

コンクリート充填鋼管を用いた長大複合斜張橋用合成桁の 終局強度と変形性状

Ultimate strength and deformation properties of composite girder with concrete filled steel tubular
for a long-span composite cable-stayed bridge

吉田健太郎*
Kentaro Yoshida

日紫喜剛啓**
Yoshihiro Hishiki

古市耕輔***
Kousuke Furuichi

沖本真之****
Masayuki Okimoto

- * 研究員 鹿島建設(株)技術研究所(〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)
 ** 工修 グループ長 鹿島建設(株)技術研究所(〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)
 *** 工修 主任研究員 鹿島建設(株)技術研究所(〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)
 **** 主幹研究員 新日本製鐵(株)鉄鋼研究所(〒293-8511 千葉県富津市新富20-1)

In recent years, composite structures, which take in advantages of steel and concrete are studied for rationalization of structure and cost down. The authors study 2-edge composite girder with concrete filled steel tubular for a long-span composite cable-stayed bridge. The advantage of this composite girder is that superior axial strength of concrete filled steel tubular is applied to the member which high axial force occurs. In this paper, static bending tests of the composite girder with axial force were carried out to investigate ultimate strength and behavior of deformation. The results of these tests confirm that ultimate strength is able to be calculated by plastic theory and deformation is able to be analyzed with fiber model.

Keywords: composite structure, cable-stayed bridge, concrete filled steel tubular, plastic theory

1. はじめに

最近、各方面において、構造性能の改善や合理化並びに施工の省力化に伴うコスト削減の観点から、鋼とコンクリートの各々の長所を取り入れた合成構造や混合構造(併せて複合構造と略す)への関心が高まってきている。橋梁分野でも例外ではなく、長支間橋梁として複合斜張橋や複合エクストラードス橋、中支間橋梁として複合トラス橋や波型鋼板ウェブ橋などの新しい形式の複合構造橋梁の計画や施工が行われてきており、本分野での技術開発が活発になってきている。

特に斜張橋では、構造形式別に最大支間長を比較すると、PC構造のSkarnsundet橋が530m(日本では伊唐大橋が260m)、鋼構造の名港中央大橋が590m、複合構造の多々羅大橋が890mとなっており、鋼とコンクリートの各々の長所を取り入れた複合構造化が、支間の大幅な長大化に寄与していることが分かる。

このような中で、著者らは、従来主に柱部材に適用されてきたコンクリート充填鋼管(以下、充填鋼管と略す)の軸圧縮耐力に優れた構造特性に注目し、軸力の卓越する斜張橋主桁に充填鋼管を用いたコンクリート充填鋼管合成桁(以下、充填鋼管合成桁と略す)の開発を行って

きた¹⁾²⁾。

充填鋼管合成桁は、鉄道橋において実際に採用されており³⁾、これを対象とした部材曲げ試験が行われている⁴⁾。しかしながら、これらの研究は軸力の作用しない桁橋への適用を目的としたものであり、斜張橋の主桁のように軸力の卓越するものにはこのままでは適用できない。このため、本論文では斜張橋用の主桁として用いる充填鋼管合成桁の変形性状と終局強度を把握することを目的として、軸力を導入した場合の充填鋼管合成桁の曲げ載荷試験を実施し、ファイバーモデルによる供試体の変形性状の再現と終局強度式の提案を行った。

2. 充填鋼管合成桁を主桁に用いた長大複合斜張橋

現在、著者らが各種検討の対象としている複合斜張橋に適用している充填鋼管合成2主桁を図-1に示す。また、本主桁の特徴を以下に示す。

(1) 鋼管を用いた2主桁構造

鋼製及びPC箱桁と比較して、2主桁構造により大幅な主桁重量の軽量化が可能である。I断面鋼桁と比較して鋼管は局部座屈しにくく、圧縮耐力も大きいため有利である。また、形状的に抗力係数も小さくなると考えら

れ、風荷重の低減が可能となる。

(2) コンクリート充填鋼管

鋼管にコンクリートを充填することにより、圧縮力に対する抵抗性がさらに増大され、鋼管の内側への局部座屈を防止することができる。また、充填コンクリートに軽量コンクリートを用いることにより、主桁重量をさらに軽減することも可能である。

(3) RC 床版との合成断面構造

合成断面とすることにより、軸力や正の曲げモーメントに対して合理的に抵抗させることができる。また、合成化により、ねじれ剛性がさらに増大し、耐風安定性を改善することができる。

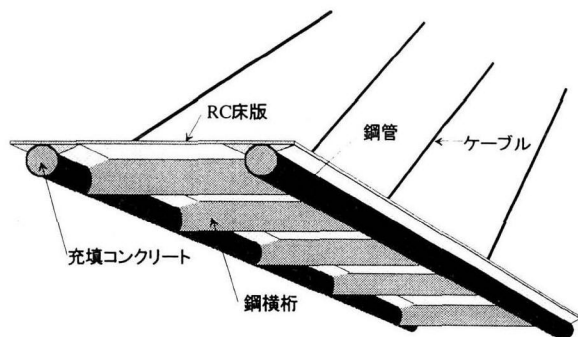


図-1 充填鋼管合成2主桁

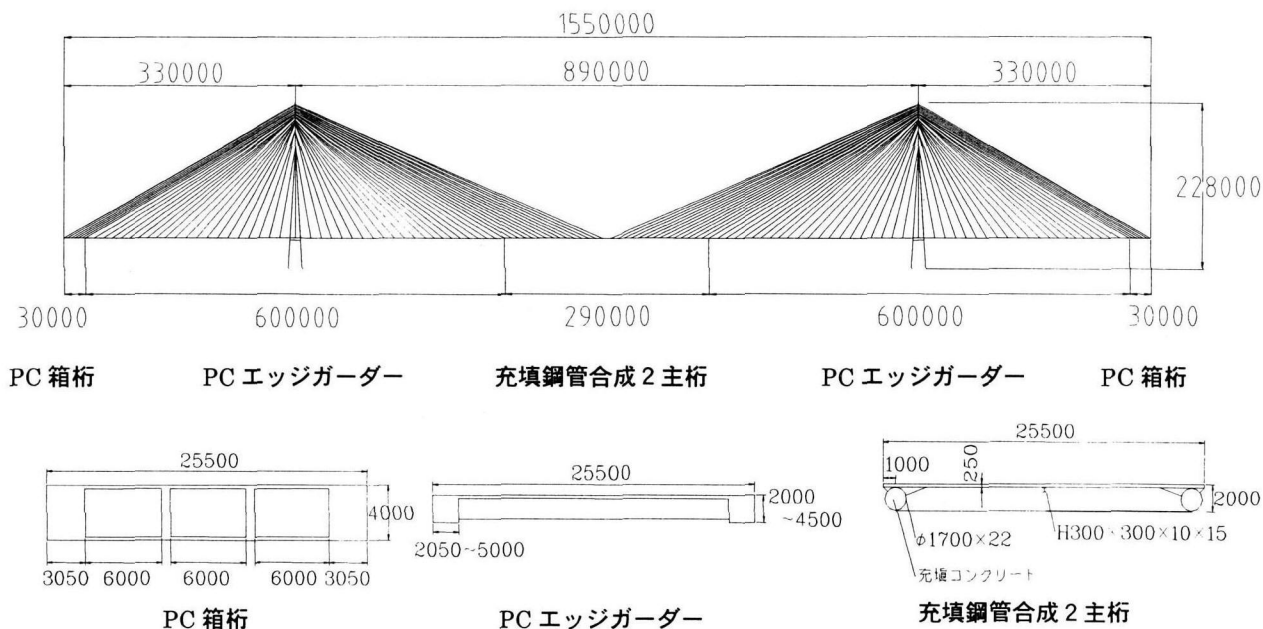


図-2 対象モデル

単位：mm

以上のような特徴とともに、鋼管は製鉄所でロール成形されるため、従来の鋼桁のような板材のビルトアップと比較して主桁の加工費の削減が可能であり、コストダウンが期待できる。また、従来のPC構造に比べ鉄筋組立工や型枠工が省略でき省力化が可能となる。

このような特徴を有する充填鋼管合成2主桁を主桁の一部に用いた検討対象モデルの諸元を図-2に示す。全体系モデルは、主径間890m、側径間330mの橋長1550mとし、主径間中央部290mを充填鋼管合成2主桁、主径間から側径間の各600mにPCエッジガーダー、側径間端部30mにカウンターウエイト用PC箱桁を適用した。充填鋼管合成2主桁の適用区間は、鋼管径及び板厚を変化させずに同一断面とし、PCエッジガーダーとの接合、及び側径間との重量バランスを考慮して主径間中央部290mとした。充填鋼管合成2主桁形状は、広幅員の2主桁構造で両端の主桁に充填鋼管を用いた合成断面構造である。鋼管は直径 $\Phi=1.7\text{m}$ 、板厚 $t=22\text{mm}$ 、床版は

幅 $B=25.5\text{m}$ 、厚 $h=250\text{mm}$ とし、横桁は鋼製で3.3mごとに配置した。鋼管はSTK490、PC主桁、床版コンクリート、及び充填コンクリートは設計基準強度は 50N/mm^2 、主塔コンクリートは 40N/mm^2 とした。充填コンクリートには、軽量コンクリートを用いるものとした。

3. 充填鋼管合成桁曲げ試験

3.1 充填鋼管合成桁曲げ試験の目的

検討対象としている複合斜張橋の主桁のように軸力が作用する梁部材に、充填鋼管とRC床版を合成化した充填鋼管合成桁を適用するため、充填鋼管合成桁の終局強度及び変形性能など基本的な構造特性の把握を目的として、軸力を導入した場合の充填鋼管合成桁の曲げ載荷試験を実施した。

3. 2 供試体の種類及び材料

供試体種類を、表－1に示す。供試体数は、軸力なし供試体（以下No.1供試体と略す。）と軸力あり供試体（以下No.2供試体と略す。）の2体とした。対象モデルでは、発生軸力の大きい断面で規格累加軸耐力の約3割の軸力を生じているが、No.2供試体の導入軸力は、試験の制約上から規格累加軸耐力の約1割に当たる784kNとした。供試体断面形状を図－3に、供試体側面図を図－4に示す。供試体長さとは、スパン4.0m（全長5.0m）とした。

鋼管は、外径355.6mm、板厚6.4mm（径厚比56）のSTK400を用いた。鋼管の機械的性質を、表－2に示す。なお、降伏強度の値は0.2%オフセット時応力の値を用いている。

床版コンクリート断面は、幅60cm、厚10cmとした。鋼管内部の充填コンクリート及び床版コンクリートは、水セメント比36.4%、粗骨材最大粒径20mmで、呼び強度40N/mm²とした。充填コンクリートは、鋼管を鉛直にした状態で打設を行ったため、充填性を考慮して細骨材率42.8%、高性能AE減水剤を使用し、スランプ20cmとした。床版コンクリートは、細骨材率36.8%で、高性能AE減水剤は使用しなかった。コンクリート材料試験結果を、表－3に示す。

床版部の鉄筋は、D6SD345を主鉄筋比約0.63%配置した。材料試験結果を、表－4に示す。

鋼管と床版の合成化を目的とし、高さ70mm、軸径13mmの頭付スタッドを、鋼管上に1列当り3本、140mmピッチで35列配置した。

なお、ダイヤフラムは、支承销所及び鋼管の端部のみに設け、載荷点には設置していない。

3. 3 試験方法

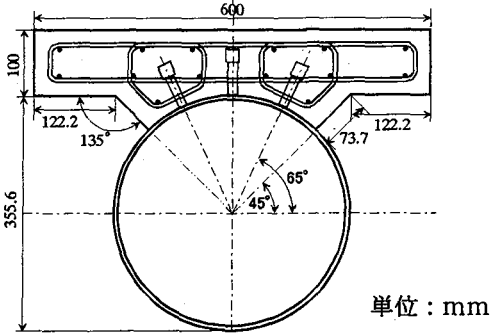
試験方法は、図－4に示すように、せん断スパン1.5mの二点曲げ載荷試験とした。各供試体とも試験時の載荷ステップは正曲げ方向への静的片振り繰返し載荷とし、初期載荷として60kNまで載荷後除荷を行い、次にNo.1供試体の鋼管実降伏荷重まで載荷を行った。その後再度除荷を行った後、3度目の載荷を行い終局荷重（＝最大荷重）の確認と終局荷重以降の変位進展状況の確認を行った。載荷方法は、載荷初期から終局荷重前までを荷重制御とし、終局荷重以降を変位制御とした。

No.2供試体は、曲げ載荷試験前に、φ32のPC鋼棒2本を供試体図心高さの断面左右に配置し、供試体両端部に設置したフレームに定着を行うことで、規格累加軸耐力の1割（784kN）の軸力を導入した。導入軸力は、載荷試験中は一定に保った状態とした。なお、PC鋼棒は、載荷時の変形で床版に接触しないように、床版幅より外側に設置している。No.2供試体の載荷フレームへの設置状況を、写真－1に示す。

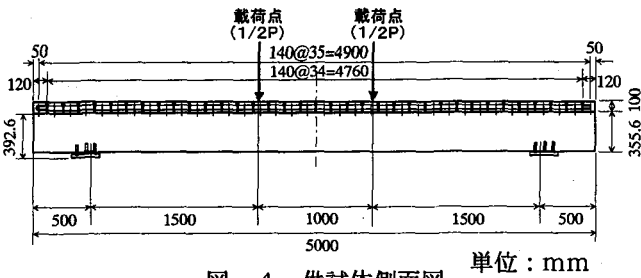
計測項目は、導入軸力（ロードセルで測定）、主桁のたわみ（変位計で測定）、鋼管のひずみ（ひずみゲージで測定）、床版コンクリートのひずみ（ひずみゲージで測定）、

表－1 供試体種類

供試体種類	パラメーター
No.1供試体	軸力なしの単純曲げ試験
No.2供試体	単純累加耐力の1割(784kN)の軸力を導入



図－3 供試体断面図



図－4 供試体側面図

表－2 鋼管の引張試験結果

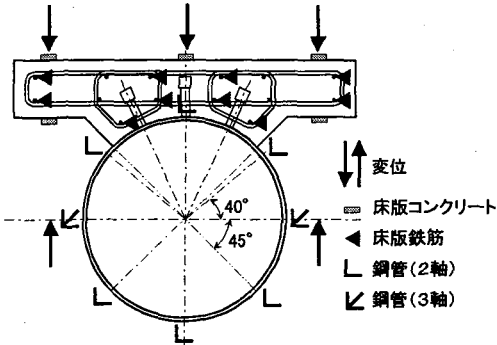
機械的性質	引張強さ	降伏点又は耐力	伸び
STK400	N/mm ²	N/mm ²	%
JIS G 3444	400以上	235以上	16以上
供試体鋼管	506	378	35

表－3 コンクリートの圧縮強度試験結果

供試体	床版コンクリート		充填コンクリート	
	圧縮強度	弾性係数	圧縮強度	弾性係数
	N/mm ²	kN/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²
No.1	42.1	31.5	42.6	32.2
No.2	45.5	31.7	51.4	32.5

表－4 鉄筋の引張試験結果

SD345	降伏点又は0.2%耐力	引張強さ	伸び	弾性係数
	N/mm ²	N/mm ²	%	kN/mm ²
JIS G 3112	345～440	490以上	18以上	210
床版鉄筋	347	506	20.4	



図－5 中央断面計測位置図

床版内鉄筋のひずみ（ひずみゲージで測定）とした。桁中央断面の変位及びひずみ計測位置図を図－５に示す。

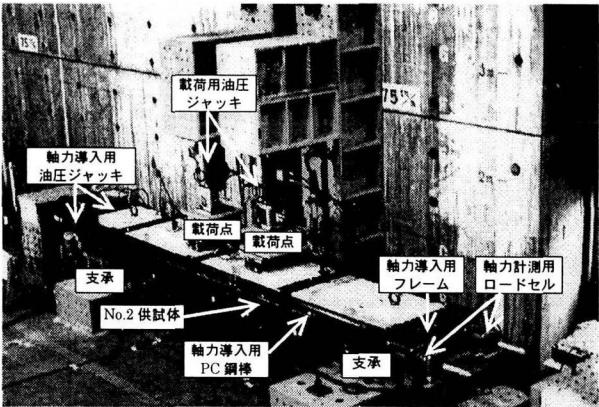
3. 4 試験結果

(1) 軸力

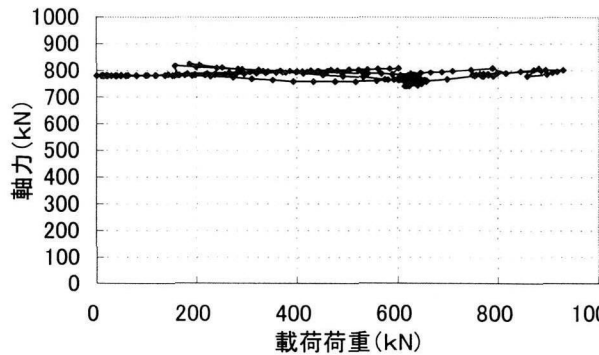
軸力を No.2 供試体に導入した時の、桁中央断面の各計測位置において発生したひずみは、105 μ ～130 μ であった。また、荷重試験時の軸力は、図－６に示すように、設定した導入軸力（=784 kN）の $\pm 5\%$ の範囲になるように制御を行った。なお、最大荷重以降についても軸力は上記のように制御を行なった。

(2) 荷重荷重－桁中央変位

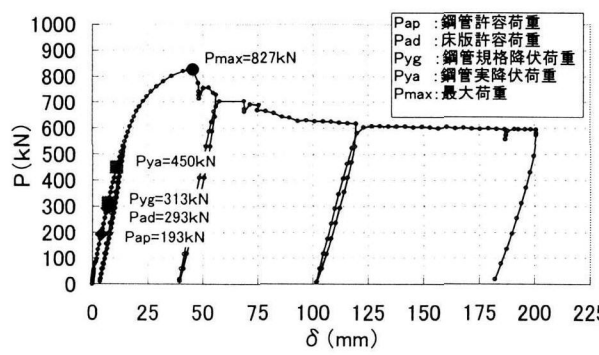
No.1 供試体（軸力なし）の荷重荷重 P と桁中央部変位 δ の関係を、図－７に示す。荷重初期 P=76.4 kN（ δ =1.0mm）時に音が鳴り、変位が 0.7mm 増加するとともに P- δ の傾きが変化した（図－７(b)）。傾きが変化するまでは全断面有効とした場合の P- δ の傾きと同じであり、変化後は傾きが小さくなった。これは、充填コンクリートのひび割れ発生と、それに伴う鋼管と充填コンクリートの付着切れによるものと考えられる（3. 4 (4) に後述）。その後、P=193 kN（ δ =4.0mm）時に鋼管許容荷重、293 kN（ δ =6.6mm）時に床版許容荷重、313 kN（ δ =7.1mm）時に鋼管規格降伏荷重、450 kN（ δ =10.7mm）時に鋼管実降伏荷重に達し、最大荷重 P=827 kN（ δ =45.6mm）時に床版の圧壊とともに荷重が低下した。最終的には、床版が圧壊した領域において、充填



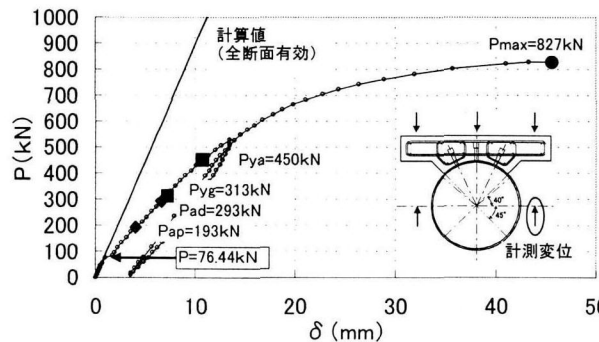
写真－１ 荷重及び軸力導入装置



図－６ 荷重試験時の No.2 供試体の軸力変動

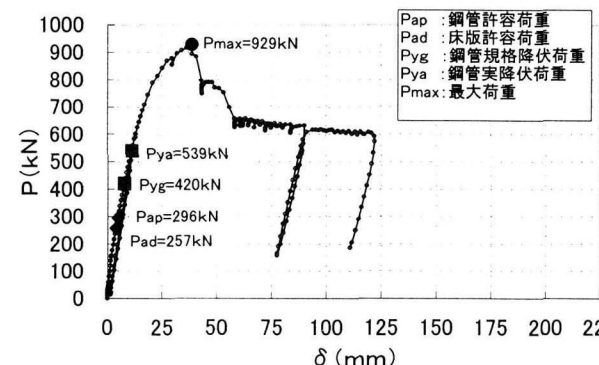


(a) 全体

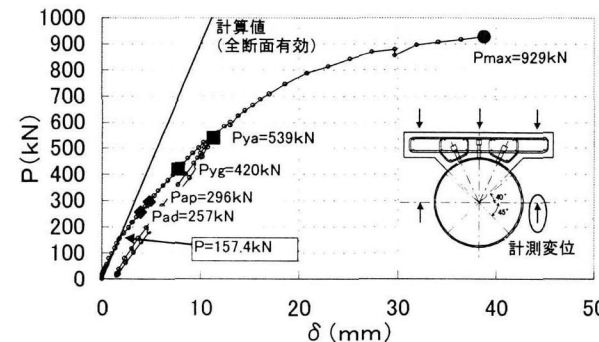


(b) 最大荷重まで

図－７ 荷重荷重－桁中央部変位の関係（No.1）



(a) 全体



(b) 最大荷重まで

図－８ 荷重荷重－桁中央部変位の関係（No.2）

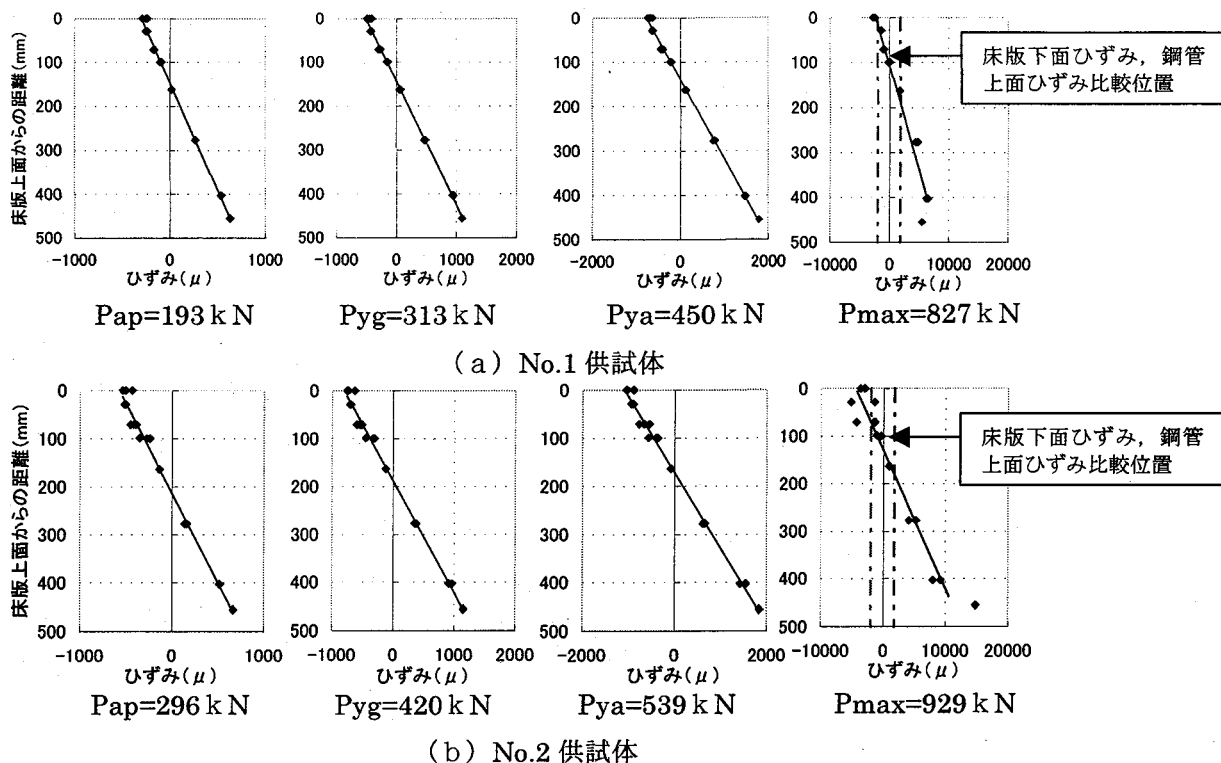


図-9 断面内ひずみ分布

鋼管合成桁構造から充填鋼管構造に構造が移行し、約 600 k N の荷重で安定しながら変位だけが增加了。

No.2 供試体 (軸力あり) の載荷荷重 P と桁中央変位 δ の関係を、図-8 に示す。載荷荷重については、軸力の P δ 効果を考慮した荷重としている。載荷初期 $P=157$ k N ($\delta=1.8$ mm) 時に、 $P-\delta$ 勾配が変化した (図-8 (b))。これは No.1 供試体と同様に、充填コンクリートのひび割れ発生とそれに伴う鋼管と充填コンクリートの付着切れによるものと考えられる (3. 4 (4) に後述)。傾きが変化するまでは全断面有効とした場合の $P-\delta$ の傾きと同じであり、変化後は傾きが小さくなった。ただし、No.1 供試体のような急な変位の増加は伴わなかった。その後、 $P=257$ k N ($\delta=3.9$ mm) 時に床版許容荷重、296 k N ($\delta=4.8$ mm) 時に鋼管許容荷重、420 k N ($\delta=7.7$ mm) 時に鋼管規格降伏荷重、539 k N ($\delta=11.3$ mm) 時に鋼管実降伏荷重に達し、最大荷重 $P=929$ k N ($\delta=38.7$ mm) 時に床版の圧壊とともに荷重が低下した。最終的には、No.1 供試体と同様に充填鋼管構造に構造が移行し、約 600 k N の荷重で安定しながら変位だけが增加了。

(3) 断面内ひずみ分布

各荷重時の断面内ひずみ分布状況を、図-9 に示す。

各供試体ともに鋼管実降伏荷重までは、断面内のひずみ分布が直線状に分布していた。最大荷重時ではひずみ分布が直線状態になく、ばらつきを生じていた。

スタッドにより合成化されている床版と鋼管のずれについては、床版下面と鋼管上面のひずみから推測すると、各供試体とともに鋼管実降伏荷重まではほぼ同じ大きさのひずみが発生しており、平面保持の仮定が成立する完

全合成桁の状態であると考えられる。最大荷重時には、床版下面のひずみと鋼管上面のひずみは大きく異なり、No.1 供試体では床版下面が 39μ 、鋼管上面が -211μ 、No.2 供試体では床版下面が -364μ 、鋼管上面が -1099μ であった。したがって、最大荷重時には不完全合成桁の状態に移行していると考えられる。

最大荷重時に、断面内でどの程度降伏が進んでいるかを見るため、最大荷重時のひずみ分布状況とともに鋼管の実降伏ひずみ ($=1800\mu$) と、床版コンクリートの降伏ひずみ ($= -2000\mu$) を合わせて示した。各供試体とも、鋼管に発生しているひずみは中立軸付近を除いて大部分で降伏していた。床版については、No.1 供試体は一部のみが降伏ひずみに達した状態であり、No.2 供試体では大部分が降伏ひずみに達した状態であった。

(4) 鋼管ひずみ

No.1 供試体の鋼管上面の軸方向及び周方向ひずみを図-10 に、鋼管下面の軸方向及び周方向ひずみを図-11 に示す。また、No.2 供試体の鋼管上面の軸方向及び周方向ひずみを図-12 に、鋼管下面の軸方向及び周方向ひずみを図-13 に示す。終局荷重時における充填鋼管の拘束効果は既に明らかであり、軸方向ひずみが小さい領域の充填鋼管短柱圧縮状態では、ポアソン比の関係から無拘束状態となる⁶⁾。このため、ひずみが小さい領域 ($\leq 1800\mu$) での曲げに対する鋼管の拘束効果の影響を見るため、弾性範囲において鋼材のポアソン比 -0.3 を軸方向ひずみに乗じた値を併せて図-10~13 に示す。

No.1 供試体では、載荷初期の $P=76.4$ k N 時に鋼管上面の周方向ひずみが引張側に 14μ から 40μ 、鋼管下面の

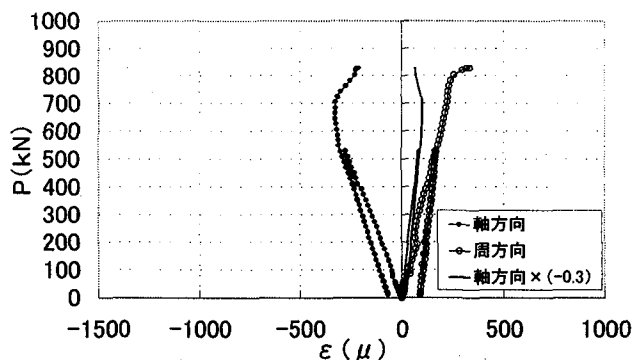


図-10 鋼管上面 $P-\epsilon$ (No.1)

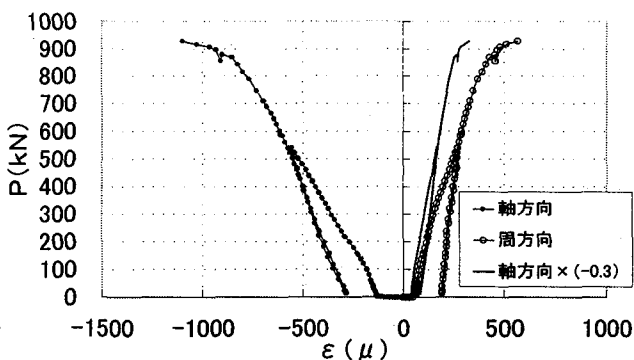


図-12 鋼管上面 $P-\epsilon$ (No.2)

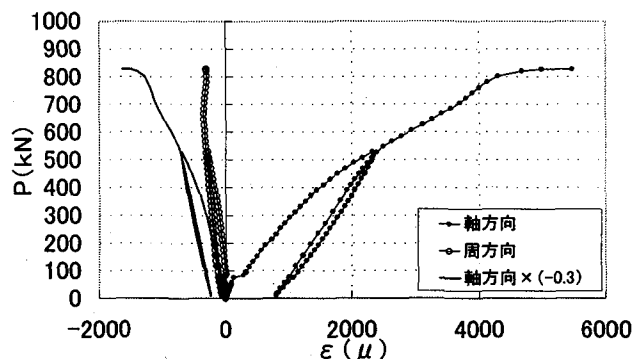


図-11 鋼管下面 $P-\epsilon$ (No.1)

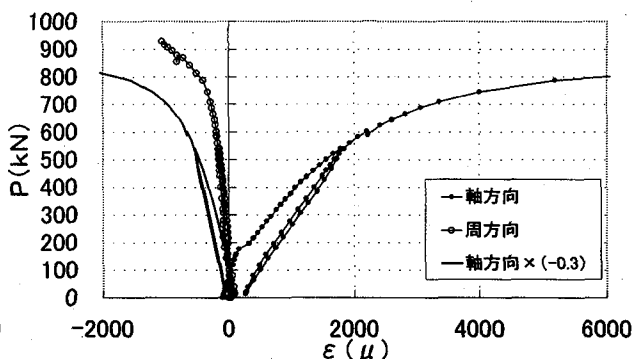


図-13 鋼管下面 $P-\epsilon$ (No.2)

軸方向ひずみが引張側に 127μ から 276μ に増加した。No.2 供試体では、 $P=157\text{ kN}$ 時に鋼管下面の軸方向ひずみが引張側に 115μ から 316μ に増加した。ただし、鋼管上面のひずみには変化が見られなかった。各供試体ともに $P-\delta$ 勾配が変化した時に鋼管のひずみが増加しており、この時点で鋼管下面の軸方向ひずみがともに -120μ 程度発生していることから、充填コンクリートのひび割れ発生とそれに伴って鋼管と充填コンクリートの付着が切れたものと考えられる。

拘束効果の影響について見ると、各供試体ともに、鋼管上面では実際の周方向ひずみは拘束効果がないと考えた場合の周方向ひずみよりも引張ひずみが大きいものとなった。また、鋼管下面では実際の周方向ひずみは拘束効果がないと考えた場合の周方向ひずみよりも圧縮ひずみが小さいものとなった。これは、充填鋼管に曲げが作用した場合はひずみの発生が小さい時から鋼管と充填コンクリートがお互いに拘束し合っていることを示している。

(5) 床版ひずみ

No.1 供試体の床版の $P-\epsilon$ 関係を図-14 に、No.2 供試体の床版の $P-\epsilon$ 関係を図-15 に示す。各供試体ともに床版上面及び下面のひずみは、それぞれ断面内同一高さにおいて均等に生じており、均等に載荷荷重 P を分担していることが確認された。最大荷重時、すなわち床版が圧壊した時点の床版上面のひずみは、No.1 供試体が

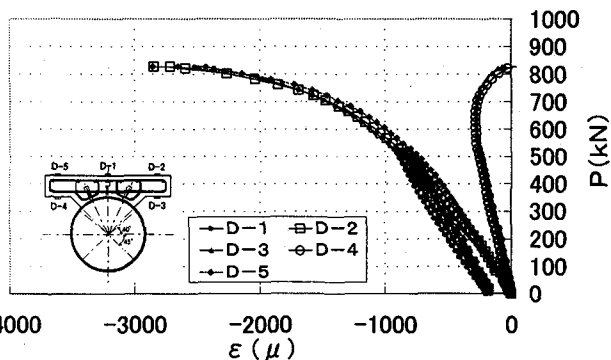


図-14 床版ひずみ (No.1)

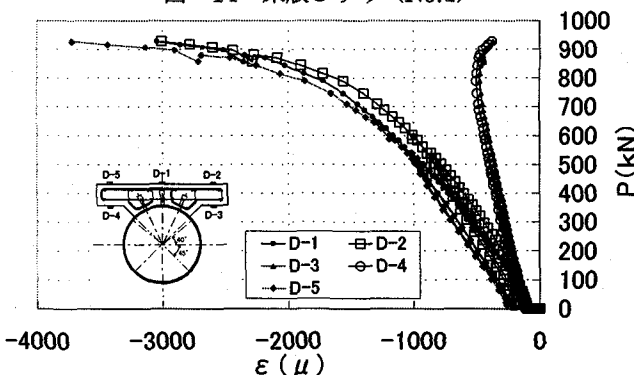


図-15 床版ひずみ (No.2)

スタッド

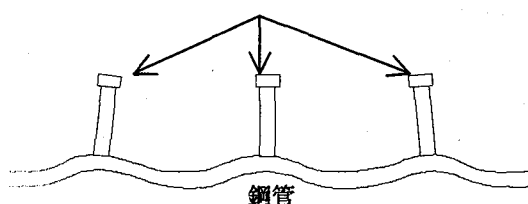


図-16 鋼管圧縮側局部座屈模式図

-2800 μ 、No.2 供試体が-3700 μ であり、No.1 供試体の床版上面のひずみが比較的小さいものとなっていた。このように降伏以降の伸びが小さかったため、(3)で述べた No.1 供試体の床版の降伏領域が、最大荷重時に少なかったものと考えられる。床版下面は途中から圧縮ひずみが減少し、No.1 供試体では最大荷重時にはひずみがほぼ0 μ となり、No.2 供試体では約370 μ の時に最大荷重に達した。

(6) 試験終了後の供試体状況

実験終了後、桁中央部のスタッド3列分の床版コンクリートをはつり、調査を行った。はつり終了後の鋼管圧縮側の模式図を、図-16に示す。各供試体ともにスタッド位置で鋼管半径方向外側に局部座屈を生じていた。充填コンクリートと鋼管間の空隙の有無を打音により調査したところ、スタッド位置の局部座屈箇所には、充填コンクリートと鋼管の間に隙間があることが分かった。鋼管と床版の肌離れによる鋼管外側への引張力が、局部座屈発生時に影響を与えているものと考えられる。

4. 変形状及び終局強度に関する考察

4. 1 変形に関する解析的検討

(1) 解析モデル

試験のシミュレーションを行うため、図-17に示すようなファイバーモデルにより非線形解析を行った。試験結果によると載荷荷重Pの小さい段階で鋼管と充填コンクリートの付着が切れていること、終局荷重時において鋼管と床版のひずみにずれが生じていることから厳密には平面保持の仮定が成立していない。しかしながら、既往の研究によると^{7) 8)}、充填鋼管に関しては平面保持の仮定を用いた解析により変形状を比較的精度良く評価できることが確認されており、鋼管と床版のずれに関しても終局荷重時以外はひずみにずれを生じていないことから、本モデルでは平面保持を仮定した。各材料の応力-ひずみ関係を、図-18に示す。

充填コンクリートの応力-ひずみ関係は、鋼管の拘束効果による圧縮強度の増加分を、次式により考慮することとした^{9) 11)}。

$$f'_{cdp} = f''_{cdp} + Kc \left(\frac{t}{R_{po}} \right) f_{sy} \quad (1)$$

$$Kc = akc \quad (2)$$

f'_{cdp} : 充填コンクリートの拘束効果を考慮した圧縮強度

f''_{cdp} : 充填コンクリートの1軸圧縮強度

R_{po} : 鋼管外半径

t : 鋼管板厚

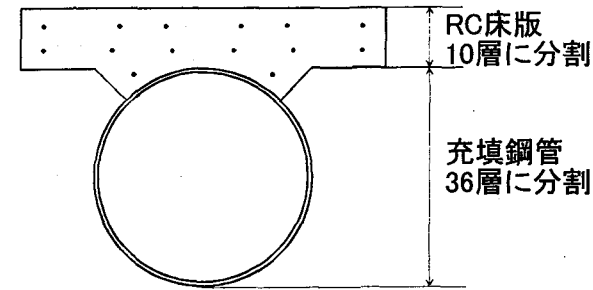


図-17 ファイバー分割要素

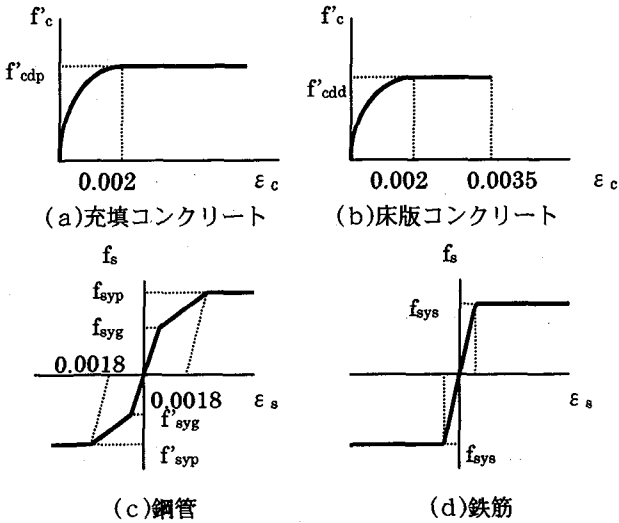


図-18 解析に用いた $\sigma - \epsilon$ 関係

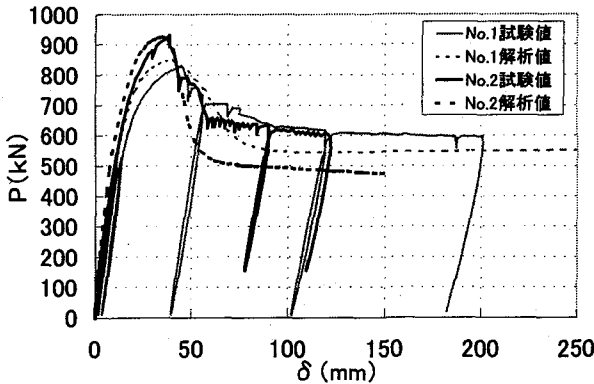


図-19 荷重-変位曲線

a : 0.3 (円形鋼管の周方向応力度の降伏強度に対する比)
 kc : 4 (アンボンド型短柱圧縮実験から定めた円形断面の拘束係数)

f_{sy} : 1軸の鋼管降伏強度

ひずみが0.2%までは「コンクリート標準示方書・設計編」¹¹⁾と同じ放物線形状とし、それ以降は応力一定でひずみに制限を設けなかった。

床版コンクリートの応力-ひずみ関係は、「コンクリート標準示方書・設計編」¹¹⁾のモデルを用いた。ただし、充填コンクリート及び床版コンクリートについては、試験のシミュレーションを目的としているため、係数 0.85 は乗じていない。

鋼管の応力-ひずみ関係は、充填コンクリートの拘束効果が引張降伏強度及び圧縮降伏強度に与える影響を、Von-Mises の降伏条件から、次式のように算出した。

$$f'_{sy} = \frac{f_{sy}}{2} \left(\sqrt{4-3a^2} - a \right) \quad (3)$$

$$f_{sy} = -\frac{f_{sy}}{2} \left(\sqrt{4-3a^3} + a \right) \quad (4)$$

f'_{sy} : 2 軸を考慮した鋼管の圧縮降伏強度

f_{sy} : 2 軸を考慮した鋼管の引張降伏強度

f_{sy} : 1 軸の鋼管降伏強度

本供試体の鋼管は、冷間成形鋼管で焼鈍を施していないため、残留応力の影響により明確な降伏点を持たない。このため、 f_{sy} には 0.2% オフセット耐力を用い、降伏後の剛性は 0 とした。ただし、ひずみの小さい状態では通常の鋼材の弾性係数 ($=210 \text{ kN/mm}^2$) に近い値を示すため、規格降伏強度 ($=235 \text{ N/mm}^2$) までは通常の鋼材の弾性係数を用いたトリリニア型モデルとした。

床版内の鉄筋については、試験片から求めた降伏強度 f_{sy} を用いた完全塑性体バイリニア型モデルとした。

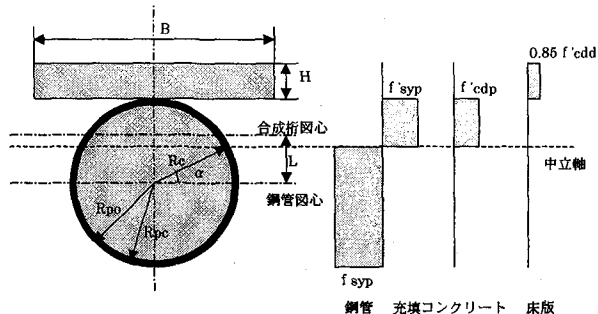
(2) 解析結果と試験結果の比較

上記のような応力-ひずみ関係を用いて、曲げ載荷試験のシミュレーションを行った結果を図-19 に示す。各供試体とも、ファイバーモデルによる解析値は曲げ載荷試験結果とほぼ合致しており、上述したような拘束効果を考慮した 1 軸の応力-ひずみ関係のモデルを用いることにより充填鋼管合成桁の変形状をシミュレーションできることが分かった。

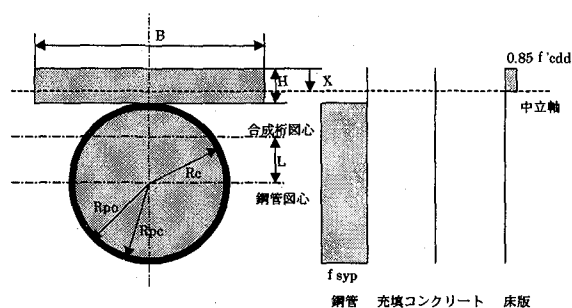
4. 2 終局強度式

曲げ載荷試験結果から、充填鋼管合成桁の終局は充填鋼管による拘束効果が働いた全塑性状態に近いことが分かった。このため、合成桁の全塑性理論による終局強度の考え方に充填鋼管の拘束効果を加える形で、「鋼構造物設計指針, PART B, 合成構造物」(土木学会, 1997)¹²⁾ 及び「CFT 構造技術指針・同解説」((社) 新都市ハウジング協会, 1997)⁹⁾ を参考として、充填鋼管合成桁の終局強度式の算出を行った。終局強度式の算定では、以下に示す仮定を行った。仮定に基づいた応力モデルを図-20 に示す。

①鋼管が局部座屈による強度低下をきたさず、全塑性状態となり、適当な回転能を発揮できる十分な剛性を持っている。(コンパクト断面)



(a) 中立軸が鋼管内にある場合



(b) 中立軸が床版内にある場合

図-20 応力モデル

- ②鋼管の降伏強度及び充填コンクリートの圧縮強度は、鋼管による拘束効果を考慮する。
 - ③ハンチは断面に算入しない。
 - ④床版の軸方向鉄筋は断面に算入しない。
- 以上の仮定より終局強度 N_u , M_u は、式(5)及び式(6)により与えられる。

$$N_u = sN_u + cpN_u + cdN_u \quad (5)$$

$$M_u = sM_u + cpM_u + cdM_u \quad (6)$$

ここで、

sN_u : 鋼管の終局軸耐力

cpN_u : 充填コンクリートの終局軸耐力

cdN_u : 床版の終局軸耐力

sM_u : 鋼管の終局曲げモーメント

cpM_u : 充填コンクリートの終局曲げモーメント

cdM_u : 床版の終局曲げモーメント

中立軸が鋼管内にある場合に対して

$$sN_u = 2R_{pi} t f'_{sy} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) - 2R_{po} t f_{sy} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) \quad (7)$$

$$cpN_u = \frac{\pi R_c^2 f'_{cdp}}{2} \left(1 - \frac{2\alpha}{\pi} - \frac{\sin 2\alpha}{\pi} \right) \quad (8)$$

$$cdNu = 0.85f'_{cdd} BH \quad (9)$$

$$sMu = 2tR_{pc}^2 f'_{syp} \cos \alpha - 2tR_{pc} L f'_{syp} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) + 2tR_{pc}^2 f'_{syp} \cos \alpha + 2tR_{pc} L f'_{syp} \left(\frac{\pi}{2} + \alpha \right) \quad (10)$$

$$cpMu = \frac{2}{3} R_c^3 f'_{cdp} \cos^3 \alpha - \frac{\pi}{2} R_c^2 L f'_{cdp} + R_c^2 L f'_{cdp} \alpha + \frac{R_c^2 L}{2} f'_{cdp} \sin 2\alpha \quad (11)$$

$$cdMu = 0.85f'_{cdd} BH \left(\frac{H}{2} + R_{po} - L \right) \quad (12)$$

$$-\frac{\alpha}{2} \leq \alpha \leq \frac{\alpha}{2} \quad (13)$$

中立軸が床版内にある場合に対して

$$sNu = -f_{syp} \pi (R_{po}^2 - R_c^2) \quad (14)$$

$$cpNu = 0 \quad (15)$$

$$cdNu = 0.85f'_{cdd} BX \quad (16)$$

$$sMu = f_{syp} \pi L (R_{po}^2 - R_c^2) \quad (17)$$

$$cpMu = 0 \quad (18)$$

$$cdMu = 0.85f'_{cdd} BX \left(R_{po} + H - \frac{X}{2} - L \right) \quad (19)$$

$$0 \leq X \leq H \quad (20)$$

ここで、

f'_{cdd} : 床版コンクリートの圧縮強度

α : 中立軸が充填鋼管内にある場合の中立軸位置を算出するためのパラメーター

X : 床版上面から中立軸位置までの距離

L : 合成桁図心と鋼管図心との距離

R_{pc} : 鋼管中半径 ($=R_{po} - t$)

R_c : 充填コンクリート半径

B : 床版幅

H : 床版厚

式(5)、(6)を用いて計算した供試体の Nu-Mu 曲線と曲げ荷重試験結果を図-21 に示す。充填鋼管の拘束効果を考慮しない場合 ($a=0$) についても併せて示す。すなわち、この2本の曲線の差分が、充填鋼管による拘束効果分を示している。各供試体とも実強度で拘束効果

を考慮した場合の Nu-Mu 曲線上にあり、全塑性理論に充填鋼管の拘束効果を加えて算出した本終局強度式を用いれば精度良く充填鋼管合成桁の終局強度の算出が可能であることを確認できた。ただし、今回の導入軸力は低いものであるため、今後高軸力が作用する充填鋼管合成桁に本終局強度式を適用する場合は、追加の実験によりさらに適用性の確認を行う必要がある。

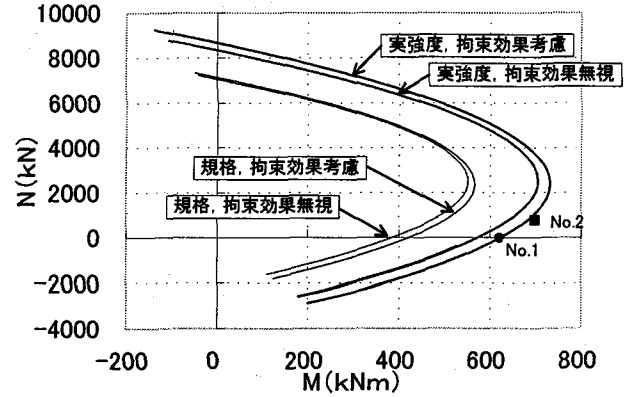


図-21 供試体の Nu-Mu 曲線

5. まとめ

本論文では、軸力のある充填鋼管合成桁の曲げ荷重試験を行い、その結果を用いて充填鋼管合成桁の変形性状に関するシミュレートと終局強度式の提案を行った。本試験より得られた知見をまとめると以下の通りである。

- (1) 充填鋼管合成桁供試体は軸力の有無によらず、合成桁とすることで充填鋼管単体に比べて高い剛性と高い終局荷重を確保しながら、終局荷重以降も充填鋼管構造に構造が移行することで、大きな変形性能を有することを確認した。
- (2) 充填鋼管合成桁の終局荷重時には、中立軸付近を除いてほぼ全てが降伏しており、全塑性状態にあることが確認された。
- (3) 充填鋼管合成桁の変形性状は、鋼管及び充填コンクリートに拘束効果分を考慮した $\sigma - \epsilon$ モデルを用いることにより、ファイバーモデルで比較的精度良く表現できることを確認した。
- (4) 全塑性理論と充填鋼管の拘束効果を考慮した応力モデルによる充填鋼管合成桁の終局強度式の提案を行った。本提案式による終局強度と試験における終局強度を比較したところ、非常に精度良く算定できることが確認できた。ただし、本試験より大きな軸力が作用する場合には、追加の検討を行う必要がある。

参考文献

- 1) 沖本真之, 日紫喜剛啓, 吉田健太郎, 富永知徳: 鋼管を用いた新しい合成複合斜張橋構造の特性検討, 土木学会第 53 回年次学術講演会概要集 I-B, pp.90-91, 1998.
- 2) Masayuki OKIMOTO, Tomonori TOMINAGA, Yoshihiro HISHIKI, Kousuke FURUICHI: Long-Span Composite Cable-Stayed Bridge with New Hybrid Girder, IABSE SYMPOSIUM, pp.149-154, 1998.
- 3) 保坂鐵矢: 鉄道橋における最近の複合橋梁-充填鋼管複合桁, 二重合成桁, 複線 2 主 I 断面省力合成桁・他, 土木技術, 53 巻 11 号, pp.41-50, 1998.
- 4) 稲葉紀昭, 保坂鐵矢, 沖本真之, 中村俊一: コンクリートを充填した鋼管桁の曲げ耐力に関する実験, 土木学会第 51 回年次学術講演会概要集 I-A, pp.868-869, 1996.
- 5) 保坂鐵矢, 中村俊一, 西海健二: 鋼管桁の曲げ耐力および RC 床版とのずれ止めに関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 43A, pp.1301-1312, 1997.
- 6) 富井正英, 崎野健治: 充てんコンクリート鋼管構造に関する研究の現状, その 1, 部材の弾塑性性状, コンクリート工学, Vol. 13, pp.201-206, 1975.
- 7) 唐嘉琳, 日野伸一, 黒田一郎, 太田俊昭: コンクリート充填円形鋼管柱を対象とした鋼管とコンクリートの応力-ひずみ関係のモデル化, 鋼構造論文集, 第 3 巻, 第 11 号, pp.35-46, 1996.
- 8) 村田清満, 安原真人, 渡邊忠明, 木下雅敬: コンクリート充填円形鋼管柱の耐荷力と変形性能の評価, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp.1555-1564, 1998.
- 9) (社) 新都市ハウジング協会: CFT 構造技術指針・同解説, pp.38-41, 1997.
- 10) 日本建築学会: コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, pp.15, 1997.
- 11) 土木学会: コンクリート標準示方書[平成 8 年制定] 設計編, pp.24, 1996.
- 12) 土木学会: 鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物, pp.48-51, 1997.

<1999 年 9 月 17 日受付>