

鋼少数主桁橋への裏面吸音板の設置方法 に関する実験と考察

The experiment about the way of installing the absorptive type noise barriers to the minority girders bridge

讚岐康博*，梶川康男**，川辺稔***，村瀬輝巳江***，浜 博和 ****

Yasuhiro SANUKI, Yasuo KAJIKAWA, Minoru KAWABE, Kimie MURASE and Hirokazu Hama.

* (株)フジエンジニアリング 調査設計部 (〒532-0002 大阪市淀川区東三国5丁目5番28号)

(金沢大学大学院自然科学研究科システム創生科学専攻)

* 工博 金沢大学大学院教授 自然科学研究科 (〒920-8667 金沢市小立野2丁目40-20)

*** 日本道路公団名古屋建設局名古屋工事事務所 技術部 (〒455-0015 名古屋市港区港栄1丁目2番28号)

*** (株)フジエンジニアリング 調査設計部調査2課 (〒532-0002 大阪市淀川区東三国5丁目5番28号)

Absorptive type noise barriers are installed in the minority girders bridge for the first time in Japan from the view of environment protection around the expressways. These barriers in the bridge superstructures independently be established by the hanging form the flange under the main girders, These barriers include local wearing problems at the hanging part. In this paper, it is experimentally verified that the wearing damage in the early stage occurs in the connection part of the hanging material and in the beam material in the tested structures. To solve this problem, an optimal hanging structure and a design method developed through analysis are proposed.

Key Words : minority girders bridge, absorptive type noise barriers, solid lattice analysis

1. まえがき

公共工事のコスト縮減が求められる中、第二東名高速道路の建設においては、設計施工の合理化、現場作業の省力化、事業費の節減を図るため、鋼少数主桁橋梁の採用が積極的に進められている¹⁾。鋼少数主桁橋梁は、図-1に示すように、①PC床版を用いることにより、床版支間を従来の多主桁橋梁よりも大きくし、主桁本数を減らした構造、②床版による荷重分配効果を積極的に考慮することにより、横桁や横構の単純化や省略化を図った構造、という特徴を有している²⁾。

一方、社会の円熟化は、快適空間の創造という精神的な豊かさを追求するようになっており、道路周辺環境への配慮も重要となっている。第二東名高速道路のうち、市街地に架かる少数主桁橋梁区間においても、このような社会的要請に応えるべく、主桁下面に景観を考慮し、しかも点検施設を兼ねた裏面吸音板の設置が計画されている。本研究では、主桁間隔6m、横桁間隔8.8mを有する鋼少数主桁橋梁への裏面吸音板の設置に対し、現設計構造と改良案構造の2種類の吊り形式を試験施工することにより、それぞれの静的・動的挙動を比較し、実橋への適用性を検討した。その結果、現行構造では吊り材と梁材のコネクション部に早期の疲労損傷が発生する可能性があること、裏面吸音板独自の振動が発生すること

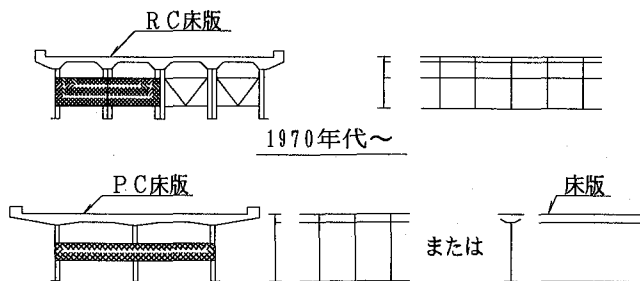


図-1 従来橋との比較²⁾

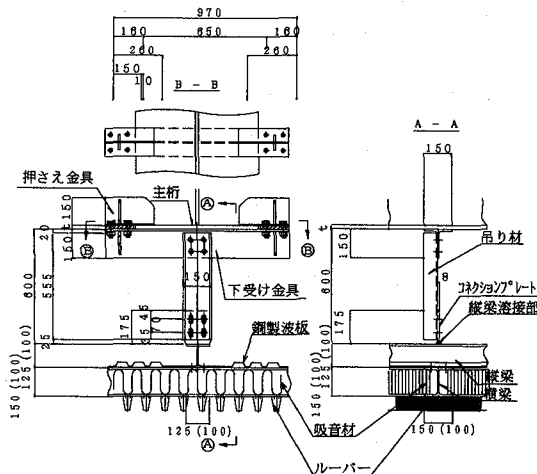


図-2 裏面吸音板の一般的な吊り構造

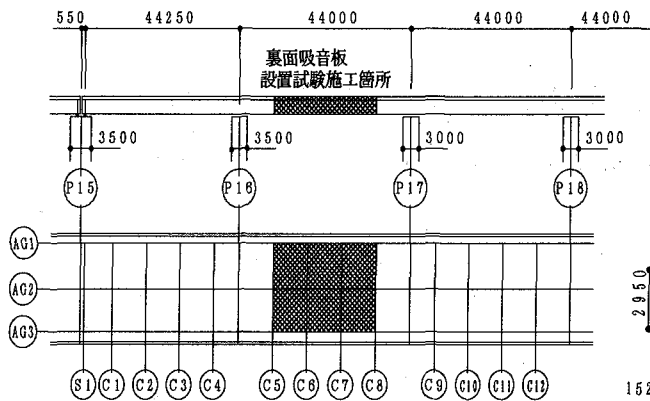


図-3 試験施工対象橋梁一般構造図

対象径間；15径間連続3主鈹桁橋の第2径間目
スパン；44m，主桁間隔；6m，横桁間隔；8.8m

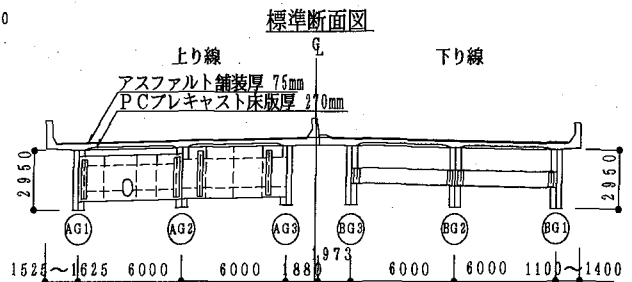


表-1 2種類の吊り構造形式

等に対し、改良案構造が耐疲労構造であること、裏面吸音板が上部構造と一体となって挙動することを実験的に検証した。また、試験結果ならびに立体格子モデルによる解析結果から、構造上の改良点を提案するとともに、主桁間隔7.5m、横桁間隔10mという特殊径間部へ設置するための設計にフィードバックした。

2. 裏面吸音板の現行構造

裏面吸音板の主桁からの吊り構造は、主桁の部分的な断面欠損を伴わないことを原則としているため、図-2に示すような押え金具と下受け金具により、主桁下フランジを挟込む構造としている。

縦梁部材(橋軸方向H鋼)は、下受け金具と縦梁部材に溶接したコネクションプレートとを連結する吊り部材(溝型鋼)によって支持されている。また、縦梁部材と横梁部材(橋軸直角方向H鋼)は直接ボルト接合し、吸音材、点検用波板鋼板、外装用ルーバー材はすべて横梁に添加される構造である。

3. 試験施工

3.1 試験施工対象径間

試験施工は、現行構造と改良案構造の静的・動的挙動を直接比較し、実橋への適用性を検討することを目的としている。このため、当該地区に架設されている少数主桁橋の標準的な径間に、吊り構造の異なる2種類の裏面吸音板を、同一径間中央を中心として対称に設置した。表-1に、吊り構造の異なる2種類の裏面吸音板の諸元を示し、裏面吸音板設置径間の一般構造を図-3に示す。

3.2 2種類の吊り構造形式

2種類の吊り構造の内、1種類は現設計構造で、縦梁

を主桁からのみ吊り支持する構造（以下 Type1 という）

構 造		吊 り 支 間 m	使用鋼材	単位 重量 kN	設計応力度	たわみ	
					(許容応力度) MPa	群集荷重含む (許容)	死荷重のみ (足場除)
T y p e ・ 1	縦梁	3.0	H-125× 125×6.5 ×9	2.31	131.03 (137.69)	4.2mm (15mm)	2.3 mm
	横梁	6.0	H-150× 150×7× 10	3.05	80.36 (125.93)	10.9mm (30mm)	5.6 mm
T y p e ・ 2	縦梁	3.0	H-100× 100×6×8	1.66	111.33 (125.93)	4.7mm (15mm)	2.2 mm
	横梁	3.0	H-100× 100×6×8	1.66	54.10 (96.53)	2.9mm (15mm)	1.2 mm
上部 縦梁	8.8	H-250× 250×9× 14	7.04	55.70 (81.24)	12mm (44mm)	8.0 mm	
中間 縦梁	3.0	H-100× 100×6×8	1.66	111.33 (125.93)	4.7mm (15mm)	2.2 mm	

で、縦梁と直交する横梁の吊り支間は6mと長くなっている。ただ、横梁圧縮フランジの固定間距離を短くするため、横梁中央にストラッド（アングル材）で連結している。他の1種類は提案構造で、横桁間を吊り支間とする上部縦梁から中間吊り材で中間縦梁を増設し、横梁の吊り支間を3mとした構造（以下 Type2 という）である。なお、両者とも縦梁の吊り支間は3m、横梁設置ピッチは2mである。2種類の吊り構造の平面図を図-4に示す。

4. 調査内容

4.1 調査の流れ

調査を項目別に分けると部材の応力測定と部材の振動測定に大別することができる。また、測定時の状態で分

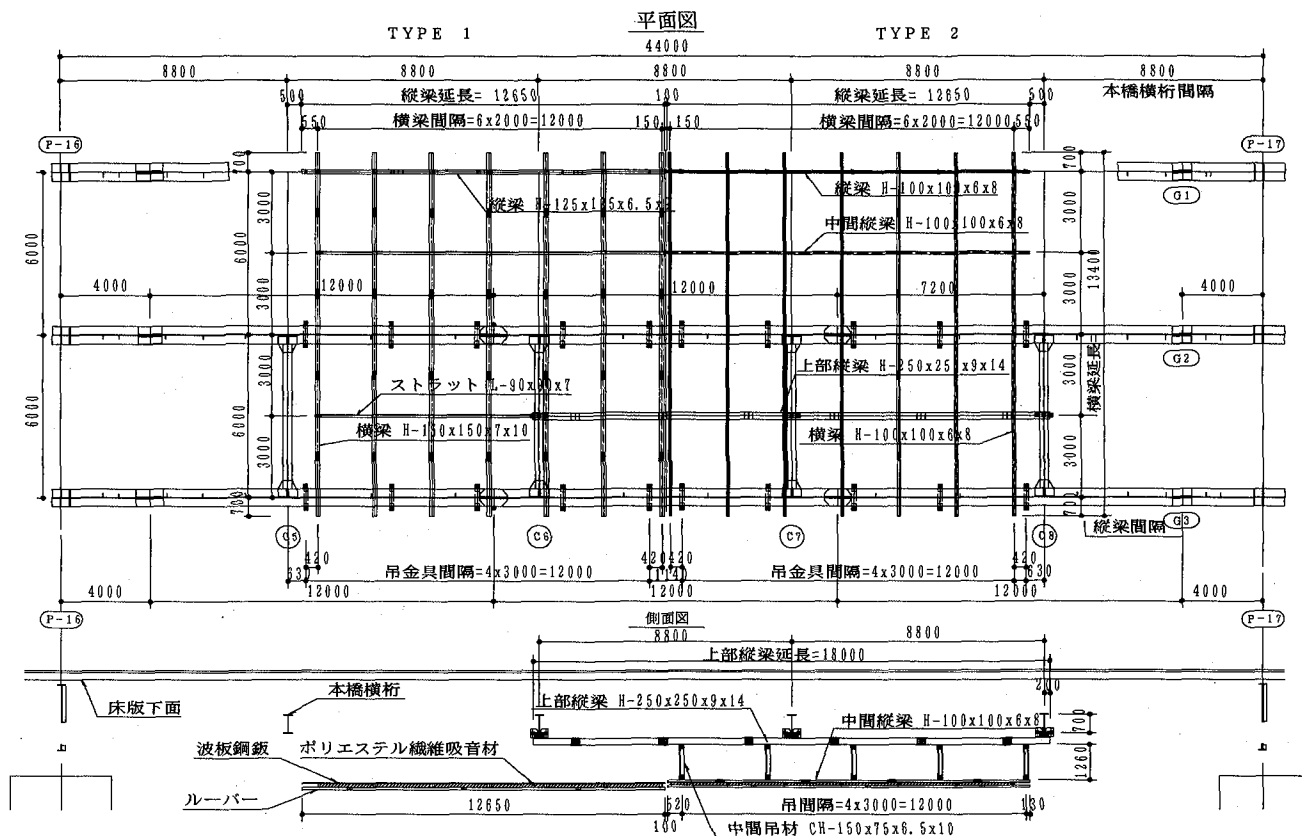


図-4 2種類の裏面吸音板設置構造図

けると、施工段階毎の静的測定と、完成系における動的測定（自動車荷重による応力測定と振動測定）となる。

図-5に調査の流れを示す。

4.2 調査項目

(1) 応力測定

静的な応力測定は、部材断面を決定する設計上の応力度と実応力度の比較を目的とし、各部材や足場の死荷重による応力を対象としており、多点デジタル静ひずみ計（データロガー）にて測定した。部材の死荷重応力も対象としているため、所定の位置に設置する前の無応力状態での応力を初期値とした。また、両タイプの定量的、定性的な比較を目的とし、車両重量、速度、走行位置を規定した試験車走行による動的な応力測定を実施した。

さらに、各部材の格点部の疲労に関する検討を行うため、一般車走行を対象とした応力頻度測定を実施した。なお、今回の応力測定は、切り欠き部や面部材同士の取り付け隅角部のような複雑な応力状態を呈しない、吊り材や梁部材を対象としているため単軸ゲージを使用した。

(2) 振動測定

振動測定は、完成系において主桁構造と裏面吸音板構成部材とが一体的に挙動しているか否かを調査したものである。両者が一体となって挙動せず、独立挙動している場合は、主桁構造と裏面吸音板構成部材とが共振現象

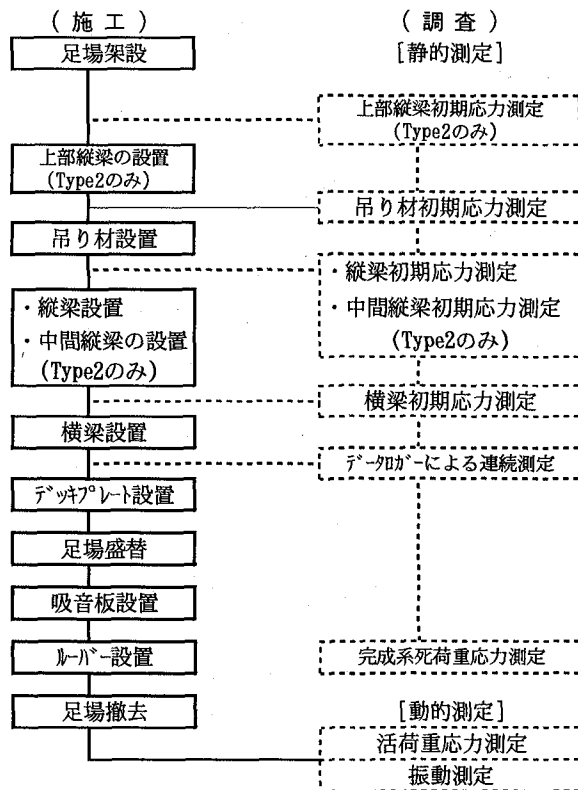


図-5 調査の流れ図

を起こし、吊り材格点部等に疲労損傷が発生する可能性がある。なお、両者が一体挙動しているか否かの判定は、

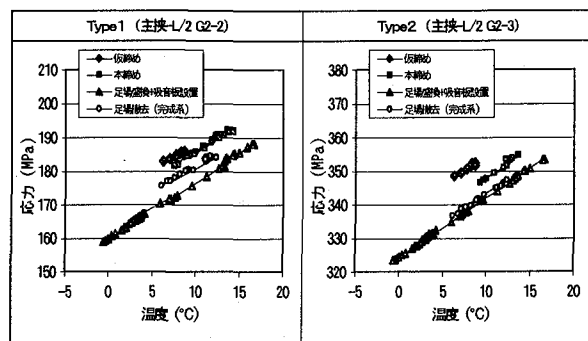


図-6 押え金具に発生する応力

- ①両者の卓越振動数が一致している。
- ②振動加速度値が同じ大きさである。
- ③振動の位相が同位相である。
- ④減衰特性が同じである。

という振動特性の一致から判断した。

また、吸音板自体の振動特性を把握し、点検施設としての使用性、適用性を検討した。振動測定は、サーボ型加速度計—直流増幅器—データレコーダという動的測定システムで行い、一体化挙動については上下・水平（橋軸方向、橋軸直角方向）3成分の測定結果から検討した。

振動測定の対象外力は、応力測定の前と同様、試験車走行と一般車走行とした。

5. 調査結果

5.1 応力測定結果

(1) 主桁押え金具に発生する応力

押え金具の各施工段階毎の実測応力とその時の温度の関係を図-6に示した。各測点の応力は、温度応力の影響も受け、概ね1.5MPa/°Cの関係を示している。

図-6に示したように押え金具に発生する応力度は、157MPa～353MPaと非常に大きい。押え金具は、カットT材ではなくプレート(9mm)に縦リブと横リブを十字溶接したビルトアップT材を使用しているため、プレートに大きな溶接ひずみが生じていると考えられる。

この溶接ひずみの大きさは部材によって様々で、本締め作業ではこの溶接ひずみが矯正されるような力が作用し、このような大きな応力が発生したものと考えられ、今後の実施施工ではカットT材の使用が望まれる。

図中、本締め後の値から完成系の値を差し引いたものが完成系の死荷重（吸音板+ルーバー+波板鋼板）だけが作用した場合の発生応力度となるが、応力度は4.9MPa程度と小さく、死荷重増による変形はほとんどないといえる。

(2) 縦梁溶接部の応力

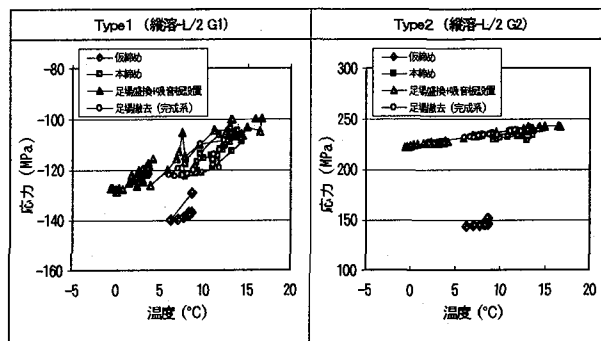
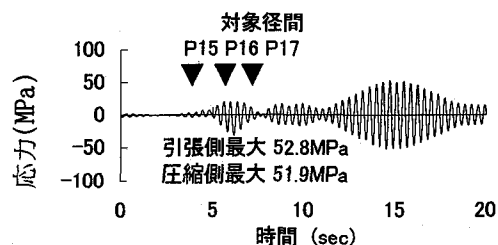
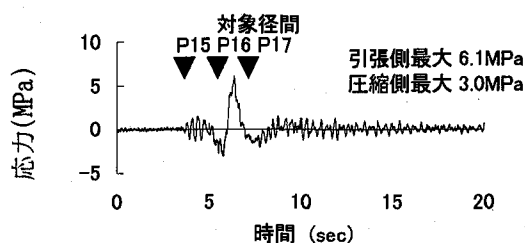


図-7 縦梁溶接部の組立時に作用する静的応力



(a) Type1の場合



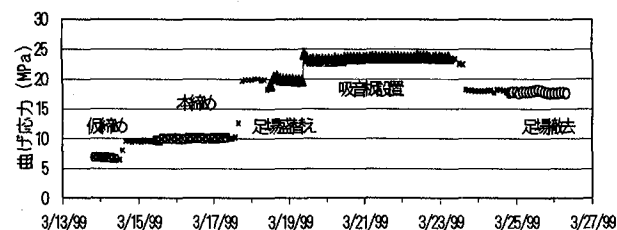
(b) Type2の場合

図-8 縦梁溶接部の活荷重応力の時刻歴

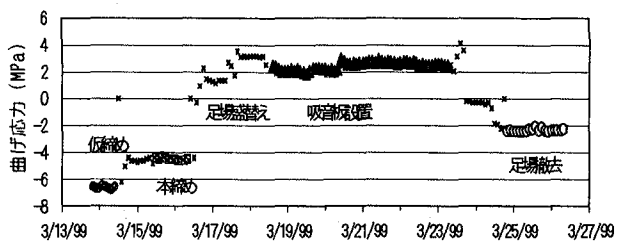
縦梁溶接部とは、縦梁部材と吊り部材を接続させるコネクションプレート（橋軸直角方向に設置）の縦梁部材との溶接部のことである。この部位は、縦梁、横梁組立時の位置合わせやレベル調整時に、圧縮や引張の曲げ応力を強く受ける箇所であり、本構造の最弱点部といえる。

図-7に示すように、縦梁、横梁の組立時（本締め時）に発生する応力度は、Type1で-120MPa、Type2で240MPa程度と非常に大きな外力による曲げが作用していることを示している。

また、試験車走行（2台並行走行）時に作用する活荷重応力の時刻歴を図-8(a)、(b)に示した。図-8によると、Type2では試験車が隣接径間通過時に圧縮応力が、当該径間通過時に引張応力が作用するという、連続桁の桁作用に追随した挙動を示している。その時の応力範囲は、9.1MPaと小さい。一方、Type1では、連続桁の桁作用に追随した挙動は変動応力の中に隠れ、Type1構造独自の橋軸方向水平振動に起因する交番応力が、Type2の10倍以上の値で作用している。特に、試験車の当該径間通過後に共振現象が認められ、応力範囲は105MPaにも達し、早



(a) 初期に正の曲げを受けている Type1 縦梁部材の応力変化



(b) 初期に負の曲げを受けている Type2 縦梁部材の応力変化

図-9 梁部材の施工段階毎の応力変化

表-3 設計応力度と実測最大応力

		設計応力度	実測最大応力度	実測設計
		MPa	MPa	
Type1	縦梁	50.8	34.3	0.68
	横梁	30.6	19.6	0.64
Type2	縦梁	40.2	14.7	0.37
	横梁	18.5	6.1	0.33
	上部縦梁	36.2	10.3	0.28
	中間縦梁	40.2	21.6	0.54

期の疲労損傷の発生が懸念される。なお、共振現象や早期の疲労についての考察は後述する。

(3) 縦梁、横梁の応力

縦梁、横梁部材は、自重や吸音板等の死荷重による正の曲げ応力の他に、組立時に製作誤差や施工誤差による軸力や曲げ応力が作用する。

図-9は、各施工段階毎の縦梁曲げ応力度の経時変化例を示したものである。なお、図中の応力度は、軸力および温度応力の影響を除き曲げ応力だけを抽出するため、上下フランジの平均応力度の1/2 (H鋼材で中立軸の位置が図心にあるため) の値を示している。

図-9(a)は Type1 縦梁部材の本締め後に下向きにそる正の曲げが作用し、足場盛り替えによる足場死荷重や裏面吸音板の死荷重増によりさらに正の曲げが大きくなっていることを示している。なお、足場盛り替えとは、横梁に吸音板、ルーバーを設置するため、主桁下フランジから吊っていた足場を横梁から吊り変えることをいう。一方、図-9(b)は Type2 縦梁材のボルト本締めにより負の曲げ(上向きにそる)が作用し、死荷重増により曲げ応力度が低減されていく様子を示している。このように梁部材の応力度には、梁の自重による曲げ応力度と設計上考慮できない組立時の強制外力による曲げ応力度が分離できない状態で測定されている。このため、設計上の

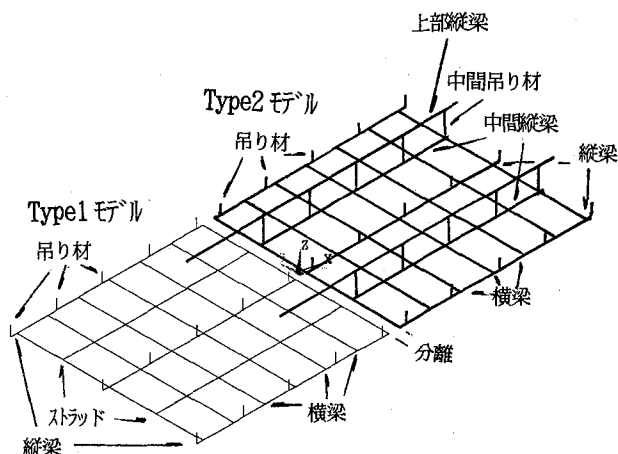


図-10 立体格子モデル

表-4 設計応力度、実測応力度、解析値の比較

荷重条件	部材	Type1(MPa)			Type2(MPa)		
		設計応力度	実測値	解析値	設計応力度	実測値	解析値
足場あり	横梁	29.0	8.4	9.3	16.0	-0.5	6.3
	縦梁	48.8	11.0	24.3	37.7	16.2	11.4
	中間縦梁	—	—	—	37.7	14.0	9.2
	上部縦梁	—	—	—	28.1	7.1	4.4
足場なし	横梁	16.7	1.0	4.1	9.7	-1.6	0.9
	縦梁	29.0	6.2	8.7	22.6	5.7	4.9
	中間縦梁	—	—	—	22.6	7.6	5.0
	上部縦梁	—	—	—	25.0	3.6	1.8

応力度に対しどの程度余裕があるのか、実測値を基に単純に比較できない。表-3は組立時の強制外力による曲げ応力度と梁自重による応力度を含んだ、施工中梁部材に生じた最大曲げ応力度を設計応力度(群集荷重は除外)と比較したものである。

Type1の実測値は設計値の65~70%程度、同様に Type2 は30~50%の値しか示しておらず、梁断面は余裕のある断面となっている。これは、通常梁断面は単純梁として計算され決定しているが、実際には連続梁や格子構造として挙動するためと考えられる。

そこで、今回の試験施工における構造を図-10に示すような立体骨組みにモデル化し、各部材の応力度を求め実測値ならびに設計値と比較した。図-10は、同一径間に設置した Type1, Type2 構造を径間中央で分離してモデル化している。なお、Type2 構造の上部縦梁は、上部構造の横桁間を支間としているため、端支点は Type1 構造の中まで見かけ上延長されている。(図-4参照)

実測値と計算値、設計値をそれぞれ直接比較できるように、実測値は本締め後からの変化分(組立時の強制外力および梁自重による曲げ応力度を除去)に着目するとともに、格子計算においては梁の自重は無視し、裏面吸音板(0.23 kN/m²)と足場(0.29 kN/m²)の死荷重を考慮

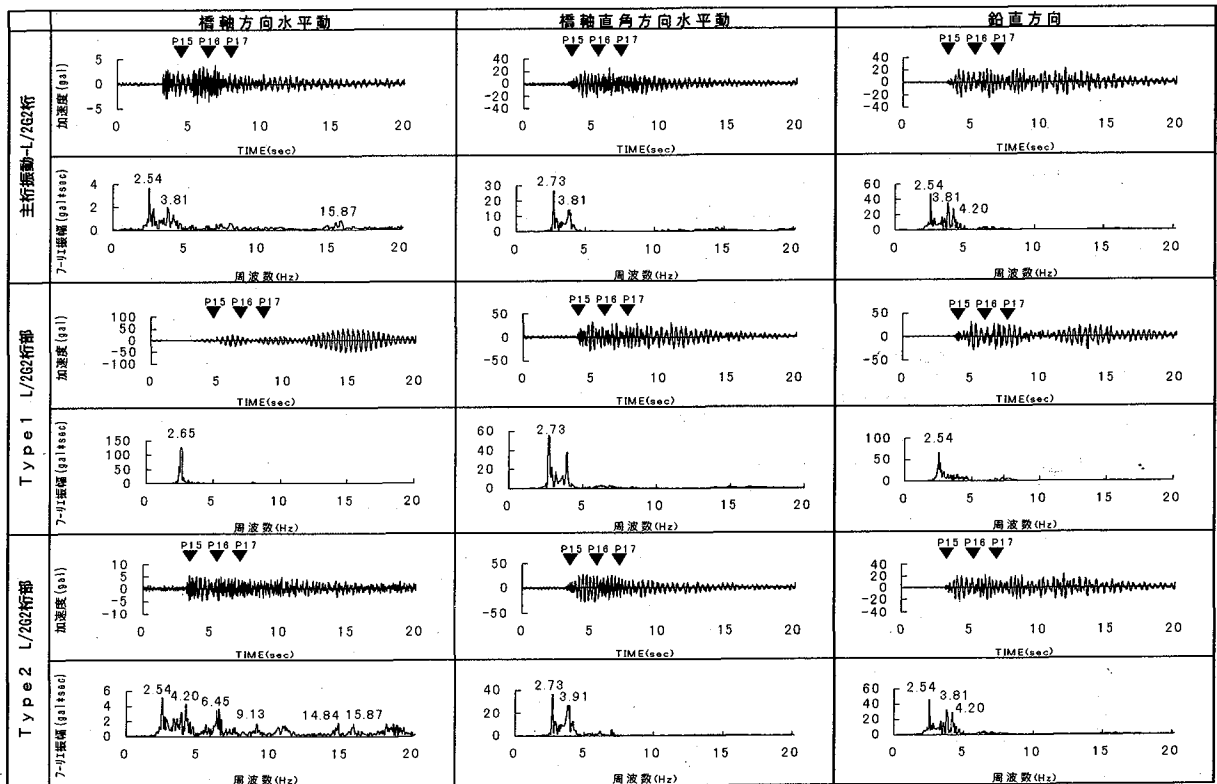


図-11 主桁と吊り材の一体化挙動の有無

2.54Hz ; 対称たわみ振動 2.73Hz ; 対称ねじれ振動

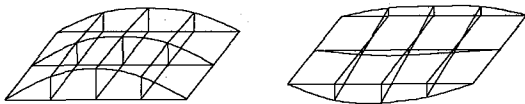


図-12 実測値から得られた上部構造の振動モード

した。また、設計応力度も表-3の値から梁自重による応力度を除外している。なお、格子解析において主桁、および横桁と吊り材との境界条件は固定支点とした。

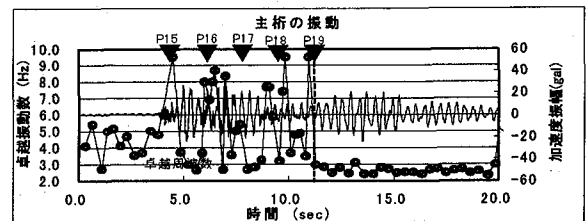
表-4に設計応力度、実測応力度、解析値の比較結果を示すが、実測値は多少のばらつきはあるものの、概ね立体格子モデルでの解析値と一致している。特に横梁のばらつきについては、測定点が部材添接部近傍でしかも吸音板取付けの支障とならないように、H鋼上フランジ、ウェブのみの添接で下フランジの添接板が省略されており、応力の流れがスムーズでない箇所での測定となったことが原因と考えられる。

5.2 振動測定結果

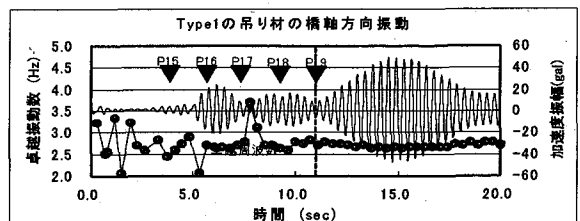
(1) 上部構造との一体化挙動の確認

a) 主桁と吊り構造との一体化

振動測定結果は、試験車走行のうち最も大きな振動を記録した2台並行走行時のデータで検討した。図-11は、中桁(G2)の中央径間部における、吊り材と縦梁の格点部測点と、同一断面で吊り材が固定されている主桁



(a) 主桁の加速度波形と周波数の経時変化



(b) 吊り材の加速度波形と周波数の経時変化

図-13 共振の開始状況 (Type1)

下フランジ上の測点に着目し、両者の振動特性を比較したものである。図-11から次のようなことがいえる。

橋軸方向の振動特性については、Type1とType2で傾向が全く異なっている。Type1構造の振動特性は主桁の振動特性と異なり、主桁とは独立した挙動を示している。特に、試験車が対象径間を通過した後に大きな振幅の振動が現れているのが特徴的である。これは、図-12に示す上部構造の固有振動モードの内、対称たわみ振動(2.54Hz)とType1構造の橋軸方向固有振動(2.65Hz)が近接していることが原因で、車両通過後共振したためと考えられる。図-13は図-11に示したType1構造の橋

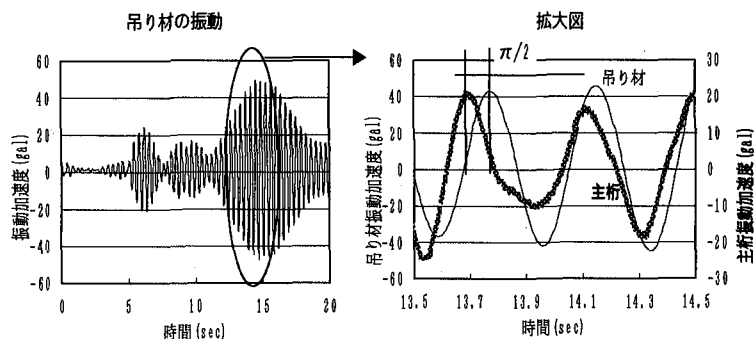


図-14 Type1 構造の橋軸方向の共振

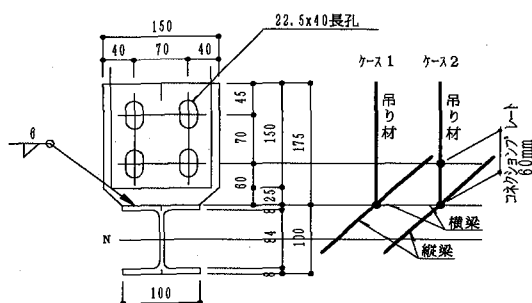


図-15 コネクションプレートのモデル化

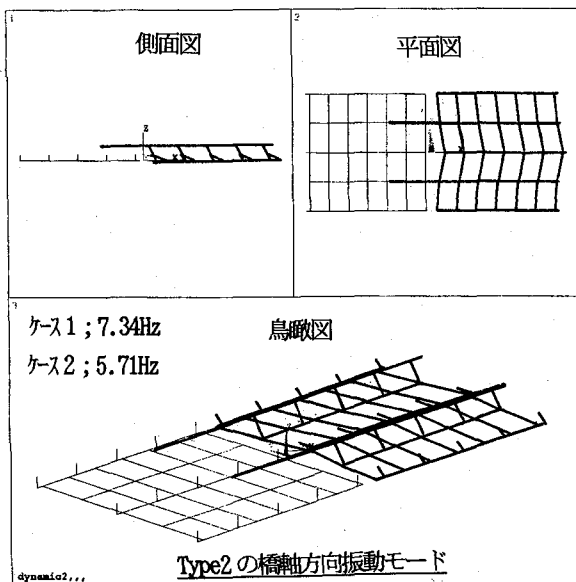
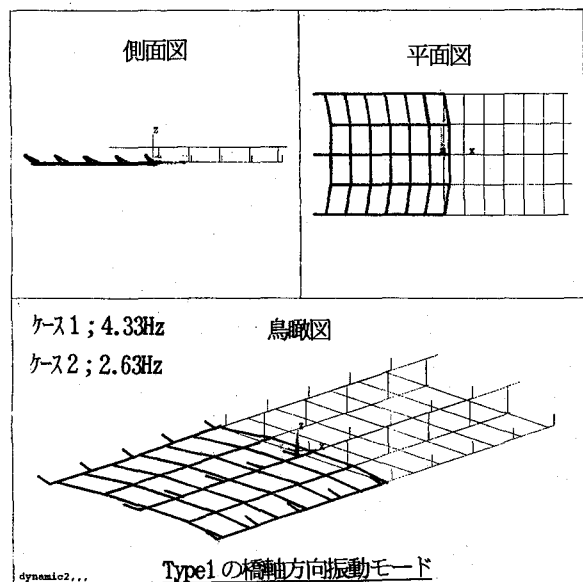


図-16 Type1, Type2 構造の橋軸方向水平振動の固有値計算結果

軸方向振動 (G2 桁 L/2 点) と主桁 (同一地点) の上下振動の車両通過前後における加速度波形と、加速度波形からゼロクロス法により振動周期を読みとり、振動数の経時変化として図示したものである。

図中上段の主桁に関する振動数の変化によると、対象径間 (P16-P17) および隣接する径間 (進入側 1 径間, 退出側 2 径間) の車両通過時には、上部構造の高次振動、車両のバネ上、バネ下振動等の影響で、2.5~10Hz 付近のランダム振動状態を呈するが、P19 通過後 (図中点線部) には 2.54Hz の対称たわみ振動モードでの自由振動状態に移行している。

また、下段の Type1 構造の橋軸方向振動に関しては、対象径間、隣接径間前後通過時に振動数の乱れは若干あるものの、P19 通過後は 2.65Hz の固有振動モードでの自由振動状態を呈している。共振の開始は、両者が自由振動モードに移行した時点であることが分かる。

図-14 は、共振時の主桁の振動加速度 (太線) と Type1 構造の振動加速度 (細線) の時刻歴波形を重ね書きしたものである。

Type1 構造の加速度値は主桁の加速度値の約 20 倍増幅しており、位相は $\pi/2$ ラジアン程度遅れていることが分

かる。主桁の振動を Type1 構造に作用する動的外力と仮定すると、1 自由度系の強制振動による共振現象として取り扱うことができ、Type1 構造の共振時加速度応答倍率 L_a は、次式によって求まる³⁾。

$$L_a = \frac{(\omega/n)^2}{\sqrt{(1-\omega^2/n^2)^2 + 4h^2(\omega/n)^2}} \quad (1a)$$

$$\varphi = \tan^{-1} \frac{2h(\omega/n)}{1-(\omega/n)^2} \quad (1b)$$

ここで、

- n ; 主桁の固有振動数
- ω ; Type1 構造の固有振動数
- h ; 減衰定数 (図-11 より算出)
- φ ; 位相の遅れ

今、式(1a)、(1b)に $n=2.54$ Hz, $\omega=2.65$ Hz, $h=0.019$ を代入すると、加速度応答倍率 L_a は 11.2 倍、位相の遅れは 0.14π ラジアンと概ね実測値と一致し、Type1 構造は主桁振動と共振しているといえる。

一方、Type2 構造では主桁上測点の振動特性と同じで、Type1 構造に見られた吊り材の共振現象は見られない。

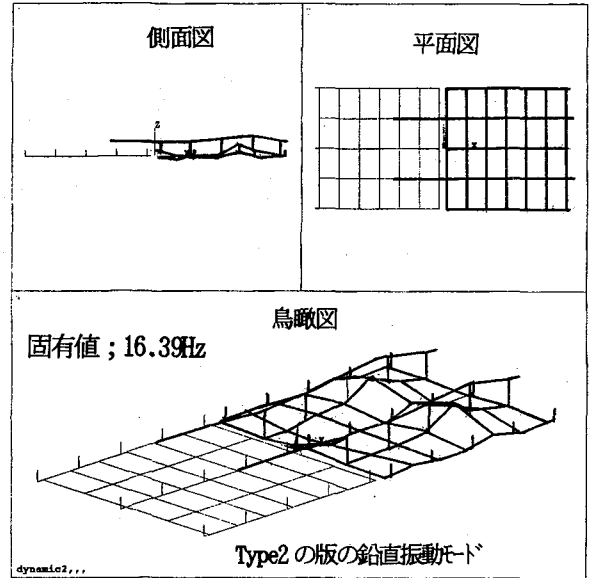
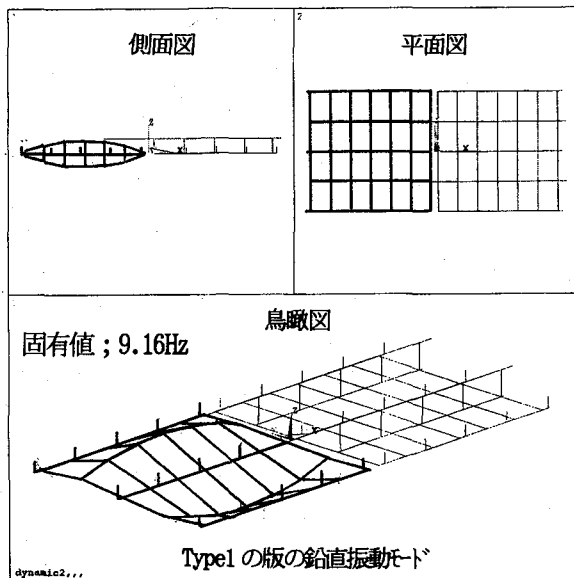


図-17 Type1, Type2 吸音板の固有値計算結果

表-5 Type1, Type2 構造の固有値と実測値の比較

コネクションプレートのモデル化	吊り構造	計算値 (Hz)	実測値 (Hz)	計算/実測
ケース1 (剛結)	Type1	4.33	2.65	1.63
	Type2	7.34	6.45	1.14
ケース2 (60mm分モデル化)	Type1	2.63	2.65	0.99
	Type2	5.71	6.45	0.89

加速度増幅も主桁測点の 1.4 倍程度と小さく、上部構造と一体的に挙動しているといえる。これは、上部縦梁や中間縦梁のコネクションプレートが縦梁のコネクションプレートと方向が異なり、橋軸方向に溶接されていることで、橋軸方向の剛性が Type1 に比べ大きくなっているためといえる。つまり、橋軸方向の実測固有振動数が 6.45Hz (図-11 参照) と Type1 に比べ高く、主桁構造の対称たわみ振動と近接していないことが原因といえる。

橋軸直角方向については、Type1, 2 構造とも主桁上測点の振動特性と同じで、増幅も 1.1~1.4 倍程度と小さいことから、主桁構造の対称たわみ振動 (図-12 参照) と一体挙動を示しているといえる。これは、縦梁のコネクションプレートが橋軸直角方向に溶接されているため、橋軸直角方向の剛性が高いためと考えられる。

さらに、上下動についても吊り材と主桁上測点とは卓越周波数が同じ、振動の大きさも 1~1.2 倍とほぼ同じであることから一体化挙動をしており、挟込み部材や吊り材のボルト接合のゆるみなどがなく、本挟込み構造が妥当であることを示している。この傾向は Type1, Type2 構造共に同じである。

前述した立体格子モデルを基に固有値解析を行い、Type1, Type2 構造の固有値を計算した。ここでは主桁、および横桁と吊り材との境界条件は固定とした。また、計算は構造上最弱点部のコネクションプレートを縦梁と剛結としたケース (ケース1) と、図-15 に示すよう

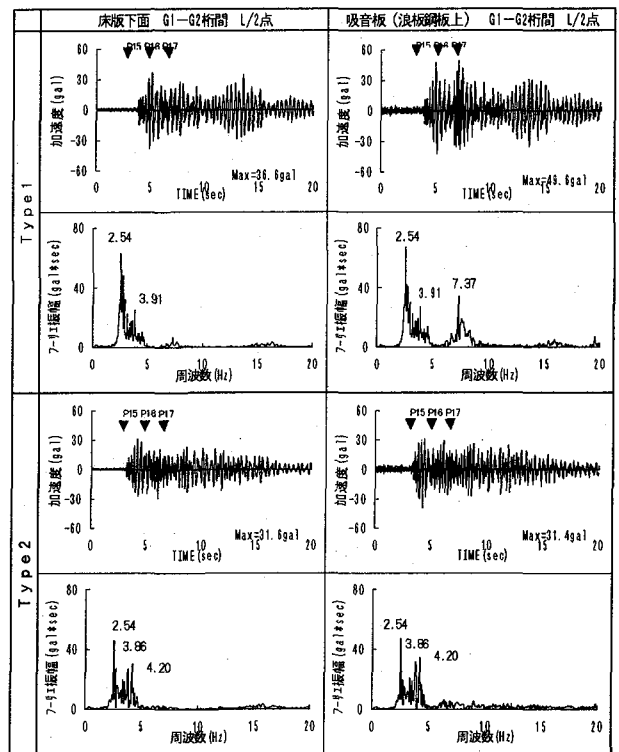


図-18 床版と吸音板の一体化(2台並行走行時)

に、梁材から吊り材とのボルト接合位置までの距離 60mm 分をモデル化したケース (ケース 2) で行った。固有値解析結果のうち橋軸方向の振動モードを図-16 に示す。

表-5 は、両ケースの計算結果を実測値と比較したものであるが、ケース 2 の方が実測結果を精度良く再現しており、前述した 2.65Hz, 6.45Hz の振動は、Type1, Type2 構造における橋軸方向水平振動の固有振動数であることを確認した。

b) 裏面吸音板の鉛直振動特性

少数主桁橋梁は、従来の多主桁橋に比べ二次部材等が大幅に簡略化されており、その耐疲労性能については未知

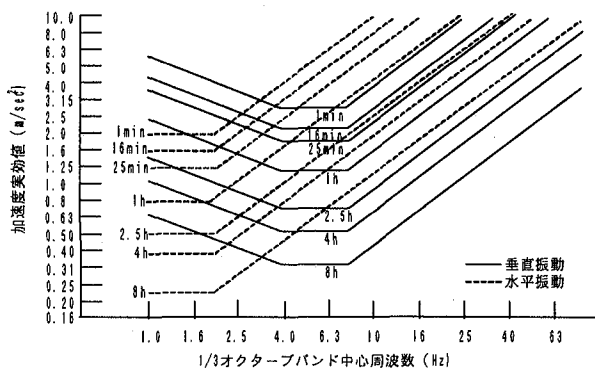


図-19 振動暴露基準 ISO-2631

な部分が多く、今後の定期点検によるモニタリングが重要となる。このため、背面板として波板鋼板が敷かれ、点検施設としても利用される。ただ、桁高が高いため点検は、脚立を利用した目視点検や小型機器による簡易計測が中心となる。このため、裏面吸音板が主桁構造と独立した振動を呈する場合、点検員の振動による不安感や作業効率の低下が懸念される。

図-18は、同一断面にある床版と背面板(波板鋼板)上の振動特性(試験車2台並行走行時)をType別に比較したものである。

Type1構造では、2.54Hz、3.9Hz付近(両者とも対称たわみ振動)の主桁構造の固有振動に起因する振動の卓越は床版の振動特性と同じであるが、7.37Hzに吸音板の固有振動と考えられるスペクトルの卓越が認められる。

図-17の固有値解析結果によると吸音板の固有振動数は9.16Hzと実測の7.37Hzより24%程度大きくなっているが、振動モードは橋軸直角方向の逆対称たわみモードであると推定される。

一方、Type2構造では、床版と吸音板の振動特性は同じで、図-17に示すような固有値解析で得られた吸音板独自の固有振動(16.39Hz)は実測では認められず、上部構造と一体で振動していることを確認した。

振動の点検員への影響については、図-19に示すISO-2631(1974年)に勧告されている振動暴露基準⁴⁾を参考に検討した。

今回得られた両タイプにおける裏面吸音板の振動加速度実効値を、図-19に示す振動暴露基準に当てはめると、Type1構造で0.16m/s²、Type2構造で0.12m/s²となり、両タイプとも8時間暴露の基準値を下まわっており、作業効率の低下などはないと考えられる。ただ、この基準はあくまでも乗り物などの乗り心地評価が基礎になっており、しかも立位よりも座位に重点が置かれている⁵⁾。また、図-19は疲労・能力減退曲線でもあり、不快曲線はこの1/3.15倍を採用していること⁵⁾などから、加速度実効値がType1構造の72%程度であるType2構造の方が、点検員の振動影響に対しては望ましいといえる。

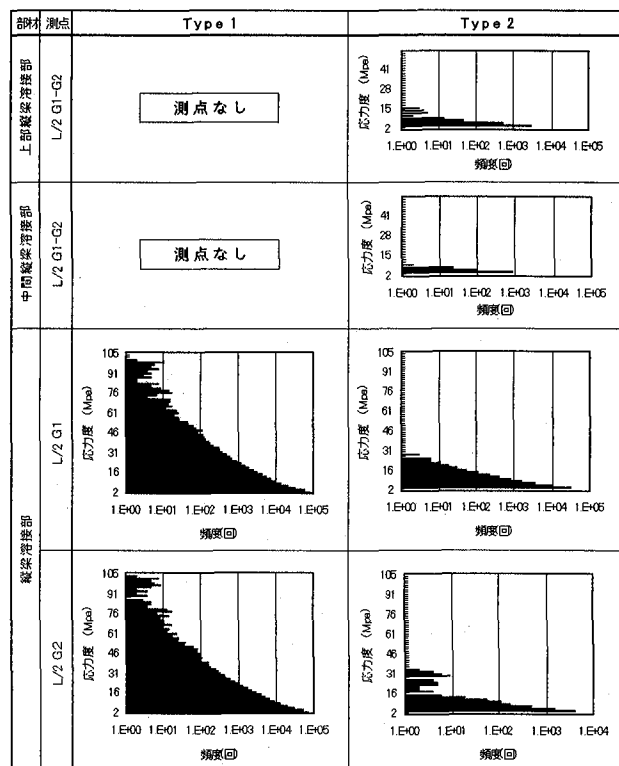


図-20 各種縦梁溶接部の応力頻度分析結果

表-6 各種縦梁溶接部の疲労寿命

部 位		Type1		Type2	
		強度等級 E(80)	強度等級 F(65)	強度等級 E(80)	強度等級 F(65)
縦 梁 溶接部	G1桁	17.6年	6.7年	∞	∞
	G2桁	19.4年	7.5年	∞	∞
上部縦梁 溶接部	横桁	—	—	∞	∞
中間縦梁 溶接部	横桁	—	—	∞	∞

∞；応力の打ち切り限界以下であり無限

(2) 縦梁溶接部の疲労寿命比較

Type1とType2の吊り構造で最弱点部であるコネクションプレートの溶接部に着目し、レインフロー法⁹⁾による一般交通供用状態での頻度分析を行い、分析結果の代表例を図-20に示した。

Type1とType2構造の縦梁溶接部では応力頻度の分布傾向が大きく異なり、最大応力振幅で約5.5倍程度Type1構造の方が大きな値を示している。これは、前述したようにType1構造の橋軸方向固有振動と主桁の対称たわみ振動との共振現象に起因するためである。

Type2では、縦梁溶接部はもとより、上部縦梁、中間縦梁の溶接部においても19.6MPa以下の応力範囲に留まっている。溶接部の頻度分析結果を基に疲労寿命の算定を行い、表-6に示した。なお、疲労寿命の算定は、マイナー則を用いた累積疲労被害則¹¹⁾により行なった。

表中の値は、継手の強度等級分類を、隅肉溶接のうち止端仕上げした継ぎ手に適用されるE(80)等級と、非仕上げの継ぎ手に適用されるF(65)等級の2等級で計算したものを示している。

表-7 上部縦梁の特殊部への適用(正の曲げモーメント)

解析条件		標準径間部(MPa)		特殊径間部(MPa)	
支点条件	解析モデル	許容応力度	解析値	許容応力度	解析値
完全固定	連続梁	81.2	24.8	67.1	39.4
	平面格子		12.4		22.3
	立体格子		20.8		33.0
ピン支点	連続梁	81.2	45.1	67.1	61.3
	平面格子		21.4		39.8
	立体格子		31.2		43.4

表-8 上部縦梁の特殊部への適用(負の曲げモーメント)

解析条件		標準径間部(MPa)		特殊径間部(MPa)	
支点条件	解析モデル	許容応力度	解析値	許容応力度	解析値
完全固定	連続梁	127.4	45.2	124.3	68.9
	平面格子		35.0		60.3
	立体格子		39.6		61.1
ピン支点	連続梁	127.4	53.4	124.3	85.9
	平面格子		43.9		70.1
	立体格子		48.4		69.3

Type1 の縦梁溶接部では、止端仕上げを行った場合でも 20 年弱、仕上げを行わない場合には 7 年前後の疲労寿命しか有していないことになる。これは、当該部材に発生する応力が車両载荷による静的な桁のたわみに起因するものではなく、前述した裏面吸音板の橋軸方向振動の共振によるもので、1 台の車両通過に伴う繰り返し回数が多くなるためである。現在、当該区間の交通量は、部分供用であるため、3400 台/日 (大型車 2000, 小型車 1400 台/日) と非常に少ない⁹⁾。今後、供用延長が延びるに従い交通量が増大すると、疲労寿命も極端に短くなる可能性があり、現状のままでは Type1 構造を採用することはできないといえる。Type 2 構造では、溶接部の応力範囲がすべて疲労照査の必要のない打ち切り限界⁹⁾ (E 等級; 29MPa, F 等級; 21MPa) 以下と疲労寿命も無限大であるため、今後の交通量の増大に対しても疲労損傷が発生する危険性はないといえる。

6. 特殊径間部への適用性

今回の試験施工は、主桁間隔 6m、横桁間隔 8.8m という少数主桁橋の標準的な径間で実施した。しかし、実際の施工では主桁間隔、横桁間隔ともさらに広い特殊径間部への設置が行われる。特に、横桁間を吊り支間とする上部縦梁 (H-250×250×9×14 鋼材を使用) の 1 ピース (3m) 当たりの重量は 2.1kN と重く、標準径間でも若干設置時の施工能率が低下している。現設計法 (単純梁) で計算すると、横桁間隔 (圧縮フランジの固定間距離) が 9m より長くなると許容応力度を超え、H-300×300×10×15 鋼材 (27.3kN/m) か H-250×250×9×14 鋼材 2 本を使用しなければならず施工能率は格段に低下する。このため、主桁間隔 7.5m、横桁間隔 10m、径間長 60m という特殊径間部に Type2 構造の裏面吸音板を設置することを想

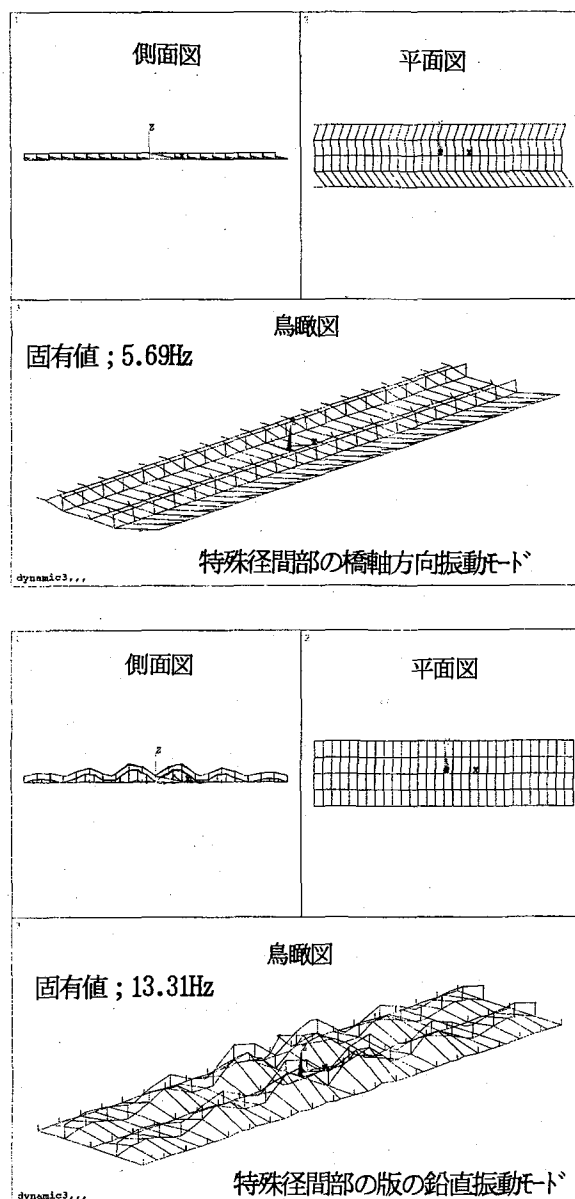


図-21 特殊径間部の固有値解析結果

定し、立体格子モデルにより上部縦梁に設計荷重が作用した時の応力度を解析的に求めた。表-7に標準径間部の解析結果とともに示した。なお、今後特殊径間部の設計に当たっては、立体格子計算は実務的ではないため、平面格子での計算結果および、より実務的な連続梁構造としての計算結果も表中に併記した。

表-7によると、解析結果は、連続梁モデル > 立体格子モデル > 平面格子モデル の順に大きく、連続梁モデルが安全側の設計モデルといえる。また、支点条件は、固定支点よりもピン支点の方が安全側の設計となる。最も安全側のモデルで計算した上部縦梁の応力度は、特殊径間部の正の曲げモーメントに対して 61.3MPa と標準部の 45.1MPa に比べ 1.4 倍程度と大きくなるが、許容応力度の 90% 程度の値に収まっている。なお、ここに示した許容応力度は、道路橋示方書¹⁰⁾「2.2 鋼材の許容応力度、

2.2.1 構造用鋼材の許容応力度」に示されている b/l (b : 圧縮フラジ幅, l : 圧縮フラジの固定間距離) による低減を行った値である。ただ、施工の能率を考慮し、 b/l の最大値 30 は遵守できていない。また、連続梁として設計すると、支点近傍の負の曲げモーメントによる照査も必要となる。照査結果を表-8 に示すが、負の曲げモーメントに対しても、許容応力度の 55% 程度と余裕のある断面となっている。なお、許容応力度の値が正の曲げモーメントの場合と異なっているのは、道路橋示方書「2.2 鋼材の許容応力度, 2.2.1 構造用鋼材の許容応力度, 解説(3); 連続縦桁などの支点付近の断面を設計する場合には、その支間長の $1/4$ を固定間距離として良い」によっている。

このように現行の $H-250 \times 250 \times 9 \times 14$ 鋼材を上部縦梁として特殊部へ適用することに応力的な問題はないといえる。また、負のモーメントに関する解析結果は、連続梁モデル > 平面格子モデル ≒ 立体格子モデル の順に大きく、特殊径間部における実務レベルの設計法として連続梁モデルを適用することは、安全側の計算となり可能といえる。

図-21 は、Type2 構造を設置した特殊径間部モデルの固有値計算結果 (ケ-2 で計算) であるが、橋軸方向水平振動の固有振動数は 5.69Hz と試験施工区間の 5.71Hz (実測; 6.45Hz) に比べ若干低くなるものの、上部構造と共振する可能性は少ない。また、固有値解析上、吸音板の鉛直固有振動モードは、13.31Hz と計算されるが、試験施工区間の 16.39Hz と大差なく、実測でも吸音板の固有振動の卓越が認められなかったことから、Type2 構造の特殊部への適用は可能であると考ええる。

7. 結 論

以上、試験施工における実験結果ならびに解析結果を基に、現行構造や設計法にフィードバックできる項目をまとめた。

- (1) 現行構造の Type1 では、縦梁溶接部に早期の疲労損傷が発生する可能性があるため、主桁間に中間吊り材を設ける Type2 構造に改める。
- (2) 主桁、横桁への挟込み部材は、出来るだけ溶接ひずみが小さくなるよう、ビルトアップ T 材でなくカット T 材を使用する。
- (3) 縦梁、上部縦梁、中間縦梁の各コネクションプレート溶接部には、部材組立時に大きな静的応力が発生するため、縦梁-横梁接合部のボルト孔の内、縦梁部を長孔とし応力緩和できるようにする。また、コネクションプレートの板厚を 8mm から 12mm に変更させる。

- (4) 特殊径間部の上部縦梁の断面決定に当たっては、現行の単純梁としての設計法から、連続梁としての設計法を採用しても良い。

8. おわりに

我が国ではじめて、鋼少数主桁橋梁に裏面吸音板が設置されるに当たって、現行構造では主桁構造と共振し早期に疲労損傷が発生すること、吸音板独自の振動が発生し、改良案構造に比べ点検員の振動に対する不安感や不快感を抱かせ易いことを検証した。また、各部材接合部のディテール変更、上部縦梁の連続梁構造としての設計法等についても提案を行った。

さらに、今回の裏面吸音板構造を立体骨組み構造としてモデル化できることを示し、今後、幅員構成が変化するばち型径間や箱桁橋等、更なる特殊径間部への設置に対し、事前検討の可能性を示唆した。ただ、特殊径間部での実施時に今回の提案の妥当性を検証しておく必要があると考えている。

謝辞: 最後に、試験施工実施時に多大なるご協力を頂いた日本道路公団名古屋建設局名古屋工事事務所、(株)富士技建の関係各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 小川篤生: 鋼橋の簡素化でコストダウン, 土木学会誌, Vol.84, pp.7-9, 1999.4.
- 2) 長井正嗣: 鋼橋の経済性と長寿命化をめざして, 土木学会誌, Vol.84, pp.5-7, 1999.4.
- 3) 小坪清真: 土木振動学, 森北出版, 1973.4.
- 4) ISO2631: Guide for the Evaluation on Human Exposure to Whole-Body Vibration
- 5) 梶川康男, 岡田晃, 小堀為雄: 振動と人間 振動の人体への影響 (上), 橋梁と基礎 79-6, pp.36-42, 建設図書 1979.6.
- 6) 日本鋼構造協会, 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 技報堂出版, p43, 1993.4.
- 7) 同上, p.16.
- 8) J H 名古屋工事事務所: 地点交通情報日報, 1999.2.
- 9) 6) と同じ, p.6.
- 10) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 鋼橋編, 丸善, pp.118-119, 1996.12.

(1999 年 9 月 17 日受付)