(49) 材料損傷の発生順序に着目した合成はりの耐荷 挙動に関する実験的研究

溝江 慶久1・中島 章典2・Nguyen Van Duong3・永尾 和大4

¹正会員 川田工業株式会社 鋼構造事業部 (〒114-8562 東京都北区滝野川1-3-11) E-mail:y.mizoe@kawada.co.jp

²フェロー会員 宇都宮大学大学院 工学研究部 (〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東7-1-2) E-mail:akinorin@cc.utsunomiya-u.ac.jp

³非会員 オリエンタル白石株式会社(〒135-0061 東京都江東区豊洲5-6-52) ⁴非会員 JFEエンジニアリング株式会社(〒100-0005 東京都千代田区丸の内1-8-1)

土木学会複合構造標準示方書において、合成はりの曲げ耐力は、鋼はりの座屈挙動に応じて3つの断面 クラスに分類した上で算定することとしているが、断面分類によらずに合成はりの曲げ耐力を算定するこ とができれば、各構成材料の特性を最大限に活かした合理的な設計が行える可能性がある。そこで本研究 では、上記のような合成はりの曲げ耐力算定法の構築に資するため、コンパクト断面(全塑性モーメント まで座屈しない断面)に分類され、頭付きスタッドの配置間隔が異なる2種類の合成はり模型試験体の静的 載荷試験結果を整理し、両者の構成部材の損傷順序を比較して、耐荷挙動の違いについて検討した。

Key Words : composite beam, constitutive materials, load carrying behavior, shear connectors

1. はじめに

土木学会の複合構造標準示方書¹⁾や鋼・合成構造標準 示方書²⁾では、合成はりの曲げ耐力算定に関し、鋼はり の座屈挙動に応じて、コンパクト断面、ノンコンパクト 断面、スレンダー断面の3つに分類することとしている. しかしながら、曲げ破壊に至るまでに生じる材料損傷を 逐次評価し、鋼はりの断面分類によらずに合成はりの曲 げ耐力を算定することができれば、各構成材料の特性を 最大限に活かした合理的な設計が行える可能性がある.

大垣ら³は,正曲げおよび曲げせん断の組合せ載荷を 受ける合成桁の弾塑性解析を行い,同解析の範囲内では, 腹板の幅厚比によらず,腹板がほぼ全塑性の状態で終局 強度を評価できることを確認している.また,長井ら⁴ は,正曲げを受ける合成桁模型試験体の静的載荷試験を 実施し,塑性中立軸が床版内にあり,スタッド下部を取 り巻くコンクリートにひび割れが生じる場合にも,終局 時にはコンクリートの引張域を無視した計算上の全塑性 モーメントに達することを確認している.

このように、合成はりが正曲げを受ける場合、早期に 鋼はりの座屈が生じる場合を除き、曲げ耐力は鋼はりの 断面によらずに全塑性の状態で評価できる可能性がある. 実際、高久ら⁵は、ファイバーモデルによる弾塑性解析 を実施し、支間中央部に適用したコンパクト断面の塑性 化が想定どおりに先行して生じ、最終的に床版上面が圧 壊して全断面が塑性化することを確認している.

本研究では、上記のような合成はりの曲げ耐力算定法 の構築に資するため、コンパクト断面に分類される合成 はり模型試験体の静的載荷試験結果を整理した.整理し たのは配置するスタッド間隔が異なる2つの静的載荷試 験結果である.これらの結果を用いて、床版コンクリー トの圧縮破壊や鋼はりの降伏など、合成はりを構成する 部材の損傷順序から耐荷挙動の解明を試みた.また、配 置する頭付きスタッド間隔が、それらの耐荷挙動に及ぼ す影響について検討した.さらに、ともに行われた押抜 き試験結果と比較し、模型試験体内の頭付きスタッドに 作用する水平せん断力について考察を行った.

2. 静的載荷試験

検討に用いたはり試験体の側面図と断面図を図-1およ び図-2に、試験体に用いた各材料の特性を表-1に示す. 試験体は、全高520mm、スパン4,000mmの単純合成はり であり、上フランジ(100×9mm)と下フランジ(120× 12mm)、ウェブ(379×9mm)で構成される鋼はりに厚さ 120mmのコンクリート床版を径16mmの頭付きスタッド



図-1 はり試験体側面図



図-2 はり試験体断面図

表-1 使用材料の特性	
-------------	--

材	Type I	Type II	
	圧縮強度 (N/mm ²)	36.4	36.1
コンクリート	引張強度 (N/mm ²)	3.2	3.3
	弹性係数(N/mm ²)	26,900	28,000
軸方向鉄筋	降伏強度(N/mm ²)	343	353
D13	引張強度(N/mm ²)	466	458
スタッド	降伏強度(N/mm ²)	395	401
φ 16	引張強度(N/mm ²)	463	465
上フランジ,ウェブ	降伏強度(N/mm ²)	380	429
t 9	引張強度(N/mm ²)	532	519
下フランジ	降伏強度(N/mm ²)	396	410
t 12	引張确度(N/mm ²)	537	529

※鋼材(軸方向鉄筋, スタッド, 上フランジ, ウェブ, 下フランジ) の弾性係数は 205,000 N/mm²とした.

を介して合成している.床版内にははり軸方向にD13鉄 筋を配置するとともに、せん断補強筋としてD10鉄筋を 頭付きスタッド間に配置している.また、Type I とType II では、鋼はりおよびコンクリート床版の寸法は同じで、 頭付きスタッドの配置間隔がそれぞれ200mm、150mmと 異なっている.

試験では、スパン1/3点に集中荷重を載荷し、図-3に示 すように、載荷点のたわみや鋼はりとコンクリート床版 間のずれ変位のほか、鉄筋や鋼はりの部材軸方向ひずみ を設計せん断力が大きい左支点側で計測している.また、 鋼はりウェブの上方では、3軸方向ゲージを用いて主ひ ずみも計測している.

ところで、はり試験体の断面は、複合構造標準示方書 に示された式(1)を満足するため、全塑性モーメントま で座屈しない断面(コンパクト断面)に相当する.





図-3 はり試験体の計測位置

$$\frac{h_w}{t_w} \le \frac{2.0}{\alpha} \sqrt{\frac{E_s}{f_{yd}}}$$
(1)

ここに、 h_w : 鋼はりウェブの純高さ (mm)、 t_w : 鋼はりウ ェブ厚 (mm)、a: 鋼はりウェブの塑性中立軸から圧縮 域の高さと純高さの比、 E_s : 鋼はりウェブの弾性係数 (N/mm²)、 f_{yd} : 鋼はりウェブの設計降伏強度 (N/mm²)であ る.

そこで、全塑性モーメント時の応力分布を図-4に示す ように仮定して曲げ耐力に対応する荷重値を算出すると、 Type I で701kN、Type II で743kNとなる. しかしながら、 はり試験体の塑性中立軸位置は鋼はりウェブ内にあり、 鋼はりが全塑性状態になる前にコンクリート床版上縁が 圧縮破壊し、曲げ耐力が全塑性モーメントに到達できな い場合がある. そこで、複合構造標準示方書に示された 式(2)に従い、曲げ耐力を低減して設計曲げ耐力に対応



図-4 全塑性モーメント時の応力分布

する荷重値を求めると、Type I で611kN、Type II で640kN となる.

$$M_{ud} = \left(1.05 - 0.33 \frac{D_p}{D_t}\right) \frac{M_{pl}}{\gamma_b}$$
(2)

ここに, M_{ud} : 設計曲げ耐力 (N·mm), D_p : コンクリート 床版上縁から塑性中立軸までの距離 (mm), D_t : 合成断 面の全高さ (mm), M_{pl} : 全塑性モーメント (N·mm), γ_b : 部材係数(=1.1)である.

一方, 試験に用いた頭付きスタッドのせん断耐力を複 合構造標準示方書を参考に式(3)から算出すると, Type I で93.1kN/本, Type II で93.4kN/本となる.

$$V_{ssu} = \min(V_{ssu1}, V_{ssu2})$$

$$V_{ssu1} = 31A_{ss}\sqrt{(h_{ss}/d_{ss})f_{c}'} + 10000$$
(3)

$$V_{ssu2} = A_{ss}f_{ssu}$$

ここに、 V_{ssu} , V_{ssu2} : せん断耐力 (N), A_{ss} : 頭付き スタッドの軸部断面積 (mm²), h_{ss} : 頭付きスタッドの高 さ (mm), d_{ss} : 頭付きスタッドの軸径 (mm), f'_{c} : コンク リートの圧縮強度 (N/mm²), f_{ssu} : 頭付きスタッドの引張 強度 (N/mm²)である.

また,全塑性モーメント時にコンクリート床版が受け 持つ軸力は,図-4に基づき算出すると,Type I で1,490kN, Type II で1,470kNである.これをはり試験体に配置した 頭付きスタッドが等しく負担すると仮定すれば,全塑性 モーメント時に頭付きスタッドに作用する水平せん断力 はType I で106kN/本,Type II で82kN/本となる.よっ て,頭付きスタッドの配置間隔が広いType I では,作用 する水平せん断力がせん断耐力を上回っており,全塑性 モーメント時に頭付きスタッドが破壊する可能性がある.

なお、本試験では、頭付きスタッドに作用する水平せん断力とずれ変位の関係を得るため、それぞれのはり試験と並行して押抜き試験を実施している. 試験体の形状と寸法は図-5に示すとおりで、それぞれのはり試験体と同じ材料を用い、頭付きスタッドに対するコンクリートの打設方向を同一にして製作した. コンクリートブロックの配筋もはり試験体のコンクリート床版と同一としている. また、荷重載荷は、頭付きスタッドの押抜き試験



方法(案)[®]に準じて実施したが,はり試験体内の頭付き スタッドの挙動を再現するため,試験体はコンクリート ブロックの中央下を回転および水平移動が可能なように 支点支持した⁷.

3. 全体挙動

(1) 載荷点のたわみ

載荷点直下で計測したたわみと荷重の関係を図らに示 す. 図中には、完全合成ならびに非合成を仮定した場合 の計算値をともに示したが、計算にはType I の材料特性 を用いた. なお、Type I とType II の計算値の差異はほと んどない.

図-6より、Type II が載荷初期に完全合成に近似した挙動を示す一方で、Type I は載荷初期から完全合成とは乖離したたわみを示していることがわかる.また、いずれもたわみが約13mmに到達して以降に急増し始めているが、その際の荷重値はType I で約550kN、Type II で約630kNであり、1割ほど異なる.なお、急増前の500kN到

達時のたわみはType I で10.8mm, Type II で8.5mmであり, Type I のほうが3割ほど大きい.

このように、両者のたわみに差異が生じたのは、頭付 きスタッドの配置間隔によるものと考えられ、Type I は 配置間隔が広いために、不完全度⁸⁰(完全合成からの乖 離)が大きくなり、たわみが大きくなったものと推測さ れる.また、Type II は載荷初期に完全合成にかなり近似 した挙動を示したことから、鋼はりとコンクリート床版 の間に付着力が存在していた可能性があり、この点も両 者のたわみに差異が生じた一因であると考えられる.

(2) 頭付きスタッドのずれ変位とひずみ

左側支点付近(図-3参照)で計測した鋼はりとコンクリート床版間のずれ変位を図-7に,合わせて実施した押抜き試験の結果を図-8に示す.

図-7より、ずれ変位はいずれの試験体においても約 0.8mmに到達して以降に急増し始めているが、その際の 荷重値はType I で約510kN、Type II で約660kNであり、た わみが急増した際の荷重値に近い.また、最大荷重時の ずれ変位はType I で約3.0mm、Type II で約2.5mmである. ここで、図-8の押抜き試験結果と比較すると、これら最 大荷重時のずれ変位は、押抜き試験における最大ずれ変 位の半分程度以下であり、Type I、Type II とも、最大荷重 時に頭付きスタッドは破壊に至っていないと考えられる. また、押抜き試験におけるずれ変位の急増は約1.0mmに



到達して以降に生じており、はり試験体のずれ変位の急 増点とほぼ一致する.

上記のずれ変位計測位置にある頭付きスタッドの表面 ひずみを図-9(a)に、それらから算出したひずみ成分を図 -9(b)に示す.ひずみは頭付きスタッドの中央高さの支点 側および載荷点側の両面で計測しており、軸成分はそれ らの和の半分、曲げ成分は差の半分として計算している.

図-9(a)より,頭付きスタッドの表面ひずみは,Type I では約520kN時に,Type II では約60kN時に両面が降伏ひ ずみ(Type I は1930 µ, Type II は1960 µ)に達している. すなわち,頭付きスタッドの中央高さにおける降伏は, ずれ変位の急増とほぼ同じタイミングで生じている.また,図-9(b)のひずみ成分に着目すると,降伏に達するま では軸方向にひずみはほとんど生じておらず,曲げひず みのみ発生していることがわかる.

このように、両試験体で降伏ひずみ到達時の荷重値に 差異が生じたのは、頭付きスタッドの配置間隔に起因し た水平せん断力の差によるものと考えられ、降伏ひずみ 到達時の荷重比1.27(=660kN/520kN)は配置間隔の比1.33 (=200mm/150mm)にほぼ一致する.

4. 各部材のひずみ挙動

(1) 床版上下縁のひずみ

床版上下縁のひずみは、コンクリート床版内に配置し



た上下鉄筋のひずみから平面保持を仮定して算出したが、 図-3に示したように、鉄筋のひずみはそれぞれの上下面 で計測しており、床版上下縁のひずみの算出にはこれら の各平均値を用いた.

はじめに図-10と図-11の鉄筋ひずみについて概説する. 図中には、完全合成ならびに非合成を仮定した場合の計 算値をともに示したが、計算にはType I の材料特性を用 いている(Type I とType II の計算値の差異は0~6%).上 段鉄筋のひずみは荷重の増加とともに圧縮方向に増加し、 B断面では、Type I, Type II ともに、660~670kN程度で 圧縮側の降伏ひずみ(Type I は1670 μ , Type II は1720 μ) に達している.また、Type II では最高荷重に等しい 757kN時にC断面においても圧縮側の降伏ひずみに達し ている.一方,下段鉄筋のひずみ挙動はType I とType II で異なり,頭付きスタッドの配置間隔が広いType I では, B断面,C断面ともに,載荷荷重が500kNを超えて以降に 引張方向へ増加する傾向を示した.なお,Type II では, 約750kN時にB断面で,最高荷重に等しい757kN時にC断 面で圧縮側の降伏ひずみに到達している.なお,C断面 において,下段鉄筋のひずみが上段鉄筋よりも圧縮側に 大きく増加したのは,試験中に載荷点からC断面にむか って発生したせん断ひび割れによる影響であると推測さ れる.

B断面における床版上下縁のひずみを図-12に示す.図中には、完全合成を仮定した場合の計算値をともに示したが、計算にはType Iの材料特性を用いている(Type I と



図-12 B断面の床版ひずみ



Type II の計算値の差異は4~7%). 床版上縁のひずみは, 載荷初期の各荷重段階においてType I が小さい値を示し たが,いずれの試験体も約620kN時に圧縮強度に相当す るひずみ2000 μ に到達している.また,最高荷重が大き いType II は約680kN時に終局圧縮ひずみに相当する3500 μ に到達した.一方,床版下縁のひずみは,Type II が載 荷初期に圧縮を呈していたのに対し,Type I は載荷初期 から引張を呈していた.また,いずれの試験体も引張強 度に相当するひずみ100 μ に到達したが,その際の荷重 値はType I で約300kN,Type II で約620kNである.

C断面における床版上下縁のひずみを図-13に示す.図中には、完全合成を仮定した場合の計算値をともに示したが、計算にはType Iの材料特性を用いている(Type IとType IIの計算値の差異は0~2%).床版上縁のひずみは、 B断面と同様、各荷重段階においてType Iが小さい値を示した.いずれの試験体も、圧縮強度に相当するひずみ2000 µには到達していない.一方、床版下縁のひずみは、Type IIが常に圧縮を呈していたのに対し、Type I は載荷初期に圧縮を呈していたものの、途中で引張側に増加方向を変え、約500kN時に引張強度に相当するひずみ100 µに到達した.

以上のように、頭付きスタッドの配置間隔が広いType Iの床版上縁ひずみは、各荷重段階においてType II より も小さい値を示し、床版下縁ひずみは引張側に大きい値 を示した.これは、上述したたわみの差異と同様に、 Type I の不完全度がType II よりも大きいためであると考えられる. さらに, Type II のコンクリート床版は上下鉄筋がともに降伏するほど圧縮を負担していたものの, Type I のコンクリート床版は早期かつ広範囲にわたって引張強度に達した点が両者の大きな相違である.

なお、ここでの床版ひずみは、床版内の鉄筋ひずみの 計測値から推測しているため、床版下縁の引張強度到達 後は、下段鉄筋のひずみが大きくなり、推測した床版上 縁のひずみが過大であった可能性があることを付記して おく.

(2) 鋼はり上下縁のひずみ

B断面およびC断面における鋼はり上下縁のひずみを 図-14と図-15に示す.同ひずみは、それぞれ上フランジ 上面の中央、下フランジ下面の中央で計測している.ま た、図中には、完全合成ならびに非合成を仮定した場合 の計算値をともに示したが、計算にはType I の材料特性 を用いており、Type I とType II の計算値の差異は2~7% である.

まず,載荷点に近いB断面に着目する.図-14より,鋼 はり上縁のひずみは,頭付きスタッドの配置間隔が広い Type I のほうが各荷重段階において若干大きい値を示し ており,Type I では約670kN時に,Type II では約730kN時 に圧縮側の降伏ひずみ(Type I は1850 μ, Type II は2090 μ)に到達していることがわかる.また,鋼はり下縁の



図-14 B断面の鋼はり上下縁ひずみ





ひずみは、Type I では430kN時に、Type II では約510kN時 に引張側の降伏ひずみ(Type I は1930 μ , Type II は2000 μ)に達し、その後、Type I では約500kN時に、Type II で は約610kN時に急増する傾向を示したが、その際のひず みはいずれも2500~3000 μ 程度である.

次に、載荷点から少し離れたC断面に着目する. 図-15 より、鋼はり上縁のひずみは、B断面と同様、各荷重段 階においてType I が若干大きい値を示し、Type I では最 高荷重到達直後の約680kN時に圧縮側の降伏ひずみに達 したものの、Type II では降伏ひずみに到達することはな かった. また、鋼はり下縁のひずみは、Type I では約 550kN時に、Type II では約540kN時に引張側の降伏ひずみ に達した. なお、Type II では、B断面と同様に、2500~ 3000 μ に到達した約690kN時に急増する傾向を示した.

以上のように、頭付きスタッドの配置間隔が広いType Iのほうが、各荷重段階においておおむね大きいひずみ 値を示したが、これは上下鉄筋のひずみと同様に、頭付 きスタッドの配置間隔に起因した不完全度の差異による ものと考えられる.また、鋼はり下縁のひずみが、降伏 後の2500~3000 μ に到達した際に急増する傾向を示した が、これは降伏域が下フランジの全断面に拡がり、鋼は り下フランジが塑性化したことを表しているものと推測 される.

(3) 鋼はりウェブのひずみ

B断面およびC断面における鋼はりウェブのひずみを 図-16と図-17に示す.同ひずみは、ウェブの片面で計測 している.また、図中には、完全合成ならびに非合成を 仮定した場合の計算値をともに示したが、計算にはType Iの材料特性を用いた.TypeIとTypeIIの計算値の差異は、 完全合成を仮定した場合に、ウェブ上方において中立軸 位置の違いによる影響が大きく表れて約15%あるが、そ の他は2~3%である.

まず、載荷点に近いB断面に着目する.図-16より、完 全合成を仮定した場合の中立軸位置に近いウェブ上方に おいて、部材軸方向ひずみの絶対値はType I、Type II と もに最大・最小主ひずみの絶対値に比べてかなり小さい ことがわかる.また、Type I では降伏ひずみ(1850µ)に 到達することはなかったが、Type II では720~730kN時に 最大・最小主ひずみがそれぞれ引張・圧縮側の降伏ひず み(2090µ)に達している.一方、鋼はりの中央高さに位 置するウェブ中央の部材軸方向ひずみは、Type I では約 520kN時に、Type II では約600kN時に急増し始めているが、 その際のひずみは降伏ひずみに比べてかなり小さい.



図-16 B断面の鋼はりウェブひずみ



次に、載荷点から少し離れたC断面に着目する.図-17 からわかるように、ウェブ上方の部材軸方向ひずみの絶 対値は、B断面と同様、Type I、Type II ともに最大・最 小主ひずみの絶対値に比べてかなり小さく、載荷終了ま で降伏ひずみには達しなかった.最大・最小主ひずみは、 Type I では約680kN時に、Type II では約750kN時にそれぞ れ引張・圧縮側の降伏ひずみに到達している.また、ウ ェブ中央のひずみは、Type I では約500kN時に、Type II で は約600kN時に急増し始めているが、B断面と同様、そ の際のひずみは降伏ひずみに比べてかなり小さい.

以上のように、ウェブ上方では、最大・最小主ひずみ の絶対値が部材軸方向ひずみの絶対値よりもかなり大き くなったが、各主ひずみの絶対値がほぼ等しいため、同 位置ではせん断ひずみが支配的になっているものと考え られる.また、同様に、ウェブ中央では、曲げモーメン トに加え、せん断力が影響を及ぼし、部材軸方向ひずみ がかなり小さい段階でウェブが塑性化したと考えられる. なお、ウェブ中央に関し、頭付きスタッドの配置間隔が 広いType I がType II に比べて早期に塑性化したが、これ はウェブ材料の降伏強度が1割ほど小さいのに加え、鋼 桁下縁の降伏が早期に生じたために、それ以降、ウェブ の引張負担が大きくなり、そこにせん断の影響が加わっ たためと考えられる.

5. 各部材の損傷順序

Type I およびType II の最高荷重に至るまでの材料損傷 の状況を表-2にまとめる.表中には上記で算出した両試 験体の曲げ耐力および設計曲げ耐力をともに示した.

頭付きスタッドの配置間隔が広いType I では、床版下 縁が早期に引張強度に達し、これに追従するように、鋼 はり下縁が塑性化した.また、同時に鋼はり一床版間の

	TypeI (スタッド配置間隔 200mm)			Type I (スタッド配置間隔 200mm)Type II (スタッド配置間		통 150mm)	
荷 重	全体举動	B断面	C断面	全体举動	B断面	C断面	
		載荷点から 133mm	載荷点から 333mm		載荷点から 150mm	載荷点から 300mm	
300kN		床版下縁引張強度					
430kN		鋼はり下縁降伏					
500kN		鋼はり下縁塑性化	床版下縁引張強度				
510kN	ずれ急増		ウェブ中央塑性化		鋼はり下縁降伏		
520kN	スタッド隆伏	ウェブ中央塑性化					
540kN						綱けり下縁降伏	
550kN	たわみ刍増		綱けり下縁降伏				
200LN	70420万元2月		」 新聞 は クロ 小 教 P年 1八		ウーブ中中部性化	ウーブ中中部州化	
OUUKIN					リエノ中央型住化	リエノ中天空住化	
610kN	<設計曲げ耐力>				鋼はりト縁型性化		
620kN		床版上縁圧縮強度			床版下縁引張強度		
630kN				たわみ急増	床版上縁圧縮強度		
640kN				<設計曲げ耐力>			
660kN				ずれ急増	上段鉄筋降伏		
670kN		綱はり上縁降伏		スタッド降伏			
070111		上段鉄筋降伏					
680kN			鋼はり上縁降伏		床版上縁圧縮破壊		
684kN	最高荷重		リエノエル陣八				
701kN	<曲げ耐力>						
720kN					ウェブ上方降伏		
730kN					鋼はり上縁降伏		
743kN				<曲げ耐力>			
750kN					下段鉄筋降伏	ウェブ上方降伏	
757kN				最高荷重		上段鉄筋降伏	
						下段鉄筋降伏	

表-2 材料損傷のまとめ

ずれが急増したが、たわみが急増するよりも約40kNほ ど早い.たわみの急増後は、鋼はり下縁の降伏範囲が部 材軸方向に拡がり、本試験体の設計曲げ耐力に近い荷重 段階で床版上縁が圧縮強度に達して以降は、床版内鉄筋 の降伏や、鋼はり上縁およびウェブ上方の降伏など、圧 縮領域にある材料の損傷を経て最高荷重に達している.

一方,頭付きスタッドの配置間隔が狭いType II では, 鋼はり下縁が降伏に至った後,鋼はりウェブ中央と鋼は り下縁が順に塑性化し,床版上縁が圧縮強度に,床版下 縁が引張強度に達した.また,同時に鋼はり一床版間の ずれやたわみも急増しており,この際の荷重値は同試験 体の設計曲げ耐力に近い.その後,床版内鉄筋の降伏や, 鋼はり上縁およびウェブ上方の降伏など,圧縮領域にあ る材料の損傷を経て最高荷重に達したことは,Type I と 同様である.

以上より、頭付きスタッドの配置間隔を狭くし、不完 全度を小さくすることで,床版下縁の引張強度への到達 や鋼はり下縁の降伏、鋼はり一床版間のずれやたわみな ど、使用性に係わる事象の発生荷重を大きくできるとと もに、床版上縁が圧縮強度に到達して以降の耐力増加も 大きくできるものと考えられる. また、両試験体とも、 塑性中立軸位置が鋼はり内にありながら、床版下縁が引 張強度に到達するなど、完全合成から逸脱した挙動を示 したが、最高荷重は設計曲げ耐力を大きく上回り、全塑 性モーメントから算出した曲げ耐力とほぼ一致した. こ れは、頭付きスタッドが載荷終了まで破壊することなく コンクリート床版と鋼はりを結合し続けたことにより, 床版下縁が引張強度に、床版上縁が圧縮強度に到達して 以降も、床版や床版内鉄筋が鋼はり上縁と共同して圧縮 力を負担し、鋼はりの全断面が全塑性状態に到達できた ためと考えられる.

6. 軸力差と水平せん断力の関係

両試験体が弾性範囲内にあると考えられる300kNまで の荷重範囲における、鋼はりひずみから算出した軸力差 と、鋼はり一床版間のずれ変位から算出した水平せん断 力を図-18に示す.ここで、軸力差は、B断面、C断面、 D断面(C断面から左支点側に頭付きスタッドの配置間隔 だけ離れた断面)における鋼はりひずみに鋼はり断面積 を乗じて軸力を求め、それらの差分から算出した.また、 水平せん断力は、鋼はり一床版間のずれ変位を押抜き試 験から得られた水平せん断力ーずれ変位関係に当てはめ て算出した.なお、Type II において、B-C断面間のずれ 変位は計測していない.

図-18より,軸力差に着目すると,荷重値が300kN時の 両断面間の平均値は,Type I で約75kN, Type II で約55kN である.すなわち, Type I のほうが36%大きく,各断面



区10 軸乃左こ水平已ん例月

間の離れ(頭付きスタッドの配置間隔)の比1.33 (= 200mm / 150mm)にほぼ一致する.また,水平せん断力に着目すると,荷重値が300kN時の各断面間の平均値は,Type I で約60kN, Type II で約40kNであり,この差異も頭付きスタッドの配置間隔の比におおむね一致する.

軸力差と水平せん断力とでは、Type I で約3割、Type II で約4割だけ軸力差のほうが大きい. すなわち、軸力差 に相当するほどの水平せん断力が作用しなかったことに なるが、その度合いは頭付きスタッドの配置間隔が狭い Type II のほうが大きく、鋼はり一床版間の付着力に起因 したものと推測される.

7. おわりに

本研究では、コンパクト断面(全塑性モーメントまで 座屈しない断面)に分類され、頭付きスタッドの配置間 隔が異なる2種類の合成はり試験体を対象に、両者の構 成部材の損傷順序を比較し、耐荷挙動の違いについて検 討した. さらに、ともに行われた押抜き試験結果と比較 し、はり試験体内の頭付きスタッドに作用する水平せん 断力について考察を行った.

本研究によって得られた主な結果をまとめると以下のようになる.

1. 頭付きスタッドの配置間隔によらず、合成はり試験 体は、鋼はり下縁が降伏に至った後、床版上縁が 圧縮強度に達し、その後、床版内鉄筋の降伏や、 鋼はり上縁およびウェブの降伏など、圧縮領域に ある材料の損傷を経て最高荷重に到達する.

- 2. 頭付きスタッドの配置間隔を狭くし,不完全度を小 さくすることで,床版下縁の引張強度への到達や 鋼はり下縁の降伏,鋼はり一床版間のずれやたわ みなど,使用性に係わる事象の発生荷重を大きく できる. さらに,床版上縁が圧縮強度に到達して 以降の耐力増加も期待できる.
- 3. 塑性中立軸位置が鋼はり内にある場合でも,最高荷 重の段階では床版下縁が引張強度に到達するなど 完全合成から逸脱した挙動を示す.しかし,最高 荷重に到達するまで,床版や床版内鉄筋が鋼はり 上縁と共同して圧縮力を負担するため,曲げ耐力 を全塑性状態を仮定して算出した耐力値で評価で きる場合がある.
- 4. 鋼はりとコンクリート床版の間に付着力が存在する 場合,床版内の頭付きスタッドに作用する水平せん断力は,前後の断面に生じる軸力の差よりも小 さくなる.

ただし、合成はりの耐荷挙動は、鋼はりやコンクリー ト床版の寸法、載荷・支持条件の違いによって異なるも のと予想されるため、それらに対する検討は今後の課題 としたい.

謝辞:本研究は、土木学会複合構造委員会の複合構造物 の耐荷メカニズム研究小委員会の活動から動機を得ました.また、本研究の実験は、科学研究費補助金(基盤研 究(C), 課題番号25420476)の補助を受けて実施しました. ここに関係各位に謝意を表します.

参考文献

- (社)土木学会複合構造委員会:2014年制定 複合構造標 準示方書,2015.3.
- (社)土木学会鋼構造委員会:2007年制定 鋼・合成構造 標準示方書,2007.3.
- 3) 大垣賀津雄,安川義行,稲葉尚文,長井正嗣:正曲げモーメント受ける合成2 主桁無補剛腹板の弾塑性挙動に関する解析的研究,第5回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集,pp.49-56,2003.11.
- 4)長井正嗣,稲葉尚文,奥井義昭,宮下剛,平山繁幸,細見直 史:合成 I 桁の正,負曲げ及び相関強度評価に関する一考 察,構造工学論文集,Vol.55A, pp.115-123, 2009.3.
- 5) 高久英彰,藤野和雄,岸隆,佐々木力,三宅隆文,田中雅 人:コンパクト断面を設計に採用した鋼連続合成桁橋,橋 梁と基礎, pp.5-10, 2011.12.
- 6) (社)日本鋼構造協会: 頭付きスタッドの押抜き試験方法
 (案), JSSCテクニカルレポート, No.35, pp.1-24, 1996.11.
- 7) 島弘,中島章典,渡辺忠朋:土木分野におけるずれ止めの性能評価法-土木学会複合構造委員会研究小委員会-,第9回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム,pp.29-37,2011.11.
- 8) 中島章典, 溝江慶久: 不完全合成桁の不完全度の簡易 推定法, 土木学会論文集No.537 / I-35, pp.89-96, 1996.4.

EXPERIMENTAL STUDY ON LOAD CARRYING BEHAVIOR OF COMPOSITE BEAM FOCUSING ON SEQUENCE OF DAMAGE OF CONSTITUTIVE MATERIALS

Yoshihisa MIZOE, Akinori NAKAJIMA, Van Duong NGUYEN and Kazuhiro NAGAO

The ultimate moment of resistance of the composite beam with the steel beam and the reinforced concrete slab generally depends on the classification of the cross sections. JSCE Standard Specifications for Hybrid Structures also use the classification of the compact, non-compact and slender cross sections to calculate the ultimate moment of resistance of the composite beam. However if we can calculate the ultimate moment of resistance of the composite beam regardless of the classification of the cross section, more rational proportion of the composite beam can be potentially designed using constitutive material performance as possible as we can.

In this research, we conduct the static test of the composite beam specimens which is the beam with the compact cross section and we attempt to confirm the load carrying behavior of the specimen in detail. In this case, two types of the specimens with studs differently arranged at equal intervals are employed and we investigate especially the sequence of the damage of the steel beam and the concrete slab such as the yielding of steel and the compressive failure of concrete.