

長大つり橋の固有周期と耐震設計について

小 西 一 郎^{*}
山 田 善 一^{**}

1. 概 説

つり橋は、ケーブル、補剛トラス、ハンガー、タワー、ピア、アンカブロックなどからなり、それぞれ非常に異った剛性を有している。長大つり橋のスパン長は、1000 m以上におよび、またそのタワーの高さも 200 mにおよぶものであって、タワーのみをとり上げても高層橋造物としての考慮が充分はられねばならない。

さらにつり橋の耐震設計を考える場合には、地震の作用するのは、アンカーとピアに限られるが、これらがさらに上部構造により連結されているため、一般の建築構造と異なった解析方法が必要とされる。また地震のように複雑な外力が作用する場合に、各種の規模のつり橋に対して、一般的に適用される耐震設計のあり方を見出すことは、容易ではない。しかしながら長大スパンのつり橋に関しては、その数もごく少数に限られているものであるから、特定の橋梁について、それぞれ耐震設計のあり方を考えるのが、適した方法であろうと考えられる。

構造物の耐震設計上最も重要な要素を、構造物に限って考えれば、その固有周期である。すなわち地震のもつ周期特性と、構造物の固有周期の相対的な関係において、それぞれ異なる耐震設計法が採用されねばならない。本論文では、したがってつり橋の固有周期について取り扱い、ついで地震の周期特性と関連して、採用すべき耐震設計法について考察をすすめる。

地震の作用する方向は、つり橋の方向に対して、全く任意の方向に作用すると考えてもよい。したがって地震によって生ずる実際の振動は、ケーブル、補剛トラス、タワーの上下、水平、ねじれの各振動が連成したきわめて複雑なものである。またつり橋そのものの振動特性から考えても、上下、水平、ねじれの各振動は、厳密には、それぞれ連成しているものであって、単独にあつかいするものではない。しかし本論文では問題を簡単にするため、地震の作用方向を橋軸の方向、およびそれに直角な方向に限定して考えた。また構造物の振動もある一定の方向に限定して考えている。

すでにのべたように、つり橋は非常に剛性の異なる各構成部分からなり、このような構造物を全体一つの振動系と考えて、各部の特性を求めるためには、非常に複雑な計算を必要とし、計算結果にかえて大きい誤差を含む場合も考えられる。また各部に最大の地震応力を生ぜしめるための地

* 京都大学工学部

** 同左

震の性質もそれぞれ異なるものであるから、本論文では、適当な仮定をもうけて、つり橋をある部分に限定して考察を行なう場合がある。

また長大つり橋の耐震設計には、つり橋架設地点の、地盤、地かく変動、地震の大きさと性質などについて、充分調査されねばならないが、ここではこれらの問題については、くわしくはふれないこととし、ただ橋梁は、きわめて強固な岩盤上に建設されるものとする。

以下本論文でとり上げる橋梁は、スパンの長さ 1,300 m、タワーの高さ 200 m の明石海峡連絡橋として、概略設計がなされたもので、その主な寸法は表-1に示すとおりである。¹⁾

表-1

中 央 径 間	1,300 m
側 径 間	650 m
橋 面 構 造	4車線、含歩道
補剛トラス中心間隔	24 m
補剛トラスの高さ	14 m
補剛トラスの断面2次モーメント	$2 \times 4 \text{ m}^4$
ケーブルの直径	800 mm
ケーブルサグ	108 m
サ グ レ シ オ	1/12
タ ワ ー の 高 さ	200 m
死 荷 重	20 t/m
タ ワ ー の 重 量	30,000 ton
ケーブルの死荷重による水平張力	19,560 ton

2. 橋軸および鉛直方向の振動の固有周期

つり橋の補剛トラスが鉛直方向に振動する場合には、ケーブルは、鉛直方向と水平方向に、タワーは橋軸の方向で水平に振動する。いまこの振動をとりあつかう。これは主として橋軸の方向に作用する地震に対するもので、解析にはつぎの仮定をもうけた。

- (1) つり橋は図-1に示す質点系で抽象化する。
- (2) ケーブル、補剛トラスは鉛直方向に、タワーは、水平橋軸方向にのみ運動するものとする。

ケーブルの重量を補剛トラスに集中して考えているが、これはケーブルの水平方向の変位を無

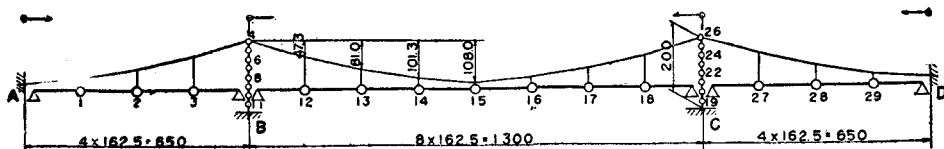


図-1

視したことに相当する。

(3) 運動の方程式は、いわゆる線型化されたたわみ理論に従うものとする。

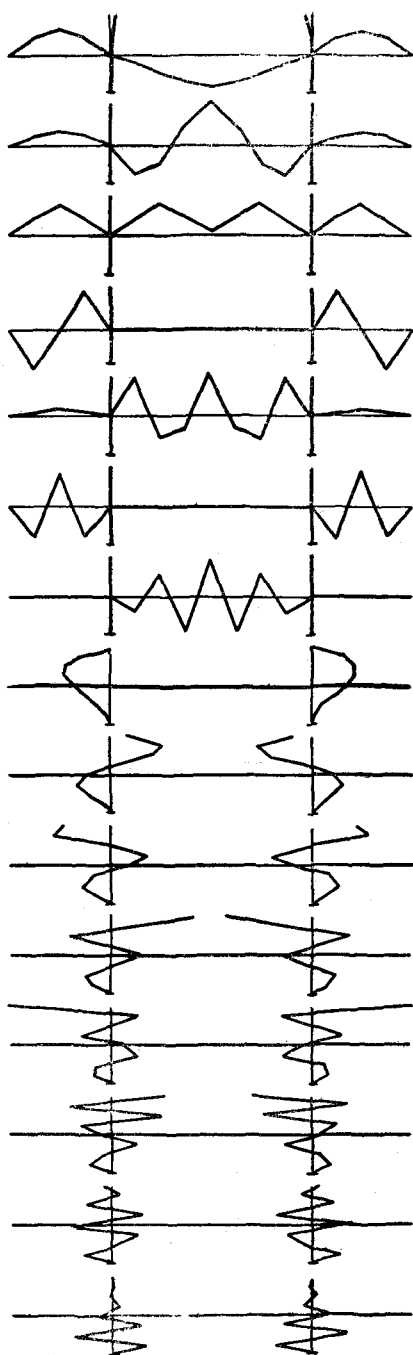
(4) ハンガーは、伸縮しないものとする。

(5) ピアー、アンカーブロックは、岩盤がそのまま延長されたものと考え、剛体とする。

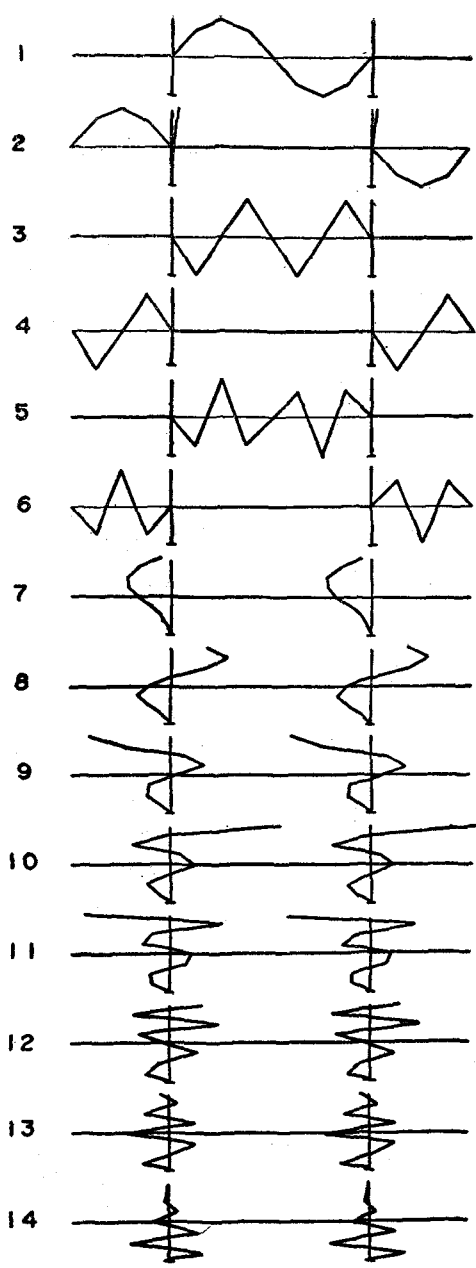
以上の仮定のもとで、その固有周期と、固有振動型を電子計算機を用いて求めたものを表-2、図-2に示す。

表-2 固有周期 (sec)

modes	symmetric modes	asymmetric modes
1	11.610	9.207
2	6.219	8.879
3	4.451	4.530
4	4.367	4.397
5	3.659	3.200
6	3.052	3.066
7	2.948	1.299
8	1.267	0.486
9	0.463	0.275
10	0.252	0.190
11	0.170	0.144
12	0.134	0.115
13	0.114	0.093
14	0.093	0.074
15	0.074	



SYMMETRIC MODES



ASYMMETRIC MODES

これら固有周期で高次のものに関しては、抽象化された模型としての固有周期で、実際の構造にくらべ、かなり、異っているものと考えねばならない。

図-2から明らかなように、タワーと、ケーブル、補剛トラスが連成は、主として対称1次振動においてみられ、高次振動においては、ほとんどみられない。補剛トラスの分割をさらに多くした場合でも、補剛トラスでは振動の高次になるほど、タワー頂点の移動が小さくなるから、タワーとの連成は考えられない。ただケーブルの水平方向の変位を考慮する場合には、ケーブルとタワーの連成が問題となるが、これは図-1の系では解析できず別に考察をすすめている。

3. タワーのみを考慮する場合、およびピアーの振動周期

つり橋全体としての対称1次振動以外では、タワーと補剛トラスの連成はほとんどみられない。したがってタワーの頂点に適当な弾性ばねを仮定することによって、タワーのみを考察することが可能である。いまタワー頂点のばね常数を、補剛トラスが変形しない場合のばね常数にえらんで、³⁾その固有周期を求めたものを、表-3に示す。表-2の値と比較することにより、タワーのみを考える場合でも、その固有周期はほとんど変わらないことを知る。

表-3 振 動 周 期 (sec)

modes	tower	pier	tower + pier
1	1.287	0.098	1.287
2	0.471	0.037	0.471
3	0.260	0.024	0.261
4	0.178	0.021	0.178
5	0.140		0.140
6	0.114		0.114
7	0.093		0.099*
8	0.074		0.093
9			0.074
10			0.037*
11			0.024*
12			0.021*

*は主としてpierの振動

ピアーはタワーにくらべその剛性がきわめて大きい。

以上の考察ではいずれも剛体と考えている。いまピアー単体の固有周期を、せん断振動のみと考
えて求めた結果を表-3に示す。表から明らかなように、タワーにくらべピアーの剛性はきわめて
大きい。

タワーの振動に対し、ピアーの剛性がどのように影響するか、またピアーの振動周期に対して上
部構造の与える影響を求めるため、タワーとピアーを同時に考えて求めた固有周期を表-3に並記
した。

4. 橋軸直角方向の水平振動の固有周期

橋軸に直角な方向の水平振動の解析も、図-1のような、質点系について考察したが、この場合
は、ケーブルと補剛トラスの重量はとくにそれぞれに分けて分布させ、いわゆるつり振子としての
運動も考察した。またこの場合、問題を簡単にするため、タワーの頂点は移動しないものとし、中
央径間についてのみ考察した。中央スパンは 16 等分し、自由度 32 の振動系も考えた。⁴⁾

表-4 水平振動固有周期 (sec)

modes	symmetric	asymmetric
1	23.006	13.416
2	85.22	54.74
3	4.765	2.755
4	3.756	2.549
5	2.148	

固有振動周期 T と、それに対応する最初の数個の固有振動モードを与えたのが表-4、図-3で
ある。紙面の都合で高次振動は省略しているが、実際あまり高次の振動では抽象化による影響が大
きく、実際の様子を示さないのは、まえの場合と同様である。

図からわかるように、振動型では二重振子としての、連成振動がみられ、しかもこれらは橋軸方
向における nodes が必ずしも一致するものではなく、従って同位相型と逆位相型の振動が明りよ
うに区別されるものではない。このことはまた上下振動を同時に考えた場合の連成もかなり複雑に
なることを示している。

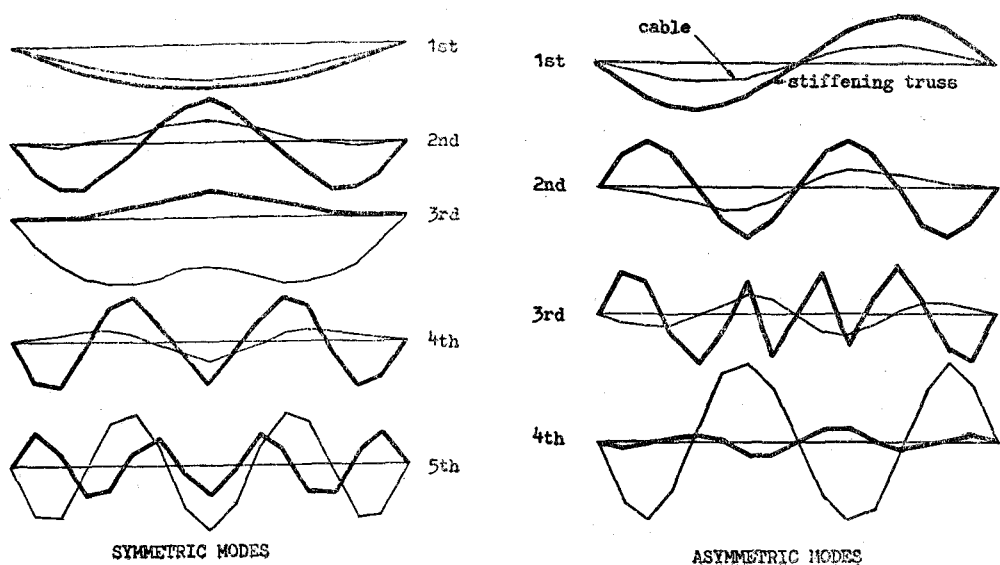


図-3

5. 固有周期とつり橋の耐震設計

以上の固有周期と関連して、つり橋の耐震設計の概要をのべれば、つぎのとおりである。

(a) ピアー、アンカーブロックなどは剛な構造であるから、震度設計法を採用することができる。

ただこの場合考慮すべき上載荷重は、タワー、補剛トラスが、ピアーにくらべ、剛性の小さいことを考慮して、上載荷重としては、ピアー上あるかぎられた範囲に限定してよいがこの範囲については、別途考慮の必要がある。あるいはタワーからピアーに作用する外力は、動的解析の結果を用いることも可能である。ピアーをとりまく水の影響に関しては、さらに究明すべき点が少ない。

アンカーブロックに作用するケーブルの張力の地震による増加量に関しては、動的解析により求めるべきである。

(b) タワーの設計に対しては、充分な動的考慮がはらわれねばならない。このさいピアーは剛体と考えてさしつかえない。動的設計に関しては、地震地動のとり方に多くの問題点をのとしているが、いまかりに橋軸方向のタワー基礎、およびアンカーブロックの基礎にそれぞれ1957年南カリフォルニア地震の変位記録を作用させた場合の最大応力を求めると表-5のようになる。²⁾ この地震に対してはタワーの応力が、ケーブル、補剛トラスのそれより大きいことがわ

表-5 最大応力

(Kg/cm²)

sections	due to 1957 Earthquake applied to	
	(anchorage A)	(tower pier B)
stiffening truss		
2	3.6	0.32
15	2.2	0.36
tower		
6	51.2	193.7
8	41.1	128.7
10	23.4	132.5
B	45.3	164.9
cable	less than 90	

かる。タワー動的設計については、速度スペクトラムを用いて便宜上行なうことも可能である。³⁾

なお、とくに短い周期の地震に対しては、タワーの高次振動に対する共振が問題となるが、このような場合には、タワーの曲げの他にせん断の影響を含めた考察をせねばならない。

(c) 橋軸方向の地震に対して、ケーブル、補剛トラスの応力が大きくなるためには、かなり長周期の地震で、しかもつり橋の固有周期と同調するものが、かなりくりかえされねばならない。このような状態が実際に生ずるかどうかは、さらに究明の必要があるが長大つり橋は、かなり剛な岩盤の上に建設されることを考えれば、このような機会はきわめて少ないものと考えてよい。

(d) 橋軸直角方向に作用する地震に対しては、タワーには動的設計が考えられねばならない。ただケーブル、補剛トラスからタワーに作用する力については、その固有周期がきわめて長いことから、地震動の振幅をスパンの中央における変位と考え、近似的に求めることができる。いまかりにスパン全体に対して、水平震度を考えるとすれば、スパン中央の変位は10mにもおよび、はなはだ不合理な設計となる。このような場合に震度法を採用することの合理性は全く見

当らないのである。

6. 結 語

以上簡単に固有周期のとりまとめ、レスポンス計算の結果、などにつきのべ、耐震設計との関係について言及した。解析方法の詳細は省略している。

耐震設計ではとくに地震の性質が問題とされるが、つり橋では、その自身の中に多くの種類の固有周期をもつものがあり、したがって外力として考える地震も、周期の短いものから長いものまで数種のことを考えねばならない。この点他の構造物とかなり性質を異にしている。

本研究では特定の方向の振動と固有周期、および耐震を問題としたが、実際つり橋の振動では、ねじりを含めて各方向の振動が、それぞれ連成し、さらに厳密な解析が必要である。地震もまたつり橋に対して任意の方向に作用しうるものと考えて、さらに厳密なレスポンスの計算が必要とされる。これらの問題については目下研究中であるが、計算機的能力が飛躍的に向上しつつある今日このような問題を実際数値的に解決することも可能であろう。

なお本研究に用いた計算機は、京都大学電子計算機KDC-Iである。

参 考 資 料

- 1) 明石海峡連絡橋 架設計画調査資料 No.2 (1959) 神戸市
- 2) 小西一郎 長大つり橋の耐震性に関する研究、第4回土木学会地震工学研究発表会(1960)
小西一郎、山田善一 長大つり橋の地震応答に関する研究、第5回土木学会地震工学研究発表会(1961)
- 3) I. Konishi, Y. Yamada, and N. Takaoaka: Earthquake Resistant Design of a Long Span Suspension Bridge, Proc. of Japan National Symposium on Earthquake Engineering. (1962)
- 4) 山田善一 つり橋の横方向固有振動について、土木学会関西支部年次学術講演会、講演概要(1962)