

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

Stress transfer due to creep and shrinkage and their effect on ultimate strength of
cable-stayed composite girder bridges

奥井義昭*・長井正嗣**・秋山成興***

Yoshiaki OKUI, Masatsugu NAGAI and Narioki AKIYAMA

*正会員 博士(工学) 埼玉大学工学部助教授 工学部建設工学科 (〒 338-8570 さいたま市下大久保 255)

**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 長岡市上富岡町 1603-1)

***正会員 工博 埼玉大学名誉教授 (〒 338-8570 さいたま市下大久保 255)

This paper describes the effect of creep and shrinkage of concrete slab on stress transfer between slab and steel girder, and the effect of the degree of the above transfer on ultimate strength of cable-stayed composite girder bridges with span lengths of 150 and 400 meters. Two different procedures of creep and shrinkage analysis are carried out. One is analysis which follows erection sequence, and the other is analysis based on the assumption that creep and shrinkage start from the completion of a bridge. From this study, it is found that the degree of stress transfer observed at around a year is not affected by the above analytical procedure, and that the degree of stress transfer is considerably large. It is concluded that the effect of the stress transfer has to be considered when determining the dimension of the girder and also evaluating the ultimate strength.

Key Words : composite cable-stayed bridges, creep, shrinkage, ultimate strength

キーワード：合成斜張橋，クリープ，収縮，耐荷力

1. まえがき

合成斜張橋は鋼 I 桁または箱桁を橋の幅員方向の両端部に配置し、床版（主にプレキャスト床版）と合成させた主桁を斜めケーブルで支持した形式の橋梁である。我が国では依然建設例をみないものの、海外ではその経済性から、PC 斜張橋の代案として数多く建設されている。その適用スパンを見ると、100m 前後とケーブル系橋梁としては比較的短支間で適用されているとともに、スパン 600m に達する長大橋にも適用されており、スパン 400m 以上の橋梁が 10 橋程ある¹⁾。このような事実から、経済的な橋梁タイプを追及する上で検討に値するタイプと言える。

さて、この合成斜張橋の設計に当たり、一つの検討課題として、クリープ・収縮の影響、すなわち鋼、コンクリート間の応力移行量の同定があり、その影響を設計で考慮する必要がある^{2),3),4)}。これは、主桁が死・活荷重合成構造として設計されるため、クリープ・収縮の影響が比較的大きくなると予想されるためである。

本研究では、スパン 150m 及び 400m モデルを対象に、クリープ・収縮の影響がどの程度生じるか、また、この現象の考慮の方法（解析手順）でどの程度の差異が生じるかを明らかにするとともに、それらが終局強度にどの程度影響を及ぼすかについて検討を行うこととした。スパン 150m のモデルはいわゆるエクストラドー

ズド橋を合成断面の主桁を用いて検討したモデルで塔高さを従来の斜張橋に比べて低く抑えたものであり、一方スパン 400m のモデルは合成斜張橋が経済的と考えられる規模のモデルである。

クリープ・収縮解析および耐荷力解析の手順としては、

Case-1 架設ステップに忠実にクリープ・収縮解析を行い、その後耐荷力解析、

Case-2 架設時の影響を無視し、完成系の状態からクリープ・収縮解析を行い、その後耐荷力解析、

Case-3 クリープ・収縮を無視し、耐荷力解析、の 3 ケースを対象とする。ここで、完成系とは主桁が閉合されて後死荷重が載荷された状態を指し、架設が終了した直後の状態を意味する。

Case-1 の方法は実際の架設段階を忠実にフォローするもので、Case-2 の簡略化した方法との比較を通して、どの程度の差異が生じるかを見ることになる。また、Case-3 との比較から応力移行の程度が明らかにできる。更に、それぞれのケースを対象に、終局強度の比較を行い、設計にあたってのクリープ・収縮の取り扱いについて考察を加えることとした。

2. 解析方法

数値解析は、時間依存の非線形挙動が考慮できる FEM ソフト NASCAB⁵⁾を用いた。以下その概要を紹

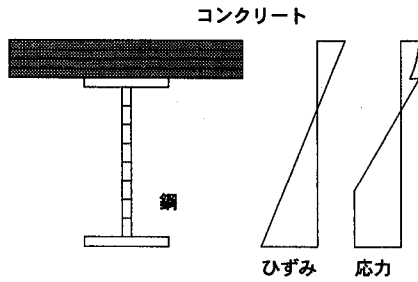


図-1 ファイバーモデル

介する。

2.1 材料及び幾何学的非線形性

合成桁および塔の材料非線形性を考慮するために、図-1に示すファイバーモデルのはり要素を用いた。このはり要素では、桁や塔の断面は異なる応力を受ける薄い鋼板またはコンクリートの層で成り立つものとしてモデル化する。ひずみの分布は断面内で直線分布と仮定し、各層において非線形の応力-ひずみ関係を仮定することで、各層のひずみレベルに応じた応力と剛性を求め、それより接線剛性マトリクスを算定するものである。なお、本文では薄板の局部座屈は考慮しないものとする。

図-2にスパン 150m, 400m モデルで採用した材料の応力-ひずみ関係を示す。図-2(a), (c) は鋼とケーブルに対応するもので、それぞれバイリニヤモデルとトリリニヤモデルが用いられる。また、コンクリートの応力-ひずみ関係は、図-2(b)に示すように、最大強度までは放物線モデルが、またその後の下り勾配にはバイリニヤモデルが用いられる。なお、図中の(コンクリートの引張強度 4.5 N/mm^2) は 150m モデルに対する値である。

幾何学的非線形性は幾何剛性マトリクスを用いて考慮される。ケーブルのサグの影響を考慮するために Ernst のヤング係数も用いたトラサ要素が用いられる。

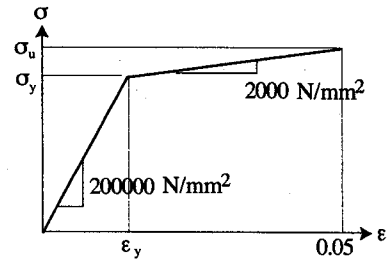
2.2 時間依存の挙動

コンクリートの全ひずみ ϵ を力学ひずみ ϵ_m 、クリープひずみ ϵ_c 、収縮ひずみ ϵ_s に分割する。

$$\epsilon(t) = \epsilon_m + \epsilon_c(t) + \epsilon_s(t) \quad (1)$$

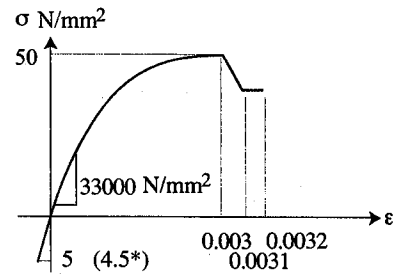
ここで、力学ひずみは前節で説明された非線形の応力-ひずみ関係によって応力と関係付けられるひずみであり、応力が一定であれば時間に依存しない。

クリープひずみは、コンクリートを線形粘弾性材料と仮定すれば、クリープ・コンプライアンス J を Dirichlet 級数で近似することで、履歴積分を用いた次式で与え

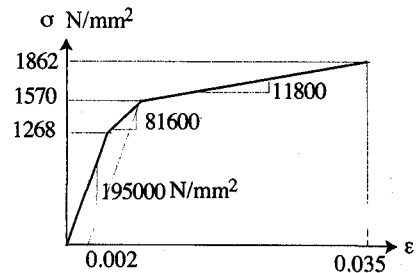


	SM490	SM490Y	SD345	SD295
σ_u	417	456	442	392
σ_y	320	360	345	295
ϵ_y	0.0016	0.0018	0.0013	0.0015

(a) 鋼桁および鉄筋



(b) コンクリート



(c) ケーブル

図-2 材料の応力-ひずみ関係

られる。

$$\epsilon_c(t) = \int_0^t \sum_{i=1}^m a_i [1 - e^{-(t-\tau)/\Gamma_i}] d\sigma(\tau) \quad (2)$$

ここで、 σ は作用応力、 a_i 、 Γ_i はクリープ・コンプライアンスを近似するための定数で、後者は遅延時間と呼ばれる⁶⁾⁷⁾。以下の計算例ではクリープ係数 ϕ によってクリープ挙動を定義したため、クリープ係数 ϕ とクリープ・コンプライアンス J の次の関係 $J = (1 + \phi)/E$ 、(E : ヤング率) を用いて、クリープ係数をクリープ・コンプライアンスに換算し、最小二乗法により定数 a_i 、 Γ_i を決定した。次数 m については通常 $m = 4$ 程度で十分な近似精度が得られ、今回の計算でもこの値を用い

た。最後に、収縮ひずみは後述するように時間の陽な関数で与えられる。

式(2)の履歴積分を直接計算することは数値計算上効率が悪いので、代わりに等価な増分式を用いて時間ステップでの逐次積分を行い経時挙動を求める⁸⁾。具体的にはクリープ・コンプライアンスを Dirichlet 展開することは、レオロジー的にはコンクリートをダッシュポットと線形バネから成る Kelvin 要素が直列に m 個連なるモデルにモデル化することに相当する。したがって、Kelvin 要素の満足すべき微分方程式を用いることで、直接クリープひずみの時間増分が導かれる。また、このように増分式で計算することで、前述した材料非線形性の考慮も容易になる。

クリープ係数 ϕ と収縮ひずみ ϵ_s の時間変化はコンクリート標準示方書⁹⁾に準じて、

$$\phi(t) = \phi_{\infty} \{1 - \exp(-0.090t^{0.6})\} \quad (3)$$

$$\epsilon_s(t_0) = \epsilon_{s\infty} \{1 - \exp(-0.108t_0^{0.56})\} \quad (4)$$

とする。ここで t は初期荷重からのコンクリート材齢(日)、 t_0 は打設時からのコンクリート材齢(日)を表す。

以下の解析例では、プレキャスト床版を使用し荷重材齢を90日と想定することから、 $\phi_{\infty} = 1.1$ 、 $\epsilon_{s\infty} = 100\mu$ と仮定する⁹⁾。プレキャスト床版の場合、鋼桁と合成される材齢90日以前の収縮ひずみは合成断面には導入されないため、実質的に導入される収縮ひずみは $\epsilon_s(\infty) - \epsilon_s(90) = 26\mu$ となる。

なお、コンクリート Aging の影響は NASCAB において考慮可能であるが、以下に示す解析においては無視することとした。理由は、以下の解析ではプレキャスト床版を用い、コンクリート打設後90日が経過した後、鋼桁と合成されるものと仮定している。そのため合成後のヤング率の時間的変化は小さいものと考えられ、しかも道路橋示方書等においても明確な規程が無いことによる。したがって、コンクリート強度とヤング係数は時間に依存しないと仮定した。

通常の合成桁の設計においては、クリープと乾燥収縮の荷重ケースを独立に解析し、線形性を仮定し重ねあわせることで両者が同時に起こったときの挙動を求めている。さらに、周知のように道路橋示方書¹⁰⁾(以後、道示と呼ぶ)の「コンクリート床版を有するけた構造」の規程ではクリープの荷重ケースではクリープ係数 $\phi = 2.0$ を考慮することが規定され、他方、乾燥収縮の荷重ケースでは最終収縮度 200μ でかつ、若齢時の乾燥収縮がクリープによって緩和されることを考慮するためクリープ係数 $\phi = 4.0$ を考慮することが規定されている。本論文では非線形解析を行っており、重ね合わせの原理は成り立たず、クリープと乾燥収縮を別個に解析することは出来ず、同時に考える必要がある。しかし、道示の規定に従うとクリープを2重に考慮することにもなり、どのようにクリープ係数を設定

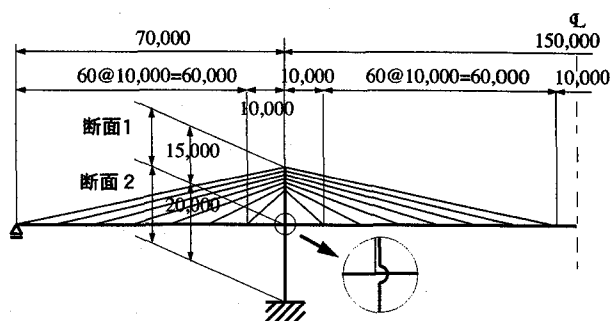


図-3 スパン 150m 斜張橋モデル (半橋分, 単位 mm)

するかも明確ではない。したがって、本論文では道示の規定に従うのではなく、実際に合成斜張橋に生じるであろうクリープ・収縮挙動を再現するように、コンクリート標準示方書に従い、荷重材令および鉄筋比を考慮しクリープ係数、最終収縮ひずみの値を設定している。

3. 計算モデル

3.1 構造概要

図-3にスパン150mの合成斜張橋モデルの側面を示す。塔の桁上高さは15m、すなわちスパンの1/10で、いわゆるエキストラードード橋と同程度の塔高さを有する。桁のケーブル吊点間隔は10mで、塔位置では桁はケーブルで鉛直方向に弾性支持される。鉛直方向に剛支持ではなく弾性支持とするのは、塔位置で大きな負曲げモーメントが生じないようにするためで、このタイプの斜張橋では一般的に採用されているものである。図-4に主桁断面形状、寸法と諸元(断面積 A 、面内の断面2次モーメント I)並びに材質を示す。主桁断面はスパン方向に同一である。塔はコンクリート製とし、その断面を図-5に示す。使用している鉄筋はSD295である。このモデルでは鉄筋比2%とし、断面の厚み方向の中心に鉄筋を配置している。また、桁位置から上方、下方で2種類の異なる断面を用いている。本来、桁位置と塔基部間をなだらかに断面変化させるべきであるが、今回は主桁を主要な着目点としていることから、2つの断面を用いることとした。ケーブルの断面積(一橋当たり)は最下段の 0.0022m^2 から最上段の 0.0070m^2 まで変化させている。

なお、桁の断面諸元は死荷重(塔モーメントをゼロとし、桁曲げモーメントが連続桁の曲げモーメントに近づくよう張力調整を行う)と活荷重(影響線解析)を考慮して決定し、クリープ・収縮の影響によって許容応力を超えないように決定している。塔断面は死荷重と風荷重または地震荷重(0.3G)の組み合わせを考え、結果的に死荷重と地震荷重の組み合わせで決定している。ケー

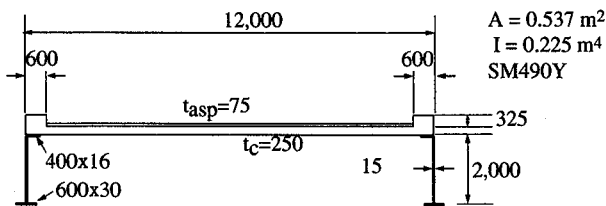


図-4 主桁断面, 断面諸量及び材質 (スパン 150m モデル, 単位 mm)

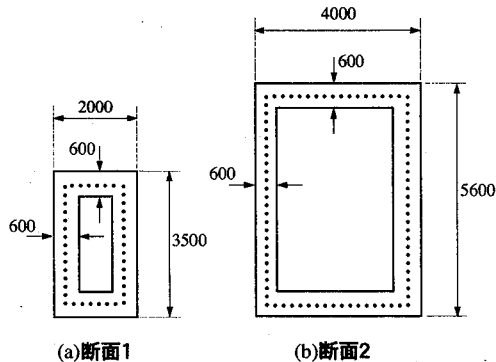


図-5 塔断面 (スパン 150m モデル, 単位 mm)

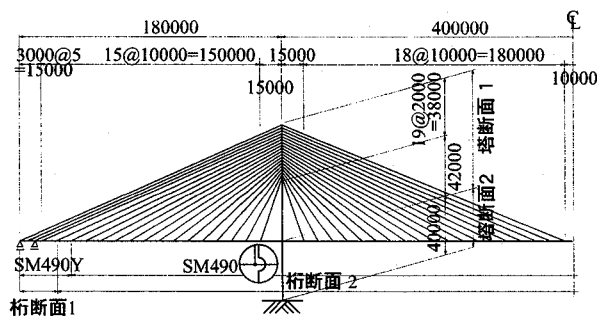
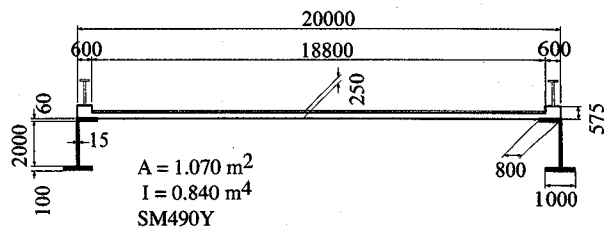


図-6 スパン 400m 斜塔橋モデル (半橋分, 単位 mm)

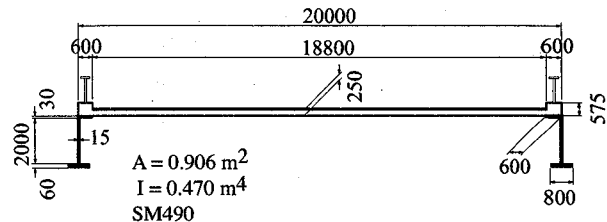
ブル断面積についても死荷重と活荷重 (影響線解析) とケーブルプレストレスによって生じるケーブル応力が許容応力の 90 から 95% の範囲に入るように決定している。

図-6 にスパン 400m の合成斜張橋モデルの側面を示す。塔の桁上高さはスパンの 1/5 で、この値はこれまでの斜張橋で採用されてきたものと同一である。桁のケーブル吊点間隔及び塔位置での桁の支持方法は 150m モデルの場合と同様である。

図-7 に主桁断面形状、寸法、諸元及び材質を示す。主桁の断面及び材質は 2 種類使用している (図-6 参照)。塔はコンクリート製で、その断面を図-8 に示す。また使用鉄筋は SD345 である。この場合もスパン 150m モデルと同様、桁位置から上方、下方で 2 種類の断面を使用

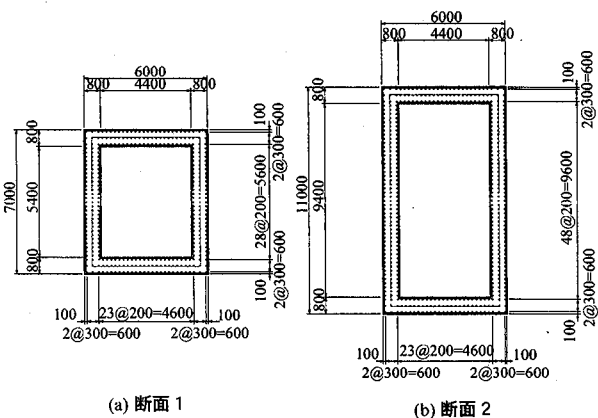


(a) 断面 1



(b) 断面 2

図-7 主桁断面, 断面諸量及び材質 (スパン 400m モデル, 単位 mm)



(a) 断面 1

(b) 断面 2

図-8 塔断面 (スパン 400m モデル, 単位 mm)

している。また、ケーブルの断面積 (片面あたり) は最小断面のケーブルの 0.0026 m² から最上段の 0.0066 m² まで変化させている。ケーブル断面積がスパン 150m の場合と比較的近いのは、スパン 150m の場合は塔高がスパンの 1/10 と低くなっているためである。以上の諸元の決定方法は、スパン 150m モデルで説明した通りである。

3.2 架設方法

通常この種の斜張橋では張出し架設が一般的であるため、解析においても張出し架設を想定して架設計算を行った。

架設ステップの概要は、コンクリートタワーを架設した後、(1) 鋼桁ブロック (1 ケーブル定着区間 10m) の接合→ (2) ケーブルの設置→ (3) 床版パネルの設置→ (4) ケーブル緊張力の導入を 1 サイクルとして順次主桁

を張出していくものである。解析においては、この1サイクルを10日と仮定し計算を行い、仮設機材等の架設時荷重については無視した。

4. クリープ・収縮に伴う挙動の考察

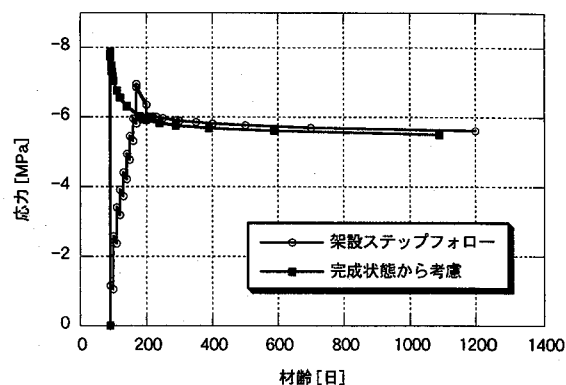
図-9に、スパン150mモデルで、架設ステップをフォローした結果 (Case-1) と完成状態から考慮した結果 (Case-2) の比較を示す。図-9(a)は塔位置のコンクリート上縁応力で、図-9(b)が同じく塔位置の鋼桁下縁応力である。図-9(b)の「完成状態からの考慮」のケースでは時刻0で応力0の点から始まり、瞬時に死荷重が載荷されるため、約-50MPaになり、その後クリープと収縮によって応力が変化し、最終的には約-110MPaに達する。一方、「架設ステップフォロー」のケースでは張出架設によって、最初引張応力が生じた後、圧縮に転じ、材齢200日後死荷重が載荷され、約-90MPaの応力に達し、最終的にはクリープと収縮によって約-110MPaになる。

この図より、Case-1,2では、架設完了までの応力に差異が生じるものの、材齢が400日 (約1年) 程度では両者は近い値となっており、また、ほぼ収束した値となっている。これより、長期でみた場合のコンクリート、鋼桁の作用応力には、Case-1,2間で大きな差異が見られないことがわかる。

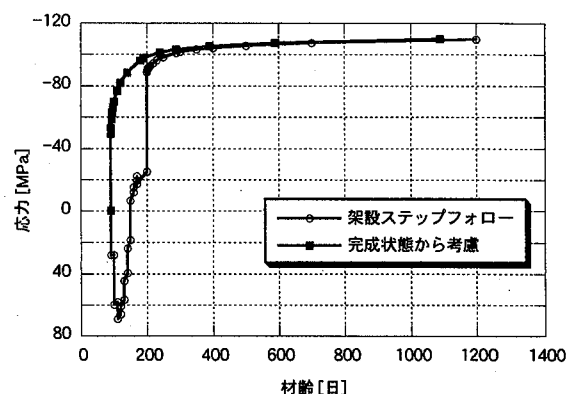
図-10にCase-2の場合の材齢90日と1090日 (約3年) でのコンクリート、鋼桁の橋軸方向の応力分布を示す。図-10(a),(b)はそれぞれコンクリート上縁応力、鋼桁下縁応力である。プレキャスト床版はコンクリート打設後90日間放置され、その後に鋼桁と合成されるものとしたため、材齢90日は完成直後の状態を意味し、クリープ・収縮の影響を全く含まない初期状態に対応する。したがって、材齢90日の状態からの各材齢における応力の差がクリープ・収縮による応力移行量となる。コンクリートの最大応力移行量 (圧縮応力の減少分) は約2.3N/mm²、鋼桁の最大応力移行量 (圧縮応力の増加分) は約60N/mm²で、これらはかなり大きな値と言え、設計上無視できないことがわかる。特に鋼桁の圧縮応力の増加は終局強度に影響を及ぼす可能性があり、注意が必要と考えられる。この影響については次章で検討結果の説明を行う。

図-11にスパン400mモデルを対象として、図-9と同様の結果を示す。このケースはスパンが長いので、図-9に比べてCase-1,2の結果が近づく日程に差異が生じる。しかし、図-9と同様、長期で見た場合、コンクリート、鋼桁の作用応力にはCase-1,2間で大きな差異は見られない。

図-12に図-10と同様の応力分布を示す。図-12(a)(b)はそれぞれコンクリート上縁応力、鋼桁下縁の応力である。コンクリートの最大応力移行量は約2.2N/mm²



(a) コンクリート床版上縁応力



(b) 鋼桁下縁応力

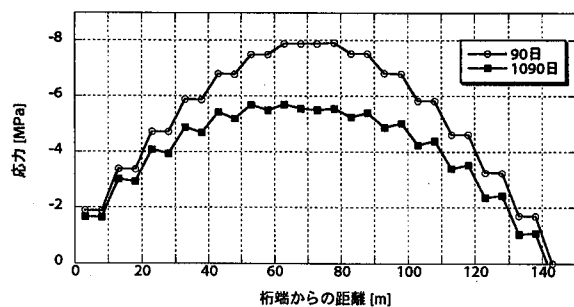
図-9 塔位置桁応力の経時変化 (スパン150mモデル)

で、鋼桁の最大応力移行量は約57N/mm²である。このモデルの応力移行量も大きな値となったが、スパン150mモデルの結果と近い値を示している。

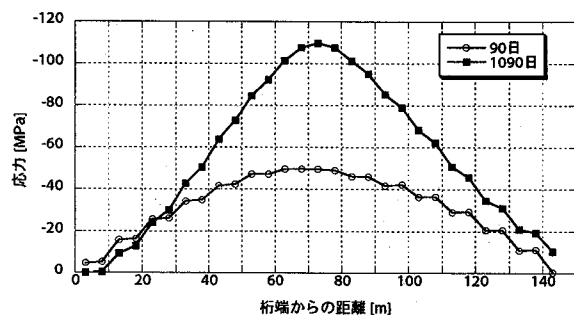
今回の計算結果および著者らが合成斜張橋に関して過去に行ったクリープ・収縮解析結果^{3),4)}からも、経時挙動によってケーブル張力はほとんど変化せず、主桁に作用する曲げモーメントもほとんど変化しないことが知られている。したがって、ケーブル断面積や塔高さなどのケーブルによる鉛直剛性の影響はほとんど無く、主に主桁を構成するコンクリート床版と鋼桁間の応力移行により経時挙動が支配されているものと考えられる。今回の計算例では両モデルのコンクリート床版断面積と鋼桁断面積の比はそれぞれ3.9および3.7と比較的近い値であり、これより応力移行量もほぼ同程度となった可能性がある。

5. 終局強度に与える影響

図-13に、スパン150mモデルの荷重倍率と中央径間中央の鉛直変位の関係を示す。図中の菱形印がCase-1の結果で、x印がクリープ・収縮を考慮しない場合、すなわちCase-3の結果である。載荷方法は、まず、荷重



(a) コンクリート床版上縁応力



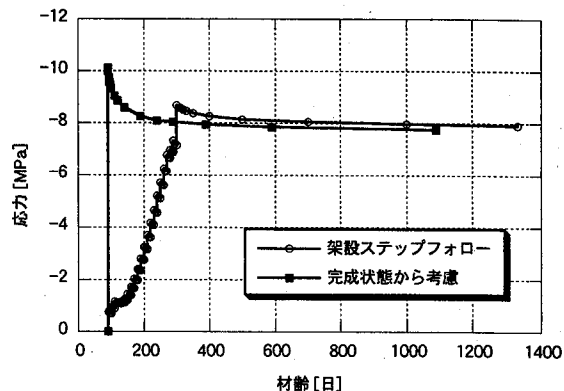
(b) 鋼桁下縁応力

図-10 スパン方向分布応力の経時変化 (スパン 150m モデル, Case-2)

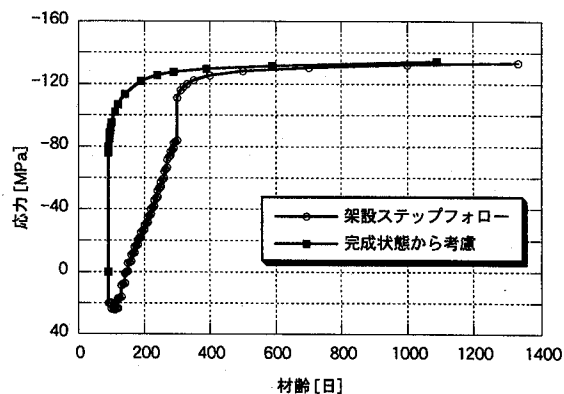
(D+PS+L) を作用させ、その後、(D + L) に比例する等分布荷重を作用させている。ここで、D は死荷重、PS はケーブルプレストレス、L は活荷重である。荷重-変位曲線は、終局に至るまでほぼ線形挙動を示していることがわかる。表-1 に、降伏時と終局時の荷重倍率を示す。架設ステップをフォローした Case-1 では、中央径間中央での鋼桁の降伏は見られず、塔位置で、荷重倍率 1.68 で降伏が生じ、倍率 1.72 で終局状態となっている。クリープ・収縮を考慮しない場合は、荷重倍率 1.70 でスパン中央の鋼桁の降伏が生じているが、倍率 1.88 で塔位置に降伏が生じ、荷重倍率 1.94 で終局状態となる。両者の終局時の荷重倍率には約 13% の差異が生じている。Case-1 の荷重倍率が低くなるのは、応力移行に伴って鋼桁の圧縮応力が増加したことに起因している。

ちなみに、今回の検討で用いた解析モデルは主桁およびケーブルに関しては (D+PS+L) の載荷状態に対し 1.7 の安全率を見込んで試設計されたものである。したがって、クリープ・収縮を考慮しない場合、荷重倍率は 1.7 を若干上回る値となっている。

図-14 は終局時の変位モード形で、図-14(a),(b) がそれぞれ、Case-1 の結果、クリープ・収縮の効果を無視した Case-3 の結果である。いずれのケースも、桁の全体的な座屈現象は見られず、塔位置近傍の桁に折れ曲がりが見られる。これは、塔位置の桁下フランジで降伏が発生し (Case-1 の荷重倍率は 1.68、Case-3 の荷重



(a) コンクリート床版上縁応力



(b) 鋼桁下縁応力

図-11 塔位置桁応力の経時変化 (スパン 400m モデル)

表-1 鋼桁下縁応力の降伏時荷重倍率及び終局時荷重倍率 (150m モデル)

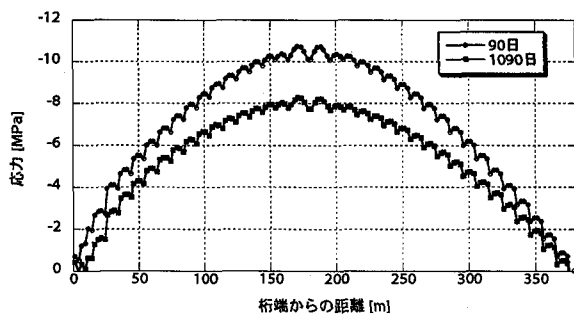
	荷重倍率		
	支間中央降伏	塔位置降伏	終局
Case 1	降伏せず	1.68	1.72
Case 3	1.7	1.88	1.94

表-2 鋼桁下縁応力の降伏時荷重倍率及び終局時荷重倍率 (400m モデル)

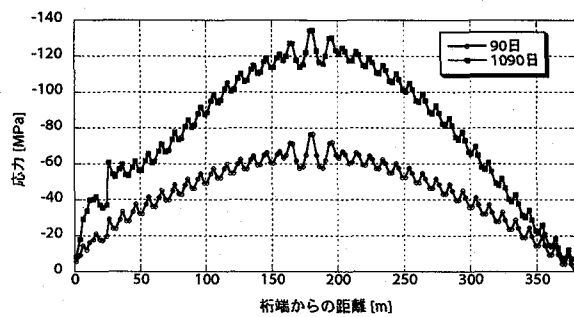
	荷重倍率		
	支間中央降伏	塔位置降伏	終局
Case 1	降伏せず	2.07	2.13
Case 3	2.15	2.44	2.51

倍率は 1.88)、その後、スパン方向に降伏が広がり、塔位置と中央径間側最下段ケーブルの中間位置で断面内に降伏域が広がり、先に説明した荷重倍率で終局状態となっている。

図-15 に、スパン 400m モデルでの図-13 と同様の荷



(a) コンクリート床版上縁応力



(b) 鋼桁下縁応力

図-12 スパン方向分布応力の経時変化 (スパン 400m モデル, Case-2)

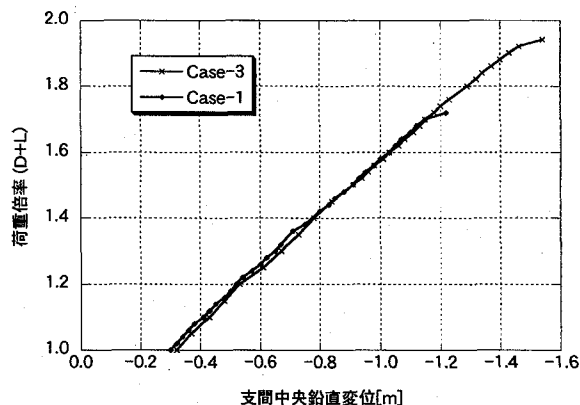


図-13 荷重倍率と支間中央鉛直変位の関係 (スパン 150m モデル)

重-変位関係を示す。この場合も、荷重と変位の関係は終局状態まで線形関係を示すことがわかる。表-2に降伏時と終局時の荷重倍率を示す。架設ステップをフォローした場合の終局時荷重倍率は2.13で、クリープ・収縮を無視した場合の倍率は2.51となり、両者の差異は約18%である。また、降伏時の荷重倍率と終局時の値が比較的近いことがわかる。なお、スパン400mモデルはスパン150mモデルに比べてスパンが長く、また材質もSM490材と低強度の材料を使用しているにもかかわらず、(D+L)に対する荷重倍率が高い。これは、

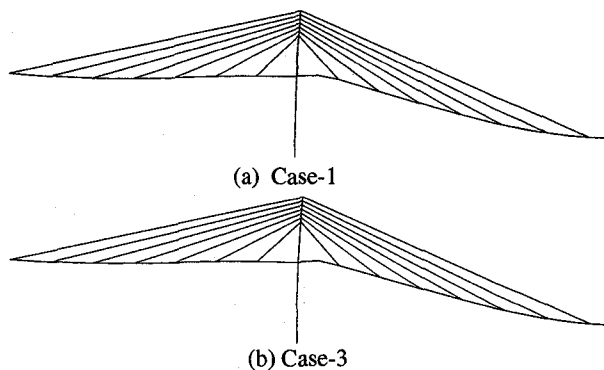


図-14 終局時の変位モード形 (スパン 150m モデル)

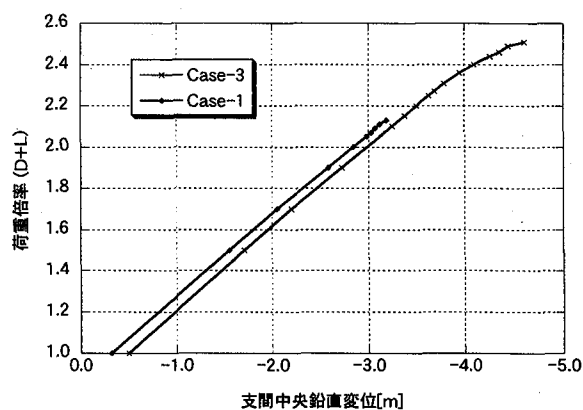


図-15 荷重倍率と支間中央鉛直変位の関係 (スパン 400m モデル)

(D+L) 載荷時の桁曲げ応力がスパン150mモデルに比べて小さいためである。

図-16は終局時の変位モード形で、Case-1,-3ともに塔位置桁に折れ曲がりが見られる。これは、塔位置の桁が降伏し、その位置で降伏が断面内に広がり終局状態になったためである。

以上より、クリープ・収縮を考慮することで、終局時の荷重倍率は約85~90%に低下し、クリープ・収縮の影響を考慮する必要性がわかる。また、今回の2つのモデルのスパンと鋼桁高さの比の最大は200であるが、終局時に全体座屈は生じないで、降伏域の広がりによって終局となっている。すなわち、終局挙動は材料の非線形性に支配されていることがわかる。

6. まとめ

以上の検討結果を要約すると以下ようになる。

1) スパン150mモデルにおいて、クリープ・収縮による応力移行は、コンクリート床版で最大 2.3N/mm^2 、鋼桁で 60N/mm^2 と比較的大きな値となった。これよ

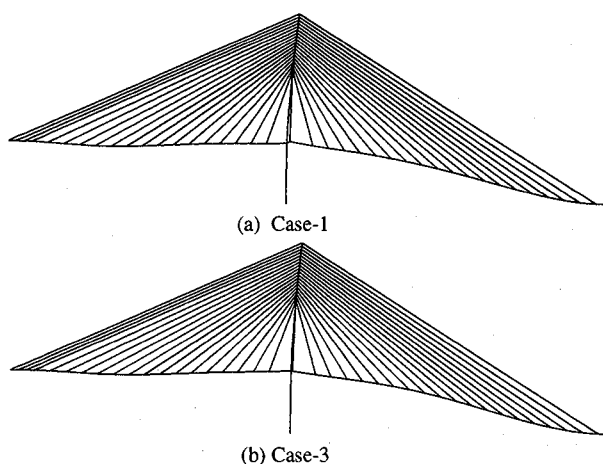


図-16 終局時の変位モード形 (スパン 400m モデル)

り、クリープ・収縮の影響を設計で考慮することの重要性がわかる^{3),4)}。

2) スパン 400m モデルの、クリープ・収縮によるコンクリート床版、鋼桁の応力移行はスパン 150m モデルと同程度であり、設計で無視できない値である^{3),4)}。移行量が同程度となる理由として、コンクリート床版断面積と鋼桁断面積の比がほぼ等しい点が考えられるが、今後の検討課題となった。

3) 架設ステップをフォローした解析と完成状態からクリープ・収縮が始まることとした解析では、架設期間での応力状態が異なるものの、架設終了後、時間の経過とともに、両者の応力移行量はほぼ等しくなる。架設時の挙動が必要な場合には当然架設ステップをフォローした解析が欠かせないが、長期の応力移行量の算出方法としては、完成状態からクリープ・収縮を考慮した解析で対応可能であることがわかる。

4) 応力移行により終局強度は、スパン 150m モデルで約 13%、スパン 400m モデルで約 18%低下した。低下の原因は、クリープ・収縮による応力移行で、鋼桁圧縮応力が増加したことに起因する。また、特に計算結果としては示していないが、スパン 400m のモデルについて応力移行の要因を詳述すると、桁のクリープが約 90%、桁の収縮によるものが約 10%であり、塔のクリープ・収縮による応力移行は非常に小さい。したがって、塔のクリープ・収縮による耐荷力への影響も非常に小さいことが分かった。

5) スパンと桁高の比が最大 200 の今回のモデルにおいて、終局状態では、桁の全体座屈は見られない。塔位置の鋼桁下フランジに降伏が生じ、直ちに断面内に、または下フランジに降伏が広がった後に断面内に降伏域が広がり、断面の降伏が広がった位置で桁が折れ曲がるようなモード形が得られた。これより、終局状態は、材料の非線形性に支配されることがわかる。また、部材断面が降伏した後、わずかな荷重倍率の増加で終局状態となることから、鋼部材の終局強度を降伏強度と見なせると考えられる。

7. あとがき

本計算例では、スパンと桁高の比が最大 200 と限定されたモデルを扱った。終局強度の推定にあたり、材料の非線形性に支配されるという知見を紹介したが、その妥当性を検証するための、スパンと桁高の比をパラメータとした更なる解析が今後の課題となった。

謝辞: 本研究の数値計算および図表の作成において、長岡技術科学大学大学院 (当時) 田村公伯君、日本大学大学院 (当時) 渡辺康人君、埼玉大学大学院 (当時) 杉野琢哉君に援助を受けました。ここに深く感謝致します。

参考文献

- 1) 長井正嗣, 奥井義昭, 岩崎英二: 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
- 2) 奥井義昭, 長井正嗣, 赤尾圭二: 2主桁合成斜張橋のシアラグを考慮した有限要素解析と有効幅の検討, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.975-982, 1995
- 3) Okui, Y., Shimoda, A., Nagai, M.: Creep analysis of cable-stayed composite girder bridges, Proc. of The 6th East Asia-Pacific Conf. on Struct. Eng. & Construction, Vol.1, pp.477-482, 1998
- 4) 長井正嗣, 奥井義昭, 山口宏樹, 谷栄, 富本信: 合成箱桁を主桁とする斜張橋の力学特性と適用スパンに関する研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1171-1179, 1998
- 5) Abbas, S.: Nonlinear analysis of segmentally erected reinforced and prestressed concrete cable-stayed bridges, UCB/SEMM-90/24, 1990
- 6) 山田嘉昭: マトリクス法材料力学, 培風館, 1991
- 7) Flügge, W.: Viscoelasticity, Springer-Verlag, 1975
- 8) Zienkiewicz, O.C. et al.: A numerical method of visco-elastic stress analysis, Int. J. Mech. Sci., Vol.10, pp.807-827, 1968
- 9) 土木学会: コンクリート標準示方書・設計編, 1998
- 10) 日本道路協会: 道路橋指示方書・同解説, 共通編, 2002

(2002年9月13日受付)