

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

中田 裕喜* 渡辺 健* 谷村 幸裕**

Method for Calculating of the Design Shear Capacity of Reinforced Concrete Members
with Continuity of Ratio of Shear-span to Effective Depth

Yuki NAKATA Ken WATANABE Yukihiro TANIMURA

The safety of RC structures for shear force is verified by confirming that the shear force does not reach the design shear capacities (V_{yd} , V_{dd}). V_{yd} and V_{dd} are determined on the basis of experimental results and are expressed as a function of the ratio of shear span to effective depth (a/d). Therefore, there may be a significant difference between V_{yd} and V_{dd} at $a/d = 2.0$ in the case of RC beams with larger shear reinforcement ratios. This is due to the fact that the contribution of large amounts of stirrups to the shear capacity of RC beams has not been clarified. Based on experimental results, this research has investigated the contribution of stirrups and load plates to the shear capacity of rectangular cross section RC beams. Finally, a method for calculating the design shear capacity of RC beams with continuity of a/d has been proposed.

キーワード：せん断耐力，RC 棒部材，単純支持，せん断補強鉄筋，せん断スパン比

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下，RC）部材のせん断破壊はぜい性的な破壊であり，RC 構造物の設計において精度よくせん断耐力を算定することが極めて重要である。一方で，RC 部材のせん断破壊は複雑な現象であり，部材の形状や配筋等によって形態が異なることが知られている。そこで，鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）^{1) 2)}（以下，コンクリート標準）では，複数の耐力算定式が設定され，RC 棒部材に対し，せん断スパン比 a/d （せん断スパン a と有効高さ d の比）により算定式を使い分けることによって耐力算定精度の確保が図られている。

RC 棒部材のせん断耐力算定式は実験に基づいて経験的に定められており，知見の蓄積によってコンクリート標準の改訂に伴い精度向上に取り組みられてきた。この取り組みは，実際に適用する RC 棒部材の諸元を念頭に進められてきたが，近年は耐震設計の基準の改訂により RC 棒部材のせん断補強鉄筋量が大幅に増加するなど変化が生じていた。このような状況で，2004 年（平成 16 年）に改訂されたコンクリート標準²⁾（以下，平成 16 年版標準）のせん断耐力算定法では， $a/d = 2.0$ において算定値に不連続が生じるようになっており³⁾，このような設計せん断耐力の不連続は，設計結果を意図しない方向に誘導するなどの不都合が生じることが懸念される。

そこで，本研究では，単純支持された矩形断面 RC 棒部材に関して，せん断補強鉄筋の効果等を検証し， a/d に対する連続性の確保が可能な，棒部材の設計せん断耐力算定法を提案することを目的とした⁴⁾。

2. 平成 16 年版標準の設計せん断耐力算定法

2.1 せん断耐力算定法の概要

平成 16 年版標準のせん断耐力算定法は，棒部材の設計せん断耐力 V_{yd} （式 (1)），設計せん断圧縮破壊耐力 V_{dd} （式 (2)），設計斜め圧縮破壊耐力 V_{wcd} （式 (3)）を用い， $a/d \geq 2.0$ では V_{yd} および V_{wcd} を， $a/d < 2.0$ では V_{dd} を適用する方法が示されている。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (1a)$$

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (1b)$$

$$V_{sd} = \{ A_w \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s \} \cdot z / \gamma_b \quad (1c)$$

$$f_{vcd} = 0.2 \sqrt[3]{f_{cd}} \leq 0.72 \quad (\text{N/mm}^2) \quad (1d)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \leq 1.5 \quad (1e)$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_c} \leq 1.5 \quad (1f)$$

$$p_c = A_s / (b_w \cdot d) \quad (1g)$$

* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室

** 研究開発推進部

ここに、 V_{cd} ：せん断補強鋼材を用いないRC棒部材の設計せん断耐力 (N)， V_{sd} ：せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力， β_n ：軸方向力の影響を表す係数， b_w ：腹部の幅 (mm)， d ：有効高さ (mm)， f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)， A_s ：引張側鋼材の断面積 (mm²)， A_w ：区間 s_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積 (mm²)， f_{wyd} ：せん断補強鉄筋の設計引張降伏強度で、400N/mm² 以下， α_s ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度， s_s ：せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)， z ：圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、一般に $d/1.15$ (mm)， γ_b ：部材係数，である。

$$V_{dd} = (\beta_d \cdot \beta_n + \beta_w) \beta_p \cdot \beta_a \cdot f'_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (2a)$$

$$f'_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2b)$$

$$\beta_w = 4.2 \sqrt[3]{100 p_w} \cdot (a/d - 0.75) / \sqrt{f'_{cd}} \geq 0 \quad (2c)$$

$$\beta_p = (1 + \sqrt{100 p_c}) / 2 \leq 1.5 \quad (2d)$$

$$\beta_a = 5 / \{1 + (a/d)^2\} \quad (2e)$$

$$p_w = A_w / (b_w \cdot s_s) \quad (2f)$$

ここに、 V_{dd} ：設計せん断圧縮破壊耐力 (N)， a ：支持部前面から載荷点までの距離 (mm)，である。

$$V_{wcd} = f_{wcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (3a)$$

$$f_{wcd} = 1.25 \sqrt{f'_{cd}} \quad (3b)$$

ただし、 $f_{wcd} > 7.8 \text{N/mm}^2$ となる場合は $f_{wcd} = 7.8 \text{N/mm}^2$ とする。

ここに、 V_{wcd} ：せん断力に対する腹部コンクリートの設計斜め圧縮破壊耐力 (N)，である。

また、式 (4)~(6) に V_{yd} 、 V_{dd} 、 V_{wcd} の根拠となっている V_y 、 $V_d^{(5)(6)(7)}$ 、 $V_{wc}^{(8)}$ を示す。なお、 V_y は、せん断補強鉄筋により受け持たれる設計せん断耐力 V_s に、補正項としてせん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断耐力 $V_c^{(9)}$ を累加した、修正トラス理論の考え方を踏襲している。

$$V_y = V_c + V_s \quad (4a)$$

$$V_c = 0.20 \cdot (p_c \cdot f'_c)^{1/3} \cdot (d/1000)^{-1/4} \cdot \{0.75 + 1.4/(a/d)\} \cdot b_w \cdot d \quad (4b)$$

$$V_s = \{A_w \cdot f_{wy} \cdot (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s\} \cdot z \quad (4c)$$

ここに、 V_c ：せん断補強鋼材を用いないRC棒部材のせ

ん断耐力 (N)， V_s ：せん断補強鋼材により受け持たれるせん断耐力， f'_c ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)， f_{wy} ：せん断補強鉄筋の引張降伏強度，である。

$$V_d = \frac{0.24 \cdot k \cdot f'_c{}^{2/3} \cdot (1 + \sqrt{100 p_c}) \cdot (1 + 3.33r/d)}{1 + (a/d)^2} \cdot b_w \cdot d \quad (5a)$$

$$k = 1 + 7.4 \sqrt[3]{100 p_w} \cdot (a/d - 0.75) / f'_c{}^{2/3} \quad (5b)$$

ただし、 $p_w < 0.002$ となる場合は $p_w = 0$ とする。

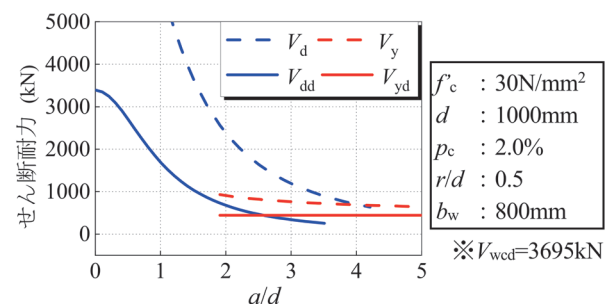
ここに、 V_d ：せん断圧縮破壊耐力 (N)， r ：支圧板の部材軸方向長さ，である。

$$V_{wc} = (1.04 + 21 p_w) \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (6)$$

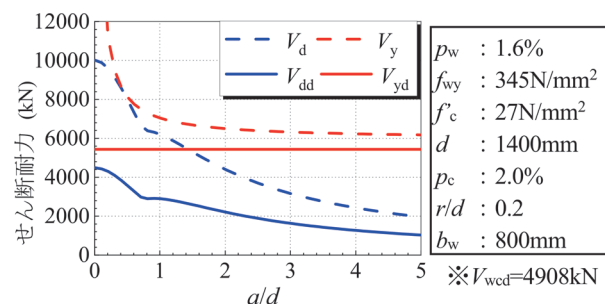
ここに、 V_{wc} ：せん断力に対する腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力 (N)，である。

2.2 a/d に対する連続性の検証

図1に、 a/d の変化に伴う V_{yd} 、 V_{dd} 、 V_y および V_d の算定結果を示す。図1 (a) には、図に示した諸元でせん断補強鉄筋を配置しない ($p_w = 0$) 場合を示した。 V_y のうちの V_c と V_d は実験で得られたせん断耐力の平均値を算定する式であるが、 $a/d = 4.0$ で算定値が一致し、それよりも a/d が小さい領域では V_d の方が大きくなっている。これはよく知られているように、スレンダーな (a/d の大きい) 棒部材のせん断破壊は斜めひび割れの発生後ただちに耐力を失うのに対し、ディープな (a/d の小さい) 棒部材では斜めひび割れ発生後も耐荷機構が変化し



(a) せん断補強鉄筋無し ($p_w = 0\%$)



(b) $p_w \cdot f_{wy} / f'_c = 0.20$, $p_w \cdot f_{wyd} / f'_{cd} = 0.27$

図1 せん断耐力算定値の a/d に対する連続性

て耐力を保持し、さらに大きな荷重に耐えうるためである。しかし、これらの中間的な領域ではどちらの破壊形態になるのか明確ではなく、設計においては安全側の措置として、やや a/d の小さい領域でも V_y をもとにした算定方法が用いられ、平成 16 年版標準では $a/d=2.0$ をその境界としていた。設計で用いられる V_{yd} と V_{dd} は、図に示すように $a/d=2.6$ で算定値が一致し、 $a/d=2.0$ では不連続となるがその差はそれほど大きくない。そして、1995 年兵庫県南部地震以前の設計に一般的であった $p_w=0.2\%$ 程度の領域ではさらに差が小さく、 $a/d=2.0$ 程度ですりつくようになっていた³⁾。

しかし、1995 年兵庫県南部地震を契機として耐震設計が見直されたことにより、せん断補強鉄筋比を大きくしたり、高強度鉄筋を用いたりするなど、実構造物の諸元に変化が生じた。図 1 (b) は、最近設計された RC ラーメン高架橋を参考に、せん断補強鉄筋が多量に配置された場合 ($p_w=1.6\%$) を想定して試算した結果である。 $a/d=2.0$ の V_{yd} と V_{dd} の算定値は大小関係が逆転して差が大き ($V_{yd}/V_{dd}=2.5$) になるとともに、いずれの a/d においても $V_{yd} > V_{dd}$ となっている。これは、 V_{dd} が式 (2c) に示すようにせん断補強鉄筋比の 3 乗根に比例する程度の補強効果しか得られないのに対し、 V_{yd} は式 (1c) に示すようにせん断補強鉄筋量に比例して V_{sd} が増加することによる影響のためである。この違いは、実際にせん断補強効果が異なることも考えられるが、 V_{yd} に関してはせん断補強鉄筋が多量に配置された場合の補強効果に関する検討が不足していることも要因である可能性がある。

ところで、 V_{yd} に関してせん断補強鉄筋に高強度鉄筋を用いた場合にせん断補強効果に上限があることが明らかにされているが¹⁰⁾、せん断補強鉄筋を多量に配置した場合にも上限が存在することが想定される。そこで、 V_{yd} に関して、せん断補強鉄筋量やせん断補強鉄筋の強度の増大による補強効果を検証し、このような領域のせん断耐力を明らかにすることとした (3 章)。

また、図 1 より、実験式 (V_y , V_d) と設計式 (V_{yd} , V_{dd}) の差、すなわち実線と破線の差が a/d によってかなり異なっているが、これは、実験式 V_d で考慮されている支圧板の部材軸方向長さ r が、設計においては設定困難であることから設計式 V_{dd} においては r がパラメータ

とならないように、安全側に簡略化されていることが要因の一つとなっている。しかし、実験式から設計式に変換する過程で算定精度に違いが生じるようであれば、実験式において a/d に対する連続性が確保されていたとしても、設計式においては不連続となることとなる。そこで、 V_{dd} における実験式から設計式への簡略化について再検討することとした (4 章)。

さらに、 V_{dd} はせん断圧縮破壊、 V_{yd} は斜め引張破壊⁹⁾ といった、異なる破壊モードごとに構築された式であるが、破壊モードは a/d だけでなく、鉄筋量なども影響すると考えられる。したがって、 V_{dd} と V_{yd} の適用を $a/d=2.0$ で固定して区別していることも、 V_{dd} と V_{yd} の連続性に影響を及ぼしていると考えられることから、 V_{dd} と V_{yd} の適用区分について検討することとした (5 章)。

3. V_{yd} におけるせん断補強効果の検証

3.1 高強度鉄筋のせん断補強効果

3.1.1 検討概要

せん断補強鉄筋に高強度鉄筋を用いた場合、鉄筋が降伏する前にせん断破壊に至る場合があることから、 V_y の算定にあたってせん断補強鉄筋の降伏強度 f_{wy} の上限を $25f'_c$ とすることで、実験値と良好に整合することが既往の研究¹⁰⁾ で明らかにされている。検討時点において、せん断補強鉄筋の降伏強度の規格値が 800N/mm^2 を超える実験データが少なかったが、その後、SD1275 相当 (降伏強度の規格値が 1275N/mm^2) を用いた実験の知見が得られたことから、これらのデータを加えて V_y における f_{wy} の上限について検討した¹¹⁾。なお、SD1275 相当とは、令和 5 年版のコンクリート標準¹⁾ の付属資料 2-1 に適合する鉄筋を意味するが、JIS G 3112:2020 に定められていないため、相当と記載する。

表 1 に、せん断補強鉄筋に SD1275 相当の鉄筋を用いた供試体を示す。これに文献 10 のうち高強度コンクリートを用いた供試体を除く $f'_c=22.6\sim 55.2\text{N/mm}^2$ のデータを加えた計 17 体のデータを用いて検討した。いずれも単純支持された矩形断面 RC はりで、 a/d は 3.0 (16 体) と 3.83 (1 体) である。載荷は、一方向 4 点曲げ載荷とし、せん断力の最大値 V_{uexp} をせん断耐力の

表 1 せん断補強鉄筋に SD1275 相当の鉄筋を用いた供試体

供試体	b_w (mm)	h (mm)	d (mm)	a/d	f'_c (N/mm^2)	せん断補強鉄筋		引張鉄筋	
						f_{wy} (N/mm^2)	p_w (%)	f_{sy} (N/mm^2)	p_c (%)
No.1	500	750	690	3.00	42.6	1400	0.20	1154	1.77
No.2	500	750	690	3.00	40.3	1400	0.32	1154	1.77
No.5	500	600	540	3.83	38.2	1400	0.20	1154	1.77

b_w : 腹部の幅, h : 断面高さ, d : 有効高さ, a : せん断スパン, f'_c : コンクリート圧縮強度, f_{wy} , f_{sy} : 降伏強度, p_w : せん断補強鉄筋比, p_c : せん断引張鋼材比

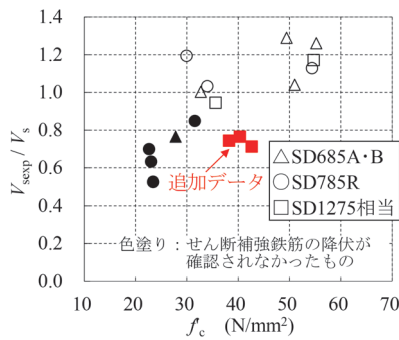


図2 コンクリート強度の影響

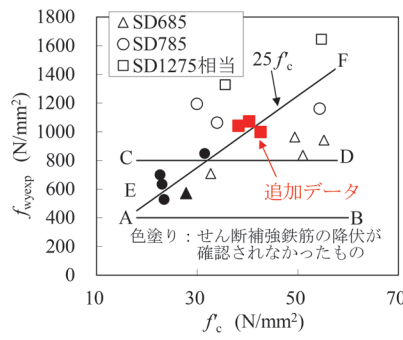


図3 f_c と f_{wyexp} の関係

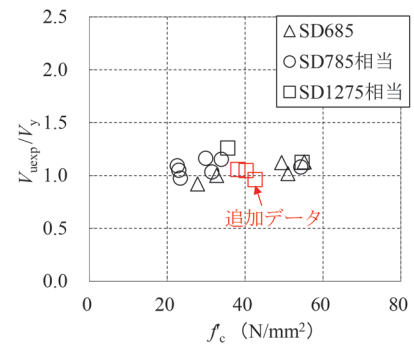


図4 せん断耐力の算定精度 ($f_{wy} \leq 25f_c$)

実験値として検討を行った。

3.1.2 検討結果

図2に、コンクリート圧縮強度 f_c と V_{sexp}/V_s の関係を示す。 V_{sexp} は、 V_{uexp} から式(4b)により算定した V_c を減じた値とし、 V_s は f_{wy} を降伏強度の材料試験結果とした式(4c)により算定した。 f_c が減少すると、 V_{sexp}/V_s が小さくなる傾向にある。 $f_c \leq 40\text{N/mm}^2$ である供試体の多くが $V_{sexp}/V_s < 1.0$ となっており、せん断補強鉄筋は降伏に至っていないものが多い。また、SD1275相当のせん断補強鉄筋については、 f_c が 40N/mm^2 より大きくなっても降伏していないものがある。なお、 p_w と V_{sexp}/V_s には明確な関係は認められなかった¹¹⁾。

図3に、 f_c と f_{wyexp} の関係を示す。 f_{wyexp} は、 V_{sexp} を用いて、式(4c)から逆算して算定したせん断補強鉄筋の応力度である。図には、 $f_{wy} = 400\text{N/mm}^2$ (直線A—B)、 $f_{wy} = 800\text{N/mm}^2$ (直線C—D)、 $f_{wy} = 25f_c$ (直線E—F)を併記した。 $f_c = 20 \sim 32\text{N/mm}^2$ でせん断補強鉄筋が降伏していないものは、 f_c の低下に伴い f_{wyexp} が減少する傾向にある。これに対し、直線A—Bでは全ての範囲で実験値を過小に算定し、直線C—Dでは $20 \sim 32\text{N/mm}^2$ の範囲において実験値を過大に算定した。一方、直線E—Fは、 $f_c = 20 \sim 32\text{N/mm}^2$ において、 f_c の低下に伴って f_{wy} が減少する傾向およびSD1275相当のせん断補強鉄筋が降伏に至っていない現象を概ね再現できている。

図4に、 $f_{wy} \leq 25f_c$ を考慮した場合の f_c と V_{uexp}/V_y の関係を示す。せん断補強鉄筋にSD1275相当の鉄筋を用いた場合でも、 $f_{wy} \leq 25f_c$ の上限を設けることによって、実験結果を概ね算定できると考えられる。

3.2 せん断補強鉄筋量と補強効果の関係

3.2.1 検討概要

図5に、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矩形断面RCはりの既往の実験結果における p_w の分布を示す¹²⁾。収集した範囲では、 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。しかし、近年でよく見られる p_w が 1.0% を超えるようなせん断補強鉄筋を多量に

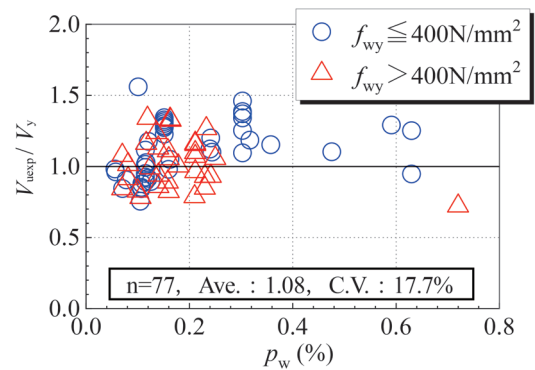


図5 既往の実験における p_w の分布 ($a/d \geq 2.5$)

配置した領域のデータは得られていない状況であった。

一方、従来の設計においては、せん断補強鉄筋を多量に配置したRC棒部材として薄肉断面I形RCはりをも想定しており、これを対象とした実験結果⁸⁾ から導かれた¹³⁾ 斜め圧縮破壊耐力 V_{wcd} によりせん断耐力が過大にならないように考慮されていた。しかし、 V_{wcd} は矩形断面RCはりに関しては、せん断耐力を過大に算定する傾向が明らかにされたため¹⁴⁾、矩形断面の場合におけるせん断耐力の算定方法を検討する必要が生じていた。そこで、せん断補強鉄筋を多量に配置した単純支持矩形RCはりの荷重実験を行い、せん断耐力およびせん断破壊性状を実験的に検証した¹²⁾。

図6および表2に、供試体諸元を示す。供試体は、 $a/d = 3.0$ であり、 p_w が異なるRC308およびRC313の2体である。せん断補強鉄筋は、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% 、 $p_w \cdot f_{wy}/f_c$ はそれぞれ 0.08 および 0.11 となる。荷重は、図6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。

3.2.2 実験結果

図7に、RC313の破壊が生じた左スパンのひび割れ状況の例を示す。図中の数値はひび割れ発生時のせん断力を示す。曲げひび割れが発生した後、 $V = 180\text{kN}$ で斜

表 3 実験結果と計算値の比較

供試体	p_w (%)	$p_w \cdot f_{wy} / f'_c$	V_{uexp} (kN)	V_c (kN)	V_s (kN)	V_y (kN)	V_{uexp} / V_y	V_{wc} (kN)	V_{uexp} / V_{wc}	V_y^* (kN)	V_{uexp} / V_y^*
RC308	0.84	0.08	535	178	348	525	1.02	957	0.56	525	1.02
RC313	1.32	0.11	648	177	498	675	0.96	1029	0.63	618	1.05

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 : コンクリート圧縮強度, V_{uexp} : 実験で得られたせん断力の最大値, V_c : 式(4b), V_s : 式(4c), V_y : 式(4a), V_y^* : V_s に $p_w \cdot f_{wy} / f'_c \leq 0.1$ を考慮した V_y , V_{wc} : 式(6)

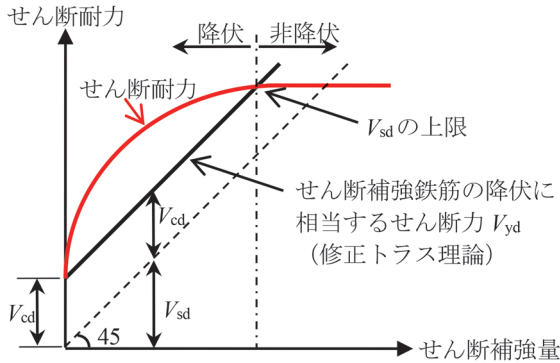


図 10 せん断補強量に伴うせん断耐力の変化¹⁶⁾

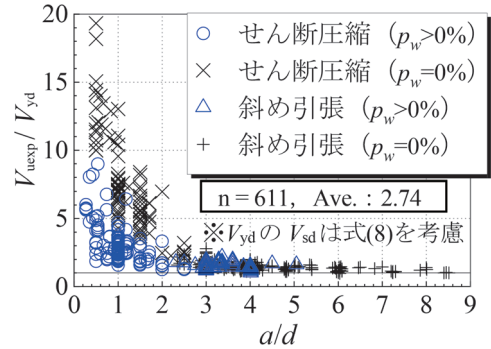


図 11 式 (8) を考慮した V_{yd} と実験結果の比較

したせん断補強鉄筋の本数は, p_w の大きい RC313 が 7 本で RC308 の 8 本よりも少なく, 降伏していない鉄筋のひずみも RC313 の方がやや小さい傾向にあった。

表 3 に, 実験で得られた V_{uexp} と, V_y および V_{wc} の算定値を示す。 V_y および V_{wc} における f'_c および f_{wy} は, 材料試験結果を用いて算出した。 p_w が比較的小さい領域 ($p_w < 0.4\%$) においては, 図 5 に示したように V_{uexp} / V_y が 1.0 を幾分上回るものが多く存在するが, p_w が比較的大きい本実験結果では, 表 3 に示すように V_{uexp} / V_y が RC308 では 1.02, RC313 では 0.96 となり, p_w によって傾向が異なる結果となった。これは, p_w を大幅に増やしても V_y で算定されるほどのせん断補強効果が得られないことを示唆している。なお, RC313 の V_{uexp} と, 曲げ耐力 $M_u^{1)}$ に達したときのせん断力 V_{mu} の比 V_{uexp} / V_{mu} は 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。

3.2.3 せん断補強鉄筋による補強効果の限界

文献^{14) 15)} では, 単純支持または両端固定支持された RC はりにおいて, せん断補強鋼材を多量に配置すると, せん断補強鋼材が降伏する前に, 圧縮側コンクリートのせん断圧縮破壊でせん断耐力が支配されるようになり, V_y (V_{yd}) の算定値までせん断耐力が増加しないことが非線形有限要素解析によって示されている。これを模式的に示したのが図 10 であるが, せん断補強鉄筋が鉛直に配置された RC はりにおいて, V_{sd} で考慮できる p_w と f_{wyd} を式 (7) で考慮することで, せん断力の最大値 V_u を

適切に安全側の算定ができると報告している。

$$p_w \cdot f_{wyd} / f'_{cd} \leq 0.1 \quad (7)$$

すなわち, 図中に示す V_{sd} の上限は, $p_w = A_w / (b_w \cdot s_s)$ と $\alpha_s = \pi / 2$, および式 (7) を考慮して, 式 (8) で算定できる。

$$V_{sd} = p_w \cdot f_{wyd} \cdot b_w \cdot z / \gamma_b \leq 0.1 f'_{cd} \cdot b_w \cdot z / \gamma_b \quad (8)$$

表 3 に, 式 (8) を考慮した V_y である V_y^* を併記した。 $p_w \cdot f_{wy} / f'_c > 0.10$ である RC313 の V_{uexp} / V_y^* は 1.05 となり, $p_w \cdot f_{wy} / f'_c \leq 0.1$ を考慮することで, $p_w = 1.32\%$ の V_{uexp} を安全側に算定できることがわかった。

なお, RC313 の V_{uexp} / V_{wc} は 0.63 となり, V_{wc} は V_{uexp} を過大に算定する結果となった。前述したように, V_{wc} は薄肉断面 I 形 RC はりの実験結果から導かれたものであるが, 矩形断面の場合はフランジの断面幅が増すことで載荷点付近が補強された, 言わば形状効果が存在する。本実験では, 載荷点における支圧板近傍のコンクリートの圧壊で V_{uexp} に達したことを考慮すると, せん断補強鉄筋量が多い矩形断面 RC はりに対して, V_{wc} では, 想定している破壊性状の違いから V_{uexp} を精度よく算定できなかったと考えられる。

図 11 に, 既往の実験結果 V_{uexp} と式 (8) を考慮した V_{yd} の比較を示す⁴⁾。ここでは, a/d に関わらず, 収集した矩形断面 RC はりと比較している。部材係数はコンクリート標準に従って考慮しているが, 材料係数は 1.0,

材料強度には材料試験結果を用いている。また、 $f_{wyd} \leq 25f'_{cd}$ を併せて考慮している。式(8)を考慮した V_{yd} は、せん断圧縮破壊した供試体を含む、全ての実験結果に対して $V_{uexp}/V_{yd} > 1.0$ となることを確認した。すなわち、 $p_w \cdot f_{wyd}/f'_{cd} \leq 0.1$ と f_{wyd} の上限を考慮することで、 V_{yd} は直接支持されるあらゆる棒部材のせん断耐力を安全側に算定できる算定式と考えることができる。

なお、 $p_w \cdot f_{wyd}/f'_{cd} \leq 0.1$ は、単純支持または両端固定支持され、せん断補強鋼材は部材軸と直交するように、軸方向鉄筋は圧縮側と引張側で等量配置された矩形断面 RC はりに対して、コンクリート圧縮強度 $f'_c = 30, 50 \text{ N/mm}^2$ 、有効高さ $d = 0.9, 2.8 \text{ m}$ 、 $a/d = 1.5, 3.0$ 、せん断補強鋼材の降伏強度 $f_{wy} = 345, 785 \text{ N/mm}^2$ とした非線形有限要素解析によって定められたものである^{14) 15)}。したがって、この支持条件や荷重条件、コンクリート圧縮強度、構造諸元と異なる場合には、非線形有限要素解析や実験的検討等によってせん断耐力を算定するのがよいが、特別な検討を行わない場合には、 $p_w \cdot f_{wyd}/f'_{cd} = 0.1$ としたせん断補強鉄筋量を上限として V_{sd} を算定してもよい。

4. V_{dd} における支圧板の影響の再検証

式(5)に示したせん断圧縮破壊耐力 V_d の算定式は、実験から導かれたため、支圧板の部材軸方向長さ r がパラメータとなっているが、前述したとおり、設計においてはこれに相当する値を特定できないため、式(2)では $r/d = 0.05$ として安全側に簡略化されている¹⁷⁾。また、式(2)は式(1)との整合性に配慮して、式(5)と異なる形で d および f'_{cd} の影響が考慮されている。しかし、これらの影響で過度に安全側となっている可能性があるため、式(2)の修正を試みた。

r/d の効果以外について、従来と同様に修正した設計せん断圧縮破壊耐力 $V_{dd,r}$ を式(9)のとおり示す。

$$V_{dd,r} = (\beta_d \cdot \beta_n + \beta_w) \beta_p \cdot \beta_a \cdot \alpha \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (9a)$$

$$\alpha = (1 + 3.33r/d) / (1 + 3.33 \times 0.05) \quad (9b)$$

図12に、 $V_{dd,r}$ と既往のせん断補強鉄筋を有する供試体⁴⁾の V_{uexp} の比較を示す。 $V_{dd,r}$ の部材係数 γ_b により $V_{uexp}/V_{dd,r} > 1.0$ とするためには、図12の $V_{uexp}/V_{dd,r}$ の最小値の逆数から、せん断補強鉄筋を有する RC はりでは $\gamma_b = 1.5$ 、せん断補強鉄筋を用いない RC はりでは $\gamma_b = 1.9$ が必要になる。

次に、 r が不明な実構造物に対し、式(9)からの r/d の除去方法について再検討する。図13に、 $r/d = 0.10$ を代入した $V_{dd,r}$ とせん断補強鉄筋を有する供試体の V_{uexp} の比較を示す。 γ'_b は従来²⁾と同じ1.2としている。せん

断補強鉄筋を有する RC はりに対しては、実験における r/d の最小値である0.10としても、 γ_b は1.2を保持したまま $V_{uexp}/V_{dd,pw} > 1.0$ となることが確認できる。したがって、 r/d が不明な RC はりの設計せん断圧縮破壊耐力は、式(9)において、 $\gamma_b = 1.2$ 、 $r/d = 0.10$ とした式(10)の $V_{dd,pw}$ で算定できる。

$$V_{dd,pw} = (\beta_d \cdot \beta_n + \beta_w) \beta_p \cdot \beta_a \cdot \alpha \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (10a)$$

$$\alpha = (1 + 3.33 \times 0.10) / (1 + 3.33 \times 0.05) = 1.14 \quad (10b)$$

せん断補強鉄筋を用いない RC はりに対しては、実験結果のばらつきを考慮して、式(2)の V_{dd} ($\beta_w = 0$) とする。

なお、図13では、 $p_w > 1\%$ となる供試体が17体含まれている。また、 p_w が大きい領域では p_w の増加に対する $V_{dd,pw}$ の増加割合は小さいため、 β_w に p_w に関する上限は設けていない。

5. a/d に対する連続性を考慮した設計せん断耐力算定法の提案と検証

図11から、 $p_w \cdot f_{wyd}/f'_{cd} \leq 0.1$ を考慮した V_{yd} は、 a/d の大きさに関わらず、 $V_{uexp}/V_{yd} > 1.0$ となることを確認した。また、図13から、 a/d が小さいせん断補強鉄筋を有する RC はりに対し、 $V_{uexp}/V_{dd,pw} > 1.0$ となることを確認し

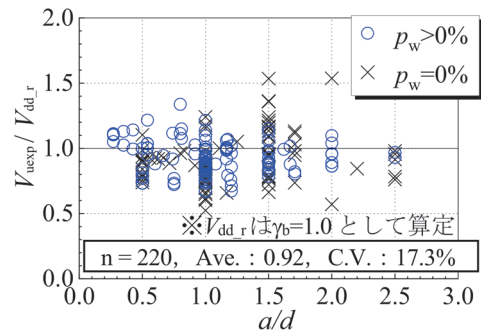


図12 $V_{dd,r}$ の精度の検証

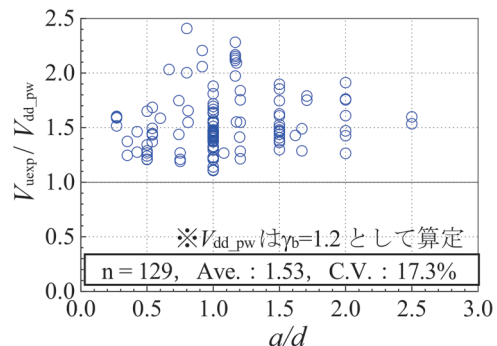


図13 $V_{dd,pw}$ と既往の実験結果の比較 ($p_w > 0$)

た。これらの知見を整理すると、せん断補強鉄筋を有する RC 棒部材の設計せん断耐力 V_{ud} は、式 (11) のとおり示される。

$$V_{ud} = \max(V_{dd_pw}, \min(V_{yd}, V_{wcd})) \quad (11)$$

式 (11) の物理的な意味合いとしては、 a/d が大きい場合、トラス機構が卓越し、せん断補強鋼材 (V_{yd}) または斜め方向のコンクリート (V_{wcd}) のいずれかが力を伝達しなくなることでせん断破壊に至るため、 V_{yd} と V_{wcd} の最小値がトラス機構におけるせん断耐力となるが、 a/d が小さい場合には、アーチ機構 (V_{dd}) が卓越した耐荷機構に変化し、いずれの耐荷機構も成立しなくなる状態を破壊とみなせるため、これらの最大値がせん断耐力となるといったものである。なお、矩形断面 RC 棒部材などにおいては、 $p_w \cdot f_{wy} / f'_{cd} \leq 0.1$ を考慮することで、 V_{wcd} を用いた照査は不要であるが、一般に $V_{yd} < V_{wcd}$ となり、照査上問題にならないことから、式 (11) では特に断面形状を区分せずに示した。

図 14 に、式 (11) により算定した V_{ud} と全ての実験結果 V_{uexp} の比較を示す。概ね $V_{uexp} / V_{ud} > 1.0$ であることを確認した。

図 15 に、図 1 (b) と同一断面の RC はりに対するせん断耐力と a/d の関係を示す。 V_{ud} を用いることにより、

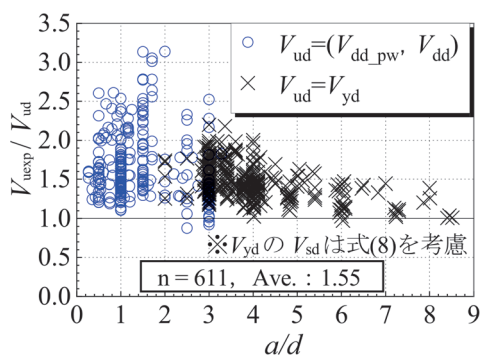


図 14 V_{ud} と既往の実験結果の比較

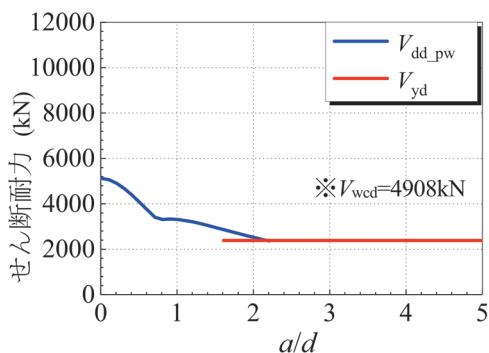


図 15 式 (11) による設計せん断耐力算定値の a/d に対する連続性

設計せん断耐力の不連続性は解消され、 V_{dd_pw} と式 (8) を考慮した V_{yd} が $a/d = 2.0$ 付近で交差することがわかる。

6. まとめ

- (1) V_{yd} におけるせん断補強鉄筋の降伏強度 f_{wy} の上限について、せん断補強鉄筋に SD1275 相当の鉄筋を用いた場合でも、コンクリート圧縮強度 f'_{cd} の 25 倍を f_{wy} の上限とすることで、実験におけるせん断力の最大値 V_{uexp} を概ね算定できることがわかった。
- (2) V_{yd} におけるせん断補強鉄筋の量の上限について、 $p_w \cdot f_{wy} / f'_{cd} \leq 0.1$ とすることで V_{uexp} を算定できることを実験的に明らかにした。また、せん断スパン比 a/d が小さい実験結果を含め、 $p_w \cdot f_{wy} / f'_{cd} \leq 0.1$ とすることで、収集した 611 体の単純支持 RC はりに対し、 $V_{uexp} / V_{yd} > 1.0$ となることがわかった。
- (3) 部材軸方向長さ r と有効高さ d の比 r/d を 0.10 とした設計せん断圧縮破壊耐力 V_{dd_pw} により、収集した 129 体の a/d が小さいせん断補強鉄筋を有する RC 棒部材に対し、 $V_{uexp} / V_{dd_pw} > 1.0$ となることがわかった。
- (4) $p_w \cdot f_{wy} / f'_{cd} \leq 0.1$ とした設計せん断耐力 V_{yd} と、 $r/d = 0.10$ とした設計せん断圧縮破壊耐力 V_{dd_pw} に基づく、従来の a/d による適用区分によらない算定式の適用方法を提案した。提案した適用方法により、 a/d に対する設計せん断耐力の不連続性を解消できた。

文献

- 1) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）－第三編 コンクリート構造，丸善出版，2023
- 2) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善出版，2004
- 3) 土木学会：コンクリートライブラリー第 129 号 2007 年度版コンクリート標準示方書改訂資料，2008
- 4) 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
- 5) 二羽淳一郎：FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式，第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，pp.119-128, 1983
- 6) 谷村幸裕，佐藤勉，渡邊忠朋，松岡茂：スターラップを有するディープビームのせん断耐力に関する研究，土木学会

- 論文集, No.760/V-63, pp.29-44, 2004.5
- 7) 谷村幸裕, 佐藤勉: スターラップを用いたディープビームのせん断耐力評価, 鉄道総研報告, Vol.18, No.1, p.25-30, 2004
 - 8) Placas, A. and Regan, P.E.: Shear failure of reinforced concrete beams, ACI Journal, pp.763-774, Oct. 1971.
 - 9) 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
 - 10) 黒岩俊之, 谷村幸裕, 岡本大, 佐藤勉: 高強度せん断補強鉄筋を用いた RC 梁のせん断耐力評価, 鉄道総研報告, Vol.18, No.1, pp.19-24, 2004
 - 11) 岡本大, 谷村幸裕, 黒岩俊之, 渡辺忠朋: 高強度せん断補強鉄筋を用いた鉄筋コンクリート梁のせん断耐力算定法に関する一考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.35, No.2, pp.631-636, 2013
 - 12) 中田裕喜, 渡辺健, 田所敏弥: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.631-636, 2018
 - 13) 土木学会: コンクリートライブラリー第 61 号 コンクリート標準示方書 (昭和 61 年制定) 改訂資料, 1986
 - 14) 坂口淳一, 土屋智史, 渡辺忠朋, 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
 - 15) 土木学会: 示方書連絡調整小委員会報告書-次世代の「コンクリート標準示方書」に向けて-, コンクリート技術シリーズ 107, 2015
 - 16) 二羽淳一郎: コンクリート構造の基礎 [改訂第 2 版], 数理工学社, 2018
 - 17) 二羽淳一郎, 前田詔一, 岡村甫: ディープビーム的な RC 部材の設計方法に関する提案, コンクリート工学年次論文集, Vol.5, pp.357-360, 1983