

塔頂のケーブル支承条件の差による 吊橋の構造特性について

正員 渡 辺 昇*

学生員 ○杉 田 卓 男**

I. ま え が き

最近、本州四国連絡橋をはじめとして長大吊橋の架設、あるいは計画が進んでいるが、現在関係各方面で取り上げられる問題の中に長大吊橋の動的解析、特に地震応答解析がある。動的解析をとりあつかう際には、当然、静力学的な断面力や変形が必要であるが、従来用いられてきた計算法には種々の仮定が必要であって、必ずしもすべての条件を満足しているわけではない。その中で大きな問題のひとつは、メインケーブルとタワーとの取り付け条件である。

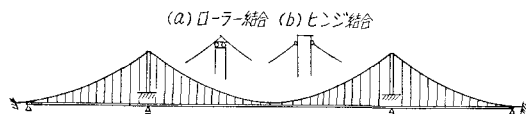


図-1

すなわち、従来は図-1 (a) のようにメインケーブルをタワーの頂上において、滑り支承の上にのせる方式のみが取り扱われ、図-1 (b) のようにメインケーブルをタワーにヒンジで結合させる方式についての厳密解はみあたらない。当然、両者の差による影響、特にタワーの振動性状におよぼす影響は非常に大きいと思われるので、本論文は、この点に着目し、その第一歩として、補剛桁の断面力と、タワーのパネ定数を、単径間吊橋と三径間吊橋とについて、電子計算機 HARP-103, HARP-5020 のプログラムを組み比較検討したものである。

II. 計算方法

従来とり扱われて来た吊橋の構造形式は図-1 (a) のような形のものであり、しかもタワーの下端が埋め込みではなく、ロッキングタワーすなわちタワーの下端がヒンジで支持されるものとみなして、解法には、微分方程式をもとにした計算法がとられている。しかしながら、図-1 (b) の形式のものについては、タワーの曲げ変形が大きいので、そ

れを無視して、メインケーブルの張力の水平分力 H が、全径間を通じて一定として計算する従来の計算法は、あてはまらない。従ってここでは、吊橋全体を骨組みとみなし、各々の部材の弾性仕事をもとめ、仕事連立方程式により解析することにした。これによれば、従来の計算法では無視されていたタワーやハンガーの変形はすべて考慮することができるし、また、あらゆる形式の吊橋についても解析が可能である。

ここで図-2は単径間吊橋であり、メインケーブルとタワーの取り付けが、図-1 (a), (b) のような場合はそれぞれ一次不静定構造、三次不静定構造であり、図-3の三径間吊橋についても同様であるから、補剛桁については単純桁、タワーについてはカンチレバーを基本系とし、メインケーブルの張力を不静定力を選んで、仕事連立方程式をマトリックスで表示すると、次のようになる。

$$\begin{pmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \cdots & \delta_{1n} \\ \delta_{m1} & \delta_{m2} & \cdots & \delta_{mn} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} X_1'' \\ X_2'' \\ \vdots \\ X_n'' \end{pmatrix} = -P \cdot \begin{pmatrix} f_{10} \\ f_{20} \\ \vdots \\ f_{n0} \end{pmatrix} \quad (1)$$

式(1)について

P ; 移動集中荷重

δ_{mn} ; 状態 $X_m=1$ と状態 $X_n=1$ との間でなす仕事

f_{n0} ; 状態 $X_n=1$ における基本系の P の着力点の P 方向の変位曲線

X_n'' ; 不静定力 X_n の影響線

ここで $P=1$ として、式(1)により不静定力の影響線 X_n'' は

$$[X_n''] = -1 \cdot [\delta_{mn}]^{-1} \cdot [f_{n0}] \quad (2)$$

従って任意の断面力の影響線 S_x'' は

$$S_x'' = S_x^{0''} + \sum S_{xn} \cdot X_n'' \quad (3)$$

式(3)について

$S_x^{0''}$; 基本系の断面力の影響線

S_{xn} ; 基本系に $X_n=1$ が作用した場合の断面力図の点 x の値

尚、式(1), (2)中の δ_{mn} については、曲げと軸力による

* 北海道大学工学部教授 工博

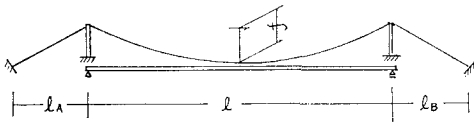
** 北海道大学工学部大学院

仕事を考慮し、剪断力による仕事は前者にくらべて、微少であるので、無視した。

以上のような方法で、単径間吊橋と三径間吊橋についてメインケーブルとタワーとの結合条件が、ローラー結合の場合とヒンジ結合の場合の特性を比較検討したが、主に着目した点は、補剛桁の曲げモーメント、そのたわみ、タワーについてはたわみである。また、両者の構造の吊橋に、図-9 (b) のようなタワーステーをつけ補剛した場合の効果についても計算したので、その結果を示す。以下、図-1 (a) のような構造を便宜上、ローラー結合、図-1 (b) のような構造をヒンジ結合として説明する。

III. 計算結果の概要

III-1. 単径間吊橋の場合



項目	単位	値	項目	単位	値
スパン l	m	200	補剛桁の断面長	m^2	0.100
l_A, l_B	m	80	塔の断面長	m^2	0.100
サグ f	m	30	主索の断面長	m^2	0.010
塔の高さ	m	32	吊索の断面長	m^2	0.001
補剛桁の断面二次モーメント	m^4	0.100			
主塔の断面二次モーメント	m^4	0.100			
補剛桁と主塔の弾性定数	t/m^2	2.1×10^7			
ケーブルの弾性定数	t/m^2	1.6×10^9			

図-2

試算するために仮定した単径間吊橋の形、及び断面諸元は図-2に示すとおりである。

A; 補剛桁の曲げモーメント

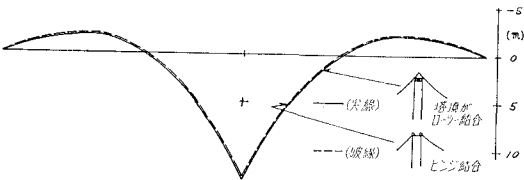


図-3 単径間吊橋の桁の支間中央の曲げモーメント影響線

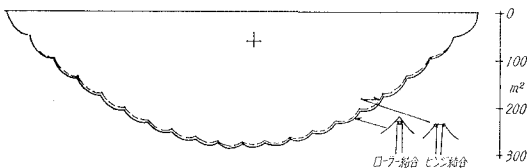


図-4 単径間吊橋の桁の曲げモーメントの影響線面積

図-3は単径間吊橋の桁の支間中央の曲げモーメントの影響線、図-4は、単径間吊橋の桁の各点における曲げモーメントの影響線面積である。ヒンジ結合の場合の方が、

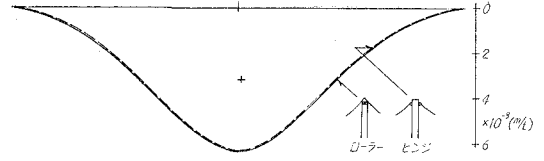


図-5 単径間吊橋の桁の支間中央の曲げモーメントの影響線

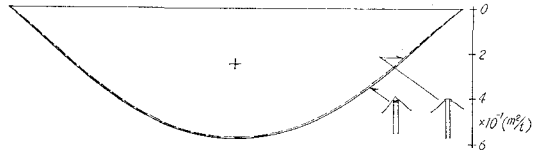


図-6 単径間吊橋の桁のたわみの影響線面積

ローラー結合の場合よりも、約0.2%ほど小さくなるが、ほとんど差はない。また影響線の面積は、従来の計算法ではハンガーによって、補剛桁に作用する上向きの力を、単位長さ当りの揚力に変換するため連続的傾向を示すが、実際はハンガーの取り付け点で、弾性支承であるから図-4のように不連続な形になる。

B; 補剛桁のたわみ

図-5は単径間吊橋の桁の支間中央のたわみ影響線であり、図-6は単径間吊橋の桁の各点の影響線面積であるが、曲げモーメントと同じく、ヒンジ結合構造の場合の方が、約0.3%ほど小さくなるが、ほとんど差はないといえる。

C; タワーのたわみ影響線

図-7はタワーの側面を単位の水平集中荷重が移動した時のタワーの頂点の、水平たわみの影響線である。単位水平集中荷重による水平たわみの、影響線マトリックスの逆マトリックスを一般にバネ定数として、動的解析を扱う際用いられるが、吊橋用タワーの場合、ケーブルの拘束によりそのたわみの値は、カンチレバーのたわみと、タワーの頂上をヒンジで固定した一次不静定構造のタワーのたわみとの中間の値をとることは明らかであるが、従来はこの

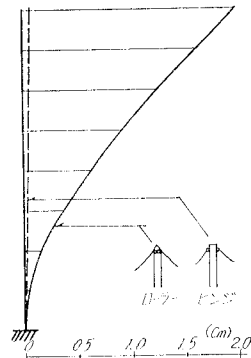


図-7 単径間吊橋のタワーの塔頂の水平たわみの影響線

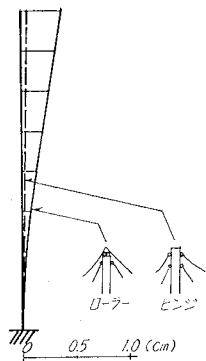


図-8 単径間吊橋の塔頂の水平たわみの影響線
(Tower stay のある場合)

値を経験的に決定してきたことが多いので、ここではその値を理論的に解析した。図-7によると、ヒンジ結合の場合の方が、著るしく小さくメインケーブルによって大きく拘束されていることを示している。

III-2. 三径間吊橋の場合

試算に用いた断面諸元は 図-9 に示すものであり、これは建設省土木研究所で行なっている本州四国連絡橋の振動実験の模型の断面諸元である。

A; 補剛桁の曲げモーメント

図-10 及び 11 はそれぞれ中央径間のスパンセンターと、側径間の左側支点から $0.6 l_1$ の点についての曲げモーメントの影響線

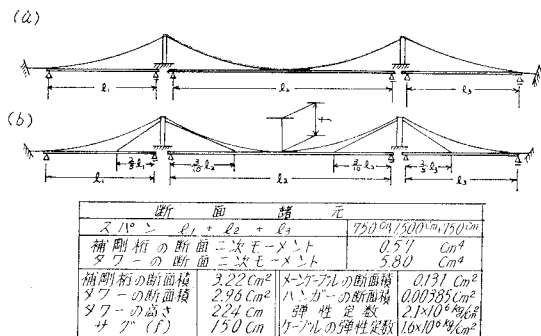


図-9 三径間吊橋

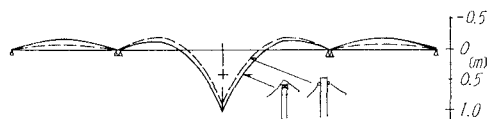


図-10 三径間吊橋の桁の中央径間の支間中央点の曲げモーメントの影響線

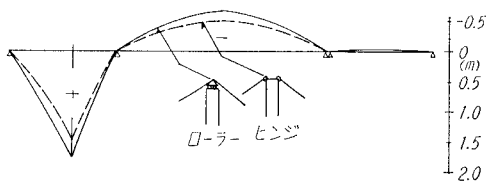


図-11 三径間吊橋の桁の側径間の点 $0.6 l_1$ の曲げモーメントの影響線

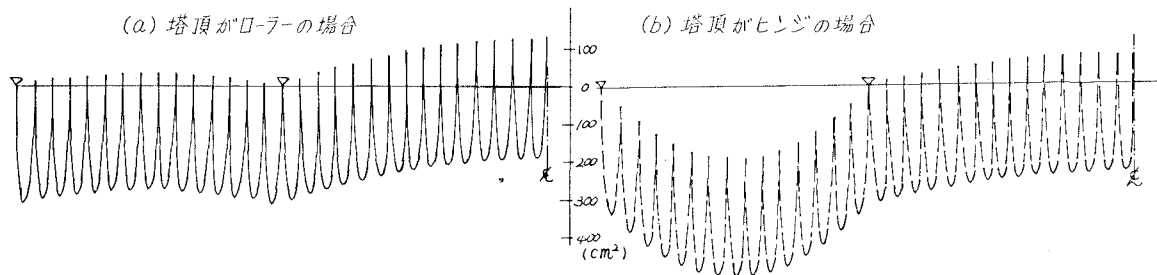


図-12 三径間吊橋の桁の曲げモーメントの影響線面積

トの影響線であり、図-12は影響線の面積を全径間にわたって加えたものである。影響線縦距については、着目点の値が、ヒンジ結合の場合はローラー結合の約 89% であり、減少の傾向を示している。

B; 補剛桁のたわみ

図-13 及び 14 はそれぞれ中央径間のスパンセンターと、側径間の左側支点から $0.6 l_1$ の点におけるたわみの影響線であり、図-15はその影響線面積である。影響線における着目点の縦距は、ヒンジ結合の方が小さくローラー結合の値の約 59% である。

C; タワーの水平たわみの影響線

図-16はタワーに直角に単位の集中荷重を移動させた場合のタワーの頂点におけるたわみの影響線である。ヒンジ結合の場合の方が非常に小さく、ローラー結合のその約 65% の値を示している。従って、タワーの固有振動については、ヒンジで結合した構造の方が、一般に振動周期が小さくなることがわかり、また地震応答についてどちらの構造が有利かということは検討する必要があるが、その振動性状は両者の間で、かなり差があると思われる。

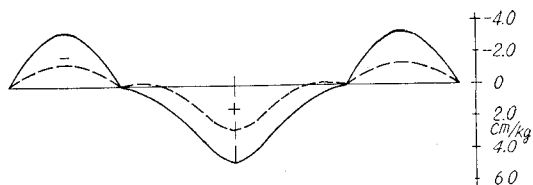


図-13 三径間吊橋の中央径間の支間中央のたわみの影響線

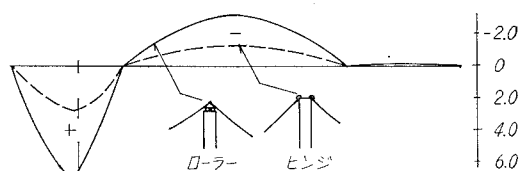


図-14 三径間吊橋の側径間の点 $0.6 l_1$ 点のたわみの影響線

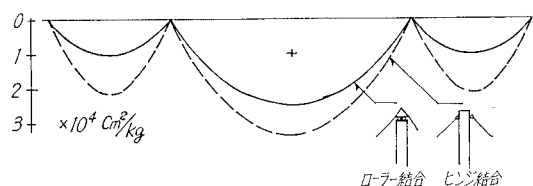


図-15 三径間吊橋の桁のたわみの影響線面積

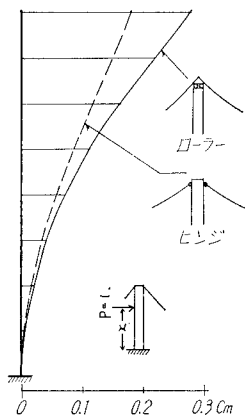


図-16 三径間吊橋の塔頂の水平たわみの影響線

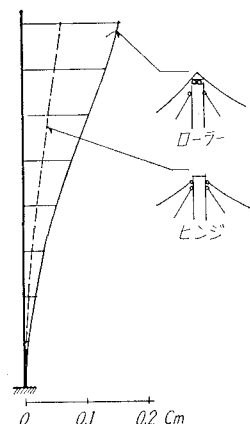


図-17 三径間吊橋の塔頂の水平たわみの影響線
(Tower stay のある場合)

径間吊橋の場合には、図-9 (b) に示す位置にとりつけた。

その結果、補剛桁の断面力に関しては単径間吊橋の場合には、大きな差はみられなかったが、三径間吊橋の場合には、タワーステを用いない時に比べて、メインケーブルとタワーとがローラーの結合の場合、曲げモーメントが 78%、たわみが 40%、ヒンジ結合の場合には曲げモーメント 89%、たわみ 69% に減らすことができた。

また、タワーのたわみの影響線については単径間吊橋の場合は図-8、三径間吊橋の場合は図-17 であり、両者共、著るしく減少しているが、特に、ローラー結合の吊橋にタワーステを用いた場合、大きく減少している。またヒンジ結合の三径間吊橋に、タワーステの影響が少ないのはメインケーブル自体がタワーステの役目を果たすからであると思われる。

V. 結 論

1. 補剛桁の断面力に関しては、ローラーで結合した場合と、ヒンジで結合した場合とでは、特に三径間吊橋に関してその差が顕著であり、後者の方が小さい。
2. タワーの水平たわみに関しては、ヒンジ結合の方が非常に小さくなり、従ってタワーの水平バネ定数は大きくなる。
3. タワーステが補剛桁の断面力及びたわみ、タワーの水平たわみに与える効果は大きい、特に三径間吊橋の場合に顕著である。その際、メインケーブルとタワーの結合が、ローラー結合である場合の方が、タワーステの与える影響が大であることがいえる。

参 考 文 献

- 1) 渡辺、杉田：「斜索と垂直索とを併用する吊橋の構造特性について」第 23 回年次学術講演会、I-104。

IV. 吊橋をタワーステで補剛した場合の効果

吊橋に適当な補剛方法を与えることにより、補剛桁及びタワーの振動性状が変化することは、従来明らかにされているが、ここでは図-9 (b) の如くタワーステを用いた場合を考え、メインケーブルとタワーとのとりつけ条件の差により、どちらに大きく作用するかを検討した。ここで用いたタワーステの断面は、メインケーブルの 0.4 倍の太さのものを、タワーステの補剛桁へのとりつけの位置は単径間吊橋の場合、支点からスパンの 0.2 倍の点、三