

平戸大橋の固有振動特性および耐震性

中央コンサルタンツ 正会員○田中祐介 長崎大学工学部 正会員 呉 慶雄
 長崎大学工学部 フェロー 高橋和雄 三菱重工業 フェロー 犬束洋志
 長崎大学工学部 正会員 中村聖三

1. はじめに

多様な構造形式を持ち、地震時の挙動が複雑な吊橋は、動的照査法による地震応答評価を行うことが規定されている¹⁾。また既設の吊橋についてもその重要性からレベル2地震動に対する耐震性能の確保が求められている。

鋼吊橋である平戸大橋は、昭和52年に長崎県の田平と平戸を結ぶ雷の瀬戸に架設された。本橋は震度法により設計されており、道路橋示方書（平成14年3月）で規定されている設計地震動の設定および耐震性能の照査はなされていないため、動的解析による地震応答の評価を行う必要があると考えられる。そこで本研究では、この平戸大橋を対象に固有振動解析および非線形地震応答解析を行い、固有振動特性および非線形地震応答特性を明らかにするとともに、耐震性について検討する。

2. 平戸大橋の概要

平戸大橋は、建設当時は国内最大級の吊橋として昭和52年3月に架設された。橋梁形式はストレートバックスター2ヒンジ補剛吊橋であり、橋長709.4m、中央径間465.4mとなっている（図-1）。また、補剛桁は中路式トラスで、補剛トラス間隔14.5m、補剛トラス高6.0mである。メインケーブルは左右各1本で、1ケーブルは19ストランド（1ストランドは径5.0mmの素線228本で構成）で構成されている。ハンガーロープはウオリントンシール型CFRC ϕ 52mmを1箇所あたり2本使用している。主塔はフレキシブル形式の鋼構造3層ラーメンである。

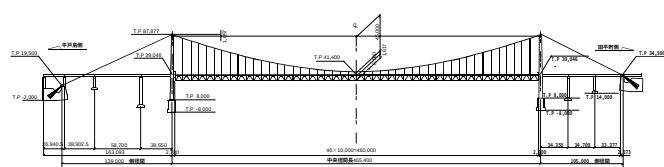
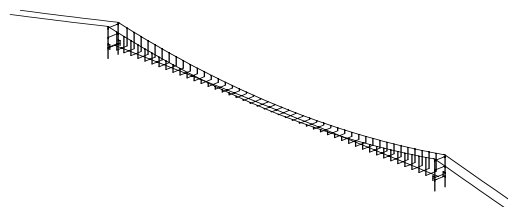
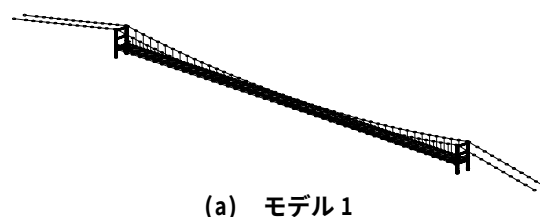


図-1 平戸大橋の側面図



(b) モデル2

図-2 平戸大橋の解析モデル

3. 解析モデル

解析にあたっては、補剛トラスのモデル化の仕方の異なる2種類の3次元骨組みモデルを作成する。モデル1は図-2の(a)に示すような補剛トラスの部材一つ一つの剛性を評価したモデルである。補剛トラスの各部材、主塔塔柱および主塔水平材の実形状断面をはり要素として剛性を評価し、メインケーブル、ハンガーについては初期張力を考慮する弦要素としている。境界条件は、補剛トラス端支点については橋軸直角方向を固定、橋軸方向を可動とし、主塔基礎、アンカレイジを完全固定とした。モデル2は図-2の(b)に示すような、補剛トラスを橋軸方向の1本のはりに置き換えたモデルである。補剛桁・主塔をはり要素、ケーブル・ハンガーを弦要素としている。補剛トラスの曲げ剛性およびねじれ剛性を計算する際、断面回転中心を補剛トラスの図心とした。モデル1、モデル2ともに材料非線形性の表現方法としてファイバーモデルを用い、鋼材の材料特性として完全弾塑性モデルを使用した。

キーワード：吊橋、固有振動、非線形地震応答、耐震性

連絡先：長崎大学工学部社会開発工学科 〒852-8521 長崎市文教町1-14 TEL：095-819-2610 FAX：095-819-2627

4. 固有振動特性について

固有振動解析の結果、面内方向では逆対称モードが、面外方向では対称モードが基本振動モードで現れた。図-3に鉛直たわみ逆対称1次モードと面外対称1次モードの振動モード図を示す。面外振動について、モデル2の固有振動数と Galerkin 法²⁾により別途計算した固有振動数とを比較したところ、両者がよく一致したため、本解析のモデル化は妥当であると判断される。表-1に2つの解析モデルの固有振動数を示す。この表から、ねじれ対称2次モードおよび面外対称1次モードにおいて2つのモデルで差がみられるため、より実橋に忠実に作成したモデル1を用いて非線形地震応答解析を行う。

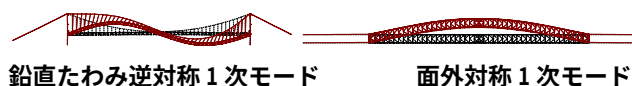


図-3 固有振動モード図

表-1 固有振動数の比較 (単位: Hz)

振動モード		①モデル1	②モデル2	①/②
鉛直たわみ振動	逆対称1次	0.238	0.246	0.97
	対称1次	0.311	0.313	0.99
	対称2次	0.462	0.474	0.97
	逆対称2次	0.695	0.738	0.94
ねじれ振動	対称1次	0.772	0.816	0.95
	逆対称1次	1.028	1.121	0.92
	対称2次	1.570	1.958	0.80
面外振動	対称1次	0.150	0.127	1.18
	逆対称1次	0.416	0.425	0.98
	対称2次	0.543	0.558	0.97
	逆対称2次	0.573	0.577	0.99

5. 非線形地震応答特性および耐震性について

図-4に橋軸直角方向加震時におけるケーブルの無次元最大軸力を示す。この図によると、メインケーブルにおいて初期張力が抜け切り圧縮域に入る箇所はないことがわかる。なお、ハンガーについても同様のことが言える。また、図-5に橋軸直角方向加震時における主塔基部の曲げモーメント時刻歴を示す。この図から、面内および面外曲げモーメントが同時に大きく発生していることがわかる。なお、ここには示していないが、橋軸方向加震時には面外曲げモーメントはほとんど生じておらず、面内曲げモーメントのみ大きく生じていた。図-6に橋軸直角方向加震時における主塔の無次元最大ひずみを、図-7には、図-6の無次元最大ひずみが最大となった主塔基部における応力-ひずみ履歴曲線を示す。これらの図から、橋軸直角方向加震時には主塔は降伏に至っていないことがわかる。

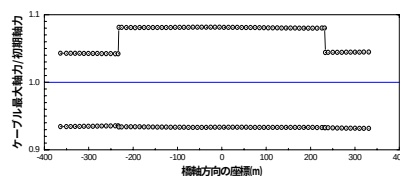
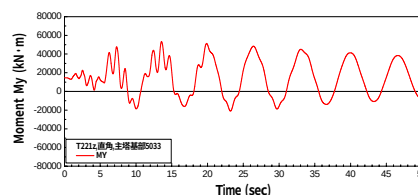
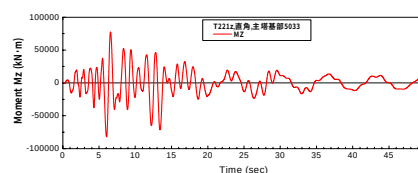


図-4 ケーブルの無次元最大軸力 (橋軸直角方向加震時)



(a) 面内曲げモーメント



(b) 面外曲げモーメント

図-5 主塔基部の応答時刻歴 (橋軸直角方向加震時)

6. まとめ

本研究より下記の知見が得られる。

- (1) 面内方向では逆対称1次モードが、面外方向では対称1次モードが基本振動モードで現れる。
- (2) 橋軸直角方向の地震応答計算を行う場合、主塔の2軸曲げを考慮する必要がある。
- (3) メインケーブルおよびハンガーにおいて張力抜けして圧縮域に入る箇所はなく、非抗圧縮性を考慮する必要はないと言える。
- (4) 橋軸直角方向に作用する強地震に対し、主塔は安全であると言える。

【参考文献】1)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，2002.3

2)高橋和雄，酒井邦男：有限要素法による吊橋の固有振動解析，長崎大学工学部研究報告，第13号，pp.69-78，1979.7

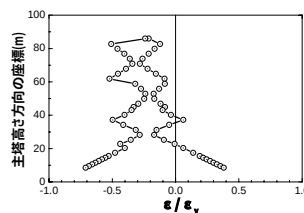


図-6 主塔の無次元最大ひずみ (橋軸直角方向加震時)

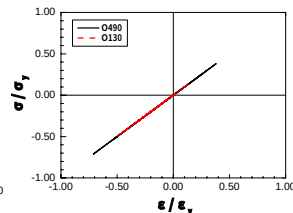


図-7 主塔基部の応力-ひずみ履歴曲線 (橋軸直角方向加震時)