

30年間供用されたプレストレスしない連続合成桁橋の現場計測と性能評価

Field measurement of non-prestressed continuous composite girder bridge
used for 30 years and evaluation of its performance白倉篤志^{*}, 伊藤忠政^{**}, 岡田誠司^{***}, 大谷恭弘^{****}, 平城弘一^{*****}, 松井繁之^{*****}

Atsushi Shirakura, Tadamasa Itoh, Seiji Okada, Yasuhiro Ohtani, Hirokazu Hiragi, Shigeyuki Matsui

[*] 工学士	㈱ニチゾウテック 技術本部第1技術部	(〒551-0023 大阪市大正区鶴町 2-15-26)
^{**} 工学士	大阪市建設局 土木部橋梁課	(〒530-0001 大阪市北区梅田 1-2-2-500)
^{***} 工修	石川島播磨重工業㈱ 橋梁事業部基本計画部	(〒135-8322 東京都江東区毛利 1-19-10)
^{****} Ph. D.	神戸大学助教授, 工学部建設学科	(〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)
^{*****} 工博	摂南大学助教授, 工学部土木工学科	(〒572-8508 大阪府寝屋川市池田中町 17-8)
^{*****} 工博	大阪大学大学院教授, 工学研究科土木工学専攻	(〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1)

An investigation on the existing bridge used for about 30 years was carried out to evaluate the performance of a non-prestressed continuous composite girder bridge after use of many years. In the investigation, crack inspection of RC slab and field measurement of bridge response during truck running tests were performed. Firstly, results of crack inspection of RC Slab are presented. Then, health evaluation of the continuous girder bridge so investigated is discussed. Secondly, results of the measurement of strain and crack opening displacement under truck loading are presented. Analysis of the measured results and evaluation of trailing vehicle loads will also be discussed. Thirdly, effective cross sectional area of the composite girder and its capability along the bridge are evaluated by the results of the crack inspection and truck running tests. Then, evaluation of the bridge performance as a continuous girder bridge will be discussed through the comparison between expected behavior at design and actual responses.

Key Words: composite girder, RC slab, negative bending moment region, effective sectional area

1. まえがき

力学的に有利な構造形式である鋼・コンクリート合成桁ではあるが、本形式を連続桁橋梁に採用する場合には、中間支点部付近に負曲げが生じるため、負曲げ領域のRC床版および合成桁断面への影響が考慮されなければならない。そのため、当初はプレストレスを導入する設計法が用いられていた。その一方で、我国では昭和30年代後半頃から「プレストレスしない」連続合成桁の形式での設計の研究や実施例が報告され^{1), 2)}、昭和48年に改訂された道路橋示方書でもその設計法が取り上げられて以降、経済性、耐荷力、走行性などにおける有利性から、平成7年までに40橋余りの連続合成桁橋梁がプレストレスしない形式で架設されることとなった^{3), 4), 5), 6)}。しかし、欧米の道路橋床版と比べて床版厚が小さく、また、大型車による過載荷等の影響があつて、支点部付近の負曲げ領域におけるRC床版のひび割れの問題が、その後、耐久性などの観点から指摘されるようになり、防水処理や維持管理などの費用への懸念が、今日、我国で

の連続合成桁形式の採用が低減してきている一つの原因にもなっている。

しかしながら、単純合成桁はもとより連続合成桁の設計において想定されている断面性能や連続桁としての性能が、実際の合成桁橋の挙動と比べてどの程度の整合性があるか、特に、多年の供用後において、それらがどの程度低減、あるいは確保されているかについては、一般に追跡調査が行われていないこともあり、十分に明らかとはなっていない。プレストレスしない連続合成桁の場合、設計では負曲げに対して引張側にあるコンクリート断面を無視し、鋼材のみ寄与するとしているが、多年供用された合成桁橋で、果たしてその様な状況と等価な状態に至っているかどうかは不明である。

そこで、実際の連続合成桁についてそれらを明確にするため、調査検討することにした。ここでは、多年供用されたプレストレスしない連続合成桁橋の性能評価を目的として、プレストレスしない形式では我が国で最初に架設された連続合成桁橋梁の一つであるとともに、架設後約30年間供用されてきている実際の橋梁を対象に、

RC床版のひび割れ調査、ならびにトラック走行試験による桁応答の現場計測を行った。そして、RC床版のひび割れ調査に基づいた床版健全度の評価を行うと共に、走行試験結果から合成断面の性能評価を行い、それらをもとに、設計法との関連において連続合成桁に要求される諸機能の妥当性について検討する。以下では、現場計測を行った対象橋梁の詳細と、現場計測方法、劣化度を評価するためのRC床版のひび割れ測定、トラック走行試験とその計測結果、および対象橋梁の性能評価について報告する。

2. 対象橋梁の概要

今回計測の対象とした橋梁は、大阪の都心部の北区梅田新道付近（国道1号）と新大阪駅、千里ニュータウンなどを経て、大阪外環状線（国道171号）に至る延長14.8kmの自動車専用道路である国道423号新御堂筋線高架橋に属する「宮原高架橋」であり、図-1に示すように、新大阪駅～神崎川のほぼ中間にあたる地下鉄御堂筋線東三国駅の両側に位置する幅員7.5m、3@30=90mの3径間のプレストレスしない連続合成2主桁橋である。1969年12月に開通して以来、約30年経過している。

プレストレスしない連続合成桁の形式が道路橋示方書で初めて取り上げられた1973年改訂とほぼ同時期に建設された橋梁であり、我国における当該形式の最も初期段階に架設された橋梁の一つである。

当該区間の新御堂筋線高架橋は、建設以後、自動車交

通需要も増加の傾向をたどり、1994年9月に行われた道路交通センサスでの交通量調査結果では、南行き、北行きの合計が約143千台/日の交通量を記録している。大型車の混入率は、約7%程度で推移しており、他の幹線道路における大型車の混入率(20~35%)に比べて少ないと言える。

路面の維持補修については、供用開始後18年経過した1987年から3年間で全路線の舗装打替え工事を実施している。建設当時の防水工は連続桁中間支点付近の負曲げ領域だけであったが、この舗装打替え時には、コンクリート床版の耐久性維持のため、全面にわたって塗布防水を実施している。

新御堂筋線高架橋のほとんどが昭和31年あるいは昭和39年鋼道路橋設計示方書に基づいて設計されており、昭和55年の道路橋示方書の改訂により、床版厚、鉄筋量、床組剛性などの規定が大きく変更されたため、現行基準に照らせば耐荷力不足の箇所が生じている。そのため、1990年度から損傷の大きい箇所から床版補強工事を実施してきた。さらに、現状では、1993年11月の道路法の改正により、25トンを限度とする車両の通行が可能となったため、その対策としての床版補強工事を順次実施しているが、本対象橋梁も補強工事を実施することになり、床版下面全面に吊り足場が設置されることとなった。今回の調査(計測)は、それらの足場を利用して実施したものである。

なお、新御堂筋線高架橋では、これまで構造系が変化するような補強は行っていない。

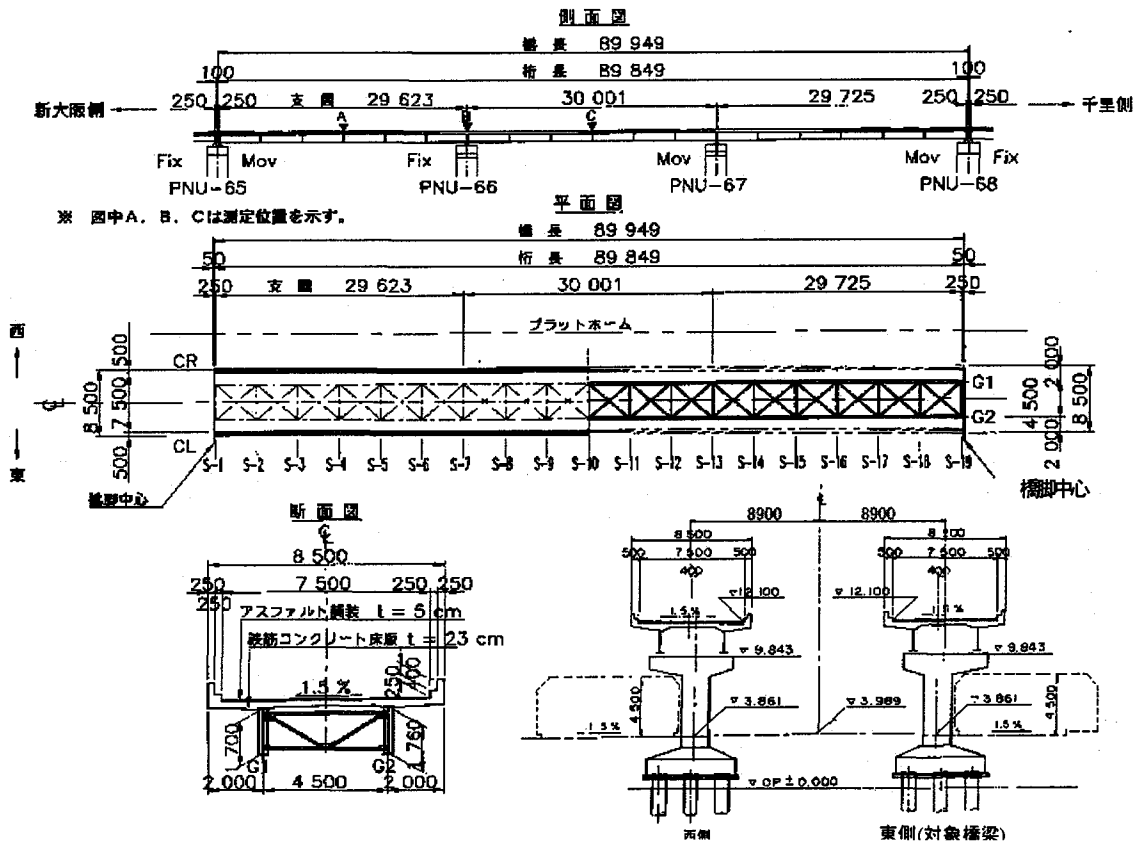


図-1 対象橋梁の一般図

3. 現場計測計画と測定

3.1 対象橋梁および計測時間帯

図-1に示した「新御堂筋線宮原高架橋」は、地下鉄御堂筋線「東三国駅」を挟んで北行きと南行きに分かれており、事前に床版のひび割れ状況を調査・検討した結果、南行きの方が北行きに比べて、ひび割れ量が多く損傷が大きいとの結論が得られた。さらに、南行きは試験車を走行させる場合などのアプローチ(進入→退出→再進入)が北行きに比べて容易であり、短時間内で試験を繰り返すことが可能であることを考慮し、南行きを本計測の対象橋梁に選択した。

また、計測を実施する時間帯の選択に当たっては、重量が既知な大型車両(2台の試験車)を使用して、計測値と計算値とを比較するという目的から、なるべく一般車、特に重量の推定が困難な大型車の混入が少ない時間帯を選ぶ必要があった。そこで、図-2に示した対象場所付近における24時間の時間別交通量調査結果を検討し、深夜および早朝の時間帯を除いて最も交通量が少ない14:00~15:00の時間帯を選択した。

3.2 計測項目および計測位置

試験車走行に先立ち、床版に生じているひび割れの深さ(貫通の有無)を把握するために、超音波法(T_c-T_0 法)⁷⁾を適用して、床版のひび割れ深さ測定を実施した。計測箇所は、正の曲げモーメントが最大となる中央径間の中点(C断面)付近と、負の曲げモーメントが最大となる中間支点(B断面)付近であり、各々の床版の中央部およびハッチ部を2箇所ずつ選択した合計8箇所である。

試験車走行による動的計測項目としては、計算値と比

較する上で簡便に求められる桁の曲げ変形によって生じる鋼桁(主桁)のひずみとした。このひずみを求める上で本橋梁は3径間連続桁であることから、正の曲げモーメントが最大となる中央径間中点(C断面)、負の曲げモーメントが最大となる中間支点(B断面)および側径間中点(A断面)の3断面を選択した。また、本橋梁は2主桁橋であり、主桁のウェブ高さが左右で若干異なっているため、比較の意味で各断面の両主桁にひずみゲージを貼付した。さらに、中立軸の位置を確認するために、各桁の上下端フランジの下面にひずみゲージを貼付した。

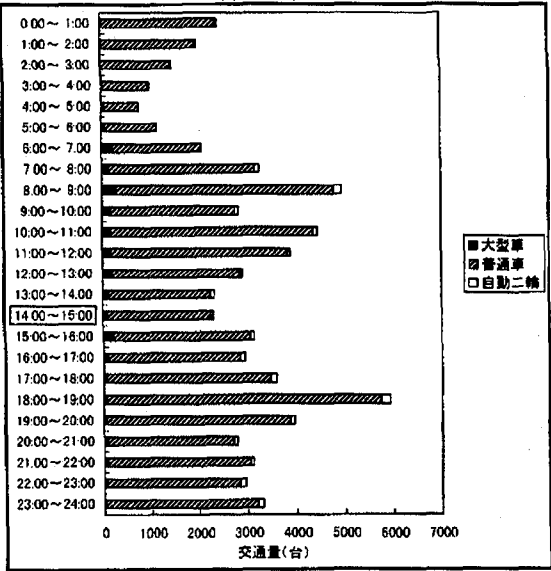


図-2 計測対象場所付近の時間別交通量調査結果 (平成8年11月26日~27日)

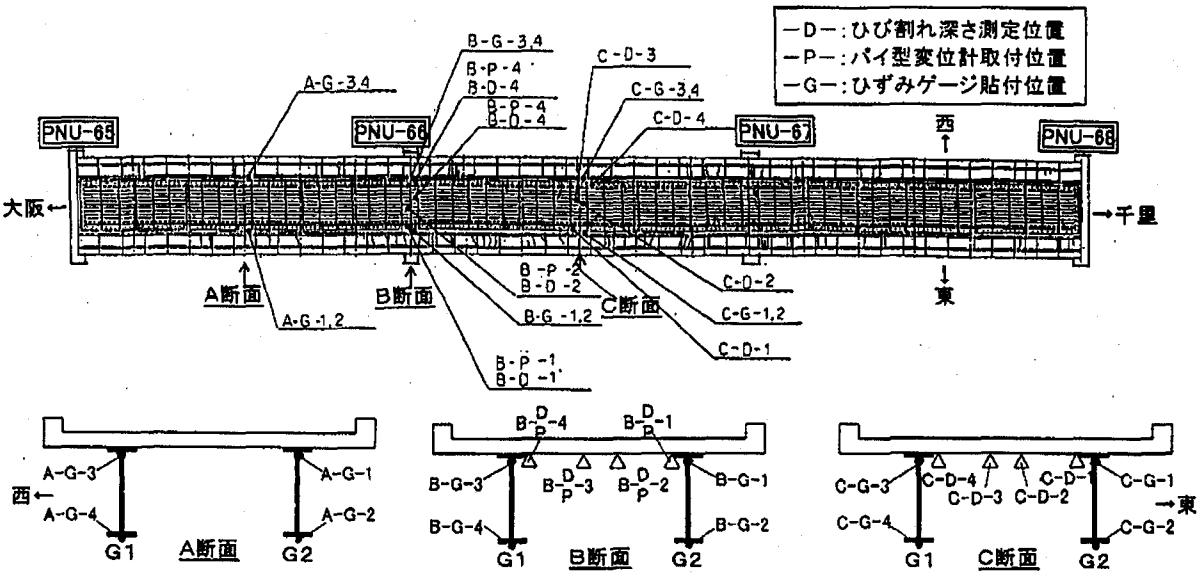


図-3 計測位置図

また、中間支点部でのRC床版の合成効果への影響度を把握(3径間連続桁の挙動と関連付けられるか否かを確認)する目的から、中間支点付近に発生しているひび割れにパイ型ゲージを取り付け、その挙動(車両の走行による開閉)を確認した。更に、パイ型ゲージから得られるひび割れの開閉量は、重量が既知である試験車の値(開閉量)から、試験車に後続する大型車の重量、そして、後続車両が通過するたびに発生する波形のピークから、それら車両の車間距離を推定するのに活用する事が出来る。図-3に計測位置図を示す。

3.3 計測方法

(1)ひび割れ深さ測定

ひび割れ深さ測定は、まずひび割れ部を挟むように超音波の発振子と受振子を置き、超音波の伝搬時間(T_0)を求める。次にひび割れの発生していない健全部でひび割れ部の測定と同じ間隔($100\text{mm}=2a$)に振動子を置き、同様に超音波の伝搬時間(T_0)を求めて、次式によりひび割れ深さ(d)を求めた。

$$d = a\sqrt{(T_c/T_0)^2 - 1} \quad \dots\dots\dots (1)$$

(2) 鋼桁ひずみおよび床版ひび割れ開口変位の動的計測

鋼桁ひずみは上下フランジ下面にひずみゲージを貼付し、ひび割れ開口変位はひび割れを跨ぐようにパイ型変位計を取り付けて、試験車通過時に動的に計測した。

試験車は、表-1に示す諸元を有しており、2台を併走させ(写真-1参照)、次に示す計4回の計測を行った。

- ①CASE 01 : 試験車目標走行速度 50km/h
- ②CASE 02 : " 40km/h
- ③CASE 03 : " 50km/h
- ④CASE 04 : " 50km/h

なお、地下鉄「東三国駅」のホーム上からは、計測時の試験車および、それに連なる後続の一般車の状況を把握するためにビデオ撮影を行った。

4. RC床版のひび割れ調査

床版のひび割れ調査は、ひび割れ幅 0.2 mm以上のものについては対象橋梁全体にわたって行った。ひび割れの

詳細調査は、図-4中の拡大ひび割れ図に示すように、南行き(PNU65~68)では各径間ごとの1パネルについて、0.1 mm以下のヘアークラックを含めたすべてのひび割れを、一方、北行き(PNL65~68)のS1, S9パネルでは幅 0.1 mm以上のひび割れを対象に行った。なお、北行き(PNL65~68)のS18パネルについては、南行き(PNU65~68)と同様に、ヘアークラックを含めたひび割れ調査をしている。ここで、“S”とは床版の径間部を示す。

4.1 ひび割れの調査結果とその考察

ひび割れ幅 0.1 mm以上の橋軸方向ひび割れは、北行き、南行きともにS1パネルで僅かに認められたが、その他のパネルでは橋軸直角方向のひび割れが主であった。

今回の調査結果から得られた、ひび割れ幅 0.2 mm以上のひび割れの分布状況および、ひび割れ密度表を図-4(A), (B)に示す。なお、図中の数値はひび割れ密度を示す。また、図中には南行き(PNU)と北行き(PNL)の各々3パネルの拡大ひび割れ図も併記している。

ひび割れ幅 0.2 mm以上のひび割れ調査結果から次のようなことが明らかになった。

写真-1 試験車走行状況

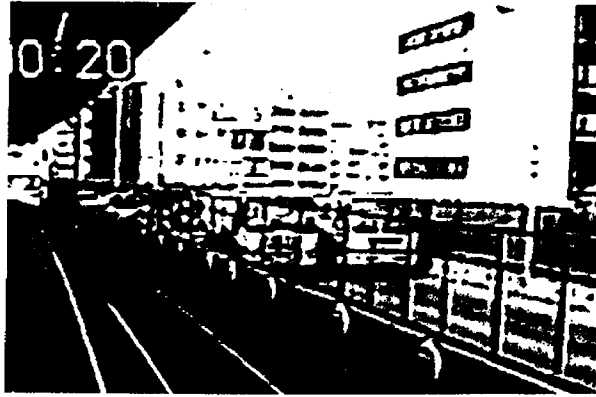
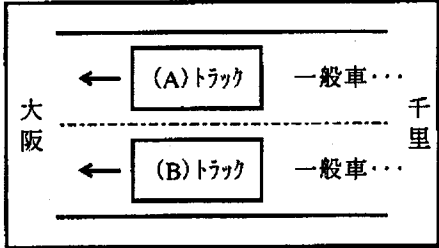


表-1 試験車諸元

トラック車番	車 両 重 量	前 軸 重	後・前軸重	後・後軸重
(A) : 4 8 1 1	19,930 kg	4,360 kg	2,760 kg	2,700 kg
実重量	荷積全重量 : 22,090 kg		荷積・後輪荷重 : 16,930 kg	
(B) : 4 7 8 3	19,920 kg	4,330 kg	2,760 kg	2,720 kg
実重量	荷積全重量 : 21,110 kg		荷積・後輪荷重 : 16,930 kg	

	全 長	全 幅	ホイールベース
(A, B) 車両共通	L = 7.660 m	B = 2.490 m	l = 4.535 m



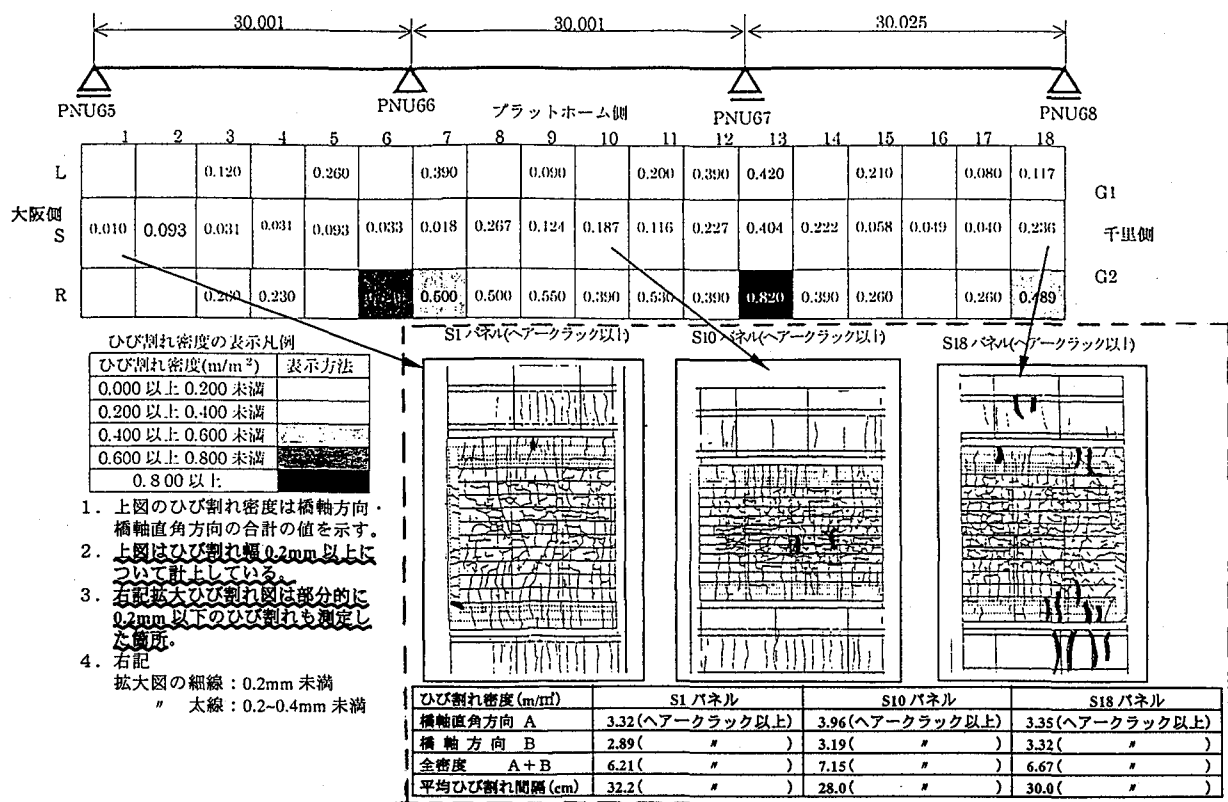


図-4(A) 南行き(PNU65~PNU68)のひび割れ発生率 [ひび割れ密度(m/m²)]

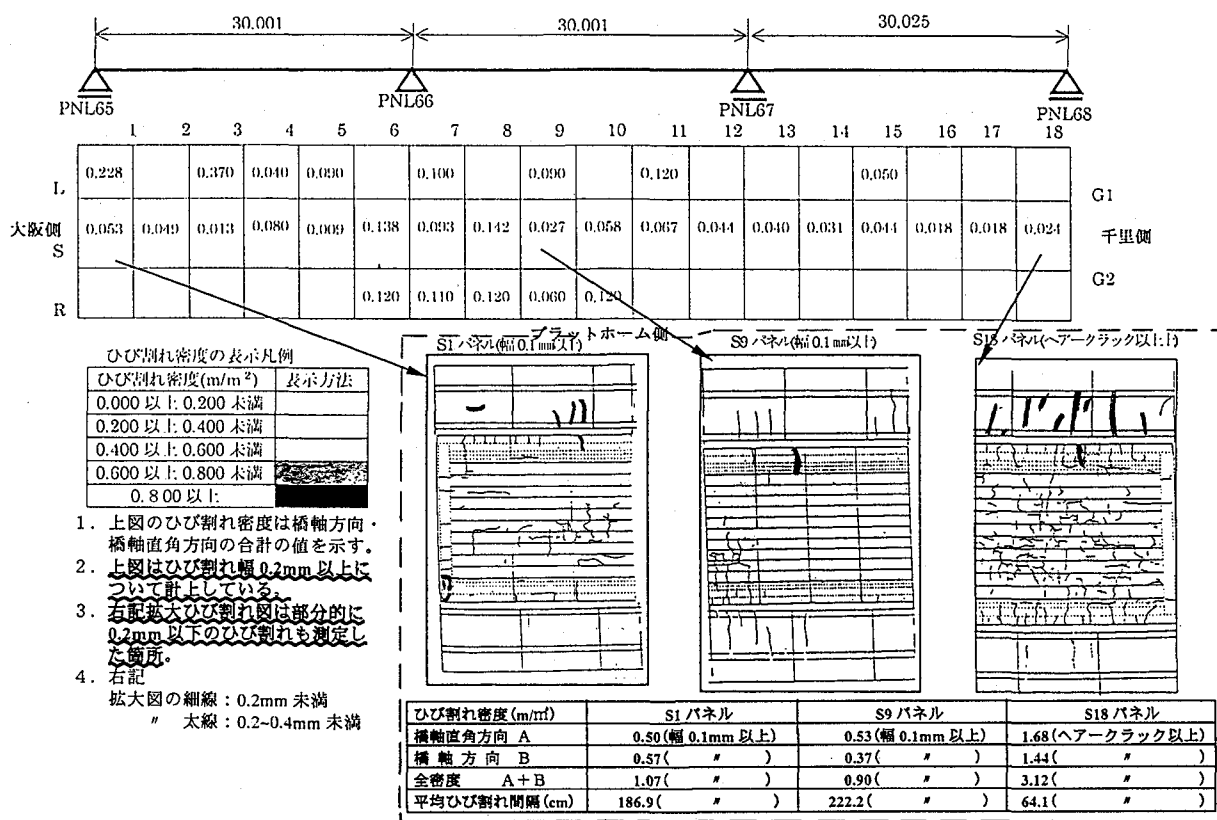


図-4(B) 北行き(PNL65~PNL68)のひび割れ発生率 [ひび割れ密度(m/m²)]

(1) 南行き(PNU)と北行き(PNL)を比較すると、南行きの方が大阪市に進入する路線であるため、北行きよりも全体的にひび割れ密度が高い傾向にある。この原因は、通過交通量の差に起因していると考えられ、南行き(PNU)の方が北行き(PNL)に比べて、通過交通量が多かったためと思われる。また、南行きのひび割れは東側の走行車線(Rライン)に集中している。

南行きの東側走行車線は、新大阪駅に分岐するアプローチに通じる車線のため、常時車両の走行が混雑している状況が見受けられる。隣の追越車線に比べて常時活荷重量が多く、また搭載時間が長いために、走行車線の床版は大きな荷重履歴を受けていたものと推定できる。

(2) ひび割れ幅 0.2 mm以上のひび割れ密度は、径間部に比べて中間支点上において密度が大きい傾向にある。これは、中間支付近に発生する負曲げモーメントの影響であることが推定できる。

(3) ひび割れ幅 0.2 mm以上のひび割れの多くは、鋼桁上フランジを横切り、床版の径間部と張り出し部とが、つながったものであった。また、それは、ほぼ等間隔で平行に橋軸直角方向に発生している。これは鋼とコンクリートの間の温度差および乾燥収縮などによる変形性能の違いによるものと考えられ、スタッド、または床版主鉄筋近傍部にひび割れが集中しているところが観察された。

(4) ひび割れ幅 0.2 mm以上のひび割れに対しても、ひび割れ部より遊離石灰や角落ちなどは確認できなかった。これは、本橋には適切な防水処置が施されていたか、もしくは、ひび割れが貫通ひび割れでないためと考えられる。

4.2 本橋床版の健全性

本橋は約 30 年間供用されたプレストレスしない 3 径間連続合成桁橋梁であるが、ひび割れ幅 0.2 mm以上のひび割れ密度が極めて低いこと、および遊離石灰・角落ちなどの現象が確認されなかったこと、ヘアークラックを除けば、ほとんどが橋軸直角方向のひび割れであったことより、現状においては健全な床版と考えられる。

これには、建設以後の荷重履歴、すなわち対象橋梁の路線では大型車の混入率が他の幹線道路に比べて少ないことが大きく影響していると思われる。

5. 計測結果と荷重強度の評価

5.1 計測結果

(1) 床版のひび割れ深さ

表-2 に超音波法による床版ひび割れ深さ測定結果を示す。同表に示したように、今回計測したひび割れ深さは、中間支付近の B 断面で 39~87mm、中央径間

表-2 床版ひび割れ深さ測定結果

測定箇所	ひび割れ深さ (mm)	ひび割れ幅 (mm)
B-D-1 B断面ハンチ部	57	0.15
B-D-2 B断面床版中央部	87	0.15
B-D-3 B断面床版中央部	80	0.20
B-D-4 B断面ハンチ部	39	0.20
C-D-1 C断面ハンチ部	71	0.20
C-D-2 C断面床版中央部	58	0.10
C-D-3 C断面床版中央部	65	0.10
C-D-4 C断面ハンチ部	49	0.20

注) ひび割れは全て橋軸直角方向

間中点の C 断面で 49~71mm であり、特にひび割れ発生位置の違いによる差は認められず、いずれも、ひび割れは床版を貫通していないという結果であった。

(2) 鋼桁ひずみ(応力度)

図-5 の計測結果の一例に示したように、鋼桁に発生する応力度は走行速度の違いによる時間的な差は認められるものの、発生応力度については各試験ケースでほとんど差はない。ただし、CASE04 の結果のみ他の試験ケースとは若干異なっているように見受けられるが、CASE04 では試験車の直後に大型車が走行しており、この車両重量の影響を大きく受けている。

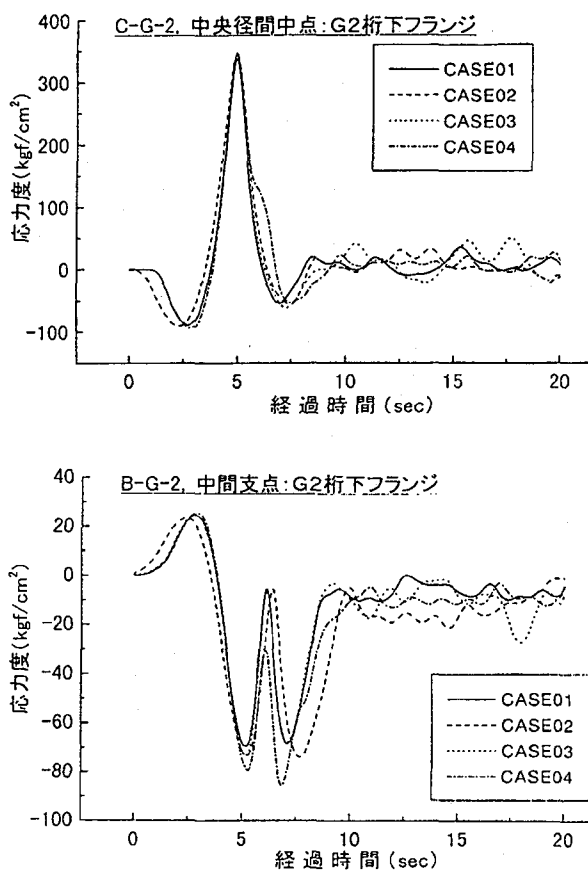


図-5 応力測定結果一例

したがって、今後計算値との比較を行う上では、試験車の後方を走行していた一般車の中で、大型車の混入率が最も少ない CASE01 の計測結果を基準に検討することとした。図-6に CASE01 の応力測定結果を示す。

なお、応力度はひずみの計測値に鋼のヤング係数(2.1×10⁶kgf/cm²)を乗じて求めた。また、同図に示した縦の破線は、後に述べるひび割れ開口変位の計測結果をもとに推定した試験車が、各計測断面を通過する時刻を表している。

図-6に示した結果を見ると、試験車は、C断面→B断面→A断面の順に通過するため、応力度の波形のピークが順次C→B→A断面へと移行していることがわかる。

下フランジに発生する応力に着目すると、C断面およびA断面の正(引張)の最大値を示す点が、試験車がそれぞれの計測点直上、つまり中央径間中点および側径間中点を走行中であると予想される。

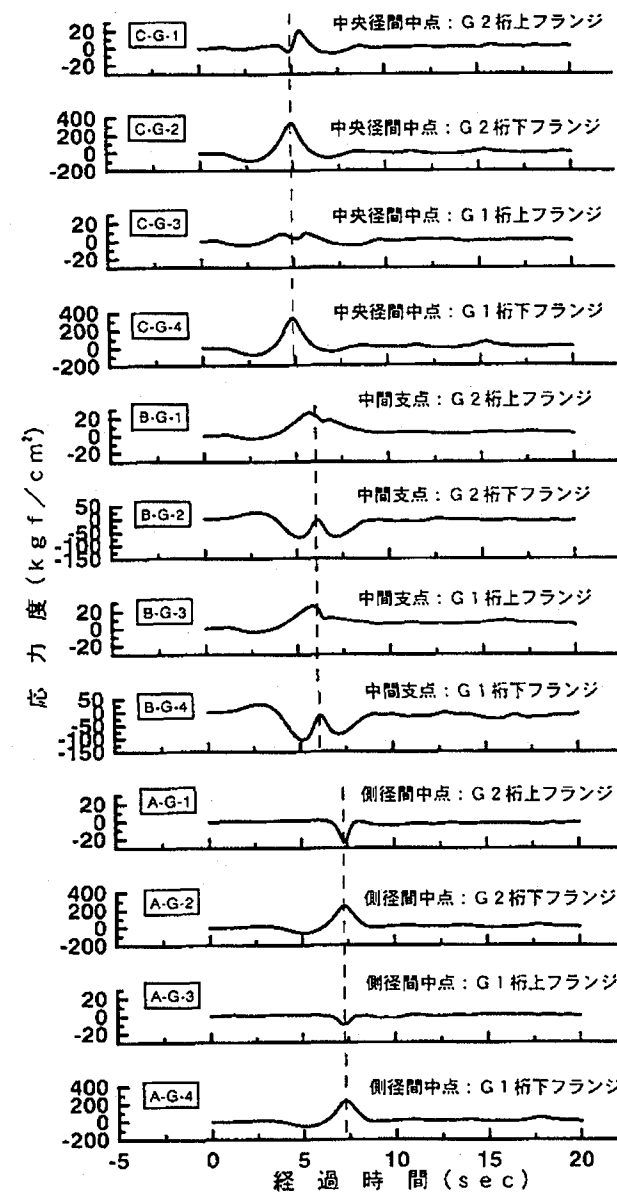


図-6 CASE01 応力測定結果

また、B断面(中間支点)では、試験車が本橋梁に進入してきて中央径間に差しかかると、鋼桁下フランジの応力は負(圧縮)の方向に大きくなり始め、試験車が中央径間中点付近を過ぎた時点でマイナスの最大となり、中間支点付近まで来るとゼロ近傍に戻る。さらに、試験車が中間支点を過ぎて側径間を走行するときには、再び応力は負の方向に大きくなってピークを示し、試験車が側径間を通過し、対象橋梁から退出した辺りでゼロに戻っている。

要約すると、本橋梁は、中央径間や側径間に荷重が作用したときには、C断面およびA断面には正の曲げモーメントが、またB断面には負の曲げモーメントが作用していることを表している。

また、C断面の鋼桁上フランジに発生している応力は、下フランジの発生応力が最大値を示す時でも、G1 桁、G2 桁ともゼロに近い値を示しており、中立軸は上フランジ近傍にあるものと予想される。

(3) 床版のひび割れ開口変位

図-7にパイ型ゲージから得られたひび割れ開口変位の計測結果の一例を示す。

同図では、最初に3つのピークを持つ大きな波形が発生し、その後2つのピークを持つ波形がランダムに発生している。最初の大きな3つの波形は試験車の走行によるもので、各々のピークが試験車の前輪、タンデム前輪およびタンデム後輪の3つの車輪が変位計直上を通過したことを表している。その後に発生している波形は一般車の走行によるもので、2つのピークは前輪および後輪の2つの車輪が変位計直上を通過したことを表している。一般車の走行の計測結果で波形振幅が比較的大きい場合は、大型車の走行を表している。これらの計測結果と、試験時のビデオの記録とは一致している。

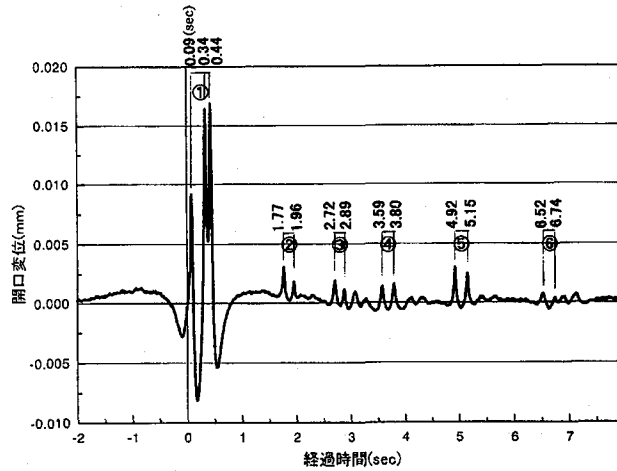


図-7 CASE01 ひび割れ開口部変位計測結果一例(B-P-2)

5.2 荷重列の評価

試験車の速度は、運転席のスピードメーターの表示を利用して制御したが、一般的にスピードメーターは実際の速度より、大きく表示されることが多い。

ひび割れ開口変位の計測結果のうち、計測された波形のピーク位置の時間を読み取り、例えば前輪と後輪の車軸間の距離が既知であれば、その時間差から車両の走行速度を求めることができる。試験車の車軸間隔(前輪中心とタンデム後輪中心間距離)は既知であるので、ひび割れ開口変位計測結果に示される3つの大きなピークの内、1つ目の最大値を示す時間と、3つ目の波形の最大値を示す時間差から、試験車の実速度を求めた。その結果を表-3に示す。

試験車に後続する一般車は、試験車が併走しているために追い越せない状況であるので、一般車も試験車と同速度であると仮定すると、速度とひび割れ開口変位計測結果に含まれる一般車の車輪通過時間を把握することによって、車両の位置関係(間隔)を明らかにすることができる。また、車両重量は、変位計測結果の応答量から推定することも考えたが、同一車種であっても橋軸直角方向の通行位置が異なると大きく変わることが明らかとなったため、試験時に撮影したビデオをもとに、通行車種(メーカー、車名)を特定し、重量を推定した。

ただし、トラック等の貨物車は、積載物で重量は大きく異なるので、これらについては変位計の応答値を参考にして重量を推定した。

CASE01 における試験車とその後続車両の種類および車両間隔は次章の図-9に示した。

表-3 試験車の実速度

	試験車前輪とタンデム後輪がクラックを通過する時間差 (sec)			実速度 (km/h)	スピードメーター表示 (km/h)
	G2 側	G1 側	平均		
CASE01	0.35	0.36	0.355	45.989	50
CASE02	0.43	0.45	0.440	37.105	40
CASE03	0.37	0.37	0.370	44.124	50
CASE04	0.36	0.36	0.360	45.350	50

6. 連続合成桁の断面性能評価

前述の RC 床版のひび割れ調査では、RC 床版下面にはひび割れが確認されたが、ひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れ密度は中間支点付近で最大 0.82m/m²、径間中央付近で最大 0.55 m/m²であった。また、G1 桁と G2 桁を比較すると G2 桁の方が若干大きい、有意な差はないと考えられる。

このような床版を有する連続合成桁橋が、当初の設計で想定された性能と較べ、どの程度の性能を有しているかを、測定値と床版の剛性分布を種々変化させた計算値(モデル③~⑧)との比較を行い、連続合成桁の性能について評価を行うこととした。

6.1 構造解析に用いる主桁断面モデル

解析に用いる桁のモデルは、本橋の横断面が主桁と車線の配置が左右対称であり、走行車両についてもほぼ対称であったことから、主桁の計算は、ラテラルの影響を無視し、一本梁モデルで行うこととした。

解析に用いる主桁断面剛性の組み合わせとして考えられる8種類のモデルを表-4に示す。

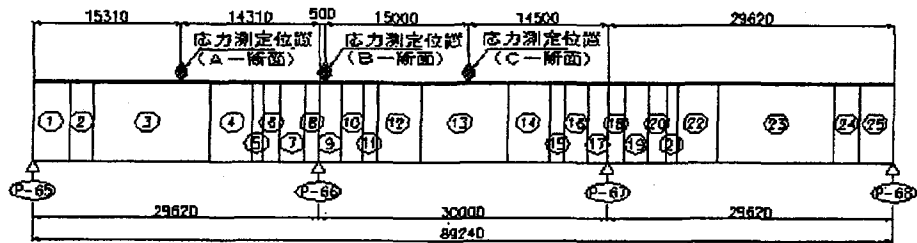
ここで、モデル③は道路橋示方書に従うものである。

床版コンクリートを全幅有効と考える①②のモデルについては、梁の応力測定値から求めた中立軸の位置と計算値との差が大きく実挙動と差があると判断して、解析モデルから除外した。計算に用いた G1, G2 桁の梁モデルを図-8に示す。

なお、合成梁の要素は、鋼桁の断面変化と床版有効断面に対応して分割した。

6.2 載荷ケースの選択

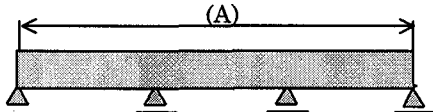
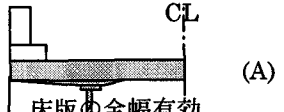
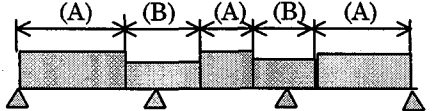
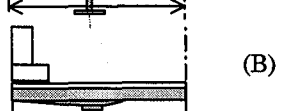
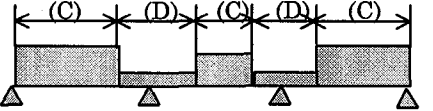
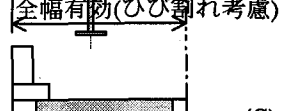
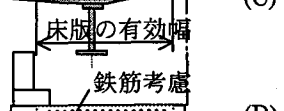
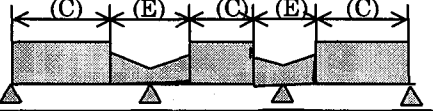
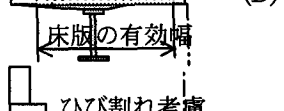
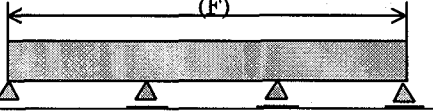
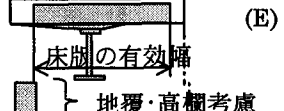
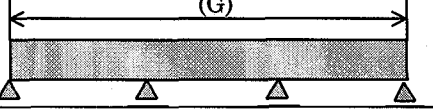
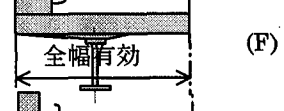
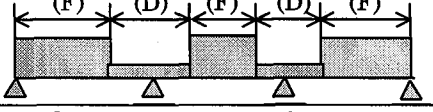
解析に用いる載荷ケースは、4回の試験走行の中から測定値として、大型車の混入率が少なく、試験車の後方に大型車のない載荷ケース(CASE01)を選択した。また、測定値に含まれる誤差の影響を少なくするために、発生応力が大きな値を示す載荷位置で計算値との比較を行うものとし、測定位置とひずみ値は中央径間の中点(C断面)、側径間の中点(A断面)および中間支点上(B断面)の値とした。



注) ○数字は合成梁の剛性変化に対応した分割要素番号

図-8 梁の計算モデル

表-4 解析に用いる床版の有効断面分布

モデル	モデルの概要	床版断面		モデルの有効断面
		径間部	中間支点付近	
モデル①		・全幅有効 (A)	・全幅有効 (A)	 (A)
モデル②		・全幅有効 (A)	・全幅有効でひび割れに伴う剛度低下を考慮 (B)	 (B)
モデル③ (道示)		・有効幅考慮 (C)	・有効幅内の鉄筋を考慮 (D)	 (C)
モデル④		・有効幅考慮 (C)	・有効幅考慮 (C)	 (C)
モデル⑤		・有効幅考慮 (C)	・有効幅考慮でひび割れに伴う剛度低下を考慮 (E)	 (E)
モデル⑥		全幅考慮 地覆+高欄 (F)	全幅考慮 地覆+高欄 (F)	 (F)
モデル⑦		全幅考慮 地覆+高欄+舗装 (G)	全幅考慮 地覆+高欄+舗装 (G)	 (F)
モデル⑧		全幅考慮 地覆+高欄 (F)	・有効幅内の鉄筋を考慮 (D)	 (G)

注) モデル③は道路橋示方書のプレストレスしない連続合成桁の規定を適用、当初の設計で仮定した断面に相当する

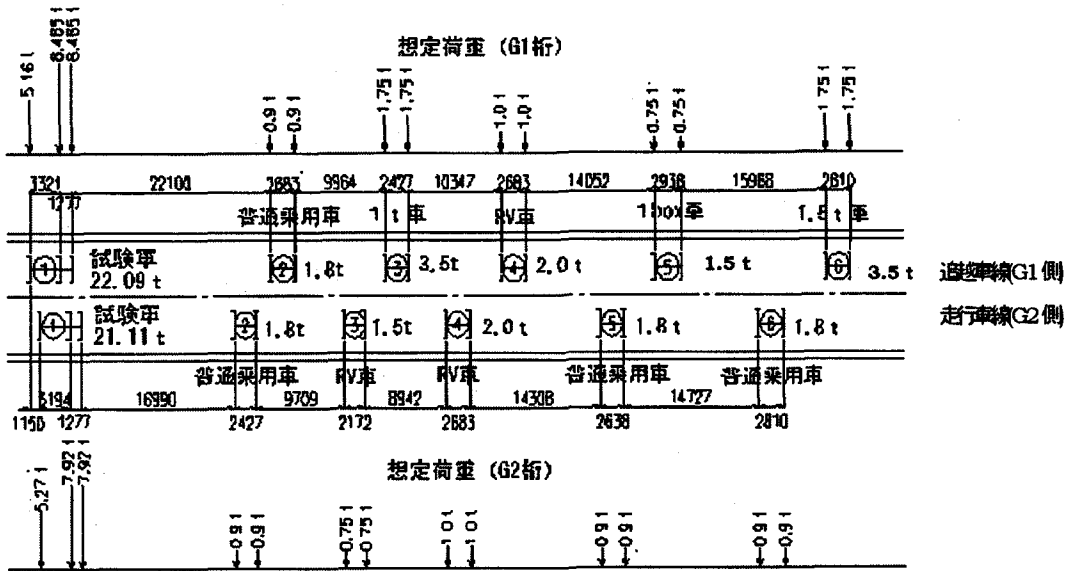


図-9 試験車とその後続車両の種類および車両間隔

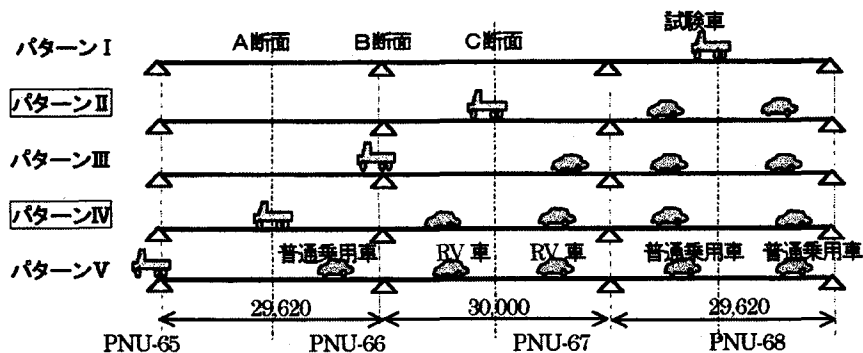


図-10 荷重パターン(G2 桁側)

6.3 荷重荷重

前述の測定結果の分析から、試験車と後続車車両の種類および車間距離、連行車両の重量を G1, G2 桁ごとに推定した結果を図-9 に示す。

解析に用いる荷重(車両軸重)の荷重パターンは、着目点において大きな応答となる荷重状態を考慮した。なお、試験車両の軸重は事前に計測したものであり、後続車両については車種から推定したものである(図-10 参照)。

6.4 着目点の応力履歴と計算値の比較

試験車を先頭に後続車からなる連行荷重が通過することより得られた測定応力履歴図上に、主桁断面モデルからの計算値をプロットした図を図-11~13 に示す。

ここで、パターン-ⅡとⅣはそれぞれ、中央径間と側径間の正曲げモーメントが最大となる荷重車両の位置に対応する荷重配置である。

この荷重配置では、同時に中間支点の負曲げモーメントも大きくなる。一方、パターン-Ⅰ, Ⅲ, Ⅴは発生応力の履歴が変曲点を迎える荷重配置である。

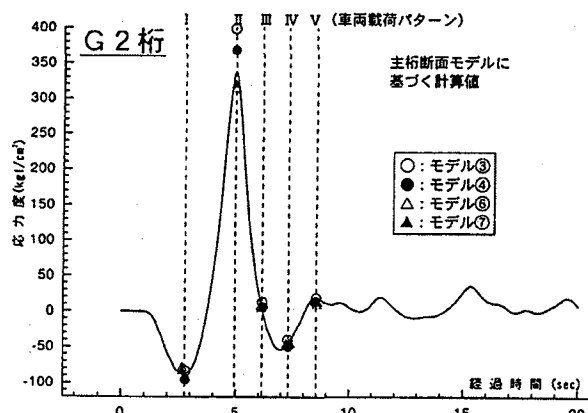
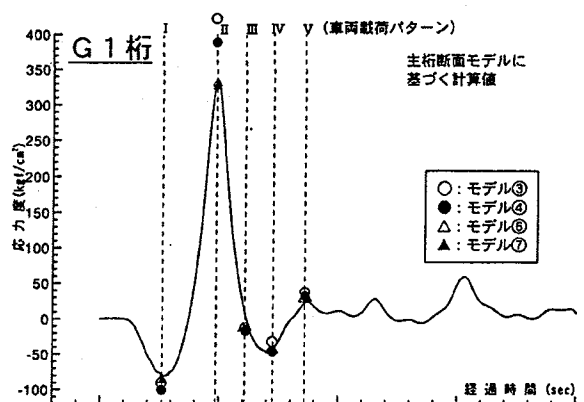


図-11 中央径間中点(C断面)の応力履歴

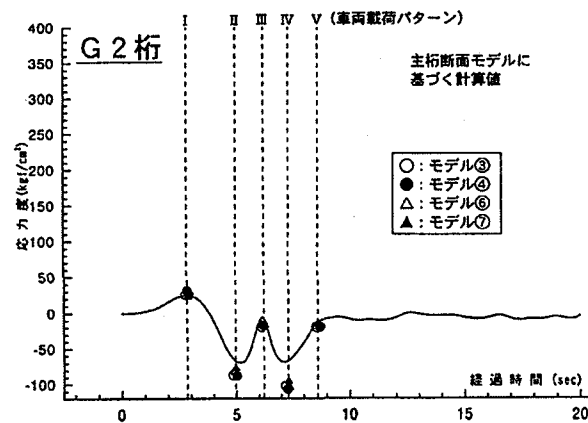
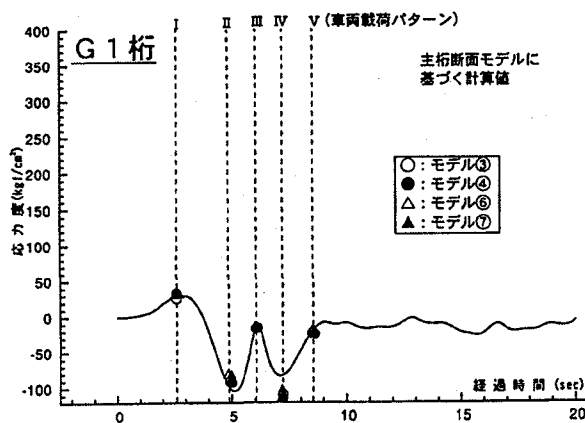


図-12 中間支点(B断面)の応力履歴

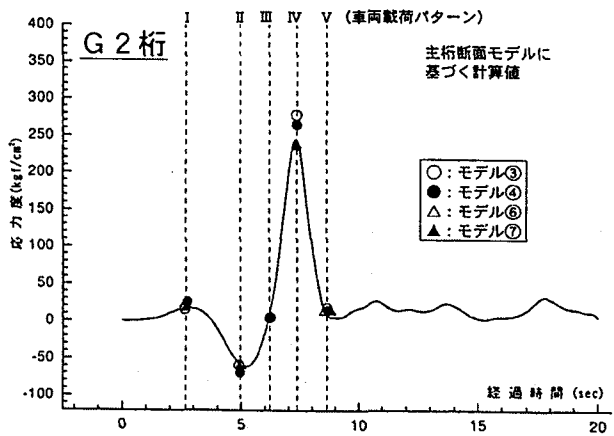
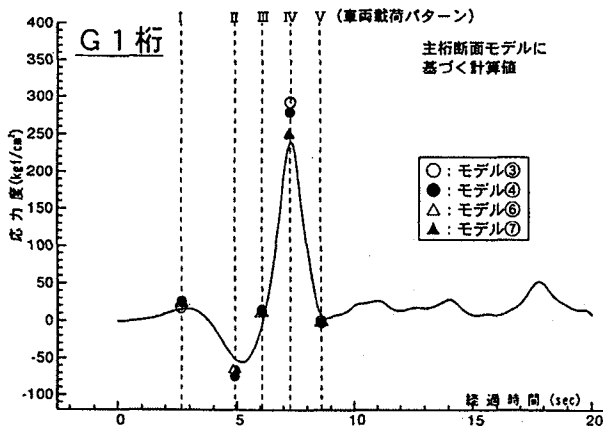


図-13 側径間中点(A断面)の応力履歴

6.5 連続合成桁としての性能に関する考察

最大応力が発生する荷重パターンⅡとⅣにおける測定値と計算値の比較図を図-14～16に示す。

測定値と計算値の比較は、載荷荷重の断面方向の位置が若干非対称であったが、発生する応力には有意な差は与えないと考えられるので、G1、G2桁をそれぞれ1本梁で解析し、その平均値で表すことにした。図中のモデル③～⑧は前述の構造解析に用いる床版の主桁断面モデル別の計算値を示している(表-4参照)。また、図中の％は、測定値に対する計算値の誤差を示す。

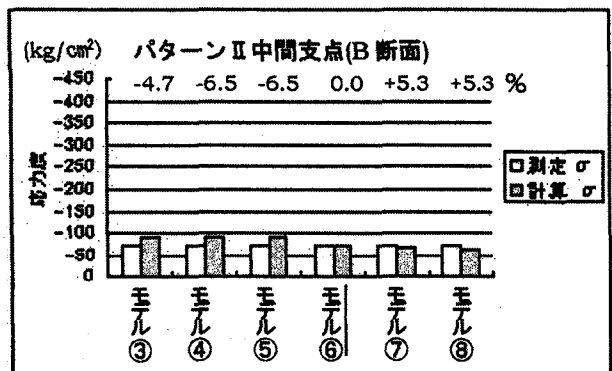


図-16 中間支点上の応力比較(荷重パターン-Ⅱ)

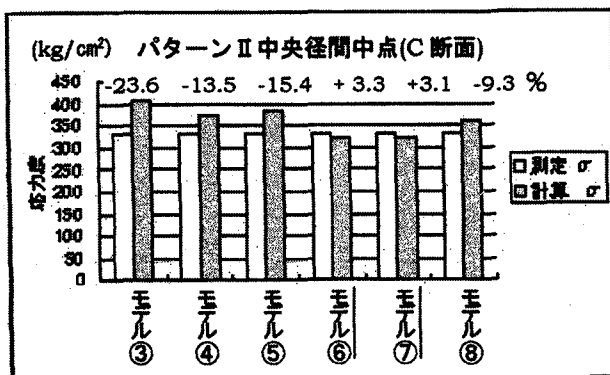


図-14 中央径間中点の応力比較(荷重パターン-Ⅱ)

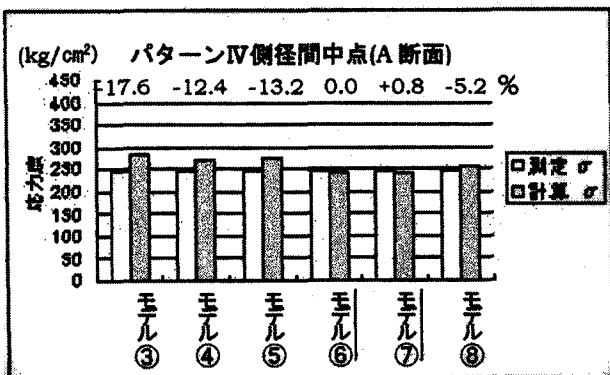


図-15 中央径間中点の応力比較(荷重パターン-Ⅳ)

図-14と15で明らかなように、荷重パターンⅡ、Ⅳとも支間中央部の応力は、測定値と計算値との比較において、床版の全幅と壁高欄を全長にわたって有効な断面と仮定したモデル⑥と、舗装の剛度を考慮したモデル⑦が、測定値とよく一致していることが分かる。

荷重パターンⅡの中間支点上における応力比較においても、モデル⑥の計算値が測定値と良好な一致をしていることが分かる。一方、荷重パターンⅣでは誤差が大きいものの、モデル⑦の誤差が最も小さかった。

しかしながら、中間支点上の応力はそのレベルが低く、ひずみゲージの誤差が一般的に $\pm 5 \sim 10 \mu$ あることや、床版厚の施工誤差を考慮すると中間支点においても概ね良い結果を得ていると言える。

測定値と計算値とを比較の結果、桁全長にわたって床版の全幅と壁高欄を有効な断面と仮定した「モデル⑥」が、最も良く一致していると言える。また、この結果は、単純鉄桁の床版の合成効果について実橋載荷試験を行った報告書⁸⁾とよく一致している。

以上により、今回床版に発生した程度のひび割れでは、桁全体の合成効果になんら影響を与えないことが分かった。

図-11~13 に示した実測の応力履歴と、これにプロットした計算値との比較では、試験車の位置に関わらず、測定値と「モデル⑥」の計算値は良く一致している。

これは、各測定点の応力が荷重の移動に対して円滑に追従していることを示している。

このことから、最大応力発生時以外の載荷条件を含めた測定値と計算値の追従性から判断して、本橋は連続合成桁としての性能を十分に保っていることが分かった。

さらに、非破壊試験によってひび割れ深さを確認し、貫通ひび割れではないという結果になったが、鉄筋の影響等を受け易いため、測定精度に疑問が残るところであった。しかし、車両通過後のひび割れ開口部幅が通過前の値に戻る点、ひび割れ面は車両通過前後に段差が観察されていない点、および床版下面や張り出し端部に遊離石灰が見られない点などからも判断して、本橋に発生しているひび割れは貫通ひび割れではないと推定される。

これは、本橋の場合、適切な防水層が施工されていたことが、床版に対して良い環境を与えていたものと考えられる。

7. まとめ

多年供用されたプレストレスしない連続合成桁橋の性能評価を目的として、約30年間供用されてきた実橋を対象に現場実測などを含めた調査研究を行った。本研究で得られた知見をまとめると以下の通りである。

- 桁全体に渡るRC床版下面のひび割れ調査によれば、中間支点部付近では、ひび割れ密度が他の位置より多少増加の傾向がみられたが、桁の損傷レベルからは特に有意な差はみられず、構造全体として健全であると判断ができた。このことは、トラック走行試験の結果とその解析結果との比較検討から考察された合成桁の断面性能や連続桁としての構造性能における健全性とも整合している。
- ひび割れ深さの測定結果、および、ひび割れ周辺での雨水漏れや遊離石灰の跡が確認できなかったこと、ならびにトラック走行試験の結果と解析結果の考察から総合的に判断して、中間支点部では床版の貫通ひび割れには至っておらず、負曲げ時でもRC床版内に有効なコンクリート断面が存在し、全断面に渡る貫通ひび割れは存在していないと判断される。
- ひずみの実測結果と種々の有効断面を仮定した場合の結果との整合性から、対象とした合成桁は、床版全幅および壁高欄を含んだ断面が完全合成に近い状態で機能し、連続合成桁として性能を十分に確保しているものと判断される。

設計では負曲げ作用に対して安全側を取り、コンクリートの寄与を無視しているが、現実には、使用状態では多少の有効断面が期待できる。しかし、その状況は雨水などに起因する経年の劣化損傷により悪化して行くと予想される。今回調査した連続合成桁橋は、支点部付近で防水層が設置されており、それが多年供用されたにも関わらず連続桁としての性能を確保させるという事実の1要因であったと推察される。連続合成桁としての性能や健全度を確保し、長期耐久性を図るには、防水層の設置がきわめて有効であることを今回の調査は示唆していると考えられる。

謝 辞

本研究は関西道路研究会道路橋調査研究委員会の活動の一環として、合成桁小委員会で2年間にわたって研究・討議した内容をもとにまとめたもので、本研究の現場計測および計測結果の解析をして下さった連続桁橋分科会の委員、ならびにご指導とご助言を頂いた合成桁小委員会の委員各位にはこの場を借りて深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 橘善雄,近藤和夫,佐伯章美,日種俊哉:プレストレスしない連続合成ゲタの設計法および道路橋への適用性, 橋梁と基礎, 3-1, pp.19-23, 1969.
- 2) 前田幸雄,佐伯章美,日種俊哉,梶川靖治:鋼道路橋の合成桁の設計-合成作用の取扱いについて-, 道路, 1972-7, pp.64-75, 1972.
- 3) 宮北孝男,日種俊哉,井上洋里,伊藤忠政:神洲橋の設計施工-新示方書によるプレストレスしない連続合成ゲター-, 橋梁と基礎, 7-1, pp.31-36, 1973.
- 4) 西村昭,中嶋弘,西田幹夫,大谷孝彦:鴨北橋の載荷試験-プレストレスしない連続合成ゲタ橋-, 橋梁と基礎, 7-1, pp.37-43, 1973.
- 5) 前田幸雄: 橋梁界の今日の問題-鋼とコンクリートの合成構造, カラム, No.73, pp.11-, 1979
- 6) 関西道路研究会道路橋調査研究委員会,合成桁小委員会:「連続合成桁橋の復活に向けて」, pp.8-14, 1998.10
- 7) 魚本健人・加藤 潔・広野 進:「コンクリート構造物の非破壊検査」, 森北出版, pp.33, 1990.5
- 8) 部材相関に関する小委員会:「構造物の立体挙動と設計法-1 次部材と二次部材の相関:基礎と事例-」, (社)日本鋼構造協会, テクニカルレポート No.21.pp.273-291, 1992.11

(1998年9月18日受付)