

論文 中空断面 RC 部材の交番載荷実験とフランジ部せん断耐力を考慮した耐震性能評価

木野 淳一*1・安保 知紀*2・築嶋 大輔*3

要旨：本論文は、中空断面 RC 柱の正負交番載荷実験を行い、その実験結果と著者らが提案したフランジを有する RC 部材のせん断耐力評価方法による曲げ・せん断耐力比との関係について検討したものである。フランジを考慮したせん断耐力をもとに算出した耐力比が 1.0 以上であれば、曲げ降伏に先んじてせん断破壊することはないことが確認された。また、耐力比とじん性率の関係についても、フランジを考慮した場合の方がフランジを考慮しない場合よりも中実断面の結果に近い相関を示す結果が得られた。

キーワード：中空断面、耐震性能、耐力比、じん性率

1. はじめに

中空断面 RC 橋脚の耐震性能を明らかにするため、八ツ元らの研究¹⁾など、種々の中空断面 RC 部材正負交番載荷実験が行われ、研究が進められている。しかし、これらの研究は新たに設計される中空断面 RC 橋脚の耐震性能に関する研究である。また、部材の曲げ耐力、せん断耐力から求められる耐力比（せん断耐力／曲げ耐力に達するときのせん断力）はじん性率（終局変位を降伏変位で除した値）との比例関係が報告されている²⁾。既設中空断面 RC 橋脚を耐震診断・補強する場合は、この耐力比を用いる場合が多い³⁾。耐力比を算出するにあたり、適切なせん断耐力の算出が必要である。

著者らは、中空断面 RC 部材のせん断耐力算定方法について研究を行い、フランジの効果を考慮したせん断耐力算定式を提案した⁴⁾。しかし、この算定式は一方向単調載荷実験の結果からせん断耐力を算定したもので、正負交番載荷実験により求められるじん性率との関係は確認されていない。

そこで、せん断補強鉄筋量を変化させた中空断面 RC 部材の正負交番載荷実験を行い、フランジの効果を考慮したせん断耐力算定式を用いて算出される耐力比が矩形中実断面と同様に破壊形態、じん性率との関係を有するかどうかを確認する。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

供試体の断面形状を図-1に示す。本実験の断面形状は実橋の中空断面橋脚をモデルとして、その辺長比を約 1:2.3 とした。実橋では、このような扁平断面橋脚の場合、中空内短辺方向に中壁がある場合が多い。一方、中空断

面においては中壁および外壁の総厚を腹部幅としてせん断耐力を算出することから、本実験では実橋での中壁にあたる部分を外壁厚に含めることで中壁を省略し、その結果外壁の厚さはフランジ厚の 1.5 倍としている。

軸方向鉄筋は、フランジ部材内およびウェブ部材内の

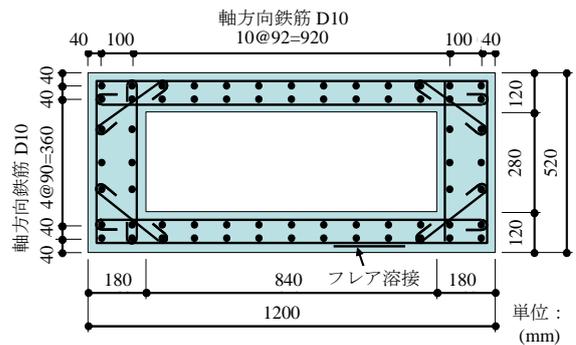


図-1 供試体断面図

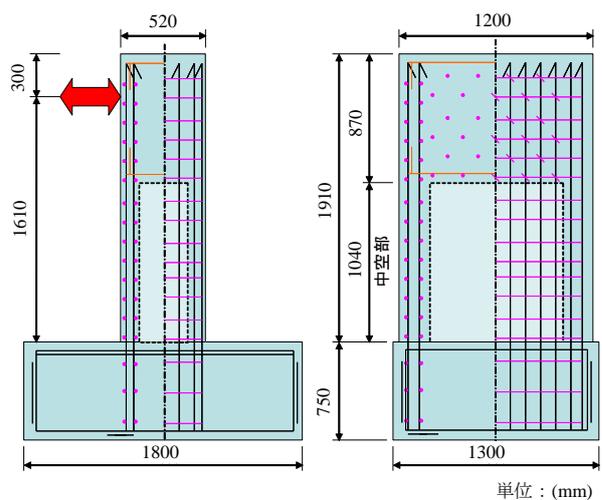


図-2 供試体側面図

*1 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター課長 工修（正会員）

*2 鉄建建設株式会社 研究開発センター主幹研究員 博（工）（正会員）

*3 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター課長（正会員）

表-1 供試体諸元

供試体	軸方向鉄筋				帯鉄筋				モルタル	軸力 (kN)	
	規格径	鉄筋比 (%)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	規格径	配置間隔 (mm)	鉄筋比 (%)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)		圧縮強度 (N/mm ²)
No.1	SD-345 D10	1.17	373.0	2077	SD-295 D6	130	0.27	353.4	1770	31.2	468
No.2						60	0.59			31.0	
No.3						420	0.08			36.5	
No.4						—	0.00			28.7	

外周および内周沿いに複鉄筋として配置し、帯鉄筋を軸方向鉄筋の外側に配置している。外周に配置した帯鉄筋はフレア溶接により定着を行い、内周に配置した帯鉄筋は端部に半円形フックを設け軸方向鉄筋に固定した。橋脚断面の外周および内周に配置された帯鉄筋を拘束する中間帯鉄筋は配置していない。また、本実験では帯鉄筋量をパラメータとしていることから、図-2 に示す中空部分の帯鉄筋の配置間隔を変えて実験を行った。

供試体諸元および実験に用いた材料の強度試験結果を表-1 に示す。中空断面部分の部材厚が薄く帯鉄筋が密に配置されるため、コンクリートの充てん性を考慮して最大骨材寸法が 5mm となるモルタルを使用した。使用したモルタルは目標圧縮強度を 30N/mm² とし、セメント細骨材比が 1:3 となる配合とした。実験時の強度は表-1 に示すとおりである。

2.2 荷重方法

荷重装置の概要を図-3 に示す。荷重は軸力を一定とした正負交番荷重で行った。軸力はコンクリートの圧縮応力度が実橋脚と同程度の約 1.2N/mm² となるように一定軸力を作用させた。

交番荷重方法は、最外縁の軸方向鉄筋が材料の試験結果から定まる降伏ひずみに達した時の変位を降伏変位 (δ_y) とし、1 δ_y までは荷重制御とした。2 δ_y 以降は降伏変位 (δ_y) の整数倍を正負各 1 サイクルずつ変位制御にて荷重し、10 δ_y 以降の大変形領域では降伏変位 (δ_y) の

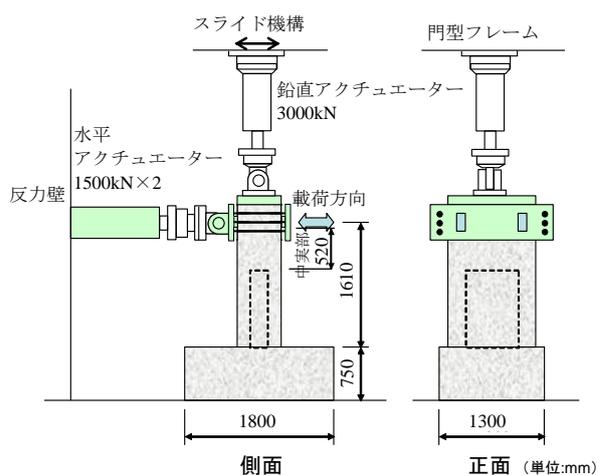


図-3 荷重装置概要図

偶数倍を正負各 1 サイクルずつ変位制御にて荷重した。また、荷重位置はフーチング天端から 1.61m の位置とし、荷重位置付近での破壊を防ぐため、荷重板下から断面高 ($h=520\text{mm}$) の範囲は中実断面とした。

3. 実験結果

3.1 交番荷重実験結果

実験結果として、実験における最大荷重、降伏変位 δ_y 、終局変位 δ_u を、耐力比の計算値と共に表-2 に示す。また、各供試体の荷重-塑性率の関係を図-4~7 に示す。なお、ここで塑性率とは、試験体変位 δ を降伏変位 δ_y で

表-2 実験結果および計算値

供試体	実験値				計算値					
	最大荷重 (kN)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	$\mu = \delta_u / \delta_y$	M_u (kN · m)	V_{mu} (kN)	V_c (kN)	V_s (kN)	$V_{web} = V_c + V_s$ (kN)	耐力比 V_{web} / V_{mu}
No.1	311.2	6.7	60.9	9.1	496.8	308.6	186.4	137.8	324.2	1.05
No.2	315.0	4.6	81.3	17.7	496.5	308.4	186.0	298.5	484.5	1.57
No.3	310.5	5.9	39.4	6.7	504.9	313.6	195.4	43.7	239.1	0.76
No.4	321.7	6.8	27.6	4.1	488.8	303.6	181.4	0	181.4	0.60

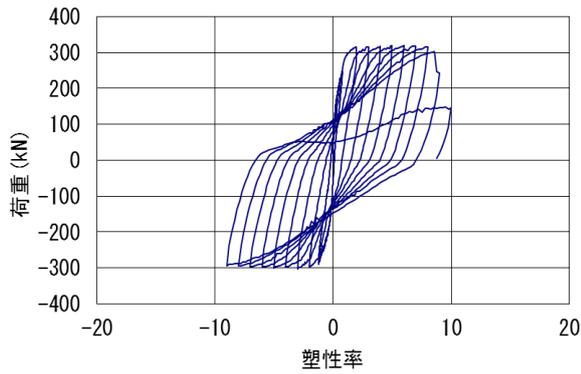


図-4 No. 1 の荷重－塑性率関係

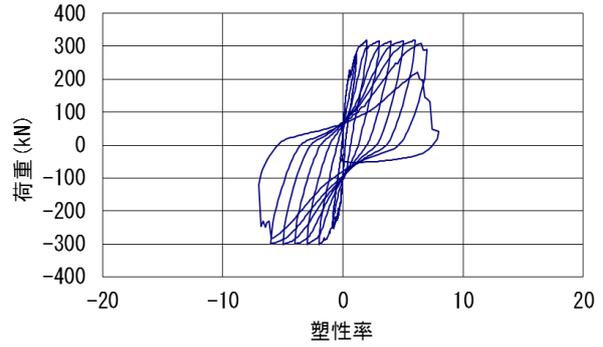


図-6 No. 3 の荷重－塑性率関係

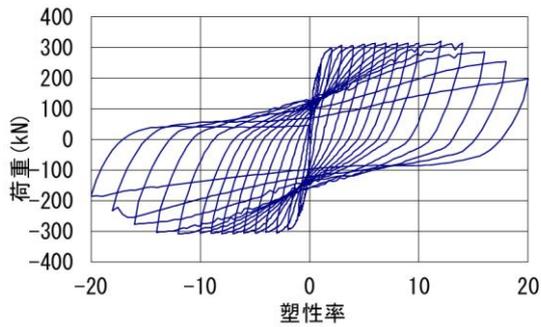


図-5 No. 2 の荷重－塑性率関係

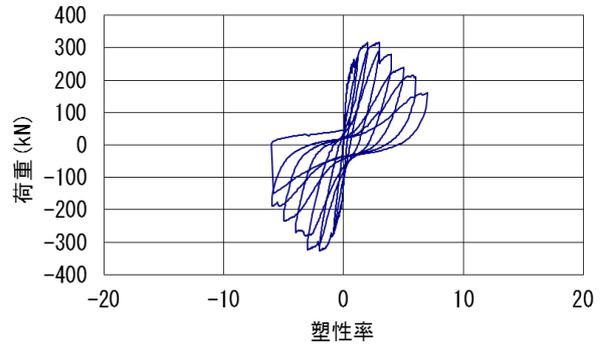


図-7 No. 4 の荷重－塑性率関係

除したものを、終局変位 δ_u は荷重が降伏荷重まで低下したときの変位である。また、実験値は正負各々の値の平均値である。ここで、実験値の正負は、図-3に示す水平アクチュエーターのストロークを引く方向が正、押す方向が負となっている。またせん断耐力の計算値は、それぞれ V_c : RC部材のコンクリートが負担するせん断耐力、 V_s : RC部材のせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力であり、現在の示方書におけるせん断耐力算定式の原式となった二羽らの研究での式により算出している⁵⁾。また、フランジの影響

は考慮していない。

表-2より、各供試体とも実験での最大荷重は同程度であり、その値は曲げ耐力 M_u に達するときの荷重 V_{mu} にほぼ等しいことがわかる。一方、せん断耐力の計算値 V_{web} はNo.3, No.4供試体において V_{mu} より小さな値となっており、現在のフランジを無視したせん断耐力算定式による算定では、正負交番荷重を受ける中空RC部材のせん断耐力を過小評価していることが分かった。

じん性率の実験値 μ_l は、耐力比の増加に伴い増加する

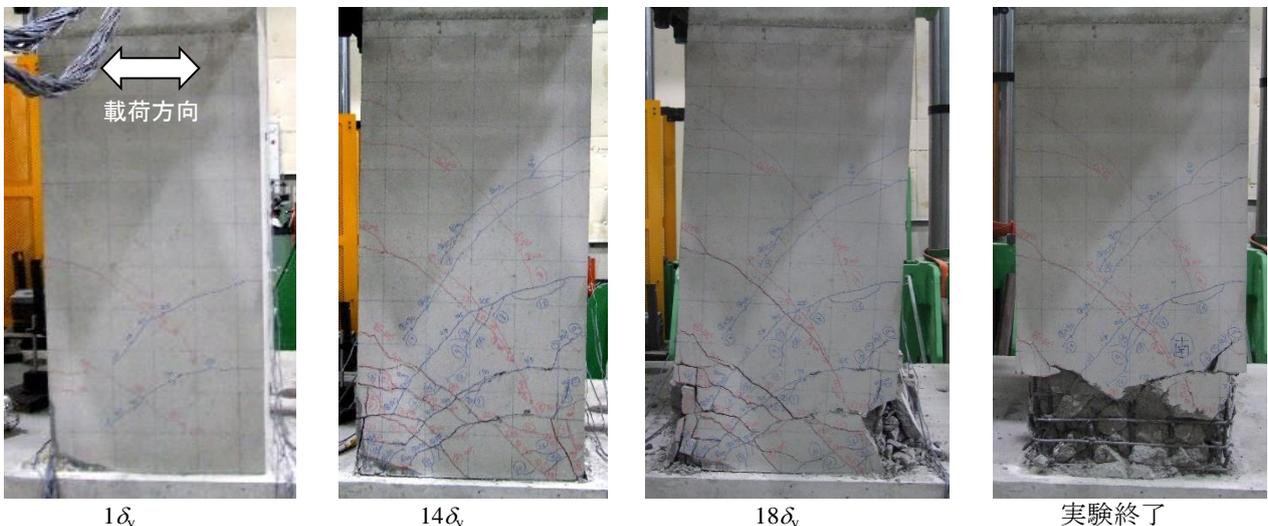


図-8 No. 2 の損傷状況

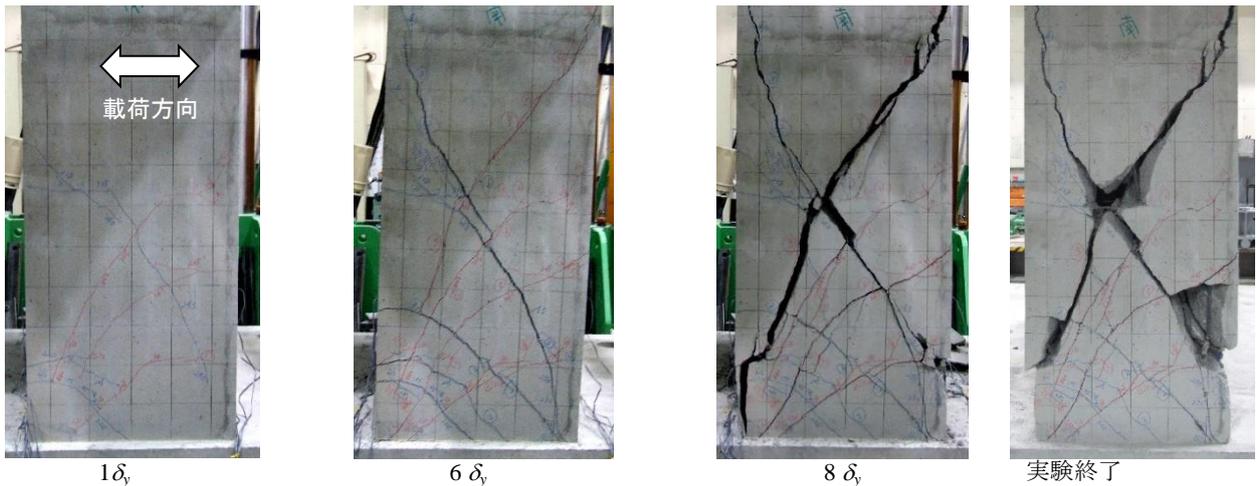


図-9 No. 3 の損傷状況

傾向がみられる。この点については、フランジを考慮したせん断耐力を用いた耐力比との関係を含め、後述する。

耐力比の大きい No.2 の損傷状況を図-8 に示す。1 δ_y では曲げひび割れから圧縮縁に向けて斜めひび割れが数本発生している。10 δ_y までは圧縮フランジ部には全く損傷は見られなかったが、12 δ_y の載荷終了時でウェブ圧縮縁にかぶりコンクリートの微小な剥離が見られた。14 δ_y まで最大荷重を維持しながら同様の状態が続き、変位の増加とともに斜めひび割れが増加した。16 δ_y では圧縮フランジの中央部のかぶりコンクリートが剥離し荷重が低下し始めた。終局変位付近である 18 δ_y では圧縮フランジのかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋の座屈と内部のコンクリートが粉体化されている状況が確認された。また、柱基部付近ウェブのひび割れ幅が開いているもののウェブのコンクリートの剥離、粉体化等大きな損傷は見られない。

実験終了後の破壊状況を見ると、その損傷が柱の基部に集中し、中間帯鉄筋を配置していないためフランジ部の帯鉄筋が大きくはらみだしている。このため軸方向鉄筋が座屈し、フランジ内のコンクリートが細かく破壊されていた。

以上のことから、耐力比の大きい中空断面部材が繰返し作用を受けた場合、載荷初期ではウェブのせん断ひび割れはフランジ圧縮縁まで伸展することなく、交番載荷が進展し圧縮フランジ部コンクリートの損傷に伴い曲げ破壊に至ることが分かった。

次に、耐力比の小さい No.3 の損傷状況を図-9 に示す。1 δ_y では供試体 No.2 と同様に曲げひび割れから圧縮縁に向けて斜めひび割れが数本発生している。6 δ_y までは最大荷重を維持していたが、写真ではウェブの斜めひび割れが卓越しているのが分かる。この段階では、圧縮フランジ部には全く損傷は見られなかった。その後の 7 δ_y の

載荷では、大きな音とともに圧縮フランジに鉛直方向のひび割れが発生し急激に荷重が低下した。さらに 8 δ_y の正側の載荷でもフーチング天端から鉛直方向にひび割れが発生するとともにコンクリートが剥離し、急激に荷重が低下して実験を終了している。

実験終了後の状況を見ると、ウェブ部に発生した斜めひび割れがフランジ部を貫通しているのが分かる。

以上のことから、曲げせん断耐力比の小さい中空断面部材が繰返し作用を受けた場合、まずウェブ部に卓越した斜めひび割れが発生し、その斜めひび割れがフランジ部に貫通するとともに急激に荷重が低下しせん断破壊に至ることが分かった。

今回の実験では、耐力比の大きい No.1, No.2 供試体ではじん性のある曲げ破壊となったが、耐力比が小さい No.3, No.4 では曲げ降伏後のせん断破壊をする結果となった。しかし、耐力比 1.0 を下回る No.3, No.4 供試体がいずれもせん断破壊先行ではなかったことから、フランジを考慮したせん断耐力による破壊形態推定が必要であることが分かった。

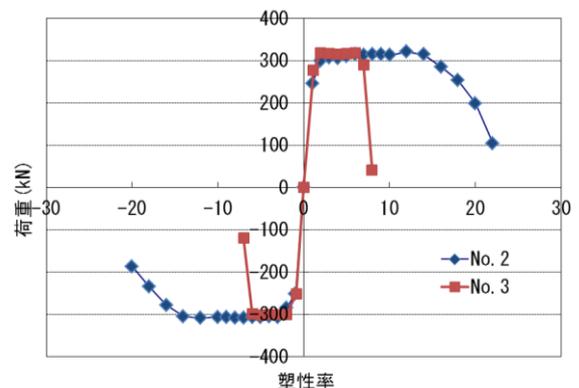


図-10 No. 2, No. 3 の包絡線

3.2 中空断面 RC 部材のじん性率

荷重－塑性率の包絡線を図-10 に示す。いずれの実験結果も、 $2\delta_y$ でほぼ最大荷重に達しているが、その後の変形性能が異なる。耐力比の大きい試験体 No.2 では $14\delta_y$ まで最大荷重を維持し、荷重低下領域となっても急激な荷重低下は見られず緩やかに荷重が低下していった。ここで、荷重－塑性率の包絡線が降伏荷重を下回らない最大変位を終局変位と定義すると、終局変位は $18\delta_y$ 付近となり非常に高い変形性能を有していることを確認した。その後 $22\delta_y$ で軸方向鉄筋が破断し実験を終了した。

これに対し帯鉄筋比の小さい供試体 No.3 では $6\delta_y$ まで最大荷重を維持し、 $7\delta_y$ の載荷終了間際で荷重が低下し、その後の $8\delta_y$ の載荷の途中で鉛直荷重を保持できなくなり急激に荷重が低下して実験を終了した。

ここで、計算上曲げ先行破壊となる No.1, No.2 について、複数体の中実矩形供試体を用いた実験結果から石橋らにより提案されている式(1)および式(2) ⁶⁾ を用いて算出した降伏変位 (δ_{ycal}) および終局変位 (δ_{ucal}) を表-3 に示す。

$$\delta_{ycal} = \delta_{y0} + \delta_{y1} \quad (1)$$

$$\delta_{ucal} = \delta_{up} + \delta_{ub} + \delta_{ul} \quad (2)$$

ここに、

δ_{ycal} : 計算上の降伏変位 (mm)

δ_{ucal} : 計算上の終局変位 (mm)

δ_{y0} : 降伏時橋脚く体部分の変形量 (mm)

δ_{y1} : 降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる回転変位 (mm)

δ_{up} : 終局時の塑性ヒンジ区間の回転に伴う変位 (mm)

δ_{ub} : 終局時の塑性ヒンジ区間以外の躯体の変位 (mm)

δ_{ul} : 終局時の軸方向鉄筋拔出しによる回転変位 (mm)

表-3 じん性率の実験値および計算値

試験体	実験値			計算値		
	δ_y (mm)	δ_u (mm)	$\mu = \delta_u / \delta_y$	δ_{ycal} (mm)	δ_{ucal} (mm)	$\mu_{cal} = \delta_{ucal} / \delta_{ycal}$
No. 1	6.7	60.9	14.4	4.2	62.9	14.9
No. 2	4.6	81.3	19.2	4.2	89.5	21.2

降伏変位にばらつきはあるが、概ね実験結果は計算値で評価できている。

また、終局変位の実験値 δ_u および終局変位の計算値 δ_{ucal} に着目すると、帯鉄筋比の大きい供試体 No.2 について式(2)から得られた終局変位 δ_{ucal} は 89.5mm であるのに

対し、実験から得られた終局変位 δ_u は 81.3mm となり、(実験値) / (計算値) = 0.90 となった。この要因としては、中間帯鉄筋を配置しない供試体であったことから、帯鉄筋の拘束効果が不足してじん性がやや小さくなったことが考えられる。

3.3 フランジを考慮したせん断耐力と耐力比、じん性率の関係

表-4 に、著者らが提案したフランジを考慮した中空断面のせん断耐力算定結果と実験結果を示す。このせん断耐力算定方法は、従来のウェブ幅のみを有効としたせん断耐力算定方法に、フランジの負担するせん断耐力を加算して求めるものであり、下記の式(3)～(4)により算出される ⁴⁾。

$$V_y = V_c + V_s + V_{fla} \quad (3)$$

$$V_{fla} = \text{Min}(V_{flap}, V_{fray}) \quad (4)$$

ここに、

V_c : フランジを考慮しない RC 部材のコンクリートが負担するせん断耐力

V_s : フランジを考慮しない RC 部材のせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力

V_{fla} : フランジが負担するせん断耐力

V_{flap} : フランジがウェブに押抜かれるときのせん断耐力

V_{fray} : フランジがせん断破壊するときのせん断耐力

表-4 フランジの効果を考慮した計算値

供試体	計算値					
	V_{mu} (kN)	V_c (kN)	V_s (kN)	V_{fla} (kN)	V_y (kN)	V_y / V_{mu}
No. 1	308.6	186.4	137.8	155.7	479.9	1.56
No. 2	308.4	186.0	298.5	155.3	639.8	2.07
No. 3	313.6	195.4	43.7	168.4	407.5	1.30
No. 4	303.6	181.4	0	149.3	330.7	1.09

表-4 より、従来式でせん断破壊先行と判定された No.3, No.4 供試体について耐力比が 1.0 を超えており、実験結果の通り曲げ耐力に達するときのせん断耐力 V_{mu} まで耐荷力を有するという結果が得られている。

次に、耐力比とじん性率の関係について、図-11 に示す。図-11 には、本実験の結果を、フランジの効果を考慮しない従来式による耐力比とフランジの負担するせん断耐力を考慮した耐力比の 2 つの関係のほか、中実断面による既往の研究の結果 ²⁾ を比較対象として掲載した。

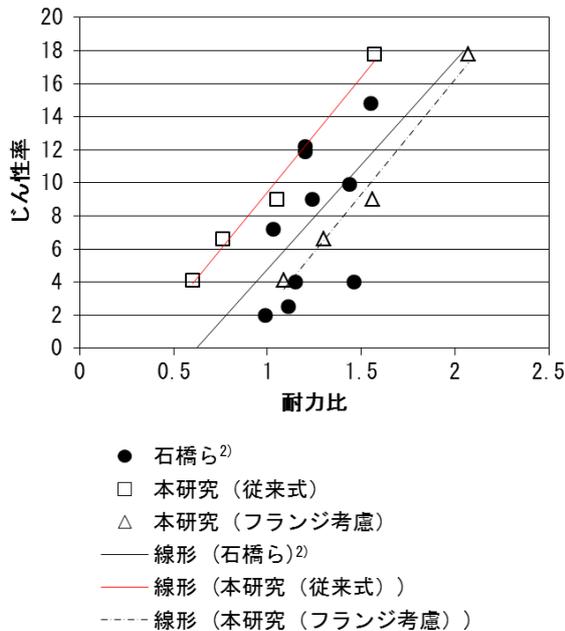


図-11 耐力比とじん性率の関係

本実験におけるじん性率と耐力比の計算値の関係には、明確な比例関係が得られている。また、既往の中実断面の実験における耐力比とじん性率の関係については、データのばらつきがあるものの、若干の正の相関関係があるとされていることから、既往の研究についても近似直線を算出の上、本実験結果と比較する。フランジの負担するせん断耐力を考慮して耐力比を算出した場合の近似直線は、フランジの効果を無視したせん断耐力算定式から耐力比を算出した場合よりも中実断面の相関関係に近い関係を示している。このことから、フランジの効果を考慮したじん性率の簡易算定は有効であると判断される。ただし、中実断面の結果と比較して同じ耐力比であってもややじん性率が小さくなる結果となっている。3.2において終局変位を算出した結果も実験値よりやや小さい結果が得られている。この要因としては、3.2 で記載した通り、中間帯鉄筋を配置していないことによりフランジ部の帯鉄筋がはらみやすかったことが考えられるが、今後の検討が必要であると考えられる。

4. まとめ

本報告では中空断面 RC 部材の正負交番載荷実験を行い以下の知見を得た。

- (1) フランジを無視して算出した耐力比が 1.0 以下の中空断面 RC 部材の正負交番載荷実験を行ったが、破壊形態は曲げ降伏後のせん断破壊となった。この要因としては、中空断面 RC 部材のせん断耐力算定において、フランジ部分の効果を考慮していないため、

せん断耐力を過小評価していることが考えられる。

- (2) フランジを無視して算出した耐力比が大きい供試体においては、十分なじん性が得られた。しかし、中間帯鉄筋を配置しない供試体であったことから、終局時はフランジ部の帯鉄筋が大きくはらみだしていた。このため軸方向鉄筋が座屈し、フランジ内のコンクリートが細かく破壊されていた。
- (3) 既往の変形性能算定式により本実験結果を評価したところ、概ね実験結果を評価することが可能であることが分かった。ただし、最もせん断補強鉄筋比の高い No.2 供試体においては、実験結果は計算値よりやや小さい値となった。
- (4) フランジの効果を考慮したせん断耐力を算定し耐力比を算出したところ、すべての供試体で 1.0 を上回った。よって、曲げ耐力に達するときのせん断力まで荷重負担をすることができた本実験の結果と整合する結果となった。
- (5) 耐力比とじん性率の関係は、フランジを考慮したせん断耐力を使用した耐力比の方が既往の結果に近似した結果となったが、若干既往の結果より耐力比が小さい結果となった。この傾向は(3)と同様である。要因としては、中間帯鉄筋を配置しなかったことが考えられる。

参考文献

- 1) 八ツ元仁, 堺淳一, 星隈淳一: 高軸力を受ける高軸方向鉄筋比の中実断面 RC 橋脚の正負交番繰返し荷重下における破壊特性, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.2, pp.139-152, 2013
- 2) 石橋忠良, 中山弥須夫, 津吉毅: 帯鉄筋を配置していない RC 柱の地震時破壊形態, 土木学会論文集, 第 676 号/V-51, pp.13-18, 2001.5
- 3) 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター編: 耐震補強設計施工マニュアル, 2007.12
- 4) 木野淳一, 山田章史, 築嶋大輔, 石橋忠良: T 形断面および矩形中空断面 RC 梁のせん断耐力に関する実験的研究, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.70, No.1, pp.44-55, 2014
- 5) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: 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.167-176, 1986.8
- 6) 石橋忠良, 津吉毅, 小林薫, 吉田徹, 海原卓也: 大変形領域の交番載荷を受ける RC 脚柱の変形性能算定に関する研究, 土木学会論文集, 第 711 号/V-56, pp.45-57, 2002.8