

つり橋塔・橋脚系の連成振動に関する実験的研究

京都大学工学部 正 員 工博 山田善一
 京都大学大学院 学生員 ○ 辰田正明
 京都大学大学院 学生員 喜多河信介

I 概説 つり橋タワー・ピアー系の耐震解析において 現在、連成振動下のタワーの振動性
 状を知ることは非常に重要なこととなっている。理論的研究により 図1の如く 地盤剛
 性によって振動数が変化することがわかっている。本研究はまず定常調和振動実験により
 系の基本的振動特性をつかみ、ランダム加振実験によって振動数の接近する条件とその前
 後の条件での振動性状の比較を行った。

II 定常調和振動実験 実際の地震波は多くの固有振動成分を含むランダムなものであるが、
 系の基本的振動特性を知るために定常調和振動実験を行った。実験は ピアー慣性モーメ
 ントを $J=30, J=45, J=60 \text{ kg cm}^2$ の3条件、回転バネ係数を $42 \sim 611 \text{ kg cm}$ まで連続的に変化させ
 て行った。

図2は横軸に円周 縦軸に振動数とし、地盤条件とピアー重量の組合せより得られ
 た各振動数をプロットしたものである。図における一点鎖線はピアーのみの、二点鎖線
 はタワーのみの固有振動数を示す。これより系が ピアーの固有振動数で振れる場合と
 タワーのそれと振れる場合に明確に分離され、それらが接近する部分が 連成振動を生ず
 る条件と考えられる。また ピアーの重量大なる程、接近の度合は大きくなるが、完全に
 一致することはない。

本実験においては、変位測定が困難なため ストレインゲージを貼付することにより、
 タワー部の変量を測定している。 $J=45$ について1次、2次モードをバネ条件をパラメー
 ター並べてみると(スライド)、タワーとピアーの固有振動数が最も接近する $k=233$ で変が大きく
 起きている。しかし1次モードにおいては $k=45, 67$ ではピアーが主に振れるため 振幅
 が大きく、タワーの変量も大きくなっている。

1次モードを2次モードに変換してみると(スライド) モードの推移がよくつかめる。系と
 しての1次と2次の間には 直交性を満足しているが、系からタワーのみを取り出した振
 動形は、明らかに直交性を満足していない。むしろモードの接近するところでは 相似の
 形で振動している。

III ランダム加振実験 実際の地震波のよりに、いろいろの振動数成分が 同時に作用する
 なら、系の各モードが同時に生起される。バネ条件が連成を起させるものとなっている
 なら、モーダルアナリシスの考え方が成り立つと、1次モードと2次モードが重った状態と
 なり、ピアーの変位は相殺されるが、タワーの変位は大きくなるのではないかと考えられ
 る。実験は、ピアー条件を $J=45$ とし、バネ係数を最も接近する $k=213$ とその前後 $k=42$,
 $k=544$ の3条件とした。加振外力は、建設省土木研究所で作成していただいた time scale

1/4の日 Centro地震(1940 NS 方向)を使用した。応答は、タワー部の変位とピア一頂の加速度とした。

まず応答波形を縦断するニにより(スラウド) 次のニが確認された。K=213 の条件の下で、タワーに最大絶対変位を生ずる場合、ピア一の位置は中立点にある。逆に、ピア一が最大変位を生じているとき、タワーの変位は小さい。この結果から、モード解析法の可能性が得られようである。K=42, 544 の場合、ピア一の最大応答はタワーのそれとほぼ、同時にほぼおおよそ一致をみる。この場合、ピア一はオシレーターとして役割をもつと考えられる。

図3は、各剛点の最大絶対変位を縦断、得られたものである。各剛点ほぼ同時に最大値に達しており、この図より、各条件での卓越するモードを知ることができようである。この図とスペクトル解析結果(スラウド)とを検討する。スペクトルをみると、K=213 の場合剛点によって、1次と2次が明確に分離できる場合と、高い振動数の中をもってピークを示すものがある。いずれにしても、このスペクトルより1次と2次の重なりをある程度つかめようである。また、前期に反して、最大絶対変位に差がつかない。入力のスペクトルをみると、K=42, 544 の場合のピア一の固有振動数と一致する、45 CPS, 16 CPS の振動数が見え、強いことがわかる。これに起因するのではないかと考える。

Ⅱ 結論 本実験より得られた主要な事柄

- 1) タワー-ピア系の振動は、ピア一を中心に振れる場合と、タワーを中心に振れる場合とに明瞭に区別され、その状態が入れ替る条件で、振動数、タワー振動形が接近し、変位値も大きくなる。
- 2) ランダム振動実験において、モードの定性的な重なりを見ることはできなかった。この原因としては、減衰機構を全く考慮していないことにあると考えられる。今後、減衰を加えつつ、より実験的なものに近づけてゆきたい。

更に、実際上の設計との関連を考え、種々の設計法による計算結果と、実験結果とを比較検討を試みたい。

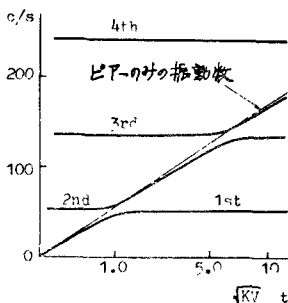


図-1 基礎地盤剛性と振動数

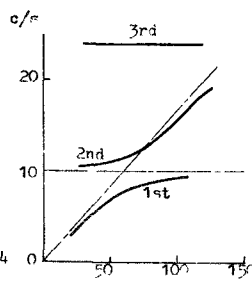


図-2 ピア-1条件と振動数

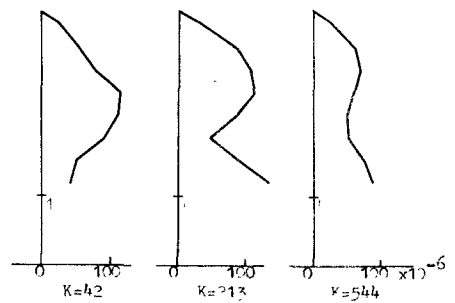


図-3 1条件と最大絶対変位モード

参考文献 山田善一、佐藤洋三；長大フリ橋タワー-ピア系の耐震解析について 土木学会第22回年次学術講演会講演概要 I-133 昭42