

土 木 研 究 所 資 料

1993年釧路沖地震・1994年北海道東方沖地震及び 1994年三陸はるか沖地震による 下水道管路施設の被災調査

平成10年2月

建 設 省 土 木 研 究 所
耐震技術研究センター動土質研究室

Copyright © (1998) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

1993年釧路沖地震・1994年北海道東方沖地震及び 1994年三陸はるか沖地震による 下水道管路施設の被災調査

耐震技術研究センター 動土質研究室 室 長 松尾 修
主任研究員 古関 潤一*
研 究 員 佐々木哲也
研 究 員 林 裕士**

要 旨

平成5年1月15日に発生した釧路沖地震、及び平成6年10月4日に発生した北海道東方沖地震により被災した釧路市管内の下水道管路とその周辺の無被災管路を対象に、地盤条件等の統計的な比較といくつかの具体事例の調査を行い、被災原因について検討した結果をとりまとめた。また、平成6年12月28日に発生した三陸はるか沖地震による十和田市の下水道管路についての被害状況と、この地震において砂礫で埋め戻された下水道管渠の浮上がりが生じた原因を模型振動実験により検討した結果をとりまとめた。

キーワード：液状化、下水管、泥炭、浮上がり、埋戻し

* 現 東京大学生産技術研究所 助教授

**現 関東地方建設局 千葉国道工事事務所

ま え が き

平成5年(1993年)1月15日に発生した釧路沖地震では、主として釧路、帯広、根室の各地区において、橋梁、盛土などの道路施設、堤防、護岸などの河川施設、下水道、上水道、及びガス管路などのライフライン施設と、宅造地、建築物、港湾施設が多大な被害を受けた¹⁾²⁾。このうち下水道管路の被害は、釧路市、釧路町、標茶町、標津町、別海町及び本別町において生じた。特に、釧路町で生じたマンホールの浮上がり現象³⁾は、外部から目に見える被害として最も目立つものであったが、このほかに釧路地区(釧路市と釧路町)では延長約18kmもの下水道管路が被災した²⁾。

翌年(1994年)の10月4日には、北海道東方沖地震が発生し、主として根室、網走、釧路の各地区で同様な被害が生じた。下水道管路の被害は、釧路市、根室市、釧路町、標茶町、中標津町、別海町、標津町、斜里町、阿寒町で生じ、震源地に近い別海町と標津町では釧路沖地震時の5～10倍程度の延長の下水道管路が被災した⁴⁾。特に、標津町では総延長(10.9km)の約44%に相当する延べ10.9kmの下水道管路が被害を受けた⁴⁾。

また、平成6年(1994年)12月28日に発生した三陸はるか沖地震とその後の余震により、下水道管路の被害が八戸市と十和田市、および十和田湖周辺の特定期環境保全公共下水道で生じた⁵⁾⁶⁾。このうち十和田市においては、従来は液状化しにくいと考えられてきた砂礫で埋め戻されていた下水道管渠が浮き上がる被害が生じた。

本報告書は、その前半において、釧路沖地震・北海道東方沖地震による総被災延長が最も大きい釧路市の下水道管路(延べ約19km)とその周辺の無被災管路を対象として、地盤条件等の統計的な比較といくつかの具体事例の調査を行い、被災原因について検討した結果をとりまとめた。また、後半において、三陸はるか沖地震による十和田市の下水道管路についての被害状況および、この地震において砂礫で埋め戻された下水道管渠の浮上がりが生じた原因を模型振動実験により検討した結果をとりまとめた。

目 次

まえがき

I. 釧路沖地震・北海道東方沖地震による下水道管渠施設の被災調査

1. 釧路市の地形・地質の概要	1
2. 被害の概要	8
2. 1 地震の諸元	8
2. 2 釧路市の下水道管路の概況と被災状況	9
3. 調査内容及び調査方法	16
3. 1 調査内容	16
3. 2 調査方法	16
4. 調査結果及び考察	21
4. 1 釧路沖地震と北海道東方沖地震による被害路線全体の分析	21
4. 2 砂丘を除く低地部の被害検討	21
4. 3 台地部の被害検討	49
4. 4 砂丘部の被害検討	54
5. I のまとめ	57

II. 三陸はるか沖地震による十和田市の下水管渠の浮上がり被害に関する検討

6. 検討内容	60
7. 十和田市の下水道管路の被災状況	61
8. 下水道管渠模型の振動台実験	67
9. 十和田市の下水道管渠の被災原因に関する考察	74
10. II のまとめ	76
謝 辞	76
参考文献	77

I. 釧路沖地震・北海道東方沖地震による下水道管渠施設の被災調査

1. 釧路市の地形・地質の概要⁷⁾⁸⁾⁹⁾

釧路市の地形は、台地部と低地部とに大きく分けられる。台地部は、市の東側を占め、2段の段丘面（根室段丘及び釧路段丘）に区分される。その西側の低地部は、釧路平原と呼ばれる広大な湿地（泥炭地）を主体とし、河川沿いに氾濫原堆積物が分布するほか、海岸沿いには砂丘地形が発達する（図1.1⁷⁾、図1.2参照。図1.2は文献8）の原図に加筆修正した）。

釧路地域の地質構成は表1.1のように分類される。台地部では、砂岩、泥岩の基盤層（SK～TN）の上に、更新世の火山灰質粘性土層（Dvc）、火山灰層（Dv）、砂質土層（Ds）、粘土層（Dc）、及び砂礫層（Dg）が堆積し、谷部には切り盛りにより造成された盛土層（B）が部分的に存在する。低地部の表層は、湿地部では泥炭層（Ap）、氾濫原では沖積砂質土層（Asf）またはシルト層（Am）、砂丘部では砂層（Asd）となっており、湿地部のAp層の下位にはAsf層とAm層が分布する。特に、Ap層は超軟質であることから、住宅地として造成する際に軟弱地盤対策としてプレロード工法や置換工法が用いられている。各土層の特徴を表1.2に、低地部の典型的な土層構成を図1.3に示す。

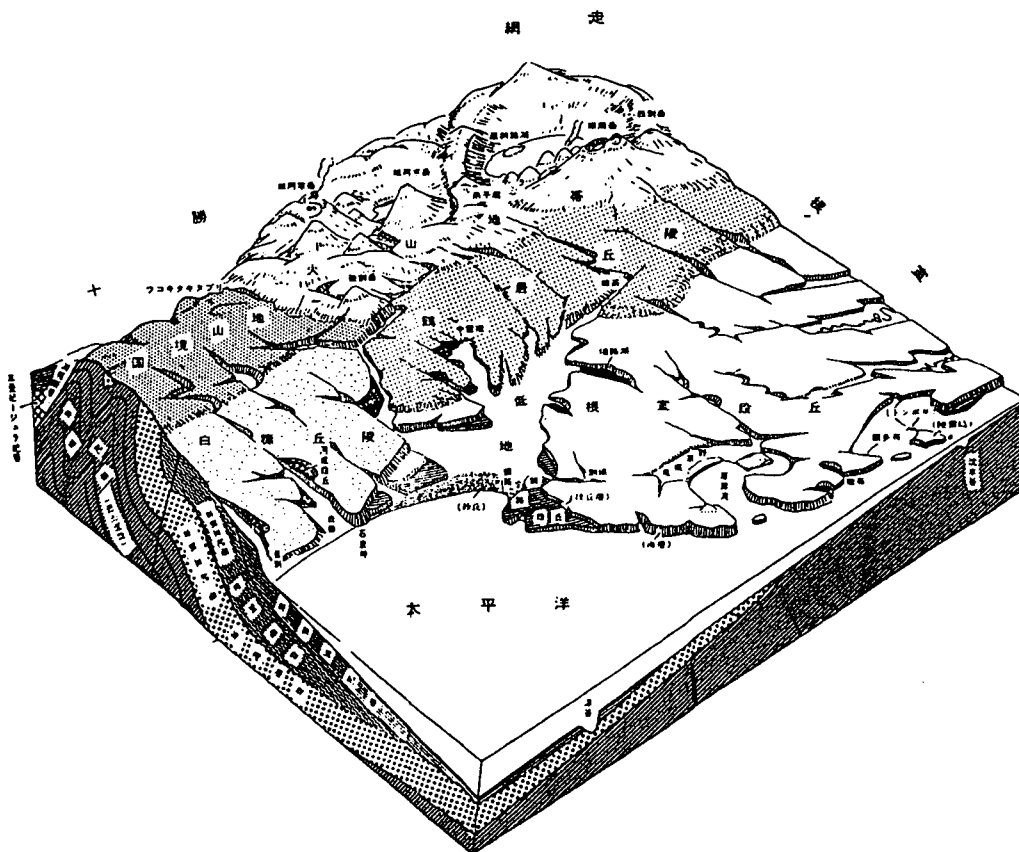


図1.1 釧路地域の地形⁷⁾

表1.1 釧路地域の地質構成

時 代	地 質		土 層 名	記 号	主 な 構 成 土 質	N 値 (回)		
第 四 紀	現 世	人 工 土	盛土・埋土	B	砂, シルト質砂 砂礫, 礫混り粘土	砂 系・1~10 粘土系・1~6		
		沖 積 層	最 上 部 層	泥 炭 層	Ap	泥炭, 腐植土	0~7 主体は3以下	
				砂 丘 砂 層	Asd	細砂, 粗砂	7~22	
				上部 シルト層	Am ₁	シルト, 砂質シルト	0~8 主体は4以下	
				砂 質 土 層	Asf	シルト質砂, 細砂	0~20 主体は10以下	
				下部 シルト層	Am ₂	シルト, 砂質シルト	2~18 主体は7前後	
				上部 細礫層	Ag	シルト混り砂, 砂礫 礫混り砂, 細砂, 粗砂	12~50以上 主体は30以上	
			中部泥層	上部砂層	As ₁	細砂, シルト質砂	5~45 主体は25以上	
				粘性土層	Ac	砂質シルト シルト質砂	1~11 主体は8以下	
			中部砂層	As ₂	細砂, 粗砂	11~50以上		
			下部礫層	砂 礫 層	Ag _s	砂礫	50以上	
	新 世	更 新 世	屈斜路 軽石流堆積物	火山灰質 粘性土層	Dvc	火山灰質粘土 ローム	0~13 主体は4前後	
				火山灰層	Dv	火山灰, 火山灰質砂 シルト質火山灰	1~34	
		大 楽 毛 層	砂 質 土 層	Ds ₁	粗砂, 礫混り砂 火山灰質砂	3~39		
			釧 路 層 群	東 釧 路 層	粘 土 層	Dc	有機質シルト, 粘土 シルト, 砂質シルト	2~46
					砂 質 土 層	Ds ₂	細砂, 粗砂 火山灰質砂	5~47
					砂 礫 層	Dg	砂礫	19~50以上
古 第 三 紀	漸 新 世	浦 幌 層 群 舌 辛 層・ 天 寧 層	基 盤 層	SK~TN	砂岩, 泥岩	50以上主体		

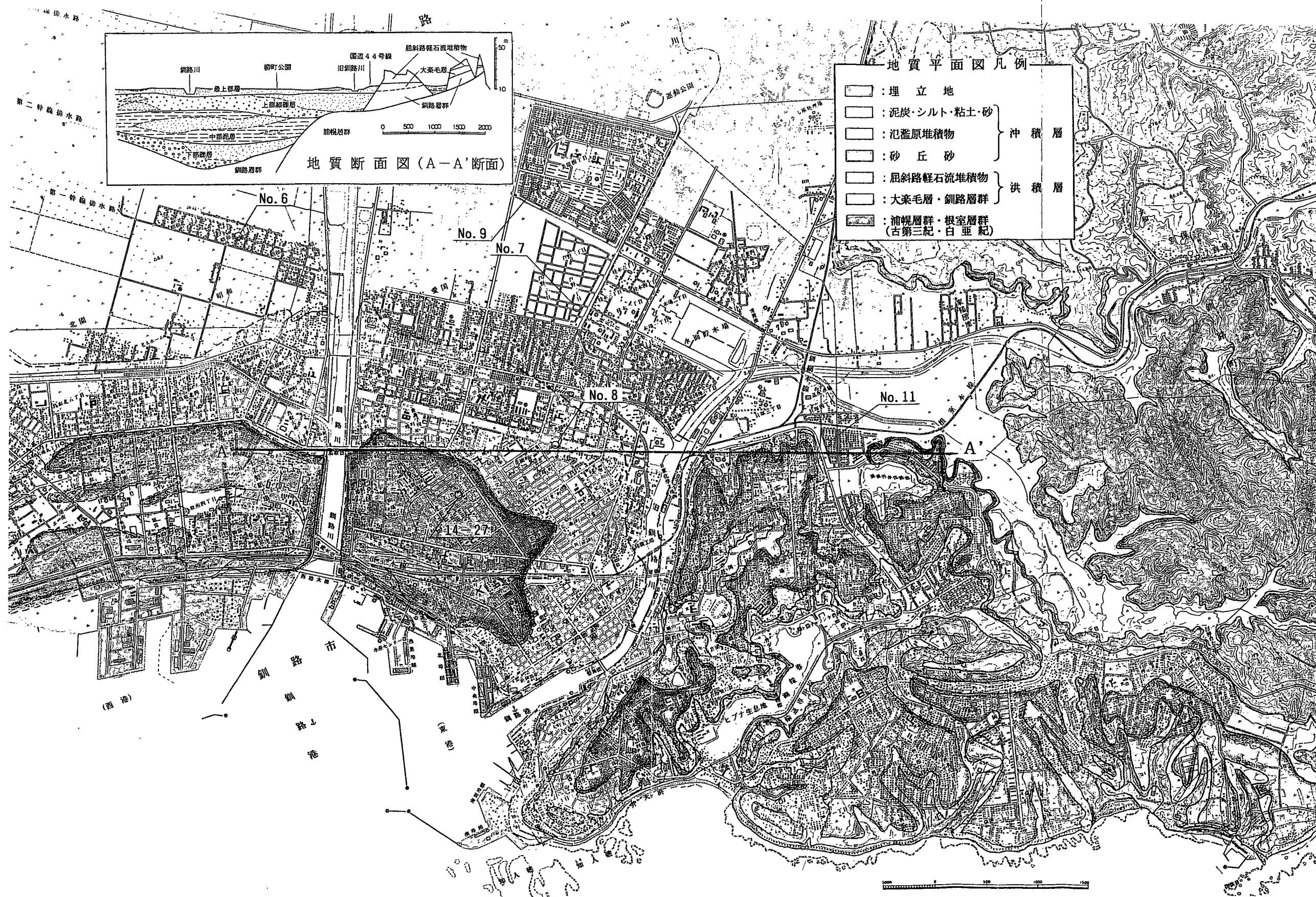


図1.2 釧路地域の表層地盤種別 (文献6) に加筆修正

表1.2 土層毎の特徴

時代	地質	土層名	主な構成土質	土性の特徴	N値 ()は平均 (回)	物理・力学特性値
第 四 紀	現 世 沖 積 層	人工土	盛土・埋土 (B)	細砂, 粗砂 シルト質砂 砂礫 礫混り粘土	当層は砂質土と粘性土の土質に分けられるが大部分は砂質土が占める。 砂質土は細砂, 粗砂, 砂礫の3土質に細分されるが主体は細砂からなり細粒土を比較的多く含む粘性土は火山灰質粘土を主体に小礫を混入	砂質土 $\rho_s=2.65$, $w=25$, $FC=20$, $D_{50}=0.2\sim0.5$ $\rho_s=2.55$, $w=45$, $FC=40$, $D_{50}=0.07\sim0.2$
						粘土 $\rho_s=2.55$, $w=60\sim90$, $FC=45\sim65$ $D_{50}=0.02\sim0.09$
		沖積層	最上層	泥炭層 (Ap)	泥炭 腐植土	主体は泥炭からなり茎・根からなる未分解繊維明確腐植土は層中の上部に薄層として認められる $N=0\sim7$ ($\bar{N}=2$) 主体は $N=3$ 以下
				砂丘砂層 (Asd)	細砂 粗砂	砂の粒径は細～粗粒で非常に均一 $N=7\sim22$ ($\bar{N}=15$) 主体は $N=15$ 前後
			上部層	上部シルト層 (Am ₁)	シルト 砂質シルト 腐植物 混りシルト	全般に均質であるが粘性は弱い 混入する砂の粒径は微～細粒で細粒が主体で覆伏あるいはレンズ状に混入 腐植物は茎を主体 $N=0\sim8$ ($\bar{N}=3$) 主体は $N=4$ 以下
				砂質土層 (Asf)	シルト質砂 細砂	砂の粒径は細粒を主体とするが、微～粗粒まで幅が見られ、細粒土を比較的多く含む また、径5mm前後の円礫を少量混入 $N=0\sim20$ ($\bar{N}=6$) 主体は $N=2\sim8$
				下部シルト層 (Am ₂)	シルト 砂質シルト	非常に均質で粘性の強いシルト 所々に若干レンズ状に微砂, 貝殻片を混入 $N=2\sim18$ ($\bar{N}=7$) 主体は $N=7$ 前後
				礫質土層 (Ag)	細砂, 粗砂 礫混り砂 砂礫	砂の粒径は細～粗粒で不均一 礫は径5～20mmの円礫, 混入率は10～30% 主体は礫混り砂で代表される $N=12\sim50$ 以上 ($\bar{N}=35$) 主体は $N=30$ 以上
			上部細礫層	上部砂層 (As ₁)	細砂 シルト質砂	砂の粒径は微～細粒を主体とし比較的多く細粒土を多く含む砂層 $N=5\sim45$ ($\bar{N}=16$) 主体は $N=10\sim25$

表1.2のつづき

時 代		地 質		土 層 名	主 な 構成土質	土 性 の 特 徴	N 値 (回)	物 理 ・ 力 学 特 性 値	
第 四 紀	現 世	沖 積 層	中部 泥層	粘性土層 (A _c)	砂質シルト シルト質砂	主体は粘性比較強いシルトからなるが全体に微砂 を多く含む	N = 1 ~ 11 ($\bar{N}$ = 5) 主体は N = 4 ~ 8	$\rho_s = 2.66$, w = 58 ~ 67, FC = 88, D ₅₀ = 0.02 $\rho_t = 1.59 \sim 1.64$, q _u = 0.74 ~ 0.98, C _c = 0.61, p _c = 2.78	
				中部砂層 (A _{s2})	細 砂 粗 砂	砂の粒径は細 ~ 粗粒で均一 全体に少量の小礫, 軽石を混入	N = 11 ~ 50 ($\bar{N}$ = 32) N = 10 ~ 25, N = 50 以上 あり		
				下部 礫層	砂 礫 層 (A _{gs})	砂 礫 砂 礫	砂礫 5 ~ 10mm, 混入率 50 ~ 70 % マトリックスは細 ~ 粗砂	N = 50 以上 ($\bar{N}$ = 50)	
	新 世	屈 斜 路 堆 積 物	軽 石 流 物	火山灰質 粘性土層 (D _{vc})	火山灰質粘土 ローム	ローム質の粘性土から構成し粘性弱く、未風化の火 山灰, 軟弱な軽石を少量含む	N = 0 ~ 13 ($\bar{N}$ = 4) 主体は N = 4 前後	$\rho_s = 2.41 \sim 2.74$, w = 28 ~ 109 FC = 29 ~ 72, D ₅₀ = 0.013 ~ 0.16 U _c = 25 前後	
				火山灰層 (D _v)	火山灰 火山灰質砂 シル質火山灰	褐灰色の火山灰を主体とし粒子は微 ~ 細粒 一部シルト化見られる 径 2mm 前後の比較的硬い軽石全体に少量混入	N = 1 ~ 34 ($\bar{N}$ = 10) 上部 5m 位まで N = 2 ~ 8 以深は N = 10 ~ 20	$\rho_s = 2.40 \sim 2.68$, w = 32 ~ 71 FC = 33 ~ 85, D ₅₀ = 0.021 ~ 0.15 U _c = 15 前後	
			大桑毛層	砂質土層 (D _{s1})	火山灰質砂 粗 砂 礫 混 り 砂	砂の粒径は細粒を主体とし、火山灰を薄層に挟む また小礫, 粗砂を混入	N = 3 ~ 39 ($\bar{N}$ = 13) 主体は N = 10 ~ 20	$\rho_s = 2.66 \sim 2.70$, w = 13 ~ 28 FC = 10 ~ 30, D ₅₀ = 0.15 ~ 0.93, U _c = 15 前後 火山灰…… $\rho_s = 2.50$, w = 45, FC = 45	
		洪 積 世 群	銅 路 群	東 銅 路	粘 土 層 (D _c)	粘 土 砂質シルト 有機質シルト	全体に微砂を含み粘性の弱い粘土からなり、所々に 黒色の有機質土を挟む	N = 2 ~ 46 ($\bar{N}$ = 13) 主体は N = 10 ~ 20	$\rho_s = 2.54 \sim 2.69$, w = 33 ~ 67 FC = 63 ~ 82, D ₅₀ = 0.018 ~ 0.049
					砂質土層 (D _{s2})	細砂, 粗砂 火山灰質砂	火山灰, 軽石を比較的多く含む粒径細粒からなる 凝灰質の砂	N = 5 ~ 47 ($\bar{N}$ = 19) 主体は N = 10 ~ 30	$\rho_s = 2.60 \sim 2.75$, w = 14 ~ 34 FC = 4 ~ 45, D ₅₀ = 0.08 ~ 0.50 U _c = 3 ~ 10
				砂礫層 (D _g)	砂 礫	礫径 5 ~ 20mm の垂直型, 混入率は 60 ~ 80 % マトリックスは細 ~ 粗砂	N = 18 ~ 42 ($\bar{N}$ = 28) 主体は N = 30 前後	FC = 10, U _c = 9 D ₅₀ = 0.51	
	古 第 三 紀	漸 新 世	浦 桃 層 群 舌 幸 層 天 寧 層	基 盤 層 (SK ~ TN)	砂 岩 泥 岩	亀裂はなく全般に軟質で固結度弱く無水堀りで 砂岩は砂状, 泥岩は粘土状を呈する。	N = 19 ~ 50 ($\bar{N}$ = 43) 主体は N = 50 以上	$\rho_t = 2.18 \sim 2.32 \text{ g/cm}^3$ q _u = 113 ~ 185 kgf/cm ²	

凡例 ○：管の埋設位置

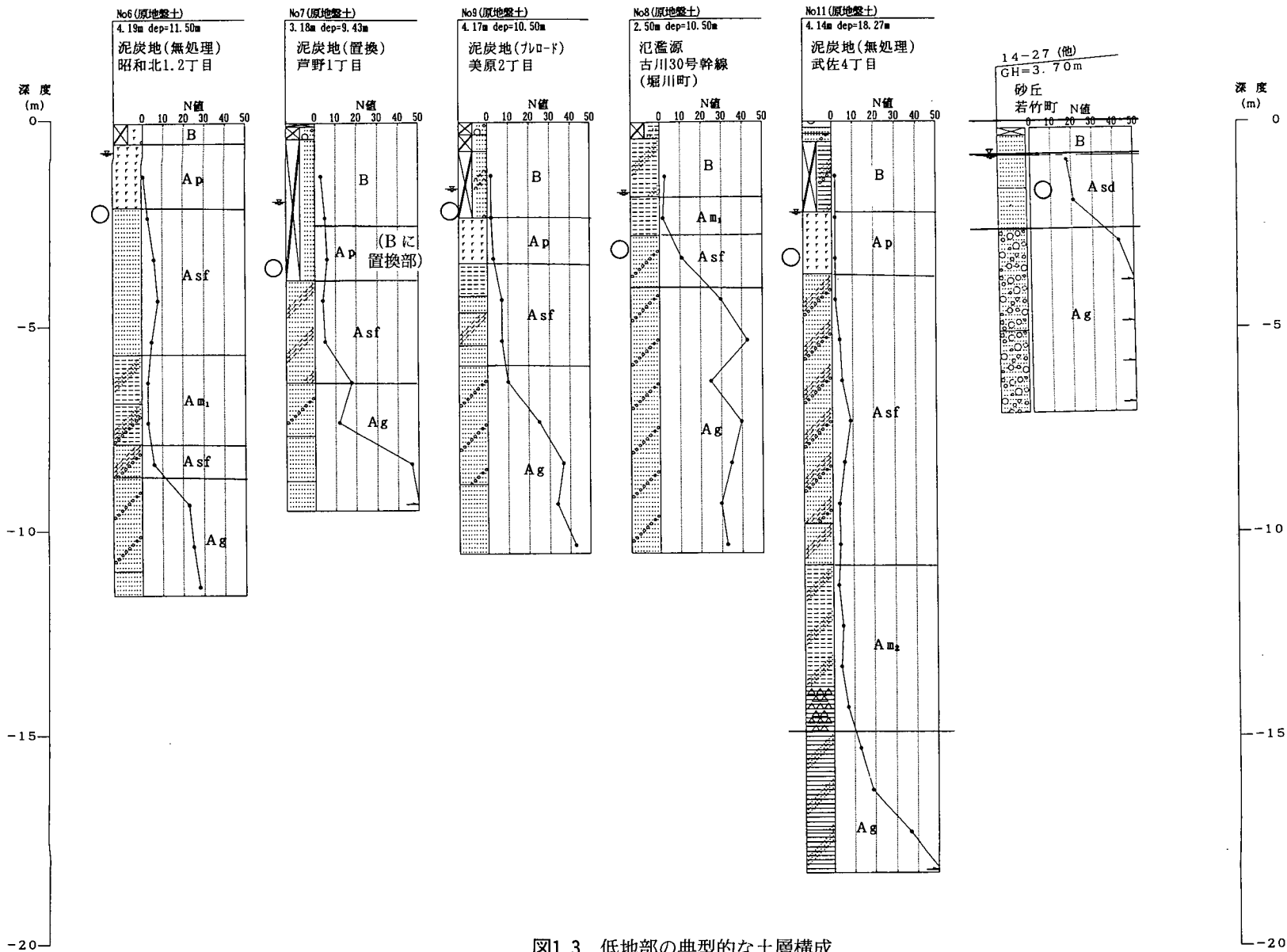


図1.3 低地部の典型的な土層構成

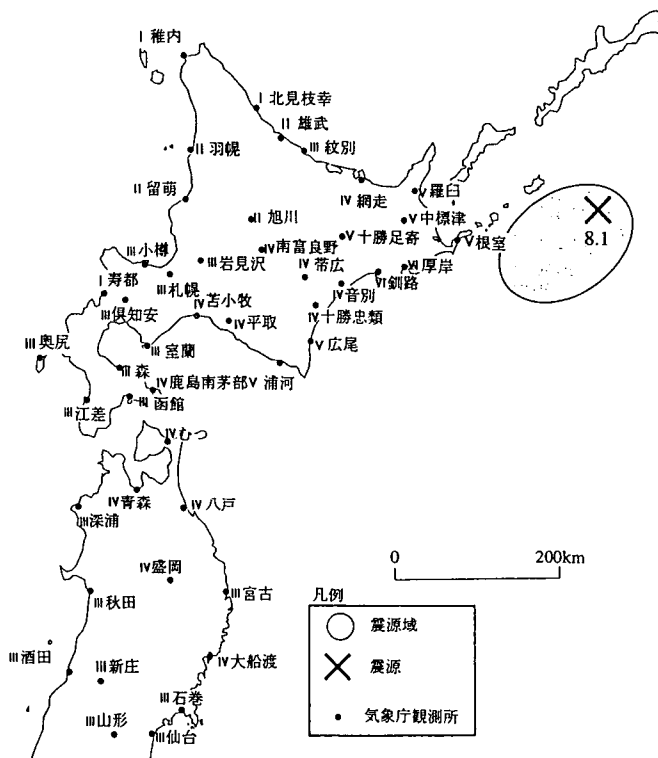
2. 被害の概要

2.1 地震の諸元

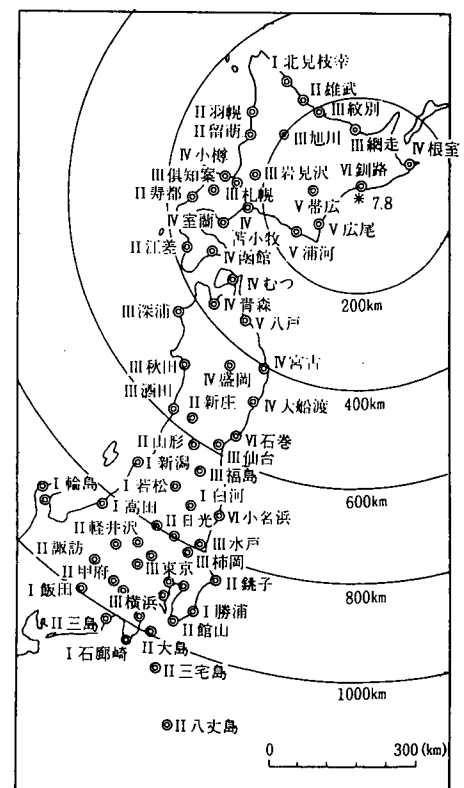
釧路沖地震と北海道東方沖地震の諸元を表2.1に、震央位置を図2.1¹⁾に示す。また、釧路気象台で観測された本震波形¹⁰⁾¹¹⁾の比較を図2.2に示す。釧路での震度は、いずれの地震においても「Ⅶ」であったが、釧路

表2.1 釧路沖地震と北海道東方沖地震の諸元

	釧路沖地震	北海道東方沖地震
発生日時	1993年1月15日 20時6分	1994年10月4日 22時23分
マグニチュード	7.8	8.1
震源位置	北緯42度51分 東経144度23分 深さ107km	北緯43度22分 東経147度40分 深さ30km



(a)



(b)

図2.1 釧路沖地震と北海道東方沖地震の震央位置と震度分布(a)釧路沖地震¹⁾、(b)北海道東方沖地震⁴⁾

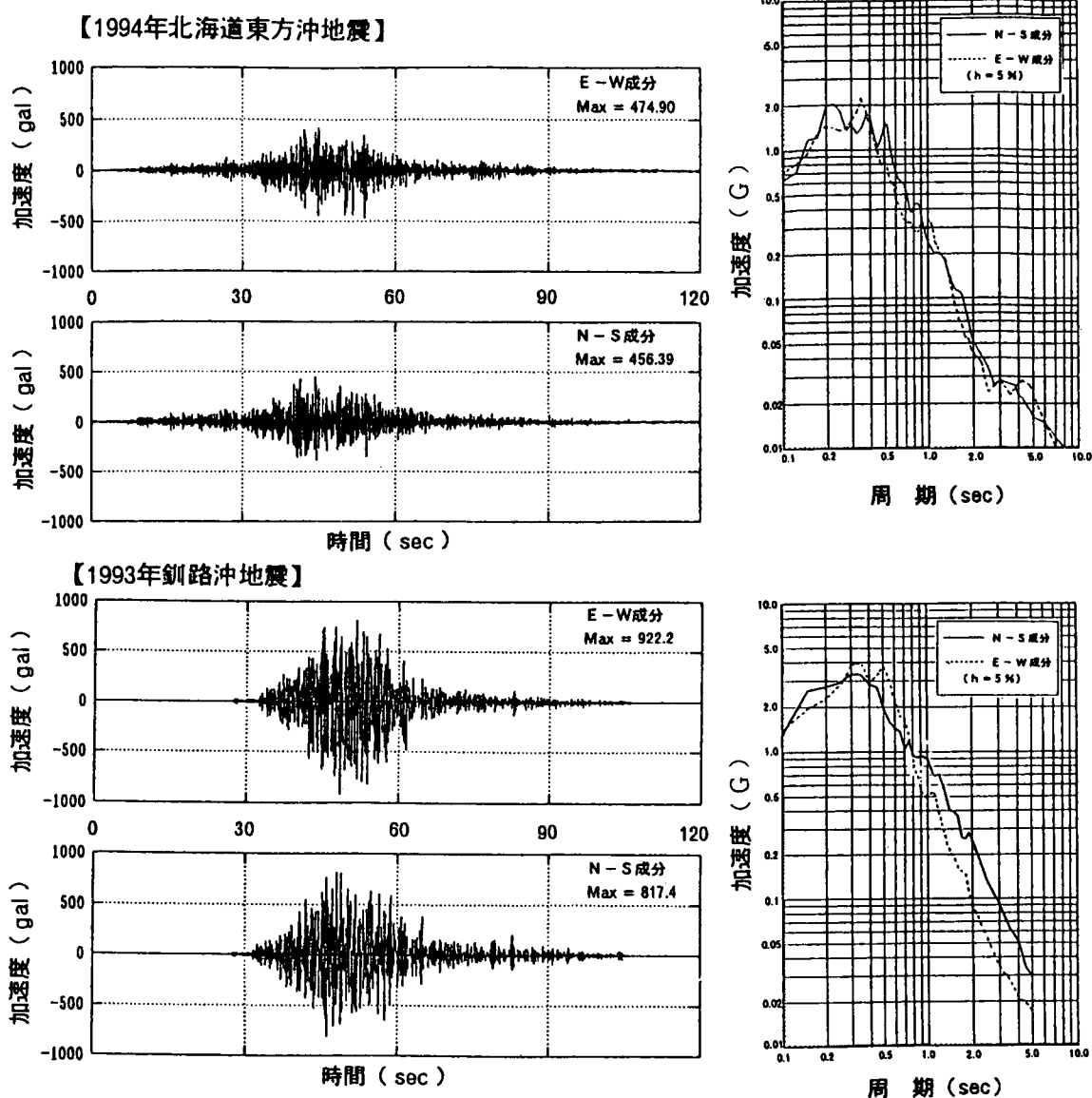


図2.2 釧路気象台で観測された本震波形の比較¹⁰⁾¹¹⁾

気象台での最大加速度振幅は、釧路沖地震のほうが約2倍近く大きかった。一方、加速度応答スペクトルはどちらも周期0.3秒付近でピークとなり、長周期成分がほとんど見られない類似した特性を示した。各地震動のEW成分とNS成分の比較によれば、方向性は特に顕著には見られなかった。

2.2 釧路市の下水道管路の概況と被災状況

釧路市の下水道施設の整備状況を表2.2に示す。釧路市の公共下水道は古川、白樺、大楽毛の3処理区からなり、市の中心部が昭和30年代に整備されたのをはじめとして順次整備が進められた(図2.3参照)。平成4年度末における公共下水道の普及率は81.3%、管路延長は947.5kmで、分流式下水道が全体の83%を占める。

管径毎の延長内訳を表2.3¹²⁾に、平成4年度の土工標準図を図2.4に示す。管種はヒューム管(HP)と下水道用硬質塩化ビニール管(VU、以下「塩ビ管」と称する)の2種類が用いられており、主として開削工法で

表2.2 釧路市の下水道施設の整備状況

項 目		全 体 計 画	許 可 計 画	平成4年度末実績
行政人口(H5.3.31)		200,920		
普及率 %				81.3
人口 (人)		282,100	213,380	163,378
処理面積 (ha)	合 流	777	777	776.3
	汚 水	5,197	3,285	2,205.1
	雨 水	5,529	3,467	1,529.6
処理能力 (4m ³ /日)	全 体	239.1	148.0	94.0
	古 川	4系列 134.4	3系列 100.8	2系列 67.2
	白 樺	1系列 12.7	1系列 12.7	0.75系列 9.5
	大楽毛	8系列 92.0	3系列 34.5	1.5系列 17.3
処理場 (箇所)		3	3	3
ポンプ場数(箇所)		12	10	9
管渠延長 (km)	全 体		1,550.8	947.5
	合 流		159.5	161.2
	汚 水		706.0	453.8
	雨 水		685.3	332.5
マンホール(箇所)				19,911

表2.3 管径毎の延長内訳 (文献12) に基づく)

(平成5年3月末現在)

管 径 区 分	延 長 (m)	比 率 (%)
600mm未満	768,821	81.1
600mm～1800mm	164,536	17.4
2000mm以上	14,147	1.5
全 体	947,504	100.0

施工されている。

釧路沖地震による下水道施設の被害を表2.4にまとめて示す。3箇所あった処理場の全てと、9箇所あったポンプ場のうちの5箇所で、場内の地盤沈下や構造物、配管の伸縮部の破損が生じたが、処理及び送水機能に影響はなかった。管路の復旧延長は、平成5年12月30日の時点では7,744m(全延長の約0.8%)で、その大部分が污水管であった。これらは、管路上の路面変状やマンホールの破損、流下状況の異常などが認められ、潜行目視またはTVカメラを用いた管内調査(延長11,415m、全体の約1.2%)により確認されたものである。ただし、災害復旧工事の対象とはならなかった被害も含めた被災延長は11,029m(資料の残っている分の集計値)となる。

北海道東方沖地震では、延長8,423mの管路が被災し、そのうち6,409mにおいて敷設替えによる復旧工事が実施された。ただし、この数字は全てのマンホールを対象として流下能力を調査した結果得られたものであり、既に釧路沖地震で軽度被災していた箇所が含まれている可能性がある。これは、釧路沖地震では全

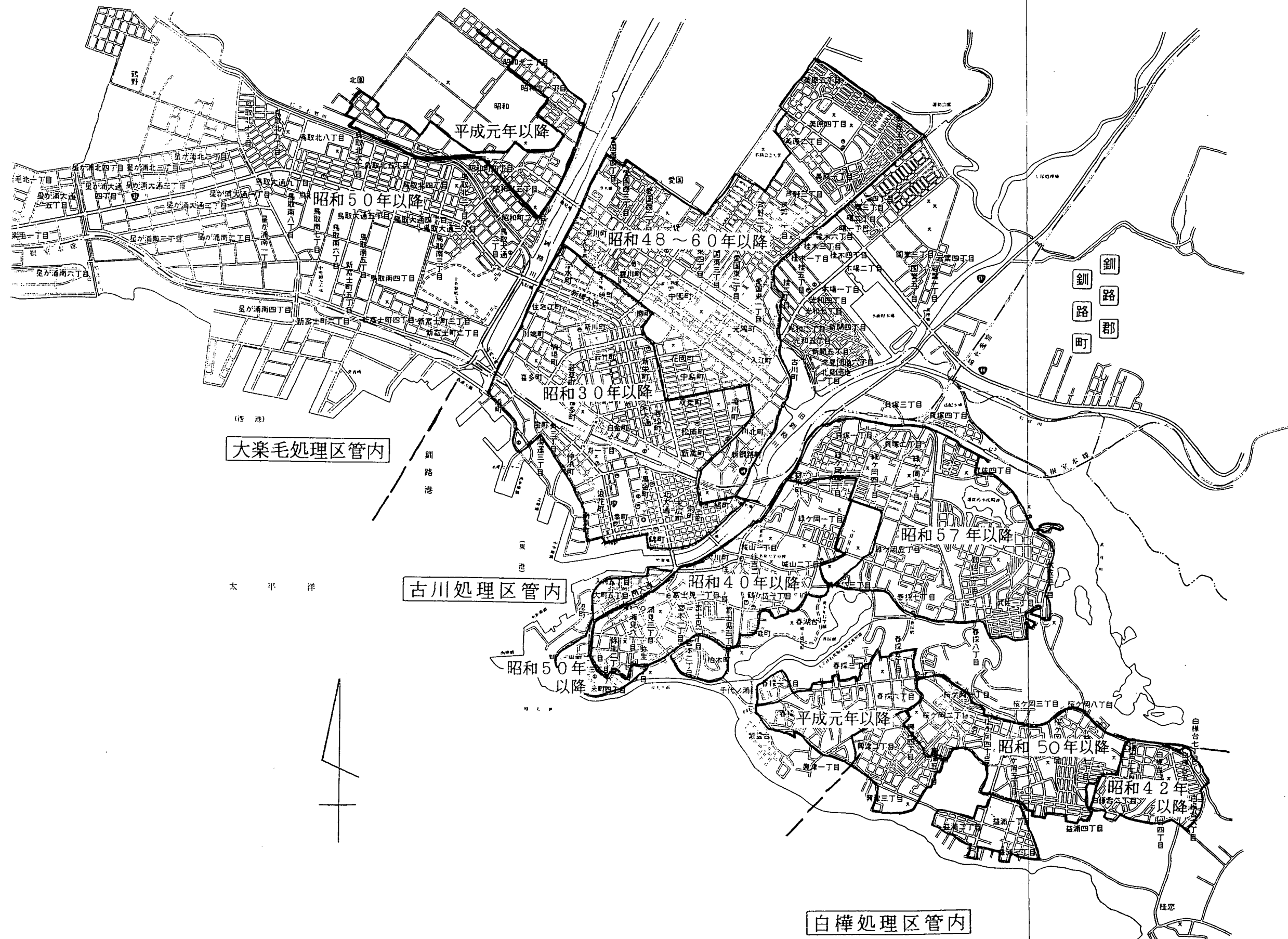
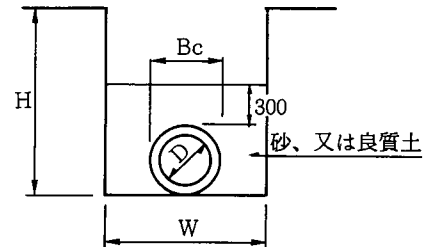


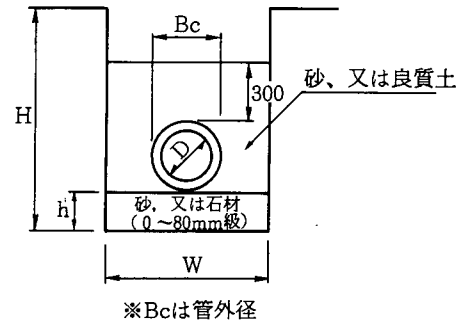
図2.3 鉏路市の下水道施設の整備年代

(a) ヒューム管

① 原地盤基礎

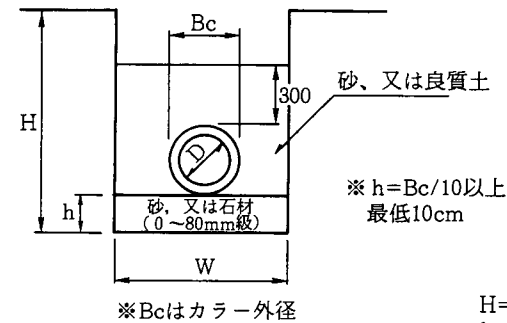


② 砂・碎石基礎（その1）



管径 (D) (mm)	基礎厚 (h) (cm)
200~350	10
400~500	15
500~700	20
800	25
900~1000	30
1100~1200	35
1350	40
1500	45
1650	50
1800	55
2000	60
2200	65
2400	70

③ 砂・碎石基礎（その2）
(硬質地(岩盤)用クッション材)



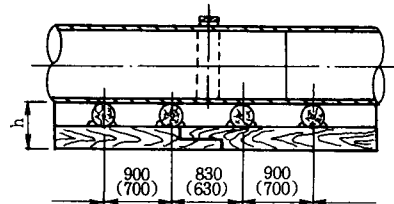
管径 (D) (mm)	基礎厚 (h) (cm)
200~700	10
800~1100	15
1200~1650	20
1800~2000	25

H=掘削深
h=基準厚
W=掘削巾

- 注) 1 原地盤基礎は入力により不陸等がおきない様に整形する事
2 砂・石材基礎は、十分に転圧し不等沈下等を生じない様にする事
3 地下水が有る場合は碎石基礎とする。

図2.4 釧路市における平成4年度の土工標準図(a)ヒューム管

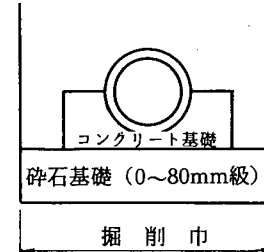
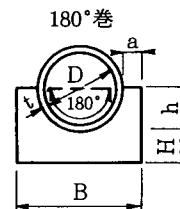
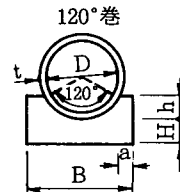
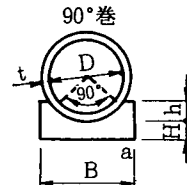
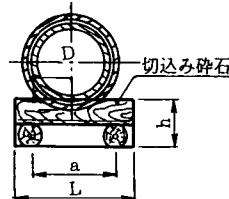
④ はしご胴木基礎



はしご胴木基礎寸法表

内径(D) (mm)	縦木間隔(a) (mm)	基礎幅(L) (mm)	基礎厚(h)
250~350	300	450	165
400	300	450	165
450~650	400	600	180
700~1,000	600	900	240
1,100~1,200	800	1,200	240
1,350	1,000	1,500	240
1,500	1,000	1,500	300
1,650~1,800	1,200	1,800	300

⑤ コンクリート基礎



コンクリート基礎寸法表

(単位: mm)

管径(mm)	90° 巻						120° 巻				180° 巻			
	D	t	H	B	h	a	H	B	h	a	H	B	h	a
250	250	28	100	310	47	47	100	390	77	62	100	510	160	102
300	300	30	100	360	53	53	100	450	90	69	100	560	180	100
350	350	32	100	420	64	64	100	520	104	81	150	720	210	153
400	400	35	100	470	69	69	100	580	118	86	150	770	240	150
450	450	38	100	530	79	79	100	660	132	102	150	830	270	152
500	500	42	100	580	89	89	150	730	146	112	150	890	300	153
600	600	50	150	700	103	103	150	860	175	127				
700	700	58	150	820	122	122	150	1,000	204	147				
800	800	66	150	940	140	140	200	1,150	233	171				
900	900	75	200	1,050	154	154	200	1,280	263	185				
1,000	1,000	82	200	1,170	173	173	250	1,430	291	211				
1,100	1,100	88	200	1,280	189	189	250	1,560	319	227				
1,200	1,200	95	250	1,390	204	204	250	1,690	348	243				
1,350	1,350	103	250	1,560	230	230	300	1,900	399	276				
1,500	1,500	112	250	1,700	255	255	300	2,090	431	298				
1,650	1,650	120	300	1,890	277	277	350	2,300	473	332				
1,800	1,800	127	300	2,060	304	304	350	2,500	514	361				
2,000	2,000	145	350	2,290	335	335	400	2,780	573	398				
2,200	2,200	160	350	2,520	369	369	450	3,060	630	439				
2,400	2,400	175	400	2,750	403	403	500	3,350	688	484				
2,600	2,600	190	450	2,980	436	436	550	3,630	745	525				
2,800	2,800	205	450	3,210	470	470	550	3,890	803	555				
3,000	3,000	220	500	3,440	504	504	600	4,180	860	600				

図2.4 (つづき)

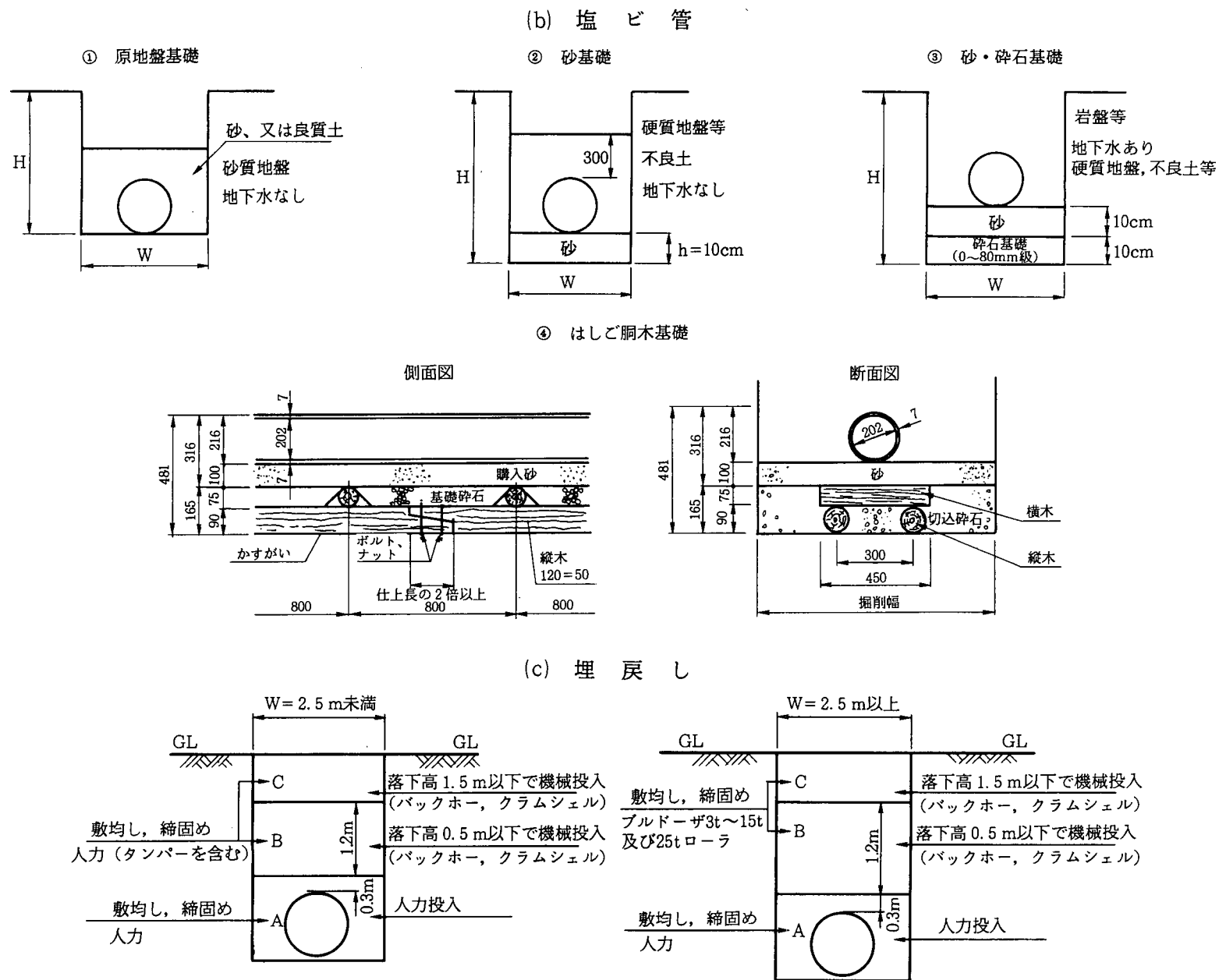


図2.4 (つづき) (b)塩ビ管、(c)埋戻し

表2.4 釧路沖地震による下水道施設の被害

(平成5年12月30日現在)

施 設 名	被 害 箇 所 数			被 害 形 態	被害金額(千円)
処 理 場	3 箇所 古川, 白樺, 大楽毛			伸縮部の破損 場内の地盤沈下	90,286
ポンプ場	5 箇所 浜田, 南浜, 大川, 柏木, 旭町			場内の地盤沈下	3,420
管 路	管渠	全 体	7 7 4 4 m (6 1 2 8 m)	亀裂, たるみ ひらき, はなれ	1,134,238
		汚水管	7 3 9 0 m		
		合流管	1 2 m		
		雨水管	3 4 2 m		
	マンホール		4 5 0 箇所	破損, 亀裂	

延長の約75%について管路上の路面変状やマンホールの破損状況の調査が行われ、そのうち明らかに異常が認められた区間について前述した管内調査が行われており、必ずしも全ての区間が調査対象とはなかったことによる。

これらの地震後に復旧工事の対象となった路線の位置図を図2.5にまとめて示す。このうち表2.5に示す10路線は、いずれの地震においても復旧対象となっているが、釧路沖地震後に復旧工事を行った区間が北海道東方沖地震で再被災したのは「緑が岡5丁目その5」と「美原5丁目」の2路線のみで、その延長は約100mにすぎず、釧路沖地震後の復旧延長の約1.3%であった。

3. 調査内容及び調査方法

3.1 調査内容

釧路沖地震と北海道東方沖地震による被災区間を対象に、以下の調査を実施した。

- 1) 被害路線全体の分析
- 2) 砂丘を除く低地部の被害検討
- 3) 台地部の被害検討
- 4) 砂丘部の被害検討

3.2 調査方法

(1) 被害路線全体の分析

釧路沖地震で明らかな異常が生じたため、潜行目視またはTVカメラを用いた管内調査を実施した区間

表2.5 2つの地震でいずれも復旧工事の対象となった路線(a)北海道東方沖地震、(b)釧路沖地震

(a)

整理 番号	工事 番号	区 間	管 径 (mm)	埋設深度 (m)	基 礎	移 動 量 (mm)				敷設替	復 旧 内 容		地 盤	工 事 番 号 (釧路沖)
						浮上	沈下	左側	右側		管口亀裂	管渠亀裂		
1	13	美原3丁目その3	VU250	2.0~2.2	砂利	63	88	70	68	184m	—	—	泥炭(プレロード)	6
2	21	美原1丁目その3	HP250	2.3~2.9	砂利	135	30	140	20	97m	—	—	泥炭(プレロード)	3
3	23	芦野3丁目その2	VU250	3.2~3.9	碎石・梯子胴木	89	63	23	32	79m	—	—	泥炭(プレロード)	22
			VU300	3.3~3.7	梯子胴木					51m	—	—		
4	24	芦野2・3丁目	VU250	1.8~3.6	砂+碎石	495	70	50	82	482m	—	—	泥炭(置換工)	29
5	40	堀川町	HP450	5.0~5.1	碎石	380	0	35	0	12m	—	—	氾濫原	27
6	62	武佐4丁目その5	HP250	2.7~3.1	原地盤	228	0	230	0	39m	1箇所	—	台地~低地	16
7	66	武佐3丁目その2	HP200	1.6~2.1	碎石	0	103	19	10	25m	—	—	台地~低地	98
8	75	緑ヶ岡5丁目その3	HP200	1.9~2.1	碎石	0	109	10	25	41m	—	—	台地~低地	20
			HP250	1.9~3.1	碎石	0	395	250	450	162m	2箇所	—		
⑨	76	緑ヶ岡5丁目その5	HP250	1.9~2.9	碎石	124	43	20	20	20m	—	—	台地~低地	102
⑨	18	美原5丁目	HP250	5.5~5.9	砂利	202	1	5	10	81m			泥炭(プレロード)	81

整理番号の○印は、釧路沖地震による復旧箇所が再被災したことが確認されている区間

(b)

整理 番号	工事 番号	区 間	管 径 (mm)	埋設深度 (m)	基 礎	移動量 (mm)			被災長	備 考
						浮上	沈下	水平		
1	6	美原3丁目その3								査定対象外につき復旧記録無し
2	3	美原1丁目その3								査定対象外につき復旧記録無し
3	22	芦野3丁目その2								査定対象外につき復旧記録無し
										査定対象外につき復旧記録無し
4	29	芦野2・3丁目	VU250	3.0~3.6	不明					同地区内であるが、東方沖の被災箇所とは一致しない
5	27	堀川町	HP450	5.0~5.1	砂利				37.5m	ズレ、たわみが発生、復旧記録図なし ¹⁾
6	16	武佐4丁目その5	HP250	2.7~3.1	原地盤	0	14	3	46.9m	斜面崩壊地点、若草保育園裏
7	98	武佐3丁目その2	HP250	1.6~2.1	原地盤					同地区内であるが、東方沖の被災箇所とは一致しない
8	20	緑ヶ岡5丁目その3	HP250	1.9~2.1	碎石					同地区内であるが、東方沖の被災箇所とは一致しない
			HP250	1.9~3.1	碎石	550	0	40	122.7m	
⑨	102	緑ヶ岡5丁目その5	HP250	1.9~2.9	碎石				242.9m	管のたわみ、継ぎ手のズレが主体 ²⁾
⑩	81	美原5丁目	HP250	5.5~6.0	碎石					管の亀裂、スナックロック工法で復旧 ³⁾

1) 東方沖地震の被災延長は12mと小規模

2) 東方沖地震の被災延長は20mと小規模

3) 東方沖での被災延長は81m

(延長11,415m)のうち資料を入手できた延長11,029mの区間と、北海道東方沖地震で被災した延長8,423mの区間、及びこれらの区間内で被害を受けた目地(釧路沖地震:643箇所、北海道東方沖地震:913箇所)を対象として、以下の条件の調査を行った。

- 1) 管種(ヒューム管:HPと塩ビ管:VUに分類した。)
- 2) 管径(200~380mm、400~650mm、700~900mm、1000mm以上の4種類に分類した。)
- 3) 埋設深度(1.5m以下 3 1.5~2.5m 3 2.5~3.5m 3 3.5m以上の4種類に分類した。)
- 4) 地盤種別(台地、台地の末端、台地~低地遷移部、砂丘、氾濫原、泥炭地、泥炭地+プレロード、泥炭地+置換工法の7種類に分類した。図1.3参照)
- 5) 施工年度(昭和41年以前、昭和42~52年、昭和53~63年、平成元年以降の4種類に分類した。図2.3参照)

(2) 砂丘を除く低地部の被害検討

釧路沖地震後に計18地点で実施した標準貫入試験結果(うち10地点は埋戻し土が対象)と、それ以前に実施されていた既存の地質調査資料に基づいて、被害路線とその近隣の無被害路線の地質断面図を作成した。また、これらの地質調査資料より、被害地点と無被害地点の地下水位、液状化層厚等を推定し、これらの頻度分布図を比較して被害原因の検討を行った。検討対象とした被害地点と無被害地点は、釧路沖地震がそれぞれ56地点、33地点、北海道東方沖地震が50地点、14地点である。ただし、北海道東方沖地震による被害地点と無被害地点のうちそれぞれ18地点、7地点では、直接的な地質調査結果でなく前述した地質断面図に基づいて推定した地盤条件を用いて整理を行っている。

前述したように、北海道東方沖地震による被害路線には、既に釧路沖地震で被災していた箇所が含まれている可能性があるため、本検討においては、どちらの地震で被災したものであるかは特に区別せずに「被害地点」として用いている。また、釧路沖地震における無被害地点として抽出した箇所は、北海道東方沖地震においても無被害であったことが確認されており、さらに北海道東方沖地震における無被害地点として追加された箇所も、釧路沖地震における復旧路線を含んでいないことから両地震で無被害であったことになるため、これらについても、本検討では地震の区別をせずに「無被害地点」として用いている。

(3) 台地部の被害検討

(2)と同様な手順で、地質断面図の作成と、被害地点と無被害地点の地盤条件の比較検討を行った。ただし、資料数が限られていたため、被害地点については、地質断面図に基づいて盛土層厚と地下水位を推定した場合も検討対象として大幅に追加した。検討対象とした地点は、釧路沖地震による被害地点が131地点(うち112地点は推定値)、無被害地点が21地点で、さらに、北海道東方沖地震による被害地点を35地点(うち18地点は推定値)追加して整理を行った。

(4) 砂丘部の被害検討

砂丘部の被害路線は限られており(図2.5参照)、そのなかで地質調査資料が得られていたものは、北海道

東方沖地震における1地点のみであった。一方、無被害路線については、地質調査資料が存在する箇所が37地点あった。そこで、地質断面図に基づいて地盤条件を推定した被害地点として、釧路沖地震と北海道東方沖地震についてそれぞれ1地点、7地点を追加して整理を行った。

4. 調査結果及び考察

4.1 釧路沖地震と北海道東方沖地震による被害路線全体の分析

管渠と目地被害の集計表をそれぞれ表4.1及び表4.2に、項目毎のヒストグラムを図4.1及び図4.2に示す。

これらよりわかることを以下に列挙する。

- 1) 管種については、図4.1(a)より、ヒューム管と塩ビ管の被害延長の比が約2:1となっている。一方図4.2(a)より、被害を受けた目地数は、ヒューム管のほうが圧倒的に多い。ただし、それぞれの敷設全延長が不明であるため、被害の受けやすさの相対的な比較は行えないが、目地被害に関してはヒューム管（図4.3参照）のほうが、塩ビ管（図4.4参照）よりも被害を受けやすいことは間違いないと考えられる。
- 2) 管径については、図4.1(b)及び図4.2(b)より、被害延長、被害目地数とも、400mm以下の小口径管が圧倒的に多い。これは、表2.3に示したように、全延長に占める割合がもともと多いことによるが、図4.1(b)と表2.3の比較より、被害率も、小口径管のほうが600mm以上の大口径管よりも高いことが推定される。
- 3) 埋設深度については、図4.1(c)と図4.2(c)の比較より、深い位置の管渠ほど、ほぼ同程度の被害延長に対して目地が被害を受けにくくなっている傾向が見られる。また、1.5mよりも浅い位置の管渠の被害が相対的に少ないが、これは、もともと浅い位置にはあまり埋設されていなかったことによると考えられる。
- 4) 地盤種別については、図4.1(d)及び図4.2(d)より、砂丘部を除く低地部（図中の地盤種別5～8）のほうが台地部（地盤種別1～3）よりも被害延長、被害目地数とも多くなっている。また、「泥炭地+置換工法」（地盤種別8）の地盤中では、目地の被害数が被害延長に対して著しく少なく、砂丘部（地盤種別4）では、その逆の傾向が見られる。
- 5) 施工年度については、図4.1(e)及び図4.2(e)より、昭和53年以降に施工された区間の被害延長、被害目地数が多い。これは、施工方法の変化の影響というよりは、むしろ、被害の多かった「砂丘部を除く低地部」での下水道整備が、主としてこの時期に実施されたことによるものと考えられる（図2.3参照）。
- 6) 北海道東方沖地震での被害の発生傾向を釧路沖地震と比較すると、図4.2(d)及び(e)より、氾濫原に比較的浅く埋設（深度1.5～2.5m）された管渠の目地被害数が著しく増加したことがわかる。ただし、前述したように北海道東方沖地震での被害区間には、釧路沖地震で軽度被災していた区間が含まれている可能性があり、路面変状や流下障害などの重度の被害に至らなかった氾濫原浅部の管渠目地の被害が、北海道東方沖地震後に発見されたと考えることもできる。

4.2 砂丘を除く低地部の被害検討

低地部の下水道管路の被害には、埋戻し土と原地盤部の液状化が関与していると考えられたため、以下の地盤条件、構造条件について被害地点と無被害地点の比較検討を行った。また、これらの条件と管渠の浮上

表4.1 管渠被害の集計表

		管 種		管 径				埋 設 深 度				地 盤 種 別								施 工 年 度			
				D1	D2	D3	D4	H1	H2	H3	H4	1	2	3	4	5	6	7	8	Y1	Y2	Y3	Y4
管 種	HP	13008.7		11703.9	980.0	324.8		266.0	4372.6	4190.7	4179.5	1164.8	1075.7	1337.6	576.3	3184.0	3518.5	2134.2	17.6	518.1	1745.9	8111.1	2633.6
	VU	(66.9)	6443.7	6443.7				10.0	1640.9	3139.7	1653.1	70.3	441.7	73.5		130.5	2845.0	1555.9	1726.6		227.6	3823.8	2392.2
管 径	D1(200~380mm)		(33.1)	18147.6				276.0	6001.0	6973.0	4897.8	1153.4	545.5	1411.1	576.3	2619.1	6192.2	3622.1	1744.2	518.1	1973.5	10712.1	4943.9
	D2(400~650mm)			(93.3)	980.0				12.5	187.4	780.2		88.5			650.8	171.2					898.1	81.9
	D3(700~900mm)				(5.0)	324.8				170.2	154.4	81.7				44.5		110.0				324.8	
	D4(1000~1350mm)					(1.7)																	
埋 設 深 度	H1(H≦1.5m)						276.0							25.0	63.1	44.2	107.7	36.0		107.2	30.0	134.7	4.0
	H2(1.5<H≦2.5m)						(1.4)	6013.5				553.2	304.7	883.8	338.7	724.8	1782.6	1296.8	128.7	319.3	1183.8	2613.1	1897.2
	H3(2.5<H≦3.5m)							(30.9)	7330.5			431.1	372.8	194.7	26.4	767.5	3420.7	1595.6	521.7	91.6	461.3	4425.1	2352.5
	H4(3.5m<H)							(37.7)	5832.5	250.8	398.1	307.6	148.2	1778.0	1052.5	803.6	1093.8			298.4	4761.9	772.1	
地 盤 種 別	1 台地								(30.0)	1235.1												544.5	690.5
	2 台地の末端									(6.3)	1075.7											492.7	583.1
	3 台地〜低地遷移										(5.5)	1411.1										737.7	673.4
	4 砂丘											(7.3)	576.3						83.5	384.4			
	5 氾濫原												(3.0)	3314.4					434.6		2655.4	224.4	
	6 泥炭地														(17.0)	6363.4					132.9	3376.2	2854.4
	7 泥炭地(ブレロード)															(32.7)	3732.1				1456.2	2275.9	
	8 泥炭地(置換)																(19.2)	1744.2				1744.2	
施 工 年 度	Y1. ~S41																	(9.0)	518.1				
	Y2. S42〜S52																		(2.7)	1973.5			
	Y3. S53〜S64																			(10.1)	11934.9		
	Y4. H1〜																					(61.4)	5025.8

計19452.4m

単位：m (カッコ内は構成比、%)

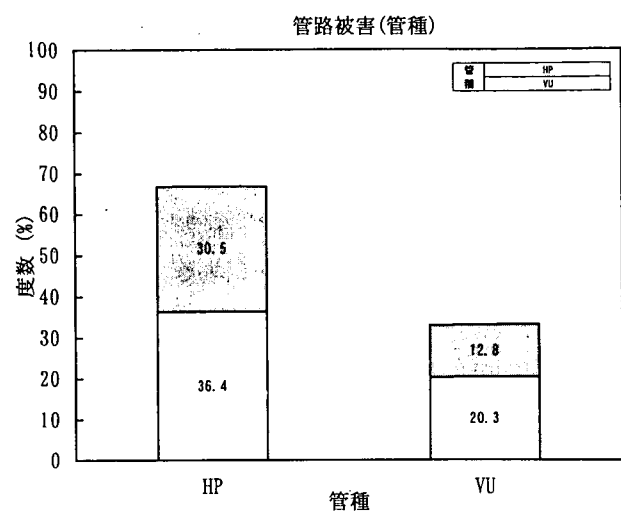
表4.2 目地被害の集計表

		管 種	管 径				埋 設 深 度				地 盤 種 別								施 工 年 度				
			D1	D2	D3	D4	H1	H2	H3	H4	1	2	3	4	5	6	7	8	Y1	Y2	Y3	Y4	
管 種	HP	1500		1431	56	13		50	651	455	344	168	98	65	89	471	396	212	1	143	229	890	238
	VU	(96.4)	56	56					18	30	8			4		1	29	16	6		2	25	29
管 径	D1(200～380mm)		(3.6)	1487				50	668	460	309	157	86	69	89	447	406	226	7	143	231	854	259
	D2(400～650mm)			(95.6)	56				1	14	41		12			25	19					48	8
	D3(700～900mm)				(3.6)	13					11	2	11					2				13	
	D4(1000～1350mm)					(0.8)																	
埋 設 深 度	H1(H≦1.5m)						29								8	12	27	3		20	3	27	
	H2(1.5<H≦2.5m)					(1.9)	669				94	28	54	77	185	137	92	2	72	154	357	86	
	H3(2.5<H≦3.5m)						(43.0)	485			55	24	12		112	196	83	3	51	44	254	136	
度	H4(3.5<H)						(31.2)	352		(31.2)	352	19	46	3	4	163	65	50	2		30	277	45
地 盤 種 別	1 台地									(22.8)	168											97	71
	2 台地の末端										(10.8)	98										51	47
	3 台地～低地遷移											(8.3)	69									45	24
	4 砂丘													(4.4)	89				10	70	9		
	5 氾濫原														(5.7)	472			133		325	14	
	6 泥炭地															(30.3)	425				14	300	111
	7 泥炭地(プレロード)																(27.3)	228			147	81	
	8 泥炭地(置換)																	(14.7)	7			7	
施 工 年 度	Y1. ～S41																	(0.4)	143				
	Y2. S42～S52																		(9.2)	231			
	Y3. S53～S64																			(14.8)	915		
	Y4. H1～																					(58.8)	267

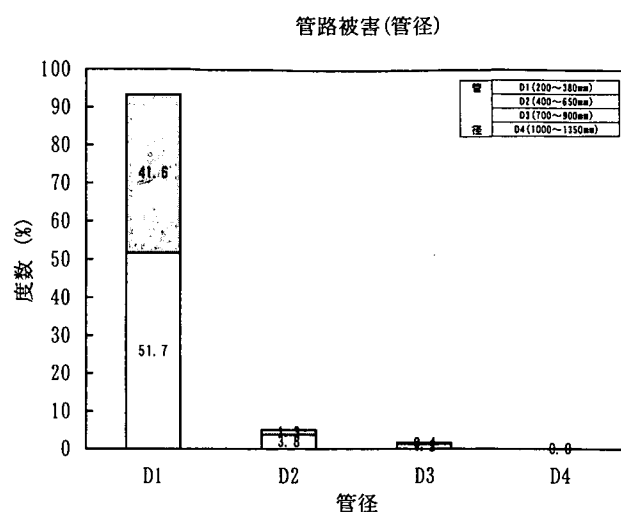
計1556箇所

(17.2)

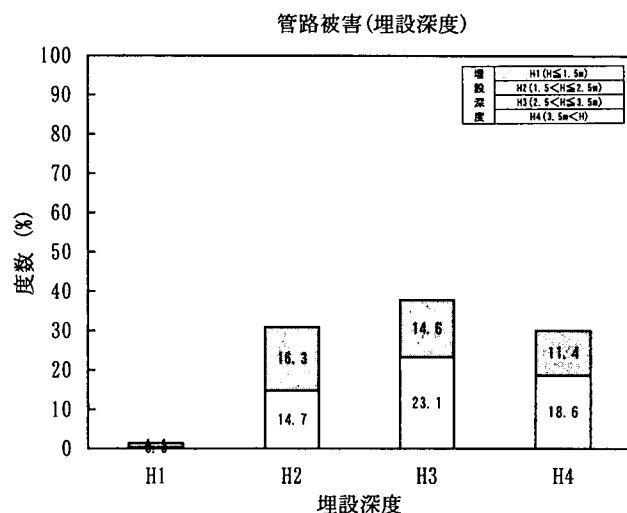
単位：箇所（カッコ内は構成比、％）



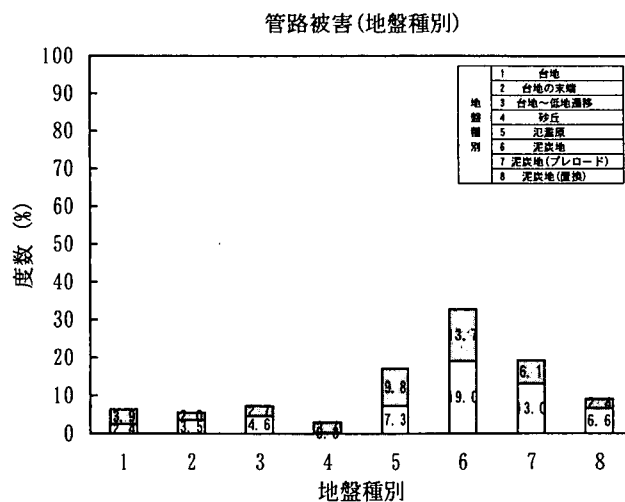
(a)



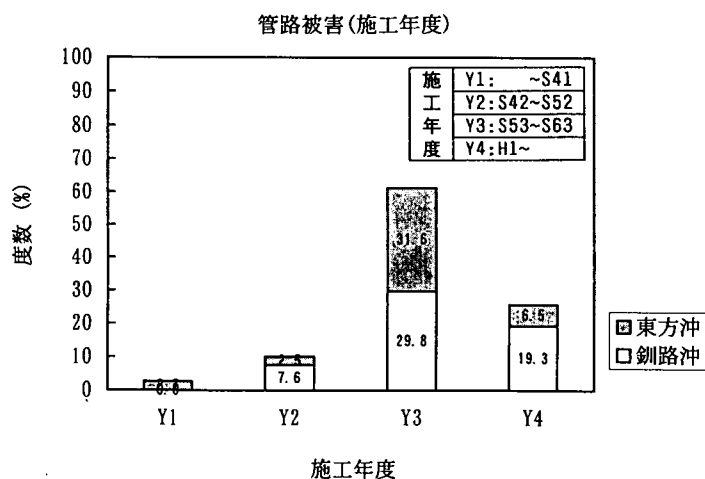
(b)



(c)

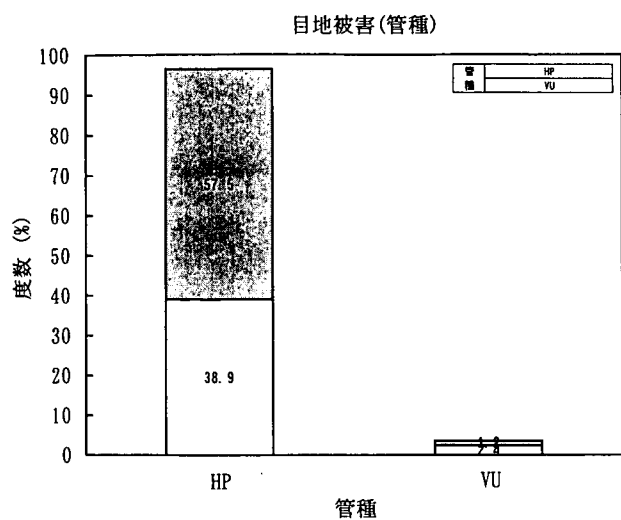


(d)



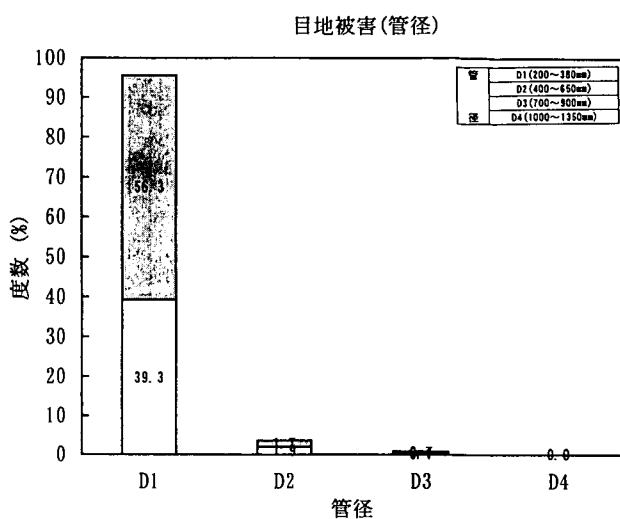
(e)

図4.1 管渠被害の内訳分類(a)管種、(b)管径、(c)埋設深度、(d)地盤種別、(e)施工年度



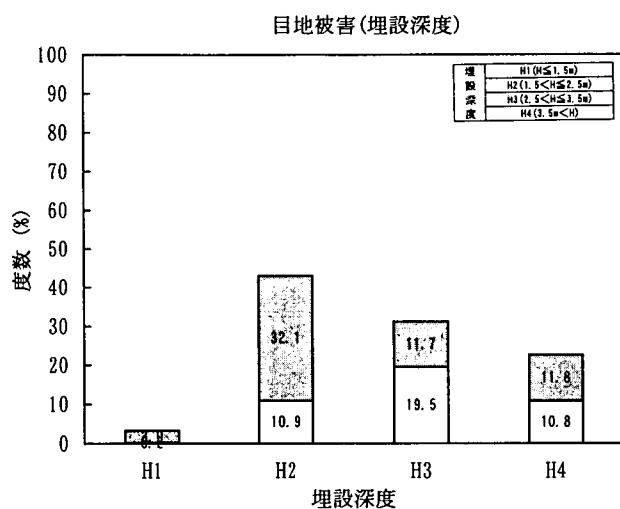
管種

(a)



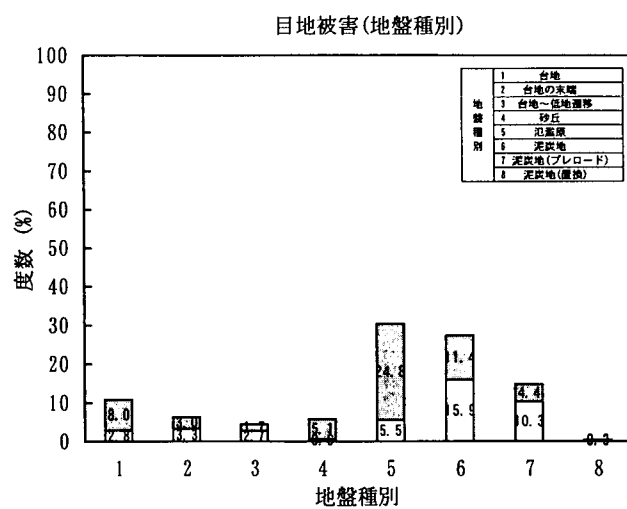
管径

(b)



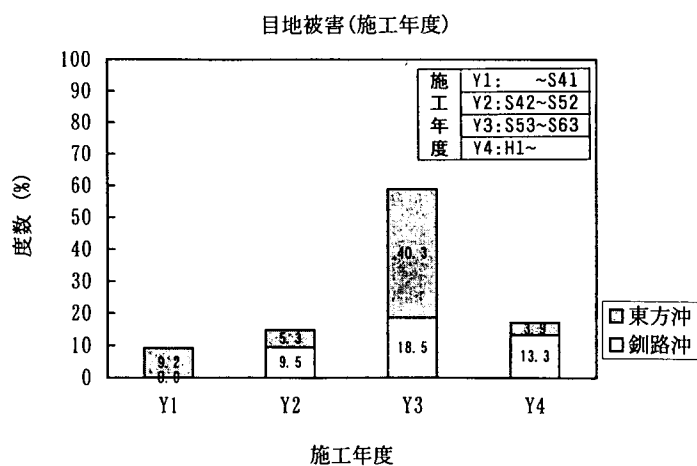
埋設深度

(c)



地盤種別

(d)

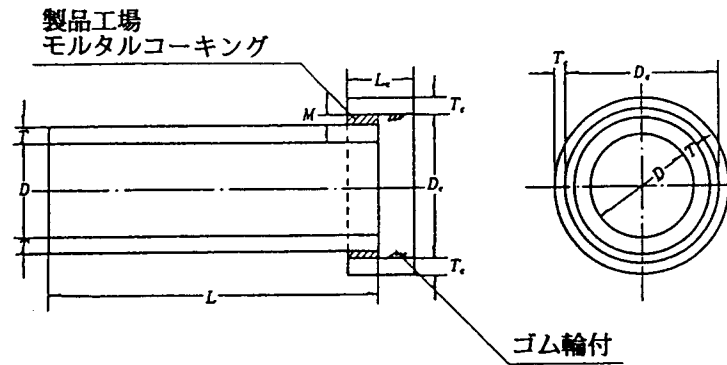


施工年度

(e)

図4.2 目地被害の内訳分類(a)管種、(b)管径、(c)埋設深度、(d)地盤種別、(e)施工年度

A 形 管



単位 (mm)

呼び径	管の寸法			カラー寸法				参考重量 kg		
	内径 D	厚さ T	長さ L	内径 Dc	厚さ Tc	長さ Lc	ランニングスペース M	管	カラー	合計
200	200	27	2,000	278	30	150	12	94	11	105
250	250	28	2,000	330	31	150	12	119	13	132
300	300	30	2,000	390	33	150	15	151	16	167
350	350	32	2,000	444	35	150	15	187	20	207
400	400	35	2,430	500	38	150	15	283	24	307
450	450	38	2,430	556	42	200	15	347	39	387
500	500	42	2,430	614	46	200	15	430	47	477
600	600	50	2,430	730	50	200	15	606	61	667

A形管用 (呼び径150~250)

単位 mm

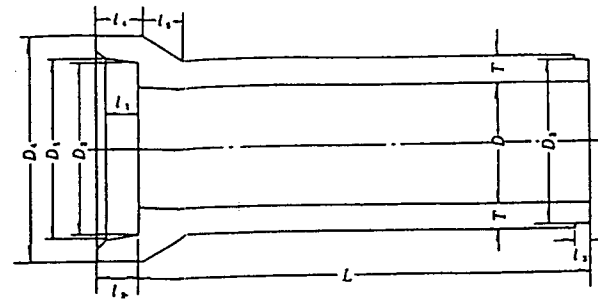
呼び径	B	H	長さ L
150 ~ 250	30	16.5	ゴム輪装着部 周長の85%

A形管用 (呼び径300~500)

単位 mm

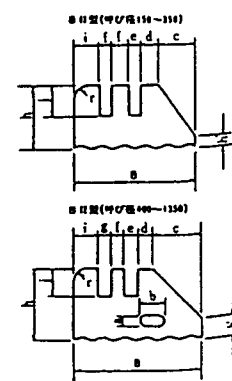
呼び径	B	H	長さ L
300 ~ 500	39	21	ゴム輪装着部 周長の85%

B 形 管



単位 (mm)

呼び径	内径 D	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	厚さ T	l ₁	l ₂	l ₃	l ₄	有効長 L	参考重量 kg
150	150	210	206	194	252	26	65	90	32	115	50	2,000
200	200	262	256	246	316	27	65	90	32	115	55	2,000
250	250	314	310	298	370	28	65	90	32	120	60	2,000
300	300	368	364	350	424	30	65	90	36	120	60	2,000
350	350	422	418	404	482	32	65	90	36	120	65	2,000
400	400	478	474	460	544	35	70	95	36	125	70	2,430
450	450	534	530	516	606	38	70	95	36	125	75	2,430
500	500	592	588	574	672	42	70	95	36	130	85	2,430
600	600	708	704	690	804	50	75	100	36	135	100	2,430
700	700	824	820	802	936	58	75	105	40	140	115	2,430
800	800	940	936	918	1,068	66	80	110	40	150	130	2,430
900	900	1,058	1,054	1,036	1,204	75	85	115	40	160	150	2,430
1,000	1,000	1,172	1,168	1,150	1,332	82	96	120	40	165	165	2,430
1,100	1,100	1,286	1,282	1,260	1,458	88	100	125	42	175	175	2,430
1,200	1,200	1,400	1,396	1,374	1,586	95	104	130	42	185	190	2,430
1,350	1,350	1,566	1,562	1,540	1,768	103	108	135	42	195	205	2,430



単位: mm

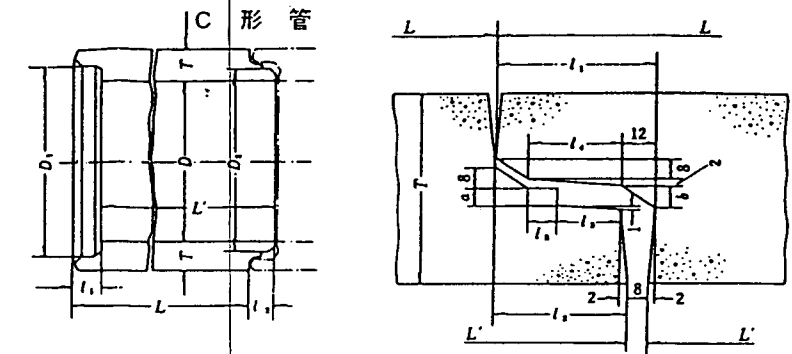
B形管用ゴム輪寸法表

呼び径	寸法												長さ L
	B	b	b ₁	a	b	c	d	e	f	g	i	j	
150~250	20	10.5	2	-	-	6	3	2	3	2	4	5	2
300~350	22	12.0	2	-	-	8	3	2	3	2	4	5	2

単位: mm

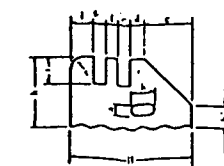
呼び径	寸法												長さ L
	B	b	b ₁	a	b	c	d	e	f	g	i	j	
400~600	24	12.0	4	2.5	5.5	7	3	3	3	3	5	5	2
700~1000	28	15.5	4	2.5	5.5	11	3	3	3	3	5	6	2
1100~1350	31	18.5	6	4.0	8.0	14	3	3	3	3	5	5	2

C 形 管



単位 (mm)

呼び径	内径 D	D ₁	D ₂	厚さ T	l ₁	l ₂	b	L	h	a	b	長さ L	L'	参考重量 kg
1,500	1,500	1,604	1,588	112	62	52	27	37	10	7	9	2,360	2,352	3,270
1,650	1,650	1,760	1,744	120	62	52	27	37	10	7	9	2,360	2,352	3,850
1,800	1,800	1,914	1,898	127	62	52	27	37	10	7	9	2,360	2,352	4,430
2,000	2,000	2,132	2,116	145	67	57	27	42	15	7	9	2,360	2,352	5,640
2,200	2,200	2,342	2,326	160	67	57	27	42	15	7	9	2,360	2,352	6,840
2,400	2,400	2,556	2,536	175	72	62	30	47	17	8	11	2,360	2,352	8,170



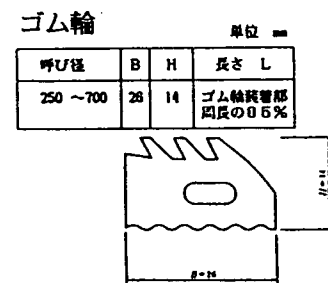
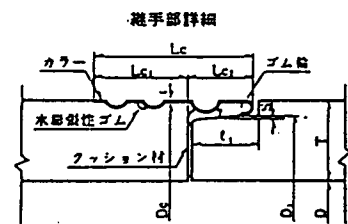
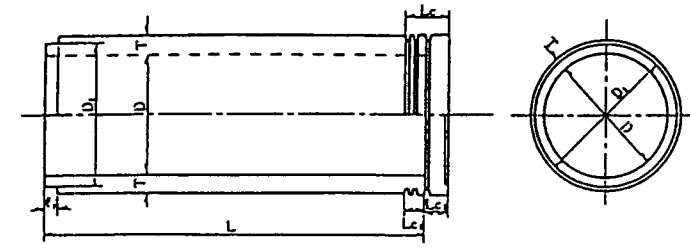
単位: mm

C形管用ゴム輪寸法表

呼び径	寸法												長さ L
	B	b	b ₁	a	b	c	d	e	f	g	i	j	
1500~2200	24	14.5	5	2.5	6.5	8	3	3	3	3	4	4.5	2
2400~3000	26	17.0	6	3.0	8.0	9	3	3	3	3	5	4.5	2

図4.3 ヒューム管の目地構造

埋込カラー形小口径推進管



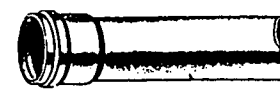
単位 (mm)											
呼び径	内径	D ₁	壁厚	外径	t ₁	S	L _c	L _{c1}	L _{c2}	t	D _c
250	250	340	55	2000	51	1.5	120	70	50	1.5	355
300	300	394	57	2000	51	1.5	120	70	50	1.5	409
350	350	450	60	2430	51	1.5	120	70	50	1.5	465
400	400	506	63	2430	51	1.5	120	70	50	1.5	521
450	450	564	67	2430	51	1.5	120	70	50	1.5	579
500	500	620	70	2430	51	1.5	120	70	50	1.5	635
600	600	736	80	2430	81	2.5	170	90	80	2.0	754
700	700	856	90	2430	81	2.5	170	90	80	2.0	874

注：有効長Lは、呼び径250、300については1000mm、呼び径350～700については1200mmとすることができる。

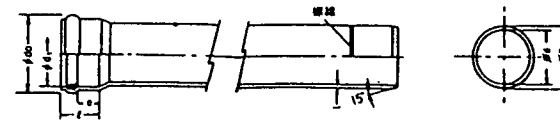
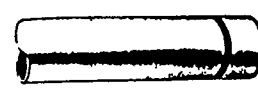
円形管

ゴム輪受口

受口部



差し口部

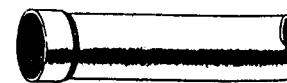


呼び	ゴム輪受口寸法				直管部寸法		
	d ₁	d ₀ (参考)	t	e	D	d(近接内径)	t(最小)
100	115.0	141	137	74	114	107	3.1
125	141.2	171	145	80	140	131	4.1
150	166.2	199	156	84	165	154	5.1
200	217.3	257	135	76	216	202	6.5
250	268.6	315	155	82	267	250	7.8
300	319.9	375	170	88	318	298	9.2
350	372.2	435	195	89	370	348	10.5
400	422.5	494	255	121	420	395	11.8
450	472.8	552	280	134	470	442	13.2
500	523.1	611	300	141	520	489	14.6

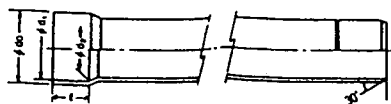
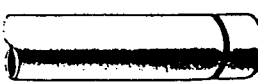
注：1. 受口内径dは直管2方向の内径測定値の算術平均値とする。
2. 使用直管はJIS K6741(炭素鋼化パイプ)のVU管である。
3. 継手は部分継手のものもあります。

接着受口

受口部



差し口部



呼び	d ₁	d ₀ (参考)	d ₂	t
100	114.8	120	113.2	50
125	140.9	150	139.1	65
150	166.1	177	163.9	80
200	217.4	232	214.6	115
250	268.6	286	265.4	140
300	319.8	340	316.2	165
350	372.0	395	368.7	200
400	422.3	448	418.4	220
450	472.6	501	468.1	250
500	522.8	555	518.2	280

注：継手は部分継手のものもあります。

塩ビ管

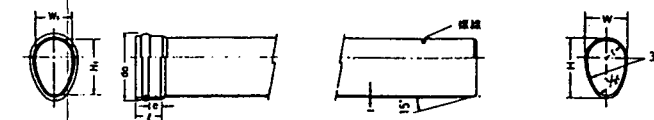
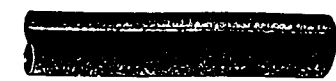
卵形管

ゴム輪受口

受口部



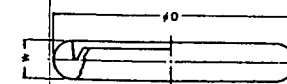
差し口部



呼び	ゴム輪受口寸法				直管部寸法			
	d ₁ (参考)	H ₁	W ₁	t	e	H	W	t (最小)
100	154.0	130.5	93.2	80	48	128.5	91.2	3.1
150	218.0	183.8	127.0	100	65	181.4	124.6	5.1
200	280.0	244.0	168.5	110	60	241.4	165.6	6.5
250	348.0	304.0	209.1	125	65	300.9	206.2	7.8
300	416.0	366.0	252.0	140	70	360.6	247.0	9.3
350	483.0	425.0	292.5	155	75	420.2	287.6	10.5

注：1. 管の材質はJIS K6741(炭素鋼化パイプ)のVU管と同等とする。
2. 呼び100の直管部断面形状は未定義とする。

ゴム輪



呼び	W	D
100	11.0	132.0
150	16.0	182.5
200	19.6	234.5
250	24.6	291.5
300	28.6	347.5
350	31.6	404.5

注：ゴム輪の材質はJIS K6353(水運用ゴム)1種Aに準じる。

図4.4 塩ビ管の目地構造

がり量 H5との相関性についても検討した。ここで、旧釧路川の東側にある低地部(緑が丘、武佐地区の一部)は台地部との遷移帯にあたり、液状化に起因しない地盤変状が被害の原因となっている可能性が考えられたため、対象地点を旧釧路川の西側に限定した場合についても検討した。

(1) 埋戻し土の液状化層厚

地下水位下にある埋戻し土が全て液状化したと想定し、地下水位から管渠の中心深度までの距離を H4として整理した。ただし、管渠の中心深度が地下水位よりも上にある場合は負の値として表示した。

H4の頻度分布を図4.5に示す。図の(a)と(b)の比較より、被害地点のほうが無被害地点よりも埋戻し土の液状化層厚が若干大きい傾向のあることがわかる。この傾向は、対象地点を旧釧路川の西側(図1.2参照)の低地部に限定した(c)と(d)の比較においてさらに顕著になる。各図の H4の平均値を算定した結果を表4.3に示すが、被害地点のほうが無被害地点よりも埋戻し土の液状化層厚は全データで40cm、旧釧路川西側のデータでは46cm 大きい。

表4.3 地下水位から管渠の中心深度までの距離 H4の平均値 (砂丘を除く低地部)

	全データ	旧釧路川西側データ
被害地点	1.22m	1.07m
無被害地点	0.82m	0.61m

H4と H5の関係を図4.6に示す。各データは、後述する原地盤部の地盤種別に応じて異なる記号で表示した。図の(a)と(c)の被害地点において、これらの関係には必ずしも正の相関は見られないが、埋戻し土の液状化層厚が1m 程度以上のときに40cm 以上の比較的大きな浮上がりが生じていることがわかる。ただし、地下水位は必ずしも地震当時の値ではなく、H4にはある程度の誤差が含まれていることに留意する必要がある。

同一の路線で地下水位と管渠の相対的な位置関係によって被害の有無が分かれた例を図4.7に示す(盛土層を「F」と表記している。路線の位置図は図4.8を参照。以下同様)。地下水位付近に埋設されていた図の右側の管渠は無被害であったのに対し、それよりも深い位置に埋設されていた左側の管渠は釧路沖地震により浮上がり被害を受けた。同様な例を図4.9に示す。

埋戻し土自体の影響を示す例を図4.10に示す。泥炭層の原地盤中に推進工法により直接設置された区間(図中に斜線で表示)では管渠が無被害であったのに対し、これらに接続する形で開削工法で埋設された管渠は釧路沖地震により浮上がり被害を受けた。図中にボーリング No. H5-11として示した箇所では埋戻し土のボーリング (No. H5-3) も実施され、N 値が3～4 の非常にゆるい細砂層(礫分含有率2%、細粒分含有率10%、平均粒径0.18mm)であったことが確認されていることから、開削工法による区間で埋戻し土が液状化したことが、前述した浮上がり被害の主たる原因となったと考えられる。なお、図4.7中にも埋戻し土のボーリング結果が表示されているが、この例では N 値が5 以下の非常にゆるい礫混じり砂層(礫分含有率7%、細粒分含有率16%、平均粒径0.19mm)となっており、同じように液状化して管渠の浮上がり被害を引き起こしたと考えられる。

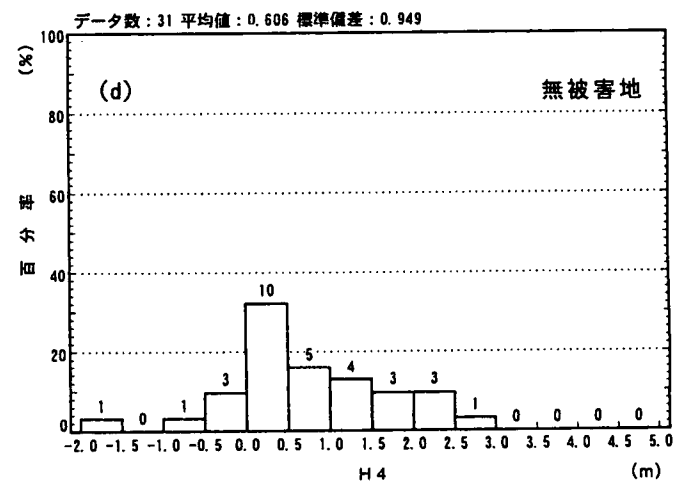
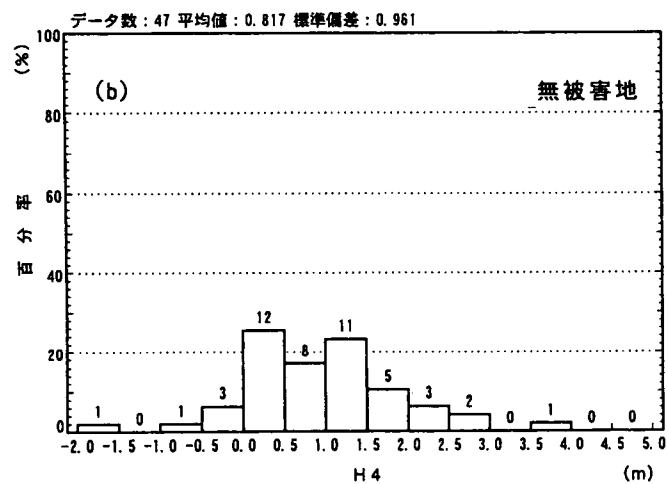
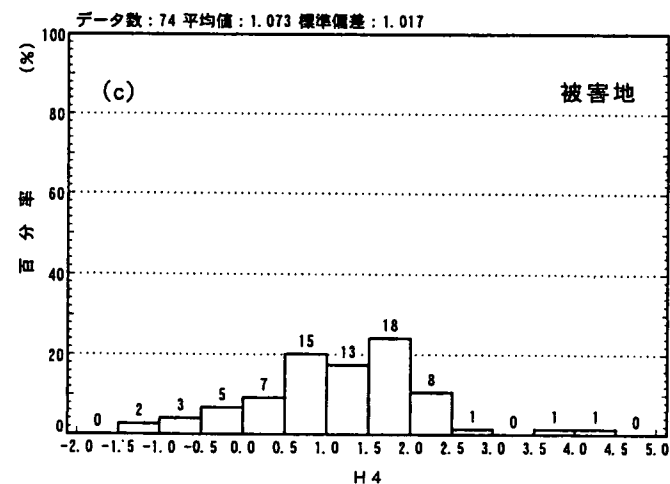
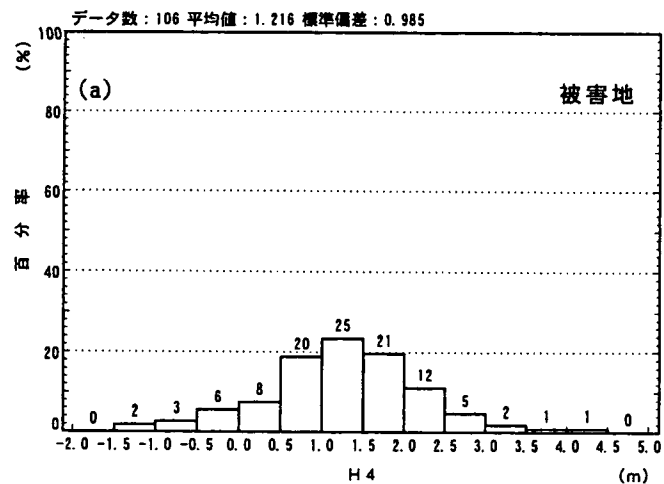
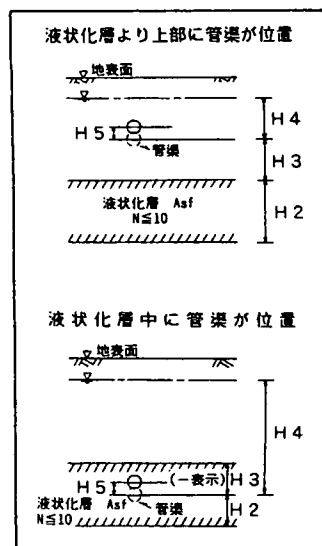


図4.5 地下水位から管渠の中心深度までの距離 H4の頻度分布(a)被害地点(砂丘を除く全ての低地部)、(b)無被害地点(砂丘を除く全ての低地部)、(c)被害地点(旧釧路川西側)、(d)無被害地点(旧釧路川西側)

図4.6 H4と管渠の浮上がり量 H5の関係(a)被害地点(砂丘を除く全ての低地部)、(b)無被害地点(砂丘を除く全ての低地部)、(c)被害地点(旧釧路川西側)、(d)無被害地点(旧釧路川西側)

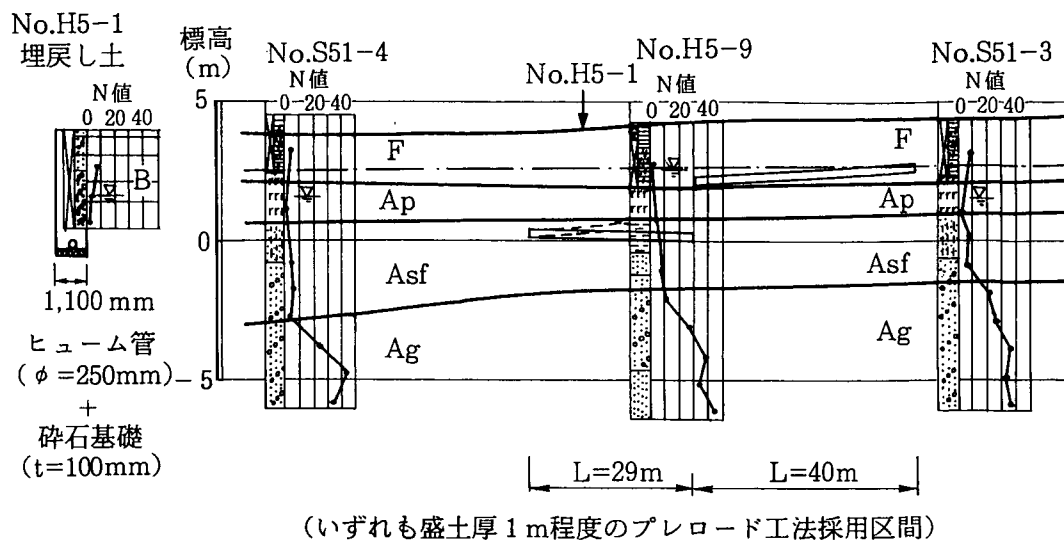


図4.7 美原2丁目（工事番号76）における地質断面図と被災状況

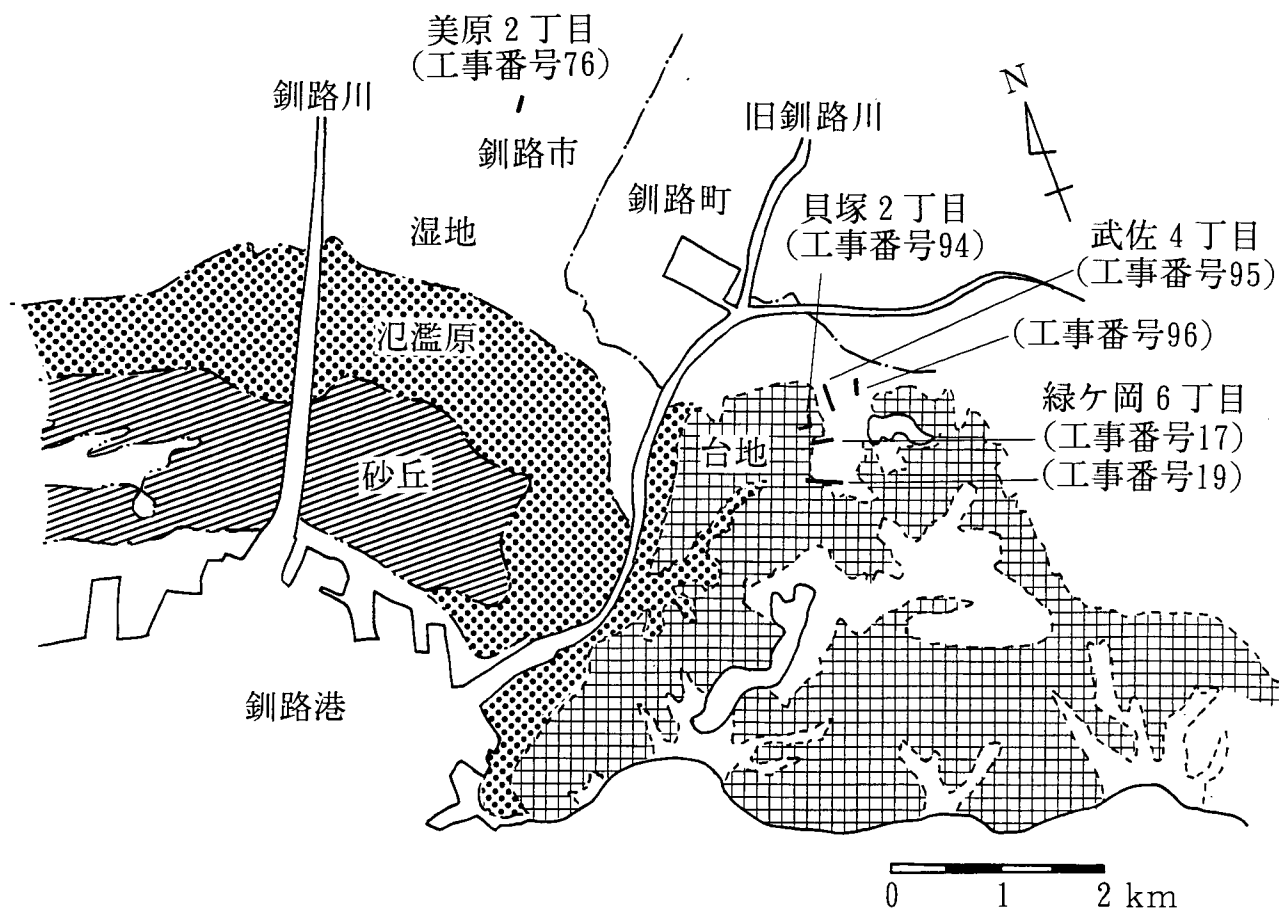


図4.8 図4.7及び図4.9～図4.11、図4.22、図4.23に示した路線の位置図

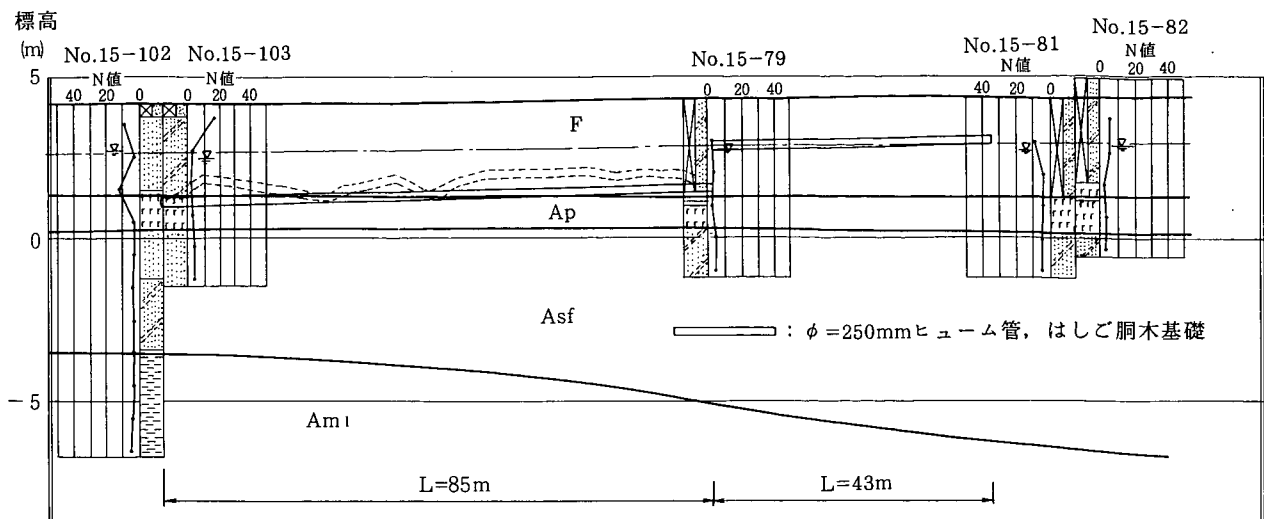


図4.9 武佐4丁目（工事番号96）における地質断面図と被災状況

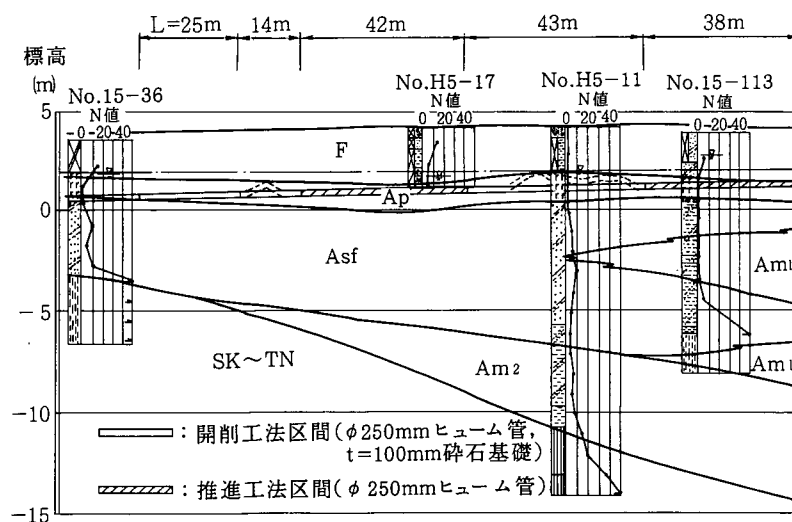


図4.10 武佐4丁目（工事番号95）における地質断面図と被災状況

(2) 原地盤部の地盤種別

低地部と台地部の境界付近における管渠の被害事例を図4.11に示す。埋戻し土の液状化だけが浮上がり被害の原因であるとする、図示した例のようにほぼ同じ深度に設置された区間では原地盤部の条件によらず被害が発生するはずであるが、実際の被害は盛土区間に集中した。これより、原地盤部の条件も浮上がり被害に影響を及ぼすことが考えられる。

被害／無被害地点の管渠埋設深度における原地盤部の土層を盛土層(B)、泥炭層(Ap)、沖積砂質土層(Asf)および沖積シルト層(Am)に分類し、その頻度分布として整理したものを図4.12に示す。全データを対象とした(a)と(b)の比較からは、盛土層に埋設された管渠が相対的には被害を受けにくかったことがわかる。さらに、旧釧路川西側のデータを対象とした(c)と(d)の比較からは、砂質土層に埋設された管渠が逆に被害を受けやすかったことがわかる。この理由として、盛土層に埋設された管渠は深度の浅いものが比較的多く、その

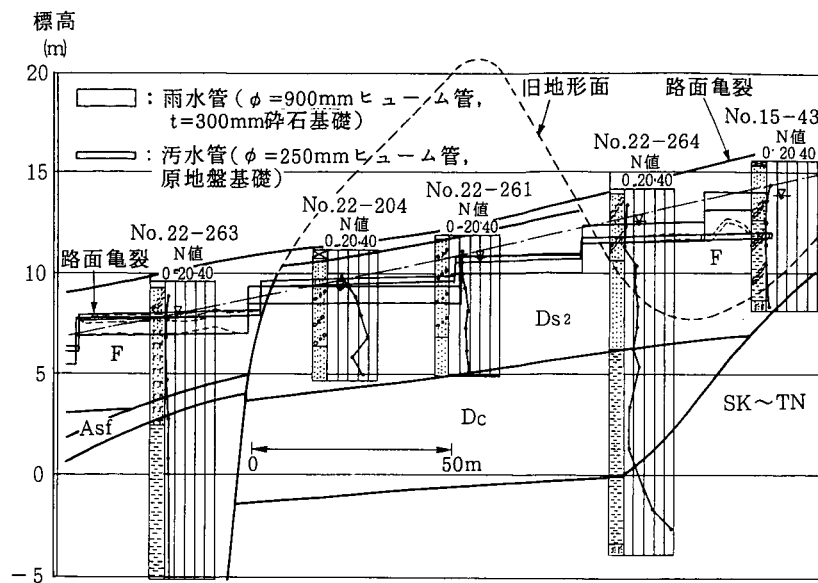
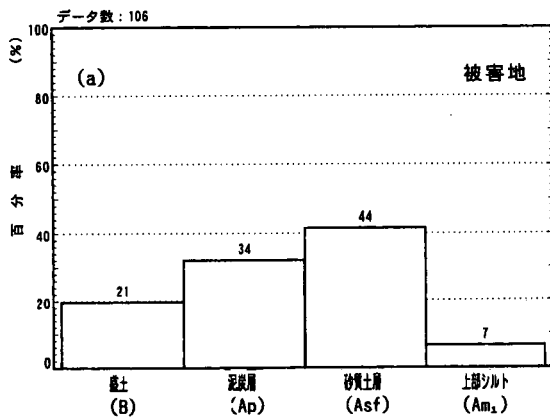


図4.11 緑が丘6丁目（工事番号19）における地質断面図と被災状況

全被害地データ（砂丘地帯は除く）



釧路川西側データ

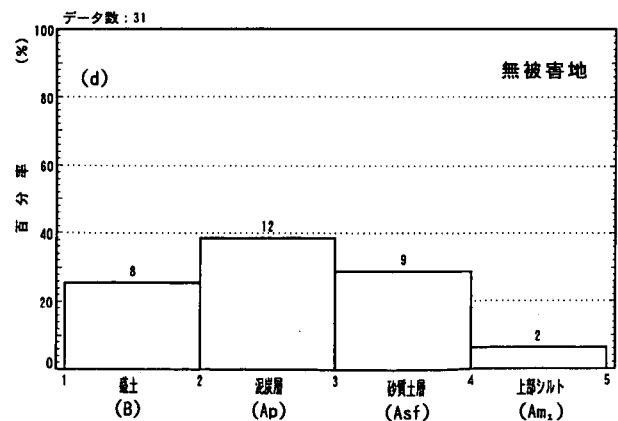
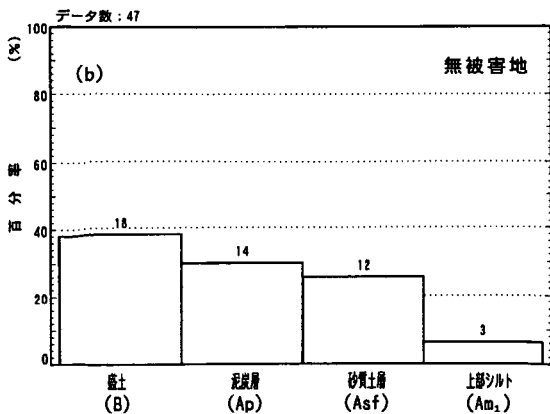
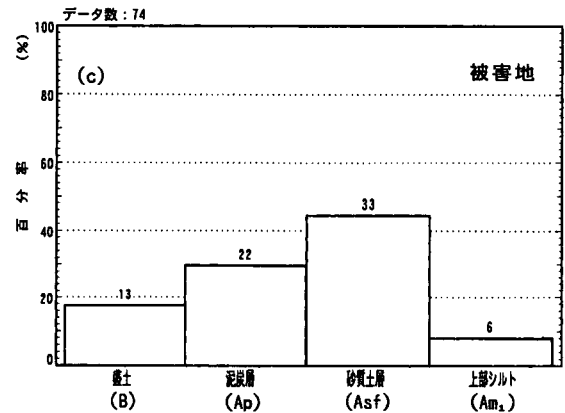


図4.12 管渠埋設深度における原地盤部の土層種別の頻度分布(a)被害地点（砂丘を除く全ての低地部）、(b)無被害地点（砂丘を除く全ての低地部）、(c)被害地点（旧釧路川西側）、(d)無被害地点（旧釧路川西側）

結果として埋戻し土の液状化層厚が小さかったこと、逆に砂質土層に埋設された管渠は深い位置にあったために埋戻し土の液状化層厚が大きかったことが考えられる(図4.6参照)が、前述したように原地盤部の条件が直接的に浮上がり被害の程度に影響を及ぼしている可能性も考えられるため、以下の(3)、(4)の検討を実施した。

(3) 原地盤部の液状化層厚

地下水位以下にある N 値が10以下の沖積砂質土層 (Asf) が液状化したと想定し、管渠の中心深度から液状化層の上面までの距離を H3、液状化層の厚さを H2として整理した。液状化層の上面が管渠中心深度よりも浅い位置にある場合には、H3を負の値として表示し、さらに H2は管渠中心深度から液状化層の下面までの距離とした。なお、表1.2に示したように、盛土層 (B) の大半は N 値が10以下の砂質土であり、これが地下水位以下にあった場合には液状化した可能性が高いが、各地点において盛土層が砂質土と粘性土のいずれかであるかを判別することは困難であったため、本検討では沖積砂質土層のみを液状化対象層とした。

H3及び H2の頻度分布をそれぞれ図4.13及び図4.14に示す。全データを対象とした場合も、旧釧路川西側のデータに限定した場合も、被害地点と無被害地点の間に明確な相違は必ずしも見られない。しかしながら、それぞれの平均値は、表4.4及び表4.5に示すように、被害地点のほうが無被害地点よりも H3は30～60cm 程度小さく、H2は逆に20～80cm 程度大きい。平均的には、管渠が液状化層に近いほど、また管渠の下側の液状化層厚が大きいほど被害を受けやすいことがわかる。

表4.4 管渠の中心深度から原地盤部の液状化層の上面までの距離 H3の平均値 (砂丘を除く低地部)

	全データ	旧釧路川西側データ
被害地点	0.52m	0.33m
無被害地点	1.09m	0.61m

表4.5 液状化層の厚さ H2の平均値 (砂丘を除く低地部)

	全データ	旧釧路川西側データ
被害地点	3.55m	3.73m
無被害地点	3.35m	2.98m

H3及び H2と管渠の浮上がり量 H5の関係をそれぞれ図4.15及び図4.16に示す。いずれも、明確な相関は見られないが、40cm 以上の比較的大きな浮上がりが生じたケースでは、おおむね H3は1m 以下、H2は1～4m 程度となっている(旧釧路川東側のデータ 1点を除く)。ここで、管渠埋設深度における原地盤部の土層が沖積砂質土層 (Asf) である場合(図中の記号「□」)は、図4.15では H3が当然ながら負の値となっているが、図4.16において H2が4m 以上のケースの浮上がり量は必ずしも大きくないことに留意する必要がある。

管渠埋設深度における原地盤部の土層が盛土層 (B) または沖積砂質土層 (Asf) である場合について、その N 値と細粒分含有率の頻度分布を図4.17に示す。図の(a)より、被害地点の N 値は2～4の範囲のものが全体の半数を占めており、それ以下のものも含めると約65%となる。一方、図の(b)より、無被害地点では N 値が

全被害地データ（砂丘地帯は除く）

釧路川西側データ

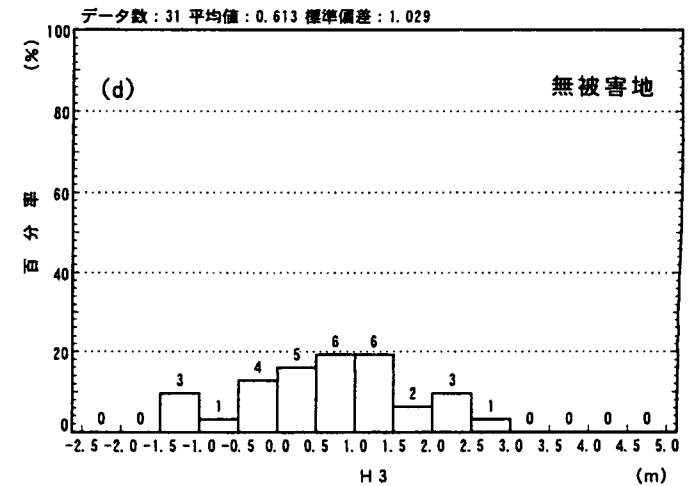
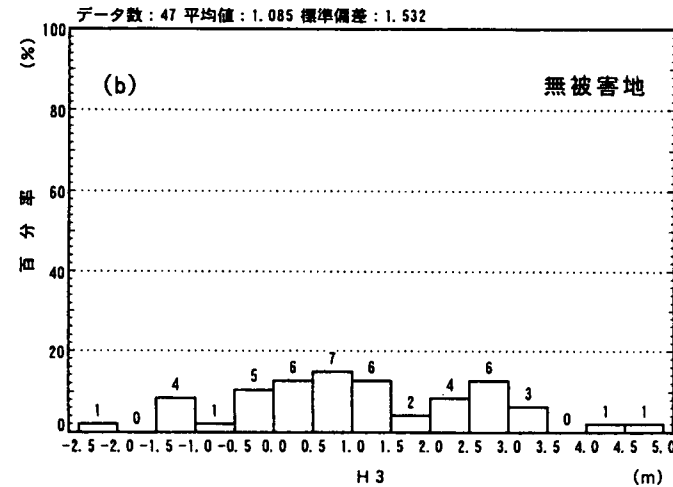
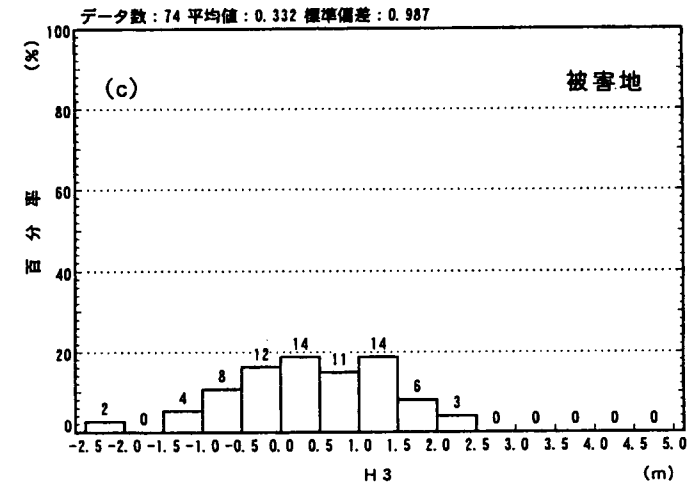
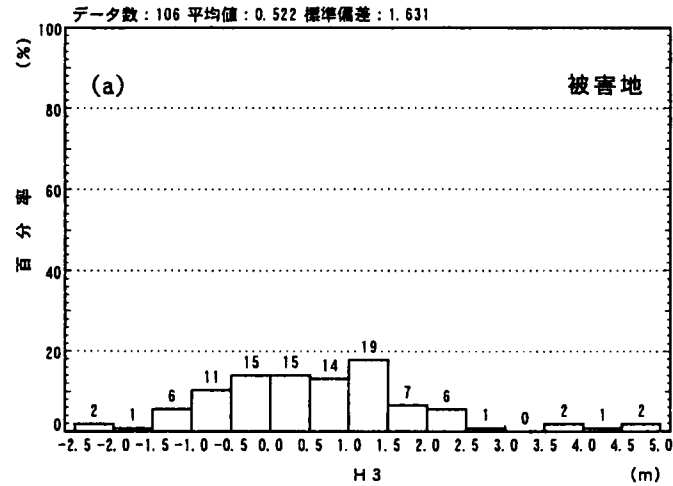
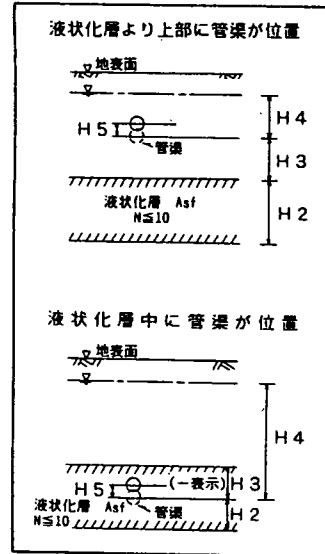
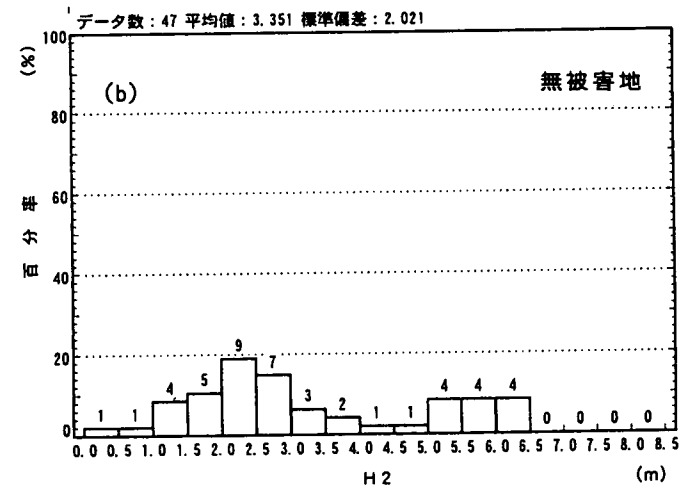
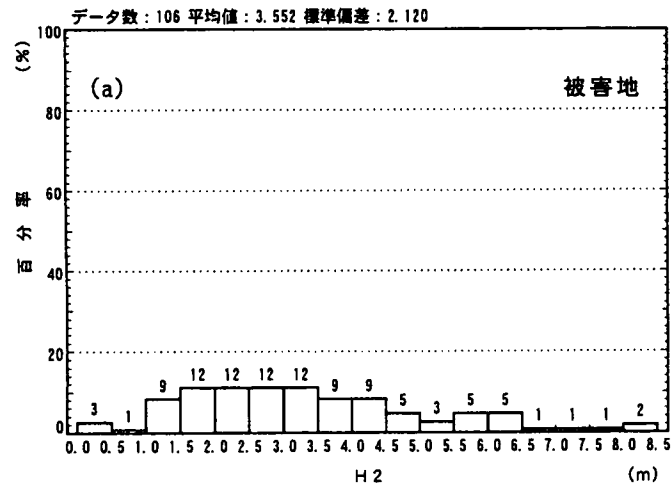
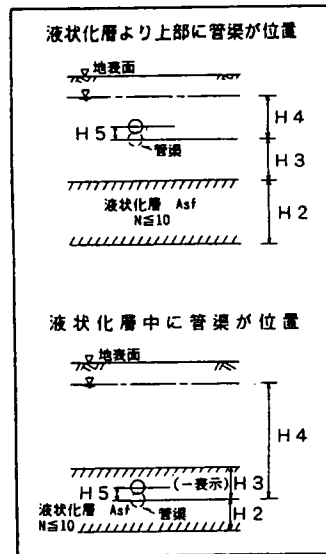


図4.13 管渠の中心深度から原地盤部の液状化層の上面までの距離 H3の頻度分布(a)被害地点（砂丘を除く全ての低地部）、(b)無被害地点（砂丘を除く全ての低地部）、(c)被害地点（旧釧路川西側）、(d)無被害地点（旧釧路川西側）

全被害地データ（砂丘地帯は除く）



釧路川西側データ

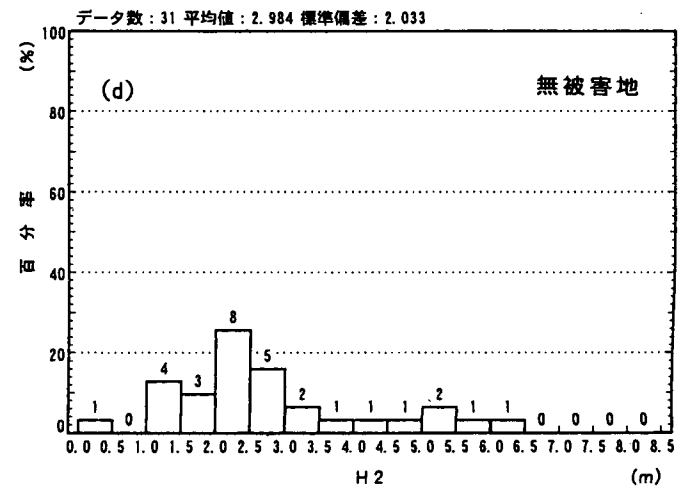
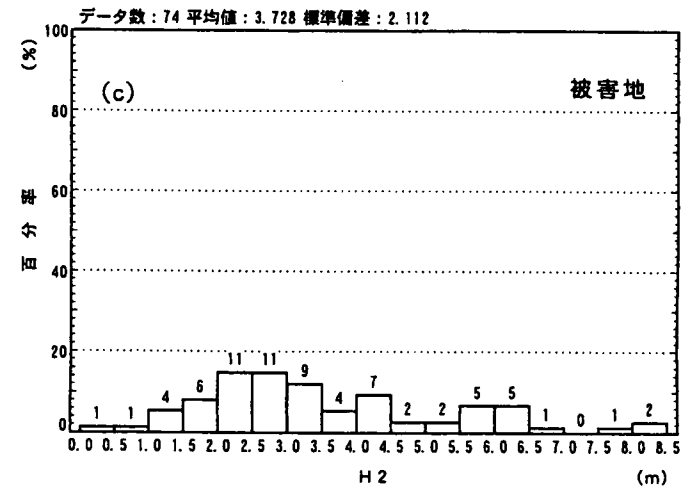


図4.14 原地盤部の液状化層の厚さ H2の頻度分布(a)被害地点(砂丘を除く全ての低地部)、(b)無被害地点(砂丘を除く全ての低地部)、(c)被害地点(旧釧路川西側)、(d)無被害地点(旧釧路川西側)

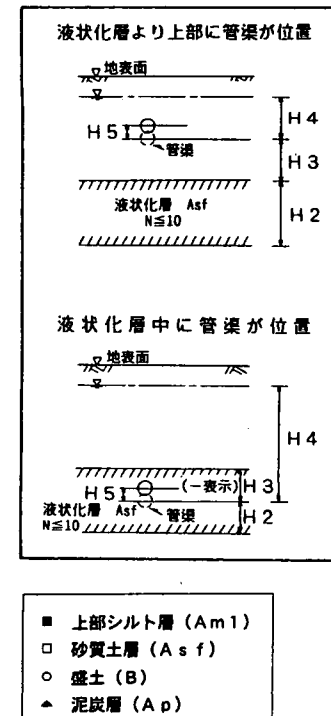
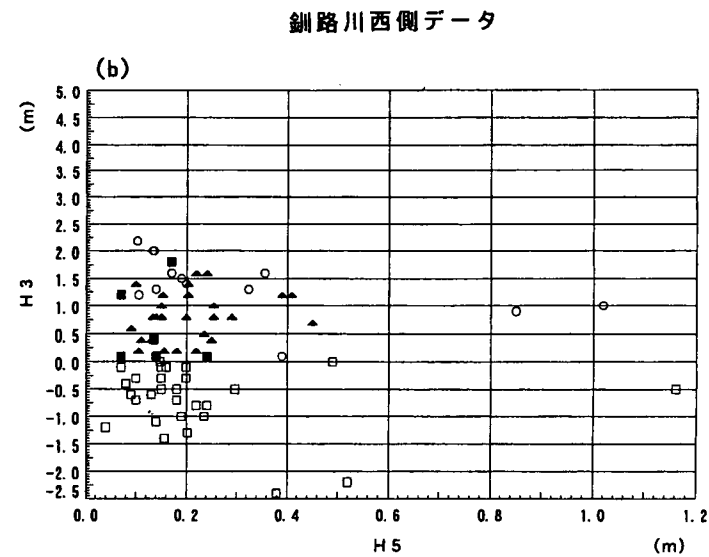
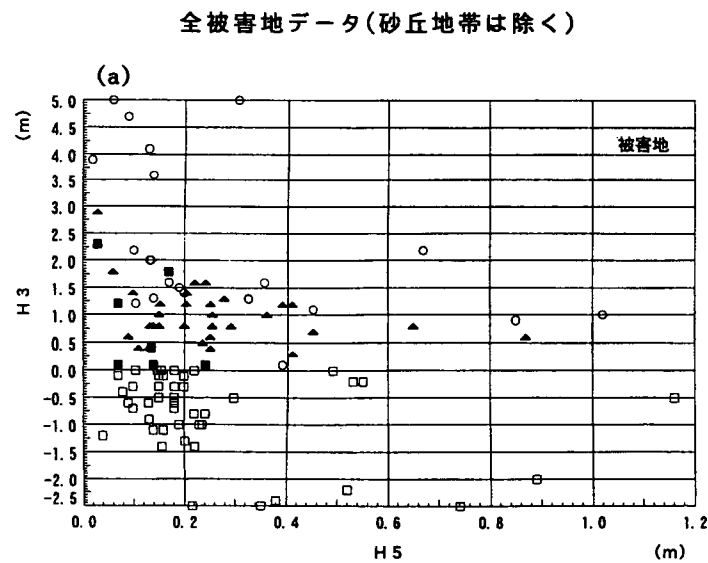
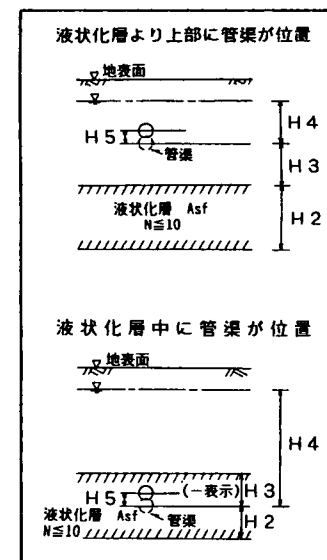
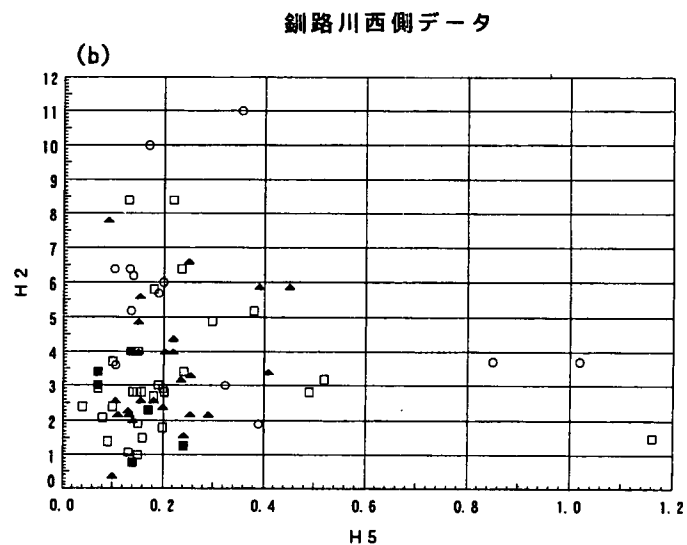
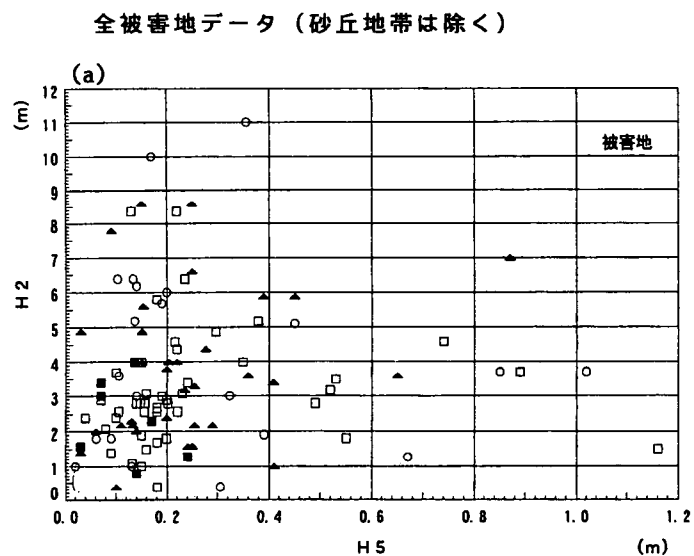


図4.15 H3と管渠の浮上がり量 H5の関係(a)被害地点(砂丘を除く全ての低地部)、(b)被害地点(旧釧路川西側)



- 上部シルト層 (Am1)
- 砂質土層 (Asf)
- 盛土 (B)
- ▲ 泥炭層 (Ap)

図4.16 H2と管渠の浮上がり量 H5の関係(a)被害地点 (砂丘を除く全ての低地部)、(b)被害地点 (旧釧路川西側)

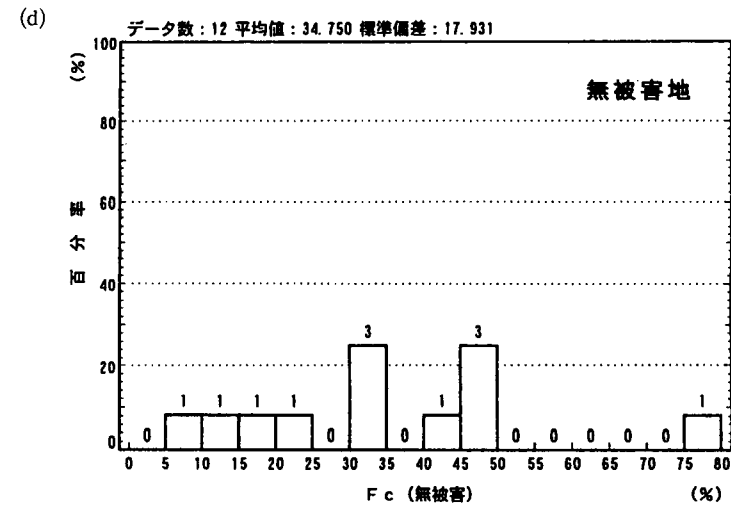
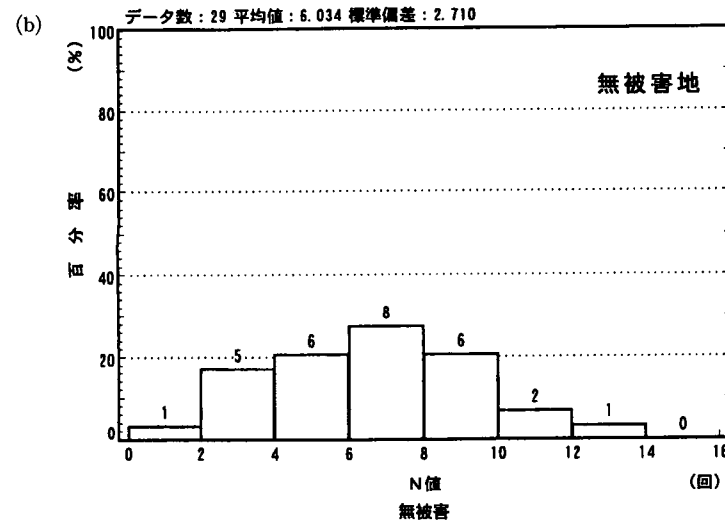
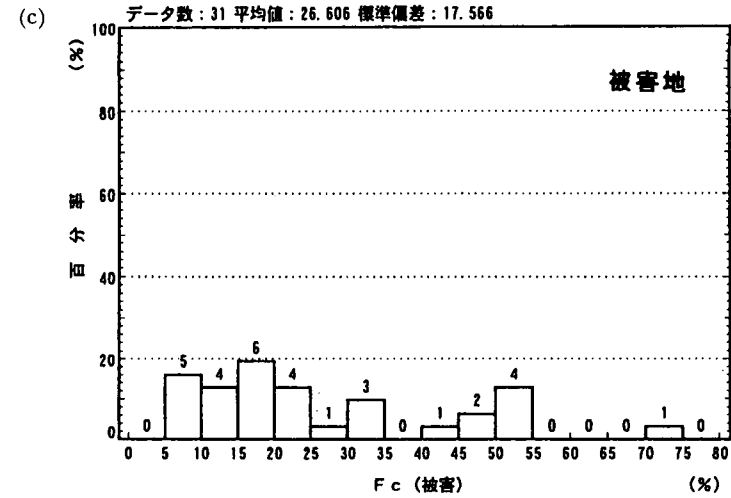
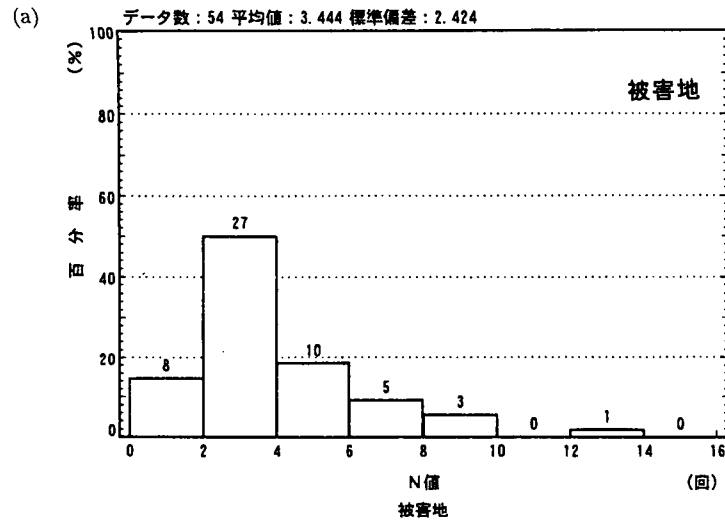


図4.17 管渠埋設深度における原地盤部が盛土層または沖積砂質土層である場合の N 値及び細粒分含有率の頻度分布(a)被害地点 (砂丘を除く全ての低地部) の N 値、(b)無被害地点 (砂丘を除く全ての低地部) の N 値、(c)被害地点 (砂丘を除く全ての低地部) の細粒分含有率、(d)無被害地点 (砂丘を除く全ての低地部) の細粒分含有率

4以下のケースは全体の20%に過ぎない。それぞれの地点の N 値の平均値は3.4及び6.0で、被害地点のほうが小さかった。さらに、図の(c)及び(d)より、細粒分含有率 F_c は被害地点のほうが無被害地点よりも少ない傾向が見られ、それぞれの平均値も27%及び35%と被害地点のほうが小さかった。以上より、管渠の周囲の原地盤が液状化層である場合には、その N 値が低く、また、細粒分含有率が少ないほうが被害を受けやすいことがわかる。

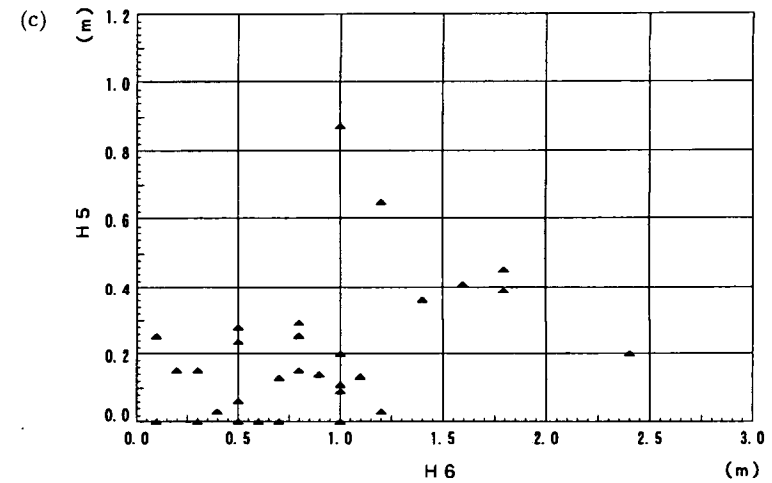
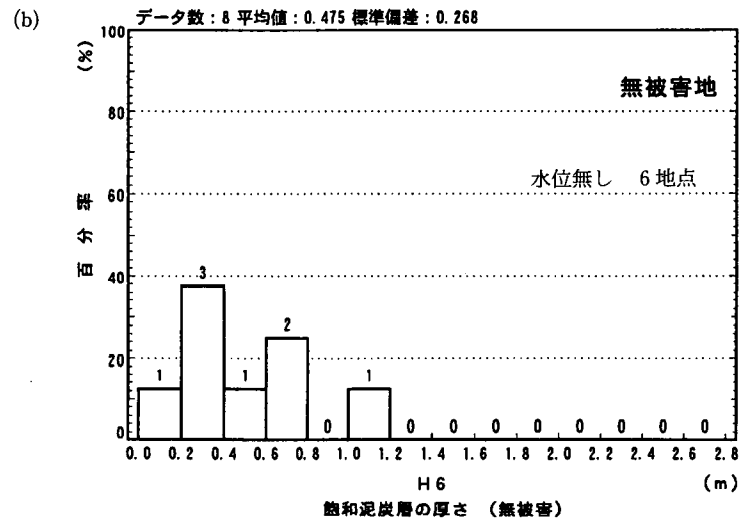
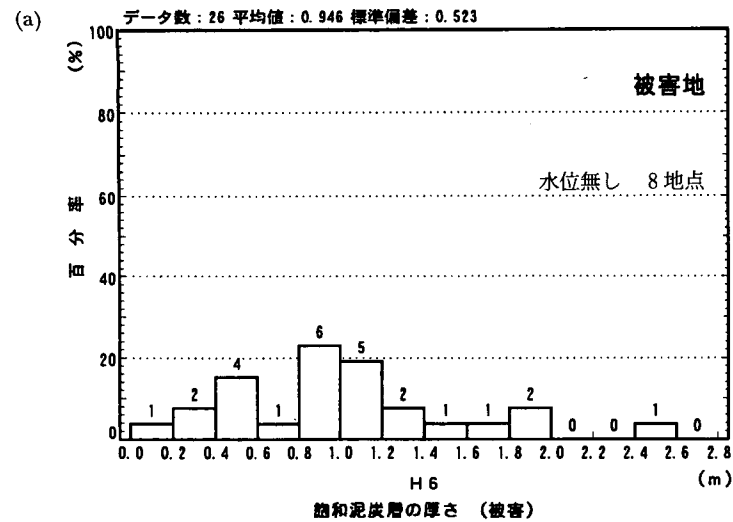
(4) 原地盤部の不透水層厚

低地部のうち湿地部に存在する泥炭層 (Ap) は透水性が低いため、地震時にはほぼ不透水層として見なすことができる。板藤ら¹³⁾は、振動台実験において透水性のある原地盤部 (相対密度90%程度の豊浦砂) に管渠模型とその埋戻し部 (相対密度30%程度の豊浦砂) を設置したケースと、埋戻し部の周囲をビニールで囲んで不透水条件としたケースの比較を行い、前者では管渠模型の浮上がり量がほとんど生じなかったのに対し、後者では比較的大規模な浮上がりが生じたことを報告している。彼らは、マンホール模型を用いた実験も行い、埋戻し部の周囲が不透水条件のケースのほうが同様に浮上がりやすいことを示した。このほかに、北海道東方沖地震により標津町で生じたマンホールの浮上がり被害は、埋戻し部の周囲に泥炭層が存在する場合に著しかったことが報告されている¹⁴⁾。そこで、今回の被害／無被害地点についても、管渠埋設深度における原地盤部土層が泥炭層 (Ap) である場合を対象として、管渠中心深度よりも上方にある泥炭層のうち地下水位以下の飽和部分の厚さを H_6 として整理した。

H_6 の頻度分布と管渠の浮上がり量 H_5 との関係を図4.18に示す。図の(a)より、被害地点では H_6 は1m程度 (0.8~1.2m)のケースが全体の半数近くあるのに対して、図の(b)より、無被害地点では0.4m未満のケースが全体の2/3程度を占める。これらの平均値はそれぞれ95cm、31cmとなり、被害地点のほうが大きかった。また、図の(c)より、40cm以上の比較的大きな浮上がりが生じたケースの H_6 はいずれも1m以上で、逆に H_6 が1m以上あるにもかかわらず浮上がりがあまり生じなかったケース数のほうが少なかった。以上より、管渠よりも上方の原地盤部の不透水層厚がある程度以上大きくなると浮上がり被害を受けやすいことがわかる。なお、図の(d)及び(e)には H_6 と原地盤部の液状化層厚 H_2 及び管渠中心から液状化層上面までの距離 H_3 の関係を、浮上がり量 H_5 に応じて異なる凡例を用いて示したが、これらの諸量の間には必ずしも明確な相関関係は見られなかった。

(5) 管渠の管径、管種、勾配、基礎型式

構造条件の影響の有無を検討するために、管渠の管径及び管種、縦断勾配、基礎型式の頻度分布を整理した結果をそれぞれ図4.19、図4.20、図4.21に示す。図4.19より、被害地点では塩ビ管 (VU) の占める割合が約半数 (全データの場合) あるいはそれ以上 (旧釧路川西側のデータの場合) であるが、無被害地点ではこれらの割合が低下しており、相対的には塩ビ管のほうが被害を受けやすいことがわかる。管径については、大口径管の占める割合がもともと小さいために同図では明確な傾向は見られず、「被害路線全体の分析」で述べた「小口径管の被害率が高い」傾向を必ずしも裏付けてはいない (例えば、図4.11の左側の区間では、直径900mmの雨水用コンクリート管も浮上がり被害を受けている)。



※ 管路より上で飽和している
泥炭層を H_6 と定義。

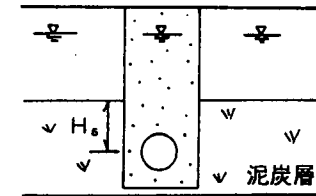


図4.18 管渠中心深度よりも上方にある泥炭層の飽和部分の厚さ H_6 の頻度分布及び H_5 、 H_2 、 H_3 との関係
(a)被害地点 (砂丘を除く全ての低地部) の H_6 、(b)無被害地点 (砂丘を除く全ての低地部) の H_6 、
(c) H_6 と管渠の浮上がり量 H_5 の関係

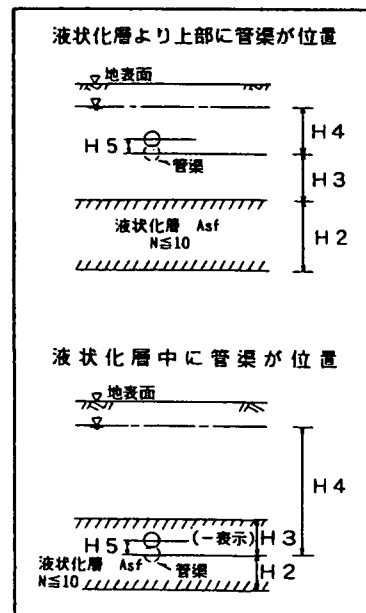
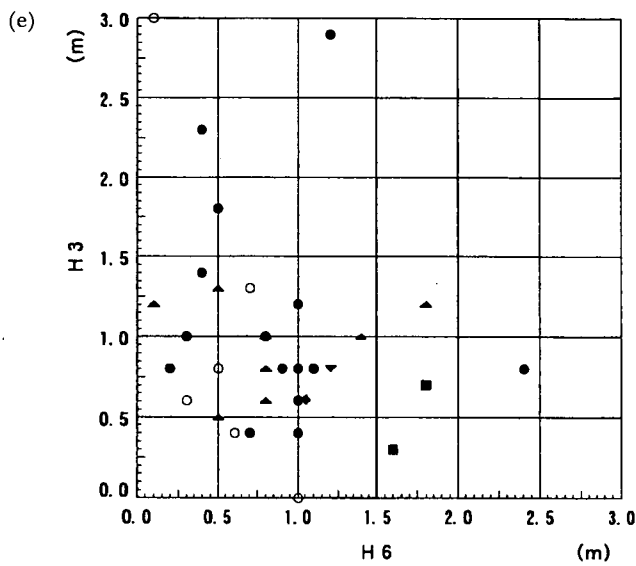
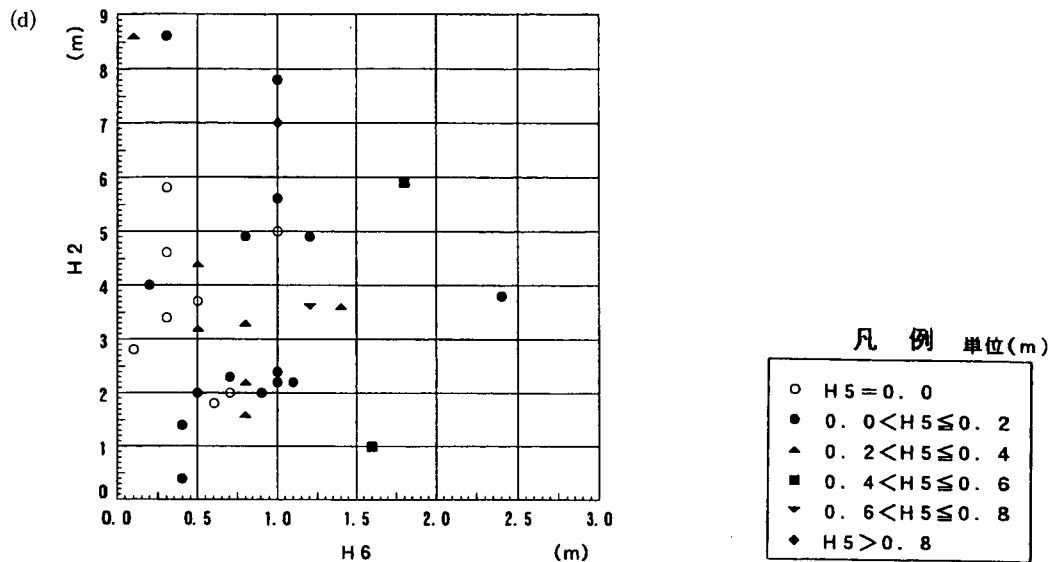


図4.18 (つづき)(d) $H6$ と原地盤部の液状化層厚 $H2$ の関係、(e) $H6$ と管渠中心から液状化層上面までの距離 $H3$ の関係

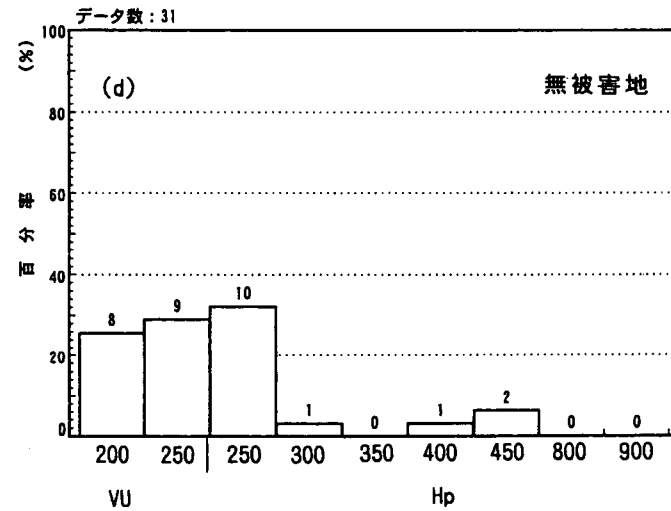
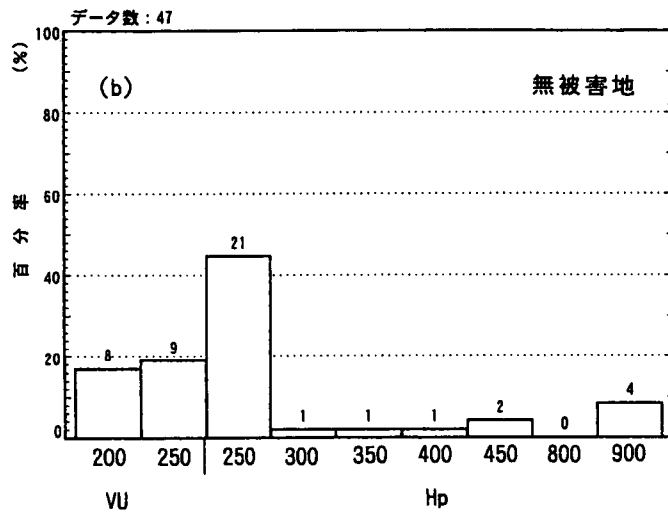
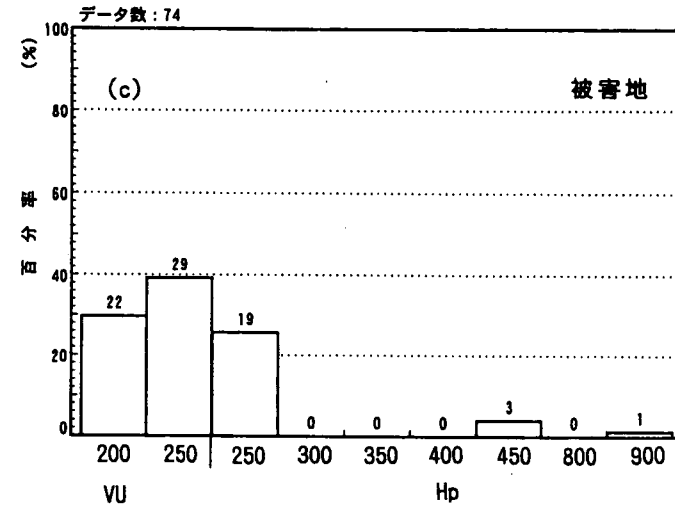
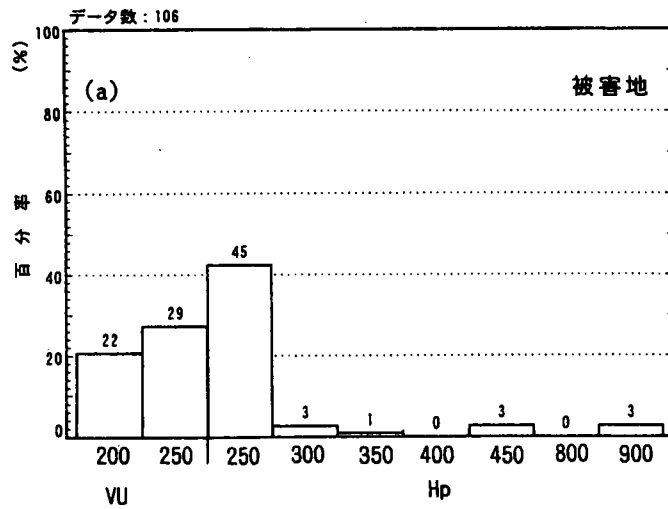


図4.19 管渠の管径及び管種の頻度分布(a)被害地点 (砂丘を除く全ての低地部)、(b)無被害地点 (砂丘を除く全ての低地部)、(c)被害地点 (旧釧路川西側)、(d)無被害地点 (旧釧路川西側)

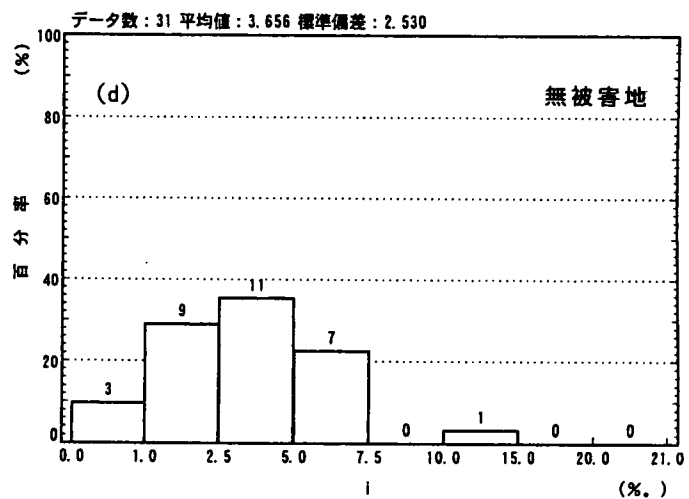
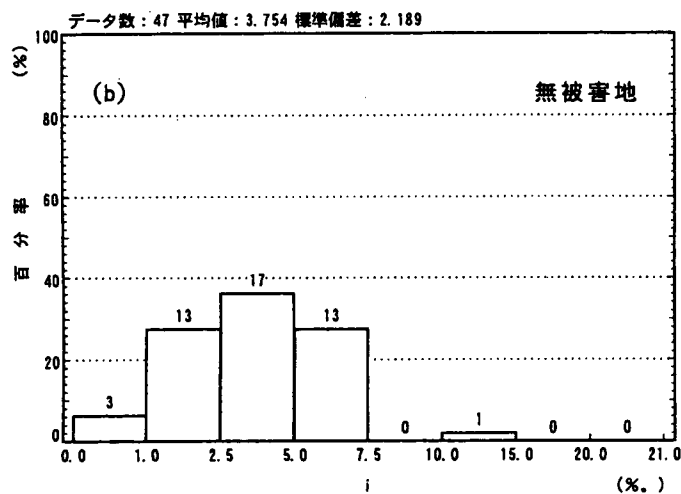
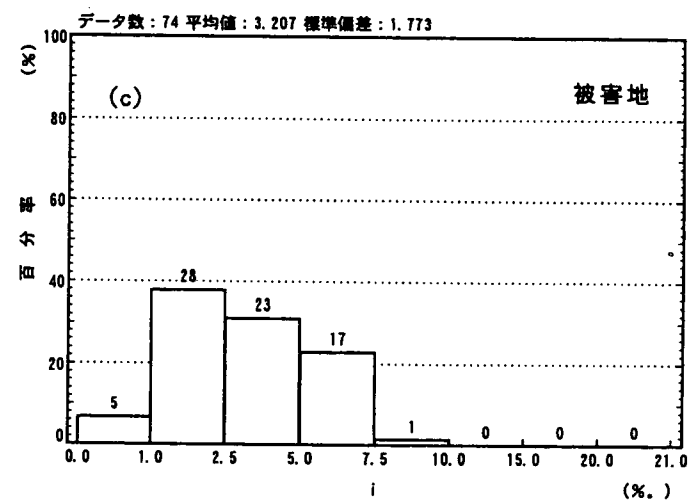
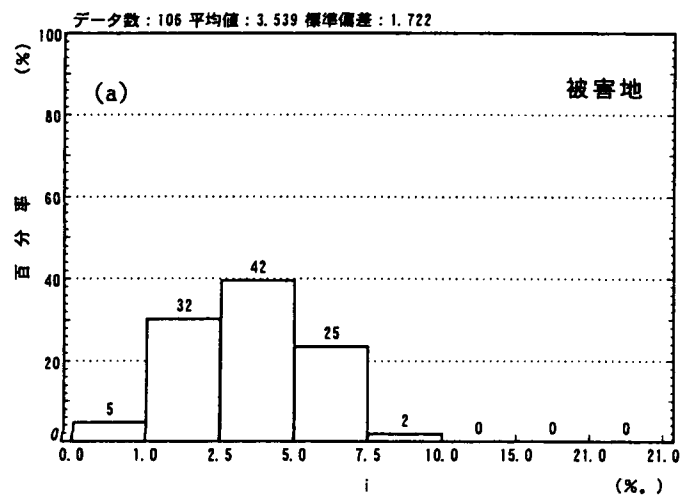


図4.20 管渠の縦断勾配の頻度分布(a)被害地点(砂丘を除く全ての低地部)、(b)無被害地点(砂丘を除く全ての低地部)、(c)被害地点(旧釧路川西側)、(d)無被害地点(旧釧路川西側)

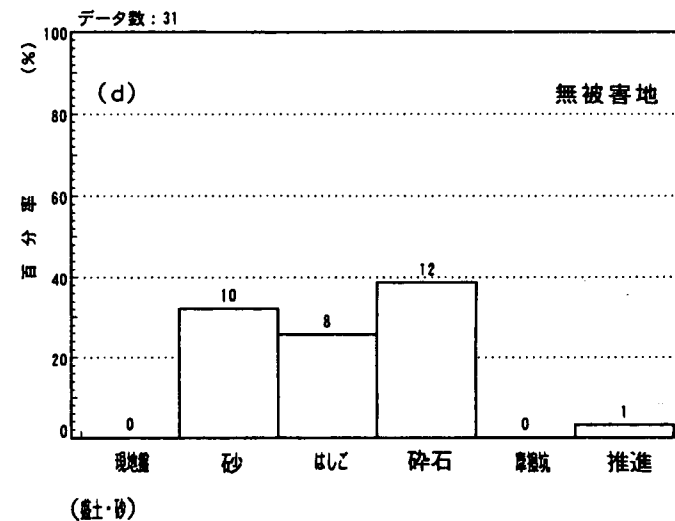
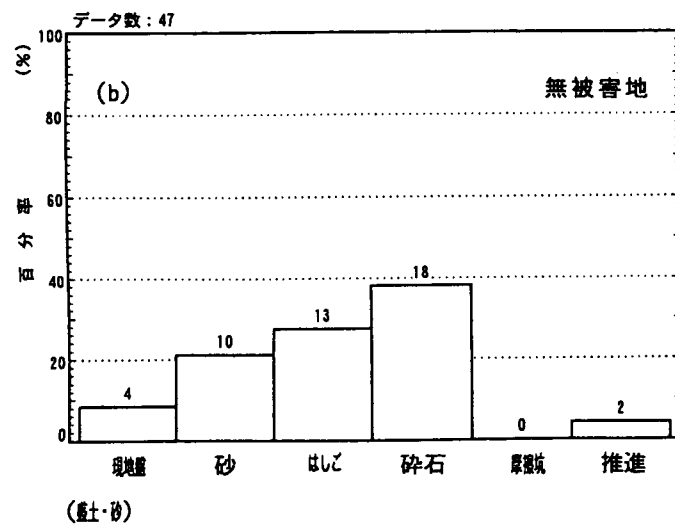
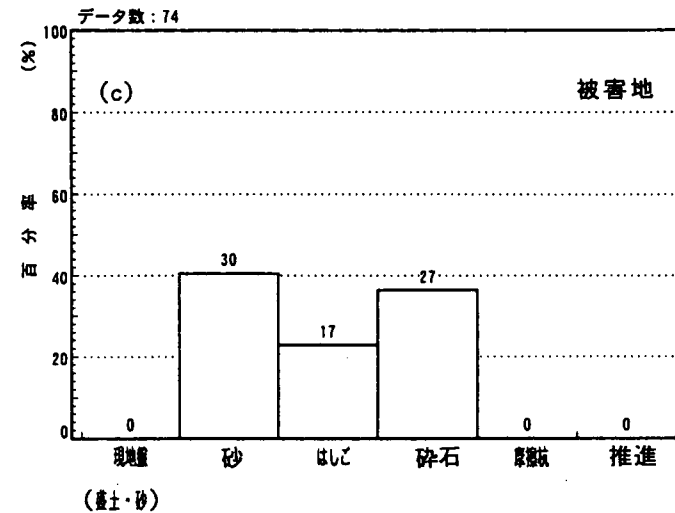
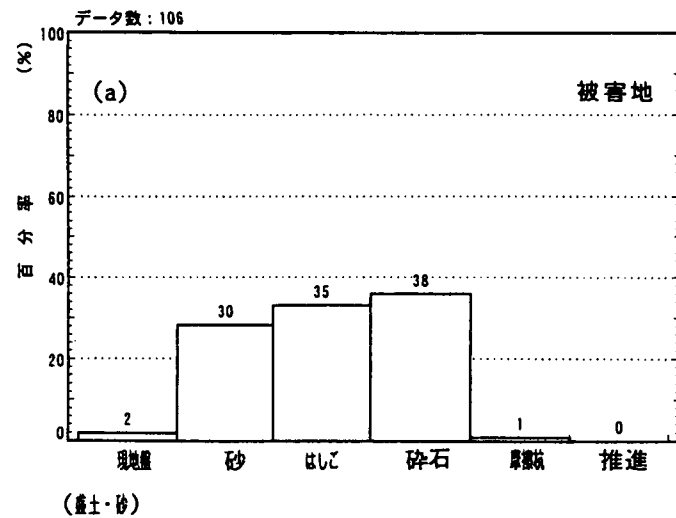


図4.21 管渠の基礎形式の頻度分布(a)被害地点 (砂丘を除く全ての低地部)、(b)無被害地点 (砂丘を除く全ての低地部)、(c)被害地点 (旧釧路川西側)、(d)無被害地点 (旧釧路川西側)

管渠の縦断勾配については、図4.20より、旧釧路川の西側にデータを限定した場合には被害地点の管渠の縦断勾配が無被害地点よりも小さい傾向が見られる。それぞれの平均値も、表4.6に示すように被害地点のほうが0.2～0.5‰程度小さくなっている。これは、管渠の縦断勾配自体の影響というよりも、むしろ低地部のなかで縦断勾配が大きくなるような台地部に近い地域では、地下水位が低い、あるいは原地盤部の液状化層厚や不透水層厚が小さいなどの地盤条件となりやすいために、浮上がり被害が生じにくかったと考えることができる。

表4.6 管渠の縦断勾配の平均値（砂丘を除く低地部）

	全データ	旧釧路川西側データ
被害地点	3.54‰	3.21‰
無被害地点	3.75‰	3.66‰

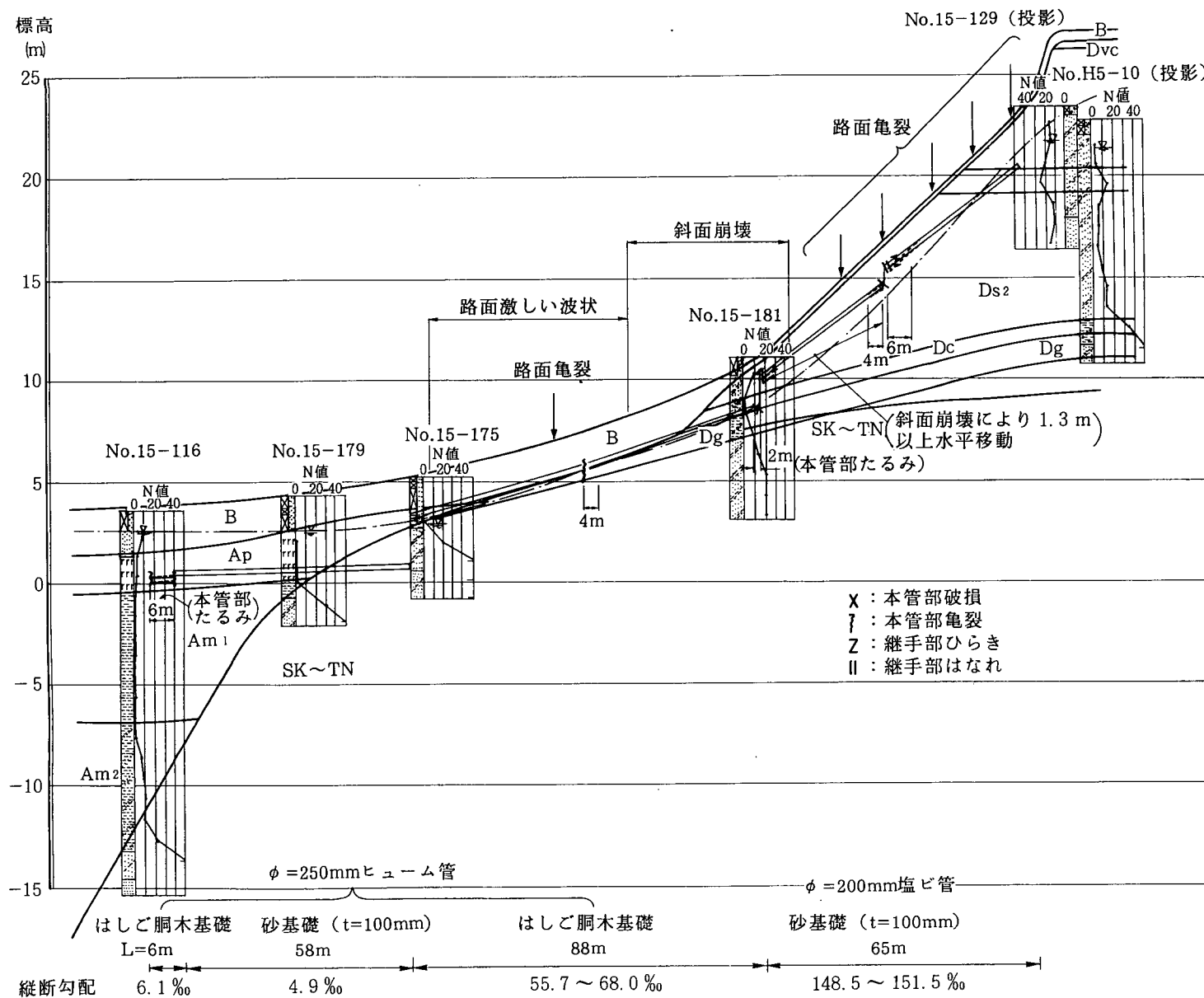
管渠の基礎型式については、図4.21より、砂基礎の管渠は相対的に被害が生じやすく、逆に碎石基礎の管渠は被害が生じにくい傾向が見られる（基礎の標準断面は図2.4を参照）。砂基礎の場合には基礎自体が液状化する恐れがあり、被害を受けやすいものと考えられる。また、図4.10にも示したように、推進工法で設置された管渠は全く被害を受けていないことにも注目する必要がある。

4.3 台地部の被害検討

台地部における下水道管路の被害は、斜面崩壊が原因となったものと、低地部と同様に埋戻し土または原地盤部の液状化が原因となったものに大別することができる。前者の例を図4.22に示すが、斜面崩壊が発生した区間において管渠本体の破損、亀裂と継手の開きが生じており、その前後の区間で路面に亀裂や変形の生じた箇所でも管渠が被害を受けている。一方、後者の例を図4.23に示すが、地下水位よりも深い位置に埋設された管渠の一部が浮上がり被害を受けている。この例では、被害地点とこれに隣接する無被害地点の2箇所でも埋戻し土のボーリング調査が行われており、結果が図中に示されているが、被害地点の管渠は地下水位の下方約1 mの位置にあったのに対し、無被害地点の管渠は地下水位よりも上方にあった。さらに、図4.11の右側の台地部では、切り盛り区間のうち盛土区間のみで管渠の浮上がり被害が発生しており、この場合には低地部の被害検討で述べたような原地盤部の影響が現れたと考えられる。以下では、これらの要因の影響度を示す指標として管渠の縦断勾配、埋戻し土の液状化層厚、および原地盤部の盛土層厚の3項目に着目し、被害地点と無被害地点の整理を行った。

(1) 管渠の縦断勾配

管渠の縦断勾配の頻度分布を図4.24に示す。勾配が30‰未満の管渠の頻度分布は、被害地点と無被害地点の間であまり差が見られないが、30‰以上の管渠は、今回の調査範囲内のものであればいずれも被害を受けている点特徴的である。管渠の縦断勾配が大きい箇所は原地盤部の斜面勾配も大きく、何らかの斜面崩壊が生じたために被害を受けたと考えられる。縦断勾配の平均値も、ボーリングデータのある被害地点が11‰、ボー



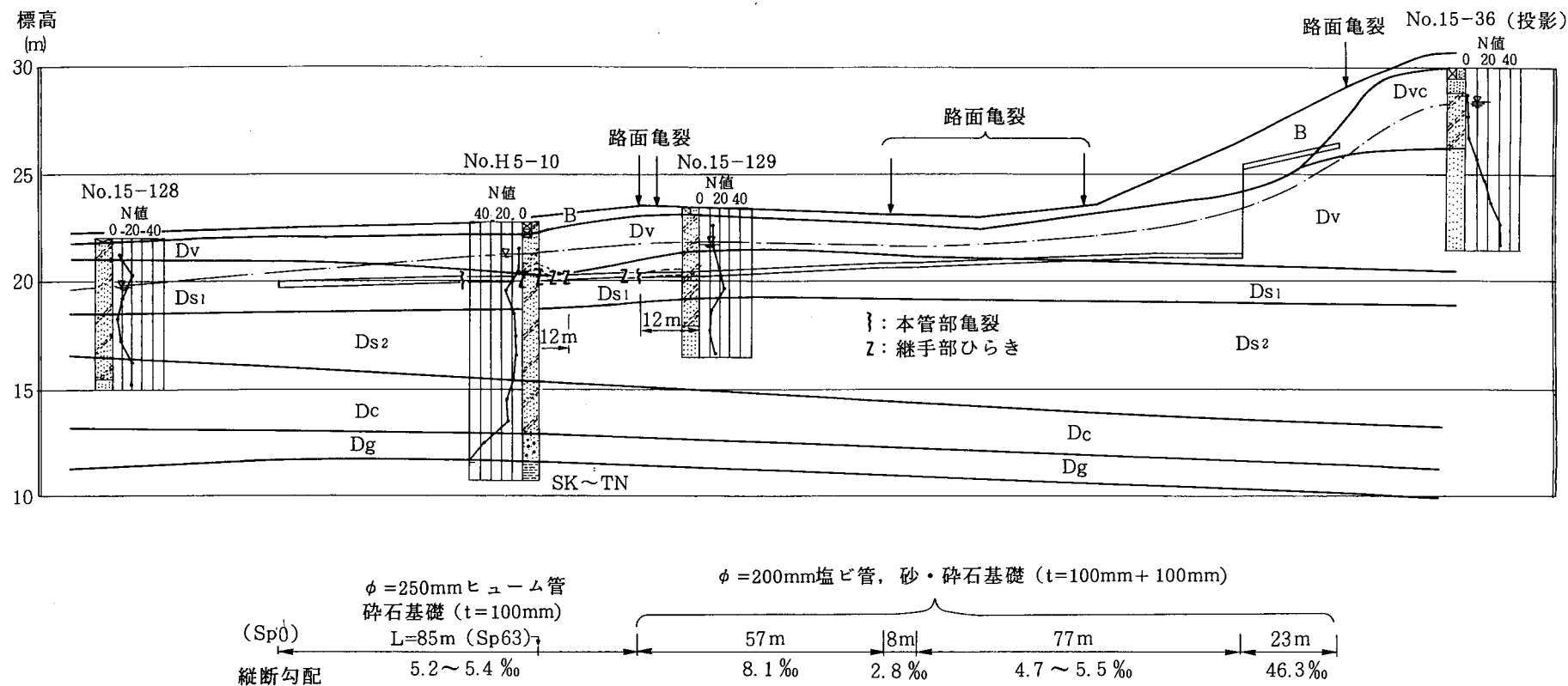


図4.23 貝塚2丁目（工事番号94）における地質断面図と被災状況

図4.23 (つづき)

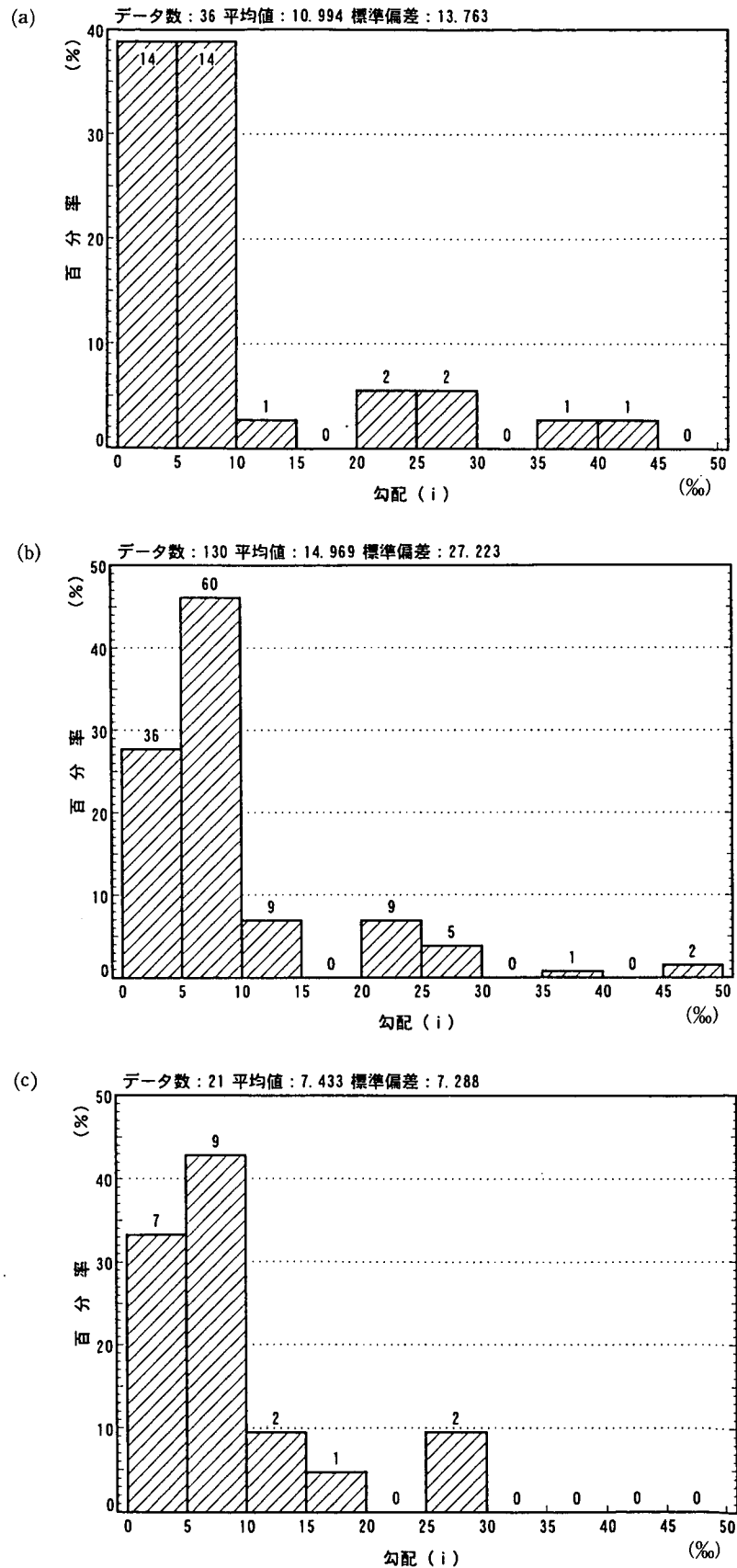


図4.24 管渠の縦断勾配の頻度分布(a)被害地点(台地部:ボーリングデータあり)、(b)被害地点(台地部:ボーリングデータなし)、(c)無被害地点(台地部:ボーリングデータあり)

リングデータのない被害地点が15%となり、無被害地点（ボーリングデータあり）の7%よりも大きくなった。

(2) 埋戻し土の液状化層厚

地下水位から管渠の中心深度までの距離（埋戻し土の液状化層厚） H_4 の頻度分布を図4.25に示す。 H_4 が正の値、すなわち管渠が地下水位よりも深い位置に埋設されていた地点の割合は、ボーリングデータのある被害地点では全体の58%（ $=19/33$ ）、ボーリングデータのない被害地点（ H_4 は推定値）では49%（ $=64/130$ ）であるのに対し、無被害地点では33%（ $=7/21$ ）と比較的低く、このような条件の管渠は相対的に被害を受けやすかった。特に、 H_4 が2m以上の管渠は被害地点のみに見られ、定性的には低地部を対象とした図4.5と同様な傾向を示した。また、このような条件の管渠（ $H_4 > 0$ ）だけを対象として平均値を算出すると、被害地点の1.01m（ボーリングデータあり）及び1.11m（ボーリングデータなし）に対して、無被害地点では0.84mで、埋戻し土の液状化層厚は被害地点のほうが20～30cm程度大きくなり、これも低地部における検討結果（表4.3参照）とほぼ対応した。これらより、台地部においても地下水位以下に管渠が埋設されている場合には、埋戻し土の液状化による浮上がり被害が生じやすかったと考えられる。

(3) 原地盤部の盛土層厚

原地盤部の盛土層厚の頻度分布を図4.26に示す。盛土層厚が4 m以上の地点の割合は、被害地点では17%（ボーリングデータあり）及び20%（ボーリングデータなし）あったのに対し、無被害地点では5%にすぎなかった。盛土層厚の平均値も、順に2.36m、2.28m、2.92mとなり、無被害地点のほうが小さかった。しかしながら、盛土層の土質（火山灰性土、砂質土、または粘性土）は地点によって異なるため、管渠被害が盛土層自体の液状化によるものか、盛土層内に不透水層が存在して埋戻し土の液状化の程度が高まったことによるものか、あるいは盛土層内で地震動が大きく増幅されたことによるものかは不明である。これらのほかにも、盛土層厚が急激に変化する場合には地盤の変状（移動）が生じやすく、また、管渠の地震時応答特性も急激に変化して境界部に負担がかかりやすかったことが被災要因の一つとして考えられる。

4.4 砂丘部の被害検討

砂丘部における地下水位から管渠の中心深度までの距離（埋戻し土の液状化層厚） H_4 の頻度分布を図4.27に示す。被害地点では、1箇所を除いて H_4 が負の値となっており、管渠は地下水位よりも浅い位置に埋設されていた。さらに、これらの被害形態は管渠本体の亀裂・破損となっており、浮上がりは報告されていないことから、砂丘部における管渠の被害の発生には埋戻し部または原地盤部の液状化は関与していないと考えられる。

一方、無被害地点では、 H_4 が正の値となっている箇所がいくつかあるが、これらについて管渠の埋設深度付近での土質とN値を図中にあわせて示した。これによれば、管渠が地下水位以下にある場合の周辺の原地盤部は、N値がおおむね15以上の沖積砂礫層（Ag）が主体となっており、砂丘以外の低地部（図4.17参照）と比較するとかなり良好な地盤条件であった。このような原地盤部の条件の違いが、被害の生じやすさの違

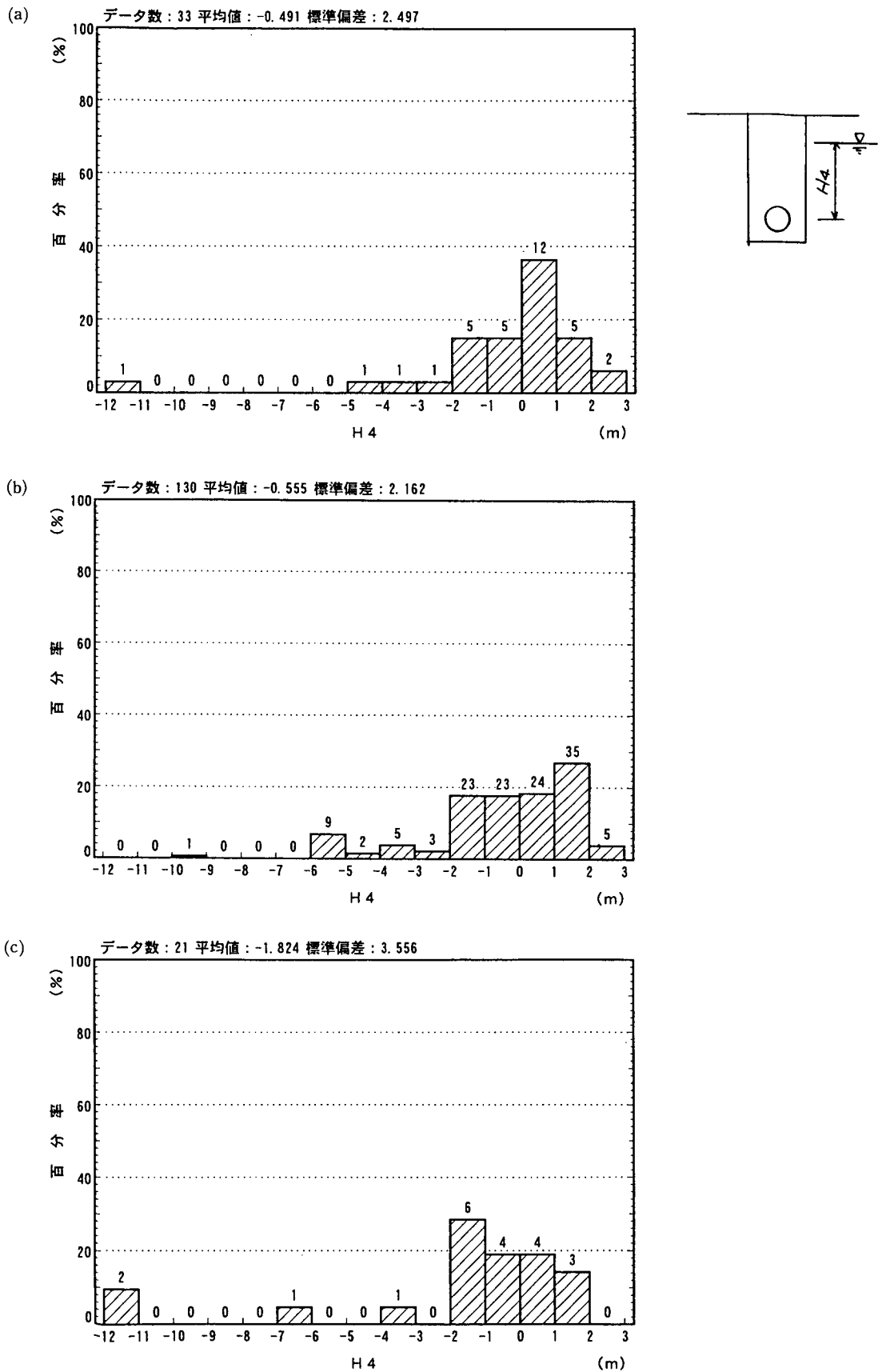


図4.25 地下水位から管渠の中心深度までの距離 H4の頻度分布(a)被害地点（台地部：ボーリングデータあり）、(b)被害地点（台地部：ボーリングデータなし）、(c)無被害地点（台地部：ボーリングデータあり）

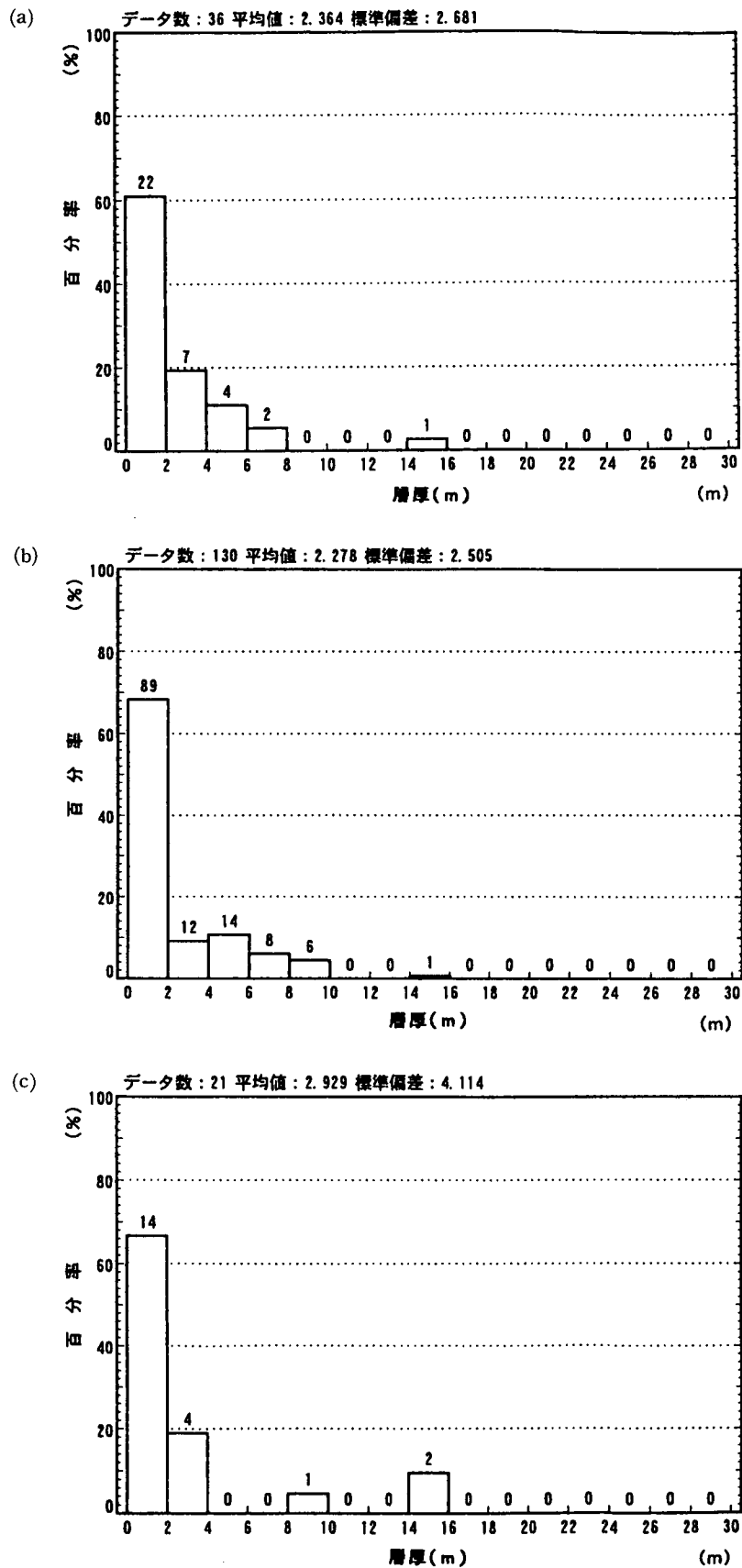


図4.26 原地盤部の盛土層厚の頻度分布(a)被害地点(台地部:ボーリングデータあり)、(b)被害地点(台地部:ボーリングデータなし)、(c)無被害地点(台地部:ボーリングデータあり)

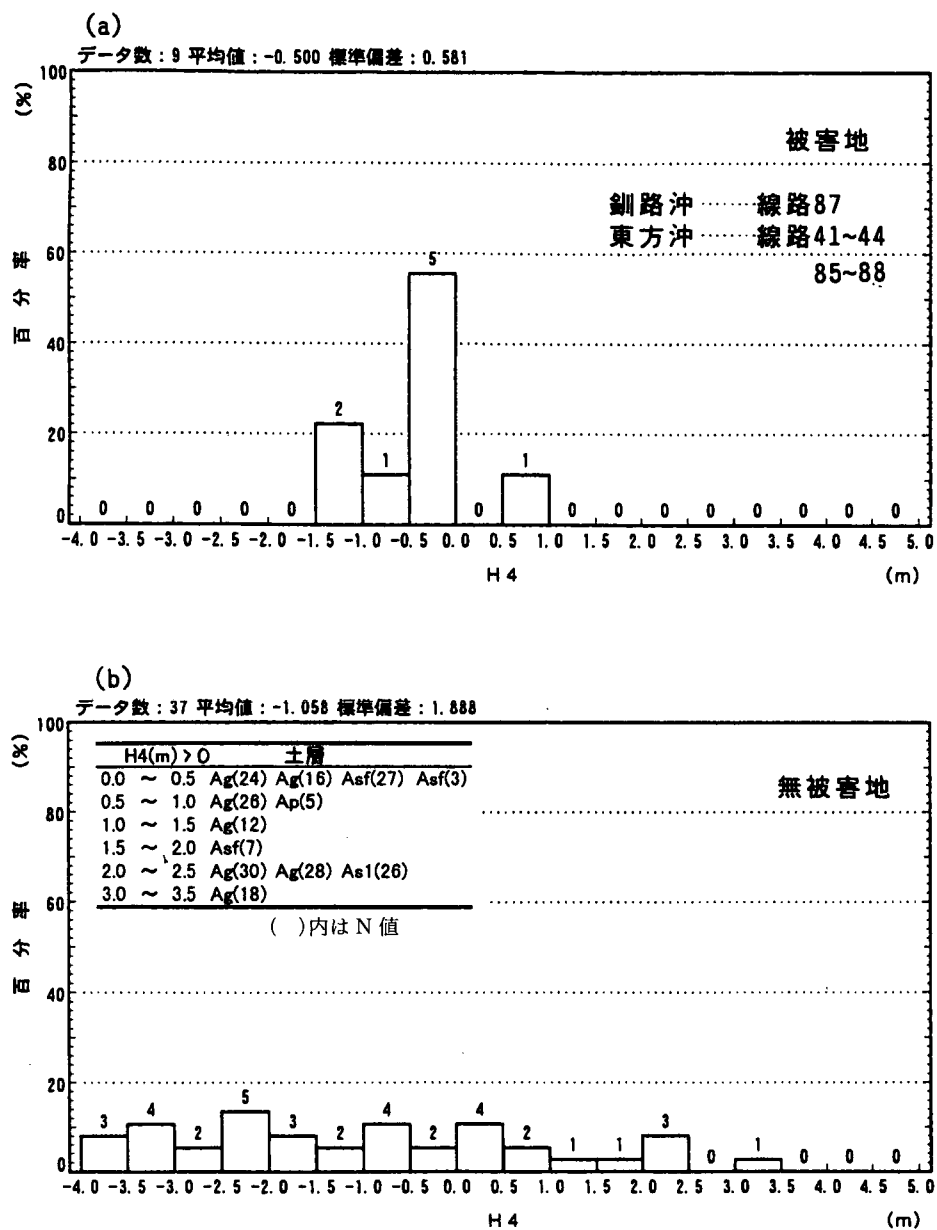


図4.27 砂丘部における地下水位から管渠の中心深度までの距離 H4の頻度分布(a)被害地点、(b)無被害地点

い (図2.5参照) として現れたものと考えられる。

5. I のまとめ

平成5年1月15日に発生した釧路沖地震、及び平成6年10月4日に発生した北海道東方沖地震により被災した釧路市管内の下水道管路と、その周辺の無被災管路を対象に、地盤条件等の統計的な比較といくつかの具体事例の調査を行い、被災原因について検討した結果を以下にまとめる。

(1) 被害路線全体の傾向

2つの地震による被災延長は約19km(11029m+8423m)で、総延長の約2%であった。潜行目視またはTVカメラを用いた管内調査が実施された約19kmの区間は、主として昭和53年以降に施工された400mm以下の小口径管であった。ヒューム管と塩ビ管の被害延長の比は約2:1で、目地の被害はヒューム管のほうが生じやすかった。また、被害延長と被害目地数は砂丘部を除く低地部、台地部、砂丘部の順に多かった。ただし、低地部のうち泥炭地に置換工法で盛土した箇所では目地の被害が生じにくく、逆に砂丘部では生じやすかった。なお、釧路沖地震後に復旧工事を行った区間が北海道東方沖地震で再被災したのは2路線、延長約100mで、釧路沖地震後の復旧延長の約1%であった。

(2) 砂丘を除く低地部の被害

埋戻し土の液状化の影響について、地下水位下にある埋戻し土が全て液状化したと想定し、地下水位から管渠までの距離を埋戻し土の液状化層厚として整理したところ、その平均値は被害地点のほうが無被害地点よりも40cm程度大きかった。また、これが1m程度以上のときに40cm以上の比較的大きな浮上りが生じた。

原地盤部の液状化の影響について、地下水位以下にあるN値が10以下の沖積砂質土層(Asf)が液状化したと想定して整理したところ、管渠から液状化層の上面までの距離の平均値は、被害地点のほうが無被害地点よりも30~60cm程度小さく、管渠よりも下方にある液状化層の厚さは逆に20~80cm程度大きかった。比較的大きな浮上りが生じた区間では、1~4m程度の厚さの液状化層が管渠の下方1m以内の位置に存在していた。また、管渠埋設深度における原地盤部の土層が盛土層(B)または沖積砂質土層(Asf)である場合について、そのN値の平均値を算定したところ、被害地点では3.4、無被害地点では6.0となり被害地点のほうが小さかった。

原地盤部の不透水層の影響について、管渠埋設深度における原地盤部土層が泥炭層(Ap)である場合を対象として、管渠よりも上方にある泥炭層の飽和部分を不透水層としてその平均値を算定したところ、被害地点では95cm、無被害地点では31cmとなり、被害地点のほうが3倍程度大きかった。

以上の統計的な傾向と、いくつかの具体的な被災事例の検討結果より、低地部における下水道管路の被災の主たる要因は埋戻し土の液状化であること、及び、原地盤部に液状化層や不透水層が存在すると被害の程度が大きくなることが考えられた。また、管渠構造の影響については、基礎自体が液状化する恐れのある砂基礎上に設置された管渠の被害率が相対的に高い一方で、埋戻しを必要としない推進工法で設置された管渠は全く被害を受けなかった。

(3) 台地部の被害

今回の調査対象内には縦断勾配が30%以上の管渠が3区間あり、これらはいずれも被害を受けた。また、管渠が地下水位よりも深い位置に埋設されていた地点も被害を受けやすく、このような場合の埋戻し土の液状化層厚の平均値は被害地点のほうが無被害地点よりも20~30cm程度大きかった。

以上より、台地部における下水道管路の被災原因として、斜面崩壊と、低地部と同様な埋戻し土の液状化

の2つが考えられた。なお、原地盤部の影響については、盛土部においてその層厚が大きくなると被害を受けやすい傾向が見られた。

(4) 砂丘部の被害

砂丘部における管渠の被害の多くは、地下水位よりも浅い位置に埋設されていた管渠本体の亀裂・破損で、埋戻し部または原地盤部の液状化は被害の発生には関与していないと考えられた。また、管渠が地下水位以下にある無被害地点における管渠埋設深度付近での原地盤部は、N 値がおおむね15以上の沖積砂礫層（Ag）が主体となっており、地盤条件が良好であったために他と比較して被害が生じにくかったと考えられた。

II. 三陸はるか沖地震による十和田市の下水道管渠の浮上がり被害に関する検討

6. 検討内容

1994年12月28日に発生した三陸はるか沖地震と1995年1月7日の余震(それぞれ M7.5と M6.9、図6.1参照)によって、下水道管路の被害が八戸市と十和田市、および十和田湖周辺の特定期環境保全公共下水道で生じた⁵⁾⁶⁾。このうち十和田市の被害は、従来は液状化しにくいと考えられていた砂礫で埋戻されていたにもかかわらず、下水道管渠が浮上がった点が特徴的であった。ここでは、その被災状況を報告するとともに、下水道管渠の埋戻し方法と周辺の原地盤部の液状化特性が管渠の浮上がり挙動に及ぼす影響を明らかにするために実施した模型振動実験結果¹⁵⁾¹⁶⁾に基づいて、その被災原因について検討した。

その結果、比較的透水性の低い砂礫が極めて緩い状態で埋戻され、さらに、周辺の原地盤部の透水性も低かったために、下部のクッション砂も含む埋戻し部全体が強い地震動を受けて激しく液状化したと考えられることを示した。なお、被災区間の下水道管渠と同深度における原地盤部は、有機質・火山灰質の黒ボク層と N 値10程度の沖積砂質土層より構成され、これらが液状化した可能性はきわめて低いと判断された。

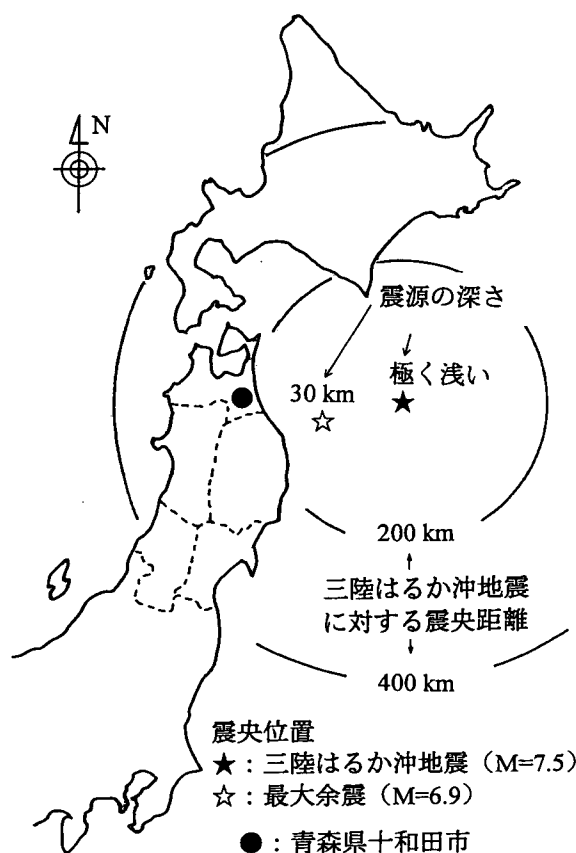


図6.1 三陸はるか沖地震の本震と最大余震の震央と十和田市の位置

7. 十和田市の下水道管路の被災状況

被災した下水道管渠の材料、管径、掘削幅、埋戻し深さ等の条件を表7.1にまとめて示す。計18区間、総延長1538m にわたって被害が生じた。また、管渠の敷設位置を図7.1に示すが、市の東部に敷設された管渠が集中的に被害を受けた。

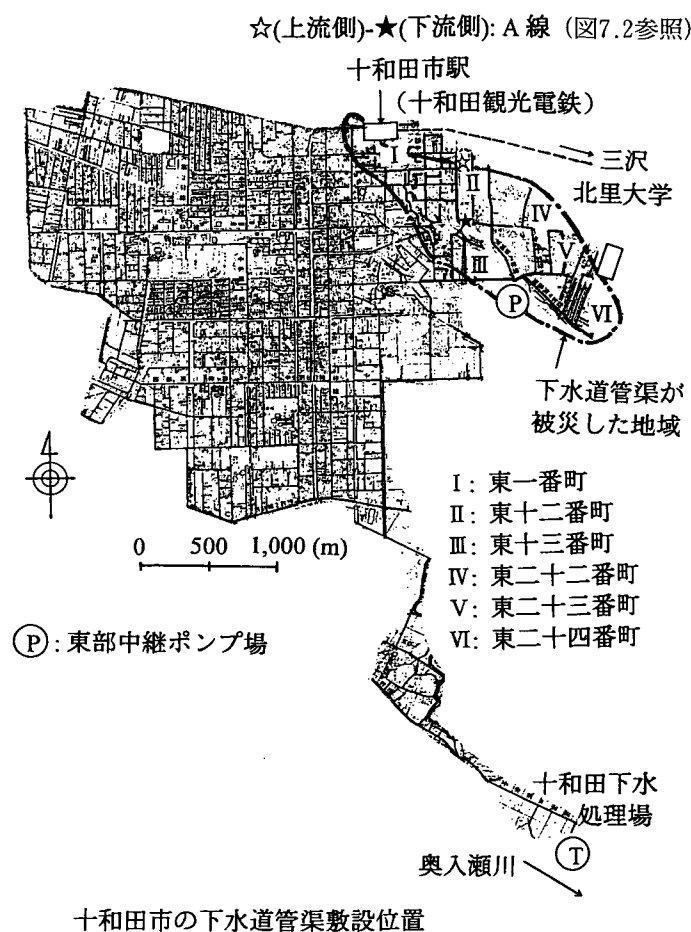
図7.1中に示した A 線における推定地盤断面を図7.2に示す。原地盤は洪積火山灰土層(図中の Dvc、Dvs)および沖積砂質土層(As3、As2)の上部に現地で「シキボー」と呼ばれる有機質・火山灰質(軽石混じり)の黒ボク層(Kb)が堆積している。さらにその上部には盛土層(F)または沖積砂質土層(As1)があるが、これらの多くは地下水位よりも上に位置する。また、As2層は部分的にピート層(Ap)を挟んでいる。

管渠の標準断面を図7.3に示す。基礎は厚さ150mmの碎石基礎またははしご胴木基礎である。主要な埋戻し材料としては経済性の面から砂礫(山砂利)が採用されたが、その締固め時に管渠を保護するために、管渠周辺のクッション材(管渠上方の厚さ30cm)として砂が用いられた。これらの販売会社が実施した粒度試験結果を、後述する模型振動実験に使用した地盤材料の粒度分布とあわせて図7.4に示す。

地震による管渠の被災状況の例を写真7.1～7.3に、それぞれに対応する区間の復旧工事時に計測した管渠の鉛直・水平変位を図7.5～7.7に示す。管渠の残留変位は主として鉛直上方に浮上がる形で生じた。また、枝管やマンホールとの接続部では管渠の変位が拘束されたために、このような変位拘束のない自由区間との間で不同変位が生じた。その結果、継手部の開きや破損などの被害も生じた。図7.5～7.7には、上部埋戻し材(砂礫)と下部埋戻し材(砂)の深度もあわせて示したが、見かけの単位体積重量が比較的小さい塩ビ管

表7.1 十和田市の下水道管路の被災区間と管渠の条件

区間 番号	位置 (図7.1 参照)	管種、 管径(mm)	基礎形式 (図7.3参照)、 掘削幅(m)	埋設深 度(m)	被災 延長 (m)
1	V	塩ビ管, 200	A, 0.89	2.6～3.5	90
2	VI	塩ビ管, 200	A, 0.89	3.8～4.1	45
3	VI	陶管, 200	B, 0.74	1.7～2.9	84
4	III	陶管, 200	B, 0.74	1.1～3.2	232
5	III	陶管, 200	B, 0.74	2.5～3.6	146
6	II	陶管, 200	B, 0.89	3.4～4.1	65
7	II	塩ビ管, 200	A, 0.74	2.6～2.7	37
8	II	塩ビ管, 200	A, 0.74	1.9～2.3	41
9	I	塩ビ管, 250	A, 0.91	1.5～1.7	116
10	I	ヒューム管, 400	C, 0.89	2.7～3.1	138
11	IV	ヒューム管, 300	B, 0.91	1.7～2.2	97
12	I	陶管, 200	B, 0.91	1.6	47
13	II	陶管, 150	B, 0.91	1.5～2.2	76
14	III	塩ビ管及び 陶管, 200	A/B, 0.74	2.1～3.7	108
15	III	陶管, 200	B, 0.74	1.9～2.4	49
16	III	塩ビ管, 200	A, 0.91	1.9～2.0	34
17	V	ヒューム管, 400	B, 0.89	2.8～3.2	44
18	VI	陶管, 200	B, 0.91	1.7～2.2	89



十和田市の下水道管渠敷設位置

図7.1 十和田市の下水道管渠敷設位置と被災地域

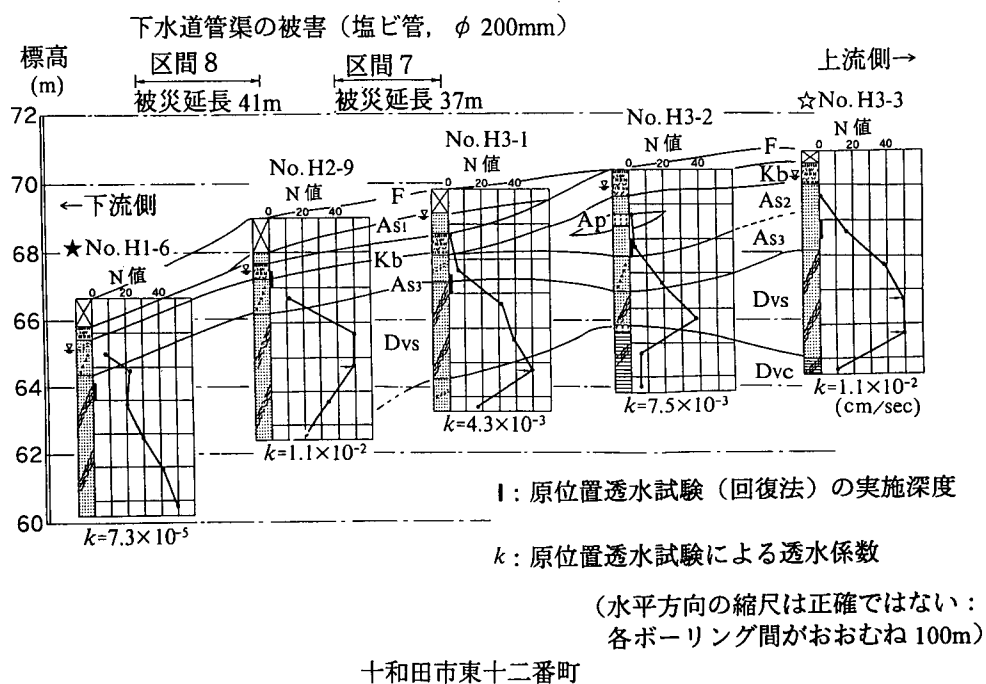


図7.2 十和田市の被災箇所における推定地盤断面の一例

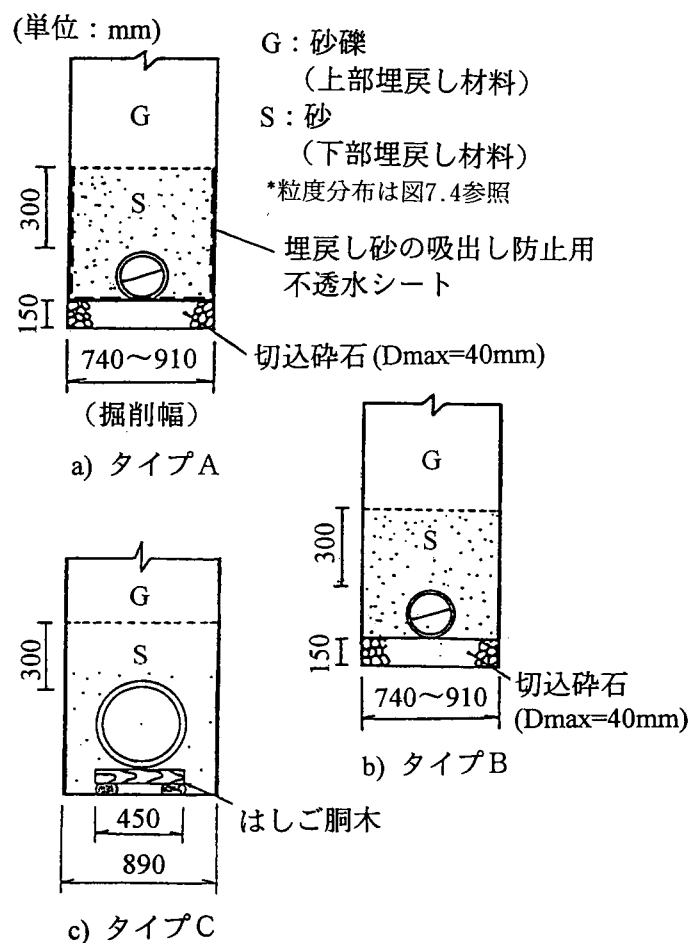


図7.3 十和田市の下水道管渠の標準断面

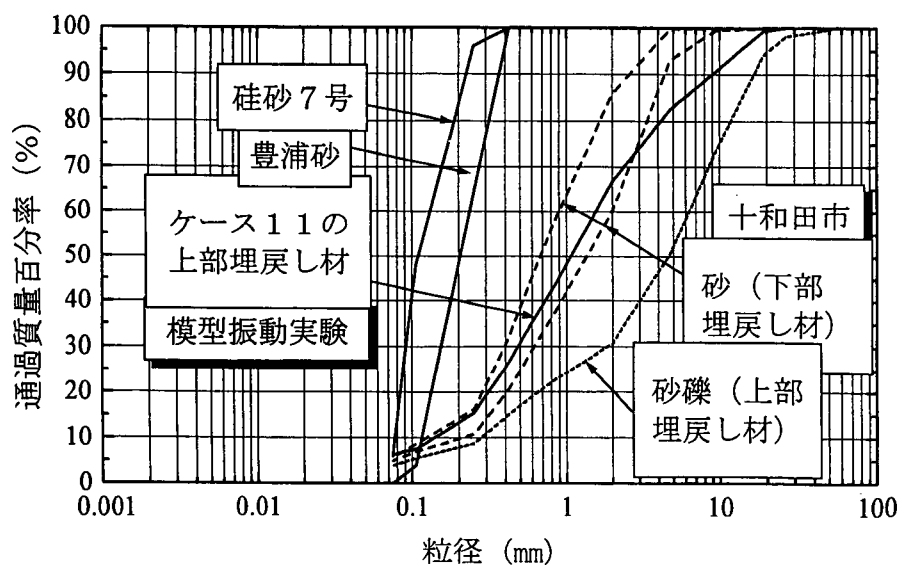


図7.4 十和田市の下水道管渠埋戻し材料と模型振動実験に用いた地盤材料の粒度分布

では最大80cm 程度、比較的大きいヒューム管、陶管でも最大50cm 程度の浮上がりが生じ、いずれも上部埋戻し材の深度まで変位している点が特徴的である。

被災した区間における地表面の状況の例を写真7.4、7.5に示す。埋戻し部の地表面は最大30cm 程度沈下し、その結果としてマンホールが突出した形となったのに対し、その周辺の原地盤部の地表面には特に変状は見られなかった。



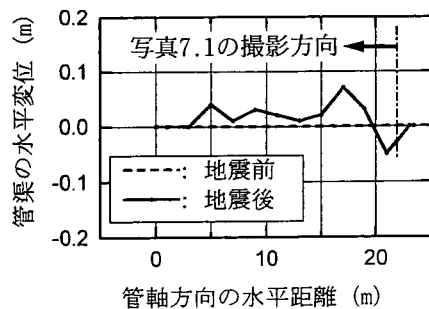
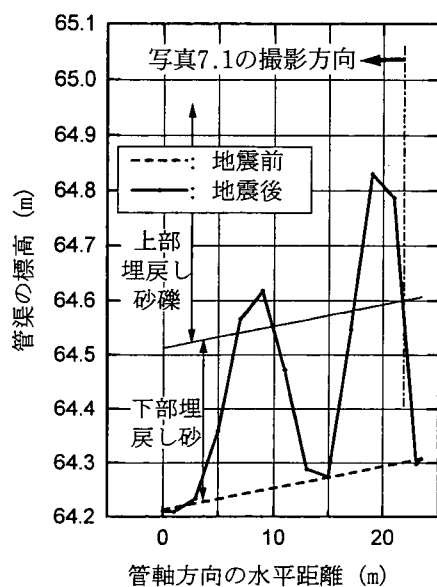
写真7.1 区間11で生じたヒューム管の不同変位（十和田市提供）



写真7.2 区間7で生じた塩ビ管の不同変位（十和田市提供）

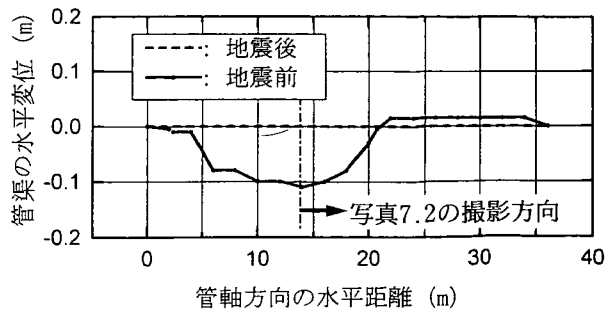
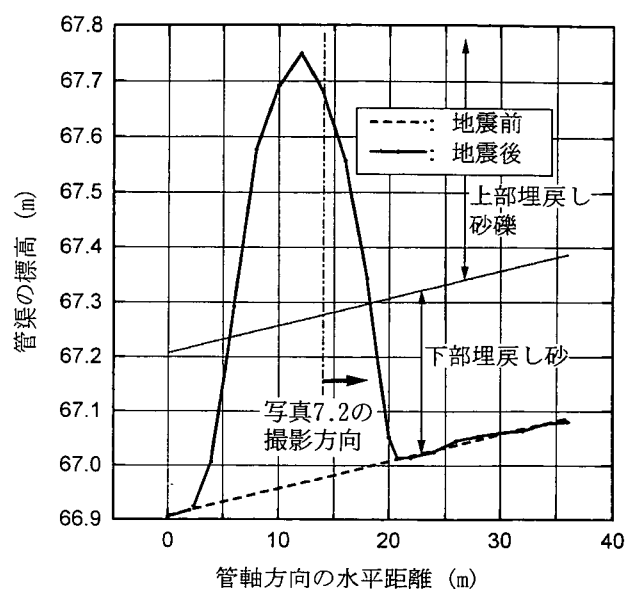


写真7.3 区間6で生じた陶管の継手部の開き（十和田市提供）



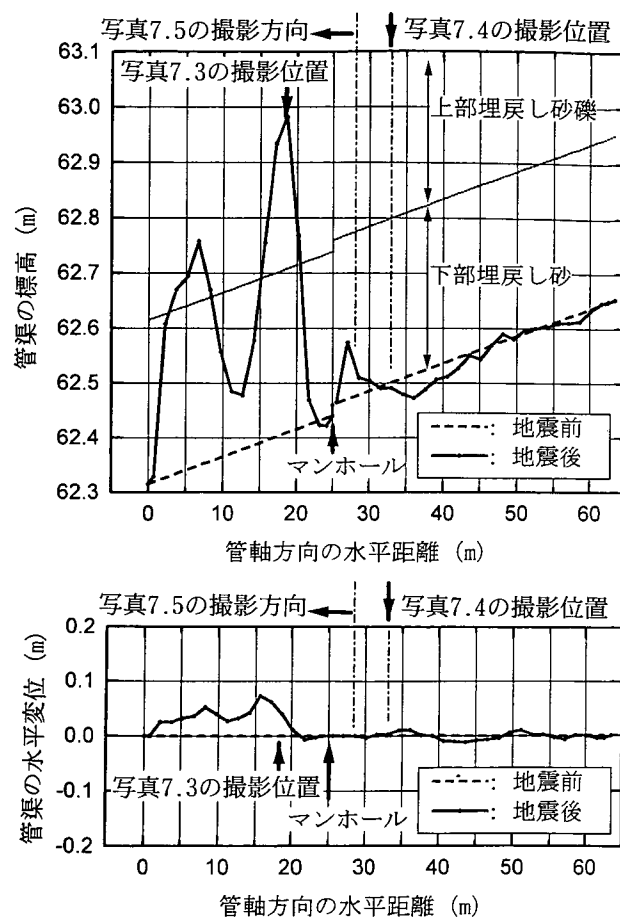
区間11（ヒューム管，φ300mm）

図7.5 区間11におけるヒューム管の鉛直・水平変位の測量結果



区間7（塩ビ管，φ200mm）

図7.6 区間7における塩ビ管の鉛直・水平変位の測量結果



区間 6 (陶管, $\phi 200\text{mm}$)

図7.7 区間 6 における陶管の鉛直・水平変位の測量結果



写真7.4 区間 6 で生じた埋戻し部の沈下 (十和田市提供)

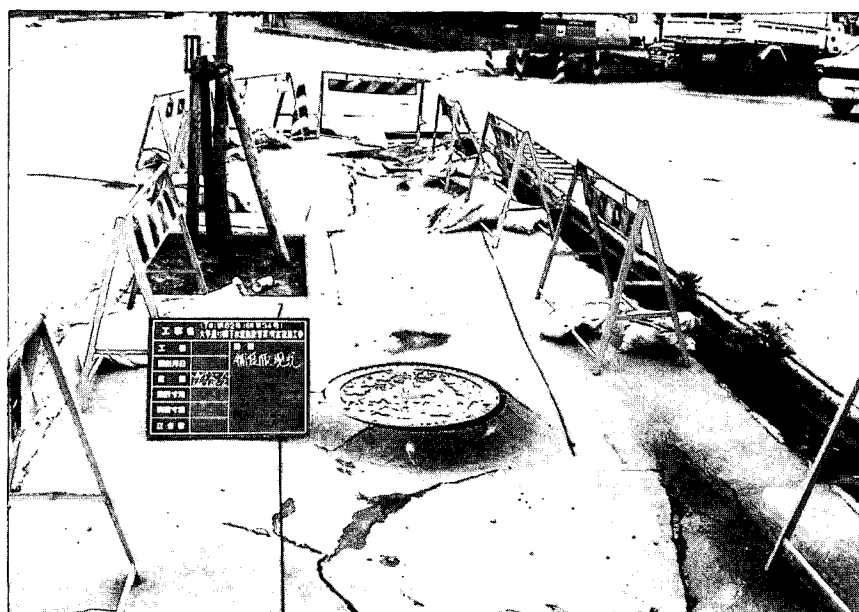


写真7.5 区間6で生じたマンホールの突出および埋戻し部周辺の地表面の状況（十和田市提供）

8. 下水道管渠模型の振動台実験

下水道管渠の埋戻し方法と周辺の原地盤部の液状化特性が地震時の管渠の浮上がり特性に及ぼす影響を調べるために、計6ケースの模型振動実験を実施した。模型断面を図8.1に、実験条件を表8.1に示す。模型の寸法は実物の1/6程度を想定して設定したが、動的な現象や圧密・透水現象に関する相似則は考慮していない。

管渠模型として、直径5.1cmの塩ビ管内に鉛散弾を入れて見かけの密度が $0.6\text{g}/\text{cm}^3$ となるように調整したものを用いた。原地盤部は豊浦砂を用いて、相対密度がケース9～11では60%程度となるように、ケース12～14では100%程度となるように作成した。埋戻し部は7号珪砂を用いて、ケース9～11では空中落下法、ケース12～14では水中落下法により、それぞれできるだけ緩い状態となるように作成した。ただし、ケース11では、埋戻し部の上半分の材料として、十和田市の上部埋戻し材用砂礫の26.5mmふるい通過分を用いた。なお、ケース10と13でははしご胴木基礎を管渠の下に設置し、ケース14では管渠と土槽底面の間を全て埋戻し部としたが、これらの条件の影響についてはここでは検討対象外とする。

5Hzの正弦波20波または100波を加振波形として、加速度振幅を大きくしながら全ての模型を同時に計3回水平加振した。ケース9～11では原地盤部の中央部分に、ケース12～14では埋戻し部と原地盤部の境界部分にゴムシートを設置し、これらの位置における過剰間隙水圧の伝播を遮断した。以上の実験方法と以下に述べる実験結果の詳細については文献15) または16) 活参照されたい。

加振加速度と原地盤部の最大過剰間隙水圧および加速度応答倍率の関係を図8.2、図8.3に示す。また、これらに用いた計測器の設置位置を、後述する図で用いたものとあわせて図8.4に示す。図8.2中には一次元的に計算した初期有効上載圧 σ_{v0}' の範囲も示したが、ケース9～11の最大過剰間隙水圧は1回目加振時から σ_{v0}' の50～90%程度で、その後の加振ではあまり増加しなかった。原地盤部が液状化しやすいこれらのケースで過剰間隙水圧比が100%に至らなかった理由は不明であるが、図8.3に示したように加速度応答倍率が2.0程

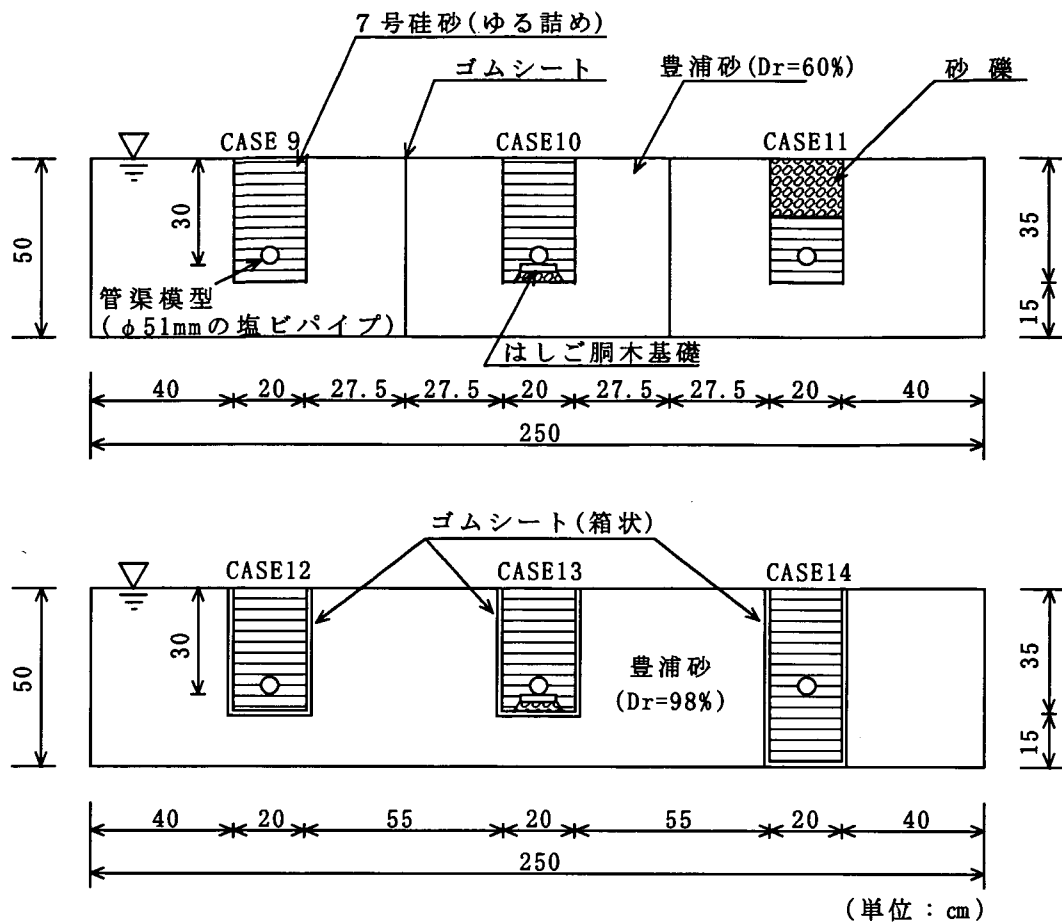


図8.1 模型振動実験の模型断面

表8.1 模型振動実験の実験条件

ケース	原地盤部	埋戻し部	基礎	加振条件
9	豊浦砂 (Dr=60%)	珪砂7号 (16%)	なし	1回目:
10		珪砂7号 (20%)	はしご 胴木	200 gal, 20波
11		上部:砂礫 (15%) 下部:珪砂7号 (15%)	なし	2回目: 306 gal, 20波
12*	豊浦砂 (98%)	珪砂7号 (47%)	なし	3回目:
13*		珪砂7号 (44%)	はしご 胴木	410 gal, 100波
14*		珪砂7号 (52%), 埋戻し深さ大	なし	(全て5Hz 正弦波)

* 原地盤部と埋戻し部の境界にゴムシートを設置

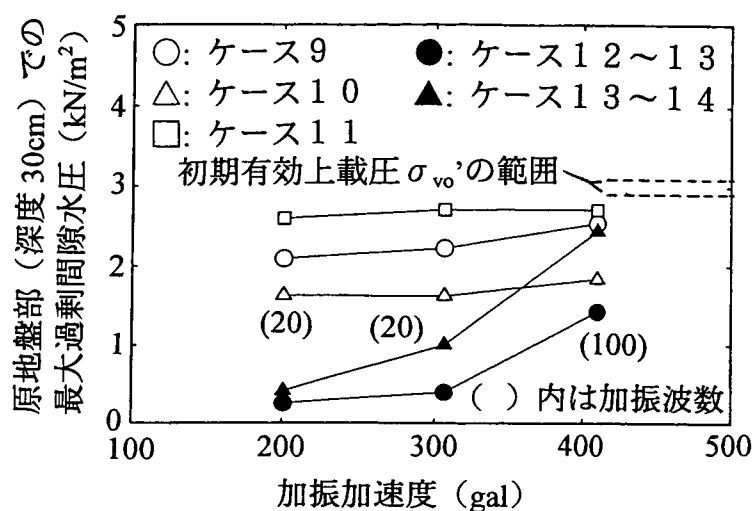


図8.2 模型振動実験における加振加速度と原地盤部の最大過剰間隙水圧の関係

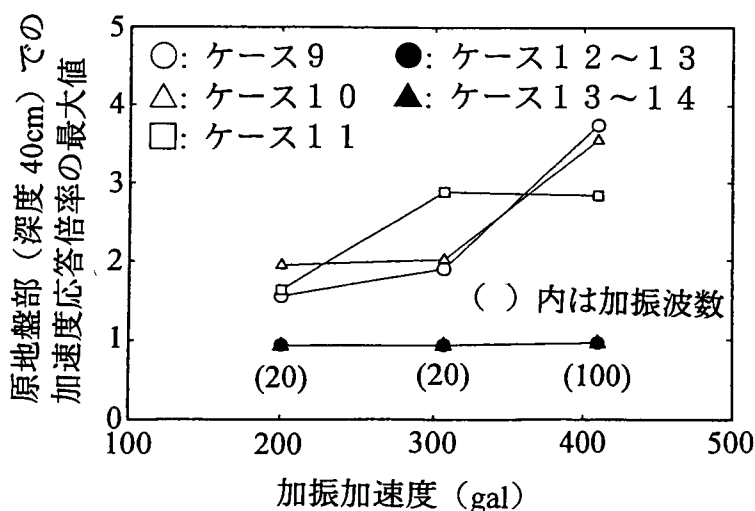
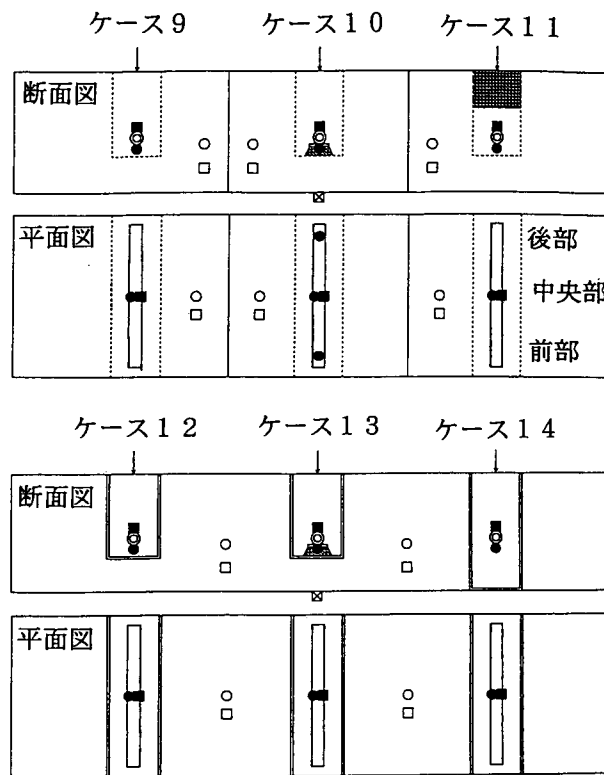


図8.3 模型振動実験における加振加速度と原地盤部の加速度応答倍率の最大値の関係

度以上に増幅していることから、これらのケースでは1回目加振時から原地盤部がほぼ液状化したものと判断される。一方、ケース12~14では、最大過剰間隙水圧は加振加速度が大きくなるとともに徐々に増加したものの、加速度応答倍率は常に約1.0であった。これらのケースでは、3回目加振時における応答加速度波形も図8.5に示すように全く乱れていないことから、少なくとも加速度計が埋設された深度(地表面より40cm)における原地盤部は最後まで液状化しなかったと判断される。

管渠模型下部の埋戻し部での最大過剰間隙水圧との関係を図8.6に示す。ただし、ケース10の模型の中央部で計測した過剰間隙水圧は、図8.7に示すように、模型の前部と後部における計測値よりも明らかに小さかったため、前者は気泡の影響等を受けて正しく計測できなかったものと考えて、後者の平均を図8.6に示している。同図によれば、ケース9~11では1回目加振時から、またケース12~14では2回目加振時から最大過剰間隙水圧がほぼ頭打ちの値となった。これらの値は、管渠模型の見かけの密度を考慮して一次元的に計算し



本検討で用いた計測器の位置
 ●：間隙水圧計（管渠模型の下部に固定）
 ○：間隙水圧計（原地盤部）
 ■：水平加速度計（管渠模型の上部に固定）
 □：水平加速度計（原地盤部）
 ↓：鉛直変位計（管渠模型と接続）

図8.4 本論文で用いた計測器の設置位置

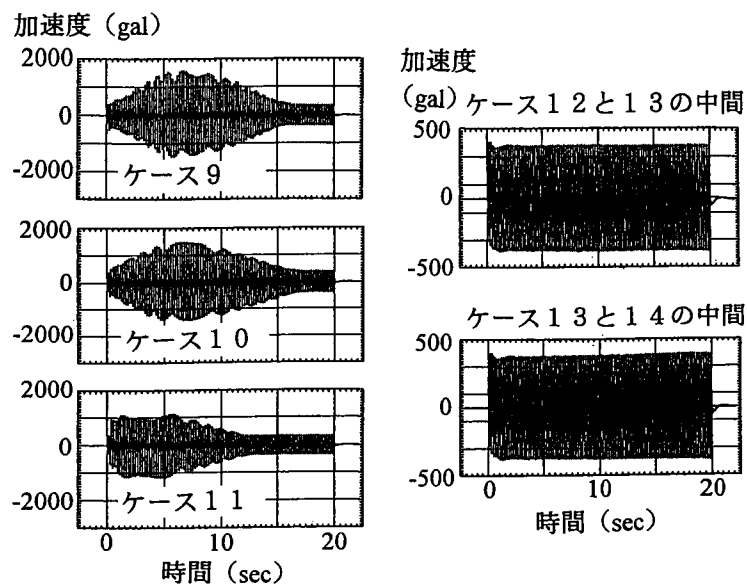


図8.5 模型振動実験における3回目加振時（入力加速度410gal）の原地盤部（深度40cm）の応答加速度波形

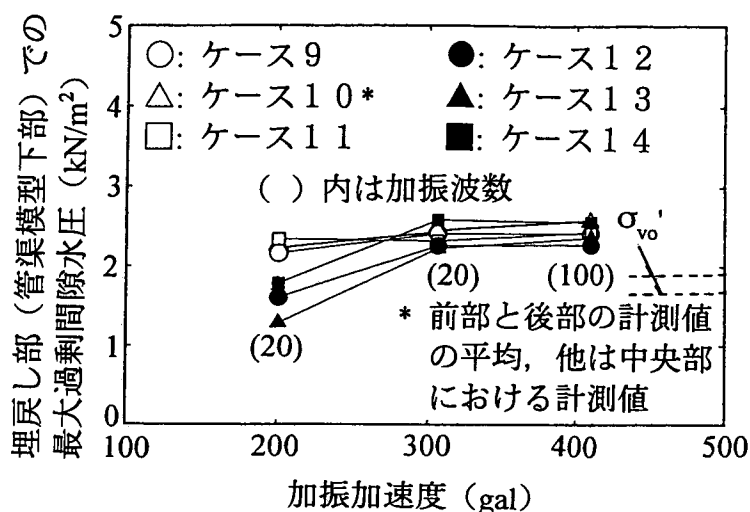


図8.6 模型振動実験における加振加速度と管渠模型下部の埋戻し部の最大過剰間隙水圧の関係

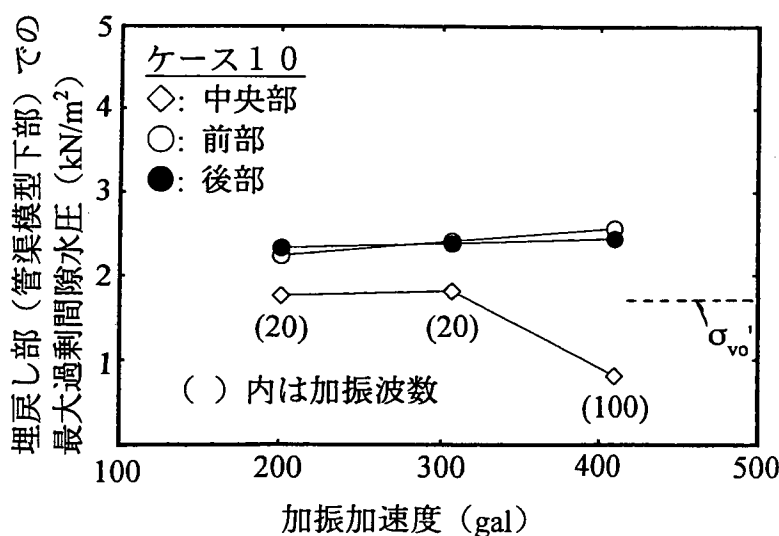


図8.7 ケース10における加振加速度と管渠模型下部の埋戻し部の最大過剰間隙水圧の関係

た σ'_{vo} を上回っていることから、管渠直下の埋戻し部は液状化したものと判断される。しかしながら、管渠模型の加速度応答倍率の最大値は、図8.8に示すように全てのケースで3回目加振時においても1.1～1.5程度しかなく、図8.3に示したケース9～11の液状化した原地盤部の加速度応答挙動とは大きく異なった。ただし、図8.9に示すように、3回目加振時における管渠模型の応答加速度波形は、原地盤が液状化しやすいケース9～11では加振初期を除いて振幅が著しく低減したのに対し、液状化しにくいケース12～14ではほとんど乱れが見られず、原地盤部の条件の違いの影響が大きく現れた。この挙動の違いについては管渠模型の浮上がり挙動とあわせて以下で考察する。

加振加速度と管渠模型の加振毎の浮上がり量の関係を図8.10に示す。1回目加振時には、原地盤部が液状化しにくいケース12～14では浮上がりが生じなかったのに対し、原地盤部が液状化しやすいケース9～11で

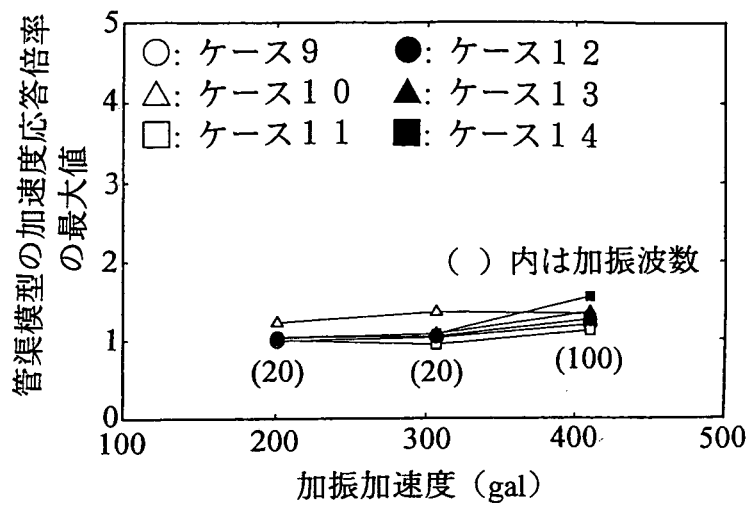


図8.8 模型振動実験における加振加速度と管渠模型の加速度応答倍率の最大値の関係

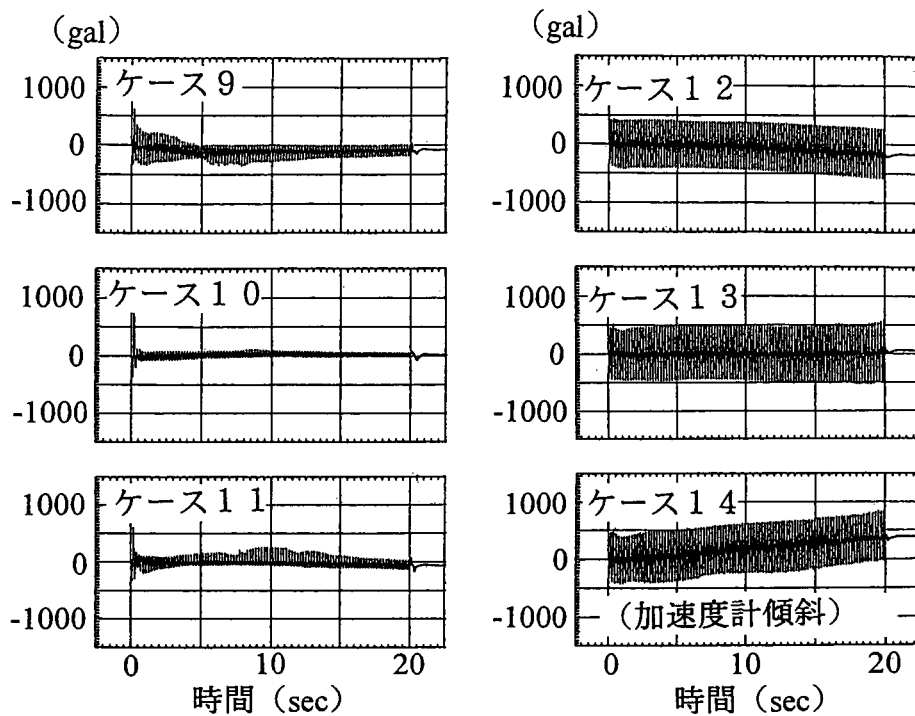


図8.9 模型振動実験における3回目加振時の管渠模型の応答加速度波形

10mm程度の浮上がりが生じた。2回目加振時には、ケース12～14で新たに5mm程度、ケース9～11では1回目と同じ10mm程度の浮上がりが生じ、この場合も原地盤部が液状化しにくい前者のケースのほうが浮上がりにくかった。しかしながら、3回目加振時には、ケース12～14は50～100mm、ケース9～11は20～50mm浮上がり、前者のほうが逆に浮上がりやすかった。ここで、図8.5と図8.9に示した3回目加振時の原地盤部と管渠模型の加速度応答挙動に着目すると、前者のケースでは埋戻し部が液状化しても周辺の原地盤部が液状化しなかったために埋戻し部がある程度強制的に繰返しせん断変形を受けたのに対して、後者のケー

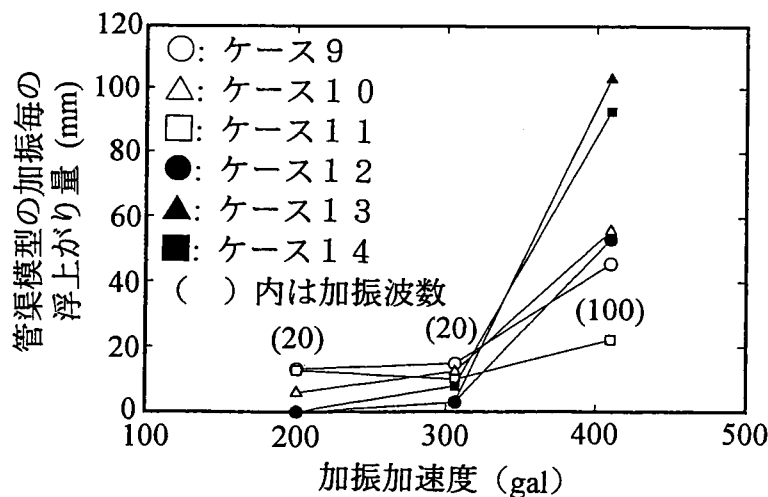


図8.10 模型振動実験における加振加速度と管渠模型の加振毎の浮上がり量の関係

スでは周辺の原地盤部も液状化したために加振エネルギーが埋戻し部に十分に伝達されなくなり、その結果が3回目加振時における管渠模型の浮上がり量の逆転として現れたと考えられる。以上より、原地盤部が液状化しにくくても、今回の実験のように埋戻し部が著しく緩く、また埋戻し部から原地盤部へ過剰間隙水圧が伝播しない場合には、強い地震動を受けると管渠が大きく浮上がってしまうことがわかる。

模型解体時に観察した地盤の変形状況を図8.11に示す。原地盤部が液状化しにくいケース12～14では、液状化しやすい埋戻し部の地表面が原地盤部に対して相対的に沈下し、また、管渠の浮上がりによる大きな変形が埋戻し部のみで生じた。一方、原地盤部も液状化しやすいケース9～11では、原地盤部が埋戻し部を絞り込むような形で変形が生じ、その結果として、地表面は埋戻し部のほうが相対的に盛り上がった。前述した十和田市の下水道管渠の被災状況は、埋戻し部が大きく沈下している点で、模型実験で原地盤部が液状化しにくいケースの結果と対応している。

上部の埋戻しを砂礫で行ったケース11では、埋戻し部の変形が全体的に抑制され(図8.11参照)、管渠の浮上がり量も比較対象となるケース9の半分程度に減少した(図8.10参照)が、浮上がりを完全に防止するには至らなかった。この理由として、今回用いた砂礫の透水性が後述するように低かったために、周辺地盤で生じた過剰間隙水圧を速やかに消散させる効果が現れず、さらに、非常に緩く埋戻したために、砂礫自体も液状化しやすかったことが考えられる。なお、同様な模型実験において、上部の埋戻しを6号碎石と7号碎石を重量比1:4で混合したものをを用いた場合には、管渠の浮上がりは全く生じなかったことが文献16)および17)で報告されている。これは、細粒分を全く含まず、砂分の粒径も粗い碎石の透水性が、今回用いた砂礫よりも著しく高かったことによると考えられる。

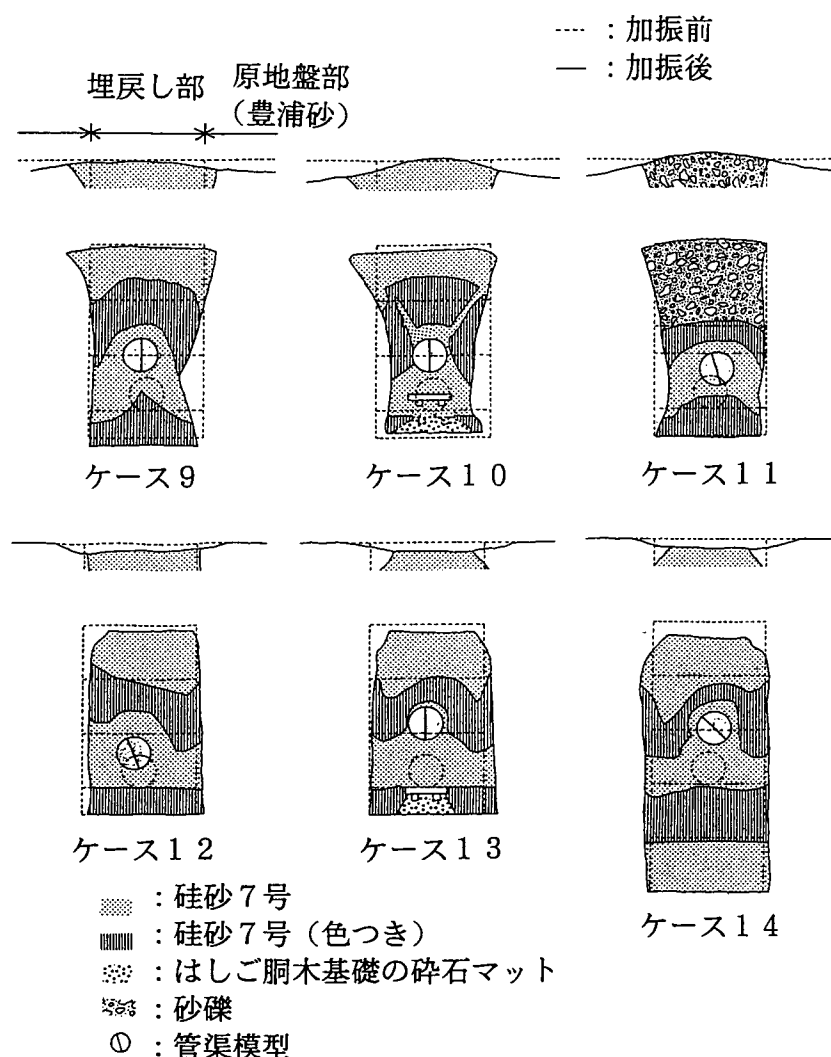


図8.11 模型振動実験における地盤の変形状況

9. 十和田市の下水道管渠の被災原因に関する考察

図7.2の下流側に示したように、浮上がり被害が生じた下水道管渠と同深度（おおむね地表面から2～3 m）における原地盤部は有機質・火山灰質の黒ボク層（Kb）とN値10程度の沖積砂質土層（As3）より構成される。前者は組成的に液状化せず、また、後者も土被り圧が小さいことを考慮するとN値があまり小さくないことから比較的液状化しにくいと推定される。これは、写真7.5に示したように原地盤部の地表面には変状が見られなかったこととも対応する。一方で、厳冬期に地震が発生し、地表部が凍結していたために液状化の影響が地表面に現れなかったことも考えられるが、融雪期になっても地表面に特に変状は現れなかったことから、原地盤部が液状化した可能性はきわめて低いと判断される。

次に、埋戻し部の影響について考察する。写真7.4に示した埋戻し部地表面の30cmもの陥没は、管渠の側方を含めても厚さが1 mに満たない下部埋戻し砂のみの液状化とその後の再圧密によって生じたとは考えにくい。この区間の埋戻し深さが3.4～4.1mであったこと（表7.1参照）を考慮すると、平均的には7～9%

の体積ひずみが埋戻し土中で生じたことになるが、むしろ、上部埋戻し砂礫が下部埋戻し砂とともに激しく液状化した場合に、その後の再圧密によってこの程度の体積ひずみが生じ得ると考えられる。

比較のために、神戸市のポートアイランドⅠ期と六甲アイランドのそれぞれの主要な埋立て材料であるまさ土と神戸層の粒度分布を図9.1¹⁸⁾に示す。図5に示した十和田市の上部埋戻し砂礫の粒度分布は、10%粒径 D_{10} が1 mm以下と比較的小さく、均等係数 $U_c(=D_{60}/D_{10})$ が20程度以上と粒度分布がよい一方で、細粒分(粒径0.075mm以下)含有率は数%程度しかない点において、図9.1に示したまさ土のうち細粒分の少ないものに近い。兵庫県南部地震においてポートアイランドⅠ期のまさ土による埋立て地盤は激しく液状化したことから、十和田市の上部埋戻し砂礫も、緩い状態で埋戻されていた場合、その飽和部分が非排水条件下で比較的強い地震動を受けると、激しい液状化が発生した可能性が高いと判断される。

模型振動実験のケース11に使用した埋戻し砂礫材(26.5mmふるい通過分)を用いて乾燥密度約 $1.5\text{g}/\text{cm}^3$ 、直径100mm、高さ126mmの円筒供試体を作成し、透水試験を実施したところ、比較的低い透水係数($k=3.7\times 10^{-3}\text{cm}/\text{sec}$)が得られた。粒度と密度が実際の上部埋戻し砂礫とは異なるため参考値にすぎないが、前述したように D_{10} が1 mm以下であったことから、実際にも透水性は比較的低いと推定される。また、図7.2中に示したように原地盤部での原位置透水試験による透水係数も $10^{-2}\text{cm}/\text{sec}$ 程度以下と比較的小さく、図7.3a)に示したタイプAの断面では下部埋戻し砂の周囲が吸出し防止用不透水性シートで囲まれていたことから、埋戻し部はほぼ非排水条件に近い状態で地震動を受けたと想定される。さらに、地表部が凍結していた場合には、より非排水条件に近づくと考えられる。

なお、今回の被害と類似した事例として、1994年の北海道東方沖地震により、標津町において下水道管渠の埋戻し部の地表面が最大40cm程度沈下し、その周辺の原地盤部には透水性の低い泥炭層が存在していたことが報告されている¹⁹⁾。

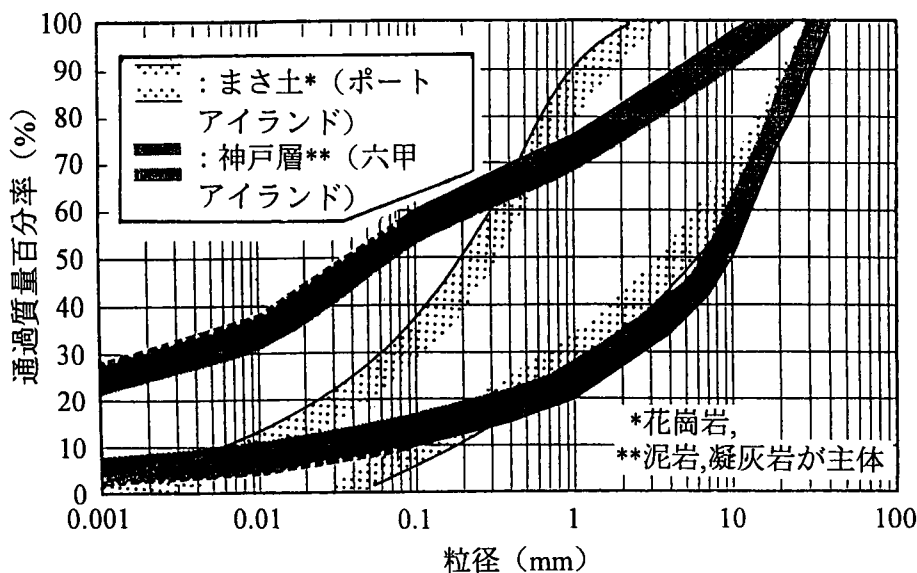


図9.1 ポートアイランドⅠ期と六甲アイランドの主要な埋立て材料の粒度分布¹⁸⁾

10. IIのまとめ

三陸はるか沖地震とその余震により、十和田市では、上部が砂礫で埋戻されていたにもかかわらず下水道管渠が浮上る被害が生じた。これに関連した模型振動実験により、以下の点を明らかにした。

- (1) 原地盤部が液状化しにくくても、埋戻し部が著しく緩く、また埋戻し部から原地盤部へ過剰間隙水圧が伝播しない場合には、強い地震動を受けると管渠が大きく浮上る。このとき、地表面は埋戻し部のみが沈下し、原地盤部が液状化しやすい場合とは地盤の変形性状が異なる。
- (2) 上部の埋戻しに砂礫を用いると、埋戻し部の変形が抑制されて管渠の浮上がり量が減少する。しかし、その効果は砂礫の密度と透水性に応じて変化すると考えられる。

以上の実験結果、および実際の被災状況と地盤条件に基づいて、十和田市における下水道管渠の被災原因について検討し、比較的透水性の低い砂礫が極めて緩い状態で埋戻され、さらに、周辺の原地盤部の透水性も低かったために、下部のクッション砂も含む埋戻し部全体が強い地震動を受けて激しく液状化したと考えられることを示した。なお、被災区間の下水道管渠と同深度における原地盤部は、有機質・火山灰質の黒ボク層とN値10程度の沖積砂質土層より構成され、これらが液状化した可能性はきわめて低いと判断された。

今後の課題としては、十和田市において被災区間と同じような施工がなされていたにもかかわらず、被害を受けなかった区間も多数存在する点が挙げられる。模型実験によれば、原地盤部が液状化しにくい場合の管渠の浮上がりは、ある加速度レベル以上になると急激に進行する傾向があるため、被災区間と無被災区間における地震動の強さの違いについて検討する必要がある。

謝 辞

釧路市の下水道管路の被害に関する各種の地盤調査結果および被災調査結果は、釧路市下水道部より御提供いただいた。また、被災原因の分析を実施するにあたり、東京電機大学の安田進教授に貴重な御助言をいただいた。十和田市の下水道管路の被害に関する資料は日本下水道事業団の田中修司氏（前、建設省土木研究所下水道研究室長）、十和田市上下水道部の石戸橋幸雄氏、中野渡博氏と八戸工業大学の塩井幸武教授にご提供頂いた。ここに記して厚く感謝の意を表する。

なお、本報告書の第II編は、文献20)として発表した内容を一部加筆修正したものである。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：平成5年（1993年）釧路沖地震災害調査報告、土木研究所報告第193号、1994。
- 2) 土質工学会：1993年釧路沖地震・能登半島沖地震災害調査報告書、1994。
- 3) 田中修司、塩路勝久、大塚久哲、二宮嘉朗、松尾修、古関潤一：釧路沖地震により浮上した下水道マンホールの調査、土木研究所資料第3275号、1994。
- 4) 土木研究所第一次調査団：平成6年北海道東方沖地震災害調査速報、土木技術資料、Vol. 37, No. 1, pp. 20-27, 1995。
- 5) 三陸はるか沖地震災害調査委員会（1995）：1994年三陸はるか沖地震災害調査報告書、pp. 251-256。
- 6) 地盤工学会（1996）：平成6年（1994年）三陸はるか沖地震災害調査報告書、pp. 199-212。
- 7) 北海道開発庁：5万分の1地質図幅説明書「釧路」、1961。
- 8) 北海道建築士会釧路支部：釧路市の地盤、1982。
- 9) 岡崎由夫：釧路の地質、釧路叢書第7巻、1966。
- 10) 気象庁：気象庁87型電磁式強震記録データ（釧路沖地震）、1993。
- 11) 気象庁：気象庁87型電磁式強震記録データ（北海道東方沖地震）、1994。
- 12) 日本下水道協会：下水道統計（平成4年度版）、1994。
- 13) 板藤繁、安田進、増田民夫、永瀬英夫、澤田尚：埋戻し土の液状化による地中構造物の浮上に関する振動台実験、土木学会第49回年次学術講演会講演概要集、第三部門、pp. 594-595、1994。
- 14) 山下正良、斉藤和夫、小西彰、長崎淳：北海道東方沖地震による液状化被害の特長、土質工学会北海道支部技術報告集、第35号、pp. 260-265、1995。
- 15) 林裕士ほか：管路施設の地震時浮上に関する模型振動実験（その2）、（その3）、第31回地盤工学研究発表会発表講演集、pp. 1179-1182、1996。
- 16) 松尾修、古関潤一、佐々木哲也、近藤浩市、林裕士：管路施設の地震時浮上に関する模型振動実験、土木研究所資料第3486号、1997。
- 17) 岡部吉一ほか：管路施設の地震時浮上に関する模型振動実験（その4）、（その5）、第32回地盤工学研究発表会、1997。
- 18) 安田進、石原研而、原田健二、新川直利：Effect of soil improvement on ground subsidence due to liquefaction, Soils and Foundations、兵庫県南部地震特別号、pp. 99-107, 1996。
- 19) 山下正良、斉藤和夫、小西彰、長崎淳：北海道東方沖地震による液状化被害の特徴、土質工学会北海道支部技術報告集第35号、pp. 260-265, 1995。
- 20) 古関潤一、松尾修、田中修司：三陸はるか沖地震による十和田市の下水道管渠の浮上り被害、三陸はるか沖地震シンポジウム論文集、八戸工業大学、pp. 67-74, 1998。

1993年釧路沖地震・1994年北海道東方
沖地震及び1994年三陸はるか沖地震に
よる下水道管路施設の被災調査

I S S N 0386-5878
土木研究所資料 第3498号
平成10年2月 (1998)

松尾 修, 古関 潤一
佐々木哲也, 林 裕士

要 旨 平成5年1月15日に発生した釧路沖地震, 及び平成6年10月4日に発生した北海道東方沖地震により被災した釧路市管内の下水道管路とその周辺の無被災管路を対象に, 地盤条件等の統計的な比較といくつかの具体事例の調査を行い, 被災原因について検討した結果をとりまとめた。また, 平成6年12月28日に発生した三陸はるか沖地震による十和田市の下水道管路についての被害状況と, この地震において砂礫で埋め戻された下水道管渠の浮上りが生じた原因を模型振動実験により検討した結果をとりまとめた。

キーワード: 液状化, 下水管, 泥炭, 浮上り, 埋戻し

郵便はがき

郵便
切手
は
貼
り
下
さ
し

3050804

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

耐震技術研究センター

動土質研究室 行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第3498号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印