

複合トラス橋の格点構造の応力伝達機構に関する研究

Study on load transfer mechanism of the joint in hybrid truss bridge

左東有次*, 日野伸一**, 園田佳巨***, 山口浩平****, 千盛鳳*****
 Yuji Sato, Shin-ichi Hino, Yoshimi Sonoda, Kohei Yamaguchi, Seong Bong Cheon

* (株)富士ピー・エス, 九州支店土木技術部 (〒810-0073 福岡県福岡市中央区舞鶴 2-2-11)

** 工博, 九州大学大学院教授, 工学研究院建設デザイン部門 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡 744 番地)

*** 工博, 九州大学大学院教授, 工学研究院建設デザイン部門 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡 744 番地)

**** 博 (工), 九州大学大学院助教, 工学研究院建設デザイン部門 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡 744 番地)

***** 工修, GLF Co., LTD, (1107-1, Bisan-dong, Dongan-Gu, Anyang-Si, GyeongGi-Do, South Korea)

As the joint structure of steel-concrete hybrid truss bridge, various structural types have been proposed and put to practical use up to now. In this study, two kinds of joint structures with perfobond shear connector and welded headed studs have been proposed. And the loading test in half scale specimens of the joint structure has been carried out to clarify the stress transfer mechanism of the joint structure. As the result, it has been clarified that the design strength on the existing ultimate strength equation for the joint has been enough safety. Moreover, the 3-D finite element method has been conducted, and the mechanical characteristic has been examined. In this paper, it was indicated the stress transfer mechanism and the load carrying capacity of the joint structure.

Key Words: hybrid truss bridge, joint structure, perfobond shear connector, welded headed stud, gusset

キーワード: 複合トラス橋, 格点構造, 孔あき鋼板ジベル, スタッド, ガセット

1. はじめに

近年, 工事費の削減と施工の合理化を目的として, PC 箱桁橋のコンクリートウェブを鋼管斜材に置換した複合トラス橋が開発実用化されている。複合トラス橋においては, 上下のコンクリート床版と鋼管斜材との接合部の格点構造が重要であり, これまで国内において各種の格点構造¹⁾が提案され, 模型実験や数値解析シミュレーションを行い, 数橋が設計・施工されている。しかし, 最適な部材形状や格点構造など解明すべき課題が残されているのが現状である。

そこで本研究では, 既存の複合トラス橋の長所をさらに拡大し, 経済性, 施工性に優れた新しい形式として, 図-1 に示す複合トラス橋 (Prestressed Composite Truss Girder, 以下 PCT 桁と略する) を提案する²⁾。本橋の施工は, 下床版 (PC 構造), 鋼管斜材および上弦材 (鋼部材) で構成されたトラス桁を架設し, 架設完了後に上床版にコンクリートを打設し, RC 床版と上弦材の合成床版を構築する。本構造は, 既存の複合トラス橋に対して以下のような特徴がある。

(1) 上床版は, 施工時は鋼断面, 活荷重作用時は RC 床

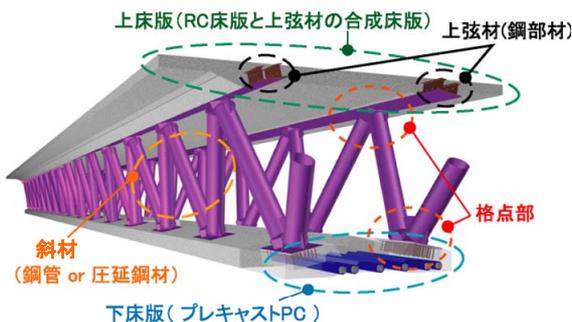
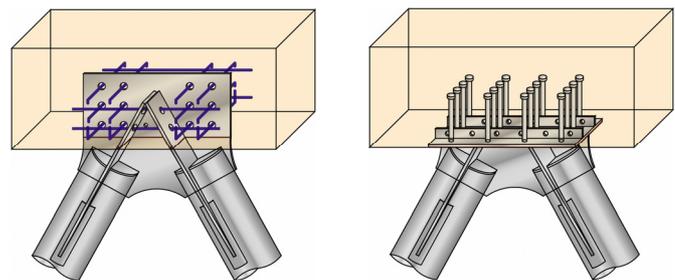


図-1 複合トラス橋概略図



(a) 孔あき鋼板ジベルタイプ (b) スタッドタイプ

図-2 格点構造イメージ図

版と上弦材との合成断面として抵抗する。

- (2) 下床版はPC構造であり、プレキャストが可能である。
- (3) 上下床版と鋼管斜材の接合部は、施工が容易で格点部の設計に柔軟性のある外付けタイプとする。

本研究では、この複合トラス橋の下床版と鋼管斜材の外付けタイプの格点構造として、比較的構造がシンプルで耐力や疲労耐久性が比較的解明されている孔あき鋼板ジベルと頭付きスタッドを用いた格点構造(図-2)を提案し、その応力伝達機構の解明ならびに格点構造の合理的な設計手法を検証することを目的として、下床版と鋼管斜材の格点部を模した供試体による静的荷重試験を実施した³⁾。また、3次元弾塑性解析で静的荷重試験の数値解析シミュレーションを行い、格点部の応力伝達機構の検証を行うとともに、格点構造の合理的な設計手法を検討した。

2. 試験概要

2.1 供試体

供試体はコンクリート床版と鋼管斜材の格点部を模した約1/2縮尺とした。モデルとした橋梁は、海外で試験施工された支間68.78m、幅員5.0mの複合トラス橋である。供試体の概要図を図-3および写真-1に示す。供試体は鉄筋コンクリート構造の床版(幅500mm、高さ400mm、長さ2400mm)を鋼製のガセットを介して、斜材となる鋼管($\phi 216.2\text{mm}$ 、厚さ8.2mm)と結合した。床版は主筋としてD19を上下に4本ずつ配置し、スター

ラップはD13を100mmピッチで配置した。

供試体の種類を表-1に示す。供試体はガセットとコンクリート床版の接合に孔あき鋼板ジベルを用いるTYPE1-1、TYPE1-2、スタッドを用いるTYPE2の3種類とした。TYPE1-2はTYPE1-1よりずれ止め孔を少なく

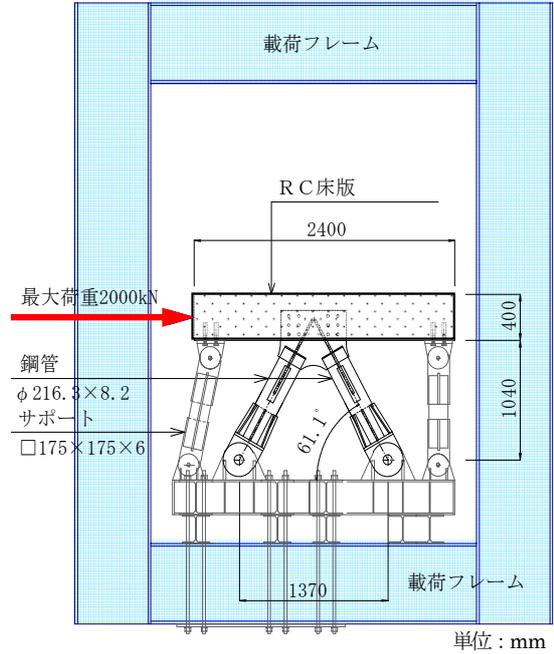


図-3 供試体と荷重試験要領

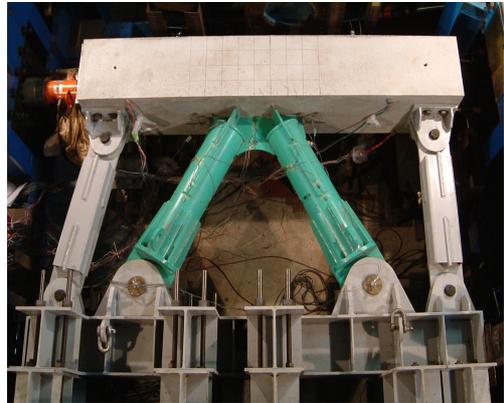
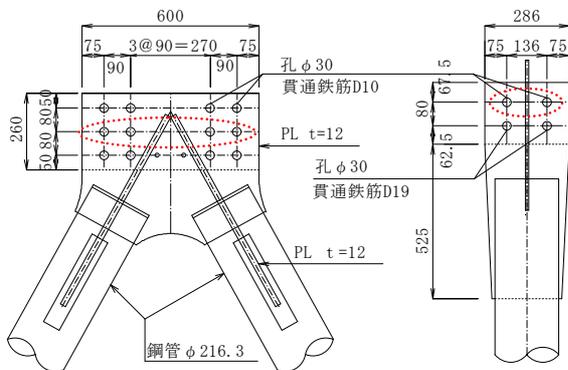


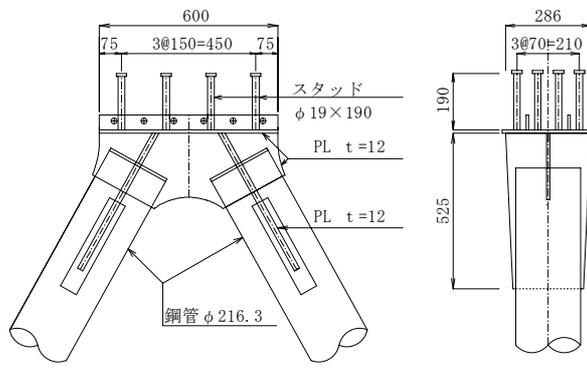
写真-1 供試体

表-1 供試体の種類

供試体名	TYPE1-1	TYPE1-2	TYPE2
接合構造	孔あき鋼板ジベル	孔あき鋼板ジベル	スタッド
接合詳細	孔径 $\phi 30.20$ 箇所	孔径 $\phi 30.12$ 箇所	$\phi 19 \times 190$, 16本
溶接形状			
曲げ剛性	大	小	大



(a) 孔あき鋼板ジベルタイプ (TYPE1-1)



(b) スタッドタイプ (TYPE2)

図-4 格点部詳細図

※ TYPE1-2は孔を設置しない

単位: mm

し、接合部の耐力の違いを検証した。また、TYPE1-2は他の2タイプより、鋼管とガセットの溶接範囲を鋼管の軸線上に限定し、格点部の剛度を小さくした。これは、格点部の剛度の違いによる各部位の応力状態の変化を検証するためである。

格点部の構造詳細図を図-4に示す。孔あき鋼板ジベルでは直径30mmの孔に貫通鉄筋としてD10を配置した。また、下段2本の主筋D19も貫通鉄筋として配置した。スタッドはφ19×190mmの頭付きスタッドをフランジプレートに16本溶接した。

供試体に用いた材料諸元を表-2に示す。鋼管はSTK490、ガセットなどその他の鋼部材はSM400、鉄筋はSD295Aを使用した。

2.2 試験方法

載荷試験要領を図-3に示す。載荷試験は箱形の載荷フレーム内に供試体を水平に固定し、コンクリート床版の軸方向に載荷能力2000kNの油圧ジャッキで単純水平載荷をした。床版の両側には、載荷による床版の回転を制御するため、両端をピン結合とした鋼製サポートを設置した。

3. 格点構造の設計

格点部に作用する断面力の模式図を図-5に示す。水平荷重Pにより、斜材に軸力TまたはCが作用し、格点部にその軸力によるせん断力Sが作用する。TYPE2では、鋼管はスタッドを溶接したフランジプレートで床版下面に接合されているため、斜材の軸力により曲げモーメントMが発生する。

3.1 孔あき鋼板ジベル

TYPE1-1、TYPE1-2は鋼管およびガセットが床版軸線と一致するように配置されているため、斜材の軸力により発生する付加曲げモーメントは小さく、孔あき鋼板ジベルには主として軸力が作用すると考えられる。そこで、斜材の引張軸力Tに対しては引張斜材側の孔あき鋼板ジベルが、圧縮軸力Cに対しては圧縮斜材側の孔あき鋼板ジベルが抵抗すると仮定した。なお、孔あき鋼板ジベルの設計耐力の算出には、保坂らの提案した孔内に貫通鉄筋を有する場合のせん断耐力式(1)⁴⁾を適用し、その適用範囲を式(2)とする。

$$V_{ud} = 1.45 \left\{ (d^2 - \phi_{st}^2) f'_{cu} + \phi_{st}^2 f_{st} \right\} - 26.1 \quad (1)$$

ここで、 V_{ud} : 設計せん断耐力(N)、 d : 孔径(mm)、 ϕ_{st} : 貫通鉄筋径(mm)、 f'_{cu} : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)、 f_{st} : 鉄筋の引張強度(N/mm²)

$$51.0 < (d^2 - \phi_{st}^2) f'_{cu} + \phi_{st}^2 f_{st} < 488.0 \quad (2)$$

3.2 スタッド

TYPE2では、格点部に斜材の軸力と曲げモーメントが作用する。そこで、スタッドは、せん断力と引張力に対して抵抗すると仮定した。スタッドの設計耐力は、「PCI Design Handbook」⁵⁾のスタッドのせん断耐力式と引張耐力式を適用した。なお、スタッドの設計では、せん断力に対してはスタッド全数で抵抗し、引張力に対しては引張側のスタッド8本で抵抗すると仮定した。接合部の耐力は、コンクリートとスタッドのそれぞれのせん断耐力、引張耐力およびその組合せ耐力を計算し、その最小耐力を設計耐力とした。以下にそれぞれの耐力算定式を示す。

(1) せん断耐力

1) スタッド

$$\phi V_s = \phi 0.9 A_b f_y N_d \quad (3)$$

ここで、 ϕV_s : スタッドのせん断耐力(N)、 ϕ : 係数=1.0、 A_b : スタッドの断面積(mm²)、 f_y : スタッドの降伏強度(N/mm²)、 N_d : スタッド本数

2) コンクリート

$$\phi V_c = 0.5 A_b (f'_{cu} E_c)^{1/2} N_d \quad (4)$$

ここで、 ϕV_c : コンクリートのせん断耐力(N)、 E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

(2) 引張耐力

1) スタッド

$$\phi P_s = \phi A_b f_y N_d \quad (5)$$

ここで、 ϕP_s : スタッドの引張耐力(N)、 ϕ : 係数=1.0

表-2 材料諸元

種類	種類	引張強度 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
鋼管	STK490	573	370	—	209
鋼材	SM400	439	295	—	208
鉄筋	D10	533	376	—	210
	D13	522	357	—	210
	D19	531	365	—	210
	スタッド	488	355	—	210
	コンクリート	—	—	25.2	25.5

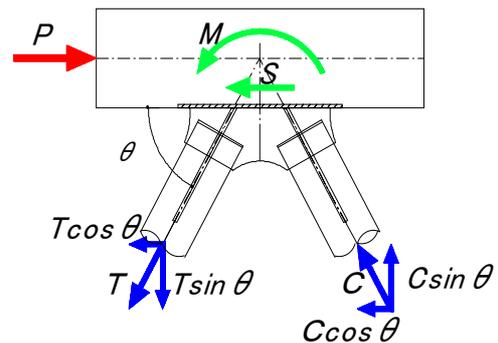


図-5 格点部の作用断面力

2) コンクリート (コーン状破壊)

$$\phi P_c = 0.188 \lambda f'_{cu}{}^{1/2} (x + d_{e1} + d_{e2})(y + d_{e3} + d_{e4}) \quad (6)$$

ここで、 ϕP_c :コンクリートの(コーン)引張耐力(N), λ :係数=1.0, x :直角方向のスタッド配置間隔(mm), y :軸方向のスタッド配置間隔(mm), d_{e1}, d_{e2} :直角方向の最外縁スタッドから破壊縁までの距離(mm), d_{e3}, d_{e4} :軸方向の最外縁スタッドから破壊縁までの距離(mm)

(3) せん断耐力と引張耐力の組合せ

1) スタッド

$$\left[(P_u / \phi P_s)^2 + (V_u / \phi V_s)^2 \right] / \phi \leq 1.0 \quad (7)$$

ここで、 P_u :作用引張力(N), V_u :作用せん断力(N), ϕ :係数=1.0

2) コンクリート

$$\left[(P_u / \phi P_c)^2 + (V_u / \phi V_c)^2 \right] / \phi \leq 1.0 \quad (8)$$

ここで、 ϕ :係数=1.0

4. 解析概要

4.1 解析モデル

一般的に複合トラス橋の格点部では、応力分布等が非常に複雑となり、解析的にそれらを良好にシミュレートするためには、詳細なモデル化が必要となる。そこで本研究では、載荷試験を実施した格点部供試体を対象として、その3次元弾塑性解析を実施した。解析モデルおよび境界条件を図-6に、格点部の詳細を図-7にそれぞれ示す。

モデルは対称性を考慮して橋軸直角方向に1/2モデルとし、床版端部に強制変位を与えることで荷重を作用させた。RC床版内の鉄筋は2節点トラス要素で、それ以外は8節点ソリッド要素でそれぞれモデル化した。

境界条件は、斜材端部を自由に回転できるピン支持とし、床版両端部においては鉛直方向変位を拘束している。また、TYPE1-2の鋼管とガセット間の未溶接部は節点を共有せず二重節点とすることで、実際の供試体を忠実に再現している。

さらに、本解析モデルのように鋼・コンクリート界面を有する複合構造物の場合、その力学的挙動をより詳細に把握するためには、その界面における付着滑りを考慮する必要がある。実際の鋼・コンクリート界面では、鋼・コンクリート間に滑りが生じない“完全付着”と付着や摩擦の影響がない“付着なし”の中間的な挙動を示すと考えられるが、その挙動を再現することは非常に困難である。そこで、本解析においては、圧縮力は伝達するが

引張力は伝達せず、摩擦の影響も無視した、“付着なし”として、鋼・コンクリート界面を簡易に取り扱った。

4.2 材料構成則

本解析に使用した材料定数を表-2に、材料構成則を図-8にそれぞれ示す。いずれの材料定数も、別途実施した材料試験から得られた値である。また、使用する降伏曲面には鋼材に Von Mises 則を、コンクリートに修正 Mohr-Coulomb 則をそれぞれ用いている。

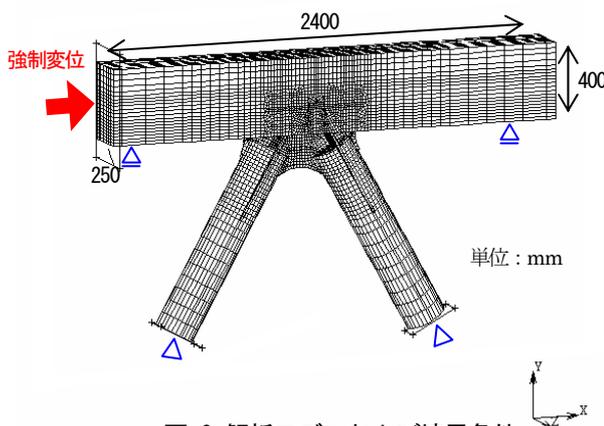


図-6 解析モデルおよび境界条件

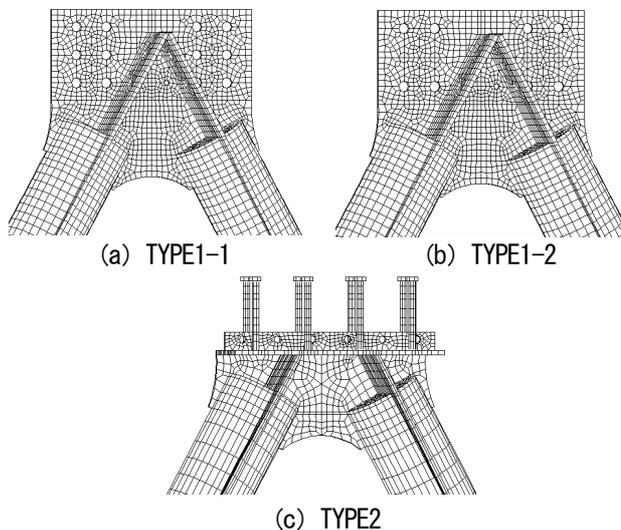


図-7 格点部詳細モデル

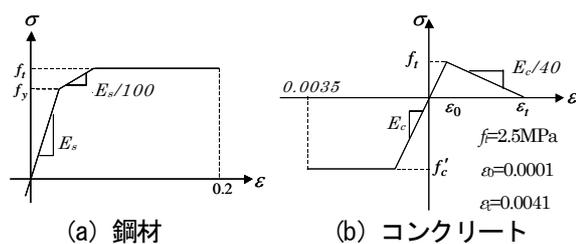


図-8 材料構成則

5. 結果および考察

5.1 荷重—水平変位曲線

各供試体の荷重—水平変位曲線の実験値および FEM 解析値を図-9 に示す。また、床版と斜材が、剛結のトラス構造として線形骨組解析で求めた解析値を図中に併記する。

載荷初期の弾性域では各供試体の剛性はほぼ等しいが、荷重 1100kN 以降、TYPE1-2 は TYPE1-1 より顕著な水平変位の増加が見られた。これは、鋼管・ガセット溶接部の低剛性に起因するものである。しかし、実験では両供試体とも載荷装置の最大能力である $P_{max} = 1951\text{kN}$ 、 1844kN まで耐力を保持し、粘りのある挙動を示した。

TYPE2 は荷重約 1100kN で剛性低下が見られ、その後 $P_{max} = 1604\text{kN}$ でコンクリート床版とフランジプレートとの接合部に顕著なずれが発生し破壊した。

線形骨組解析値は、FEM 解析値より剛性が小さくなっている。これは、線形骨組解析は、ガセットを無視し床版と鋼管のみを部材軸線でモデル化しているため、FEM モデルより剛性が小さくなっていると推察される。

実験値と FEM 解析値を比較すると、いずれの供試体とも水平変位が解析値より 1.5 倍程度大きい。これは、実験値には斜材下端のピン支点部の変形が加わったものと考えられる。

破壊耐力は FEM 解析では、計算が収束せず結果が得られなかったが、供試体が破壊した TYPE2 の結果と比較すると、解析値が実験値より若干大きくなる傾向であると推察できる。

5.2 鋼管斜材の荷重—ひずみ曲線

図-10 に圧縮鋼管中央部における荷重—軸ひずみ曲線、荷重—曲げひずみ曲線を示す。荷重—軸ひずみ曲線の図中の点線は、トラス理論により計算した値である。いずれの供試体とも実験値はトラス理論値とほぼ等しく、供試体がトラス構造として機能しているといえる。

次に、TYPE1-1、TYPE2 の曲げひずみは、荷重に比例して増加している。これは、TYPE1-1、TYPE2 の鋼管に曲げが作用していることを示している。一方、TYPE1-2 は曲げひずみがほとんど発生していない。これは、TYPE1-2 は鋼管とガセットの溶接範囲を鋼管の軸線に限定したため、格点部の剛性が小さく、ヒンジ構造に近い挙動を示したと考えられる。

TYPE1-2 では、軸ひずみがほとんど発生しておらず、解析結果でも同様の結果が示された。このことから格点部の溶接範囲を限定することにより、鋼管に発生する曲げを低減できることが解析においても確認できた。一方、TYPE1-1、TYPE2 の軸ひずみの解析値は実験値とほぼ等しいが、曲げひずみは実験値の方が多少大きくなった。このように解析値と実験値には多少差があるが、解析においても鋼管に曲げが発生することは確認できた。

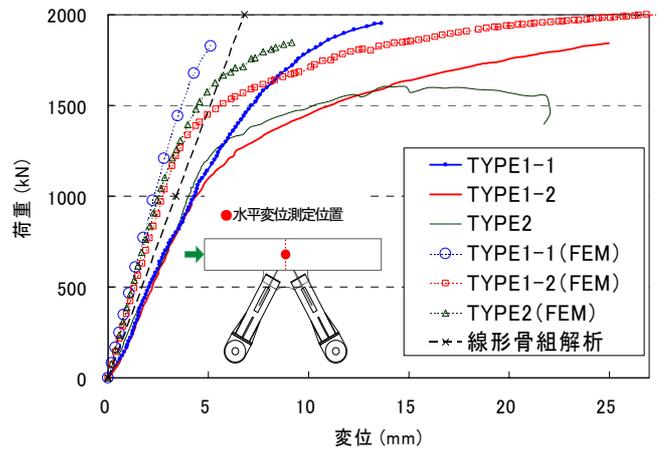
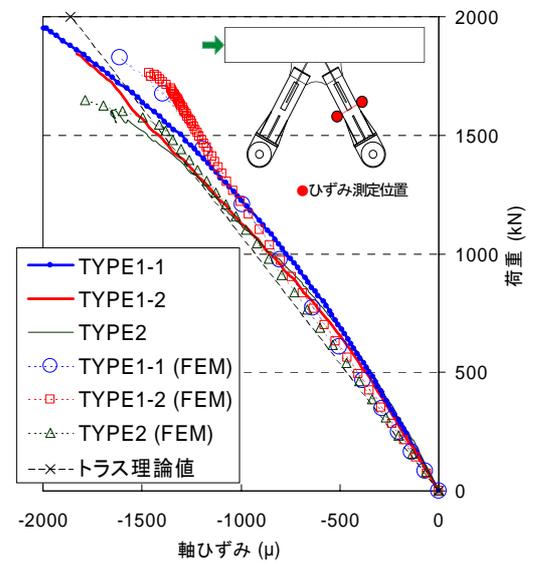
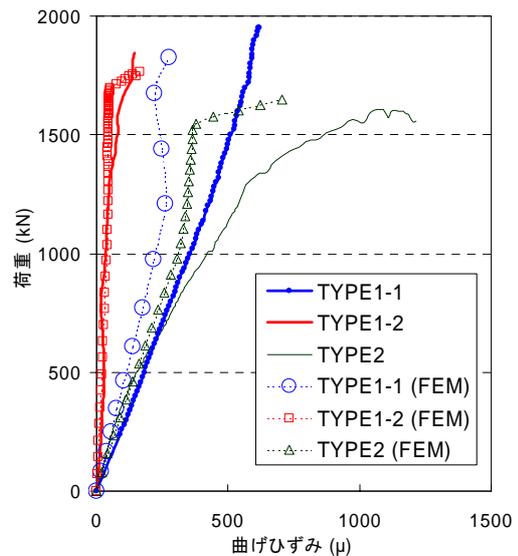


図-9 荷重—水平変位曲線



(a) 荷重—軸ひずみ曲線



(b) 荷重—曲げひずみ曲線

図-10 鋼管斜材（圧縮鋼管）の荷重—ひずみ曲線

5.3 接合部の荷重-ひずみ曲線

(1) 孔あき鋼板ジベル

図-11に荷重 1000kN 時における TYPE1-1 と TYPE1-2 の孔あき鋼板の孔内に配置した貫通鉄筋の軸ひずみを示す。ひずみはガセット面から 30mm の位置で測定した。なお、測定値はプラスが引張、マイナスが圧縮ひずみを示す。両供試体とも下段の鉄筋のひずみが上段の鉄筋のひずみより大きく、また、引張斜材側の K3, K6 のひずみが、圧縮斜材側の K9, K12 のひずみより大きい。つまり、孔あき鋼板ジベルでは引張斜材側の下段の貫通鉄筋が、ずれ止めとして主に抵抗することがわかる。このことより、格点部に孔あき鋼板ジベルを群配置する場合には、貫通鉄筋に作用するせん断力が不均等になることに配慮する必要がある。

下段鉄筋の K3, K6 に着目すると、TYPE1-2 のひずみが TYPE1-1 のひずみより大きい。これは、TYPE1-2 が TYPE1-1 に比べて貫通鉄筋が少なく、鉄筋 1 本あたりの作用せん断力が大きいためと考えられる。

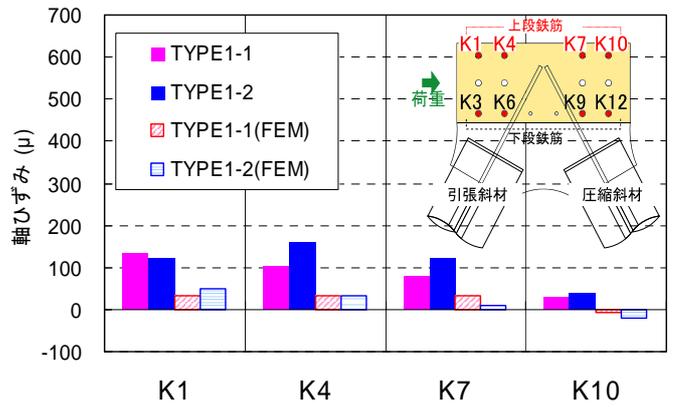
解析値と実験値を比較すると、いずれの測点でも解析値の方が実験値より小さくなっている。しかしながら、解析値も実験値と同様に、引張斜材側の K3, K6 のひずみが他の貫通鉄筋より大きく、TYPE1-2 のひずみが TYPE1-1 より大きいなど共通点も見られる。したがって、解析結果でも、貫通鉄筋に発生するひずみのある程度評価できると考えられる。しかしながら、孔あき鋼板ジベルの定量的な評価を行うためには、各部位の挙動が正確に再現されていないので、今後格点部の実験値を精度よくシミュレートできるモデル化を検討する必要がある。

(2) スタッド

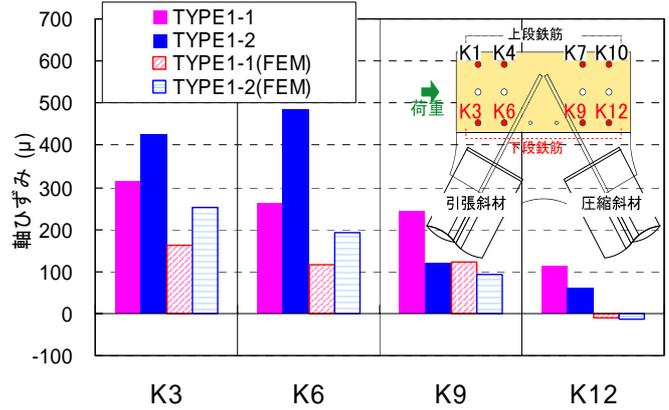
TYPE2 のスタッド基部の荷重-軸ひずみ曲線を図-12 に示す。引張斜材側に設置したスタッド (S1, S2) は低荷重域から引張ひずみを発生しているが、圧縮斜材側に設置したスタッド (S3, S4) は圧縮ひずみの発生は小さい。これは、フランジプレート自身の引抜き力に対してはスタッドが抵抗するのに対し、圧縮力に対しては圧縮斜材側のフランジプレート自身が支圧に抵抗するためと考えられる。以上より、スタッドのせん断抵抗と引張力に対する引抜き抵抗の両者を考慮した接合部の設計の考え方は妥当であると考えられる。

解析値と実験値を比較すると、引張斜材側の S1, S2 の解析値は、実験値と比較的よく一致している。一方、圧縮斜材側の S3, S4 は解析ではほとんどひずみが発生せず、実験結果と異なる傾向であった。

次に、荷重 500kN, 1000kN 時のスタッド基部の軸ひずみを図-13 に示す。荷重の増加に伴い解析では、圧縮斜材側の S3 に引張ひずみが生じているが 100 μ 程度と小さい。つまり、圧縮側の発生ひずみは引張側より小さく、格点部の耐力には引張側のスタッドが主に抵抗することから、今回提案したスタッドの格点構造の解析は、スタッドの設計においては有用であると考えられる。



(a) 上段鉄筋



(b) 下段鉄筋

図-11 荷重 1000kN 時の貫通鉄筋の軸ひずみ (TYPE1-1, TYPE1-2)

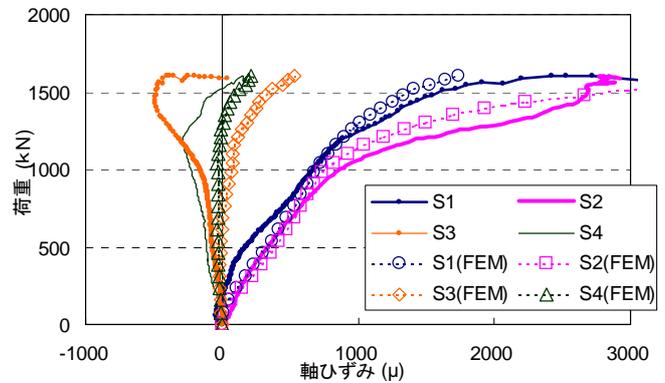


図-12 スタッドの荷重-軸ひずみ曲線 (TYPE2)

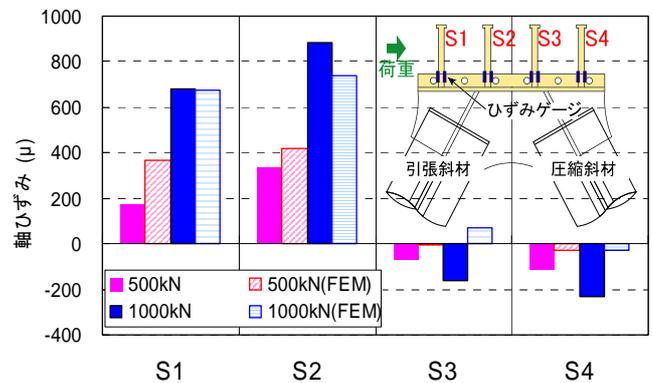


図-13 スタッドの軸ひずみ (TYPE2)

5.4 ガゼットのひずみ分布

荷重 500kN 時のガゼットのひずみ分布を図-14 に示す。図中の着色部はコンクリート埋込部である。TYPE1-1 および TYPE2 はガゼットの露出部に過大なひずみが発生しており、斜材から軸力の一部がコンクリート床版でなく、露出したガゼットを介して伝達されていると推測される。一方、TYPE1-2 はひずみがガゼット全面に比較的均等に分布しており、斜材の軸力がガゼットを介して効率よくコンクリート床版に伝達されていることがわかる。このひずみ分布の違いは鋼管とガゼットの溶接範囲の違いによるものと考えられる。以上より、いずれの供試体とも斜材の軸力の伝達にガゼットが寄与していることが確認できた。

次に、荷重 500kN 時のガゼットのひずみ分布の解析結果を図-15 に示す。図-14 と図-15 を比較すると、解析値は実験値とひずみ分布の状態が比較的良好に一致している。TYPE1-1、TYPE2 の露出したガゼットには、実験結果と同様に解析でもひずみの集中が見られる。また、TYPE1-2 は解析でもガゼット全面に比較的均等にひずみが分布していることが確認できる。このように、今回行った解析は比較的精度よくガゼット部の応力状態をシミュレートしていると考えられる。

5.5 最大耐力

各供試体の最大荷重の実験値 P_{max} と計算値 P_d の比較を表-3 に示す。計算値は、3. で記述した供試体の設計耐力より求めた水平荷重である。なお、表中の TYPE1-1、TYPE1-2 の最大荷重は、実験装置の最大能力による荷重である。最大荷重は設計耐力 P_d と比較して、TYPE2 は

2.06 倍、TYPE1-1 は 1.5 倍以上、TYPE1-2 は 2.0 倍以上となり、既往の耐力評価式はかなり安全側の評価を与えることがわかった。ただ、この計算値は TYPE1-1、TYPE1-2 では、斜材に発生する軸力に対してコンクリート床版に埋設された引張側、圧縮側の孔あき鋼板ジベルが独立して抵抗すると仮定したが、鋼管がガゼットに結合されているため、床版から露出したガゼット部が斜材の軸力の一部を負担したと考えられる。その結果、孔あき鋼板ジベルに作用する引張力が減少し、耐力が計算値より大きくなったと考えられる。また、TYPE2 も TYPE1-1 と同様に露出したガゼットが斜材の軸力の一部を負担し、スタッドに作用する引張力が減少したため、耐力が計算値より大きくなったと推察される。

斜材の軸力に対して、露出したガゼットがそのせん断耐力まで軸力を負担すると仮定し、計算値 P_d にガゼット露出部分のせん断降伏荷重を加えた計算値 P_d' を表-3 に示す。最大荷重は計算値 P_d' と比較して、TYPE2 は 1.27 倍、TYPE1-1 は 1.1 倍以上、TYPE1-2 は 1.3 倍以上となり、露出したガゼットの軸力負担分を考慮しても計算値はかなり安全側である。

各供試体の FEM 解析値と耐力評価の比較を表-4 に示す。解析によるひび割れ発生荷重は、コンクリート表面

表-3 最大荷重の比較 (計算値)

	TYPE1-1	TYPE1-2	TYPE2
測定値 P_{max} (kN)	1951 (耐力保持)	1844 (耐力保持)	1604 (せん断破壊)
計算値 P_d (kN) ガゼット無視	1255	916	779
P_{max}/P_d	1.55	2.01	2.06
計算値 P_d' (kN) ガゼット考慮	1742	1403	1266
P_{max}/P_d'	1.12	1.31	1.27

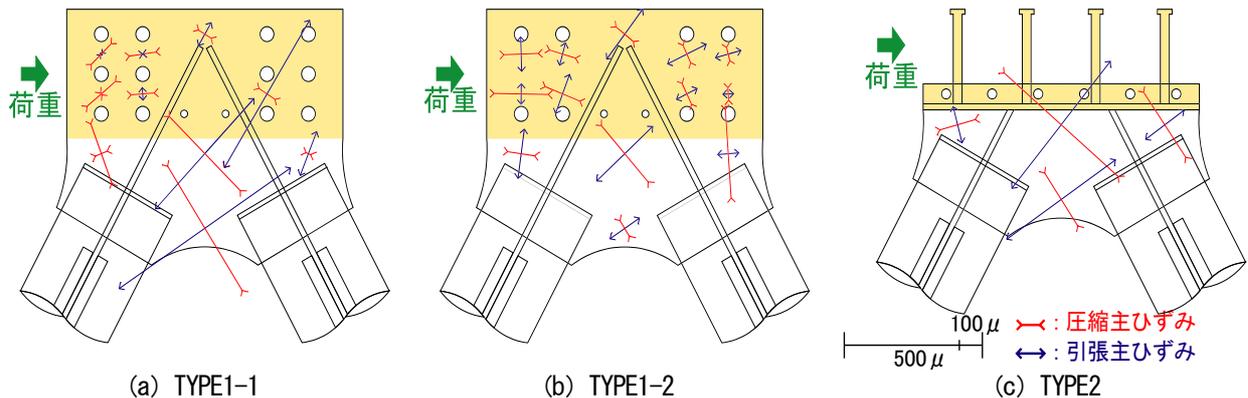


図-14 ガゼットのひずみ分布 (500kN・実験値)

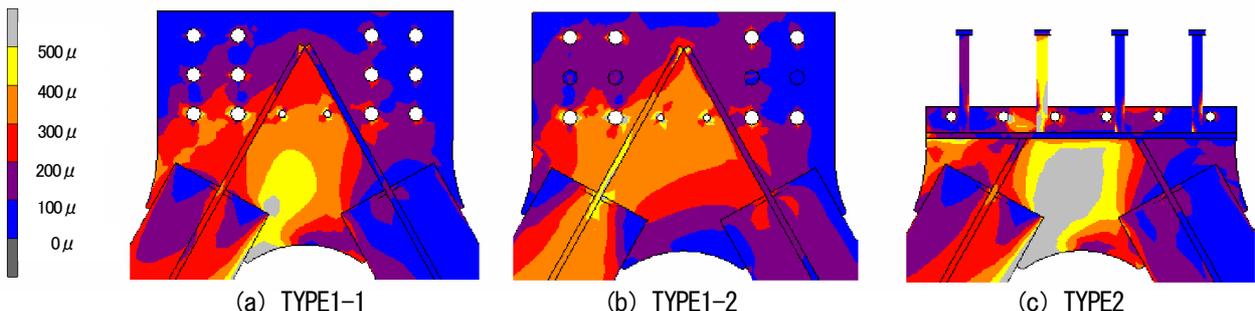


図-15 ガゼットのひずみ分布 (500kN・FEM)

において要素が引張強度に達した時点の荷重とした。また、ガセットの降伏荷重は、ひずみゲージ取付位置と同位置で比較した。

ひび割れ発生荷重は供試体毎に実験値と解析値に多少差が生じているが、ガセットの降伏荷重は、実験値と解析値が比較的一致しているといえる。ただ、今回用いた解析モデルでは、計算が収束せず最大耐力まで結果が得られなかった。その原因としては、鋼・コンクリート界面における付着なしモデルを用いたため、局部的に応力が集中したことである。そのため今後は最大耐力を求める解析モデルの再検討が必要であると考えられる。

5.6 ひび割れ図

図-16 に載荷試験終了後の各供試体のひび割れ図とコンクリート表面の最大主ひずみ分布を示す。主ひずみがコンクリートの引張強度のひずみ $\epsilon_0 = 100 \mu$ に達したときをひび割れ発生と定義し、主ひずみ 100μ 以上を灰色で表している。いずれの供試体とも接合部から載荷方向に向かって、斜め方向にひび割れが発生している。ひび割れ本数、ひび割れ長さとも、せん断破壊した TYPE2 が最も多く、次に TYPE1-2 が多い。一方、解析においても、ひび割れが発生すると考えられる灰色の部分が、ひび割れ位置と概ね一致している。以上より、解析は比較的精度よくコンクリート床版のひび割れ発生をシミュレートしていると考えられる。

6. まとめ

孔あき鋼板ジベルおよび頭付きスタッドを用いた格点構造の載荷試験および3次元弾塑性解析により、以下のことが明らかになった。

- (1) 孔あき鋼板ジベルやスタッドの格点部の耐力に対する既往の耐力評価式は、かなり安全側の評価を与える。
- (2) 接合部にガセットを設けた格点構造では、露出したガセットが塗材の軸力の一部を負担し、コンクリート床版に作用する軸力が減少する。
- (3) 孔あき鋼板ジベルタイプでは、ずれせん断および引張力に対して引張斜材側下段の貫通鉄筋の負担が大きい。
- (4) 鋼管とガセットの溶接範囲を鋼管図心に限定した TYPE1-2 の斜材は、鋼管に曲げモーメントがほとんど発生せず、軸力部材として設計が可能である。
- (5) スタッドタイプでは、引張斜材側のスタッドが引張力に抵抗し、圧縮斜材側はフランジプレート of 支圧により抵抗している。

本研究では、3次元弾塑性解析により格点部の挙動をある程度再現できたが、局部的な応力などに若干差異を生じており、計算も収束していない。今後は、格点部の適切なモデル化を検討し、孔あき鋼板ジベルやスタッド

表-4 耐力の比較 (単位: kN)

タイプ	ひび割れ発生		ガセット降伏		最大荷重
	測定値	解析値	測定値	解析値	実験値
TYPE1-1	400~500	460	1081	1200	1951 (耐力保持)
TYPE1-2	400~500	350	1673	1500	1844 (耐力保持)
TYPE2	600~700	910	1125	1200	1604 (せん断破壊)

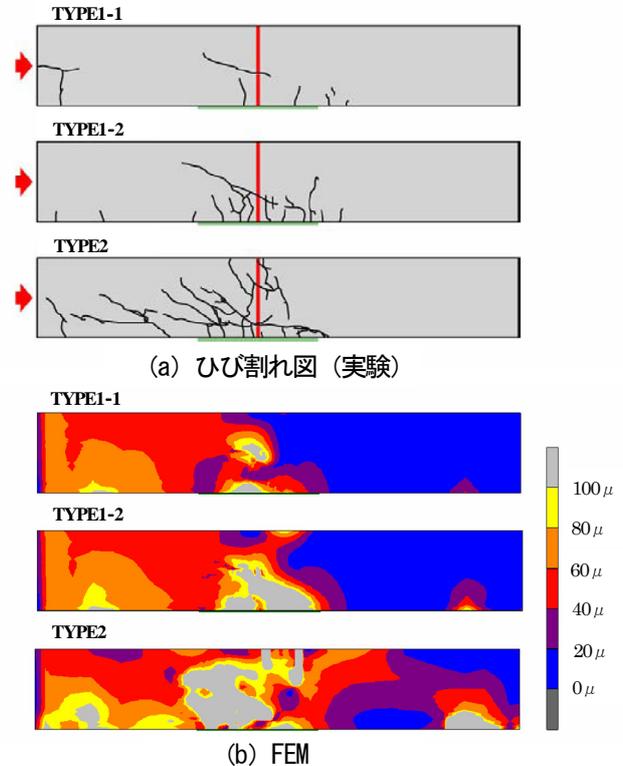


図-16 ひび割れ図および最大主ひずみ分布

などの格点部の応力の定量的評価を行う予定である。

最後に、本研究の遂行に際し、九州大学大学院工学府 太刀掛正俊君、手嶋康博君に多大のご協力をいただきました。ここに伏して深く感謝いたします。

参考文献

- 1) (社)プレストレストコンクリート技術協会編：複合橋設計施工規準，技報堂出版，2005。
- 2) Dae Yon Won, Shin-ichi Hino, In Duk choi and Yeong Ho Eom : DESIGN OF PRESTRESSED COMPOSITE TRUSS GIRDER, The Eighth Japan-Korea Joint Seminar on Steel Bridges, 2005.
- 3) 左東有次, 日野伸一, 山口浩平, 太刀掛正俊：複合トラス橋の格点構造の提案とその応力伝達機構に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1285-1290, 2007
- 4) 保坂鐵矢ほか：孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1593-1604, 2000.3
- 5) PCI : PCI Design Handbook, Precast/ Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1999

(2007年9月18日受付)