

スタッド付きH形鋼・コンクリート合成部材に関する曲げ試験

Experimental Study on flexural behavior of Composite H-section steel beams with flat headed Stud and Concrete member

大平雅司*, 高橋義裕**

Masaji Ohira, Yoshihiro Takahashi

* (株) シー・イー・サービス 設計部 (〒062-0032 札幌市豊平区西岡2条8丁目5-27)

** 工博 北海学園大学教授, 工学部土木工学科 (〒064-0926 札幌市中央区南26条西11丁目)

The composite beam which filled concrete between two H-section steel beams welding the flat headed stud in web showed large deformability for flexure load.

And, by applying the relationships between the compressive strength and the ultimate strain of confined concrete proposed in CEB-FIP to the composite beam, the strength of the composite beam was able to predict approximately.

Key Words: headed stud, composite beam, confined concrete

1. はじめに

地震列島とも言われる我国では、最近、多大な被害をもたらす地震や火山噴火等の自然災害が多発し、地盤の地割れや変形等が数多く報告されている。そのため、地上の構造物はもとより、地中の構造物についても安全性を向上させることは急務であるが、建設費に対する経済性の面も無視できない。地下街や地下駐車場をはじめ橋梁等の構造物が建設される場合、自然災害をはじめ各種の災害に対する安全性や耐久性、さらには施工の合理化や経済性も求められている。この様なことは、鋼とコンクリートの合成部材、中でもH形鋼とコンクリートにスタッドを用いて一体化させたような構造物に関しても同様であり、今まで数多く施工され、改良もなされてきた。^{1) 2) 3)} しかしながら、スタッドの利用目的³⁾ に関しては、主にコンクリートと鋼とのずれを防止し、一体性を保つことに主眼が置かれている。

本研究では、スタッドをずれ止めとしてだけに用いるのではなく、引張材としての働きも持たせるため、二本のH形鋼腹部に頭付きスタッドを溶接し、スタッドどうしを交互に挟み込むように並べて、コンクリートを充填した合成部材の実用化を目指すものである。

この種の部材に曲げ荷重を載荷させると、圧縮部コンクリートのポアソン効果による横方向ひずみに対して、頭付きスタッドの頭部を介してコンクリートに図-1に示す斜線部のようなトラス状の拘束域が作られ、見かけの強度と終局ひずみの増加が期待される。

このようなスタッドの新たな利用方法により著者らは、スタッド付きH形鋼・コンクリート合成部材を地中構造物の梁部材や柱材として利用することを想定した。

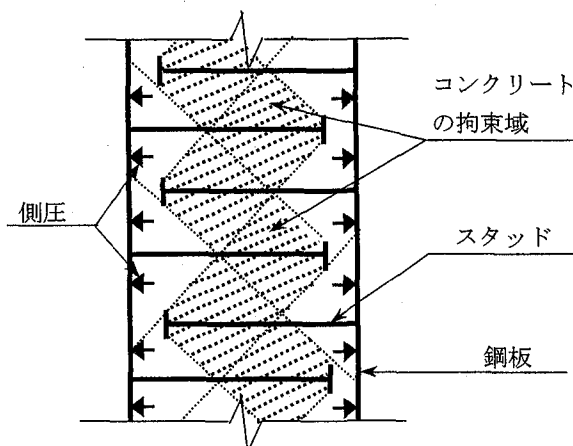


図-1 トラス状の拘束域

よって、本研究では、H形鋼にスタッドを配置した場合と配置しなかった場合との終局時での変形能力および曲げ耐力の比較検討を行うと共に、RC梁およびH形鋼梁単独の場合についても変形と耐力についての検討を行った。

2. 実験の概要

実験には、表-1に示すように4種類の供試体（A-Type、B-Type、C-Type およびD-Type の記号で表す）を用いた。荷重は、載荷点距離が600 mmの二点載荷とし、載荷荷重の増分は、19.614 kN (2.0 ton) とした。

A-Type は、RC梁で、拘束されたコンクリートとの曲げ耐力比較も行うため、図-2に示すようにRCとして

表-1 材料の特性値

供試体 記号	コンクリート の強度 (N/mm ²)	コンクリート の弾性係数 (N/mm ²)	H鋼の弾 性係数 (N/mm ²)	H鋼の降伏 点応力度 (N/mm ²)	スタッドの 弾性係数 (N/mm ²)	スタッドの降 伏点応力度 (N/mm ²)	鉄筋 D29 の 弾性係数 (N/mm ²)	鉄筋 D29 の降 伏点応力度 (N/mm ²)
A-Type	40.3	32900	—	—	—	—	190300	371.4
B-Type	—	—	214200	349.8	—	—	—	—
C-Type	28.4	24800	214200	349.8	—	—	190300	371.4
D-Type	26.5	24100	214200	349.8	176500	334.4	190200	381.8

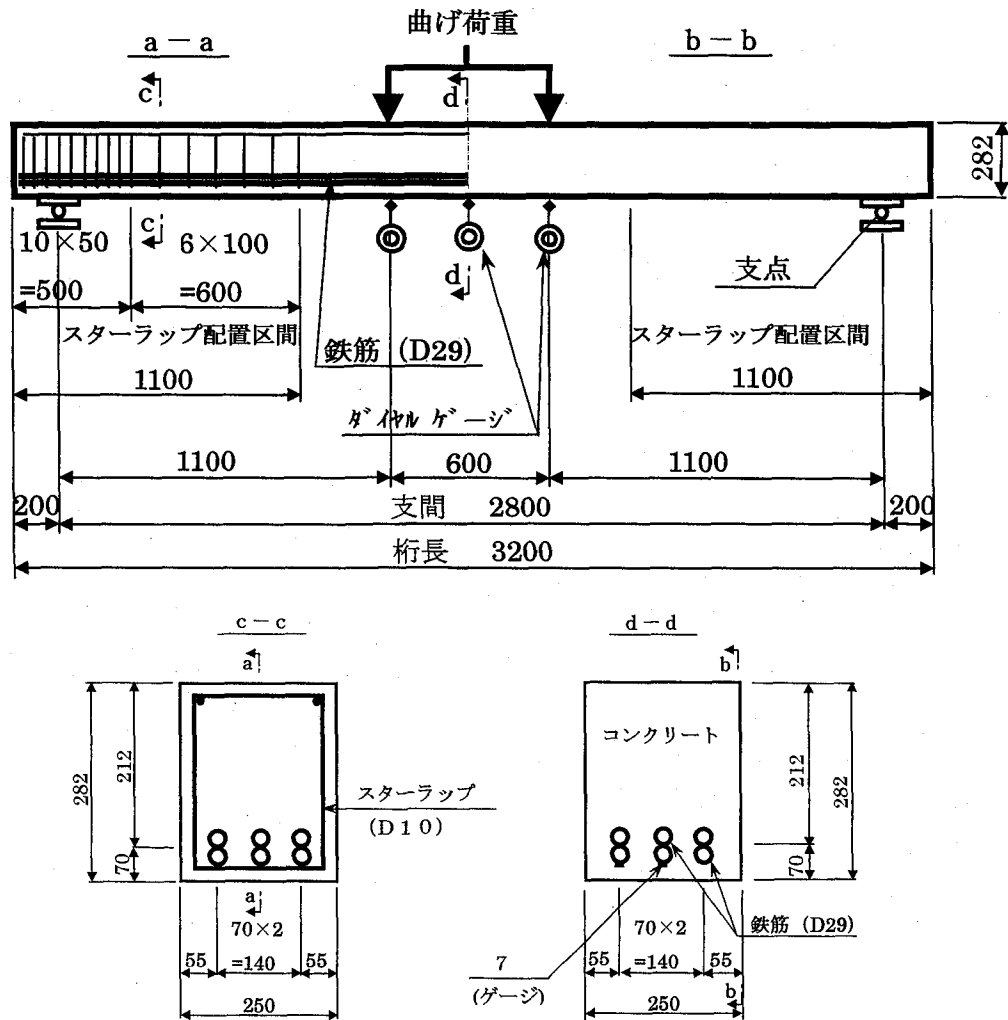


図-2 A-Type 供試体の概略図

つり合い鉄筋比を超える D29 の異形棒鋼を 2 本ずつの束ね鉄筋として合計 6 本配置した。また、曲げ破壊がせん断破壊に先行するように梁端部から 1100 mm まで D10 の異形棒鋼をスターラップとして配置した。

B-Type は、H 形鋼梁で、図-3 に示すように梁の高さが 299 mm、フランジの幅が 150 mm、腹部肉厚が 6.0 mm およびフランジ肉厚が 8.5 mm の H 形鋼を用いた。

C-Type は、RC および H 形鋼の合成梁で、図-4 に示すように B-Type を二本並べてコンクリートを充填することで B-Type と A-Type を合成した構造である。

D-Type は、RC、H 形鋼およびスタッドを用いた合成梁で、図-5 に示すように C-Type の H 形鋼腹部内側に頭部の直径 20 mm で厚さ 10 mm、標準部の直径 9 mm の頭付きスタッドを 50 mm 間隔で支間中央部 1100 mm の区間に上段、中段および下段と交互に挟み込むように 3 段配置した構造である。

変位の測定には、支間中央および荷重載荷点位置に配置したダイヤルゲージを用いて行った。B-Type の H 形鋼のひずみの測定には、H 形鋼片面にのみ三軸のひずみゲージを貼り付け、C-Type と D-Type については、H 形

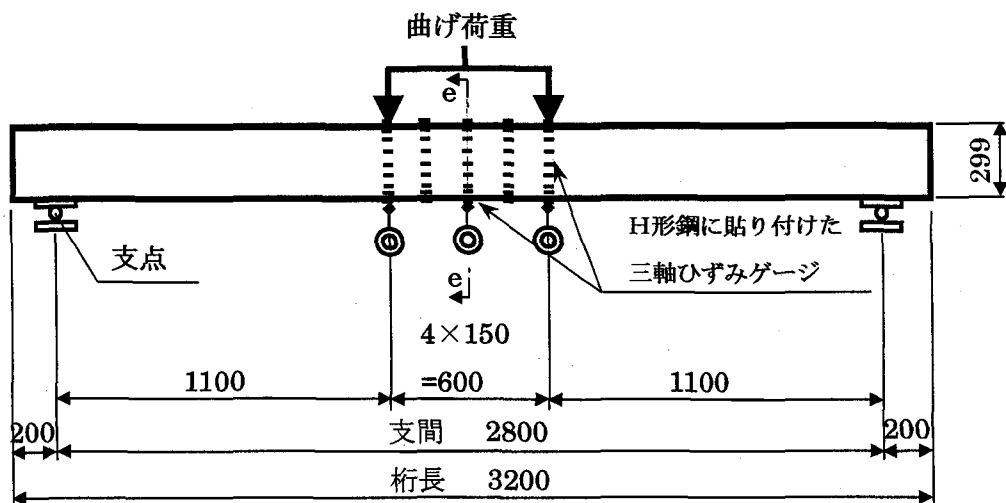


図-3 B-Type 供試体の概略図

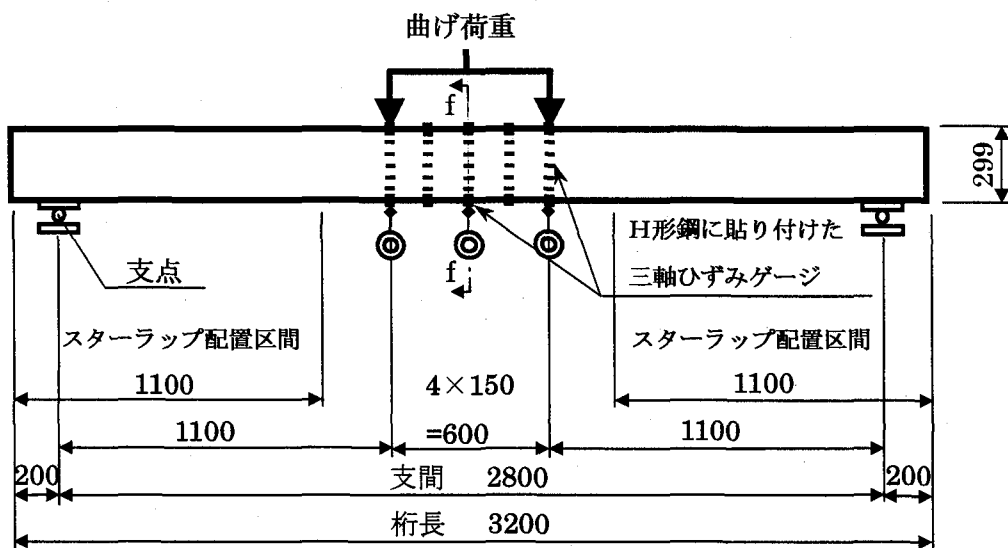


図-4 C-Type 供試体の概略図

鋼の内面と外面に三軸のひずみゲージを貼り付けて測定を行った。A-Type、C-Type および D-Type に用いた D29 の異形棒鋼については、上下二段の内、下段の下面に

支間中央から 100 mm の間隔で 1200 mm 区間に単軸のひずみゲージを貼り付けて測定を行った。また、D-Type にのみ用いたスタッドには、単軸のひずみゲージを H 形鋼

実線：拘束の場合

$$f_{ck,cf} = 27.9$$

$$\varepsilon_{cu,cf} = 0.0056$$

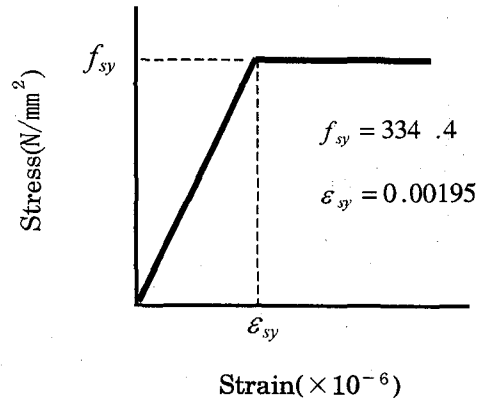
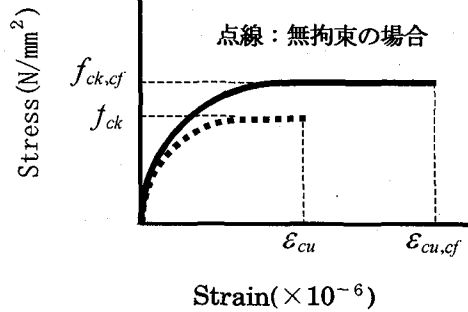


図-6 コンクリートの応力-ひずみ曲線

図-7 スタッドの応力-ひずみ曲線

表-2 支間中央位置における最大荷重時での実測値

供試体		A-Type (RC)	B-Type (H鋼)	C-Type (RC + H鋼)	D-Type (RC + H鋼 + Stud)		D-Type 鉄筋 D29 降伏時	
種 別								
最大荷重 (kN)		314.2	523.6	863.0	863.0		784.5	
最大モーメント (kN・m)		172.8	288.0	474.7	474.7		431.5	
たわみ (mm)		16.5	10.6	17.7	52.5		16.7	
鉄 筋 (D29)	ひずみ (μ)	1900	—	1981	13960		2505	
	降伏ひずみ (μ)	1962	—	1962	2244		2244	
* スタッド (φ9)	スタッド 付根位置の ひずみ(μ)	—	—	—	∞(左)	∞(右)	420	1032
					2581(右)	444(左)	204	515
					398(左)	1767(右)	169	235
	降伏ひずみ (μ)	—	—	—	1915		1915	
H 鋼	上フランジ ひずみ(μ)	—	-4026	-3814	-23357		-5714	
			-3609	-3420	-5301		-4078	
	下フランジ ひずみ(μ)	—	1462	2324	11011		9433	
			1130	2336	19159		7406	
	降伏ひずみ(μ)	—	1689	1689	1689		1689	

* : スタッド標準部上下面に貼り付けたゲージの測定値の平均を表す。

(左) : 左側のH形鋼腹部に溶接されたスタッドを示す。

(右) : 右側のH形鋼腹部に溶接されたスタッドを示す。

表-3 支間中央位置における終局時での計算値

供試体		A-Type (RC)	B-Type (H鋼)	C-Type (RC + H鋼)	D-Type (RC + H鋼 + Stud)
種 別					
梁としての分担 荷重 (kN)	コンクリート分	326.3	—	240.6	254.7
	H鋼分	—	623.0	623.0	623.0
終局荷重の合計 (kN)		326.3	623.0	863.6	877.7
梁としての分担 曲げモーメント (kN・m)	コンクリート分	179.5	—	132.3	140.1
	H鋼分	—	342.6	342.6	342.6
終局曲げモーメントの合計 (kN・m)		179.5	342.6	474.9	482.7

$$\sigma_2 / f_{ck} = 0.5 \alpha \omega_{wd}$$

$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$: スターラップ及びそれらと結合された縦方向筋等による拘束効果

α_n : 拘束されるコンクリートの断面方向の有効面積を表す低減係数

$\alpha_n = 1 - 8 / (3n)$ n : スターラップで拘束さ

れている縦方向筋の総数

α_s : 拘束されるコンクリートの縦方向の有効面積を表す低減係数

$\alpha_s = (1 - S / (2b_o))^2$ S : スターラップ等の縦方向の間隔

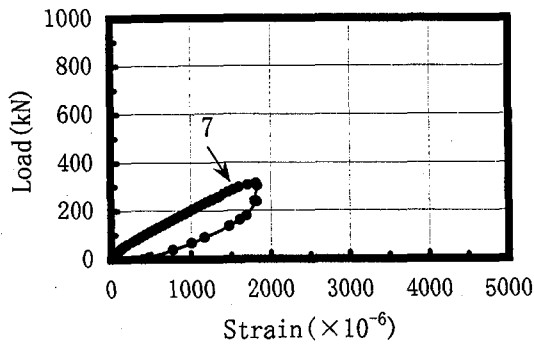


図-8 A-Type、鉄筋 D29 の荷重-ひずみ関係

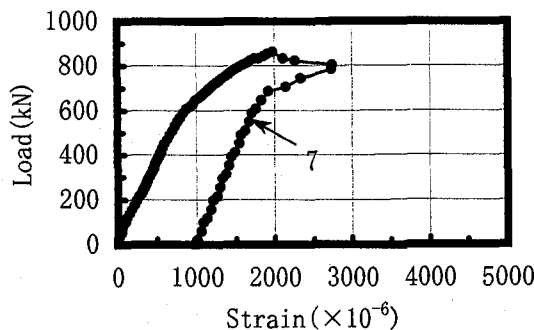


図-9 C-Type、鉄筋 D29 の荷重-ひずみ関係

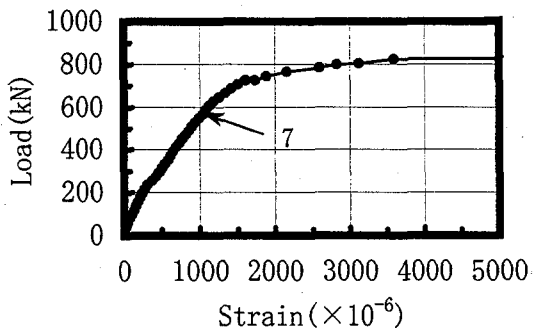


図-10 D-Type、鉄筋 D29 の荷重-ひずみ関係

b_0 : スターラップ等の横方向幅

$$\omega_{wd} = 4b_0 \cdot A_s \cdot f_{sy} / (b_0^2 \cdot S' \cdot f_{ck})$$

: 拘束鉄筋の降伏引張耐力による
コンクリートの平均拘束応力比

f_{sy} : 鉄筋の降伏点応力度

S' : スターラップ等では、 S と同じ

A_s : スターラップ等の断面積

上式中の α_n は、スターラップで拘束される場合についての係数であるが、著者らの角形鋼管合成部材の研究⁵⁾では、この式を適用する場合、角形鋼管によって有効に拘束が働く部分が角形鋼管の隅角部であり、隅角部の数が4であることから CEB-FIP の式を曲げ部材に適用

するにあたって、拘束度に関する係数 n を簡易的に4としている。

そこで、上式をD-Type に適用するにあたって、1断面あたり3本配置されたスタッドで有効に拘束されるものとして拘束度に関する係数 n を3とした。また、 f_{ck} は表-1に示す 26.5 N/mm^2 を用いた。 S' は梁軸方向のスタッドの間隔として 50 mm とし、 b_0 はコンクリートの梁の高さ 282 mm とした。 f_{sy} は最大荷重時でのスタッドの平均引張応力度 230 N/mm^2 とし、 S' はスターラップの場合と同様に S と同じ値とした。さらに、拘束鉄筋の断面積は、 $2A_s$ に相当するので、 $2A_s$ にスタッド3本分の断面積の値を用いた。その結果、 $f_{ck,cf} = 27.9 \text{ N/mm}^2$ 、 $\varepsilon_{cu,cf} = 0.0056$ となった。

一方、A-Type およびC-Type では、コンクリートが拘束されていないものと見なし $\sigma_2 = 0$ とおいた。この場合、コンクリートの応力-ひずみ曲線は、土木学会コンクリート標準示方書式⁶⁾と同じになる。

曲げ耐力の検討を行うに当っては、終局強度理論^{7) 8)}を適用して各供試体の終局曲げモーメントを求めた。

4. 実験と解析の結果

表-2に供試体の支間中央位置における最大荷重時での実測値を示し、表-3には、計算値を示す。

尚、表-2および表-3のB-Type の値は、H形鋼2本分の値を表し、表-2のH形鋼のひずみの値は、軸方向の値を示す。また、表-2のD-Type の供試体については、鉄筋D29の降伏時の値も示した。

4. 1 A-Type について

表-2の実測値に示された載荷荷重による最大曲げモーメントは、 $172.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$ であり、終局強度理論を適用して求めた表-3の計算値は、 $179.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$ となり、近い値となった。また、図-8に示す鉄筋D29のひずみの図では、最大荷重時の $314.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$ でほぼ鉄筋の降伏ひずみ 1962μ 以下であり、最初に仮定したようにコンクリートの圧縮によって耐力が決定された。

4. 2 B-Type について

表-2の実測値に示された載荷荷重の最大値は、 523.6 kN であり、それに対して表-3の計算値である全塑性モーメントに対する荷重は、 623.0 kN となり、実測値とは、 99.4 kN の差が生じた。そこで、図-11に示されたH形鋼腹部のひずみ分布の図をみると、載荷荷重が 411 kN までは中立軸がH形鋼の図心に位置していたが、載荷荷重が 500 kN 以上では完全に上フランジ側に寄っていることがわかる。また、上フランジのひずみに着目し、図-12に示された軸方向のひずみを見ると、降伏ひずみ 1689μ に対応する荷重がほぼ最大値に近い 500 kN であるのに対して、図-13で示された軸直角方向の

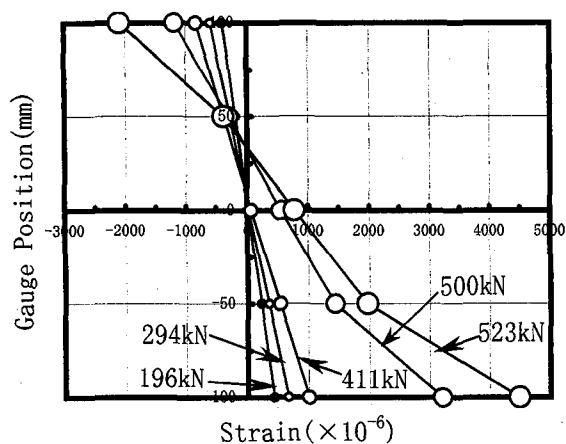


図-1 1 B-Type、H形鋼腹部の軸方向ひずみ分布

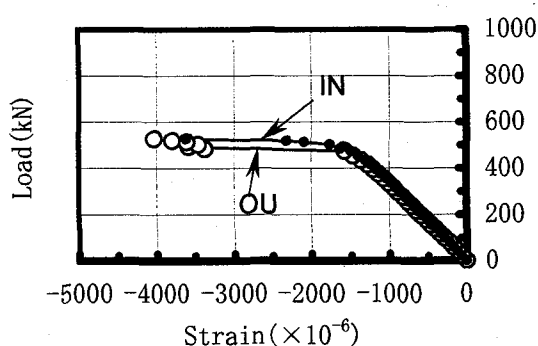


図-1 2 B-Type、H形鋼上フランジ上、下面の軸方向荷重-ひずみ関係

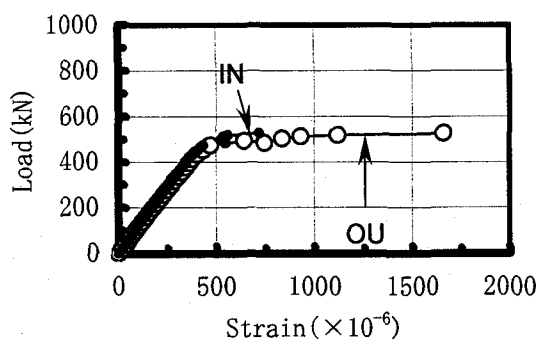


図-1 3 B-Type、H形鋼上フランジ上、下面の軸直角方向荷重-ひずみ関係

ひずみ 500μ に対応する荷重がほぼ 500 kN となり、上フランジが横方向に変形しはじめている。このことは、載荷試験装置とH形鋼上フランジとの間の摩擦を減少させるためにテフロン板を挿入することによって、荷重載荷の途中からH形鋼上フランジが梁の軸直角方向に横滑りをして変形したためであり、最終的に上フランジが横方向にも座屈して終了したことを示している。

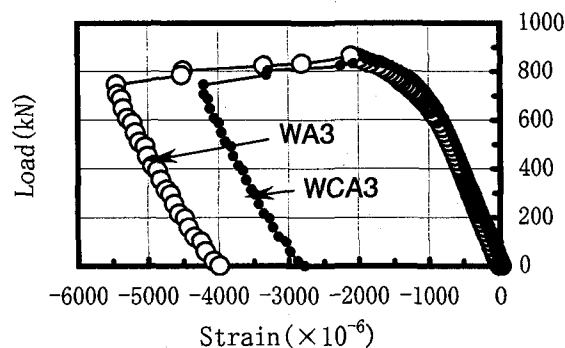


図-1 4 C-Type、H形鋼腹部上側の内面および外面の軸方向荷重-ひずみ関係

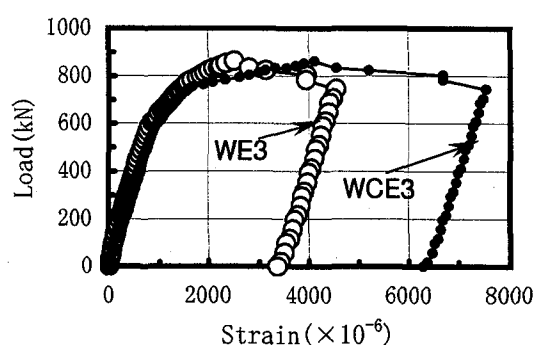


図-1 5 C-Type、H形鋼腹部下側の内面および外面の軸方向荷重-ひずみ関係

4. 3 C-Type について

表-2の実測値に示された載荷荷重によるモーメントは、 $474.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$ であり、それに対して表-3の計算値は、コンクリート分担分が $132.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 、表-2に示すH形鋼の上フランジ、下フランジおよび図-1 4、図-1 5に示された腹部の軸方向ひずみが降伏ひずみを超えていることから、H形鋼分担分として全塑性モーメントの値を用いると、 $342.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ となり、計算値の合計が $474.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$ と実測値にほぼ等しい値となった。これは、コンクリートがH形鋼の横方向への変形を拘束していることによるものと考えられる。また、図-1 4のWCA3およびWA3の記号で示されたそれぞれH形鋼腹部上側の内面および外面の軸方向ひずみは、最大荷重時までほぼ同じであり、図-1 5のWCE3およびWE3の記号で示されたそれぞれH形鋼腹部下側の内面および外面の軸方向ひずみについても 800 kN 付近までほぼ同じである。よって、C-Typeの耐力は、コンクリートとH形鋼それぞれの耐力の累加算が成立することが確認できた。D29の鉄筋については、図-9で示されたように最大荷重時での軸方向ひずみが、降伏ひずみにほぼ等しい値となった。

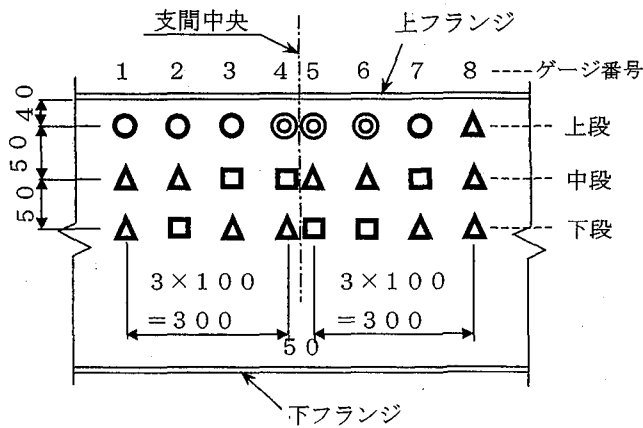


図-16 スタッドの降伏状況

4. 4 D-Type について

表-2の実測値に示された載荷荷重による曲げモーメントは、474.7 kN・m。それに対して、表-3の計算値は、コンクリート分担分として140.1 kN・m、C-Typeと同様に、H形鋼分担分として全塑性モーメントの342.6 kN・mを用いると、計算値の合計が482.7 kN・mとなり、実測値に近い値が得られた。

図-16は、支間中央部1100 mmの区間に配置されたスタッドの内、単軸のひずみゲージを貼り付けて測定を行ったスタッドの降伏状況を表したものである。◎印は、載荷の途中で降伏し、終局時で測定不能になったことを表す。○印は、終局時にスタッド全断面が降伏していることを表す。□印は、スタッドの一部の断面が降伏していることを表す。また、△印は、スタッド全断面が降伏していないことを表す。この図からコンクリート梁の上段に配置されたスタッドが終局時には、ほぼ降伏ひずみに達し、拘束効果に有効に作用していることを示している。中断および下段に配置されたスタッドについては、断面の一部が降伏ひずみに達しているか、または、全断面が降伏ひずみに達していないかのどちらかであるが、拘束効果に少なからず寄与しているものと思われる。そこで、図-16に示された支間中央部のゲージ番号4および5で表されたスタッド2列について、図-17、図-18および図-19に示された荷重-ひずみ曲線の初期勾配を比較すると、図-19の下段から図-17の上段に向かうにつれて勾配が小さくなっている。このことは、コンクリート断面の縦ひずみが下段のスタッドの位置より上段側のスタッドの位置で大きいため、ポアソン効果によるものであると推測できる。

尚、記号 LSA4、LSB5、LSC4 は、左側のH形鋼腹部に溶接されたスタッドを示し、RSA5、RSB4、RSC5 は、右側のH形鋼腹部に溶接されたスタッドを示している。また、終局時のスタッド1本当りの平均引張力は、ひずみの実測値から14335 Nが求まり、平均拘束応力度 σ_2 に換算

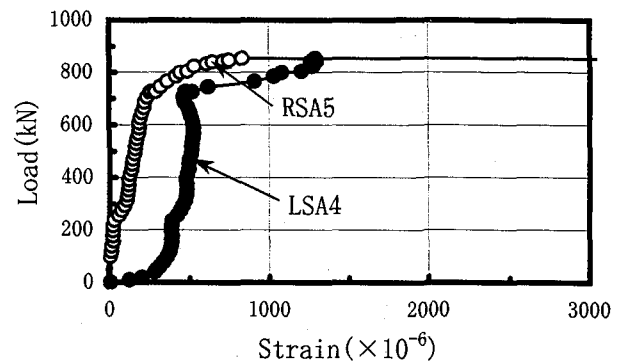


図-17 D-Type、支間中央部上段に配置されたスタッドの荷重-ひずみ関係

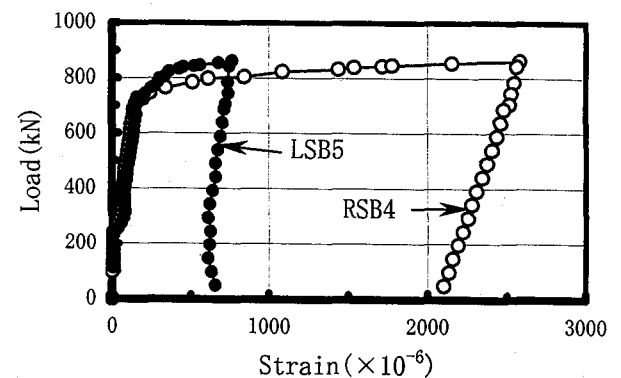


図-18 D-Type、支間中央部中段に配置されたスタッドの荷重-ひずみ関係

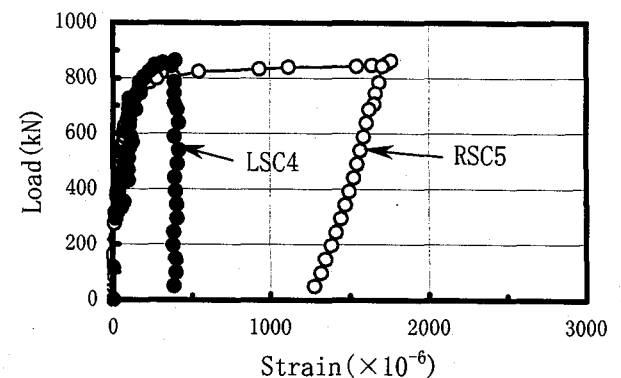


図-19 D-Type、支間中央部下段に配置されたスタッドの荷重-ひずみ関係

すると $\sigma_2 = 3.1 \text{ N/mm}^2$ となる。

図-20のWCA3およびWA3の記号で示されたそれぞれH形鋼腹部上側の内面および外面の軸方向ひずみは、

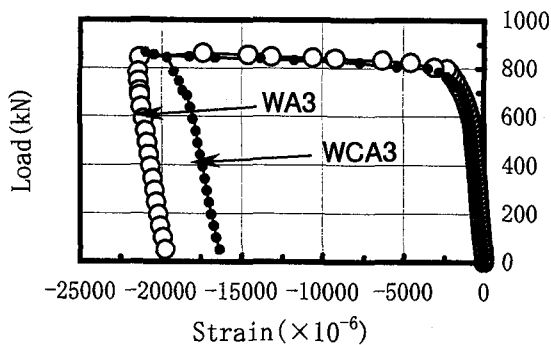


図-2 0 D-Type、H形鋼腹部上側の内面および外面の軸方向荷重-ひずみ関係

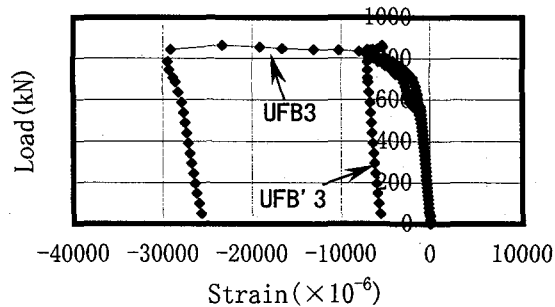


図-2 3 D-Type、H形鋼上フランジ上、下面の軸方向荷重-ひずみ関係

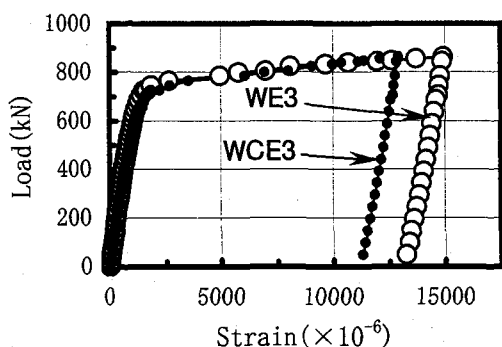


図-2 1 D-Type、H形鋼腹部下側の内面および外面の軸方向荷重-ひずみ関係

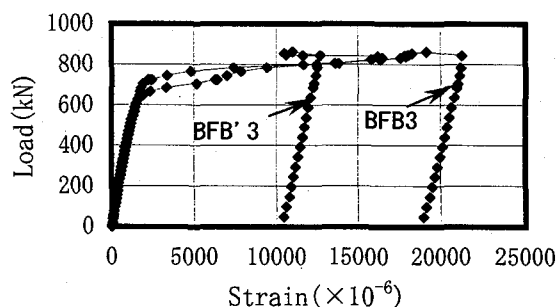


図-2 4 D-Type、H形鋼下フランジ上、下面の軸方向荷重-ひずみ関係

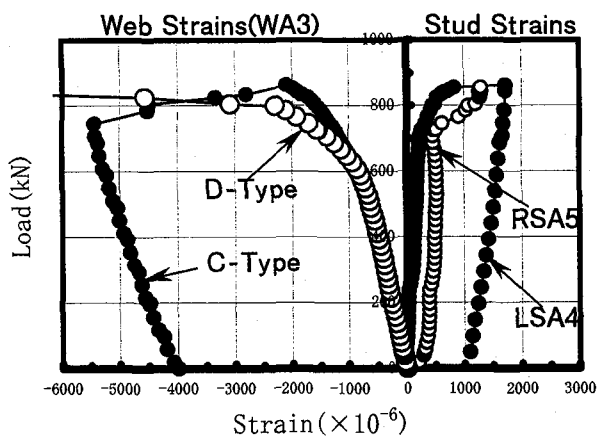


図-2 2 C-TypeおよびD-TypeのH形鋼腹部とスタッドの荷重-ひずみ関係

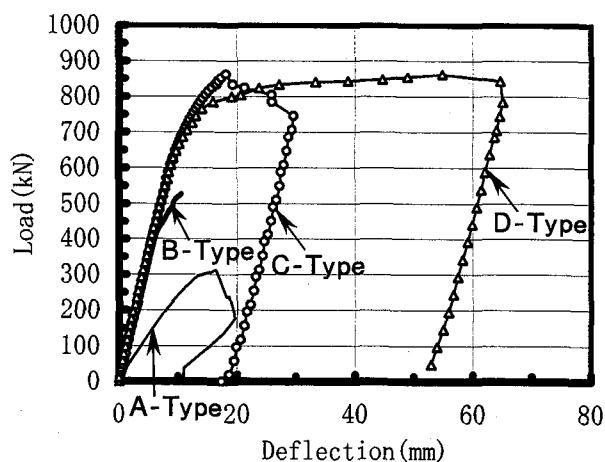


図-2 5 全供試体の荷重-たわみ関係

最大荷重の終局時までほぼ同じであり、図-2 1のWCE3およびWE3の記号で示されたそれぞれH形鋼腹部下側の内面および外面の軸方向ひずみについても同様である。これは、スタッドが配置されていることで終局時までコンクリートとH形鋼が一体となって荷重に抵抗したことを示している。

図-1 0に示されたD29の鉄筋の降伏ひずみ $2244\ \mu$ に対応する荷重は、約 $784.5\ \text{kN}$ であり、同様に、図-2 2に示すD-TypeのH形鋼腹部、図-2 3に示すH形鋼上フランジおよび図-2 4に示すH形鋼下フランジそれぞれの軸方向ひずみは、 $1689\ \mu$ で降伏し、対応する荷重は、それぞれ約 $750\ \text{kN}$ 、 $670\ \text{kN}$ および $650\ \text{kN}$ となるが、そ

れぞれの荷重に対するスタッドのひずみは、いずれの場合も降伏ひずみ 1915μ に達していない。このことからスタッド以外の鋼材が降伏後、スタッドによって拘束されたコンクリート圧縮部がさらに大きな変形まで抵抗を保持したことで、図-25に示されたような大きな変形能力が発揮されたものと考えられる。

ところで、C-TypeとD-Typeの材料の違いは、コンクリート強度がそれぞれ 28.4 N/mm^2 と 26.5 N/mm^2 であること、また、D-Typeにのみスタッドが配置されていることである。しかしながら、合成梁としての最大荷重に対する曲げモーメントは、ほぼ同じである。これは、C-TypeよりD-Typeのほうがコンクリート強度が低いが、曲げ荷重載荷時にスタッド頭部によってコンクリートが拘束され、コンクリートの強度が増加したためであると考えられる。計算値でもCEB-FIPの式を適用することにより、D-Typeのコンクリートの強度が 26.5 N/mm^2 から 27.9 N/mm^2 と約5%程増加し、拘束されたコンクリート梁としてのつり合い鉄筋比を求めると0.0386となっており、コンクリートが拘束されていないC-Typeのつり合い鉄筋比0.0338に比べて大差なかった。しかし、図-25に示された終局時の変形量を比較すればD-TypeはC-Typeの約3倍となっており、スタッドの有無による差は大きい。

また、H形鋼とコンクリートとの一体化に関しては、C-Typeの場合、図-14および図-15に示されたH形鋼腹部の内面および外面の軸方向ひずみが、 2000μ 付近まで近い値で推移していることから、そこまでは、H形鋼とコンクリートとが一体性を保っていたと考えられる。それに対して、D-Typeの場合、図-20および図-21に示されたH形鋼腹部の内面および外面の軸方向ひずみより 12500μ 付近までH形鋼とコンクリートとが一体性を保っていたと考えられ、スタッドが配置されていることによってコンクリートの強度増加と共に一体化の向上にも大きく寄与したものと推測される。

5. まとめ

5.1 D-Typeでは、二本のH形鋼腹部に頭付きスタッドどうしを交互に挟み込むように並べることで、コンクリートが拘束され、十分変形能力が発揮できた。

5.2 D-Typeでは、スタッドが配置されていることで、H形鋼梁が終局時までコンクリートと一体化して変形し、降伏耐力まで到達できた。それによって変形能力が向上した。

5.3 本供試体のようなスタッドが配置された合成部材の耐力は、CEB-FIPにより提案された拘束コンクリートの強度と終局ひずみの増加式を適用することにより概ね評価できた。

参考文献

- 1) 塩屋俊幸, 中澤春生, 長澤保紀, 高岸正章: Tヘッドバー工法の開発, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 22, No3, pp. 1291-1296, 2000.
- 2) Walter H. Dilger and Amin Ghali: Double-Head Studs as Ties in Concrete, Concrete International, pp. 59-66, June 1997.
- 3) 土木学会: 鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン, 1989. 3.
- 4) CEB: CEB-FIP Model Code 1990, pp. 101-107, 1993.
- 5) 大平雅司, 倉持春夫, 河野勝, 兎沢民也: PC鋼管合成部材の力学的特性に関する一考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, No2, pp. 1295-1300, 1994.
- 6) 土木学会: コンクリート標準示方書, 1996. 3.
- 7) 池田尚治, 小柳治, 角田與史雄: 鉄筋コンクリートの力学, 技報堂出版, pp. 51-58, 1990.
- 8) 土木学会: コンクリート・ライブラリー第34号, 鉄筋コンクリート終局強度理論の参考, 1972. 8.

(2000年9月14日 受付)