

## 合成 2 主桁斜張橋の終局挙動，強度特性の解明

建設構造研究室 廣野 智紀

指導教官 長井 正嗣

岩崎 英治

### 1. 序論

合成斜張橋は，海外では経済的な形式として建設例が多く，1956 年の Buchenauer 橋以来現在までに約 60 橋程度が建設されている．1995 年以降でみると，約 20 橋の合成斜張橋が建設されており，その内の 12 橋は支間 200m 以上，9 橋は 300m 以上の支間を持ち，8 橋が 400m を超えるスパンを持つ．また，現在建設または設計中の橋として 12 橋程度あり，その中には 600m 近いスパンを有するものがある<sup>1)</sup>．

一方，我が国では合成斜張橋の建設は見られない．我が国では 300m を超える長大斜張橋は鋼斜張橋に限定されてきた．また，ケーブル系橋梁はケーブル単価の問題もあってか，一般に高価であるとの認識が定着しており，今後，経済性の面で低コスト化を計る必要がある．その対応として，合成斜張橋の建設が考えられるが，我が国においては建設例が見られない．その理由として，幾つかの技術的課題があり，それらを解明しておく必要がある．主な技術的課題として，ケーブル定着構造の開発，床版のクラック対策，コンクリートのクリープ・乾燥収縮による応力移行量の同定，耐風安定性の確保，終局挙動の解明と主桁の座屈設計法の確立，床組構造の設計法の確立などが挙げられる．

本論文では，これらのうち，に着目し，解析パラメータとしてスパン 150, 400, 600m の 3 ケースを選び，スパン 150, 400m では鋼桁高として 1.0, 1.5, 2.0 m を，スパン 600m では鋼桁高 1.5, 2.0, 2.5m を扱う．これらのモデルを用いて耐荷力解析を行い，終局挙動特性を検討し主桁の座

屈設計法を提案する．

### 2 計算モデル

図-1 にスパン 150m モデルを示す．ケーブル吊り形式はファンタイプの 2 面吊で，桁はケーブルによって 10m ピッチで支持されている．また，塔位置で，桁はケーブルによって鉛直方向に弾性支持される．塔高は桁上で 15m，支間の 1/10 である．主桁断面の幅員は 2 車線用の 12m である．塔は鉄筋コンクリート製で，鉄筋は SD295 A を使用している．また，桁より上では断面 を，桁より下では断面 を用いている．なお，鉄筋比は 2.0% である．

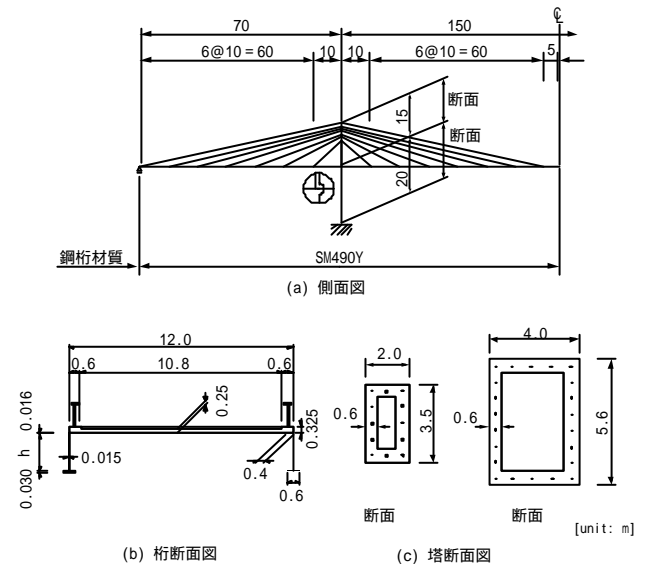


図-1 スパン 150m モデル

図-2 にスパン 400m モデルを示す．スパン 150m モデルと同様に，ケーブル吊り形式はファンタイプの 2 面吊で，ケーブルの桁定着間隔は 10m である．塔位置で，桁はケーブルによって弾

性支持される。ケーブルは塔を挟んで対称配置としているが、側径間端部でケーブルを桁に集約する形で定着している。なお、このモデルでは、幅員を4車線用の20mとしている。また、塔は、鉄筋コンクリート製で、鉄筋はSD345を使用している。桁より上では断面を、桁より下では断面を用いている。なお、塔の桁上高さは、経済的な最適値と言われる80m、支間の1/5である。

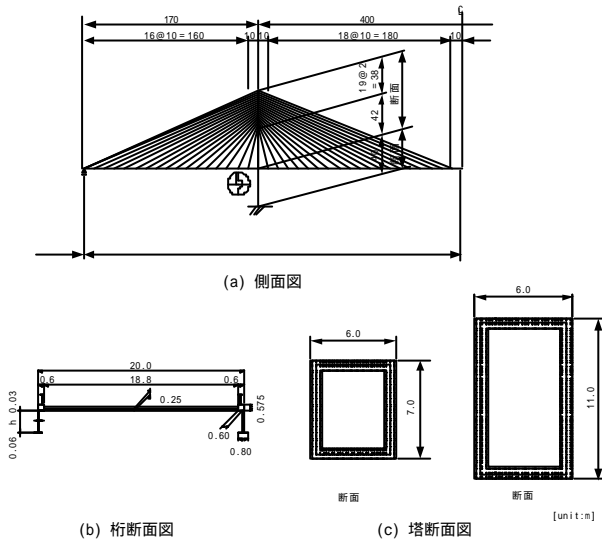


図-2 スパン 400m モデル

図-3にスパン 600m モデルを示す。基本的な寸法、諸元は400mモデルと同様のコンセプトで決定している。

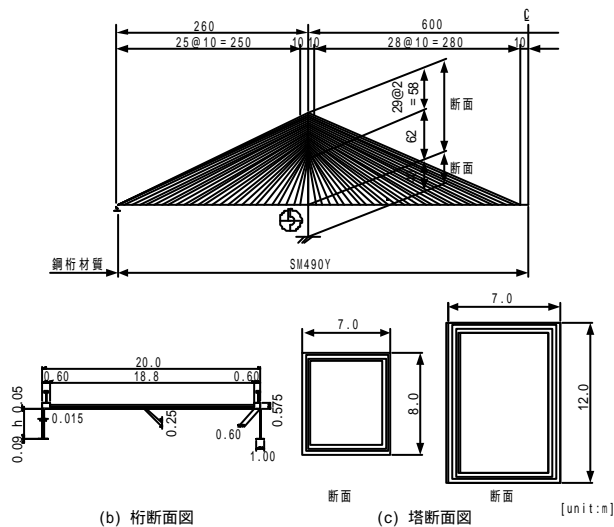
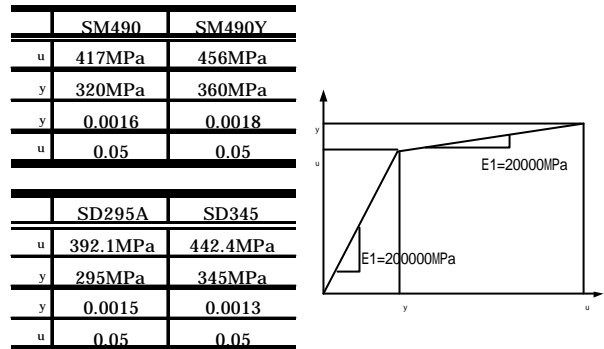


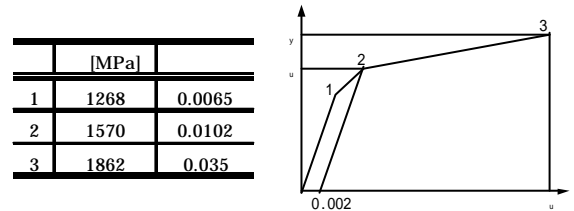
図-3 スパン 600m モデル

### 3 材料構成則

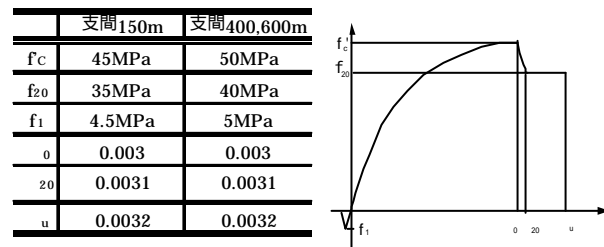
図-4に材料構成則を示す。鋼桁および鉄筋にはバイリニアモデルを、ケーブルにはトリリニアモデルを、コンクリートには最大強度までは放物線モデルでその後の下り勾配はバイリニアモデルを用いる。



(a) 鋼桁および鉄筋



(b) ケーブル



(c) コンクリート

図-4 材料構成則

#### 4. 収縮，クリープの扱い

収縮，クリープは，コンクリート標準示方書<sup>2)</sup>に準じ，プレキャスト床版を用いることから次式で評価する．

$$e_s(t_0) = e_{s,\infty} \left[ 1 - \exp(-0.108 t^{0.56}) \right] \quad (1)$$

$$\Phi(t) = \Phi_{\infty} \left[ 1 - \exp(-0.090 t^{0.6}) \right] \quad (2)$$

ここで， $e_{s,\infty} = 100\mu$ ， $\Phi = 1.0$  である．

#### 5. 荷重載荷方法

文献<sup>3)</sup>より，架設ステップを忠実にフォローした解析と架設終了後から収縮，クリープが発生した解析結果は，最終的に応力移行量が同じであることが確認されている．架設を忠実にフォローする解析は時間を要することから，本研究では後者の方法で応力移行を計算する．

架設(D+PR)終了後さらにクリープ，収縮(CR+SH)による応力移行が終了した後，活荷重(L)を作用させ，その後に死活荷重(D+L)強度に比例する分布荷重を構造物が崩壊するまで増加させる．

$$\{(D + PR + CR + SH) + L\} + a(D + L) \quad (3)$$

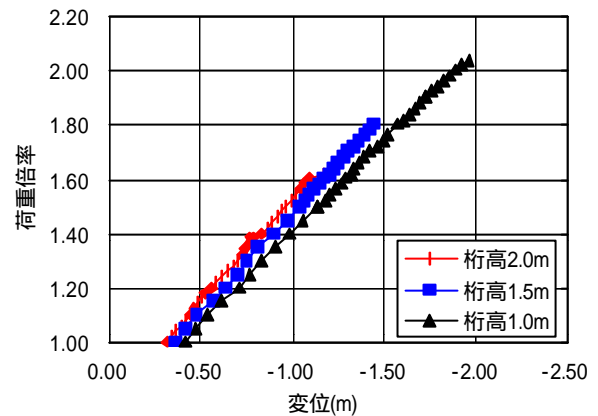
#### 6. 終局挙動および強度特性

##### 6.1 スパン 150m モデル

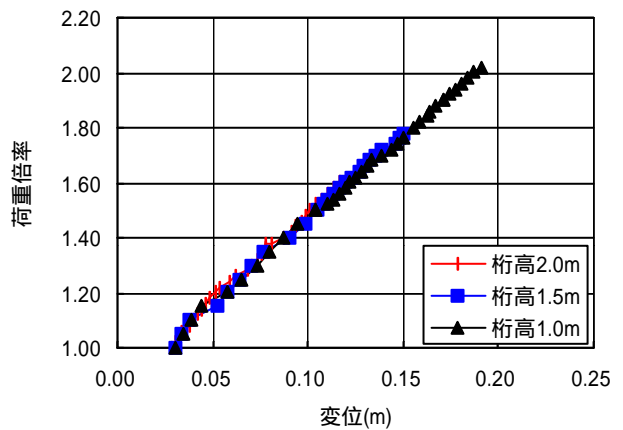
図-5に荷重倍率(+1)とスパン中央鉛直変位および塔頂水平変位の関係を示す．ここで，縦軸は荷重倍率，定義は先に説明した通りである．横軸が変位である．これより，桁高に関係なく終局状態に至るまで，荷重と変位には線形関係が見られる．つまり，いずれのケースも終局状態まで幾何学的非線形の影響が小さいと言える．

図-6に終局時の崩壊モード形とあわせて塑性域の分布を示す．また，表-1は桁の初期降伏時な

らびに終局時の荷重倍率である．終局状態では，桁が折れ曲がるような崩壊モード形を示している．また，同図より，折れ曲がりの位置で桁断面全体に降伏域が広がっている．表-1から，初期降伏時の荷重倍率と終局時の荷重倍率が近いことがわかる．すなわち，部材の降伏発生とほぼ同時に終局状態となるといえる．これより，多少安全側ではあるが，終局状態は降伏強度に支配されると定義してよいと考えられる．また，終局状態まで，桁の全体座屈は見られなかった．



(a) スパン中央鉛直変位

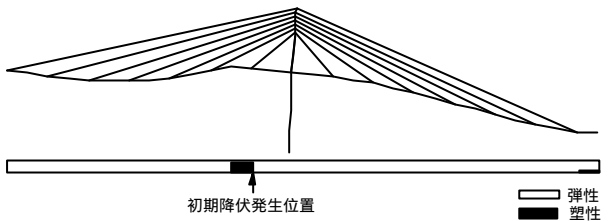


(b) 塔頂水平変位

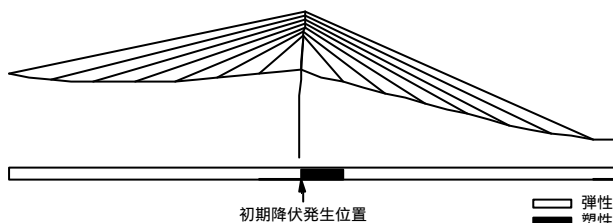
図-5 荷重倍率-変位関係(スパン 150m)

表-1 荷重倍率(スパン 150m)

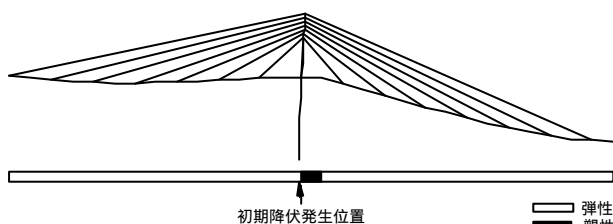
桁高	降伏時 ( +1 )	終局時 ( +1 )
1.0m	1.99	2.04
1.5m	1.76	1.80
2.0m	1.58	1.62



(a) 桁高 1.0m



(b) 桁高 1.5m



(c) 桁高 2.0m

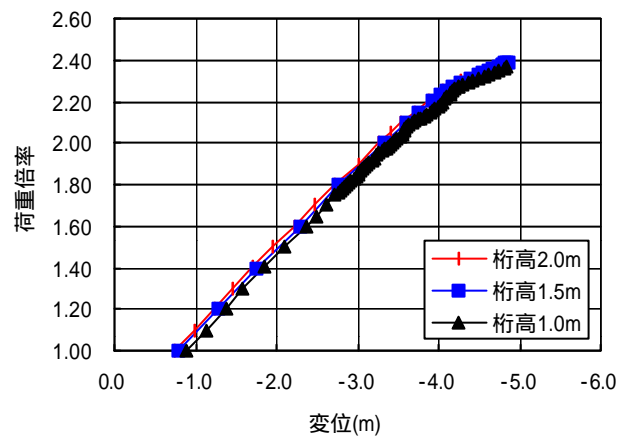
図-6 崩壊モード形と塑性域の分布(スパン 150m)

## 6.2 スパン 400m モデル

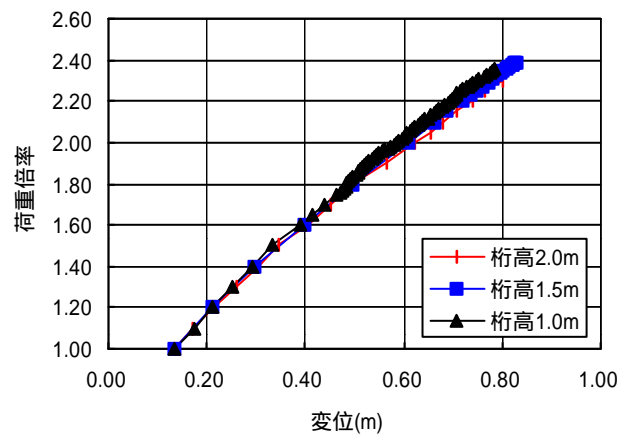
図-7 にスパン 400m モデルの荷重倍率と変位の関係を示す。スパン中央の鉛直変位において、終局時にわずかに非線形挙動が見られるが、先のスパン 150m モデルと同様に、線形挙動を示していると言える。図-8 にスパン 400m モデルの鋼桁高に応じた終局時の崩壊モード形、塑性域の分布を示す。また、表-2 に桁の初期降伏時ならびに終局

時の荷重倍率を示す。図および表からスパン 150m モデルで考察したのと同様のことが言える。  
6.3.スパン 600m モデル

図-9 にスパン 600m モデルの荷重倍率と変位の関係を示す。終局状態まで線形関係が見られる。また、終局時の荷重倍率については桁高の変化による差異が小さいことがわかる。図-10 にスパン 600m モデルの終局時の崩壊モード形、塑性域の分布を示す。また、表-3 に桁の初期降伏時ならびに終局時の荷重倍率を示す。これまで議論してきたことと同様のことが言えます。



(a) スパン中央鉛直変位



(b) 塔頂水平変位

図-7 荷重倍率-変位関係(スパン 400m)

表-2 荷重倍率(スパン 400m)

桁高	降伏時 (+1)	終局時 (+1)
1.0m	2.35	2.37
1.5m	2.36	2.40
2.0m	2.29	2.30

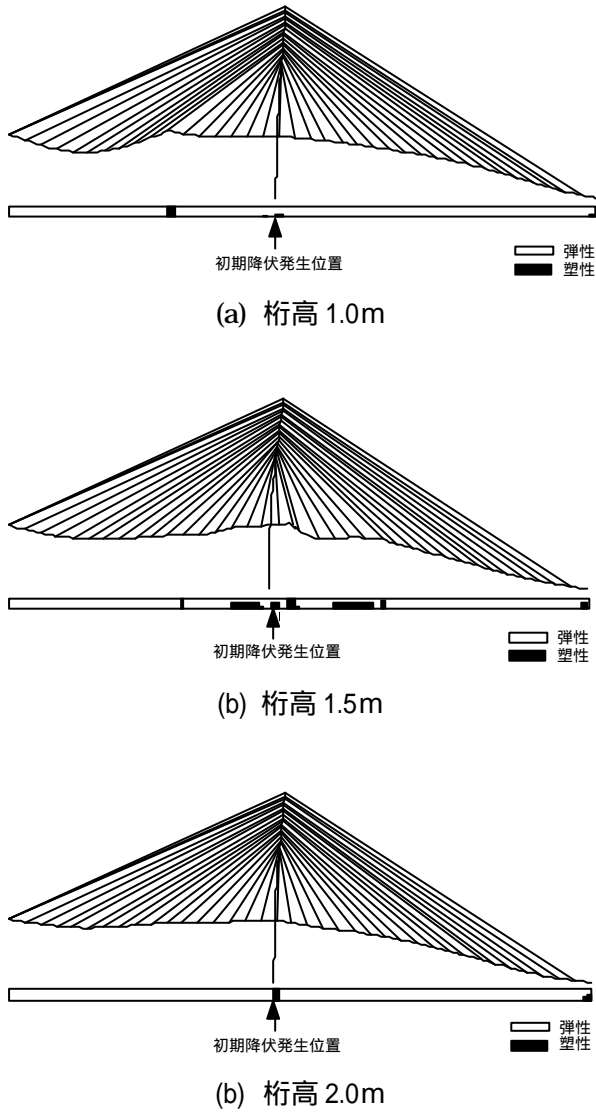
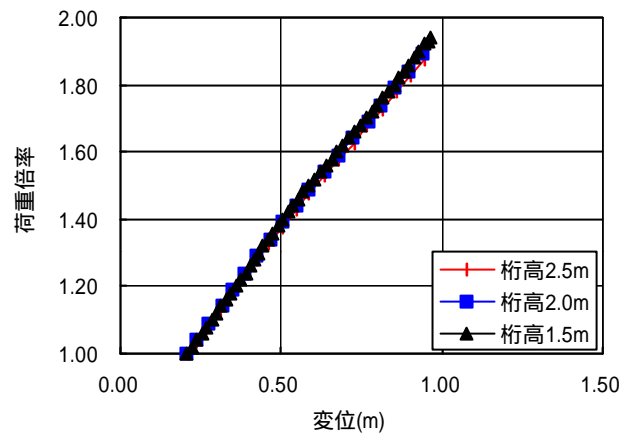


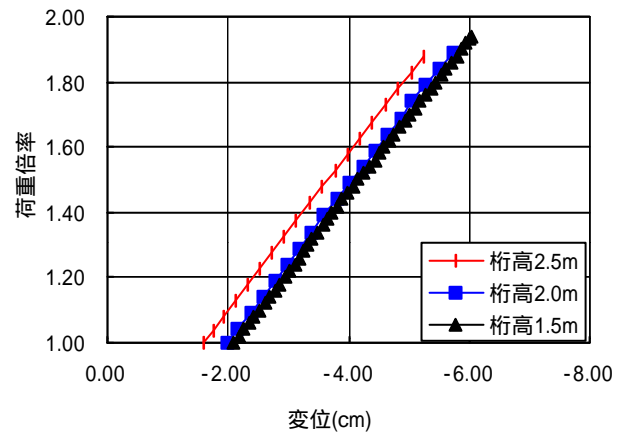
図-8 崩壊モード形と塑性域の分布(スパン 400m)

表-3 荷重倍率(スパン 600m)

桁高	降伏時 (+1)	終局時 (+1)
1.5m	1.94	1.95
2.0m	1.93	1.94
2.5m	1.91	1.93



(a) スパン中央鉛直変位



(b) 塔頂水平変位

図-9 荷重倍率-変位関係(スパン 600m)

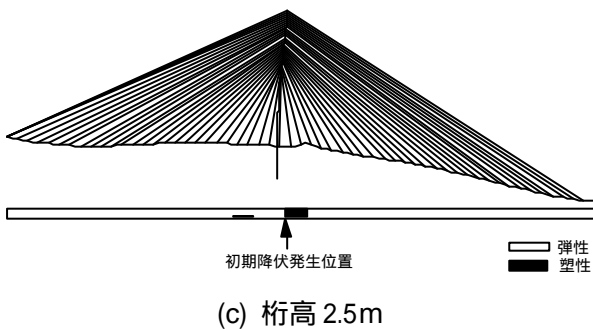
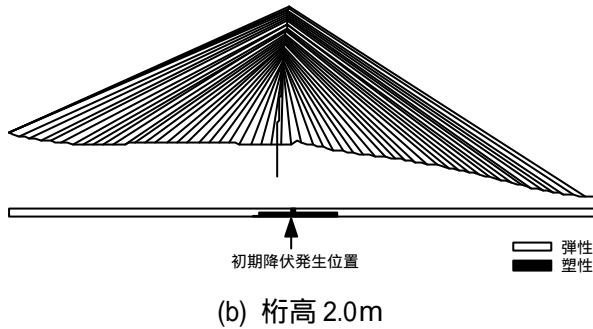
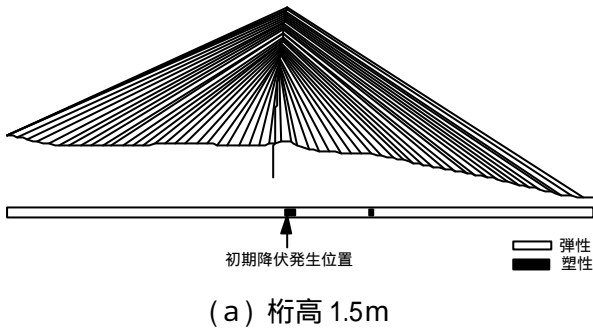


図-10 崩壊モード形と塑性域の分布(スパン 600m)

## 7. 結論

本研究で得られた結論を要約すると以下のようになる。

スパン 400m 以下では、最小桁高 1.0m の採用、またスパン 400m ~ 600m では、最大のスパン/桁高で 400 の採用を前提として、

- (1) 全体座屈は発生せず、終局強度は材料の降伏強度(または局部座屈強度)に支配される。これにより、有効座屈長( $l$ )の定義は不要とできる。
- (2) 終局状態まで、幾何学的非線形の影響は小さい。

(3) 安定照査式として以下を提案する。

) 全体座屈照査(不要)

$$\frac{s_c}{s_{ca}(l/r_z)} + \frac{s_{bcz}}{s_{bao} \left( 1 - \frac{s_c}{s_{eaz}(l/r_z)} \right)} < 1.0$$

) 局部座屈照査(幾何学的非線形の影響は無視できる)

$$s_c + \frac{s_{bcz}}{1 - \frac{s_c}{s_{eaz}(l/r_z)}} < s_{cal}$$

ここで、

$s_c$  : 軸力による応力度

$s_{bcz}$  : 面内曲げモーメントによる応力度

$s_{cal}$  : 許容局部座屈応力度

(4) 終局時の荷重倍率は以下の式で計算できる。

$$s_{cal} \text{ (または } s_y) / s_{max}$$

ここで、

$s_{cal}$  : 局部座屈強度

$s_y$  : 降伏点

$s_{max}$  : 設計最大応力度

## 参考文献

- 1) 長井正嗣, 奥井義昭, 岩崎英治: 合成斜張橋の動向と技術的課題 橋梁と基礎 Vol.35 No.11, pp.27-34, 2001.11
- 2) 社団法人土木学会: コンクリート標準示方書(設計編), 1994.2
- 3) 奥井義昭, 長井正嗣, 秋山成興: 合成斜張橋におけるクリープ・収縮による応力移行と終局強度に与える影響, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.49A, (搭載決定), 2003