

(5) 合成はりの諸因子がその耐荷挙動に及ぼす影響に関する解析検討

溝江 慶久¹・中島 章典²

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 宇都宮大学教授 地域デザイン科学部 (〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東7-1-2)

E-mail: akinorin@cc.utsunomiya-u.ac.jp

合成はりの曲げ破壊照査に際し、発生する材料損傷の種類やそれらの発生順序を任意に設定することができれば、鋼とコンクリートの材料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。著者らは、このような設計法の構築に資するため、合成はり模型試験体の静的載荷試験結果から、合成はり最高荷重に到達するまでの材料損傷の発生順序やずれ止めの配置間隔が耐荷挙動に及ぼす影響について明らかにした。しかしながら、合成はりの耐荷挙動は、ずれ止めの配置間隔のみならず、鋼はりやコンクリート床版の断面諸量によっても異なることが予想されるため、本研究では、剛体ばねモデルを用いた非線形解析を実施し、これら諸因子が耐荷挙動に及ぼす影響について検討した。

Key Words : composite beam, load carrying behavior, shear connectors, steel yield strength, concrete compressive strength

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、合成はりの曲げ破壊照査に際し、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つに分類し、それぞれコンクリートの圧縮破壊、鋼部材の降伏、鋼部材の座屈といった異なる材料損傷を限界状態とすることになっている。しかしながら、このような断面分類を行うことなく、発生する材料損傷の種類やそれらの発生順序を任意に設定し、耐荷挙動（降伏耐力や曲げ耐力、それら耐力に対応する変位など）を自在に制御することができれば、鋼とコンクリートの材料特性を最大限に活かした合理的な設計を行える可能性がある。

このような材料損傷の発生過程に着目した耐荷挙動の制御に基づく設計法の構築には、既往の耐力評価に関する知見^{3)~6)}に加え、耐荷挙動を各構成部材の材料損傷と関連付けて説明することが必要である。そこで、著者らは、配置する頭付きスタッドの間隔が異なる2体の合成はり模型試験体の静的載荷試験結果を整理し、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⁷⁾。その結果、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、圧縮領域にある材料

の損傷を経て最高荷重に到達することや、頭付きスタッドの配置間隔を狭くすることで、鋼はり下縁の降伏や鋼はり一床版間のずれの急増など、使用性に係わる事象の発生荷重を大きくできることなどを明らかにした。

しかしながら、合成はりの耐荷挙動は、頭付きスタッドの配置間隔のみならず、鋼はりやコンクリート床版の断面諸量によっても異なることが予想される。このため、本研究では、これらの諸因子が合成はりの耐荷挙動に及ぼす影響を明らかにすることを目的として、剛体ばねモデルを用いた非線形解析を実施した。

2. 剛体ばねモデル解析

著者らはこれまで、合成はりの非線形挙動に関する検討において、剛体ばねモデルを用いた非線形解析結果を実験結果と比較して、その解析法の有効性を示してきた⁸⁾⁹⁾。本研究で行う解析において、非線形挙動の追跡方法はそれら既往の検討と同じであるため、以下では各ばね要素の構成関係について説明する。

剛体ばねモデルを用いて合成はりを解析するにあたり、図-1のように鋼はりおよび鉄筋コンクリート床版を橋軸方向に分割し、その分割した剛体間に、はり要素として、複数の軸ばねとせん断ばねを設ける。また、コンクリート床版と鋼はりの剛体間には、ずれ止め要素として、

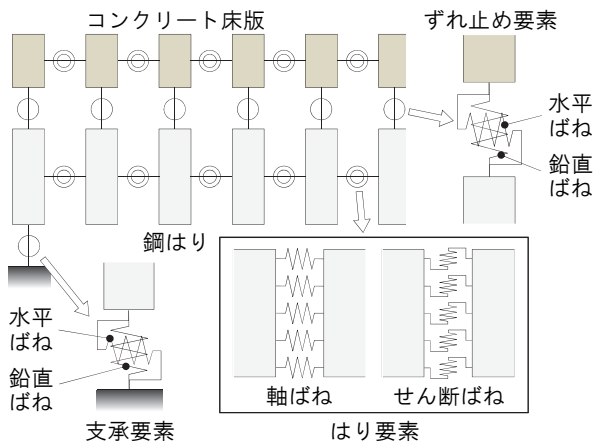


図-1 合成はりモデルにおける剛体間のばね要素

水平方向の力に抵抗する水平ばねと鉛直方向の力に抵抗する鉛直ばねを設ける。さらに、支承位置の鋼はり下フランジ下面と固定面との間には、水平ばねと鉛直ばねでモデル化した支承要素を設ける。各ばねは材料の構成関係を表すものであり、剛体ばねモデルを用いて合成はりの非線形挙動を追跡するためには、各ばねが表す材料の非線形の構成関係を決定しておく必要がある。

鋼はりとは上・下フランジを部材軸直角方向に 10 分割、ウェブを高さ方向に 10 分割し、各分割断面の重心位置の隣接する剛体間に軸ばねとせん断ばねを 1 本ずつ設ける。このように、各分割断面に軸ばねとせん断ばねを設け、直応力とせん断応力を合成した相当応力を用いることにより、鋼はりの弾塑性の判定を行う。鋼はりの軸ばね特性およびせん断ばね特性は、各々、鋼材の直応力と伸びひずみ、せん断応力とせん断ひずみの関係を表し、鋼はりの応力状態は、軸ばねの直応力とせん断ばねのせん断応力を合成した相当応力と相当ひずみの関係が図-2 の完全弾塑性型を示すようにした。ただし、せん断力にはウェブのみが抵抗するものとしている。

コンクリート床版のばね要素も軸ばねとせん断ばねによって構成し、これらを隣接する床版の剛体間に配置した。軸ばねは、床版を高さ方向に 6 分割して各分割断面の重心位置に 1 本ずつ配置し、せん断ばねは、隣接する剛体間に 1 本だけ配置した。軸ばね特性は、図-3 に示すように、圧縮領域において係数 γ で定まる曲線の応力ひずみ関係を適用し、1/3 割線勾配が弾性係数に等しくなるように係数 γ を決定した。また、引張には抵抗しないものとした。せん断ばね特性は、コンクリートのせん断耐力とせん断ひずみの関係を線形で表し、せん断弾性係数をポアソン比を 0.2 として算出して用いた。

コンクリート床版内に配置する鉄筋のばね要素は、床版断面と重複させて配置し(鉄筋の断面積は控除していない)、軸ばね特性には、鋼はりと同じ図-2 の完全弾塑性型の応力ひずみ関係を用いた。

コンクリート床版と鋼はりの剛体間の接触面には、ず

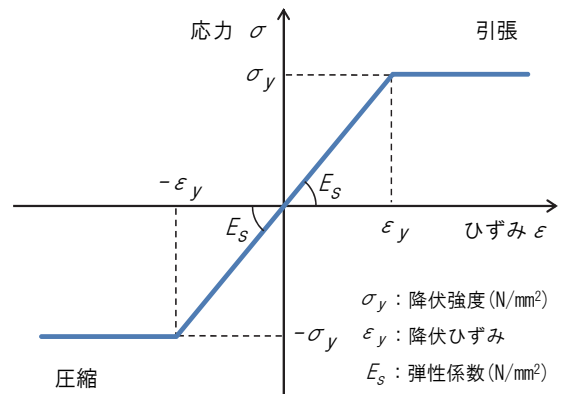


図-2 鋼はりおよび床版内鉄筋の軸ばね特性

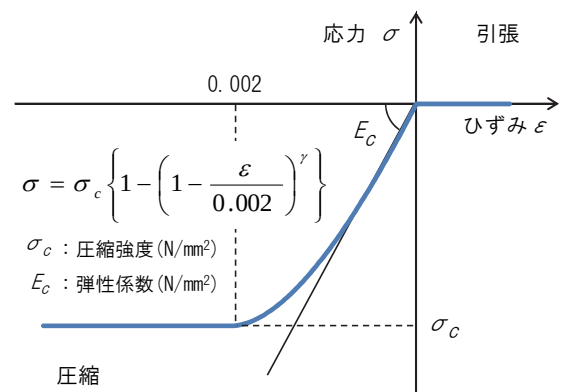


図-3 コンクリート床版の軸ばね特性

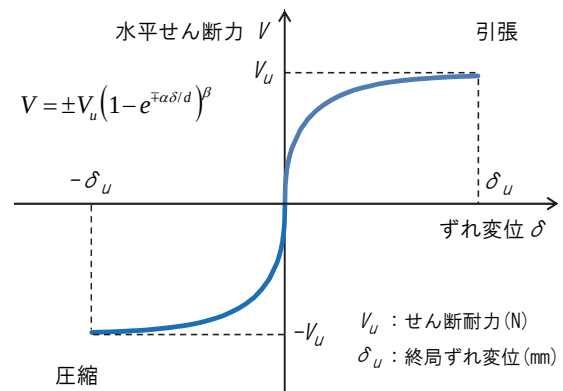


図-4 ずれ止めの水平ばね特性

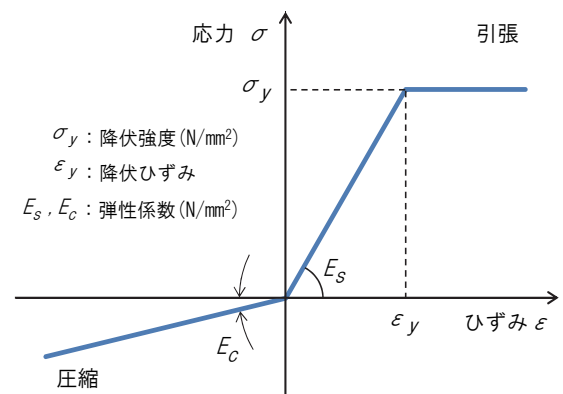


図-5 ずれ止めの鉛直ばね特性

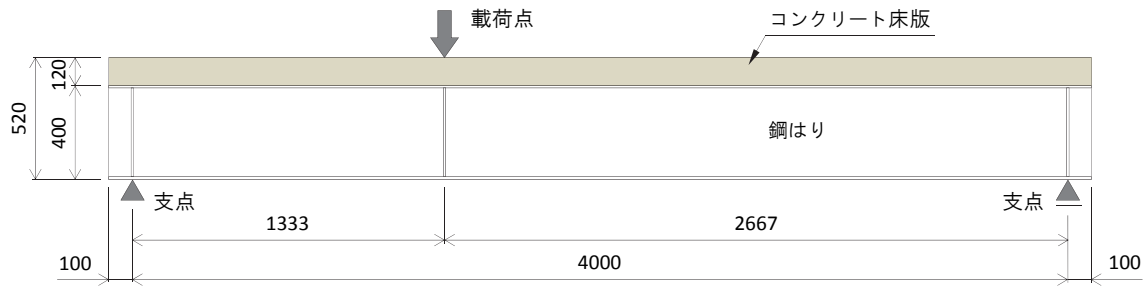


図-6 はり試験体

れ止め要素として、水平ばねと鉛直ばねをそれぞれ1本ずつ設ける。ずれ止めを配置する位置での水平ばね特性には、図-4に示すように、複合構造標準示方書¹⁾に示されている頭付きスタッドの水平せん断力 V (kN) とずれ変位 δ (mm) の関係を適用した。この曲線は、漸近値であるせん断耐力 V_u と頭付きスタッドの軸径 d 、係数 α 、 β で定まる形になっており、静的押抜き試験より得られるずれ止めの水平せん断力-ずれ変位関係を容易にモデル化することができる。

一方、ずれ止めを配置する位置での鉛直ばね特性は、図-5に示すように、引張側ではずれ止めがコンクリート床版の浮き上がりに抵抗すると考え、近似的に頭付きスタッドの軸部断面積と軸部長さに基づいて鋼材の応力-ひずみ関係(図-2)で表した。また、圧縮力は連結している剛体間の界面全域(1つの剛体要素の鋼桁上フランジ上面の面積)で伝達されると考え、コンクリートの線形の応力-ひずみ関係を構成関係として用いた。ずれ止めを配置しない位置での鉛直ばね特性は、引張には抵抗しないものとし、圧縮側においては上記と同じとした。

支承要素の水平ばねおよび鉛直ばねは、常に弾性範囲で挙動するものとし、水平ばねのばね定数の大きさによって、支承の可動(ばね定数 1 kN/m)と固定(ばね定数 100 GN/m)を仮定した。なお、鉛直ばねのばね定数は、固定を仮定した水平ばねと同じ 100 GN/m である。

3. 解析モデル

解析には、スパン1/3点に集中荷重を受ける模型はり試験体⁷⁾を用いた。試験体の側面図を図-6に、試験体に用いた各材料の特性を表-1に示す。試験体は、全塑性モーメントまで座屈しない断面(コンパクト断面)を有する全高 520 mm、スパン 4000 mmの単純合成はりであり、上フランジ(100×9 mm)と下フランジ(120×12 mm)、ウェブ(379×9 mm)で構成される鋼はりに、幅 400 mm×厚さ 120 mmのコンクリート床版を軸径 16 mm、高さ 90 mmの頭付きスタッドを介して合成している。頭付きスタッドは 150mm 間隔で 2 本ずつ配置している。なお、この配置間隔は、複合構造標準示方書¹⁾に示されたせん断耐力式から、本試験体が全塑性モーメントに至る際に

表-1 使用材料の特性

材 料	特性値
コンクリート	圧縮強度(N/mm ²)
	36.1
	引張強度(N/mm ²)
軸方向鉄筋 D13	3.3
	弾性係数(N/mm ²)
	28,000
せん断補強鉄筋 D10	降伏強度(N/mm ²)
	353
スタッド $\phi 16$	引張強度(N/mm ²)
	458
上フランジ、ウェブ t9	降伏強度(N/mm ²)
	384
下フランジ t12	引張強度(N/mm ²)
	502
上フランジ、ウェブ t9	降伏強度(N/mm ²)
	401
下フランジ t12	引張強度(N/mm ²)
	465
上フランジ、ウェブ t9	降伏強度(N/mm ²)
	429
下フランジ t12	引張強度(N/mm ²)
	519
上フランジ、ウェブ t9	降伏強度(N/mm ²)
	410
下フランジ t12	引張強度(N/mm ²)
	529

※鋼材(鉄筋、スタッド、上下フランジ、ウェブ)の弾性係数は 205,000 N/mm²とした。

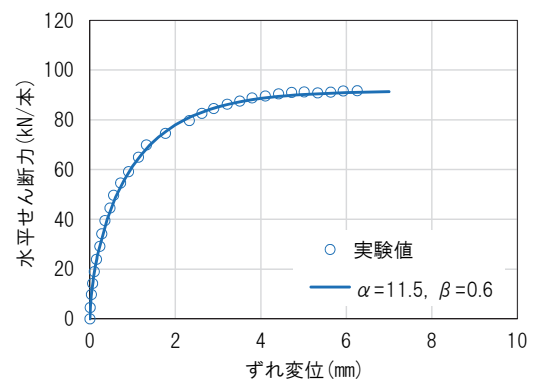


図-7 押抜き試験結果

必要となる配置間隔(170mm)を満足している。また、床版内には、部材軸方向に D13 鉄筋を上下段 4 本ずつ配置するとともに、せん断補強筋として D10 鉄筋を頭付きスタッド間の中央に配置している。

解析に用いる頭付きスタッドの水平せん断力-ずれ変位関係は、上記のはり試験とともに実施した押抜き試験⁷⁾の結果から求めた。解析に用いた同関係を押抜き試験の結果と合わせて図-7に示す。解析に用いた関係式は、上述の図-4に示したとおり、 V_u 、 α 、 β で定まる形になっているが、押抜き試験結果に近似するように、ここでは、 $V_u = 91.7$ kN、 $\alpha = 11.5$ 、 $\beta = 0.6$ とした。

表-2 頭付きスタッドの配置間隔をパラメータとした解析ケース

ケース名	配置間隔	ケース内容
Case A1	150 mm	試験体モデル。スタッドの配置は全塑性モーメントに対応し、配置本数は54本。
Case A2	50 mm	Case A1のスタッド配置間隔を50mmとしたケース。スタッドの配置は道路橋示方書の規定に対応し、配置本数は162本。
Case A3	300 mm	Case A1のスタッド配置間隔を300mmとしたケース。スタッドの配置本数は28本。
Case A4	50～300 mm	Case A1のスタッド配置間隔を両端部で50mm、中央部で300mmとしたケース。スタッドの配置本数は52本。

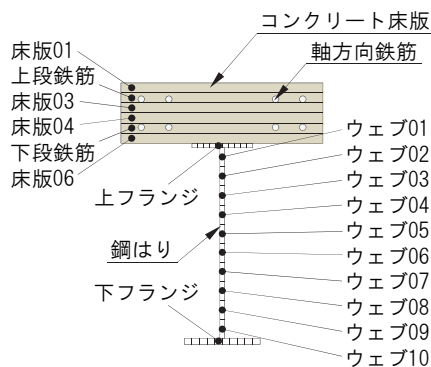
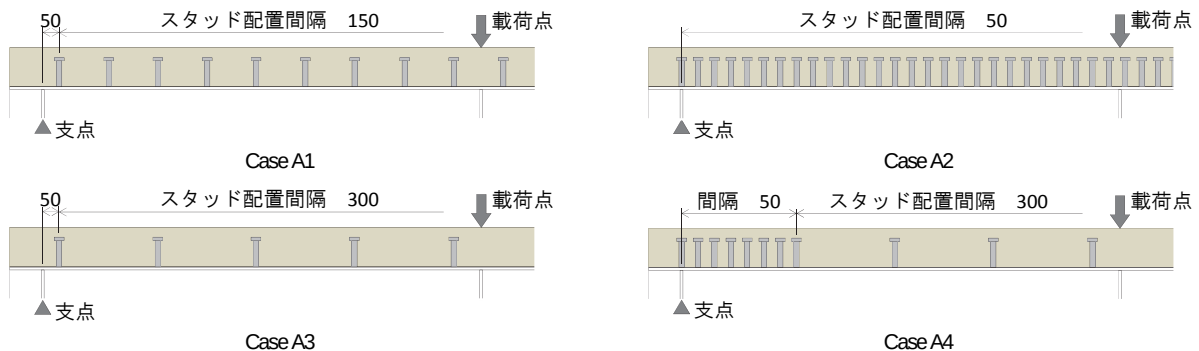


図-8 解析結果の抽出要素

図-8 に示す各要素の、荷重点位置における荷重ひずみ関係の一例として、Case A1 の結果を図-9 に示す。なお、床版 02 および床版 05 の荷重ひずみ関係は、それぞれ同等の高さにある上段鉄筋、下段鉄筋のそれとほぼ一致するため、省略している。これより、コンクリート床版および鋼はりの中立軸(ひずみがゼロの位置)は、それぞれ下段鉄筋とウェブ 03 の位置にあり、不完全合成はり¹⁾の挙動を示していることがわかる。

また、図中には4種類の水平な直線を示したが、それらはひずみの急変が認められた荷重値を表しており、以下にその詳細を示す。なお、Case A1～A4 でひずみの初期勾配に違いはあるものの、荷重①～④を境としたひずみ挙動は同様であった。

・ひずみ急変荷重①：実線

各要素のひずみの線形性が失われたり、鋼はりの下フランジや引張域にあるウェブのひずみが急増したりし始める際の荷重であり、同荷重の前後でウェブ 08 のひずみが降伏ひずみ(2090 μ)に到達している。なお、この時点で、下フランジのひずみはすでに降伏ひずみ(2000 μ)に到達しており、この荷重段階は鋼はり

4. パラメトリック解析

(1) 頭付きスタッドの配置間隔

頭付きスタッドの配置間隔をパラメータとして、表-2 に示す 4 ケースの解析を実施する。Case A1 を基本モデルとし、Case A2 は道路橋示方書¹⁰⁾の規定を満足するように配置間隔を狭くした。また、Case A3 は配置間隔を2倍とし、Case A4 は中央部と端部で配置間隔を変えて配置本数を Case A1 とほぼ同じにした。

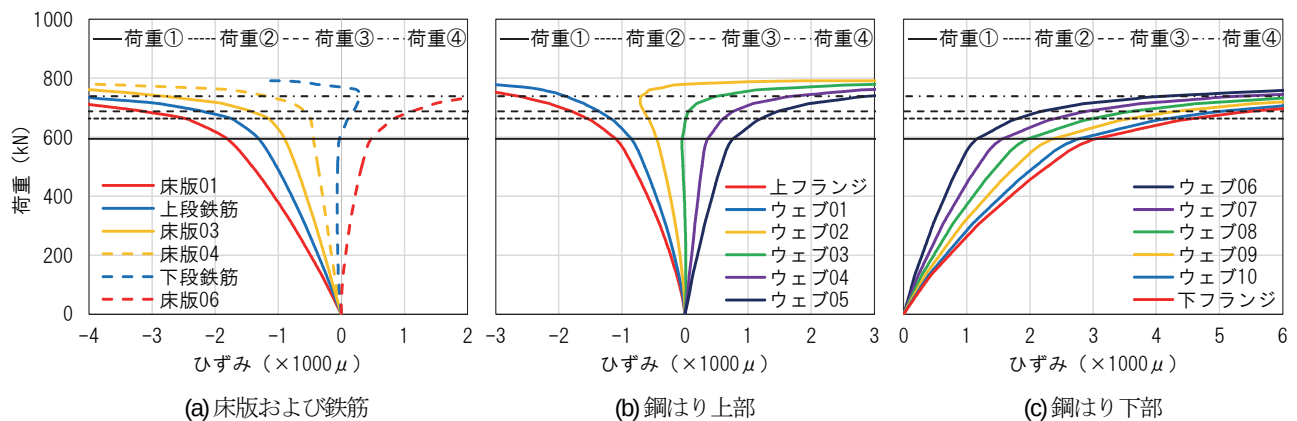


図-9 Case A1 (150mm間隔)の荷重ひずみ

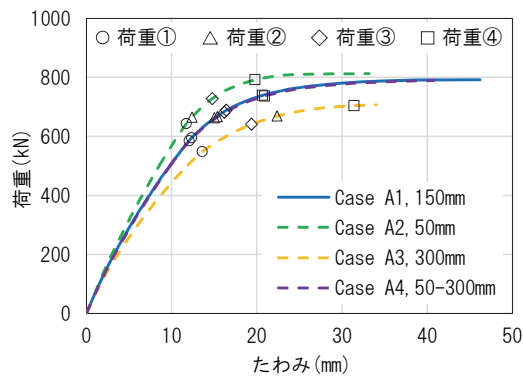


図-10 Case A1～A4の荷重たわみ

下フランジ付近の塑性化を表しているものと考えられる。

・ひずみ急変荷重②：点線

コンクリート床版の圧縮域にある要素(例えば、床版 03 や床版 04)のひずみが急増し始める際の荷重であり、同荷重の前後で上段鉄筋のひずみが降伏ひずみ(1720 μ)に到達している。なお、この時点で、床版上縁の 01 要素のひずみはすでに圧縮強度に対応するひずみ(2000 μ)に到達している。ただし、終局圧縮ひずみ(3500 μ)には達していない。

・ひずみ急変荷重③：破線

鋼はりの中立軸付近にあるウェブ 03 のひずみが引張側に急増し始める際の荷重であり、同荷重の前後でウェブ 06 のひずみが降伏ひずみ(2090 μ)に到達している。この荷重段階は、鋼はりの塑性化が進行し、中立軸位置が上フランジ側に移行し始める状態を表しているものと考えられる。

・ひずみ急変荷重④：一点鎖線

床版要素や圧縮域にあるウェブ要素のひずみ増分方向が反転する際の荷重であり、同荷重の前後で鋼はりの引張域にあるほぼすべての要素が降伏に至っている。なお、この荷重段階で、鋼はり上フランジのひずみは圧縮の降伏ひずみ(2090 μ)に到達している。

この荷重①～④を載荷点位置における荷重たわみ関係にプロットして図-10 に示す。これより、荷重たわみ関係の初期勾配は、頭付きスタッドの配置間隔が狭いほど大きくなっており、コンクリート床版と鋼はりの合成の程度に起因した結果であると考えられる。また、頭付きスタッドの配置間隔を 50mm から 300mm に変化させた Case A4 の結果は、載荷点付近の配置間隔が同じ Case A3 よりもむしろ、配置本数が同じ Case A1 に近い結果になっている。よって、単純はりを対象とした本研究の範囲内ではあるが、コンクリート床版と鋼はりのずれが大きいはり端部に配置する頭付きスタッドの本数を多くすることで、はりの耐荷挙動を非合成はりの挙動から完全合成はりの挙動に近づけることができると考えられる。さ

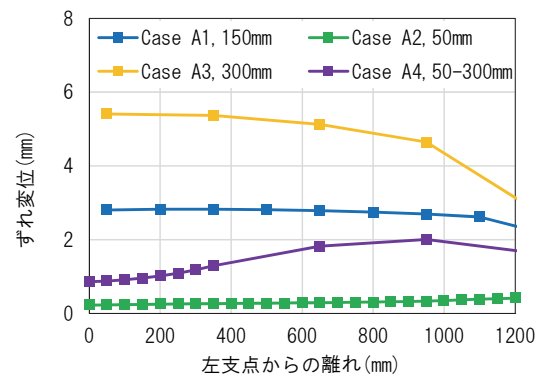


図-11 Case A1～A4の部材軸方向のずれ変位分布

らに、各ケースの最高荷重は、Case A1 で 792 kN, Case A2 で 812 kN, Case A3 で 707 kN, Case A4 で 789 kN であり、Case A3 を除けば 3 つのケースでほぼ等しく、Case A3 のみ荷重④に到達してすぐに解析が終了している。これは、頭付きスタッドの配置間隔が広く、非合成はりに近い挙動を示したことに伴い、荷重④に到達する時点ですでに各要素の塑性化が部材軸方向に大きく広がっていたためである。さらに、初期勾配が小さい Case A3 を除き、各ケースともたわみは荷重③付近から急増していることがわかる。すなわち、引張域の鋼はり下フランジ付近が塑性化したり、圧縮域にある床版内の上段鉄筋が降伏したりして以降、たわみは線形性を徐々に失いながら増大を続けるが、鋼はりの塑性化とともに中立軸が上方に移行すると、合成はりとしての剛性が急激に低下してたわみが急増すると考えられる。また、頭付きスタッドの配置間隔が狭いほど、荷重①, ③, ④は大きくなっているが、逆にその際のたわみは小さくなっており、初期勾配と同様、コンクリート床版と鋼はりの合成の程度に起因した結果であると考えられる。一方、荷重②は、頭付きスタッドの配置間隔に関わらず、その大きさは同程度である。これは、頭付きスタッドの配置間隔が広いほど、非合成はりの挙動に近いために床版が受け持つ軸力は小さいが、鋼はり下フランジ付近の塑性化の進行とともに床版が負担する曲げが大きくなり、床版のひずみが増大するためであると考えられる。

図-11 に最高荷重時の部材軸方向のずれ変位分布を示す。ずれ変位の最大値は、Case A1 で 2.8mm, Case A2 で 0.4mm, Case A3 で 5.4mm, Case A4 で 2.0mm である。複合構造標準示方書^リによれば、頭付きスタッドの終局ずれ変位は軸径の 0.3 倍で表される。このため、頭付きスタッドの配置間隔が広い Case A3 では、はりが最高荷重を迎える前に、頭付きスタッドが終局ずれ変位 4.8mm (= 0.3×16mm) に到達したことになる。よって、非合成はりとして設計し、頭付きスタッドの配置間隔を広くしたはりでは、たわみやひずみが合成効果によって小さくなる反面、頭付きスタッドのずれ変位が大きくなり、早期

表-3 鋼材の降伏強度をパラメータとした解析ケース

ケース名	降伏強度	ケース内容
Case B1	460 N/mm ²	Case A1 の鋼材の降伏強度を 460 N/mm ² (降伏ひずみ 2240 μ) としたケース。設定した降伏強度は SM570 材の降伏点の下限值。
Case B2	365 N/mm ²	Case A1 の鋼材の降伏強度を 365 N/mm ² (降伏ひずみ 1780 μ) としたケース。設定した降伏強度は SM520 材の降伏点の下限值。
Case B3	325 N/mm ²	Case A1 の鋼材の降伏強度を 325 N/mm ² (降伏ひずみ 1590 μ) としたケース。設定した降伏強度は SM490 材の降伏点の下限值。
Case B4	245 N/mm ²	Case A1 の鋼材の降伏強度を 245 N/mm ² (降伏ひずみ 1200 μ) としたケース。設定した降伏強度は SM400 材の降伏点の下限值。

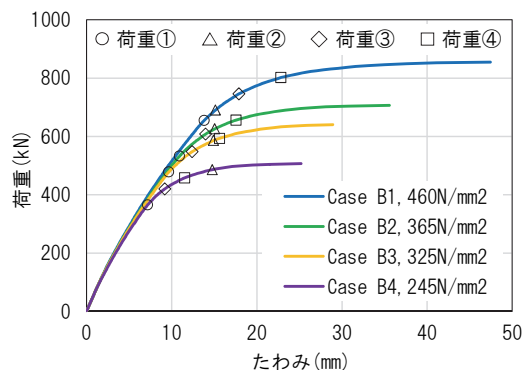


図-12 Case B1～B4の荷重たわみ

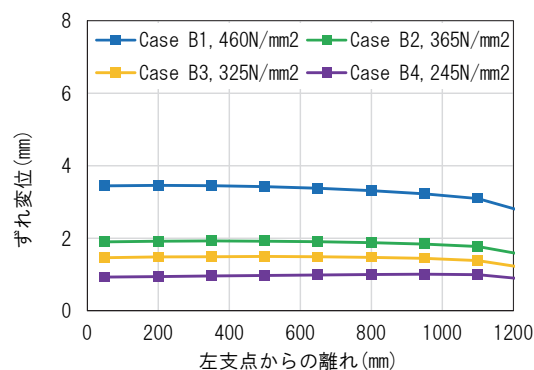


図-13 Case B1～B4の部材軸方向のずれ変位分布

表-4 コンクリートの圧縮強度をパラメータとした解析ケース

ケース名	圧縮強度	ケース内容
Case C1	42 N/mm ²	Case A1 のコンクリートの圧縮強度を 42 N/mm ² としたケース。弾性係数は 2.95×10^4 N/mm ² に設定。
Case C2	36 N/mm ²	Case A1 のコンクリートの圧縮強度を 36 N/mm ² としたケース。弾性係数は 2.81×10^4 N/mm ² に設定。
Case C3	30 N/mm ²	Case A1 のコンクリートの圧縮強度を 30 N/mm ² としたケース。弾性係数は 2.64×10^4 N/mm ² に設定。
Case C4	24 N/mm ²	Case A1 のコンクリートの圧縮強度を 24 N/mm ² としたケース。弾性係数は 2.45×10^4 N/mm ² に設定。

に損傷する可能性があると考えられる。なお、頭付きスタッドが終局ずれ変位に到達した際の荷重値は、荷重④より少し手前の 703kN (たわみで 31mm 時) である。

(2) 鋼材の降伏強度

鋼材の降伏強度をパラメータとして、表-3 に示す 4 ケースの解析を実施する。Case B1～B4 は、鋼はりに用いる鋼材の降伏強度を、それぞれ SM570 材、SM520 材、SM490 材、SM400 材の降伏点の下限值に設定している。鋼材の降伏強度以外の材料特性は Case A1 と同じである。

各ケースとも、上述の Case A1～A4 と同様に、各材料の損傷に関連したひずみの急変(荷重①～④)が認められた。この荷重①～④を載荷点位置の荷重たわみ関係にプロットして図-12 に示す。これより、各ケースの最高荷重は降伏強度に比例して大きくなっていることがわかる。また、荷重①、③、④も、降伏強度に比例して大きく、その際のたわみも大きくなっていることがわかる。さらに、荷重②は降伏強度に比例して大きくなっているものの、その際のたわみはほとんど変わらない。すなわち、鋼はりは降伏強度に応じて異なる変形量で降伏に至ったものの、コンクリート床版内の鉄筋はある一定の変形量で降伏に至ったという結果となっており、床版の剛性を一定にしたまま、鋼材の降伏強度だけを変化させたことによるものと考えられる。一方、たわみ挙動については、

荷重①を境に線形性が失われ、荷重③以降に急増している。以上のことから、鋼材の降伏強度は、合成はりの使用性と耐荷性に大きく影響する因子であると考えられる。

図-13 に、最高荷重時の部材軸方向のずれ変位分布を示す。ずれ変位の最大値は、鋼材の降伏強度すなわち最高荷重に比例して大きくなっているが、いずれのケースも軸径の 0.3 倍で表される終局ずれ変位(4.8mm)には至っていない。ただし、鋼材の降伏強度が高い Case B1 では、最大ずれ変位が終局ずれ変位の 7 割程度に達していることから、鋼材の降伏強度が高く、最高荷重が大きくなる場合には、頭付きスタッドの配置間隔を広くしすぎないように配慮する必要がある。

(3) コンクリートの圧縮強度

コンクリートの圧縮強度をパラメータとして、表-4 に示す 4 ケースの解析を実施する。Case C1～C4 は、床版に用いるコンクリートの圧縮強度を、合成はりに一般的に適用される範囲で 6 N/mm² ずつ変化させている。圧縮強度以外の材料特性は Case A1 と同じである。

解析に用いるコンクリートの応力ひずみ関係は、図-3 に示したとおりであるが、弾性係数 E_c (N/mm²) は複合構造標準示方書¹⁾を参考にして式(1)により設定した。

$$E_c = 8500 f'_{ck}{}^{1/3} \quad (1)$$

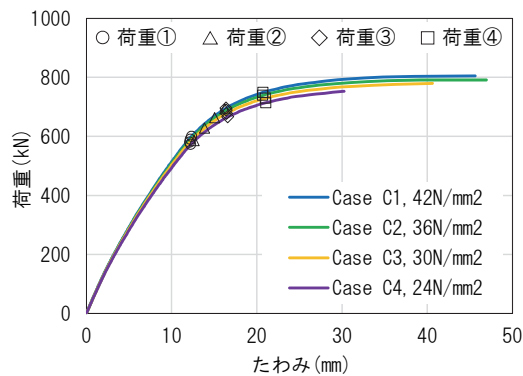


図-14 Case C1～C4の荷重たわみ

ここに、 f'_{ck} はコンクリートの設計基準強度 (N/mm²) である。

ここでも、すべてのケースで、上述の Case A1～A4 と同様に、各材料の損傷に関連したひずみの急変 (荷重①～④) が認められた。この荷重①～④を載荷点位置の荷重たわみ関係にプロットして図-14 に示す。これより、各ケースの最高荷重はコンクリートの圧縮強度に比例して大きくなっているものの、その増分は鋼材の降伏強度を変化させたケースよりも小さいことがわかる。これは、圧縮強度が高くなると、塑性中立軸が床版側へ近づくことから、結果として床版が負担する曲げモーメントは大きく変化せず、合成はりの耐力としてはさほど大きくならないためである。また、荷重①、③、④は、コンクリートの圧縮強度に比例して大きくなっているものの、その際のたわみはほとんど変わらないことがわかる。しかしながら、荷重②は圧縮強度に比例して大きく、その際のたわみも大きくなっている。これは、鋼材の降伏強度をパラメータとした解析とは逆の傾向であり、鋼はりの降伏強度を一定としたまま、コンクリートの圧縮強度のみ変化させることで、鋼はりはある一定の変形量で降伏に至るものの、コンクリート床版内の鉄筋は圧縮強度に比例した弾性係数に応じ、異なる変形量で降伏に至ることを表していると考えられる。

図-15 に、最高荷重時の部材軸方向のずれ変位分布を示す。ずれ変位の最大値は圧縮強度に比例して大きくなっているが、いずれのケースも軸径の 0.3 倍で表される終局ずれ変位 4.8mm には至っておらず、最も大きい Case C1 の最大ずれ変位でさえ、終局ずれ変位の 6 割程度である。

5. おわりに

本研究では、正曲げを受ける単純支持された合成はりを対象として、頭付きスタッドの配置間隔、鋼材の降伏強度、コンクリートの圧縮強度が、同はりの耐荷挙動に及ぼす影響について、剛体ばねモデルを用いた非線形解

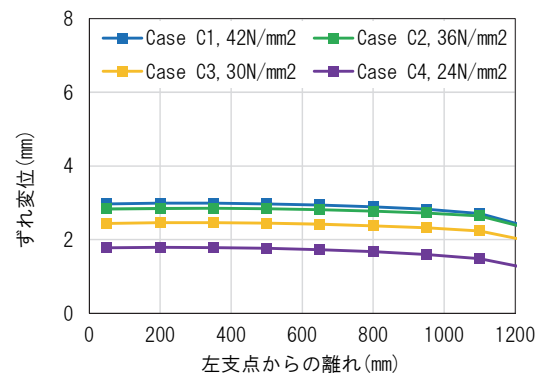


図-15 Case C1～C4の部材軸方向のずれ変位分布

析により検討した。本研究によって得られた主な結果をまとめると以下ようになる。

1. 合成はりの耐荷挙動は、鋼はりやコンクリート床版の断面諸量によらず、ひずみが急変する 4 つの荷重段階で特徴付けることができる。具体的には、荷重ひずみ関係の線形性が失われたり、鋼はりの引張域のひずみが急増したりし始める際の荷重①と、コンクリート床版の圧縮域のひずみが急増し始める荷重②と、鋼はりの中立軸付近のひずみが引張側に急増し始める際の荷重③と、床版や鋼はりの圧縮域のひずみが増分方向を反転させる際の荷重④である。
2. 荷重①～④は、合成はりを構成する各材料の損傷と関連しており、荷重①の段階では鋼はり下フランジ付近の塑性化がウェブ高の 30% 程度まで進行し、荷重②の段階ではコンクリート床版内の上段鉄筋が降伏している。また、荷重③の段階では鋼はりの塑性化がウェブ高の 50% 程度まで進行し、荷重④の段階では鋼はりの塑性化が合成はりの中立軸付近まで進行している。
3. 合成はりの荷重たわみ関係は、荷重①を境に線形性を失い、荷重③以降に急増する。
4. 頭付きスタッドの配置間隔が狭いほど耐力は大きくなる。また、荷重①、③、④も大きくなるが、その際のたわみは逆に小さくなる。これに対し、荷重②は頭付きスタッドの配置間隔の影響を受けないが、その際のたわみは配置間隔が狭いほど小さくなる。さらに、端部に配置する頭付きスタッドを増やすことで、はりの耐荷挙動を非合成はりの挙動から完全合成はりの挙動に近づけることができる。また、非合成はりとして設計し、頭付きスタッドの配置間隔を広くしたはりは、たわみが合成効果によって小さくなる反面、頭付きスタッドのずれ変位が大きくなり、早期に損傷する可能性がある。
5. 鋼材の降伏強度が高いほど耐力は大きくなる。また、

荷重①, ③, ④も大きくなり, その際のたわみも大きくなる. 荷重②も大きくなるが, その際のたわみは変わらない. さらに, 鋼材の降伏強度が高いはりは, 耐力が大きくなるとともに頭付きスタッドの最大ずれ変位も大きくなるため, 配置間隔を広くしすぎないように配慮する必要がある.

6. コンクリートの圧縮強度が高いほど耐力は大きくなる. また, 荷重①, ③, ④も大きくなるが, その際のたわみは変わらない. 荷重②は, コンクリートの圧縮強度が高いほど大きくなるが, その際のたわみも大きくなる. ただし, コンクリートの圧縮強度が合成はりの耐荷挙動に及ぼす影響は, 鋼材の降伏強度に比べると小さい.

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. ここに関係各位に謝意を表します.

参考文献

- 1) (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.
- 2) (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, 川口喜史, 磯江暁, 高橋昭一, 川尻克利, 長井正嗣: 合成 2 主桁橋の鋼主桁補剛設計に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1229-1239, 1998.3.
- 4) 大垣賀津雄, 安川義行, 稲葉尚文, 長井正嗣: 正曲げモーメントを受ける合成 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.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 溝江慶久, 中島章典, NGUYEN Van Duong, 永尾和夫: 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, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.72, No.5, pp.II_69-II_79, 2016.6.
- 8) 中島章典, 池川真也, 山田俊行, 阿部英彦: ずれ止めの非線形挙動を考慮した不完全合成桁の弾塑性解析, 土木学会論文集, No.537/I-35, pp.89-96, 1996.4.
- 9) 坂口淳一, 中島章典, 鈴木康夫: 負曲げを受ける合成桁 RC 床版のひび割れ及び鉄筋ひずみ挙動の数値解析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68, No.1, pp.136-150, 2012.
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 2012.4.
- 11) 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.

ANALYTICAL STUDY ON INFLUENCE OF VARIOUS FACTORS OF COMPOSITE BEAM ON ITS LOAD CARRYING BEHAVIOR

Yoshihisa MIZOE, Akinori NAKAJIMA

It is predicted that the load carrying behavior of the steel-concrete composite beam depends on the yield strength of steel and the compressive strength of concrete as well as arrangement interval of the shear connectors. Therefore, the composite beam can be rationally designed in maximizing the material property of the steel beam and the concrete slab, if 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 is intentionally controlled. Then, in this research, we attempt to clarify the influence of those factors on the load carrying behavior of the composite beam by conducting the RBSM analysis with nonlinear material properties.