

大阪大学工学部 正員 小松定夫
 大阪大学工学部 正員 西村宣男
 大阪大学大学院 学生員 中川知和

1. まえがき 本文は変形法を用いた補助トラス吊橋の立体解析の効率化について述べたものである。吊橋は非常に多くの部材から構成されるため、これまで多くは補助トラスをはり、あるいは薄肉箱型断面に置換して解析が行われてきたが、より正確には補助トラスを立体のままとした変形法による立体解析が必要であると思われる。しかし、吊橋の様な大形構造物に変形法を適用しようすると膨大な計算時間、計算機容量を必要とする。本解析においては、主記憶装置50kワード程度の計算機であれば、補助記憶装置を使用せずに専らIncore処理で計算できる様に節点の自由度の低減、計算時間低減、入力カードを可能な限り減らすことなどの改良を行った。

2. 剛性マトリックス 本法では、吊橋を構成する個々の部材の剛性マトリックスを全体系について集成するのではなく、図1に示す様にケーブル・ハンガーを含む補助トラスの1パネルに相当するブロックについて予め剛性マトリックス(ブロック剛性マトリックス)を作成しておく。主構と横構の骨組構成について形状インデックスをInputすると、ブロック内の部材のつながりは自動的に構成され、部材関連データを省略できる。図1に示す様な横構がトラスの場合には、8種のインデックスの組合せとなる。さらに、図1の太線で示す部材(補助トラス垂直材および横構支材)の伸縮を無視して自由度の低減を計っている。すなわち、これら部材の一端の軸方向変位は他端の対応する変位で代表される。剛性マトリックスを集成する際には、この個部材に結合される全部材の部材力の個部材軸方向に関する釣り合いを考えた。この様な自由度低減に伴う誤差を集中ねじり荷重および分布ねじり荷重を受ける単純トラスについて調べた結果、パネル数が40以上になれば、部材力、変位との誤差は1%以下になることを確認した。自由度の低減によって全節点変位自由度を考慮する一般の変形法に比べて、本法の節点変位自由度は1パネルにつき24から14に約40%減少している。また基本式の誘導に用いた主な仮定は次の様なものである。1) 応力はすべて弾性範囲内にある。2) 吊橋はすべて直線部材より構成される。3)

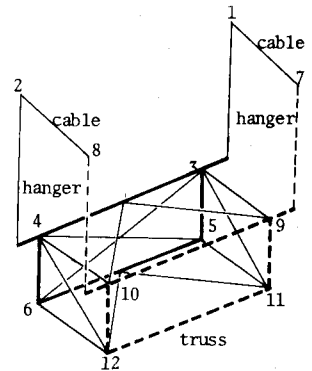


図1 1ブロック

死荷重などによるケーブル・ハンガーの初期張力が剛性に与える影響を考慮する。なお、全体系剛性マトリックスの(半バンド幅+1)は20であり、剛性マトリックスおよび荷重を記憶するに必要な容量は、(パネル数+1)×14×(20+1)である。

3. 自由度の低減 本プログラムは任意の荷重状態に適用でき、鉛直たわみ、ねじり、水平横方向変形などの連成を考慮しているが、これら連成の影響が小さい

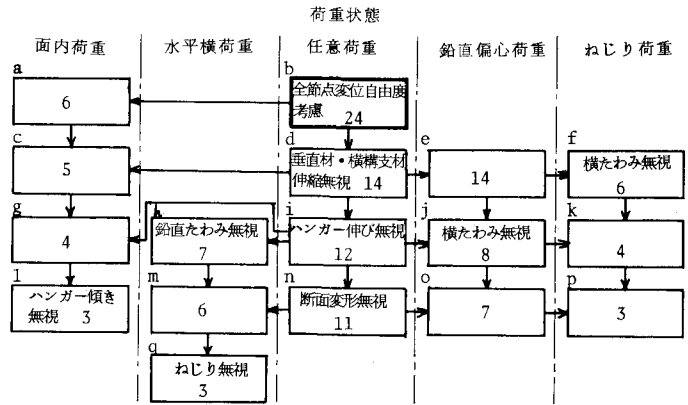


図2 自由度低減の流れ図

ものとして仮に鉛直方向変形解析、水平横方向変形解析、ねじれ変形解析を独立に行なうとすれば、さらに自由度の低減を計ることができる。この操作を行なった場合1パネルの変位自由度数がどう変化していくかを図2に示した。図2において①にはMelan, J.¹⁾の膜理論による解法が対応する。同様に②にSelberg, A.²⁾, ③にSzarovszky, J.³⁾, ④にMoisseiff, L. S.⁴⁾, ⑤に吉塚⁵⁾, ⑥に小松西村⁶⁾, ⑦にBleich, F.⁷⁾, ⑧に小松西村⁸⁾, ⑨に小松西村(自由度7)⁸⁾, ⑩に島田(自由度10)⁹⁾などの理論が対応する。

4. 数値計算例 任意荷重用プログラムにより、スパン260m + 100m + 260mの三径間連続吊橋を対象として数値計算を行った。その結果と膜理論によるものと比較して以下の結論を得た。なお荷重状態は、case1鉛直偏心荷重(中央径間側に道路荷重2.16t/m偏心量7m満載; 鉄道荷重8.04t/m偏心量5.3m中央径間左7mより370m間に載荷)。およびCase2横荷重[ケーブル0.765t/m(main), 0.89t/m(side)、吊構造3.88t/m(main)、3.97t/m(side)]である。主要諸元は表1に示した。

表1 主要諸元

トラス高	13 m	パネル間隔	13.095 m
トラス幅	32 m	# (side)	13 m
ケーブル間隔	37 m	ケーブル断面積	0.671 m ²
ケーブルサダ	100 m	ハンガー #	0.015 m ²
斜材断面積	0.0668 m ²	対傾構斜材 #	0.00276 m ²
弦材 #	0.122 m ²	ケーブル重量	13.24 t/m
横構斜材 #	0.0373 m ²	つり構造 #	28.7 t/m

1) 計算機容量は、1caseにつき本法45 kw、膜理論14 kwで、膜理論は中型計算機で処理できるが、本法は大型計算機を必要とする。2) 計算時間(CPU time)は1caseにつき膜理論9秒、本法8秒である。ただし、膜理論が非線形計算を行っている一方、本法では線形化計算であるため、計算時間は同程度であるが、本法に不釣合力計算を導入すれば、1case約30秒程度になると予想される。3) case1について補剛トラスの鉛直たわみ(表2)を比較すると最大たわみで3.4%程度の差が生じている。この差は膜理論が非線形計算を行っている点に起因すると考えられる。また主構斜材部材力(表3)については膜理論による数値が5~13%程度大きくなっている。この差は膜理論が補剛トラスのせん断変形を無視している点によるものと思われる。4) Case2の横構斜材部材力(表4)は上下横構で2~9%程度の差が生じている。また端支点付近の上下横構応力は本法と膜理論でかなりの相違が認められる。これらの

表2 case 1 鉛直たわみ

	左側径間最大値		中央径間最大値		右側径間最大値	
	載荷側	非載荷側	載荷側	非載荷側	載荷側	非載荷側
本法	-0.4459	-0.4181	2.2191	1.8856	-0.1637	-0.1347
膜理論	-0.4617	-0.4329	2.1431	1.8194	-0.1485	-0.1264
誤差	3.4%	3.4%	3.4%	3.5%	9.2%	8.0%

単位 m

の差は本法で支点上で対傾構せん断変形を許す実際に近い支持条件を考慮しているためであると思われる。5) case2においてケーブルおよび吊構造せん断中心の中央径間中点の

表3 case 1 主構斜材部材力(左中間支点)

	側径間側		中央径間側	
	載荷側	非載荷側	載荷側	非載荷側
本法	-153.3	-177.3	-950.2	-332.2
膜理論	-176.1	-186.7	-1038.7	-369.4
誤差	12.9%	5.0%	8.5%	10.0%

単位 ton

表4 case 2 横構斜材部材力(中間支点)

	側径間側		中央径間側	
	上横構	下横構	上横構	下横構
本法	447.3	497.9	514.5	581.7
膜理論	475.2	452.3	526.5	552.8
誤差	5.9%	9.2%	2.3%	5.0%

単位 ton

横方向変位は、本法 $u_c = 5.36m$, $u_s = 5.67m$, 膜理論 $u_c = 5.09m$, $u_s = 5.37m$ である。本法ではタワーの変形を考慮しているのでこの様な差が生じたと考えられる。

5. あとがき 本法は一般の変形法に比べて計算時間、計算機容量が上記の様に少なく、形状インデックスにより骨組構成を制御するので入力カードもごくわずかです。また補剛トラスを箱型断面に置換することなくトラスのまま解析しているので厳密性が高く実用的には十分満足できるものと思われる。ところで本法を完成系の吊橋の非線形解析に適用することについては講演当日発表する予定である。

参考文献 1) Melan, J.: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 1888 2) Selberg, A.: Stahlbau(1954), H. 5, S. 97 3) Szarovszky, J.: ASCE, ST11, 1960 4) Moisseiff, L. S., and F. Lienhard: ASCE Vol. 58, 1932 5) 吉塚純治: 橋梁と基礎, 第6巻, 1992 6) 小松定夫西村宣男: 関西支部講演概要集, 1974 7) Bleich, F.: Mathematical theory of Vibration in Suspension Bridges, 1950 8) 小松定夫西村宣男: 第30回全国大会講演概要集, 1975 9) 島田静雄: 土木学会論文集, 第81号, 1961