

III-11

小見川橋R橋脚基礎の振動性状について

千葉県土木部道路建設課 正員 緒方 司
 千葉県土木部道路建設課 正員 ○山田 雄三
 川崎製鉄(株)建設開発部 正員 行友 浩

1. 概要

小見川橋は千葉県小見川町と茨城県鹿島工業地帯を結ぶ主要地方道成田小見川鹿島港線における利根川および常陸川に架設された利根川橋梁と常陸川橋梁とからなる。一般平面図を図1に示す。橋長822.2m(利根川橋梁分)、総幅員25mのランガー橋(主径間部6連)で昭和48年完成した。R橋脚の基礎として図2に示すように支持地盤が深いため、脚つき鋼管矢板井筒を採用した。鉛直荷重1771.5t、水平荷重627.8t、モーメント6956.2t・mの設計荷重に対して図3に示すような構造とした。

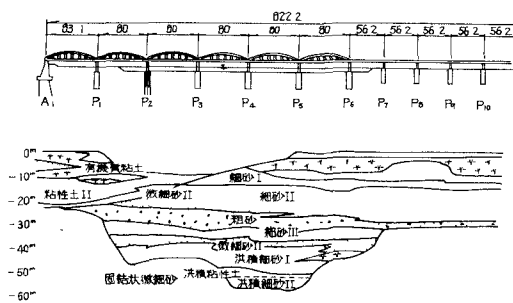


図2 小見川橋断面図および地層図

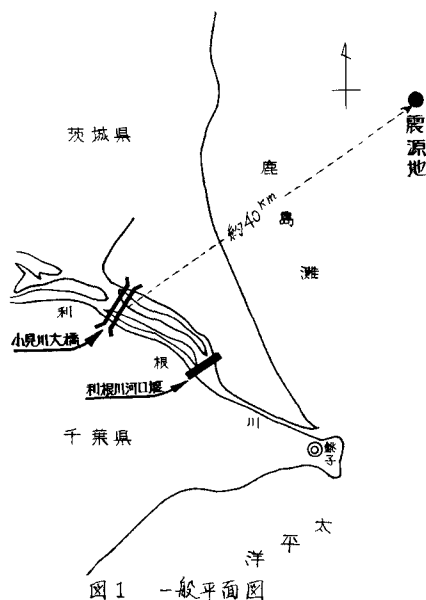


図1 一般平面図

橋梁上部工の架設以前に、R橋脚天端に起振機を設置し橋梁下部工だけの橋軸水平方向の強制振動試験を行ない、共振曲線を描き固有振動数と減衰定数を求めた。さらに橋梁完成後、R橋脚天端と堤内地盤に強震計(SMAC-E, E₂)を設置し、それぞれの実地震波を記録した。ここで示すものは昭和48年7月20日 鹿島灘沖、深度40kmの地点に震源地をもつ地震波(鉦子にて震度3)である。本論文は強制振動試験と実地震波から得られた固有周期をもとに小見川R橋脚基礎の振動性状について考察するものである。

2. 強制振動試験

橋梁上部工を架設する以前にR橋脚天端に起振機を設置し、橋軸水平方向に強制振動試験を行なった。起振機は建設省土木研究所の40t型起振機で、その仕様および起振力特性は表1および図4に示す。偏心重錘をとりつけた回転アームを回転させることによって水平一方向の振動外力を発生させる装置であり、起振力は $(\text{偏心質量}) \times (\text{偏心距離}) \times (\text{回転数})^2$ に比例するので、偏心重錘(W)が0枚、4枚、16枚、24枚の4段階について試験した。各々について、振動数1~13Hzの範囲で5または10rpm間隔に増減し、起振力0~40tを与えた。図5に測定計器の配置を示す。

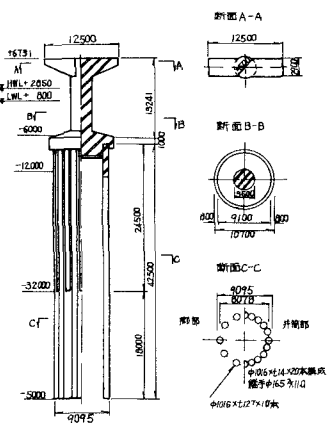


図3 P2橋脚の構造

表1 40T型起振機の仕様

起振力 (t)	偏心重錘 (枚)	最大 起振力 (t)	加振 方向	加振可能な 振動数範囲 (Hz)	振動数 f (Hz)での 最大起振力 (t)	加振降路	寸法 (m)	重量 (t)	使用モーター
40	$W=16, 24$	40	水平	1~6	$1.14 f^2$	5	$12 \times 21 \times 14$	2	AS 40HP
	$W=4, 8$	約 40		1~9	$0.46 f^2$				
	$W=0$	20		1~13	$0.12 f^2$				

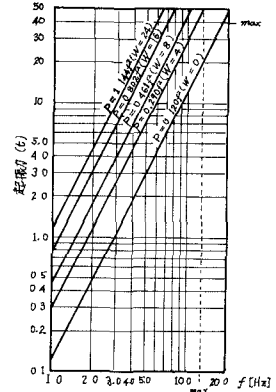


図4 起振力特性

P_1 , P_2 橋脚, 鋼管矢板井筒および河床に設置した地震計(加速度計)と鋼管矢板のひずみゲージによって検出し, 増幅路を通して電磁オシログラフに記録した。ここでは紙面の都合上, 重錘0枚および重錘16枚における P_2 橋脚天端の水平振動について述べる。

強制振動試験によってえられた共振記録を図6および図7に示す。図6は重錘0枚における P_2 橋脚天端の共振曲線で水平方向の単位起振力あたりの変位を縦軸にとって, 振動数に対してプロットした。かなり明瞭な共振曲線が得られ共振振動数はほぼ4.3Hzとわかる。図7は重錘16枚における P_2 橋脚の共振曲線である。この場合は明瞭なピークを示す共振曲線は得られなかったが常時微動測定値のスペクトル解析から求めた固有周期と対比してみるとほぼ2.2Hzの点で共振点があると思われるものと推定される。なお共振時の起振力は2~4tであった。

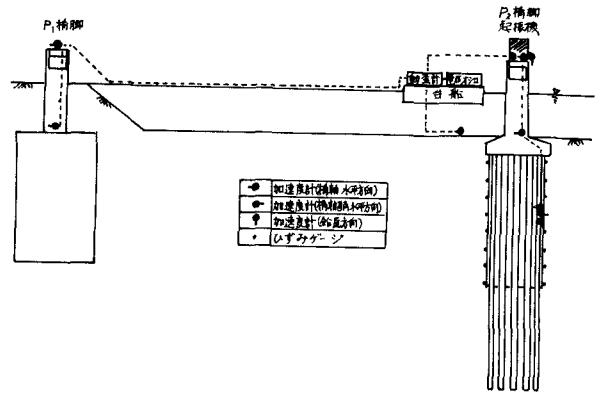


図5 測定計器の配置

また P_2 橋脚天端での減衰定数については $h_H = \gamma_s / (2 \cdot \gamma_{max})$ ここに, γ_{max} は共振時最大変位, $\gamma_s = P/K_s$, P は起振力(表1参照), K_s は静的バネ定数($\approx 310 \text{ t/cm}$)^{1), 2)}として求めると, 重錘0枚の場合 $h_H = 0.16$, 重錘16枚の場合 $h_H = 0.14$ である。同様にして鋼管矢板井筒天端における減衰定数を求めたところ $h_H = 0.29$ となり鋼管矢板井筒を基礎とした場合の構造物は比較的大きな減衰性を示したことを述べておく。なお図6, 図7の●印または○印は各々振動数の増加または減少過程における値である。

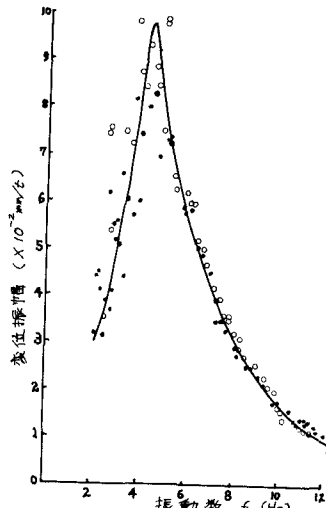


図6 水平振動($W=0$)の共振曲線

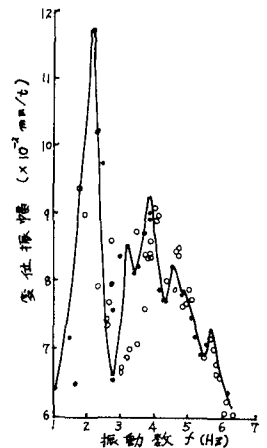


図7 水平振動($W=16$)の共振曲線

3. 地震記録

昭和48年7月20日 17時13分におこった地震の震源は北緯36度04分, 東経141度, 深度40km に位置する。 P_2 橋脚上に設置されている強震計(SMAC-E)による橋軸水平方向加速度記録を図8に示す。記録全体を示すこと

ができなかったので周期の読みとりが容易な部分を示した。

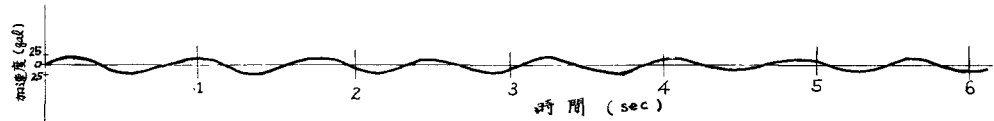


図8 地震応答波形（橋軸水平方向加速度）

これより固有周期0.82sec，振幅25galとわかる。なお橋軸直角水平，鉛直方向の記録ペンはほとんどふれておらず読みとり不可能のため示さなかった。同時点における地盤の振動記録は十分でなかったのでここでは参考記録として，小見川橋より下流約9kmの地点にある河口堰における地盤の同時記録を図9に示しておく。この波形の自己相関およびスペクトル密度から地盤の固有振動数は2~4Hzと推定される。

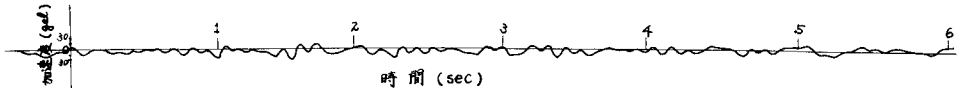


図9 利根川河口堰地震応答波形

4. モデル解析

鋼管矢板井筒を弾性支承上の梁におきかえ，その変形特性がChangの式に基づくものと考えた振動モデルを設定する。したがって躯体および基礎体の質量を数個の質点に集中させ，Changの式から得られた変位の逆行列をバネ定数と考えたせん断型の質量－バネ－ダッシュポット系の線形モデル（図11）を仮定し，その固有値解析を行なった。また図10に呂橋脚付近の土質柱状図を示すとともに，振動モデルに用いたN値を示した。

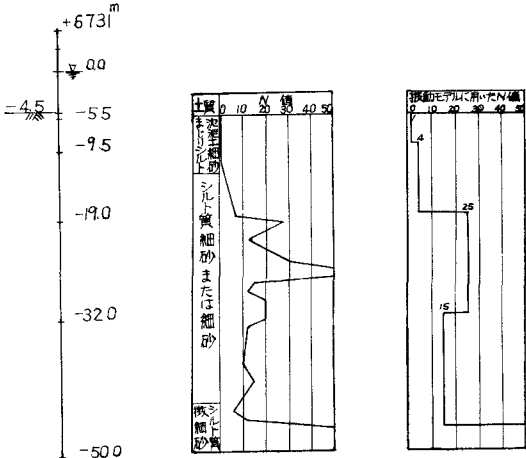


図10 土質柱状図 と 振動モデルに用いた柱状図

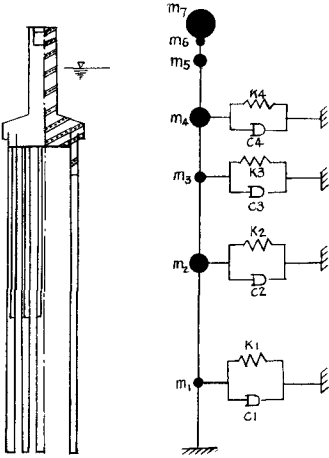


図11 呂橋脚線形振動モデル

振動モデルをつくるにあたり考慮した点は，呂橋脚の剛性の変化のしかたと，呂橋脚付近の地盤のN値の深さ方向への変化のしかたである。基礎体－地盤系は線形的な履歴復元力特性を有し，振動は並進だけだとすると，

この振動系の運動方程式は
$$\frac{W_i}{g} \ddot{y}_i + C_i \dot{y}_i + \sum_{j=1}^7 \beta_{ij} y_j = -\frac{W_i}{g} \ddot{\phi} \quad (i=1, \dots, 7)$$

ここに W_i ： i 点における質点の重量， C_i ： i 点における減衰係数， $C_i=2h_i\sqrt{k_{si}W_i}$ ， h_i ： i 点における減衰定数， k_{si} ： i 点における地盤のバネ定数， β_{ij} ： δ_{ij} の逆行列， δ_{ij} ： j 点に作用する水平方向の単位荷重による i 点の水平変位， ϕ ： 基盤の入力地震加速度である。 主なインプット条件は表2に示す。

表 2 主なインポート条件 (但し7層の重量は上部工反力)

	層 厚 H (m)	N 値	横方向地盤反力係数 KH (kg/cm^2)	井筒の剛度 EI (kg cm^2)	質点重量 W (t)
ア 1 層	18	15	2.0	1.06×10^{12}	255
ア 2 層	13	25	3.8	7.79×10^{14}	368
ア 3 層	9.5	4	0.7	7.79×10^{14}	269
ア 4 層	4	1	0.2	7.05×10^{15}	600
ア 5 層	9.23			1.55×10^{14}	213
ア 6 層	3			5.34×10^{14}	193.4
ア 7 層	0				888

5. 考 察

表 3 は実地震記録, 常時微動記録, 強制振動試験およびモデル解析によって得られた R 橋脚天端の固有値を対比して示すものである。このうち強制振動試験および常時微動記録による固有値は上部工架設以前に得られたもので, 固有周期は 0.45 sec であった。小見川橋 R 橋脚周辺地盤の固有周期は得られていないが, 河川堰で得られた地盤の固有周期とほぼ同程度であると考えれば, その固有周期は 0.25 ~ 0.5 sec の範囲にあると考えられ, 上部工架設以前の R 橋脚は地盤と共振する可能性があると考えられる。しかしながら上部工架設後は固有周期 0.82 sec となり, 上部工の架設により減衰性は低下するが地盤との共振は避けられるものと推定される。

一方, これらの実測値とモデル解析によって得られた固有値とを対比すれば, 上部工架設前後において共にきわめて良い対応を示しており, この振動モデルは鋼管矢板井筒を基礎とする橋梁の振動性状を検討するうえで有効な手段となりうるものと期待される。なお, モデル解析によって得られた上部工架設前後の振動モードを図 12 に示す。これによれば, 2 次モードに上部工反力の有無の差が現われている。

表 3 固有値の比較

	上部工なし		上部工あり	
	T(sec)	f(Hz)	T(sec)	f(Hz)
強制振動試験	0.45	2.2	—	—
常時微動測定	0.48	2.1	—	—
実地震測定	—	—	0.82	1.2
モデル解析	0.45	2.2	0.84	1.2

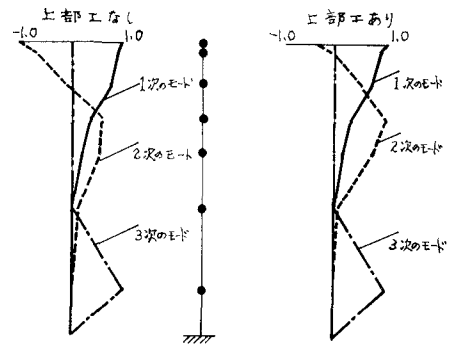


図 12 振動モード

6. おわりに

以上, 鋼管矢板井筒を基礎とする小見川橋 R 橋脚の振動性状を, 主として固有周期に着目して検討してきた。この試みは一例にすぎず, 特殊な構造を有する鋼管矢板井筒の構造特性を十分解明するまでにはいたっていないが, 固有周期の範囲からみれば, 一般の杭やケーソン基礎と同程度の振動特性を有するものと思われる。今後このような地震観測とその解析を積み重ねることにより鋼管矢板井筒の構造特性を解明するとともに, それを基礎とする構造物の動的設計に反映させてゆきたい。

終りにではあるが, 本報を書くにあたり, 建設省土木研究所振動研究室, (株)大林組技術研究所の方々から有益な助言と御指導をいただいたことに対して深く謝意を表わすとともに関係者から多大な助勢をいただいたことに対して厚く感謝する次第です。

参考文献 ①蛭川信行, 嶋 文雄, 行反 浩: 現場実験から見た鋼管矢板井筒の変形特性—小見川橋 R 橋脚基礎の静的・動的載荷試験—, 川崎製鉄技報 第 4 巻第 4 号 (1972), ②緒方, 蛭川, 嶋, 行反: 小見川 R 橋脚基礎の水平載荷試験—鋼管矢板井筒基礎—, 橋梁と基礎, 6 (1972) 5, 22 ③蛭川信行; 小見川橋下部工, 橋梁と基礎 5 (1971) 12, 22