

(52) 合成桁橋の架設時における 立体トラス型ジベルの補剛効果

EFFECT OF TRUSS-SHAPED SHEAR CONNECTORS ON BUCKLING STRENGTH
DURING CONSTRUCTION OF COMPOSITE GIRDER BRIDGE

山口栄輝* 太田俊昭** 日野伸一*** 井ノ畑寿****
Eiki YAMAGUCHI, Toshiaki ONTA, Shin-ichi HINO, Hisashi INOHATA

A steel-concrete composite slab with conventional shear connectors usually requires stiffeners when applied to a composite girder bridge, for the bottom steel plate may suffer from buckling during construction. On the other hand, the truss-shaped shear connectors (TSC) which have been developed recently can be expected to increase the rigidity of the bottom plate, helping to prevent it from buckling. To this end, the effect of TSC on the buckling strength is investigated experimentally and analytically. The study shows that the proposed analytical method yields the results in good agreement with the experimental data and ensures that TSC enhances the buckling strength considerably.

1. まえがき

鋼板とコンクリートより成る合成版部材は、優れた力学特性を持つだけでなく、施工性においても利点を有するため、近年活発に研究開発が行われている。ピラミッド状のジベルを介して鋼板とコンクリートを合成した立体トラス型ジベル(TSC)を有する合成版もこうした合成構造の一つであり、著者らは一連の研究によりその力学性状を明らかにしてきた^{1)~4)}。

こうした合成部材は単に床版としてではなく、合成桁橋の主桁圧縮フランジの一部として活用することがより合理的であると考えられる。しかしその際には、架設中に圧縮フランジとなる底鋼板の座屈に対する検討が必要となり、多くの補剛材が底鋼板に取り付けられることも少なくない。これに対し、図-1のようにTSC合成版を合成桁橋の床版として用いた場合、立体トラス構造のジベルが補剛材の役割を果たすためかなりの座屈強度が期待でき、補剛材の省略、ひいては建設コストの低減も可能であると思われる。

本論文では、TSC板の座屈実験を行い、座屈安全性を照査するとともにその耐荷力の算定法を提示し、TSCの補剛効果について考察した結果を報告する。

* Ph.D. 九州大学助手 工学部土木工学科

** 工博 九州大学教授 工学部土木工学科

*** 工博 九州大学助教授 工学部土木工学科

**** 福岡市土木局

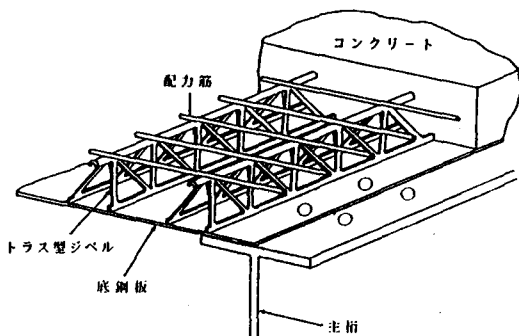


図-1 TSCをもつ合成桁橋

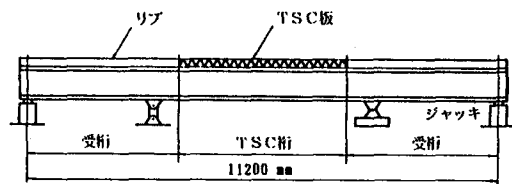


図-2 実験桁および荷重装置

2. 実験概要

(1) 実験桁および荷重装置

図-2に実験桁と荷重装置を示している。実験桁は2つの受桁とその中間部に位置するTSC桁の3つの部分より構成され、TSC桁の上フランジ部に供試体が組み込まれている。供試体の縮尺率を大きくすると、残留応力、初期たわみの影響が実際の場合と異なる可能性がある。しかし実験室のスペースにも限りがあり、実験桁の大きさにも自ずから制限が加わる。図-2に示す寸法は、こうした様々な要因により決定されたものであり、結局、実橋で用いるTSC板の約1/2の供試体の荷重実験を行うこととなった。

この実験装置は、端部から3mの位置に設けられた単純支持形式の支点で支えられた張出ばり構造となっている。荷重は両端に2基ずつ据え付けられた油圧ジャッキ（最大能力50tf）を用いて行い、端部を押し上げることでTSC板供試体を圧縮する方式をとっている。

(2) 供試体

供試体としては、板厚3.2mm、幅（主桁間隔）1.5m、長さ3.0m（縦横比2.0）のタイプⅠ、および長さ2.4m（縦横比1.6）のタイプⅡの2種類、各タイプにつき2体ずつ、計4体を製作した。各供試体には鋼板打ち抜き型のTSCを7列配置し、実験を行った。TSCの寸法は図-3に示す通りであり、また上弦材の格点間距離は150mmである。なお、TSC板および受桁のデッキプレートはSS41、その他はSM50Yで製作され、TSC板供試体は高力ボルトでTSC桁に取り付けられた。

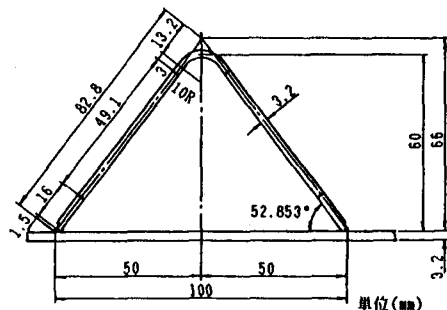


図-3 TSCの形状寸法

(3) 荷重方法

荷重実験は、油圧ジャッキに取り付けたロードセルによる荷重制御方式で行った。本実験では、両端のジャッキ圧が等しくなるよう対称に荷重し、支点間に純曲げ区間を発生させ、TSC桁の上フランジに組み込んだTSC板供試体に圧縮力を加えた。

ところで、実験桁の張出部は全長の約1/4であり、鋼重の影響によりTSC板には11~18 kgf/cm²の引張応力が生じる。これらの応力はそれほど大きなものではないが、引張応力を無視すると、座屈実験

において実際より大きな耐荷力が得られるため好ましくない。このため、本実験では各ジャッキの荷重が 0.2 tf の場合を“初期状態”とした。この初期状態においては、鋼重により生じる T S C 板上縁の応力が、最大引張応力で 1.3 kgf/cm²、最大圧縮応力で 6.3 kgf/cm² となるため、鋼重の影響は十分小さく、無視できるものと判断した。

3. T S C 板の耐荷力算定法

(1) 座屈係数

補剛板の座屈に関してはすでに多くの研究がなされており、Timoshenko のエネルギー法などによりその座屈強度は求められている⁵⁾。こうした補剛板の解析手法を T S C 板の座屈解析に適用する際には、T S C の斜材部の取り扱いが問題となる。この点に関しては平面トラスの有限変位解析を行うことにより検討を加えた⁶⁾。

その結論に従えば、T S C 板の耐荷力を求める際には、斜材を無視し、上弦材および下弦材による補剛効果のみ考慮に入れればよいことになる。すなわち、鋼板と上弦材の距離は常に一定に保たれると仮定でき、T S C 板の橋軸直角方向断面を図-4 のように理想化して取り扱うことが可能となる。

この仮定に基づき、さらに半波長の正弦関数で定義されたたわみ曲面を仮定すれば、Timoshenko のエネルギー法により 4 辺単純支持 T S C 板の座屈係数 k が次のように求められる。

$$k = \frac{(1 + \alpha^2)^2 + 2 \sum \gamma_i \sin^2(\pi b_i/b)}{\alpha^2 (1 + 2 \sum \delta_i \sin^2(\pi b_i/b))} \quad (1)$$

ここで $\alpha (=a/b)$ は板の縦横比、 $\gamma_i (=EI_i/bD)$ は曲げ剛性比、 $\delta_i (=A_i/bt)$ は面積比、 b_i は橋軸に平行な境界辺からの距離を表し、添字の i は変数が i 番目の上弦材あるいは下弦材に対応することを示している。またこの k は

$$\alpha_1 = \{1 + 2 \sum \gamma_i \sin^2(\pi b_i/b)\}^{1/4} \quad (2)$$

で最小値をとるので、式(1)の適用範囲は $\alpha \leq \alpha_1$ である。

ここで得られた k は全体座屈モードに対応するものであり、補剛材間の局部座屈に対応した k は次式で与えられる⁷⁾。

$$k = 4n^2 \quad (3)$$

式(1)、(3)による 2 つの k のうち、小さい方の値が座屈応力を求める際には重要となる。

合成桁橋の架設時における上フランジ鋼板の支持条件は、安全性を考え、4 辺単純支持が仮定されるが、実際の境界辺にはかなりの拘束力が生じているものと思われる。このため、次に 4 辺固定支持 T S C 板の座屈強度を考える。

基本的には 4 辺単純支持板と同じ解析方法で座屈応力を求めるが、固定支持の場合には、たわみ曲面として境界辺上でたわみだけでなく、たわみ角もゼロになるものを用いる必要がある。簡単のために、ここでは一波長の余弦関数でたわみを仮定する。このたわみ曲面は単純なものではあるが、例えば正方形の無補剛板の場合、その近似解は厳密解⁸⁾より 6 % 程度大きくなるだけであり、実用的には十分であると思われる。こうして求めた 4 辺固定支持 T S C 板の座屈係数は次式で表わされる。

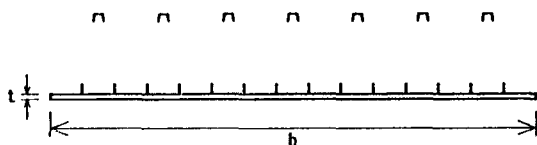


図-4 理想化された T S C 板の橋軸直角方向断面

$$k = \frac{4[3 + 2\alpha^2 + 3\alpha^4 + 2\sum \gamma_i \{1 - \cos(2\pi b_i/b)\}^2]}{\alpha^2[3 + 2\sum \delta_i \{1 - \cos(2\pi b_i/b)\}^2]} \quad (4)$$

この k は

$$\alpha_2 = [1 + (2/3)\sum \gamma_i \{1 - \cos(2\pi b_i/b)\}^2]^{1/4} \quad (5)$$

で最小となるので、式(4)の適用範囲は $\alpha \leq \alpha_2$ と考えられる。

(2) 耐荷力

座屈強度の理論解は、通常、降伏応力 σ_Y を用いて無次元化され、次のように表される。

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{CR}}{\sigma_Y} &= 1.0 & (R \leq 1.0) \\ \frac{\sigma_{CR}}{\sigma_Y} &= \frac{1}{R^2} & (1.0 < R) \end{aligned} \quad (6)$$

ここに

$$R = \frac{b}{t} \left[\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k} \right]^{1/2} \quad (7)$$

しかし、これはあくまで理想的な板を対象にしたものであり、実際には初期不整、残留応力等の影響により、これより小さな応力で崩壊する。このため、道示⁹⁾では無補剛板、補剛板の基準耐荷力として式(6)のオイラー座屈応力に比べかなり小さな値を提示している。

図-5 に道示⁹⁾に定める2つの基準耐荷力曲線を示しているが、これらの曲線間にそれほど大きな差はない。したがって、TSC板の基準耐荷力曲線は未だ明らかではないものの、これら2つの耐荷力曲線と大きく異なるとは考えられない。そこで、本研究では、安全側の値を示す補剛板の基準耐荷力曲線を用いてTSC板の基準耐荷力が求められると仮定する。

TSC板においては、鋼板だけでなく上弦材や斜材が(局部)座屈する可能性もある。しかし、斜材に発生する応力は上弦材よりはるかに小さく、斜材が座屈する可能性はほとんどないと考えられる。このため、ここでは斜材の座屈は考慮に入れず、上弦材の耐荷力は道示⁹⁾に規定されている圧縮部材の基準耐荷力曲線を用いて算定できるものとする。またその計算に際しては、上弦材の格点間距離を有効座屈長とする。

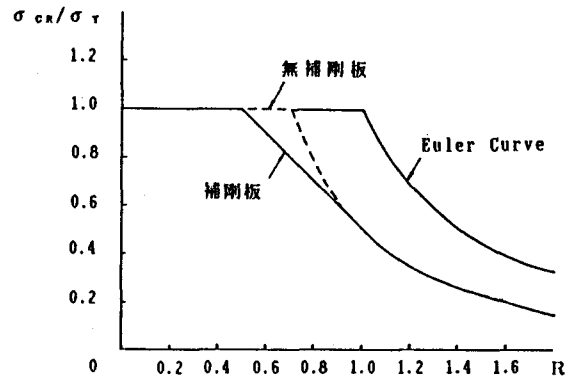
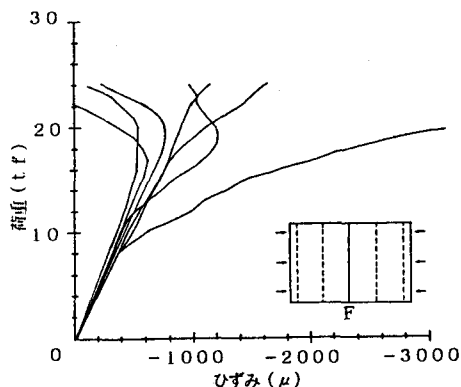


図-5 板の基準耐荷力曲線

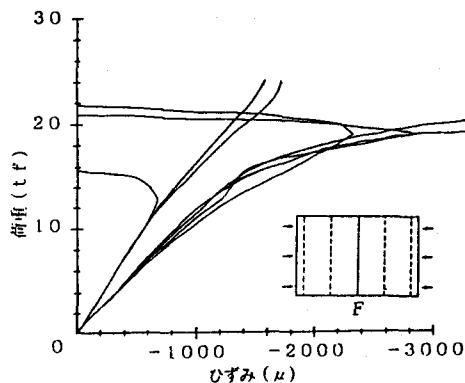
4. 実験および計算結果と考察

図-6 に、実験結果の一部を示す。これはタイプⅡのFラインに沿った鋼板および上弦材の荷重-ひずみ曲線を表している(本論文においては、1基当りのジャッキ荷重を荷重と称する)。図中に示すように、Fラインは供試体中央の橋軸直角方向のラインのことである。

図-6 からわかるように、8~10 tf 程度までは線形の荷重-ひずみ応答が得られる。しかし荷重が



(a) 鋼板-Fライン



(b) 上弦材-Fライン

図-6 荷重-ひずみ曲線 (タイプII)

表-1 TSC板の耐荷力

供 試 体	実 験 値		理 論 値		
	No. 1	No. 2	a	b	c
タイプI	17	16	4.0	15.6	16.0
タイプII	15	16	6.1	20.1	16.0

ここに、

- a : 4 辺単純支持 TSC 板の基準耐荷力
- b : 4 辺固定支持 TSC 板の基準耐荷力
- c : 上弦材の基準耐荷力

であり、また表中の数値の単位は tf である。

増加するにつれ、荷重-ひずみ曲線に非線形性が現れ、16 tf 付近において、ひじょうに多くの測定箇所ではひずみが急速に増加し始めるか、あるいはひずみが戻り始める現象が見られる。この荷重より小さな荷重値でこうした現象が生じる箇所もあるが、それらは局所的な挙動にすぎない。このため、本研究では 16 tf をこの供試体の耐荷力とした。ここで言う耐荷力は必ずしも供試体の崩壊を意味しているわけではなく、実際、この荷重において荷重-変位曲線の傾きに大きな変化は見られない。したがって、ここでの定義は通常の耐荷力の定義とは必ずしも一致しないが、架設中に

大きな変形を生じ、完成時に多くの初期不整を残すのは好ましくないとの判断からこのように定めた。実験結果は表-1 にまとめているが、耐荷力に関する限りタイプ I, II の間に大きな差は見られなかった。

荷重-ひずみ曲線は板のいたるところで大きな非線形性を示しているが、除荷後、最も大きな変形はタイプ I の場合、載荷辺近くの鋼板で認められた。図-6 に示した F ラインの上弦材のひずみは、他の箇所のひずみに比べてかなり大きなものであり、実際、タイプ II の供試体ではこの箇所において明確な上弦材の座屈現象が観察された。このように、耐荷力に関してはタイプ I, II の間にあまり差は見られないものの、座屈モードの点では 2 つのタイプの間に顕著な差が認められた。

実際の設計では、安全性を考え、4 辺単純支持の仮定のもとで板の耐荷力を求めるのが一般的である。したがって、先に記した算定法によりまずこの条件下で計算を行ったが、表-1 に示す計算結果は実験値に比べてひじょうに小さな値となっている。これは実験において TSC 板供試体の 4 辺を高力ボルトで桁に締結していることに起因していると考えられるため、次に 4 辺固定の条件で耐荷力を計算した。その計算結果と上弦材の耐荷力を組み合わせると、タイプ I では 15.6 tf (板の座屈)、タイプ II では 16.0 tf (上弦材の座屈) が耐荷力の理論値となる (表-1)。この結果は、座屈モードも含めて実験結果とよく一致している。

ところで、4 辺固定支持板の座屈係数 k はタイプ I, II につきそれぞれ 338, 516 である。これに対

し、補剛材を有しない板の k はタイプ I に対応した $\alpha=2.0$ のとき 7.88, タイプ II に対応した $\alpha=1.5$ のとき 8.33 となる⁸⁾。TSC の補剛効果は、これらの座屈係数を比較することにより明確に理解される。

5. あとがき

全長 11 m 余りの実験桁を用いて TSC 板の座屈実験を行った。また、Timoshenko のエネルギー法により TSC 板の座屈係数を求め、道示⁹⁾に示されている補剛板の基準耐荷力曲線から TSC 板の耐荷力を求める算定法を示した。この方法による計算結果は実験値とよく一致しており、本報告で提示した算定法の妥当性が検証され、さらには TSC が大きな補剛効果を有することが明らかとなった。これより、TSC 合成版を合成桁橋の主桁圧縮フランジの一部として用いる際には、架設時に補剛材の量をかなり低減できると考えられ、施工費を低く抑えることは十分可能であると思われる。

板の変形に伴って生じる二次的な応力は、上弦材の局部座屈に関連してくると考えられるが、本研究の算定式においては考慮に入らなかった。しかしながら、ここで行った実験結果に関する限り満足な結果が得られており、また設計においては 4 辺単純支持が仮定されるため、二次応力は実質的には大きな問題でないと思われる。ただし、より合理的な設計を行うためには二次応力の影響も考慮に入れる必要があると考えられ、今後さらに検討する予定である。

謝 辞：本研究の実験を行うに際し、九州橋梁・構造工学研究会 (KABSE) の「TSC 合成版構造の開発に関する研究分科会」(主査 太田俊昭)の委員および関係者各位にご尽力頂いた。ここに記して感謝の意を表したい。

参考文献

- 1) 太田俊昭・日野伸一・北之園宏・今井富士夫：立体トラス型ジベルを有する鋼板-コンクリート合成桁の力学的特性，合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp. 239～245，1986年。
- 2) 太田俊昭・日野伸一・奥石正巳：立体トラス型ジベルを有する鋼板-コンクリートはりの構造特性，コンクリート工学年次講演会論文集，第 9 号，pp. 525～530，1987年。
- 3) Ohta, T., Hino, S., Koshiishi, M. and Mori, H.: A Development of New Steel-Concrete Composite Slabs with Pyramid-Shaped Shear Connectors, Proc. of 12th Conf. on Our World in Conc. & Struct., pp. 213～233, 1987.
- 4) 太田俊昭・日野伸一・奥石正巳・日向泰山：立体トラス型ジベルを有する合成版構造の力学特性と設計法に関する研究，構造工学論文集，Vol. 34A, pp. 297～305，1988年。
- 5) 福本o秀士：構造物の座屈安定解析，土木学会編 新体系土木工学 9，技報堂出版，1982年。
- 6) 長浜昭洋：立体トラス型ジベル付き鋼板の座屈耐荷力に関する研究，九州大学工学部土木工学科卒業論文，1988年。
- 7) 伊藤学：鋼構造学，コロナ社，1985年。
- 8) Levy, S.: Buckling of Rectangular Plates with Built-In Edges, Journal of Applied Mechanics, ASME, 1942.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980年。