

IV-2 高強度鉄筋の利用技術の開発に関する研究

研究予算：運営費交付金（道路整備勘定）

研究期間：平13～平16

担当チーム：構造物マネジメント技術チーム

研究担当者：河野 広隆、渡辺 博志

森濱 和正、中村 英佑

【要旨】

地震荷重の作用する RC 部材の耐震性能を確保するためには、せん断補強鉄筋を十分に配置し、ぜい性的なせん断破壊を防止する必要がある。ここで、せん断補強鉄筋として高強度鉄筋を用いることができれば、耐震性の向上と同時に施工の効率化を図ることができる。本課題では、高強度せん断補強鉄筋を用いた RC 部材の設計方法に関する検討を行った。結果として、高強度せん断補強鉄筋を用いた RC 部材の載荷試験を行うと、 $30\text{N}/\text{mm}^2$ 程度の通常のコンクリートとの組み合わせにおいても、高強度鉄筋の持つ高い強度を活用できることが示された。ただし、繰り返し荷重を受けコンクリートの損傷が著しくなった場合には、コンクリートと鉄筋の一体性が失われ、高強度せん断補強鉄筋の効果を十分に発揮できずに荷重が低下した。また、曲げ部での引張強度の低下や破断などせん断補強鉄筋として望ましくない性状を生じさせないようにするには、曲げ内半径として 2.5ϕ を確保すれば良いことを示した。

キーワード：鉄筋コンクリート、せん断、高強度鉄筋、曲げ加工性能

1. はじめに

鉄筋コンクリート橋脚など地震荷重の作用する RC 部材では、耐震性能を確保する上で、ぜい性的なせん断破壊を防止し、変形性能に優れた曲げ破壊型の破壊形態になるように設計することが重要である。このためには、せん断補強鉄筋を十分に配置することになるが、一方で大量のせん断補強鉄筋を配置することは配筋の作業を煩雑にし、施工効率の低下をもたらす。

ここで、せん断補強鉄筋として降伏点の高い高強度鉄筋を用いることができれば、耐震性を向上しながら、同時にせん断補強鉄筋量を減らして施工の効率化を図ることができる。ところが土木の分野では、高強度せん断補強鉄筋の有効性について十分に実証されていないため、実用化には至っていないのが現状である。

そこで、本課題では、高強度せん断補強鉄筋を用いた RC 部材のせん断強度とじん性の評価、および RC 部材の構造細目に関わる高強度鉄筋の曲げ加工性能について検討した。具体的には、高強度せん断補強鉄筋を用いた RC 部材のせん断載荷試験と、高強度鉄筋の曲げ加工半径を検討するための材料試験を行い、高強度せん断補強鉄筋の利用可能性について考察した。

2. 実験概要

高強度せん断補強鉄筋を用いた RC 部材のせん断載

荷試験では、表-1 に示す 13 体の載荷試験を行った。実験パラメータは、せん断スパン比 a/d を 1.1、1.6、2.0、2.5 の 4 つ、せん断補強鉄筋の降伏強度 f_{wy} を普通強度 (SD295)、中強度 (SD685、SD785)、高強度 (SD1420) 鉄筋の 3 つ、載荷方法を一方向単純載荷、正負交番載荷の 2 つ、正負交番載荷を行うものについてはせん断補強鉄筋比 p_w を 0.14、0.18、0.27 (0.24、0.28)、0.48% の 4 つで設定した。試験体の一例として、図-1 に試験体 4 の寸法と配筋状態を示す。また、表-2 に試験体に用いた主鉄筋およびせん断補強鉄筋の引張試験の結果を示す。載荷方法については、正負交番載荷では、主鉄筋の引張ひずみの測定値が降伏ひずみに達した時点での変位振幅を δ_{ny} とし、 $\pm n\delta_{ny}$ ($n=1, 2, 3, \dots$) と順次増加させ、それぞれ 3 回ずつの正負交番繰り返し載荷を行った。単調載荷では一方向静的単調載荷を行った。

高強度鉄筋の材料試験では、図-2 に示すように、鉄筋を異なる曲げ内半径で 90° に曲げ加工し、曲げ部の亀裂の有無を磁粉探傷試験により観察した。磁粉深傷試験とは、試験体を磁化し、蛍光着色された細かな磁粉を溶液にしてその磁界に流すことにより、亀裂による磁力線の乱れ部分に蓄積した蛍光磁粉を観察し亀裂の有無を調査するものである。また、同じ試験体に引張試験を実施し、引張強度および破断状況を記録した。ここでは、試験体として、SD785 と SD1275 を用いた。

表-1 試験体の諸元

試験体名	部材形状			コンクリート			軸方向鉄筋			せん断補強鉄筋			載荷方法	実験パラメータ	
	幅 b (mm)	高さ h (mm)	有効高 d (mm)	せん断スパン比 a/d	圧縮強度 f_c (MPa)	弾性係数 E_c (GPa)	種別	本数 n (本)	間隔 s (mm)	鉄筋比 ρ_t (%)	種別	間隔 s (mm)			鉄筋比 ρ_w (%)
N1	300	500	450	1.1	34.1	23.8	D19 (SD345)	12	100	1.27	D6 (SD295)	75	0.28	正負交替載荷	せん断スパン比 (a/d) せん断補強鉄筋降伏強度(f_{wy})
N2				1.6	36.3	29.3									
H1				1.1	38.6	30.9					U6.4 (SD1420)	75	0.27		
H2				1.6	40.2	31.7									
C	300	500	450	2	31.8	31.2	D19 (SD345)	12	100	1.27	D6 (SD295)	75	0.27	正負交替載荷	せん断補強鉄筋比 (ρ_w) せん断補強鉄筋降伏強度(f_{wy})
B					31.8	31.2					D6 (SD685)				
A1					27.5	30.0					U6.4 (SD1420)	150	0.19		
A2					27.5	27.0						112.5	0.14		
A3					31.8	31.2					75	0.27			
1	500	650	600	2.5	33.4	29.8	D29 (SD490)	5	100	1.07	D6 (SD345)	120	0.11	一方単調載荷	せん断補強鉄筋比 (ρ_w)
2					34.8	30.0	D6 (SD785)								
3					35.8	30.4	D22 (SD345)	10		0.65	D10 (SD345)	60	0.48		
4					35.7	29.5					D10 (SD785)	120	0.24	正負交替載荷	載荷方法

3. 結果および考察

3.1 せん断載荷試験

(1) 載荷試験結果

表-3 に、各試験体のせん断強度の計算値と実験値、破壊状況を示す。土木学会コンクリート標準示方書²⁾では、圧縮強度 60N/mm^2 以上のコンクリートを用いた場合に限り、利用可能なせん断補強鉄筋の降伏点の上限値を 800N/mm^2 としているが、ここでは表-2 に示す実測値をそのまま用いており、

制約条件は適用していない。VcCAL はコンクリートの受け持つせん断耐力であり、せん断スパン比 2 未満の試験体ではディーブーム式³⁾、それ以外については二羽ら¹⁾の提案式により算出した。VsCAL はせん断補強鉄筋の受け持つせん断耐力であり、せん断スパン比 2 未満の試験体ではディーブーム式³⁾、それ以外については土木学会式²⁾により算出した。VyCAL はせん断耐力であり VcCAL と VsCAL の和とし、 $0.4VcCAL+0.8VsCAL$ は文献4)による正負交替荷重作用時のせ

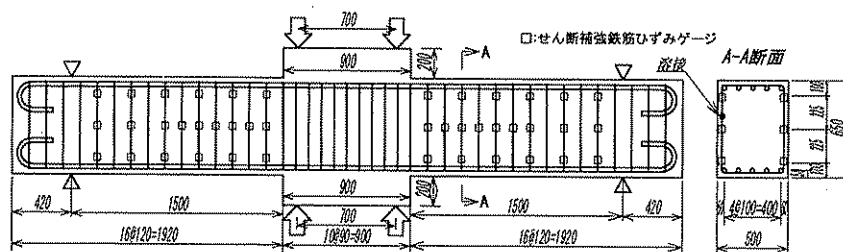


図-1 試験体寸法と配筋(試験体 4) (単位:mm)

表-2 鉄筋の引張試験結果

	種別	断面積 $A_s(\text{mm}^2)$	引張試験結果				
			降伏強度 $f_y(\text{MPa})$	引張強度 $f_t(\text{MPa})$	降伏ひずみ $\epsilon_y(\times 10^{-3})$	弾性係数 $E_s(\text{GPa})$	
主鉄筋	D19(SD345)	286.5	377	577	2113	185	
	D19(SD390)		455	649	2483	189	
	D22(SD345)		387.1	376	573	1854	203
	D29(SD490)		642.4	533	720	2721	196
帯鉄筋	D6(SD295)	31.67	448	584	2483	189	
	D6(SD345)		348	532	2737	173	
	D6(SD685)		744	943	5953	188	
	D6(SD785)		932	1139	7270	177	
	U6.4(SD1420)	30.68	1427	1466	7860	192	
	D10(SD345)	71.33	350	567	2673	180	
	D10(SD785)		960	1118	7174	185	

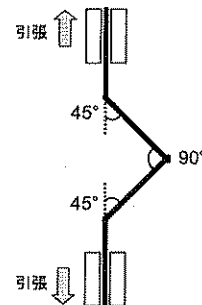


図-2 鉄筋の加工形状

表-3 せん断耐力の計算値と実験値

試験体名	計算値				実験値 Vy_{EXP} (kN)	破壊状況
	VcCAL (kN)	VsCAL (kN)	VyCAL (kN)	$0.4VcCAL+0.8VsCAL$ (kN)		
N1	271	192	463	262	511	コンクリート損傷小
N2	173	192	365	223	396	コンクリート損傷小
H1	285	465	749	486	545	せん断破壊
H2	180	465	645	444	420	コンクリート損傷大
C	164	142	306	179	319	せん断破壊
B	164	236	400	254	334	コンクリート損傷大
A1	156	235	391	250	378	せん断破壊
A2	156	318	475	317	353	コンクリート損傷大
A3	164	452	616	427	333	コンクリート損傷大
1	294	100	394	-	535	せん断破壊
2	298	267	566	-	692	せん断破壊
3	255	438	693	453	325	コンクリート損傷大
4	255	601	856	583	332	コンクリート損傷大

せん断耐力である。VyEXP は最大荷重作用時のせん断力である。なお、網掛けは、実験値と計算値のうち小さい方を示している。

図-3 に、紙面の都合上、一部の試験体の荷重-変位関係を示し、各試験体の破壊状況について述べる。

試験体 N1、H1 は、コンクリートの損傷が比較的少なく、コンクリートと鉄筋の一体性が保たれていたものと思われる。試験体 H1 は、せん断破壊し荷重が低下した。

試験体 C は、主鉄筋降伏前にせん断補強鉄筋が降伏し、2,,y の 1 回目の載荷時にせん断破壊した。試験体 B は、3,,y の 1 回目の載荷時にせん断補強鉄筋が降伏した後、コンクリートの損傷が大きくなり載荷の繰り返しとともに荷重が低下した。試験体 A1 は、3,,y の 1 回目の載荷時にせん断補強鉄筋が突然破断し、せん断破壊を生じた。試験体 A2 と A3 は、3,,y 付近でせん断補強鉄筋が降伏し、以後、載荷の繰り返し回数の増加に伴い、せん断ひび割れが進行し、かぶりコンクリートの剥落および主鉄筋に沿った付着ひび割れが発生し、徐々に耐荷力を失った。図-3 の荷重-変位関係をみると、高強度せん断補強鉄筋を用いた試験体 A3 の方が高い変形性能を示していることがわかる。

試験体 1、2 は、せん断補強鉄筋の降伏後、荷重の増加に伴い斜めひび割れが圧縮縁に貫通し、荷重が急激に低下してせん断破壊した。試験体 1 と 2 では、それぞれ強度の異なるせん断補強鉄筋を同量配置していたが、高強度鉄筋を用いた試験体 2 ではせん断耐力が向上している。また、正負交番載荷を行った試験体 3 は 2,,y の 2 回目の載荷でせん断補強鉄筋が降伏し、以後、大部分のせん断補強鉄筋が降伏した。これに対して試験体 4 は、6,,y の 2 回目の載荷でごく一部のせん断補強鉄筋が降伏したにすぎなかった。両者とも 7,,y の 1 回目の載荷で大幅な荷重の低下がみられ、図-3 によるとほぼ同様の荷重-変位関係を示している。

(2) せん断補強鉄筋のひずみ分布

図-4 に、試験体 H1、H2、C、B、A1、A3、1、2 のせん断補強鉄筋のひずみ分布を示す。全ての試験体において、せん断補強鉄筋のひずみは降伏ひずみ付近に達しており、高強度せん断補強鉄筋の高い強度がある程度有効に機能したと思われる。

せん断スパン比が異なる場合、高強度鉄筋を用いた試験体 H1、H2、A3 を比較すると、 a/d が大きい試験体 A3 ではごく一部の鉄筋のひずみしか降伏ひずみ近くに達していない。これは、 a/d が大きくなるとひび割れの進展に伴ってコンクリートの損傷が局所的に著し

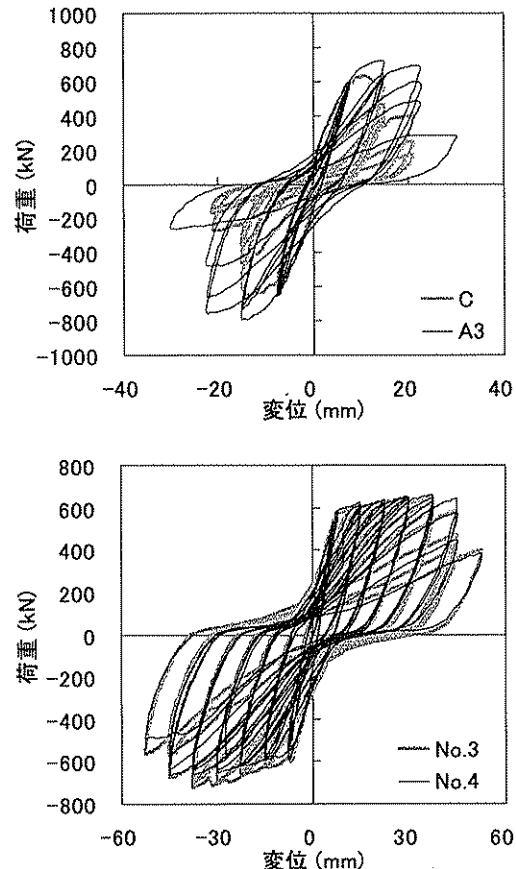


図-3 荷重-変位関係

くなり、載荷点付近に配置されたひび割れ近傍のせん断補強鉄筋の一部に応力が集中したためとみられる。これに対して、 a/d の小さい試験体 H1、H2 では、コンクリートの損傷が少なく、ひずみが比較的分散して現れている。従って、圧縮強度 30N/mm^2 程度のコンクリートを用いた RC 部材で a/d が比較的小さい場合、高強度せん断補強鉄筋の高い強度を部材全体で有効に活用できると推察される。

せん断補強鉄筋比の異なる場合、試験体 A1、A3 を比較すると、せん断補強鉄筋比の小さい試験体 A1 の方で多くの鉄筋が降伏に達している。 $a/d=2.0$ の場合、高強度せん断補強鉄筋は少量でも有効に働くものと思われる。

一方、単調載荷を行った場合、試験体 1、2 において、せん断補強鉄筋は降伏ひずみに達しており、高強度せん断補強鉄筋の高い強度が有効に働いたものと思われる。ところが、試験体 2 で降伏に達したせん断補強鉄筋はごく一部であり、せん断ひび割れ面を横切るせん断補強鉄筋の全数が降伏に達してはいなかった。

(3) せん断補強鉄筋の効果

図-5 に、高強度せん断補強鉄筋の効果を検証するた

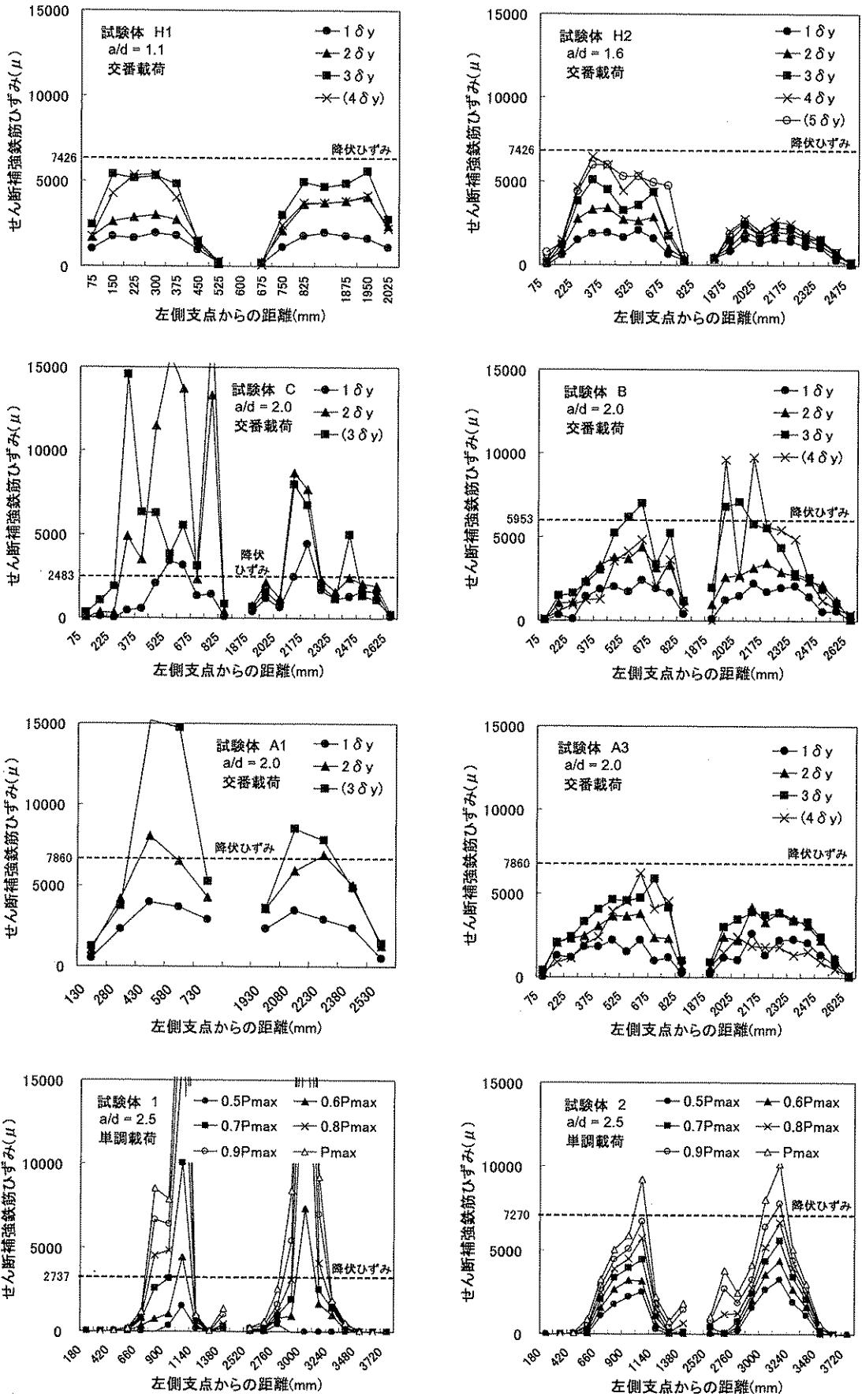


図-4 せん断補強鉄筋のひずみ分布

め、試験体の受け持つせん断力をコンクリート負担分 (V_c)とせん断補強鉄筋負担分(V_s)に分けて示す。

単調載荷を行った試験体 1、2 を比較すると、高強度せん断補強鉄筋を配置した試験体 2 の方が、試験体の受け持つせん断力は大きく、せん断補強鉄筋の負担するせん断力も大きいことがわかる。また、試験体 1 におけるせん断補強鉄筋負担分のせん断力は、表-3 に示したせん断補強鉄筋の負担するせん断力の計算値

(V_sCAL)を上回っているが、試験体 2 では計算値に到達していない。これは、前述したように、試験体 2 ではせん断ひび割れ面を横切るせん断補強鉄筋のごく一部しか降伏しておらず、配置された高強度せん断補強鉄筋の高い強度が完全に活かされる前にせん断破壊を生じたことが原因とみられる。従って、高強度せん断補強鉄筋を用いた RC 部材の設計を行う際には、高強度鉄筋の強度の取り扱いについて十分な注意が必要と

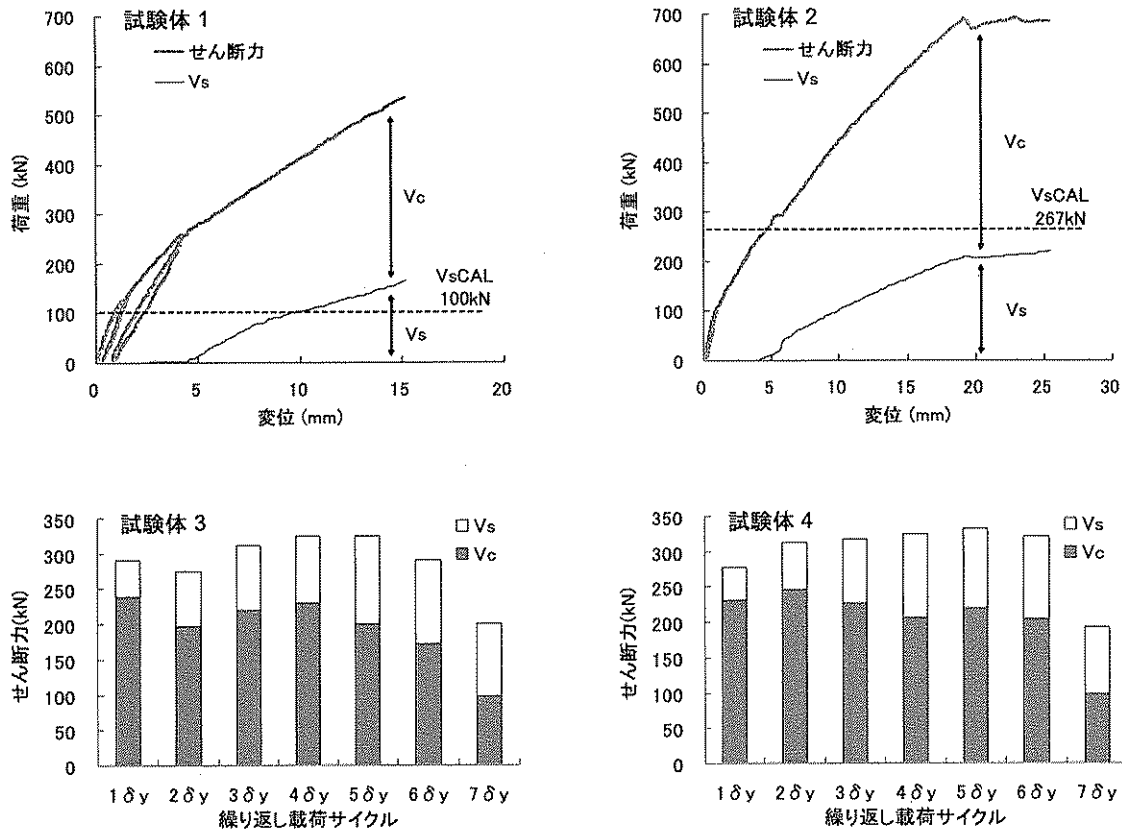


図-5 コンクリートとせん断補強鉄筋の負担するせん断力

表-4 高強度鉄筋の材料試験の結果

鋼種	曲げ内半径	鉄筋径 (mm)	番号	磁粉探傷試験による曲げ内側の亀裂の有無	引張試験		破断状況		
					引張強度 (N/mm ²)	検査証明書の降伏強度に対する割合	破断位置 (90° 曲げ部 or その他)	破断面での絞りの有無	破断後の曲げ内側の亀裂の有無
SD785	1.5 ϕ	10	①	疑	870	93%	90° 曲げ部	○	疑
			②	疑	896	95%	その他	○	疑
			③	疑	899	96%	その他	○	疑
	2 ϕ		①	×	907	97%	90° 曲げ部	○	×
			②	疑	912	97%	90° 曲げ部	○	×
			③	×	913	97%	その他	○	×
	2.5 ϕ		①	×	914	97%	その他	○	疑
			②	×	913	97%	その他	○	疑
			③	×	933	99%	その他	○	疑
SD1275	1.5 ϕ	10.7	①	×	1290	93%	90° 曲げ部	○	×
			②	×	1285	93%	90° 曲げ部	○	×
			③	×	1289	93%	90° 曲げ部	○	×
	2 ϕ		①	×	1318	95%	90° 曲げ部	○	×
			②	×	1327	96%	90° 曲げ部	○	×
			③	×	1327	96%	90° 曲げ部	○	×
	2.5 ϕ		①	×	1336	96%	その他	○	×
			②	×	1348	97%	その他	○	×
			③	×	1358	98%	その他	○	×

思われる。

試験体3、4では、繰り返し荷重載荷時のせん断強度を概ね等しくするために、試験体3では4の量の普通強度のせん断補強鉄筋を配置していた。図-3に示したように試験体3と4の荷重-変位関係はほぼ等しく、また、せん断力の負担状態も概ね等しいことから、高強度鉄筋の使用によりせん断補強鉄筋の減量が可能と考えられる。

(4) せん断力算定式に関する検討

土木学会コンクリート標準示方書では、圧縮強度 60N/mm^2 以上の高強度コンクリートを用いた場合に限り、せん断補強鉄筋の強度の降伏強度の制限値を 800N/mm^2 と設定している。ところが、今回行ったせん断載荷実験の結果を踏まえると、圧縮強度 30N/mm^2 前後の普通強度コンクリートを用いた場合においても、高強度鉄筋の持つ高い強度を有効に発揮できるものと思われる。特に、 a/d の小さい場合には、コンクリートの損傷が比較的少なく、十分に高強度鉄筋の効果を発揮することができた。このため、土木学会標準示方書に定められているコンクリート強度の許容値については、その必要性についてさらに検討の余地があると言える。

3.2 材料試験

表-4に、曲げ加工した高強度鉄筋の材料試験の結果を示す。磁粉探傷試験により曲げ部の亀裂の有無を確認すると、SD785の曲げ内半径を小さく加工したもので亀裂と疑われる磁粉の蓄積した溝が観察された。しかし、曲げ部の外側には磁粉の溝を確認することはできなかった。JISでは曲げ試験において鉄筋曲げ部の外側に生じた亀裂を確認するよう規定しているが⁴⁾、今回の実験では曲げ部の内側に亀裂と疑われる傷が確認された。なお、ここで観察された溝は、亀裂によって生じたものか、単に鉄筋の節に磁粉が蓄積したためにできたものか明確に判別することが困難であったため、ここでは「疑」と判定することとした。

次に引張試験を行うと、曲げ内半径を小さく加工するほど引張強度が低下した。RC部材の設計では一般に鉄筋の降伏強度が採用されるが、曲げ内半径を小さくすると降伏強度が検査証明書の9割程度まで低下していた。また、破断面は絞りのある延性的な破断となっているものの、曲げ内半径を小さくすると90°曲げ部で破断するケースがあった。

以上を踏まえると、曲げ内半径を小さく曲げ加工することにより、鉄筋内側に亀裂の発生が疑われるだけでなく、引張強度の低下や曲げ部での破断など、せん

断補強鉄筋として望ましくない性状を示すことが確認できた。また、今回の実験の範囲では、こうした性状を起こさないためには、曲げ内半径を $2.5d$ (d :鉄筋径)以上で加工することが望ましいと言える。

4. 結論

本課題では、高強度せん断補強鉄筋を用いたRC部材の設計方法を検討するため、高強度せん断補強鉄筋を用いたRC部材のせん断載荷試験、および高強度鉄筋の曲げ加工性能に関する材料実験を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 載荷試験の結果、普通強度コンクリートのRC試験体に高強度せん断補強鉄筋を用いた場合、せん断補強鉄筋のひずみは概ね降伏付近に達しており、高強度鉄筋の高い強度が有効に発揮されたと思われる。ただし、せん断ひび割れを横切るせん断補強鉄筋の全数が降伏するとは限らないため、高強度せん断補強鉄筋の強度の扱いについては注意を要する。
- 2) 繰り返し載荷によりかぶりコンクリートの損傷が著しくなると、塑性ヒンジの形成に伴いコンクリートと鉄筋の一体性が失われるため、高強度せん断補強鉄筋の効果が十分に発揮されないことがあった。ところが、 a/d の小さい試験体では、コンクリートの損傷が比較的少なく、コンクリートと鉄筋の一体性が保持され、十分なせん断抵抗性を発揮できた。
- 3) 曲げ加工性能に関する材料試験の結果、今回の試験の範囲では、 $2.5d$ よりも小さな曲げ内半径で加工すると、引張強度の低下や曲げ部での破断など、RC用鋼材として望ましくない性状を示した。

参考文献

- 1) 二羽淳一郎他：せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，No.372/V-5，pp.167-175，1986
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書 構造性能照査編(2002年制定)，2002
- 3) 渡辺博志他，正負交番荷重が作用するRC部材のせん断強度低下機構の検討，土木学会論文集，No.613/V-42，pp.85-102，1999
- 4) JIS Z 2248：金属材料曲げ試験方法，1996