

# S/SRC構造の開発

—はり降伏型構造の実験—

岡田 宏 武田 寿一  
竹本 靖

## Development of S/SRC Structure (Part 1)

—Experiments on Beam Yielding Type—

Hiroshi Okada Toshikazu Takeda  
Yasushi Takemoto

### Abstract

This report describes experiments carried out on an S/SRC structure (steel-beam and composite steel-and-reinforced concrete column structure).

Three specimens of cross type including beam-to-column connections (panel zones) were built up. These had the characteristic that the beams collapsed more quickly than the columns. Total and panel deformations, states of cracking of concrete and flows of stress were observed.

It was clarified that an S/SRC structure has almost the same structural aspects as an entirely composite steel-and-reinforced concrete structure and has no defects for use as a high-rise frame system.

### 概 要

柱を鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 構造, はりを鉄骨 (S) 構造としたラーメン構造は, 最近の高層建築の骨組として使用される頻度が高まりつつあるが, 本研究では, この構造の柱はり接合部を含む十字型の供試体を作り, 柱軸力および柱とはりへの繰返し曲げ応力のもとでの, 全体的な変形状況, きれつの発生状況, 応力の流れについて, 計測, 検討を加えた。柱はり接合部に関しては, 鉄筋コンクリートと鉄骨との合成効果について考察を加えた。結果として, 本構造方式は, 全 SRC 構造と同じような構造上の特色を有し, 高層フレーム用として有利であることが判明した。

## 1. 序

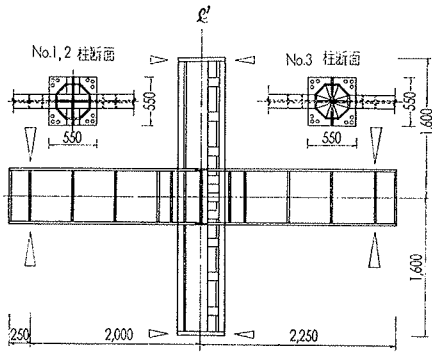
高層フレームの主要な体として最近, 純鉄骨構造にまじって, はりが鉄骨 (S) 構造で, 柱が鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 構造となっている。略称 S/SRC 構造が脚光を浴びつつある。本構造の特色は, 柱鉄骨を囲む RC 部分が, 柱軸力を負担する大きな要素となるばかりでなく, 柱鉄骨の局部変形拘束, 耐火被覆として有効な点にある。はりには RC 部分が無い点は, 工法上の利点となる。しかし一方では, 柱はり接合部の応力伝達上の無理な点が生じ, 柱はり接合部のコ

ンクリート面のきれつ発生が, はり鉄骨の仕口部分も含めて, 著しくなり, 仕口部の剛性低下を誘発する懸念がある。仕口部の挙動の実験的, 解析的把握は本実験での第一の着眼点である。また, はり降伏を柱降伏に先行させる, はり降伏型フレームでは, はり端部に塑性ヒンジが発生した状態を柱が維持できるかどうか, という点も問題となろう。これらの点を, 仕口部コンクリート施工性とあわせて検討することとし, ある高層 S/SRC フレームの一部を取出して縮小模型とした上で, 水平荷重発生時に相当する応力を加える実験を行った。

## 2. 供試体概要および加力測定方法

供試体は3体製作したが、その規模、内容を図一1および表一1に示す。No.1およびNo.2は、はり貫通型で、設計曲げ応力のS負担分とRC負担分の比率を変え、No.3はNo.2と、ほぼ同一の断面であるが、柱貫通型として柱はり接合部パネル部分鉄骨は、柱ウェブ様に特に補強を加えず、この個所での破壊先行を意図した。3体の共通事項として、実際との対応をはかるため、柱はり接合部に直交ばりのはり型を付けた。なお、柱コンクリートの打設は、柱部分を立てた状態として行い、良好な打設結果を得た。

加力方法は、当社大型構造物試験室の試験床を使用



図一1 供試体の概要

供試体	NO. 1	NO. 2	NO. 3
柱はり接合部形式	はり貫通型	はり貫通型	柱貫通型
はり部材	H-650×150×10×18	H-650×150×10×18	H-500×150×10×22
柱部材	X	H-400×150×10×18	H-400×150×10×18
	Y	H-400×150×8×10	同左
鉄筋	4-D16, 8-D13	4-D25, 8-D22	12-D22
	パネル寸法	650×400	650×400
柱はり接合部パネル部分	板厚	HL-14	HL-14
	バンド	3-F.B.100×8	3-F.B.100×8
柱設計耐力	rMs	34.5TM	22.1TM
	rMc	10.6TM	23.1TM
N/Ny	0.34	0.34	0.34
備考	HOOP 8φ @ 100	HOOP 8φ @ 100	HOOP 8φ @ 100 パネル水平リブHL-16

表一1 供試体主要データ

1. 鉄骨素材 (SS41)					2. 鉄筋 (SD30)				
板厚 (mm)	$\sigma_y$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{max}$ (t/cm <sup>2</sup> )	E (t/cm <sup>2</sup> )	伸び (%)	径 (mm)	$\sigma_y$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{max}$ (t/cm <sup>2</sup> )	E (t/cm <sup>2</sup> )	伸び (%)
6	3.37	4.67	1.95	27.4	8	3.04	4.17	1.92	26.8
8(7)	3.04	4.60	1.96	24.0	13	3.53	5.34	1.74	22.3
10	2.95	4.55	1.98	26.6	16	3.51	5.34	1.89	23.9
12(11)	3.00	4.57	2.30	25.4	22	3.42	5.39	1.86	25.3
14	2.65	4.47	2.04	28.6	25	3.34	5.25	1.84	27.5
3. コンクリート (早強)									
16	2.64	4.49	2.05	28.1	供試体	$F_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	E (t/cm <sup>2</sup> )	スランプ (cm)	
19	2.91	4.62	2.07	30.2	NO. 1	293.7	255.	20.8	
22	2.68	4.48	2.04	31.9	NO. 2, 3	288.8	254.	19.5	

表一2 供試体構成素材の性能

し、図一2に示す方法で加力した。柱軸力は、油圧サーボ制御 300 t ジャッキにより発生させた。はり端に作用させる応力は通常の手動油圧ジャッキで発生させ反力受には、RC製のブロックを使用した。加力段階は、設計荷重を標準とし、以後比例増加させた。

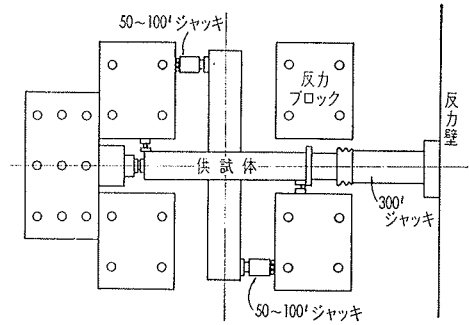
測定内容は、全体変形、仕口パネル部分変形、各部ひずみなどである。

## 3. 解析

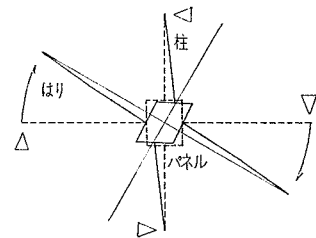
### 3.1. 全体変形

はり端に加力した場合の全体変形の状況を図一3に示す。はり端が加力で移動し、柱頭柱脚のD.G.により全変形が検出される。柱、はりの変形は、パネルの変形も含む(1)式で示される。

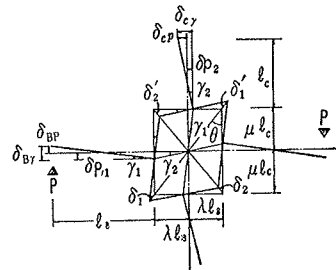
$$\left. \begin{aligned} \text{柱変形 } \delta_C &= \frac{Pl_C^3}{3E_C I_C} + \frac{Pl_C}{G_C I_C} + \delta_{CP} \\ \text{はり変形 } \delta_B &= \frac{Pl_B^3}{3E_S I_S} + \frac{Pl_B}{G_S I_S} + \delta_{BP} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$



図一2 加力方法



図一3 全体の変形 (柱端反力支承)



図一4 パネル部分の変形

(1)式中で  $\delta_{CP}$ ,  $\delta_{BP}$  は、柱、はりのパネル変形による付加変形である。全変形を  $\delta$  とおくと、柱はりの寸法比率から(2)式で  $\delta$  が求められる。

$$\delta = 2 \left( \frac{1.6}{2.0} \delta_B + \delta_C \right) \quad (2)$$

### 3.2. パネル部分の変形

柱はり接合部パネル部分の変形と、柱はりの変形への影響について図-4に示す。 $\bar{x}$  を(3)式で示す。

$$\bar{x} = (\delta_1 + \delta_1' + \delta_2 + \delta_2') / 2 \quad (3)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_1 + \delta_1' = \frac{\sqrt{(2\lambda l_B)^2 + (2\mu l_C)^2 + 4\lambda\mu l_B l_C \gamma} - \sqrt{(2\lambda l_B)^2 + (2\mu l_C)^2}}{2\lambda l_B} \\ \delta_2 + \delta_2' = \frac{\sqrt{(2\lambda l_B)^2 + (2\mu l_C)^2} - \sqrt{(2\lambda l_B)^2 + (2\mu l_C)^2 - 4\lambda\mu l_B l_C \gamma}}{2\mu l_C} \end{array} \right.$$

一方  $\gamma_1, \gamma_2$  は ( $\gamma = \gamma_1 + \gamma_2$ )

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_1 = \frac{\bar{x}}{2\mu l_C} \sin \theta \\ \gamma_2 = \frac{\bar{x}}{2\lambda l_B} \cos \theta \end{array} \right\} \quad (4)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sin \theta = \frac{2\lambda l_B}{2\sqrt{(2\lambda l_B)^2 + (2\mu l_C)^2}} \\ \cos \theta = \frac{2\mu l_C}{2\sqrt{(2\lambda l_B)^2 + (2\mu l_C)^2}} \end{array} \right.$$

式(3), (4)より(1)式の  $\delta_{CP}$ ,  $\delta_{BP}$  を式(5)で  $\gamma$  の関数として求めることができる。

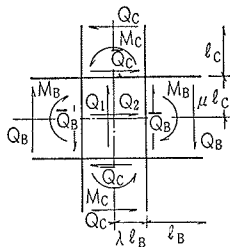


図-5 パネル応力

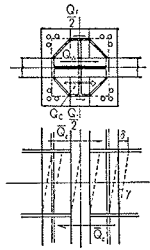


図-6 パネル応力成分

$$\left. \begin{array}{l} \delta_{CP} = \delta_C \gamma_2 - \delta_{P2} = l_C \gamma_2 - \mu l_C \gamma_1 \\ = \frac{(\mu l_C)^2 - \mu (\lambda l_B)^2}{(\lambda l_B)^2 + (\mu l_C)^2} \cdot l_C \gamma \\ \delta_{BP} = \delta_B \gamma_1 - \delta_{P1} = l_B \gamma_1 - \lambda l_B \gamma_2 \\ = \frac{(\lambda l_B)^2 - \lambda (\mu l_C)^2}{(\lambda l_B)^2 + (\mu l_C)^2} \cdot l_B \gamma \end{array} \right\} \quad (5)$$

一方、パネル周辺部の応力と変形について考える。図-5にパネル応力の構成、図-6に  $\bar{Q}_C$  によるパネル変形  $\gamma$  および  $\bar{Q}_C$  の分担を示す。パネル構成要素の変形を、コンクリート、柱鉄骨ウェブ、直交柱鉄骨フランジの順に(6)式に示す。

$$\left. \begin{array}{l} \delta_C = \frac{Q_C}{A_C G_C} \cdot 2\mu l_C \\ \delta_W = \frac{Q_W}{A_W G_S} \cdot 2\mu l_C \\ \delta_F = \frac{Q_F}{A_F G_S} \cdot 2\mu l_C + \frac{Q_F}{12 E_S I_F} \cdot (2\mu l_C)^3 \end{array} \right\} \quad (6)$$

変形は同一であるから(7)式が当然である。

$$\left. \begin{array}{l} \delta = \delta_C = \delta_W = \delta_F \\ \bar{Q}_C = Q_C + Q_W + Q_F \end{array} \right\} \quad (7)$$

外力  $P$  と  $\bar{Q}_C$  の関係は(8)式から求められる。

$$\left. \begin{array}{l} M_B = P \cdot l_B, \quad Q_2 = \frac{M_B}{\mu l} \\ \bar{Q}_C = \frac{2.0}{1.0} P = 1.25 P \\ \therefore Q_C = Q_2 - Q_C = \frac{P \cdot l_B}{\mu l_C} - 1.25 P \end{array} \right\} \quad (8)$$

$\bar{Q}_C$  (すなわち  $P$ ) が増加してゆく過程での  $\bar{Q}_C - \gamma$  関係の変化は、図-7に示すように、 $c\gamma_c$  (パネルコンクリート初キレツ発生)・ $s\gamma_y$  (鉄骨ウェブせん断降伏)、 $c\gamma_{max}$  (コンクリート最大せん断角)を屈曲点として変化することが予想される。パネルの構成要

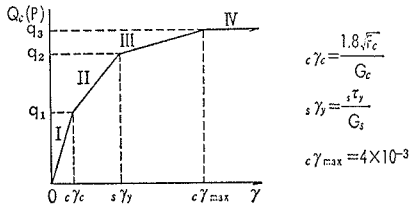


図-7 パネル内せん断力とせん断変形との関係

区分	コンクリート	鉄骨ウェブ	鉄骨フランジ
I	$G_c$	$G_s$	$G_s$
II	$G_c / 10$	$G_s$	$G_s$
III	$G_c / 10$	○	○
IV	○	○	○

表-3 パネル構成要素剛性変化の仮定

	はり耐力計算値*		柱はり接合部パネル耐力計算値		柱耐力計算値		実験結果		
	$P_y$ (T) ( $M_y$ (TM))	$P_p$ (T) ( $M_p$ (TM))	pPs(T) 鉄骨のみ	** pPc+s (T) c/c / $F_c = 0.4$	(T) P DESIGN (M DESIGN)	(T)*** P MAX N=10t P (M)	(T)*** P MAX N=300t P (M)	(T) P MAX	破壊事由
NO. 1	39.4 (68.0)	46.2 (79.6)	20.2	32.4	28.4 (45.1)	50.4 (80.3)	67.2 (107.0)	+51.0 -58.0	はりの横座屈
NO. 2	39.4 (68.0)	46.2 (79.6)	21.9	32.8	28.4 (45.2)	54.1 (86.2)	71.6 (114.0)	+47.0 -42.0	同上
NO. 3	28.4 (49.0)	32.4 (55.8)	9.3	17.6	27.2 (45.9)	52.9 (84.2)	70.9 (113.0)	+35.0 -33.0	パネル部分ウェブ破断

\*柱コンクリート面での値 \*\*文献(1)による \*\*\*ε関数法(RC換算)による

表-4 供試体の耐力

素が、これら $\gamma$ 値の各区間で保持するせん断剛性の変化を表一3に示す。本実験で用いた $\gamma$ 値は、図一7に併記する。なお形状係数は $s_k=1.2$  (鉄骨ウェブ)、 $c_k=1.5$  (コンクリート) と考えた。

以上の方法により荷重—パネル変形角の関係を求めさらに柱はりに及ぼす変形を求めた。

### 3.3. 柱、はりの弾塑性変形

柱の変形に関しては、初きれつ発生までは初期剛性をとり、終局荷重までの $\alpha_Y$ は1/3として略算した。

一方、はりについても降伏まで初期剛性をとり、完全塑性化時点までの剛性、およびそれ以降の剛性を、それぞれ初期剛性の1/4、1/100として計算した。

### 3.4. 耐力

表一4に各構成要素(はり、パネル、柱)の耐力を記す。はりに関しては $P_Y$ と $P_P$ 、柱については設計耐力 $P_{DESIGN}$ および終局耐力 $P_{MAX}$ 、パネル部分については、鉄骨のみ(現行規準による)の設計耐力およびコンクリートも評価した式<sup>7)</sup>による計算値も示している。これらの数値から、本実験での供試体はいずれも、はり、パネル降伏供試体であることが明らかである。

## 4. 実験結果

### 4.1. P- $\delta$ 関係

図一8に供試体のP- $\delta$ 関係を示す。No. 2, No. 3は設計耐力での3サイクル載荷を含めて合計8サイクル、No. 1は合計5サイクルそれぞれ載荷した。最終サイクルは3体共、柱軸力を10tとしている。No. 2のループに乱れがあるが、はりの面外変形によるものである。設計荷重内でのループは3体共若干の残留変形を伴っているものの十分安定しているといえる。鉄骨とRCとの曲げ負担比の点での比較ではNo. 1のループが紡錘型となっておりS造の挙動に近い。No. 3は柱には耐力と変形の余裕があるがパネルの局部破壊で荷重が上がらなくなった。計算値との比較では、各要素の変形を加味した計算線で実状がかなり説明できるといえる。

### 4.2. P- $\gamma$ 関係

図一9に3供試体の柱はり接合部の挙動をP- $\gamma$ 関係の形で示す。各ループ共P- $\delta$ 曲線に似ており、特に塑性域のループは、剛性の低下をよく示している。計算値との比較ではNo. 1, No. 2の解析線が実験でのループの包絡線に近いことが判る。No. 3は実験で得られた初期剛性が高く、解析線と合わないが、塑性域に入ってから勾配が一致している。これはNo. 3のパネル上下の水平リブが小さいため、コンクリートが十分上下と連続して一体性を保っていたためと予想

される。

### 4.3. 柱コンクリートのきれつ

写真一1, 2, 3に供試体No. 1, 2, 3の柱はり接合部付近の最終きれつ発生状態を示す。直交ばりのはり型が付いているため、パネル部分のせん断きれつが、はり型の両側に分断されている。計算上では、せん断きれつが先行し、続いて曲げきれつが、パネル端部に発生するのであるが、実験では、曲げきれつや、はり鉄骨のコンクリート面での仕口部分での局部きれつが先行して、せん断きれつが遅れる傾向が見られた。

### 4.4. 最大耐力および破壊事由

各供試体の最大耐力と破壊事由を、計算値と共に、表一4に示す。供試体No. 1は最後の加力サイクルで正負の最大耐力を目標とした。結果として、はりの塑性耐力を越えて、柱の終局耐力に達しているが、コンクリートの破壊度は比較的low、最終の破壊事由も、はりの面外座屈であった。No. 2は、最終サイクルの正荷重時に、はりの塑性耐力に達して、やはり柱はり接合部の著しい損傷を伴わなかった。No. 3に関しては、パネル部分の耐力を意図的に落した設計のため、荷重は、はりの塑性耐力に達したものの、荷重保持で変形を進めたところ、負荷重時点で、パネル部分の、水平リブ先端が引張りとなる個所の溶接部で破断が生じた。このため、はりフランジが抜け出すような現象を生じ、近傍のコンクリートが局部的に破壊した。実験終了後にコンクリートを除去してパネルの破損状況を点検したのが写真一4である。意図的なものとは言え、このような事例を生じさせたのも本実験の一つの成果といえよう。

## 5. 考察

本実験では、S/SRC構造の、特に柱はり接合部の欠陥の有無の検討が最大目的であった。パネル部分に鉄骨はりが応力を伝達し、これを柱の鉄骨とRCとに分割伝達する機構は、おそらくコンクリートのボンドによるものであろうと想像されるが、コンクリートに著しいきれつ発生があれば、応力伝達がさまたげられ、パネル鉄骨破壊を招くことも予想する必要がある。本実験ではNo. 3の例を除けば、塑性域でもこの応力伝達機構は、十分効力を保持したものである。また、各変形要素の解析が実情をよく説明しており、弾塑性両域での挙動の追跡の妥当性を示している。

柱が、はりの塑性ヒンジを保持し得るか、という点についても、全供試体で保持の可能性が実証された。ただし、パネル鉄骨はNo. 3の事例にも示すように、柱の設計耐力との比較で、相応の耐力を有するような

設計が好ましい。

後検討をすすめる予定である。

### 6. むすび

今回は、はりヒンジ発生時点での柱の挙動を問題としたが、柱が先に終局耐力に達する場合についても今

### 参考文献

- 1) 横尾, 若林, 末永「鉄骨鉄筋コンクリート構造柱はり接合部パネルのせん断」日建論報 137号

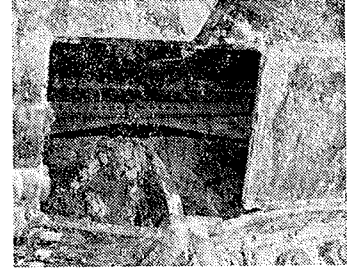
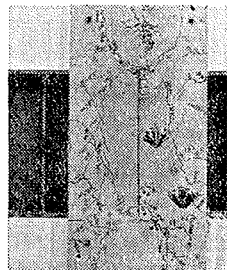
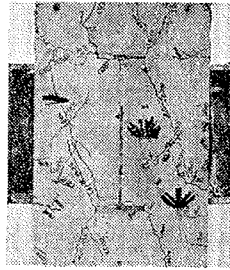
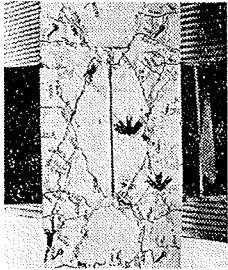


写真-1 No. 1 パネル

写真-2 No. 2 パネル

写真-3 No. 3 パネル

写真-4 No. 3 パネル鉄骨

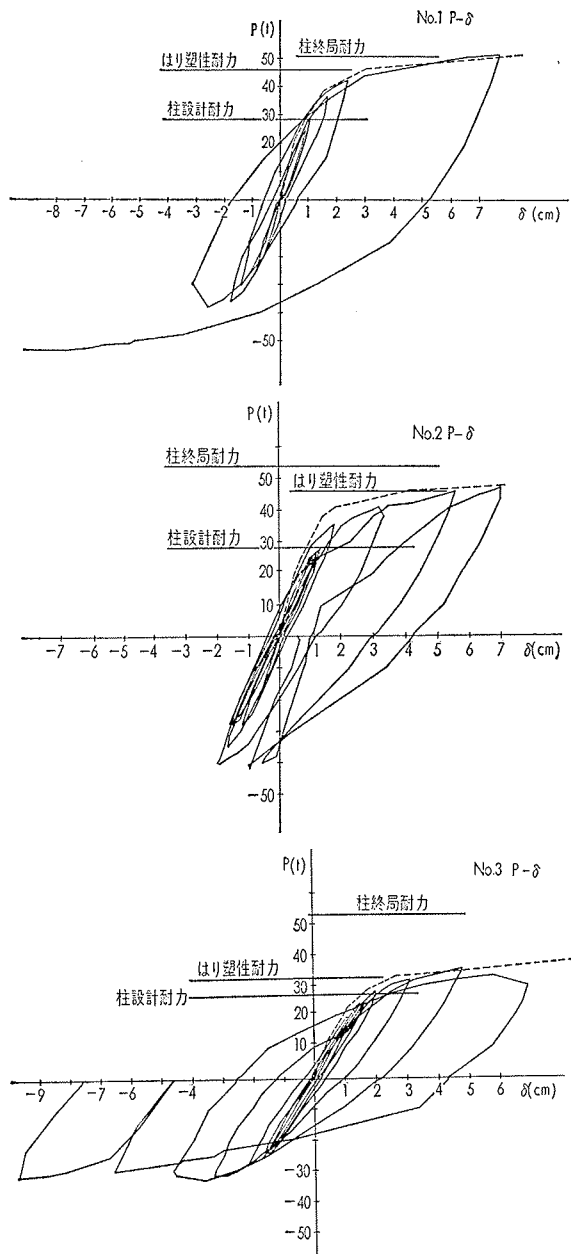


図-8 供試体の P- $\delta$  関係

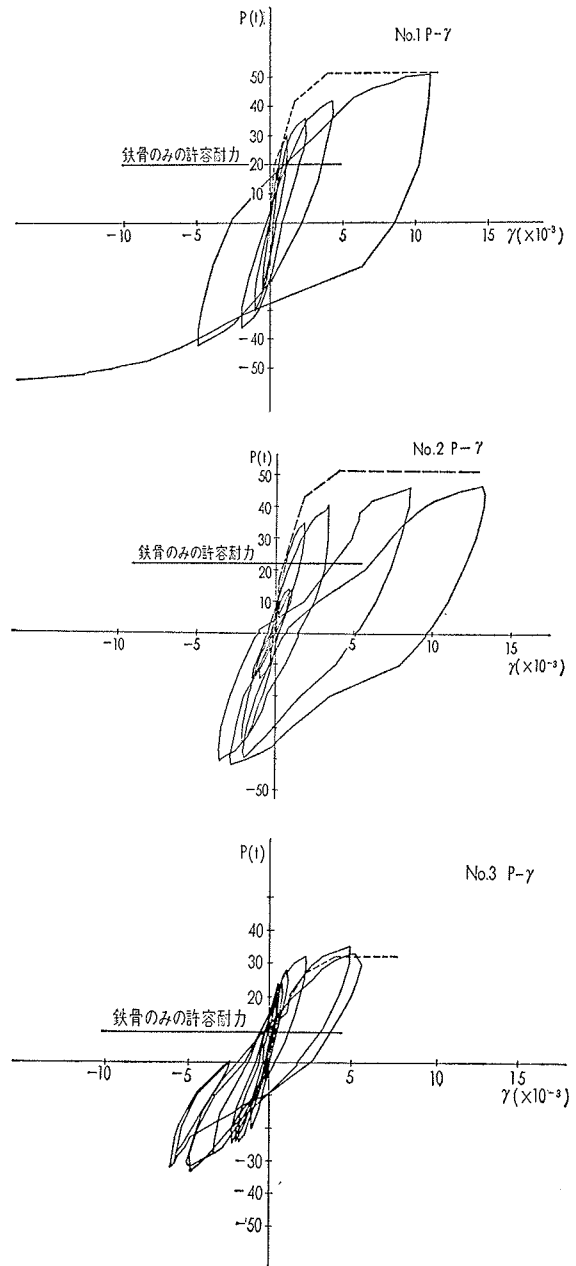


図-9 供試体パネル部分の P- $\gamma$  関係