

4 径間長大吊橋の弾塑性挙動に関する一検討

(株) 大林組 正会員 大竹 敏浩
 東京都立大学大学院 正会員 野上 邦栄
 東京都立大学大学院 正会員 山沢 哲也
 東京都立大学大学院 学生員 岩崎 秀隆
 長岡技術科学大学 正会員 長井 正嗣

1. はじめに

本四架橋プロジェクトの完了後、次世代海峡横断橋プロジェクトの検討が進められている。しかし、このプロジェクトを実現させるためには、新材料、新構造形式の開発が必要になるとともに、経済性、耐久性に富んだ設計・施工が要求されている。このような背景のもと、橋梁形式としてこれまでの実績から3径間吊橋の重連構造形式が考えられる。しかし、この形式は中間アンカレイジを設置する必要があり、塔基礎も増えることから経済性に劣る。そこで、多径間吊橋が選択肢として注目されている¹⁾。我が国では、多径間吊橋を本格的に施工した橋は、日本の小鳴門橋（中央径間 158m）のみであり、長大橋への採用例はない。

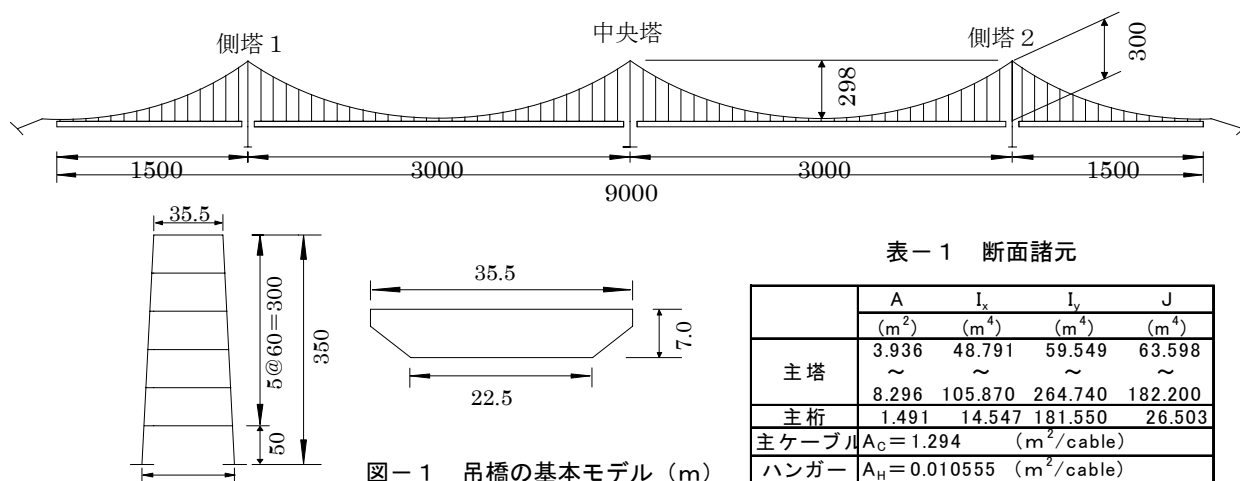
これまで、4径間吊橋を対象にしてその構造特性²⁾、活荷重の載荷方法³⁾、中央塔の座屈特性などに着目した研究が報告されている。しかし、構造全体系の弾塑性挙動について検討した研究は見当たらない。そこで、本研究では中央径間長 3000m 4径間長大吊橋を対象にして、その構造全体系の弾塑性挙動および終局強度について解析的検討を実施した。

2. 4径間吊橋の特徴

多径間吊橋の構造特性は、活荷重たわみが大きく、塔頂部でのケーブルの滑りが大きい、中央主塔の塔頂最大水平変位が大きい、中央主塔を挟んだ両側のケーブルの張力差が大きいなどの諸問題が明らかにされている。一方で、スパンが大きいほど死荷重の活荷重に対する比率が大きくなり、活荷重の構造特性に及ぼす影響は小さくなる。また、水深が深く、架設距離が非常に長くなるような海峡横断橋の場合、多径間吊橋ならば巨大な中間アンカレイジが不要となり、かつ海中基礎の数も減らすことができ、施工性、経済性に富むと考えられる。

3. 解析モデルおよび解析条件

解析対象とした吊橋は、図-1に示すような中央径間長 3000mの4径間連続補剛桁吊橋であり、中央塔および両側塔は共に塔高 350mの6層ラーメン形式である。この試設計は、中央径間長 3000mの3径間吊橋⁴⁾を4径間吊橋に拡張して行った。側径間と中央径間のスパン比を 1:2:2:1、サグ比を 1/10、さらにケーブル中心間隔を 35.5m、ハンガーケーブルの定着間隔を 50mとして本州四国連絡橋設計基準に基づいて行った。桁断面は桁高 7mの流線型単室箱桁である。補剛桁の断面諸元は補剛材を考慮した等価板厚（デッキプレート 20mm、その他 18mm）により計算している。主塔は、多室箱型を有する変断面塔柱である。表-1に各構成要素の断面諸元を示す。使用鋼材は桁が SM400、塔が SM570 である。また、主ケーブル、ハンガ



キーワード：4径間長大吊橋，弾塑性有限変位解析

連絡先：〒192-097 東京都八王子市南大沢 1-1 TEL：0426-77-1111 FAX：0426-77-2772

一の許容応力度は各々 804N/mm^2 、 627N/mm^2 である。

本解析の荷重条件として、死荷重 D が作用する初期状態 $1.0D$ から死荷重 D と活荷重 L を載荷した状態に対して荷重パラメータ α を乗じて荷重 $\alpha(D+L)$ を漸増させる。また、 α に 1 を加えた荷重パラメータを荷重倍率 $\beta (= \alpha+1)$ と定義する。変位増分法における変位制御は中央塔塔頂部の鉛直変位とした。活荷重載荷を全径間(満載)、活荷重を側径間から中央塔まで載荷した(偏載)の 2 ケースとした。この解析では、初期不整は考慮していない。

4. 解析結果

図-2 は、偏載状態の中央塔および側塔の各塔頂部における水平変位と荷重倍率の関係を示している。終局時の荷重倍率は $\beta=2.796$ となり、ハンガーの破断によって終局を迎えた。中央塔は、満載時水平変位はほとんど発生しないのに対し、偏載時は終局状態の塔頂部水平変位が 6.33m と大きく変形している。図-3 は塔位置 180m での変位図である。図-4 は、終局限界時の構造系全体の变形挙動を示したものである。側塔 1 と中央塔間の桁のたわみが大きく、中央塔の变形が顕著に表れている。図-5 は、中央塔の応力分布を表している。縦軸は塔位置を、横軸は作用応力を降伏応力で除した無次元量を表す。中央塔は、 $\beta=2.33$ で初期降伏し、最大応力度は 180m 付近(塔高 h の $3/5$ 位置)に発生している。図-6 は、4 径間吊橋と 3 径間吊橋の降伏開始および終局強度を比較したものである。満載の場合、3 径間と 4 径間吊橋の降伏開始順序およびその荷重倍率は同様である。偏載の場合、3 径間吊橋では、ハンガー、主桁、中央塔の順序で降伏し、中央塔の降伏後まもなく終局となり、 $\beta=2.817$ でハンガーの破断により終局を迎えた。一方、4 径間吊橋は、ハンガー、中央塔、主桁、側塔の順に降伏が起こり、側塔の降伏と同時に終局を迎えた。中央塔の初期降伏は、 $\beta=2.33$ であり、3 径間吊橋の $\beta=2.78$ より早い段階で発生している。4 径間および 3 径間吊橋は、共に両荷重条件において主ケーブルに初期降伏は発生していない。

4. 結論

3 径間吊橋に比べて、主塔が構造系全体の終局強度に及ぼす影響が大きい。中央塔では桁上 180m に最大応力が生じたが、中央塔上部は軸力よりも曲げモーメントの影響を強く受けている。3 径間吊橋に比べて 4 径間吊橋の中央塔は早い段階から初期降伏が発生していることから、その設計には注意が必要である。

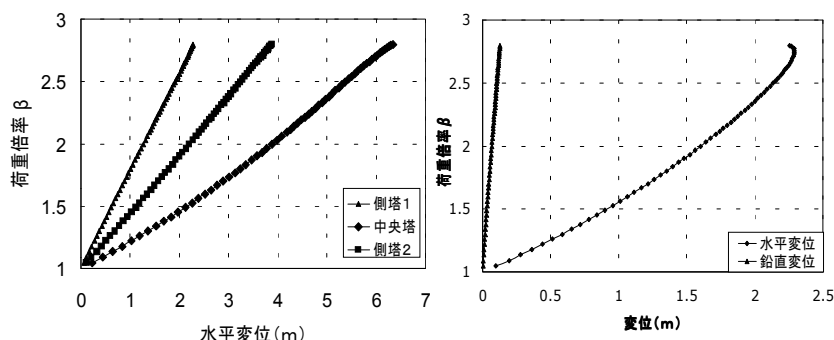


図-2 塔頂部荷重-変位曲線

図-3 塔位置 180m 荷重-変位曲線

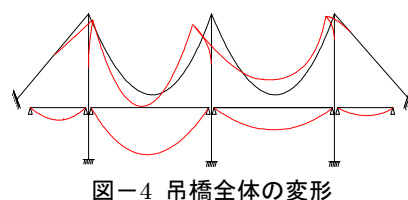


図-4 吊橋全体の变形

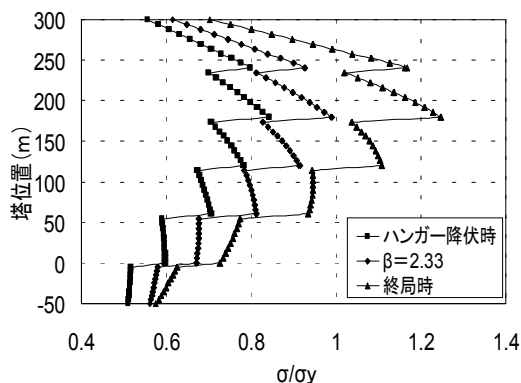


図-5 中央塔応力分布

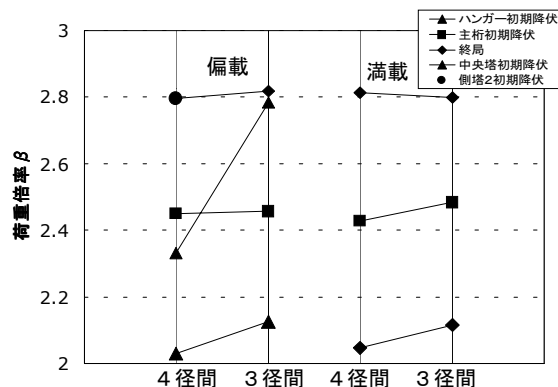


図-6 3 径間と 4 径間吊橋の β 値の比較

参考文献 1) 吉田：二径間吊橋の構造検討，本四技報，Vol.14, No56, 1990、2) 大橋，村瀬：4 径間吊橋主塔の挙動に着目した活荷重の載荷方法について，土木学会年次学術講演会，No.52, 1995、3) 岩屋，駒田，守矢，平山：4 径間吊橋の構造特性に関する一検討，土木学会年次学術講演会，No.51, 1994、4) 野上，斎藤，長井，藤野：超長大吊橋の終局強度に着目した主ケーブル、ハンガー及び主塔の安全率の合理化，土木学会論文集，No.682/I-56, 2001