

阪神・淡路大震災への地盤の影響と被害機構の推定 (その2)

(財)鉄道総合技術研究所 那須 誠*

阪神・淡路大震災による橋梁等の被害は過去の地震被害と同様に、地盤条件の不連続点や砂・礫層の下に粘性土層がある地盤で多いこと、粘性土層の不同変位や横ずれによって橋梁等に被害が発生した可能性があること等を、前回の本学術講演会で発表した。今回は、橋梁等の被害個所に地盤の不連続点を構造物自身等が作って被害を受けたと思われる事例があり、その被害を地盤条件の不連続性の観点から説明することを試みた。また、高架橋の被害個所と無被害個所の地盤で常時微動を測定するとともに、地震応答解析を行い被害発生機構を検討したので、それらの結果について報告する。

1. まえがき

阪神・淡路大震災の各種被害は過去の地震被害と同様に、地盤条件の不連続点や砂礫層の下に粘性土層がある地盤が多く、被害に地盤変位が関係すること等を推定して、前回の本学術講演会で発表した¹⁾。今回は地盤の不連続点を自ら作って被害を受けたと思われる構造物被害と地盤の関係を調べた。また、被害・無被害高架橋で常時微動を測定するとともに地震応答解析を行い、地盤に着目して被害機構の考察を行った。

2. 地盤の土質構成等と地震被害機構の推定

構造物の地震被害は硬軟地盤の境界部や不均等な厚さを有する軟弱地盤、さらに低強度の土層を部分的に挟む地盤等で多い²⁾。地震被害の少ない場合と多い場合の地盤強度の深さ方向分布は図-1のように考えられる。(d)~(f)線の強度極小や軟弱の土層は腐植土層を含む軟弱粘性土層である。今回の地震でも同図に該当する被害・無被害の例がある³⁾。地震被害は水平・鉛直両方向に不均質な地盤で生じやすく、軟弱地盤厚さが不均等な所では地震時に不同変位が大きく発生するし、低強度粘性土層を部分的に挟む所では地震時にここが迂り面ようになってその上

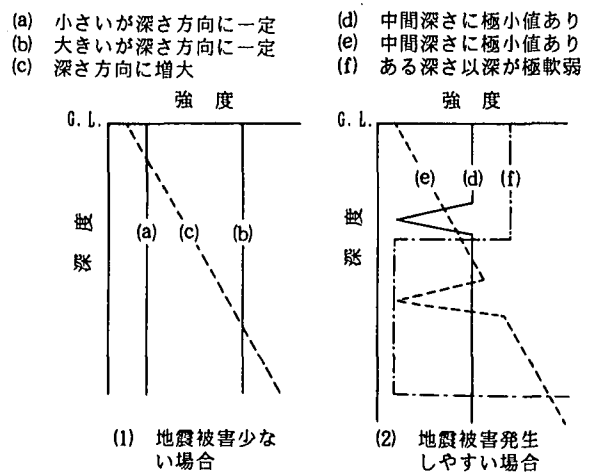


図-1 地盤強度の深さ方向分布

の地盤が大きく動くため構造物に被害が生じること等が考えられる。

なお、例えば図-2(a), (b)に示すように、硬軟地盤境界部では変位が大きく変化し歪が集中する。従って地盤境界部にある構造物は地盤から強制的な

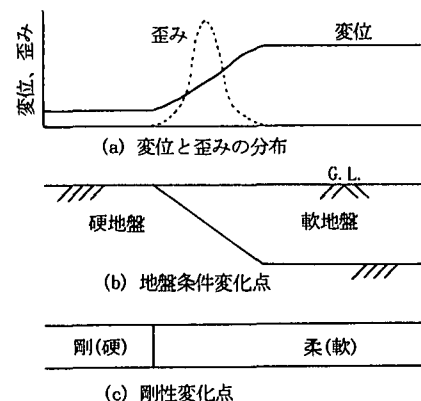


図-2 剛性変化点の変位と歪み分布

キーワード：人工的な地盤条件変化点，常時微動，地震応答解析

* 鉄道総合技術研究所環境防災技術開発推進部，
T. 0425-73-7298

変位を受けて被害を受けやすいのは、歪が集中するためと考えられる。また、今回の地震でも(c)のような構造物の剛性変化点で被害が多く生じたが^{4) 5)}、ここも(a)のように変位変化が大きく歪集中箇所である。今回の震度7の領域が六甲山地と沖積層等の境界部の沖積層側で生じた¹⁾のは、剛性変化点での被害が変化部の柔らかい側の歪集中箇所が生じると似ている。なお、地震被害は硬軟地盤境界部(以下に述べる人工的な境界部も含む)で生じやすいが²⁾、硬軟地盤境界部で剛性変化点をもつ構造物には更に大きい被害が発生しやすいようである。

3. 被害と地盤の関係

(1) 橋梁の長軸方向の変形と地盤

地盤変位をもとに推定した橋梁の長軸方向の変形機構を図-3に示すが、被害は前報¹⁾で説明した橋脚間の拡大((b)図)以外にも、(d)図のような橋脚間の短縮で生じたものもみられる。例えば、西宮市浜脇町札場の高速道路橋梁(バス転落直前)は硬い砂堆と柔らかい埋没谷の境界部で単純桁が落下したが¹⁾、東側の落下沓の載っていた桁座⁶⁾が狭くなっている。従って、この橋梁の落下は(d)図に示すように、表層地盤が東側(図の右側)に動いたとき、砂堆の硬い地盤上の橋脚P3より埋没谷の柔らかい地盤上の橋脚P2が大きく東側に移動したため両橋脚間が狭くなるとともに、桁G1の落下側沓の桁座が狭くなって落下したことが考えられる。実際にはG1の西側(図の左側)の桁G0も落下したが、それは図には示さないが表層地盤が反対側の西側に動いたとき橋脚P0がP1より大きく移動したため、両橋脚間が開いて生じたこと等も考えられる。なお、地震で橋脚間が狭くなって被害が生じた例として、同地震による阪神高速西宮港大橋の取り付け桁の落下も考えられるし⁵⁾、日本海中部地震による桜沢川橋梁や新潟地震による昭和大橋等の被害があるが、前2者は軟弱粘性土層厚さの変化部に作られており、後者は砂丘と河成砂層に跨って作られ河成砂層内の極軟弱粘性土層の存在範囲のみで落橋した⁷⁾。

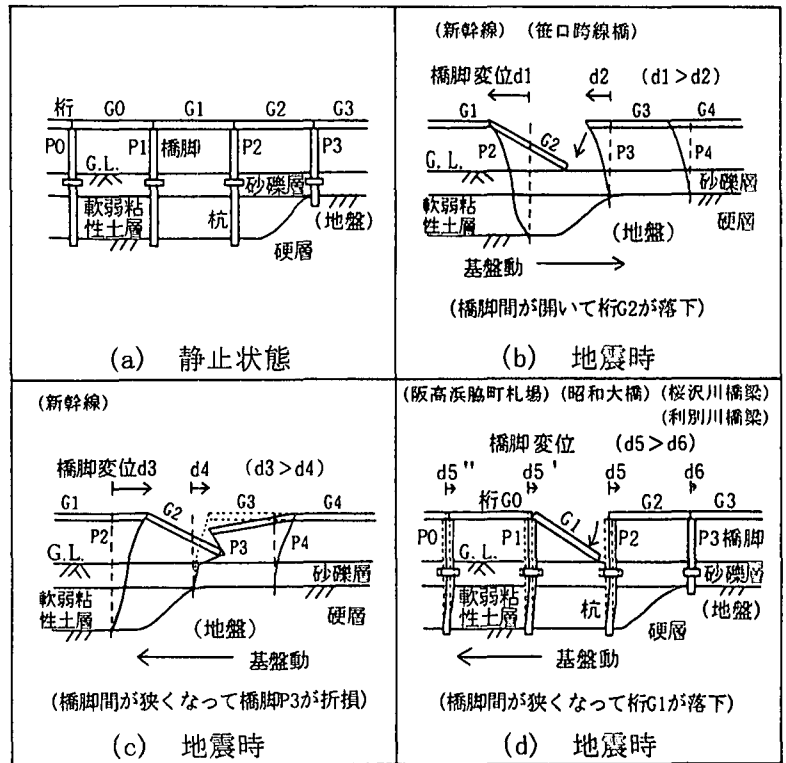


図-3 橋梁の橋軸方向変形機構の推定図

(2) 橋梁等の軸直角方向の変形と地盤

図-4に今回の橋梁等の軸直角方向の被害状態と基礎、地盤等の関係の模式図を示す^{5) 8)}。この模式図は概略図であり、構造物やその変形状態、基礎、地盤状態の詳細は現在も調査中のものがあり、杭や基礎等も簡略化されている。なお、同図に今回の地震による類似の被害構造物や過去の地震被害構造物も示す。この図より、おおよそ次のことが分かる。

(a)の高架橋は南北両側の建物に挟まれているが、その北側の建物が崩壊した。ここでは北側の地盤が建物の方へ強く動いたことが推定される。(b)の建物は縄文海岸線付近で玉石地帯の南端部にあり、高架橋の南側にあつて斜め亀裂が生じた。その亀裂から南側の地盤と北側の地盤が建物の方へ強く動いたことが推定される。(c)の架道橋では北側の桁と橋脚が北側に移動、傾斜した。ここでは北側の地盤が南側に強く動いたことが推定される。(d)の橋梁の南側の建物は南側から地盤の急激な動きが作用したように、上層階が南側に移動した。しかるに橋梁の北側の建物は北側から急激な地盤の動きが作用したように、北下がり斜め亀裂が生じた。(e)では、2列並んだ橋梁のうち北側橋梁が北側に移動、傾斜した。ここでは北側の地盤が南側に急激に動いて

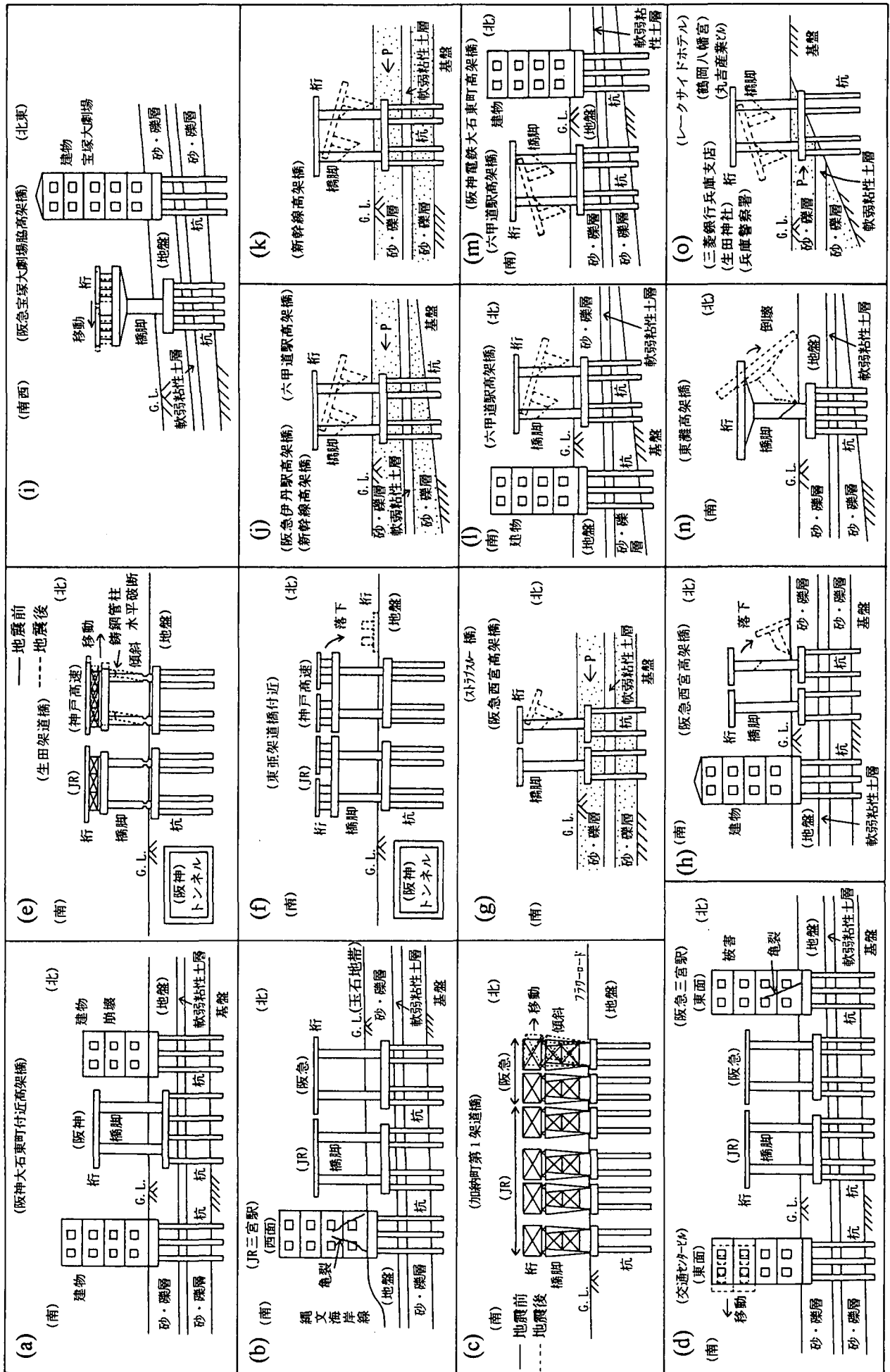


図-4 構造物の軸直角方向の変形模式図

鋼管柱基礎に急激に大きな力が作用したこと、その鋳鋼管柱の水平亀裂は北側にずれたとき桁と鋼管柱のなす角度が直角に保たれて大きいモーメントが生じて発生したこと等が考えられる。その際南側の高架橋と基礎によって地盤の不動点が自分自身のみのときよりも強められていたことが寄与したことも推定される。(f)では(e)と同様に、2列並んだ橋梁のうち北側の橋梁の桁が北側に移動、落下しており、ここでは北側の地盤が南側に急激に動いたことが推定される。(g)では2列並んだ橋梁のうち北側橋梁の桁が北側に傾斜、崩壊しており、ここでは北側の地盤が南側に急激に動いたことが推定される。(h)は(g)と同じ箇所であるが、2列並んだ橋梁のうち北側橋梁の桁が北側に傾斜、落下、着地しており、ここでは南側に建物があつたため北側の地盤が南側の橋梁の方にぶち当たるように動いたことが推定される。(i)では建物前方の地盤面の低い方で橋梁の桁が建物と反対側(南西側)に移動した。ここでは橋梁の南西側の地盤が強く橋梁の方に動き、その基礎を急激に押したようである。(j)の高架橋は地盤の上手側(右側)に倒壊しており、ここでは上手側の地盤の堆積層が高架橋の基礎に急激な力を作用させたようである。(k)の高架橋は地盤から急激な力を受けたように倒壊した。(l)の高架橋は建物と反対側の北側の堆積地盤の方から急激な力を受けたように、建物と反対側の北側に倒壊した。(m)は(l)と同じ箇所であるが、高架橋は建物と反対側の南側の堆積地盤の方から急激な力を受けたように建物と反対側の南側に倒壊した。なお、(m)、(l)の高架橋は玉石地帯(比較的硬い)と埋没谷(比較的軟らかい)の境界部(紙面平行)に存在する。(n)の橋梁は北側(右側)の地盤の堆積層の方から急激な力を受けたような変形した。(o)の構造物は硬軟地盤境界部で左側の堆積層の方から力を強く受けたように変形した。その外に、埋没谷で生じた石屋川車両基地の被害は(k)、(l)、(m)等に該当し、新幹線高架橋の被害には(l)、(m)等に該当するものもみられるようである。

以上のように、硬軟地盤境界部でも地震被害がみられるが、その外に平面的に比較的一様と思われる埋没谷等の地盤で基礎のしっかりしたトップヘビーに近い構造物が被害を受け、さらにその脇に基礎の

しっかりした別な構造物があるといっそう酷い被害が生じている。前者は地盤条件の不連続点であり、中者は構造物自身が地盤に一種の不動点を作ったと考えられるし、後者の被害構造物の脇の別な構造物はさらその不動点を強めたことが考えられる。しかも、地盤は(g)図のように砂・礫質層の下に軟弱な粘性土層がある上下逆転型地盤である場合が多い。

図-4に示すような橋梁や建物の斜め亀裂や傾斜、移動、落下等は、地盤が片側に強く動いて、橋脚基礎部等に衝撃のような力(地震動)を作用させて発生したこと等が推定される。その地盤の動いた方向は北側から南側への方向が多く、六甲山斜面の上から下の方への方向の動き等と一致する⁹⁾。なお、場所によっては地盤の傾斜方向と逆の方向への地盤の動きもみられるが、それは地震のとき地震動が傾斜の上の方だけでなく下の方にも生じるためと考えられる。

文献14)等を参照すると、図-5のような構造物では右側の杭に左上から右下に下がる斜め亀裂(せん断亀裂)が生じ、左側の杭に水平亀裂(曲げ亀裂)が生じて、右側に構造物が傾斜すること等が多く、今回の被害等も参照すると、構造物の軸直角方向への変形機構は図-5(既報)¹⁾のように推定される。即ち、地盤表層部が右側から左側に(衝撃的に)動くとき、右側の杭が地盤から大きい力を受けて左側に湾曲するが、左側の杭は受ける力が小さいので湾曲が小さく、結果的に左右の杭の長さに差が生じて構造物上部は右側に傾斜する。このときの構造物、杭等の変形は同図のように生じることが多いが、杭の亀裂、圧壊等の酷い被害は埋立地等で杭とフーチングの間に空間ができるような所で多くみられる。

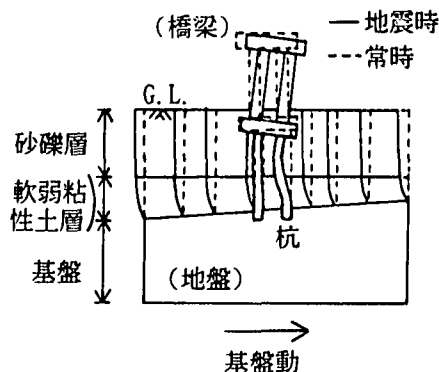


図-5 構造物の軸直角方向変形機構の推定図

一方、基礎フーチングが自然堆積の比較的硬い砂礫層等に設置されている場合には、杭よりも構造物躯体に崩壊、傾斜、亀裂等の酷い被害が多くみられる²⁾。この理由の1つとして地盤状態によって地盤から受ける力の作用点が杭かフーチングか異なるためと推定される。

なお、図-5に示す構造物の変形状態は、例えば図-6のように、水が急に流れ出した川の中の竿の湾曲状態（あるいは水の流れに竿を差した場合の竿の湾曲状態）と似ている。このように、地震のときも地盤が動いてそして急激に止められて被害を生じさせることが推定される。

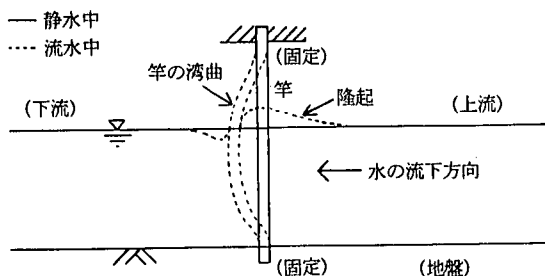


図-6 流水中の竿の変形状態

4. 常時微動測定と地震応答解析

(1) 常時微動測定

今回の地震でラーメン高架橋¹⁾が被害を受けた箇所と、隣の無被害箇所の地表で常時微動を測定し、被害の有無と常時微動特性の関係を調べた。測定位置を図-7に示す。3測線（測線1, 3:埋没谷の落橋箇所、測線2:自然堤防で無被害）とも高架橋を挟んだ長さ約100m間に設定し、それぞれ高架橋に対してほぼ対称位置に7測点を配置した（固有振動数1 Hzの微動計使用）。測定では同一測線の5測点づつを同時測定し、各測点で上下動成分V、水平動2成分（橋軸方向L成分、橋軸直交方向T成分）を測定した。微動のフーリエスペクトルから同時測定を行った測点間のスペクトル比を各成分毎に求めた。このほかに約10秒間の水平2成分データを使って常時微動の軌跡の作図も行った。

図-8の高架橋直下測点での微動の水平成分の軌跡をみると、特に測線3で橋軸直交方向により卓越した振動（指向性）を示し、測線1でもその傾向がみられるが、測線2では振動の指向性が余りみられな



図-7 測線と測点の配置

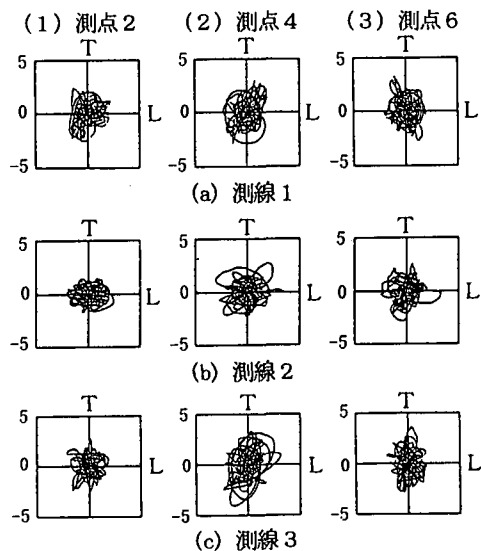
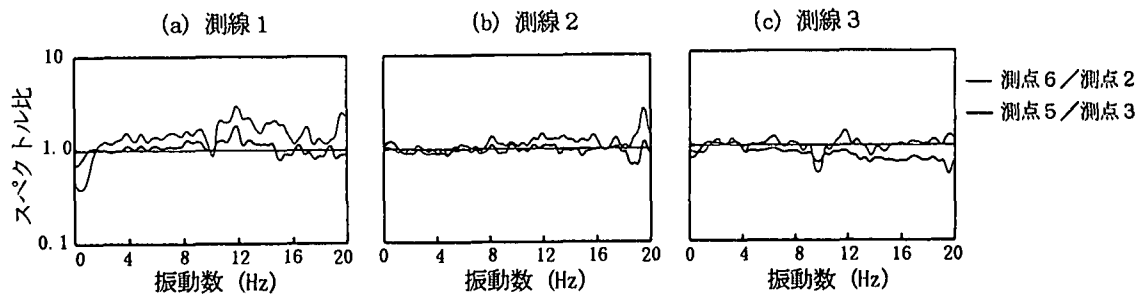


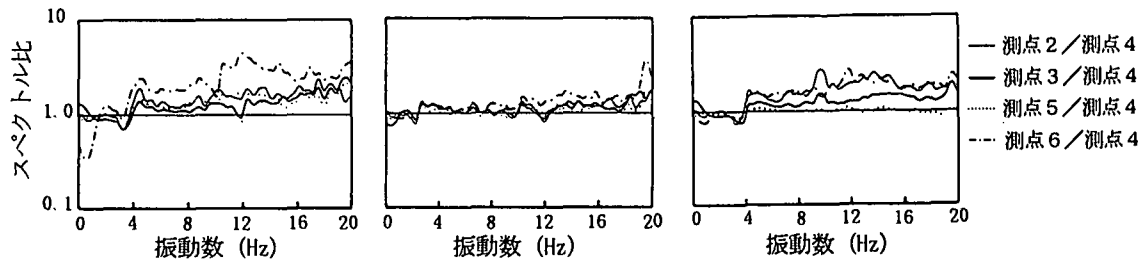
図-8 常時微動軌跡（速度の水平動成分）

い。ここでは高架橋¹⁾は微動に卓越方向がある測線1と2で、かつその卓越方向に崩壊している。

次に、高架橋に対してほぼ対称な位置にある測点間のスペクトル比を示す図-9(1)によると、各測線でスペクトル比がほぼ1を示す。高架橋直下の測点4と他測点とのスペクトル比を示す図-9(2)（橋軸直交方向成分）をみると、測線1と3の全成分で4 Hz以上の帯域で1以上の比、測線2の全成分でほぼ1



(1) 高架橋に対して対称位置節点間の比



(2) 高架橋直下節点と他節点との比

図-9 フーリエスペクトル比 (橋軸直角方向水平動成分T)

の比を示す。この(1), (2)図の比較から、元々ほぼ均質な地盤に高架橋を造ることによって、測線1と3では高架橋位置と両側の地盤の動きに差が大きく生じたが、測線2ではその差が小さいことが推察される。この傾向は他の振動成分でもみられる。なお、図-9(1)をよくみると、測線1では測点6の方が測点2より大きく、測線3では測点3の方が測点5より大きい値であるが、高架橋¹⁾はそれぞれ測点6の方向と測点3の方向に倒壊しており、微動特性と高架橋被害の有無、及び高架橋の崩壊方向等に関係が認められるようであるし、同様の傾向は(2)図にも現れている。

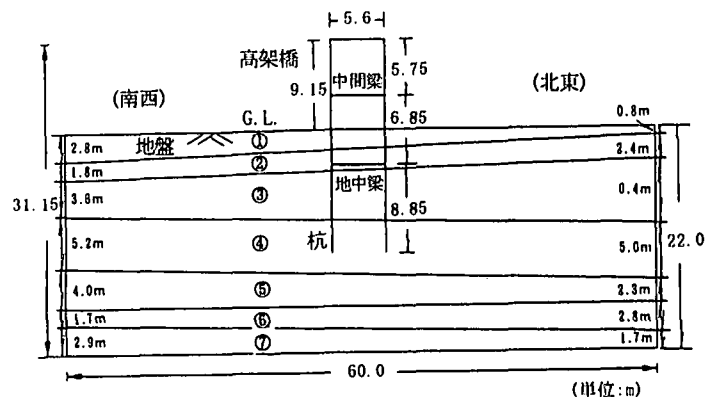


図-10 地盤と高架橋の解析モデル (橋軸直角方向)

表-1 地盤部物性値

材料番号	土質 N値	密度 (tf/m^3)	初期剛性率 (tf/m^2)	ポアソン比	初期減衰 定数(%)	歪依存特性 (拘束圧)
①	沖積粘性土 N=5	1.6	4800	0.492	5	C-1 (15kPa)
②	沖積砂礫土 N=13	1.8	6500			S-1 (50kPa)
③	沖積粘性土 N=3	1.6	3400			C-2 (100kPa)
④	洪積砂礫土 N=41	1.9	14800			S-2 (200kPa)
⑤	大阪層粘性土 N=7	1.7	6300	0.470	1	C-3 (275kPa)
⑥	大阪層砂質土 N=28	1.87	11300			S-3 (320kPa)
⑦	大阪層砂礫土 N=70	1.95	21700			S-4 (370kPa)
⑧	弾性基礎	2.1	105000	0.400	1	入力面

(2) 地震応答解析

上記の被害高架橋とその付近の地盤⁹⁾をモデル化し、プログラムMFLUSHによる2次元有限要素法地震応答解析を試みた(モデル1)。さらに、被害の有無と地盤構造の関係を調べるために、地盤を均質な硬質層に置換えたモデル2についても解析を行った。

モデル1の地盤・高架橋モデルを図-10と表-1~2に示す。モデル2では高架橋等の構造物モデルはモデル1と同じであるが、地盤部の①~⑥材料を全て④材料に置換えてある。モデル1の地盤の表層部は粘性土、砂質土層にわずかに傾斜の見られる互層状地盤である。モデル2は砂質土が表層地盤全体

を占める硬質地盤である。地盤の剛性率や減衰定数に歪依存特性¹⁰⁾を考慮し、高架橋や杭等^{11) 12)}に

については全て線形ビーム要素とし、ビーム内の各節点は剛結とした。モデル底部の弾性基盤に図-11に示す神戸海洋気象台の南北成分加速度波形記録¹³⁾の最大振幅を100galに調整して、水平加振力として入力した。地盤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とした。軌道重量や床版張出し部重量等^{11) 12)}を集中荷重として高架橋天端各節点に均等に分割して載荷した。

両解析モデルで応答値を出力した地表や高架橋天端の各節点位置を図-12に示す。ここでは主に高架橋直下節点と他節点間や高架橋を挟んだ対称位置節点間の水平応答加速度スペクトル比に着目した。まず軟質層を互層状に含む地盤（モデル1）と硬質な均質地盤（モデル2）で比較すると、高架橋天端の応答加速度や応答速度に共振によるとみられる約340gal, 25kine（モデル1）、約400gal, 30kine（モデル2）の値が得られ、両者はモデル2の方が大きい。応答変位はモデル1の方が大きく生じていた。その外に、高架橋を挟んで対称位置にある節点同志のスペクトル比は、地盤がほぼ水平構造であるためと考えられるが、図-13(1)に示すように両モデルともおよそ1であった。しかし、図-13(2)に示すように高架橋直下の節点と他節点間のスペクトル比は2Hz付近以上では1以上を示すが、モデル2よりもモデル1の方が大きく、モデル2では1に近い値となっている。このように両モデルの応答に明らかな違いが現れており、中間に軟質層を挟む地盤では人工構造物による不動点の生成のような地盤改変や、動的相互作用の影響もより大きく現れることが推察される。また、本解析結果は前述の常時微動測定結果と対応しているものと考えられる。

5. あとがき

以上に述べたように、阪神・淡路大震災は地盤条件の不連続点で被害が多く発生した。その地盤条件の不連続点は自然にできた硬軟地盤の境界部だけでなく、基礎がしっかりした構造物自身が地盤に不動点を作って生じたと考えられるものもあり、後者ではその脇に基礎のしっかりした別な構造物があるとさらに酷い被害が発生している。この地震被害にも地盤それも地盤

表-2 高架橋及び杭部物性値

材料番号	剛性率 (tf/m ²)	断面積 (m ²)	断面2次モーメント (m ⁴)	有効断面面積比	備考
9	1167000	2.449	0.0802	0.833	床版部両端
		3.609			床版部中央
10	1167000	0.523	0.0776	0.833	中間梁両端
		0.770			中間梁中央
11	1167000	1.859	0.4478	0.833	地中梁両端
		1.360	0.3275		地中梁中央
12	1167000	0.810	0.0547	0.750	橋脚
13	1125000	1.131	0.1018	0.750	杭

材料は鉄筋コンクリート、単位体積重量2.5tf/m³、ポアソン比0.2、減衰定数0.05で、共通集中荷重として材料9の床版部梁の5節点にそれぞれ15.28tf(1スパン分)を載せる。

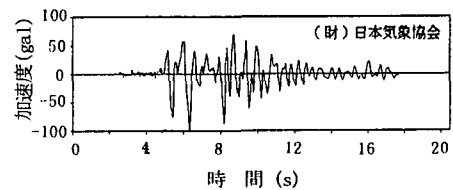


図-11 入力加速度波形¹³⁾

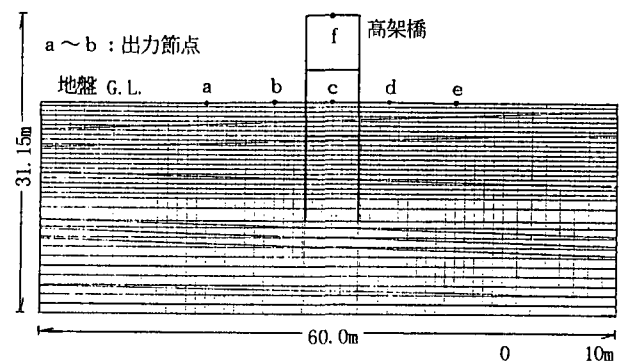


図-12 FEM解析モデルと出力節点

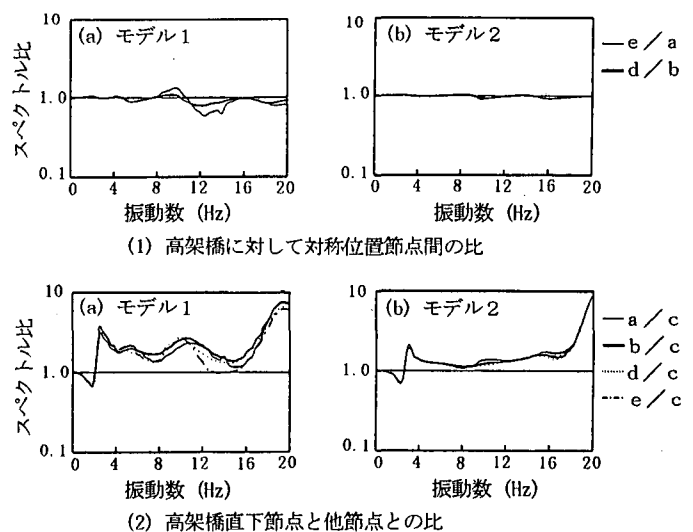


図-13 フーリエスペクトル比 (橋軸直角方向水平動成分T)

変位が大きく影響したことが推定される。それは常時微動や解析によっても確認できたようである。その地震被害機構の解明や発生の有無の評価に常時微動を利用することも可能と考えられる。なお、以上の各種調査に当たってJR西日本の関係者、並びに竹内幹雄(株)奥村組技術開発部次長ほか多数の建設会社、コンサルタント会社等の関係者にお世話になりました。また、地震応答解析と常時微動測定等に当たって大場恒彦日本物理探鉱(株)物探部長にもお世話になりました。ここに記して厚く御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 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. 271-278，1996. 1.
- 2) 那須誠：地震被害と地盤構造の関係に関する研究，博士論文，長岡技術科学大学，1993. 12.
- 3) 澤田亮ほか：兵庫県南部地震における鉄道高架橋の被害解析（その1），第31回地盤工学研究発表会，pp. 1277-1278，1996. 8.
- 4) 那須誠：地震による構造物変形への地盤の影響（その2），土木学会第50回年次学術講演会，pp. 944-945，1995. 9.
- 5) 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（その3），土木学会第51回年次学術講演会 I-B，pp. 198-199，1996. 9.
- 6) 神戸新聞社：阪神大震災全記録，p. 63，1995. 3.
- 7) 那須誠：橋梁の地震被害と地盤構造，鉄道総研報告，Vol. 5，No. 11，pp. 27-36，1991. 11.
- 8) 那須誠：兵庫県南部地震被害と地盤との関係，第15回日本自然災害学会学術講演会，pp. 13-14，1996. 11.
- 9) 西村昭彦：構造物の耐震，鉄道総研報告，Vol. 10，No. 3，pp. 13-22，1996. 3.
- 10) 那須誠ほか：盛土の動的応答と地盤構造の関係，鉄道総研報告，Vol. 11，No. 12，pp. 56-63，1988. 11.
- 11) 鉄道施設耐震構造検討委員会編：兵庫県南部地震による鉄道施設の被災に関する調査（中間整理），1995. 8.
- 12) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物，1992.
- 13) 日本気象協会編：平成7年兵庫県南部地震の記録，1995. 1.

A study on effect of ground on the 1995 Great Hanshin-Awaji Earthquake damage (Part 2)

Makoto Nasu

Some bridges, etc. are considered to have been heavily damaged in the earthquake as a result of ground discontinuities being emphasized by these structures themselves. Damaging mechanism of their bridges, underground structures and so on are estimated from a view point of discontinuity of ground conditions. Furthermore, microtremors have been measured at the damaged and non-damaged sites of viaducts, and seismic behaviours of their viaducts have been analyzed by FEM seismic response analyzing program, in order to clarify their damaging mechanism.