

論文 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

左東 有次^{*1}・日野 伸一^{*2}・山口 浩平^{*3}・太刀掛 正俊^{*4}

要旨：複合トラス橋の格点構造として、これまで各種の構造形式が提案され、実用化されている。本研究では、複合トラス橋の格点構造として比較的構造がシンプルな孔あき鋼板ジベルとスタッドを用いた2種類の構造を提案し、それらの格点部の応力伝達機構の解明を目的として、コンクリート床版と鋼トラス材の接合部を模した1/2スケールの供試体を用いて静的載荷試験を実施した。その結果、いずれの格点構造ともに既往の耐力評価式を用いた設計値に対して、十分な安全性を有することが明らかになった。本論では、提案する格点構造の応力伝達機構とともにその耐力評価についても考察する。

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

複合トラス橋は、鋼トラス斜材とコンクリート床版で構成された鋼・コンクリート複合橋である。鋼トラス斜材とコンクリート床版との結合部である格点部は、トラス構造の重要な構造部位であり、その構造は十分な安全性を有する必要がある。また、格点構造はその構造が施工性、経済性に与える影響が大きく、これまで各種の構造形式¹⁾が提案されるとともに模型実験によりその耐力や疲労耐久性が検証されている。

本研究では、複合トラス橋の格点構造として、比較的構造がシンプルで耐力や疲労耐久性などが比較的解明されている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(図-1)を

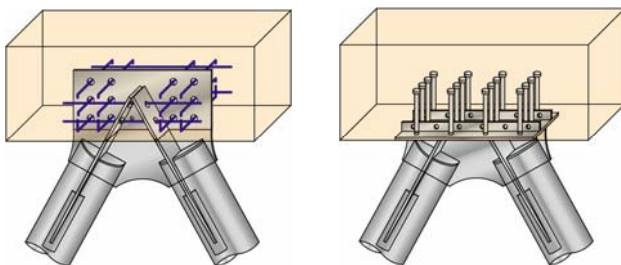
提案し、その応力伝達機構の解明ならびに格点構造の合理的な設計手法を検討することを目的として、床版と鋼トラス斜材の格点部を模した供試体による静的載荷試験を実施した。

2. 試験概要

2.1 供試体

供試体はコンクリート床版と鋼トラス斜材の格点部を模した1/2縮尺とした。供試体の概要図を図-2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)に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)を接合した。床版の主筋は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に比べて孔数を少なくし、接合部の耐力の違いを検証した。また、鋼管とガセットの溶接範囲を他の2タイプよりも減少させ、格点部の曲げ剛



(1) 孔あき鋼板ジベルタイプ (2) スタッドタイプ

図-1 格点構造イメージ図

*1 (株) 富士ピー・エス 西日本支店技術部課長 (正会員)

*2 九州大学大学院工学研究院教授 工博 (正会員)

*3 九州大学大学院工学研究院助教 博(工) (正会員)

*4 九州大学大学院工学府 修士課程

性を小さくした。これは、格点部の曲げ剛性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。

格点部の構造詳細を図-3 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、主筋の D19 (下段 2 本) も貫通鉄筋として配置した。スタッドは $\phi 19 \times 190\text{mm}$ を 16 本フランジプレートに溶接した。

2.2 使用材料

供試体の使用材料の諸元を表-2 に示す。鋼管は STK490 を用い、ガセットなどその他の鋼部材は SM400 を使用した。

2.3 試験方法

載荷試験は図-2 に示すように箱形載荷フレーム内に供試体を水平に固定し、載荷能力 2000kN の油圧ジャッキを用いてコンクリート床版の軸方向へ単純水平載荷した。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サポートを設置した。

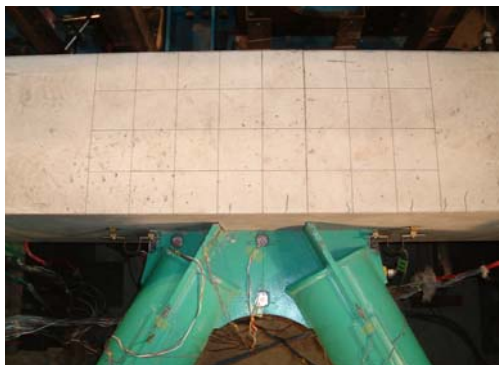
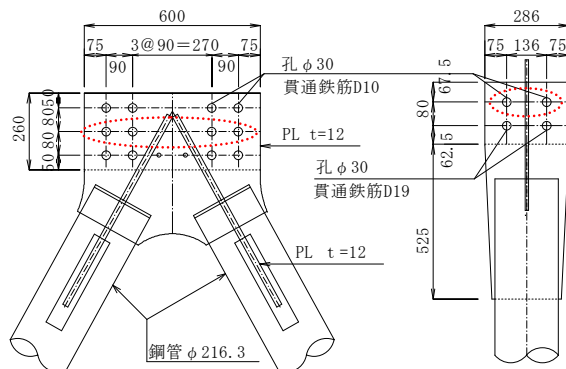
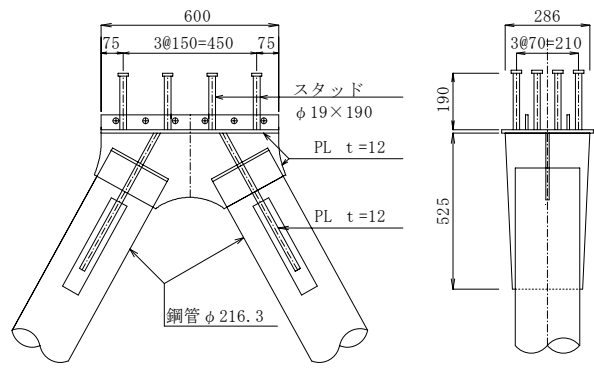


写真-1 供試体格点部



(1) 孔あき鋼板ジベル (TYPE1-1)



(2) スタッド (TYPE2)

図-3 格点部詳細図

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		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

表-2 材料諸元

	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	—	208.6
鋼材	SM400	439	295	—	207.6
鉄筋	D10	533	376	—	—
	D13	522	357	—	—
	D19	531	365	—	—
コンクリート		—	—	25.2	25.5

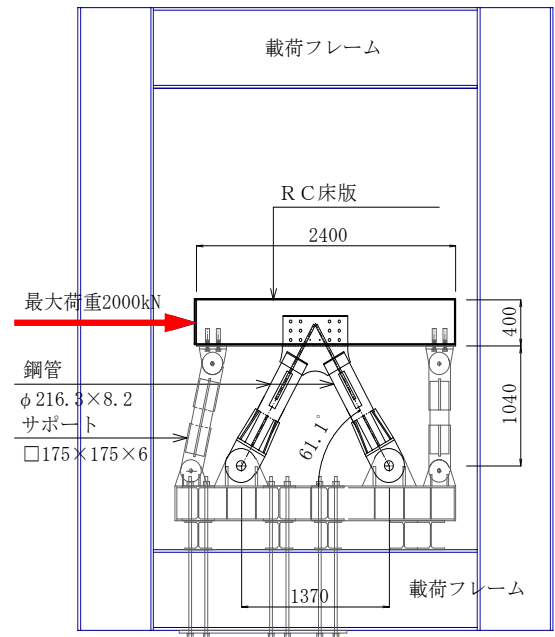


図-2 供試体と載荷試験要領

3. 接合部の設計

格点部に作用する断面力の模式図を図-4に示す。水平荷重 P により、斜材に軸力が発生し、格点部にその軸力によるせん断力 S が作用する。また、TYPE2 では、斜材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るため、斜材の軸力により曲げモーメント M が発生する。

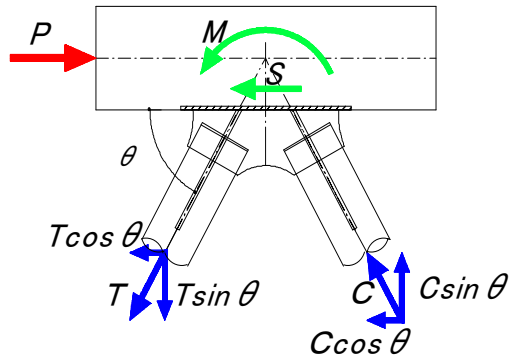


図-4 格点部の作用断面力

3.1 孔あき鋼板ジベル

TYPE1-1, TYPE1-2 は斜材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、斜材の軸力により生じる付加モーメントは小さく、孔あき鋼板ジベルには主として斜材軸力が作用すると考えられる。そこで、斜材軸力に対して引張側は載荷側の孔あき鋼板ジベルが、圧縮側は非載荷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²⁾ (1) を適用した。なお、適用範囲は式 (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、「P.C.I. Design Handbook」³⁾ 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、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耐力及びその合成耐力を計算し、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) 引張耐力

1) スタッド

$$\phi P_s = \phi A_b f_y N_d \quad (3)$$

ここで、 ϕP_s : スタッドの引張耐力(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 (コーン状破壊)

$$\phi P_c = 0.188 \lambda f'_{cu}{}^{1/2} (x + d_{e1} + d_{e2}) (y + d_{e3} + d_{e4}) \quad (4)$$

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)

(2) せん断耐力

1) スタッド

$$\phi V_s = \phi 0.9 A_b f_y N_d \quad (5)$$

ここで、 ϕV_s : スタッドのせん断耐力(N), ϕ : 係数 = 1.0

2) コンクリート

$$\phi V_c = 0.5 A_b (f'_{cu} E_c)^{1/2} N_d \quad (6)$$

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)

4. 実験結果と考察

4.1 荷重—水平変位曲線

各供試体の荷重—水平変位曲線を図-5に示す。載荷初期の弾性域では各供試体の剛性はほ

ば等しく、TYPE1-1 と TYPE1-2 で格点部の溶接部位を変化させたことによる格点部の剛性差の影響は明確に見られない。しかし、荷重 1100kN 以降、TYPE1-2 は TYPE1-1 に比べて、鋼管・ガセット溶接部での低剛性に起因した顕著な水平変位の増加が見られた。しかし、両供試体ともに載荷装置の最大能力である $P_{max}=1951kN$ 、1844kN まで耐力を保持し、粘りのある挙動を示した。また、TYPE2 は荷重約 1100kN でフランジプレートの曲げ変形に伴う剛性低下が見られ、その後 $P_{max}=1604kN$ でコンクリート床版と接合部に顕著なずれが発生し破壊した。

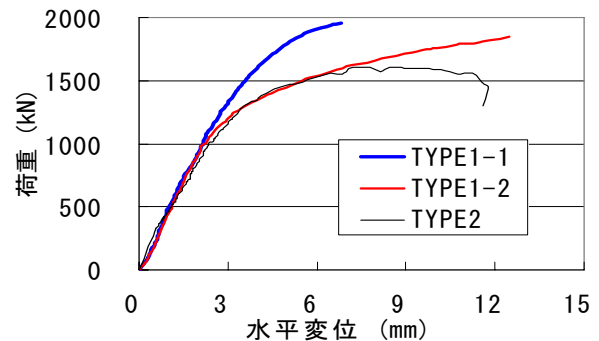
4.2 トラス鋼管の荷重－ひずみ曲線

各供試体の圧縮鋼管中央部における荷重－軸ひずみ曲線、荷重－曲げひずみ曲線を図－6 に示す。荷重－軸ひずみ曲線の図中に示す点線は、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荷重－軸ひずみ曲線は計算値とほぼ等しく、供試体がトラス構造として機能しているといえる。

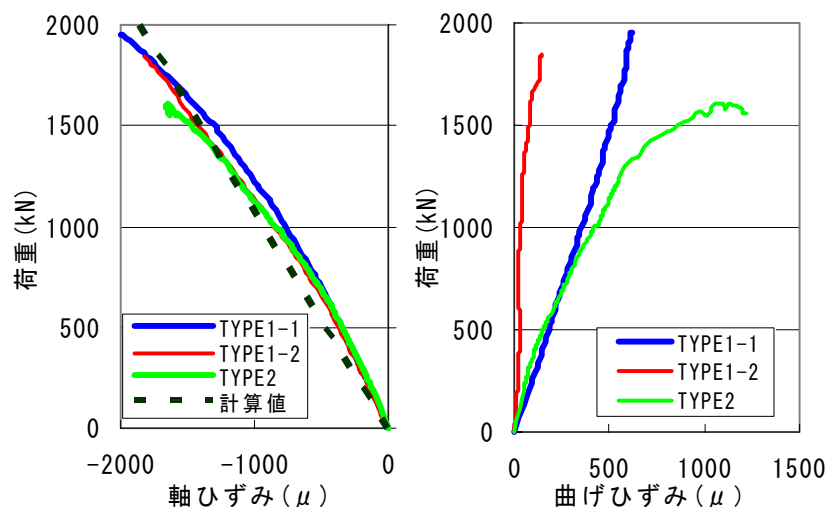
一方、曲げひずみは TYPE1-1、TYPE2 とともに荷重とほぼ比例して増加している。これは、鋼管に曲げモーメントが作用していることを示している。一方、TYPE1-2 は曲げひずみがほとんど発生していない。これは、TYPE1-2 は他の 2 供試体と異なり、ガセットと鋼管の図心軸上のみ溶接している

ため、格点部の曲げ剛性が小さく、当初の設計どおり鋼管にほとんど曲げモーメントが発生しなかったためと考えられる。

よって、TYPE1-2 のように鋼管とガセットの溶接範囲を限定することで、鋼管には 2 次応力としての曲げモーメントを発生させず、軸力部材として経済的な設計が可能となると考えられる。



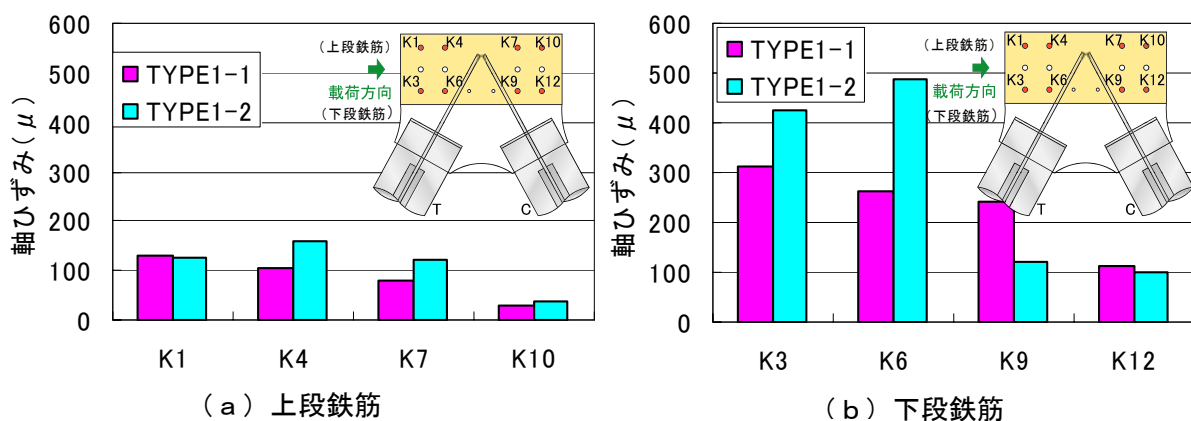
図－5 荷重－水平変位曲線



(a) 荷重－軸ひずみ曲線

(b) 荷重－曲げひずみ曲線

図－6 圧縮鋼管の荷重－ひずみ曲線



(a) 上段鉄筋

(b) 下段鉄筋

図－7 1000kN 時の貫通鉄筋の軸ひずみ

4.3 接合部の荷重－ひずみ曲線

(1) 孔あき鋼板ジベル

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ひずみを図-7 に示す。両供試体ともに上段より下段の貫通鉄筋のひずみが大きく、また、荷重側 K3, K6 のひずみが、非荷重側 K9, K12 のひずみより大きい。つまり、孔あき鋼板ジベルではずれ止めとして、荷重側の下段の貫通鉄筋が主として抵抗することがわかる。よって、今回の格点部のよう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。

K3, K6 に着目すると、TYPE1-1 のひずみは TYPE1-2 より小さい。これは、TYPE1-1 が TYPE1-2 に比べて貫通鉄筋が多く、鉄筋 1 本あたりの作用せん断力が小さいためと考えられる。

(2) スタッド

TYPE2 のスタッド基部の荷重－軸ひずみ曲線を図-8 に示す。また、荷重 500kN, 1000kN 時の軸ひずみを図-9 に示す。引張鋼管直上に設置したスタッド (ST3, ST4) は低荷重域から引張ひずみが発生しているが、圧縮鋼管直上に設置したスタッド (ST5, ST6) は終局時までひずみがほとんど発生していない。これはフランジプレート引抜きに対してスタッドが抵抗するのに対し、圧縮力についてはフランジプレート自身の支圧抵抗によ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当初の接合部の設計の考え方は妥当であると考えられる。

4.4 ガゼットのひずみ分布

3 供試体の荷重 500kN 時のガゼットのひずみ分布を図-10 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 はガゼット露出部中央に過大なひずみが発生しており、斜材からの軸力の一部がコンクリート床版だけでなく、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斜材とガゼットとの溶接範囲の違いによるものと考えられる。以上よ

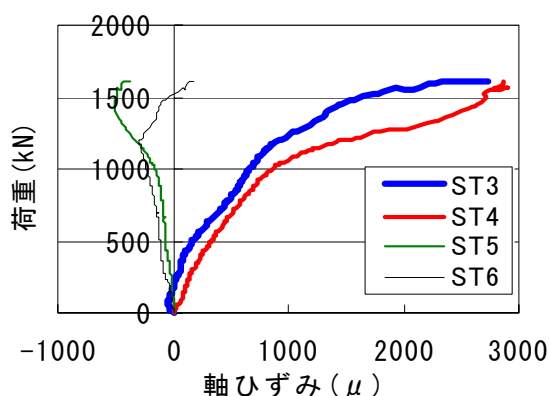


図-8 スタッドの荷重－軸ひずみ曲線

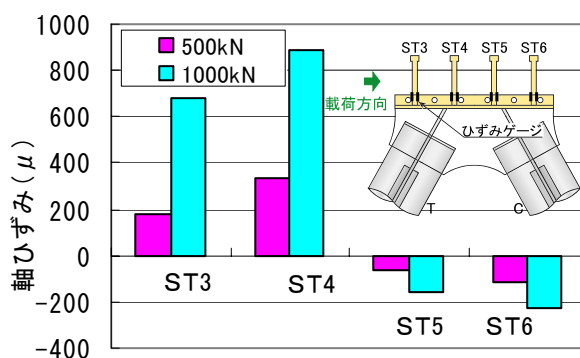


図-9 スタッドの軸ひずみ (TYPE2)

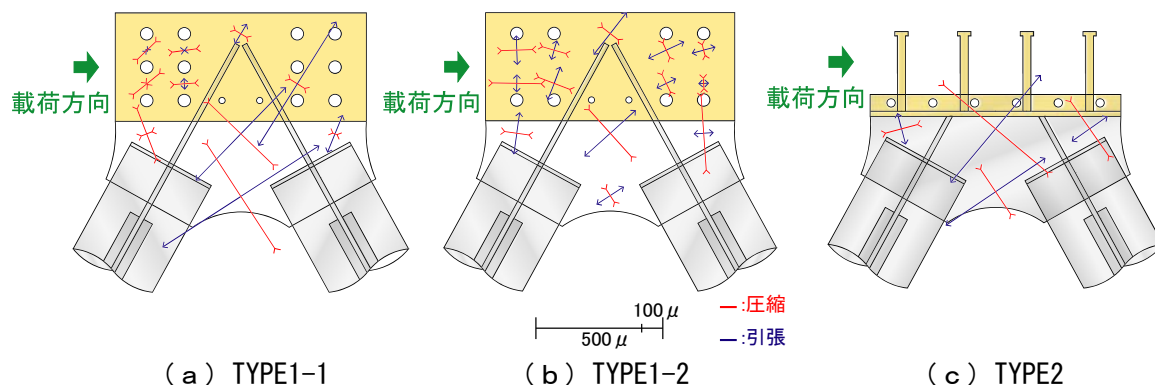


図-10 500kN 時のガゼットのひずみ分布

り、いずれの供試体とも斜材軸力伝達にガセット部が寄与していることを確認できた。

4.5 ひび割れ図

図-11 に載荷試験終了後の各供試体のひび割れ図を示す。いずれの供試体とも接合部から載荷方向に向かって、斜め方向のひび割れが発生している。TYPE1-1 のひび割れは TYPE1-2 よりひび割れ本数は少なく、ひび割れ幅・長さとも小さい。これは、TYPE1-1 は TYPE1-2 と比べてずれ止め孔が多く、貫通鉄筋に発生した応力が小さいことと、コンクリート埋込部のガセット部に発生したひずみが小さいためと考えられる。

4.6 耐力評価

各供試体の最大荷重の測定値 $P_{\max}$ 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。

最大荷重は設計耐力と比較して、TYPE2 は 2.1 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十分安全側の評価を与えることがわかった。これは、TYPE1-1、TYPE1-2 の接合部の設計では、鋼管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、鋼管がガセットプレートに結合されているため、床版から露出したガセット部も鋼管の軸力に抵抗したと考えられる。その結果、孔あき鋼板ジベルに作用する引張力が減少し、耐荷力が計算値より大きくなったと考えられる。

TYPE2 も TYPE1-1 と同様に露出したガセットプレートの寄与により、スタッドに作用する引張力が減少したため、耐荷力が計算値より大きくなったと推察される。

5. まとめ

孔あき鋼板ジベルおよび頭つきスタッドを用いた格点構造の載荷試験を行い、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 1.5 倍以上の

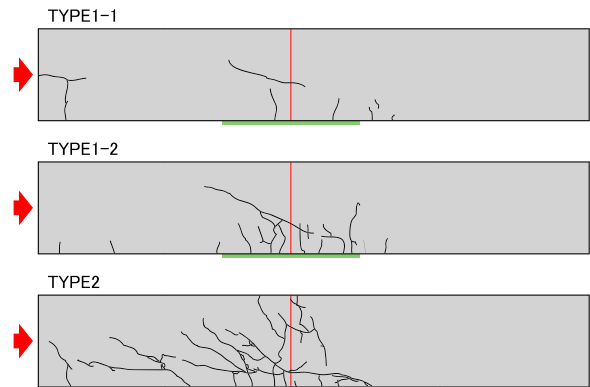


図-11 ひび割れ図

表-3 最大荷重の比較

	TYPE1-1	TYPE1-2	TYPE2
測定値 $P_{\max}$ (kN)	1951	1844	1604
計算値 P_d (kN)	1255	916	779
$P_{\max}/P_d$	1.55	2.01	2.06

十分安全側の評価を与えることがわかった。

- (2) 鋼管とガセットの溶接範囲を鋼管の図心軸上に限定した TYPE1-2 は、鋼管斜材に曲げモーメントがほとんど発生しない。
- (3) 孔あき鋼板ジベルタイプでは、ずれせん断+引張力に対して引張側下段の貫通鉄筋の負担が大きい。
- (4) スタッドタイプでは、引張鋼管側のスタッドが引張力に抵抗し、支圧に対してはフランジプレート自身の支圧力で抵抗している。

本実験では、格点部の応力伝達に対して定性的な評価に止まったが、今後は実験結果を基に解析的な検討を行い、ガセット、孔あき鋼板ジベルおよびスタッドなどの格点部の定量的な評価について追求する予定である。

最後に、本研究では韓国 G.I.F. Co.,LTD.の元大淵氏にご協力いただきました深く感謝致します。

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) 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
- 3) PCI:PCI Design Handbook, Precast/ Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1999