

## ◆ 報 文 ◆

## コンクリート構造物のせん断耐力算定式に関する国際比較検討

中村英佑\* 渡辺博志\*\*

## 1. はじめに

せん断破壊は極めて脆性的な破壊挙動を示すため、コンクリート構造物の設計においては、例外なく、せん断力に対する安全性を照査することが求められている。ところが、土木構造物のせん断耐力は、曲げ耐力の算定と異なり、理論的な評価方法が確立されるには至っていない。

コンクリート構造物の設計基準が有すべき照査項目を示したISO19338<sup>1)</sup>では、工学的原理に基づき、かつ実験結果との整合性のとれたせん断耐力の算定方法を示すよう明記している。しかし、具体的な算定方法までは規定できておらず、諸外国では異なるせん断耐力算定式が用いられている。土木学会コンクリート標準示方書<sup>2)</sup>では圧縮斜材角を45度と仮定した修正トラス理論に基づく算定式が採用されているものの、これは欧州規格(Eurocodes 2: EC2)<sup>3)</sup>等で採用されている算定式と必ずしも一致するものではない。

今後、性能照査型の設計方法の普及に伴い設計方法に大幅な自由度が認められる反面、より正確な性能照査方法の確立が求められることが予想される。このため、せん断耐力算定式については、諸外国の規格間の差異を明確にした上で、より信頼性の高い算定式を提案することが重要となる。

こうした背景から、本報文では、国内外のせん断耐力算定式をレビューし、これらの特徴ならびに相違点を明確にした。また、既往のせん断載荷試験の実験データを用いて、各算定式による照査結果について考察を加えた。

## 2. せん断耐力算定式の国際比較

表-1に、軸力が作用しないRC部材を対象とした各国のせん断耐力算定式を示す。これによると、せん断耐力算定式は、大きく二つに分類できる。

一つは、土木学会、道路橋示方書<sup>4)</sup>、EC2の標準的手法(Standard Method: SM)、米国のACI 318<sup>5)</sup>など修正トラス理論に基礎を置き、せん断耐力がコンクリートの負担するせん断耐力 $V_c$ とせん断補強鉄筋の負担するせん断耐力 $V_s$ の和で与えられるとするものである。もう一つは、EC2の変角トラス理論(Variable Truss Angle Method: VTAM)のように、せん断耐力がトラス機構のみで受け持たれると仮定し、圧縮斜材角を自由に設定することができるとするものである。

## 2.1 修正トラス理論に基づくせん断耐力算定式

土木学会、EC2 SM、ACI 318は、修正トラス理論に基づくせん断耐力算定式を採用しているものの、詳細に比較すると、各規格における算定式はそれぞれ異なっている。

$V_c$ の算定式は、いずれも経験式であり、コンクリート強度、有効高さ(寸法効果)、引張鉄筋比、せん断スパン比等、各算定式に含まれるパラメータがそれぞれ異なっている。また、各パラメータの取り扱い方も異なっており、各規格の採用する $V_c$ の算定式に違いがあることが読み取れる。

他方、 $V_s$ の算定においては、各規格とも圧縮斜材角を45度と仮定したトラス機構に基づく土木学会式と類似した形となっている。異なるのは、各式に乗じられている係数の値であり、ACI 318は1、土木学会式は1/1.15 (= 0.89)、EC2 SMは0.9となっている。

なお、高強度鉄筋の取り扱いについて、土木学会では、コンクリート強度 $60\text{N/mm}^2$ 以上の時に限り、せん断補強鉄筋の降伏強度を $800\text{N/mm}^2$ まで認め、ACI 318では、せん断補強鉄筋の降伏強度を $60,000\text{psi}$  (=  $414\text{N/mm}^2$ )に制限している。

## 2.2 トラス機構のみに基づくせん断耐力算定式

EC2 VTAMでは、コンクリートストラットが圧縮破壊しない場合の最大せん断耐力 $V_{Rd2}$ とせん断補強鉄筋を用いた部材のせん断耐力 $V_{Rd3}$ をそれぞれ算出し、これらのうち小さい方をせん断耐力

International Comparison of the Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Structures

表-1 各規格におけるせん断耐力算定式

① 土木学会式、EC2 SM、ACI 318

修正トラス理論に基づいたせん断耐力算定式が採用されている。

	土木学会*	EC2 SM	ACI 318**
$V_c$	$0.2\sqrt[3]{f'_c}\sqrt[3]{100p_t}\sqrt{\frac{1000}{d}}b_wd$	$\tau_{Rd}\kappa(1.2+40p_t)b_wd$	$\left[1.9\sqrt{f'_c}+2500p_t\frac{V_u d}{M_u}\right]b_wd$
$V_s$	$\frac{A_w f_{wy}}{s} \frac{d}{1.15}$	$\frac{A_w f_{wy}}{s} 0.9d$	$\frac{A_w f_{wy}}{s} d$

\*土木学会式の基礎となったのが、式(1)の二羽らによる実験式である<sup>6)</sup>。

$$V_c = 0.2\sqrt[3]{f'_c}\sqrt[3]{100p_t}\sqrt{\frac{1000}{d}}\left(0.75+\frac{1.4}{a/d}\right)b_wd \quad (1)$$

土木学会式では、せん断耐力の照査と同時に、腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力の照査も行う。

\*\*ACI 318における強度の単位は、psi(pound per square inch)である。

② EC2 VTAM

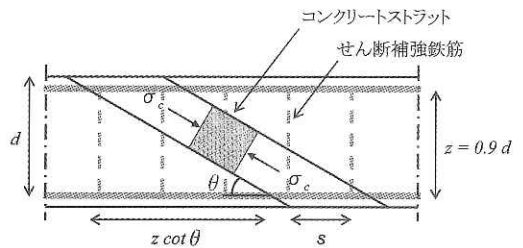
トラス機構のみでせん断抵抗機構をモデル化した算定式が採用されている。

$$V_{Rd2} = \frac{b_w 0.9d v f'_c}{(\cot\theta + \tan\theta)}, \quad V_{Rd3} = \frac{A_w f_{wy}}{s} 0.9d \cot\theta \quad (2)$$

注) 上記の①②において、 $f'_c$ :コンクリート圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $p_t$ :引張鉄筋比、 $a$ :せん断スパン長(mm)、 $d$ :有効高さ(mm)、 $b_w$ :幅(mm)、 $A_w$ :せん断補強鉄筋断面積(mm<sup>2</sup>)、 $f_{wy}$ :せん断補強鉄筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $s$ :せん断補強鉄筋間隔(mm)、 $\tau_{Rd}$ :設計せん断応力、 $\kappa=1.6-d(\geq 1)$ 、 $v=0.7-f'_c/200(\geq 0.5)$ 、 $V_u$ :作用せん断力(factored shear force)、 $M_u$ :作用曲げモーメント(factored moment)、集中荷重の場合  $V_u d/M_u = d/a$ 、 $\theta$ :コンクリートストラットの角度(図-1)とする。上記は、全て、軸力の作用していないRC部材を対象。

としている。ここで、 $V_{Rd2}$ と $V_{Rd3}$ と二通りのせん断耐力を規定している理由は、せん断破壊モードの違いを考慮するためである。 $V_{Rd2}$ はせん断ひび割れの間に形成されるウェブコンクリートの圧縮ストラットが圧壊する破壊モードに対応しており、 $V_{Rd3}$ はせん断補強鉄筋の降伏による破壊モードを想定している。ウェブコンクリートのせん断圧縮破壊は、T桁や箱桁など断面のウェブ部の幅を相当薄くした場合に認められるものであり、矩形断面の柱部材などではあまり発生することがないせん断破壊形態である。

また、 $V_{Rd3}$ の算定においては、先に述べた修正トラス理論とは異なり、トラス機構のみでせん断抵抗機構をモデル化している。具体的には、図-1に示すようなコンクリートストラットの傾斜角 $\theta$ を一定範囲内で自由に設定し、傾斜角 $\theta$ の部材面を横断するせん断補強鉄筋が全数降伏するものと仮定してせん断耐力を算定する方法である。ところが、この方法では、仮定する $\theta$ の変化に伴ってせん断耐力を負担するせん断補強鉄筋本数が増減



$\theta$ :コンクリートストラット角度、 $s$ :せん断補強鉄筋間隔(mm)、 $d$ :有効高さ(mm)、 $\sigma_c$ :コンクリートストラットに作用する圧縮応力(N/mm<sup>2</sup>)とする。

図-1 トラス機構のイメージ

し、せん断耐力の算定結果に大きな変動をもたらすこととなる。また、EC2には各国が独自に設定する付録文書(National Annex: NA)が付属しており、この $\theta$ の範囲は、NA内において各国が自国内で適用する値を自由に決定できるようになっている。例えば、EC2の本文においては $0.4 < \cot\theta < 2.5$ とされているが、英国のNAでは $0.67 < \cot\theta < 1.5$ と設定されている。

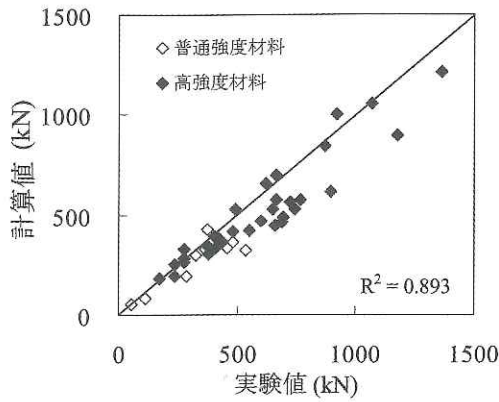


### 3. 既往の実験データを用いた検討

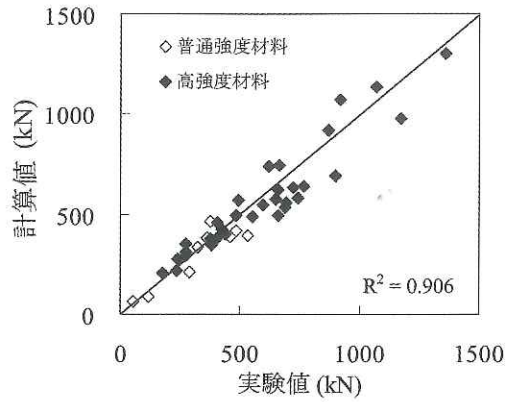
次に、過去に行われたせん断載荷試験の実験データ(7~16)を用いて、実験値と各算定式による計算値を比較する。採用する実験データは、せん断スパン比2.5~4程度の比較的スレンダーな梁供試体を単調載荷し、せん断破壊に至った41体である。

### 3.1 各算定式の計算値と実験値の比較

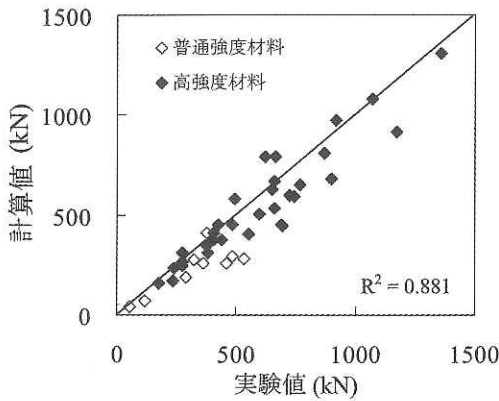
図-2に、実験値と各せん断耐力算定式による計算値を比較して示す。土木学会、EC2 SM、ACI 318、二羽式(表-1の式(1))を用いた場合など修正トラス理論に基礎を置くものからは概ね精度の良い算定結果が得られており、実験式であ



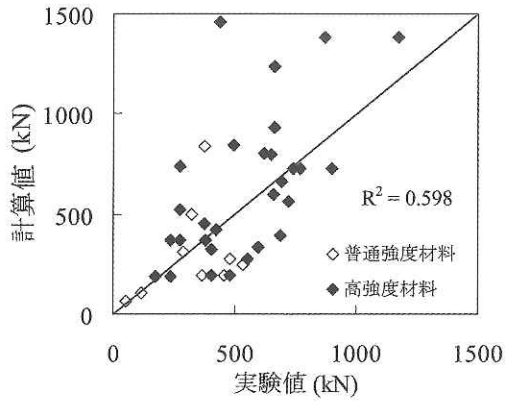
(a) 土木学会



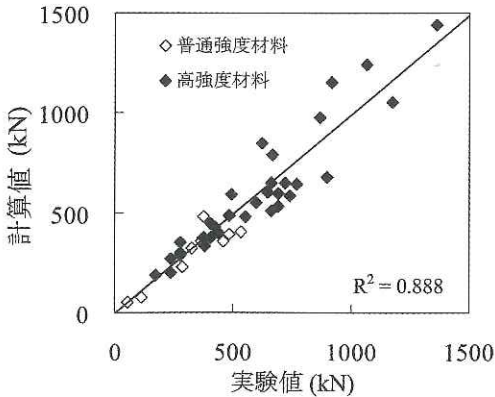
(d) 二羽式を用いた場合



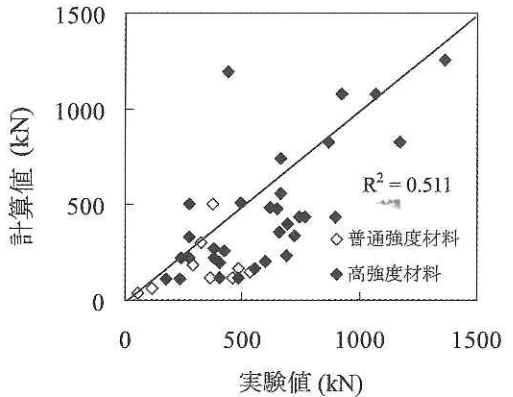
(b) EC2 SM



(e) EC2 VTAM



(c) ACI 318



(f) 英国のNAを適用した場合

図-2 実験値と各せん断耐力算定式による計算値の比較

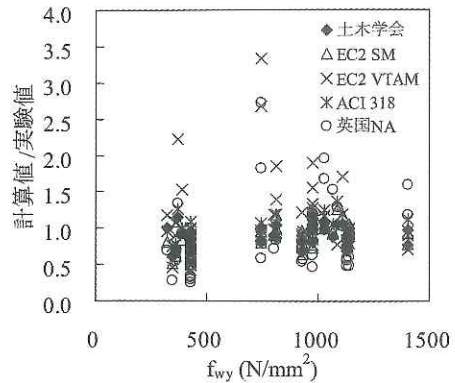
る二羽式を用いて  $V_c$  を算出した場合の精度が最も高い。ただし、EC2 SMでは、有効高さ0.6m以上の部材の寸法効果を考慮できておらず、大型の部材においてはせん断耐力への寸法効果の影響が確認されているため、注意が必要と思われる。

一方、EC2 VTAMによる算定結果では、計算値が実験値を過大に評価しているものの割合が多い。これは、ここで用いられている  $\cot \theta$  の最大値が2.5と大きいことが主因と思われる。EC2本文中で  $\cot \theta$  は0.4から2.5の範囲で決定されるものの、今回収集した実験データはすべて矩形断面を持つ供試体の荷重試験結果であり、せん断耐力の計算値は概ね  $\cot \theta$  に2.5を採用した時の  $V_{Rd3}$  による算定値であった。英国のNAでは、 $\cot \theta$  の最大値を1.5としており、これを適用した際の計算値では危険側の評価が減少している。すなわち、EC2本文中の  $\cot \theta$  の設定値をそのまま採用すると、危険側の評価が多く発生し、必ずしも妥当な設定値とは言えないことがわかる。この検討結果からわかるように、せん断補強鉄筋が降伏する破壊形態でのせん断耐力をEC2 VTAMによって評価する場合、算定結果の精度には、想定するコンクリートストラットの傾斜角度  $\theta$  が大きな影響を及ぼすこととなる。従って、EC2 VTAMを用いる場合は、仮定する  $\theta$  の妥当性を十分に検証しなければ信頼性のある結果が得られない。

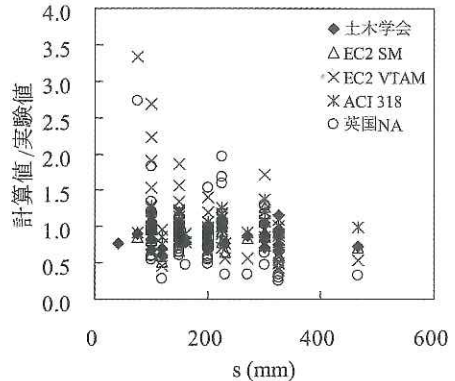
### 3.2 せん断補強鉄筋の影響

EC2 VTAMの  $V_{Rd3}$  の算定式を注視すると、せん断耐力の算定結果は、 $\cot \theta$  の値だけでなく、せん断補強鉄筋の降伏強度や配置量とも密接な関係にあると推察される。

図-3に、せん断補強鉄筋の降伏強度  $f_{wy}$ 、配置間隔  $s$ 、せん断補強鉄筋比  $p_w$  と  $f_{wy}$  の積と、せん断耐力の計算値/実験値の関係を示す。先に述べたように、EC2 VTAMと英国のNAから得られた計算値には、せん断耐力を過大に評価したものが多く。この傾向は、せん断補強鉄筋を過密に配置した部材、 $p_w f_{wy}$  が  $1\text{N/mm}^2$  以上の部材で著しくなっている。これらの部材では、 $\cot \theta$  の設定値が過大な場合に、傾斜角  $\theta$  の部材面を横断するせん断補強鉄筋の量が増加し、かつ1本当たりのせん断補強鉄筋の負担するせん断力が大きいため、せん断耐力の計算値が過大評価となったものと思われる。



(a) せん断補強鉄筋の降伏強度



(b) せん断補強鉄筋の配置間隔

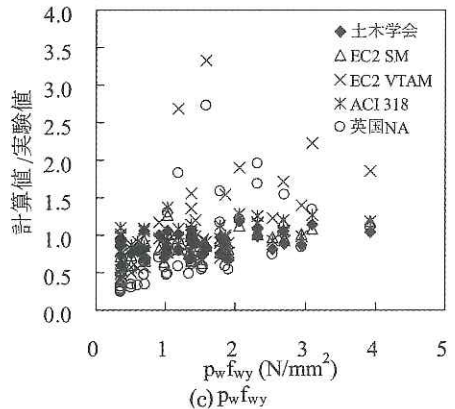
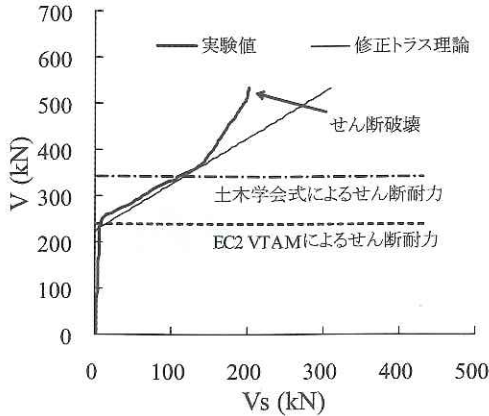


図-3 各指標と計算値/実験値の関係

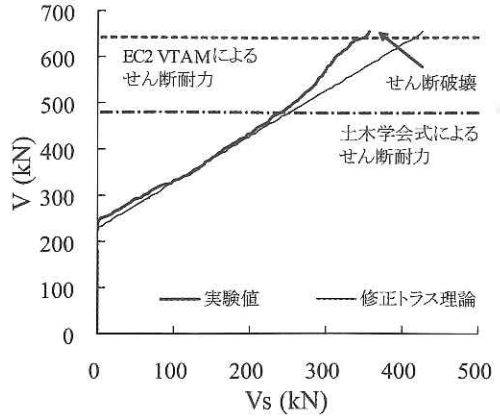
### 3.3 コンクリートと鉄筋の負担するせん断耐力

前述したように、修正トラス理論では、せん断耐力を  $V_c$  と  $V_s$  の和で算定している。ここでは、文献7)の実験データを用いて供試体に作用するせん断力  $V$  と  $V_s$  の推移を追跡し、各せん断耐力算定式による計算結果について考察する。 $V_s$  は、各せん断補強鉄筋に貼り付けたひずみゲージの測定値に弾性係数を乗じて各せん断補強鉄筋の負担するせん断力を算出し、これを足し合わせた。





(a) 供試体 No.1



(b) 供試体 No.2

図-4 セン断補強鉄筋の負担するせん断耐力と作用せん断力

供試体 No.1 と供試体 No.2 は、せん断補強鉄筋の降伏強度のみをパラメータとした鉄筋コンクリート供試体で、せん断補強鉄筋は供試体 No.1 では SD345、供試体 No.2 では SD785 を用いた。せん断スパン比は 2.5 とし、せん断補強鉄筋の配置間隔はいずれも 120mm である。どちらも斜めひび割れが圧縮縁に貫通した後、荷重が急激に低下しせん断破壊した。なお、両供試体において、せん断補強鉄筋の降伏強度以外の供試体寸法等のパラメータは全て等しく、詳細については文献7) を参照されたい。

図-4 に、供試体 No.1 と供試体 No.2 の  $V$  と  $V_s$  の推移、土木学会式と EC2 VTAM による算定結果を示す。どちらも、せん断ひび割れが発生した時点 ( $V$  が 250kN 付近) でせん断補強鉄筋に引張応力が生じ、 $V_s$  が発生し始めている。また、図-4 中に示した修正トラス理論線は、修正トラス理論の原則である、 $V_c$  がせん断ひび割れ後も一定に保たれせん断耐力を負担することを仮定した場合の  $V$  と  $V_s$  の関係を示している。これによると、実験値は修正トラス理論線と一定期間ほぼ等しく推移しており、 $V_c$  を一定とみなす修正トラス理論の仮定は妥当と思われる。また、修正トラス理論に基礎を置く土木学会式によって算出したせん断耐力は、実験値と修正トラス理論線が乖離する前後の  $V$  と概ね等しくなっていることも読み取れる。

他方、作用せん断力の実験値と土木学会式、EC2 VTAM によるせん断耐力の算定結果を比較すると、どちらも安全側の評価となっていることがわかる。土木学会式の計算値は実験値の概ね 6

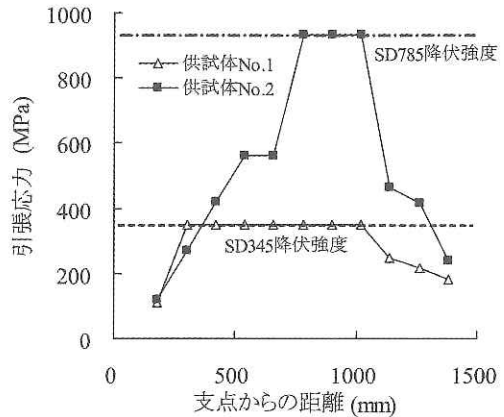


図-5 終局直前のせん断補強鉄筋の引張応力

割程度の評価となっているものの、EC2 VTAM は、供試体 No.1 を実験値の約 5 割、供試体 No.2 を実験値と同程度に評価しており、算定結果にばらつきがある。この原因は、供試体 No.1 と供試体 No.2 で  $\cot \theta$  の設定範囲が等いため、せん断耐力の算定に当たって加味するせん断補強鉄筋の本数も等しくなり、せん断補強鉄筋 1 本当たりの降伏強度の高い供試体 No.2 でせん断耐力が大幅に増加したものとみられる。

また、図-5 に、終局直前にせん断補強鉄筋に作用していた引張応力の分布を示す。せん断補強鉄筋が降伏に達していた領域は、供試体 No.2 の方が小さく、支点からの距離が 780 ~ 1020mm に限定されている。このため、EC2 VTAM の  $\cot \theta = 2.5$  で想定される支点から 1500mm までの領域におけるせん断補強鉄筋のうち 3 本しか降伏に達したものが無い。すなわち、供試体 No.2 では、EC2

VTAMによる算定値と実験値はほぼ一致していたが、これは、 $V_c$ を無視する一方で $V_s$ を過大に評価したことが原因であり、偶然一致したにすぎない。

#### 4. 結論

本報文では、国内外のせん断耐力算定式をレビューし、既往実験データを用いて各算定式の特徴を検討した。本報文で得られた知見をまとめる。

- 1) 国内外のせん断耐力算定式を比較すると、修正トラス理論によってせん断耐力を算定するものと、トラス機構のみでせん断耐力を算定するものに二分することができた。
- 2) 既存実験データに各せん断耐力算定式を適用すると、土木学会式、EC2 SM、ACI 318では概ね精度の良い算定結果が得られた。他方、EC2 VTAMでは危険側の評価が多く、これはストラットの傾斜角  $\cot \theta$  の設定幅が大きいためと思われた。これを小さく制限した英国のNAでは危険側の評価が減少した。
- 3) EC2 VTAMのようにトラス機構のみでせん断耐力を照査する算定式では、せん断補強鉄筋の降伏強度ならびに配筋量により算定結果が大きく変動した。
- 4) 実験データを精査すると、せん断ひび割れ後もコンクリートの負担するせん断力が一定値を保ちせん断耐力の一部を負担するという修正トラス理論の仮定は、妥当なものと思われた。また、高強度せん断補強鉄筋を用いた場合には、EC2の  $\cot \theta = 2.5$  で想定される領域のごく一部のせん断補強鉄筋の降伏後に終局に至っており、 $\cot \theta$  の値については十分な検討が必要と思われた。

各せん断耐力算定式は、異なる設計思想や理論的背景を原因として様々なものが提案されている。各算定式を用いる際には、これらの特徴を十分に踏まえた上で用いることが重要と思われる。また、本報文ではせん断補強鉄筋の取り扱いについて重点的に検討したが、これ以外の項目については今後の課題として引き続き検討していきたい。

#### 参考文献

- 1) ISO : ISO19338 Performance and assessment requirements for design standards on structural

- concrete, 2003
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書（構造性能照査編），2002
- 3) CEN：Eurocode 2 Design of Concrete Structures, 1992
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説書，2002
- 5) ACI：ACI MANUAL OF CONCRETE PRACTICE 1997, 1997
- 6) 二羽淳一郎他：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.167-175, 1986
- 7) 中村英佑他：普通強度コンクリートを用いたRC部材への高強度せん断補強鉄筋の利用に関する検討、第61回土木学会年次学術講演会, 2005
- 8) 黒岩俊之他：高強度せん断補強鉄筋を用いたRC梁部材のせん断力、第58回土木学会年次学術講演会, 2003
- 9) 黒岩俊之他：高強度材料を用いたRC梁のせん断耐力に関する実験的検討、コンクリート工学年次論文集, Vol.24, 2003
- 10) 阿部仁他：鉄筋の定着不良を有するRC梁のせん断破壊性状の評価、コンクリート工学年次論文集, Vol.27, 2005
- 11) 下野一行他：高強度材料を用いたRC梁部材に関する実験的検討、コンクリート工学年次論文集, Vol.20, 1998
- 12) 橋本航他：鉄筋腐食を考慮したRCはり部材のせん断耐荷性能評価、コンクリート工学年次論文集, Vol.25, 2003
- 13) 原夏生他：自己充填型高耐久コンクリートを用いたRC梁のせん断耐力、コンクリート工学年次論文集, Vol.23, 2001
- 14) 下野一行他：高強度材料を用いたRC梁部材のせん断耐力に関する実験的検討、コンクリート工学年次論文集, Vol.21, 1999
- 15) 谷村幸裕他：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
- 16) Young-Soo Yoon他：Minimum Shear Reinforcement in Normal, Medium, and High-Strength Concrete Beams, ACI Structural Journal, No.93-S54, 1996

中村英佑\*



独立行政法人土木研究所  
技術推進本部構造物マネ  
ジメント技術チーム研究  
員  
Eisuke NAKAMURA

渡辺博志\*\*



独立行政法人土木研究所  
技術推進本部構造物マネ  
ジメント技術チーム主席  
研究員  
Hiroshi WATANABE