

論文 せん断破壊する RC 梁および有孔梁のせん断性能評価に関する研究

落合 等^{*1}・北山 和宏^{*2}

要旨:せん断破壊した RC 梁および有孔梁について、1990 年から 2010 年までの既往文献から各事象時の強度・部材角実験値を収集した。強度については既往の評価手法を用いてその精度や妥当性を検証した。結果、全評価式が実験値に対して平均的に安全側の評価を与えることを確認した。有孔梁の使用限界状態に関する長期許容せん断力の妥当性を検証し、せん断ひび割れの発生を許容しないよう孔による断面欠損の影響をより大きく評価すべきことを指摘した。せん断終局強度時部材角についてせん断補強量による下限式を提案した。
キーワード:鉄筋コンクリート梁, 有孔梁, せん断破壊, せん断終局強度, せん断ひび割れ強度, 終局変形

1. はじめに

1981 年改正の建築基準法（新耐震設計法）において、保有水平耐力計算（二次設計）が提案され、現在に至る。「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」¹⁾（以下 RC 規準）では、許容応力度計算（一次設計）が対象とされ、それに続く二次設計を対象とした規準類が求められる。例えば、柱・梁部材のせん断終局強度評価式として、一次設計では、経験式である荒川式²⁾（無孔梁が対象）、広沢式³⁾（有孔梁が対象）を用いる。二次設計でもこれらを用いるが、「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」⁴⁾の終局強度指針式および「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」⁵⁾（以下靱性指針）の靱性指針式を用いる時もある。

実験結果を用いて RC 柱・梁部材のせん断終局強度評価手法の精度を統計的に検証した研究として、境ら⁶⁾は、コンクリート圧縮強度 15~92N/mm²の RC 柱・梁 91 体を対象に荒川式および終局強度指針式を検証した。伊藤ら⁷⁾は、コンクリート圧縮強度 3.3~116N/mm²の RC 柱 277 体を対象に統計的に修正した荒川式を提案した。

有孔梁について、津村⁸⁾は、自らの提案式（津村式）の精度を 295 体の試験体で検証した。李ら⁹⁾は、補強方法の異なる 55 体の試験体から広沢式³⁾および津村式⁸⁾の検証を行った。平瀬ら¹⁰⁾は、広沢式³⁾と靱性指針式を改良した提案式について 236 体の試験体で検証した。

多数の実験結果を用いてせん断破壊する梁の終局強度時部材角を検討した研究はこれまでなされていない。

そこで、本研究では梁部材の各種性能評価手法の提示を目指して基本資料を整備するため、主筋降伏前にせん

断破壊または付着割裂破壊した RC 梁および有孔梁を対象として各種せん断強度および対応する部材角についての調査を行う。そして、文献調査で収集した実験結果を用いて、せん断終局強度およびせん断ひび割れ強度評価のための既往の手法の精度を検証すること、RC 規準では有孔梁における使用限界状態の検討、すなわち孔周囲の長期許容せん断力の実験による検証が無い場合、その妥当性を検証すること、また、従来評価法では明確でなかったせん断終局強度時の部材角に関して統計的に評価することを目的とする。本研究は近年のせん断破壊する梁の広範な実験試料に基づくことに特徴がある。

2. 実験データベース

2.1 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 RC 梁および有孔梁のうち、せん断破壊あるいは付着割裂破壊が先行したものとした。丸鋼主筋による付着滑脱破壊は対象としない。有孔梁の検討対象は、孔部接線および孔部対角ひび割れの進展による孔部せん断破壊が先行したものとした。

複数開孔のうち開孔間隔が孔径の 3 倍以上の有孔梁 25 体、偏心開孔の有孔梁 12 体を含む。有孔梁の孔周囲の補強筋は、靱性指針における横補強筋、斜め筋および水平補強筋の他に補強金物を対象とした。

せん断補強筋比が 0.2% 未満の梁（有孔梁では、孔中心

表-1 対象試験体数

分類	梁種別	破壊形式	せん断ひび割れ発生時		終局強度時		80%終局強度時	
			強度判明	部材角判明	強度判明	部材角判明	強度判明	部材角判明
(ア)	無孔梁	せん断	120	50	316	206	終局強度時 と同数	115
(イ)		付着割裂	12	7	101	68		32
(ウ)	有孔梁	せん断	149(95)	53(51)	393	185	終局強度時 と同数	119
		合計	281	110	810	459		266

* 有孔梁のひび割れは対角ひび割れを示す。また、() 内は接線ひび割れを示す。

*1 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学域 博士前期課程 (正会員)

*2 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学域教授 工博 (正会員)

と、孔中心より 45°方向に引いた直線が引張鉄筋重心と交わる位置との距離内に補強筋が無い梁), 軸力を受ける梁, 有効せい d が 160mm 未満の梁, ヒンジ領域に開孔のある梁, 軽量コンクリート梁, T 形梁, PCa 梁および PRC 梁は対象から除いた。

その結果, 表-1 に示すように計 810 体の試験体を対象とし, 孔の有無と破壊形式によって 3 つに分類した。各強度および対応する部材角が判明した試験体数を示す。80% 終局強度とは, 復元力特性の包絡線においてせん断終局強度の 80% に強度が低下した点を指す。80% 終局強度時部材角には, 载荷ステップの間隔が大きいため非常に急激な強度低下を示したと考えられる試験体は除いた。また, 実験終了までに 80% 終局強度に到達しない試験体も多く存在した。各部材角には, 二点集中载荷の実験のうち中央たわみのみを計測した試験体は含まない。

せん断破壊した無孔梁 316 体と有孔梁 393 体のコンクリート圧縮強度 σ_B , せん断スパン比 M/Qd , せん断補強筋降伏強度 σ_{wy} (有孔梁は孔周囲補強筋の最大のもの), せん断補強筋比 p_w (有孔梁は孔周囲補強筋比 p_s), 主筋降伏強度 σ_y , 引張鉄筋比 p_t の度数分布を 図-1 に示す。図中の点線は平均値を示す。コンクリート圧縮強度が 60N/mm^2 を超えるものが無孔梁で 60 体, 有孔梁で 54 体存在する。せん断スパン比が 1 未満の梁やせん断補強筋降伏強度が 700N/mm^2 を超える梁が含まれること, 有孔梁の孔周囲補強筋比が無孔梁のせん断補強筋比よりも大きいことが分かる。また, せん断ひび割れ強度, 終局強度時部材角および 80% 終局強度時部材角が判明した試験体数の分布は 図-1 に対し大きな偏りはない。

2.2 実験データベースによる統計評価

表-2 に実験結果の統計値として, 各事象時のせん断強度 τ と部材角 R の平均値, 標準偏差および変動係数を示す。各事象とは, せん断ひび割れ発生, 終局強度時, 80% 終局強度時を指す。有孔梁の分類(ウ)では, 強度の低い順に対角ひび割れ, 接線ひび割れが発生するため, ひび割れ点を二つ示した。さらに, 終局強度時部材角実験値が部材角 $R=1/125$ (値の意味は後述) を下回る試験体の割合, 各事象時の強度・部材角の平均値から求めた初期剛性に対する負剛性の絶対値の比 (以下剛性比) を併記した。せん断強度 τ は, 各事象時の耐力を断面積 b_j (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, 部材角 R は文献に記載された値, または载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-2 に分類(ア), (ウ)の各種せん断強度および部材角の平均値および標準偏差を示す。実線は分類(ア), 破線は分類(ウ)の各事象時の平均値を結んだ骨格線である。各点から上下左右に伸びる線は, 平均値から加減された標準偏差の範囲を示す。一点鎖線は「既存鉄筋コンクリ

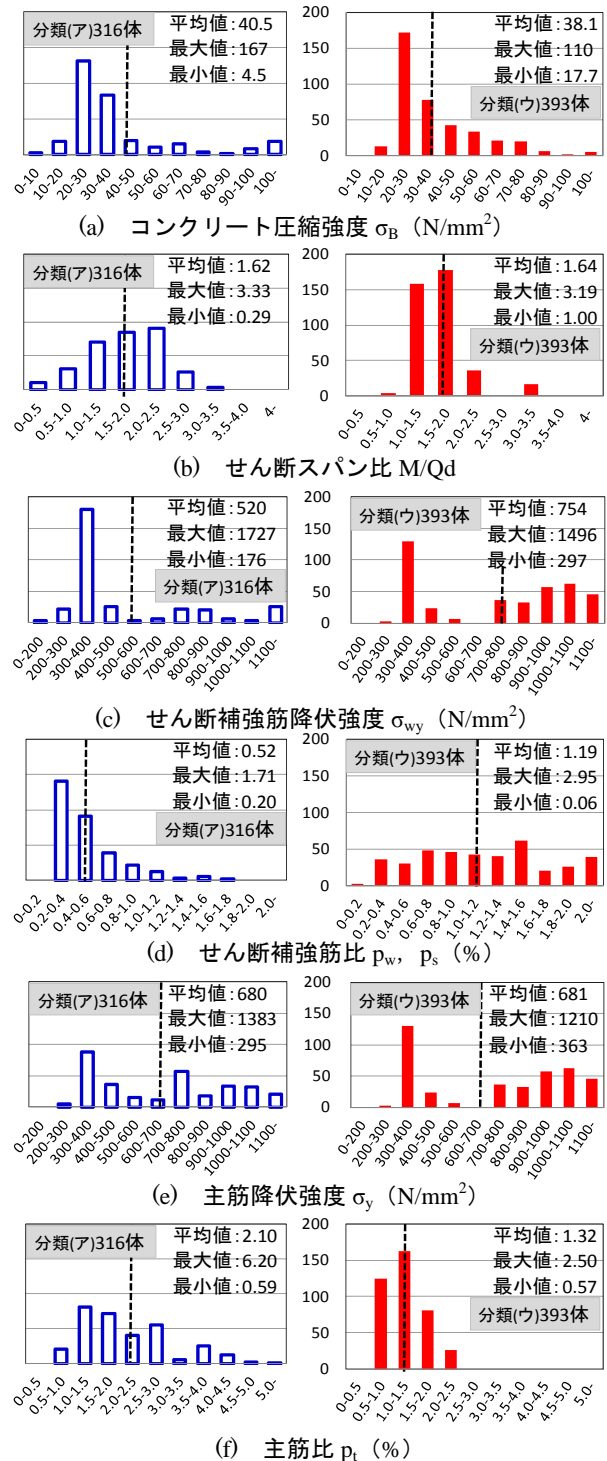


図-1 無孔梁[分類(ア)], 有孔梁[分類(ウ)]の度数分布

ート造建築物の耐震診断基準・同解説」(以下耐震診断基準) ¹¹⁾ のせん断破壊が先行する一般の梁の靱性指標 $F=1.5$ (部材角 $1/125$ に相当) による。

終局強度時部材角の平均値は, 孔の有無によらず $R=1/125$ より大きい。終局強度時部材角が $R=1/125$ を下回る試験体の割合は, 無孔梁の分類(ア)において 22.3%, 有孔梁の分類(ウ)において 47.6% である。

孔の有無で比較すると全事象で, 有孔梁の強度・部材角ともに無孔梁より平均的に小さい。初期剛性は, 孔の

表-2 実験データベースによる強度および部材角の統計値

分類	せん断ひび割れ発生時			接線ひび割れ発生時			終局強度時			80%終局強度時			終局強度時 部材角が R=1/125を 下回る試験 体の割合(%)	初期剛性に 対する 負剛性の 絶対値の比 (剛性比)	
	平均値	標準 偏差	変動 係数(%)	平均値	標準 偏差	変動 係数(%)	平均値	標準 偏差	変動 係数(%)	平均値	標準 偏差	変動 係数(%)			
(ア)	強度判明	1.82	0.80	43.9	—	—	4.77	2.13	44.7	—	—	—	—	—	
(イ)	強度判明	1.31	0.27	20.8	—	—	4.57	1.98	43.4	—	—	—	—	—	
(ウ)	(N/mm ²)	1.03	0.47	43.0	2.56	0.88	35.2	3.86	1.38	35.8	—	—	—	—	
(ア)	部材角判明	1.86	1.45	78.0	—	—	14.37	7.94	55.3	25.65	13.60	53.0	22.3	0.086	
(イ)	部材角判明	2.32	1.27	54.6	—	—	14.95	5.97	39.9	28.73	8.98	31.2	1.5	0.118	
(ウ)	(×10 ⁻³)	1.06	0.58	54.4	4.10	1.99	48.5	8.52	3.80	44.6	13.50	4.85	35.9	47.6	0.145

* 有孔梁のせん断ひび割れ発生時は、対角ひび割れ発生時を示す。

有無による違いが無く同程度である。せん断破壊後の負剛性の比較には剛性比を用いたが、これは全事象時の強度・変形が判明した試験体数が非常に少ないためである。剛性比は有孔梁の方が大きく、せん断破壊後の強度低下がより急激であることが分かる。

3. せん断強度の評価

3.1 せん断終局強度

使用した評価式の概要を以下に示す。せん断補強筋として超高強度 PC 鋼棒を用いた試験体については、文献 12 に従い計算した。単位は N である。

- ・無孔梁のせん断強度式 (荒川最小式)²⁾: $Q_{u.min}$

$$Q_{u.min} = \left\{ \frac{0.092k_u k_p (\sigma_B + 18)}{(M/Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} bj$$

k_u : 断面寸法による補正係数 (文献 1 の解説図 15.3 より設定), k_p : 引張鉄筋比 p_t (%) による補正係数 ($k_p = 0.82p_t^{0.23}$), p_w : せん断補強筋比 ($p_w \leq 0.012$), σ_{wy} : せん断補強筋降伏強度 (N/mm²)

- ・無孔梁のせん断強度式 (荒川平均式)²⁾: $Q_{u.mean}$

荒川最小式の 0.092 を 0.115 に置き換えた式である。

- ・無孔梁のせん断強度式 (靱性指針式 A 法)⁵⁾: $Q_{u.Rp0}$

$$Q_{u.Rp0} = \min(V_1, V_2, V_3)$$

$$V_1 = \mu p_{we} \sigma_{wy} b e_j e + (v \sigma_B - 5 p_{we} \sigma_{wy} / \lambda) b D \tan \theta / 2$$

$$V_2 = \{ (\lambda v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}) / 3 \} b e_j e$$

$$V_3 = (\lambda v \sigma_B / 2) b e_j e$$

付着割裂破壊した試験体については以下を用いた。

$$Q_{u.bRp0} = \min(V_1, V_2)$$

$$V_1 = \sum (\tau_{bu} \psi) j_e + \left\{ v \sigma_B - \frac{2.5 \sum (\tau_{bu} \psi)}{\lambda \sigma_B} \right\} \frac{bD}{2} \tan \theta$$

$$V_2 = (\lambda v \sigma_B / 2) b e_j e$$

60N/mm²以上の高強度コンクリートも対象とするため靱性 A 法では、コンクリート圧縮強度の有効係数 v_0 を文献 13 より $v_0 = 1.69\sigma_B^{0.333}$ とした。(省略した記号について靱性 A 法は、文献 5 を参照)

- ・有孔梁のせん断強度式 (広沢式)³⁾: $Q_{u.h}$

$$Q_{u.h} = [0.092k_u k_p (\sigma_B + 18) / \{ (M/Qd) + 0.12 \} \cdot (1 - 1.61H/D) + 0.85\sqrt{p_s \sigma_y}] bj$$

p_s : 開孔補強に有効な領域のあばら筋、および開孔補強

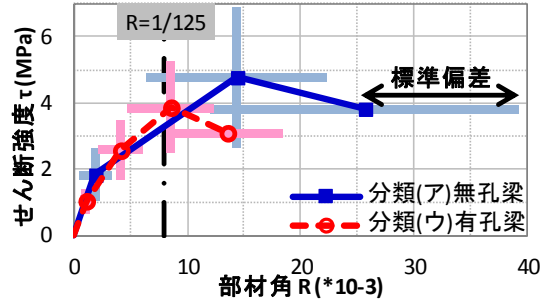


図-2 平均値による復元力特性

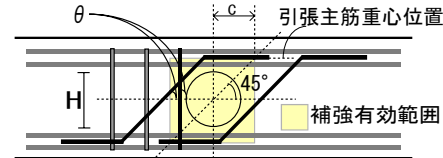


図-3 広沢式における開孔補強の有効範囲

金物の補強筋比 ($p_s = \sum (a_s (\sin \theta + \cos \theta)) / bc$), a_s : 孔の片側 c の範囲内にある 1 組の補強筋の断面積 (mm²), θ : 補強筋の梁軸に対しての角度, c: 図-3 に示す開孔補強に有効な領域の片側の長さ, 引張側主筋重心と孔中心間の距離 (mm), σ_y : 孔周囲補強筋の降伏強度 (N/mm²)

- ・有孔梁のせん断強度式 (靱性指針式)⁵⁾: $Q_{u.yRp0}$

塑性回転角 $R_p=0$ として計算した。

$$Q_{u.yRp0} = \begin{cases} V_1 + V_3 (\text{補強形式 1 のとき}) \\ V_2 + V_3 (\text{補強形式 2 のとき}) \end{cases}$$

せん断強度は、通常のあばら筋のみ (補強形式 1) による補強効果 V_1 , または水平補強筋と孔の上下の横補強筋 (補強形式 2) の補強効果 V_2 に斜め筋による補強効果を加えて算定する。補強金物は材軸となす角度を読み取り、斜め筋として計算した。

$$V_1 = b e_j e v p_{ws} \sigma_{wy} \cot \phi_s$$

$$V_2 = 2 b e_j e v p_{ws} \sigma_{sy} \cot \phi_s$$

$$V_3 = A_x \sigma_{xy} \sin \theta_x$$

コンクリート圧縮強度の有効係数 v_0 は無孔梁の場合と同じく文献 13 より $v_0 = 1.69\sigma_B^{0.333}$ とした。

(省略した記号は前出。靱性指針式は、文献 5 を参照)

表-3 に各分類における各せん断終局強度計算値に対する実験値の比、図-4 に分類(ア), (ウ)におけるその度数分布を示す。

せん断破壊した無孔梁の分類(ア)の荒川平均式および靱性 A 法の評価精度は、平均値が 1.17 程度、変動係数が 29% 程度とほぼ同一である。荒川最小式は不合格率

5%の下限式だが、計算値に対する実験値の比が1未満の試験体の割合は15.5%だった。

付着割れ破壊した分類(イ)では、靱性A法の平均値は1.03と荒川平均式より1に近いが、変動係数が33.2%と荒川平均式や分類(ア)の靱性A法と比べて大きい。荒川平均式は、付着割れ破壊を積極的には考慮しない評価式だが、せん断破壊する分類(ア)と比較して、平均値1.19は同程度、変動係数23.0%は小さく、せん断破壊時とほぼ同等の精度を得た。荒川最小式の計算値に対する実験値の比が1未満の試験体の割合は10.9%である。

孔部でせん断破壊した有孔梁の分類(ウ)において靱性指針式は、平均値1.32、変動係数29.8%であり、広沢式の平均値1.23、変動係数16.9%と比べて、平均的に実験値をより安全側に評価するが、ばらつきは大きい。広沢式は不合格率5%の下限式である荒川最小式が基礎であるが、計算値に対する実験値の比が1未満の試験体の割合は11.7%だった。

3.2 せん断ひび割れ強度

使用した評価式の概要を以下に示す。単位はNである。

- ・無孔梁のせん断ひび割れ強度式(荒川式)²⁾: $Qc.min$

$$Qc.min = [0.065k_c(50 + \sigma_B)] / \{(M/Qd) + 1.7\}bj$$

k_c : 断面寸法による補正係数(文献1の解説図15.3より設定), σ_B : コンクリート圧縮強度(N/mm²), $M/Qd(=a/d)$: せん断スパン比 ($1 \leq M/Qd \leq 3$)

- ・無孔梁のせん断ひび割れ強度式(靱性指針式)⁵⁾: $Qc.ie$

$$Qc.ie = \phi \cdot \sigma_T \cdot b \cdot D / \kappa$$

ϕ : 耐力係数 ($\phi=1$), σ_T : コンクリートの引張強度

($\sigma_T = 0.33\sqrt{\sigma_B}$) (N/mm²), κ : 断面形状係数 ($\kappa=1.5$)

- ・有孔梁のせん断ひび割れ強度式(広沢式)¹³⁾: $Qc.h$

$$Qc.h = 0.3354k_1\sqrt{\sigma_B}(M/Qd)^{k_3}(1 - 1.61H/D)bd$$

k_1, k_3 : 加力方法による補正係数 ($k_1=0.971, k_3=-0.605$), H : 開孔径 (mm), (省略した記号は前出)

表-4に各分類における各計算値に対する実験値の比を示す。分類(イ)は試験体数が少ないので除く。

無孔梁の分類(ア)では、荒川式では平均値1.40、変動係数38.5%であり、靱性指針式では平均値1.04、変動係数45.6%と、変動係数は荒川式の方が小さい。荒川式は不合格率5%の下限式だが、計算値に対する実験値の比が1未満の試験体の割合は20.0%だった。靱性指針式について、靱性指針では不合格率5%となる耐力係数は0.51とあるが、本検討では0.26となった。有孔梁の分類(ウ)の広沢式は平均値1.15、変動係数29.0%だった。

3.3 RC規準¹⁾の許容せん断力との比較

使用した評価式の概要を以下に示す。単位はNである。

- ・無孔梁の長期許容せん断力¹⁾: Q_{AL}

$$Q_{AL} = bj\{\alpha f_s + 0.5 w_f f_t (p_w - 0.002)\}$$

α : 梁のせん断スパン比による割増係数

表-3 せん断終局強度計算値に対する実験値の比

分類	せん断終局強度評価式	平均値	標準偏差	変動係数(%)	1未満の試験体の割合(%)
(ア)	荒川最小式	1.37	0.41	30.2	15.5
	荒川平均式	1.19	0.36	30.6	34.2
	靱性A法(Rp=0)	1.15	0.32	27.6	34.5
(イ)	荒川最小式	1.34	0.31	22.8	10.9
	荒川平均式	1.19	0.27	23.0	22.8
	靱性A法(付着割れ)(Rp=0)	1.03	0.34	33.2	43.7
(ウ)	広沢式	1.23	0.21	16.9	11.7
	靱性指針式(Rp=0)	1.32	0.39	29.8	16.0

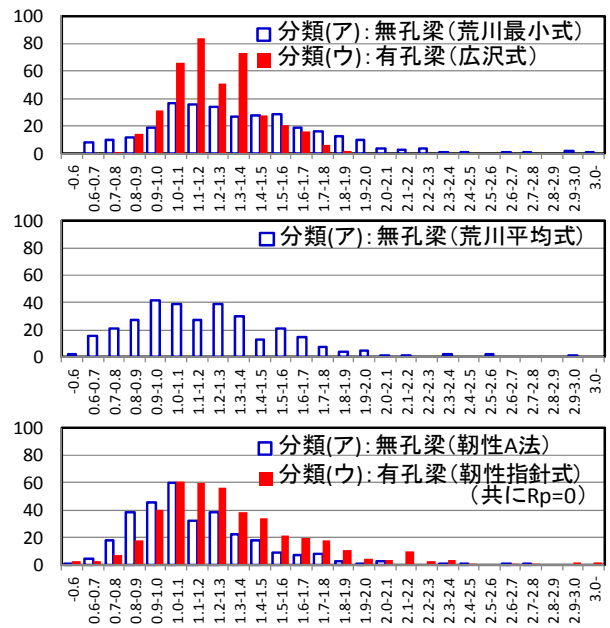


図-4 せん断終局強度計算値に対する実験値の比

表-4 せん断ひび割れ強度計算値に対する実験値の比

分類	せん断ひび割れ強度評価式	平均値	標準偏差	変動係数(%)	1未満の試験体の割合(%)	不合格率5%の耐力係数
(ア)	荒川式	1.40	0.54	38.5	20.0	0.51
	靱性指針式	1.04	0.47	45.6	64.2	0.26
(ウ)	広沢式	1.15	0.33	29.0	39.6	0.60

($\alpha = 4/(M/Qd + 1)$ かつ $1 \leq \alpha \leq 2$), f_s : コンクリートの長期許容せん断応力度(N/mm²) (コンクリート設計基準強度 F_c ではなく、実圧縮強度 σ_B を用いて計算した), $w_f f_t$: せん断補強筋のせん断補強用長期許容引張応力度(N/mm²), p_w : せん断補強筋比 ($p_w \leq 0.006$)

- ・有孔梁の長期許容せん断力¹⁾: Q_{A0}

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

p_s : 孔周囲補強筋比 ($p_s \leq 0.006$), (省略した記号は前出)

前述の長期許容せん断力は、無孔梁・有孔梁ともにせん断ひび割れの発生を許容する評価式である。そのため両式は、ひび割れ幅との関係について検討することが一般的である。本稿ではせん断ひび割れ強度の実験値と両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は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。

表-5に分類(ア), (ウ)における各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-5に有孔梁の分類(ウ)におけるせん断ひび割れ強度実験値とせん断スパン比の関係を示す。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 $F_c=20$, 30 N/mm^2 , $w_{fi}=195 \text{ N/mm}^2$, $p_s=0.006$ (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。

分類(ア)の無孔梁の長期許容せん断力第一項は、平均値 1.31, 変動係数 42.4%であり、ばらつきが大きい。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。そこで、不合格率が5%となる耐力係数を求めると0.40となった。

これまでに検証がなされていない分類(ウ)の有孔梁の長期許容せん断力第一項は、平均値 1.09, 変動係数 28.8%であり、分類(ア)と比べてばらつきは小さい。計算値に対する実験値の比が1未満の試験体の割合は、42.3%であり、分類(ア)と比べて12%多い。また、対角ひび割れ強度の判明した複数開口の試験体18体のうち15体において、その比が1未満だった。不合格率が5%となる耐力係数を求めると0.58であり、分類(ア)より大きい。これは標準偏差の違いが大きく影響している。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、開孔径を梁せい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(1-1.61H/D)である。有孔梁の長期許容せん断力第一項において、(1-H/D)を(1-1.61H/D)に置換して同様の検証を行うと、平均値 1.61, 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%に低減した。その割合が5%未満となる強度低減の項は、(1-1.74H/D)だった。

4. 終局強度時部材角の評価

せん断破壊した無孔梁の分類(ア)において、せん断引張破壊すると考えられる(靱性指針の $p_{we}\sigma_{wy}/(\lambda v_0\sigma_B)$ が0.5未満)試験体178体を対象とする。せん断圧縮破壊すると考えられる ($p_{we}\sigma_{wy}/(\lambda v_0\sigma_B)$ 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。分類(ウ)の有孔梁は検討不足であるため対象としない。

せん断引張破壊時の全体変形に対するせん断変形成分の割合は文献14~16(全3体)から読み取ったところ、59~92% (平均75%)であり、せん断引張破壊時の部材角に対してせん断変形が支配的である。

そこで、分類(ア)においてせん断引張破壊すると考

表-5 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

分類	長期許容せん断力評価式	平均値	標準偏差	変動係数(%)	1未満の試験体の割合(%)	不合格率5%の耐力係数
(ア)	長期許容せん断力 Q_{AL}	1.11	0.44	39.7	47.5	—
(ウ)	長期許容せん断力 Q_{A0}	0.80	0.23	29.2	79.2	—
(ア)	Q_{AL} 第一項	1.31	0.55	42.4	30.0	0.40
(ウ)	Q_{A0} 第一項	1.09	0.31	28.8	42.3	0.57

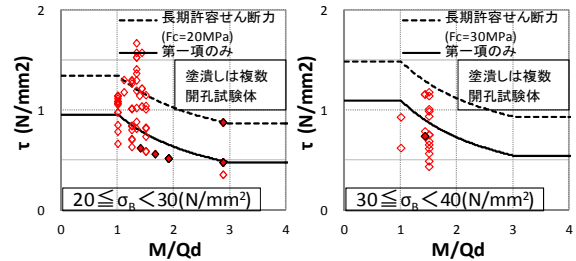


図-5 分類(ウ)有孔梁の長期許容せん断力計算値とせん断ひび割れ強度実験値の関係

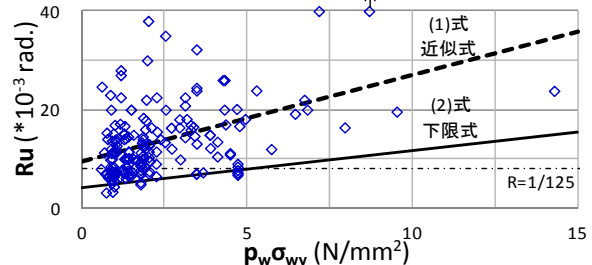


図-6 せん断補強量と終局強度時部材角実験値の関係

えられる試験体178体に対して、終局強度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、せん断変形の支配因子と考えられるからである。他に $p_w\sigma_{wy}/\sigma_B$ で検討すると、相関係数は0.47と微増したが、簡単のため $p_w\sigma_{wy}$ を用いる。最小二乗法により近似式を求めたところ以下になった。

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

終局強度時部材角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が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。

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

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-6にせん断補強量と終局強度時部材角実験値の関係を示す。図中の破線は(1)式、実線は(2)式である。一点鎖線は、耐震診断基準の靱性指標 $F=1.5(R=1/125)$ による。

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810体の試験体の実験結果を収集して、統計的な検証を行い、以下の知見を得た。

- ◆ 全てのせん断終局強度評価式およびせん断ひび割れ強度評価式による計算値は実験値に対して平均的に

安全側の評価になるが、ばらつきが大きい。

- 普通コンクリート ($\sigma_B: 4.5\sim 167\text{N/mm}^2$) を用いた梁のせん断破壊時の荒川平均式と $R_p=0$ とした靱性 A 法は、せん断終局強度評価式として同程度の精度をもつ。
- 付着割裂破壊を積極的に考慮しない荒川平均式によって付着割裂破壊した梁のせん断終局強度を評価したところ、せん断破壊時とほぼ同等の精度を得た。
- 有孔梁に対する靱性指針式は、せん断終局強度の下限を評価する広沢式より実験値を安全側に評価するが、ばらつきは大きい。
- 有孔梁の長期許容せん断力計算式の第一項は、開口径の影響を過小に評価するため、項 $(1-1.61H/D)$ を用いると、下限を妥当に評価できる。
- 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) 無孔梁の終局強度時部材角の下限をせん断補強量 $p_w\sigma_{wy}$ の関数として設定した。

参考文献

出典の大会は日本建築学会学術講演梗概集、年次はコンクリート工学年次論文集を表す。筆頭著者のみ記す。

- 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) 荒川卓：鉄筋コンクリートはりの許容せん断応力度とせん断補強について，コンクリート・ジャーナル，Vol.8, No.7, pp.11-20, 1970.7
- 3) 広沢雅也ほか：鉄筋コンクリート造有孔ばりのせん断強度と靱性，建築技術，pp.93-101, 1979.3
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.11
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999.8
- 6) 境有紀ほか：高強度コンクリートを用いた RC 部材

の耐力と耐力算定式，大会，pp.727-730, 1989.10

- 7) 伊藤嘉則ほか：修正荒川 min 式を用いた場合の適合性検証に関する一考察，日本建築学会構造系論文集，No.664, pp.1125-1134, 2011.6
- 8) 津村浩三：開口を有する鉄筋コンクリート梁のせん断耐力，日本建築学会構造系論文集，No.424, pp.35-46, 1991.6
- 9) 李正浩ほか：簡易補強有孔梁のせん断耐力に関する研究，大会，pp.665-670, 1992.8
- 10) 平瀬智樹ほか：RC 有孔梁のせん断伝達機構に関する実験研究，年次，Vol.33, No.2, pp.259-264, 2011.7
- 11) 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
- 12) 高周波熱錬株式会社：鉄筋コンクリート造はり，柱のせん断補強筋として PC 鋼棒ウルボンを使用する工法設計指針・同解説，BCJ 評定-RC0220-04, 2009
- 13) 建設省総合技術開発プロジェクト：鉄筋コンクリート造建築物の超軽量化・超高層化技術の開発，平成4年度構造性能分科会報告書，(財)国土開発技術センター，pp.V-4-5 および V-13-14, 1993.3
- 14) 谷口博亮ほか：低強度コンクリート RC 梁の耐力評価に関する実験的研究，年次，Vol.30, No.3, pp.265-270, 2008.7
- 15) 加藤隆史ほか：PVA 繊維補強した建設汚泥骨材コンクリート梁部材の構造性能，年次，Vol.30, No.3, pp.1423-1428, 2008.7
- 16) 楊辞冬ほか：超高強度材料を用いた梁のせん断破壊実験，年次，Vol.15, No.2, pp.27-32, 1993

データベース参考文献

検証に用いた実験資料の文献を以下に示す。タイトルは略した。また、前半は無孔梁、後半は有孔梁に分けた。

著者	出典	年次	著者	出典	年次	著者	出典	年次	著者	出典	年次	著者	出典	年次	
伊藤大輔, 半井晋一ほか1名	年次	843	2010	西川義平, 徳橋一博ほか2名	大会	98	2005	松野一成, 角盛三ほか3名	大会	355	2000	前口剛洋, 日比野雄ほか2名	年次	819	1995
菅智貴, 園田智彦ほか2名	年次	1273	2010	中林太夫, 幸左衛門ほか2名	年次	59	2004	千原英彦, 武田寛	大会	451	2000	山本修彦, 菅田将文	年次	626	1995
松本春彦, 佐藤立美	大会	173	2010	永坂良也, 東根寛正ほか2名	年次	361	2004	鶴井洋一, 野村敬郎ほか2名	大会	461	2000	伊永珠, 李勇昇ほか1名	年次	667	1994
柳沢淳	大会	221	2010	千田晋吾, 松崎寛弘ほか2名	年次	379	2004	金子第一, 松崎寛弘ほか3名	大会	493	2000	Akasamimほか3名	年次	821	1995
山代哲治, 南宏一ほか2名	大会	222	2010	E. WITICHUKREANGKRAIほか3名	年次	727	2004	海津寿人, 田中孔治ほか2名	大会	507	2000	加藤博文, 足立孝博ほか2名	年次	899	1995
稲増茂行, 井上晋一ほか2名	年次	1255	2009	黒岩俊之, 佐藤勉ほか2名	年次	955	2004	中澤淳, 南宏一ほか2名	大会	515	2000	小林亮介, 中野清司ほか1名	年次	377	1994
S.V.T.J.PEREIRAほか3名	年次	589	2009	White PANSUKIほか3名	年次	991	2004	下野一行, 松岡茂ほか2名	年次	175	1999	山田昭, 吉田義隆	年次	491	1994
野村文雄, 半井晋一	年次	751	2009	梅本洋平, 小林晋彦ほか2名	年次	1021	2004	井上寛規, 中村次雄ほか1名	年次	463	1999	松野一成, 角盛三	年次	497	1994
高橋貴之, 中林良昭ほか1名	年次	893	2009	清水文彦, 永井賢ほか2名	年次	1531	2004	藤谷章彦, 松崎寛弘ほか2名	年次	511	1999	岸谷公司, 市ノ橋敏雄	年次	545	1994
島田隆之, 今井士夫ほか2名	年次	1645	2009	磯田人, 小林亮介ほか2名	大会	245	2004	松野一成, 角盛三ほか2名	大会	111	1999	斎藤隆, 今井弘ほか1名	年次	787	1994
宮倉亮太, 奥村幹也ほか2名	年次	1669	2009	柳澤幸男, 大野昭博ほか1名	年次	433	2003	高見理樹, 江戸安彰	大会	507	1999	大淵英夫, 松崎寛弘ほか2名	年次	853	1994
山代哲治, 南宏一ほか2名	大会	171	2009	白井一義, 福山洋平ほか1名	年次	841	2003	松原隆雄, 武田寛	大会	999	1999	藤井冬, 芳村孝ほか1名	年次	27	1993
黒水法哉, 金久保利之ほか2名	大会	175	2009	長友亮寛, 神谷一彰ほか2名	年次	859	2003	松長英之, 渡辺友夫ほか2名	大会	909	1999	伊藤剛一, 小林亮介	年次	135	1993
新井康雄, 小林亮介ほか4名	大会	215	2009	橋本浩, 小林晋彦ほか1名	年次	1009	2003	千原英彦, 武田寛	大会	917	1999	大塚理明, 園部孝善ほか2名	年次	187	1993
武争也, 松本裕二ほか1名	年次	37	2008	千田晋吾, 松崎寛弘ほか3名	大会	77	2003	三橋博行, 林静雄ほか2名	大会	929	1999	佐藤康司, 大芳賀善喜ほか1名	年次	241	1993
谷口博亮, 坂本秀夫ほか1名	年次	265	2008	渡辺淳弘, 野村敬郎ほか1名	大会	307	2002	原重之, 藤井崇ほか2名	年次	307	1998	黒村武浩, 青山博之ほか2名	年次	335	1993
藤川清嗣, 宮藤政弘ほか2名	年次	751	2008	山口晋一郎, 松崎寛弘ほか2名	年次	325	2002	佐藤隆一, 藤井崇ほか2名	年次	1261	1998	高瀬誠司, 新藤健太ほか1名	年次	461	1993
加藤隆史, 坂本秀夫ほか2名	年次	1423	2008	前口剛洋, 渡辺淳弘ほか2名	年次	331	2002	下田尚史, 永坂良也	大会	283	1998	久保富広, 藤谷次夫ほか2名	年次	691	1993
永山正幸, 坂本秀夫ほか2名	年次	1618	2008	高澤英樹, 藤井崇ほか1名	年次	895	2002	藤谷章彦, 高倉正賢ほか3名	大会	289	1998	三橋博行, 佐次郎也ほか1名	年次	791	1993
松井剛, 坂本秀夫ほか1名	大会	9	2008	松野一成, 角盛三ほか1名	年次	1253	2002	森本敏幸, 三井晋之ほか2名	大会	471	1998	小林亮介, 藤田士生ほか1名	年次	875	1993
柴田正隆, 南宏一ほか2名	大会	423	2008	佐藤隆一, 藤井崇ほか1名	年次	1357	2002	新井一輔, 野村敬郎ほか1名	大会	473	1998	松崎寛弘, 中野克彦ほか2名	年次	107	1992
高橋和哉, 永井賢ほか2名	大会	469	2008	三井雅一, 山本洋平ほか2名	年次	1463	2002	稲垣雄二, 福山洋平ほか1名	大会	479	1998	大淵英彦, 林静雄	年次	227	1992
若林直樹, 林静雄ほか2名	年次	73	2007	白井一義, 武田寛	大会	251	2002	宗室寛和, 三橋博行ほか5名	大会	495	1998	藤原志彦, 野野芳一ほか1名	年次	151	1991
渡辺淳弘, 黒川清嗣ほか2名	年次	691	2007	鈴木俊彦, 松崎寛弘ほか4名	大会	253	2002	田村真利, 白井伸明ほか2名	年次	153	1997	小林亮介, 伊藤剛一ほか1名	年次	181	1991
新井康雄, 坂本秀夫ほか1名	年次	931	2007	永坂良也, 藤井崇ほか1名	大会	269	2002	黒木伸彦, 松崎寛弘ほか2名	年次	207	1997	黒川善孝, 島崎和司	年次	179	1991
八十島英, 坂本秀夫ほか1名	大会	53	2007	幸吉照, 藤井崇ほか2名	大会	287	2002	野比地雄一, 野野芳一ほか2名	年次	615	1997	林川俊郎, 角田与史雄ほか1名	年次	319	1990
福山和祐, 佐藤隆一ほか2名	大会	763	2007	神谷一彰, 藤井崇ほか2名	大会	289	2002	河合隆一, 山本洋平ほか2名	年次	705	1997	藤田泰樹, 林静雄ほか2名	年次	821	1996
西川義平, 佐藤隆一ほか2名	年次	1378	2006	松野一成, 角盛三	大会	783	2002	藤内善希, 木田俊昭ほか2名	年次	759	1997	野村敬郎, 松崎寛弘ほか2名	年次	207	1995
宇田隆彦, 藤井崇ほか2名	年次	1441	2006	前口剛洋, 渡辺淳弘ほか2名	年次	271	2001	小柳川泰, 小林隆彦ほか2名	年次	1401	1997	中塚英治, 林静雄ほか1名	年次	607	1995
山田隆弘, 柴田正	年次	1447	2006	金子第一, 小谷俊介ほか1名	年次	283	2001	宇田川亮, 松山隆彦ほか3名	大会	481	1997	前口剛洋, 出光隆彦ほか2名	年次	619	1995
竹之井隆, 森田学ほか2名	大会	1483	2006	高澤英樹, 藤井崇ほか2名	年次	307	2001	小前健太郎, 小谷俊介ほか2名	年次	491	1996	山本俊彦, 菅田将文	年次	625	1995
丸田隆, 永井賢ほか2名	大会	2477	2006	吉澤理理, 野村敬郎ほか1名	年次	943	2001	松野一成, 角盛三ほか2名	年次	617	1996	藤原隆一, 中野清司ほか1名	年次	377	1994
福山洋, 渡辺淳弘ほか3名	大会	97	2006	谷村英裕, 松岡茂ほか2名	年次	967	2001	田中雄彦, 藤田敬行ほか1名	大会	1475	1996	久保政司, 佐藤立美	大会	217	2010
林健行, 松崎寛弘ほか4名	大会	291	2006	佐藤隆一, 大野昭博ほか2名	年次	985	2001	松野一成, 武田寛	大会	339	1996	前口剛洋, 出光隆彦ほか2名	年次	299	1993
津野孝一, 松崎寛弘ほか4名	大会	297	2006	渡辺淳弘, 野村敬郎ほか1名	大会	291	2001	山瀬龍司, 衣笠秀行ほか1名	大会	411	1996	前口剛洋	年次	253	2008
西川義平, 佐藤隆一ほか2名	大会	303	2006	印田宗史, 渡辺淳弘ほか5名	大会	293	2001	藤原隆雄, 小谷俊介ほか3名	大会	419	1996	島田寛	大会	465	2008
Hasu E DUYENほか2名	年次	805	2005	前田浩志, 渡辺淳弘ほか1名	年次	193	2000	青木隆夫, 松崎寛弘ほか4名	大会	425	1996	伊永珠, 前口剛洋	大会	467	2008
岡山知義, 幸左衛門ほか2名	大会	817	2005	黒川隆彦, 藤井崇ほか1名	年次	589	2000	Akasamimほか3名	大会	429	1996	青田昌己, 香取慶一ほか2名	年次	175	2007
木本義孝子, 松崎寛弘ほか4名	大会	73	2005	篠井文隆, 小林亮介ほか2名	年次	931	2000	小林信子, 野口博ほか1名	年次	517	1995	中村洋行, 福山洋平ほか2名	年次	1627	2007

以下は、有孔梁
(無孔梁と重複している文献もあるが再度示した)