

鋼トラスウェブPC橋の 格点構造に関する研究

正司 明夫¹・近藤 琢也²・大杉 敏之³・園田 恵一郎⁴

¹正会員 オリエンタル建設(株) 本社第二技術部主任研究員 (〒102-0093 千代田区平河町 2-1-1)

E-mail:akio.shoji@oriken.co.jp

²正会員 オリエンタル建設(株) 本社第二技術部主任研究員 (〒102-0093 千代田区平河町 2-1-1)

³正会員 工修 オリエンタル建設(株) 本社第二技術部研究員 (〒102-0093 千代田区平河町 2-1-1)

⁴フェロー会員 工博 大阪工業大学教授 八幡工学実験場 (〒614-8289 京都府八幡市美濃山一ノ谷4)

鋼トラスウェブPC橋は、PC箱桁橋のコンクリートウェブを鋼トラス部材に置き換えた複合橋梁の一つである。この種の橋梁で重要な検討部位の一つが鋼斜材とコンクリート床版が接合される格点部である。本研究では、鋼管斜材とコンクリート床版の接合部に着目し、引張斜材側にプレストレスを導入し、圧縮斜材側には表面ひび割れの発生を遅らせることが期待できる格点構造を提案した。本格点構造モデルに対して、まず圧縮斜材接合面のコンクリートのひび割れに着目した静的実験を行い、ついで圧縮斜材と引張斜材が会する供試体を用いた疲労実験および耐荷力実験により、その強度特性を調べた。また、実験結果と有限要素法による数値解析結果の両面から強度性能を明らかにするとともに改善すべき点を指摘した。

Key Words : steel truss web PC bridge, panel point, connection, static test, fatigue test, FEM analysis

1. はじめに

上、下床版をコンクリートとし、ウェブを鋼製にした複合構造橋梁は、主にフランスで発展してきた。わが国においても、近年の公共事業に対するコスト縮減の要望から建設事例が増加しており、現在注目されている構造である。この種の橋梁の例として、ウェブに波形の形状をした鋼板を配置した波形鋼板ウェブ PC 橋があり、既に工事中のものを含め 30 橋以上の実施例がある¹⁾。本構造は、PC 箱桁橋のコンクリート製のウェブを軽量の鋼部材とすることで死荷重の軽減を図ることが可能になり、また、波形鋼板が軸方向にほとんど抵抗しないアコーディオン効果によって、プレストレスを有効にコンクリート床版に導入できる構造である。一方、類似の構造として、ウェブを鋼製斜材とした鋼トラスウェブ PC 橋がある。本構造もコンクリート製のウェブを軽量の鋼製トラス材を用いることによる自重軽減効果とそれに伴って張出架設工法で使用される架設作業車に作用する重

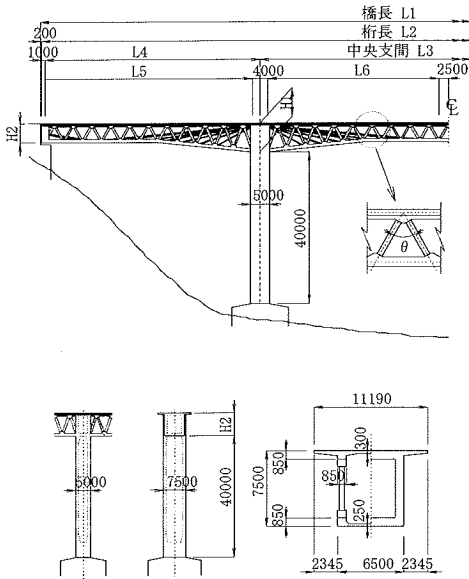
量を軽減できるため、施工ブロック長を長くすることにより、施工ブロック数の低減ならびに工期短縮が期待できる。また、鋼製斜材は PC 箱桁橋のコンクリートウェブより拘束度が低く、プレストレスの導入効率が良くなるため使用する PC 鋼材量が低減でき、工費低減も図れる。本形式の橋梁としては 1985 年に連続桁形式の Arbois 橋²⁾が、続いて最大支間長 110m を有する連続桁形式の Boulonnais 橋³⁾がフランスで完成している。また中央ヒンジ構造である支間長 280m の Bras de la Plaine 橋⁴⁾がフランス領の島で完成している。わが国においても、那智勝浦道路の木ノ川高架橋⁵⁾が 2003 年 3 月に完成しており、第二東名高速道路の巴川橋、猿田川橋⁶⁾および国道 184 号線を跨ぐ町道川本波多線の志津見ダム志津見大橋⁷⁾が施工中である。

既往の橋梁での鋼製斜材とコンクリート床版との格点構造を概観すると、鋼製斜材の端面に溶接により取り付けられた鋼板を介して斜材部材力をコンクリート床版に伝達させる形式(以下、エンドプレートタイプと呼ぶ)^{8), 9)}

表-1 試設計結果

支間長 (m)	鋼管径 (mm)	着目項目	板厚 (mm)	死荷重時			供用限界状態(軸力最大時)			供用限界状態(軸力最小時)			応力範囲			終局限界状態		
				軸力 (kN)	鋼管応力 (N/mm ²)	定着部 応力 (N/mm ²)	軸力 (kN)	鋼管応力 (N/mm ²)	定着部 応力 (N/mm ²)	軸力 (kN)	鋼管応力 (N/mm ²)	定着部 応力 (N/mm ²)	軸力 (kN)	鋼管応力 (N/mm ²)	定着部 応力 (N/mm ²)	軸力 (kN)	鋼管応力 (N/mm ²)	定着部 応力 (N/mm ²)
				79	400	最大軸力発生部	12	1644.0	112.4	13.1	1738.9	118.9	13.8	1146.9	78.4	9.1	592.0	40.5
		最大応力範囲発生部	12	844.2	57.7	6.7	1706.6	116.7	13.6	812.9	55.6	6.5	893.7	61.1	7.1	3253.5	222.4	25.9
99	500	最大軸力発生部	16	1750.0	71.9	8.9	2588.9	106.4	13.2	1603.1	65.9	8.2	985.8	40.5	5.0	4401.1	180.9	22.4
		最大応力範囲発生部	9	612.0	44.1	3.1	1436.6	103.5	7.3	575.9	41.5	2.9	860.7	62.0	4.4	2857.1	205.8	14.6
149	600	最大軸力発生部	22	3404.2	85.2	12.0	4351.0	108.9	15.4	3312.0	82.9	11.7	1039.0	26.0	3.7	7396.7	185.2	26.2
		最大応力範囲発生部	9	175.4	10.5	0.6	652.1	39.0	2.3	-246.0	-14.7	-0.9	898.1	53.7	3.2	1419.8	85.0	5.0

注) 活荷重はL荷重を採用



	中央支間長		
	79m	99m	149m
L1(mm)	175,400	215,400	315,400
L2(mm)	175,000	215,000	315,000
L3(mm)	79,000	99,000	149,000
L4(mm)	47,000	57,000	82,000
L5(mm)	9@5,000=45,000	11@5,000=55,000	16@5,000=80,000
L6(mm)	7@5,000=35,000	9@5,000=45,000	14@5,000=70,000
H1(mm)	6,000	7,500	11,000
H2(mm)	6,000	5,000	7,000
θ(度)	49.283	40.716~58.655	27.439~42.372

図-1 検討モデル

と鋼製斜材の端部をコンクリート床版内部に埋め込み、付着力および定着部材によって同様の力を伝達させる形式^{10), 11)}に大別できる。格点部に作用する力は基本的には鋼斜材の軸圧縮力または軸引張力であるが、格点部が剛結に近くなると斜材の軸線の交点が床版の図心からずれる場合もあり、2次的な曲げモーメントやせん断力の影響も無視できなくなるものと思われる。前述のように本形式の橋梁の実施例はまだ限られた数であり、各

事例に際して独自の格点構造が提案され、モデル実験や数値解析によって安全性が確認されているのが現状である。

本研究では、中央支間長79m, 99m, 149m, の3タイプの3径間連続ラーメン構造の鋼トラスウェブPC橋に着目し、試設計により格点断面や鋼製斜材等の諸寸法を決定し、圧縮斜材に対してはエンドプレートタイプに属する接合方式、引張斜材に対しては埋め込み式の中空PC鋼棒¹²⁾による接合方式を採用した一つの格点構造を提案している。本格点構造は、1)張出し施工時に発生する施工誤差への対処の容易性、2)鋼製斜材の接合部付近に発生しやすい円周方向のひび割れの発生を抑える、3)PC鋼材により格点部に発生する可能性のある斜めひび割れを抑える等を考慮している。

構造細部の決定にあたっては、1)圧縮斜材とコンクリート床版の接合面でのひび割れ、2)鋼管端部の充填コンクリート内での応力伝達機構、3)圧縮斜材と引張斜材が会する接合部の疲労特性および終局強度、に着目したモデル実験を行い、併せて非線形FEM解析で検証した。

2. 検討モデルと試設計

検討したモデルは中央支間長 79, 99, 149m の 3 径間連続ラーメン構造とした。解析は、鋼トラス材と床版を剛結合とした 2 次元骨組モデルによっておこなった。

図-1 に支間割と断面寸法を示す。桁高は別途行った検討より、中間支点上の桁高、支間比が 1/13 程度となるように決定し、中央支間長 99, 149m に関しては変断面構造とした¹³⁾。本構造は、自重軽減、工期短縮に対する寄与が大きい大型橋梁に適用する張出架設工法に適していると考えられるため、同工法を想定し試設計を行った。試設計では、張出施工中に上床版内に配置した内ケーブルと上床版下側から下床版に曲げ下げ配置した外ケーブルを併用し、橋体完成後に全径間に渡る外ケーブルを連続ケーブルとして配置した。外ケーブルによるプレ

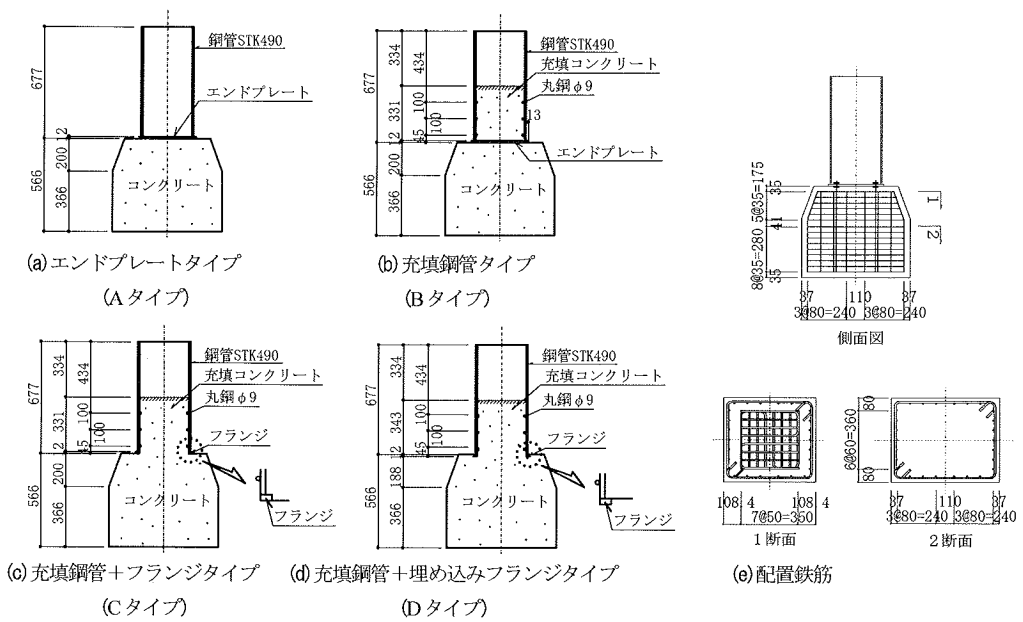


図-3 供試体形状

表-2 コンクリートの物性

圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	摘要
22.1	2.2	23.0	A, Bタイプ
28.7	2.5	25.8	C, Dタイプ

ストレスは、鉛直上向きの分力により、鉛直下向きに作用する荷重を相殺するため、橋梁全域に配置された鋼トラス材のほぼ全ての位置で発生する断面力を低減できる。したがって、張出施工中より外ケーブルを配置することとした。コンクリート床版の設計基準強度は通常の張出し架設工法で使用される 40N/mm² とし、鋼管は STK490 あるいは STK490Y 材を使用した。また、本研究での鋼管径の決定には、道路橋示方書(2001年制定)に規定されているコンクリートの許容支圧応力度の最大値となる設計基準強度の 1/2 である 20N/mm² 以内となるようにした。

試設計の結果、各支間長タイプに対する鋼管径、鋼管厚および各限界状態における最大発生応力を表-1 に示す。表-1 のうち、定着部応力とは、鋼管に発生する軸力を、鋼管内側の断面積で除したものであり、軸力がコンクリート床版に一樣に伝えられたと仮定したときの値である。また、図-2 に圧縮斜材の軸力に対する曲げモーメントの発生度合いを示すために、横軸に軸力による圧縮応力度を、縦軸に曲げによる圧縮応力度と軸力による圧縮応力度の比を示す。図より、軸力による圧縮応力度が 4.0N/mm² 以下の場合においては、曲げによる応力度が 2倍以上になる個所もあり、特に、軸力が小さい部

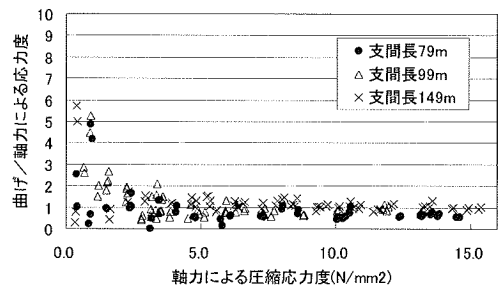


図-2 曲げと軸力による圧縮応力度の比較

位においては、曲げに対する検討も必要であると考えられる。

3. 格点構造の圧縮強度特性

(1) 検討した接合モデル

エンドプレートタイプの格点構造としても、種々の構造が考えられるが、本研究では、応力集中をできるだけ避け圧縮力を一樣に床版に伝達できる構造を検討するために、図-3 に示す 4 種類のタイプを取り上げた。すなわち、(a)鋼管端部にエンドプレートをすみ肉溶接したエンドプレートタイプ (以下、Aタイプと呼ぶ)、(b)エンドプレート近傍の鋼管内に 3 段の丸鋼リブを溶接し、その中にコンクリートを充填した充填鋼管タイプ (以下、Bタイプと呼ぶ)、(c)エンドプレートの替わりにリング状のフランジを鋼管の外周のみに溶接し、鋼管内は B

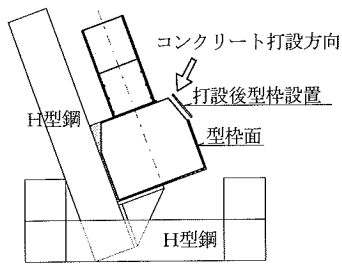


図-4 コンクリートの打設方法

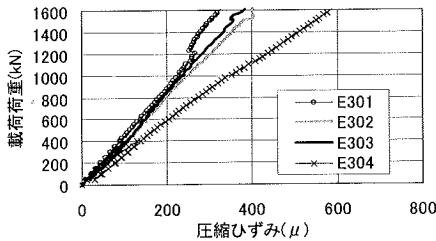


図-5 充填鋼管外面のひずみ

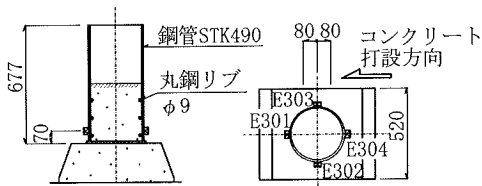


図-6 鋼管ひずみの計測点

タイプと同様の丸鋼リブを溶接しコンクリートを充填した充填鋼管+フランジタイプ（以下、Cタイプと呼ぶ）、およびCタイプと同じ形状で、(d)フランジ部をコンクリート内に埋め込んだ充填鋼管+フランジ埋込みタイプ（以下、Dタイプと呼ぶ）である。

供試体の形状は、支間長 99m の場合の試設計で決定した格点構造寸法の 2/3 モデルとした。鋼管の形状寸法は、径 $\phi 318.5\text{mm}$ 、厚さ 10.3mm とし、鋼管内の充填コンクリート高さは鋼管とコンクリートの接合部で応力がほぼ一様となる鋼管径と同じ高さとした¹⁰⁾。コンクリート格点部の形状寸法は、床版底面で鉛直方向応力が一様となる高さとし、床版に設けたハンチ形状は、試設計で検討したモデルの形状に合わせたものとしている。また、鉄筋は図-3(e)に示すように 4 タイプとも同じ配置とし、鉄筋径は D10 とした。

(2) 静的荷重実験

図-3 に示す 4 タイプの供試体を 5000kN アムスラー試験機で鋼管上面から中心圧縮荷重をかけた。試験機の荷重能力および各タイプの差が出やすいことなどを配慮し

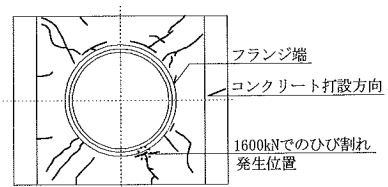


図-7 表面ひび割れ (Bタイプ)

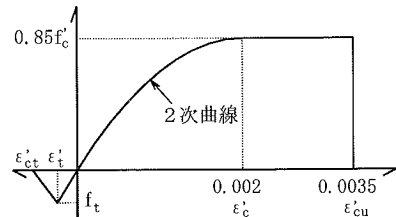


図-8 コンクリートの応力-ひずみ曲線

て圧縮強度が 20N/mm^2 程度の低強度のコンクリートを使用し、粗骨材の最大寸法は 10mm とした。コンクリートの物性を表-2 に示す。荷重はゼロから単調増加させ、鋼管およびコンクリートのひずみの変化ならびにひび割れ状況などを調べた。最大荷重は 4700kN であり、この値は、2. で述べたコンクリートの許容支圧応力を基準にした設計荷重相当値の 5.9 倍に対応している。供試体には STK490 の鋼管と SD345 の鉄筋を使用した。

(3) 実験結果と FEM 解析による考察

a) コンクリートの打設方向の影響

各供試体は実施工と同じ条件となることを考慮し図-4 に示すように鋼管を斜めに配置し、格点部となるコンクリートを打設したため、図-5 に示すように位置によってコンクリート充填部の鋼管の鉛直ひずみ性状が異なる結果となった。図-5 は B タイプの結果であるが、他の充填コンクリートを有するタイプも同様であった。図-6 に示すように、計測点 E304 がコンクリート打設時に上側となるため、コンクリートの沈降やブリージング水によって発生する空隙等により、鋼管と充填コンクリートとの付着力が低下したためと考えられ、実構造物の検討では、この現象を考慮する必要があると思われる。

b) 接合面でのコンクリート床版の表面ひずみとひび割れ性状

コンクリート格点部の表面ひび割れは、外気に面していることから雨水等の浸入により耐久性上問題となるため、これを防ぐことが重要な課題となる。

実験終了後の、Bタイプにおけるコンクリート床版表面のひび割れ発生状況を図-7に示す。初期ひび割れは、荷重1600kNで円周方向に発生し、荷重の増加とともに円周方向にひび割れが増大し、3800kNで四隅に法

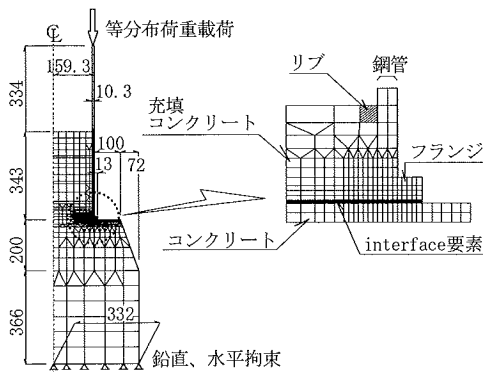


図-9 解析モデル (Bタイプ)

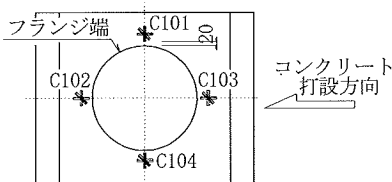


図-10 コンクリート表面ひずみの計測点

線方向のひび割れが発生した。円周方向のひび割れはDタイプ以外はすべてのタイプで発生し、四隅の法線方向のひび割れはすべてのタイプで発生した。円周方向のひび割れは荷重レベルの小さい段階で発生するため、耐久性上の問題として、このひび割れの発生を遅らせることが重要である。したがって、各タイプに対して、この表面ひび割れを解析により検証した。検証には汎用ソフト「DIANA」を使用し弾塑性FEM解析を行った。解析は、軸対称ソリッド要素を用い、鋼管とコンクリート節点間には引張力には抵抗せず、摩擦を考慮できるinterface要素を配置したモデルとした。コンクリートの1軸等価応力-ひずみ関係が図-8になるような3次元構成モデルを用い、tension softeningは、 $\epsilon'_t = \epsilon_y$ (ただし、 ϵ_y : 鉄筋の降伏ひずみ)とした。またコンクリートの破壊基準にはDrucker-Prager規準とtension cut-offモデルを用い、ひび割れモデルは分散ひび割れモデルを使用した。interface要素は、要素の中心線に対し、式(1)の応力-相対変位関係で表される。

$$\begin{Bmatrix} \sigma_n \\ \sigma_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_n & 0 \\ 0 & D_t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_n \\ \Delta u_t \end{Bmatrix} \quad (1)$$

ここに、 σ_n :法線方向応力、 D_n :法線方向剛性
 Δu_n :法線方向相対変位、 σ_t :せん断応力
 D_t :接線剛性、 Δu_t :接線方向相対変位

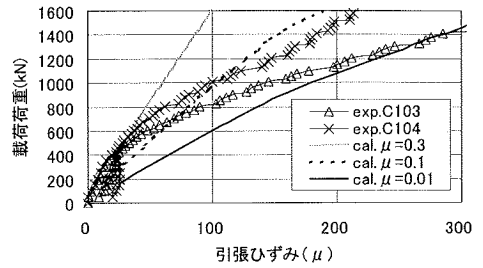


図-11 実験結果と解析結果の比較 (Bタイプ)

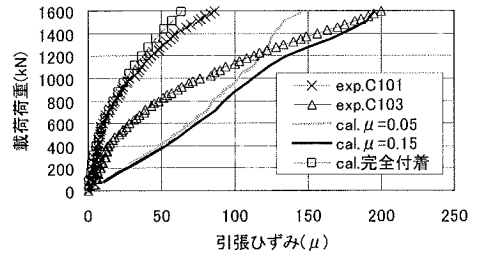


図-12 実験結果と解析結果の比較 (Dタイプ)

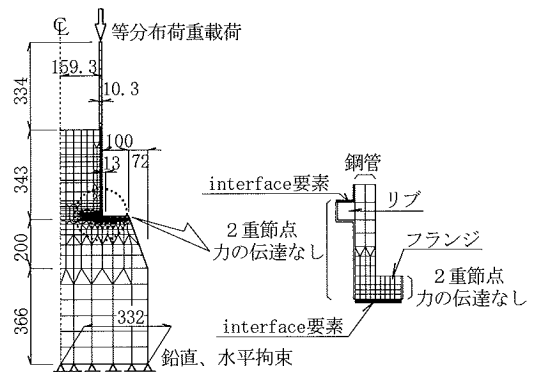


図-13 解析モデル (Dタイプ)

摩擦伝達はクーロン則に従い、せん断力が圧縮力に摩擦係数を乗じた摩擦抵抗力を上回った場合、上回ったせん断力に抵抗しないものとした。図-9にBタイプの要素分割およびinterface要素の配置、荷重荷重方法、拘束条件を示す。

図-10にコンクリート表面ひずみの計測位置を示す。また、Bタイプの代表点での法線方向の引張ひずみを図-11に示す。実験値は荷重レベルの上昇につれて摩擦係数(μ)を低くした解析値と対応しており、コンクリート打設方向の上側に位置するC103の計測点では、設計荷重相当値レベル(約800kN)以上では摩擦係数 $\mu=0.01$ が最もよく対応している。なお、解析ではコンクリートと鋼材間の粘着力を考慮していないため、荷重レベルが小さい場合には、この影響により実験結果は小さめになっている。したがって、計測位置C103は、コンクリート

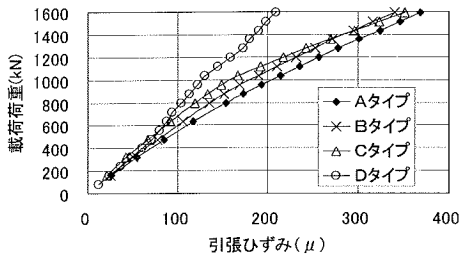


図-14 法線方向引張ひずみの比較

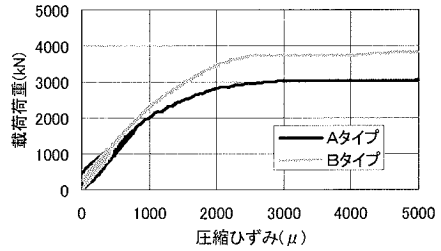


図-15 鉛直方向ひずみ

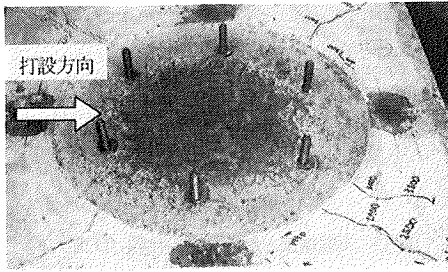


写真-1 実験終了後の状況 (Aタイプ)

打設時に上側となりブリージング水の通過等によって空隙ができ、見かけの摩擦係数が低下したものと考えられる。

Aタイプ、CタイプもBタイプと同様な傾向を示し、摩擦係数を $\mu=0.01$ とした場合、実験結果と解析結果がよく対応した。しかし、Dタイプでは、図-12に示すようにコンクリート打設時に上側となる位置においては、フランジとコンクリート格点間の見かけの摩擦係数を $\mu=0.15$ とし、フランジ外側とコンクリート格点の力の伝達がない場合がよく対応した。この場合の解析モデルを図-13に示すが、フランジとコンクリート格点間の摩擦は、フランジがコンクリート床版内に埋め込まれており、ブリージング水の通過による空隙等の発生が少なかったことによるものと考えられる。また、フランジ外側の条件はフランジとコンクリート床版間が自己収縮、乾燥収縮によって離間したものと考えられる。ただし、側面である.C101は、付着低下現象は見られず、引張ひずみも完全付着に近い値となった。

Aタイプ、BタイプとCタイプ、Dタイプはコンクリートの物性が異なるため、実験結果を直接比較ができない。したがって、コンクリートの物性を同じにし、前述した摩擦係数および解析条件の下で、鋼管周辺に発生する円周方向の引張ひずみの解析を行った。最大引張ひずみの比較を図-14に示す。図より、載荷荷重1600kNにおいて鋼管近傍に発生する法線方向の最大引張ひずみはAタイプ、Bタイプ、Cタイプで、各々 369μ 、 341μ 、 352μ であるのに対し、Dタイプでは 210μ である。この結果からDタイプの構造とした場合、法線方向の表面

ひび割れの発生を遅らせることが可能となることが検証できた。

c) 耐力

AタイプとBタイプに関して床版上面から下側に30mmの位置で、鋼管直下の鉛直方向の圧縮ひずみと載荷荷重の関係を図-15に示す。図よりAタイプでは載荷荷重約3000kNから、Bタイプでは約3700kNからひずみが急激に増大しており、試験機の載荷能力4700kNにおいても変形につれて荷重が減少するような完全な破壊には至らなかったが、図-7に示すように法線方向のひび割れ幅が拡大し、格点部のコンクリートブロックはほぼ終局限界状態に至ったものと見なせた。また、Cタイプ、Dタイプとも上記タイプと同様の現象を示し、載荷荷重4400kNあたりからひずみが急激に増大した。載荷荷重4700kNを鋼管内面積で割ると約 60N/mm^2 となり、2.で述べた道路橋示方書による設計値の3倍になる。またコンクリート標準示方書(2002年制定)の支圧強度式を本実験供試体に対して適用した場合、コンクリート強度の1.63倍の算定値となる。表-2のコンクリート強度を有する各タイプの耐力が、この算定値に対してどの程度になるかを調べた結果、コンクリート強度の2.0~2.7倍となる。なお、Aタイプの場合は、エンドプレートが7mm程度コンクリート床版内にめり込んでおり、崩壊寸前であったと考えられる。実験終了後に鋼管を取り除き接合部の状況を確認した(写真-1)。写真より、ブリージング水の通過等による空隙がコンクリート打設方向である上面側に偏って発生していることが確認できた。したがって、コンクリート打設時に上面となる方向に関しては、他の面より見かけの摩擦係数が小さくなるかと仮定した解析は妥当であったと思われる。

4. 圧縮斜材と引張斜材が会する格点構造

(1) 提案する格点構造

圧縮斜材に対しては、前述の実験結果を考慮し、表面ひび割れの発生を遅らせることが期待できるDタイプの接合方法を採用し、引張斜材に対しては、プレテン

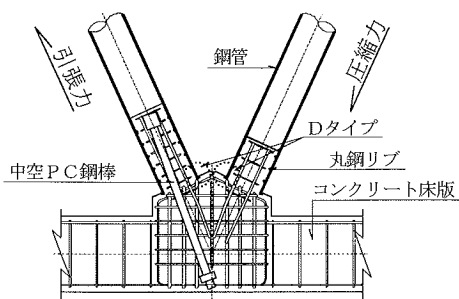


図-16 提案する格点構造

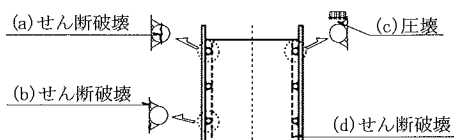


図-17 破壊形態

ション方式でコンクリート硬化後に圧縮力を与えることが可能となる中空 PC 鋼棒¹²⁾を併用した、図-16 に示すような格点構造を提案する。

導入するプレストレス量は、供用限界状態(通常使用される荷重状態に対して、過度なひび割れや変形、振動等を起こし安定や機能を失う状態)¹³⁾において鋼管端面断面でフルプレストレスとなるように決定する。なお、中空 PC 鋼棒は終局限界状態において引張抵抗材としても機能する。また、格点部に導入された圧縮応力は、せん断ひび割れに対する補強効果も期待できる。

(2) コンクリート充填鋼管部の応力伝達特性の検討

a) 実験概要

図-16 の格点構造は、鋼管に作用する軸力を鋼管内部の丸鋼リブより充填コンクリートに伝達し、さらに充填コンクリートから格点部のコンクリートに伝達する構造である。実構造物においては、鋼管に作用する軸力が鋼管および充填コンクリートから格点部コンクリートに力が伝達されると考えられる。したがって、丸鋼リブの段数と耐荷力の関係を把握することが、本格点構造の設計に重要な課題となる。

充填コンクリート部では図-17 に示すように(a)丸鋼リブのせん断破壊、(b)丸鋼リブ溶接部のせん断破壊、(c)丸鋼リブ上面のコンクリートの支圧破壊、(d)丸鋼リブ内部のコンクリートのせん断破壊が考えられる。ここでは、支間長 79m モデルの鋼管サイズの 1/2 モデルとした供試体を用いて、耐荷力実験を行った。実験は 5000kN アムスラー試験機を使用し、載荷板を介して充填コンクリート部にのみ圧縮力を加え、鋼管のみで支持した。実

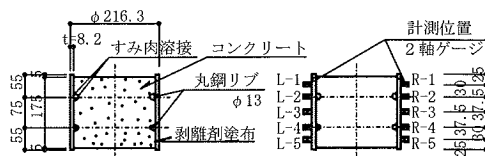


図-18 実験供試体およびひずみ計測位置

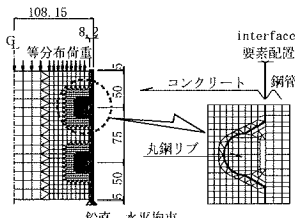


図-19 要素分割図

表-3 コンクリートの物性

圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)	ポアソン比
38.9	2.7	26.0	0.19

験供試体およびひずみの計測位置を図-18 に示す。

b) 使用材料

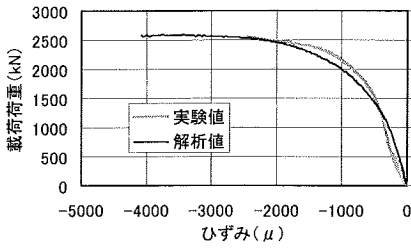
実験供試体は、鋼管には STK490 材、丸鋼には SD345 材を用いた。また、コンクリート材料の物性を表-3 に示す。

c) 実験結果と FEM 解析による検証

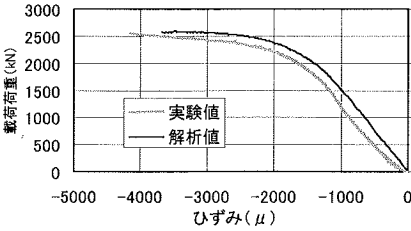
汎用ソフト「DIANA」により軸対称 3 次元 FEM 弾塑性解析を行い、実験結果と比較した。解析条件は 3(3)b) と同様としたが、tension softening は鉄筋の配置もないことから無視 ($\epsilon'_t = \epsilon'_t$) した。また、鋼管および丸鋼は材料試験から得られた応力-ひずみ関係を用いた。図-19 に要素分割、荷重載荷方法、拘束条件、interface 要素の配置を示す。計測点 L-2(リブ配置部)と R-3(リブ間部)の鉛直方向圧縮ひずみの実験結果と解析結果の比較を一例として図-20(a)、図-20(b)にそれぞれ示す。両者はよく整合している。

d) 丸鋼リブ段数の決定

実構造物では自己収縮、乾燥収縮、繰り返し応力およびブリージング等により、鋼管とコンクリートの間の剥離が考えられる。また、3(3)a) に示すように載荷前から鋼管とコンクリートが剥離している可能性も指摘できる。したがって、丸鋼リブ段数の検討にあたっては、鋼管とコンクリートが鉛直に接している面および充填コンクリートが丸鋼リブの下面と接している面が離間していることを表すため 2 重節点とした。解析にあたっては、丸鋼リブの段数を決定することが目的であるため、鋼管は弾性部材とし、丸鋼リブは弾・完全塑性体とした。ま



(a) L-2



(b) R-3

図-20 鋼管圧縮ひずみの比較

た、コンクリートは設計基準強度 40N/mm^2 の非線形要素とした。解析結果を図-21 に示す。図は、2 段配置から 4 段配置までは、耐荷力が丸鋼リブの段数につれて比例的に増加するが、5 段配置以降は耐荷力が一定になることを示している。これは耐荷力が 4 段リブ配置までは図-17 に示す(d)せん断破壊に支配されるが、5 段配置以降は最上段リブ上の(c)圧壊に支配されることによるものと思われる。したがって、丸鋼リブの配置段数は 4 段配置までは作用軸力に応じて決定できるが、5 段以上必要な場合は丸鋼リブの径を大きくする等の措置が必要である。

(3) 格点構造の実験供試体

供試体は、表-1 で示した支間長の異なる 3 タイプの試設計モデルのうち、同一斜材で鋼管から格点部に作用する応力、および鋼管に発生する応力範囲がともに比較的大きくなる位置に着目し形状を決定した。その結果、支間長 79m のタイプを検討モデルとし、橋脚から支間中央に向かって 5 本目の鋼管を着目位置とした。

供試体は試設計モデルの 1/2 のスケールとした。試設計および 1/2 モデルの各限界状態での、圧縮斜材に作用する軸力および定着部に作用する圧縮応力度を表-4 に示す。また、供試体寸法および PC 鋼材配置を図-22 に示す。中空 PC 鋼棒には鋼管と格点部の接合位置で、床版内の PC 鋼棒は床版断面全体で供用荷重時レベルにおいてフルプレストレスとなるように緊張力を導入した。実構造物での施工では、上床版側は鋼管内のコンクリートと上床版を同時に打設し、下床版側は鋼管内のコンク

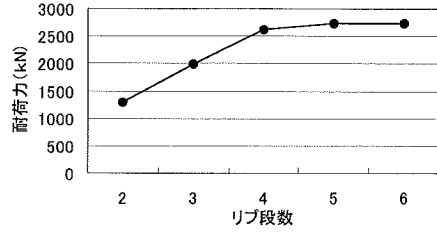


図-21 丸鋼リブ段数と作用軸力の関係

表-4 作用軸力および定着部応力度

	鋼管サイズ	作用軸力 (kN)			定着部応力度 (N/cm^2)		
		死荷重作用時	供用 * 限界状態	終局 限界状態	死荷重作用時	供用 限界状態	終局 限界状態
試設計 中央支間 長79m	$\phi 400$, $t=12\text{mm}$	844.2	1706.6	3253.0	6.7	13.6	25.9
供試体	$\phi 216.3$, $t=8.2\text{mm}$	246.2	499.7	953.9			

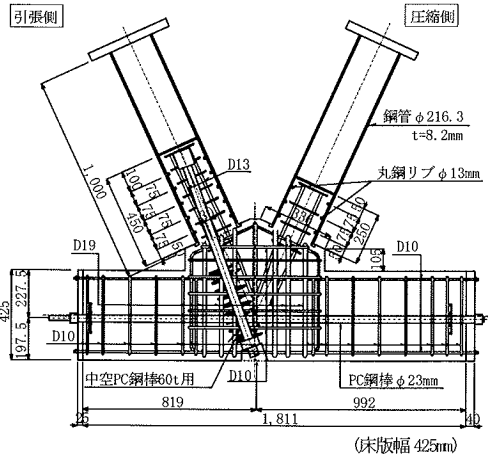


図-22 供試体寸法と配筋図

リート打設後、反転させて配置した後、下床版側のコンクリートを打設する施工手順が考えられる。したがって、打継ぎ目があり、床版のコンクリートが逆打ちとなるため、打継ぎ目にブリージング水によって空隙が発生しやすくなることによって耐荷力等が低くなると考えられる下床版側に着目した供試体を製作した。製作手順は実構造物の施工手順と同様にするため、図-23 に示すように 1)鋼管内の充填コンクリートを打設、2)充填コンクリートが硬化した後、接合面のレイタンスを処理、3)鋼管を反転させ所定位置に設置するとともに、床版、格点内の鋼材の組み立て後、床版および格点部のコンクリートを上面より打設した。鉄筋径および配置は後に示す耐荷力実験での供試体形状および拘束条件から作用断面力を算出し決定した。格点部の鉄筋径および配置は、図-24 に示すように骨組解析で格点周りの断面力を算出後、格点照査断面での床版との偏心を考慮し格点部の照査断面力を算出した後、コンクリート標準示方書(2002

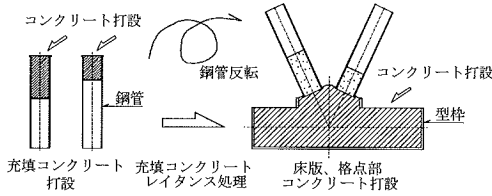
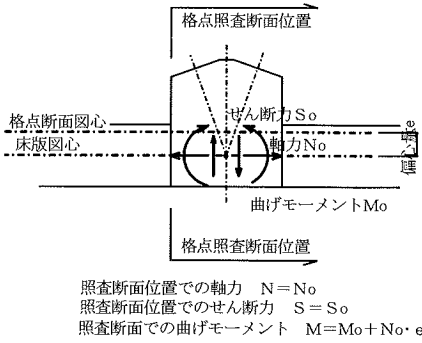


図-23 コンクリートの打設順序



照査断面位置での軸力 $N = N_0$
 照査断面位置でのせん断力 $S = S_0$
 照査断面での曲げモーメント $M = M_0 + N_0 \cdot e$

図-24 格点部の照査断面力

年制定)に示される棒部材のせん断耐荷力の算出式により決定した。また、床版部の曲げに対して配置する鉄筋は算出した断面力に対して曲げ破壊耐荷力より決定した。

鋼管の丸鋼リブの段数は、4(2)d)で算出した耐荷力より安全率3を考慮し、供用限界状態レベルの軸力に対して決定した。また、引張斜材側では、曲げモーメントによって、引張応力が作用する。したがって、曲げモーメントを考慮するために式(2)を用いて、換算軸力を算出し丸鋼リブの段数を増加させた。

$$N_m = \frac{\sigma_m}{\sigma_n} N \quad (2)$$

ここで、 N_m : 曲げを考慮する場合の換算軸力

- σ_m : 作用曲げモーメントにより丸鋼リブに作用する応力度
- σ_n : 作用軸力により丸鋼リブに作用する応力度
- N : 作用軸力

鋼管内のコンクリートの充填長さは、圧縮斜材側では、鋼管径あるいは、丸鋼リブの配置間隔より決定される長さ以上とした。また、引張斜材側では、圧縮斜材側と同様の方法で算出したものと、中空鋼棒によるプレストレスの伝達長 8ϕ (ϕ : 中空鋼棒径)に中空鋼棒の定着部とかぶりを加算したものを比較し長い方とした。伝

表-5 コンクリートの物性 (疲労実験時)

	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
疲労実験開始日	32	54.6	31.6	0.18
疲労実験終了日	38	54	31.4	0.19

表-6 作用軸力および鋼管応力度

	鋼管サイズ	作用軸力 (kN)			鋼管応力度 (N/mm ²)		
		活荷重作用時	供用限界状態 (軸力最大時)	供用限界状態 (軸力最小時)	供用限界状態 (軸力最大時)	供用限界状態 (軸力最小時)	応力範囲
試験群 中央実用 整理型	φ400, t=12mm	844.2	1253.2	802.1			
供試体	φ216.3, t=8.2mm	309.3	459.4	293.8	85.7	54.8	30.9

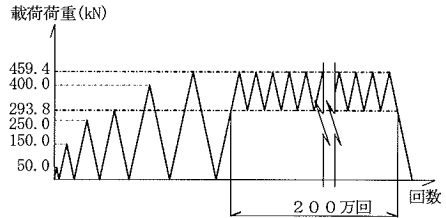


図-25 載荷荷重と荷重プログラム (疲労実験)

達長の起点は、充填コンクリートと格点部のコンクリート接合面に最大のプレストレスを与える必要があるため、この接合面とした。

鋼管内の軸方向鉄筋は終局限界状態レベルでの断面力に対して、曲げ破壊耐力で算定される鉄筋量を配置した。また、以上のようにして製作した供試体に対して予備載荷の後、疲労実験を行い、さらに疲労実験終了後、耐荷力実験を行った。

(4) 疲労実験

a) 使用材料

疲労実験開始時および疲労実験終了時のコンクリートの物性を表-5に示す。なお、鉄筋、丸鋼リブはSD345、鋼管、フランジはSTK490、床版内PC鋼棒はB種2号を使用した。

b) 載荷荷重

疲労実験で考慮する載荷荷重のうち、活荷重に関しては、詳細な疲労の照査を省略できる軸重60tの荷重をレーンマークに載荷して3次元影響線解析で決定した¹⁰⁾。載荷荷重は表-6に示すように試験設計モデルと供試体の鋼管に作用する応力が同じになるように決定した。荷重プログラムを図-25に示す。また、周波数は3~5Hzで、200万回繰り返し載荷した。

c) 実験装置

圧縮斜材と引張斜材に導入される軸力は2章で行った試験設計においてもほぼ同様であるため、両斜材の接合部に着目し、図-26および写真-2に示すように、1000kNアクチュエータを使用することにより、圧縮斜材側に軸力

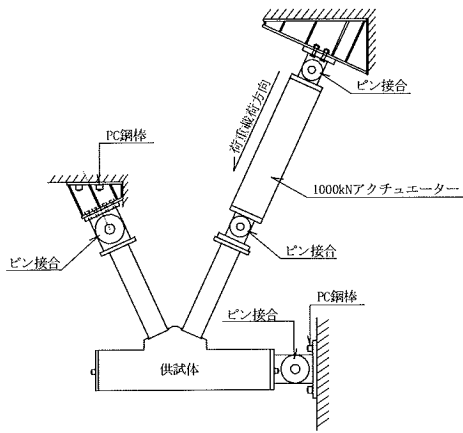


図-26 疲労実験装置

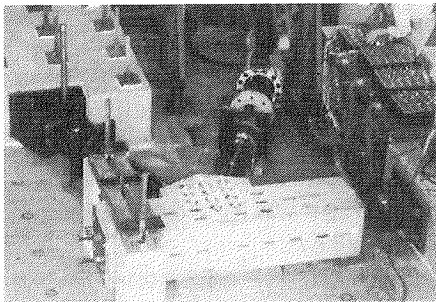


写真-2 疲労実験状況

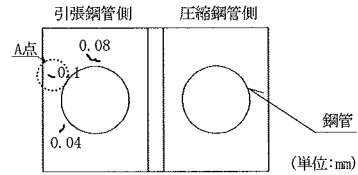


図-27 ひび割れ図 (疲労実験後)

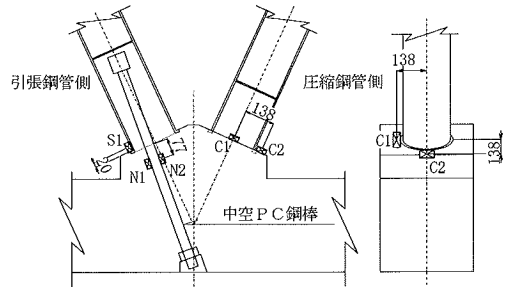
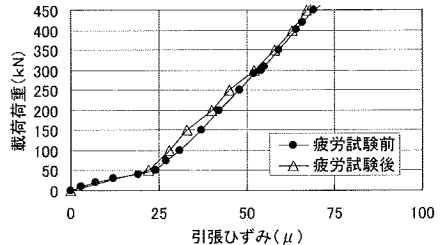
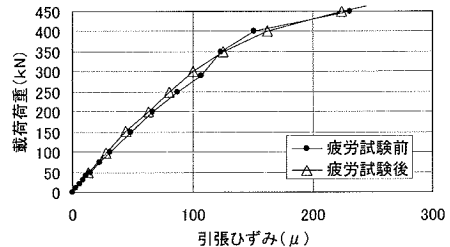


図-28 ひずみの計測点



(a) コンクリート表面ひずみ(C1)



(b) 中空PC鋼棒引張ひずみ(N2)

図-29 疲労実験前後の比較

を与えて疲労実験を実施した。また供試体は水平に設置した。実構造物の下床版側では載荷荷重により橋軸方向に引張力が作用する。したがって、格点部近傍に有利となる圧縮応力を作用させないために図に示すように圧縮鋼管側の床版端部のみをピン接合とし、他端はフリーとした。なお、フリー端側には、供試体の支持、床版に配置したPC鋼棒の伝達長、あるいは格点部の鉄筋の配置上必要な長さを設けた。また、各支点の治具は、水平方向のPC鋼棒でコンクリート製の反力壁に締め付け固定した。なお、コンクリート製の反力壁は鉛直方向のPC鋼棒で固定し、摩擦力で抵抗するものである。

d) 実験結果と考察

200万回繰り返し載荷終了時における鋼管接合部付近のコンクリート表面に発生したひび割れ状況を図-27に示す。初期ひび割れは、1万回の繰り返し載荷後に、図-27の引張側鋼管部のA点の法線方向に発生した。発生直後のひび割れ幅は0.1mmであったが、その後の繰り返し載荷によっても拡大せず、200万回載荷終了時でも0.1mmのひび割れのままであった。他にも微細なひび割れが2,3発生したが、進展するひび割れではなかった。図-28に繰り返し載荷時に計測したひずみゲージ位置を示す。200万回の繰り返し載荷前と後における、

圧縮鋼管フランジ近傍のコンクリート表面(C1)での載荷荷重-引張ひずみ関係の比較を図-29(a)に、中空PC鋼管(N2)の載荷荷重-引張ひずみの関係の比較を図-29(b)に示すが、繰り返し載荷による影響はほとんど受けていないと考えられる。また、他のコンクリートひずみおよび鋼管ひずみも同様であり、上述のコンクリートのひび割れの影響をほとんど受けていないと言える。

初期ひび割れの発生原因は、供試体のテストフロアへの据付誤差(ピン位置のわずかな誤差)と反力壁の剛性不足の影響により、初期に設定した曲げモーメントより大きな曲げが引張斜材側に作用したためと考えられ

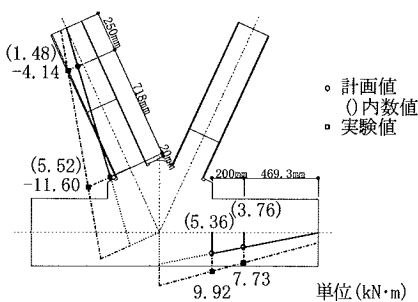


図-30 設計値と実測値の曲げモーメントの比較

表-7 コンクリートの物性（耐荷力実験時）

圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)	ポアソン比
58.0	4.3	32.1	0.18

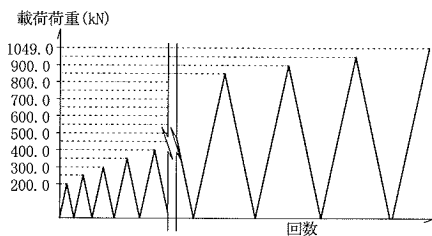


図-31 載荷荷重プログラム（耐荷力実験）

る。疲労実験終了後、コンクリート非充填の鋼管断面の2箇所計4枚のひずみゲージを添付して調べたところ、図-30に示すように繰り返し載荷実験での作用曲げモーメントは供試体の設計段階で考慮した値の約2倍となり、軸力によるひずみも考慮すると引張ひずみは設計値の約1.8倍になっていた。したがって、本格点構造は設計荷重値の200万回繰り返し載荷に対しても十分な疲労強度を保持していると判断できる。なお、図-29(a)において、引張ひずみの発生状況が、載荷荷重50kNを境にして変化している点について考察すると、本供試体は遠隔地で製作したため、運搬中に鋼管端部フランジ下面とコンクリートの間に僅かな隙間が発生し、載荷荷重50kNを超えた辺りから摩擦による付着力が発揮され、発生ひずみが小さくなったものと推察される。

(5) 耐荷力実験

a) 使用材料

疲労実験終了後の供試体は、耐荷力実験との時期が異なるので、耐荷力実験時のコンクリートの物性を表-7に示す。

b) 実験装置

耐荷力実験は疲労実験と同一の支持条件とし、ジャック

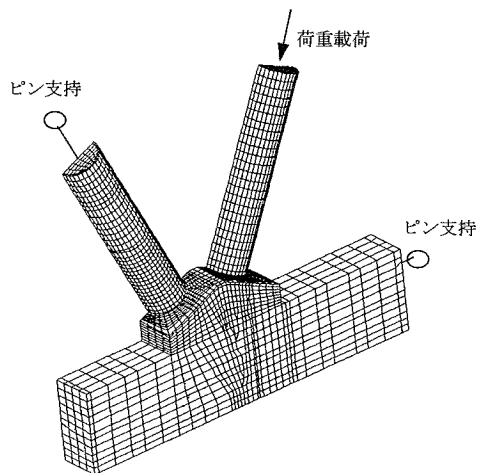


図-32 FEM解析モデル

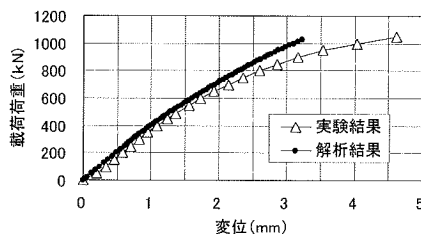


図-33 荷重—変位曲線

キのみ大型（容量2000kN）に変更した。ただし、床版のピン接合していない側には、浮き上がり防止のためにテフロン板で供試体と接する治具を配置した。

c) 載荷プログラム

載荷プログラムを図-31に示す。図に示すように、載荷荷重は200kNより、100kNずつ増加させた。また、残留ひずみ等を確認するために、適宜除荷し、ひび割れ等を確認後再び荷重を増加させた。

d) 実験結果とFEM解析

FEM解析により実験結果の検証を行った。破壊規準およびコンクリートの応力—ひずみ関係は3. 圧縮強度特性で用いたものと同様とした。配置鉄筋は埋め込み鉄筋要素¹⁷⁾としてすべて考慮し、中空PC鋼棒は、鋼管内でのコンクリートの断面積と比較し断面積比率が高いため、ソリッド要素によりモデル化した。なお、鋼管およびコンクリートもソリッド要素を用い、断面は対称条件を考慮し半分の断面とした。FEM解析に用いた要素分割、荷重載荷方法、拘束条件を図-32に示す。本解析においても、3. 圧縮強度特性で用いた interface 要素を同じ位置に配置した。

床版中央位置での水平変位と載荷荷重の関係に関する実験結果と解析結果の比較を図-33に示す。引張鋼管定着部および床版定着部での接続鋼材と反力壁をバネ部材

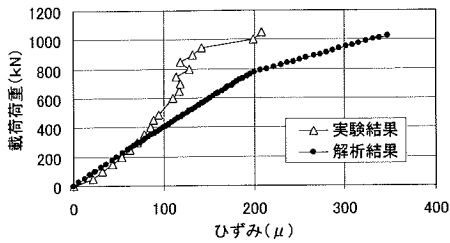


図-34 コンクリートの表面ひずみ

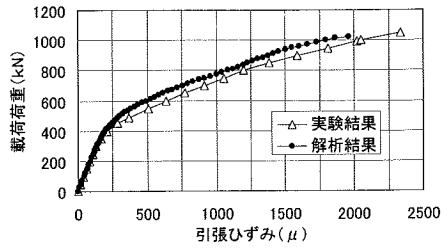


図-37 中空PC鋼棒引張ひずみの比較

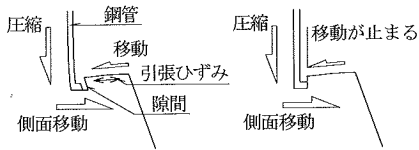


図-35 離間の有無による引張ひずみの違い

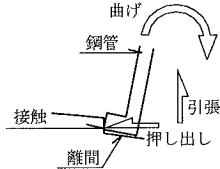


図-38 引張鋼管側の表面コンクリート剥離

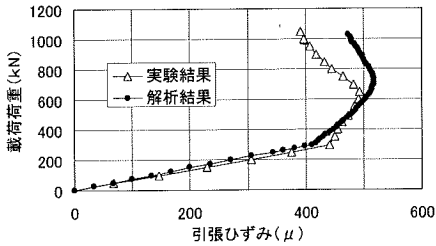


図-36 鋼管引張ひずみの比較

として評価した結果、実験結果と解析結果はよく対応している。ここで、バネ定数は圧縮斜材端部で上下方向： $4.15 \times 10^5 \text{ N/mm}$ 、水平方向： $9.04 \times 10^4 \text{ N/mm}$ とし、床版固定側端部の上下方向： $1.47 \times 10^6 \text{ N/mm}$ 、水平方向： $3.04 \times 10^5 \text{ N/mm}$ とした。

図-28の計測点(C2)における引張ひずみの計測値および解析結果を図-34に示す。引張ひずみは350kNまで解析値とほぼ同じ推移を示しているが、その後発生ひずみが小さくなっている。これは、鋼管の変形が進み、フランジ外側とコンクリート間の離間していた部分が接触したためと推察できる。図-35に示すように、フランジとコンクリート格点間に隙間がある場合、鋼管が床版内にめり込んでいくにしたがって、格点表面が引き込まれ引張ひずみが大きくなるが、離間部が接触した場合、引き込まれる変位が小さくなり、引張ひずみが小さくなると考えられる。なお、最終荷重に至るまで、圧縮鋼管のコンクリート格点部には、3(b)での圧縮実験における図-7に見られるような法線方向のひび割れが発生しなかったのは、コンクリート強度（圧縮実験では 29 N/mm^2 、格点実験では 58 N/mm^2 ）の相違によることが

大きい。コンクリート床版（実験では幅425mmのRCはり）の変形による影響もあるものと推察される。

図-28に示す引張鋼管側の計測点S1および中空PC鋼棒のひずみの計測点N1、N2（N1とN2の平均値）の実験値と解析値の比較を図-36、図-37に示す。300kN付近で鋼管がコンクリート格点部から離間し、鋼管に発生するひずみが増加せず400kN付近から中空PC鋼棒が負担する引張力が増加している。解析結果と実験結果はよく整合しており、中空PC鋼棒は理論どおり作動していることが分かる。

実験では終局限界状態の算定荷重953.9kNでは破壊せず、1049kNで破壊した。したがって、十分な耐荷力を有していたと考えられる。最終状態では、引張鋼管側のコンクリート表面の抜け出しと床版の曲げ破壊がほぼ同時に発生した。

表面コンクリートの抜け出しは図-38に示すように、引張鋼管が格点部から離間後、フランジ外側がコンクリートに接触し、曲げモーメントにより鋼管が側面のコンクリートを押し出すことによって発生したものと推察される。図-39に着目要素位置、図-40に着目要素位置でのコンクリートの主引張応力度の解析値を示すが、700kN付近で引張強度に達しており、ひび割れが発生し、この位置でのひび割れが剥落した全域で広がり抜け出しが生じたと推察される。供試体全体のひび割れ図を図-41に、引張鋼管側上面位置での供試体の状況を写真-3に示す。圧縮鋼管側は最終荷重1049kNまでひび割れも発生せず十分な耐荷力を有していたが、本実験では、コンクリート強度が設計で想定したものより上回ったため、強度の増加に対する評価を行う必要がある。

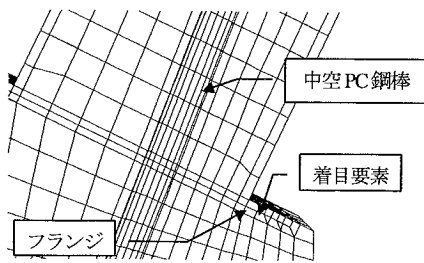


図-39 着目要素位置

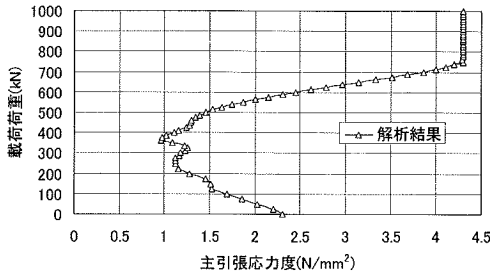


図-40 主引張応力度 (実験検証)

e) 考察

疲労実験で発生した引張鋼管側表面のひび割れは耐久性上問題となる可能性がある。したがって、このひび割れ発生に対する検討を FEM 解析で行った。解析条件は 4(5)耐荷力実験と同様である。図-27 に示した A 点に配置した要素の主引張応力の解析結果を図-42 (ただし、実験供試体に対する解析値) に示す。鋼管端部フランジがコンクリート面に密着している間は、主引張応力は載荷荷重とともに減少しているが、載荷荷重が約 300kN を超える辺りから離間が起り、図-38 に示した変形が生じた結果、A 点の引張応力が供用限界状態の軸力最大時の荷重 459.4kN で 1.3N/mm²程度に増大している。付け加えて、繰り返し載荷により鋼管底面が接触、離間を繰り返し、引張応力の反復作用により、ひび割れ発生に繋がったものと推察される。したがって、この引張応力の発生を抑えるか、あるいは鋼管の離間を起こさないようにすることがひび割れ発生を抑えることになると考えられる。図-2 に示したように鋼トラスウェブ PC 橋では、軸力と比較し曲げモーメントによる応力が 2 倍以上になる接合部もあるため、曲げ応力に対する対処方法を検討することが必要であると考えられる。そこで、ひび割れ抑制方法の一つとして、鋼管端部フランジの埋め込み長を増加させる方法を検討する。図-42 には、埋め込み長 50mm とした場合の主引張応力の解析値を示している。この場合はフランジの外周に円形の鉄筋を 2 段配置している。埋め込み長が 12mm の実験供試体と比較すると、図-27 に示した初期ひび割れが発生した A 点での主引張

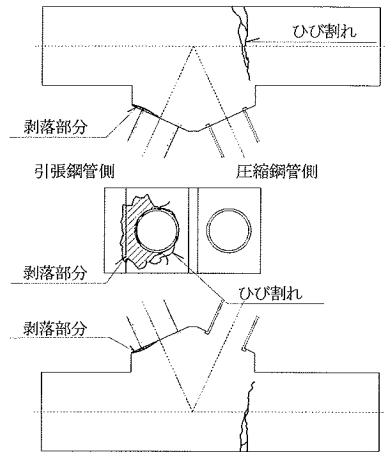


図-41 ひび割れ図 (耐荷力実験後)

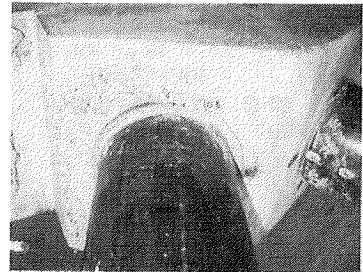


写真-3 破壊状況

応力は明らかに減少している。したがって、埋め込み長を深くすることにより、コンクリート表面に発生するひび割れの発生を遅らせることが期待できるが、埋め込み長は施工の煩雑さも勘案して決定する必要がある。

4(4)d) で述べたように、疲労実験においては、設計で想定した曲げモーメントより過大な曲げモーメントが作用したため、供試体にとってはより厳しい結果となった。また、耐荷力実験でも同様に過大な曲げモーメントが作用した。したがって、想定した設計曲げモーメントが供試体に作用した場合の耐荷力の検証を FEM 解析で行った。なお、コンクリート強度は設計基準強度の 40N/mm² とし、引張強度はコンクリート標準示方書 (2002 年制定) の算定式の値としている。図-43 に図-28 で示す位置(S1)での鋼管の引張ひずみの比較を示すが、供用限界状態の軸力最大時においても鋼管は離間しない。したがって、実験で作用したような繰り返し引張応力は発生せず、コンクリート格点表面のひび割れ発生は生じにくいものと推察される。また、図-44 に床版中心位置での変位と載荷荷重の関係を示すが、計算上の終局限界状態においても破壊せず、十分な耐荷力を有していると考えられる。

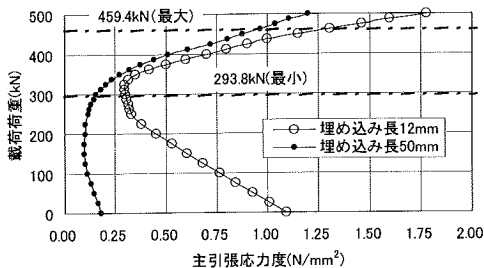


図-42 格点表面主引張応力度の比較

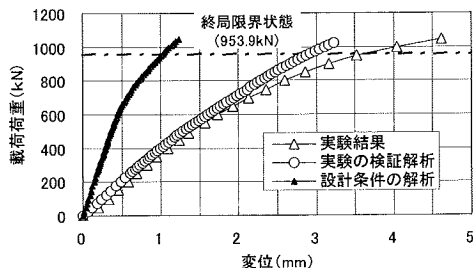


図-44 床版中央変位の比較

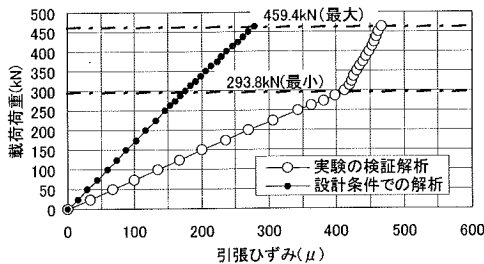


図-43 鋼管ひずみの比較

5. 結論

本研究には、エンドプレートタイプに属する接合構造の一形式を提案し、モデル実験および有限要素解析によってその構造特性を調べ、以下の知見が得られた。

- (1) 鋼管斜材端部へのコンクリート充填は、圧縮斜材側のコンクリート床版への伝達における応力集中を低減させる効果があった。
- (2) エンドプレート接合方式に属する4タイプの接合モデルについて、圧縮斜材の静的載荷実験およびFEM解析を行ったところ、鋼管端部フランジをコンクリート内に埋め込んだモデルが、鋼管接合部となるコンクリート格点表面のひび割れの発生を遅らせる上で最も効果があった。また、耐力力は4モデルとも本研究で配置した補強鉄筋を使用した場合、コンクリート標準示方書の支圧強度式で算定される強度を上回っていた。
- (3) 丸鋼リブを配置したコンクリート充填鋼管の押し抜きせん断に対する耐力力はFEM解析で十分評価できた。また、本研究で検討した範囲内の鋼管径、丸鋼リブの間隔、丸鋼径では、丸鋼リブは4段配置までは段数に比例して耐力力が増加するが、5段配置以上では耐力力は1段目の丸鋼リブ上面のコンクリートの支圧破壊に支配され、段数に比例して耐力力は増加しなかった。
- (4) 上述の知見に基づいて圧縮斜材と引張斜材が会する格点構造を提案した。まず、試設計の1/2縮尺モデル供

試体について疲労実験を行った結果、引張鋼管外側に微細なひび割れが発生したが、200万回までの繰り返し載荷によっても進展しない軽微なひび割れであった。また発生原因は、供試体の据付精度の関係で想定した曲げモーメントより大きな曲げが作用し、鋼管が離間した結果、引張応力の繰り返しにより発生したためであり、設計上の算定曲げモーメントが作用した場合は、鋼管の離間も起きず、ひび割れの発生する可能性が少ないことが分かった。

(5) 疲労実験の終了後に行った同供試体の耐力力実験により、本研究で提案した格点構造は終局限界状態に対する設計荷重レベルに対して十分な安全性を有していた。

(6) 圧縮斜材側の格点部のコンクリート表面ひび割れの発生メカニズムを検討した結果、鋼管端部フランジとコンクリート面との付着および接触条件がひび割れ発生に影響していることが分かった。

(7) 引張斜材側のコンクリート格点部でのひび割れ発生および破壊メカニズムを検討した結果、鋼管端部フランジの埋め込み長を長くすることにより、格点部のコンクリート表面ひび割れの発生および抜け出しを遅らせることが分かった。したがって、耐久性のさらなる向上ならびに耐力力の増大を求める場合には、施工性をも考慮して適切なフランジの埋め込み長を決定する必要がある。

以上の知見から、ここで提案した格点構造は静的耐力ならびに疲労耐力の両面において十分な性能を有していることが判明した。しかしながら、本格点構造を実橋に適用するに当たっては、斜材角度、鋼管寸法、定着部コンクリート形状などが本論文で検討したものと異なる場合があるので、鋼管内面リブの段数、中空PC鋼棒の配置、補強鉄筋の配置などに関してはそれぞれの格点構造形状に合わせて別途検討する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 例えば、木水隆夫、青木圭一、原田祐治、神山正成、正司明夫、丸山正志：勝手川橋の設計・施工と振動実験、

- 橋梁と基礎, pp15-24, Vol.37, No.1, 2003.
- 2) NCB 研究会編：新しい合成構造と橋, 山海堂, 1996.
 - 3) Bernard C, Jean F, Michel B, Pierre M, Xuan-Thao P, Jean-Pierre V., Karim G, Hervé B. : Les viaducs du Boulonnais sur Une procédure de réalisation, *Travaux* n° 736, pp.44-57 novembre 1997.
 - 4) Jean-Paul C, Thierry J, Jean-Marc T, Eric B, Philippe C, Jean-Pierre V. : Le pont sur le Bras (île de la Réunion) Un ouvrage d'exception, *Travaux* n° 782, pp.76-85, janvier 2002.
 - 5) 山村正人：木ノ川高架橋—鋼・コンクリート複合トラス橋—, 橋梁と基礎, pp.94, 2002-8.
 - 6) 黒岩正, 後藤照彦：巴川, 猿田川橋の設計—鋼トラスウェブ PC 橋, プレストレストコンクリート, Vol.41, No.2, pp.41-47, 1999.3.
 - 7) 高田茂充, 深田裕一, 植奈央子：志津見ダムにおける志津見大橋の検討, 中国地方建設局管内技術研究会論文集, Vol.51, pp.137-140, 2000.
 - 8) 本間淳史, 黒岩正, 日紫喜剛啓, 古市耕輔：複合トラス構造接合部の耐力確認実験, 第 8 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp53-58, 1998.10.
 - 9) 今井義明, 岡田浩樹, 田邊顕, 坂下克之, 中西克佳, 栗原康行：複合トラス PC 橋の格点構造に関する実験と解析, 橋梁と基礎, pp15-23, 2002.4.
 - 10) 二井谷教治, 江口信三, 関口信雄, 野呂直以：鋼トラスウェブ PC 橋格点部の実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1509-1490, 2001.3.
 - 11) Furuichi K, Yamamura M, Nagumo H, Yoshida K. : Experimental study on a new joint for prestressed concrete composite bridge with steel truss web, *International Symposium on Connection between Steel and Concrete*, pp.1250-1259, Sept. 10-12 2001.
 - 12) 今井昌文, 横田勉, 二井谷教治, 溝口茂：アバット装置を必要としない新しいプレテンション方式についての概要, 第 4 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.359-362, 1994.10.
 - 13) 佐藤栄司, 正司明夫, 辻村隆, 野呂直以：複合トラス橋の桁高特性に関する検討, 第 11 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.135-140, 2001.11.
 - 14) 正司明夫, 辻村隆, 園田恵一郎：複合トラス橋の圧縮斜材定着部に関する一考察, 第 11 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.147-152, 2001.11.
 - 15) (社)プレストレストコンクリート技術協会：複合橋設計施工規準案, 1999.12.
 - 16) (社)日本鋼構造協会編：鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 技報堂出版, 1998.
 - 17) Figueirast J.A. and Póvoast R.H.C.F : Modeling of prestress in non-liner analysis of concrete structure, *Computer & Structure*, Vol.53, No.1, pp.173-187, 1994.

(2004. 4. 15 受付)

A STUDY ON PANEL POINT OF A PC BRIDGE WITH STEEL TRUSS WEBS

Akio SHOJI, Takuya KONDO, Toshiyuki OSUGI and Keiichiro SONODA

Aim for the paper is to propose a rational panel point structure of PC bridge with steel truss webs. First, connection details of compressive steel diagonal to panel point concrete are examined, in which 4 types of connection models are comparably studied through both model tests and FEM analysis. Second, a panel point model crossing compressive and tensile diagonal is examined by fatigue test, loading capacity test and FEM analysis. Special attention is paid on cracking mechanism of panel point concrete and ultimate loading capacity. Last, from both the experimental and numerical results obtained, discussion is made to find rational panel point details from the aspects of serviceability and ultimate limit states.