

鉄道高架橋から伝播する地盤振動にみられる「うなり」現象

森尾 敏¹・平川良浩²・島田昌樹³・三木英通⁴

¹正会員 工博 (株)奥村組 情報システム室 (〒545-8555 大阪市阿倍野区松崎町 2-2-2)

²正会員 京阪電気鉄道(株) 運輸事業本部 (〒573-0032 大阪府枚方市岡東町 25-9)

³京阪電気鉄道(株) 運輸事業本部 (〒573-0032 大阪府枚方市岡東町 25-9)

⁴正会員 (株)奥村組 土木設計部 (〒545-8555 大阪市阿倍野区松崎町 2-2-2)

RC ラーメン構造の鉄道高架橋において、周辺住民の一部から振動被害の苦情が出た。このため、高架橋と地盤に地震計を配置した振動計測を実施した。この結果、苦情は車両速度の遅い列車走行時に生じる「うなり」によることが分かった。さらに、高架橋を骨組み構造系でモデル化した3次元固有値解析結果、および列車から伝達される振動外力の逆解析結果と計測結果との比較から、「うなり」の発生原因について調べた。また、地盤振動の増幅についても考察した。

Key Words : ground vibration, beat phenomenon, railway viaduct, eigenvalue analysis, inverse analysis

1. まえがき

RC ラーメン構造の鉄道高架橋において、周辺住民の一部から振動被害の苦情が出た。当該家屋前の地盤に立つと、列車の種類、スピードによっては、確かに強弱が繰返されるような不快な振動を感じた。予備計測によると、家屋前地盤の鉛直方向振動レベルVLは65dBを若干越える場合があるが、不快な振動を感じる場合と感じない場合で有意な差は認められなかった。苦情の原因は、強弱が繰返されるような不快な振動であると考えられた。このため、高架橋と地盤に地震計を配した振動計測を実施し、高架橋を骨組み構造系でモデル化した3次元固有値解析および列車から伝達される振動外力の逆解析との比較から、不快な振動の発生原因を調べた。また、地盤振動の増幅についても考察した。

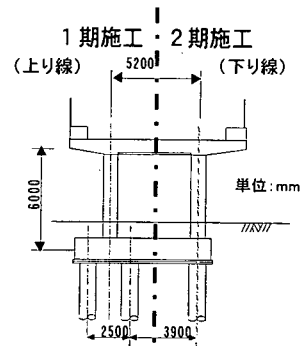


図-1 対象高架橋の断面図

2. 対象高架橋および計測条件

対象高架橋の断面を図-1に示す。本橋梁は、市街地での既設線鉄道立体化事業において一般的に採用されている仮線高架化方式と呼ばれるビームスラブ式ラーメン高架橋である。本方式は、1車線分の用

地を新たに確保した後、第1期施工において片側車線を立ち上げ、立ち上げた車線と新たに確保した用地を用いて複線を維持しながら第2期施工で残りの車線を立ち上げる方法である。第1期施工では1線1柱形式で水平力を負担するため、列車走行方向に直角な断面上で複数の杭が必要である。この結果、完成時には上下車線で杭本数が異なる場合が多い。本高架橋では、上り線側(第一期施工)で2列、下り線側(第二期施工)で1列の場所打ちRC杭が使用されており、すべてφ1200mm、杭長12mである。

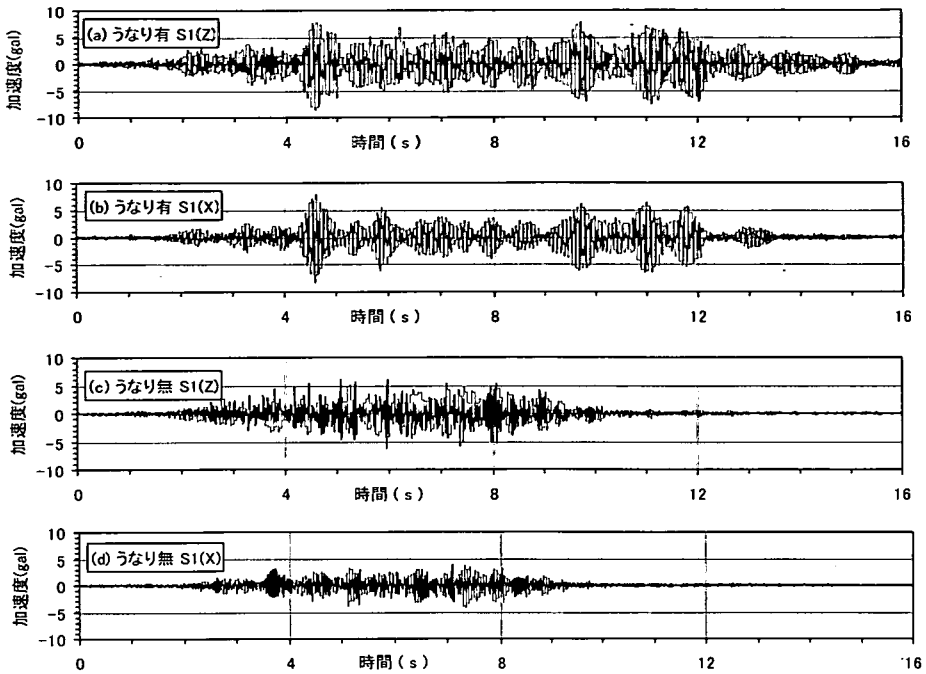


図-3 不快な振動を感じた場合と感じなかった場合の加速度時刻歴の比較

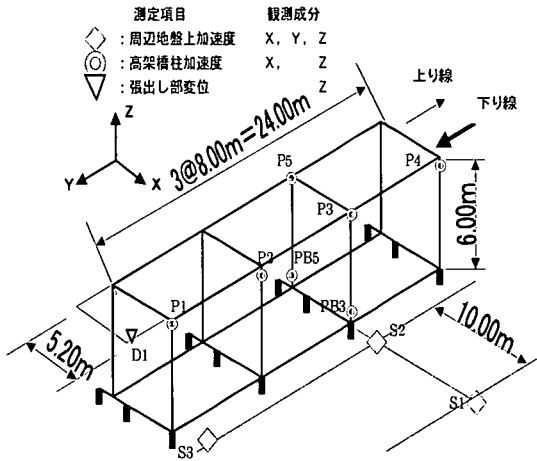


図-2 計測機器位置図

高架橋建設時のボーリング調査によると、当該地盤は地表面からGL-12.5m付近までN値=5~20の粘土層、シルト層、砂層の互層構造、GL-12.5m以深はN値=30~40の砂質地盤である。

計測機器位置を図-2に示す。S1は苦情家屋玄関前の地盤上に、S2、S3は橋脚近傍の地盤上に公害振動計(リオン VM-51)を配置し、それぞれ、橋軸直角方向水平成分(X)、橋軸方向水平成分(Y)、鉛直

成分(Z)の加速度を計測した。P1、P2、P3、P4は下り線側(苦情家屋側)の橋脚頂部に、P5、PB3、PB5はS1、S2、P3を含む断面内の橋脚頂部および下部に圧電型小型加速度計(リオン VP-87)を配置し、それぞれX、Z方向の加速度を計測した。橋脚上でY成分を計測しなかったのは、予備計測によりX、Z成分に比べ振幅が小さいことによる。本高架橋は図-2に示すように3径間のピームスラブ式ラーメン橋である。両側に片持ち式の張り出し部を有し、張り出し部先端が施工上の継ぎ目(ジョイント)になっている。この張り出し部先端には、列車の走行状況をモニターし、振動外力を評価するためにZ方向変位計(D1)を設置した。

下り線の先約500mに駅があり、P4側橋脚に比べP1側橋脚が若干高い縦断勾配(2.4%)を有する。また、下り線側(苦情家屋側)にR400mではらみだす曲線部に位置する。

3. 計測結果

(1) 時刻歴波形とパワースペクトル

強弱が繰返されるような不快な振動を感じるのは下り列車走行時、すなわち苦情家屋側を列車が走行するときのみであった。このため、以下のデータは

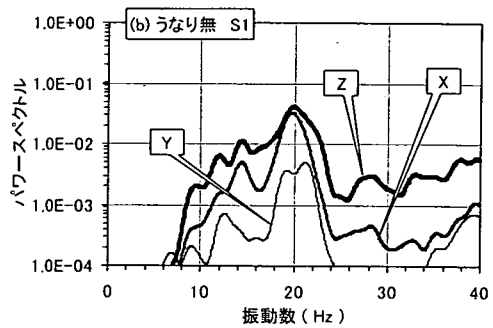
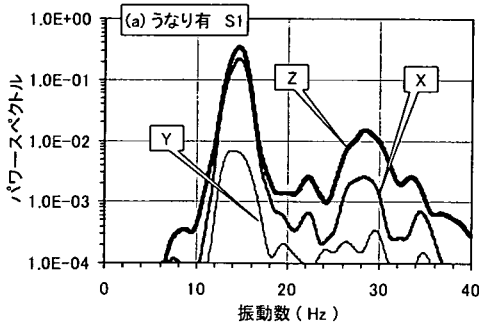


図-4 うなりの有無による S1 点でのパワースペクトルの比較

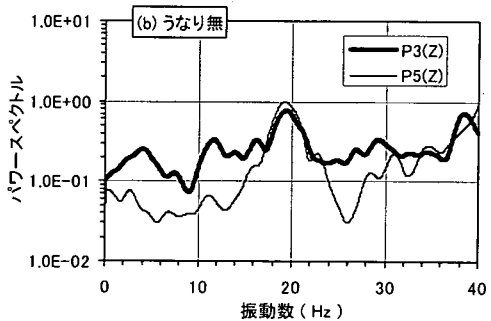
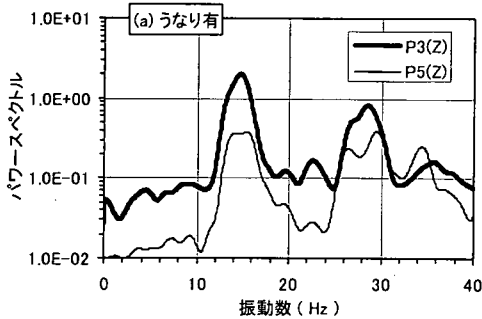


図-5 うなりの有無による橋脚頂部 P3, P5 点でのパワースペクトルの比較

すべて下り列車走行時のものである。

不快な振動を感じた場合の S1 点での Z および X 方向加速度時刻歴を図-3(a), (b)に、感じなかった場合の結果を同図(c), (d)に示す。前者は約 500m 先の駅に停車する普通列車走行時、後者はノンストップの特急列車走行時のものである。前者では周期 1.0 秒弱の「うなり」に似た現象がみられる。家屋内の計測は実施していないが、住人の証言によると S1 点と同様に強弱が繰返されるような不快な振動を家屋内においても体感するとのことであり、図-3(a), (b)でみられる「うなり」が苦情の原因であると判断された。うなり現象は、車両重量が重く、列車速度の遅い普通列車通過時に多くみられ、図-3の例では、前者の列車速度は 54.5km/h、後者は 73.9km/h である。また、うなり現象は橋脚近傍の S2, S3 点より橋脚から離れた苦情家屋前の S1 点のほうが顕著であり、X, Z 両成分で認められた。

うなりの有無による S1 点でのパワースペクトルの比較を図-4に示す。以下、特に断りのない限りスペクトル解析に使用するデータ数は 4096、時間きざみ $dt=0.004s$ で、スペクトル・ウィンドウとしてバンド幅 2.0Hz の Parzen ウィンドウを用いた。スペクトルの振幅はすべての成分を P1 点での Z 成分(うなり有り)の自己相関の最大値(平均パワー)で基準

化しており、異なる図間の振幅比較が可能である。

図-4において、「うなり有り」の場合 X, Z 成分の 15Hz 付近の卓越が特徴的である。一方、「うなり無し」の場合、同じく X, Z 成分の 20Hz 付近のピークが著しい。

一般に、層数が 5 以下の建物の固有振動数は 2.5 ~ 5.0Hz のものがほとんどである¹⁾。図-4では、この振動数域でのスペクトル振幅は極めて小さい。このため、家屋の共振は問題にならないと考えられるが、15Hz 付近の振動が建具、家具等の局所的なガタツキを生じさせ、不快感を与えた可能性は考えられる。

うなりの有無による橋脚頂部 P3, P5 点での Z 成分のパワースペクトルの比較を図-5に示す。S1 点と同様に、橋脚頂部においても「うなり有り」の場合は 15Hz 付近、「うなり無し」の場合は 20Hz 付近が卓越する。「うなり有り」の場合、15Hz 付近の振幅は P5 点より P3 点(苦情家屋側)が優勢である。これに対し、「うなり無し」の場合、20Hz 付近の振幅は P3 点と P5 点で同程度である。

うなりの有無による橋脚下部 PB3, PB5 点での Z 成分のパワースペクトルの比較を図-6に示す。橋脚頂部と同様の傾向が下部の PB3, PB5 点においても認められる。ただし、両点のスペクトル振幅は頂部の

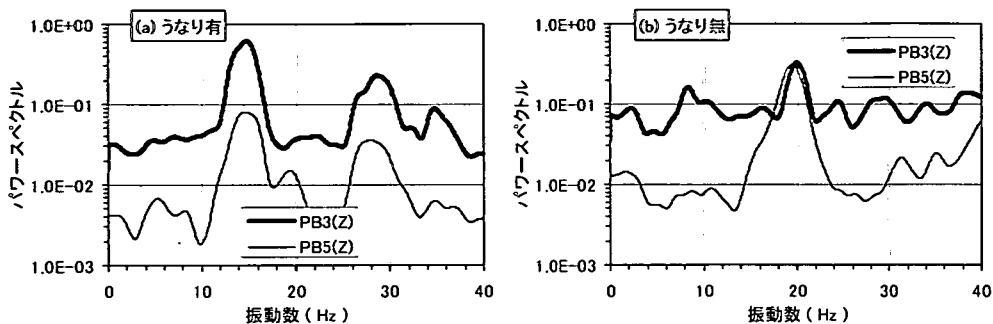


図-6 うなりの有無による橋脚下部 PB3, PB5 点でのパワースペクトルの比較

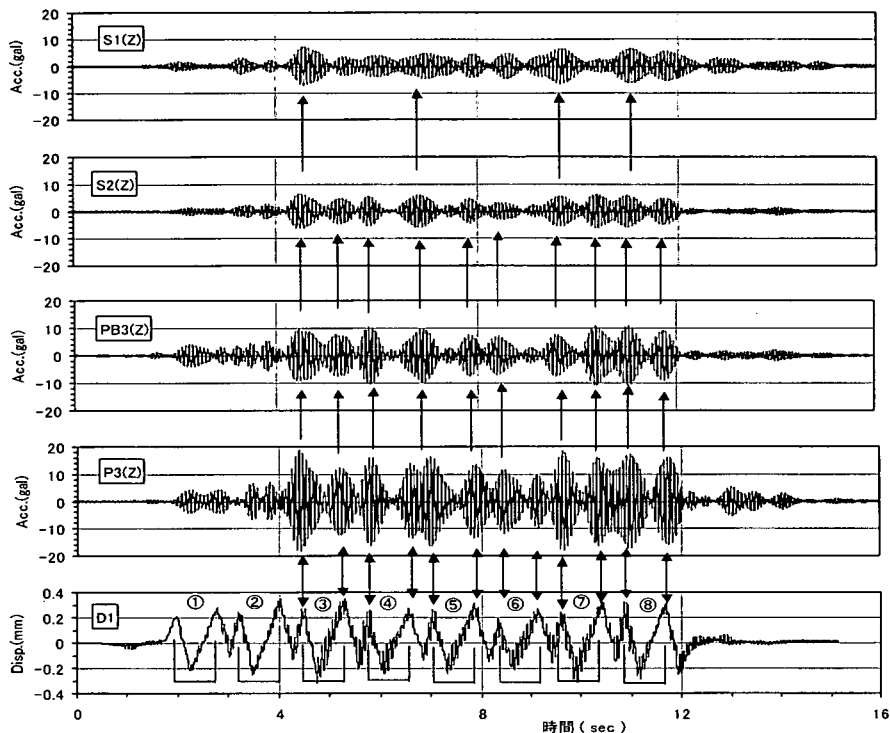


図-7 高架橋から地盤への波動の伝播状況 (うなり有りの場合)

P3, P5 点に比べかなり小さい。

以上の結果から、「うなり有り」の場合下り線側の橋脚が 15Hz 付近で Z 方向に大きく振動しており、特に橋脚頂部の振動が大きいことが分かる。

ここで、地盤上に設置した公害振動計と橋脚に設置した圧電型小型加速度計の精度の違いについて述べる。図-5, 6 では、ピーク振動数での振幅と 10Hz 付近以下の低振動数域を含めたピーク以外の振動数での振幅の違いは 1 オーダー程度である。しかるに、図-4 では 10Hz 以下の低振動数域で振幅が大きく低下している。これは、地震計ごとに設定した測定レンジの違いの影響が表れたものと考えられる。すなわち、図-6(a)の PB3(Z)では振動が大きいことから

大きな測定レンジの上限値(最大加速度)を、PB5(Z)では振動が小さいことから小さい上限値を設定した。この結果、設定したレンジに応じて両地震計のノイズレベル(S/N比)に差が生じた。10Hz 付近以下の低振動数域での振幅の違いは、ノイズレベルの違いを表しているものと考えられる。また、圧電型小型加速度計は低振動数域の精度が特に低い。このため、圧電型小型加速度計に関する本報告の考察は振幅の大きなピーク振動数域に限定している。一方、公害振動計も同じ圧電型ではあるが小型加速度計に比べて低振動数域の精度が高く、ノイズレベルも低い。このため、図-4 では 10Hz 以下の低振動数域の振幅低下を正しく表現しているものと考えられる。

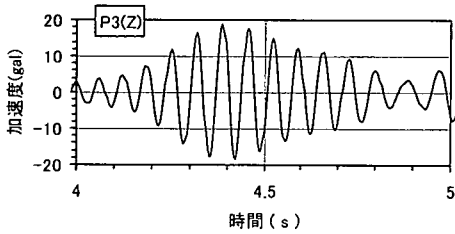


図-8 うなりの一波群

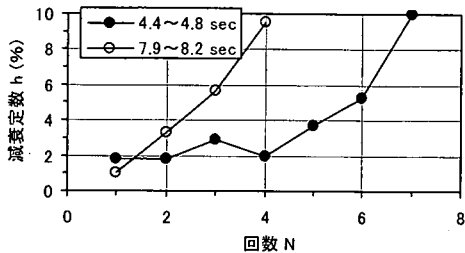


図-9 繰返し回数ごとの減衰定数 h

(2) 振動外力の伝播

「うなり有り」の場合の高架橋から地盤への波動の伝播状況を図-7 に示す。最下段は張出し部先端 D1 点の変位波形。2 段目以上は、P3、PB3、S2、S1 点でのバンドパス・フィルター (12~16Hz) 通過後の Z 方向加速度波形である。バンドパス・フィルターは、スペクトルのピーク振動数 (15Hz) を跨ぐように設定した。変位波形は、P3~D1 点間距離を列車速度で除した時間だけ時間軸を戻しており、P3 点における車両からの振動外力に対応する。変位波形から、台車の前輪部と後輪部通過時のピークを読み取ることができ、図中に車両番号 (①~⑧) を併記した。車両番号③以降では、変位波形のピークと P3 点でのうなりの周期が対応しており、車輪部からの振動外力によりうなりが励起されているのが分かる。これは、車両番号②までは過渡的な応答が卓越し、車両番号③付近から特定の振動モードが卓越し、定常的な応答に移行したためと考えられる。

P3 点で生じたうなりは、そのまま PB3、S2 点に伝播し、若干乱れるものの苦情家屋前地盤 S1 点に達する。なお、S2 点から S1 点への波動伝播については 6. で述べる。

図-7 の P3 点での加速度波形における 4~5 秒間のうなりの一波群を図-8 に示す。この波群が車両番号③の前輪部通過時に生じた振動とその自由振動で説明できるかどうかを調べるため、繰返し回数ごとの減衰定数 h を対数減衰率から求めた。結果を図-9 に示す。同図には、8 秒付近の波群から得られた h も併記した。振動回数が少ない場合 h=2% 程度である

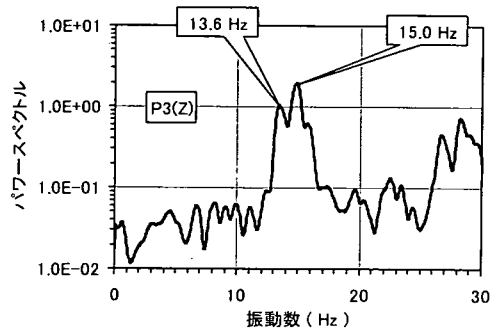


図-10 P3 点 (Z 成分) のパワースペクトル

が、回数の増加に伴って h は増加し、10% 近い値が表れる。h=10% は、上部構造あるいは下部構造の自由振動の微小ひずみ時の減衰としてはかなり大きい。また、自由振動では繰返し回数の増加に伴って h が増加する現象は生じない。すなわち、うなりの波群は図-7 最下段に示した車輪部からの外力により励起された振動とその自由振動だけでは解釈できない。

「うなり有り」の場合の P3 点 (Z 成分) のパワースペクトルを再度図-10 に示す。前述の図-5 (a) ではスペクトルウィンドウとしてバンド幅 2.0Hz の Parzen ウィンドウを用いた。ここでは、このバンド幅を次第に小さくしてスペクトルの平滑化の程度を弱め、振動数ごとの振幅変化を詳細に調べた。図-10 はバンド幅 0.75Hz の場合である。図-5 (a) では 15Hz 付近に単一のピークがみられたのに対し、同図ではこのピークが 13.6Hz と 15.0Hz の 2 つのピークから構成されることが分かる。この振動数差は、 $dF = 1.4\text{Hz}$ であり、両者から生じるうなりの周期は、 $T = 1/dF = 0.71$ 秒である。この周期は、図-3 (a)、図-7 のうなりの周期と一致する。なお、13.6Hz のピークは測定ケースによって若干のばらつきはみられるものの、概ね 13~14Hz の範囲であった。

図-10 で表れたうなりの要因と考えられる 2 つの振動数については、以下の 3 つの可能性が考えられる。

- ① 両者とも構造系の固有振動数である。
- ② 両者とも列車外力の卓越振動数である。
- ③ 構造系の固有振動数と列車外力の卓越振動数である。

ここで、構造系の卓越振動数とは、列車外力によって励起されたモードであり、当然列車外力もこの帯域のスペクトルが卓越することを意味する。

次章 4. では、構造系の固有振動数と振動モードを 3 次元固有値解析との比較から調べる。5. では、列車外力の卓越振動数を実測結果を用いた逆解析から考察する

表-1 固有振動数と刺激係数

次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数			備考
		X方向	Y方向	Z方向	
1	4.24	1.23	0.00	-0.02	X方向
2	4.47	0.00	-1.04	0.00	Y方向
3	5.00	0.00	0.07	0.00	
4	6.57	0.30	0.00	-0.01	
5	7.81	0.00	0.00	0.00	
6	8.99	0.00	-0.01	0.00	
7	10.27	0.00	0.00	0.00	
8	12.37	0.00	0.01	0.00	
9	13.67	-0.11	0.00	-0.49	Z方向
10	14.70	0.02	0.00	0.01	
11	15.18	0.00	-0.04	0.00	
12	15.28	0.06	0.00	0.00	
13	16.15	-0.02	0.00	-0.50	Z方向
14	16.34	0.00	-0.02	0.00	
15	16.37	0.09	0.00	2.20	Z方向
16	18.33	0.12	0.00	-0.98	Z方向
17	19.80	0.00	0.00	0.00	
18	23.07	0.00	0.00	-0.17	
19	23.66	0.00	0.00	0.00	
20	24.13	-0.01	0.00	-0.64	Z方向

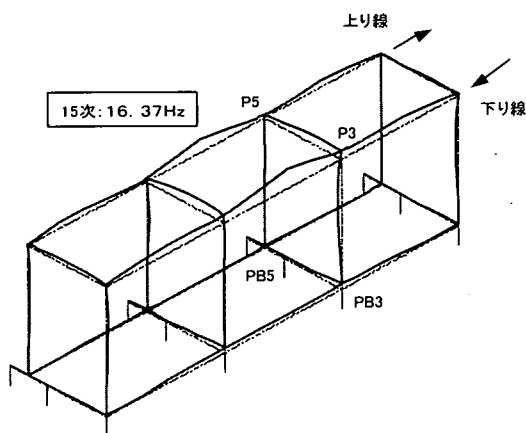


図-11 15次固有振動モード

4. 3次元固有値解析

(1) 固有値解析

図-2 に示した3径間ラーメンを多数の質点とそれを結ぶ線形梁材に置換し、3次元固有値解析を行う。基礎杭は道路橋示方書²⁾に従ってX, Y, Z方向および θ_x , θ_y 方向のスカラー・バネにモデル化し、フーチング部下側に付加する。すなわち、地盤バネを有する杭～フーチング系の上部に鉛直力、水平力およびモーメントを載荷し、得られた荷重～変位関係をスカラー・バネにモデル化した。ここに、 θ_x はX軸回り、 θ_y はY軸回りの回転角である。床板

の剛性は特に考慮しないが、床板および床板上の死荷重(バラスト、枕木、レール)20kPaを上部梁上に分布重量として考慮する。本高架橋では別途衝撃振動試験が行われており^{3),4)}、1次固有振動数(X方向曲げ1次)がほぼ4Hzであることが分かっている。このため、X方向曲げ1次モードが4Hz付近になるように基礎杭の水平方向バネ定数を調整した。

このようなモデル化において、特に上部工の高次モードの精度はあまり高くないと考えられる。しかし、本検討で問題となる橋脚と杭・地盤系の鉛直方向連成モードに関しては、ある程度の精度を有し、定性的な傾向は表現できるものと考えた。また、固有値解析において列車重量を無視しているが、これも同様の理由による。

1~20次の固有振動数とX, Y, Z方向の刺激係数を表-1に示す。着色部は、刺激係数の大きなモードである。同表の備考欄に示すように、1次はX方向、2次はY方向の振動モードであり、両者とも橋脚のモードは曲げ1次である。Z方向の刺激係数が大きいモードは、9次、13次、15次、16次、20次である。このうち、9次と13次は上部梁の振動モードであり、基礎杭部の変形はほとんどみられない。20次は振動数が高いため検討外とする。15次は図-11に示すように、上り線側基礎杭が支点となって下り線側が杭部も含めて上下に振動する杭との連成モードである。このモードは、下り線側で鉛直方向剛性が劣る構造(上り線側で杭2本、下り線側で杭1本)に起因し、鉛直方向刺激係数が極めて大きい。16次は15次と逆に上り線側が杭部も含めて上下に振動する杭との連成モードである。

(2) 卓越する固有振動モード

橋軸直角方向断面内4点(P3, P5, PB3, PB5)での観測記録から、P5/P3, PB3/P3, PB5/P3間のフェイズスペクトルとフーリエスペクトル比を用いて前述したピーク振動数(「うなり有り」の場合15.0Hz, 「うなり無し」の場合20.0Hz)での実測振動モードを描くことができる。

「うなり有り」の場合の15.0Hzでの実測振動モードを図-12(a)に実線で示し、15次モード(16.37Hz)を破線で併記する。両者の対応は良好であり、図-10で卓越した15.0Hzは15次モードによる可能性が高い。この結論は、下り列車走行時にのみうなりが生じる観測結果とも整合する。なお、PB5点での位相が逆であるが、これは振幅が小さいためであろう。

当該地点付近の古地図および古くからの住人の証言によると、鉄道路線建設以前は下り線側(苦情家屋側)は沼地であった。支持地盤が弱いことと基礎

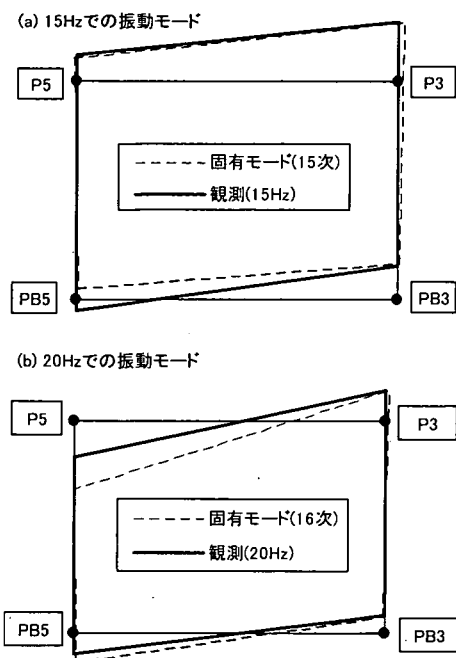


図-12 卓越する固有振動モード

杭の本数が少ないことから下り線側の杭～地盤系の鉛直方向剛性が低く、片側だけが鉛直方向に大きく振動する15次モードが卓越したものと考えられる。

下り線側が沼地であった影響は評価が難しいため表-1の固有値解析では考慮していない。これを考慮した場合、15次固有振動数(16.37Hz)が低振動数側へ移動し、刺激係数は更に大きくなる。すなわち、列車が下り線側を通過する時に大きく振動することが予測される。

同様に、「うなり無し」の場合の20.0Hzでの振動モードを図-12(b)に実線で示し、16次モード(18.33Hz)を破線で併記する。実測振動モードの上り線側の変形がやや小さいが、固有モードとの対応は良好である。

5. 列車外力の評価

竹宮ら⁵⁾は、軌道たわみの波長が枕木間隔の偶数倍となることから、列車走行時の卓越振動数 f として次式を提案している。

$$f = C / (2nd) \quad n=1, 2, 3, \dots \quad (1)$$

ここに、 C は列車速度、 d は枕木間隔である。上式に $C=15.14\text{m/s}$ (54.5Km/h)、 $d=0.6\text{m}$ を代入すると、 n

$=1$ で $f=12.6\text{Hz}$ が得られる。図-10で卓越したピーク13.6Hzが枕木間隔に起因する列車からの振動外力である可能性も考えられるが、ここでは、前章の固有値解析に使用した3次元骨組み構造系モデルを用いてP3点における列車から伝達される振動外力を逆解析により評価する。

前章と同じ骨組みモデルを用いて、まずP3点における加速度/荷重間の伝達関数 $T_{xx}(f)$ 、 $T_{xz}(f)$ 、 $T_{zx}(f)$ 、 $T_{zz}(f)$ を求める。ここに、 $T_{xx}(f)$ はX方向加振時のX方向加速度応答、 $T_{xz}(f)$ はX方向加振時のZ方向加速度応答、 $T_{zx}(f)$ はZ方向加振時のX方向加速度応答、 $T_{zz}(f)$ はZ方向加振時のZ方向加速度応答の伝達関数で、 f は振動数である。ここでは、P3点にX方向の荷重波形 $G_x(t)$ 、Z方向の荷重波形 $G_z(t)$ をそれぞれ載荷し、得られた加速度時刻歴のフーリエスペクトル $A_{xx}(f)$ 、 $A_{xz}(f)$ 、 $A_{zx}(f)$ 、 $A_{zz}(f)$ を用いて、次式から伝達関数を求めた。

$$T_{xx}(f) = A_{xx}(f) / G_x(f) \quad (2a)$$

$$T_{xz}(f) = A_{xz}(f) / G_x(f) \quad (2b)$$

$$T_{zx}(f) = A_{zx}(f) / G_z(f) \quad (2c)$$

$$T_{zz}(f) = A_{zz}(f) / G_z(f) \quad (2d)$$

ただし、 $A_{xx}(f)$ 、 $A_{xz}(f)$ 、 $A_{zx}(f)$ 、 $A_{zz}(f)$ の添字の意味は前述の通りであり、 $G_x(f)$ 、 $G_z(f)$ は、それぞれ $G_x(t)$ 、 $G_z(t)$ のフーリエスペクトルである。 $G_x(t)$ 、 $G_z(t)$ は、着目する振動数域の成分を有しておれば、どんな波を用いてもかまわない。

次に、「うなり有り」の場合のP3点で計測されたX方向加速度波形のフーリエスペクトルを $E_x(f)$ 、Z方向フーリエスペクトルを $E_z(f)$ とし、X方向の荷重を $F_x(f)$ 、Z方向の荷重を $F_z(f)$ とする。使用した骨組み構造モデルが現実近く、P3点の応答は同点に加えらる外力による応答が支配的であると仮定すれば、次式が成立する。

$$E_x(f) = T_{xx}(f)F_x(f) + T_{zx}(f)F_z(f) \quad (3a)$$

$$E_z(f) = T_{xz}(f)F_x(f) + T_{zz}(f)F_z(f) \quad (3b)$$

上式から、実測加速度のフーリエスペクトル $E_x(f)$ 、 $E_z(f)$ を生じさせる荷重 $F_x(f)$ 、 $F_z(f)$ は次式で与えられ、

$$F_x(f) = \frac{E_x(f)T_{zz}(f) - E_z(f)T_{zx}(f)}{T_{xx}(f)T_{zz}(f) - T_{xz}(f)T_{zx}(f)} \quad (4a)$$

$$F_z(f) = \frac{E_z(f)T_{xx}(f) - E_x(f)T_{xz}(f)}{T_{xx}(f)T_{zz}(f) - T_{xz}(f)T_{zx}(f)} \quad (4b)$$

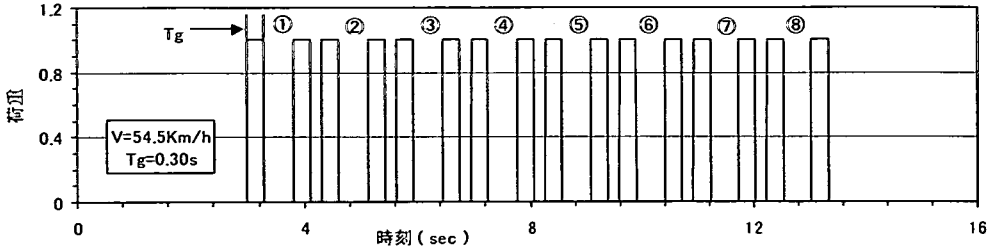


図-16 想定した振動外力

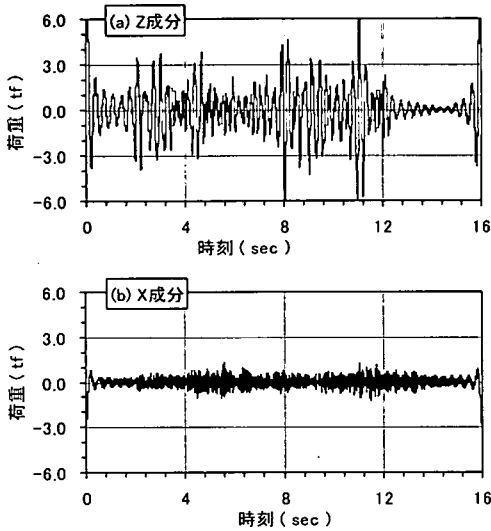


図-13 解析により得られた荷重時刻歴

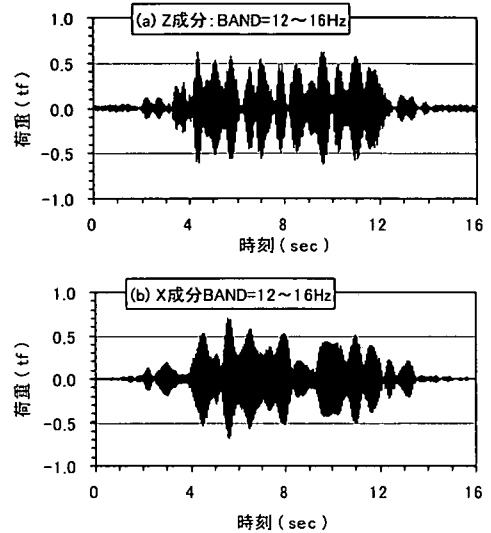


図-15 バンドパス・フィルター通過後の波形

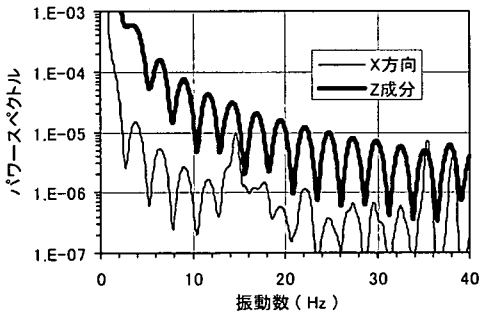


図-14 荷重のパワースペクトル

両者の逆フーリエ変換から荷重の時刻歴波形 $F_x(t)$, $F_z(t)$ が得られる。ここで、 $E_x(f)$, $E_z(f)$ には P3 点以外の柱に加えられた外力による応答も含まれているが、このような解析でも外力の定性的な評価は可能であると考えた。

以上のようにして逆算した荷重時刻歴 $F_x(t)$, $F_z(t)$ を図-13 に示す。同図から、Z 方向の荷重 $F_z(t)$ が支配的であることが分かる。両荷重のパワースペ

クトルを図-14 に示す。振動数の増加に伴ってスペクトル振幅が低下しながら、2.5~3Hz ピッチで小さなピークが数多く現れている。

図-13 の荷重時刻歴において、12~16Hz のバンドパス・フィルター通過後の波形を図-15 に示す。当然の結果と考えられるが、図-7 の最下段に示した変位波形、すなわち、各台車車輪からの振動外力に対応した波群が認められる。

ここで、前述の図-7 を参考にして各台車車輪からの振動外力を図-16 のように想定する。同図は、車両速度 54.5Km/h の下で各台車車輪からの外力を単一の矩形波として連続させたものである。同図は、矩形波の継続時間 $T_g=0.3$ sec の場合を示しているが、この値は特定できない。このため、 $T_g=0.1$, 0.2 sec の場合のパワースペクトルを図-17(a)に、 $T_g=0.3$, 0.4 sec の結果を同図(b)に示す。振動数の増加に伴ってスペクトル振幅が低下する傾向は、前述の図-14 と類似している。また、 T_g の増加に伴い周期的な小さな山の数が増加しており、 $T_g=0.3$ sec の場合、図

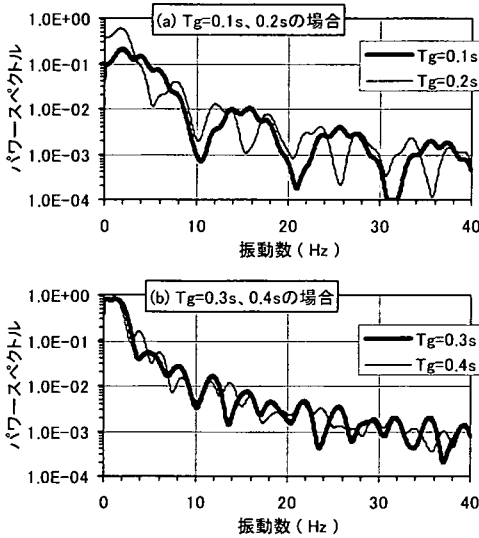


図-17 想定した外力のパワースペクトル

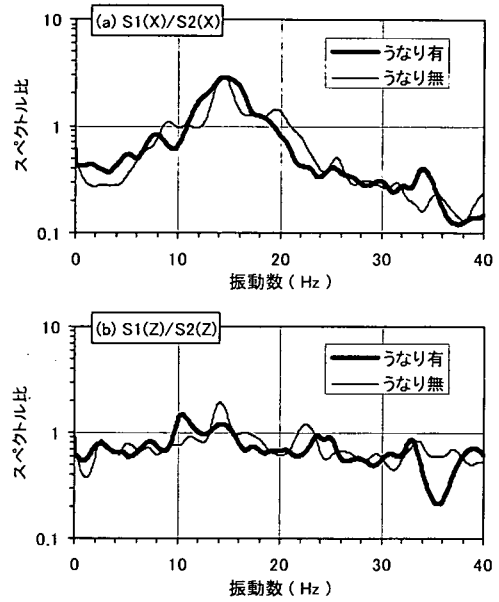


図-19 S1点/S2点のパワースペクトル比

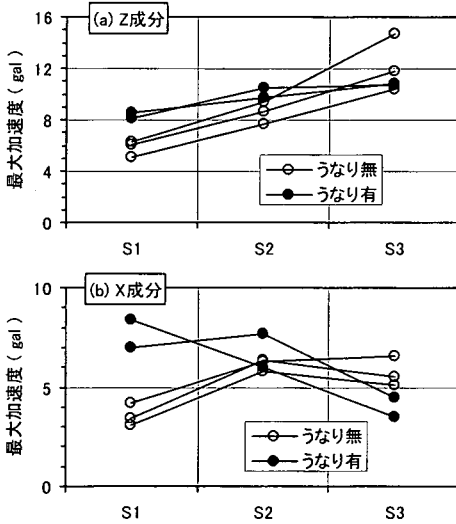


図-18 地盤上 (S1, S2, S3) の最大加速度の比較

-14のスペクトルにかなり近いといえる。

ここで、単一の矩形パルスのスペクトルは次式の振動数 f ごとにピークを有し、高振動数域ほど振幅が低下する⁶⁾。

$$f = 1.0 / T_g \quad (5)$$

上式において、 $T_g = 0.1 \text{ sec}$ のとき $f = 10 \text{ Hz}$ 、 0.2 sec のとき 5 Hz であり、図-17(a)のピッチに近似している。すなわち、矩形波の連続として設定した図-16のスペクトルは、矩形パルスの特徴を強く含んでいると云える。

式(2)の竹宮の提案式から得られる振動数は最大で 12.6 Hz であり、これ以上の高振動数成分は存在しない。一方、本章では各台車の車輪間隔に基づく振動外力の可能性を示した。この場合、図-17に示したように数多くのピーク振動数を有する。本研究の検討範囲内では、どちらの可能性が高いかは結論できない。しかし、地盤振動にみられるうなり現象の一因と考えられる 13.6 Hz のピークが、列車からの何らかの振動外力に起因する可能性はかなり高いものと判断される。

以上の検討では車両のバネ上、バネ下振動と高架橋振動との連成については言及していない。これは、車軸配置と列車スピード（竹宮の提案式では、枕木間隔と列車スピード）から決まる卓越振動が等価起振力において支配的と考えたためである。今後、車両自体の固有振動と高架橋との連成問題についても検討する必要がある。

6. 地盤振動

うなりの有無による地盤上 (S1, S2, S3) の最大加速度のうち、Z成分の比較を図-18(a)に、X成分の結果を同図(b)に示す。Z成分では、「うなり無し」の場合 S2~S1 点間の最大加速度の低下が大きい。一方、「うなり有り」の場合 S2~S1 間の振幅低下が小さく、地盤振動が減衰しにくいことが分かる。X成分では、「うなり有り」の場合橋脚近傍の S2 点より

表-2 仮定した2層構造地盤

	深さ(m)	Vs (m/s)	密度	ポアソン比
表層	12.5	150	1.8	0.4
基盤層	∞	400	1.8	0.4

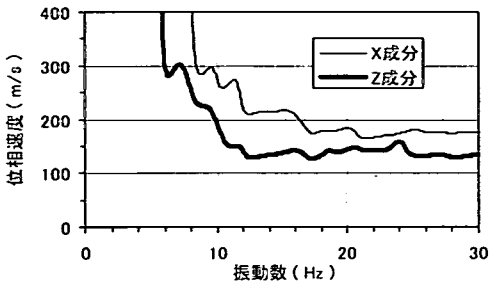


図-20 位相速度の分散曲線

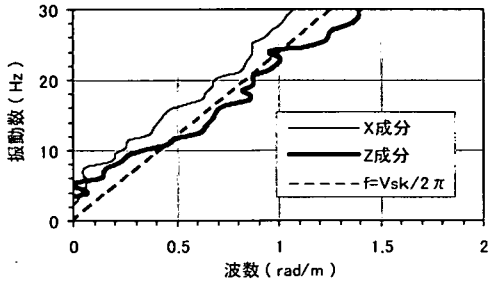


図-21 振動数～波数関係

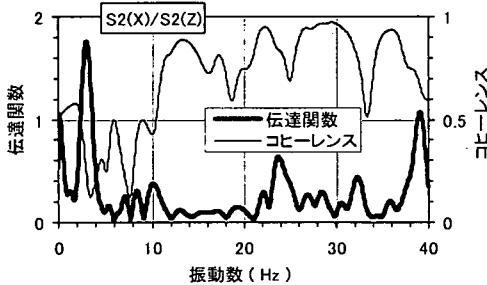


図-22 X/Z成分間の伝達関数とコヒーレンス

橋脚から離れたS1点の加速度が逆に大きく、地盤振動の増幅がみられる。

橋脚からの距離が同じであるS2とS3点の値が異なっているが、これは、例えば図-11の振動モードにおいて3径間ラーメンの端部と中央部の橋脚の変形が異なること、D1点上の継目からの距離も異なること等が影響しているものと考えられる。

S1点/S2点のX成分のパワースペクトル比を図-19(a)に、Z成分の結果を同図(b)に示す。スペクトル比は地盤の構造を反映したもので、うなりの有無は影響しない。Z成分では、スペクトル比は1.0をやや下まわっており、S2点に比べS1点の振幅がやや小さい。これに対し、X成分では15Hz付近のピークが特徴的である。図-18(b)のX成分において、S2点よりS1点の最大加速度が大きいのは、15Hz付近の波が増幅されたためと考えられる。

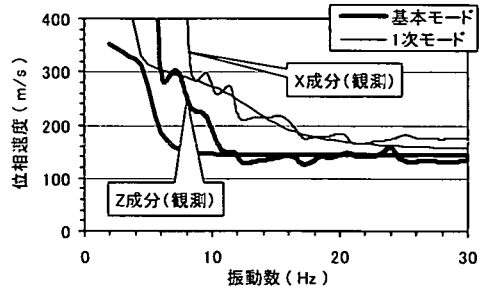


図-23 位相速度の理論分散曲線

S2～S1点間のフェイズスペクトルから求められる位相速度の分散曲線を図-20に示す。同図では、X、Z成分とも振動数の増加に伴う位相速度の低下、すなわち正分散の傾向が認められ、表面波（レイレイ波）の卓越が伺える。このS2～S1点間距離は10mであり、S1点のすぐ近くには基礎杭が存在する。振動源近傍での測定から位相速度を求めることの妥当性を調べるため、測線は異なるが橋脚から10m、18m、および26m離れた3点で別途計測を実施し、同様の傾向が得られることを確認している。

振動数～波数関係（ $f \sim k$ 関係）を図-21に示す。図-20のZ成分の分散曲線における高振動数域での漸近値から、S波速度 $V_s = 150\text{m/s}$ を仮定し、次式（6）の関係を図-21に破線で併記した。

$$f = V_s k / (2\pi) \quad (6)$$

上式は、位相速度がS波伝播速度に一致するときの関係である。 $k < 0.5$ の領域で $f \sim k$ 関係が上方にシフトし、 $k = 0$ で $f = 3\text{Hz}$ 付近に近似している。これより、当該地盤の固有振動数が3Hz付近であることが伺える⁷⁾。

「うなり有り」の場合のS2点でのX成分～Z成分間の伝達関数とコヒーレンスを図-22に示す。ここに、伝達関数は両成分のクロススペクトルをZ成分のパワースペクトルで除したものである。伝達関数において、3Hz付近に明らかなピークが有り、同時にコヒーレンスが大きく低下していることから、3Hz付近はS波の卓越振動数の可能性が考えられる。一方、15Hz付近のコヒーレンスはかなり高く、レイレイ波の卓越が伺える⁸⁾。

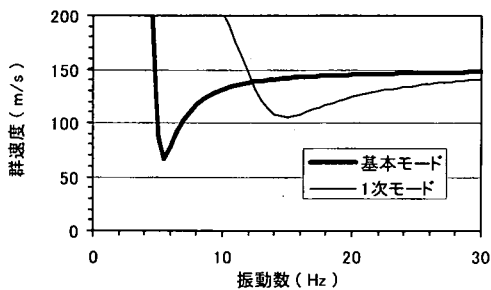


図-24 群速度の理論分散曲線

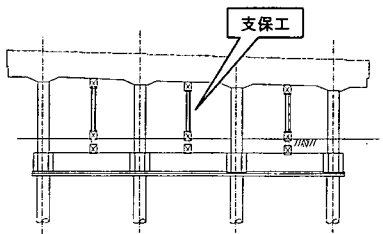


図-25 高架橋の改良案

さて、2. で述べたボーリング調査結果と図-20を考慮して、表-2のような2層構造地盤を仮定する。この2層構造地盤における位相速度および群速度の理論分散曲線⁹⁾を図-23、図-24に示す。図-23には、図-20に示したX、Z成分の観測結果を併記した。同図から、10Hz以上の高振動数域でX成分は1次モード、Z成分は基本モードの理論分散曲線に近似している。図-24では、15Hz付近において1次モードのエアリー相(群速度極小)が表れている。エアリー相は波動エネルギーを最もよく伝える振動数であり、S2~S1点間のX成分の増幅は、1次モードのエアリー相の影響と考えられる。一般に、地盤振動の位相速度は表面波の基本モードに対応すると考えられている^{10)、11)}。しかし、芦谷ら¹⁰⁾は軟弱な層を複雑に挟んだ地下数10mまでの浅部の地盤構造では、特定の振動数域において高次モードが基本モードと同程度の振幅になることを指摘している。彼らの指摘が当該地盤にも当てはまるかどうかは更に検討を要するが、同様の現象が表れた可能性が考えられる。

以上から、高架橋において15Hzの振動数成分を多く含むうなりが既に発生しており、この振動数成分が地盤に伝達されると、レイレイ波1次高次モードのエアリー相の影響で特にX成分が増幅し、振動被害の原因になったものと考えられる。

7. 高架橋の改良案

本研究において、市街地での既設線鉄道立体化事業において多用されている仮線高架化方式(非対称構造)橋梁と列車の動的相互作用によりうなりが生じる可能性が明らかになった。当該地点では、これに下り線側が旧沼地であるという悪条件が重なったものと考えられる。

予備計測の後、下り線側橋脚頂部が上下方向に大きく振動していることから、図-25に示すように高架橋横梁と地盤間に四角支柱支保工(30cm×30cm)を挿入し、これをジャッキアップして仮設的な対策を施してみた。対策効果はみられなかった。これは当然の結果であり、振動する構造系の内部に支保工を入れたことになる。

8. 結論

- ① 振動苦情は、下り列車走行時に生じるうなりによるものである。
- ② 橋脚および地盤上の加速度波形のパワースペクトルにおいて、「うなり有り」の場合は15Hz付近、「うなり無し」の場合は20Hzに明瞭なピークがみられる。
- ③ 「うなり有り」の場合、15Hz付近のピークは、スペクトル・ウィンドウのバンド幅を小さくすることにより、13.6Hzと15.0Hzの2つの振動数から構成されることが分かる。この振動数差から得られるうなりの周期は0.71secであり、計測されたうなりの周期と一致する。
- ④ 15Hz付近のうなりの波群は、各台車車輪部からの外力と調和的であり、車輪からの振動外力によりうなりが励起されている。
- ⑤ 「うなり有り」の場合15Hz付近のピークは15次固有振動モードが卓越したものと判断される。このモードは、上り線側橋脚下部が支点となつて下り線側が鉛直方向に大きく振動する杭との連成モードであり、下り線側で鉛直方向剛性が劣る構造(上り線側で2本杭、下り線側で1本杭)に起因する。このことは、下り列車走行時にのみうなりが生じる観測結果と整合する。
- ⑥ ③で述べたもうひとつのピーク13.6Hzは、列車からの振動外力による可能性が考えられる。
- ⑦ 橋脚近傍地盤から波動が伝播するとき、15Hz付近の水平成分が大きく増幅する。この増幅は、レイレイ波1次モードのエアリー相の影響で

あると考えられる。

参考文献

- 1) 高架道路橋の交通振動問題とその対策, (社)日本橋梁建設協会, 1985.
- 2) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 1996.
- 3) 西村昭彦: 特集 基礎の健全度の判定と補強 衝撃振動試験による橋梁基礎の健全度判定, 基礎工, Vol. 18, No. 9, pp. 33-38, 1990.
- 4) 傑アーバンエース: 京阪電鉄枚方高架橋衝撃振動試験報告書, 1998.
- 5) 竹宮宏和, 会田和哉, 小森大資: 高速列車走行による沿線地盤振動のコンピューター・シミュレーション予測, 土木学会論文集, No. 619/I-47, pp. 193-201, 1999.
- 6) 日野幹雄: スペクトル解析, 朝倉書店, 1977.
- 7) 竹宮宏和, 会田和哉: 衝撃/移動荷重による剛基盤上の成層地盤の波動伝播/非伝播現象, 土木学会論文集, No. 606/I-45, pp. 161-169, 1998.
- 8) 堀家正則: 微動の位相速度及び伝達関数の推定, 地震2, 第33巻, pp. 425-442, 1980.
- 9) 徳永法夫, 森尾 敏, 家村浩和, 西村 昂: 高架道路から伝播する交通振動における表面波の寄与率, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 1703-1713, 2000.
- 10) 芦谷公稔, 吉岡 修, 横山秀史: 周波数-波数スペクトルの逆解析による複数モードの位相速度推定と鉄道振動への応用, 物理探査, Vol. 52, No. 3, pp. 214-226, 1999.
- 11) 森尾 敏, 吉川 実: 交通振動の伝播特性, 土と基礎, Vol. 35, No. 6, pp. 57-66, 1987.

(2001. 3. 29 受付)

ON THE BEAT PHENOMENON OBSERVED IN THE GROUND VIBRATION PROPAGATING FROM A RAILWAY VIADUCT

Satoshi MORIO, Yoshihiro HIRAKAWA, Masaki SHIMADA and Hidemichi MIKI

The part of the inhabitant near the railway viaduct made a complaint about the ground vibration. Therefore, the vibration measurement was carried out installing the seismographs on the ground surface and on the viaduct. It was found that the cause of the complaint was the beat phenomenon observed in the ground vibration. By comparing the 3-dimensional eigenvalue analysis with the measurement, and by comparing the inverse analysis of the train force with the measurement, we investigated the cause of the beat phenomenon. The amplification of the ground vibration was also examined.