

超長大吊橋主塔の初期不整が主ケーブル、ハンガーおよび主塔の安全率設定に与える影響

野上邦栄¹・長井正嗣²

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)

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終局強度に関する既往の研究は、これまで初期不整の無い完全系の構造を対象にして解析した成果であったため、大きな軸圧縮力と曲げモーメントを受ける主塔の初期不整が構造全体系の終局強度に影響することが懸念された。そこで、本論文では 3000m 吊橋主塔に初期不整を考慮した弾塑性有限変位解析を各構成要素の安全率を変化させた断面に対して実施し、各構成要素の初期降伏および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合わせを検討した。その結果、主塔の初期不整が吊橋全体系の終局強度に与える影響は小さいことを明らかにした。したがって、構成要素の安全率の組合わせは初期不整のない場合と同一のものを提案している。

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

1. はじめに

現在、吊橋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、部材単位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^{1),2)}。このような現状において、将来の海峡横断プロジェクトの実現にはコスト削減が大きな命題となっている。そのための方策の1つとして安全率の見直しが考えられる。これについては、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た^{3),4)}。

一方で、超長大橋の終局限界状態を想定した設計では、部材の強度限界と吊橋全体系の強度限界を考慮することが必要である。そこで、著者らは吊橋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検討してきた⁵⁾。その結果、構造全体系の終局強度に着目して得られた各構成要素の安全率は、現行の安全率に比べて低減できること、それにもなって鋼重を減らすことが可能になり工費・工期の縮減に寄与することを明らかにした。

しかし、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終局強度は、初期不整の無い完全系の構造を対象にして解析した成果であり、特に大きな軸圧縮力と曲げモー

メントを受ける主塔の残留応力および初期たわみが構造全体系の終局強度に影響することが懸念された。

そこで、本論文では吊橋全体系の終局強度特性に主塔の初期不整がどのように影響するかを明らかにするとともに、その特性から主ケーブル、ハンガー及び主塔の合理的安全率の組合わせを再検討することを目的とする。対象とした吊橋は、文献5)の3000m吊橋であり、各構成要素の安全率の変化に対応して試設計した断面を有する吊橋に対して、面内荷重を対象とした弾塑性有限変位解析を実施し、橋梁全体系の弾塑性挙動を明らかにする。さらに各構成要素の初期降伏および吊橋全体系の終局強度に着目した安全率の組合わせを検討し、これまでに提案している安全率の組合わせが有効であるかを明らかにする。

2. 解析モデルと解析方法

(1) 吊橋モデル

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2ヒンジ補剛吊橋である⁵⁾。塔は、変断面を有する6層ラーメン形式である。ケーブルは片側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、縦断勾配は考慮していない。

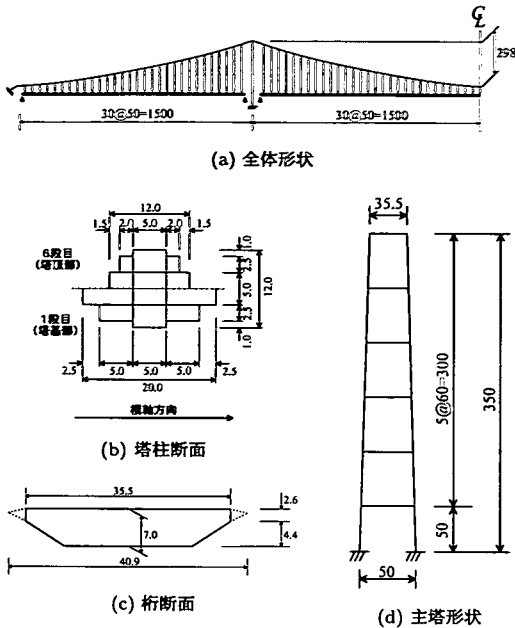


図-1 吊橋の基本モデル (単位: m)

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
ハンガー (γ_H)	3.0, 2.5, 2.2, 2.0

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

(2) 安全率

補剛桁、主塔、ケーブルおよびハンガーの安全率は、表-1 のように変化させる。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。参考までに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各々 (1.71, 1.55, 1.40, 1.24, 1.08) および (2.26, 1.88, 1.65, 1.50) 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。

(3) 構成要素の断面諸元と荷重

補剛桁の上、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。その補剛桁断面諸元を表-2 に示す。補剛桁の鋼種は SM400 である。

表-2 補剛桁および主塔の断面諸元

	γ_T	A (m ²)	I_{xx} (m ⁴)	I_{yy} (m ⁴)	J (m ⁴)
補剛桁		1.49	14.55	181.55	26.50
塔柱	1.7	3.94 ~8.30	48.79 ~105.87	59.55 ~264.74	63.60 ~182.20
	1.5	3.35 ~7.05	29.96 ~65.02	36.57 ~162.59	39.06 ~111.90
	1.2	2.76 ~5.81	16.74 ~36.32	20.43 ~90.81	21.81 ~62.50
塔水平材	下部	1.38	4.24	31.88	9.59
	中間	1.50	35.63	6.88	14.29
	上部	1.32	21.32	5.75	10.91

表-3 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)

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塔柱断面は、本州四国連絡橋公団の上部構造設計基準²⁾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を表-2 に、また $\gamma_T=1.7$ の基本断面形状を図-1(b) 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-2 に示す。水平材の鋼種は SM400 である。

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-3 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。

補剛桁の死荷重強度は、 $w_G=220.5$ kN/m である。主塔の死荷重強度 w_T は、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²⁾ に示される等価 L 荷重 ($w_L=26.46$ kN/m/Br) を用いた。ただし、活荷重は全長にわたり一定とし、等分布荷重を用いることにする。活荷重の載荷方法にはいくつかの考え方があがるが、ここでは構造全体および主塔に不利になる代表的荷重条件として、図-2 のような偏載を対象とした。

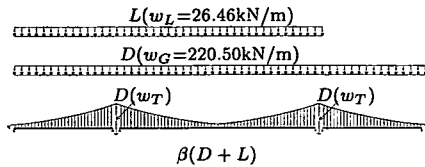


図-2 荷重条件

表-4 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

Unit : (MPa)

(4) 終局強度算出法

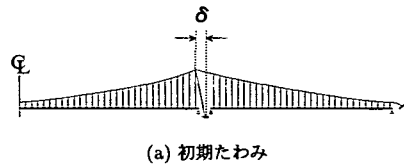
数値計算法は、構成する薄肉断面部材に対して一般に用いられる基本仮定のもと、幾何学的非線形性に材料非線形性が加わった複合非線形問題として定式化し、材料の応力-ひずみ関係は増分塑性理論による増分法を用いている。また、この数値計算には、Newton-Raphson法と組合わせて求める変位増分法を採用する。解析モデルの主塔、補剛桁、主ケーブル及びハンガーに使用した鋼材の材料特性を表-4に示す。表中の σ_u は引張強度、 σ_y 、 ϵ_y は降伏応力および降伏ひずみ、および E 、 E' はヤング率およびひずみ硬化係数である。

弾塑性有限変位解析における応力-ひずみ関係は、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、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。また、主塔および補剛桁の局部座屈の影響は考慮していない。

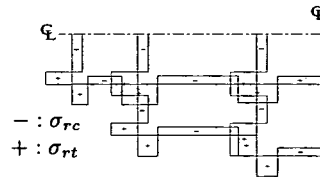
荷重条件は、まず死荷重 D が作用する初期状態1.0(D)を作成する。その後の荷重の荷重方法には死荷重 D と活荷重 L を載荷した状態に対して荷重パラメータ β を乗じて荷重 $\beta(D + L)$ を漸増させる方法を採用する。したがって、 β に1を加えた荷重パラメータを荷重倍率 $\alpha(=\beta + 1)$ と定義する。

(5) 主塔の初期不整

本論文で着目した主塔の初期たわみは、図-3(a)のように塔頂部において橋軸方向変位 δ を有する直線形状の初期たわみとして $\delta=h/2000$ および $h/1000$ (h は塔高)の2ケースを対象とする。さらに、図-3(b)のような塔柱多室箱型断面(1/4断面)に $\sigma_{rc}=0.1, 0.2, 0.3, 0.4\sigma_y$ 、



(a) 初期たわみ



(b) 残留応力分布

図-3 主塔の初期不整

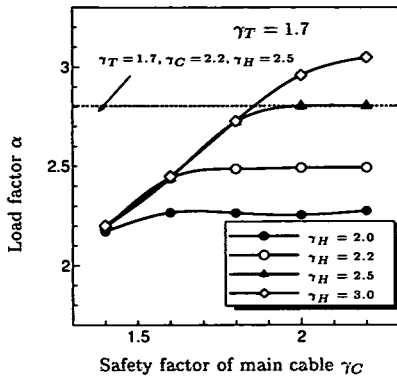
$\sigma_{rt}=1.0\sigma_y$ を有する理想化した溶接型残留応力分布を4ケース仮定した。ここに、 σ_{rc} 、 σ_{rt} は各々圧縮残留応力および引張残留応力である。

なお、これまでに実測された主塔の圧縮残留応力 σ_{rc} は、板厚30~60mmにおいて $0.1\sigma_y$ 以下と非常に小さいことが報告されている。さらに、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1/10000が要求されており、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ていること、また部材の初期たわみは最大で部材長の1/1800、平均で1/5000と小さいことが確認されている⁶⁾。しかし、本研究では道路橋示方書¹⁾に規定された柱の基準耐力曲線に用いられている圧縮残留応力 $\sigma_{rc}=0.4\sigma_y$ および部材長の1/1000の初期たわみを基本にしてこれまでの実測結果に比べてより大きな初期不整を採用する。なお、補剛桁は初期不整の実測値が小さく⁷⁾、また軸圧縮力が小さいことから、初期不整は考慮していない。

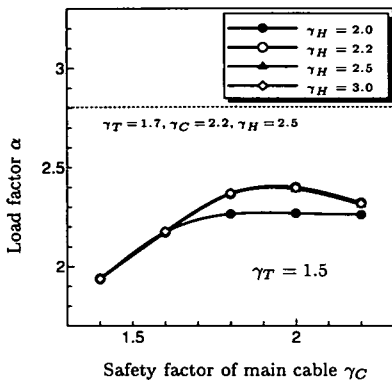
3. 初期不整の終局強度特性への影響

まず、主塔の初期不整として $\delta=h/2000$ の初期たわみと $\sigma_{rc}=0.4\sigma_y$ の残留応力を考慮した時の各構成要素の安全率の変化による弾塑性挙動および全体系の終局強度への影響、さらに主塔の初期不整を変化させたことによる各構成要素および全体系の終局強度への影響について検討する。

図-4は、ハンガーの安全率 γ_H をパラメータにしてケーブルの安全率と終局時の荷重倍率の関係をまとめたものである。主塔の安全率が $\gamma_T=1.7$ の結果をまとめた図-4(a)において、ハンガーの安全率 $\gamma_H=3.0$ の荷重倍率はケーブルの安全率 γ_C が大きくなるにしたがって高くなり、 $\gamma_C=2.2$ の荷重倍率は3を超える。 $\gamma_H=2.5$ では、ケーブルの安全率が $\gamma_C \geq 1.8$ になると明石海峡



(a) $\gamma_T = 1.7$



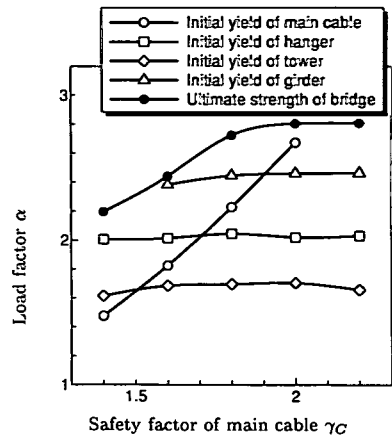
(b) $\gamma_T = 1.5$

図-4 終局時の荷重倍率と安全率の関係

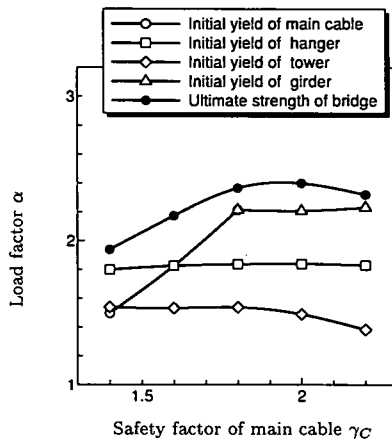
大橋の荷重倍率に漸近している。一方、 $\gamma_H = 2.2, 2.0$ の場合、 γ_C が 1.6 以上になると荷重倍率は変化しないことから、これらの場合ケーブルの安全率は $\gamma_C = 1.6$ が合理的となる。

次に、 $\gamma_T = 1.5$ の場合についてまとめたのが図-4 (b) である。ハンガーの安全率が $\gamma_H = 2.2, 2.5, 3.0$ と変化しても荷重倍率とケーブル安全率の関係曲線は一致していることから、 $\gamma_H = 2.2$ が有効である。この曲線から、ケーブルの安全率はほぼ最大荷重倍率に近い $\gamma_C = 1.8$ が最も合理的である。さらに、 $\gamma_H = 2.0$ の場合、ケーブルの安全率が 1.8 以上では荷重倍率は一定である。また、図-4(a) と (b) の主塔の安全率と荷重倍率の関係を比較すると、ハンガーの安全率の変化が荷重倍率に与える影響は $\gamma_T = 1.5$ の場合の方が $\gamma_T = 1.7$ の場合に比べて小さい。

図-5 は、各構成要素の初期降伏時の荷重倍率と終局限界時の荷重倍率の関係を示したものである。図-5 (a) の $\gamma_T = 1.7, \gamma_H = 2.5$ において、明石海峡大橋の安全率と同じモデル結果⁵⁾ では、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たことから、この安全率の組み合わせでは主塔の初期不整が終局強度に与える影響は小さい。



(a) $\gamma_T = 1.7, \gamma_H = 2.5$



(b) $\gamma_T = 1.5, \gamma_H = 2.2$

図-5 構成要素の初期降伏と吊橋の終局強度

と続いたが、主ケーブルに降伏は発生しなかった。また、この時の吊橋の崩壊はハンガーの破断で起こり、その時の荷重倍率は $\alpha = 2.81$ である。一方、ケーブル安全率 γ_C が 2.0 以下になると、吊橋の崩壊は構造全体系の各構成要素の塑性領域の広がり支配されている。特に、 $\gamma_C = 1.8$ の場合、塔 → ハンガー → ケーブル → 補剛桁の順に降伏が発生し、全体系の終局強度は $\gamma_C = 2.2$ のそれに比べて僅かな低下である。

ところで、主塔の初期不整を無視した明石海峡大橋の安全率と同じモデル結果⁵⁾ では、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たことから、この安全率の組み合わせでは主塔の初期不整が終局強度に与える影響は小さい。

図-5 (b) は、 $\gamma_T = 1.5, \gamma_H = 2.2$ に低減した場合である。 $\gamma_C = 1.8$ の時、主塔が $\alpha = 1.54$ で初期降伏し、次に、ハンガー、最後にケーブルと主桁が同時に降伏し

た。終局時の荷重倍率は $\alpha=2.37$ で全体系の塑性領域の進展に支配された。ケーブル安全率が $\gamma_C=2.2$ の場合の荷重倍率は、 $\gamma_C=1.8, 2.2$ のそれらに比べて低下している。これは、ケーブル断面が大きくなることにより主塔への鉛直反力が増大するため、主塔の初期降伏が早まるとともに、荷重の増大に伴い塑性進展がより進行するためである。

なお、同じ安全率の組み合わせにおいて主塔の初期不整を無視した場合、最初にハンガーが荷重倍率 $\alpha=1.80$ で降伏を始め、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、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た。したがって、初期不整による吊橋全体系の終局強度の低下率は 4.4% である。

以上の結果を踏まえて、代表的な安全率の組み合わせに対して初期不整の有無による初期降伏時および終局時の荷重倍率およびその増減率をまとめると表-5 のようになる。表中の α_y, α_{cr} は、各々初期降伏時、および終局時の荷重倍率を意味する。

図-6 は、 $\gamma_T=1.5, \gamma_C=1.8, \gamma_H=2.2$ の安全率の組み合わせモデル ($\delta=h/2000$ の初期たわみ) における残留応力の変化が終局強度に与える影響をまとめたものである。縦軸は残留応力を無視した解析による荷重倍率 α_0 に対する残留応力を考慮した場合の荷重倍率 α の比である。残留応力の増大に伴い荷重倍率は低下するが、その低下率は最大でも $\sigma_{rc}=0.4\sigma_y$ で 8% 程度である。また、初期たわみの変化が終局強度に与える影響については最大の低下率を示した $\delta=h/1000$ において 1% 程度であった。したがって、吊橋全体の終局強度への主塔の初期不整の影響は小さいことがわかる。ただし、主塔の初期不整を無視したモデルではハンガーに最初に降伏が発生したが、主塔の初期不整を導入した場合主塔が最初に降伏が発生するなど終局限界に至る弾塑性挙動が異なる。

4. まとめ

中央支間長 3000m の 3 径間連続補剛吊橋を対象に弾塑性有限変位解析を行い、特に主塔の初期不整が吊橋全体系の弾塑性崩壊挙動および耐荷力へ与える影響を明らかにするとともに合理的な安全率の組み合わせについて検討した。

提案する式(1)の安全率からなる吊橋において、主塔の初期不整を考慮することによる初期降伏する構成要素は、これを無視した場合に比してハンガーから主塔に変化し、表-5 からも明らかのようにその荷重倍率も 14.4% 低くなる。しかし、吊橋全体系の終局強度に対するその荷重倍率は 4.4% の低下であり、さらに 2.(5)

表-5 初期不整の有無と荷重倍率

安全率の組み合わせ			初期不整	荷重倍率	
γ_T	γ_H	γ_C		降伏時 α_y	終局時 α_{cr}
		2.2	有	1.66	2.81
1.7	2.5	1.8	有	1.65	2.72
		2.2	無	2.13	2.82
1.5	2.2	1.8	有	1.54	2.37
			無	1.80	2.48

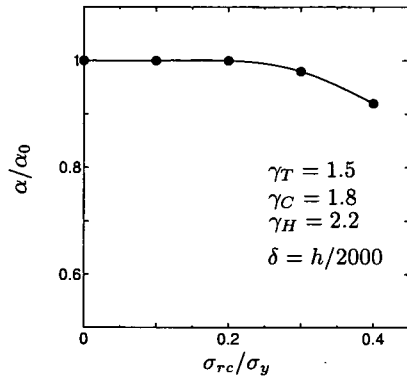


図-6 残留応力の終局強度への影響

で述べたように実橋の初期不整はここで導入した初期不整より小さいことを考慮するとき、主塔の初期不整が吊橋全体系の終局強度に与える影響は小さいことが明らかである。

また、解析結果より文献5)と同様に以下の3条件

- 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、吊橋全体系の塑性進展による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 $\alpha_{req} \approx 2.4$ を確保すること。

を満足する各構成要素の安全率の組み合わせとして、主塔の初期不整を無視した場合と同様に

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

を提案することができる。

なお、条件③の所要荷重倍率については、以下のように解釈できる。いま、限界状態設計法の書式⁹⁾は、今回の荷重条件に対して

$$\gamma_i \frac{\sum \gamma_a S(\gamma_f F)}{R(f/\gamma_m)/\gamma_b} \approx \gamma_i \gamma_b \gamma_a \gamma_f \frac{D+L}{R} \quad (2)$$

と与えられるものとする、

$$\alpha_{req} = \gamma_i \gamma_b \gamma_a \gamma_f \quad (3)$$

なる関係を得る。ここに、 S, R は荷重効果および抵抗値を表す。 $\gamma_i, \gamma_b, \gamma_m, \gamma_a, \gamma_f$ は各々重要度係数、部材係数、材料係数、構造解析係数および荷重係数である。また、 F, f は各々荷重の特性値および強度の特性値である。

ところで、終局限界状態を照査する荷重の組合わせとして $1.3D + 2.2L$ を考えるとき⁸⁾、今回対象とした吊橋の死荷重時と活荷重時作用応力度の比は $\sigma_D/\sigma_L \approx 9$ となることから

$$1.3D + 2.2L = 1.39(D + L) = \gamma_f (D + L) \quad (4)$$

の関係より、荷重係数は $\gamma_f = 1.39$ となる。もし、これまでに実績のない超長大吊橋の終局強度を算出するための解析上の精度のばらつきなどを考慮して構造解析係数を $\gamma_a = 1.2$ と仮定し、さらに部材係数を $\gamma_b = 1.05$ と置くならば⁹⁾、式(3)にこれらの係数を代入することにより、③の所要荷重倍率 $\alpha_{req} = 2.4$ は重要度係数として $\gamma_i = 1.45$ を要求していることと等価である。

謝辞：本論文は、当時東京都立大学大学院工学研究科土木工学専攻学生であった仲西竜伸君(大和証券 SMBC)の努力に負うところ大であり、ここに心より感謝する次第である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：鋼道路橋示方書，I 共通編，II 鋼橋編，丸善，1993.
- 2) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，1989.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 野上邦栄，斎藤一則，長井正嗣，藤野陽三：超長大吊橋の終局強度に着目した主ケーブル，ハンガーおよび主塔の安全率の合理化，土木学会論文集，No.549/I-37，pp.55-64，2001.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 野上邦栄，成田信之：吊形式橋梁の塔の座屈設計法に関する一考察，土木学会論文集，No.446/I-19，pp.225-234，1992.
- 9) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物，1998.

(2002.2.20 受付)

EFFECT OF INITIAL IMPERFECTIONS OF TOWERS ON SAFETY FACTORS OF MAIN CABLES, HANGERS AND TOWERS IN A SUPER LONG-SPAN SUSPENSION BRIDGE

Kunie NOGAMI and Masatsugu NAGAI

This paper describes the load carrying capacity of the suspension bridge by considering the initial imperfection of the towers under various combinations of the safety factor of the main cable, hanger and tower. Rational combination of safety factors has to be established by considering both of the initial yielding state of each component and the ultimate state of the bridge. From results of this study, it is presented that the effect of initial imperfection is small, and we propose the combination values of $\gamma_T=1.5$, $\gamma_H=2.2$, and $\gamma_C=1.8$ as the rational safety factor.