

論文 超高強度コンクリート(150 MPa 級)柱部材の構造性能に関する実験的研究

前田 博之*1・鹿野 仁史*1・中野 克彦*2・松崎 育弘*3

要旨：本論文は、高軸方向圧縮力下において、高せん断応力度を負担し、かつ高靱性を有する RC 部材実現を目的に実施した、150 N/mm²級の超高強度コンクリートを用いた柱部材の耐震構造実験結果を報告するものである。試験体は、 $F_c=150\text{ N/mm}^2$ 級の超高強度コンクリート、 $\sigma_y=785, 1275\text{ N/mm}^2$ 級の高強度せん断補強筋を用い、試験体形状は、断面 350 mm×350 mm、せん断スパン 525 mm(せん断スパン比 $a/D=1.5$)とした。結果として、せん断ひび割れによる損傷が小さく、 $\tau(Q/bD)=10\text{ N/mm}^2$ レベルの高せん断応力度を負担し、かつ高靱性を有する柱部材の実現が可能である事を示した。

キーワード：超高強度コンクリート(150MPa)、せん断応力度、ひび割れ損傷、靱性能

1. はじめに

都市部では、生産性や居住性の観点において優れている RC 造高層住宅が多く建設されており、50 階を超えるような超高層住宅も建設されている。フリープランのニーズによる柱間の長スパン化、高層化に伴う下層階柱の長期鉛直荷重増大、地震時の高せん断応力負担など、RC 造建物における高強度材料の使用は必要不可欠であり、今後も更なる高強度化が進むと考えられる。一方、現行のせん断力に対する設計では、高強度コンクリートを用いると、せん断力の多くをコンクリートに依存し、せん断補強筋を減らすような設計も可能である。しかし、このような設計は脆性的な破壊を招く危険性があり、コンクリート強度が高くなる程その懸念も強まる。そこで著者らは、高せん断応力度を負担し、尚かつ高靱性能を有する柱部材の開発を目的に、圧縮強度 150 N/mm²のコンクリートおよび、 $\sigma_y=785, 1275$ 級の高強度せん断補強筋を用いた柱部材の一定軸力下での耐震構造実験を行う

事で、その構造性能について考察を行なった。

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1 に試験体一覧、図-1 に試験体配筋図および断面図を示す。試験体は、実大の 1/2～1/3 スケールを想定し、 $b \times D=350\text{ mm} \times 350\text{ mm}$ の矩形断面、せん断スパン $a=525\text{ mm}$ (せん断スパン比 $a/D=1.5$)、主筋 12-D16(SD390、主筋比 $p_g=1.95\%$)、コンクリート強度 $F_c=150\text{ N/mm}^2$ 、せん断補強筋比 $p_w=0.60\%$ とした。実験要因は、NO.1 の軸力比 $\eta(N/b \cdot D \cdot \sigma_B)=0.15(N=2880\text{ kN})$ 、せん断補強筋降伏強度 $\sigma_y=785\text{ N/mm}^2$ 級を基準とし、NO.2 では、軸力比 $\eta=0.23(N=4230\text{ kN})$ と設定し、NO.3 では、せん断補強筋降伏強度 $\sigma_y=1275\text{ N/mm}^2$ 級と変動させた。

表-1 試験体一覧

NO.	F_c (N/mm ²)	η	主筋		せん断補強筋		
			配筋	材質	配筋	材質	p_w (%)
1	150	0.15	12-D16 ($p_g=1.95\%$)	SD390	D6-@60	UB785	0.60
2		0.23					
3		0.15			U6.4-@60	SBPD1275/1420	

*1 東京理科大学大学院 工学研究科建築学専攻

(正会員)

*2 東京理科大学助手 工学部建築学科 博士(工学)

(正会員)

*3 東京理科大学教授 工学部建築学科 工博

(正会員)

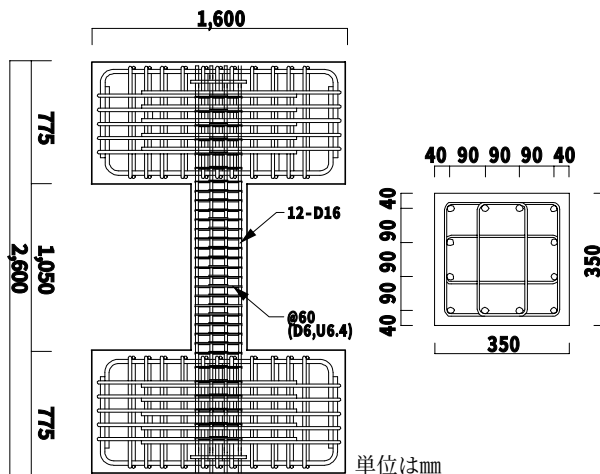


図-1 試験体配筋図および断面図

2.2 使用材料特性

2.2.1 コンクリート材料特性

表-2 に $F_c=150 \text{ N/mm}^2$ のコンクリート調合、表-3 にフレッシュコンクリート試験結果、表-4 にコンクリート材料試験結果および図-2 に応力度(σ)—歪み度(ϵ)関係を示す。尚、比較のため、図-2 に NEW RC 提案式による弾性係数計算値、 $F_c=24 \text{ N/mm}^2$ の σ — ϵ 関係¹⁾を同時に示した。セメントは普通ポルトランドセメントとシリカフューム、高炉スラグ微粉末および無水石膏微粉末をプレミックスしたものを用いており、水セメント比(W/C)を 17%と設定した。尚、骨材は安山岩系砕砂および碎石を用いた。粗骨材の最大径は 20 mm である。硬化したコンクリートの性質は、実験時の材料試験による 3 体の平均で、圧縮強度 $\sigma_B=165 \text{ N/mm}^2$ 、弾性係数は $1/3 \sigma_B$ 割線剛性とし、 $E_c=4.87 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 、引張

表-2 コンクリート調合

W/C (%)	細骨材率 ^{*1)} (%)	セメント (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	細骨材 ^{*2)} (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	混和剤 (kg/m ³)
17.0	39.6	882	150	568	871	22.1

*1:セメントは普通ポルトランドセメントとシリカフューム、高炉スラグ微粉末および無水石膏微粉末をプレミックスしたもの
*2:粗骨材の最大骨材径は 20 mm

表-3 フレッシュコンクリート試験結果

スラブ70-値(cm×cm)	Air(%)	コンクリート温度(°C)	外気温(°C)
71.0×72.0	2.0	31.0	25.0

表-4 コンクリート材料試験結果

NO	圧縮強度 $\sigma_B (\text{N/mm}^2)$	弾性係数 $\times 10^4 (\text{N/mm}^2)$	引張割裂強度 $\sigma_t (\text{N/mm}^2)$	ポアソン比
1	157	4.78	5.78	0.25
2	167	4.90	6.03	0.25
3	171	4.94	7.67	0.25
ave.	165	4.87	6.49	0.25

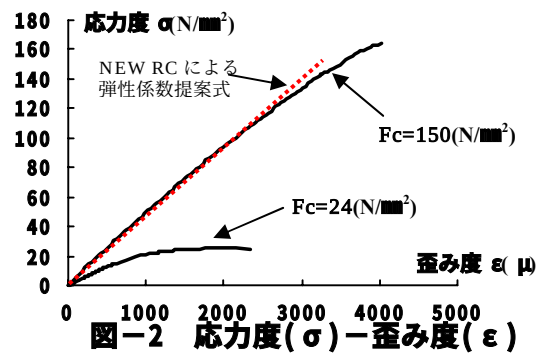


図-2 応力度(σ)—歪み度(ϵ)

表-5 鉄筋材料試験結果

鉄筋種別	降伏強度 $\sigma_y (\text{N/mm}^2)$	降伏歪 ¹⁾ $\epsilon_y (\mu)$	ヤング係数 $\times 10^5 (\text{N/mm}^2)$	引張強度 (N/mm^2)	伸び (%)
D16	466	2190	2.11	602	17.3
D6	853	2510	1.85	883	9.30
U6.4	1283	7810	1.75	1304	8.20

*1)全ての鉄筋において明確な降伏点を確認した。

割裂強度 $\sigma_t=6.49 \text{ N/mm}^2$ 、ポアソン比 $\nu=0.25$ であった。また、圧縮強度と引張割裂強度との関係は、 $0.50\sqrt{\sigma_B}$ 程度であり、従来のコンクリートの関係とほぼ同様であった。

2.2.2 鉄筋材料試験結果

表-5 に鉄筋材料試験結果を示す。主筋には、全て SD390(D16) $\sigma_y=466 \text{ N/mm}^2$ を用い、せん断補強筋には異形鉄筋 UB785(D6)_w $\sigma_y=853 \text{ N/mm}^2$ および PC 鋼棒 SBPD1275/1420(U6.4)_w $\sigma_y=1283 \text{ N/mm}^2$ の高強度せん断補強筋を用いた。使用した高強度せん断補強筋は全て明確な降伏点が確認されたため、降伏歪は上降伏点時の歪とした。

2.3 加力方法

図-3 に加力装置図、図-4 に加力履歴を示す。載荷は一定軸力下の建研式加力による正負交番繰り返し漸増載荷とし、図-4 に示す加力履歴による変位制御で、最終変形角 $+1/15(\text{rad.})$ に至るか、所定軸力の保持が不可能になった時点で載荷を終了とした。

2.4 測定方法

図-5 に変位計位置図を示す。測定項目として荷重、変位、軸方向歪、主筋およびせん断補強筋の歪とし、それぞれロードセル、高感度変位計および歪ゲージにより測定した。ここで、相対変位は、図-5 に示す DEL1H および DEL2H の平均、軸方向変位を DEL3V および DEL4V の平均とし、軸方向歪は軸方向変位を柱内法スパンで除したものとした。

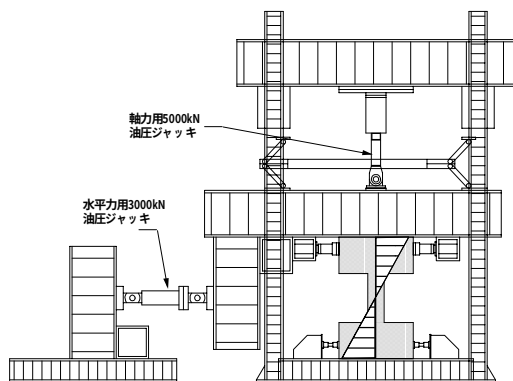


図-3 加力装置図

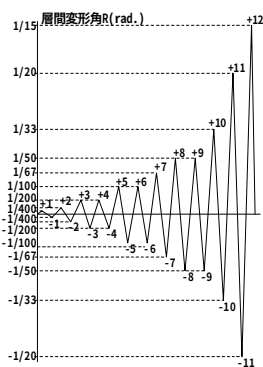


図-4 加力履歴

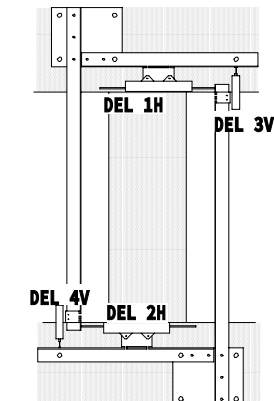


図-5 変位計位置図

3 実験結果および検討

3.1 破壊状況および変形状

表-6 に実験結果一覧を示す。尚、せん断力(Q)は全て軸力による付加モーメントを考慮した値である。

写真-1 に NO.1 の各層間変形角における破壊状況、図-6 に NO.1 のせん断力(Q)－相対変位(δ)曲線を示す。NO.1 は $R=1/750(\text{rad.})$ で曲げひび割れが発生し、 $R=1/200(\text{rad.})$ で柱端部の曲げ圧縮領域において、コンクリートの圧壊が生じた。圧壊は金属音に近い音で、コンクリートの破片が数メートル飛散する激しいものであった。 $R=1/100(\text{rad.})$ のピークでは、せん断応力度 $\tau=8.3\text{N/mm}^2$ と高いレベルであるが、 0.04mm のせん断ひび割れが一本発生した程度で、損傷は非常に軽微であった。その後、コンクリートの圧壊により多少の耐力低下が見られたが、 $R=1/33(\text{rad.})$ まで $\tau=8.0\text{N/mm}^2$ 程度を維持しながら安定した履歴性状を示した。しかし、最初に発生したせん断ひび割れが口開き、 $R=1/30(\text{rad.})$ でせん断ひび割れ面を横切る全てのせん断補強筋が破断し、脆性的に破壊した(写真-2)。

表-6 実験結果一覧

NO	Qmc (kN)	δ (mm)	Qsc (kN)	δ (mm)	Qcc (kN)	δ (mm)	Qmax (kN)	δ (mm)	Qy (kN)	δ (mm)	Ru (rad.)	破壊形式
1	484	1.4	1013	8.8	884	5.3	1022	9.5	993	8.0	1/30	F→S
2	655	2.0	1248	7.4	955	3.7	1262	8.1	1248	7.4	1/67	F→S
3	444	1.2	901	22.9	901	5.1	1032	10.6	1002	7.8	1/15	F

Qmc: 曲げひび割れ荷重

Qmax: 最大荷重

F: 曲げ破壊

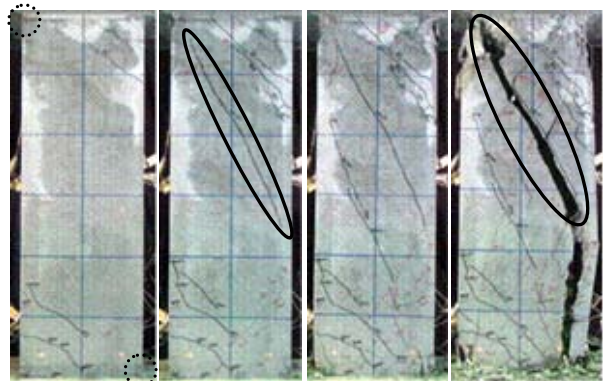
Qsc: せん断ひび割れ荷重

Qy: 部材降伏荷重

F→S: 曲げ破壊後のせん断破壊

Qcc: コンクリート圧壊荷重

Ru: 限界変形角 最大荷重経過後、荷重が最大荷重の80%に低下した部材角とした



1/200(rad.)	1/100(rad.)	1/50(rad.)	最終1/30(rad.)
$\tau = 7.2\text{N/mm}^2$	$\tau = 8.3\text{N/mm}^2$	$\tau = 7.6\text{N/mm}^2$	—

曲げ降伏後のせん断破壊

写真-1 NO.1 各層間変形角における破壊状況



(写真-1 の○部分)

写真-2 せん断補強筋破断状況

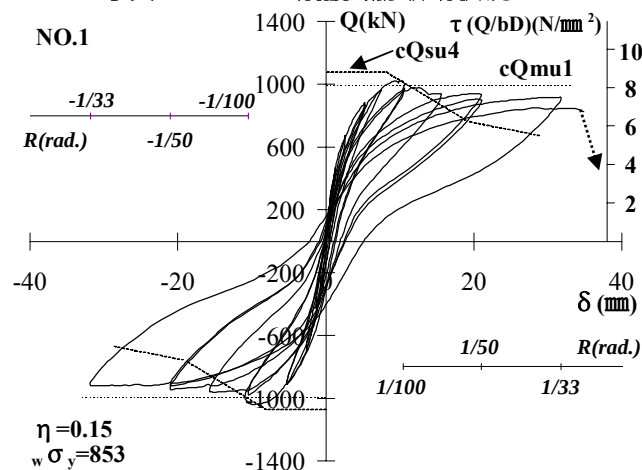


図-6 NO.1 せん断力(Q)－相対変位(δ)曲線

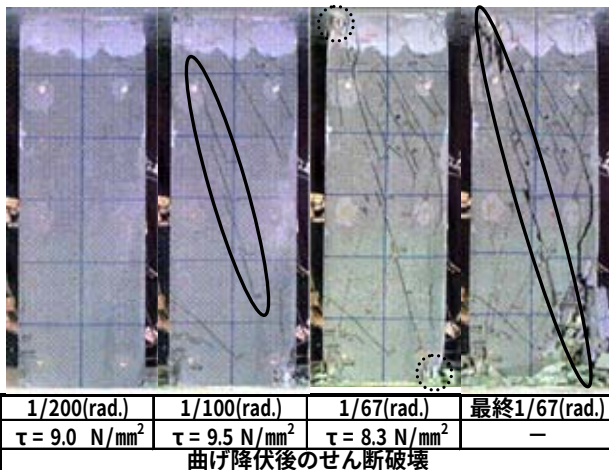
表-7 コンクリート強度別せん断ひび割れ損傷

Fc	η	pw	せん断ひび割れ本数				最大せん断ひび割れ幅(mm)			
			1/100	1/67	1/50	破壊時	1/100	1/67	1/50	破壊時
24	0.15	0.91	3	7	9	12	0.15	0.30	0.40	2.00
60			0	2	4	10	-	0.15	0.25	0.50
150(NO.1)	0.23	0.60	1	3	3	7	0.04	0.10	0.15	-
150(NO.2)			3	9	-	10	0.04	0.04	-	-
150(NO.3)			0	0	0	7	-	-	-	0.15

写真-3 に NO.2 の各層間変形角における破壊状況、図-7 に NO.2 のせん断力(Q)－相対変位(δ)曲線を示す。NO.2 は $R=1/500(\text{rad.})$ で曲げ

ひび割れが発生し、 $R=1/300(\text{rad.})$ と早い段階で材端部コンクリートの圧壊が生じた。 $R=1/130(\text{rad.})$ で曲げ圧縮降伏し、材端コンクリートの圧壊が進展しつつ $\tau_{\max}(Q_{\max}/bD)=10.3 \text{ N/mm}^2$ を迎え、せん断ひび割れは加力点を結ぶように発生した。 $R=\pm 1/100(\text{rad.})$ 後圧壊が激しいため、被りコンクリートが耐力を負担できなくなり、 $R=\pm 1/67(\text{rad.})$ でコアコンクリートの性状に近い。 $R=+1/50(\text{rad.})$ に向かう途中で所定軸力を保持できずに、加力点間を結ぶせん断ひび割れに沿って滑るように破壊し、主筋の座屈とせん断補強筋の破断が確認された。(写真-4)

写真-5にNO.3の各層間変形角における破



○は材端部のコンクリートの圧壊開始 ○はせん断ひび割れ発生と進展

写真-3 NO.2 各層間変形角における破壊状況

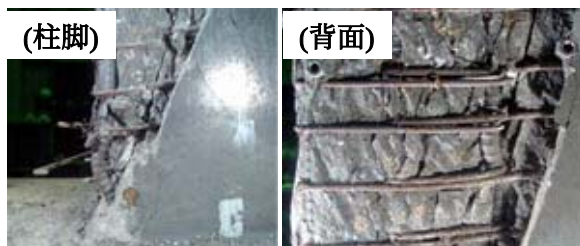


写真-4 せん断補強筋破断状況

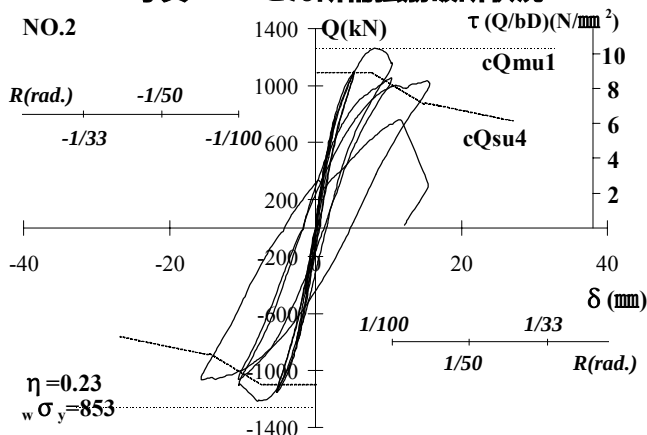


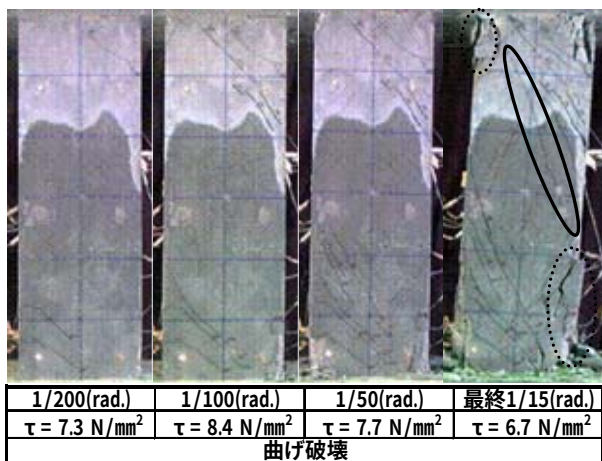
図-7 NO.2 せん断力(Q)ー相対変位(δ)曲線

壊状況、図-8にNO.3のせん断力(Q)ー相対変位(δ)曲線を示す。曲げひび割れ、材端部のコンクリートの圧壊はNO.1と同様の変形角に発生した。 $R=1/100(\text{rad.})$ では、せん断応力度 $\tau=8.3 \text{ N/mm}^2$ と高いが、せん断ひび割れは発生しなかった。その後、 $R=+1/33(\text{rad.})$ に向かうサイクルで、せん断ひび割れが発生した。NO.1では $R=1/30(\text{rad.})$ に脆性的な破壊に至ったが、NO.3はNO.1よりせん断補強筋降伏強度が高いため、 $\tau=8.0 \text{ N/mm}^2$ 程度を保持したまま、最終変形角 $R=1/15(\text{rad.})$ まで安定した履歴性状を示した。 $R=1/15(\text{rad.})$ での破壊状況は、材端部コンクリートの圧壊は激しいが、せん断ひび割れの口開きは小さく、顕著な損傷は見られなかった。

表-7にコンクリート強度別せん断ひび割れ損傷を示す。 $F_c=24, 60 \text{ N/mm}^2$ の試験体¹⁾に比べ、 $F_c=150 \text{ N/mm}^2$ の試験体はひび割れ本数が少なく集中する傾向が見られるが、ひび割れ幅は 0.04 mm と小さく、除荷時にはほぼ閉じて損傷が小さい。また、 $\sigma_y=1275 \text{ N/mm}^2$ 級のせん断補強筋で補強することで、層間変形角 $R=+1/33(\text{rad.})$ までせん断ひび割れは発生せず、更に同一変形時のせん断ひび割れによる損傷を軽減し、良好な履歴性状を得られることを確認した。

3.2 終局曲げ・せん断耐力

2.2の材料試験結果に基づいた、終局曲げ・せん断耐力計算値およびそれらを用いたせん断余裕度を表-8に示す。各試験体のせん断力(Q)ー相対変位(δ)曲線上の cQ_{mu1} はストレスブロック法(断面圧縮縁コンクリートの歪、等価応力ブロックはNEW RC提案による)による曲げ耐力、 cQ_{su4} はNEW RCで提案されたせん断耐力式により算定した。尚、せん断耐力算定にあたって、コンクリートの圧縮強度有効係数 ν_0 には $\nu_0=1.72 \sigma_B^{-1/3}$ を本実験のコンクリート強度まで範囲を拡大し用いている。図-9にコンクリート有効圧縮強度($\nu_0 \sigma_B$)ー圧縮強度(σ_B)を示す。また、終局強度型耐震設計指針式(A法非靱性)による付着余裕度 $c \tau_{bu}/c \tau_f$ (付着強度 $c \tau_{bu}$ 、設計用付着強度 $c \tau_f$)は3体とも2.6程度で



●は材端部のコンクリートの圧壊開始 ○はせん断ひび割れ発生と進展

写真-5 NO.3 各変形角における破壊状況

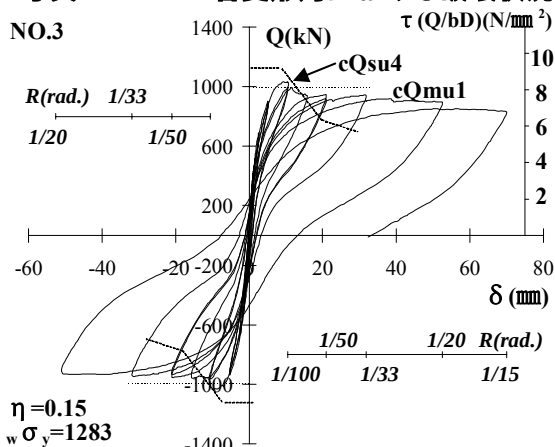


図-8 NO.3 せん断力(Q)－相対変位(δ)曲線

ある。実験の最大耐力を計算値で除した比較値(Q_{max}/cQ_{mu1})は、NO.1で1.03、NO.2で1.00、NO.3で1.04となり、精度良く評価出来ている。また、既往の各せん断耐力式を用いたせん断余裕度の上昇と共に、限界変形角の上昇も見られ、 $150N/mm^2$ のコンクリートを用いた柱部材においても、せん断余裕度が曲げ降伏後の靱性能を評価する指標となる可能性がある。しかし、せん断耐力やせん断余裕度の設定値は不明な点が多く、更なるデータの蓄積が必要である。

3.3 せん断補強筋の歪分布

図-10にせん断補強筋の歪分布、図-11に軸方向歪度－層間変形角関係を示す。主として、せん断補強効果としての働きが大きいと考えられる図-10のせん断面のせん断補強筋歪性状を見てみると、全試験体においてせん断ひび割れの発生と共にせん断補強筋の歪も急激に増大することが確認された。NO.1では、せん断ひび割れが発生した $R=1/100(rad.)$ から変形が進むに

表-8 既往式を用いた計算結果

NO.	曲げ耐力		せん断耐力					
	cQ_{mu1} (kN)	$V_a(kN)$	$V_t(kN)$	$V(kN)$	cQ_{su1} (kN)	cQ_{su2} (kN)	cQ_{su3} (kN)	cQ_{su4} (kN)
1	993	249	764	1013	1184	1077	669	1003
2	1259	249	764	1013	1184	1100	750	1102
3	993	143	1078	1220	1445	1128	694	1034

NO.	せん断余裕度					
	cQ_{mu1} (kN)	cQ_{su1}/cQ_{mu1}	cQ_{su2}/cQ_{mu1}	cQ_{su3}/cQ_{mu1}	cQ_{su4}/cQ_{mu1}	cQ_{su5}/cQ_{mu1}
1	993	1.02	1.19	1.09	0.67	1.01
2	1259	0.80	0.94	0.87	0.60	0.88
3	993	1.23	1.46	1.14	0.70	1.04

曲げ耐力算定式

cQ_{mu1} : NEW RC²⁾による
ストレスブロック法

せん断耐力算定式

cQ_{su1} : 終局強度型耐震設計
指針式 A 法³⁾($R_p=0$)

V_a : アーチ機構の
せん断力負担分

V_t : トラス機構の
せん断力負担分

cQ_{su2} : 靱性保証型耐震設計
指針式⁴⁾($R_p=0$)

cQ_{su3} : NEWRC²⁾指針式($R_p=0$)

cQ_{su4} : NEWRC²⁾指針式
($R_p=1/50$)

cQ_{su5} : 広沢修正式⁵⁾

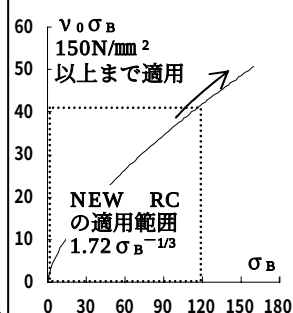


図-9 有効圧縮強度－圧縮強度関係

つれせん断補強筋の歪も増えていき、破壊直前には降伏歪にまで達している。高せん断応力度を負担しているため、一部のせん断補強筋が降伏することで補強筋の塑性領域を一気に超え、破断することで破壊に至ったと考えられる。NO.2は、 $1/100(rad.)$ まではせん断補強筋の歪は少ないが、その後せん断ひび割れが開き、せん断補強筋の歪が一気に降伏歪に達した。つまりアーチ機構による負担せん断力が、コンクリートの有効圧縮強度の低下にともないトラス機構へ移行したときときに、高軸力であるためトラス機構では負担できず、脆性的な破壊を起こしたと考えられる。NO.3は、せん断ひび割れの発生しなかった $R=1/50(rad.)$ まで柱頭柱脚は、曲げせん断ひび割れの影響により 2000μ 程度歪んでいるものの、試験体中央部のせん断補強筋の歪は 1000μ に満たない程度である。NO.1と比較すると、 $R=1/33(rad.)$ までは、両試験体とも同様の歪性状を示している。NO.1のせん断補強筋は $R=1/30(rad.)$ にて降伏歪に達し、破壊に至ったが、NO.3は、弾性状態で十分せん断補強効果を維持していたために、繰り返し荷重下においても良好な履歴が得られた。これより、表-8に示すせん断耐力計算結果の様に、せん断補強筋

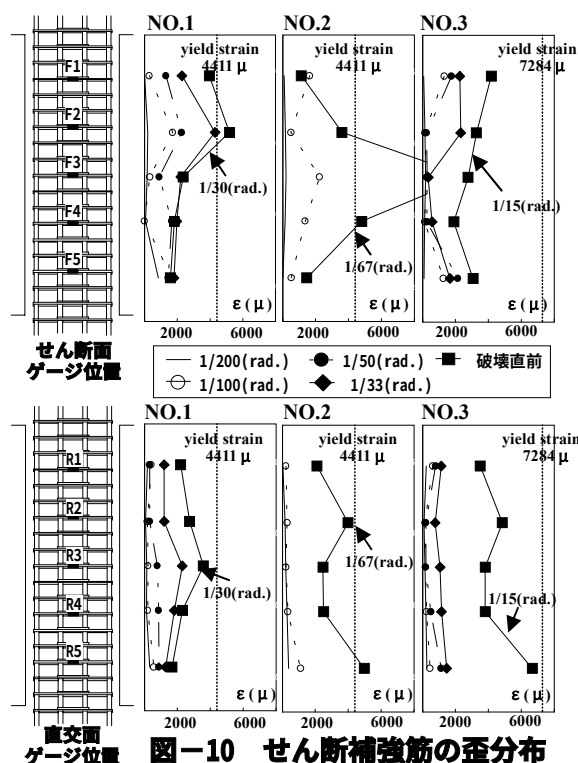


図-10 せん断補強筋の歪分布

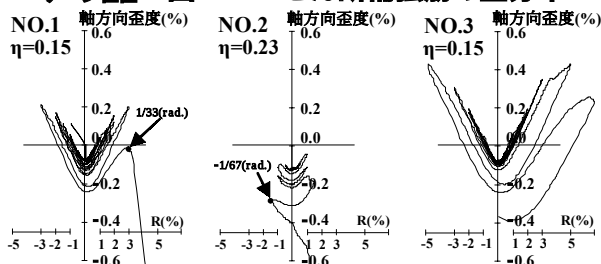


図-11 軸方向歪度-層間変形角関係

の降伏強度を上げるとアーチ機構の負担割合が減るのではなく、アーチ機構の負担割合は一定であり、そのコンクリートのせん断補強効果を受け持つせん断補強筋が弾性状態であることが、優れた靱性能の確保に繋がると考えられる。

次に主として、コア部拘束効果としての働きが大きいと考えられる直交面のせん断補強筋の歪分布を見てみると、せん断面のせん断補強筋歪と同様に、せん断ひび割れ発生による歪の増大が確認できる。しかし、せん断面のせん断補強筋のような局所的な負担ではなく、試験区間全体での負担が大きくなっている。

また、直交面のせん断補強筋の歪性状と軸方向歪度の間には関係が見られ、歪が急激に増大した付近の変形角より、軸方向歪度の進展も見られる。試験体別に見てみると、NO.1 では、破壊直前もせん断補強筋の降伏は見られず、軸方向歪度も小さい為、拘束効果としては余力を

残したまま破壊に至ったと考えられる。NO.2 では、破壊直前に柱脚部せん断補強筋の降伏と共に、軸方向歪度の進展も見られたため、せん断補強筋降伏によるコア部の拘束力低下が破壊の一要因と考えられる。NO.3 では最終変形角 $R=1/15(\text{rad.})$ 時に、直交面の歪がせん断面よりも大きい値であり、特に柱脚部の歪が 6000μ と大きい。しかし、NO.3 では、せん断補強筋の降伏強度が $\sigma_y=1283 \text{ N/mm}^2$ と NO.1, NO.2 ($\sigma_y=853 \text{ N/mm}^2$) よりも高いため、コア部分の拘束効果を維持し、最終変形角時でも軸方向歪度は 0.2% に留まる結果となった。

4 まとめ

以上の超高強度コンクリート 150 N/mm^2 級を用いた柱部材の実験結果より以下の知見を得た。

- 1) せん断補強筋を適切に配筋することで、 $\tau=10 \text{ N/mm}^2$ と高レベルのせん断応力度を負担し、かつ高靱性能な部材の実現が可能である。
- 2) せん断補強筋の降伏強度を上げて、せん断力のコンクリート負担分は一定であり、せん断補強筋が弾性状態であることが、靱性能に影響を及ぼしていると考えられる。
- 3) せん断ひび割れ本数が普通強度コンクリートに比べ少なく集中するが、せん断ひび割れによる損傷が小さい。しかしせん断補強筋量が少ないと、せん断ひび割れ発生後応力の再配分ができず、脆性的な破壊を起こす危険性がある。

「謝辞」本研究実施にあたり、鉄筋の供給に高周波熱錬株式会社、コンクリートの供給に大成建設株式会社、実験を実施するにあたっては大木建設(株)技術研究所の方々の協力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。

「参考文献」

- 1) 鹿野仁史, 松崎育弘ほか: 高強度せん断補強筋を用いた RC 柱部材の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp.419-422, 2002.9
- 2) 建設省総合技術開発プロジェクト: 平成 4 年度「高強度鉄筋分科会報告書」, 「構造性能分科会報告書」, 1993.3
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990.10
- 4) 鉄筋コンクリート建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1997.4
- 5) 広沢他: 軸力を受ける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり(その 1. 矩形断面をした耐力壁の実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.817~818, 1971.11