

I-3

異高橋脚橋梁の地震応答

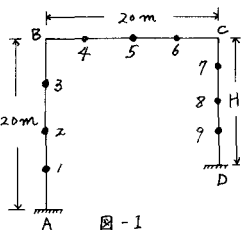
九州大学工学部 正員 小坪 清 稔
同 学生員 橋本 和 治

1. まえがき

地震時における橋梁破損現象としてはその支承部の破損する現象がよく見られるが、この原因としては従来の震度法による計算値より大きなせん断力が作用するものと考えられる。従来用いられてきた震度法とは、地震慣性力が構造物に作用するものとして取扱うものであり、橋脚頭部には橋軸直角方向にせん断力のみが作用するとみなしている。しかしながら実際の橋梁においては、①橋脚の高さ、②橋脚形状の相異、③橋脚基礎部における水平及び垂直地盤反力係数の相異、等々により橋脚相互の間の剛性は異なり静的な計算では表現出来ない種々の力が作用すると考えられる。前解析において橋脚剛性の不同をきたすものとして③の地盤反力係数の相異というこのみに着目したが、最初予想した静的な計算では表現出来ない種々の力の影響は微小であった。そこで改めて橋脚剛性の不同の原因として上述の①②③をも全て考慮し、橋脚相互の間の剛性の相異が橋軸直角方向の地震応答に及ぼす影響を解析し、従来用いられてきた震度法との比較を行う。たのが本論である。

2. モデルとその振動型について

本解析において用いた橋梁を解析する際には図-1のように9個の質点系として考える。橋脚断面 形状は橋脚ABが中空小判型、橋脚CDが中空円形である。支点はB



点はヒンジ支承、C支点は固定支承である。外乱を受けた場合に各支点に作用する力は、橋軸直角方向のせん断力、橋脚に対しての曲げモーメント、更に固定支承C点には橋脚に対しての振れモーメントである。まずこの解析においては、固有円振動数は強制振動による共振状態の解として求められる。すなわち、

表-3 振動型 (系-I)

S	第1次	第2次	第3次
η_s	15.82	30.28	77.71
T_s	0.397	0.208	0.081
Y_1	1.000	1.000	1.000
Y_2	8.036	8.167	6.815
Y_3	26.289	24.364	17.288
Y_4	53.798	25.431	3.922
Y_5	77.158	4.556	-16.559
Y_6	81.757	-17.542	3.630
Y_7	66.305	-22.447	18.045
Y_8	18.176	-6.534	7.776
Y_9	2.379	-0.895	1.585

格点5に1.0mmの力を加えて強制振動をさせると、 $n-A_n$ のグラフは共振曲線を描く。この共振点における n が構造物の固有円振動数であり、その時の振幅の比がその固有円振動数における振動型となる。(表-3、表-4)

固有円振動数を求める際には、影響係数 δ_{ij} (i 点に単位水平荷重が作用した時の j 点の変位)が必要であるが、それにはまず i 点に単位水平荷重が作用した時にB点、C点に生ずる不静定力

表-1 重量表(系-I)

	W_n (ton)
1	107.072
2	32.126
3	32.126
4	71.58
5	70.51
6	71.58
7	25.663
8	43.942
9	67.777

表-2 重量表(系-II)

	W_n (ton)
1	107.072
2	32.126
3	32.126
4	71.58
5	70.51
6	71.58
7	17.10
8	25.907
9	58.310

表-4 振動型 (系-II)

S	第1次	第2次	第3次
η_s	18.97	34.12	74.97
T_s	0.335	0.184	0.084
Y_1	1.000	1.000	1.000
Y_2	8.291	8.113	6.807
Y_3	25.393	23.981	17.514
Y_4	43.892	22.613	4.496
Y_5	51.397	-1.312	-17.085
Y_6	44.672	-21.053	0.411
Y_7	34.489	-26.971	47.472
Y_8	12.364	-8.965	6.458
Y_9	2.107	-1.578	1.298

一橋軸直角方向のせん断力 X_B, X_C 橋

脚に対しての曲げモーメント M_B, M_C
 橋脚に対しての捩りモーメント T_C を
 求めなければならぬ。これらの不静
 定力が求まれば、変断面を有する梁の
 ため計算を行う事によ、影響係数
 が求まる。その詳細についてはここ
 は省略する。なお図-1において H は
 二つの値、 $H=16\text{m}$ 、 $H=11.5\text{m}$ を有し、
 それぞれを系-I、系-II とする。系-Iにお
 いて、 λ 点に単位水平荷重が作用した時
 支点 B, C に生ずる不静定力を表-6 に
 影響係数を表-5 に示す。

表-5 影響係数 (系-I)

λ	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	94	233	411	411	249	104	36	0.9	0.1
2		1479	328.9	3479	208.1	86.5	28.6	72	0.9
3			7002	10728	6443	271.6	92.7	23.1	2.8
4				15741	13815	924.5	570.5	151.6	19.4
5					19854	1856.1	1384.6	372.3	48.0
6						24124	2092.7	564.4	72.8
7							2034.6	580.5	75.1
8								245.2	46.1
9									18.9

$\times 10^{-3}(\text{m})$

表-6 不静定力 (系-I)

P作用点	$X_B(\text{t})$	$M_B(\text{t}\cdot\text{m})$	$X_C(\text{t})$	$M_C(\text{t}\cdot\text{m})$	$T_C(\text{t}\cdot\text{m})$
1	1	2	-1	-2	21
2	9	22	-9	-22	195
3	27	87	-27	-87	537
4	-788	43	-212	-43	841
5	-463	-125	-537	125	735
6	-181	-271	-819	271	-216
7	-51	-254	51	254	-1021
8	-14	-46	14	46	-277
9	-2	-4	2	4	-36

$\times 10^{-3}$

3. Modal Analysis による解法

今、格点 λ の変位を標準振動型 $Y_{\lambda s}$ と各振
 動型の振幅 a_s を用いて、

$$y_{\lambda} = \sum_{s=1}^9 a_s Y_{\lambda s} \quad \text{----- (1)} \quad \text{と置けば、}$$

系の運動エネルギー K 、位置エネルギー V
 散逸函数 F 、一般力 Q は次式で表わされる。

$$K = \frac{1}{2g} \sum_{\lambda=1}^9 \sum_{s=1}^9 a_s^2 W_{\lambda} \cdot Y_{\lambda s}^2 \quad \text{----- (2)}$$

$$V = \frac{1}{2g} \sum_{\lambda=1}^9 \sum_{s=1}^9 n_s^2 a_s^2 W_{\lambda} Y_{\lambda s}^2 \quad \text{----- (3)}$$

$$F = \frac{1}{2g} \sum_{\lambda=1}^9 \sum_{s=1}^9 r_s n_s a_s W_{\lambda} Y_{\lambda s}^2 \quad \text{----- (4)}$$

$$Q = -\frac{1}{g} \sum_{\lambda=1}^9 W_{\lambda} Y_{\lambda s} p \quad \text{----- (5)}$$

ここに、 n_s は第 s 次の固有円振動数、 r_s は第 s 次の振動の
 減衰常数、 p は地盤の地震加速度である。

(2)~(5) 式を Lagrange の運動方程式に代入して、整理すれ
 ば、 a_s に関する微分方程式が次のように得られる。

$$\ddot{a}_s + 2r_s \dot{a}_s + n_s^2 a_s = -\beta_s \ddot{p} \quad \text{----- (6)}$$

$$\beta_s = \frac{\sum_{\lambda=1}^9 W_{\lambda} Y_{\lambda s}}{\sum_{\lambda=1}^9 W_{\lambda} Y_{\lambda s}^2} \quad (\text{刺激係数})$$

(表-7, 表-8)

4. 応答理論

各格点に単位水平力をかけた時、 B, C 点に生
 ずる不静定力 ($X_{\lambda}, M_{\lambda}, T_{\lambda}$) を使うと、応力モ
 ード式は次のようになる。

$$\text{せん断力} \quad S_{\lambda} = \sum_{s=1}^9 \beta_{s\lambda} \cdot X_{\lambda} \quad \text{----- (7)}$$

表-7 刺激係数 (系-I)

	β_s
1	0.01512
2	0.01052
3	0.02635

表-8 刺激係数 (系-II)

	β_s
1	0.02368
2	0.00358
3	0.01489

表-9 応力モード (系-II)

	S	1	2	3
B	S_s	171 (t)	122 (°)	-161 (°)
	M_s	64 (t·m)	-57 (°)	-4 (°)
C	S_s	216 (t)	-34 (°)	-225 (°)
	M_s	-64 (t·m)	57 (°)	4 (°)
	T_s	-115 (t·m)	-297 (°)	561 (°)

$\times 10^3$

$$\text{曲げモーメント: } M_s = \sum_{i=1}^n P_{si} \cdot M_i \quad \text{----- (8)}$$

$$\text{捩りモーメント: } T_s = \sum_{i=1}^n P_{si} \cdot T_i \quad \text{----- (9)}$$

上式において,

$$P_{si} = - \frac{W_i}{g} Y_{si} \cdot \eta_s^2 \quad (\text{慣性力})$$

Y_{si} : 各格点の規準振動型

これら応力モードと各振動型の振幅 a_s より地震を受けた場合にはB, C点に生ずるせん断力 S , 曲げモーメント M , 捩りモーメント T は次式のように表わせる。

$$\text{せん断力} \quad S = \sum_{i=1}^n a_s \cdot S_i \quad \text{----- (10)}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = \sum_{i=1}^n a_s \cdot M_i \quad \text{----- (11)}$$

$$\text{捩りモーメント} \quad T = \sum_{i=1}^n a_s \cdot T_i \quad \text{----- (12)}$$

5. 応答計算

(6)式の ϕ に既往のEL-Centro地震波(最大加速度0.33g)を採用し, (10)~(12)式を用いると, 橋脚AB, 橋脚CDの頭部に作用するせん断力 S_{AB}, S_{CD} , 橋脚に對する曲げモーメント(橋脚に對しては捩りモーメント) M_{AB}, M_{CD} , 橋脚に對する捩りモーメント(橋脚に對しては曲げモーメント) T_{CD} が求まる。なお減衰常数 $\gamma_0=0.02$ とした。

図-1はEL-Centro地震波を受けた場合, 系IIの橋脚CDの頭部に作用するせん断力 S_{CD} , 曲げモーメント M_{CD} , 捩りモーメント T_{CD} の刻々の変化を示したものである。

各系において, 橋脚CDの頭部に作用する捩りモーメントの最大値を示すと, 表-12, 表-13のようになる。表-12, 表-13には $(T_{CD})_{max}$ 以外にそれの起

表-10 応力モード (系-II)

		1	2	3
B	S_i	158 (t)	116 (v)	-143 (v)
	M_i	53 (t-m)	-82 (v)	2 (v)
C	S_i	200 (t)	-92 (v)	-347 (v)
	M_i	-53 (t-m)	82 (v)	-2 (v)
	T_i	-408 (t-m)	-369 (v)	931 (v)

$\times 10^3$

表-11 地震反力係数

	橋脚AB	橋脚CD
k_s	35 kg/cm^2	28 "
k_v	50 "	40 "

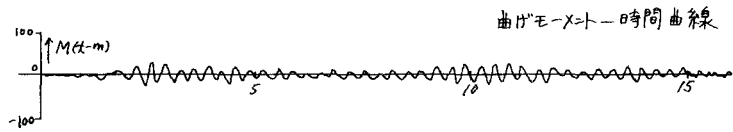
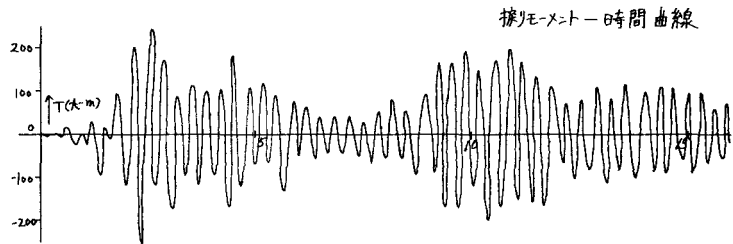
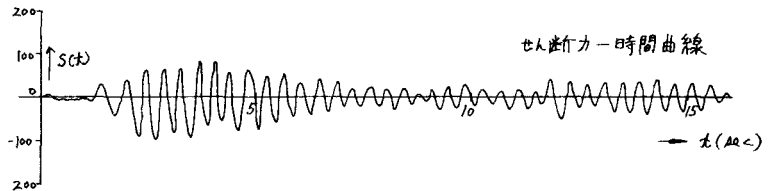


図-2

表-12 T_{CD} 最大値 (系-I)

t (sec)	2.70
T_{CD} (k-m)	100.0
S_{AB} (k)	-107.1
S_{CD} (k)	-107.5
M_{AB} (k-m)	-25.5
M_{CD} (k-m)	25.5

表-13 T_{CD} 最大値 (系-II)

t (sec)	2.41
T_{CD} (k-m)	-266.7
S_{AB} (k)	100.3
S_{CD} (k)	125.0
M_{AB} (k-m)	3/3
M_{CD} (k-m)	-3/3

る時間、その時作用する他の力を列記している。

橋脚頭部に作用する力の符号(正)の向きを図-3に示す。
次に $0.3g$ なる加速度が橋軸直角方向に静的にかかると支
承部に作用するせん断力、 $S_{static} = 64t$ となる。ここで橋脚
頭部に2つの支承(支承間の距離 $4m$)が取り付けられて
いるとすれば、各支承に作用する力は表-14、表-15のよう
になる。表にある橋軸方向に作用する力 T_N とは振りモ
ーメント T により生ずる。

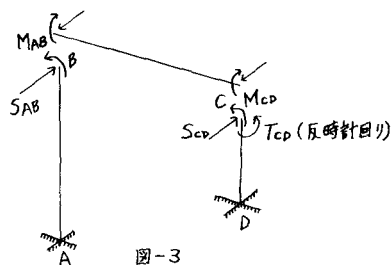


図-3

表-16

	方 向	各 支 承 に 作 用 す る 力
$S(t)$	静的 橋軸直角	16 (t)

6. 結果に対する考察

表-14、表-15からわかるように系-IIにおい
ては各支承に作用する力の最大値は橋軸直
角方向より橋軸方向の方が大である。系-I
においては橋軸直角方向の方が橋軸方向よ
り大である。このことから橋脚剛性の不同

表-14

(系-I)

t (sec)		2.70
T_N (t)	橋軸 方向	25.0
S_{AB} (t)	橋軸直角	-53.6
S_{CD} (t)	橋軸直角	-53.8

表-15

(系-II)

t (sec)		2.41
T_N (t)	橋軸 方向	66.7
S_{AB} (t)	橋軸直角	50.0
S_{CD} (t)	橋軸直角	62.5

が大になくなる程、橋軸直角方向の地震応答を考えた橋梁には
橋軸方向にも相当大きな力が作用していると考えられる。これを数量的
に表わす為、橋脚間の高さ H_{AB} 、 H_{CD} の比に対する、橋軸直角方向に作
用する力 S_t と橋軸方向に作用する力 T_N との比を示すと表-17のようにな
る。したが、これからの高橋脚を有する橋梁あるいは橋脚間の剛
性の相異が著しい橋梁を設計する場合には、従来の震度法以外に上述
の事例を考慮すべきであると思われる。

表-17

$\frac{H_{AB}}{H_{CD}}$	$\frac{T_N}{S_{CD}}$
1	0.10
1/25	0.46
1/74	1.07