

条溝突起付 H 形鋼を用いた鉄骨コンクリート部材の 構造特性とその応用

Mechanical Characteristics and Application of Steel Concrete Structures using Newly Developed H-Shapes

佐藤 政勝*
Masakatu Sato

石渡 正夫**
Masao Ishiwata

近藤 伸治***
Sinji Kondo

山中 栄輔****
Eisuke Yamanaka

Synopsis:

Pull-out and push-out tests of newly developed H-shapes with lateral lugs on the outside surfaces of flanges, and bending tests on SC and SRC beams made of these lugged H-shapes were carried out in our laboratories. As a result of experiments, the following points were confirmed.

- (1) Maximum bond stresses between concrete and lugged H-shapes were 3 to 5 times as high as those between concrete and the conventional ones without lug.
- (2) Maximum crack width on SC beams made of lugged H-shapes was approx. 30% smaller than that of SC beams made of the conventional ones. This indicates that higher allowable stress can be adopted in design of SC and SRC structures by the use of lugged H-shapes.
- (3) The bond between lugged H-shapes and concrete was so good that even under the ultimate strength for SC and SRC beams, no slip was observed.

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

1. 緒 言

鉄骨とコンクリートから成る鉄骨コンクリート（以下 SC と略す）および鉄骨のまわりに異形鉄筋を配した鉄骨鉄筋コンクリート（以下 SRC と略す）構造は、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、古くから土木、建築構造物に採用されてきたが、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。

鉄骨とコンクリート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¹⁻³⁾では原則として、鉄骨とコンクリートとの付着を考慮しない累加強度方式が採用されている。しかしながら、この方式では鉄骨と RC 部材で、それぞれ独立の変形を許容しているため断面の応力状態を求めることができないこと、また、異形鉄筋を用いない SC 部材にはこの方式が適用できないなどの問題がある。

* エンジニアリング事業部構造技術研究所主任研究員
(掛長待遇)・工学博士

*** エンジニアリング事業部土木技術部主査(掛長待遇)
(昭和55年8月21日原稿受付)

** エンジニアリング事業部開発部主査(課長待遇)

**** 水島製鉄所管理部条鋼管理課課長

そこで、当社では SC および SRC 部材の設計において、H 形鋼を異形鉄筋と等価に置き換えた 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（以下条溝付 H 形鋼と略す）を新規に開発した。この条溝付 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るのみならず、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 構造が可能となり、施工上大きなメリットが期待できる。

本報告では、平鋼や市販の突起付圧延鋼材の引抜き試験および覆工板用角小突起付（以下角小付と略す）H 形鋼を含めた押抜き試験によって突起付 H 形鋼の付着強度を確認し、次に、平および条溝付 H 形鋼を用いた SC と SRC 梁の曲げ破壊実験によって、条溝付 H 形鋼を用いた梁におけるコンクリートの最大ひび割れ幅、終局耐力などの構造特性を調査研究し、平 H 形鋼を用いた梁と比べてその特徴を明らかにした。さらに、この条溝付 H 形鋼を膨張コンクリートで包囲したプレハブ SRC 部材の施工について述べる。

2. 突起付 H 形鋼の付着強度

2-1 突起付 H 形鋼の種類

突起付 H 形鋼とは、コンクリートとの一体性をより確実にするため、上下フランジ部の外側表面に突起を有する H 形鋼で、その突起形状が角小縞および横溝（Fig. 1 参照）のものをそれぞれ角小付および条溝付 H 形鋼と称する。前者は既に道路工事などの覆工板用として市販⁴⁾されているが、

後者は当社が SRC 用として新規に開発したものである。第 1 回試圧延では、突起高が 2.5mm、その間隔が 42mm であったが、最終的には太径異形鉄筋リバーコン D 51⁵⁾ のふし形状にはほぼ等しい高さが 3.5mm その間隔が 20mm の突起形状を得ることができた。

2-2 突起付鋼板の付着強度

突起付鋼板の付着強度を求めるため、角小付および条溝付 H 形鋼のフランジ部から切り出した鋼板を貼り合わせて両面に突起を有する鋼板およびその比較材として平鋼板、縞鋼板とリバーコン D 51 をコンクリートに埋め込み引抜き試験を実施した。Fig. 2 に示すように、試験体製作の簡便性を配慮し、鋼管を型枠として用いた。粗骨材の最大寸法は 25mm、水セメント比は 46.5% で、その呼び強度が 300kgf/cm² のレデーミクストコンクリートを使用した。施工時のスランプは 12cm で、載荷時におけるコンクリートの圧縮強度は 362kgf/cm² であった。

Fig. 2 には引抜き試験における平鋼板の付着応力（以下 τ_{nb} と略す）と自由端における滑り量（以下 δ_f と略す）の関係を黒丸印で、条溝付鋼板、リバーコン D 51 と縞鋼板の平均付着応力（引抜き荷重をコンクリートに埋め込まれた部分で、かつ突起を有する鋼板面の総面積で除した値であり、以下 τ_{mb} と略す）と δ_f の関係をそれぞれ白丸、三角および四角印で示す。また、 δ_f が 0.05mm に対応した τ_{mb} および最大平均付着応力 $\tau_{mb,max}$ を Table 1 に示す。ここで、FU 2 は角小付鋼材であり、LP 1、LP 2 は条溝付鋼材の初回および最終試圧延のも

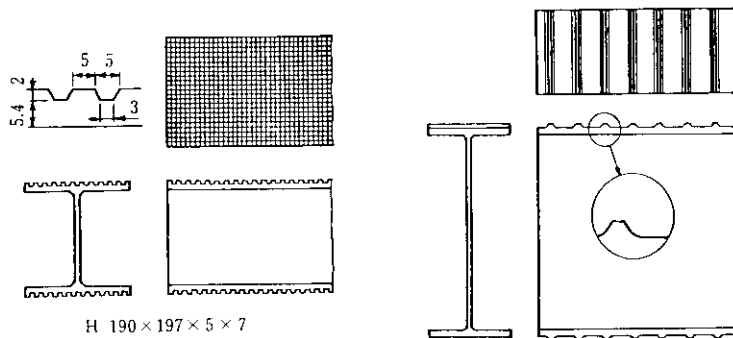


Fig. 1 Schema of H shape steels with cross and lateral lugs

のである。

これらの鋼材は突起形状や供試体の寸法が異なるため突起付鋼材の付着強度に及ぼすその突起高や間隔の影響を定量的に把握することは難しいが、鋼板表面の突起によってコンクリートとの付着強度が著しく高くなることは明らかであり、条溝付鋼材の $\tau_{mb, \max}$ は平鋼板のそれの 9 倍以上でリバーコン D 51 のものより大きい。

Fig. 2 に示すような突起付鋼材では、 $\tau_{mb, \max}$ の 20～30% の段階でコンクリートとの相対滑りが発生するので実際の設計では、 $\tau_{mb, \max}$ よりむしろ特定の滑りに対する τ_b が重要となるが、滑り量は試験方法、かぶり、付着長など種々な因子の影響を受けるため現行の設計指針¹⁻³⁾においては、滑り

量に対する規定が明らかにされていないのが実状である。しかしながら、引抜き試験では、初期段階における突起付鋼材の付着性能を評価するものとして δ_f が 0.05mm に対応した τ_{mb} が一応の日安とされており⁶⁾、この応力段階で条溝付鋼板の τ_{mb} を平鋼板の τ_{nb} と比べた場合、LP 1、LP 2 はそれぞれ平鋼板の 3.5、5.3 倍である。特に LP 2 はリバーコン D 51 より高い付着性能を示し、梁においてもリバーコン D 51 と同等以上の横ひび割れ分散性を期待できる突起形状であることが確認された。

2.3 H 型鋼の押抜き試験における付着強度

平および突起付 H 型鋼の押抜き付着試験を実施

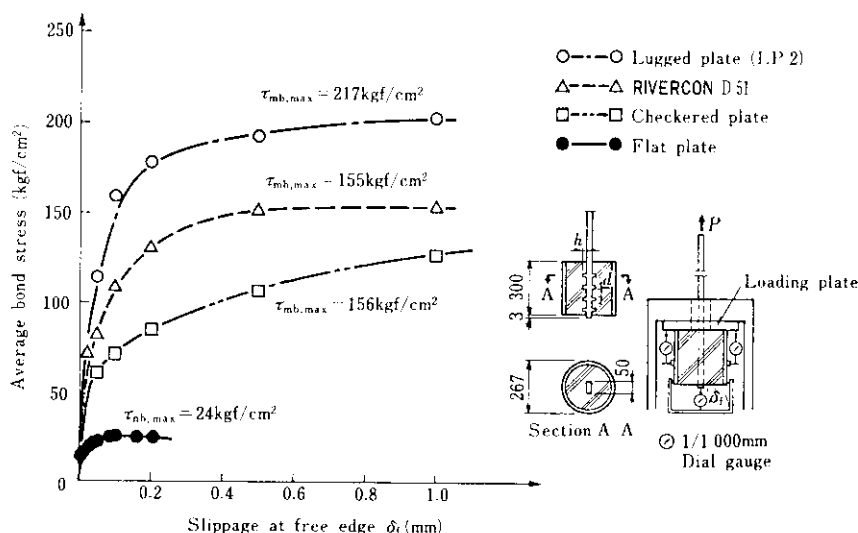


Fig. 2 Relation between bond stress and slippage at free edge on pull-out tests

Table 1 Parameters of specimen, and experimental results on pull-out tests

Parameters of specimen				Average bond stress (kgf/cm²)					
Symbol	Knot height (mm)	Knot gap (mm)	Pattern	$\delta_f = 0.05\text{mm}$	$P_{\max}$	τ_{nb}	$\tau_{nb, \max}$	τ_{nb}	$\tau_{nb, \max}$
Flat plate	0	∞	-	τ_{nb}	21.8	$\tau_{nb, \max}$	24.0	1.0	1.0
Checkered plate	1.5	20	Cross	τ_{mb}	61	$\tau_{mb, \max}$	156	2.8	6.5
FU 2	2.0	10	Cross		82		119	3.8	5.0
LP 1	2.5	41	Lateral		76		220	3.5	9.2
LP 2	3.5	20	Lateral		115		217	5.3	9.0
RIVERCON D 51	3.5	15	Lateral		84		155	3.9	6.5

した。Fig. 3 に示すように、角小付 H 形鋼については幅 300×長さ 300×厚み 250 のコンクリートに埋め込み、その比較材として H-194×150×6×9 の平 H 形鋼を用いた。また、条溝付 H 形鋼およびその比較材の平 H 形鋼には H-469×199×9×14 のものを用い、これらを幅 300×長さ 650×厚み 300 のコンクリートに埋め込んだ供試体を製作した。

角小付 H 形鋼の押抜き試験は、鋼板の引抜き試験のものと同一配合のコンクリートを用いたが、条溝付 H 形鋼の充填には、水セメント比は 39.0%

で、その呼び強度が 300kgf/cm² のレデーシストコンクリートを使用した。施工時におけるスランプは 12.6m と引抜き試験のものとはほぼ等しいが、試験時におけるコンクリートの圧縮強度は引抜き試験用のものより 20% 程度低い 300kgf/cm² であった。

押抜き試験における平 H 形、角小付 H 形および条溝付 H 形鋼の τ_{ms} (δ_f が 0.05mm に対応した平均付着応力) および最大平均付着応力 $\tau_{ms,max}$ を Table 2 に示す。ここで、FUH は角小付 H 形鋼であり、LH 1、LH 2 は条溝付鋼材のふし高 2.5mm

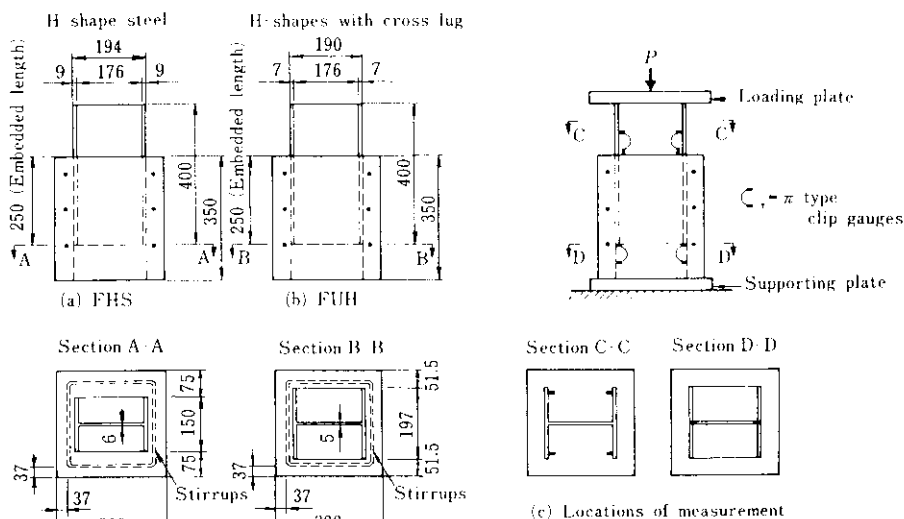


Fig. 3 Dimension and loading arrangement of push out test specimens

Table 2 Parameters of specimen and experimental results on push-out tests

Parameters of specimen				Loads (t) and average bond stress (kgf/cm ²)							
Symbol	Size (mm)	Pattern	Contact area (cm ²)	P_s	τ_{ns}	τ_{ms}	$\frac{\tau_{ms}}{\tau_{ns}}$	$P_{s,max}$	$\tau_{ns,max}$	$\tau_{ms,max}$	$\frac{\tau_{ms,max}}{\tau_{ns,max}}$
FHS	194×150×6×9	-	$T_a = 2445$	19.0	7.8	-	1.0	21.5	8.8	-	1.0
FUH	190×197×5×7	Cross	$F_a = 1910$ $L_a = 985$	29.0	-	14.3	1.8	37.5	-	21.0	2.4
FHL	496×199×9×14	-	$T_a = 530$	19.9	3.7	-	1.0	20.4	3.8	-	1.0
LH 1		Lateral	$F_a = 4116$	30.7	-	12.8	3.5	60.9	-	37.8	9.9
LH 2		Lateral	$L_a = 1194$	37.7	-	18.7	5.1	78.6	-	52.8	13.8

$$\text{Where } \tau_{ns} = \frac{P_s}{T_a}, \tau_{ms} = \frac{P_s}{L_a} - \tau_{nb} \cdot F_a$$

および 3.5mm のものである。また、 τ_{ns} は平 H 形鋼の押抜き荷重をコンクリートとの総接触面積 T_a で除した値で、 τ_{ms} は押抜き荷重から突起付 H 形鋼における平鋼部の接触面で負担している荷重 ($\tau_{ns} \cdot F_a$) を差引いたものを突起部における接触面積 L_a で除した値である。

押抜き試験においても、引抜き試験と同様に、突起付鋼板面における付着強度が高くなることが明らかであり、特に LH1, LH2 の突起面における $\tau_{ms, \max}$ は平 H 形鋼の $\tau_{ns, \max}$ の 9.9, 13.8 倍であること、また、 δ_f が 0.05mm に対応する荷重段階で LH1, LH2 の τ_{ms} を平 H 形鋼の τ_{nb} と比較すると、それぞれ 3.5, 5.1 倍となり、引抜き試験における平鋼板に対する条溝付鋼板の比 3.5, 5.3 倍にはほぼ等しい値であることなどが Table 2 から確認される。

3. 条溝付 H 形鋼を用いた梁の力学特性

3.1 試験体

SS 41 規格で、形状寸法が $496 \times 199 \times 9 \times 14$ の平および条溝付 H 形鋼を用いた。特に、Table 3 に示すように平 H 形鋼については、その降伏点が条溝付 H 形鋼の 30.3 kgf/mm^2 にほぼ等しいものを採用した。コンクリートは条溝付 H 形鋼の押抜き試験と同一のものを使用した。その圧縮試験の結果を Table 4 に示す。ここに示した弾性係数はコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} の 1/3 の応力度における割線弾性係数であり、いずれの場合も、 $2.8 \sim 2.9 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲内であった。実測値との対比に用いた計算では、弾性係数を 3.0

Table 4 Compressive test results of concrete

Specimen	Pull-out test and FHS, FUH		Flexure test and FHL, LH1, LH2	
	Water (28)	Air (55)	Water (28)	Air (28)
Curing condition (days)				
Strength (kgf/cm^2)	330	362	307	300
Elastic modulus (kgf/cm^2)		—	2.9×10^5	2.8×10^5

$\times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とみなし、鋼材とコンクリートの弾性係数比 (以下 n と略す) に 7 を採用した。なお、SRC 梁に用いた規格 SD 35 の異形鉄筋の機械的性質を Table 3 に示す。

試験体の種類および形状寸法を Fig. 4 に示す。平および条溝付 H 形鋼を用いた SC 梁を NS S3, LS S3 とし、SRC 梁のものをそれぞれ NS R3, LS R3 と称する。

3.2 試験方法

載荷は Fig. 5 に示すように間隔 1m の中央対称 2 点集中方式とし、載荷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。荷重はコンクリートが圧潰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 σ_{lf} と略す) がその規格降伏点 Y.P. (2500 kgf/cm^2) になる荷重段階 (以下 P_{YP} と略す) において 30 回の繰返し載荷を実施した。

ひずみやたわみは以下のように測定した。すなわち H 形鋼と鉄筋およびコンクリートのひずみを電気抵抗線ひずみゲージで、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 1/1000mm コンタクトゲージで、

Table 3 Mechanical properties of steels tested

Steel	Size (mm)	Pattern	Notation	Y.P. (kgf/mm^2)	T.S. (kgf/mm^2)	El.(%)
H shapes	194×150×6×9	—	SS 41	30.6	45.2	30
	190×197×5×7	Cross		28.7	41.6	24
	494×199×9×14	—		30.3	46.2	30
		Lateral		30.3	50.1	26
Deformed bar	D 13	Lateral	SD 35	37.0	53.0	22
	D 25			39.9	58.1	22

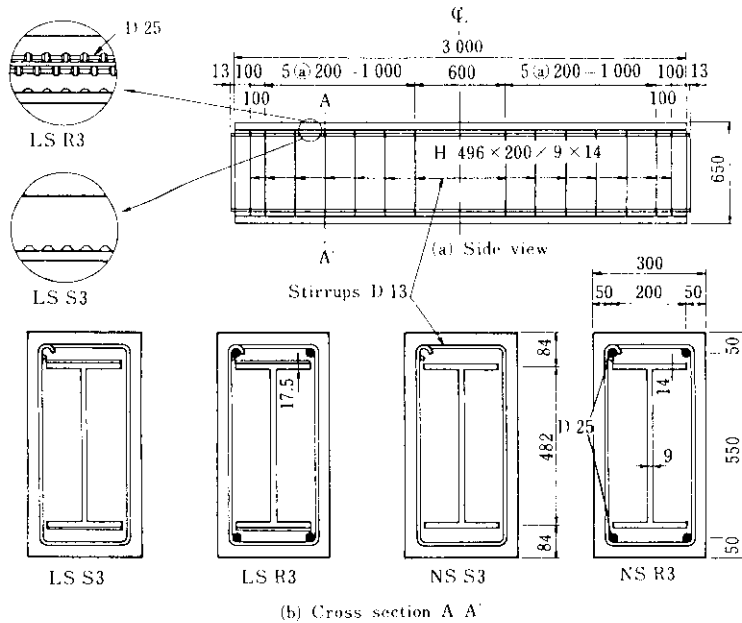


Fig. 4 Schema and types of SC and SRC specimens for flexure tests

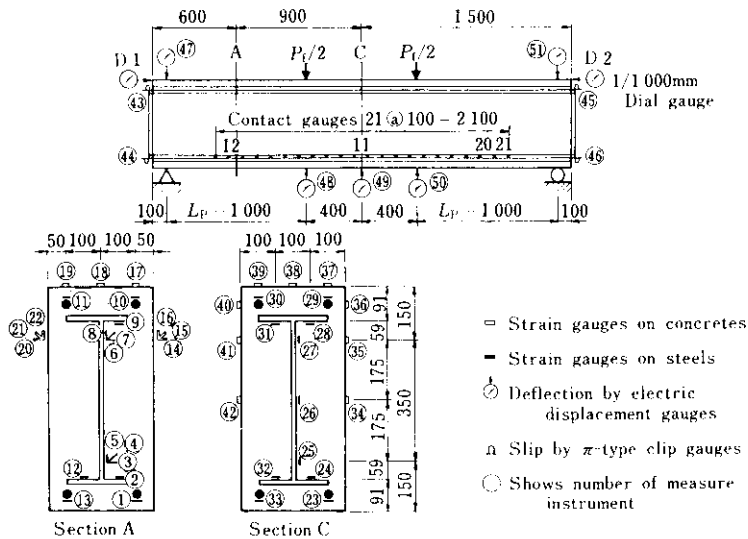


Fig. 5 Loading arrangement and gauge positions of SRC beam for flexure tests

さらに π 形クリップゲージを用いて桁端における H 形鋼とコンクリートの滑りを各荷重段階ごとに測定した (Fig. 5, Photo. 1 参照)。

3.3 RC 方式に従った常用計算法

3.3.1 曲げモーメント

桁の単位長さあたりの死荷重 q_d は、

$$q_d = 0.3\text{m} \times 0.65\text{m} \times 2.5\text{t/m}^3 + 0.08\text{t/m} \\ = 0.57\text{t/m}$$

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、

$$M_d = \frac{1}{8} q_d \times L^2 = 0.56\text{t}\cdot\text{m} \quad \dots\dots\dots (1)$$



Photo. 1 Setup for flexure test on SC beam

となる。ここで、 L は試験体の支間である。

載荷荷重 P_f による純曲げ区間における曲げモーメント M_f は次式のようにになる。

$$M_f = \frac{1}{2} L_P \cdot P_f = 0.5 \cdot P_f l \cdot m \quad \text{..... (2)}$$

3・3・2 断面応力

Fig. 6 に示すような、上下の鋼材量が等しい矩形梁 ($A_{fu} = A_{fl} = A_f$ および $A_{ru} = A_{rl} = A_r$) の中立軸は、コンクリートの引張応力を無視した場

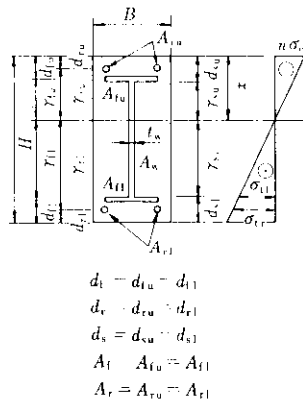


Fig. 6 Symbols and stress distribution in working stress design

合、次の釣り合い式から求めることができる。

$$\begin{aligned} \frac{B}{2n} x^2 + A_{fu}(x - d_{fu}) + A_{ru}(x - d_{ru}) \\ + \frac{t_w}{2} (x - d_{su})^2 = A_{fl}(H - x - d_{fl}) \\ + A_{rl}(H - x - d_{rl}) + \frac{t_w}{2} (H - x - d_{sl})^2 \end{aligned} \quad \text{..... (3)}$$

$$x = -J(1 \pm \sqrt{1 \pm H/J}) \quad \text{..... (4)}$$

ただし、

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

ここで、 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 は梁の幅と高さ、 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。なお、 d_{fu} 、 d_{su} 、 d_{rl} 、 d_{sl} は Fig. 6 中に示す。

次に、断面 2 次モーメント I_x は、

$$\begin{aligned} I_x = Bx^3/3 + n \{A_f(\gamma_{fu}^2 + \gamma_{fl}^2) \\ + A_r(\gamma_{ru}^2 + \gamma_{rl}^2) + t_w/3(\gamma_{su}^3 + \gamma_{sl}^3)\} \end{aligned} \quad \text{..... (5)}$$

ここで、 γ_{fu} 、 γ_{fl} 、 γ_{ru} 、 γ_{rl} 、 γ_{su} 、 γ_{sl} は Fig. 6 中に示す。

M_f が作用したときの各断面の応力は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= -\frac{M_f}{I_x} \cdot x \\ \sigma_{tf} &= n \frac{M_f}{I_x} \gamma_{fl} \\ \sigma_{tr} &= n \frac{M_f}{I_x} \gamma_{rl} \end{aligned} \right\} \quad \text{..... (6)}$$

ここで、 σ_c はコンクリートの縁維圧縮応力、 σ_{tf} は H 形鋼下フランジ中央面における引張応力、 σ_{tr} は鉄筋引張応力である。

各試験体について計算結果を Table 5 に示す。

ここで、 n が 7 に対応した値は実測値との対比に

Table 5 Calculation values of test beams for $P_f=1.0t$ ($M_f=0.5t \cdot m$)

Specimen	n	x (cm)	I_x ($\times 10^5 \text{cm}^4$)	Stress (kgf/cm ²)			Strain ($\times 10^{-6}$)		
				σ_c	σ_{tf}	σ_{tr}	ϵ_c	ϵ_{tf}	ϵ_{tr}
LS S3	7	22.0	4.63	2.38	26.2	—	7.9	12.2	—
NS S3	15	25.7	8.39	1.53	27.6	—	-10.9	13.2	—
LS R3	7	22.9	5.84	1.96	20.2	22.2	-6.5	9.6	10.6
NS R3	15	26.5	10.80	1.22	20.9	23.3	-8.8	9.9	11.1

用い、また、 n が 15 に対応した値は常用の設計計算に用いるものである。

3.3.3 設計荷重

Fig. 4 に示す供試体について、H 形鋼、異形鉄筋の許容引張応力度 σ_{sa} を 1400, 1800kgf/cm² とし、コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} を 100kgf/cm² とし、計算により求めた各載荷荷重のうち最小のものが設計荷重 (以下 P_{ds} と略す) になる。本実験の SC 梁 (NS S3, LS S3) および SRC 梁 (NS R3, LS R3) の P_{ds} は H 形鋼の許容引張応力度に対応した荷重であって、それぞれ 1400/27.6 = 50.7t, 1400/20.9 = 67.0t (Table 5 参照) である。

3.4 終局耐荷力

Fig. 7 に示すように、終局時における鋼材と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 にコンクリートの設計基準強度 σ_{ek} の 85% を採用し、さらに、H 形鋼、鉄筋の降伏点をそれぞれ σ_{sy} , σ_{ry} とすると、中立軸 x_P が H 形鋼のウェブにある場合、次の釣り合い式から x_P を求めることができる。

$$\begin{aligned} B \cdot x_P \cdot F_C + A_r \cdot \sigma_{ry} + \{A_f + (x_P - d_{su}) t_w\} \sigma_{sy} \\ = A_r \cdot \sigma_{ry} + \{A_f + (H - x_P - d_{sl}) t_w\} \sigma_{sy} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$x_P = \frac{(A_w + 2d_s \cdot t_w) \sigma_{sy}}{B \cdot F_C + 2t_w \cdot \sigma_{sy}} \quad (d_s = d_{su} - d_{sl}) \quad \dots\dots\dots (8)$$

ただし、

$$d_s \leq x_P \leq H - d_s \quad \dots\dots\dots (9)$$

本実験の試験体については、(9) 式を満足しているが、この条件式を満足しない場合には、中立軸が上フランジに位置するものとして (7) 式を修正し、中立軸を再計算する必要がある。

次に、梁の終局曲げモーメント M_u は、

$$\begin{aligned} M_u = \frac{B x_P^2}{2} F_C + A_r (\beta_{ru} + \beta_{rl}) \sigma_{ry} \\ + \left\{ A_f (\beta_{fu} + \beta_{fl}) + \frac{t_w}{2} (\beta_{su}^2 \right. \\ \left. + \beta_{sl}^2) \right\} \sigma_{sy} \quad \dots\dots\dots (10) \end{aligned}$$

で示され、 M_d を差引き修正し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。本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。

$$P_{uc} = 2 \cdot M_{uc} \quad \dots\dots\dots (11)$$

各供試体について σ_{sy} , σ_{ry} に Y.P. の 2500, 3500kgf/cm² を用いた場合を case 1 とし、また、材料試験結果 (Table 3 参照) を用いた場合を case 2 としそれぞれの計算結果を Table 6 に示す。

3.5 実験結果および考察

3.5.1 ひずみ分布

平および条溝付 H 形鋼を用いた SC 梁の径間中央断面における荷重とひずみ関係を示した Fig. 8 および Fig. 9 から、 P_{ds} におけるひずみの実測値

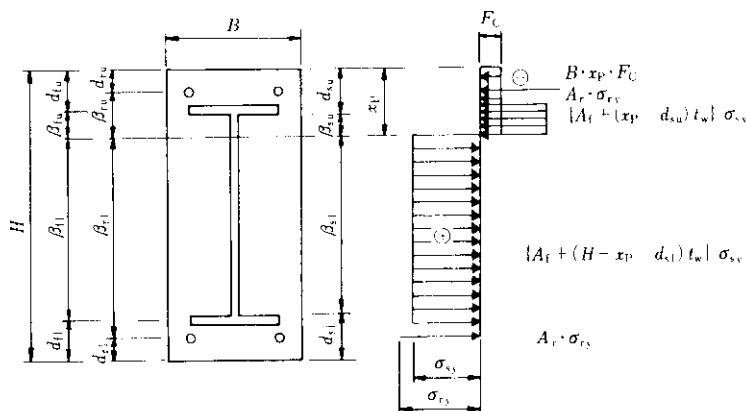


Fig. 7 Stress diagrams in ultimate strength for SRC beams

は n を 7 とした RC 方式による計算値とほぼ一致していること、また、この荷重段階まではコンクリートおよび H 形鋼のひずみが直線的に増加し、断面におけるひずみ分布がほぼ直線的であることなどが確認される。

3.5.2 梁における条溝付 H 形鋼の付着特性

一般に、梁におけるコンクリートの最大ひび割れ幅 (以下 $W_{c,max}$ と略す) は引張側鋼材の付着強度と密接な関係があるとされている⁷⁾。そこで、

$n = 15$ とした RC 方式で求めた σ_{tf} と $W_{c,max}$ の関係を Fig. 10 に示す。ここで、 $W_{c,max}$ は純曲げ区間における片側面のひび割れ幅のうち最も大きい 2 個の平均値である。さらに、これら両側面の平均値と σ_{tf} の関係を Fig. 11 (a), Table 7 に示し、条溝付 H 形鋼を用いた SC 梁の $W_{c,max}$ をリバーコン D 51 を用いた RC 梁のそれと比較したものが Fig. 11 (b) である。

これらの表や図から条溝付 H 形鋼を用いた SC 梁の $W_{c,max}$ は平 H 形鋼を用いた梁のそれより 25%

Table 6 Comparisons of experimental values with calculated ones for ultimate loads

Specimen	Cal. values (t)		Exp. values (t)			P_{lmax} P_{uc1}	P_{lmax} P_{uc2}
	Case1*	Case2*	Ultimate loads	Slipping loads	P_{slip} P_{lmax}		
	P_{uc1}	P_{uc2}	P_{lmax}	P_{slip}			
I.S S3	123.8	147.0	157.4		-	1.27	1.07
NS S3	123.8	147.0	145.4	116.0	0.80	1.17	0.99
LS R3	162.7	191.3	196.0			1.20	1.02
NS R3	162.7	191.3	182.0	148.0	0.81	1.12	0.95

* Case1: $\sigma_{sy} = 2500 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_{ty} = 3500 \text{ kgf/cm}^2$, $F_C = 0.85 \sigma_{ck}$
 Case2: $\sigma_{sy} = 3030 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_{ty} = 3990 \text{ kgf/cm}^2$, $F_C = 0.85 \sigma_{ck}$

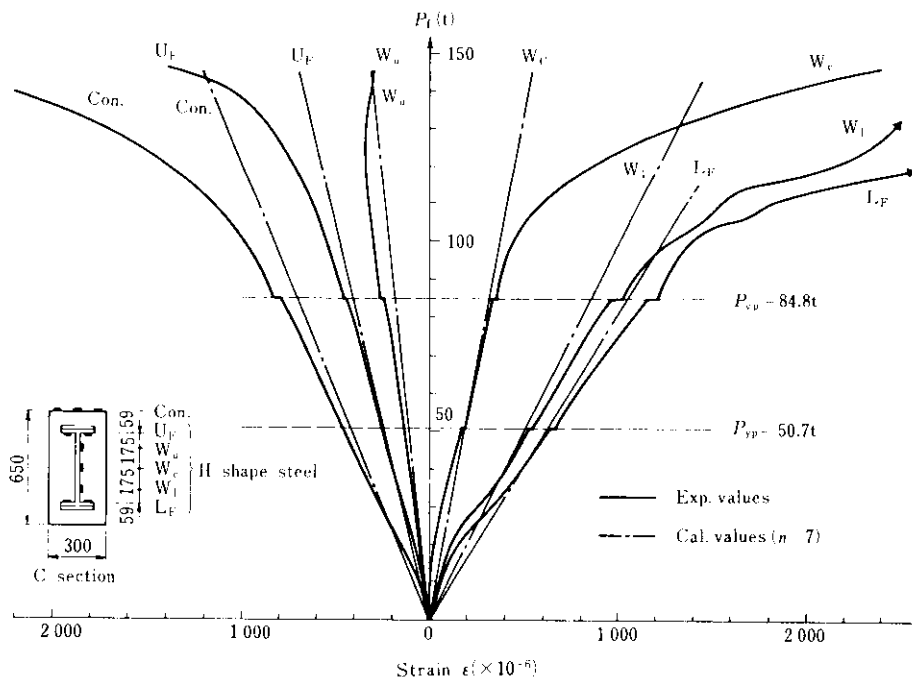


Fig. 8 Load-strain curves at midspan section on NS S3

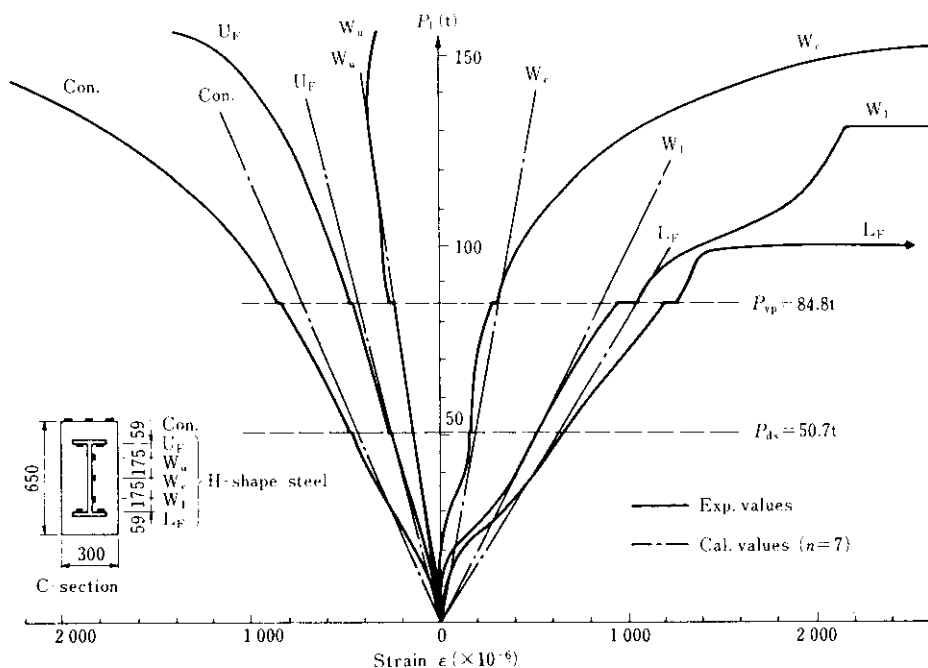


Fig. 9 Load-strain curves at midspan section on LS S3

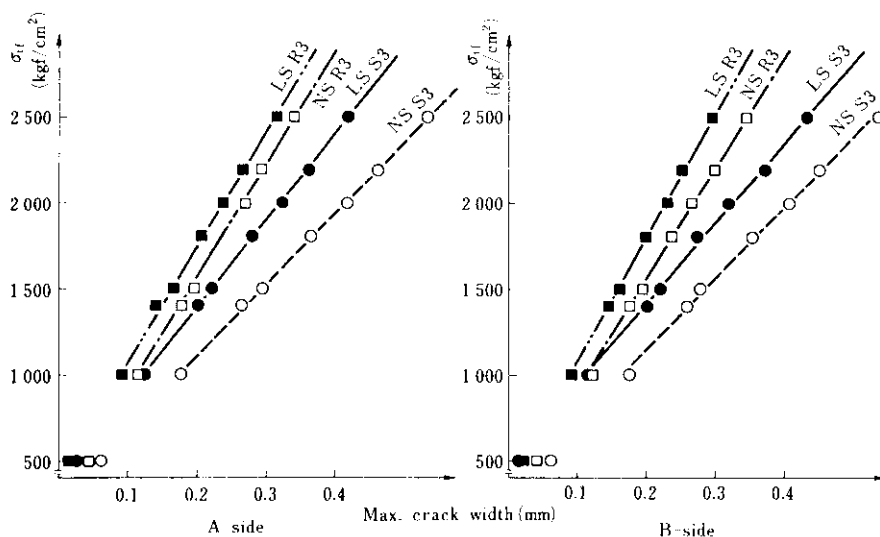


Fig. 10 Relations between maximum crack widths and tensile stresses of H shape steel

程度小さくなり、計算応力 1400 kgf/cm^2 に対応する $W_{c,\max}$ は 0.2 mm 程度でリバーコン D 51 を用いた RC 梁のそれ⁸⁾ とほぼ等しいこと、また、条溝付 H 形鋼を用いた SRC 梁では、 $W_{c,\max}$ が 0.2 mm に対応する σ_{t1} が 1800 kgf/cm^2 であることなどが確認され、条溝付 H 形鋼の採用によって $W_{c,\max}$

が小さくなることが実証された。

3.5.3 梁の終局耐力および梁端における滑り

梁の最大耐荷力の実測値および計算結果を Table 6 に示し、荷重と最大たわみ δ_c の関係を Fig. 12 に示す。平 H 形鋼を用いた梁では、まず

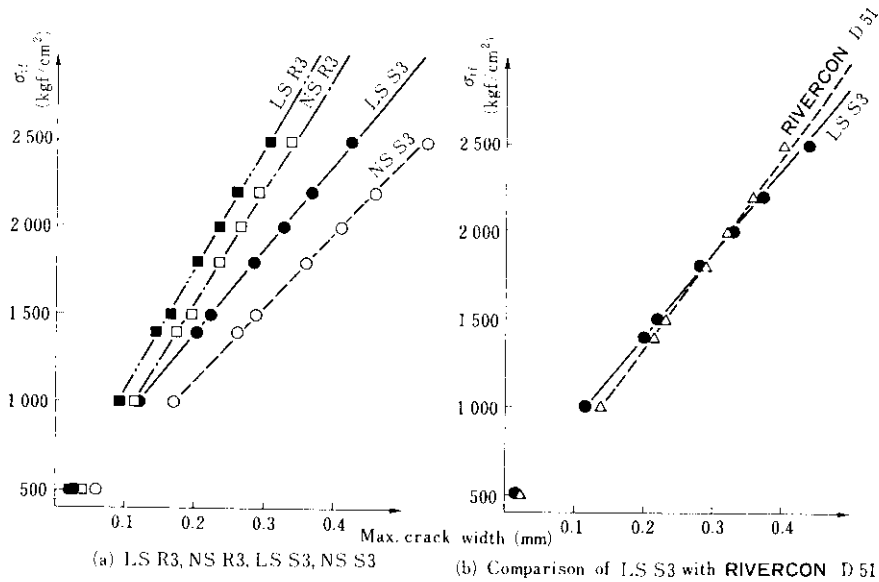


Fig. 11 Relation between crack width and tensile stress of H-shape steel

Table 7 Relations between $W_{c,max}$ and σ_{ti} on flexure test beams

Specimen			$W_{c,max} = 0.2\text{mm}$		$W_{c,max}$ for allowable tensile stress (mm)			
Symbol	Type	Pattern	σ_{ti} (kgf/cm ²)	Ratio	1 400 (kgf/cm ²)	Ratio	1 800 (kgf/cm ²)	Ratio
NS S3	SC	—	1 120	1.00	0.270	1.00	0.365	1.00
LS S3		Lateral	1 400	1.25	0.200	0.74	0.283	0.78
NS R3	SRC	—	1 575	1.41	0.175	0.65	0.235	0.64
LS R3		Lateral	1 780	1.59	0.145	0.54	0.200	0.55

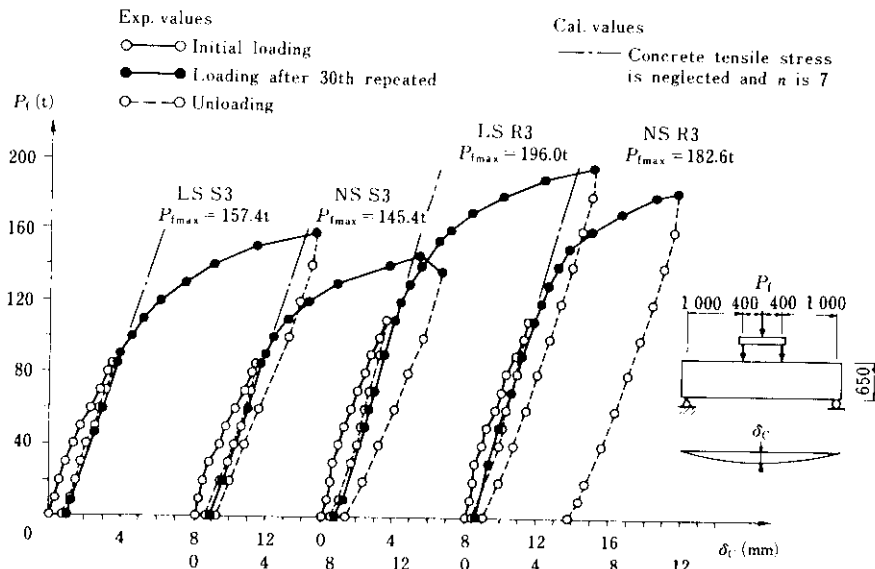


Fig. 12 Load and deflection curves at midspan on SC and SRC beams

下フランジ部が塑性域に達し、たわみが急激に大きくなり、徐々にウェブに塑性域が拡大すると同時に縁維圧縮ひずみも著しく増大し、そのひずみが 25×10^{-4} 程度でコンクリートが圧潰するのに対して、条溝付 H 形鋼を用いた梁では、このひずみが 30×10^{-4} に達してもコンクリートは圧潰することなく最大耐荷力は徐々に増加する傾向を呈した。

本実験では、静的破壊実験を実施した試験体について、高サイクルの疲労試験を予定しており、コンクリートの縁維圧縮ひずみが 33×10^{-4} に達した載荷を最大耐荷力とした。

これらの結果、条溝付 H 形鋼を用いた梁の最大耐荷力は平 H 形鋼を用いた梁のそれよりも高くなり、SC 梁、SRC 梁に対してそれぞれ 1.08, 1.09 倍である。桁端における両者間の滑りと最大たわみを比較した Fig. 13 に示すように、平 H 形鋼を用いた NS S3, NS R3 においては、各々の終局耐力の 80% ほどで桁端における滑りが観察され、滑り量が大きくなるに伴い、これらの梁の剛性は条溝付 H 形鋼を用いた SC および SRC 梁のそれに比べて低下することが明らかとなり、上フランジ部の突起による H 形鋼とコンクリートの一体性によって平 H 形鋼を用いた梁の最大耐荷力より 8% 以上大きくなることが立証された。

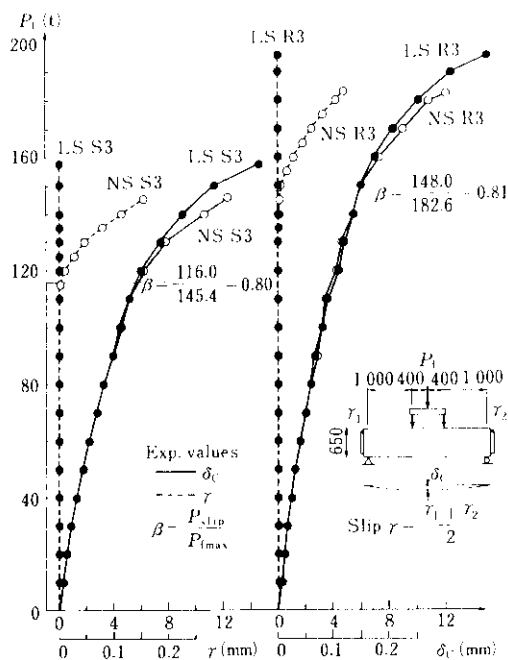


Fig. 13 $P-\delta_c$ and $P-\gamma$ curves on SC, SRC beam

4. 条溝付 H 形鋼を用いた構造物の実施例

昭和 54 年 8 月当社では兵庫県経済連より Fig. 14 に示すような栈橋式岸壁の工事一式を受注した。

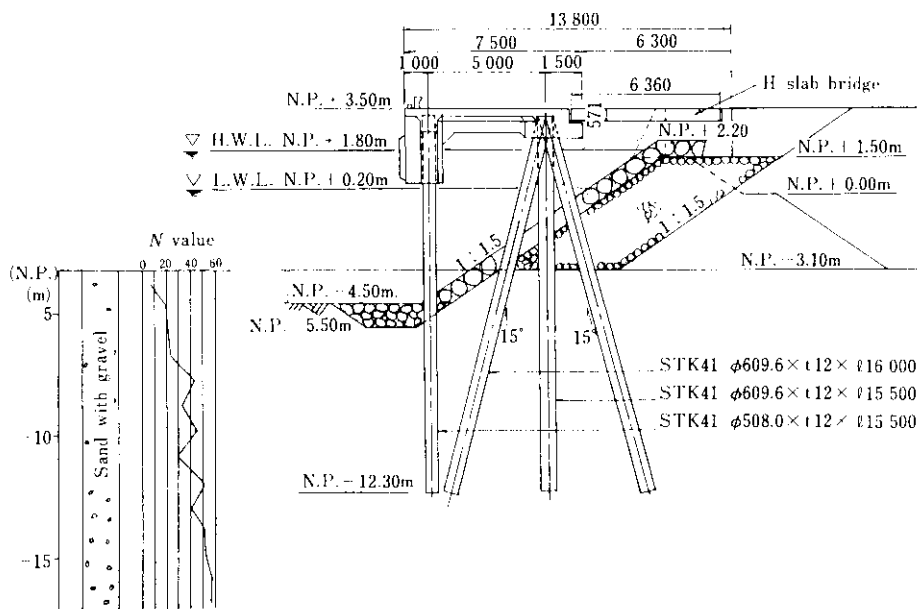


Fig. 14 Side view of the landing pier

栈橋式けい船岸壁は海中部に鋼管杭等を基礎とする棚を構築し、陸上部からは渡橋を介して連絡するという岸壁構造である。

受注した工事は 500t の貨物船を対象とした水深 4.5m、延長 40m の比較的小規模のものであるが、この工事の連絡用渡橋に初めて条溝付 H 形鋼による H 形鋼埋込桁 (SC 桁) を適用した。

4・1 設 計

4・1・1 設計条件

橋の設計条件は次のとおりである。

型式	H 形鋼埋込桁橋
橋長	$L_T = 6.4\text{m}$
支間	$L = 6.0\text{m}$
幅員	$W = 37.0\text{m}$
荷重	TL-20 または $w_1 = 2\text{t/m}^2$
主要材料	条溝付 H 形鋼 (SS 41)

鉄筋 (SD 30)

コンクリート (σ_{ck}
 $= 240\text{kgf/cm}^2$)

主桁の応力、たわみの計算は、前述の計算式にもとづいて行い、H 形鋼の配置等の構造詳細は国鉄建造物設計標準の H 形鋼埋込桁の規定⁹⁾を参考とした。

なお、条溝付 H 形鋼の引張側フランジ周囲に打設した膨張コンクリートにより、コンクリートにはケミカルプレストレスを導入させているが、今回の計算ではこの応力は考慮せず、ひび割れ幅の低減による防食性の向上のみを期待した。

4・1・2 設計曲げモーメント

橋の断面を Fig. 15 に示す。条溝付 H 形鋼は 60cm 間隔に配置し、H 392×199×7×11 (断面係数 $Z_S = 1010\text{cm}^3$ 、断面二次モーメント $I_S = 20\,000\text{cm}^4$) を用いた。この SC 桁 1 本に作用する

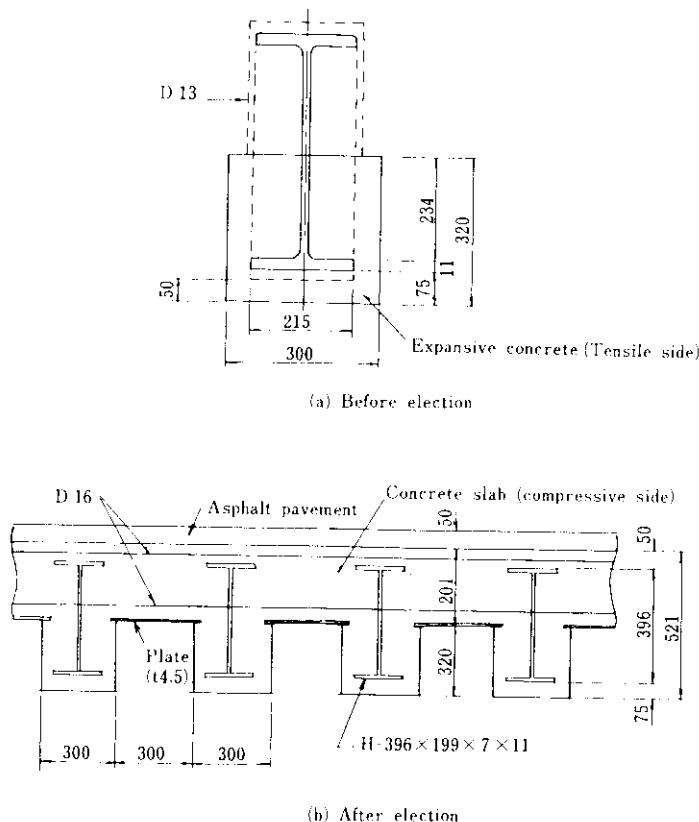


Fig. 15 Section of H-slab bridge

死荷重 w_d は 0.714t/m である。死荷重による曲げモーメント M_d は次のようになる。

$$M_d = \frac{w_d L^2}{8} = 3.21\text{t}\cdot\text{m} \quad \dots\dots\dots(12)$$

次に、衝撃を含めた活荷重による桁方向の曲げモーメント M_{L1+i} は道路橋示方書より次のようになる。

$$M_{L1} = 1.8L + 0.5 = 11.3\text{t}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{L1+i} = M_{L1}(1+i) = 15.4\text{t}\cdot\text{m/m} \quad \dots\dots\dots(13)$$

ただし、

$$i = \frac{20}{50+L} = 0.358 \quad (\text{衝撃係数})$$

また分布荷重 w_L による曲げモーメント M_{L2} は、

$$M_{L2} = \frac{w_L \cdot L^2}{8} = 9\text{t}\cdot\text{m/m} < M_{L1} \quad \dots\dots\dots(14)$$

であるから、SC 桁 1 本に作用する設計曲げモーメント M_L は、

$$M_L = M_{L1+i} \cdot w_0 = 9.25\text{t}\cdot\text{m} \quad \dots\dots\dots(15)$$

ただし、 w_0 は桁の間隔、ここでは 0.6m となる。

次に、桁直角方向の曲げモーメント M_L' は次式で求められる。

$$M_L' = \pm(0.25L + 1.0) = \pm 2.5\text{t}\cdot\text{m/m} \quad \dots\dots\dots(16)$$

4-1-3 応力度、たわみ

死荷重は引張側コンクリートの打設によるものと、現場架設後の圧縮側コンクリートの打設によるものの二段階に分けられるが、ここでは安全側をとって全死荷重が H 形鋼に作用するものとして H 形鋼の応力 σ_{td} を計算する。

$$\sigma_{td} = \frac{M_d}{Z_S} = 320\text{kgf/cm}^2 \quad \dots\dots\dots(17)$$

次に、活荷重曲げモーメント M_L に対しては、引張側コンクリートを無視し、圧縮側コンクリートと H 形鋼による合成断面の I_x を (5) 式により求め、(6) 式によりコンクリート圧縮応力 σ_c 、H 形鋼下フランジ引張応力 σ_{tf} を求める。 $n = 7$ とする。

$$I_x = 2.52 \times 10^5 \text{cm}^4$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= -\frac{M_L}{I_x} \cdot x = -49\text{kgf/cm}^2 \\ \sigma_{tf} &= n \cdot \frac{M_L}{I_x} \cdot r_{fl} = 795\text{kgf/cm}^2 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(18)$$

よって、H 形鋼下フランジに作用する合成応力

度は $\sigma_t = \sigma_{td} + \sigma_{tf} = 1113\text{kgf/cm}^2$ となり、許容応力度 ($\sigma_{sa} = 1400\text{kgf/cm}^2$) 以内である。

死荷重によるたわみ δ_d は、

$$\delta_d = \frac{5w_d \cdot L^4}{384E_S \cdot I_S} = 0.29\text{cm} \quad \dots\dots\dots(19)$$

また、活荷重によるたわみ δ_L は次のようになる。

$$\delta_L = \frac{5M_L \cdot L^2 \cdot n}{48E_S \cdot I_x} = 0.45\text{cm} \quad \dots\dots\dots(20)$$

δ_L/L は $1/1340$ となり、許容値内 ($1/1000$ 以下) となる。

4-2 製作および架設

4-2-1 製作

素材となる条溝付 H 形鋼は水島製鉄所大形工場で製造し、鉄筋を通すウェブの孔明け加工も同製鉄所内の加工工場で行った。

次に H 形鋼下フランジ周囲のコンクリートは工事現場付近で打設した。このコンクリートにはひび割れによる腐食防止のため、膨張材アサノジブカルを 30kg/m^3 混入させた。Table 8 に膨張コンクリートと架設後に施した床版コンクリートの配合と強度試験結果を示す。膨張コンクリートの長期間にわたる膨張量の変化測定は試験継続中であり別の機会に報告する。

4-2-2 架設

引張側コンクリートのみを打設したプレキャスト H ビームは橋台が完成し、支承部にゴムパッドをセットした後にヤードから運搬し、レッカーで架設した。圧縮側コンクリートは Fig. 15 に示したように、型枠として 4.5mm のメッキ鋼板を敷き並べ、横鉄筋を配置した後に打設した。桁の固定端側には、あらかじめ橋台にアンカーボルトを $3.0 \sim 3.6\text{m}$ 間隔に配置し、現場コンクリート打設により固定した。Photo. 2-7 に H 形鋼埋込桁の架設状況を示す。

5. 結 言

条溝付 H 形鋼のコンクリートとの付着性に関する実験、SC および SRC 梁の静的曲げ実験、および条溝付 H 形鋼の実構造物への適用により次の

Table 8 Properties of concrete

Item	Cement	Max. size of agg. (mm)	Slump (cm)	Air content (%)	W/C (%)	s/a (%)	Unit weight (kgf/m ³)					Compressive strength (28 days, kgf/cm ²)	Remark
							Cement C	Water W	Fine agg. s	Coarse agg. G	Agent (Vinsol)		
Expansive concrete	Normal	20	15	4	54*	44	324	191	742	1 053	0.142	321	Expansive component 30 kg/m ³
Slab concrete	Normal	20	12	4	54	44	335	181	768	1 070	0.134	312	

* W/C = C + C+ Expansive component

** s/a = s + G



Photo.2 Placing of expansive concrete

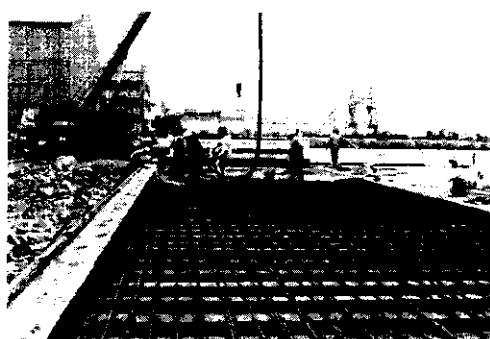


Photo.5 Placing of slab concrete



Photo.3 Precasted H beam

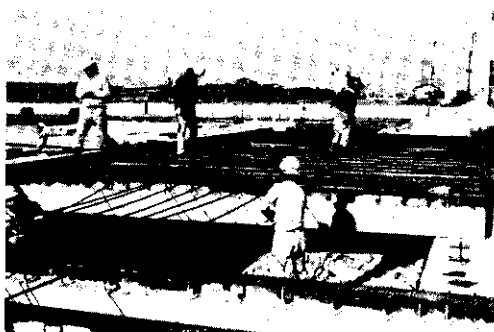


Photo.4 Arrangement of reinforced bars

諸点が明らかとなった。

- (1) 条溝付 H 形鋼を用いた SC および SRC 梁における荷重とひずみの関係は、鋼材が弾性域である範囲ではほぼ弾性的挙動を示し、その実験値は、鋼材を鉄筋に置き換えた RC 梁と同様な方法で行った計算値にほぼ一致する。
- (2) 条溝付 H 形鋼を用いた SC 梁のひび割れは、普通 H 形鋼を用いたそれに比べて、数多く発生し、その幅も小さいことが確認された。また、その最大ひび割れ幅はリバーコン D 51 を用いた RC 梁のそれとほぼ等しいことから、条溝付 H 形鋼と D 51 のコンクリートとの一体性は同程度と考えられる。
- (3) 条溝付 H 形鋼を鉄筋に置き換えた SRC 構造とした場合、条溝付 H 形鋼の許容応力度を現行指針の 1 400 kgf/cm² から 1 800 kgf/cm² まで高めても、ひび割れ幅は 0.2 mm 以内を満足している。
- (4) 条溝付 H 形鋼の下フランジを膨張コンクリートで被覆したプレキャスト H ビームにより栈橋を構築したが、施工性が良く、また膨張コンクリートによりひび割れ幅も小さいので防食性にもすぐれている。

以上のように条溝付 H 形鋼はコンクリートとの付着性にすぐれているので、耐震構造で要求される粘り強い SC および SRC 構造を構築でき、今後橋桁の他に建築、橋梁下部工などにも適用が期待できる。

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) 中西，町田，斉藤，井上，大方：新しい覆工板の開発，川崎製鉄技報，8 (1976) 1, 80～89
- 5) 佐藤，村木：太径鉄筋リバーコン D 51 を用いた現場継手の強度試験，川崎製鉄技報，8 (1976) 2, 93
- 6) 佐藤，石渡：平鋼および突起付鋼材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年次講演会，(1980)
- 7) 後藤，大塚：引張を受ける異形鉄筋周辺のコンクリートに発生するひびわれに関する実験的研究，294 (1980)，85～100
- 8) 山崎，石渡，佐藤：太径鉄筋 D 51 の単体および RC ばりにおける疲労特性，278 (1978)，123～131
- 9) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説，(1974)，169～174