

論文 せん断補強鉄筋を多量に配置した単純支持矩形 RC はりのせん断破壊性状に関する実験的評価

中田 裕喜*1・渡辺 健*2・田所 敏弥*2

要旨：せん断補強鉄筋比 p_w が 0.84% および 1.32% である単純支持矩形 RC はりに対し、せん断耐力およびせん断破壊性状を実験により評価した。損傷状況や複数の計測結果から、載荷板近傍のコンクリートの圧縮破壊によりせん断力の最大値 V_{uexp} に達することを確認した。また、 $p_w=1.32\%$ の供試体における V_{uexp} は修正トラス理論に基づく計算値 V_y よりも小さい値となることがわかった。そして、載荷板近傍のコンクリートの圧縮破壊を基準とした方法により、せん断耐力を予測できる可能性があること、 p_w が大きい場合、せん断力のピークはビーム機構のピークと概ね一致することがわかった。

キーワード：単純支持矩形 RC はり、せん断耐力、せん断破壊性状、せん断補強鉄筋、せん断圧縮破壊

1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) はりのせん断耐荷機構の評価やせん断耐力の予測は、二羽ら¹⁾による研究をはじめとして各国で実施されてきた。しかしながら、対象とされた RC はりの諸元は、せん断補強鉄筋が配置されていない、またはせん断補強鉄筋比 p_w が小さい領域が大半である。図-1 は、斜め引張破壊 (diagonal tension failure) または $a/d \geq 2.5$ でせん断破壊したと報告された既往の実験結果であるが²⁾、収集した範囲においては、 p_w は最大でも 0.72% であり、多くの供試体が $p_w < 0.4\%$ である。

一方、近年では、 p_w が 1.0% を超えるような設計事例が多くみられているにも関わらず、 p_w が大きいスレンダーな RC はりのせん断耐力やせん断破壊性状を評価した研究は非常に少ない。従来参照法では、 p_w が大きい RC はりのせん断耐力の上限は、薄肉断面 I 形 RC はりの実験結果から導かれた斜め圧縮破壊耐力 V_{wc} ³⁾ により制御することになっているものの、矩形 RC はりに対しては V_{wc} では過大評価するといった報告もある⁴⁾⁵⁾。これに対応して、コンクリート標準示方書³⁾では、せん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力の上限が提示されているが、この根拠となる検討は有限要素解析によるものであり⁴⁾、現象を実験的に捉えることも必要と考えられる。

本研究では、せん断補強鉄筋を多量に配置した単純支持矩形 RC はりのせん断耐力およびせん断破壊性状を実験的に評価することを目的とした。そのために、 p_w が 0.84% および 1.32% である矩形 RC はりを用意し、各種の計測および載荷板周辺のコンクリートの圧縮破壊を基準としたせん断耐力評価法およびビーム・アーチ機構⁶⁾⁷⁾の観点から、実験的にせん断耐力およびせん断破壊性状を検証した。

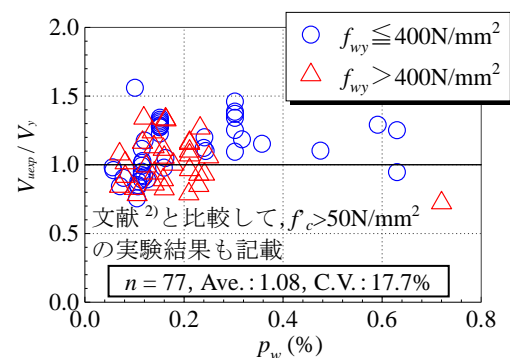


図-1 既往の実験結果における p_w の分布

2. 実験概要

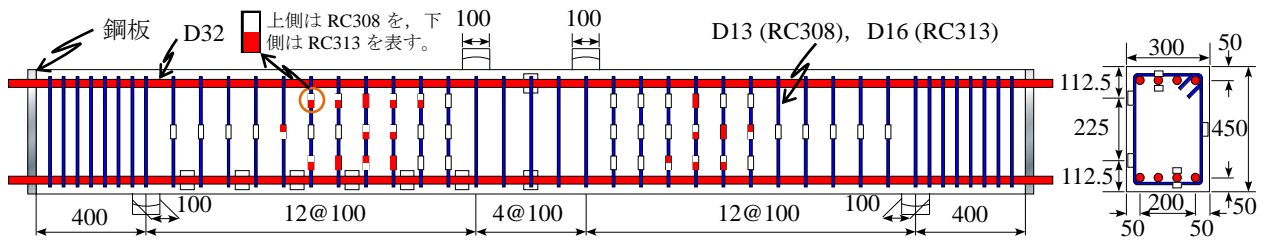
2.1 供試体概要

図-2 および表-1 に、供試体諸元および材料試験結果を示す。供試体は、断面幅 b_w が 300mm、高さ h が 450mm、有効高さ d が 400mm である矩形断面とした。せん断スパン比 a/d は 3.0 である。載荷点間距離および支点より外側距離は 400mm とした。

供試体には、 p_w が異なる RC308 および RC313 の 2 体を用意した。せん断補強鉄筋として RC308 には D13 を、RC313 には D16 を 100mm の間隔で配置した。したがって、RC308 および RC313 の p_w は、それぞれ 0.84、1.32% となる。なお、RC308 および RC313 の $p_w \cdot f_{wy} / f'_c$ ³⁾⁴⁾ は、それぞれ 0.08 および 0.11 となり、RC313 は示方書に示された上限値 0.10 を超過している。せん断補強鉄筋は閉合し、せん断補強鉄筋の端部の圧縮鉄筋にフックを掛けることで定着を確保した。軸方向鉄筋は、熱処理にて高強度化した 4 本の D32 を上下縁にそれぞれ配置し、供試体両側端部に設置した鋼板に溶接して固定した。引張鉄筋比 p_t は 2.65% である。表-2 に、使用したコンクリートの示方配合を示す。なお、コンクリートの打設の方向は供試体上面からとした。

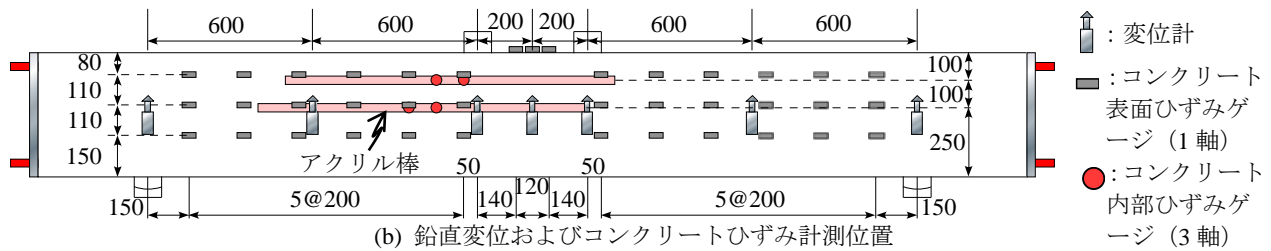
*1 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 鋼・複合構造 修 (工) (正会員)

*2 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 博 (工) (正会員)



□ : 鉄筋ひずみゲージ (1軸). ただし, V_{uexp} 時に降伏している場合は赤塗している。

(a) 供試体諸元と鉄筋ひずみの計測位置



(b) 鉛直変位およびコンクリートひずみ計測位置

図-2 供試体諸元と変位およびひずみの計測位置 (単位: mm)

表-1 材料試験結果

供試体	コンクリート			せん断補強鉄筋		軸方向鉄筋		f_c : コンクリートの圧縮強度 E_c : コンクリートのヤング係数 f_t : コンクリートの割裂試験による引張強度 f_{wy}, f_y : 鉄筋の降伏強度 E_{wy}, E_y : 鉄筋のヤング係数
	f'_c (N/mm ²)	E_c (kN/mm ²)	f_t (N/mm ²)	f_{wy} (N/mm ²)	E_{wy} (kN/mm ²)	f_y (N/mm ²)	E_y (kN/mm ²)	
RC308	42.9	32.2	3.28	395	169	957	185	
RC313	42.3	34.1	3.42	361	176			

2.2 計測項目および荷重方法

(1) 変位およびひずみ

図-2に、変位およびひずみの計測位置を示す。計測項目は、荷重、鉛直変位、軸方向鉄筋・せん断補強鉄筋のひずみ、コンクリート表面・内部のひずみ、荷重板近傍におけるパイゲージ (RC313) による変位である。パイゲージの計測位置は3.4にて述べる。コンクリートの内部ひずみの測定については、あらかじめコンクリート内部に設置した、コンクリートの二軸挙動に追従できる亚克力棒のひずみを用いた。荷重は、図-2に示す荷重点および支点位置での一方向4点曲げ荷重とした。支点と荷重点には、幅 r が100mmである鋼板を、供試体奥行き方向全面に設置し、回転および水平移動が可能な支承を設置した。

(2) アコースティックエミッション計測

アコースティックエミッション (AE) 計測を実施した。図-3に、RC308におけるAEセンサーの設置箇所を示す。なお、RC313においては、設置箇所および計測精度に問題があったため、RC308の結果のみを示すこととする。荷重板周辺を重点的に計測することとし、合計13箇所のAEセンサーを設置した。

3. 実験結果

3.1 損傷状況

図-4に、せん断力の最大値 V_{uexp} に達した直後における

表-2 コンクリートの示方配合

粗骨材 最大寸法 (mm)	W/C	細骨材 材率 (%)	単位量 (kg/m ³)				
			水 W	セメント C	細骨材	粗骨材	AE 減水剤
13	64	46.3	190	297	802	976	2.97

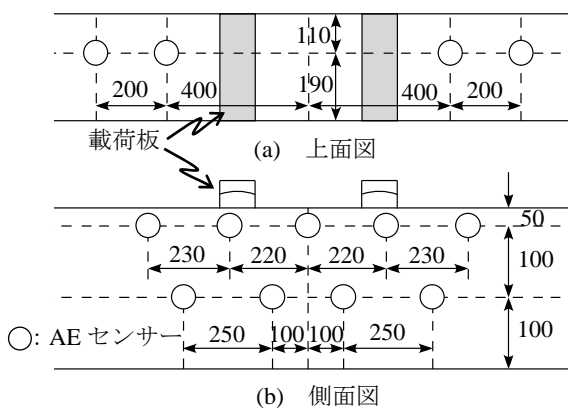


図-3 AEセンサーの設置箇所 (RC308) (単位: mm)

るひび割れ発生状況を示す。図中の数値はひび割れが発生したときのせん断力 V であり、目視で判定したものである。なお、いずれの供試体も計測を重点的に実施した左せん断スパンで破壊が生じたため、以下、左せん断スパンを対象にひび割れの発生状況を示す。

(1) RC308 ($p_w=0.84\%$)

曲げひび割れが発生した後、 $V=160\text{kN}$ で斜めひび割れ①が発生した。その後、 $V=230\text{kN}$ で斜めひび割れ②が発

生するとともに、斜めひび割れ①と②の周辺で微細な斜めひび割れが多数発生した。なお、斜めひび割れ①と②の、はり断面高さ中心付近で直線とみなしたときの水平軸からなす角度は、それぞれ34°と39°であった。

荷重を続けると、斜めひび割れ①が左荷重点に進展した。V=430kN以降では、斜めひび割れ③が発生し、斜めひび割れ①と③が圧縮鉄筋に沿って進展した。V=V_{uexp}では荷重板の支点側近傍で、コンクリートが剥離、圧壊し、せん断力が低下した。なお、実験終了まで引張鉄筋は降伏しなかった。

(2) RC313 (ρ_w=1.32%)

曲げひび割れが発生した後、V=180kNで斜めひび割れ①が発生した。荷重を続けると、斜めひび割れ①が左荷重点に進展し、周辺で微細な斜めひび割れが発生した。V=430kNでは斜めひび割れ②が発生した。斜めひび割れ①と②の角度はそれぞれ38°と47°であり、RC308と比較してやや大きくなった。V=450kN以降では、斜めひび割れ③が発生し、斜めひび割れ①と③が圧縮鉄筋に沿

て進展した。V=V_{uexp}では荷重板の支点側近傍で、コンクリートが剥離、圧壊し、せん断力が低下した。なお、実験終了まで引張鉄筋は降伏しなかった。

RC308と比較して、主たるひび割れの発生、進展状況等は類似していた。

また、RC308およびRC313のいずれも、斜めひび割れ①、②が発生した後に、圧縮側の軸方向鉄筋と支点を結ぶ斜めひび割れ③が発生していることから、①、②はビーム機構に起因するひび割れ、③はアーチ機構に起因するひび割れに対応していると思われる。

3.2 せん断力とたわみの関係および計算値との比較

図-5 および表-3 に、せん断力と支間中央におけるたわみとの関係および V_{uexp} とせん断耐力算定値との比較を示す。支間中央におけるたわみは、支間中央で計測した鉛直変位から、両側支点の鉛直変位の平均値を差し引いたものである。また、せん断耐力算定値は、安全係数を 1.0 とし、材料強度には材料試験結果を用いて算出した。なお、RC308 および RC313 の曲げ耐力 M_u³⁾に達し

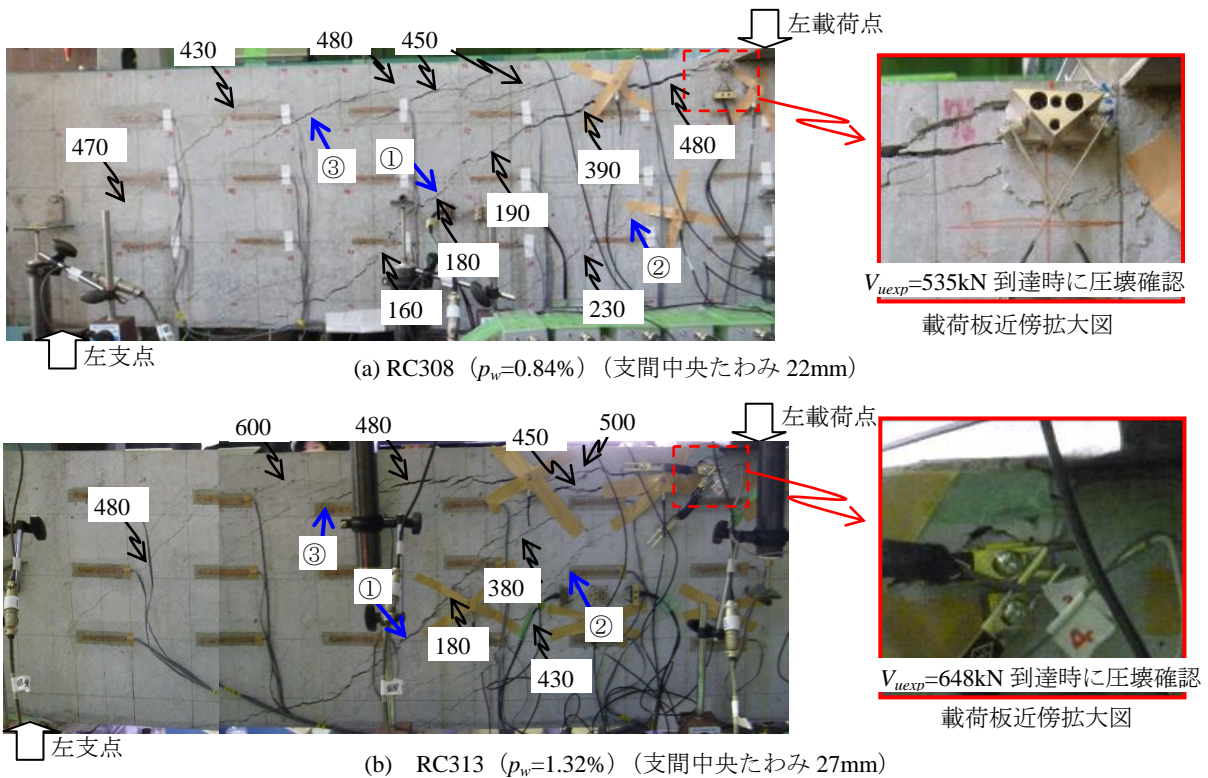


図-4 ひび割れ発生状況 (図中の数値は主たるひび割れ発生時のせん断力(kN)を意味する)

表-3 実験結果と計算値の比較

供試体	P _w (%)	P _w · f _{wy} / f _c	V _{uexp} (kN)	V _c (kN)	V _s (kN)	V _y (kN)	V _{uexp} / V _y	V _y * (kN)	V _{uexp} / V _y *	V _{wc} (kN)	V _{uexp} / V _{wc}	V _d (kN)	V _{uexp} / V _d
RC308	0.84	0.08	535	178	348	525	1.02	525	1.02	957	0.56	388	1.38
RC313	1.32	0.11	648	177	498	675	0.96	618	1.05	1029	0.63	422	1.54

p_w: せん断補強鉄筋比, f_{wy}: せん断補強鉄筋の降伏強度, f_c: コンクリートの圧縮強度, V_{uexp}: 実験で得られたせん断の最大値, V_c: せん断補強鋼材を用いない RC はりのせん断耐力¹⁾, V_s: せん断補強鋼材に受け持たれるせん断耐力, V_y: V_c+V_s, V_y*: V_sに p_w · f_{wy}/f_c ≤ 0.1^{3),4)}を考慮した場合の V_c+V_s, V_{wc}: 斜め圧縮破壊耐力 (原式)³⁾, V_d: せん断補強鉄筋の効果を考慮したせん断圧縮破壊耐力 (原式)³⁾

たときのせん断力 V_{mu} は、それぞれ 872kN および 871kN である。

図-5 より、RC308 は $V=394\text{kN}$ でせん断補強鉄筋が初降伏し、やや剛性が低下して RC313 とかい離しはじめた。これは、図-4(a)に示したとおり、斜めひび割れ①が $V=390\text{kN}$ 程度で圧縮縁に進展していることから、せん断補強鉄筋の降伏による斜めひび割れ①の進展に起因していると考えられる。RC313 では、 $V=558\text{kN}$ でせん断補強鉄筋が初降伏した。いずれの供試体も V_{uexp} に達した後、緩やかにせん断力が低下した。なお、試験装置の制約上、たわみが 50mm 程度に達した時点で荷重は終了している。

表-3 より、 V_{uexp} と計算値を比較すると、 V_{uexp} と修正トラス理論による計算値 V_y の比 V_{uexp}/V_y は、RC308 では 1.02、RC313 では 0.96 となり、RC313 の V_y は V_{uexp} を過大に評価する結果となった。普通強度の RC はりでは、 p_w が比較的小さい領域においては、 V_y は V_{uexp} よりも幾分小さく算定されること(図-1 参照)も考慮すれば、 p_w に対する RC313 のせん断補強効果の増分割合は、 p_w が少ない場合に比較して小さくなっていると考えられる。一方、 V_s に $p_w \cdot f_{wy}/f_c \leq 0.1$ を考慮した場合の V_y に対しては、RC313 の V_{uexp}/V_y は 1.05 となり、実験結果を包含する結果となった。また、 V_{uexp}/V_{wc} は 0.6 程度となり、過小に評価する結果となった。なお、 V_{uexp}/V_{mu} は RC313 において 0.74 であり、軸方向鉄筋の降伏や等曲げ区間における圧縮縁コンクリートの圧壊も発生していないことから、曲げ破壊は生じていないと考えられる。

荷重板の支点側近傍でコンクリートが剥離、圧壊して V_{uexp} に達したことを考慮して、せん断圧縮破壊耐力 V_d (実験式)と比較すると、 V_{uexp}/V_d は 1.5 程度となり、 V_d は V_{uexp} を過小に評価する結果となった。

3.3 せん断補強鉄筋ひずみ

図-6 に、 V_{uexp} 時におけるせん断補強鉄筋のひずみの分布を示す。1 つのせん断補強鉄筋に対して複数のひずみを計測しているものについては、それらの最大値を示した。また、図-2(a)には、 V_{uexp} 時における各測定点でのせん断補強鉄筋の降伏の有無を示した。

いずれの供試体もせん断補強鉄筋は降伏したが、降伏した本数は 4 本程度であった。また、降伏した箇所は斜めひび割れ①または②付近での位置であり、斜めひび割れ③の支点付近でのひずみは小さい傾向にあった。

多数の斜めひび割れや軸方向鉄筋に沿ったひび割れが発生しているため、それぞれの斜めひび割れ(破壊面)でせん断補強鉄筋が負担するせん断力を明確に区分することは困難ではあるが、降伏しているせん断補強鉄筋の本数がやや少ないことと、 p_w が増加するほどひび割れ角度が大きくなることに起因して、RC313 の V_y は V_{uexp} を過大に評価したと考えられる。

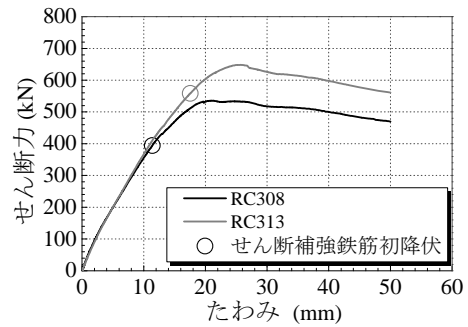


図-5 せん断力-支間中央のたわみ関係

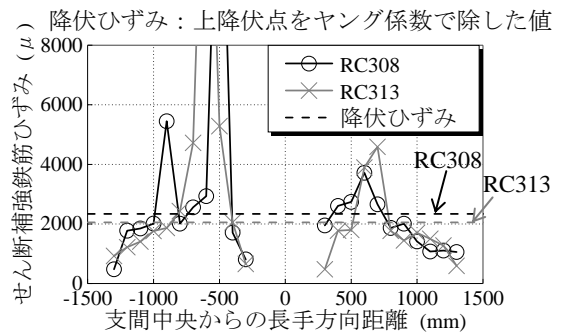


図-6 せん断補強鉄筋のひずみ分布

3.4 荷重板近傍のコンクリートの挙動

図-7, 8 に、荷重板の支点側近傍で計測したコンクリート内部ひずみおよびパイゲージ (RC313) による水平変位を示す。コンクリート内部ひずみは、図-1(b)に示す上段のアクリル棒に設置した三軸ゲージを対象とし、最小主ひずみおよびその角度を示した。なお、最小主ひずみの角度は、長手方向から反時計回りの値である。また、パイゲージによる水平変位は、図-8 中に示す水平方向に配置したパイゲージにおける、検長 (100mm) 間の相対変位を表している。

RC308 では、 $V=400\sim 500\text{kN}$ 以降で最小主ひずみが急増している。RC313 では、特に水平変位において、 $V=500\text{kN}$ 以降で急増しており、いずれもせん断補強鉄筋の初降伏または斜めひび割れ①の圧縮縁への進展に対応している。また、最小主ひずみの角度について、荷重点側位置に着目すると、斜めひび割れ①の発生時のせん断力 $V=180\text{kN}$ 程度で約 40° となり、斜めひび割れ①の角度に概ね対応している。その後、せん断力が増加すると最小主ひずみの角度が小さくなっており、水平方向の圧縮力が卓越していると考えられる。なお、コンクリート内部のひずみの計測位置は荷重点からやや離れているため、 V_{uexp} 時における最小主ひずみは $1000\sim 1500\mu$ 程度であるが、荷重板近傍で計測している RC313 のパイゲージの、 V_{uexp} 時における水平変位を検長で除して平均ひずみに換算すると $\sim 5000\mu$ 程度である。

以上を踏まえると、せん断補強鉄筋の初降伏および斜めひび割れ①の進展に伴い、荷重点付近の水平方向の圧縮力が強固に形成され、荷重点近傍のコンクリートが圧

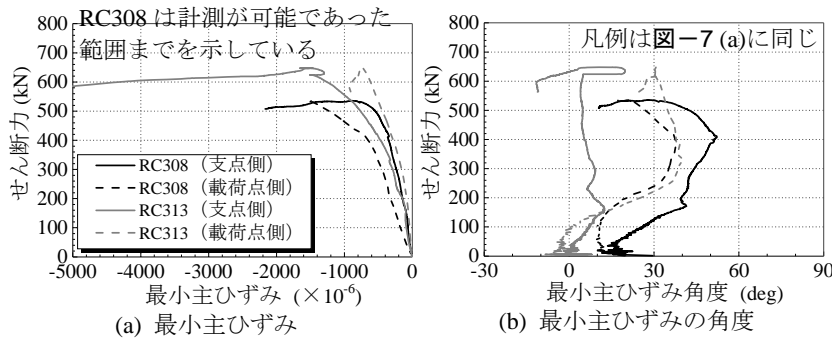


図-7 コンクリート内部の最小主ひずみ

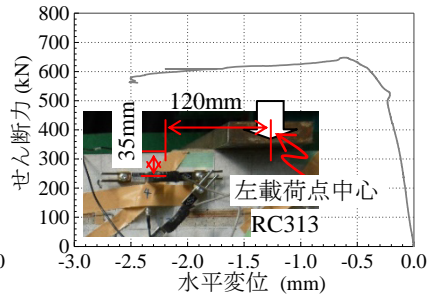


図-8 載荷板近傍におけるパイゲージによる水平変位 (RC313)

縮破壊することでせん断力の最大値 V_{uexp} に達していると考えられる。

図-9 に、供試体の長手方向における 2 次元の AE 発生源の位置評定の結果を示す。AE 発生源は点在しているが、斜めひび割れ①および②の長手方向の長さ（左載荷点中心より左支点側 700mm 程度の範囲）で広く分布している。また、左載荷板の周辺で多数の AE 発生源が認められる。AE 計測からも載荷板付近での損傷が卓越することを確認した。

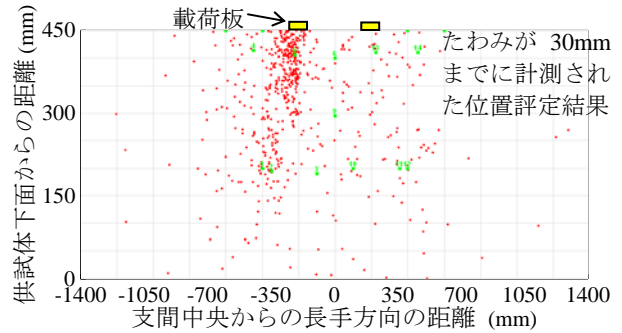


図-9 AE 発生源の位置評定 (RC308)

3.5 載荷板近傍のコンクリートの圧縮破壊を基準としたせん断耐力評価法による検証

文献⁸⁾では、載荷板近傍のコンクリートの圧縮破壊を基準としたせん断耐力 V_{sato} の評価法が示されている。 V_{sato} は式(1)のとおりである。

$$V_{sato} = V_{cpz} + V_{web} + V_{str} - V_{com} \quad (1)$$

ここで、 V_{cpz} : 曲げ圧縮域でのコンクリートが受け持つせん断力、 V_{web} : 斜めひび割れ域でのせん断補強鉄筋が受け持つせん断力、 V_{str} : 斜めひび割れ域でのせん断補強鉄筋以外が受け持つせん断力、 V_{com} : 水平領域でのコンクリートが受け持つせん断力、である。算出方法の詳細は、文献⁸⁾を参照されたい。なお、図-10 は、 V_{sato} で想定するそれぞれのせん断応力を図示したものである。

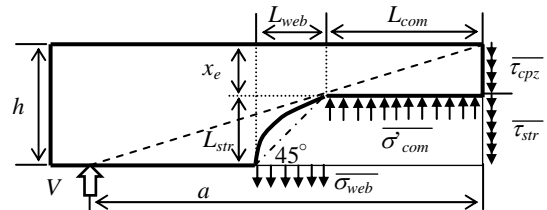


図-10 文献⁸⁾におけるせん断応力分布

表-4 に、 V_{sato} と V_{uexp} の比較を示す。 $V_{uexp} / V_{sato} > 1.0$ となり、 V_{sato} は V_{uexp} を過小に評価する結果となった。 V_{web} について、せん断補強鉄筋の剛性 $p_w \cdot E_{wy}$ が大きい領域では、 $p_w \cdot E_{wy}$ が増加するとせん断補強鉄筋の平均応力 $\overline{\sigma_{web}}$ が小さくなり、 p_w が増加しても V_{web} は低下する傾向にある。なお、文献⁸⁾で検証された $p_w \cdot E_{wy}$ は 654 N/mm^2 以下であり、RC308 および RC313 の $p_w \cdot E_{wy}$ はそれぞれ 1420, 2323 N/mm^2 である。そこで、 V_{web} を実験結果に基づいて算定することとした。

水平領域の長さである L_{com} は、文献⁸⁾に従って算出した結果、400mm 程度であった。また、卓越する斜めひび割れは L_{com} と関連付けられているが⁸⁾ (図-10 参照)、これを実験結果と照らし合わせると、概ね斜めひび割れ①に対応するため、斜めひび割れ①に近いせん断補強鉄筋のひずみから V_{web} を算出することとした。なお、載荷

表-4 V_{sato} と実験値との比較

	V_{uexp} (kN)	V_{sato} (kN)	V_{cpz} (kN)	V_{web} (kN)	V_{str} (kN)	V_{com} (kN)	V_{uexp} / V_{sato}	V'_{sato} (kN)	V'_{web} (kN)	V_{uexp} / V'_{sato}
RC308	535	418	372	203	149	305	1.28	542	327	0.99
RC313	648	407	370	194	147	304	1.59	648	430	1.00

点近傍におけるコンクリート表面ひずみから算出した中立軸高さは、文献⁸⁾に従って算出した x_e と概ね同等であったため、中立軸高さは x_e (150mm 程度) とした。

表-4 に、実験結果を用いて算出したせん断補強鉄筋が受け持つせん断力 V_{web} およびせん断耐力 V_{sato} を併記したが、 V_{uexp} / V_{sato} は概ね 1.0 となった。すなわち、 p_w が大きい RC はりのせん断耐力は、載荷板近傍のコンクリートの圧縮破壊を基準としたせん断耐力評価法により、予測できる可能性があることがわかった。

4. ビーム・アーチ機構による評価

文献^{6),7)}では、ビーム・アーチ機構により、RC はりのせん断耐荷機構を評価できることが示されている。本研究においても、実験結果に基づきビーム・アーチ機構による評価をおこなう。

ビーム機構およびアーチ機構によるせん断力 V_b , V_a は、式(2)で表される。

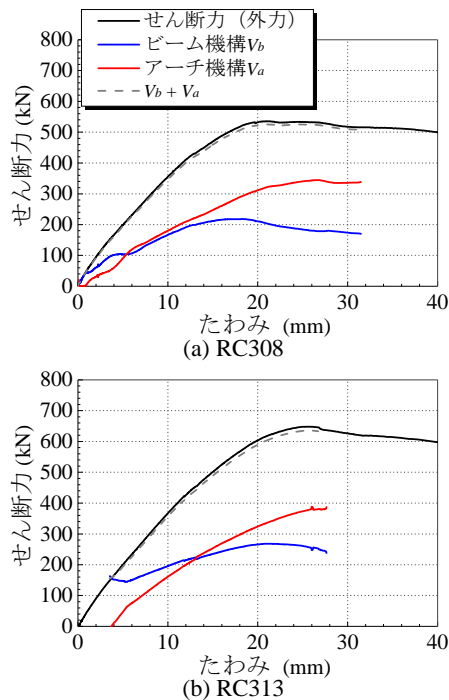


図-11 アーチ機構とビーム機構の負担せん断力

$$V = dM/dx = V_b + V_a = jd \times dT/dx + T \times d(jd)/dx \quad (2)$$

ここで、 V ：せん断力、 M ：曲げモーメント、 x ：長手方向の座標、 jd ：応力中心間距離、 T ：引張鉄筋の引張力である。 jd はコンクリート表面ひずみから算出することを試みたが、左せん断スパン中央付近の多くのゲージが V_{uexp} 時までには測定不能となったため、引張鉄筋のひずみ（引張力 T ）から、 $M=T \times jd$ により算出することとした。また、 T および jd の長手方向の分布は、それぞれ一次関数、二次関数に近似した⁶⁾。なお、 V_b および V_a は、左せん断スパンの引張鉄筋ひずみの測定範囲（支間中央から-1200～-250mmの範囲）における平均値とした。

図-11に、せん断力とたわみの関係を示す。いずれの実験結果も、 $V_b + V_a$ は外力から算出されるせん断力と概ね一致していることから、ビーム・アーチ機構を良好に分離できていると考えられる。アーチ機構が増加するときの V は100～150kNであり、斜めひび割れ①の発生に対応していると考えられる。ピーク時に着目すると、 p_w が増加することで、 V_b および V_a のいずれも増加した⁶⁾。また、文献⁷⁾では、 $p_w \leq 0.56\%$ での検討において、 V_b のピークと外力から算出されるせん断力のピークが一致することが示されているが、今回の実験ではいずれも V_b のピークと概ね一致している。今後も検証が必要ではあるが、 p_w が大きい場合、 V に占める V_b の割合が大きいために、 V_b の低下が V_{uexp} を決定づけていると考えられる。

5. まとめ

(1) せん断補強鉄筋比 p_w が0.84、1.32%であるRCはりに対し、損傷状況やコンクリート内部ひずみ、アコー

スティックエミッション計測等から、荷点近傍のコンクリートが圧縮破壊することでせん断力の最大値 V_{uexp} に達することがわかった。

- (2) $p_w=1.32\%$ のRCはりにおける V_{uexp} は、修正トラス理論に基づく計算値 V_y よりも小さいが、示方書に示されたせん断補強鉄筋の効果の上限を考慮することで、安全側に評価できる。
- (3) 荷点近傍のコンクリートの圧縮破壊を基準とした方法により、せん断耐力を予測できる可能性があることがわかった。
- (4) $p_w=0.84$ 、1.32%である本実験のRCはりに対しては、せん断力のピークはビーム機構 V_b のピークと概ね一致する結果となった。これは、 V_b の割合が大きいために、 V_b の低下が V_{uexp} を決定づけているためと考えられる。

参考文献

- 1) 二羽淳一郎，山田一宇，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.
- 2) 中田裕喜，渡辺健，渡邊忠朋，谷村幸裕：せん断スパン比に対する連続性を考慮したRC棒部材の設計せん断耐力算定法，土木学会論文集E2（材料・コンクリート構造），Vol. 69, No. 4, pp. 462-477, 2013.
- 3) 土木学会：2012年制定 コンクリート標準示方書（設計編），2013.3.
- 4) 坂口淳一，土屋智史，渡邊忠朋，斉藤成彦，牧剛史：せん断補強鉄筋を多量に配置したRC梁部材のせん断破壊耐力に関する検討，土木学会論文集E2（材料・コンクリート構造），Vol.69, No.2, pp.192-206，2013.
- 5) 佐藤靖彦，上田多門，角田與史雄：有限要素解析による連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐荷性状の定性的評価，土木学会論文集，No.484/V-22，pp.51-60，1994.2.
- 6) 中村英佑，渡辺博志：せん断補強鉄筋を有するRCはりのせん断耐荷機構に関する一考察，構造工学論文集，Vol.54A，pp.731-741，2008.
- 7) 岩本拓也，中村光，Li FU，山本佳士，三浦泰人：ビーム・アーチ機に基づくRCはりのせん断抵抗メカニズムに関する一考察，土木学会論文集E2（材料・コンクリート構造），Vol. 73, No. 1, pp. 70-81, 2017.
- 8) 佐藤靖彦，上田多門，角田與史雄：せん断補強鉄筋を有する連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力の定量的評価，土木学会論文集，No.520/V-28，pp.157-169，1995.8.