

平面曲線を有する鋼 2 径間連続斜張橋の地震応答特性と耐震性能

(株)オリエンタルコンサルタンツ 正 ○原田健彦 九州建設コンサルタント(株) 正 松岡義勝
(株)ネオセルコ 非 藤本嘉朗

1. まえがき 本橋は、主要地方道熊本高森線に架かる鋼 2 径間連続斜張橋で、同路線が第 2 次緊急輸送道路に指定されていることから、耐震補強対策の検討が必要であると判断された。そこで本検討では、耐震補強対策の検討に先立ち、本橋の地震応答特性をまず調べ、次に現橋における耐震性能照査を実施した。

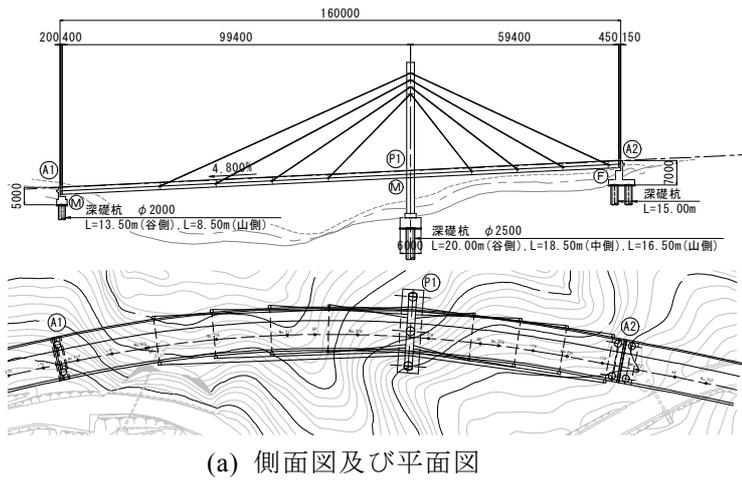
2. 検討橋梁の概要 本橋は、平成 10 年に竣工された平面曲線($R=350\text{m}$)を有する鋼 2 径間連続斜張橋である。図-1 に示すように、非対称な径間割を有する幅員 12.5m の主桁は、鋼床版エッジガーダー形式補剛箱桁で構成されており、地上高約 45m の鋼 X 形主塔より 8 本のケーブルで支持されている。表-1 に示すように、設計当時の適用基準は平成 2 年の道路橋示方書(以下、道示と称す)であり、大規模地震に対する安全性を確保できていない可能性がある。なお、架橋地点は B2 地域であり、その地盤種別は II 種地盤である。

3. 検討概要 (a) 検討手法 図-2 に示す全体系 3 次元骨組モデルによる複合非線形数値解析を基本とした。モデルには、主桁を 1 本の梁で置換した Fish-bone Model を採用した。主塔と主桁の塑性化を考慮する部材には、軸力変動と 2 軸曲げを考慮する目的で、ファイバー要素をそれぞれ適用した。(b) 非線形静的 (Pushover) 解析 本橋の限界耐力及び破壊形態を把握する目的で、Pushover 解析を実施した。検討では、橋軸直角方向加震時の主塔基部に着目し、主塔単独のモデルを用いた。(c) 非線形動的解析 設計地震動には①平成 14 年道示のレベル 2-タイプ I、②同タイプ II 及び③平成 24 年道示のタイプ I の加速度波形(以下、波形群①～③と称す)をそれぞれ用い、橋軸及び橋軸直角方向にそれぞれ入力した。解析は Newmark の β 法により行い、積分時間間隔を 1/1000sec として時刻歴応答を求めた。本橋における低次の固有振動モードを図-2 に示す。

4. 地震応答特性 (a) 静的応答特性(主塔面内) 図-3 に主塔の Pushover 解析結果を示す。図中縦軸と横軸は荷重倍率 α_i と代表点の水平変位 δ を示しており、 $\alpha_i=1.0$ は波形群②地震時慣性力の最大値に相当する。また $\Delta(\blacktriangle)$ 印は、主塔基部のひずみが降伏ひずみ ε_y に至る変位 δ_y 、同ひずみが $2\varepsilon_y$ に至る変位 $2\delta_y$ および同ひずみが終局ひずみに至る δ_u をそれぞれ示している。図に示すように、 δ は $2\delta_y$ を超えると増大し始め、 $\alpha_i=1.3$ 程度で δ_u に至ることがわかった。ただし、 $\alpha_i=1.0$ の段階では主塔基部は降伏するものの、耐力低下にまでは至らないこともわかった。(b) 動的応答特性 図-4 に、波形群②の橋軸及び橋軸直角方向加震時における最大・最小応答曲げモーメント $M_{\max} \cdot M_{\min}$ 図をそれぞれ示す。橋軸方向における主桁の M_{\max} と M_{\min} は主径間と側径間でそれぞれ生じ、その値は図中黄色で示す死荷重時曲げモーメントの 2.3 倍と 1.1 倍程度であり、いずれも弾性域の応答であることがわかった。一方、橋軸直角方向では、主桁及び主塔部ともに大きな $M_{\max} \cdot M_{\min}$ が生じ、特に、主塔基部では降伏値を越える曲げモーメントが発生した。また主桁部では曲線外側への曲げが卓越すること、ならびに主塔基部では曲線内側(G2 側)の $M_{\max} \cdot M_{\min}$ が大きな値となることもわかった。

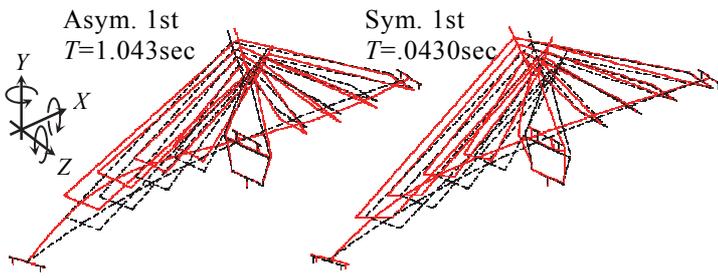
5. 耐震性能 (a) 鋼部材のひずみ照査 鋼・合成構造標準示方書¹⁾に基づくひずみ照査法による照査を実施した。本橋では、同示方書における耐震性能 3 を目標とした。図-5 に各部材の健全度及び各波形群に対する照査結果をとりまとめて示す。図に示すように、ケーブル部材では、最大応答ひずみ ε_{\max} が降伏ひずみ ε_y を超えないことを照査する。また、主桁及び主塔部材に対しては、 ε_{\max} が $2\varepsilon_y$ を超えないことをそれぞれ照査する。いずれの波形群においてもケーブル及び主桁部材は弾性域の応答を示しており、照査を満足した。一方、主桁基部の ε_{\max} は、波形群②と③において G2 側基部の値が $2.0\varepsilon_y$ を超え、照査を満足しない。つまり、本橋は大規模地震時において目標とする耐震性能を満足しない結果となった。(b) 桁遊間の照査 図-6 に A1 側桁端部の変位応答時刻歴を示す。図中青及び黒色で示す波形群②と③において最大・最小応答変位を生じ、

キーワード：鋼斜張橋、ファイバー要素、プッシュオーバー解析、複合非線形動的解析、地震応答特性
連絡先：〒812-0011 福岡市博多区博多駅前 3-2-8 Tel.: 092-411-6206 Fax.: 092-411-6268



(a) 側面図及び平面図
図-1 検討対象橋梁全体一般図

橋梁形式	鋼2径間連続斜張橋
竣工年度	平成10年3月
橋長	L = 160.0 m
支間長	99.4 + 59.4 m
幅員	有効幅員 : 11.5m 8.0m(車道) + 3.5m(歩道)
斜角	90°(A1,P1,A2)
平面線形	R=350m
重要度区分	B種の橋
地盤種別	II種地盤
地域別補正係数	B地域(B2地域)
適用基準	【当初設計】 ・H2道路橋示方書 【H20年度補強設計】 ・H14道路橋示方書 ・H20鋼・合成構造標準示方書耐震設計編



(a) 鉛直曲げモード (b) 面外水平曲げモード
図-2 三次元骨組解析モデル及び低次の固有振動モード

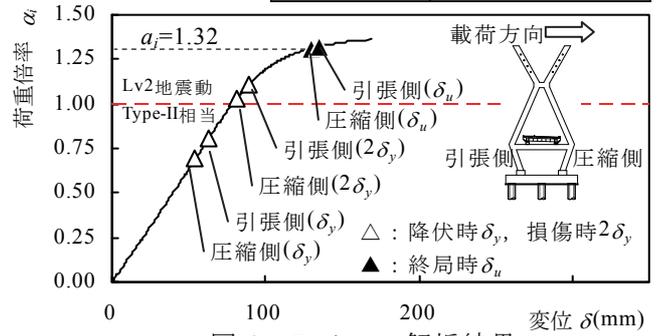


図-3 Pushover 解析結果

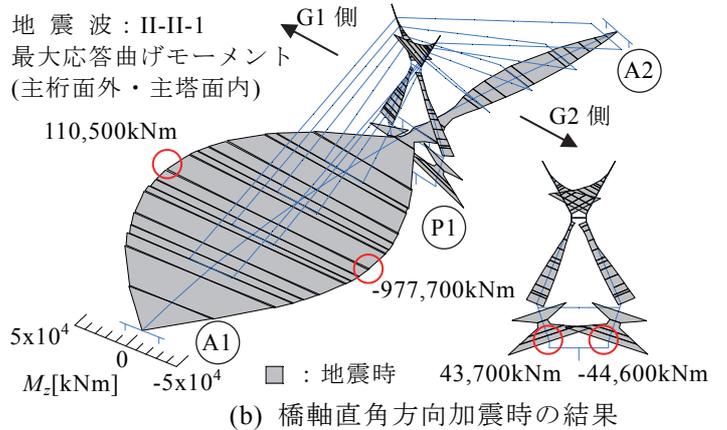
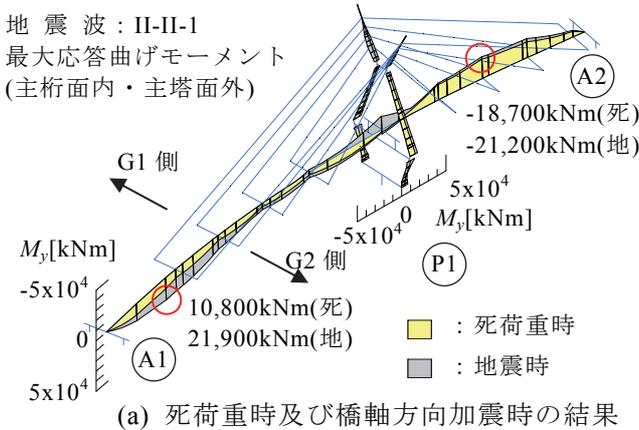


図-4 主桁及び主塔の最大・最小応答曲げモーメント図

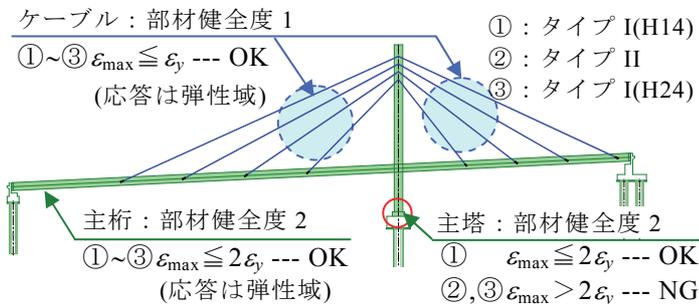


図-5 上部工の部材健全度と各波形群に対する照査結果

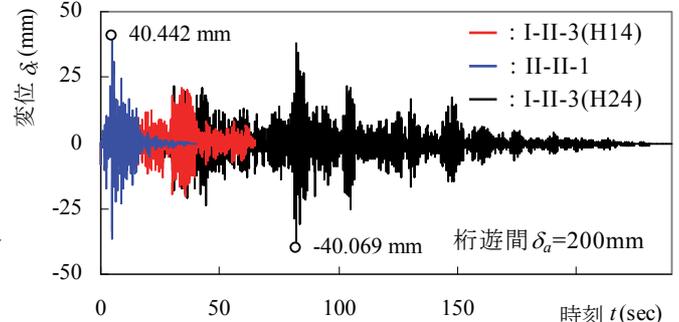


図-6 A1側桁端部の変位応答時刻歴

の値は約4cmであった。同桁端部の遊間量は20cmであり、余裕量15mmを考慮しても照査を満足した。

6. むすび 本検討では、平面曲線を有する鋼斜張橋を対象に、その地震応答特性を調べて耐震性能照査を実施した。その結果、現橋では主塔基部のひずみ照査において目標耐震性能を満足しないことがわかった。

参考文献 1)(社)土木学会 鋼構造委員会：鋼・合成構造標準示方書 耐震設計編，(社)土木学会，2008.2.