

既設Iビームに対する コンクリート巻き立て工法の接合構造

濱上 洋平* 小林 裕介* 福本 守**
青木 千里*** 佐名川 太亮# 西岡 英俊#

Joint Structure in the Concrete Encasing Method of Existing Steel I-beams for the Repair of Fatigue Cracks

Yohei HAMAGAMI Yusuke KOBAYASHI Mamoru FUKUMOTO
Chisato AOKI Taisuke SANAGAWA Hidetoshi NISHIOKA

In existing steel I-beam bridges, a fatigue crack often develops at the corner of the web and bottom flange immediately above the bridge support. This fatigue crack initiation normally causes the bridge to be replaced with a new one, since there is no effective repair method of preventing the crack propagation. So, we have developed a new repair method for the fatigue crack, which the end of the girder is covered with concrete. In this research, we verified the applicability of “Concrete Encasing Method” by conducting trial designs with the span and abutment height varied as parameters. Moreover, we conducted loading tests with full-scale I-beam bridges to consider of shear connector arrangement.

キーワード：Iビーム, 疲労き裂, コンクリート巻き立て工法, 試設計, スタッド

1. はじめに

Iビーム橋りょうは、短支間の鋼鉄道橋において広く用いられている。主桁にI形鋼を用いた橋りょうであり、支点部の下フランジ首部において、疲労き裂の発生する事例が多い状況にある。疲労き裂に対しては、当板による断面修復が行われるが、当該疲労き裂の発生部位が支点上であり且つ曲線的な形状をしており、当板の加工および施工が困難である。そのため、桁自体を取り替えることが一般的な措置の方法となっているが、疲労き裂の発生数が多く、コストの負担が大きという課題がある。

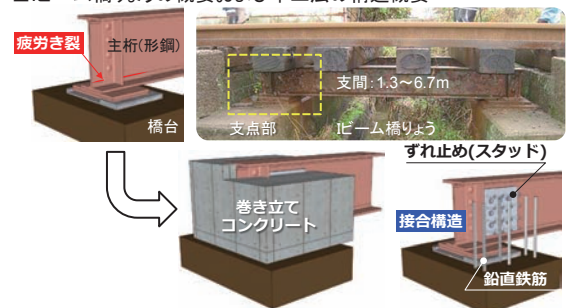
そこで筆者らは、新たな対策工法として、「コンクリート巻き立て工法¹⁾ (以下、本工法)」を開発した。本工法では、鋼桁と橋台を巻き立てコンクリートで連結することとしており、結果として、構造系が単純梁から不静定門型ラーメンに変更となる。そのため、隅角部には、新たに活荷重や温度変化の影響等による断面力が作用し、ずれ止めなどの接合構造が必要となる。これに対し、支間6.7mの実物大Iビーム桁1支点部近傍を模擬した載荷試験¹⁾により接合構造の耐荷性・耐久性等を確認してい

* 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室
** 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室
(現 西日本旅客鉄道株式会社)
*** 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室
(現 東日本旅客鉄道株式会社)
構造物技術研究部 基礎・土構造研究室

るが、支間や橋台高さなどの条件の違いによる隅角部の作用断面力への影響や、さらに小さな主桁断面でも耐荷性等を満足する接合構造が成立するかという課題がある。

本研究では、支間や橋台高さなどの構造寸法をパラメータとした試設計²⁾を行い、作用断面力への影響、および接合構造の成立性を確認し、本工法の適用範囲について検証した。また、試設計の結果、ずれ止めの配列が過密になることで施工性の低下が懸念されたことを踏まえ、ずれ止め配列をパラメータとした載荷試験³⁾を行い、より合理的なずれ止め配列を検討した。

■Iビーム橋りょうの概要および本工法の構造概要



■疲労き裂の発生メカニズム ■本工法のねらい

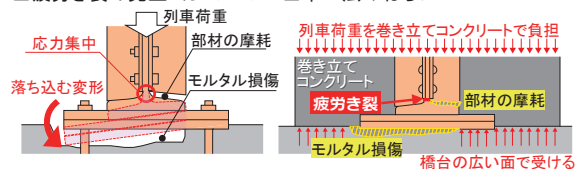


図1 コンクリート巻き立て工法の概要

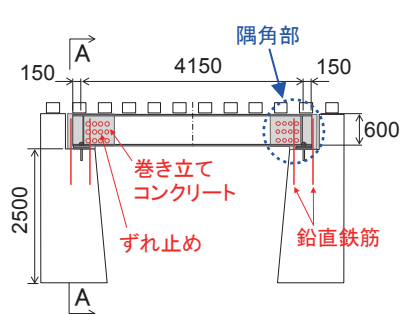


図2 試設計の構造概要例 (Case ②)

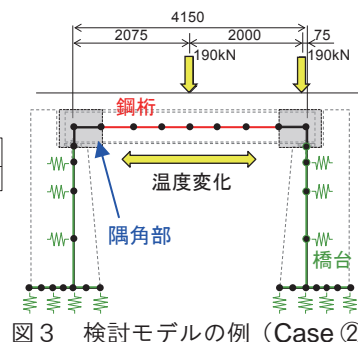
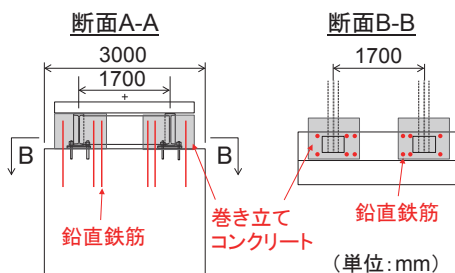


図3 検討モデルの例 (Case ②)

表1 試設計の検討ケース

Case	構造寸法			
	支間 L	主桁高さ h	橋台高さ H	L/H
①	1.90m	400mm	2.5m	0.76
②	4.15m	600mm	2.5m	1.66
③	4.15m	600mm	7.5m	0.55
④	6.00m	600mm	2.5m	2.40

2. コンクリート巻き立て工法の概要

本工法の概要を図1に示す。本工法は、巻き立てたコンクリートにより鋼桁の変形が拘束されることに加え、桁端上での列車荷重を広い範囲で橋台に荷重伝達させることで、疲労き裂の発生原因である下フランジの落ち込みによる面外変形を抑制するものである¹⁾。

本工法の接合部は、鉛直鉄筋、ずれ止め、および巻き立てコンクリートから成る。ずれ止めについては、鋼桁に直接スタッドを溶着する場合や孔あき鋼板ジベルを適用する場合に比べ、現地での施工性がよく、品質を確保しやすいスタッド付き当板による方法を採用した。

3. 本工法の適用範囲

3.1 試設計の概要

当該構造における断面力は、門型構造ゆえに支間や橋台高さが支配的因子となる。そこで、支間や橋台高さの違いによる隅角部の作用断面力への影響や、接合構造の成立有無の確認を目的として試設計を実施した。試設計の検討ケースを表1に示す。

I 梁橋りょうは、建設された年代によって数種類の標準設計が存在する。ここでは、既存数量が最も多いと思われる1931年～1966年に設計された橋りょうを検討対象とした。支間は1.3m～6.7mの範囲であるため、支間4.15m (図面番号：達第344号あ(85)41)を基本とし、支間の短い1.9m (同号あ(85)19)と支間の長い6.0m (同号あ860)の3ケースとした。橋台は、1966年以前に標準的であった重力式の無筋コンクリート橋台⁴⁾とし、高さは2.5mを基本として支間4.15mの場合のみ7.5mについても検討した。地盤条件は、支持

地盤をN値20の砂質土、背面盛土を土構造標準⁵⁾における土質2相当として、基礎標準⁶⁾に基づき橋台底面および背面の地盤ばね値を設定した。一例としてCase ②の構造概要を図2に示す。

荷重条件は、常時(死荷重+列車荷重(EA-17)⁷⁾+衝撃荷重+温度変化の影響(±40℃)を基本とした(以降、温度変化の影響について、上昇時を「常時(+40℃)」、下降時を「常時(-40℃)」とする)。これは、本工法の目的が疲労き裂の進展抑制であり、常時の耐荷性を確保できればよいためであるが、参考までに地震時(死荷重+列車荷重(EA-17の牽引等分布荷重の70%)+地震時慣性力(L2地震動))についても検討した。

隅角部の接合構造の成立性は、隅角部を剛域とした橋りょう全体のフレーム解析(図3)により、隅角部に作用する断面力を算出し、隅角部、鋼桁、橋台の各断面において照査することによって検討した。

3.2 隅角部に作用する断面力

常時(+40℃)および地震時の曲げモーメント図と軸力図の例を図4に示す。いずれの検討ケースにおいても、隅角部に負曲げモーメント(隅角部が閉じる方向)と圧縮軸力が生じる結果となった。

各検討ケースの隅角部に生じる最大作用断面力の比較を図5に示す。常時における曲げモーメントおよび軸力は、支間が大きくなるほど、また温度降下時よりも上昇時において大きくなる傾向を示した。地震時における曲げモーメントは、L/Hの小さい場合に常時より作用断面力が大きくなり、軸力は全ケースとも地震時が最も大きく、特に橋台高さが高い場合に卓越することがわかった。

3.3 本工法の適用が可能となる構造寸法・接合構造

3.3.1 照査結果

鋼桁本体と橋台、および隅角部の接合構造(鉛直鉄筋、ずれ止め)について照査を行った。以下に詳細を示す。

(1) 鋼桁・橋台

鋼桁は、曲げモーメントと軸力により鋼桁(コンクリート巻き立て部以外)に生じる圧縮応力度の照査を行った。その結果、既設橋りょうの設計で考慮されている許容応力度に対し十分に余裕があることを確認した(図6(a))。

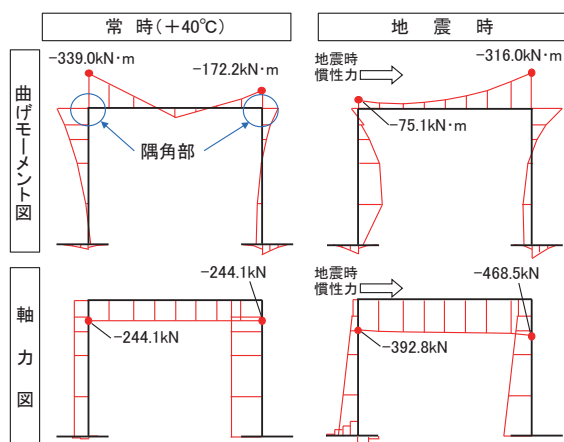


図4 曲げモーメント・軸力図 (Case ②)

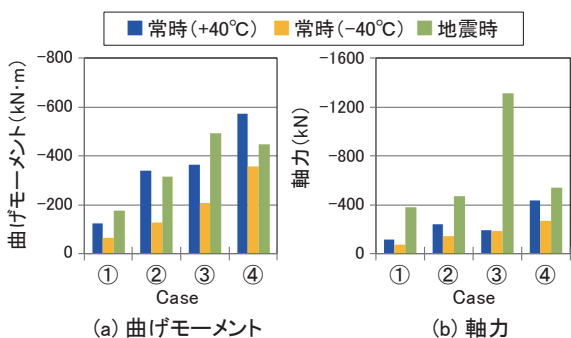


図5 隅角部における最大断面力

橋台は、高さ方向に数箇所の照査断面を設定し、曲げモーメントと軸力によるコンクリートの引張応力度の照査を行った。その結果、Case ③の地震時を除き、引張に対して十分に余裕があることを確認した (図6 (b))。

(2) 隅角部における接合構造

鉛直鉄筋およびずれ止めについては、設計標準^{8) 9)}に従って照査を行い、隅角部の作用断面力に対して必要となる数量をそれぞれ算出した。各検討ケースの決定ケースにおける隅角部構造を表2に示す。

鉛直鉄筋は、曲げモーメントについては、桁座面がコンクリートで一体化されたRC断面と仮定し、橋台上の巻き立てコンクリートの橋軸方向幅を桁高として、曲げ応力度の照査を行った。せん断については、鉄筋のみで受け持つものと仮定し、鉄筋のせん断応力度の照査を行った。なお、鉄筋径は埋め込み長が過度に長くなるのを防ぐため上限をD22とした。その結果、曲げモーメントの照査については、全ケースで常時 (+40°C) が決

表2 隅角部構造 (1 支点あたり)

Case	鉛直鉄筋 (SD345)	ずれ止め	
		スタッド (φ22, L=150mm)	高力ボルト (M20, F10T)
①	D16 2本×2段	4列×2段×2面	4列×2段
②	D22 3本×2段	4列×2段×2面	4列×3段
③	D22 4本×2段	4列×3段×2面	5列×3段
④	D22 5本×2段	6列×4段×2面	6列×4段

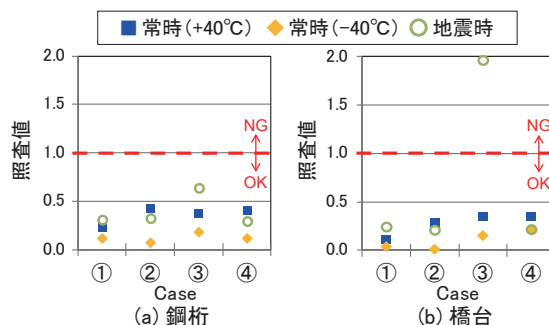


図6 鋼桁および橋台の照査結果 (曲げ+軸力)

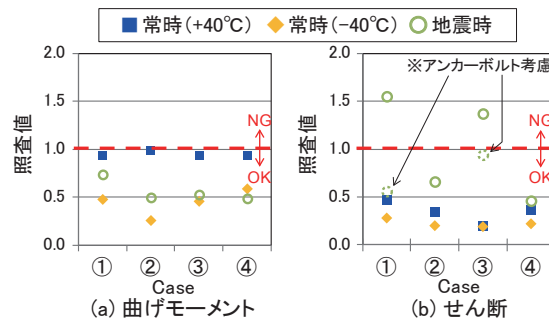


図7 鉛直鉄筋の照査結果

定ケースとなった (図7 (a))。せん断の照査については、L/Hの小さいCase ①、Case ③の地震時において照査値1.0を上回ったが、支承部の既設のアンカーボルトを考慮することで照査を満足する結果となった (図7 (b))。

ずれ止めは、スタッドおよび高力ボルトについて、曲げモーメントおよび軸力による水平作用力とせん断力 (詳細は4.1.1 (1) で後述)、および合成応力の照査を行った。なお、巻き立て範囲が過度に大きくなるのを防ぐため、既往の検討¹⁰⁾を基にスタッドの最小配置間隔を3dとした。一例としてCase ④のずれ止め配列を図8に示す。

3.3.2 本工法の適用可能範囲と適用上の課題

照査結果より、橋台高さが高い場合の地震時を除き、鋼桁・橋台について今回の標準的な構造寸法であれば、本工法の適用が問題ないことを確認した。

支間や橋台高さによる作用断面力の大きさの違いにより、ずれ止めや鉛直鉄筋の数に違いはみられたが、いずれの検討ケースにおいても設計上は必要本数を配置可能であり、本工法が成立することを確認した。一方で、実際の施工を想定した場合、ずれ止めの配列が過密であることから施工性が良いとは言えず、ずれ止めの配列に関して一層の合理化が求められる。

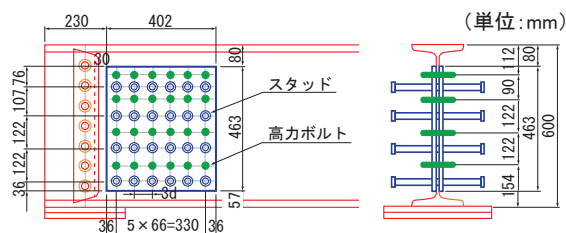


図8 ずれ止め配列の例 (Case ④)

4. 合理的なずれ止め配列の検討

4.1 ずれ止め配列および検討方法

隅角部におけるずれ止めの施工性を向上させるため、より合理的な配列の検討を目的として、ずれ止め配列をパラメータとした載荷試験を実施した。

4.1.1 ずれ止め配列

表3にずれ止め配列および各作用断面力の分担の考え方を示す。せん断力については鉛直列が、軸力については水平列がそれぞれ均等に分担するものとした。曲げモーメントの分担については次の3ケースを検討した。

(1) 水平列への偶力換算

曲げモーメントを水平列に偶力換算して配列したものである(表3のCase①)。各水平列が桁中央高さ(中立軸)からの距離に応じて、桁中央高さを境にして逆方向に分担するとして中立軸から最も離れた位置(段)で必要となる本数を全段に配列した。なお、Case①の配列は、既往の研究¹⁾において、対策工法の効果および接合構造の耐久性等を確認しているものと同じ配列である。

(2) 鉛直列での分担を考慮

水平列に加え鉛直列での分担を考慮して配列したものである(表3のCase②)。曲げモーメントについて、水平列と鉛直列の分担割合を仮定し、水平列は(1)と同様の考え方で、鉛直列はソールプレート前縁に中立軸を仮定し、そこからの距離に応じて、中立軸を境にして逆方向に分担するとして中立軸から最も離れた位置(列)で必要となる本数を全列に配列した。

(3) 位置による分担割合を考慮

水平列に加え鉛直列での分担を考慮した上で、さらに、位置による分担割合を考慮し、鉛直列の分担が大きいと想定される部分に密に配列したものである(表3のCase③)。ソールプレート前縁に中立軸を仮定し、そこ

表3 ずれ止め配列および各作用断面力の分担の考え方

Case	ずれ止め配列	曲げモーメント	せん断力・軸力
①	●:スタッド ●:高力ボルト 28本(7列×4段)	水平列のみで、桁中央高さの距離に応じて分担 曲げモーメントM	※各試験体共通 ■せん断力 鉛直列で均等に分担 せん断力V
②	15本(5列×3段)	水平列および鉛直列で分担 曲げモーメントM	■軸力 水平列で均等に分担
③	GW74 GW44 GW14 GW13 GW11 GW71 GW41 11本	水平列および鉛直列で分担 鉛直列の分担が大きいと考えられる支間中央側にスタッドを寄せた配列	軸力N

からの距離に比例して分担が大きくなると仮定し、各列で必要となる本数をそれぞれ算出して配列した。

4.1.2 載荷試験概要

試験体の構造概要を図9に示す。国鉄標準設計の中で温度変化に伴う桁軸方向力が最大となる支間6.7m(桁高600mm)のIビーム桁1支点部近傍を実物大で模擬した。

載荷試験の状況を図10に示す。載荷荷重は、温度上昇(+55°C)の影響と列車荷重(EA-17荷重⁷⁾、衝撃荷重を含む)に相当する断面力を隅角部に作用させるよう、支点から1,500mmの位置に鉛直荷重を、鋼桁高さ方向中心の位置に水平荷重を作用させた。その後、試験体が破壊に至るまで水平・鉛直荷重を与えた。なお、加力装置には、500kN油圧ジャッキを用いた。

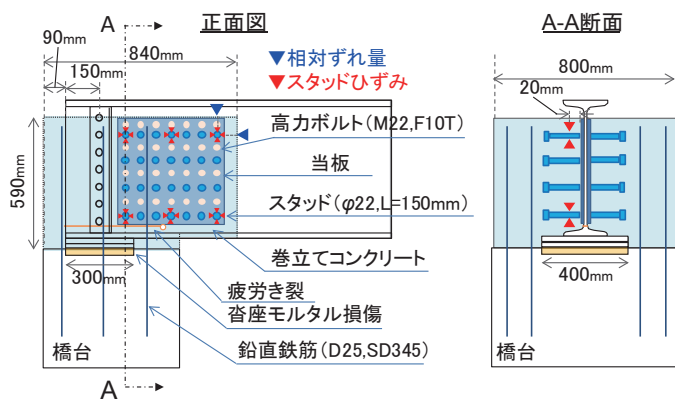


図9 Iビーム試験体概要

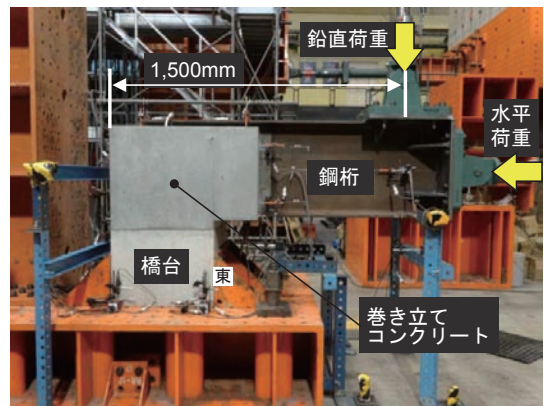


図10 載荷試験状況

計測は、鉛直荷重の载荷点直下における鋼桁の鉛直変位、巻き立てコンクリートと鋼桁との相対変位（鉛直方向、橋軸方向）、ならびに、各試験体で共通する位置のスタッドのひずみを計測した。

4.2 試験結果と考察

本稿では、スタッド基部のひずみ（主に各試験体で共通するGW11～GW74の上下、左右）の応力性状、ずれ止め配列の違いによる隅角部耐力への影響に着目し、試験結果および考察を示す。

4.2.1 スタッドの応力性状

設計荷重相当の断面力を隅角部に作用させた場合におけるスタッド基部のひずみに着目し、鉛直方向・水平方向のひずみ差で各スタッドの相対的な荷重分担の大きさを評価できると仮定して分析を行った。

(1) 鉛直方向と水平方向の分担の大きさの比較

試験体 Case ①における最上段のスタッドに着目した。スタッドの鉛直方向ひずみ差、水平方向ひずみ差の橋軸方向の分布（端補剛材ボルト中心を0mm）を図11に示す。両方向とも支間中央側に向かって値が大きくなる傾向があり、支間中央側最上段（GW14）のスタッドの分担が大きいことがわかった。このGW14に着目すると、水平方向より鉛直方向の値が大きく、支配的であることから、Case ②、Case ③のように曲げモーメントに対して鉛直列での分担を見込んで設計する必要があるといえる。

(2) 鉛直方向ひずみの橋軸・鉛直方向の分布の比較

各試験体のスタッド鉛直方向のひずみ差に着目した。最上段および最下段のスタッドの橋軸方向の分布を図12に、支間中央側および桁端側の列のスタッドの鉛直方向の分布を図13に示す。橋軸方向の分布は、最上段のスタッドについてはソールプレート前縁付近を境に正負が逆転し、支間中央側に向かって値が大きくなる傾向を示し、各試験体間で有意な差は見られなかった。また、鉛直方向の分布においても、各試験体とも下フランジ下面に向かって値が小さくなる傾向を示した。

以上、スタッドの応力性状の分析結果より、最上段および支間中央側のスタッド以外は各作用断面力の分担に対してあまり寄与しておらず、Case ③のように最外縁以外のスタッドを大幅に低減することが可能と考えられる。

4.2.2 ずれ止め配列の違いによる隅角部耐力

隅角部耐力を検証するにあたり、設計荷重相当の作用断面力に対する鋼桁と巻き立てコンクリートの相対変位（以下、相対ずれ量）、ならびに最大曲げモーメント発生時における接合部の破壊形態に着目した。

(1) 相対ずれ量

各試験体の相対ずれ量を図14に示す。既往の研究¹⁾において対策効果、および耐久性等を確認したずれ止めと同配列のCase ①に対し、Case ②、Case ③で有意な

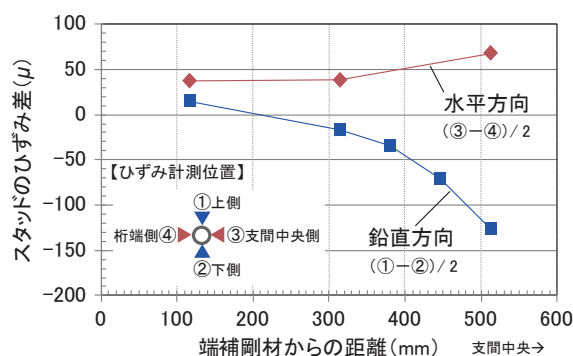


図11 Case ①のスタッドひずみの橋軸方向分布

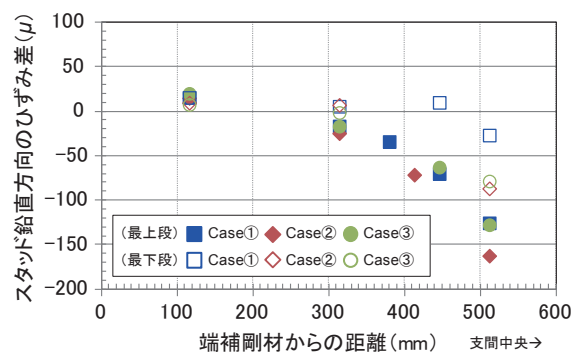


図12 鉛直方向ひずみの橋軸方向の分布

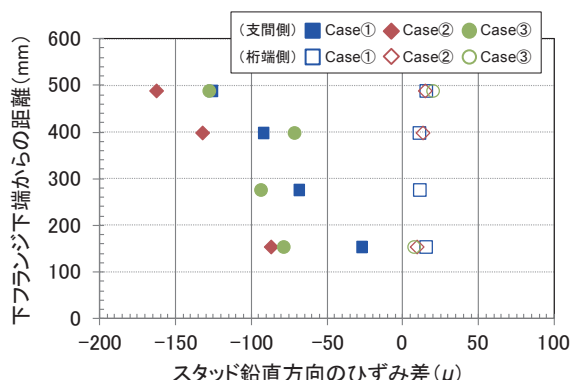


図13 鉛直方向ひずみの鉛直方向の分布

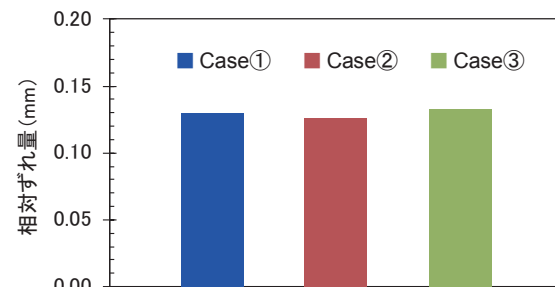


図14 相対ずれ量の比較（設計荷重相当载荷時）

差は見られなかった。

設計荷重を载荷しても、いずれの試験体も破壊には至らず、複合構造標準示方書¹⁾に示される使用性の限界状態の目安であるずれ変位量0.4mmと比較しても些少であり、十分なずれ止め効果を有していることを確認した。

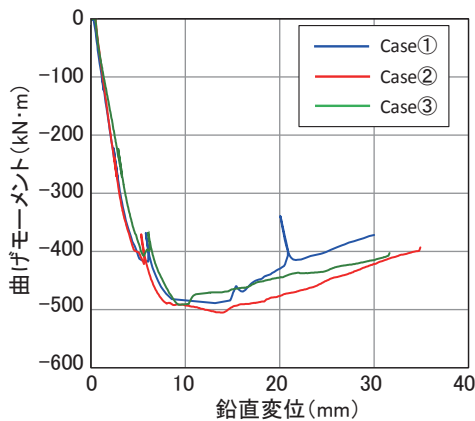


図 15 曲げモーメントと変位の関係

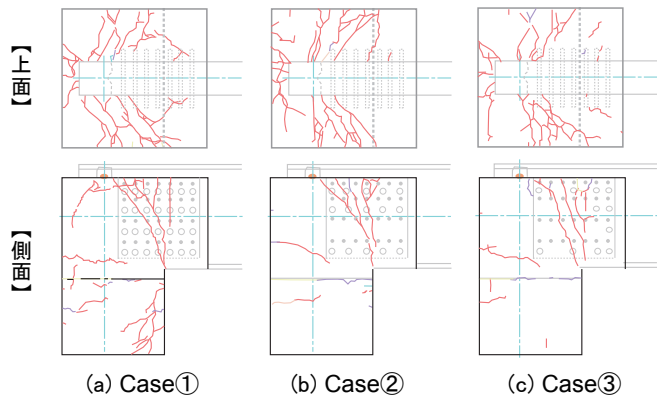


図 16 各試験体のひび割れ状況

(2) 破壊形態

各試験体の鉛直荷重載荷位置における鋼桁下フランジの鉛直変位と桁座面における曲げモーメントとの関係を図 15 に、各試験体のひび割れ状況を図 16 に示す。

試験体の剛性が大きく変化するのは、いずれの試験体においても鉛直変位、最大曲げモーメントともにほぼ同じ結果となった。また、破壊形態は、試験体側面からみると、主となるひび割れは端補剛材を起点として巻き立てコンクリートの隅角部内側（支間中央側）の方向に発生しており、いずれの試験体も同様であった。

5. まとめ

本検討では、支間および橋台高さをパラメータとした試設計を行い、本工法の適用範囲を検証するとともに、施工面において課題となるずれ止めに関して、ずれ止め配列をパラメータとした載荷試験を行い、より合理的なずれ止め配列を検討した。本検討の要旨および得られた知見を以下に示す。

- (1) 標準的な構造寸法を対象とした今回の試設計においては、構造系の変更に伴う新たな作用断面力に対し、鋼桁および橋台は標準図に記載されている許容応力度に対し十分な余裕があることを確認した。また、スタッド付き当板および鉛直鉄筋による接合構造が問題なく配置できることを確認した。
- (2) 支間に対して橋台高さが高い場合は、地震時の断面力が大きくなる傾向を示した。本工法の適用にあたり耐震性能を確保する必要がある場合は、別途、橋台補強が必要になると考えられる。
- (3) スタッド基部のひずみ差が最も大きくなる支間中央側の最上段のスタッドに着目すると、水平方向よりも鉛直方向での分担が大きい。また、最上段と支間中央側のスタッド以外は断面力の分担にあまり寄与していない。
- (4) 設計荷重相当の作用断面力に対し、いずれの試験体

も破壊には至らず、相対ずれ量は些少であった。また、最大耐荷力もほぼ同じであり、破壊形態も変わらないことを確認した。

- (5) (3), (4) より、ずれ止めに関して、曲げモーメントに対して鉛直列での分担を見込むことで、より合理的な配列が可能となる。

文献

- 1) 小林裕介, 福本守, 山下健二: 既設鋼 I ビーム支座位部疲労き裂の原因究明とコンクリート巻き立て工法, 鉄道総研報告, Vol.29, No.10, pp.29-34, 2015
- 2) 青木千里, 福本守, 小林裕介, 松尾仁: I ビーム橋りょう支座位部の疲労き裂対策工法の構造に関する検討, 土木学会年次学術講演会概要集, Vol.69, I-563, 2014.9
- 3) 濱上洋平, 小林裕介, 平陽兵, 玉野慶吾: コンクリート巻き立て工法における隅角部ずれ止め配列, 土木学会年次学術講演会概要集, Vol.71, CS3-027, 2016.9
- 4) 日本国有鉄道施設局土木課編: 土木関係設計参考図集 (第 5 版), 交友社, p.3, 1966.6
- 5) 鉄道構造物等設計標準・同解説 (土構造物), 丸善, 2007.1
- 6) 鉄道構造物等設計標準・同解説 (基礎構造物), 丸善, 2012.1
- 7) 鉄道構造物等設計標準・同解説 (鋼・合成構造物), 丸善, 2009.7
- 8) 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物), 丸善, 2004.4
- 9) 鉄道構造物等設計標準・同解説 (鋼とコンクリートの複合構造物), 丸善, 2016.1
- 10) 岡田淳, 依田照彦, Jean-Paul LEBET: グループ配列したスタッドのせん断耐荷性能に関する検討, 土木学会論文集, No.766, I-68, pp.81-95, 2004.7
- 11) 土木学会: 2014 年制定 複合構造標準示方書 [原則・設計編], pp.69-74, 2015.5