

## (18) 異形H形鋼を用いたSCばりの終局耐力および疲労特性

川崎製鉄 ○佐藤政勝, 石渡正夫

### 1. 緒 言

鉄骨のまわりに鉄筋を配した鉄骨鉄筋コンクリート(以下SRCと略す)部材は、鋼材の強靱性とコンクリートの圧縮強度や剛度など構成材料の特長を生かした合理的な構造形式であり、従来から土木、建築構造物に採用されているが、近年、コンクリートの防音、防食性さらに維持管理の面から再認識され、その用途の拡大とともに使用実績が年々増加の一途を辿っている。鉄骨のコンクリートとの付着強度が異形鉄筋のそれに比べて劣ることなどの理由から、現行のSRCの設計指針<sup>1)~3)</sup>では原則として、鉄骨とコンクリートの付着を期待しない累加強度方式を採用している。しかしながら、この方式においては、鉄骨部とRC部にそれぞれ独立の変形を許容しているため、常用荷重に対して部材の実応力が把握できないこと、鉄骨断面が偏心して配置されたSRC構造物に対しては不経済な設計となることなどから、鉄骨を鉄筋と等価に置き換えたRC方式に基づく計算法に代りつつある。<sup>4)</sup>RC部材で拘束されるためか、H形鋼を用いたSRC梁の載荷実験に際して、RC部材とH形鋼との相対滑りが観察された例は極めて少なく、通常の使用条件下ではこれらの構造部材が一体となって外力に抵抗しているものと推察されるが、RC構造における主要鉄筋が丸鋼より付着強度の高い異形鉄筋である実情を顧みると、従来のH形鋼(以下平H形鋼と略す)を異形鉄筋と等価に置き換えたRC方式を採用することにより一抹の不安を感じる。そこで、SCおよびSRC部材の設計において、RC方式が成り立つように、横ふし異形鉄筋と同様な突起形状をその上下フランジ面の外側に設けた圧延H形鋼(コンクリートとの付着強度を高めるための突起を有することから、異形H形鋼と称する)を新規に開発した。この異形H形鋼の採用によって、上述の累加強度方式における問題が解消され、コンクリートの廻り込みに大きな障害となっている異形鉄筋を除外したSC構造も可能となり、施工上大きなメリットが期待できる。

異形H形鋼の押抜き試験やそのフランジ部から切り出した突起付鋼板の引抜き試験の結果から、異形H形鋼の突起面におけるコンクリートとの最大平均付着強度が平鋼板の8倍以上に増大することが確認された。<sup>5)</sup>ここでは、平および異形H形鋼を用いたSCとSRCばりの静的曲げ破壊実験および高サイクル疲労試験を実施し、異形H形鋼を用いたはりにおけるコンクリートの最大ひび割れ幅、はりの終局耐力などの静的挙動および異形H形鋼の疲労強度、その破断位置などの疲労特性を調査研究し、平H形鋼を用いたはりと比べてその特徴を明らかにした。

### 2. 実験概要

#### 2.1 供試体

材質はSS41規格で、形状寸法が496×199×9×14の平H形鋼および高さ3.5mmの間隔20mmの条溝突起を有する異形H形鋼を用いた。特に、Table 1に示すように平H形鋼については、その降伏点が異形H形鋼の $30.3\text{Kgf}/\text{mm}^2$ にほぼ等しいものを使用した。粗骨材の最大寸法は25mm、水セメント比は39.0%で、その呼び強度が $30.0\text{Kgf}/\text{cm}^2$ のレデーミクストコンクリートを使用した。標準養生ならびに供試体と同一条件で室内養生したコンクリートの圧縮試験の結果をTable 2に示す。コンクリートの圧縮強度 $\sigma_{ck}$ の1/3の応力度における割線弾性係数はいずれの場合も、 $2.8 \sim 2.9 \times 10^5\text{Kgf}/\text{cm}^2$ の範囲なので、実測値との対比に用いた応力計算では、弾性係数 $E_c$ を $3.0 \times 10^5\text{Kgf}/\text{cm}^2$ と見なし、鋼材とコンクリートの弾性係数比(以下 $n$ と略す)には7を採用した。

静的曲げおよび疲労試験用供試体の形状寸法をそれぞれFig.1およびFig.2に示す。静的載荷実験では、平および異形H形鋼を用いたSCばりをNSS3、LSS3とし、SRCばりのものをそれぞれNSR3、

LSR3と称する。また、疲労試験では、第2文字を疲労 (Fatigue) を表わすFに、最後尾の数字を供試体長を示す5に変更した以外静的曲げ実験用供試体と同じ呼び方である。

## 2.2 試験方法

静的および疲労試験における荷重は、Fig.3に示すように間隔0.8 mの中央対称2点集中方式とし、荷重区間内は純曲げにし、その両側には曲げとせん断力を作用させた。静的荷重試験では、コンクリートが圧潰するあるいはコンクリートの圧縮縁のひずみが $3.3 \times 10^{-4}$ に達するまで漸次単調増加させたが、nを15としたRC方式で求めた下フランジの計算応力 (以下 $\sigma_{tf}$ と略す) が鋼材の規格降伏点 ( $25.0 \text{ Kgf/mm}^2$ ) になる荷重段階 (以下 $P_{yp}$ と略す) において30回の繰返し荷重を実施した。各荷重段階で、H形鋼と鉄筋およびコンクリートのひずみを電気抵抗ひずみゲージで、支間中央などのたわみを1/500mm電気式変位計で、側面のコンクリートのひび割れ幅を1/1000 mmコンタクトゲージで、さらに $\pi$ 形クリップゲージを用いてはり端におけるH形鋼とコンクリートの相対滑りを測定した。

疲労試験では、サーボ電気油圧式疲労試験機を用い、その繰返し速度を150~200c.p.mとした。最小荷重は供試体の自重を考慮して下フランジの $\sigma_{tf}$ が $3.0 \text{ Kgf/mm}^2$ になる荷重に設定し、最大荷重は $\sigma_{tf}$ が17~23  $\text{Kgf/mm}^2$ になるように変化させ、下フランジが疲労破断するまで繰返し荷重を行い、応力の範囲と繰返し数 (以下S-Nと略す) 線図を描き、異形H形鋼の200万回における応力の範囲 (以下 $2 \times 10^6$ 疲労強度振幅と略す) を推定するとともに、はり端におけるH形鋼とコンクリートの相対滑りと繰返し回数との関係に注意深く観察した。

## 3. 数値計算

### 3.1 RC方式に基づく常用計算法

供試体の単位長さあたりの死荷重 $Q_d$ は、 $Q_d = 0.3 \text{ m} \times 0.65 \text{ m} \times 2.5 \text{ t/m}^2 + 0.08 \text{ t/m} = 0.57 \text{ t/m}$ であるから、死荷重による径間中央における曲げモーメント $M_d$ は、
$$M_d = \frac{1}{8} Q_d \times L^2 = 0.56 \text{ t} \cdot \text{m}$$

載荷荷重 $P_f$ による径間中央における曲げモーメント $M_\ell$ は、
$$M_\ell = \frac{1}{2} L_p \cdot P_f = 0.5 \cdot P_f \text{ t} \cdot \text{m}$$

上下鉄筋およびH形鋼の上下フランジの断面積の等しい矩形ばりの中立軸は、コンクリートの引張応力を無視した場合、次の釣り合い式から求めることができる。

$$\frac{B}{2n} X^2 + A_f (X - d_f) + A_r (X - d_r) + \frac{t_w}{2} (X - d_s) = A_f (H - X - d_f) + A_r (H - X - d_r) + \frac{t_w}{2} (H - X - d_s)^2$$

ここで、 $J = \frac{H}{B} \{ 2 (A_f + A_r) + A_w \}$

Xは中立軸からコンクリートの上縁端までの距離、BとHははりの幅と高さ、 $A_f$ と $A_w$ はH形鋼のフランジとウェブの断面積、 $A_r$ は上、下鉄筋それぞれの断面積である。

次に断面2次モーメントは次式で求めることができる。

$$I_x = \frac{B \cdot X^3}{3} + n \{ A (r_{fu}^2 + r_{fl}^2) + A_r (r_{ru}^2 + r_{rl}^2) + \frac{t_w}{3} (r_{su}^3 + r_{sl}^3) \} \dots\dots\dots(2)$$

Table 1 Mechanical Properties of Steels Tested

| Steel             | Size    | Notation | Y.P.<br>(kgf/mm <sup>2</sup> ) | T.S.<br>(kgf/mm <sup>2</sup> ) | El.<br>(%) |
|-------------------|---------|----------|--------------------------------|--------------------------------|------------|
| Normal H-shapes   | 496x199 | SS 41    | 30.3                           | 46.2                           | 30         |
| Deformed H-shapes | x 9x14  | SS 41    | 30.3                           | 50.1                           | 26         |
| Deformed bar      | D 13    | SD 35    | 37.0                           | 53.0                           | 22         |
| Deformed bar      | D 25    | SD 35    | 39.9                           | 58.1                           | 22         |

Table 2 Compressive Test Results of Concrete

| Water curing |                                         |                                 | Air curing   |                                         |                                 |
|--------------|-----------------------------------------|---------------------------------|--------------|-----------------------------------------|---------------------------------|
| Age<br>(day) | $\sigma_{ck}$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | $E_c$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | Age<br>(day) | $\sigma_{ck}$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | $E_c$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) |
| 28           | 307                                     | $2.9 \times 10^5$               | 28           | 300                                     | $2.8 \times 10^5$               |
|              |                                         |                                 | 77           | 302                                     | $2.9 \times 10^5$               |

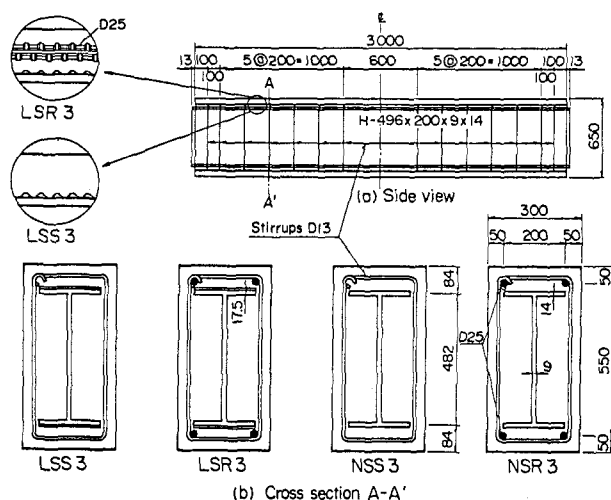


Fig. 1 Schemata and types of SC and SRC specimens for static test

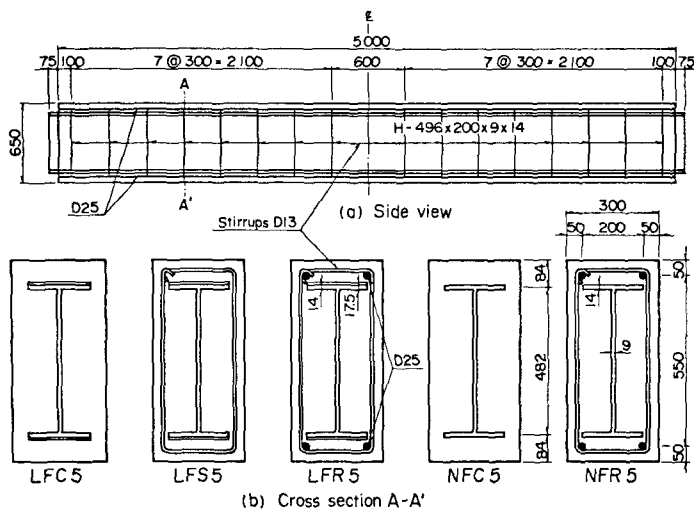


Fig. 2 Schemata and types of SC and SRC specimens for fatigue test

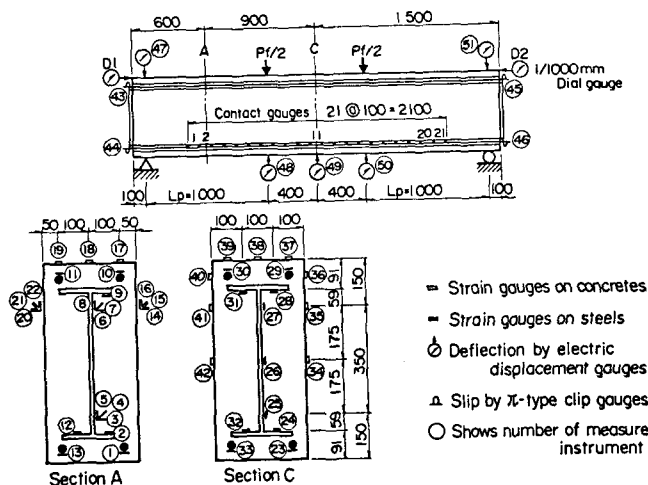


Fig. 3 Loading arrangement and gauge positions of SRC beam for static test

各試験体について、コンクリートの圧縮縦応力  $\sigma_c$ 、H形鋼の下フランジ中央面における引張応力  $\sigma_{tf}$  および引張鉄筋の応力  $\sigma_{tr}$  の計算結果を Table 3 に示す。ここで、 $n$  が 7 に対応した値は実測値との対比および疲労試験に用いた計算値であり、また  $n$  が 1.5 に対応した値は常用の設計計算およびコンクリートのひび割れ幅に関連して用いた計算値である。

静的実験用供試体の S C ばりおよび S R C ばりの設計荷重  $P_{ds}$  は、H形鋼の下フランジの許容引張応力に対応した荷重で定め、それぞれ  $1400/27.6 = 50.7 \text{ t}$ 、 $1400/20.9 = 67.0 \text{ t}$  である。

### 3. 2 終局耐力

Fig. 5 に示すように、終局時における鋼材コンクリートの応力分布を矩形と仮定し、コンクリートの最大応力  $F_c$  に  $0.85 \cdot \sigma_{ck}$  を採用し、さらに H 形鋼および鉄筋の降伏点をそれぞれ  $\sigma_{sy}$  および  $\sigma_{ry}$  とすると、中立軸  $X_p$  が H 形鋼のウェーブ内にある場合、次の釣り合い式から  $X_p$  を求めることができる。

$$0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot B \cdot X_p + A_r \cdot \sigma_{ry} + \{A_f + (X_p - d_{su}) \cdot t_w\} \cdot \sigma_{sy}$$

$$= A_r \cdot \sigma_{ry} + \{A_f + (H - X_p - d_{sl}) \cdot t_w\} \cdot \sigma_{sy} \dots (3)$$

$$X_p = \frac{(A_w + 2 \cdot d_s \cdot t_w) \cdot \sigma_{sy}}{0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot B + 2 \cdot t_w \cdot \sigma_{sy}} \dots (4)$$

ただし、 $d_{su} = d_{sl} = d_s$

$$d_s \leq X_p \leq H - d_s \dots (5)$$

本実験の供試体については、(5)式を満足しているが、

この条件式が満足しない場合には、中立軸が上フランジ内にあるものとして (3)式を修正のうえ、中立軸を計算しなければならない。

はりの計算終局モーメントは、

$$M_u = \frac{B \cdot X_p^2}{2} \cdot 0.85 \cdot \sigma_{ck} + A_r (\beta_{tu} + \beta_{rl}) \sigma_{ry} + \{A_f (\beta_{tu} + \beta_{rl}) + \frac{t_w}{2} (\beta_{su}^2 + \beta_{sl}^2)\} \sigma_{sy} \dots (6)$$

で示され、 $M_d$  を差引いた値が載荷荷

重に対する最大抵抗曲げモーメント  $M_{uc}$  である。静的載荷実験用供試体についてはその最大耐荷力  $P_{uc}$  は次式で表わされる。

$$P_{uc} = 2 \cdot M_{uc} \dots (7)$$

各供試体について、 $\sigma_{sy}$ 、 $\sigma_{ry}$  にそれぞれの Y. P. の  $25 \text{ Kg/mm}^2$  および  $35 \text{ Kg/mm}^2$  を用いた場合を、Case 1 とし、材料試験結果 (Table 1) を用いた場合を Case 2 とし、それぞれの計算結果を Table 4 に示す。

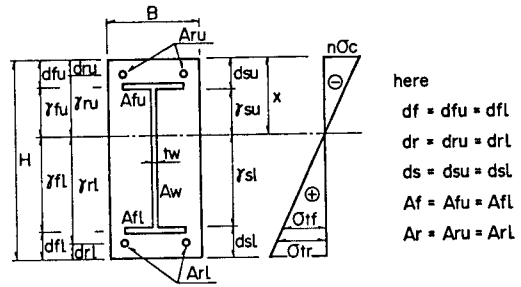


Fig. 4 Symbols and stress distribution in working stress design

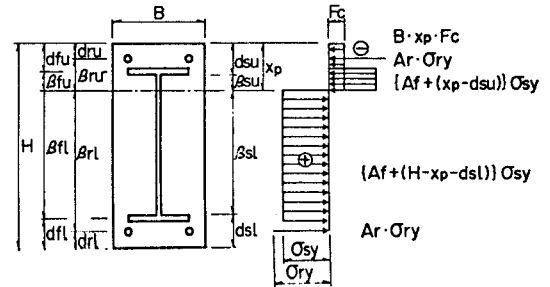


Fig. 5 Stress diagrams in ultimate strength for SRC beams

Table 3 Calculation values of test beams for  $P_f = 1.0^t$  ( $M_L = 0.5^t \cdot m$ )

| Specimen | n  | x (cm) | Ix ( $\times 10^8 \text{ cm}^4$ ) | Stress ( $\text{kg/cm}^2$ ) |               |               | Strain ( $\times 10^{-6}$ ) |                 |                 |
|----------|----|--------|-----------------------------------|-----------------------------|---------------|---------------|-----------------------------|-----------------|-----------------|
|          |    |        |                                   | $\sigma_c$                  | $\sigma_{tf}$ | $\sigma_{tr}$ | $\epsilon_c$                | $\epsilon_{tf}$ | $\epsilon_{tr}$ |
| LSS 3    | 7  | 22.0   | 4.63                              | -23.8                       | 26.2          | -             | -7.9                        | 12.2            | -               |
| NSS 3    | 15 | 25.7   | 8.39                              | -1.53                       | 27.6          | -             | -10.9                       | 13.2            | -               |
| LSR 3    | 7  | 22.9   | 5.84                              | -1.96                       | 20.2          | 22.2          | -6.5                        | 9.6             | 10.6            |
| NSR 3    | 15 | 26.5   | 10.80                             | -1.22                       | 20.9          | 23.3          | -8.8                        | 9.9             | 11.1            |

Table 4 Comparisons of Exp. Values with Cal. Values for Ultimate Loads

| Specimen | Cal. values (ton) |          | Exp. values (ton) |                |       | $P_{fmax}$<br>Puc1 | $P_{fmax}$<br>Puc2 | $\delta_{cmax}$<br>Ratio (L/N) |
|----------|-------------------|----------|-------------------|----------------|-------|--------------------|--------------------|--------------------------------|
|          | Case 1 *          | Case 2 * | Ultimate loads    | Slipping loads | Pslip |                    |                    |                                |
|          | Puc1              | Puc2     | Pfmax             | Pslip          | Pfmax |                    |                    |                                |
| LSS 3    | 123.8             | 147.0    | 157.4             | -              | -     | 1.27               | 1.07               | 14.6<br>(1.15)                 |
| NSS 3    | 123.8             | 147.0    | 145.4             | 116.0          | 0.80  | 1.17               | 0.99               | 12.7<br>(1.0)                  |
| LSR 3    | 162.7             | 191.3    | 196.0             | -              | -     | 1.20               | 1.02               | 15.0<br>(1.33)                 |
| NSR 3    | 162.7             | 191.3    | 182.0             | 148.0          | 0.81  | 1.12               | 0.95               | 11.3<br>(1.0)                  |

\* Case 1:  $\sigma_{sy} = 2500 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{ry} = 3500 \text{ kg/cm}^2$ ,  $F_c = 0.85 \sigma_{ck}$   
Case 2:  $\sigma_{sy} = 3030 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{ry} = 3990 \text{ kg/cm}^2$ ,  $F_c = 0.85 \sigma_{ck}$

#### 4. 実験結果および考察

##### 4.1 ひずみ分布の実測値と計算値の比較（H形鋼とコンクリートとの一体性）

平および異形H形鋼を用いたSCばりの径間中央における $P_f$ とひずみの関係を示したFig.6,7から、 $P_{ds}$ におけるひずみの実測値は $n$ を7としたRC方式による計算値とほぼ一致し、コンクリートおよびH形鋼のひずみが直線的に増加していることなどから、平H形鋼を用いたはりにおいてもH形鋼とコンクリートが一体となり外力に抵抗していることが確認される。さらに、H形鋼の下フランジの計算応力が鋼材の規格降伏点に達する荷重 $P_{yp}$ における30回繰返し載荷終了までは両者が一体であったと判断でき、鋼材が弾性域では、SCおよびSRCばりの実応力分布は、RC方式に基づく常用計算法とほぼ等しいことが確認された。

##### 4.2 はりにおける異形H形鋼の付着特性

一般に、はりにおけるコンクリートの最大ひび割れ幅（以下 $W_{cmax}$ と略す）は、引張鋼材の付着強度と密接な関係があるとされている。そこで、 $n$ を15としたRC方式で求めた $\sigma_{tf}$ と $W_{cmax}$ の関係をFig.8(a)とTable5に示す。ここで、 $W_{cmax}$ は純曲げ区間における片側面のひび割れ幅のうちそれぞれ最も大きい2個の平均値を求め、さらに、それらを平均した値である。また、Fig.8(b)は、異形H形鋼を用いたSCばりの $W_{cmax}$ を横ふし太径鉄筋リバーコンD51を用いたRCばりのそれ<sup>5)</sup>と比較したものである。

これらの表や図から、異形H形鋼を用いたSCばりの $W_{cmax}$ は、平H形鋼を用いたはりのそれより25%程度小さくなり、計算応力14 kgf/mm<sup>2</sup>に対応する $W_{cmax}$ は0.2 mm程度でリバーコンD51を用いたRCばりのそれにほぼ等しいこと、また、異形H形鋼を用いたRCばりでは、 $W_{cmax}$ が0.2 mmに対応する $\sigma_{tf}$ が18 kgf/mm<sup>2</sup>程度であることから、異形鉄筋を使用するSRC構造では、異形H形鋼の許容引張応力をその規格に応じて異形鉄筋と同程度とすることが可能である。

##### 4.3 はりの終局耐力

はりの最大耐力の実測値および計算結果をTable 4に示し、 $P_f$ と最大たわみ $\delta_c$ の関係をFig.9に示す。Fig.6, 7に示すようにH形鋼の下フランジ部が塑性域に達し、ウェブの塑性域が徐々に拡大し、たわみが急激に大きくなると同時にコンクリートの圧縮縦維ひずみ $\epsilon_c$ も著しく増大する。Fig.10に示すように、 $\epsilon_c$ が平H形鋼を用いたSCおよびSRC供試体では、それぞれ $2.6 \times 10^{-6}$ および $2.4 \times 10^{-4}$ に達した時点でコンクリートが圧潰し、最大荷重に達するに対して、異形H形鋼を用いたSCおよびSRC供試体においては、 $\epsilon_c$ が $3.0 \times 10^{-4}$ に達してもコンクリートが圧潰することなく最大耐力は除々ではあるが増加する傾向を示した。本実験では、静的破壊実験を行った供試体について、高サイクル疲労試験を実施することもあるが、 $\epsilon_c$ が、SCばりでは $3.3 \times 10^{-4}$ 、SRCばりでは $3.4 \times 10^{-4}$ に達したときの $P_f$ を最大耐力としたため、曲げ圧縮ひずみ $\epsilon_{cu}$ を求めることはできなかったが、その最大耐力時における $\epsilon_c$ を $\epsilon_u$ と見做した場合でも、平H形鋼を用いたSCおよびSRCばりの $\epsilon_{cu}$ より、それぞれ $7 \times 10^{-4}$ 、 $1.0 \times 10^{-4}$ も大きい。本供試体のように、引張鋼材の降伏が先行して、コンクリートが圧潰するようなはりの曲げ試験では、スターラップなどの横補強筋により $\epsilon_{cu}$ が改善され、はりの靱性が高くなることが報告されており、H形鋼の上下フランジ面の突起がコンクリートの曲げ圧縮破壊の阻止に大きな役割を果たしている。この結果、異形H形鋼を用いたはりの最大耐力は平H形鋼を用いたはりより高くなり、SCおよびSRCばりとも平H形鋼を用いたはりの1.08倍である。また、はり端におけるH形鋼とコンクリートの相対滑りと最大たわみを示したFig. 11から明らかなように、平H形鋼を用いたSCおよびSRCばりでは、それぞれの最大耐力の約8割で、はり端における相対滑りが観察され、滑りの量が大きくなるに伴い、これらのはりの剛性は、異形H形鋼を用いたはりのそれよりも低下する。

Table 5 Relations between  $W_{cmax}$  and  $\sigma_{tf}$  on flexure test beams

| Specimen |      |         | $W_{cmax}=0.2\text{mm}$              |       | $W_{cmax}$ for allowable tensile stress (mm) |       |                          |       |
|----------|------|---------|--------------------------------------|-------|----------------------------------------------|-------|--------------------------|-------|
| Symbol   | Type | Lug     | $\sigma_{tf}$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) | ratio | 400 kgf/cm <sup>2</sup>                      | ratio | 1800 kgf/cm <sup>2</sup> | ratio |
| NSS3     | SC   | —       | 1120                                 | 1.00  | 0.270                                        | 1.00  | 0.365                    | 1.00  |
| LSS3     |      | lateral | 1400                                 | 1.25  | 0.200                                        | 0.74  | 0.283                    | 0.78  |
| NSR3     | SRC  | —       | 1575                                 | 1.41  | 0.175                                        | 0.65  | 0.235                    | 0.64  |
| LSR3     |      | lateral | 1780                                 | 1.59  | 0.145                                        | 0.54  | 0.200                    | 0.55  |

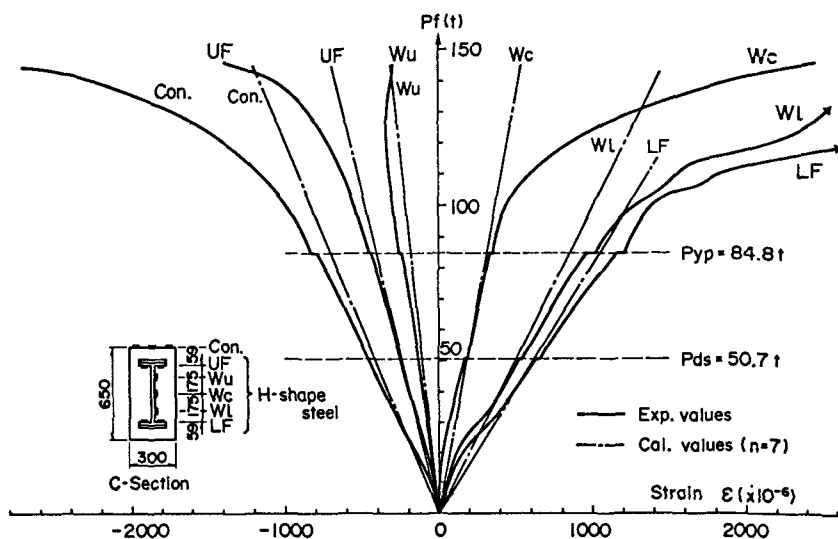


Fig. 6 Load-Strain Curves at Midspan Section on NSS3

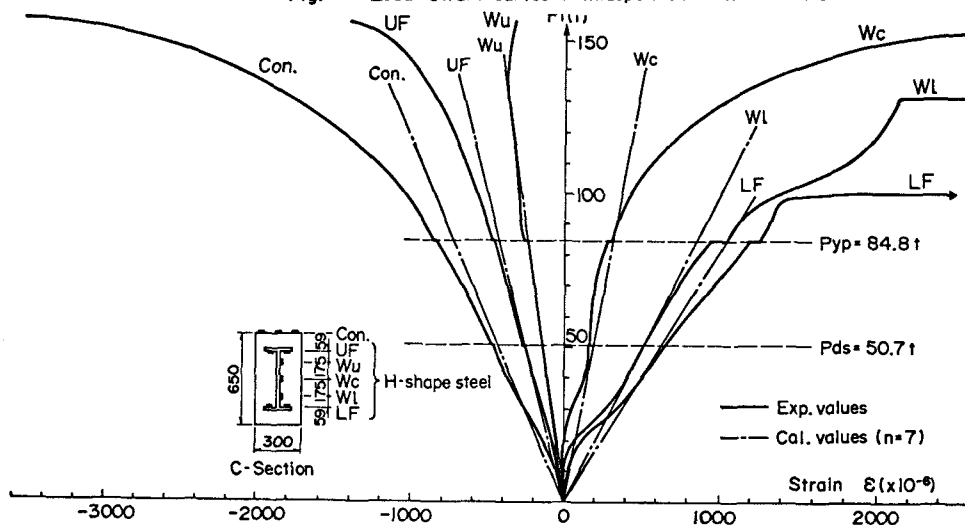


Fig. 7 Load-Strain Curves at Midspan Section on LSS3

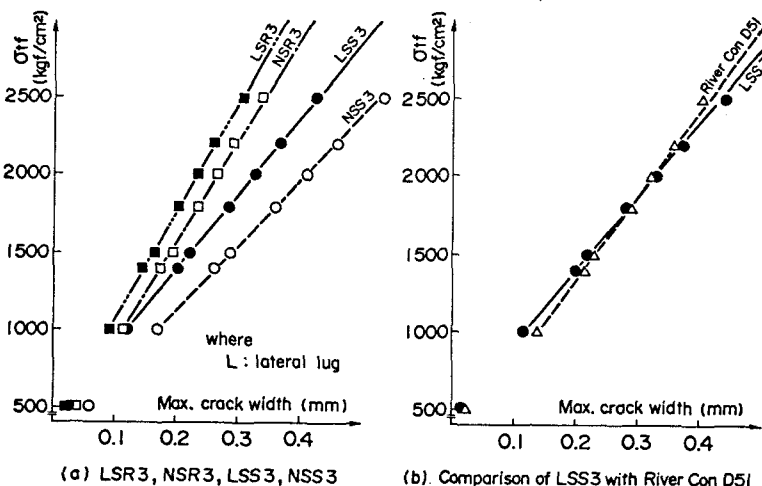


Fig. 8 Relation between crack width and tensile stress of H-shape steel

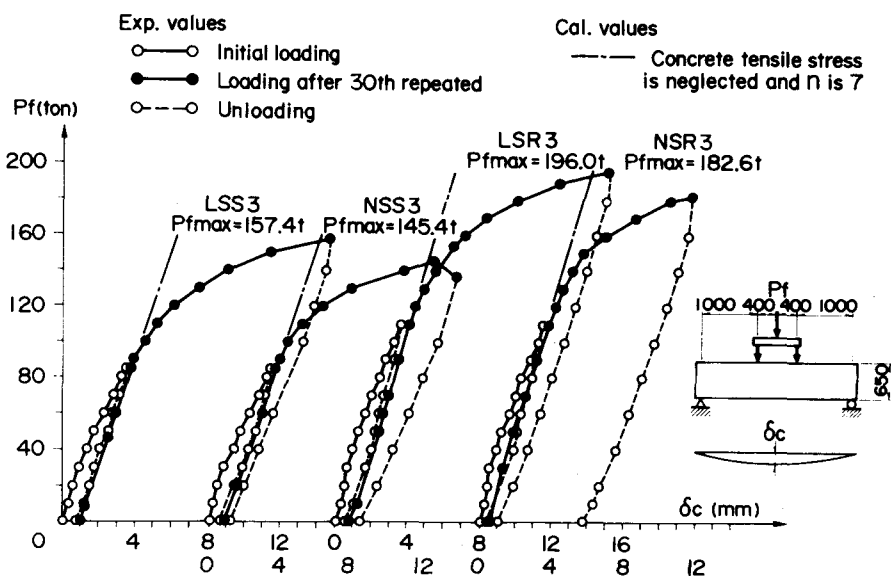


Fig. 9 Load and Deflection Curves at Midspan on SC and SRC beams

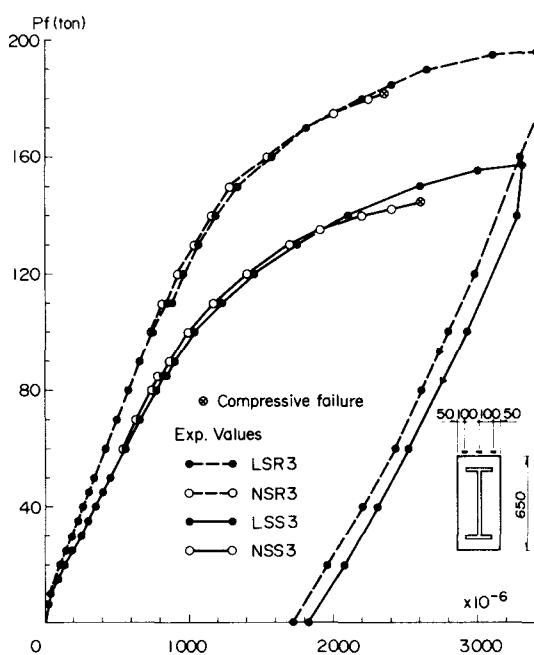


Fig. 10 Pf and External Fibre Strain of Concrete at Midspan

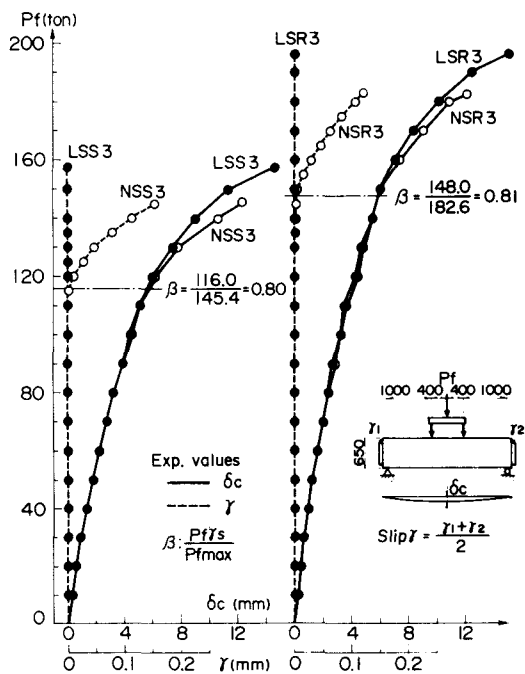


Fig. 11 Pf- $\delta_c$  and Pf- $\gamma$  curves on SC, SRC beam

#### 4.4 異形H形鋼の疲労特性

はりの疲労試験結果をFig.12に示し、RCばりにおけるリバーコンD51およびSRCばりにおける溶接I形鋼の疲労試験の結果と異形H形鋼とを対比したものをそれぞれFig.13およびFig.14に示す。ここで、白丸および黒丸印はそれぞれ平および異形H形鋼を用いた供試体の試験結果であり、実線は供試体LFC5、LFS5、LSS3の最小二乗法で直線回帰した中央値（残存確率は50%）を示す。供試体NFR5とLFR5については200万回の繰返し載荷後に初期最大応力を $6\text{ Kgf/mm}^2$ 高くして再度繰返し載荷を行った所、平H形鋼を用いたNFR5では引張鉄筋が破断し、異形H形鋼を用いたLFR5ではH形鋼の下フランジが疲労破断した。この結果、はりにおける異形H形鋼の $2 \times 10^6$  疲労強度振幅は、 $n$ を7としたRC方式による常用計算法では、下フランジの中央面で $18.0\text{ Kgf/mm}^2$ と推定され、通常の設計計算で用いているように $n$ を15とした場合には、この振幅は $19.0\text{ Kgf/mm}^2$ となる。この値は、RCばりにおけるリバーコンD51の $19.0\text{ Kgf/mm}^2$  ( $n=7$ )より $1.0\text{ Kgf/mm}^2$ 低いが、SRCばりの溶接I形鋼より若干高いことなどから、疲労については遜色のないことが確認された。なお、疲労亀裂は下フランジ外面の突起立上り部から生じ、条溝形状の突起に沿って下フランジ全体に進展した。圧延進行方向手前側の突起立上り部に疲労亀裂の発生点が見受けられることから、圧延ロールの形状の工夫などによって、異形H形鋼の疲労強度をより改善することが可能と思われる。

#### 5. 結 言

平および異形H形鋼を用いたはりの静的曲げ破壊と高サイクル疲労実験から次の諸点が明らかとなった。

(1) 平および異形H形鋼を用いたSCおよびSRCばりにおける荷重とひずみの関係は、鋼材が降伏する以前では、ほぼ弾性的な挙動を示し、その実験値は、鋼材を異形鉄筋に置き換えたRC方式に基づいた常用計算法による計算値にほぼ一致した。

(2) 異形H形鋼を用いたSCばりの最大ひび割れ幅はリバーコンD51を用いたRCばりのそれとほぼ等しいことから、異形H形鋼のコンクリートとの一体性はリバーコンD51と同程度と考えられ、異形鉄筋を併用するSRC構造では、異形H形鋼の許容引張応力度をその規格に応じて $18\text{ Kgf/mm}^2$ まで高めることができる。

(3) 異形H形鋼を用いたはりでは、H形鋼の条溝突起によってコンクリートとの一体性が最大耐力力の時点まで保持されるため、コンクリートの圧潰が防止され、圧縮縁ひずみが $3 \times 10^{-4}$ に達してもコンクリートは圧潰しない。この結果、平H形鋼を用いたはりに比べて、靱性率および剛度が高く、その最大耐力力が8%以上も大きくなるなど最大耐力時における異形H形鋼の力学的有利性が明らかにされた。

(4) 異形H形鋼の $2 \times 10^6$  疲労強度振幅は $19\text{ Kgf/mm}^2$  ( $n=15$ )と推定され、SRCばりの溶接I形鋼のそれより若干高いことなどから、疲労については従来の溶接I形鋼と同程度に取扱うことができる。

#### 6. 文 献

- 1) 建築学会；鉄骨鉄筋コンクリート構造計算基準同解説、(1963)
- 2) 土木学会；鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針(案)、(1975)
- 3) 国鉄・構造物設計事務所；鉄骨鉄筋コンクリート構造物設計指針、(1976)
- 4) 金光、大町、樋口；大型SRC設計要領・同解説(案)、本四技報 $\mu$ 13、(1980)
- 5) 佐藤、石渡；平鋼および突起付鋼板とコンクリートの付着特性、第2回日本コンクリート工学会年次講演会講演論文集 $\mu$ 92(1980)
- 6) 山崎、石渡、佐藤；太径鉄筋 $\phi 51$ の単体およびRCばりにおける疲労特性、土木学会論文報告集、 $\mu$ 278(1978)、P.123~131
- 7) 村田ほか4名；SRC部材の曲げ疲労に関する研究、土木学会第26回年次学術講演概要集V-91(1971)

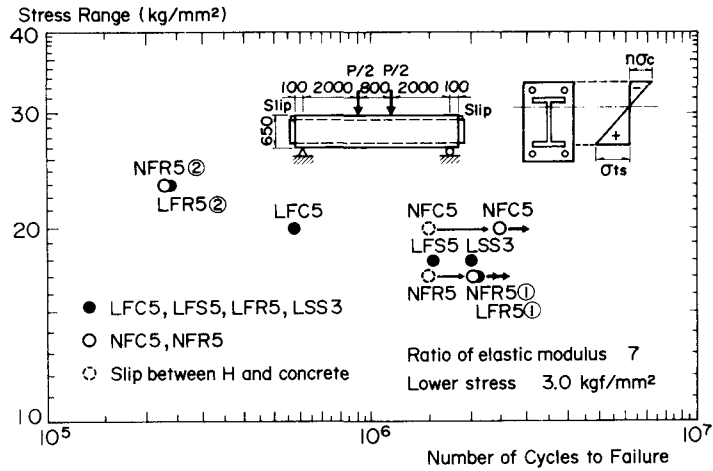


Fig. 12 S-N Curves of Lower Flange Plates in SC and SRC Beams

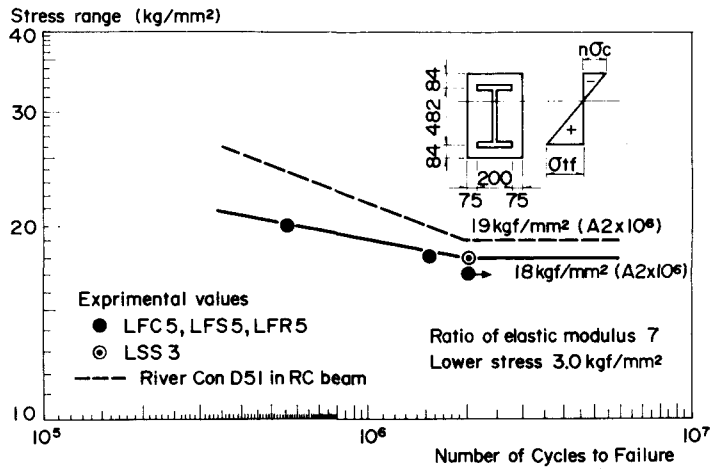


Fig. 13 S-N curve of flange with lateral lugs in SC and SRC beams

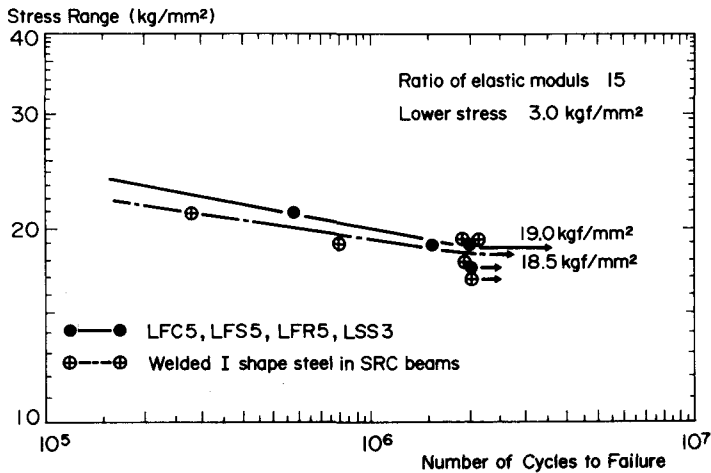


Fig. 14 S-N Curves of Lower Flange Plates in SC and SRC Beams

ULTIMATE AND FATIGUE STRENGTHS OF STEEL CONCRETE BEAMS  
USING MEWLY DEVELOPED DEFORMED H-SHAPES

by Masakatsu SATO\* and Masao ISHIWATA\*\*

The basic design concept of SRC (steel skeletons enclosed in RC: reinforce concrete) structures in Japanese specifications has been adopted the method of accumulative allowable strength. However, since steel shapes and RC member can be strained independently from each other, cross-sectional stress conditions cannot be obtained, and also SC (steel skeleton enclosed in concrete) structures are outside the application range of this method.

Authors developed rolled H-shapes with lateral protrusions on the outside surface of both flanges (it's called deformed H-shapes) in order to secure reliable bonding and to positively adopt the RC method (H-shape is treated as a equivalent deformed bar in stress calculation) in SC and SRC structures. Through pull out tests of the flat plate and deformed frange of H-shapes, it has been confirmed that the maximum bond stress between concrete and the deformed flange was a high value  $217 \text{ kgf/cm}^2$ , which is 9 times as much as that of flat plate.

In this paper the static and the fatigue bending tests on SC and SRC beams made of these deformed H-shapes were carried out in our laboratories. As a result of experiments, the following point were obtained.

- (1) As shown in Fig. 8 and table 5, maximum crack width of concrete on SC beams made of deformed H-shapes was approx. 25% smaller than that of SC beams made of the conventional ones. This indicated that higher allowable stress can be adopted in design of SC and SRC structures by the use of deformed H-shapes.
- (2) As shown in Fig. 9 and table 4, the ultimate strength of beams made of plane H-shape were lower than that beams made of deformed H-shapes, 92 and 93% respectively with SC and SRC beams.
- (3) As shown in Fig. 10, with SC and SRC beams made of plane H-shapes, slippages between H-shape and concrete were observed at 80% of ultimate strength load, and with the increase in slip, the rigidity of these beams decreased in excess of that of SC and SRC beams made of deformed H-shapes. In contrast to this, the bond between deformed H-shapes and concrete was so good that even under the ultimate strength, no slippage was observed.
- (4) As can be seen in Fig. 14,  $2 \times 10^6$  fatigue strength amplitude of deformed H-shapes in beams is estimate to be  $19.0 \text{ kg/mm}^2$  which is almost same as that of welded I-shapes in SRC beams.

Based on the foregoing, SC structures made of deformed H-shapes were found to be nearly equivalent to that of RC structures using large-diameter deformed bars D51. Currently, slabs made of deformed H-shapes are designed and constructed for practical services.

- 1) Sato, M. and M. Ishiwata; Bond Characteristics Between Concrete and Flat or Lugged Steel Plates, Pro. of the 2nd Annual Conference of JCI, 1980 (in English)

---

\* Chief Research Engineer, Structure Research Laboratories, Kawasaki Steel Corp.

\*\* Senior Engineer, Engineering Division, Kawasaki Steel Corp.