

粘性土地盤上のPC斜張橋のクリープ・リラクセーションに関する基礎的考察

ON CREEP AND RELAXATION OF PRESTRESSED CONCRETE
CABLE-STAYED BRIDGES CONSTRUCTED ON CLAY GROUND

渡邊英一^{*}・楠葉誠司^{**}・吉川 紀^{***}・亀井正博^{****}

The present study is a theoretical analysis on prestressed concrete cable-stayed bridges considering simultaneously the time dependent behavior of the prestressed concrete girder, the reinforced concrete tower, the steel cables, and the ground under the support, all of them being assumed as visco-elastic elements. The analysis was performed through a modified F.E.M analysis making use of the Laplace transform to present the behavior in the real time domain.

1. はじめに

近年、主桁とタワーにコンクリートを用いたPC斜張橋が多く架設されつつある。一般に斜張橋においては、ケーブルが主桁上の荷重を一部分担し、かなりの張力を受けるため、特にロックドコイルロープの場合、架設後、長期にわたってクリープ現象を生じ、橋全体のつりあいに影響を及ぼすことが知られている¹⁾。また、PC斜張橋の主要材料であるコンクリートはクリープする材料であるうえ、自重が非常に大きくなるので、主桁、タワーも斜張橋全体のつりあい大きな影響を及ぼすことが予想される。さらには、斜張橋は、軟弱地盤上に架設されることが多いので、支点の不均一な圧密の影響も考慮すべきである。

したがって、特に軟弱地盤上に架設されるPC斜張橋の設計、維持管理のためには弾性変形や終局的変形のみならず、ケーブル、PC主桁、RCタワー、及び支持地盤の時間依存的性質を全て考慮することが必要である。以上のことを踏まえて、本研究においては数値解析により、粘性土地盤上のPC斜張橋のクリープ・リラクセーション解析を行い、その経過や変化量の予測を行った。

解法としては、まず、PC主桁、RCタワー、ケーブル、及び不等圧密支点沈下の全てが粘弾性挙動をするものと考えて、これらを線形粘弾性体と仮定する。

次に、有限要素法を適用し、E. H. Leeの提案した対応原理により、ラプラス像空間において主桁、タワーのつりあい式とケーブルのつりあい式、および地盤のつりあい式を求め、両者をラプラス像空間で静的に合成し、斜張橋全体のつりあい式を作る。これは線形代数方程式であるから簡単に解ける。すなわち、主桁、タワー、ケーブル、そして地盤の全てが線形粘弾性体のときでも、像空間において解を厳密に求めることができる。つぎに、この像空間では解は離散化したデータとして得られるため、数値ラプラス逆変換を適用することにより、現空間における解を求めることが必要となる。しかし多くのクリープ・リラクセーションの要因が考慮されているので、像空間において複数の極大値、極小値をもつ曲線が現れる可能性があるため、これを精度よく数値逆ラプラス変換して現空間の解を求めることは従来手法に頼るだけでは困難である。

そこで現空間での解を求めるための手法として線形的な重ね合わせの解法をとることにする。つまり、本

正員 Ph. D. 工博 京都大学教授 土木工学科；** 学生員 京都大学大学院工学研究科 修士課程；
*** 正員 工修 阪神高速道路公団 工務部設計課長；**** 正員 工修 大阪市建設局 街路部立体交差課室
長

研究で数値解析の具体例として取り上げた2スパン連続梁の斜張橋を例にとると次のようになる。

- (case 1) 主桁のみが線形粘弾性体で他は弾性体。
- (case 2) タワーのみが線形粘弾性体で他は弾性体。
- (case 3) ケーブルのみが線形粘弾性体で他は弾性体。
- (case 4) 左支点下の地盤のみが線形粘弾性体で他は弾性体。
- (case 5) 中間支点下の地盤のみが線形粘弾性体で他は弾性体。
- (case 6) 右支点下の地盤のみが線形粘弾性体で他は弾性体。

この6通りの独立な解の線形一次結合として下記のような(case 7)を考えることによって、先に求めておいた像空間における厳密な解を近似して現空間に逆変換しようと試みる：

- (case 7) ケーブル、主桁、タワー、及び3支点下の地盤の全てが線形粘弾性体。

また、上記の近似は最小二乗法によって決定し、各々の係数が求められる訳である。その際、極限値定理を完全に満たし、高精度を保ちつつ数値ラプラス逆変換を行った。

なお、解析を行うに当たって材料及び地盤の粘弾性定数の決定が現実的な結果を得るためには重要な課題となるが、このうちケーブルとコンクリートの粘弾性定数については著者の一人が関与した実験の実験値を基に同定を行った。また地盤の粘弾性定数については著者の別の一人が関与して行った、ある橋梁の架橋地域内の2カ所の異なった地点での地盤沈下の実測データ及び圧密試験データを基に同定を行い、それらを用いて簡単なパラメータ解析を行った。また考慮すべき点として架設段階における圧密履歴の影響があるが、これについては上部構造完成後の地盤の圧密挙動についていくつかの簡単な場合を想定してそれぞれの解析結果を求め、比較を行った。

2. 線形粘弾性体の力学挙動

本研究においてはケーブル、主桁、タワー、地盤を線形粘弾性体と仮定して解析を行っているが、Boltzmannの線形粘弾性体の定義によると、ひずみ $\varepsilon(t)$ と応力 $\sigma(t)$ の関係は、単軸応答の場合、次のようなたたみ込み積分の形で表される。

$$\sigma(t) = \int_{-\infty}^t G(t-\tau) \frac{\partial \varepsilon(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad \dots (2.1)$$

$$s(t) = \int_{-\infty}^t J(t-\tau) \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad \dots (2.2)$$

ここに $G(t)$ は緩和関数、 $J(t)$ はクリープ関数とよばれ、 $-\infty \leq t \leq 0$ において、 $G(t)=0$ 、 $J(t)=0$ である。

この数値解析の有力な方法として、E. H. Leeなどの提案した対応原理によるものがあり、線形粘弾性体の支配方程式、構成方程式、および境界条件を時間に関して積分すると、弾性体における方程式と同等になるというものである。いま、 s をラプラス像空間として式(2.1)をラプラス変換すると次式となる²⁾。

$$\bar{\sigma}(s) = s \bar{G}(s) \cdot \bar{\varepsilon}(s) = \bar{E}(s) \cdot \bar{\varepsilon}(s) \quad \dots (2.3)$$

ここに $\bar{G}(s)$ は緩和関数のラプラス変換、 $\bar{E}(s)$ はラプラス像空間における弾性定数と考えることができる。

次に具体的な線形粘弾性モデルであるが、本研究では粘弾性挙動を記述する必要最小限のモデルとして Fig-2.1 のような 3 要素モデルを採用した³⁾。このモデルにおける、応力-ひずみ関係は次のようになる。

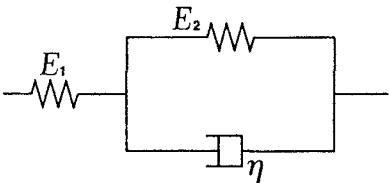


Fig-2.1 3要素モデル

$$\dot{\sigma} + \lambda \sigma = E_1 (\dot{\epsilon} + \mu \epsilon) \quad \dots (2.4)$$

ここに $\lambda = \frac{E_1 + E_2}{\eta}$, $\mu = \frac{E_2}{\eta}$

また、 $\dot{(\cdot)}$ は時間に関する微分を表す。
式 (2.4) をラプラス変換すると、像空間における応力-ひずみ関係は次のようになる。

$$\bar{\sigma}(s) = E_1 \frac{s + \mu}{s + \lambda} \bar{\epsilon}(s) \quad \dots (2.5)$$

3. 数値解析

3.1 概説及び有限要素法による定式化

数値解析の全体的な流れを、Fig-3.1 のフローチャートに示す。

まず、有限要素法を適用して、ラプラス像空間における解を求める⁴⁾。具体的には 1 つの要素における剛性マトリックスをラプラス像空間において求め、各部材、及び地盤について合成すると、次のようなラプラス像空間における橋全体のつりあい式が得られる⁵⁾。

$$\begin{bmatrix} K_{11}(s) + K(s) & K_{12}(s) \\ K_{21}(s) & K_{22}(s) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{w}_1(s) \\ \bar{w}_2(s) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{P}_1(s) \\ \bar{P}_2(s) \end{Bmatrix} \quad \dots (3.1)$$

ここに

- $K_{11}(s)$: 像空間における主桁の剛性マトリックス
- $K_{22}(s)$: 像空間におけるタワーの剛性マトリックス
- $K_{12}(s), K_{21}(s)$: 像空間におけるケーブルの剛性マトリックス
- $K(s)$: 像空間における地盤のばね定数マトリックス
- $\bar{w}_1(s), \bar{w}_2(s)$: それぞれ像空間における主桁とタワーの節点変位
- $\bar{P}_1(s), \bar{P}_2(s)$: それぞれ像空間における主桁とタワーの荷重項

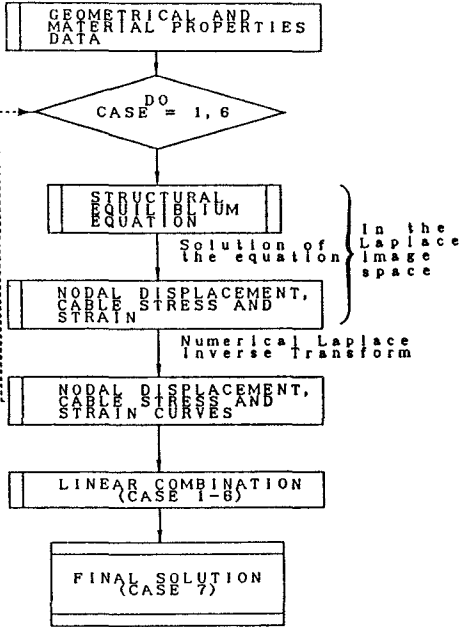


Fig-3.1 解析のフローチャート

3.2 数値ラプラス逆変換による数値解析

式(3.1)を解けばラプラス像空間における厳密解が離散化された形で求められるが、これに数値ラプラス逆変換を適用することにより、時間領域における解を得ることができる。まず、(case 1)～(case 6)の解を得る手法について述べる³⁾。

パラメータ T を導入することにより、無次元化量 $\bar{t}$ 、 $\bar{s}$ を次式で定義する。

$$t = T\bar{t} \quad , \quad s = \bar{s}/T \quad \dots (3.2)$$

T としては遅延時間 τ/β_2 を用いる。

本研究では対象としているのがクリープであり、次のような指数関数で近似する。

$$v(t) = \sum_{i=1}^N a_i \exp(-b_i t) \quad , \quad \text{ただし } b_1 = 0 \quad , \quad N=2 \quad \dots (3.3)$$

これをラプラス変換すると次式のようになる。

$$v(T\bar{t}) = \sum_{i=1}^N a_i \exp(-\bar{b}_i \bar{t}) \quad , \quad \text{ただし } \bar{b}_i = T b_i \quad \dots (3.4)$$

極限值定理より、次のように a_1 、 a_2 が求まる。

$$a_1 = v_\infty \quad , \quad a_2 = v_0 - v_\infty \quad \dots (3.5)$$

変換パラメータを k 個選ぶとすると、最小二乗法により、二乗誤差 f は次式となる。

$$f = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^k \left[\sum_{i=1}^N \frac{a_i}{\bar{s}_j + \bar{b}_i} - \frac{\bar{v}(s_j)}{T} \right]^2 \quad \dots (3.6)$$

この f の値を最小化するような b_2 の値を決定するために式(3.5)を式(3.6)に代入し、 $\partial f / \partial b_2 = 0$ より得られる超越方程式を解いて b_2 を求めれば、現空間における解を決定することができる。

3.3 線形一次結合による解法

(case 7)の解を求める手法をについて述べる。まず、次式のように、(case 7)の解 $v(T\bar{t})$ を(case 1)～(case 6)の解の線形的な重ね合わせであると仮定する。

$$v(T\bar{t}) = \alpha v_0(t) + \beta v_I(t) + \gamma v_C(t) + \delta v_{E1}(t) + \varepsilon v_{E2}(t) + \zeta v_{E3}(t) \quad \dots (3.7)$$

ここに、 $v_0(t)$ 、 $v_I(t)$ 、 $v_C(t)$ 、 $v_{E1}(t)$ 、 $v_{E2}(t)$ 、 $v_{E3}(t)$ はそれぞれ(case 1)～(case 6)の解に対応する。

この式に極限值定理を用いると次式が求まる。

$$\alpha + \beta + \gamma + \delta + \varepsilon + \zeta = 1 \quad \dots (3.8)$$

$$\alpha a_{10} + \beta a_{11} + \gamma a_{10} + \delta a_{1E1} + \varepsilon a_{1E2} + \zeta a_{1E3} = V_{\infty} \quad \dots (3.9)$$

ここに a_{10} 、 a_{11} 、 a_{10} 、 a_{1E1} 、 a_{1E2} 、 a_{1E3} はそれぞれ、(case 1)～(case 6)の解の定数項である。3.2で述べた手法と同様に、まず近似式(3.7)のラプラス変換と像空間での厳密解より二乗誤差 f を求める。次に式(3.8)、式(3.9)より、 ε と ζ を α 、 β 、 γ 、 δ で表してこれを f に代入する。そして最小二乗法により f を最小にするような α 、 β 、 γ 、 δ を決定すればよい。このように定式化を進めて行く最終的には4元線形連立一次方程式を解けばよいことが明らかになっている⁵⁾。

4. 線形粘弾性定数の同定

より現実的な経時変化予測を行うためには粘弾性パラメータ E_1 、 E_2 そして η の選択は重要である。そのためにはケーブル、コンクリート板などのクリープ・リラクセーション試験や地盤の圧密試験のデータをもとに同定されたデータを使うのが最も望ましい。

まず、コンクリートの粘弾性定数についてはプレキャスト床板を用いた模型桁の実験データをもとに同定が行われており、その結果を用いることにした⁶⁾。

ケーブルの粘弾性定数についてはケーブルのクリープ・リラクセーションに関する実物大試験が5つの供試体すなわちパラレルワイヤストランド(PWS)とロックドコイルロープ(LCR)のそれぞれについてHiAm定着とZn定着をもつもの、およびNSソケットを有するNew PWSについて行われており、その同定結果を用いる⁷⁾。

本研究では地盤の圧密現象を粘弾性挙動と等価なものと考え、支持地盤が3要素モデルで表される線形粘弾性体であると仮定する。しかしながら一般に地盤の粘弾性挙動は複雑であり、その粘弾性定数も支持地盤の粘土層の層厚、その物理的性質、またケーソンの種類など多くの要因に依存すると考えられる。

そこで本研究では架設地点とは直接関係ないが淀川の異なった2カ所の地点での土質調査結果の資料を基礎データとして使い、これをもとに粘弾性定数の同定を行った。そしてこれらの異なったパラメータを用いることにより、解析結果の比較を行った。

まず初期ばね定数 k_1 は共にケーソン地耐力試験の試験結果より地盤反力係数を求め、これにケーソンの刃口部の断面積を乗じるにより決定した。次に k_2 と η の値であるがまず片方の地点については時間-沈下量曲線が得られており、この曲線を指数関数と見なし、最小二乗法を用いることにより同定を行った。Fig-4.1に初期沈下に対する沈下量の比をプロットしたものを示す。このデータは荷重一定のデータとして妥当なものになるように補正されている。また、この地点での同定された結果としての k_1 、 k_2 、 η を(data 1)とする。

次に別の地点では支持地盤の粘土層について2通り

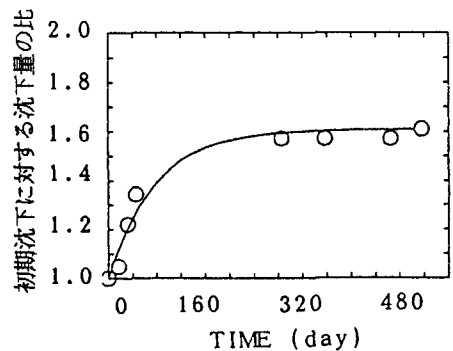


Fig-4.1 時間-沈下量曲線

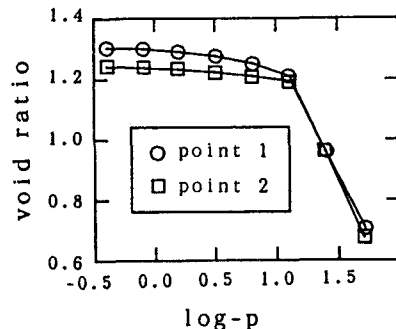


Fig-4.2 e-log p 曲線

の圧密試験が行われており、Fig-4.2に示すような $e-\log p$ 曲線 (e : 間隙比、 p : 有効応力) が得られている。この曲線よりケーソン完成時からの圧密沈下量は約 5.4cm と推定され、ケーソン刃口部での荷重をこの沈下量で除することにより k_2 を決定した。また同じ圧密試験より有効応力-圧密係数 (C_v) 曲線が求められているので、これを用いて粘土層の有効応力に対する圧密係数 C_v を決定し、その一方で Fig-4.3 のように時間係数 (T_v) - 圧密度 (U) の関係を指数関数で近似する。ここで実線は時間係数-圧密度曲線で、破線はこれを最小二乗法により近似した指数関数である。そして圧密係数と時間係数の関係 ($T_v = C_v t / H^2$ 、ここに t : 時間、 H : 粘土層の層厚) を用いることにより、 η の値を決定した。同定された結果としての k_1 、 k_2 、 η を (data 2) とする。

最後に本研究で解析に用いたコンクリート、ケーブル、地盤の粘弾性定数をまとめて Table-4.1 に示す。

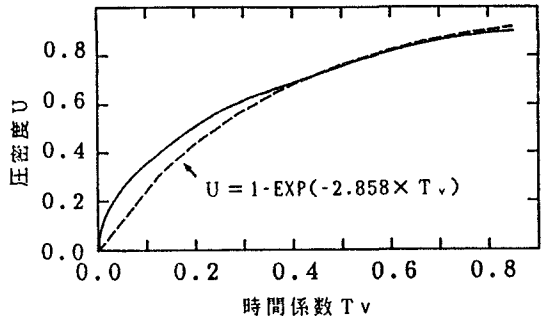


Fig-4.3 時間係数-圧密度曲線

Table-4.1 線形粘弾性定数

	E_1 (kgf/m ²)	E_2 (kgf/m ²)	η (year·kgf/m ²)
concrete	0.300×10^{10}	0.900×10^9	0.822×10^9
cable	0.200×10^{11}	0.140×10^{12}	0.249×10^{11}
	k_1 (kgf/m)	k_2 (kgf/m)	η' (year·kgf/m)
DATA1	0.649×10^9	0.106×10^{10}	0.226×10^9
DATA2	0.388×10^9	0.145×10^9	0.477×10^8

5. 数値解析

5.1 2スパン連続PC斜張橋の数値解析

本研究の数値解析で対象とするのは2スパン連続のPC斜張橋であり、橋全体が粘性土地盤上に架設されているものとする。この斜張橋の概形、及び有限要素法による解析モデルを Fig-5.1 に示す。また、斜張橋の断面寸法を Table-5.1 に示す。Fig-5.1 を見ればわかるように、左右対称構造をもち、ケーブルの取り付け形状はマルチケーブル型に属する。また、ケーブルは2WSが使用され、ケーブルの定着部は2nが使用されているものとした。また、有限要素法解析のための要素分割数は主桁36分割、タワー21分割である。また、本研究においては斜張橋の完成後の時間依存的挙動を予測することを目的としているので、時間 t は斜張橋完成時を原点にとっている。また、一般に斜張橋の架設段階において自重による断面力を改善するために斜材張力の調整を行っているが調整力のデータが得られなかったため、荷重については死荷重のみを考え、 $l=0$ において載荷されるものとした。

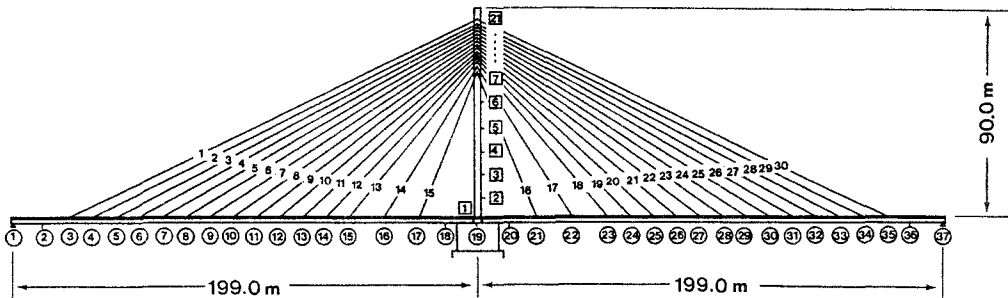


Fig-5.1 2スパン連続斜張橋

さて、ここで注意すべきことは $l=0$ において地盤はすでにケーソン及び上部構造により先行圧密を受けているという点であり、これを考慮せずに、上部構造と下部構造が全く同時に完成し、この時点から全ての粘弾性挙動が同時に始まると考えて解析を行うのは明らかに非現実的である。また、本研究で沈下データとして用いたケーソン基礎の重量は約20000tであり、それに比較して本研究で解析対象とした2スパン連続斜張橋の場合、ケーソンにかかる初期重量は中央支点下で約20000t、左右支点下で約13000tである。このことを考慮しても、下部構造完成時において、すでに地盤自体が硬化現象などを起こし、物性が変化している可能性は十分考えられる。そこでこういった履歴の影響をいかに表現するかが重要となるが、本研究では(data 2)を用いた場合についてのみ、簡単に下部構造による履歴を考慮にいて、斜張橋完成後の地盤の圧密は下部構造により全く履歴を受けない場合(pattern 1)、50%だけ圧密挙動が減少する場合(pattern 2)、圧密が全く起こらないと仮定した場合(pattern 3)の3つの場合を想定した。すなわち(pattern 1)は地盤の圧密試験データによって予測された圧密挙動を100%考慮しており、それをもとに同定された粘弾性定数をそのまま用いている。(pattern 2)では試験データによる圧密を50%考慮しており、 E_2 として同定されたものの2倍の値を用い、(pattern 3)では地盤を弾性体と考え、 $E_2 = \infty$ の場合に相当する。これらの3通りの場合を想定することにより、それぞれの解を求め、解析結果の比較を行った。

ラプラス逆変換を行うにあたって、変換パラメータの選択方法が重要になってくる。一般に像空間における解を $\bar{f}(s)$ とおくと、像空間における $\bar{u}(s)$ と $s\bar{f}(s)$ の変化は対応しているといわれており、極限値定理を満たした上でこの変化の著しい範囲から変換パラメータ s を選択すると、精度のよい数値ラプラス逆変換ができると考えられる³⁾。そこで本研究では変換パラメータとして(case 1)と(case 2)においては $-1.5 \leq \log s \leq 2.5$ から17個を、(case 3)においては $-1.0 \leq \log s \leq 2.0$ から13個を(case 4)～(case 6)においては $-1.0 \leq \log s \leq 2.75$ から15個を、(case 7)においては $-1.5 \leq \log s \leq 3.0$ から19個を選択した。

5.2 数値解析結果

まずFig-5.2、Fig-5.3にそれぞれ(data 1)、(data 2)を用いた場合の(case 7)における初期解と終局解を示しそれぞれの解を容易に比較できるようにした。またFig-5.4にそれぞれのデータを用いた場合の節点6のたわみの経時変化を示す。次にFig-5.5には(case 7)における各節点の節点変位のクリープ係数を(data 1)、(data 2)を用いた場合について比較できるように示した。同様にFig-5.6、Fig-5.7にはそれぞれ(case 1)、(case 5)における節点変位のクリープ係数を(data 1)、(data 2)を用いた場合について示す。また、(data 1)、(data 2)を用いた場合の(case 7)における各ケーブルのケーブル力のリラクセーション量(%)をFig-5.8に示す。

次に圧密履歴の影響については粘弾性定数として(data 2)を用いた場合についてのみ解析を行っておりFig-5.9、Fig-5.10にそれぞれ各節点の節点変位のクリープ係数と各ケーブルのリラクセーション量(%)を示す。ここでも(pattern 1)～(pattern 3)についてのそれぞれの解析結果を比較できるように考慮した。

Table-5.1 斜張橋の断面寸法

主桁の要素長及び断面諸量			
要素	要素長(m)	断面積(m ²)	断面二次モーメント(m ⁴)
1～2, 35～36	11.25	17.13	16.59
3～14, 23～33	10.00	17.13	16.59
15～16, 21～22	15.00	17.13	16.59
17, 20	13.75	18.33	20.81
18, 19	13.75	22.67	45.00
タワーの要素長及び断面諸量			
要素	要素長(m)	断面積(m ²)	断面二次モーメント(m ⁴)
1～6	10.0	25.53～30.68	37.63～65.03
7～9	2.00～3.00	34.25	42.60
10～18	1.50	34.25	42.60
19	1.50	29.64	38.99
20	1.50	25.02	35.57
21	5.00	25.02	35.57
ケーブルの寸法			
ケーブル番号	ケーブル長(m)	断面積(m ²)	傾斜角(rad)
1, 30	196.80	0.019	0.447
2, 29	187.16	0.019	0.482
3, 28	177.57	0.019	0.480
4, 27	168.04	0.019	0.500
5, 26	158.58	0.019	0.521
6, 25	149.21	0.019	0.546
7, 24	139.94	0.019	0.574
8, 23	130.79	0.014	0.606
9, 22	121.80	0.014	0.643
10, 21	113.00	0.014	0.685
11, 20	104.43	0.014	0.735
12, 19	96.17	0.014	0.793
13, 18	87.91	0.014	0.858
14, 17	76.83	0.014	0.985
15, 16	66.46	0.014	1.144

5.3 数値解析結果の考察

まずFig-5.2、Fig-5.3をみると、(data 1)を用いた場合最終的には節点6において約100cmのたわみが、中央支点においては5cm程度の支点沈下が予想される。一方(data 2)を用いた場合は節点6で114cmの変位、中央支点で約20cmの支点沈下が予想され、両者には結果の相違がみられる。

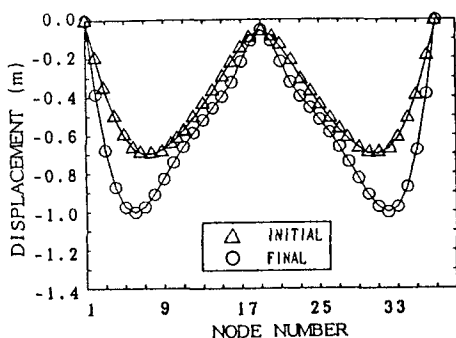


Fig-5.2 節点変位の初期解と終局解(data 1)

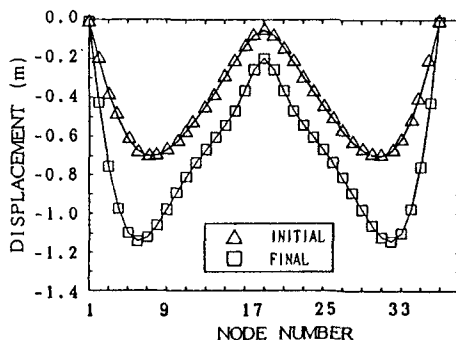


Fig-5.3 節点変位の初期解と終局解(data 2)

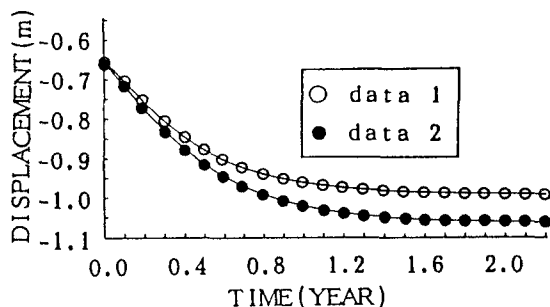


Fig-5.4 節点6の変位の経時変化
(data 1, data 2)

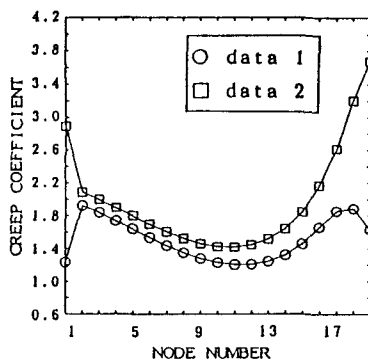


Fig-5.5 各節点変位のクリープ係数
(data 1, data 2)

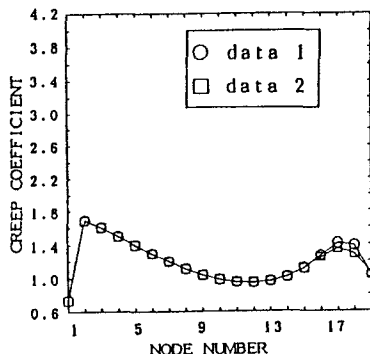


Fig-5.6 (case 1)における
節点変位のクリープ係数

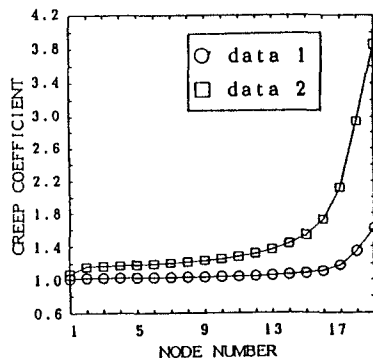


Fig-5.7 (case 5)における節点変位の
クリープ係数 (data 1, data 2)

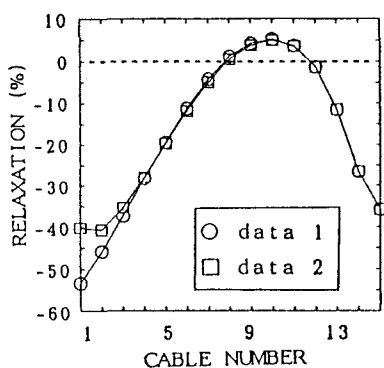


Fig-5.8 各ケーブルのリラクセーション量
(data 1, data 2)

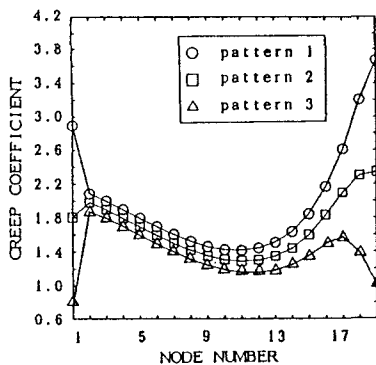


Fig-5.9 各節点変位のクリープ係数
(pattern 1~pattern 3)

次に、Fig-5.4に示すように、(data 1)を用いた場合、節点変位が一定の値に収束する期間は節点6では約1.0年と予測される。また、各節点によっても収束までの期間が異なっているが、これは、(case 1)の解を複数の解の線形的な重ね合わせとしているために、各々の節点で、影響の割合が異なってきたものと判断できる。一方(data 2)の場合には収束までの期間は約1.6年と予測される。それぞれのデータを用いた場合の相違はFig-5.5をみれば明かなように節点変位のクリープ係数に顕著に現れている。両者はスパンの中央付近では同様の傾向を示すが、支点付近では様子が大きく異なっている。特に(data 2)を用いた場合の中央支点のクリープ係数は約3.7という高い値が得られた。これはTable-4.1に示すとおり(data 2)は(data 1)に比べて特に k_2 の値が小さく沈下量の大きい地盤であることに起因すると思われる。

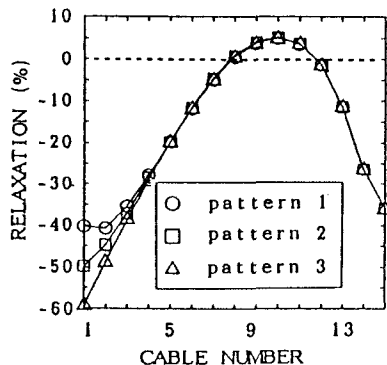


Fig-5.10 各ケーブルのリラクセーション量
(pattern 1~pattern 3)

つぎにFig-5.5~Fig-5.7を見れば(data 1)を用いた場合の(case 7)の解は(case 1)の解と非常に似通っており、また(data 2)を用いた場合の(case 7)の解は(case 1)の解と(case 5)の解を重ね合わせたような形になっている。つまり、斜張橋全体の粘弾性挙動に最も大きく影響を与えるのは主桁であり、(data 2)のような軟弱な地盤の場合には特に中央支点下の地盤の影響も顕著になると推測される。

またFig-5.8よりケーブル力の変化は(data 1)、(data 2)を用いた場合、傾向は似通っており、ケーブル1~7、ケーブル12~15で増加、ケーブル8~11で減少が起こっている。つまり、スパン中央付近では減少、両端付近では増加が予想される。いずれのデータの場合でもケーブル力の増加はケーブル1において最大となり、減少はケーブル10で最大となる。増加の最大値は(data 1)の場合約53%、(data 2)の場合、約40%と予想され、減少はいずれのデータの場合でも約5%となっている。また、ケーブル力の変動についても(data 1)を用いた場合、(case 7)の解は(case 1)の解と似通っており、また(data 2)を用いた場合は(case 7)の解は(case 1)と(case 5)の解を重ね合わせたような形になることが明らかになっている。つまりケーブル力の変動についても主桁、及び中央支点下の地盤の影響は節点変位のクリープ係数の場合と同じことがいえそうである。

次にFig-5.9をみれば明かなように圧密履歴を考慮する場合としない場合では節点変位のクリープ係数が大きく異なってくることがわかる。特に中央支点付近ではそれぞれのpatternで傾向がまったく異なってくる

ようである。一方、Fig-5.10をみればケーブル力のリラクセーション量はいずれのpatternでも同様の傾向を示している。またその値は中央支点付近ではいずれの場合でもほとんど同じであるが、左右支点付近で差異がみられ、cable 1のリラクセーション量は(pattern 1)で40%、(pattern 2)で56%、(pattern 3)で59%と予測される。このように地盤の支点沈下、及び圧密履歴を考慮にいれた場合には、両端支点付近のケーブルの挙動が異なってくることを考慮にいれるべきであろう。

6 . 結 論

6.1 数値ラプラス逆変換

1つのクリープ・リラクセーション要因を考慮した場合、像空間での挙動は単調曲線で示され、精度良く逆変換ができるが、多くの要因を考慮した場合、複雑な曲線となり、精度良く逆変換をすることは難しい。本研究では線形一次結合の解法を用いることによって、精度よく逆変換ができることを示した。

6.2 粘弾性定数の同定

ケーブルとコンクリートについては3要素モデルを想定し、この定数を著者の一人が実際に関与した実験により得られたデータを用いて同定した。また地盤も粘弾性体と考え同様に3要素モデルで表した。そして架設途中のケーソンの沈下データ及び圧密試験データという異なった2つの実測データを用いて定数同定を行うことができた。

6.3 数値解析

不等圧密支点沈下の粘弾性を考慮にいれた解析を行うことによって地盤の粘弾性挙動が斜張橋全体のつりあいに少なからず影響を及ぼすことが明らかになった。また複数の異なったパラメータを用いて解析を行うことにより地盤の粘弾性挙動の上部構造への影響を比較することができた。さらに、地盤の圧密を100%考えずに下部構造の載荷による先行圧密を考慮して架設後の地盤の圧密挙動を差し引いて考えたり、圧密を全く考えずに解析を行うことにより、それらの解析結果の相違を明らかにすることができた。実際に軟弱地盤上にPC斜張橋を架設する際、沈下データなどをもとに地盤の不等圧密支点沈下の影響を考慮するだけでなく、下部構造による先行圧密の影響も考慮にいれた、より妥当な粘弾性定数の決定が必要であろう。また、現実にはケーブル力調整が行われるが、この影響については今回は特に考慮しなかったことをこわっておく。

7 . 参 考 文 献

- 1) JSS IV 04-1983: 建築ケーブル設計施工指針、JSSC Vol 19, No. 207, 1-62(1983).
- 2) 山田直平・国枝博: ラプラス変換・演算子法、森北出版、11-103(1959).
- 3) Y.Niwa, H.Nakai, E.Watanabe, I.Yamada: On Long-Term Behavior of Cables in Cable-Stayed Bridges, Proc. of JSCE, No.368(1986).
- 4) Zienkiewicz, O.C; 吉識雅夫・山田嘉昭監訳: 基礎工学におけるマトリクス有限要素法、培風館(1975).
- 5) E.Watanabe et al: Creep Analysis of Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridges, Int.Nat.Conf. Cable-Stayed Bridges, Bangkok, 645-656(1987).
- 6) 中井博・渡辺英一・竹中裕文・林圭一: プレキャストコンクリート床板合成桁のクリープ・リラクセーションに関する基礎的考察、構造工学論文集、Vol 33A, 285-298(1987).
- 7) E.Watanabe et al: Full-size Creep and Relaxation Tests on Steel Cables, Int.Nat.Conf. Cable-Stayed Bridges, Bangkok, 951-962(1987).

(1989年10月12日受付)