

(14) コンクリート充填 H 形鋼合成桁の耐荷性状に関する解析的研究

張 広鋒¹, 小室 雅人², 佐藤 昌志³, 京田 英宏⁴, 岸 徳光⁵

¹正会員 室蘭工業大学助手 工学部建設システム工学科(〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)
E-mail: zhang@news3.ce.muroran-it.ac.jp

²正会員 室蘭工業大学講師 工学部建設システム工学科(〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)
E-mail: komuro@news3.ce.muroran-it.ac.jp

³正会員 北海道開発局 建設部道路維持課 課長(〒065-8511 札幌市北区北 8 条西 2 丁目札幌第一合同庁舎)
E-mail: satou-m22ag@hkd.mlit.go.jp

⁴正会員 (株) 構研エンジニアリング 橋梁部(〒065-8510 札幌市東区北 18 条東 17-1-1)
E-mail: h.kyoda@koken-e.co.jp

⁵フェロー会員 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科(〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)
E-mail: kishi@news3.ce.muroran-it.ac.jp

本研究では、コンクリート充填 H 形鋼合成桁の耐荷性状や変形性状を適切に評価可能な数値解析手法を提案することを目的に、小型模型を用いた実験結果を対象に有限要素法を用いた三次元弾塑性解析を実施した。解析では、鋼材やコンクリートの材料非線形特性の他、離散ひび割れ手法を用いることにより鋼材-コンクリート間のすべり等の幾何学不連続現象も考慮している。解析対象は、コンクリート充填の有無やウェブのはらみだしを抑制するための高ナットの有無に着目した全 4 体の試験体である。検討の結果、提案の数値解析手法を用いることにより、コンクリート充填 H 形鋼合成桁の耐荷性状や局部座屈を含む変形性状を大略に評価可能であることが数値解析的に明らかになった。

Key Words : composite box shape girder, load-carrying capacity, discrete crack model, nonlinear analysis

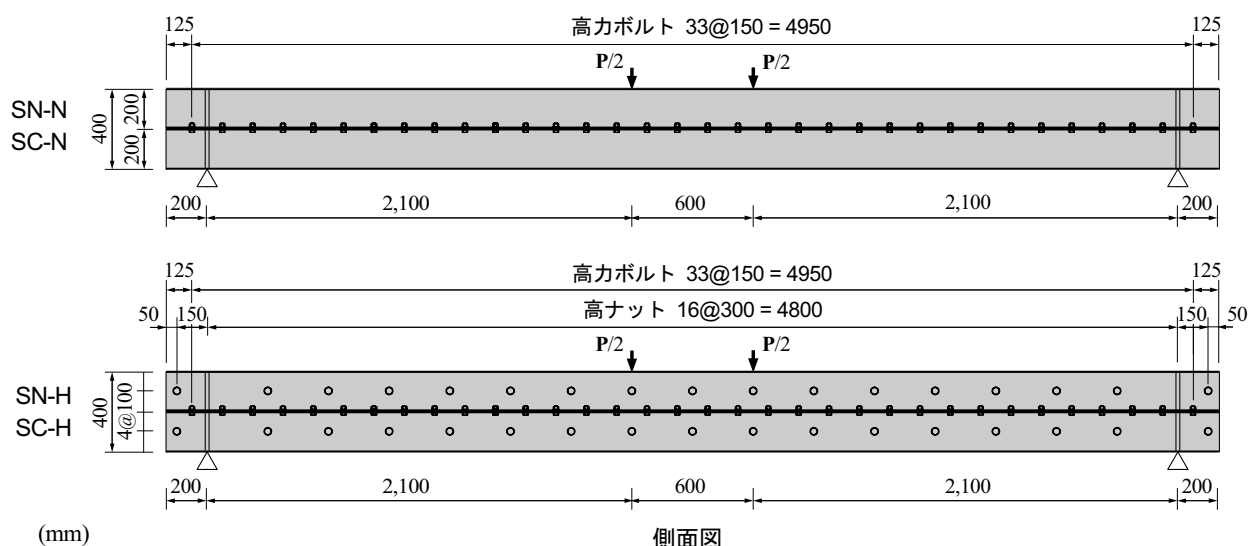
1. はじめに

近年、社会資本整備に対するコスト縮減、省力化施工、工期短縮の要求に対応するために、鋼材とコンクリートを組み合わせた複合（あるいは合成）構造に関する実験的・解析的研究が盛んに実施されている^{1), 2)}。著者らも、コンクリート充填鋼管構造の橋梁主桁構造への適用を念頭に、4 本の既製 H 形鋼を用いて造られる鋼箱形断面合成桁にコンクリートを充填したコンクリート充填合成桁（以後、充填合成桁）を提案している³⁾。これは、H 形鋼のフランジ部をグループ溶接して箱形断面形状とし、2 つの箱桁を上下に重ねて高力ボルト接合することにより鋼桁を形成し、圧縮域となる鋼箱桁部にコンクリートを充填する構造である。さらに、この充填合成桁の耐荷性状や変形性能を検討するために、全長 4.8 m、桁高 400 mm、桁幅 200 mm の小型模型を対象に、コンクリート充填の有無やウェブのはらみだしを抑制するための高ナットの有無に着目した全 4 体の試験体を製作し、4 点曲げによる静載荷実験を実施し、その耐荷力特性を検討してきた。

本論文では、上述のコンクリート充填 H 形鋼合成桁の耐荷性状や変形性状を適切に評価可能な数値解析手法を提案することを目的に、有限要素法を用いた三次元弾塑性有限要素変位解析を実施した。ここでは、コンクリート充填および高ナットの有無や充填コンクリートと鋼材間の接触条件を変化させる場合の数値解析を行い、耐荷性状におよぼすそれらの影響について検討を行った。なお、数値解析結果の妥当性については、別途実施した静載荷実験結果³⁾と比較することにより検討を行っている。なお、本解析には汎用構造解析プログラム DIANA⁴⁾を使用した。

2. 実験概要

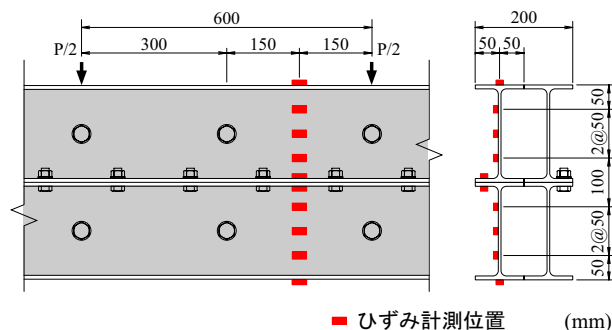
図-1 には、試験体の側面図および断面図を示している。本実験では、載荷装置の性能と試験体耐力を考慮し、断面寸法 200 × 100 × 5.5 × 8 の一般構造用圧延 H 形鋼 (SS400 材) 4 本を組み合わせ、桁高 400 mm、フランジ 200 mm、純スパン 4,800 mm の試験体を製作した。充填コンクリートについては、試験体の内空



図－１ 試験体概要図

表－１ 試験体の一覧

試験体名	純スパン (mm)	桁高 (mm)	充填モルタル	高ナット
SN-N	4,800	400	－	－
SN-H			－	○
SC-N			○	－
SC-H			○	○



図－２ ひずみ計測位置の一例 (SN/SC-H の場合)

が狭小であるためグラウトモルタルを用いることとした。表－１には、本実験に用いた試験体の一覧を示している³⁾。試験体は、モルタル充填の有無、高ナットの有無による全４体である。試験体名は、第１項がモルタル充填の有無 (SN：未充填，SC：充填)，第２項が高ナットの有無 (H：有り，N：無し) を表している。

試験方法は、図－１に示すようにせん断スパンを 2,100 mm，荷重点間隔を 600 mm とする４点曲げ荷重試験とした。本実験では、油圧ジャッキの最大ストローク (150 mm) を考慮し、荷重１サイクル当たりの桁中央の最大変位量を 50 mm とし、除荷の後、油圧ジャッキを盛り返して荷重を行い、この操作を繰り返すこととした。

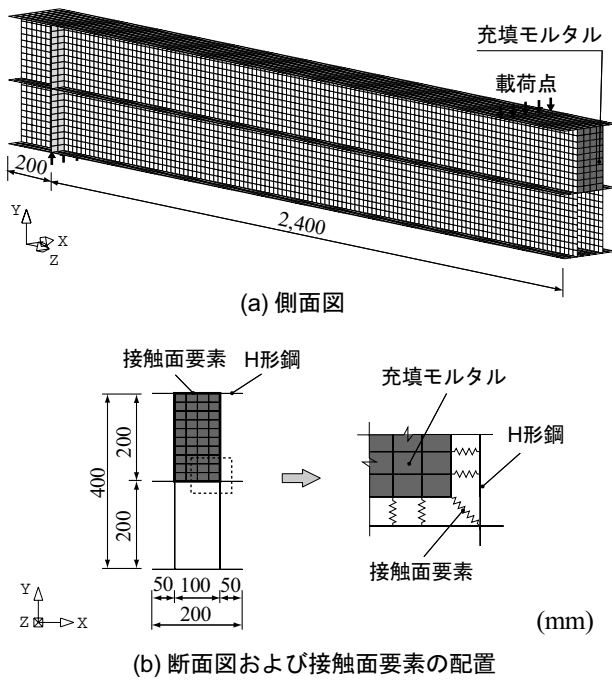
計測項目は、荷重荷重および支点反力 (いずれもロードセルにより計測)、鋼桁下面フランジの鉛直変

位 (レーザー式変位計により計測)、鋼桁のウェブ部および上下フランジ部のひずみ (ひずみゲージにより計測) としている。図－２には、ひずみ計測位置を示している。

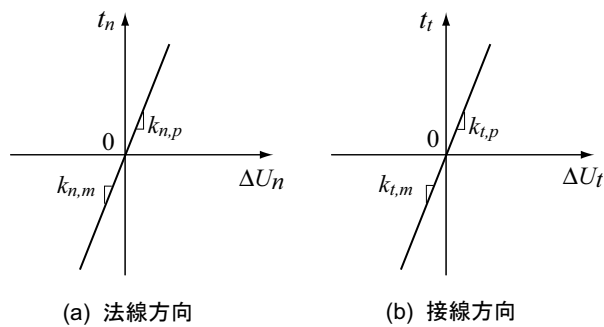
3. 解析概要

(1) 解析モデルおよび解析方法

数値解析では、試験体の対称性を考慮してスパン方向に 2 等分した 1/2 モデルを用いている。図－３には、要素分割状況の一例を示している。要素分割は、軸方向 (Z 方向) および高さ方向 (Y 方向) には 20 mm ピッチ、幅方向 (X 方向) には 25 mm ピッチで分割し



図－3 要素分割図

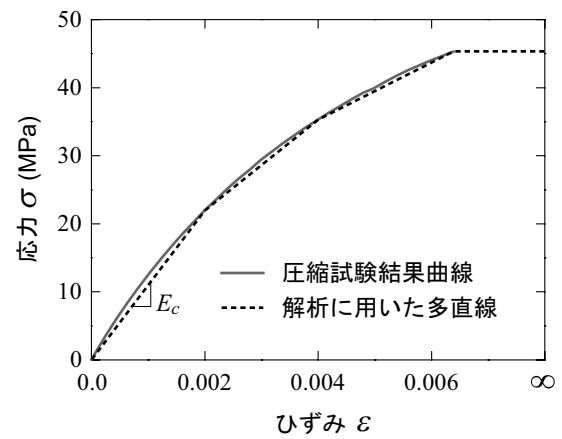


図－4 接触面要素に適用した応力－相対変位関係

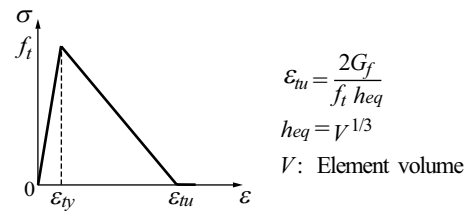
表－2 解析ケースの設定

解析 ケース	法線方向 (MPa/mm)		接線方向 (MPa/mm)		鋼材とモルタル 間の付着
	$k_{n,p}$	$k_{n,m}$	$k_{t,p}$	$k_{t,m}$	
Case 1	1×10^4	1×10^4	1×10^4	1×10^4	完全付着
Case 2	0	1×10^4	0	0	無視

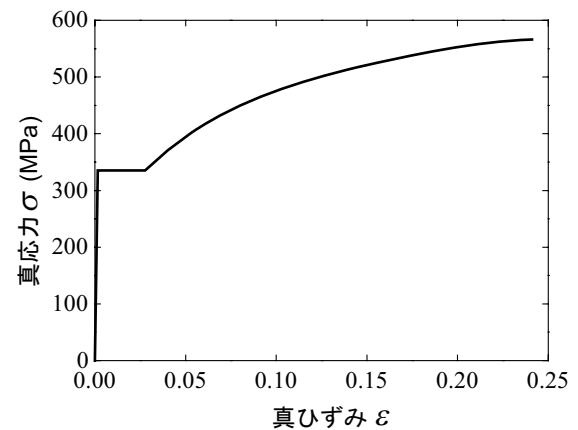
ている。使用した要素は、H 形鋼に対しては 4 節点曲面シェル要素、モルタルに対しては 8 節点固体要素である。なお、本解析モデルでは、計算の簡略化のために、1) 上下の箱形断面を接続する高力ボルトを無視し、完全付着と仮定した；2) 高ナットを用いた SN-H と SC-H 試験体においては、高ナットの弾性変形を無視し、高ナットの設置位置におけるウェブ間の相対変位が不変であるとする拘束条件を与えることとした。境界条件は、対称切断面において連続性を満足するように設定している。解析は荷点に強制変位を与えることとし、収束計算には一般に広く用いられている Newton-Raphson 法を採用した。



図－5 モルタルの応力－ひずみ関係



図－6 モルタルに適用した引張応力－ひずみ関係



図－7 鋼材の真応力－真ひずみ関係

(2) 接触面要素および応力－相対変位関係

はじめにも述べているように、コンクリート充填 H 形鋼合成桁の耐荷性状は、両材料間の付着特性や鋼材の局部座屈に大きく影響されるものと考えられる。本研究では、それらの影響を検討するために、H 形鋼とモルタル間のすべりや剥離現象を表現するために接触面要素 (Interface Element)⁴⁾を導入している。接触面要素は、相対する 2 面で構成され、二重節点を有する厚さ 0 の要素として定義される。不連続面の力学挙動は接触面要素を構成する両面間の応力と同方向の相対変位との関係を用いて規定される。図－3(b)には、接触面要素の配置状況を示している。SC 試験体の場合には、全スパンに渡りモルタル要素と H 形鋼要素間に接触面要素を配置している。

図－4には、本研究に用いた接触面要素の応力－相対変位関係を示している。ここでは、SC 試験体につ

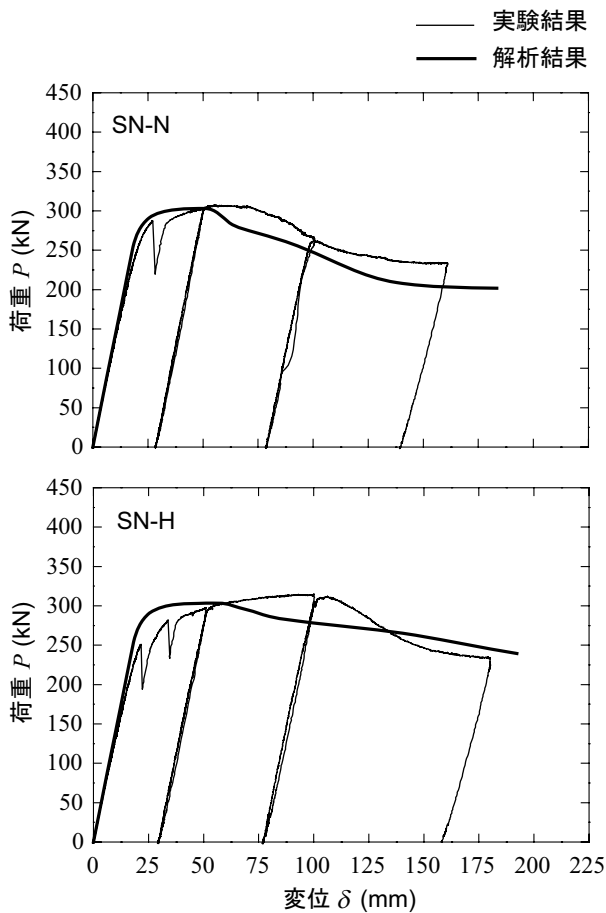


図-8 荷重-変位関係 (未充填 SN 試験体)

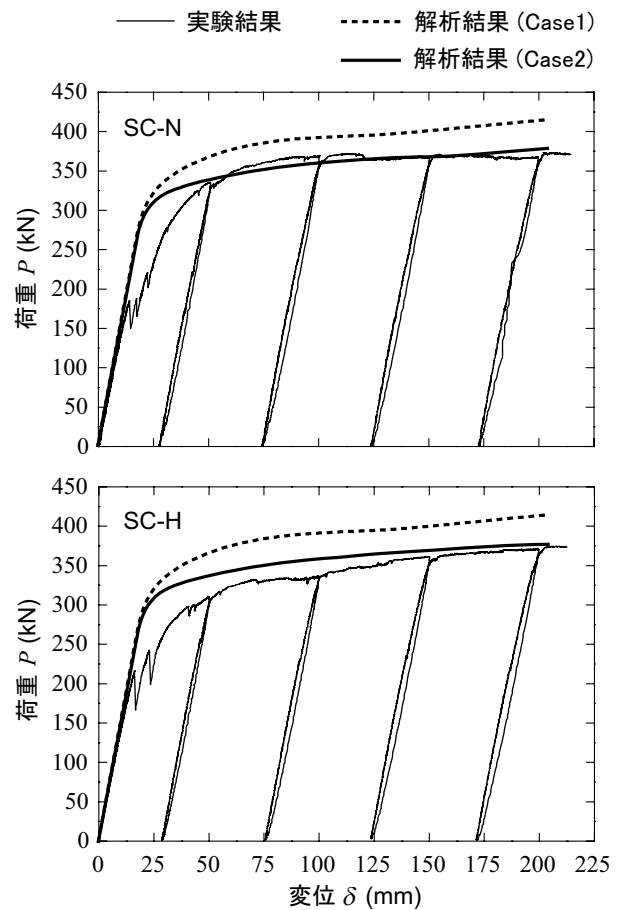


図-9 荷重-変位関係 (充填 SC 試験体)

いて2つの理想状態を設定した。すなわち、1) H形鋼とモルタル間のすべりや剥離がなく完全付着を仮定する場合 (Case 1)、および2) 付着が完全でないものと仮定する場合 (Case 2)、である。表-2には、両解析ケースに適用した各剛性勾配の一覧を示している。

(3) 材料構成則

図-5には、充填モルタルの圧縮強度試験結果と本解析に使用した応力-ひずみ関係を示している。本解析では、図-5に示すような圧縮試験結果 (実線) を、多折線 (破線) で近似して使用した。なお、最大応力発生以降については、圧縮軟化を考慮せず最大応力を保持したままひずみが増加するものと仮定した。モルタルの弾性係数 E_c は、ひずみが $2,000 \mu$ 時における割線勾配とし、 $E_c = 1.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ と設定した。降伏の判定には Drucker-Prager の降伏条件を適用し、内部摩擦角は 20° と仮定して関連流れ則を用いている。

一方、引張側の構成則に関しては、図-6に示しているような線形引張軟化モデルを用いることとした。すなわち、応力が初期剛性 E_c で引張強度 f_t まで線形に増加し、その後終局引張ひずみ ε_{tu} まで線形に減少するモデルである。終局ひずみ ε_{tu} に関しては、文献4)を参考にして、図に示す計算式を用いて定義している。図中の V , h_{eq} , f_t , および G_f は、それぞれ要

素の体積、要素の等価長さ、コンクリートの引張強度および引張破壊エネルギーである。 f_t および G_f は、CEB-FIP Model Code モデルコード⁵⁾に基づいて、それぞれ、次のように定義した。

$$f_t = 1.4 \cdot (f'_{ck}/10)^{2/3} \quad (1)$$

$$G_f = G_{f0} (f'_c/f_{cm0})^{0.7} \quad (2)$$

ここで、 $f'_{ck} = f'_c - 8 \text{ (MPa)}$ 、 $f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$ 、 G_{f0} は粗骨材の大きさに基づいて決定される定数である。本研究では、文献5)に基づいて、便宜的に粗骨材径を 8 mm としている。

図-7には、解析に用いた鋼材の真応力-真ひずみ関係を示している。なお、この関係は、H形鋼からJIS 5号試験片を製作し、板引張試験結果に基づいて決定したものである。降伏強度は 335 MPa 、弾性係数は $2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ である。硬化則には等方硬化則を採用し、降伏の判定には von Mises の降伏条件を用いている。

4. 解析結果および考察

(1) 荷重-変位関係

図-8, 9には、各試験体の載荷荷重とスパン中央部

下面フランジ鉛直変位（以後、単に変位）の関係に関する解析結果を実験結果と比較して示している。

図-8, 9 より、各試験体の実験結果は、いずれの場合も変位 10 mm ～ 40 mm 間に数回の急激な荷重の低下が現れている。これは、試験体を構成する上下鋼箱形断面の接合面にすべりが生じたことによるものと考えられる。また、未充填の SN 試験体の場合には、いずれも最大荷重到達後、ウェブに発生した局部座屈によって荷重が低下している。一方、充填した SC 試験体の場合には、いずれも変位 200 mm まで明瞭な荷重の低下が見られない。

図-8 に示す SN-N/C 両試験体の解析結果より、荷重レベルが 200 kN 以下では両解析結果は実験結果と精度よく一致している。また、解析結果の最大荷重時変位は、実験結果より小さく示されているものの、最大荷重は実験結果とほぼ同程度であることが分かる。

次に、図-9 に示す SC-N/C 両試験体の各解析結果を見ると、H 形鋼とモルタル間の付着を無視した Case 2 の場合における解析結果（太実線）は、最大荷重レベルが実験結果と同程度を示しており、実験結果を大略再現していることが分かる。一方、H 形鋼とモルタル間を完全付着と仮定した Case 1 の場合には、荷重 300 kN 近傍までは Case 2 の解析結果と同様であるものの、その後の荷重は Case 2 より大きく示されている。

これより、1) 荷重レベルが 300 kN 以下の領域では、H 形鋼とモルタル間の付着条件が耐荷性状に与える影響は小さいこと、2) モルタルを充填することにより、合成桁の耐荷性状や変形性能が向上すること、を数値解析的に確認した。

表-3 には、鉛直変位 δ が純スパン長 l_s の 0.5 %, 1.0 %, 2.0 % および 3.0 % に達した時点における解析結果と実験結果の荷重値を比較して示している。表より、試験体を構成する上下鋼箱形断面の接合面にすべりが発生したことによって、 $\delta = 0.5 \% l_s$ 時点における解析結果と実験結果には、30～50 % 程度の差が生じているものの、他の変位時点では、解析結果 (Case2) と実験結果の差が 10 % 以内になっていることが分かる。

(2) 変形状況

本節では、各試験体に関する実験時および解析時の変形状況の比較検討を行う。図-10, 11 には例として、それぞれ SN-N 試験体および SC-N 試験体における実験終了後の変形状況写真、H 形鋼とモルタル間の付着を無視した Case2 における解析結果の変形図および軸方向ひずみコンター図を示している。ここで、載荷点直下および近傍の座屈発生状況を示すために、載荷点近傍における変形図の拡大図およびウェブにおける軸方向ひずみ分布も示している。

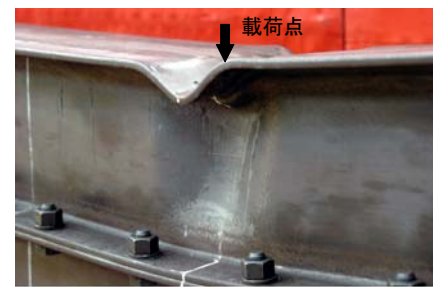
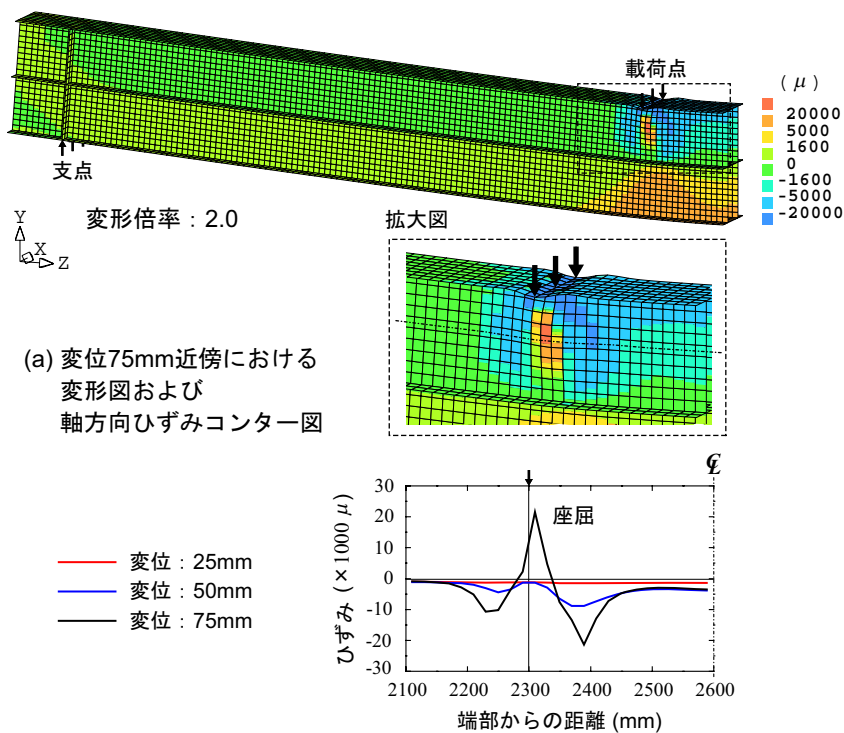
図-10(a) に示す SN-N 試験体の解析結果より、変位 75 mm 近傍において、載荷点直下のフランジおよび

表-3 各変位時における荷重値の比較

試験体名	結果	荷重（解析結果 / 実験結果）(kN)			
		$\delta/l_s = 0.5\%$ (24 mm)	$\delta/l_s = 1.0\%$ (48 mm)	$\delta/l_s = 2.0\%$ (96 mm)	$\delta/l_s = 3.0\%$ (144 mm)
SN-N	Exp.	276.6	301.1	269.3	234.4
	Ana.	288.3 (1.04)	303.2 (1.01)	252.6 (0.94)	206.7 (0.88)
SN-H	Exp.	220.6	294.0	313.6	252.4
	Ana.	288.3 (1.31)	303.3 (1.03)	279.7 (0.89)	263.4 (1.04)
SC-N	Exp.	226.8	330.2	365.7	365.7
	Case1	317.7 (1.40)	364.1 (1.10)	390.4 (1.07)	398.0 (1.09)
	Case2	306.6 (1.35)	335.6 (1.02)	357.7 (0.98)	366.2 (1.00)
SC-H	Exp.	208.8	304.9	331.8	357.5
	Case1	317.8 (1.52)	364.2 (1.19)	390.9 (1.18)	398.6 (1.11)
	Case2	306.6 (1.47)	335.6 (1.10)	357.8 (1.08)	368.4 (1.03)

ウェブに局部座屈が発生していることが確認できる。また、(b) 図に示すウェブの軸方向ひずみ分布を見ると、変位 25 mm では、ひずみ分布がほぼ直線となっている。その後、変位 50 mm では、載荷点直下のひずみが零レベルを示しているものの、その両側のひずみは圧縮側に増加しており、正弦波状のひずみ分布を示していることが分かる。これは、載荷点直下のウェブが外側に変形し、ウェブの局部座屈が発生したことを意味している。さらに変形が進行した 75 mm では、ひずみ分布の変動がより顕著となり、局部座屈が成長していることが分かる。なお、軸方向ひずみ分布を見ると、大きなひずみが発生している領域は載荷点直下から両側に 150～200 mm 程度となっており、局部的であることが確認される。(c) 図に示す実験終了後の変形状況と解析結果を比較すると、前者はウェブが内側に変形しているのに対し、後者は外側に変形しているものの、その形状や領域はほぼ対応しているものと考えられる。なお、ウェブの解析結果と実験結果の変形方向の差異は初期不整の影響によるものと推察される。また、実験終了後における局部座屈の領域は、載荷点を中心に軸方向に 150 mm 程度となっており、(b) 図に示す正弦波状のひずみ分布における極小ひずみ間距離とほぼ対応している。

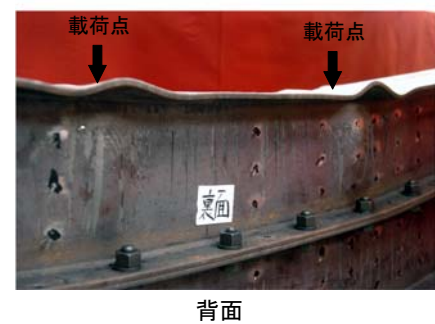
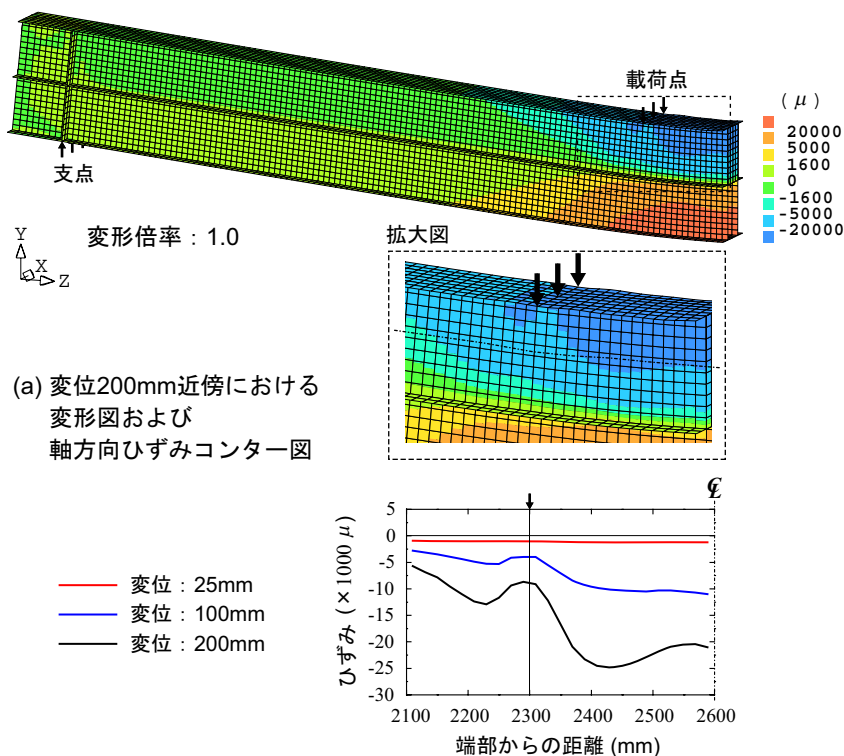
次に図-11(b) に示す SC-N 試験体の結果に着目すると、変位 25 mm ではほぼ直線状の分布性状を示している。その後、変位の増加とともに変位 100 mm 付近で、SN-N 試験体と同様に軸方向ひずみが正弦波状の分布性状を示しており、載荷点直下のウェブに局部座屈が発生しているものと考えられる。しかしながら、局部座屈が発生する変位は、SN-N 試験体と比較して大幅に増大していることが分かる。また、変位 200 mm 時点において軸方向ひずみは増加するものの荷重の低下は見られない。これは、モルタルを充填することによって、局部座屈の発生が抑制されるとも



(b) 拡大図に示す点線に沿う軸方向ひずみ分布

(c) 実験終了後の変形状況写真

図-10 SN-Nにおける実験結果の変形状況写真，解析結果 (Case2) の変形図およびウェブの軸方向ひずみ分布



(b) 拡大図に示す点線に沿う軸方向ひずみ分布

(c) 実験終了後の変形状況写真

図-11 SC-Nにおける実験結果の変形状況写真，解析結果 (Case2) の変形図およびウェブの軸方向ひずみ分布

に，その成長も緩やかとなるためと考えられる。

なお，紙面の都合上，ここでは示していないが，SC-N/H 試験体における H 形鋼とモルタルのすべりや剥離がなく完全付着とした Case 1 の解析結果では，いずれにおいてもフランジやウェブが座屈する傾向にない

ことを確認している。

以上より，H 形鋼とモルタルのすべりや剥離を考慮することにより，局部座屈を含むコンクリート充填 H 形鋼合成桁の変形状を大略再現可能であることが明らかになった。

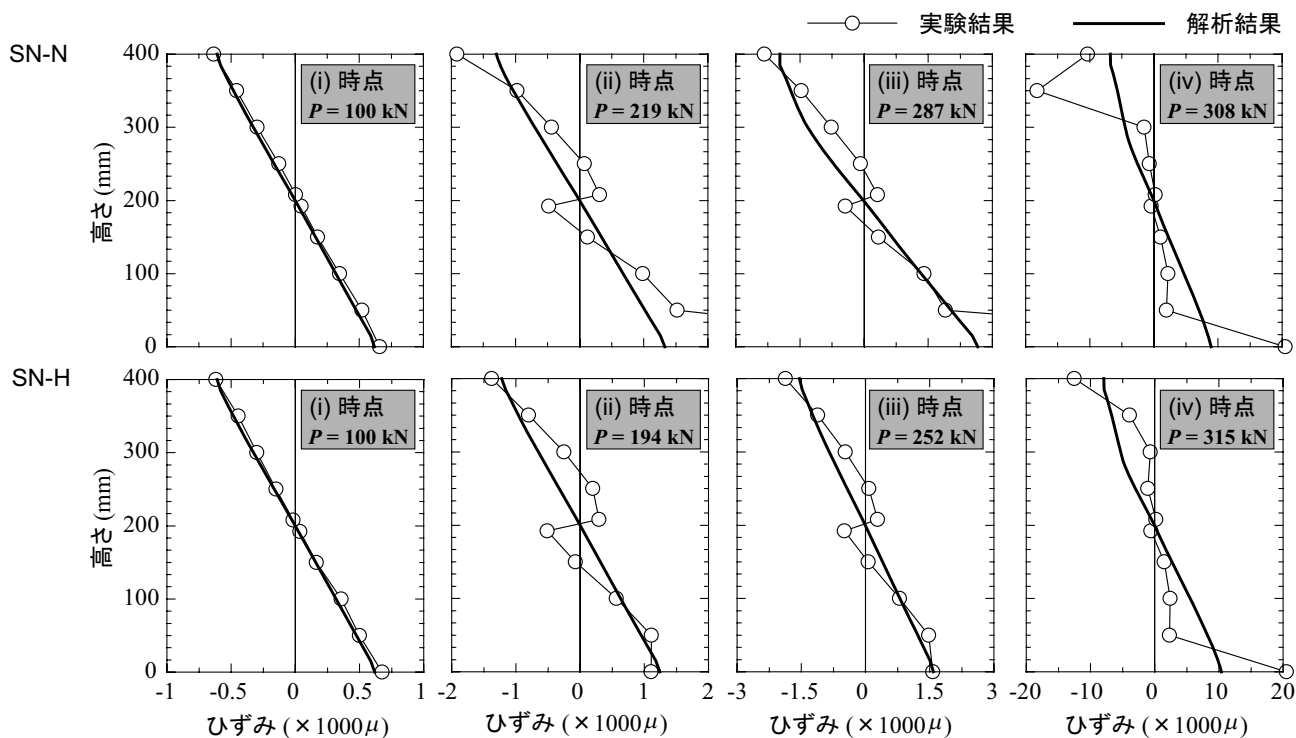


図-12 軸方向ひずみ分布 (未充填 SN 試験体, 等曲げ区間)

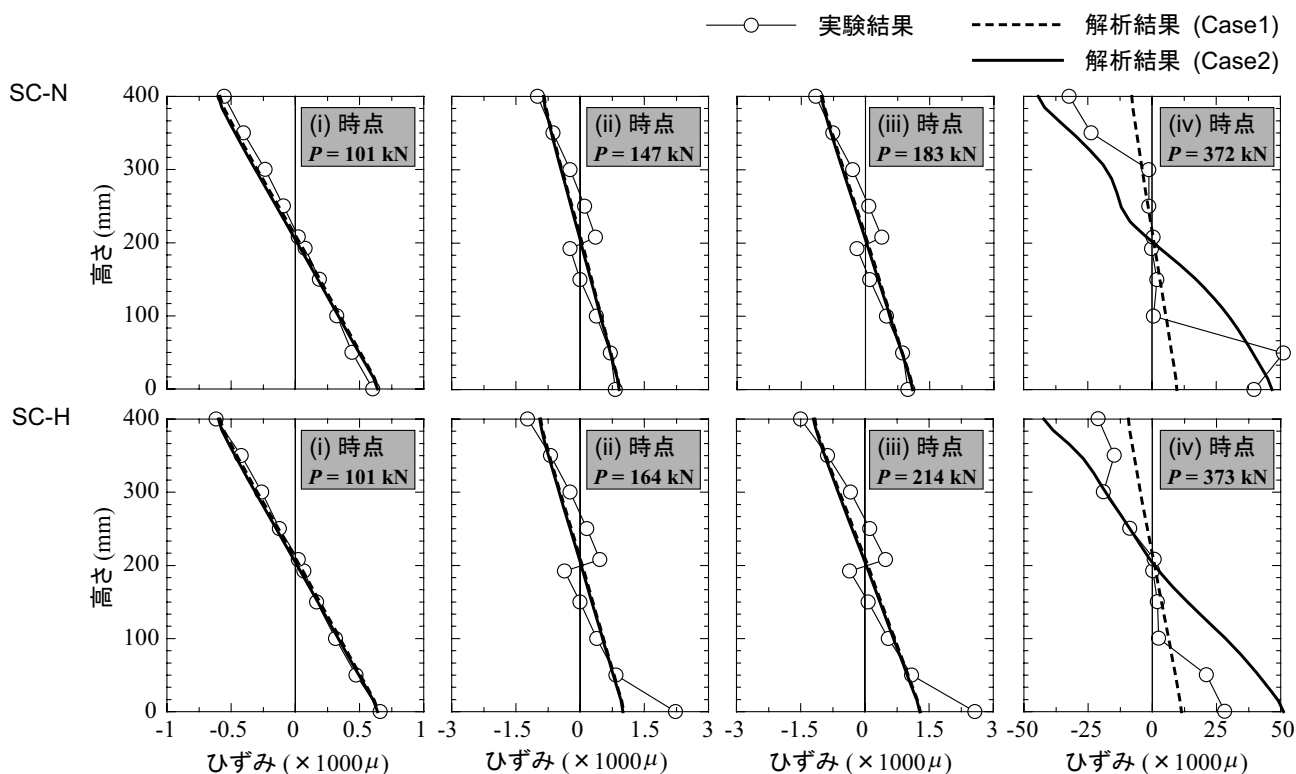


図-13 軸方向ひずみ分布 (充填 SC 試験体, 等曲げ区間)

(3) 桁高さ方向における軸方向ひずみ分布

図-12, 13 には, 桁高さ方向における軸方向ひずみに関する解析結果を実験結果と比較して示している。ここで, 実験結果は図-2 に示す計測位置から得られた測定値である。また, 解析結果は計測点と同じ位置の要素に発生するひずみの平均値である。なお, (i),

(ii), (iii), (iv) 時点は, それぞれ, 各試験体の弾性限界, 上下鋼箱形断面の接合面のすべりによる荷重低下時, 荷重再上昇時, および最大荷重時である。

図-12 に示す SN-N 試験体の各比較図より, 弾性域の (i) 時点までの解析結果は実験結果と精度よく一致している。また, (ii) 時点や (iii) 時点の実験結果では,

上下鋼箱形断面の接合面のすべりによってひずみ分布が中立軸付近で不連続になっていることが分かる。これに対し、解析結果では、そのすべりを考慮していないため、ひずみ分布はほぼ直線になっている。しかしながら、最外縁ひずみ値は実験結果と大略一致していることより、解析結果は実験結果とほぼ対応しているものと考えられる。なお、(iv) 時点では、解析結果と実験結果に大きな差が生じている。これは、1) 解析結果の最大荷重時変位が実験結果のそれよりも小さいこと、2) 解析モデルでは要素平均ひずみを用いて評価しているのに、実験結果では局所ひずみを測定していること、等によるものと考えられる。なお、SN-H 試験体の場合も SN-N 試験体とほぼ同様な分布性状を示している。

図-13 に示すモルタル充填試験体の比較図より、SC-N、SC-H 試験体のいずれにおいても、1) (iii) 時点までの解析結果は中立軸付近のひずみ分布を除き、実験結果と大略一致していること、2) (iii) 時点までは H 形鋼とモルタル間の付着が小さく、両解析ケースの解析結果は同様な分布性状を示していることが分かる。一方、(iv) 時点における両解析結果のひずみ分布は、実験結果と大きく異なっていることが分かる。これは、SN 試験体の場合と同様、同一荷重時における変形量の差や解析モデルと実験結果のひずみ値の評価方法の差異等に起因するものと考えられる。

5. まとめ

本論文では、4 本の H 形鋼を用いたコンクリート充填鋼箱形断面合成桁の耐荷性状を適切に評価可能な数値解析手法を提案することを目的に、コンクリート充

填および高ナットの有無を変化させた全 4 体の試験体に対して三次元有限要素弾塑性解析を実施し、実験結果と比較することにより解析手法の妥当性を検討した。また、解析では離散ひび割れ手法を用いることにより、充填コンクリートと鋼材間の接触条件を変化させる場合の数値解析を行い、耐荷性状におよぼすそれらの影響に関する検討も行った。本研究より得られた知見を整理すると、以下のとおりである。

- 1) モルタルを充填することにより、合成桁の耐荷性能や変形性能を向上することが数値解析的に確認された。
- 2) 充填コンクリートと鋼材間のすべりや剥離を考慮せず完全付着と仮定する場合には、耐荷性状を過大に評価する傾向にある。
- 3) 本研究で提案した充填コンクリートと鋼材間のすべりや剥離を考慮した数値解析手法を用いることにより 4 本の H 形鋼を用いて造られたコンクリート充填鋼箱形断面合成桁の耐荷性状や変形性状を大略に再現可能であることが明らかになった。

参考文献

- 1) 土木学会：複合構造物の性能照査指針（案），2004。
- 2) 川田忠樹：複合構造橋梁，技報堂出版，1994。
- 3) 竹原智久，京田英宏，佐藤昌志，岸 徳光：H 形鋼を用いたコンクリートの剥離合成桁の耐荷性状に関する実験的研究，土木学会第 60 回年次学術講演会論文集，CD-ROM，2005。
- 4) Nonlinear Analysis User's Manual (7.2), TNO Building and Construction Research.
- 5) CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford.

NUMERICAL STUDY ON LOAD-CARRYING BEHAVIOR OF COMPOSITE BOX SHAPE GIRDERS BUILT FROM H-SECTION BEAMS

Guangfeng ZHANG, Masato KOMURO, Masashi SATO, Hidehiro KYODA and Norimitsu KISHI

A numerical analysis method based on three-dimensional nonlinear elasto-plastic finite element method was investigated to simulate the load-carrying behavior of composite box shape girders built from H-section beams. In this method, interfacial behavior between concrete and steel was simulated using the discrete crack approach to take the local buckling behavior of the web and flange into account. Here, experimental results for four specimens with/without filled concrete in the upper box girder and with/without long length nuts were used to investigate the applicability of the proposed analysis method. It is confirmed that the load-carrying capacity and buckling behavior of this type composite girders can be approximately simulated with the proposed analysis method.