

地震動を受けるつり橋塔基礎系の最適設計

京都大学 工学部 正員 ○山田 善一
鹿島建設 K.K. 正員 坂本 良夫

I. まえがき

電子計算機の普及により高速計算が可能になり、構造物設計の分野においても計算機は欠くことのできなものであるようになってきた。そこで長大つり橋の塔および基礎の耐震安全性を考慮して最適設計を試みることにする。つり橋において、補剛桁と塔の固有周期を比べると非常に異なっており、それゆえ別々に考えよく、耐震設計を行うにあたっては塔基礎系を独立させて考慮してよいことが従来の研究で明らかにされている。

これまで塔基礎系の地震による動的応答解析は数多くなされてきたが、そこにおいては設計寸法が与えられることが前提であり、いわば設計された構造物の安全性の検討に値するものであった。また塔と基礎の固有周期が充分分離するように塔基礎の寸法を決定して、塔に対する基礎の運動の影響を考慮しないという考え方もあるが、塔基礎の建造費はその規模が非常に大きいことおよび固有周期の分離が必ずしも塔に対する基礎運動の影響をなくするとは限りないことを考えると、このような方法は得策とは思えない。

以上のような考えからここでは塔基礎系を一体として動的解析をおこなう。最適設計の概念を用い計算機によって自動的に塔基礎の寸法を決定してみる。

II. 問題の定式化

つり橋の塔基礎系の設計が数個の設計変数でまとめ決定されるように設計モデルを簡略化する必要がある。基礎は直方体のケーソン基礎を考え、基礎の高さおよび基礎の橋軸直角方向の幅は与えられるものとし、橋軸方向の幅 B を基礎の大きさを決定する設計変数とする。また塔断面の大きさは高さ方向に一定であると考え、その断面性能を断面二次モーメントで表わし、これを塔断面を決定するための変数とする。よって設計変数は図-1の設計モデルのよう塔の断面二次モーメント I および基礎の橋軸方向の幅 B の2つとなる。

ここで断面が局部座屈を起こさず、また曲げモーメント、軸力、せん断力などの断面力に効果的に抵抗するように断面積 A 、断面係数 W と断面二次モーメント I との間に関係を考える。

$$W = a I^{3/4} \quad \text{ここに} \quad a = 0.78$$
$$A = b I^{1/2} \quad \quad \quad b = 0.80$$

塔基礎系が地震動を受けても破壊しないという条件をつけるために、与えられた地震動を受ける時の塔の最大変位、最大応力、および基礎の最大回転角などを求める必要がある。そこで塔基礎系を9自由度にモデル化してモード解析

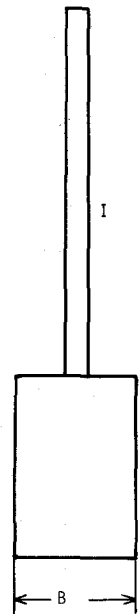


図-1

をおこなない。応答スペクトル図を利用して、モード別の最大応答を求め、それらの2乗和平方根を最大応答とした。この解析モデルを図-2に示す。

さて、評価関数を次式で表わすことにする。

$$M = W_T + \xi_w W_p$$

ここに W_T ; 塔の重量, W_p ; 基礎の重量

ξ_w ; 基礎のコンクリートの単位重量当りの単価と塔の鋼材の単位重量当りの単価の比

次に構造物が破壊しない条件として次のような制約条件を考える。

- (1) 圧縮力 P による塔が全体としての座屈を起してはならない。
- (2) 平常時(地震が発生していない時)における塔基部での圧縮応力が許容応力を越えてはならない。
- (3) 地震時における塔の8質点の各断面での繰圧縮応力が降伏応力を越えてはならない。
- (4) 基礎の回転運動による基礎頂の最大変位が与えられた許容限度を越えてはならない。
- (5) 地震時に基礎底面の端において地盤に対する圧縮応力が地盤の降伏応力を越えてはならない。
- (6) 地震加速度により基礎が転倒してはならない。

これらの条件を設計変数を用いて表わす。そして評価関数、制約条件が定式化されると、あとは制約条件付き評価関数の最小化という問題になる。

つまり条件

$$f_j(X_1, X_2) \leq 0 \quad (j = 1, 2, \dots, 6)$$

のもとに評価関数

$$M(X_1, X_2) \longrightarrow \min$$

ということになる。

ここでは f_j あるいは M は設計変数 X_1, X_2 に関して非線形となる。非線形の最適化問題の手法はいろいろあるが、設計変数の数が少なく制約条件の数が多き場合には、Alternate Step Method が有効であるのでここではそれを用いて計算を行った。そのフローチャートを図-3に示す。

II. 数値計算

計算例として用いた吊橋は本四連絡橋のセータ

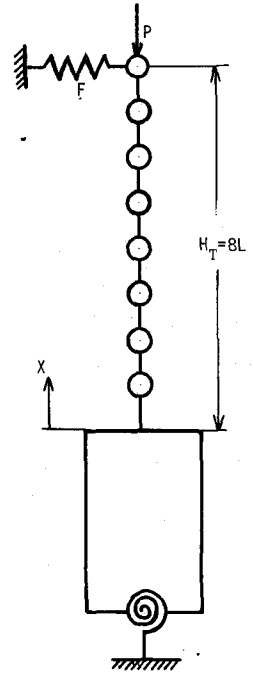


図 - 2

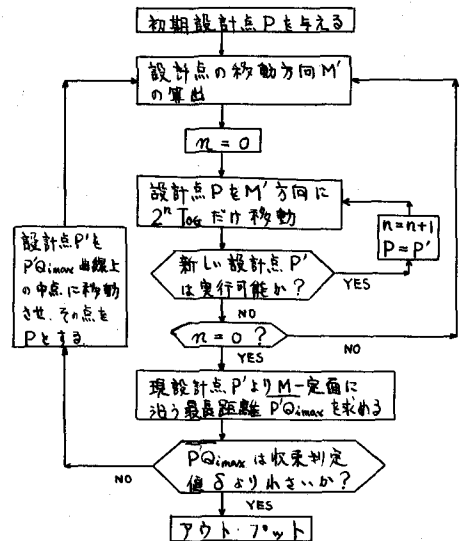


図 - 3

一スパン 1100 m の 2 ヒンジ つり橋である。種々の設計条件を加えて、入力地震の最大加速度は 200 gal とし、図-4 に示す本回連絡橋耐震合同研究会報告の岩盤を想定した応答スペクトル曲線を用いて計算した。

その結果、基礎頂許変位が 10 cm の場合、基礎の大きさは基礎頂変位の制約で決定され、基礎頂許変位を 15 cm にした場合、塔基部の破壊に対する制約で決定される。

また塔の大きさは地盤がやわらかいと塔基部の破壊条件により決まり、図-5 と塔の全体座屈 (安全率 2) および平常時圧縮応力の制限 (安全率 1.5) によって決定する。一般に地盤がやわらかいと曲げモーメントによる塔基部破壊がクリティカルな制約になるが、地盤弾性係数がほぼ $2.5 \times 10^4 \text{ ton/m}^2$ 以上にすると、塔の全体座屈および平常時圧縮応力の制約の方が先にクリティカルになることがわかる。

そこで図-5 に示すような塔基部を増大した修正型の塔を用いると、塔基部にかわって塔の第 5 質点の位置の断面縁応力がクリティカルになっている。このことから塔断面の大きさは下方向か、増大する必要はなく、塔基部のみ増大すればよいことがわかる。またこのとき評価関数の値は等断面に比べて約 90% に減少している。

1 次と 2 次のモードが接近した場合は塔に対する基礎運動の影響が大きいため塔断面は当然のことながら大きくなっていく。

IV. あとがき

以上のように、経済性を指標とし、最適設計の概念を応用して地震動をうけるつり橋の塔基礎系の一義的な設計を試みた。しかし、地盤と基礎のモデル化の問題、線形解析を行う場合の地震最大加速度の低減の問題、応答スペクトル図の問題などがまだまだ多くの解明すべき事項が残されているが、これらの問題が改良されれば実際の設計に一つの参考資料を与えることができると思う。

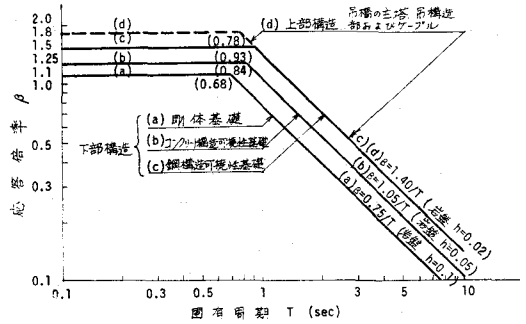


図-4 設計に用いる応答スペクトル曲線 (1971)

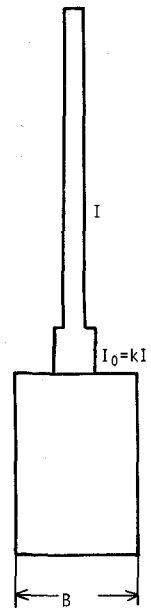


図-5

参考文献

- 1) Konishi, I., Yamada, Y., "Earthquake Response of Long Span Suspension Bridge", Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, pp. 863-878, 1960
- 2) 国広昌史 「つり橋タワーの耐震設計に関する研究」 京都大学修士卒業論文, 第167号, 1963

- 3) 後藤洋三 「つり橋タワーピア一系の地震応答解析に関する理論的研究」 京都大学修士卒業論文, 1967
- 4) 土木学会耐震工学委員会本州四国連絡橋耐震合同研究会 「本州四国連絡橋耐震合同研究会研究成果の概要」 June, 1971
- 5) Schmit, L.A., "Structural Design by Systematic Synthesis", Proceedings of the 2nd Conference on Electronic Computation, Structural Division, ASCE, Pittsburgh, Pa., Sept, 1960