

I-55

鋼床版2主桁橋の載荷実験

開発局開発土木研究所	正員	金子 学
開発局開発土木研究所	正員	山内敏夫
開発局開発土木研究所	正員	佐藤昌志
計測技販(株)	正員	佐藤良一
計測技販(株)	正員	後藤雪夫

1. はじめに

河川橋梁において基礎の支持地盤が良好でない場合、死荷重軽減の目的から鋼床版2主桁橋の施工が多いものと考えられる。しかしながら、この種の橋梁形式の場合、主桁間隔が広くなるため、局部的に大きな変形を生じやすい他、外気に接する表面積が広いこと特に床版上で温度による影響を受けやすい等の課題を有している。これは、一般的に冬期におけるアスファルトのひび割れ発生や夏期高温時において流動による輪だち掘れを生じさせることを意味している¹⁾。今後この種の橋梁の維持・補修あるいはより合理的な設計手法の確立を目指すためには、解析的な挙動把握は勿論であるが現場実測による実挙動把握が最も重要であるものと考えられる。

本論文は、これら現地載荷実験によって得られた結果を基に、実鋼床版2主桁橋の挙動について整理検討を行ったものである。

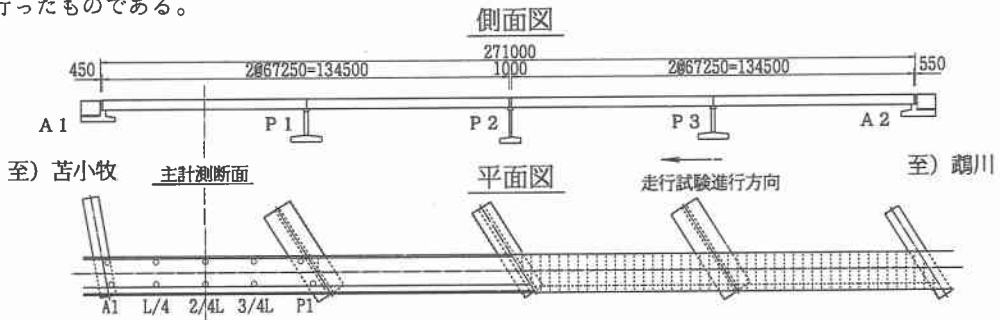


図-1 浜厚真橋側面図および平面図

2. 対象橋梁

現地載荷実験を行った鋼床版2主桁橋は、室蘭開発建設部管内の浜厚真橋である。本橋は一般国道235号の厚真町に位置し、厚真川を渡る全長272.5mの2連2径間連続鋼床版2主桁橋である。本橋の側面図・平面図を図-1に、断面図を図-2に示す。本橋は、架設地点の地盤条件が良好でないことによる下部工の経済性、さらには、河川管理条件等を総合的に考慮した結果、鋼床版2主桁橋形式が採用された²⁾。橋梁の諸元を示すと、以下の通りである。

橋長: 271m 幅員: (9.25m+2.50m)
 設計活荷重: TL-20, TT-43 主桁間隔: 7.7m
 横リブ間隔: 3.10m 縦リブ間隔: 320mm

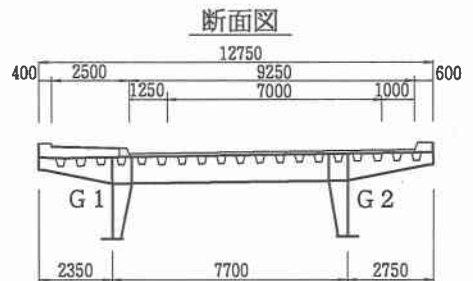


図-2 浜厚真橋一般図

Loading Tests of Orthotropic Bridge with Two Main Girders

by Manabu KANEKO, Toshio YAMAUCHI, Masashi SATO, Ryoichi SATO and Yukio GOTO

3. 実験の概要

載荷実験は、対象橋梁が上下各1車線で供用され、日平均交通量が約17,000台と比較的多いが、短時間であれば交通止めによる支障もないと判断し、深夜に計測を行った。試験車は総重量20tfに調整したダンプトラック2台である。試験車諸元を図-3に示す。静的載荷試験は、側径間中央付近の測定断面を用い、図-4に示す載荷ケースについて行った。

載荷試験は、主に局部変形が最も顕著になると予想される主桁直上に着目し、下記に示す4ケースについて実施した。

ケース1………現況の車線に載荷した場合

ケース2………主桁と車両中心線が一致した場合

ケース3………主桁直上に車輪が乗った場合

ケース4………最も偏った位置に車両が乗った場合

測定は、鋼床版と主桁、縦リブ接合部付近のひずみを応力集中ゲージを用いて詳細に行った。また、鋼床版、横リブ、主桁の応力はひずみゲージを、さらに、主桁、鋼床版、横リブの変位および主桁下フランジ間の相対変位は変位計を用いて測定した。総測点数は357点である。図-5に測定位置を示す。

次に、静的載荷実験と同一の試験車を用いて、走行荷重による振動性状および主桁の荷重分担性状を確認することを目的として、各車線中央を走行させた場合の動的試験を行った。測定は、静的試験の測点のうち主桁下フランジ10点、鋼床版5点、横リブ3点、主桁鉛直変位および主桁下フランジ間の相対水平変位3点の計21点について行った。

車 両	軸 重 (ton)			総重量 ton
	F	Rf	Rr	
A車	5.15	7.70	7.30	20.1
B車	6.95	7.55	5.80	20.3

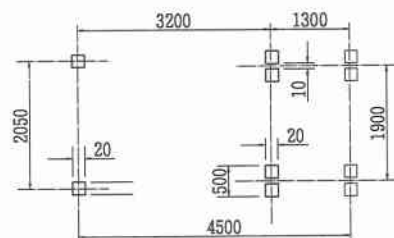


図-3 試験車諸元

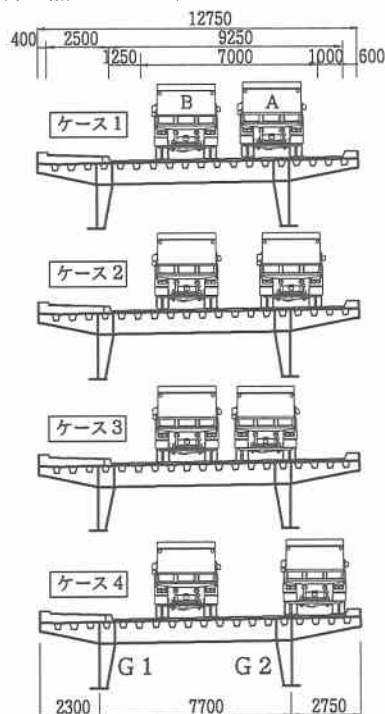


図-4 載荷ケース

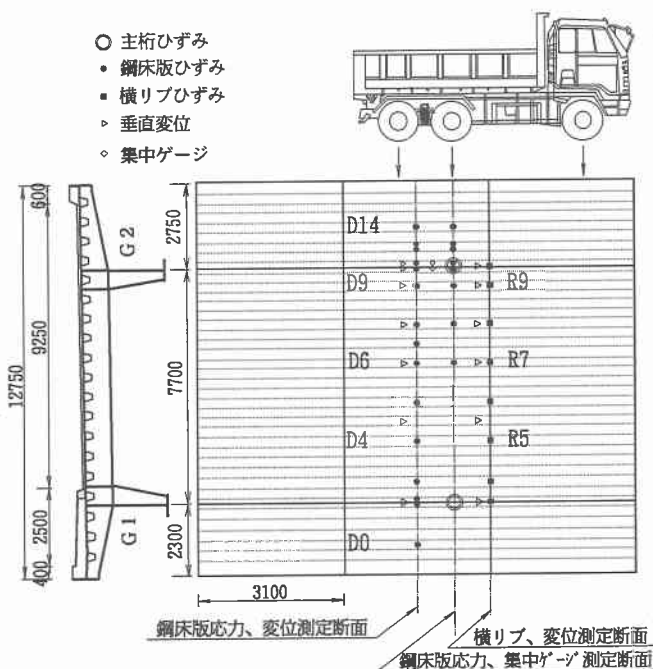
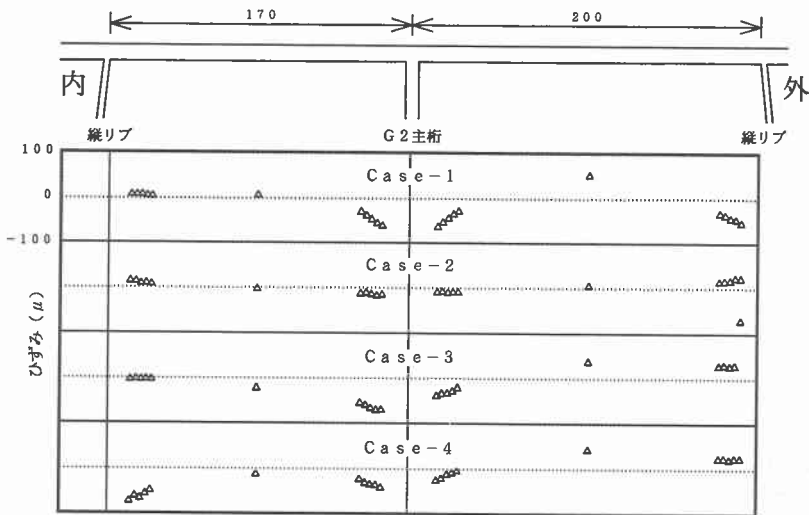


図-5 測定位置

4. 実測結果および考察

4.1) 鋼床版応力分布

図－6 に G 2 主桁と縦リブ取付部間の鋼床版下面橋軸直角方向のひずみ分布を示す。各载荷ケースに対する主桁近傍部の局所歪分布に着目すると、ケース 1 载荷の場合には主桁 G 2 に向かって対称でかつ線形に増加する歪分布を示している。その最大値は 64μ 歪である。ケース 3, 4 载荷の場合は後輪ダブルタイヤが主桁を挟む载荷ケースであるが、歪分布が主桁 G 2 に向かってほぼ線形に増加する傾向があるが、主桁 G 2 に対して内側が外側より大きな値を示している。最大歪値はそれぞれ $70, 43\mu$ 歪である。ケース 2 载荷は主桁 G 2 と試験車の中心が一致する場合であるが、载荷点が主桁 G 2 より離れているため、局所応力がほとんど発生していない。以上より、主桁近傍に輪荷重が载荷する場合には $60\sim 70\mu$ 歪程度の局所歪が発生することが明らかになった。ここで、ケース 1 で発生している局所歪 64μ に対して、鋼床版と舗装体が完全合成状態で、舗装体の変形係数を $Ea=1,000\text{kgf/cm}^2$, $100,000\text{kgf/cm}^2$ と仮定した場合の舗装体上面の歪を概算すると、それぞれ $893, 281\mu$ 歪となる。ひずみ速度にもよるがアスファルト混合物の破壊時の下限歪値が -10°C 程度で約 500μ 歪になるとの報告³⁾があることより、ケース 1 载荷は勿論であるが、ケース 3, 4 载荷のような主桁上に輪荷重が载荷する場合には舗装体表面にひび割れが生じる程度の大きな引張歪が発生する可能性が多分にあると考えられる。これより、主桁近傍部に局所応力による舗装面ひび割れの発生を防ぐためには、①走行車線を主桁上に輪荷重が作用しないようにする。②主桁近傍部の鋼床版の剛性を増加させる。③あるいは舗装材料の改良、等が考えられる。



図－6 G 2 主桁近傍鋼床版下面ひずみ分布

4.2) 主桁の応力度

各主桁内の軸方向応力分布性状、中立軸の位置等を検証するために、主桁の上下流面腹板に 2 軸直交歪ゲージ、下フランジに単軸歪ゲージを貼付して実測を行った。図－7 には各载荷ケースにおける主桁ウェブおよび下フランジの軸方向応力分布を示している。各応力成分は、平面応力状態を仮定し 2 軸直交歪成分を用いて算定している。また下フランジの歪値は上下流歪を平均し、曲げねじり成分を除去した値である。実測値による応力は 2 主桁ともほぼ線形に分布していることがわかる。実測結果より得られた中立軸の位置と設計時の中立軸位置を比較すると表－1 のように示される。表より主桁 G 1 に関しては 18.5cm 程度設計値より上フランジ側に、主桁 G 2 は 6cm 程度設計値より下フランジ側に移動していることがわかる。これは、設計上、主桁 G 1 側については歩道部の剛性を無視しているためと考えられる。また主桁 G 2 側については鋼床版の断面剛性を過大評価しているものと推察される。しかしながら、その程度は小さく、主桁 G 1 側につい

て概算すると設計値の2.5%程度である。曲げねじり成分についての実測結果を整理すると、図－8のように示される。図より、曲げねじりの程度は歩道部の影響からG 2主桁よりG 1主桁の方が大きいことがわかる。設計計算では断面変形を無視して一方向への振りを仮定している。しかしながら、ケース4 載荷のG 2主桁を除き、いずれも下フランジが橋軸に対して外向き方向に振られる傾向を示している。ケース4 載荷の場合はG 1主桁が大きく振りを受けているのに対し、G 2主桁は零振りの状態となっている。これは、2台の試験車が、G 2主桁に対して対称に近い状態で配置されたためと考えられる。主桁下縁曲げ応力成分に対する下フランジの曲げねじり縁応力成分の比を各載荷ケースについて求めると、G 1主桁に対してそれぞれ 0.6, 0.58, 0.52, 0.69となっている。設計計算では曲げ応力と断面変形を無視した場合の曲げねじり応力について精査しているが、本実測によれば断面全体の曲げねじりよりも断面変形による各主桁の曲げねじり成分が卓越し、曲げ応力成分の0.5～0.7程度と比較的大きいことが明らかになった。今後、より合理的な設計手法を確立するためには、このような断面変形を考慮した検討が必要であるものと考えられる。

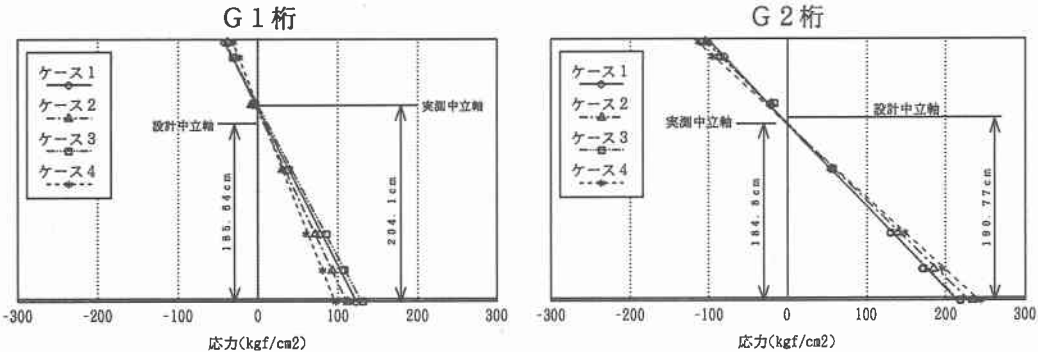
表-1 中立軸位置(下フランジより)

	G 1 桁	G 2 桁
実測値	204.1cm	184.8cm
設計値	185.6cm	190.8cm

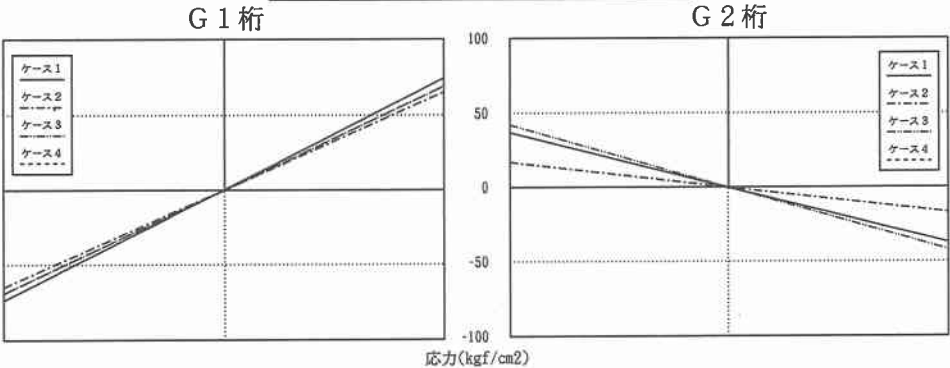
表-2 下縁曲げ応力および下フランジ曲げ振り縁応力一覧

ケース	G 1 桁 (kgf/cm ²)		G 2 桁 (kgf/cm ²)	
	曲げ応力	曲げ振り	曲げ応力	曲げ振り
ケース1	1 2 3	7 4	2 1 9	3 7
ケース2	1 1 3	6 5	2 3 4	1 7
ケース3	1 3 2	6 9	2 1 8	4 2
ケース4	9 5	6 9	2 4 4	0

図－7 各ケースにおける橋軸方向応力分布



図－8 下フランジ曲げ振り縁応力分布



4.3)主桁変位および主桁間の開き量

表－3には各載荷ケースに対する主桁変位量から算出した荷重分担率および主桁間の開き量について一覧にして示している。表中の()内は設計計算に用いられている慣用法による荷重分担率の計算値である。主桁G2の実測結果の荷重分担率は、いずれの載荷ケースも4～9%程設計値より小さくなっており、設計値は安全側の値を示していることが分かる。

主桁間の開きは、断面変形とりわけ各主桁の曲げ捩れによって発生するものである。ケース1，3載荷の場合は開き量が1.4mm以上となっており、表－2の曲げ振り縁応力の大きさに対応して大きい開き量となっている。ケース4載荷の場合は上述のようにG2主桁に曲げ振りが発生していないが、G1主桁の曲げ振りが大きく主桁間の開き量はケース2と同程度となっている。

表－3 各載荷ケースに対する主桁変位量，荷重分担率および主桁間の開き量一覧

載荷ケース	G 1 桁		G 2 桁		主桁間の開き量
	変位(mm)	荷重分担率	変位(mm)	荷重分担率	変 位 (mm)
ケース1	12.07	0.38 (0.32)	19.85	0.62 (0.68)	1.40
ケース2	11.13	0.34 (0.28)	21.36	0.66 (0.72)	1.07
ケース3	12.50	0.38 (0.34)	20.18	0.62 (0.66)	1.52
ケース4	9.79	0.31 (0.22)	21.84	0.69 (0.78)	1.03

※表中の()内は慣用法による荷重分担率を示す。

4.4)車両走行試験結果

車両走行試験はG1主桁側車線走行（これを走行ケース1と呼ぶ）とG2主桁側車線走行（走行ケース2と呼ぶ）の2ケースについて行った。試験車は段差等による振動の発生を防ぐためA2側からA1に向かって走行させることとし、走行速度を20km/hrとした。図－9(a),(b)にはそれぞれG1主桁側車線，G2主桁側車線走行時の応答波形を示している。図中の測点番号においてG1-3L/4のG1は主桁の番号を、3L/4は図－1に示す測点位置を示す。また、D、R記号がついている番号は図－5に示す鋼床版各点の測点である。なお、主桁測点においてG1-L/2，G2-L/2は主桁下フランジ内側の下縁点であり、その他は下フランジ中央部下縁点である。各走行ケースにおける主桁の応答歪はL/2点を除いてほぼ影響線に類似した性状を示していることがわかる。L/2点の応答歪は測点近傍を通過する時点で凹の分布となっている。これは、測点が下フランジの中心より内側に位置していることにより、曲げ歪成分と曲げ振りによる歪成分が重ね合わされた状態になったためと考えられる。P1点の応答波形をみるといずれの場合も試験車がP1点近傍を通過する時点で正の歪となり、P1点で正モーメントが発生していることがわかる。これはP1部が橋軸に対して斜角となっているためと考えられる。A1点の応答波形において、二径間連続梁を想定した場合には試験車がP2～P1を走行中は負の曲げモーメントを、P1～A1を走行中は正の曲げモーメントになるが、本実測値は逆の挙動を示している。これは各主桁がA1点で固定に近い状態になった場合と類似の挙動である。

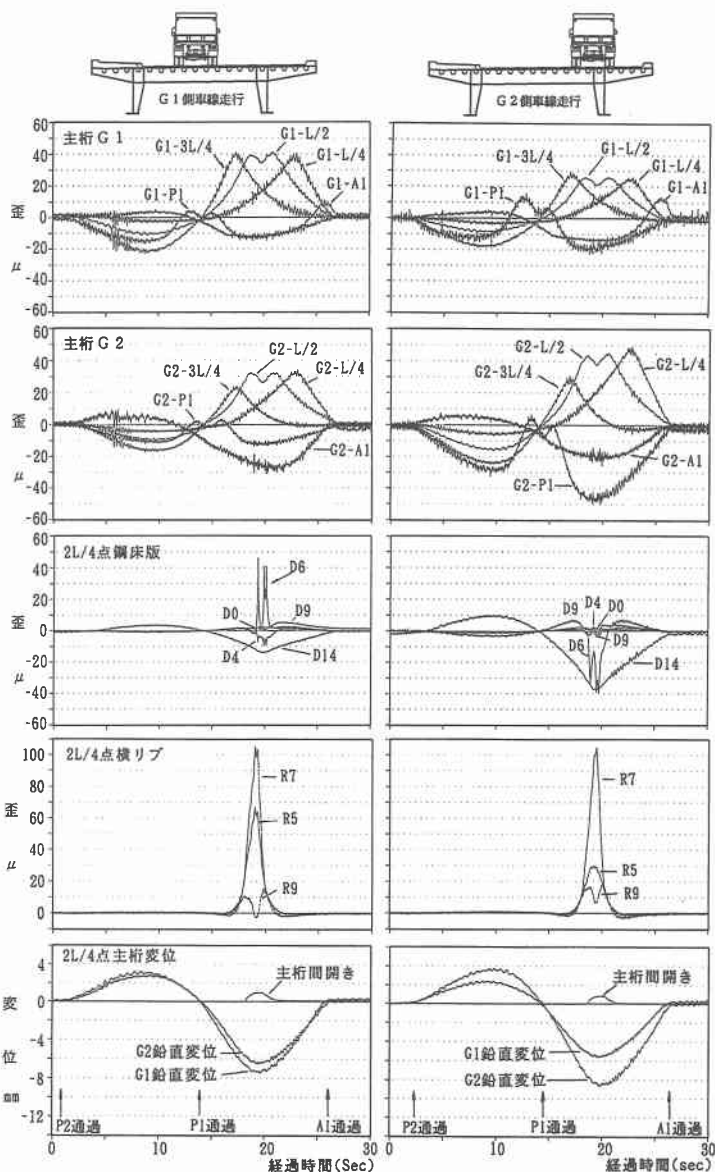
次に、2L/4点における鋼床版歪D、横リブ下縁歪Rおよび主桁の変位波形等について検討を行う。D14点は自由端側の測点であるが、主桁の応答特性と類似の挙動を示している。一方D6点は断面中央部の測点であり、試験車が測点近傍を通過するまで歪は発生していない。試験車が測点近傍を通過する場合には(a)図で最大値が50μ歪、最低値が零となる勾配の急な3波の波形が示されている。これは、試験車の各前輪、後輪が通過したことによる応答であり、輪荷重が作用することによって鋼床版に大きな局所応力が発生することがわかる。R5，7の正歪状態における継続時間から振動モードを類推すると変形領域が20m程度となっており、三次モードが形成されていることがわかる。また、R9の歪波形は試験車がR9測点近傍を通過する時点で減少している。これはR9測点がラーメン構造としての隅角部に位置し、ラーメン構造の負のモーメントに近い構造となったためと考えられる。G1，G2主桁の鉛直変位波形より、G1主桁側走行の場合((a)図)にはほぼ断面中心

であることより、G1, G2の荷重分担は類似の値となっている。一方、G2側走行の場合((b)図)では設計上(慣用法)ではG2が0.92の荷重分担とされているのに対し実測では0.61程度となっている。また、主桁間開きは継続時間から逆算すると影響範囲は15m程度と局所的であることが明らかになった。

5. まとめ

鋼床版2主桁橋梁の維持・補修あるいはこの種の橋梁形式の合理的な設計手法確立のための基礎資料を得ることを目的として、実鋼床版2主桁橋を用いた静的・動的載荷実験を行った。主桁近傍部に輪荷重が載荷する場合にはその近傍部鋼床版に比較的大きな局所応力が発生することや、断面変形によって各主桁に曲げ振れによる応力が発生すること等が明らかになった。今後、さらにこの種の橋梁形式に関する現場実測を重ね、これらの定性的・定量的特性を明らかにしたいと考えている。

最後に本論文をまとめるにあたり、実験計画当初よりご指導・ご協力を頂いた北海道大学土木工学科葦澤憲吉助教授、室蘭開発建設部苫小牧道路事務所の皆様に謹んでお礼申し上げます。



(a) 走行ケース1

(b) 走行ケース2

図-9 走行試験結果

参考文献

- 1) 福井幸夫: 鋼床版の変形特性に関する調査, 本四公団, 1978. 4
- 2) 西本聡・金川宏・山内敏夫・山中敏征: 鋼床版2主桁橋の設計について, 第29回北海道開発局技術研究発表会論文集, 1986
- 3) 森吉昭博・新田登: 脆性領域におけるアスファルト混合物の破壊に関する研究, 土木学会論文集Vol1390, 1988. 2
- 4) 葦澤憲吉・芳村仁: 鋼床版舗装の局所曲げと内部応力, 構造工学論文集Vol133A, 1987