

吊橋主塔の安定照査式に関する一考察

A STUDY ON THE DESIGN INTERACTION EQUATION FOR THE MAIN TOWER OF SUSPENSION BRIDGES

野上邦栄*・安部大志**

By Kuniei NOGAMI and Futoshi ABE

In the design of frame structures by allowable stress design method, the estimation of ultimate strength using effective buckling length was reexamined by numerical analysis. Particularly in this study, the main tower for a suspension bridge was taken up, and the features of the various specifications regarding the stability were summarized, and examination was carried out on the accuracy of estimating ultimate strength. As the result, it was clarified that in the main tower for a long span suspension bridge, the $P-\delta$ effect is negligible, and that it is effective for the accuracy to adopt fully plastic moment, besides, the modified interaction formula was proposed.

1. まえがき

現在、許容応力度設計法においてラーメン構造を含む骨組構造物の耐荷力に対する照査を行う場合、有効座屈長という概念を用いることにより設計上対処している。したがって、この有効座屈長の評価が重要になるが、わが国の道路橋示方書¹⁾(以後、道示と呼称する)では弾性座屈理論を基礎にした有効座屈長を用い、この値を代表的な構造物の形式、境界条件に応じて定めている。また、吊橋主塔設計要領(案)・同解説²⁾(以後、本四規程と呼称する)では橋軸直角方向の有効座屈長をオイラー座屈の式を基礎に、柱の基準耐荷力曲線を準用して非弾性領域を考慮した有効接線弾性係数法(E_r -法)^{2) 3)}により決定している。

これに対して、最近欧州を中心としてラーメン構造物の設計基準は、従来の許容応力度設計法における有効座屈長を用いずに、変形の影響を考慮した解法を用いた設計法へと移行しつつある。現在この種の解法としては、初期不整と $P-\delta$ 効果を考慮した弾性2次解析が推奨されている^{4) 5)}。また、門形ラーメンの極限強度に関して構成板の局部座屈の影響を考慮した算定法が提案されている^{6) 7)}。限界状態設計法導入の現況を踏まえたこれらラーメン構造の極限強度算出法に対する活発な研究の中において、設計上の観点から従来の有効座屈長を用いた耐荷力評価法に関する見直しが理論的および数値解析的に行われている^{8) -14)}。

ここでは、長大吊橋を構成する要素の中で重要な主塔を採り上げ、特にラーメン形式主塔のより自由度の

* 東京都立大学助手 工学部土木工学科 (〒158 世田谷区深沢 2-1-1)

** 東京都立大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (〒158 世田谷区深沢 2-1-1)

高い設計の可能性を追究するための一資料を得ることを目的に、まず有効座屈長を用いた安定照査式について規程類の特徴および背景を整理した。次に、各種規程の耐荷力評価の精度について具体的に本州四国連絡橋の吊橋主塔を用いて比較考察を行い、有効座屈長を用いた現行規程の安定照査式に関する修正を試みたものである^{15) 16)}。なお、主塔は橋軸直角方向の面内問題のみを対象にし、塔柱の断面を構成する板要素は局部座屈を生じないように十分な補剛材が配置されているものとする。

2. はり一柱の面内相関強度式

弾性範囲内において、図-1のように両端に曲げモーメント M_1 および M_2 (ただし $M_1 \geq M_2$) を受ける圧縮部材の最大曲げモーメント M_{max} は、横ねじれ座屈を生じないものとする時、

$$M_{max} = M_1 \quad \dots \dots \dots (1)$$

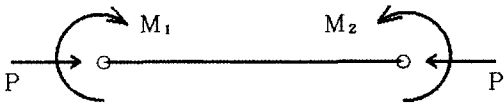


図-1 はり一柱

または

$$M_{max} = \frac{\phi M_1}{(1 - P/P_e)} \quad \text{ただし } (1 - P/P_e) \leq \phi \leq 1 \quad \dots \dots \dots (2)$$

の大きい方の値に支配される¹⁷⁾。ここに、 ϕ はモーメント換算係数、 P_e はオイラーの座屈荷重である。もし、柱が完全弾性体であるならば、降伏軸力および降伏モーメントを各々 P_y , M_y と置く時、次式を満足する範囲では部材の全長にわたって弾性範囲内にあり、構造的な不安全を生じることはない。

$$P < P_e \quad \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{\phi M_1}{M_y(1 - P/P_e)} \leq 1 \quad \dots \dots \dots (4)$$

もちろん、少しでも曲げ応力が存在すれば、荷重 P が増加してゆく過程において式(3)を満足する範囲で、式(4)を満足しなくなるから式(3)を考える必要がなくなる。

式(4)は明らかに圧縮力による曲げモーメントの増加特性を考慮に加えた応力度の限界を表す式である。断面の抵抗できる曲げモーメントはさらに大きく、塑性設計法の教えるところによれば多くの断面形状では、

$$\frac{M}{M_p} \leq 1.18 \left[1 - \frac{P}{P_y} \right] \quad \text{ただし } 1.0 \text{ 以下} \quad \dots \dots \dots (5)$$

を満足する範囲では断面は曲げモーメントに抵抗できる。ここに、 M_p は全塑性モーメントである。もし、この式(5)に式(2)を当てはめて良ければ、断面の抵抗できる限界は

$$\frac{P}{P_y} + \frac{\phi M_1}{1.18 M_p(1 - P/P_e)} \leq 1 \quad \dots \dots \dots (6)$$

と書くことができる。当然式(6)の方が式(4)より広い限界を与える。

式(6)の問題点は、曲げモーメントが M_y を越えた後も式(2)が成り立つと考えていることであって、これは危険側の誤差を含む。式(4)が最も安全側の限界を表すものとするれば、妥当な限界は式(6)の第2項にある $1.18 M_p$ を、これより小さく M_y より大きい値に書き換えることであろう。ここでは仮にそれを M_p として置く。つまり、

$$\frac{P}{P_y} + \frac{\phi M_1}{M_p(1 - P/P_e)} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (7)$$

である。

式(4) および式(7) に共通した問題点は、材料を完全弾塑性体であると仮定したところにある。実際には残留応力の影響などで柱の座屈荷重は P_e より低下する。この場合、座屈荷重を P_k とすれば

$$P_e > P_k = \frac{\pi^2 E_t I}{(\beta L)^2} \quad \dots\dots\dots (8)$$

と書くことができ、見掛けの接線弾性係数 E_t が定義できる。ここに、 β は有効座屈長係数である。 E_t がヤング率 E より低下することによる影響は、それぞれの荷重状態における曲げ変形の増分が E_t に影響され、それにともなう M_{max} が増大する結果を生じることにある。したがって、式(4) および式(7) は危険側の誤差を伴う可能性を持つことになる。

これに対する対策は色々に考えられるが、修正を M_{max} に対して行わず、式(7) の第1項における P_y を P_k に置き換える方法により与えられる次式

$$\frac{P}{P_k} + \frac{\phi M_1}{M_p(1 - P/P_e)} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (9)$$

が有効である。この式は式(7) において M_p は変化しないまま降伏モーメント点が P_k まで低下したとみなしていることに相当する。このような結果になることを物理的に説明することは困難であり、その合理性は充分ではないが、この式による限界は多くの実験や複雑な解析と良く一致するとされており⁵⁾、現段階では最も信頼性が高いものと考えてよさそうである。いま、道示の柱の基準耐力曲線を準用して $\phi = 0.4$ の場合について計算した結果を図-2の破線で示す。 $P_e < P_y$ となる範囲(等価細長比 $\lambda > 1$)では安全側過ぎるように思われるが、細長比の過大な部材の設計が好ましくないことは確かであるから、実害はない。

なお、 ϕ の本来の意味からすれば、 $(1 - P/P_e) > \phi$ の範囲では式(2) が意味を持たないにもかかわらず、式(9) の形を採用している設計公式でこの条件を料している例は見当たらない。上記方法からこの制約を取り除き、別に

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_p} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (10)$$

を制約条件として加えると、図中実線の曲線となり曲げモーメントの大きい範囲で限界が広がることになる。

3. 安定照査に対する規程類の要因比較

現在の許容応力度設計法における横拘束のないラーメン構造物の設計は、限界状態に対する照査を構造物全体に対する照査に代え、各部材における照査という形で行われており、この場合圧縮部材の標準的な安定照査は、次の断面力表示された2式を満足するように行われる。

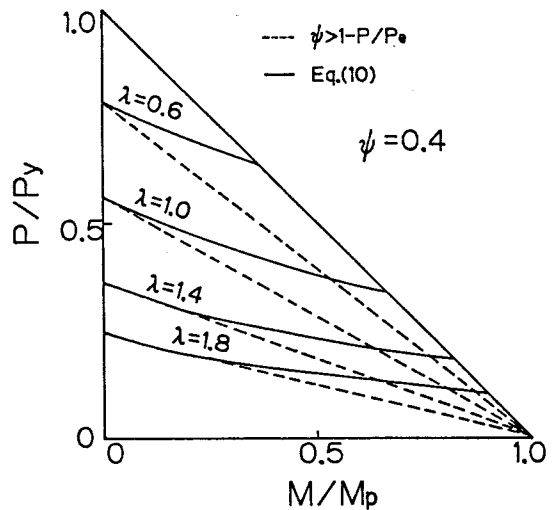


図-2 はり一柱の相関曲線

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{\phi M}{M_{cr}(1 - P/P_e)} \leq 1 \quad \dots \dots \dots (11)$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad \dots \dots \dots (12)$$

ここに、 P_{cr} は柱の限界軸圧縮強度、 M_{cr} および M_u は軸力が作用しない場合の限界曲げモーメントである。なお、実際には上式に安全率を考慮した応力表示式が用いられているが、構造物の終局限界状態の概念を明確にするため以後においては考慮の外に置くことにする。

さて、横拘束のないラーメン構造物では軸圧縮力による付加曲げモーメントの耐荷力への影響を考慮する必要がある。いま、節点移動のない場合の付加曲げモーメントの影響を $P-\delta$ 効果、節点移動の有る場合の影響を $P-\Delta$ 効果と区別する時、 $P-\delta$ 効果は前章からも明らかなように式(11)の右辺第2項の $1/(1 - P/P_e)$ に、 $P-\Delta$ 効果は一般に ϕ に考慮されている。

また、前章では問題にしなかったが、式(11)における P_{cr} および P_e はラーメン構造中の圧縮部材に対してこれを等価な単純支持の柱に置き換えた時の有効座屈長という概念を用いること、さらに P_{cr} は得られた有効座屈長を用いた細長比(L_e/r)をパラメータとする柱の基準耐荷力曲線から算出するため、これらの有効座屈長の評価が重要になる。しかし、この計算は単一部材に対しては容易であるが、ラーメン構造物を構成する部材の有効座屈長はラーメン構造全体から決まることから、隣接部材の拘束効果を含めた境界条件および荷重条件に依存することになり、総てのラーメン構造形式に対して有効座屈長を公式化することは極めて困難である。現在、有効座屈長の算出方法には

(a)固有値解法^{3) 8)}、(b)設計公式^{1) 7)}、(c)有効接線弾性係数法²⁾、(d)弾塑性有限変位解析法³⁾の4解法が多く用いられている。

以上の事項を踏まえて、ここでは代表的な規程として、AISC基準^{1) 8)}、道示(JSHB)¹⁾、国鉄建造物設計標準・同解説(JR、以後鉄道標準と呼称する)^{1) 9)}および本四規程(HSBA)²⁾を採り上げ、局部座屈および横ねじれ座屈を生じないラーメン構造に関する各規程の特徴および背景を整理した。式(11)および式(12)の主要な要因パラメータについて各規程の比較結果をまとめたのが表-1である。この表において明らかなように、部材断面力 P 、 M の解析方法には微小変位理論による1次弾性解析と変形後の釣り合い状態に関する有限変位解析が用いられている。

いま、微小変位理論によって解析が行われる場合について比較してみよう。この場合、 P_{cr} および P_e を決定するために重要となる有効座屈長

表-1 各規程の要因パラメータの比較

係数 β は、総ての規程とも(b)設計公式から算出している。特に、AISCおよび本四規程では図表から β を読み取るようになっている。また、道示は基本的な構造に対してのみ表で与えており、鉄道標準では、ラーメン橋脚に対してDIN4114を基本にした図表により、多層多径間ラーメン構造に対しては本四規程と同様な図表で与えている。

モーメント換算係数 ϕ は、AISCおよび本四規程の両規程とも $\phi=0.85$ の一定値を、また、道示および鉄道標

Param. Spec	AISC	JSHB	JR	HSBA	
Struc. analysis	Small disp.	Small disp.	Small disp.	Small disp.	Finite disp.
Effect. length of P_{cr}	Design formula	Design formula	Design formula	Design formula	E _r -method
Effect. length of P_e	Design formula	Design formula	Neglected	Design formula	Panel length
ϕ	0.85	Austin	Austin	0.85	Austin
M_{cr}	M_p	M_y	M_y	M_y	M_y
M_u	1.18 M_p	M_y	M_y	M_y	M_y
$P-\Delta$ effect	Considered	Neglected	Neglected	Considered	Considered
$P-\delta$ effect	Considered	Considered	Neglected	Considered	Considered

準ではAustinの近似式を採用している。限界曲げモーメント M_{cr} および M_u は、AISCのみ全塑性モーメント M_p 、 $1.18M_p$ を採り、わが国の規程は総て降伏モーメント M_y を採用している。

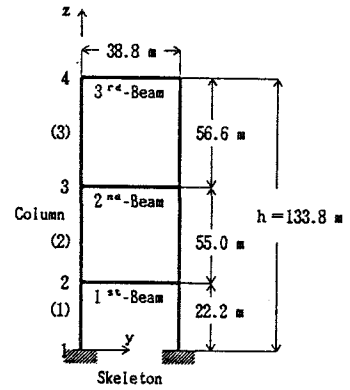
AISCおよび本四規程では、節点移動のある部材に生じる $P-\Delta$ 効果は $\phi=0.85$ の値を用いることにより考慮している。この値は、門形ラーメン構造を水平材取付位置に横荷重を受ける単純支持されたはり一柱にモデル化した時に得られる $\phi=1-0.18P/P_e$ を基礎に、その近似誤差を考慮して0.85の一定値に決められたものである²⁰⁾。また、道示および鉄道標準では $P-\Delta$ 効果を考慮していない。 $P-\delta$ 効果については鉄道標準のみが考慮していないが、これは鉄道橋に用いられるラーメン構造部材では、通常 $P/P_e \ll 1$ となる設計が多いため計算の便を考慮して無視している。もちろん $P/P_e \ll 1$ と言えない特殊な場合には $P-\delta$ 効果を考慮することとしている。

次に、本四規程のように断面力解析を有限変位理論によって行う場合、ラーメン構造部材端の水平変位に伴う材端モーメントは正しく評価されることになる。この場合、節点移動の有無および端条件の如何にかかわらず最大曲げモーメントと材端モーメントの関係式は、両端ピンの場合と全く同等になる²⁾。したがって、 P_e を算出するための有効座屈長は節点間の部材長($\beta=1$)を、さらに ϕ にはAustin式を用いるのが理論的に正しいことになる。また、実際のラーメン構造物では限界荷重に達する前に柱部材内に非弾性領域が発生する場合が多く、これに伴い有効座屈長にも変化が生じることになる。したがって、 P_{cr} の有効座屈長は従来の弾性固有値による有効座屈長に比べてより正確な有効座屈長を算出することが望ましく、柱の基準耐荷力曲線を準用した(c)有効接線弾性係数法を導入している。

4. 数値計算結果

前章で述べた要因比較に対して、具体的に各規程における安定照査式と簡易ばね系モデル²¹⁾を用いた耐荷力解析による数値計算結果との比較を行った。ここでは試算設計時の表-2の断面諸元を持つ下津井瀬戸大橋主塔を対象とした。なお、耐荷力解析では塔柱の残留応力として引張および圧縮残留応力が各々 $\sigma_{rt}=\sigma_y$ 、 $\sigma_{rc}=0.5\sigma_y$ の値を持つ直線分布を用い、初期不整は塔柱の製作・架設誤差としての限界値である塔頂水平変位 $v^\circ/h=1/2000$ を持つ1/4波の正弦波を導入した²²⁾。また、水平材は変形後も弾性状態にあるものと仮定した。

表-2 下津井瀬戸大橋断面諸元



Columns (SM58)	Story	$\frac{I_{xx}}{I_{yy}}$	$\frac{h}{r_x}$
A-Type	1 st	0.576	64
	2 nd	0.606	
	3 rd	0.652	
B-Type	1 st	0.280	92
	2 nd	0.296	
	3 rd	0.318	
C-Type	1 st	0.132	134
	2 nd	0.139	
	3 rd	0.150	

Beam	I_{b01}
1 st	454,980,000
2 nd	454,980,000
3 rd	663,540,000

$$I_{bi} = f I_{b0i}$$

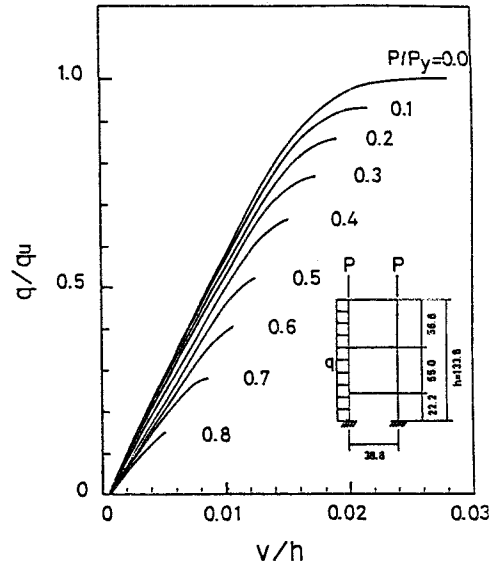


図-3 荷重-変位曲線

(1) A-Type 塔柱を持つ主塔に対する検討

鉛直荷重と分布横荷重を受ける実橋断面 (A-Type) のラーメン形式主塔の耐荷力解析を行った。その数値解析結果として鉛直荷重 P/P_y をパラメータにした分布横荷重—変位曲線を表したのが図-3である。縦軸は、 $P=0$ で分布横荷重のみが作用する時の耐荷力 q_u による無次元横荷重 q/q_u を、横軸は塔高に対する横変位の無次元量 v/h を採っている。これらの解析における主塔の崩壊は、全て塔基部において全断面降伏状態になることにより支配された。

さらに、得られた結果を鉛直荷重と最大曲げモーメントの相關曲線としてまとめたのが図-4の実線である。図中の縦軸は降伏荷重に対する鉛直荷重の無次元量、横軸は全塑性モーメントにより無次元化された最大曲げモーメントである。

この耐荷力曲線に対して、表-1の要因パラメータを持つ規程類の解曲線を比較することにより、各規程の耐荷力評価

の妥当性を検討した。これらの解曲線を得るために必要な有効座屈長は、(b)設計公式および(c)有効接線弾性係数法により得られた表-3に示す値を用いた。なお、この表には両解法

の他に固有値解法、簡易ばね系モデルを用いた擬似固有値解析²¹⁾ および弾塑性有限変位解析による値²¹⁾ と、さらに有効座屈長に対応する座屈荷重を付記した。設計公式による有効座屈長は最も高めの値であるのに対して、有効接線弾性係数法の有効座屈長はかなり低めの値となり、その耐荷力は弾塑性有限変位解析による構造全体系の耐荷力に近い値を示していることが明らかである。

図-4から明らかのように有限変位理論に基礎をおく本四規程の照査式が最も精度の良い相關曲線を表している。この大きな要因は、構造全体系として塔柱の非弾性領域発生の影響を P_{cr} に用いる有効座屈長に良く反映されたためである。道示、鉄道標準および微小変位理論に基礎を置く本四規程は低めの結果を与えており、特に微小変位理論に基礎を置く本四規程の3点鎖線は最も安全側の解曲線となった。これは、モーメント換算係数を $\phi=0.85$ に固定したこと、および P_{cr} の有効座屈長算出法に設計公式を適用していることに起因する。なお下津井瀬戸大橋の場合、わが国の総ての規程は式(12)の限界曲線に支配されている領域が広い。また、AISCはわが国の規程の曲線に比べて中間的な相關曲線を示しており、さらに M_{cr} および M_u に各々 M_p 、 $1.18M_p$ を用いているため最大曲げモーメントの大きい領域まで照査式(11)に支配されていることが明らかである。

(2) 水平材および塔柱の剛性変化に対する検討

微小変位理論と有限変位理論に基づいた本四規程およびAISCに対して、主塔の水平材および塔柱の曲げ剛性を変化させた場合の耐荷力評価について検討を行った。水平材の剛性変化は総ての水平材を一律に変

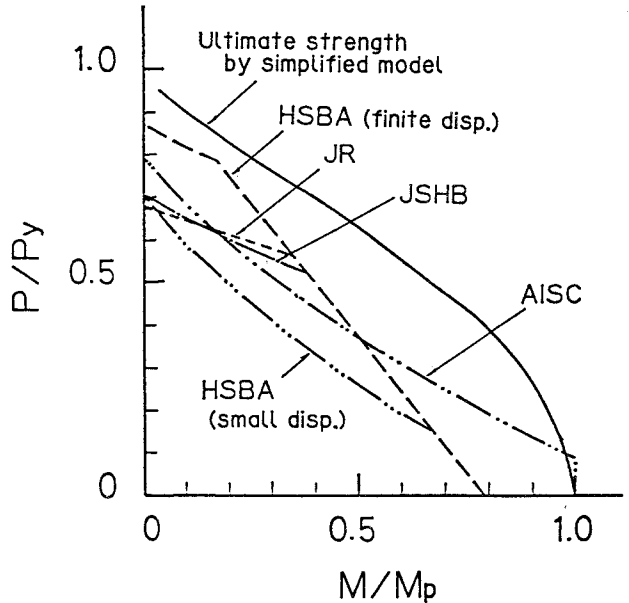


図-4 吊橋主塔に対する相關曲線

表-3 各解法による有効座屈長値

	Eigenvalue analysis	Design formula	E_r -method	Para-eigenvalue analysis	Ulti. strength analysis
L_e (m)	82.19	102.76	60.99	82.72	40.38
P_e (t)	240147	152205	71535	234884	78414

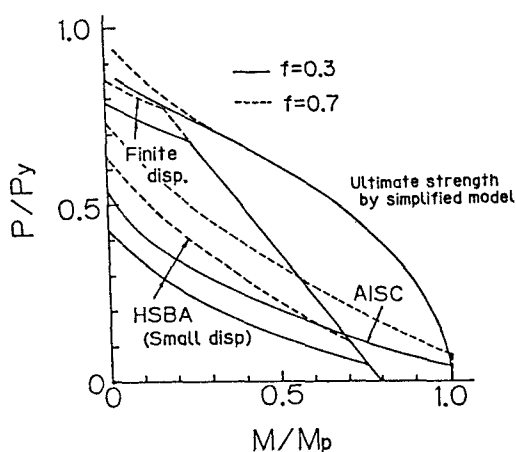


図-5 水平材剛性変化に対する耐荷力評価

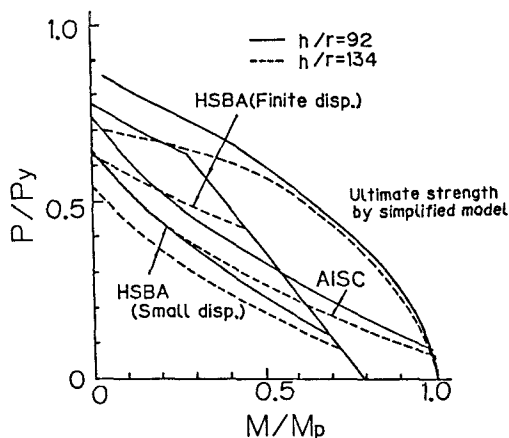


図-6 塔柱剛性変化に対する耐荷力評価

化させることにし、そのパラメータとして表-2の設計断面2次モーメント I_{b0i} に対する比率 f で表した

$$f = I_{bi} / I_{b0i} \quad \dots \dots \dots (13)$$

を用いた。いま、 $f = 0.3$ と $f = 0.7$ の場合についての相関曲線を表したのが図-5の実線および破線である。簡易モデルにより得られた耐荷力曲線から、 P/P_y の高い領域において f の低下とともに多少低下はしているものの全体として水平材剛性の耐荷力への影響は少ないと言える。これらの耐荷力曲線に対する有限変位理論を基礎にした本四規程の曲線は、水平材剛性低下による塔柱の非弾性領域の発生に伴う耐荷力への影響を有効座屈長に正しく反映されているため妥当な解曲線を与えている。しかし、微小変位理論に基礎を置く本四規程およびAISCの解曲線は大幅に低めの解を与えており、水平材剛性が柔らかくなるにしたがってより安全側の耐荷力を評価していることがわかる。これは、水平材剛性が低下することにより塔柱パネル端結合部の拘束効果が軟化することにより、結果として有効座屈長が長くなり、 P_{cr} への影響が敏感になったためである。

次に、水平材剛性は設計時剛性 ($f = 1.0$) のままとして、表-2のように塔柱の剛性比 I_{xx}/I_{yy} を変化させたB-Type ($h/r_x = 92$) とC-Type ($h/r_x = 134$) に対して検討した。その計算結果を示したのが図-6である。簡易ばね系モデルによる耐荷力解析結果から明らかなように、長柱になるにしたがって耐荷力は低下することになるが、設計水平材剛性があるため本四規程の有効座屈長の値は、ともに塔柱剛性の変化そのものが影響することになり、簡易モデルの耐荷力曲線に対してB-Type およびC-Type の相関曲線はA-Type の解曲線と同様な評価傾向を示した。また、AISCの曲線は曲げモーメントの小さな領域において、長柱になるにしたがって有限変位理論に基礎を置く本四規程の曲線に近づく傾向にあり、 $h/r = 134$ ではその曲線より高い値を示した。

5. 設計公式に関する考察

(1) 道示の安定照査式に対する修正

道示の設計公式に対して表-4に示すようなモーメント換算係数 ψ と有効座屈長を修正した3方法により

表-4 道示の修正パラメータ

Param. Spec	JSHB	Modified-a	Modified-b	Modified-c
Struc. analysis	Small disp.	Small disp.	Small disp.	Small disp.
Effect. length of P_{cr}	Design formula	Design formula	Eigenvalue analysis	E_r -method
Effect. length of P_a	Design formula	Design formula	Design formula	Panel length
ϕ	Austin	0.85	0.85	0.85
M_{cr}	M_y	M_y	M_y	M_y
M_u	M_y	M_y	M_y	M_y
$P-\Delta$ effect	Neglected	Considered	Considered	Considered
$P-\delta$ effect	Considered	Considered	Considered	Considered

耐荷力評価の改善を試みた。修正-aは、モーメント換算係数 ϕ のみをAustin式から $\phi=0.85$ に修正した方法、修正-bは修正-aの他に P_{cr} の有効座屈長を構造全体系の弾性固有値解析から算出する(a)解

法に修正した方法、さらに修正-cは P_{cr} の有効座屈長の算出に(c)有効接線弾性係数法を、 P_a の有効座屈長に部材長を用いた修正法である。A-Type主塔に対する計算結果を図-7に示す。図から明らかなように、モーメント換算係数を $\phi=0.85$ に修正することにより簡易系モデルから得られた耐荷力曲線に沿う相関曲線を得ることができ、修正-bのように有効座屈長を弾性固有値解析から求めることにより鉛直荷重が大きい領域でより改善できる。さらに非弾性を考慮した有効接線弾性係数法により有効座屈長を算出する修正-cならば、修正-aおよび修正-bに比べてより精度の高い相関曲線を得ることができる。

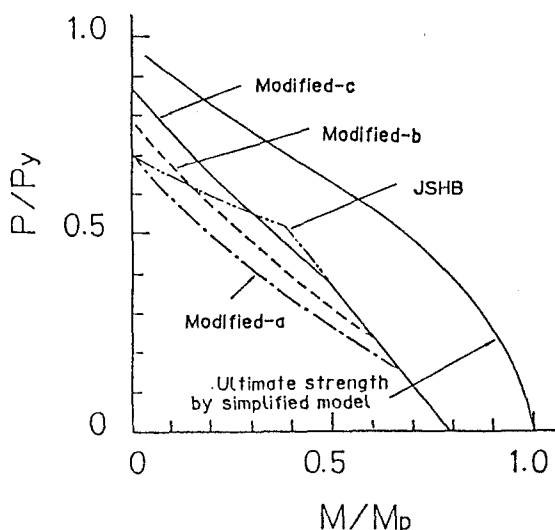


図-7 道示の修正による相関曲線

(2) 本四規程の安定照査式に対する修正

道示の場合と同様にして、本四規程に対する修正を試みた。その修正方法を表-5に示す。修正-1は、 $P-\delta$ 効果を見逃した方法、それに加えて M_{cr} および M_u を全塑性モーメント M_p に置き代えた修正-2の方法、さらに修正-3は修正-2においてモーメント換算係数を $\phi=0.85$ に修正した方法である。その計算結果が図-8である。修正-1にすることにより現規程に比べて式(11)に支配される領域において

表-5 本四規程の修正パラメータ

Param. Spec	HSBA	Modified-1	Modified-2	Modified-3
Struc. analysis	Finite disp.	Finite disp.	Finite disp.	Finite disp.
Effect. length of P_{cr}	E_r -method	E_r -method	E_r -method	E_r -method
Effect. length of P_a	Panel length	Neglected	Neglected	Neglected
ϕ	Austin	Austin	Austin	0.85
M_{cr}	M_y	M_y	M_p	M_p
M_u	M_y	M_y	M_p	M_p
$P-\Delta$ effect	Considered	Considered	Considered	Considered
$P-\delta$ effect	Considered	Neglected	Neglected	Neglected

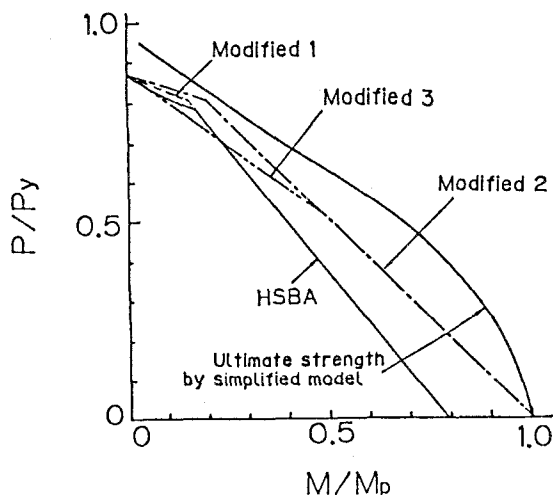


図-8 本四規程の修正による相関曲線

多少高めの曲線になるもののほとんど一致しており、下津井瀬戸大橋の主塔では $P-\delta$ 効果を無視することが可能であると言える。また、修正-2のように限界曲げモーメントを降伏モーメントに代わり全塑性モーメントに修正することにより、簡易系モデルの耐荷力曲線に最も漸近した精度の良い相関曲線となる。また、修正-3は、 $\phi=0.85$ を用いることにより耐荷力曲線に沿った滑らかな曲線となるとともに式(11)に支配される領域が広がり、しかも有効な精度を有する解曲線を与える。

(3) 考察

以上の結果、許容応力度設計法における長大吊橋主塔の安定照査式としては、有限変位解析に従った断面力計算を行い、有効接線弾性係数法により有効座屈長を算出している現本四規程を基礎にして修正した次式

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{\phi M}{M_{cr}} \leq 1 \quad \dots \dots \dots (14)$$

が有効である。上式において $P-\delta$ 効果を表す項は、実際的主塔断面では $P/P_c \ll 1$ となり無視できる量であること、さらに、この効果が精度良く曲げモーメントを補正するのは比較的断面変化の少ない単一部材に等曲げを受ける場合であり、長大吊橋の主塔のように変断面部材であり、しかも不等曲げを受ける場合に適用することは適当ではないことから考慮から外した。

また、横ねじれ座屈が生じないことを前提にした場合、 M_{cr} は全塑性モーメント M_p を用いることを推奨する。 ϕ は、現規程と同じAustin式を用いるのが理論的であり最も精度の高い結果となるが、簡易ばね系モデルによる耐荷力曲線に類似し、しかもある程度の余裕を有する相関曲線を得ることを可能にする $\phi=0.85$ が有効である。

6. 結論

ラーメン形式吊橋主塔の設計公式に対して、現行規程に用いられている有効座屈長を導入した耐荷力評価法について種々の検討を行った。得られた結果をまとめると次のようになる。

- (1) 具体的には下津井瀬戸大橋主塔を数値計算の対象に採り上げ、安定照査に対する規程類(AISC, 道示, 鉄道標準および本四規程)の相関曲線を求めた結果によると、部材断面力算出法に有限変位解析を用いた本四規程の照査式が最も精度の良い耐荷力評価をしている。これに対して、微小変位理論に基礎を置く本四規程が最も安全側の相関曲線となった。またAISCはわが国の規程に比べて中間的な曲線を与えていることが明らかになった。
- (2) ラーメン形式主塔の耐荷力は、塔柱と水平材の剛性変化による結合部の拘束効果に依存することになる。したがって、水平材剛性が低下する場合には、設計公式により算出される有効座屈長が長くなるため耐荷力評価に大きく影響することになり、AISC, 道示, 鉄道標準および微小変位理論に基礎を置く本四規程の安定照査式はかなり安全側の結果を与えることを明らかにした。
- (3) 現行本四規程の安定照査式に対して、モーメント換算係数として $\phi=0.85$ を、限界曲げモーメント M_{cr} , M_u に全塑性モーメント M_p に修正することにより、簡易ばね系モデルにより得られた耐荷力曲線に漸近した精度の高い解曲線になることを明らかにした。また、長大吊橋主塔の安定照査式として式(14)を提案した。

本研究では、実際の代表的な長大吊橋主塔の1例を用いて検討したが、今後より多くの等断面および変断面形状を持つ主塔に対する耐荷力解析を行い、局所座屈の影響および横ねじれ座屈をも考慮したより合理的な照査式の確立のための検討が必要である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編），1980.2
- 2) 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会：本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書，別冊1，主塔設計方法に関する検討，1980.3
- 3) 土木学会：座屈設計ガイドライン，1987.10
- 4) U.Vogel：Recent ECCS-Developments for Simplified Second-Order Elastic and Elastic-Plastic Analysis of Sway Frames, Stability of Metal Structures, Final report, Paris, 1983.11
- 5) B.G.Johnston：Structural Stability Research Council, Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 3rd Ed. John Wiley & Sons, 1976
- 6) Nakai, H., Emi, S. and Miki, T.：In-Plane Critical Strength of Thin-Walled Steel Frames Subjected to Vertical Loads, Proc. of JSCE, Vol.3, No.1, pp.75~84, 1986.4
- 7) 中井博・酒造敏廣・大垣賀津雄：鋼薄肉ラーメン構造物の限界強度の近似計算法，土木学会論文集，第380号/I-7，pp.263~272，1987.4
- 8) 井上純三・竹中秀夫・長谷川彰夫・西野文雄：有効座屈長を用いた部材設計の全体骨組耐荷力に関する精度，構造工学論文集，Vol.31A，pp.123~133，1985.3
- 9) 垣内辰雄・宇佐美勉：有効座屈長を用いた横拘束のない鋼骨組構造物の設計，土木学会第42回年次学術講演会講演概要集，1987.9
- 10) 水野克彦・宇佐美勉：横拘束のない鋼骨組構造物の簡易強度解析方法の比較，土木学会第42回年次学術講演会講演概要集，1987.9
- 11) 依田照彦・葉師寺洋輔：梁-柱部材の設計公式に関する提案，構造工学論文集，Vol.33A，pp.115~121，1985.3
- 12) 堀井秀之・鈴木亘・奥野剛司：線形化有限変位解析に基づく骨組構造物の安全性照査体系（面内問題）土木学会第43回年次学術講演会講演概要集，1988.10
- 13) 鈴木亘・堀井秀之・長谷川彰夫：線形化有限変位解析による有効座屈長の算定法，土木学会第43回年次学術講演会講演概要集，1988.10
- 14) 宇佐美勉・寺尾圭史：局部座屈を考慮した箱形断面鋼骨組構造物の強度，土木学会論文集，第398号/I-10，1988.10
- 15) 安部大志・野上邦栄：ラーメン形式吊橋主塔の安定照査式の検討，土木学会第43回年次学術講演会講演概要集，1988.10
- 16) 小林岳彦・野上邦栄：ラーメン構造物の簡易耐荷力算出法について，土木学会第43回年次学術講演会講演概要集，1988.10
- 17) 西野文雄・福本秀士共訳：鋼構造部材と骨組，丸善，1970
- 18) AISC：Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, 1978
- 19) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説，1983
- 20) W.F.Chen and E.M.Lui：Structural stability, ELSEVIER, 1987
- 21) 伊藤文人・野上邦栄・田中充夫：ラーメン形式吊橋主塔の耐荷力解析，構造工学論文集，Vol.34A，pp.131~144，1988.3
- 22) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，1977.8

(1988年10月12日受付)