孔明きジベルとスタッドを併用した合成床版の耐荷力性状の解析的検討

Analytical study about load-carrying capacity of composite slab using both perfobond strip and stud connectors

松村達也*, 倉田幸宏*, 鈴木統**, 古内仁***, 上田多門**** Tatsuya Matsumura, Yukihiro Kurata, Osamu Suzuki, Hitoshi Furuuchi, Tamon Ueda

*株式会社IHI 社会基盤事業部 開発部(〒135-8710 東京都江東区豊洲3-1-1)
**株式会社IHI 北海道支社 (〒060-0002 札幌市中央区北2条西4丁目1番地)
***博(工) 北海道大学大学院助教 工学研究科環境創生工学専攻(〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)
****工博 北海道大学大学院教授 工学研究科環境創生工学専攻(〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

Recently, composite slabs have been widely used as highway bridge slabs. In the composite slab that authors developed, the structure to use both perfobond strip and stud connectors as shear connectors is adopted. However, there are a lot of unclarifications about the share mechanism of the horizontal shear force of two kinds of shear connectors. Therefore, the rationalization of the design is not attempted. This time, static bending tests of this kind of composite slab were carried out and three-dimensional FEM analysis that considered following was carried out. (1) Concrete material nonlinear characteristic after it cracks. (2) Contact interaction between steel and concrete. As a result of the analytical examination, it became clear as follows; (1) Using two kinds of shear connectors could make the load-carrying capacity of the composite slab improve. (2) The share ratio of the horizontal shear force of two kinds of shear connectors at the design load level was roughly obtained.

Key Words: composite slabs, perfobond strip, stud connectors, the share ratio of the horizontal shear force キーワード: 合成床版, 孔明き鋼板ジベル, スタッドジベル, 水平せん断力分担割合

1. まえがき

近年公共工事費の削減とともに鋼道路橋の分野にお いて従来の多主桁橋梁に替わる少数主桁橋梁が採用され るようになっている.少数主桁橋梁の場合,床版支間が 長支間となるためこれに対応する床版構造の1つとして 合成床版が着目されている.著者らの一部は文献1),2) などにおいて,チャンネルビーム合成床版を開発し,耐 荷力・疲労耐久性を有する構造であることを実験で確認 している.本形式では,鋼板とコンクリートとの一体化 を図る目的で,孔明き鋼板ジベル(チャンネルウェブに 孔が明けられている;以下では孔ジベルと表記する)と 頭付きスタッドジベル(底鋼板に取付けられている)を 併用した構造が採用されている.しかしながら,ずれ止 めとして,両者の水平せん断力の分担機構については未 解明な点が多く,設計合理化が図れていないのが現状で ある.

著者らは過去に頭付きスタッドジベルを有り, 無しと した2体の試験体を作成し,静的曲げ載荷実験を実施し た.実験結果では,頭付きスタッドジベルを有りとした 場合,終局荷重が設計荷重の約4倍となる大きな耐力を 有していたのに対して,無しの場合,有りの場合に比べ 4 割程度低下し, せん断破壊型のモードとなった. これ より, ずれ止めとして頭付きスタッドジベルを併用する ことの有意性は確認できたが, 水平せん断力の分担機構 については不明瞭のままであった.

そこで今回,2 体の試験体を模擬した解析モデルを作成し,以下の点を考慮した3次元FEM解析を実施した. 1) コンクリートのひび割れ後の材料非線形を考慮 2) 鋼板(チャンネル(表面および孔ジベル),底鋼板) とコンクリートの間に接触を考慮

本論文では、孔ジベルにおける鋼板とコンクリートの接 触力およびスタッドジベル根元のせん断力に着目し、設 計荷重レベルにおける孔ジベルとスタッドジベルの水平 せん断力の分担機構について考察を行う.

2. 静的曲げ載荷実験

2.1 実験供試体および実験方法

図-1に実験供試体寸法図を示す.供試体は,試設計を 行った合成床版橋(支間長 6m)の床版支間部を対象と して,橋軸方向幅を単位幅 1m として橋軸直角方向に切 り出した梁モデルである.供試体の種類は,①底鋼板に ずれ止めとしてスタッドジベルを溶接したものと,②し





ていないものの2種類とし、その他の条件については共通とした.静的曲げ載荷実験の載荷要領を図-2に示す. 載荷装置の大きさの関係から、支点間スパン3m、載荷 点スパン1mの4点曲げ載荷とした.設計曲げモーメン トは、合成後死荷重とT活荷重による曲げモーメント(道示のPC床版の設計曲げモーメント式(単純版)³⁾を適用) の和とし、下記とした.

 ・設計曲げモーメント M=126 kN・m/m (載荷荷重: P=252 kN)

上記の設計荷重(252kN)をもとに、載荷ステップは設 計荷重の0.5倍,1.0倍,1.5倍の荷重までそれぞれ3回 載荷・除荷した後,最終的には破壊まで載荷した.計測 項目は①変位(供試体中央および載荷位置の鉛直変位 (H1~H3の3点),鋼コンクリートの相対ずれ変位(H4 ~H7の4点))および②ひずみ(図-2に示す位置のス タッドジベル(D-1~2の2点)および補助鉄筋のひず み(S1~S4-1,2の8点))である.

2.2 実験結果および考察

(1) 荷重-変位関係

図-3 に載荷荷重と試験体中央の鉛直変位(H1)の関係 を示す.スタッドの有無に関係なく初期の剛性(傾き) はほぼ同じであったが,スタッド無しでは 540kN で一 度荷重が落ちた後,変位のみが増加し終局荷重 614kN で 破壊に至っている.スタッド有りでは終局荷重 1020kN で設計荷重の4倍の耐力があることが確認できた.ひび 割れ発生荷重については,スタッド有りが約 200kN に 対してスタッド無しは 216kN と大きな差異はなかった.

図-4 に載荷荷重と底鋼板とコンクリート端部との相 対変位(ずれ量)の関係を示す.スタッド有り試験では 最終破壊時でも相対ずれは 0.5mm 以内であったのに対 し,スタッド無し試験では荷重 540kN を超えたあたり よりずれ量が増加し,最終的には右端部で 6.9mm,左端 部で 2.9mm,コンクリートが底鋼板より外側にずれた.



図-3 試験体中央の荷重-鉛直変位関係



(2) 破壊モード

試験体の破壊形態は、スタッド有りでは底鋼板が降伏後、 圧縮側コンクリートの圧壊で終えているのに対して、ス タッド無しでは曲げひび割れが増加した後、底鋼板の降 伏前にコンクリートのせん断破壊で終えた.両者では曲 げひび割れの性状は似ているが、スタッド無しでは終局 荷重 614kN に対して、540kN を過ぎたあたりから試験 体長手方向の端面に内部のチャンネル形鋼の位置に沿っ たひび割れが発生した.これは底鋼板とコンクリート端 部との相対変位(ずれ量)が大きく増加するときと一致 している.すなわち、孔ジベルに貫通しているコンクリ ートがこの時点で破壊したことでずれ止めとしての効果 がなくなり、コンクリート部と鋼材部の合成が切れてし まった結果、急激な剛性の低下を招き、底鋼板が降伏に いたる前にコンクリート梁としてのせん断破壊を起こし たと考えられる.

3. 解析による静的曲げ載荷実験の評価

3.1 解析モデル

静的曲げ載荷実験を実施した2体の供試体を対象として3次元 FEM 解析を実施した.ソルバーとしては汎用

解析プログラム ABAQUS ver6.5 を用いた.

図-5に解析モデルを示す.モデルは対称性を考慮した 1/4 モデルとした.コンクリートはソリッド要素,鋼桁 (チャンネル型鋼,底鋼板)はシェル要素,スタッドお よび鉄筋は梁要素とした.コンクリートと鋼桁の節点間 には図-6に示す方法により,Gap要素を定義する.Gap 要素は接触しているときのみ接触面の法線方向の力を伝 達し,剥離の場合は伝達しない.接触面のせん断方向の 付着・滑り摩擦の影響については無視した.スタッドお よび鉄筋とコンクリートの節点間については剛結とした.





図-6 Gap 要素の定義方法

3.2 材料のモデル化

(1) コンクリート

表-1 にコンクリートの材料定数を示す.円柱供試体に よる材料試験より算出した,静弾性係数,ポアソン比, 圧縮強度,引張強度を用いた.図-7 に材料特性を示す. 圧縮側の非線形特性として,道路橋示方書Ⅲコンクリー ト橋編[4.2.4]に示される応力-ひずみ曲線を仮定した. 引張側の非線形特性についてはコンクリート標準示方書 構造性能照査編[3.2.4]に示される引張軟化特性を仮定 し、計算点(積分点)の最大主応力がコンクリートの引 張強度ftを超えると軟化が開始するとした.破壊エネル ギーは次式により求めた.

 $G_F = 10(d_{\max})^{1/3} \cdot fc^{1/3}$ (1) = 10 × (20)^{1/3} × (31.1)^{1/3} = 85.4 N/m

ここに、d_{max}:粗骨材の最大寸法(mm) fc:設計基準強度(圧縮強度の測定値とした)

表-1 材料定数(コンクリート)								
部材名	種類	要素タイプ	静弾性係数 E(N/mm ²)	ポアソン比 <i>ν</i>	圧縮強度 fc (N/mm ²)	引張強度 ft (N/mm ²)	ŧ	
コンクリート	普通	ソリッド	2. 33×10^4	0.19	31.1	2.63	1	
$\sigma'_{c} (N/n)$ 0.85fc	nm ²) = 0.85 f _c	$\times \frac{\varepsilon_c'}{0.002} \left(2 - \frac{\varepsilon_c'}{2}\right) = \frac{\varepsilon_c'}{0.0035}$	<u>ε'</u> 0.002) € c'	σ_t (N/mm ² f_t .25 f_t 0.0) $G_{\rm F} = 0.$ 24 0.16	0854 N/m かび割れ幅 0 w (mm)	m	

⁽a) 圧縮側

(b) 引張軟化特性

組み合わせ応力下の降伏条件については、ABAQUS ver6.5の等方性塑性損傷モデル⁴⁾を用いた.

(2) 鋼

表-2 に鋼の材料定数を示す. 鋼については道路橋示方 書に示される値を用いた. 図-8 に材料特性を示す. 鋼桁 (チャンネル型鋼,底鋼板)および孔ジベルを貫通して いる計測用の補助鉄筋については材料非線形を考慮した. その他の鉄筋およびスタッドについては,解析範囲を設 計荷重の 1.5 倍までとした場合,実験結果によれば弾性 域内であることより線形と仮定した.

部材名		材質	要素タイプ	静弾性係数 E(N/mm ²)	ポアソン比 <i>ν</i>	降伏点強度 σv(N/mm ²)	
鋼桁	チャンネル型鋼 底鋼板	t=6mm (SS400)	シェル	F		235	
	鉄筋	D22, D19, D13 (SD345)	涩	2. 0 × 10°	0.3	345	
	スタッド	Φ19×150 (SS400)	~			235	





図-8 鋼の材料特性

3.3 解析結果および考察

(1) 荷重一鉛直変位関係

図-9に試験体中央の荷重-鉛直変位関係を示す.



図-9 試験体中央の荷重-鉛直変位関係 (実験値と解析値の比較)

これより解析結果はスタッド有り,無しの場合とも実験 結果を精度良く模擬出来ていることが分かる.特にひび 割れ発生後に全体の剛性が低下するテンションスティフ ニングの効果が表現できている.ここで,実験では設計 荷重の0.5倍,1.0倍,1.5倍の荷重までそれぞれ3回除 荷・再載荷した後破壊まで載荷しているが,解析では単 調漸増載荷としている.

(2) 荷重一相対変位関係

表-3に載荷荷重と補助鉄筋ひずみ、スタッドのひずみ および底鋼板とコンクリートの相対変位の関係を示す. 実験結果ではスタッド有りの場合,載荷荷重が 400kN 程 度までは相対変位がほとんど発生しておらず、孔ジベル に貫通させた補助鉄筋およびスタッドのひずみもほとん ど発生していないことから,この荷重レベルまでは鋼板 (表面状態黒皮) とコンクリートの間の摩擦による付着 力で水平せん断力を分担していることが分かる. スタッ ド無しの場合においても、240kN程度に達するまでは相 対変位や補助鉄筋ひずみがほとんど発生していない. そ れに対して,解析では接触面のせん断方向の付着・滑り 摩擦は考慮していないため,荷重載荷と同時に相対変位 およびひずみが発生している.しかし,スタッド有りの 場合を例にとると、解析結果を 400kN 上方に平行移動 させると、摩擦による付着が切れ始めてずれが発生した 後の実験結果と近似的に一致している.

4. 孔ジベルとスタッドジベルの水平せん断力の分担機 構

前章の考察により,スタッド有りの場合について,本 解析手法の妥当性の確認が出来たため,ここでは,設計 条件と同様に鋼板とコンクリートの付着の影響を無視し

図-7 コンクリートの材料特性



た解析結果に基づき,議論を進める.目的は設計荷重レベルにおいて,孔ジベルとスタッドジベルの水平せん断力の分担機構がどのようになるかを把握することである.

4.1 損傷モード

(1) スタッドジベルの変形モード

図-10に設計荷重時におけるスタッドジベルの水平変



形図を示す.これは水平変位成分のみを表示し,その他 の成分については無視したものである.また,図-11 に 設計荷重時におけるスタッドジベル周辺コンクリートの 損傷度を示す.これは最大主ひずみコンター図で,図中 で赤色表示してある箇所がひび割れ発生箇所を示す (2.63 / (2.8×10⁴) = 93.9 μ のひずみ発生).

図-11 設計荷重におけるスタッドジベル周辺コンクリー トの損傷度 図-10 より,スタッドは根元部のみに変形が集中し, 上部はほとんど変形しないせん断卓越型の変形をしてい る.また,図-11 よりコンクリートの損傷はスタッド根 元部のみに集中していてスタッド間のコンクリートは健 全さを保っており,これを裏付けている.これは道示 II 11.5.5の解説⁵⁾に示される通り,頭付スタッドを使用し, 試験体軸方向のスタッド間隔を標準的な間隔とした場合, ずれ止めの破壊はスタッドのせん断によって生じること と対応している.

(2) チャンネル孔明き周辺コンクリートの損傷モード

表-4 に設計荷重時における, チャンネル孔明き周辺の コンクリートの損傷度および最大主応カベクトル図(コ ンクリートおよびチャンネル型鋼)のスタッド有り無し での比較結果を示す.表上段の損傷図は図-11 と同様, 最大主ひずみコンター図で, 図中で赤色表示してある箇 所がひび割れ発生箇所を示す.これより、スタッド有り 無しに拘らず, ①孔明き内部(特に曲げせん断区間), ②荷重載荷位置側面,および③純曲げ区間の下面に損傷 が起きている.スタッド無しモデルの方が孔明き内部の 損傷範囲は若干大きいものの、両者で傾向に大差はない ことが分かる. 孔明き内部のコンクリートに損傷が集中 する理由は最大主応力ベクトル図(中段:コンクリート, 下段:チャンネル型鋼)から説明できる.チャンネル型 鋼孔明き周辺の最大主応力ベクトル方向は、純曲げ区間 はX軸方向(試験体軸方向)に対し,曲げせん断区間は 斜め 45° 方向となっている. これに対して, 鋼板からコ ンクリートへの力の伝達は接触面法線方向に定義された Gap 要素を通してなされるため、最大主応力ベクトル方 向もその方向となり,接触側のコンクリートに応力集中 が起きている. その結果, 孔明き内部のコンクリートに 損傷が集中したと考えられる.

4.2 水平せん断力の分担機構

(1) 鋼板とコンクリートの間に作用する水平せん断力

鋼板とコンクリートの間のずれ止めに作用する全水平 せん断力は、鋼板およびコンクリートに作用する軸力と 一致することから、次式⁶⁾で求められる.

$$N = \frac{A_c d_c}{n I_v} M = \frac{A_s d_s}{I_v} M$$
(2)

ここで,

Ac: コンクリート断面積(mm²), dc: 合成断面の中立 軸からコンクリート断面図心位置までの距離(mm), n: ヤング係数比(=Es / Ec), Iv: 合成断面の断面 2 次モー メント(mm⁴), As: 鋼板断面積(mm²), ds: 合成断面の 中立軸から鋼板断面図心位置までの距離(mm), N: 全水 平せん断力(kN), M: 作用曲げモーメント(kNm)

図-12 に断面剛度計算用の合成断面を示す. モデル化 範囲の 1/4 部分(幅 500,長さ 1750mm(載荷点~支点ま での距離 1000mm))を対象とする. 断面剛度計算結果を **表-5** に示す. ここで M は 1/4 モデルにおける断面モーメ ントより次式となる. P は試験体の載荷荷重である.

図-12 断面剛度計算用合成断面 表-5 断面計算結果

	① 全断面有効	② 引張側コン クリート無視						
n	8.58							
A _s (mm ²)	4670							
d _s (mm)	77	103						
$I_v(mm^4)$	1.4191E+08	1.0778E+08						
N (kN)	2.53 × M	4.46 × M						

上記より、①全断面有効,および②引張側コンクリート 無視の場合について,設計荷重レベル(P=252 kN)に おける水平せん断力を求め,これを理論値とする.

また,解析モデルの試験体中央部の対称断面位置において,鋼板(チャンネル型鋼,底鋼材板)およびコンク リートの別に水平反力(X軸方向反力)を設計荷重レベルについて求める.鋼板とコンクリートはGap要素で結 合されており,別々に反力が算出される.これを解析値 とする.表-6に上記の理論値および解析値の結果を示す.

表-6 水平せん断力計算結果(設計荷重時)

理論				
① 全断面有効	② 引張側コン クリート無視	解析値		
160.0	281.0	214.7		

表-6より次のことが分かる.

- ① 図-3 および図-9 より,設計荷重レベルでは既にひび 割れが発生しているため,解析値は②引張側コンクリ ート無視の場合の理論値に近い値を示している.
- ② 解析値は②引張側コンクリート無視の場合の理論値に比較して、23.6%低い値を示している.これは鋼板とコンクリートの間の結合条件が、理論値では剛結であるのに対して、解析値ではGap要素が定義されているためによると考えられる.

(2) 孔ジベルとスタッドジベルの水平せん断力の分担 機構

設計荷重レベルにおいて,孔ジベルとスタッドジベル が分担している水平せん断力について,スタッド有りモ デルの解析結果より求める.

孔ジベルについては、図-6 で示すように鋼板とコンク リートの間には Gap 要素が定義されているため、接触状 態になっている Gap 要素内に作用する接触力の水平成 分(X軸方向成分)を各孔ごとで集計する.水平成分は 各 Gap 要素で定義した接触方向の X軸方向の方向余弦 として求めた.スタッドジベルについては、底鋼板と結 合する梁要素根元の X軸方向のせん断力を各列(1/4 モ デルでは1列当たり各 1.5本(対称断面位置は 1.25本)) ごとで集計する.このようにして、各列ごとでの水平せ ん断力の分担割合を設計荷重レベルでまとめた結果を図 -13 および表-7 に示す.表-6 と図-13 および表-7 の比較 より次のことが分かる.

- ① 設計荷重レベルで各ジベルが分担している水平せん 断力の合計値は表-6 で示す全体水平せん断力の解析 値に比較して、7.6%高い値を示している.これは、鋼 板とコンクリートの間に作用する水平せん断力が各ジ ベルで分担されるとともに、ひび割れ発生・進展に伴 い、その一部が破壊エネルギーとして放出されるため、 その分だけ全体水平せん断力の解析値は低くなったと 考えられる.
- ② 孔ジベルとスタッドジベルとも、曲げせん断区間(支 点位置~荷重載荷位置)に設置されたもので大部分の 水平せん断力を分担している.この区間における各列 の分担割合はほぼ同じである。各列における、孔ジベ ル1個とスタッドジベル1.5本当たりの分担割合は、 平均で65.5%:34.5%である。

列No).	9	8	7	6	5	4	3	2	1	合計	総合計
孔ジベ	kN	19.7	20.8	22.2	22.5	24.4	26.1	22.1	5.9	4.4	168.1	
ル	(%)	(67.3)	(66.4)	(64.6)	(65.4)	(66.4)	(64.6)	(123.7)	(270.8)	(100.0)	(72.8)	231.0
スタッド	kN	9.5	10.5	12.2	11.9	12.3	14.3	-4.2	-3.7	0.0	62.8	(100.0)
ジベル	(%)	(32.7)	(33.6)	(35.4)	(34.6)	(33.6)	(35.4)	(-23.7)	(-170.8)	(0.0)	(27.2)	
支	点外	侧		曲け	ぜん断	区間		糸	神田げ区			-

表-7 各列における各ジベルの水平せん断力の分担割合(設計荷重時)

((1個):(1本)当たりに換算すると,74.0%:26.0% である.)

- ③ 純曲げ区間(荷重載荷位置~試験体中央)において は理論的には水平せん断力は発生しないと考えられる が,鋼板は連続しているため,若干は分担する.特に, 孔ジベルは純曲げ区間と言えども,荷重載荷位置近傍 は曲げせん断区間と同等の水平せん断力を分担してい る.
- ④ 全区間における水平せん断力の合計値で見ると、孔 ジベルとスタッドジベルの分担割合は72.8%:27.2% である.((1個):(1本)当たりに換算すると、 80.1%:19.9%である.)

5. まとめ

今回, 孔明き鋼板ジベルとスタッドを併用した合成床 版について, 静的曲げ載荷実験を実施し, 設計荷重レベ ルにおける, 2 種類のずれ止めの水平せん断力の分担機 構を解明する目的で解析的検討を行った. 得られた知見 をまとめると以下のようになる.

(1) 今回提案した, Gap 要素を用いた非線形接触解析手 法により,静的曲げ試験体の挙動を近似的に再現できる ことが確認できた.今回の解析では鋼板とコンクリート の間の付着・滑り摩擦については考慮しなかったものの, 摩擦による付着が切れ始めた後の鋼板とコンクリートの ずれ挙動やスタッドの変形挙動は実験結果と近似的に一 致することができた.

(2) 実験結果では孔ジベル単独では孔周辺コンクリート に応力集中が起きるため、孔内部のコンクリートが破壊 するとずれ変位が極端に大きくなり、脆性的な破壊モー ドとなる.これに対して、スタッドジベルと併用するこ とにより脆性的な破壊を防ぐことができ、曲げ耐力を発 揮することが可能となった.これはスタッドジベルを標 準的な間隔で設置した場合、スタッドジベル根元部のみ に変形が集中するせん断卓越型の損傷モードとなり、ジ ベルが降伏するまではジベル間のコンクリートは健全さ を保つことから説明できる.

(3)(1)に示す解析手法を用いて,解析的検討を行った結果,今回の静的曲げ試験体においては,孔ジベルとスタッドジベルの水平せん断力の分担割合は曲げせん断区間では平均で74.0%:26.0%となり,全区間では80.1%: 19.9%となった.これより,2 種類のずれ止めを併用した場合,孔ジベルの分担割合が比較的高くなることがわかった.

(4)1列当たりのスタッド本数やスタッド径,孔ジベルの 孔径や孔間隔等のパラメータが,水平せん断力の分担割 合に与える影響については今後の検討課題とする. **謝辞**:本論文に掲載の静的曲げ載荷実験は,塩永亮介氏 および河野豊氏(ともに(株)IHI)の協力のもとで実 施されたものであることを付記し,両氏には感謝の意を 表します.

参考文献

- 鈴木統,字野名右衛門,小野辺良一,西土隆幸:チャンネルビーム合成床版の実験,第2回道路橋床版シンポジウム講演論文集,2000.10
- 2) 鈴木統,松野憲司,宇野名右衛門,西土隆幸:チャンネルビーム合成床版の輪荷重移動載荷試験,土木学会第55回年次学術講演会,2000.9
- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 Ⅱ 鋼 橋編, pp.259-262, 平成14年3月
- 美原義徳: ABAQUS V6.3 における塑性損傷論に基づくコンクリートモデルについて、ABAQUS ユーザーズミーティング講演論文集, pp. 59-68, 2002
- 5) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 Ⅱ 鋼 橋編, pp.335-336, 平成14年3月
- 6) 中井博,北田俊行:橋梁工学[下],森北出版, p.54, 2001

(2007年9月18日受付)