

# I - A318 PC床版合成2主桁橋の床版-鋼桁結合部の終局耐力に関する実験的研究

川崎重工業 正会員 清藤 英明

長岡科学技術大学 正会員 長井 正嗣

同 上 正会員 大垣 賀津雄

同 上 学生員 石川 裕一

同 上 正会員 八部 順一

## 1. はじめに

近年、建設費の縮減、耐久性の向上、維持管理の容易さ等の必須の課題を満足させる橋梁形式としてPC床版を用いた連続合成2主桁橋が着目され、適用性検討、設計・施工事例が見られるようになってきている。このような2主桁橋のずれ止めの設計においては、通常の合成桁の設計で考慮している橋軸方向せん断力のみならず、床版支間が5m以上と大きいため橋軸直角方向の曲げモーメントが無視できなくなる。このような力は横桁位置の主桁直上で局所的に大きくなり、ずれ止めに引抜き力が作用することが考えられる<sup>1)</sup>。これらの偶力による引抜き破壊状況や終局耐力の評価方法などは、解析的な検討には限界があり実験的に解明する必要がある。そこで本研究では、頭付きスタッドを対象に、その配置と高さをパラメータとした2主桁橋の実物大の部分模型供試体を製作し、引抜き力を作用させる載荷実験を実施した。本文では床版変形性状やスタッド周辺の床版コンクリートのせん断破壊状況等を示し、終局せん断耐力の計算方法とその特性をまとめるものである。

## 2. 実験方法

### (1) 供試体

実験供試体の形状は図-1に示すとおりである。これは、実橋想定の部分模型を用いて別途実施の立体FEM解析の結果から橋軸直角方向の床版負曲げモーメント卓越領域（橋軸方向1.5m）を切り出したものである。供試体はスタッドの高さ、橋軸方向間隔および橋軸直角方向の本数をパラメータとした4体を製作するものとした（表-1参照）。さらに、実験で安全側の評価を得るために、フランジとコンクリートの付着を切ることにより、スタッドのみで合成される構造とした。実験時のコンクリート床版の圧縮強度は380kgf/cm<sup>2</sup>～400kgf/cm<sup>2</sup>である。

### (2) 載荷方法

供試体は横桁でHTB接合して2体を1セットとし、門型載荷フレーム位置を盛替えることによりCase1～Case4を1体ずつ載荷した。また載荷点は腹板から1.85mの位置であり、床版の終局状態もしくはスタッド周辺のコンクリートのせん断破壊に至るまで荷重を漸増させた。

## 3. 実験結果および考察

### (1) 床版鉛直変位

載荷荷重と床版鉛直変位の関係を図-2に示す。ここで、鉛直変位は、床版自由端から100mm内側にて計測した2点の平均値である。同図から、橋軸方向に600mm間隔に配置したCase2の鉛直変位が15tf程度の低い荷重段階で非線形性が現れている。一方、300mm間隔に配置

した他の供試体の鉛直変位は類似の荷重-変位曲線となる。ただし、スタッド高さの低いCase3の終局たわみは、スタッドの長いCase1, Case4の6割程度であり、明らかに長尺スタッドの供試体にねばりがある（変形性能が高い）といえる。また1列5本のCase4と1列3本のCase1とを比較すると鉛直変位に有意な差異が生じないことがわかる。

キーワード：ずれ止め（頭付きスタッド）、連続合成2主桁橋、せん断破壊

連絡先：〒136 東京都江東区南砂2-6-5 TEL:03-3615-5135 FAX:03-3615-6988

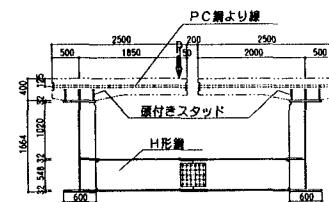


図-1 実験供試体

表-1 供試体概要

供試体	鋼桁寸法 (mm)	垂直補剛材(mm) 幅 × 板厚	版厚 (mm)	スタッド高さ (mm)	橋軸方向ピッチ (mm)		橋軸直角方向 本数(本)
					200	300	
Case1	上下フランジ 600 × 32	291 × 19	300	200	300	3	3
				200	600	3	
				150	300	3	
Case2	腹板 1600 × 19			200	300	5	

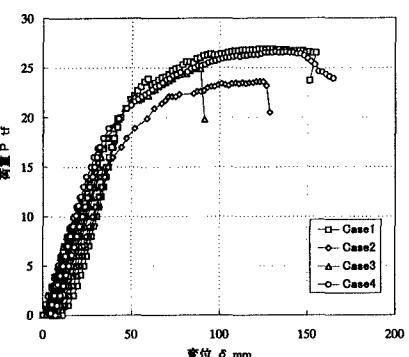


図-2 床版鉛直変位

## (2)せん断破壊形態

本実験を行う以前に筆者らは、橋軸直角方向の偶力によるスタッドの引抜き力は図-3 a)に示すように上フランジと腹板の接合部を中心とした分布を示し、最外側に配置されたスタッドに三角形のせん断破壊面が生じるという仮定で計算を行った。一方、本実験では橋軸直角方向の破壊形態が台形形状となる結果が得られた（同図b）参照）。ここで台形破壊の場合、実際のひび割れは外側スタッドと腹板直上スタッドのせん断破壊面がつながったものであり、その間で少し凹状になる破壊面を持っていたが、計算上の仮定ではこの間を直線形状と考える。また、橋軸方向のスタッド間隔  $L_d$  が小さくなるとこれらのせん断破壊面はつながることが考えられ、錐状破壊と柱状破壊の境界が存在し、スタッド高さ  $H$  と  $L_d$  によるせん断面積の大小関係から次式のように表現できるものとした。

- ・三角形破壊  $L_d > 1.6H$  (錐状) ,  $L_d \leq 1.6H$  (柱状) (a)
- ・台形破壊  $L_d > 2.0H$  (錐状) ,  $L_d \leq 2.0H$  (柱状) (b)

## (3)引抜きせん断耐力の計算

コンクリートの引抜きせん断破壊は、主応力(斜引張応力)がコンクリートの引張強度  $\sigma_u$  を越えたときに発生するとし、(c)式によって求められる。ここで引張強度としては引抜きせん断に比較的よく一致するといわれている<sup>2)</sup> (d)式の P C I による引張強度を用いる。

$$q_u = \sigma_u \times S \quad (c), \quad \sigma_u = 1.06/\sqrt{2} \sigma_{ck}^{1/2} \quad (d)$$

以上のことから、各供試体のせん断破壊面積  $S$  を求め、(c)式を用いて引抜きせん断耐力  $q_u$  を求める。その際、橋軸直角方向偶力に対し垂直補剛材直上のスタッド列のみで抵抗する場合、配置されたスタッド全てで抵抗する場合の2通りについて計算し、載荷荷重に換算したものを表-2に示す。

## (4)せん断耐荷力特性

同表から、引抜きせん断破壊が生じた Case2, Case3 では、P C I 型の(d)式を用いて1列分担と全幅分担の平均計算値を求めることにより、引抜きせん断耐力が予想できるといえる。一方、Case1, Case4 の供試体は、引抜きせん断ひび割れが生じていたものの破壊までは至らず、床版の作用曲げモーメントと P C 軸力による割裂せん断割れにより終局耐力に達しており、1列分担と全幅分担の P C I 平均計算値より低い実験値となっている。また1列3本の Case1 と1列5本の

Case4 のせん断破壊荷重に差異はないことがわかる。ここでスタッドの引抜きせん断耐荷力の計算値は、台形破壊とを考えた場合の P C I の引張強度を用いて、1列分担と 1.5m 全幅分担の平均値により計算できると仮定し、引抜きせん断耐荷力と  $H/L_d$  との関係を図-4に示した。同図から明らかのように、 $H/L_d=0.5$  を境に終局せん断耐荷力は増加しないことがわかる。このことは、例えばスタッド高さ  $H=200$  mm を用いた場合、橋軸方向間隔  $L_d=400$  mm 以下にいくらくスタッドを配置しても、引抜きせん断耐荷力の向上効果が得られないことを意味している。

## 4.まとめ

①長尺のスタッドは、床版の変形性能を大きくする。②スタッド付近のコンクリートの破壊形態は、腹板上および最外側の引抜きせん断破壊面が重複結合した台形形状となる。③橋軸方向に同配列の場合、直角方向のスタッド本数を多くしても引抜き耐荷力は差異がない。④引抜きせん断破壊形態の錐状～柱状の限界値  $H/L_d=0.5$  を境に、橋軸方向間隔  $L_d$  をより密にしても引抜きせん断耐荷力は向上しない。

- [参考文献] 1) 大垣賀津雄、川口喜史、八部順一、長井正嗣：連続合成2主桁橋のずれ止め配置に関する一考察、鋼構造論文集、第4巻、1997.9  
 2) 大谷弘志、木下淳、辻文三：組合わせ荷重を受けるスタッドアンカーの設計強度評価法、鋼構造年次論文報告集、第2巻、1994.11  
 3) Precast and Prestressed Concrete Institute : PCI Design Handbook (4 th Edition) , Chicago, 1992

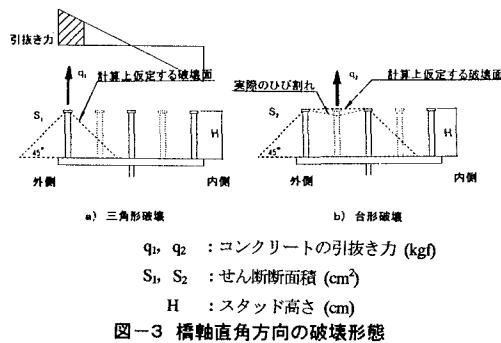
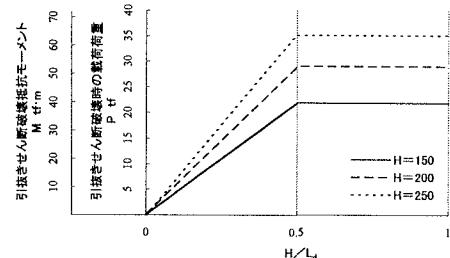


図-3 橋軸直角方向の破壊形態

表-2 コンクリートの破壊荷重

項目	Case1	Case2	Case3	Case4
せん断荷重	7.9	7.9	4.5	7.9
三角形破壊	33.5	23.7	22.6	33.5
台形破壊	11.3	11.3	7.3	11.3
全幅分担	46.7	34.0	36.4	46.7
実験値(最大載荷荷重)	26.9	23.6	25.0	26.6

図-4  $H/L_d$  と終局せん断耐荷力の関係