

連続合成桁における中間支点部の活荷重応答に関する実橋測定

The measurement of near the intermediate supports on the continuous composite girder

谷口 望*, 相原 修司*, 池田 学*, 八巻 康博**, 藤原 良憲***, 鈴木 喜弥***, 木下 哲龍****
Nozomu Taniguchi, Shuji Aihara Manabu Ikeda, Yasuhiro Yamaki, Yoshinori Fujiwara Yoshiya Suzuki, Teturyu Kinoshita

* (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 鋼複合構造 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

** パシフィックコンサルタンツ (株) 交通技術本部 鉄道部 (〒163-0730 東京都新宿区西新宿 2-7-1)

*** (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 設計技術室 (〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町 6-50-1)

**** (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 九州新幹線建設局 (〒812-8622 福岡市博多区祇園町 2-1)

The continuous composite girders are mainly used for railway bridges, because these girders are economical and noiseless. In this report, the real behavior is investigated by measuring the live load response at the intermediate support division of the continuous composite girder. The girder of the measurement is an actual girder made in Kyushu-Shinkansen. The measured results of displacement, strain, and curvature are compared with two design calculations. The methods of consideration of concrete rigidity in the negative bending division are examined.

Key Words: Continuous composite girder, Negative bending, bridge measurement

キーワード：連続合成桁，負曲げ，実橋測定

1. はじめに

鋼とコンクリートを用いた合成桁は、日本では昭和20年代後半より建設され始め、半世紀たった現在においても、比較的多く用いられる複合構造物である¹⁾。特に、合成桁を連続化した連続合成桁については、単純桁よりも経済性が高く、大規模地震に対しても有利な構造であることが知られている。しかし、連続合成桁の中間支点部において、負曲げが発生し、床版のコンクリートに引張力が生じるため、ひび割れに対する検討や、この部分の設計における取り扱いが重要である。

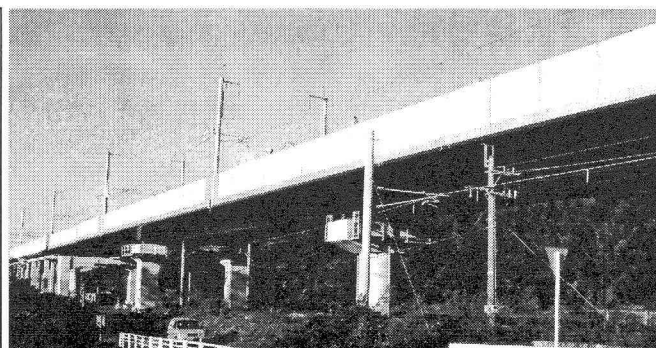
道路橋においては、一時期中間支点部にプレストレスを行わない合成桁²⁾も試みられたが、近年までコンクリート床版を合成しない非合成桁が主流であった。しかし、近年、研究・技術の進歩により、中間支点部にジャッキ操作や高張力ケーブルを用いたプレストレスを行う連続合成桁が建設されるようになり³⁾、Hanswilleらのドイツにおけるプレストレスしない連続合成桁の設計思想を取り入れた設計例も見られるようになった⁴⁾。一方、鉄道橋においては、昭和50年代よりジャッキ操作によるプレストレスを導入した連続合成桁が数橋建設されており、中間支点部を非合成とする断続合成桁を経て、近年プレストレスを行わない連続合成桁が建設されるようになった³⁾。

プレストレスしない連続合成桁中間支点部の設計

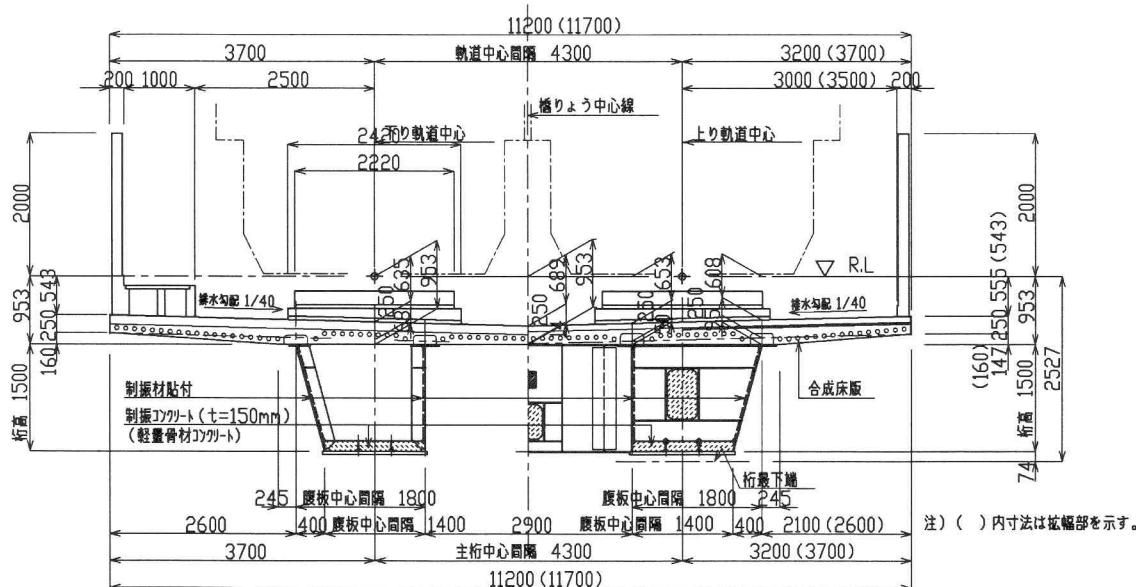
にあたっては、中間支付近のある範囲のコンクリート断面を無いものとして扱う事例が多く見られた¹⁾。しかし、Hanswilleらの研究^{5), 6)}では、ひび割れ後のコンクリートにもある程度の応力分担を期待し、コンクリートの断面を無視せずに、ある程度考慮するような設計手法⁷⁾も提案されている。連続合成桁のような不静定構造物においては、コンクリートの分担力を期待し中間支点部の剛性が増すと、一般に、中間支点部のモーメントは増加し、逆に正曲げ区間のモーメントが減少する傾向となる⁸⁾。したがって、単純桁のように静定構造物であれば、剛性が変化してもモーメントや支点反力は変化しないのに対し、連続桁などの不静定構造物では、全体のモーメントや反力が変化するため、中間支点部以外も含めた構造物全体の適正な設計を行う上で、中間支点部の適切な断面設定を行うことが重要である。

ここ数年の間に、プレストレスしない連続合成桁の中間支点部に関する実験的研究や設計における検討などは多く報告されている^{9), 10), 11)}。しかし、実際の橋梁がどのように応答しているかの報告事例は少ない¹²⁾。そこで、本報告では、連続合成桁の列車通過時の応答を測定・検討する事を目的に行われた、九州新幹線(平成16年3月部分開業)内に適用された連続合成桁について、試験列車走行時のたわみ・ひずみ測定について報告し、設計計算結果よりも小さな応答となっていることと、一部の非合成想定部材が剛性への寄与することを確認した。

構造形式：プレストレスしない4径間連続完全合成桁
 支承構造：ゴム支承を有する地震時水平力分散構造
 支間：30.2+38.0+38.0+30.2m R=∞（直線）
 軌道構造：スラブ軌道直結式
 主桁：2主開断面（U型断面）桁
 床版：鋼・コンクリート合成床版
 （高力ボルトを使用した鉄道用パワースラブ¹³⁾）
 設計列車荷重：P-16
 設計列車速度：260km/h



図－1．連続合成桁の概要

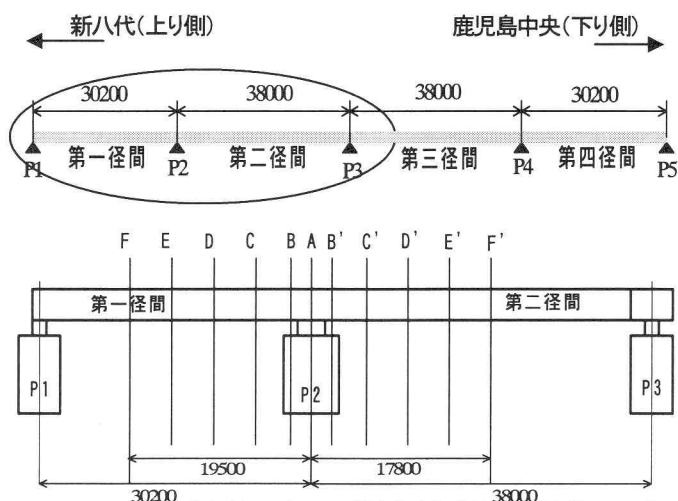


図－2．連続合成桁の断面図（支間中央，単位：mm）

2. 橋梁概要・測定概要

測定を行った橋梁は、「九州新幹線松尾線路橋³⁾」（鹿児島県出水市）である。橋梁の概要を図－1・図－2に示す。本橋梁の中間支点部（負曲げ区間）の設計にあたっては、鋼と床版鉄筋の断面剛性のみを有効とし、コンクリート断面は無視している。その他の特徴としては、床版には鋼・コンクリートの合成床版を使用し、下フランジ上部には騒音を抑制する目的で制振コンクリートを打設している。なお、設計にあたっては、合成床版の底鋼板は鋼製型枠として考え、桁の剛性には考慮していない。また、制振コンクリートも圧縮側・引張側に係わらず桁の剛性には考慮していない。

測定を行う場所は、図－3に示すように第一径間、第二支点（P2）、第二径間、とする。また、測定断面は、P2中心をA断面、P2両端をB・B'断面とし、F・F'断面は、第一径間・第二径間の設計上最大正曲げが生じる部分である。その他の断面は、曲率（モーメント）分布がある程度の精度で得られるようにほぼ等間隔で設定した。測定の内、たわみを測定する変位計については、F断面（上・下線桁両方、F-U・F-Dとする）とF断面（上り線桁、F-Uとする）に設置した。変位

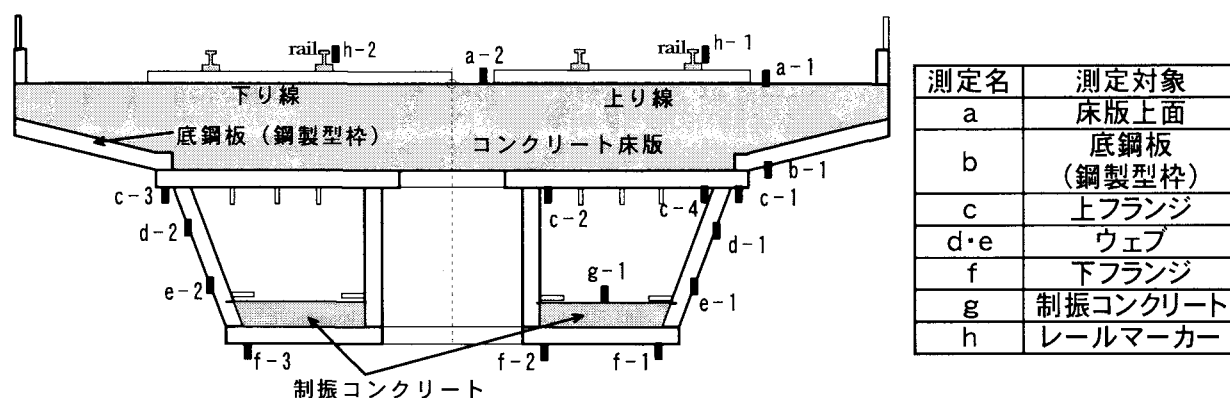


図－3．測定範囲および測定断面設定（単位：mm）

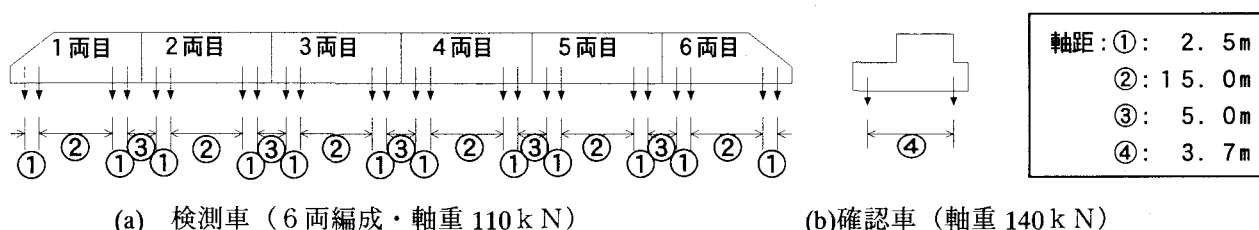
表－1．各測定断面のA断面からの距離（単位：mm）

断面No.	F	E	D	C	B	A
A断面からの距離 (mm)	-19500	-14625	-9750	-4150	-750	0
断面No.	B'	C'	D'	E'	F'	
A断面からの距離 (mm)	750	4000	8800	13300	17800	

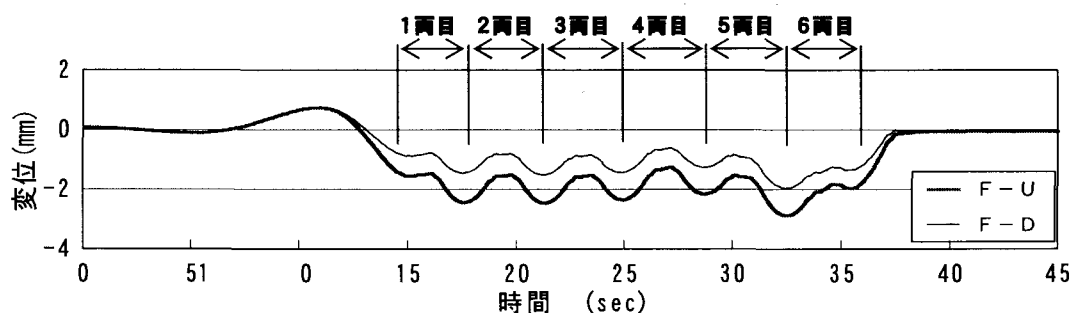
（P2支点を0とし第二径間側を正とする）



図－４．ひずみゲージ取付概要（Ａ断面）



図－５．列車の種類と軸重・軸距



図－６．上り線通過時のＦ断面の変位（下向きなたわみを負とする）

計はリング式変位計を用い、下フランジ下面よりワイヤーを垂直に張り、不動点は橋梁下の地面とする手法で測定した。

ひずみゲージは、各Ａ～Ｆ・Ｆ断面に、橋軸方向に設置した。Ａ断面のひずみゲージ設置位置を、図－４に示す。Ａ断面のひずみゲージの内、ｇは下フランジ制振コンクリートの合成確認、ｈは列車通過時における列車位置・速度確認のためのゲージである。なお、他の測定断面については、断面の曲率が得られる程度のゲージを設置している。

列車の種類・荷重は、図－５に示すとおり、検測車と確認車の２通りである。検測車の荷重については、空車時の実測の荷重より推定した。各測定の列車速度は、動的挙動・衝撃の影響を考慮する必要がないと考えられる十分な低速（25.0km/h以下）とした。なお、今回の検測車の軸重（110kN）については、設計荷重のP-16（図－５（a）の軸配置で160（kN）としたもの）の約7割程度となっている。

本橋梁測定時には、架設時のコンクリート打設よ

表－２．最大たわみの比較（単位：mm）

		測定最大 たわみ	計算値 最大たわみ	計算値 最大たわみ
上り線 通過時	F－U (第一径間)	2.9	4.9	4.7
	F－U (第二径間)	3.3	6.0	5.0
下り線 通過時	F－D (第一径間)	3.0	4.9	4.7

り約1年半が経過しているが、上面床版においては、正曲げ・負曲げ区間ともに、幅0.1mm以上の目立ったひび割れは生じていないことを目視により確認している。

３．たわみの測定結果

検測車の上り線通過時のＦ断面における、たわみの測定結果を図－６に示す。なお、Ｆ－Ｕは、Ｆ断

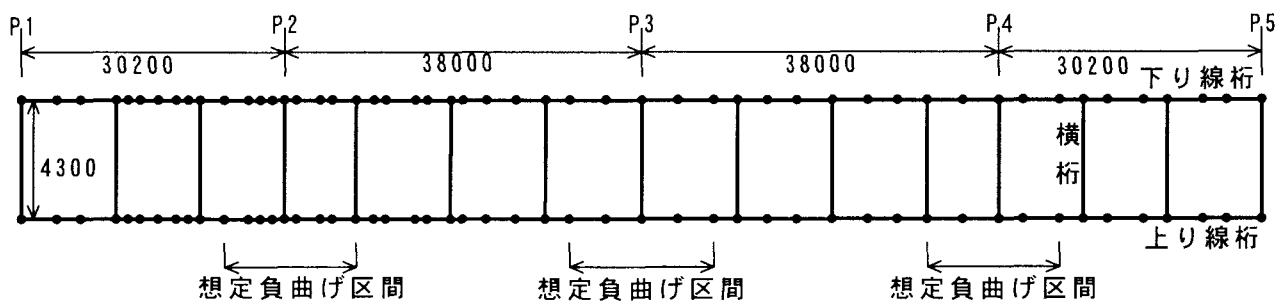


図-7 格子解析モデル概要 (単位: mm)

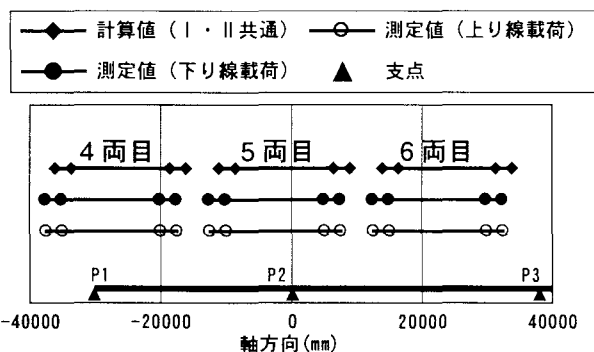


図-8 A断面負曲げ最大時の検測車位置の比較 (軸方向はP2支点を0とし第二径間側を正とする)

面上り線軌道中心におけるたわみ、F-Dは、F断面下り線軌道中心におけるたわみである。図-6より、時間7～13 (sec)では、第二径間に検測車による载荷があり、第一径間には浮き上がるような変位が生じている。やがて、第一径間に検測車が接近すると、桁は下向きの変位となり、列車の台車が通過している部分にピークが生じている。このピークは7個あり、台車が接近している部分のピークが1まともりになっている事を考えると、車両の連結数6と整合する。また、本測定では、上り線载荷であるため、桁のねじれによって、上り線桁 (F-U)の方が下り線桁 (F-D)よりも大きな変位となっている。列車通過後は、残留振動 (自由振動) がほとんど見られていないことから、本測定においては、桁の動的な影響はほとんどなく、静的载荷と同等と考えて良いことが分かる。

表-2は、上り線通過時・下り線通過時それぞれにおける、測定点の最大たわみを、計算値と比較したものである。ここに、F-Dは、F断面下り線軌道中心におけるたわみである。計算値Iにおいては、従来の設計で用いられている計算と同様であり、上り線桁と下り線桁をそれぞれビーム要素に置き換え、横桁もビーム要素として上下線桁を連結する格子解析モデル (図-7) である。したがって、上下線桁の連結にあたっては、床版の効果が考慮されていない。まお、ビーム要素を用いているため箱桁のねじれ剛性については考慮していないが、横桁との連結により上・下線桁の応答差として、断面全体としてのねじれ挙動を計算している。また、橋軸方向

の桁のビーム要素については、想定した負曲げ区間のコンクリートの剛性は無視し、「鋼桁+鉄筋」の断面として計算している。計算値IIは、計算値Iと同様な格子解析モデルであるが、負曲げ区間においても有効幅分のコンクリートの剛性を、正曲げ部分と同様に考慮した計算結果である。測定値と計算値I・IIとの比較では、各測定点ともに計算値の約6割程度となっており、桁の剛性が実際はより大きいものと考えられる。剛性に関する詳細の検討については、以降のひずみ・曲率の検討において述べることにする。

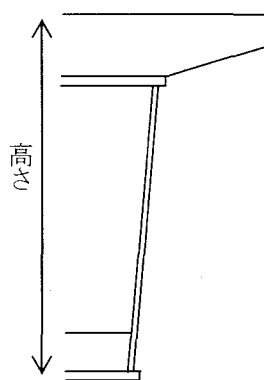
4. ひずみの測定結果

4.1 曲げ挙動

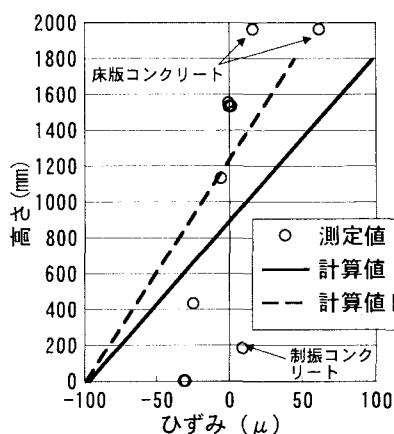
検測車上り線通過時におけるA断面最大応答時 (P2支点の負曲げ最大) の、検測車位置の計算値と実測値との比較を、図-8に示す。また、このときのA・B・F・B・F断面の上り線桁のひずみ分布を図-9に示す。なお、計算値I・IIについては、前項と同様に、格子解析モデルによる計算結果である。

図-8では、計測結果は上下線ともに同じ検測車の位置で最大応答が発生しており、この桁の上下線における対称性と測定結果の妥当性が伺える。また、計算結果との比較によっても、ほとんど同じ検測車の位置において最大応答が生じている。したがって、図-9に示した計算値と測定結果は、等しい载荷条件のものについて比較していると考えられる。

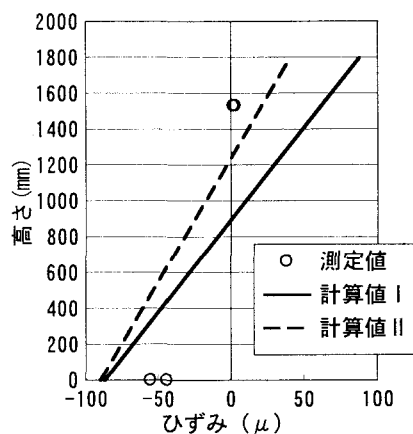
図-9では、各断面ともに鋼桁については平面保持がほぼ成り立っていることが分かる。図-9(a), (c)によると、床版のコンクリートについては、A断面の1点を除いて平面保持の直線上にあると考えても良く、ほぼ合成していると考えられる。平面保持からはずれているA断面の1点については、微小なひび割れの影響を受けている可能性がある。しかし、そのほかの点については平面保持直線上にあることから、死荷重や乾燥収縮等によってもコンクリートに大きなひび割れは生じていないことが推測できる。一方、制振コンクリートのひずみはこの平面保持直線からはずれており、合成されていないと判断でき



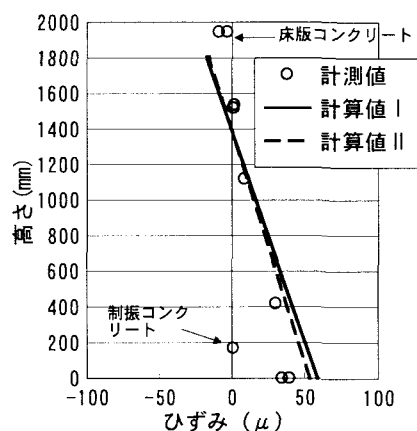
断面概要



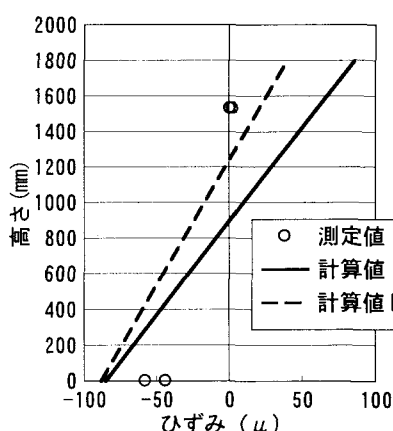
(a) A断面 (P 2 支点上)



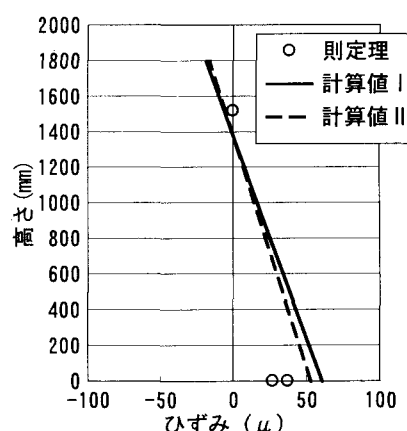
(b) B断面 (第一径間)



(c) F断面 (第一径間)



(d) B断面 (第二径間)



(e) F断面 (第二径間)

図-9 上り線通過時のA断面最大ひずみ時のひずみ分布 (検測車・高さ方向)

る。この制振コンクリートは、下フランジとはずれ止め等によって合成されたものではなく、しかも主桁断面内のダイアフラムによりコンクリートが仕切られているため、目地のようになり、鋼桁とは合成されていないと考えられる。

図-9(a), (b), (d)の下フランジひずみの測定結果を比較すると、すべての点で計算結果よりも小さな値となっており、また、計算上負曲げが最大となるA断面よりも、その周辺部のB断面・B断面の方が大きなひずみを生じている。これらの理由としては、計算上剛性を考慮していない、支承構造（ソールプレート等）の剛性が影響したためと考えられる。したがって、このような支分部においては、支承構造の剛性もある程度考慮することが可能であると言え、合成桁の負曲げ区間の設計合理化に有益であると考えられる。

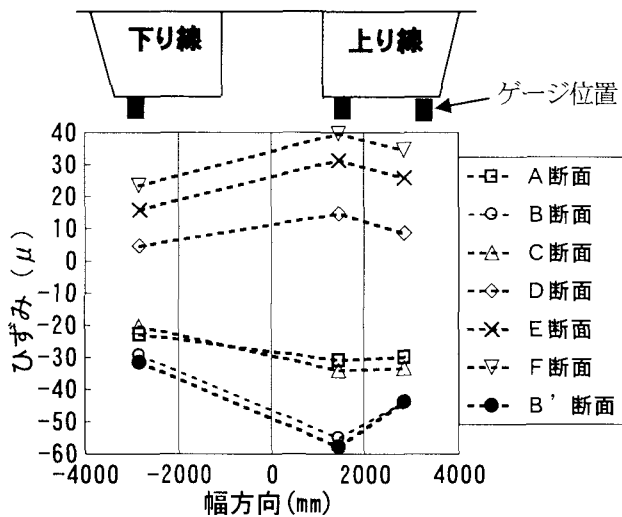
計算値との比較では、計算値 I・IIともに、測定結果よりも大きな値となっていることが分かるが、計算値 IIの方が、測定結果と近い挙動となっている。また、測定結果の中立軸は、正曲げ部・負曲げ部ともに上フランジ（高さ 1500mm）付近であり、計算

値 IIよりもさらに高い位置に来ていることがわかる。したがって、これらのことから判断して、計算値 I・IIでは上フランジ・床版部の剛性が過小となっていることを示しており、これは、軌道、高欄などの付属物の剛性の影響や、有効幅を設計上過小としていることが原因と考えられる。なお、中立軸が上フランジ付近にあることより、今回の測定において、合成床版の底鋼板（鋼製型枠）の合成・非合成挙動については、確認できなかった。

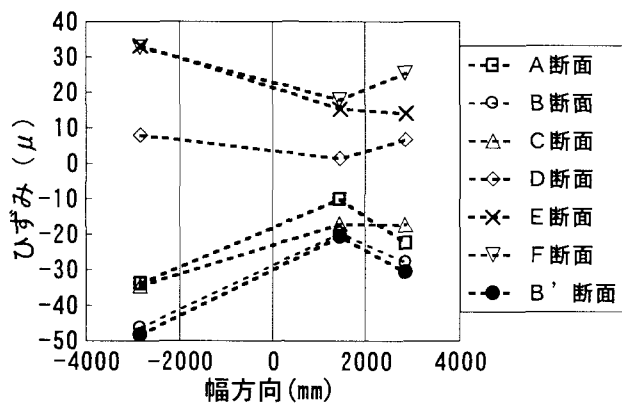
4. 2 ねじれ・そり挙動

図-10(a)に、検測車上り線通過時におけるA断面ひずみ最大（P 2 支点負曲げ最大）時の下フランジの橋軸方向ひずみ分布を示す。この上・下線桁のひずみの差（勾配）が、断面内に生じるねじれ挙動を示している。また、図-10(b)には、検測車下り線通過時におけるA断面最大応答時（P 2 支点負曲げ最大）の下フランジの橋軸方向ひずみ分布を示す。

図-10(a)では、各断面ともに上り線側の応答が



(a) 上り線載荷時の測定値 (検測車)

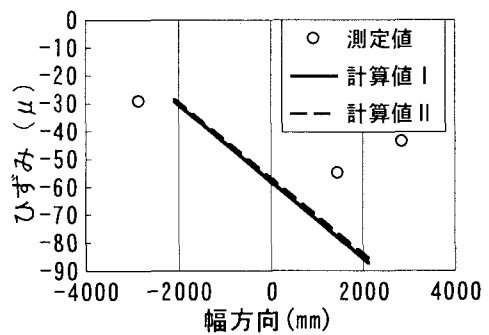


(b) 下り線載荷時の測定値 (検測車)

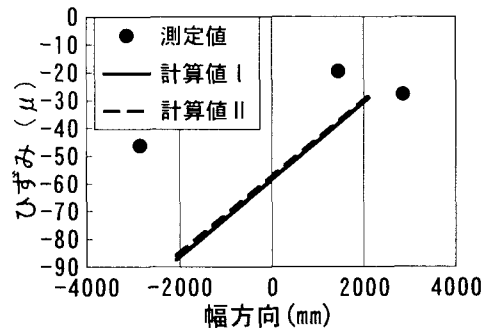
図-10 A断面最大応答時の下フランジのひずみ分布 (横軸は桁断面中心を原点とし上り線側を正とした)

大きく、一方、図-10(b)では下り線側が大きくなっており、ねじれが生じている。しかし、図-10(a)では、上り線桁内側の応答が大きく、断面幅方向においては純粋なねじれ挙動だけでなく、その挙動も生じていることが分かる。しかし、図-10(a)では、一見すると断面の排水勾配の影響を受けているその挙動のようにも見えるが、図-10(b)では、逆に上り線桁内側が小さい応答となっており、この排水勾配とは逆の挙動となっており、排水勾配の影響とは逆になっている。したがって、この点に関しては、上下線での軌道構造の配置の差なども考えられるが、その挙動に関しては今後の原因究明・検討が必要である。なお、図-10では、各断面の各プロットを点線で結んでいるが、本来は表示すべきでないと考えられる。しかし、ここでは、測定値を分かり易くするために表示することとした。

図-11は、図-10において比較的大きなねじれが測定されているB断面について、計算値Ⅰ・Ⅱとを比較したものである。ねじれに関しては、計算値においては横桁のみを考慮しており、コンクリー



(a) 上り線載荷時 (検測車)



(b) 下り線載荷時 (検測車)

図-11 A断面最大応答時のB断面の下フランジのひずみ分布と計算値の比較

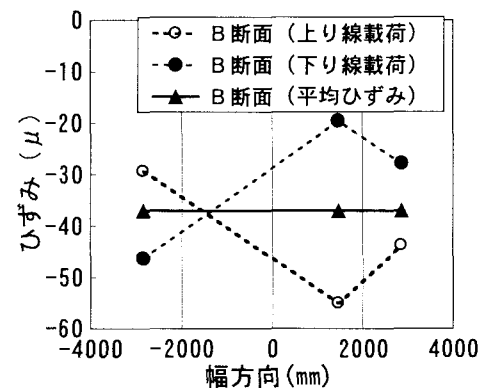


図-12 上下線載荷時測定値の対称性と平均ひずみの関係 (使用データは図-11と同じ)

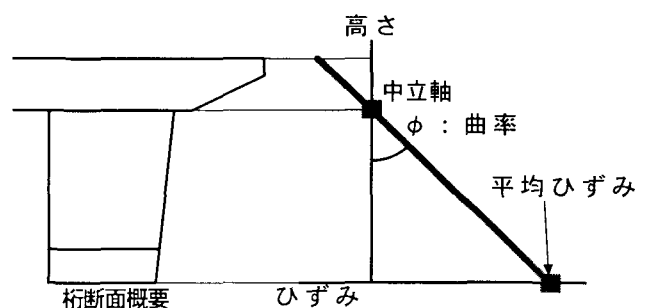
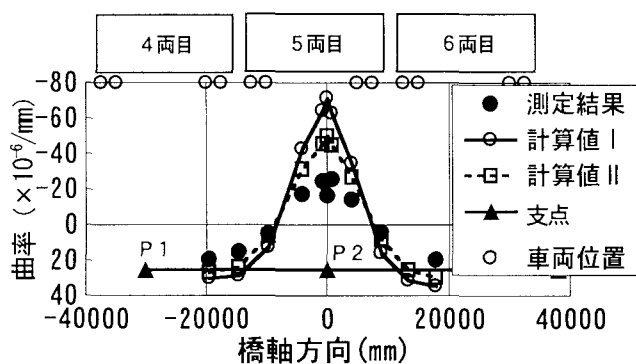
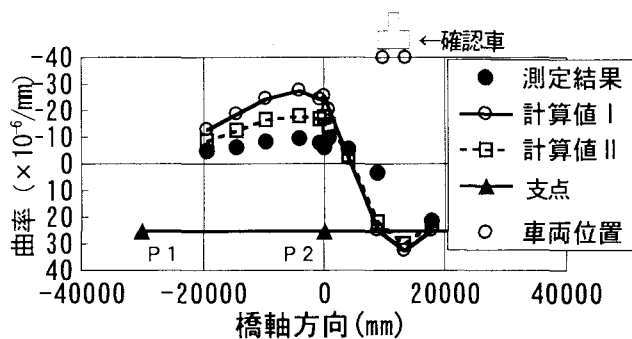


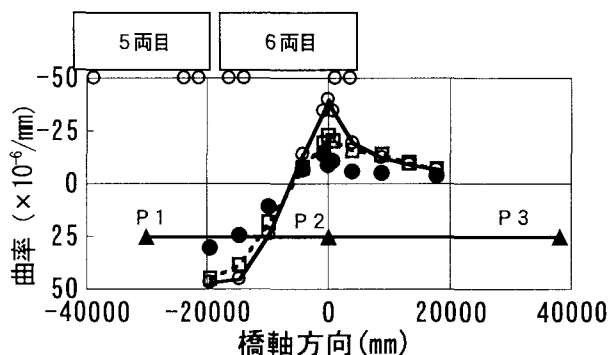
図-13 測定結果の曲率の算定概要



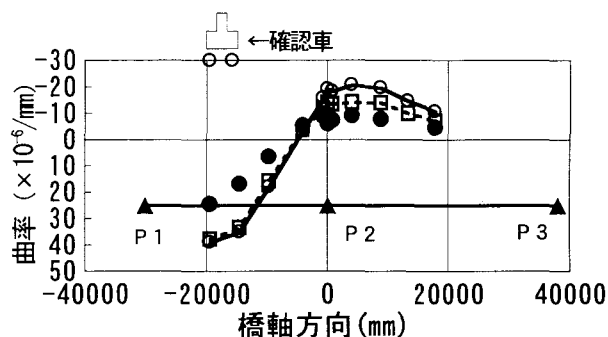
(a) A断面最大時 (検測車)



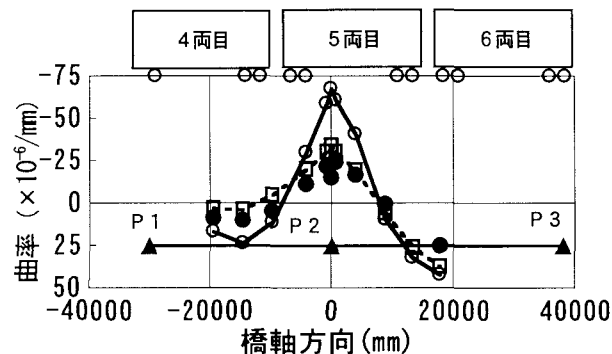
(d) A断面最大時 (確認車)



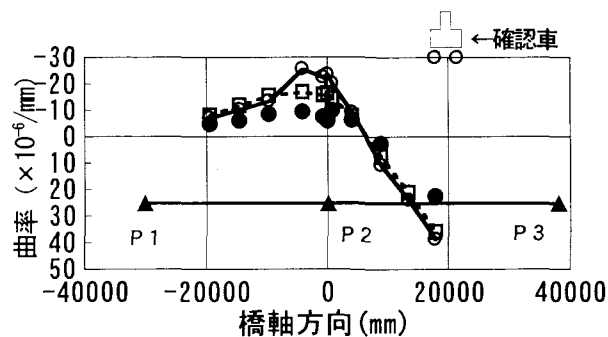
(b) F断面最大時 (検測車)



(e) F断面最大時 (確認車)



(c) F'断面最大時 (検測車)

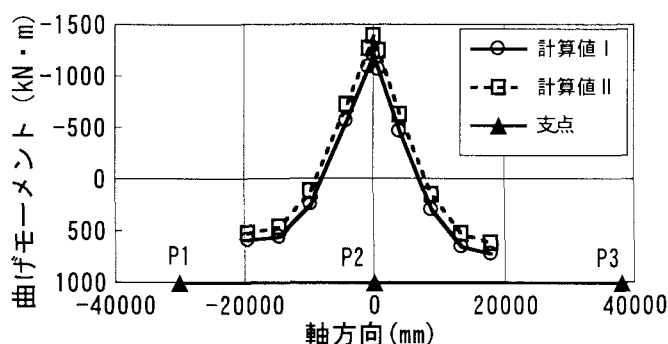


(f) F'断面最大時 (確認車)

図－14 検測車・確認車における曲率分布比較（横軸については、図－8に同じ）

表－3 各断面の最大曲率と計算値・測定値の比較

		計算値Ⅰ	計算値Ⅱ	測定値	計算値Ⅱ ／ 計算値Ⅰ	測定値 ／ 計算値Ⅰ	測定値 ／ 計算値Ⅱ
				(算出値)			
				× 10 ⁻⁶ / m	× 10 ⁻⁶ / m	× 10 ⁻⁶ / m	%
検 測 車	F断面最大時のF断面の曲率	46.8	45.0	30.4	96.2	65.0	67.6
	A断面最大時のB断面の曲率	-64.5	-45.8	-24.6	71.0	38.1	53.7
	F'断面最大時のF'断面の曲率	42.2	37.3	25.2	88.4	59.7	67.6
確 認 車	F断面最大時のF断面の曲率	38.9	37.7	24.5	96.9	63.0	65.0
	A断面最大時のB断面の曲率	-24.4	-16.9	-7.9	69.3	32.4	46.7
	F'断面最大時のF'断面の曲率	38.6	35.8	22.4	92.7	58.0	62.6



図－１５ 曲げモーメント計算値の比較（検測車A断面最大時）
（横軸については、図－８に同じ）

表－４ 各計算値の曲げモーメントの違い

	計算値Ⅰ	計算値Ⅱ	計算値Ⅱ／ 計算値Ⅰ
	kN・m	kN・m	%
F断面の最大 曲げモーメント	939	898	95.7
A断面の最大 曲げモーメント	-1235	-1418	114.9
F'断面の最大 曲げモーメント	898	796	88.6

ト床版の橋軸直角方向の剛性を無視しているため、計算値Ⅰ・Ⅱともに測定値よりも大きなねじれ量となっている。したがって、現在の鉄道橋の設計においては、本計算値のように横桁のみを考慮するモデルを用いる場合が多いが、橋軸直角方向についてもコンクリートの剛性を適切に考慮することで、実挙動に近い合理的な設計が可能となることが分かる。

5. 曲率の算定と計算値との比較

測定結果から、桁の橋軸方向の全体的な挙動を把握するために、断面の曲げ剛性（EI）を用いずに結果が整理できるように曲率（ ϕ ）分布を用いることとした。また、断面の応答には前述のようにねじれ・そり挙動もあり、実際には上・下線桁や断面の位置により同時に複数の曲率が生じていることから、ここでは一次元化した曲率を算定するもの考えた。一次元化曲率の算定は、中立軸が正曲げ・負曲げ区間ともに鋼桁上フランジ付近にあることを利用して、下フランジの各測定点の平均ひずみから平面保持を仮定し、曲率を算定するものとした（図－１３）。片線载荷によるねじれ・そりの影響に対しては、図－１２のように上下線载荷時にほぼ対称な挙動となることを利用し、上り線载荷の測定結果と下り線载荷の測定結果とをたしあわせることにより、上下線両载荷を再現し、1／2とすることにより片線载荷時のねじれ・そりの影響の除去を行った。

図－１４に一次元化した曲率（ ϕ ）の分布を示す。

なお、計算値Ⅰにおける各(a)～(f)の条件時の車両の位置も合わせて示しているが、この位置はそれぞれの上・下線の測定時の列車の位置とほぼ等しいことを確認している。また、図－１４に示した曲率の数値データをまとめたものを、表－３に示す。表－３の中間支点上の曲率については、測定結果がA断面よりもB・B'断面の方が大きくなったことから、A断面最大時のB断面の曲率を示すこととした。

図－１４の各図によると、絶対量は異なるものの曲率の分布形状については、測定結果と計算値Ⅰ・Ⅱはほぼ一致している。ただし、A断面については、各計算値ではB・B'断面よりも大きくなっているのに対し、実際は逆にA断面の方が小さく測定されている。これは、前項においても述べたが、実際のP2支点付近については、横桁やソールプレートが取り付けられているためと考えられる。計算値は、負曲げ部分のコンクリートを考慮した計算値Ⅱの方がより、測定結果に近くなっている。しかし、測定結果は正曲げ部分を含む各断面において、計算値Ⅱよりも小さくなっており、各最大の曲率を比較しても70％以下の曲率となっている（表－３）。特にこの差は負曲げ区間でより大きくなる傾向を示している。よって、正曲げ部分を含めた実際の桁の剛性は、各計算の仮定よりもさらに大きいと考えられ、この結果は、4.1で示した軌道構造や高欄など、付属物の剛性の影響や、有効幅を設計上過小評価していることの影響と考えられる。

計算値ⅠとⅡの比較では、曲率分布においては計算値Ⅱの方が全体的に小さい傾向となり、特に負曲げ区間に大きな差が生じている。これは負曲げ区間のコンクリート剛性の考慮の有無の差で、この部分の曲げ剛性が大きく異なっているためであると考えられる。しかし、この比較を、曲げモーメント分布において示すと、図－１５のようになり、負曲げ区間の剛性設定の違いによって、正曲げ区間においても負曲げ区間と同等に差が生じていることが分かる。つまり、負曲げ部分については、計算値ⅠとⅡの大小関係は、曲率分布と逆転している。A・F・F'断面の各最大応答時における計算値ⅠとⅡの曲げモーメントの差を表－４に示す。表－４より、負曲げ区間のコンクリートを考慮するかしないかにより、約15％程度の差が生じており、正曲げのモーメントについては、この差は中間径間の方が大きくなることが分かる。

6. まとめ

本報告では、実際の連続合成桁の中間支点部に着目し、活荷重応答を測定することにより、桁の実挙動を把握し、設計計算における負曲げ区間のコンクリート剛性等の考慮の有無による相違について検討を行った。検討の結果、以下のことが分かった。

- (1) 一次元化した曲率を用いて測定値と計算値とを比較した結果、引張を受ける負曲げ区間の床版コンクリートであっても、その剛性を考慮した方が現実の挙動に近い結果となった。しかし、引張を受ける床版コンクリートの剛性を考慮した場合においても、正曲げ区間を含めた桁全体の挙動の測定値は、計算値の6割程度である。
- (2) 各断面内のひずみ分布より、中立軸は床版コンクリートの剛性を考慮した場合よりも高い位置にあり、設計計算上、上フランジ側での剛性が過小となっていることが分かった。これは、床版上の付属物の剛性への寄与や、有効幅の過小評価が原因と考えられる。
- (3) 断面内のひずみ分布より、下フランジの制振コンクリートについては、合成していない結果が得られた。
- (4) 桁のねじれ挙動に関しては、通常設計に用いる横桁のみを考慮する格子解析モデルの計算値よりも、測定値の方が小さな挙動となっており、横桁部においてもある程度の床版コンクリート・底鋼板（鋼製型枠）の剛性を考慮すべきであることが分かった。

なお、本橋梁では、目視の結果でも目立ったひび割れが生じておらず、ひび割れが生じていない橋梁における使用限界レベルの活荷重応答挙動であると言える。したがって、許容幅内のひび割れが生じている場合や、終局限界レベルの活荷重応答時には、本報告結果とは異なる結果となると考えられる。

今後の検討課題としては、床版上の付属物の剛性への寄与効果を考慮した試算結果との比較検討や、有効幅の評価方法の検討がある。また、今回のような活荷重の測定結果に加えて、死荷重時やコンクリートの乾燥収縮・クリープ・温度差等の経時変化の影響も含めた総合的な実橋測定が必要であると考えられる。

謝辞：本橋梁の測定にあたっては、（株）共和電業の川原和幸氏に多大な協力を得ました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 川田忠樹（監修），野村國勝，梶川靖治（編著）：複合構造橋梁，技法堂出版，1994.
- 2) 橘善雄，向山寿孝，湊勝比古：プレストレスしない連続合成桁の静的実験，土木学会誌10号，土木学会，1968.
- 3) 新形式の鋼・コンクリート複合橋梁調査研究小委員会：鋼・コンクリート複合橋梁の最近の進歩，土木学会 鋼構造委員会，2001.
- 4) 安川義行，稲葉尚文：連続合成2主桁橋の設計・施工，第4回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，土木学会 鋼構造委員会，pp.11-24，2001.
- 5) Hanswille,G.: Cracking of concrete mechanical models of the design rules in EUROCODE4, Conf.Report, Composite construction in Steel and Concrete III, ASCE, pp.420-433, 1997.
- 6) Roik,k., Hanswille,G.(著)，伊藤紘一，平城弘一（訳）：合成桁におけるひび割れ幅の制限，橋梁と基礎，93-2，pp.33-40，1993.
- 7) 栗田章光，大山理，マーカス ルートナー：二重合成連続箱桁橋の現状と課題，第4回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，土木学会 鋼構造委員会，pp.45-58，2001.
- 8) 岡篤司，大山理，Marcs Rutner，栗田章光：二重合成連続箱桁橋におけるコンクリートのテンションスティフニングの影響，土木学会第57回年次学術講演会，I -345，pp.689-690，2002.
- 9) 長井正嗣，奥井義昭，岩崎英治：連続合成桁の初期ひび割れ状態を考慮したひび割れ幅，鉄筋応力算定法の一提案，土木学会論文集，No.759/I -67，pp.283-292，2004.
- 10) 中本啓介，長井正嗣，奥井義昭，岩崎英治，細見雅生：負曲げを受ける合成桁のひび割れ挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.49A，pp.1143-1152，2003.
- 11) 谷口望，依田照彦：負曲げを受ける合成桁のひび割れに関する研究，土木学会論文集，No.668/I -54，pp.243-257，2001.
- 12) 大山理，坂本純男，中野幹一郎，入部孝夫，安川義行，稲葉尚文：鋼連続合成2主I桁橋におけるプレストレス導入効果の確認試験，構造工学論文集 Vol.49A，pp.1135-1142，土木学会，2003.
- 13) 株式会社横河ブリッジHP：
<http://www.yokogawa-bridge.co.jp/power/power.html>

（2004年9月17日受付）