高強度材料を用いた小鉄骨 SRC 柱の繰り返し荷重下における耐力

STRENGTH OF SMALL SIZE STEEL ENCASED REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH HIGH STRENGTH MATERIALS UNDER CYCLIC LOADING

滝口克己*, 長嶋俊雄**, 伊礼朋次***

Katsuki TAKIGUCHI, Toshio NAGASHIMA and Tomotsugu IREI

This paper discusses the strength of a new SRC column. The SRC column is a small size steel encased reinforced concrete column using high strength concrete and high strength hoops. This SRC column is developed in order to have high shear carrying capacity and ductile performance.

Seven SRC column specimens were provided and tested. The concrete section of the specimens was 20×20 cm, the steel section $100 \times 50 \times 5 \times 7$ mm. Each specimen was subjected to cyclic and reversal bending moment and shear force under constant axial force. Experimental results indicate that the new SRC column has adequate properties as expected.

Keywords: SRC column, small size steel, high-strength concrete, high-strength hoop, shear strength flexural strength

鉄骨鉄筋コンクリート柱, 小鉄骨, 高強度コンクリート, 高強度フープ筋, せん断強度, 曲げ強度

1. 序

本研究は、通常の鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 柱と比較して、次に示す三つの特色を有する SRC 柱の開発に関する。

- (1) コンクリート強度が比較的高い。
(圧縮強度 $400 \sim 600$ kg/cm² 程度)
- (2) コンクリート断面に対する鉄骨断面が比較的小さい。
(鉄骨断面せいがコンクリート断面せいの半分程度)
- (3) 必要に応じて高強度のフープ筋を用いる。
(降伏点強度 $7000 \sim 10000$ kg/cm² 程度)

前報¹⁾では、柱せい (D) に対して、柱のクリア高さ (h) が2倍、すなわち、 $h=2 \cdot D$ の試験体で、フープ筋の強度と量を実験パラメーターとした柱頭・柱脚・逆対称偏心圧縮単調載荷実験の結果を報告し、本研究で対象としている SRC 柱が材料特性を有効に活用しうる複合構造システムのひとつになり得る可能性を示した。

高強度のコンクリートおよびフープ筋を用いた小鉄骨 SRC 柱のせん断耐力に関する前報の結論は以下のとおりである。

- (1) 降伏点強度 9000 kg/cm² 級の高強度フープ筋の

強度を低減することなくせん断耐力を算定できる。

- (2) 圧縮強度 500 kg/cm² 級の高強度コンクリートを用いる場合も普通強度のコンクリートと同様に曲げおよびせん断耐力を算定できる。
- (3) 小鉄骨によってコンクリートが分断されるということは無視し、コンクリートの全断面が有効に働くと考えてせん断耐力を算定できる。

前報¹⁾で報告した実験に引き続き、同様の柱試験体を製作し、一定軸力下で正負交番の繰り返し曲げ・せん断実験を行い、繰り返し荷重下における耐力および変形性状を調べることにした。実験パラメーターは、前報¹⁾同様、フープ筋の強度と量 (間隔) である。

本論文は、この実験について論じる。

2. 試験体

試験体のコンクリート断面は 20×20 cm、試験体柱のクリア高さは 40 cm とした。この試験体寸法であれば、せん断補強筋の少ない試験体は、せん断によって耐力が支配されるであろうと予想されることが、この寸法にした理由である。

20×20 cm のコンクリート断面に対して鉄骨は、 100

* 東京工業大学工学部建築学科 教授・工博

** 竹中工務店技術研究所

*** 戸田建設 (元東京工業大学大学院生)

Prof., Dept. of Architecture and Building Eng., Faculty of Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Research and Development Institute, Takenaka Corporation
Toda Corporation

×50×5×7 mm の H 形鋼とした。鉄骨断面のせいのコンクリート断面のせいに対する比は、強軸で 0.5、弱軸で 0.25 である。通常の SRC に比較して、鉄骨断面のコンクリート断面に対する比率は小さくなっている。

主筋は 4-D 13 (主筋比 $P_g=0.635\%$) とした。フープ筋には、強度の異なる 3 種、すなわち、降伏点強度が 9 000 kg/cm² 級 (以下フープ A と記す)、4 000 kg/cm² 級 (同フープ B)、17 000 kg/cm² 級 (同フープ C) のものを使用した。フープ A およびフープ B は溶接閉鎖型とし、フープ C は溶接閉鎖型フープを作製することが難しく、スパイラル型とした。フープ筋 (4 mmφ) の強度と間隔が実験パラメーターである。間隔は、2 cm ($P_w=0.63\%$)、5 cm ($P_w=0.25\%$)、10 cm ($P_w=0.125\%$) のいずれかである。フープ C の降伏点強度は、開発目標としているフープ筋強度 (降伏点強度 7 000~10 000 kg/cm² 程度) をはるかに超えている。このフープ筋を用いた理由は、せん断補強量 (フープ筋比 P_w とフープ筋の降伏点強度 σ_{wy} の積、 $P_w \cdot \sigma_{wy}$ と考える) を相当大きくし、確実に曲げ破壊する試験体を作製するためである。

試験体は 7 体であり、その一覧を Table 1 に示す。フープ筋 3 種の力学特性を Table 2 に、鉄骨の力学特性を Table 3 に、主筋の力学特性を Table 4 に示す。試験体を Fig. 1 に示す。柱試験部の両側に加力のためのスタブ (梁型) を設けている。スタブ部分で鉄骨とコンクリート間でせん断力が確実に伝達されるように、シーキーを配している。溶接閉鎖型フープは溶接箇所が柱に加わるせん断力と直交方向に位置するように配した。

コンクリートは、柱を水平に置き、鉄骨断面の強軸方向から打ち込んだ。コンクリートの調合を Table 5 に示す。コンクリート打設後、表面を仕上げ、水分を含ませた新聞紙で打設面の湿潤状態を保ち、打設面がある程度硬化したら湿らせた砂を入れた布袋を載せ、湿潤状態を保ちながら 1 週間養生した。その後、型枠を脱型し、室内に放置した。コンクリートの力学特性を Table 6 に示す。

Fig. 1 Specimen

Table 1 List of specimens

Name of Specimen	Shear reinf. 4φ	Pw (%)	Hoop	Pw · σ _{wy} (kg/cm ²)
SRC-20-A-R	@20	0.63	A	59.9
SRC-20-B-R			B	30.0
SRC-20-C-R			C	109.1
SRC-50-A-R	@50	0.25	A	23.8
SRC-50-B-R			B	11.9
SRC-100-A-R	@100	0.125	A	11.9
SRC-100-B-R			B	6.0

Table 2 Mechanical properties of hoop reinforcement

	Hoop reinforcements 4φ		
	A	B	C (Spiral-hoop)
Actual diameter (mm)	3.96	3.97	3.97
* Yield strength (kg/mm ²)	95.1	47.6	173.1
Tensile strength (kg/mm ²)	102.4	49.9	198.6
Young's modulus (10 ⁴ kg/mm ²)	2.22	2.06	2.11
* Yield strength by 0.2% off-set method			

Table 3 Mechanical properties of steel plates

	Steel plate R-5 (Web)	Steel plate R-7 (flange)
Standard classification	SS400	SS400
Actual thickness (mm)	4.58	6.42
Yield strength (kg/mm ²)	upper	32.3
	lower	31.9
Tensile strength (kg/mm ²)	47.9	46.2
Elongation (%)	14.4	18.4
Young's modulus (10 ⁴ kg/mm ²)	2.07	2.13
Poisson's ratio	0.30	0.29

Table 4 Mechanical properties of main reinforcement

	Main Reinforcement Deformed bar D13
Nominal diameter (mm)	12.7
Yield strength (kg/mm ²)	33.5
Ultimate strength (kg/mm ²)	51.2
Elongation (%)	28.7
Young's modulus (10 ⁴ kg/mm ²)	2.01

3. 実験概要

載荷システムおよび部材全体の変形を測定するシステムを Fig. 2 に示す。加力は、軸力を一定 (50 ton) に保ちながら、試験体両端に逆対称変形を与えた。変形履歴は、部材変形角 $1/200$ (0.005 rad.), $1/100$ (0.01 rad.), $1/50$ (0.02 rad.), $1/25$ (0.04 rad.) の正負で繰り返し、最大 $1/12.5$ (0.08 rad.) まで正方向に与えた。

試験体の材端モーメント M と部材変形角 R の関係を Fig. 3 に示す。図中、一点鎖線 $calM_b$ は後述する曲げ耐力計算値を、点線 $calM_s$ (a) はせん断耐力計算値 (RC 部のせん断耐力は文献 3) の A 法による) を表している。フープ筋間隔が小さい、すなわち、フープ筋比が大きいほど最大耐力は大きい。同じフープ筋間隔のものを比べると、フープ筋間隔が大きい (10 cm) 場合は、フープ筋強度の高いほう (SRC-100-A-R) が最大耐力は大きい。フープ筋間隔が 5 cm, 2 cm の場合は、フープ筋強度の影響は最大耐力にはほとんど現れず、最大耐力後の耐力低下に影響が現れている。すなわち、せん断補強量 (フープ筋比 P_w とフープ筋の降伏点強度 σ_{wy} の積, $P_w \cdot \sigma_{wy}$ と考える) が大きいほど、耐力低下が少なく、復元力特性が安定している。

すべての試験体で、対角線方向に斜めひびわれが生じた。斜めひびわれの本数、幅が大きくなり、最大耐力に達した後、対角線方向のひびわれに沿ってコンクリートが圧壊するという破壊形態を示した。いずれの試験体においてもフープ筋は破断するには至らなかった。せん断補強量が最も小さい SRC-100-B-R は、実験の最終サイクルの大変形時において軸力を保持できなくなった。各試験体の実験終了後の状況を Photo. 1(a)~(g) に示す。

Fig. 2 Loading setup

Table 5 Mix proportion of concrete

W/C (%)	Mix proportion of concrete (kg/m ³)				Maximum aggregate size (mm)	Admixture (C×%)
	Water	Cement	Coarse aggregate	Fine aggregate		
40	185	463	980	680	10	0.5 ~ 1.0

Table 6 Mechanical properties of concrete

Specimen	Age (days)	Compressive Strength (kg/cm ²)	Strain at the maximum stress (%)	1/3 08 Secant Modulus (10 ⁵ kg/cm ²)	Splitting tensile strength (kg/cm ²)	Compressive strength (kg/cm ²)	Splitting tensile strength (kg/cm ²)
SRC-20-A-R	47	605	0.28	3.19	41.9	555	40.6
SRC-20-B-R	50	578	0.31	3.12	34.4	555	40.6
SRC-20-C-R	54	657	0.30	3.54	43.1	642	44.2
SRC-50-A-R	35	612	0.27	3.17	47.1	533	48.0
SRC-50-B-R	39	659	0.32	3.16	35.6	533	48.0
SRC-100-A-R	46	640	0.29	3.25	41.5	583	45.1
SRC-100-B-R	40	635	0.33	3.00	40.2	583	45.1

Diameter and height of cylinders:

10 cm ϕ × 20 cm h (for compressive strength test)

10 cm ϕ × 10 cm h (for splitting tensile strength test)

Curing procedures of concrete cylinders and specimens

1day Moist Curing,
27days Water Curing

Fig.3 Load-deflection curves

Photo1 Specimens after test

4. 結果の検討

Fig.4 は、フープ筋間隔が 2 cm の試験体 (SRC-20-A-R, B-R, C-R) およびフープ筋間隔が 5 cm で高強度のフープ A を用いた試験体 (SRC-50-A-R) について、最大耐力時の主筋のひずみを示している。図中の丸印は最大耐力時のひずみを、実線はそれまでに経験したひずみ履歴の範囲を示す。フープ筋間隔が 2 cm で高強度のフープ A および C を用いた試験体 (SRC-20-A-R, C-R) の主筋は降伏し、フープ B を用いた試験体 (SRC-20-B-R) の主筋は降伏あるいは降伏直前、フープ筋間隔が 5 cm の試験体 (SRC-50-A-R) の主筋は降伏していない。フープ筋間隔が 2 cm で高強度のフープ A および C を用いた試験体 (SRC-20-A-R, C-R) は、曲げ降伏し、曲げにより最大耐力が定まり、その後、せん断

破壊する曲げせん断破壊、フープ筋間隔が 5 cm および 10 cm の試験体は、曲げ降伏せず、せん断により最大耐力が定まる曲げ降伏前のせん断破壊であったと言える。フープ筋間隔が 2 cm でフープ B を用いた試験体 (SRC-20-B-R) は、曲げ降伏直前あるいは降伏と同時にせん断破壊し、最大耐力はせん断によって決まったと考えられる。

高強度フープ筋 A を用いた試験体のうち SRC-50-A-R および SRC-100-A-R のフープ筋のひずみを Fig.5 に示す。最大耐力時 (黒丸印) に、降伏点強度を縦弾性係数で除した値 (約 4000 μ)、あるいは、その 3/4 程度の値 (約 3000 μ) となっている。前報¹⁾での偏心圧縮単調載荷実験における同様な試験体では、少なくとも 1 本のフープ筋は最大耐力時に降伏していたが、本

Fig.4 Strain of main reinforcement

Fig.5 Strain of hoop reinforcement

Fig. 6 Shear force developed in steel

繰返し載荷実験では、フープ筋は最大耐力時には降伏に至らず、降伏に達するのは大変形時においてである。降伏点強度が 9000 kg/cm^2 級のフープ筋の高強度特性は、最大耐力時に最大有効には働かず、その有効性は変形量に依存していると考えられる。

Fig. 6 は、試験体 SRC-20-C-R, SRC-50-A-R, B-R および SRC-100-B-R について、部材角 $1/100 \text{ rad}$ の繰返しループの正負ピーク時（試験体 SRC-20-C-R を除き最大耐力時に対応する。試験体 SRC-20-C-R においても、その耐力はほぼ最大耐力に等しい。Fig. 3 参照）における試験体柱の中央部（反曲点）と柱頭・柱脚部位置での小鉄骨の負担せん断力を表している。小鉄骨の負担せん断力は、鉄骨ウェブ中央に貼付した 3 方向ひずみゲージより求めたせん断応力度に鉄骨ウェブ断面積（フランジ重心間距離 $s_d \times$ ウェブ厚 t_w ）を乗じた値である。鉄骨ウェブ中央位置でのせん断応力度はいずれの場合も、von Mises の降伏条件によれば弾性限内である。図中、一点鎖線 Q_{by} は、部材端の鉄骨の全塑性モーメントから定まる降伏耐力（鉄骨の全塑性モーメントを材長の $1/2$ の長さで除したせん断力）を、破線 Q_{wy} は、鉄骨ウェブのせん断降伏耐力である。いずれの試験体においても、鉄骨の負担せん断力は材軸に沿って一様ではなく、材端部に比べ、材中央部で大きくなっている。このことは、せん断力がコンクリートから鉄骨へ、また、鉄骨からコンクリートへと伝達されていることを示唆している。材中央部での鉄骨の負担せん断力は、いずれの試験体においても、鉄骨の曲げによるせん断耐力 Q_{by} 以上である。すなわち、試験体の破壊モードにかかわらず、小鉄骨は、少なくとも Q_{by} のせん断力を負担している。この実験結果は、文献 2) の本会規準の鉄骨が負担できるせん断力の規定を肯定するものである。

曲げ耐力について、計算値と実験値の比較を行う。試験体断面の曲げ耐力の計算値を求めるにあたり、次のような仮定を設定した。断面の曲げ耐力は累加則²⁾が適用しうること、すなわち、コンクリート、鉄骨、鉄筋ともに剛塑性とする。その応力は、コンクリートの引張り側は零、圧縮はシリンダー圧縮強度 (σ_B)、鉄骨および鉄筋は引張り圧縮共降伏点強度 (σ_y) とする。このようにして求めた軸力 (N)-曲げモーメント (M) 関係を、曲げで耐力が定まった試験体 SRC-20-A-R および 20-C-R について、Fig. 7 に示す。白丸印が計算値 $_{cal}M_b$ を、黒丸印が実験値 $_{ex}M$ （小さい黒丸印で示す両端 $_{ex}M_a$, $_{ex}M_b$ の平均値）を表す。図中の一点鎖線 $_{cal}M_s$ (a), (b) は、後に述べるせん断耐力計算値 $_{cal}Q_s$ を曲げモーメント ($_{cal}M_s = _{cal}Q_s \cdot 20 \text{ cm}$) に置換したものである。両試験体の実験値は曲げ耐力計算値を下回った。この計算値は、前述のごとくコンクリートを剛塑性とし、その圧縮応力をシリンダー強度としたものである。ここで、コンクリート部の耐力を再評価する。すなわち、実験値に合うように、コンクリートの有効圧縮応力を逆算する。このようにして求めた有効圧縮応力の大きさは、シリンダー圧縮強度に対して試験体 SRC-20-A で 0.77, 試験体 SRC-20-C で 0.86 となる。コンクリートの有効圧縮応力をシリンダー強度の約 0.8 程度に低減し、前述の仮定、すなわち、累加則を適用することで繰返し荷重下における曲げ耐力を評価できると言える。

この低減係数 0.8 は、本会規準²⁾で規定されている値 ($0.85 - 2.5 s_p c = 0.83$) より若干小さい。この理由としては、鉄骨断面が比較的小さいこと、コンクリート強度が 600 kg/cm^2 級の高強度であること、繰返し載荷の影響を受けていること、等が考えられるが、その理由を特定することはできない。しかし、本実験の結果は、累加則の考え方に従う限り、鉄骨断面が小さいことを理

由にしては説明し難い。すなわち、鉄骨断面が柱断面の中心に集中していると考え、鉄骨は軸力のみを負担し、曲げモーメントは負担しなくなるが、その場合でも、本実験の軸力レベルでは、SRC断面の累加強度はFig.7の計算値とほとんど同じになるからである。また、試験体 SRC-20-A-R, 20-C-R について、鉄骨部のせん断力分布を測定点間で線形補間したものと考え (Fig.6 参照)、材中央の曲げモーメントを零として、せん断力分布から鉄骨が負担している材端曲げモーメントを計算すると、全塑性モーメントの約 90 % 程度になる。鉄筋のひずみ測定結果 (Fig.4 参照) から、鉄筋も相当大的な曲げモーメントを負担していると言える。これらのことから、累加則の考え方をいう限り、コンクリートの有効圧縮応力をシリンダー強度の 0.8 程度と考えるのが最も適切であると言える。

せん断耐力について、実験値と計算値を比較する。せん断耐力の計算のための仮定は以下のとおりである。SRC の耐力は鉄骨部と RC 部の耐力の和とする。RC 部は全断面が有効であると考えている。RC 部のせん断耐力は、文献 3) の本会指針・同解説の第 6 章・第 3 節に述べられている A 法および B 法による。ただし、文献 3)

の制限 $\sigma_{wy} \leq 25 \sigma_B$ は無視し、 σ_{wy} はコンクリート強度とは無関係に、使用したフープ筋の降伏点強度とした。高強度補強筋のせん断補強効果を調べるのが実験の目的の一つであること、および文献 4) でも指摘しているように、 $\sigma_{wy} \leq 25 \sigma_B$ の制限に理論的根拠が無いことが理由である。

Fig.8 は計算値と実験値を材端モーメントで表したものである。棒グラフはせん断耐力計算値 (試験体名の後ろの記号 (a) は A 法を、(b) は B 法を表す) を、一点鎖線は曲げ耐力計算値 $calM_b$ を、黒丸印は実験値 exM を表している。鉄骨のせん断耐力計算値 sM は、部材端の全塑性モーメントから定まる値である。

せん断耐力計算値が曲げ耐力計算値より明らかに小さく、かつ、実験でもせん断で耐力が定まった試験体 (SRC-50-A-R, B-R および SRC-100-A-R, B-R) および、せん断耐力計算値と曲げ耐力計算値がほぼ等しく、実験でも曲げ降伏と同時にせん断破壊している試験体 (SRC-20-B-R) の実験値は A 法によるせん断耐力計算値を上回り、B 法による計算値を若干下回っている。

曲げで耐力が定まる場合の、曲げ降伏後の曲げせん断耐力について検討する。RC 部の曲げ降伏後のせん断耐

Fig.7 M-N interaction and test results

Fig.8 Analytical and experimental strength

Fig.9 Relationship between R (at M_{max} & $0.85 \cdot M_{max}$) and $(calMs(a)/calMb)$ value

力は A 法により、その算定にあたっては、塑性ヒンジ回転角 R_p = 部材変形角 R とした。Fig.3 に示すように、曲げで耐力が定まった試験体 (SRC-20-A-R, C-R) の曲げ降伏後の曲げせん断耐力の実験値は、A 法によるせん断耐力計算値を上回っている。RC 部のせん断耐力を A 法で算定し、鉄骨部のせん断耐力と累加することで、本研究で対象としている SRC 柱のせん断耐力を、曲げ降伏後のせん断耐力も含めて安全側に評価できることを示している。A 法は実験結果を適切に評価しているわけではないが、せん断耐力の評価にあたっては、安全側に評価することを最優先させることとした。

せん断補強量 $P_w \cdot \sigma_{wy}$ が大きいほど、大変形時まで復元力特性が安定していることが、Fig.3 からわかる。ここでは、せん断耐力計算値 (A 法による) と曲げ耐力計算値との比 $(calMs(a)/calMb)$ と最大荷重時の変形および荷重が最大の 0.85 倍になった時の変形の関係を検討する。Fig.9 に示すように、 $(calMs(a)/calMb)$ の値が大きいほど、大変形時まで復元力特性を安定させる、すなわち、変形能力を高める効果があるといえる。

5. 結

比較的断面の小さい鉄骨、高強度のコンクリートおよびフープ筋を用いた SRC 柱について一定軸力下での繰返し曲げせん断実験を行い、以下の結論を得た。

- 1) フープ筋の働きは、フープ筋の量と柱の変形量による。したがって、高強度フープ筋が必ずしも最大耐力時に最大限有効に働くとは限らない。
- 2) しかしながら、降伏点強度 9000 kg/cm^2 級の高強度フープ筋および圧縮強度 600 kg/cm^2 級の高強度コンクリートを用いた場合、コンクリートの全断面が有効に働くと考え、かつ、フープ筋強度を低減することなく文献 3) の A 法に基づき算定した RC 部のせん断耐力と鉄骨部のせん断耐力を累加することにより、SRC 柱としてのせん断耐力を安全側に評価できる。
- 3) 圧縮強度 600 kg/cm^2 級の高強度コンクリートを用いた場合、累加則を適用して曲げ耐力を算定するにあ

たっては、コンクリートのストレスブロックの有効圧縮応力をシリンダー圧縮強度の 0.8 倍程度とするとよい。

4) 単調載荷の柱と同様に、せん断耐力計算値/曲げ耐力計算値が大きければ、大変形時でも耐力低下の少ない安定した復元力特性、すなわち、大きい変形能力が得られる。

5) 小鉄骨は、せん断力を材軸に沿ってコンクリートから鉄骨へ、また、鉄骨からコンクリートへと伝達するのに有効に働いている。本実験では、すべての試験体で、鉄骨は材中央で、鉄骨断面の全塑性モーメントを材長の $1/2$ の長さで徐したせん断力 Q_{by} 以上のせん断力を伝達している。

参考文献

- 1) 瀧口克己, 長嶋俊雄, 梅林一貴: 高強度材料を用いた小鉄骨 SRC 柱の耐力, 日本建築学会構造系論文集, No. 458, pp. 145~152, Apr., 1994
- 2) 「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」, 日本建築学会, 1987 制定
- 3) 「鉄筋コンクリート構造物の終局強度型耐震設計指針・同解説」, 日本建築学会, 1990 制定
- 4) 市之瀬敏勝, 横尾慎一: せん断補強間隔が RC 梁のせん断強度に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 437, pp. 97~103, July, 1992

注)

累加則を一般的に表現すれば、次のようになる。

全体系 S_T が, $S_1, S_2, \dots, S_i, \dots, S_n$ の n 個の系によって構成されているものとする。各系 S_i は、各系の境界条件の制約の下、 $f_i(X_{1i}, X_{2i}, \dots, X_{ji}, \dots, X_{mi}) \leq 0$ なる条件で、その成分が $X_{1i}, X_{2i}, \dots, X_{ji}, \dots, X_{mi}$ なる力を伝達できるとする。この場合、全体系 S_T は、力の各成分 X_{jT} が $f_i(X_{1i}, X_{2i}, \dots, X_{ji}, \dots, X_{mi}) \leq 0$ の条件を満足する各系の力の成分 X_{ji} に分解可能であれば、すなわち、 $X_{jT} = \sum_{i=1}^n X_{ji}$ で表せれば、 $X_{1T}, X_{2T}, \dots, X_{jT}, \dots, X_{mT}$ を成分とする力を伝達できる。

言葉をかえて、 $f_i(X_{1i}, X_{2i}, \dots, X_{ji}, \dots, X_{mi}) \leq 0$ の条件を満足させる $S_1, S_2, \dots, S_i, \dots, S_n$ 各系の力の成分の和を包絡する条件を、 $f_T(X_{1T}, X_{2T}, \dots, X_{jT}, \dots, X_{mT}) = 0$ とすれば、全体系 S_T は、 $f_T(X_{1T}, X_{2T}, \dots, X_{jT}, \dots, X_{mT}) \leq 0$ を満足する $X_{1T}, X_{2T}, \dots, X_{jT}, \dots, X_{mT}$ を成分とする力を伝達できるということもできる。

各系の力の成分 $X_{1i}, X_{2i}, \dots, X_{ji}, \dots, X_{mi}$ を一般化応力と考え、 $f_i(X_{1i}, X_{2i}, \dots, X_{ji}, \dots, X_{mi}) = 0$ を降伏面として、塑性論に従えば、 $f_i(X_{1i}, X_{2i}, \dots, X_{ji}, \dots, X_{mi}) = 0$ の面は、 $X_{1i}, X_{2i}, \dots, X_{ji}, \dots, X_{mi}$ 座標で、原点に関して外側に凸になる。 $f_T = 0$ も同様に外側に凸な面になる。特別な条件下ではあるが、二軸の曲げモーメント M_1, M_2 と二軸の曲げ変形 ϕ_1, ϕ_2 との関係は、 M_1, M_2 を一般化応力、 ϕ_1, ϕ_2 を一般化ひずみとして、塑性論と完全に一致することが示されている^{A-1)}。

曲げ材断面の曲げモーメント M と軸力 N のように、力の成分が二次元で表せる場合、 $f_i(X_{1i}, X_{2i}) = f_i(M_i, N_i) = 0$ の面に、原点に関して外側に凸になる条件があれば、 $f_T(X_{1T}, X_{2T}) = f_T(M_T, N_T) = 0$ の近似解は、図を用いて比較的簡便に求めることができる。

曲げ材の断面が 2 種類の材料で構成され、各材料の応力とひ

ずみの関係が剛塑性であり，対称曲げが仮定できる場合，断面の平面保持を仮定して求めた曲げモーメント-軸力の耐力曲線と累加則で求めた耐力曲線は完全に一致することが証明されている^{A-2)}。構成材料を n 種に拡張することはきわめて簡単である。

本論では，断面の曲げモーメント M -軸力 N 相関曲線を取り扱っており，断面の平面保持と材料の剛塑性を仮定したことが同一の意味になる累加則を用いている。本会の SRC 規準では，一般化累加と呼んでいる方法である。

A-1) 鈴木，滝口，岡本，加藤：SRC 部材の復元力特性に対するフープ筋の効果に関する実験，日本建築学会構造系論文報告集，No. 348，pp. 61～74，Feb.，1985

A-2) 滝口，木村，黒正，小林：水平 2 方向変位に対する RC 柱の復元力に関する研究，日本建築学会論文報告集，No. 296，pp. 77～87，Nov.，1970

(1994 年 5 月 10 日原稿受理，1994 年 10 月 14 日採用決定)