

(6) 鋼トラスウェブ PC 橋の格点構造に関する実験的研究

鹿島	技術研究所	○吉田	健太郎
鹿島	技術研究所	古市	耕輔
鹿島	技術研究所	正会員	日紫喜 剛啓
鹿島	土木設計本部	正会員	山村 正人

1. はじめに

近年、橋梁分野では、構造性能の合理化、並びに自重の軽量化と施工の省力化に伴うコスト縮減の観点から、鋼とコンクリートの各々の長所を取り入れた複合構造橋梁の開発が活発に行われている^{1) 2)}。その中の一形式として、図-1に示すような上・下床版にコンクリート、ウェブに鋼トラスを用いた鋼トラスウェブ PC 橋がある。鋼トラスウェブ PC 橋構造は、PC 箱桁において抵抗モーメントへの寄与が小さいウェブのコンクリートを鋼トラスに置き換えることで、活荷重に対する高い剛性を確保したまま自重を軽量化し、施工の省力化とコスト縮減を図ることを特徴とした構造である。海外ではアルポア橋、ローアズ橋等の実績があり、わが国においても第二東名高速道路において2橋の施工が計画されている^{3) 4)}。しかしながら、本橋梁形式では、コンクリート床版と鋼トラス部材との接合部が破壊した場合、全体系の脆性的な破壊を伴う可能性があるため、確実に力の伝達をすることが可能な格点構造とすることが重要である。

格点構造には種々のものが提案されているが、著者らは張り出し架設時の施工性が良く、格点部全体を複合構造化することで鋼とコンクリートを有効に利用した、コンパクトで確実な耐力を有する図-2に示す新しい格点構造を考案した^{5) 6) 7)}。本格点構造は、鋼製 BOX と称する孔あき鋼板を溶接して箱形状とした中に、円形鋼管を用いた引張斜材と圧縮斜材を挿入した構造である。鋼製 BOX と引張斜材は溶接により一体化され、圧縮斜材は鋼管内部に周方向に溶接した鉄筋のずれ止め効果によって鋼製 BOX 内のコンクリートと一体化している。

本論文では、格点構造の力の伝達状況及び終局耐力の確認、設計の考え方の基礎資料を得ることを目的として格点部の縮小模型による静的載荷試験を行った結果について報告する。

2. 実験概要

2. 1 供試体の種類及び材料

試験に用いた供試体は、別途想定した橋梁を対象に、格点部分を約 1/2 に縮小化して、形状寸法及び設計荷重を決定した。

供試体形状を図-3に、鋼製 BOX の形状を図-4に

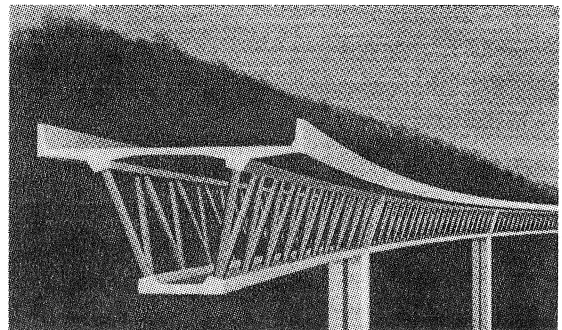


図-1 鋼トラスウェブ PC 橋

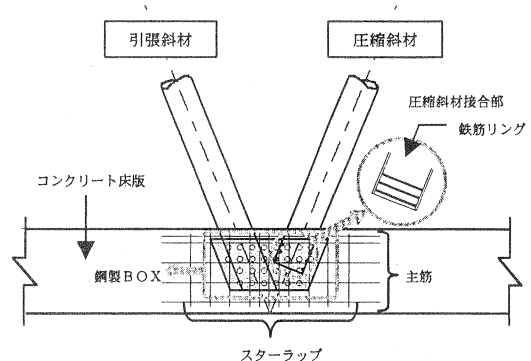
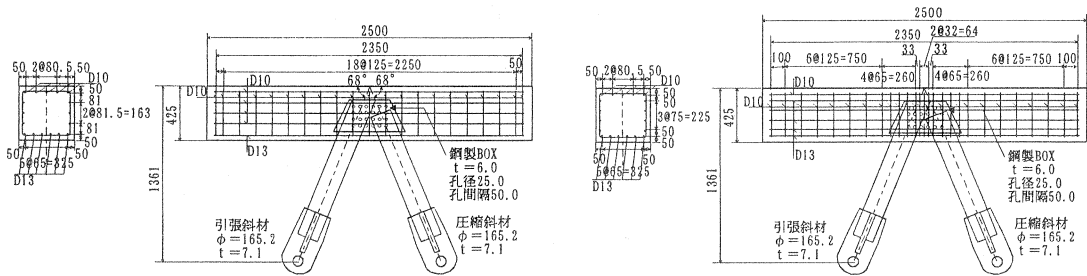


図-2 格点構造模式図



(a) No. 1 供試体

(b) No. 2 供試体

図-3 供試体形状

示す。供試体数は、格点部のせん断破壊耐力の把握を目的とした No. 1 供試体と、格点部が他の部材に比べて先行破壊しないように格点部の補強鉄筋量を No. 1 供試体の約 2 倍に増やした No. 2 供試体の 2 体とした。

斜材鋼管は、外径 165.2mm、板厚 7.1mm (径厚比 23) の STK400 を用いた。なお、圧縮斜材接合部には、床版コンクリートとの一体化を図るために、既に実施した軸圧縮要素試験の結果を用いて設計を行い⁸⁾、鋼管内側の周方向に D6 鉄筋を 30mm ピッチで 3 段に溶接した。

鋼製 BOX の鋼板には、板厚 6.0mm の SM490 を用いた。鋼製 BOX 側面の鋼板には、床版コンクリートとの一体化とコンクリート打設時の充填性を考慮して径 25.0mm の孔を 50.0mm 間隔に 24 孔配置した。

斜材鋼管及び鋼製 BOX の鋼板の機械的性質を表-1 に示す。

床版コンクリートの断面は、高さ 42.5cm、幅 42.5cm の正方形断面とした。配合は、早強セメントの水セメント比 46.9%、粗骨材最大粒径は 1/2 縮小模型であることを考慮して 10mm とし、スランプ 8cm、試験時の圧縮強度 (現場封かん養生) の目標を 40N/mm² とした。コンクリートの材料試験結果を表-2 に示す。

床版部の鉄筋は、D10 及び D16 の SD345 を用いた。材料試験結果を表-3 に示す。

2. 2 試験方法

試験方法は、格点部及び引張斜材、圧縮斜材に確実に力を導入するために、図-5 に示す装置を用いて床版コンクリート端部を水平に載荷した。載荷ステップは、静的片振り繰返し載荷とし、設計荷重時 (P=221kN)、仮定のもと別途試験設計を行った設計終局耐力 (No. 1 : P=584kN, No. 2 : P=671kN)、最大荷重と最大荷重以降

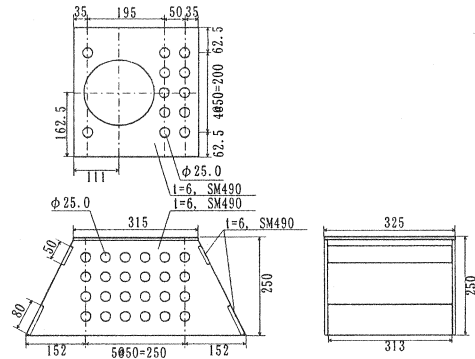


図-4 鋼製 BOX

表-1 鋼管、鋼製 BOX 鋼板の機械的性質

項目	引張強さ N/mm ²	降伏点又は耐力 N/mm ²	弾性係数 ×10 ³ N/mm ²	伸び %
鋼管(STK400)	450	408	207	39
鋼製BOX(SM490)	532	361	207	26

表-2 コンクリートの材料試験結果

No.	試験時(No.1:21日, No.2:25日)	
	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 ×10 ³ N/mm ²
No.1 供試体	39.7	25.7
No.2 供試体	41.4	26.2

表-3 鉄筋の機械的性質

No.	D10			D13		
	引張強度 N/mm ²	降伏強度 N/mm ²	弾性係数 ×10 ³ N/mm ²	引張強度 N/mm ²	降伏強度 N/mm ²	弾性係数 ×10 ³ N/mm ²
No.1 供試体 No.2 供試体 共通	512	349	18.8	508	356	18.9

の変位進展状況確認の3ステップとした。なお、設計荷重時及び終局荷重時の水平載荷荷重は、別途行った線形フレーム解析から、引張斜材軸力が各荷重時の軸力となるように設定した。

計測項目は、水平載荷荷重(ロードセル)、供試体変位(変位計)、格点部目開き(カンチレバー式変位計)、斜材鋼管(ひずみゲージ)、床版コンクリート(ひずみゲージ、モールドゲージ)、鉄筋(ひずみゲージ)とした。

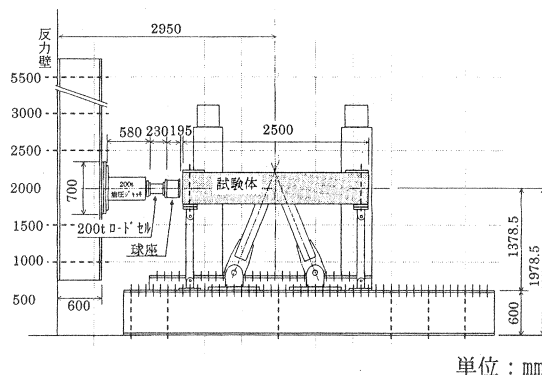


図-5 載荷装置側面図

3. 実験結果及び考察

3. 1 水平載荷荷重-水平変位

No. 1 供試体及びNo. 2 供試体の水平載荷荷重 P と水平変位 δ の関係を、図-6 に示す。

No. 1 供試体、No. 2 供試体ともに載荷初期に変位が約 2.8mm 増加した。これは、架台に供試体を固定しているヒンジ部の余裕によるものである。その後、 $P-\delta$ の傾き(剛性)は大きくなり終局荷重時 ($P=377\text{kN}$) よりも大きな $P=550\text{kN}$ 程度まで直線的に変化した。この時の傾き(剛性)は、節点が剛結で格点部の偏心を考慮した線形フレーム解析によって得られた傾きとほぼ同じである。これ以降も No. 1 供試体、No. 2 供試体ともに $P=931.4\text{kN}$ (No. 1 供試体の最大荷重) まで同じ履歴をたどりながら徐々に変位の増加が大きくなった。No. 1 供試体は、最大荷重 $P=931.4\text{kN}$ ($\delta=31.1\text{mm}$) において格点部のせん断ひび割れ幅が大きくなるとともに荷重が低下し、 $P=839.0\text{kN}$ ($\delta=59.4\text{mm}$) において格点部のせん断破壊により大きく荷重が低下して終局に至った。

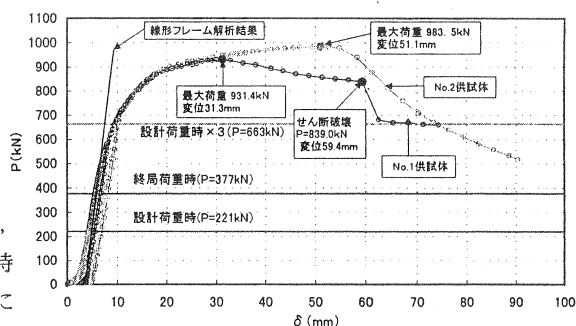


図-6 水平載荷荷重 P -水平変位 δ

No. 2 供試体は、No. 1 供試体の最大荷重 ($P=931.4\text{kN}$) 以降も荷重は増加し、 $P=983.5\text{kN}$ ($\delta=51.1\text{mm}$) において最大荷重となり、圧縮斜材の全塑性座屈により終局に至った。

3. 2 ひび割れ性状

せん断ひび割れは、両供試体ともに $P=600\text{kN}$ 程度で発生し、設計荷重時及び終局荷重時ともに健全であった。試験終了時のひび割れ発生状況を、図-7 に示す。

No. 1 供試体は、格点部の側面に 45 度の角度でせん断ひび割れが発生し、主筋位置に沿って進展が見られた。また、上面には鋼製 BOX 中心から周囲にひび割れが伸びていた。このひび割れは、圧縮斜材が鋼製 BOX を上面へ押し出すことにより発生したものと考えられる。

No. 2 供試体では、No. 1 供試体と同様に格点部側面にせん断ひび割れが発生しているが、No. 1 供試体のような進展は無く、鋼製 BOX 側面上に集中した。その一方で、No. 2 供試体では、下面の鋼管斜材からのひび割れ数が、No. 1 供試体に比べて多くなった。これは、No. 2 供試体が、格点部の補強鉄筋により No. 1 供試体に対して相対的に格点部のせん断耐力及びせん断剛性を上げて、格点部の変形を拘束しているため、鋼管斜材とコンクリート床版との接合部に変形が集中したためと考えられる。

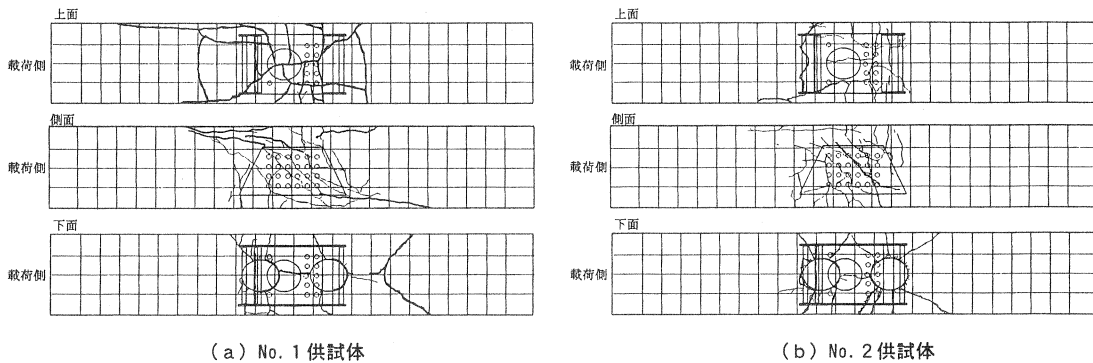


図-7 試験終了時のひび割れ発生状況

3. 3 鉄筋ひずみ

格点部に配置した主筋とスターラップの設計荷重時相当 ($P=200\text{kN}$) とひび割れ発生後 ($P=900\text{kN}$) のひずみ分布を、図-8に示す。両供試体ともに $P=200\text{kN}$ 時は、せん断ひび割れの発生がなく、鉄筋にひずみは生じていないのに対して、 $P=900\text{kN}$ 時は主筋及びスターラップともに格点部を中心に、ひずみが発生した。格点部の鉄筋量を増やした No. 2 供試体は、No. 1 供試体と比べて、各鉄筋の発生ひずみが小さく、ひずみの発生分布も均等化されている。鉄筋のひずみの発生分布を、鋼製 BOX 及び斜材の位置と比較すると、主筋は鋼製 BOX の高さ内にある範囲、スターラップは斜材の図心と交差する範囲となっていることが分かる。

3. 4 鋼製 BOX ひずみ

鋼製 BOX に発生した主ひずみ ($P=200\text{kN}$, $P=900\text{kN}$) を図-9に示す。鋼製 BOX 側面について見ると、 $P=200\text{kN}$ では、斜め圧縮ひずみ及び斜め引張ひずみが 45° の角度で生じて

いるのに対して、 $P=900\text{kN}$ では主引張ひずみが横方向に発生し、一部圧縮斜材に近い箇所で主引張ひずみが縦方向に発生した。これは、鋼製 BOX 内コンクリートの拘束効果と圧縮斜材の上面への抜け出しに対する抵抗による影響が含まれるものと考えられる。なお、鋼製 BOX 側面の主ひずみは、 $P=900\text{kN}$ 時においても降伏ひずみ以下であった。

鋼製 BOX 上面では、溶接により引張斜材と接合されているため、引張斜材中心に向かって引張ひずみが発生した。 $P=900\text{kN}$ 時では主引張ひずみが降伏ひずみを超えるものの、設計荷重時 $\times 3$ 倍 ($P=663\text{kN}$) においても許容ひずみ以下であった。

鋼製 BOX 側面を結ぶ鋼材には、 $P=900\text{kN}$ 時に、引張斜材側が約 450μ 、圧縮斜材側が約 200μ の引張ひずみが発生し、引張斜材側の鋼材の方が大きいものとなった。

3. 5 圧縮斜材接合部

No. 1 供試体の圧縮斜材接合部のひずみ計測位置を図-10に、圧縮斜材接合部のひずみの分担を図-11に示す。接合部の一体性を確認するために、①鋼管内モールドゲージと②圧縮斜材鋼管上段軸ひずみを比較すると、

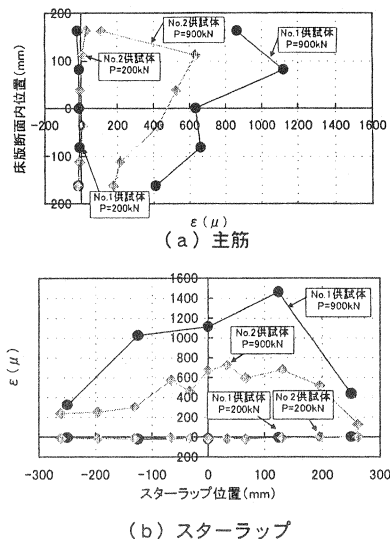


図-8 格点部の鉄筋ひずみ分布

P=約 550kN までは同じ値を示し、接合部の一体性が図られていることを確認できた。また、床版コンクリートから圧縮斜材接合部への力の伝達状況を把握するため、(3)式を用いて鋼管外モールドゲージの値を推定した。

$$A_{C-M-U} E_C \varepsilon_{C-M-U} = A_{C-M-L} E_C \varepsilon_{C-M-L} + A_p E_p \varepsilon_{K-SU} \quad (1)$$

$$\varepsilon_{C-M-U} = \frac{A_{C-M-L}}{A_{C-M-U}} \varepsilon_{C-M-L} + \frac{A_p}{A_{C-M-U}} n \varepsilon_{K-SU} \quad (2)$$

$$No.1: \varepsilon_{C-M-U} = 0.8355 \varepsilon_{C-M-L} + 1.3233 \varepsilon_{K-SU} \quad (3)$$

ここで、

A_{C-M-U} : 鋼管外モールドゲージ位置で仮定した
コンクリート断面積

$$(\approx \pi \left(\frac{16.52}{2} \right)^2 = 214.23 \text{ cm}^2)$$

A_{C-M-L} : 鋼管内モールドゲージ位置での
コンクリート断面積

$$(\approx \pi \left(\frac{16.52 - 0.71 \times 2}{2} \right)^2 = 178.99 \text{ cm}^2)$$

A_p : 鋼管の断面積 ($\approx 35.2 \text{ cm}^2$)

E_C : コンクリートの弾性係数
(No.1: $25.701 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$)

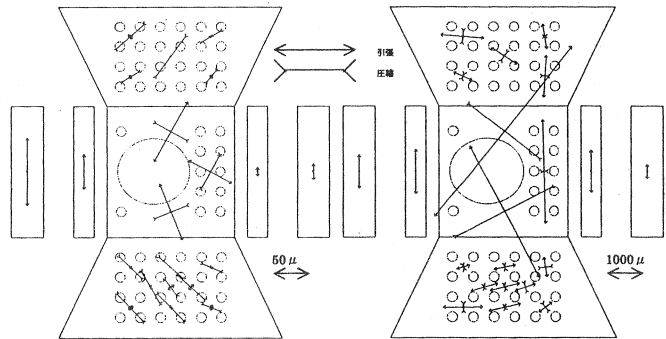
E_p : 鋼管の弾性係数 ($207 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$)

ε_{C-M-U} : 鋼管外モールドゲージのひずみ

ε_{C-M-L} : 鋼管内モールドゲージのひずみ

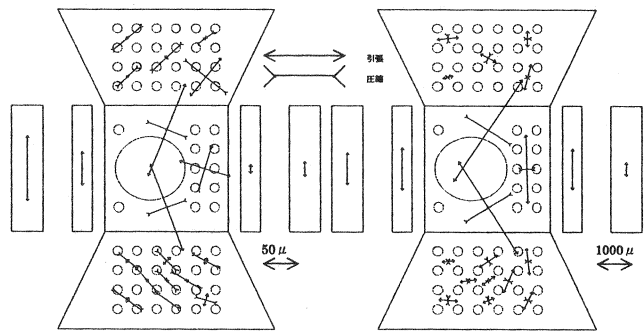
ε_{K-SU} : 圧縮斜材鋼管上段の軸ひずみ

n : 弾性係数比



(a) No. 1 供試体 (P=200kN)

(b) No. 1 供試体 (P=900kN)



(c) No. 2 供試体 (P=200kN)

(d) No. 2 供試体 (P=900kN)

図-9 鋼製 BOX 主ひずみ図

その結果、式(3)より算出したひずみは、一体性が確認された P=550kN 程度まで鋼管外モールドゲージと同じ値を示したが、それ以降鋼管外モールドゲージの値は増加し、式(3)より算出したひずみは低下した。これは、格点部内部で圧縮斜材接合部の一体性が徐々に低下し、力の伝達に変化が生じたためと考えられる。

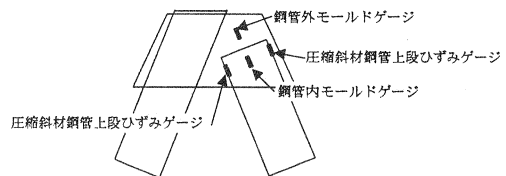


図-10 圧縮斜材接合部ひずみ測定位置

4. 格点部の設計法に関する考察と課題

4.1 格点部の力の分担

格点部に配置された鉄筋(主筋, スターラップ)及び鋼製 BOX の発生ひずみ分布から、設計荷重時レベル(せん断ひび割れの発生なし)とせん断ひび割れ発生後の力の分担の違いを確認した。

設計荷重時レベルでは、鉄筋の発生ひずみは非常に小さく、主に力の伝達が鋼製 BOX 内で行われているものと考えられる。

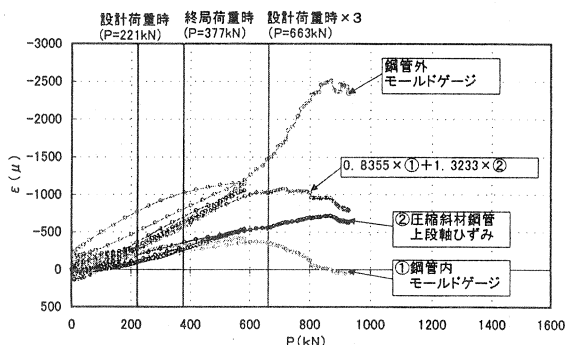


図-11 圧縮斜材接合部のひずみ分担 (No. 1 供試体)

これに対して、ひび割れ発生後は、鉄筋のひずみが大きくなり、鋼製 BOX の外部も一緒に耐力に寄与している。この時の鉄筋のひずみ分布は、主筋が鋼製 BOX の高さ内にある範囲、スターラップが斜材の図心と交差する範囲の分担が大きくなっている。これは、格点部の終局せん断耐力を算定する際に寄与する鉄筋の範囲を決定するための参考になるものと考えられる。

鋼製 BOX は、設計荷重時レベルでは、せん断によって側面に発生する主ひずみが明確である。これに対して、せん断ひび割れ発生後は荷重レベルが高くなるにつれて、格点部の剛性が低下し変形が大きくなるため、せん断による作用以外に、鋼製 BOX 内のコンクリートの拘束効果、及び引張斜材の抜け出しや圧縮斜材の押し出しによる回転作用も影響しているものと考えられる。このため、鋼製 BOX の形状及び孔の配置・大きさ等の詳細設計をさらに高度化するにあたっては、追加の解析もしくは実験等を行い明らかにする必要がある。

4. 2 圧縮斜材接合部

鋼管内側の周方向に溶接した鉄筋のずれ止め作用によって、圧縮斜材鋼管と床版コンクリートを一体化させる構造について、鋼管の軸ひずみとコンクリート内に埋め込んだモールドゲージにより、実験時の一体性の評価を行った。接合部の軸圧縮要素試験の結果⁹⁾を用いて設計を行った結果、終局荷重時まで接合部の一体性を図ることができた。今後は、接合部の曲げ作用に対しても設計的な考え方を明確にし、設計に反映させる必要がある。

5. まとめ

孔あき鋼板を溶接して箱形にした鋼製 BOX 内に、円形鋼管を用いた引張斜材と圧縮斜材を挿入した格点構造を対象として、縮小模型による破壊試験を行った。本試験により得られた知見をまとめると以下の通りである。

- a. 実際に格点部を破壊させることにより、格点部のせん断破壊性状を把握した。
- b. 設計荷重時においてせん断ひび割れの発生などの異常は認められなかった。
- c. 設計荷重時の3倍以上の耐力を有することを確認した。
- d. 格点部の鉄筋(主筋、スターラップ)及び鋼製 BOX の発生ひずみ分布から、格点部における力の伝達状況を把握した。
- e. 圧縮斜材接合部の力の伝達状況を把握した。

今後、試験結果に対して追加の解析及び試験を実施し、本格点構造の設計法の高度化、詳細化を図っていく予定である。

[参考文献]

- 1) 園田恵一郎：複合橋梁，橋梁と基礎，pp.23-29，1997.
- 2) 小川篤生，寺田典生：JH日本道路公団における複合構造橋梁，橋梁と基礎，pp.48-55，1997.
- 3) (財)高速道路調査会：PC橋の複合構造に関する調査研究(その1)報告書，1997.
- 4) 猪熊康夫，東田典雅，寺田和己，岡田亨：巴川(複合トラス橋)の計画，土木学会第51回年次学術講演会，pp.514-515，1996.
- 5) 猪熊康夫，黒岩正，永井篤，日紫喜剛啓：鋼トラスウェブPC橋の格点構造に関する実験と解析，プレストレストコンクリートシンポジウム，pp.73-78，1999.
- 6) 星埜正明，大野正芳，永井篤，大館武彦：鋼トラス・コンクリート接合部の実験的研究，構造工学論文集，Vol.45A，pp.1423-1430，1999.
- 7) 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.1509-1516，1999.
- 8) 平陽兵，古市耕輔，山村正人，新保弘：鉄筋ジベルを用いた鋼管とRC部材の接合に関する基礎的研究，第54回年次学術講演会，pp.288-289，1999年.