

本川大橋載荷試験報告

Loading Test on Honkawa Bridge

北 島 彰 夫*
Akio KITAJIMA
梅 澤 宣 雄**
Nobuo UMEZAWA
関 秀 明***
Hideaki SEKI

1. まえがき

本川大橋は四国電力・本川揚水発電所建設工事にともなう工事用道路として、高知県土佐郡本川村に架橋せられたものである。本橋は我国最大級のニールセン系橋梁で、上弦材を曲げ圧縮材として設計したニールセン・ローゼ型式となっている。本橋は支間 170.0 m 、車道巾員

6.0 m 、拱高 25.0 m で、床版には鉄筋コンクリート、斜吊材にはロックドコイルロープが用いられている。(図-1 参照) 主構は2等橋として設計されているが、発電所建設用機材運搬のため、総重量 130 t 程度のトレーラーを通すことから、床版、床組については一等橋で設計されている。

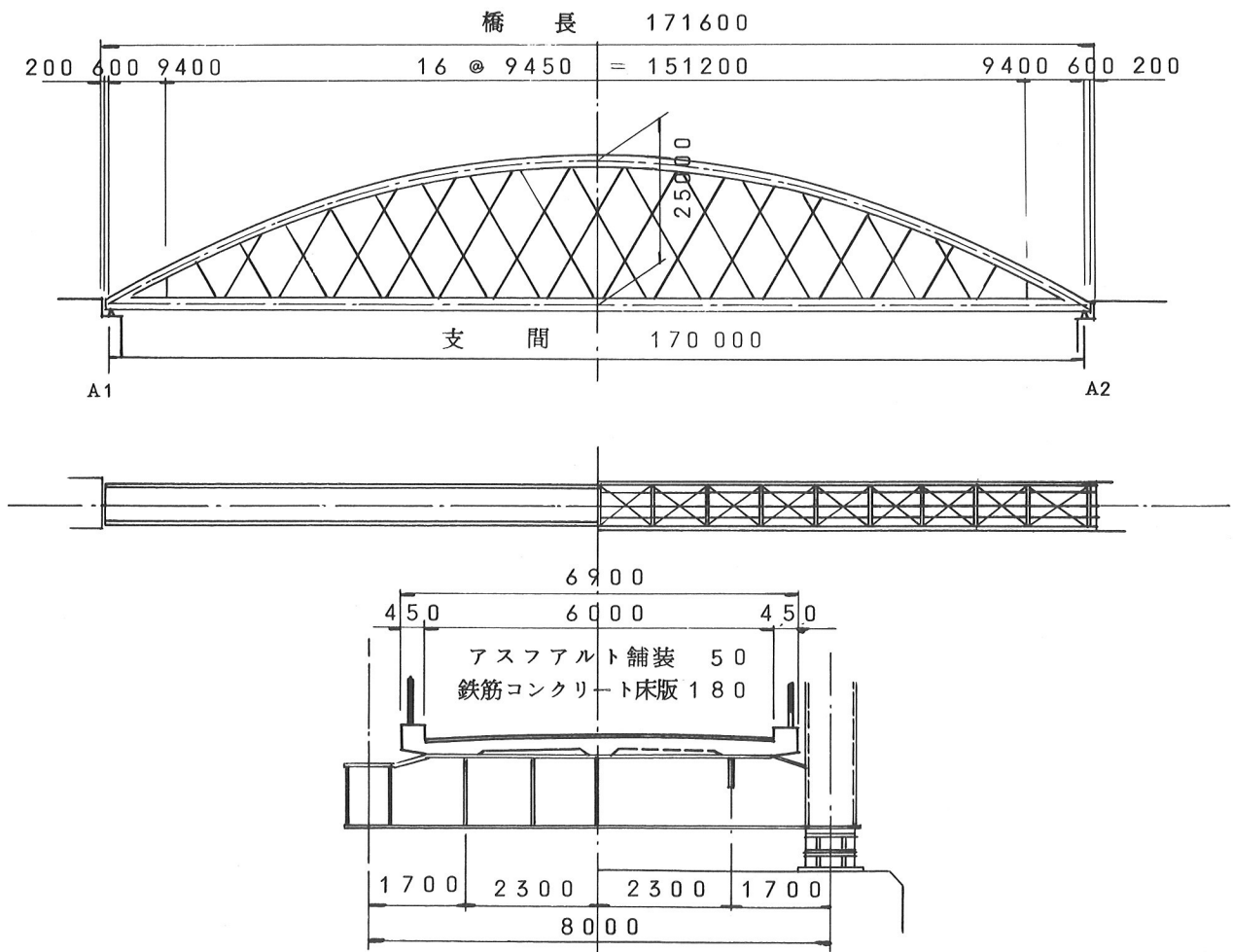


図-1 一般図

ニールセン系橋梁の特色は、斜吊材にロープを用いることが可能なため、橋面が明るく、軽快、優美な橋梁型式であること、斜吊材のトラス作用によって橋梁全体の剛性が高まり、通常のアーチ系橋梁（アーチ、ランガー、タイドアーチ等）に較べて振動性状的に優れているといわれていること等である。一方、斜吊材はロープであることから、その張力調整を必要とし、高次の不静定構造であることから、その調整は必ずしも容易ではないことが難点とされている。

ニールセン系橋梁はO.F.Nielsen によって提案され、1929年以来多数架橋されてきたが、我国においては安芸大橋、愛本橋、柳津橋等、その実施例はあまり多くない。したがって、設計に用いた解析仮定、解析法等の妥当性の検討調査、あるいは振動特性の調査は必ずしも十分ではなく、実橋試験資料が乏しいのが現状である。

このようなことから橋梁完成後に、ダンプトラックによる静的載荷試験、起振機、ダンプトラックによる振動試験（強制振動試験、走行、制動、落下試験）を実施し、

静的、動的な力学性状を調べることにした。また、本橋の斜吊材の張力調整は床版打設前の架設完了後に行なわれたが、その後、床版コンクリート、後死荷重等が載荷され斜吊材張力が変化しているため、橋梁完成時の張力を測定して、主構応力が設計で想定した通りのものとなっているかの確認を行なった。さらに、本橋には130 tのトレーラー走行が見込まれることから、主構、床組の安全性を静定載荷試験結果をもとにして確認した。

以下、その結果について報告する。

2. 静的載荷試験

2-1 試験要領

荷重載荷は砂利を満載した4台のダンプトラックによって行ない、図-2に示す主構格点位置について対称に、後輪を突合せて並列載荷、直列載荷の合計10ケースの載荷について行なった。載荷は測定誤差が入ることを考慮

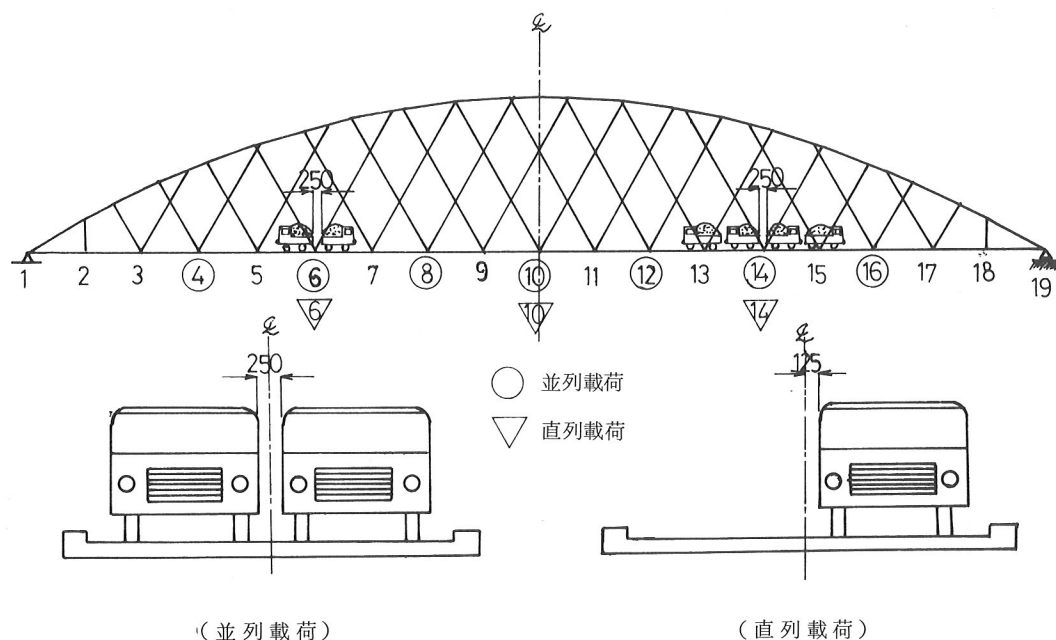


図-2 載荷方法

して、1 ケースについて最低3 回行なった。

また測定は次の項目について行なった。

- ①上、下弦材の応力、床組の応力
- ②斜吊材の張力
- ③主構のたわみ

上、下弦材の応力測定点位置、及び斜吊材の張力測定位置の概要を図-3 に示す。また、主構のたわみは上、下流主構の下弦材全格点について測定した。

床組の応力は、下弦材格点6, 10 附近の縦桁、横桁上、下フランジについて測定したが、その測定位置は図-5 を参照されたい。

応力の測定は、測定点に電気抵抗線ひずみゲージを貼布し、载荷前後のひずみゲージの電気抵抗の変化を静ひずみ測定器で測定し、応力に換算した。測定点は温度の影響を受けるため、ダミーゲージを配した2 ゲージ法によって測定し、温度による影響を除去した。

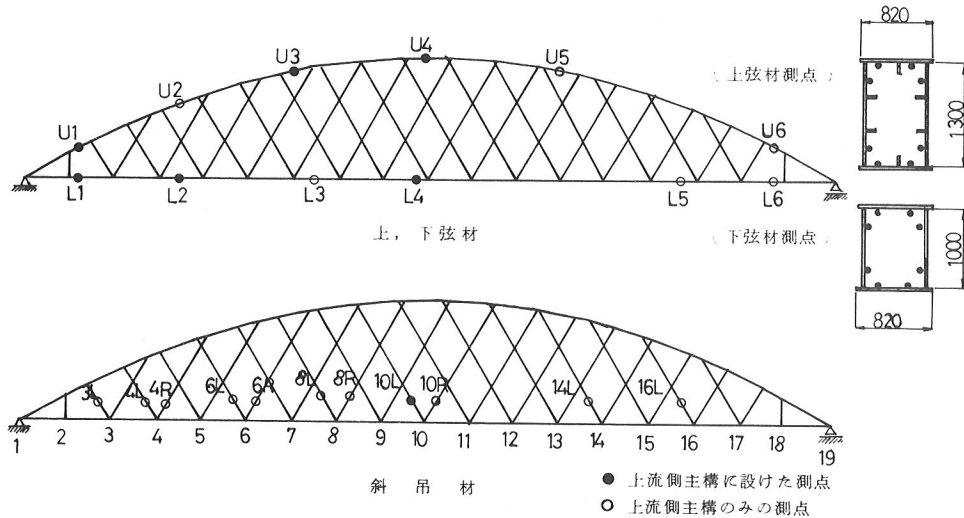


図-3 上・下弦材、斜吊材測定点位置

斜吊材の張力については各種測定法が考えられたが、载荷荷重による張力の他、完成時死荷重張力についても測定したいとの要求から、吊材の固有振動数を測定する間接測定法とした。すなわち、斜吊材の中間点に加速度計を設置し、無载荷状態、载荷状態で斜吊材に強制外力を加えて振動させ、その自由振動を動ひずみ増巾器を介してオシログラフに記録し、その記録波形から固有振動数を読取り、次の張力と固有振動数の関係式から張力を求める方法とした。

$$f = \frac{i}{2L} \sqrt{\frac{T \cdot g}{A \cdot r}} \quad (1)$$

ここで、

i ; 振動次数 l ; ロープ固定点間距離

g ; 重力加速度 A ; ロープ断面積
 T ; ロープ張力 r ; ロープ密度

上式は弦の張力と振動数の関係式であり、記録された加速度波形は高次の振動数と連成したものもあったが、その波形の規則性から1次の固有振動数を読取ることができた。

たわみ測定については、上、下流、左、右岸の合計4箇所にレベルを設置し、下弦材格点近傍の高欄ポストにスチールテープを設けて測定した。ただし、視距が長くなり測定誤差が大きくなることが予想されたため、スチールテープ側にも測定者を配し、一辺黒塗りの名刺を持たせてスチールテープにあてがい、レベル水準線と黒塗名刺縁の合致したところで、テープ読値を記録した。すなわち、無载荷、载荷の読値の差が、たわみ量となる。

2-2 主構応力・変形

図-4に静的荷重試験によって得られた上, 下弦材応力, 斜吊材張力, 下弦材たわみの実測値を示す。上, 下

弦材は箱断面であり, 軸力と曲げが作用することより上, 下フランジ応力に分けて示しており, 図は影響線描画方法で示したものである。

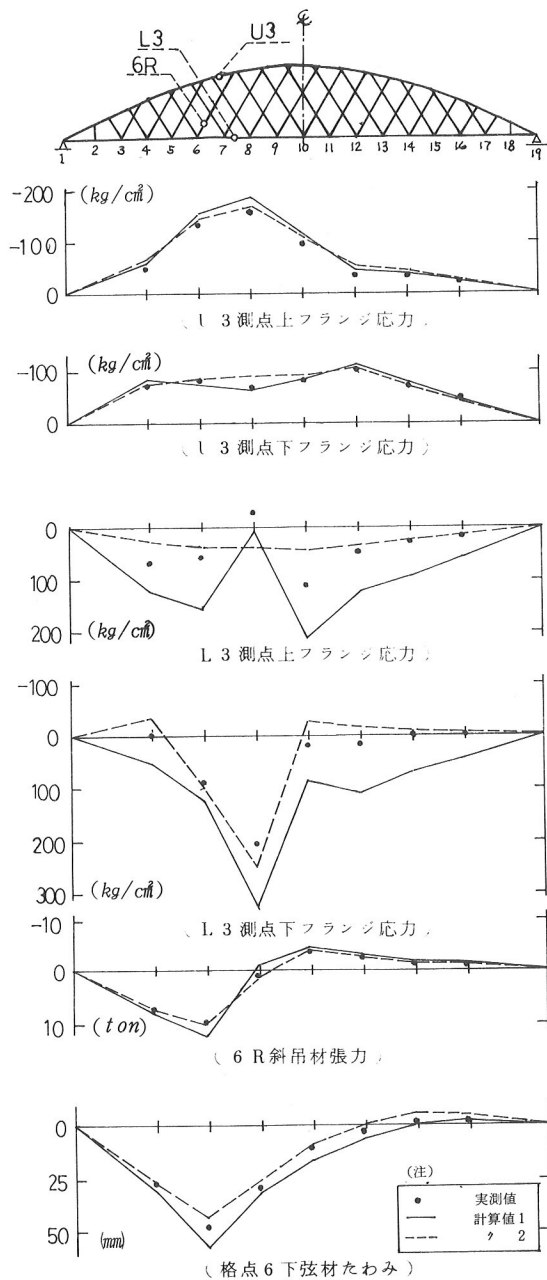
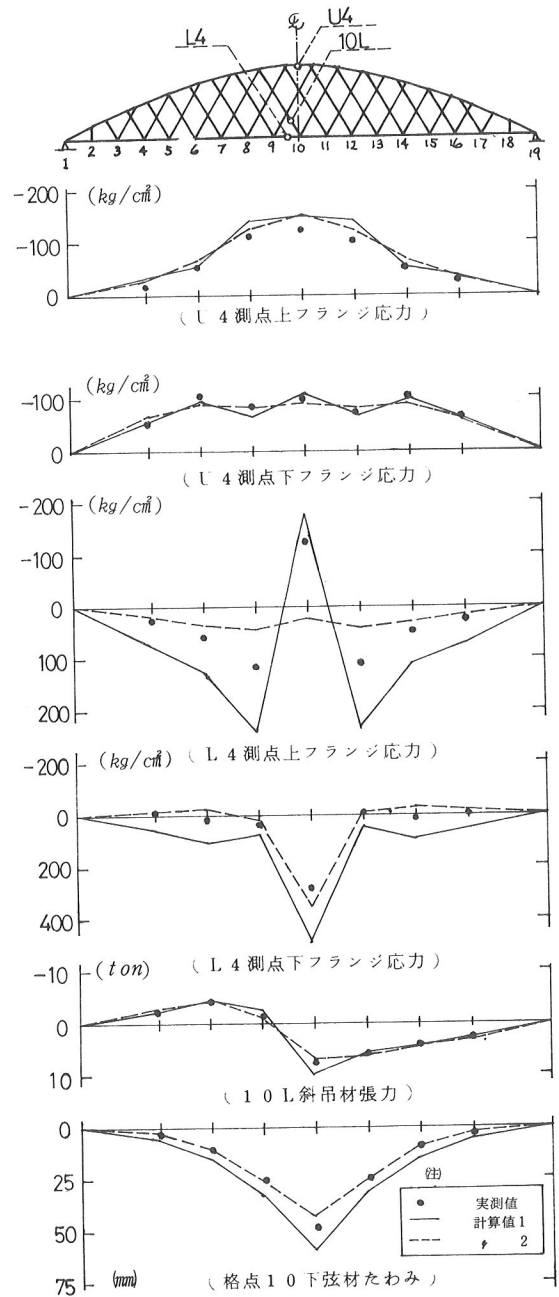
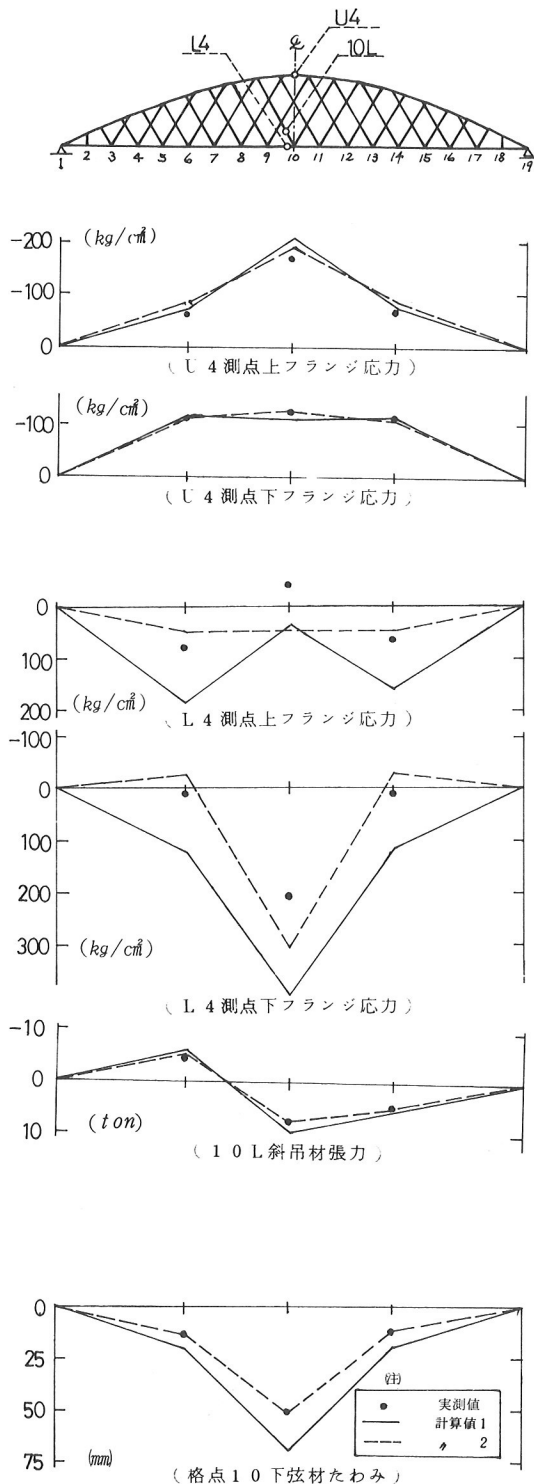


図-4 (その1) 並列荷重、実測値・計算値の対比



(その2) 並列荷重、実測値・計算値の対比



(その3)直列載荷、実測値・計算値の対比

また図中に計算値も合せ示したが、その計算は以下の通り行なったものである。

- ・計算値1……上、下弦材、斜吊材の実際使用断面を仮定剛度として、変形法による平面骨組構造として計算したもの。
- ・計算値2……上弦材、斜吊材は実際使用断面を、下弦材は床構造(床版 コンクリート、縦桁)と一体(合成)断面を仮定剛度として、同様に求めたもの。

計算値1は通常の設計に用いられる考え方で、もちろん本橋の設計もこれによって行なわれている。また計算値2は床構造が下弦材と共働して外力に抵抗すると考えられるため、その最も極端な完全合成断面として断面力、応力を試算したものである。計算値1、2の相違は下弦材応力、たわみについて大きく、上弦材応力、斜吊材張力については比較的小さいことが分る。

図-4によれば上弦材応力、斜吊材張力の実測値は両計算値とほぼ等しく、下弦材応力、たわみの実測値については両計算値の中間にあり、荷重が着目する点から離れると、どちらかといえば計算値2に近い傾向があり、床構造との共働作用が認められる。しかし着目点に支配的な断面力あるいは変形を起させる荷重は、着目点近傍の荷重であることより、主構の設計は通常の計算値1の考え方で行なえば、十分安全側の設計ができると判断される。

2-3 床組応力

図-5に格点10(支間中央格点)附近の床組に設置した応力測定点位置、及び4台のダンプトラックを格点10に関して対称に並列載荷、直列載荷した場合に得られた各測定点の上、下フランジ実測応力を示す。並列載荷については測定点、載荷荷重の対称性を考慮して平均した応力を示し、直列載荷については偏載載荷となっているので、応力の大きくなる偏載側の床組応力のみに着目して、他は割愛した。

床組応力は格点6附近についても、格点10とまったく同様に測定したが、その応力性状は格点10と顕著な差が見られなかったため、やはり割愛した。

また、図-5に計算値も合せ示したが、その計算は以下の通り行なったものである。

- ・計算値1……道路橋示方書・鋼橋編、フ章、床組

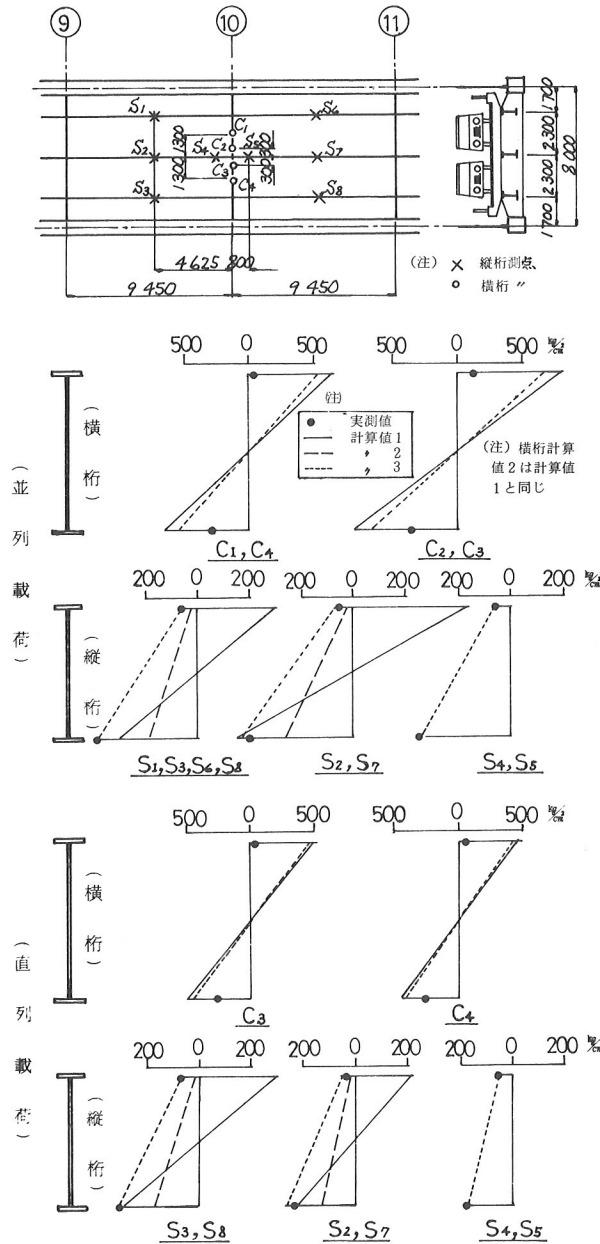


図-5 床組応力、測定値・計算値の対比

の規定にもとずき断面力を計算し、縦桁、横桁応力を非合成桁として計算したもの。

- ・計算値2……断面力の計算は計算値1と同様であるが、縦桁については床版と合成されていると考えて計算したもの。

計算値1, 2は、いずれも実測値と掛け離れており、床組応力状態を把握できるものではない。本橋には130 t程度のトレーラー走行が見込まれ、特に床組の安全性が問題となっていたので、トレーラー走行による床組応力状態をある程度正確に把握できる計算法が必要である。

そこで、上述した計算値が実測値と異なる原因を考えると、次の点が配慮されていないことがわかる。

- ①床組は厳密には格子構造となっている。
- ②主構がたわみ変形することから、床組も主構たわみに応じた不等沈下を起こしている。
- ③床組は2-2で述べたように、下弦材断面力の一部を分担していると考えられる。

以上のことを考慮して、次のような計算を行なってみることにした。

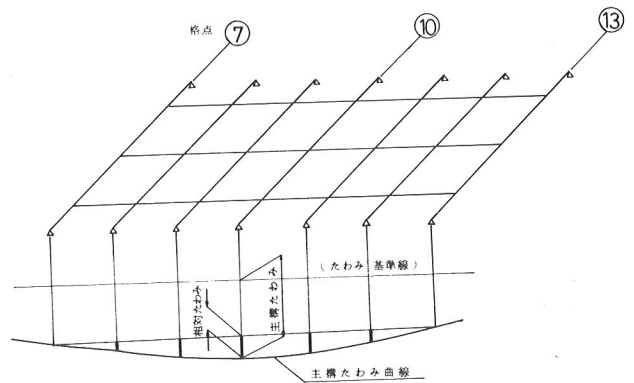


図-6 床組格子モデルと相対たわみ

- ・計算値3……床組を主構と横桁の取付点で切離し、図-6のような部分床組格子モデル(6パネルを取出す)を設定する。その際、横桁端は単純支持、縦桁剛度は床版との合成断面、横桁剛度は単材断面を仮定する。2-2の計算値2の方法で主構たわみを求め、図-6に示す相対たわみを中間横桁端について計算する。この相対たわみを中間横桁支持点の強制変位と考えて床組

格子を解析し、さらに載荷車輪荷重を直接床組格子に作用させて、両者の断面力を重ね合わせ曲げ応力度を算出する。以上で床組のたわみ変形を実際の変形とほぼ適合させることができたと考えられるが、格子面内に作用する力、すなわちアーチ作用による水平張力が縦桁に与える応力は、まだ考慮されていない。そこで2-2の計算値2の方法で、この張力による縦桁応力（この時の応力抵抗断面は下弦材、縦桁、床版の合成断面）を計算し、上に求めた曲げ応力に加算して最終的な縦桁応力を求める。横桁応力については水平張力の影響は考えない。

計算値3の応力は縦桁については実測値と良く合っている。横桁については計算値3でも差異があるが、この原因としては次のことが考えられる。

- ①横桁は非合成断面であると考え、中立軸は丁度ウェブ中央に位置しなければならないが、実測によると、中立軸が上方に移動しており、横桁と離れてはいるが床版との合成作用が存在している。
- ②設定した格子モデルは横桁端で単純支持としたが、実際には回転バネ支持となっている。しかし、この支持条件の相違は、縦桁応力にはほとんど影響を与えない。

いずれにしても床組応力状態は計算値3によれば、縦桁応力については正確に、横桁応力については安全側に推定できることが分った。

2-4 死荷重時斜吊材張力

本橋は床版コンクリート打設前の架設完了時に、斜吊材の張力調整を行ない、その調整法については本技報「本川大橋工事報告」に詳しく報告されているが、調整後に床版、後死荷重等が載荷されるため、吊材張力が変化している。この種の不静定次数の高い橋梁にあっては、調整を入念に行なわないと吊材張力の過不足が原因となって、橋梁完成後の主構応力状態が設計で想定したものと狂うことになり、その後の活荷重作用とあいまって、橋の安全性に大きな影響を及ぼす恐れがある。したがって、橋梁完成時の吊材死荷重張力と設計張力の関係を明らかにしておく必要がある。

斜吊材の完成後死荷重張力は、静的載荷試験の張力測定によって、吊材の固有振動数を測定する方法で得られている。その測定張力と、設計張力の関係を表-1に示す。

表-1 完成時斜吊材張力

斜 材	測 定 張 力 (ton)	設 計 張 力 (ton)	百 分 率 (%)
3-L	18.4	24.5	75
4-L	16.3	19.5	84
4-R	17.4	16.9	104
6-L	14.3	16.9	85
6-R	19.3	19.0	101
8-L	15.9	17.7	90
8-R	18.9	18.3	103
10-L	16.6	17.8	93
10-R	16.8	17.8	94
14-L	18.4	19.0	97
16-R	16.1	19.5	83
10-LA	15.2	17.8	85

表-1によれば端部吊材については若干の張力不足、中間部吊材についてはほぼ満足できる結果を得ており、百分率の単純平均は92%程度である。しかし、設計張力は2-2の計算値1の通常の見方¹に立脚して計算されたものである。実際には床版打設時には、下弦材と縦桁はある程度共働して外力に抵抗し、さらに地覆、高欄、舗装等の後死荷重載荷時には2-2に述べた下弦材と床構造との共働作用が起きていると考えられる。したがって設計で考えた下弦材のみの剛性より、実際の下弦材剛性は増大していると考えられ、そのために下弦材、斜吊材で受けもつべき力の分担率に若干の相違が生じて測定張力が設計張力を下回ったと考えられる。下弦材の剛性が上れば下弦材で分担する力が多くなり、その分斜吊材の力の分担が減少するからである。このように考えると斜吊材、上弦材の完成時応力状態は設計で考えたものより安全側にあると推定される。下弦材については、一見、危険側にあるようにみえるが、実際には床構造との合成作用があると考えられることから、まず問題はないと考えられる。

完成時吊材張力は以上のように考えても、多少のバラツキをもっていると考えられるが、調整そのものの複雑さ等を勘案すると、實際上この程度でも良好な調整が出来たといつて良いであろう。

2-5 トレーラー走行に対する安全性

本橋には、1時期に集中して130 t程度のトレーラーが通ることより、設計段階においてトレーラー荷重に対する安全性の照査が行なわれ、その結果、主構については2等橋として設計しても十分であるが、床組についてはトレーラー荷重が一時期に載荷されるのみであることから35%の許容応力度の割り増しを行なつて、2-3に述べた床組の通常の応力照査法、計算値1によってその照査がなされた。しかし実際の床組応力は計算値1の方法では把握できないため、その安全性に不安があった。

今回の載荷試験によって床組の応力状態は2-3の計算値3の方法で計算を行なえば、床組に生ずる実際の応力を十分把握推定できることが分つた。そこでトレーラー荷重に対して計算値3の方法で計算を行ない、トレーラーを巾員上のどこに通しても、許容応力の割り増しを行なうことなく、許容値以内におさめられることが明らかとなった。計算値3の方法では主構のたわみが影響することから、厳密には床組位置ごとの検討が必要となるが、図-6に示す相対たわみはニールセン・ローゼ桁橋の場合、その位置によって、あまり大きな差はなく、支間中央部附近で相対たわみ量が一番大きくなることから、支間中央部床組に限定して検討した。

また、トレーラーに対する床版の安全性については、今回測定対象としていないので明らかなことは言えないが、版理論による床版応力照査によって計算上では十分安全であるとの結論を得ている。

3. 振動試験

3-1 試験方法

3-1-1 起振機による試験

起振機による試験（以下起振試験と呼ぶ）は、起振機を支間中央および支間1/4点附近に据えて、各々の位置において鉛直方向および橋軸直角水平方向に $0.5H_z$ から $4.5H_z$ までの間で徐々に振動数を変えて正弦波的外力を加えた（図-7参照）。この外力による本橋の応答を上弦材の各位置に設置した加速度計により測定した。図

-7に測定位置を示し、図-8に測定方法を示す。測定した加速度記録から単位外力あたりの共振曲線を描き、この共振曲線から固有振動数と減衰定数を求め、各測定加速度の位相から固有振動モードを求めた。

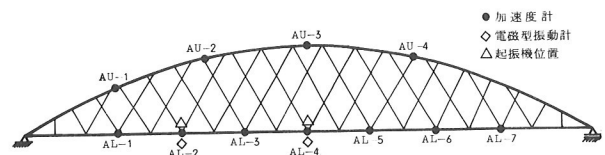


図-7 加振位置と測定位置

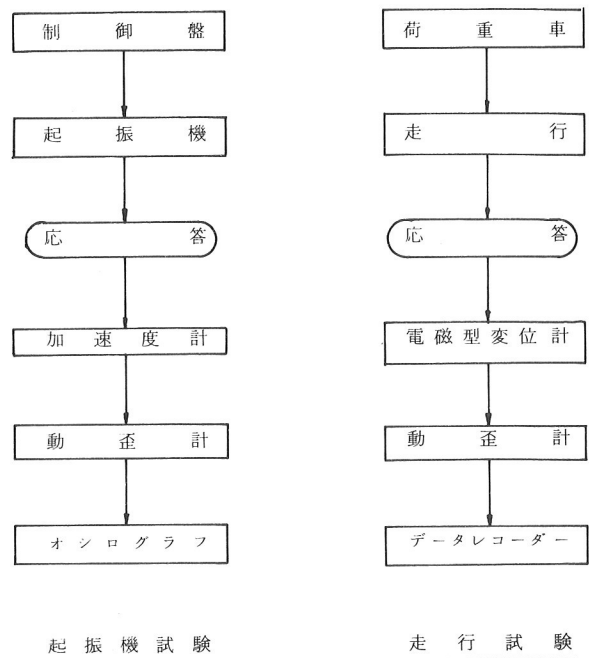


図-8 測定方法

今回使用した起振機は、早坂10 t型起振機（VE-10-40、東京電力㈱所属）であり、起振力は次式より求められる。

$$F = 0.23127 f^2 \cos \theta \quad (2)$$

ここで、 f は振動数（ H_z ）、 θ は起振機のウェイトの開き角の $1/2$ であり、今回の試験では $\theta = 45^\circ \sim 50^\circ$ の最大起振力を用いた。また、共振曲線は測定された加速度応答値 α を変位 x に次式より換算して、次に、式(2)より起振力1 t当りの変位を計算して作成した。

$$x = \frac{\alpha}{(2\pi f)^2} \quad (3)$$

得られた共振曲線の形状より共振振動数と減衰定数を求める。図-9に示すように、共振振動数は曲線の頂点に

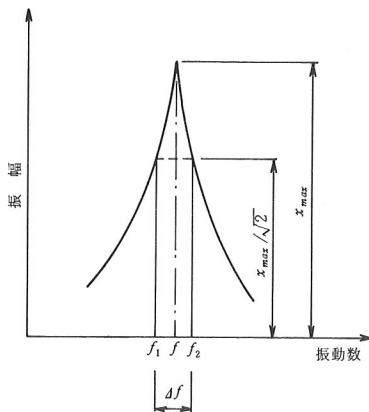


図-9 共振曲線から減衰定数の求め方

対応する振動数であり、減衰定数は共振点 fH_z における振幅 x_{max} に対して

$$x = \frac{x_{max}}{\sqrt{2}} \quad (4)$$

における共振振幅を Δf とすれば、対数減衰率 δ 、減衰定数 h は次式より求められる。

$$\delta = \pi \frac{\Delta f}{f} \quad (5)$$

$$h = \frac{\Delta f}{2f} \quad (6)$$

今回の減衰定数の計算にあたっては、粘性減衰のある強制振動の理論式を用い、振動数と振幅から最小二乗法を用いて共振曲線を仮定して求めた。

3-1-2 荷重車による試験

荷重車による試験は砂利を満載した総重量約20 tのダンプトラック1台単独および2台連行（車頭間隔約10 m）走行の2種類について、10 km/h、20 km/h、30 km/hの速度で、固定端側から可動端側およびその反対方向へと走行を行ない、支間中央と支間1/4点付近に電磁型振動計を地覆上に設置して変位を記録した（以下走行試験と呼ぶ）。

図-7に測定位置を示し、図-8に測定方法を示す。

走行試験によって得られた記録は不規則振動であるので、解析にあたってはデータレコーダに記録したアナログ記録をA-D変換機によってデジタル化を行い、次に、このデジタル数値を電子計算機を用いて高速フーリエ変換（FFT）の方法によりスペクトル解析した。得られたパワースペクトルから共振振動数と減衰定数を求めることができる。図-10に示すように、共振振動数は曲線の極大値に対する振動数であり、減衰定数 h はパワ

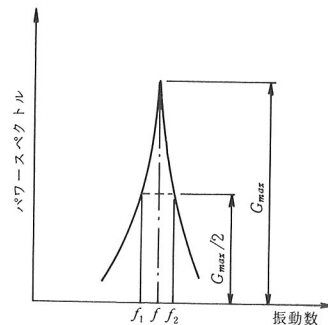


図-10 パワースペクトルから減衰定数の求め方

ースペクトルの極大値の1/2になる振動数 f_1, f_2 ($f_1 < f < f_2$) を用いて、次式より求めることができる。

$$h = \frac{A}{2} \left(1 - \frac{3}{8} A^2 \right) \quad (7)$$

$$A = \frac{f_2^2 - f_1^2}{f_2^2 + f_1^2}$$

今回の解析にあたっては、デジタル化を時間間隔 $\Delta t = 0.016 \text{ sec}$ 、データ数 $N = 1024$ 個で行なった。それゆえ、波形の継続時間は $T = 16.38 \text{ sec}$ である。また、解析範囲は表-2に示す位置でデジタル化したので、全橋にわたっての走行による不規則な振動ではないが、測定位置を中心に解析したので最大の動的たわみはとらえてい

表-2 走行試験解析範囲

速度	秒速	$T = 16.38 \text{ sec}$ での進行距離	解析範囲
10 km/h	2.78 m/sec	45.5 m	$\frac{1}{4} \sim \frac{1}{2}$ 付近
20	5.56	91.0	$\frac{1}{4} \sim \frac{3}{4}$ 付近
30	8.33	136.5	固定端 $\sim \frac{3}{4}$ 付近

3-2 鉛直振動

鉛直振動の固有振動数と減衰定数は起振試験と走行試験から得られ、この結果を表-3と表-4に示す。また、本橋を平面骨組モデルと立体骨組モデルに仮定して固有値解析を行なった。解析にあたっては次に示す2種類の計算法を採用した。

計算法Ⅰ：主構の剛度のみ考慮

計算法Ⅱ：主構と床版・縦桁の剛度を考慮

この計算結果を表-3にあわせて示す。

鉛直振動の固有振動モードは起振機試験から得られ、平面骨組モデルの計算法Ⅱで得られた結果と共に図-11に示す。

表-3 鉛直振動固有振動数

単位：Hz

固有振動モード	測定値		計算値			
	起振試験	走行試験	平面モデル		立体モデル	
			計算法Ⅰ	計算法Ⅱ	計算法Ⅰ	計算法Ⅱ
対称1次	1.11	1.09	1.06	1.07	1.11	1.11
逆対称1次	1.22	1.22	1.25	1.28	1.28	1.32
対称2次	1.64	1.65	1.65	1.78	1.72	1.85
逆対称2次	2.23	2.18	2.08	2.39	2.19	2.46
対称3次	2.71	2.72	2.53	3.11	—	—
逆対称3次	3.23	3.46	2.93	3.99	—	—

表-4 鉛直振動減衰定数

固有振動モード	起振試験	走行試験
対称1次	—	0.025 (0.024~0.027)
逆対称1次	0.018 (0.009~0.027)	0.018 (0.011~0.029)
対称2次	0.014 (0.010~0.022)	0.021 (0.009~0.027)
逆対称2次	0.022 (0.019~0.026)	0.017 (0.014~0.021)
対称3次	0.018 (0.012~0.025)	0.015 (0.011~0.024)
逆対称3次	0.019 (0.009~0.029)	0.012 (0.009~0.018)

—：測定不能，()：測定範囲

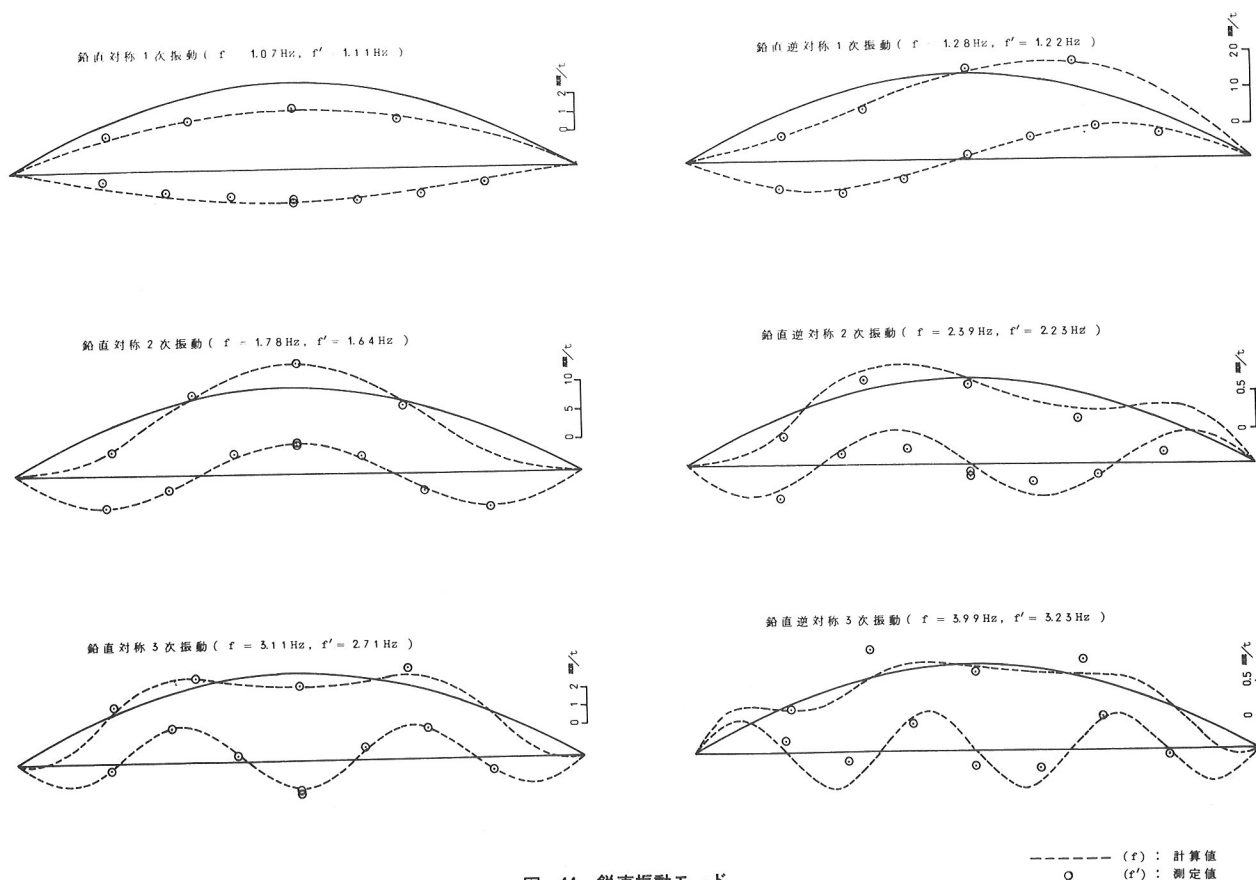


図-11 鉛直振動モード

起振試験と走行試験から得られた固有振動数は、高次振動である逆対称3次振動を除いてほぼ一致している。走行試験による測定値はスペクトル解析という間接的な方法から求め、かつ、高次振動についてはパワーが小さかったので、直接振動数を測定した起振機試験の測定値が信頼がおける。計算値についてみると、計算法Ⅰと計算法Ⅱでは、低次の振動ではあまり差がないが、高次振動になるほど床版・縦桁の剛度の影響があらわれ、かなり差がみられる。また、測定値と計算値を比較してみると、対称1次から対称2次までの低次振動ではほぼ計算値と一致し、逆対称2次から逆対称3次までの高次振動では測定値は計算法Ⅰと計算法Ⅱのほぼ中間の値を示している。今回の解析では、床版と縦桁は完全に合成されていると仮定して主構の剛度に加えたが、実橋にあうモデルを設定する場合には、完全な合成ではなく中間的なモデルを考えたり、あるいは静的挙動と同じく床組が格子構造として作用していることも考慮する必要があるだろう。

固有振動モードについて調べてみる。測定値で計算値を比較してみると、対称1次から対称2次までの低次振動および対称3次振動については、この両者はほぼ一致するが、逆対称2次および逆対称3次振動では振動モードに多少の相異がある。測定値については単位外力あたりの振幅が0.5mm以下と他の振動モードに比べて小さいため測定値にばらつきが生じたことや、計算値については高次振動に床版、縦桁の剛性が影響しているためと、解析では考慮していない支承の摩擦が影響しているためと考えられる。

最後に減衰性について調べてみる。起振試験と走行試験から得られた測定値は、各振動次数ともばらつきがみられるが、この両者はあまり差がなく、全体的にみれば減衰定数はほぼ0.010～0.025程度である。これを表-5に示す他のニールセン型ローゼ桁橋の報告と比較し

表-5 鉛直振動減衰定数の既試験との比較

振動モード	本川大橋 ($L=170m$)	柳津橋 ($L=154m$)	安芸大橋 ($L=110m$)
対称1次	0.025	0.012	0.0272
逆対称1次	0.018	0.007	0.0111
対称2次	0.021	0.010	0.0225
逆対称2次	0.017	0.004	0.0178
対称3次	0.015	0.003	0.0189
逆対称3次	0.012	0.009	——

てみると、柳津橋に比べてかなり大きな減衰性があるが、安芸大橋とはほぼ同程度である。また、ランガー系橋梁に比べるとはるかに減衰性がよい。これは本橋の吊材にロックドコイルを用いたので十分減衰が期待できることや、斜吊材によってアーチ弦材の橋軸方向の変形を拘束して骨組の格間の剪断変形に抵抗するので減衰性が良くなっているためと考えられる。

3-3 水平振動

水平振動の固有振動数と減衰定数は起振試験から得られ、この結果を表-6と表-7に示す。また、鉛直振動と同じく本橋を平面骨組モデルと仮定して計算法Ⅰと計算法Ⅱで解析した結果も表-6にあわせて示す。固有振動モードの測定値は立体骨組モデルの計算法Ⅱで得られた結果とともに図-12に示す。

本橋の対称1次-Iおよび対称1次-IIの固有振動数は1Hz未満であるため、起振機の能力の都合上とらえることができなかった。

表-6 水平振動固有振動数

固有振動モード	測定値 (起振試験)	計算値(立体モデル)	
		計算法Ⅰ	計算法Ⅱ
対称1次-I	——	0.52	0.62
対称1次-II	——	0.85	0.93
逆対称1次-I	1.53	1.32	1.42
逆対称1次-II	1.96	1.50	1.93

単位:Hz

——:測定不能

表-7 水平振動減衰定数

固有振動モード	減衰定数(起振試験)
対称1次-I	——
対称1次-II	——
逆対称1次-I	0.014 (0.009~0.019)
逆対称1次-II	0.016 (0.010~0.026)

——:測定不能, ():測定範囲

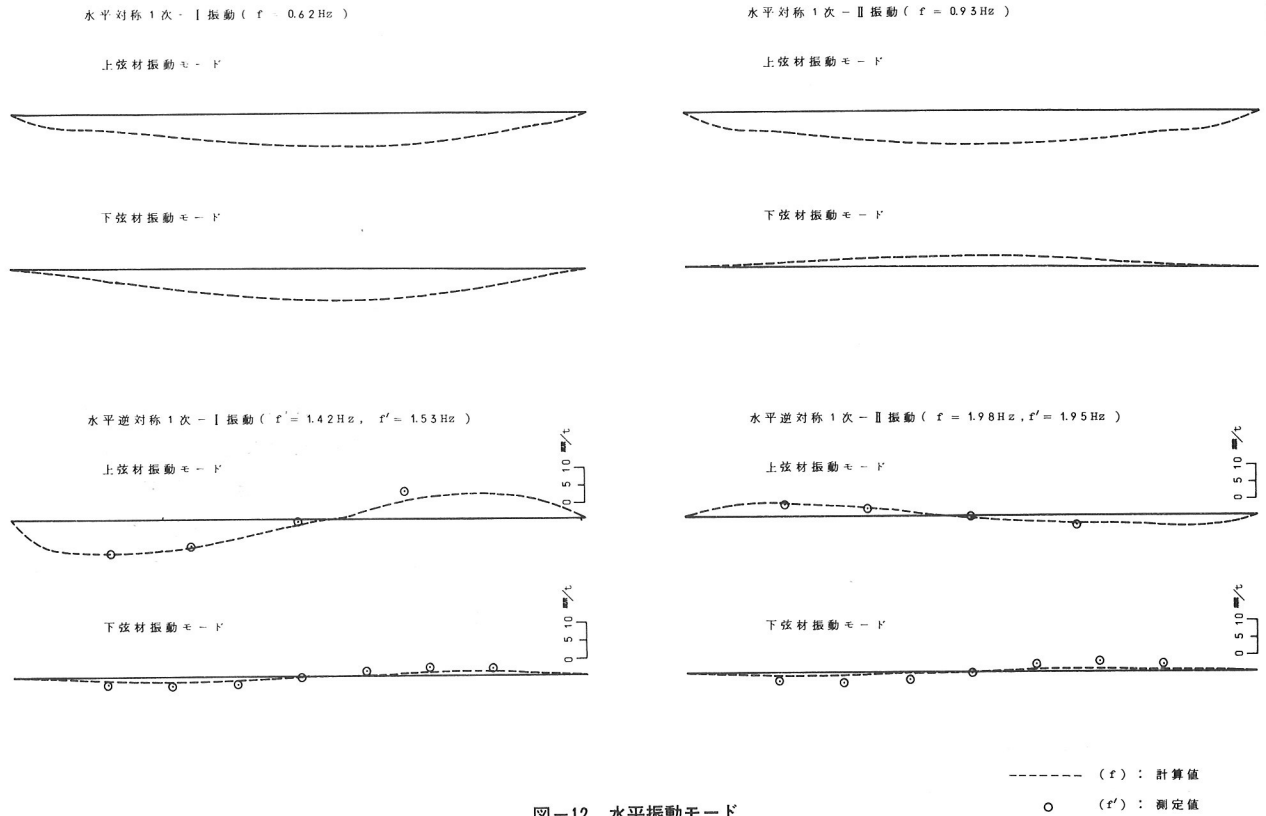


図-12 水平振動モード

固有振動数について測定値と計算値を比較してみると、測定値は計算法Ⅱに近い値を示している。これは水平振動に対しても鉛直振動と同じく床版・縦桁の剛度が影響していることを表わしている。固有振動モードについては測定値と計算値は上弦材の振幅は比較的良く一致しているが、下弦材は計算値より測定値が多少小さくなっている。また、減衰定数は鉛直振動と同じく各振動次数でばらつきがみられるが、ほぼ0.010～0.025程度であり、水平振動に対してもかなり大きな減衰性がある。

3-4 衝撃係数

今回の走行試験は舗装後実施したので、供用開始後の動たわみ性状と衝撃係数を推定できるものと考ええる。荷重車走行による動たわみはある着目点に関して図-13に示すように生ずる。固定端側支間1/4点付近の動的たわみは表-8に示すように生じた。動的たわみは車の進行方向にほとんど関係なく、上向きと下向きによって大きな差が生じた。その値は上向きが大きく、1台走行時で下向きの2.7倍、2台走行時で1.5倍となった。しかし、

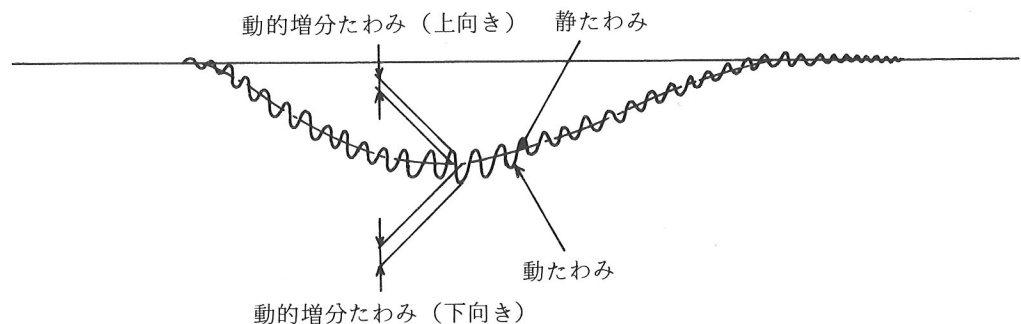


図-13 動たわみ

表-8 動的たわみ(支間1/4点)

速度 方向	1 台 走 行 時		2 台 走 行 時	
	下 向 き	上 向 き	下 向 き	上 向 き
10km/h	0.40	1.16	0.66	0.94
20	0.42	1.14	0.65	1.02
30	0.51	1.25	0.71	1.10
平 均	0.44	1.18	0.67	1.02

(静的最大たわみの測定値 1台 12.0mm, 2台 21.5mm)

上向きの動的たわみは本橋の場合不利な性質のものでなく問題はない。

次に、設計で考慮している衝撃係数 i に対応するものは測定結果より次式で表わすことができる。

$$i = \frac{\Delta \delta_{dynamic}}{\delta_{static}}$$

ここで、 $\Delta \delta_{dynamic}$ は下向きの動的たわみ、 δ_{static} は静的最大たわみを表わす。本橋の測定結果を表-9に示す。

表-9 衝撃係数(支間1/4点)

走行速度	測 定 値		計 算 値 (1台走行時)
	1台走行時	2台走行時	
10km/h	0.033	0.031	0.034
20	0.035	0.030	0.033
30	0.042	0.033	0.036
平 均	0.037	0.031	0.034

一方、設計に用いる衝撃係数は設計活荷重の動的成分すなわち満載あるいは半載の等分布荷重と線荷重が橋に作用する活荷重の割り増し率である。本橋について設計衝撃係数は

$$i = \frac{20}{50+170} = 0.091$$

である。これに対して今回測定した衝撃係数は荷重車1台あるいは2台に対する割り増し率である。それによると、1台走行時の平均で0.037、2台走行時で0.031と設計衝撃係数の3~4割と非常に小さい。測定値について走行速度と衝撃係数の関係を調べると図-14に示すように、走行速度が上がるにつれて1台走行時、2台走行時ともわずかであるが衝撃係数は大きくなる傾向にある。また、1台走行時と2台走行時について比較すると、2台走行時の方が多少小さくなっている。これは車頭間隔が10mの1種類についてのみ測定したので、走行台数によって衝撃係数は低減できる傾向にあることを推定できるに留まった。

一方、本橋を平面骨組モデルと仮定して、平滑走行荷重による動的応答計算をニューマークの β 法による逐次積分法によって数値計算を行い衝撃係数を求めた結果を表-8にあわせて示す。計算値と測定値を比較すると、走行速度が小さい場合はこの両者は良い一致を示すが、走行速度が30km/hになると測定値は計算値より多少大

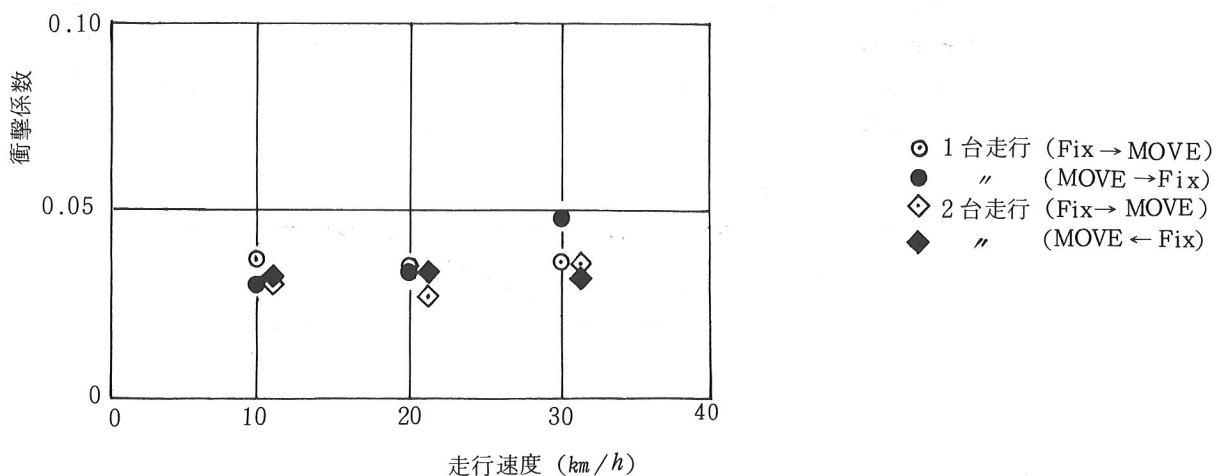


図-14 走行速度と衝撃係数

きくなる。それゆえ、走行速度が小さい範囲では平滑走行と仮定しても衝撃係数が推定できることがわかる。

以上については、本橋が交通未開放のため路面の凸凹が比較的小さい時点の推定である。衝撃係数は路面の凸凹に影響をうけることから、将来凸凹が大きくなったときは別の挙動を示す可能性がある。

4. あとがき

静的載荷試験、振動試験によって、ニールセン・ローゼ桁橋の静的、動的特性を明らかにすることが出来、この種の橋梁に対する貴重な資料を得ることが出来たと考える。

静的載荷試験では、下弦材は床構造と共働して外力に抵抗する、いわゆる合成効果が認められたが、設計においてはこのような効果を見捨てて通常の平面骨組解析によって設計を行えば、十分安全側の設計が出来ることが分った。ただし後の斜吊材の張力調整を入念に行なうことを前提とすることはもちろんである。また現行の床組設計では、縦桁と床版の合成効果等を考慮しない安全側の考え方に立脚しているため、床組断面を定めることに関しては十分であるが、自動車荷重によって生ずる実際の床組応力の把握については不十分であることが判明した。本橋のように支間が長く、主構が変形しやすいアーチ系橋梁等の、重量自動車に対する床組検討においては、2-3の計算値3によるような検討が必要と考えられる。また静的載荷試験の大きな目的の1つであったトレーラー走行に対する安全性に関しても、何等不安はないとの結論を得た。

振動試験では、本橋の鉛直振動、橋軸直角水平方向の固有振動数と固有振動モードには床版や縦桁の剛度がかなり影響があることが判明した。すなわち、全体剛性に床版や縦桁が寄与しているため、主構のみの剛度を考慮している設計計算以上に剛度が高いことがわかった。

測定法に関しては、起振試験と走行試験の測定値はほぼ同じ結果を示したので、スペクトル解析によって十分信頼できる成果が得られることが判明した。

また、本橋の減衰は鉛直・水平振動とも0.010~0.025の範囲にあり、桁橋としては大きな減衰があることがわかった。これは本橋の斜吊材にロックドコイルを用いたことや、ニールセン橋の特性である斜吊材によってアーチ弦材の橋軸方向の変形を拘束して骨組の格間の剪断変

形に抵抗するためと考えられる。また、主構の衝撃係数は1台走行時で0.037で、完成時で、設計値0.091の約4割であることが確認できた。

最後に、本橋の設計、施工、試験全般にわたって御指導いただいた四国電力㈱建設本部、中島弘、清水幸保氏に誌上を借りて謝意を表わします。

今回の試験にあたって、起振機は東京電力㈱から借用した。また、走行試験に用いた振動計ならびにA-D変換機は金沢大学工学部建設工学科小堀研究室の機器を使用した。御協力頂いた各氏に対して心からお礼申し上げます。なお、走行試験のスペクトル解析は金沢大学電算センターFACOM F230-35を使用し、その他の解析やデータ整理は当社電算センターのUNIVAC 1106を使用した。