構造工学論文集 Vol.50A (2004年3月) 土木学会

車両走行によるニールセンローゼ桁橋の振動使用性

Vibration Serviceability of Nielsen System Lohse Girder Bridge due to Running Vehicle

深田宰史*，梶川康男**，北村洋太郎***，原田政彦****，清水英樹*****
Saiji Fukada, Yasuo Kajikawa, Yotaro Kitamura, Masahiko Harada and Hideki Shimizu

*博(工)，金沢大学大学院助手，自然科学研究科（〒920-8667 金沢市小立野 2-40-20）
**工博，金沢大学大学院教授，自然科学研究科（同上）
***金沢大学大学院，自然科学研究科（同上）
****博(工)，大日本コンサルタント㈱，東京支社構造技術一部（〒343-0851 越谷市七左町 5-1）
*****工修，大日本コンサルタント㈱，北陸支社構造技術部（〒930-0175 富山市願海寺 633 番地）

The vibration problem had been occurred in the Aimoto Bridge, which is Nielsen System Lohse Girder Bridge, due to running Vehicle. In this study, we performed loading tests in this bridge in order to grasp vibration characteristics and serviceability of this bridge subjected to vehicle's movement. We also measured the road surface roughness of this bridge to find the cause of the vibration. As the result of examination, it has been shown that Aimoto Bridge has vibration characteristics in low frequency range and low damping. Moreover the pavement on this bridge had road surface roughness with long period. After this measure, the road surface roughness was improved. We performed again the same loading tests as before improving road roughness. The static, eigen value and dynamic response analysis were also simulated to verify the validity of analytical model. Comparing the results of experiment and analysis, we estimated the improvement of the vibration serviceability due to running vehicle.

Key Words : road surface roughness, vibration characteristics, vibration serviceability
キーワード：路面凹凸，振動特性，振動使用性

1. まえがき

車両-路面-橋梁系の振動においては，路面凹凸を有した路面上を車両が走行することで車両振動が生じ，さらにその車両が橋梁上を走行することで車両と橋梁の動的相互作用により橋梁の振動が増幅される．

ここで，重要なパラメータとなるものが，**図-1** に示すような車両のばね上やばね下の振動数，路面凹凸波長と車両走行速度から決まる加振振動数（式 (1) 参照）および橋梁の卓越振動数である．

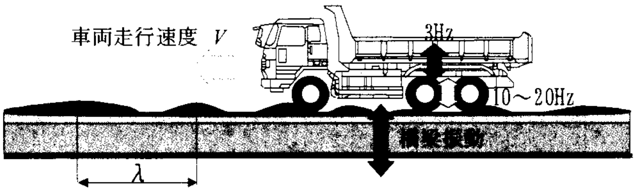


図-1 路面凹凸による車両の加振概要図

$$f = \frac{V}{\lambda} \tag{1}$$

ここに，f：車両の加振振動数，V：車両走行速度
λ：路面凹凸波長

路面凹凸波長と車両走行速度から決まる加振振動数（式 (1) 参照）とは，周期性を有した路面凹凸上をある走行速度で車両が走行した場合，車両が大きく加振される振動数である．一般的に，車両前後輪のばね上振動数は，1～3Hz 前後，ばね下振動数は，10～20Hz が概ね卓越する．これらの振動と橋梁の卓越振動数が近接した場合，共振により橋梁は大きく振動する．さらに，上述した路面凹凸の周期性による加振振動数，車両のばね振動数および橋梁の卓越振動数が近接した場合，橋梁はさらに大きく振動することになる．

過去の事例として，路面凹凸が 6～8c/m の周期性を帯びた高架橋上を大型車両が 80km/h で走行した場合，3.2Hz の後輪ばね上振動数が大きく誘起され，高架橋のたわみ振動が 3.28Hz に存在していたために，その高架橋周辺の家屋において振動問題が生じた例がある[1]．

本研究で対象としたニールセンローゼ桁橋，愛本橋では，この橋梁上を車両が走行した際に，幅員両脇にある歩道上において比較的大きな振動が生じ，使用性が問題となっていた．本研究では，その要因を分析するために，路面，車両および橋梁，各々に着目して路面凹凸，車両

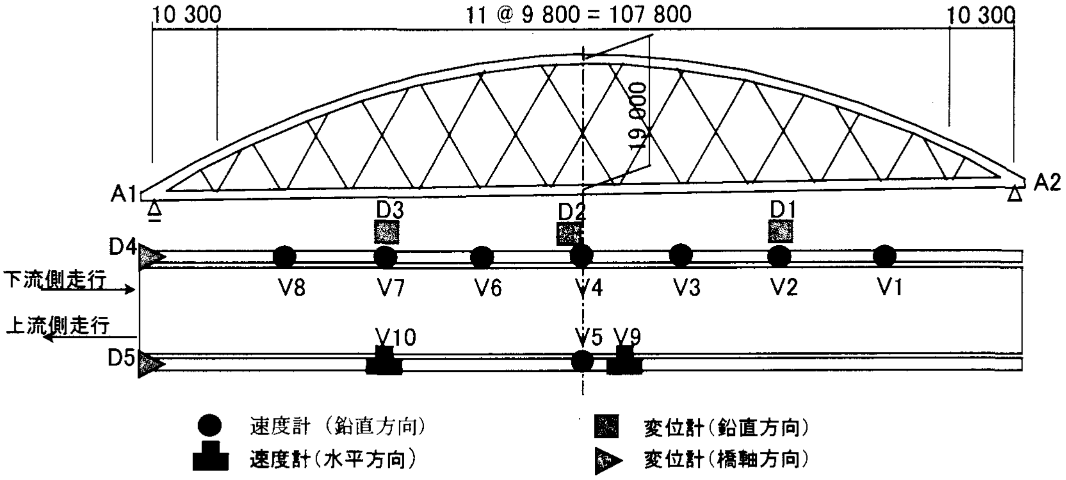


図-2　一般図および測点配置図

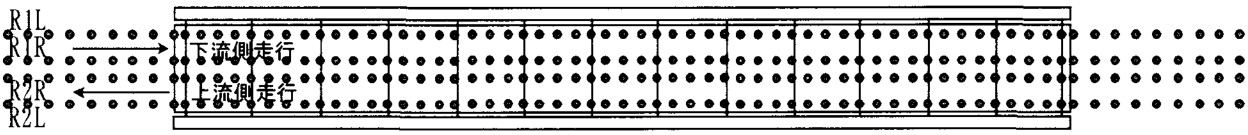


図-3　レベル測量による凹凸計測ポイント(●)

振動および橋梁振動を計測した.

結果的に，路面の周期性が見られ，同時に橋梁側においても車両ばね上振動数領域に多くの卓越振動数が存在し，それらの減衰定数が小さいことが大きく揺れている原因と判断した.

そこで，路面性状を改善するという対策を施すこととなった．路面補修後においても補修前と同様な計測を行い，歩道部における振動使用性がどれだけ変化するのか調べた．さらに，解析面からのアプローチとして，解析モデルを作成して，静的および固有振動解析を行うとともに，車両走行による動的応答解析を行い，路面凹凸による応答値への影響について解析的に検討した.

2. 橋梁概要

本研究で対象とした愛本橋は，昭和 47 年に富山県下新川郡宇奈月町に架設された道路橋（一等橋）である．本橋は，橋長 130m（支間長 128.4m）のバスケットハンドル型ニールセンローゼ桁橋である．有効幅員は，8.5m（車道 7.0m+歩道 0.75m×2）であり，両側に歩道が設置されている．一般図を**図-2** に示す.

3. 実験概要

対象橋梁の振動特性を把握するために，車両を用いた静的載荷実験，衝撃加振実験および車両走行実験を行った．また，車両と橋梁との動的相互作用を調べるために車両走行実験時の車両振動を計測した．さらに，対象橋梁上の路面凹凸性状を把握するために，3m プロフィルメータと水準測量による路面凹凸の計測を行った.

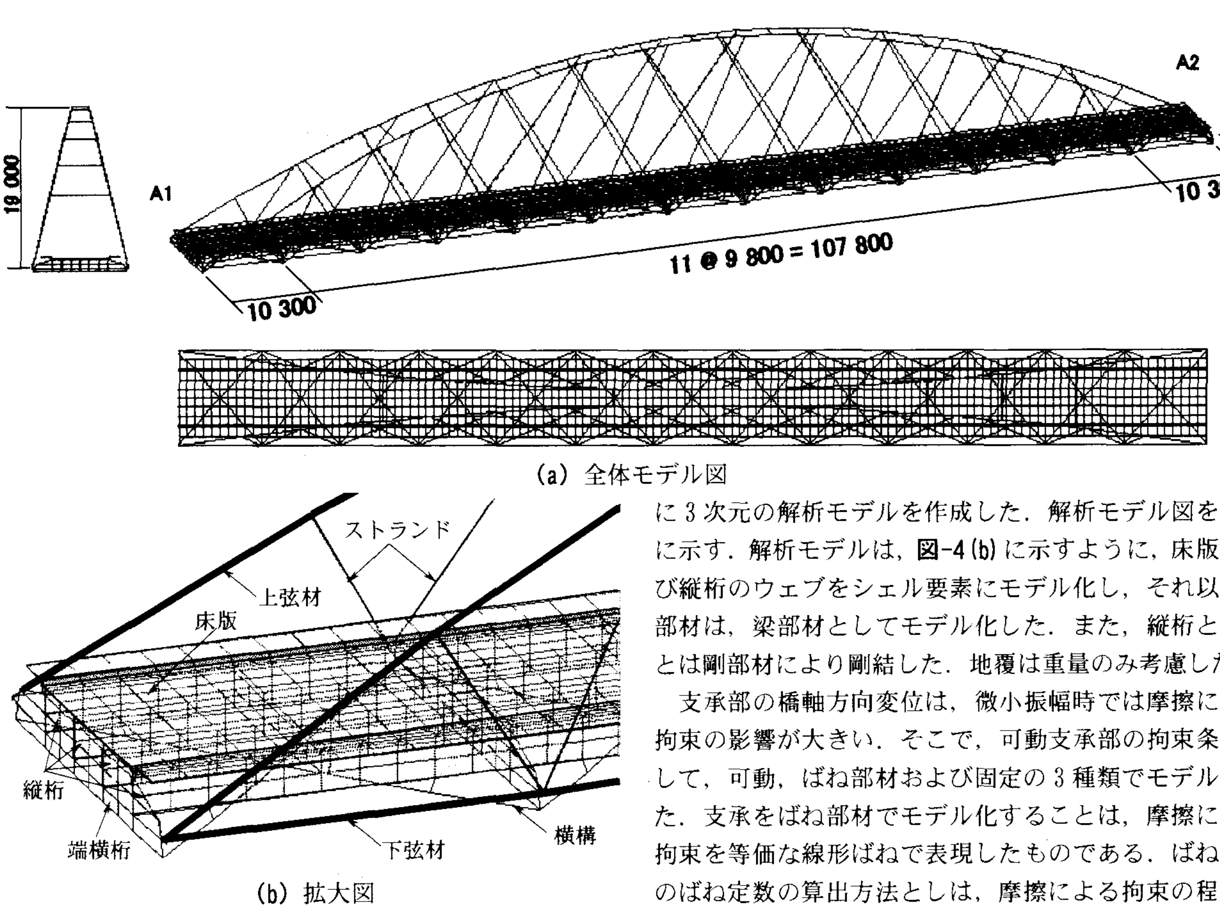
橋梁における変位および振動速度の計測については，変位計を 5 個，サーボ型速度計（東京測器㈱製・VSE－15，計測周波数 0.1～70Hz）を 10 個用いて計測した．橋梁の鉛直変位は，橋面上からワイヤーを垂らし，地面にアンカーすることで地面との鉛直方向の変位を変位計により計測した．速度計の配置は，鉛直振動モードと水平およびねじれ振動モードを計測できるように配置した．変位および振動速度に関する測点配置図を**図-2** に付記する.

3. 1　路面凹凸の計測

対象橋梁の路面凹凸性状を把握するために，各車線の左右車輪位置（R1L, R1R, R2R, R2L, **図-3** 参照）における路面凹凸を 3m プロフィルメータにより計測した．計測距離は，取付け 20m の土工部（A1 側と A2 側）と橋梁部 130m の計 170m である．計測した凹凸データは，0.1m 間隔でサンプリングした．また，3m 以上の波長を有する路面凹凸については水準測量により計測した．水準測量の計測間隔は，3m 以内になるように，土工部では 2.5m 間隔，橋梁部ではそれぞれの横桁間隔を 4 等分した距離とした．水準測量における計測箇所を**図-3** に示す.

3. 2　静的載荷実験

対象橋梁が有する剛性の確認および実験と解析との比較から，解析モデルの剛性の妥当性を確認するために静的載荷実験を行った．この実験では，総重量が約 196kN の試験車両を用いて，A1 から A2 方向に試験車両の後輪 2 軸中心を橋梁支間の 1/8 点ずつに移動載荷した時の鉛直変位および支承の橋軸変位を計測した．この際に幅員の中央（センターラインを跨ぐ）に載荷する中央載荷と下流側に偏心させる偏心載荷の 2 パターン行った.



(a) 全体モデル図

(b) 拡大図

図-4　解析モデル

3. 3　衝撃加振実験

対象橋梁の振動特性（卓越振動数，モード減衰定数）を調べるために，上述した大型車両を用いて，前輪を踏み台より落下させる衝撃加振実験を行った．加振点は，A1側の支間1/8点から1/2点まで1/8点ずつ変化させた．さらに，曲げ振動モードおよびねじれや水平振動モードを卓越させるために，幅員中央（センターラインを跨ぐ）および偏心（下流側に偏心させる）の2通りで行ったので合計8箇所で衝撃加振を行った．

3. 4　車両走行実験・車両振動計測

車両走行時の動的応答特性を把握し，対象橋梁の振動使用性について検討するために車両走行実験を行った．車両走行実験では，40，50，60km/hの走行速度で実施した．走行方向は，各走行速度に対して，上流側走行と下流側走行（図-2 参照）の往復走行を2回ずつ行った．

車両走行実験時の車両と橋梁の動的相互作用を調べるために，車両側の振動を計測した．車両側には，前輪および後輪のばね上とばね下に加速度計を計4個設置した．

4. 解析概要

路面凹凸の影響によって車両が走行した際に橋梁の振動がどれだけ増幅されているのか解析上で把握するために3次元の解析モデルを作成した．解析モデル図を図-4に示す．解析モデルは，図-4 (b) に示すように，床版および縦桁のウェブをシェル要素にモデル化し，それ以外の部材は，梁部材としてモデル化した．また，縦桁と床版とは剛部材により剛結した．地覆は重量のみ考慮した．

支承部の橋軸方向変位は，微小振幅時では摩擦による拘束の影響が大きい．そこで，可動支承部の拘束条件として，可動，ばね部材および固定の3種類でモデル化した．支承をばね部材でモデル化することは，摩擦による拘束を等価な線形ばねで表現したものである．ばね部材のばね定数の算出方法としは，摩擦による拘束の程度がわからないため，静的載荷実験と静的解析による支承部の橋軸変位結果を比較することにより，実験値に近い変位になるように値を変化させ算出することにした（後述する図-6 (b) 参照）．

本研究では，この解析モデルを用いて静的解析を行い静的載荷実験の結果と比較することにより，解析モデルで用いた剛性の確認を行った．

また，サブスペース法を用いて固有振動解析を行い，実験によって得られた卓越振動数や振動モードとの比較を行った．

さらに，車両走行時の動的応答解析を行い，本橋の路面凹凸が寄与している振動使用性への影響について検討を行った．動的応答解析は，Newmark β 法（時間間隔0.01sec，$\beta=1/4$）を用いた直接積分法にて解析を行った．ここで，減衰マトリックスは，解析における逆対称1次振動数と逆対称2次振動数，さらにそれらの実験におけるモード減衰定数を用いてRayleigh減衰を仮定した．

実験に用いた試験車両を図-5 に示すような車両モデルにモデル化した．車両モデルの各パラメータ（片車輪側）を表-1 に示す．路面補修前後で，車両重量が異なったため，パラメータは路面補修前後で記述している．また，各ばねの減衰定数は，ばね上とばね下で構成させる2自由度系で複素固有振動解析を行い，求まった減衰定数を記述している．実測においては，ばらつきが大きかったが，概ね近い値が得られていた．

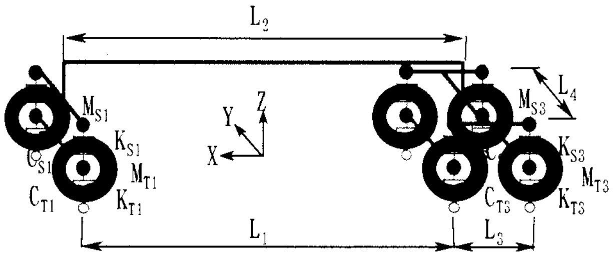


図-5　車両モデル

表-1　車両モデルの各パラメータ

項目	記号	単位	補修前	補修後
車両総重量		kN	195.60	218.74
前輪				
ばね上質量	M_{S1}	kN/(m/sec^2)	3.028	2.983
ばね上ばね定数	K_{S1}	kN/m	333.2	333.2
ばね上減衰係数	C_{S1}	kN/(m/sec)	5.880	5.880
ばね上回転減衰係数	$C_{S\theta X1}$	kN m^2/(m/sec)	5.880	5.880
ばね上回転減衰係数	$C_{S\theta Y1}$	kN m^2/(m/sec)	104.419	117.463
ばね上振動数		Hz	1.505	1.516
ばね上減衰定数		—	0.068	0.068
ばね下質量	M_{T1}	kN/(m/sec^2)	0.365	0.365
ばね下ばね定数	K_{T1}	kN/m	1470.0	1470.0
ばね下減衰係数	C_{T1}	kN/(m/sec)	0.098	0.098
ばね下振動数		Hz	11.210	11.210
ばね下減衰定数		—	0.121	0.121
後輪前軸・後輪後軸				
ばね上質量	M_{S2}, M_{S3}	kN/(m/sec^2)	2.756	3.369
ばね上ばね定数	K_{S2}, K_{S3}	kN/m	1862.0	1862.0
ばね上減衰係数	C_{S2}, C_{S3}	kN/(m/sec)	15.680	15.680
ばね上回転減衰係数	$C_{S\theta X2}$, $C_{S\theta X3}$	kN m^2/(m/sec)	15.680	15.680
ばね上回転減衰係数	$C_{S\theta Y2}$, $C_{S\theta Y3}$	kN m^2/(m/sec)	73.902	57.536
ばね上振動数		Hz	3.190	2.894
ばね上減衰定数		—	0.049	0.045
ばね下質量	M_{T2}, M_{T3}	kN/(m/sec^2)	0.538	0.538
ばね下ばね定数	K_{T2}, K_{T3}	kN/m	2940.0	2940.0
ばね下減衰係数	C_{T2}, C_{T3}	kN/(m/sec)	0.098	0.098
ばね下振動数		Hz	15.270	15.23
ばね下減衰定数		—	0.173	0.170
前輪-後輪前軸間	L_1	m	5.730	5.730
前軸-後輪中心間	L_2	m	6.385	6.385
後輪後軸間	L_3	m	1.310	1.310
左右車輪間	L_4	m	2.000	2.000

5. 実験・解析結果

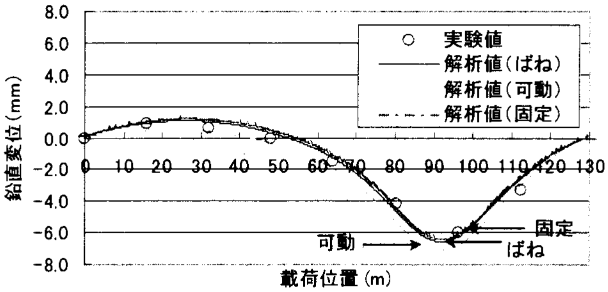
5. 1　静的特性

試験車両の後輪 2 軸中心を A1 側から橋梁支間の 1/8 点ずつ移動載荷（幅員中央載荷）した時の実験と解析の結果を**図-6** に示す．**図-6(a)** および**図-6(b)** は，それぞれ支間 3/4 点の鉛直変位（測点 D1，図-2 参照）および A1 可動支承の橋軸方向変位（測点 D5，図-2 参照）を示している．解析では，設計上可動となっている支承の拘束条件に対して，可動，固定，および摩擦による微小振幅を考慮して，橋軸方向のばね部材（ばね定数 5.0E5kN/m）で表記した．

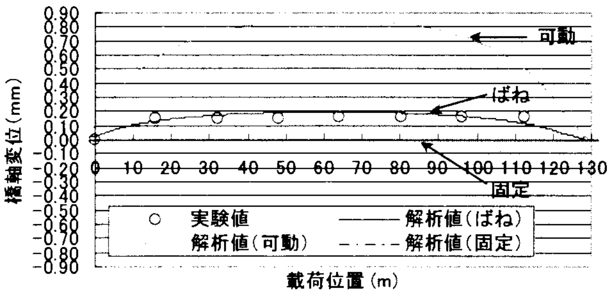
図-6(a) より，支間 3/4 点の鉛直変位（測点 D1）は，測定点に車両が載荷された時にその最大値を示しており，大型車両 1 台の載荷により鉛直変位は，実験，解析上で約 6～6.5mm 程度下方向に変位している．また，支間 1/4 点付近（測点 D3 付近）に載荷している時は，逆対称変形しており，上方向に変位している．アーチ特有の変位形状を示している．実験と解析を比較すると，実験では，ばねおよび固定に近い結果となっている．

図-6(b) に示した A1 可動支承の橋軸方向変位（測点 D5）は，約 0.2mm 程度変位しており，解析では概ねばね部材でモデル化できている．

以上より，実験値と解析値は概ね一致した値を示しており，解析モデルの剛性評価および拘束条件の妥当性を確認できた．



(a) 支間 3/4 点（測点 D1）



(b) 支承部（測点 D5）

図-6　静的載荷実験の結果と解析結果

5. 2　振動特性

(1) 卓越振動数

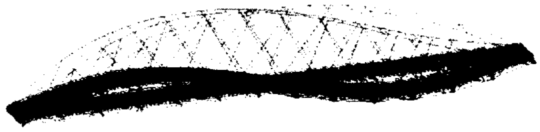
補修前後に行った実験より得られた卓越振動数とモード減衰定数を**表-2** に示す．また，解析より得られた固有振動数を同表に付記するとともに，解析により得られた固有振動モード図を**図-7** に示す．

対象橋梁においては，車両の前後輪のばね上振動数領域（1～3Hz 前後）に数多くの卓越振動数が存在している．特に，鉛直方向振動において，3 次の逆対称 1 次振動と 5 次の対称 1 次振動および 8 次の逆対称 2 次振動と 10 次のねじれ振動がそれぞれ近接して卓越し，うなり現象が生じていた．また，面外方向の振動（2 次）は，鉛直方向の振動（3, 5 次）と近接して存在している．8 次の逆対称 2 次振動は，車両の後輪ばね上振動数領域（3Hz 付近）に卓越しており，10 次のねじれ振動と共に，車両走行時の卓越が顕著であった．

解析では，可動支承部の拘束条件を可動とした場合と微小振幅時の摩擦による拘束を考慮して固定とした場合，およびばね部材とした場合（実験値の支承部の橋軸方向変位に一致するばね定数）の 3 つの結果を示した．

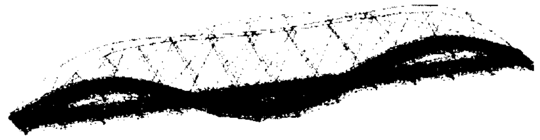
表-2　振動特性

次数	モード形状	振動数(Hz)					減衰定数(%)	
		解析値			実験値		実験値	
		可動	ばね	固定	補修前	補修後	補修前	補修後
1	全体水平1次	1.12	1.27	1.41	1.17	1.18	0.7～1.3	0.7～1.3
2	上弦材面外1次	1.37	1.37	1.37	1.56	1.56	0.5～0.7	0.5～0.7
3	逆対称1次	1.62	1.62	1.62	1.59	1.59	0.2	0.2～0.3
4	上弦材面外2次	1.74	1.75	1.77	1.92	1.91	0.1	0.1
5	対称1次	1.50	1.76	1.85	1.69	1.70	0.2～0.4	0.2～0.4
6	対称2次	2.27	2.30	2.32	2.39	2.38	0.4～0.7	0.4～0.7
7	上弦材面外3次	2.53	2.53	2.53	2.67	2.67	0.1	0.1
8	逆対称2次	3.06	3.07	3.07	3.05	3.04	0.2～0.3	0.2
9	全体水平2次	3.29	3.37	3.47	3.63	3.64	0.3	0.1～0.2
10	ねじれ1次	3.49	3.49	3.51	3.40	3.40	0.2～0.3	0.2



(a) 3 次　逆対称 1 次振動

(b) 5 次　対称 1 次振動



(c) 6 次　対称 2 次振動

(d) 8 次　逆対称 2 次振動

図-7　振動モード図

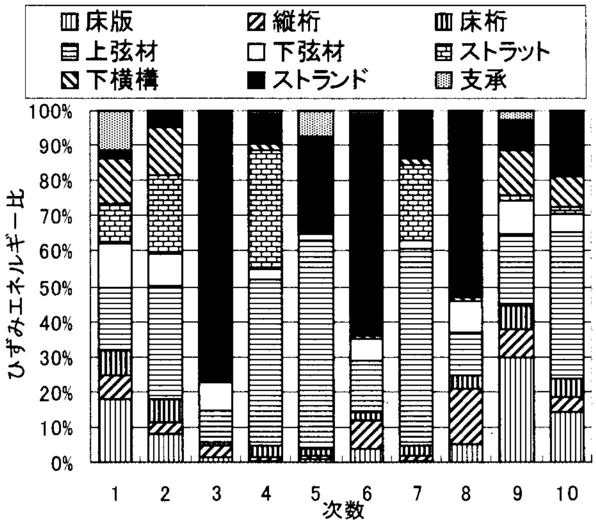


図-8　ひずみエネルギー比

これより，支承の拘束条件を可動から固定とした場合，面内最低次振動が対称1次振動から逆対称1次振動へと変化している[2]．本橋においても面内最低次振動は，逆対称1次振動が卓越していることから，微小振幅時では，設計条件どおりの拘束条件になっていなかった．

(2) モード減衰

補修前後に行った実験より得られたモード減衰定数を表-2に付記した．減衰定数を範囲で記述している部分は，加振ケース（加振振幅）による振幅依存性の影響がでていたものである．減衰定数の算出には，ERA[3]を用いた．100Hz サンプリングのデータから 3000 個用いてハンケル行列を作成し，その行と列のサイズを 3：1 とした．特異値分解後の採用次数は 32 とした．

大型車両が退去した後の振動が長く続いていたことからも，対象橋梁では全体的に減衰定数が小さい．それらの減衰特性を図-8 に示した全振動エネルギーに対する各部材のひずみエネルギー比[2]から考察する．この際に用いた解析モデルケースは，ばね支持モデルである．

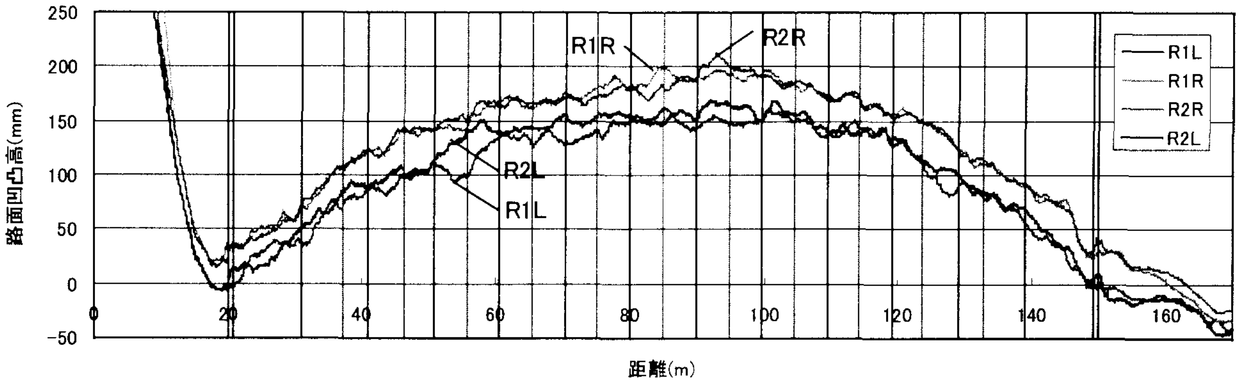
3 次の逆対称 1 次振動においては，ストランドのひずみエネルギー比が 76％占めており，減衰が小さいことと関係している[2]と考えられる．また，5 次の対称 1 次振動では，低次の面内振動で唯一支承による寄与が大きく，摩擦力に起因した構造減衰の寄与が大きい[4]．対称振動では，摩擦力に起因した構造減衰の寄与が大きいことから，本橋の場合でも 5 次，6 次振動において振幅依存性が見られる．

面外振動においては，上弦材やストラット部材などの鋼材の寄与が大きいが，4 次の上弦材面外 2 次振動や 7 次の上弦材面外 3 次振動では，減衰が小さい．

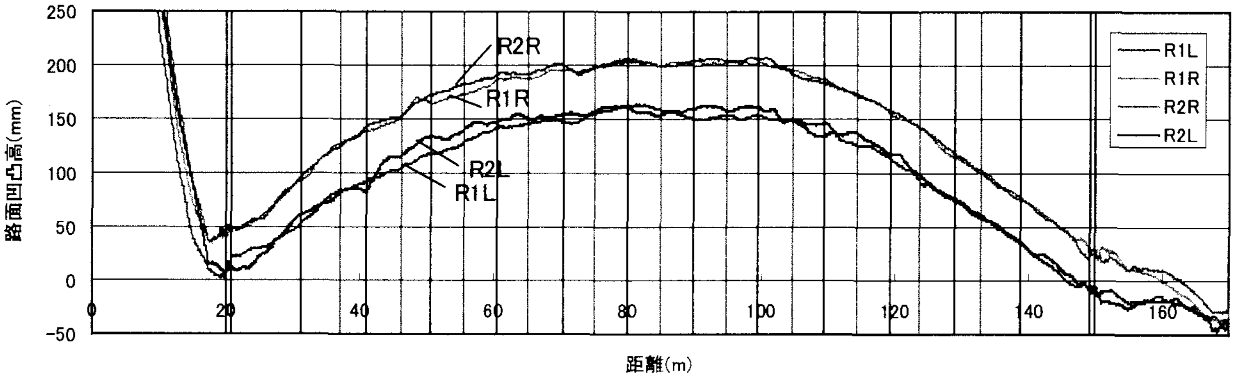
次に，固有振動解析から算出したひずみエネルギー比と実験から得られた減衰定数（補修前後において範囲で示しているところはその中央値を採用）を用いて非線形最小二乗法により等価減衰定数[2]を算定した．なお，ここでは，図-8 に挙げた部材を床組（床版，縦桁，床桁），主構造部（上弦材，下弦材，ストラット，下横構），ストランドおよび支承の 4 部材として等価減衰定数を算定した．この結果，床組：0.00595，主構造部：0.00137，ストランド：0.00263，支承：0.0465 を得た．これは，安芸大橋（支間長 110m）を対象として算出されたストランドの等価減衰定数 0.00477～0.00796[2]よりかなり小さいといえる．

5. 3　路面凹凸性状

対象橋梁の路面凹凸性状を把握するために，3m プロフィルメータを用いて各車線の左右車輪位置（図-3 参照）

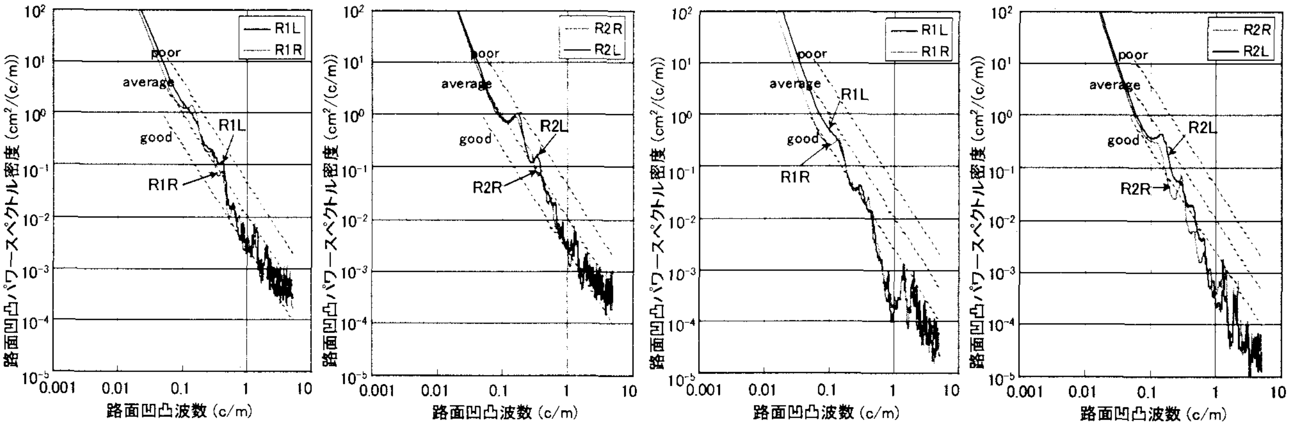


(a) 補修前



(b) 補修後

図-9 路面凹凸



(a-1) 補修前(R1)　(a-2) 補修前(R2)　(b-1) 補修後(R1)　(b-2) 補修後(R2)

図-10 MEMによる路面凹凸パワースペクトル密度

における路面凹凸を計測した．計測した凹凸データは，0.1m間隔でサンプリングした．3m以上の波長を有する路面凹凸については水準測量により計測した．水準測量の計測間隔は，3m以内になるように，土工部では2.5m間隔，橋梁部ではそれぞれの横桁間隔を4等分した距離とした．計測距離は，取付け20mの土工部（A1側とA2側）と橋梁部130mの計170mである．

水準測量による凹凸データと3mプロフィルメータにより計測した凹凸データを合成したものを**図-9**に示す．同図では，路面改良前後における各車線の左右車輪位置での路面凹凸を示している．左側がA2側となっており，橋梁部は20m～150mである．さらに，**図-9**の橋梁区間の凹凸波形に対してMEMによる路面凹凸パワースペクトル密度を算出したものを**図-10**に示す．また，同図には，ISOによる評価基準（悪：poor，普通：average，良：good）を付記した．

(1) 補修前

対象橋梁は，厚さ5cmのコンクリート舗装であるが，架設以来，補修は一度も行われていない．これらをMEMによるスペクトルから考察すると，下流側車線(R1)，上流側車線(R2)ともに0.32～0.44c/m（2.3～3.1m）に卓越が見られ，ISO基準の“普通”と“悪”の間にある．上流側車線(R2)の左車輪位置では，0.17～0.19c/m（5.3～

表-3　路面凹凸による車両の加振振動数

路面凹凸波数(c/m)	凹凸波長(m)	加振振動数(Hz)		
		40km/h	50km/h	60km/h
0.32～0.44	2.3～3.1	3.6～4.8	4.5～6.0	5.4～7.2
0.17～0.19	5.3～5.9	1.9～2.1	2.4～2.6	2.8～3.1
0.15	6.7	1.7	2.1	2.5

表-4　路面評価

		下流側		上流側	
		左車輪	右車輪	右車輪	左車輪
σ (mm)	補修前	2.98	2.62	2.47	2.62
	補修後	0.94	1.11	1.08	1.38
	目標値	4.0～5.0			
IRI (m/km)	補修前	4.88	4.21	4.09	4.33
	補修後	1.57	1.58	1.49	2.16
	限界値	7.0			

5.9m）に“悪”に達する卓越が見られる．また，下流側車線(R1)の右車輪位置では，0.15c/m（6.7m）付近の凹凸が，“悪”付近に卓越し，長周期成分が悪い評価となった．

次に，走行速度をパラメータとして1自由度車両が上記の周期性を有した路面凹凸上を走行した場合の車両の加振振動数を式（1）より算出し，**表-3** にまとめた．これは，あくまでも車両長を考慮しない車両が移動した場合の結果であり，厳密な加振振動数とはいえないが，凹凸波長 5.3～6.7m を有する凹凸では，車両が 40～60km/h で走行すると，約 1Hz～3Hz で加振される結果となった．

路面凹凸のパワースペクトル密度と ISO 基準との比較以外に標準偏差 σ [5] と国際ラフネス指数 IRI[6) 7)] による評価を行い，**表-4** にまとめた．

標準偏差については，道路維持修繕要綱に維持修繕要否判断の目標値が記されており，交通量の多い一般道路においては 3m プロフィルメーターで得られた測定値を 1.5m 間隔で読み取った値の標準偏差で 4.0～5.0 を目標値としている．それに対して，対象橋梁の値は目標値以内となっており，修繕の必要性がないと判断された．

これは，3m 以上の周期成分が考慮されない評価であるため長周期成分の影響が大きい場合，上記の条件で求めた標準偏差からでは路面の補修要否を判断できない．

また，国際ラフネス指数 IRI は，土木学会コンクリート標準示方書舗装編 [8)]において，コンクリート舗装に対する走行快適性能照査として用いられている．これは，コンクリート舗装の目地および曲げ疲労ひび割れにおける段差量，段差位置間隔および走行速度との関係を評価しているものである．その限界値として，市内道路（標準速度 40km/h）において 11.0，一般道路（標準速度 60km/h）において 7.0 となっている．

これに対して，対象橋梁上の路面凹凸を 3m プロフィルメーターで得られた測定値に対して IRI 値を算出した．なお，標準走行速度を 60km/h として計算した．

これより，3m プロフィルメーターによる結果では，限界値 7.0 以下となっており，走行快適性能を満足した路面となっている．また，約 4～5 の範囲にあり，“古い舗装，表面の損傷”と評価され，路面の状況は表現できていると考えられる．

いずれの評価手法においても周期性を評価できる手法がないのが現状といえる．

(2) 補修内容

橋梁振動の分析から明らかとなった車両振動数領域に存在している卓越振動数や減衰特性を変化させる構造的な補修は費用の面から見ても容易ではない．加振源となっている車両振動に寄与している路面は，少なくとも車両振動および橋梁振動を増幅させていることは明らかである．そのため，補修内容として，厚さ 5cm のコンクリート舗装を切削し，厚さ 5cm のアスファルト舗装へと打ち換えることになった．

(3) 補修後

補修後の路面凹凸波形を**図-9(b)** に示す．また，その波形の橋梁区間に対するパワースペクトル密度を**図-10(b)** に示す．これより，補修前と同様に，上流側車線(R2)の左車輪位置では，0.15c/m（6.67m），右車輪位置では 0.3c/m（3.3m）に“普通”に達する卓越が見られる．また，下流側車線(R1)では左右車輪位置ともに 0.15c/m（6.7m）付近と 0.3～0.4c/m（2.5m～3.3m）付近の凹凸が，“普通”と“良”の間に卓越している．これらの卓越は，補修前より卓越エネルギーは小さくなっているため影響は小さいものと考えられる．

また，**表-4** より，補修前と同様に IRI と σ を比較すると，補修後は，どちらも約半分以下に低減している．

5．4　車両走行による動的応答

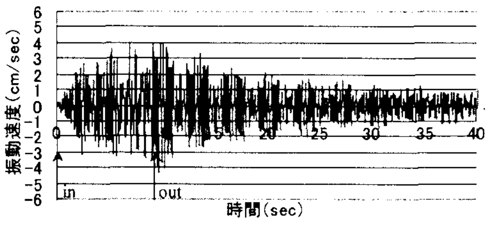
(1) 橋梁振動

対象橋梁では，車両がこの橋梁上を走行した際に，幅員両脇にある歩道上において比較的大きな振動が生じていた．そこで，路面補修前後での橋梁振動に着目する．

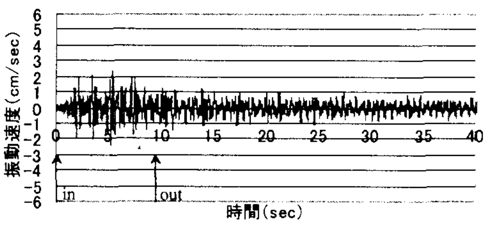
路面補修前後において，試験車両が下流側車線（A1 側から A2 側方向へ走行）を走行速度 60km/h で走行した時の測点 V3（**図-2** 参照）の振動速度波形とそのスペクトルを**図-11** と**図-12** に示す．

図-11 および**図-12** より，補修前に大きく卓越していた逆対称 1 次振動（1.59Hz）と逆対称 2 次振動（3.04～3.05Hz）は，補修後には大きく低減している．これは，補修によって，この振動数領域の車両による加振力が減少したためと考えられる．補修後では，伸縮継手部の段差は補修前と同様に解消されていないため，車両が橋梁に進入および退去する時に大きな応答を示しており，この段差を適切に処理することによりさらに応答を低減できると考えられる．

これに対して，実測と同じ条件で解析した場合の測点 V3 における振動速度波形とそのスペクトルを求めた．その結果を**図-13** と**図-14** に示す．

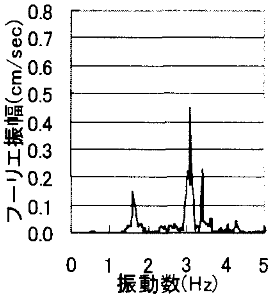


(a) 補修前

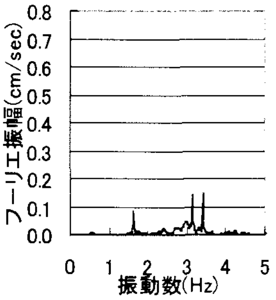


(b) 補修後

図-11 橋梁の振動速度応答（実測）

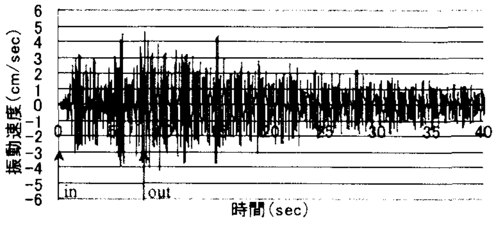


(a) 補修前

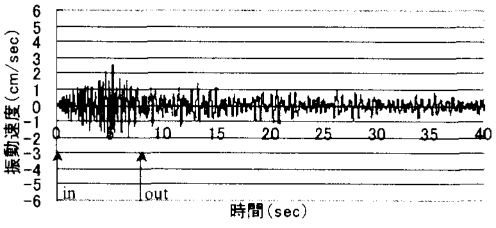


(b) 補修後

図-12 橋梁の振動速度スペクトル（実測）

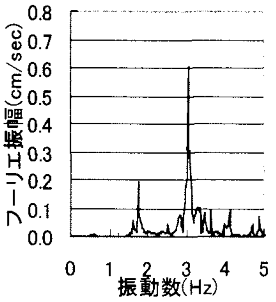


(a) 補修前

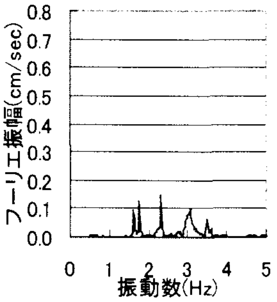


(b) 補修後

図-13 橋梁の振動速度応答（解析）



(a) 補修前



(b) 補修後

図-14 橋梁の振動速度スペクトル（解析）

これより，解析値は実測値の振幅より多少大きい傾向にあるが，スペクトルでの卓越振動数は実測値を概ね表現している．また，補修後においても実測と同程度の振幅の低減が見られ，実験および解析ともに路面補修により十分な応答値の低減を得ることができた．

(2) 車両振動

上述した走行ケースにおける車両側の振動として，後輪ばね上の加速度波形とそのスペクトルを**図-15** と**図-16** に示す．**図-16** は，車両が橋梁上を走行している 1024 データ（橋梁上）と 30 秒～40 秒付近の土工部を走行している 1024 データ（土工部）のスペクトルを合わせて示している．

図-16 より，土工部を走行している際，ばね上振動数 3.1Hz が大きく卓越しているのに対して，橋梁上を走行している際は，2Hz～5Hz 付近の振動数領域が顕著に卓越しており，路面および橋梁との動的相互作用により大きく卓越したものと考えられる．

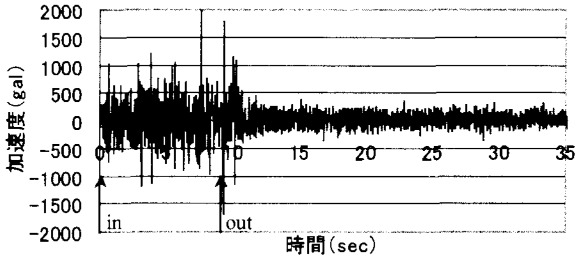


図-15 試験車両の後輪ばね上加速度波形（補修前）

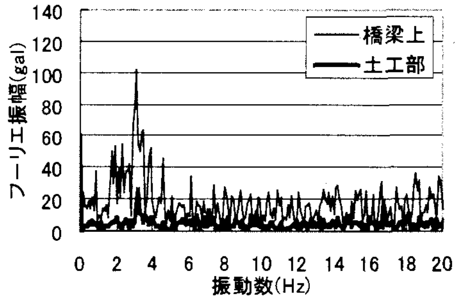


図-16 試験車両の後輪ばね上加速度スペクトル

5. 5 振動使用性

大型車両が対象橋梁上を走行した際に，幅員両脇にある歩道上において比較的大きな振動が生じ，使用性が問題となっていた．そこで，試験車両が対象橋梁上を走行した時の振動速度波形から，振動速度の実効値を算出した．実効値の算出は，時定数 0.63 秒ごとの 2 乗平均値の平方根より求めた．その実効値の最大値を用いて振動使用性の検討を行う．各走行ケースにおける実効値の最大値を**表-5** に示す．各走行ケースは 2 回ずつ行っており，同表ではその平均値を示している．

既往の研究[9)-11)]より，196kN 車両 1 台の走行に伴う振動において，振動速度の実効値は，1.7cm/sec 以下が望

表-5 振動速度の最大実効値

(a) 補修前

走行速度	走行方向	応答速度の最大実効値 (cm/sec)									
		V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
徐行	上流側	1.30	1.63	1.52	0.66	1.52	1.41	1.55	1.30	1.24	1.30
	下流側	1.27	1.45	1.27	0.81	1.18	1.05	1.30	1.14	1.12	1.29
40km/h	上流側	1.74	1.86	1.78	1.71	1.65	1.58	1.51	1.76	0.87	0.80
	下流側	1.70	1.47	1.61	1.97	1.79	1.63	1.55	1.65	1.08	1.01
50km/h	上流側	2.20	2.04	2.26	1.79	2.00	2.09	2.05	3.08	1.00	1.13
	下流側	2.34	2.06	2.29	2.48	1.93	2.12	1.85	2.50	0.96	1.21
60km/h	上流側	2.04	1.68	2.02	2.14	1.66	2.03	2.08	2.18	0.84	1.18
	下流側	2.30	2.31	2.55	2.69	1.75	2.39	1.82	2.15	1.05	1.27

(b) 補修後

走行速度	走行方向	応答速度の最大実効値 (cm/sec)									
		V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
徐行	上流側	0.48	0.68	0.65	0.62	0.94	0.64	0.60	0.56	0.13	0.17
	下流側	0.30	0.25	0.31	0.32	0.69	0.28	0.29	0.26	0.18	0.16
40km/h	上流側	1.23	1.26	1.17	1.19	1.48	1.25	1.18	1.52	0.21	0.19
	下流側	1.26	1.16	1.20	0.94	1.04	0.96	0.95	1.46	0.21	0.27
50km/h	上流側	1.27	1.33	1.38	1.32	1.25	1.63	1.58	1.54	0.27	0.26
	下流側	1.65	1.12	1.35	1.13	1.01	1.42	0.97	1.36	0.22	0.28
60km/h	上流側	1.14	1.12	1.05	1.20	0.94	1.32	1.15	1.72	0.19	0.20
	下流側	1.41	0.94	0.94	1.06	1.25	1.08	1.05	1.21	0.22	0.27

ましいとされている．これは，振動台上の歩行者が少し歩きにくいと感じる振動速度の実効値 1.7cm/sec[12] から採用したものである．本研究では，1.7cm/sec を恕限度として振動使用性について検討する．

表-5 より，走行速度 40km/h 以上では，1.7cm/sec を超える測点が多数あり，大きな振動が生じていることがわかる．特に，1/8 点（V8）では，50km/h 走行時に実効値で約 3cm/sec，最大値で 5cm/sec 弱もの大きな振動が生じていた．大型車両が走行した際の卓越振動モードは**図-7** に挙げたものが主に卓越したが，支間 1/8 点および 7/8 点では，いずれが卓越しても節にならない上に，ジョイントからの衝撃力も受けやすい．さらには，たわみ逆対称 2 次振動数は大型車両のばね上振動数と近いこともからも大きな振動が生じたものと考えられる．

これに対して，補修後の値を見ると，60km/h 走行の V8 測点で 1.7cm/sec を超えただけであった．40～60km/h 走行時の面内方向の測点では，1～6 割減少しており，路面の改善だけで使用性がかなり改善された．

次に，実験と解析における各測点での振動速度の最大実効値を比較したものを**図-17** に示す．同図には，解析的に橋面上の路面凹凸がない場合のケースも比較として示した．走行ケースは，下流側車線（A1 側から A2 側方向へ走行）を走行速度 60km/h で走行した場合を取り上げた．解析上では，多少実験より大きな値となっているが，定性的には，実験値の傾向と類似しているといえる．

また，路面凹凸の応答に与える影響として，路面凹凸がない場合に対して，補修前で 4～6 倍，補修後で 2～3 倍程度実効値が増幅している．

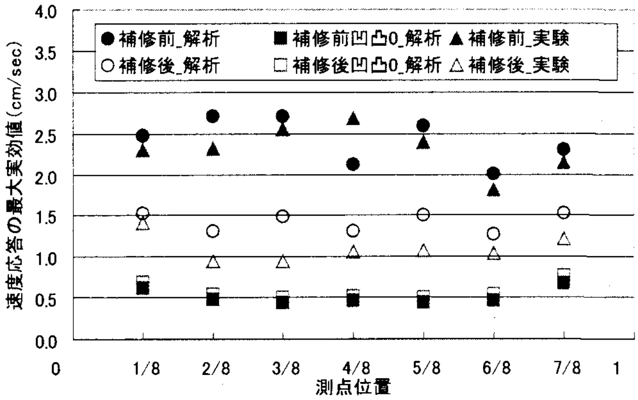


図-17 実験・解析における最大実効値の比較（60km/h 下流側走行時）

6. まとめ

本研究では，ニールセンローゼ桁橋である愛本橋において，大型車両がこの橋梁上を走行した際に，幅員両脇にある歩道上において比較的大きな振動が生じ，使用性が問題となっていた．そこで，その要因を分析するために，路面，車両および橋梁，各々に着目して路面凹凸の計測，車両振動および橋梁振動実験を行った．結果的に，路面性状を改善するという対策を施すこととなった．路面改善後においても対策前と同様な実験を行い，歩道部における振動使用性がどれだけ改善されたのか検討した．

本研究により得られた知見を以下に示す．

(1) 静的荷重に対する対象橋梁の鉛直変位は，実験値と解析値を比較すると概ね一致した値を示していた．これより，本研究で用いた解析モデルの剛性評価および支承における拘束条件の評価の妥当性が示された．

(2) 卓越振動数は，車両の前後輪ばね上振動領域(1～3Hz)に数多く存在していた．また，解析上で支承の拘束条件を可動から固定とした場合，面内最低次振動が対称 1 次振動から逆対称 1 次振動へと変化しており，本橋においても面内最低次振動は，逆対称 1 次振動が卓越していたことから設計どおりの拘束条件にはなっていなかった．

(3) 3 次のたわみ逆対称 1 次振動においては，ストランドのひずみエネルギー比が 76％占めており，減衰が小さいことと関係していると考えられる．対称振動では，摩擦力に起因した構造減衰の寄与が大きいことから，本橋の場合でも 5 次，6 次振動において振幅依存性が見られた．

(4) 補修前の路面凹凸計測から，凹凸波長 5.3～5.9m，および 6.7m が，ISO 基準の“悪”付近に卓越しており，この長周期成分が車両振動や橋梁振動を増幅させていた．補修後には，依然として長周期成分の卓越が見られたが，それらの卓越は小さく，車両振動や橋梁振動に与える影響は小さかった．

(5) 補修前に車両が走行した際の振動速度は，提案されている恕限度 1.7cm/sec を超える測点が多かった．しかし，路面補修により，その値を超える測点がほとんどなくなり，振動使用性はかなり改善された．

参考文献

1) 讃岐康博，梶川康男，深田宰史，枚本正信：プロフィルメータでの測定路面から実路面への近似法の提案，構造工学論文集，Vol. 47A，pp. 399-410，2001. 3.

2) 米田昌弘：ニールセン型ローゼ桁橋の構造減衰特性に及ぼす吊材の影響，土木学会論文集，No. 651/Ⅳ-47，pp. 157～162，2000. 6.

3) Juang,J.N. and Pappa,R.S.: An Eigensystem Realization Algorithm for Modal Parameter Identification and Model Reduction, Journal of Guidance, Vol.8, No.5, pp.620-627, Sept.- Oct., 1985.

4) 米田昌弘：橋梁の可動支承部における摩擦力に起因した構造減衰特性に関する 2，3 の考察，土木学会論文集，No. 492/Ⅳ-23，pp. 137～145，1994. 6.

5) 日本道路協会：道路維持修繕要綱，1978. 7.

6) （著）Sayers, M. W.，（訳）笠原篤，関口幹夫，加藤昌太郎：道路縦断プロファイルからの IRI の算出（上），舗装，Vol. 31，No. 7，pp. 21-27，1996. 7.

7) （著）Sayers, M. W.，（訳）笠原篤，関口幹夫，加藤昌太郎：道路縦断プロファイルからの IRI の算出（下），舗装，Vol. 31，No. 8，pp. 12-17，1996. 8.

8) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書[舗装編]，丸善，pp. 48-51，2002. 3.

9) 梶川康男：振動感覚を考慮した道路橋の使用性解析に関する考察，土木学会論文報告集，第 304 号，pp. 47～58，1980. 12.

10) 川谷充郎，下村和也，野嵜一郎，山口史夫，矢幡武人，小林義和：広幅員単弦ローゼ桁橋の走行荷重下の振動使用性実験，橋梁振動コロキウム’97 論文集，pp. 285-292，1997. 10.

11) 松本信之：橋梁の使用性評価，橋梁振動コロキウム’97 論文集，pp. 19-34，1997. 10.

12) 小掘為雄，梶川康男：橋梁振動の人間工学的評価法，土木学会論文報告集，第 230 号，pp. 23～31，1974. 10.

(2003. 9. 12 受付)