

各種構造物の地震被害機構と 地盤不連続点の関係

那須 誠¹

¹元前橋工科大学教授
(〒359-0021 埼玉県所沢市東所沢2-34-8)
E-mail:mktonasu@amail.plala.or.jp

これまでに、地震被害の事例調査から橋梁、建物、盛土等の構造物の地震被害は地盤の不連続点で多いことを明らかにするとともに、それらの地盤において実施した常時微動測定や地震応答解析等の結果も既に発表してきている。今回、地盤の不連続点に着目して再度橋梁と建物、盛土の被害機構の推定を試みたので発表する。地盤の不連続点は不同変位（不同沈下や水平変位差）が大きく発生し、その距離に対する微分値、即ちせん断歪や垂直歪が集中して発生するところであり、それらの地盤変位による被害機構として3つを考えた。即ち、鉛直断面内の面内方向の不同沈下量や、水平面内の面外方向と面内方向の水平変位差によるそれらの被害機構であり、それぞれに該当する被害事例も併せて示す。

Key Words : Earthquake damage mechanism, bridge, building, embankment, discontinuous ground site, ground differential displacement

1. まえがき

これまでに、地震被害の事例調査から橋梁等の構造物の地震被害は地盤の不連続点で多いことを明らかにするとともに、それらの地盤において実施した常時微動測定や地震応答解析等の結果を既に発表してきている^{1),2)}。今回は地盤の不連続点に着目して再度被害機構の推定を試みるとともに、該当する実際の被害事例も併せて示す。

2. 構造物の地震被害と地盤状態の関係のまとめ

(1) 各種構造物の地震被害状態と地盤及び基礎構造の関係から、地震被害が発生しやすい地盤の構造(形状と土層構成)と基礎の関係等を図-1~6 にまとめる³⁾。図-2 の基礎は杭のほかケーソン等も含み、土層は傾斜している場合もあるが、構造物の地震被害は水平・鉛直方向に不連続な地盤が多い。

構造物は図-1, 2 のように硬軟地盤境界部(地盤条件の変化点)等で異種支持地盤状態にある場合は、不同変位やそれに伴う偏土圧によるものと考えられる。軟弱粘性土層

の存在範囲で摩擦杭基礎や直接基礎のときも被害が出やすい。

構造物の地震被害は自然にできた地盤条件の変化点にあつて異種支持地盤状態にある場合の外に、基礎がしっかりしているため人工的にできた地盤条件の不連続点でも発生しやすく(例えば、図-2(f))、この場合は基礎に拘束された杭群等が不動点となって表層地盤の動きに抵抗して地盤の動きを止めて、杭や基礎に急激な大きい偏土圧が作用して被害が生じることが考えられる。構造物被害は図-1, 2 に示すように、動く地盤(動きの大きい地盤)と動かない地盤(動きの小さい地盤)の境界部で生じており、地盤変位差(不同変位)やそれに伴って

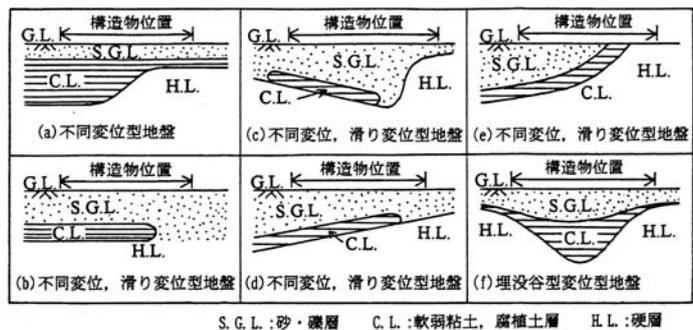


図-1 構造物に地震被害が発生しやすい地盤の土層構成³⁾

生じる偏土圧によって被害が生じることが考えられる。なお上下逆転型地盤でも水平方向に様な地盤に構造物が摩擦基礎や直接基礎で作られている場合は地盤の動きに構造物が追従し地盤から力を受けないため被害が出難いと考えられる。

(2) 図-3, 4 のように、構造物の脇に基礎のしっかりした別な橋梁や建物等の構造物があると、いっそう著しい被害が生じるのは、しっかりした基礎を持つ構造物自身が地盤に作った不動点の機能を脇の構造物がさら強めるためと考えられる⁴⁾。

(3) 表層地盤が硬地盤あるいは軟弱層のみからなる時被害が発生しないのは、前者の場合には直接基礎を持つ橋梁は地盤の動きに追従して地盤から力(偏土圧力等)を受けないためであり、後者の場合には軟弱層は地盤反力係数が小さく地盤から基礎が受ける力(偏土圧力等)が小さいためと考えられる。

(4) 構造物の地震被害と地盤強度の深度分布との関係を見ると、図-5(a)のように地盤強度が深さ方向に一定、あるいは比例する場合に被害が少なく、図-5(b)のように地盤強度の極小値等(図中の軟弱粘性土層あるいは腐植土層等)が途中深さにある場合に発生しやすい。

3. 構造物の地震被害機構の推定

地盤の不連続点では図-6^{3), 5), 6)}に示すように地震時の変位変化(不同沈下や水平変位差)が大きく発生し、その変位勾配(微分値)の歪も大きく集中する。この歪には次に示すようにせん断歪 γ と垂直歪 ϵ がある。なお、ここで言う歪は普通に使われている歪とは違って、広義の歪ともいべきものである。

図-7(文献 3)~5)を集成)に示すように、鉛直断面

	基礎無し(直接基礎)	基礎有り(摩擦杭)	基礎有り(支持杭)
連続地盤	(a) 無被害 G.L. 構造物 硬地盤あるいは軟地盤 硬地盤	(b) 無被害 G.L. 構造物 杭 軟地盤 硬地盤	(c) 無被害 G.L. 構造物 軟地盤 杭 硬地盤
不連続地盤(互層地盤)	(d) 無被害 G.L. 構造物 GS SC 硬地盤	(e) 無被害 G.L. 構造物 GS 杭 SC 硬地盤	(f) 被害 G.L. 構造物 GS 杭 SC 硬地盤
不連続地盤(永年・鉛直方向)	(g) 被害 G.L. 構造物 GS SC 硬地盤	(h) 被害 G.L. 構造物 GS 杭 SC 硬地盤	(i) 被害 G.L. 構造物 GS 杭 SC 硬地盤

- (1) 構造物には盛土、建物、橋梁等を含む。
- (2) 基礎には杭、井筒、地下室等を含む。
- (3) G.L.: 地盤面, GS: 砂、礫層, SC: 軟弱粘土、腐植土層
- (4) (g)~(i): 異種支持地盤
- (5) (g)~(i)において、GS+SCが軟地盤(SC)の単層の時も被害有り。

図-2 構造物に地震被害が発生しやすい地盤と基礎構造の関係³⁾

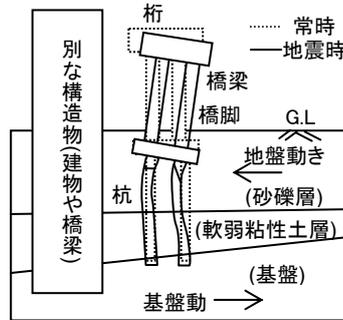


図-3 脇に別な構造物がある橋梁の地震被害³⁾

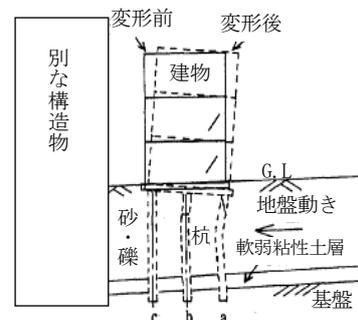


図-4 脇に別な構造物がある建物の地震被害⁶⁾

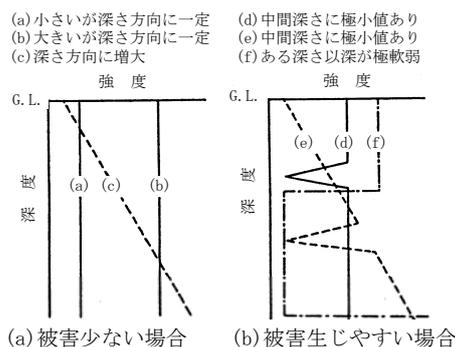


図-5 地盤強度の深度分布と地震被害の関係³⁾

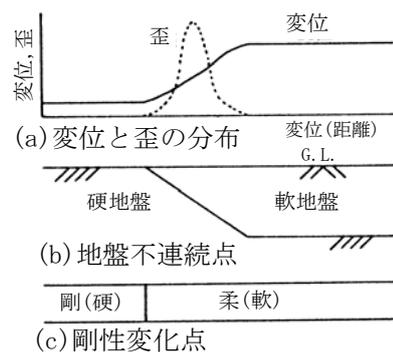


図-6 剛性変化点の変位と歪の分布³⁾

内(面内方向)の不同沈下量(V2-V1)を水平距離 L で除すればせん断歪 γ_v が求まり(図-7(a)), 紙面垂直方向(面外方向)の水平変位差(HT2-HT1)を水平距離 L で除すればせん断歪 γ_T が求まる(図-7(b)). さらに、紙面平行方向(面内方向)の水平変位差(HL2-HL1)を水平距離 L で除すれば垂直歪 ϵ_L が求められる(図-

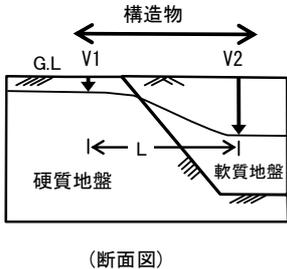
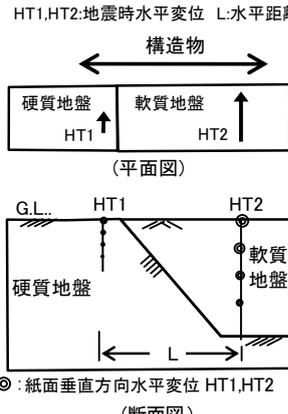
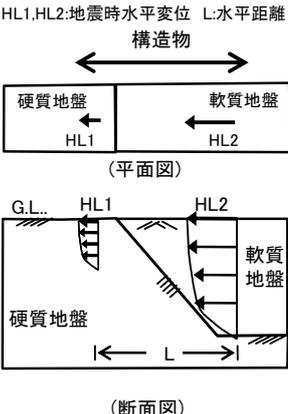
地盤の歪と構造物の変形の関係 (構造物には橋梁、建物、盛土を含む)			
	(a)	(b)	(c)
地盤変位と歪	面内方向 (鉛直変位) せん断歪	面外方向 (紙面垂直方向水平変位) せん断歪	面内方向 (紙面平行方向水平変位) 垂直歪
地盤変位と歪の求め方	鉛直変位差(不同沈下) $\Delta V = V_2 - V_1$ せん断歪 $\gamma_v = (V_2 - V_1) / L$	水平変位差 $\Delta H_T = (HT_2 - HT_1)$ せん断歪 $\gamma_T = (HT_2 - HT_1) / L$	水平変位差 $\Delta H_L = (HL_2 - HL_1)$ 垂直歪 $\epsilon_L = (HL_2 - HL_1) / L$
ここで, V1,V2:鉛直変位 HT1,HT2:紙面垂直方向水平変位 HL1,HL2:紙面平行方向水平変位	 <p>(断面図)</p>	 <p>(断面図)</p>	 <p>(断面図)</p>
作用地震力	(面内方向の水平変位の場合) 不同沈下 せん断力	(面外方向の水平変位の場合) せん断力	(面内方向の水平変位の場合) 偏土圧(衝撃力)
橋梁の変形	不陸等(せん断変形)	振れ変形(せん断変形)	橋脚間隔変化, 橋脚折損等(せん断変形)
建物の変形	不同沈下(せん断変形)	振れ変形(せん断変形)	層崩壊等(せん断変形)
盛土の変形	不同沈下	振れ変形	伸縮, 崩壊

図-7 地盤の不連続点と構造物の地震時変形の関係 (文献 3), 5), 6) を集成

7(c)). なお, 図-7(a)~(c)では変位が逆方向に発生する場合も考えられる。

従って, 地震時の地盤変位による構造物の被害機構として図-7 に示すように3つが考えられる。即ち, 地盤のせん断歪が関係する地盤の不同沈下で強制的に構造物がせん断変形させられたり(図-7(a)), あるいは地盤のせん断歪が関係する地盤の水平変位差で構造物が振れ変形(せん断変形)させられたりして(図-7(b)), 被害が発生することが考えられる。また, 垂直歪が関係する地盤の水平変位差で発生する, 大きい偏土圧(特に圧縮側の受働土圧)が基礎等に作用することによって, 基礎あるいは上部工が大きく損傷や変形したり, 橋梁では橋脚間距離の変化による桁落下等が発生したりすることが考えられる(図-7(c))。

なお, 以上のせん断歪(ずれや, 振じれ)と圧縮・引張りの垂直歪からなる3つの歪と変形の考え方は構造部材(コンクリートやスチール製の橋脚や桁等)にも当てはまるようである。

4. 各被害機構毎の被害例

図-7 の各作用力は実際には単独でなく複合して作用することが多いと考えられるが, 各作用力による被害と図-3, 4 の被害の主な例を次にあげる。

4.1 橋梁

図-7(a)の場合には橋梁の不陸被害, 図-7(b)の場合には橋梁の振れ被害, 図-7(c)の場合には軸方向や軸直角方向の橋脚損傷や橋脚間距離の変化, 落橋被害等が相当するものと考えられる^{3), 5)}。

(1) 面内方向の地盤の不同沈下に伴うせん断歪による不陸被害(せん断変形)

この被害には1964年新潟地震での東跨線橋(笹口跨線橋)や1989年ロマプリータ地震でのサンフランシスコ・オークランドベイブリッジの落橋被害等が該当すると考えられる。

その内, 東跨線橋(笹口跨線橋)は1964年新潟地震で図-8 に示す線路を跨ぐ合成桁の両端側の橋脚

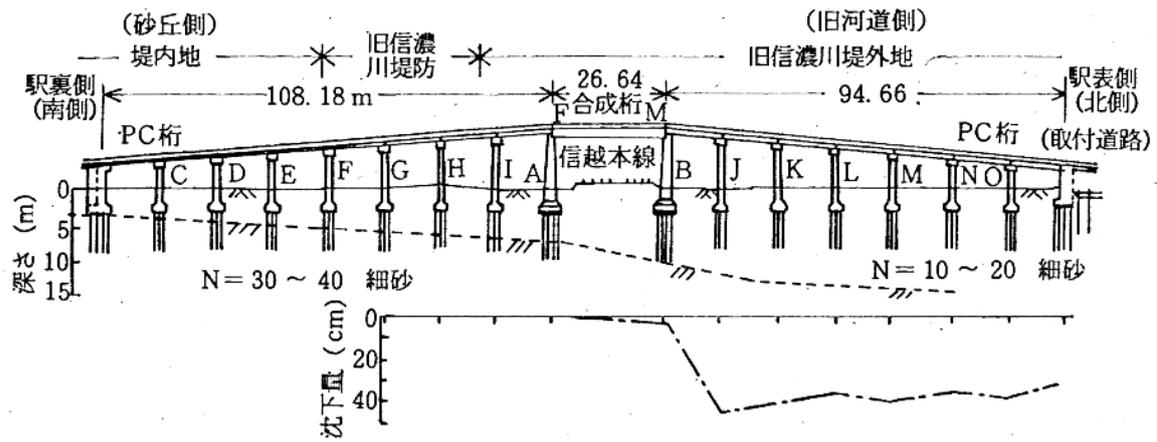


図-8 東跨線橋(笹口跨線橋)の沈下と地盤³⁾

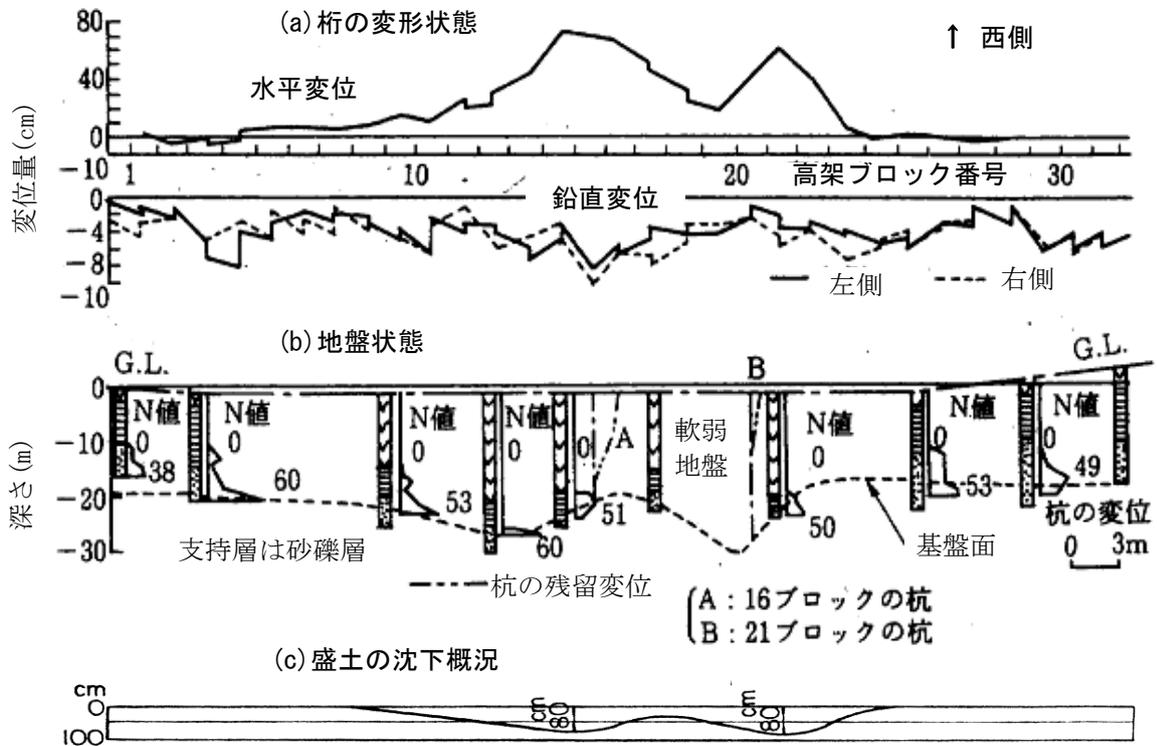


図-9 姉沼高架橋の被害状態と地盤³⁾

(完全支持杭)間の拡大と可動端M側の落下や可動端側取付桁の橋脚(摩擦杭)の沈下等が生じて落橋した⁷⁾。図-8に示すように東跨線橋の固定端F側(左側)の砂丘(自然堤防)と可動端M側(右側)の旧信濃川河道の境界部につくられており、基盤表面(埋没砂丘表面)上の軟らかい砂質土層(N値=10~20)は砂丘側から旧河道側に厚くなっている。地震で旧河道側が比較的大きく沈下した。

(2) 面外方向の地盤の水平変位差に伴うせん断歪によるせん断れ被害(せん断変形)

この被害には、1968年十勝沖地震での姉沼高架橋の被害等が該当する。図-9³⁾に示すように姉沼高架橋に1968年十勝沖地震で残留変位が生じた。特に水平方向にW形に変位しその最大残留変位量はNo.15ブロックで75cmに達した。地盤内に12~25mの厚い軟弱ピート層(腐植土層)があり、その下の基盤表面がW形に窪んで軟弱層の厚いところで水平変位が特に大きく生じた。基盤の窪みの最深部とその斜面法肩付近の深度差(軟弱層厚さの差)が約7~12mと大きい。そのため、地震時に両位置の軟弱地盤に不同変位(伸張や短縮や食い違い等)が大き

く生じて高架橋ブロック間に変位差が生じたことが考えられる。なお残留水平変位のピーク値がW形窪みの最深部で無く、その急な方の斜面部で生じたのは地震被害が一般に硬軟地盤境界部の軟地盤側(剛性変化点の軟質側)で生じるのと似ている。

(3) 面内方向の地盤の水平変位差に伴う垂直歪による偏土圧被害

この被害例は(a)軸方向被害と(b)軸直角方向の被害に分けて示す。

(a)軸方向被害には、1964年新潟地震での昭和大桥や、1995年兵庫県南部地震での札幌地区高架橋の落橋、1993年釧路沖地震による利別川橋梁被害²⁾、2008年汶川地震での百花大橋(橋長約500m)⁷⁾の落橋被害等が該当する。百花大橋の落橋は台地と河川敷の境界部の後者の方で発生し、しかも台地と河川敷の境界部に亀裂が発生している。一般的に問題(被害)が剛性変化点(硬軟境界部)の剛(硬)側でなく柔(軟)側で発生するのと似ているし、地盤の亀裂は両地盤に変位差が生じたことを示していると考えられる。

その内、昭和大桥の被害例を次に示す。

1964年新潟地震で落橋した昭和大桥(杭基礎)は図-10に示すように、橋軸方向に軟らかい砂質土層(河成層)の薄い所(右岸側の牡丹山砂丘上)と厚い所(左岸側~右岸側)の境界部に存在する。落橋は同図のA~C点の腐植土層、軟弱粘性土層の存在範囲で起きた。P4橋脚の杭の湾曲方向が軟らかい砂質土層底面傾斜方向(右側へ)と一致するため、地震で河成層が腐植土層、軟弱粘性土層の存在範囲で

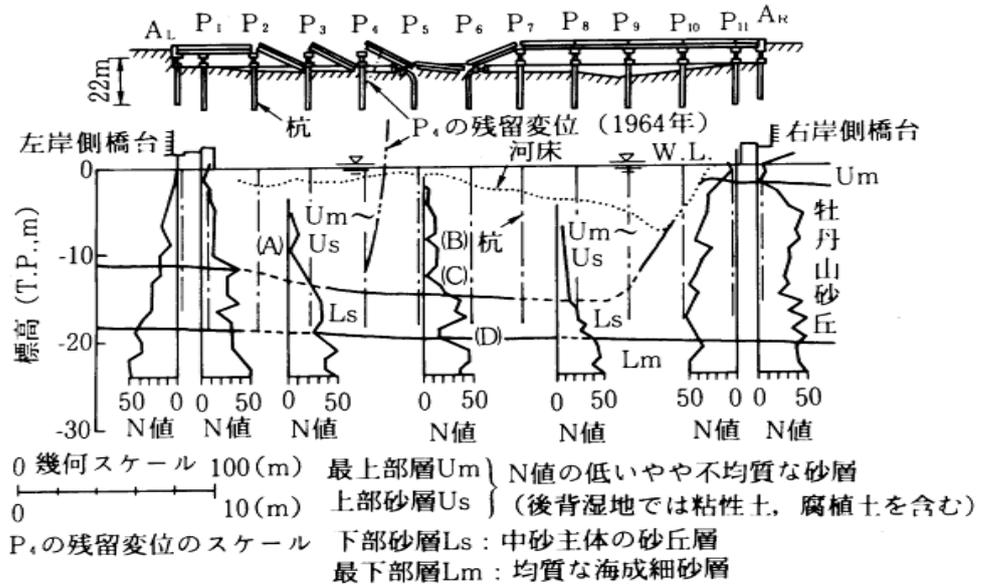


図-10 昭和大桥の被害と地盤状態³⁾

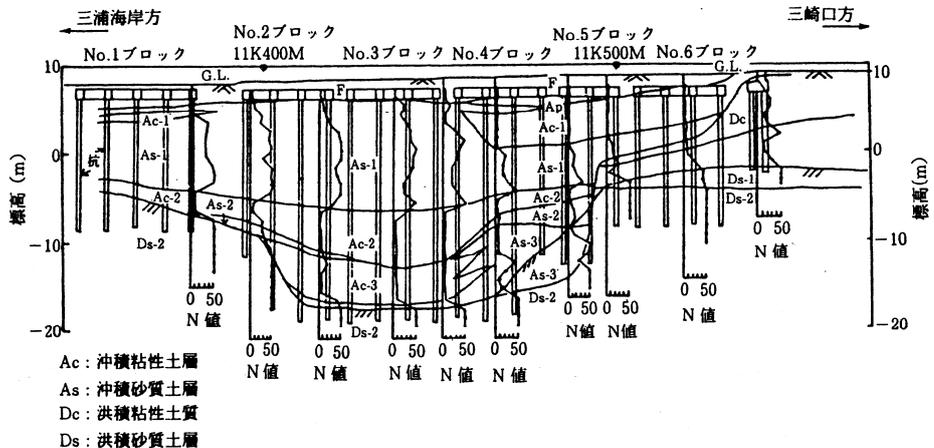
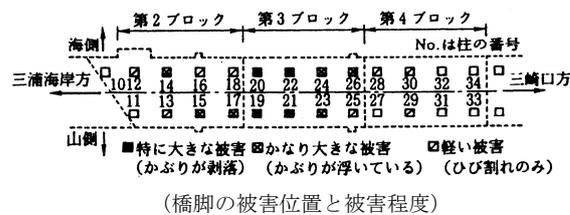


図-11 水深第1高架橋の被害と地盤状態³⁾

右岸方向へ大きく変位して落橋が生じたことが考えられる。

(b)軸直角方向被害には、1989年ロマプリータ地震でのエンバカデロ高架橋やサイプレス高架橋、ストラブスルー橋等の被害、1987年千葉県東方沖地震での水深第1高架橋の被害や、1995年兵庫県南部地震での新幹線高架橋の下食満高架橋等や阪神高速道路の深江本町地区高架橋等の落橋被害等が該当する。そのうち、代表例として1987年千葉県東方沖地震での水深第1高架橋の被害を次に示す。

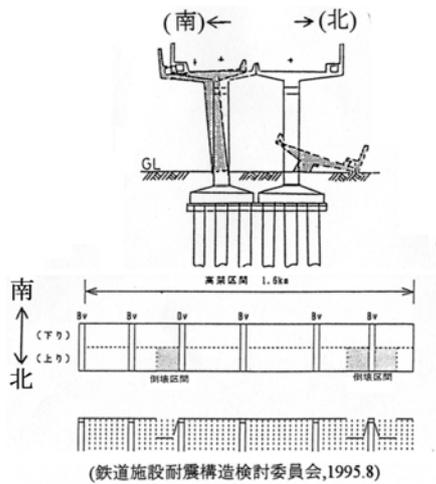


図-12 西宮高架橋の被害状況³⁾

水深第1高架橋は埋没枝谷を谷底平野の出口付近で横断しており、図-11に示すようにその基礎構造も支持杭等でしっかりしていて表層地盤は砂質土層に軟弱粘性土層が挟在する上下逆転型地盤構造である。千葉県東方沖地震のときにほぼ軸直角方向(埋没谷筋方向)に大きい地震力が作用して、橋脚上部にせん断亀裂が発生した。この被害は図-11に示すように、埋没谷が特に深い位置でN値が大きい厚い砂層の下の極軟弱粘性土層が厚いところほど酷く生じている。これは埋没谷内堆積土層の下流側への強い動きによって発生したことが考えられる。なお、このとき橋梁上の電柱が線路側に倒壊しているが、これは普段からブラケットや吊架線が線路側に取り付けられてそちら側に偏載荷重となっているためと考えられる。

なお、ストラブスルー橋の被害⁴⁾は谷軸方向に力を受けて、並列する南行車線橋梁(西側)が北行車線橋梁(東側)よりも酷く変形して落橋した。深江本町地区高架橋の被害は東端部が特に酷い被害を受けている。前者においては北行車線橋梁が、後者においては南側に接近して存在している高層建物の影響で、前述の2(2)のようなこと即ち次の(4)のようなことが起きたことが考えられる。

(4) 脇に基礎のしっかりした別な橋梁や建物等の構造物があっていっそう著しい被害が生じた橋梁

この被害には1995年兵庫県南部地震での西宮高架橋や六甲道駅高架橋の外に、2011年東日本大震災での大仏大橋(福島市、国道4号線)⁸⁾の被害が該当すると考えられる。

(a) 西宮高架橋

西宮高架橋(杭基礎)では上り線用と下り線用の高架橋が各1本の橋脚(1線1柱式高架橋)で北側と南側に並んでつくられていた。図-12に示すように地震で南北に2つ並んだ橋脚の内、北側の上り線用橋脚がせん断破壊し、その上の桁は北側に移動

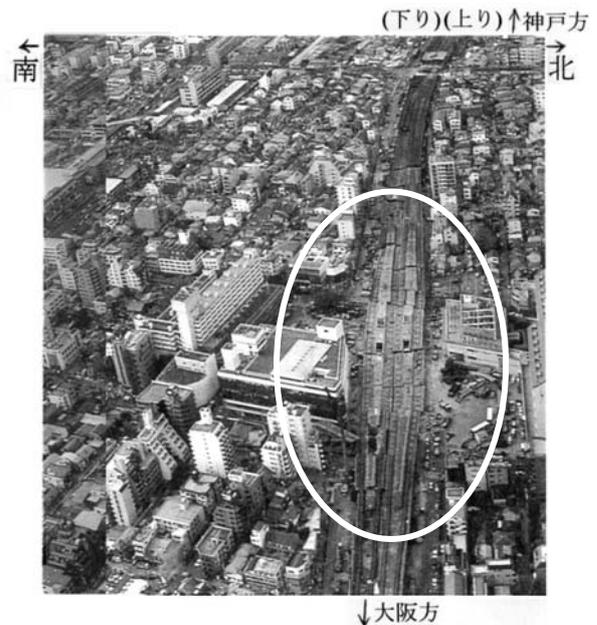


図-13 六甲道駅高架橋(円内は被害範囲)³⁾

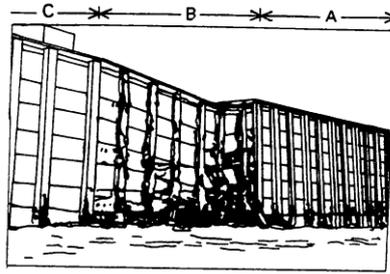
や傾斜、沈下したが、北側橋脚(上り線用)の被害程度は南側橋脚より酷い。ここは夙川沿いの自然堤防の東側にある埋没谷部で洪積層と沖積層の境界部である。ここでは南脇に比較的大きい建物のあるところで北側高架橋の被害程度が酷くて桁は地表まで落下している。地震で埋没谷地盤内の表層地盤が谷筋方向に動いたときに、それがしっかりした自身の杭基礎に止められたため、橋梁基礎に強い偏土圧が作用して被害が発生し、さらに南側の橋脚・基礎も地盤の動きを止める機能を発揮して、被害が生じたことが考えられ、その上で脇の建物・基礎も地盤の動きを止める作用を発揮したため、その脇の橋脚が顕著に破壊して桁が地表に落下したことが推定される。

(b) 六甲道駅高架橋

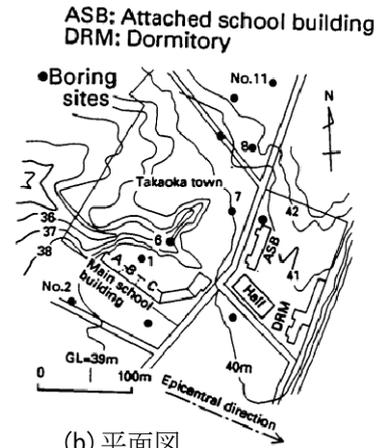
六甲道駅高架橋(杭基礎)では地震で橋脚等が破壊し、その上の桁とホームが蛇行状に変形して崩壊が生じた(図-13)。ここは花崗岩からなる玉石地帯(西側)とまさ土層(東側。この層は軟弱粘土層を挟む上下逆転方地盤)の境界部であり、六甲道高架橋はその境界線(略南北方向)とほぼ直角に交わって走っており、後者側の地盤で被害が生じている。高架橋の桁の横移動は線路脇の大きい建物の存在の有無と対応しており、桁はその建物と反対側の建物の無い方向に移動している。このような変状は建物の無い方にある地盤(まさ土層)が地震で高架橋の方向に動くが、高架橋のしっかりした杭基礎に止められて強い偏土圧が基礎に作用したため生じたことが考えられる。そのときその建物直下の地盤は建物自体の基礎で動きを抑制されていて、その建物・基礎が地盤の動きを止める不動点の役割を発揮したことが考えられる。

4.2 建物

図-7(a)の場合には建物の不陸被害、図-7(b)の場合には建物の捩れ被害、図-7(c)の場合には大きく急激な偏土圧(特に圧縮側の受働土圧)が建物基礎等に作用して建物が損傷したり、あるいは反作用として上部工等の剛性変化点に大きい歪や応力が発生して建物に層崩壊等が発生することが考えられる⁶⁾。



(a) 本校舎背面の変形図平面図
(写真からスケッチ)



(b) 平面図

(1) 面内方向の地盤の不同沈下に伴うせん断歪による不陸被害(せん断変形)

この被害には例えば、1995年の兵庫県南部地震での市立西宮高校の被害⁹⁾や、1964年新潟地震での帝石ビル、豊照小学校体育館、礎小学校B棟、大洋漁業新潟支店等の被害¹⁰⁾、1986年十勝沖地震での函館大学本校舎の崩壊等が該当する。その内、函館大学本校舎(RC4階建、直接基礎)は図-14(a)に示すように中央部が特に沈下し、その1階の側壁にハの字形の亀裂が発生した¹¹⁾。その沈下形状は1948年福井地震の際に大和デパートの濠跡埋立地に位置する建物中央部がで特に大きく沈下したのと似ている。図-14(a)の函館大学の建設前の地盤の等高線図をみると、校舎の特に大きく沈下した部分は埋没谷と考えられるし、地盤には最上層の砂質ローム層の下に軟弱な腐植土層がともに傾斜して堆積している。校舎中央部の下部に発生したハの字形亀裂は、両端支持の単純桁の中央部に荷重をかけたときに発生する亀裂と似ている。崩壊校舎から70~80m離れた位置にあるほぼ同じ構造の附属校舎(RC3階建、直接基礎)、及び寄宿舎(RC2~3階建)はほとんど無被害で、寄宿舎にいた人は多少大きな地震があった程度にしか感じていないし、食堂の机の上の桜の花をさした瓶が倒れなかった等と報告されている。

図-14 函館大学(1968年十勝沖地震)¹¹⁾

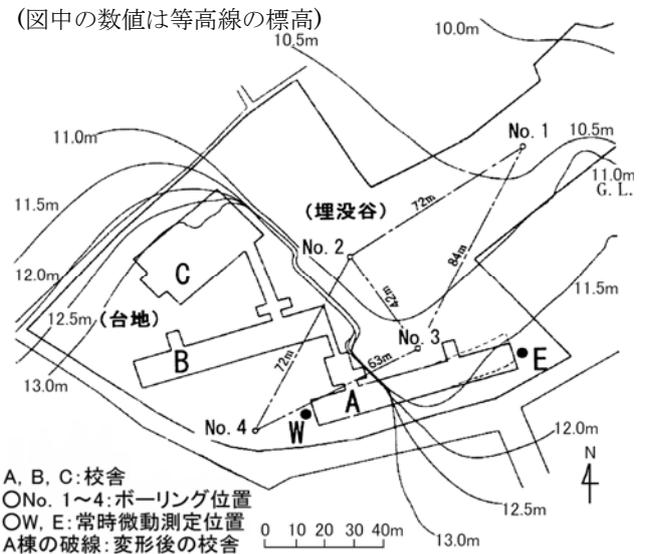


図-15 高校建物と地盤(1968年十勝沖地震発生前)¹⁾

(2) 面外方向の地盤の水平変位差に伴う断歪によるせん断被害(せん断変形)

この被害には1964年新潟地震での富浦中学校C棟、家庭裁判所、豊照小学校、白山小学校¹⁰⁾や、1968年十勝沖地震での高校建物(A棟)¹²⁾の捩れ変形が該当する。その内、高校建物(異種基礎)は図-15に示すように、台地(No.4地点、段丘堆積物)上では無被害であるが、N値の比較的大きなローム層や凝灰質土層の下に、沼沢性堆積層である腐植土層や腐植土混じり土層がある埋没谷部分(No.1~3地点)で被害が生じ、建物の一部が北側にくの字形に変形し、その水平変位は埋没谷側で最大360mmに及んでいる¹⁾。このように両地盤

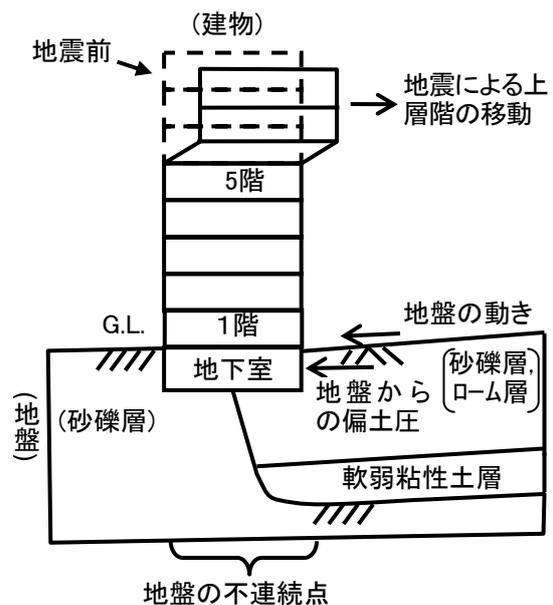


図-16 神戸市役所2号館被害の模式図¹⁴⁾



図-17 高層マンション地下耐力壁の水平方向亀裂¹²⁾

に跨って作られていたA棟建物のうち、沼沢性堆積層上の東側半分(杭基礎)のみが甚だしく変形している。その建物は図-15の地盤面標高(G.L.)の等高線からわかるように、原地表面の傾斜に応じて建物には捩じれが生じるとともに、不同沈下と亀裂等が生じている¹⁾。

(3) 面内方向の地盤の水平変位差に伴う垂直歪による偏土圧被害

この被害には 1995 年兵庫県南部地震での神戸市役所 2 号館建物(図-16)¹⁴⁾や三菱銀行兵庫支店崩壊、2010 年チリ地震でのマンション地下耐力壁上端部(梁付近)の水平方向亀裂発生(図-17)¹³⁾、2011 年ニュージーランド地震での CTV ビル崩壊等が該当する。なお、CTV ビル被害は神戸市役所やマンション N、丸吉産業ビル等の崩壊と地盤の関係からの地盤の影響を類推したものである。チリ地震でのマンション地下耐力壁上端部の水平方向の亀裂は地盤から押されて発生したことを示すものと考えられる。

なお、神戸市役所 2 号館建物は南側に隣接する高層棟が影響して著しい被害となったことも考えられる¹⁴⁾。

(4) 脇に基礎のしっかりした別な橋梁や建物等の構造物があっていっそう著しい被害が生じた建物

この被害には 1995 年兵庫県南部地震によるマンション N 建物や神戸市立西市民病院建物等の被害が該当する。マンション N 建物は夙川の東側の自然堤防沿いの埋没谷部にあり、地震で図-18⁴⁾に示すように 2 階が層崩壊し北側に転倒した。この建物から南側に少し離れた位置に比較的大きい建物がある。ここでは埋没谷地盤が北側から南側に動いたとき、マンション N 建物の基礎に拘束された基礎がしっかりして地盤の動きを止めたため、地盤に圧縮側の変位差が生じ、さらに南側の建物もその地盤の動きを止める機能を発揮したため、大きい偏土圧が建物基礎に作用して、酷い被害が生じたことが推定される⁴⁾。

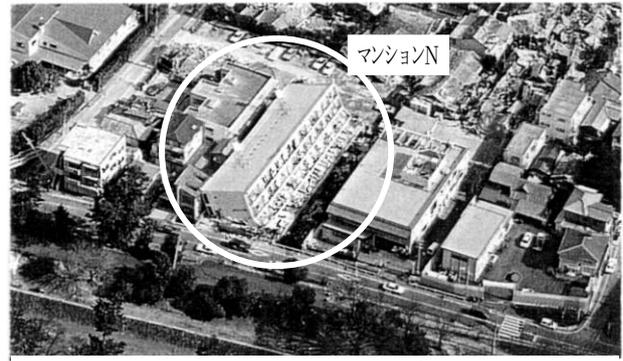


図-18 マンション N 建物⁴⁾

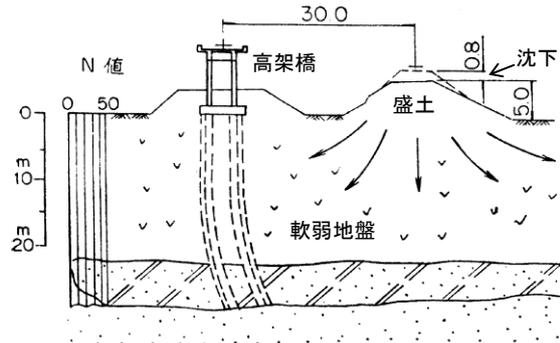


図-19 姉沼高架橋の脇の盛土の沈下¹⁵⁾

4.2 盛土

図-7(a)の場合には盛土の不陸被害、図-7(b)の場合には盛土の捩れ被害、図-7(c)の場合には盛土の崩壊等が該当すると考えられる。

(1) 盛土の不陸被害(せん断変形)

この被害には、例えば姉沼高架橋の東側に約30m 離れて存在する在来線盛土の沈下が該当する(図-19¹⁵⁾)。図-9(c)¹⁴⁾の盛土の沈下概況に示すように、W形に沈下しその沈下の位置、形状は高架橋の水平残留変位と良く対応している。なお、ここの地盤調査を行ったところ地盤は図-9の形状で高架橋側から盛土側(東側に)にほぼ水平に堆積していた。

(2) 盛土の捩れ被害(せん断変形)

この被害に該当するものとして、例えば1983年日本海中部地震で南能代信号場付近の台地の縁の沢渡り盛土が沢の下流方向に変状し、地山と沢部の境界部で盛土が捩れたように変形した(図-20)¹⁶⁾。ここの沢部と田圃の地盤には腐植土混じり軟弱粘性土層が堆積している。

(3) 盛土のすべり崩壊(せん断変形)

この被害に該当するものとして、地盤の大きい水平変位、それも盛土軸直角方向の引張側の変位による盛土崩壊等が考えられる。例えば1983年日本海中部地震の際の鯉川・鹿渡間の盛土崩壊¹⁷⁾が該当する。図-21に示すように、この盛土の下の基盤表



(路盤の大垂みは沢部の盛土で発生)

図-20 南能代信号場付近盛土の変状¹⁶⁾

面(凝灰質泥岩)が盛土の変形方向に大きく傾斜し、かつその方向に腐植土を含む極軟弱層からなる沖積地盤が厚く堆積している。ここでの盛土崩壊は腐植土層の存在範囲だけで発生している。なお隣の極軟弱粘性土層がほぼ水平に堆積する地盤上の盛土は無被害であった。以上から盛土の崩壊は極軟弱層の不同変位等で生じたことが推定される。

なお、図-7(a)~(c)のような仕組みの盛土変形は、地震時に盛土上のレールが盛土変形に追従して残留変形している状態からも認めることができる(例えば、文献15), 18)参照)。

5. 地震応答解析結果と常時微動測定結果

5.1 橋梁の常時微動測定結果

常時微動測定結果と地震応答解析結果を橋軸方向被害橋梁と橋軸直角方向被害橋梁に分けて示す。

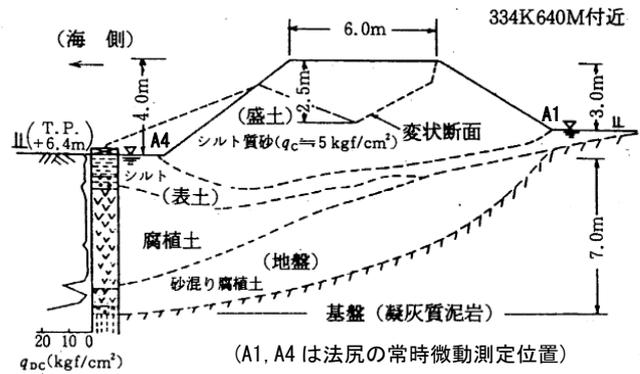


図-21 鯉川・鹿渡間の盛土の変状図¹⁷⁾

(1) 昭和大橋(橋軸方向被害橋梁)

昭和大橋(図-10)の地震応答解析結果のうち、橋脚頭部の時刻歴変位波形と橋脚の同時刻変形図を図-22に示す¹⁹⁾。地盤の河成層内に局部的に存在するN値が極小値の軟弱粘性土層(以下、軟弱層)③に着目して2次元有限要素法による地震応答解析を行ったものである。図-22等の結果から、地震時にこの層を境目として上層地盤の変位が比較的大きく生じるとともに、軟弱層が含まれない河成層の変位が小さくて、両者の間に変位差(不同変位)が比較的大きく生じることと、軟弱層の存在により落橋範囲地盤の桁間隔に比較的大きい相違を生じさせ、また両側が自由端で構成されるP₆橋脚上でその変位差が最も大きい結果となり、落橋という被害状態に近い状態を再現することができた。

(2) 利別川橋梁(橋軸方向被害橋梁)

利別川橋梁(図-23)では1993年釧路沖地震で橋軸方向に顕著な被害を受けロッカー柵に破損等が発生した。特に橋脚5Pと8P上のロッカー柵が大きく破損したが、特に8P上では破損の程度が大き

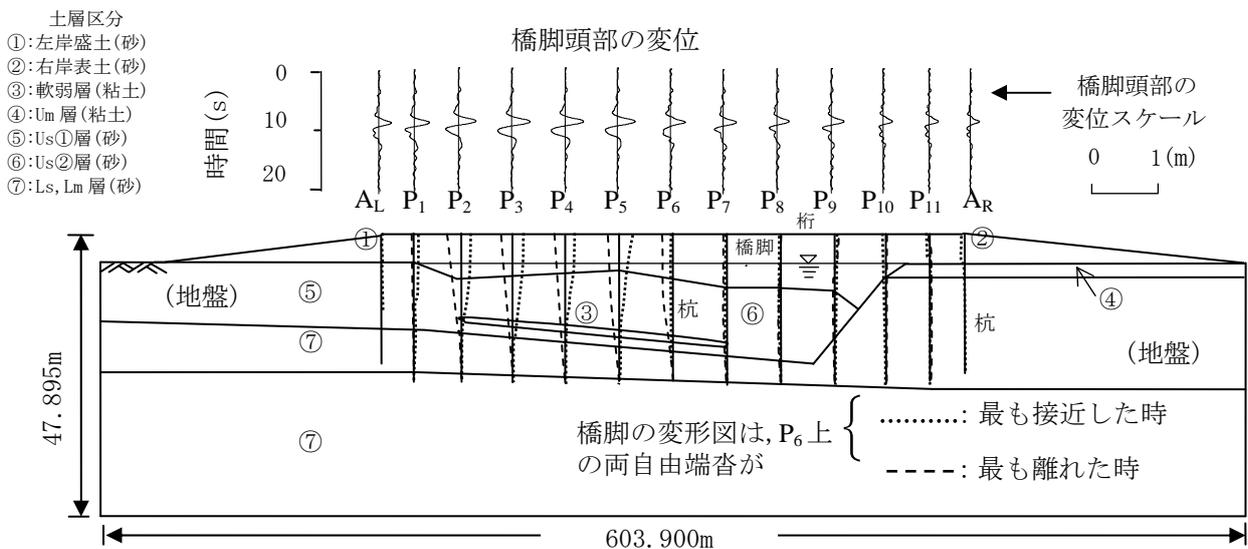
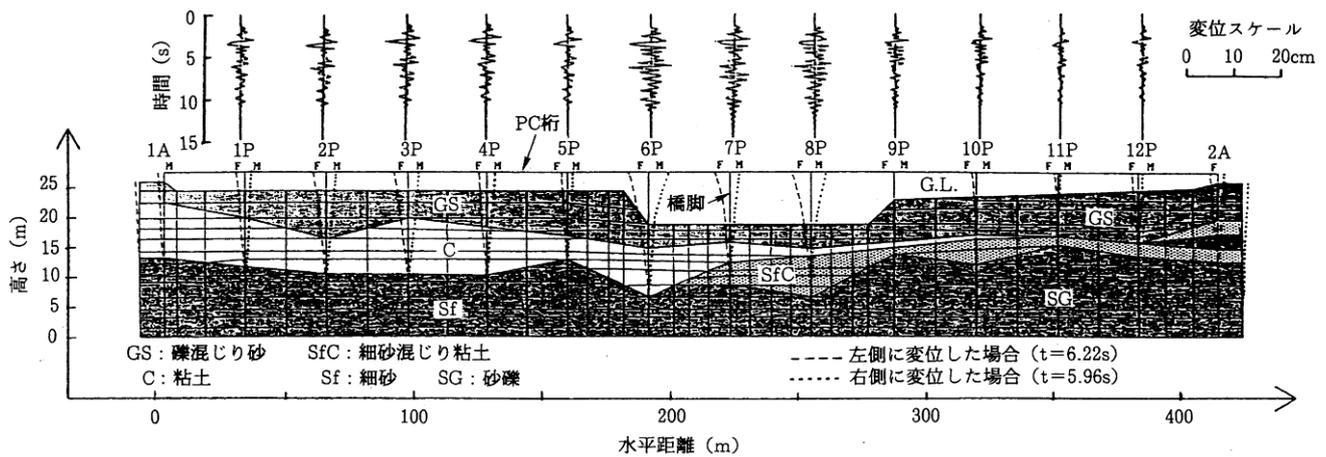
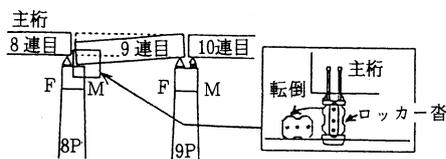


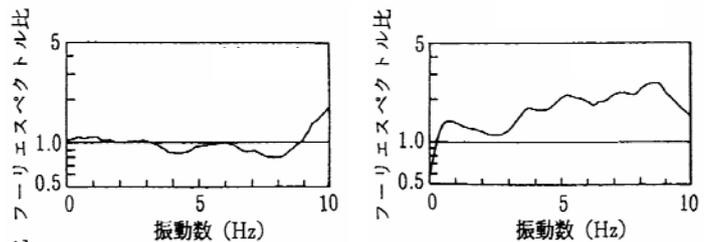
図-22 昭和大橋の地震応答解析結果(橋脚頭部の時刻歴変位波形と橋脚の同時刻変形図)¹⁹⁾



(a) 地盤状態と地震応答解析結果 (橋脚頭部の応答変位波形と変形図)



(b) 橋桁と沓の変状図



(i) 6P/7P (ii) 8P/9P
(c) 常時微動測定結果 (橋脚頭部, 橋軸方向成分のフーリエスペクトル比)

図-23 利別川橋梁の常時微動測定結果^{1),2)}

く橋軸方向の起点方に転倒し、その上の桁が桁座まで約 200mm 落下した(図-23(b))。地盤には最上層に礫(砂利)混じり砂層、その下に粘土や細砂混じり粘土、砂混じり粘土、礫混じり粘土等の軟弱粘性土層、その下に細砂、礫混じり細砂、砂礫層等からなる支持層がある(図-23(a))。5P, 8P は軟弱粘性土層厚さ変化点付近に位置し、後者では厚さの変化が特に大きい³⁾。

常時微動は図-23(a)の橋脚5P~9Pの頭部の計5点で測定した¹⁾。以下に、3成分のうち橋梁の被害に特に影響を及ぼしたと考えられる橋軸方向水平成分について述べる。図-23(c)にそれぞれ隣り合う橋脚頭部の常時微動のフーリエスペクトル比曲線(6P/7P, 8P/9P)を示す。(ここで、例えば6P/7Pは橋脚6Pと橋脚7Pの常時微動の速度フーリエスペクトルの比を示す。)この図をみると、被害が大きかった8P(即ち8P/9P)の曲線には1.0以上の値で上に凸状のピークを示す傾向がある。それに対して、被害程度が極めて小さかった6Pと7P(即ち6P/7P)においてはそのような傾向は見られず、両者はほぼ平坦な曲線で特に前者はほぼ1.0の値を示す。

なお、(図-23(a))には地震応答解析で求められた橋脚の変形図(同時刻分布)と橋脚頭部の変位波形も示されている²⁾。それによると軟弱粘性土層の厚さに応じて変位が大きくなっており、その厚さ

の変化点では不同水平変位が大きく発生することが分かる。

従って、5Pと8P上における沓被害は軟弱粘性土層厚さの変化点で生じたが、それは主として橋軸方向の地盤の水平変位差(不同変位即ち伸縮、その中でも特に短縮)によって発生したことが常時微動と地震応答解析結果からも推定される。

(3) 下食満高架橋(橋軸直角方向被害橋梁)

1995年兵庫県南部地震での新幹線下食満高架橋の落橋位置(図-24(a))に示す測線1付近と測線3付近の2箇所と、隣接した無被害位置(同図の側線2付近)の地表上で常時微動を測定した^{1),3)}。旧地形図によると、測線1付近は北側にある自然堤防と南側で隣接する盛土地(砂・礫層の下に軟弱粘性土層がある上下逆転型地盤)にあり、測線3は南北2つの自然堤防間の埋没谷の田圃部に位置し、2箇所の落橋はとも地盤境界部で発生し、地盤面標高等高線に直角方向でG.L.が高くなる方向に被害を受けている。

常時微動測定位置を図-24(a), (b)に示す。3つの測線(測線1, 3:埋没谷上の落橋箇所, 測線2:自然堤防上で無被害箇所)とも高架橋を挟んだ両側の長さ約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。測定結果から、高架

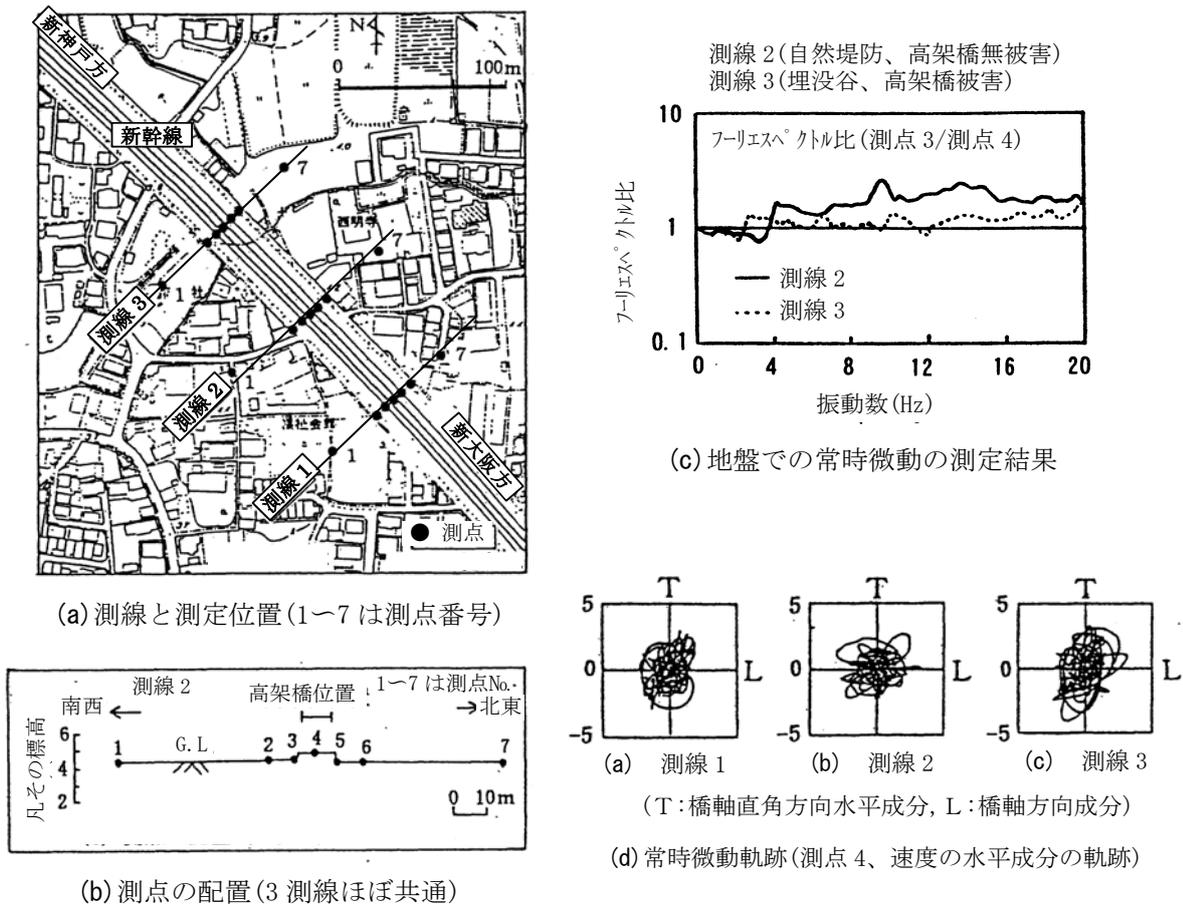


図-24 下食満高架橋における常時微動測定結果¹⁾

橋に対してほぼ対称位置の測点間のスペクトル比 (橋軸直角方向水平成分 T のスペクトル比) によると、各測線でスペクトル比がほぼ 1 を示し、高架橋直下の測点 4 と他測点とのスペクトル比をみると、測線 1 と 3 の全成分で 4Hz 以上の帯域で 1 以上の比、測線 2 の全成分でほぼ 1 の比を示していた。後者の内、測線 2 と測線 3 の結果を図-24(c) に示す。これらの結果から、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分かった。

以上より、埋没谷や盛土地のような平面的にほぼ一様な比較的軟らかい土層を含む地盤では、高架橋が地盤に対して一種の不連続点 (地盤条件の不連続点) となり、地盤変位に抵抗して大きい偏土圧を受けたため、橋脚折損等の被害が生じたことが推定される。また、自然堤防のような比較的良好な地盤では高架橋が地盤の動きに追従して動くため地盤から力 (偏土圧) を受けなため被害が発生しなかったことが推定される。このように微動特性が高架橋の地震被害、無被害と関係しており、それには盛土地や埋没谷、あるいは自然堤防などの地盤が大きく影響したことが考えられる。

なお、図-24 の高架橋直下の測点 4 での微動の水平成分の軌跡をみると、特に測線 3 で橋軸直角方向

水平成分の卓越した (北東—南西方向の指向性のある) 振動を示し、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い。ここでは高架橋は微動に卓越方向がある測線 1 と 3 で、かつその卓越方向に崩壊したのに対応している。

5.2 建物の常時微動測定結果

ここでは図-15 の振じれた高校建物の両側の地盤での常時微動測定結果を示す¹⁾。測定位置は台地上の W 点と埋没谷上の E 点である。図-25 に水平面の土粒子軌跡図を示す。(a) の W 点 (台地上) の軌跡をみるとほぼ円を描くような丸みを帯びた軌跡を描いているが、(b) の E 点 (埋没谷上) の軌跡をみると、北西 - 南東方向主軸の長円に近い軌跡を描いていることが分る。この方向は図-15 の谷軸方向ともほぼ一致している。

なお、両地点で求めた常時微動のフーリエスペクトル比曲線 (E/W) を図-26 に示す。(ここで、UD, EW, NS はそれぞれ上下, 東西, 南北成分を示す。) この図をみると UD, EW, NS の各成分ともそれぞれ 1 より大きいピークや 1 より小さい谷を示していて、台地と埋没谷の地盤は性質の異なる地盤で、埋没谷地

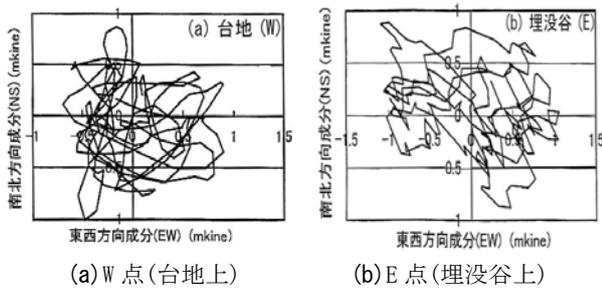


図-25 高校の常時微動測定結果(土粒子の軌跡図、測定位置 W, E 点は図-15 参照)¹⁾

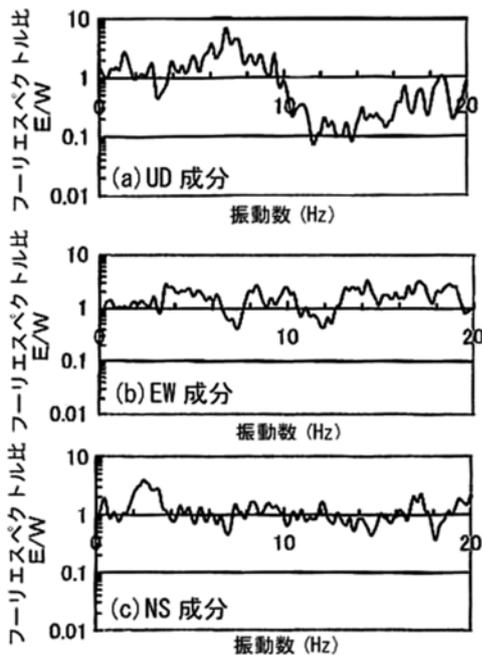


図-26 フーリエスペクトル比(埋没谷 E/台地 W, 測定位置 W と E 点は図-15 参照)¹⁾

盤の方の動きが大きいことが分る. その傾向はUD成分で最も顕著で, 次にNS成分が続き, EW成分が最も小さい. しかも, フーリエスペクトル比の値はNS成分の方がEW成分より大きいことは建物が北側に曲げられたことと対応している¹⁾.

5.3 盛土の常時微動測定結果

ここでは図-21 の鯉川・鹿渡間の崩壊盛土の左法尻 A4 と右法尻 A1 での常時微動測定結果を示す(測定位置は同図参照)^{1), 20)}. 測定した常時微動をフーリエスペクトルに変換してから比を求めた. 図-27 のフーリエスペクトル比曲線を見ると, 左法尻 A4 と右法尻 A1 のスペクトル比(A4/A1)曲線は 3Hz 付近でピークを示し, それから 1.0 付近ないし次第に小さくなっている. つまり, 軟弱層の厚さが一定でないときは, 軟弱層の厚い側では低振動数成分が, 薄い側では高振動数成分が卓越してスペクトル比曲線は一定にならず, その曲線にピークが生じる

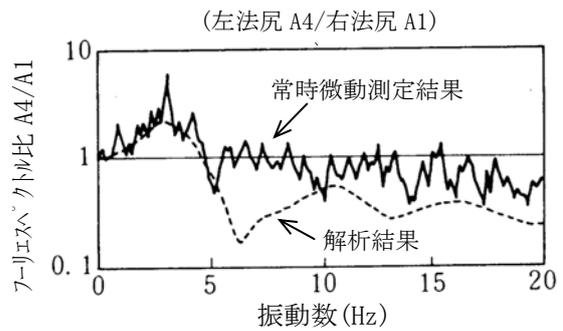


図-27 鯉川・鹿渡間盛土の常時微動測定結果(加速度、水平線路直角成分 HT、測定位置は図-21 参照)^{1), 20)}

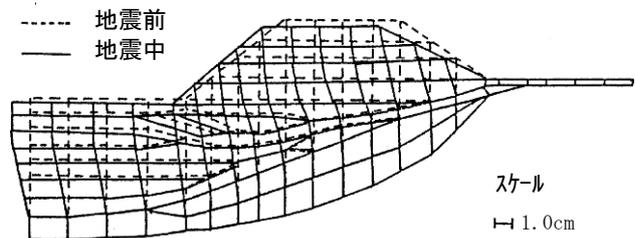


図-28 地震応答解析結果(変形図、 $t=12.3s$)²⁰⁾

ことが示されている. なお, 破線は地震応答解析結果(その変形図は図-28 参照)を示しており, 常時微動測定結果とほぼ対応していることが分かる²⁰⁾.

あとがき

以上に, 地盤の不連続点に発生する不同地盤変位(不同沈下や水平変位差)による被害機構として3つ, 即ち鉛直断面内の不同沈下量や, 水平面内の面外方向と面内方向の水平変位差による構造物の被害を考え, それぞれに該当する実際の被害事例も併せて示すとともに, 常時微動測定結果や地震応答解析結果からも地盤変位による被害発生の可能性を示すことができた. なお, 今後とも深度化に努めたいと考えている. おわりに, 以上の調査でお世話になった多くの方々に厚く御礼を申し上げます.

参考文献

- 1) 那須誠: 構造物の地震被害と地盤と常時微動の関係, 第11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, pp. 89-96, 2008. 1.
- 2) 那須誠: 構造物の地震被害と地盤と地震応答解析結果の関係, 第12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, pp. 143-150, 2009. 1.
- 3) 那須誠: 地盤不連続点に着目した橋梁の地震被害機構の推定, 第14回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシ

- ンポジウム講演論文集, pp. 437-444, 2011. 7.
- 4) 那須誠: 橋梁等構造物の地震被害への隣接構造物の影響の考察, 第6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, pp. 273-280, 2003. 1.
 - 5) 那須誠: 橋梁の地震被害機構と地盤の関係, 土木学会第66回年次学術講演会講演概要集 CD-ROM, I-416, 2011. 9.
 - 6) 那須誠: 建物の地震被害機構と地盤の関係, 第46回地盤工学研究発表会発表講演集 CD-ROM, No. 865, 2011. 7.
 - 7) 高橋良和, 川島一彦, 呉智深外: 中国四川地震による百花大橋及び回欄立交橋の被害, 第30回土木学会地震工学委員会論文集CD-ROM, No. 5-0005, 2009. 5.
 - 8) 矢部正明, 塚本英子, 鍋島信幸, 佐藤崇: 周辺状況から推定した2011年東北地方太平洋沖地震による道路橋の挙動, 第14回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集(2011年7月), pp. 161-168, 2011. 7.
 - 9) 那須誠: 建物の地震被害と異種支持地盤の関係, 第35回地盤工学研究発表会発表講演集, No. 959, pp. 1881-1882, 2000. 6.
 - 10) 萩原庸嘉: 新潟地震(1964年)震害が教えるもの(建築), 基礎工, Vol. 15, No.6, 1987. 5.
 - 11) Makoto Nasu: Relationship between Ground Structure and Earthquake Damage Done at Right Angles to Epicentral Direction, Quarterly Report of Railway Technical Research Institute, 1991. 9.
 - 12) 那須誠, 羽矢洋: 建物の地震被害と地盤構造, 鉄道総研報告, Vol. 4, No. 4, pp. 35-44, 1990. 4.
 - 13) 地下の耐力壁に不可解な破断面, チリ地震, 日経 BP 社ケンプラッツ, 2010. 4. 20
 - 14) 那須誠, 水出有紀: 地震による建物被害への近接構造物と地盤の影響の考察, 第7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, pp. 351-358, 2004. 1.
 - 15) 野沢太三, 森重龍馬: 土木構造物の問題点と対策, pp. 206-209, 1987. 2., 吉井書店.
 - 16) 1983年日本海中部地震調査報告, 鉄道技術研究報告, No.1267(施設編第553号), p. 59, 1984. 3.
 - 17) 那須誠: 盛土の地震被害と地盤構造, 鉄道総研報告, Vol. 3, No. 8, pp. 50-57, 1989. 8.
 - 18) 北陸地震震害調査報告出版会編: 昭和23年福井地震震害調査報告 I 土木部門, p. 1-13, 1951. 4. 30.
 - 20) 那須誠・羽矢洋: 地震被害盛土の振動応答と地盤構造の関係—常時微動と列車振動の現場調査結果—, 鉄道総研報告, Vol. 6, No. 4, pp. 17-26, 1992. 4
 - 19) 那須誠: 地震応答解析による1964年新潟地震の際の昭和の大橋落橋被害への地盤の影響に関する研究, 第13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, B4-2, pp. 209-216, 2010. 2. 3-4.

RELATIONSHIPS BETWEEN THE DISCONTINUOUS GROUND SITE AND THE EARTHQUAKE DAMAGE TO VARIOUS STRUCTURES

Makoto NASU

It has already been made clear from many case studies by the author that bridge, building, embankment and so on received almost all earthquake damage in discontinuous sites of ground. The result of microtremor measurements and seismic analyses in their earthquake-damaged structures has already been reported. In the ground discontinuous sites, differential displacements consisting of differential settlement and differential horizontal displacement happens. Shear strain or normal strain shown by differential coefficient of diplacements with respect to distance concentrate in these sites. This time from a view point of ground displacement three damaging mechanisms of their structures have been considered. They are damaging mechanisms of structures due to the inplane differential settlement of ground in vertical section, and by the inplane and out-of-plane horizontal differential displacements of ground in horizontal section. And some corresponding examples of damaged structures are shown.