

九州大学 工学部 正 員 大塚 久哲
 八代高専 正 員 水田 洋司
 九州大学 工学部 正 員 今井富士夫

1. 緒言 斜張橋の主桁支持方式としては自定式、完定式および部定式の3方式が考えられるが、最も経済的で長大橋に有利な支持方式は、部定式であることが指摘されている^{1), 2)}。著者らは既に、部定式斜張橋の力学特性をより厳密に把握するため、マトリックス構造解析により実橋諸元での解析を行い、その静力学的特性と固有振動特性について公表した³⁾。本報告は、この固有振動解析の結果を基に行った地震応答解析について述べるものである。

2. 解析手法 本研究では斜張橋を2次元構造物として解析しており、各節点では水平変位、鉛直変位およびたわみ角の3つの自由度を考慮した。固有値解析にあたっては、集中質量マトリックスを用い、バイセクション法で固有値を求めた。地震応答解析では、エルセントロおよび新潟地震波(ともに最大加速度100 galとして計算)を用いて、応答スペクトル法により、解析モデルの変位応答を計算した。ただし、本報では10次までの固有値により応答を計算しており、また地震波は各支点へ同時に作用するものと仮定した。

3. 解析モデルの概要 中央スパンLが240m、500m、1100mおよび1500mの4つの斜張橋を対象にして、数値計算を行った。スパン1100mに対する一般図を図-1に示す。部定式の伸縮継手は側径間の5本目と6本目のケーブル間に挿入しモーメントを完全に伝達する伸縮継手($k=\infty$)とモーメントを全く伝達しない伸縮継手($k=0$)の2種類を考慮した。

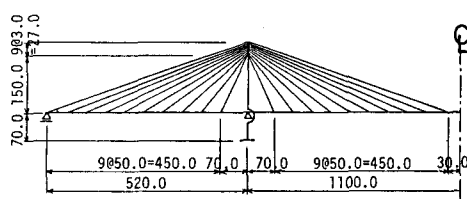


図-1. 解析モデルの一般図

4. 数値計算結果と考察

(1) 固有振動数および振動モード³⁾

主桁支持方式による固有振動数の差はスパンが短いほど大きく、 $L=240\text{m}$ で約20%、 $L=500\text{m}$ で約10%ほどあるが、スパンが長くなるにつれて小さくなり、 $L=1100\text{m}$ では約5%程度であった。鉛直変位モードは、2次までは側径間の伸縮継手位置付近を除いて各支持方式間の差がほとんど無いが、3次以上の変位モードにはかなり明確な差があった。また、水平変位モードでは、2次、4次などの偶数次において、部定式の方が自定式よりかなり大きくなった。ただし、これらの差異もスパンの長大化とともに減少の傾向にあった。

(2) 動的応答

エルセントロ地震波に対する主桁の鉛直、水平変位および主塔の水平変位を、 $L=500\text{m}$ と 1100m の斜張橋に対して求めれば図-2から図-4を得る。これらの図から以下のことが知られよう。

a) 主桁の鉛直変位 $L=500\text{m}$ では自定式、完定式、 $k=\infty$ の部定式、 $k=0$ の部定式の順に変位が小さくなっているのに対し、 $L=1100\text{m}$ では逆に $k=0$ の部定式の変位が最も大きく自定式の変位が最も小さい。これは、静的載荷時の変位比(各定着方式の変位/自定式の変位)がスパン長の増大に伴い単調に減少したのと異なった傾向である。ただし、スパン中央点の変位について、最大値と最小値の比を計算すれば、 $L=500\text{m}$ では1.49であるのに対し $L=1100\text{m}$ では1.20とかなり小さい。新潟地震波では、それぞれ1.38、1.09であった。

b) 主桁の水平変位 スパン長にかかわらず自定式の変位が最も大きく完定式の変位が最も小さい。 $k=0$ の部定式の最大水平変位は、自定式のそれに比べて $L=500\text{m}$ で30%、 $L=1100\text{m}$ で27%と非常に小さい値である。この傾向は新潟地震波でも同じであって、上述の比はそれぞれ34%、29%であった。

c) 主塔の水平変位 主塔の高さによって応答性状が全く異なることが知られる。塔頂変位は $L=500\text{m}$ では自定式、完定式、 $k=\infty$ の部定式、 $k=0$ の部定式の順に小さくなっている(主桁の鉛直変位と同じ)。

$L=1100\text{m}$ ではムチ打ち現象を示し、塔頂より塔中央部の変位が大きくなる。中央部の最大変位は完定式に生じ、部定式、自定式の順に小さくなる。

5. 結論

スパン長が短い(500m 以下)場合には、定着方式により固有振動数に差があり、動的応答の差異も大きい。スパン長が長くなるにつれて固有振動数の差は小さくなり、それに伴って動的応答の差も僅少となるようである。しかしながら、主桁の鉛直変位、主塔の水平変位は、スパン長によって定着方式間の大小関係、あるいは、性状が異なることが明らかとなったので、この点に留意すべきであろう。

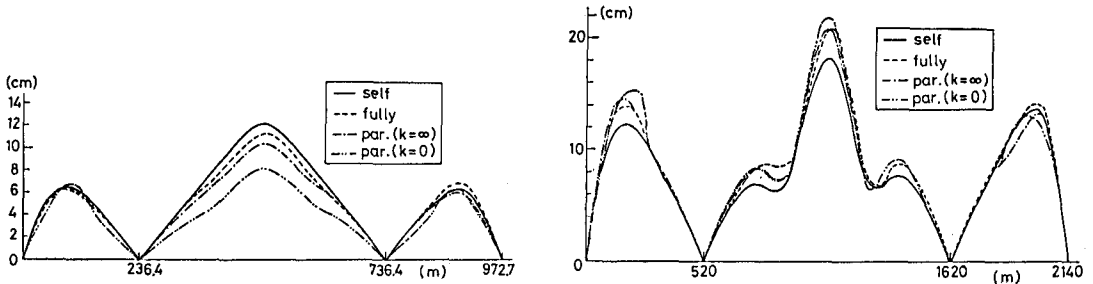


図-2 主桁の鉛直変位 (左: $L=500\text{ m}$, 右: $L=1100\text{ m}$)

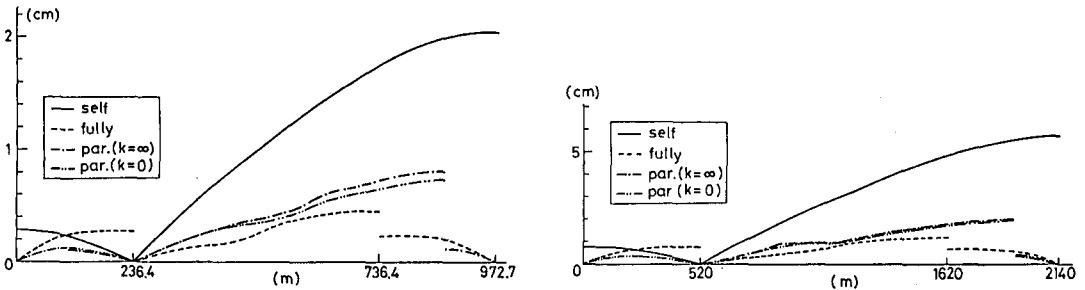


図-3 主桁の水平変位 (左: $L=500\text{ m}$, 右: $L=1100\text{ m}$)

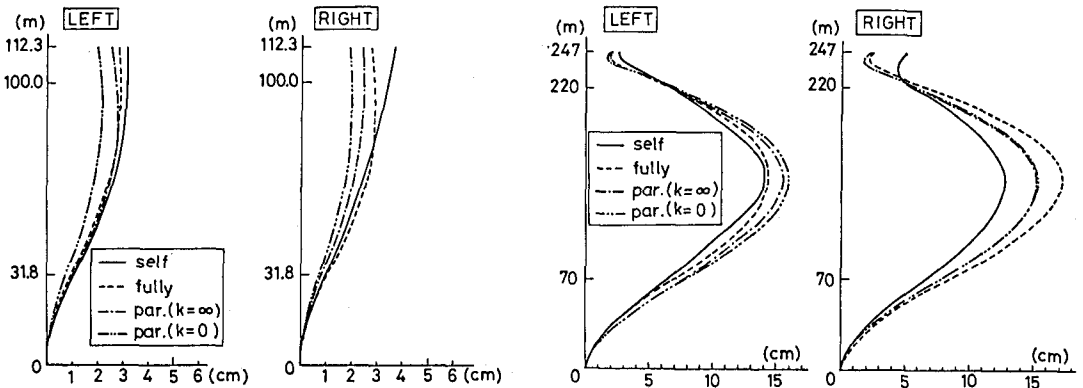


図-4 主塔の水平変位 (左: $L=500\text{ m}$, 右: $L=1100\text{ m}$)

- 【参考文献】
- 1) Gilsanz.R.E., et al.: Cable-Stayed Bridges: Degrees of Anchoring, Proc. of ASCE, Journal of Structural Eng., Vol.109, No.1, January, 1983, pp.200-220.
 - 2) Ohtsuka,H.,et al.: Optimum Anchoring for Long Span Cable-Stayed Bridges, Proc.of JSCE,Structural Engineering/Earthquake Engineering, Vol.1, No.2, Oct. 1984, pp.742-764
 - 3) 大塚 他: 主桁支持方式の異なる長大斜張橋の力学特性比較、構造工学論文集, Vol.31A, 1985年3月, pp.351-360.