

## 地震観測に基づく高架橋基礎構造の入力損失効果に関する検討

松原 拓朗<sup>1</sup>・久保田 成是<sup>1</sup>・矢部 正明<sup>2</sup>・塚本 英子<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 首都高速道路株式会社 技術部 技術推進課（〒100-8930 東京都千代田区霞が関1-4-1）

<sup>2</sup>正会員 （一財）首都高速道路技術センター 技術研究所（〒105-0001 東京都港区虎ノ門三丁目10番11号虎ノ門PFビル）

<sup>3</sup>非会員 株式会社長大 第一構造事業部 構造防災技術部（〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730）

### 1. はじめに

基礎構造の幾何学的寸法に比べて地震動に含まれる周波数成分の波長が十分長い場合には、基礎構造に入射する周波数成分波は同位相・同振幅と見なすことができるが、波長が基礎構造の幾何学的寸法より短い周波数成分波は、基礎構造の各点で位相ずれを持って入射することになる。この地震動の位相ずれを剛な基礎構造が拘束することにより、基礎構造を加振するのに有効な地震動の勢力は短周期域で小さくなる。この基礎構造の幾何学的な拘束によるローパスフィルター効果は、入力損失効果と呼ばれ、地震観測記録でも確認されている。

1957年Housnerは、Hollywood Storage Bulidingの建物内部と周辺地盤上で観測された地震動を比較し、地表面上で観測された地震動に含まれる短周期成分の勢力が建物基礎で観測された地震動では減少する等の現象を見出した<sup>1)</sup>。1969年山原は、八戸高専1階床上と周辺地盤上で観測された地震動から剛な基礎版の拘束によって構造物を加振するのに有効な地震動はその勢力が低減されることを見出し、その現象を入力損失と呼んだ。さらに山原は、水平進行波の波動場において地表面に設置された埋め込みのない剛基礎がその接する地盤を完全に拘束するという仮定の下で入力損失の数値フィルターを提案した<sup>2), 3)</sup>。

橋梁構造物を対象とした地震観測でも、ローパスフィルターとしての効果が報告されている。岩崎と川島らはケーソン基礎に支持された道路橋で<sup>4)</sup>、大平と田蔵らは斜杭を含む64本の鋼管杭に支持された道路橋で<sup>5)</sup>、中尾と片岡は杭径1.2m・杭長78mの場所打ち杭8本に支持された道路橋で<sup>6)</sup>、基礎構造頂部

と周辺地盤上で観測された地震動から、入力損失効果があることを報告している。

建築分野、土木分野ともに地震観測記録から入力損失効果を確認した事例の多くは、一つもしくは二つの地震での観測記録である場合が多いが、本論文では、複数回の地震で観測された基礎構造頂部と周辺地盤上の加速度波形を用いて、入力損失効果の特性を検討した。後述するように、対象とする基礎構造は首都高速道路を支持する場所打ち杭（RC杭）基礎と鋼管矢板井筒基礎および鋼管杭基礎であり、センサーの老朽化により観測記録が得られていない成分もあるが、何れの基礎構造ともに、9地震以上の観測記録が得られている。

### 2. 対象とする基礎構造

表-1は、対象とする基礎構造とそれが支持する上部構造と支承構造および橋脚構造を整理したものである。写真-1は表に示した3橋梁の外観、図-1は3橋梁で観測された地震のマグニチュードと震央距離を示したものである。表中、浮塚の橋軸方向固有周期は、可動支承部が滑りSUダンパーが機能する前の状態を想定した橋の固有周期である。東扇島の橋軸直角方向固有周期0.46秒は、サイドブロックに接触した時を想定したもので、橋軸直角方向固定と見なして求めた橋の固有周期である。実際には上査とサイドブロックの間には遊間があり、地震動強度が小さいために、鉛プラグ入り積層ゴム支承に生じる変形が小さい場合には、上査とサイドブロック間で弾性支持支承として振動しその時の固有周期は0.69秒である。



(1) 浮塚 (三郷線)



(2) 西葛西 (中央環状線)



(3) 東扇島 (湾岸線)

写真-1 検討対象とした基礎構造頂部と周辺地盤上での地震観測地点

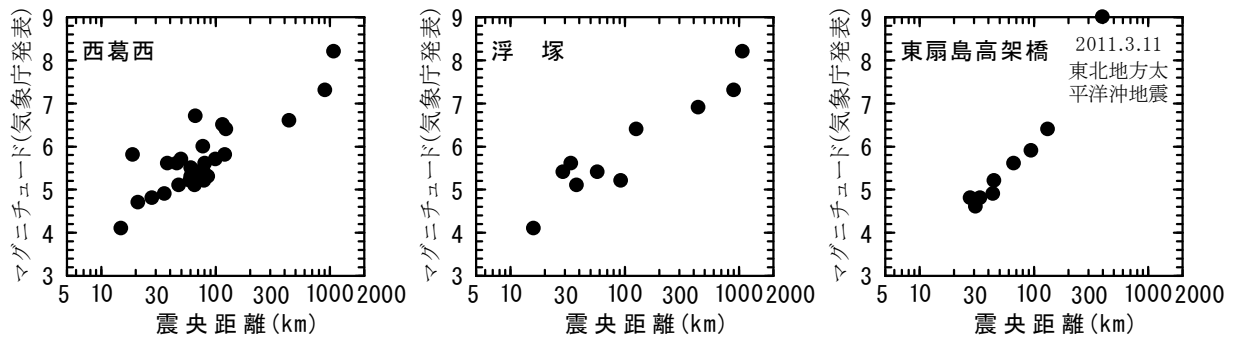


図-1 検討対象とした地震観測地点で観測された地震の規模と震央距離

表-1 検討対象とした首都高速道路の構造概要

| 観測地点 | 基礎構造                       | 上部構造               | 支承構造          | 橋脚構造     | 基本固有周期(sec) |      |      |
|------|----------------------------|--------------------|---------------|----------|-------------|------|------|
|      |                            |                    |               |          | 地盤          | 橋軸   | 直角   |
| 浮塚   | 杭径1.5m, 杭長31.5m, 16本の場所打ち杭 | 全長約400mの9径間連続PC主箱桁 | SUダンパー & 可動支承 | RCラーメン橋脚 | 0.99        | 0.56 | 0.27 |
| 西葛西  | 河川堤防内に根入れされた鋼管矢板井筒基礎       | 全長約183mの3径間連続鋼箱桁   | ピボット支承        | 鋼製橋脚2本柱  | 1.31        | 1.7  | 1.6  |
| 東扇島  | 杭径0.8m, 板厚19mm, 23本の鋼管杭    | 全長約415mの9径間連続PC箱桁  | 鉛プラグ入り積層ゴム支承  | RC壁式橋脚   | 1.01        | 0.69 | 0.46 |

三郷線の浮塚は1993.05.21茨城県南部地震から1996.12.21茨城県南部地震までの10地震, 中央環状線の西葛西は1987.12.17千葉県東方沖地震から1997.08.09埼玉県南部地震までの30地震, 湾岸線の東扇島は1996.09.11千葉県東方沖地震から2012.11.24東京湾地震までの9地震が観測されている。観測記録が得られていない地震や観測記録が得られていても, 観測記録の性状がおかしいと判断されたものは検討から外したため, 浮塚は橋軸方向が10成分, 橋軸直角方向が7成分, 西葛西は橋軸方向が30成分(基礎構造2基の観測記録を用いたので60成分), 橋軸直角方向が30成分(×2基=60成分), 東扇島は橋軸方向が5成分, 橋軸直角方向が2成分である。東扇島は, 2011.3.11東北地方太平洋沖地震の観測記録があるが, 基礎構造頂部に関しては, 橋軸方向だけ

正しい観測記録が得られている。

### 3. 地震観測記録に現れる相互作用効果

地震観測記録から得られる入力損失効果は, 地上部の構造物が存在する基礎構造の地震応答と周辺地盤上の地震応答の違いという意味で使われることが

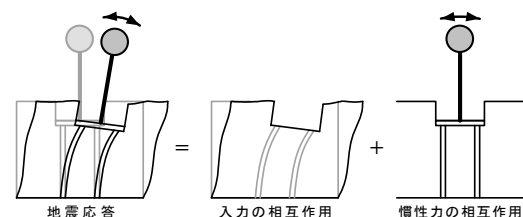
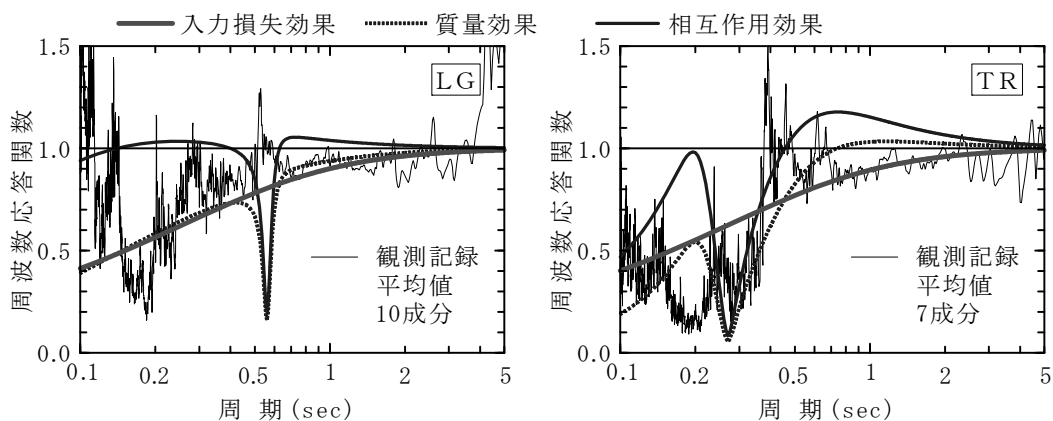
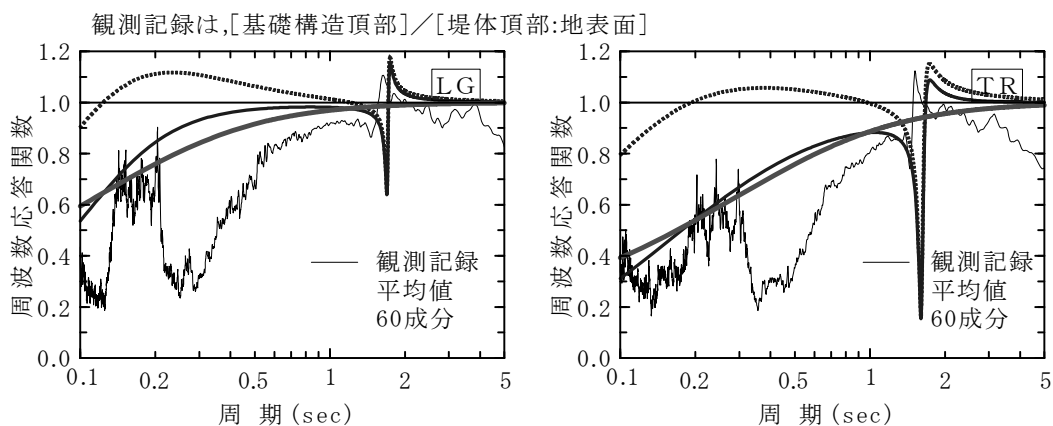


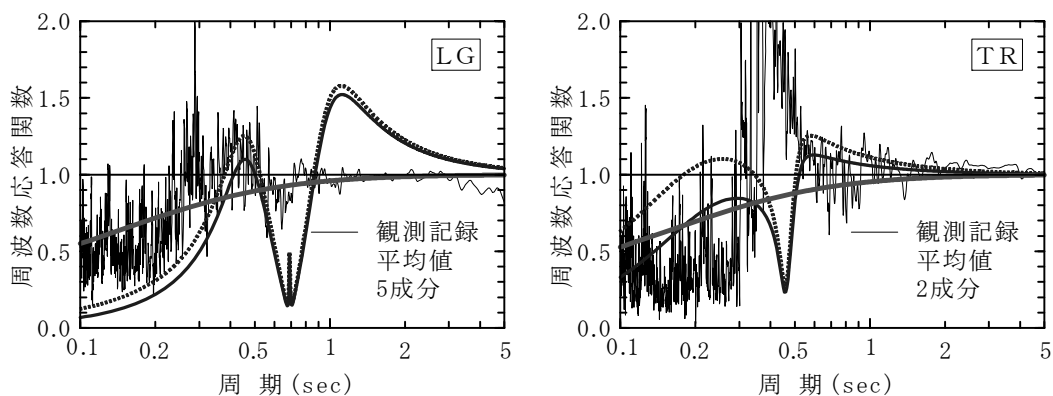
図-2 構造物の地震応答と相互作用



(1) 浮塚（場所打杭，杭径1500mm，杭長29.5m，杭本数14本）



(2) 西葛西（鋼管矢板井筒基礎）



(3) 東扇島（鋼管杭，杭径800mm，板厚9mm，杭長40m，杭本数23本）

図-3 地震観測記録から求めた周波数応答関数（平均値）と解析解による入力損失効果と質量効果

あるが、基礎構造の幾何学的形状と寸法および基礎構造と地盤の剛性の関係から定まる入力相互作用（入力損失効果）は、図-2に示すように、質量0の基礎構造の地震応答と周辺地盤上の地震応答の違いが厳密な定義である。本章では、図-2に示すように、構造物の地震応答を、入力の相互作用（入力損失効果）と慣性力の相互作用（質量効果）という観点からその特性に着目した。

図-3は、後述する基礎構造頂部と周辺地盤上で観

測された加速度波形から求めた周波数応答関数の平均値である。周波数応答関数の分子は基礎構造頂部、分母は周辺地盤上で観測された加速度波形のフーリエスペクトルである。周波数応答関数は、フーリエスペクトルにHanningウィンドウによる平滑化処理を10回行って求めた。図-3には、Lucoが求めた等方均質半無限地盤上にある剛基礎を有するせん断壁モデルのSH波に対する入力損失効果と質量効果（慣性力の相互作用）およびその積である相互作用効果

の解析解<sup>7),8),9)</sup>を併記してある．式(3-1)はLucoの解である．式(3-1)は，基礎構造と基礎構造に支持された構造物の質量効果と入力損失効果から構成されており，質量効果と入力損失効果を分離することができる．

$$\frac{1}{\theta} = i \frac{\pi k^s r_0 H_1^{(1)}(k^s r_0)}{2} \cdot \left\{ 1 - \left[ M_b \frac{1}{1 - \left( \frac{\omega}{\omega_0} \right)^2} - 2ih \frac{\omega}{\omega_0} + M_0 \cdot \frac{k^s r_0 H_0^{(1)}(k^s r_0)}{2M_s H_1^{(1)}(k^s r_0)} \right] \right\} \quad (3-1)$$

$$\theta = \theta_1 \cdot \theta_2 \quad (3-2)$$

ここで，

$\theta$ : 基礎構造（分子）と周辺地盤（分母）の周波数応答関数

$\theta_1$ : 入力損失の効果

$\theta_2$ : 基礎構造に支持される構造と基礎構造の質量効果  
 $k^s = \omega/V_s$ ， $\omega$ : 円振動数， $V_s$ : 地盤のせん断弾性波速度  
 $r_0$ : 半円形基礎の半径

$H_0^{(1)}(k^s r_0), H_1^{(1)}(k^s r_0)$ : 第1種Hankel関数

$M_b$ : 単位長さ当たりの基礎構造に支持される構造の質量

$M_0$ : 単位長さ当たりの基礎構造の質量

$M_s$ : 基礎構造によって置き換えられた土の単位長さ当たりの質量

$\omega_0$ : 基礎構造に支持される構造の固有円振動数

$h$ : 基礎構造に支持される構造の減衰定数

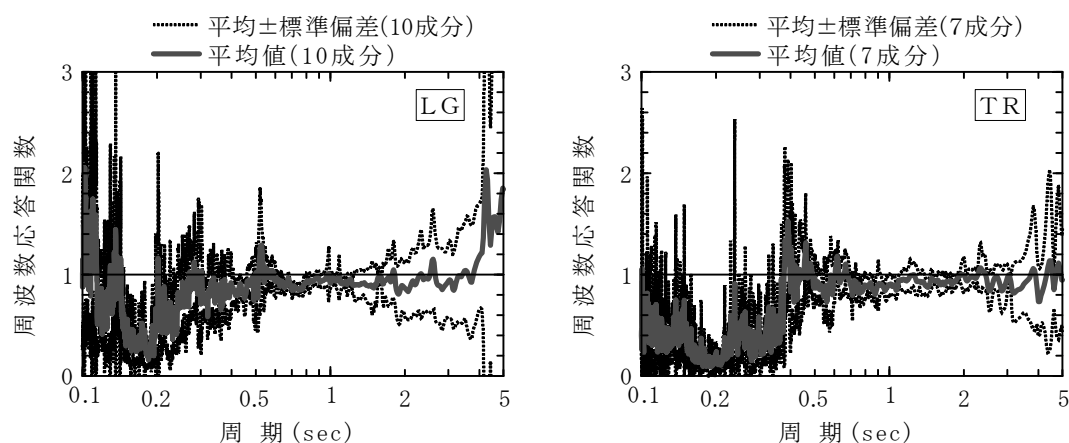
式(3-1)の右辺第1項の逆数が $\theta_1$ の入力損失効果，式(3-1)の右辺 $\{ \}$ の逆数が $\theta_2$ の基礎構造に支持される構造と基礎構造の質量効果である．

式(3-1)と式(3-2)を用いて，浮塚の場所打ち杭基礎，西葛西の鋼管矢板井筒基礎，東扇島の鋼管杭基礎の基礎構造頂部と周辺地盤上の周波数応答関数を求めるために，式(3-1)を構成する諸量を次のように定めた．単位長さ当たりの質量は，フーチングや頂版の橋軸方向，橋軸直角方向の寸法で除して求める．基礎構造に支持される構造の質量は，1基の下部構造が地震時に支持する上部構造質量と当該橋脚の質量の30%とした．杭基礎の基礎構造の質量と基礎構造によって置き換えられた土の質量は，杭の特性値の逆数 $\beta^{-1}$ の範囲を対象とした．また，杭基礎に囲まれる土は，杭頭剛結合とした場合の地盤の変形モードの第一不動点 $3\pi/4\beta$ までの質量を杭の付加質量として考慮した<sup>10)</sup>．鋼管矢板井筒基礎の基礎構造の質量は，鋼管矢板とそれに囲まれた土を考慮したが，

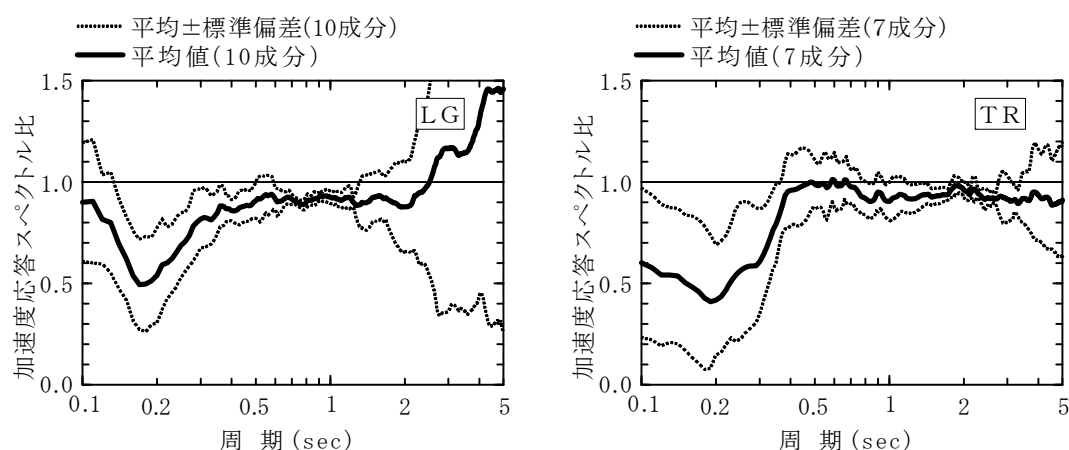
基礎の質量効果が卓越する周期が観測記録と整合しないことから，試行錯誤を行った結果，鋼管矢板井筒基礎の頂版部とその高さと同じ区間の鋼管矢板井筒部までを考慮すると質量効果が卓越する周期帯域が観測記録に近似したので，ここではそう扱った．基礎構造によって置き換えられる土の質量は，鋼管矢板井筒基礎全体を考慮して算出した．半円形基礎の半径は，橋軸方向と橋軸直角方向のフーチングや頂版の寸法の1/2とした．浮塚の表層地盤の厚さは約24m，1層地盤に換算したせん断弾性波速度は約114m/sec，西葛西の表層地盤の厚さは約47m，換算せん断弾性波速度は約144m/sec，東扇島の表層地盤の厚さは約41m，換算せん断弾性波速度は約162m/secである．基礎構造に支持される構造の固有円振動数は表-1の値を用い，減衰定数は，東扇島で観測された2011.3.11東北地方太平洋沖地震を除けば橋脚に生じた変形は小さいと予想されるので，RC橋脚は2%，鋼製橋脚は1%とした．

図-3より，解析解から求めた入力損失効果は，周期1.0秒付近から短周期域に向かって漸減していることがわかる．観測記録から求めた周波数応答関数の平均値も，振幅の凹凸はあるが，大きな傾向は入力損失効果と同じように振幅が短周期域に向かって漸減している．解析解から求めた質量効果の振幅が大きく変化している周期付近で，観測記録から求めた周波数応答関数の平均値の入力損失効果が乱されている（解析解とのずれが大きくなっている）ことがわかる．質量効果の影響が大きく現れているのは，浮塚の橋軸方向は周期0.56秒と周期0.2秒付近，橋軸直角方向は周期0.27秒と周期0.2秒付近である．西葛西の橋軸方向は周期1.7秒と周期0.2秒，橋軸直角方向は周期1.6秒と周期0.3秒付近である．東扇島の橋軸方向は周期0.7秒から1.0秒，橋軸直角方向は周期0.46秒から0.7秒付近である．

振幅の凹凸が逆の方向となっている周期はあるが，式(3-2)に示した入力損失効果と質量効果の積である相互作用効果が，入力損失効果や質量効果よりも観測記録から求めた周波数応答関数の平均値に一番近似していることがわかる．しかし，上述したように観測記録から求めた周波数応答関数の平均値の凹凸を無視し，周期1.0秒よりも短周期域の振幅の大きな変化だけに着目すれば，それは，入力損失効果を表していることがわかる．次章以降では，観測記録から求めた周波数応答関数の平均値の凹凸を無視し，周期1.0秒以下の短周期域での振幅の大きな変化だけに着目して，それを，地震観測記録から得られる入力損失効果として検討を進める．



(1) 周波数応答関数の平均値±標準偏差



(2) 加速度応答スペクトル比の平均値±標準偏差

図-4 浮塚（場所打ち杭基礎）で観測された基礎構造頂部と周辺地盤上の関係

#### 4. 地震観測記録による入力損失効果

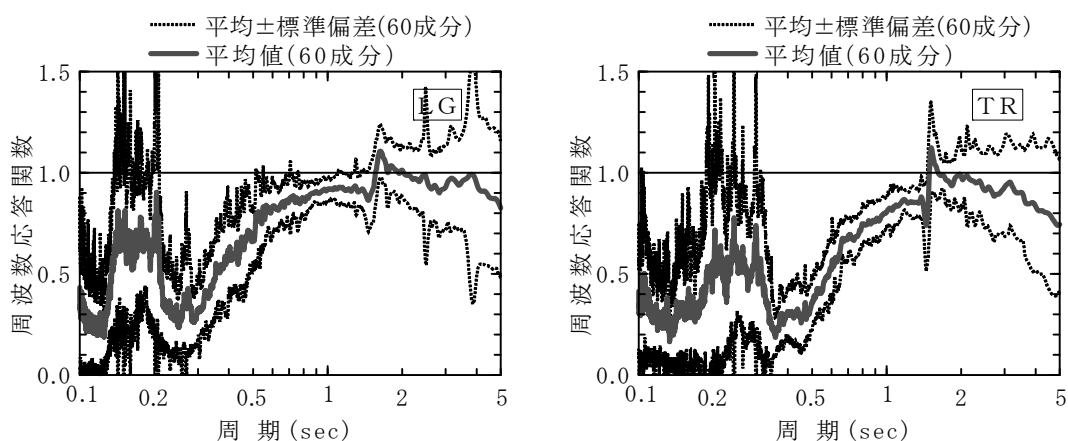
図-4は、浮塚で観測された基礎構造頂部と周辺地盤上の加速度波形を用いて算出した周波数応答関数と加速度応答スペクトルの比を整理したものである。橋軸方向は10地震から得られた10成分、橋軸直角方向は10地震から得られた7成分の平均値と標準偏差を示している。周波数応答関数、加速度応答スペクトル比ともに、分子が基礎構造頂部で観測された加速度波形、分母が周辺地盤上で観測された加速度波形として求めている。

橋軸方向に着目すると、周波数応答関数は周期4秒から5秒付近で、加速度応答スペクトル比は周期2.0秒よりも長周期域で値が1.0よりも大きくなっている。これは、観測された地震全てで生じているのではなく、10地震の内4地震の橋軸方向成分だけに見られる事象である。前述したように、本論文では、振幅の凹凸を無視し、周期1.0秒以下の短周期域での振幅の大きな変化を地震観測記録から得られる入力損失効果としているため、浮塚の橋軸方向成分の

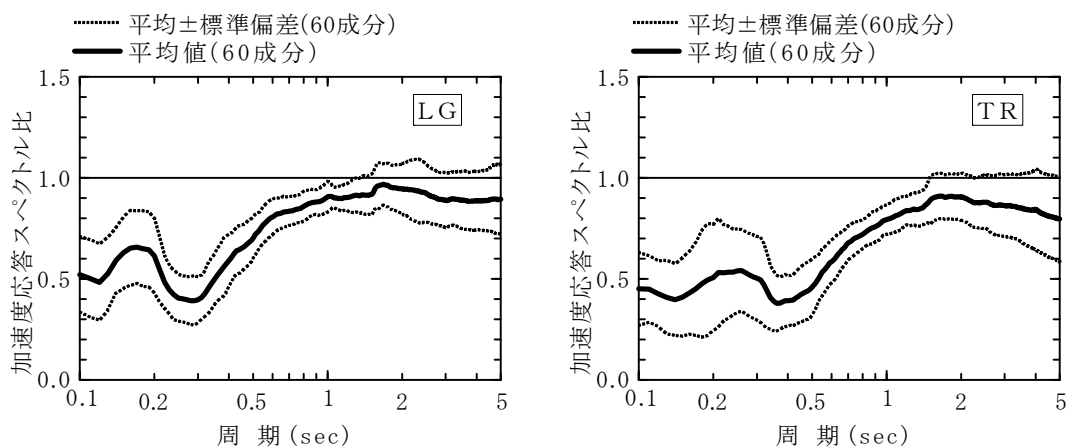
長周期域に見られる基礎構造頂部>周辺地盤上という点は無視して、浮塚の入力損失効果の特性を検討する。

図-4より、周波数応答関数は、周期1.0秒付近から短周期域に向かって振幅が1.0から漸減し、橋軸方向は周期0.56秒付近、橋軸直角方向は周期0.27秒付近で基礎構造に支持される構造の質量効果によって入力損失効果に乱れが生じている。漸減していた周波数応答関数の振幅は、周期0.2秒付近から短周期域に向かって振幅が漸増しているが、図-3の(1)に示した解析解から判断すると基礎構造にかかわる質量効果によるものと思われる。振幅の凹凸を無視し、周期1.0秒以下の短周期域での振幅の大きな変化だけに着目すると周期1.0秒で1.0の値が周期0.1秒で約0.5になるように漸減していることがわかる。加速度応答スペクトル比の周期に対する変化の傾向は、周波数応答関数と同じであり周期1.0秒よりも短周期域では、確実に1.0よりも小さな値となっている。

西葛西では、約1.5kmの区間で3径間連続橋（橋長約183m、8連）に作用する地震動特性と首都高速道路が河川堤防に悪影響を及ぼさないように採用した



(1) 周波数応答関数の平均値±標準偏差



(2) 加速度応答スペクトル比の平均値±標準偏差

図-5 西葛西（鋼管矢板井筒基礎）で観測された基礎構造頂部と周辺地盤上（堤体頂部：地表面）の関係

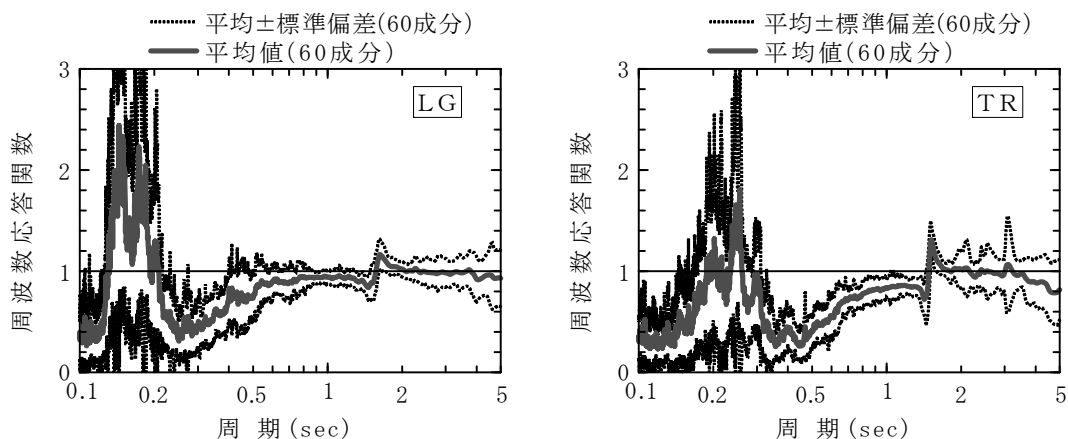


図-6 西葛西（鋼管矢板井筒基礎）で観測された基礎構造頂部と周辺地盤上（基礎頂部位置：地中）の関係

鋼管構造の効果を確認する目的で、集中的な地震観測が行われている。地盤の鉛直アレー観測は、対象区間の両端と中間部の3箇所で行われており、その付近の基礎構造頂部でも地震観測が行われている。本論文では、地震観測の対象とした3径間連続橋の中で、橋として集中的な地震観測が行われた橋の中央径間中央位置の基礎構造頂部位置の地中地震計と

堤体頂部（＝地表面上）に設置された地震計および近接するP122橋脚とP123橋脚の基礎構造頂部に設置された地震計で観測された加速度波形を用いて入力損失効果の検討を行った。そのため、観測された地震は30地震であるが、平均値や標準偏差を求めるためのサンプル数は、60成分となる。

図-5は、周波数応答関数の平均値と標準偏差を示

したものである。分母となる地盤の観測地震動として堤体頂部（地表面上）の記録を用いた周波数応答関数は、橋軸方向は周期1.7秒、橋軸直角方向は周期1.6秒で振幅の変化が生じている。これは、基礎構造に支持される構造の質量効果によるものである。橋軸方向、橋軸直角方向ともに、上述した周期を起点に、短周期域に向かって振幅が漸減しているが、橋軸方向は周期0.15秒付近、橋軸直角方向は周期0.25秒付近に、振幅の増加が見られる。3径間連続橋の上部構造－橋脚構造－基礎構造－周辺地盤系をモデル化した動的解析モデルを用いた固有値解析結果より、橋軸方向の鋼管矢板井筒基礎の1次は約0.1秒、と橋軸直角方向の鋼管矢板井筒基礎の1次は約0.15秒という結果が得られている。これと、地盤に生じるせん断ひずみの大きさによって、基礎構造と周辺地盤を結ぶばねの剛性が変化することを考慮すると、橋軸方向の周期0.15秒付近と橋軸直角方向の周期0.25秒付近の振幅の増加は、鋼管矢板井筒基礎の質量効果に起因するものと思われる。加速度応答スペクトル比の周期に対する変化の傾向は、周波数応答関数と同じであり、周期1.0秒よりも短周期域では加速度応答スペクトル比は確実に漸減していることがわかる。

図-6は、分母となる地盤の観測地震動として基礎構造頂部位置の地中地震計で観測された記録を用いた場合である。図には、周波数応答関数だけを示してある。図-5に示した分母となる地盤の観測地震動として堤体頂部（地表面上）を用いた場合と同様な傾向にあるが、地表面に相当する堤体頂部位置に対して基礎構造頂部位置が地表面下約1.8m深い位置にあるため、基準となる分母の地震動強度が小さく周波数応答関数の値や加速度応答スペクトル比の値は、全般的に図-5よりも図-6の方が大きな値となっている。特に、鋼管矢板井筒基礎の質量効果によるものと考えられる橋軸方向の周期0.15秒付近、橋軸直角方向の周期0.25秒付近では振幅の増加が大きく、周波数応答関数や加速度応答スペクトル比の値は1.0よりも大きい値となっている。

図-5と図-6ともに、基礎構造の質量効果を無視すれば、基礎構造に支持される構造の質量効果に起因する周期1.6-1.7秒を起点に周波数応答関数と加速度応答スペクトル比は、短周期域に向かって漸減しており、これが、西葛西での入力損失効果を表している。図-5と図-6に示された入力損失効果のどちらの入力損失効果を用いるかは、動的解析モデルにどのようなモデルを用いるかとそのモデルにどの位置の地震動を作用させるべきかで決まる。

図-7は、東扇島での周波数応答関数と加速度応答

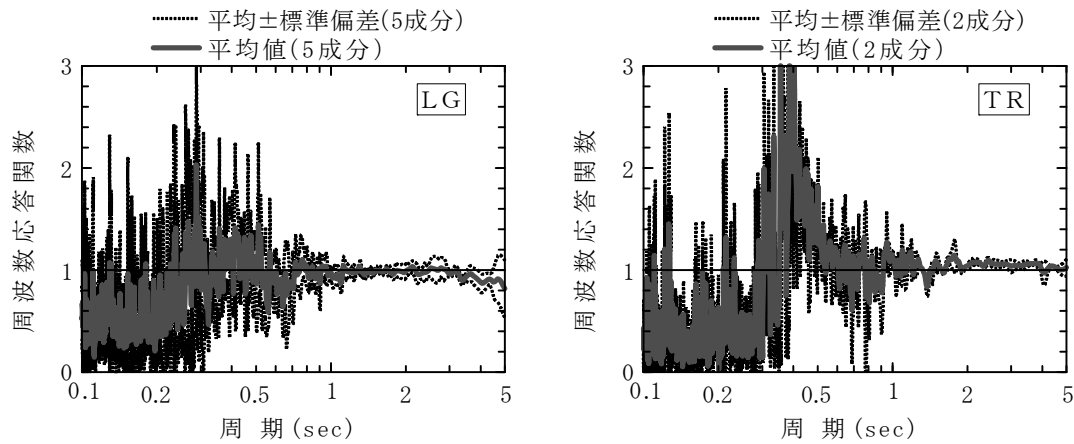
スペクトル比である。東扇島では9地震が観測されているが、基礎構造頂部の観測記録で検討対象とできたのは、橋軸方向が5地震で橋軸直角方向が2地震である。橋軸方向の5地震の中には、2011.3.11東北地方太平洋沖地震で観測された記録もある。周期1.0秒から短周期域に着目すると、周波数応答関数や加速度応答スペクトル比が1.0より小さくなるのは、周期0.3秒よりも短周期域である。橋軸方向と橋軸直角方向ともに、周期0.5秒付近をピークに周波数応答関数と加速度応答スペクトル比の増幅が確認できる。これらの事象は、図-3の(3)に示した解析解より得られた質量効果や相互作用効果の影響と考えられる。

設計上は、東扇島の橋軸方向は鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いた免震、橋軸直角方向は固定という支持条件である。積層ゴム系支承の水平方向剛性は、せん断ひずみの大きさに応じて変化するため、基礎構造に支持される構造の固有周期や質量効果も時々刻々と変化することになる。表-1に示した橋軸方向の固有周期は、2011.3.11東北地方太平洋沖地震で東扇島の鉛プラグ入り積層ゴム支承に生じた変位（相対変位計の計測結果）に相当する剛性を用いた場合の固有周期である。また、橋軸直角方向も、鉛プラグ入り積層ゴム支承とサイドブロックとの間には、約5mmの遊間があり、上査とサイドブロックが接触するまでは、鉛プラグ入り積層ゴム支承での剛性で振動するため、固有周期も時々刻々と変化する。このような基礎構造に支持される構造の固有周期（質量効果）の変化を考慮して、図-3の(3)に示した解析解による質量効果や相互作用効果と周波数応答関数を比較すると、周期1.0秒以下の周波数応答関数の振幅の漸減の乱れや増幅は、質量効果に起因していると考えられる。また、橋軸方向の解析解の質量効果や相互作用効果が観測記録から求めた周波数応答関数よりもかなり大きいのは、観測記録に生じている鉛プラグ入り積層ゴム支承による橋の減衰の増加を考慮していないからである。

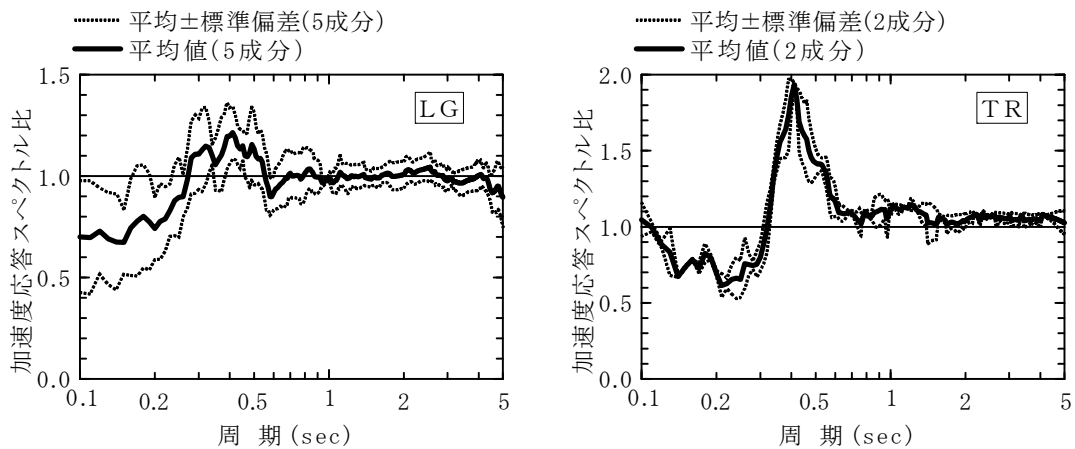
東扇島の入力損失効果は、図-3の(3)に示した解析解による入力損失効果に近く、周期1.0秒より短周期域にかけて漸減していると見なせる。

## 5. まとめ

首都高速道路を支持する3種類の基礎構造で観測された地震観測記録を用いて、入力損失効果の特性について検討した。地震観測記録には、実際に存在する構造物や地盤の質量の影響が含まれているため、解析解が得られている半無限弾性地盤内に埋設され



(1) 周波数応答関数の平均値±標準偏差



(2) 加速度応答スペクトルの平均値±標準偏差

図-7 東扇島（鋼管杭基礎）で観測された基礎構造頂部と周辺地盤上の関係

た剛体半円柱とそれが支持する構造が鉛直下方から調和SH波入力を受ける場合の周波数応答関数を用いて基礎構造や基礎構造に支持される構造の質量の影響を調べた。その検討を踏まえて、場所打ち杭基礎と鋼管矢板井筒基礎および鋼管杭基礎には、周期1.0秒より短周期域にかけて地表面上の地震動の勢力が漸減する入力損失効果があることを確認した。

#### 参考文献

- George W. Housner : Interaction of Building and Ground During an Earthquake, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.47, No.3, pp.179-186, 1957.
- 山原浩：地震時の地動と地震波の入力損失（第1報），日本建築学会論文報告集，第165号，pp.61-66，1969.
- 山原浩：地震時の地動と地震波の入力損失（第2報），日本建築学会論文報告書，第167号，pp.25-30，1970.
- 岩崎敏男，川島一彦，高木義和：強震記録を用いた道路橋井筒ケーソン橋脚の地震応答解析，土木学会論文報告集，第293号，pp.35-47，1980.
- 大平彰，田蔵隆，中桧新，清水勝美：軟弱地盤中の基礎杭の地震時挙動特性に関する研究，土木学会論文集，第362号/1-4，pp.417-426，1985.
- 中尾吉宏，片岡正次郎：道路橋杭基礎における地震動の入力損失効果の基礎的検討，第19回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.337-340，2016.
- Luco, J.E.: Dynamic Interaction of a Shear Wall with the Soil, *Journal of the ENGINEERING MECHANICS DIVISION Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol.95, No.2, pp.333-346, 1969.
- 星谷勝，石井清：RC4階校舎の実測資料による地震波の入力損失の効果の検討，土木学会 論文報告集，第327号，pp.13-20，1982.
- 原田隆典，久保慶三郎，片山恒雄：地中埋設剛体構造物の地震応答解析モデルの考え方，土木学会論文報告集，第334号，pp.173-176，1983.
- 荒川直士，川島一彦，田村敬一，相沢興，高橋和之：三郷インターチェンジ下部工（PT-24U）加振振動実験，土木研究所資料，第2145号，pp.167-170，1984.
- 土木学会：動的解析と耐震設計第2巻動的解析の方法，4.地盤と構造物基礎の動的相互作用解析，技報堂出版，pp.248-290，1989.
- 小豆畑達哉，井上波彦，飯場正紀，鹿嶋俊英，小山信，中川博人，田沼毅彦，森田高市：地震観測に基づく地盤－建築構造物の動的相互作用に関する研究，国総研資料第866号・建築研究資料第167号，2015.