

中央径間長 3000m 超長大径間吊橋の地震応答特性に関する研究

首都大学東京大学院 学生会員 ○岩下慎吾 フェロー会員 野上邦栄 正会員 岸祐介
 耐震解析研究所(株) 正会員 馬越一也 名古屋工業大学 正会員 野中哲也
 大日本コンサルタント(株) 石井喜代志 正会員 平山博

1. 研究の背景と目的

海外では 21 世紀に入ってもなお長大橋の建設は盛んであり、トルコのイズミット湾横断橋や第 3 ボスポラス橋などが建設中である。吊橋の支間は長大化する傾向にあり、今世紀中に支間 3000m 級の吊橋が実現する可能性がある。より長い路線に吊橋を架ける場合、来島海峡大橋のように、3 径間吊橋の重連形式が採用される場合がある。しかし重連形式は中間アンカレー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えない。これに対して新しく提案されるのが 4 径間以上の多径間吊橋である。既に海外では中国で秦州長江大橋や馬鞍山長江公路大橋などが完成し、チリのチャカオ海峡でも 4 径間吊橋が建設される予定である。近年、長周期地震動による被害の研究が進み、地震に強いとされてきた既設の高層建築物が損傷を被る可能性が内閣府の検討委員会¹⁾より指摘されている。吊橋も高層建築物と同様に長周期系の構造物であるが、多径間吊橋の地震応答特性を扱った研究事例は少なく、現実に建設が行われる中で巨大地震に対する挙動を解明する必要があることから、本論文では中央径間長 3000m を有する 3, 4, 5 径間吊橋の地震応答特性についての解析的検討を目的とする。

2. 対象橋梁

本研究で扱う橋梁は、図 1 のような中央支間長 3000m、側径間 1500m の 3, 4, 5 径間 2 ヒンジ吊橋であり、サグ比は 1/10 とした。主ケーブルは明石海峡大橋で採用された ST1770 とし、その安全率は 1.8 である。補剛桁は 1 室箱断面であり、橋軸方向の過大な変位を抑制する為、各径間の桁端部に 10000kN/(m/s) の粘性ダンパーを設置した。主塔は 6 層ラーメン形式であり、本州四国連絡高速道路(株)の設計基準により、応力度照査ならびに座屈安定照査を満足するものとした。特に中間塔は、活荷重偏載による水平力に抵抗する為、側塔より剛性の高い断面となる(図 2)。

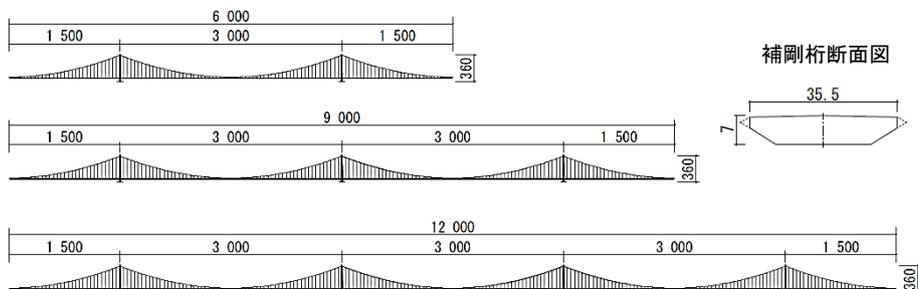


図 1 橋梁一般図

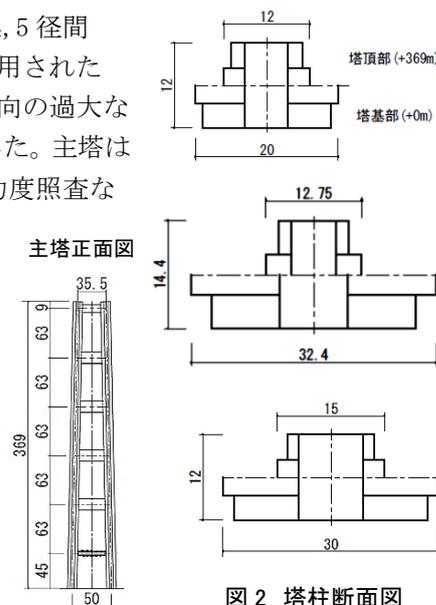


図 2 塔柱断面図

上から側塔(全モデル共通)
 4 径間中間塔, 5 径間中間塔

3. 解析方法

幾何学的非線形性を考慮した時刻歴応答解析により、大地震時の弾性挙動を再現する。材料諸元を表 1、入力地震動の加速度応答スペクトルを図 3 に示す。地震動は、兵庫県南部地震(JR-鷹取 以下神戸地震)と新潟県中越地震(JMA-川口 以下中越地震)、東北地方太平洋沖地震(JMA-大崎 以下東北地震)の 3 種を選択し、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。ケーブル系は非抗圧のトラス要素とし、桁と主塔は 2 軸曲げによる応力を正確に評価できるようファイバー要素でモデル化した。減衰は Rayleigh 型であり、減衰定数はプログラムの都合上全体系に一つの値とする為、道示(表-解 7.3.1)より上部構造とケーブルの平均から 0.015 とする。パラメータとなる 2 つの振動数は、側径間と中央径間の橋軸直角方向 1 次の固有振動数を適用した。

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	255	210	981	628
降伏応力度(MPa)	355	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

キーワード 長大橋 吊橋 地震応答解析

連絡先 〒192-0364 東京都八王子市南大沢 1-1 9 号館-627 Email : s.iwashita@galaxy.dti.ne.jp

4. 地震応答特性

(1) 補剛桁

全てのモデルに共通して、東北地震では主径間中央部が橋軸直角方向に最大変位 350cm に達し、片側 100cm 以上の振動が 6 分 20 秒間継続する (図 4, 5)。これは長周期地震動と継続時間の長さによるものと考えられる。4, 5 径間吊橋では、橋梁全体系で非対称な振動となる (図 6)。これは、両側に主径間を抱える中間塔の変位が大きくなるほか、剛性の異なる側塔と中間塔では振動の位相差が発生することが原因として考えられる。また、鉛直振動は中央径間に比べて側径間の方が大きく、3, 4, 5 径間の順に増大する。特に 5 径間吊橋では中越地震で最大変位 186cm となる。(図 7)

(2) 主塔

主塔においても、径間数の違いによる挙動の変化が認められた。塔頂部の橋軸方向変位は、側塔が 3 径間吊橋で最も大きく、次いで 4 径間、5 径間が最小となった (図 8)。中間塔は、側塔よりも変位が大きくなるが、4 径間吊橋より 5 径間吊橋の橋軸変位が小さくなった (図 9)。これは、中間塔が 2 基ある 5 径間吊橋の方が 4 径間吊橋より安定しているためと推察される。

その他、塔基部の軸力変化は側塔より中間塔で大きくなり、特に中越地震では中間塔基部の軸圧縮力が瞬間的にほぼゼロになる (図 10)。中越地震は直角方向成分が周期 2~3 秒で卓越しており、これが主塔の固有周期と重なったことで塔を倒すような力が大きく働いたと考えられる。このとき塔頂部では直角方向に最大 126 cm 変位が発生し、主塔中間水平材の縁端部では降伏応力度の 74% に達する大きな曲げ応力が発生する。神戸地震においても、橋軸方向の卓越周期と主塔の固有周期が重なることで大きく振動し、橋軸方向に最大 94 cm の変位が生ずる。このとき塔基部の発生応力は降伏応力の 83% に達した。

5. まとめ

3 径間吊橋に比較して 4, 5 径間吊橋では多径間吊橋特有の振動現象が確認された。特に中間塔では塔頂部の変位量や塔基部の軸力変動が 3 径間吊橋より大きくなり、中越地震では塔基部が浮き上がる可能性を示している。今回の解析による補剛桁の最大変位 350 cm は、内閣府が想定した南海トラフ巨大地震による超高層建築物の最上階の最大揺れ幅を上回るものであるが、周期は 33 秒と非常に長く、変位は支間長の 1/860 と十分小さい。側径間の鉛直振幅も支間長の 1/800 程度であり、活荷重によるたわみ制限 $L/350$ を下回る。しかし、絶対加速度から算出した路面の最大震度は、支点付近で震度 7 であり、自動車の運転に影響を及ぼす可能性がある。主塔、補剛桁、ケーブル系の主要部材は弾性範囲内に収まるものとなり、橋梁全体の安全性と早期復旧性能は確保できる結果となった。

参考文献

- 1) 内閣府 南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動に関する報告 (2015 年 12 月)

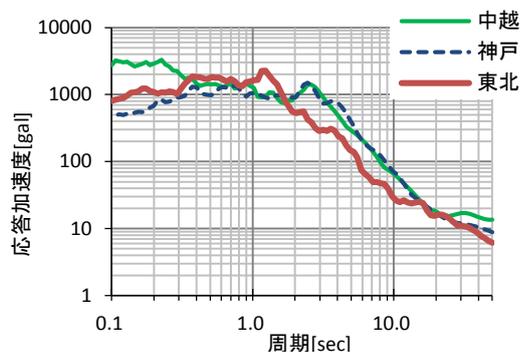


図3 加速度応答スペクトル(水平成分合成)



図4 真上から見た4径間吊橋の変位挙動(変形倍率=100)

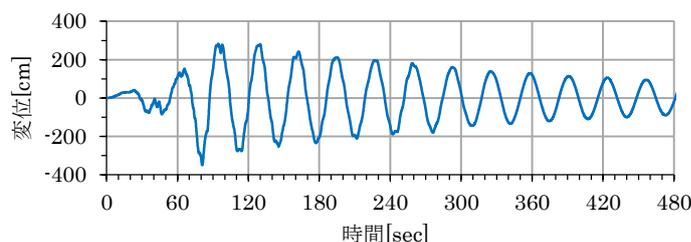


図5 主径間中央部-直角方向の時刻歴変位



図6 5径間吊橋の非対称な挙動(東北地震 変形倍率=200)

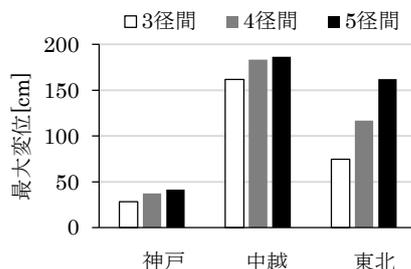


図7 側径間鉛直最大変位

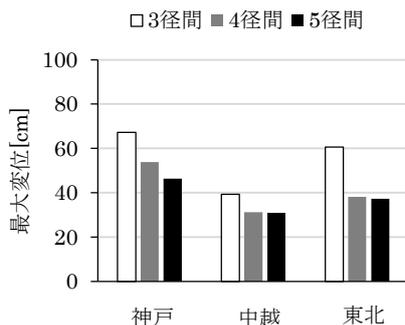


図8 側塔頂部-橋軸最大変位

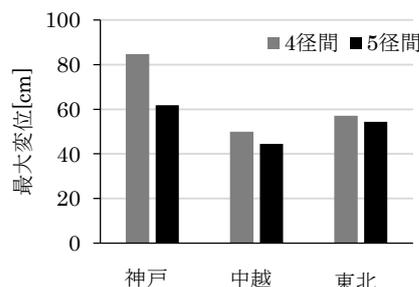


図9 中間塔頂部-橋軸最大変位

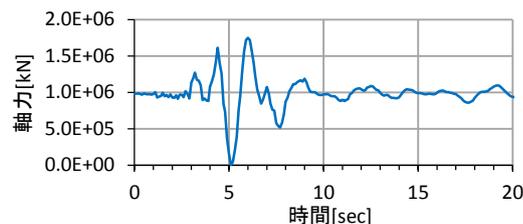


図10 4径間中間塔基部の軸力変動