

実橋計測結果に基づく場所打ち PC 床版を有する鋼 2 主箱桁橋の 頭付きスタッド配置の一提案

A Proposal on Layout of Stud Shear Connectors for Twin Steel-Box-Girder Bridges
with Cast-in-Place PC Slab Based on Field Measurement

本間淳史*, 亀川博文**, 村上修司***, 春日井俊博****, 和内博樹*****

Atsushi Homma, Hirofumi Kamegawa, Shuji Murakami, Toshihiro Kasugai and Hiroki Wauchi

* 工修 日本道路公団 技術部 (〒100-8979 東京都千代田区霞ヶ関 3-3-2 新霞ヶ関ビルディング 15F)

** (株)横河ブリッジ 技術本部 技術研究所 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27)

*** 工修 (株)横河ブリッジ 橋梁工事本部 計画第一部 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27)

**** 工博 (株)横河ブリッジ 技術本部 技術研究所 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27)

***** (株)CRCソリューションズ 建設技術部 (〒136-8581 東京都江東区南砂 2-7-5)

There are many twin I-girder bridges with cast-in-place PC slab for small and medium bridges; Mechanics of the stud connectors have been investigated and the basic layout is proposed in some papers. On the other hand, only few twin steel-box-girder bridges with the same slab type have been built, and the behavior of studs on this type of bridges were not yet made clear. Recently, authors conducted strain measurement of stud connectors at the Ooigawa Bridge on the Second Tomei Expressway over eighteen months after the slab was cast. The observation resulted to comprehension of mechanics of the stud connectors specific to box-girder bridges. In this paper, the authors propose the stud connectors layout intended to reduce the extent and the amount of delamination between the slab and the girder.

Keywords: stud, Cast-in-place PC slab, box girder, Ooigawa-bridge, FEM analysis

キーワード: スタッド, 場所打ち PC 床版, 箱桁, 大井川橋, FEM 解析

1. はじめに

最近の鋼橋は、経済性と耐久性の観点から床版に PC 床版や合成床版を用いた 2 主桁橋¹⁾の採用が多くなっている。2 主桁橋の支間長と断面形式の関係をみると、支間長 60m 程度以下の中小規模の橋梁では I 桁形式、それ以上の支間長になると箱桁形式が採用される傾向にある。特に PC 床版の支間は道路橋示方書²⁾に記載された設計曲げモーメント式の適用範囲内である 6m 以下が多いが、幅員の広い第二東名高速道路では場所打ち PC 床版で最大 11m³⁾の実績もある。

一般的に床版の長支間化による鋼桁の合理化は経済的ではあるが、床版コンクリートのセメント量や床版厚の増加に伴う温度ひびわれ⁴⁾、曲げ変形の増加に伴う床版と上フランジとの剥離およびハンチ部のひびわれ⁵⁾などの弊害もある。特に後者について、2 主 I 桁に場所打ち PC 床版を組み合わせた橋梁では、主にプレストレス導入による床版の曲げ変形に上フランジが追従できずに

剥離し、さらに垂直補剛材が上フランジの曲げ変形を拘束する箇所では床版と鋼桁との接合部材である頭付きスタッド（以下、スタッドと呼ぶ）に大きな引張力が作用し、床版ハンチ部にひびわれが発生した例⁶⁾もある。この問題に対しては既に研究がなされており、スタッドの作用力の解明⁷⁾や配置⁸⁾に関する提案が紹介されている。

一方、2 主箱桁に場所打ち PC 床版を組み合わせた橋梁は、支間長 60m 以上の長大橋やランプ橋でみられるものの事例は少なく、スタッドの挙動や床版と上フランジとの剥離の状況については解明がなされていない。箱桁のウェブ間隔を狭くした狭小箱桁でスタッドの引張力に着目した FEM 解析による検討⁹⁾もあるが、2 主 I 桁との比較による定性的な検討にとどまっている。

今回、2 主箱桁に場所打ち PC 床版を組み合わせた第二東名高速道路大井川橋¹⁰⁾にて、床版施工およびプレストレス力導入後から約 1 年半の期間にわたり、スタッドのひずみ計測と、床版と上フランジとの剥離状況の定期調査を実施した。さらに T 活荷重を想定した静的載荷試

験を行い、スタッドのひずみを計測した。その結果、箱桁の上フランジに横方向補剛材のない一般部、横方向補剛材がある横リブ部およびダイヤフラム部のそれぞれの箇所スタッドの挙動および床版と上フランジとの剥離状況の把握ができた。

本論文では、以上の計測結果を報告するとともに、この結果に基づき、2主箱桁に場所打ちPC床版を組み合わせた橋梁の剥離範囲の低減と剥離の離間量を小さくすることを目的とした新たなスタッド配置を提案する。

表-1 床版コンクリートの配合

セメントの種類	対象構造物	設計基準強度	最大粗骨材寸法	スランプ	空気量
早強ポルトランド	床版	40 N/mm ²	25mm	12 cm	4.5%

水結合材比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)					
		水	セメント	膨張材	細骨材	粗骨材	高性能AE減水剤
44.5	43	147	300	30	788	1060	1.98

2. 実橋計測結果

2.1 床版施工概要

床版は2基の移動型枠支保工を用い、ブロック施工を行なった。1回の床版施工ブロック長は標準で12mとし、1橋あたりの全ブロック数は61である。床版コンクリートの種類は早強コンクリートとし、PC鋼材を用いた床版への橋軸直角方向プレストレスの導入における

材齢は3日を基本とした。床版コンクリートの配合を表-1に示す。

2.2 計測概要

(1) 計測目的

計測目的は、スタッドの挙動把握および床版コンクリートと上フランジとの付着状況を確認することである。これらに影響を与える要因として、橋軸直角方向のプレ

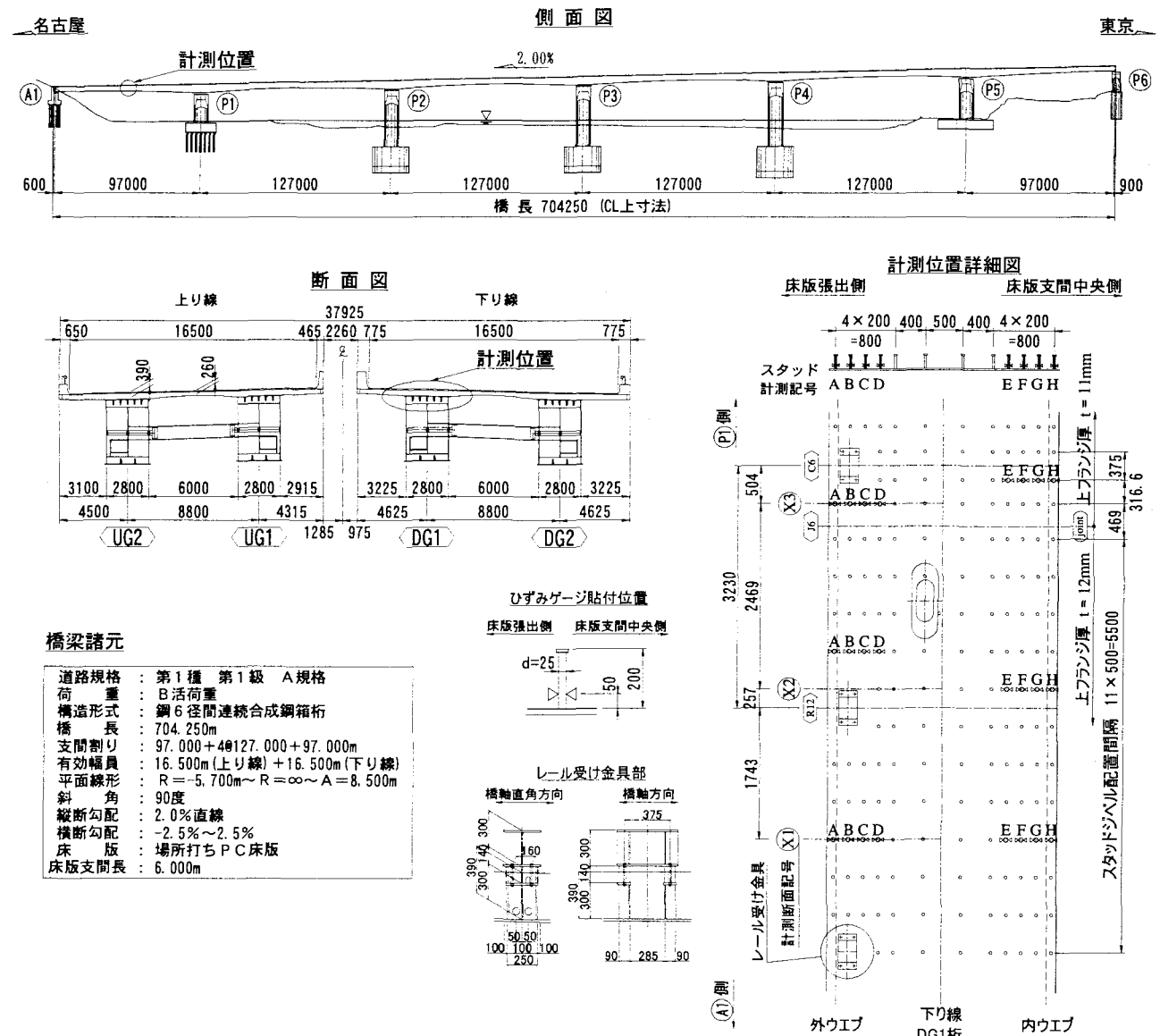


図-1 計測位置図

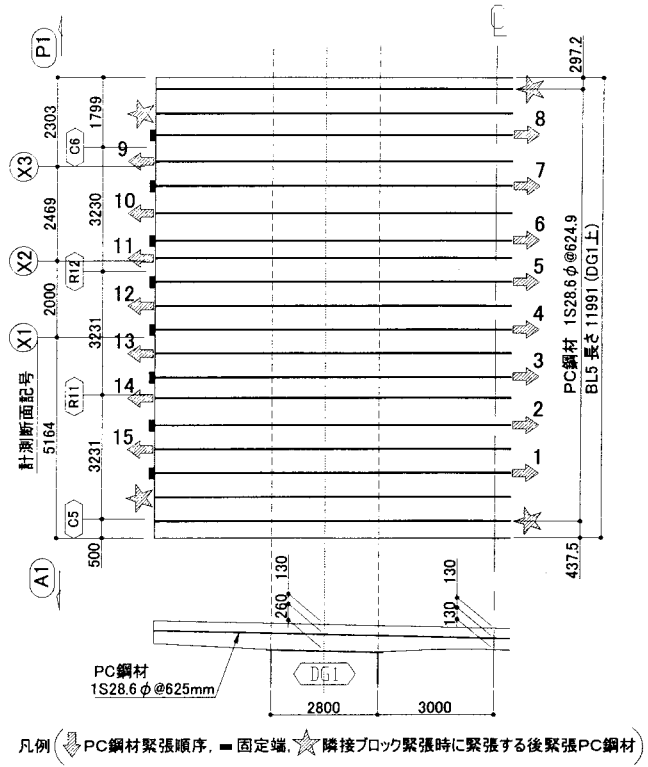
ストレス力の導入、床版のクリープおよび乾燥収縮、さらにT活荷重に着目して、計測を行なった。なお、床版コンクリートの打込みから硬化にいたる段階で、水和熱や膨張材により、床版内部に残留応力が発生するが、床版と上フランジの付着におよぼす影響は小さいと判断し、今回は計測を行っていない。

(2) 計測位置

計測位置図を図-1に示す。計測位置は最初に床版施工した下り線名古屋側のA1~P1側径間のブロック（ブロック番号BL5）のDG1桁で2002年9月4日に床版コンクリートの打込みを行なった箇所である。計測断面は、箱桁の上フランジに横方向補剛材のない一般部（断面記号X1）、横方向補剛材がある横リブ部（断面記号X2）およびダイヤフラム部（断面記号X3）の3断面で、それぞれの断面近傍にあるスタッドを計測対象とした。計測したスタッドは、床版張出し側（以下、張出し側と呼ぶ）および床版支間中央側（以下、支間側と呼ぶ）のそれぞれ4本（計測記号は張出し側から支間側に向かってA~Hの順）とした。スタッドに貼付するひずみゲージは張出し側と支間側の2面に配置し、上フランジから50mm上方の位置とした。スタッドの軸ひずみを計測して、2面のひずみ差を橋軸直角方向の曲げひずみとした。なお、移動型枠支保工の軌道を支持するレール受け金具を外ウェブ上に設置しているが、これは軌道の支持とずれ止めの役目を兼用させているものである。

(3) 計測荷重

計測した荷重は、橋軸直角方向のプレストレス力とT活荷重相当の静的載荷荷重である。プレストレス力の載



付 表 プレストレス諸元

PC鋼材	1S28.6φ@625mmピッチ
プレストレス力	初期プレストレス力 $P_o = 1038 \text{ kN/m}$
	直後プレストレス力 $P_t = 999 \text{ kN/m}$
	有効プレストレス力 $P_e = 904 \text{ kN/m}$

図-2 プレストレス力載荷図

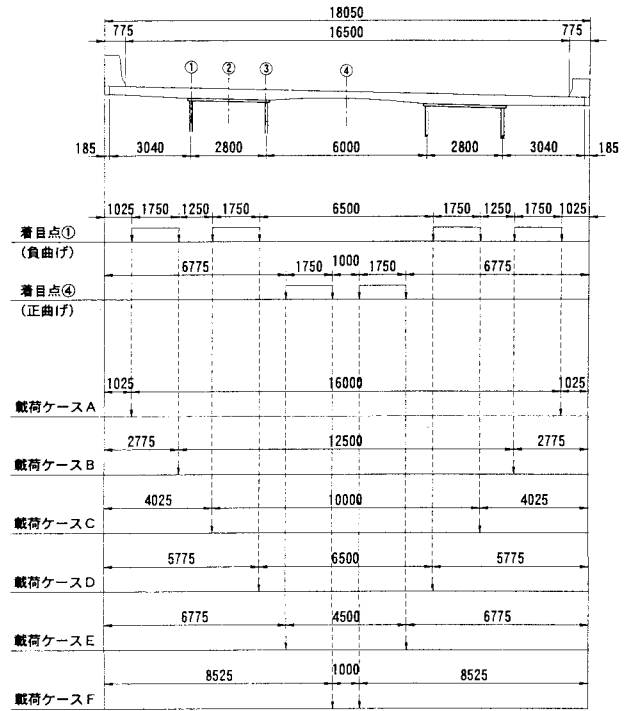
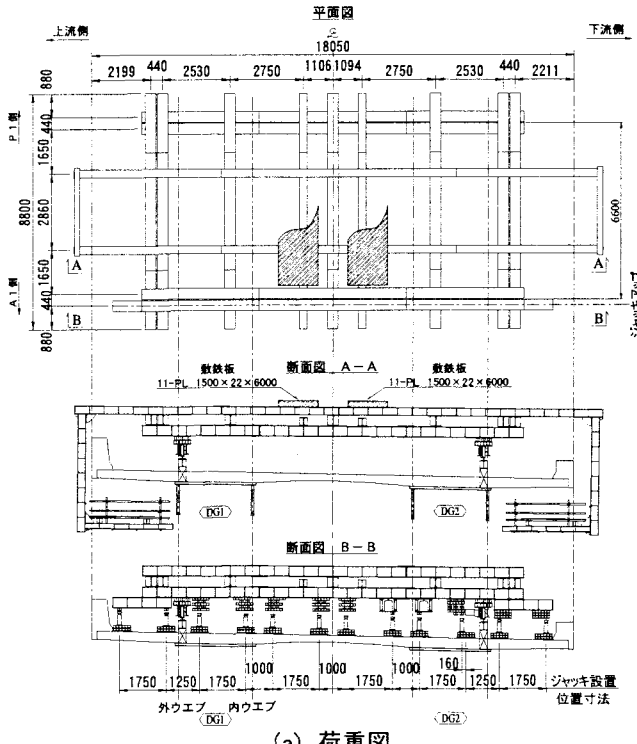


図-3 静的載荷試験概要図

荷図を図-2に示す。PC鋼材の緊張は緊張側と固定側を1本ずつ交互に変更する方法とし、図に示す緊張順序とした。緊張日は計測を行なっている床版コンクリートの打込みから3日後の2002年9月7日である。なお、別の計測¹⁾で緊張直後の床版および鉄筋のひずみを計測し、プレストレス力による応力度が設計どおり導入されていることを確認している。

T活荷重を想定した静的荷重試験の概要図を図-3に示す。試験は2004年6月23, 24日に実施した。荷重は壁高欄の型枠施工で使用した移動台車（以下、台車と呼ぶ）を用い、これを後述する荷重位置でジャッキアップし、その反力を荷重とした。台車重量は、台車上に敷鉄板を載せて、1箇所のジャッキアップによる反力がT荷重100kNに近くなるよう調整した。また、ジャッキヘッドの上にロードセルを設置し、ジャッキアップ反力を計測した。荷重面の寸法はT荷重の荷重幅である500×200mmに舗装厚75mmが45°の荷重分散をすると仮定して、650×350mmとした。荷重ケースは、図-3に示すA～Fの2点荷重の6ケースとし、それらの重ね合わせにより、外ウェブ上（図-3(b)中の①）の負曲げモーメントが最大になる荷重状態（荷重ケースA～Dの重ね合わせ）、および、床版支間中央（図-3(b)中の④）の正曲げモーメントが最大になる荷重状態（荷重ケースE, Fの重ね合わせ）が再現できるようにした。

2.3 計測結果

(1) スタッドひずみ

各荷重ケースにおけるスタッドひずみを表-2に示す。表中、軸ひずみは張出し側と支間側の計測値の平均値を、曲げひずみは張出し側のひずみから支間側のひず

みを差し引いた値の1/2の値をそれぞれ示している。ひずみの初期値は、プレストレス導入直後および経時変化によるものについては、プレストレス導入直前の2002年9月7日10:00のひずみ値を、荷重試験によるものについては荷重直前のひずみ値を採用している。なお、荷重試験のひずみは、計測したジャッキアップ反力の値から、T活荷重100kNの荷重と等価になるよう補間している。図-4に軸ひずみと曲げひずみから推定したスタッド変形の模式図を示す。模式図はスタッドの伸縮と曲げについて、それぞれの変形の大きさを視覚的に捉えられるように平面上に表記している。

プレストレス導入によるスタッドひずみは、プレストレス導入直後はゼロに近い値で床版と上フランジとの付着力が有効であると考えられる。プレストレス導入後393日を経過すると、X1断面ではスタッドA, Hのひずみが増大し、X3断面ではスタッドA, B, C, Hのひずみが増大した。スタッドひずみの変化は、床版と上フランジとが剥離したために付着力で分担していた断面力がスタッドへ移行したためと考えられる。プレストレス導入によるスタッドひずみは、ほとんどのスタッドが引張りひずみであり、曲げの方向は主桁中心からそれぞれ外側の方向となっている。プレストレス導入による床版の変形は、床版全体が上方へ反る形であり、この変形とスタッドに引張力が働くこととは整合がとれている。プレストレス導入後393日後のスタッドひずみの最大値は、X3断面のスタッドHで軸ひずみが 185×10^{-6} 、曲げひずみが 204×10^{-6} であった。

T活荷重に相当する静的荷重荷重によるスタッドひずみは、着目点①の負曲げのケースも着目点④の正曲げのケースのいずれもX1断面とX3断面のスタッドHの

表-2 スタッドひずみ

単位: $\times 10^{-6}$

荷重ケース	経過 日数	スタッド 計測記号	A		B		C		D		E		F		G		H	
			軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ
			断面															
プレストレス 導入直後	0	X1	7	-5	6	1	4	0	6	1	5	0	4	-1	4	-1	5	4
		X2	7	-5	5	1	5	1	5	0	4	1	5	0	5	-2	7	4
		X3	4	-13	-3	-2	2	2	4	0	2	-1	1	0	-2	-2	42	34
プレストレス 導入直後 からの 経時変化	393	X1	8	-32	-7	-9	-6	-2	-9	-5	-8	-5	-4	-1	16	13	35	62
		X2	-5	-24	10	-9	1	-1	-4	-1	-1	7	3	4	17	-1	39	52
		X3	102	-124	16	-72	32	-30	17	3	28	-15	52	10	53	12	185	204
	529	X1	1	-38	-8	-10	-7	0	-11	-6	-3	-6	-1	0	18	11	48	60
		X2	-3	-28	15	-10	5	-1	1	-2	7	6	10	3	22	-1	56	51
		X3	44	-91	26	-84	37	-32	22	3	33	-15	60	8	55	7	193	218

単位: $\times 10^{-6}$

荷重ケース	載荷 ケース	スタッド 計測記号	A		B		C		D		E		F		G		H	
			軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ
			断面															
載荷試験 着目点① (負曲げ)	A	X1	0	-1	4	0	2	0	3	0	2	-2	1	1	1	0	15	6
		X3	-2	-3	2	0	2	0	2	-1	1	0	0	-1	1	-1	3	1
	B	X1	-10	4	1	0	2	0	2	0	3	0	2	0	1	0	3	0
		X3	-11	5	1	-1	1	1	2	-1	0	0	0	-1	1	0	-1	0
	C	X1	-3	2	2	0	-1	-1	-4	-1	1	0	1	1	1	1	-11	-5
		X3	-4	3	0	0	-1	1	-5	-2	0	0	0	0	1	0	-8	-5
	D	X1	0	0	1	1	1	0	2	1	-2	1	-1	0	-2	0	-36	-17
		X3	0	1	1	0	1	0	1	-1	-2	0	-3	-1	-5	1	-65	-50
	合計	X1	-13	5	7	1	5	-1	3	0	4	-2	2	2	1	1	-28	-16
		X3	-17	7	3	-1	3	2	0	-4	-1	0	-2	-2	-3	1	-70	-55
載荷試験 着目点④ (正曲げ)	E	X1	1	0	2	0	1	0	2	1	2	0	2	0	2	1	-18	-7
		X3	-2	2	1	-1	1	1	1	0	1	0	1	0	1	2	-52	-38
	F	X1	1	0	2	0	2	0	3	1	5	0	6	0	5	1	-13	-1
		X3	1	1	1	0	1	0	1	0	3	0	3	1	4	5	-64	-43
	合計	X1	2	0	4	0	3	0	5	1	7	0	8	0	7	2	-30	-8
		X3	-1	3	1	-1	2	1	2	0	4	-1	5	0	4	7	-116	-81

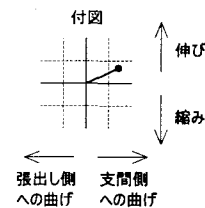
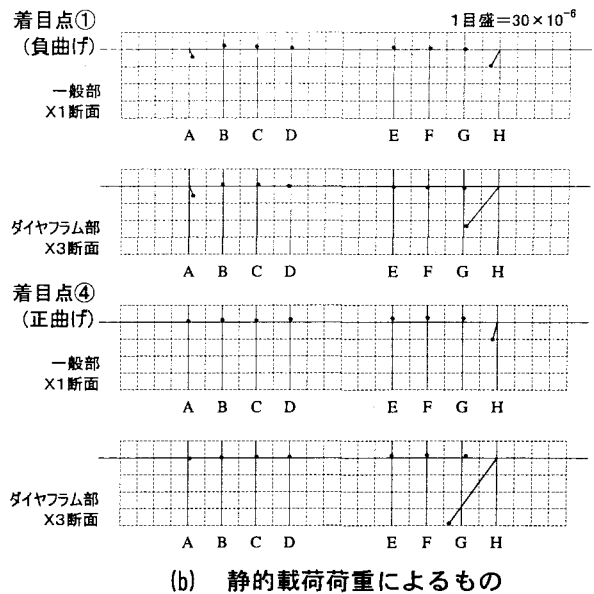
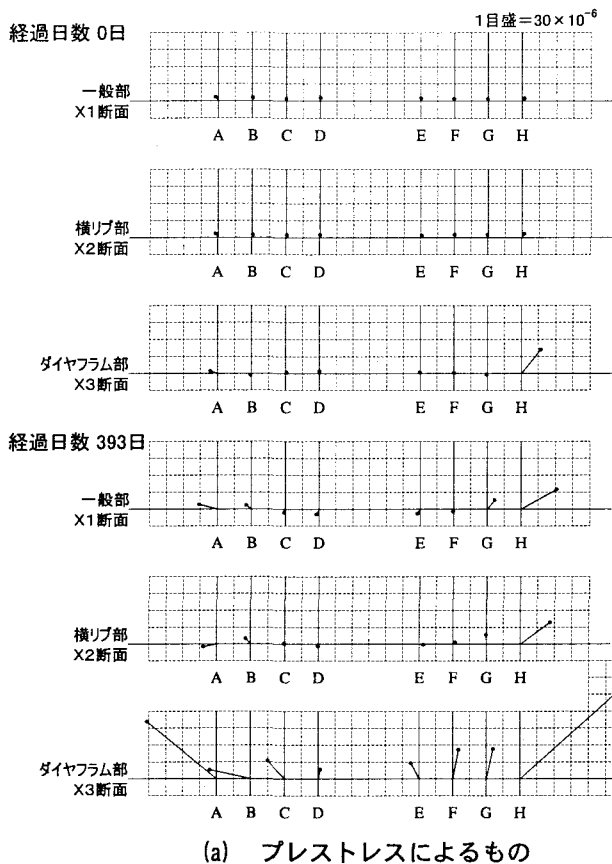


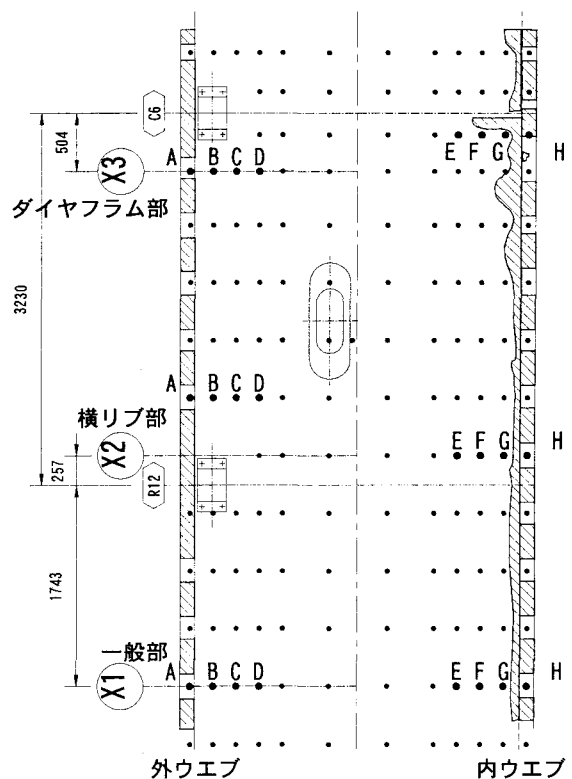
図-4 スタッド変形模式図

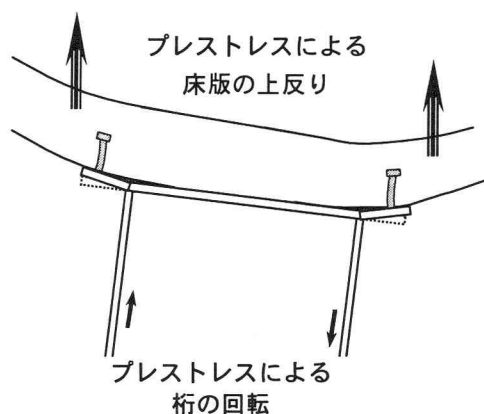
みのひずみが大きくその他のスタッドでは、ひずみはゼロに近い値となった。スタッドひずみの最大値は、着目点①の負曲げのケースではX3断面のスタッドHの軸ひずみが -70×10^{-6} 、曲げひずみが -55×10^{-6} であり、着目点④の正曲げのケースではX3断面のスタッドHの軸ひずみが -116×10^{-6} 、曲げひずみが -81×10^{-6} であった。静的載荷荷重によるスタッドの軸ひずみは圧縮であり、これはプレストレス導入直後からの経時変化の影響により床版と上フランジとが剥離した位置で載荷荷重による鉛直力がスタッドに集中しているためと考えられる。

(2) 床版と上フランジとの付着状況

床版と上フランジとの付着状況を確認するため、上フランジ下面のたたき点検を行なった。たたき点検の対象床版は、スタッドのひずみ計測を行なっている床版ブロックとした。実施日は2003年10月4日で、プレストレス導入から393日後であった。点検の要領は、プラスチックハンマーで上フランジ下面をたたき、その打音の違いで床版コンクリートが付着しているか、剥離しているかを判断する。打音の違いについては、付着している場合は鈍い音、剥離している場合は高い金属音である。なお、仮に剥離していても、上フランジと密着しているような場合やスタッド溶植部近傍は、付着している場合と同様な打音となるため、本点検においては剥離していない判定となっている。剥離と判定した範囲を図-5に示す。図中のハッチングが剥離個所である。剥離は、外ウ

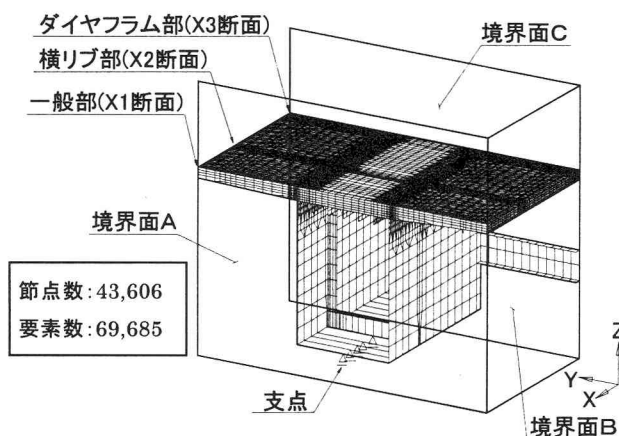
ェブおよび内ウェブの上フランジ突出部に集中しており、





図－6 剥離イメージ図

また、内ウェブの剥離は内ウェブを挟んで、突出部と桁中心側に分布している。表－2に示すスタッドひずみの結果と図－5から判断した、剥離が生じた原因の変形イメージを図－6に示す。外ウェブおよび内ウェブの上フランジ突出部の剥離は、プレストレス力の導入とそのクリープによる床版の上反りに対して、ウェブ近傍の上フランジが追従できずに発生すると考えられる。また、プレストレス力による箱桁の床版支間側への回転の影響で、内ウェブ上は引張の偶力により、さらに剥離が広がる傾向にあり、逆に外ウェブは圧縮の偶力により、剥離が緩和される傾向にあると考えられる。なお、上フランジ突出部付近において、床版下面と上フランジとの剥離は目視では確認できなかった。したがって、剥離の離間量は比較的小さく、耐久性に影響を及ぼすことはないと判断している。

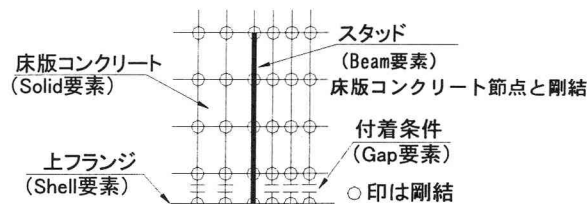


付表 部材の要素種別

部 材	モデル化	要素種別	備 考
床版 (コンクリート)	○	Solid	$E=1.4 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
" (P C鋼材)	○	Beam	$E=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
" (鉄筋)	しない	—	
主 桁	○	Shell	$E=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
横 桁	○	Shell	$E=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
ダイヤフラム	○	Shell	$E=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
横リブ, 縦リブ	○	Shell	$E=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
垂直補剛材	○	Shell	$E=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
頭付きスタッド (25 ϕ ×200mm)	○	Beam	$E=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ $A=4.909 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ $I=1.917 \times 10^{-8} \text{ m}^4$

(注)E:弾性係数, A:断面積, I:断面2次モーメント

図－7 解析モデル



図－8 床版コンクリートと上フランジの結合条件

3. 計測結果の検証

3.1 検証方法

スタッド配置の改善提案をするにあたり、使用するFEM解析モデルの検証を計測結果とFEM解析（以下、解析と呼ぶ）結果とを比較することで行う。解析モデルは、計測位置を取り出した部分立体モデル（以下、実橋モデルと呼ぶ）（図－7）とした。また、床版と上フランジとの結合条件は図－8のようにモデル化した。スタッドのモデル化では、スタッドひずみの挙動を忠実に再現する目的で、ソリッド要素を採用した解析¹²⁾も提案されているが、今回の検証では、多くのスタッドを考慮する必要性と解析プログラムの制約との関係から、スタッドモデルはビーム要素とし、おもにスタッドひずみの性状や剥離分布の範囲といった全体傾向を再現することを目的とした。付着条件は、床版コンクリートと上フランジとの境界面に位置する要素の節点間に、任意の引張力が作用すると結合が解けるバネ要素（以下、ギャップ要素と呼ぶ）でモデル化した。ギャップ要素の結合が解ける引張力は、ギャップ要素と関係する4つの要素のそれぞれ1/4の要素面積の合計に、床版コンクリートと上フランジとの付着強度を乗じて算出した。その付着強度は、文献13)に示されている、鋼板の素地調整方法がブラストによるもので有機ジンクリッチペイントを塗布した実橋の上フランジ上面と同条件のせん断付着力試験結果の最小値0.1N/mm²とした。実橋モデルでは、橋軸直角方向の床版および桁の変形について考慮することとし、橋軸方向の主桁の曲げ変形による影響を取り除くため、主桁中心の橋軸方向すべての節点に支点を配置した。モデル端部は境界面A、B、Cで境界条件を設定した。表－3に境界条件を示す。

表－3 境界条件

	X	Y	Z	θX	θY	θZ
境界面A	固定	自由	自由	自由	固定	固定
境界面B	自由	固定	自由	固定	自由	固定
境界面C	固定	自由	自由	自由	固定	固定
支 点	自由	自由	固定	自由	自由	自由

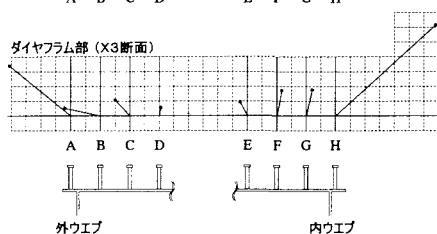
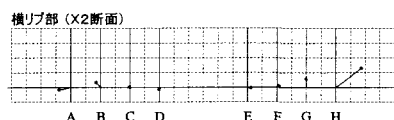
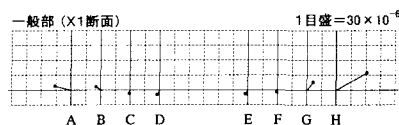
表－4 解析荷重条件

荷重名	荷 重	備 考
床版自重	単位重量25kN/m ³	鉄筋, PC鋼材を考慮した単位重量
プレストレス力	999kN/m	導入直後のプレストレス力
クリープの影響	-----	クリープ係数 $\phi=2.6$ とし、床版の弾性係数を $E=3.22 \times 10^4 / (1+2.6/2) = 1.4 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ とする。

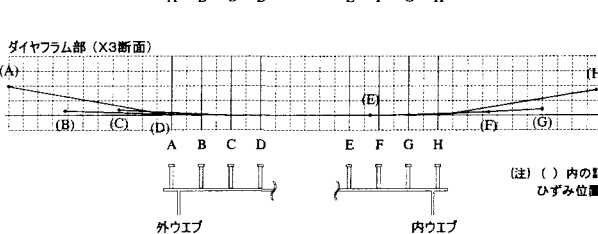
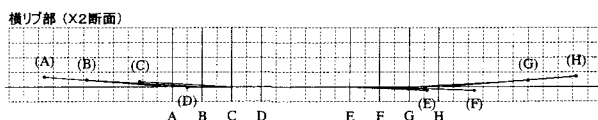
表－5 解析スタッドひずみ

単位: $\times 10^{-6}$

スタッド 計測記号	A		B		C		D		E		F		G		H	
断面	軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ	軸 ひずみ	曲げ ひずみ
X1	18	-250	13	-221	10	-174	-1	-139	-7	152	-7	188	13	236	20	270
X2	20	-260	14	-232	11	-183	-1	-148	-7	155	-7	191	13	240	21	274
X3	59	-327	9	-278	11	-227	2	-205	0	194	7	223	13	272	52	319



(a) 計測スタッドひずみ (経過日数 393 日)



(b) 解析スタッドひずみ

図－9 計測スタッドひずみと解析スタッドひずみとの比較

解析荷重条件を表－4に示す。解析に用いる荷重は、剥離に影響する床版自重による死荷重とプレストレス力とした。また、同時にこれらの荷重によるクリープの影響を考慮するため、解析で用いるコンクリートの弾性係数は、クリープの影響を考慮した見かけの弾性係数とした。この見かけの弾性係数は、計測を行なっている床版コンクリートの静弾性係数試験で得られた材齢3日の弾性係数 $3.22 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ から、道路橋示方書²⁾を参考にプレストレスを導入するときのコンクリートの材齢4～7日におけるクリープ係数2.6を採用し、表－4に示すクリープの影響の備考欄に示す弾性係数 $1.4 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ とした。解析方法は、表－4に示すすべての荷重を同時に解析モデルに作用させ、あるギャップ要素の結合が解けた場合は、そのギャップ要素の結合を解いた状態で再解析を行ない、他のギャップ要素が解けない状態になるまで繰り返す手法とした。なお、解析ソフトは、汎用有限要素解析プログラムMSC/Nastran Ver.2001を使用した。

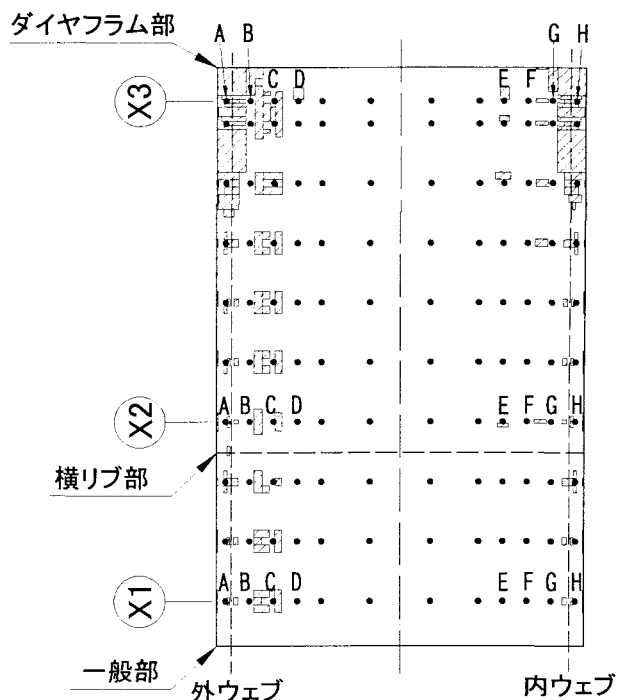
3.2 計測結果と解析結果との比較検証

(1) スタッドひずみ

解析で算出されたスタッドの軸力と橋軸直角方向の曲げモーメントから、スタッドの断面諸量を用いて、スタッドひずみ（以下、解析スタッドひずみと呼ぶ）を算出（表－5）した。

表－2に示す経過日数393日のスタッドひずみの計測結果（以下、計測スタッドひずみと呼ぶ）と表－5に示

す解析結果との比較を図－9に示す。ひずみの全体傾向において、計測スタッドひずみの傾向は、前項で述べたようにプレストレス導入による床版の上反り変形で、大半のスタッドに引張りひずみが生じていることや、ダイヤフラム部のスタッドAとHに大きなひずみが生じて



図－10 実橋解析剥離分布図

いることであるが、解析スタッドひずみにおいても同様な傾向がみられた。しかしながら、ひずみの値に着目すると、解析スタッドひずみの値は計測スタッドひずみの値に比べ、軸ひずみは小さく、曲げひずみは非常に大きい結果となり、解析でひずみ値までは再現できなかった。

(2) 剥離分布

解析で算出された剥離分布図（以下、実橋解析剥離分布図と呼ぶ）を図-10に示す。図中、ハッチングで示している部分は、解析で設定した床版コンクリートと上フランジとの付着条件で剥離が生じた（ギャップ要素の結合が解けた）箇所である。

図-5の計測剥離分布図と図-10の実橋解析剥離分布図の比較検証を行う。計測の剥離分布の大きな特徴であるダイヤフラム部での広い剥離と、橋軸方向にわたり、ウェブ近傍から上フランジの突出部に剥離がみられる傾向は、図-10の実橋解析剥離分布図でもみられたが、計測でみられるスタッド間の局所的な剥離については、解析では再現できなかった。

(3) まとめ

今回の検証で、スタッドひずみの向きや剥離分布の傾向は解析にて再現できたものの、スタッドひずみの値や局所的な剥離については再現するに至らなかった。今後の課題として、この細部の検証方法を挙げるとすれば、更なるモデルの忠実化、床版コンクリートの乾燥収縮の影響、日射による輻射熱の影響¹⁴⁾、および床版と鋼桁との温度差の影響など、今回考慮した荷重以外の解析検討も必要と考えられる。しかしながら、実橋における床版コンクリートと上フランジとの付着強度のばらつきなど、不確定な部分も多いため、完全な再現は難しいと推定している。

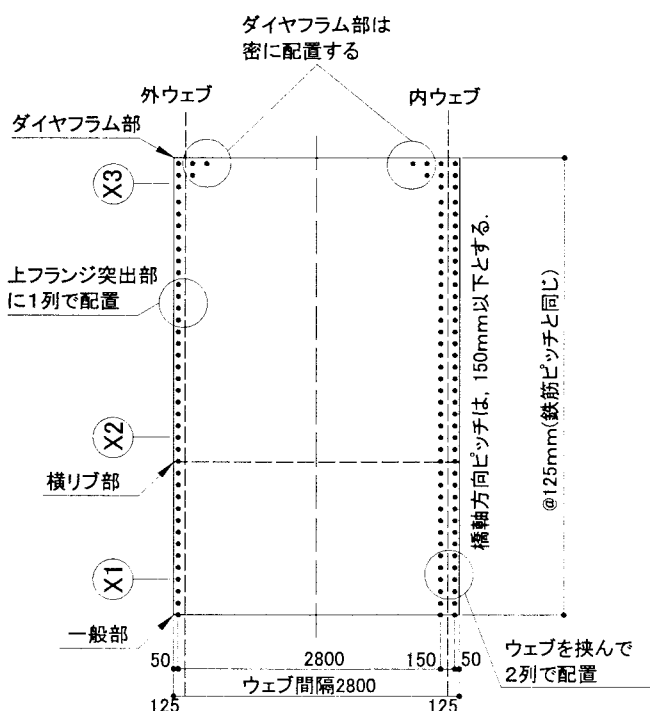


図-11 スタッド配置の改善案

4. スタッド配置改善案とその効果

4.1 スタッド配置の改善案

剥離範囲の低減と剥離が生じた場合の床版と上フランジとの離間量を小さくする目的で、スタッド配置の改善案を提案（図-11）する。

改善案は、次の計測結果を踏まえたものである。まず、スタッドの橋軸方向のピッチは、図-5の計測剥離分布図において、スタッドを中心に剥離が生じていない橋軸方向の幅が150mm程度であったことから、150mm以下とする。橋軸直角方向の配置は、図-6の剥離イメージ図から、内ウェブにはウェブを挟んで2列配置とし、外ウェブには突出部に1列配置する。また、ダイヤフラム部は、剥離分布が大きくなる傾向があるため、ダイヤフラムを挟んでウェブ側より密に配置する。なお、本提案では、スタッドに力が集中するのを避ける観点から、ウェブやダイヤフラム直上にはスタッドを配置しないこととした。図中に配置の参考寸法を示す。

なお、今回のスタッド改善案のスタッド本数は、剥離を防止するという観点での必要最小限の本数である。したがって、たとえば合成桁の設計でずれ止め設計から求めた必要スタッド本数が、本提案の配置本数より、多い場合は外ウェブを2列化し、逆に少ない場合は使用するスタッドの径を1ランク下げるなどして、設置スタッド本数を調節するのが望ましい。

4.2 効果の評価方法

スタッド配置の改善案の効果は、図-10に示す実橋モデルのスタッド配置を図-11に示す改善案のスタッド配置に変更した解析モデル（以下、改善モデルと呼ぶ）にて解析を行い、実橋モデルと改善モデルの解析結

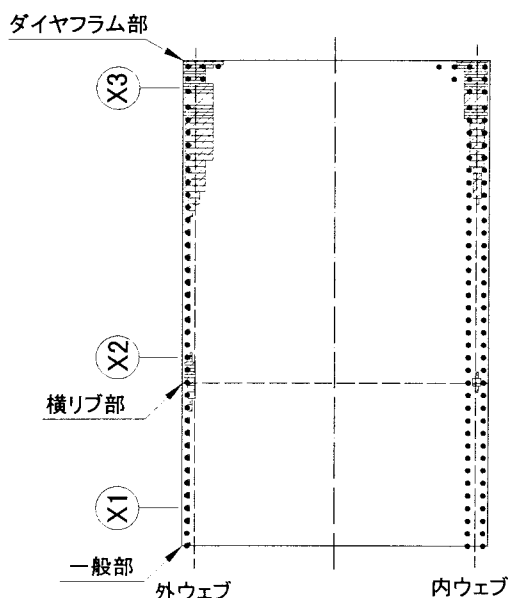


図-12 改善解析剥離分布図

果で、剥離分布と離間量を比較することで確認する。

4.3 改善案の効果

(1) 剥離分布

改善モデルにて算出された剥離分布図（以下、改善解析剥離分布図と呼ぶ）を図-12に示す。改善モデルにおいて、ダイヤフラム部に剥離が生じているのは、実橋モデルと同様であるが、その他の箇所に関しては、剥離の分布範囲が小さくなっている。剥離した面積で比較すると、図-10の実橋解析剥離分布図の剥離面積に比べ、39%の減少効果があった。

(2) 離間量

実橋モデルと改善モデルでの剥離が発生した節点数とその離間量の関係を図-13に示す。剥離節点数は離間量を0.001mm刻みでグループ分けし、グループ毎に節点数を合計したものである。最大離間量を比較すると、実橋モデルで0.271mmに対して、改善モデルは0.057mmとかなり小さくなっている。それぞれの剥離節点における離間量とその節点と共有する上フランジ面の4つの要素の1/4の要素面積を乗じて総和した総離間体積で比較すると、実橋モデルで合計17468.8mm³、改善モデルで3578.3mm³であり、79.5%の減少効果があった。

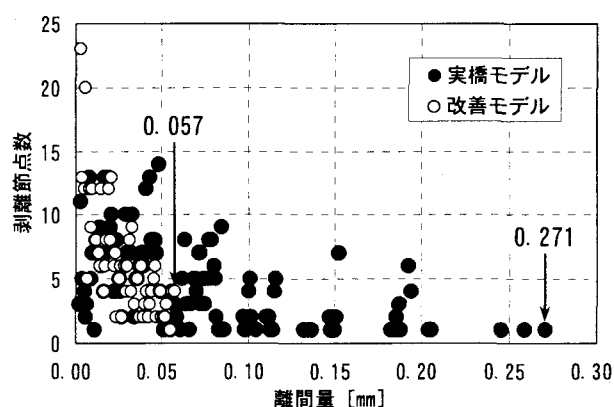


図-13 剥離節点数と離間量

5. まとめ

場所打ちPC床版を有する鋼2主桁橋のスタッド配置において、実橋でのスタッドひずみの長期計測と剥離範囲の調査を行い、その結果を基に剥離範囲や離間量の低減を目的としたスタッド配置を提案した。以下にこの提案を行なうにあたり得られた知見と、提案したスタッド配置の効果について記述する。

①実橋で計測したスタッドひずみの性状について、プレストレス力の導入では、床版の上反り変形により、引張りひずみが作用し、剥離発生後に実施したT活荷重を想定した静的載荷試験では、載荷荷重の鉛直力により、圧縮ひずみが作用することがわかった。また、ダイヤフラム部の上フランジ突出部に配置されたスタ

ッドに、他のスタッドよりも大きなひずみが生じることがわかった。

②実橋の剥離範囲の調査から、橋軸方向にわたり、ウェブ近傍から上フランジの突出部に剥離が発生することがわかり、特にダイヤフラム部で範囲が大きくなる傾向があった。また、内ウェブの剥離は内ウェブを挟んで、上フランジ突出部と桁中心側に分布していることがわかった。

③FEM解析結果と実橋の計測結果との比較では、スタッドひずみの向きや剥離分布の特徴についての傾向は同じであったが、スタッドひずみの値や局所的な剥離分布までは再現することができなかった。

④改善案として提案したスタッド配置の効果を、実橋モデルと改善案モデルでのFEM解析結果で比較することにより確認した。その結果、剥離分布面積で39%、剥離の総離間体積で79.5%の低減効果があり、今回の提案が有効であることが確認できた。なお、本検討で考慮した荷重条件以外の荷重や特殊な条件では、改善案のスタッド配置に加え、スタッドを追加配置するなどの配慮が必要となる場合がある。

今後は、今回得られた知見を基に、狭小箱桁などのように上フランジの突出量が小さい箱桁について、突出部にスタッドが配置される場合とされない場合についての剥離分布の違いや、スタッドを配置しなくてもよい上フランジの突出量の関係などについて検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 日本橋梁建設協会：新しい鋼橋の誕生Ⅱ，pp.3-4，2003.5
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，pp.259，pp.30，平成14年3月
- 3) 本間淳史・長谷俊彦・榊原和成・中村和己・上原正・河西龍彦：長支間場所打ちPC床版の設計と施工：橋梁と基礎，pp.2-10，2002.10
- 4) 寺田典生・福永靖雄・本間淳史・會澤信一・高瀬和男・福田長司郎：長支間場所打ちPC床版における温度応力度に関する考察，橋梁と基礎，pp.36-45，2002.9
- 5) 鹿島孝之・猪本真・大垣賀津雄・山本晃久・田村陽司・川尻克利・長井正嗣：PC床版合成2主桁橋の床版施工時における鋼桁-床版結合部応力測定，第54回年次学術講演会，CS-181，pp.109-110，平成11年9月
- 6) 河西龍彦・倉田幸宏・和内和樹・松井繁之：鋼2主桁橋のスタッドに関するFEM解析と実物大試験による検証，構造工学論文集 Vol.50A，pp.1151-1158，2004年3月
- 7) 中村和己・林暢彦・河西龍彦・拓植孝之：長支間場所打ちPC床版鋼2主桁橋のスタッド実橋計測（第二東名高速道路 蘆科川橋），土木学会第58回年次学術講

演会, CS6-058, pp.267-268, 平成 15 年 9 月

- 8) 安川義行・稲葉尚文・済藤英明・大垣賀津雄：合成 2 主桁橋の中間横桁部における頭付きスタッド配置に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.717/I-61, pp.119-135, 2002.10
- 9) 志村勉・辻角学・依田照彦：中間横桁を省略した狭小箱桁橋の 3 次元変形挙動の解析的検討, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.121-130, 2000.7
- 10) 本間淳史・長谷俊彦・黒岩正・清杉睦雄・亀川博文・竹内信弘：第二東名高速道路大井川橋の設計と施工, 橋梁と基礎, pp.2-11, 2003.10
- 11) 本間淳史・宮越信・亀川博文・村上修司・春日井俊博：場所打ち P C 床版を有する閉断面箱桁橋（大井川橋）のプレストレス損失について, 土木学会第 58 回年次

学術講演会, I-150, pp.299-300, 平成 15 年 9 月

- 12) 和内博樹・倉田幸宏・河西龍彦：長支間場所打ち P C 床版におけるスタッド部解析手法の提案, 土木学会第 58 回年次学術講演会, CS6-024, pp.199-200, 平成 15 年 9 月
- 13) 建設省東北地方建設局道路部機械課・建設省土木研究所地質化学部化学研究室：コンクリート埋設鉄構造物に関する調査報告書, 土木研究所資料第 3070 号, pp.22, 平成 4 年 1 月
- 14) 倉田幸宏・河西龍彦・師山裕・雪田憲子・丸山久一：鋼 2 主桁橋 P C 床版の輻射熱による変形挙動について, 構造工学論文集 Vol.50A, pp.1183-1189, 2004 年 3 月

(2004 年 9 月 17 日受付)