

中央径間長 3000m を有する 超長大多径間吊橋の地震応答特性

岩下 慎吾¹・野上 邦栄²・岸 祐介³・中村 一史⁴
馬越 一也⁵・野中 哲也⁶・石井 喜代志⁷・平山 博⁸

¹学生会員 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 都市基盤環境学域
(〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

E-mail: iwashita-shingo1@tmu.ac.jp

²フェロー会員 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 都市基盤環境学域 特任教授
(〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

E-mail: knogami2511@gmail.com

³正会員 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 都市基盤環境学域 助教
(〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

E-mail: kishi@tmu.ac.jp

⁴正会員 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 都市基盤環境学域 准教授
(〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

E-mail: hnaka@tmu.ac.jp

⁵正会員 博(工) 株式会社耐震解析研究所
(〒810-0003 福岡県福岡市中央区春吉 3 丁目-21-19)

E-mail: magoshi@sean.co.jp

⁶正会員 名古屋工業大学 社会工学専攻 社会工学科 環境都市分野 教授
(〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

E-mail: nonaka.tetsuya@nitech.ac.jp

⁷正会員 大日本コンサルタント (株) インフラ技術研究所 主任研究員
(〒170-0003 東京都豊島区駒込 3 丁目 23-1)

E-mail: ishii_kiyoshi@ne-con.co.jp

⁸正会員 大日本コンサルタント (株) インフラ技術研究所 所長
(〒170-0003 東京都豊島区駒込 3 丁目-23-1)

E-mail: hirayama@ne-con.co.jp

本研究では、中央径間長 3000m を有する多径間吊橋の地震応答特性について解析的検討を行った。吊橋は部材によって固有振動特性が異なるため、それぞれに大きな影響を与える複数の観測波を選定し、3 方向同時に加振した。また、吊橋は地震時には大変形が予想されるため、幾何学的非線形性を考慮した時刻歴応答解析を実施し、径間数による応答特性を比較した。さらに、全長が 6~12km と長大であるため、地震動の位相差を考慮した多点入力解析も併せて実施し、位相差が及ぼす影響を明らかにした。

Key Words: Multi Span Suspension Bridge, Seismic behavior, Geometric Nonlinearity

1. はじめに

1999 年に本州四国連絡橋の 3 ルートの事業完了から 18 年が経過している。現在、我が国の長大橋プロジェクトとしては 2 斜張橋¹⁾が建設中であり、さらに多径間

斜張橋²⁾および吊橋³⁾が計画されている。一方、海外では 21 世紀に入ってから長大橋の建設が多く、特にトルコでは、2016 年にイズミット湾横断橋⁴⁾や第 3 ボスボラス橋が完成し、世界最長の 2023m を有するチャナッカレ大橋の建設が始まっている。

今後、鋼橋の更なる長大化を実現するには、新構造形式および高強度材料の開発が望まれる。吊橋のより長大化に向けた構造形式には、これまでの3径間吊橋の重連形式が採用される場合があるが、重連形式は中間アンカレイジを設置する必要があり、塔や基礎の本数も増えることから経済的に優れているとは言い難い。そのため、多径間の長大吊橋が選択肢として考えられる。既に中国では泰州長江大橋や馬鞍山長江公路大橋などが中央径間長1080mの4径間吊橋として完成しており、チリでは中央径間長1055m、1115mを有する4径間吊橋のチャオ橋が建設中である。

これまで長大多径間吊橋の開発研究では、活荷重の載荷方法、経済性、構造特性および座屈特性などに着目した研究が報告されている。しかし、多径間の超長大吊橋の地震応答特性を扱った研究は極めて少ない。このような状況を鑑み、本研究は、中央径間長3000mを有する多径間吊橋を対象に、2011年の東北地方太平洋沖地震のような長時間継続する巨大地震による変形特性および発生応力等を明らかにするものである。さらに、検討対象の超長大吊橋の橋長は6~12kmであり、アンカレイジ、塔基部に到達する地震動には時間差（位相差）を伴うことが十分に考えられる。そこで、地震動の位相差を考慮した多点入力解析を実施し、考慮の有無による地震応答特性の差異を明らかにする。

2. 対象橋梁の試設計条件と解析モデル

(1) 設計条件

本研究で扱う橋梁は、図-1に示す中央支間長3000m、サグ比1/10の2ヒンジ吊橋であり、径間数は3, 4, 5径間の3種類である。幅員は上下6車線を想定し、35.5mとした。側径間長は既設橋梁で中央径間長の0.2~0.5倍の範囲⁵⁾であるが、本研究ではこのうち鉛直たわみが最

大となる0.5倍、すなわち1500mとした。

試設計は本州四国連絡橋公団の設計基準⁹⁾に準拠して行う。考慮した荷重条件は、 $D+L\pm T$ ($T=30^{\circ}\text{C}$, 許容応力度の割増し係数 $\alpha=1.0$)と、 $D+W\pm T$ ($T=30^{\circ}\text{C}$, $\alpha=1.5$)の2種類とした。ここに、 D は死荷重、 L は活荷重、 T は温度の影響、 W は風荷重である。

死荷重 D は、主塔については断面積×単位重量 $77\text{kN/m}^3\times 1.4$ (割増係数)、補剛桁は 220kN/m/Br (舗装・添架物を含む)、ケーブルは 90.3kN/m^3 (被覆・バンドを含む)

活荷重 L は、等価 L 荷重強度 26.9kN/m/Br とし、載荷状態は、例えば5径間吊橋の場合、図-2に示す主ケーブル鉛直反力 V 、塔頂水平変位 δ_h が最大となるケースを考慮する。

風荷重 W は、基本風速 $U_{10}: 46\text{m/sec}$ とし、明石海峡大橋耐風設計要領⁷⁾より仮定し、静的風荷重による抗力のみ考慮する。

以上の荷重条件に対し許容応力度設計法に基づいて応力度照査および座屈安定照査を満足するよう部材断面を決定した。

各部位の使用鋼材を表-1に示す。主ケーブルは明石海峡大橋と同様のST1770材を使用し、安全率は海峡横

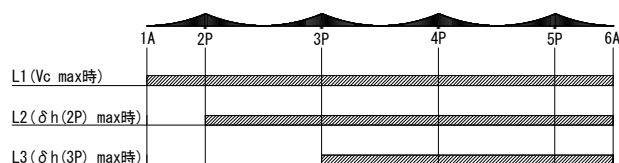


図-2 活荷重載荷条件

表-1 材料諸元

	補剛桁	主塔柱	塔水平材	ケーブル	ハンガー
	SM490Y	SM570	SM490Y	ST1770	ST1570
許容応力度(MPa)	210	245~255	210	981	628
降伏応力度(MPa)	355	430~450	355	1372	1176
引張強度(MPa)	490	570	490	1764	1568
ヤング率(GPa)	200	200	200	195	195
安全率	1.7	1.76	1.7	1.8	2.5

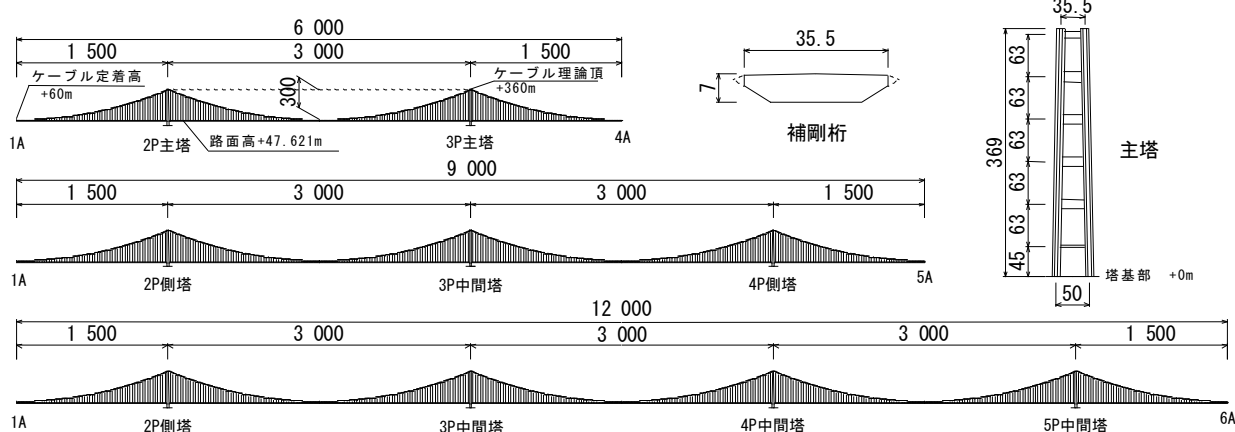


図-1 試設計の対象とした多径間吊橋

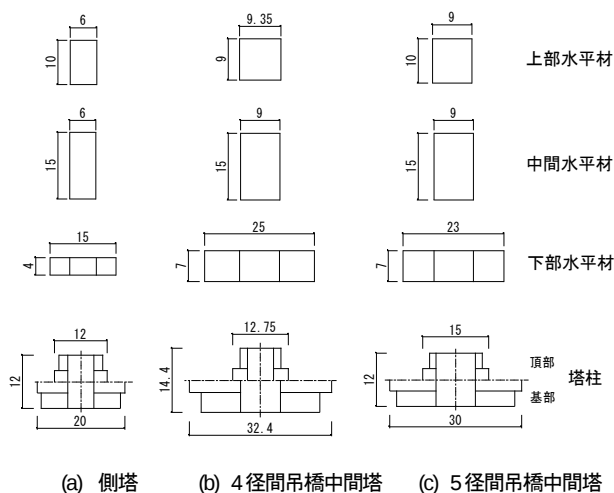


図-3 主塔断面諸元

表-2 主要部材断面諸元

		A(m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	J(m ⁴)
補剛桁		1.49	14.50	182.00	26.50
3径間吊橋 主塔、4・ 5径間吊橋 側塔	塔柱	6.33 ~2.89	115.50 ~49.65	255.21 ~49.30	190.11 ~58.61
	水平材	1.73 ~0.90	50.04 ~12.90	36.64 ~5.99	27.00 ~11.25
4径間吊橋 中間塔柱	塔柱	12.51 ~5.08	325.82 ~116.99	1182.66 ~89.64	611.31 ~116.24
	水平材	4.85 ~2.43	97.04 ~39.23	312.98 ~34.88	120.73 ~56.96
5径間吊橋 中間塔柱	塔柱	11.66 ~4.07	225.00 ~73.46	1018.95 ~112.56	466.21 ~108.07
	水平材	4.59 ~2.39	97.04 ~38.85	258.10 ~33.17	109.48 ~53.75

断道路ケーブル安全率検討委員会⁹⁾の成果から 1.8 を適用して、断面積は 0.813m²、直径は 114cm になる。

図-1 の補剛桁および主塔の主要部材断面諸元を図-3 および表-2 に示す。主塔は 6 層ラーメン形式であり、主ケーブル及び補剛桁からの支点反力のほか風荷重を考慮して断面を決定するが、多径間吊橋の中間塔は活荷重偏載時（図-2 の荷重ケース L2, L3）に主ケーブルから大きな水平力が働くため⁹⁾、4 径間吊橋の中間塔（3P）および 5 径間吊橋の中間塔（3P, 4P）は図-3 および表-2 のように側塔に比べて剛性の高い断面となる。

なお、3 径間吊橋主塔、4・5 径間吊橋側塔は試設計の結果ほぼ同一の断面となった。

(2) 解析モデル

固有値解析および時刻歴応答解析は、耐震解析ソフトウェア Sean FEM¹⁰⁾を用いた。ケーブル系は非抗圧のトラス要素とし、死荷重状態の張力を導入した。補剛桁と主塔は 2 軸曲げによる応力を評価するためファイバー要素で構築した。なお、補剛桁と主塔の板厚は母材の板厚に縦リブを換算した等価板厚を用いて、箱断面の断面 2 次モーメントを算出した。主塔塔柱と水平材の交差部の剛域については、図-4 のように水平材端部要素を剛体とすることで対処している。補剛桁の拘束

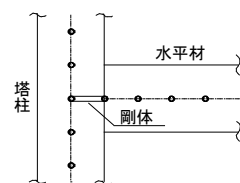


図-4 主塔隅角部のモデル化

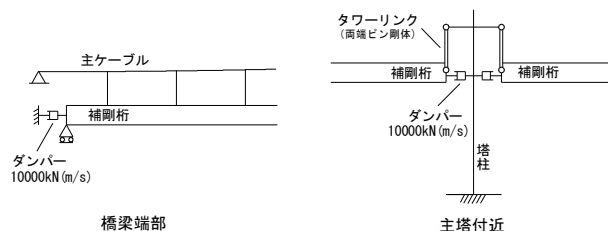


図-5 補剛桁の拘束条件

条件を図-5 に示す。補剛桁はタワーリンクを介して主塔と連結し、鉛直方向に固定され、ウインドシューで橋軸直角方向に固定している。地盤は I 種地盤を想定し、主塔基部は固定とする。補剛桁は、本研究で考慮する地震時の橋軸方向の最大変位が ±50cm 以内となるよう、各径間の端部に 10000kN/(m/s)の粘性ダンパーを設置した。

3. 入力地震動と解析方法

時刻歴応答解析を実施するにあたり、地震動は次の 3 種類を採用する。

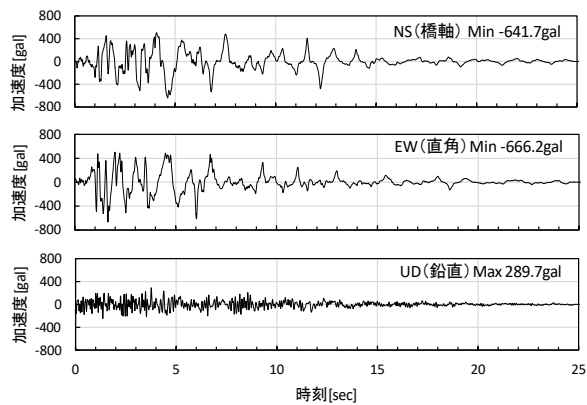
- 兵庫県南部地震（JR-鷹取，以下，神戸地震）
- 新潟県中越地震（JMA-川口，以下，中越地震）
- 東北地方太平洋沖地震（JMA-大崎古川三日町，以下，東北地震）

これらの地震動について、図-6 に入力地震波を、図-7 に加速度応答スペクトル（減衰定数 $h=0.05$ ）を示す。

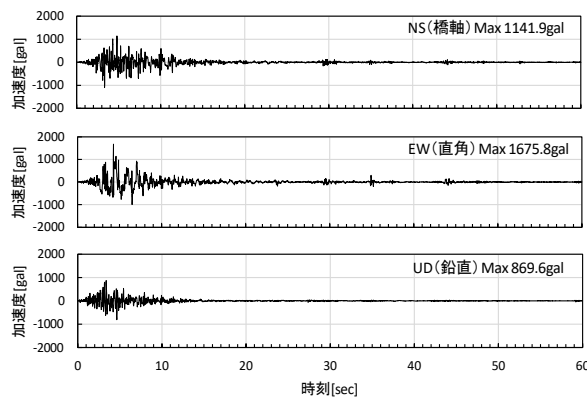
吊橋は、部材によって固有振動特性が異なるため、各部材に大きな影響を与えるこれらの地震波を選定した。

神戸地震は、主塔の 1 次振動モードの固有周期 2.4 秒に近い領域で NS, EW 成分の応答加速度が卓越しており、特に橋軸方向への振動を励起すると考えられる。中越地震は同じく周期 2.4 秒の NS 成分の応答加速度が卓越しており、主塔の橋軸直角方向への振動を励起すると考えられる。東北地震は他の地震波に比べて加速が小さいものの、主要動の継続時間が約 3 分と長く、周期 20 秒以上の領域で EW 成分（橋軸直角方向）が兵庫県南部地震より強い応答加速度となっており、補剛桁の面外 1 次振動（周期 33 秒）を励起すると考えられる。これらの地震動をそれぞれ、NS-橋軸方向、EW-直角方向、UD-鉛直方向として 3 方向同時に加振する。

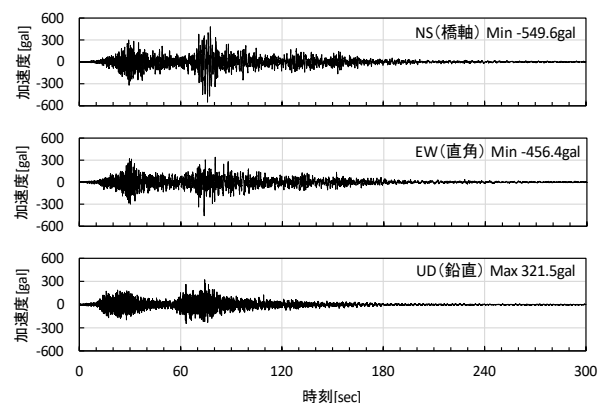
吊橋は地震時に大きく変形するため、幾何学的非線形



(a) 兵庫県南部地震 (JR-鷹取)

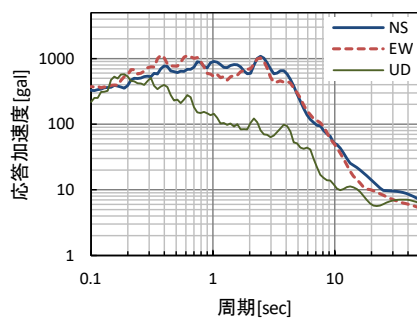


(b) 新潟県中越地震 (JMA-川口)

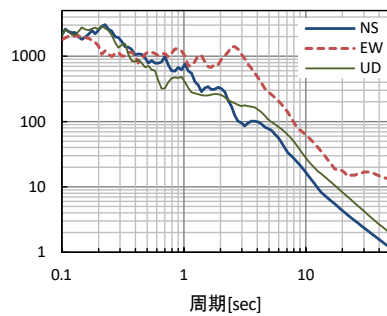


(c) 東北地方太平洋沖地震 (JMA-大崎古川三日町)

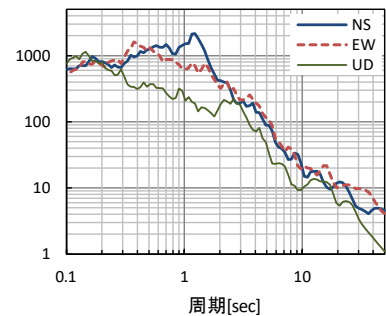
図-6 入力地震波



(a) 兵庫県南部地震



(b) 新潟県中越地震



(c) 東北地方太平洋沖地震

図-7 加速度応答スペクトル



(a) 中央径間-水平対称 1次

$f_1=0.0305\text{Hz}$ 刺激係数 : 314.6



(b) 側径間-水平対称 1次

$f_2=0.0524\text{Hz}$ 刺激係数 : 281.8

図-8 3径間吊橋の
レイリー減衰に適用した振動モード

性を考慮した。なお、非常に厳しい応力が発生する主塔水平材端部は剛域を設定して弾性挙動を仮定している。解析に用いる減衰モデルは Rayleigh 比例型減衰とし、減衰定数は解析プログラムの都合上全体系に対し1つの値を適用するため、道路橋示方書¹⁾(以下、道示)より上部構造 0.02 とケーブル 0.01 の平均値である 0.015 を採用する。レイリー減衰に適用した振動モードを図-8 に示す。Rayleigh 減衰のパラメータとなる2つの固有振動数は、刺激係数が大きい順に、側径間および中央径間の水平対称1次モードの振動数を適用した。

本研究では対象橋梁が全長 6~12km と長大であるため、位相差を考慮した多点入力解析を併せて実施する。地震波の伝播速度は東北地震で使った JMA-大崎市古川三日町の観測点から震源方向へ 40km 以内にある地震波を比較し、4.3km/sec と推定した。なお、比較のため中越地震および神戸地震についても同一の値を適用した。伝播方向は各モデル共通で図-1 に示す 1A アンカレイジから橋軸正方向へ向かうものとする。

4. 地震応答特性

(1) 固有振動特性

対象橋梁の固有振動解析を行って、100 次までの固有振動数、固有モードを求めた。図-9 に各モデルのモー

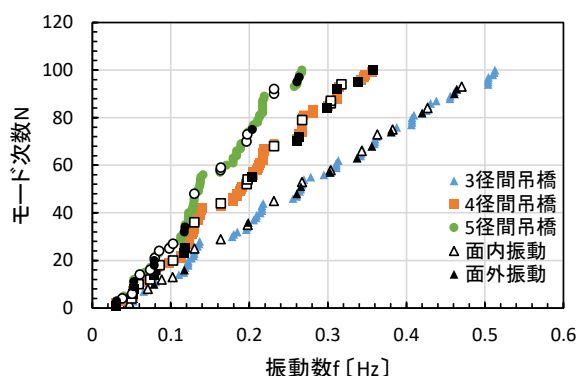


図-9 モード次数と固有振動数の関係

モード次数と固有振動数の関係を示す。3, 4, 5 径間ともに、同じような固有振動数の分布を示している。全体 1 次モードの振動数は各モデル共通の 0.0305Hz (=周期約 33 秒) であり、対象橋梁が長周期系であることがわかる。

図-10 に、4, 5 径間吊橋の中央径間逆対称鉛直 1 次モードを示す。いずれにおいても中間塔が大きく曲げられている。これらの振動モードが多径間吊橋の地震応答特性に影響を及ぼすものと考えられる。

(2) 位相差を考慮しない地震応答特性

補剛桁と主塔の応答変位、および塔基部の軸力変動を取り上げ、径間数の差による比較を行った。図-11 に、5 径間吊橋の東北地震による補剛桁の面外振動を示す。この振動は図-8 (a)の中央径間-水平対称 1 次モードに対応し、全モデル共通で中央径間 1/2 点において最大変位 350cm に達する。600 秒間の解析を行った結果、 100cm 以上の振幅継続時間は、6 分 20 秒間に及ぶことがわかる。

a) 応答変位

各モデルの側径間中央の鉛直変位を比較したものを図-12 に示す。なお、プロットした値は 2 つある側径間のうち最大値を選択している。地震の種類に関わらず、3, 4, 5 径間の吊橋順に応答変位が大きくなる傾向が見られ、5 径間吊橋の第 5 径間において、中越地震に対して最大鉛直変位 186cm が生じている。

表-3 に塔頂部および橋軸直角方向の最大変位を示す。このうち図-13 に示す側塔の塔頂部の橋軸方向変位

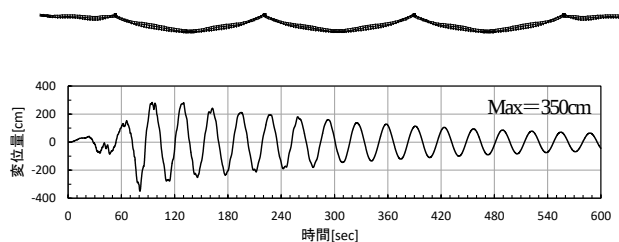


図-11 東北地震による補剛桁の面外振動

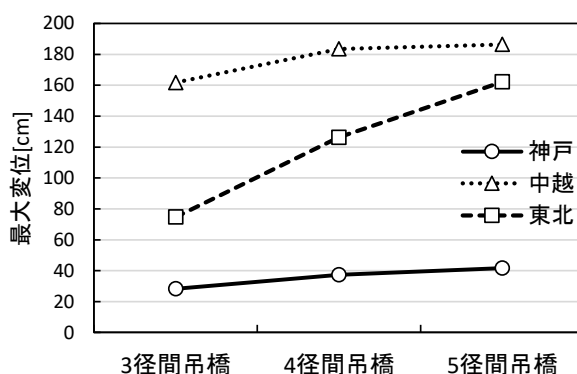


図-12 側径間中央部の補剛桁の最大鉛直変位の比較

表-3 主塔頂部の最大変位 (単位: cm)

		神戸地震		中越地震		東北地震	
		橋軸	直角	橋軸	直角	橋軸	直角
3 径間吊橋	2P	67.2	78.0	-39.3	115.5	-60.4	48.4
	3P	67.1	78.0	-38.0	115.2	-60.6	48.3
4 径間吊橋	2P	54.9	79.8	28.4	118.4	-35.1	47.3
	3P	-92.5	96.5	54.3	125.0	-62.0	37.1
	4P	52.4	79.8	35.4	118.0	-42.9	47.1
5 径間吊橋	2P	-46.4	78.0	-30.9	115.5	-37.3	46.5
	3P	61.8	89.1	43.9	125.6	54.3	-39.5
	4P	-61.9	89.2	-44.5	125.5	50.4	-39.5
	5P	-45.8	77.9	28.4	115.2	32.0	46.5

は、3 径間吊橋が最も大きく、径間数が多いほど最大変位が抑えられる傾向を示すことがわかる。

一方、多径間吊橋の中間塔の橋軸直角方向最大変位は、側塔よりも大きく、図-14, 15 に示すように、4 径間で吊橋側塔の約 1.7 倍、5 径間吊橋で 1.4 倍の変位となっている。東北地震時に鉛直方向変位が最も大きくなる時刻の 4, 5 径間吊橋の変形形状を図-16 に示す。加振中に

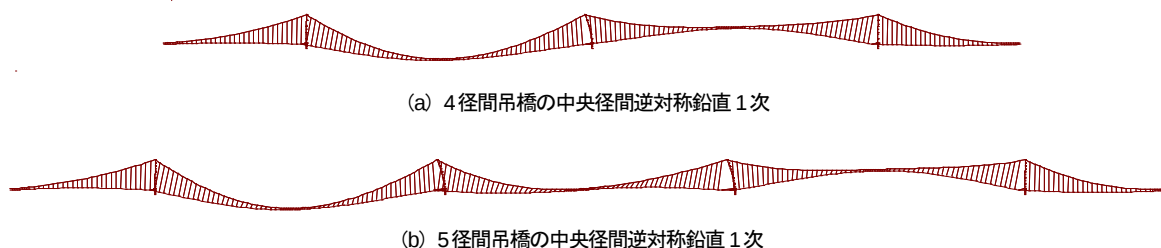


図-10 4, 5 径間吊橋の固有振動モード

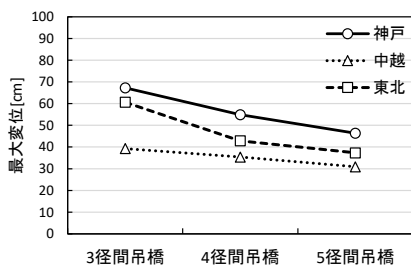


図-13 側塔頂部の橋軸方向最大変位の比較

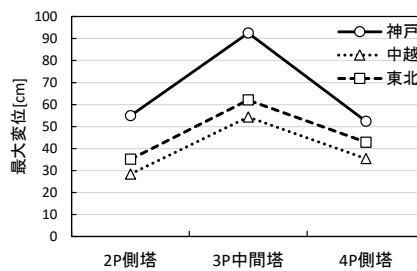


図-14 4径間吊橋の塔頂部橋軸方向最大変位の比較

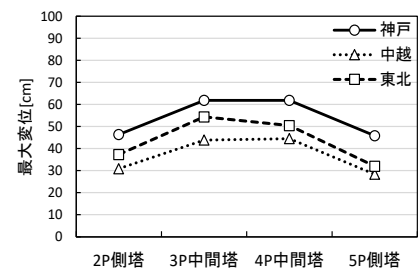


図-15 5径間吊橋の塔頂部橋軸方向最大変位の比較

図-11 で見られたような、中間塔が大きく曲げられる非対称振動が発生していることがわかる。

ただし、径間数が増えるほど側塔の変位が減少することを考慮すれば、4径間吊橋の中間塔は3径間の主塔に対し 1.0~1.4 倍、5径間吊橋の中間塔は 0.8~0.9 倍の変位量であり、5径間吊橋は3径間吊橋より安定する結果を与えている。多径間吊橋の中間塔に限ってみると、4径間吊橋に対し5径間吊橋は 0.7~0.9 倍程度の変位に抑えられている。橋軸直角方向の最大変位は中越地震時の共振現象で 4, 5径間吊橋の中間塔頂部で 125cm に達するが、東北地震の場合は中間塔より側塔の変位が大きく、必ずしも側塔より中間塔の変位が大きいとは言えなかった。

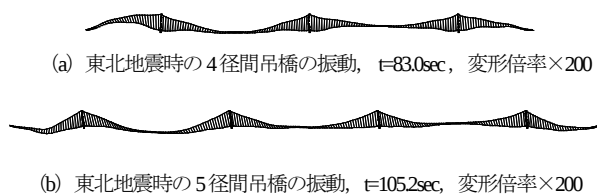


図-16 多径間吊橋の非対称な鉛直振動

b) 主塔に生じる断面力と応力性状

図-17 に、3, 4, 5 径間吊橋の塔基部の最大・最小軸力を示す。このうち、4, 5 径間吊橋の中間塔の軸力変動が特に大きいことがわかる。地震動によって異なるが、中間塔の軸力変化は側塔に比べて約 1.5~2.4 倍の大きさに達する。主塔の固有振動数は塔面内方向 1 次で周期

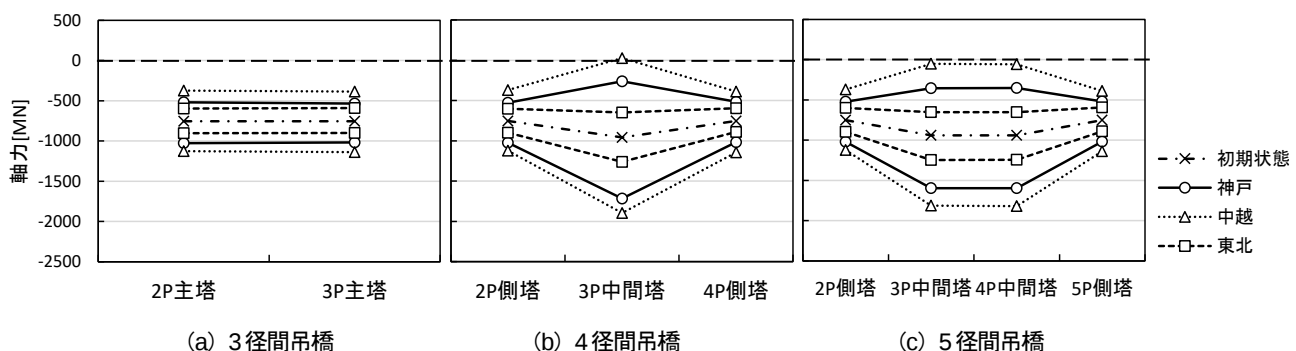


図-17 3・4・5径間吊橋の塔基部の最大・最小軸力

2.40 秒であるが、この振動数は中越地震の橋軸直角方向の卓越周期と重なるため共振し、最も大きく振動する。中越地震時における 4 径間吊橋の中間塔基部の軸力を図-18 に示す。塔面内方向に大きく振動するとき、東西側の塔柱の軸力は逆位相で交番する挙動を示し、塔は四股を踏むような挙動が生じていることがわかる。図-18 より、5.1 秒において、西側の塔柱で最大軸力が発生し、その値は 26MN の引張力であった。

図-19, 神戸地震による 4 径間吊橋の中間塔基部の応

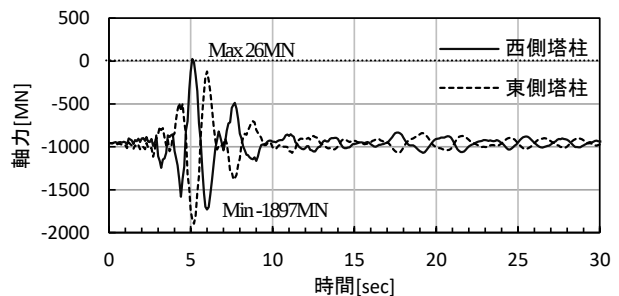


図-18 中越地震による 4 径間吊橋の中間塔基部の軸力変動

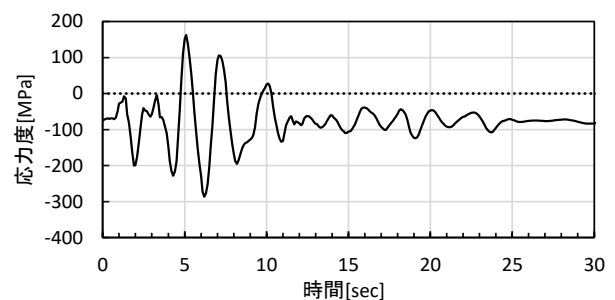


図-19 神戸地震による 4 径間吊橋の中間塔基部最外縁の応力

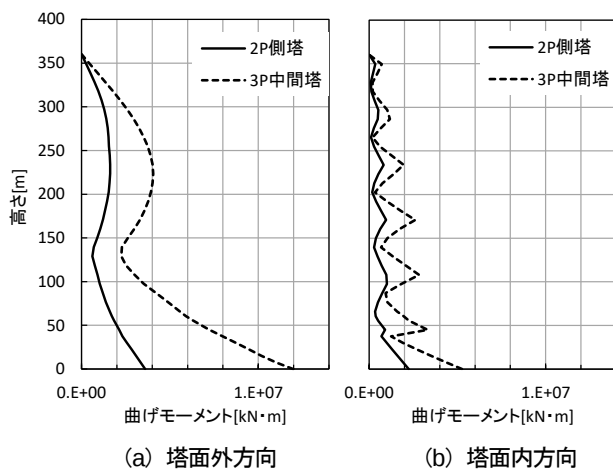


図-20 神戸地震による4径間吊橋の
塔柱最大曲げモーメント

表-4 各部材の最大応力 (単位: MPa)

(a) 塔柱

		神戸地震	中越地震	東北地震
3径間吊橋		-369.1	-324.3	-249.3
4径間吊橋	側塔	-370.0	-321.8	-236.2
	中央塔	-319.1	-256.2	-183.9
5径間吊橋	側塔	-368.7	-320.1	-244.2
	中間塔	-315.5	-256.4	-194.2

許容応力度: 245~255, 割増許容応力度: 368~383, 降伏強度: 430~450

(b) 塔水平材

		神戸地震	中越地震	東北地震
3径間吊橋		-253.1	-315.6	-127.2
4径間吊橋	側塔	-251.3	-315.6	-128.3
	中央塔	-285.7	-305.0	-123.2
5径間吊橋	側塔	-253.4	-315.5	-127.9
	中間塔	-276.7	-309.0	-126.8

許容応力度: 210, 割増許容応力度: 315, 降伏強度: 355

(c) 補剛桁

	神戸地震	中越地震	東北地震
3径間吊橋	78.3	106.9	70.2
4径間吊橋	78.1	107.1	71.5
5径間吊橋	78.8	106.8	70.2

許容応力度: 210, 割増許容応力度: 315, 降伏強度: 355

(d) 主ケーブル

	神戸地震	中越地震	東北地震
3径間吊橋	962.7	945.6	962.9
4径間吊橋	957.2	940.0	942.7
5径間吊橋	964.6	938.9	940.7

許容応力度: 981, 降伏強度: 1372

(e) ハンガー

	神戸地震	中越地震	東北地震
3径間吊橋	616.3	583.1	599.0
4径間吊橋	610.8	572.5	582.5
5径間吊橋	606.4	566.8	587.2

許容応力度: 628, 割増許容応力度: 942, 降伏強度: 1176

力を示す。神戸地震の場合、塔柱の軸力抜けと同時に塔面外方向への曲げモーメントが加わるため、塔基部に引張応力が生じることがわかる。初期状態は-75.8MPaの圧縮応力であるが、5秒付近で163MPaの引張応力となり、以後、2回の引張応力が断続的に生じる。

図-20に、神戸地震時における塔面内・面外の最大曲げモーメントを示す。同様に、側塔より中間塔の方が2~4倍程度高い値を示すことがわかる。さらに、塔面外・面内の最大曲げモーメントが最も大きくなる位置は塔基部であること、面外最大曲げモーメントは高さ220~250m付近で第二のピークが生じること、面内最大曲げモーメントは水平材位置で大きな値が生じることもある。

図-21に、塔柱の最大応力の分布を示す。最大応力が発生したのは神戸地震の場合であり、3径間吊橋主塔、において許容応力度(割増考慮)をわずかに超える値となった。表-4より4, 5径間吊橋の側塔も同様の値である。一方、長周期成分を多く含む東北地震では、許容応力度(割増考慮)以下に収まり、考慮した3種類の地震動の中で最も応答が小さいことがわかる。主塔の固有周期は面内1次・面外1次ともに2.40秒であり、このような結果は、図-7に示した2.4秒付近の応答加速度の大きさに対応している。

側塔の最大応力は径間数による差は無く、4径間吊橋の中間塔と5径間吊橋の中間塔についても両者の最大応力はほぼ同じであったが、側塔と中間塔を比較すると、中間塔は側塔より初期応力が小さい分、最大応力も20%程度低下している。

図-22に、主塔水平材の最大応力を示す。最大応力の発生する箇所は、図を略したが、曲げモーメントが大きくなる塔柱との隅角部であり、中越地震において3径間吊橋主塔、4・5径間吊橋側塔で315MPaを記録している。水平材の中でも第2, 第3水平材において最大応力が大きくなるが、径間数によらず中越地震時が最も大きいことがわかる。中越地震は、図-8(b)に示した塔面内方向(EW方向)の2.4秒周期の応答加速度が他の地震動に比べて大きいため、この地震動によって水平材の応答が卓越したものと考えられる。

c) 補剛桁、ケーブル系の応力性状

図-23に、補剛桁およびケーブル系の最大応力を示す。図では5径間吊橋の例を代表して示すが、3, 4径間吊橋も同様の応力分布であった。補剛桁およびケーブル系の最大応力は許容応力度を下回り、ケーブルの張力抜け等の危険な現象は発生しなかった。

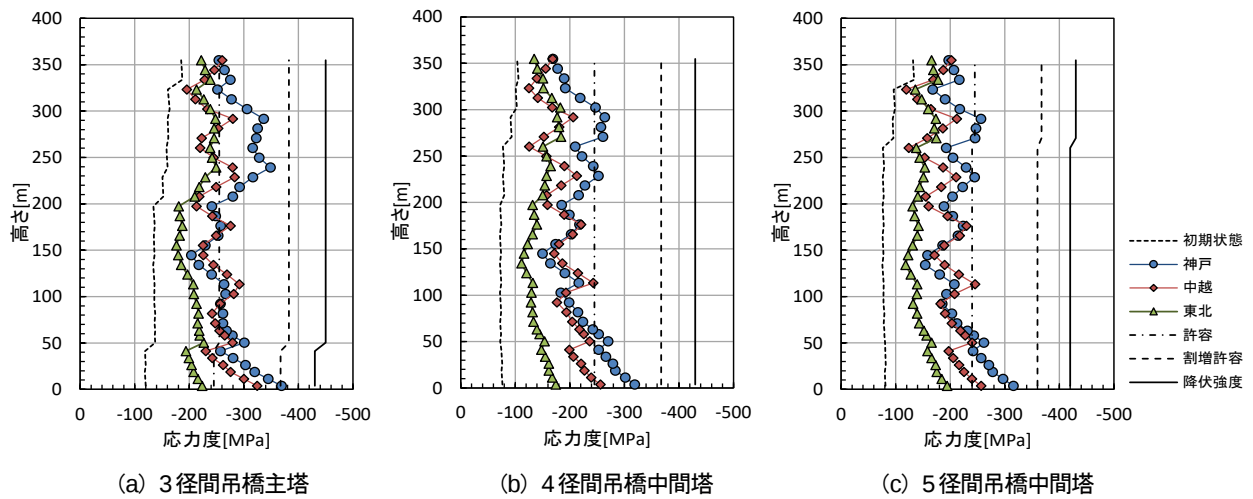


図-21 塔柱最大応力の分布

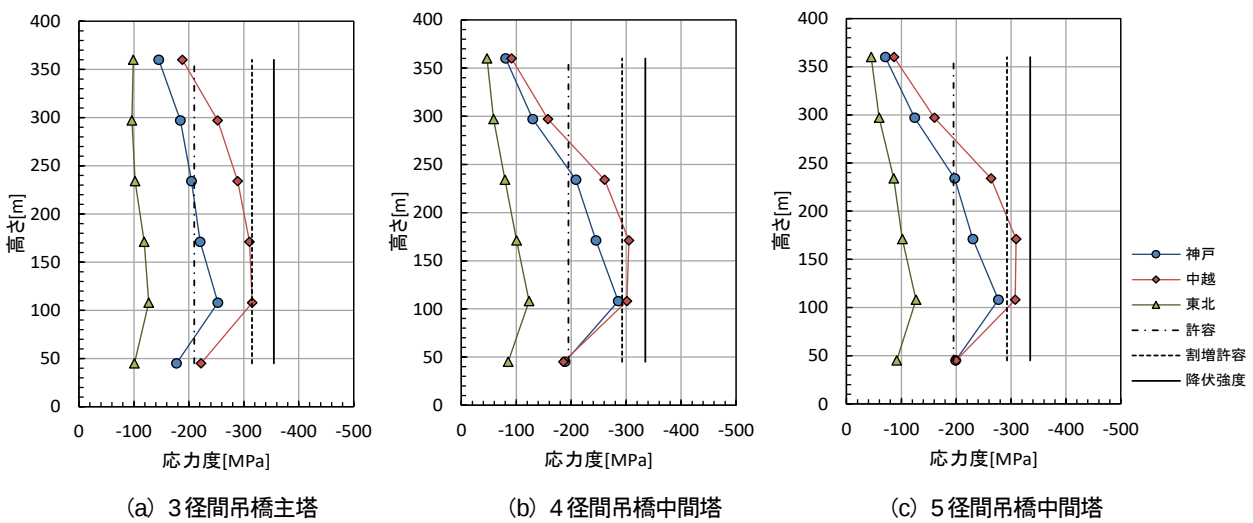


図-22 主塔水平材の最大応力分布

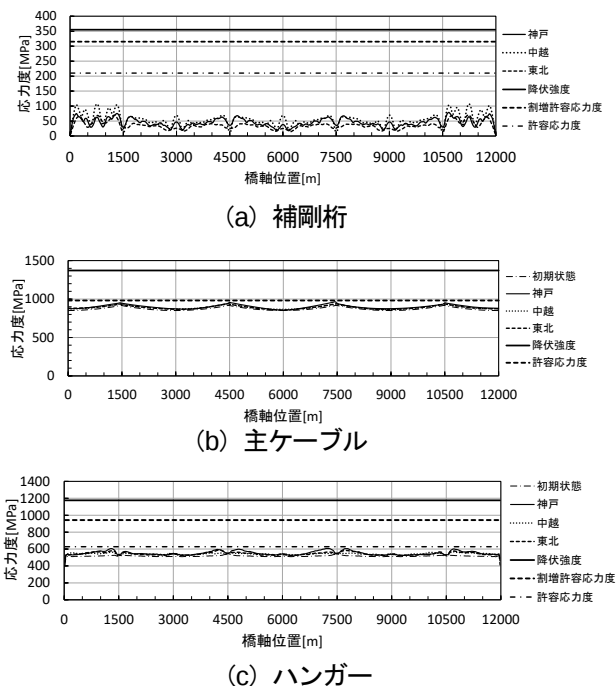


図-23 5径間吊橋の補剛桁とケーブル系の最大応

5. 位相差を考慮した地震応答特性

本研究の対象橋梁は全長 6~12km と長大であるため、入力地震動の位相差を考慮した多点入力解析を実施した。位相差がある場合とない場合とを比較し、次のような結果が得られた。

補剛桁の鉛直変位は、東北地震のケースにおいてのみ増加した。それらを比較した結果を表-5 に示す。位相差を考慮した場合、考慮しない場合に比べて 1.6~2.3 倍大きくなっていることから、対象橋梁に対して入力地震動の位相差の影響は無視できないといえる。最大変位は 5 径間吊橋の第 1 径間で 227cm であるが、道示の $L/350$ のたわみ制限¹²⁾に対しては十分小さいことがわかる。

図-24 に示すように、側塔頂部の橋軸方向の最大変位は 3, 4, 5 径間吊橋の順に大きくなり、位相差なし比較した場合 3 径間吊橋は約 0.8 倍、4 径間吊橋は 1.0~1.4 倍、5 径間吊橋は 1.5~1.9 倍程度となっている。特に 5 径間吊橋の 5P 側塔頂部は、神戸地震により橋軸方向に最大変

位 86cm と、位相差なしのケースも含めて、全ケース中で最大の変位を示すことがわかる。

主塔頂部の最大変位は、位相差がない場合、4、5 径間吊橋の中間塔頂部の橋軸方向変位が側塔よりも大きい。位相差を考慮した場合、図-25 のようにこの傾向は逆転する。位相差の有無で 4 径間と 5 径間の変位が逆転する理由は、位相差がないとき、各主塔は同時刻に同じ方向へ変位しており、静的載荷時と同じような効果により 4 径間吊橋より 5 径間吊橋が安定するが、位相差がある場合は動的な影響が強まり、剛性の高い 4 径間吊橋の中間塔は変位が小さく、相対的に合成の低い 5 径間吊橋の中間塔は変位が大きくなったものと考えられる。

主塔部材の最大応力を表-6 に示す。塔柱の最大応力は、ほとんどのケースで位相差がない場合より上昇しており、最も厳しい神戸地震のケースでは 4 径間吊橋の側塔において 385.9MPa を示した。塔基部で許容応力度（割増考慮）を超過するが、降伏応力には達しなかった。このケースの位相差の有無による応力を比較したのが、図-26 である。位相差の有無にかかわらず、塔基部及び中上層部で応力が上昇している様子がわかる。位相差がある場合、中上層部により大きな応力が発生している。

表-6 から明らかなように、最も厳しいケースは 3 径間吊橋の中越地震によるもので 317.6MPa と、位相差がない場合とほぼ同じであった。補剛桁は最大 99.7MPa で 15% 上昇するが、それでも許容応力度以下であった。主ケーブルの応力度は、は最大 966.9MPa であり、ほとん

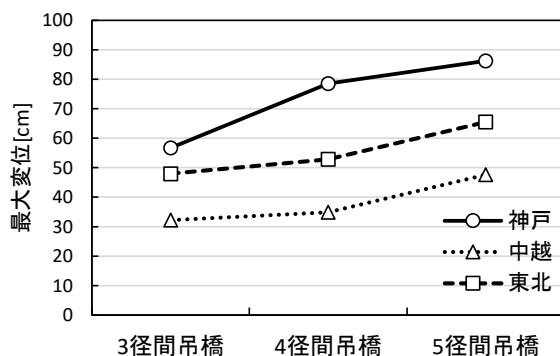


図-24 側塔頂部の橋軸方向最大変位の比較

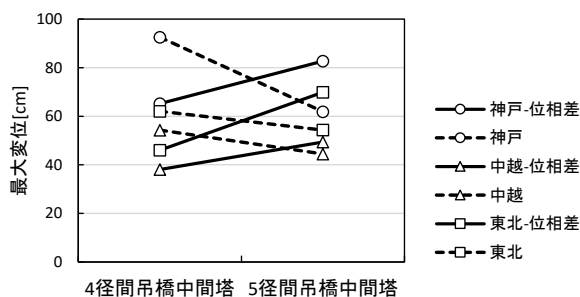


図-25 4・5 径間吊橋中間塔の橋軸方向最大変位
位相差の有無による比較

ど変化がないこと、ハンガーの応力度は、最大 640.9MPa で、位相差の考慮によって僅かに許容応力度を超過した程度で、許容応力度（割増考慮）の範囲に十分収まっていることがわかった。

以上のことから、位相差の考慮により、各部位の応答特性に増減が生じるが、アンカレッジ、塔基部に入力される地震波の位相差は 0.4~2.8 秒であり、この位相差に相当する周期によって各部位の応答が励起されたものと判断された。

表-5 東北地震による補剛桁の最大鉛直変位 (単位: cm)

	位相差		倍率 δ_1/δ_0
	なし δ_0	あり δ_1	
3 径間吊橋	41.3	-96.2	2.33
4 径間吊橋	65.4	-106.0	1.62
5 径間吊橋	-56.2	-92.4	1.64

表-6 主塔の最大応力 (単位: MPa)
(a) 塔柱

	神戸地震	中越地震	東北地震
3 径間吊橋	-379.2	-325.5	-251.9
4 径間吊橋	側塔 -385.9	-330.3	-270.9
	中央塔 -311.9	-252.6	-186.7
5 径間吊橋	側塔 -383.1	-333.0	-265.9
	中間塔 -313.6	-263.5	-220.4

許容応力度: 245~255, 割増許容応力度: 369~383, 降伏強度: 430~450

(b) 塔水平材

	神戸地震	中越地震	東北地震
3 径間吊橋	-251.0	-317.6	-136.6
4 径間吊橋	側塔 -250.6	-316.7	-131.9
	中央塔 -281.8	-305.9	-126.7
5 径間吊橋	側塔 -251.0	-316.7	-132.1
	中間塔 -277.9	-306.1	-137.5

許容応力度: 210, 割増許容応力度: 315, 降伏強度: 355

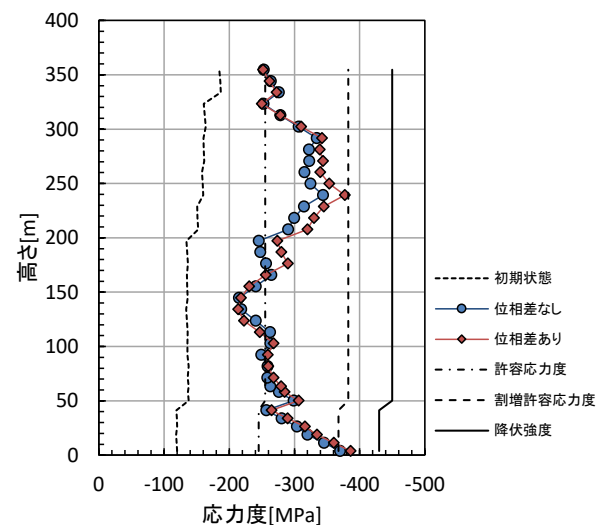


図-26 4 径間吊橋の側塔柱の最大応力
神戸地震の位相差の有無による比較

6. 結論

本研究では、吊橋を構成する部材に影響を与える3種類の地震波による3方向同時に加振する方法により、幾何学的非線形性を考慮した時刻歴応答解析を実施し、径間数の違いによる応答特性、地震動の位相差を考慮した多点入力解析による位相差の影響について検討した。得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 東北地震のような長時間継続する海溝型巨大地震においては、補剛桁は面外方向に大きく振動するが、構造全体の応力は許容応力度以下に収まっていた。

一方、神戸地震や中越地震のように継続時間は短く加速度が大きい内陸直下型地震においては、主塔の固有周期に一致する卓越周期を有する場合、主塔に許容応力度（割増考慮）を超えるような厳しい結果を与える。

4, 5 径間吊橋の中間塔は、側塔と比較して塔面外への曲げモーメントが2~4倍程度大きく、軸力の変化は約1.5~2.4倍大きくなることがわかった。

- (2) 入力地震動の位相差がない場合、4, 5 径間吊橋の中間塔は側塔よりも橋軸方向の最大変位が大きくなる傾向が認められた。

一方で、側塔の橋軸方向変位は3, 4, 5 径間吊橋の順に小さくなっており、5 径間吊橋の主塔は、側塔および中間塔ともに3 径間吊橋の主塔よりも橋軸方向変位が小さくなる結果となった。

- (3) 入力地震動の位相差を考慮した場合、主塔塔頂部の橋軸方向最大変位は結論(2)と逆の傾向を示すようになった。

さらに、補剛桁の鉛直変位は位相差を考慮しない場合に比べて1.4~2.3倍大きくなり、主塔柱の最大

応力が降伏強度に近づくなど、対象橋梁に対して入力地震動の位相差の影響は無視できないことがわかった。

参考文献

- 1) 由井陸粹、高橋英紀、多田和正、山本修司：川崎港臨港道路東扇島水江町線橋梁の構造形式選定について（低主塔斜張橋の構造特性を中心に）、沿岸技術研究センター論文集、No.11, 2011
- 2) 杉山裕樹、金治英貞、渡邊裕規：多径間連続斜張橋における合理的な設計活荷重の検討、土木学会全国大会、2016
- 3) 田中耕三：関門海峡道路、橋梁と基礎、Vol.32, No.8, p.177, 1998.8
- 4) 徳重雅史：橋梁と基礎、Vol.51, 特集 オスマン・ガーズィー橋、2017.6
- 5) 川田忠樹：現代の吊橋、理工図書、p.68, 1987.12
- 6) 本州四国連絡橋公団編：上部構造設計基準・同解説、1989.4
- 7) 本州四国連絡橋公団編：明石海峡大橋耐風設計要領・同解説、1990.2
- 8) 野上邦栄：吊形式橋梁の長大化 ～構造形式の長大化とケーブルの高強度化～、JSSC-ISIJ、鉄鋼材料と鋼構造に関するシンポジウム「高強度化で広がる鋼構造の新しい世界」、pp.1-9, 2017.3
- 9) Niels J. Gimsing：吊形式橋梁 計画と設計（和訳版）、建設図書、p.164, 1990.
- 10) 株式会社耐震解析研究所、<http://sean.co.jp/>
- 11) 社団法人日本道路協会編：道路橋示方書・同解説、Ⅴ耐震設計編、p.126, 2012.3
- 12) 社団法人日本道路協会編：道路橋示方書・同解説、Ⅱ鋼橋編、p.127, 2012.3

(2017.?? 受付)

Seismic Behavior of Super long Multi-Span Suspension Bridge with Center span Length of 3000 m

Shingo IWASHITA, Kuniei NOGAMI, Yusuke KISHI, Hitoshi NAKAMURA,
Kazuya MAGOSHI, Tetsuya NONAKA, Kiyoshi ISHII, Hiroshi HIRAYAMA

In this study, we analyzed the seismic behavior of multi-span suspension bridges with a center span length of 3000 m.

Since the characteristic vibration periodicity of the suspension bridge differ depending on the member, multiple observation waves which greatly influence each are selected and excited in three directions at the same time. In addition, since the deformation of the suspension bridge will be estimated to be very large at the time of the earthquake, the time history response analysis considering the geometric nonlinearity and compared its behavior by the number of spans. Furthermore, since the total length is as long as 6 to 12 km, we also carried out multipoint input analysis considering the phase difference of the seismic motion, and we made comparison based on the presence or absence of phase difference.