

老朽RC橋の損傷付加振動実験

北見工業大学 正員 山崎 智之  
 北見工業大学 正員 三上 修一  
 北見工業大学 正員 大島 俊之  
 中神土木設計(株) 正員 本間 美樹治  
 島田建設(株) 正員 斎藤 隆行

1. まえがき

本実験は老朽化橋梁に対する健全性、耐久性の調査および地震の際に損傷を受けた橋梁を想定し、その耐久性などについて実験的に調査することを目的としたものである。本橋は昭和32年に架設されたRC連続ゲルバー桁橋で老朽化のため取り壊しをするため、その際に振動、耐荷力、非破壊診断などに関する実験を行った。特に振動実験については、取り壊しをする橋梁であることから人為的に損傷(破壊部)を与え、地震時などに損傷を受けた構造物を想定しその耐久性についての振動実験を行った。本文では主に桁および橋脚について損傷付加をさせながら行った振動実験の結果について報告する。

2. 実験橋梁の概要と材料試験の結果

①本橋の概要と実験対象箇所を以下に示す。

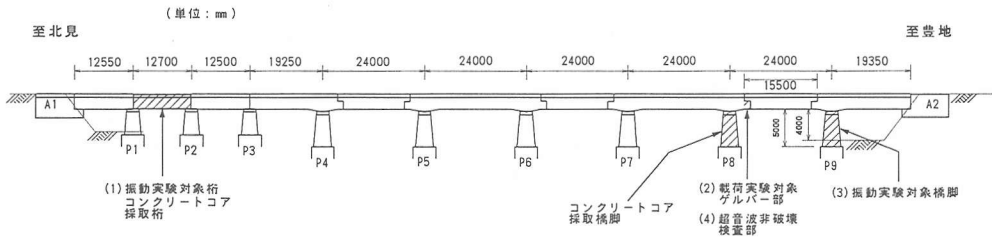


図1 仲の沢橋全体の概略図

橋梁名：仲の沢橋 橋格：2等橋  
 橋種：9径間RC連続ゲルバー桁橋  
 橋長：196.55m (12.55+12.7+12.5+19.25+24.0+24.0+24.0+24.0+19.35) 有効幅員：6.0m  
 架設年：昭和32年 適用示方書：昭和31年示方書  
 設計荷重：TL-14

②本橋における桁及び橋脚(図1)より採取したコンクリートコアによるコンクリートの圧縮強度、引張強度など材料試験結果を表1に示す。材料試験の結果桁部のコンクリートの平均圧縮強度は252(kgf/cm<sup>2</sup>)で橋脚部は140(kgf/cm<sup>2</sup>)であり、橋脚のコンクリート強度はかなり小さい強度となった。中性化試験は表面からの平均的な深さで表

供試体番号	体積密度 (kgf/cf)	圧縮強度 (kgf/cf)	引張強度 (kgf/cf)	中性化試験 表面深さ (cm)	縦波伝播時間 (μs)	パルス波速度 (m/s)
橋脚-1	2.237	135	-	4.0 3.3 2.5	61.6	3280
橋脚-2	2.230	166	-	3.2 4.0	61.8	3266
橋脚-3	2.258	-	13.9	4.2 3.3 2.5	68.2	2995
橋脚-4	2.262	120	-	3.5 4.0 3.7	63.4	3261
橋脚-5	2.252	-	14.4	3.6 3.0 1.1	66.5	3045
橋脚-6	2.249	-	10.4	3.0 4.6 2.9	63.0	3192
主桁-1	2.290	251	-	0.0	56.6	3588
主桁-2	2.245	272	-	1.4 2.0 0.9	54.2	3738
主桁-3	2.276	233	-	2.2 0.0 0.0	57.3	3482
主桁-4	2.294	-	16.9	0.0	50.0	3977
主桁-5	2.266	-	16.9	2.5 2.0 1.0	56.9	3562
主桁-6	2.266	-	20.2	1.4 1.6 2.8	55.5	3637

表1 材料試験結果

Vibration Test of Deteriorated RC Bridge with Accelerated Damages

by Tomoyuki YAMAZAKI, Shuichi MIKAMI, Toshiyuki OSHIMA, Mikiji HONMA and Takayuki SAITO

しており、桁では約0～2 cm程度、橋脚では約3～4 cm程度となり橋脚の表面において中性化が桁よりも進んでいることが判った。超音波伝播時間の測定では橋脚コンクリートにおける超音波伝播速度が桁におけるものより約500(m/sec)程遅くなっている。また、目視的には橋脚コンクリートの表面はザラザラしており表面にやすりをかけると砂粒が浮き出てきて砂が落ちることもあった。

以上のことより橋脚コンクリートの劣化がかなり進んでいるようである。桁のコンクリートについては圧縮強度も平均的な設計基準強度に近く、中性化もあまり進んではおらず、また表面も割合に滑らかであったことからコンクリートの劣化はあまりないと考えられる。

### 3. 桁の損傷付加振動実験

桁の振動実験は橋脚P<sub>1</sub>、P<sub>2</sub>間にある単純桁部（径間長 12.7m）で行った。損傷はT型主桁下端部を重機により破損させながら加速度等の測定を行った。

#### (1) 試験方法

振動の加振方法はクレーンで砂袋を吊り上げ、砂袋を自由落下させて減衰自由振動を起こす方法とした。

砂袋の重量：約200kgf、砂袋の吊り上げ高さ：約5 m

加振位置：桁中央

損傷付加の状態として（図2）、次の3 Case について実験を行った。

- ①桁Case1：損傷を加えない健全桁の場合
- ②桁Case2：主桁中央においてスパンの1/4の長さに損傷を与えた場合
- ③桁Case3：主桁中央においてスパンの1/2の長さに損傷を与えた場合

※損傷の程度＝主桁1段目の主鉄筋が完全に露出する程度にコンクリートを破損させる。鉄筋の折れ曲がりもあり。（写真1）

測定項目としては、加速度、速度、変位について測定をしたが、速度と変位については機器設定の不備のため測定値が無く加速度の結果のみの報告とする。加速度は図3の様に主桁上の9点(A-1～A-9)の位置に加速時計を設置し測定を行った。

#### (2) 結果

図4は測点 A-2, A-5, A-8における加速度波形で、桁の損傷Case1～3の結果を重ねて表示したものである。図5は桁測点A-2における損傷Case1～3の加速度波形をFFT解析したパワースペクトル密度である。また各測点のパワースペクトル密度から求めた1次固有振動数と減衰定数の平均および数値計算により求めた1次固有振動数を表2に示す。

図3の加速度波形の重ね合わせからCase 1とCase 2の加速度の立ち上がりはほとんど同じであるが、Case 3の立ち上がりがわずかに遅れており、周期が長くなっていること

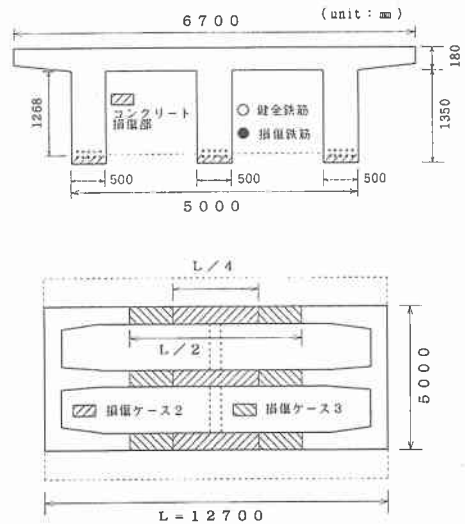


図2 桁損傷の位置

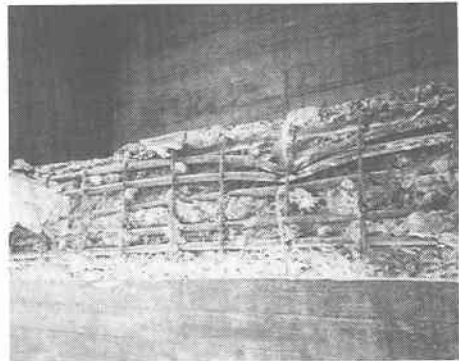


写真1 桁損傷状況

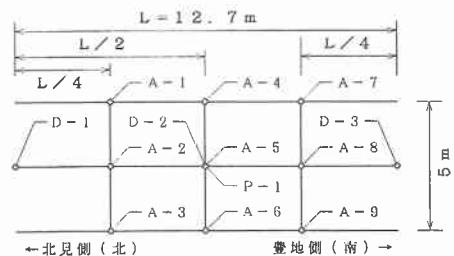


図3 測定器の設置位置

がわかる。固有振動数では損傷を受けた場合の方がわずかに低くなっており、減衰定数では損傷を受けた方が大きくなっている。本橋のようなスパン 12.7mのRC桁では、これまでの実測例<sup>1)</sup>から一般的に固有振動数は8~10Hzであることがわかっており、減衰定数も示方書の参考値<sup>2)</sup>では上部構造は0.03~0.05程度とされていることから、老朽化による影響として減衰が大きくなっていることがわかる。損傷付加実験では損傷による固有振動数の大きな変化は見られないが、波形の重ね合わせにより長周期化していることが判る。また減衰定数においも損傷による影響で減衰が大きくなっていることが判る。

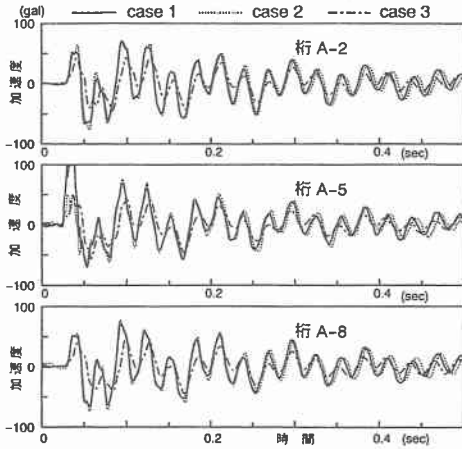


図4 桁の加速度振動波形

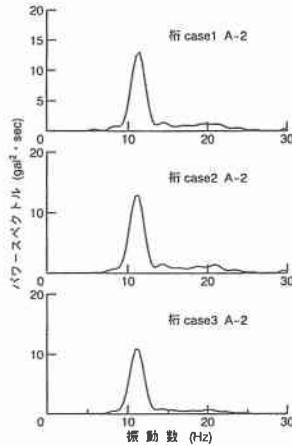


図5 桁のパワースペクトル

損傷 case	固有振動数 (Hz)		減衰定数
	計算値	実測値	
桁case 1	14.23	11.35	0.095
桁case 2	13.58	11.20	0.103
桁case 3	13.17	11.21	0.106

※実測値は各測定点における平均値

表2 桁の振動特性値

#### 4. 橋脚の損傷付加実験

橋脚の振動実験はP9橋脚(図1参照)で行い、上部工である桁は取り外して橋脚のみの振動実験とした。

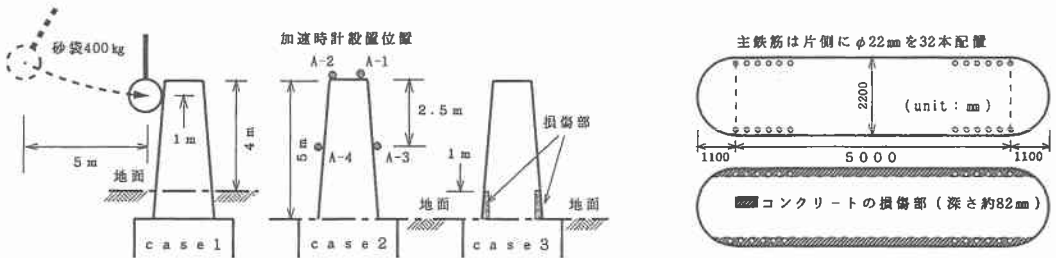


図6 橋脚振動実験の状態

##### (1) 試験方法

加振方法は桁の場合と同様にクレーンで吊り上げた砂袋を利用し、吊り上げた状態で橋脚側面から横方向に約5m引っ張り、そのまま重力による遠心力を衝撃荷重として橋軸方向に減衰自由振動を起こさせた。(図6, 写真2)

砂袋の重量: 400kgf, 加振位置: 橋脚上端部から約1m下で橋脚幅の中央とした。損傷の状態は次の3ケースとした。

- ①橋脚Case1: 上部工を取り除いただけの橋脚現存の場合
- ②橋脚Case2: 地盤面を橋脚基礎上面まで掘り下げた場合  
(河川洗掘による土砂の流出を想定)

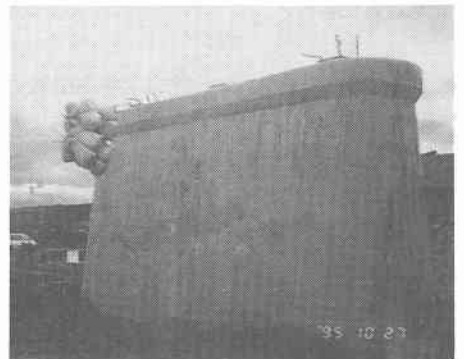


写真2 砂袋による加振状況

③橋脚Case3：Case2からさらに橋脚基部に損傷を生じさせた場合

※損傷の程度＝橋脚下端から約1m上側までを主鉄筋が露出する程度まで破損、鉄筋の切断・折れ曲がりも有り。

測定項目は加速度のみとし、測定位置は図6のA-1～A-4で示したように橋脚上端及び橋脚高さ中央部（上端から下に約2.5m）のそれぞれ表裏2箇所計4箇所とした。

(2) 結果

図7に測点A-2、A-4における橋脚損傷Case1～3の加速度波形を重ねて表示した。図8は測点A-1における各損傷Caseの加速度パワースペクトルである。表3は各測点における加速度のスペクトル解析から求めた1次固有振動数と減衰定数の平均値および固有振動数の計算値である。

図7の加速度波形の重ね合わせにより各Caseで位相のずれが明確に現れており、Case 1, 2, 3の順に波形の立ち上がりが遅くなっている。Case 1, 2の違いは橋脚基部の土砂を取り除いたことで、土砂の地盤反力による減衰がなくなったと考えられる。Case 2, 3の違いは橋脚基部の損傷により振動の振幅が大きくなり、長周期化したと考えられる。また、1次固有振動数には大きな変化は見られないが、損傷Case 3の橋脚基部を破損させた場合にわずかに振動数が低くなっている傾向がある。

5. あとがき

実験に際し本橋の設計諸元が分からなかったため、事前の正確な解析ができず損傷付加の程度が決められず、結果的に本実験で与えた損傷では固有振動数や減衰定数には大きな差は現れなかった。しかしながら波形の比較においてわずかな位相差が差が見られ損傷による長周期化の傾向が見られた。また、この他の実験（超音波による非破壊試験、ゲルバ－の耐荷力試験）については他の機会に報告をしたい。

本実験では網走土現北見出張所の西田健一氏、江端貢氏並びに橋の取り壊しを請け負われた東邦建設㈱の鎌田勉氏、松崎七美男氏には大変御世話になり、また実験を手伝っていただいた北見工業大学開発工学科構造研究室学生諸君に深く謝意を表します。

[参考文献]

- 1) 橋梁振動の計測と解析編纂グループ：橋梁振動の計測と解析，技法堂，1993
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1990
- 3) 田中信治、加藤雅史，歩道橋の固有振動数の測定と解析による検討，構造工学論文集Vol. 36A，pp671～678，1990
- 4) 岡林隆敏、沖野真、原忠彦、川村昭宣，衝撃加振法による道路橋の振動計測，橋梁と基礎 Vol. 22，No. 11，pp39～43，1988

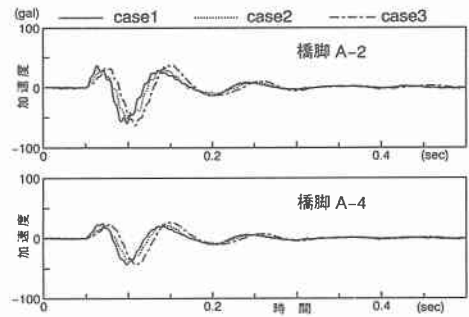


図7 橋脚の加速度振動波形

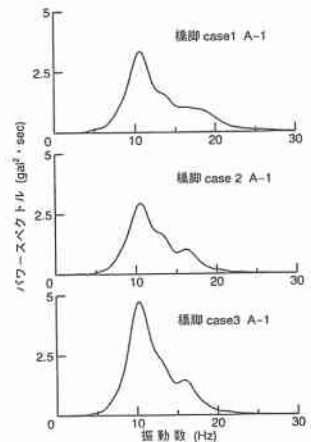


図8 橋脚のパワースペクトル

損傷 case	固有振動数 (Hz)		減衰定数
	計算値	実測値	
橋脚case 1	10.80	10.64	0.177
橋脚case 2	8.22	10.80	0.179
橋脚case 3	8.20	10.47	0.169

※実測値は各測定点における平均値

表3 橋脚の振動特性値