

長周期地震動が長大吊橋の地震時挙動に及ぼす影響に関する一考察

二井伸一¹・運上茂樹²・遠藤和男³

¹独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ 耐震チーム 交流研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6)

E-mail:s-nii55@pwri.go.jp

²独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ 耐震チーム 上席研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6)

E-mail:unjoh@pwri.go.jp

³独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ 耐震チーム 主任研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6)

E-mail:k-endou@pwri.go.jp

今後発生が予想される東海・東南海・南海地震では高レベル・長周期・長継続時間という特徴を有する地震動が想定されており、大規模長周期構造物に及ぼす影響が懸念されているが、まだその検討事例は少ない。本文では、継続時間の長い長周期地震動が長大吊橋の地震時挙動に及ぼす影響を検討することを目的として、低次の吊橋固有振動数の正弦波入力による3次元立体モデルを用いた応答解析を実施した。補剛桁の変位に着目して長大吊橋の長周期地震動に対する振動特性を把握すると共に、耐震性能向上策として主塔-主桁間に設置したダンパーの振動制御効果を検討した。その結果、低次モード振動数の共振の発生と、補剛桁の橋軸方向における共振振動に対するダンパーの有効性が確認できた。

Key Words : long-span suspension bridge, long period ground motions, resonance, damper

1. はじめに

中央防災会議において、今後発生が予想される東海・東南海・南海地震では高レベル・長周期・長継続時間という特徴を有する地震動の発生が予想されており、長周期構造物である大規模構造物へ影響が懸念されている¹⁾。実例として、平成15年十勝沖地震での苫小牧における石油タンクの火災は、長周期地震動によるスロッシング現象に起因する被害であったと言われている²⁾。しかしながら、長周期地震動が巨大構造物へ及ぼす影響については未解明な部分が多く、課題となっているのが現状である。

このような背景から、本研究では、継続時間の長い長周期地震動が長大吊橋の地震時挙動に及ぼす影響を検討することを目的として、低次の吊橋固有振動数の正弦波地震動及びレベル2地震動(ランダム波)を入力とする3次元立体モデルを用いた時刻歴応答解析を実施した。補剛桁の変位に着目して、長大吊橋の振動特性を把握すると共に、耐震性能向上策として主塔-補剛桁間に設置し

た粘性ダンパーの振動制御効果を確認した。

2. 共振振動数を有する正弦波入力をした応答解析

(1) 解析モデル

解析対象とした吊橋は、長周期地震動の影響が大きくなると予想される世界最長クラスの中央支間長1991m、橋長3911m、サグ比1/10.1の3径間2ヒンジ吊橋であり、その一般図を図-1に、解析モデルを図-2に示す。補剛桁は鋼床版トラス桁、主塔は鋼製主塔である。補剛桁、主塔は梁要素で、メインケーブル、ハンガーロープは曲げ剛性を持たないトラス要素としてモデル化し、各部材は全て線形とした。また、基礎、地盤はモデル化せず主塔基部、アンカレイジは固定とした。各部材の減衰定数は、補剛桁と主塔を2%、その他ケーブル等の部材を1%とした。

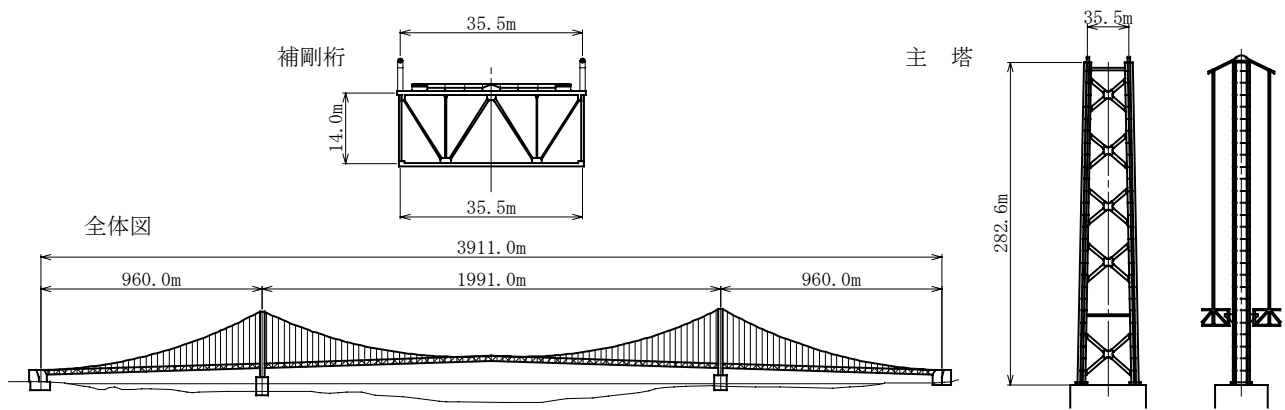
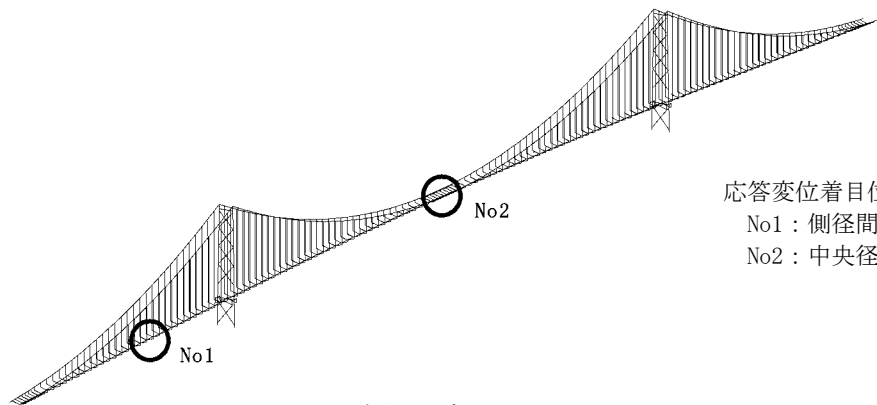


図-1 一般図

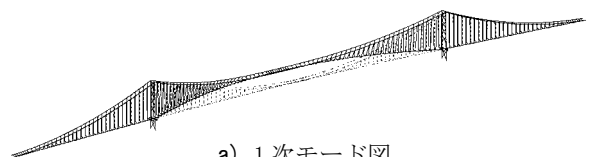


応答変位着目位置
No1：側径間中間部
No2：中央径間中間部

図-2 解析モデル

表-1 固有値解析結果

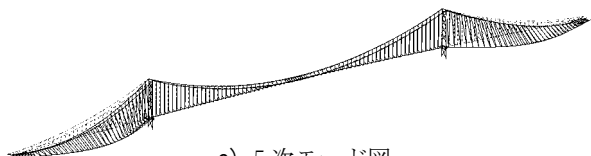
次数	固有周期 (sec)	有効質量[10 ³ kg] (累積有効質量比[%])		モード減衰 定数 (%)
		橋軸方向	橋軸直角方向	
1	2.58E+01	2.53E-21	0	7.48E+03 -34 1.092
2	1.53E+01	1.09E-06	0	7.71E-15 -34 1.034
3	1.33E+01	1.78E+03 -8	9.65E-16 -34	1.046
4	1.30E+01	7.29E-14 -8	6.00E-04 -34	1.454
5	1.28E+01	2.25E-16 -8	6.28E+03 -62	1.492
6	1.28E+01	4.05E-15 -8	4.33E-02 -62	1.485
7	1.18E+01	3.39E-01 -8	4.07E-16 -62	1.044
8	9.79E+00	1.73E-05 -8	4.31E-18 -62	1.014
9	9.76E+00	6.29E+03 -36	2.99E-19 -62	1.014
10	8.21E+00	1.41E-07 -36	1.07E-15 -62	1.080
11	7.95E+00	4.34E-19 -36	3.97E+02 -64	1.697
12	6.58E+00	6.23E-19 -36	3.74E+01 -64	1.389
13	6.07E+00	1.74E-07 -36	3.16E-16 -64	1.025
14	5.84E+00	9.07E+01 -37	9.65E-18 -64	1.143
15	5.76E+00	1.07E-11 -37	2.72E-21 -64	1.000
16	5.75E+00	6.55E-17 -37	2.79E-03 -64	1.092
17	5.69E+00	6.48E-21 -37	1.10E+03 -69	1.073
18	5.67E+00	4.40E-04 -37	8.54E-24 -69	1.000
19	5.67E+00	8.77E-06 -37	3.47E-21 -69	1.000
20	5.65E+00	1.96E-04 -37	1.61E-23 -69	1.000
21	5.63E+00	8.07E-20 -37	6.11E-03 -69	1.133
22	5.55E+00	2.40E+01 -37	2.98E-18 -69	1.158
23	5.55E+00	6.82E-01 -37	1.88E-17 -69	1.158
24	5.23E+00	1.48E-19 -37	1.92E+02 -70	1.039
25	4.82E+00	2.67E-18 -37	1.07E-02 -70	1.731
26	4.58E+00	3.02E-18 -37	1.79E-03 -70	1.617
27	4.46E+00	1.87E-08 -37	2.43E-18 -70	1.202
28	4.37E+00	1.00E-18 -37	1.71E+01 -70	1.787
29	4.36E+00	3.65E-19 -37	6.46E-05 -70	1.766
30	3.94E+00	4.99E-20 -37	3.04E+00 -70	1.478
31	3.89E+00	2.04E-20 -37	3.60E-04 -70	1.462
32	3.70E+00	5.74E+03 -63	8.74E-19 -70	1.236
33	3.58E+00	4.32E+02 -65	7.59E-19 -70	1.274
34	3.40E+00	2.74E-20 -65	5.53E-01 -70	1.534
35	3.38E+00	3.76E-06 -65	1.47E-22 -70	1.000
36	3.37E+00	5.17E-02 -65	1.82E-18 -70	1.285
37	3.32E+00	1.43E+03 -71	1.95E-18 -70	1.064
38	3.28E+00	8.60E-17 -71	6.51E+01 -70	1.099
39	3.27E+00	3.03E-17 -71	1.13E+00 -70	1.002
40	3.23E+00	8.89E-21 -71	2.50E+02 -71	1.000



a) 1次モード図



b) 3次モード図



c) 5次モード図

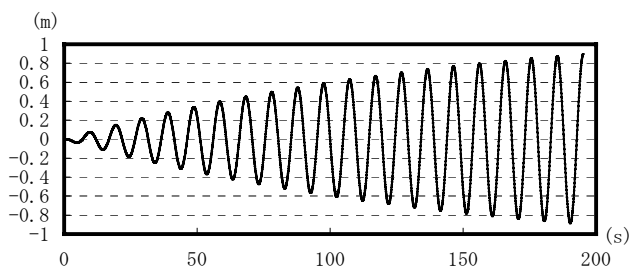


d) 9次モード図

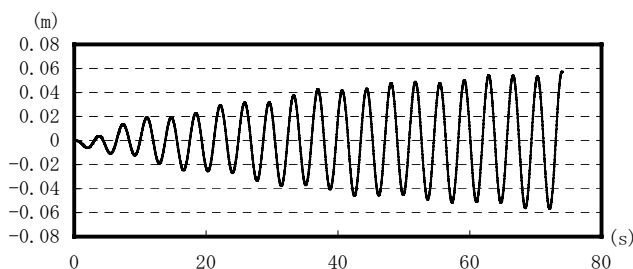


e) 32次モード図

図-3 固有振動モード図

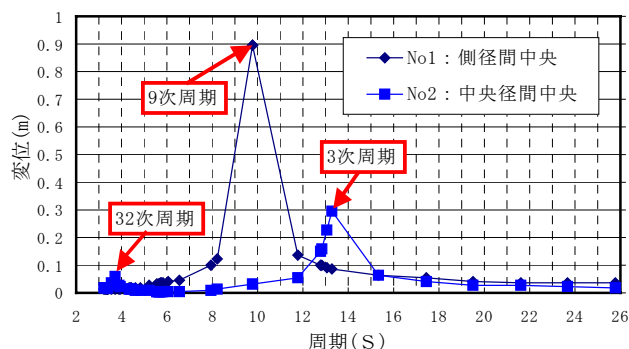


a) No1(側径間中央)橋軸方向応答変位
[9 次正弦波入力]

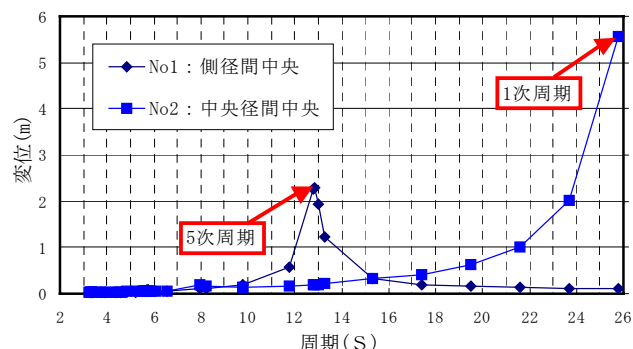


b) No2(中央径間中央)橋軸方向応答変位
[32 次正弦波入力]

図-4 応答変位



a) 橋軸方向応答変位



b) 橋軸直角方向応答変位

図-5 共振曲線グラフ (補剛桁応答変位)

(2) 解析手法

(1) で設定した解析モデルに対して固有値解析を行い、それより算出された固有振動数による正弦波 20 サイクルを入力とした応答解析を実施し、図-2 に示す補剛桁 2 箇所（中央径間中央、側径間中央）の水平変位を算出した。本解析は線形解析であり、共振振動に対する応答特性を確認することを主眼としたため、加速度振幅は 1gal に設定した。一般に長大吊橋の低次モードでは補剛桁の振動が卓越するため、ここでは補剛桁の応答に着目した。解析ケース数は、入力地震動 44 ケース（1～40 次モードまでの固有振動数を有する正弦波入力、1～2 次モード間を補完する 4 つの振動数を有する正弦波入力）、加振方向 2 ケース（橋軸方向、橋軸直角方向）の計 88 ケースとした。さらに、応答変位が大きくなり、共振傾向となる周期帯については入力正弦波の振動数をさらに細分化した応答解析を実施した。応答解析法はモード法による線形時刻歴解析とし、数値積分法は Newmark- β 法、減衰モデルは Rayleigh 減衰を用いた。Rayleigh 減衰係数 (α 、 β) は、ひずみエネルギー比例によるモード減衰定数を基に、有効質量が大きく、各自のモード減衰を近似できる曲線を描けるような 2 つのモード（橋軸方向：9 次と 32 次、橋軸直角方向：1 次と 17 次）を選定して設定した。

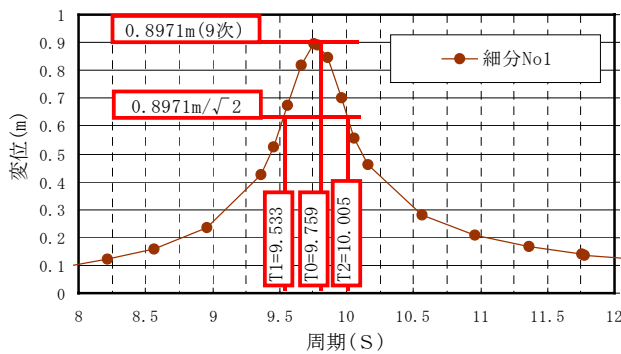
(3) 解析結果

1 次モード～40 次モードの固有値結果を表-1 に、

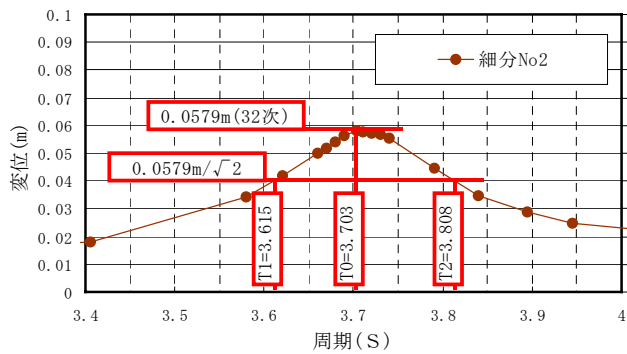
有効質量の大きい代表的な振動モードを図-3 に示す。1 次モードは中央径間補剛桁面外たわみモード、3 次モードは補剛桁面内たわみモード、5 次モードは側径間補剛桁面外たわみモード、9 次モードは側径間補剛桁遊動円木モード、32 次モードは補剛桁面内たわみモードである。

応答変位の一例として 9 次モードの固有振動数を有する正弦波入力による側径間及び 32 次モードの固有振動数を有する正弦波入力による中央径間の橋軸方向の時刻歴変位を図-4 に示す。応答変位は、サイクル毎に序々に増幅し、20 サイクル加振終了時にも定常振動状態に達しておらず、増大傾向にある。ここでは 20 サイクル目の最大応答変位に着目し、88 ケースの応答解析結果をプロットした共振曲線を図-5 に示す。橋軸方向では、9.8 秒（9 次）による加振時に側径間で 0.9m 程度、13.3 秒（3 次）及び 3.7 秒（32 次）による加振時に中央径間でそれぞれ 0.3m 及び 0.06m 程度の応答が発生する。橋軸直角方向では、25.8 秒（1 次）による加振時に中央径間で 5.6m 程度、12.8 秒（5 次）による加振時に側径間中央で 2.3m 程度の応答が発生する。

本橋梁の設計において、暴風時に中央径間中央位置では橋軸直角方向に 27 m 程度、常時（活荷重満載時）に鉛直方向に 8 m 程度変形し、補剛桁の橋軸直角・鉛直方向の変位は地震時が支配的でない³⁾。一方、橋軸方向の変位は地震時が支配的であり、前述のような共振現象に伴う補剛桁の過大な



a) 橋軸方向応答変位 [9次周期近傍]



b) 橋軸方向応答変位 [32次周期近傍]

図-6 共振曲線の細分化グラフ

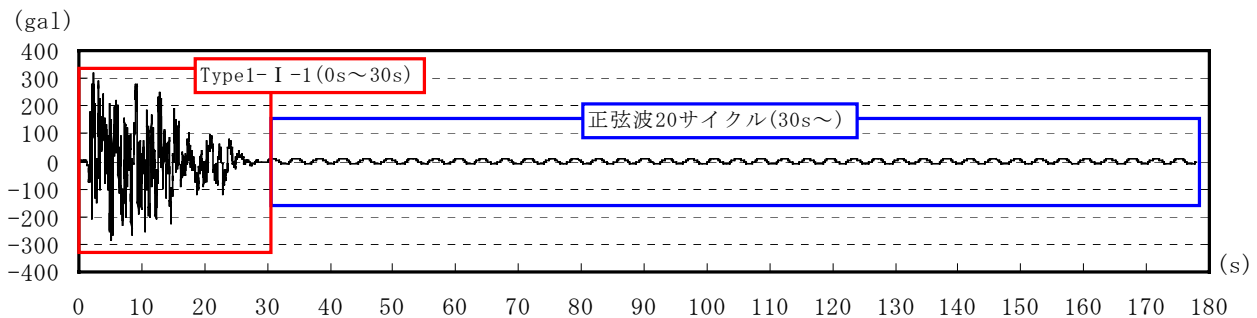


図-7 入力波形一例 (Type1- I-1 と 32 次の固有周期を有する正弦波を重ね合わせた波形)

変位により補剛桁同士あるいは主塔との衝突等の恐れがある。そこで橋軸方向の変位に着目して、10 秒以下で共振傾向となる周期 (9 次及び 32 次) 近傍を細分化した正弦波入力による応答解析を実施して変位応答スペクトルを作成するとともに、ハーフパワー法の考えに従い減衰定数を算出した。ハーフパワー法は、1 自由度系モデルを対象に、調和波外力により算出された変位応答スペクトルのピーク値に対し $1/\sqrt{2}$ となる振動数 ω_1 、 ω_2 とピーク振動数 ω_0 により、 $h=(\omega_1-\omega_2)/2\omega_0$ として減衰定数を算出する手法である。

橋軸方向応答変位に着目した共振曲線を図-6 に示す。また、ハーフパワー法により求めた 9 次及び 32 次近傍の共振曲線より求めた減衰定数はそれぞれ 0.0242、0.0262 となり、ひずみエネルギー比例により算出したモード減衰定数 (9 次 : 0.0101、32 次 : 0.0124) と比較してそれぞれ約 2 倍程度であった。この差は共振曲線の応答変位に過渡振動状態での値を用いたことが原因と考えられ、定常振動状態での値を用いれば共振曲線のピーク値はさらに立ち上がり、この差は小さくなるものと思われる。従って橋軸方向応答変位に着目した共振曲線は、図-6 に示すように、ほぼ 1 自由度系の共振曲線に近い傾向を示し、対象とした固有周期に隣接する周期帯の地震動による影響は小さいと言える。つまり、ある特定の 1 つの周期の減衰定数を向上させることにより、正弦波地震動により問

題となる可能性がある補剛桁の過大な橋軸方向応答変位を抑制できると考えられる。

以上より、有効質量の大きい固有周期近傍の正弦波地震動入力により、吊橋補剛桁の応答変位は大きく増幅され共振現象が発生したが、その共振曲線はほぼ 1 自由度系のものと近似していることが分かった。従って、正弦波地震動により問題となる可能性がある補剛桁の橋軸方向応答変位に対しては、中央径間、側径間でそれぞれ特定の 1 つの周期の減衰定数を向上させることにより、過大な応答変位を抑制できると考えられる。

3. ダンパーによる耐震性能向上策の検討

(1) 検討概要

ここでは前章の検討で確認された橋軸方向変位の共振現象に対する対策として、主塔-補剛桁間に粘性ダンパーを設置した場合の応答変位の低減効果について検討する。

解析モデル・手法は前章と同じとした。入力地震波には、図-7 に示すように、ランダム波と正弦波を合成したものをを用い、入力方向は橋軸方向とした。0s~30s 区間を道路橋示方書⁴⁾に示される Type1- I-1 標準波 (最大加速度 318.8gal) とし、その後 30s~を正弦波 20 サイクル (最大加速度 10gal) とした。これは、平成 15 年十勝沖地震に

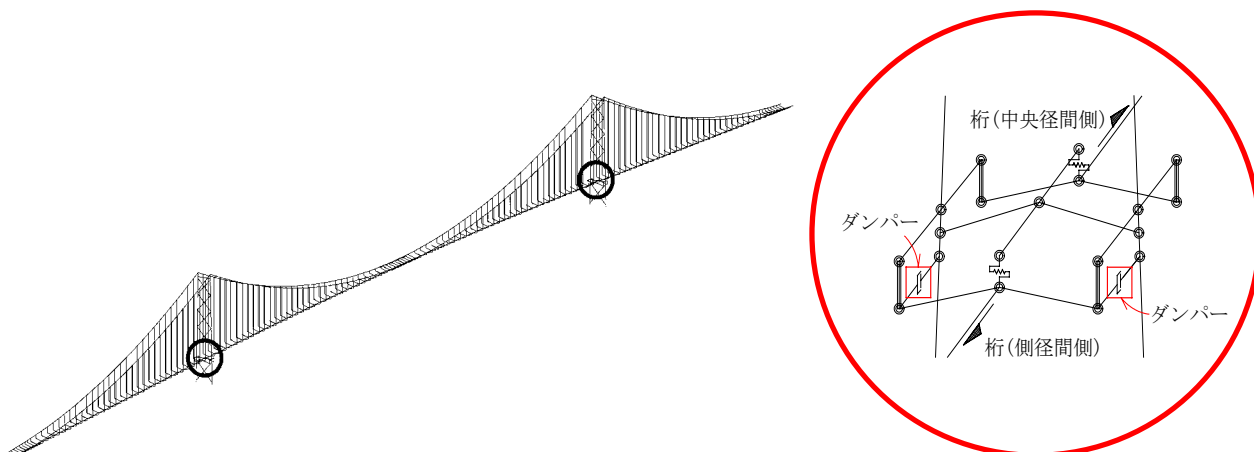


図-8 解析モデルにおけるダンパー設置位置図

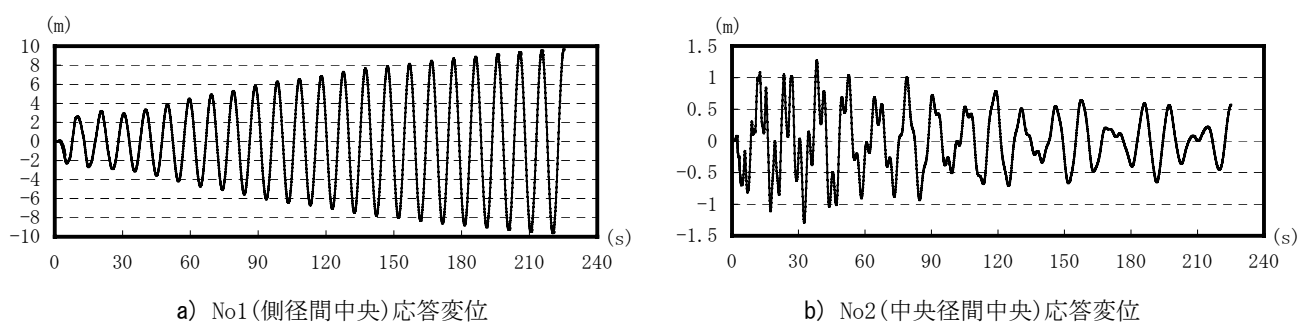


図-9 橋軸方向の応答変位 (Type1-I-1 と 9 次の固有周期を有する正弦波を重ねた波形 ダンパー無し)

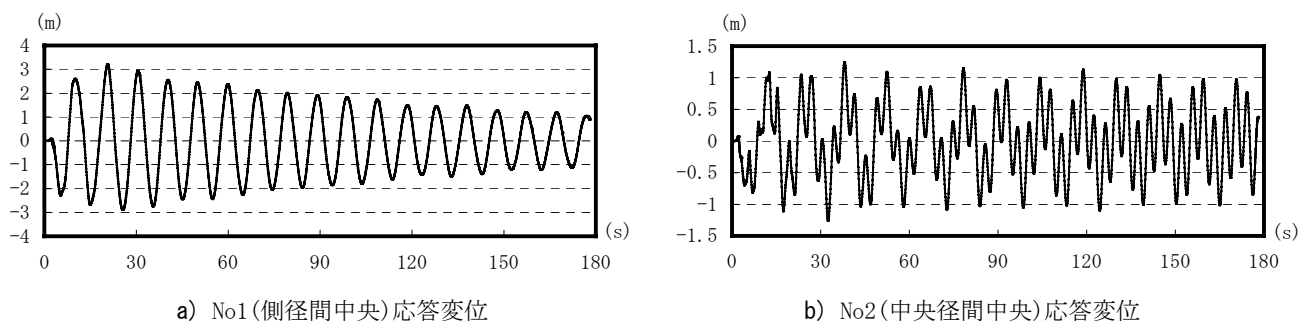


図-10 橋軸方向の応答変位 (Type1-I-1 と 32 次の固有周期を有する正弦波を重ねた波形 ダンパー無し)

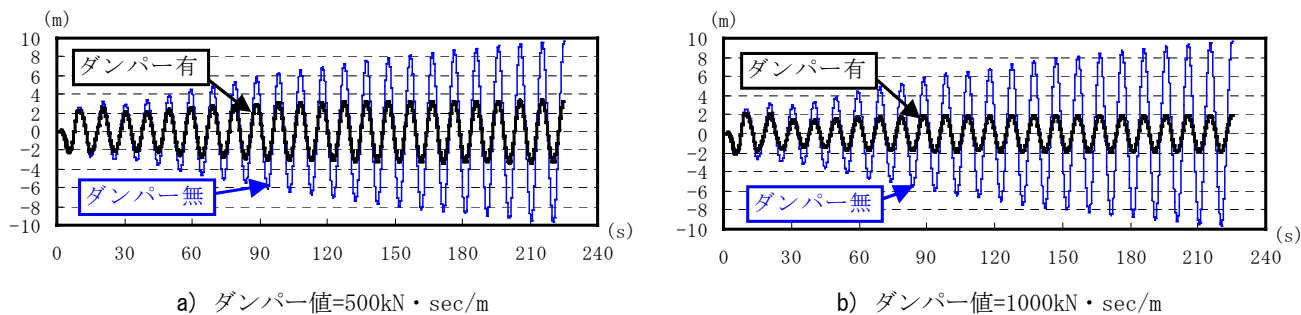


図-11 ダンパーの影響による No1(側径間中央)応答変位
(Type1-I-1 と 9 次の固有周期を有する正弦波を重ねた波形)

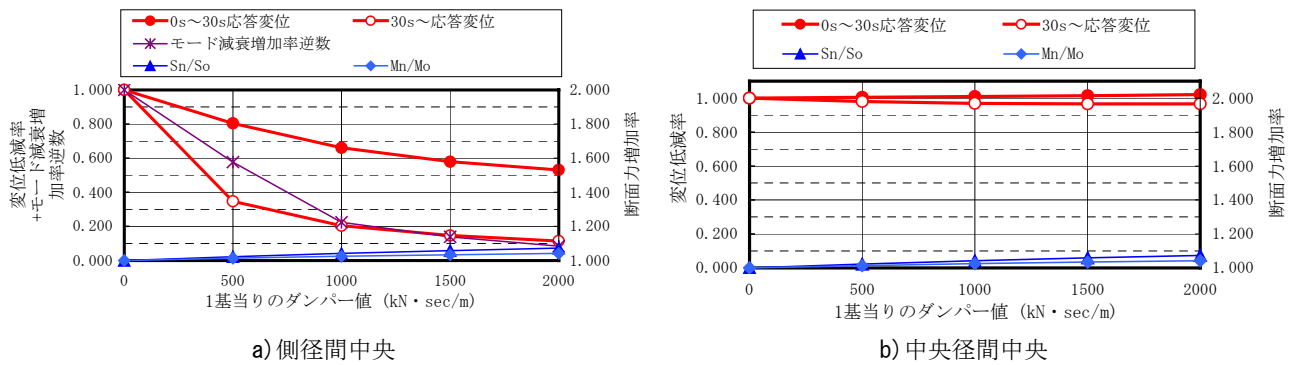


図-12 ダンパーの特性を変化させた場合の応答変位・断面力
(Type1-I-1 と 9 次の固有周期を有する正弦波を重ね合せた波形)

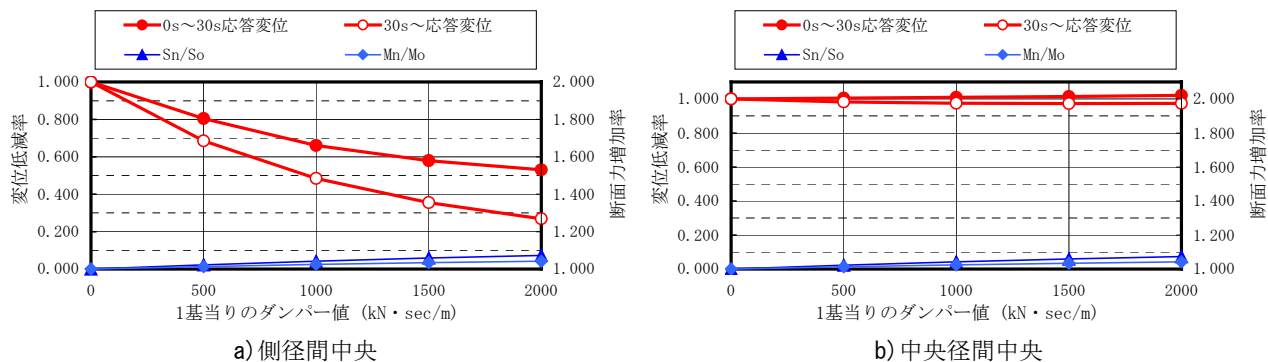


図-13 ダンパーの特性を変化させた場合の応答変位・断面力
(Type1-I-1 と 32 次の固有周期を有する正弦波を重ね合せた波形)

表-2 ダンパー設置に伴うモード減衰の変化 (9 次)

ダンパー値 (kN・sec/m)	無し*	500	1000	1500	2000
モード減衰 (%)	1.014	1.757	4.537	7.330	12.147

*: ひずみエネルギー比例により算出した9次モード減衰

において、主要動の後に後続波として振幅レベルは小さいが長継続時間、長周期という特徴を持つ地震波が観測されたことから²⁾、本合成波を本検討における長周期地震動 (0~30sec: 主要波、30s~: 後続波) とし、ダンパー設置により後続波区間 (30s~) での応答が主要波区間 (0~30sec) での応答を下回ること为目标として検討を実施した。また、ダンパーは、図-8 に示すように共振現象により応答変位の大きくなる側径間補剛桁に着目し、主塔と側径間補剛桁の橋軸方向相対変位に対して作用するよう 1 主塔当り 2 基設置することとした。ダンパー値は、ダンパー無しと 1 基当り 500kN・sec/m、1000kN・sec/m、1500kN・sec/m、2000kN・sec/m と変化させた 5 ケースとした。

以上のように入力地震動 2 ケース、ダンパー値 5 ケースを組み合わせた計 10 ケースの応答解析を実施し、モード減衰定数の変化、補剛桁応答変位の低減効果あるいは主塔基部の断面力の増加率を検

討する。

(2) 検討結果

正弦波固有振動数 9 次及び 32 次を入力した場合の橋軸方向の時刻歴応答変位をそれぞれ図-9~図-10 に示す。図-11 にはダンパー無しとダンパー値 500kN・sec/m、1000kN・sec/m の各結果を重ねて示している。正弦波固有振動数 9 次入力の場合では、ダンパー無しの場合、側径間の応答変位が 30s~から共振状態となり増幅され、0s~30s 区間の最大応答変位に比べ、正弦波入力の 2 サイクル目で 0sec~30sec の最大値を上回り、それ以降変位が増幅している。正弦波固有振動数 32 次に対する中央径間の変位でも中央径間中央の応答変位は 30s~で 0sec~30sec の最大値を上回るが、9 次の補剛桁側径間で見られたような増幅は見られない。一方、ダンパーを設置することにより応答変位が低減し、特に正弦波入力区間 (30s~) での低減効果が大きく、

ダンパー無しのケースに見られた正弦波入力区間(30s～)での側径間の応答増幅が解消されることが分かる。また、ダンパー値 $1000\text{kN} \cdot \text{sec}/\text{m}$ 程度で30s～区間での応答が0～30sec 区間での応答を下回ることを確認した。

ダンパー設置による応答変位の低減と主塔基部断面力増加の関係を図-12～図-13 に、複素固有値解析により求めたダンパー設置による9次モード減衰定数の変化を表-2 に示す。なお、図-12～図-13 の縦軸はダンパー無しのケースに対する比率を示すと共に、図-12 a)にはモード減衰の増加率の逆数(=ダンパー無しモード減衰/各モード減衰)も併せて示している。ダンパーの設置により、正弦波入力区間(30s～)の応答変位が低減され、特にダンパーを設置している側径間でその効果が大きいことが分かる。また、共振現象の影響が大きい正弦波固有振動数9次のケースの側径間の変位では、 $500\text{kN} \cdot \text{sec}/\text{m}$ のダンパーを設置することによりダンパー無しの場合と比較して、正弦波入力区間(30s～)での応答変位は60%程度減少する。一方、主塔基部断面力はダンパー設置により増加するもののその比率は小さく、例えば正弦波固有振動数9次のケースで、 $2000\text{kN} \cdot \text{sec}/\text{m}$ のダンパーを設置することによりダンパー無しの場合と比較して、側径間の正弦波入力区間(30s～)での応答変位は90%程度減少するのに対し、主塔基部断面力は7%程度しか上昇しない。なおこの正弦波入力区間(30s～)での応答変位の低減率は、図-12 a)に示すように、モード減衰の増加率の逆数にほぼ一致し、1自由度系モデルの調和波外力(固有振動数加振)による定常振動振幅が $1/2h$ (h :減衰定数)に比例するという事実と一致する。

以上より、主塔と側径間補剛桁の橋軸方向に作用するダンパーを設置することにより、主塔基部の断面力にさほど影響を及ぼさずに、正弦波入力により橋軸方向に発生する共振現象を抑制することが可能であり、共振部分の応答変位の低減率は対象とするモード減衰の増加率の逆数に比例することが分かった。今後は、10秒以上で発生する橋軸直角方向の共振現象の解明及びその対策、ある

いは2秒程度の固有周期を持つ主塔に対する検討を進める予定である。

4. まとめ

本検討は、継続時間の長い長周期地震動が長大吊橋の地震時挙動に及ぼす影響と、耐震性能向上策として主塔-補剛桁間に設置した粘性ダンパーの振動制御効果を時刻歴応答解析により確認した。得られた知見を以下にまとめる。

- ①有効質量の大きい固有周期近傍の正弦波地震動入力により、吊橋補剛桁の応答変位は大きく増幅され共振現象が発生したが、その共振曲線はほぼ1自由度系のものと近似していることが分かった。従って、正弦波地震動により問題となる可能性がある補剛桁の橋軸方向応答変位に対しては、中央径間、側径間でそれぞれ特定の1つの周期の減衰定数を向上させることにより、過大な応答変位を抑制できると考えられる。
- ②主塔と側径間補剛桁の橋軸方向に作用するダンパーを設置することにより、主塔基部の断面力にさほど影響を及ぼさずに、正弦波入力により橋軸方向に発生する共振現象を抑制することが可能であり、共振部分の応答変位の低減率は対象とするモード減衰の増加率の逆数に比例することが分かった。

参考文献

- 1) 内閣府中央防災会議：「東南海・南海地震等に関する専門調査会」
- 2) 畑山健・座間信作：2003年十勝沖地震の際の長周期地震動，http://www.fri.go.jp/bosaitokachi_lpgm.html
- 3) 栗野純孝：明石海峡大橋、橋梁と基礎、Vol.32、No.8、1998.8
- 4) 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，日本道路協会，2002.

(2005. 3. 15 受付)

A STUDY ON EFFECT OF LONG PERIOD GROUND MOTIONS ON THE DYNAMIC BEHAVIOR OF A LONG-SPAN SUSPENSION BRIDGE

Shinichi NII, Shigeki UNJOH, and Kazuo ENDO

In this study, dynamic response analyses using sinusoidal input waves were conducted to investigate the effect of long period ground motions on the dynamic behavior of a long-span suspension bridge and the effectiveness of viscous dampers. It was found that resonance of the stiffened girder was generated by the sinusoidal input waves with the same frequencies of certain lower modes. Viscous dampers installed between the stiffened girder and the tower were found to be effective to reduce the resonance response in the longitudinal direction.