

阪神高速道路公団 正員 松本忠夫

山崎真喜雄

○江見 晋

1. まえがき

斜張橋は主桁、塔、ケーブルの形状、結合方法等により種々の構造形式が考えられるが、立地条件で十分な桁下空間を必要とするような場合、その塔形式は長大吊橋と同様下部工に固定されたいわゆるフレキシブルタワーとした方が有利になることが考えられる。本報告は大阪湾岸道路の一部である安治川橋梁の比較案の一つとして検討中の斜張橋(支間: $140^m + 340^m + 140^m$, 幅員: 27^m 250)を対象としてフレキシブルタワーを有する斜張橋の静的構造、動的特性について二三の考察を行なったものである。

2. 対象構造物

対象とする斜張橋の構造諸元、および主桁と塔の結合条件を図-1に示す。主桁形状は経済性、定着構造、拡幅部の影響を考えると箱桁主桁が望ましいが、耐風安定性の限定振動に問題

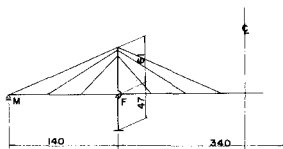


図-1 構造諸元

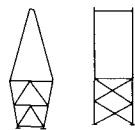


図-2 塔形状

があるためトラス主構とした場合も対象とした。図-1 構造諸元
箱型主桁の場合はモノボックス(桁高3.5m)で1面ケーブルとし、ケーブル本数は3本とした。また塔形状は図-2のA型とした。トラス主構(構高6.5m)の場合は2面ケーブルとし、ケーブル本数は定着構造の容易なマルチケーブル(各面11本)とした。また塔形状は□型またはA型として検討した。

3. 静的構造特性

以下の各項目は箱型主桁をもつ斜張橋についてのものである。

3-1 塔とケーブルとの碇着方法による比較

塔とケーブルとの碇着方法として型式A: 上段ケーブル可動, 中段, 下段固定, 型式B: 上段, 中段, 下段ケーブル固定の2案について検討した。その結果、主桁の鉛直変位、曲げモーメントは型式Bが小さく、また塔の水平変位も先端で $B/A = 0.63$ と小さくなる。塔の曲げモーメントは下端では型式Bが若干大きくなるが、最大となる主桁との結合点では $B/A = 0.38$ と非常に小さく全体的に型式Bが有利となる。なお型式Bで問題となるケーブルの応力変動については $K = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$ の値が型式Aで0.646, 型式Bで0.570とB型式がやや小さく疲労強度も若干低下するがその影響はわずかである。

3-2 有限変形による影響

フレキシブルタワーを有する斜張橋では、微小変形理論による解と有限変形理論による解とに差があることが推測されるので、特に塔断面に着目して検討を行なった。荷重はAASHTOの荷重係数設計法の規定の $1.30[D + \frac{5}{3}(L+I)]$ を基本とし、 $1.30[D + d(L+I)]$ の係数 d と変化させこれによる影響を調べた。その結果の一部として d と曲げモーメント増加率(有限変形/微小変形 $\times 100\%$)の関係を図-3に示す。断面力の小さい③点では増加率はかなり大きくなるが、断面力の大きい④点においてはわずかである。変形量の増加率は曲げモーメントとよく似ているが、その増加率の勾配は曲げモーメントの場合よりやや急である。また軸力の増加

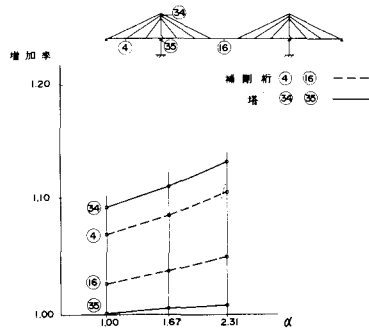


図-3 曲げモーメント増加率

率は曲げモーメントの比率より小さい。

3-3 塔の曲げ剛性による影響

塔の曲げ剛性による影響を調べるために塔の剛性に関するパラメーター $Vt = E_0 I_0 / E_t I_t$ ($E_0 I_0$ 主桁の曲げ剛性, $E_t I_t$ 塔の曲げ剛性) を変化させた場合について検討した。 Vt を半分にした場合、鉛直荷重による塔の曲げモーメントは図-4に示すように(35)点で72%増加するが、主桁にはほとんど影響しない。また塔頂の水平変位 δx は5%程度しか減少しないが、塔頂に水平力 F を作用させた場合は72%に減少する。またケーブルのばね定数 $K(F/\delta x)$ は1.40倍に増加する。

4. 動的特性

以下の項目1)はトラス主構の斜張橋、2)は箱型主桁の斜張橋についてのものである。

4-1 塔形状による振動性状の比較

トラス主構の場合2面ケーブルとしているが、塔形状をA型、 Π 型とした場合について全橋を立体の振動モデル(図-5)に置換し振動解析を行なった。表-1に振動数の比較を示すが、 Π 型ではA型に比較し捻り振動数がかなり低下し耐風安定上好ましくなくなる。マルチケーブルの場合、トラス主構高はある程度低くしても静的には問題はなく経済的になるが、動的には捻り剛性が低下し問題となるためA型の塔形状を用いて全体の剛性を高めることが望ましい。

4-2 地震応答特性

フレキシブルタワーを有する場合、特に塔の耐震性に問題があると思われるので基礎工も含めた斜張橋全体を多質点系の振動モデルに置換し応答解析による検討を行なった。入力地震としては土木研究所応答スペクトル曲線(1970年、洪積層用)を用い、減衰定数は上部 $\delta = 0.02$ 、下部 $\delta = 0.05$ とした。また地震動の最大加速度は 200 gal とした。橋軸方向の1次のモードは、図-7に見るように塔の卓越したモードでありその周期は3秒以上とかなりの長周期となる。したがって、長大吊橋の塔と同じような振動性状を示しており、また基礎工の振動特性が塔の動的応答に大きな影響を与える。またその振動性状から見て耐震設計法は動的な影響を考慮した設計法が必要である。図-8に塔部の剛性を変化させた場合について応答解析を行なった結果の1部を示すが、塔部の剛性は塔部のみならず主桁にもかなりの影響を与える。またケーブル軸力についても同様である。これは斜張橋が主桁、ケーブル、塔と互に密接に関連した構造系であるためと思われる。

5. あとがき

本例で示したように塔高の高いフレキシブルタワーの塔の性状は従来のものと多少異なったものであり、静的、動的に合理的な塔の設計法が必要である。なお数値の詳細、他の事項については講演時発表したい。

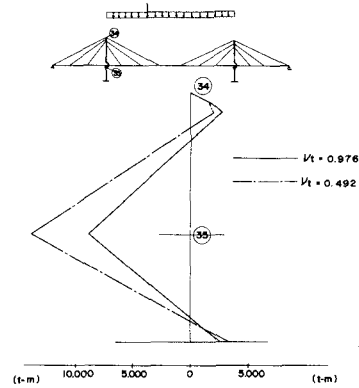


図-4 塔の曲げモーメント図

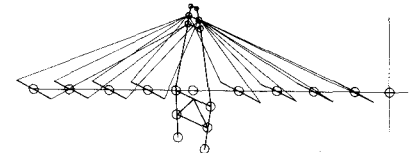


図-5 A型塔の立体振動モデル

	① 対称1次曲げ	② 対称1次ねじり	②/①
A-型	0.435	0.815	1.87
Π -型	0.436	0.662	1.52

表-1 振動数の比較 (%)

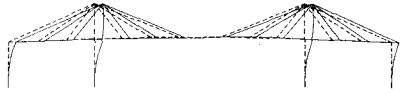


図-7 橋軸方向1次振動モード

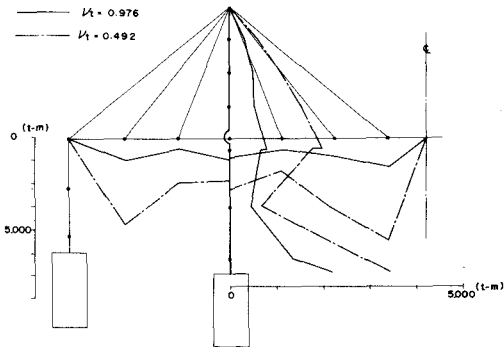


図-8 曲げモーメント応答図