

昭和大橋の震害と動的解析

著者	大久保 忠良, 栗林 栄一, 岩崎 敏男
雑誌名	防災科学技術総合研究報告
号	12
ページ	11-20
発行年	1966-03-31
URL	http://id.nii.ac.jp/1625/00002534/

昭和大橋の震害と動的解析

大久保忠良・栗林栄一・岩崎敏男

建設省土木研究所

On the Damage and the Response Analysis of the Showa-Ōhashi Bridge

By T. Ōkubo, E. Kuribayashi and T. Iwasaki

Public Works Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo

Abstract

This paper describes the damage of the Showa-Ōhashi Bridge caused by Niigata Earthquake and the result of the dynamic response analysis to solve the cause.

The earthquake occurred at Niigata District in Japan on the sixteenth of June in 1964, and destroyed the bridge two weeks after its completion.

The earthquake brought a great deal of damage in it, in the superstructure, one span fell down into the river completely, and moreover, the movable supported ends of four spans fell down, and then in the substructure, two piers fell down completely and other piers and two abutments were bent or tilted.

After the earthquake we carried out the vibration tests in the slightly damaged portion of the bridge in September 1964, in order to measure the dynamic characteristics. On the other hand, the dynamic response spectra by Niigata Earthquake were calculated and we composed with the average response spectra. The magnification factors of the response spectra of accelerations by Niigata Earthquake are for longer periods than 1.2 seconds, larger than those of the average response spectra.

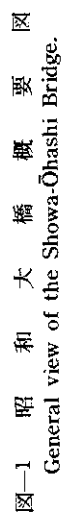
The dynamic response analysis on the Showa-Ōhashi Bridge indicated that the natural periods of the bridge could be estimated at 2.3 to 6.1 seconds when the liquefaction of the saturated sandy soil occurred in the surface layer 10m deep. As the deformations at the top of pier will be able to reach 2m in the superstructure, it is thought the movable end falls down into the river at least.

Hence, it is concluded that the great damage of the bridge may be due to the extreme characteristics of the earthquake motion and the liquefaction of the sandy soil.

1. 被害の状況および地盤の状況¹⁾

新潟市内の信濃川に架る昭和大橋（主要地方道・新潟県・図一1参照）は竣工後間もなく裏日本北部を襲った昭和39年6月16日の新潟地震で写真一1, 2, 図一2および表一1に示すように、橋長 303.9m, 12 連の内5連の単桁（活荷重合成、幅員 24m, 支間長 27.14m）が、信濃川中に落下した。ここで本橋の中央に位置する橋脚 P_6 が支持していた G_6 , G_7 桁の支承構造がいずれも可動番であったことは、興味深い点である（左岸より数えて i 番目の橋げたと橋脚を夫々 G_i , P_i であらわすことにする）。 G_6 桁は両支点共に P_5 , P_6 橋脚上から離脱して水中

に没してしまい、橋脚 P_5 , P_6 は河流方向から見れば朝顔型に頭部を両岸に向けて、河底部付近で屈曲し、倒壊して水没した。桁の落下にともない、その他の橋脚にもはなはだしい傾斜を生じ、その程度は橋梁全長の中央部程大きく、最大値は P_4 で約 $1/9$ に及んだ。右岸側に比べて左岸側の被害が大きく、左岸橋台は河心へ向って橋軸線上で約 1.2m 押し出し、あたかもそれだけ橋長が短縮された観を呈していた。桁の落下順序は、橋端の接触、喰い込みなどの傷痕を綿密に調べた結果、 P_6 上の G_6 の可動側の桁端の落下から始まったことが明らかになった。これにともない P_6 が倒壊し、つづいて P_5 が倒壊



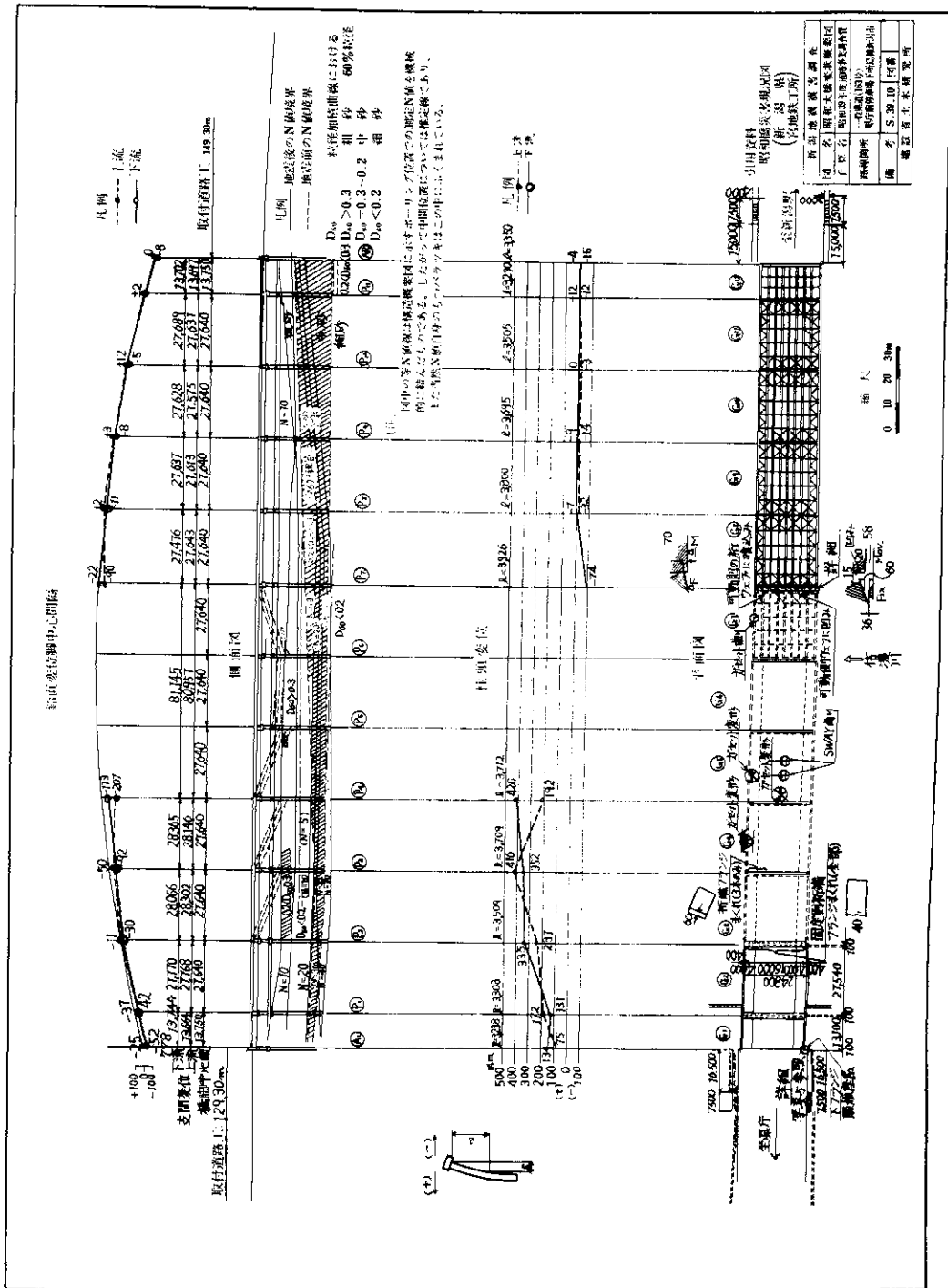


图-2 昭和大橋被害概圖
General view of the damage to the Showa-Ōhashi Bridge.



写真-1 落橋した当時の昭和大橋
Five girders of the Showa-Ohashi Bridge fallen down into the Shinano River.

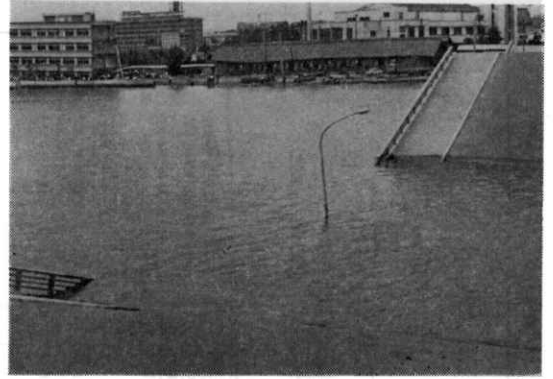


写真-2 水中に没した G₆ ゲタ
A girder in the mid span fallen down into the river except the post.

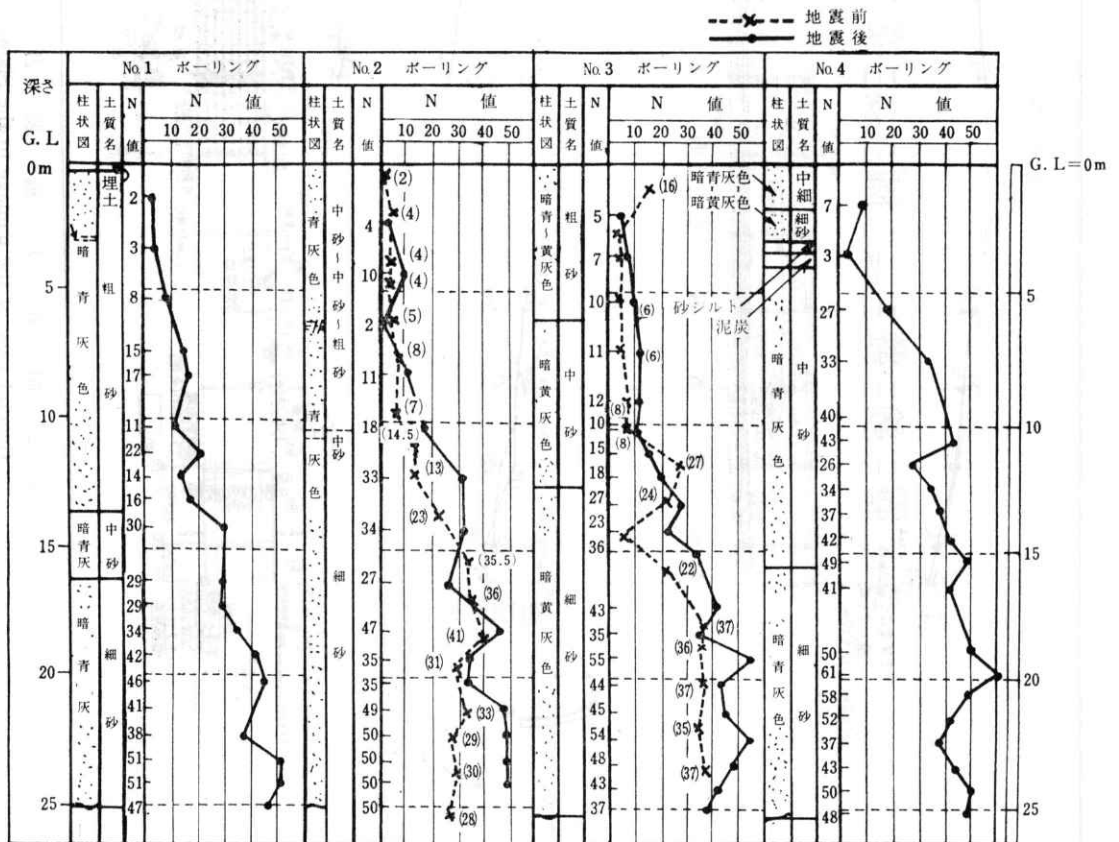
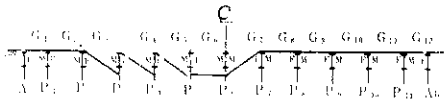


図-3 昭和大橋の土質柱状図および標準貫入値
Soil profiles and standard penetration values of the Showa-Ohashi Bridge.

表—1 実測による橋の変形 (mm)
Practically measured deformations
of the bridge (in mm).



	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S
Δh	25	23	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
E	5	75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
S _F	60	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
A _m	19	90	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
d	12	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Δh 伸縮継手位置で測った路面の高低差
E ソールプレート中心と可動部中心とのずれ
S_F コーピング部支床中心と内定部中心とのずれ
A_m 可動端ソールプレート周囲と各との隙隙によるベンキのはがれ
d アンカーボルトの抜け出し量(固定部)

し、以後連鎖的に G₇, G₈, G₄, G₃ が落下したものと推

定される。

下部構造は、9本の単列杭(径609.6mm, 上杭16mm×12m, 下杭 9mm×13m)からなる杭式橋脚であり杭の先端部は N 値 30 以上の細砂層中に貫入している。中央から左岸寄りの河底下約 10m の地盤は N 値10以下の粗砂 (D₆₀≥0.3mm) であった。地震後ボーリングによって採取した昭和大橋をはじめ多数地点の土質試料の試験ならびに 現位置試験の結果¹⁾(図—3, 4, 5, 6, 7; 表—2, 3 参照) 及び建築物の支持層の N 値と地震時の沈下量の関係²⁾ などから、少なくともこの河底下の表層約 10m では地震時に液状化が起ったものと考えられる。このことは P₄ 橋脚から引抜いた 1 本杭の図—8 に示すような、変状によっても裏付けることができる。

2. 昭和大橋の実測による振動特性調査³⁾

震害が比較的軽微であった、右岸側 5 径間の橋台を含む上下部構造全体としての橋軸方向の微小振動時の振動特性調査が落橋した上部構造が除去された直後(昭和39

表—2 ボーリング位置 No. 2 における土の物理的性質
Physical properties of the soil at the boring site No. 2 just below the bridge.

深 度	試料種別 乱さ乱 ないた	粒度による 土の分類	単位体積 重 γ_s (g/cm ³)	乾 密度 γ_d (g/cm ³)	含 水 率 W (%)	比 重 G _s	空隙 率 e	粒 度 試 験										不均係数 U _c	最大粒度 (mm)	飽和度 (%)
								砂 分 (%)	シル ト 分 (%)	粘 土 分 (%)	60% 粒径 D ₆₀ (mm)	10% 粒径 D ₁₀ (mm)	均等	最大						
No. 2																				
ボーリング																				
2.15~2.47	○	砂	—	—	24.2	2.63	—	0.5	86.0	5.5	8.0	0.22	0.03	7.33	7.0	—				
3.00~3.10	○	礫混り 砂質ローム	—	—	31.8	2.60	—	7.5	50.5	36.0	6.0	0.27	0.0105	25.7	2.81	—				
3.00~3.80	○	砂	1.963	1.195	64.3	2.66	1.23	0	94.1	(5.9)		0.32	0.11	3.0	2.0	100				
4.15~4.45	○	〃	—	—	21.6	2.64	—	2.5	88.0	3.5	6.5	0.41	0.095	4.31	13.0	—				
5.00~5.15	○	〃	1.856	1.543	20.3	2.660	0.72	2.2	96.3	(1.5)		0.49	0.24	2.0	4.76	75				
6.15~6.48	○	礫混り 粘土質ローム	—	—	54.3	2.62	—	3.0	31.0	39.5	26.5	0.05	0.0011	4.55	7.1	—				
7.00~7.30	○	礫混り砂	1.81	1.36	33.64	2.65	0.95	9.0	85.5	3.5	2.0	1.20	0.22	5.45	8.0	94				
7.30~7.60	○	砂	1.94	1.58	23.1	2.65	0.68	0.5	97.0	2.5	0.0	0.37	0.19	1.95	5.8	91				
8.15~8.46	○	礫混り砂	—	—	24.2	2.62	—	6.0	85.5	4.5	4.0	0.54	0.098	5.51	5.1	—				
9.00~9.55	○	砂質ローム	—	—	35.3	2.67	—	2.5	61.5	23.0	13.0	0.135	0.002	77.5	13.7	—				
10.15~10.45	○	砂	—	—	21.2	2.67	—	2.5	93.0	1.0	3.5	0.54	0.23	2.43	8.20	—				
11.00~11.57	○	〃	1.82	1.42	28.3	2.63	0.85	0.0	97.0	3.0	0.0	0.31	0.165	1.88	2.0	88				
12.15~12.45	○	〃	—	—	26.0	2.64	—	0.0	87.5	6.5	6.0	0.26	0.038	6.85	3.1	—				
13.00~13.58	○	〃	2.059	1.719	19.8	2.689	0.56	0	97.1	(2.9)		0.24	0.06	2.13	2.0	95				
14.15~14.45	○	〃	—	—	26.7	2.65	—	0.0	90.5	4.5	5.0	0.235	0.0823	2.84	2.0	—				
15.00~15.10	○	〃	—	—	28.0	2.63	—	0.5	98.0	1.0	0.5	0.4	0.265	1.5	3.9	—				
15.00~15.55	○	〃	2.490	1.971	25.3	2.666	0.35	0	95.6	(4.4)		0.29	0.12	2.32	2.0	100				
16.15~16.45	○	砂質ローム	—	—	29.2	2.70	—	0	76.5	17.5	6.0	0.136	0.035	3.94	2.0	—				
17.00~17.10	○	砂	—	—	27.6	2.66	—	0	95.5	2.5	2.0	0.33	0.14	2.4	2.0	—				
17.27~17.55	○	〃	2.01	1.61	24.4	2.72	0.69	0	84.0	11.0	5.0	0.157	0.047	3.415	2.0	96				
18.15~18.45	○	〃	—	—	27.5	2.69	—	0	77.5	15.5	7.0	0.140	0.03	4.67	2.0	—				
19.15~19.45	○	〃	—	—	26.9	2.67	—	0	81.0	12.5	6.5	0.155	0.035	4.43	2.0	—				
20.15~20.45	○	〃	—	—	29.0	2.70	—	0	82.5	13.5	4.0	0.14	0.057	2.46	0.85	—				
21.15~21.45	○	砂質ローム	—	—	28.7	2.70	—	0	79.5	14.5	6.0	0.135	0.043	3.14	0.85	—				
22.15~22.44	○	砂	—	—	28.2	2.67	—	0	73.0	19.0	8.0	0.13	0.03	4.33	0.85	—				
23.15~23.39	○	〃	—	—	27.7	2.69	—	0	84.0	10.0	6.0	0.115	0.05	2.30	0.85	—				
24.15~24.45	○	砂質ローム	—	—	28.1	2.68	—	0	79.0	17.0	4.0	0.133	0.038	3.50	0.85	—				
25.15~25.43	○	〃	—	—	28.8	2.65	—	0	79.0	17.0	4.0	0.145	0.022	6.59	2.0	—				

表-3 ボーリング位置 No. 3 における土の物理的性質
Physical properties of the soil at the boring site No. 3 just below the bridge.

深 度	試料識別 乱さ ない た	粒度による 土の分類	単位体積 重 (γ_s) (g/cm^3)	乾燥密度 (γ_d) (g/cm^3)	含水比 (W) (%)	真比重 (G_s)	空隙比 (e)	粒 度 試 験										飽和度 (%)
								砂	分	砂	分	シルト	粘土	60% 粒径 (D_{60}) (mm)	10% 粒径 (D_{10}) (mm)	均等係数 (U_c)	最大粒度 (mm)	
No. 3 ボーリング																		
2.30~2.90	○	砂	1.84	1.53	20.4	2.67	0.74	0.5	92.5	5.0	2.0	0.37	0.117	3.16	4.50	73.6		
3.15~3.46	○	"	—	—	23.5	2.67	—	0.5	94.0	1.0	4.5	0.385	0.17	2.26	4.20	—		
4.00~4.60	○	"	1.83	1.49	22.8	2.67	0.79	0.5	94.5	2.0	3.0	0.323	0.11	2.94	4.00	77.1		
5.15~5.46	○	"	—	—	25.6	2.63	—	2.0	92.5	2.5	3.0	0.36	0.16	2.25	0.92	—		
6.00~6.60	○	"	1.97	1.61	22.0	2.67	0.66	0.5	94.5	1.0	4.0	0.285	0.103	2.76	4.10	89.0		
7.15~7.46	○	"	—	—	21.8	2.68	—	0.0	92.0	4.0	4.0	0.23	0.087	2.645	2.00	—		
8.00~8.60	○	"	1.88	1.49	29.3	2.66	0.79	0.0	96.0	2.0	2.0	0.26	0.145	1.79	0.85	74.7		
9.15~9.46	○	"	—	—	24.9	2.67	—	0.0	92.0	4.0	4.0	0.27	0.12	2.25	2.00	—		
10.15~10.46	○	"	—	—	23.9	2.63	—	0.0	95.5	2.5	3.0	0.37	0.22	1.68	2.00	—		
11.15~11.46	○	"	—	—	24.1	2.64	—	0.0	94.0	2.0	4.0	0.38	0.206	1.854	2.00	—		
12.15~12.46	○	"	—	—	23.8	2.66	—	0.0	93.0	3.0	4.0	0.27	0.115	2.35	2.00	—		
13.15~13.46	○	"	—	—	25.7	2.66	—	0.0	92.0	4.0	4.0	0.23	0.097	2.37	0.85	—		
14.15~14.46	○	"	—	—	27.7	2.64	—	0.0	90.0	5.0	5.0	0.283	0.07	4.67	2.00	—		
15.15~15.46	○	"	—	—	25.4	2.67	—	0.0	89.0	7.0	4.0	0.185	0.064	2.89	2.00	—		
16.00~16.45	○	"	2.03	16.0	26.5	2.74	0.71	0.0	88.0	9.0	3.0	0.15	0.068	2.21	0.85	100		
17.15~17.45	○	"	—	—	28.0	2.69	—	0.0	85.0	9.0	6.0	0.145	0.047	3.08	0.85	—		
18.15~18.45	○	"	—	—	24.1	2.67	—	0.5	85.0	7.5	7.0	0.175	0.05	3.50	4.10	—		
19.15~19.45	○	"	—	—	23.8	2.69	—	0.3	85.0	8.0	6.0	0.155	0.056	2.77	3.00	—		
20.15~20.45	○	"	—	—	24.3	2.70	—	0.0	85.0	8.5	6.5	0.17	0.053	3.21	2.00	—		
21.15~21.45	○	"	—	—	26.1	2.71	—	0.0	83.0	10.0	7.0	0.118	0.058	2.035	2.00	—		
22.15~22.45	○	"	—	—	26.5	2.67	—	0.5	85.0	8.5	6.0	0.17	0.058	2.953	9.30	—		
23.15~23.45	○	"	—	—	28.7	4.66	—	0.0	89.0	5.0	6.0	0.134	0.065	2.20	2.00	—		
24.15~24.45	○	"	—	—	31.4	2.64	—	0.0	91.0	3.5	5.5	0.15	0.082	1.83	0.85	—		
25.15~25.45	○	砂質ローム	—	—	27.3	2.63	—	0.0	67.0	25.5	7.5	0.123	0.027	4.555	2.00	—		

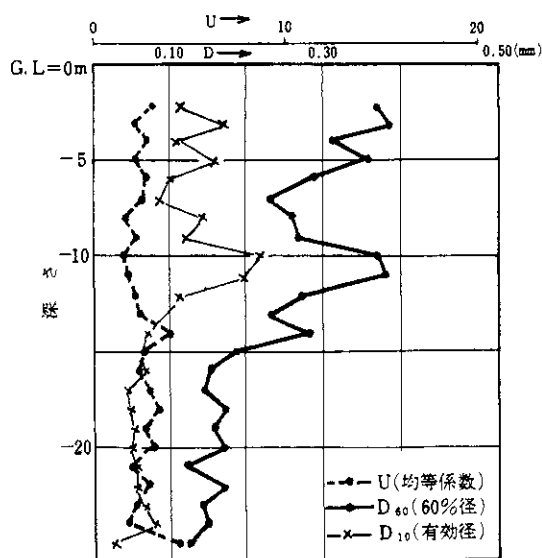


図-4 砂質土の粒度と表層の深さとの関係
Relation between the grading of the sandy soil
and the depth below the ground surface.

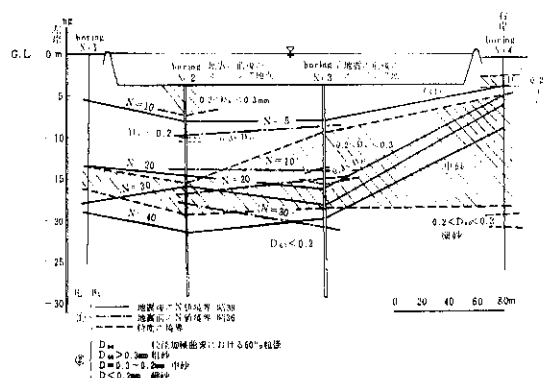
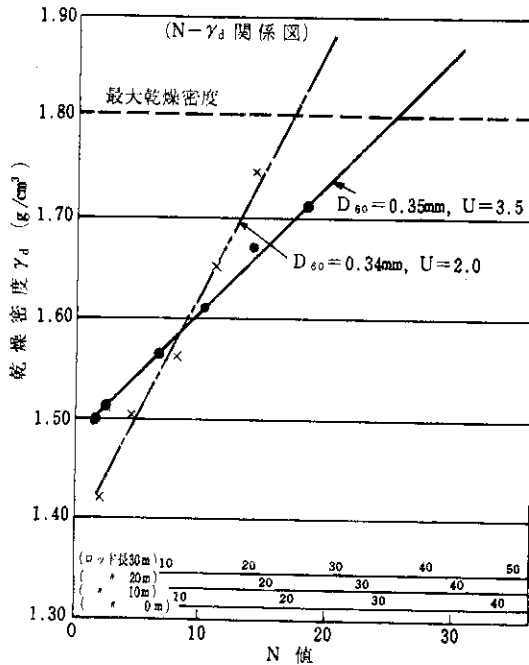


図-5 橋軸に沿う地盤の一般的条件
General conditions in the ground along
the bridge axis.

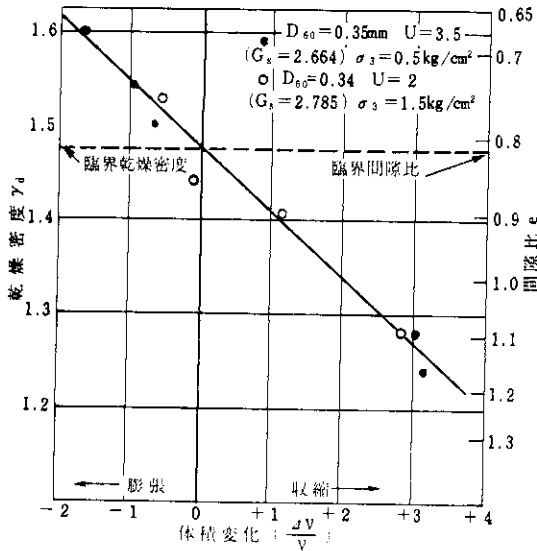
年9月)に行なわれた。その結果を要約すると、次の通りである。

- ・減衰定数 (n/p): 0.02~0.04
- ・5径間上下部構造全体の固有周期 (一次): 0.49秒



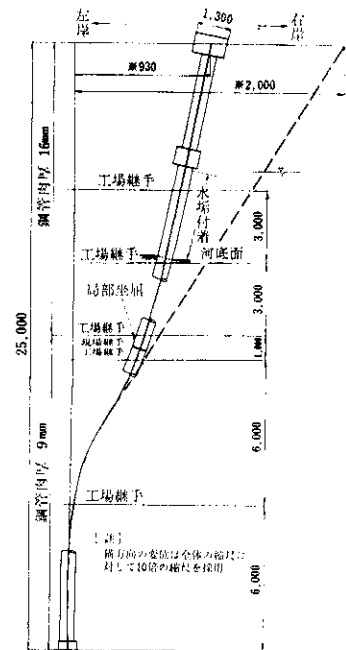
図—6 室内実験による標準貫入値と土の乾燥密度との関係

Relation between the standard penetration values and the dried density of soil by the laboratory test.



図—7 室内実験による土の容積変化と乾燥密度との関係

Relation between the volume change and dried density of soil by the laboratory test.

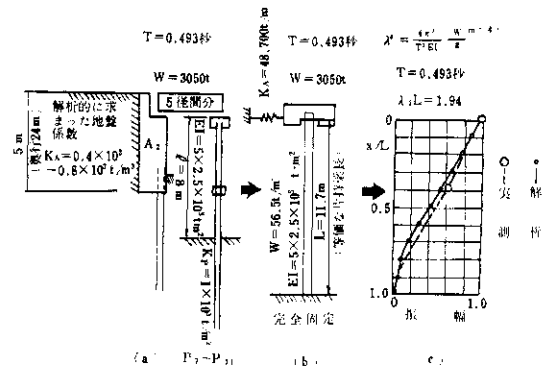


図—8 橋左岸から4番目の橋脚位置におけるパイルの変形

Deformation of a pile pulled out in the fourth pier from the left bank side of the bridge.

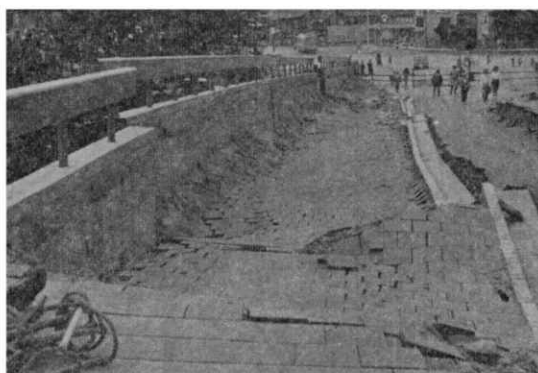
・橋脚の変形モード：図—9(c)の点線

変形モードを支配する要素を検討した結果、つぎのような力学モデルを採用することによって実測されたモー



図—9 実測結果およびその検討

A proposed mode, measured deflection in the dynamic test and the assumed mechanical system of the bridge.



写真—3 昭和大橋左岸取付道路の破壊
Damage to the approach road at the left bank side of the bridge.



写真—4 昭和大橋左岸橋台の破壊
Damage to the left side abutment of the bridge.

ドの説明ができると考えられる。

上部 5 径間が、ほぼ同位相、同振幅で振動している(すなわち支承の摩擦によって、全径間が連続構造のごとく一体となって運動している。)ことから、これを一質

点と考え、これが 5 基の橋脚と橋台によって支持された力学モデルをとるのが適当である(図—9(a)).

橋脚の杭の側方地盤係数は他の資料より大略、 $K_p = 1\text{kg/cm}^3$ (10st/m^3) と推定されるが、橋台背面の地盤係数 K_A は上記の振動特性調査の結果から解析的に求めなければならない。このため図—9(a)に示したモデルにつき、橋脚及び橋桁に対しては $K_p = 1\text{kg/cm}^3$ とした場合と杭頭変位が一致するような底部固定の片持梁と考え、橋台に対しては、その振動モードがロッキングのみ、または平行運動のみとして取扱い、モデル化した力学系としての固有周期が実測固有周期 0.49 秒に一致するよう橋台のパネ定数 k_A 、ひいては地盤係数 K_A を求めることとし、 $k_A = 48,700\text{t/m}$ 、 $K_A = 0.4 \sim 0.8\text{kg/cm}^3$ ($0.4 \sim 0.8 \times 10\text{st/m}^3$) を得た(図—9(b)).

更にこの系(図—9(b))の変形モードを計算して描くと図—9(c)のようになる。この検討の仮定と結果を要約すれば、つぎのようになる。

仮定:

1. 橋脚の杭周辺の基礎地盤係数を 1kg/cm^3 とする。
2. 橋脚 5 基、橋台 1 基からなる力学モデルの固有周期は 0.49 秒である。
3. 変形モードは実測値と計算値が近似したモデルを採用する。

結果:

橋台背後の土の基礎地盤係数は $0.4 \sim 0.8\text{kg/cm}^3$ である。

結論:

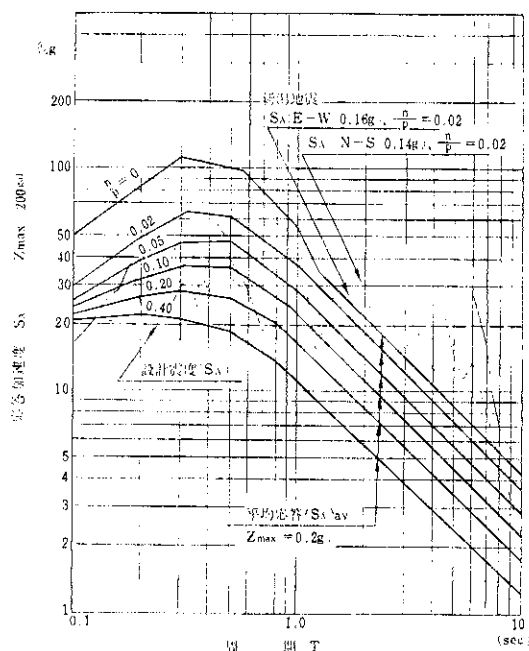
従って、この数値は、粗砂に対しては妥当であると考えられるので、仮定したモデルを採用してよいものと推定する。

以上の推定は微小振動の測定から得られた固有周期に基くものであるが、大振幅の振動変位を起した場合を考えると、可動支承における上下部構造の摩擦による力をはるかに越えた慣性力が作用することになり、隣接径間がそれぞれ独立に振動するとみなして差支えないであろう。従って、隣接する橋脚間の衝突現象を無視すると、一橋脚と一スパンの上部構造という力学モデルを考えるとが妥当になる。このモデルについて地盤係数を前記のとおり $K_p = 1\text{kg/cm}^3$ として固有周期を求めてみると約 2.3 秒になる。この値は橋台背後の地盤係数及び橋脚と橋脚との摩擦力を考えれば、微小振動時の実測固有周期の 0.49 秒と矛盾するものではない。

地震動によって地盤の剛性が低くなった場合には、固有周期が更に長くなることが容易に推察できる。

3. 動的解析の結果¹⁾²⁾

地震応答の解析法には大別して二通りの方法がある。一つは、あらかじめ地震動の記録から（図—10に示すような）地震応答曲線を求めておいて、それを構造物の力

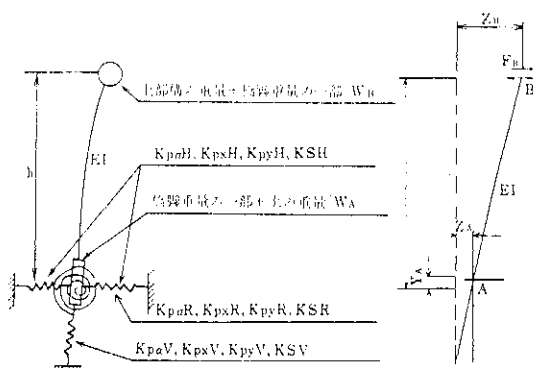


図—10 加速度応答スペクトル曲線
Acceleration response spectrum curves.

学モデルに作用させて、地震時の変位、震度、断面力などの応答を求める方法であり、もう一つは、力学モデルに直接、地震波形を作用させて応答を求める方法である。後者の直接積分による方法については、現在杭の降伏条件も加味した計算を実施中であるが、今回は前者の応答スペクトルによる方法を用いた応答計算の結果によって考察していくことにした。

応答スペクトル曲線としてはつぎの四種を用いた。地震応答の一般的性質を示している平均応答スペクトル曲線（地盤の最大加速度 Z_{max} が $0.2g$ ）、新潟地震記録の $N-S$ 成分（ $Z_{max}=0.14g$ ） $E-W$ 成分（ $Z_{max}=0.16g$ ）、による二種の応答スペクトル曲線および周期に関係なく設計震度（ 0.2 ）に等しいスペクトル曲線である。力学モデルは一橋脚と一スパン分の上部構造を図—11のように二つの部分の重量と三つのバネで代表し、下部質点は回転慣性をもつものとした¹⁾⁵⁾。

上部質点の重量は $590\sim 630\text{ t}$ 、下部質点の重量は $30\sim$



図—11 力学モデル
Mechanical systems of the bridge to analyse the response.

70 t 、橋脚の地表（河底）上の自由長は 8 m （実在地盤）、 12 m 、 18 m （液状化した表層 10 m の部分を 2 段階に分けて自由長に加算した）、杭径は 609.6 mm のほかに参考のために 812.8 mm 、 $1,016\text{ mm}$ を採り、減衰定数は $n/p=0.02$ （臨界減衰の 2% ）とした。

計算結果の要約を表—4 および表—5 に示してある。表—4 には径 609.6 mm 、自由長 8 m のモデルの橋脚に、応

表—4 動的応答解析から導いた変位
Displacements derived from the dynamic response analysis.

杭径 ϕ (mm)	609.6			812.8			1,116			摘 要
応答スペクトルの種類	1 (m)			8	12	18	8	12	8	
$(S_A)=0.2g=\text{const}$ (地動=0.2g)	*1.0	2.7	7.3	0.5	5.0	0.3	3.2	$k=k_{SL}$ $=1\text{ kg/cm}^3$ $n/p=2\%$		
$(S_A)_{av}$ (地動=0.2g)	0.8	1.3	2.2	0.5	1.8	0.5	1.5			
$(S_A)_{E-W}$ (地動=0.16g)	1.3	2.4	5.0	0.7	3.6	0.2	3.0			
$(S_A)_{N-S}$ (地動=0.14g)	1.6	2.3	10.0	0.8	4.4	0.3	2.2			
一次の固有周期(秒)	2.3	3.7	6.1	1.6	4.1	1.25	3.1			

* この場合 $Z_H=26\text{ cm}$

答加速度スペクトルが周期に関係なく設計震度（ $0.2g$ ）の値を保つとした場合の地震力を作用させた時の橋脚頂部の変位（ 26 cm 、これは静的計算による変位とほぼ同じであった）を基標とし、それに対して他の応答スペクトルを用いた場合および杭の条件をかえた場合の変位の比を示してある。表—5 には、各ケースの水平力応答を示してある。

杭の変形特性が変位量の大きさによって変化しないと

表一5 動的応答解析から導いた剪断力
Shearing forces derived from the dynamic
response analysis.

応答スペクトルの種類	杭 径 ϕ (mm)		609.6		812.8		1,016		摘 要
	l (m)		8	12	18	8	12	18	
(S_A) = 0.2g = const	t	t	124	135	140	135	155	145	$k = \frac{k_{SL}}{n/p} = 1 \text{ kg/cm}^3$ $n/p = 2\%$
(S_A) av	t	t	105	85	105	155	120	215	
(S_A) E-W	t	t	165	125	135	175	185	120	
(S_A) N-S	t	t	200	120	230	210	165	155	

(注) 一橋脚当りのせん断力

仮定すると、表一4から地盤の表層10mが液状化した場合を規定すれば橋脚頂部の変位は1.3m (E-W成分)～2.6m (N-S成分)に達することになり、橋軸方向が南北に近いことを考慮すると、予想外の大きな変位を生じたものと推察される。

また、この場合の固有周期は約6秒であり、長周期でのこのように大きな応答は新潟地震の特異性を物語っているものである。

4. 本橋の地震時の安定計算

本橋の場合設計時には設計震度を0.2（水平に作用する力が重力の20%）として、当時の一般的な設計方書等に従って、安定を検討してあった。

5. むすび

昭和大桥が落橋した原因はつぎのように推理することができる。左岸側橋台が河心側に押し出したことだけで

は、G₀桁の可動端（右岸側）がまずP₀上から離脱したことが説明できない。したがって振動的要因を求めてみると、次のようなことがいえるであろう。地震時に地盤の表層部10mが次第に液状化していく過程で橋脚の見掛けの自由長が大きくなり、応答計算にみられるような大きな変位を生じはじめた。変位の大きさが0.4m程度に達すると図一8に見られるような局部的な杭の損傷が生じ、崩壊しはじめ、橋台の押し出しによって崩壊に決定的なピリオドが打たれたものと推定される。

このような大災害の教訓として、地震被害を防止し、あるいは最小限度に抑止するには、計画、調査、設計、施工の各段階を通じて一貫した耐震の配慮を払わねばならないということが挙げられる。特に設計上の問題点としては、地震時に地震災害をもたらす可能性のある東京、中京、大阪、岡山などの地下水位の高い軟弱地盤、砂質地盤では地盤表層における地震時の水平抵抗を設計上期待できないことを念頭に置くことが必要ではないであろうか。また設計指針としては、変位を規制し、橋梁各部の連結を充分にし、杭式橋脚では多列杭形式の使用を奨め、かつ上下部構造を通じ一貫した耐震設計を行なうべく改善していく必要があると考えられる。貴重な代償を払って、上記のような問題点を再確認したわけであるが、今後の課題として、耐震設計あるいは震度の分析をより合理的に行なうためには、(1)全国的な地盤調査、(2)強震観測、(3)砂質土の性質変化の定量的評価、などの調査を進めることが不可欠である。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所：土木研究所報告125号
新潟地震調査報告，第5編橋梁関係の被害 昭和40年1月
- 2) 建設省土木研究所：新潟地震調査資料 No. 1 昭和39年10月
- 3) " : " No. 3 昭和40年2月
- 4) " : " No. 2 昭和40年2月