

鋼管橋脚の振動実験 (その2)

兵庫県道路課 正員 小笠原 弘
○神戸大学工学部 田中 元 弘

昨年の本学会で港大橋斜組の鋼管橋脚の第1次試験として、静的載荷、交番載荷、起振試験(共振時加振力約0.7t)、引張り(最大荷重約5t)の各試験結果の概要を報告した^(1,2)が、今回は第2次試験として実施した起振試験(共振時最大加振力約4t)の概要を報告する。なお本橋脚の構造、地盤、その他詳細については文献⁽²⁾と参照されたい。

1. 実験概要

昭和40年夏に行なった第1次実験のうち、起振試験の加振力がきつめであったので、本年7月末建設省土木研究所の40t型起振機と借用して第2次実験を実施したが、アンカボルトは昨年打設したものを利用したため最大加振力は共振時約4t、10%で約25tであった。試験橋脚は今回ではP3橋脚のみで、図-1は共振曲線と示したものである。2次試験では共振時加振力は、橋軸方向および直角方向でそれぞれ、0.72~4.03t、0.57~3.65tといたずれも5段階に変化に変化させて行なった。同図の橋軸方向の共振曲線では低加振力の場合、6.5%付近から再び上昇しはじめ約7.5%付近で第2の共振点が見られるが、これは橋脚に取り付けた防護板の下部が水中にあるため水による抵抗力に起因するものと考えられ、実験中肉眼によっても第2共振点付近で防護板の著しい振動と、橋脚中央鋼管の上下防護板との取り付けが完全でないため、大きな打撃音が観望された。

図-1中には第1次実験の結果も併記したが、1次実験と比べて2次実験の周期 α の α が小さく、橋軸直角方向では加振力の増大と

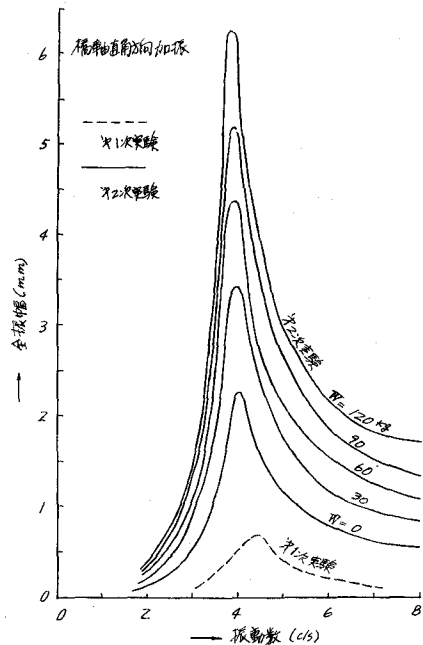
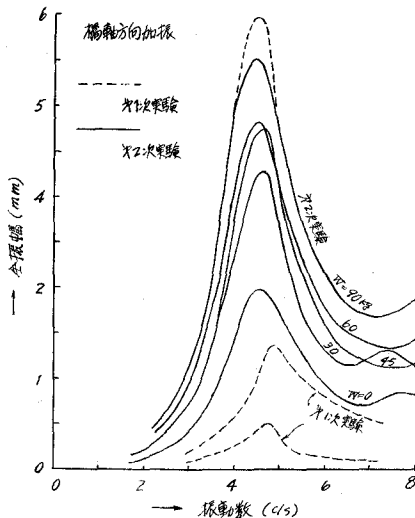
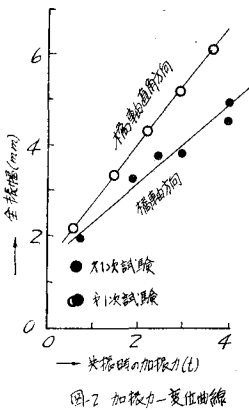


図-1 P3橋脚の共振曲線

もに共振周期がわがづつの ω でいるのが認められるが、橋軸方向では加振力が増大しても周期はほとんど変化してはいない。振動の減衰係数は第1次試験では、橋軸方向で $\eta=0.13 \sim 0.15$ で、第1次実験 $\eta=0.09 \sim 0.12$ に比べて2割程度大きく出ているが、直角方向では $0.09 \sim 0.10$ で第1次実験とほぼ同一であり、またいずれの方向についても加振力の大ききによる変化はほとんど見うけられぬ。(表-1参照)。図-2は共振時の加振力と変位の関係を示したものであるが、1次試験と2次試験とではこの関係が連続的かつ2つあり、これは橋脚と基礎が、2次試験における

表-1 P3橋脚の共振周期、減衰係数、加振力、最大振幅

第1次試験	橋軸方向加振					橋軸直角方向加振				
	偏心荷重(kg)	共振周期(sec)	減衰係数(η)	共振時加振力(t)	変位全振幅(mm)	偏心荷重(kg)	共振周期(sec)	減衰係数(η)	共振時加振力(t)	変位全振幅(mm)
		0.209	0.09~0.12	0.67	0.52, 1.32		0.235	0.09	0.51	0.66
第2次試験	0	0.222	0.15	0.72	1.95	0	0.250	0.09	0.57	2.25
	30	0.218	0.13	1.87	3.30	30	0.250	0.10	1.44	3.40
	45	0.218	0.13	2.45	3.75	60	0.256	0.09	2.20	4.35
	60	0.222	0.15	2.94	3.80	90	0.260	0.10	2.94	5.20
	90	0.222	0.14	4.03	4.5, 5.0	120	0.264	0.10	3.65	6.20



振幅と加振力との関係は、橋軸方向加振の場合に防護板の影響が大きいのことを考えれば、両方向加振の場合ともほぼ直線的に変化しており、この程度の加振力、変位の範囲内では本橋脚はかなり弾性的であるということができよう。

2 実験結果の考察

第1次試験の要綱値がF₀1重真弾性構造物としての解析結果と総合すればP3橋脚の橋軸方向の振動性状は、見掛けのバネ定数 $K=80\text{ t/cm}$ 、固有周期 $T=0.20\text{ sec}$ 、 $\eta=0.13$ とし、橋脚の有効重量76tは約10tの仮想重量と付け加えれば要綱値とよく説明することができ²⁾いる。2次試験においても $K=80\text{ t/cm}$ 、 $T=0.22\text{ sec}$ 、 $\eta=0.14$ とし仮想重量と求めれば18tで、有効重量の約24%に

なる。また橋脚の有効重量を76t、 $T=0.22\text{ sec}$ 、 $\eta=0.14$ とし見掛けのバネ定数を求めれば $K=65\text{ t/cm}$ となり、かなり剛性が低下していることになる。さらに共振振幅の橋脚の有効重量を計算すれば約50~77t、平均約60tとなり、橋脚地盤による非弾性的性値もあるが、これらの値はいずれも防護板による動水圧の影響を省略しているの²⁾で、これと考慮すればかなりよい一致がえられりものと考えられる。

なお、鋼管 π を用いた構造物の耐震設計に關しては残橋式けい船岸の例があり、ゆえにこの方針はとって解析を進めているが、その詳細は次の機会にゆかりたいと考える。

1) 小笠原、田中外名：鋼管橋脚の振動実験(201)，土木学会関西支部学術講演会講演概要，昭40.11。

2) 田中：鋼管斜組 π 橋脚の振動実験(残橋式橋脚，第1報)，建設工学研究所報告，中誌，昭41.5。

3) 山本、林外：残橋式 π 船岸の耐震設計，土木学会年次学術講演会講演概要，昭41.5。