

(20) 二重合成桁橋における水平スタッドのせん断耐力に関する実験的研究

長井 正嗣¹・奥井 義昭²・宮下 剛¹・岩崎 英治¹
碓山 晴久³・石川 健一³・平山 繁幸³

¹正会員 長岡技術科学大学 環境・建設系 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町1603-1)

²正会員 埼玉大学大学院 理工学研究科 (〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保255)

³正会員 東京鐵骨橋梁 (〒108-0023 東京都港区芝浦4-18-32)

E-mail: Haruhisa_Ikariyama@tk-corp.co.jp

鋼橋の建設コスト削減を目的として、連続合成桁橋の中間支点部付近の下フランジにコンクリート版を打設した二重合成 I 桁橋が提案されている。二重合成 I 桁橋では、鋼桁と下コンクリート版は水平スタッドにより一体化することを想定している。しかし、設計基準の中で水平スタッドの設計法に関する記述があるのはユーロコードのみである。そのため、本研究では、ユーロコード式の適用の妥当性を確認することを目的として、ずれ止め構造の押抜きせん断試験を行った。試験には、鉛直スタッドと水平スタッドの両方を配置した試験体も用いた。水平スタッドのずれ止めに関しては、韓国からも設計法が提案されており、本試験結果とユーロコード式および韓国の提案式から得られるせん断耐力の比較検討を行った。

Key Words : *Lying Studs, Push-Out Test, Double Composite Structure, Compact Section*

1. はじめに

鋼橋のコスト低減を目的として、合成床版あるいは PC 床版を用いた 2 主 I 桁橋の採用が増えている。2 主 I 桁橋は、材片数および溶接延長の減少等により製作・架設コストを抑えることができる形式である。さらに、2 主 I 桁橋は必要最小限の主桁でしかも横つなぎ材を単純化あるいは省略しているため、更なる構造の合理化の余地はほとんど残されていないといえる。

そこで、経済性を向上させる対応として、2 主 I 桁橋の二重合成桁化と設計法の変更が提案されている¹⁾。

現行の道路橋示方書²⁾の許容応力度設計法を限界状態設計法に移行して更なる合理化を図ろうとするものである。つまり、連続桁の正曲げモーメントが作用する領域(図-1 (a) 参照)では、上フランジは床版に拘束されること、中立軸は床版と鋼桁の接合位置近傍に位置することから、終局強度を全塑性モーメントと設定することができ、負曲げが生じる中間支点付近の下フランジ側にもコンクリートを打設する(図-1 (b) 参照)ことでウェブおよび下フランジの座屈を拘束し、支間全長にわたってコンパクト断面を実現しようとする形式である。

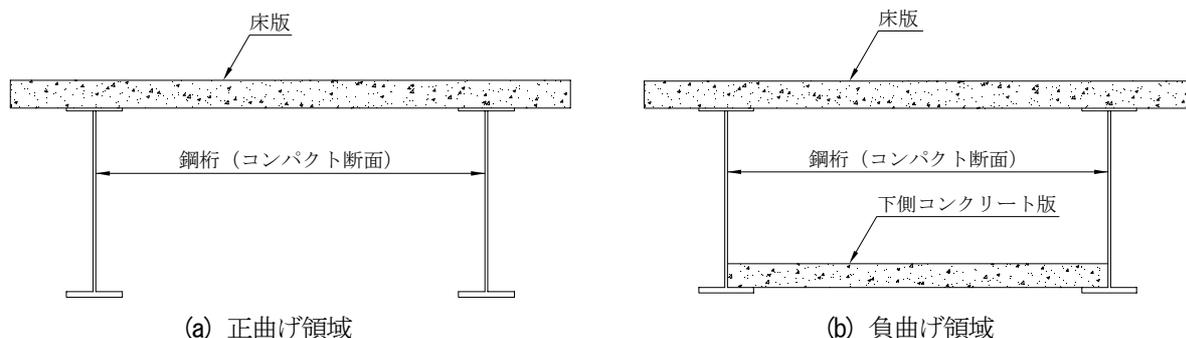


図-1 二重合成 I 桁橋

このような合成構造で着目する箇所の一つとして鋼桁と下コンクリート版のずれ止め構造が挙げられ、その方法として図-2に示すようなウェブに溶接された頭付きスタッド（以下、水平スタッドと呼ぶ）が検討された。通常の合成桁に用いられる上フランジに取り付けられたスタッド（以下、鉛直スタッドと呼ぶ）は様々な研究^{例えば}³⁾が行われているのに対し、水平スタッドに関しては海外、特にドイツにおいて研究されている^{4), 5)}。そのため、水平スタッドの設計法に関して公的に記載されているのはユーロコード⁶⁾のみであり（以下、EC4-2と呼ぶ）、日本での研究報告は少ないのが現状である。本研究では、EC4-2に記載されている設計式について適用の妥当性を確認することを目的に、水平スタッドの要素試験として押抜きせん断試験を行った。さらに、スタッド軸部のひずみを計測して挙動の性状を確認した。

2. 押抜きせん断試験

(1) 試験体

押抜きせん断試験では、下コンクリート版として図-2

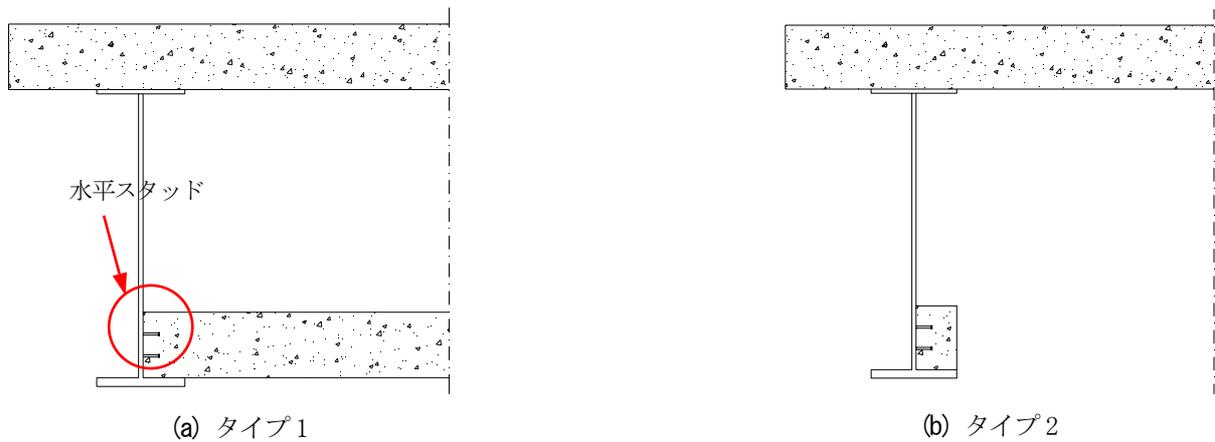


図-2 下コンクリート版の形式

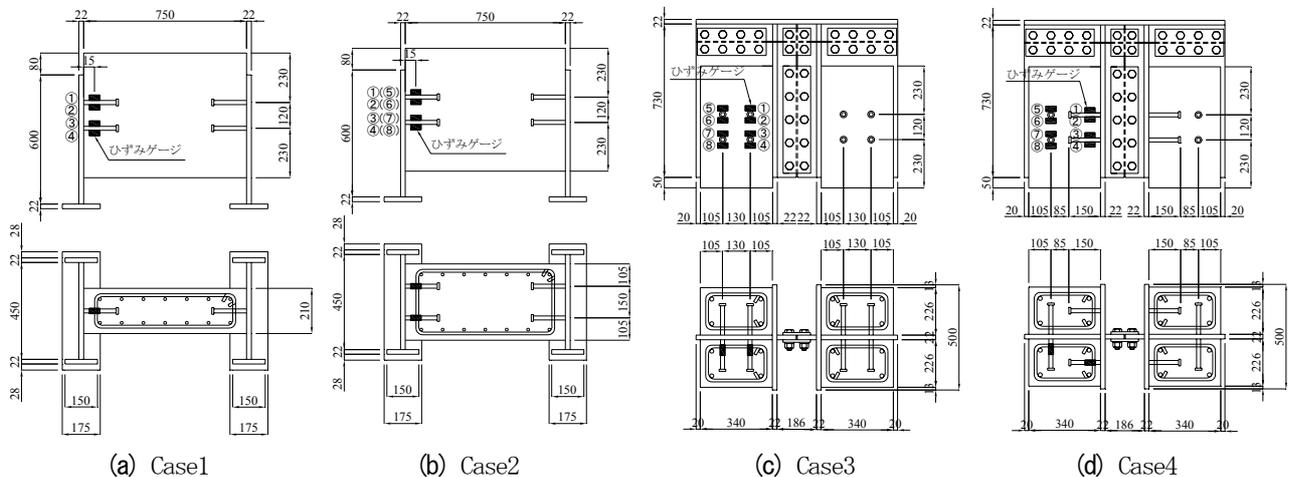


図-3 試験体の形状と寸法

に示す2タイプを想定し、4種類の試験体（図-3参照）を用いた。

Case1：図-2(a)のスタッドを1列配置した試験体

Case2：図-2(a)のスタッドを2列配置した試験体

Case3：図-2(b)のスタッドを2列配置した試験体

Case4：図-2(b)のスタッドを混合に配置した試験体

ここで、タイプ1のモデルは、2主I桁橋の支間長の限界をさらに延長することを目的としたものであり、タイプ2は、現在適用されている2主I桁橋の更なるコストダウンを図ったものである。

試験体は、各ケース共3体ずつ製作した。使用したスタッドの径は19mm、鋼材はSM400A、コンクリートの設計基準強度は36N/mm²で配合設計を行い、試験日の圧縮強度は、約37N/mm²であった。なお、鋼板とコンクリートの境界面は、鋼板表面にグリースを塗布して付着を考慮しないものとした。

(2) 試験方法

試験はアムスラー型2000kN万能試験機を用いて行い、試験方法は文献⁷⁾を参考とした。Case1およびCase2ではコンクリートブロックに、Case3およびCase4では鋼板に

荷重を載荷した。同一の試験体3体のうち、2体は単調載荷、残り1体は漸増繰返し載荷とした。繰返し載荷時における荷重増分は単調載荷時の最大荷重の1/20としている。なお、本試験はEC4-2式の適用の妥当性を確認することを目的としているため、完全に破壊に至るまでは載荷せず、ほぼ最大荷重に達した段階で試験を終了した。

(3) 測定項目

全ての試験体に対して、コンクリートと鋼板の相対変位およびスタッド軸方向のひずみを測定した。変位計の設置位置は文献7)を参考にした。また、スタッドのひずみは鋼板表面から15mm離れた位置(図-3参照)を計測した。

3. 試験結果

(1) せん断耐力およびずれ変位

スタッド1本あたりの試験結果を表-1に示す。Case4は水平スタッドと鉛直スタッドの混合モデルであるため、一概に比較はできないと考えられるが、本報告では、便宜上スタッド1本あたりで比較することとした。また、作用せん断力と相対ずれ変位の関係を図-4に示す。図の横軸のずれ変位は4つの変位計の平均値を用いている。また、繰返し載荷時の作用せん断力と相対ずれ変位関係

は、各載荷ステップの最大値を結んだ包絡線である。なお、図-4(c)のCase3の単調載荷1は変位計の設置が十分でなかったため、曲線は途中までしか表示されていない。Case1の最大せん断耐力 Q_{max} の平均値は88.6kN、Case2の Q_{max} は92.2kNであり、スタッド列数が増加しても最大せん断耐力に大きな変化はなかった。また、Case3の Q_{max} の平均値は126.4kN、Case4の Q_{max} の平均値は127.1kNであり、ほぼ同じ値となった。

Case1およびCase2~Case4の変形性能を比較するために、全てのケースについて最大せん断耐力時の相対ずれ変位 δ_{max} と降伏せん断耐力(0.2mmオフセット値、算出方法については文献7)を参照)時の相対ずれ変位 δ_y の比 δ_{max}/δ_y を算出した。 δ_{max}/δ_y の値から、全てのモデルは、降伏せん断耐力から最大せん断耐力に達するまでの変位は4倍以上となっており、十分な変形性能を有していると言える。

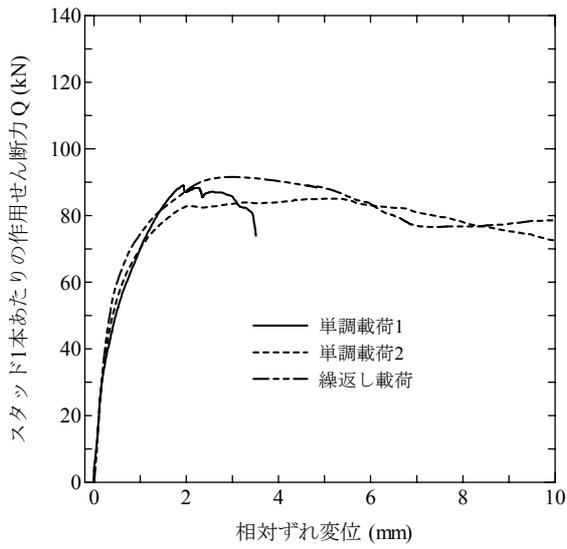
(2) コンクリートのひび割れ状況

Case1とCase2試験体の上側から見たコンクリート表面のひび割れのスケッチを図-5に示す。ひび割れは全てスタッドの根元付近から発生し、コンクリート版上面へ向って斜めに延伸していることがうかがえる。

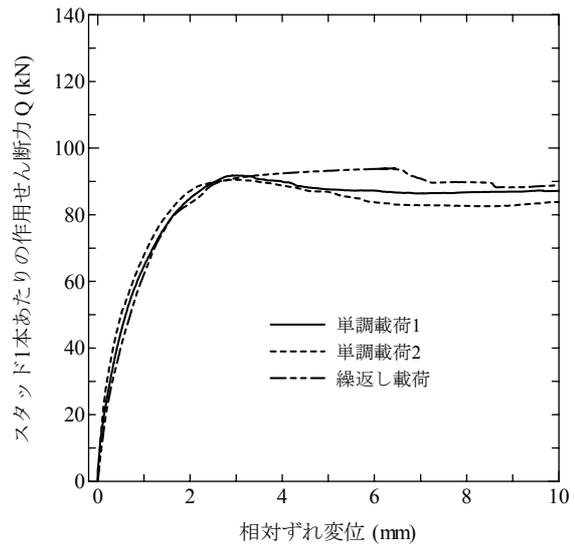
Case3とCase4試験体のひび割れは、スタッド頭部付近から発生してコンクリート表面に達し、鉛直方向に連続している。これはCase3、Case4ともに同様の状況

表-1 試験結果

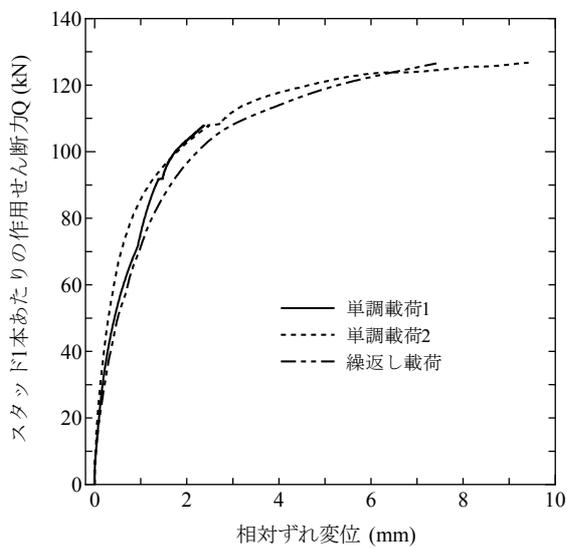
		載荷方法	Q_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	Q_y (kN)	δ_y (mm)	δ_{max}/δ_y
Case1	1	単調増加	89.0	1.93	51.3	0.492	3.92
	2	単調増加	85.1	5.19	54.7	0.491	10.58
	3	漸増繰返し	91.6	2.87	61.2	0.529	5.43
	平均	—	88.6	3.33	55.7	0.504	6.61
Case2	1	単調増加	—	—	—	—	—
	2	単調増加	90.5	3.03	51.5	0.538	5.63
	3	漸増繰返し	93.8	6.14	53.3	0.776	7.91
	平均	—	92.2	3.06	34.9	0.438	6.98
Case3	1	単調増加	125.8	—	60.5	0.634	—
	2	単調増加	126.8	9.42	69.3	0.561	16.79
	3	漸増繰返し	126.5	7.42	61.8	0.754	9.84
	平均	—	126.4	8.42	63.9	0.650	12.96
Case4	1	単調増加	127.2	4.56	70.0	0.401	11.38
	2	単調増加	127.1	4.98	69.8	0.576	8.64
	3	漸増繰返し	126.9	8.29	64.5	0.404	20.52
	平均	—	127.1	5.94	68.1	0.460	12.91



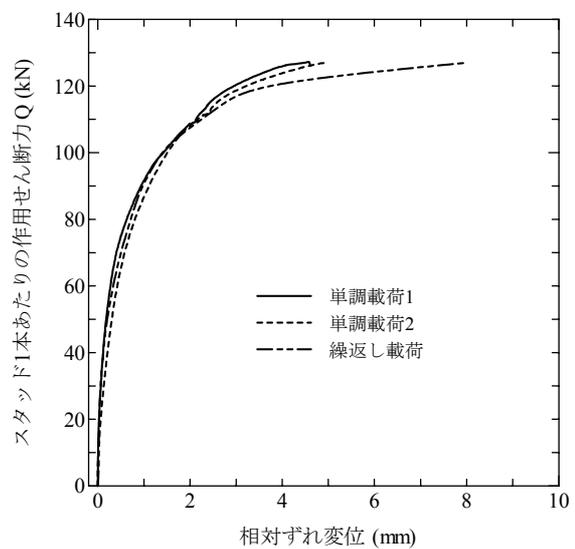
(a) Case1



(b) Case2

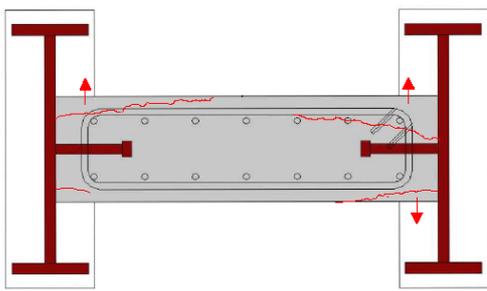


(c) Case3

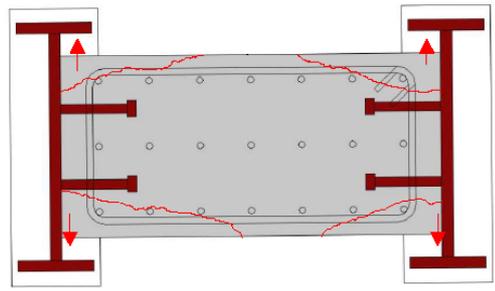


(d) Case4

図-4 各ケースの作用せん断力-相対ずれ変位関係



(a) Case1



(b) Case2

図-5 ひび割れとスタッドおよび鉄筋の関係

である。

(3) スタッドのひずみ

Case1 および Case2 のスタッドひずみの推移を図-6, 図-7 に示す。図中の縦の点線は、スタッドの耐力

($=316\text{N/mm}^2$) をヤング率 ($=2.0 \times 10^5\text{N/mm}^2$) で除した降伏ひずみである。Case1 の引張ひずみは荷重に比例して増加し、降伏以降はその傾きが変化しているのに対し、圧縮ひずみは降伏した後反転している。上下に配置した2本のスタッドは、同様の挙動を示した。Case2 では上

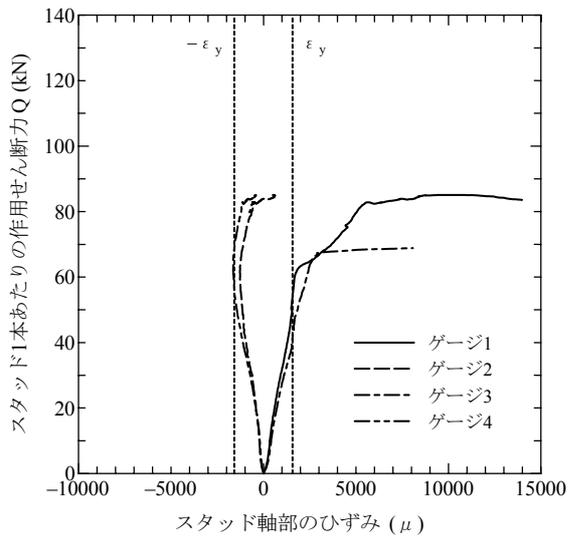


図-6 スタッド軸部のひずみ (Case1)

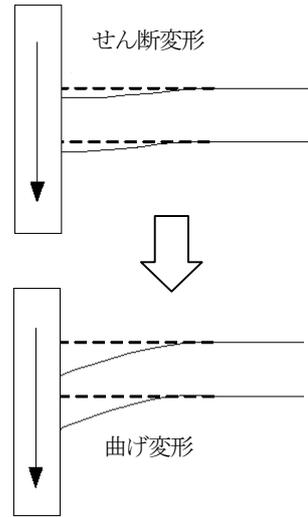
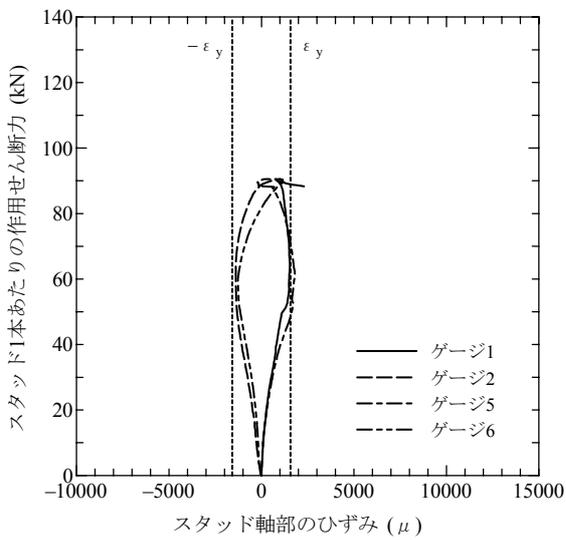
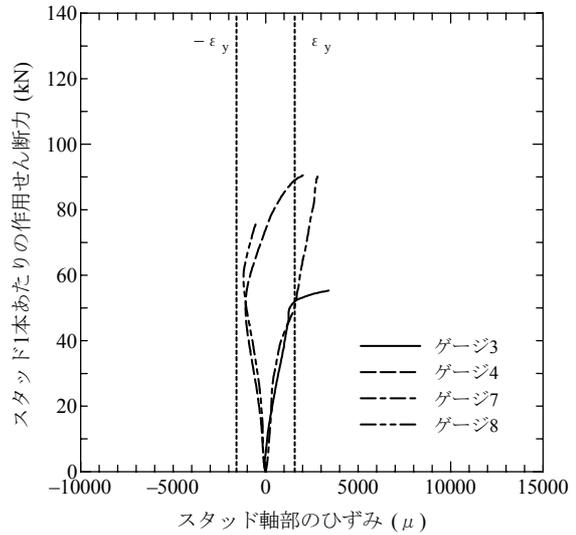


図-10 せん断変形から曲げ変形への移行

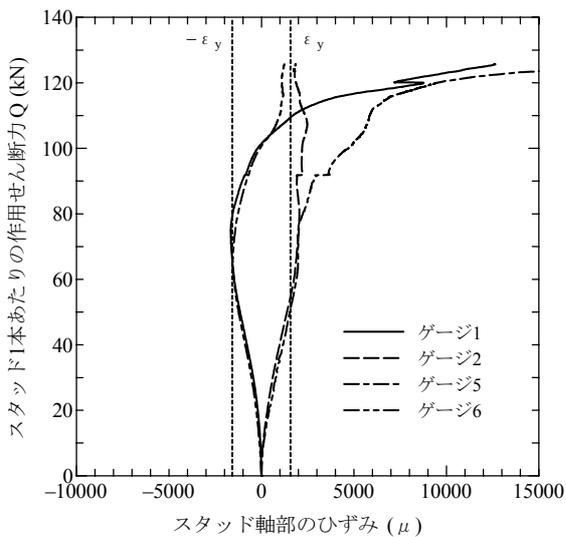


(a) 上段側スタッド

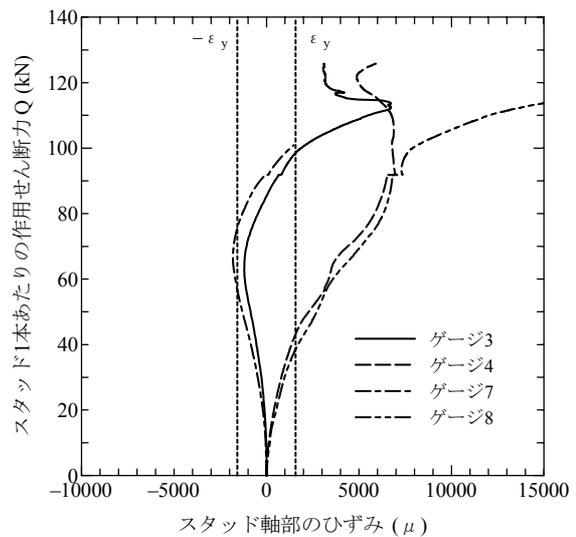


(b) 下段側スタッド

図-7 スタッド軸部のひずみ (Case2)

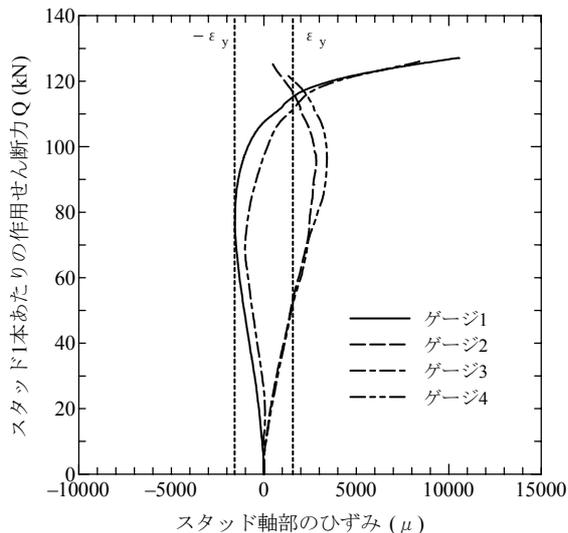


(a) 上段側スタッド

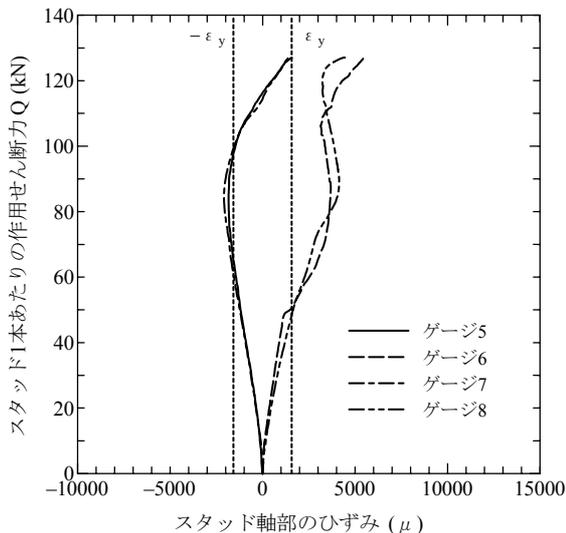


(b) 下段側スタッド

図-8 スタッド軸部のひずみ (Case3)



(a) 鉛直スタッド



(b) 水平スタッド

図-9 スタッド軸部のひずみ (Case4)

段側と下段側のスタッドで傾向が異なっている。上段側スタッドでは、引張側、圧縮側共に降伏するとひずみは反転している。これに対し、下段側スタッドでは Case1 と同様の傾向を示している。Case3 および Case4 のスタッドひずみの推移を図-8、図-9 に示す。Case3 では、上段側、下段側スタッド共に、引張側は荷重が大きくなるにしたがってひずみも増加しているのに対し、圧縮側では降伏した後にひずみが反転し引張ひずみとなっている。Case4 では、鉛直スタッドは引張側、圧縮側ともに降伏した後ひずみが反転している。ひずみが反転する原因としては、载荷初期はコンクリートが健全であるためスタッドはせん断変形となっていたのが、荷重の増加に伴いコンクリートの破壊が進行して、曲げ変形へと移行したことが考えられる (図-10 参照)。本試験で表れたスタッドのひずみが反転する傾向は、鉛直スタッドのみの押抜きせん断試験結果⁸⁾にも表れている。

4. 水平スタッドせん断耐力の評価

(1) せん断耐力評価式

コンクリート版面と水平方向に設置するスタッドには、合成桁の作用として橋軸方向のせん断力が作用する。このせん断力によってコンクリート版内部には、図-11 に示すような斜め方向の割裂力が生じるため、版の厚さ方向に分割する引張力が作用する。そこで、水平スタッドを用いる場合には、コンクリート版厚方向に作用する引張力を制御する構造の研究⁴⁾が行われた。本試験でのひび割れ発生状況からも、水平スタッドのひび割れ発生メカニズムを確認できるといえよう。

EC4-2 の AnnexC において、水平スタッドは次式から求

める設計せん断耐力を用いて設計している。

$$P_{Rd,L} = \frac{1.4k_v(f_{ck}d\alpha'_r)^{0.4}(a/s)^{0.3}}{\gamma_v} \quad (1)$$

ここで、 α'_r : 有効縁端距離 ($\geq 50\text{mm}$)

k_v : スタッドの位置に関する係数

γ_v : 部分係数 (=1.25)

f_{ck} : コンクリートの圧縮強度

d : スタッドの軸径

a : スタッド間隔

s : スターラップ間隔

この式は Kuhlmann らが行った実験結果を基に提案された式であり⁴⁾、スタッドとコンクリート版の位置関係として図-12 に示す 2 タイプを想定している。本研究での試験体は、図-12(b) に示すようなスタッドをコンクリート版の側端部で結合したモデルと対応する。

(2) せん断耐力評価式との比較

せん断耐力について、実験結果と(1)式から算出した値を比較した結果を図-13 に示す。(1)式において部分

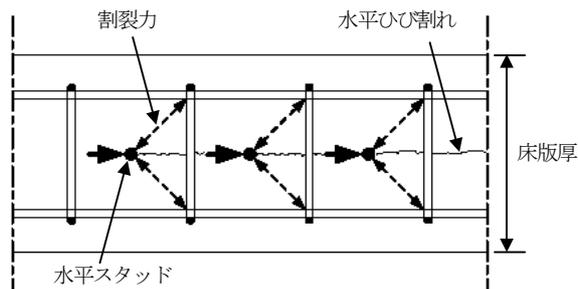


図-11 コンクリート版内部の応力性状

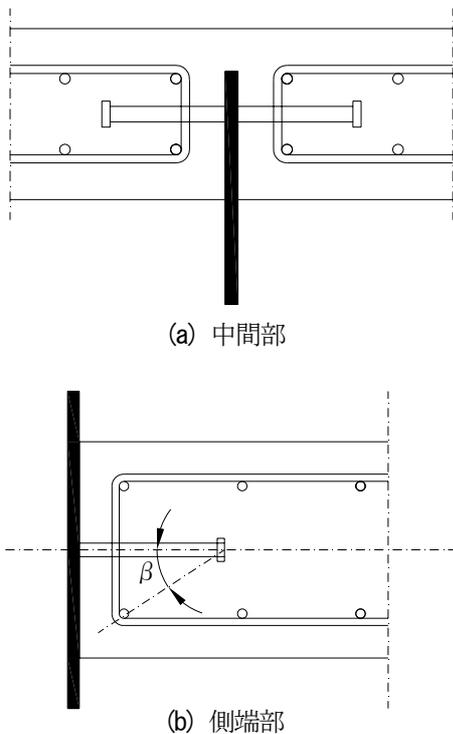


図-12 スタッドとコンクリート版の位置関係

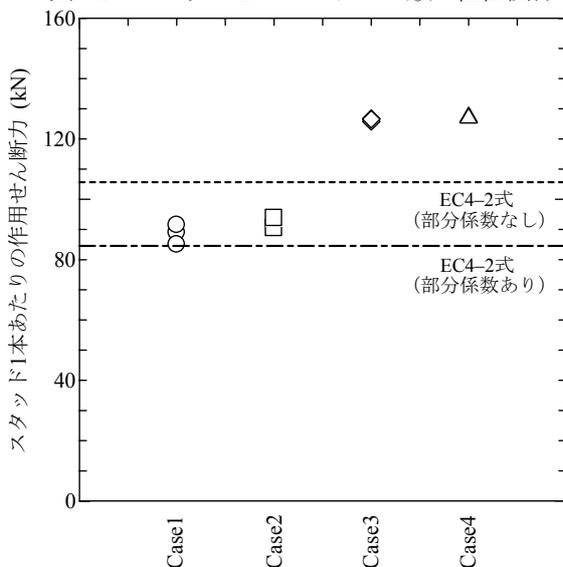


図-13 EC4-2式との比較

係数 (=1.25) を考慮しない場合のせん断耐力は 108.4kN であり, Case1 および Case2 で得られた最大せん断耐力 Q_{max} はその 8 割程度であった. これに対して, 部分係数を考慮した場合のせん断耐力は 86.7kN となり, Case1 および Case2 の Q_{max} はこれとほぼ同程度である. 一方, Case3 および Case4 の Q_{max} は(1)式から得られる値の 2 割増となっている.

(1)式のパラメータはコンクリートの圧縮強度, スタッドの軸径, スターラップ間隔等であるため, 本試験での試験体モデルでは, 設計せん断耐力はすべて同じ値となる. そこで, Shim³⁾は(1)式とパラメータを合わせた水平スタッド試験体だけでなく, 水平スタッドと鉛直スタ

ッドの混合タイプの試験体を用いて押抜きせん断試験を行い, 水平スタッドの算定式(2)を提案している. さらに, 混合タイプのせん断強度は鉛直スタッドと水平スタッドのせん断強度を足し合わせることによって求められると仮定し, (3)式を提案している. なお, 式中の係数 1.206 は実験結果の回帰曲線から求めた値であり, (3)式の適用については更なる試験の追加が必要であると結んでいる.

$$P_L = 0.725f_u(\pi d^2/4)/\gamma_v \quad (2)$$

$$P_m = 1.206(P_L + P_{Rd}) \quad (3)$$

ここで, P_L : 水平スタッドの設計せん断耐力 (N)

f_u : スタッドの引張強度 (N/mm²)

d : スタッド径 (mm)

γ_v : 部分係数 (=1.25)

P_m : スタッドを混合に配置した場合の設計せん断耐力 (N)

P_{Rd} : 鉛直スタッドの設計せん断耐力 (N)

(2)式から求めた値を, 実験結果と(1)式の計算値とともに表-2 に示す. なお, (3)式中の鉛直スタッドの設計式には EC4-2 の鉛直スタッド式を用いている. Case3 の実験結果は(1)式, (2)式の値と大きく異なっているものの, Case4 の実験結果は(3)式の計算値とほぼ一致している.

Kuhlmann らが行った実験⁴⁾によれば, スタッドの引抜きモードで破壊する場合の最大せん断耐力は他の破壊モードにおける最大せん断耐力よりも低い値となることから, スタッドとスターラップの位置関係を表す角度 β (図-12(b)参照) を 30 度以下に制限している. 今回試験体の β の値は 36 度であった. また, Kuhlmann の実験ではスタッドの径は 22mm が基本であり, 本試験と同じ

表-2 実験結果と EC4-2 式, Shim 式との比較

	Case1 (kN)	Case2 (kN)	Case3 (kN)	Case4 (kN)
EC4-2式 (部分係数なし)	105.7	105.7	105.7	105.7
EC4-2式 (部分係数あり)	84.6	84.6	84.6	84.6
Shim式	82.2	82.2	82.2	123.2
実験値	88.6	92.2	126.4	127.1

径 (19mm) の試験体は 51 体中 3 体のみであった。さらに, Shim が行った実験でも, スタッド径は 22mm が基本であり 19mm のスタッドを用いた試験体は 40 体中わずかに 1 体であった。本試験において, Case1 および Case2 の最大せん断耐力が(1)式の値よりも小さかった原因がスタッドの引抜き破壊によるものか, スタッド径の影響であるのかについては, 今後の課題である。

5. まとめ

二重合成 I 桁橋の鋼桁と下側コンクリート版を一体化するずれ止めとして水平スタッドが提案されている。本研究では, EC4-2 に記載されている水平スタッドの設計せん断耐力評価式の適用性確認を目的として押抜きせん断試験を行った。試験体には下側コンクリート版の形式として 2 タイプを想定し, スタッド本数やスタッドの配置を変化させた 4 種類を試験に用いた。得られた結果を以下に示す。

- 1) スタッドの列数を 1 列から 2 列に変化させても, 1 本あたりの最大せん断耐力はほぼ同じである。
- 2) スタッドを水平方向と鉛直方向の両方に配置しても, 最大せん断耐力は水平スタッドのみの耐力とほぼ同じになった。
- 3) ひび割れ性状から, コンクリート版厚に水平スタッドを用いた場合には, 版厚を分割するような引張力が生じていると考えられる。
- 4) Case1 および Case2 の最大せん断耐力は, EC4-2 式において部分係数を考慮しない値よりも小さかったが, 部分係数を考慮すれば同程度となった。
- 5) Case3 および Case4 の最大せん断耐力は, 部分係数を考慮しない計算値を 20%程度上回っており, 十分な

耐力を有している。

- 6) 水平スタッドの最大せん断耐力は, EC4-2 式が適用できることがわかった。ただし, 部分係数の設定には検討が必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 日本鋼構造協会 鋼橋性能向上研究委員会・合理化設計法部会：合成桁の限界状態設計法試案, JSSC テクニカルレポート, No. 70, 2006.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 丸善, 2002.
- 3) 平城弘一：頭付きスタッドの静的および疲労強度と設計法に関する研究, 大阪大学学位論文, 1990.
- 4) Kuhlmann, U., Breuninger, U. : Behaviour of Horizontally Lying Studs with Longitudinal Shear Force, Engineering Foundation Conference, Composite Construction in Steel and Concrete IV, ASCE, pp. 438-449, 2000.
- 5) Chang-Su Shim : Research on the Double Composite Twin-girder Railway Bridges , Proceedings of Korea-China-Japan Symposium on Structural Steel Construction, pp. 49-57, 2005.
- 6) European Committee for Standardization : Eurocode4- Design of composite steel and concrete structures Part2:General rule and rules for bridges, 2004.
- 7) 日本鋼構造協会合成構造小委員会：頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状, JSSC テクニカルレポート, No. 35, 1996.
- 8) 鈴木孝洋, 加々良直樹, 碓山晴久, 入部孝夫：孔あき鋼板ジベルとスタッドジベルの併用ずれ止め性能に関する実験的研究, 東骨技報, No. 52, pp. 33-40, 2006.

Experimental Study on Shear Strength of Lying Studs in Double-Composite Girder Bridges

Masatsugu NAGAI, Yoshiaki OKUI, Takeshi MIYASHITA, Eiji IWASAKI, Haruhisa IKARIYAMA, Kenichi ISHIKAWA, and Shigeyuki HIRAYAMA

For the purpose of reducing construction cost of medium-span steel bridges, double composite I-girder bridges, in which a concrete slab is installed on the lower flange near intermediate supports, have been proposed. By employing this system, all the section throughout the bridge length can be classified as compact sections. In this type of bridges, lying studs is used as the shear connector between steel girders and concrete slabs. The design method of the lying stud has not been stipulated in Japan (Specification for Highway Bridges), and a method has been described in EC4-2 only. In this study, push-out tests have been performed in order to confirm the applicability of equations stipulated in EC4-2. Experimental results are compared to shear strength obtained by the equations stipulated in EC4-2 and proposed by a Korean engineer.