

微動観測による水戸市那珂川水管橋の振動特性

Vibration Characteristics of the Nakagawa Water Pipe Bridge in Mito City by Microtremor Observation

上 仲 亮 鎌 田 泰 子
Ryo Kaminaka Yasuko Kuwata

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震とその後長野県や新潟県で発生した地震において、水道施設は地震や津波による被害を受け、日本全国で最大約225万戸に断水の影響が生じた¹⁾。水道施設の一構造物である水管橋にも複数被害が発生したことが報告されている²⁾。水管橋は上水道の安定供給において重要な役割を担う施設であるが、道路橋や鉄道橋に比べ耐震化整備が十分進んでおらず、また地震時の動的挙動や地震対策に関する研究も少ないという状況にある。例えば、水田ら³⁾はパイプビーム形式、ランガー形式、斜張橋形式等複数の水管橋の振動実験により、水管橋の上部構造の減衰定数が同形式の道路橋の値に比べて小さいことを示している。また、竹田ら⁴⁾も、逆三角トラス補剛形式の水管橋に着目し、振動実験を行い同等の結果を得ている。これらの水管橋の振動実験は、被災していない水管橋を対象としており、地震で被害を受けた水管橋を対象とした観測や解析は非常に少ない。今後発生することが予測される巨大地震に備え、本地震における水管橋の被害メカニズムを明らかにすることは重要である。

本研究は、先の地震で被災した水管橋²⁾の内、最も口径の大きい那珂川水管橋に着目した。本水管橋は茨城県企業局の用水供給事業の送水管2条を茨城県水戸市那珂川に架けている。本水管橋の構造とその被害は次章で詳述するが、支承の損傷ならびに伸縮管での漏水・脱管によって2条とも送水停止となった。2条の内、被害が軽微であった1条の管路が応急復旧される3月下旬まで、下流の市町村への用水供給は停止した⁵⁾。また、大口径の水管橋であったために、資機材の調達や復旧作業が困難であり、断水が長期化した。

那珂川水管橋は、国内でも最大規模の斜張橋形式の水管橋であり、本水管橋の被害メカニズムを明らかにするには、地震動、地盤特性、構造形式などについて詳細に検討していく必要がある。とくに、水管橋は、道路橋などと比べて上部構造が軽量であること、主桁間隔が狭いこと、橋軸直角方向の剛性が低いことなど等の異なる構造特性を有しており、水管橋の振動特性を把握することが個々の要因を探る上でも先決である。そこで、本稿では、本水管橋の被害メカニズムを明らかにする研究の一環として、微動観測によって水管橋の振動特性を明らかにすることを目的としている。

2. 那珂川水管橋の概要と被害状況

2. 1 那珂川水管橋の概要

那珂川水管橋は、茨城県企業局の県中央水道事務所より水戸市に供給されている用水管路の一部であり、水戸市下国井町と市飯富町の間を流れる那珂川を横断する橋梁である(写真-2. 1)。1994年に竣工され、形式は単純トラス+3径間連続斜張橋トラス+単純トラスの複合形式の橋梁であり、支間長は83.5m+90m+145m+90m+83.5m、全長は492mに及ぶ(図-2. 1)。点検用歩廊は橋の全長に渡って下横桁の上部に設置されている。口径914.4mmの送水管が2条あり、この鋼管はトラスの下弦材の役割も果たしている(写真-2. 2)。支承はすべて鋼製支承であり、A-1、A-2橋台の可動支承やP-1、P-4橋脚の固定支承では高力黄銅支承板支承(写真-2. 3)、P-2橋脚の固定支承ではピボット支承、

P-1、P-3、P-4 橋脚の可動支承ではピボット高硬度ローラー支承が用いられている。伸縮管はA-1、A-2 橋台、P-1、P-4 橋脚に設置されている。また、本水管橋は水道施設耐震工法指針・解説（1979 年版）に基づいて設計されたものであり、斜張橋形式の水管橋としては国内最大規模である⁶⁾。表-2. 1 にその設計諸元⁷⁾を示す。

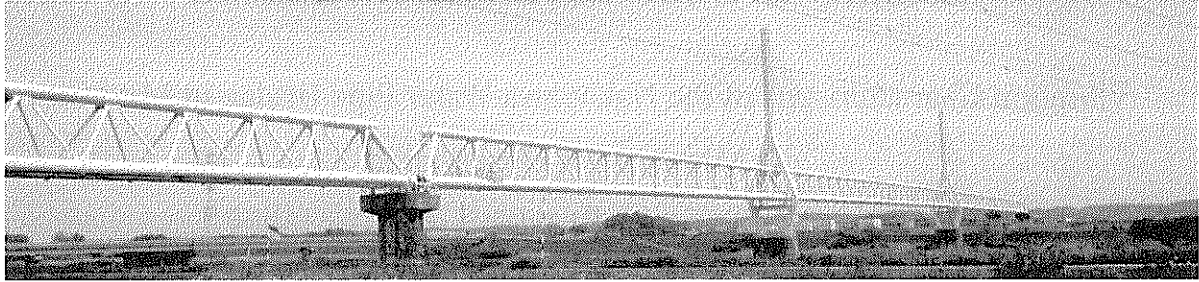


写真-2. 1 那珂川水管橋の全景

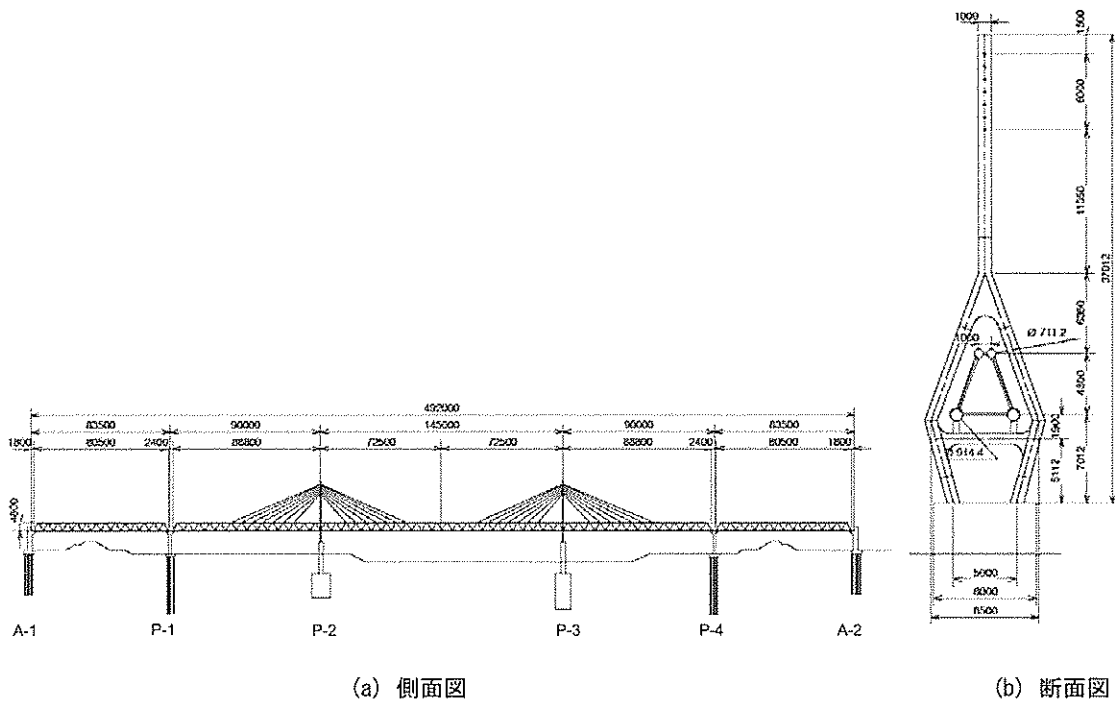


図-2. 1 那珂川水管橋の概略図（単位：mm）



写真-2. 2 那珂川水管橋 断面

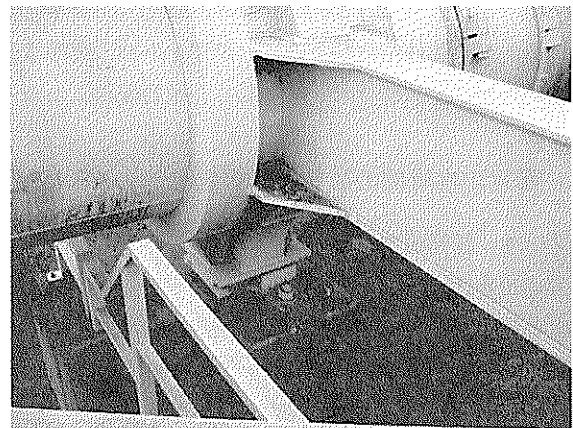


写真-2. 3 A1 可動支承

表-2.1 那珂川水管橋設計諸元⁷⁾

形式		斜張橋+トラス桁
径間		83.5+90.0+145.0+90.0+83.5 (m)
送水管径		φ 914.4×2 条
設計内圧		137.2N/cm ²
風荷重		平板 2940N/cm ² 円筒 1960N/cm ²
地震荷重		橋軸方向 Kh=0.24 橋軸直角方向 Kh=0.25
歩廊荷重		980N/m ²
使用鋼材	送水管	水輸送用塗覆装鋼管 (STW 400)
	補剛材	一般構造用炭素鋼鋼管 (STK 400)
許容たわみ		鉛直 1/400 - 水平 1/400
基礎形式	低水敷	鋼管矢板基礎 φ=1000
	高水敷	鋼管杭基礎 φ=800
適用示方書		水管橋設計基準 (WSP 007 -88)
		道路橋示方書・同解説 [-V(H.2.2.)]

2.2 那珂川水管橋の周辺の地震動特性

東北地方太平洋沖地震の那珂川水管橋周辺の地震動として、(独)防災科学技術研究所による強震観測網のK-NET水戸(1BR006)で観測された地震動と常磐自動車道盛土崩壊地点付近で推定された地震動に着目した(図-2.2参照)。

K-NET水戸(1BR006)(写真-2.4)は、那珂川水管橋から南東約5km先にある段丘の上にある観測地点であり、この強震記録をもとに地震波形と加速度応答スペクトルを図-2.3、図-2.4に示す。図-2.3より、EW方向、NS方向の最大水平加速度はそれぞれ786gal、779galと大きく、地震動の継続時間は100秒以上と非常に長いことが分かる。図-2.4にはK-NET水戸の加速度応答スペクトルに道路橋示方書のII種地盤、III種地盤におけるレベル2地震動(タイプ1)の標準スペクトルを併せて示している。これより、0.1~0.2秒(5~10Hz)の短周期の応答が非常に大きく、レベル2の標準スペクトルを大きく卓越しているが、一方、水管橋の固有周期となる0.5秒以上(2Hz以下)の周期では下回っていることが分かる。

図-2.5は秦ら⁸⁾による、東北地方太平洋沖地震によって崩落が発生した常磐自動車道の那珂I.C.周辺の盛土付近における推定地震波形の応答スペクトルを示したものである。常磐自動車道盛土崩壊地点是那珂川水管橋から北東に4kmほどの場所に位置する。図-2.5では、既往の大規模地震における道路盛土被災地点(2004年新潟中越地震における堀之内I.C.、2007年能登半島地震における能登半島縦貫有料道路、2009年駿河湾の地震における東名高速道路)での推定地震動による応答スペクトルもあわせて示している。これより、東北地方太平洋沖地震の応答スペクトルは、0.1~10秒の周期帯において既往の推定波による応答スペクトルを概ね包絡していることがわかる。既往推定波は、内陸地殻内地震やスラブ内地震によるものであり、これらの地震動の継続時間が短いことを勘案すれば、巨大海溝型地震である東北地方太平洋



図-2.2 那珂川水管橋周辺図

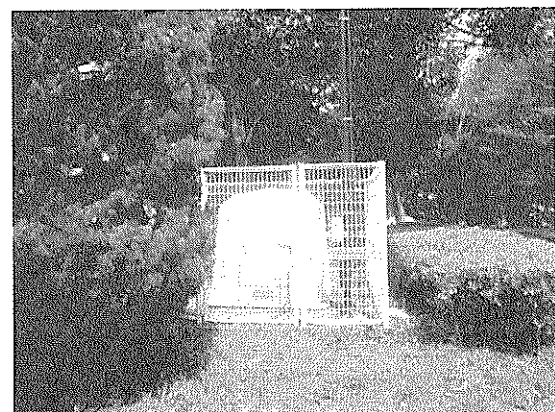


写真-2.4 K-NET水戸(1BR006)

沖地震において被災地点に作用した地震動（地震力）は、地震動の継続時間も長く、極めて大きなものであったと推測されている。また、K-NET 水戸の応答スペクトルと同様に、短周期の応答が大きく、中長周期では小さくなっていることから、那珂川水管橋においても同様の特徴があったと考えられる。ただし、図-2. 2からも明らかなように那珂川水管橋は河川堆積物の上にある構造物で、良く締まった地盤にある2観測点よりも表層地盤の増幅があると考えられ、これについても留意する必要がある。

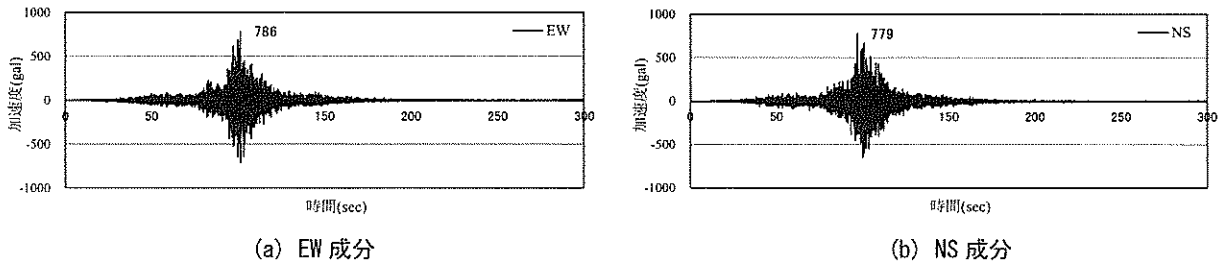


図-2. 3 K-NET 水戸 (IBR006) 地震波形

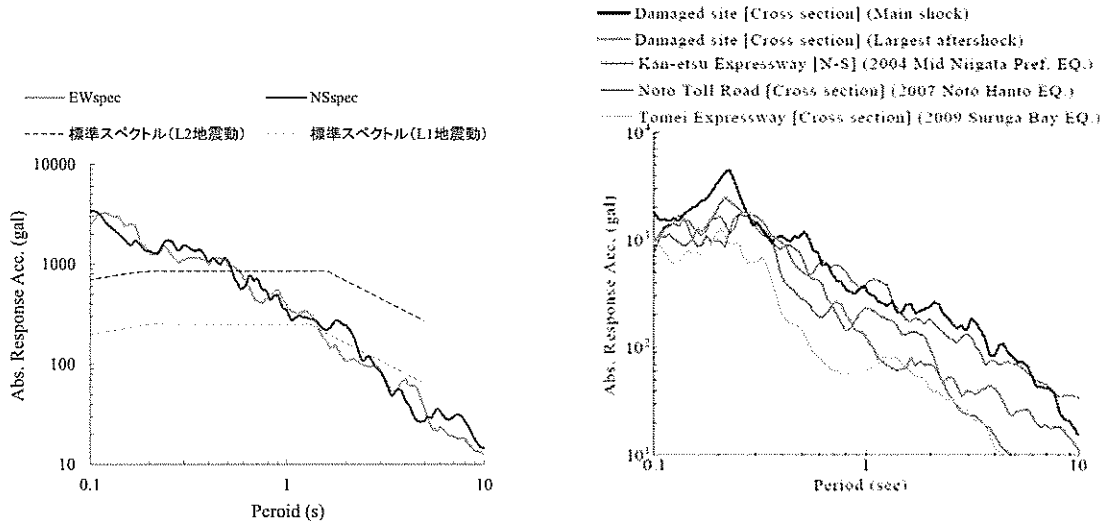


図-2. 4 K-NET 水戸 (IBR006) 応答スペクトル (5%減衰)

図-2. 5 常磐自動車道盛土崩落地点付近における推定地震波形の応答スペクトル (5%減衰)⁸⁾

2. 3 那珂川水管橋の被害状況

本水管橋に口径 900mm の鋼管が 2 条で敷設されていたが、3 月 11 日に発生した本震によって右岸側、左岸側の両岸において、単純トラスと斜張橋トラスとの中継橋脚 P-1、P-4 にある伸縮可撓管で 2 条とも漏水が発生した(写真-2. 5)。1 条の管路については地震後まもなく応急復旧 (3 月 14 日~24 日) されて通水されたが、もう 1 条の継手では調査時 (2011 年 12 月) でも供給が停止されていた。

表-2. 2 に那珂川水管橋の被害状況をまとめる⁹⁾。A-1、A-2 橋台では沓部分、伸縮管部いずれの場所においても特に被害は見られなかった(写真-2. 6)。P-2、P-3 橋脚の沓部分においては、上沓とリングサポート間でのボルト破断や、上沓と下沓の間のローラー支承部分での破損 (写真-2. 7) などが発生している。P-1 橋脚では、伸縮管の片側端部開放や、沓部における上沓とリングサポート下端及び下沓でのアンカーボルト破断 (写真-2. 8)、P-4 橋脚では、伸縮管の脱管や、沓部分における上沓と下沓の間での破損が発生している (写真-2. 9)。本水管橋におい



写真-2. 5 那珂川水管橋の継手抜け

ては、本水管橋におい

では、とりわけ、可動支承における損傷が大きく、ピボット高硬度ローラー支承を採用しているP-1、P-3、P-4橋脚に設置されている可動支承においては、ローラー部分において大きな損傷が見られる。支承の被害は側径間の単純トラス橋では発生しておらず、いずれも中央径間の斜張橋で被害が生じている。これに伴い、中央径間では支持を失った上部工が吊り材でつられた状態となり、P-1、P-4橋脚地点において共に上部工の橋軸直角方向への変位が生じている（図-2.6）。伸縮管の交錯も地震前からのものではなく、地震時に生じたものと考えられる。以上のことから、本水管橋の被害発生メカニズムは、支承の被害が先行し、その後、伸縮管の許容変位量を超える変位が生じ、脱管したと思われる。

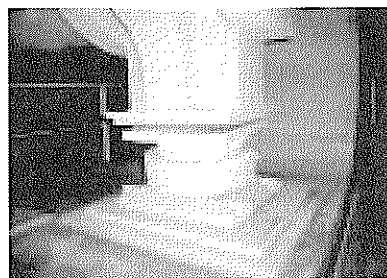
被害の要因の一つとして、那珂川水管橋では、水道施設耐震工法指針・解説（1979年版）に基づいてレベル1地震動で設計されており、本地震はレベル2を超える地震動であった。さらに、支承部における橋軸方向や橋軸直角方向の落橋防止装置（PCケーブル、鋼製ブラケット）や、伸縮可撓管の抜出し防止工（伸縮カバージョイント、センタリングボルト）などが施工されていなかったことが挙げられる。また、竹内ら^{10)、11)}によって、水管橋の地震時の挙動では、支承部の反力が大きくなることが示されており、本水管橋は今回の地震に対して持つべき保有力を有していなかったことが考えられる。2011年5月の調査時には、右岸側の橋脚には亀裂等の被害は確認できず、橋脚基礎周辺の路面にも液状化などの痕跡は見られなかった。右岸側単純トラスの下には河川堤防があり、法面ブロックに顕著な損壊は確認できず、また法面傾斜の変形も確認できなかった。

表-2.2 那珂川水管橋被害状況⁹⁾

	側径間				中央径間								側径間				
	A-1		P-1		P-2		P-3		P-4				A-2				
	MOVE		FIX		MOVE		FIX		MOVE		MOVE		FIX		MOVE		
	南側	北側	南側	北側	南側	北側	南側	北側	南側	北側	南側	北側	南側	北側	南側	北側	
伸縮管	問題なし	問題なし	問題なし	問題なし	片側端部開	片側端部開					片側外れ	スリーブ	片側端部開	問題なし	問題なし	問題なし	問題なし
杓	問題なし	問題なし	問題なし	問題なし	上杓とリングサポート下端及び下杓でのボルト破断。	上杓とリングサポート下端及び下杓でのボルト破断。	上杓とリングサポート下端でのボルト破断。所定位置に入る。	上杓とリングサポート下端でのボルト破断。所定位置に入る。	上杓と下杓の間で破損。吊り材でつられた状態。	上杓と下杓の間で破損。吊り材でつられた状態。	上杓と下杓の間で破損。	上杓と下杓の間で破損。	上杓と下杓の間で破損。	問題なし	問題なし	問題なし	問題なし



写真-2.6 A-1 橋台杓部

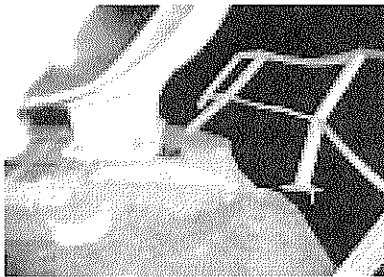
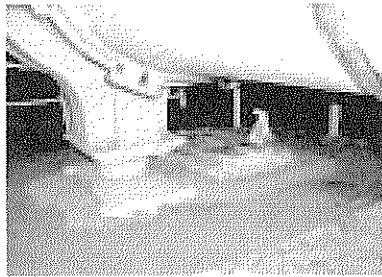
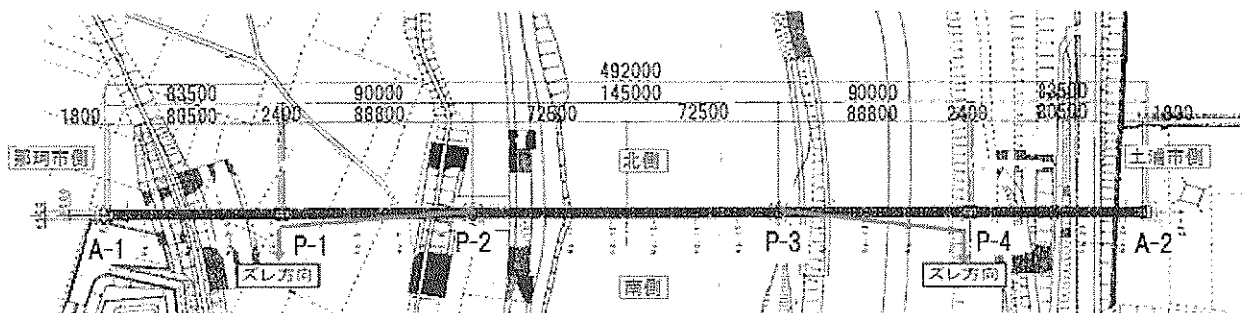


(a) P-2 橋脚ボルト破断



(b) P-3 橋脚支承部の破損

写真-2.7 P-2・P-3 橋脚被害状況⁹⁾

写真-2. 8 P-1 橋脚支承部破損⁹⁾(a) 支承部破損⁹⁾(b) 伸縮管脱管⁹⁾写真-2. 9 P-4 橋脚被害状況⁹⁾図-2. 6 橋軸直角方向変位⁹⁾ (単位: mm)

3. 那珂川水管橋における微動観測

3. 1 微動観測概要

微動観測は2011年12月上旬に行った。計測に用いた計器は、物探サービス株式会社製の速度計(CR4.5-2s)と測定器(GEODAS14-USB)である(写真-3.1参照)。微動の測定方法は、サンプリング振動数200Hzの3成分のデータを、A/D変換部とノートパソコン部によって構成されている測定器によって約5分間記録するというものである。

一回の測定にあたり4カ所に速度計を設置し、各測点において橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の3成分の振動を同時計測した。水管橋上部工の振動計測時には主構上に速度計を設置し(写真-3.2参照)、橋台・橋脚の振動測定時にはそれらの上端部に速度計を設置した(写真-3.3)。

4カ所同時観測を1シリーズとし、これを全体で9シリーズ測定を行うことで、水管橋全長の微動観測を行った。なお、全ての測点で同時観測できないことから、1シリーズの測点につき、1カ所は前のシリーズの測点を重複させるようにした。そして、A-1橋台下の地盤の微動のフーリエ振幅スペクトルを基準として、他点の測点の微動のフーリエ振幅スペクトルの比を伝達関数として算出し、A-1橋台下の地盤の微動のフーリエ振幅スペクトルに各測点の伝達関数を乗じることで同時刻でのフーリエ振幅スペクトルを得た。なお、微動観測実施日は復旧工事期間中であったため、片側の管路は通水されていない状態であった(写真-3.4)。微動計の測点を図-3.1に示す。

波形処理については、一測点の観測波から2,048データ長の波形を10波サンプリングし、高速フーリエ変換したフーリエ振幅を10波で平均したものをその地点のフーリエ振幅とした。また、パワースペクトルから、ハーフパワー法を利用して固有振動数の減衰定数を求めた。地盤の震動特性に関しては、測定可能であった橋台、A-1橋台、P-1橋脚、P-2橋脚のたもとの3カ所で測定し、H/Vスペクトルによりその地盤の震動特性を確認した。またK-NET水戸(1BR006)においても同様の方法で微動観測を行い、H/Vスペクトルを算出した。なお、H/Vスペクトル、フーリエスペクトルを表示する際には、それぞれ0.4HzのParzenウィンドウを掛けている。

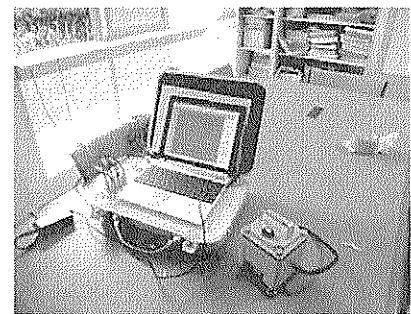


写真-3. 1 観測機器

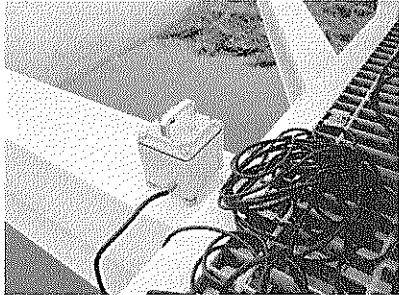


写真-3. 2 地震計設置状況
(上部工)

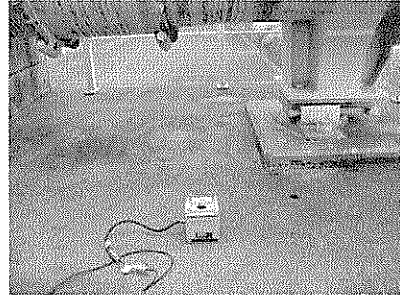


写真-3. 3 地震計設置状況
(下部工)



写真-3. 4 復旧工事状況

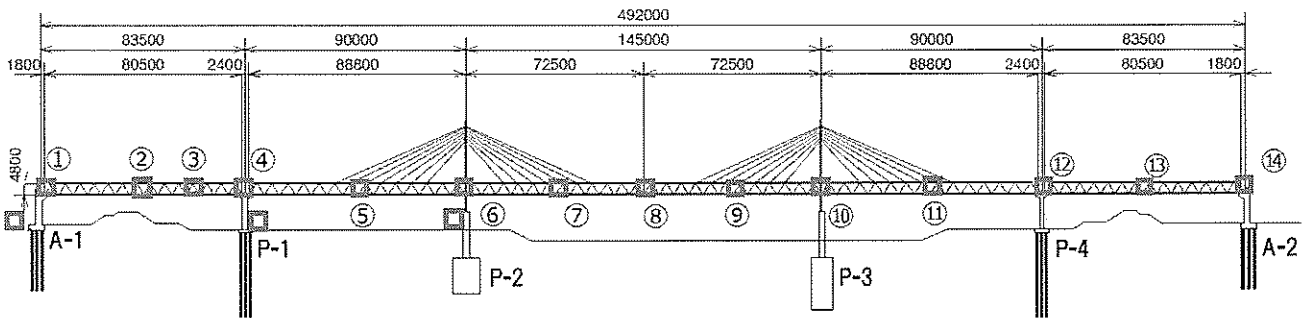


図-3. 1 微動観測 測点 (単位: mm) (図中の口は微動計観測位置)

3. 2 微動観測結果

3. 2. 1 周辺地盤の震動特性

図-3. 2は測定可能であった、那珂川水管橋のA-1橋台、P-1、P-2橋脚基部の地盤と、K-NET水戸周辺の地盤の微動のH/Vスペクトルを表したものである。A-1橋台とP-1橋脚基部の地盤のピーク振動数は1.47Hz、P-2橋脚基部では1.86Hzと明瞭なピークが存在し、各橋脚のピーク振動数付近が大きく卓越する地盤震動特性を有していることが考えられる。また、堤内側と堤外側のH/Vスペクトルのピーク値を見ると、堤外側(中央径間側)の方がピーク値の値が大きい。那珂川水管橋の橋台と橋脚の表層地盤は、図-3.3に示すように沖積砂質土層と沖積粘性土層が互層になっており、左岸側と右岸側とでもそれぞれの層厚が異なっている。沖積層のN値からせん断波速度を求め、地盤の固有振動数¹²⁾を求めたところ、1.28Hzから1.76Hzの間に分布しており、本観測で得られた卓越振動数とも符合することが確認できる。

一方、那珂川水管橋とK-NET水戸のH/Vスペクトルを比較すると、K-NET水戸は、0.1~10Hzに明瞭なピークは存在せずほぼ平坦なスペクトル形状を示している。K-NET水戸は段丘の上にある観測点で表層地盤による増幅の影響はほとんどないものと見なすことができる。このことより、K-NET水戸で観測された応答スペクトルよりも那珂川水管橋の地震動は0.6秒程度(1.47~1.86Hz)で卓越することが考えられる。今後、水管橋の地震応答解析を行う場合に、K-NET水戸で記録された地震動をそのまま使用することは望ましくなく、個々の地盤応答特性を考慮して入力する必要があるといえる。

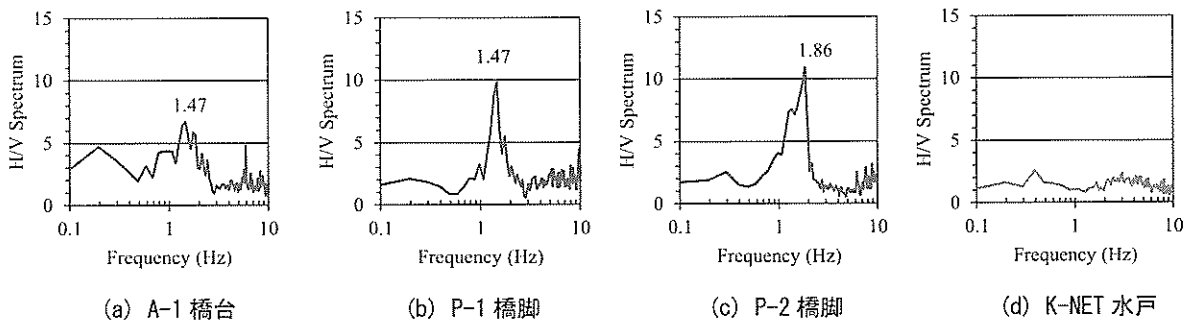


図-3. 2 H/V スペクトル

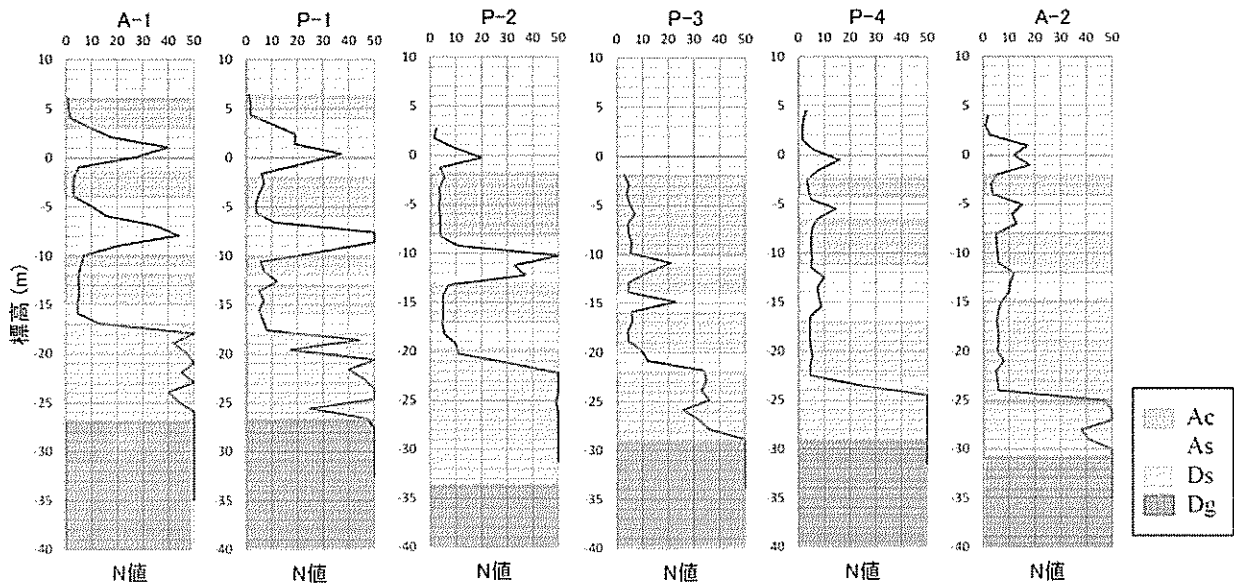


図-3.3 橋台、橋脚基部の地盤のN値分布

3.2.2 上部工

図-3.4、図-3.5に各測点の橋軸直角方向ならびに鉛直方向のフーリエスペクトルを示す。各フーリエスペクトルはA-1橋台基部の地盤のフーリエ振幅スペクトル(図-3.5(o))、(図-3.6(o))と、A-1橋台基部の地盤のフーリエ振幅スペクトルに対する各測点の伝達関数を掛けて補正したものであり、図中の各測点のフーリエスペクトルの振幅の基準は同じである。図-3.4の橋軸直角方向で見れば、中央径間の斜張橋(測点⑦、⑧、⑨)では、1次の振動数は0.59Hzに明瞭なピークが見られ、続いて1.56Hz、さらに2.93Hzまでの卓越した振幅は確認できる。一方、側径間の単純トラスでは左岸側(測点②、③)で1.56Hzの卓越が見られ、右岸側(測点⑬)では1.47Hzの卓越が確認できる。

一方、図-3.5の鉛直方向で見れば、中央径間の斜張橋(測点⑦、⑧、⑨)では、1次の振動数は0.78Hzに明瞭なピークが見られ、続いていくつか高い振動数で卓越した振幅は確認できる。一方、側径間の単純トラスでは左岸側(測点②、③)で1.66Hzの卓越が見られるが、右岸側(測点⑬)では左岸側ほど明瞭な卓越は確認できなかった。橋軸方向、鉛直方向ともに、側径間の1次の卓越振動数は中央径間のそれに比べて高くなり、卓越振動数のフーリエ振幅は、橋軸直角方向では側径間の方が中央径間に比べて大きかったが、鉛直方向では中央径間の方が大きい結果となった。

橋軸方向のスペクトルについても図-3.4、図-3.5と同様な分析を行ったが、橋軸直角方向や鉛直方向ほど、低い振動数での卓越が確認できず、左側径間と中央径間の最も低い卓越振動数で2.54Hzであった。右側径間では、河川堤防の復旧工事の振動が入り、他の径間ほど明瞭な振動数は得られなかった。

これより、橋軸直角方向、橋軸方向、鉛直方向のフーリエスペクトルの内、低い卓越振動数から順に振動モードの次数を与え、その卓越振動数をモードの振動数とした。表-3.1はフーリエスペクトルのピークが明瞭に読み取ることができた6次までの振動数を示した。また、得られた振動モードを図-3.6に示す。各測点のフーリエ振幅で最大のもので1となるように最大振幅で基準化したものである。固有振動数の最低次数として橋軸直角方向の0.59Hzが得られており、図-3.6からも明らかなようにこの振動は中央径間の対称1次振動である。全体の2次振動は0.78Hzで、鉛直方向の中央径間の対称1次振動が得られた。全体の3次振動は、中央径間の1.17Hzであった。以後の振動モードは中央径間の2次振動もしくは、側径間の振動モードが卓越することがわかり、図-3.6の分布からも、ほぼ対称な振動モードが得られた。

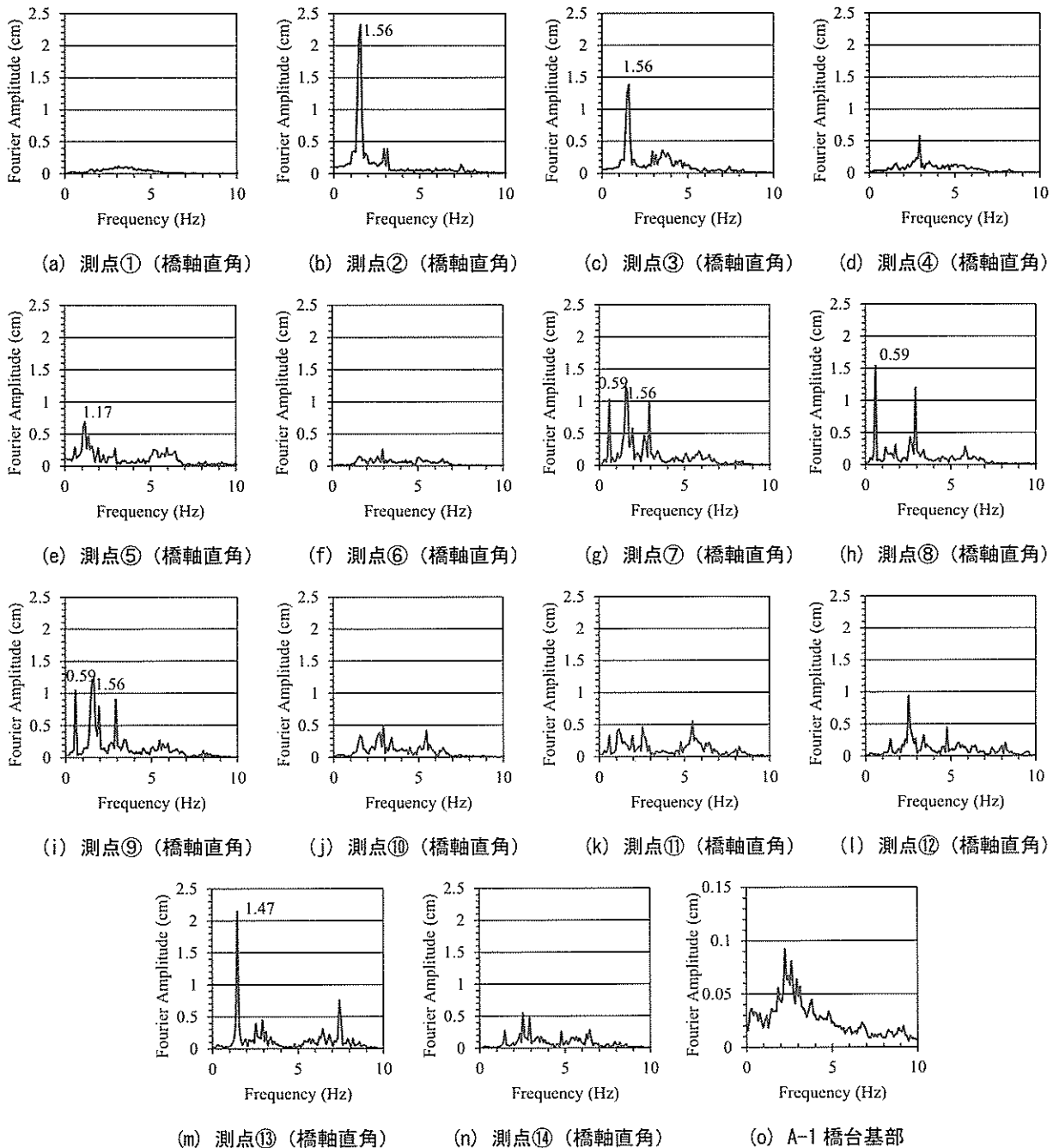


図-3. 4 各測点フーリエスペクトル (橋軸直角)

減衰定数は、表-3. 1に示すように3.4～8.5%の値であり、測点や各成分によりばらつきがみられる。既往の研究^{3), 4)}のように、同タイプの道路橋の減衰定数(2.0～3.0%)と比べ小さい値とはならなかったが、本水管橋と既往の研究で対象とする水管橋は規模、形式ともに異なり、今後さらなる検討が必要である。

K-NET 水戸、常磐自動車動土崩落地点で観測・推定された本震の地震動は、0.1～0.2s(5～10Hz)の短周期で卓越していたが、本水管橋の橋脚基部の地盤の固有周期は0.6秒程度(1.47～1.86Hz)で、本震時にはこの周期帯での地盤応答の増幅があったと考えられる。水管橋の1次、2次の振動モードに相当する周期帯で強い地震動があったことは、観測地震動や地盤の卓越周期からみて考えにくい、4次から6次の振動モードの固有周期であれば、表層地盤の固有周期とも合い大きな応答になったとも考えられる。

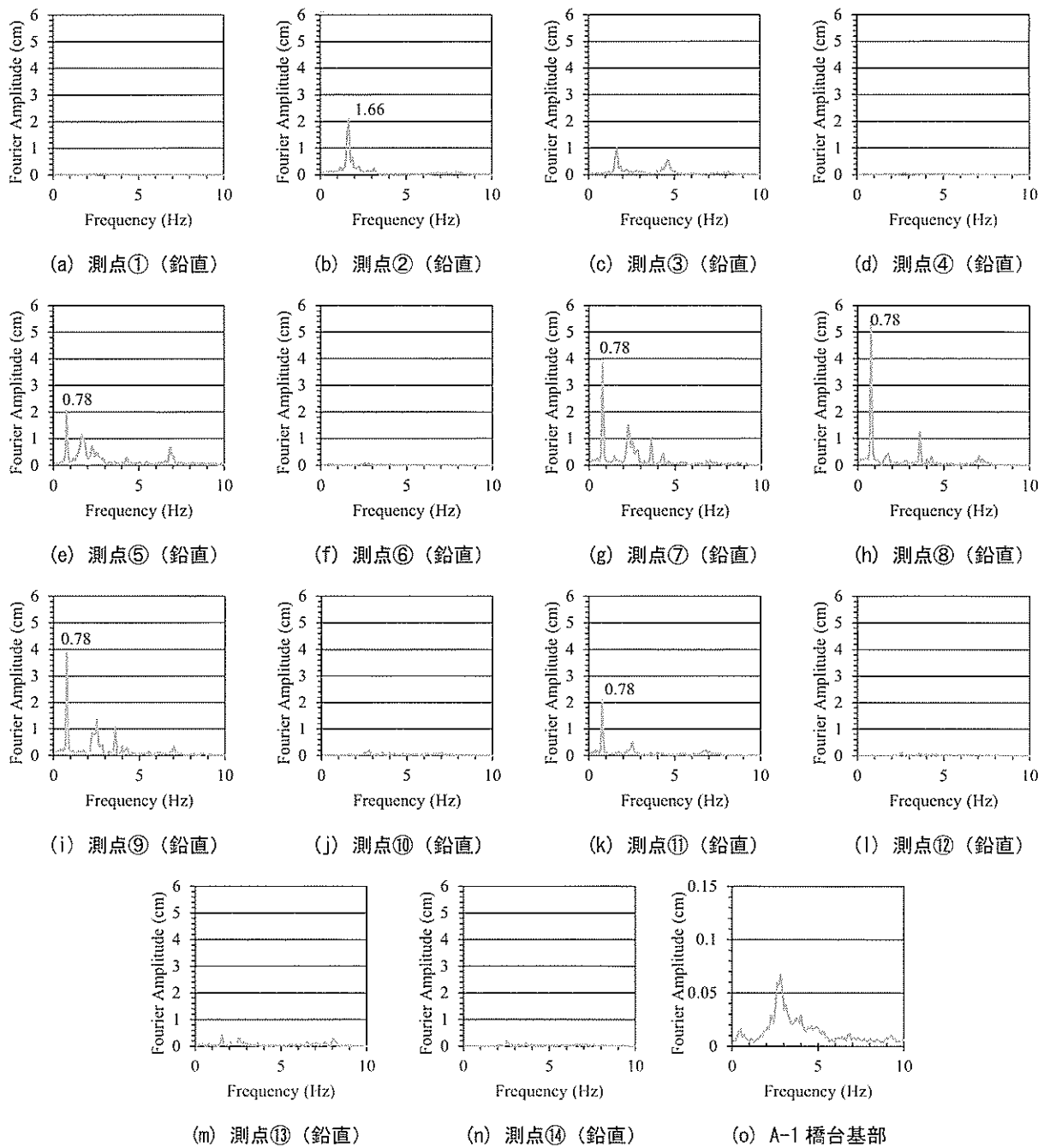
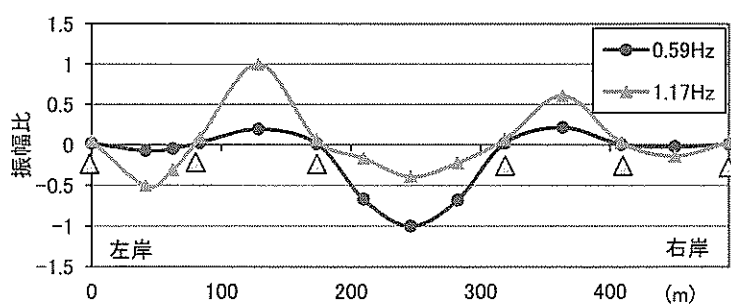


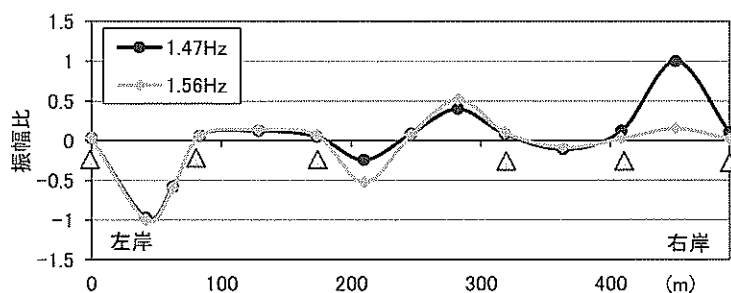
図-3.5 各測点フーリエスペクトル (鉛直)

表-3.1 微動観測結果

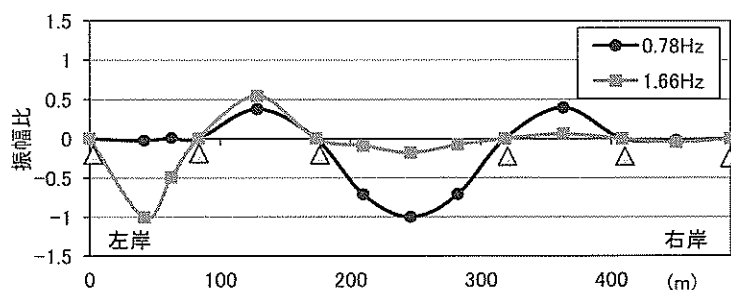
振動モード次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)	減衰定数 (%)	振動モード
1次	0.59	1.69	8.5	中央径間中央橋軸直角対称1次振動
2次	0.78	1.28	6.4	中央径間鉛直対称1次振動
3次	1.17	0.85	—	中央径間両端橋軸直角1次振動
4次	1.47	0.68	3.4	右側径間橋軸直角1次振動
5次	1.56	0.64	—	左側径間橋軸直角1次振動、 中央径間中央橋軸直角逆対称1次振動
6次	1.66	0.60	4.2	左側径間鉛直方向1次振動



(a) 橋軸直角1次2次



(b) 橋軸直角3次4次



(c) 鉛直1次2次

図-3.6 那珂川水管橋の振動モード(△は支承の位置)

今後は、本水管橋の地震応答を検討するために、有限要素法を用いてモデル化を行い、微動観測で得られた振動モードを解析で再現できることを確認する必要がある。また、微動観測時には片方の管路のみに充水されていたが、地震時のように2条の管路に充水されている状態の振動特性を把握するとともに、地震動の特性と水管橋の振動特性との関係によってどのように被害に結びついたのか検討していく必要がある。

4. まとめ

本研究では、東北地方太平洋沖地震により被害が発生した那珂川水管橋に着目し、その振動特性を把握するために微動観測を行った。以下にその被害状況と微動観測結果をまとめる。

- 那珂川水管橋の被害は、いずれも伸縮継手や支承部分で発生している。支承の被害はいずれも中央径間の斜張橋で発生しており、これに伴い、中央径間では支持を失った上部工が吊り材でつられた状態となり、P-1、P-4 橋脚地点において共に上部工の橋軸直角方向への変位が生じたと考えられる。
- 2011年5月の調査時には、右岸側の橋脚には亀裂等の被害は確認できず、橋脚基礎周辺の路面にも液状化などの痕跡は見られなかった。右岸側単純トラスの下には河川堤防があり、法面ブロックに顕著な損壊は確認できず、また法面傾斜の変形も確認できなかった。
- 被害状況から、本水管橋の被害発生メカニズムとしては、支承の被害が先行して発生し、伸縮管の許容変位量を超

えるような変位が生じ、脱管、それに伴う漏水が発生したと考えられる。

- 那珂川水管橋の橋脚基部の地盤のH/Vスペクトルでは0.6s程度(1.47~1.86Hz)で卓越していることがわかり、K-NET水戸の観測点の記録よりも、この周期帯で表層地盤の増幅があったと考えられる。また、本結果はボーリング資料から推定した地盤の固有周期とも符合していた。
- 那珂川水管橋全体の振動モードの最低次の固有振動数として橋軸直角方向の0.59Hz、全体の2次振動数としては鉛直方向の0.78Hzであった。本振動モードはいずれも中央径間の斜張橋の中央スパンの1次モードである。K-NET水戸で観測された本震の地震動は、0.1~0.2s(5~10Hz)程度の短周期で卓越しており、今後、本水管橋の振動特性と地震動特性を合わせて検討していく必要がある。
- 減衰定数は、3.4~8.5%であり、既往の研究^{3), 4)}のように同タイプの道路橋の減衰定数と比べ小さい値とはならなかったが、本水管橋と既往の研究で対象とする水管橋は規模、形式ともに異なるため、今後検討が必要である。

謝辞：本研究の遂行にあたり、茨城県企業局には多大な協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

参 考 文 献

- 1) 厚生労働省：平成23年(2011年)東日本大震災の被害状況及び対応について(第1報から第49報)、(<http://www.mhlw.go.jp/stf/houdou/2r98520000014j15.html>)、(最終閲覧2011.4.16)
- 2) 日本水道鋼管協会：東日本大震災における水道鋼管の被害分析ならびに復旧・復興にむけた提言(要旨)、2011.9.
- 3) 水田洋司、白地哲也、金子英孝、山田顕彦、竹内貴司、川口周作：水管橋の振動実験、土木構造・材料論文集、第15号、pp.39-45、1999.12.
- 4) 竹田周平、林友弥、北浦勝、池本敏和、宮島昌克：水管橋の動的振動特性に関する実験的研究、第9回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、2006.2.
- 5) 茨城県企業局：水道用水供給事業における被災・復旧状況について(http://www.pref.ibaraki.jp/bukyoku/kigyuu/east_earthquake_information/format/001_hisaijousui.pdf)、(最終閲覧2012.9.14)
- 6) 日本水道鋼管協会：日本水道鋼管協会製品紹介、(<http://www.wsp.gr.jp/suikankyo.htm>)、(最終閲覧2012.10.3)
- 7) 茨城県企業局那珂川水道事務所：那珂川水管橋詳細設計 設計図、1991.3.
- 8) 秦吉弥、一井康二、常田賢一、野津厚、横田聖哉、金田和男：サイト特性置換手法に基づく2011年東北地方太平洋沖地震とその最大余震における盛土被災地点での地震動の推定、第31回土木学会地震工学研究発表会講演論文集、2011.
- 9) 日本水道鋼管協会：那珂川水管橋東日本大震災損傷確認、2012.3.14.
- 10) 竹内貴司、川口周作、水田洋司、大塚久哲：三角トラス、ランガー形式水管橋の地震時動的挙動、構造工学論文集、Vol.46A、pp.997-1004、2000.3.
- 11) 竹内貴司、川口周作、水田洋司、大塚久哲：斜張形式水管橋の地震時動的挙動、構造工学論文集、Vol.47A、pp.861-871、2001.3.
- 12) (社)日本道路協会：道路橋示方書、V耐震設計編、丸善、2002.

著 者

上仲 亮 神戸大学大学院生、学士(工学)
 鎌田 泰子 研究員、博士(工学)、地震工学