

(71) 連続橋の橋軸直角方向作用地震力

建設省土木研究所 長谷川 金二
建設省土木研究所 川島 一彦
建設省土木研究所 吉田 武史

1 まえがき

近年、騒音あるいは維持管理上の要請から、連続橋が採用される事例が多くなっている。連続橋は上部構造が連続しているため、幅員、橋脚高さ、支間長、支間数等のパラメータにより上部構造と下部構造の剛比が変化し、これに応じて特に橋軸直角方向の地震応答特性は変化する。現行の道路橋示方書耐震設計編に示される計算法は、基本的に単純橋を対象としたものであり、連続橋に対する具体的な規定は明示されていない。本報告は、連続橋の橋軸直角方向地震力を計算するための方法を提案し、その適用性を検討した結果について中間的にとりまとめたいものである。

2. 静的フレーム法

一般に1次の振動モードによる応答は他の振動モードによる応答に比較して卓越する点、および自重による静的変位は1次の振動モードを比較的好く近似する点を利用し、運動方程式を解く代わりに、1)上部構造および下部構造の自重を着目する方向(一般に橋軸方向および橋軸直角方向)に静的に作用させて静的変位 U および断面力 F_d を求める。2)静的変位 U を用いて、Rayleigh法により以下のように固有周期 T_d を求める。

$$T_d = \frac{2\pi}{\sqrt{G \cdot \beta_a}} \text{----- (1)}$$

ここで、 G は重力加速度、 β_a は静的変位 U に対する刺激係数であり、次式で与えられる。

$$\beta_a = \frac{\sum m U_d}{\sum m U_d^2} \text{----- (2)}$$

ここで、 m は質量である。3)自重を作用させた場合の断面力 F_d から、次式により最大断面力 F_{max} を求める。

$$F_d = \beta_a \cdot S_D(T_d, h) \cdot F_d \text{----- (3)}$$

ここで、 $S_D(T_d, h)$ は固有周期 T_d 、減衰定数 h に対する変位応答スペクトルである。以上が静的フレーム法の骨子である。ATC-6に示された単一モード法では、1)等荷分布荷重を橋全体に載荷して静的変位を求め、2)静的変位に応じた等価静的地震荷重を再載荷して最大断面力を求めている。この2点が静的フレーム法と単一モード法を比較して異なる点である。

3. 解析対象橋および解析手法

前章の手法の適用性を試算により検討した。解析対象としたのは、表1に示すように橋長90mおよび150mの連続橋であり、上部構造、下部構造、基礎および地盤を変化させた計36ケースである。解析には、1978年6月12日宮城県沖地震において閉北橋近傍地盤上で観測された記録(橋軸直角方向、地表面)を入力地震動として用いた。解析では連続橋を線形骨組構造物としてモデル化した。

解析は以下の3種類の方法を行った。なお、減衰定数はいずれの方法でも0.05とした。

- 1) 時刻歴地震応答解析(以下、これを正解と考える)
- 2) 前章に示した静的フレーム法
- 3) 現行の道路橋示方書による方法(震度法)

ただし、現行の道路橋示方書では、死荷重反力 R に水平震度を乗じて地震力を求めるように規定されているが、ここは、当該下部構造が支持している上部構造(支間中央で分割)の重量に水平震度を乗じた値を地震力として

表1 解析対象橋の構造特性

ケース		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36		
上 部 種	鋼鈎桁	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	鋼箱桁																																						
	鋼トラス																																						
	PC-T桁																																						
構 造 特 徴	PC箱桁																																						
	RCモノスラブ																																						
	変断面																																						
	鋼床版																																						
下 部 構 造	多径管(4径間)																																						
	広幅量(4m以上)																																						
	不等スパン																																						
	壁式(小形含む)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
基 礎	1本柱式																																						
	ラーメン式																																						
	鋼製橋脚																																						
	不等橋脚高																																						
地 盤 別	直接基礎	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	ケーソン基礎																																						
	くい基礎																																						
	1種	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
地 盤 別	2種																																						
	3種																																						
	4種																																						

用いることとした。また、震度法は時刻応答解析および静的フレーム法と入力地震動を合わせるために、水平震度 k_h は次式で与えた。

$$k_h = \frac{SA(T, k)}{G} \dots (4)$$

表2 固有周期の比較

ここで、 $SA(T, k)$ は固有周期 T 粘性減衰定数 k に対する加速度応答スペクトルであり、 T は現行の道路橋示方書耐震設計編4.4.2固有周期の算定法により求めた固有周期である。

4. 試算結果

表2は静的フレーム法により式(1)で求めた固有周期および現行の道路橋示方書の固有周期算定法で求めた各下部構造の固有周期を一次の固有周期と比較したものである。いずれのケースにおいても静的フレーム法による固有周期は1次の固有周期とよく一致している。

現行の道路橋示方書による固有周期が1次固有周期と大きく異なる場合があるが、これは橋全体の1次モードが各下部構造の応答に最も寄与するモードとは限らないことによる。

ケース	1次の固有周期(秒)	単一モード法による固有周期(秒)	現行の道路橋示方書による固有周期(秒)					
			A1	P1	P2	P3	P4	A2
1	0.26	0.25	0.06	0.29	0.29	—	—	0.07
2	0.28	0.26	0.17	0.31	0.31	—	—	0.18
3	0.53	0.49	0.26	0.78	0.78	—	—	0.29
4	0.41	0.37	0.24	0.48	0.48	—	—	0.27
5	0.37	0.36	0.06	0.45	0.45	—	—	0.07
6	0.41	0.38	0.21	0.49	0.49	—	—	0.28
7	0.43	0.40	0.28	0.54	0.54	—	—	0.31
8	0.42	0.38	0.25	0.49	—	—	—	0.30
9	0.30	0.28	0.06	0.24	0.49	—	—	0.07
10	0.31	0.30	0.06	0.25	0.46	—	—	0.07
11	0.44	0.40	0.26	0.53	0.53	—	—	0.32
12	0.55	0.49	0.25	0.80	0.80	—	—	0.28
13	0.31	0.29	0.07	0.32	—	—	—	0.08
14	0.46	0.43	0.29	0.60	—	—	—	0.52
15	0.79	0.67	—	0.84	0.76	0.76	0.84	—
16	1.35	1.16	—	1.38	1.33	1.33	1.38	—
17	0.82	0.67	—	0.87	0.78	0.78	0.87	—
18	0.84	0.69	—	0.87	0.74	0.87	0.87	—
19	0.95	0.79	—	0.99	0.92	0.92	0.99	—
20	1.17	0.99	—	1.19	1.13	1.19	1.19	—
21	0.43	0.41	0.06	0.45	0.45	0.45	—	0.07
22	0.49	0.48	0.06	0.56	0.56	0.56	—	0.09
23	0.34	0.31	0.17	0.34	0.34	0.34	—	0.18
24	0.84	0.78	0.25	0.99	0.99	0.99	—	0.28
25	0.65	0.64	0.06	0.78	0.78	—	—	0.08
26	0.60	0.58	0.06	0.54	0.78	—	—	0.08
27	0.50	0.48	0.21	0.58	0.58	0.58	—	0.22
28	0.28	0.23	0.28	0.17	0.17	—	—	0.32
29	0.11	0.69	0.15	0.90	0.90	—	—	0.16
30	0.90	0.88	0.08	1.40	—	—	—	0.12
31	0.43	0.89	0.30	1.41	1.41	1.41	—	0.34
32	0.88	0.83	0.27	1.04	1.04	—	—	0.30
33	0.62	0.61	0.07	0.13	0.86	—	—	0.07
34	0.72	0.71	0.06	0.89	—	—	—	0.10
35	0.84	0.83	0.07	1.03	—	—	—	0.08
36	0.58	0.56	0.08	0.37	0.90	—	—	0.09

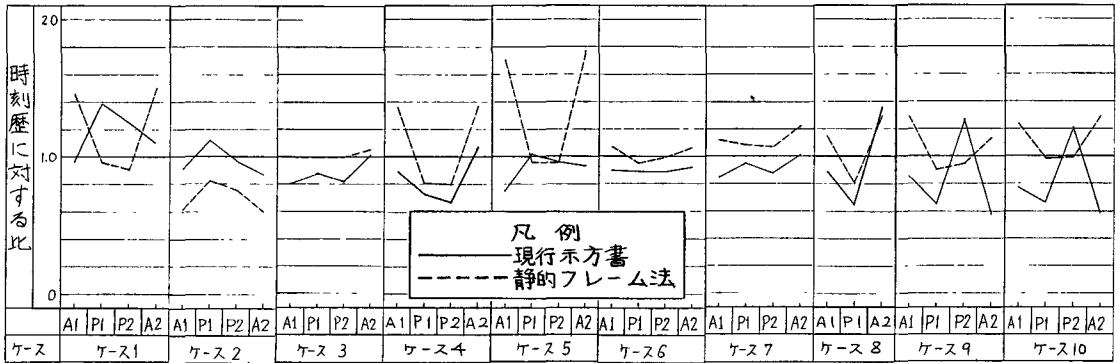


図1(a) 橋脚橋台基部における最大曲げモーメントの比較(ケース1~ケース10)

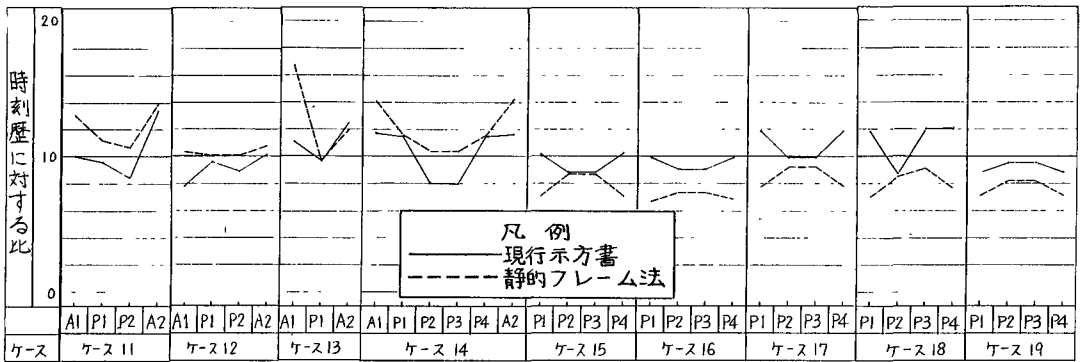


図1(b) 橋脚橋台基部における最大曲げモーメントの比較(ケース11~ケース19)

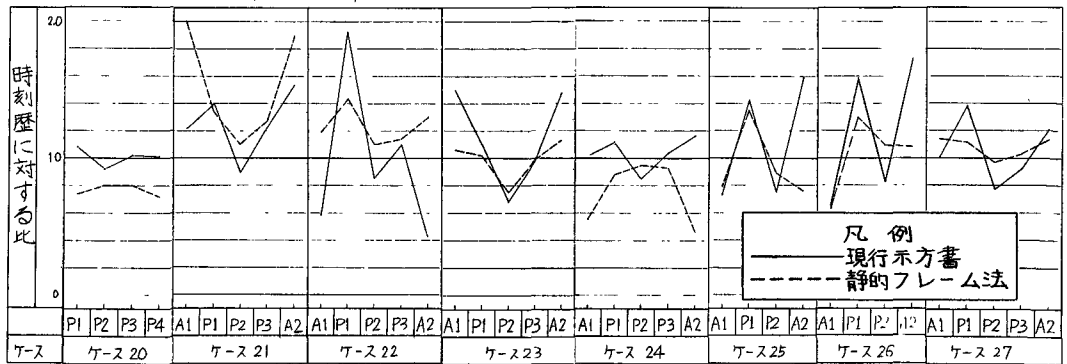


図1(c) 橋脚橋台基部における最大曲げモーメントの比較(ケース20~ケース27)

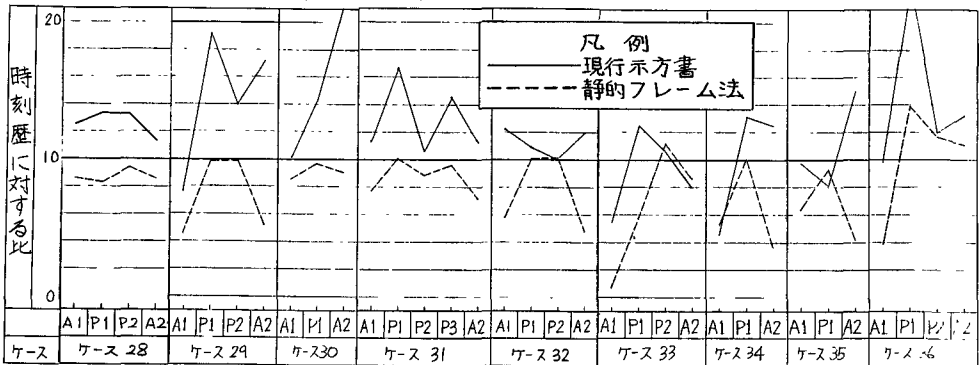


図1(d) 橋脚橋台基部における最大曲げモーメントの比較(ケース28~ケース36)

図1は各下部構造基部における時刻歴地震応答解析による最大曲げモーメントに対する静的フレーム法および現行の道路橋示方書による最大曲げモーメントの比を示したものである。図2(a)および(b)は各橋脚基部における最大曲げモーメントを時刻歴地震応答解析による値と、それぞれ静的フレーム法および現行の道路橋示方書による値を比較したものである。現行の道路橋示方書による方法が十分であると考えられる場合もあるが、静的フレーム法のほうがよりばらつきが小さいと言える。

図3は最も高い橋脚(54m)を有するケース34における最大曲げモーメントの分布を時刻歴地震応答解析、静的フレーム法および現行の道路橋示方書による方法の3者について比較したものである。橋脚中間部では、高次モードの影響により時刻歴地震応答解析による最大曲げモーメントが、静的フレーム法および現行の道路橋示方書による最大曲げモーメントより大きくなっており、このような場合には高次モードの影響まで考慮できる応答スペクトル法等による耐震計算が必要であると考えられる。

4. まとめ

以上、静的フレーム法の適用性について検討を行ったが、さらに静的フレーム法の適用可能範囲を明らかにしていく必要がある。

(参考文献)土研資料第2148号、連続橋の耐震設計法—(その1)単一モード法の適用性の検討—、昭和59年9月

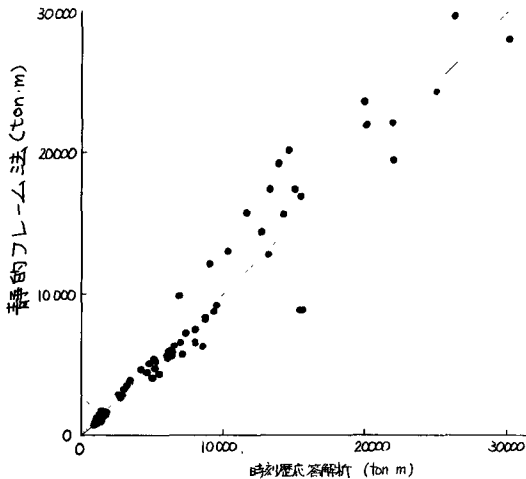


図2(a) 時刻歴応答解析と静的フレーム法の比較 (橋脚基部における最大曲げモーメント)

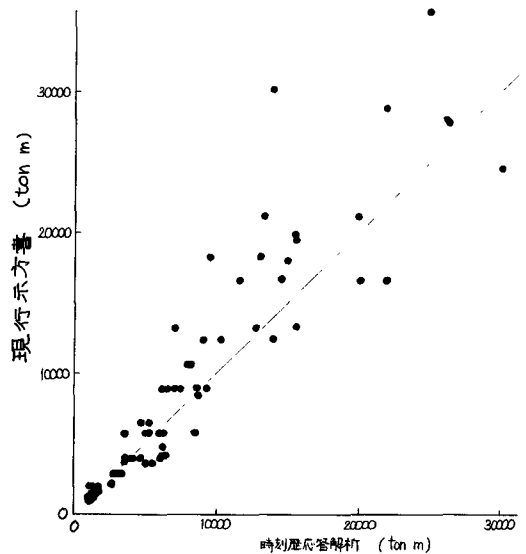


図2(b) 時刻歴応答解析と現行示方書の比較 (橋脚基部における最大曲げモーメント)

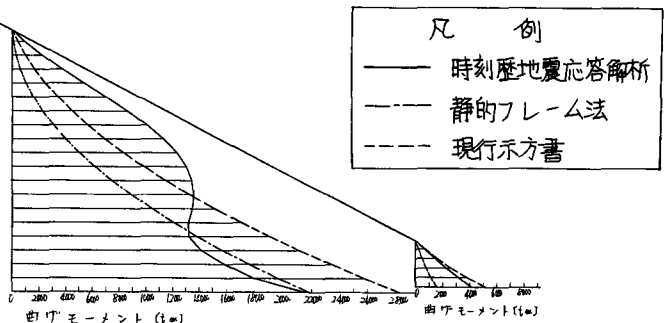
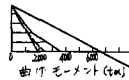


図3 ケース34における最大曲げモーメントの分布