

山梨大学大学院 学生会員 ○テグー ラハジヨ

山梨大学工学部 正会員 深澤 泰晴

山梨大学工学部 正会員 杉山 俊幸

1. まえがき

近年、斜張橋は急速な発展を遂げ、支間が長大化し構造物がフレキシブルになり、その動特性を把握することが斜張橋の設計上に重要な課題となる。斜張橋の地震応答に関していくつかの研究が発表されているが、斜張橋の地震時挙動については基礎の周辺地盤領域をも含めた地盤-構造物系としての解析が十分に明らかにされていないと思われる。

そこで本論文では、斜張橋とその周辺地盤を有限要素法で離散化し、エルセントロ地震波を入力し、たわみ、せん断力、曲げモーメントなどの地震応答を求め、橋脚-地盤の相互作用の動的特性を検討する。

2. 地震応答解析法¹⁾

地盤-構造物系の運動方程式はマトリックス形式で表すと次のようになる。

$$\begin{Bmatrix} m_{ss} & m_{sf} & 0 \\ m_{fs} & m_{ff}+m_{bb} & m_{bg} \\ 0 & m_{bs} & m_{gg} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} x_s \\ x_f \\ x_g \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} c_{ss} & c_{sf} & 0 \\ c_{fs} & c_{ff}+c_{bb} & c_{bg} \\ 0 & c_{gs} & c_{gg} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_s \\ \dot{x}_f \\ \dot{x}_g \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} k_{ss} & k_{sf} & 0 \\ k_{fs} & k_{ff}+k_{bb} & k_{bg} \\ 0 & k_{gs} & k_{gg} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} x_s \\ x_f \\ x_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_s \\ F_f \\ F_g \end{Bmatrix} \quad \dots\dots(1)$$

ここで、sは構造物の節点、fは基礎の節点、bはそれらの境界節点で、しかもfの一部となっている。gは地盤の節点(図-1参照)、m、c、kはそれぞれ質量、減衰と剛性マトリックスの成分、Fは節点外力ベクトルの成分、xは絶対変位、wは相対変位である。なお、添字・は時間に関する偏導関数を表す。絶対加速度と相対加速度の関係は下のように表す。

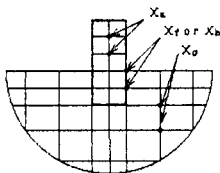


図-1 基礎面節点のモデル

$x_s = w_s + z, \quad x_f = w_f + z, \quad x_g = w_g + z \quad \dots\dots(2)$
式(2)を式(1)に代入し、一般式になおすと次のようになる。

$$Mw + Cw + Kw = F - M1z \quad \dots\dots(3)$$

ここに、M、C、Kはそれぞれ全体質量マトリックス、全体減衰マトリックス、全体剛性マトリックスで、1は単位ベクトル、zは入力地震波である。本研究では式(3)でニューマークのβ法を用い、時刻間を0.01秒として動的応答を求めた。

3. 斜張橋の動的応答特性

(1) 構造モデルの形式・諸元

橋脚-地盤の相互作用を考慮した斜張橋の解析モデルは図-2のモデル2に示すような3段ケーブル Modified Fan Type である。これをモデル1の動的応答と比較し、橋脚-地盤の相互作用の動的特性を検討した。斜張橋モデルの諸元を表-1に表す。なお、モデル-2の橋脚-地盤系の物理定数は表-2に示す値を用い、地盤モデルは表層、第2層と支持層の3種類に分類した

(2) 解析上の仮定

- 地盤の弾性係数、減衰比、ポアソン比などは、地震時においては振動による歪、拘束圧、周波数により変化すると考えられるが、その取扱いは容易でないため、ここでは、線形振動と仮定する。
- 減衰は比例減衰と仮定する。

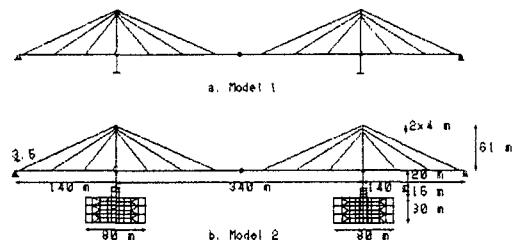


図-2 斜張橋の解析モデル

表-1 斜張橋モデルの諸元

	桁	塔	
		桁上	桁下
I_y (m ⁴)	2.90	1.518	2.284
ρ (t/m)	20.00	9.40	13.70
A (m ²)	0.994	0.968	1.392
ケーブル	A ₁ m ²	A ₂ m ²	A ₃ m ²
の断面積	0.051	0.051	0.077
減衰係数	α		β
	0.01		0.0023

(3) 数値計算結果および考察

表-3に、モデル1、モデル2の固有振動数および後者の前者に対する比を示す。なお、モデル2の場合の()内の数値は地盤を考慮したモデルの次数であり、モデル2の固有振動数の次数がとんでいるのは、その間に地盤単独のモードが含まれていることを意味している。表-3よりモデル1に対するモデル2の固有振動数の差は最大10%程度であることが分かる。

表-3 固有振動数 Hz.

Mode	Model 1	Model 2	比
1	1.2851	1.2705(2)	1.0115
2	1.8960	1.9417(7)	0.9765
3	3.0084	2.8903(16)	1.0409
4	3.2161	3.2642(18)	0.9853
5	3.7000	3.3321(19)	1.1104
6	3.7867	3.7850(22)	1.0005
7	5.2531	5.0614(41)	1.0379
8	6.1075	5.5601(46)	1.0985

図-3および図-4は各々2段目のケーブル定着位置および中央径間中央(図-2参照)でのたわみ、せん断力と曲げモーメントを表したものである。

図-3よりモデル2の2段目のケーブル定着位置のたわみ、せん断力、曲げモーメントはモデル1より小さいことが分かる。

また、図-4よりモデル2の中央径間中央のたわみ、せん断力と曲げモーメントもモデル1より小さいことが分かる。

このことは、斜張橋の耐震設計を行う場合、橋脚-地盤の相互作用を考慮したモデルを用いる方が経済性の観点からは望ましいことを示唆している。

なお、今後の課題として地盤の非線形特性や地盤の広がりなどを考慮することが挙げられる。

4. 参考文献

1. 土木学会(1989): 動的解析と耐震設計[第2巻] 動的解析の方法, 技報堂出版。

表-2 橋脚-地盤系の物理定数

	弾性係数 (t/m ²)	減衰係数		ポアソン比	ρ t/m ³
		α	β		
表層	8.0E+3	0.1	0.03	0.45	1.9
第2層	8.0E+3	0.1	0.02	0.40	2.0
支持層	3.0E+4	0.05	0.02	0.35	2.1
橋脚	3.0E+6	0.1	0.02	0.17	2.3

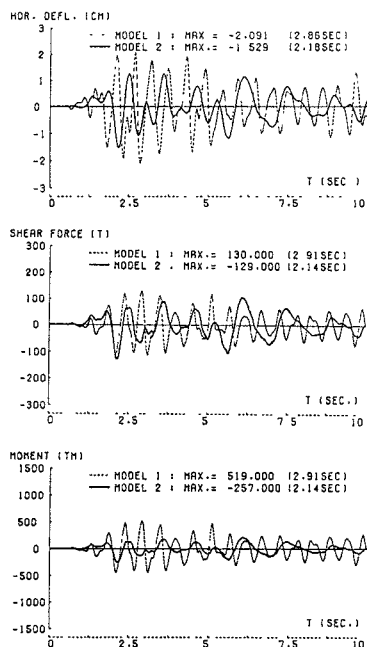


図-3 2段目のケーブル定着位置でのたわみ、せん断力および曲げモーメント

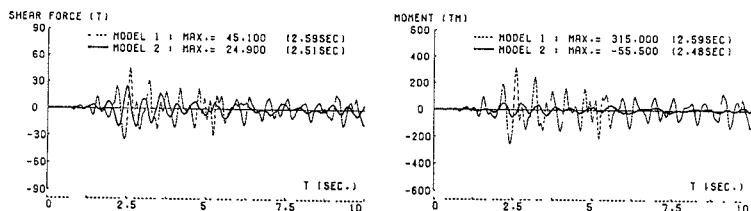


図-4 中央径間中央のたわみ、せん断力および曲げモーメント