

入力地震波の位相差を考慮した斜張橋の地震応答解析

DYNAMIC RESPONSE OF CABLE-STAYED BRIDGE UNDER EARTHQUAKE
MOTION WITH PHASE LAG

ラハルジョ テグー*、杉山俊幸**、深澤泰晴***

Teguh RAHARDJO, Toshiyuki SUGIYAMA and Yasuharu FUKASAWA

* 山梨大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (〒400 甲府市武田4-3-11)

** 工博 山梨大学助教授 工学部土木環境工学科 (〒400 甲府市武田4-3-11)

*** 工博 山梨大学教授 工学部土木環境工学科 (〒400 甲府市武田4-3-11)

The effect of the transmission time of a ground disturbance which cause the phase lag of input wave upon the response of cable-stayed bridge is studied. The harmonic excitation is used to investigate the dynamic characteristic of the structure, and random input of artificial earthquake waves are employed to the structure to observe the effect of ground transmission time of arbitrary ground disturbance on the response of the structure. The results show that the horizontal displacement of the structure decrease when the ground transmission time is considered, while a large axial force and moment might occur at the structure during resonant harmonic excitation of symmetric mode. The internal force of structure might increase on some propagation wave velocity of arbitrary ground disturbance.

Key Words : cable-stayed bridge, harmonic excitation, random input wave, propagation wave velocity

1. まえがき

一般の構造物の地震応答解析においては、地震動を地表層へ垂直に入射するものとし、構造物の各点に同位相で作用すると仮定して取り扱う場合が多い。しかし、斜張橋や吊橋などのような長大構造物では各点間の地盤の振動は周辺の地形や地盤条件などの影響を受けるとともに、伝播特性の影響を受け、各橋脚基礎の地震波は同位相のものではなく何らかの相違があると考えられる。このような地震動の位相差は斜張橋や吊橋などのような長大構造物の応答特性に影響を及ぼすと思われる。

山田ら¹⁾は、本州四国連絡橋の番ノ洲高架橋をモデルとした高橋脚の3径間連続橋に対する動的解析を行い、橋桁中央部では同位相入力の場合に、また、橋桁端部では位相差がある場合に、それぞれ、最大応答変位が生じている。土岐ら²⁾は7径間連続橋の動的応答に対する地震動の位相の影響を検討した結果、面外振動に伴う断面力は、位相を考慮した場合のほうが、これを無視した場合より2倍程度大きくなることを指摘している。また、断面力応答は、位相差がある場合は同位相入力の場合より大きくなることもあるので、位相差は無視することができない。³⁾⁻⁷⁾ Abdel-Ghaffarら^{8),9)}は吊橋の動的応答に対して地震動の位相差を考慮した結果と比較すると、同位相入力の応答は危険の状況を示さない可能性があるとして指摘している。しかし、これらの研究は、連続桁

橋や1スパン構造物や吊橋などに対する入力地震動の位相差の影響を検討しており、斜張橋に対する入力位相差の影響について考究した研究は見当たらないのが実状である。

そこで本研究では、3径間連続マルチケーブル斜張橋を対象として、入力地震動の位相差が動的応答特性に及ぼす影響について考察を加えることを目的とする。なお、時間・空間の関数としての地震動のシミュレーションに関する研究が、幾つか行われている¹⁰⁾⁻¹⁴⁾が、入力位相差と斜張橋の動的応答の基本的な関係について検討するために、入力地震波として、周期の異なる正弦波、および、人工地震波のレベル1とレベル2を用い、これらの地震動が各橋脚基礎に到達する時間の差を各橋脚基礎の入力波に与えることによって入力位相差を考慮し、有限要素法を用い、Newmark's β 法 ($\beta=0.25$)により動的応答解析を実施する。

2. 解析モデル・解析方法

本研究では、図-1に示すような、中央スパン350m、および、600mの3径間マルチケーブル斜張橋(自定式)を解析の対象とした。また、解析に用いた各部材の断面諸を表-1¹⁵⁾と表-2¹⁸⁾に、ケーブルの初期張力を表-3に示す(以後、中央径間350mの斜張橋をモデル1、600mの斜張橋をモデル2と記す)。

各橋脚基礎に作用する地震波は地震波の伝播速度特性に注目し、同一の地震波が作用するものとして解析を行った。位相差は、2本の橋脚間距離を地震波の伝播速度で除して t_1 を算出し、図-2に示すように、一方の橋脚に $t=0$ で地震動を入力し、 $t=t_1$ となったときにもう一方の橋脚に同じ地震動を入力することで考慮している。

有限要素法を用いた動的応答解析では、運動方程式は一般に次式で表される。^{1),7),9),17)}

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = [M][B]\{z_i\} \quad \dots(1)$$

ただし

$$[B] = [K]^{-1}[K_b] \quad \dots(2)$$

ここに、 $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ はそれぞれ質量マトリックス、減衰マトリックスおよび剛性マトリックスで、 $\{u\}$ は応答変位ベクトル、 $\{z_i\}$ は支点毎に入力される地震波のベクトル、サフィクス b は拘束節点を表わし、 $\ddot{\cdot}$ は時間 t に関する1回微分を表す。

入力地震動の位相差が斜張橋の動的応答特性に及ぼす影響を検討するために、まず振幅 d の正弦波地動 $z_1 = d \cdot \sin(\omega t)$ を入力波として作用させた ($d=100\text{gal}$)。また、最近軟弱な地盤に建設される斜張橋が増えているため、地盤種別は道路示方書¹⁸⁾の第2種地盤とし、時間遅れの上限值として d/V_s (d は橋脚間距離) を考え、 V_s としては100, 200, 300m/s¹⁹⁾を対象とするため、時間遅れとして最大 $d/100$ まで考慮して解析を行った。加振方向は橋軸方向としている。さらに、実際の地震動が作用する場合の位相差入力の影響を検討するために、人工地震波のレベル1とレベル2を作用させた。

3. 解析結果および考察

3.1 固有周期および変位の時刻歴応答

モデル1およびモデル2の15次モードまでの固有周期を表-4に示す。(*)と(+)はそれぞれ対称固有振動モードおよび逆対称固有振動モードを表わす。表-4より、モデル1の1次固有振動モードは逆対称モード、モデル2の1次固有振動モードは対称モードであることがわかる。

図-3は周期が1.5秒の正弦波を入力したときのモデル1の主塔の第5段ケーブル定着位置の水平変位の時刻歴応答を表す図である。同図には、入力地震動の位相差を考慮しない場合(伝播速度 $V_s = \infty$)、および、 V_s を100, 200, 300[m/sec]として位相差を考慮した場合について示してある。図-3より、位相差を考慮する場合、主塔の水平変位が小さくなることがわかる。また、周期1.5秒の正弦波を入力すると主塔の水平変位が少しずつ増大しているが、これは、入力波の周期がモデル1の3次モードの周期に近く、この振動モードで共振するためと考えられる。

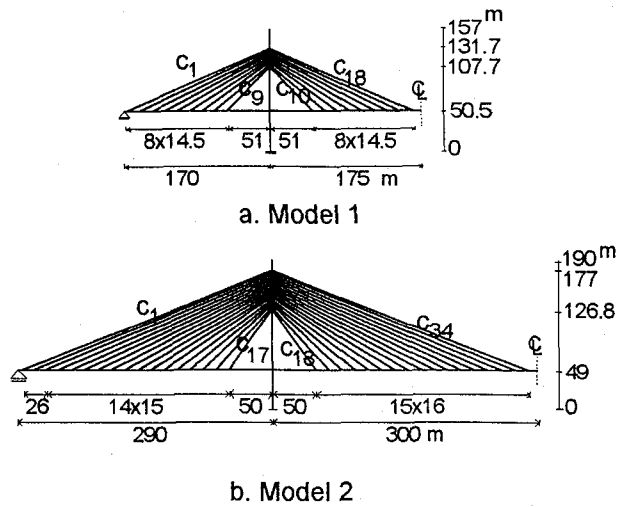


Fig. 1 Analysis model

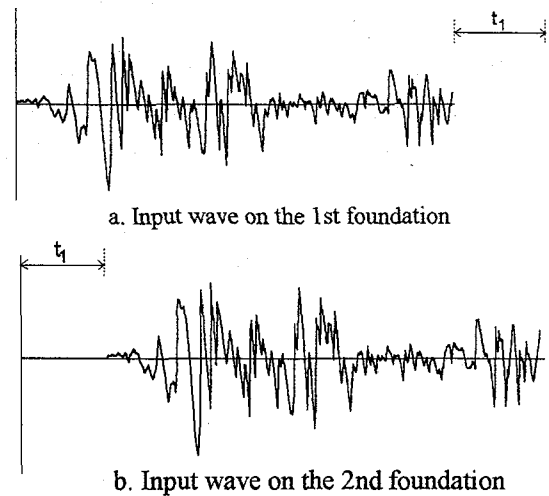


Fig. 2 Sample of ground disturbance motions

Table - 1

Model 1	Girder	Tower	Pier	Cable
A (m ²)	1.386	0.850	1.103	C ₁ , C ₂ = 0.027 C ₃ - C ₁₆ = 0.016
I (m ⁴)	2.724	1.636	1.899	C ₁₇ - C ₁₈ = 0.024
E (t/m ²)	2.1x10 ⁷		2.0x10 ⁷	
ρ (tf/m)	7.85			
h	0.02			

Table - 2

Model 2	Girder	Tower	Pier	Cable (m ²)
A (m ²)	1.553	1.164	1.876	C ₁ =0.018, C ₂ =0.015, C ₃ , C ₃₂ -C ₃₄ =0.013
I (m ⁴)	3.218	7.430	13.389	C ₄ , C ₃₁ =0.012, C ₅ , C ₆ , C ₃₀ , C ₂₈ =0.011 C ₇ , C ₈ , C ₉ , C ₂₈ , C ₂₇ , C ₁₇ , C ₁₈ =0.010
E (t/m ²)	2.1x10 ⁷		C ₁₀ , C ₁₁ , C ₁₂ , C ₂₈ , C ₂₅ , C ₂₄ , C ₁₈ , C ₁₆ =0.009	
ρ (tf/m)	7.85			C ₁₃ , C ₁₄ , C ₁₅ , C ₂₃ , C ₂₂ , C ₂₁ , C ₂₀ =0.008
h	0.02			E = 1.8x10 ⁷ (t/m ²)

Table-3 Tension of Cable

Model 1 (ton)	Model 2 (ton)
C ₁ ,C ₁₈ = 465.3	C ₁ ,C ₃₄ = 535.7 ; C ₁₁ ,C ₂₄ = 357.2
C ₂ ,C ₁₇ = 459.7	C ₂ ,C ₃ ,C ₃₃ ,C ₃₂ = 516.1 ; C ₁₂ ,C ₂₃ = 342.3
C ₃ ,C ₁₆ = 426.6	C ₄ ,C ₃₁ = 511.0 ; C ₁₃ ,C ₂₂ = 334.9
C ₄ ,C ₁₅ = 396.9	C ₅ ,C ₃₀ = 488.5 ; C ₁₄ ,C ₂₁ = 328.5
C ₅ ,C ₁₄ = 369.9	C ₆ ,C ₂₉ = 472.2 ; C ₁₅ ,C ₂₀ = 335.7
C ₆ ,C ₁₃ = 332.3	C ₇ ,C ₂₈ = 446.4 ; C ₁₆ ,C ₁₉ = 360.1
C ₇ ,C ₁₂ = 306.2	C ₈ ,C ₂₇ = 417.9 ; C ₁₇ ,C ₁₈ = 392.1
C ₈ ,C ₁₁ = 329.1	C ₉ ,C ₂₆ = 394.7
C ₉ ,C ₁₀ = 358.0	C ₁₀ ,C ₂₅ = 377.3

Table-5 Phase lag of input wave

Period of input wave	3.061 (sec)	2.199 (sec)	1.682 (sec)	0.504 (sec)
100 (m/s)	0.29π	1.18π	1.13π	1.89π
200 (m/s)	1.14π	1.59π	1.57π	0.94π
300 (m/s)	0.76π	1.06π	0.38π	0.63π

note : column 1, 2, 4 and 3 are the same with the 1st, 2nd, 8th natural period of model 1 and the 5th natural period of model 2

一方、レベル1の人工地震波を入力した場合のモデル1の主塔の第5段ケーブル定着位置の水平変位の時刻歴応答を表したものが図-4である。同図より、伝播速度が100 [m/sec]の場合は位相差を考慮しないとときとほぼ同じ応答を示すが、伝播速度が200, 300 [m/sec]の場合は応答変位がかなり小さくなっているのがわかる。

3. 2 正弦波入力の場合の最大応答変位

正弦波を入力したときのモデル1とモデル2の主塔および主桁の最大応答変位を図-5a~図-5cと図-6a~図-6cに示す。

図-5aと図-6aより、主塔の第5段ケーブル定着位置の最大水平変位は位相差を考慮すると小さくなり、特に入力波の周期が橋梁の固有周期とほぼ等しい場合(モデル1の1次固有周期3.061sec、モデル2の5次固有周期1.682sec)、位相差を考慮するか否かで主塔の最大水平変位が大きく異なることがわかる。さらに、入力波の周期と伝播速度、および中央径間長の関数として算出される位相差がπ(逆位相)に近づくほど、最大水平応答変位が、位相差を考慮しない場合よりも小さくなっている(表-5参照)。

次に、主塔の第5段ケーブル定着位置の最大鉛直変位について検討する(図-5bおよび図-6b)。モデル1においては、入力正弦波の周期が8次、2次の固有周期(各々0.504秒、2.199秒)に近づく、主塔の第5段ケーブル定着位置の最大鉛直変位に及ぼす位相差の影響が大きく

Table-4 Natural period (sec)

Mode	Model 1	Model 2
1	3.061 (*)	4.505 (+)
2	2.199 (+)	3.538 (*)
3	1.518 (*)	1.935 (+)
4	0.981 (+)	1.777 (*)
5	0.799 (*)	1.682 (*)
6	0.704 (+)	1.457 (+)
7	0.609 (*)	1.118 (*)
8	0.504 (+)	1.055 (+)
9	0.466 (*)	1.008 (*)
10	0.465 (+)	0.849 (+)
11	0.442 (*)	0.665 (*)
12	0.365 (+)	0.640 (+)
13	0.336 (+)	0.623 (*)
14	0.288 (*)	0.553 (+)
15	0.261 (+)	0.511 (+)

note : (+) = symmetric mode
(*) = anti-symmetric mode

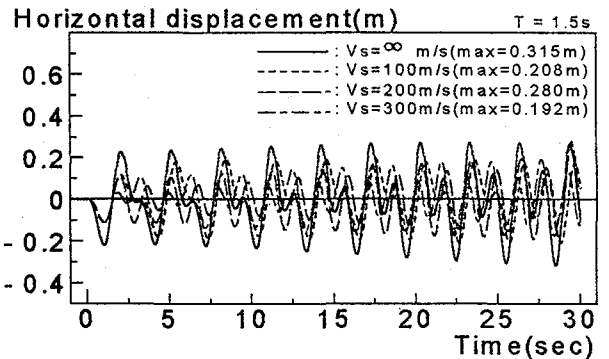


Fig.3 Horizontal displacement of the 5th anchored cable of model 1 at tower(sine wave)

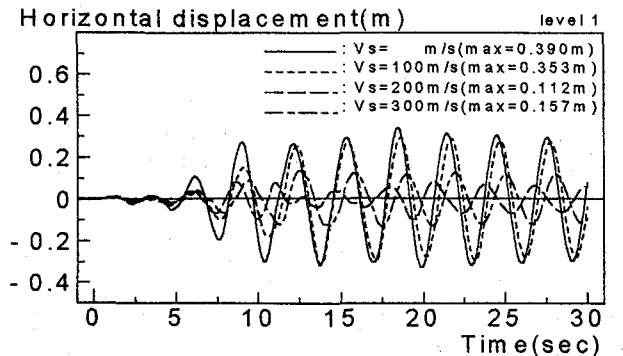


Fig.4 Horizontal displacement of the 5th anchored cable of model 1 at tower(level 1)

なっている。しかも、この場合は位相差を考慮の方が位相差を考慮しない場合と比較して鉛直変位が大きくなっている。これは、位相差を考慮するとき各節点での

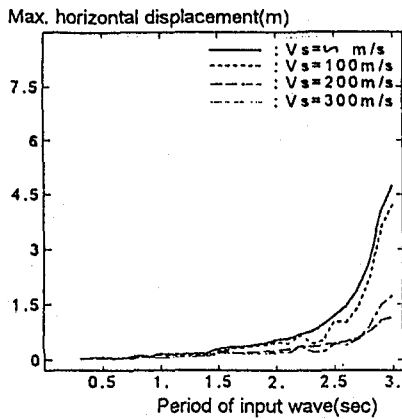


Fig.5a Max. horizontal displacement of the 5th anchored cable of model 1 at tower

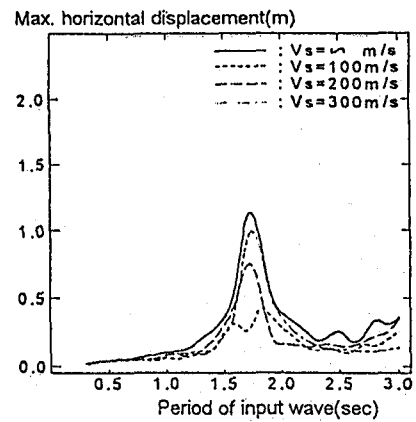


Fig.6a Max. horizontal displacement of the 9th anchored cable of model 2 at tower

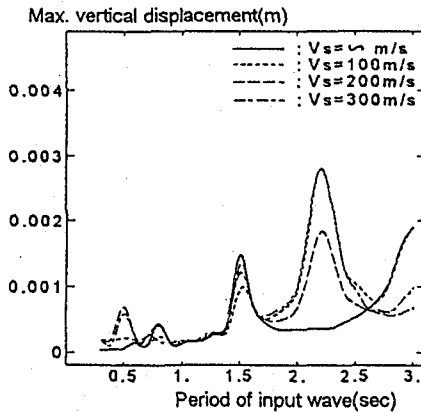


Fig.5b Max. vertical displacement of the 5th anchored cable of model 1 at tower

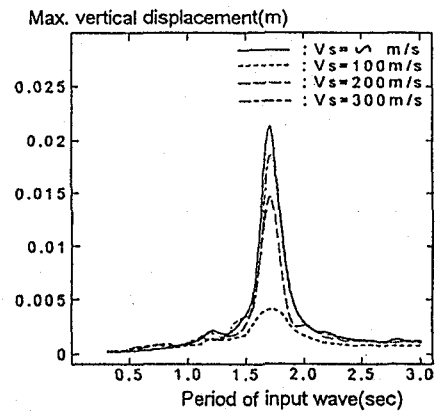


Fig.6b Max. vertical displacement of the 9th anchored cable of model 2 at tower

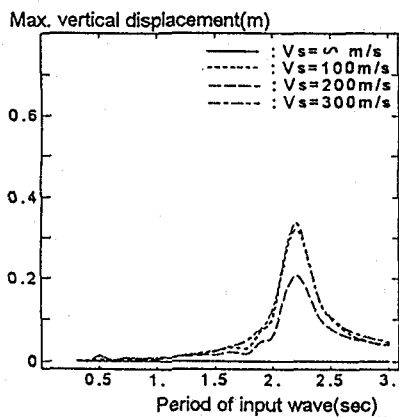


Fig.5c Max. vertical displacement of the center main span of model 1

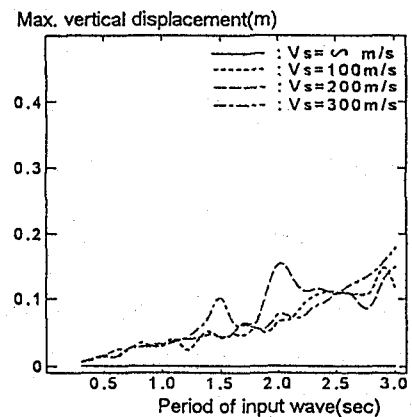


Fig.6c Max. vertical displacement of the center main span of model 2

斜張橋の上部構造（主桁）での応答変位の差が生じ、これによって各節点で拘束する力が生じる。そのため塔の最大鉛直変位応答が対称モードの振動と近づく場合、大きくなると考えられる。一方、逆対称モードの振動と近づく場合（モデル1の3次固有周期1.518秒、1次固有周期3.061秒、および、モデル2の5次固有周期1.682秒）、主塔の第5段ケーブル定着位置の最大鉛直変位に位相差の影響が小さくなっている。これに対してモデル2の場合は最大水平変位の場合とほぼ同様の傾向を示している。

中央径間中央点の主桁の鉛直変位に関する位相差の影響を調べたのが図-5cおよび図-6cである。入力位相差を考慮しない場合、図-5a, bおよび、図-6a, bより、モデル1は1次、モデル2は5次の逆対称モードが卓越すると考えられるため、スパン中央での鉛直変位はほとんど生じていない。しかし、入力波の周期と位相差が対称モードの振動を励起するような関係を有するようになると鉛直変位が生じてくるものと推測でき、モデル1については2次の対称モード、モデル2に関しては1次、3次と6次の

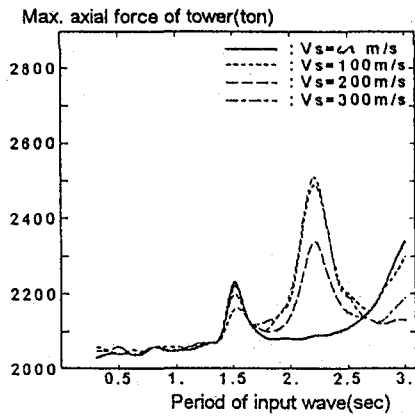


Fig. 7a Max. axial force of the 5th anchored cable of model 1 at tower

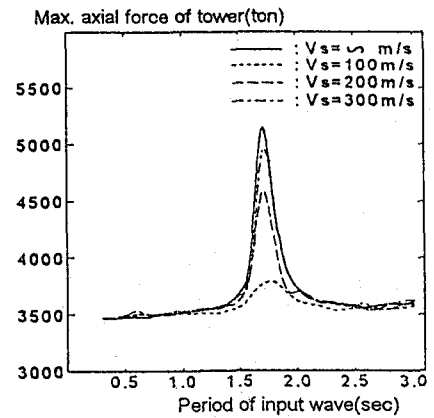


Fig. 8a Max. axial force of the 9th anchored cable of model 2 at tower

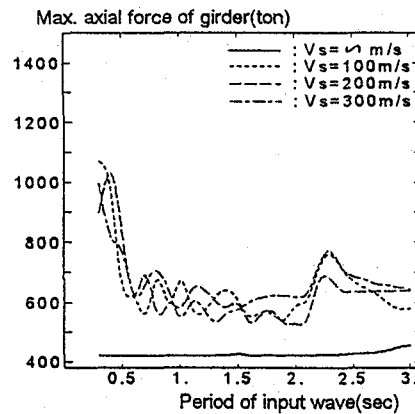


Fig. 7b Max. axial force of the center main span of model 1

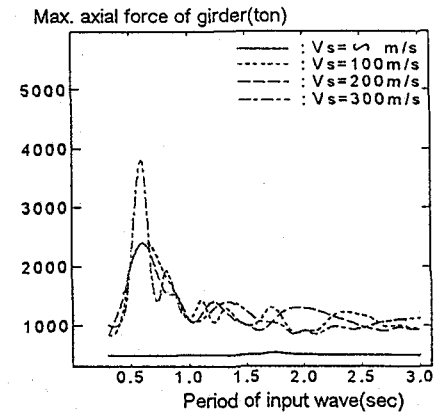


Fig. 8b Max. axial force of the center main span of model 2

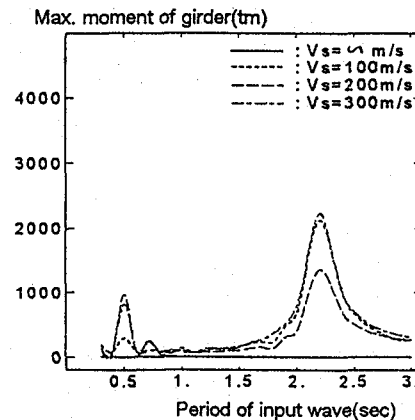


Fig. 7c Max. moment of the center main span of model 1

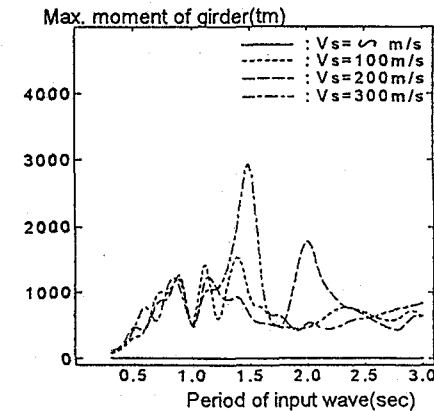


Fig. 8c Max. moment of the center main span of model 2

対称モードが励起されていることが図-5c、図-6cより読み取れる。なお、どのような位相差のときに何次の振動モードが励起されるかについてはさらに検討を加える必要がある。

以上をまとめると、逆対称モードの振動は位相差を考慮すると小さくなり、逆に、対称モードの振動は位相差があると大きくなるといえよう。また、逆モードの振動場合は、位相差が大きくなると主塔の応答変位が小さくなり、逆に、逆対称モードの振動場合は、位相差が大きくなると主塔の応答変位が大きくなる。なお、位相差入

力が最大応答変位に及ぼす影響度の差異は、モデル1とモデル2の間には認められなかった。

3. 3 正弦波入力の場合の最大応答断面力

正弦波を入力したときのモデル1とモデル2の主塔の第5段ケーブル定着位置および中央径間中央点の最大応答断面力を図-7a～図-7cと図-8a～図-8cに示す。

図-7aと図-8aより、主塔の第5段ケーブル定着位置の最大軸力は、主塔の第5段ケーブル定着位置の最大鉛直変位と同様の傾向で、対称モードの振動に対する（モデ

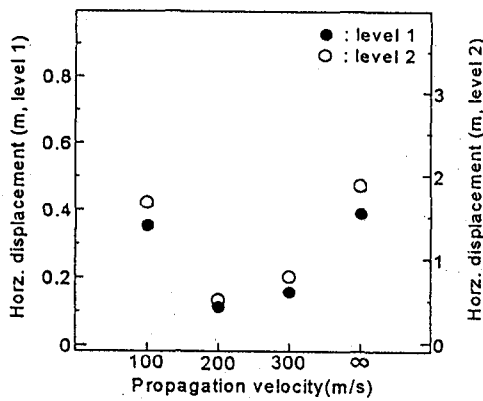


Fig. 9a Max. response of the 5th anchored cable at tower of model 1 and propagation velocity relation

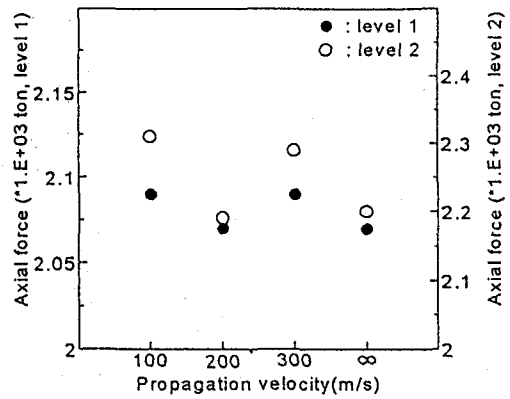


Fig. 10a Max. axial force of the 5 anchored cable at tower of model 1 and propagation velocity relation

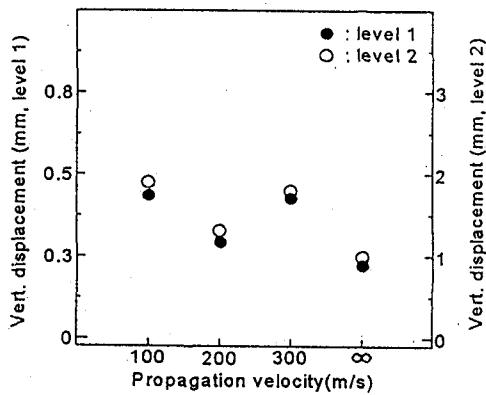


Fig. 9b Max. vert. response of the 5th anchored cable at tower of model 1 and propagation velocity relation

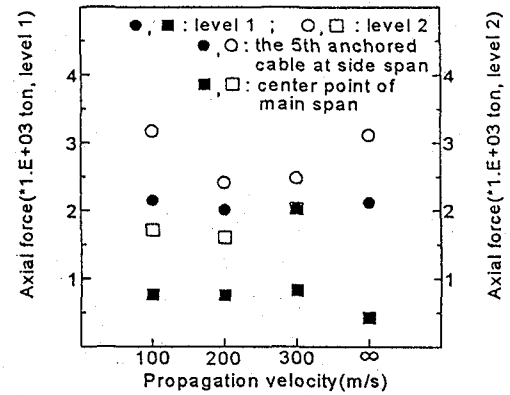


Fig. 10b Max. axial force of girder and propagation velocity relation

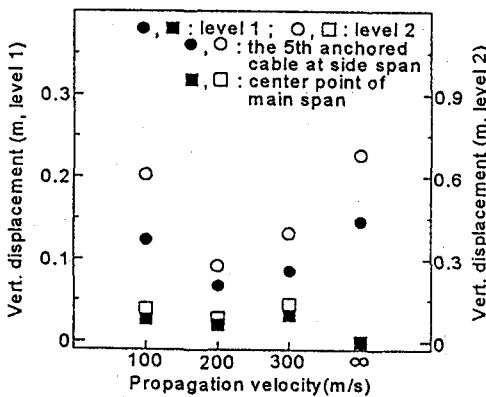


Fig. 9c Max. vert. response of girder and propagation velocity relation

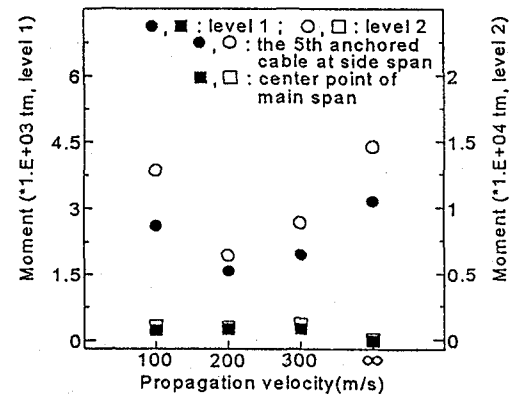


Fig. 10c Max. moment of girder and propagation velocity relation

ル1の2次モード(2.199秒)位相が大きく(逆位相近づくと)なるに従い大きくなる。逆に、逆対称モードの振動に対する(モデル1の3次モード1.518秒、1次モード3.061秒、および、モデル2の5次1.682秒)位相差が大きくなると、最大軸力が、位相差を考慮しない場合よりも小さくなっている。

図-7bと図-8bより、入力波の位相差を考慮しない場合モデル1とモデル2の中央径間中央点の主桁の最大軸力の変化が非常に小さい。しかし、入力波の位相差を考慮するといずれの伝播速度でも中央径間中央点の主桁の最

大軸力が大きくなっている。モデル1の13次(0.336秒)、2次の対称モード、モデル2に関しては12次(0.640秒)の対称モードが励起されていることが図-7b、図-8bより読み取れる。前項と同じで、どのような位相差のときに何次の振動モードが励起されるかについてはさらに検討を加える必要がある。

中央径間中央点の主桁の最大曲げモーメントは、図-7cと図-8cに示すようにモデル1の1次、モデル2の5次の逆対称モードが卓越すると考えられるため、ほとんど生じていない。しかし、入力波の周期が対称モードの

振動（モデル1の8次と2次モード、モデル2の6次と3次モード）に近づくと中央径間中央点の主桁の最大曲げモーメントが大きくなっている。

以上をまとめると、入力波の位相差を考慮すると中央径間中央点の主桁の軸力および曲げモーメントが大きくなる。また、逆対称モードの振動が励起される場合には位相差が大きくなると主塔の軸力が小さくなり、逆に、対称モードの振動が励起される場合には位相差が大きくなると主塔の最大軸力が大きくなる。

3. 4 人工地震波を入力したときの最大応答変位と最大断面力

入力した人工地震波レベル1およびレベル2（共に地盤条件2）の最大加速度はそれぞれ117.1galおよび417.1gal、卓越周期はそれぞれ0.819秒および1.862秒である。

図-9aと図-9bにモデル1に人工地震波のレベル1およびレベル2を入力した場合の主塔の第5段ケーブル定着位置の最大水平変位と最大鉛直変位を示す。正弦波を入力した場合の結果と同様に位相差を考慮すると主塔の最大水平変位は小さくなるが、最大鉛直変位応答は大きくなっている。その原因は、位相差を考慮するとき上部構造の各節点での応答変位に差が生じるのに伴って、主桁や主塔を拘束する力も生じるため、主塔の鉛直変位が大きくなると考えられる。

側径間主桁の第5段ケーブル定着位置と中央径間中央点の最大鉛直変位応答を図-9cに示す。側径間主桁の第5段ケーブル定着位置の最大鉛直変位は位相差を考慮すると小さくなっているが、中央径間中央点の最大鉛直変位は逆に大きくなっている。

図-10aに主塔の第5段ケーブル定着位置の最大軸力を示す。図より、伝播速度200m/sの場合は最大軸力が小さくなるが、他の伝播速度に対しては最大軸力が大きくなっていることがわかる。

側径間主桁の第5段ケーブル定着位置と中央径間中央点の最大軸力を図-10bに示す。図より、伝播速度100m/sの場合には側径間主桁の第5段ケーブル定着位置の最大軸力が位相差を考慮しないときよりも大きくなっているが、他の伝播速度に対しては小さくなっていることがわかる。一方、中央径間中央点の最大軸力は位相差を考慮すると大きくなり、特にレベル2を伝播速度300m/sで入力した場合には、中央径間中央点の最大軸力が約4倍大きくなっている。この理由は、塔の鉛直変位が大きくなる原因と同じだと考えられる。

図-10cに側径間主桁の第5段ケーブル定着位置と中央径間中央点の最大曲げモーメントを示す。図より、側径間主桁の第5段ケーブル定着位置の最大曲げモーメントは位相差を考慮するとき小さくなるが、中央径間中央点主桁の最大曲げモーメントはいずれの伝播速度でも大き

くなっていることがわかる。

以上をまとめると、人工地震波のレベル1を入力した場合、周期がレベル1の卓越周期と同じ程度の正弦波を入力した結果とほぼ一致している。また、伝播速度と地震波の卓越周期の関係は非常に複雑なので、伝播速度の大小による応答の相違は一概にいえない。幾つかの地震波を入力して地震波の卓越周期と伝播速度の関係について検討を加える必要がある。なお、本研究では、入力波形が場所によらず同一であると仮定しているが、危険側の評価をするために入力波の時間差、波形の伝播および変形を共に考慮して^{10) - 14)} 検討を加える必要があると考えられる。

4. まとめ

斜張橋の動的応答に及ぼす位相差入力の影響について検討を行った。その結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 逆対称モードの振動が励起される場合、位相差が逆位相に近づくと従い、斜張橋の変位応答および断面力が小さくなる。すなわち、位相差が大きいほど、位相差の影響が小さくなる。
- (2) 対称モードの振動が励起される場合、位相差が逆位相に近づくと従い、斜張橋の応答変位および断面力が大きくなる。すなわち、位相差が大きいほど、位相差の影響が大きくなる。従って、対称モードの振動が励起される場合には、地震動の特性には十分注意する必要がある。
- (3) 人工地震波を入力した場合は、正弦波を入力した場合とほぼ同様の傾向である。軟弱地盤に建設される斜張橋においては位相差の影響を十分注意する必要があると思われる。なお、伝播速度の大小による応答変位および断面力の相違は一概にいえない。よって、現場で実測伝播速度、地震のデータを検討する必要がある。

参考文献

- 1) 山田善一、竹宮宏和、河野健二：多スパン連続高架橋のランダム地震応答解析—入力位相差効果について—、第16回土木学会地震工学研究発表会、1981
- 2) 土岐憲三、今村聡：進行地震波動による連続高架橋の応答解析、第16回土木学会地震工学研究発表会、1981
- 3) 小坪清真、原田譲二：各支点到異なる地震波をうける橋梁の応答解析、土木学会論文報告集、第175号、1970
- 4) J. L. Bogdanoff, J. E. Goldberg and A. J. Schiff: The Effect of Ground Transmission Time on the Response of Long Structures, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 55, No. 3, pp. 627-640, June 1965

- 5) 田中元章、桜井朋樹：免震橋における入力位相差による影響の検討、第21回土木学会地震工学研究発表会、1990
- 6) 岡本晋、久野雅祥：位相差入力を受ける1スパン構造物の応答特性、土木学会第49回年次学術講演会、平成6年9月
- 7) 大久保忠良、荒川直土、川島一彦：地震動の箇所別の違いが構造物の地震応答に及ぼす影響、土木技術資料24-10、1982
- 8) Abdel-Ghaffar, A. M., Rubin, L. I. : Suspension Bridge Response to Multiple-Support Excitations, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 109, No. EM2, pp. 419-435, Apr. 1982
- 9) Abdel-Ghaffar, A. M., Rubin, L. I. : Lateral Earthquake Response of Suspension Bridges, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 3, pp. 664-675, March 1983
- 10) Shinozuka, M., Kameda, H. and Koike, T. : Ground Strain Estimation for Seismic Risk Analysis, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 109, No. 1, pp. 175-191, Feb. 1983
- 11) Naganuma, T., Deodatis, G. and Shinozuka, M. : ARMA Model for Two-Dimensional Processes, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 113, No. 2, pp. 234-251, Feb. 1987
- 12) 星谷勝、石井清、栗田博昭：空間・時間分布特性を有する地震動シミュレーション、土木学会論文集、第386号/I-8, pp. 359-367, Oct. 1987
- 13) 川上英二：一地点の観測記録を含む地震波形の時空間関数のシミュレーション、土木学会論文集、第410号/I-12, pp. 435-443, Oct. 1989
- 14) 川上英二、小野牧夫：一地点での観測記録を用いた時空間地震波形のシミュレーション、土木学会論文集、No. 441/I-18, pp. 167-175, Jan. 1992
- 15) 福岡悟、林秀侃、幸和範：安治川橋梁の耐ラメラテア鋼、橋梁と基礎、pp. 21-28, 87-5
- 16) 日本道路協会：名港大橋の設計施工に関する調査研究報告書、平成5年3月
- 17) 角谷務：多自由度系モデルによる橋梁の運動方程式(3)、橋梁と基礎、91-7
- 18) 日本道路協会：道路橋示方書、1990
- 19) 河井章好、塚原悌二、北沢正彦、吉田聰：東神戸水路橋の大型ケーソンの耐震設計、橋梁と基礎、pp. 27-33, 1985-12

(1995年9月18日受付)