

せん断スパン比によるせん断補強鋼材量の効果の上限値に関する検討（その2）

東日本旅客鉄道（株） 正会員 ○倉岡 希樹 東日本旅客鉄道（株） 正会員 成田 顕次
東日本旅客鉄道（株） 正会員 木野 淳一

1. はじめに

2017 年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕¹⁾（以下、示方書）では、棒部材のせん断耐力算定においてせん断補強鉄筋量の上限值についての推奨が追記された。このせん断補強鉄筋量の上限を示唆した既往の研究²⁾では、せん断補強鉄筋量の上限はせん断スパン比によって異なる可能性があり、せん断スパン比が3未満の場合には、上限値の設定を緩和できる可能性がある。そこで、せん断スパン比が3未満のせん断破壊する鉄筋コンクリート梁（以下、RC 梁）を対象として、2次元有限要素法解析（以下、FEM 解析）による解析的検討を行った。

2. 検討方法

検討方法は、せん断補強筋量の上限を示唆した既往の研究²⁾と同様の方法で実施した。すなわち、本検討で実施する FEM 解析によって得られる最大耐力 V_u 及び棒部材のせん断耐力算定式^{1), 3)}によって得られる算定値 V_y をせん断補強鉄筋以外が受け持つせん断耐力 V_c の算定値で正規化した値 (V_u/V_c , V_y/V_c) と、せん断補強鉄筋による補強の程度を示す $p_w \cdot f_{wy}$ との関係から、 V_u/V_c と V_y/V_c の交点となる $p_w \cdot f_{wy}$ を求める。次に、その $p_w \cdot f_{wy}$ をコンクリートの圧縮強度 f_c で正規化した値 ($p_w \cdot f_{wy}/f_c$) とせん断スパン比との関係を検証し、せん断補強鉄筋量の上限の設定について検証することとした。なお、せん断補強鉄筋以外が受け持つせん断耐力 V_c の算出においては、せん断スパン比を考慮した算定式³⁾によって算出した。

3. FEM 解析の概要

本解析では、単純支持された矩形断面の RC 梁を対象とし、解析プログラムは UC-win/WCOMD を用い、材料構成則等は標準装備されたものをそのまま使用した。解析モデルの作成においては、既往の研究²⁾を参考に、ゾーニング手法に基づいてコンクリートのひび割れ発生以降の軟化勾配を設定し、3次元的な配筋を2次元解析で考慮するために RC 要素と無筋要素を重ねて定義した。荷重方法は2点対称荷重で、単調増加の強制変位を荷重点に与えた。部材の自重は考慮していない。

図-1 に解析モデルの例（Case3）、表-1 に解析ケースを示す。解析パラメータは、せん断スパン比とし、断面寸法（1000×500mm）は統一してせん断スパンを変化させることとした。要素寸法は 200×200mm とした。軸方向鉄筋は、解析モデルの最下層の要素に軸方向の鉄筋比として設定し、曲げ降伏に至らないように軸方向鉄筋の降伏強度は 1000N/mm² とした。コンクリートの曲げ圧壊を防ぐため、圧縮側の要素にも同量の軸方向鉄筋を配置した。有効高さは、軸方向の鉄筋比を設定した要素の図心の高

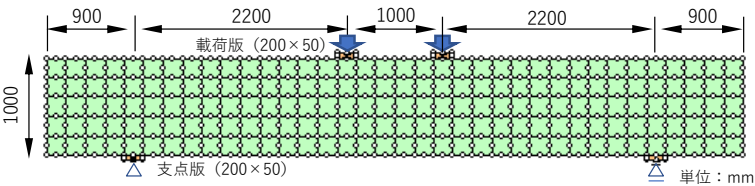


図-1 解析モデルの例（case3）

表-1 解析ケース

Case	形状寸法(mm)					せん断補強鉄筋		軸方向鉄筋		コンクリート	
	高さ	幅	有効高さ	せん断スパン	せん断スパン比	$p_w(\%)$	$f_{wy}(N/mm^2)$	$p_t(\%)$	$f_y(N/mm^2)$	$f_c(N/mm^2)$	$f_t(N/mm^2)$
Case1	1000	500	900	1000	1.11	0,0,2,0,4,0,6,0,8,1,0,1,5,2,0,3,0,4,0	345	2.0	1000	30	1.71
Case2				1800	2.00						
Case3				2200	2.44						
Case4				2400	2.67						
Case5				2600	2.89						

キーワード せん断スパン比，せん断耐力，せん断補強鉄筋，FEM 解析
連絡先 〒160-0004 東京都品川区西五反田 3-5-8 JR 目黒 MARC ビル 4F tel 03-6878-0017

さとした。せん断補強鉄筋は、降伏強度を 345 N/mm^2 とし、せん断補強鉄筋比を 10 段階で変化させた。

3. 解析結果

図-2 にせん断力-載荷点変位関係の例 (Case3) を示す。せん断補強鉄筋比が大きくなるにつれて、せん断力の最大値が大きくなる傾向で、どのケースにおいても同様であった。ピーク以降の荷重低下の傾向や計算上の曲げ耐力¹⁾に至る前に耐力低下していることから、本検討で実施した解析ケースはせん断破壊したと判断した。

次に各解析において得られた最大耐力とせん断補強鉄筋比関係の例 (Case3) を図-3 に示す。せん断補強鉄筋比 0.5%~1.0%程度から最大耐力の増加程度が低下し、それ以降は最大耐力 V_u が頭打ちになる傾向であった。この傾向は、せん断スパン比を変えた他ケースでも同様であった。図-3 には、せん断耐力 V_y も合わせて記載しているが、せん断補強鉄筋比 1.0%~1.5%で最大耐力 V_u とせん断耐力 V_y が逆転している。これも他のケースにおいても同様の結果であった。

4. せん断補強鉄筋量の上限値の検討

図-4 に、2. 検討方法で述べた、最大耐力 V_u 及びせん断耐力 V_y をせん断補強鉄筋以外が受け持つせん断耐力 V_c で正規化した値 (V_u/V_c , V_y/V_c) と $p_w \cdot f_{wy}$ との関係を示す。 V_u/V_c が Case1 では小さく、Case4 ではやや大きいものの、既往の研究²⁾と同様に、どのケースでも、 $p_w \cdot f_{wy}=2.0$ 程度から V_u/V_c が頭打ちになる傾向が見られ、さらに $p_w \cdot f_{wy}$ が大きくなると V_y/V_c の直線が V_u/V_c の曲線を上回る結果となった。

図-5 に $V_u=V_y$ となる時の $p_w \cdot f_{wy}/f'_c$ とせん断スパン比の関係を示す。この図から、せん断スパン比 3 未満の範囲においては、示方書で推奨されているせん断補強鉄筋量の上限值よりも大きな値 (最大 0.15 程度) とすることが可能と考えられる。また、せん断スパン比が 2 から 3 にかけて $p_w \cdot f_{wy}/f'_c$ の値が小さくなっていることがわかる。示方書の上限值は、せん断スパン比 3 で $p_w \cdot f_{wy}/f'_c$ の値が 0.1 程度となった既往の研究結果²⁾が考慮されている。本検討結果と合わせ、せん断スパン比が 2 から 3 にかけて、 $p_w \cdot f_{wy}/f'_c$ の値が 0.15 から 0.1 へ変化するような上限値設定⁴⁾とすることができると考えられる。

5. まとめ

せん断スパン比が 3 未満の RC 梁の FEM 解析を行った結果、本検討範囲では、以下の知見を得た。1) せん断スパン比 3 未満の範囲においては、 $p_w \cdot f_{wy}/f'_c$ の上限値を示方書よりも大きくできる。2) せん断スパン比が 2 から 3 にかけて、 $p_w \cdot f_{wy}/f'_c$ の値が 0.15 から 0.1 へ変化するような上限値設定とすることができる。

参考文献 1) 土木学会：2017 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編]，2018.3，2) 坂口ら：せん断補強鉄筋を大量に配置した 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，Vol.69，No.2，pp.192-206，2013，3) 山田，築嶋：せん断スパン比の小さい RC 部材のせん断設計式，SED，No.42，pp.36-39，2013.11，4) 成田ら：せん断スパン比によるせん断補強鋼材量の効果の上限値に関する検討 (その 1)，第 78 回土木学会年次講演会 (投稿中)，2023.9

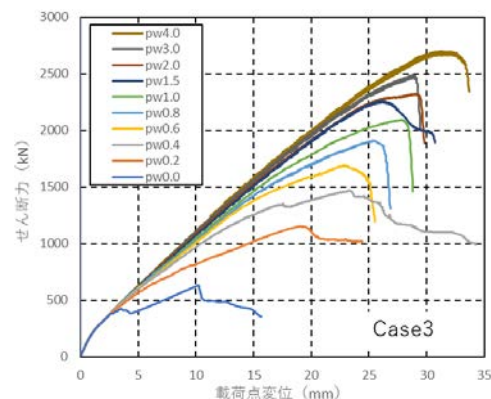


図-2 せん断力-載荷点変位関係の例

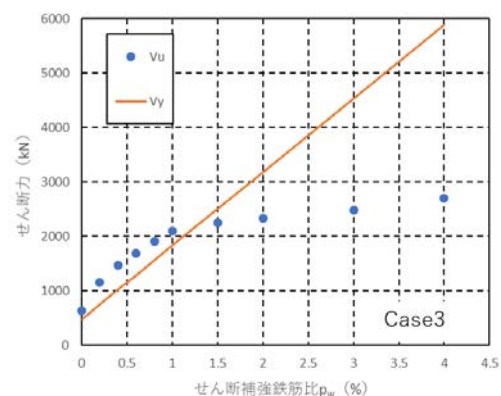


図-3 最大耐力-せん断補強鉄筋比関係の例

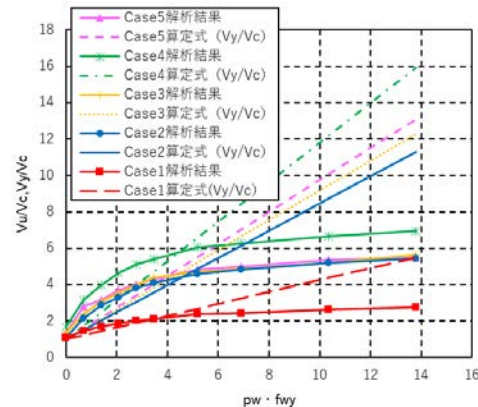


図-4 せん断耐力とせん断補強量関係

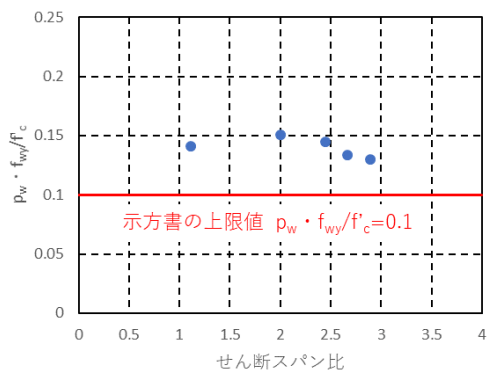


図-5 $V_u=V_y$ の時の $p_w \cdot f_{wy}/f'_c$ とせん断スパン比の関係