

マルチケーブル斜張橋主桁の桁高さが耐荷力に及ぼす影響

Effect of girder depth on ultimate strength of multi-cable type cable-stayed bridges

長井正嗣*, 謝旭**, 山口宏樹***, 野上邦栄****

Masatsugu NAGAI, Xu XIE, Hiroki YAMAGUCHI and Kuniei NOGAMI

*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)

**学術博士 埼玉大学助手 工学部建設工学科 (〒338-8570 埼玉県浦和市下大久保255)

***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)

****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)

This paper presents an effect of a girder depth on ultimate strength of cable-stayed bridges based on a 3D elasto-plastic finite displacement analysis. Since the compressive axial force increases with the span length, in the design of long-span cable-stayed bridges, buckling instability of the girder should be investigated carefully. However, a rational design method has not been established so far. Using 600-meter cable-stayed bridge models, in which in-plane flexural rigidity and the material grade of the girder are chosen as parameters, elasto-plastic behaviors and ultimate strength are made clear. It is found that a considerably low depth with a span-to-depth ratio of around 600 will be used.

Key Words : cable-stayed bridges, ultimate strength, stability design

1. まえがき

斜張橋主桁の設計にあたり、その安定照査として補剛板の局部座屈照査と梁・柱部材としての安定照査が行われる¹⁾。このうち部材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もちいた座屈解析(E_t 法)²⁾³⁾からもとまる固有値またはモードから有効座屈長を求めて対応する方法が取られている。また、これらの方法は合理的ではない、または安全性の確認という立場から、設計された断面を対象に、弾性有限変位解析、弾塑性有限変位解析³⁾により照査する場合がある。後者の解析法のうち、弾塑性有限変位解析が現有の技術の範囲では最も信頼性の高い方法といえる。しかしながら、実務設計においては、計算時間や費用の関係で計画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、主桁部材の安定性照査は桁高さ(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)で説明されているように、ケーブル剛性を一定とした場合、桁高さを変化させると、不静定構造の力学特性として曲げモー

メントが変化する。その際、桁曲げ剛性も変化するため曲げ応力の変化は小さい。つまり、桁に発生する応力は同一スパンのもとでは桁高さの影響をあまり受けない。そのため、経済性の観点からは、桁高さの低い断面を選ぶことができればよいことになる。勿論、桁高さ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るが、静力学的観点からは梁・柱部材として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。しかしながら、先に説明したように部材安定性の合理的な照査方法が確立されていない。

そこで、本研究では、長大斜張橋の合理的かつ経済的な設計を行うために、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行い、桁高さが終局耐力に与える影響を検討し、桁高さ選定に関する設計上の資料を提供する。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4)5)に見られるが、そこでの検討は主に塔に着目したものである。

2. 計算モデル

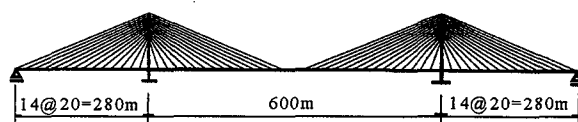
図-1に今回計算対象とした3径間の2面吊連続斜張橋モ

デルを示す。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。

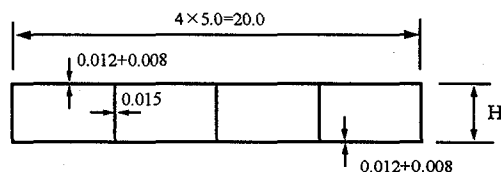
桁の幅は4車線を想定して20mと仮定し、桁高さを1.0, 2.0, 3.0mと変化させて桁高さと耐力の関係を検討する。桁高さ1.0mのケースは製作性や将来のメンテナンスを考慮すると現実的なものではないものの、曲げ剛性の小さいモデルが桁の座屈安定性に及ぼす影響を検討するために考察の対象としている。また、上、下フランジ厚は最小板厚相当の12mmとし、縦リブを考慮して20mmと仮定する。腹板厚は15mmと仮定する。塔、ケーブルを含めた各モデルの断面積、断面2次モーメント他の断面諸量を表-1に示す。塔及び桁の材質にはSM490Y（降伏点： $\sigma_y = 35.3\text{KN/cm}^2$ ）を用いるが、桁高さ1.0, 2.0mモデルでは桁の材質としてSM400材（降伏点： $\sigma_y = 23.5\text{KN/cm}^2$ ）を用いて材質の影響もあわせ検討する。なお、死荷重の大きさ（ W_D ）はいずれのモデルも 196KN/m と仮定した。

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、許容応力度を、死、活荷重以外の荷重作用を考慮していないことから 58.8KN/cm^2 に低減して決定している。計算されたケーブル断面積のスパン方向の変化を図-2に示す。

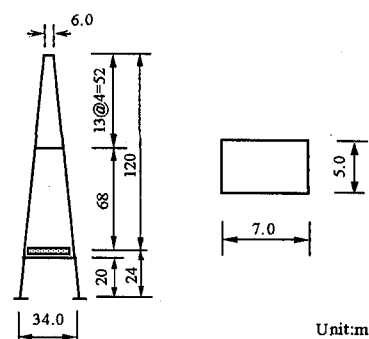
解析は図-1(d)に示すような立体骨組構造にモデル化して行うが、桁及び塔の要素長はそれぞれ5.0, 4.0mとしている。要素の分割数が座屈強度に与える影響について予備検討を行った。図-3は桁高さ1.0mの桁要素を対象として、偏心圧縮力（偏心量0.25m）が作用した場合の終局強度解析結果である。図中、 P_y は部材の降伏軸力である。図に示すように、要素の分割数は座屈後の挙動に対してある程度の影響を与えるが、その差異が小さいことがわかる。特に、最大荷重は要素分割数の影響をあまり受けないことがわかる。そのため、計算の効率化の観点から、本論文ではケーブル間（20m）の桁部材を4要素でモデル化した。



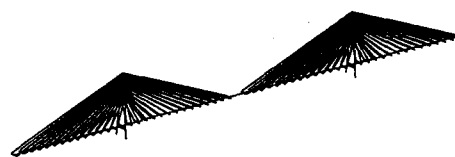
(a) 側面図



(b) 桁断面図



(c) 塔形状と断面



(d) 立体骨組モデル
図-1 斜張橋モデル

H	断面積	面内 I_x	面外 I_y	ねじれ定数*
1.0m	0.875	0.20625	30.417	0.46213
2.0m	0.950	0.8500	34.167	1.7853
3.0m	1.025	1.9688	37.917	3.884
塔軸一本	0.960	4.3333	7.1867	6.125
ケーブル	0.0045403 - 0.020699/一本			

*リブを無視

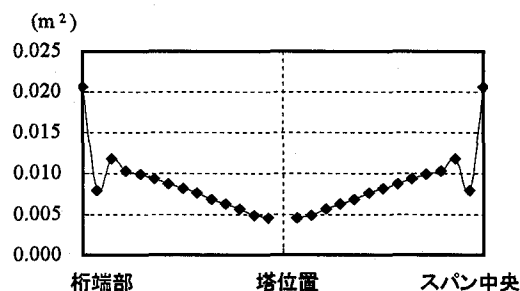


図-2 ケーブル断面積

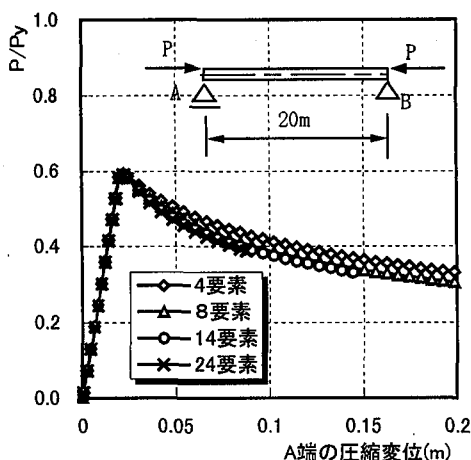


図-3 桁分割数の影響

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は文献6)で詳述されているので参照されたい。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時強度に与える影響が小さいこと⁶⁾、また弾性座屈モードを初期たわみ形状とした場合、初期たわみが全体の安定性に与える影響が小さいことから⁷⁾、それらの影響を無視することにした。

本論文での荷重載荷方法は以下の通りである。まず、死荷重状態を作成し、図-4に示すような死荷重 (W_D) に比例する等分布満載荷重を載荷する (比例係数 α を荷重倍率と呼ぶ)。したがって、本文での荷重倍率=0は死荷重が作用した状態に対応する。なお、死荷重状態のケーブル張力は、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に等分布満載荷重が作用した場合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、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。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り、これらは設計者の判断にゆだねられるものとする。また、文献6)8)では、それぞれスパン1400m、600mの長大斜張橋モデルを対象にして、今回と同様の荷重載荷を行うとともに、ケーブル張力も調整して (プレストレス力を変化させる) 桁曲げモーメントがほとんど

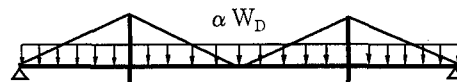


図-4 荷重載荷方法

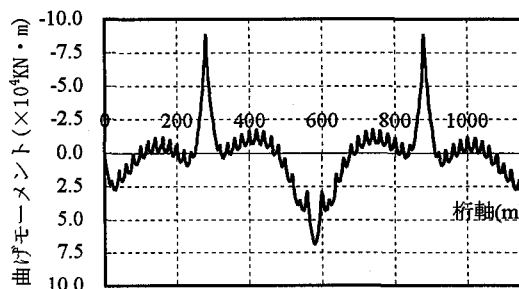


図-5 載荷荷重による桁の曲げモーメント分布 (H=2m)

生じない状態で荷重載荷⁹⁾を行っている。ケーブル張力も同時に変化させた解析結果は、桁曲げモーメントが小さいことに起因して、1400mモデルでは6%程度、600mモデルでは数%程度高い終局強度が得られたが、その差異は小さいといえる。

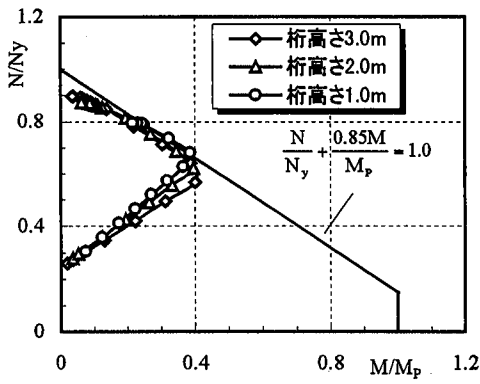
4. 計算結果と考察

図-6(a)に材質SM490Yの場合の軸力と曲げモーメントの相関曲線を示す。着目位置は、軸力が最大かつ今回の荷重載荷では大きな曲げモーメントの生じる塔位置の桁断面である。図中、 N , M は断面に生じた軸力と曲げモーメント、 N_y , M_p は断面の降伏軸力と全塑性モーメントである。

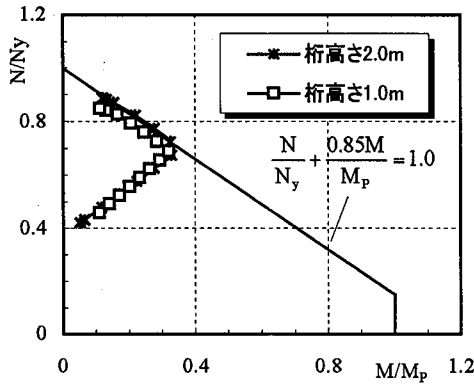
図-6(a)に示すように、桁高さと関係なくいずれも塔位置桁断面内の一部の応力が降伏点に達し、曲げモーメントの再配分が生じて軸力が増加しつつ相関曲線を移動する。すなわち、塔位置の桁断面の一部の塑性化に伴い曲げモーメントが減少し、降伏軸力に近い荷重倍率で終局状態となることがわかる。このように、今回の荷重状態では主桁応力の降伏後、曲げモーメントの再配分が生じ、耐荷力が上昇する。また、桁高さが高くなるほど、終局状態の圧縮軸力が大きくなっており、曲げ剛性の影響が見られる。しかしながら、本解析では板の局部座屈の影響が考慮されておらず、どの程度再配分が期待できるかを明らかにすることは今後の課題となった。

図-6(b)はSM400材の結果である。この場合も前述とほぼ同様の挙動を示すことがわかる。

図-7に塔位置の桁断面の終局軸力/降伏軸力 (N_{cr}/N_y) と桁高さの関係を示す。桁の終局軸力は、いずれも降伏軸力に近い状態となっていることがわかる。また、桁高さが高いほど N_{cr}/N_y が1に近い値となる。

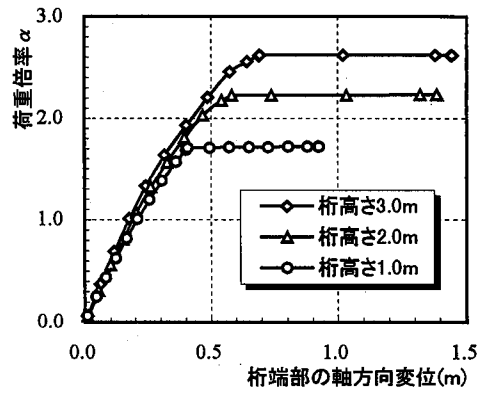


(a) 材質 SM490Y

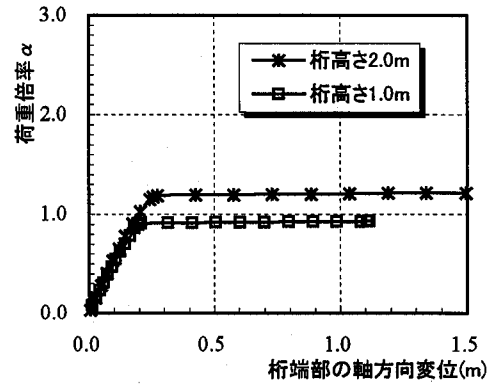


(b) 材質 SM400

図-6 塔位置桁の断面力相関曲線



(a) 材質SM490Y



(b) 材質SM400

図-8 桁端部軸方向の荷重-変位曲線

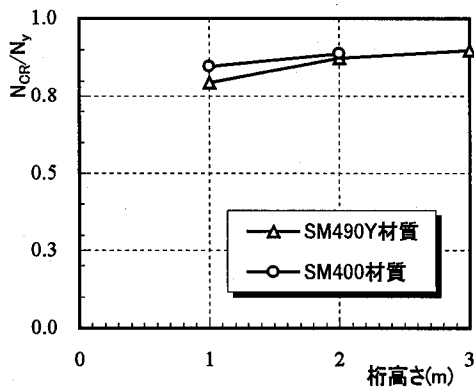
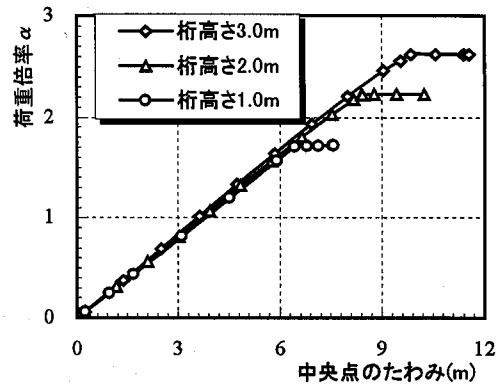
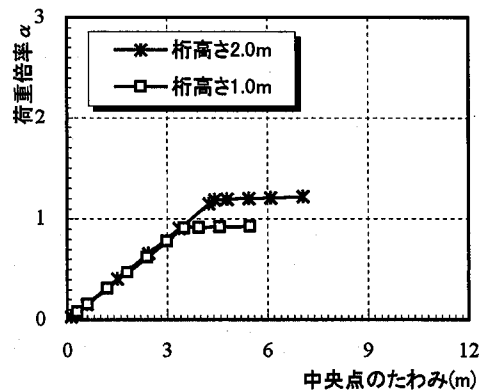


図-7 終局状態の塔位置桁断面の限界軸力

次に、荷重と変位の関係を示す。図-8は桁端部の橋軸方向変位で、桁高さ1.0、2.0、3.0mのモデルに対してそれぞれ荷重倍率が約1.7、2.2、2.7で変位が急増し始める。SM400材の場合、桁高さ1.0、2.0mに対してそれぞれ荷重倍率約0.9、1.2で変位が急増する。桁高さは終局強度に影響を与えるが、いずれも最高荷重以降において急激な除荷現象は見られない。図-9は桁中央点に着目した結果である。図-8の桁端部の挙動と同様、最高荷重に達した後、変位の急増がみられる。幾何学的非線形性に注目すると、桁の曲げ剛性を大きく変化させた各モデルともに変位は



(a) 材質 SM490Y



(b) 材質 SM400

図-9 桁中央点の荷重-変位曲線

荷重にほぼ比例して増加していることがわかる。これより、かなり小さい曲げ剛性を用いた桁でも幾何学的非線形性の影響は小さいことがわかる。

表-2にそれぞれ材質SM490Y材、SM400材の初期降伏及び終局時の荷重倍率(β)を示す。ここでの倍率(β)は先に定義した荷重倍率(α)に死荷重分を加えたものである。つまり、1.0を加えた結果である。これより、桁高さ、桁曲げ剛性を大きく変化させているものの、それらが初期降伏時の荷重倍率に与える影響は小さいことがわかる。これは、1. まえがき、で説明したように、作用応力が桁高さの影響をあまり受けないことを裏付けている。一方、終局状態の荷重倍率は桁高さの影響を受けており、局部座屈が生じないとすれば、桁高さが高い程大きい終局強度を有することとなる。材質SM490Y材の場合、いずれも高い終局強度が得られていること、また初期降伏以前に不安定現象がみられないことから、桁高さ1.0mの曲げ剛性のかかなり小さいモデルでも十分な座屈耐力を有していることがわかる。また、材質SM400材の場合もSM490材と同様な性状を示した。なお、材質SM400材の場合は初期降伏時の荷重倍率が1.7より低いことから、実際の設計では剛性のアップ（塔位置での断面積のアップ）や材質のアップといった対策を講じることになる。しかしながら、初期降伏に達するまで不安定現象はみられないことがわかる。

表-2 初期降伏荷重及び終局強度

モデル	初期降伏 荷重倍率 β	終局状態 荷重倍率 β
桁高さ3.0m(SM490Y 材)	2.39(塔位置)	3.61
桁高さ2.0m(SM490Y 材)	2.31(塔位置)	3.22
桁高さ1.0m(SM490Y 材)	2.19(塔位置)	2.71
桁高さ2.0m(SM400 材)	1.65(塔位置)	2.22
桁高さ1.0m(SM400 材)	1.54(塔位置)	1.92

これらより、今回の荷重載荷に対しては、軸力とともに曲げモーメントの大きい塔位置近傍の発生応力が降伏点に達し、曲げモーメントの再配分が生じ、桁の軸力が降伏軸力に近い状態となって桁軸および鉛直変位が急増して終局状態となる。桁高さ1mの場合は、スパン/桁高さが600と極めて大きい値である。この場合でも降伏軸力に近い状態で終局状態となっており、斜張橋主桁の部材としての全体の安定性は確保できている。箱桁を前提とした場合、桁高さ1mの計画は実質上あり得ず、製作性やメンテナンスを考えると、少なくとも2m以上は確保されるものと考えられる。また、面内の曲げ剛性でみた場合、桁高さ1mの場合の断面2次モーメントは $I_x=0.2m^4$ 程度とかなり小さい。これは、桁幅20m、桁高さ2mの開断面鋼床版2主桁（下フランジを1000x60mmと仮定）の曲げ剛性よりさらに小さい。この場合でもねじれ座屈が生じない限り、

桁としての面内座屈安定性は確保できていることになる。なお、開断面の場合の下フランジそのものの座屈は別途照査が必要である。

最後に、桁剛性の変化が塔の終局挙動に及ぼす影響の検討結果を紹介する。図-10は塔頂の橋軸方向の変位と荷重倍率の関係である。これより、塔の変位の急増は桁変位の急増に対応しており、桁の不安定挙動に伴い塔の変位が急増する。

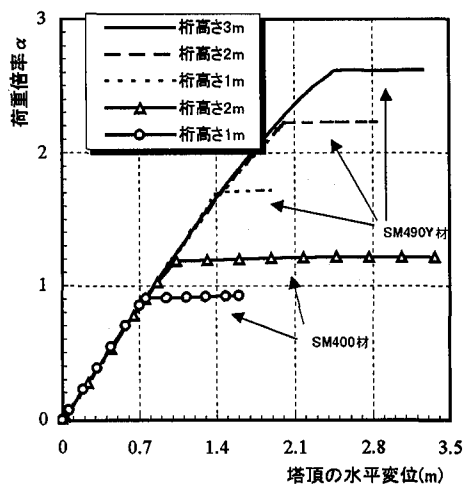


図-10 塔頂の荷重-変位曲線

5. まとめ

本研究では、3次元弾塑性有限変位解析を用い、スパン600m斜張橋の桁高さや材質をパラメータとして、その終局強度を検討した。得られた結果を要約すると以下のようになる。

- (1) 今回対象とした斜張橋モデル、荷重条件では、桁断面の降伏以前に不安定挙動は見られない。また初期降伏以降に断面力の再配分が生じ、全体の終局強度が初期降伏強度より大きくなり余剰耐力が期待できる。なお、正確な余剰耐力を評価するためには、板の局部座屈との連成挙動を考慮した終局強度解析が必要である。
- (2) 桁高さや材質の変化に関わらず、各モデルで同様の終局挙動を示す。
- (3) スパン600m以下の斜張橋主桁については、a) 本モデルのようなスパン比構成、b) ケーブル張り形状、c) 安全側をみて2m以上の桁高さ、を前提として板の局部座屈のみの照査で座屈安定性が確保できるものとする。

あとがき

今回の検討から、斜張橋の桁高さを通常の設計で用いられている値よりかなり小さくても、桁の全体座屈不安定は生じにくいことが明らかになった。これより、板の

局部座屈照査のみで安定性の照査ができる可能性を得た。しかしながら、周知の通り、マルチケーブルを前提としても、斜張橋の設計では多くのパラメータがあり、あらゆる場合に対応出来るかについては幾つかの検討課題がある。それらを列挙すると、

- 1) 中央径間長と側径間長の比率 (今回はほぼ2:1に限定)
- 2) 軸力の大きい塔位置近傍でのケーブル間隔
- 3) スパン (600m以上)

等である。

以上のパラメータが耐荷力に与える影響を調査することにより、広範囲に適用できる安定照査法、すなわち板の局部座屈照査のみを照査項目とする簡単な方法の確立が考えられ、今後の検討課題としたい。

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_t 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) 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

5) 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

6) 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

7) 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

8) 謝旭，山口宏樹，長井正嗣：弾塑性分岐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，第6巻，pp. 285-292，1998

(1998年9月18日受付)