

論文 RC はりの斜め圧縮破壊耐力評価に関する研究

小林 央治*1・渡辺 健*2・二羽 淳一郎*3

要旨：鉄筋コンクリート(RC)はりの斜め圧縮破壊耐力を評価するため、コンクリートの圧縮強度、せん断補強鉄筋比、せん断スパン有効高さ比、ならびにスターラップ間隔をパラメータとしたRCはりを17体作製し、載荷試験を行った。実験結果から、これまでに提案されている斜め圧縮破壊するRCはりの耐力算定式では、耐力を適切に評価するのが困難であることを確認した。特に、斜め圧縮破壊耐力の影響要因を検討した結果、超高強度域においてもコンクリートの圧縮強度の影響を強く受けることが明らかになった。また、高強度コンクリートに対する斜め圧縮破壊は、せん断補強鉄筋比ではなく、スターラップ間隔に依存する可能性が示唆された。

キーワード：斜め圧縮破壊、ウェブ圧縮破壊、せん断破壊、せん断耐力評価式、高強度コンクリート

1. はじめに

近年、高性能かつ高強度を有するコンクリートが、実用化されてきている。このような背景の下、高強度コンクリートの性質を十分に活かすために、鉄筋コンクリート(以下 RC)あるいはプレストレストコンクリート(以下 PC)部材では、ウェブ厚が薄い I 型または T 型断面が使用される。これにより、橋梁の軽量化および長大化が可能となっている。また、ウェブ厚の薄肉化に伴い、斜め引張破壊耐力を維持するため、高強度鋼材による高密度配筋も行われている。しかし、このような部材では、せん断補強鉄筋が降伏せず腹部コンクリートの圧縮破壊によって部材の破壊に至る、斜め圧縮破壊により耐力が決定される場合も多い。この場合、せん断耐力は、通常せん断耐力算定に用いられる修正トラス理論によって求まる耐力よりも小さくなる。

ところが、土木構造部材を模擬したせん断実験に多く見られるような、単純支持されるはりにおける斜め圧縮破壊に関する研究は少なく、その挙動については十分に把握されていない。また、斜め圧縮破壊は破壊が脆性的となるため、この破壊による終局を避けることが求められている。このため、土木学会制定のコンクリート標準示方書¹⁾では、過度に安全側に評価する算定式が提示されているのが現状である。

本研究では、高強度コンクリートも含めて、はり部材、特にRC部材の斜め圧縮破壊耐力について検討することを目的とする。すなわち、コンクリートの圧縮強度が30N/mm²程度の普通強度のものから、160N/mm²程度の超高強度コンクリートのもので対象にRCはりを作製し、載荷試験を行った。実験結果より、既存の斜め圧縮破壊耐力算定式では、耐力を適切に評価することが困難であることが明らかになった。そこで、耐力の影響要因

についてさらに検討を行うこととした。

2. せん断耐力評価式

2.1 RC部材の斜め圧縮破壊の評価方法

図-1 に示すように、せん断補強鉄筋と平行な仮想切断面を有するフリーボディを考える。ここで、せん断補強鉄筋は降伏しておらず、RC部材は、部材軸に対して角度 θ 方向のコンクリートの斜め圧縮破壊によって終局に至ると仮定する。 jd は応力中心間距離であり、この間のコンクリートが斜め圧縮に抵抗する。ウェブ幅を b_w 、斜め圧縮応力を σ'_d とすると、斜め圧縮力 D' は、

$$D' = \sigma'_d b_w l \tag{1}$$

$$l = l' \cos\left(\alpha + \theta - \frac{\pi}{2}\right) = l'(\sin\alpha \cos\theta + \cos\alpha \sin\theta) \tag{2}$$

$$l' = \frac{jd}{\cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right)} = \frac{jd}{\sin\alpha} \tag{3}$$

となる。ここで、 α :せん断補強筋が部材軸となす角度。鉛直方向の力のつり合いより、斜め圧縮破壊耐力 V_{wc} は

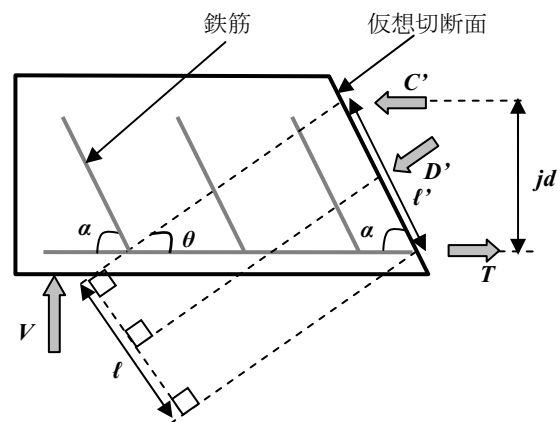


図-1 供試体概要図

*1 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 (正会員)

*2 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 助教 Ph.D. (正会員)

*3 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 教授 工博 (正会員)

σ_d が斜めひび割れの入ったウェブコンクリートの圧縮強度 f'_c に達したとして、式(4)のように示される。

$$V_{wc} = D \sin \theta = b_w j d f'_c (\cot \theta + \cot \alpha) \sin^2 \theta \quad (4)$$

この f'_c は、一軸圧縮試験より得られるコンクリートの圧縮強度よりも、大きく低減するとされている^{2),3)}。式(4)よりわかるように、斜め圧縮破壊耐力を算定する上で、斜めひび割れ間でのコンクリートの圧縮強度を評価することが求められる。

f'_c には、斜めひび割れの位置、角度、ひび割れ幅といったひび割れ性状²⁾、斜めひび割れと直交方向のひずみや応力³⁾が関係しているとされる。しかし、RCはりといった部材レベルでの実験データが不足していることから、部材に適用できる十分な方法が確立されていないのが現状である。

2.2 斜め圧縮破壊耐力の各評価式の比較

(1) Placasらによる研究⁴⁾

Placasらは、斜めひび割れ角度が30~45度であることを考慮し、式(4)より、式(5)を導出した。

$$V_{wc} = 0.5 f'_c \left(1 + \frac{0.75}{\tan \alpha} \right) b_w d' \quad (5)$$

ここで、ウェブは2軸応力状態であることから、この破壊の形式では、 f'_c は $f'_c{}^{1/2}$ とせん断補強鉄筋比に影響を受けると仮定した。そしてPlacasらの実験結果、およびRobinsonら、Leonhardtらの実験結果より、斜め圧縮破壊耐力算定式として、式(6)(以下Placas式)を提案している。

$$V_{Placas} = 0.157 (6.63 + 1.32 r_w) \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{0.75}{\tan \alpha} \right) b_w d' \quad (6)$$

ここで、 f'_c :コンクリートの圧縮強度(N/mm²)、 r_w :せん断補強鉄筋比(%) (=100 $A_w/(b_w s)$)。ここで、 A_w :区間 s におけるせん断補強筋の断面積(mm²)、 s :スターラップ間隔(mm)である。

(2) 土木学会 コンクリート標準示方書¹⁾

コンクリート標準示方書では、斜め圧縮破壊に関する既往の実験データが少ないことから、実験結果に対して安全側に耐力を算定する式(7)(以下示方書式)を用いて、斜め圧縮破壊時のせん断耐力を定めている。

$$V_{JSC} = 1.25 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (7)$$

これは、普通強度コンクリート使用時の実験値を元に規定された式であることから、 f'_c の上限値として、 $f'_c \leq 50$ (N/mm²)とされている。

(3) Eurocode 2⁵⁾

Eurocode 2 (1992)では、せん断に抵抗するのは、コンクリートの曲げ圧縮力と引張鉄筋の引張力が作用する応力中心間の領域であり、その値は $j d = 0.9 d$ であるとしている。また、斜めひび割れ間のコンクリートの圧縮強

度は有効係数 ν によって低減されるとし、圧縮斜材角度 $\theta = 45^\circ$ を仮定して、式(4)より式(8)を制定している。

$$V_{Euro} = \frac{1}{2} b_w \cdot 0.9 d \nu f'_c (1 + \cot \alpha) \quad (8)$$

ここで、有効係数 ν には、式(9)を提案している。

$$\nu = 0.7 - \frac{f'_c}{200} \quad (\nu \geq 0.5) \quad (9)$$

(4) ACI code⁶⁾

ACI Codeでは、せん断耐力の上限値として式(10)を制定している。

$$V_u = V_c + V_s \leq V_c + 0.66 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (10)$$

式(10)を用いることにより、斜め圧縮破壊に対しても十分安全側の算定が行われる。

3. 実験概要

3.1 供試体概要

表-1に、作製した供試体の概要を示す。供試体は、コンクリートの圧縮強度 f'_c (35, 65, 100, 130, 160N/mm²)、せん断補強鉄筋比 r_w (0.63~4.0%)、せん断スパン有効高さ比 a/d (3.0, 3.5, 4.0, 4.5)、スターラップの公称径 ϕ (7.1~13mm)を変化させている。

供試体概要図を図-2に示す。供試体は、斜め圧縮破壊が先行するように設計した。すなわち、軸方向には、高強度鉄筋 ($f_y \geq 930$ N/mm²)を配置し、断面形状はI型断面とすることで、高い終局曲げ耐力を有するRCはりとして設計されている。また、スターラップには、高強度鉄筋 ($f_{wy} \geq 954$ N/mm²)を高密度に配置することで、十分な斜め引張破壊耐力を保つようにするとともに、ウェブ厚を薄くすることにより斜め圧縮破壊を先行させたものである。なお、引張鉄筋およびスターラップの降伏の有無を確認するため、スパン中央における引張鉄筋のひずみ、およびコンクリートの圧縮縁から $d/2$ におけるスターラップのひずみを計測した。はり端部のコンクリート断面(B-B'断面)は、は

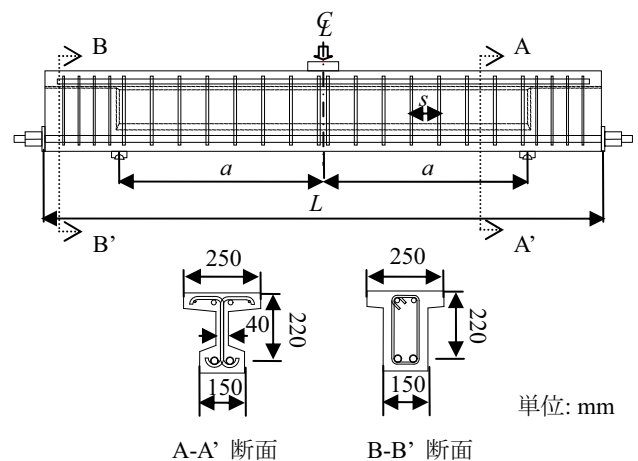


図-2 供試体概要図

表-1 供試体概要

供試体名	供試体形状							引張鉄筋		スターラップ					
	f'_c [N/mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	a [mm]	a/d	h^{*1} [mm]	L^{*2} [mm]	p_w^{*3} [%]	A_s^{*4} [mm ²]	r_w^{*5} [%]	ϕ^{*6} [mm]	s^{*7} [mm]			
N06	35	40	220	660	3.0	260	1800	8.8	774.2	2.0	9.0	0.63			
N1						250						160			
N2						260	2400					10	90		
N2AD40														880	4.0
N2AD45						990	4.5							7.1	50
N3						250	1800							2.9	55
H2	2.0	80													
H3	65	40	220	660	3.0	260	2400	1800	8.8	774.2	2.0			2.9	55
UH2												100	770	3.5	260
UH2Φ7	7.1	50													
UH2Φ13	13	160													
UH2AD35	770	3.5	260	2400	1800	8.8	774.2	2.0	10	90					
UH2AD40	880	4.0													
UH3	130	40	220	660	3.0	260	2400	1800	8.8	774.2	2.0	3.0	60		
UH4												4.0	45		
SUH3	3.0	60													
SSUH3	160														

*1 はりの高さ, *2 はりの長さ, *3 引張鉄筋比 (=100A_s/(b_wd)), *4 引張鉄筋総断面積, *5 せん断補強鉄筋比 (=100A_w/(b_ws)), *6 スターラップの公称径, *7 スターラップ間隔

り端部での破壊を防ぐためマッシュな形状とした。

荷重は油圧式 2000kN 試験機により、中央 1 点静的単調載荷を行った。支点は可動支点とするため、鋼製ヒンジを用い、試験体と支圧板の間にテフロンシートとシリコングリスからなる減摩パッドを挿入した。

3.2 実験結果

表-2 に、材料の力学特性、実験結果および 2.2 に示した算定式による計算値を示す。すべての供試体において、荷重ピーク時においても、引張鉄筋、スターラップともに降伏は生じなかった。また、鉄筋ひずみの大きな低下も見られず、付着も良好であったと考えられる。このことから、引張鉄筋、スターラップともに、曲げ破壊、斜め引張破壊に対して十分抵抗し、斜め圧縮破壊していたことがわかる。

4. 斜め圧縮破壊耐力の検討

4.1 既存の算定式の算定精度

図-3 に、実験値と 2.2 で示した各評価式による算定値とを比較した結果を示す。本研究の 17 体の供試体の他、Placas⁴⁾およびRangan⁷⁾より得られた 27 個のデータに対して、比較を行い、その平均値および変動係数を算定した。なお、式(7)による耐力算定には、高強度コンク

リートについても評価を行うため、 f'_c の上限値を考慮に入れていない。

図-3 (a)によると、 V_{exp}/V_{Placas} は、高強度の供試体も含めて 1.0 を中心に分布している。このことから、Placas 式では、100N/mm²を超えるような高強度コンクリートに対しても、平均的な斜め圧縮破壊耐力を算定できる(平均値=0.99)ことがわかる。しかし、変動係数は大きく(16.0%)、 f'_c 以外の実験変数の影響を十分には表現できていないと言える。

示方書式による算定は、 V_{exp}/V_{JSC} の平均値が 1.25 であり、また、高強度コンクリートも含めて、1.0 を超える場合がほとんどであり、示方書式を用いた場合には斜め圧縮破壊耐力を過小に算定した。変動係数は 17.3%であり、Placas式とほとんど変わらない。

Eurocode式による算定値は、 V_{exp}/V_{Euro} の平均値が 0.96 であるが、変動係数が 31.6%となりばらつきが大きい。特に、コンクリート圧縮強度の増加とともに V_{exp}/V_{Euro} が減少し、圧縮強度の増加による影響を十分に表現できていないことがわかる。

4.2 コンクリート圧縮強度 f'_c の影響

図-4 に、 f'_c と実験値 V_{exp} の関係を示す。100N/mm²を超える超高強度コンクリートに対しても、 V_{exp} は頭打ちす

表-2 実験結果および算定値

供試体名	f'_c [N/mm ²]	r_w [%]	a/d	ϕ [mm ²]	s [mm]	V_{exp}^{*1} [kN]	V_{exp}/V_{Placas}^{*2}	V_{exp}/V_{JSCE}^{*3}	V_{exp}/V_{Euro}^{*4}	v_{exp}^{*5} [N/mm ²]	$v_{exp}/f'_c^{1/2}$	
N06	32.0	0.63	3.0	9.0	160	59.4	0.97	0.95	0.87	6.7	1.19	
N1	33.4	1.0				160	58.6	0.88	0.92	0.83	6.7	1.15
N2	35.8	2.0				4.0	80	61.6	0.77	0.94	0.83	7.0
N2AD40	32.0		68.1	0.90	1.09			0.99	7.7	1.37		
N2AD45	34.9	2.9	4.5	9.0	80	67.0	0.84	1.03	0.92	7.6	1.29	
N3	35.0					55	61.7	0.69	0.95	0.85	7.0	1.18
H2	73.8	2.0	3.0	9.0	80	114.5	0.99	1.21	0.78	13.0	1.52	
H3	61.5	2.9				55	107.8	0.91	1.25	0.89	12.3	1.56
UH2	102.4	2.0				10	90	137.0	1.01	1.23	0.68	15.6
UH2Φ7	109.5		7.1	50	168.5			1.20	1.46	0.78	19.1	1.83
UH2Φ13	114.7	3.5	3.0	10	90	122.7	0.88	1.07	0.57	13.9	1.33	
UH2AD35	109.6					121.1	0.89	1.08	0.59	13.8	1.35	
UH2AD40	104.3	4.0	3.0	10	60	144.9	0.96	1.33	0.75	16.5	1.66	
UH3	98.2					3.0	45	167.6	0.98	1.53	0.85	19.0
UH4	99.1	4.0	3.0	10	60	162.0	0.92	1.28	0.62	18.4	1.60	
SUH3	132.7	3.0				192.1	0.98	1.36	0.59	21.8	1.70	
SSUH3	165.4	3.0										

*1 V_{exp} : 実験より得られたせん断耐力, *2 V_{Placas} : Placas式(式(6))による計算値, *3 V_{JSCE} : 示方書式(式(7))による計算値,

*4 V_{Euro} : Eurocode式(式(8))による計算値, *5 v_{exp} : せん断強度(= $V_{exp}/(b_w d)$)

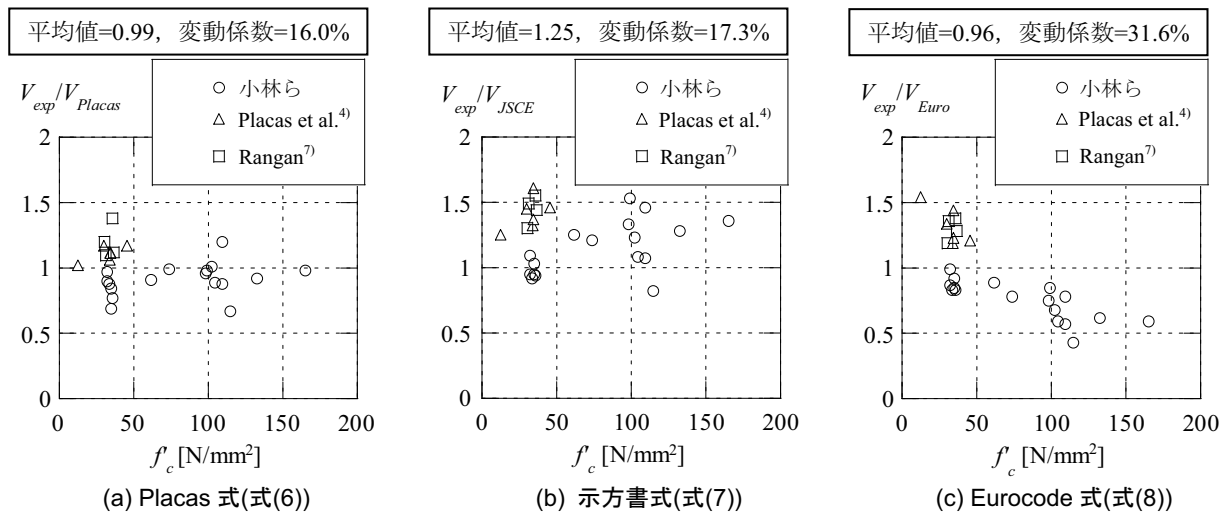


図-3 実験値と算定値の比較

ることなく、 f'_c の増加とともに増加している。一方、 f'_c の増加に伴う V_{exp} の増加量については、Placas式および示方書式において表現されているように、 f'_c の増加とともに減少すると考えられ、図-4からもその傾向が見られる。

f'_c の影響は、Placas式および示方書式において、 $f'_c^{1/2}$ として考慮されている。また、Eurocode式では、4.1で示したように、圧縮強度の増加による影響を十分表現できていない。そこで、せん断強度 $v_{exp}(=V_{exp}/(b_w d))$ を $f'_c^{1/2}$ で除

すことによって、 f'_c の影響を検討した。図-5に、 f'_c と $v_{exp}/f'_c^{1/2}$ の関係を示す。普通強度($f'_c=35\text{N/mm}^2$)を除いて、 $v_{exp}/f'_c^{1/2}$ はほぼ一定値を示しており、 f'_c の影響を $f'_c^{1/2}$ で評価することは適切であると言える。ただし、普通強度コンクリート($f'_c=30\sim 60\text{N/mm}^2$)に対しては、 $v_{exp}/f'_c^{1/2}$ が一定値を示しておらず、 $f'_c^{1/2}$ で十分には評価できていない。

以下、 f'_c の影響を除くため、 v_{exp} を $f'_c^{1/2}$ で割った $v_{exp}/f'_c^{1/2}$ を用いて、耐力を検討することとする。

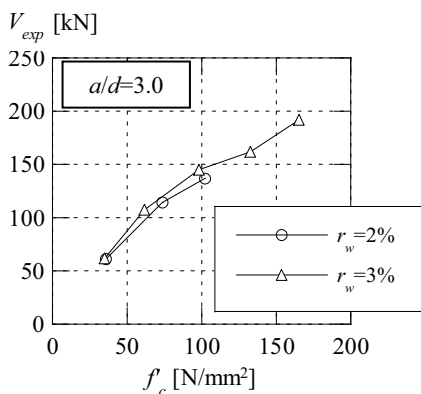


図-4 f'_c と V_{exp} の関係

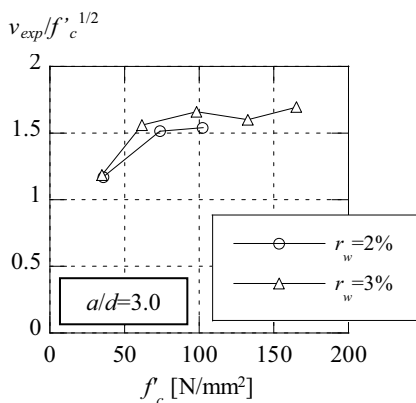


図-5 f'_c と $v_{exp}/f'_c^{1/2}$ の関係

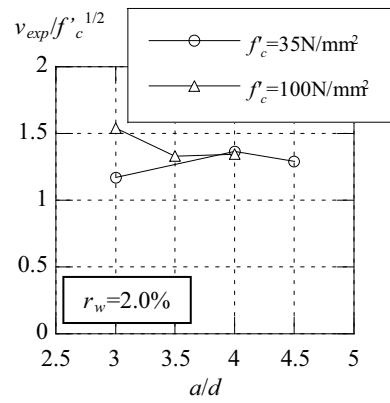
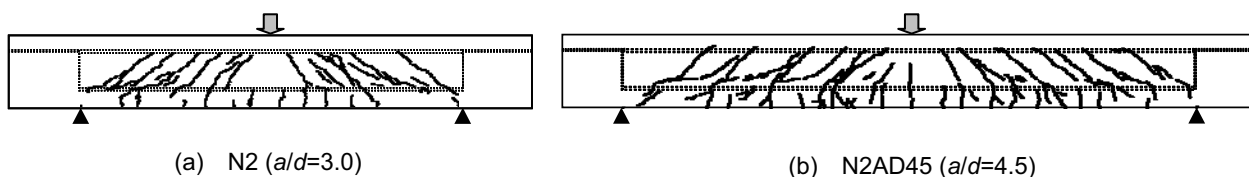


図-6 a/d の影響



(a) N2 ($a/d=3.0$)

(b) N2AD45 ($a/d=4.5$)

図-7 ひび割れ図

4.3 せん断スパン有効高さ比 a/d の影響

図-6に、 a/d と $v_{exp}/f'_c^{1/2}$ の関係を示す。今回検討した範囲($3.0 < a/d < 4.5$)においては、 a/d の増加による耐力の減少は見られなかった。これは、 a/d の変化により、圧縮斜材角度 θ および斜めひび割れ間のコンクリート圧縮強度 f'_c が変化しなかったことが原因であると考えられる。

図-7に、N2($a/d=3.0$)およびN2AD45($a/d=4.5$)のピーク荷重時のひび割れ図を示す。 a/d が異なる二つの供試体において、斜めひび割れ角度に大きな変化はなく、せん断補強鉄筋比 r_w 、スターラップ間隔 s も同一であることから、 θ は同程度であったと考えられる。また、スターラップによるひび割れの拘束効果も同様に同一であり、斜めひび割れ間でのコンクリートの圧縮強度 f'_c もほぼ同一であったと考えられる。

4.4 せん断補強鉄筋比 r_w 、スターラップ間隔 s の影響

図-8に、Nシリーズ($f'_c=35\text{N/mm}^2$)、UHシリーズ($f'_c=100\text{N/mm}^2$)における $v_{exp}/f'_c^{1/2}$ を比較したものを示す。それぞれ、 f'_c を一定として、せん断補強鉄筋比 r_w およびスターラップ間隔 s を変化させている。

Nシリーズでは、 $v_{exp}/f'_c^{1/2}$ の平均値は1.17、変動係数は1.3%であり、 r_w および s の影響を受けずに $v_{exp}/f'_c^{1/2}$ がほぼ一定値を示している。一方、UHシリーズでは、 $v_{exp}/f'_c^{1/2}$ の平均値は1.59、変動係数は19.6%であり、 r_w および s の変化により $v_{exp}/f'_c^{1/2}$ も大きく変化している。つまり、 f'_c の変化に伴いせん断補強鉄筋の配置方法による影響が変化することが考えられる。

(1) Nシリーズ($f'_c=35\text{N/mm}^2$)

斜めひび割れ発生後は、スターラップが荷重を分担す

ることで、ひび割れ開口を抑制する。全ての供試体において過密配筋であり、スターラップが降伏しないことから、ひび割れ開口へのせん断補強鉄筋比の影響が、ほとんどなかったと考えられる。普通強度コンクリートを使用したRCはりでは、せん断補強鉄筋比、スターラップ径により、斜め圧縮破壊耐力が変化しないことが、既往の研究^{4),7)}でも確認されている。

(2) UHシリーズ($f'_c=100\text{N/mm}^2$)

図-9に、 r_w と $v_{exp}/f'_c^{1/2}$ の関係を示す。 r_w の増加に伴い、 $v_{exp}/f'_c^{1/2}$ はやや増加した。これは、 r_w の増加に伴う2つの作用が考えられる。すなわち、①斜めひび割れ発生時の損傷を小さく抑えられたこと、ひび割れ拘束効果が向上したことにより、斜めひび割れの入ったウェブコンクリートの圧縮強度 f'_c の低減が、小さくなったこと、ならびに②スターラップ間隔の縮小により、コンクリートに作用する斜め方向の圧縮応力がより均一になったことである。スターラップ間隔が小さいときは、図-10(a)に示すように、斜め圧縮応力はほぼ均一に分布していると推察される。一方、スターラップ間隔が大きいときには、図-10(b)に示すように、スターラップの位置関係により、斜め圧縮応力の集中が起こると考えられる。斜め圧縮応力の集中は、荷重のより早い段階での局所的な斜め圧縮破壊を引き起こし、ピーク荷重の低下をもたらす。

一方で、図-9に示すように、 r_w が一定下においても、スターラップ径 ϕ を小さくしてスターラップピッチ s を小さくすることにより、 r_w を増加させることと同様の効果が得られた。

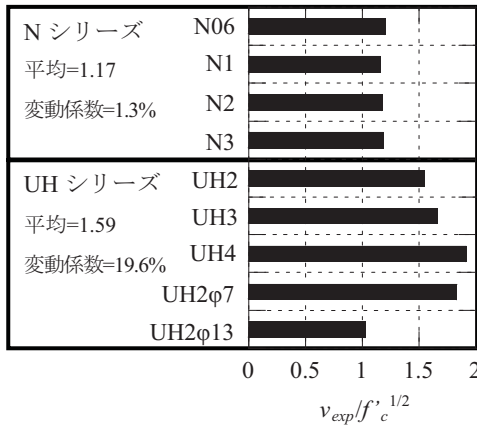


図-8 N シリーズと UH シリーズ

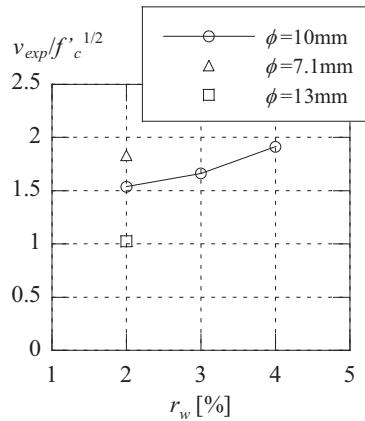


図-9 r_w の影響 (UH シリーズ)

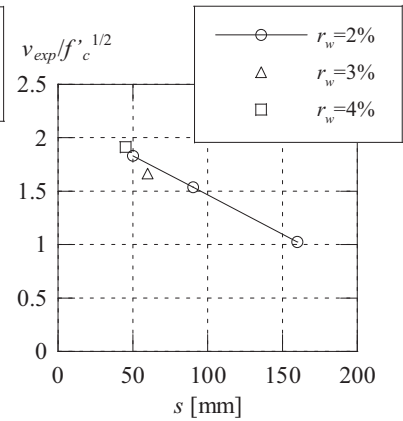
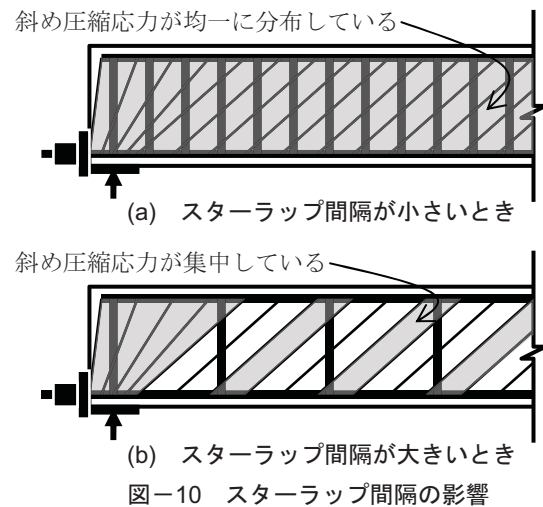


図-11 s の影響 (UH シリーズ)

図-11 に、 s と $v_{exp}/f'_c{}^{1/2}$ の関係を示す。 ϕ が異なる供試体においても、ほぼ同一線上にプロット点が分布した。このことから、斜め圧縮破壊耐力は、 r_w というよりは、 s の影響を受けたと言える。これは、前述した②の作用が大きく影響したと考えられる。また、ひび割れ発生後は、スターラップは降伏せず斜めひび割れ開口に対して十分貢献したことから、①の作用についても、スターラップの公称径に関わらず同様に影響したと考えられる。このことから、 s が一定下では、 r_w または ϕ に依存することなく、耐力が定まったものと推察される。



5. 結論

本研究から以下の知見が得られた。

- 1) 既存の耐力算定式では、高強度コンクリートも含めて、RC 部材の斜め圧縮破壊耐力について、適切に評価することが困難であることを確認した。
- 2) $100\text{N}/\text{mm}^2$ を超える超高強度コンクリートに対しても、斜め圧縮破壊耐力は頭打ちすることなく、コンクリート圧縮強度の増加とともに増加することが明らかになった。
- 3) 今回検討した範囲 ($3.0 < a/d < 4.5$) においては、斜め圧縮破壊は、 a/d の変化により影響を受けないことが示唆された。
- 4) 斜め圧縮破壊耐力は、せん断補強鉄筋比、スターラップ間隔により、影響を受けることが明らかになった。また、その影響は、コンクリート圧縮強度に依存する。
- 5) 高強度コンクリートに対する斜め圧縮破壊耐力は、せん断補強鉄筋比というよりは、スターラップ間隔に依存する可能性が示唆された。

参考文献

- 1) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書 設計編，土木学会，pp.134-139，2008
- 2) Schlaich, J., Schafer, K. and Jennewein, M.: Towards a Consistent Design of Reinforced Concrete Structures, Journal of the Prestressed Concrete Institute, Vol.32, No.3, May-June 1987
- 3) Vecchio, F. J. and Collins, M. P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Proceedings Vol.83, pp.219-231, March-April 1986
- 4) Placas, A. and Regan, P. E.: Shear Failure of Reinforced Concrete Beams, ACI Journal, Vol.68, No.10, pp.763-774, Oct.1971
- 5) BSI: Eurocode 2. Design of concrete structures. General rules and rules for buildings, BSI, pp.119-125, 1992
- 6) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-08) and Commentary, American Concrete Institute, pp.158-168, Jul.2008
- 7) Rangan, B. V.: Web Crushing Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol.88, pp.12-16, January-February 1991