SRC 部材の塑性理論に基づくせん断設計式の検討

STUDY ON THE DESIGN FORMULA TO ESTIMATE SHEAR STRENGTH OF
SRC MEMBERS BASED ON THE THEORY OF PLASTICITY

土井希祐*, 称原良一**

Mareyasu DOI and Ryoichi SHOHARA

We've checked the present AIJ design formula to estimate shear strength of SRC members referring the database of experimental results, and clarified the problem.

There are two types of design formulae to estimate shear strength based on the theory of plasticity. The one satisfies the equilibrium condition among flexural force, shear force, and axial force, and the other doesn't satisfy. The former type agrees with the theory, and fits in the purpose of calculating the strength of designed members. The latter type fits in the purpose of calculating the amount of steel bar necessary to resist the given external force.

First, we've proved that we could estimate the ultimate strength of SRC members as same as RC members by the former. In the second place, we've proved that we could construct the design formula to estimate shear strength by the latter.

Keyword: Design formula, Shear strength, SRC member, Theory of plasticity, Equilibrium condition, Database

設計式, せん断耐力, SRC 部材, 塑性理論, 釣合条件, データベース

1. 序

鉄筋コンクリート系部材のせん断耐力に関しては、その耐荷機構が複雑な事もある、実験式を基とする設計式が各種設計規準に採用されてきた。建築学会の鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準¹⁾においても、実験式に基づく設計式（以後SRC規準式と呼ぶ）が採用されている。しかしながら、著者や南等は、鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に関して、かなり以前から、せん断補強筋のトラス機構により伝達されるせん断力とコンクリートのみでせん断力を伝達するアーチ機構を想定した塑性理論に基づく耐力式^{2), 3)}を提案しており、その鉄筋コンクリート部分のせん断耐力式として提案された式が、鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針⁴⁾のせん断設計式（以後RC終局強度指針式と呼ぶ）の基となっている。このような事から、SRCのせん断設計式としても、適用範囲の明確な理論に基づく設計式の採用が可能と思われる。

本論ではまず、SRC規準式をSRC運営委員会が収集した実験結果のデータベースと照合し、問題点を明らかにする。次にその問題点の主要な部分の解決となりうる塑性理論に基づくせん断耐力式の検討を行う。

ところで、塑性理論に基づくせん断耐力式は、大きく次の2つの式に分けられる。

①曲げ、せん断、および軸力の釣り合いのとれたせん断設計式

②設計の便宜のために、曲げとせん断を独立に扱うせん断設計式
①は理論に忠実であり、設計された部材の耐力を精度良く計算するには適した式であるが、与えられた外力に対して必要鉄筋量を求めるためには設計システムの大きな変更が必要となる。②は厳密な理論から離れてしまうが、容易に必要鉄筋量を求める事ができる。

本論では①の方法で、SRC部材もRC部材と同様に精度良く終局耐力を評価できる事を示し、②の方法では今後のせん断設計式へつながりうる事を示す。

2. SRC規準の設計耐力式と実験値の対応

本章ではSRC部材の耐力について、SRC規準式による計算値と実験値との照合を行い規準式の持つ特性や安全率について考察する。日本建築学会SRC耐震設計小委員会のアンケート調査に寄せられたデータ404体⁵⁾の内、表-1に示す逆対称曲げを受ける強軸方向のH形鋼を内蔵する試験体135体^{6)~18)}について検討する。曲げ破壊、せん断破壊の定義は実験結果ではなく、追計算のし易さを考えて、曲げ耐力とせん断耐力の比で行う。

2.1 曲げ終局耐力

SRC規準では図-1に示す単純累加式あるいは一般化累加式で曲げ耐力を計算する。単純累加式は優先的に軸力をRC部分に負担さ

* 新潟大学工学部建設学科 講師・博士(工学)

** 清水建設建築本部 主査・工博

Lecturer, Dept. of Architecture and Civil Engineering, Faculty of Engineering, Niigata Univ., Dr. Eng.
Deputy General Manager, Construction Technology Department, Shimizu Corporation, Dr. Eng.

図-1 一般化累加式と単純累加式

せ、一般化累加式は耐力が最大となるように鉄骨部分とRC部分に軸力を負担させている。一般化累加式は全塑性モーメント式とも一致する。SRC規準に従い計算し曲げ破壊となる試験体について、単純累加式、および一般化累加式に基づく曲げ耐力計算値と実験値の対応を図-2に示す。

単純累加式は実験値に対し安全側の結果となるが、ばらつきは大きく、中には2倍程度の安全率になっているものもある。一方、一般化累加式を用いると安全側に精度良く実験値と対応している。鉄骨とコンクリートの間の付着は弱いので滑りを生じ、強度低下が懸念される。実験では鉄骨とコンクリートの間の滑りは確認されているが、滑りは一般化累加強度を発現するための障害となっていない。

2.2 セン断終局耐力

SRC規準では、せん断破壊として、RCと同様のせん断破壊とせん断付着破壊を取り扱っており、せん断耐力は両者の低い方で決まるとしている。鉄骨とコンクリートの間の付着が弱いので、内蔵される鉄骨はRC部材にとっては断面欠損のような働きをすると考えて、鉄骨を除いたコンクリート有効幅 b' を基にせん断付着耐力 $rQsu2$ は導かれている。

$$rQsu2 = b \cdot r_j \left(F_s \cdot \frac{b'}{b} + w_p \cdot h \cdot \sigma_y \right) \quad (1)$$

ここに、 r_j : 引張・圧縮応力中心間距離、 F_s : コンクリートの終局せん断応力度、他は図-5参照。

せん断破壊となる試験体について、SRC規準に従ってせん断耐力を計算し、実験値との対応を図-3に示す。軸力は、単純累加ではRC部分に優先的に負担させ、一般化累加ではSRC部材の耐力が最大となるように鉄骨部分とRC部分に軸力を分配している。一般化累加の場合も単純累加の場合も、SRC規準式はせん断破壊を起こすような試験体に対してほぼ安全な評価になっているが、3倍もの安全率を与えるものもある。図-4はこの原因を調べるために、横軸にシアスパン比を取り、(実験値/計算値)をプロットしたものである。図を見るとシアスパン比の小さいものに対し、SRC規準式は大きく安全側になっている事が分かる。また、シアスパン比の小

表-1 データベース(H形鋼強軸)

文献	データ数	M/QD	N/Ny	b×D mm	rPt %	w _p %	sD mm	b _f mm	t _w mm	t _f mm	s _{oy} MPa	r _{oy} MPa	h _{oy} MPa	σ _B MPa
6) 佐々木	3	2.0	0.16	300 300	1.32	0.48	100 250	100	9	12	277 346	369	382	20.9
7) 加藤	44	1.0 3.0	0.08 0.26	200 250	0.51 3.18	0.19 0.42	150	60 144	3.2 9	10 16	286 310	369	355 397	13.7 25.8
8) 鈴谷	18	2.0	0.07 0.21	250 250	0.23 0.41	0.23	100 150	68 100	5 6	7 12	314 431	278 569	315 345	21.4 26.5
9) 中野	10	1.5	0.00 0.16	240 300	0.00 1.10	0.06 0.55	180	100	6	12	378 384	398	393 1497	31.7
10) 鈴谷	6	1.5	0.10 0.30	300 300	0.44 0.84	0.12 0.19	150	100	4.5 9	8 9	273 346	368 388	301 357	20.4 27.1
11) 山田	14	0.5 2.5	0.32 0.33	125 125	0.91	0.22	80	80	2	2	259 276	389 403	303 322	26.4 44.8
12) 鯉淵	9	1.5	0.04 0.13	300 300	1.32	0.21 0.48	200	100	6 12	6	552 663	400	383 389	22.0 39.9
13) 若林	2	1.5	0.10	150 150	1.12	0.19	100	50	4	6	276 301	344	356	25.2 37.1
14) 津田	8	1.5	0.00 0.40	300 300	1.32	0.42	200	100	6	9	284 877	397	356	26.4 30.5
15) 南	21	1.5 2.5	0.00 0.30	300 300	0.28 1.32	0.07 0.43	200	100	6 10	8 16	311 345	380 412	305	12.6 41.0

注) M/QD: シアスパン比, Ny: 累加降伏軸力, rPt: 主筋比
他の記号は図-5参照。

図-2 SRC規準式と実験値(曲げ破壊)

図-3 SRC規準式と実験値(せん断破壊)

図-4 SRC規準式と実験値(一般化累加, せん断破壊)

さいものはせん断付着破壊で計算上決まるが、実験者の報告によれば、シアスパン比の小さいものの破壊モードはせん断破壊が殆どである。このようなことから、SRC規準のせん断付着耐力式はシアスパン比の小さいところで実験値に比べてかなり過小評価になっていると言える。

このとき、

$$hN = hQ_y = 2hM/L \quad (7)$$

(2) $hQ_y \cdot L/2 \geq rMp$ のとき (図-7(c)、および図-8参照)

主筋は降伏しており、 $\alpha=1$ である。従って、

$$\beta = 4\alpha \cdot r \cdot \sigma_y / (\sigma_B \cdot b \cdot L) \quad (8)$$

$$hM = rMp$$

このとき、

$$hN = hQ = 2hM/L \quad (9)$$

3.1.3 アーチ機構の負担軸力 tN 、および負担曲げモーメント tM

図-7(d)に示すように、板厚 $(1-\beta) \cdot b$ ($0 \leq \beta \leq 1$)で材軸と θ をなすコンクリート圧縮斜材、およびトラス機構における主筋の余耐力 $(1-\alpha)Ty$ ($0 \leq \alpha \leq 1$)による弦材によりアーチ機構が構成されるものとする。ただし、コンクリート斜材の応力度は σ_B とする。鉄骨部分、およびトラス機構の軸力負担を考慮すると、アーチ機構の負担軸力は、

$$tN = tN(x, \sigma) = N - sN(x, \sigma) - hN \quad (10)$$

図-9より、節点での釣り合いから、

$$tQ = (1-\beta)b \cdot \sigma_B \cdot (D-L \cdot \tan \theta) \cos \theta \sin \theta$$

$$(tN+S) \cdot S = (1-\beta)b \cdot \sigma_B \cdot (D-L \cdot \tan \theta) \cos^2 \theta$$

両式から θ を消去し、曲げモーメントとせん断力の釣り合いを考慮して整理すると、アーチ機構負担曲げモーメントは、

$$tM(x, \sigma) = tQ(x, \sigma) \cdot L/2 \\ = N_0' \cdot L \cdot \{ \sqrt{\lambda^2 + 4u \cdot (1-u)} - \lambda \} / 4 \quad (11)$$

となる。ここに、(11)式における u の値は、アーチ機構の負担軸力により、以下のように与えられる。

(a) $\alpha < 1$ の場合

状態Ⅰ $-2S_0 \leq tN < N_1$: $u = (2S_0 + tN)/N_0'$ (曲げ破壊)

状態Ⅱ $N_1 \leq tN \leq N_2$: $u = 1/2$ (せん断破壊)

状態Ⅲ $N_2 < tN \leq N_3$: $u = (tN - 2S_0)/N_0'$ (曲げ破壊)

(b) $\alpha = 1$ の場合

状態Ⅰ' $0 \leq tN \leq N_2$: $u = tN/N_0'$ (曲げ破壊)

状態Ⅲ' $N_2 < tN \leq N_3$: $u = tN/N_0'$ (曲げ破壊)

ただし、 $N_1 = N_0'/2 - 2S_0$ 、 $N_2 = N_0'/2 + 2S_0$ 、 $N_3 = N_0' + 2S_0$

$$N_0' = (1-\beta)N_0, S_0 = (1-\alpha)ra \cdot r \cdot \sigma_y$$

3.1.4 終局耐力 M

3.1.1~3.1.3の(2)~(11)式より、全耐力 $M(x, \sigma)$ は、

$$M(x, \sigma) = sM(x) + hM + tM(x, \sigma) \quad (12)$$

終局耐力 M は、 $M(x, \sigma)$ の最大値である。終局耐力 M を陽な式に表すことは煩雑であるため、本研究においては、 x の値を0から dw まで、 σ の値を $-s\sigma_y$ から $s\sigma_y$ まで変化させ、数値的に(12)式における $M(x, \sigma)$ の最大値を計算し、終局耐力 M を求めた。(図-5、および図-6参照)

3.2 M-N相関と破壊モード

図-10に示す逆対称加力を受けるモデル断面を対象としてM-N相関を計算した結果を図-11に示す。比較のため、加藤・称原式のM-N相関を併せて示す。

本修正式、および加藤・称原式においては、アーチ機構のコンク

MA89 12As9R0816-2M
(逆対称加力)
H-150x120x9x12
8-D16
6φ@150
 $f\sigma_y = 310$ MPa
 $w\sigma_y = 286$ MPa
 $r\sigma_y = 369$ MPa
 $h\sigma_y = 397$ MPa
 $\sigma_B = 13.3$ MPa

図-10 モデル断面

図-11 本修正式と加藤・称原式

リートは材料強度に達しており、アーチ機構弦材の破壊性状が部材の破壊性状を決定づける。そこで、弦材が降伏する場合を曲げ破壊、弦材が弾性状態の場合をせん断破壊と定義する。従って、3.1.3における状態Ⅱのみがせん断破壊、それ以外の状態は曲げ破壊となる。せん断破壊領域は、M-N相関図上では、軸力が変化しても耐力が一定値をとる部分に相当している。本修正式と加藤・称原式は、せん断破壊領域では一致している。一方、曲げ破壊領域では、本修正式の適用可能な軸力範囲が加藤・称原式と比較して大きく拡大している。これは、本修正式では鉄骨ウェブの軸力負担を考慮することにより、鉄骨部分とアーチ機構の各々の軸力負担を適切に評価しているためである。

3.3 実験結果との対応

本修正式、および加藤・称原式と実験値(表-1参照)との対応を、図-12~13に示す。本修正式は、加藤・称原式と比較して、曲げ破壊となる試験体では実験値との対応が向上しているが、せん断破壊となる試験体については実験値との対応は同等である。

本修正式は、SRC規準式と比較して、せん断破壊となる試験体では実験値との対応が大幅に向上しているが、曲げ破壊となる試験体については両式に大差はない。また、SRC規準式では計算上せ

図-12 本修正式、および加藤・称原式と実験値(曲げ破壊)

図-13 本修正式、および加藤・称原式と実験値(せん断破壊)

せん断破壊となる試験体が、本修正式では曲げ破壊となっているものが多い。(図-2～3参照)

(1) (実験値/計算値)と軸力比との関係

(実験値/計算値)と軸力比の関係を図-14に示す。加藤・称原式と比較した場合は、計算上せん断破壊となる試験体では大差はないが、計算上曲げ破壊となる低軸力の試験体では実験値との対応が向上している。これは、本修正式では鉄骨ウェブの軸力負担を考慮しており、鉄骨部分の軸力負担が適切に評価されているためである。

図-14 本修正式、加藤・称原式、およびSRS規準式と軸力比

図-15 本修正式、および加藤・称原式とシアスパン比

(2) (実験値/計算値)とシアスパン比との関係

(実験値/計算値)とシアスパン比の関係を図-15に示す。計算上せん断破壊となる試験体についてSRS規準式と比較した場合(図-4参照)、シアスパン比1.5以下の試験体では、実験値との対応が大幅に向上している。これは、本修正式および加藤・称原式ではシアスパン比の影響が適切に評価されているためである。このことについては次章でさらに考察する。

4. 曲げとせん断を独立に扱う設計式

曲げ耐力については、SRS規準式に大きな問題はないと考えられるので、せん断耐力式について検討する。塑性理論を取り入れたSRS柱梁部材のせん断設計式としてSRS規準式 rQ_{su} の代わりにRC終局強度指針の単一アーチ式 V_u を採用する式と、南等の考えに従い内蔵される鉄骨で分割されたコンクリートアーチを想定する式¹⁷⁾、さらにそれを簡略化した式¹⁸⁾を検討する。

4.1 RC終局強度指針の単一アーチ式

RCの終局強度指針では、塑性理論に基づく、以下の終局せん断耐力式が提案されている。そこで、SRS規準式 rQ_{su} の代わりにRC終局強度指針式 V_u に置き換えたものについて検討する。

$$V_u = b \cdot j \cdot w \cdot p \cdot h \cdot \sigma_y \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b \cdot D \cdot \nu \cdot \sigma_b / 2 \quad (13)$$

(13)式を用いると、SRS規準に従って計算した場合に比べ、実験との対応は良くなっている。(表-3参照) これはシアスパン比の小さい部材に対し過度に安全側に評価するせん断付着耐力式 rQ_{su2} を無視したためであるが、SRS構造特有のせん断付着破壊現象を無視している事は理論上は問題である。

4.2 分割アーチ式

せん断付着破壊は、内蔵される鉄骨により、せん断力の伝達が妨げられるために生じると考えられる。南等³⁾は、この影響を鉄骨の存在によりアーチが分割されると考え理論式を導いた。(図-16参照)ここでは、それらの式の内、弦材(主筋および鉄骨フランジ)が弾性状態で破壊する場合の式にのみ着目して以下の設計式を導く。

図-16 分割アーチ機構図

十字形鉄骨の場合：

$$rQ = b \cdot j_t \cdot w_p \cdot h \sigma_y \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b' \cdot D \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2 \\ + \tan \theta_1 (b_f - t_w) d_w \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2 \\ + \tan \theta_2 b_f \cdot s_{dc} \cdot \nu \cdot \sigma_B \\ + \tan \theta_3 (D - t_w) (s_D - b_f) \nu \cdot \sigma_B / 2 \quad (14-1)$$

H形鋼強軸の場合：

$$rQ = b \cdot j_t \cdot w_p \cdot h \sigma_y \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b' \cdot D \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2 \\ + \tan \theta_1 (b_f - t_w) d_w \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2 \\ + \tan \theta_2 b_f \cdot s_{dc} \cdot \nu \cdot \sigma_B \quad (14-2)$$

H形鋼弱軸の場合：

$$rQ = b \cdot j_t \cdot w_p \cdot h \sigma_y \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b' \cdot D \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2 \\ + \tan \theta_3 (D - t_w) s_D \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2 \quad (14-3)$$

ここに、

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) w_p \cdot (b''/b) \cdot h \sigma_y / (\nu \cdot \sigma_B) \leq 1$$

$$b' = b - s_D \quad (\text{H形鋼弱軸、十字形鉄骨})$$

$$b' = b - b_f \quad (\text{H形鋼強軸})$$

$$\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D$$

$$\tan \theta_1 = \sqrt{(L/d_w)^2 + 1} - L/d_w$$

$$\tan \theta_2 = \sqrt{(L/s_{dc})^2 + 1} - L/s_{dc}$$

$$\tan \theta_3 = \sqrt{4L^2/(D-t_w)^2 + 1} - 2L/(D-t_w)$$

$$\cot \phi = \min \{ 2.0, j_t / (D \cdot \tan \theta), \sqrt{\nu \cdot \sigma_B / (w_p \cdot h \sigma_y \cdot b / b')} - 1.0 \}$$

$\nu = 0.7 - \sigma_B / 2000$ (ただし、鉄骨フランジに囲まれるコンクリートは $\nu = 1$)

以後、(14-1)～(14-3)式をまとめて(14)式と呼ぶ。現行のSRC規準式と比較して(14)式は実験結果により良く対応する。(表-3参照)これは、RC終局強度指針式のRC実験値への対応度とほぼ同じである。

図-17 単一アーチのRC指針計算値と形状比 λ 、有効幅比 b'/b

図-18 分割アーチ計算値と形状比 λ 、有効幅比 b'/b

単一アーチを想定しているRC終局強度指針式(13)、および分割アーチ式(14)を、SRCのRC部分に適用した場合のSRC柱梁部材実験値との対応をコンクリートの有効幅比 b'/b を横軸に取り、図-17、および18に各々示す。なお、図中における形状比 $\lambda = L/D$ である。分割アーチ式もRC終局強度指針式も実験値との対応に関して目立つ傾向は変わらないが、RC終局強度指針式では有効幅比 b'/b の小さいものの(実験値/計算値)が下がっており、鉄骨フランジがせん断耐力に及ぼす悪影響を無視している影響が出ている。

SRC規準のせん断付着耐力式(1)は、せん断スパン比に無関係になっている。しかしながら、コンクリートアーチが鉄骨により分断されても、ここで示した分割アーチは成立する。せん断スパン比が小さくなると、(14)式で示す $\theta_1 \sim \theta_3$ は大きくなり強度も増加する。そこで、アーチ機構を念頭においていないSRC規準式は精度が悪くなっていると考えられる。

4.3 簡便な設計式

内蔵される鉄骨でコンクリートが分割される事を考慮した分割アーチ設計式は、実験結果と良く対応するが、計算が多少煩雑になる等の問題が残った。そこで、塑性理論に基づくせん断耐力式の特性を検討し、コンクリートアーチが鉄骨により分割される事を考慮した、より簡便なせん断設計式を検討する。

分割されないアーチのせん断強度は(15)式で表される。

$$b D \sigma_B \cdot \{ \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D \} / 2 \quad (15)$$

SRC部材では、内蔵される鉄骨のためにコンクリートアーチは分割される。そこで、図-19に示すように、2分割の場合は等分に分割され、3分割の場合は鉄骨断面が1:3:1に分割される事を仮定する。2分割の場合はせいが $D/2$ のアーチの2倍の強度になり、3分割の場合は $D/5$ のせいのアーチの2倍と $3D/5$ のアーチの強度の累加になる。従って、形状比 $\lambda = L/D$ として、分割アーチと分割されないアーチとの耐力比 a は、2分割の場合は(16)式、3分割の場合は(17)式になる。

$$a = \frac{\sqrt{4\lambda^2 + 1} - 2\lambda}{\sqrt{\lambda^2 + 1} - \lambda} \quad (16)$$

$$a = \frac{\sqrt{5\lambda^2 + 9} + \sqrt{5\lambda^2 + 1} - 15\lambda}{\sqrt{\lambda^2 + 1} - \lambda} \quad (17)$$

図-20に計算結果を示す。(16)式、および(17)式の形状比 λ による変化はあまり大きいものでなく $1 \leq \lambda$ の範囲で約0.5となっている。(17)式で鉄骨フランジで囲まれた部分のコンクリート強度が上昇する事を加味すればさらに(16)式と(17)式の差は縮まる。そこで、鉄骨位置でのコンクリートの有効幅 b' が0になっても、鉄骨が入っていない場合の強度の0.5倍は確保されるので、内蔵される鉄骨に

図-19 2分割および3分割アーチ

図-20 コンクリートアーチの有効係数 μ と形状比 λ

図-21 RC部分のせん断耐力 rQ_u と有効幅比 b'/b

よるSRC部材のコンクリートアーチの有効係数 μ として $0.5 + b'/b$ を採用し、RC部分のせん断設計式として(18)式を提案する。

$$Q_u = rQ_u + sQ_u$$

$$rQ_u = b \cdot j_t \cdot w_p \cdot h \cdot \sigma_y + (b - \beta \cdot b') \mu \cdot D \cdot \sigma_s \cdot (\sqrt{\lambda^2 + 1} - \lambda) / 2 \quad (18)$$

$$\beta = 2 \cdot w_p \cdot h \cdot \sigma_y / (b \cdot b') / \sigma_s \leq 1.0$$

$$\mu = (0.5 + b'/b) \leq 1.0$$

SRC計算規準ではいわゆるせん断破壊とは別にせん断付着破壊を定義しているが、提案式ではせん断付着破壊はアーチが内蔵される鉄骨のために阻害されて起きる破壊と解釈されており、それを有効係数 μ として取り入れているので、せん断破壊もせん断付着破壊も一つの式で表している。

図-21はコンクリート有効幅比と各設計式のRC部分のせん断耐力の関係の計算例である。(19)式はRC終局強度指針式にコンクリート有効幅比による有効係数 μ を付け加えたものである。 μ を用いることにより、分割アーチ式(14)の傾向を良く捉えていることが分かる。著者等はRC終局強度指針式のコンクリートの有効係数 ν をやや恣意的なものと捉えているので、提案式(18)では、 μ を取り入れるだけでなく、コンクリートにもある程度の塑性を考え、 ν を1にし、トラスの角度を45度に固定している。

4.4 実験結果との対応

日本建築学会SRC耐震設計小委員会のアンケート調査に寄せられたデータの内、逆対称曲げを受ける試験体191体(前章の検討に用いたデータに、表-2に示すH形鋼弱軸25体^{6), 13), 19)~21)}、十字形鉄骨14体^{13), 22)~24)}、ラチス形鉄骨17体^{15), 21)}を付け加えたものについて検討する。表-3、および図-22に計算上せん断破壊となる試験体について、各式と実験値との対応を示している。

表-3、および図-22を見ると、(実験値/計算値)の平均値の小さい式ほど変動係数が小さくなっている。これは、計算のせん断耐力が大きくなるにつれ、平均値が下がるだけでなく、せん断耐力が曲げ耐力を上回る試験体が増え、計算上せん断破壊となる試験体が減少し、実験条件の異なるものが減るためであり、耐力式の精度が向上したためとは考えにくい。そこで、本検討では、実験とのばらつきの小さい式とは、単に変動係数が小さいだけでなく、平均値も大きいもの、即ち、図の左上にあるものと解釈する。当然のことながら、計算の対象とする試験体が不動の場合にはこの解釈は成り立たない。

表-3の(20)式は提案式にさらにRC終局強度指針式のコンクリート強度の有効係数 ν を考慮したもの、(21)式はトラスの角度をRC終局強度指針式に従ったものである。鉄骨部分のせん断耐力 sQ_u とRC部分のせん断耐力 rQ_u を累加するにあたり、SRC断面の全型

表-3 実験値に対するせん断設計式の平均値と変動係数

式	トラス	アーチ	n	平均値	変動係数	備考
(13)	$T \cdot \cot \phi$	$(b - \beta \cdot b') \nu A$	135	1.252	0.233	RC指針
(14)	$T \cdot \cot \phi$	分割アーチ	152	1.320	0.240	文献17)
(18)	T	$(b - \beta \cdot b') \mu A$	140	1.164	0.197	提案式
(19)	$T \cdot \cot \phi$	$(b - \beta \cdot b') \mu \nu A$	137	1.271	0.239	
(20)	T	$(b - \beta \cdot b') \mu \nu A$	184	1.437	0.228	
(21)	$T \cdot \cot \phi$	$(b - \beta \cdot b') \mu A$	113	1.047	0.186	
	$\min(rQ_{su1}, rQ_{su2})$		129	1.329	0.347	SRC規準

表-2 データベース(H形鋼弱軸、十字形、ラチス形)

	文献	データ数	M/QD	N/Ny	bxD/mm	rPt/%	wP/%	sD/mm	bf/mm	tw/mm	tf/mm	sσy/MPa	rσy/MPa	hσy/MPa	σB/MPa
H形鋼弱軸	6)	1	2.0	0.16	300	1.32	0.52	200	100	9	12	277	369	382	20.9
	佐々木				300							346			
	13)	2	1.5	0.10	150	1.12	0.19	100	50	4.2	6.5	321	344	356	22.1
	若林			0.20	150				5.2	6.7		340			24.5
	19)	6	1.0	0.13	300	0.44	0.42	180	120	6	12	321	403	388	25.4
	仲		1.5	0.14	300			240				369			
十字形	20)	10	1.25	0.05	250	1.59	0.15	100	90	9	16	286	369	355	21.5
	加藤		2.5	0.36	200			150		16		310		397	22.7
	21)	6	2.5	0.0	250	0.51	0.34	152	100	3.2	12	248	369	355	15.6
	称原			0.46	200			200				311			27.3
ラチス形	13)	2	1.5	0.07	150	1.12	0.19	100	50	5	6.5	321	344	356	20.7
	若林			0.14	150							340			
	22)	7	0.5	0.40	160	0.56	0.67	110	50	4.5	6	299	419	319	22.1
	山田		4.4	0.46	160							337	433		42.1
	23)	2	1.0	0.43	160	0.56	0.45	110	50	4.5	6	245	391	263	30.1
ラチス形	山田				160							348			
	24)	3	1.5	0.24	300	0.64	0.25	175	75	5	8	366	365	343	31.1
	若林				300							370			31.5
ラチス形	15)	11	1.5	0.10	300	1.12	0.19	200	100	6	12	317	380	296	11.4
	南			0.27	300				10			345		305	23.9
	21)	6	2.0	0.0	200	0.51	0.42	150	60	9	16	287	369	355	19.6
	称原			0.40	250							302			39.3

$$T = b \cdot j_t \cdot w_p \cdot h \cdot \sigma_y, \quad \beta' = \beta \cot \phi, \quad A = D \cdot \sigma_s \cdot (\sqrt{\lambda^2 + 1} - \lambda) / 2$$

$$\nu = 0.7 - \sigma_s / 2000 : \text{RC終局強度指針の有効係数}$$

$$n : \text{計算上せん断破壊となる試験体総数}$$

図-22 SRC実験値に対するせん断設計式の平均値と変動係数

性モーメント式に基づく軸力の振り分けを行い、近似的な一般化累加を行っている。これらの図表から次の事が分かる。

・トラスの角度を45度とした(18)式、および(20)式はトラスの角度を最適な角度 ϕ にした(19)式、および(21)式に比べ相対的に図の左上にあるので、実験との適合は良いと言える。

・RC終局強度指針のコンクリート強度有効係数 ν を考慮しない(18)式、および(21)式の変動係数は ν を考慮した(19)式、および(20)式より小さい。

・塑性理論を取り入れた何れの式も、現行のSRC規準式よりはかなり実験値に対する適合度は良い。

5. まとめ

柱、梁部材の曲げ耐力、せん断耐力に関する現行のSRC規準式と実験値との対応を検討し、塑性理論に基づく設計式を提案した。検討結果を以下にまとめる。

(1) SRC規準式

1) 曲げ耐力

SRC規準の単純累加式は実験値を安全側に評価するが、ばらつきが大きい。一般化累加式(全塑性モーメント式)はやや安全側に精度良く、実験値を評価する。単純累加式は簡便さを優先した設計式として、一般化累加式はより精度の良い設計式として適切と言える。

2) せん断耐力

SRC規準のせん断付着耐力式はシアスパン比の項が無く、シアスパン比の小さい部材の耐力を過小評価する。そのため、せん断耐力式の実験値に対するばらつきは大きい。

(2) 塑性理論に基づく式

1) 曲げ、せん断、および軸力の釣り合いのとれた理論式

鉄骨部分にせん断力と曲げモーメントだけでなく軸力の釣り合いをも考慮し、加藤・称原式の修正を図った本修正式は、本論で取り上げた耐力式の中で実験値との適合性が最も高い。従って、終局時の応力状態や部材の強度を精度良く見積もるために本修正式は有効である。

2) 曲げと独立にせん断を扱った設計式

設計の簡略化のために曲げと独立にせん断耐力を扱ったRCの終局強度強度指針の式をそのまま取り入れても、SRC規準式より精度良く実験値と対応する。SRC部材特有の鉄骨によるコンクリートの分断を考慮した分割アーチ式はさらに精度が良い。分割アーチ式では、理論上せん断付着破壊に対しても下界を与えている事になる。分割アーチ式は、式が多少複雑になることや、RC終局強度指針のコンクリート有効係数をやや恣意的なものと著者等は考えていることから、より簡便な式を提案した。

謝辞

本研究の一部は、日本建築学会SRC構造特性小委員会(1990.4～1994.3)の活動の一環として行ったものである。主査の南宏一教授を始めとする委員の方々の貴重な助言に深謝いたします。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1987.6
- 2) 加藤勉、称原良一：鉄骨鉄筋コンクリート部材の耐力、日本建築学会論文報告集、第266号、pp.19～29、1978.4
- 3) 若林實、南宏一：コンクリート系構造部材のせん断強度について、京都大学防災研究所年報、第24号B-1、pp.245～277、1981.4
- 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SRC構造特性小委員会：SRC構造の終局耐力と変形性能に関する検討とデータベース、1992.10
- 6) 佐々木哲也他：H形鋼を用いたSRC部材の力学的性状に関する実験研究、日本建築学会大会梗概集、pp.1203～1204、1975.10
- 7) 加藤勉他：鉄骨鉄筋コンクリート柱の曲げせん断破壊に関する研究Ⅰ、日本建築学会関東支部研究報告集、pp.169～172、1975.7、同題2～3、日本建築学会大会梗概集、pp.1209～1210、1975.10、pp.1523～1524、1976.10
- 8) 鈴谷二郎、川名秀人：高強度鉄筋を用いた鉄骨鉄筋コンクリート部材に関する実験的研究(その1～3)、日本建築学会大会梗概集、pp.2115～2116、1981.9、pp.2449～2450、1982.10、pp.2479～2480、1983.9
- 9) 中野清司他：高強度角スパイラルせん断補強筋を用いた鉄骨鉄筋コンクリートに関する実験、日本建築学会大会梗概集、pp.2495～2496、1983.9
- 10) 鈴谷二郎、川名秀人：SRC柱の耐力と破壊性状に関する実験的研究、日本建築学会大会梗概集、pp.1291～1292、1986.8、pp.1279～1280、1988.10
- 11) 山田稔他：複曲率曲げせん断を受けるH形鋼SRC柱の弾塑性変形並びに疲労崩壊性状に関する研究(Ⅰ)、日本建築学会大会梗概集、pp.1295～1296、1986.8、同題(Ⅳ)、日本建築学会近畿支部研究報告集、pp.145～148、1988.5
- 12) 鯉淵清、立花正彦：「高張力鋼を用いたSRC柱部材の開発研究」高張力鋼を用いたSRC柱のせん断破壊性状(その2)、日本建築学会大会梗概集、1251～1252、1987.10
- 13) 若林実他：鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断付着破壊強度に関する実験的研究(その1～2)、日本建築学会大会梗概集、pp.1469～1472、1977.10
- 14) 津田和征、南宏一：「高張力鋼を用いたSRC柱部材の開発研究(N0.36)」高張力鋼を用いたSRC柱のせん断破壊性状(その3)、日本建築学会大会梗概集、pp.1421～1422、1988.10
- 15) 南宏一他：鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断破壊に関する実験研究、日本建築学会大会梗概集、(その3～5)、pp.1545～1550、1973.10、(その6～7)、pp.1363～1366、1974.10
- 16) 土井希祐他：SRC部材の終局耐力式に関する研究、その1～2、日本建築学会学術講演梗概集、pp.1653～1656、1993.9
- 17) 称原良一、土井希祐：塑性論を取り入れた鉄骨鉄筋コンクリート柱梁部材のせん断設計式、日本建築学会学術講演梗概集、pp.1717～1718、1992.8
- 18) 称原良一：塑性論を取り入れた鉄骨鉄筋コンクリート柱梁部材のせん断設計式その2、日本建築学会学術講演梗概集、pp.1771～1772、1994.9
- 19) 仲威雄他：鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断耐力に関する研究(その3)、日本建築学会大会梗概集、pp.1525～1526、1976.10
- 20) 加藤勉他：SRC部材のせん断耐力に関する実験的研究、日本建築学会大会梗概集、pp.1635～1636、1979.9
- 21) 称原良一：鉄骨鉄筋コンクリート部材の耐力に関する実験的研究、東京大学修士論文、1976.3
- 22) 山田稔他：複曲率交番繰返し曲げせん断を受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱の弾塑性変形並びに崩壊性状に関する研究(Ⅱ、Ⅳ)、日本建築学会大会梗概集、pp.1293～1294、1986.8、pp.1207～1208、1987.10、同題(Ⅴ)、日本建築学会近畿支部研究報告集、pp.149～152、1988.5
- 23) 山田稔他：軸圧を受ける鉄骨鉄筋コンクリート部材の交番繰返しせん断変形に関する研究(Ⅳ)、日本建築学会大会梗概集、pp.1465～1466、1977.10
- 24) 若林実他：SRC柱のせん断強度に及ぼす帯筋の定着性能の影響、日本建築学会大会梗概集、pp.2493～2494、1983.9

(1998年3月9日原稿受理、1998年9月29日採用決定)