

京都大学工学部
京都大学大学院正員
学生員山田 善一
○古川 浩平

1. まえがき

電子計算機の発達に伴ない、近時最適設計の研究が数多く発表されているが、それらの多くは静的な外力をうける構造物の最適設計を取り扱っている。しかし、実際の構造物は動的な外力（地震荷重あるいは風荷重等）をうけるため、静的な外力だけでなく、動的な外力をうける構造物の最適設計が必要となってきた。ここでは、従来より耐震的な考慮が払われねばならないといわれているつり橋タワー・ピアー系を取り上げ、地震外力をうけるつり橋タワー・ピアー系の最適設計を行うものである。動的な外力の取り扱いは、応答スペクトルを用いた確率的取り扱いと、不規則振動輪を用いた確率論的取り扱いとがあるが、ここでは前者の考え方に、2. 外力を応答スペクトルの形で表現し、モード解析により動的応答を求め、SUMTを用いたつり橋タワー・ピアー系の最適設計を行うものである。

2. 問題の定式化

つり橋タワー・ピアー系を以下のようにモデル化して、最適設計問題として定式化する。

1) 解析モデル タワー・ピアー系を Fig. 1 に示すように、タワーは 8 自由度集中質量系、ピアーは回転のみを考慮した、合計 9 自由度系と考える解析モデルとする。

2) 設計モデル タワー・ピアー系が数個の設計変数でも、決定されるように簡略化する。ピアーは直方体のケーソン基礎と考え、ピアーの橋軸方向幅をピアーの大きさも決定する設計変数とする。タワー断面は断面二次モーメントもタワー断面を決定する設計変数と考え、断面積や断面係数は断面二次モーメントの変数と仮定する。タワー断面の変化は、①高さ方向に一定 ②高さ方向に線形に変化する ③下部のみを大きくする、といった 3 種のモデルを考え、これらの設計モデルを Fig. 2 に示す。

3) 想定した地盤 地盤は弾性定数 E_s で表す。従来の研究よりタワー・ピアー系では地盤条件により固有振動数の接近離反現象が起きることが知られている。それを示したのが Fig. 3 である。従来の研究より固有振動数の接近が起る B、D 付近での設計は避けるべきだといわれている。そこで想定した地盤の弾性定数 E_s はこれらの A～D の全てが含まれるように、 $10 \times 10^4 \text{ tm/m}^2 \sim 300 \times 10^4 \text{ tm/m}^2$ までの値を考えた。

4) 地震の応答スペクトル曲線 動的応答を求めるときに、応答スペクトル曲線は、本州四国連絡橋の設計に用

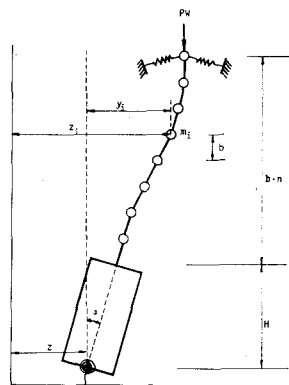


Fig. 1 解析モデル

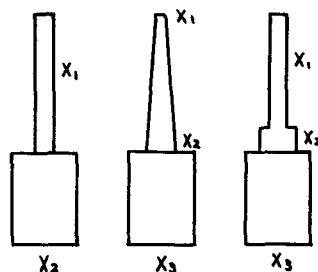


Fig. 2 設計モデル

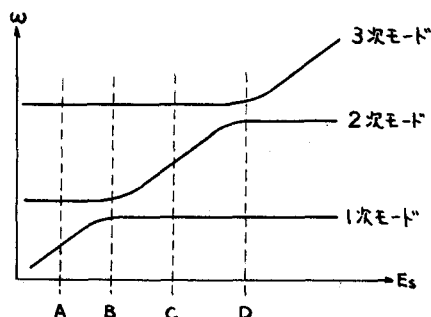


Fig. 3

いっている応答スペクトル曲線と、それを Fig. 4 に示す。

5) 減衰定数 ピアーがゆれるモードに対し 0.10、タワーがゆれピアーがゆれないモードに対しは 0.02 とした。ただし、Fig. 3 の B, D のように 2 種のモードでピアーがゆれる場合は、ゆれる 2 種のモード共 0.05 を用いた。

6) 目的関数 $F = W_T + K W_P$ ニート W_T : タワー重量, W_P : ピアー重量, K : タワーとピアーの単位重量当りのコスト比 である。

7) 制約条件 a) タワーの繰応力が許容値 (平常時の鋼材の許容値 $\times 1.45$ 倍) を越えない。 b) タワーが全体として座屈しない。 c) ピアーの頂点変位が許容値を越えない。 d) 自重と地震力の合力がピアー一座幅の 2/3 の核内にある。(ピアーの転倒制約と呼ぶ)

8) 最適化手法 以上のようにして最適設計が定式化がなされる。この場合、目的関数、制約条件共非線形になる。非線形計画法としては、最も global な最適解に収束する可能性が大きいとされている SUMT を用いた。

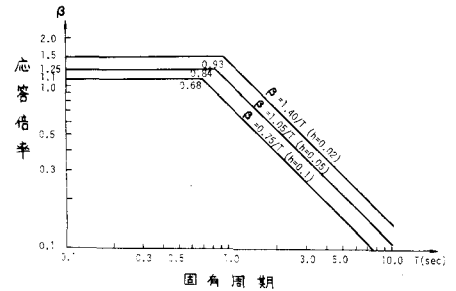


Fig. 4

3. 計算例

計算例としては、筆者らが従来より用いていた、神戸市が明石架橋の試案として設計した例と、本四公団が南備讃瀬戸大橋として設計した例を用いた。最大加速度は 180 ガルである。詳しい計算結果は当日スライドで示すが、これらの計算例より、地盤の弾性定数 E_s が小さいと 3 (Fig. 3 の A の部分) では、ピアーの頂点変位の制約が最も厳しい制約になる。ピアーのゆれを小さくするために、ピアー幅を大きくするか、タワーの剛性を大きくするか、適度なバランスを保ち、それぞれ両方大きくするか、いずれかが考えられるが、これらの計算結果では、タワー剛性を大きくしてピアーのゆれを防いだ方がよいという結果が出ている。これは目的関数の中でピアーの占める割合が 90 % 以上になって、ピアー幅を小さくしてタワー剛性を大きくした方が目的関数を小さくするのにより効果的であるからである。ちなみに K の値を小さくと、目的関数の中でタワーが占める割合を大きくすると、タワーとピアー共々大きくなり、ピアーの頂点変位が大きくなるのを防いでいる。この例の場合もそうだし、以下にあげる場合もそうなのだが、タワーの繰応力の制約は全く効いていない。これは SM58 という、高強度鋼を用いたためである。SS41 を用いた場合は、 E_s が小さいと 3 だと、タワー基部の繰応力の制約が効いている。

地盤の E_s が大きくなるに従い、ピアー頂点変位の制約より、ピアーの転倒制約およびタワーの座屈制約の方が効いてくる。これは E_s が大きくなると、地盤が硬くなり、ピアーのゆれが小さくなり、ためである。Fig. 3 の C, D の部分になるともはやピアーの頂点変位の制約は全く効かず、ピアーの転倒制約およびタワーの座屈制約だけで決まる。

設計モデルが 2 変数の場合も 3 変数の場合も結果には余り大差がなかった。これは目的関数の中でピアーの占める割合が大きいため、タワー剛性を変化させても目的関数への影響が小さかったからである。この場合も K の値を小さくすると、目的関数の中でタワーの占める割合が大きくなり、設計モデルによる差はでてくる。

4. あとがき

以上のようにして、動的外力をうけるつり橋タワー・ピアー系の最適設計を行なったが、地盤のモデル化の問題、応答スペクトル曲線の問題、 K の値の問題、制約条件の是非の問題、断面 2 次モーメントと断面積、断面係数の関係など説明すべきことがまだまだ数多く残されている。

5. 参考文献 山田善一、坂本良夫「地震動を受けるつり橋塔基礎系の最適設計」第 12 回地震工学研究発表会、1972 年 7 月