

# せん断破壊する RC 梁・有孔梁の終局変形および長期許容せん断力評価に関する研究

正会員 ○落合 等\*  
同 北山 和宏\*\*

せん断破壊 鉄筋コンクリート梁 有孔梁  
終局変形 せん断ひび割れ強度 長期許容せん断力

1. はじめに 現在、本会において保有水平耐力計算や限界耐力計算を対象とした規準類の整備が進んでいる。そこで梁部材の構造性能評価手法の提示を目指した研究活動の一環として、主筋降伏前にせん断破壊する RC 梁（以下無孔梁）および有孔梁を対象に、既往文献から実験結果を収集してデータベースを構築する。その分析から、従来は明確でなかったせん断終局時の無孔梁の変形を経験的に推定する評価式を提示する。また、RC 規準<sup>1)</sup>に規定された有孔梁の孔周囲の長期許容せん断力（即ち使用限界状態の検討）の妥当性を検証する。

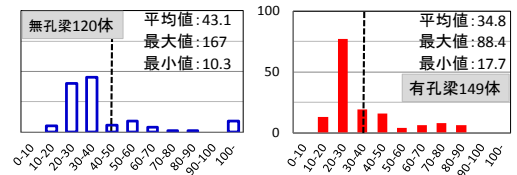
2. 実験データベースの概要 日本建築学会大会学術講演梗概集の1996~2010年度（有孔梁については2000~2010年度）、およびコンクリート工学年次論文集1990~2010年度に対して文献調査を行った。対象とする試験体は、単純梁型、片持ち梁型あるいは逆対称曲げを受ける無孔梁および有孔梁のうち、せん断破壊したものとした。付着割裂破壊および丸鋼主筋による付着滑脱破壊は対象としない。有孔梁で対象とするせん断破壊は、開孔部接線および開孔部対角ひび割れの進展による開孔部せん断破壊とした。軽量コンクリート（I種、II種）、高強度コンクリートを用いた試験体、開孔間隔が孔径の3倍以上の複数開孔試験体を含む。また、せん断補強筋が無い試験体、軸力を受ける試験体、PCa 梁および PRC 梁の試験体、T 形梁試験体は対象としない。

表1にせん断終局時部材角とせん断ひび割れ強度が判明した試験体数を示す。部材角は、文献に値または載荷区間のたわみが記載されたものを対象とした。有孔梁では、対角ひび割れを対象とした。図1にせん断ひび割れ強度が判明した無孔梁120体と有孔梁149体のコンクリート圧縮強度 $\sigma_B$ 、せん断スパン比 $M/Qd$ 、せん断補強筋比 $p_w$ （有孔梁は孔周囲補強筋比 $p_s$ ）の度数分布を示す。図中の破線は平均値を示す。また、せん断補強筋降伏強度 $\sigma_{wy}$ は176~1727N/mm<sup>2</sup>、主筋比 $p_t$ は0.57~2.10%、主筋降伏強度 $\sigma_y$ は295~1383N/mm<sup>2</sup>の範囲であった。

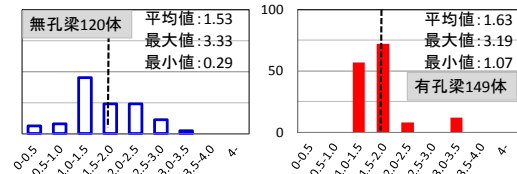
3. せん断終局時部材角の評価 耐震診断基準<sup>2)</sup>では、せん断破壊が先行する一般の梁のせん断終局時部材角は、 $R=1/125$ （靱性指標 $F=1.5$ に相当）である。せん断終局時部材角実験値が部材角 $R=1/125$ を下回る試験体の割合は、無孔梁において22.3%（有孔梁では47.6%）である。つまり、耐震診断基準ではせん断終局時部材角を過大に評価する場合がある。また、無孔梁において、せん断補強量 $p_w\sigma_{wy}$ が2.5N/mm<sup>2</sup>未満のせん断補強が少ない試験体124体

表1 対象試験体数

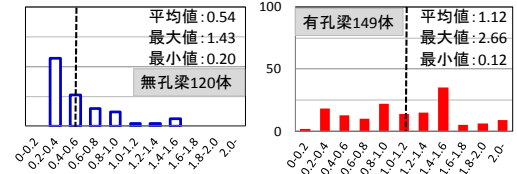
|     | せん断終局時部材角判明 | せん断ひび割れ強度判明 |
|-----|-------------|-------------|
| 無孔梁 | 206         | 120         |
| 有孔梁 | 185         | 149         |
| 合計  | 391         | 269         |



(a) コンクリート圧縮強度  $\sigma_B$  (N/mm<sup>2</sup>)



(b) せん断スパン比  $M/Qd$



(c) せん断補強筋比  $p_w, p_s$  (%)

図1 無孔梁および有孔梁の度数分布

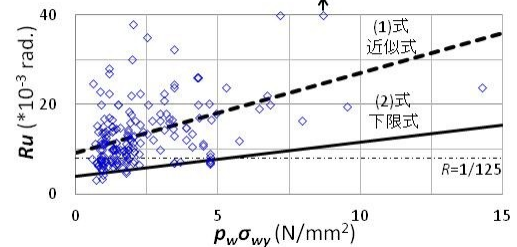


図2 せん断補強量とせん断終局時部材角実験値の関係のうちその31.5%である39体（これは、全試験体206体の18.9%）が耐震診断基準の部材角 $R=1/125$ を下回った。

そこで、せん断破壊した無孔梁において、せん断引張破壊すると考えられる（靱性指針<sup>3)</sup>の $p_w\sigma_{wy}/(\lambda v_0\sigma_B)$ が0.5未満の）試験体178体をせん断終局変形の統計的評価の対象とする。せん断圧縮破壊すると考えられる（ $p_w\sigma_{wy}/(\lambda v_0\sigma_B)$ が0.5以上の）試験体28体は有為な因子を特定できなかったため除いた。有孔梁は検討不足であるため対象としない。さらに、せん断引張破壊時の部材変形に対してせん断変形が支配的であると考えられる。無孔梁におい

てせん断引張破壊すると考えられる試験体 178 体に対して、せん断終局時部材角とせん断補強量  $p_w\sigma_{wy}$  の相関係数を求めたところ 0.44 となった。 $p_w\sigma_{wy}$  を用いたのは、せん断ひび割れ発生後のせん断変形の支配因子と考えられるためである。最小二乗法によりせん断終局時部材角  $R$  の近似式を求めたところ以下になった。

$$R = 1.76p_w\sigma_{wy}(\text{N/mm}^2) + 9.36 \quad (\times 10^{-3}) \quad (1)$$

せん断終局時部材角実験値の分布は正規分布とみなせなかったため、実際の度数分布より不合格率 5%となる低減係数を求めると 0.42 となった。これより(1)式に低減係数 0.42 を乗じて下限式を設定すると以下の式が得られる。

$$R_{min} = 0.76p_w\sigma_{wy}(\text{N/mm}^2) + 4.02 \quad (\times 10^{-3}) \quad (2)$$

ただし、(1)式・(2)式ともに  $14.3(\text{N/mm}^2) \geq p_w\sigma_{wy} \geq 0.6(\text{N/mm}^2)$ 、 $p_w \geq 0.002$  の範囲に限る。

図2にせん断補強量とせん断終局時部材角実験値  $R_u$  の関係を示す。部材角実験値は文献に記載された値または載荷区間のたわみをせん断スパンで除したものをを用いた。図中の破線は(1)式、実線は(2)式である。一点鎖線は耐震診断基準の部材角  $R=1/125$ (靱性指標  $F=1.5$  に相当)である。

4. RC 規準の長期許容せん断力との比較 RC 規準では有孔梁の長期許容せん断力の実験による検証が無いため、その妥当性の検証を行う。

RC 規準では、無孔梁の長期許容せん断力  $Q_{AL}$ 、有孔梁の長期許容せん断力  $Q_{A0}$ は下式で求める。

$$Q_{AL} = bj\{\alpha f_s + 0.5w_f t(p_w - 0.002)\} \quad (\text{N})$$

$$Q_{A0} = bj\{\alpha f_s(1 - H/D) + 0.5w_f t(p_s - 0.002)\} \quad (\text{N})$$

ここで、コンクリートの長期許容せん断応力度  $f_s$ は、コンクリート設計基準強度  $F_c$ ではなく、実圧縮強度  $\sigma_B$ を用いて求めた。上記の長期許容せん断力は、ともにせん断ひび割れの発生を許容する評価式であるため、ひび割れ幅との関係を検討することが一般的であるが、ひび割れ幅の判明した試験体数が少なく検討できない。

そこで、本稿ではせん断ひび割れ強度実験値と長期許容せん断力の第一項を比較する。これは、許容せん断力の第一項がコンクリートに関する項であり、せん断ひび割れ強度に対応するためである。また、RC 規準には、無孔梁において第一項のみによる評価式が別途記載されており、これはせん断ひび割れの発生を許容しない。つまり、有孔梁の長期許容せん断力第一項をせん断ひび割れの発生を許容しないものと考えて検討を行う。

表2に計算値に対するせん断ひび割れ強度実験値の比を示す。図3に有孔梁におけるせん断ひび割れ強度実験値  $\tau_c$ とせん断スパン比  $M/Qd$  の関係を示す。せん断ひび割れ強度  $\tau_c$ は、せん断ひび割れ発生時荷重を断面積  $bj$  ( $b$ : 梁幅、 $j$ : 梁の応力中心間距離で有効せい  $d$  の 7/8 倍)で除して求めた。計算値と実験値の比較のために、コンクリート圧縮強度が  $20 \sim 30\text{N/mm}^2$ 、 $30 \sim 40\text{N/mm}^2$  の試験体を抽出し、それぞれ長期許容せん断力を  $F_c=20$ 、

表2 長期許容せん断力計算値に対するせん断ひび割れ強度実験値の比

|     | 長期許容せん断力評価式  | 平均値  | 標準偏差 | 1未満の試験体の割合(%) |
|-----|--------------|------|------|---------------|
| 無孔梁 | $Q_{AL}$ 第一項 | 1.31 | 0.55 | 30.0          |
| 有孔梁 | $Q_{A0}$ 第一項 | 1.09 | 0.31 | 42.3          |

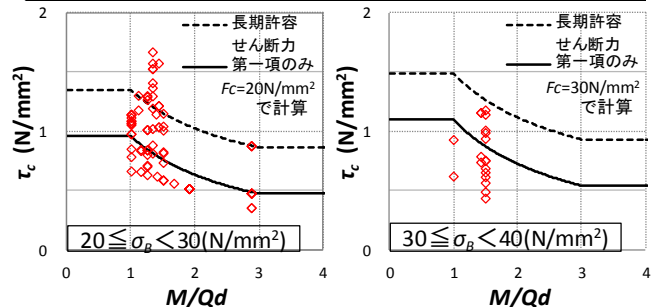


図3 有孔梁の長期許容せん断力計算値とせん断ひび割れ強度実験値の関係

30N/mm<sup>2</sup>、 $w_f=195\text{N/mm}^2$ 、 $p_s=0.006$  (補強限界)として計算した長期許容せん断力(破線)を記した。実線は、第一項のみによる計算値である。無孔梁および有孔梁の長期許容せん断力第一項は、それぞれ平均値 1.31、1.09、標準偏差 0.55、0.31 であり、ともに平均的に安全側の評価である。無孔梁の長期許容せん断力第一項は、不合格率 5%の荒川最小式の近似式であるが、計算値に対する実験値の比が 1 未満の試験体の割合は、30.0%だった。これまでに検証がなされていない有孔梁の長期許容せん断力第一項のこの割合は 42.3%であり、無孔梁と比べて 12%多い。

そこで、孔による断面積の欠損の影響評価に着目する。有孔梁の長期許容せん断力第一項では、開孔径  $H$  を梁せい  $D$  に対して等価に扱っており、それが項(1- $H/D$ )である。せん断終局強度評価の広沢式では、開孔径の影響をより大きく評価し、それが項(1-1.61 $H/D$ )である。そこで、有孔梁の長期許容せん断力第一項において、(1- $H/D$ )を(1-1.61 $H/D$ )に置換して同様の検証を行うと、平均値 1.53、標準偏差 0.44、変動係数 28.7%となり、計算値に対する実験値の比が 1 未満の試験体の割合は、8.1%に減少した。

5. まとめ せん断破壊した RC 梁および有孔梁について、1990~2010 年の既往文献から 391 体の実験結果を収集し、統計的な検証を行い、以下の知見を得た。

- 無孔梁のせん断終局時部材角に対する耐震診断基準は、せん断補強量  $p_w\sigma_{wy}$  が  $2.5\text{N/mm}^2$  未満である試験体において、その 31.5%の実験値を過大に評価した。
- せん断引張破壊すると考えられる ( $p_{we}\sigma_{wy}/(\lambda v_0\sigma_B)$  が 0.5 未満の) 無孔梁のせん断終局時部材角の下限をせん断補強量  $p_w\sigma_{wy}$  の関数として(2)式のように設定した。
- 有孔梁の長期許容せん断力計算式の第一項は、開孔径の影響を過小に評価するため、項(1-1.61 $H/D$ )に変更すると、下限を妥当に評価できる。

参考文献 1)日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2010.2 2)日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、2001.10 3)日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1999.8

\*首都大学東京大学院，博士前期課程

\*\*首都大学東京，工学博士

\* Graduate Student, Tokyo Metropolitan University.

\*\*Professor, Tokyo Metropolitan University, Dr. Engineering.