

(74) 開北橋強震記録の解析

○ 建設省土木研究所 正員 岩崎敏男
 〃 川島一彦
 建設省関東地方建設局 〃 高木義和

1. まえがき

宮城県石巻市の開北橋では、1978年6月12日の宮城県沖地震 ($M=7.4$) に際し、橋脚上の最大加速度が橋軸方向には 500gal 以上、橋軸直角方向には 33gal に達したにもかかわらず、上下部構造とも実質的な被害は発生しなかった。開北橋では下部構造の竣工以来、上部構造架設前から周辺地盤および橋脚上で強震観測が実施されており、宮城県沖地震を含め現在までに9回の強震記録が得られている。

本小文は、これらの記録に基づき、開北橋の振動特性を検討した結果について示すものである。

2. 開北橋の概要と周辺の地形・地盤条件

開北橋は宮城県石巻市にあり、主要地方道石巻～河北線と旧北上川の交差部に架かる橋長 285m の5径間連続鋼箱桁橋である。竣工は昭和44年であり、昭和39年の鋼道路橋設計示方書に準拠して設計されている。耐震設計に際しては、 0.2 および 0.1 の設計水平震度および鉛直震度が見込まれている。一般図は図1に示す通りであり、 P_1 が固定、その他は可動となっている。

ただし、可動部には P_4 と A_2 を除き、ダンパーが取付けられている。

強震計 (SMAC-B2型) は P_2 の天端 (下流端) に1台、 P_2 から約 60m 離れた左岸上流側の河川敷に1台の計2台が設置されている。上部構造への入力地震動を把握する目的から、橋脚上の強震計は固定支承を有する橋脚上に設置するのが一般的であるが、本橋の場合には、可動支承 (ローラー支承) を有する P_2 上に設置されていることに注意する必要がある。

開北橋周辺の地盤構成は図1に示す通りであり、 P_2 および $P_4 \sim A_4$ の中間点の地盤ボーリング結果は図2の通りである。これによれば左岸部の P_1 、 P_2 付近においては中生代三疊系砂岩～シルト岩が浅く分布しており、地盤上の強震計は、このような箇所へ直接岩着して設置されている。シルト岩～砂岩のせん断波速度は、表面の $1 \sim 2\text{m}$ の風化部では 680m/sec 程度であるが、それ以下は $1,300\text{m/sec}$ であり、この地点における基盤とみなし得る。

3. 開北橋の強震記録

開北橋では、 P_2 完成直後から強震観測が実施されており、現在までに1978年宮城県沖地震を含めて9回の地震に際して記録が得られ

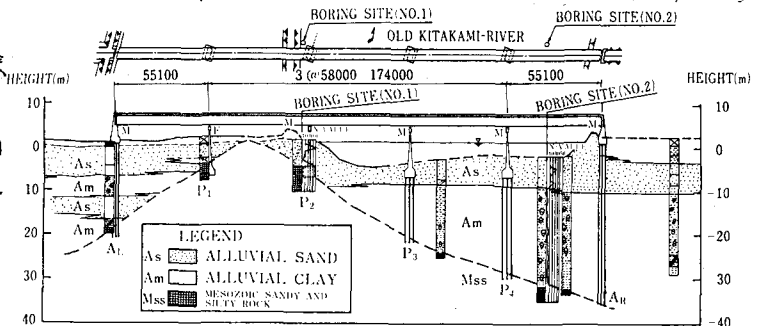


図1. 開北橋一般図

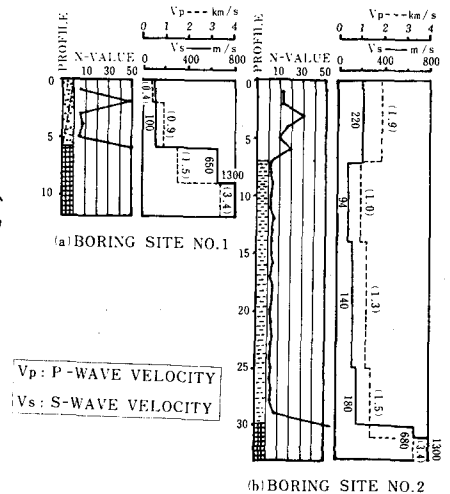


図2. 地盤ボーリング調査結果

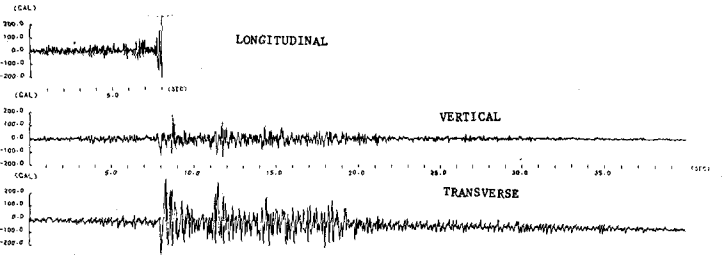
ている。宮城県沖地震による記録は図3に示す通りであり、橋脚上の橋軸方向には500galを超したため(小MAC-B2)、オーバースケールしている。また、表1に示した9回のうち、No.1~No.4は橋脚単独(上部工架設前)の記録、No.5~No.9は上部工架設後の記録である。

表1から、地盤上の最大加速度 A_g と橋脚上の最大加速度 A_p の関係を求めると図4のようになる。これによれば、上部工架設前と架設後の間で A_p と A_g の関係にはほぼ、さりしだ違いが認められない。上部構造の架設前後で応答倍率 A_p/A_g に著しい相違がないことを前提として、図4から A_p と A_g の関係を最小自乗法で求めると次式のようになる。

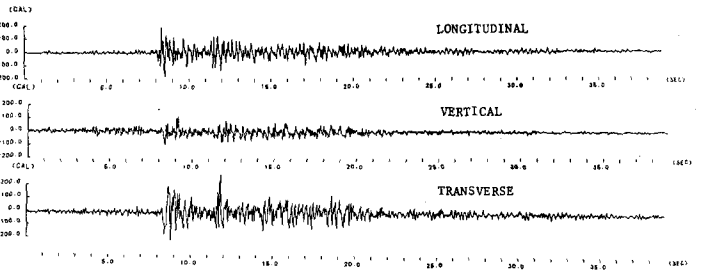
$$A_p = \begin{cases} 2.41 \times A_g^{1.0} & \text{— 橋軸方向} \\ 2.03 \times A_g^{0.91} & \text{— 橋軸直角方向} \end{cases} \quad (1)$$

表1. 開北橋の記録

No.	地震発生年月日	マグニチュード	震央距離(km)	地盤上の最大加速度(gal)		橋脚上の最大加速度(gal)	
				橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
1	1966. 6. 24	5.1	63	25.10	12.78	58.41	37.33
2	1967. 1. 17	6.3	72	17.43	20.58	58.87	29.85
3	1968. 6. 12	7.2	145	11.51	15.15	35.37	26.04
4	1968. 7. 5	6.4	81	18.14	27.50	86.20	40.47
5	1970. 9. 14	6.2	95	19.66	31.85	59.03	43.73
6	1977. 6. 8	5.8	45	46.62	—	148.9	—
7	1977. 6. 14	—	—	15.67	—	46.58	—
8	1978. 2. 20	6.7	80	76.24	141.3	326.4	197.0
9	1978. 6. 12 (宮城県沖地震)	7.4	90	192.2	288.7	—	331.2



(a) 橋脚天端



(b) 周辺地盤上
図3 1978年宮城県沖地震による記録

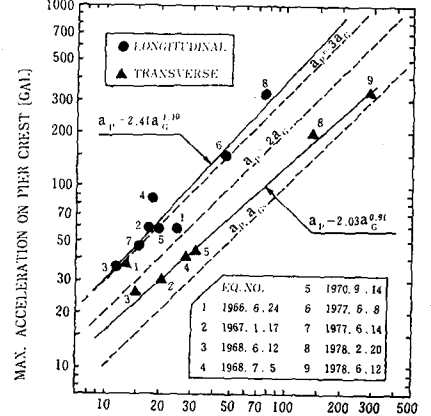


図4 MAX. ACCELERATION ON GROUND SURFACE [GAL] 橋脚最大加速度~地盤最大加速度

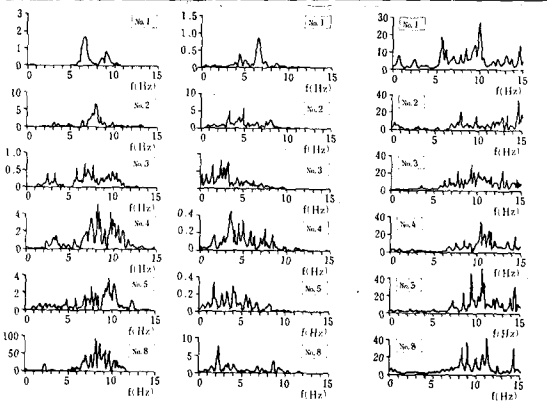


図5 パワースペクトルと伝達関数(橋軸方向)

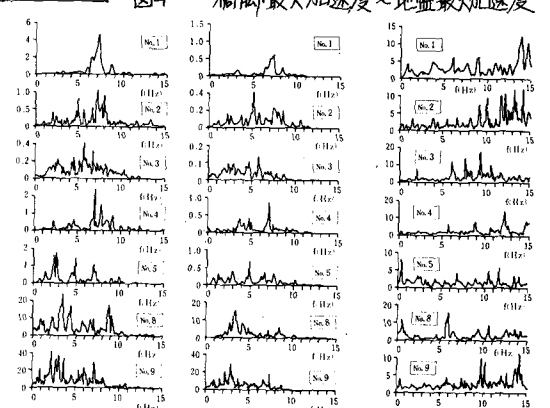


図6 パワースペクトルと伝達関数(橋軸直角方向)

上式から A_g と A_p は全体として比例関係にあるといえよう。なお、 A_g と A_p が比例するものとして両者の関係を近似すると次のようになる。

$$A_p \approx \begin{cases} 3.5 \times A_g & \text{橋軸方向} \\ 1.3 \times A_g & \text{橋軸直角方向} \end{cases} \quad (2)$$

なお、式(2)を用いて1978年宮城県沖地震による橋脚上の橋軸方向の最大加速度を推定すると、地盤上の最大加速度が192galであるから、700gal程度となる。

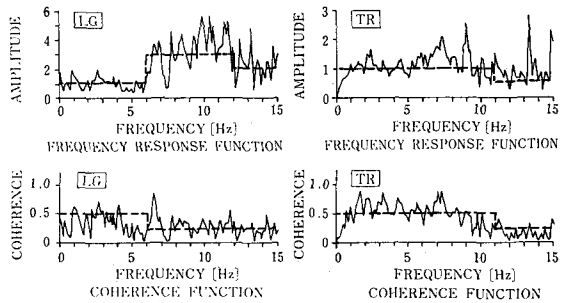


図7 アンサンブル平均した伝達関数、コヒーレンス関数

4. 強震記録の振動数特性およびこれより求めた伝達特性

記録のパワースペクトルおよび地盤から橋脚天端に至る伝達関数を求めると、図5、6のようになる。これより橋軸方向および橋軸直角方向の伝達特性をまとめると表2のようになる。また、図5、6の伝達関数をアンサンブル平均すると、図7のようになる。

表2 橋軸方向および橋軸直角方向の伝達特性の特徴

この結果をもとに、 P_2 橋脚の伝達特性をモデル化すると、図中の破線のようになる。すなわち、

$$H_{Lg}(f) \approx \begin{cases} 1 & 0 < f < 6 \text{ Hz} \\ 3 & 6 < f < 12 \text{ Hz} \\ 2 & 12 < f < 15 \text{ Hz} \end{cases} \quad (3)$$

$$H_{TR}(f) \approx \begin{cases} 1 & 0 < f < 11 \text{ Hz} \\ 0.5 & 11 < f < 15 \text{ Hz} \end{cases} \quad (4)$$

ここで、 $H_{Lg}(f)$ および $H_{TR}(f)$ はそれぞれ橋軸方向および橋軸直角方向の増幅率である。式(3)、(4)および図7から、 P_2 橋脚の地震応答特性を振動数ごとに分類すると次のようなモデルとなる。

(a) 橋軸方向——— $0 < f < 6$ Hzの間は、 P_2 は周辺地盤とおおむね同じように運動している。 6 Hz以上(ただし、少なくとも 15 Hzまで)になると、コヒーレンスが低くなり、 P_2 が周辺地盤と独自に振動していることを示している。 $6 < f < 12$ Hzの範囲では増幅率が高く、 P_2 ～地盤系の基本固有振動数はこの範囲にあると考えられる。

(b) 橋軸直角方向——— $0 < f < 11$ Hzの間は、 P_2 は周辺地盤とおおむね同じように振動している。 11 Hz以上(ただし、少なくとも 15 Hzまで)になると、コヒーレンスが低くなり、 P_2 が周辺地盤と独自に振動していることを示している。

以上のように考えると、橋軸直角方向には、 $0 < f < 11$ Hzの比較的広い範囲にわたって増幅率が1.0程度であることが式(4)においてこの方向の加速度増幅率 A_p/A_g が1.3程度に止まっている原因と考えることができる。これに対して、橋軸方向には、 $6 < f < 12$ Hzにおいて増幅率が約3と高く、この結果、 P_2 天端の記録

橋軸方向	橋軸直角方向
(a) $0 \sim 6$ Hzの範囲では伝達関数はおおむね平坦で、増幅率も小さい。	(a) $0 \sim 10$ Hzの範囲では伝達関数はおおむね平坦で、増幅率も小さい。
(b) 6 Hz以上では増幅率は大きい。最も増幅率の高い振動数は、地震No. 1, 2, 3, 4, 5, 8 に対してそれぞれ、0.0, 14.5, 9.2, 10.5, 10.7, 11.3 Hzであり、 $9 \sim 11$ Hzの範囲にある。	(b) 増幅率の最も高い振動数は、地震No. 1, 2, 3, 4, 5, 8, 9 に対してそれぞれ、13.9, 13.2, 9.4, 12.3, 0.3 (2番目は11.7), 6.0, 14.2 Hzである。
(c) $0 \sim 15$ Hzの範囲では、上部工架設前および架設後で、著しい違いは認められない。	(c) 同左

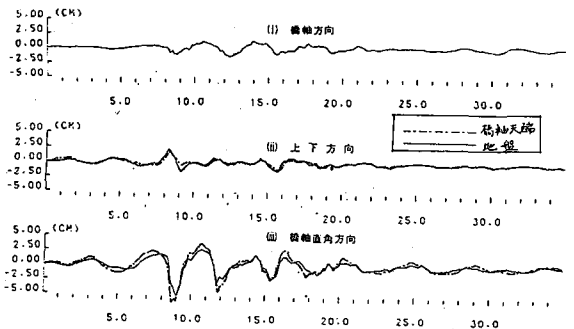
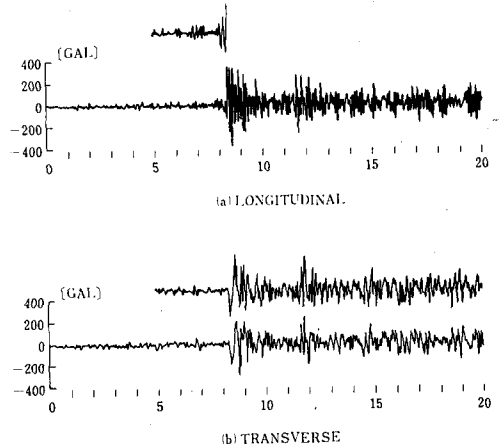


図8 強震記録から求めた地盤および P_2 の変位(宮城県沖地震)

には、図7に示したように、6~12 Hzの振動成分が卓越するとともに、式(2)において α_p/α_q が約3.5と大きくなっていると考えられる。

5. 橋脚および周辺地盤の絶対変位応答

1978年宮城県沖地震による加速度強震記録を数値積分し、それぞれ絶対変位応答を求めると図8のようになる。ここで、地盤上の強震計と橋脚上の強震計の時間の同期はとられていないため、図8は両所の変位応答が最もよく一致するように時間軸を合わせた結果を示している。また、数値積分に際しては、強震記録の読取精度を考慮した計器補正を加えている。図8の結果によれば、 P_2 天端の変位は、図9、 P_2 天端の応答の計算値と実測値の比較(宮城県沖地震)基本的には周辺地盤の変位とほとんど同じであること、橋軸直角方向には、 P_2 天端の最大変位は約6cm程度であることがわかる。



6. 橋脚の固有振動解析および応答解析

開北橋をばね-質点系モデルに置換し、 P_2 橋脚の固有振動数を計算した。これによれば、上部工架設前には、 P_2 の基本固有振動数は、橋軸方向には9.7 Hz、橋軸直角方向には19.6 Hzとなる。これに対して、上部工架設後には、橋軸方向には9.7 Hz(この方向には、可動畜のため、上部工の影響は現われない)、橋軸直角方向には7.8 Hz(2次モード)、9.1 Hz(15次モード)となる。ここで橋軸直角方向の場合には、低次のモードは P_2 ~ A_2 がよく揺れるモードであり、上記の7.8 Hzおよび9.1 Hzは P_2 がよく揺れるモードを取り出したものである。この結果を4章に示した強震記録の解析結果と比較すると以下のようになる。すなわち、橋軸方向には、上部工架設前および架設後ともに基本固有振動数は9.7 Hzであり、これは図7に示した結果と矛盾していない。これに対して、橋軸直角方向の場合には、上部工架設前には P_2 の基本固有振動数は19.6 Hzと非常に高いため、10 Hz程度以下の通常の地震入力のもとでは応答倍率は1に近いと考えられる。また、上部工架設後には、 P_2 の振動が卓越する固有振動数は7.8 Hz、9.1 Hzであるが、いずれも高次のモードであり、特に卓越するモードではないことから P_2 の応答倍率を大きく高めることはなく、以上を総合すると、橋軸直角方向には上部工架設前および架設後ともに P_2 の応答倍率は1を大幅に越すとはなく、このような点が図7において増幅率が1に近い理由と考えられる。

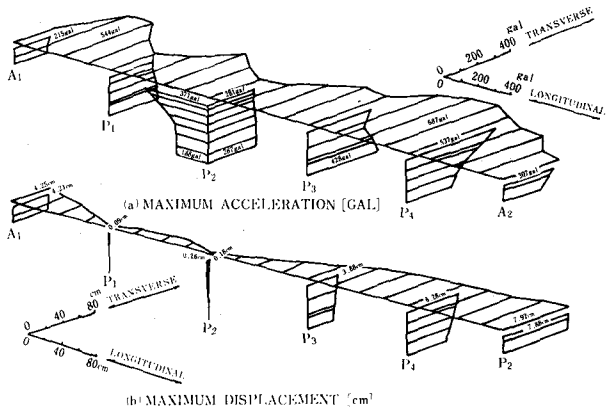


図10 各部の最大応答値(宮城県沖地震)

最後に、上記解析モデルを用いて、地盤上の強震記録を入力として P_2 天端の応答を計算した。宮城県沖地震の場合につき、実測記録との比較を示すと図9のようになる。ここで、表層地盤の応答は Ramberg-Osgood モデルにより計算している。また、各部の最大応答は図10の通りであり、これより各部の断面力の照査を行うと、 P_3 、 P_2 の基部等部分的に設計で想定した許容値を超えているが全体としてはすべて破壊耐荷力以下に収まっている。これは、開北橋が宮城県沖地震により主要構造部分に被害を蒙らなかつたことを説明するものと考えられる。

謝辞: 本研究に際しては、宮城県土木部道路建設課の御支援を得ました。ここに記して厚くお礼申し上げます。(参考文献) 日本道路協会「宮城県沖地震による道路橋の被害ならびに支保部の耐震性に関する調査報告書」55.3