

5. 線状構造物の被害・メカニズム分析及び復旧・復興

5.1 鉄道・道路における土構造物・抗土圧構造物

5.1.1 概要

本節は、線状をなす道路および鉄道の構造物の内、盛土およびそれに付帯する抗土圧構造物について、その被害を検討し分析を進め、被害メカニズムの解明を試みた結果をまとめたものである。

本節で取り組んだ研究の流れの概要を示すと図-5.1.1のとおりである。

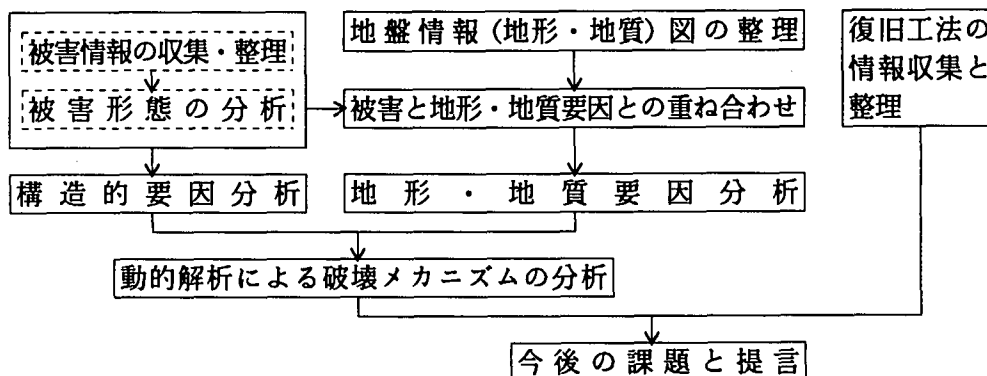


図-5.1.1 本節で取り組んだ研究の流れの概要

鉄道および道路は、災害時には情報の収集・伝達とならんで、救助・救援から緊急物資の輸送などあらゆる応急活動の基幹をなすものであり、応急対策要員や緊急物資の輸送とともに住民の通勤の足を確保するという面で早急な復旧を必要とした。そのため、被害の要因分析などの原因の解明のための詳細な記録を取ることより輸送に障害となる部分の撤去や仮復旧などが優先された。また、記録された被害データについても、調査員の視点の差や復旧への影響度の判断の差などから軽微なものは被害としてカウントされないものもあり、統一した視点による被害の記録をさかのぼって整理することができなかった。このため、被害分析については既発表の被害記録を中心に、被害形態を含む被害の分類や記録・整理の方法についてから検討を始めることとなった。

このような事情から、今後の地震被害時における記録にも役立てることもねらい、盛土の構造形式の分類と被害形態の分類及びその記録表について提案を行い、その表に基づいて既発表の被害を整理、分析した。さらに、図-5.1.1に示すように、地形地質的要因分析とともに構造的要因分析を行い、これに基づいて動的解析による被害メカニズムの分析を行った。また、道路、鉄道の復旧事例のいくつかを紹介し、最後に本節で得られた成果をまとめるとともに今後の課題も提起した。

図-5.1.1のなかで地形地質的要因分析は、鉄道・道路が平行し、地形地質情報が明らかな灘および住吉川付近の2地域を選んで行った。また、構造的要因分析は、鉄道および道路についてそれぞれ独立して進めた。鉄道構造物については地盤条件が類似で被害が大きく、主要3路線が並行している宮川～西郷川の区間に限定して詳細な分析を試みた。道路については、詳細な被害データが得られた国道について分析を試みた。動的解析は、地盤条件の明らかな地点を選び、擁壁の構造形式をパラメータとした分析と、もたれ擁壁の構造条件をパラメータとした分析を試みた。当初の研究計画では、現行の設計法を整理・分析するとともに解明された研究結果に基づいて新たに設計法を提案するところまでを考えていたが、そこまで至らず今後課題を残した。

地震による構造物の被害は、震源断層の破壊によって発生し伝達されたその地点の地盤の地震動と構造物の応答特性、構造物の構造強度特性などによって左右される。個別の構造物はそれらの要因で被害を説明できても少し広い範囲に目を向けてみると、激甚な被害のところとそれほどでもないところが隣接しているなど、被害の様態や程度がさまざま、その差違について、表層地質や地形要因あるいは断層の影響など色々な要因から分析が試みられている。明らかにされた部分に対し未解明な部分が多いため、線状である構造物の被害を分析することで地震被害のメカニズムに関する未解明な部分についての何らかの鍵が得られないかとのねらいをもって研究に取り組んだが、その鍵を見つけるには至らなかった。

5.1.2 土構造物・抗土圧構造物の被害の状況と形態

(1) 盛土形式及び被害形態の分類

被害の形態を区分するに当たっては、何が、どのように被災したかを明確にする必要がある。このためここでは、先ず構造物の分類方法を示し、次に損傷形態を分類する。

盛土を、「土を盛り上げて周辺地盤より高い位置に路盤を設けたもの」と考える。従って盛土は、①その目的を果たす「路盤部」と、②安定のために必要な「高さが周辺地盤から変化する部分」とに分けられる。②の部分には、土工のり面、のり面工、抗土圧構造物など種々の構造物が単独あるいは複合して設けられており、鉄道ではバラスト尻からのり肩部までを、また道路では路肩部を含むものとする。このように、盛土を「盛土路盤部」と「盛土構造部」とに便宜上区分する。盛土構造部の構造形式を次に示す。

A=土工のり面：土工あるいは植生工によるのり面構造

B=のり面工：格子枠工等を有するのり面構造

C=もたれ壁：背面の土がないと自立が困難な壁構造

D=重力式擁壁：単独で自立し、主に自重で土圧を支える構造物

E=RC擁壁：単独で自立し、主に壁の曲げ剛性で土圧を支える構造物

F=補強盛土：ジオテキスタイルと曲げ剛性のある一体の壁面で構成される構造

G=テールアルメ：帯状の鋼板と分割した壁面で構成される構造

H=その他

以上の分類による事例を模式的に図-5.1.2に示す。

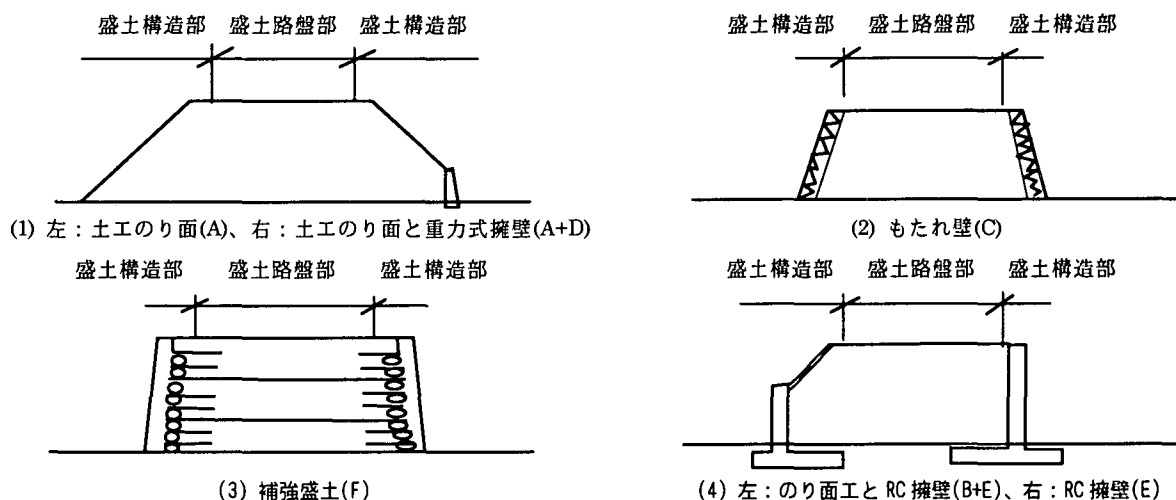


図-5.1.2 盛土構造部と盛土路盤部（模式図）

損傷形態をまとめるに当たって、例えば、のり尻付近の小規模なもたれ壁が倒壊して路盤部が沈下している場合と、重力式擁壁が倒壊して路盤部が崩壊している場合では、明らかに盛土の機能に与える影響が異なるため、盛土及び擁壁の損傷形態は路盤部の損傷状況を含めて整理する必要がある。この場合、盛土路盤部は水平面を成すため、その被害は『亀裂<沈下<崩壊』に区分される。

一方、盛土構造部の被害は、土工のり面やのり面工に対しては『亀裂<沈下・膨れ<滑り崩壊』に、また抗土圧構造物に対しては『ひび割れ<沈下・傾斜<損壊・倒壊』に区分される。のり面における亀裂、沈下、膨れ、滑り崩壊の区分は主に滑り破壊の進展の程度によるが、側方流動により盛土全体が沈下してのり面が膨れる場合もある。抗土圧構造物においては、ひび割れ、損壊は構造物の内部応力に起因する被害で、沈下、傾斜、滑動、倒壊は外的安定に起因する被害である。

表-5.1.1 損傷形態

部 位	構 造	損 傷 形 態
盛土構造部	土工のり面あるいはのり面工のあるのり面	亀裂、沈下、膨れ、滑り崩壊
	抗土圧構造物（内的損傷）	ひび割れ、損壊
	抗土圧構造物（外的損傷）	沈下、傾斜、滑動、倒壊
盛土路盤部	土、アスファルト、コンクリートなど	亀裂、沈下、崩壊

表-5.1.2 被害状況の抽出項目(例)

場所等	盛土延長 (m)	盛土高さ (m)	盛土構造部			盛土路盤部		
			構造 (A~H)	損傷形態	被害延長 (片側 m)	構造 (A~H)	損傷形態	被害延長 (片側 m)

以上から盛土の被害を把握するためには、表-5.1.1のような損傷形態に基づき、表-5.1.2のような様式が考えられる。

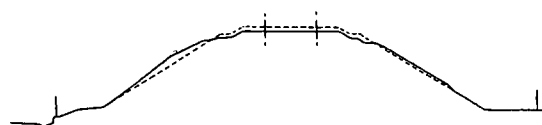
(2) 鉄道構造物

鉄道の盛土・土留擁壁に関する被災状況は、文献¹⁾によると表-5.1.3のようになる。被災した総延長は、11724mで、壁の倒壊や盛土の崩壊まで至ったものは、被災した総延長の43%を占めている。

表-5.1.3 鉄道における盛土・抗土圧構造物の被害の概要(単位:m)

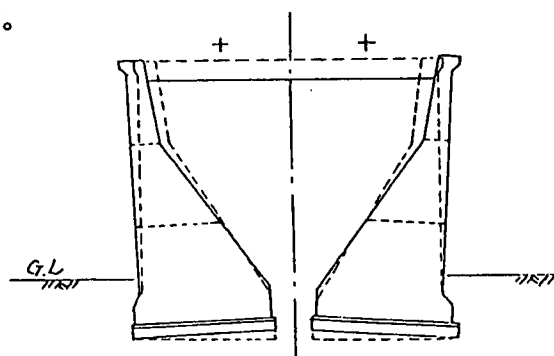
	全体	(%)	JR西日本	JR貨物	阪急電鉄	阪神電鉄	神戸電鉄	山陽電鉄	北神急行
土留め壁	8062	68.7	1654	160	2130	2821	5	1222	70
石積壁	1499	12.8		400			1099		
盛土	2023	17.3		300	994	374	80	280	
切土	140	1.2					140		
計	11724	100.0	1654	860	3124	3195	1319	1502	70

代表的な損傷形態の事例を図-5.1.3~5.1.5に示す。

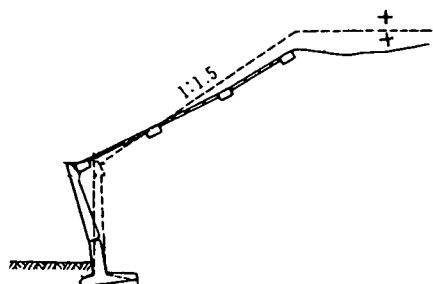


のり面の膨れ(阪急武庫之荘~西宮北口間)

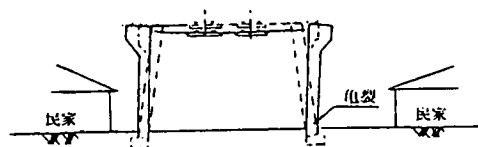
図-5.1.3 のり面式盛土の損傷



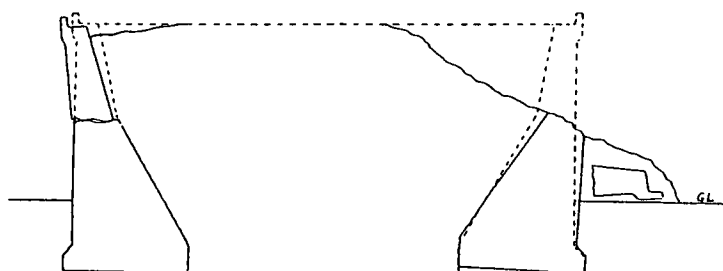
(a)重力式擁壁の傾斜(阪神魚崎~住吉間)



(a) L形擁壁の損壊(JR西日本新長田付近)²⁾

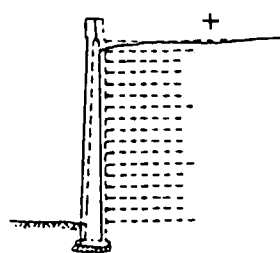


(b)もたれ壁の傾斜(阪急岡本~御影間)



(b)重力式擁壁の損壊(阪神石屋川付近)

図-5.1.4 抗土圧構造物の内的損傷



(c)補強盛土の沈下・傾斜(JR西日本甲南山手付近)³⁾

図-5.1.5 抗土圧構造物の外的損傷

図-5.1.3は、地震時に盛土が沈下し、のり面が膨れた状況を示している。図-5.1.4は、擁壁の内部応力による損壊の状況を示しており、重力式擁壁に対する曲げ応力度の検討の必要性を示唆している。図-5.1.5は重力式擁壁、もたれ壁、並びに補強盛土に傾斜が残留した状況を示している。

(3) 道路構造物⁴⁾

今回調査における道路盛土の被害（抗土圧構造物を含む）は、被害程度の小さい方から①道路面の損傷（クラック・段差）、②抗土圧構造物の損傷（水平移動・傾倒）及び③のり面崩壊に大きく区分することができる。

ここでは道路盛土の被害形態を上記分類で整理し、その結果を報告する。

1) 調査・分析対象データ

道路盛土の被害形態の調査・分析は兵庫県内の建設省管理道路（国道2号、28号、43号、171号、175号、176号）を対象とした。調査・分析に用いた道路盛土のデータ数は72ヶ所、盛土総延長は8,985mである。表-5.1.4に調査・分析に用いた道路盛土の総延長等を示す。同表にはのり構造別の盛土延長も併記している。また、図-5.1.6は各データの概略位置を示したものである。

2) 被害データの整理方法

道路盛土の被害データは建設省直轄道路の被災調査資料（被災状況平面図：S=1/1000）をもとに抽出した。抽出したデータは表-5.1.5に示す整理表を用い、下記の記入要領で整理した。

- ①盛土延長：被災状況平面図より、同一規模の盛土区間の延長をスケールアップした。
- ②被害延長：同平面図より被害区間の延長をスケールアップした。
被害程度の分類の目安は次のとおりである。
 - a) クラック：路面損傷（路面クラック）を主とする被害
 - b) 傾斜：抗土圧構造物の損傷（擁壁の傾斜）を主とする被害
 - c) 崩壊：のり面および抗土圧構造物を含む全体崩壊
- ③盛土高およびのり勾配：被災状況平面図に記載されている距離標毎の代表断面より読みとった。
- ④盛土形式：a) 片盛：盛土片側がのり面（擁壁含む）、反対側が切土のり面あるいはフラットな形式。
b) 両盛：盛土両側がのり面（擁壁含む）である形式。
- ⑤のり構造：のり面および擁壁に区分した。
ここで、擁壁区分の場合の擁壁高は盛土のり肩までのケースを考慮している。
- ⑥擁壁構造：被災状況平面図では擁壁の種類が記述されていない場合が多く、次のように区分した。
 - a) もたれ壁：もたれ式擁壁、石積み擁壁、ブロック積み擁壁など
 - b) 重力・RC壁：重力式擁壁およびL型・逆T式擁壁など

表-5.1.4 分析対象盛土ののり構造と延長

路線	データ数 箇所	盛土延長 m	のり構造別延長		
			のり面 m	もたれ壁 m	重力・RC壁 m
2号	8	1,290	295	0	995
28号	34	4,310	1,180	2,525	605
43号	13	1,785	0	0	1,785
171号	7	755	100	0	655
175号	7	635	535	100	0
176号	3	210	0	210	0
計	72	8,985	2,110	2,835	4,040

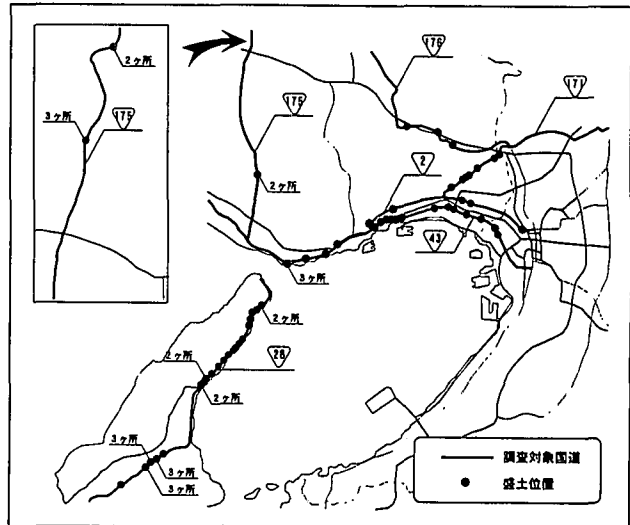


図-5.1.6 道路盛土の位置（概略図）

表-5.1.5 被害データの整理表

場所		盛土延長 m	盛土高 m	構造形式			被害延長				備考	
路線	距離標			盛土形式	のり構造	のり勾配	擁壁構造	クラック m	傾斜 m	崩壊 m		計 m

3) 建設省管理道路盛土の被害状況

道路盛土の被害区間の延長を表-5.1.6に、被害形態の割合(%表示)を図-5.1.7に示す。被害形態の割合は被害区間の総延長に対する各被害形態の割合を示している。

建設省管理道路盛土における被害率(全被害延長/盛土総延長)は今回調査結果に限定すると次のとおりであった。

$$\text{※被害率} = 2,400 / 8,985 \times 100 = 26.7 (\%)$$

また、今回調査における建設省管理道路盛土の被害状況(形態)は図-5.1.7にみられるように道路面の損傷(クラック)64%、抗土圧構造物の損傷(擁壁傾斜)35%およびのり面崩壊1%であった。道路盛土(建設省管理道路)では甚大な被害は稀少であったといえる。

表-5.1.6 道路盛土の被害状況

のり面構造	被害区間の延長 (m)				延長計
	クラック	擁壁傾斜	のり面崩壊	無被害	
のり面	305	0	0	1,805	2,110
もたれ壁	453	260	20	2,102	2,835
重力・RC壁	773	589	0	2,678	4,040
合計	1,531	849	20	6,585	8,985

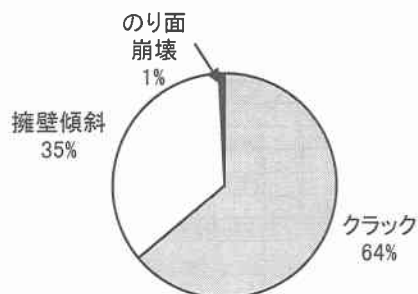


図-5.1.7 道路盛土(国道)の被害の内訳

4) 県・市町管理道路盛土の被害状況

神戸市管理道路盛土の被害データ並びに文献^{5)~9)}調査等に基づく県・市町管理道路盛土の被害状況について報告する。

県・市町管理道路盛土の被害状況を路面損傷(沈下・クラック)、擁壁損傷(傾斜・移動)および大規模損傷(崩壊・擁壁倒壊)の分類で整理した結果を図-5.1.8に示す。同図の被害の割合は被害箇所数で整理し、全被害箇所数に対する各被害形態の割合を示している。また、図-5.1.9には抗土圧構造物(擁壁)の被害状況を傾斜、移動、倒壊に区分し、構造種別で整理した結果を示す。

県・市町管理道路盛土および抗土圧構造物の被害状況は以下のとおりである。

- ・図-5.1.8より、県・市町管理の道路盛土は建設省管理道路盛土に比べ、崩壊にまで至った事例の割合が多い結果となった。
- ・また、全般的にみれば道路盛土の被害は路面損傷程度の被害が卓越しており、建設省管理道路並びに県・市町管理道路とも被害形態は同傾向を示していることが伺える。
- ・図-5.1.9より、抗土圧構造物の構造種別で整理した被害形態では倒壊にまで至ったものは重力・RC壁で13.4%、もたれ壁で46.7%といった結果が得られた。

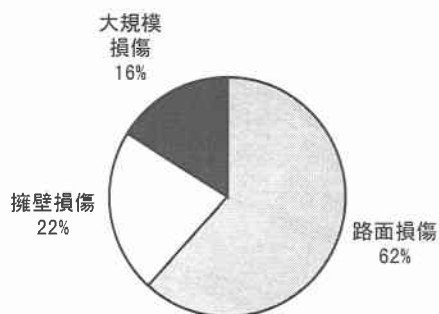


図-5.1.8 県・市町管理道路盛土の被害の内訳

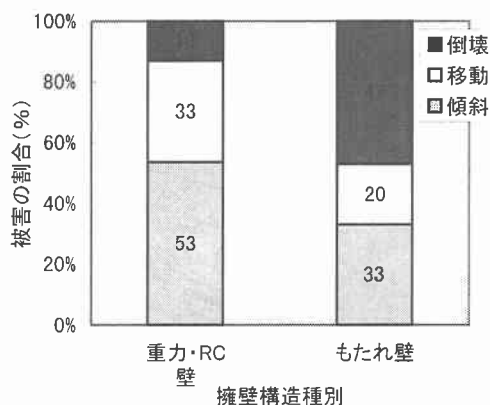


図-5.1.9 擁壁構造別の被害状況

5. 1. 3 道路・鉄道構造物の被害要因の分析

(1) 地形地質的要因分析

神戸市街地の鉄道は東西に伸びる 3 つの路線が大阪～神戸間を結んでいる。阪神電鉄神戸線は主に沖積低地と山麓扇状地との境界付近を、JR 神戸線は山麓扇状地を、阪急電鉄神戸線は山麓扇状地北縁付近を通る路線となっている。一方、道路は、主要幹線である国道 2 号線が扇状地のほぼ中央を、国道 43 号線が海岸平野を東西に伸びており、それらに直交するように南北の道路が発達している。

図-5.1.10 に神戸市街地地盤概要図を示す。

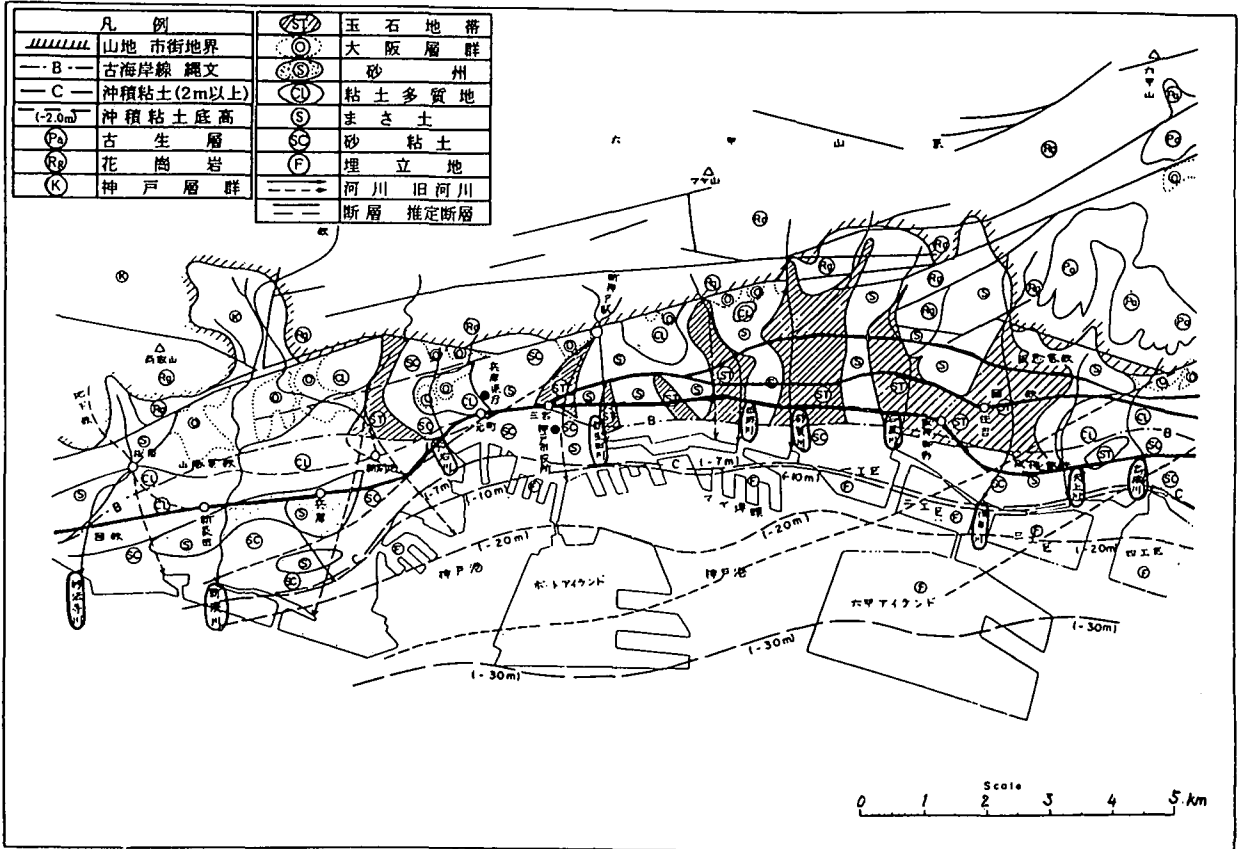


図-5.1.10 神戸市街地地盤概要図(参考文献10)に加筆

地形・地質的な被害要因を分析するため、鉄道の被害位置と地質図の重ね合わせ図を作成した。その中で比較的被害の集中している灘付近および住吉川付近の重ね合わせ図を図-5.1.11、図-5.1.12 に示す。

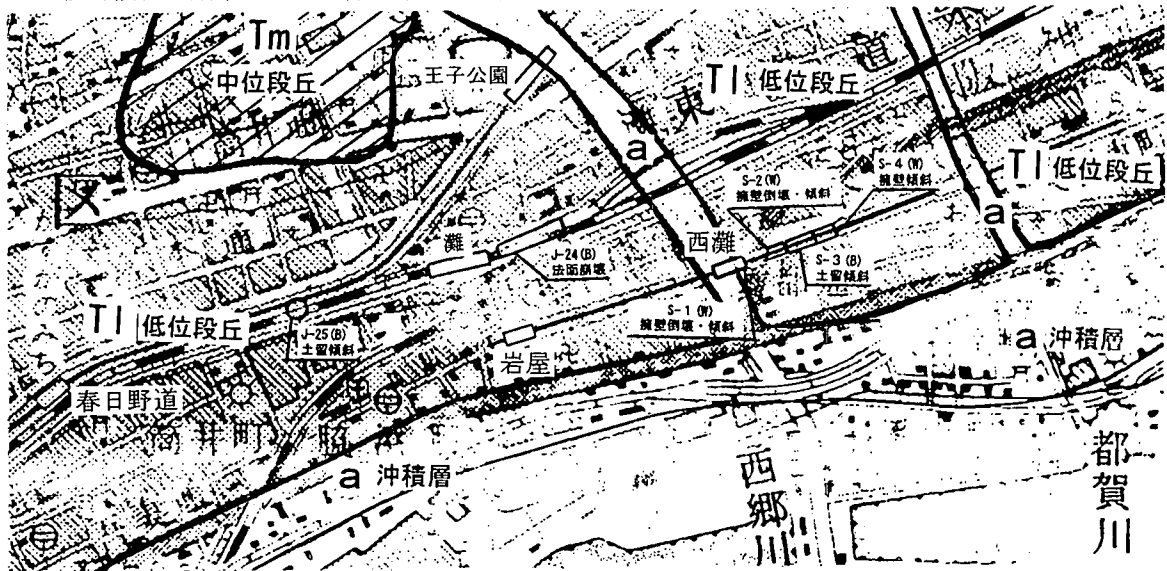


図-5.1.11 灘付近の地質図と被害位置の重ね合わせ図¹¹⁾

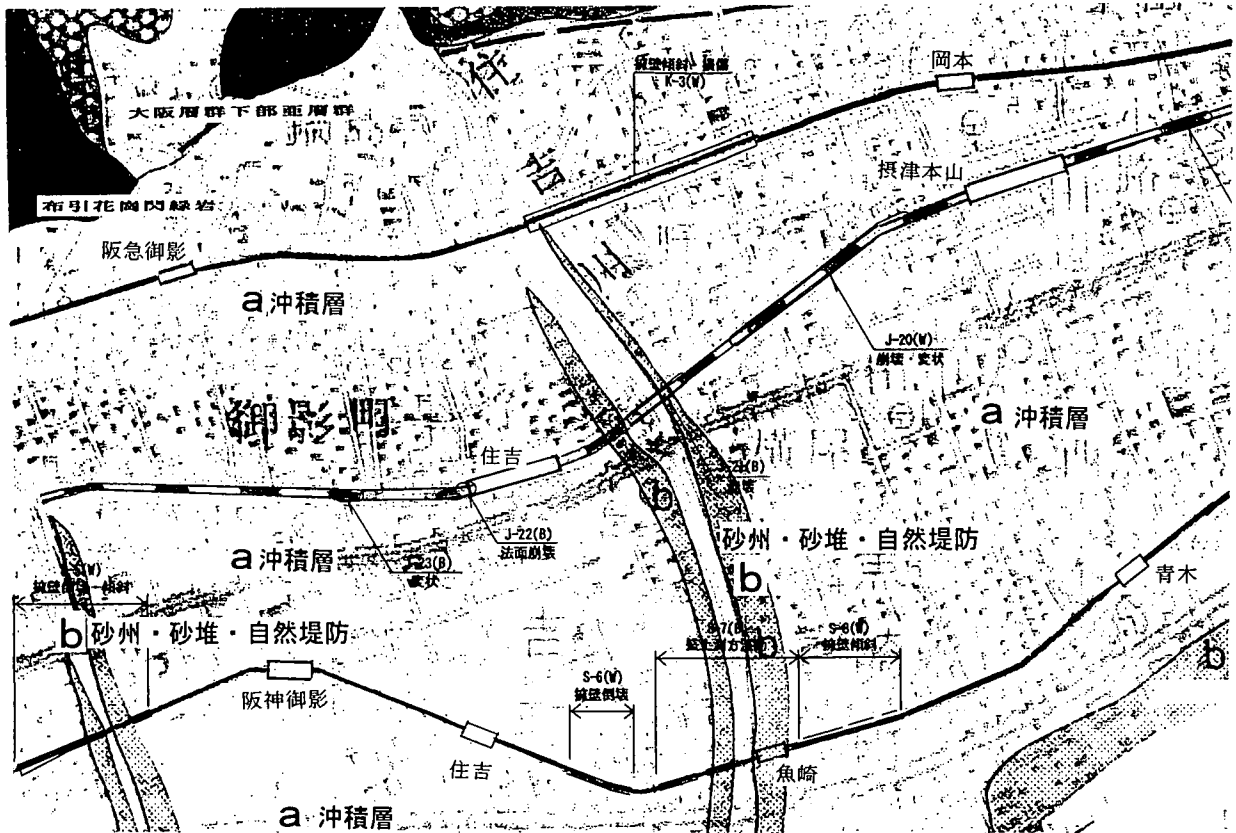


図-5.1.12 住吉川付近の地質図と被害位置の重ね合わせ図¹²⁾

灘付近においては、JR 神戸線および阪神電鉄線での被害が報告されており、被害箇所の上層地質は低位段丘に位置しているが、阪神電鉄線で一箇所沖積層と低位段丘の境界付近で被害が見られる。阪神電鉄線では西郷川付近の盛土が大きな被害を受けたが、JR 神戸線では逆に西郷川から離れた位置で被害が見られ、上層地質との有意な関係は読み取れない。

住吉川付近においては、自然堤防と交差する所で被害が多く見られるものの、上層地質境界以外の沖積層においても被害が見られる。ここでも、灘付近と同様、阪神電鉄線では河川の流路付近の盛土が大きな被害を受けたが、JR 神戸線では河川の流路から離れた位置での被害が多く見られる。

以上、2つの地域での被害と上層地質の関係を見たが、河川の流路付近での被害が多い路線と河川の流路から離れた位置での被害が多い路線があり、前者は、主に海岸平野(沖積低地)を通る路線で、後者は、山麓扇状地を通る路線である。神戸市街地には北側の六甲山地から大小さまざまな河川が流出しており、土砂の堆積場が南北に伸びるようになっている。いずれの路線も南北に伸びる堆積場に直交していることから、「上層地質の境界付近」も一つの被害要因であるが、それ以上に地盤構成、地下構造との関係の方が強いと推測される。

また、灘、住吉川付近以外の地域では上層地質の境界付近で被害が多く見られる傾向があるものの、境界付近以外の所での被害も見られ、あまり顕著な傾向は読み取れない。

ただし、沿岸部と比べて浅い深度で基盤岩が出現する山麓扇状地北縁付近(阪急線)での被害は比較的少ない傾向にある。

兵庫県南部地震による鉄道、道路の被害における地形・地質的要因は、上層地質の境界付近、軟弱層の厚く堆積している海岸平野で被害が多く見られる傾向にあったが、上層地質の違いだけでなく、地層層序、断層位置等の地下構造の違いも要因として複雑に関与していると考えられる。地下構造と被害の関係についてもさらに詳しく分析する必要がある。しかし、神戸付近の地下構造は現在、多くの機関で調査・研究が進められている段階で、被害と関連付けるための情報はまだまだ少ない。これらの調査・研究成果による地下構造との関係を分析することが今後の課題として残る。

(2) 鉄道盛土の構造的要因分析¹⁾

1) 分析方法

震度7帯で、阪急、JR、阪神の各線がほぼ似た地盤条件にある区間として、宮川(芦屋市)～西郷川(神戸市)間、直線延長約8.5kmの区間において、盛土と擁壁の損傷状況を分析する(図-5.1.13)。

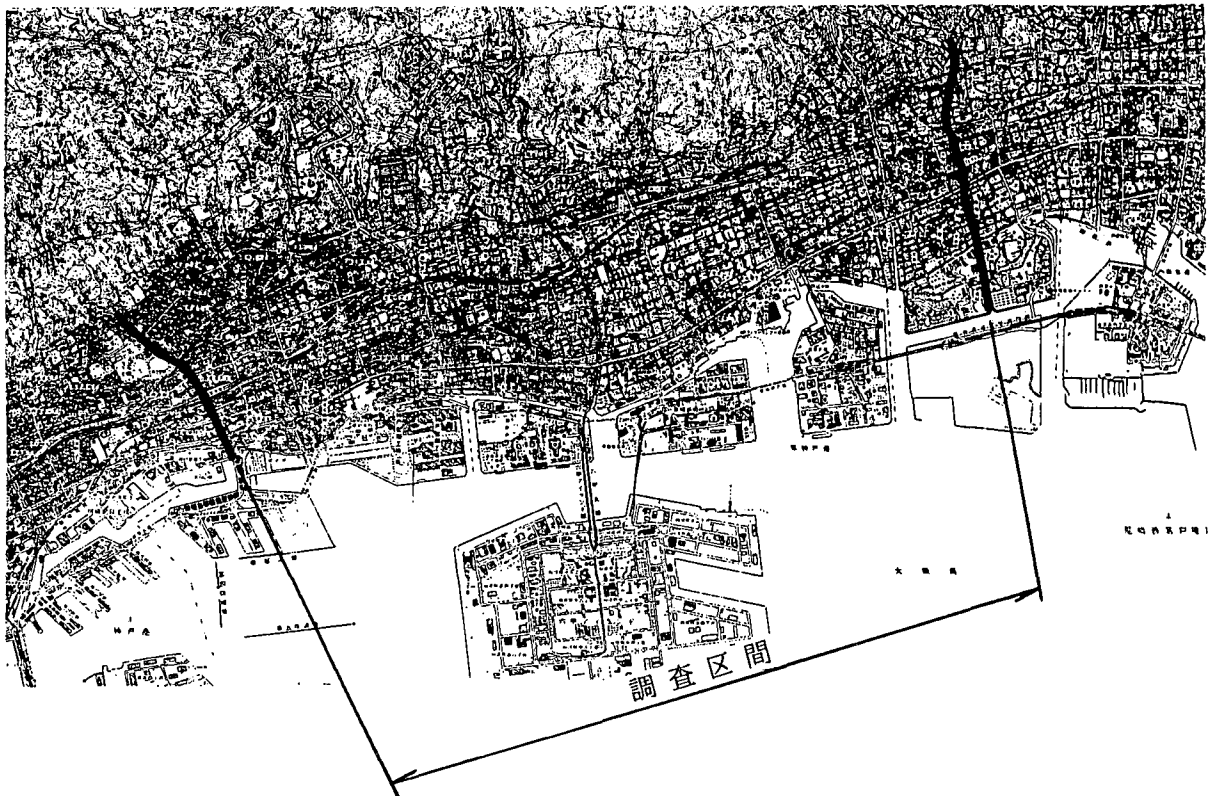


図-5.1.13 盛土・擁壁の損傷分析の範囲

損傷のあったデータ数は69箇所、盛土の片側換算総延長は7984.7mである(図-5.1.14)。この区間には高架橋等の構造物もあることから、盛土等の損傷延長は必ずしも被災率に直結していない。なお、ここでは内部応力による損壊も、外的安定による倒壊も「崩壊」に含めた。

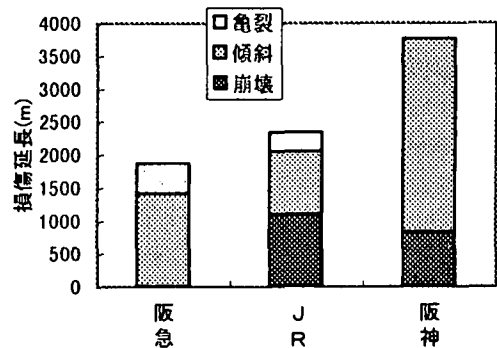


図-5.1.14 盛土・擁壁の路線別損傷

表-5.1.7 調査区間の盛土・擁壁の被害延長(m)

	崩壊	傾斜	亀裂	計
重力式擁壁	1510.8	1806.9	293.0	3610.7
もたれ壁	405.8	2176.2	469.0	3051.0
のり面工		729.0		729.0
補強盛土		300.0		300.0
RC擁壁		294.0		294.0
計	1916.6	5306.1	762.0	7984.7

2) 分析結果

損傷形態を、亀裂、傾斜(沈下を含む)、崩壊(滑り崩壊を含む)に区分して、構造別に図-5.1.15及び表-5.1.7に示す。これらから次のことが分かる。

- ① 崩壊が生じたのは重力式擁壁ともたれ壁である。
- ② のり面工、補強盛土、RC擁壁は崩壊には至っていない。

ただし、構造種別において、表面からは練り石積みと見えるため「もたれ壁」に分類したものには重力式擁壁に分類すべきものも含まれると思われる。

図-5.1.16に重力式擁壁ともたれ壁について、のり面の有無による損傷状況の違いを示した。また、図-5.1.17には、のり面の有無による損傷状況の違いを盛土の高さ別に示した。のり面がある場合には、ない場合に比べて崩壊する割合が高いことが分かる。また、事例が少ないが、二段もたれ壁は耐震性に劣るといえる。鉄道構造

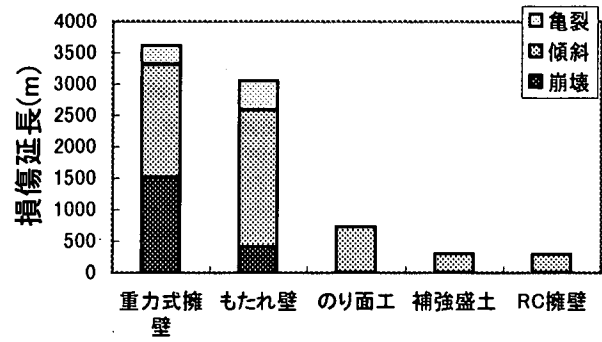
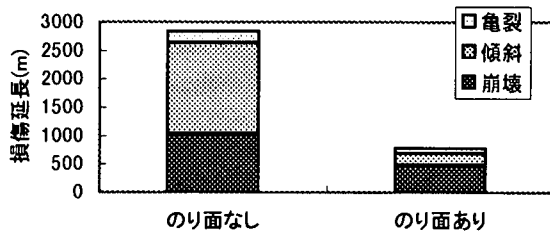
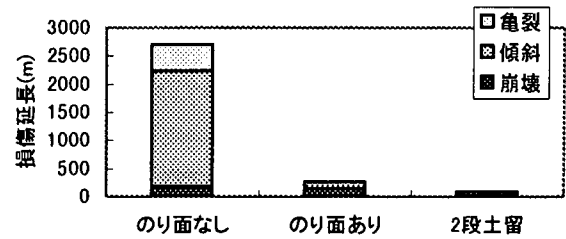


図-5.1.15 構造種別と損傷形態

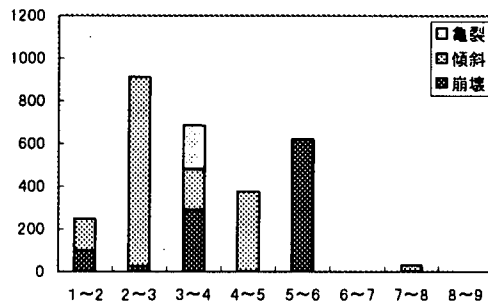


(a)重力式擁壁

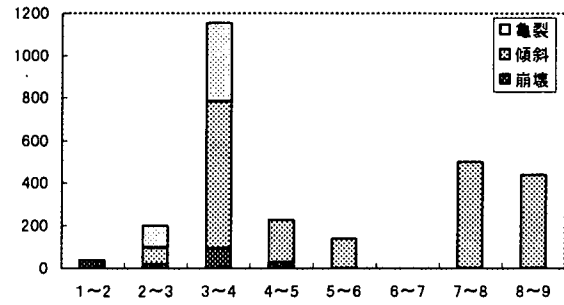


(b)もたれ壁

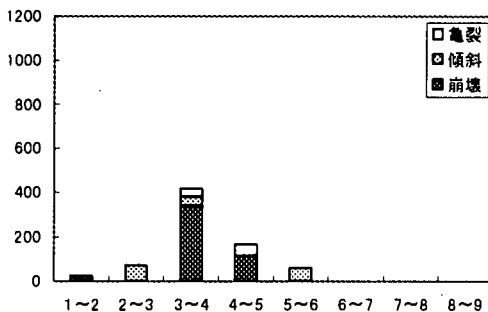
図-5.1.16 のり面の有無による損傷状況の違い



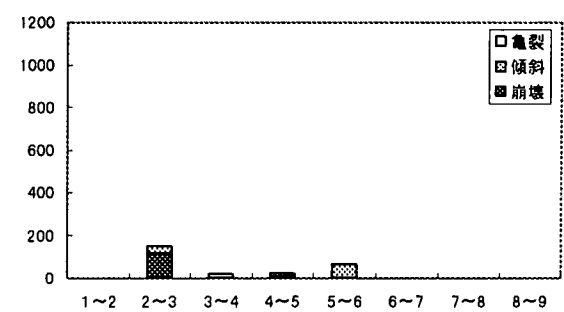
(a) 重力式擁壁(のり面なし)



(c) もたれ壁(のり面なし)



(b) 重力式擁壁(のり面あり)

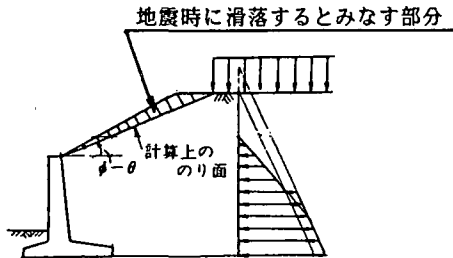


(d) もたれ壁(のり面あり)

横軸：盛土高さ (m)、縦軸：損傷延長 (m)

図-5.1.17 のり面の有無と盛土高さによる損傷状況

物の設計においては構造物とのり面を有する場合、図-5.1.18 に示すように地震時に一部の土塊が滑落するものとして地震時主働土圧の算定にこの土塊を考慮していない¹⁴⁾が、現実にはのり面工などにより滑落が生じにくい状態にあるため、のり面の有無によって被害状況に差が生じているものと考えられる。



ϕ = 土の内部摩擦角、 $\theta = \tan^{-1} Kh$ 、 Kh = 設計水平震度
 図-5.1.18 地震時土圧に考慮しない土塊

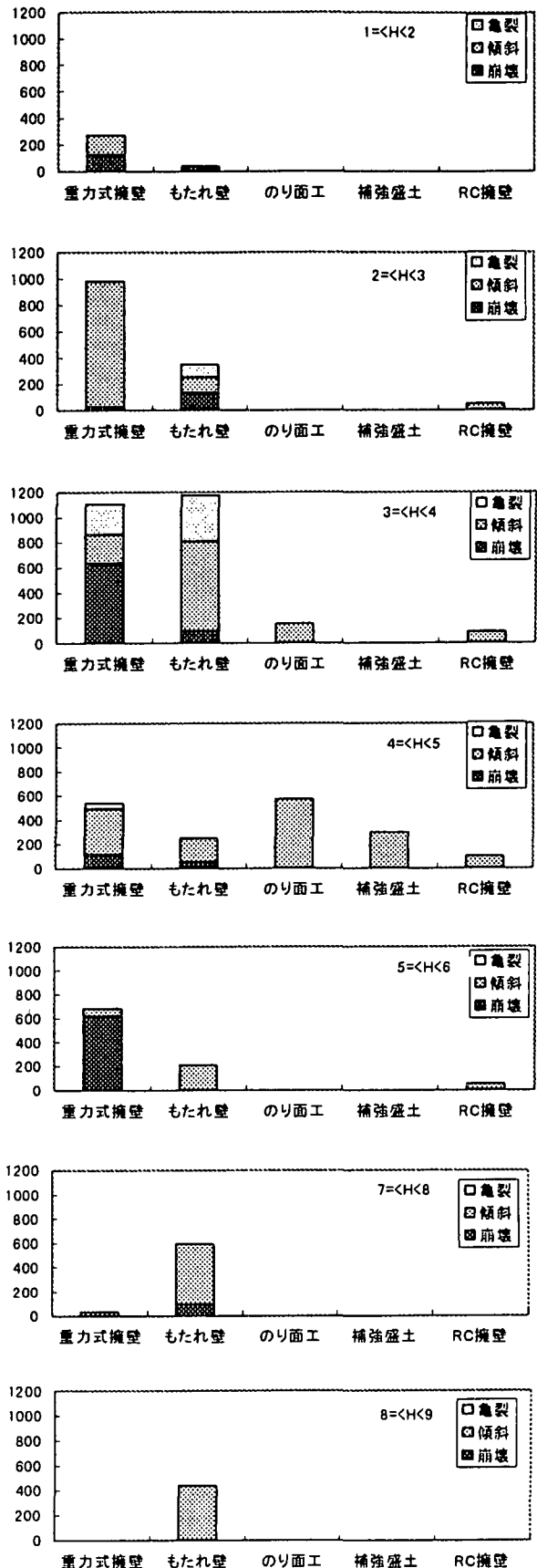
盛土の高さを1 m 毎に区分して、構造別に被害形態を示すと図-5.1.19 のようになる。6 m 以上7 m 未満には該当するデータがなかった。この図より次の傾向が読み取れる。

- ① 盛土高さが3 m を超える重力式擁壁は崩壊しやすい。
- ② 盛土高さが7 m を超えるもたれ壁でも崩壊せず沈下・傾斜に留まる事例が多い。ただし、これらのもたれ壁にはブロック積擁壁や石積擁壁は含まれていない。
- ③ 盛土高さ5 m 未満ののり面工、補強盛土、RC 擁壁は崩壊を免れている。

3) まとめ

以上の分析により、次の傾向が考えられる。

- ① 5 m 程度以下の高さの盛土に対しては、のり面、補強盛土、あるいは RC 擁壁の被害が重力式擁壁やもたれ壁に比べて小さい。
- ② 盛土高さ5 m 以上の重力式擁壁は崩壊しやすいが、盛土高さ7 m 以上のもたれ壁で崩壊を免れた事例が多い。
- ③ のり面の下部を重力式擁壁やもたれ壁で支える構造は、同程度の高さでのり面を設けない重力式擁壁やもたれ壁のみの構造よりも耐震性に劣る。



(縦軸=損傷延長(m)、H=盛土高さ(m))
 図-5.1.19 盛土の高さ別損傷形態

(3) 道路盛土の構造的要因分析⁴⁾

1) 分析方法

道路盛土（抗土圧構造物を含む）の被害程度が異なる要因としては、①地形・地質的要因、②震源と被災盛土の位置関係、③盛土形式の違い（片のり盛土と両のり盛土）による影響、④のり面形式の違い（のり面の勾配および擁壁の有無）による影響および⑤盛土高の違いによる影響などが考えられる。

ここでは、上記に示す各要因のうち、①を除いた盛土の構造的要因を対象とし、構造的要因が被害程度の違いに及ぼす影響について調べる。分析は、各構造要因別の被害程度（頻度）の違いをみるため、盛土母数に対する被害盛土の割合を示す被害率を次のように定義して行った。

$$\text{※道路盛土の被害率} = \Sigma (\text{被害盛土の延長距離}) / \Sigma (\text{同一箇所、同等規模の盛土延長距離})$$

分析項目は次のとおりとし、データは表-5.1.4 に示すデータ整理票に整理した国道盛土の被害データを使用した。

- ①路線（ルート）別の被害分析
- ②盛土のり形式および盛土形式の違いによる被害分析
- ③盛土高さの違いによる被害分析

2) 路線（ルート）別被害分析

路線毎のデータで整理した盛土の被害率を図-5.1.20 に、各路線の被害区間盛土をのり形式（のり面、もたれ壁、重力・RC壁）で整理した結果を図-5.1.21 に示す。図-5.1.20 では被害率を折れ線グラフで示すとともに、各路線の盛土延長および被害盛土延長を棒グラフで示してある。

路線別の盛土被害状況は次のとおりである。

- ・ 2号線、43号線での被害率が約 40% となっており、他路線と比較して高い値を示している。県管理道路および市町管理道路においても、西宮市を中心とした阪神地域の被害が多い（箇所数）との報告⁸⁾があり、当然ではあるが強震度帯との相関があると考えられる。
- ・ 盛土のり形式は地形が概ね平坦である地域の道路（2号線、43号線）では重力・RC壁が多く、山地の多い道路ではのり面およびもたれ壁が卓越している（表-5.1.3 参照）。各路線の盛土被害は母数の多い法形式で発生しているのであるが、特徴的にはもたれ壁を持つ盛土に対し重力・RC壁を持つ盛土の方が被害率が高くなっているようである。
- ・ 171号、175号、176号についてはデータ数が少なく、特徴的なことは述べられない。

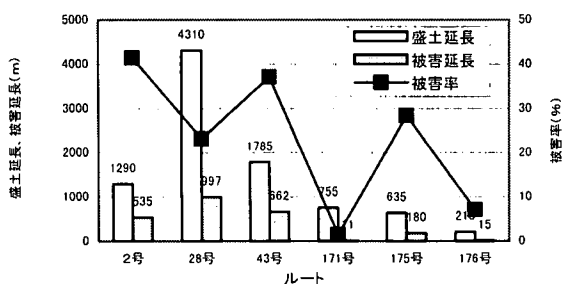


図-5.1.20 被害分析結果（路線別）

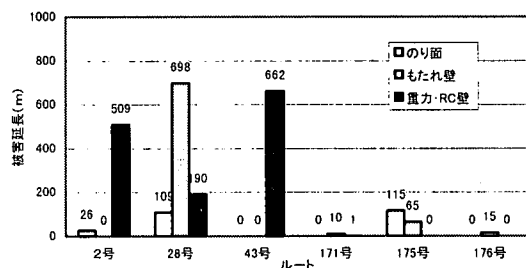


図-5.1.21 被害盛土のり形式

3) 盛土のり形式、盛土形式の違いによる被害分析

のり形式により整理した盛土の被害率を図-5.1.22 に示す。また、被災した盛土の盛土形式（片のり・両のり）の頻度分布を図-5.1.23 に示す。のり形式、盛土形式別の盛土被害状況は次のとおりである。

- ・ のり形式の違いによる盛土の被害率は、のり面 < もたれ壁 < 重力・RC壁の順に大きくなる傾向がみられる。構造的要因のみで被害率を考えると、盛土のり面を剛なもので押さえる構造の方が被害は発生しやすい結果になっている。しかしながら、もたれ壁の場合、地盤条件の良い位置で経験的に採用されるケースが多いことを考えると、地盤条件による影響も含まれていると思われる。

- ・盛土形式の違いによる影響を考えた場合、片のり形式では盛土端部と中央部とでは変形の位相差が大きくなり、両のり形式に比べて路面損傷のような被害の頻度が大きくなることが想定された。例えば、高速道路の調査結果⁹⁾などでは、片のり形式（腹付け盛土）において切盛り境界に起因した路面クラックの発生が報告されている。しかしながら、今回の分析結果では、もたれ壁の場合には両のり形式で被害率が高く、重力・RC壁の場合は片のり形式で被害率が高くなっており、その影響は認められない結果となった。

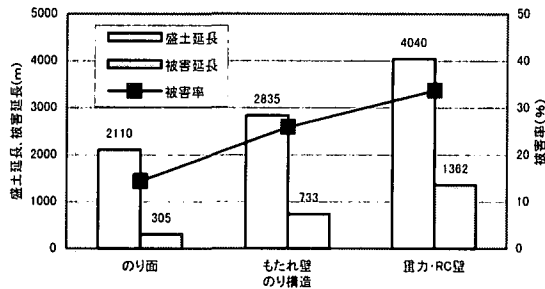
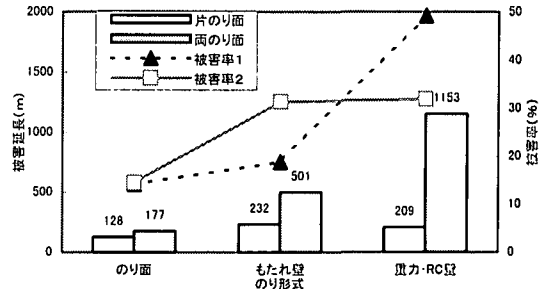


図-5. 1. 22 被害分析結果（のり形式別）



被害率 1 : 片のり面、被害率 2 : 両のり面
図-5. 1. 23 被害分析結果（盛土形式別）

次に、盛土の被害状況を盛土ののり勾配で整理した結果を図-5. 1. 24 に示す。のり勾配による被害発生状況を分析する上で、同一勾配でも盛土高さの違いにより被害頻度が異なると考えられたため、下記の指標を考えて分析を行うこととした。また、被災した盛土をのり形式別で整理したものを図-5. 1. 25 に示す。

（のり面の緩やかさの指標）：盛土のり勾配 n / 盛土高 H

→ のり勾配 n (1 : n) が大きく、盛土高 H が小さいほど、のり面は緩やかであるとした。

盛土形式（のり勾配）別の盛土被害状況は次のとおりである。

- ・のり面の緩やかさによる被害率は右下がりの傾向が認められ、のり勾配が緩い程、盛土が低い程被害の発生率は小さい結果が得られた。ただし、図-5. 1. 24 の左側のデータ ($n/H < 0.2$) は重力・RC壁およびもたれ壁の被害が大半であり、のり形式の違いによる影響に支配されている可能性が高い。
- ・また、図-5. 1. 24 の右側のデータ ($n/H \geq 0.2$) はのり形式がのり面を主とするデータであるが、その被害率の変化は 10~20% の範囲で、次項で述べる盛土高の違いによる被害率の変化に対応している（図-5. 1. 26 参照）。分析に用いたのり面の勾配は 1 : 1.3~1 : 2.0 の範囲であり、通常採用されるのり勾配の範囲では勾配の違いは被害率の差にほぼ影響しないと考えられる。

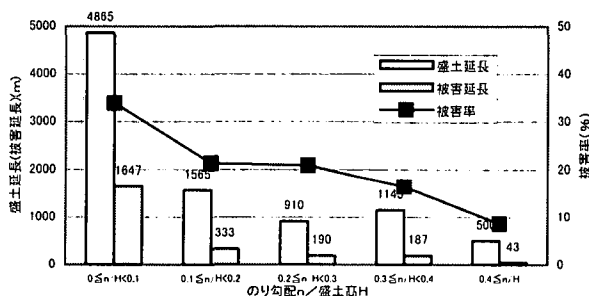


図-5. 1. 24 被害分析結果（のり勾配）

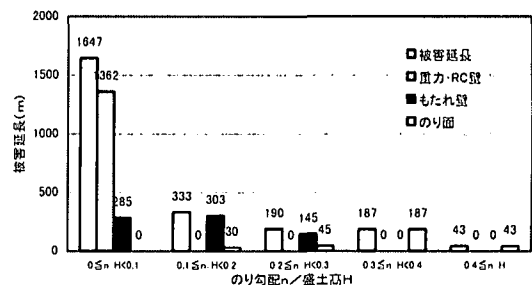


図-5. 1. 25 被災盛土ののり形式

4) 盛土高さの違いによる被害分析

盛土の被災状況を盛土高さで整理した結果を図-5. 1. 26~図-5. 1. 28 に示す。今回の分析では盛土の高さ 1 m 毎の被害率を各のり形式別に整理している。図中の被害率は各高さ範囲の盛土延長に対する被害区間延長の割合で算定してある。また、被害延長は盛土の被害形態別に示したもので、図中で凡例にない被害はそののり形式では発生していないことを意味している。

盛土高の違いによる盛土被害状況は次のとおりである。

- 被害率でみると、どののり形式においても盛土高が高くなるに従い被害率が大きくなる傾向がみられ、盛土の被害は盛土高が高いほど発生しやすいと考えることができる。一方、盛土高 4~5m 当たりで被害率が増加しない傾向があるとした見方もできるが、もたれ壁や重力・RC 壁では H=5~6m 以上の盛土のデータ数が他と比較して少なく、断定的なことは述べられない。
- 盛土の被害形態でみると、もたれ壁および重力・RC 壁の場合、高さ 3~4m の盛土範囲で抗土圧構造物の損傷を主とする被害が卓越しているのが特徴的である。後述する 5.1.3(4) の動的解析による要因分析で得られたもたれ式擁壁の伝達関数(図-5.1.46 参照)をみると、盛土高 3~4m の場合の卓越振動数は、概ね 4Hz 程度と推察されることから、被害調査地域の地震動には、この振動数付近の成分が多く含まれていた可能性があると考えられる。
- のり形式別の被害率は図-5.1.22 に示したとおり、のり面<もたれ壁<重力・RC 壁の順で大きくなる傾向がある。ただし、盛土高さ別でみると盛土高 3m 以上でその傾向が現れているようである。

5) 分析結果のまとめ

- ①のり形式別の分析結果ではのり形式が剛なものほど被害率が高い結果となった。ただし、設計時ののり形式採用経緯などを考慮すると、被害率の大小には地盤条件による影響も含まれている可能性があると考えられる。
- ②震源との位置関係では、2号線、43号線の被害率が高く強震度帯との相関があると考えられる。
- ③盛土形式(片のり、両のり)の違いと被害率との関係において一意的な特性は見いだせなかった。
- ④のり面が緩やかになるほど、見かけ上被害率は低下する傾向がある。しかしながら、のり面の場合でみると通常採用されているのり勾配の範囲では被害率に影響を及ぼさないようである。
- ⑤盛土高と被害率の関係は、各のり形式とも盛土高が高くなるに従い被害率が大きくなる傾向が認められた。また、盛土高 3~4m あたりで抗土圧構造物の被害が卓越していることより、被害調査地域の地震動には、特定の振動数成分が多く含まれていた可能性もあると考えられる。
- ⑥盛土の被害要因を特定する上で、構造的要因のみの分析では不十分の感は否めない。盛土被害の要因を明確にするためには、地盤条件などのデータを含めた分析が今後必要であると考えられる。

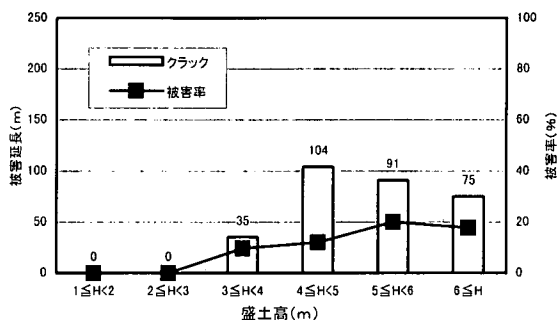


図-5.1.26 被害分析結果 (盛土高: のり面)

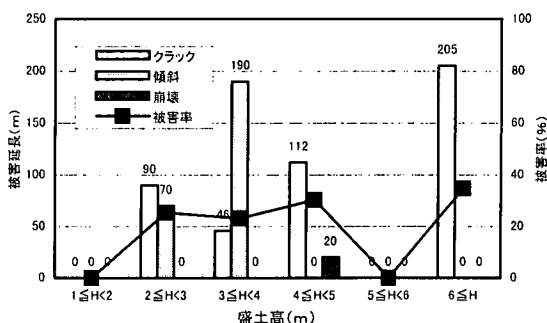


図-5.1.27 被害分析結果 (盛土高: もたれ壁)

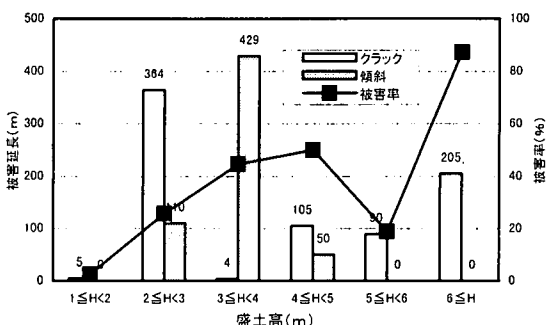


図-5.1.28 被害分析結果 (盛土高: 重力・RC壁)

(4) 動的解析による要因分析

1) 検討概要

ここでは、阪神・淡路大震災で被害が生じた鉄道盛土における抗土圧構造物を対象として、時刻歴非線形解析と等価線形解析の2種類の動的解析法を用いて、抗土圧構造物の地震時挙動と被害メカニズムについて検討する。時刻歴非線形解析は、地盤の材料非線形性と地盤～構造物の接触面における剥離・滑動といった構造非線形性の両者の変化を時々刻々追跡した地震応答解析であり、これを用いて抗土圧構造物の構造形式をパラメータとした解析を実施することにより、構造形式の違いに着目して地震時挙動の特徴や被害メカニズムについて考察する。これに対して、等価線形解析は、等価線形化手法により地盤の材料非線形性を考慮した複素応答解析法による線形地震応答解析であり、これを用いてもたれ式擁壁を対象として、擁壁(盛土)高さ、擁壁の根入れ部の地盤条件を主なパラメータとしたケーススタディーを実施することにより、これらの因子が地震時挙動や被害形態に及ぼす影響について考察する。

2) 擁壁の構造形式をパラメータとした時刻歴非線形地震応答解析による検討¹⁵⁾

① 検討対象構造物および地盤条件

検討の対象とした抗土圧構造物は、図-5.1.29 に示す重力式擁壁、もたれ式擁壁およびジオテキスタイルを用いた補強土式擁壁(以降、補強土式擁壁と呼ぶ)の3種類である。本検討では、擁壁の構造形式の違いによる影響がより鮮明に現れるように、これらがいずれも重力式擁壁の被災地点における地盤・盛土条件の基に存在する場合を想定した。なお、地盤構成は、重力式擁壁の被災地点におけるボーリング調査結果を用いて沖積層以浅部を作成し、それ以深は周辺の深いボーリング調査結果に基づいて作成した。

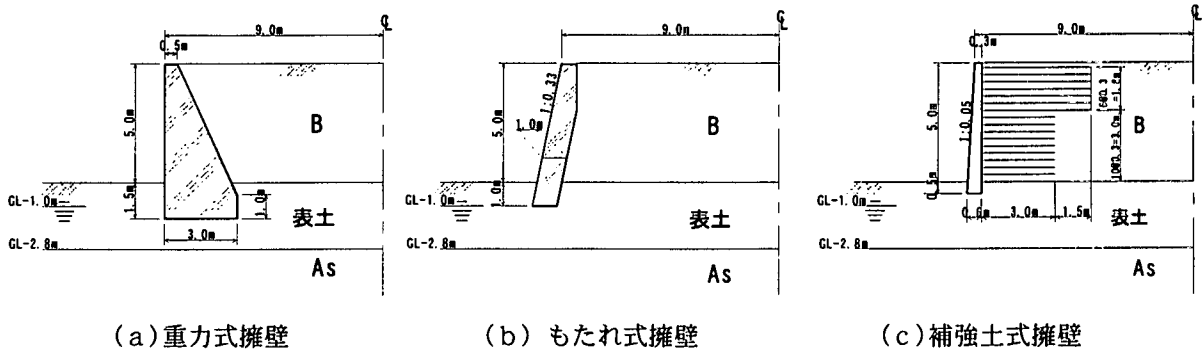


図-5.1.29 検討対象構造物

② 解析モデル

解析モデルは、GL. -61.2m に設定した耐震解析上の基盤面よりも上部で、盛土中心から水平方向に 65m の範囲を解析領域とした盛土横断方向の鉛直断面モデルである。解析モデルの底面には粘性境界要素を設け、側面は水平ローラーとした。図-5.1.30 に重力式擁壁の場合の要素分割図を示す。

地盤、盛土および擁壁躯体は平面ひずみ要素でモデル化し、重力式ともたれ式の擁壁躯体と周辺地盤との接触面にはジョイント要素を配置した。盛土中に敷設されたジオテキスタイルは、引張り力に対してのみ抵抗する非対称バイリニア型相対ばね要素でモデル化した。

GL. -5.0m 以浅の地盤と盛土の材料特性は Mohr-Coulomb 型完全弾塑性体とし、これ以外の地盤と擁壁躯体

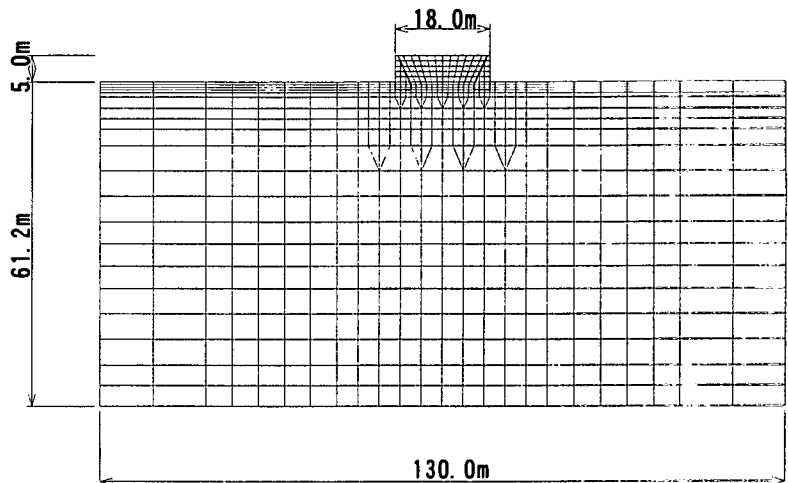


図-5.1.30 要素分割図(重力式擁壁の場合)

表-5.1.8 地盤モデルおよび入力定数

GL. (m)	土質	単位体積重量 (tf/m ³)	せん断波速度 (m/s)	地震時せん断弾性係数 (tf/m ²)	ポアソン比	減衰定数	粘着力 (tf/m ²)	内部摩擦角 (度)	材料特性
5.0	B	1.80	150	2067	0.333	0.200	0	42.0	非線形
4.0	B	1.80	150	2067	0.333	0.200	0	42.0	非線形
3.0	B	1.80	150	2067	0.333	0.200	0	42.0	非線形
2.0	B	1.80	150	2067	0.333	0.200	0	42.0	非線形
1.0	B	1.80	150	2067	0.333	0.200	0	42.0	非線形
0.0	表土	1.80	100	1471	0.333	0.080	0	35.8	非線形
-0.5	表土	1.80	100	993	0.333	0.138	0	35.8	非線形
-1.0	表土	1.80	100	629	0.438	0.209	0	35.8	非線形
-1.5	表土	1.80	100	328	0.438	0.276	0	35.8	非線形
-2.0	表土	1.80	100	168	0.438	0.300	0	35.8	非線形
-2.8	As	1.90	250	7559	0.438	0.116	0	35.8	非線形
-5.0	Ag	1.90	300	10670	0.482	0.119	—	—	線形
-6.9	Ag	1.90	300	9229	0.482	0.141	—	—	線形
-8.9	As	2.00	400	20700	0.475	0.114	—	—	線形
-12.0	Dg	2.10	500	36580	0.468	0.101	—	—	線形
-16.7	Dg	2.10	500	32210	0.468	0.123	—	—	線形
-21.5	Dg	2.10	500	28710	0.468	0.141	—	—	線形
-26.3	Ds	2.10	400	12130	0.478	0.150	—	—	線形
-30.5	Ds	2.10	400	8536	0.478	0.172	—	—	線形
-34.7	Ds	2.10	400	7019	0.478	0.182	—	—	線形
-39.0	Dg	2.15	550	29770	0.463	0.166	—	—	線形
-43.8	Dg	2.15	550	27530	0.463	0.180	—	—	線形
-48.6	Dg	2.15	550	25480	0.463	0.194	—	—	線形
-53.5	大阪層群	2.10	540	30740	0.464	0.129	—	—	線形
-57.3	大阪層群	2.10	540	29530	0.464	0.134	—	—	線形
-61.2	基礎	2.20	650	94847	—	—	—	—	—

表-5.1.9 擁壁躯体の入力定数

単位体積重量 γ (tf/m ³)	2.3
弾性係数 E (tf/m ²)	2.6×10^6
ポアソン比 ν	0.167

表-5.1.10 ジオテキスタイルの入力定数

伸び剛性 EA (tf/m/枚)	20
引張り強度 T_k (tf/m/枚)	2.79

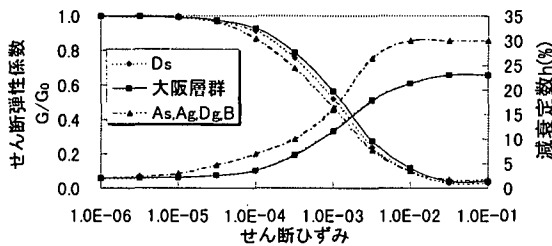


図-5.1.31 地盤のひずみ依存曲線

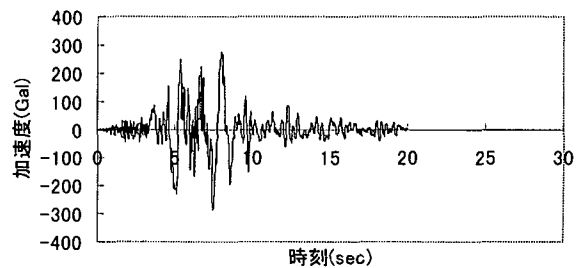


図-5.1.32 解析モデル底面への入力地震動

体は線形弾性体で表現した。地盤の地震時せん断弾性係数および減衰定数は、図-5.1.31 に示すひずみ依存曲線を用いた等価線形解析の収束物性値とし、盛土の地震時せん断弾性係数は低ひずみレベルの値の50%、減衰定数は20%を仮定した。また、ジョイント要素の摩擦角と付着力は周辺地盤の内部摩擦角と粘着力で評価した。表-5.1.8 に地盤および盛土の入力定数を、表-5.1.9、表-5.1.10 に擁壁躯体、ジオテキスタイルの入力定数をそれぞれ示す。

③入力地震動と解析条件

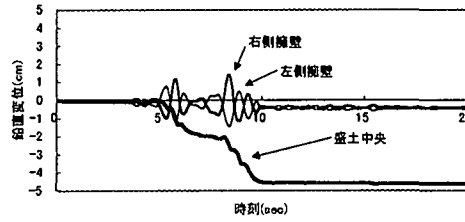
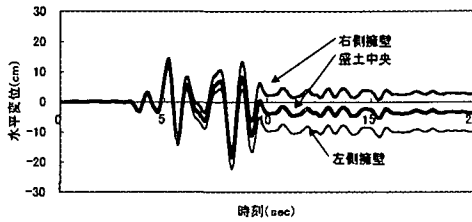
入力地震動は、後述する3)の等価線形解析との整合性を図るため、兵庫県南部地震における関西地震観測研究協議会の神戸大学観測点の加速度波形(NS成分)を底面粘性境界下端の半無限基礎に入力した等価線形解析を予め実施し、得られた粘性境界上端における加速度波形を解析モデル底面に水平入力した。図-5.1.32 に解析モデル底面への入力加速度波形を示す。なお、本解析では、地震終了後の残留変形に対する検討を目的に、20秒間の地震動入力に引き続いて10秒間入力加速度がゼロの自由振動解析を行った。

地盤と盛土、擁壁と周辺地盤との接触面およびジオテキスタイルの地震前の応力状態(初期応力状態)は、動的解析用モデルの側方境界を鉛直ローラーに変更し、ジョイント要素の非線形性のみを考慮した自重解析により評価した。自重解析では地下水位(GL. -1.0m)以下の単位体積重量は $\gamma' = \gamma - 1.0$ とし、地盤と盛土のポアソン比は一律 $\nu = 0.333$ とした。また、ジョイント要素の摩擦角も一律 $\phi_j = 30$ 度とした。

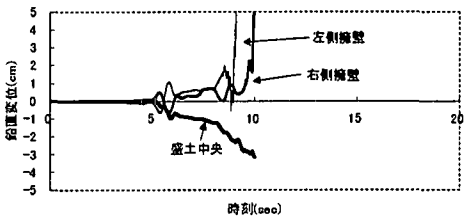
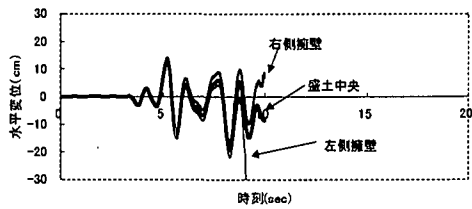
④解析結果と考察

a. 抗土圧構造物の地震時挙動の特徴

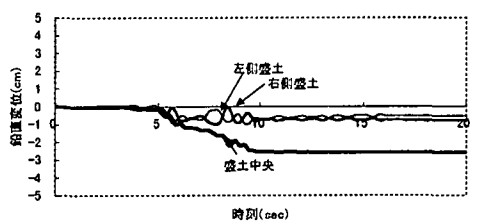
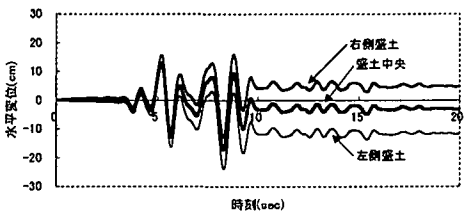
図-5.1.33 は、重力式擁壁、もたれ式擁壁および補強土式擁壁の解析結果より、盛土中央の天端と擁壁



(a) 重力式擁壁



(b) もたれ式擁壁



(c) 補強土式擁壁

図-5.1.33 盛土中央の天端と擁壁天端の応答変位波形

天端における水平方向および鉛直方向の応答変位波形を示したものであり、水平変位は右方向を正符号とし、鉛直変位は上方向を正符号として図示している。今回の条件では、重力式擁壁と補強土式擁壁の場合には20秒以後の応答はほとんど変化しないため20秒までを表示することとし、もたれ式擁壁の場合には擁壁天端の応答変位が8秒以降から極めて大きくなり、図-5.1.34に示すようにあたかも擁壁が転倒したかのような状態が生じるため、最大10秒までの表示に止めることとした。一方、図-5.1.35は、盛土が右側方向へ大きく変形する時刻($t = 5.2$ 秒)と左側方向へ大きく変形する時刻($t = 5.6$ 秒)における盛土周辺の変形状況を示したものであり、図-5.1.36は重力式擁壁と補強土式擁壁の解析終了時刻($t = 30$ 秒)における変形状況(以降、残留変形状況と呼ぶ)を示したものである。

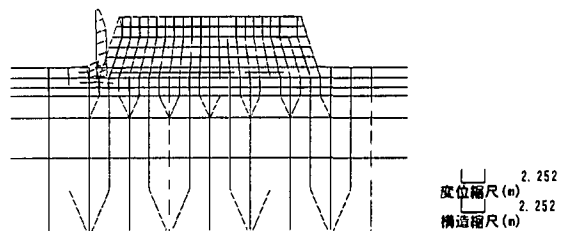


図-5.1.34 もたれ式擁壁の変形状況

これらの結果より、擁壁の構造形式に着目して、抗土圧構造物の地震時挙動の特徴について考察する。盛土中央の天端と擁壁天端における水平方向の応答変位波形は、図-5.1.33に示すように盛土の沈下が増大し始める5秒付近から徐々に右側擁壁は盛土よりも右方向に大きく変形し、左側擁壁は盛土よりも左方向に大きく変形するようになるが、いずれの擁壁の場合でも擁壁は盛土とほぼ同位相で振動している。これは、擁壁と盛土は地震時にほぼ一体となって振動していることを示しており、このことは、図-5.1.35に示す変形状況からも明らかである。

一方、擁壁天端の鉛直変位は、盛土中央に比べると小さく、盛土の沈下が増大し始める5秒付近以降においては左右の擁壁で位相が逆転している。これは、擁壁は盛土の沈下などの影響によって前方に傾斜するが、左右の擁壁では傾斜方向が反対になるため、この状態から擁壁がロッキングすると、擁壁天端の鉛直方向変位が左右で逆転することによるものと考えられる。

前述したように、擁壁と盛土は地震時に全体的には一体となって挙動しているが、図-5.1.35 に示す擁壁と盛土の変形状況を詳細にみると、擁壁背面において盛土の沈下が生じており、また、重力式擁壁やもたれ式擁壁の場合には擁壁躯体と盛土との間などにおいて滑動や剥離現象も生じていることがわかる。これらのうち滑動と沈下現象は、地震動による繰り返し荷重に対しても徐々に増大する非可逆的な性質が強く、地震後には図-5.1.36 に示すように擁壁の傾斜や側方移動、盛土の沈下といった形態となって現れているものと考えられる。

今回の条件では、地震後に残留する擁壁の傾斜角と側方移動量および盛土の沈下量は、それぞれ重力式擁壁の場合に約 0.05~0.11 度、2.8~9.7cm、4.6~6.0cm となり、補強土式擁壁の場合に 0.44~0.73 度、4.9~11.5cm、2.6~8.0cm となった。これらの解析結果は、被害調査結果と定量的には必ずしも一致しているとは言いが、定性的には地震後の残留変形の特徴をよく再現しているものと考えられる。

なお、もたれ式擁壁の解析では、被害事例がほとんど報告されていない擁壁の転倒現象が生じる結果となったが、これは、今回の解析では擁壁の根入れ部の地盤条件を表土と同一条件に設定しており、擁壁支持地盤の根固めの影響を考慮していないことなどが要因と考えられる。これについては、後述の 3) のパラメータスタディーにより検討する。

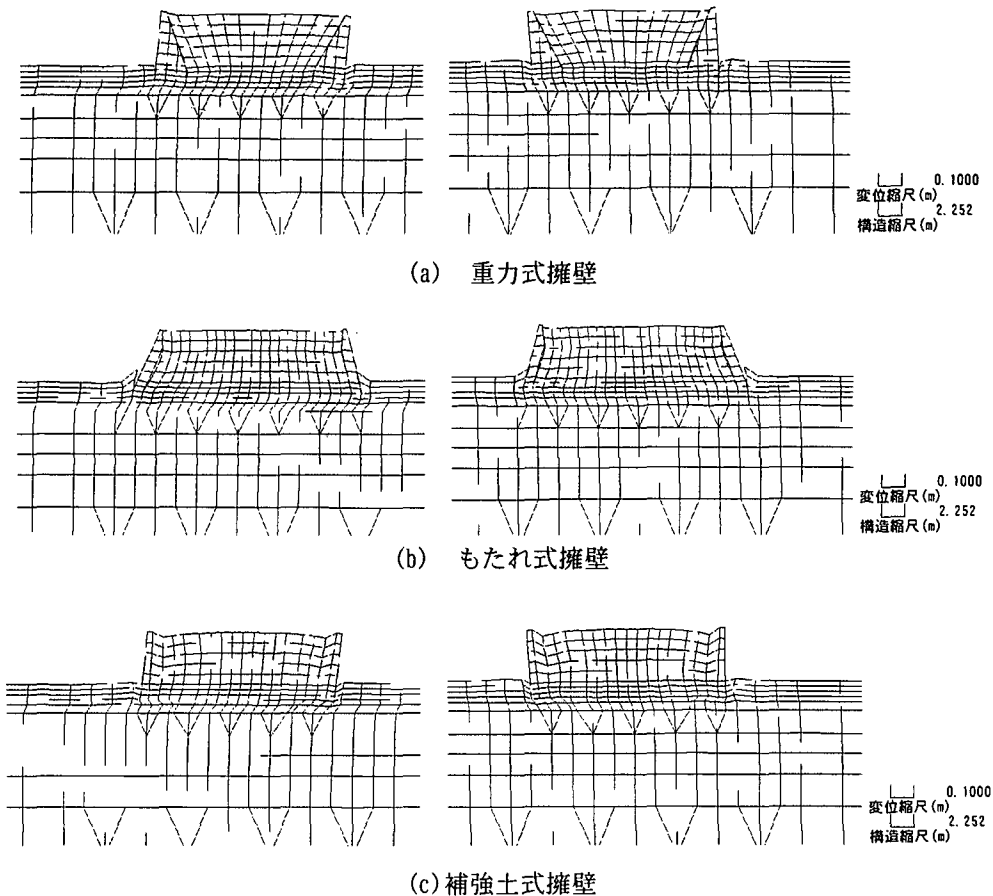


図-5.1.35 盛土周辺の変形状況 (右向き : t=5.2 秒、左向き : t=5.6 秒)

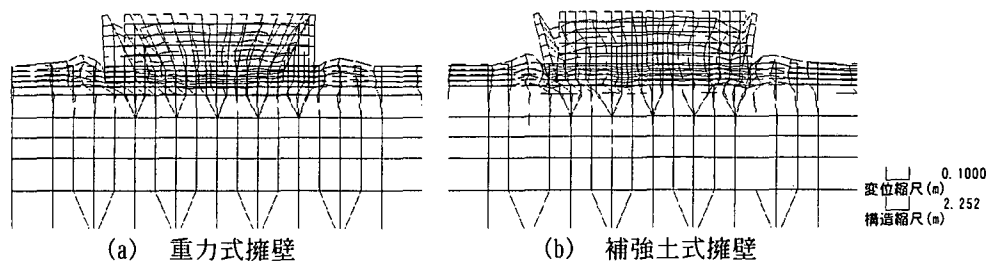


図-5.1.36 盛土周辺の残留変形状況 (t=30 秒)

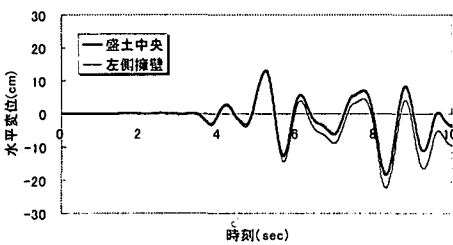
b. 抗土圧構造物の被害メカニズム

図-5.1.37～図-5.1.38 は、重力式擁壁ともたれ式擁壁の解析結果より、左側擁壁と盛土との間に設けたジョイント要素（盛土表面から2.0～3.0mの深さに配置したジョイント要素）の滑動および剥離量と、盛土中央の天端と擁壁天端における水平方向応答変位の時刻歴をそれぞれ示したものである。(b)に示すジョイント要素の滑動量は盛土側が沈下する方向を正符号とし、(a)の応答変位は盛土方向を正符号として図示している。また、図-5.1.39～図-5.1.40 は、盛土が右側方向へ大きく変形する時刻と左側方向へ大きく変形する時刻における左側擁壁の周囲に設けたジョイント要素の壁面法線方向の応力（以降、垂直応力と呼ぶ）と壁面に沿ったせん断応力（以降、せん断応力と呼ぶ）の分布を示したものである。これらの図では、垂直応力は圧縮応力を正符号とし、せん断応力は右ずれせん断を正符号として図示しており、図中の白抜き記号で表示した箇所はそれぞれ剥離または滑動現象が生じている状態を表している。

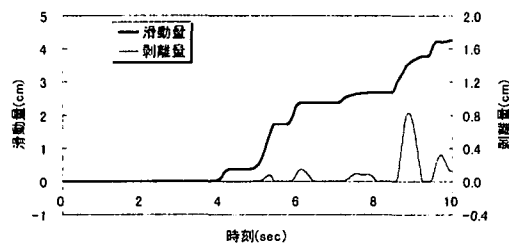
同様に図-5.1.41 は、補強土式擁壁の解析結果より、盛土が右側方向へ大きく変形する時刻と左側方向へ大きく変形する時刻における左側擁壁周辺に敷設したジオテキスタイルに生じる引張力分布を示したものである。また、図-5.1.42 は、最大張力が発生した相対バネ要素（盛土表面から3.0mの深さにおける壁面から1.0～2.0mの間に配置した相対バネ要素）の張力と、盛土中央の天端における沈下量の時刻歴をそれぞれ示したものである。

以上の結果より、擁壁の構造形式に着目して、抗土圧構造物の被害メカニズムについて考察する。

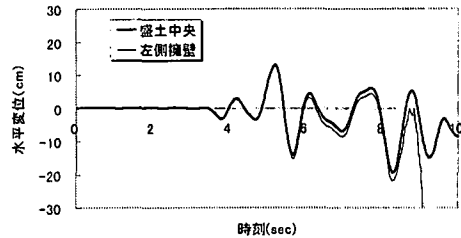
最初に、重力式擁壁の場合について考察する。擁壁と盛土との間に設けたジョイント要素の滑動量は、図-5.1.37 に示すようにジョイント要素の剥離と連動して階段状に増大する傾向を示しており、この剥離現象は擁壁と盛土が盛土方向（左側擁壁の場合は右方向、右側擁壁の場合は左方向）に変形するときが生じていることがわかる。また、図-5.1.39 に示すジョイント要素の応力分布をみると、擁壁背面における垂直応力とせん断応力は盛土側（右側方向）に変形するときよりもその反対側（左側方向）に変形するときの方が絶対値が大きい分布になっている。これらより、本検討のような擁壁躯体が重く剛体的で安定性に優れた形状の重力式擁壁は、一般に、地震時に盛土よりも変位応答が小さく、盛土の変形を抑制する働きがあるため、擁壁と盛土が盛土方向に変形するとき擁壁に作用する垂直方向土圧が減少することにより、ジョイント要素のせん断抵抗力が低下し、その結果、滑動が生じているものと考えられる。なお、今回の条件では、左側擁壁の底面に設けたジョイント要素の滑動現象は生じていないことから、地震後に残留する擁壁の水平移動量は擁壁底面の地盤の塑性化による影響が要因と考えられる。



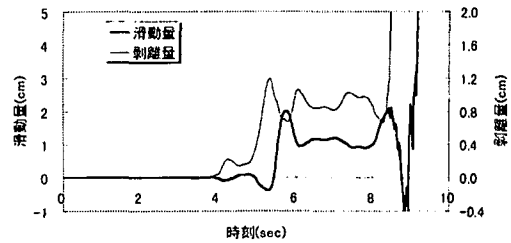
(a) 擁壁と盛土天端の応答変位



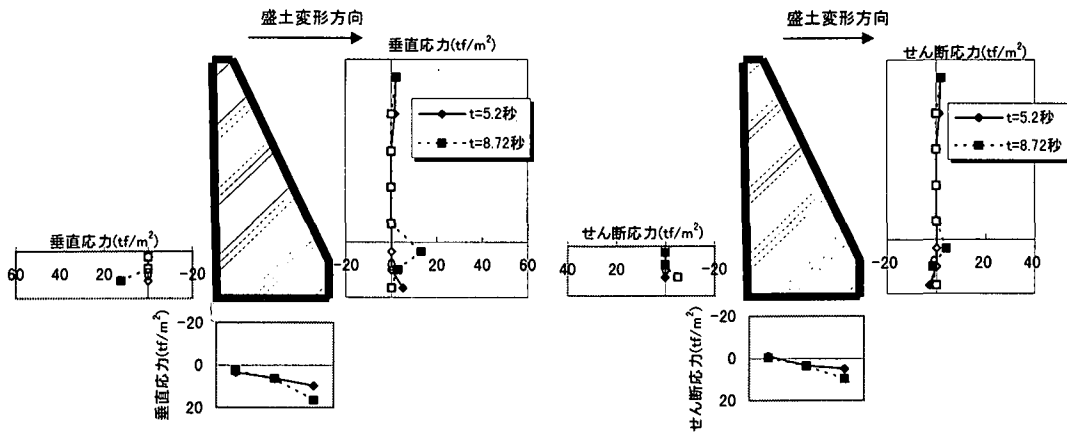
(b) 左側擁壁背面のジョイント要素の相対変位
図-5.1.37 擁壁と盛土の応答変位と相対変位
(重力式擁壁)



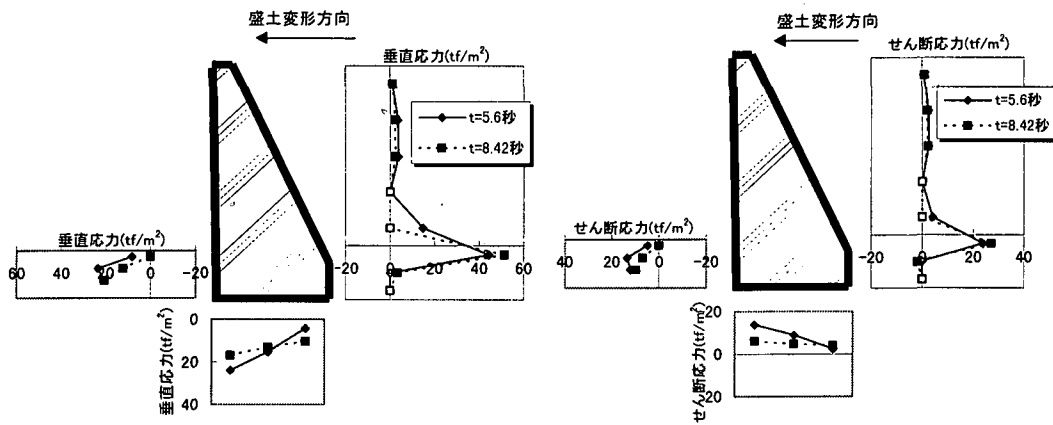
(a) 擁壁と盛土天端の応答変位



(b) 左側擁壁背面のジョイント要素の相対変位
図-5.1.38 擁壁と盛土の応答変位と相対変位
(もたれ式擁壁)

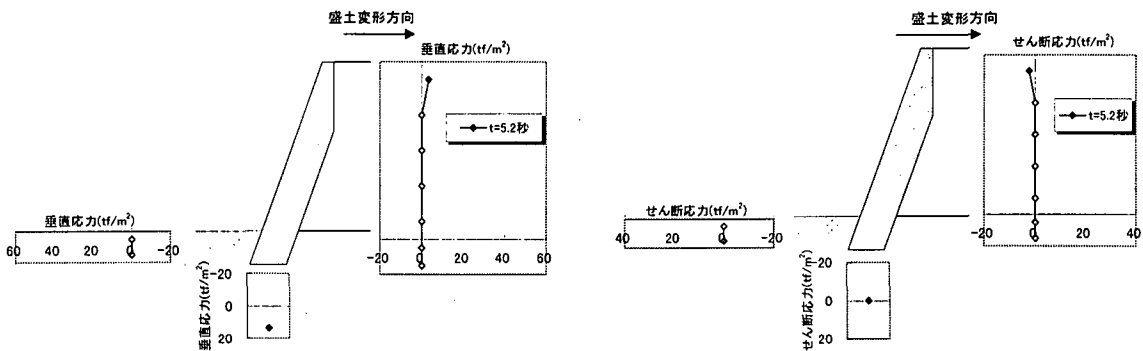


(a) 右方向変形時 (t=5.2 秒と t=8.72 秒)

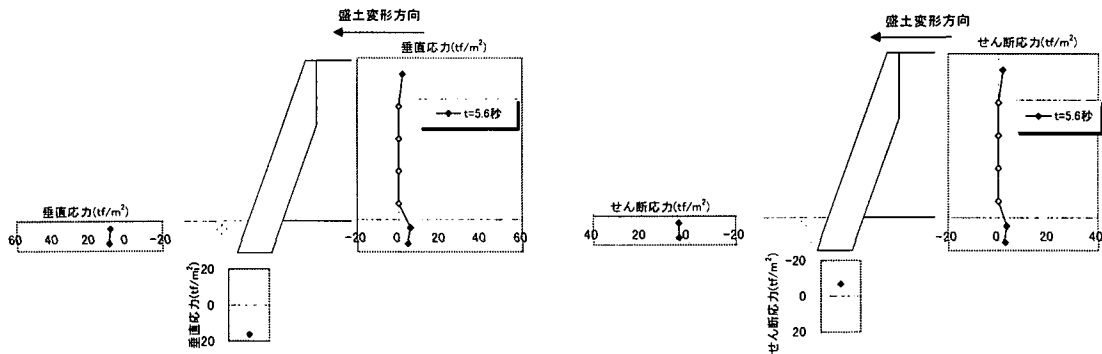


(b) 左方向変形時 (t=5.6 秒と t=8.42 秒)

図-5.1.39 左側擁壁周辺のジョイント要素の応力分布



(a) 右方向変形時 (t=5.2 秒)



(b) 左方向変形時 (t=5.6 秒)

図-5.1.40 左側擁壁周辺のジョイント要素の応力分布

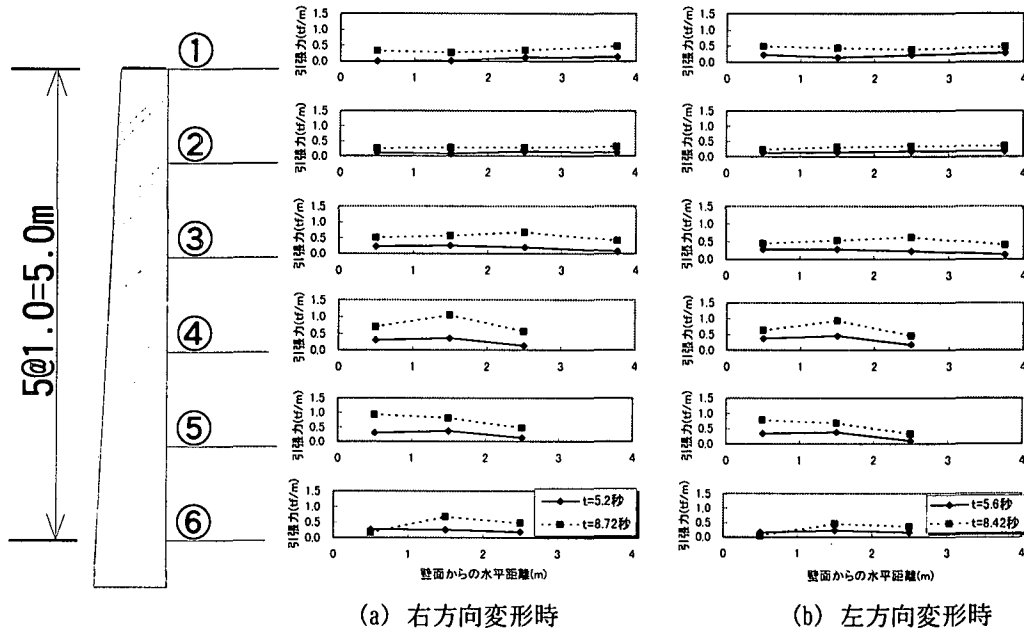


図-5. 1. 41 ジオテキスタイルの張力分布

つぎに、もたれ式擁壁の場合について考察する。もたれ式擁壁の場合には、擁壁と盛土との間に設けたジョイント要素の滑動量は、図-5. 1. 38 に示すように重力式の場合とは異なり、盛土が右方向へ変形時には負方向（盛土側が浮き上がる）への滑動量が増加し、左方向へ変形時には正方向（盛土側が沈下する）への滑動量が増加している。このことから、ジョイント要素の滑動量は盛土の変形に連動して変化していることがわかる。また、図-5. 1. 40 に示すジョイント要素の応力分布をみると、擁壁背面における垂直応力とせん断応力は、盛土と擁壁が右方向へ変形時に擁壁天端が大きくなり、左方向へ変形時に擁壁下端が大きくなっているが、これ以外の箇所では変形方向に拘わらず絶対値が極めて小さい分布になっている。これらより、本検討のように擁壁躯体が軽く剛体的なもたれ式擁壁は、その根入れ部の根固めの影響を考慮しない場合には、地震時に盛土の変形を抑制する働きが小さく、あたかも盛土のり面に載っているだけであるため、盛土全体のせん断変形に伴うり肩部分の鉛直方向変位により、盛土と擁壁との間で滑動が生じるものと考えられる。なお、今回の条件では、図-5. 1. 34 に示すように8秒付近過ぎから擁壁の転倒現象が認められるが、これは盛土の変形方向の前方側に位置する擁壁において生じていることから、盛土に押し出される（跳ね飛ばされる）ことにより生じているものと考えられる。

最後に、補強土式擁壁の場合について考察する。ジオテキスタイルの張力分布は、図-5. 1. 41 に示すように、変形方向が異なる5.2秒と5.6秒の結果がほぼ一致し、また8.72秒と8.42秒の結果もほぼ一致しているが、実線で示した5秒台の結果よりも破線で示した8秒台の結果の方が全般的に発生張力が大きくなっている。また、図-5. 1. 42 に示したジオテキスタイルの張力と盛土の沈下量の時刻歴をみると、張力は盛土の沈下に連動して増加している。このことから、ジオテキスタイルは、重力式擁壁のように盛土全体のせん断変形に対して抵抗するのではなく、盛土の沈下に伴って生じる擁壁の傾斜や移動に対して抵抗していることがわかる。これらより、本検討のような擁壁躯体が軽く剛体的な補強土式擁壁は、その根入れ部の根固めの影響を考慮しない場合には、もたれ式擁壁と同様に盛土全体のせん断変形を抑制する働きが小さいものの、ジオテキスタイルが盛土の沈下に伴う擁壁の傾斜や移動を抑制する働きがあるため、この影響により擁壁の転倒が免れたものと考えられる。なお、今回の条件では、ジオテキスタイルに生じる最大張力は引張強度の15%程度の小さい値になっているが、これは盛土層の剛性が塑性化の影響により低減しているためと考えられる。

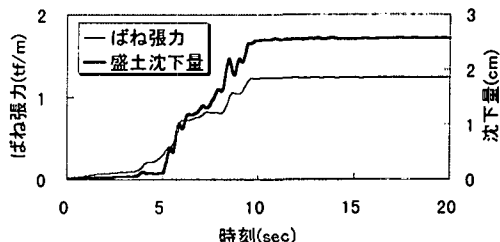


図-5. 1. 42 ジオテキスタイルの張力と盛土の沈下量

3) もたれ式擁壁の構造条件をパラメータとした等価線形地震応答解析による検討¹⁶⁾

①検討対象構造物および地盤条件

検討の対象としたもたれ式擁壁は、阪急神戸線岡本～御影駅間の被害事例を参考に設定した(図-5.1.43参照)。盛土高さは3m、5mおよび8mである。盛土高さ3mと5mの盛土および擁壁の条件は、盛土高さ8mの場合の地表面から3mあるいは5m以上の部分を取り除いた形状になっている。地盤構成は、対象地点のボーリングデータを用いてG.L.-10m以浅部を作成し、それ以深は神戸地域の既存ボーリングデータを活用して作成した。

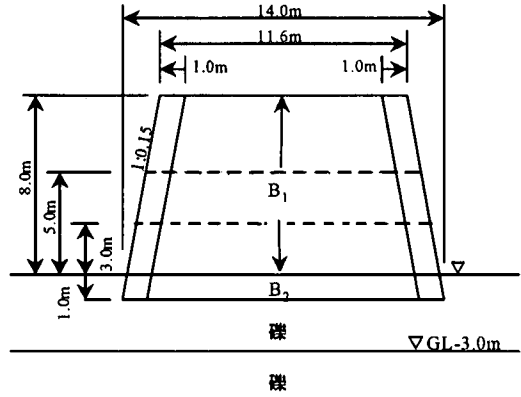


図-5.1.43 検討対象構造物

②解析モデル

解析モデルは、図-5.1.44に示すようにG.L.-20mを解析上の基盤面に設定し、これより上部で盛土中心から水平方向に40mの範囲を解析領域とした。解析モデルの境界条件は底面を半無限粘性境界、側面を粘性境界とした。

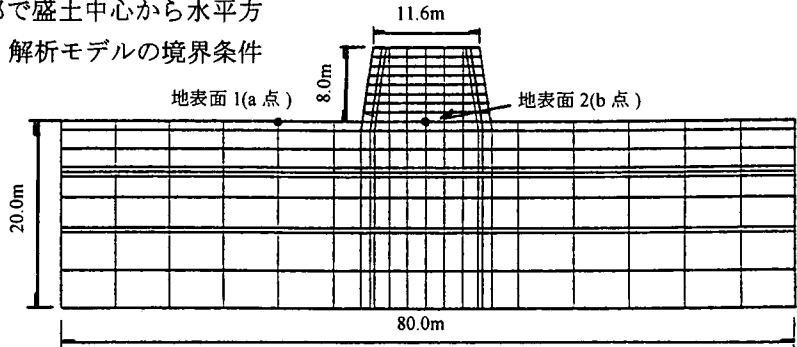


図-5.1.44 要素分割図(盛土高8mの場合)

地盤と盛土は、材料非線形性を等価線形化手法により考慮した平面ひずみ要素に、擁壁は弾性体の平面ひずみ要素にモデル化した。

解析に用いた地盤と盛土部の入力定数を表-5.1.11～表-5.1.12に、擁壁の入力定数を表-5.1.13に、

表-5.1.11 地盤モデルおよび入力定数

深度(m)	土質	N値	γ_t (tf/m ³)	Vs(m/s)
1.0	礫	17	2.00	213
3.0	礫	17	2.10	221
5.0	礫	23	2.10	257
5.5	粘土/礫	5/35	1.54/2.10	165/314
6.0	粘土/礫	5/35	1.54/2.10	165/314
8.2	礫	35	2.10	315
11.5	礫	55	2.15	390
12.0	粘土/礫	10/60	1.58/2.15	280/406
16.0	礫	70	2.20	438
20.0	礫	80	2.20	470
	基盤			

表-5.1.12 盛土部の入力定数

深度(m)	土質	N値	γ_t (tf/m ³)	Vs(m/s)		
				H=3	H=5	H=8
盛土天端	B ₁	7	1.8	140	142	144
地表面				150	152	154
地表面	B ₂	9	1.8	168	170	172
GL-1.00						

H=盛土高

また、地盤のせん断弾性係数および減衰定数のひずみ依存曲線を図-5.1.45に示す。表中のせん断波速度は、既往の研究¹⁷⁾によるN値と深度をパラメータとした推定式により算出した。このため、盛土高さが違うケースでは、盛土部のせん断波速度が僅かに異なる設定になっている。

表-5.1.13 擁壁躯体の入力定数

γ (tf/m ³)	2.50
E(tf/m ²)	3.0×10^6
ポアソン比	0.167

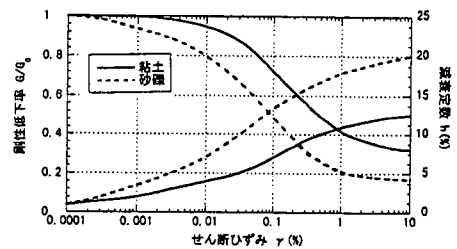


図-5.1.45 地盤のひずみ依存特性

③入力地震動と解析ケース

入力地震動は、神戸大学観測点の加速度波形(NS成分とUD成分)の振幅を1.1倍に調整したものを用い、これを底面の半無限基盤に入力した。

表-5.1.14 解析ケース

ケース	検討パラメータ		擁壁根入れ部地盤剛性		備考
			Vs(m/s)	G ₀ (tf/m ²)	
ケース1	盛土高さ	H=3m	213	9259	擁壁根入れ部地盤のN値=17
ケース2		H=5m			
ケース3		H=8m			
ケース4	擁壁根入れ部の地盤剛性	N=17	213	9259	盛土高さH=5m
ケース5		N=9	160	5224	
ケース6		N=34	291	17281	

本解析では、盛土高さおよび擁壁根入れ部の地盤剛性の違いがもたれ式擁壁の地震時挙動や被害形態に及ぼす影響を把握することを目的とした。表-5.1.14はその検討ケースである。盛土高さについては3m、5mおよび8mの3ケース、擁壁根入れ部

(地表面から G.L.-1.0m までの表層地盤) の地盤剛性の違いについては、盛土高さ 5m の場合を対象として、根入れ地盤の N 値が 17 (基本ケース)、9 (基本ケースの 1/2 倍) および 34 (基本ケースの 2 倍) の 3 ケース、合計 6 ケースについて解析した。

④解析結果および考察

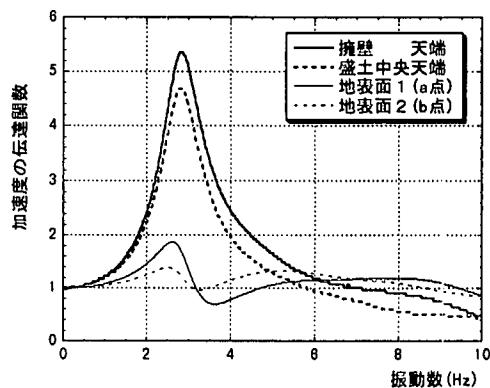
図-5.1.46 に盛土高さをパラメータとした擁壁天端と盛土中央天端、および地表面 2 箇所 (図-5.1.44 中の a, b 点) の水平方向加速度に関する伝達関数を示す。伝達関数とは基盤への入力地震動に対する応答倍率曲線を意味するもので、そのピーク点は構造物の卓越振動数を表す。これより、もたれ式擁壁の地震時挙動について考察する。

図-5.1.46 に示す盛土高さ 3m、5m および 8m のケースにおける盛土中央天端と盛土周辺の地表面(a 点)の水平方向加速度に関する伝達関数をみると、いずれのケースも盛土中央天端と盛土周辺の地表面(a 点)は概ね同じ振動数をピークとしており、その最大値はそれぞれ盛土高さ 3m の場合で約 1.2 倍、盛土高さ 5m では約 1.7 倍、盛土高さ 8m では 2.5 倍、盛土周辺の地表面(a 点)よりも盛土中央天端の方が大きくなっている。これは、抗土圧構造物は地震時に周辺地盤とほぼ同じ振動数で揺れる傾向があり、また盛土高さが 3~5m の程度の範囲では地表面の応答よりも極端には増幅しないことを示している。

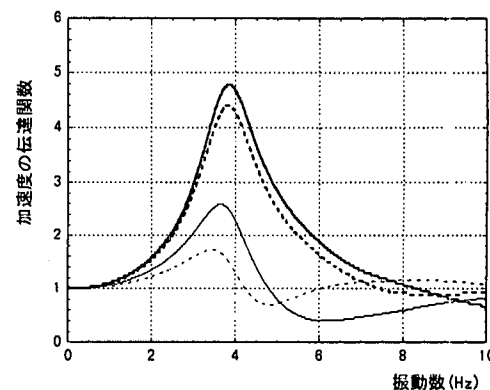
一方、擁壁天端と盛土中央天端の伝達関数をみると、盛土高さが高くなるほどピークが明瞭になりつつ、そのピーク振動数が低振動数側に移動している。また、擁壁天端と盛土中央天端の伝達関数の差は全般的には僅かである。これは、盛土と擁壁は、前述した 2) の検討結果と同様に、盛土高さが異なっても地震時にほぼ一体となって周辺地盤とともに振動していることを示唆している。

しかし、ピーク付近の伝達関数の値を詳細にみると、盛土高さ 3m の場合には盛土中央天端よりも擁壁天端の方が若干小さいが、盛土高さ 5m と 8m の場合は盛土中央天端よりも擁壁天端の方が大きく、盛土高さが高いほど擁壁天端の増幅が顕在化する。これは、2) の検討結果と同様に、もたれ式の

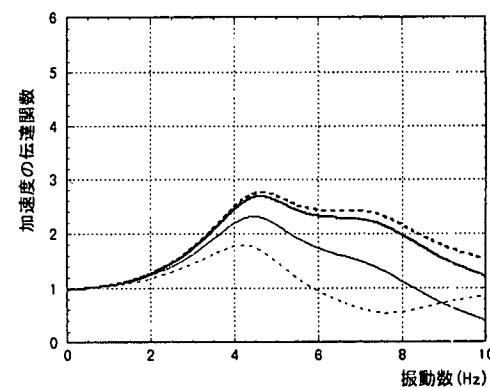
擁壁躯体は盛土全体の変形を抑制する働きが小さく、盛土の揺れに追従して挙動する特性があるため、盛土高の増大に伴って盛土の振動特性が変化したことにより生じたものと考えられる。今回の条件



(a) 盛土高さ8mの場合



(b) 盛土高さ5mの場合



(c) 盛土高さ3mの場合

図-5.1.46 盛り土中央天端と擁壁天端の加速度伝達関数

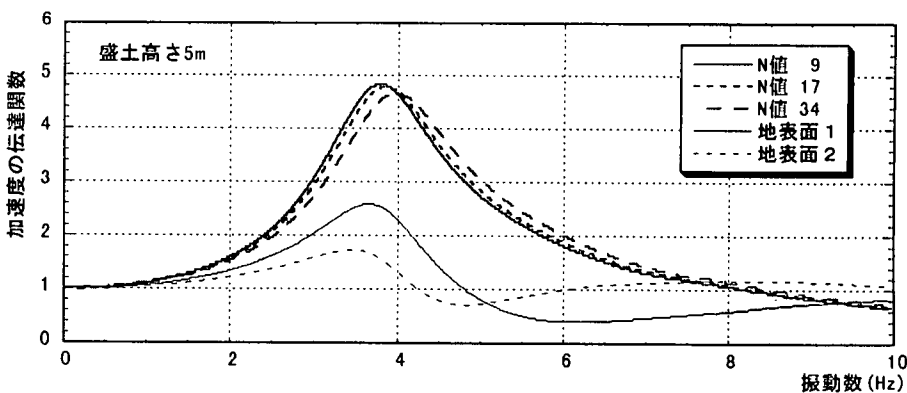


図-5.1.47 擁壁天端の加速度伝達関数

では、盛土幅を一定のまま盛土高さを変化させているため、盛土高さが高いほど盛土の幅に対する高さの比が大きくなっている。このため、盛土高さが増大するにつれて、盛土全体の振動が水平成分のみのせん断振動モードから、鉛直方向成分も有する曲げせん断振動モードに移行し、盛土のり肩部の応答が盛土中央部よりも増大する結果になっているものと解釈できる。

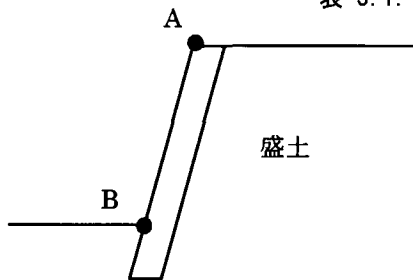
図-5.1.47 に擁壁根入れ部の地盤のN値をパラメータとした擁壁天端の水平方向加速度に関する伝達関数を示し、表-5.1.15 に擁壁天端の水平方向最大応答変位と、擁壁下端 B 点に対する天端A点の水平方向最大相対変位、並びに水平方向最大相対変位発生時刻における擁壁に隣接した地盤要素の水平方向圧縮応力の最大値（壁面に作用する地震時増分最大土圧強度を表す）を示す。また、図-5.1.48 は、表-5.1.15 に示した最大応答量を基本ケース(N値=17)に対する比率で示したものである。

擁壁根入れ部の地盤のN値が 9、17 および 34 のケースにおける擁壁天端の水平方向加速度に関する伝達関数は、擁壁根入れ部の地盤のN値が大きい（剛性が高い）ケースほど僅かではあるが、ピーク振動数が高振動数側に移動している。また、擁壁の最大応答変位と最大相対変位は、表-5.1.15 と図-5.1.48 に示すように両者とも擁壁根入れ部のN値が大きいケースほど小さくなっている。

これに対して、表-5.1.15 と図-5.1.48 に示す擁壁に隣接する地盤要素の地震時増分最大土圧強度は、擁壁根入れ部の地盤のN値が大きいケースほど増大する傾向を示している。

これらの結果より、擁壁根入れ部の地盤の剛性が大きいほど、擁壁下端が固定条件に近づくため、擁壁の応答変位や相対変位（傾斜）が減少し、前述した 2)の検討結果のような擁壁の転倒現象は生じ難くなるものと考えられる。しかしながら、擁壁に作用する地震時増分土圧強度が増加するため、擁壁に作用する曲げモーメントが増大し、曲げひびわれ等の擁壁の損傷が相対的に生じやすくなるものと考えられる。

表-5.1.15 擁壁周辺の最大応答量



	根入れ地盤のN値		
	N= 9	N=17	N=34
擁壁天端の水平方向最大応答変位 (cm)	3.27	3.19	3.04
B点に対するA点の水平方向最大相対変位 (cm)	1.00	0.99	0.93
擁壁に作用する最大土圧強度 (tf/m ²)	4.25	4.43	4.75

4) まとめ

阪神・淡路大震災で被害が生じた鉄道盛土を対象として、2種類の動的解析により抗土圧構造物の地震時挙動と被害メカニズムについて検討した。得られた知見をまとめると、以下に示すとおりである。

①盛土と擁壁は、擁壁の構造形式や盛土高さが異なっても、地震時にほぼ一体となって振動する傾向を示している。これは、擁壁が盛土の振動を抑制する働きを有しているものの、今回の条件ではその効果が小さく、盛土の振動が支配的になっているためと考えられる。

②擁壁の傾斜や移動といった被害（外的損傷）の要因は、盛土のせん断変形や沈下と考えられる。このため、擁壁の構造形式や擁壁根入れ部の根固めにより、擁壁の安定性が増大し盛土の振動を抑制する働きが相対的に大きくなるほど、外的損傷に関する被害は減少すると推察される。

③これに対して、擁壁のひびわれや損壊といった被害（内的損傷）の要因は、擁壁に作用する地震時土圧と考えられるため、擁壁の安定性を高め、盛土の振動を抑制する働きを相対的に大きくするほど、内的損傷に関する被害は起こりやすくなると推察される。

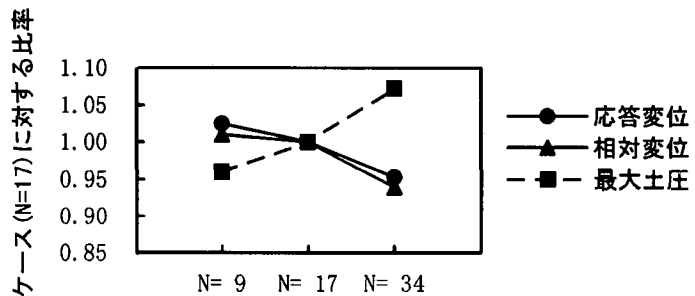


図-5.1.48 根入れ部の地盤剛性が擁壁周辺の最大応答量に及ぼす影響

5.1.4 復旧事例

ここでは、今回の地震により被害を受けた道路構造物と鉄道構造物について、それぞれの復旧の基本的考え方といくつかの特徴的な復旧工法についてその事例を示す。

(1) 道路構造物の復旧¹⁸⁾

1) 復旧の基本的考え方

道路構造物の復旧にあたっての重要緊急課題は、震災直後の人命の救出や消火活動、被災住民の避難のために緊急ルートを確認することと全国から被災地へ続々と送られてくる食糧・水・日用品等の生活物資や救援物資の輸送ルートを確認することであった。このため、各道路管理者は震災直後に交通規制を実施し緊急ルートを確認するとともに、交通規制箇所を中心にオーバーレイによる段差解消や崩土取り除き等の応急復旧工事を実施している。

また、道路における土構造物・抗土圧構造物の復旧にあたっては、被害の大部分が路面損傷（クラック）であること、耐震性を考慮する必要がない小構造物が多いこと、早期に交通機能を確保する必要があることから、現行基準による原形復旧を行うことを基本方針とし、復興・復旧のための車両が増加し慢性的な交通渋滞が発生しているため、可能な限り交通を確保しながら実施できる工法を採用することとしている。

2) 路面損傷の復旧

兵庫県管理道路における路面損傷（クラック）の復旧は、表-5.1.16 に示すように被災状況に応じて復旧工法、復旧範囲を細かく設定している。

3) 復旧事例

① 特殊擁壁による盛土の復旧¹⁹⁾

神戸市道西灘原田線・六甲道三宮線では、JR臨港線に架かる跨線橋に取り付け高盛土区間において、コンクリート擁壁のフーチングと豎壁の境界部にクラックが発生するなどの損傷をきたし、擁壁全体が傾斜、移動したため背面の路面が大きく陥没した。

復旧にあたっては、傾斜等の変状により擁壁の安定度が低下していることとクラック等の発生状況から部材耐力の低下も考えられるため、擁壁を撤去し新設することが決定された。復旧工法は、当該区間が鉄道との近接工事区間であり、杭打ちや地盤面以下の大規模な掘削は好ましくないこと、道路幅員を確保するためには前面の法勾配を急勾配とする必要があることから、テールアルメ工法と大型ブロック積工法の組み合わせによる復旧が選択された。

(2) 鉄道構造物の復旧²⁰⁾

1) 復旧の基本的考え方

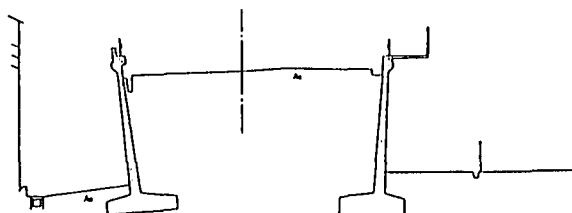
鉄道における土構造物・抗土圧構造物の復旧は、図-5.1.50 に示すようにその被害規模に応じて大きく3つに分けられる。このうち、今回の震災では、盛土全体に及ぶ被害ではないが擁壁の傾斜や躯体にクラック等の損傷が生じ、法肩付近に沈下や亀裂が生じている中規模な被

表-5.1.16 路面損傷復旧工法の考え方

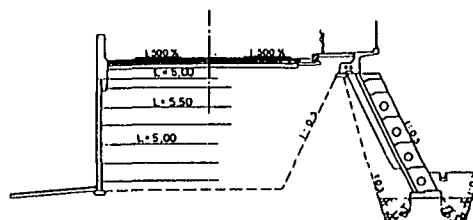
被災の分類	被災の程度	基本的な復旧工法
路面の亀裂のみの場合	・亀裂が浅く路床までの場合	・亀裂が浅くしている層まで開削して復旧を行う。 ・路盤材を補充、掻き起こし、再転圧し路盤の復旧を行った後に表・基層工を施工する。
	・亀裂が深く路床まで達している場合	・亀裂が浅くしている層まで開削して復旧を行う。 ・路床部を掻き起こし・再転圧して復旧し、舗装は全層打ち換えとする。
路面に段差（陥没）が生じている場合	・20cm程度までの段差（段差・陥没量は被災前の路盤高からの沈下量をいう）	・舗装全層打ち換え+路床整正とする。
	・20cm以上の段差の場合	・路床（あるいは影響範囲）まで打ち換えし、舗装は全層打ち換えとする。

舗装復旧幅：・2車線以上道路の場合は、亀裂・陥没のある車線幅すべてを復旧する。
ただし、車道中央部にのみ亀裂がある場合は、表・基層工は全幅復旧とするが、路盤復旧は亀裂の左右各1mの範囲までとする。
・1車線道路の場合は半幅単位で復旧を行う。

復旧範囲：・道路縦断方向の復旧範囲は、亀裂発生から1m範囲までとする。



①被災状況図



②復旧断面図

図-5.1.49 特殊擁壁による盛土の復旧

害と考えられるものが多かった。

この規模の復旧は、当該箇所（区間、駅間）の早期復旧がその路線（区間、駅間）の復旧に大きな効果をもたらすか否かによりその復旧方法は大きく変わる。すなわち、当該箇所（区間、駅間）の早期復旧によりある一定の区間（駅間）の運行再開が可能な場合には、仮土留工等の施工により当該箇所（区間、駅間）の復旧を第一に進めることとなる。一方、当該箇所（区間、駅間）の早期復旧による効果が期待できない場合には、当該区間の復旧工程を見極めながら最も適切な構造形式での復旧について検討が進められることとなる。

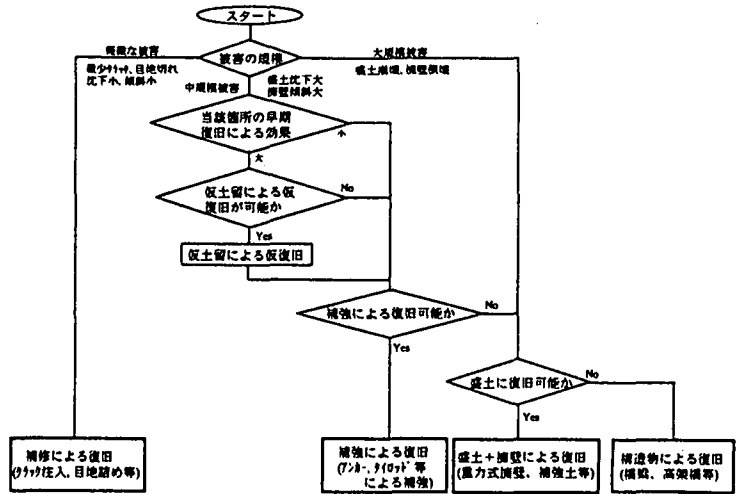


図-5.1.50 鉄道土構造物・抗土圧構造物の復旧手順

2) 復旧工法の選定

ラーメン高架橋の崩壊等の大被害が生じたこともあり、復旧工法の選定にあたっては耐震性の確保が重要課題となった。このため、震災直後の復旧に際しては、図-5.1.51 に示されているように重力式擁壁等の抗土圧構造物の設計においては設計水平震度 $K_h=0.4$ により耐震設計を実施することとし、震災による被害が比較的軽微であった補強土工法やラディッシュアンカー工法の採用により土構造物自体の耐震性を向上させることができるものについては、設計水平震度を $K_h=0.3$ として耐震設計することが鉄道総研より示された。JR各社を中心にしてこの方針に従って復旧工法の選定が行われた。また、私鉄では現場の施工条件並びに工期、工費等から土構造物・抗土圧構造物による復旧が困難な場合について、橋梁、ラーメン高架橋等による復旧が選択された。

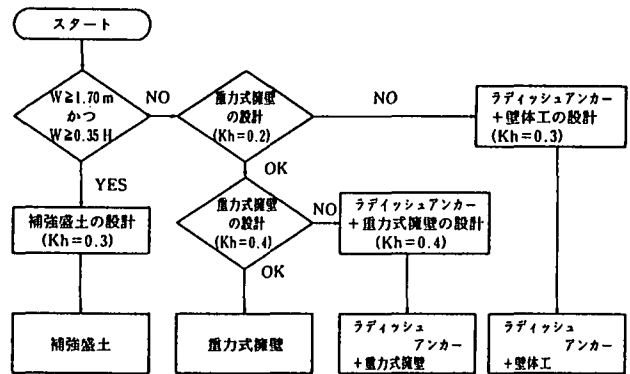
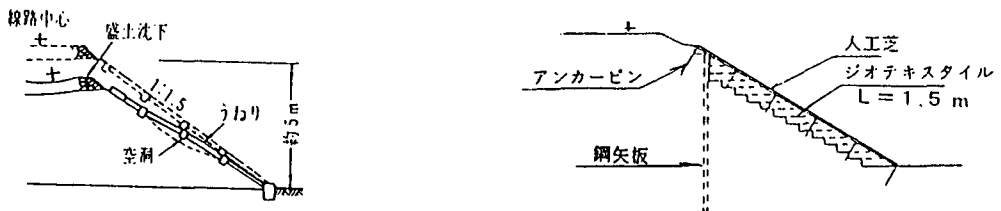


図-5.1.51 土留擁壁復旧工法選定フロー図

3) 復旧事例

① ジオテキスタイルを用いた補強盛土による復旧

JR神戸線新長田駅は盛土路盤上に設置されていたが、震災によりL型擁壁が大きく傾斜するとともに路盤沈下が発生し、相対式ホームが全長にわたって大きく損傷するとともに線路の一部が宙に浮いた状態となり駅が全壊した。盛土の復旧にあたっては耐震性を向上させるため、ジオテキスタイルを層厚管理材とした補強土工法が採用された。施工は、崩壊した格子枠コンクリート及び張りブロックを撤去後、段切りを行ってジオテキスタイルを敷設し、盛土のせん断強度向上のため厚さ 30cm ごとに締め固めが実施された。ジオテキスタイルには、補強土擁壁の補強材として使用される伸び率約 10%、引張破壊強度 3t/m の低伸度高強度グリッド系ジオテキスタイルが用いられた。



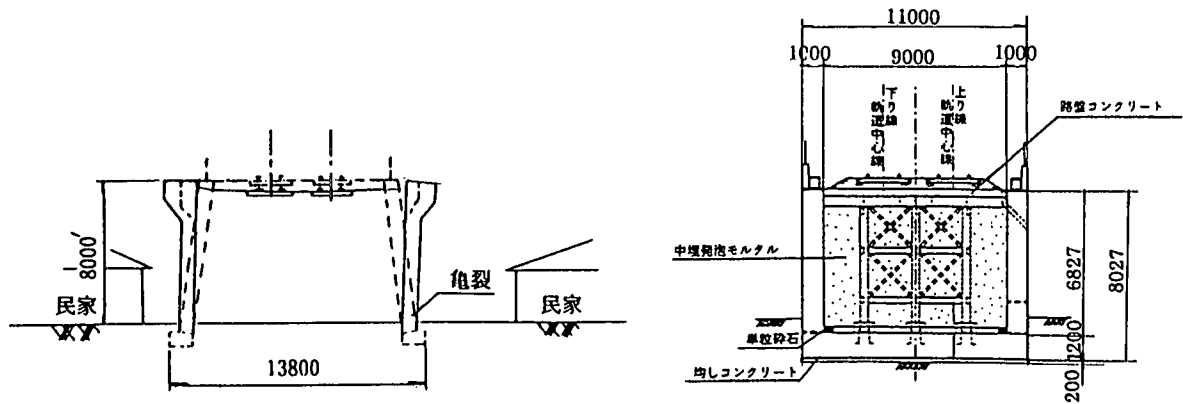
①被災状況²⁾

②復旧状況図

図-5.1.52 ジオテキスタイルを用いた補強土盛土による復旧

② 盛土材にエアーモルタルを用いた中埋めU型擁壁による復旧

阪急神戸線住吉川付近では、橋梁に至る 550m の区間でもたれ式擁壁が大きく傾斜し路盤面が陥没するとともに、擁壁躯体にも大きなクラックが発生し損壊した。復旧にあたっては、直近に民家が隣接している等の用地上の制約や基礎付近の地盤が過去の水害により堆積した大型転石と粘土が混じり合った地質条件であること、当該箇所早期復旧により他社線との乗り継ぎを通して大阪・神戸間の鉄道ルートが確保できることから、仮構台を用いた仮復旧が可能な中埋めU型コンクリート擁壁構造とすることが決定された。中埋め材には、埋め戻し作業が狭隘な仮構台間での作業となることから、流動性に富み長距離の圧送が可能で締め固め作業が不要であるエアーモルタルが採用された。



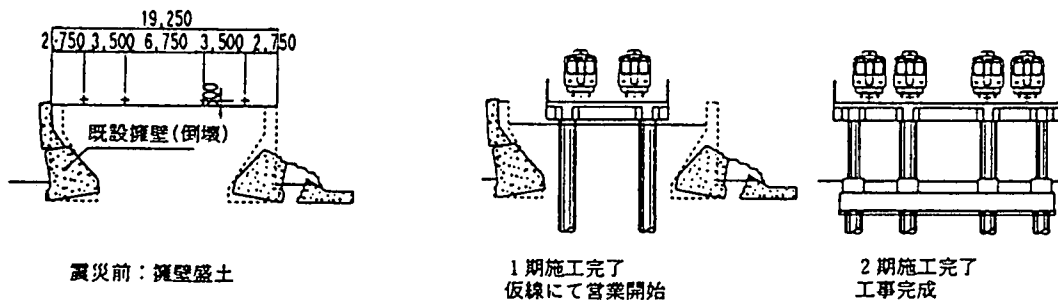
①被災状況

②復旧状況図

図-5.1.53 盛土材にエアーモルタルを用いた中埋めU型擁壁による復旧

③ パイルベント・ラーメン高架橋による復旧

阪神本線石屋川付近の土留擁壁は、高さ 2~8m(平均高さ 6.5m)の重力式無筋コンクリート構造であったが、線路両側で延長約 270m にわたって倒壊または傾斜し、留置車両が転落するなどの大きな被害が発生した。復旧にあたっては、他の復旧箇所の工期を勘案し、盛土中央部にある本線 2 線の仮復旧を優先させ、その後両側に留置線 2 線を増設して復旧することが決定された。構造形式は、直近に民家が隣接しているという用地上の制約や仮復旧後に構築される新設盛土と既設盛土との間の不同沈下等の問題、工期、工費等を考慮して、盛土上から場所打ち杭を施工し、その杭の一部を柱として使用するパイルベント・ラーメン高架橋による復旧が選択された。地中梁のない構造がパイルベント・ラーメンの特徴であるが、耐震性の強化を目的とし、系の剛性を高めるため留置線の施工時に地中梁の構築を行い、柱部材には 6mm の鋼板巻き補強が実施された。



①被災状況

②復旧状況図

図-5.1.54 パイルベント・ラーメン高架橋による復旧

5.1.5 今後の課題と提言

道路・鉄道盛土について今後の耐震設計・施工の方向を見いだすためには、被害実態をできるだけ多く把握し、データを集計し分析を行なう必要がある。しかしながら、盛土構造物は高架・橋梁などの大型構造物の被害と違って、その影響が直接的に道路面や軌道面の破壊に至る率が少ないことや、被災物の取り壊しや応急復旧がマンパワーによって比較的容易に行なうことができるため、被災状況が詳しく記録される以前に現場状況が変化してしまうことが多い。5.1.2において被害状況の抽出方法の例を示したが、今後このような統一の様式により、災害が発生した場合にはたとえば、被災当事者以外の土木学会員（学生会員を含む）がボランティア活動として調査を実施するような機構を作る必要があると思われる。

今回の調査分析にあたっては、少ない記録のなかで出来るだけ統一的・統計的に被害実態を把握するために、道路では管理台帳により盛土構造の全数が把握可能な国道を対象に、鉄道では外的条件を統一するために神戸～芦屋間の8.5kmを対象にデータを分析した。

盛土構造の被災率は道路のデータから見るができるが、路面にクラックが生じた程度も含めて、なんらかの被害を受けたのが盛土全体の26.7%、その内道路の供用に大きな影響を及ぼすような、のり面崩壊は1%であり、総じて被害は小さかったといえよう。

また被害と盛土構造の関係については鉄道の調査から読み取ることができるが、調査区間内では重力式あるいはもたれ式擁壁は損壊、転倒に至ることがあっても、RC擁壁や補強盛土は傾斜・変形が発生しても損壊・転倒に至ることはないことがわかった。ただしJR新長田駅では逆T式擁壁躯体が折れ曲がるという被害が発生しており、RC擁壁が損壊しないということではない。

地形地質と被害の関係については表層地質に明瞭な変化が見られる灘付近と住吉川付近で検討を行なったが有為な関係を見いだすことができなかった。

被害メカニズムを推定するために行なった重力式、もたれ式、補強土式擁壁の3種に対する時刻歴非線形解析と、もたれ式擁壁を対象とした等価線形解析の2つの動的解析では、その時刻歴変位や盛土、擁壁天端における加速度伝達関数から、盛土と擁壁は一体となって振動をする傾向にあると想定される。また土構造物や抗土圧構造物は高架橋などのRC構造物と比較すると「はるかに延性的な性質をもつことから、地震時の動的応答が極端に大きくなる」²¹⁾とされている。このようなことから今後、抗土圧構造物の耐震設計を考えていくにあたっては、高架・橋梁のように大きな地震応答を考えるのではなく、従来の震度法を基本として改良を加えて行くことで対応できるのではないかとと思われる。またそうすることが個人の宅地から大型土木施設まで使われる身近な抗土圧構造物の耐震設計の在り方として大切なことではないかと考える。

今後レベル2地震に対応する設計手法について検討していく必要があるが、その課題としては

- ・ 構造形式ごとに被害が異なることの原因はなにか。
- ・ 震度を0.2以上で、いくらに設定するか。これを構造形式ごとに、あるいは地盤条件により変化させるのか。
- ・ 転倒と破壊は避けるが一定の傾斜は許すなど、限界状態をどう設定するか。
- ・ 擁壁根入れ部の地耐力、前面受動土圧、背面フーチングの効果をどう評価するか。
- ・ もたれ式、特に石積み擁壁の使い易さを生かしながら耐震性をどう持たすか。
- ・ 粘り強い構造物として杭基礎等をどう組合せていくか。

等があるが、今回の地震は神戸地域では給水制限がなされるなど例年になく異常渇水期に発生したものであり、被害事例には特別な地形をのぞいて地下水をファクターとしたデータが欠落していることを見逃してはならない。

復旧にあたっては用地の制約、施工性、復旧後の安定性などの条件のもとでアンカー工法や、補強土壁等が採用されたが、極端な例としては盛土構造が放棄されラーメン構造に変更復旧した例もある。これは線状であるがゆえに周辺環境、施工条件、土質条件などさまざまな条件下で整備していく道路や鉄道構造物においては、新設に際しては最適構造形式であっても被災後の復旧は別の構造形式が最適である場合もあることを示している。これらの事例は盛土構造物のレベル2地震に対する限界状態の設定の考え方において参考になるとと思われる。

参考文献

- 1) 運輸省鉄道局監修, 阪神・淡路大震災鉄道復興記録編纂委員会: よみがえる鉄路, 山海堂, pp. 19~25. 1996年3月
- 2) F. Tatuoka et al. : Performance of reinforced soil structures during the 1995 Hyogo-ken Nambu Earthquake, *IS-Kyushu'96 Special Report*, p. 6. 1996.
- 3) 前掲2), p. 15.
- 4) 国富和真・小林育夫・松井 保・山崎聡一・安川郁夫: 阪神・淡路大震災による道路盛土被害の構造的要因分析, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, 1998年(投稿中)
- 5) 財団法人全国防災協会: 阪神・淡路大震災 採択事例集, pp. 159~289, 1996年12月
- 6) 兵庫県西宮土木事務所: まち再生へ~被災地の土木現場から~, pp. 26~38, 1996年3月
- 7) 兵庫県洲本土木事務所: 阪神・淡路大震災 淡路島の記録, pp. 12~46, 1996年3月
- 8) 兵庫県: 阪神・淡路大震災誌-土木施設の地震災害記録-, 兵庫県土木部, pp. 27~292, 1997年1月
- 9) 地盤工学会: 阪神・淡路大震災調査報告書(解説編), 地盤工学会, pp. 311~314, 1996年3月
- 10) 応用地質学会阪神・淡路大震災調査委員会: 兵庫県南部地震-地質・地盤と災害-, 応用地質学会, p19. 1995年12月
- 11) 地質調査所: 神戸地域の地質, 昭和58年
- 12) 地質調査所: 大阪西北部地域の地質, 昭和57年
- 13) 佐俣千載・久保田晃司・庄健介・長山喜則・溝端一博: 阪神・淡路大震災における鉄道盛土の被害分析, 第10回日本地震工学シンポジウム, 1998年(投稿中)
- 14) 運輸省鉄道局監修: 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物, 丸善, pp. 379~380. 1997年4月
- 15) 河西 寛・福田尚晃・松井 保・長山喜則・庄 健介: 抗土圧構造物の地震時挙動と被害メカニズム, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, 1998年(投稿中)
- 16) 山村真由子・望月秋利・松元秀亮: 兵庫県南部地震時におけるもたれ擁壁の加速度伝達関数による検討, 第33回地盤工学研究発表会, 1998年(投稿中)
- 17) 山村真由子・望月秋利・庄 健介: 兵庫県南部地震時における鉄道盛土の破壊メカニズムの検討, 第52回土木学会年次学術講演概要集, 第3部(A), pp. 212~213, 1997年
- 18) 前掲8), pp. 223~224
- 19) 前掲5), pp. 255~265
- 20) 前掲1), pp. 150~386
- 21) 館山 勝・龍岡文夫・古関潤一: 阪神・淡路大震災における土構造物の挙動, 土と基礎, Vol. 44, No. 2, pp. 10~13, 1996年

5.2 地下埋設管・とう道

第5編に地下構造物被害、第6編にはライフライン被害の全般がそれぞれ詳述されているので、本節ではNTTとう道、上水道、下水道、に限ってその被害概要とその特徴を分析し（とう道については復旧方法も）、最後に現行管路設計基準の問題点について検討した結果をまとめた。解析的には、「とう道中梁の引張り破壊」、「上水道被害と地盤の地震時相対変位」、「下水道被害と地盤変形」について、また設計基準に対しては「地震時地盤変形と液状化に伴う挙動と対策」に注目して検討した結果をまとめた。

5.2.1 NTTとう道の被害と復旧

(1) NTTとう道の被害状況

a) NTTとう道設備状況と被害概要

図-5.2.1（カラーページ参照）に示す神戸周辺のNTTとう道は、昭和39年に構築された開削式とう道を始まりに、昭和40年代後半から昭和50年代を最盛期に平成6年までに構築された、合計延長約12kmの区間により構成されている。また、開削式とシールド式の設備割合は、4:6でシールド式とう道が多く構築されている。図-5.2.2にNTTとう道設備の概要を示す。

今回の地震における設備への影響は、開削式とう道においては土被り約2~3mの浅い構造物に集中した。ビル取付け部や断面形状変化点に設置された伸縮継手部のズレのために止水効果が低下し、地下水の設備内流入や特殊断面部（階層ラーメン部等）のスラブ・側壁へのクラックの発生が数箇所見られたが、とう道としての機能を大きく損なうものは見られなかった。また、シールド式とう道においては、数箇所の立坑取付け部において若干のクラックとコンクリート剥離が発生し、設備内への地下水流入は見られたが、本体構造物への影響はなく、今回の地震に対し、十分構造物として機能を発揮したものと考えている。立坑については、立坑直頂部の埋め戻し部の液状化による地盤沈下や隆起は発生したが、本体構造物への影響は見られなかった。また、シールド式とう道とマンホールを連結するSTICについては、シールド式とう道のセグメント部と剛結しているが上部マンホール部はOリングをはめ込んだフリー構造であるため、ビル倒壊が見られるJR元町駅付近においても特に影響は見られなかった。とう道取付け管路においては、伸縮機能を有した新仕様の管路については被害が見られなかったが、伸縮機能を有しない旧仕様の管路については管路が約15cm地山に引き込まれ、ダクトの口元が大きく破壊される等の被害が生じた。

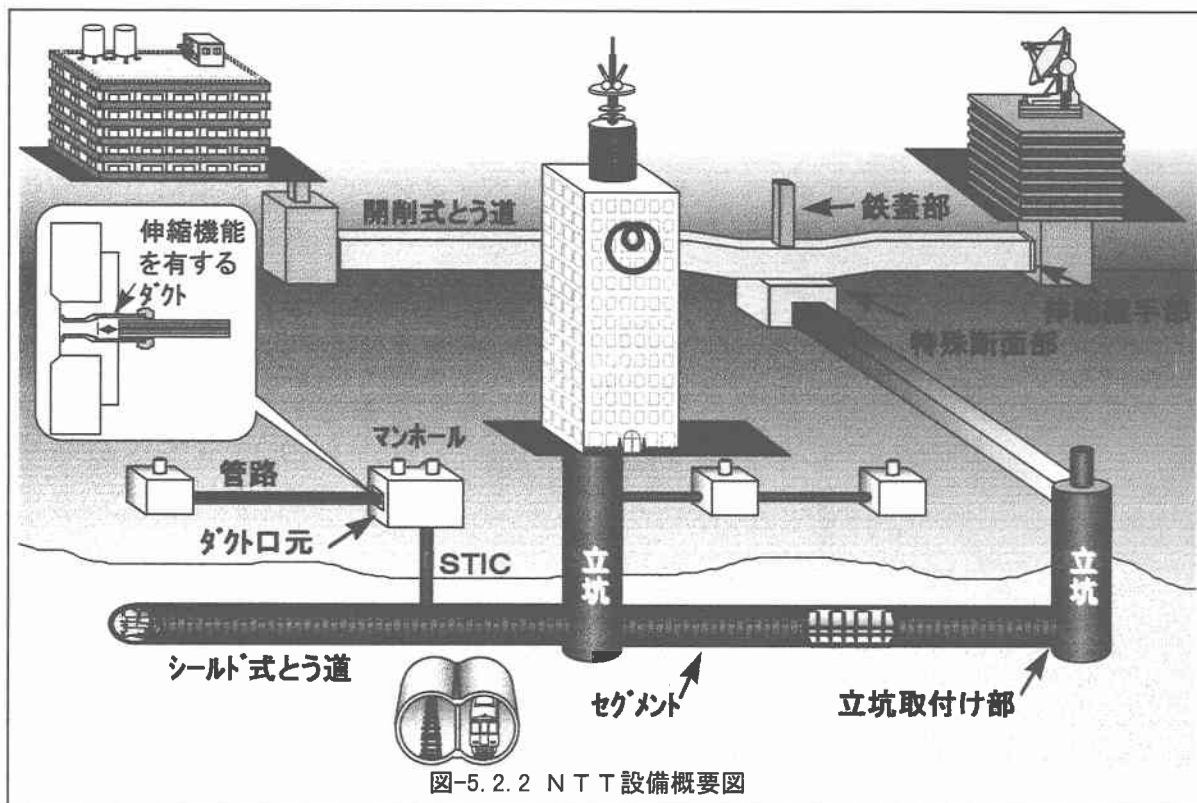


図-5.2.2 NTT設備概要図

b) 三宮地区とう道の被災状況とその分析

今回の地震による三宮地区の震度階は、震度 7 から超震度 7¹⁾と大きなものであり、液状化による影響も無視できない。

三宮地区における開削式とう道の縦断方向の挙動は、液状化発生地域である港ビル～新神戸ビルでは隆起が最大 87 mm、沈下が最大 134 mm 発生し、特殊断面部は上昇する傾向にあった(図-5.2.3)。また、開削式とう道に設置される伸縮継手について調査した結果、全継手部の約 58%が東西方向に、また南北方向には約 23%、上下方向には約 35%が変位及びズレを生じているのが確認された(図-5.2.6①)。その最大変位量は、東西方向では約 180mm(図-5.2.6③)、南北方向では約 60mm(図-5.2.6④)、上下方向では約 130mm(図-5.2.6②)であった。以上のことより開削式とう道の伸縮継手部については、東西方向の変位が顕著であり、次に直下型地震によるものと想定される上下方向の変位が多く認められた(図-5.2.4)。変位状況の分析を図-5.2.6 に示す。

次にマンホール鉄蓋 22 箇所について挙動を調査した結果、その 50%においてせん断破壊によりマンホール首部構造にズレが発生しており、その最大量は 92 mm であることが分かった。また、ズレ方向は地下構造物と同様に南北方向が卓越していた(図-5.2.5)。

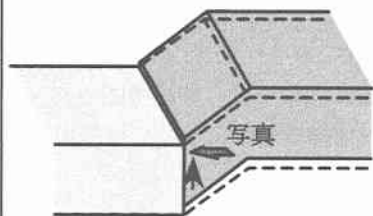
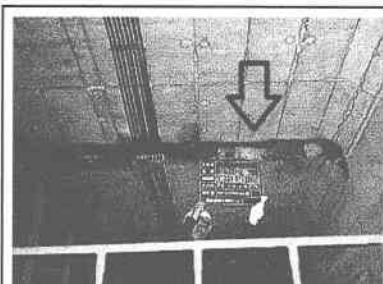


図-5.2.3 特殊断面部被災図

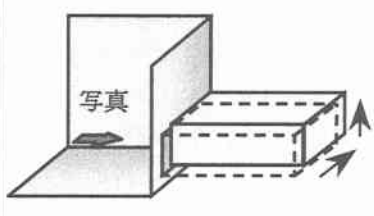
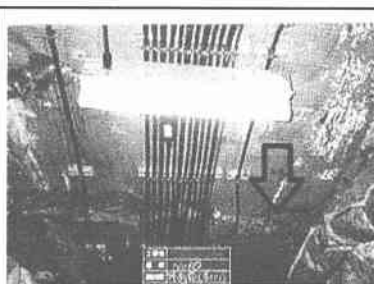


図-5.2.4 伸縮継手部被災図

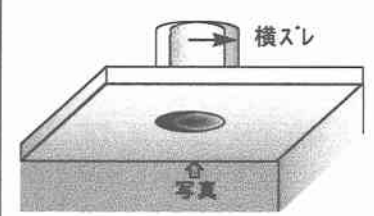
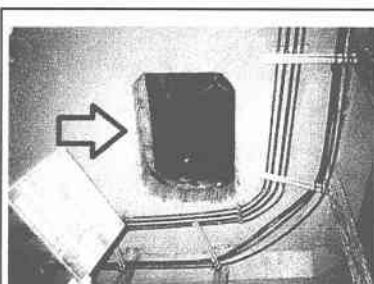
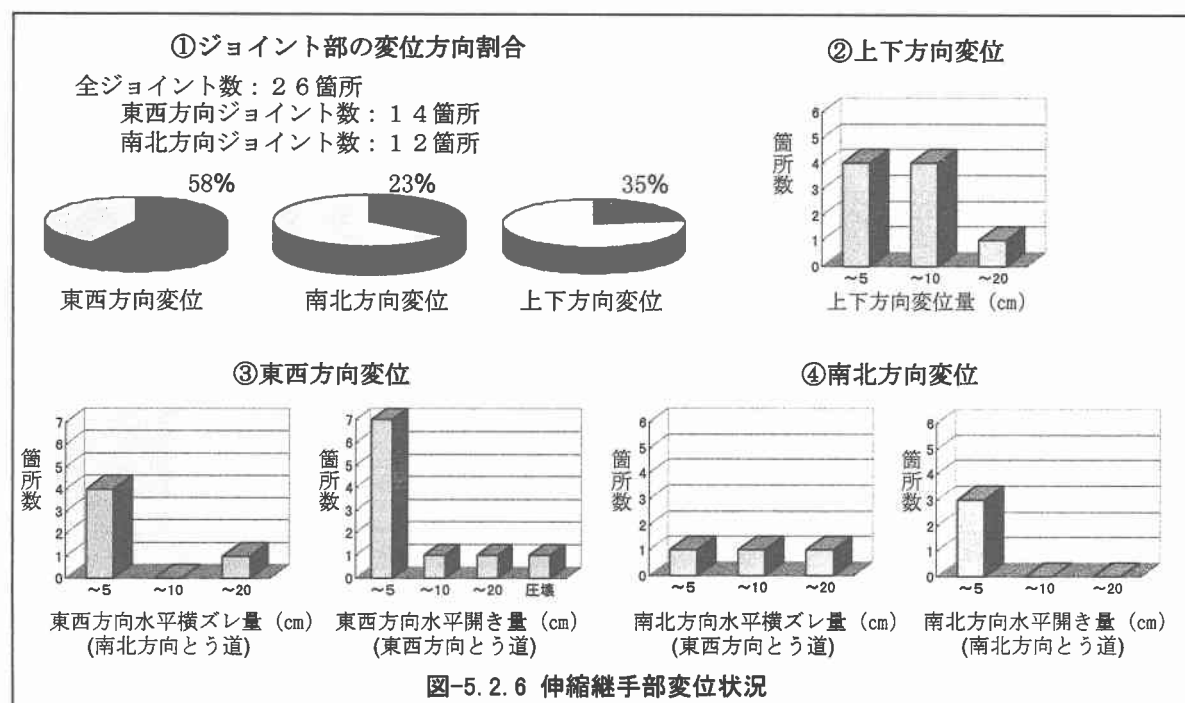


図-5.2.5 鉄蓋部被災図



(2) 構造物の破壊メカニズム²⁾

今回の地震により神戸市湊川地区で地盤の良い段丘層に構築された山手幹線とう道(湊川ビル付近)の立坑特殊断面部において地下8mに設置された3本の中梁に鉢巻き状の幅1mmのクラックが発生した。この発生したクラックは、とう道壁面を外側に引張る力により発生したものと推定されたが、通常地震時に生じる水平土圧では、壁面を外側に引張ることが出来ない。そのため、この現象に対して破壊メカニズムの解明を行った。山手幹線とう道の立坑特殊断面部の構造図等を図-5.2.7・5.2.8に示し、本破壊メカニズムの解析フローを図-5.2.9に示す。

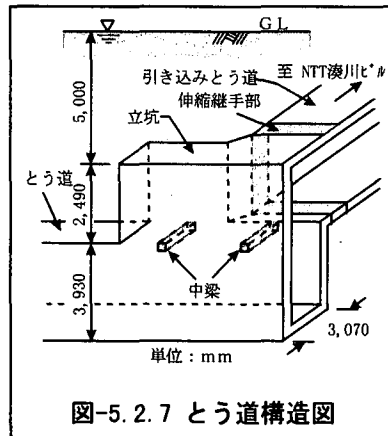


図-5.2.7 とう道構造図

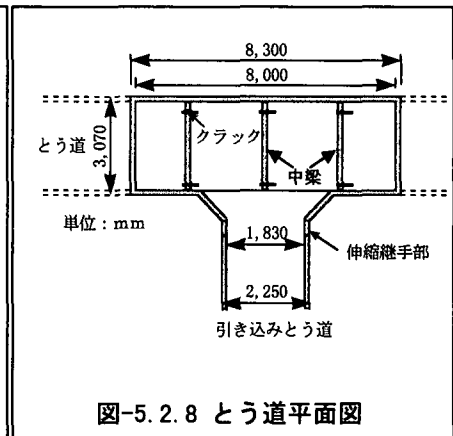


図-5.2.8 とう道平面図

水平土圧では、壁面を外側に引張ることが出来ない。そのため、この現象に対して破壊メカニズムの解明を行った。山手幹線とう道の立坑特殊断面部の構造図等を図-5.2.7・5.2.8に示し、本破壊メカニズムの解析フローを図-5.2.9に示す。

a) 解析条件

湊川地区の地盤は、一部砂、粘土層を挟むがほとんどが礫層で構成され、N値50以上を「洪積礫層」、N値50以下を「段丘層」と設定した。基盤面は、N値50以上のGL-26.3mの深さと設定し、解析ではその面を「半無限境界」とし(図-5.2.9②)、二次元動的応答解析を用いて解析を行った。地盤特性は、神戸地区の調査資料をもとに、表-5.2.1に示す実験式でVsを推定し(図-5.2.9③)、常時土圧算定用の土質強度定数を表-5.2.2に示す式で推定した。また、地下水位は地表面、縦波速度(Vp)は1,500m/sと設定し、G/G0、h~γ関係は標準的な値を設定した。コンクリートに関する定数についても標準値を用いた。また、解析地盤の土質定数ととう道解析断面は、図-5.2.10に示すとおりを設定した。解析用の入力波は、現場付近の推定地表加速度が500~600Galと推定されていることから地表応答加速度として520Galを得られる「神戸大NS波」及び「UD波」を用いた(図-5.2.9④)。次に中梁に作用する応力計算のためには、中梁一本が受け持つとう道側壁面積の推定が必要である(図-5.2.9⑤)。その受け持ち高さをとう道高さの1/2(=3.23m)とし、幅を他の中梁との中点(=2.47m)までとした。従って側面の土圧作用範囲は、GL-6.31~9.54mとなった。

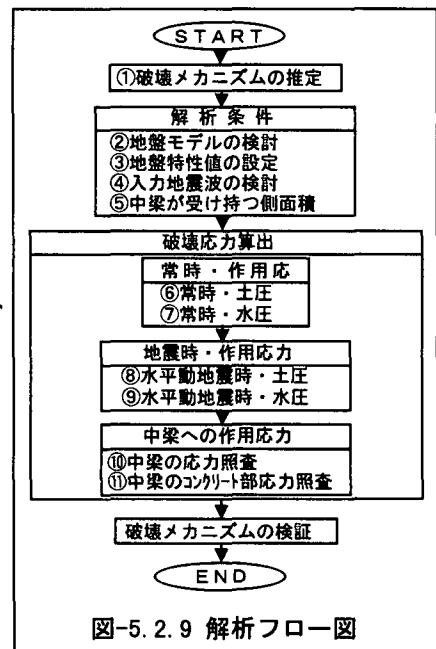


図-5.2.9 解析フロー図

土質	Vs = B × N ^{0.01} × H ^{0.025}	B
砂礫	$V_s = B \times N^{0.01} \times H^{0.025}$	$B = 60.63 \times N^{0.440}$
砂	$V_s = B \times N^{0.01} \times H^{0.026}$	$B = 62.12 \times N^{0.427}$
粘土	$V_s = B \times N^{0.01} \times H^{0.027}$	$B = 96.94 \times N^{0.303}$

粘土層	西垣らの式 $c = N / 3$
砂層	大崎の式 $\phi = 15 + \sqrt{20N}$
礫層	$c = 0.7 \text{ kg f/cm}^2$ 、 $\phi = 35^\circ$ N値が60以下の層に対してはcを比例配分で低減

b) 破壊応力の算出と破壊メカニズム

破壊応力の解析ケースは、表-5.2.3に示すように立坑部と引き込み部の継手剛性率の異なる剛結・摩擦継手・ゴム伸縮継手をモデル化した3ケースで行うこととした(本構造物はゴム伸縮継手を使用している)。常時作用力(正圧)は、ランキン主働土圧と静止土圧(k₀=0.2)の2種類(図-5.2.9⑥)の常時土圧とこれに

水圧(図-5.2.9⑦)を加えたものとなる。また、地震時作用力は、水平動(NS波)と上下動(UD波)による2種類(負圧)を考える。水平動(図-5.2.9⑧)は、とう道壁面に接する土要素の最大水平力をこの応力とした。上下動(図-5.2.9⑨)は、飽和地盤の場合、上下動による地盤内の応力は圧密の時間的余裕がないため、全て過剰間隙水圧に変換され、この力はとう道壁面(南・北面)に向き合う形で作用する。すなわち、中梁に引張り力が作用する可能性があることが分かった。この最大負圧を上下動によるものとし、これらの作用力を合わせた表-5.2.4に示す「中梁に作用する合応力」を算出した(図-5.2.9⑩)。

次にこの応力が「中梁(鉄筋コンクリート)」に作用した時に「中梁のコンクリート部分」に作用する応力(引張り)を鉄筋とコンクリートの応力分担比を考慮して分担した(表-5.2.4右端列)。いずれの場合もコンクリートの引張り強度(σ_{cr})を超えており、現地で発生したような中梁の引張り破壊が生じることが説明できた。すなわち、とう道壁面に常時には、土圧・水圧によって正圧が作用しているが、地震時には、常時の正圧をほぼ打ち消す大きさの水平動による負圧が作用し、さらに上下動の影響でとう道周辺の間隙水圧を負圧に変化させる。ちょうどその時のコンクリートの安全率(σ_c/σ_{cr})は「ケース3」の場合、0.47~0.76となる。地表付近の最大上下応答加速度は430Galであったので、この安全率から推定すると200~300Gal以上の加速度でコンクリートの安全率は1以下となると試算される。神戸大記録波(UD成分)で応答加速度を求めると200以上の加速度の波は存在する。すなわち中梁は、数波の繰返し引張り力を受けて、1mm幅のクラックをコンクリート柱に生じたと説明される。なお当初とう道とビルとの「継手部」の機能が十分働かなかった可能性も考えたが、この試算によれば最大9kgf/cm²で、あまり影響は大きくなかったことが分かった。

以上、従来埋設構造物に作用する土圧は正值だけと考えられてきたが、上下動の影響が大きく、また水位以下の構造物であれば負圧が作用する場合があることを見出し、破壊のメカニズムを定量的に推定することができた。

(3) 復旧方法

a) シールドトンネル坑口部・伸縮継手部

今回の地震によるシールドトンネル坑口部の被災箇所復旧は、被災箇所のコンクリートを破砕した後に立坑到達周辺地山部へ「油性ウレタン」の止水材を注入することにより坑口部の地下水流入を完全に止め、破砕部をプライマー処理後に樹脂モルタルで成形し、最後に表面塗装をエポキシ樹脂塗装で実施した。また、伸縮継手部においては、ズレ幅が広く、止水機能が著しく低下していたため、水密効果のある「可とう式継手」を採用した。なお、可とう式継手は、可動量により構造が変わるため、ビル取付け部には可動量の大きな継手を設置し、一般部には可動量の小さな継手を設置した(図-5.2.11)。

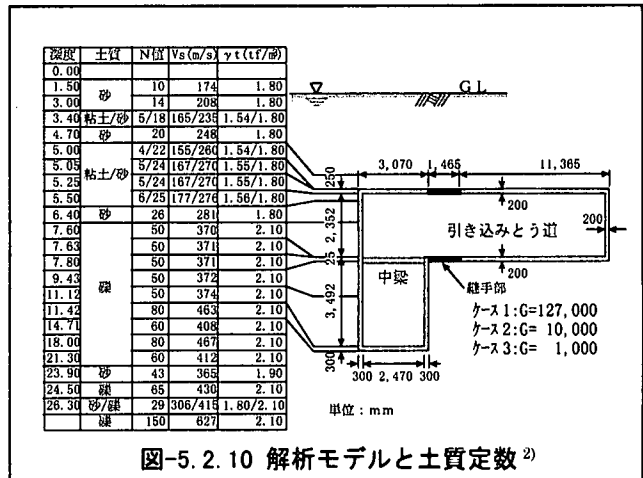


表-5.2.3 解析条件

項目	解析方法 要素・接点数	入力波 (Gal)	解析周波数 (Hz)	継手剛性率 (kg f/cm ²)
内容	FLUSH 要素数: 453 接点数: 512	神大 NS: A _{max} =270 神大 UD: A _{max} =453	NS=10 UD=10	ケース1: 127,000 ケース2: 10,000 ケース3: 1,000

表-5.2.4 中梁に作用する応力²⁾

ケース	中梁にかかる応力 (kgf/cm ²)					中梁コンクリート部の応力 (kgf/cm ²)	
	常時		地震時		合応力		
	土圧式	土圧	水圧	水平動			上下動
1	主働土圧 静止: K _h =0.2	0.4 16.1	98.6	-98.0	-70.7	-68.7 -53.9	-59.0 -45.7
2	主働土圧 静止: K _h =0.2	0.4 16.1		-90.4		-62.1 -46.4	-52.6 -39.3
3	主働土圧 静止: K _h =0.2	0.4 16.1		-87.4		-59.1 -43.4	-50.1 -36.7

※ ケース1: 剛結 ケース2: 摩擦継手 ケース3: ゴム伸縮継手

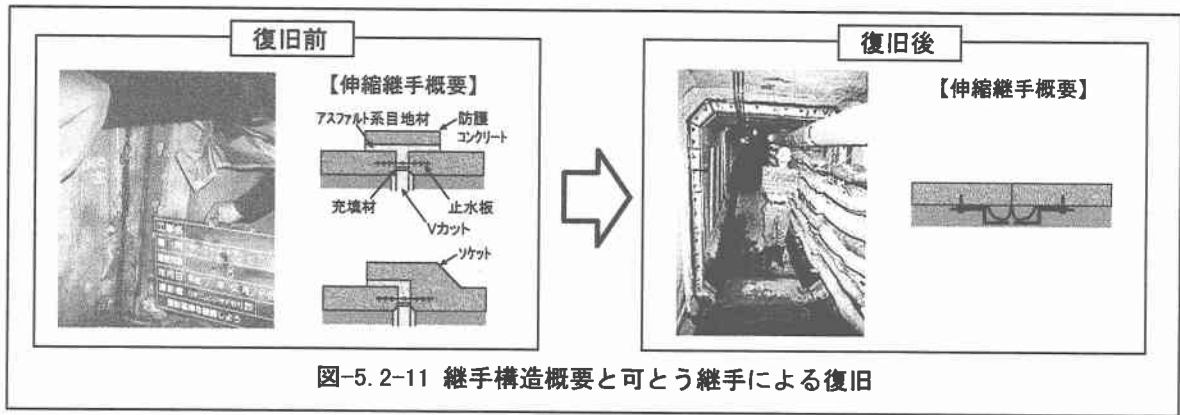


図-5.2-11 継手構造概要と可とう継手による復旧

b) 特殊断面部³⁾

(2)項で解析を行った立坑特殊断面部中梁の復旧は、下部に梁補強を行った上で、被災箇所をのコンクリートを破砕し、フープ筋を組立て、樹脂モルタルを打設し、強度が十分発現した時点で梁補強を撤去し復旧を完了した。

三宮地区の港ビルから新神戸ビル間の開削式とう道は、地下埋設物支障のため深く掘り下げ、図-5.2.12のような特殊断面となっていた。このため、今回の地震によりスラブが約1.5m四方の範囲にわたりコンクリートの落ち込みとともに鉄筋も大きく曲げられる被災が発生した(写真-5.2.1)。本地域は、地下埋設物が輻輳しており、構造物を掘り出して外部からの復旧が困難なため、とう道内からの復旧を行うこととした。本被災箇所は、過度の衝撃荷重が局部的に作用しスラブが曲げ破壊を起こしたものと推定された。また、スラブに配筋された主鉄筋及び配力筋は弾性限界を上回っているものと推定された。復旧に際し、通信設備の構造上、内空断面を侵さず、火気等を用いないという制限があるため、鉄筋の代替え材料として有効な「炭素繊維シート」による復旧を計画した。

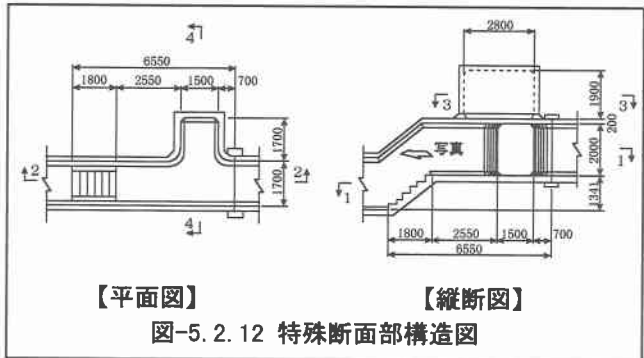


図-5.2.12 特殊断面部構造図

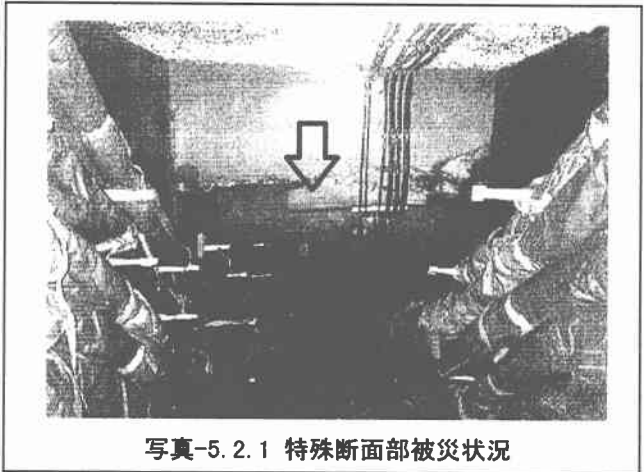


写真-5.2.1 特殊断面部被災状況

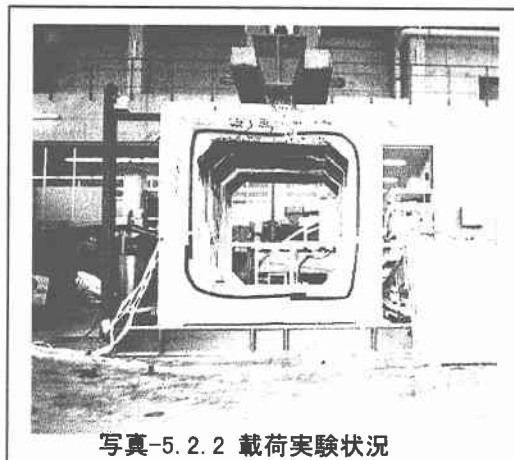


写真-5.2.2 荷重実験状況

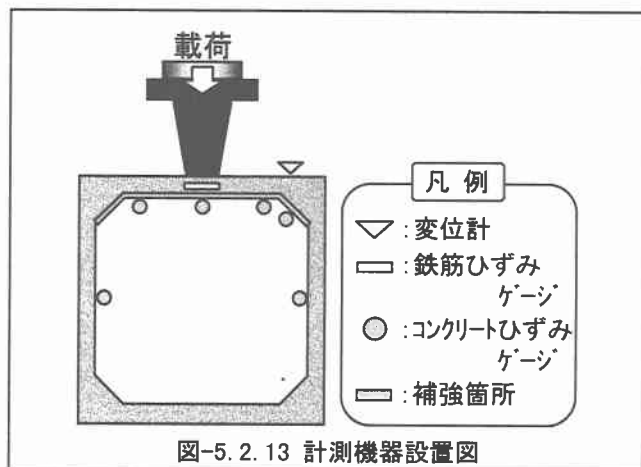


図-5.2.13 計測機器設置図

そこで構造物がボックス形状でかつコンクリート壁面が湿潤状態であることから、炭素繊維シートが内面補強材として有効かどうかを定量的に評価するために確認実験を行った。

確認実験は、鉄筋コンクリート製カルバートボックスに①無補強・補強②乾燥養生、③湿潤養生・無補強荷重載荷後に補強④乾燥養生、⑤湿潤養生の5ケース(各3供試体)に荷重載荷することにより行った(写真-5.2.2)。

計測は、カルバートボックスに鉄筋ひずみゲージ・コンクリートひずみゲージ変位計を設置し破壊に至るまでのデータを収集し、比較検証を行った。実験の結果を図-5.2.14、表-5.2.5、

表-5.2.6に示す。この結果、供試体へ25tf 載荷時における鉄筋ひずみは、炭素繊維シート補強の場合は 900×10^{-6} となり、無補強の $3,900 \times 10^{-6}$ に対し、1/4 程度に抑えられ、補強により剛性が高くなり有効であることが分かった。また、供試体損傷後の補強と無補強のケースを25tf 載荷時で比較すると、ひずみは供試体損傷後の補強の方が小さくなり耐力が増加しており、炭素繊維シートによる補強効果があるものと判断された。また、炭素繊維シートの耐力限界は、鉄筋ひずみが $6,000 \times 10^{-6}$ 程度でシートの剥離を生じ、それ以降は、荷重増加に対する鉄筋ひずみも急増することから $6,000 \times 10^{-6}$ 程度であると推定できる。さらに、養生状態によるひずみ量に大差のないことから、とう道のような高湿度な施工条件であっても的確な下地処理を行うことにより復旧効果が得られることが分かった。

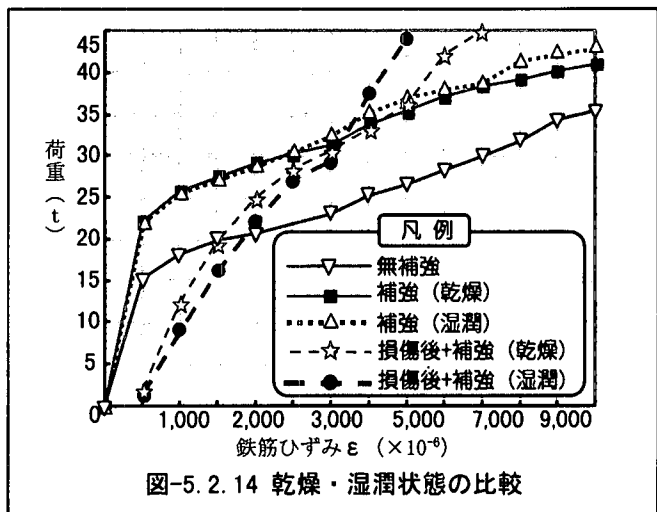


図-5.2.14 乾燥・湿潤状態の比較

表-5.2.5 計算結果

シート層数	2	1	
設置面積 (%)	100	100	50
σ_c (kg/cm ²)	27.7	38.3	51.7
σ_{cf} (kg/cm ²)	1,834	3,141	4,900

表-5.2.6 炭素繊維シート理論式と許容応力算出式

理論式	$\sigma_{sa} = M \cdot n(d-X)/I$ M: 曲げモーメント I: 断面二次モーメント
許容応力	$\sigma_{sf} = E_{cf} \times 6,000 \times 10^{-6} \times 1/3$ $E_{cf} = 2.35 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

被災箇所への炭素繊維シート適用に当たっての基本的考え方は、適用対象を上床板のみとし、対象箇所については水硬性エポキシ樹脂注入により通常コンクリート強度に復旧したものとし、耐力向上レベルは、当初設計レベルとする。設計の結果、炭素繊維シートの設置量は、施工性及びとう道の電気設備等による分断を考慮すると断面方向1層となるが、被災箇所は版として考える必要があることから軸方向1層、安全性を考慮して断面方向1層を設置するように設計した。

炭素繊維シートを用いたとう道特殊断面部の復旧フローは、図-5.2.15 に示す通りである。炭素繊維シートの接着面は、水分がシート接着力に大きく影響するため、表面の強制乾燥を行ったのち、換気を十分行いながら無機系のプライマー樹脂を用いてシート設置を行った。炭素繊維シートでの復旧によ

って、内空断面を侵さず、火気等を用いないで容易に施工が可能であり、炭素繊維シート導入効果の大きいことが確認できた。今後、本工法の当該箇所以外(マンホール等)への適用も考えて行きたい。

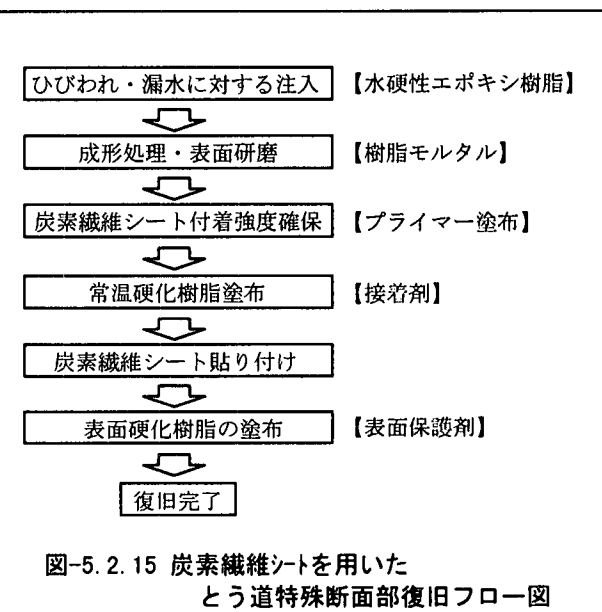


図-5.2.15 炭素繊維シートを用いた
とう道特殊断面部復旧フロー図

5.2.2 上水道被害と地盤

(1) 被害の概要

表-5.2.7 上水道と被害と概要

事業体	神戸市	北淡町	芦屋市	西宮市	宝塚市	尼崎市	大阪市
特徴	ダクタイル管の布設割合が多い、 鋳鉄管の被害率が高い。	塩化ビニル管の布設割合が多い、 ダクタイル管の被害率が高い。	鋳鉄管の布設割合が多い、 他の事業体に比べ全体的に被害率が高い、特に 鋼管[SP]、塩化ビニル管の被害率が高い。	他の事業体に比べ硬質塩化ビニル管の布設割合が多い、 鋳鉄管、鋼管[SGP]の被害率が高い。	鋼管[SGP]の布設割合が多い、 (17km,2%相当) 塩化ビニル管と石綿セメント管の被害率が高い、 (33.8件/km)	ダクタイル管の布設割合が多い、 石綿セメント管の被害率が高い、 (26.7件/km)	尼崎市に次いで鋳鉄管の布設割合が多い、 全体的に被害率が小さい。
総被害件数(件)	1,141	73	297	697	199	112	217
布設延長(被害率) [km] (件/km)							
全管種	4,002 (0.29)	154 (0.47)	185 (1.61)	966 (0.72)	874 (0.23)	847 (0.13)	4,992 (0.04)
DIP	3,452 (0.21)	41 (0.37)	72 (1.25)	635 (0.40)	732 (0.14)	721 (0.05)	3,508 (0.01)
CIP	316 (1.25)	2 (0.00)	89 (0.98)	98 (1.80)	117 (0.17)	111 (0.51)	1,374 (0.14)
VP	129 (0.19)	80 (0.59)	23 (5.07)	186 (1.16)	7 (4.35)	7 (0.58)	- (-)
SP	105 (0.12)	9 (0.11)	0.3 (6.67)	29 (0.03)	- (-)	7 (0.55)	110 (0.01)
SGP	- (-)	0 (0.00)	- (-)	2 (2.17)	17 (0.06)	- (-)	- (-)
ACP	- (-)	23 (0.40)	- (-)	16 (2.65)	1 (33.80)	0.3 (26.67)	- (-)
給水人口[人]	1,504,284	9,300	86,213	421,829	207,604	494,814	2,575,791
平均給水量[m ³ /日]	593,145	3,925	30,198	169,227	72,474	221,154	1,509,748

注) DIP:ダクタイル管、CIP:鋳鉄管、VP:硬質塩化ビニル管、SP・SGP:鋼管、ACP:石綿セメント管

表-5.2.7は配水管及び属具の被害概要^{4),5)}をまとめたものである。被害件数の総計は、表に示した事業体以外も含めると約4,000件に達する。図-5.2.16は西宮市、芦屋市、神戸市について管種と被害率を示したものである。事業体により各管種の被害率、特徴はばらついている。全体では石綿セメント管の被害率が特に大きく、次いで硬質塩化ビニル管の被害率が大きくなっている。ただし地震の影響が局所的であった大阪市を除く合計では、鋳鉄管以外の被害率はほとんど変化しないのに対して、鋳鉄管の被害率は大きく、硬質塩化ビニル管とほぼ同じ値を示す結果となっている。強度、靱性が大きいダクタイル管、鋼管が地震に対して強く、逆に耐衝撃性が小さい鋳鉄管、強度の小さい硬質塩化ビニル管が地震に弱かったという結果となった。また地中埋設管の被害の要因として、管自体に関しては①管種、②管口径、③継手構造、④布設形状(曲り、分岐等)、⑤布設時期等が、また地盤変位に関しては、①地震動、②地盤条件、③地形、等が考えられる。管種と全体被害に関しては表-5.2.7および図-5.2.16にまとめたので、以下では神戸市、芦屋市、西宮市の被害を中心に、地盤との関連性について検討して結果をまとめた。

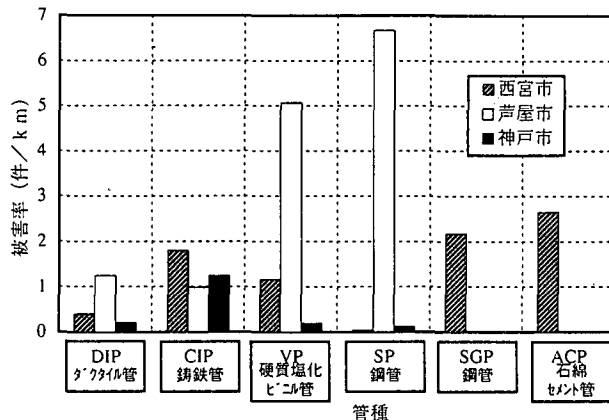


図-5.2.16 管種と被害率(西宮市、芦屋市、神戸市)

(2) 上水道被害と地盤

図-5.2.17(カーペ-ジ参照)に西宮市と神戸市(灘区、中央区)の配水管総被害率、表層地質の分布⁴⁾を示す。表-5.2.8に要因と被害の特徴をまとめた。表層地質と液化化域との被害の相関は強い様であるが、震度階との関連ははっきりしない。

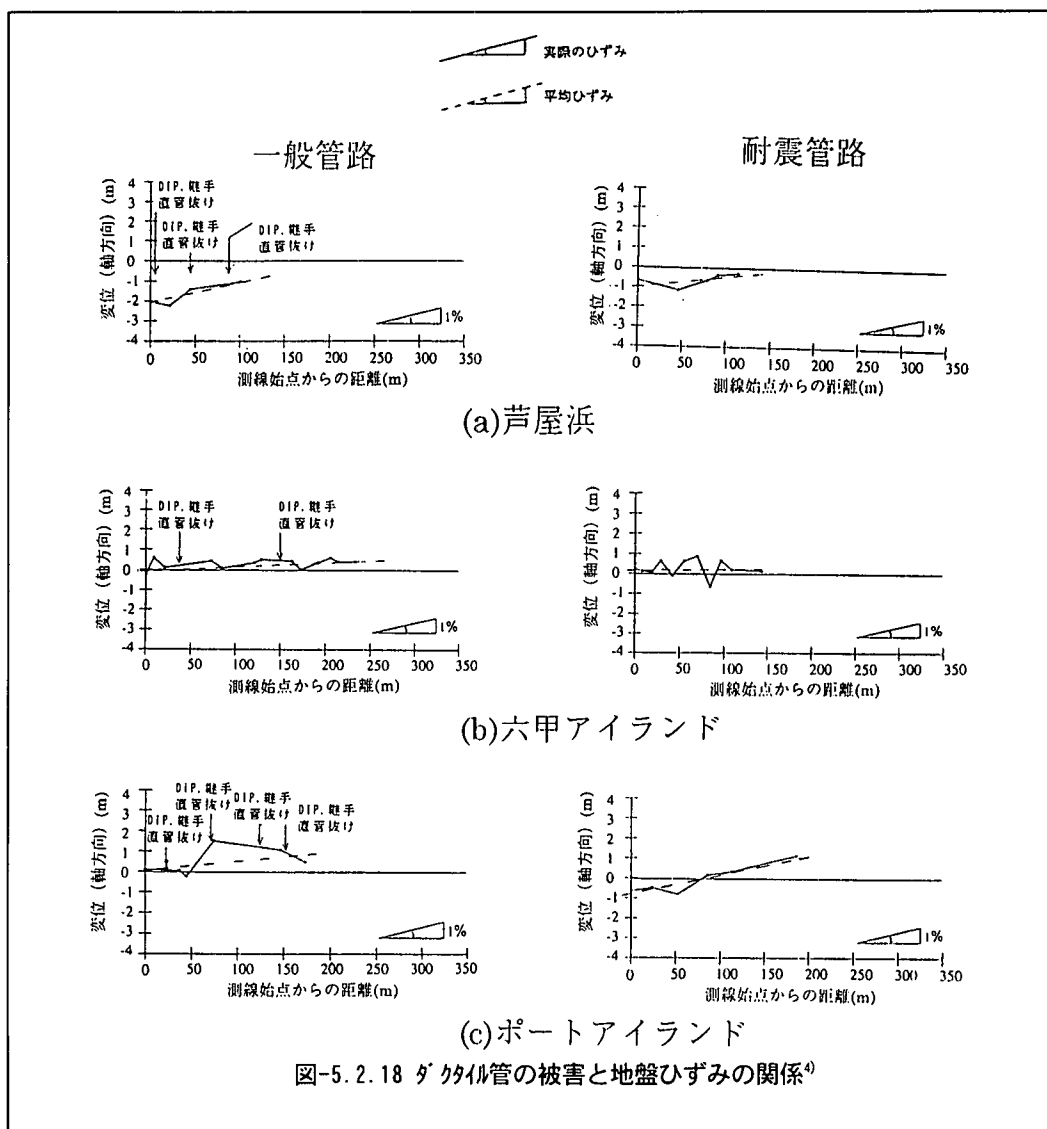
表-5.2.8 要因と被害の特徴

要因	特徴
表層地質	海沿いの被害率の大きな箇所は埋立地である。山側の神戸層群～大阪層群、段丘の範囲にも被害率の大きな箇所がみられる。
震度階	海沿いの被害率の大きな箇所は、震度7、超震度7の範囲（JR線沿いに帯状に分布）よりも海側の範囲に分布している。山側では震度5の範囲でも被害率の大きな箇所がみられる。
液状化率	海沿いの被害率の大きな箇所は、ほぼ液状化率100%の範囲に入っており、液状化率50%の範囲にはほとんどみられない。また、山側の液状化率0%の範囲にも被害率の大きな箇所がみられる。

a) 被害多発地区での被害

7) 埋立地

神戸市から西宮市にかけての沿岸部の埋立地では液状化を示す噴砂が多くみられ、その地区では管路の被害率が大きい。ポートアイランド、六甲アイランド、芦屋浜地区を対象として、永久地盤変位測定結果に基づき、管路に沿った測線上の管軸方向、管軸直角方向の地盤ひずみを算定し、地盤ひずみと管路被害の関連を分析した結果⁴⁾を示す。地盤の残留変形は、全体に内陸部から護岸に向かって変位し、護岸近傍では2～3mにも及ぶ永久変位が生じた。図-5.2.18は地盤に大きなひずみが発生した地域のダクタイル管（S、SⅡ形継手による耐震管路でないA形継手の管路：一般管路）の被害例とダクタイル耐震管路についての被害例を、図-5.2.19は一般管路の平均地盤ひずみと被害度数分布を、図-5.2.20は耐震管路での平均地盤ひずみと被害度数分布を示したものである。



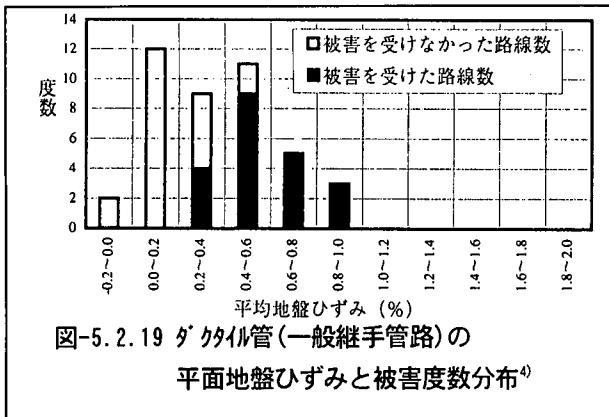


図-5.2.19 ダクタイル管(一般継手管路)の平面地盤ひずみと被害度数分布⁴⁾

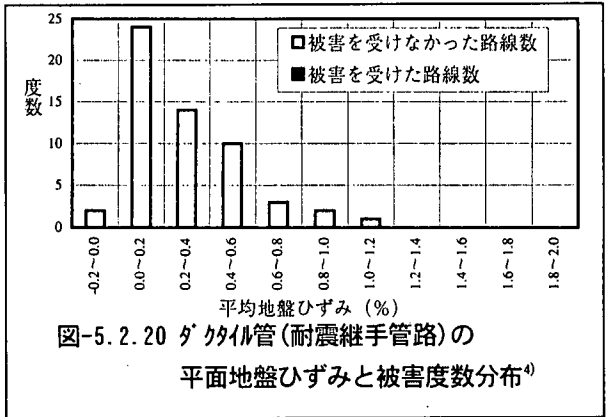


図-5.2.20 ダクタイル管(耐震継手管路)の平面地盤ひずみと被害度数分布⁴⁾

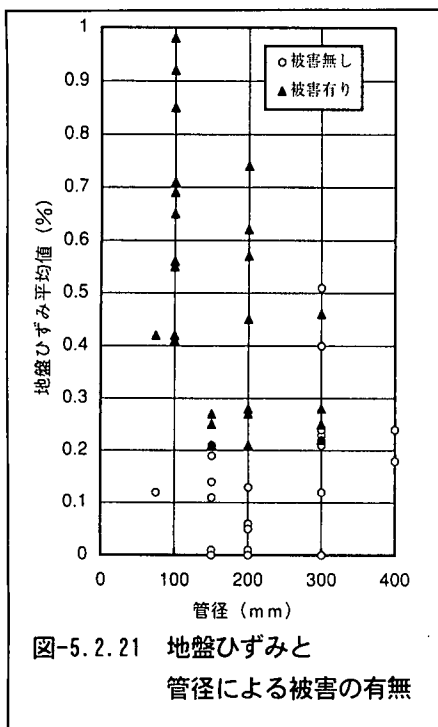


図-5.2.21 地盤ひずみと管径による被害の有無

表-5.2.8 ダクタイル管の許容ひずみ値⁴⁾

口径	真直配管時 最大伸び量	屈曲配管時		有効長	真直配管時 許容ひずみ	屈曲配管時 許容ひずみ
		許容曲げ角度	許容曲げ角度で 配管したときの 最大伸び量			
75mm	38mm	5° 00'	29mm	4000mm	0.95%	0.73%
100	"	"	27	4000	0.95	0.68
150	"	"	23	5000	0.76	0.46
200	"	"	18	5000	0.76	0.36
250	"	4° 00'	19	5000	0.76	0.38
300	"	3° 20'	"	6000	0.63	0.32
350	63	4° 50'	31	6000	1.05	0.52
400	64	4° 10'	33	6000	1.07	0.55
450	"	3° 50'	32	"	1.07	0.53
500	"	3° 20'	33	"	1.07	0.55
600	"	2° 50'	32	"	1.07	0.53

一般管路ではほぼ0.2~0.4%程度の地盤ひずみによって、被害が発生した、と言える結果である。一方、耐震管路では軸方向で最大1.0%の地盤ひずみが生じてても被害はなく、継手の改良による効果が大きかったものと推測される。図-5.2.21に地盤ひずみの平均値とダクタイル一般管路の被害の有無を管径毎に整理した結果を示す。また表-5.2.8を基にダクタイル一般管路の許容ひずみ値検討すると、管径が大きいものほど大きいと言える結果である。しかし図-5.2.21からは、管径が300mmと400mmのものに対して比較的大きな地盤ひずみでも被害が生じていないケースも見られる。

以上、①管路の被害には管路周辺の軸方向の地盤ひずみが大きく影響するが、その軸方向の平均地盤ひずみはほぼ1%以下であった、②ダクタイル管路(一般管路)は、軸方向の地盤ひずみが0.2~0.4%を超えると被害が発生し、0.6%を超えると全ての測線内で被害が生じた。また、ダクタイル管路(耐震管路)では被害が生じていない、等にまとめることができる。

イ) 丘陵地(芦屋市、西宮市北部)

図-5.2.22(カラーページ参照)に西宮市での配水管、給水管の被害図⁴⁾を示す。被害は湾岸沿いの埋立地と西北部の夙川周辺に集中し、逆に西宮球場を中心とする付近には被害の少ない“空白域”が発生した点が特徴である。夙川周辺地区は六甲山系の裾野にあたり、丘陵に谷が入りくんだ複雑な地形で、住宅団地の場合、これらを切盛により造成した地域にあたる。

被害集中地区の例として、深谷町、木津山町(図-5.2.22参照)の地盤変状と水道管被害の状況を検討した。この地区周辺の道路の一部では噴砂が確認されており、丘陵地斜面(あるいは旧池等の埋立て地か?)ではあるが液状化した可能性も指摘された。またこの地区は全体に南から北へ向って傾斜(傾斜角度3度)し、南北に走る道路で5箇所配水管被害が発生した。その一例としてφ200のダクタイル管の被害状況を図-5.2.23に示す。この被害は、坂が終りほぼ平坦地に移るところで発生したもので、継輪で接合された直管同士が互いに食込み、継輪も割れていた。斜面上部の被害は、属具の破損、継手の抜けであった。丘陵地では地震により地盤が下方

に変形し、管路の挿し口同士のくいこみや継手の抜け等の被害が発生したものと推測される。

b) 被害率が局所的に小さい地区の要因分析

図-5.2.22に西宮市での配水管、給水管の被害プロット図⁴⁾を示す。被害率の分布図(図-5.2.17(a))ともあわせて見ると、北部は丘陵地での斜面の側方移動、南部の湾岸部は埋立地の液状化等により被害が多発したために、結果としてこの2地域に挟まれた西宮球場周辺の“被害の空白域”が生じたように見える、との解釈も成立つ。この地域のひずみ分布については5.2.3で、下水道被害とあわせて検討する。

c) 被害多発地区、局所的に被害率が小さい地区での地震応答特性

管路の被害率と関連の強い因子は、地盤のひずみであった。ここでは、被害の多発地区である丘陵地、海沿いの液状化が発生した地区と、被害率が小さかった西宮球場周辺について、重複反射理論による1次元複素応答解析による地盤の地震応答解析を行い、定量的に各地区の地盤応答特性を比較・検討した⁶⁾。

7) 検討位置及び解析条件

図-5.2.24に示す、3地区6箇所(地点1~6)を選定した。地点1、2は被害の少なかった西宮球場周辺、地点3、4は被害の多かった丘陵地、および地点5、6の海沿いの地区である。表-5.2.10に解析条件を示す。

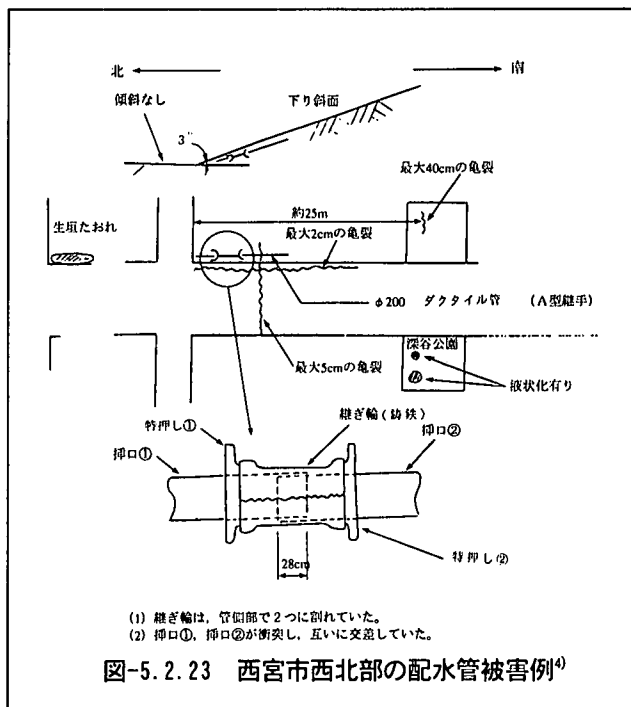


図-5.2.23 西宮市西北部の配水管被害例⁴⁾

項目	内容
地層構成・地盤定数	各地点付近の既存ボ-リング柱状図をデ-タベ-スから拾出し、地層、N値を決定した。図-5.2.25に各地点の柱状図を、図-5.2.26に地質縦断図を示す。G/G ₀ 、h~γ関係については付近の既存資料がないので、公表されている標準的なものを用いた。
横波速度(Vs)・密度	神戸市周辺の湾岸地区の資料をもとに設定したN値と密度の相関関係から、各層の密度を決定した。また横波速度(Vs)は同様の資料を基により作成したVs-N値-深度の相関関係を基に推定 ⁵⁾ した。
入力地震動	解析条件を揃えるために、基盤面を深度21mとし、入力地震動はボ-トライント' GL-32.5mでの記録波(NS成分)をすべての地点に適用した。

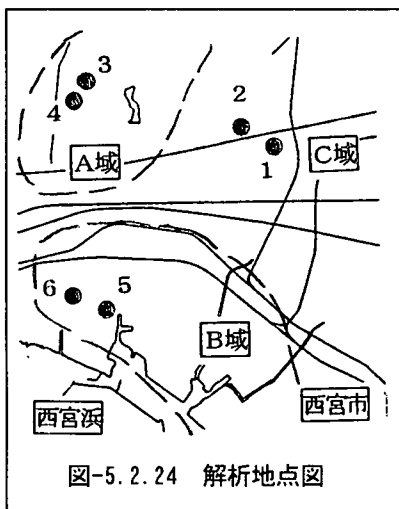


図-5.2.24 解析地点図

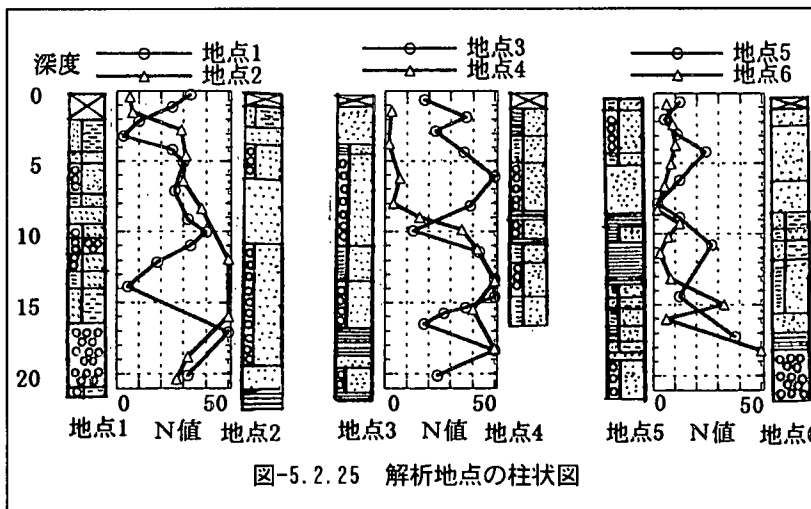


図-5.2.25 解析地点の柱状図

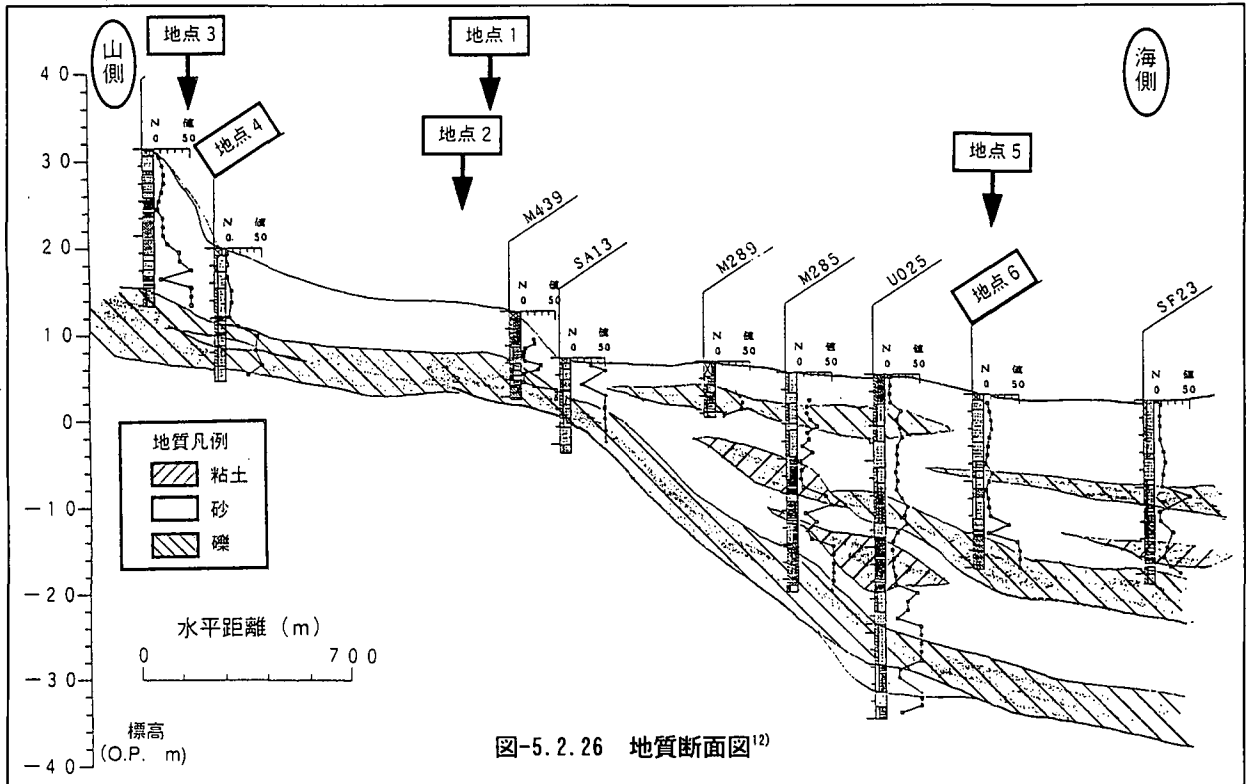


図-5.2.26 地質断面図¹²⁾

1) 検討結果

図-5.2.27に各地点でのフーリエスペクトルを、図-5.2.28に各深度での最大加速度を示す。被害の多い地区（地点3～6）と被害の少ない地区（地点1～2）での地盤の応答特性に顕著な違いがみられない。

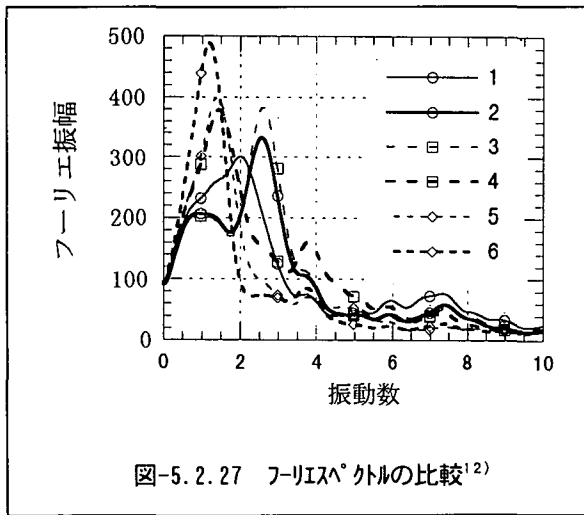


図-5.2.27 フーリエスペクトルの比較¹²⁾

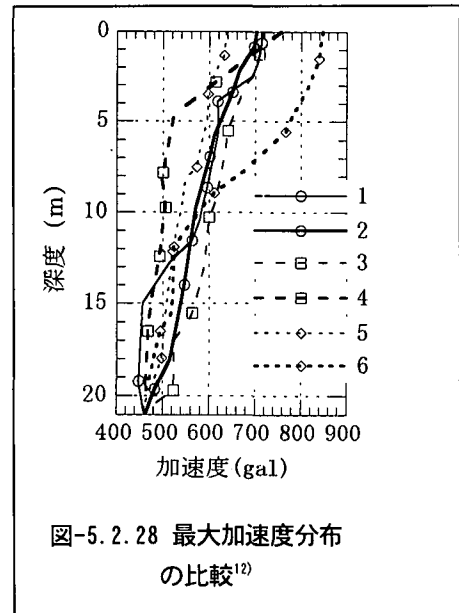


図-5.2.28 最大加速度分布の比較¹²⁾

そこで、各地区の2地点で、地点間の地表面相対変位を検討した。これは線状構造物の場合、相対変位が大きければ、その地域の被害が多いのではないかと考えたものである。図-5.2.29に相対変位の経時変化図を示す。推測通り被害の多い地区（地点3-4、地点5-6）では相対変位が大きく、また被害の少ない地区（地点1-2）では相対変位が小さいという結果を得た。すなわち通常検討する最大加速度やフーリエスペクトルでは被害を検討する因子とはなり得ないが、埋設管の様に線状構造物に対しては、地震時地盤の相対変位の大小として定量的な被害と関連の強い因子を特定することができた。このような相対変位と被害の関連が一般的かどうかは今後さらに検討を続ける必要はもちろんではあるが、少なくとも線状構造物の地震安定性を検討する上での必要な因子となり得るもの、と考えている。

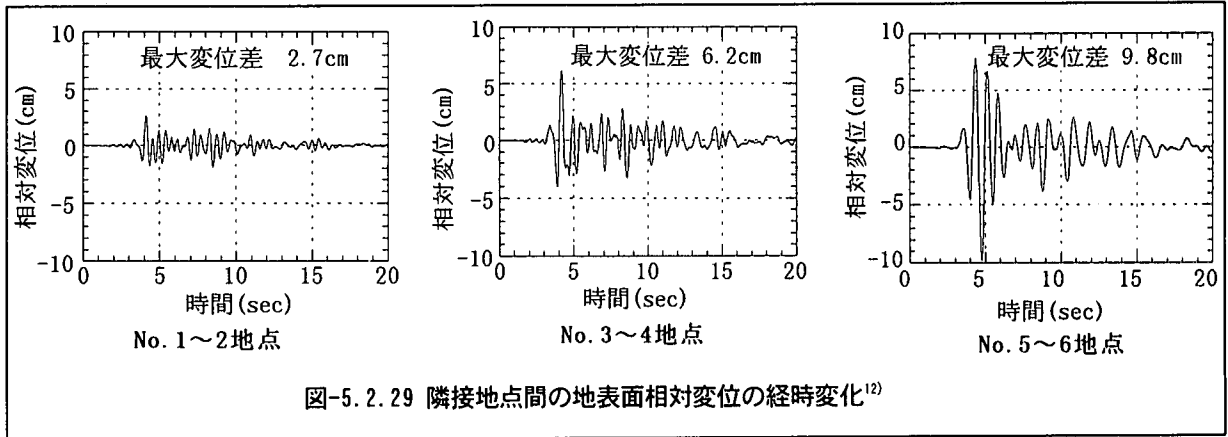


図-5.2.29 隣接地点間の地表面相対変位の経時変化¹²⁾

5.2.3 下水道被害と地盤

下水道被害は兵庫県、大阪府、京都府にわたって広く分布し、市域では芦屋市の被害率が10.6ヶ所/kmで、神戸市、西宮市、尼崎市の0.9~1.2ヶ所/kmに比べて際だって高い（被害府県の全平均は0.76ヶ所/km）。被害箇所数は汚水管、雨水管がそれぞれ約39,000箇所、3,800箇所、総被害額は653億円にのぼる、と試算されている。

表-5.2.11 管路の被害概要

管路種別	被害対象箇所	被害箇所数	被害の形態と内訳		
汚水・合流	マンホール	3,373 個	本管部 48%	マンホールから1本目の本管(約40%：主に円周クラック)	
			継手部 52%	その他の本管(約60%；円周クラック50%、管軸クラック・破損が約30%)	
	取付管	3,908 本	3,999箇所	直壁部 42%	ズレ(約70%)、破損約(20%)、その他(10%)
雨水	マンホール	714マン	1,831箇所	隔壁部 19%	縦方向ズレ、破損が多い
	矩形渠	730マン	1,212箇所	その他 39%	底部、管口、パイプの破損が大部分
	開渠	--	748箇所	破損(45%)、管突出し(16%)、浸水・ズレ等(39%)	
	開渠	--	748箇所	継手ズレ(約40%)、その他(約60%)	
開渠	--	748箇所	本管部クラック・破損(約70%)、その他(約30%)		
開渠	--	748箇所	破損(54%)、クラック(23%)、その他(23%)		

(1) 管路施設の被害

表-5.2.11は管路の被害概要を、図-5.2.30は被害形態をまとめたものである⁹⁾。被害はマンホールの接続管におよそその半数が集中した点が特徴で、被害形態は管の抜出しや突込みに伴う、円周亀裂や縦亀裂が生じた。これはマンホールと管路の地震時挙動の違い—例えばマンホール部の浮き上がり変位や傾斜が大きいが—あったことを意味する。また本管には管軸ずれが多く発生した。一方耐震性の期待された塩化ビニル管やFRPM管であるが、西宮市の例によれば、コンクリート管の被害率の約50%程度、人工島内での1.5km敷設に対して0.5km区間で被害が生じ、決定的な解決法とはなり得なかった¹⁰⁾。しかし被害内容は勾配不良や変形、あるいはマンホールとの接合部で亀裂が発生した等で、被害状況としては従来管よりも比較的軽微なものが多く、使用方法の工夫でさらに被害率低下の可能性を示している。矩形渠についての被害概要も、管路の場合と基本的には変わらないことが報告されている。

図-5.2.31は本管部の被害率を地表面加速度に対してプロットしたものである⁹⁾。被害の約半数がマンホールとの接合部で、地表面の加速度が600Galを越えると被害が発生している。600Galがある挙動差（例えば相対変位等）を越える限界ではないか、と推測される。

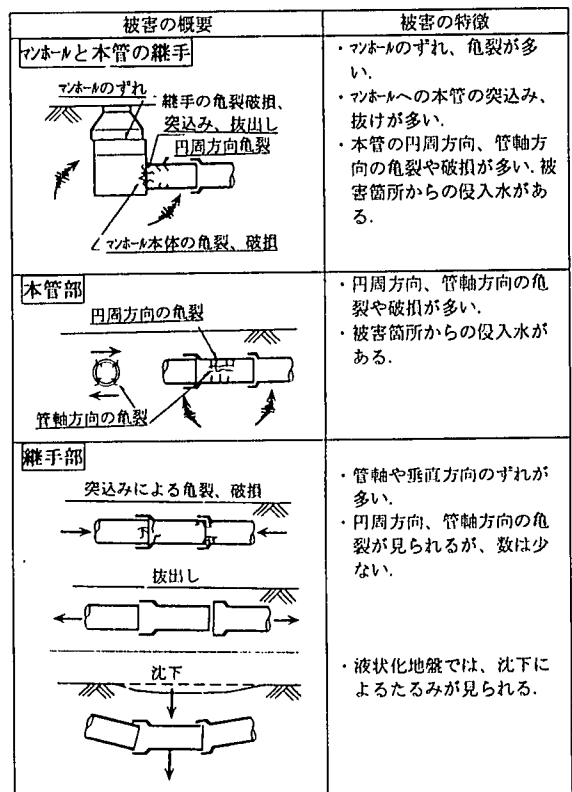


図-5.2.30 管路部の被害形態

また円周亀裂の被害率は、管軸亀裂のそれよりも約2~5倍大きい。円周亀裂は管の過大な曲げや管軸方向の引張り・圧縮により、また管軸方向亀裂は過大な鉛直荷重載荷によるものと考えられるが、どのようなメカニズムでその応力が発生したかは、説明できていない。

図-5.2.32は西宮市域の下水道被害分布に上水道被害分布を重ねたものである¹¹⁾。市域の地形は西北部に山地が、北東部に段丘礫層が、また南部には埋め立て地盤や沖積粘土層が分布する。また市域の西北部には甲陽断層(群)が、また図の範囲外になるが東北部には伊丹断層群がある。下水道被害は、「Ma-13(沖積粘土地盤)地盤・埋め立て地盤」を含むA域、甲陽断層に挟まれたB域(特に夙川中流周辺部)に多く分布し、それ以外ではあまり多くない。下水道被害が多い箇所では、やはり上水道被害も多いが、被害は前者がある

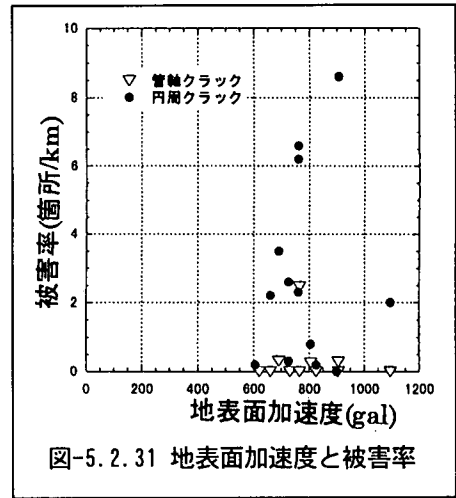


図-5.2.31 地表面加速度と被害率

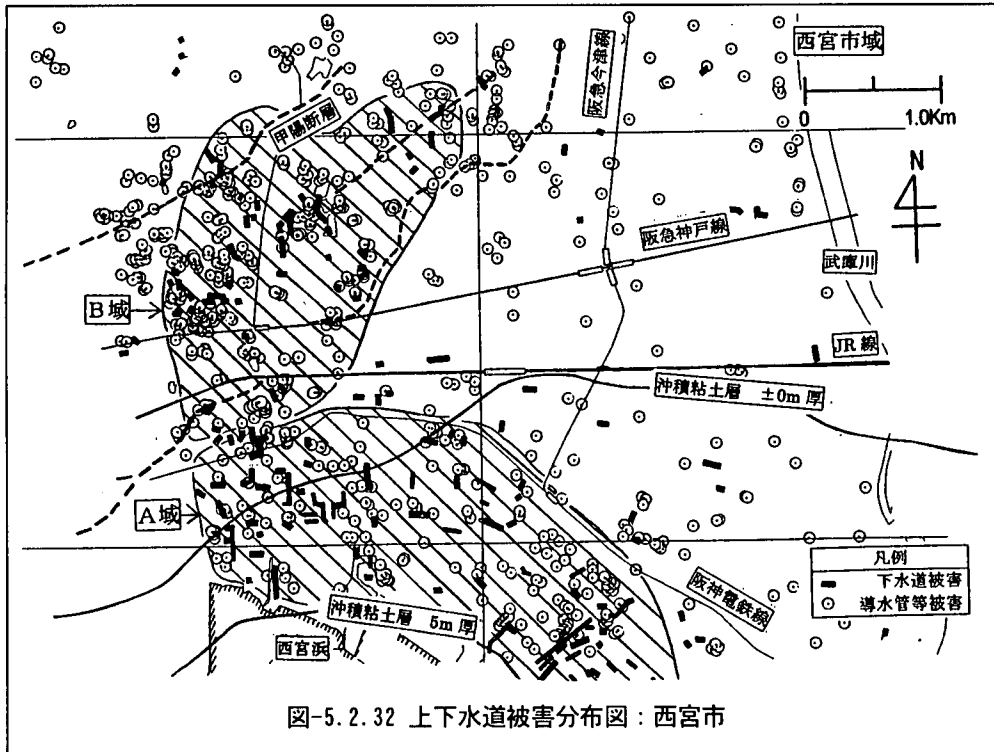


図-5.2.32 上下水道被害分布図：西宮市

区域に集中したのに対して、後者はある程度の分布の偏りは見られるもののほぼ全域に広がり、その傾向は異なる。この違いは、送水管が鉄管を主体とした構造で、比較的地表近くに埋設されているのに対して、下水管は後者よりもやや深く、またRC管やコンクリート構造がまだ多く用いられている点等の違いによると類推される。しかしこれに対する、定量的な説明はできていない。

次いでこの付近の地層分布や地震後の地表変位について検討した。図-5.2.33は地表地質図に「地表面ひずみ(γ_{max} 分布図)」を重ねたものである。ここに γ_{max} 分布は、地震前後の空中写真から、空中三角測量により測定された地盤の変位量⁷⁾から、変位を0.01mmまで読み取り、地盤の残留最大せん断ひずみを算定したものである。この範囲の地盤を地層で分けると、「①大阪層群・段丘礫」地盤、②沖積粘土地盤、③沖積砂地盤の3種類であるが、①の地域は切土・盛土によって造成された宅地域で、ちょうど図-5.2.32のB域に相当する。また②の地域は地震後に噴砂や側方流動が見られた領域¹³⁾で、A域に相当する。

A域では地盤のせん断ひずみ(γ_{max})が大きく、局所的な液状化や側方流動が発生し、かなり下水管も変形を受けたことが予想される。またB域では、被害の原因として「断層」と「造成盛土」のどちらであったかは議論が分かれるところであろう。しかし、甲陽断層帯であってもその東北部では被害が少ないこと、さらに市域の東北部に伊丹断層帯があるが、ここでも顕著な被害は見られないことから、直接的には盛土変形挙動、すなわちそれに伴い下水管が被害を受けた、と推定するのが妥当であろう。

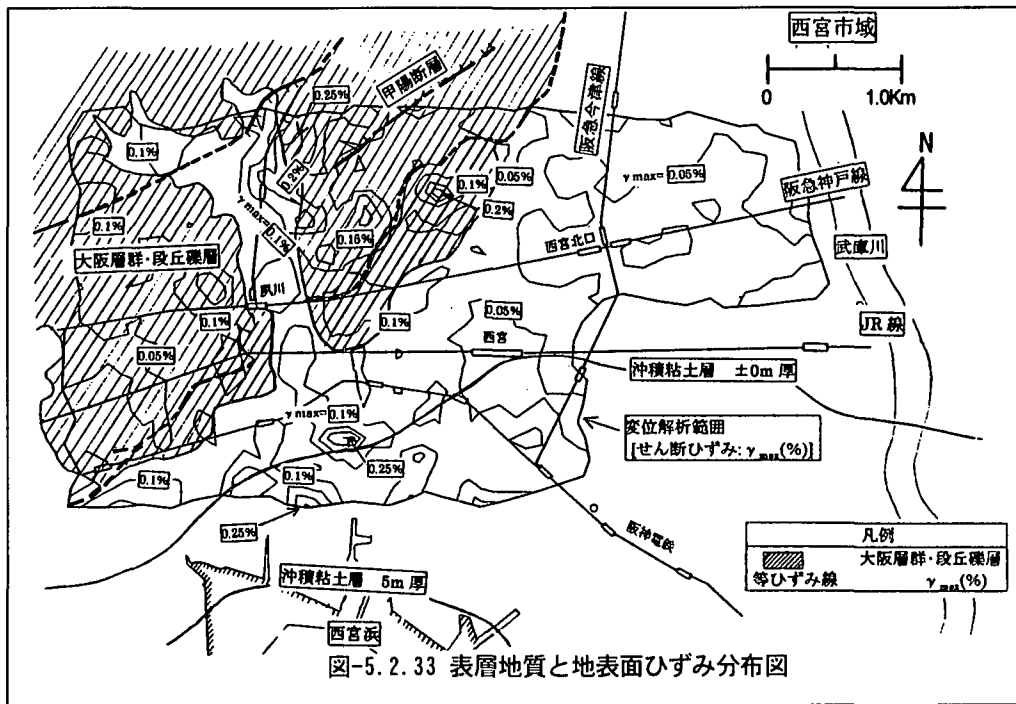


図-5.2.33 表層地質と地表面ひずみ分布図

図-5.2.34に「新神戸—生田川」付近の地層断面と管渠被害分布を示す¹⁶⁾。被害は地盤とはあまり関係なく分布し、地質的要因との関連を見つけることは難しい。この結果も、地層や断層よりも、地盤変形が被害により強い関連があることを示唆している。

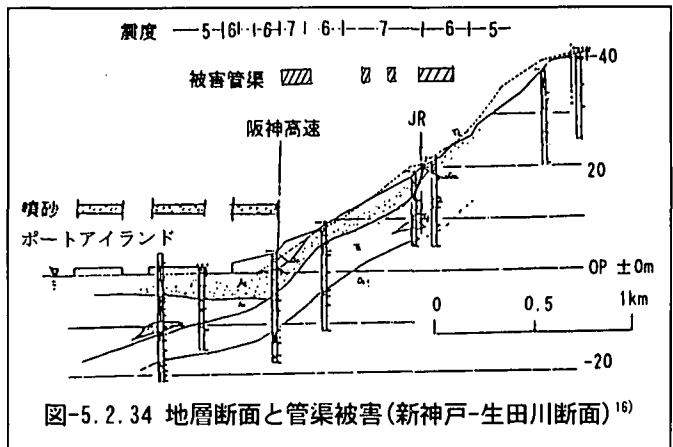


図-5.2.34 地層断面と管渠被害(新神戸—生田川断面)¹⁶⁾

(2) 処理場、ポンプ場の被害

被害が生じた兵庫県、大阪府、京都府には処理場が43箇所、ポンプ場が56箇所ある。図-5.2.35は処理場の位置と被害を概略的に示したものである⁹⁾。図中◎は「非常に重大な被害」があった処理場(14/43箇所)、▲は「重大な被害」があった処理場(34/43箇所；◎と重複加算)、×は「それ以外」を示し、数字の最初は前者(◎)の件数を、後の数字は後者(▲)の件数を示す。最も被害件数の多い処理場は東灘処理場(神戸市)で、前者(◎)が19件、後者(▲)が31件と際だって多い。ポンプ場ではそのほとんどが何らかの被害を受けている。

多くの処理場が立地上、埋め立て地や沖積粘土地盤に建設され、被害の多くは地盤の側方流動や液状化現象と関連した形で発生している。一方埋立地盤ではあるが、地盤改良を実施したポートアイランドでは放流渠破損などの被害(分類は▲0-2)は生じたものの、処理機能の低下はなかったことも報告されている¹⁴⁾。

処理場やポンプ場の破壊を対象にした解析例もいくつかある。神戸市下水道局によれば、擁壁等の抗土圧構造物の変形に伴って、下水構造物が被害を受けたり、また構造断面が急変するところで被害が発生したことを報告している¹³⁾。古関¹⁵⁾は地震に地盤が液状化して側方流動状態にあった東灘処理場の杭基礎を対象に、解析には梁・バネモデルを用い、地震時土圧係数が1.7~3.0であったことを推定している。また高田ら¹⁶⁾は通信用ではあるが、被害のあったマンホールを取り上げ、液状化時の挙動について検討し、マンホール周辺に設置したグランドレーンやグリッドレーンが、地震時に発生するマンホール周辺の過剰間隙水圧の消散に効果があったこと、しかしマンホールの浮上防止にはさらに十分な排水対策が必要なることを指摘している。また今回の地震結果をもとに被害率と地表面加速度がある程度の相関があることをもとに、被害低減率(=耐震対策時の被害率/無対策時の被害率)と設計に用いる応答速度の関係を、設計用にまとめている⁹⁾。また地盤処理を実施したポートアイランドでは被害が少なかったことや、埋殺した矢板が結果的に側方流動を減少させたとの報告もある。この他に地震時土圧に関する解析や実

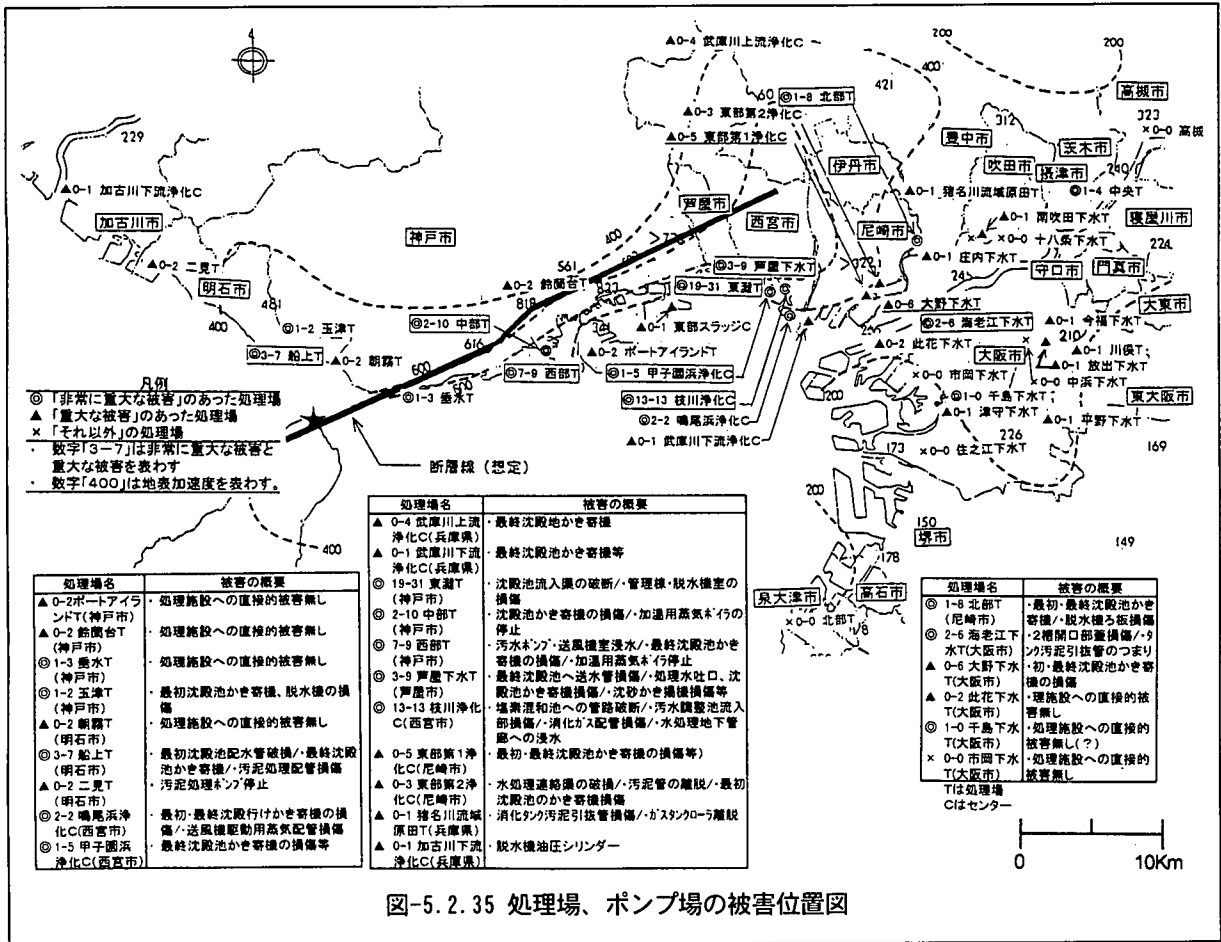


図-5.2.35 処理場、ポンプ場の被害位置図

験もあるがまだ解析も十分ではなく、結論を得るまでには至っていない。

今回の下水管被害を検討を通して、結局管の安定性(安全性)を決める直接的な要因は、断層からの距離や地層ではなく、地盤や管路の地震時挙動と残留変形が支配的な様に推測される。下水管に限ったことではないが、今後地盤や埋設物の地震時挙動や残留変形を適切に評価できる解析手法を開発し、被害との関連を検討する必要がある。

5.2.4 現行設計の課題

地下埋設構造物の周辺は地盤に囲まれて自由振動できないことから、一般に地上構造物に比べて作用する地震力が小さく、安全とされてきた。しかし今回の地震では、地下埋設構造物にも大きな被害をこうむり、地下埋設構造物であっても必ずしも安全とは言えない。地震後にこれらの被害メカニズムに関する研究が進められ、指針¹⁷⁾の改訂に反映されている。ここでは主に上水道施設の主要幹線埋設管路に着目して、改訂後の基準や兵庫県南部地震の地震被害メカニズムに関する文献等をもとに、現時点で考えられる設計上の課題について検討した。

(1) 地震被害と状況概要

以下、地震被害と状況概要を項目毎に示す。

- ① 上水道施設に対して耐震設計計算を実施するのは、送水管・導水管・配水幹線等の大径で重要度の高い地下埋設構造物に限られており、小径管の配水管等には適用していないのが現状である。兵庫県南部地震では、石綿¹⁸⁾管、鋳鉄管(印ろう継手)、硬質塩化ビニル管(TS継手)等の老朽化や低強度の管路の被害率が大きかったことが報告されている。管路施設に対して現行設計基準では、「JIS(日本工業規格)、JWWA(日本水道協会規格)の規格品、又はそれらと同等以上の品質の材料を耐震性能及び使用条件に対する適合性を十分に検討の上使用しなければならない」と規定されており、新設管路に石綿¹⁸⁾管等はすでに使用していない。今後段階的な更新計画のもとに、老朽管路や低強度管路の布設替えや、既存施設の耐震性強化等の改善が必要となる。

- ② 地下埋設構造物の地震時挙動は周辺地盤の地盤変形に大きく依存し、また地盤の変形挙動は地震動強度や地形・地質条件に依存する。今回の地震動強度は周波数帯の広い領域にわたり速度が非常に大きく、また地震のエネルギーが大きかったことが確認されている。指針¹⁷⁾では、地震後このような地震動強度にも対処できるように、兵庫県南部地震規模の地震動を対象とした設計法に改訂した。また、地形・地質条件から見ると、埋立て地域や沖積地盤地域に被害が多かったことが報告されている。これらの地域の地盤剛性は相対的小さいので、その地層のせん断ひずみは大きく、局部的に地震時の相対地盤変位が大きくなったと説明されている。指針¹⁷⁾では、平均的な地盤剛性を算定し余弦関数を用いて地盤変形量を算定しているが、この方法だと局部的に地盤ひずみが大きくなるような場合の地震時地盤変形は評価できない。従って、一次元地盤応答解析等の地震時地盤変形を適切に評価できる手法を設計基準に積極的に活用していく方向が必要と考えられる。
- ③ 今回の地震では、礫質地盤や相対密度の比較的高い地盤であっても液状化が発生した所も多く報告されている。また護岸近傍において、液状化に伴う側方流動現象による大きな被害も発生した。これらのことは地盤の構成が比較的に様な場合であっても、局所的な液状化状態の発生により表層地盤の地震時変形に不均一な変形が発生することを示している。
- ④ この現象は地震動が強いほど顕著で、地震時の地盤変形が大きいほど変位の不均一度も大きくなる、と考えられる。今回指針¹⁷⁾で地盤変状に対して「液状化層中に管路がある」という仮定に基づいた照査が加えられて従来のものよりも合理的になってはいるが、「管路が布設されている層は液状化しないが、その下層が液状化するような場合」、さらにここで示された推定値よりも管路の発生ひずみが大きくなる可能性もある。今後、液状化に伴う側方流動現象の影響を考慮した地下埋設構造物の設計法を確立することが必要となろう。またポルトランドでは埋設管路の被害が比較的小さかったこと等も考え合わせると、護岸近傍に管路を布設には可撓性継手を設置することや、ネットワーステムで対応を計画、他施設も含めた護岸近傍領域全体としての側方流動対策を計画する必要がある。

以上、兵庫県南部地震で発生した被害と設計基準へ反映すべき事項は①入力地震動の評価、②地盤変形の算定方法、③応力・変形解析法、④地盤の液状化・側方流動、⑤質情報活用システムの整備、⑥動的解析の積極的活用、⑦免震設計の活用、等である。以下、列記した事項について具体的に示す。

(2) 設計上の課題

a) 入力地震動の評価

土木学会の第二次提言を受けて設計入力地震動は、指針¹⁷⁾で「施設の供用期間中に発生する確率を有する地震動レベル1、及び発生確率は低いが大規模な地震動レベル2を考慮する」と規定している。地震動レベル1は多くの土木構造物に対して従来から設定されてきた地震動に相当し、対象となる構造物の供用期間中に1～2回発生するレベルの地震動である。地震動レベル2は陸地近傍に発生する大規模なプレート境界地震や、1995年兵庫県南部地震のようなプレート内地震（いわゆる内陸直下型地震）による断層近傍域の地震動を指す。また、地域毎に活断層の位置や地震動予測のための各種断層パラメータが明らかな場合は、活断層より設計用の地震動を評価することもできる。また、地域防災計画による最大規模の想定地震動も考慮することが望ましい、と規定している。土木構造物の設計基準類は、従来の75年期待値を想定した地震動レベルと海洋型大規模地震、あるいは直下型地震が想定される地域については、直下型地震も含めて対象とする。

今回の地震以降に改定された基準として、「道路橋示方書・解説V. 耐震設計編」（1997年12月：社団法人日本道路協会）、「コンクリート標準仕様書 耐震設計編」（1997年3月：社団法人 土木学会）、「水道施設耐震工法指針」（1997年3月：社団法人 日本水道協会）がある。これらの基準は、入力地震動設定の基本的な考え方は同じであるが、実際の設定値は各々異なる。

しかし構造物の設計を実施する場合、活断層の位置や活動度を仮定し施設の重要度を考慮して設計用の地震動を作成することは、特殊な重要構造物を除けば一般に困難で、また統一性に欠ける結果となる恐れがある。また①各規準によって入力地震動の設定位置が工学的基盤面と設計地表面と異なる、②工学的基盤面の定義が異なる、③自治体自身が設計入力地震動を規定した場合、一方では構造物自身に設計基準が設定されていれば、それらに整合性がとれないことが、あるいは④港湾構造と道路構造のように管理機関が異なって基準が設定されている

様な場合、それらにまたがる複合構造物を作るようなケースでは適用基準が問題となること等、問題がある。土木構造物の設計思想の統一化に向けて、設計入力地震動を標準化していくことも必要であろう。

b) 地盤変形の算定方法

地下埋設構造物の設計は地盤変位の影響が支配的であるので、応答変位法で設計が行われている。地盤と構造物を同一モデルで扱う動的解析を“詳細法”と呼べば、応答変位法は地震時地盤変形と構造解析とを分離して計算する“簡易法”として位置付けられる。応答変位法は、①地盤変位の計算、②地盤～構造間バネの計算、③断面力の算出の3段階で進められ、最終的な断面力の算出は地盤変位の最大値を用いて行う。地盤変位の計算方法には、次の2つの方法が一般的である。

A法:地盤条件などから求められる固有周期と設計応答速度スペクトルから地盤変位を求める方法

B法:一次元の重複反射モデルや多質点系せん断梁モデルによる固有値解析・応答解析を実施して地盤変位を求める方法

A法は「水道施設耐震工法指針」等の、中構造物の現行耐震基準に多く採用されている計算法である。多層地盤を一層地盤に換算して計算するので、多層地盤の変位性状、各地層の非線形性の響の評価が困難である。そのため比較的軟弱な層が下部に堆積している場合は、地盤の応答変位に大きな違いが生じ、場合によっては危険側の結果を与える。一方B法では、多層系や地盤の非線形性についても適切に反映できること、また解析ソフトが急速に普及したこともあり、従来難しいとされていた地盤応答解析も一般化しつつあり、A法に比べて合理的、かつ確実な結果が得られる点から、今後地盤変形および構造物の設計方法として定着させる必要があろう。

c) 応力・変形解析法

地下埋設構造物の応力・変形解析を行い、地震時の地盤と構造物の応答変位を求める。震度法レベル(レベル)の地震動を対象とする場合、①地下埋設構造物は弾性体とし、②構造物～地盤間バネは震度法レベル地震動に対するひずみ依存性を考慮して設定し、③弾性床上の梁モデルを対象に地震時地盤変位を地盤バネ先に入力して「変形法」で解析する、と言う方法で実施する。解析結果の発生応力度は許容応力度以内、継手部の伸縮量・継手屈曲角度は各々許容値以内であることを照査する。

兵庫県南部地震規模の大規模地震(レベル2)を対象とする場合には、①地下埋設構造物は材料非線形を考慮し、②構造物～地盤間バネはレベル2地震動に対するひずみ依存性を考慮し、③地下埋設構造物と地盤との摩擦耐力以上の摩擦力は解放するもの、と仮定し、④弾塑性床上の梁モデルを対象に地震時地盤変位を地盤バネ先に入力して「変形法」で解析する、と言う方法で実施する。解析結果の発生ひずみは許容ひずみ以内、継手部の伸縮量・継手屈曲角度は限界許容量以内であることを照査する。

地下埋設構造物の材料非線形性、許容ひずみ量及び継手部の限界伸縮量・継手屈曲角度は実験等の知見に基づいて設定される。したがって応力・変形解析法では、大規模地震(レベル2)が作用した場合の設計・解析値と観測結果に基づいた実測値との照査を行い、それを踏まえた諸設定値の見直しを実施することが課題となる。

d) 地盤の液状化・側方流動

地盤の液状化の予測・判定方法については、新潟地震以来研究が進められてきた。地盤の液状化強度は、凍結プリング試料を用いた振動三軸液状化試験、あるいはN値や粒度組成に関する指標値との回帰分析により簡易算定方法が指針¹⁷⁾や基準¹⁸⁾で示され、地盤の液状化の予測・判定法はほぼ確立した段階と言える。

さて地盤の液状化の予測・判定の結果“地盤が液状化する”と判定された場合、それを考慮した設計、場合によっては対策が必要となる。しかし一般に地盤改良工法等の液状化対策工に要する工費は高価で、また対策を必要とする施設数も膨大となる。一方では社会的要請として建設費縮減が要求され、判断が非常に難しい。例えば①“液状化する”と判定された層の地盤種別、層厚、深度、液状化判定レベルを考慮し、液状化した場合に想定される定量的な被災量、あるいは残留変形量を予測し、この予測被災を復旧する場合の復旧費や社会経済的な影響度、②事前に液状化対策を行う場合の実施の可能性、経済性、施工性、周辺環境に及ぼす影響、等を検討し、

トータルコスト・ミナムになることが要求される。必要な耐震水準と整備して得られる水準との関係性を評価するより定量的な方法が必要となる。現在では残留変形量の定量的な評価手法として、時刻歴二次元動的解析法が有効な手段と考えられるが、それを組込んだ設計手法はまだ確立していない。今後の課題であろう。

今回の地震の際には、護岸法線から100m位までの範囲で地盤の液状化に伴う側方流動が生じたことが確認されている。施設の布設深度や護岸法線との方向・距離、及び液状化層の状況等を考慮して、液状化に伴う側方流動の影響を検討する必要がある。地盤変状に対する照査として指針¹⁷⁾では、管軸方向・管軸直角方向に地盤変状が発生した場合を想定し、検討することを求めている。具体的には①液状化した層中に管路があり、②側方流動発生区間は100m、③地盤の最大摩擦力は $\tau = 0.01 \text{ kgf/cm}^2$ と仮定し、管路の管体最大発生ひずみを算定し、最大する発生ひずみが局部座屈ひずみ $(46 \cdot t/D)$ 以下であることを照査する。しかし、実際には、地下水位が深、すなわち地表面より3m程度で深の層が液状化層とすると、地下埋設構造物を布設している地層は液状化せず、それより下層の地層が液状化し側方流動する可能性がある。地下埋設構造物周囲の地層は液状化していないので最大摩擦力は大きくなり、管路により大きなひずみが発生する。護岸高さ、護岸下および護岸背後地盤の液状化層厚、液状化程度、液状化層下層の勾配、等と側方流動による地盤変形量との関係性を実測値から求める研究や、二次元有効応力法と実測値との整合性を検証し解析的予測精度を向上させる研究等、広範囲の研究が必要となる。

e) 土質情報活用システムの整備

地下埋設構造物は、地震時地盤変形および地盤の液状化が支配的な要因となること、及び、線状構造物であり広範囲の地質状況を的確に把握する必要があること、等の理由で土質調査が重要となる。土質調査は相当の費用を要すること、設計・解析内容が高度化しており、多くの解析土質パラメータが必要となる場合もあるので、設計・解析目的に合致した調査・試験を経済的に実施することが求められる。一方、側方流動の検討に際しては、地下埋設構造物建設地点の土質情報のみならず、護岸直下の土質情報や地盤改良の有無、地盤改良工法の諸元、及び護岸背後地域の土質情報が必要となる。この場合、従来の建設目的毎に土質調査を実施していたのでは多大な時間とコストを要し、また他機関の敷地における土質調査は限定されることになるので、例えば埠頭用地毎に土質データベースを整備し、共通に使用できるシステムとすれば有効となる。土質データベースの作成と土質情報活用システムの整備を進める必要がある。

f) 動的解析の積極的活用

地下埋設構造物の被害が多く発生する箇所は、地盤の相対変位が大きいところである。相対変位は地層の急変地点、局所的に液状化する地点、液状化による側方流動が発生する地点等である。

従来の応答変位法のような簡易法は、これらの最も着目すべき地震時挙動を着実に再現することはできない。従来、動的解析は計算労力とコストの問題、および設計の汎用性の観点から設計に対する照査と位置づけられてきた。しかし、これらの挙動を解析的に検討し現実に近い形で設計を行う場合は、動的応答解析をより積極的に活用していくべきであると考えられる。

g) 免震設計

地層の硬軟の変化領域の様に、大きな相対地盤変形が発生する場所、立坑近傍付近のように構造物相互の相対変形が大きくなる場所では、地下埋設構造物周囲に免震層を設置し、構造物に載荷するせん断力や周面せん断力を緩和し、内部応力を軽減することは非常に有効である。また、軟弱地盤地域に地下埋設構造物を構築する場合、圧密沈下等による対策が問題となるが、函体相互の不等沈下が大きな問題とならない導水施設のような場合には、大規模可撓性継手を設置し、柔構造とする事が大規模地震対策としても非常に有効となる。今後地下埋設構造物に対する免震設計も必要となろう。

(3) まとめ

地下埋設構造物の応力・変形は、液状化や側方流動等を含む地震時地盤変形と地下埋設構造物との相互作用の問題である。土質情報活用システムを整備するとともに、液状化対策の必要判定基準や免震設計の活用を図り、また二次元有限要素法（有効応力法）や動的解析を積極的に設計の中に取り入れれば、かなりの部分の地震被害が防

げたものと考えている。また今回の地震被害を通して指針や基準もかなり実際の挙動を考慮したものとなってきた。しかしここで議論したように多くの点で矛盾したり、また合理的な設計手法となっていない点もまだ残している。また地下埋設管ではいわゆる枝管と呼ばれる小口径管の耐震性にはほとんど手が着けられていない。一方ではここに示した問題点を技術的に解決する努力はもちろんであるが、そればかりではなくトータルコスト・ミスの考えに基づいて被災状況の予測やその後の対策等も含めた総合的な観点も必要ではないか、と考えている。

【参考文献】

- 1) 中央開発株式会社阪神大震災災害調査団：阪神大震災災害報告書(速報)、1995.1
- 2) 望月秋利、奥村一郎、鳥越寿彦、金田拓也：兵庫県南部地震による地下構造物の破壊メカニズムの検討、土木学会 第52回年次学術講演会講演概要集 第三部(A)、pp210-211、1997.9
- 3) 土屋正幸、武田悦雄、梅田弘幸：通信用開削トンネルの耐震及び補修技術向上について、土木学会 第51回年次学術講演会講演概要集 第四部、pp484-485、1996.9
- 4) 日本水道協会：1995年兵庫県南部地震による水道管路の被害と分析、1996.5
- 5) 関西ライフライン研究会：阪神・淡路大震災に学ぶ、ライフライン地震防災シンポジウム、pp.141～151、1997.6
- 6) 望月秋利、沢藤尚文、金田拓也：兵庫県南部地震による西宮市の上、水道被害の検討、第33回地盤工学研究発表会、1998.
- 7) 田中耕平：1995年兵庫県南部地震による地表面変位量図、防災科学研究所、1996.9
- 8) 日本水道協会：1995年兵庫県南部地震による水道管路の被害と分析(CD-ROM)、1997.1
- 9) 平岡正勝他：下水道の地震対策についての検討報告書、日本水道協会、pp.1-1～1-9、1997.8
- 10) 西宮市：下水道施設の被害とその特徴、下水道建設部、pp.1～14、1996.3
- 11) 西宮市：上水道被害分布図、下水道被害分布図、西宮市上水道建設部、下水道建設部、1995
- 12) は文献6)と同じ
- 13) 畑恵介他：3.2下水道施設(3.ライフラインの被害と震災対応)、関西ライフライン研究会、pp.171～228、1997.6
- 14) 神戸市下水道局：阪神・淡路大震災における下水道復旧の記録、神戸市、pp.5～30、1995.7
- 15) 古関潤一：基礎構造物の事例(1)土木の分野、阪神・淡路大震災と動的解析講習会講演資料、地盤工学会、pp.54～68、1997
- 16) 高田至郎他：通信用マンホールの液状化時挙動と地震防災対策、第2回都市直下地震災害総合シンポジウム、pp.235～238、1997.11
- 17) 日本水道施設協会：水道施設耐震工法指針、1997.3
- 18) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V. 耐震設計編、1996.12