

5径間吊橋の地震応答

建設省土木研究所	正員	栗林 栄一
	正員	○飯田 裕
	正員	福田 富三
建設省関東地方建設局		高場 正富

まえがき

5径間吊橋の耐震設計は、3径間吊橋に対して提案された“応答を考慮した修正震度法”を準用して行なわれている。本論文では、5径間吊橋の地震応答を明らかにするために実施した解析計算により得られた若干の知識について報告する。

1. 解析計算の概要

本解析では、主塔、副塔、ケーブル、アンカーブロック、橋脚などから構成される5径間吊橋の上下部構造全体を図-1に示す線型多質点系力学モデルに置き換えて運動方程式を導き、地震応答スペクトル、地震動の加速度記録を地震入力として、モーダル・アナリシスによる手法を用いて地震応答を求めた。対象とした吊橋は、本州四国連絡橋5径間吊橋試算調査に示されている500m+1250m+1500m+1250m+500mの併用橋である。自由度数は、橋軸(水平・鉛直)方向については109、橋軸直角方向については77とし、橋軸直角方向の主塔、副塔は平面骨組構造として解析した。

2. 解析計算の結果

解析計算の結果得られた主要な固有振動モードを図-2、図-3に示す。また平均応答スペクトル(1970)・岩盤による応答変位および主塔、副塔の応答断面力を図-8～図-11に示す。

この解析計算の結果からつき"の事項が指摘される。

- 1) 5径間吊橋においても各部分の応答変位を支配する卓越モードが各部分に存在する。
- 2) 主塔、副塔の橋軸方向の応答変位には、ケーブルの橋軸方向縦振動の影響が現われている。
- 3) 橋軸直角方向の主塔、副塔において、部材長の短い部分の応答曲げモーメント、応答せん断力は、他の部分に比べて大きな値を示している。特にせん断力が大きいのは、この部分に斜材がないため、せん断力を全て塔柱で受け持つことによるものと考えられる。

3. 考察

本州四国連絡橋耐震設計指針(1967)は、吊構造部およびケーブルの地震荷重としては表-1のうちTT, LV, VVの3ケース、主塔についてはTT, LL, VVの3ケースを考慮することとし、周期、

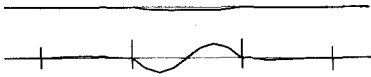


Fig.1 IDEALIZED 5-SPAN SUSPENSION BRIDGE

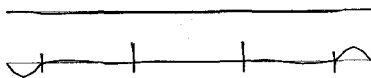
2nd $T=17.55\text{sec}$



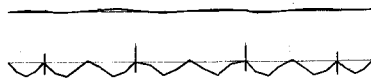
3rd $T=10.95\text{sec}$



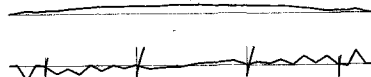
7th $T=7.78\text{sec}$



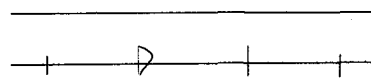
14th $T=5.14\text{sec}$



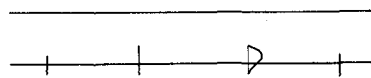
28th $T=2.98\text{sec}$



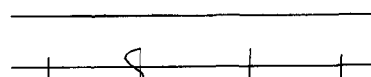
33rd $T=1.29\text{sec}$



34th $T=1.25\text{sec}$



35th $T=1.04\text{sec}$



36th $T=0.91\text{sec}$

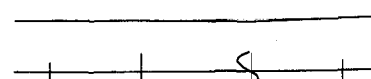
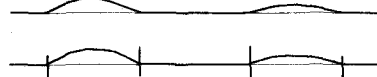


Fig.2 NATURAL PERIODS AND MODE SHAPES (LONGITUDINAL & VERTICAL)

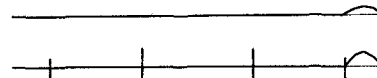
1st $T=21.50\text{sec}$



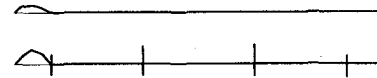
3rd $T=17.71\text{sec}$



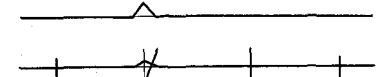
8th $T=7.31\text{sec}$



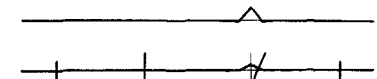
9th $T=7.31\text{sec}$



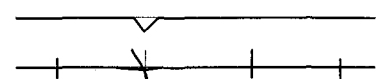
52nd $T=1.31\text{sec}$



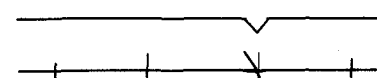
53rd $T=1.26\text{sec}$



54th $T=0.85\text{sec}$



55th $T=0.81\text{sec}$



56th $T=0.71\text{sec}$

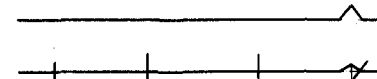


Fig.3 NATURAL PERIODS AND MODE SHAPES (TRANSVERSE)

震度を図-4, 図-6, 図-7 で指定している。本解析結果, 別途実施した道路橋の解析結果および関門橋主塔の実験結果を図中に示した。吊構造部およびケーブルの周期を与える図-4は, 5径間吊橋に対してもより近似値を与えている。塔の橋軸方向についての図-6(b)は, ほぼ妥当な値を与えているといえるが, 橋軸直角方向の図-6(a)は, 短かめの周期を与えており, 結果として, 橋軸直角方向の塔に過大な震度を与えていることになる。本解析結果からみて, 5径間吊橋の吊構造部およびケーブルの震度分布は, 図-5のように与えるのがよいものと思われる。

あとがき

塔の橋軸直角方向の周期の算定式を改善する必要がある。

参考文献

- 1) 土木学会: “本州四国連絡橋耐震設計指針(1967)”, 土木学会, 昭和42年7月
- 2) 栗林: “橋梁の耐震設計に関する研究(Ⅱ)”, 土木研究所 報告第136号, 昭和44年12月

Table 1

Case	Direction of Earthquake Ground Motion	Direction of Response Vibration
TT	Transverse	Transverse
LV	Longitudinal	Vertical
LL	Longitudinal	Longitudinal
VV	Vertical	Vertical

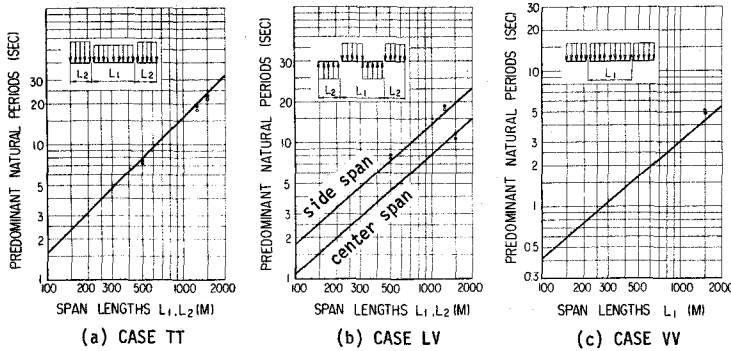


Fig. 4 PREDOMINANT PERIODS OF SUSPENDED STRUCTURE & CABLE OF 3-SPAN SUSPENSION BRIDGES (SPECIFICATIONS FOR EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF THE HONSHU-SHIKOKU BRIDGES 1967)

- : 5-SPAN HIGHWAY SUSPENSION BRIDGE
- : 5-SPAN HIGHWAY-RAILWAY SUSPENSION BRIDGE

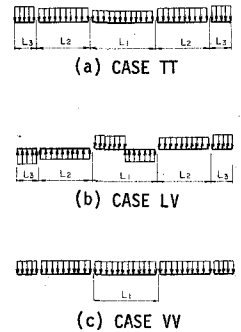


Fig. 5 DISTRIBUTION OF THE DESIGN SEISMIC COEFFICIENT

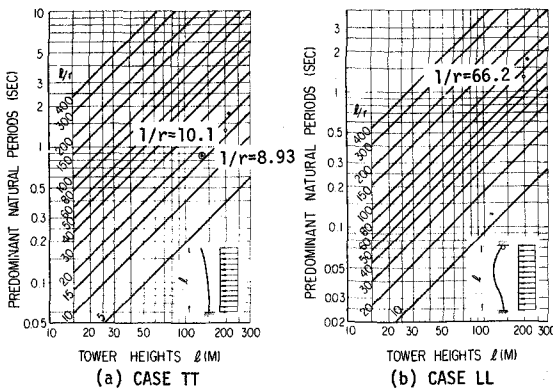


Fig. 6 PREDOMINANT PERIODS OF TOWER

- : 5-SPAN HIGHWAY SUSPENSION BRIDGE
- : 5-SPAN HIGHWAY-RAILWAY SUSPENSION BRIDGE
- ⊙: THE KAMMON BRIDGE'S MAIN TOWER

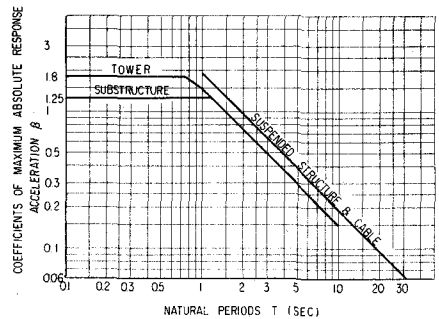


Fig. 7 DESIGN STANDARD SPECTRA OF SPECIFICATIONS 1967

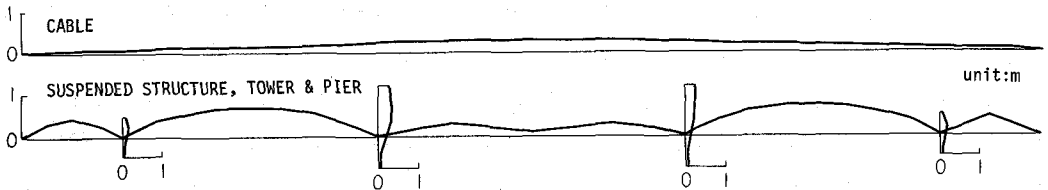


Fig. 8 MAXIMUM RESPONSE DISPLACEMENT IN THE LONGITUDINAL & VERTICAL DIRECTION DUE TO THE LONGITUDINAL EARTHQUAKE GROUND MOTION $(S_y)_{av.70 \text{ rock}, 200\text{gal}, n/p=0.02}$

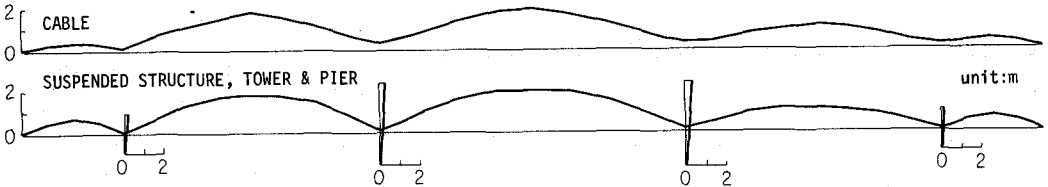


Fig. 9 MAXIMUM RESPONSE DISPLACEMENT IN THE TRANSVERSE DIRECTION DUE TO THE TRANSVERSE EARTHQUAKE GROUND MOTION $(S_y)_{av.70 \text{ rock}, 200\text{gal}, n/p=0.02}$

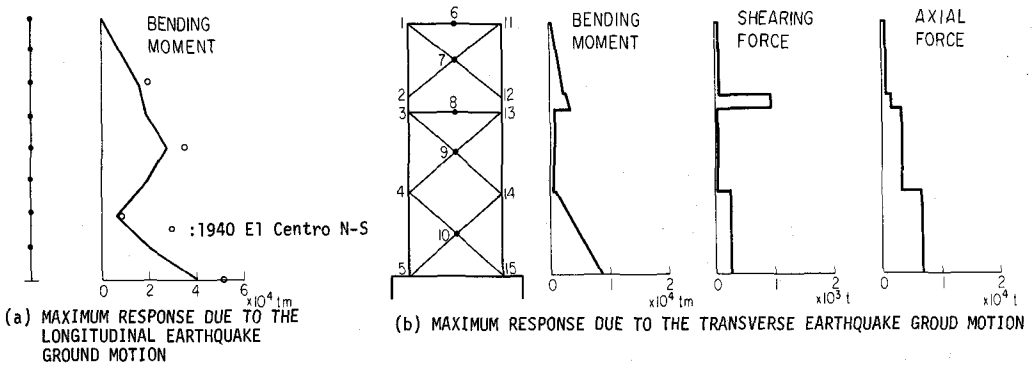


Fig. 10 MAXIMUM RESPONSE OF SUBTOWER $(S_y)_{av.70 \text{ rock}, 200\text{gal}, n/p=0.02}$

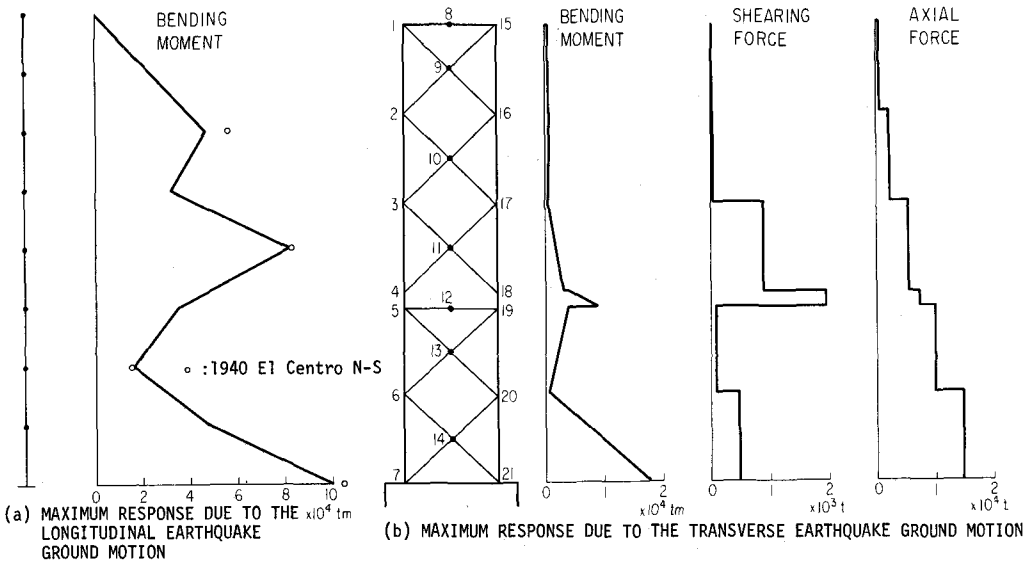


Fig. 11 MAXIMUM RESPONSE OF MAIN TOWER $(S_y)_{av.70 \text{ rock}, 200\text{gal}, n/p=0.02}$