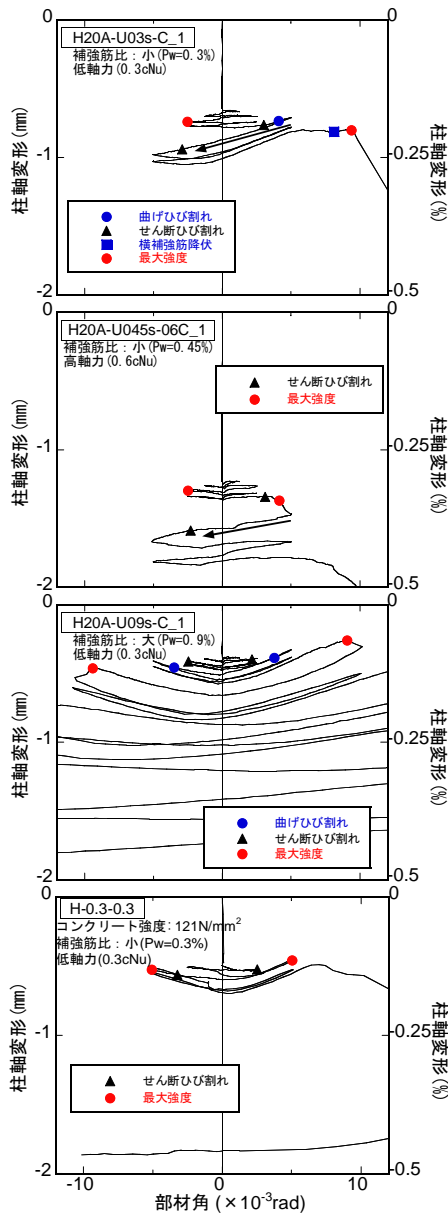


図-3 柱軸変形一部材角関係

れ面が平滑となるので、せん断ひび割れ発生後、部材の一体性が損なわれやすいためと推察される。

一方、横補強筋比が大きいN20A-U09s-C_1試験体は、せん断ひび割れ発生後も軸変形の急激な進展が見られず、また、荷重方向で軸変形状に大きな差は見られない。したがって、横補強筋比が大きい場合は、せん断ひび割れ発生後も、 $R=1/100\text{rad}$ 程度まではせん断ひび割れ面に沿ったずれを抑制し、部材の一体性が保てると推察される。

3.3 横補強筋ひずみ分布

横補強筋のひずみ分布を図-4に示す。作用軸力が異なる試験体(H20A-U09s-C_1とH20A-U09s-06C_1)を比較すると、 $R=1/100\text{rad}$ 程度まではほぼ同じであるが、圧縮束の圧壊が進展し始めた $R=1/50\text{rad}$ では、高軸力の試験体のほうが、ひずみが大きくなっている。

次に、繊維の有無が実験因子の試験体(H20A-U06s-C_1とH20N-U06s-C_1)を比較すると、繊維なしの試験体が最大強度に達する $R=1/200\text{rad}$ までは、繊維ありの試験体のほうが、同変形時の作用せん断力は大きい、横補強筋ひずみは若干小さくなっている。また、繊維ありの試験体が最大強度に達した $R=1/100\text{rad}$ では、繊維ありの試験体と繊維なしの試験体は同程度の横補強筋ひずみとなった。この $R=1/100\text{rad}$ では、繊維ありの試験体の方が繊維なしの試験体より、せん断力が25%程度高い。以上を鑑みると、混入繊維はせん断抵抗に寄与していると推

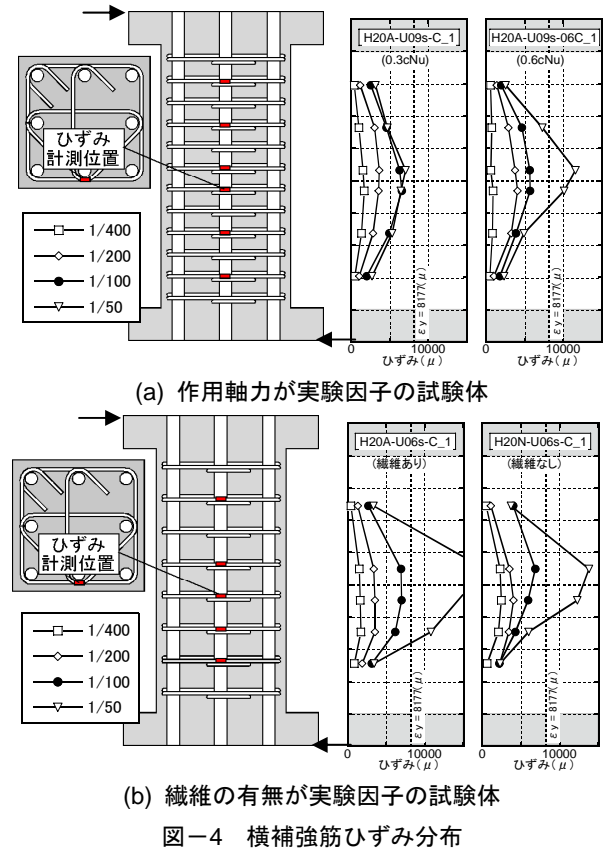


図-4 横補強筋ひずみ分布

察される。

3.4 ひび割れ性状

ひび割れ状況の例を図-5に、各サイクルの最大せん断ひび割れ幅の推移の例を図-6に示す。なお、図-6に関して、ピーク時は黒塗り、除荷時は白抜きで示した。

作用軸力が異なる試験体（H20A-U09s-C_1とH20A-U09s-06C_1）を比較すると、低軸力の試験体に比べて高軸力の試験体のほうがせん断ひび割れの角度が大きく、コンクリートの損傷が著しかった。また、高軸力の試験体は、ピーク時と除荷時の最大せん断ひび割れ幅が同じで、低軸力の試験体より最大せん断ひび割れ幅が若干大きかった。

繊維の有無が因子の試験体（H20A-U06s-C_1とH20N-U06s-C_1）を比較すると、繊維ありの試験体のほうが繊維なしの試験体に比べてひび割れの本数が多いが、圧縮束の圧壊が進展し始めたR=1/100radのサイクル以降、かぶりコンクリートの剥落・飛散を防止できていた。また、最大せん断ひび割れ幅は、繊維なしの試験体が最大強度に達したR=1/200rad以降、ピーク時、除荷時ともに、繊維ありの試験体のほうが小さいことがわかる。以上より、鋼繊維は、かぶりの剥落・飛散防止、せん断ひび割れ幅拡大抑制といった部材の損傷低減に有効といえる。

4. 考察

4.1 せん断ひび割れ強度

せん断ひび割れ強度の実験値と計算値を表-2、せん断ひび割れ強度の実験値と計算値の関係を図-7に示す。なお、せん断ひび割れ強度算定には、主応力度式⁴⁾を用いた。これより、正載荷時では、計算値は実験値を概ね評価できているが、負載荷時では、計算値は実験値を過大評価している。超高強度コンクリートのせん断ひび割れは、直線的に入り、骨材のかみ合いによるせん断抵抗が無いことにより、正負のせん断性状が異なることが指摘されているため⁶⁾、以下では、正載荷時と負載荷時のせん断ひび割れ強度の差について各試験体の因子を関連づけ検討する。

負載荷時のせん断ひび割れ強度 $e_{Q_{sc}}(\text{負})$ を正載荷時せん断ひび割れ強度 $e_{Q_{sc}}(\text{正})$ で除した値 $(e_{Q_{sc}}(\text{負})/e_{Q_{sc}}(\text{正}))$ と横補強筋比の関係を図-8に示す。これより、横補強筋比が小さいほど、及び、作用軸力が大きいほど、 $e_{Q_{sc}}(\text{負})/e_{Q_{sc}}(\text{正})$ は小さくなっている。これは、3.2節で述べたように、正載荷時にせん断ひび割れが発生したことにより、部材の一体性が損なわれ、負載荷時にこのひび割れの影響を受けたため、負載荷時のせん断ひび割れ強度が正載荷時に比べて小さくなったと考えられる。しかし、 $p_w=0.9\%$ では、正載荷時と負載荷時のせん断ひび割れ強度はほぼ同じであること、及び、3.2節で示したように

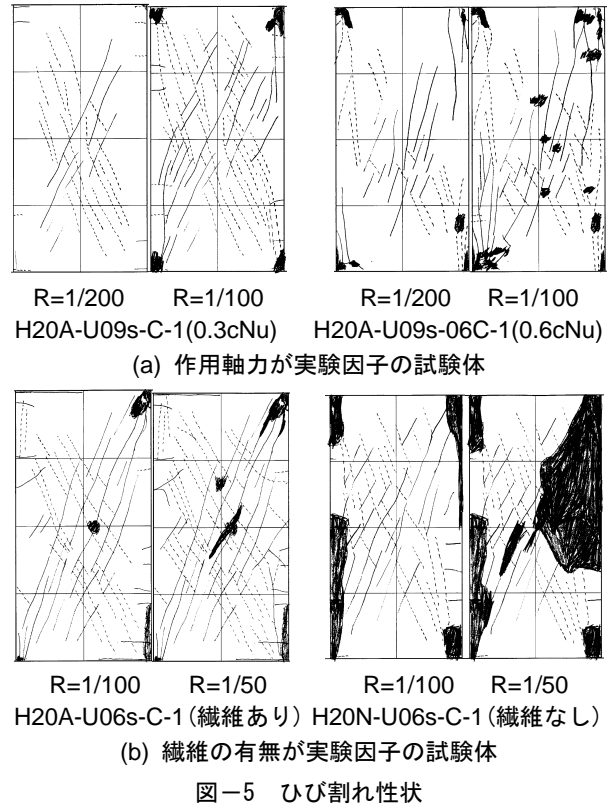
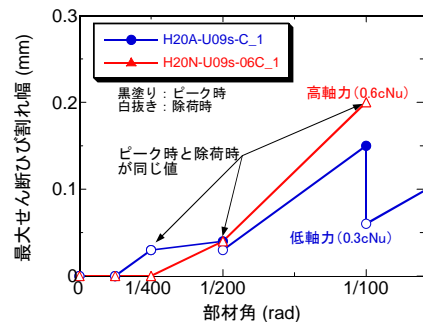
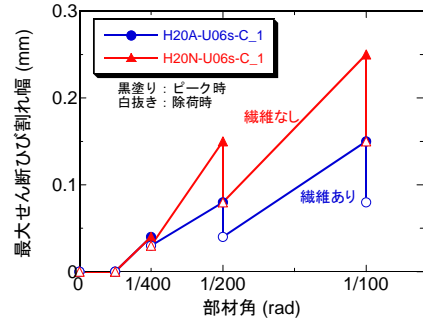


図-5 ひび割れ性状



(a) 作用軸力が実験因子の試験体



(b) 繊維の有無が実験因子の試験体

図-6 せん断ひび割れ幅の推移

正負の荷重方向で軸変形状に大きな差が見られなかったことから、横補強筋を多く配筋すれば部材の一体性は保たれ、正載荷時と負載荷時のせん断ひび割れ強度の差は無く、主応力度式によりせん断ひび割れ強度は評価可能と推察される。なお、鋼繊維の有無と $e_{Q_{sc}}(\text{負})/e_{Q_{sc}}(\text{正})$ の間に明確な相関は見られなかった。

4.2 せん断強度

最大強度実験値とせん断強度計算値及び曲げ強度計算値を表-2に、最大強度実験値と横補強筋比の関係を図-9に示す。せん断強度は、AIJ 終局指針式 A法³⁾ uQ_{su} 、NewRC 式⁷⁾ $NRCQ_{su}$ 、AIJ 靱性指針式⁴⁾ iQ_{su} を用いて算定した。なお、 uQ_{su} と iQ_{su} の算定に当たり、コンクリート有効強度には CEB 式⁴⁾を用いた。また、曲げ強度は、ACI-318²⁾の方法により、コンクリート平均圧縮強度を与える係数を 0.85、圧縮合力位置を与える係数を 0.65、圧縮縁ひずみを 0.3%として算定した。以下、最大せん断強度の検討は、値の大きい正載荷時に行う。

図-9より、作用軸力が実験因子の試験体を比較

(H20A-U045s-C_1 と H20A-U045s-06C_1, H20A-U09s-C_1 と H20A-U09s-06C_1) すると、高軸力の試験体のほうが、低軸力の試験体に比べて最大強度が 6~11%小さい。これは、修正荒川式⁷⁾や NewRC 式⁸⁾と逆の傾向である。次に、繊維の有無が実験因子の試験体を比較 (H20A-U03s-C_1 と H20N-U03s-C_1, H20A-U06s-C_1 と H20N-U06s-C_1) すると、繊維ありの試験体のほうが繊維なしの試験体に比べて 2 割程度最大強度が大きい。繊維のせん断強度への寄与の定量的評価に関しては、今後の検討課題である。

実験値とせん断強度計算値の関係を図-10に示す。これより、終局指針式は安全側に概ね評価できているが、

表-2 実験値と諸耐力計算値

試験体名	載荷方向	せん断ひび割れ強度		最大強度			計算値									
		実験値		計算値		実験値		曲げ強度		終局指針式		NewRC式		靱性指針式		
		eQ_{sc} (kN)	負/正	eQ_{sc} (kN)	$eQ_{sc}^{(1)}$ (kN)	eQ_{max} (kN)	負/正	eR_{max} ($\times 10^{-3}$ rad)	$ACIQ_{fu}$ (kN)	$eQ_{max}^{(1)}$ (kN)	uQ_{su} (Rp=0) (kN)	$eQ_{max}^{(1)}$ (kN)	$NRCQ_{su}$ (Rp=0) (kN)	$eQ_{max}^{(1)}$ (kN)	iQ_{su} (Rp=0) (kN)	$eQ_{max}^{(1)}$ (kN)
H20A-U03s-C_1	正	589	0.58	499	1.18	709	0.76	9.4	1047	0.68	413	1.72	542	1.31	386	1.84
	負	-342				-536		-2.5								
H20A-U045s-C_1	正	489	0.89	470	1.04	695	0.94	9.2	972	0.71	460	1.51	551	1.26	421	1.65
	負	-434				-654		-5.0								
H20A-U06s-C_1	正	510	0.84	484	1.05	833	0.68	10.0	1007	0.83	533	1.56	598	1.39	485	1.72
	負	-430				-569		-10.0								
H20A-U09s-C_1	正	486	1.09	484	1.00	890	0.88	9.1	1007	0.88	659	1.35	668	1.33	555	1.60
	負	-529				-780		-9.4								
H20A-U045s-06C_1	正	585	0.74	674	0.87	652	0.88	4.2	858	0.76	469	1.39	757	0.86	430	1.52
	負	-434				-573		-2.5								
H20A-U09s-06C_1	正	643	1.00	679	0.95	791	0.82	5.0	868	0.91	662	1.20	874	0.91	559	1.42
	負	-641				-649		-4.7								
H20N-U03s-C_1	正	496	0.72	492	1.01	592	0.68	5.0	1029	0.58	408	1.45	535	1.11	382	1.55
	負	-356				-403		-2.5								
H20N-U06s-C_1	正	529	0.75	492	1.08	712	0.81	5.0	1031	0.69	538	1.32	607	1.17	493	1.44
	負	-396				-578		-5.0								

1) 正載荷時の実験値を用いた値

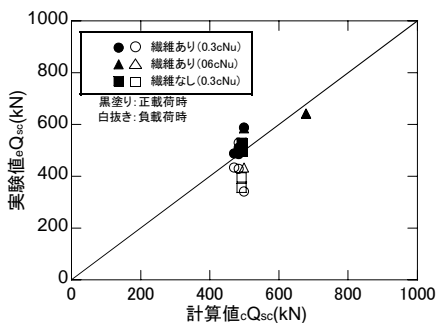


図-7 せん断ひび割れ強度の実験値と計算値

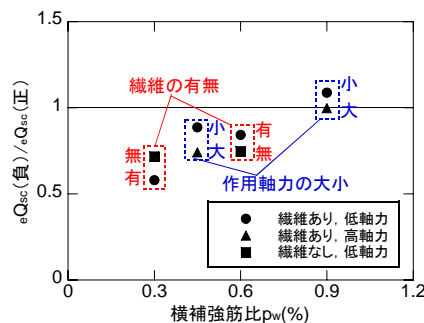


図-8 正載荷時と負載荷時のせん断ひび割れ強度の差

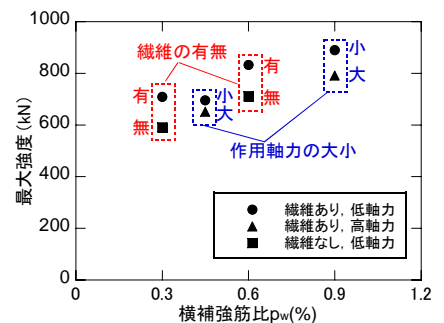
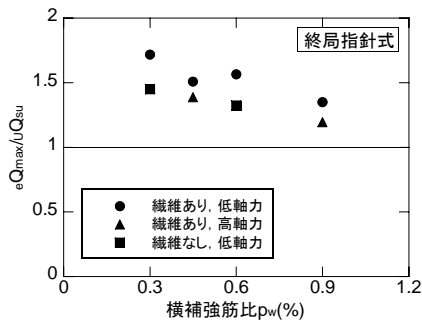
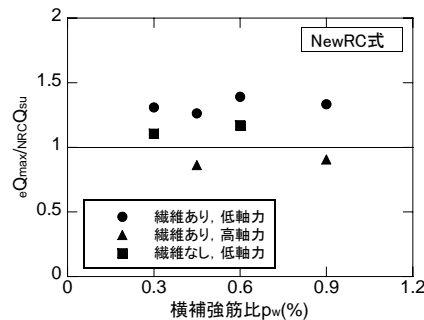


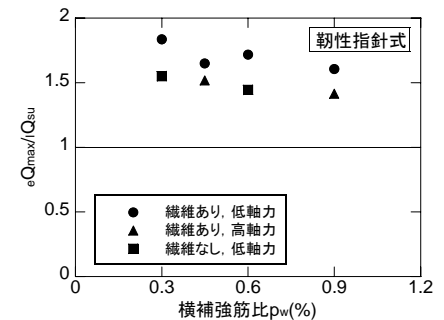
図-9 最大強度実験値



(a) 終局指針式



(b) NewRC 式



(c) 靱性指針式

図-10 せん断強度実験値と計算値の比較

NewRC 式は作用軸力が大きい試験体を過大評価し、靱性指針式は終局指針式に比べて過小評価している。

検討した3つのせん断強度式のうち、危険側に評価している試験体が多く、実験値/計算値の平均が1に近かった終局指針式 A 法に関して、既往の高強度 RC 柱の実験結果^{5),9)~13)}を含めて、推定精度について検討したものを図-11に示す。なお、既往の実験結果は、コンクリート強度が120N/mm²以上で、せん断指標 $u_{Qsu}/ACI Q_{fu}$ が1以下のものを対象とした。これより、120N/mm²以上の高強度コンクリートを用いた既往の実験結果を含めても、終局指針式を用いることによりせん断強度を概ね評価できることがわかる。

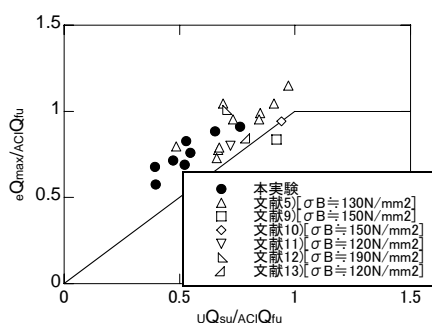


図-11 超高強度 RC 柱のせん断強度の推定精度

5. まとめ

200N/mm²の超高強度コンクリートを用いた柱部材のせん断性状（せん断ひび割れ強度，せん断強度）把握を目的に、横補強筋比，作用軸力，繊維の有無をパラメータとした構造実験を実施し，以下の知見が得られた。

- (1) せん断ひび割れ強度は，横補強筋比が小さい場合や作用軸力が大きい場合，せん断ひび割れ面が平滑で部材としての一体性が保てないなど超高強度コンクリート特有の理由により，繰返しによる影響が見られ，正載荷時に比べて負載荷時の値は小さくなった。ただし，横補強筋を多く配筋すれば部材の一体性は保たれ，正負載荷時のせん断ひび割れ強度の差は小さくなり，せん断ひび割れ強度は主応力度式により評価可能であった。
- (2) 鋼繊維を体積比 0.3%コンクリートに混入することにより最大強度は2割程度上昇した。また，鋼繊維は，かぶりの剥落・飛散を防止でき，損傷低減に有効であった。
- (3) 作用軸力が大きい試験体 (0.6cNu) は，作用軸力が小さい試験体 (0.3cNu) に比べてせん断ひび割れの角度が大きく，コンクリートの損傷が著しかった。また，作用軸力が大きい試験体の最大強度は，既往の提案式の傾向と異なり，作用軸力が小さい試験体に比べて6~11%小さかった。

- (4) 最大せん断強度は，日本建築学会終局指針型指針 A 法で安全側に概ね評価できた。

参考文献

- 1) 木村秀樹，石川裕次，上林厚志，高津比呂人：超高強度鋼繊維コンクリートを用いた RC 柱の高軸力下における力学性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.27, No.2, pp.685-690, 2005
- 2) American Concrete Institute : Building Code and Commentary, ACI 318-02/318R-02, 2002
- 3) 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
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 5) 木村暁子，丸田誠：高強度鉄筋コンクリート柱の高軸力下におけるせん断性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.24, No.2, pp.751-756, 2002
- 6) 林静雄，香取慶一ほか：超高強度コンクリートを使用した RC 部材のせん断伝達メカニズムに関する研究（その1~その3），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2, pp.403-408, 2006.9
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999
- 8) 建設省総合技術開発プロジェクト：平成4年度 NewRC 研究開発概要報告書，1993.3
- 9) 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
- 10) 高見信嗣，吉岡研三：超高強度鉄筋コンクリートを用いた柱の2方向曲げせん断実験，日本建築学会学術講演梗概集，C-2, pp.117-118, 1996
- 11) 熊谷仁志，中澤春生，塚越英夫，黒瀬行信，矢部喜堂：超高強度鉄筋コンクリート構造 (Fc=120N/mm²) の開発（その2 柱の曲げせん断実験），日本建築学会学術講演梗概集，C-2, pp.609-610, 2000
- 12) 遠藤芳雄，山野辺宏治，神野靖夫，熊谷仁志，小澤貴史：超高強度鉄筋コンクリート構造 (Fc=180N/mm²) の開発（その2 曲げ耐力およびせん断耐力の評価），日本建築学会学術講演梗概集，C-2, pp.613-614, 2008
- 13) 森本敏幸，藤本利昭，都祭弘幸，中岡章郎，稲井栄一，平石久廣：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造柱部材の構造性能に関する実験研究（その1 柱の曲げせん断実験概要），日本建築学会学術講演梗概集，C-2, pp.493-494, 2004