

許容せん断耐力を指標としたせん断クラック幅の評価

EVALUATION OF SHEAR CRACK WIDTH BASED ON SHEAR FORCE RATIO

島崎和司 — * 1

Kazushi SHIMAZAKI — * 1

キーワード：
 鉄筋コンクリート, 損傷評価, 損傷限界, せん断クラック, クラック幅, 残留

Keywords :
 Reinforced concrete, Damage evaluation, Damage limit state, Shear crack, Crack width, Residual

To consider the damage limit state for RC buildings, the limit value of design shear force should be established to limit the residual crack width under the boundary after an earthquake. In this paper, linear multiple regression analyses were done on the relation of crack width and shear force level for test data. Obtained estimate formulas using major parameters can estimate the residual crack width well. The relationship between the shear force level normalized by the AIJ standard capacity formulas and crack width was also examined. It is founded if the shear force of a member is limited less than the damage limit state shear force capacity, the residual crack width settles for less than 0.3mm.

1. 序

建築物の設計法が、性能に立脚した設計法に推移していく中、鉄筋コンクリート建物の損傷評価としてのクラック幅の評価の必要性が認識されてきた。せん断クラックについては、まだ確立した評価法はないが、その手法が提案されてきている¹⁾³⁾。せん断ひび割れ幅が、それを横切るせん断補強筋ひずみの積分とすれば、ひび割れ幅の合計値がせん断補強筋の伸び量とほぼ等しいと考えることができる。地震に対する損傷限界としてのクラック幅は、地震後の1本あたりの最大残留クラック幅が重要であり、これは、クラック本数や、そのほか様々な因子の影響を受け、これらを理論的なモデルに取り込むことは困難と考えられる。

一方、損傷限界を設計として考慮するためには、クラック幅を損傷限界以下に収めるための設計用せん断力を定める必要がある。これまでに RC 規準の短期許容せん断力以下に抑えれば、残留クラック幅は損傷限界内に収まるとの研究もある²⁾。梁の場合には、地震後の残留クラック幅の評価には、かなり大きな長期せん断力が作用していることを考慮する必要がある³⁾。

本論では、既往の実験データによるせん断ひびわれ幅とせん断力の関係を評価し、さらに、既往のせん断許容耐力式と比較することにより、せん断クラックが損傷限界以内に収まるための設計用せん断力を検討することを目的とする。

2. 実験データの分析

用いた実験データは、著者等の実験と、クラックに関するデータが公表されている表1に示した49体のデータとした。主なパラメータの範囲としては、幅 b が200~320mm、部材有効せい d が175~352mm、

表1 実験データ一覧

No.	断面寸法 (mm)			コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	鉄筋			せん断スパン 比	軸力 比	参考 文献
	幅	有効 せい	応力 中心 距離		引張鉄筋比 P_t (%)	せん断補強 筋降伏強度 (N/mm ²)	帯筋比 P_w (%)			
1	7	200	175	153	22.2	0.82	477	0.10	2.29	0.15
2	8	200	175	153	22.2	0.82	477	0.10	2.29	0.15
3	9	200	175	153	22.2	0.82	477	0.30	2.29	0.15
4	10	200	175	153	22.2	0.82	477	0.30	2.29	0.15
5	11	200	175	153	22.2	0.82	477	0.10	1.14	0.15
6	12	200	175	153	22.2	0.82	477	0.10	1.14	0.15
7	13	200	175	153	22.2	0.82	477	0.30	1.14	0.15
8	14	200	175	153	22.2	0.82	477	0.30	1.14	0.15
9	8C	200	175	153	25.0	0.82	477	0.10	2.29	0.15
10	12C	200	175	153	25.0	0.82	477	0.10	1.14	0.15
11	14C	200	175	153	25.0	0.82	477	0.30	1.14	0.15
12	1	320	278	243	24.3	0.67	391	0.49	2.30	0.00
13	2	320	278	243	24.3	0.67	391	0.49	1.73	0.20
14	3	320	278	243	23.8	0.67	391	0.49	1.73	0.00
15	4	320	278	243	24.3	0.67	391	0.49	1.73	0.20
16	5	320	278	243	23.8	0.67	391	0.49	1.73	0.00
17	6	320	278	243	23.8	0.67	831	0.25	1.73	0.00
18	R-N-N5-N0	275	315	276	36.2	0.59	526	0.71	1.11	0.00
19	R-N-47	275	315	276	29.7	0.59	1277	0.46	1.11	0.00
20	R-N-73	275	315	276	29.7	0.59	1280	0.71	1.11	0.00
21	R-N-138	275	315	276	29.7	0.59	1317	1.40	1.11	0.00
22	R-H-73	275	315	276	57.7	0.59	1280	0.71	1.11	0.00
23	R-N-N-94-S	275	315	276	34.8	0.59	289	0.94	1.11	0.00
24	R-N-N-94-B	275	315	276	34.8	0.59	289	0.94	1.11	0.00
25	1B	200	249	218	39.9	1.99	303	0.42	1.81	0.00
26	2B	200	249	218	39.9	1.99	353	0.42	1.81	0.00
27	3B	200	249	218	39.9	1.99	353	0.42	1.81	0.13
28	4B	200	249	218	39.9	1.99	353	0.84	1.81	0.00
29	5B	200	249	218	39.9	1.99	353	0.84	1.81	0.13
30	B-1	320	310	271	36.4	1.95	362	0.32	4.30	0.00
31	B-2	320	310	271	36.4	1.95	362	0.64	4.30	0.00
32	1B'	200	261	228	35.5	1.65	307	0.25	1.72	0.00
33	2B'	200	261	228	35.5	1.65	307	0.58	1.72	0.00
34	3B'	200	261	228	35.5	1.65	357	0.57	1.72	0.00
35	4B'	200	261	228	35.5	1.65	357	1.02	1.72	0.00
36	5B'	200	261	228	35.5	1.65	355	1.01	1.72	0.00
37	6B'	200	261	228	38.8	1.65	357	0.57	1.72	0.06
38	7B'	200	261	228	38.8	1.65	357	0.57	1.72	0.13
39	8B'	200	261	228	38.8	1.65	357	1.02	1.72	0.06
40	9B'	200	261	228	38.8	1.65	357	1.02	1.72	0.13
41	10B'	240	261	228	38.8	1.37	357	0.48	1.72	0.00
42	11B'	240	261	228	38.8	1.37	357	0.85	1.72	0.00
43	12B'	300	261	228	35.5	1.10	357	0.38	1.72	0.00
44	13B'	200	261	228	35.5	1.65	357	0.58	1.72	0.00
45	14B'	200	261	228	35.5	1.65	357	0.58	1.72	0.00
46	1B''	160	352	308	32.2	2.12	486	0.50	1.95	0.00
47	2B''	160	352	308	32.2	2.12	486	1.00	1.95	0.00
48	3B''	160	352	308	34.2	2.12	1257	0.50	1.95	0.00
49	4B''	160	352	308	34.2	2.12	1257	1.00	1.95	0.00

*1 神奈川大学工学部建築学科 教授・博士(工学)
 (〒221-8686 横浜市神奈川区六角橋3-27-1)

*1 Prof., Department of Architecture, Kanagawa University, Dr. Eng.

コンクリートの圧縮強度 σ_b が22.2~39.9N/mm²、主筋の引張鉄筋比 p_t が0.59~2.12%、せん断補強筋の降伏強度 w_f が289~1317N/mm²、せん断補強筋比 p_w が0.10~1.40%、せん断スパン比 M/Qd が1.11~4.30、軸力比 n が0~0.20である。実験は、せん断クラック評価をするためのものだけでなく、せん断崩壊を検証するためのものも含まれており、せん断耐力以下で、主筋やせん断補強筋が降伏するまでのクラック幅データに関するものを Zone I、せん断破壊後のクラック幅に対応するものを Zone II と区分した。本論では修復限界に対応する Zone I について述べる。用いたデータは、直接クラック幅が記載されているもの他に、グラフからその値を読み取れるデータも含め、処女載荷時のデータのみを用いた。また、せん断クラック荷重とピーク時(短期許容応力度 or $R=1/100$ 以下)にひび割れ幅のみが記載されているものも用いた。せん断クラック荷重が明示されていないデータで、せん断補強筋の履歴のあるものについては、そのグラフの折れ点より読み取った値を用いた。

実験データのせん断力とひび割れ幅の関係のうち、せん断力を「鉄筋コンクリート構造計算規準(以下RC規準)」⁹⁾によるコンクリートの負担する短期許容せん断力 $f_s b j$ (f_s :コンクリートの短期許容せん断応力度、 j :応力中心距離)で除して規準化し、これをせん断力比と定義した。せん断クラックは、短期許容せん断力 $f_s b j$ の α' 倍で生じるとした。Zone I 区間でのせん断クラック後のせん断力比とピーク時ひび割れ幅 (X) との関係を示すように、傾きが β の直線関係にあるとし、(1)式のように想定する。

$$Q / f_s b j = \alpha' + \beta X \quad \dots(1)$$

図2に代表的な試験体のせん断力比-ひび割れ幅関係とピーク時ひび割れ幅-残留ひび割れ幅関係を示した。それぞれの試験体においては、線形関係が確保されているといえる。各試験体のひび割れ幅が1mm以内のデータを線形回帰して切片(α')と傾き(β)を求めた。

この α' と β に対して、 b 、 d 、 p_t 、 w_f 、 p_w 、せん断スパン比の逆数 Qd/M 、 n をパラメータとして線形重回帰分析を行った(単位: mm、kN、鉄筋比%)。 α' は全49試験体の結果、 β はクラック幅のデータが複数ある試験体のうち、明らかに曲げの卓越する試験体を除いた33体の結果を用いた。結果を表2,3に、この結果を用いて推定した推定値と実験値の対応を図3に示す。ばらつきは見られるが、おおむね実験値に対応している。 t 値、 p 値をみると、 α' は、 p_t 、 p_w 、 Qd/M 、 n が、 β は b 、 p_t 、 p_w 、 Qd/M 、 n が主要因となっている。クラック幅が、せん断補強筋のひずみの積分であるとする有効せい d とクラック幅 X は比例することになるが、せん断力を $f_s b j$ で無次元化することにより、本データ範囲では α' 、 β に関して有効せい d との関連性は少ない。せん断補強筋のひずみの積分だけでは、ひび割れ幅に達しないとの研究⁷⁾もあり、せいが高くなるとクラック本数が増大すること、さらには乾燥収縮等の影響もあり、せん断補強筋のひずみから理論的に直接クラック幅を推定することは現状では難しいといえる。

パラメータを主要因のものに縮約して改めて線形重回帰分析を行うと、推定式として次式を得る。

$$\begin{aligned} \alpha' &= -0.43 + 0.51p_t + 0.47p_w + 0.94Qd/M + 5.77n \\ \beta &= 13.0 - 1.83 \times 10^{-2}b - 2.29p_t + 2.94p_w - 7.15Qd/M \\ &\quad - 9.66n \quad \dots(2) \end{aligned}$$

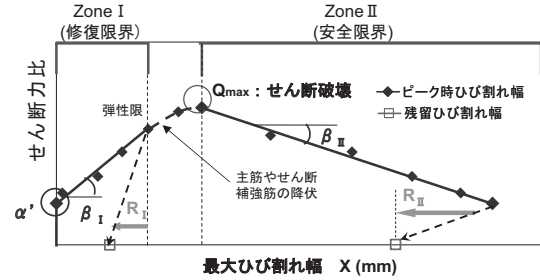


図1 せん断力比-ひび割れ幅模式図

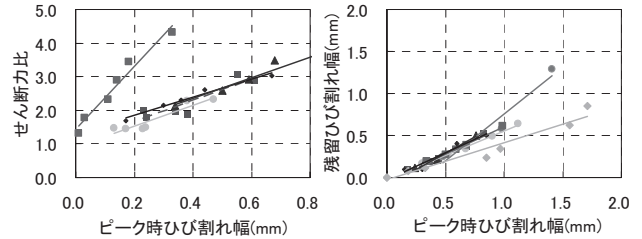


図2 各試験体のひび割れ幅の関係

表2 係数 α' に関する線形重回帰分析結果

	係数	標準誤差	t	p	回帰統計	
切片	-1.68E+00	6.95E-01	-2.41	0.02	重相関 R	0.80
b	2.83E-03	1.72E-03	1.64	0.11	重決定 R^2	0.64
d	3.18E-04	1.90E-03	0.17	0.87	補正 R^2	0.58
p_t	7.46E-01	1.90E-01	3.92	0.00	標準誤差	0.34
w_f	-9.12E-05	2.11E-04	-0.43	0.67	分散分析F	0.00
p_w	3.95E-01	2.16E-01	1.83	0.07		
Qd/M	1.37E+00	3.93E-01	3.49	0.00		
n	6.59E+00	9.73E-01	6.77	0.00		

表3 係数 β に関する線形重回帰分析結果

	係数	標準誤差	t	p	回帰統計	
切片	1.16E+01	1.87E+00	6.22	0.00	重相関 R	0.79
b	-2.49E-02	7.58E-03	-3.29	0.01	重決定 R^2	0.62
d	8.62E-03	9.63E-03	0.89	0.30	補正 R^2	0.53
p_t	-2.04E+00	5.77E-01	-3.53	0.00	標準誤差	0.86
w_f	5.23E-04	6.31E-04	0.83	0.68	分散分析F	0.00
p_w	2.53E+00	7.20E-01	3.51	0.00		
Qd/M	-6.91E+00	1.44E+00	-4.80	0.00		
n	-5.90E+00	2.98E+00	-1.98	0.01		

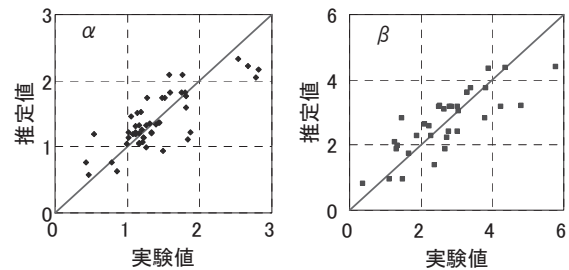


図3 推定値と実験値の対応

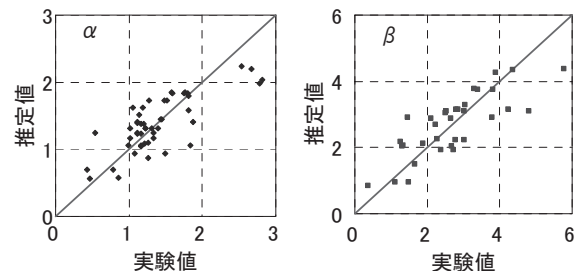


図4 簡略化した推定値と実験値の対応

このときの補正 R^2 は、 α で0.56、 β で0.57である。図4に(2)式による推定値と実験値との比較を示す。図3とほぼ同程度で、概ね実験値と対応している。

ピーク時ひび割れ幅に対する、せん断力をゼロまで除荷したときの残留ひび割れ幅の比を残留率(R)とし、これに対し、線形重回帰分析を行なった結果を表4に、実験値と推定値の対応を図5に示す。 p_t 、 Qd/M が主要因となっている。 b 、 d も t 値が大きい、無次元量である p_w を加えた因子での線形重回帰分析を行うと推定式として次式を得る。

$$R = -0.396 + 0.382p_t - 0.283p_w + 0.867Qd/M \quad \dots(3)$$

このときの補正 R^2 は0.64であり、 p_w の p 値も0.005となり有意性を示している。実験値と(3)式による推定値の対応を図6に示す。図5に比べやや対応が悪いが、おおむね推定できているといえる。代表的な試験体の(2)(3)式で得られる値を(1)式に代入して求めたせん断力比-残留ひび割れ幅関係と実験値の対応を図7に示す。おおむねよい対応を示しているといえる。

修復限界となる残留クラック幅をいくつに取るかはいろいろ議論のあるところであるが、ここでは0.3mm とすると、修復限界用の許容せん断力として次式を得る。

$$Q/f_s b j = (\alpha' + 0.3\beta)/R \quad \dots(4)$$

(1)~(3)式による各係数の推定は、本論で用いたデータに関しては適用性がよいが、実部材に適用しようとする、線形回帰の限界があり、(4)式による値が現実的でなくなる範囲が生じる。(1)~(3)式による各係数は、傾向を把握するためにのみに用いるほうがよさそうである。

3. 設計用せん断力とクラック幅

ここでは、表1で示した実験データとRC規準のせん断許容耐力式を用い、せん断クラックが損傷限界以内に収まるための設計用せん断力を検討する。規準となる許容せん断耐力式は、以下の5つとした。

1)柱の長期許容耐力式

$$Q_{AL} = bj \alpha f_s$$

$$\alpha = 4/(M/Qd + 1) \quad \text{かつ} \quad 1 \leq \alpha \leq 1.5$$

2)梁の長期許容耐力式

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

w_f : せん断補強筋の長期許容引張応力度 ($\leq 200\text{N/mm}^2$)

ただし $1 \leq \alpha \leq 1.5$ とした。

3)損傷限界検討用耐力式^{注1)}

$$Q_{AS1} = bj \left\{ \frac{2}{3} \alpha f_s + 0.5 w_f (p_w - 0.002) \right\}$$

w_f : せん断補強筋の短期許容引張応力度 (ただし実降伏点強度とし $\leq 390\text{N/mm}^2$)

ただし $1 \leq \alpha \leq 1.5$ とした。

4)柱の短期許容耐力式

$$Q_{AS2} = bj \{ f_s + 0.5 w_f (p_w - 0.002) \}$$

w_f : せん断補強筋の短期許容引張応力度 (ただし実降伏点強度とし $\leq 600\text{N/mm}^2$)

表4 係数Rに関する線形重回帰分析結果

	係数	標準誤差	t	p	回帰統計	
切片	-9.36E-01	1.75E-01	-5.36	0.00	重相関 R	0.94
b	5.01E-03	9.17E-04	5.46	0.00	重決定 R^2	0.89
d	-5.99E-03	1.09E-03	-5.52	0.00	補正 R^2	0.85
p_t	6.35E-01	6.05E-02	10.50	0.00	標準誤差	0.08
w_f	1.42E-04	6.56E-05	2.16	0.04		
p_w	4.69E-02	8.77E-02	0.53	0.60	分散分析F	0.00
Qd/M	1.35E+00	1.47E-01	9.19	0.00		
n	-1.12E-01	2.30E-01	-0.49	0.63		

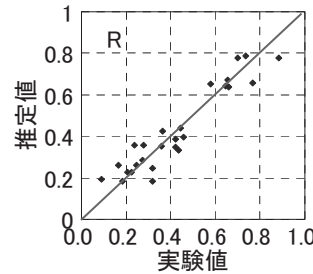


図5 推定値と実験値の対応

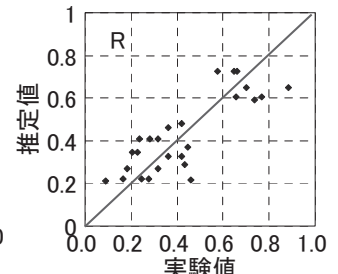


図6 推定値と実験値の対応

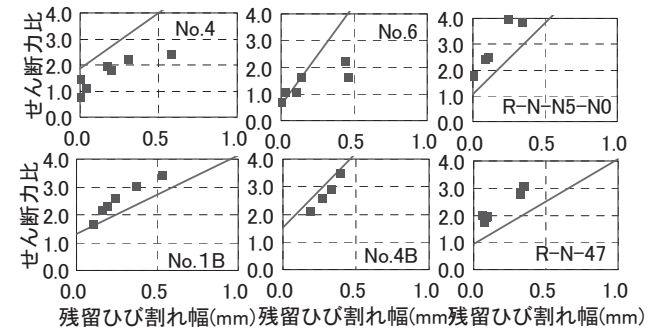


図7 推定式による算定値と実験値の対応

5)梁の短期許容耐力式

$$Q_{AS2} = bj \{ \alpha f_s + 0.5 w_f (p_w - 0.002) \}$$

w_f : せん断補強筋の短期許容引張応力度

(ただし実降伏点強度とし $\leq 600\text{N/mm}^2$)

$1 \leq \alpha \leq 1.5$ とした。

それぞれのせん断力に対する最大せん断力の比と、せん断力を0としたときの残留クラック幅、ピーク時せん断クラック幅との関係を図8に示す。グラフの各マークは、表1の各実験シリーズ別になっている。1)2)の長期許容耐力式に対する比が1以下の場合、ピーク時のクラック幅も0.3mm以下となっており、このせん断力が常時作用しても、せん断クラック幅は0.3mmを超えない。3)の損傷限界検討用耐力式に対する比が1以下の場合、残留クラック幅は0.3mm以下となっている。ピーク時クラック幅は、1近くになると多少0.3mmを超えるものもある。4)5)の短期許容耐力式に対する比が1以下の場合でも、残留クラック幅が0.3mmを超えるものがある。また、ピーク時クラック幅は、1mmに達するものもある。梁には常時せん断力が作用し、地震後にもせん断力が0とならないことを考慮すると、短期許容せん断力式では地震後のクラック幅が0.3mm以下になるとは言えない。以上を考えると、地震後のクラック幅が0.3mm以下となるような設計用せん断力としては、3)の損傷限界検討用耐力式が適切であるといえる。なお、図8では、せん断補強筋の短期許容引張応力度として実降伏点強度を採用するが、

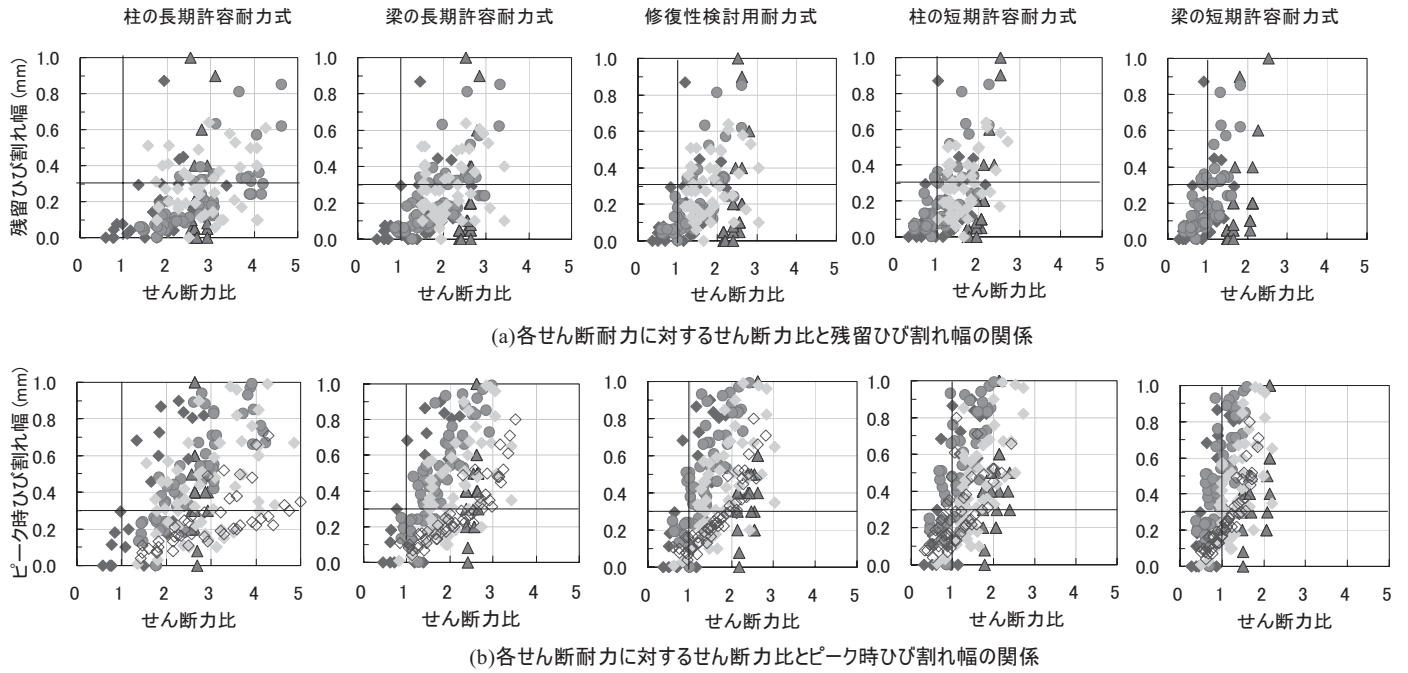


図8 せん断力とせん断クラック幅の関係

390N/mm²以下として算定している。これを実強度そのままを用いると図9に示したようになり、残留ひび割れ幅が0.3mm以下とはならない。せん断補強筋の損傷限界検討用の短期許容引張応力度を390N/mm²以下とすることが必要である。

4. まとめ

本論では、ひび割れ幅の実験結果を線形重回帰分析を行い、相関度の高いパラメータを用いた推定式を求めた。この式により、実験データの範囲では概ね残留ひび割れ幅を推定することができた。また、実際の設計への適用を考え、既存のせん断耐力式と残留クラック幅の関係を検討し、RC 規準改定案で提案されている修復性検討用耐力式によれば、残留クラック幅が0.3mm以下になることを示した。

謝辞

本研究は、日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準改定小委員会、柱梁WG(黒瀬行信主査)での活動の一環として実施し、WG委員から貴重な意見をいただきました。損傷限界検討用耐力式は、委員会主査の黒瀬博士の提案式である。また、実験データの集積整理は2008年度神奈川大学卒論生の山根英揮君の労によるところが大きい。東京工業大学林研究室⁶⁾、坂田研究室⁵⁾の実験データに関しては、詳細なデータを頂きました。関係者各位に謝意を表します。なお、本論の一部は文献10)において公表したが、そのときから曲げ変形の卓越するものを除外するなどデータの扱いを変更したので、得られた回帰式に多少の相違がある。

参考文献

- 1) 松石長之、川西泰一郎、久田祐司、渡辺史夫：鉄筋コンクリート造梁のせん断ひび割れ幅制御に関する研究、(その1)実験概要と結果の考察、日本建築学会大会学術講演梗概集(中国) 1999 他

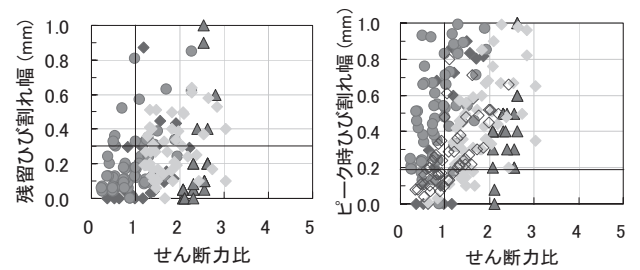


図9 実強度を用いた修復性検討用耐力式による検討

- 2) 福山洋、松崎育弘、諏訪田晴彦、中野克彦、磯雅人、笠原美幸：RC部材のせん断ひび割れに係わる損傷限界の評価(その1 柱、梁部材の場合)、日本建築学会大会学術講演梗概集(東北) 2000
- 3) 柳瀬圭児、大野義照、中川隆夫：RCおよびPRC梁のせん断ひび割れ幅、コンクリート工学年次論文集 Vol.25, No.2, 2003
- 4) 岩松、五十嵐泉、島崎和司：RC造柱の地震後の残存軸耐力に関する研究その2繰り返し載荷とせん断スパン比の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2, pp.313-314、2007 他
- 5) 曾根大貴、金本清臣、坂田弘安、田村和夫、和田章：鉄筋コンクリート柱部材の地震時損傷評価に関する実験的研究(その1.実験計画および結果の概要)、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東) 2001 他
- 6) 中村陽介、長江拓也、香取慶一、林静雄：鉄筋コンクリート柱の損傷過程におけるせん断ひび割れ挙動及び評価法に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2, pp.121-124、2005 他
- 7) 柳瀬圭児、大野義照：鉄筋コンクリート梁部材のせん断ひび割れ幅、日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸) 2002
- 8) 高見信嗣、江戸宏彰：RC部材のひび割れ幅特性に関する実験、日本建築学会大会学術講演梗概集(東北) 2000
- 9) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、日本建築学会、1999
- 10) 山根英揮、島崎和司：せん断クラック幅を対象とした損傷評価—せん断力を指標とした残留ひび割れ幅の推定、日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)、2008

注

- 注1) 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説2009改定案」、日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準改定小委員会、2008年3月に東京、4月に大阪で公開小委員会資料として開示されている
<http://news-sv.aij.or.jp/kouzou/s22/public/080331-0411/>

[2008年6月2日原稿受理 2008年8月4日採用決定]