

# 斜張橋主桁の終局挙動、強度特性の解明と 安定照査に関する一考察

長井正嗣<sup>1</sup>・謝旭<sup>2</sup>・山口宏樹<sup>3</sup>・野上邦栄<sup>4</sup>・新井田勇二<sup>5</sup>

<sup>1</sup>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)

<sup>2</sup>博士(学術) 開発コンサルタント(株) (〒170-0005 東京都豊島区南大塚 3-20-6)

<sup>3</sup>工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科 (〒338-8570 埼玉県浦和市下大久保 255)

<sup>4</sup>工博 東京都立大学助教授 工学研究科土木工学専攻 (〒192-0397 八王子市南大沢 1-1)

<sup>5</sup>工修 (株) 総合技術コンサルタント (〒533-0033 大阪市東淀川区東中島 3-5-9)

本研究では、スパン 600m の斜張橋を対象に、弾塑性有限変位解析を用い、桁高、材質、塔位置のケーブル吊間隔、中央径間と側径間のスパン比が終局挙動や強度に与える影響を明らかにするとともに、安定照査を不要とできる最小桁高選定に関する設計資料を提供している。検討結果から、スパン 600m 程度までのマルチケーブルタイプ斜張橋であれば、材質に関係なく桁高として 2m 以上を選べば全体の座屈安定性に関する照査は不要とできる可能性を示す。

**Key Words:** cable-stayed bridges, elasto-plastic finite displacement analysis, ultimate strength, stability design

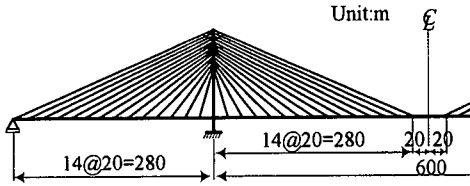
## 1. まえがき

斜張橋主桁の座屈安定照査にあたり、補剛板の局部座屈照査と圧縮と曲げを受ける部材としての安定照査が行われる<sup>1)</sup>。このうち圧縮と曲げを受ける主桁の安定照査法が未だ確立されておらず設計者を悩ませる問題となっている。現状、弾性座屈解析または有効接線弾性係数を用いた座屈解析 ( $E_t$ 法<sup>2),3)</sup>)から求まる固有値またはモードから有効座屈長を計算し対応する方法が取られている。また、これらの方法では正確に耐力が評価できないという立場から、あるいは上記の方法で設計された橋全体が安全であるかを確認するために、弾性有限変位解析または弾塑性有限変位解析<sup>3)</sup>により照査する場合がある。照査用に適用されている弾塑性有限変位解析は現有の技術の範囲では最も信頼性の高い方法であり、これに基づく設計が好ましいと考えられるが、計算時間や費用を要し、実務設計、とくに計画設計段階で積極的に導入するには制約がある。そのため、より簡便で精度よい設計手法の開発が強く望まれている。

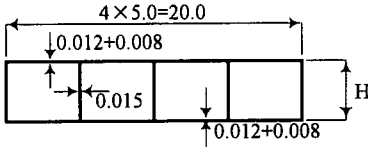
さて、主桁部材の座屈安定性は桁高(面内の断面 2 次モーメント)の選定に関係している。文献 2)で説明したように、ケーブル剛性を一定とした場合、桁高を高くして曲げ剛性を大きくすると、不静定構

造の力学特性として曲げモーメントが大きくなる。しかし、曲げ剛性も大きくなっているため曲げ応力の変化は小さい。つまり、主桁に発生する応力は同一スパンのもとでは桁高の影響をあまり受けない。そのため、桁高をどのように選べばよいか問題となる。勿論、桁高は製作性や将来のメンテナンスを念頭において決定する必要があり、また 2 軸圧縮を受ける補剛板の局部座屈強度を確保する観点<sup>4)</sup>(橋軸直角方向の圧縮応力の低減を考慮)からの検討も決定要因になるが、経済性の観点からは、桁高の低い断面を選ぶことができればよいことになる。これは、主桁の重量は、ほぼ連動して塔、ケーブルまた下部構造の費用に影響を与え、したがって斜張橋主桁の最小断面の特定は経済設計を達成する上で重要な役割を果たすためである。その際、静力学的観点からは圧縮と曲げを受ける主桁の耐力に対して一定の安全率を確保するよう決定する必要があるが、先に説明したように部材の安定性を照査する合理的な手法も確立されておらず、桁高と耐力の関係は依然不明のままといえる。

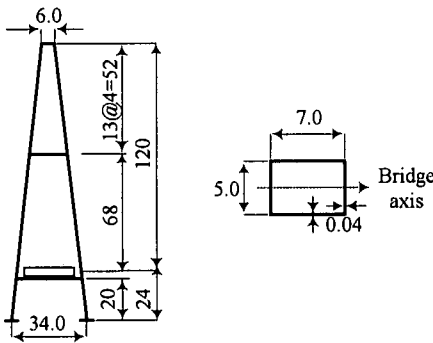
本研究では、スパン 600m の 3 径間連続斜張橋を対象に、弾塑性有限変位解析を用い、桁高が終局耐力に与える影響、すなわち終局挙動や強度を明らかにし、桁高選定に関する設計上の資料を提供する。



(a) 側面形状



(b) 桁断面



(c) 塔形状と断面

図-1 斜張橋モデル

著者らは文献 5)において、今回と同様の検討を行っているが、本文ではそれを発展させ、桁高として更に小さい値を選ぶとともに、側径間長と中央径間長の比や塔位置のケーブル吊間隔といった実務設計に関わる多くのパラメータを対象とし、より総合的に検討を行ったものである。なお、弾塑性有限変位解析を用いた斜張橋の終局強度特性に関する検討は文献 6)7)に見られるが、そこでの検討は主に塔に着目したもので、主桁の終局挙動や強度特性はこれまで明確にされていないのが実状である。

## 2. 計算モデル

計算対象とした 3 径間の 2 面吊連続斜張橋モデルを図-1 に示す。中央径間長と側径間長はそれぞれ 600, 280m, 塔の桁上高さは 120m で、スパンの 1/5 とする。桁は 20m 間隔で配置されるケーブルで支持され、塔位置の桁断面において、橋軸方向に弾性拘束 (ばね定数  $k = 20,000\text{KN/m/橋}$ ) される。橋軸

表-1 断面諸量

H(m)	A(m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	J(m <sup>4</sup> )
0.6	0.845	0.073	28.917	0.169
0.8	0.860	0.131	29.667	0.298
1.0	0.875	0.206	30.417	0.462
2.0	0.950	0.850	34.167	1.785
3.0	1.025	1.969	37.167	3.888
塔*	0.960	4.333	7.187	6.125

\*塔は一柱当りの諸量である。

方向のバネ定数を小さくすると、2 つの塔頂が橋軸方向に大きく変形する崩壊状態が先行する。ここで採用したバネ定数は、このような状態を防ぐために設定された値である。

桁幅は 4 車線を想定して 20m と仮定し、桁高を 0.6, 0.8, 1.0, 2.0, 3.0m と変化させて桁高と耐力の関係を検討する。桁高 0.6~1.0m のケースは製作性や将来のメンテナンスを考慮すると現実的なものではないものの、曲げ剛性の小さいモデルが桁の座屈安定性に及ぼす影響をみるために検討の対象としている。また、上、下フランジ厚は最小板厚相当の 12mm を仮定し、縦リブを考慮して 20mm とする。腹板厚は 15mm と仮定する。塔を含めた各モデルの断面積、断面 2 次モーメント他の断面諸量を表-1 に示す。塔及び桁の材質には SM490Y (降伏点:  $\sigma_y = 353\text{MPa}$ ) を用いるが、桁高 1.0, 2.0m モデルでは桁の材質として SM400 材 (降伏点:  $\sigma_y = 235\text{MPa}$ ) を用いて材質の影響もあわせ検討する。

塔の断面諸量は概略設計を行い決定している。面内荷重として死、活荷重を、面外荷重として風荷重 (この場合は死荷重応力を同時に扱う) を対象に応力を計算する。そして、塔基部で得られた応力を許容応力度の上限值<sup>2)</sup>と比較する。今回の概略設計では、全体の座屈安定照査は省略している。そのため、上限値に対して約 30MPa の余裕をもたせて断面を決定している。また、塔基部で得られた断面を全高にわたって使用している。なお、別途 30MPa の余裕を考慮しない断面諸量を用いた計算も行ったが (SM490Y 材で桁高 1.0, 2.0, 3.0m モデルを対象)、桁の終局挙動や強度に与える影響が小さいことを確認している。

さて、スパン(L<sub>0</sub>)と桁の塔位置で生じる最大垂直応力度の関係を予測した結果<sup>2)</sup>を図-2 に示す。図中、 $\sigma_n$ は軸力による桁の最大垂直応力、 $\sigma_b$ は曲げモーメントによる応力でスパンの 1/4 点で推定した値を用いている。 $\xi$ は総死荷重 ( $W_D$ ) と、横リブ、ダイアフラム等の横補剛部材を除いた軸方向力に抵抗

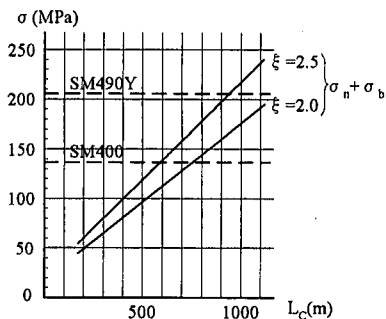


図-2 スパンと桁の最大垂直応力度の関係

する断面積 (A) による重量との比率で、これまでの実績に基づき 2.0 と 2.5 を仮定している。図より、スパン 600m 程度で SM490Y 材を用いると、最大応力は降伏点を安全率約 1.7 で割った許容応力度の上限値<sup>1)</sup> (図中の破線) に比べて十分小さいことがわかる。一方、SM400 材を用いた場合、最大応力が許容応力度の上限値に近くなるのがわかる。そこで、発生応力が許容応力度の上限値に近い場合の挙動を考察するため SM400 材を検討の対象とした。

因みに名港中央大橋 (スパン=590m) では主桁の材質として大部分に SM490Y 材が使用されている。また鶴見つばさ橋 (スパン=510m) では塔位置の中間支点近傍では SM490Y 材が、その他の領域では SM400 材が使用されている。

今回の計算では、死荷重 ( $W_D$ ) としていずれのモデルも 196kN/m を仮定した。著者らは主桁重量 ( $W_G$ ) の算出法として、ボルト接合を前提とし、

$$W_G = 1.4 \gamma_s A_s \quad (1)$$

を用いている。ここで、 $\gamma_s$  は鋼の単位体積重量、1.4 は軸方向力に抵抗しないダイアフラム、横リブ、対傾構等の重量を見込むために仮定した係数である。

死荷重 ( $W_D$ ) を計算する場合は、さらに舗装 (80mm 厚)、地覆 (600mm 幅)、高欄また付属物を考慮する。因みに、桁高 1.0, 2.0, 3.0m の場合の死荷重は付属物なしとすれば、それぞれ約 138, 146, 155kN/m となる。したがって、これら桁高モデルでは、付属物としてそれぞれ 58, 50, 41kN/m を考慮することになる。これは、図-2 中の  $\xi$  としてそれぞれ 2.9, 2.7, 2.5 程度となる。なお、付属物がない場合の  $\xi$  は、いずれのケースも 2.0 程度となる。付属物の重量が小さい場合には、後ほど議論する安全性の指標として用いる荷重倍率 ( $\alpha$  または  $\beta$ : 載荷荷重と死荷重の比率) は更に大きな値となる。そのため、付属物重量を大きく仮定した本検討結果は安全側の評価となっている。なお、この程度については後程説明する。

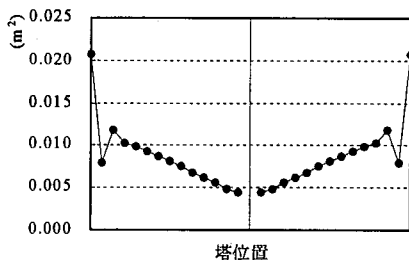


図-3 ケーブル断面積 (片面当たり)

ケーブル断面積は、3. で説明する方針に基づき死荷重状態での張力を決定し、活荷重の大きさをその 25%、また、許容値を 588MPa として決定している。現行設計では許容応力度として 628MPa が用いられているが、支点沈下の影響や温度応力等を考慮していない検討のため、許容応力度に比べて 7% 程度小さい値を用いることとした。図-3 にケーブル断面積のスパン方向分布を示す。

### 3. 計算方法と荷重載荷

薄肉閉断面を対象とした、局部座屈を考慮しない弾塑性有限変位解析法および斜張橋への適用手法は文献 8) で詳述しているので参照されたい。なお、文献 8) で記述しているが、塔と桁の構成則には完全弾塑性体、ケーブルの構成則には弾性体を用いている。計算にあたり、残留応力および初期たわみの影響は考慮していない。それは残留応力が終局耐力に与える影響が小さいこと<sup>8)</sup>、また弾性座屈モード形を初期たわみ形状とした場合、初期たわみが耐力に与える影響が小さいこと<sup>9)</sup> から、それらの影響を無視することとした。なお、解析は図-4 に示すような立体骨組構造にモデル化して行うが、桁及び塔の要素長はそれぞれ 5.0, 4.0m としている。部材レベルでの考察であるが、要素の分割数が座屈強度に与える影響、並びに今回の分割長を選んでも、それより短い要素長との結果に変化がないことは文献 5) に詳述している。

本研究で採用した荷重載荷方法を説明する。まず、死荷重状態を作成し、死荷重 ( $W_D$ ) に比例する等分布満載荷重を載荷することで、終局挙動及び強度を検討する。ここで、比例係数 ( $\alpha$ ) を荷重倍率と呼ぶ。本文での荷重倍率 ( $\alpha$ ) = 0 は死荷重が作用した状態に対応する。 $\alpha$  に 1 を加えた荷重倍率、すなわち死荷重分を考慮した荷重倍率を  $\beta$  ( $=1+\alpha$ ) と定義する。なお、死荷重時のケーブル張力は、塔の曲げモーメントが 0、桁の曲げモーメントが

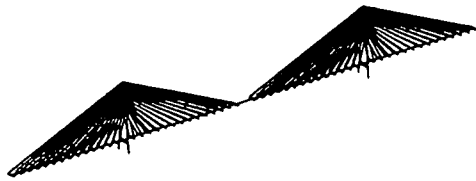
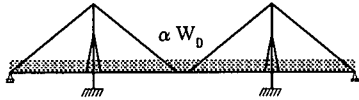
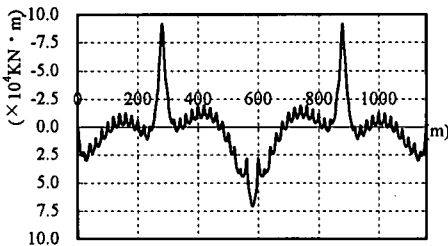


図-4 立体骨組モデル



(a) 荷重載荷方法



(b) 桁曲げモーメント分布

図-5 載荷状態および桁曲げモーメント分布

ケーブル支持点を剛支点とする連続桁の曲げモーメントとなるように決定している。このようなケーブル張力の決定方針は一般的に採用されているものである。また、図-5に等分布満載の載荷状態とともに、荷重強度として死荷重の大きさを用いた場合 ( $\alpha=1$ ) の桁曲げモーメント分布を示す。これより、塔位置および桁圧縮軸力の小さいスパン中央部の曲げモーメントが大きくなるのがわかる。桁の軸力は塔位置が最大となることから、今回の荷重載荷では塔位置の桁断面に最も大きな応力が生じることになる。

荷重の載荷方法には幾つかの取扱いが見られ、これまで死、活荷重に対して荷重係数を乗じて荷重を増加させる場合が多い。また、活荷重としては、影響線載荷領域を対象に載荷している場合が多く見られる。載荷方法については幾つかの考え方があがるが、これらは設計者の判断に委ねられるものと考え。さて、文献 7)では、ケーブル張力も調整して(プレストレスを変化させる)桁曲げモーメントがほとんど生じない状態で荷重載荷を行い、荷重載荷に当たってはこの方法を採用する必要があると主張している。著者らもケーブル張力も同時に変化させた

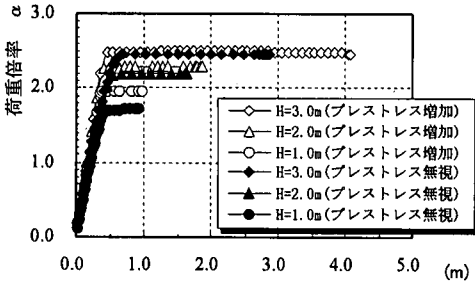
解析を行い、変化させない場合との比較を行った。その結果、ケーブル張力も同時に増加させる荷重載荷では、桁曲げモーメントが小さいことに起因して、高い終局強度が得られた。しかし、その差異は比較的小さかった<sup>8),10)</sup>。但し、著者らのこれまでの検討ケース数は2ケースと限定されているため、本文では更にこの影響について検討を行うこととした。

#### 4. 荷重載荷におけるケーブル張力の取扱いが桁耐力に及ぼす影響

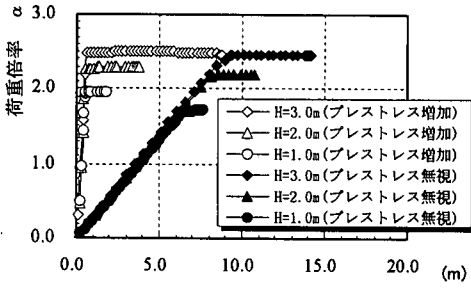
まず最初に、荷重載荷時のケーブル張力の扱いが耐力に与える影響について考察する。ここでは、桁高 1.0, 2.0, 3.0m (いずれも SM490Y 材) モデルを対象にケーブルの取扱い、すなわち荷重載荷に伴いケーブルプレストレスを同時に増加させる場合とさせない場合の両手法が耐力に及ぼす影響を検討する。

図-6 にそれぞれ桁端部の橋軸方向変位、中央径間中央の桁鉛直変位、塔頂の水平(橋軸方向)変位を示す。図より、桁端変位は両手法でほぼ同様の挙動を示すが、桁の鉛直変位や塔頂変位には大きな差異が生じている。すなわち、プレストレスを同時に増加させないケースでは大きな変位が生じ、終局状態で変位が急増する。なお、本計算では、ほとんどのケースにおいて荷重が最高荷重に達するか、また最高荷重に達し変位が急増する。そのため、本文では、この状態を終局状態とする。一方、プレストレスを同時に増加させる場合は、終局状態に至るまで変位はほとんど生じない。図-7 に塔基部の相関曲線を示す。図中、 $N^t, M^t$  は塔基部の軸力、曲げモーメント、 $N_y^t, M_p^t$  は塔基部断面の降伏軸力と全塑性曲げモーメントである。これより、両手法による差異がわかる。プレストレスを同時に増加させる場合、桁高 1.0, 2.0, 3.0m いずれのケースも軸力、曲げモーメントが線形的に増加し、終局時に曲げモーメントが急増する。これは、桁の終局時に塔の変位が急激に増加するためと考えられる。プレストレスを増加させない場合、桁高 1.0m のケースでは、断面が弾性範囲の状態曲げモーメントが急増する。2.0m の場合、曲げモーメントの増加に停滞が見られ始める状態で急激に増加する。桁高 3.0m の場合は初期降伏に達した後、断面力の再配分が生じ始めた状態で終局状態となる。

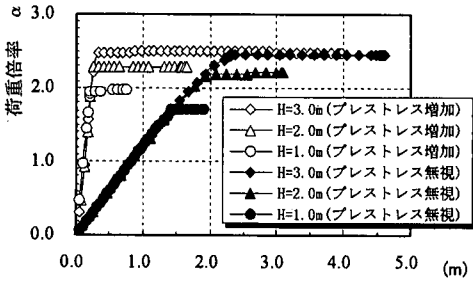
図-8 に桁の初期降伏と終局時の荷重倍率 ( $\beta$ ) を示す。図中、白抜きはプレストレス考慮、黒塗りは無視の結果である。初期降伏時の荷重倍率は、プレストレスを考慮しない場合には小さくなる。これは、プレストレスを同時に増加させない場合は、



(a) 桁端部の橋軸方向変位



(b) 桁中央点の鉛直変位



(c) 塔頂水平変位

図-6 荷重-変位曲線

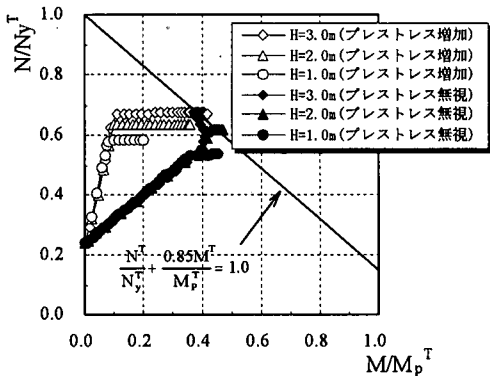


図-7 塔基部断面力の相関曲線

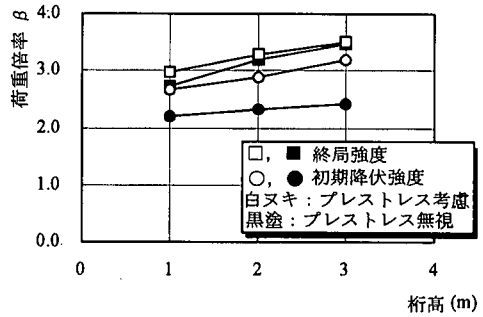


図-8 初期降伏および終局強度

桁曲げモーメントが大きくなるためである。また終局強度は桁高が低くなると両者に差異が生じる。

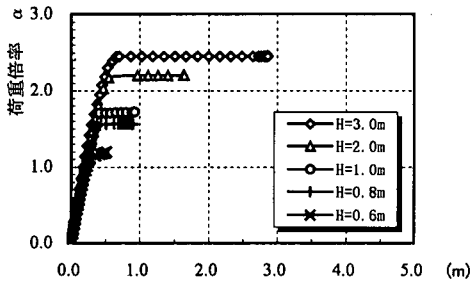
以上より、プレストレスが終局強度に与える影響は桁高が低い場合に多少生じるが、プレストレスを考慮しないケースとの差異は顕著とはいえず、また考慮しない場合が安全側の取り扱いとなることがわかる。したがって、以下ではケーブルプレストレスを考慮しない荷重方法を用いて計算する。

## 5. 桁高と材質が耐力に及ぼす影響

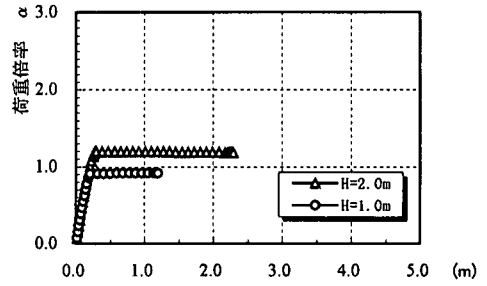
主桁の終局耐力に最も大きな影響を与える桁高をパラメータとし、桁高と終局挙動、強度との関係を明らかにする。

図-9 に材質 SM490Y、図-10 に材質 SM400 材を用いた場合の荷重倍率と変位の関係を示す。図中 (a),(b),(c)がそれぞれ桁端部の橋軸方向変位、中央区間中央の桁鉛直変位および塔頂の水平（橋軸方向）変位である。いずれのケースも荷重増に伴い変位が増加し、桁高に応じた荷重倍率で変位の急増が見られる。図より、桁高 0.6m（スパン/桁高=1000）とかなり低い桁高を含め、いずれの桁高でも幾何学的非線形の影響は小さいことがわかる。また、荷重と変位曲線の勾配にも大きな差異はみられないことから、桁高が橋の鉛直面内剛性に与える影響も小さいことがわかる。

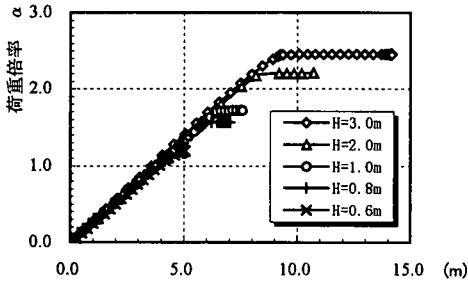
図-11, 12 に塔位置の桁軸力と曲げモーメントの相関強度を示す。図中、 $N$ ,  $M$  はそれぞれ作用軸力と曲げモーメント、 $N_y$ ,  $M_p$  はそれぞれ断面の降伏軸力と全塑性モーメントである。図-11 は SM490Y 材の結果であるが、桁高 0.6m のケースを除いて、荷重増加により塔位置で初期降伏が生じ、曲げモーメントの減少、すなわち断面力の再配分が生じる。初期降伏後は、桁高 3.0m の場合は多少ずれるが相関曲線上を移動し終局状態となる。図-12 は SM400 材の結果であるが、この場合も同様のことがいえる。



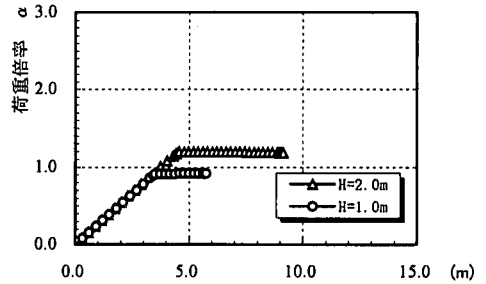
(a) 桁端部の橋軸方向変位



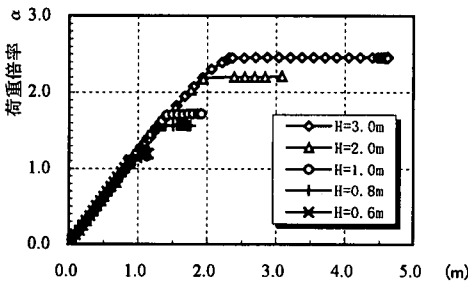
(a) 桁端部の橋軸方向変位



(b) 桁中央点の鉛直変位

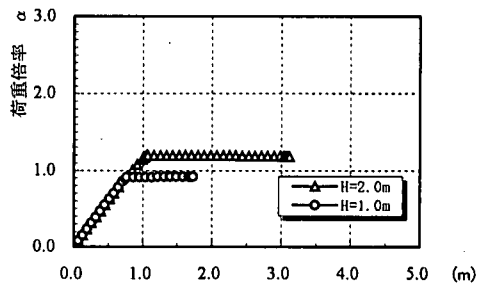


(b) 桁中央点の鉛直変位



(c) 塔頂水平変位

図-9 荷重-変位曲線(SM490Y材)



(c) 塔頂水平変位

図-10 荷重-変位曲線(SM400材)

図-13 に桁高に応じた初期降伏（塔位置の桁で発生）時ならびに終局時の荷重倍率（ $\beta$ ）を示す。図中(a),(b)がそれぞれ材質 SM490Y, SM400 材の結果である。初期降伏時の荷重倍率は、いずれの桁高でも大きな変化が見られないことがわかる。なお、桁高 0.6m (SM490Y 材) では桁に初期降伏が生じるあたりで終局状態となっている。このように桁高に関係なく同レベルの荷重倍率が得られるのは、1.まえがき、で説明したように、発生応力レベルが桁高の影響を受けないためで、また本計算結果はそれを裏付けている。終局時の荷重倍率は桁高の影響を受けるが、図中には参考のため、各桁高に応じて、死荷重時の塔位置で生じる最大軸力 ( $N_{max}$ ) が降伏軸力

( $N_y$ ) に達する荷重倍率を破線で示す。これより、終局時の荷重倍率は、桁高が 1.0m より低くなるにつれてひらきが生じるもの、各桁高モデルの  $N_y$  に応じて減少していることがわかる。桁高 0.6m モデルを除く各ケースで、終局時の軸力が桁高に応じて降伏軸力の 75-85%程度（図-11, 12 参照）で終局状態となる。

図-14 に桁高 0.6, 2.0m (SM490Y 材), 及び 2.0m (SM400 材) モデルの終局時の変位の増分モードを示す。桁高 0.6m モデルを除いて、計算したすべてのモデルにおいて塔近傍で鉛直および橋軸方向の変位が急増する。このとき、塔位置近傍の断面の大部分が降伏状態にあり、変位の急増により終局状態

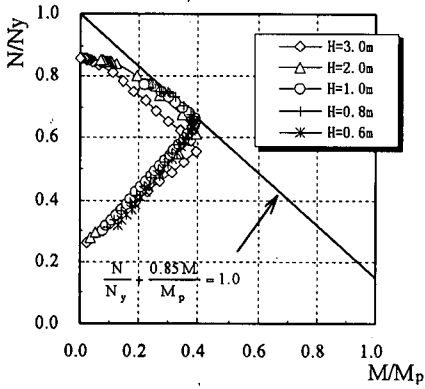


図-11 塔位置桁断面力の相関曲線(SM490Y)

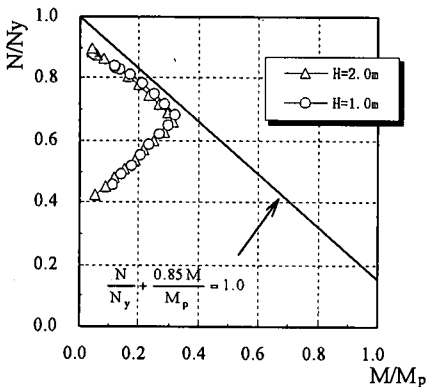
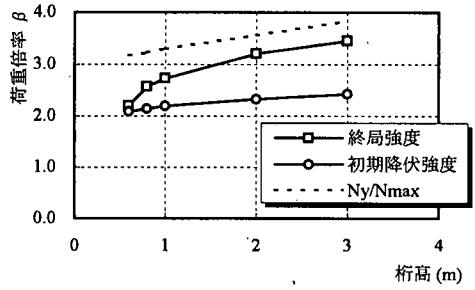


図-12 塔位置桁断面力の相関曲線(SM400)

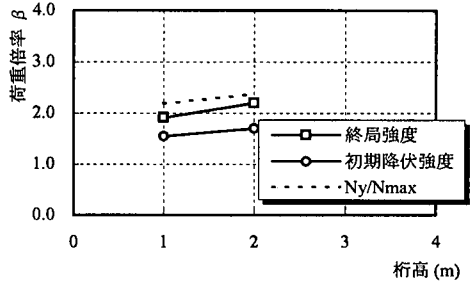
となる。桁高 0.6m モデルでは桁全長で波打つモードが得られている。このモデルについては別途弾性座屈解析を行った。その結果、弾性座屈時の荷重倍率は本解析結果と一致し、また、座屈モードも図-14の終局時の増分モードにほぼ一致している。これより、桁高 0.6m、スパンの 1/1000 のケースの終局状態は弾性座屈と結論される。

図-15, 16 にそれぞれ SM490Y, SM400 材を用いた場合の塔基部断面力の相関強度を示す。図-15 より、桁高 3.0m のケースを除いて、塔基部の応力が降伏点に達する前に曲げモーメントの急増が見られる。すなわち、桁で終局状態に達していることがわかる。桁高 3.0m の場合、塔基部も降伏点に達するが、桁の変位の急増にともない終局状態となる。SM400 材を対象とした図-16 の場合も同様のことがいえる。

以上より、SM490Y 材を用いた場合、桁高を 0.6m(スパン/桁高=1000)~3.0m(スパン/桁高=200)と変化させたいずれのケースも終局時の荷重倍率は最も低い



(a) SM490Y 材



(b) SM400 材

図-13 初期降伏および終局強度



(a) 桁高 0.6m(SM490Y 材)



(b) 桁高 2.0m(SM490Y 材)



(c) 桁高 2.0m(SM400 材)

図-14 終局状態での変位増分モード

場合でも 2.2 であった。なお、本文で得られた荷重倍率は死荷重に対するものである。仮に活荷重分を 25%程度と仮定すれば、死荷重に対して 2.1 程度の荷重倍率があれば、死、活荷重の合計の荷重に対して約 1.7 の荷重倍率が得られるものと考えられる。すなわち、安全性を議論する上で、荷重倍率として

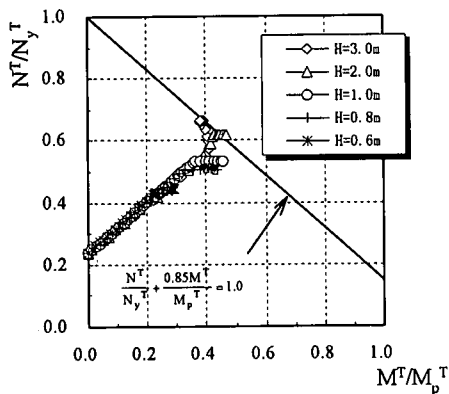


図-15 塔基部断面力の相関曲線(SM490Y 材)

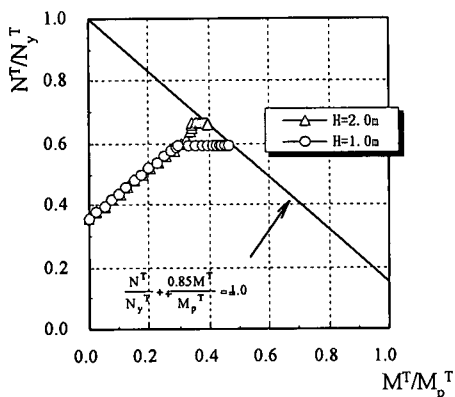


図-16 塔基部断面力の相関曲線(SM400 材)

2.1 (1.7x1.25) 程度が目安の数値となる。SM400 材の場合、桁高 2.0m モデルの荷重倍率は 2.2 程度であるが、桁高 1.0m では、荷重倍率は 2.0 弱となり死、活荷重に対して安全率 1.7 を確保できていない可能性ある。但し、SM400 材の場合、初期降伏強度が 1.7 より低いため、塔位置の桁断面を増厚して発生応力を低減させる必要がある。このような対策を行うことで、終局時の荷重倍率の上昇が期待できると考えるが、本文では詳細な検討を行わなかった。これらより、600m クラスの斜張橋、あるいはそれ以下のスパンにおいて、材質に関係なく桁高として 2.0m 以上を確保すれば、圧縮と曲げを受ける主桁の全体安定照査を省略し、補剛板の局部座屈のみの照査で座屈安全性は確保できると考える。なお、局部座屈を許す設計を行う場合、板の局部座屈と全体の連成座屈強度解析が必要となる。

さて、2.計算モデル、で説明したように、本計算では付属物重量を考慮している。そこで、付属物重量を無視した計算を、桁高 1.0, 2.0, 3.0m モデル

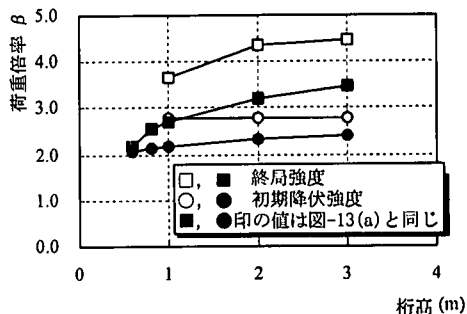


図-17 付属物重量を考慮しない場合の初期降伏と終局強度

(SM490Y 材) について行ってみる。この場合の死荷重の大きさは先に説明した通りで、ケーブル断面積もこの重量に対応させて決定する。これらのモデルの終局挙動はこれまで説明したモデルと同様のため省略し、初期降伏および終局強度のみ図-17 に示す。図中、黒塗印は図-13(a)の結果と同じである。これより、先に説明した通り、付属物を考慮しないケースは更に高い荷重倍率が得られることがわかる。得られた荷重倍率は、例えば桁高 2.0m の場合、図-13 で約 3.2、これに仮定した死荷重と付属物なしの死荷重の比(196/146)を乗じると約 4.3 となり、図中の結果(図中の□印)とほぼ一致する。したがって、ここでの考察は安全側といえる。なお、付属物重量が今回の仮定より大きい場合、別途安全性について検討する必要がある。

## 6. 塔位置桁のケーブル間隔が桁耐力に及ぼす影響

5.の議論ではケーブルが桁全長にわたり密(20m 間隔)に配置された場合を対象としている。ここでは、塔位置の圧縮軸力の大きい箇所でのケーブル吊間隔が耐力に及ぼす影響を検討する。

塔位置近傍のケーブルは、支点到近いため活荷重作用に対する効果が少ないこと、また架設時の荷取りのため、あるいは美観上、その間隔を広く設計する例がしばしば見られる。しかし、塔位置では大きな圧縮軸力が生じることから、この間隔を広くすることは桁耐力に影響を与えるものと考えられる。しかし、この間隔と桁耐力の関係については、これまで一切議論されていない。そこで、図-18 に示すような塔位置のケーブル間隔を 40m とし、また、桁高 1.0, 2.0, 3.0m (いずれも SM490Y 材) を用いた検討を行った。図-19 にケーブル断面積、図-20 に荷



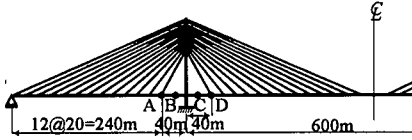


図-18 ケーブル間隔 40m モデル

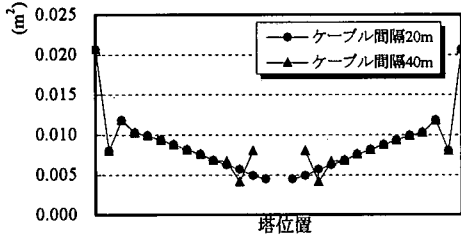


図-19 ケーブル断面積

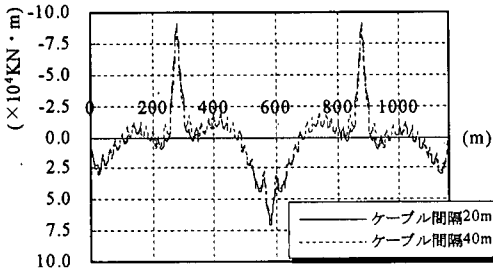
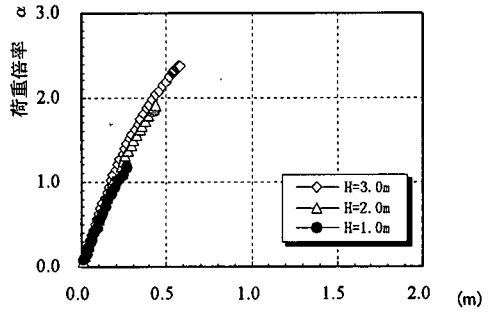


図-20 載荷荷重による桁曲げモーメント

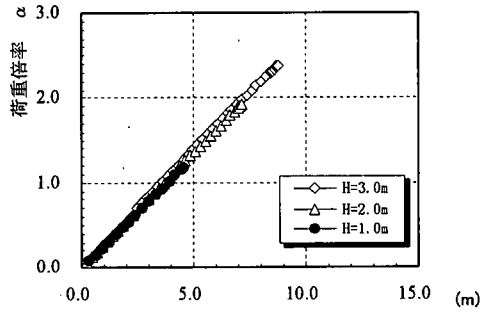
重倍率として死荷重の大きさをを用いた荷重載荷に伴う桁曲げモーメント分布を示す。塔近傍のケーブル間隔を広げたために、そこでのケーブル断面積が影響を受けるものの、桁曲げモーメントへの影響は比較的小さい。

図-21 に桁端の橋軸方向変位、中央径間中央の桁鉛直変位および塔頂の水平（橋軸方向）変位を示す。いずれも変位は荷重にほぼ比例して増加するが、急激な変位の増加がないまま終局状態となり、4. で示した挙動（図-9 参照）とは異なる。これは、後程説明するように、ケーブルで吊られていない塔位置の桁の変位が増加しつつ終局状態になるためである。

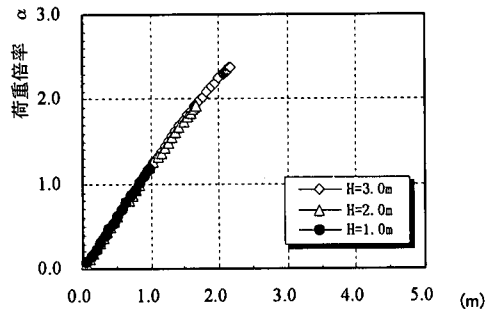
図-22 に、図-18 に示した桁 B,C 点の鉛直変位を示す。なお、図-18 中の A,D 点のたわみはそれぞれ B,C 点の変位と同様の挙動を示す。図より、B 点に着目すると、変位がそれぞれ一定の勾配で上、下方向に増加し、ある荷重倍率で勾配が変化し終局状態に至る。勾配に変化が生じる荷重倍率で塔位置の桁



(a) 桁端部の橋軸方向変位



(b) 桁中央点の鉛直変位



(c) 塔頂水平変位

図-21 ケーブル間隔 40m モデルの荷重-変位曲線

の初期降伏が始まる。桁高 2.0,3.0m の場合、当初上向き鉛直変位が生じるが、塔位置の桁断面の一部の降伏、すなわち剛性の低下に伴い鉛直下方に変位し始め終局状態に至る。桁高 1.0m の場合は当初から鉛直下向きの変位が生じるが、同様の傾向を示す。C 点の変位はいずれの桁高モデルもそれぞれ一定の勾配で増加し、桁の初期降伏に伴い勾配に変化が生じ終局状態に至る。

図-23 に桁高 1.0m の場合の終局時の変位増分モードを示す。図示していないモデルを含めいずれのモデルも、塔位置近傍のケーブルで支持されない区間での変位が急増する。

図-24（図-13(a)参照）に終局時の荷重倍率（ $\beta$ ）

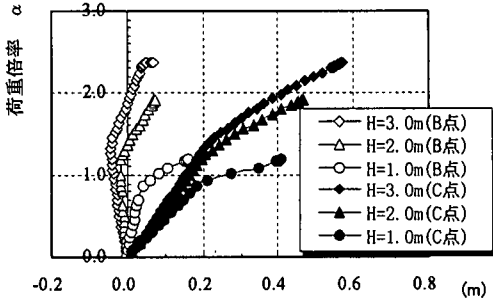


図-22 B, C点(図-18)の鉛直変位



図-23 終局状態での変位増分モード (桁高 1.0m)

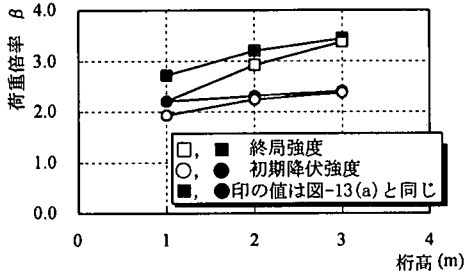


図-24 初期降伏強度および終局強度

を示す。図中、□、○印はそれぞれ終局時、初期降伏時の荷重倍率で、■、●印はケーブル間隔 20m の場合の結果である。これより、塔位置のケーブル間隔が広い場合、桁高を低くするにつれて終局強度の低下が顕著となることがわかる。これは、図-23 で示したように、塔近傍のケーブルで吊られていない区間の桁で耐力が支配されるためである。

以上のように、ケーブル間隔を 40m と広くした場合はケーブルで吊られていない区間での桁の変位の急増とともに終局状態に至るものと考えられる。但し、ケーブルで吊られていない区間長が 40m と長い場合の初期不整の影響が今回は扱われていない。そのため、ケーブル間隔を広く設計する場合はこの区間での全体座屈安定照査が重要になることを指摘するとどめる。

## 7. 中央径間長と側径間長の比が耐力に及ぼす影響

図-1 のモデルは側径間長と中央径間長の比率がほぼ 1:2 となっており、塔を挟んで対称な形状であ

る。架橋現地の条件次第で、両者の比が大きくなることを考える。つまり、側径間長が短く設計されるケースが多い。ここでは、側径間長として 240m、側径間長と中央径間長の比で 1:2.5 のモデルを選ぶ。完成時のケーブル張力の決定方針として、通常、塔は完成時に軸力部材とし、桁も軸力部材とする設計が行われる。中央径間の重量とケーブル張力をつり合わせ桁曲げモーメントを小さくした上で、塔にモーメントを発生させない条件を用いると、側径間の張力が決まり、図-25(a)のケーブル配置を行うと、端部で集約したケーブル張力が桁重量より大きくなる。また、図-25(b)の場合も、桁の重量に比べてケーブル張力が大きくなり、完成時に桁には大きな曲げモーメントが生じることになる。図-25(a), (b)は桁を軸力部材とする対策として採用されるもので、(a)はできるだけケーブルを対称配置し、対称に配置できないケーブルを桁端に集約する。桁端部で大きな上向きの力が生じるため、中間橋脚を設けて対応する (Type-1 と呼ぶ)。 (b)はケーブルを非対称配置とするもので、この場合、側径間内に中間橋脚を設けて曲げモーメントを小さくする対応が考えられるが、ここでは側径間内にカウンターウエイトを設けて死荷重とケーブル張力の鉛直成分をバランスさせる (Type-2 と呼ぶ)。以上のように、通常的设计では、完成時の部材が軸力部材となるよう設計する。これは、プレストレス量のわずかな変化で桁曲げモーメントが大きく変化するのに対して、軸力の変化は小さいためである。そのため、通常は完成時に余分な曲げモーメントを発生させない設計が行われる。なお、このような構造的対策の詳細については文献 11) を参照されたい。

ここでは、桁高 1.0, 2.0m (SM490Y) を用いた計算を行った。図-26 に、死荷重分布に比例した荷重載荷状態で、大きさとして死荷重相当 ( $\alpha=1$ ) が作用した場合の桁曲げモーメント分布を示す。Type-1 では側径間内の中間橋脚位置で負モーメントが生じるが、先のモデルと同様の分布形状になることがわかる。

図-27 に終局時の荷重倍率を示す。図中、●印は図-1 のモデル (側径間長: 中央径間長=1:2) の結果、■、▲印がそれぞれ Type-1, Type-2 の結果である。3 つの荷重倍率はほぼ等しく、図中では重なっている。また、荷重変位曲線や塔位置桁の相関曲線も図-9, 11 とほぼ同様であった。これより、側径間長と中央径間長の比が耐力に与える影響は、今回のような完成状態で桁の曲げモーメントを発生させない設計方針ならびに荷重載荷状態を前提とすれば、生じないといえる。

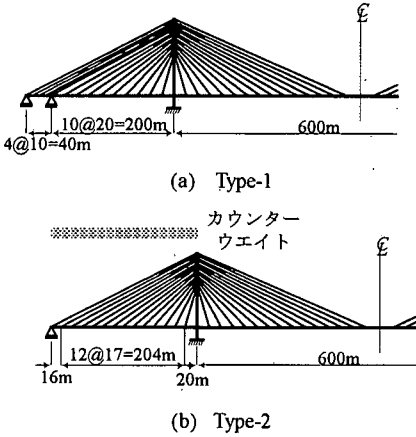


図-25 スパン比 1.2.5 の斜張橋モデル

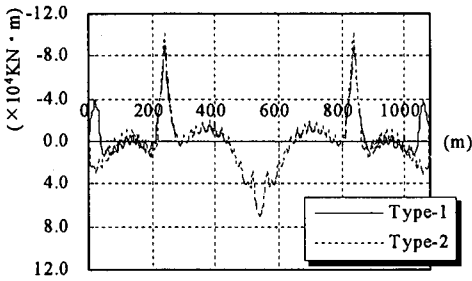


図-26 載荷荷重による桁曲げモーメント分布

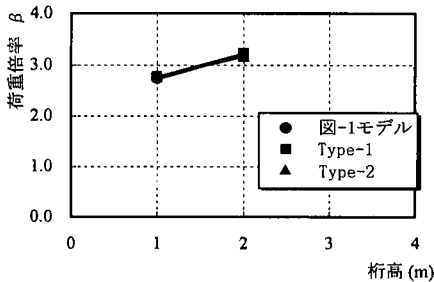


図-27 スパン比の違いによる終局強度

さて、Type-2 では、側径間に中央径間に比べて大きな荷重を載荷した。これより、桁や塔に作用する曲げモーメントは他のケースと同程度になっている。そこで、死荷重を載荷した後、等分布荷重を載荷し増加させる計算を行い、結果を比較してみる。等分布荷重を載荷すると、桁や塔の圧縮軸力が多少低下するが、支間長比のアンバランス(1:2.5:1)に起因して、塔基部の曲げモーメントが大きくなる。

結果の詳細は省略するが、①桁の鉛直変位や塔頂の水平変位が多少大きくなる、②塔位置桁曲げモー

メントの再配分が生じる荷重倍率の差異は小さいが、荷重倍率(β)約 2.7 で塔モーメントの再配分が生じる、③塔基部の塑性域の広がり大きいが、終局時の荷重倍率の差異は小さい、結果が得られた。これより、終局挙動に差異が生じるものの、強度の差異が小さいといえる。

## 8. 結論

スパン600mのマルチケーブル斜張橋を対象とし、弾塑性有限変位解析を用い、桁高等多くのパラメータを用い、これまで明確にされていない主桁の終局挙動や強度を明らかにした。検討結果より得られた知見を要約すると以下ようになる。

- 荷重載荷にあたり、ケーブルプレストレスも同時に増加させて部材の軸力のみを増加させる取り扱いでは、させない場合に比べて変位や曲げモーメントに大きな差異が生じるが、終局強度の差異は、既に文献 8),10)で指摘したように比較的小さい。但し、今回新たに検討した桁高の低いモデル(1.0m)では10%程度の差異が生じる。しかしながら、今回採用している荷重載荷は安全側の評価となり、耐力評価に当たり、プレストレスも同時に増加させる荷重載荷法を用いる必然性はみられない。
- 桁高が0.6m、スパンと桁高の比で1000と極めて大きなケースでは弾性状態で不安定挙動が見られるが、その場合でも終局時の荷重倍率は2.2程度である。桁高0.8m(スパン/桁高=750)以上では部材に降伏が生じるまで不安定現象は見られない。また、荷重倍率は2.5以上と大きい。
- スパン600m、幅員20m程度の斜張橋を対象として、桁高として1.0m程度(SM490Y)あるいはSM400材では2.0m程度を選んでも面内の安定性は確保できる。実務上は製作性や将来のメンテナンスの関係で2.0m以上の箱桁が予想される。したがって、少なくともスパン600m以下の斜張橋で2.0m以上の桁高を確保しておけば、SM490,SM400材に関係なく全体安定照査は不要といえ、主桁断面を構成する補剛板の安定照査(局部座屈照査)のみで十分といえる。但し、SM400材では、初期降伏時の荷重倍率が1.5程度と小さいため、実設計では塔近傍の桁断面の補強(増厚)が欠かせない。これより、更に耐力は上昇するものと考えられる。
- 塔位置の桁の吊間隔を広く設計する場合は、支持されない区間を対象として別途安定性を照査する必要がある。3)で説明したように、桁高2.0m

以下(SM490Y)が採用されるとすれば、40m 程度の間隔を採用しても安定性は確保できる。

- 5) 現地の地形条件、地盤条件等により、中央径間長 ( $L_c$ ) と側径間長 ( $L_s$ ) の比率 ( $n_{cs} = L_c/L_s$ ) は、通常 2 以上でまちまちとなる。 $n_{cs}$  が大きくなるにつれて、塔に完成状態で曲げモーメントを生じさせない条件を課すと、側径間長内で大きな曲げモーメントが生じる。しかし、通常の設計では、7.で説明したように、大きな曲げモーメントを低減するため構造的対策やカウンターウェイトの設置が行われる。そのことを前提とした場合、3)で桁高選定に関わる設計法について考察したが、 $n_{cs}$  に関係なく同様のことがいえる。

### あとがき

今回の検討ではスパンが 600m に限定されているが、建設の機会が多いと考えられる、それ以下のスパンの範囲で、圧縮と曲げを受ける主桁の全体安定照査が省略できる桁高の指標を与えることができたと考える。現在、斜張橋の最長スパンは多々羅大橋の 890m で、桁高は 2.7m である<sup>3)</sup>。したがって、600m 以上 900m 程度までのスパンにおいて、SM490 材を用いて設計することを前提に、2.7m 程度の桁高を選べば安定性は確保できるものと考えられる。但し、塔位置のケーブル吊間隔も 40m 程度以下とするのが良い。なお、今回の計算結果からも想像できるように全体安定を確保するための桁高は更に小さい値が選べるものと考えられ、スパン 600~1000m での最小桁高の同定については今後の課題としたい。

### 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (II 鋼橋編)，1997。
- 2) 長井正嗣，浅野浩一，渡辺幸二：斜張橋の主桁耐力評価に着目した  $E_r$  法の適用性と設計法に関する一検討，構造工学論文集，土木学会，Vol.41A，pp.221-228，1995。
- 3) 藤原亨，森山彰，川西直樹：多々羅大橋上部工の実施設計，本四技報，Vol.22，No.88，pp.12-27，1998。
- 4) 北田俊行，中井博，橋本良之，古田富保，野口二郎：2 方向面内力を受ける補剛板の終局強度に基づく設計法の一提案，橋梁と基礎，Vol.27，No.4，pp.23-30，1993。
- 5) 長井正嗣，謝旭，山口宏樹，野上邦栄：マルチケーブル斜張橋の桁高さが耐荷力に及ぼす影響，構造工学論文集，土木学会，Vol.48A，pp.72-82，1999。
- 6) 崎元達郎，奈良敬，小松定夫，北沢正彦：曲げが支配的な主塔を有する長径間斜張橋の耐荷力に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.36A，pp.111-121，1990。
- 7) 北田俊行，野口二郎，丹羽光則，狩野正人：鋼斜張橋の耐荷力解析におけるプレストレスの取扱いに関する一考察，構造工学における数値解析法シンポジウム論文集，Vol.18，pp.371-376，1996。
- 8) 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。
- 9) 謝旭，山口宏樹，長井正嗣：長大斜張橋の終局挙動に及ぼす初期不整の影響，土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集，pp.166-167，1997。
- 10) 謝旭，山口宏樹，長井正嗣：弾塑性分岐座屈挙動を考慮した長大斜張橋の座屈特性に関する一考察，鋼構造年次論文報告集，鋼構造協会，第 6 巻，pp.285-292，1998。
- 11) 長井正嗣，井澤衛，中村宏：斜張橋の基本計画設計法，森北出版，1997。

(1999. 5. 26 受付)

# ULTIMATE BEHAVIOR, STRENGTH AND STABILITY DESIGN OF GIRDERS IN CABLE-STAYED BRIDGES

Masatsugu NAGAI, Xu XIE, Hiroki YAMAGUCHI, Kuniei NOGAMI and Yuji NIIDA

This paper presents ultimate behavior and strength of 600-meter steel cable-stayed bridges based on 3D elasto-plastic finite displacement analysis. Design parameters such as the girder depth, material grade, center span-to-side span ratio, distance of the girder between cable-anchored point and tower point, loading pattern are chosen as parameters, their effects on ultimate behavior and strength are made clear. It is presented, under the condition that the span is less than 600 meters and the material grade of SM490 is used, that the girder depth higher than 2.0 meters is enough to prevent the global buckling instability of the girder suspended by cables at a distance of 20 meters.