

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

野上邦栄¹・齊藤一則²・長井正嗣³・藤野陽三⁴

¹正会員 工博 東京都立大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

²正会員 工修 福岡県苅田港務所工務課 2 係 技師 (〒800-0315 福岡県京都郡苅田町港町 29 番地)

³正会員 工博 長岡技術科学大学教授 工学部環境・建設系 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

⁴フェロー Ph.D 東京大学教授 大学院工学系研究科社会基盤工学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷 7-3-1)

我国の吊形式橋梁は、これまで経済的に余裕のある環境の下で設計・施工されてきたが、より経済的に、より合理的に建設することが要求されている。そこで、本論文では超長大吊橋を対象に主ケーブル、ハンガー及び主塔の安全率が変形特性および耐荷力に及ぼす影響などを明らかにし、各構成要素の初期降伏時および全体系の終局強度に着目した合理的な安全率の組み合わせについて検討した。① 初期降伏時の荷重倍率が現行の安全率を用いた場合のそれと同等であること、② 終局状態までに各構成要素が初期降伏を起こしていること、③ 吊橋全体系の終局強度は所要荷重倍率 $\alpha_{req}=2.4$ を確保することの条件を基本に、構成要素のバランスのとれた安全率として主ケーブル $\gamma_C = 1.8$ 、ハンガー $\gamma_H = 2.2$ 及び主塔 $\gamma_T = 1.5$ の組み合わせを提案している。

Key Words : suspension bridge, safety factor, ultimate strength, elasto-plastic behavior

1. はじめに

明石海峡大橋および多々羅大橋を代表とする本州四国連絡橋プロジェクトが終焉を迎えた中で、21 世紀に向けて超長大吊形式橋梁を中心とする海峡横断道路プロジェクトが計画されており、これまでに開発された技術の継承及びさらなる高度化が重要となっている。さらに、これまでの我国の吊形式橋梁は経済的に余裕のある環境の下で設計・施工されてきたが、取り巻く事情は急激に変化しつつあり、より経済的に、より合理的に建設することが要求され、新たに技術開発が必要不可欠となっている^{1),2)}。

このような状況において、現在吊橋および斜張橋などの吊形式橋梁の主要構成要素である主塔、補剛桁、主ケーブル及びハンガーの設計は、橋梁全体系の解析から得られる作用力を基にして、規定された許容応力度を用い、部材単位での各種照査事項を満足するように断面設計を行う許容応力度設計法にしたがっている^{3),4),5)}。そのため、超長大吊橋においては部材の強度限界と吊橋全体系の強度限界が異なる可能性を有している。特に、主塔と主ケーブルの関係においては、ケーブルの変形能に対して主塔のそれは小さいため、ケーブルが降伏強度に達する前に主塔が座屈・崩壊することも考

えられる。したがって、超長大橋の終局限界状態を想定した設計については十分な検討が必要である。その一助とすべく、著者らはこれまでに長大斜張橋を対象にして構造全体系の終局強度に関する安全性照査法を提案している⁶⁾。

一方、経済性を追求する上で重要な主ケーブルの安全率について考えてみると、主ケーブルに現在と同様の亜鉛メッキ鋼線を用いた初期の代表的な吊橋には、米国の Brooklyn 橋がある。その引張強度は 1100N/mm^2 であり、安全率 3.3 (許容応力度 333N/mm^2) を採用していた。それから一世紀後、本州四国連絡橋の瀬戸大橋では引張強度 1568N/mm^2 、安全率 2.5 (許容応力度 627N/mm^2) が採用された。その後、世界最長の明石海峡大橋の主ケーブルでは、引張強度 1764N/mm^2 の高強度素線が開発、採用されるとともに、安全率も 2.2 (許容応力度 804N/mm^2) に低減されている^{7),8)}。

安全率の見直しについては、これまでどちらかと言えば、主ケーブルなどの構成要素の材料強度に着目した安全率の低減について調査・研究が進められてきており、本四架橋に関する各種委員会⁹⁾や海峡横断プロジェクトの検討委員会^{10),11)}を中心に積極的に検討されている。しかし、吊形式橋梁全体系の終局強度の立場からの安全率のあり方についてはあまり検討されていない

い^{12),13)}。構造全体系の終局強度に着目した時、主ケーブルの他にハンガーや主塔などの安全率をどのようなバランスにするのが合理的であるかを検討することは重要である^{14)~17)}。その結果、このような構造全体系の終局強度の面から得られる最もバランスのとれた各構成要素の安全率が、現行の安全率に比べて低減できていれば、それにともなって鋼重を減らすこともでき、工費・工期の縮減に大きく寄与すると考えられる。

以上のことを踏まえ、本論文では特に、主ケーブル、ハンガー及び主塔の安全率をパラメトリックに変化させた場合の吊橋全体系の変形特性および耐荷力への影響について、さらに各構成要素の初期降伏時および全体系の終局強度の荷重パラメータ(安全率)に着目した安全率の組み合わせを明らかにする。すなわち、解析的検討を通して、吊橋全体系の終局強度に対してバランスのとれた安全率の組み合わせを提案をする。

2. 安全率の低減化

はじめにでも述べたように、明石海峡大橋の主ケーブルの安全率がそれまでの2.5から2.2へと低減化が可能になったのは、まずケーブル索線が線径、機械的性質、垂鉛めつき特性などの規格値を十分に満足し、それらのバラツキも小さく鋼線の品質が非常に安定し、信頼性が高くなったことに起因する。さらに、ケーブルの防食技術の開発を上げることができる。平行線ケーブルを用いた主ケーブルは、ケーブル気密性と遮水性を向上させるために従来のラッピングワイヤにゴムラッピングを追加し、その上にゴムと付着の良い塗装を行う方法が開発されている。また、ハンガーに用いられるストランドロープは、これまでの塗装を施す方法に対してポリエチレン被覆ケーブルを使用した防食対策をとっている。さらに、明石海峡大橋のハンガーにはポリエチレン被覆ケーブルを用いた平行線ケーブルが適用されており、材料特性の信頼性が向上している⁷⁾。

このような状況に加えて、ケーブル内に乾燥空気を送り込む乾燥空気送気システム方式を導入することにより、ケーブル内の相対湿度を40%以下に確保できる防錆技術が開発されたこと¹⁸⁾、2次応力や製作・架設誤差が耐荷力に与える影響が小さいことが技術の進歩で明らかにされたこと、さらに長大化による活荷重の占有率が数%程度と小さく、死荷重応力の占有率が上昇したことなどから、ケーブルの安全率の低減化はより一層助長すると考えられる。さらに、主ケーブルとハンガーの設計安全率に関する考え方は十分に統一されているとは言えないものの、主ケーブルの安全率を低減させることにより、相対的にハンガーの安全率を低減できる可能性もある。

表-1 安全率のパラメータ

| 構成要素 | 安全率 |
|----------------------|---|
| 補剛桁 (γ_G) | 1.7 |
| 主塔 (γ_T) | 1.7, 1.5, 1.2 |
| 主ケーブル (γ_C) | 2.2, 2.0, 1.8, 1.6, 1.4 (1.71, 1.55, 1.40, 1.24, 1.08) |
| ハンガー (γ_H) | 3.0, 2.5, 2.2, 2.0 (2.26, 1.88, 1.65, 1.50) |

明石海峡大橋の安全率: $\gamma_T=1.7$, $\gamma_C=2.2$, $\gamma_H=2.5$

一方、主塔や補剛桁に用いる構造用鋼材は、その降伏点と板厚公差のバラツキが小さく、その機械的性質が向上している。また、主塔の初期不整は、設計基準³⁾に規定された柱の基準耐荷力曲線に用いられている圧縮残留応力 $\sigma_{rc}=0.3 \sim 0.7\sigma_y$ および部材長の1/1000の初期たわみに対して、最近実測された主塔の圧縮残留応力は、板厚30~60mmにおいて $0.1\sigma_y$ 以下と非常に小さく、さらに部材の初期たわみも最大で部材長の1/1800、平均で1/5000と小さい。また板パネルの初期たわみも板幅の1/300の規定値に対して最大で板幅の1/1500、平均で1/3900程度と極めて小さいとの報告もある。

さらに、主塔は塔頂でケーブルの巨大な力を支持することから精度の高い製作・架設が要求されているが、明石海峡大橋の主塔の場合、その製作精度として主塔の各製作ブロックの鉛直度は1/10 000、部材長は $\pm 1\text{mm}$ 、断面寸法で $\pm 2\text{mm}$ 、断面对角線長 $\pm 3\text{mm}$ 、ブロック間の密着度(メタルタッチ率)は0.04mm 隙間ゲージが停止する割合が塔柱の外板で50%以上、縦リブで25%以上と定められており、主塔架設終了後の検査測定では塔頂での製作・架設の誤差は最大39mmと非常に高精度で架設されたことが確認されている⁵⁾。

また、鋼床版箱桁を補剛桁とする場合の初期不整は、斜張橋での実測結果¹⁹⁾において柱の基準耐荷力曲線と同等あるいはそれ以下の初期不整量であることが報告されており、吊橋の補剛桁も同様の設計および製作基準の精度を要求されていることから、同程度の初期不整を有するものと考えられる。さらに、補剛桁の防食技術の向上対策については、箱桁内(箱桁形式)を密封して乾燥した空気を常時送り込む除湿システムがデンマークのリトルベルト橋(吊橋)で初めて採用されており、我が国でも新尾道大橋に除湿システムによる防食対策がとられており、この実績如何によっては今後の超長大吊橋に採用される可能性が高い。

以上のように、ここで取り上げた要因やその他の要

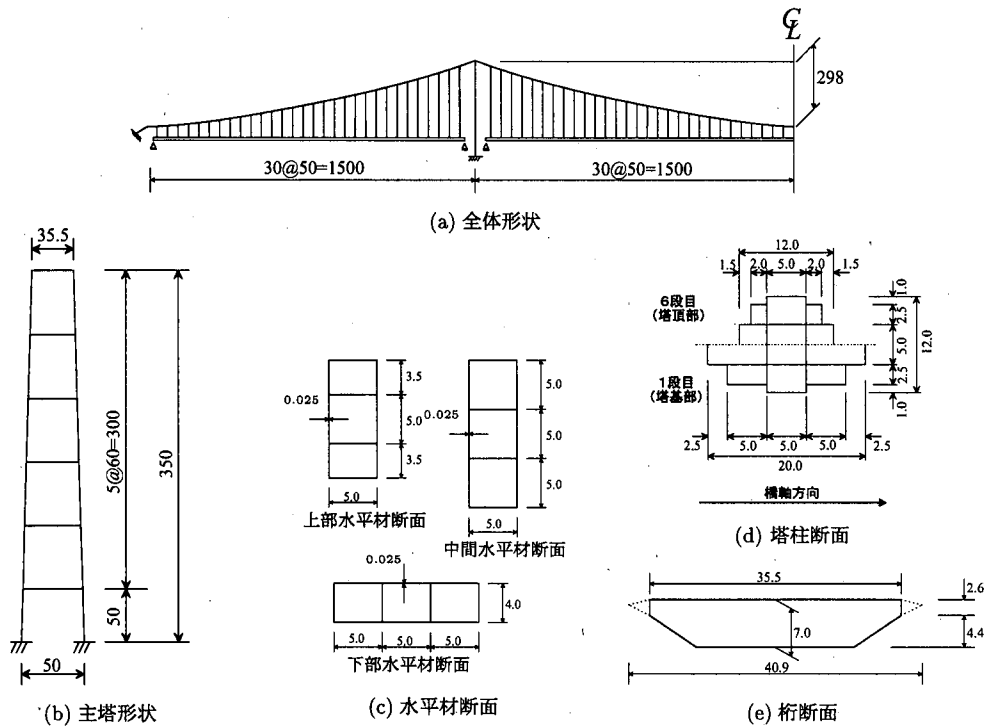


図-1 吊橋の基本モデル (単位: m)

因を含めて各構成要素における安全率の低減の可能性が増大している状況において、吊形式橋梁全体系の終局強度の面からの安全率のあり方について検討することは意義あるものと考え、ここでは吊橋構造全体系の終局強度に着目した場合の各構成要素の安全率低減の可能性およびその合理的な安全率の組み合わせの検討を行う。特に、主塔、主ケーブル、及びハンガーの安全率を表-1に示すように変化させることによるパラメトリック解析を実施する。

なお、表中の補剛桁と主塔の安全率 (γ_G, γ_T) は降伏強度に対する安全率であり、主ケーブルとハンガーの安全率 (γ_C, γ_H) は引張強度に対する安全率である。主ケーブルおよびハンガーの安全率は、降伏強度に対する安全率に換算すると表中の () の値となる。なお、補剛桁は荷重状態で断面決定されないため(最小板厚で決まる)、安全率 1.7 を変化させていない。

以上のパラメトリック解析から、合理的と考えられる安全率の組み合わせを見出し、それらの安全率から逆に材料および部材の安全率としての適用性を再検討することにより、構造全体系のバランスのとれた現実的な安全率が得られるものとする。なお、実際には荷重の組み合わせによる許容応力度の割増しが行われるが、ここでは死荷重と活荷重の常時荷重を対象にしているため割増しの問題は生じない。もし、風荷重や地震荷

重などの組み合わせ荷重を対象にする場合、それらの割増し係数を考慮した降伏および破断に対する安全率を用いて検討する必要がある。

3. 吊橋モデルと解析法

(1) 基本モデル

本解析モデルは、図-1に示すような中央径間長 3000m の 3 径間連続補剛吊橋である²⁰⁾。側径間は、中央径間長の半分とした。主塔は、図-1(b)に示すように変断面を有する 6 層ラーメン形式とし、高さ(桁より上)は支間長の 1/10 とした。ケーブルは高強度鋼線により、片側 1 本配置とし、ハンガーの定着間隔は 50m である。補剛桁断面は、桁幅として車線数を 6 車線(片側 3 車線)を想定して 35.5m とした桁高 7m の単室流線型箱形である。なお、上、下フランジ厚は最小板厚相当の 12mm とし、縦リブを考慮した換算板厚として 20mm を、ウェブは縦リブを考慮した換算板厚 18mm を用いた。その補剛桁断面を図-1(e)に示す。なお、縦断勾配は考慮していない。補剛桁の断面諸元を表-2に示す。補剛桁の鋼種は SM400 である。

主塔モデルは、6 層ラーメン形式鋼製主塔である。塔柱は多室箱型構造であり、主塔の安全率の変化に関わらず各層の板厚は、補剛材を考慮した換算板厚で一定値を用いている。各安全率に対応する主塔の断面は、本

表-2 補剛桁の断面諸元

| | A (m ²) | I _{xx} (m ⁴) | I _{yy} (m ⁴) | J (m ⁴) |
|-----|------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| 補剛桁 | 1.491 | 14.547 | 181.550 | 26.503 |

表-3 塔柱の断面諸元

| γ _T | 層 | t (mm) | A (m ²) | I _{xx} (m ⁴) | I _{yy} (m ⁴) | J (m ⁴) |
|----------------|----|-----------|------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| 1.7 | 6 | 40 | 3.936 | 48.791 | 59.549 | 63.598 |
| | 5 | 44 | 4.541 | 56.688 | 81.753 | 79.207 |
| | 4 | 50 | 5.400 | 67.846 | 114.250 | 100.860 |
| | 3 | 55 | 6.204 | 78.403 | 152.520 | 123.190 |
| | 2 | 62 | 7.291 | 92.632 | 206.220 | 152.970 |
| 1.5 | 6 | 40 | 3.346 | 29.964 | 36.571 | 39.057 |
| | 5 | 44 | 3.860 | 34.814 | 50.207 | 48.643 |
| | 4 | 50 | 4.590 | 41.667 | 70.162 | 61.938 |
| | 3 | 55 | 5.273 | 48.150 | 93.666 | 75.653 |
| | 2 | 62 | 6.198 | 56.889 | 126.645 | 93.943 |
| 1.2 | 6 | 40 | 2.755 | 16.736 | 20.425 | 21.814 |
| | 5 | 44 | 3.179 | 19.444 | 28.042 | 27.168 |
| | 4 | 50 | 3.780 | 23.272 | 39.187 | 34.594 |
| | 3 | 55 | 4.343 | 26.893 | 52.314 | 42.253 |
| | 2 | 62 | 5.104 | 31.774 | 70.734 | 52.469 |
| 1 | 68 | 5.807 | 36.315 | 90.807 | 62.495 | |

1層目は塔基部

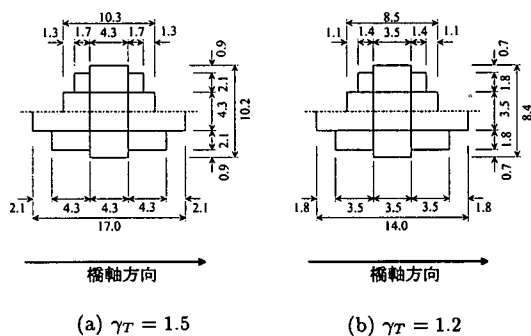


図-2 塔柱の断面

州四国連絡橋公団の上部構造設計基準⁴⁾に基づいて設計している。主塔の各安全率に対応した断面諸元および断面形状を各々表-3、図-1(d)および図-2に示す。塔柱の鋼種はSM570である。なお、主ケーブル、ハンガーおよび主塔の安全率の変化に関わらず、主塔の水平材断面は一定とした。この水平材の断面諸元を表-4に示す。水平材の鋼種はSM400である。

表-4 主塔水平材の断面諸元

| | A (m ²) | I _{xx} (m ⁴) | I _{yy} (m ⁴) | J (m ⁴) |
|-------|------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| 下部水平材 | 1.380 | 4.240 | 31.875 | 9.589 |
| 中間水平材 | 1.500 | 35.625 | 6.875 | 14.286 |
| 上部水平材 | 1.320 | 21.315 | 5.750 | 10.905 |

表-5 主ケーブルおよびハンガーの断面諸元

| 主ケーブル | | ハンガー | |
|----------------|----------------|----------------|----------------|
| γ _C | A _C | γ _H | A _H |
| 2.2 | 1.294 | 3.0 | 0.01266 |
| 2.0 | 1.085 | 2.5 | 0.01055 |
| 1.8 | 0.906 | 2.2 | 0.00928 |
| 1.6 | 0.751 | 2.0 | 0.00844 |
| 1.4 | 0.616 | | |

Unit : (m²/cable)

さらに、主ケーブルおよびハンガーの各安全率に対する断面諸元を表-5に示す。使用したケーブル材料は平行線ケーブルST1770、ハンガーはストランドロープST1570である。

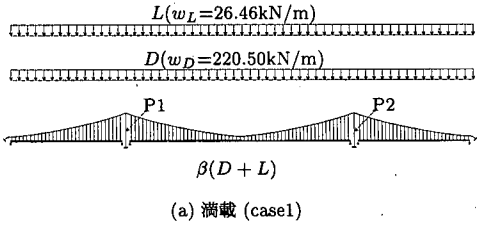
(2) 荷重

補剛桁の死荷重強度 w_G (kN/m) は

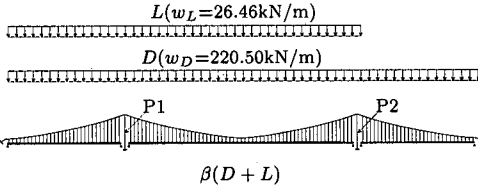
$$w_G = A_G \times \gamma_s \times 1.4 + 60.2 = 220.5 \text{ kN/m}$$

により算出した。ここに、1.4は割り増し係数であり、ボルト、軸力に抵抗できない横方向補剛材や添接板などの部材を考慮する係数である。γ_sは76.93 (kN/m³)の単位体積重量であり、A_G (m²)は、補剛桁断面積とし補剛材などを考慮した換算板厚を用いて算出した断面積である。さらに、60.2 (kN/m)は、舗装、地覆・防護柵および付属物の重量である。

主塔の死荷重強度 w_T も補剛桁同様に、断面積 A_T (m²) × 単位重量 γ_s (kN/m³) に40%割り増しして算出する。活荷重は、本州四国連絡橋公団の上部構造設計基準・同解説⁴⁾に示される等価L荷重を用いた。ただし、活荷重は全長にわたり一定とし、線荷重については考慮せずに等分布荷重のみを用いることにする。その値は、 $w_L = 26.46$ (kN/m/Br)である。活荷重の載荷方法にはいくつかの考え方があり、影響線載荷領域を対象にして載荷している場合も多く見られるが、現状では設計者の判断に委ねられている。ここでは構造全体系および主塔に不利になる代表的荷重条件として、図-3のような偏載と満載を対象とした。



(a) 満載 (case1)



(b) 偏載 (case2)

図-3 荷重載荷条件

(3) 弾塑性有限変位解析

この解析法は、構成する薄肉断面部材に対して一般に用いられる基本仮定のもと、幾何学的非線形性に材料非線形性が加わった複合非線形問題として定式化し、材料の応力-ひずみ関係は増分塑性理論による増分法を用いている。また、この数値計算には、Newton-Raphson法と組み合わせて求める変位増分法を採用する。なお、局部座屈の影響は考慮していない。有限変位理論の定式化の詳細については文献 21)~23) を参照されたい。

解析モデルの主塔、補剛桁、主ケーブル及びハンガーに使用した鋼材の材料特性を表-6に示す。鋼種の変更は行わず全ての安全率に対して同一の鋼材とする。弾塑性有限変位解析における応力-ひずみ関係は、図-4に示すように主塔および補剛桁に対して完全弾塑性型、主ケーブルおよびハンガーはバイリニア型を仮定した。なお、ここでは2. で述べたように初期不整の実測値が小さいことから、残留応力および初期たわみは考慮していない。

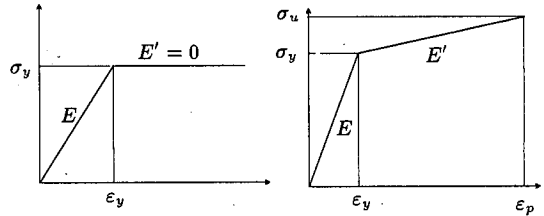
この解析法における補剛桁と主塔の要素モデルは、St.Venantのねじれのみを考慮した3次元はり要素(1節点6自由度)、主ケーブルは4節点を持つ3次元曲線要素(1節点3自由度、1要素12自由度)を用いる。本論文の解析に採用した吊橋モデルの全要素数は、1230(全自由度数7380)である。

荷重条件は、まず死荷重 D が作用する初期状態 1.0 (D) を作成する。その後の荷重の載荷方法にはいくつかの取り扱いが見られるが、死、活荷重に対して係数を乗じて荷重を漸増させる場合が多いため、ここでも死荷重 D と活荷重 L を載荷した状態に対して荷重パラメータ β を乗じて荷重 $\beta(D+L)$ を漸増させる方法を採用する。したがって、 β に 1 を加えた荷重パラ

表-6 材料特性

| | 補剛桁 SM400 | 主塔 SM570 | 主ケーブル ST1770 | ハンガー ST1570 |
|--------------|--------------|-------------|-----------------|----------------|
| σ_u | 402 | 568 | 1764 | 1568 |
| σ_y | 235 | 451 | 1372 | 1176 |
| E | 205800 | 205800 | 196000 | 137200 |
| E'/E | 0 | 0 | 0.0364 | 0.0383 |
| ϵ_y | 0.0011 | 0.0022 | 0.007 | 0.0085 |
| ϵ_p | - | - | 0.062 | 0.083 |

Unit : (MPa)



(a) 主塔、補剛桁

(b) 主ケーブル、ハンガー

図-4 各構成要素の応力-ひずみ関係

メータを荷重倍率 $\alpha (= \beta + 1)$ と定義する。変位増分法における変位制御は、主塔頂部の鉛直変位とし、その大きさの基本値は1ステップあたり 0.02m である。

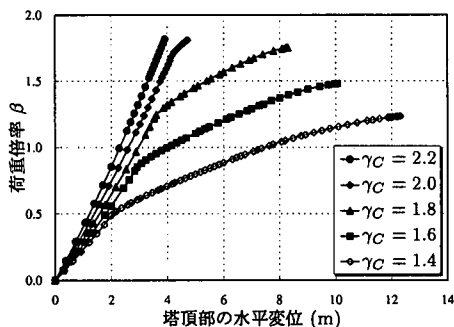
4. 各要素の安全率低減と全体系の終局強度

吊橋の各構成要素の安全率の低減及びその組み合わせが吊橋全体系の終局強度に及ぼす影響を明らかにするため、各構成要素の安全率 (γ_T , γ_C , γ_H) と荷重条件 (満載、偏載) をパラメータとした 120 ケースの弾塑性有限変位解析を実施した。なお、吊橋全体系の終局強度に対して厳しい荷重条件は偏載荷重であった。ここでは、各構成要素の初期降伏時および構造全体系の終局時の荷重倍率に着目し、各構成要素の安全率の変化による弾塑性挙動、全体系の終局強度への影響について検討する。また、使用限界から見た安全率についても考察する。

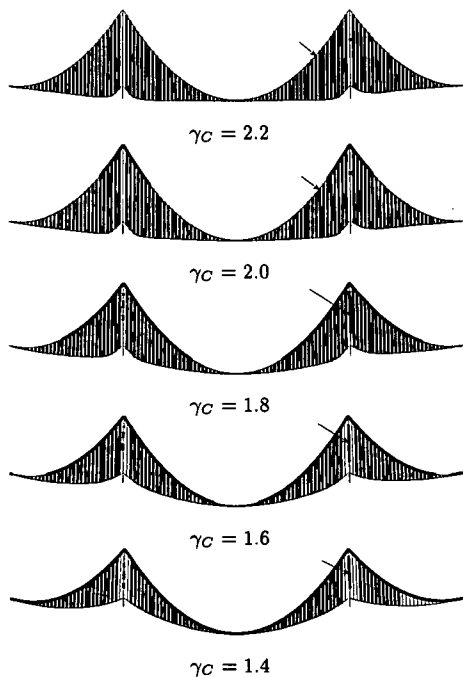
(1) 安全率の変化に伴う弾塑性挙動

まず、主塔の安全率 $\gamma_T=1.7$ およびハンガーの安全率 $\gamma_H=2.5$ における主ケーブルの安全率を変化させた場合の弾塑性挙動について考察する。図-5(a) は、主ケーブル安全率 γ_C をパラメータにして荷重倍率と塔頂部の水平変位の関係をまとめたものである。

主ケーブルの安全率が $\gamma_C=1.4, 1.6$ の場合、荷重倍率



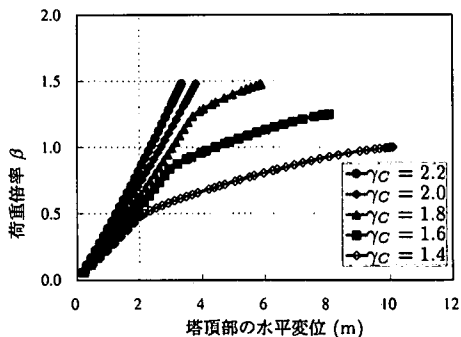
(a) 荷重倍率と塔頂部水平変位の関係



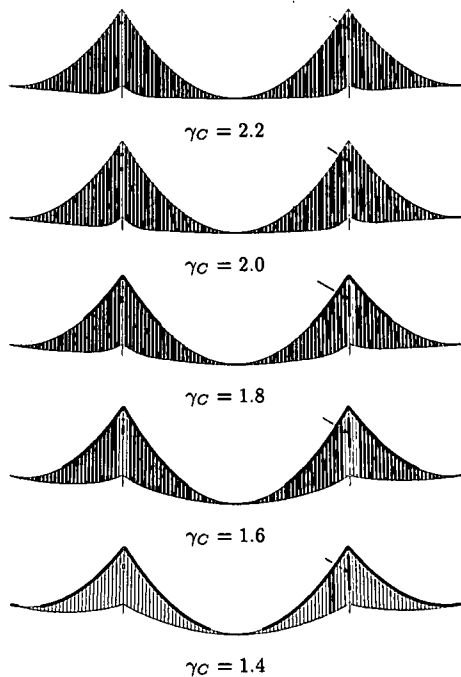
(b) 終局時の塑性進展状況

図-5 吊橋全体系の弾塑性挙動 ($\gamma_T = 1.7, \gamma_H = 2.5$, 偏載)

が各々 $\beta=0.49, 0.82$ 付近までは線形関係にあるが、その後主ケーブルの初期降伏の影響により直線から離れ、急激に水平変位が増大している。これは、主ケーブルが初期降伏を起こし塑性領域に入ると、主塔への応力再配分が始まり、それに加えて塔頂変位の増大に伴う付加曲げモーメントの増大により、塔頂部から1/4点の主塔位置にも降伏が発生するためである。その後さらなる荷重の増加に伴い、その塑性領域が進展し、吊橋全体系として終局状態に至る(以後、このような終局状態を主塔の崩壊と呼ぶ)。したがって、主ケーブルの塑性化は終局強度に大きな影響を与え、主ケーブルの安全率が低いほどその影響は大きい。



(a) 荷重倍率と塔頂部水平変位の関係



(b) 終局時の塑性進展状況

図-6 吊橋全体系の弾塑性挙動 ($\gamma_T = 1.5, \gamma_H = 2.2$, 偏載)

$\gamma_C=1.8$ では、 $\beta=1.25$ でハンガーが初期降伏を生じ、その後直線から離れて主塔の塑性進展に伴い終局状態に至った。一方、 $\gamma_C=2.2, 2.0$ では、ハンガーが初期降伏した後の水平変位および水平力の大幅な増大は見られず、線形関係を保ち、その後の荷重増加に伴いハンガーの破断により崩壊した。したがって、明石海峡大橋で使用した安全率と同じ $\gamma_T=1.7, \gamma_C=2.2, \gamma_H=2.5$ の組み合わせを持つ吊橋は、最初にハンガーが初期降伏を起こし、ハンガーの破断によって終局状態に至るが、その間において主塔と主ケーブルは降伏を起こしていないことから各々の安全率がハンガーの安全率に比べて相対的に高めている。

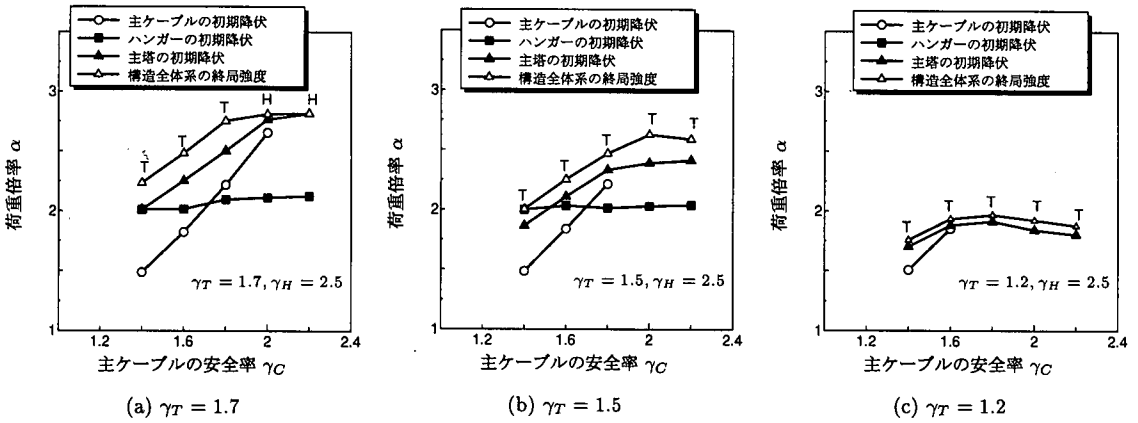


図-7 各構成要素の初期降伏と終局強度の関係 ($\gamma_H = 2.5$)

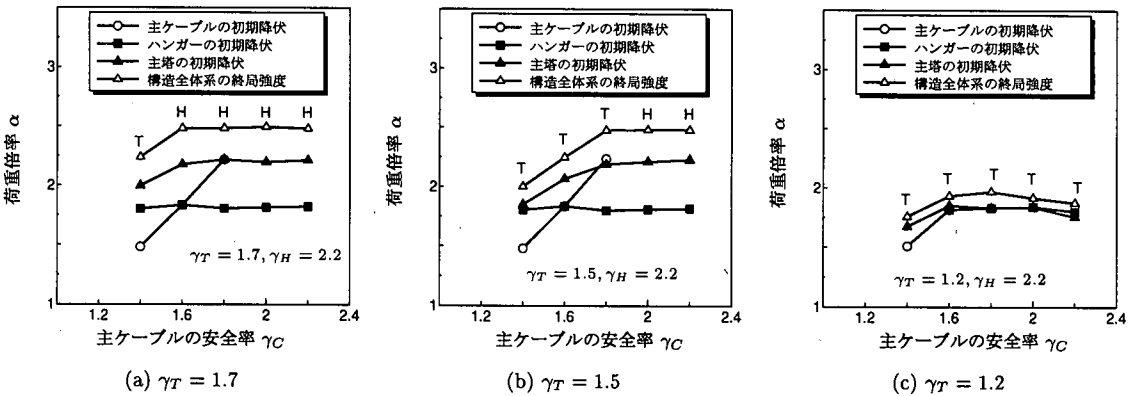


図-8 各構成要素の初期降伏と終局強度の関係 ($\gamma_H = 2.2$)

図-5(b)は、吊橋全体の終局時の塑性進展状況を主ケーブルの各安全率に対して概略図で示したものである。図中、太線は塑性状態を、矢印は終局状態を支配した部材要素を表す。 $\gamma_C = 2.2, 2.0$ では、中央径間側塔位置から1/4点に位置するハンガーが破断強度に達し終局状態に至った。また、上述したように $\gamma_C = 2.2$ では主ケーブルの降伏は生じていない。一方、 $\gamma_C = 1.8 \sim 1.4$ の場合は、主塔P2断面の塑性域の広がりにより終局状態に至った。また、 $\gamma_C = 2.2 \sim 1.6$ のハンガーの塑性状況は、ほぼ全長に渡って進展しているが、 $\gamma_C = 1.4$ の場合のみ、活荷重が載荷されていない側径間の一部および主塔近傍のハンガーに弾性領域が残った。

次に、主塔およびハンガーの安全率が各々 $\gamma_T = 1.5, \gamma_H = 2.2$ の場合における荷重倍率と塔頂部の水平変位の関係を示したのが図-6(a)である。これらの挙動は、図-5(a)と同様の傾向を示しているが、各々の変位および断面力の値は $\gamma_T = 1.7$ の場合に比べて相対的に小さい。図-6(b)から明らかなように、終局時の主塔P2の塑性状況は、 $\gamma_C = 2.2$ の場合、塑性領域は5層目、6層

目であったが、 $\gamma_C = 1.4$ まで低減すると塑性領域は下層まで拡大している。主ケーブルの塑性化は、 $\gamma_C = 1.8$ の安全率では塔付近に見られるが、 $\gamma_C = 1.4$ まで低減すると、中央径間部などの一部を除いて殆ど主ケーブルに塑性域が進展している。終局時のハンガーの塑性状況は、 $\gamma_C = 2.2 \sim 1.6$ では殆どのハンガーに塑性化が見られたが、 $\gamma_C = 1.4$ では主塔P2から中央径間側方向に約200m離れたハンガーにしか塑性化が見られない。なお、主ケーブルの安全率の変化に関わらずハンガーの初期降伏はほぼ同じ荷重倍率において発生している。

(2) 主ケーブルの安全率低減と終局強度

図-7は、ハンガーの安全率 $\gamma_H = 2.5$ における各構成要素の初期降伏時及び全体の終局時の荷重倍率と主ケーブルの安全率 γ_C の関係をまとめたものである。図中、縦軸は荷重倍率 α を、横軸は主ケーブルの安全率 γ_C を表している。また、図中の○-曲線は主ケーブル、■-曲線はハンガー、および▲-曲線は主塔の初期降

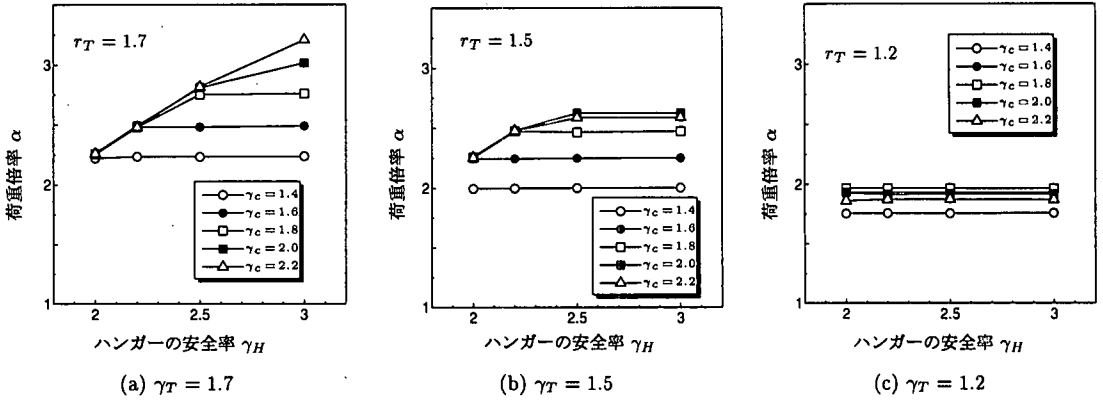


図-9 ハンガーの安全率に着目した終局強度への影響

伏時の荷重倍率, および△-曲線は吊橋全体系の終局時の荷重倍率を表している。

図-7(a)は, 主塔の安全率が $\gamma_T=1.7$ の結果である。主ケーブルの安全率が $\gamma_c=2.2$ の場合, ハンガーが最初に初期降伏した後終局状態に達するまでに主ケーブル及び主塔に塑性化が見られない。また, $\gamma_c=2.0$ では主ケーブルと主塔が初期降伏に達するとまもなく終局状態になっており, 両ケースの場合主塔および主ケーブルの安全率がハンガーのそれに対して相対的に高いと言える。なお, $\gamma_c=2.2, 2.0$ の終局状態は, ハンガーの破断による崩壊(図中の構造全体系の終局強度曲線上にHで示す)である。 $\gamma_c=1.8$ では, 主ケーブルの降伏がハンガーの降伏後まもなく発生しているが, $\gamma_c=2.2$ の場合と比べても全体系の終局強度の低減は見られない。 $\gamma_c=1.6, 1.4$ では, 最初主ケーブルに初期降伏が生じている。特に, $\gamma_c=1.4$ の場合, 主塔とハンガーに同時に初期降伏を生じていることから, ハンガーの初期降伏から全体系の終局強度までの荷重増加を考慮すると, これまでの結果と逆にハンガーの安全率が他の部材のそれに対して相対的に高いと言える。なお, $\gamma_c \leq 1.8$ では(1)でも述べたように主塔の塑性領域の広がりにより顕著になり終局状態に至った(図中の構造全体系の終局強度曲線上にTで示す)。また, 主ケーブルの安全率を変化させてもハンガーの初期降伏時の荷重倍率は殆ど変化しない。全体系の終局強度の最大値は, 主ケーブルの安全率 $\gamma_c=2.2$ において $\alpha=2.82$ である。

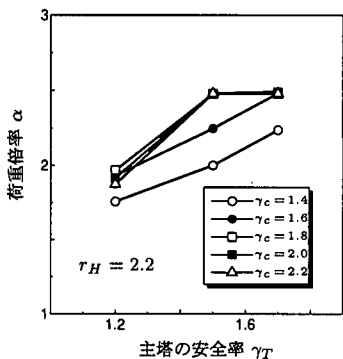
図-7(b)は, 主塔の安全率を $\gamma_T=1.5$ に低減した結果であるが, $\gamma_c=2.2, 2.0$ の挙動は $\gamma_T=1.7$ と同様に主ケーブルに塑性化が見られない。 $\gamma_c=1.8$ では, $\gamma_c=2.0$ の場合に比較して, 全体系の終局強度はやや低くなるが, 最初に降伏し始めるハンガーの初期降伏時の荷重倍率は殆ど変化しない。また, ハンガーの降伏後に主ケーブルにも降伏が発生している。 $\gamma_c=1.6, 1.4$ では, 最初に主ケーブルに初期降伏が生じており, さらに $\gamma_c=1.4$

では, 主塔が降伏を始めた後にハンガーの降伏と同時に崩壊しており, 全体系の終局強度の低下は大きい。この場合, ハンガーおよび主ケーブルの破断により崩壊するケースはなく, 主塔の崩壊により終局状態に至った。全体系の終局強度の最大値は, 主ケーブルの安全率 $\gamma_c=2.0$ において $\alpha=2.63$ である。

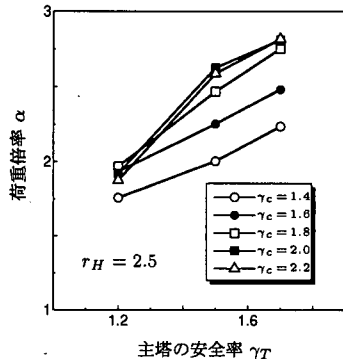
図-7(c)は, $\gamma_T=1.2$ の結果である。全ケースにおいてハンガーの塑性化は見られない。さらに, $\gamma_c=2.2\sim 1.8$ まではケーブルの降伏も発生していない。全てのケースで, 主塔の初期降伏時の荷重倍率と全体系の終局強度時のそれが近く, 主塔の降伏後まもなく終局状態に達している。さらに, 主塔の安全率が $\gamma_T=1.7, 1.5$ の場合に比べて全体系の終局強度の低下が著しく, γ_c の変化に対して荷重倍率は $\alpha=1.76\sim 1.97$ の範囲となったが, 現行の安全率 $\nu=1.7$ は確保されている。

同様に, ハンガーの安全率が $\gamma_H=2.2$ の場合についてまとめたのが図-8である。まず, 主塔の安全率が $\gamma_T=1.7$ である図-8(a)において, $\gamma_c=1.6\sim 2.2$ の主ケーブルの安全率の変化に対して全体系の終局強度($\alpha=2.49$)の変化は見られない。しかも, $\gamma_c=2.0, 2.2$ では主ケーブルに塑性化が見られないことから, 主ケーブルの安全率が他の構成要素のそれに対して相対的に高いことがわかる。一方, $\gamma_c=1.8$ では主ケーブルと主塔が, $\gamma_c=1.6$ では主ケーブルとハンガーが同時に初期降伏をしている。 $\gamma_c=1.4$ では主ケーブルが最初に初期降伏が発生し, 全体系の終局強度も多少低下している。

図-8(b)の $\gamma_T=1.5$ では, $\gamma_c=1.8\sim 2.2$ において終局強度($\alpha=2.48$)に変化は見られない。 $\gamma_c=1.6$ から全体系の終局強度が低下しているが, ハンガーの初期降伏開始時の荷重倍率は主ケーブルの安全率に関係無くほぼ一定である。 $\gamma_c=1.8$ では, 主塔と主ケーブルがほぼ同時に初期降伏を生じた後, 荷重増加に対して主塔の塑性進展により終局状態を迎えた。なお, (c)の $\gamma_T=1.2$ の挙動は図-7(c)の場合と同様な傾向を示しているが,



(a) $\gamma_H = 2.2$



(b) $\gamma_H = 2.5$

図-10 主塔の安全率に着目した終局強度への影響

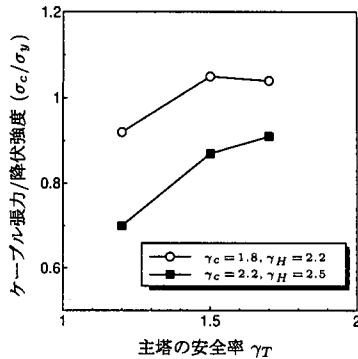


図-11 ケーブル張力と主塔剛性

ハンガーの安全率を $\gamma_H=2.2$ に低減しているため、主塔とほぼ同時にハンガーにも初期降伏が生じている。

(3) ハンガーの安全率低減と終局強度

次に、ハンガーの安全率に着目して、その低減が構造全体の終局強度に与える影響についてまとめたのが図-9である。図-9(a)における主塔の安全率が $\gamma_T=1.7$ の場合、 $\gamma_C=1.4$ ではハンガーの安全率の変化が終局強度に与える影響は全く現れていない。 $\gamma_C=2.2, 2.0$ では、ハンガーの安全率の低減により荷重倍率の低下が著しく、 $\gamma_C=2.2$ の場合 $\gamma_H=3$ の時の荷重倍率 $\alpha=3.21$ から $\gamma_H=2.0$ の $\alpha=2.26$ へと30%ほど荷重倍率が低下している。これは、主ケーブルの安全率に比べてハンガーの安全率が相対的に低くなるため、ハンガーの終局強度が全体の終局強度を支配することに起因する。また、ハンガーの安全率の変化に対して $\gamma_C=2.2$ の時の終局強度が最大となる。つまり、主塔、主ケーブルおよびハンガーともに最大安全率を有するときに構造全体の終局強度は最大になる。

次に、 $\gamma_T=1.5$ の場合をまとめたのが図-9(b)である。 $\gamma_C=1.4, 1.6$ の場合ハンガーの安全率の変化が終局強度に与える影響は全く現れていない。 $\gamma_C=1.8$ の場合では、 $\gamma_H=2.0$ において多少低下しているが、 $\gamma_C=2.2, 2.0$ の両曲線には差異が見られず、 $\gamma_H=2.2$ から終局強度の低下が発生している。なお、 $\gamma_H=3$ の全体の最大終局強度は $\alpha=2.63$ であり、この値は主塔の安全率が $\gamma_T=1.7$ の場合の終局強度 $\alpha=3.21$ に比べて大幅に低下している。 $\gamma_H=2.5, 3$ では $\gamma_C=2.0$ の時に構造全体の終局強度が最大になる。最後に、 $\gamma_T=1.2$ の場合についてまとめた図-9(c) から明かなように主塔の剛性をここまで低下させると、主塔自身の強度に支配され、ハンガーの安全率の低減が終局強度に与える影響は全く現れない。また、構造全体の終局強度は $\gamma_C=1.8$ の時に最大となる。

(4) 主塔の安全率低減と終局強度

最後に、主塔の安全率の低減が全体の終局強度に与える影響についてまとめたのが図-10である。ハンガーの安全率が $\gamma_H=2.2, 2.5$ の両図より明かなように、主塔の安全率の低減に伴い、終局強度は線形的に低下しており、主塔の安全率の変化が吊橋全体の終局強度に大きく影響していることがわかる。図-10(b)の $\gamma_H=2.5$ の場合の最小荷重倍率 $\alpha=1.76$ ($\gamma_C=1.4, \gamma_T=1.2$) は、最大荷重倍率 $\alpha=2.82$ ($\gamma_C=2.2, \gamma_T=1.7$) に対して38%低下している。さらに、 $\gamma_T=1.7, 1.5$ において主ケーブルの安全率の低減にともない荷重倍率の低下がより大きい。一方で、両図から $\gamma_C=2.2\sim 1.8$ の曲線間に大きな相違が見られないことから、これらの主ケーブルの安全率の範囲において主塔の安全率低減による終局強度への影響は同等であると言える。

図-11は、 $\gamma_C=1.8, \gamma_H=2.2$ および $\gamma_C=2.2, \gamma_H=2.5$ において、終局時の主塔剛性と主ケーブル強度の関係をまとめたものである。図中縦軸は、最大ケーブル張力 σ_c をその降伏強度 σ_y で割った無次元量である。同じケーブル安全率において、主塔の安全率が低いほどケーブル張力が低下している。これは、主塔が剛性低下することにより、荷重の増加にしたがって塑性変形が拡大するため、逆にケーブルに張力抜けが起こることが一因であり、この傾向は主ケーブルの安全率が高いほど著しい。

(5) 安全率の低減による使用限界への影響

各構成要素の安全率の低減が、使用限界時のたわみ制限に及ぼす影響について検討した。図-12は、 $\gamma_T=1.5, \gamma_H=2.2$ におけるたわみ限界時の荷重倍率をまとめたものである。図中、縦軸は荷重倍率 α を、横軸は主ケーブルの安全率 γ_C を表す。使用限界の定義として、本州四国連絡橋公団の上部構造設計基準・同解説⁴⁾に示されている吊橋の支間中央の鉛直たわみの許容量 $L/350$

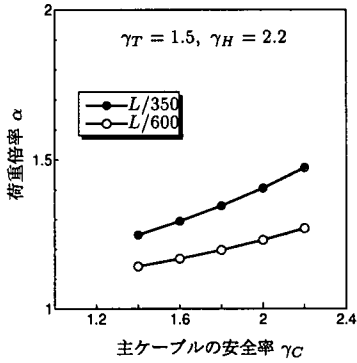


図-12 使用限界たわみと荷重倍率

を用いた。また、参考までにその他の鋼橋形式の許容値 $L/600$ を加えている。なお、 L は支間長を示す。

図から明らかなように、使用限界時の荷重倍率は主ケーブルの安全率の低減に伴い多少低下している。たわみの許容量 $L/350$ の場合、使用限界時の最大荷重倍率は $\gamma_C=2.2$ において $\alpha=1.47$ 、 $\gamma_C=1.4$ では $\alpha=1.25$ となり 15% の低下である。一方、 $L/600$ の場合、 $\gamma_C=2.2$ の荷重倍率は $\alpha=1.27$ 、 $\gamma_C=1.4$ まで低減しても荷重倍率は $\alpha=1.14$ と変化が小さい。また、主塔およびハンガーの他の安全率の場合を含めて、主ケーブルの安全率の低減が最も使用限界に影響を及ぼすことがわかった。これは、主ケーブルの安全率を低減すると、その断面積及び剛性が低下することにより、ケーブルのたわみ量が増大するためである。一方、ハンガーは主ケーブルのたわみにより剛体運動するだけで、使用限界時の荷重倍率に影響は及ぼさない。なお、全てのケースで、全要素が使用限界時に弾性領域内にあることがわかった。

5. 安全率の組み合わせ

以上の結果を踏まえて、ケーブル、ハンガーおよび主塔の初期降伏時及び全体系の終局強度時の荷重倍率に着目した合理的な安全率の組み合わせについて検討する。ここでは、現行法における吊橋全体系の終局荷重倍率と同等の荷重倍率を得るために、以下の3条件を満足するときに得られる各構成要素の安全率の組み合わせを考える。

- ① 最初に降伏し始める要素の初期降伏時の荷重倍率が、現行の安全率を用いた場合のそれと比較しても同等であること。
- ② 終局状態までに各構成要素が初期降伏を起こし、主塔の崩壊により終局状態を迎えること。
- ③ 吊橋全体系の終局強度は、所要荷重倍率 $\alpha_{req}=2.4$ を確保すること。

①の条件については、実際問題として吊橋は各構成要素が降伏を始めた時点で崩壊はしないもの使用困難な状態に陥ることが考えられるため、それらの初期降伏時の使用性に着目して安全率を決定する必要があると判断して設けたものである。次に、②の条件は、主ケーブルと主塔は、初期降伏から終局強度に至るまでの荷重増加を期待できること、さらにハンガーが降伏してもその交換は容易であることから、部材使用効率を向上させる理由から設定している。③の条件については、 $\alpha_{req}=2.4$ に理論的および実験的な根拠がある訳ではなく、これまでの長大橋梁における実績²⁴⁾および解析的研究⁶⁾などを参考にし、さらに超長大構造物の重要度、解析精度などを考慮して著者らが独自に選定した値である。

まず、表-1の安全率において主塔の安全率 $\gamma_T=1.2$ は、図-7(c) および図-8(c) から明らかなように全てのケースが主塔の崩壊で終局強度を迎えており、最大荷重倍率は $\alpha=2.0$ である。また、全てのケースで初期降伏を起こしていない構成要素があるなど、全体系から見たとき、主塔の剛性が不足していることが明らかである。次に、ハンガーの安全率 $\gamma_H=2.0$ の場合は、全てのケースで初期降伏が $\alpha=1.7$ 以下で発生するなど鋼材の安全率をも下回っている。一方、現行の明石海峡大橋で用いた安全率の組み合わせである $\gamma_T=1.7$ 、 $\gamma_C=2.2$ 、 $\gamma_H=2.5$ は、図-5 および図-7(a) から明らかなように、最初にハンガーが $\alpha=2.13$ で降伏し始め、主ケーブルと主塔は降伏せず、 $\alpha=2.82$ でハンガーの破断により全体系の終局状態を迎えている。この安全率の組み合わせに対してハンガーの安全率を $\gamma_H=2.2$ に低減すると図-8(a) から明らかなように、終局時の荷重倍率は $\alpha=2.49$ となり、その低下率は 12% となる。同じ $\gamma_C=2.2$ 、 $\gamma_H=2.2$ の基で、図-8(b) から明らかなように主塔の安全率を $\gamma_T=1.5$ に低下させても終局時の荷重倍率は $\alpha=2.48$ と変化は見られない。さらに、ケーブル安全率 γ_C の低減による終局強度は、 $\gamma_C=1.8$ まで $\alpha=2.48$ を確保できることがわかる。したがって、終局強度に着目した合理的な安全率の組み合わせとして、

$$\gamma_T = 1.5, \gamma_C = 1.8, \gamma_H = 2.2 \quad (1)$$

を提案することができる。この安全率の組み合わせは、図-6 および図-8(b) から明らかなように、最初にハンガーが荷重倍率 $\alpha=1.80$ で降伏を始め (①を満足)、続いて主塔と主ケーブルがほぼ同時に $\alpha=2.19, 2.23$ で降伏を開始し (②を満足)、その後各構成要素の塑性進展により $\alpha=2.48$ において吊橋全体系の終局状態を迎える (③を満足)。つまり、提案する安全率の組み合わせは、現行の安全率に比較して 15% 低い荷重倍率からハンガーの初期降伏を生じ、さらに約 12% 低下した全体

表-7 鋼重の占有率と低減率 (%)

| | 主ケーブル | ハンガー | 主塔 | 補剛桁 | 総重量 |
|-----|-------|------|----|-----|-----|
| 低減率 | 30 | 12 | 15 | 0 | 15 |
| 占有率 | 35 | 1 | 26 | 38 | 100 |

系の終局強度で崩壊を迎えるが、その低下の割合は小さい。

次に、この提案する安全率の組み合わせにより設計された各構成要素の鋼材重量についてまとめたのが表-7である。表中の低減率とは、明石海峡大橋の安全率を用いた場合の鋼材重量に対する提案する安全率のそれとの比 (%) を表している。また、占有率は提案する安全率を用いた場合の総重量に対する各構成要素の鋼重比を意味している。提案する安全率の組み合わせにより総鋼重は15%ほど低減できる。構成要素の中では、占有率の高い主ケーブルの低減率が30%と最も大きく、以下主塔、ハンガーの順となる。したがって、鋼重の低減を図れる可能性が大であることから、コスト縮減による経済性への寄与が期待できる。

また、主ケーブルの安全率を $\gamma_C=2.2$ から1.8に低減したことにより、使用限界時の荷重倍率は、 $L/350$ のたわみ許容量に対して $\alpha=1.47$ から1.37に低下する程度であり、十分に使用性を確保している。

6. まとめ

中央支間長3000mの3径間連続補剛吊橋を対象に、主塔、主ケーブル及びハンガーの安全率を基本パラメータとして、(死荷重+活荷重)に対して荷重倍率を乗じて荷重を増分させる載荷方法により終局強度解析を行い、弾塑性崩壊挙動を明らかにするとともに合理的な安全率の組み合わせを検討した。本解析で得られた結果を以下にまとめる。

- 1) 主塔の安全率を $\gamma_T=1.7$ の現行のままとした場合、主ケーブルの安全率の低減に伴い、主ケーブルが塑性進展することにより主塔への応力再配分が始まり、塔頂変位が増大する影響で付加曲げモーメントが増大するため主塔の負担が大きくなる。すなわち、主ケーブルの安全率の低減は吊橋全体の終局強度に大きな影響を与えることが明らかとなった。
- 2) 主塔の安全率の低減は、橋梁全体の終局強度に大きく影響することが明らかになった。また、主塔および主ケーブルの安全率を低減しても、ハンガーの初期降伏を起こす荷重倍率はほとんど変化せず、ほぼ一定値である。

- 3) ハンガーの安全率の低減による構造全体の終局強度は、主塔および主ケーブルの安全率が大いほど低下するが、逆に主塔の安全率を低減した場合、ハンガーの安全率を低減しても終局強度に与える影響は現れない。さらに、主ケーブルの安全率の低減が最も使用限界に影響を及ぼす。また、使用限界時において全構成要素は弾性領域内にある。
- 4) 最後に、吊橋全体の終局強度に着目した各構成要素の安全率の組み合わせとして $\gamma_T=1.5$ 、 $\gamma_H=2.2$ 、 $\gamma_C=1.8$ を提案する。この安全率の組み合わせから構成された吊橋全体の終局強度は、現行法の終局荷重倍率に対してその低下の割合は小さく、各構成要素の安全率を低減できることを明らかにした。これにより鋼材の総重量を15%低減でき、コスト縮減に寄与できる可能性が大である。なお、 $L/350$ の使用限界たわみ時の荷重倍率は、 $\gamma_C=1.8$ において $\alpha=1.37$ であり使用性を充分確保している。

7. あとがき

今回提案した安全率の組み合わせの適用については、各構成要素の材料強度および部材強度などの面から再検討することにより、その可能性が確実なものになる。また、提案する安全率はあくまで静的設計の立場からの提案であり、この安全率の適用の可能性については、耐風性、耐震性の両面からの研究を含めた総合的な検討が別途必要になる。なお、実際の吊橋の挙動において、主ケーブルおよび主塔の塑性化に伴い、主塔に大きな変形が発生することになり、その結果として主ケーブルとサドル間および主ケーブルとケーブルバンド間には相対すべりや2次応力が発生することが予想されるが、これらの細部構造の挙動を考慮した解析については今後の検討課題としたい。

謝辞：本研究の一部の解析については、大和證券(研究当時、東京都立大学大学院生)の仲西竜伸君の努力に負うところ大である。さらに、鋼橋技術研究会技術情報部会(藤野陽三部会長)長大橋構造設計WGの委員の方々には試設計などで多大な協力をいただいた。また、埼玉大学の山口宏樹教授、ならびに開発コンサルタント(株)の謝旭氏には解析プログラムについて貴重なご意見をいただいた。ここに、記して感謝する次第である。

参考文献

- 1) 西谷雅弘：海峡横断道路プロジェクトと技術開発の現状、橋梁と基礎、Vol.32, No.8, pp.180-186, 1998.
- 2) 藤野陽三、長井正嗣：吊形式橋梁の現状と将来、鋼構造論文集、第1巻3号、1994.

- 3) 日本道路協会：鋼道路橋示方書，I 共通編，II 鋼橋編，丸善，1993.
- 4) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，1989.
- 5) 山岸一彦，山田郁夫：上部工設計基準類の変遷，橋梁と基礎，Vol.32，No.8，pp.98-102，1998.
- 6) 野上邦栄，岩崎秀隆，柴田晃一，長井正嗣：長大斜張橋の耐荷力評価手法としての E_f 法の精度と終局強度照査法に関する研究，土木学会論文集，No.668/I-54，pp.217-230，2001.
- 7) 森山彰：ケーブル材料，橋梁と基礎，Vol.32，No.8，pp.130-131，1998.
- 8) 日本鋼構造協会：鋼構造技術総覧（土木編），技報堂出版，1998.
- 9) 限界状態設計法による長大吊橋の設計基準の検討委員会：明石海峡大橋主ケーブルに関する検討，海洋架橋調査会，1988.
- 10) 海峡横断道路プロジェクト技術調査委員会：安全率低減の検討，1995.
- 11) 東京湾口道路技術調査委員会（上部構造設計施工 WG）：吊橋における安全率の合理化，1995.
- 12) 山口栄輝：土木工学におけるコンピュータの高度利用技術 8.3.2 汎用プログラムを用いた構造解析例 1) MARC による吊橋の非線形解析，土木学会構造工学委員会計算機高度利用研究小委員会，pp.304-307，1998.
- 13) 長井正嗣，謝旭，山口宏樹，野上邦栄，新井田勇二：斜張橋ケーブルの非弾性挙動が終局挙動，強度に与える影響及び安全率低減に関する一考察，土木学会論文集，No.661/I-53，pp.85-94，2000.
- 14) Xu, X., Yamaguchi, H., Nagai, M. and Nogami, K.: Effect of Safety Factor of Main Cables on Ultimate Behavior and Strength of Long-Span Suspension Bridges, Proc. of fifth Pacific Structural Steel conference, Vol.1, pp.559-564, 1998.
- 15) 謝旭，山口宏樹，長井正嗣，野上邦栄：ケーブル安全率が超長大吊橋の耐荷力に与える影響，土木学会年次学術講演会，I-A131，第 53 回，pp.262-263，1998.
- 16) 斎藤一則，野上邦栄，長井正嗣：吊橋の安全率が終局強度に与える影響，土木学会関東支部技術研究発表会，I-68，第 27 回，pp.134-135，2000.
- 17) 斎藤一則，野上邦栄，長井正嗣：超長大吊橋の終局強度に着目したケーブル安全率の合理化について，土木学会年次学術講演会，I-A88，第 55 回，2000.
- 18) 岡野哲：防食技術の変遷，橋梁と基礎，Vol.32，No.8，pp.107-110，1998.
- 19) 大橋治一，依田照彦，樋口康三：長大斜張橋鋼床版の初期不整の実測データとその圧縮強度評価，土木学会論文集，No.549/I-37，pp.55-64，1996.
- 20) 長井正嗣，野上邦栄，森園康之，モハメドアンサール，金子傑，高田和彦，小林茂：超長大吊形式橋梁の塔の変形特性と設計法に関する研究，鋼橋技術研究会技術情報部会超長大橋の構造設計 WG 報告書，1997.
- 21) 謝旭，長井正嗣，山口宏樹：ケーブルの塑性化を考慮した長大斜張橋の終局挙動に関する考察，構造工学論文集，Vol.44A，pp.229-236，1998.
- 22) 謝旭，長井正嗣，山口宏樹：長大斜張橋の終局強度解析と挙動に関する一考察，土木学会論文集，No.598/I-44，pp.171-181，1998.
- 23) 謝旭，伊藤学，山口宏樹：Updated Lagrangian 手法による柔ケーブルの非線形解析，構造工学論文集，Vol.41A，pp.427-434，1995.
- 24) Kitada, T., Nakai, H., Ashihara, E. and Tanaka, K.: Elasto-Plastic Finite Displacement Behavior and Ultimate Strength of Large or Long-Span Steel Bridges, Proc. of the EASEC-5, pp.279-284, 1995.

(2000.10.11 受付)

RATIONAL ALLOCATION OF SAFETY FACTOR OF CABLES, HANGERS AND TOWERS IN A SUPER LONG-SPAN SUSPENSION BRIDGE

Kunieo NOGAMI, Kazunori SAITO, Masatsugu NAGAI and Yozo FUJINO

This paper describes the elasto-plastic behaviors and the load carrying capacity of the steel suspension bridge under various combinations of the safety factor of the main cable, hanger and tower. Rational combination of safety factor by considering both of the initial yielding state of each component and the ultimate state of the bridge is emphasized. From results of this study, we propose the combination values of $\gamma_T=1.5$, $\gamma_H=2.2$, and $\gamma_C=1.8$ as the rational safety factor. The main selective reason is as follows : ① The load parameter at initial yielding first agrees with that under the present safety factor. ② Each component at the hanger, main cable and tower yield before reaching a ultimate state. ③ The ultimate load parameter of bridge is greater than the required safety factor $\alpha = 2.4$.