

沓が地震被害を受けた橋梁の地盤とその影響に関する研究

那須 誠¹, 菊池保孝², 大場恒彦³

¹フェロー会員 博士(工学) 前橋工科大学教授 工学部建設工学科(〒371-0816 群馬県前橋市上佐鳥町460-1)

E-mail:nasu@maebashi-it.ac.jp

²正会員 西日本旅客鉄道株式会社 監査室長(〒530-8341 大阪府大阪市北区芝田 2-4-4)

E-mail:y-kikuchi@westjr.co.jp

³正会員 日本物理探鑛株式会社 技術本部長(〒143-0027 東京都大田区中馬込 2-2-12)

E-mail:toba@n-buturi.co.jp

比較的小規模の地震で沓被害等が発生した橋梁において被害原因を究明するために、地盤調査と列車走行時の橋脚と地盤の振動測定、地盤の常時微動測定、2次元有限要素法による地震応答解析を行った。この橋梁の地盤は一律でなく支持層に起伏があり、橋梁は異種支持地盤状態で作られており、地震被害が多く認められる地盤条件にあることが分かった。また、地盤・橋梁系の地震応答解析と各種振動調査によって橋梁の振動応答に地盤の傾斜層の影響が強く出ることが分かった。従って、今回の沓の地震被害に地盤の影響が強く現れたことが推察された。

Key Words : Earthquake damage to bridge bearing, heterogeneous ground condition, train running vibration, microtremor, seismic response analysis

1. はじめに

比較的小規模の地震によって沓に被害が発生した橋梁があり、その被害原因を調べた。今回は特に地盤の影響を明らかにするために、初めに地盤調査を行って地盤状態を明らかにして、地盤状態と被害形態の関係から被害機構を推定し、次に列車走行時に発生する橋脚と地盤の振動並びに地盤の常時微動の測定を行うとともに、地震応答解析等を行ってその被害機構を確かめた。その結果、沓の被害は地盤条件の変化点で発生しており、ここでの橋脚の非対称な振動が被害に大きく影響したことが推定されたので、以下に報告する。

2. 地震被害状況と地盤調査結果

a) 1987年11月18日に山口県北部を震源とする地震(M=5.4, 震源深さ9km, 震度は小郡市と山口市でIV)によって鉄道橋梁で沓破損等が発生した¹⁾。この橋梁は図-1²⁾に示すように、標高200~600mの丘陵地の小河川上に建設されている。図-2¹⁾に橋梁の全体図(縦断図)を示す。橋梁の上部構造は鉄筋コンクリート製のT型桁(桁長さ16m)、8連総延長126.4m

であり、下部構造の橋脚は直接基礎の壁式橋脚(高さ5.5~8.5m)である。今回沓に被害を受けた橋脚は2Pと3Pであるが、2Pから5Pまで同一高さ8mで施工されている。沓は可動沓と固定沓ともに同一構造の線沓(鋳鉄製)である¹⁾。

この地震で線沓が図-3¹⁾に示すように、橋脚2P上で1箇所、橋脚3P上で7箇所の計8箇所で破損した。第3連目の下り線側の橋桁は左右に動いて最後に上り側に移動し、第3連目の上り線側の橋桁は上り線



図-1 位置地形図²⁾

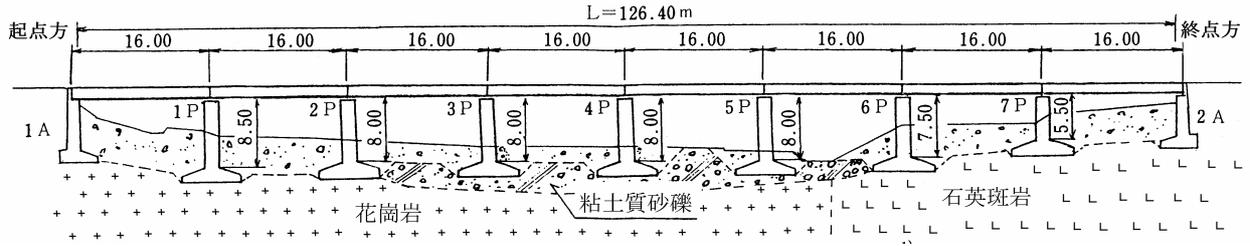


図-2 橋梁全体図と地盤断面図¹⁾

側に動いて若干戻ったが最後に上り線側に移動した形跡がある。第4連目の上り線側の橋桁は上り線側に動いたことが想定されている。このように橋脚2Pと橋脚3P上の橋桁が地震時に上り線側に移動した形跡が調べられている¹⁾。その他に橋脚前・後面に水平亀裂も発生し、その中で橋脚3Pの亀裂は比較的大きい。

b) 図-2は地盤断面図も示しており、建設時と地震直後に行われた地盤調査結果から作られた断面図である。橋脚基礎フーチングの支持地盤は橋脚1Pと2PではN値が15程度の風化花崗岩、3P~5PではN値が3~30の旧河川堆積層、6Pと7PではN値が50以上の石英斑岩である。橋脚3P~5Pの橋脚の直接基礎が支持地盤としている地層が若干弱い層(粘土質砂礫質土層~礫混じり粘性土層からなる旧河川堆積物)である¹⁾。

この地盤のように砂礫質土層等の下に比較的軟らかい粘土質土層が存在する地盤は、地震時に比較的大きく動きやすく、その上の構造物に地震被害が多くみられることが既に明らかにされている³⁾。ま

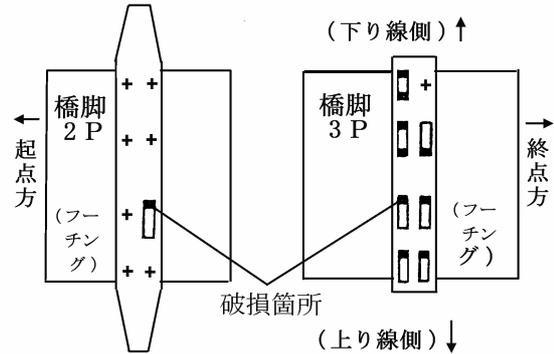


図-3 沓破損位置(平面図)¹⁾

た、図-2をよくみると、この橋梁は橋軸方向に全体が異種支持地盤状態にあることが分かる。さらに、今回の追加した地盤調査によって図-4、5⁴⁾に示すように、沓が被害を受けた橋脚2Pと3Pのフーチング直下の比較的軟らかい地盤が下り線側に厚くなってい

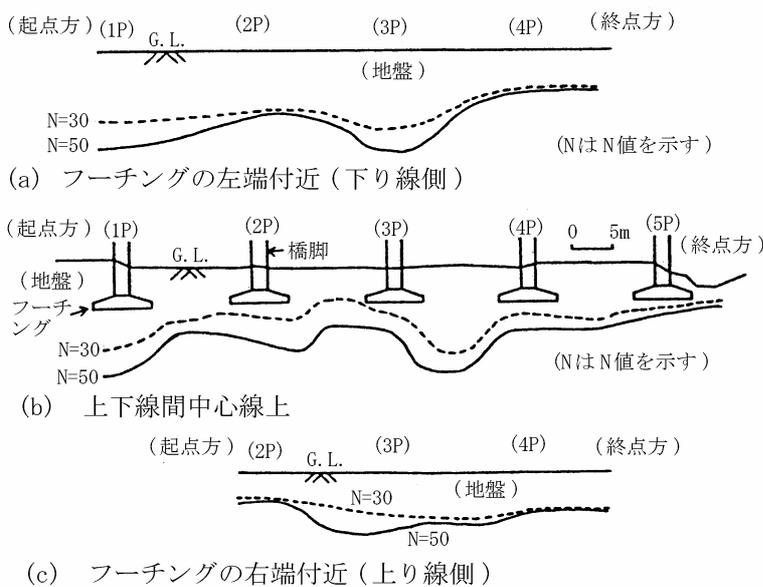


図-4 地盤のN値の等高線図(縦断面図)⁴⁾

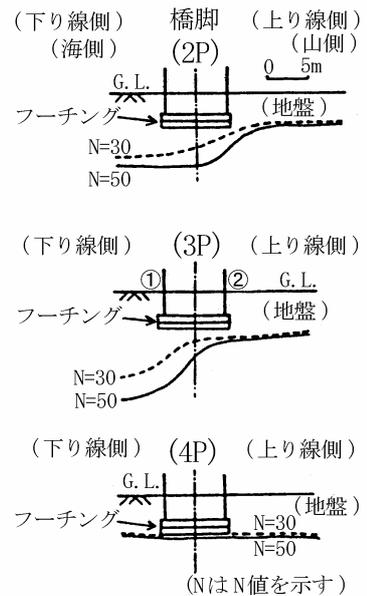


図-5 地盤のN値の等高線図(横断面図)⁴⁾

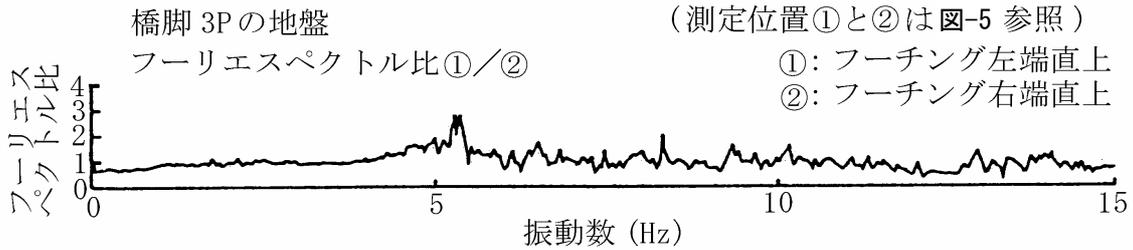


図-6 地盤の常時微動測定結果(上下方向成分)⁴⁾

ることと、両基礎フーチングは、橋軸直角方向と橋軸方向の両方向に、硬い地盤と比較的軟らかい地盤に跨がる状態即ち異種支持地盤状態になっていることが分かる。しかも、異種支持地盤状態は橋脚 2P よりも 3P の方が顕著であり、それは図-3 に示す沓被害が 2P よりも 3P 上で顕著であることと良い対応を示している。橋脚 4P のフーチング直下の地盤はほぼ水平な土層から成り立っており、しかもフーチング直下の浅い位置に N 値 50 以上の土層がある⁴⁾。

以上より、橋桁が地震時に線路直角方向の上り線側に移動したのは、地震時に軟らかい土層を含む地盤の厚くなる、谷軸方向の下り線側に地盤とともに橋脚が比較的大きく動いたときに、その反動として橋桁が上り線側に移動したためと推定される。あるいは橋脚基礎と地盤の間に変位差が生じたのに伴って大きい偏土圧が発生して橋脚基礎が下流側に強く押されて、その反動として橋桁が上り線側に移動したことが推定される⁴⁾。また、このように桁と橋脚がずれた結果、沓被害が発生したことが考えられる。

なお、橋脚の水平亀裂の発生にも橋梁が軸方向に異種支持地盤状態に作られていたことが影響しているものと考えられる。

3. 常時微動と列車振動の測定結果

(1) 常時微動測定結果

常時微動の測定は橋脚の左右両側で、フーチングの端部直上付近の地盤表面で行った。図-6⁴⁾は沓被害が顕著に生じた橋脚 3P の左右両側の地盤表面における常時微動(速度)の測定結果であり、橋脚の左側の地盤①と右側の地盤②における常時微動の上下方向成分のフーリエスペクトルの比を示している(測定位置①と②は図-5 参照)⁴⁾。

この図をみると 5.5Hz 付近に約 3 の大きいピーク値が存在している。このことは相対的に橋脚の左側(下り線側)の地盤が右側(上り線側)の地盤より軟らかいことを示しており、列車走行時の振動測定結果を示す図-7 あるいは図-8 と同様の結果が得られている。このように常時微動の測定結果からも列車走行時の振動測定結果と同様に地盤の不均質性を明らかにすることができた⁴⁾。

(2) 列車走行に伴う橋脚振動の測定結果(その 1)

この橋梁において列車走行に伴って発生する振動(加速度あるいは変位)を橋脚天端と地盤表面で測定した⁴⁾。橋脚の測定位置は天端面(頭部、桁座中心)であり、地盤の測定位置は地盤表面(橋軸中心線上で橋脚前面(終点方)のフーチング基礎外周線の真上付近)である。測定成分は橋軸方向水平成分と橋軸直角方向水平成分と上下方向(鉛直方向)成分の計 3 成分である。これらの測定した振動の周波数分析も行った³⁾。

a) フーリエスペクトル比

測定結果の 1 例を図-7⁴⁾に示す。この図は沓に被害が発生した橋脚 2P と 3P の頭部と地盤表面の振動加速度の上下方向成分の測定結果であり、横軸は振動

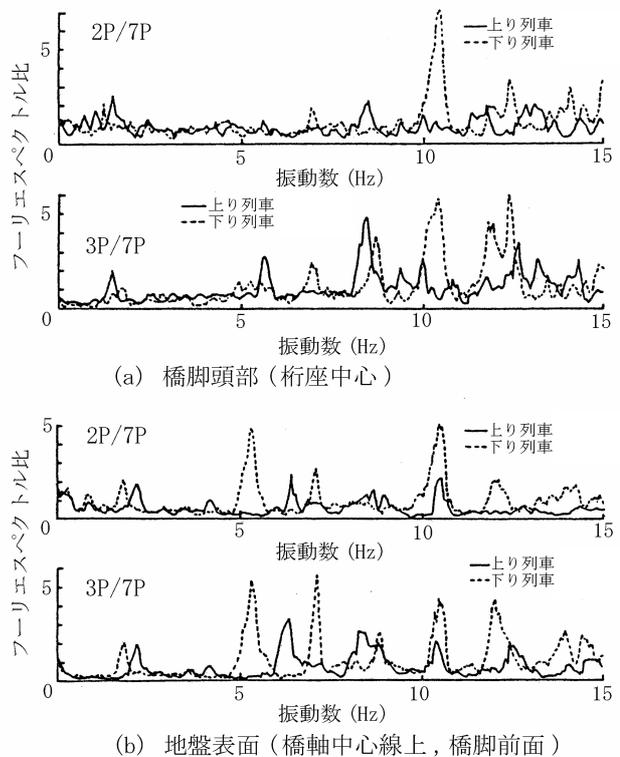


図-7 列車走行時の橋脚頭部と地盤の振動(上下方向成分)⁴⁾

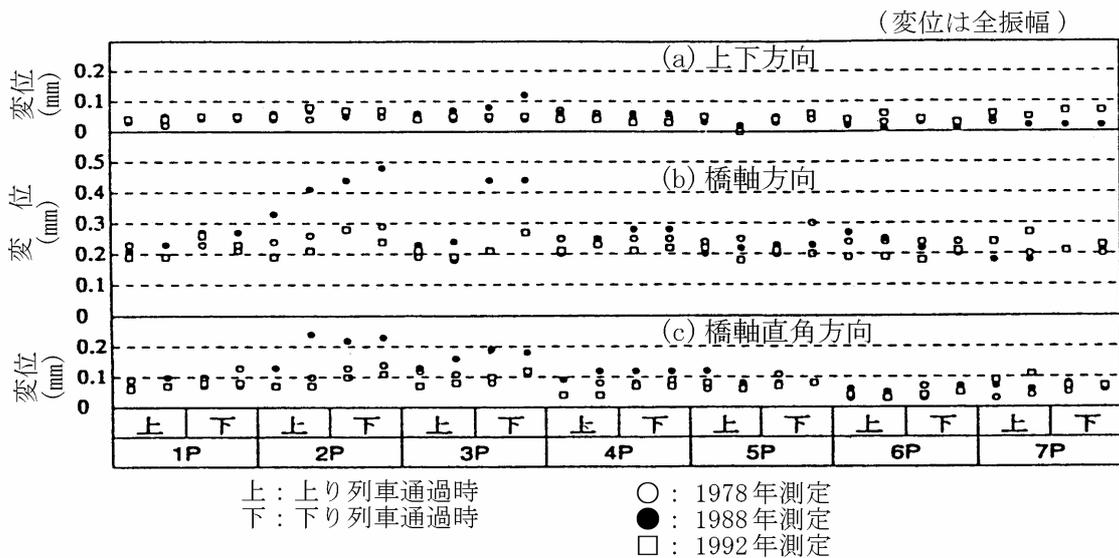


図-8 列車走行時の橋脚頭部の振動(変位, p-p 値)⁴⁾

数, 縦軸はフーリエスペクトル比を表す. 橋脚 2P と 3P の頭部あるいは地盤の測定値のフーリエスペクトルと, 支持地盤が良好な石英斑岩に岩着している橋脚 7P の頭部あるいは地盤の測定値のフーリエスペクトルとの比を用いたのは, 測定対象の列車速度が異なるためである. この比は地盤の増幅率の比(地盤強度の比)とも言うべきものである⁴⁾.

この図-7 から振動のピーク値が橋脚と地盤とともに概して上り列車の走行時(実線のグラフ)よりも下り列車の走行時(破線のグラフ)の方が大きく発生していることが分かる. しかもそれは列車速度の大小に関係なく生じており(速度は(a)では下り列車の方が上り列車よりも大きく, (b)ではその関係が逆である), 図-5 と比べると橋脚と地盤の振動が地盤状態に大きく影響されて生じている. また, 橋脚 2P よりも橋脚 3P の方で大きいピーク値が多く出現しており, 図-3 の沓被害と対応していることも分かる⁴⁾.

なお, 付近にある変電所の基盤上の地震記録をみると, 地震動は橋軸方向が橋軸直角方向よりも大きく発生している. しかし, この橋梁の橋脚は橋軸方向よりも橋軸直角方向に大きく動いており, 橋梁の動きに地盤構造が大きく影響したことが分かる⁴⁾.

b) 振動の振幅値

橋脚の天端(桁座)において列車走行に伴って発生する振動は地震前(1978年)と地震直後(1988年)にも測定されており¹⁾, これらの測定値と今回の測定値(変位, 全振幅 p-p 値)をまとめて図-8⁴⁾に示す. この図をみると, 振動の上下方向成分には測定時期によって余り変化がみられない. しかし, 橋軸方向成分と橋軸直角方向成分の水平方向成分は地震直後の値が最も大きく, 地震前と今回の測定値の約 2 倍の大きさである. また, それらの水平動成分は地震前と今回の測定値はほぼ同じか後者の方が前者より若干小さ目である⁴⁾.

このように橋脚の振動が地震直後に大きくなりそ

の後しばらくしてから小さくなった理由として, 地震のときに地盤がせん断力を受けて軟化し, 時間の経過とともに土のシフト現象⁵⁾が現れて地盤の強度が回復したこと, あるいは地震のときに橋脚等の側面や底面に隙間ができ, その後隙間が無くなったこと等が考えられる. なお, 図-8 においても橋脚 2P と 3P の地震直後の振動の測定値は, 図-7 と同様に上り列車よりも下り列車通過時の方が大きい傾向が認められる⁴⁾. したがって, この振動振幅にも地盤構造が大きく影響したことが分かる.

(3) 列車走行に伴う橋脚振動の測定結果(その 2)

ここに示す列車走行に伴う橋脚振動の測定例は, 上記と異なる橋梁で測定されたものである. その橋

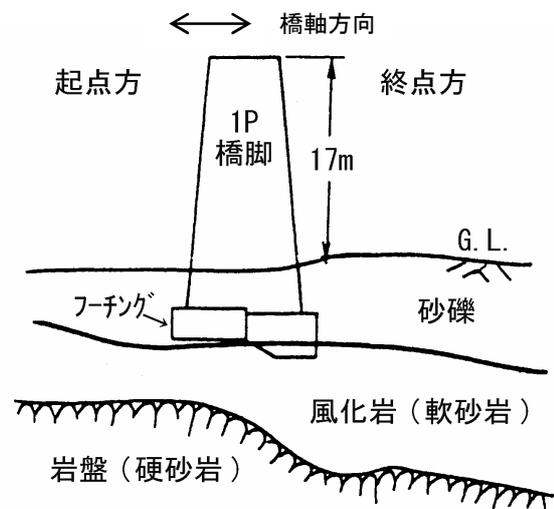


図-9 1P 橋脚付近の地盤構造⁶⁾

梁は長さが 134 m, スパン長さが 31.5 m 及び 14.2 m, 橋脚高さが 12~17 m の桁橋であり, 図-9 に示す 1P 橋脚(第 1 号橋脚, 高さ 17 m) の天端中央に振動計を設置して測定された測定データである⁶⁾.

この橋梁では列車振動測定は水平方向成分でしか行われていないが, 橋軸方向とそれに直交する方向(橋軸直角方向)での測定結果を図-10⁶⁾に示す. この図をみる, 両方向の波形には明らかな差があり, 基盤が傾斜する橋軸方向の振幅が大きくかつ起・終点側で異なり, 橋軸直角方向の振幅がかなり小さい.

ここで図-9 の地盤状態をみると, 基盤は橋軸方向に傾斜しており, その上には節理が発達し脆弱な軟砂岩があり, この振動波形は基盤の傾斜の影響を強く受けた結果であると考えられている⁶⁾.

4. 地震応答解析

(1) 解析条件

以上に述べてきたように, 沓の地震被害が橋軸直角方向に異種支持地盤状態にある橋脚上で発生しており, またこの橋梁において列車走行時に発生する橋脚や地盤の振動及び常時微動がその地盤状態に対応した挙動を示している. さらに異なる橋梁においても同様に列車走行時の橋脚振動が地盤状態に対応して発生している. そのためその地盤と橋脚を 2 次元有限要素法を用いてモデル化して地震応答解析を行い振動応答を確認した.

a) 解析モデル

地盤と橋脚の解析モデルの構造は図-11 に示すように, 大きさが水平方向 24m, 鉛直方向 20m の地盤の上に, 前述の直接基礎形式で壁式橋脚が載る 2 次元

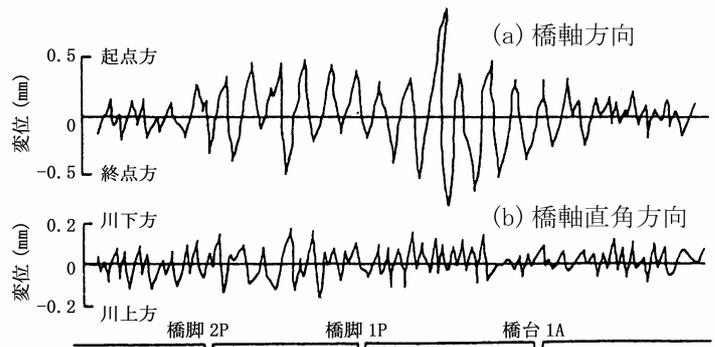


図-10 列車振動測定波形⁶⁾

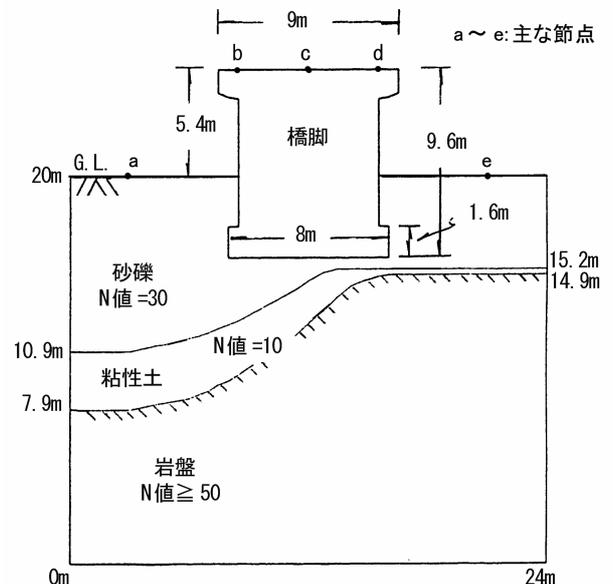


図-11 地震応答解析モデル

表-1 地盤及び橋脚の物性値

No.	土質・地質等	密度 (t/m ³)	初期剛性率 (MPa)	ポアソン比	初期減衰定数 (%)	せん断ひずみ特性曲線
1	鉄筋コンクリート橋脚, フーチング	2.4	8,820	0.200	3	-
2	岩盤(花崗岩) (N 値 50 以上)	2.1	5,292	0.473	3	-
3	砂礫 (N 値 30)	2.0	1,274	0.492	3	250kPa 50kPa
4	粘性土 (N 値 10)	1.7	26.5	0.492	3	250kPa 100kPa 50kPa
5	岩盤(花崗岩) 地震波入力面	2.4	5,292	0.333	1	-

*せん断ひずみ特性曲線は文献 8) による. 数字は拘束圧.

モデルである。地盤は 3 層構造で、最上層より N 値 30 の砂礫層, N 値 10 の粘性土層, N 値 50 以上の風化岩盤からなる。また、これら地層の境界面が橋脚下で一方方向へ傾斜している。

橋脚とフーチングは鉄筋コンクリート製で、フーチング部が幅 8m, 奥行き 7m, 高さ 1.6m, 壁式橋脚部が幅 7m, 奥行き 1.6m, 高さ 8m で頭部に幅 9m, 高さ 1.5m の張り出し部を有している。さらに、この橋脚上には 4 本の桁や床版等の上載構造物が載り、それらの荷重をそれぞれの桁幅中央位置の集中質量として加えるモデル化を行った。これらの地盤と橋脚の物性値を表-1 に示す。地盤と橋脚モデルの有限要素への分割は四角形要素を基本とし、両者ともソリッド要素である。なお、解析モデルの奥行きは単位幅である。

b) 入力地震波

モデル底面に地震波の入力面を設定し、図-12 に示す八戸波⁷⁾を最大振幅を 100cm/s²にして、橋軸直角方向の水平方向加振力として入力する。

c) 解析方法

2 次元地震応答解析にはプログラム MFLUSH を使用する。有限要素モデルの境界条件は、左右端をエネルギー伝達境界に、底面を粘性境界にする。地盤の土の地震応答に対する非線形性を等価線形化法で考慮する。N 値=10, 30 の土層

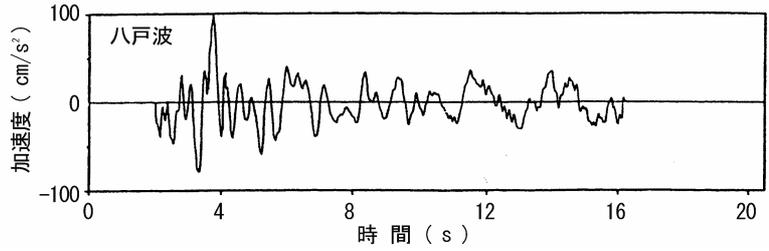


図-12 地震入力波形⁷⁾

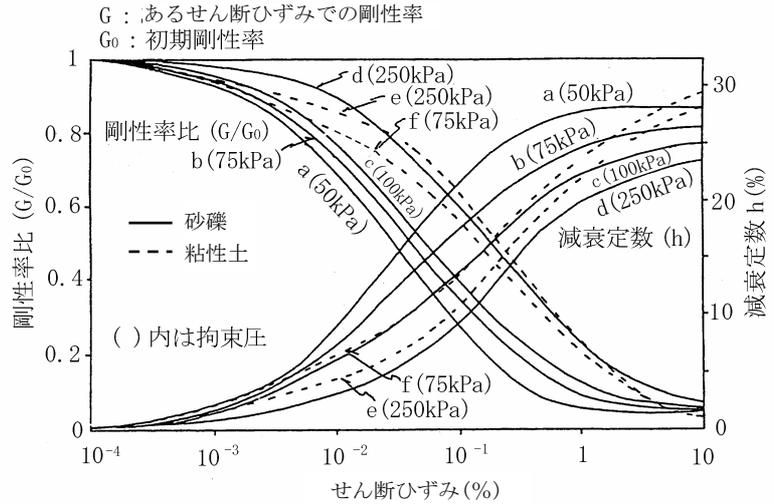


図-13 土の剛性率と減衰定数のひずみ依存性⁸⁾

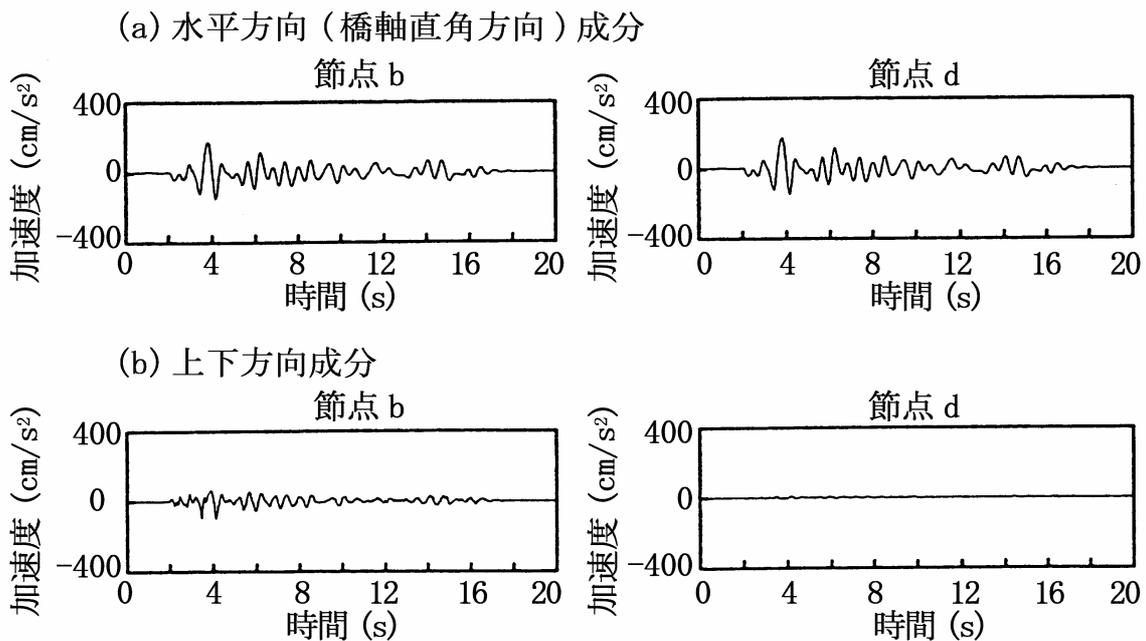
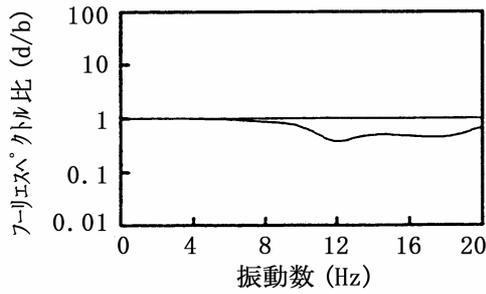
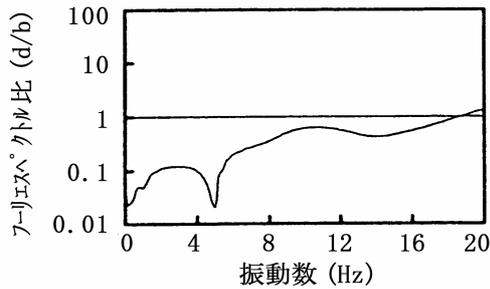


図-14 主な節点での加速度応答波形



(a) 水平方向（橋軸直角方向）成分



(b) 上下方向成分

図-15 節点 d と b 間の加速度応答のフーリエスペクトル比

の動的変形特性については図-13 のようなせん断ひずみ依存特性を採用する。なお、この歪依存特性曲線は文献 8) による。

(2) 解析結果

FEM 解析結果の中で、図-11 に示す橋脚天端の両端部の節点 b, d での応答加速度波形とそのフーリエスペクトル比(右側の接点 d と左側の接点 b のフーリエスペクトルの比 d/b)を水平方向(橋軸直角方向)

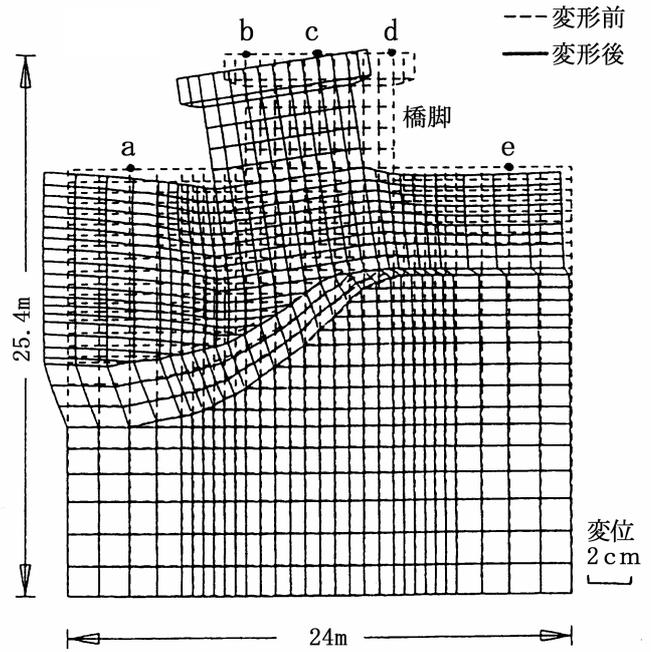


図-16 地盤と橋脚の変形図(時刻 t=3.88s)

成分と上下方向成分について、図-14 と図-15 に示す。また、地表面や橋脚天端の主な節点 a~d(図-11 参照)での最大応答値を表-2 に示す。

それらの図と表から橋脚天端では、水平方向には全体がほぼ同じ大きさの振動を行っているが、水平方向加振にも関わらず上下方向成分の左右端の応答には、数倍~十数倍の差が認められることをスペクトル比や最大振幅において確認することができる。そして振幅の大きい節点は岩盤の被覆層の厚い位置にある。地表面上の節点でも同様な傾向があり、上下方向成分に差が現れるが橋脚天端での倍率より小さい。

なお、橋脚天端中央で最大変位応答を示す時刻(時

表-2 主な節点での最大応答値

振動成分	節点	最大加速度 (cm/s ²)		最大速度 (cm/s)		最大変位 (cm)	
		+振幅	-振幅	+振幅	-振幅	+振幅	-振幅
水平方向 (橋軸直 角方向) 成分	a	132.20	90.29	17.966	20.048	0.837	1.135
	b	178.24	148.98	23.145	27.365	1.637	2.263
	c	178.01	148.39	23.113	27.330	1.634	2.263
	d	178.15	148.77	23.141	27.356	1.636	2.263
	e	137.04	85.70	17.666	19.382	0.646	0.892
上下方向 成分	a	37.45	61.06	3.874	3.638	0.352	0.458
	b	63.03	102.15	8.363	6.706	0.739	0.981
	c	29.49	46.12	3.926	3.081	0.348	0.467
	d	10.94	7.79	0.638	0.524	0.053	0.067
	e	25.15	40.62	3.264	2.604	0.298	0.382

刻 $t=3.88$ 秒)での解析モデル全体の変形図を図-16に示すが,そこでも橋脚は被覆層の厚い左側で上下方向に大きな変位が生じていることを読み取ることができる。

以上のように傾斜構造モデルでは橋脚の応答に地盤構造の左右非対称性と同様に地震応答にも左右非対称性が主に上下方向成分で大きく出現した。また,このことは地盤に傾斜構造があるときに即ち橋脚が異種支持地盤状態になっているときに地震被害が多いこと³⁾⁹⁾と関係があるものと考えられるし,前述の橋脚 2P と 3P,特に 3P 上の沓に被害が多発したと関係があることが考えられる。

5. おわりに

これまでに述べてきたことを以下にまとめる。

(1) 今回の橋梁の沓の地震被害は橋軸直角方向に異種支持地盤状態にある橋脚で発生しており,この地盤状態が大きく影響したことが推定される。

(2) 列車走行時の橋脚や地盤に発生する振動及び地盤の常時微動の測定と地震応答解析によって,地盤に傾斜構造があつて橋脚が異種支持地盤状態にあるときは,橋脚を中心にして左右非対称の振動が大きく発生することを明らかにした。従つて,今回の沓の地震被害に対して地盤の傾斜の影響が大きく現れたことが考えられる。

(3) 橋脚の振動性状は地盤内に傾斜層があると,加振方向や加振力の種類によらず,土層の傾斜方向に位置による振動の差が生じることやその方向の振動成分が卓越すること等の特徴を知ることができた。

(4) 土は地震で強度低下を起こすが,時間の経過とともにその強度が回復する現象も振動の測定結果から明らかにすることができた。

(5) 地盤内の傾斜層による橋脚の振動応答性状の解析と実例とから,その分布を検知する手法のヒントも得られたと考えられる。即ち,地震波は水平方向加振が卓越し,列車振動では上下方向加振が卓越するという特徴があり,常時微動では振幅が小さく加振方向が種々のケースで振動性状を調べることができる。それらの条件でのデータと今後比較検討することを考えている。

参考文献

- 1) 大西秀孝,城巧治:震害によるシュー破損,日本鉄道施設協会誌,Vol. 26, No. 6, pp. 26-28, 1988. 6.
- 2) 1:25,000 地形図,小郡,2002年9月修正.
- 3) 那須誠:阪神・淡路大震災への地盤の影響と被害機構の推定,阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集,pp. 271-278,土木学会,1996. 1.
- 4) 那須誠:地震被害橋梁の地盤と振動,土木学会第52回年次学術講演会講演概要集, I-B247, pp. 494-495, 1997. 9.
- 5) 喜多大三:シキソトロピー,技術手帳,pp. 92-93,土質工学会,1978. 11.
- 6) 那須 誠,白井慶治,菊池保孝,三上正憲,平田貢,日高巖:橋梁の変状と地盤の関係の考察、鉄道力学論文集,第5号,pp. 7-12, 2001. 6.
- 7) (社)日本鉄道施設協会編:鉄道土木構造物耐震強化の研究報告書,1979. 3.
- 8) 那須誠,羽矢洋:鉄道線路沿いの土の動的性質-動的変形定数と液状化強度-,鉄道総研報告,Vol. 2, No. 1, pp. 45-51, 1988. 1.
- 9) 那須誠他:地震被害発生箇所の地盤構造,第8回日本地震工学シンポジウム(1990)論文集,pp43-48, 1990. 12.

(2003. 7. 1 受付)

Effect of ground condition changing site upon earthquake damage to bridge bearings

Makoto Nasu, Yasutaka Kikuchi, Tunehiko Oba

Because bearings on piers of a bridge had been damaged by an earthquake, ground, vibrations of ground and piers induced by running train and microtremors have been investigated, and seismic response analyses have done. Their piers have been found on heterogeneous bearing stratum. From various vibration measurements and analyses it has been made clear that vibrational responses of piers are influenced considerably by inclination of soil stratum, and it has been presumed that their earthquake damage has been influenced considerably by inclination of soil stratum.