1983年日本海中部地震

秋田市新屋松美町地震被害調査報告書

昭和60年 3 月

秋　　田　　市

（供覧）

[illegible]防災課長　課長補佐　防災係長　係員　事務担当者

60. 6. 3
収受

贈　呈

本書は、1983年5月26日に発生した「日本海中部沖地震」において発生した災害の中で、特に局部的な範囲で、集中的に被害を受けた箇所について、その被害原因を科学的に究明調査した結果をとりまとめたものであります。

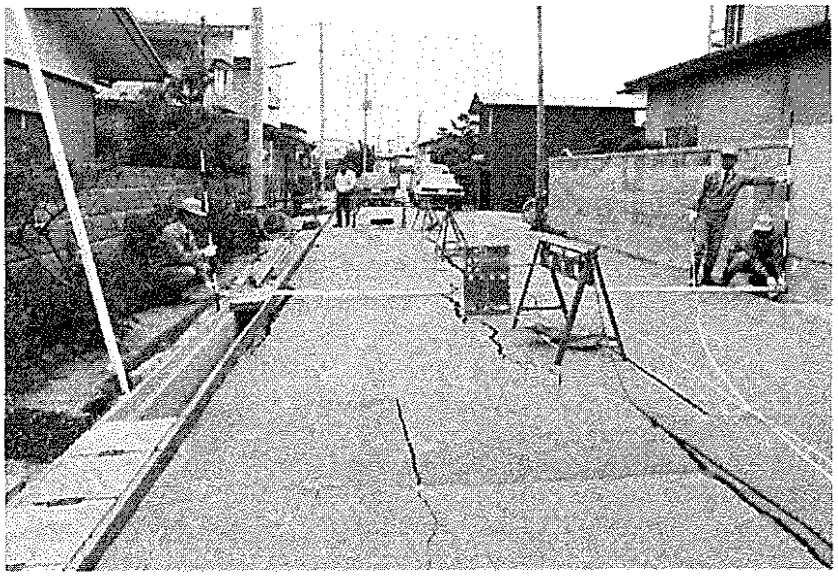
このような調査は他に類例がないものでありますので、今後の防災行政に役だてていただければ非常に幸いとぞんじます。

なお、お手数でも同封の受領書をご返送くださるようお願いいたします。

秋田市

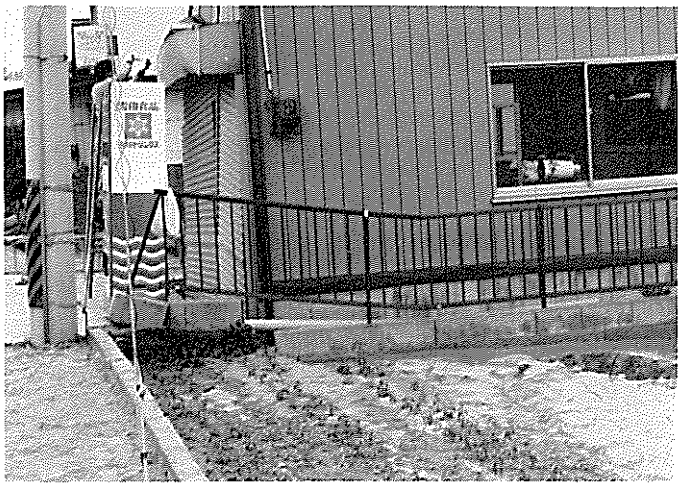
日本海中部地震による新屋松美町周辺の被害状況

写真－1
3号道路の沈下

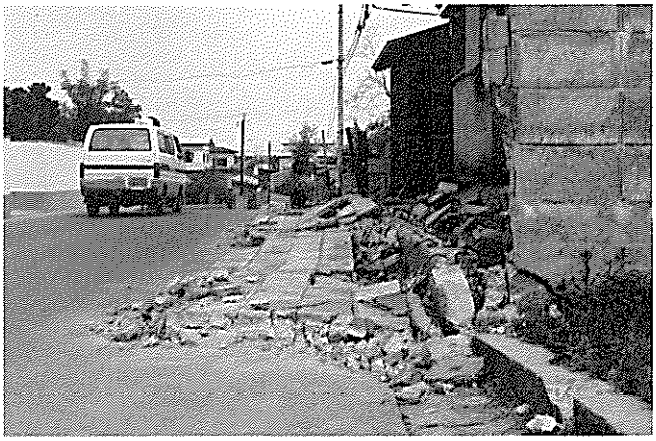


写真－2
20号道路の横断亀裂

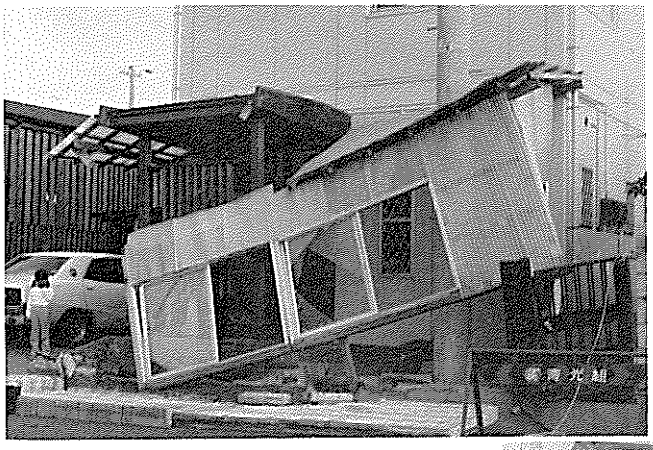
写真－3
倉庫内部の噴砂



写真－4
地盤沈下に伴う車庫及びフェンスの被害



写真－5
13号道路沿いのブロッ塀の倒壊



写真－6
ブロック塀の倒壊及び，建物の被害

写真－7
門柱の傾斜及び車庫の被害

発刊のことば

1983年5月26日正午に発生した日本海中部地震により，秋田県内に於いては死者83人，負傷者265人，家屋の全半壊3764戸，その他道路，鉄道，港湾等，交通施設から水道，ガス，電気など生活に直接関連する施設まで広範囲にわたり大きな被害をこうむったものであり，被害はおもに秋田市から県北部にかけての沿岸部一帯に集中しているのが特徴的である。

このうち秋田市に於いても3人の尊い人命の犠牲をはじめ家屋の全半壊，公共施設等に多くの被害を受けたものでありますが，この中でも特に被害が集中した，新屋松美町の被災者の会より今回の災害は単なる天災ではなく被災地を取りまく上・下水道，ガス，電話ケーブル，工業用水等の地下埋設物，ならびに隣接沼地埋立による人為的要因が大きいとした被災者の会の疑問に答えるため，秋田大学，早稲田大学理工学研究所に調査を委託し，科学的に調査研究された結果を取りまとめたものであり，本調査報告書が今後の地震対策の参考として関係各位のお役に立てば幸いと存ずるものである。

昭和60年3月

秋田市役所建設部

62.4.-8
6075

目　　次

		PAGE
第 1 章	まえがき	1
第 2 章	調査目的および報告書の構成	2
第 3 章	委員会の構成および活動概要	3
第 4 章	調査過程の概要および結論	6
第 5 章	調査内容	16
5．1	地形測量及び旧地形図の収集	16
5．2	地震被災状況調査	20
5．3	埋設管などの施工状況に関する調査	32
5．4	機械ボーリング及びサウンディング調査	51
5．5	地下水位観測	59
5．6	弾性波速度測定および常時微動測定	61
5．7	室内土質試験	79
第 6 章	検討結果	94
6．1	地層構成および生成過程	94
6．2	地下水位の変遷	105
6．3	液状化およびすべり安定性	109
6．4	被災の直接的な原因	122
6．5	被災に与えた埋設工事および溜池埋立による宅地造成工事の影響	126
第 7 章	あとがき	142
	参考文献	143

別冊資料（その１）本文に対する資料編　目　次

（Ａ）　地震被害状況調査関係資料

1.　地形図

2.　古地図

3.　被害調査アンケート

（Ｂ）　埋設管などの施工状況に関する調査資料

1.　地下埋設管及び道路構造

2.　埋戻し土の透水係数の推定

3.　地下水面の推定

（Ｃ）　サウンディング方法及び結果に関する資料

1.　調査・試験の各項目毎の概要

2.　土質柱状図

3.　スウェーデン式サウンディング

(1)　埋戻し土Ｒ－１～Ｒ－４

(2)　Ｓ－１～Ｓ－26

（Ｄ）　地下水位観測方法及び結果に関する資料

1.　地下水位観測結果一覧表

2.　地下水位経時変化図

3.　過去５年間の降水量経時変化図

（Ｅ）　弾性波速度測定，常時微動測定方法及び結果に関する資料

1.　ＰＳ探査（屈折法）

2.　ＰＳ検層

3.　走時曲線

4.　ＰＳ探査記録波形

5.　ＰＳ検層解析図

6.　常時微動の測定方法

7.　常時微動使用機器

8.　常時微動の解析手法

9. パワースペクトル及び記録波形

10. 周波数応答関数（スペクトル比）

（F） 室内土質試験方法及び結果に関する資料

1. 室内土質試験の概要

2. 土質試験結果図表

土質試験結果一覧表

振動三軸試験供試体試験結果一覧表

土粒子の比重試験

土の含水量試験

土の粒度試験結果

土の液性限界・塑性限界試験

塑性図による分類

土の一軸圧縮試験

三軸圧縮試験（CD）（初期状態　圧密過程）

三軸圧縮試験（CD）（軸圧縮過程）

三軸圧縮試験（CD）（側圧一最大主応力差）

R～Nℓ関係

振動三軸試験（軸ヒズミ，間隙水圧曲線）

（G） 液状化解析に関する資料

1. 液状化検討

2. F_L と地下水位の関係

3. 液状化と地盤・家屋被害との関係

4. 過剰間隙水圧の推定

5. 液状化検討計算リスト

（H） 安定解析に関する資料

1. 計算条件の設定

2. 計算結果

参　考　文　献

＜巻末添付図＞

図A・2・1　二十六番字割山見取絵図面
（明治二十二年一月二十三日調査）

図A・2・2　二十六番字割山地引画図
（明治二十二年一月二十三日調査）

図A・2・3　二十七番字下川原見取絵図面
（明治二十二年一月二十三日調査）

図A・2・4　二十七番字下川原地引画図
（明治二十二年一月二十三日調査）

第 1 章　まえがき

昭和58年5月26日に発生した日本海中部地震の，秋田市における被害の度合は，県内では特に大きいものではなかったが，若干の区域には著しい被害が集中した。新屋松美町・新屋松美ケ丘東町の問題の地域もその一つであるが，そこでの被災範囲は特定の狭い地区に限られていた。そのため，地区住民の間で単なる自然現象というよりは，人工的な要因が加わって被害を大きくした可能性が問題にされた。そしてその要因としては，地区周辺で行われた各種埋設管工事と溜池の埋立による宅地造成工事の影響が想定された。

これらの工事が，被害に与えた影響を究明するようにとの被災住民の要請に応えて，秋田市では7名の専門委員から成る「新屋松美町地震被害調査委員会」（委員長　加納　博）を構成して，科学的な調査にあたった。

委員会が実質的な調査活動を開始したのは10月以降である。以後約6ケ月にわたって，当面可能な限りの各種の調査を行い，ここに一応の結論を得た。本報告書はその調査結果をまとめたものである。

第２章　調査目的および報告書の構成

本調査は，日本海中部地震で被災した新屋松美町および新屋松美ケ丘東町における，地震被害とその原因を科学的に究明することを目的として行われた。その際，特に次の点に留意した。

（１）下水道管等の地下埋設工事の影響

（２）溜池埋立による宅地造成工事の影響

（３）その他関連した地域特性等

このために，まず，被害の実態や地理・地質状況についての調査を行い，それらをもとに，被災原因の検討および上記の工事が被害に与えた影響についての解明を行った。

具体的な調査項目，調査方法については，委員会の席上で検討して実施したが，この種の調査では確立された方法はないため，必要に応じて調査内容を途中で修正補足していった。この経過とその他の委員会活動状況については，第３章で述べ，第４章では調査過程の概要および結論を述べる。

実際に行われた調査の内容は第５章で，また被災原因等の検討結果については第６章で述べる。更に調査資料の詳細や検討過程の資料は別冊資料としてまとめられている。(秋田市保管)

第 3 章　委員会の構成および活動概要

（1）　委員会の構成

このたびの地震に際して，秋田市新屋松美町2番地の一角を中心として起きた地盤液状化による被害については，発生以来各方面から注目される所となり，科学的な原因究明が要望されていた。この問題について，秋田市においては，被災者の会（佐藤重雄会長，藤原　繁副会長）から市議会議長に出された陳情書（昭和58年9月2日）を受けて，専門家グループによる調査委員会を設けて対処することとなった。その結果，下記の7名（内，秋田大学5名，早稲田大学2名）の委員が，12月26日，秋田市長高田景次から正式に委嘱された。

（五十音順）

氏　名	専門分野	所属・職
加納　博（委員長）	応用地質学	秋田大学名誉教授
狐崎長琅	応用地球物理学	同　鉱山学部助教授
古藤田喜久雄	建築基礎工学	早稲田大学理工学研究所教授
柴田豊吉	地質学	秋田大学鉱山学部助教授
清水浩志郎	道路工学	同　教授
野越三雄	地球物理学	同　教育学部教授
若松加寿江	建築基礎工学	早稲田大学理工学研究所研究員

（2）　委員会の活動概要

（2.　1）　準備段階

委員会の正式な発足は12月26日であるが，それまでの段階として次のような準備作業が地元委員（仮）を中心として進められた。10月15日，市から調査を依頼された加納ほか6名（全員）の初の打合せ会が，秋田市建設部（部長　大高昭五，次長　佐々木昭一・栗田博喜）の斡旋によって秋田市役所内で開かれ，委員会の性格・目的・役割等基本的問題について意見が交換された。その結果，10月19日，委員会内規（案）を成文化して市に提出した。調査作業は委員会の指導助言の下で，適切な地質コンサルタント業者に委託して行わせることとし，基礎地盤コンサルタ

ンツ（株）（以下，K社と略称）〔担当者：安田　進・瀬戸山秀俊・中田嘉久・梅内勝彦〕が，最終的に選ばれた。委託を受けたK社からは，11月4日，具体的な調査および解析計画案が出され，11月10日には作業工程表が提示された。これらに従って，11月15日から各種現場作業が開始された。厳冬の積雪期にかかりながら，これらの作業は12月26日までに当初予定のすべてを一応終了したが，この間に行われた主な作業内容は次のようである。

1）地形測量（1／500および1／1000図）

2）地質調査ボーリングおよび標準貫入試験（4孔，各10m）

3）スウェーデン式サウンディング試験（20点，各10m）

4）地下水位測定（56点）

5）PS探査（8測線）

6）PS検層（4孔）〔ただし，秋田大学が実施，K社協力〕

7）常時微動測定（20点，内4点で地表・地中同時観測）

8）被災状況の現地調査（アンケートおよび聞き込み）

9）室内土質試験

10）液状化解析

（2.　2）　活動の経過

各種の調査および解析結果を総合検討し，報告書を作成するための本委員会を，12月26日以来4回（第1回　12月26日，第2回　2月6日，第3回　3月10日，第4回　3月23日）にわたって開催し，その都度提出されたK社による作業の中間報告書および委員からの意見書が慎重かつ活発に審議された。また，各委員会の前後には地元委員を中心としてしばしば実質的な作業委員会（10数回）を開いて資料の整理等にあたった。さらに随時現地や関係方面に出向いて調査・資料収集に努めた。その間の活動を通じて新たに提起された諸問題に対応して，次のような調査および解析が実施された。

① I，Jブロックを中心とする地下水位測定の追加（10点）（1月15日－1月25日）

② K地区を中心とするサウンディング試験の追加（6点）

③ 道路の施工状況－特に埋戻し土の調査（1月24日）

④　下水道工事における埋残し矢板の延長と，矢板上下の水位差の確認（3月16日）

⑤　溜池埋立造成工事前の自由地下水面の推定計算

⑥　すべり面の安定解析

⑦　すべり運動に伴う下水道管の変形状況の確認調査（2月14日）

⑧　被災地区の明治初期に遡る古地形に関する資料収集と土地状況変遷史の調査

⑨　地盤液状化による建物被害の判定基準としての"非液状化層厚"の検討

⑩　埋設工事が周辺家屋に及ぼした被害の再確認（3月16日）

以上の調査資料を総合検討し，4月14日，問われた被災原因についての最終結論を秋田市長に答申し，本報告書を提出した。

第４章　調査過程の概要および結論

（１）　調査過程の概要

本調査は，日本海中部地震で家屋が被害を受けた秋田市新屋松美町および新屋松美ケ丘東町について，周囲の埋設工事や溜池埋立工事の影響も含めて被害原因について調べたものである。一般に，この種の災害には，多くの要素が関与しており，その解明には，精細な微視的考察と共に，大局的な巨視的観点を保持する必要がある。従って，主たる検討目標は，次の諸項目におかれた。

Ⓐ　被害の実態とその評価

Ⓑ　地理・地質的地域特性と地震被害との関連

Ⓒ　埋設及び埋立工事と地震被害との関連

この目的を達成するため，まず下記のような現地調査や資料収集を行った。

①　地震被災状況に関する聞きこみ調査

②　地盤調査（ボーリング，サウンディング，地下水位測定など）

③　地盤の動的特性調査（常時微動測定，ＰＳ検層・探査，室内液状化試験）

④　地理・地質的背景に関する資料収集

⑤　埋設および埋立時における施工および被害状況に関する聞きこみ調査

これらの結果をもとに，地層構成および生成過程の把握，地下水位分布の検討，地盤の液状化解析，のり面安定解析などを行って，被害箇所・無被害箇所について被害および無被害の理由を考察してみた。

この際，近年の宅地化以後の諸工事が地震被害に与えた影響と共に，それ以前の人工的条件や自然条件の被害との関わりについても，注意を払った。

被害の要因は，地盤の液状化である。そこで，これに直接関与する地盤側条件としては，土の粒度や緩さと地下水位とが検討の中心となった。

Ⓒの近年の諸工事と地震被害との関連においては，特に次の諸項目が検討された。

ⓐ　下水道管等の地下埋設工事が地盤の緩みと地震被害に及ぼす影響

ⓑ　下水道管等の地下埋設工事が地下水位の上昇と地震被害に及ぼす影響

ⓒ　溜池埋立による造成工事が地下水位の上昇と地震被害に及ぼす影響

（2） 被害の実態とその評価

日本海中部地震の秋田市における震度は気象庁によりVと発表された。市内居住域の震度は平均的にはVのやや弱い方とみられ，孤立分散的被害は広く認められるものの，集中的な著しい被害は比較的小範囲の若干の区域に限定されている。

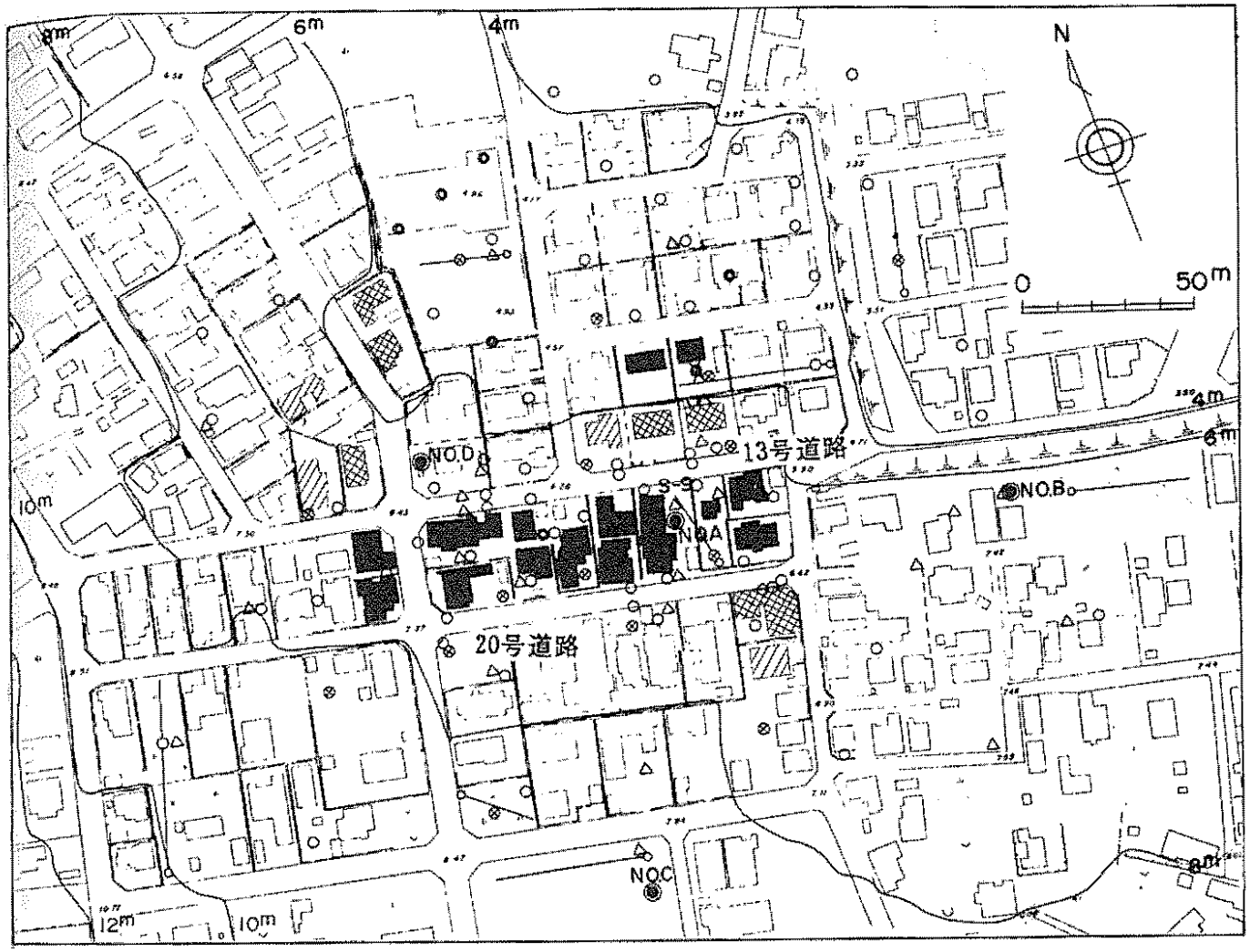
新屋松美町・新屋松美ケ丘東町の問題の地域もその一つである。図4·1(b)にその被害状況を示す。家屋被害は，F_1，F_2 ブロックとその周辺領域とに発生した。

調査結果によると，F_1，F_2，H_1 ブロック等では地盤が緩いうえに地下水位も高い。このことと，被災状況・液状化解析結果等をあわせて考えてみると，家屋に不同沈下等の大きな被害を与えた主な原因は，地盤の液状化にあると判断された。さらに，F_2 ブロックからH_1 ブロックにかけては液状化に起因したすべりが発生し，被害が強められたと考えられる。また，被災・無被災箇所における液状化解析結果をもとにして考えると，地表面下の液状化しない土層の厚さ（非液状化層厚）がある厚さ以上存在していたと推定される箇所では，その下層が液状化していても，地表付近の地盤および家屋は被害を受けていないと結論された。その限界となる厚さは，地震時に発生した地表最大加速度の仮定値によって異なるが，区域内で一率に200gal，150 gal の加速度を想定してみると，それぞれ1.5 m，2.5 m程度と考えられた。ただしこの値はいくつかの仮定値にもとづいて出されており，誤差はいくらかあると考えられる。

ちなみに，運輸省秋田港工事事務所における，日本海中部地震での地表最大加速度実測値は，EW 205 gal，NS190galであった。

（3） 地理・地質的地域特性と地震被害との関連

本地域は，地震被害の著しかった新屋元町と同様，日本海岸に沿う砂丘帯と沖積平野との境界部に位置する。明治30年旧陸軍省が射撃場をつくるにあたって，東西に延びる土塁を砂を盛って建設したが，その上部が昭和30年代に削られ，宅地化されたのが，F_1，F_2，K_1 ブロック等である。その北側の一帯（G，H_1，H_2，I，Jブロック等）は昭和52年に溜池の埋立により宅地化された所である。土塁建設以前の明治20年代には，当時の古地図により，F_1，F_2 ブロックの大部分は，上記のGからJまでのブロックにかけて広がる一帯の溜池の上にあったことがわか



全壊家屋

半壊家屋

一部破壊家屋

◉ ：ボーリング・標準貫入試験・ＰＳ検層・常時微動測定地点

● ：既存ボーリング地点

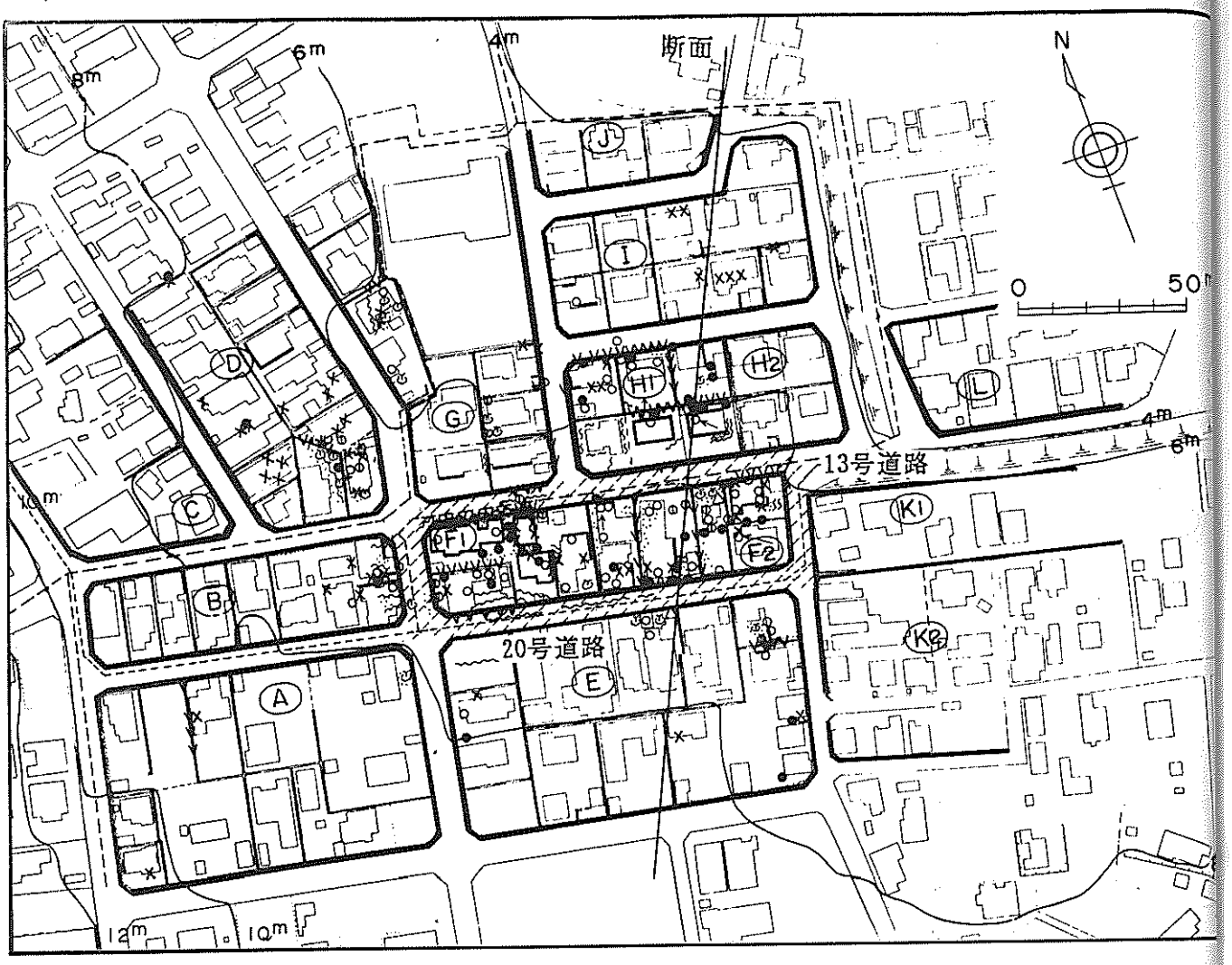
△ ：スウェーデン式サウンディング実施地点

○ ：地下水位観測地点

⊗ ：常時微動測定地点

—o— ：ＰＳ探査実施位置

図４・１（ａ）　本調査内容及び秋田市役所調査にもとづく被害分布の図



等高線の数値は標高を示す

---　：下水道管理埋設位置

------　：工業用水管（φ 1200㎜）埋設位置

▲▲▲▲▲　：矢板埋残し区間（26 m）

・下水道管は昭和56年11月～57年3月にかけて施工

・工業用水管は昭和44年2月～44年3月にかけて施工

・溜池埋立はG，H_1，H_2，I，Jブロックで昭和52年7月～53年3月にかけて施工

○　：家屋の傾斜・沈下

×　：家屋の亀裂

V　：塀の亀裂・傾斜・破壊

〰　：道路及び敷地内の亀裂

▒　：噴　砂

⚲　：噴　水

●　：地盤沈下

⦶　：地盤隆起

▬　：家屋布基礎の亀裂・破壊

▨　：道路の被害

⟷　：傾斜・移動の方向

Ⓐ　：地区割りをしたブロック名（例）

図4・1（b）　本調査による被害分布図

る。また，空中写真判別によれば，更にその以前は，この辺りも旧雄物川の河道であったとみられる。旧河道はＬブロックの方向から西流してF_2，F_1の各ブロックの北側をかすめて，Ｇのあたりで北向きに流れを転じていた模様である。F_1，F_2ブロック付近は南東一南一西のほぼ三方から，地表水・地下水が流入する集水地形となっており，地下水位が高まりやすい状況にある。またこの区域は全般的に，人工あるいは自然のごく緩い砂層から構成されている。これらのことが，この区域の地盤液状化の背景をなすものとして注目される。

（４）　下水道管等の地下埋設工事が地盤の緩みと地震被害に及ぼした影響

このことに関しては，特に13号道路に下水道管を埋設する際に，両側の家屋や地盤に被害が生じたことについて，まず言及しなければならない。この被害に関与する可能性をもつ要因を，工事過程の順に列記し，更にその個々についての検討結果をのべる。

ⓐ　矢板打設時の振動やそれによる地盤沈下

ⓑ　掘削工事中の矢板のはらみ出し

ⓒ　掘削の際の水の汲み出しによる地盤沈下

ⓓ　矢板引抜時の地盤沈下

これらのうちⓑについては工事状況から判断して無視してよいと考えられる。また，水の汲み出し量が比較的少なかったことから考え，ⓒはあまり大きなものではなかったと考えられる。

ⓐ，ⓒ，ⓓが地盤の緩みに及ぼす効果を，①土木工学的な経験や解析による評価と②現場試験的評価の２面から考察した。

①の面からは，ⓐの効果はやや広く及び得るが，むしろ地盤を締め固めるように働くものと考える方が自然である。ⓒもまた締固める方向に作用する。ⓓの効果は条件により，緩ませるようにも，また逆に締め固めるように作用することもあり得るが，その影響範囲はその工事の近傍に限られる。

②の面の調査としては，標準貫入試験とスウェーデン式サウンディングにより，地盤の緩さの場所による変化を相互に比較する方法をとった。F_1，F_2ブロックではほぼ一様に，表層２～４ｍほどＮ値が５以下の非常に緩い砂層から構成されてお

り，道路（13号および20号）からの遠近による差は認められなかった。

F_1，F_2ブロックにおける緩さが特異なものなのか，他のブロックにおける地盤の締まり具合と比較してみたところ，東隣のK_1ブロックでもほぼ同様な緩さの地盤が存在していた。ここは，F_1，F_2ブロックから続く土塁跡に相当するため，土塁を造るために盛った土が緩かったと考えられる。同様に緩い割にはこのK_1ブロックでは地震による地盤変状も家屋の被害も生じなかったが，これは，地下水位が，2.6m程度と深く，その下層では，液状化した可能性はあるものの，表層にこれだけの非液状化層厚が存在したために被害を与えなかったのではないか，と考えられる。

したがって埋設管のごく近くでは⑥により地盤を緩めている可能性はあるものの，F_1，F_2ブロック全体としては，地盤がもともと緩い状態にあったのではないかと判断される。ただし，これらの判断は地震後の地盤調査結果にもとづいたものであり，地震前後で緩さが変化していないということを前提としている。

F_1，F_2ブロックの地震被害は，そこでの全般的液状化とそれによるすべりに起因すると考えられるから，このような工事の影響が地震被害の大局を左右する程のものとは考え難い。

（5） 下水道管等の地下埋設工事により地下水位を上げたことの影響

下水道工事により地下水位を上げた可能性としては，F_1ブロック北側の13号道路に埋残しにされている矢板によるものが，最も大きいと予想された。そこで，その付近の地下水位を比較したところ，埋残しにされている矢板の上，下流側で約50～60㎝の水位差が認められた。上流側とは，矢板の南側である。一般にこの種の障壁によっては，上流側の水位の上昇と下流側の下降とがほぼ同程度生じ得るから，工事前の地下水位面からの，矢板を埋残しにしたことによる地下水位の上昇は図4・2(b)に示すように，この半分程度と考えられる。結局，矢板埋残しによってF_1ブロック内の地下水位は25～30㎝程度上昇した可能性があると判断される。

同じ13号道路でF_2ブロックの北側に相当する，矢板引抜区間では，埋設管を挟んで上，下流側の地下水位差が，約20～50㎝であった。この水位差は埋設管が流れをくい止めているためか，あるいは管周辺に水みちができて逆に透水性が良くなったためか区別はつきにくかったが，その値は矢板埋残し区間より小さかった。ま

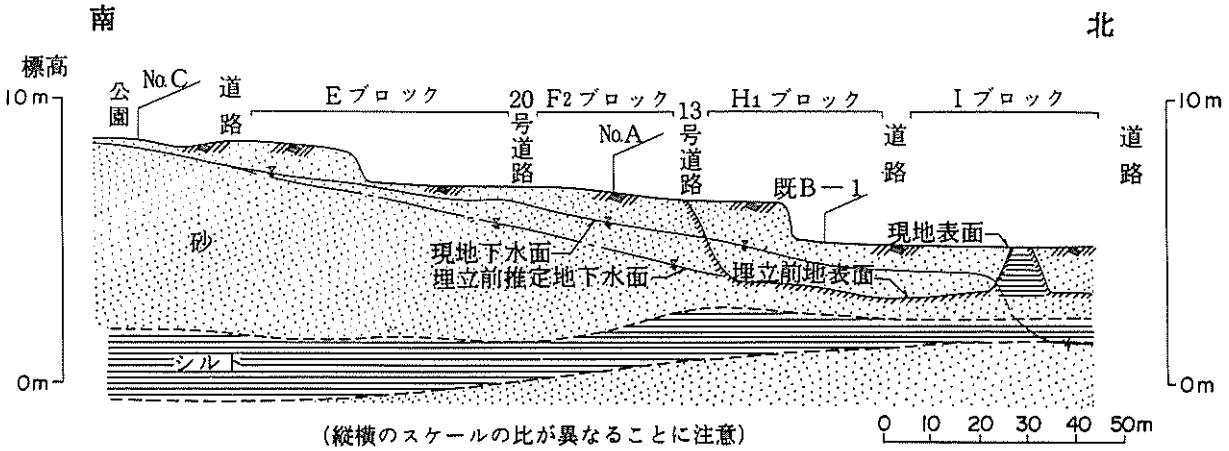


図４・２（ａ） やや模式化されたほぼ南北の断面図

（図４・１（ｂ）の断面線による）

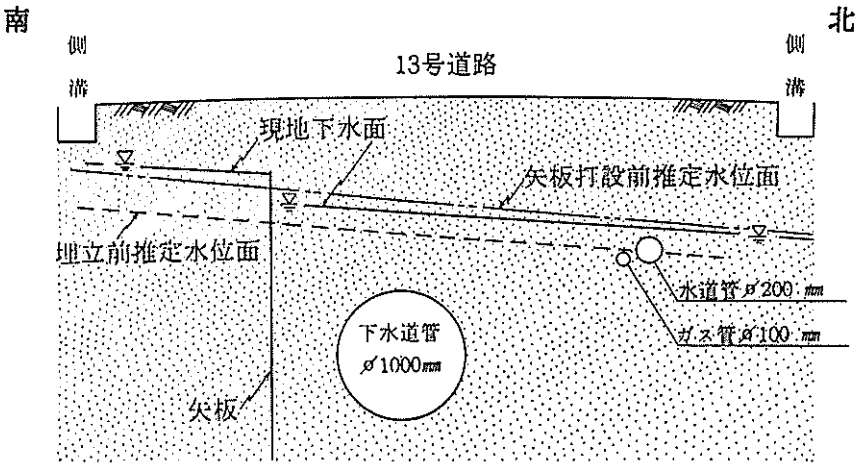


図４・２（ｂ） 矢板埋残し区間での地下水位の変動の概念図

た，20号道路の工業用水管等を挟んだ上，下流側でも，13号道路の矢板引抜区間と同程度の水位差があった。したがって，埋設工事による水位上昇は13号道路の矢板埋残し区間が最も大きかったと考えられる。

矢板埋残し区間での25～30㎝の水位上昇が液状化に与えた影響をみるため，それだけ現在の地下水位を下げた状態での液状化解析をF_1ブロックについて行ってみたが，地下水位以下の層(地表面下0.6m程度以下)ではやはり液状化する可能性があったと判断された。したがって，地下埋設工事のみが，地震による地盤，家屋の被害に与えた影響は少ないと考えられる。

（6） 溜池埋立による宅地造成工事が地下水位を上げたことの影響

溜池埋立による宅地造成工事が与えた影響として，F_1，F_2ブロックの地下水位を上げて，液状化やすべりによる被害を受け易くした可能性が考えられた。

F_2，H_1ブロックを通る断面（図4·2(a)参照）についてみると，13号道路より，少し南のS－9および№A地点で，現在の地下水位は地表面下約1mとなっている。仮りに，H_1ブロック付近の溜池が埋立てられなかった場合の地下水位面を推定してみると，この付近で地表面下1.5～2.0m位となった。造成工事が行われる前に，F_2ブロック内でその程度地下水位が低かったという住民の話もあり，造成工事によりF_2ブロックの地下水位を0.5～1.0m位上昇させた可能性はあると考えられる。

これだけの水位変動があった場合に，被害にあたえた影響を調べるため，次に，地下水位が上記の値だけ下がっていたと仮定し，液状化解析を行ってみた。その際，地表最大加速度値を，秋田港湾における日本海中部地震の実測値とほぼ同様に,200galと仮定した場合と，150galと仮定した場合の2例について，検討した。その結果，S－9，№A地点では，200galの場合は地下水位以下の層で，150galの加速度の場合は地表面下2.0～2.5mより下層で液状化を生じていた可能性はあると計算された。従って，非液状化層厚はそれぞれ1.5～2.0m，2.0～2.5mということになる。この値は（2）で述べたように，液状化により地表付近の地盤や家屋が被害を受けるか否かの限界値あたりに相当している。

なお，F_1ブロックについても，同様に溜池埋立による地下水上昇はあったものと

考えられるが，Gブロックでの埋立て層厚はH_1ブロックのそれより薄く，被害に与えた影響はF_2ブロックよりも少なかったと考えられる。

（7） 被害要因の総括

地震による地盤の液状化被害に及ぼす地盤条件は，①砂地盤であること，②締まり方が緩いこと，③地下水位が高いことである。図4·1の区域全体の表層は①の条件を充たしているが，場所により土質に若干の差はある。このことが液状化の難易に部分的には寄与している。

とりわけ問題となるのは，②と③である。 更に厳密にいうなら，②と③の総合によって推定される非液状化層厚が被害の可能性を評価するための主要な足場として，ここでは用いられた。

さて調査の結果，図4·1に示された区域全体が緩い地盤であることが，明らかになった。被害が特に集中したF_1，F_2ブロックは，K_1ブロックを除くその周辺よりも，さらに緩い傾向にある。

ここの地盤表層は，明治年代に溜池と田地との埋立・盛土によって造成された旧陸軍の土塁の名残りである。土塁建設当時の施工状況からも，その土塁は既に緩い状態にあったと推定される。宅地化後の道路の諸工事の影響については，13号道路のごく近傍を緩めた可能性は依然として残るが，地震後の地盤調査によっては，緩めたとも強めたとも判定できなかった。しかし，F_1，F_2ブロック全体の緩みに関与している可能性は低いと思われる。

地下水位については，もともと全般的にこれが高まりやすい地形的状況にある。F_1，F_2ブロックの近年の宅地化以後についていえば，その北側にあった溜池を昭和52年に埋立てたことが，このブロックの水位の上昇に，0.5～1.0m程度寄与したと推測される。道路における埋設工事による地下水位への影響としては，13号道路のF_1ブロック付近における矢板の埋残しがもっとも大きく寄与しているが，これのみによる水位の上昇はF_1ブロックの近接部で最大となり，それは0.25～0.3m程度である。

13号道路の下水道管や20号道路の工業用水管の埋設等による地下水位への影響は，地下水流をせき止める方向に働いているか，管路に沿う排水性を高める方向に

働いているのか，双方の可能性が追求されたが，いずれとも断定できなかった。いずれにせよ，これによる水位変化は矢板の埋残しによるものよりは小さい。

F_1，F_2ブロックの宅地化以後，現在までの地下水位の変化については，その後の溜池の埋立と埋設工事とが全体として影響している。F_1ブロックではF_2ブロックよりも溜池の埋立による水位上昇はやや少なかったと推定されるが，矢板の埋残しの影響も含めると，F_2ブロックと同程度とみられる。

F_1，F_2ブロックにおけるこのような各種工事にともなう水位上昇がなかったとしたら，今回の地震でこれらのブロックに液状化被害が生じなかったかどうかは，非液状化層厚からみて，限界的な状況にあり，いずれとも判断し難かった。仮に被害があったとした時,被害程度が軽減されたか否かについて被害機構を踏まえて検討したが，このことに関しては，地盤に固有な不均質性，繰り返し実験のできない地震という現象，現状の関連学問の到達段階等から，解析におけるある程度の誤差は避けられず，遺憾ながら明確な結論は出し得なかった。

更に，地震現象は，その源，伝播経路，それを受ける側の立地条件により，複雑に変化するもので，仮りに震度が同じでも被害の生じ方は，条件により多様に変化するものであることも注意しなければならない。

第 5 章　調 査 内 容

5・1　地形測量及び旧地形図の収集

(1) 目　的

地理的環境，地盤造成の実状，それらの変遷などを明らかにする。

本地域は，新興住宅地であり，時代の移り変わりとともに地形が大きく変貌を見せているため，13 号市道を中心に約 200m 四方の詳細な地形測量と旧地形図の収集を実施し，調査・究明のための基礎資料とした。

(2) 方　法

地形測量は，平板測量と水準測量を実施し，S = 1：500 の平面図を作成した。なお，もう少し広範囲な地域については，秋田市役所所有の秋田都市計画図（S = 1：2500 昭和 54 年 12 月測図）と重ね合わせS = 1：1000 の平面図を作成した。

旧地形図の収集については，建設省国土地理院発行の地形図（S = 1：50000），秋田市役所所有の秋田都市計画図（S = 1：3000 またはS = 1：2500），及び秋田地方法務局登記所，新屋支所資料の絵図面を収集した。

(3) 結　果

地形測量結果は，今回の現地調査位置・内容を図示し，調査位置平面図（S = 1：1000）として，図 5・1・1 に示した。

収集した旧地形図は，図 5・1・2 群，図 5・1・3 群に変更年次毎の地形図を示し，図 5・1・4 に地形の変遷図としてまとめた。なお，絵図面は別冊資料その 1(A) に一括掲載した。

これらをもとにした地形の変遷に関する検討結果は，第 6 章 6・1 で後述する。

凡　例
今回ボーリング地点及びPs検乃常時微動測定地点
既存ボーリング地点
スウェーデン式サウンディング地点
水位観測地点
常時微動測定地点
Ps探査測定地点
ローカル座標基準点
新屋コミュニティーセンター
公社 No.1
公社 No.2
調査名
日本海中部地震と埋設物等との地質関連調査
図面No.
調査位置平面図
縮尺
1/1000
作成年月日
昭和　年　月　日
作成者

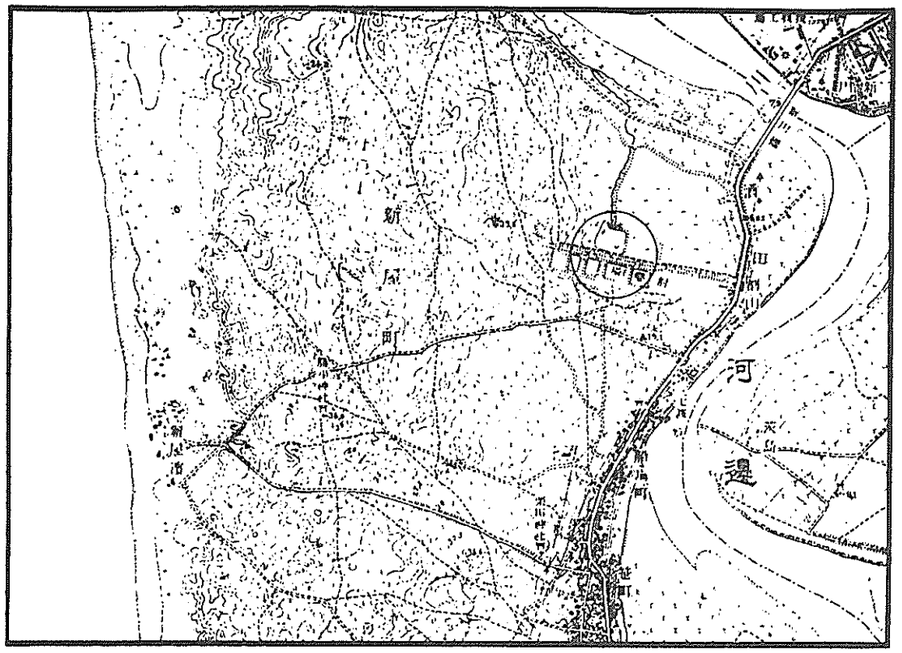


図５・１・２（ａ） 大正１年測図，同２年３月30日発行

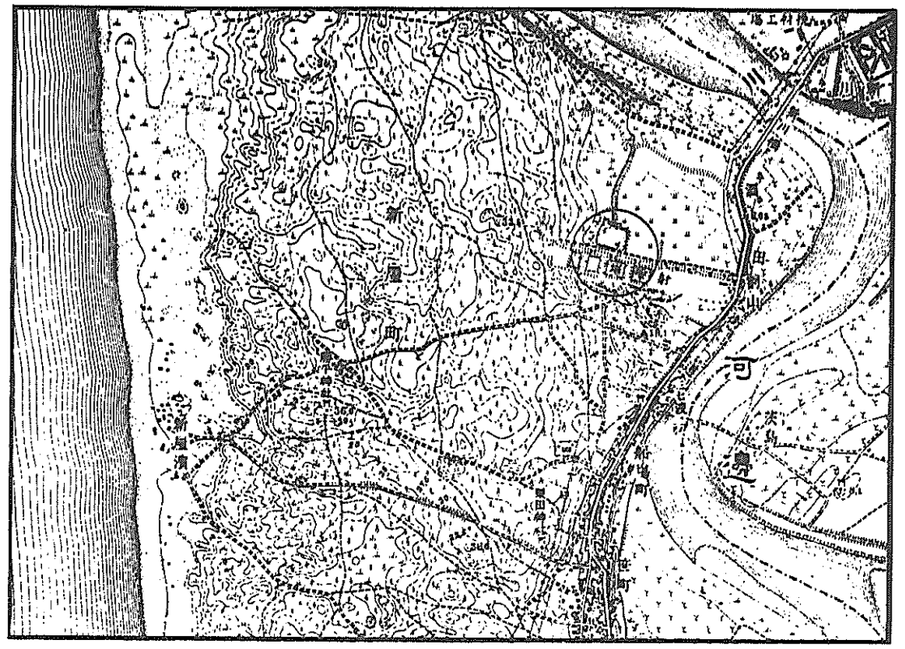


図５・１・２（ｂ） 大正１年測図，昭和２年４月30日発行

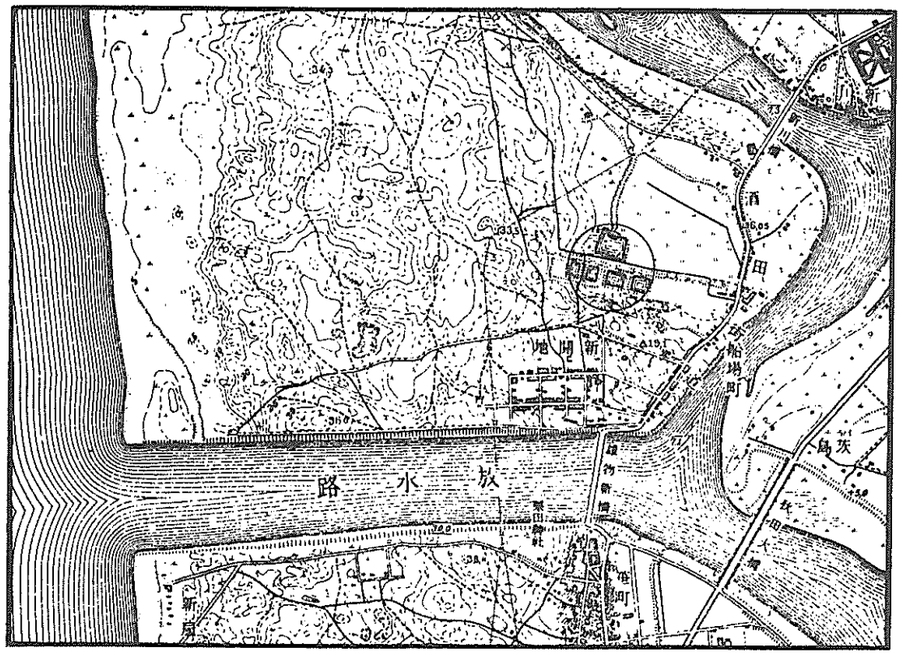


図５・１・２（ｃ） 大正１年測図，昭和13年修正測図，同27年資料修正

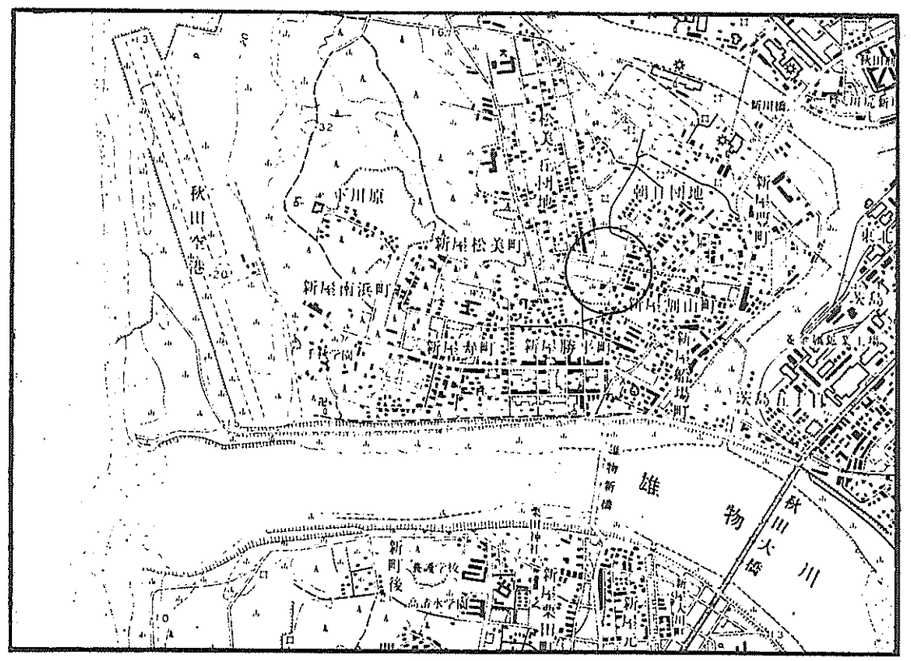


図５・１・２（ｄ） 大正元年測量，昭和46年改測，昭和49年２月28日発行

〔建設省国土地理院発行地形図抜粋　Ｓ＝１：25000〕

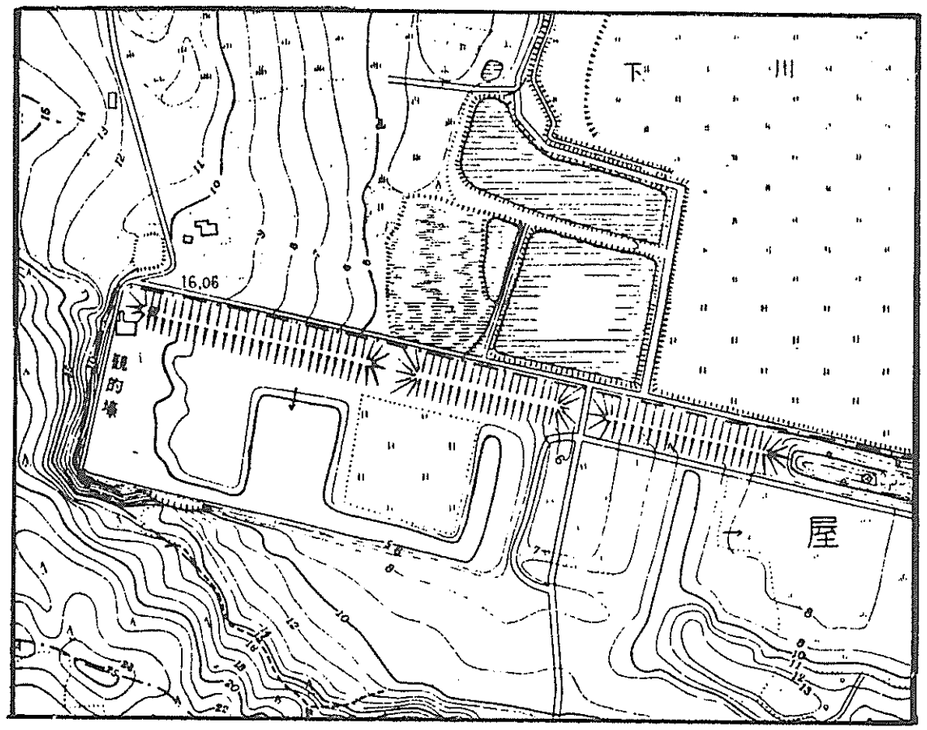


図５・１・３（ａ） 昭和27年12月測図（Ｓ＝１：3000）

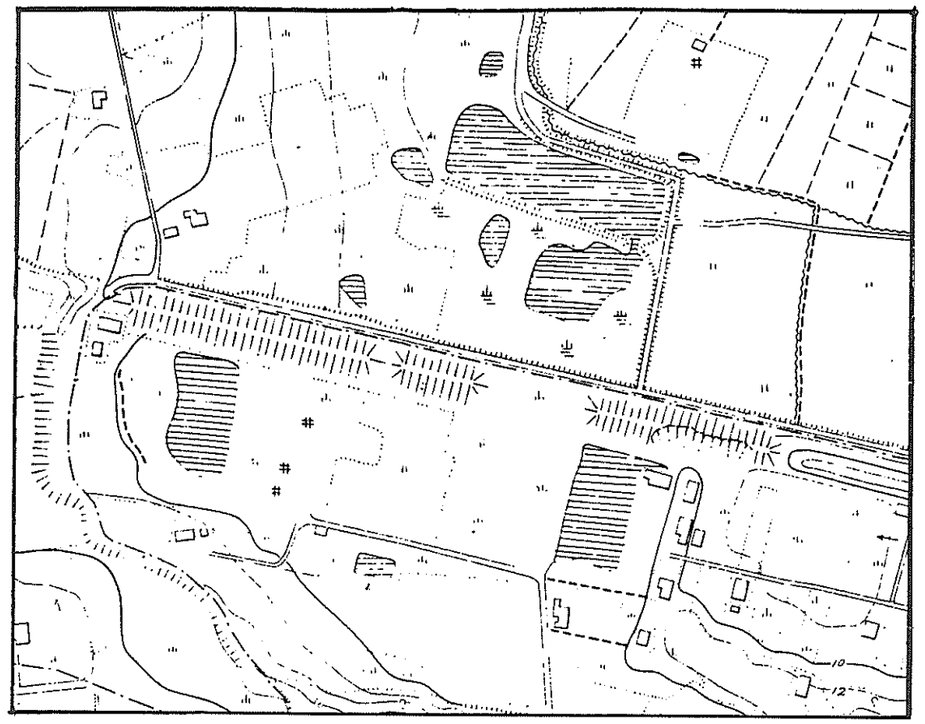


図５・１・３（ｂ） 昭和38年測図（Ｓ＝１：3000）

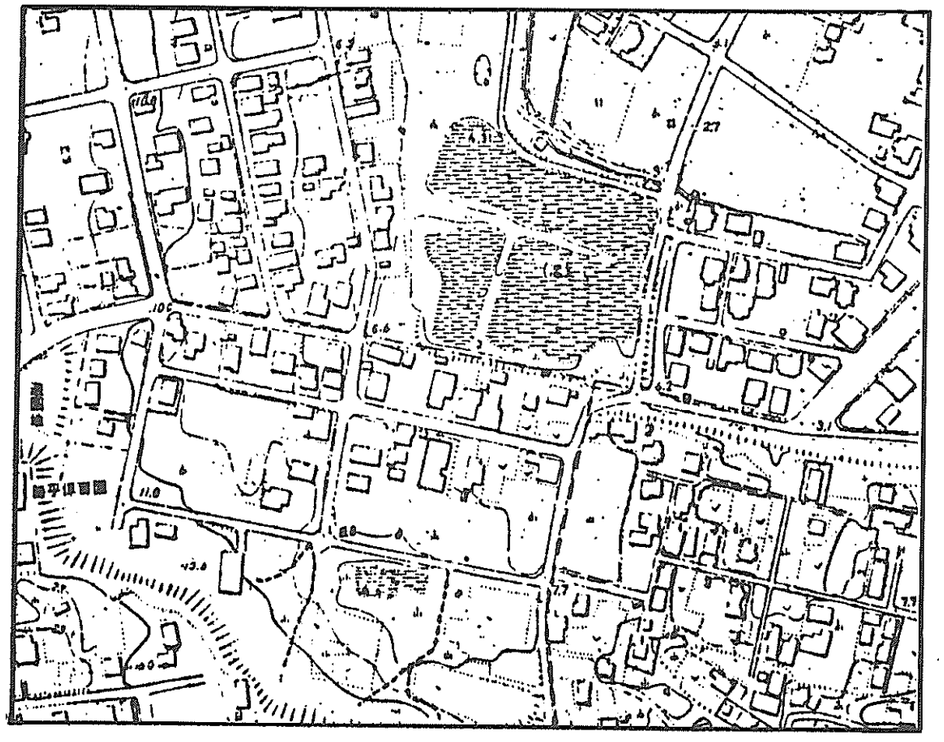


図５・１・３（ｃ） 昭和48年５月撮影，９月測図
（Ｓ＝１：2500を１：3000に縮小）

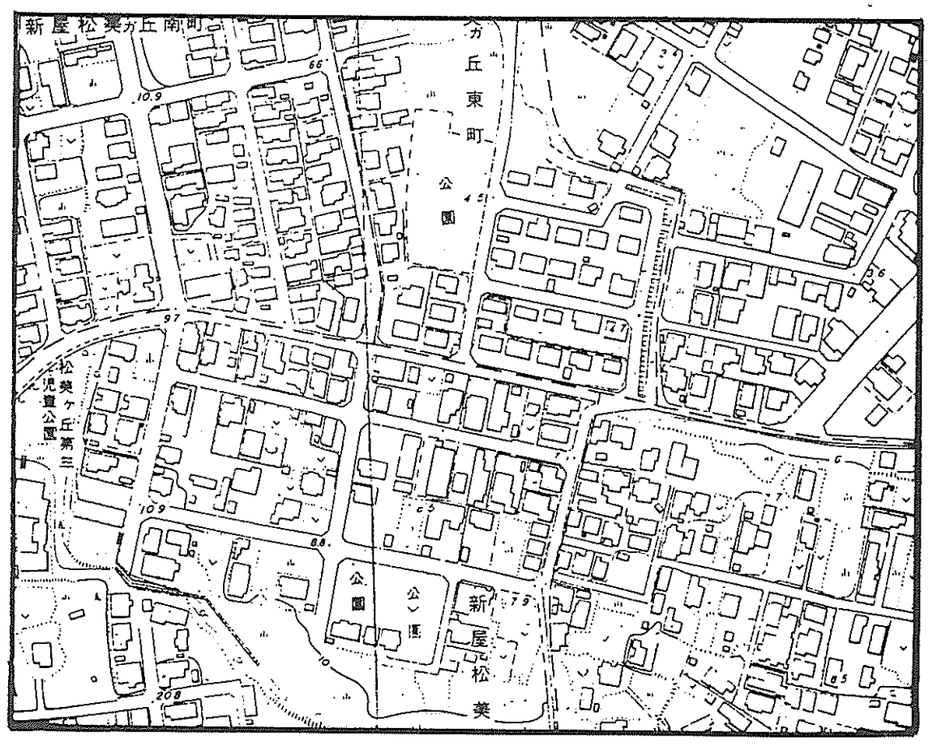


図５・１・３（ｄ） 昭和54年６月撮影，12月現地調査
（Ｓ＝１：2500を１：3000に縮小）

〔秋田市 都市計画図抜粋〕

0 100m

5・2　地震被災状況調査

(1)　目　的

今回の地震やそれ以前の下水道等の周辺工事の際の本地域における家屋・地中埋設物，地盤等の被害をアンケート調査により把握し，地震被害の原因究明のための資料とする。

(2)　方　法

図5・1・1調査位置平面図（S＝1：1000）の範囲の113世帯に，別冊資料その1（A）に示した被害調査用紙を配布し，アンケート記入後郵送にて回収した。期限までに未回収のものや，一部詳細確認の必要のある世帯へは面接調査を実施した。

アンケートの質問内容は，以下のものである。

① 家屋の建築状況（建築した年，盛土及び布基礎の鉄筋の有無）

② 家屋の被害状況（傾斜・沈下，布基礎の破壊，壁の亀裂等の程度）

③ 地盤の被害状況（噴砂・噴水，地われ，沈下・隆起等）

④ 付近の構造物の被害状況（ブロック塀，道路等）

⑤ 地震時の振動状況（ゆれ方，継続時間，ゆれた方向等）

⑥ 下水道工事等の施工中の変状

⑦ 周辺工事等により，地下水の変化で気づいた事項

(3)　結　果

被害調査用紙を113世帯に配布し，107世帯から回答をいただいた。この回答結果のうち，家屋及び地盤被害の状況については，図5・2・1地震被害図に整理している。

また，各回答項目については以下に示したように，ヒストグラムで整理した。

以降に示される家屋名は，図5・2・2に示した記号で記述するものとする。

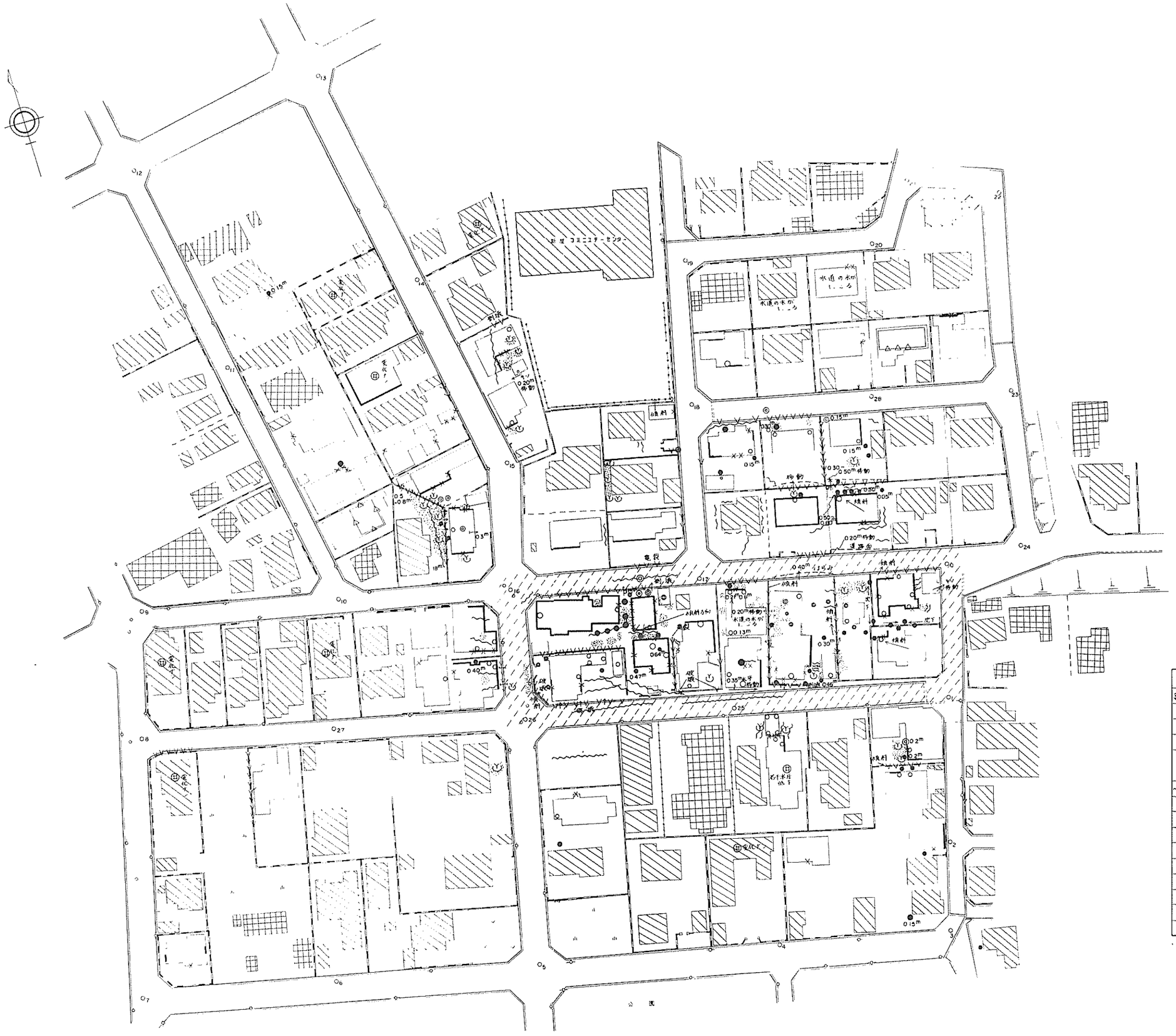

凡例
記号
被害内容
家屋の傾斜沈下
家屋の亀裂(1階)
〃 (2階)
塀の亀裂・破壊
塀の側溝 傾斜
道路及び敷地内の亀裂・地割れ
道路の被害
噴砂
噴水
地盤沈下
地盤隆起
家屋の基礎亀裂・破壊
無被害家屋
不明
井戸
×アンケート収集結果による
調査名
日本海中部地震と理科教育との比較調査
図面No.
3
地震被害図
縮尺
1/1000
年月日
公園

図５・２・２　住宅位置(記号)明示図

a　家屋の建築状況

建築年代，盛土厚及び布基礎に鉄筋が入っているかどうかにつきヒストグラムで整理した。これが，図5・2・3～図5・2・5である。

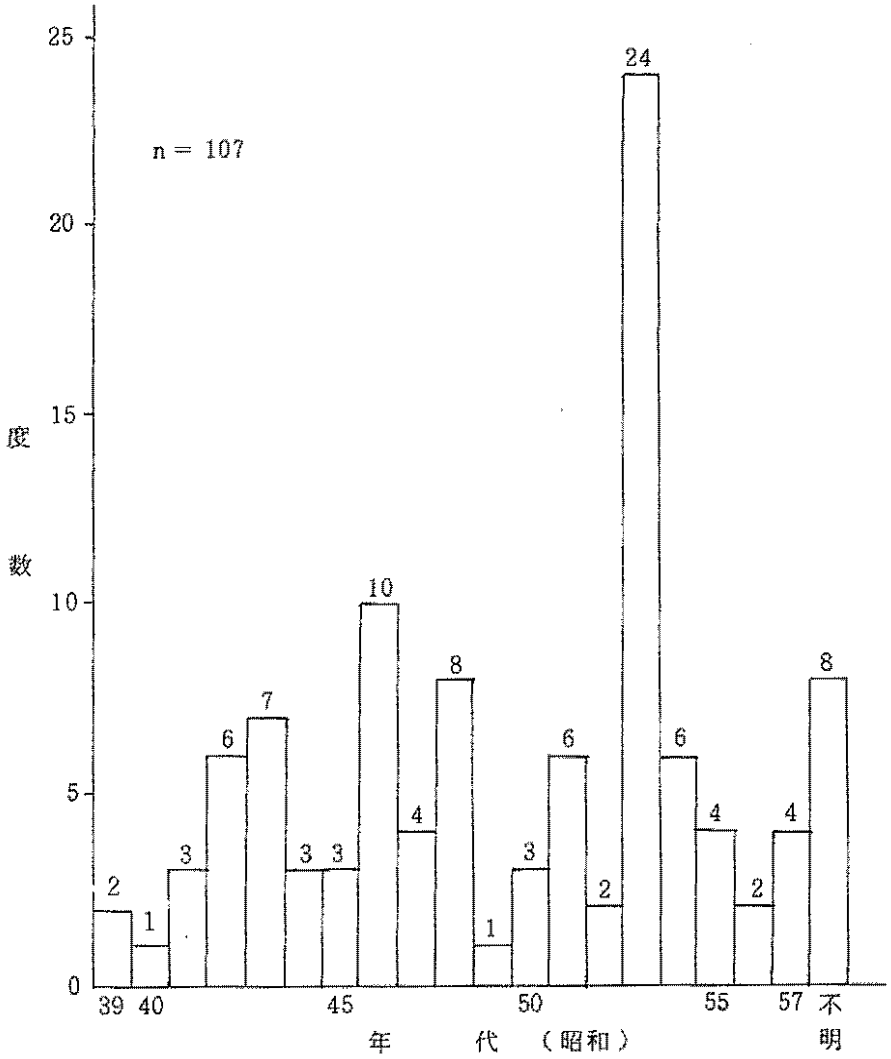


図5・2・3　建築年代のヒストグラム

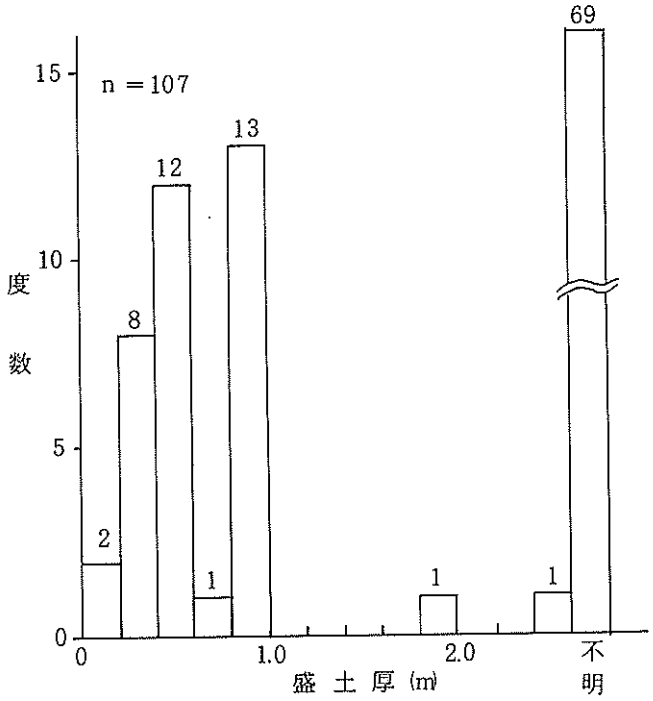


図5・2・4　盛土厚のヒストグラム

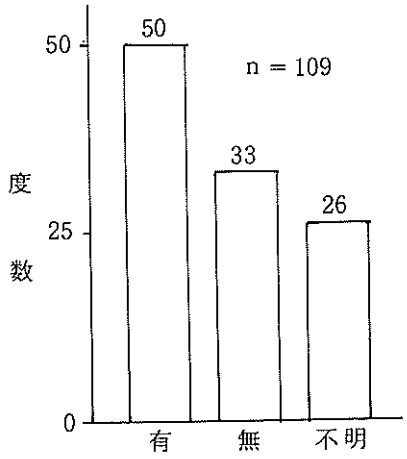


図5・2・5　鉄筋の有無ヒストグラム

回答していただいた範囲では，盛土厚1.0m以下が大半を占めている。また，家屋の布基礎に鉄筋が入っているかどうかについては，図5・2・5のように50世帯で鉄筋が入っていた。

建築年代をみると，昭和53年　秋田県住宅供給公社の造成地に建築された家屋が回答の2割程度を占めている。

b　家屋の被害状況

家屋の被害状況及び次項 c の地盤の被害内容・位置については，図 5・2・1 地震被害図として示している。

なお，秋田市役所調査及び本調査による被害分布図を，図 5・2・7 に示した。

家屋の被害は，45 世帯（回答数 107 世帯）であった。

(a)　布基礎の被害状況

小さなひびわれ	13 世帯
大きなひびわれ	5 世帯
段差が出来た	4 世帯
破　壊	1 世帯
ブロック状	1 世帯
大きなひびわれ，ブロック状	1 世帯
大きなひびわれ，段差が出来た	3 世帯
小さなひびわれ，段差が出来た	2 世帯

土台と基礎がはずれた家屋　9 世帯

基礎に鉄筋が入っている家屋 （6 世帯は鉄筋無し，1 世帯は不明）	2 世帯
ボルトで締められている家屋 （2 世帯は不明）	7 世帯

(b)　壁に亀裂・破損が生じた家屋　31 世帯

基礎に鉄筋が入っている家屋	7 世帯
〃　入っていない家屋	17 世帯
不　明	7 世帯

被災状況

細いひびわれ，小さなひびわれ	18 世帯
太く開口したひびわれ	8 世帯
段差が出来た	1 世帯
大きくはげ落ちた	1 世帯
その他 （壁の鉄平石がはげ落ちた，風呂に亀裂が入った）	2 世帯
不　明	1 世帯

(c) 家具の転倒状況

家具が転倒したという回答は，11 世帯であった。このうち，基礎に鉄筋が入っている家屋は，5 世帯であった。

家屋の被害状況ヒストグラムを，図 5・2・6 に示した。

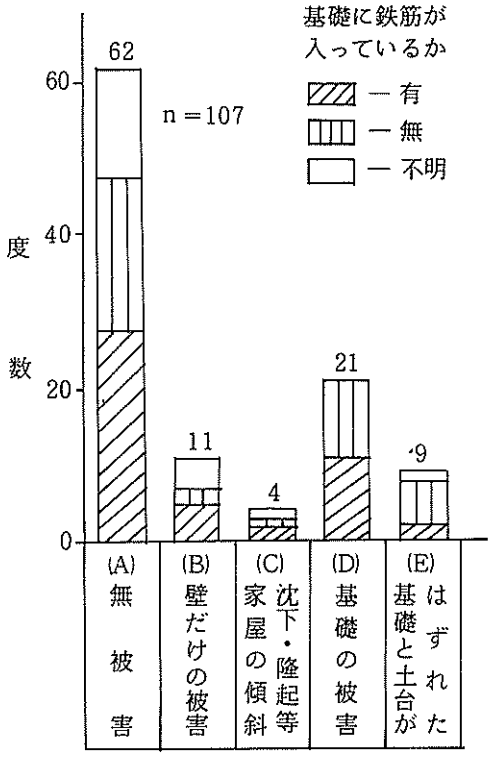


図 5・2・6　家屋の被害状況
ヒストグラム

〔各項目の区分〕

(A) 住宅に被害がない場合（車庫や敷地内の地盤に被害があった世帯含む）。

(B) 基礎に全く被害がなく，壁のみに亀裂があった世帯。

(C) 基礎に全く被害がなく，家屋の傾斜・沈下及び隆起があった世帯。

(D) 土台は，はずれなかったが基礎の被害を生じた世帯。

(E) 基礎に亀裂や破壊が生じたうえ，基礎と土台がはずれた世帯。

9 世帯全て壁の亀裂，家屋の傾斜・沈下が生じている。

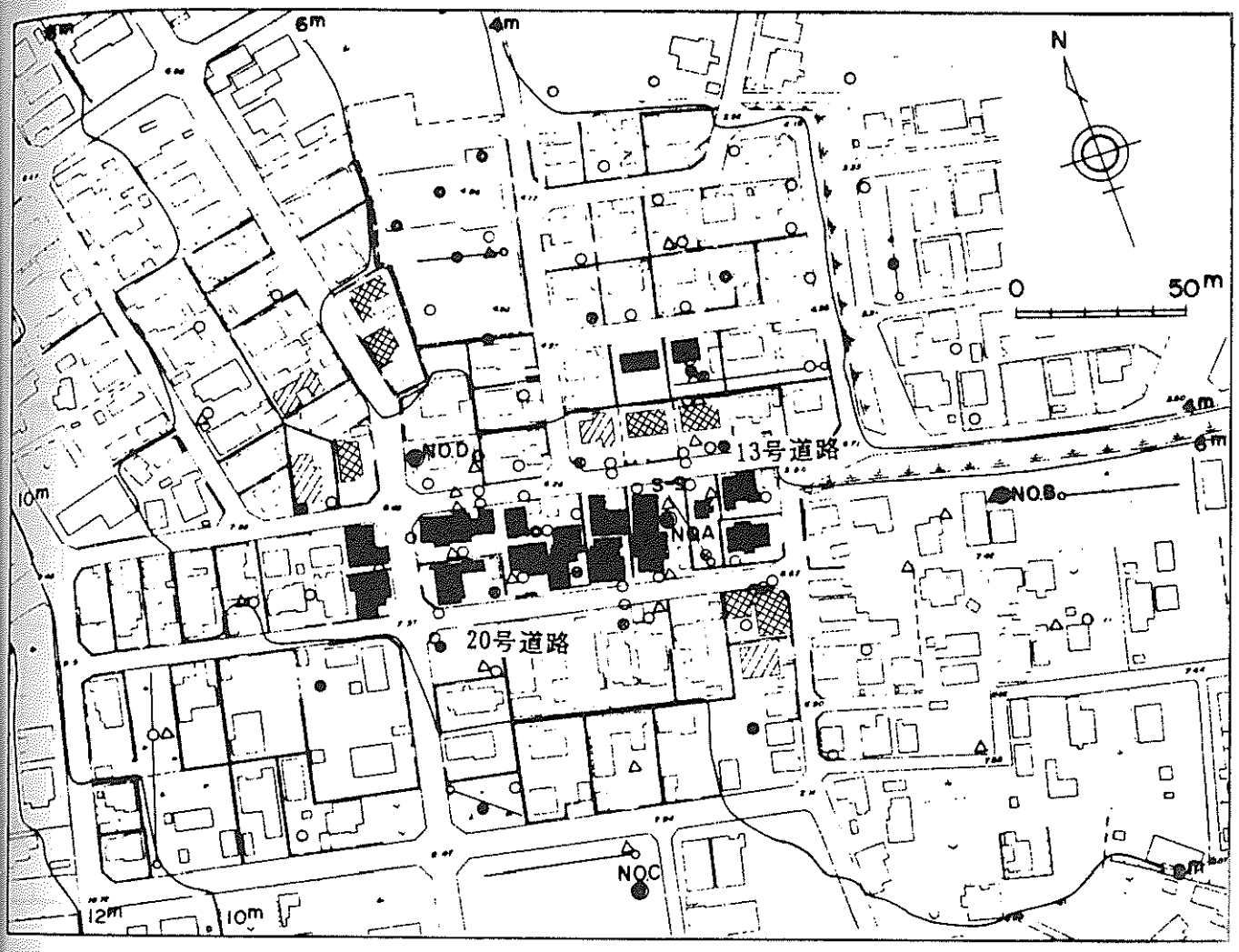
c　地盤の被害状況

住宅の被害は 45 世帯であったが，このうち噴砂・噴水が生じた戸数は 19 戸であった。

$$\text{噴砂・噴水の比率} = \frac{\text{被害世帯中の噴砂・噴水のあった世帯数}}{\text{被害世帯数}}$$

$$= \frac{19}{45} \times 100 \fallingdotseq 42\%$$

この他，地震被害図に図示されていない事項について示す。



全壊家屋

半壊家屋

一部破壊家屋

◉ ：ボーリング・標準貫入試験・ＰＳ検層・常時微動測定地点

● ：既存ボーリング地点

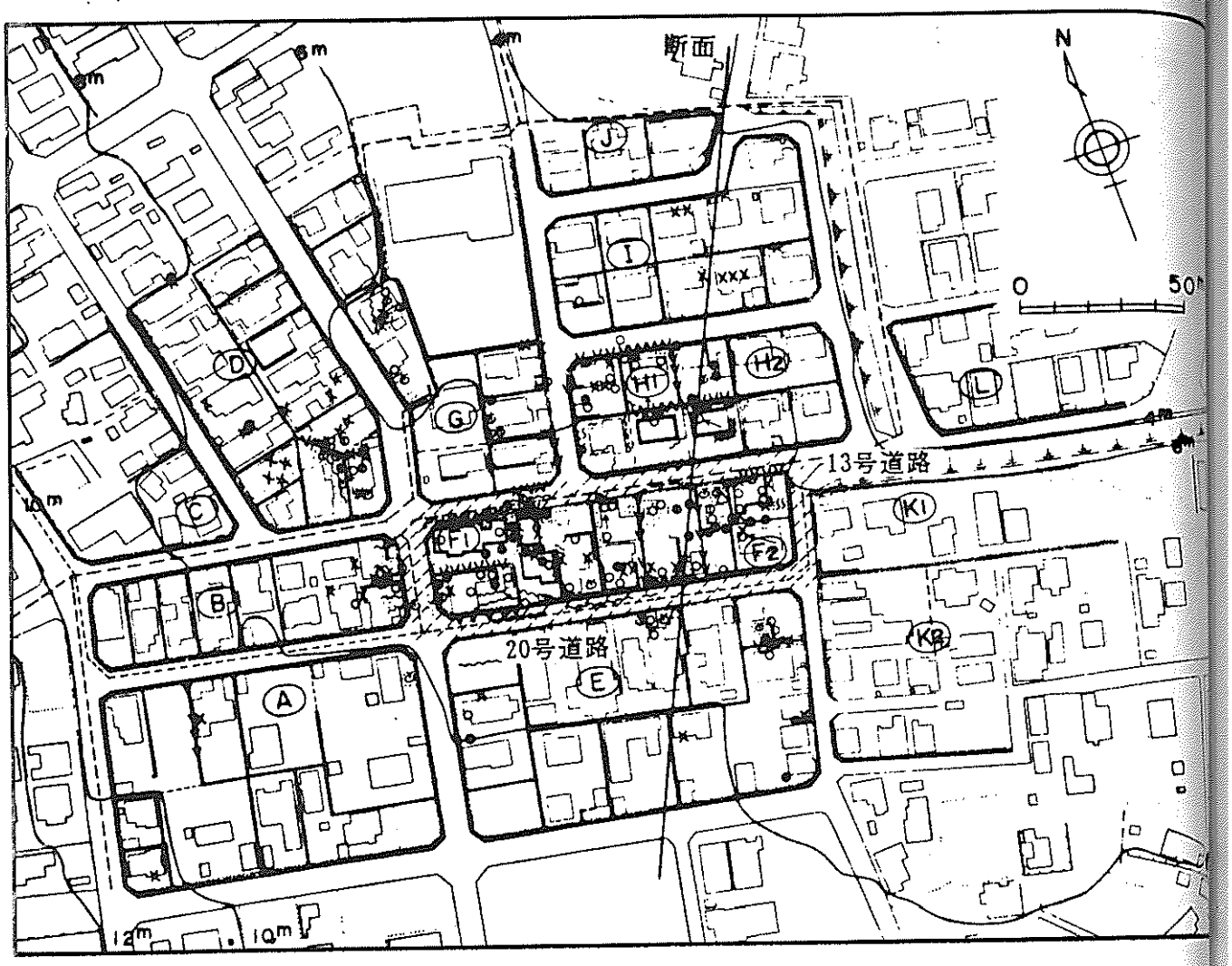
△ ：スウェーデン式サウンディング実施地点

○ ：地下水位観測地点

⊗ ：常時微動測定地点

o—— ：ＰＳ探査実施位置

図５・２・７(ａ)　本調査内容及び秋田市役所調査にもとづく被害分布の図



等高線の数値は標高を示す

--- ：下水道管埋設位置

------ ：工業用水管（φ 1200mm）埋設位置

▬▬ ：矢板埋残し区間（26 m）

・下水道管は昭和56年11月～57年3月にかけて施工

・工業用水管は昭和44年2月～44年3月にかけて施工

・溜池埋立はG，H_1，H_2，I，Jブロックで昭和52年7月～53年3月にかけて施工

○ ：家屋の傾斜・沈下

× ：家屋の亀裂

V ：扉の亀裂・傾斜・破壊

〰 ：道路及び敷地内の亀裂

▒ ：噴　砂

⏻ ：噴　水

● ：地盤沈下

⊕ ：地盤隆起

▬ ：家屋布基礎の亀裂・破壊

▨ ：道路の被害

←--- ：傾斜・移動の方向

Ⓐ ：地区割りをしたブロック名（例）

図5・2・7（b） 本調査による被害分布図

(a) 地中埋設物の浮上りや沈下

便槽・浄化槽の浮上り	4世帯
水道管の切断・浮上り	5世帯（浮上りは1世帯）
ガス管の切断	2世帯
下水道管の切断	2世帯

(b) 地震後の井戸水の状況

回答をいただいたのは〔E－5〕宅だけであった。〔E－5〕宅の井戸水は濁りはなかったが，若干水圧が低下したそうである。

(c) 上水道の状況

水道水が地震後濁ったという回答が〔G－5〕・〔I－2〕・〔I－3〕宅の3世帯からあった。

(d) 電柱の被害

電柱が下がったという回答が〔B－10〕宅及び〔F－5〕宅の2世帯からあった。

なお，〔F－5〕宅北側の電柱はトランスが乗った電柱である。

d 地震時の振動状況

家を留守にしたり，よくわからないという人が多く回答数は少ないが，地震時のゆれ方の周期，継続時間及び主にゆれた方向についてヒストグラムに整理した。

ゆれ方については，ガタガタと感じた人が多かったようである。

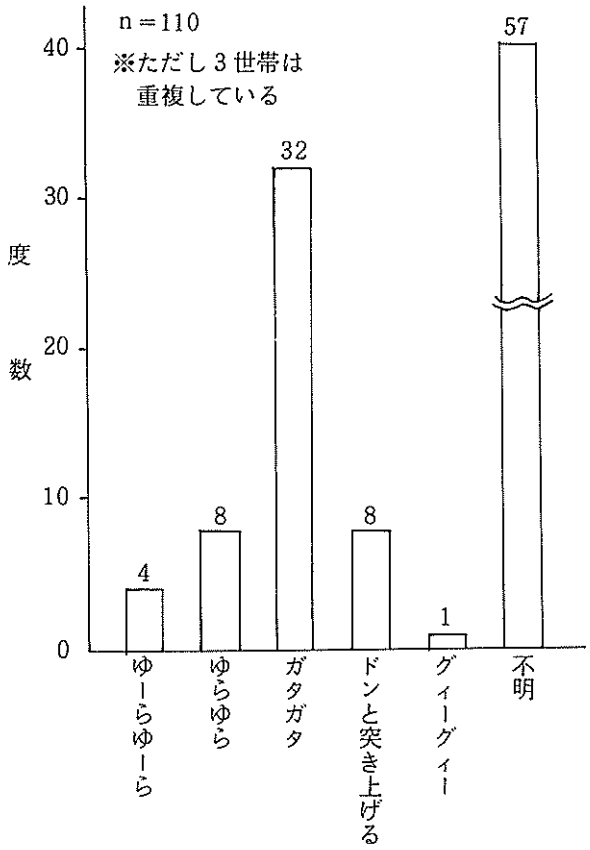


図５・２・８　ゆれ方のヒストグラム

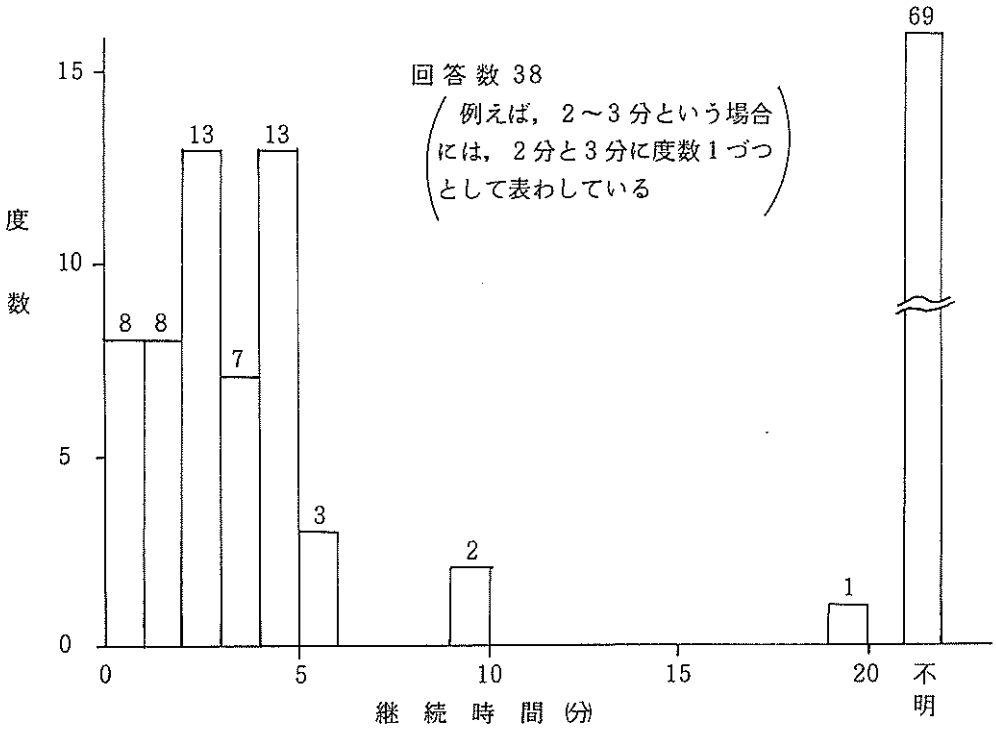


図５・２・９　継続時間のヒストグラム

継続時間は5分以下が回答数の大半を占めている。

主にゆれた方向としては，南北方向と感じた人が多いようである。

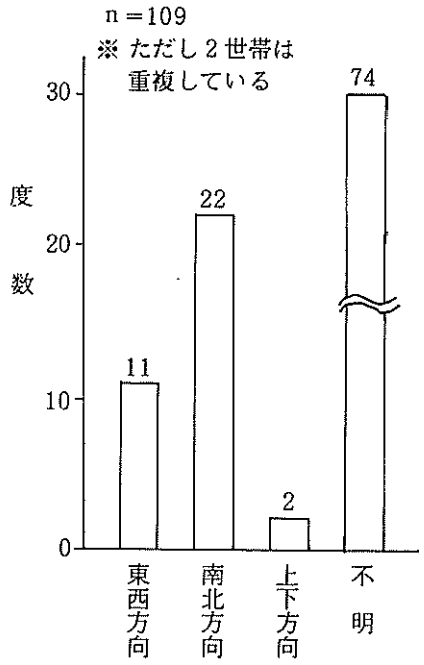


図5・2・10　ゆれた方向のヒストグラム

e　周辺工事等による変化について

(a)　下水道工事

下水道工事による変状と思われている回答は以下の通りである。

- 階段が壁から1～2㎝離れた。 ―― 1世帯
- 玄関とコンクリートの叩きの境に5㎜程度のすきまができた。 ―― 1世帯
- 家屋の傾斜・沈下 ―― 10世帯
- 壁の亀裂 ―― 11世帯
- 地われ・沈下 ―― 14世帯
- 基礎の亀裂 ―― 1世帯
- ブロック塀の亀裂 ―― 4世帯
- 地下水位上昇（工事中水が出てきたのも含む） ―― 3世帯
- 地下水位下降 ―― 2世帯

（井戸水が濁り，量が少なくなって使えなくなる。
擁壁からしみ出していた水がとまったのも含む。）

なお聞き込みによると，矢板打設時の振動はかなり大きかったようである。

(b) 工業用水工事

家屋の壁の亀裂 ―――― 1世帯
風呂のタイルのひびわれ ―――― 1世帯
地下水位上昇 ―――― 1世帯

(c) 県住宅供給公社の宅地造成工事

地下水位上昇 ―――― 4世帯
地下水位下降 ―――― 1世帯

(d) 何の工事か不明だが地下水位上昇 ―――― 3世帯

なお，図5・2・11に周辺工事等による変状状況図を示した。

5・3 埋設管などの施工状況に関する調査

(1) 目 的

本地域では，下水道管や工業用水管等の地下埋設工事が何度か実施されており，これらの工事等の影響が直接地震被害の原因と考えられるかを究明するために，施工状況等に関する情報を収集し地震被害の原因究明の資料とする。

(2) 方 法

下水道管や工業用水管等の地下埋設管の構造や施工状況資料及び地震被害状況等以下の4項目について調査した。

a 地下埋設管構造

各関係機関に聞き込み調査を実施し，地下埋設管の埋設位置・深度及び構造管の資料を入手した。

(a) 下水道管 （秋田市下水道課）
(b) 上水道管 （秋田市水道局）
(c) 工業用水管 （秋田県企業局工務課）
(d) ガス管 （東部ガス）
(e) 電話線 （秋田電報電話局）
(f) 排水暗渠 （秋田県住宅供給公社）

b 施工状況

下水道管及び電話線について，関係機関に聞き込み調査を実施し施工状況及び埋戻し材料について確認した。また，下水道管埋設工事の担当者にその時の状況を確認した。

c　下水道管の地震被害調査

本地域中心部を東西に伸びる13号道路に埋設されている下水道管の地震被害状況は，秋田市下水道建設課により調査された。

調査方法は対象区間115.1mの両端の管中心を見通せる位置（マンホール内）にトランシットを据えつけ，管継手部分(概ね8m毎)で水平方向南端から管中心までの距離Ynを巻尺で測定し，図5・3・1(a)に示す0.5－Yn(m)を水平方向の変位量とした。鉛直方向については，下流側マンホールの位置に管路全長を見通せる高さにレベルを据えつけ（マンホール内），図5・3・1(b)のように計算より求めたある位置ZnでのX_1から，水準測量によるX_2を引いた値を鉛直方向の変位量とした。

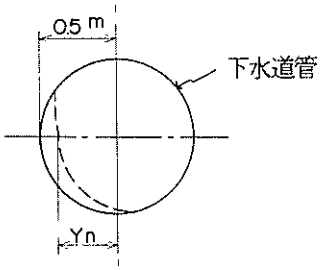


図5・3・1(a)　水平方向測定概略図

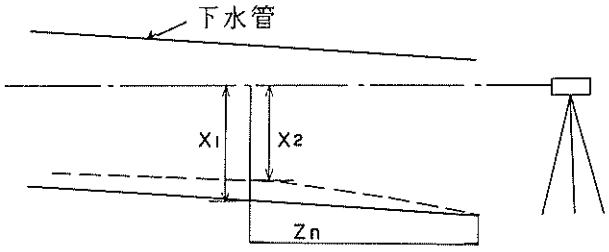


図5・3・1(b)　鉛直方向測定概略図

d　埋戻し土の材料調査

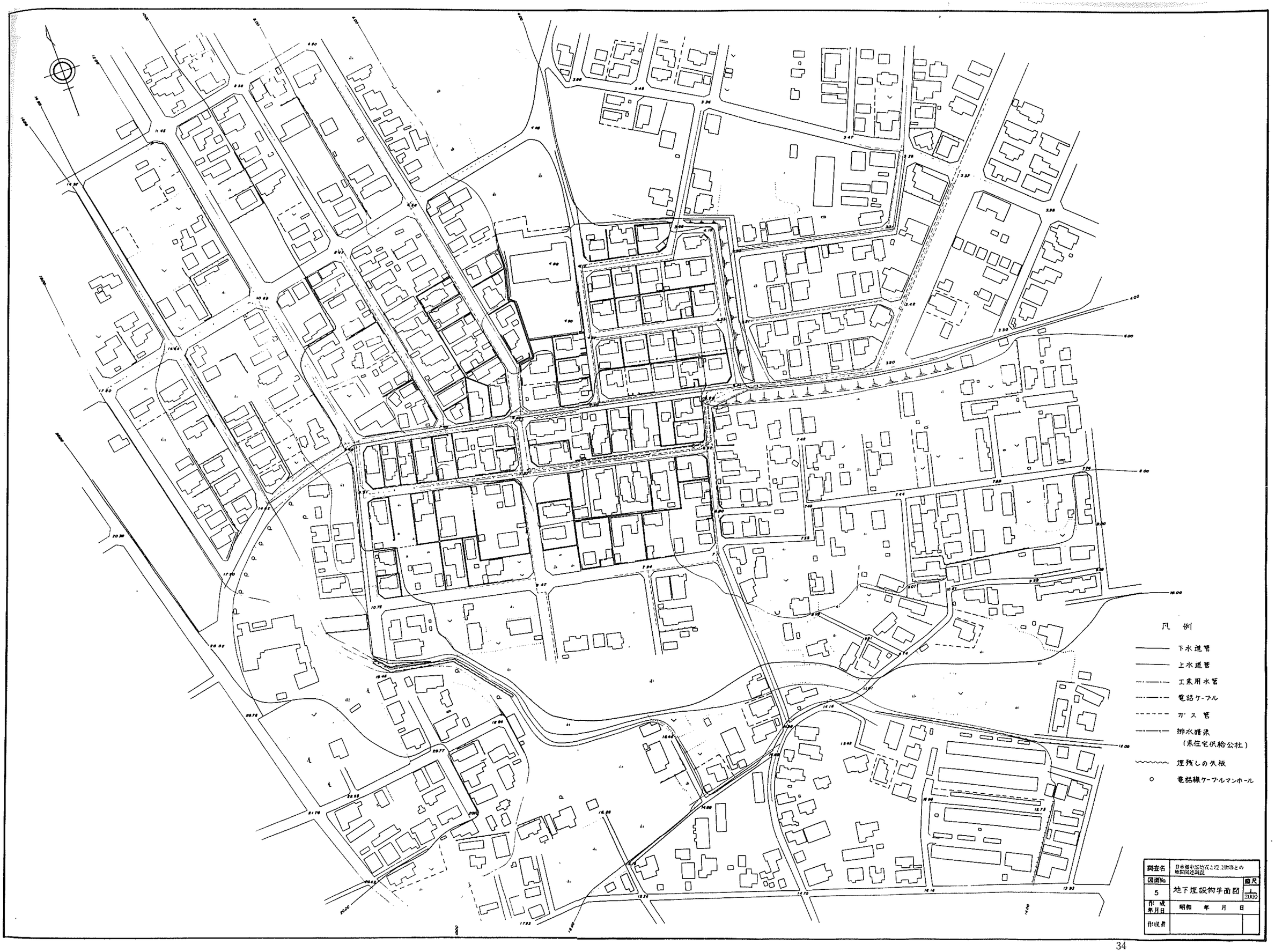
13号及び20号道路で2ケ所ずつ（計4ケ所）について，オーガーボーリングにより埋戻し材料の確認(地下水位観測併用）と，スウェーデン式サウンディングにより締まり具合を調査した。また13号道路の埋残し矢板区間を掘削し，矢板長さ及び矢板前後での地下水位を測定した。

(3)　調査結果

a　地下埋設管構造

地下埋設管の位置は図5・3・2地下埋設物平面図に示した。

なお深度や管径等については，別冊資料その1(B)に一括掲載した。


凡 例
下水道管
上水道管
工業用水管
電話ケーブル
ガス管
排水暗渠
(県住宅供給公社)
埋残しの矢板
電話線ケーブルマンホール
調査名
日本海中部地震と埋設物等との地質関係調査
図面No.
5
地下埋設物平面図
縮尺
1/2000
作成年月日
昭和 年 月 日
作成者

b　施工状況

(a)　下水道管埋設工事

秋田市下水道建設課の当時の担当者に施工状況及び，工事による周辺の被害について確認した。その結果を要約すると次の通りである。

掘削土は埋戻し材料として品質が悪いと判断された。従って，山の切り込み材料を使用した。材料試験は実施してないが，レキの混っている粒子の粗い砂であった。

締固めについては，土木工事共通仕様書（秋田県土木部）に則って実施しているはずである。締固めは小型のランマーで行った。

下水道工事の工程は，1.矢板打設工，2.掘削工，3.管布設工，4.埋戻し工，5.矢板引抜工，6.舗装工に区分すると，1.と5.の時点及び5.の終了後に被害が生じた。

1.の時点の被害は打設に伴なう振動による被害で15ｍ位まで及んだ。その時の被害内容は浴槽のタイルがはげたり，壁に亀裂が入ったりするものであった。5.の時点の被害は，下水道管周辺３～５ｍの範囲に発生したもので，ブロック塀や土間コンクリートに亀裂が生じた。なお被害の程度は，1.の場合よりも5.の場合の方が大きかった。

矢板打設工法は，サイレントパイラー工法（矢板圧入工法の一種）である。従って，挿入時の被害は少ない。クレーンの振動や矢板を固定する時の振動が被害原因と考えられる。

埋戻し工で締固めを行っても，矢板引抜き後周辺の土圧や水圧によって図5・3・3のように押しよせてくる。これが地表面の沈下を促がして周辺家屋に被害を与えたと考えられるが，この範囲は下水道管のごく周辺であった。

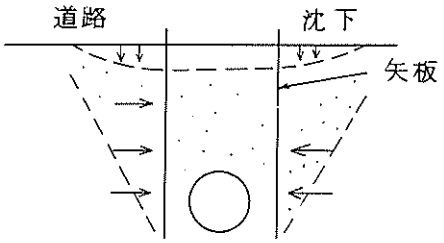


図５・３・３　地盤流動変形模式図

地下水の汲み上げ量ははっきりしないが，２インチのポンプ（標準吐出水量0.32㎥/min)を用い，釜場方式で排水した。矢板で締め切った範囲の水を下げる

のに約1時間かかった。その後，空気を吸う状態になるので断続的にスイッチを入れた。

下水道工事の付帯工事として，雨水ますの建設工事を行った。

掘削面が自立せずに地下水面から崩れてきた。その範囲は図 5・3・4 のようである。なお，側溝下部について空隙の有無を3ケ所チェックしたが異常は認められなかった。

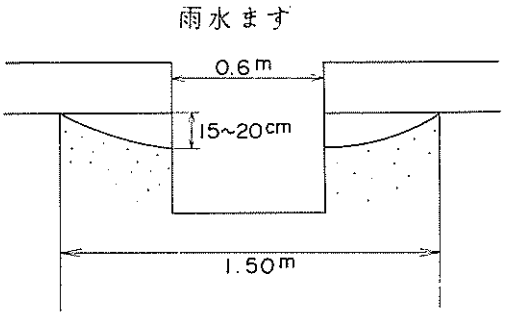


図 5・3・4　雨水ます周囲の崩壊状況

〔施工業者一斎光組からの話〕

土取場は秋田市桂根の砂を購入して使用した。下水道管の基礎は購入した砂である。（下水道管の材質が強化プラスチック複合管であるため傷つけない配慮から）

矢板圧入に使用したと思われる機械

㈱技研製作所　KGK－100－H（圧入力・引抜き力 100t）

サイレントパイラー　SMP工法

振動　38～45dB
（測定範囲 10～30m）
騒音　48～55dB

(b)　電話ケーブル埋設工事

〔電々公社秋田電気通信部からの話〕

設計書や施工関係の資料は3年間保管である。それ以上経過すると処分するので一切資料は残っていない。

仕様書については改正のたびに仕様書を差し換えているので，当時の仕様がどうなっているか不明である。

〔施工業者ー東北通信建設㈱からの話〕

管周辺の間隙を突き棒で突いて締固めた。上はランマーで締固めた。

材料は掘削土をそのまま使用した。なお，管の下には砕石を敷いていない。

(c) 工業用水管埋設工事

調査したが，記録が残っていなかった。

c 下水道管の地震時被害

13号道路中央部に埋設されている下水道管の地震被害結果は図5・3・5 地震被害調査結果図として示した。

その結果を見ると，F_2，H_1ブロックあたりで新屋松美町から松美ケ丘東町に向かって（南から北に向かって），最大36.6㎝水平移動している。鉛直方向については最大隆起量8.8㎝，最大沈下量5.6㎝と，水平移動量に比べ小さいが下水道管が波打つように変形していたことが判明した。

以上の結果から，この付近では松美町から北方の松美ケ丘東町に向かって，下水道管の埋設深度までスベリ破壊が生じたことが推察できる。

d 埋戻し土の材料調査

アスファルト舗装をコアカッター（φ100㎜）で切り抜き，オーガーボーリングを実施して，埋戻し土の試料採取と地下水位を確認した。

調査位置は図5・3・6調査位置図に示した。調査結果は表5・3・1及び模式断面図として図5・3・7～図5・3・10に示した。

なお，採取した試料は粒度試験を実施した。粒度試験結果は別冊資料その1(F)に，ボーリング孔で採取された試料の粒度試験結果とともに一括掲載した。この結果はf.埋戻し土の透水性の検討で用いている。

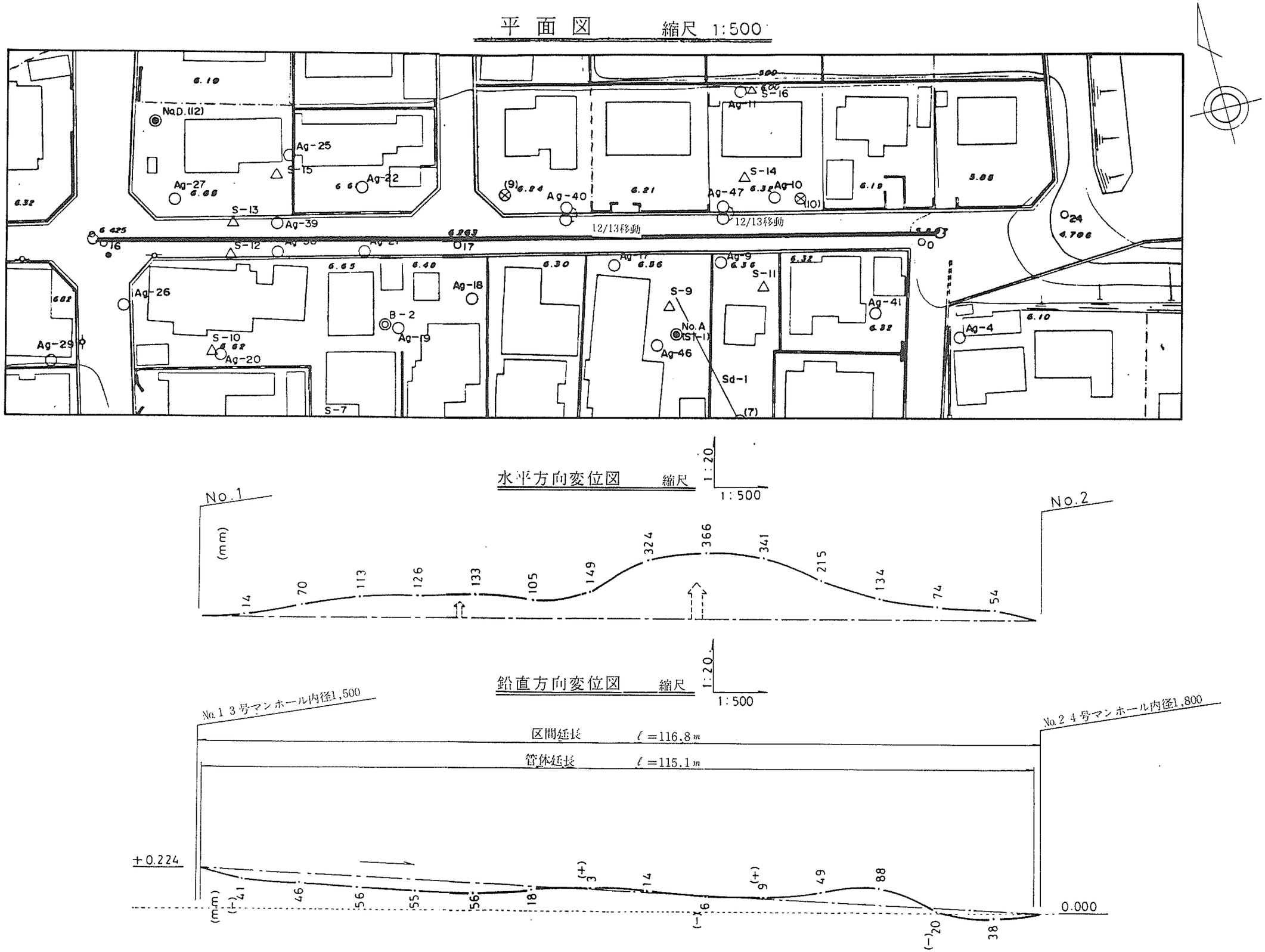


図5・3・5　13号道路下水道管地震被害調査結果図

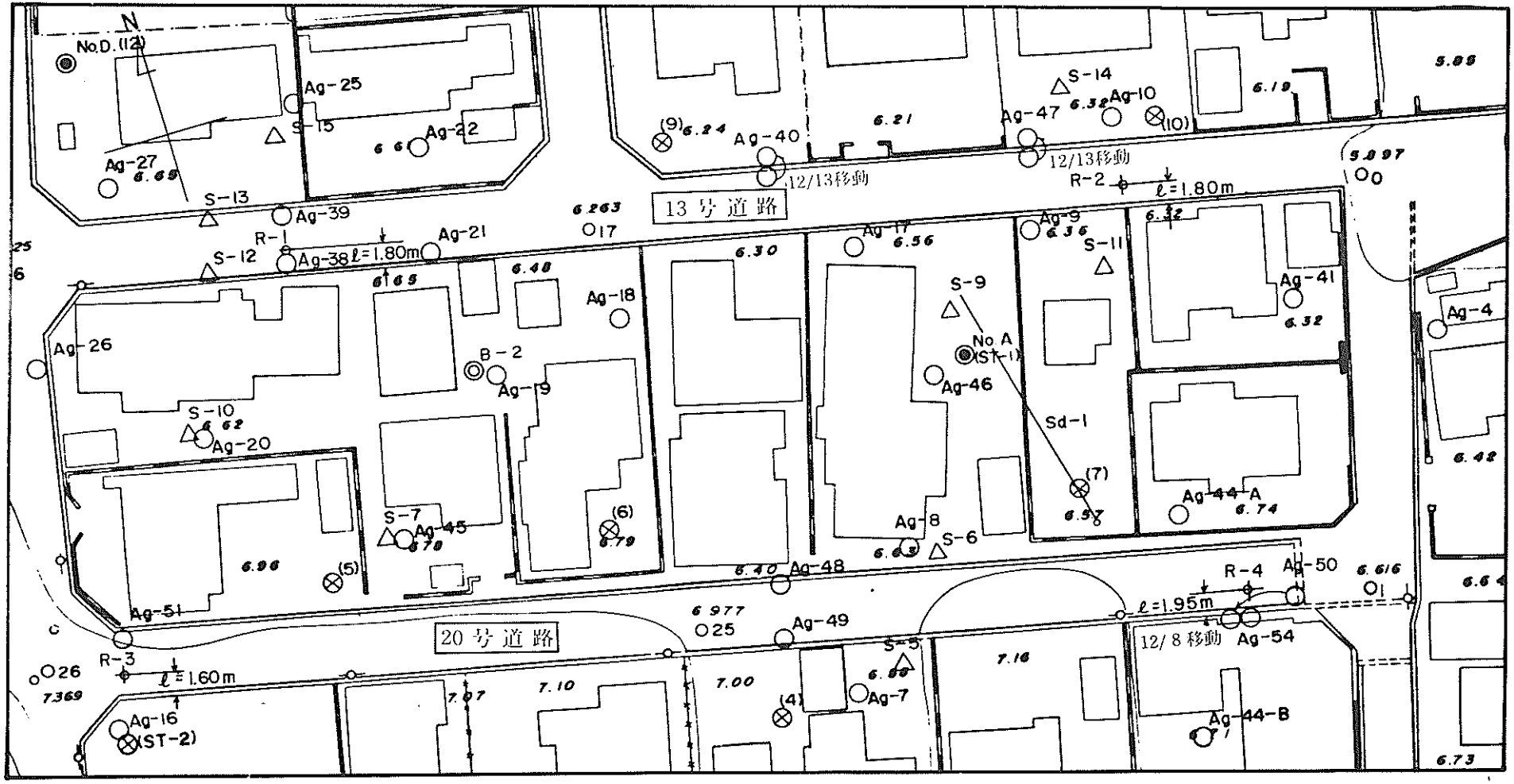


図５・３・６　調査位置図（S＝1：500）

0　5　10m

表5・3・1 調査結果一覧表 （昭和59年1月24日実施）

地点	項目	掘削深度 (m)	標高 (m)	地下水位 (m) 深度	地下水位 (m) 標高	土質	近接地下水位 (m) 位置	地点No.	パイプ標高	パイプ立上高	地盤高	水位深度	水位標高	地盤面からの深度
13号道路	R－1	1.20	6.304	0.80	5.504	0.04 mまでアスファルト 0.35 mまで砕石 0.72 mまで褐色の細砂 以下暗灰色の細砂	南側	Ag－38	6.889	0.590	6.299	1.084	5.805	0.494
							北側	Ag－39	6.704	0.570	6.134	1.484	5.220	0.914
	R－2	1.71	6.174	1.09	5.084	0.04 mまでアスファルト 0.45 mまで砕石 以下褐色の細砂	南側	Ag－ 9	7.018	0.190	6.828	1.816	5.202	1.626
							北側	Ag－10	6.944	0.550	6.394	2.262	4.682	1.712
								Ag－47	6.640	0.440	6.193	1.680	4.960	1.240
20号道路	R－3	2.38	7.384	1.17	6.214	0.05 mまでアスファルト 0.25 mまで砕石 0.55 mまでレキ混り細砂 以下褐色の細砂	南側	Ag－16	7.685	0.395	7.290	1.162	6.523	0.767
							北側	Ag－51	7.765	0.460	7.305	1.518	6.247	1.058
	R－4	1.35	6.787	0.93	5.857	0.04 mまでアスファルト 以下褐色のレキ混り粗砂	南側	Ag－50	6.818	0.080	6.736	0.710	6.108	0.630
								Ag－54	7.317	0.600	6.717	1.059	6.258	0.459
							北側	Ag－44A	7.249	0.400	6.849	1.555	5.694	1.155

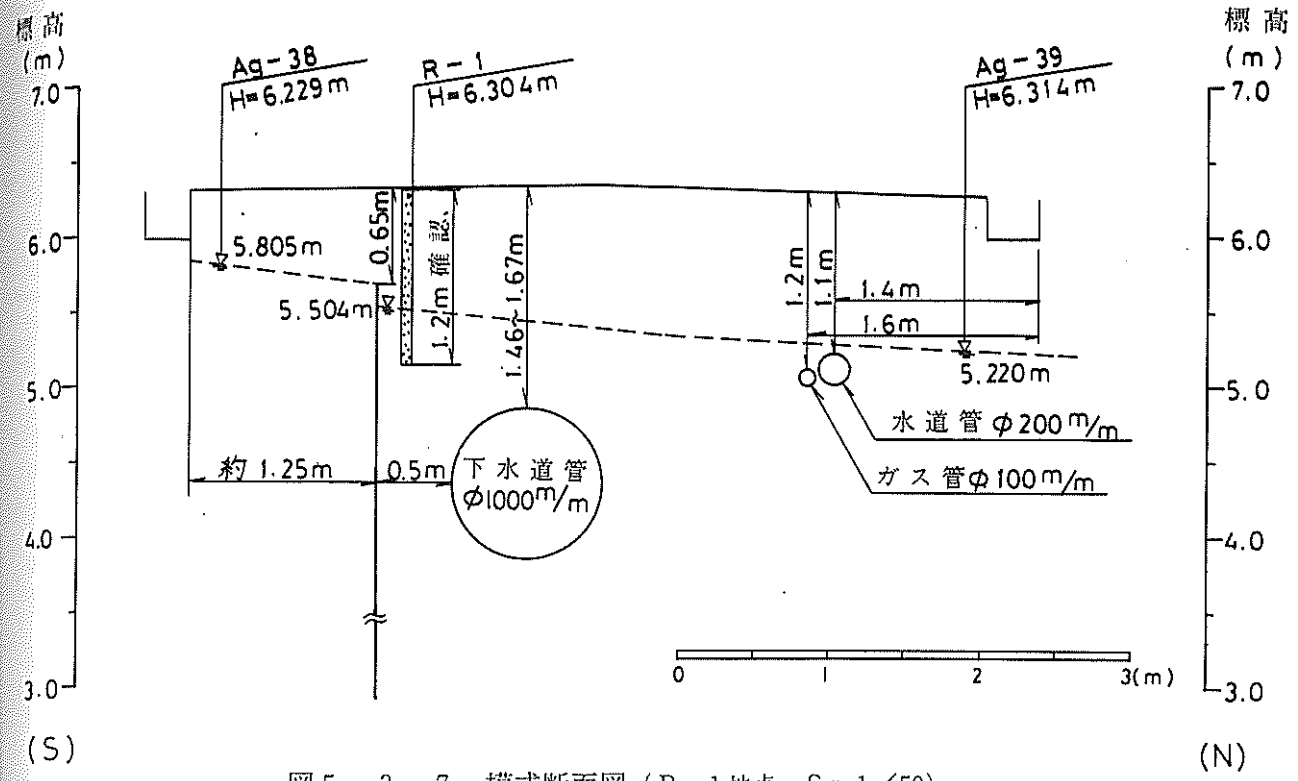


図５・３・７　模式断面図（Ｒ－１地点　Ｓ＝１／50）

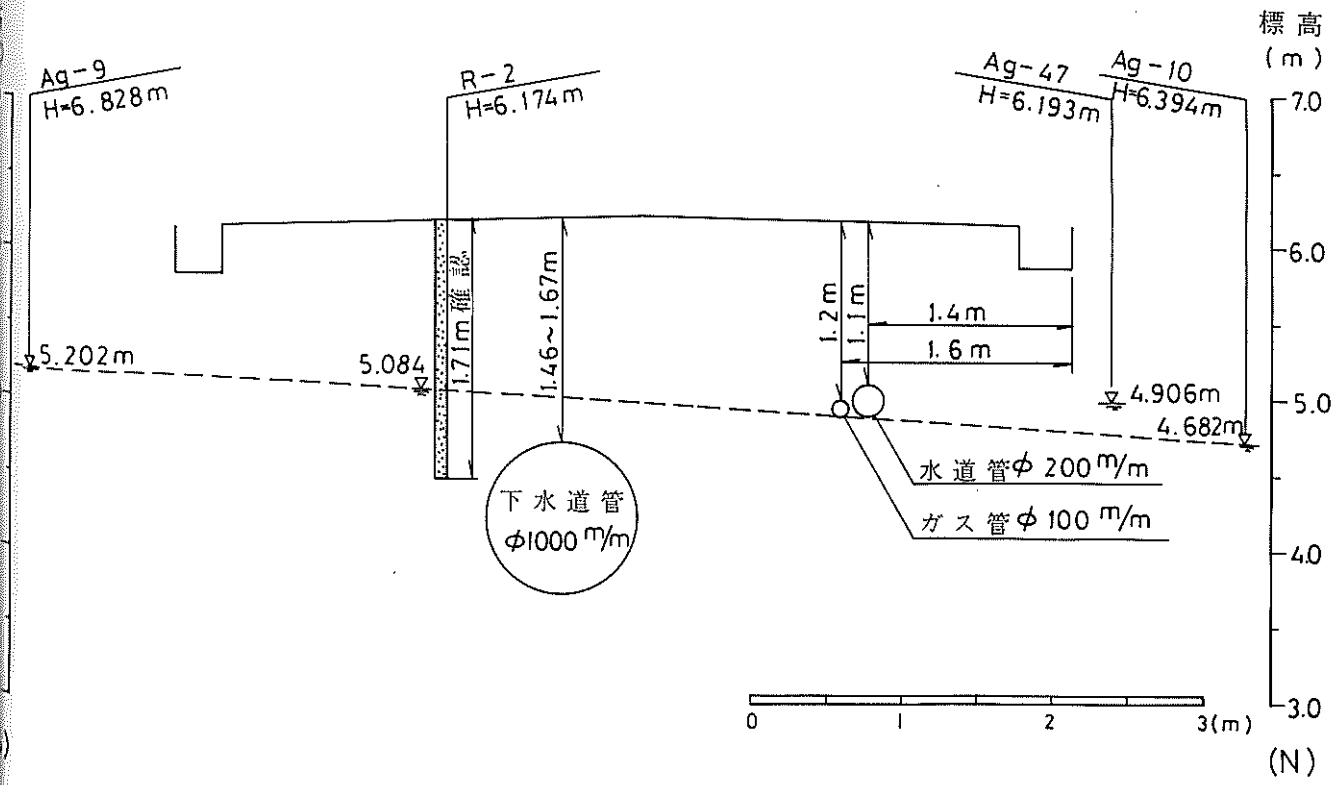


図５・３・８　模式断面図　（Ｒ－２地点、Ｓ＝1/50）

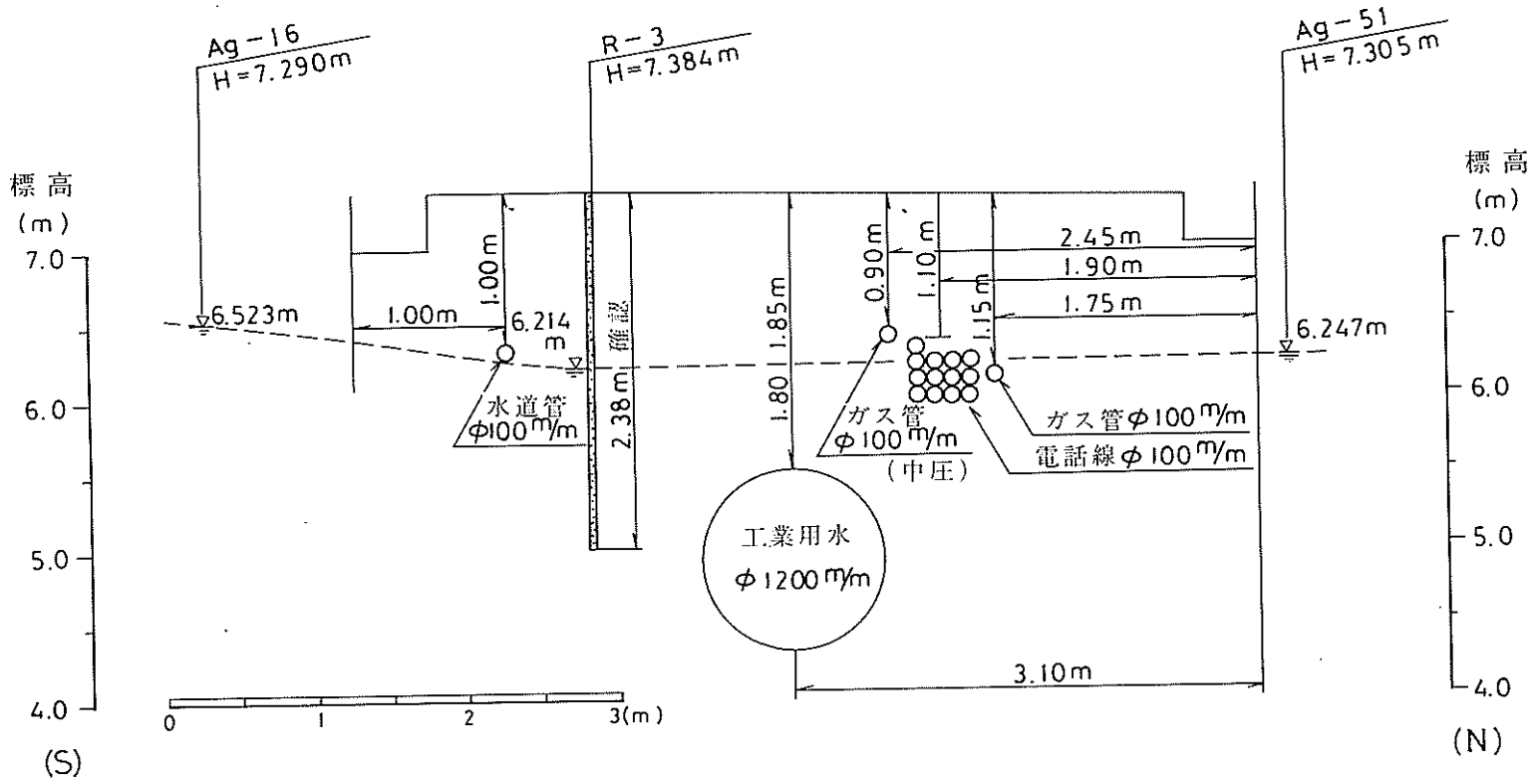


図５・３・９　模式断面図（Ｒ－３地点　Ｓ＝１／50）

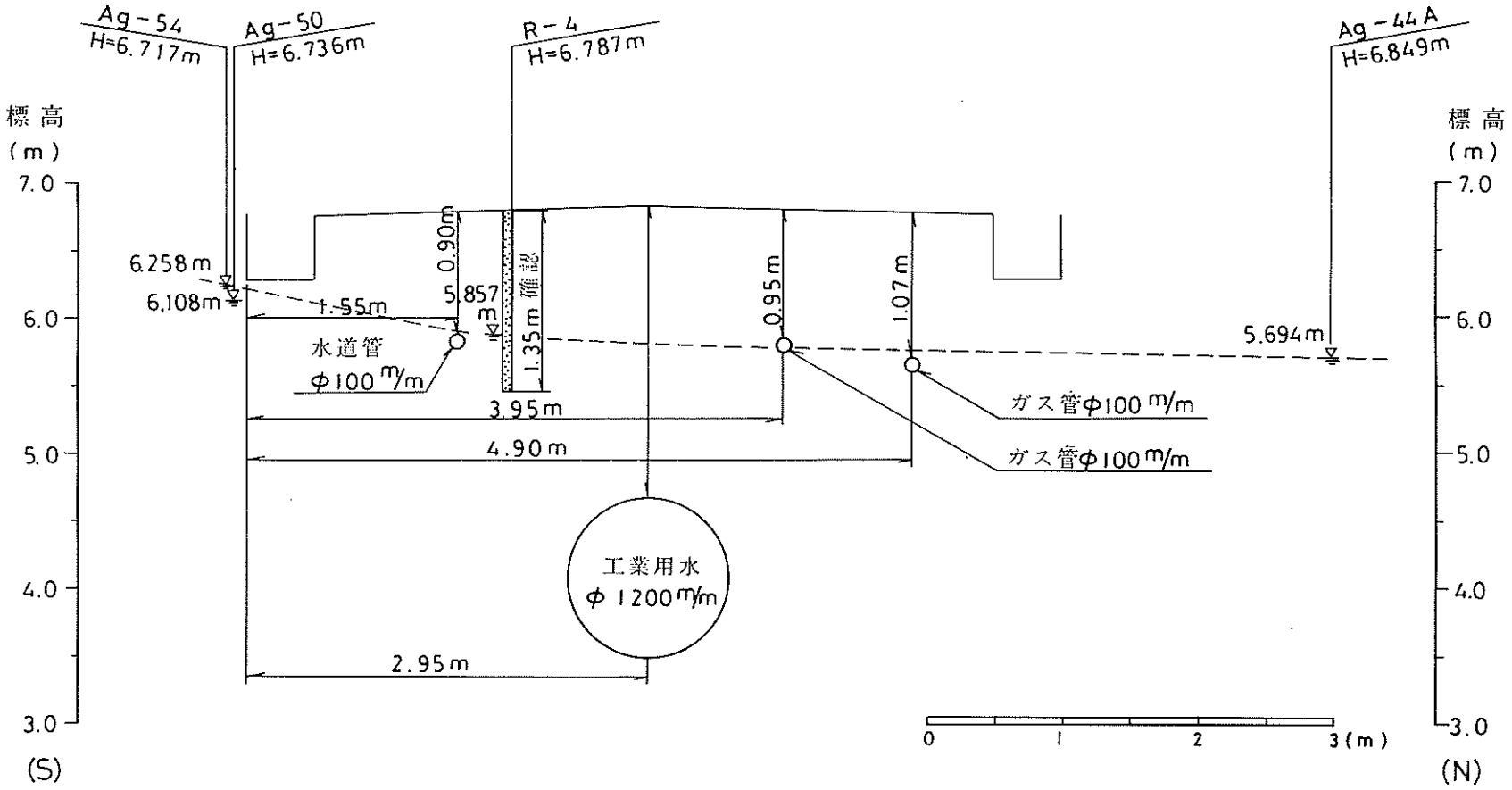


図5・3・10　模式断面図（R－4地点　S＝1／50）

e　埋残しにされている矢板区間の調査結果

秋田市下水道建設課により13号道路に打設されたままの矢板の位置確認が3月16日に行われた。地下水位まで掘削されたため，矢板前後での地下水位を測定した。図5・3・11に掘削位置を示す。

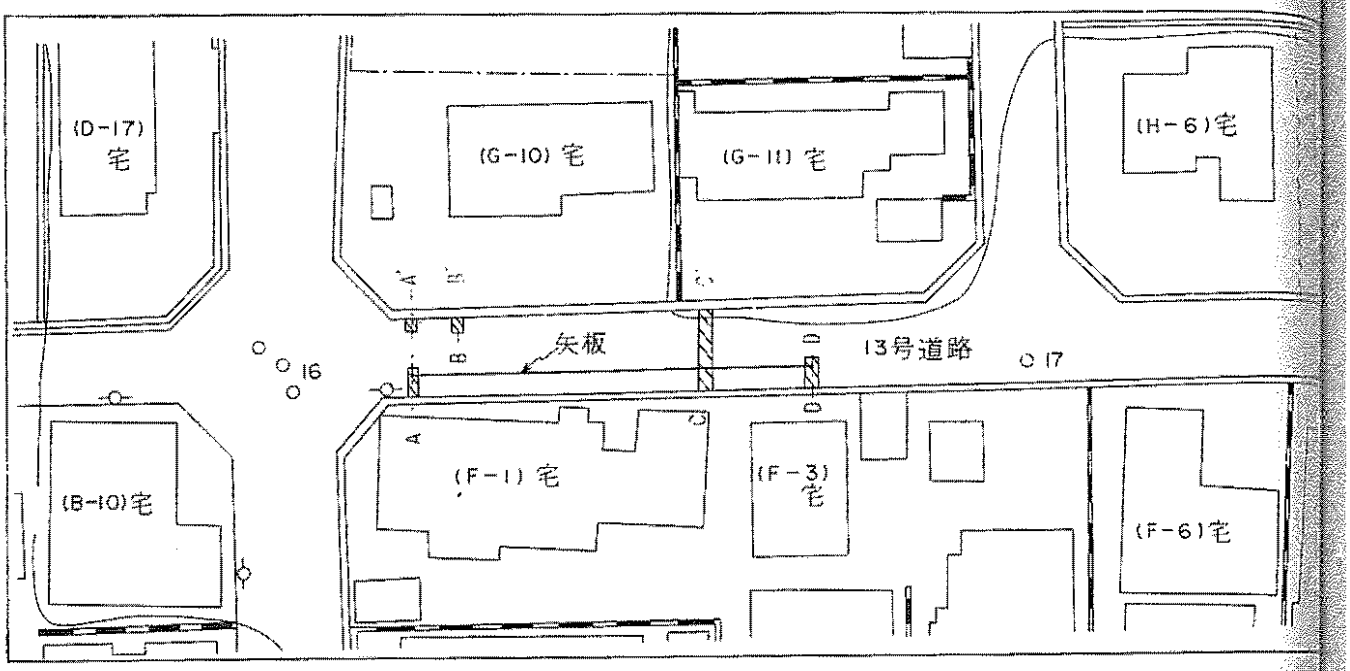


図5・3・11　掘削位置平面図（S＝1／500）

掘削は4断面行われた。詳細については図5・3・12に図示した。

調査結果としては，

① 埋残しにされている矢板の延長は約26.1 m であった。

② 矢板の埋残されている西端A－A′間での水位は図5・3・13に示したように，両者ともGL－0.4 m 程度の水深であった。

③ 矢板を挟むC－C′間では水位差は45.0 cm程度であった。

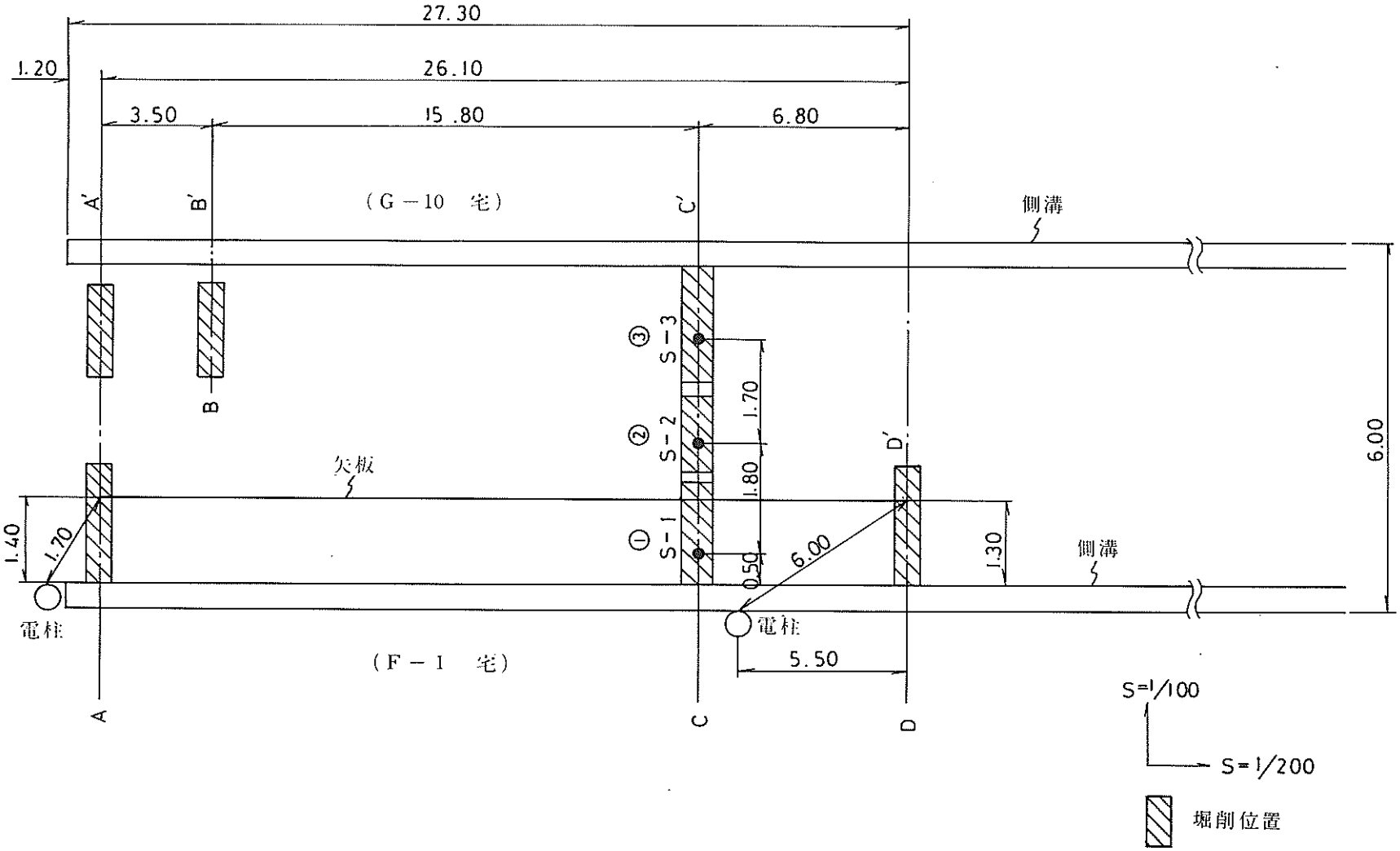


図5・3・12　掘削位置平面図（詳細図，単位m）

次に各断面での地下水位状況を縮尺50分の1で模式図として示す。

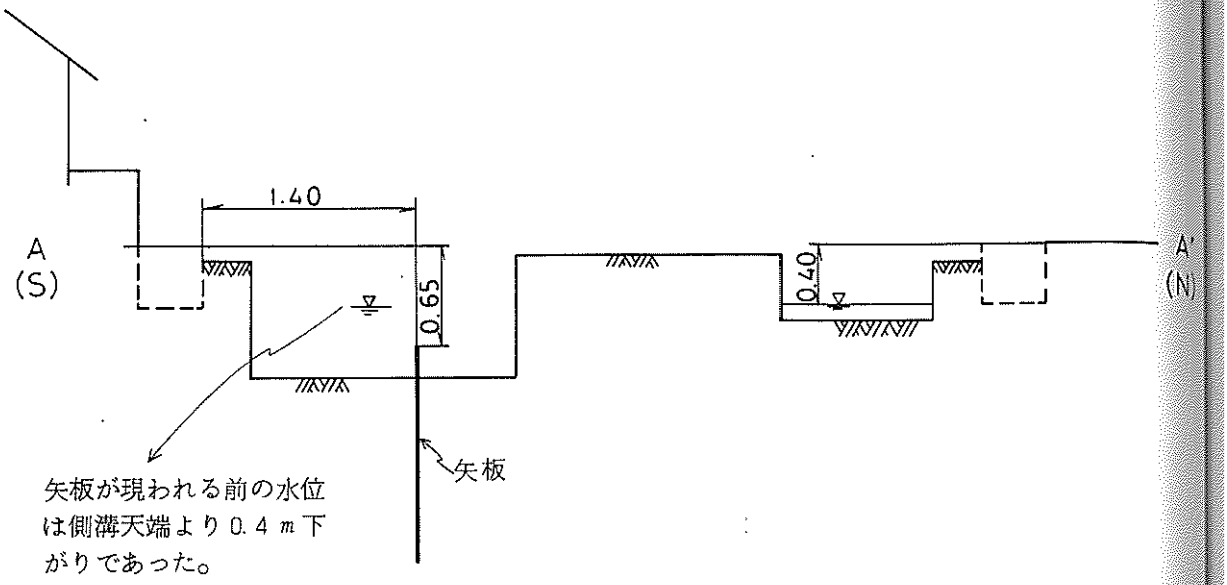


図5・3・13 A－A′ 断面

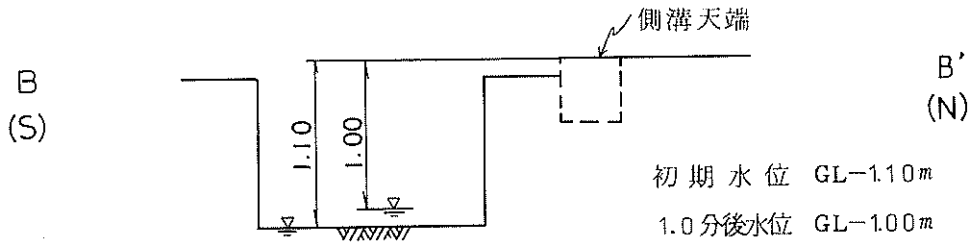


図5・3・14 B－B′ 断面

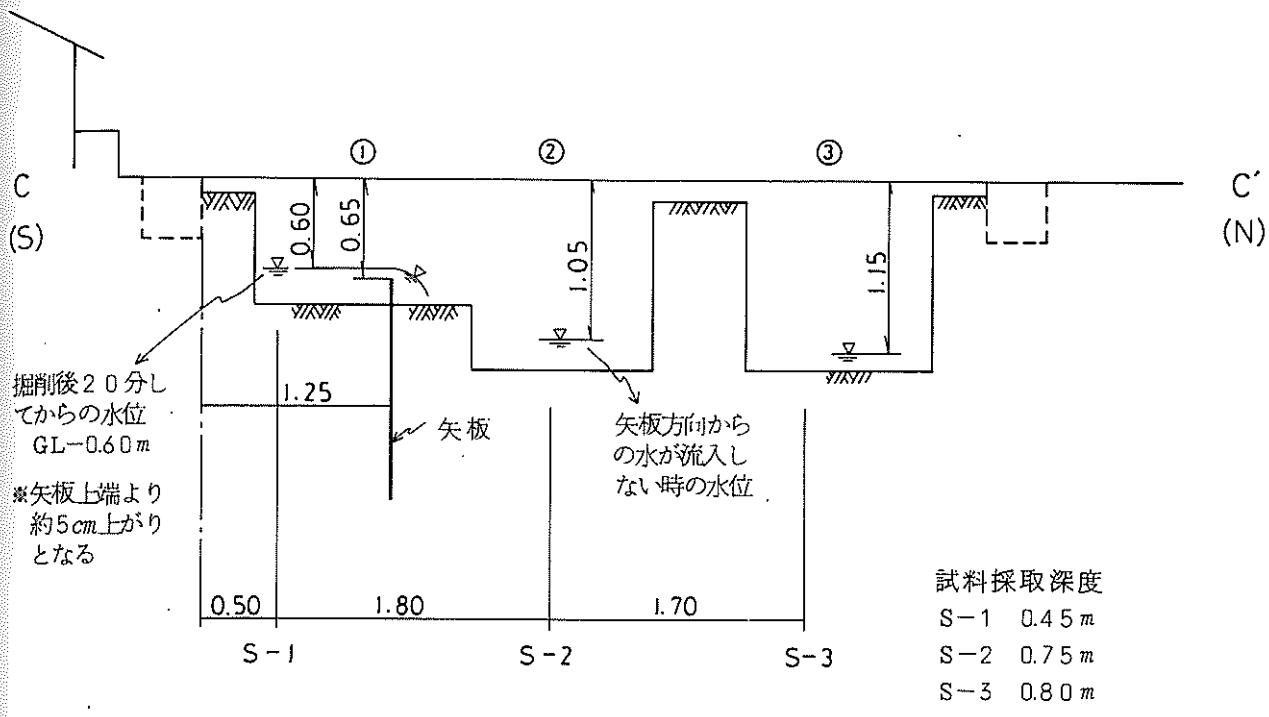


図５・３・15(ａ) Ｃ − Ｃ′断面

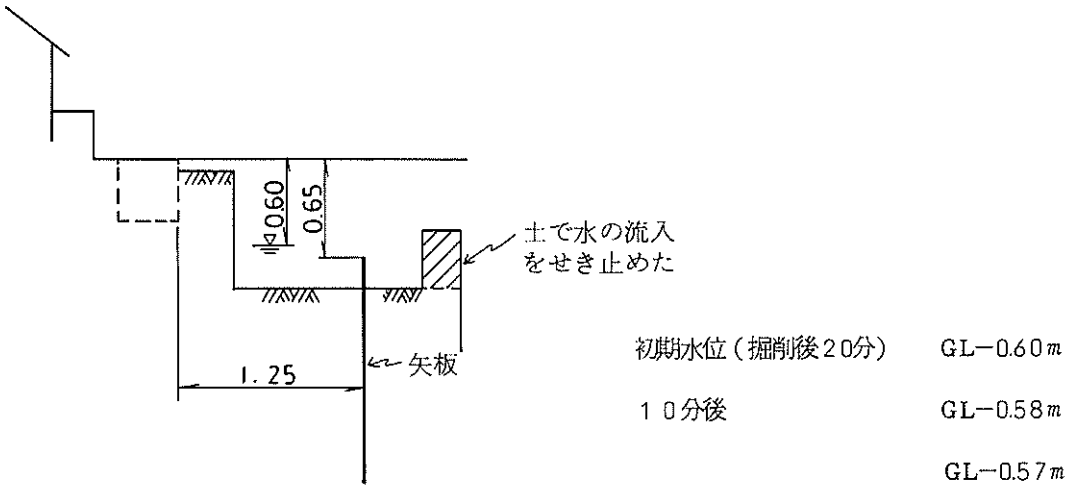


図５・３・15(ｂ) ① 断面

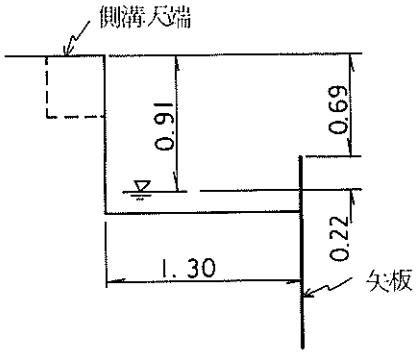
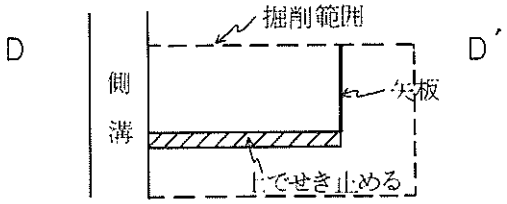


図 5・3・16(a) D－D′断面



初期水位　GL－0.91 m

10分後　GL－0.67 m

20分後　GL－0.64 m

図 5・3・16(b) 平 面 図

なお，C－C′断面での地下水面を想定すると図 5・3・17 のようになる。ただし道路面の標高は推定である。

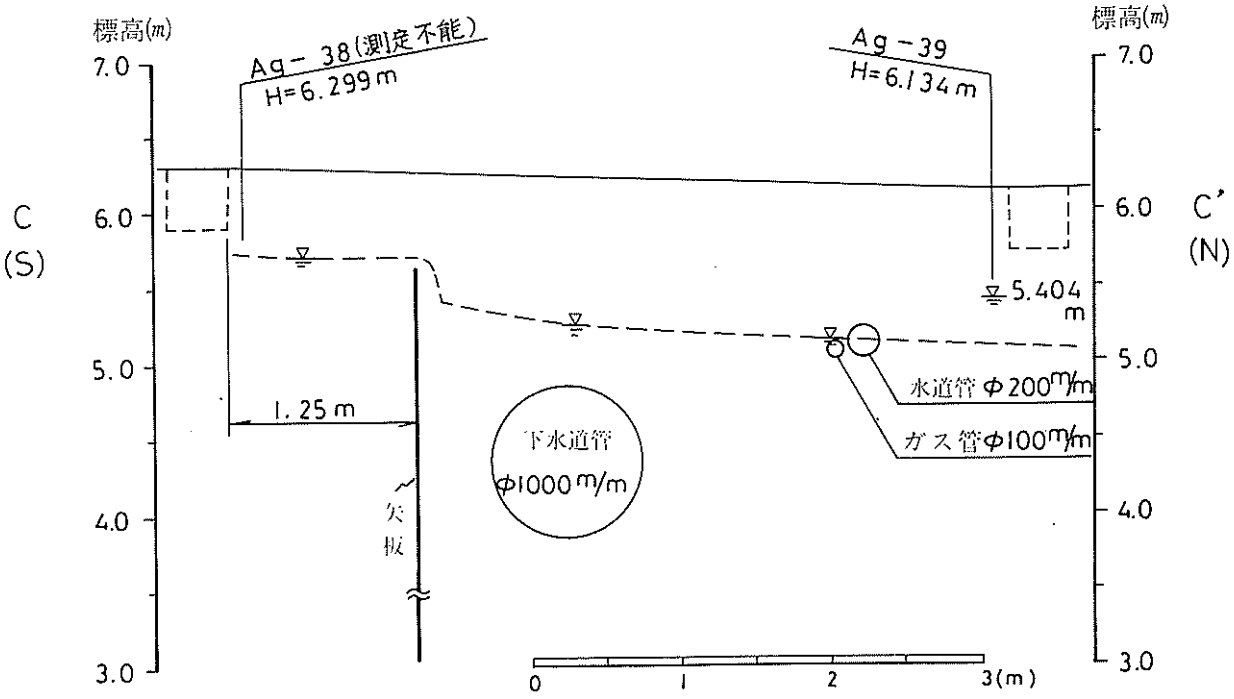


図 5・3・17　C－C′断面模式図（S＝1／50）

f　埋戻し土の透水性

埋戻し土の粒度試験結果を表5・3・2粒度試験結果一覧表及び図5・3・18粒径加積曲線総合図に示した。

表5・3・2．粒径試験結果一覧表

※地点	項目	試料採取深度 (m)	最大粒径 (mm)	60%粒径 D_{60} (mm)	30%粒径 D_{30} (mm)	10%粒径 D_{10} (mm)	均等係数 Uc	曲率係数 Uc′	50%粒径 D_{50} (mm)	細粒分含有率F.C (%)
13号道路	R−1	1.0～1.2	9.52	0.368	0.284	0.189	1.94	1.15	0.325	2.8
	R−2	1.5～1.7	4.76	0.326	0.230	0.150	2.17	1.08	0.280	2.3
20号道路	R−3	1.5～1.7	9.52	0.359	0.275	0.169	2.13	1.25	0.315	5.0
	R−4	1.1～1.3	19.1	0.573	0.327	0.176	3.26	1.06	0.450	6.2

※　各地点の詳細位置は図5・3・6に示している。

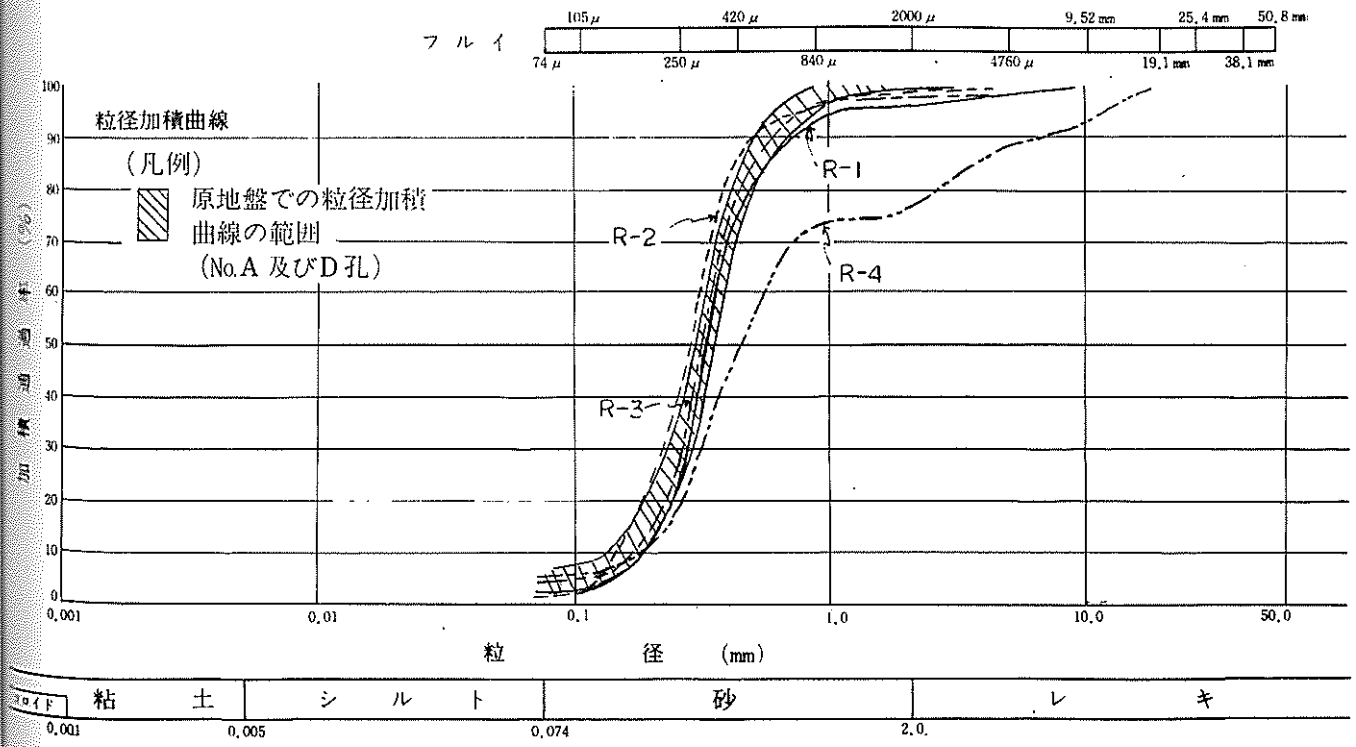


図5・3・18　粒径加積曲線総合図

これらの結果から判断すると，R－4を除く3試料とも細粒分含有率が2～5％と少なく，均等係数3以下で粒度分布が極めて悪い（粒径が揃っている），透水性良好な埋戻し材料と思われる。またR－4にしても細粒分は6.2％と他に比べ若干多いが，均等係数も3.26と小さく，他の地点と大差ないようである。しかし，図5・3・17からわかるようにボーリングNo.A及びNo.Dの原地盤の粒度と大差なく，特に埋戻し土だけが透水性良好というわけではないようである。

透水係数は土の粒径及び間隙比から推定した。その結果を以下に述べる。なお詳細は別冊資料その1(B)に示した。

(a) Creager（クレーガー）によるD_{20}と透水係数関係[1]より推定

透水係数は，R－2で6.6×10^{-3} cm／secであり，他の3地点は1.5×10^{-2} cm／sec前後を示し，排水良好な材料と思われる。

(b) Slichter（スレクター）の方法[2]より推定

埋戻し土の密度を1.7～2.1 t／m³に変えて求めた透水係数は密度が大きくなると，小さくなる傾向にあるものの9×10^{-3}～3×10^{-2} cm／sec程度となった。

(c) Taylor（テーラー）の透水係数と間隙比の関係[3]より推定

ボーリングNo.A（2.25～3.00 m）の最大・最小密度試験結果と，想定したN値より間隙比を推定して，Taylorの提案$K=1330e^3/(1+e)$より透水係数を求めた。その結果，想定N値約8以下の埋戻し土の透水係数は概ね2.7×10^{-2}～5.1×10^{-2} cm／sec程度となった。

ボーリングNo.Aの表層4 m程度（N値2～3）の透水係数を推定すると5×10^{-2} cm／sec前後となり，それぞれの土について見ると透水性良好と言える。

g スウェーデン式サウンディング結果

スウェーデン式サウンディング結果は別冊資料その1(C)に図表として示した。

各調査位置での結果の概略は以下のとおりであった。

(a) R－1地点

測定地点に礫が含まれていると，スクリューポイントが礫に与える影響で一概には判断できないが，中間にはNsw 50～60程度の締りの層が0.8 m程度あるものの，あとはNsw 500以上（GL－1.7 mでカラ回り）となり密な締りをしている。

(b) R－2地点

GL－3.0 mまでNsw 60以下と緩い締りをしている。3.0 m以深ではNsw 100以上と締まっている。

(c) R－3地点

GL－1.0 mまではNsw 250～400と締っている（礫の影響見られる）が，それ以深4.0 mまでは概ねNsw 40以下と4地点で一番緩い締りを呈している。

(d) R－4地点

GL－（1.5～3.25）mにNsw 26～71程度の緩い層があり，その上下はNsw 100以上となっている。

以上，R－3地点以外の3地点では，それ程緩い埋戻し地盤とは言えないようである。

5・4 機械ボーリング及びサウンディング調査

(1) 目　的

機械ボーリング（標準貫入試験併用）及びスウェーデン式サウンディング試験を実施することにより，調査地域全域の地盤の成層状態及び土の硬軟・締りの程度を判定する。また，土質試験に必要な試料採取を目的としている。

(2) 方　法

機械ボーリングは，ハンドフィード型機械を使用し，JISA1219に準じて1 m毎に標準貫入試験及び，ボーリングNo.A・C・Dの3地点で表層5.0 m以浅の不撹乱試料を採取した。

スウェーデン式サウンディング試験は，予定深度 10m までJISA 1221－1976に準じ，計26ケ所実施している。

なお，詳細については，別冊資料その1(C) 1.調査・試験の各項目毎の概要に示した。

(3) 結　果

調査位置は，図5・1・1に調査位置平面図として示した。結果は，別冊資料その1(C) 2.土質柱状図及び，3.スウェーデン式サウンディングに示した。なお，それらをまとめて図5・4・1～図5・4・5に土質想定断面図を示した。

スウェーデン式サウンディング結果とN値の相関をとってみると，図5・4・6に示

すような，次の関係式が得られた。

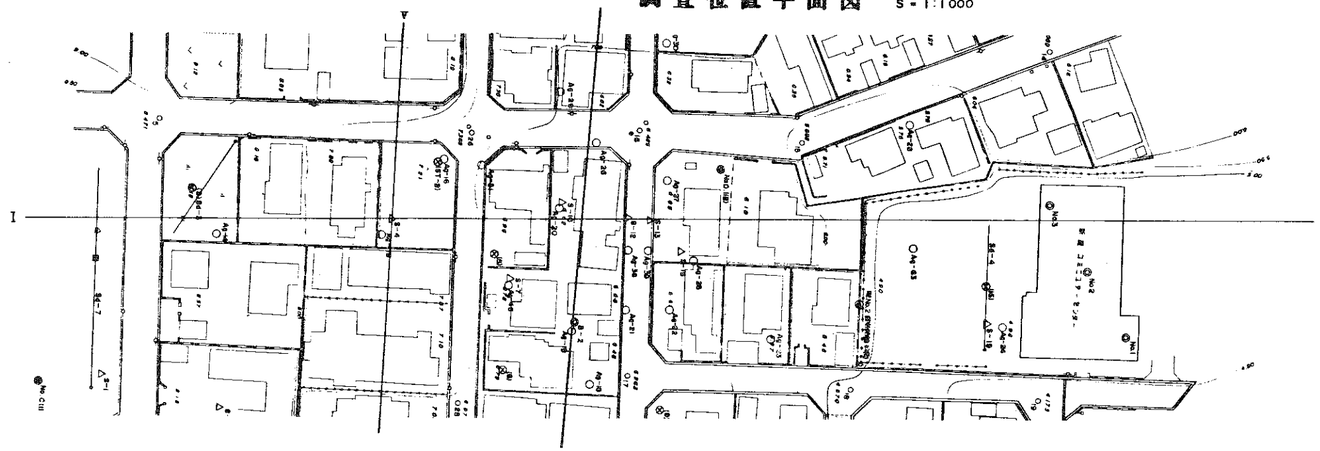
$$N = 0.02\,Wsw \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5\cdot4\cdot1)$$

$$N = 0.073\,Nsw + 2.0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5\cdot4\cdot2)$$

（この式には，粘性土の値も含まれているが，データが少なく，ほとんどが砂質土である。）

なお，この式は最小２乗法により求めているが，図中の(×)印については，ゴミや礫等の影響でＮ値やＮｓｗが特異値を示しているため，計算より削除している。

調査位置平面図 S＝1:1000

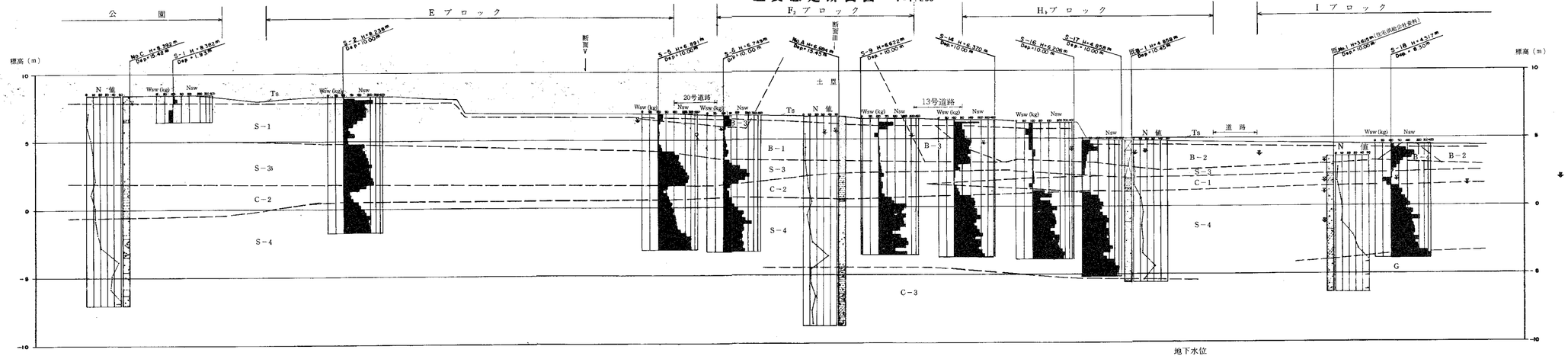


調査位置平面図 S=1:1000

凡　例

記号	土質名	N値	N値	記　事	想定される地盤環境		
Ts	砂質土，粘土質	—	—	表層部分	表　土		
B−1	礫　砂	5〜60 (S−2 で50)	3〜3	旧海岸による土砂堆積で軟弱地域土を含む。	土砂堆積 (盛土を含む)	造成地	
B−2	礫　砂	50〜200	2	盛地部ニュータウンの部分を覆入し，宅地開発化の盛土。	標高ゼロ盛土		
B−3	礫　砂	0〜100	—	先造のため，昭和44年以降に埋土したもの。	段状盛土		
B−4	砂質土	—	—	その他の盛	傾斜盛土		
S−1	細　砂	50〜100	5	均一な粒子からなっている。一部盛土の場合も含む。	移出堆積物		河成堆積物
S−2	細　砂	0〜20	0〜2	砂浜の様にあたり，所盛土用になっている。			
C−1	シルト	0	0〜2	水平の層理を記入する。軟弱なシルトからなる。	後背湿地堆積物		
C−2	粘質シルト	20〜40	8	水平層理を記入する。植物，シルト質砂を挿在する。			
C−3	粘質シルト	—	10〜20	水平，斜層を記入する。植物，砂層を挿在する。			
S−3	細　砂	0〜120 (50)	2〜5	粘土質，シルト質記入し，シルトなど粘質シルトの層理を挿在する。	沼底堆積物		
S−4	細　砂	50〜400	10〜20	中一粒砂を主体とする。φ2〜3%程度の砂礫を含む。			
S−5	シルト質砂		10〜40	3〜5cm程度の薄いシルトを挿在する。流紋状砂となる。			
G	粘土，シルト (N=8以)	—	30〜50	マトリックスは粘土を主体とする。シルトは2〜4%φ程度含む。	自然堆積礫層		
S−6	細　砂	100〜200	—	Nw=100〜200程度の比較的固ったものからなる。			

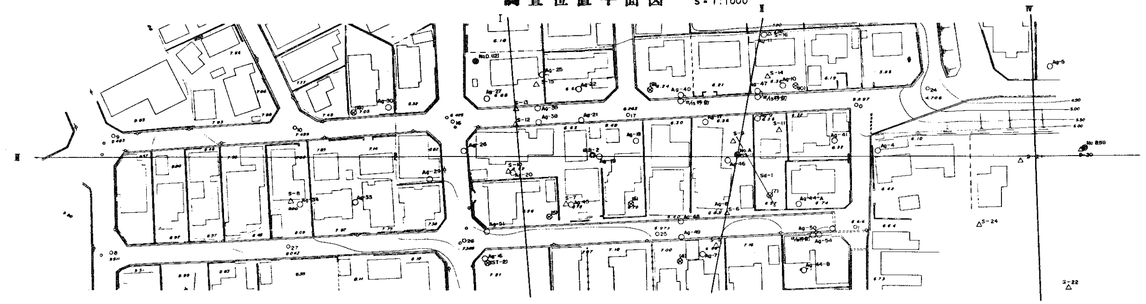
土質想定断面図 H:1:400 V:1:200



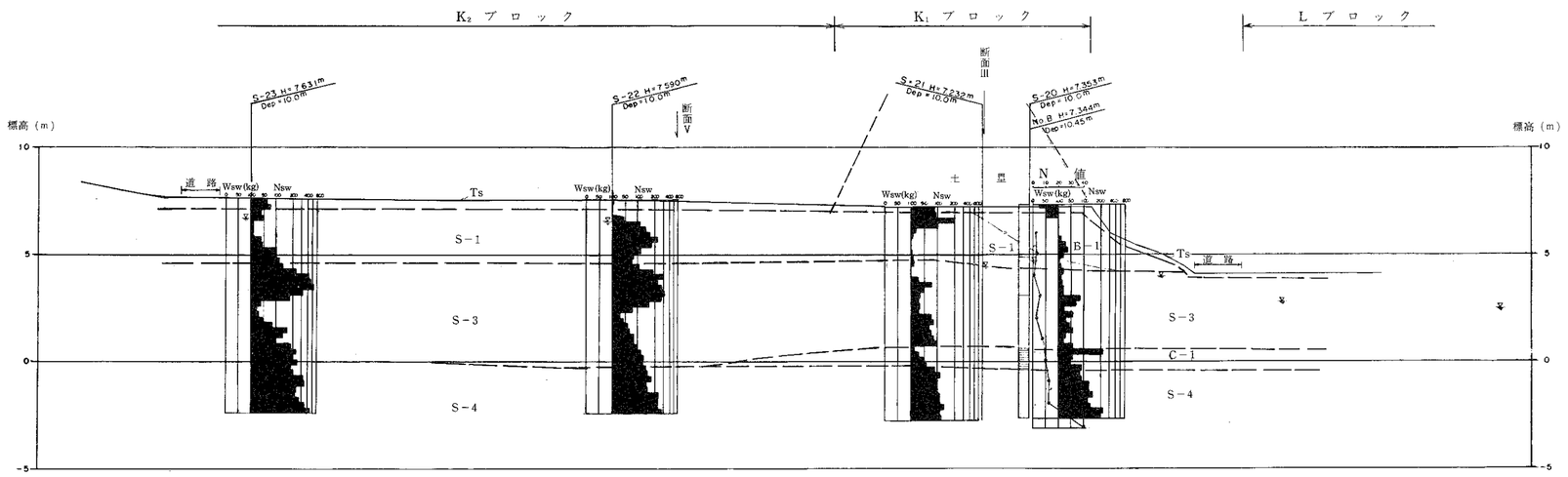
地下水位
ボーリング地点―掘進当初無水掘りで確認された孔内水位
サウンディング地点―サウンディングに先立ち，オーガーボーリングで確認された水位
水位観測地点―昭和59年1月22日の観測結果

調査名	日本橋中央地区市街地再開発事業に係る地質調査	
図面NO.	土質想定断面図 I	縮尺 H=1:400 V=1:200
5.4.2	調査位置平面図	1:1000

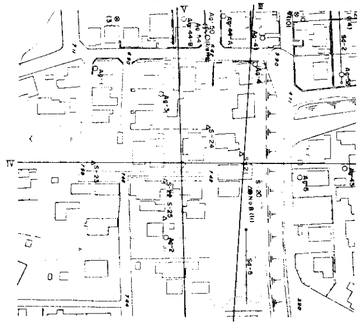
調査位置平面図 S=1:1000



土質想定断面図　H:1:400　V:1:200



調査位置平面図　S=1:2000



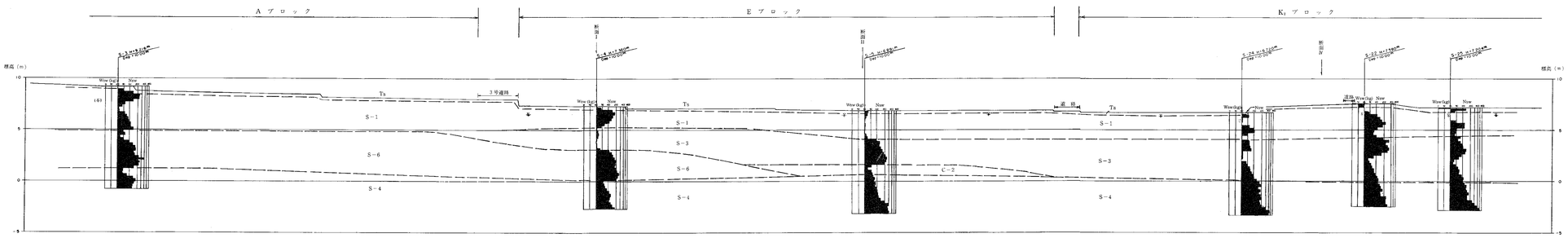
凡例

記号	土質名	Nsw	N値	記事	推定される堆積環境		
Ts	砂質土、砕石等	—	—	表層部分	表土		
B-1	細砂	0~20 (8~2 ~200)	2~3	山陸軍による土盛土で射撃場盛土を含む。	土盛盛土（軟弱粘土を含む）	盛土	
B-2	細砂	50~200	2	宮崎駅ニュータウンの山砂を搬入し、住宅供給公社が盛土。	松栄ヶ丘盛土		
B-3	細砂	0~180	—	道路のため、昭和35年以降に盛土したもの。	松栄町盛土		
B-4	砂質土	—	—	ため池の堤	堤塘盛土		
S-1	細砂	50~100	5	均一な粒子からなっている。一部盛土の場合も含む。	砂丘堆積物		
S-2	細砂	0~20	0~2	砂丘の縁にあたり、熱帯土的になっている。			
C-1	シルト	0	0~2	木片や草根を混入する。軟弱なシルトからなる。	後背湿地性堆積物	河成堆積物	
C-2	砂質シルト	30~40	8	木片や草根を混入する。細砂、シルト質砂を挟在する。			
C-3	砂質シルト	—	10~20	木片、草根を混入する。粗砂、礫砂を挟在する。			
S-3	細砂	0~150 (500)	2~5	粒子均一、草根混入し、シルト及び砂質シルトの薄層を挟在する。	氾濫原堆積物		
S-4	細砂	50~400	10~20	中~粗砂を主体とする。φ2~10%程度の礫円レキを混入する。			
S-5	シルト質砂	—	10~40	3~5mm程度の薄いシルトを挟在する。比較的締った砂。			
G	砂レキ（レキを混入）~細砂	—	30~50	マトリックスは粗砂を主体とする。レキはφ2~4cm max30%	自然堤防堆積物		
S-6	細砂	100~200	—	Nsw=100~200程度の比較的締った砂からなる。			

地下水位
ボーリング地点—掘進自噴地点水面下で確認された孔内水位
サウンディング地点—サウンディングに先立ち、オーガーボーリングで確認された水位
水位観測地点—昭和53年1月23日の観測結果

調査名	日本海中部地震と埋設物等との地質関係調査		
図面NO	5.4.4	土質想定断面図	縮尺 H=1/400 V=1/200
		調査位置平面図	1/2000

土質想定断面図　H:1:400　V:1:200



調査位置平面図　S=1:2000

凡例

記号	土質名	N値	層厚	説明	想定される地質時代		
Ts	砂質しゅん石	—	—	表層部分	現在		
S-1	細砂	2~10	2~3	均質によく固結した砂層で地下構造物設置される。	上部第4紀	洪積層	
S-2	細砂	50~100	2	粒径がシルト~アラバイの砂で固結しない。地盤沖積層の下部層。	沖積層の下部層		
S-3	細砂	8~100	—	粒径がS-2と同様で固結の度合いが少しゆるい。	地盤沖積層		
S-4	砂質土			ややゆるい砂	沖積層		
S-5	細砂	30~125	3	粒径はS-2とほぼ同じであるが、固結の度合いが少しゆるい。	洪積層		
S-6	細砂	5~20	2~3	細砂が細かくなり、固結度が若干ゆるいものである。			
C-1	シルト	5	2~3	水中で堆積する細砂、粘性はシルトまりとなる。	海性堆積物 海浸期	沖積層	
C-2	粘質シルト	20~40	4	水中で堆積する細砂、粘性、シルト質粘土層がある。			
C-3	粘質シルト	—	10~20	表土、粘性を伴なう。細砂、粘性を伴なう。			
S-7	細砂	8~150 (30)	2~3	粒子が、丸い。固結はない。シルト質が細かくなり粘性を伴なう。	氾濫平野堆積物		
S-8	細砂	50~400	12~20	中~粗砂を主体とする。ボラ~10%礫が一般的にある。			
S-9	シルト質砂	—	10~40	2~5mm礫が多いシルトを伴なう。比較的ゆるい。	古期堆積物		
C	粘性土 (シルト質粘土)	8~30	30~50	ボラ、シルト質粘土を多く含む。シルトは2~5%含む。(30~50%)			
S-10	細砂	100~300	—	Now=100~300は堆積の比較的硬い状態のものである。			

海洋大学
ボーリング孔の位置は昭和46年に測定されたものであり
ボーリングは第二ターミナルビルに位置した。ターミナルビルは現在はされた。
本図は運輸省第一港湾建設局東京港工事事務所提供。

調査名	山下埠頭計画・埋立地地質調査	縮尺	
図番 NO.	土質想定断面図	H	1:400
S45		V	1:200
	調査位置平面図		1:2000

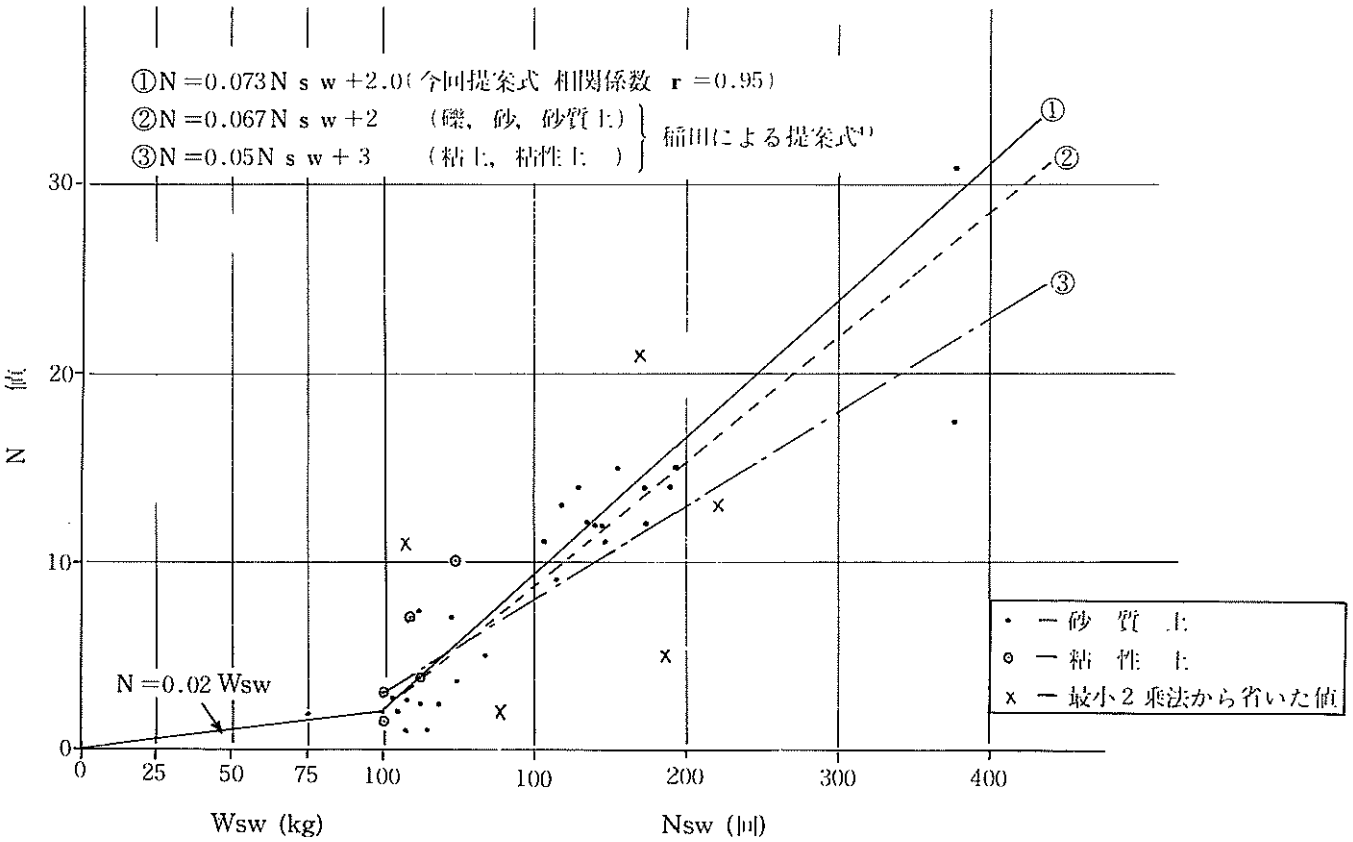


図５・４・６　スウェーデン式サウンディング結果とN値の相関

5・5　地下水位観測

(1)　目　　的

地震被害と地下水位は密接な関係があると思われる。そこで本地域に計66ケ所地下水位観測孔を設置し，平面的な地下水位分布を把握し，地震被害の原因究明のための資料とした。

(2)　方　　法

地下水位観測孔は，地下水位までオーガーボーリングにより削孔し，下端に穴をあけたキャップをつけた鉄パイプ（ϕ 48.6㎜）を打ち込んでんで設置した。また，雨水等の影響がないように上端にもキャップをつけた。

なお，観測は昭和58年12月3日～12月18日，昭和59年1月15日～1月25日に，原則として3日毎（午前中）実施した。

(3)　結　　果

結果は，別冊資料その1(D)に，地下水位観測結果一覧表，地下水位経時変化図及び，過去5年間の降水量グラフを示した。

ただし，地下水位経時変化図に記載している降水量のとり方は，観測前日の12時から当日の12時までを日降水量として整理している。

各地点の昭和59年1月22日の地下水位を，標高及び深度で示した。各土質想定断面図にも，ボーリング地点では当初無水掘りで確認された孔内水位，サウンディング地点ではサウンディングに先立ちオーガーボーリング孔で確認した水位及び，地下水位観測孔では1月22日の確認水位を図示している。

ここでは，地下水位観測結果図を図5・5に示した。

図5・5　地下水位観測結果図（S＝1：1000）

5・6　弾性波速度測定および常時微動測定

被災地区とその周辺の地盤の動的特性を比較するため，弾性波速度測定と常時微動測定を行った。これらの測定は荒天の積雪期にかかり困難を極めた。雪はより良い測線位置の選定を難しくし，風はノイズを高めた。

(1)　弾性波速度測定*)

弾性波は最も基本的にはＰ波とＳ波からなる。

その速度，特にＳ波速度（Ｖｓ）は地盤の地震動特性を規定する要素として一般に重視されている。さらにＶｓは液状化の要因の一つである地盤の緩さの指標にもなりうるものと期待される。

地層の性質をボーリング孔中で直接的に測定することを検層とよんでいる。直接測定という点で検層は一般に信頼度が高いといえるが，ボーリング孔のある所でしかデータが得られない。これを補なってより広い領域の情報を得させてくれるのが地表での屈折法探査である。

Ｐ波とＳ波の双方について行われたのでＰＳ探査と略称することにする。（方法，解析法，記録，走時曲線など詳細は別冊資料その１（Ｅ）に収録されている。）

測定を行った測線，ボーリング孔等は畑，空地，公園および庭等に設定されており，Ｓｄ－８測線以外では地盤造成，盛土あるいは歩行等による締固めが原因と思われる表面高速度層が認められる。この表面高速度層の影響でＰＳ探査記録の質が悪くなっている。

このような所では，近くの検層データを参照して走時曲線の欠落を仮定値で補なった。走時解析には一様傾斜構造における通常の解析法を用いた。

次に，ＰＳ検層について述べよう。漂遊型Ｓ波検層方式ではゾンデの構造上極く浅い深度の測定はできない。そこで同検層機の振源と受振部とを分離しダウンホール方式の測定（振源は地表近くの地中に定置，受振器は孔中移動）も実施した。

砂はごく緩く，塩ビパイプでケーシングされたため，この影響もあって記録は良好とはいえない。

＊　秋田大学（狐崎）の調査に基礎地盤コンサルタンツ（株）が協力し，データの全面的借用を得た。

可能な範囲でやや異なった方式で，重複して測定した。その個々のデータは，資料編中に収録されている。重複区間ごとに速度を単純平均したものを，ここでは最終結果として示した。Vsの測定区間の0.5 mきざみは測定上の極限的なもので，やや平滑化して判読した方が良い。

PS探査測線および検層実施孔の位置を図5・6・1に示す。またS波とP波の屈折法探査結果を図5・6・2(a)，(b)にそれぞれ示す。PS検層結果は，図5・6・3に示されている。

これらの測定結果に関し，注意すべき事項を次に列記する。

a　S波速度（Vs）分布

① まず大略標高0 m程度以深では，ほぼ一様にVsは200 m／s前後になっている。これは，土質想定断面図のS－4層にほぼ相当する。

② これより浅い層のVsの分布は，それぞれの造成等の歴史を反映し場所により若干異なるが，多少の漸移性を保って，100 m／s前後まで低下する。液状化の可能性が高いのはこの層である。

③ Vsの深さ方向への変化の漸移性や中間低速度層の存在は，屈折法探査ではその原理的な性格上十分ひき出せない。土層の緩さとの関連で浅部の100 m／s前後の速度を区分することは，探査における表面高速層の存在，検層におけるケーシングの存在等による精度の不足のため困難である。

④ 十分深いところまでの速度分布データは得られていないが，①の事実から対象区域内では，速度の著しい側方変化はないとみなせよう。また第四紀基底面高度にもほぼ海抜－50 m程度（図6・1・6参照）で著しい変化はない。

このことから，S－4層に下方から入射する地震波の特性は，この区域内ではほぼ一定であるとみなせよう。これより浅い層（表層）については，その厚さや速度分布が場所により変化することから，地表地震動の特性にも影響し得るが，このことを詳細に評価することは困難であり，液状化評価の際は地表地震動を当対象区域内では第一近似的に一定と仮定した。＊)

＊　仮定の修正として考慮されるべき事項は，次章6・4節において被災原因の総合評価をする際に述べられている。

b　P波速度（Vp）

①　一般には，この種の未固結層におけるVpは，地下水面下では水の音波速度（1500 m／s）に近い値を示すもので，大幅な変化がないのが普通である。

実測結果は予想に反し，明かに地下水面下深度5 m以内では260 m／s～750m／sのVpがほとんどの測線で認められた。大体海抜2～5 m以下では1000 m／s台の速度を示す。この屈折波は減衰が非常に大きく，測定精度は十分でないので1300 m／s程度以上は正常とみなしてもなお，Sd－2のように明かに1000m／s程度と非常にVpの低い所もある。

②　このような低速のVpは，土層（ほとんどは砂）が完全に地下水で飽和されず，気泡がわずか含まれているとすることで説明できる。もともと油田地帯でもあり，メタンガスのようなものが含まれているのか，今後検討を要する。このような低速Vpは，著しい液状化によって注目された新屋元町においても，狐崎[**]により観測されている。

不飽和砂層では液状化抵抗が増大することが知られているが，土層の飽和度をVpから定量的に評価することが難しいことと，この低Vpが地震以後の現象であるのかどうか不明であるため，後の液状化評価において，この現象は無視されている。

**　狐崎長琅（1984）地震による地盤液状化評価のためのS波探査。

東北地域災害科学研究報告20巻PP．11－15。

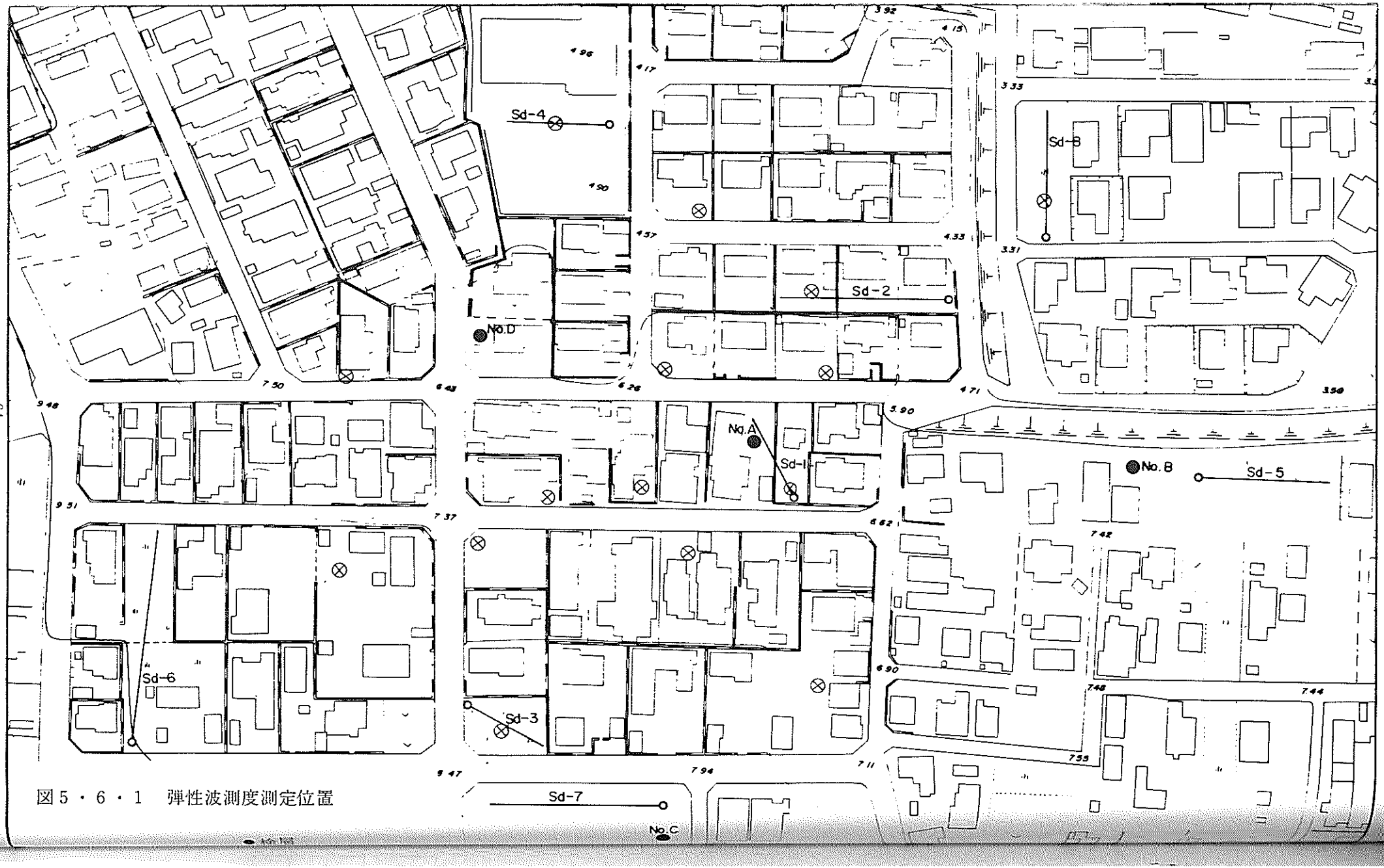
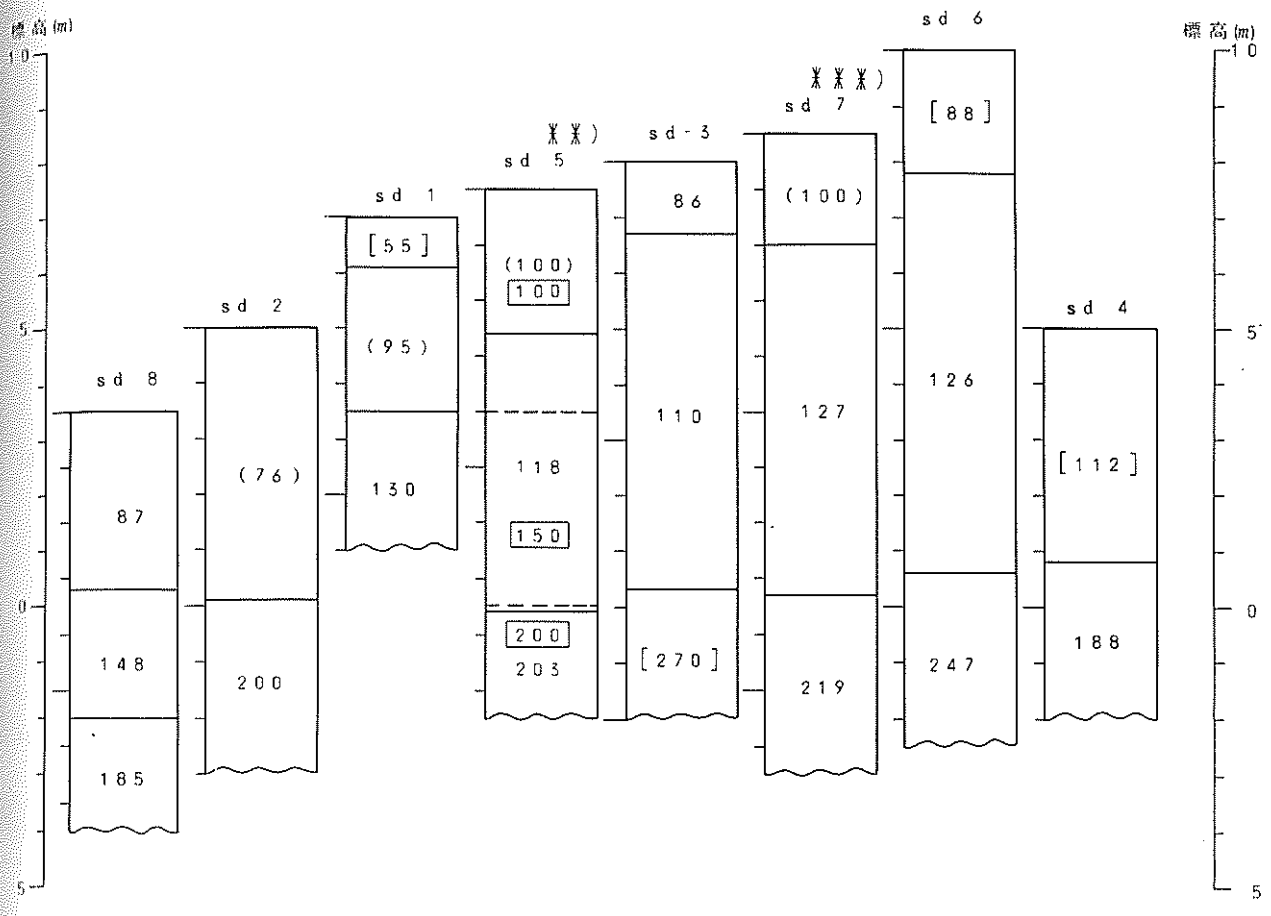


図５・６・１　弾性波測度測定位置

図５・６・２(a)　　Ｓ波探査（屈折法）結果　　（単位　m／s）



測線名	sd 8	sd 2	sd 1	sd 5	sd 3	sd 7	sd-6	sd-4
測線長(m)	33	44	21.5	33	21	33	55	27.5
測線状況	草地	庭	畑と庭	空地	草地	公園	草地～庭	公園
ブロック名	Lブロックの北方	H_2	F_2	K_1	E	Eブロック南方	A	Iブロックの西方
その他	――	――	A孔付近	B孔付近	――	C孔付近	――	――

（表面のごく薄い（おそらく１m程度以下）高速層の存在はここでは無視されている。資料集ではこれも示されている）

―――　速度境界（傾斜層の場合平均値）

（　　）　仮定値

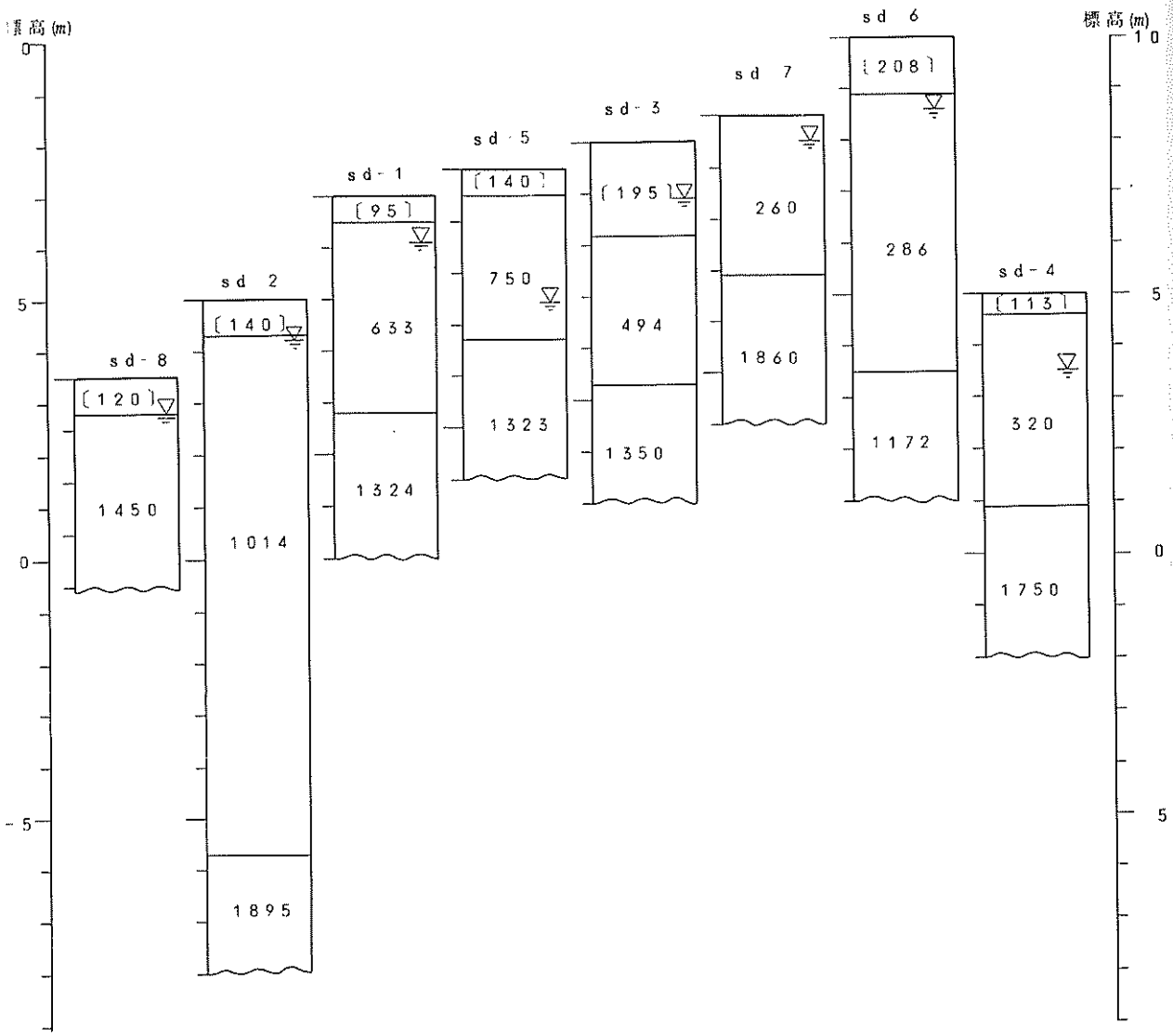
［　　］　精度が劣る。

＊）　ほぼ位置的に近い測線を隣接させて配列した

＊＊）　□の速度：ＰＳ検層（ボーリングNo.B）の結果から仮定された速度で、破線がその境界面（水平構造）である。
これに対して水平構造として計算された走時曲線は実測走時とほぼ適合する。
よって、□内の速度と破線の境界の方がより妥当であろう

＊＊＊）　ｓｄ－５と同様にボーリングNo.Cの検層結果から数種のモデルについて走時計算を行った。
しかし、実測走時を近似するようなモデルは見いだされていない。
表面高速層の影響でデータの質が悪いことから検層結果の方が妥当であろう
ただし、表中[　　]は屈折走時データが[illegible]している

図５・６・２(b)　Ｐ波探査（屈折法）結果　（単位　m／s）



測線名	sd 8	sd 2	sd 1	sd－5	sd 3	sd 7	sd 6	sd－4
測線長(m)	33	44	21.5	33	21	33	55	27.5
測線状況	草地	庭	畑と庭	空地	草地	公園	草地～庭	公園
ブロック名	Lブロックの北方	H_2	F_2	K_1	E	Eブロック南方	A	Iブロックの西方
その他	――	――	A孔付近	B孔付近	――	C孔付近	――	――

―――　速度境界（傾斜層の場合は平均値）

〔　〕　精度劣る

▽　12／4（測定期間中）の水位

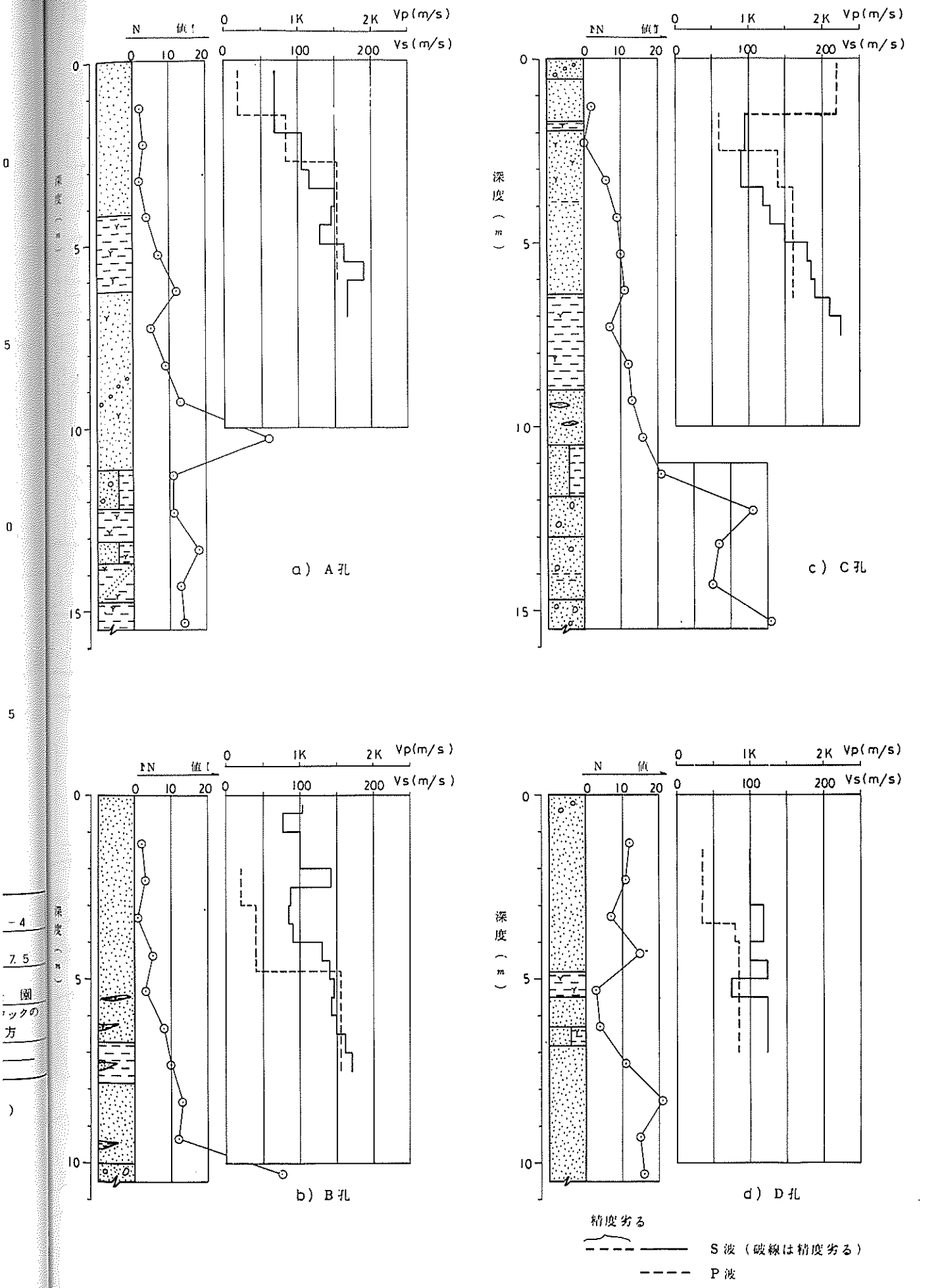


図5・6・3　PS検層結果　（各々漂遊型・ダウンホール式の結果の平均）

(2) 常時微動測定

常時微動の卓越振動数は，その地盤における地震動の卓越振動数を近似できると考えられ，地盤の振動特性を知る有効な調査方法とされている。

今回の調査では，地表の基準点での常時微動観測と同時に地表面での移動観測およびボーリング孔を利用した地表，地中同時観測を実施した（図５・６・４）。

常時微動の測定，解析方法は別冊資料その１（Ｅ）に示す通りで，常時微動の振巾スペクトルおよびスペクトル比に着目して以下の結果を得た。

a　平均振巾分布

調査地域の常時微動の平均振巾を基準点（ｓｔ－２）の平均振巾で正規化して平均振巾の分布図（図５・６・５）を作成した。

この平均振巾は１分間のデータの実効値を平均振巾としており，Ｎ－Ｓ成分およびＥ－Ｗ成分で異方性が顕著である。

これは，家屋の振動，生活振動の影響を受けているためと思われる。平均振巾分布からは地区ごとの差をみいだすことができなかった。

b　スペクトル分布……パワーコンター

常時微動の波形をフーリエ分析して図５・６・６に示すスペクトルを得た。

このスペクトルをみると，主要な卓越するスペクトルのピークは約５Hz 以下となっており，測点の位置による卓越振動数の変化は認められないがピークの大きさには若干の差が認められる。

このパワースペクトルのピークの大きさに着目して，0.5 Hzごとの周波数帯域のピークの大きさの分布（パワーコンター）を作成した。図５・６・７に4.5～５Hz*)のパワーコンターを示した。

このパワーコンターは，スペクトルが常時微動波形を時間領域から振動数領域へ

＊　弾性波速度測定結果から調査地の表層約５ｍ程度には Vs ≒ 100ｍ／秒の低速度層が認められている。

この層厚Ｈ（ｍ）と Vs （ｍ／sec）から４分の１波長則による卓越振動数を概算すると

$f = \frac{Vs}{4H}$ から　　$f = 5$ Hz　程度が推定され，幅をみて４～５Hz の帯域に着目している。

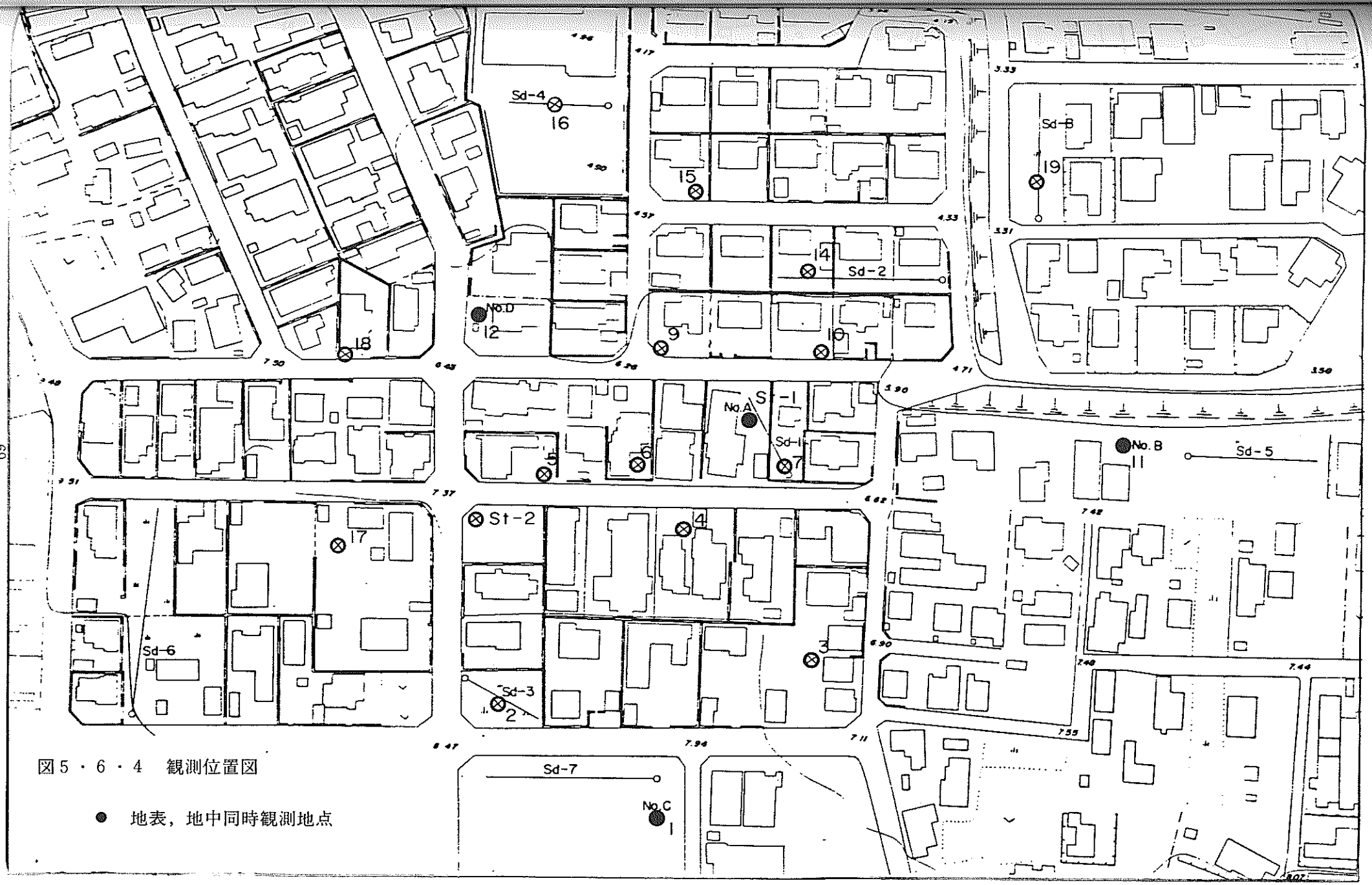


図５・６・４　観測位置図

● 地表，地中同時観測地点

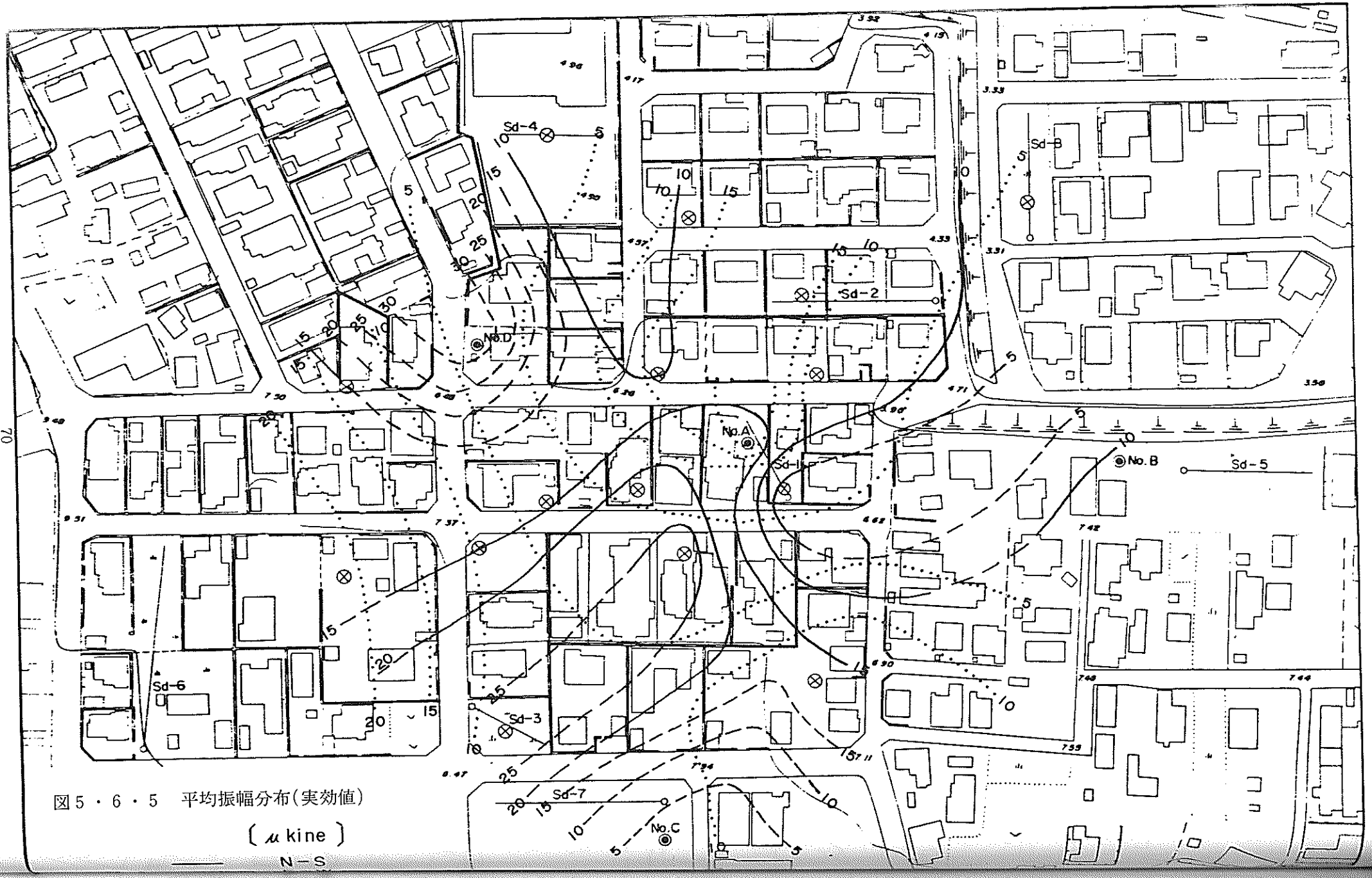


図5・6・5　平均振幅分布(実効値)

〔μ kine〕

変換したのであるから当然の結果ではあるが平均振巾分布と同様N－S，E－W成分で異方性が認められる。

しかし，調査地北東部でパワーが大きくなる傾向が認められる。

c　スペクトル比コンター

次に地表のスペクトルと地中のスペクトルとの比の分布を調べた。このスペクトル比は，全ての測点に地中のデータが無い為，ボーリングNo.C孔の地中データ(GL－10m）を基準として計算している（地表データはSt－2で正規化）。

このスペクトル比もパワーコンターと同様の理由で4～5Hzに着目し,図5・6・8～図5・6・9に示した。

これらスペクトル比のコンターによれば，上記a.b.で述べたような異方性の影響が軽減*)され，北東部で大きいスペクトル比を示す傾向が顕著である。このことは，この調査地域では，北東側へ低速度層が厚くなるか，または同じ層厚でもさらに低速度層**)になっていることを示すものと思われる。

(3)　まとめ

弾性波速度測定および常時微動測定の結果，本地域は全体としてかなりの低速度（Vs ≒ 100m／秒）層で覆われており，常時微動のスペクトル比の結果では北東側での大きいスペクトル比が認められ，Vsおよび層厚から推定される振動数（4～5Hz）が表層で増幅されるようである。

なお，この4～5Hzは微小ヒズミレベル（$r < 10^{-6}$）での卓越振動数であり，地震時にはセン断弾性定数Gが，たとえば

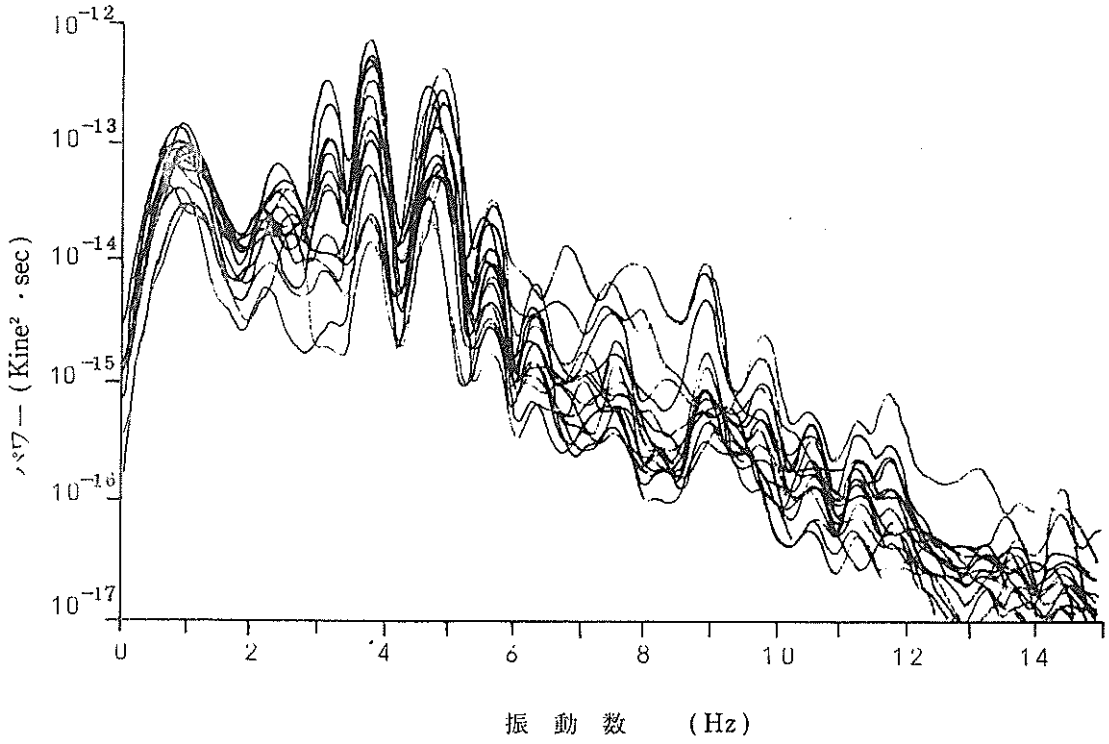
$G \leq 0.3\,G_0$　　G_0：$r = 10^{-6}$　でのセン断弾性定数

程度が見込まれ，卓越振動数が約1／2になることおよび液状化によるGの低下も加わり，卓越振動数がさらに低下したと思われる。このことが，アンケートによる

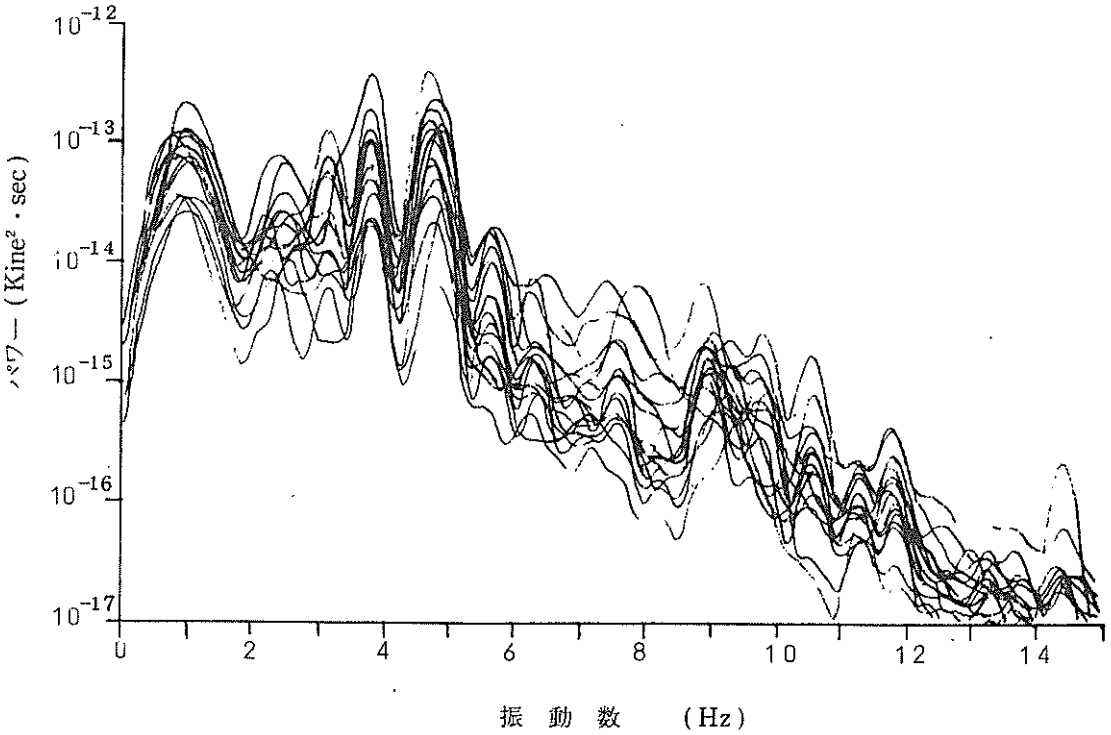
---

*)　地表およびGL－10.0mの波形が特定の方向性を持っているとすればその比を求めると，方向性が軽減される方向に作用すると思われる。

**)　Vsと層厚Hの比（H／Vs）が一定値ならば卓越振動数が変わらないことまた，H／Vsが大きくなると増幅率も大きくなることが重複反射計算等の例から経験的に推測される。



a） N－S成分



b） E－W成分

図5・6・6 パワースペクトルの比較

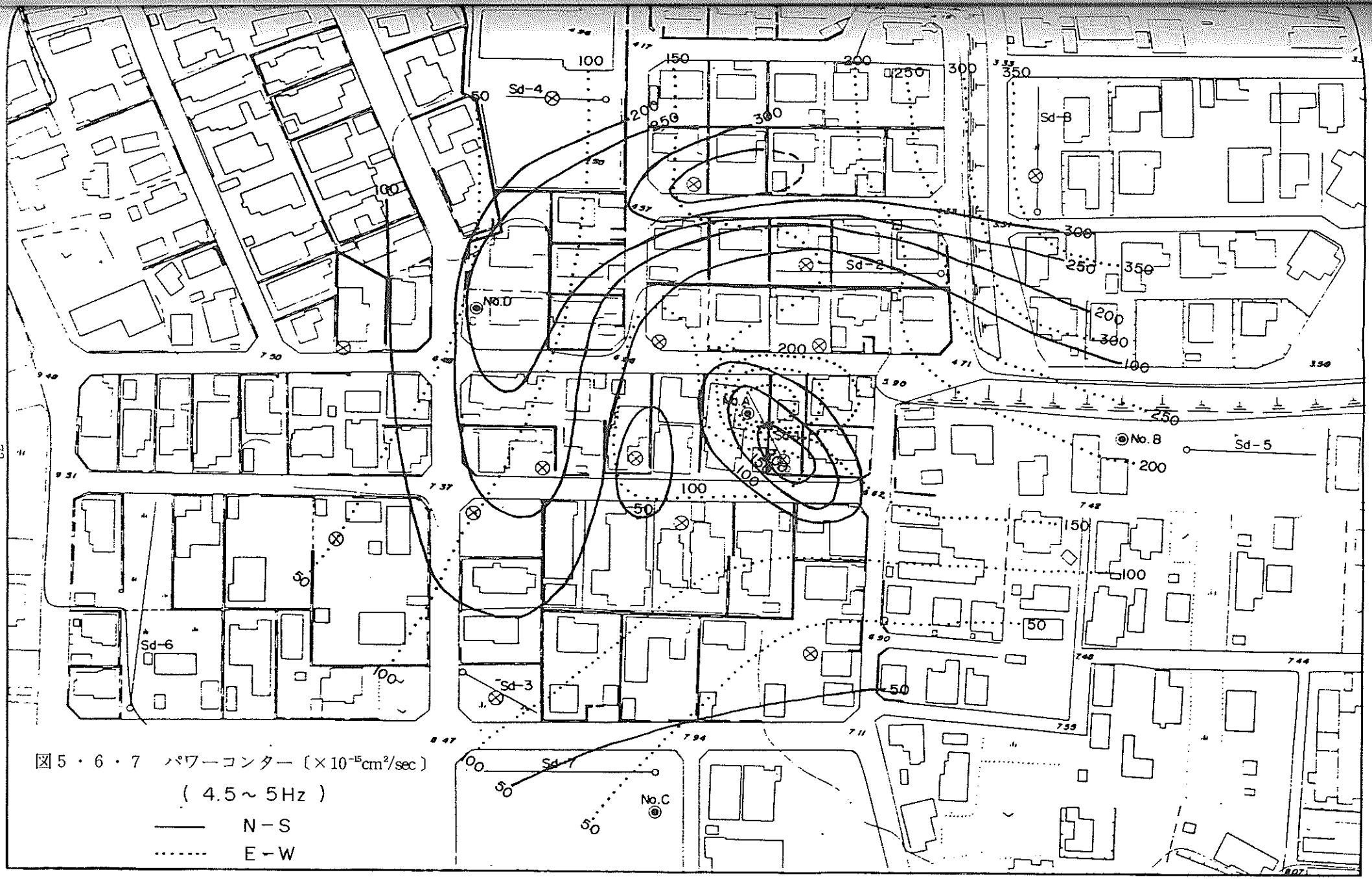


図５・６・７　パワーコンター〔×10^{-15}cm²/sec〕
（４.５～５Hz）

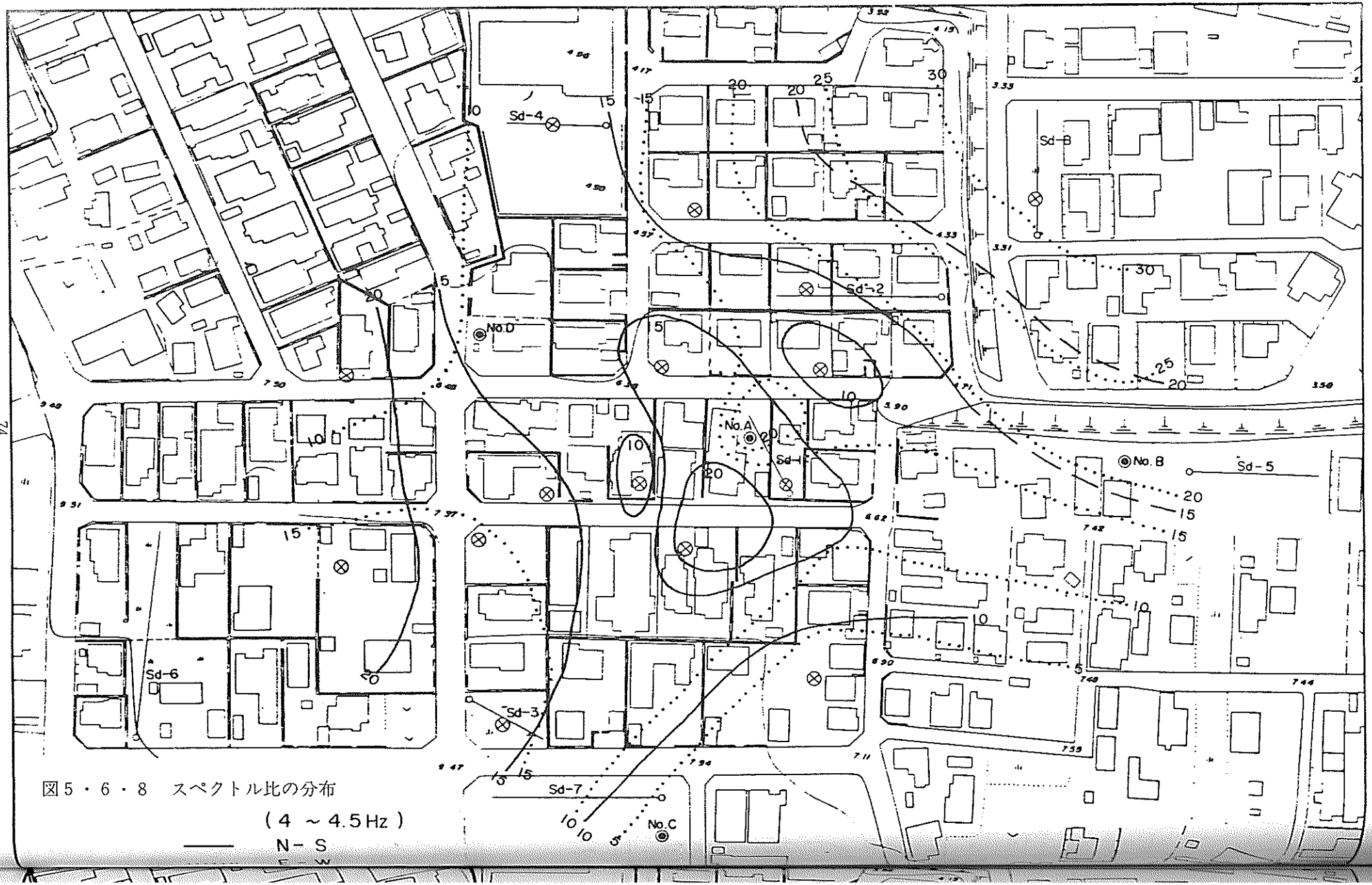


図５・６・８　スペクトル比の分布

（４ ～ 4.5Hz）

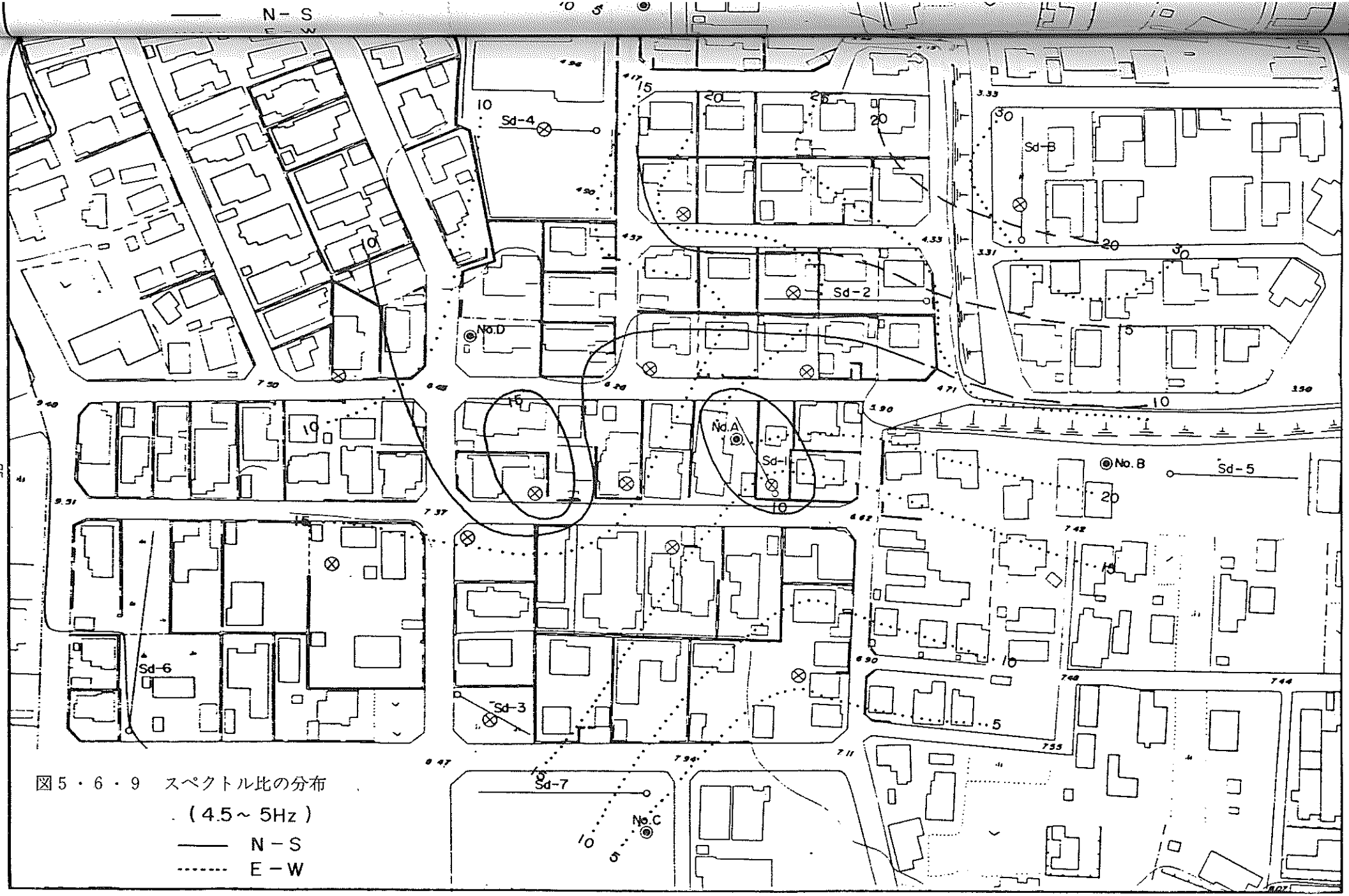


図５・６・９　スペクトル比の分布

（4.5～5Hz）

―――― N－S

------- E－W

「ゆらゆら揺れた」の分布が北東のトレンドを示したのと関係があるかもしれない。（図５・６・10）

最後に，より深い構造を反映すると思われる０～１Hz のパワーコンターを図５・６・11 に示す。このスペクトル比のコンターも大局的に４～５Hz のコンターに似ており，０～１Hz の成分が起因する構造境界までの平均Vs を 200 m／秒とするならば，その深度は大略 50 m 程度と推定されよう。

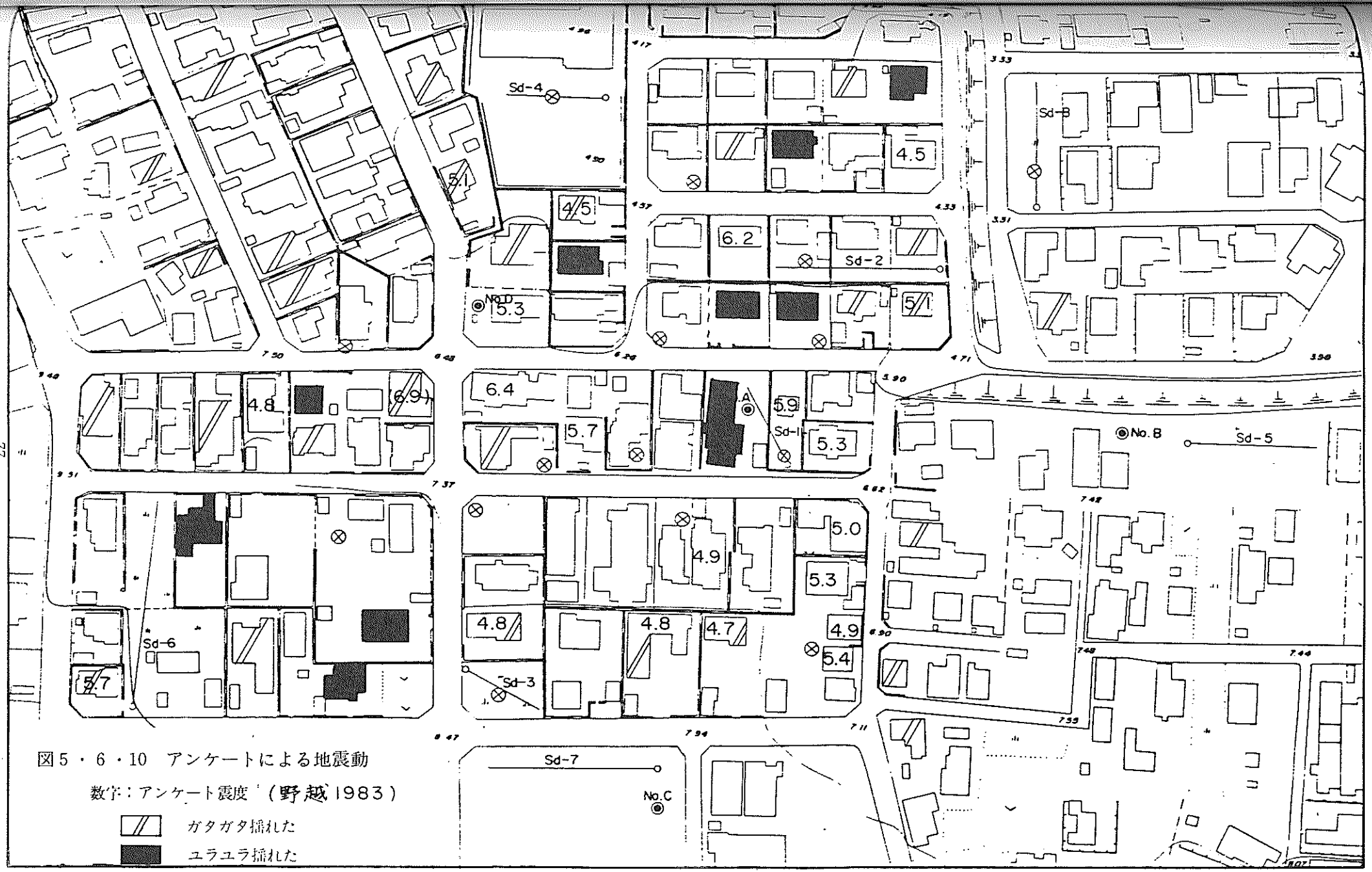


図5・6・10　アンケートによる地震動

数字：アンケート震度（野越1983）

ガタガタ揺れた

ユラユラ揺れた

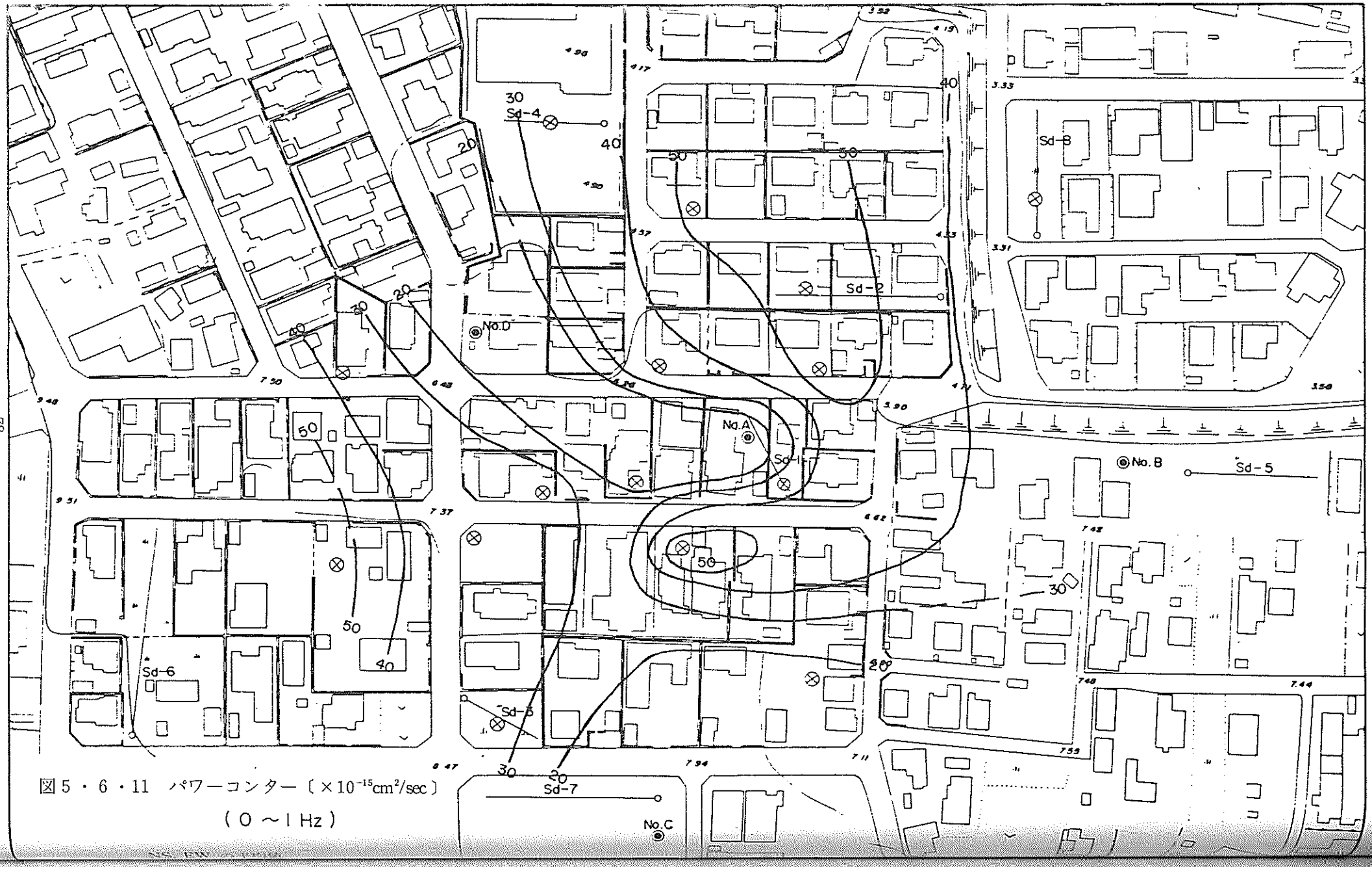


図5・6・11　パワーコンター〔×10^{-15}cm^2/sec〕

（0～1 Hz）

5・7　室内土質試験

(1)　試験目的

物理試験は，試験結果と試料観察を総合して土を判別分類し，その一般的性質を知ることを目的とした。力学試験は，常時及び地震時の地盤のせん断力等を推定することを目的とした。また，これらの物理・力学特性を把握し，液状化及び安定解析の基礎資料とした。

(2)　試験方法

各試験項目の基準は，以下のとおりである。なお，詳細については別冊資料その1 (F) 1.室内土質試験の概要を参照のこと。

表5・7・1　試験項目と基準

試験項目		基準
物理試験	土粒子の比重試験	JIS A1202−1978
	含水量試験	JIS A1203−1978
	密度試験	土質工学会　成形法
	粒度試験	JIS A1204 T−1979
	液性限界試験	JIS A1205 T−1979
	塑性限界試験	JIS A1206−1970
	砂の最大・最小密度試験	砂の相対密度小委員会（案）
力学試験	一軸圧縮試験	JIS A1216 T−1976(79)
	三軸圧縮試験　（CD）	土質工学会基準−1975(79)
	液状化試験（振動三軸）	繰返し法

(3) 試験結果

各試験結果は，別冊資料その１（Ｆ）2.に示した。物理試験（砂の最大・最小密度試験を除く）は，今回調査全てのボーリング地点の５～７ｍ程度まで実施した。力学試験は，地震被害の有無での地盤の強度を対比させる為に，被害の大きかったボーリングNo.Ａ地点と，被害の無かったボーリングNo.Ｄ地点の２箇所で実施している。ただし，一軸圧縮試験は，ボーリングNo.Ａのシルト層のみ実施した。

a 物理試験結果

物理試験は，標準貫入試験試料及び不撹乱採取試料で実施した。

各試験値は，次項からの力学試験値も含め，図５・７・１～図５・７・４に土性図として示した。

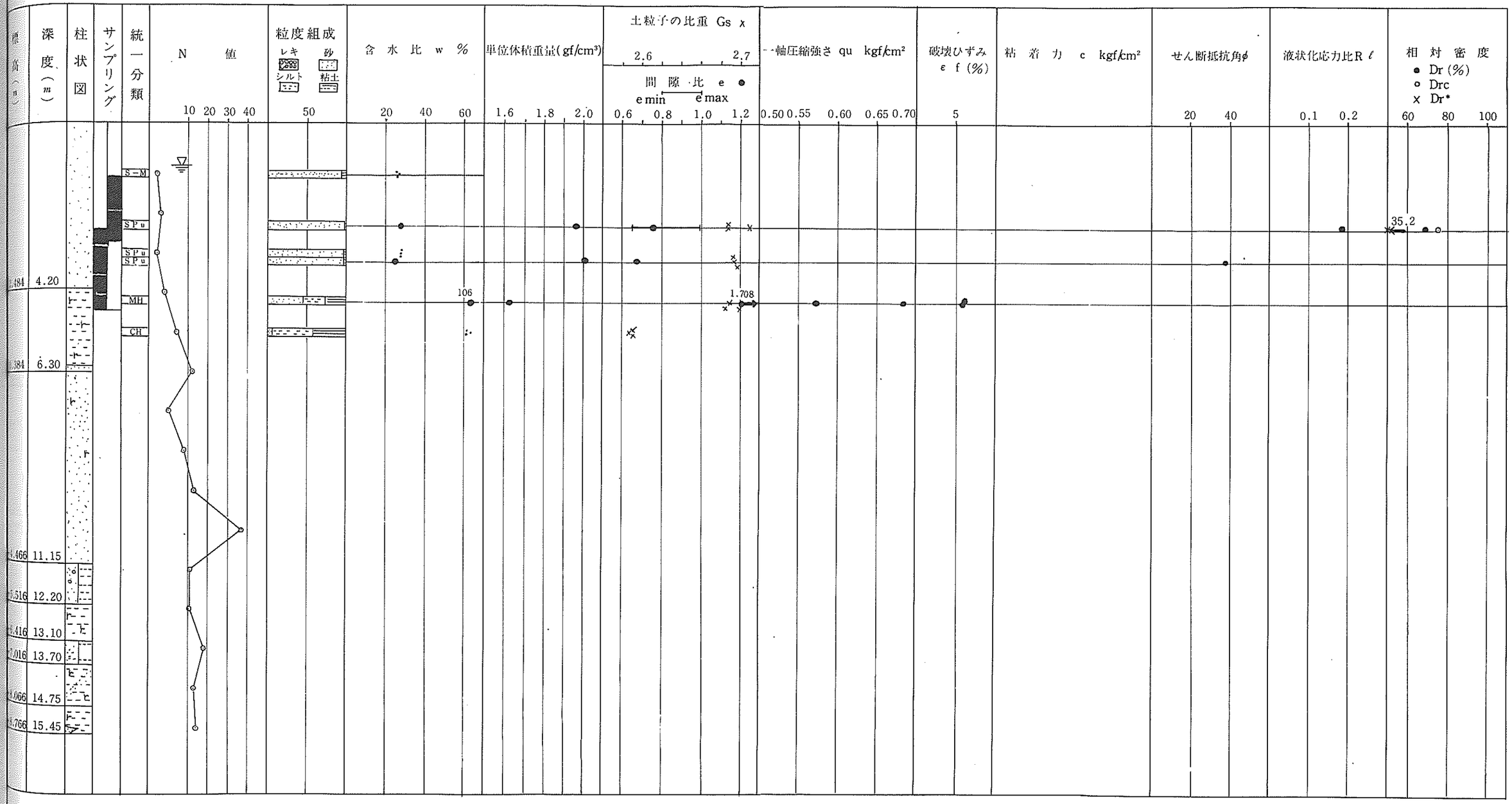


図5・7・1 土性図（ボーリングNo.A）

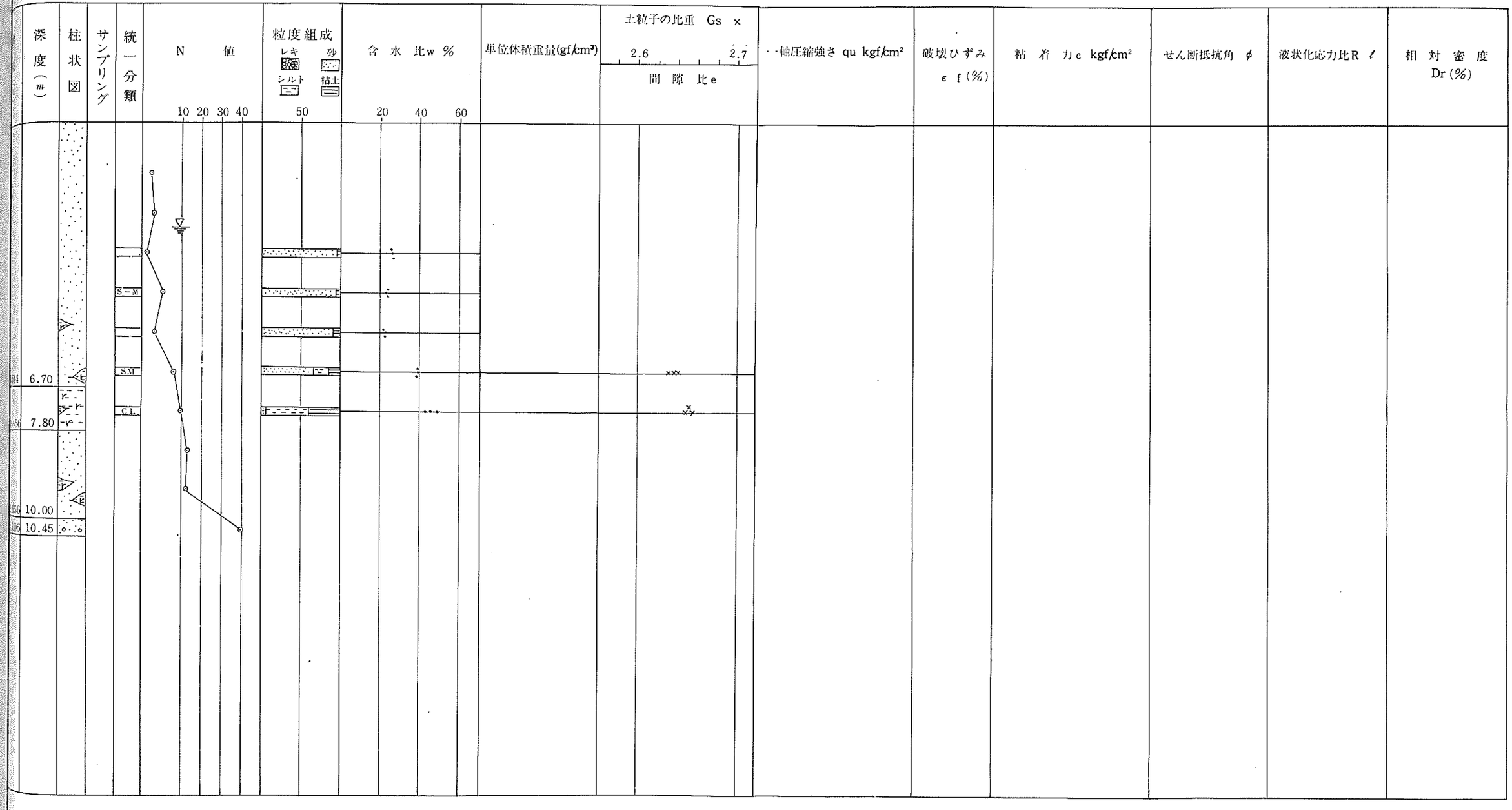


図5・7・2　土性図（ボーリングNo. B）

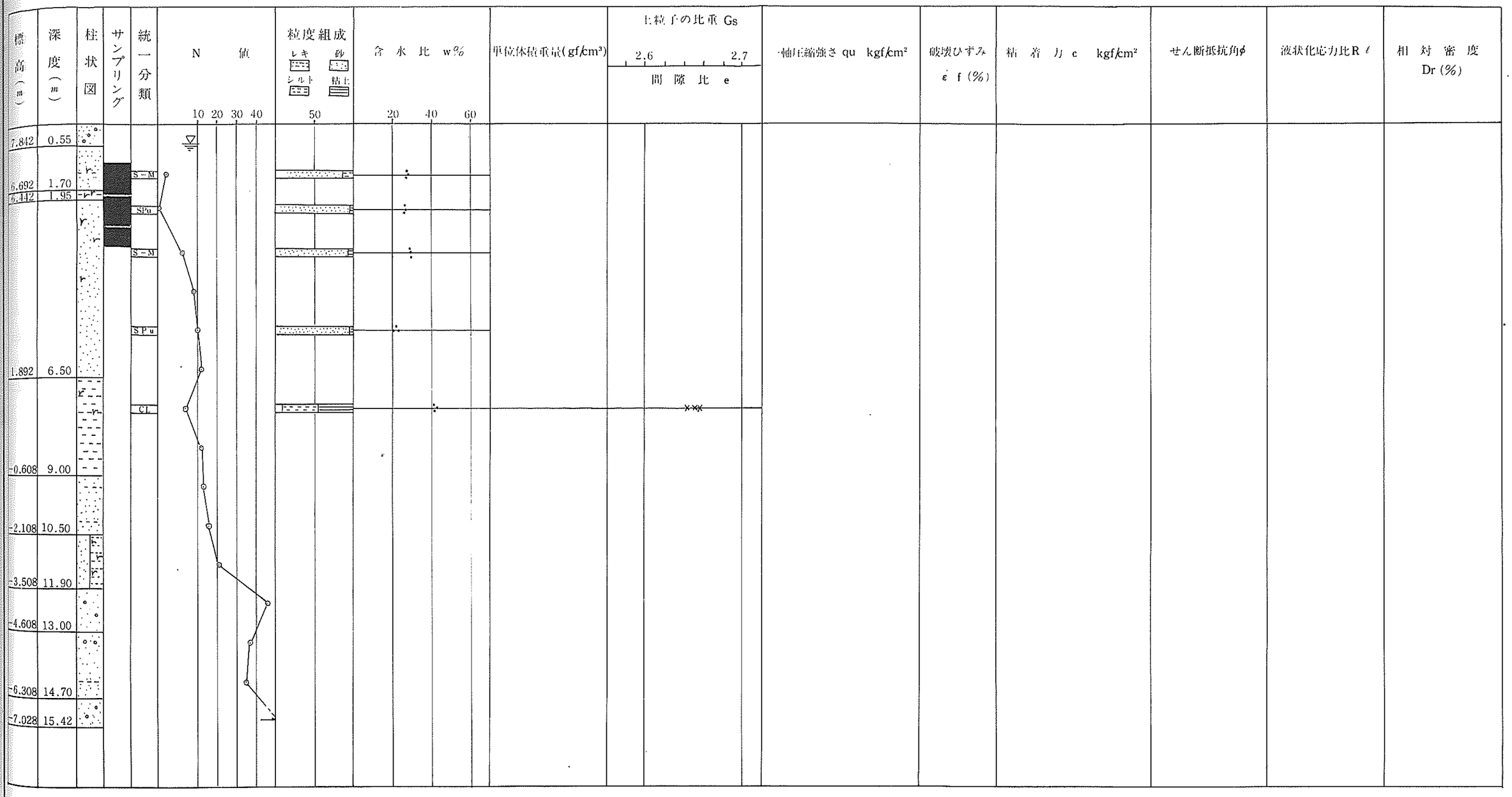


図5・7・3 土性図（ボーリングNo.C）

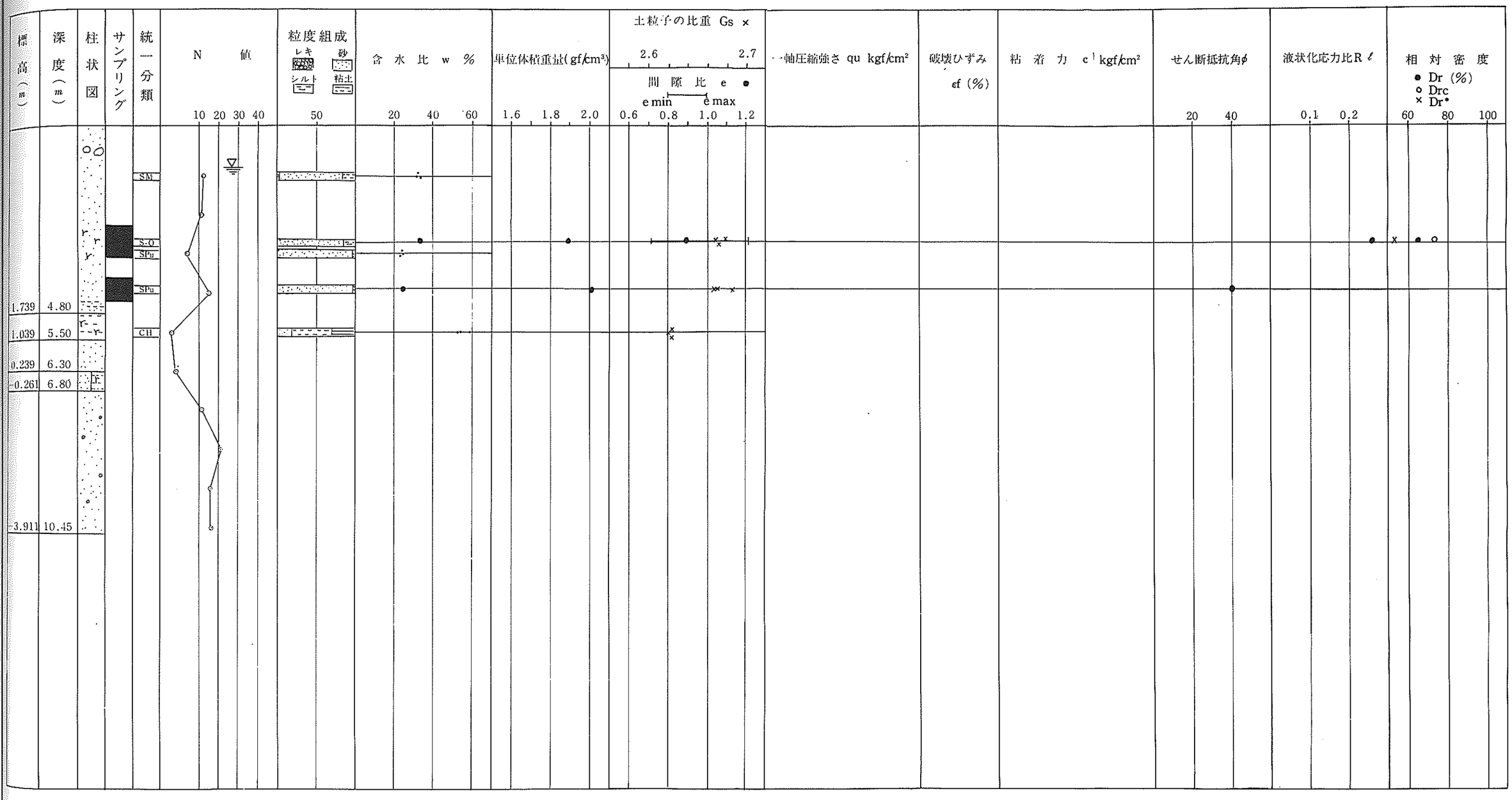


図5・7・4　土 性 図（ボーリングNo.D）

b　一軸圧縮試験結果

一軸圧縮試験は，ボーリングNo.Aのシルト層で1試料実施している。その結果を，表5・7・2に示す。

表5・7・2　一軸圧縮試験結果

試験深度 (m)	日本統一土質分類	N値 (回)	含水比 w (%)	比重 Gs	塑性指数 Ip	一軸圧縮強さ qu (kgf／cm²)	破壊ひずみ εf (%)
4.37～4.74	MH	4	63.2	1.626	45	0.573 ～ 0.683	6.0～6.2

c　三軸圧縮試験（CD）結果

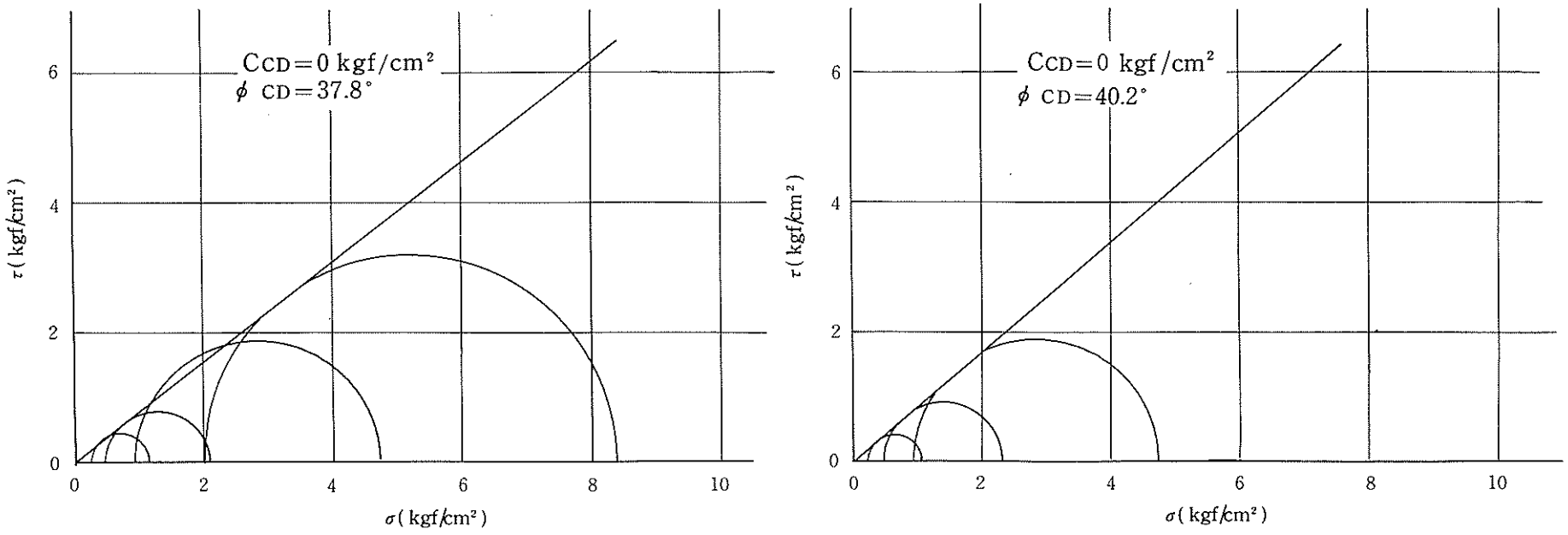
三軸圧縮試験（CD）は，ボーリングNo.A及びNo.Dで実施している。

その結果は，表5・7・3及び図5・7・5モールの円を示した。

表5・7・3　三軸圧縮試験結果

ボーリングNo.	試験深度 (m)	日本統一土質分類	N値 (回)	含水比 w (%)	比重 Gs	単位体積重量 γt(gf/cm³)	*相対密度 Dr (%)	細粒分含有率 F.C.(%)	均等係数 Uc	内部摩擦角 φ (度)	粘着力 c(kgf/cm²)
A	3.10～3.87	SPu	2	24.9	2.694	2.012	(69.1)	2.8	2.15	37.8	0.0
D	3.90～4.50	SPu	15	24.6	2.675	2.009	(65.3)	3.4	2.11	40.2	0.0

＊相対密度の（　）内の数値は液状化試験試料により求めたものである。



（1）No.A（3.10 m ～3.87 m）

（2）No.D（3.90 m ～4.50 m）

図５・７・５　モールの円

d　液状化試験結果

液状化試験（振動三軸試験）は，三軸圧縮試験同様，ボーリングNo.AとNo.Dの2箇所で実施している。

(a)　試験結果の整理方法

図5・7・6に試験結果のまとめ方を示したが，試験の生データとしては㋐のような記録が得られる。このうち繰返しせん断力の振幅は一定のため，軸ひずみと過剰間隙水圧を㋑のように繰返し回数ごとに整理する。この際，軸ひずみは各サイクルの上・下限値を，また，過剰間隙水圧は各サイクルが終った時点の値をプロットする。

液状化時点の定義として過剰間隙水圧がほぼ有効拘束圧σ_0'に達して一定値になる時点と，軸ひずみ両振幅DAが2, 5, 10％となる時点の4通りで整理を行う。

次に，㋒に示した応力比R～液状化回数Nℓの関係を描くが，応力比Rは次式のように定義する。

$$\text{応力比R} = \frac{\text{繰返しせん断力（片振幅）}}{\text{有効拘束圧}}$$

$$\frac{\pm\sigma d/2}{\sigma_0'} = \frac{\pm\sigma d}{2\sigma_0'} \qquad \cdots\cdots\cdots \quad (5\cdot7\cdot1)$$

本調査では，龍岡ら[5)]によって提案されている液状化応力比のまとめに従って整理した。

龍岡らによると，液状化解析に用いる場合の液状化強度として，20回の繰返しで丁度軸ひずみ振幅（両振幅）DA＝5％となるような応力比Rℓ〔Nℓ＝20, DA＝5％〕をとればよいとされている。

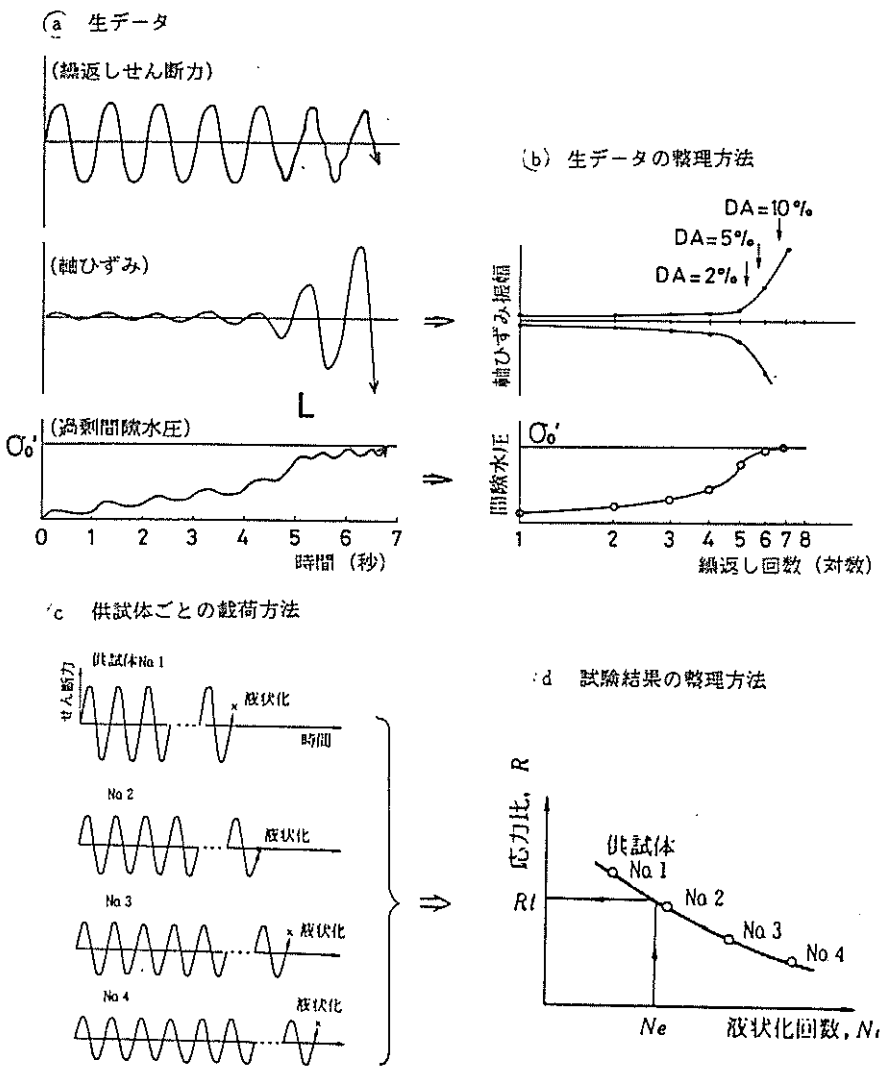


図 5・7・6　液状化試験結果のまとめ方

(b)　液状化応力比のまとめ

液状化応力比Rℓの値は，液状化試験結果応力比R～液状化回数Nℓ関係図（図5・7・7）から読み取った。結果の整理は，表5・7・4にまとめた。

得られた液状化応力比Rℓは，表5・7・5に示すだいたいの目安から判断すると，Aランクの小さい液状化強度であると言え，N値3～7と緩く，締りの緩い地盤であると思われる。

表5・7・4　液状化応力比のまとめ

孔　番　号	No. A	No. D
深　度 (m)	2.25 ～ 3.00	2.25 ～ 3.38
統一分類	SPu	S－O
N　値 (回)	3	7
液状化応力比 Rℓ	0.184	0.258
圧密後間隙比 ec	0.735	0.843
圧密後相対密度 Drc (%)	75.2	72.8
平均粒径 D_{50} (mm)	0.32	0.33
細粒分含有率 F.C. (%)	1.9	14.4
試験時拘束圧 σ_0' (tf/m²)	5.00	5.00
有効上載圧 σ_v' (tf/m²)	3.70	3.89
$Dr^* = 21\sqrt{\frac{N}{0.1\sigma_v' + 0.7}}$	35.2	53.2
$R\ell^* = 0.0882\sqrt{\frac{N}{0.1\sigma_v' + 0.7}}$	0.148	0.224
$DR\ell^* = R\ell - R\ell^*$	0.036	0.034

表5・7・5　Rℓの評価

ランク	液状化強度	Rℓのだいたいの目安 0.2　0.3　0.4　0.5
A	小さい	
B	中　位	
C	大きい	

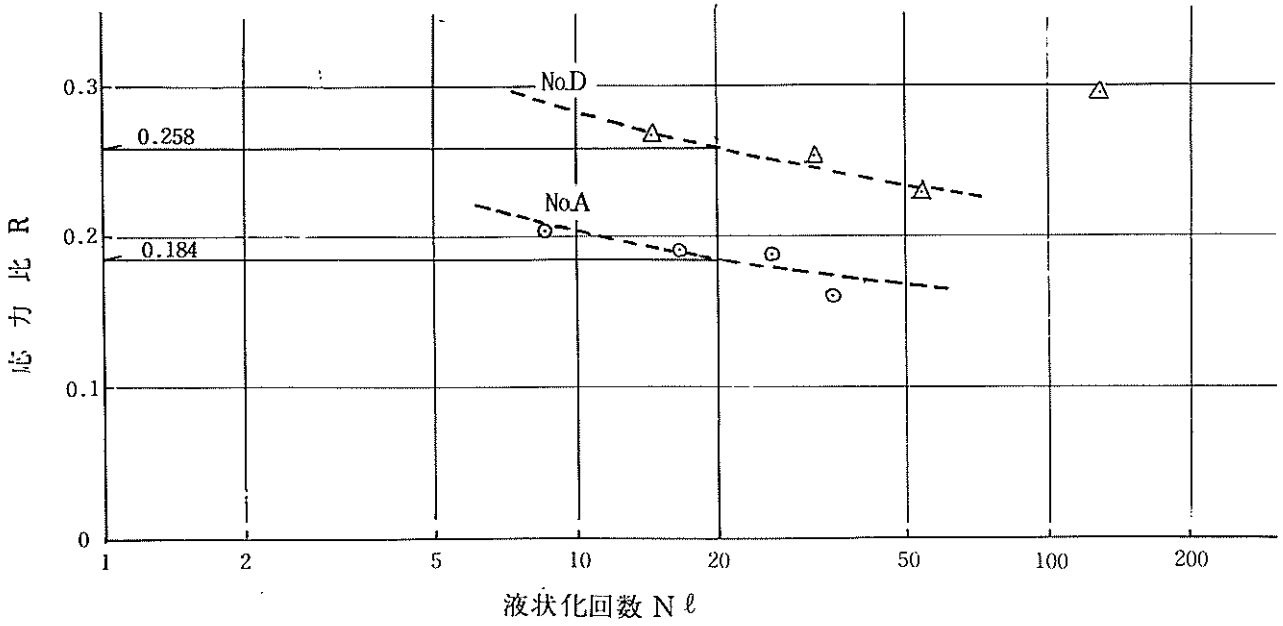


図５・７・７　R－Nℓ関係図

龍岡ら[5]は，いくつかの沖積砂・埋立砂の液状化試験結果をまとめ，液状化応力比Rℓと N 値・粒径（平均粒径D_{50}）の関係を提案した。

人工的に詰めたきれいな砂について，液状化応力比Rℓと相対密度Drの間には，次式が成り立つと考えられた。

$$R\ell = 0.0042\,Dr \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (5\cdot7\cdot2)$$

また，Meyerhof は，Gibbs and Horz の実験結果をまとめて，N 値と相対密度を次式で関係づけている。

$$Dr^{*} = 21\sqrt{\frac{N}{\sigma_V' + 0.7}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (5\cdot7\cdot3)$$

ここで，σ_V'：有効上載圧（kgf／cm²）

龍岡らは，きれいな砂について式（5・7・2），式（5・7・3）の両者が成り立つとみなし，次式を提案した。

$$R\ell = 0.0882\sqrt{\frac{N}{\sigma_V' + 0.7}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (5\cdot7\cdot4)$$

細粒土の液状化応力比Rℓは，Rℓ＝0.0042 Dr より大きく，粗粒土では小さくなる傾向を示しているので，龍岡らはこのズレの量$DR\ell^{*}$を

$$DR\ell^{*} = R\ell - 0.0882\sqrt{\frac{N}{\sigma_V' + 0.7}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (5\cdot7\cdot5)$$

とおいて，その差をとることを考えた。

この関係をまとめたところ，図 5・7・8 の破線の範囲のバラツキが得られた。この図の平均曲線を若干修正したものが，現在道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編に掲載されている簡易式である。

そこで，今回試験結果を龍岡らの考え方に基づき整理した。

図 5・7・8 に示す如く，本調査地のデータはボーリングNo.A とNo.D の 2 試料しかないが，龍岡らのまとめた関係の平均曲線より若干大きめとなった。今回の液状化検討に用いる動的せん断強度比は，道路橋示方書に掲載されている簡易式を 0.025 大きく修正して計算している。

$$R\ell = 0.0882\sqrt{\frac{N}{\sigma_V' + 0.7}} + R_2 + 0.025 \quad \cdots\cdots\cdots (5\cdot7\cdot6)$$

ここで　R_2：平均粒径D_{50}の関数で表わされる動的せん断強度比の第2項

さて，このようにして求められた$R\ell$を用いて原位置での強度Rを求めるためには，次式のような補正が必要となる。

$$R = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R\ell \quad \cdots\cdots\cdots (5 \cdot 7 \cdot 7)$$

C_1は振動三軸試験と原位置とでの拘束圧の相違に関する補正係数で（$1+2K_0$）／3と表わされる。C_2は地震荷重波形のランダム性に関する補正係数で1／0.55～1／0.7（平均1.62）と表わされる。C_3はサンプリングから試験までの過程中の撹乱に関する補正係数，C_4は同過程中の密度化に関する補正係数であり，これらの値の評価は非常に困難であるが，一応$C_3 \times C_4 \fallingdotseq 1$と考えられる。$C_5$は地震動の水平面での2次元性に関する補正係数であり，0.9程度と考えられている。このようにみてくると

$K_0 = 0.5$の場合

$$R = 2/3 \times 1.62 \times 1.0 \times 0.9 \times R\ell = R\ell \quad \cdots\cdots\cdots (5 \cdot 7 \cdot 8)$$

となる。

従って，今回計算で得られた動的強度比はそのまま用いている。

液状化検討結果は，別冊資料その1(G)に一括示した。また，地震時の安定解析を行うのに必要な過剰間隙水圧の推定についても，別冊資料その1(G)4に示している。

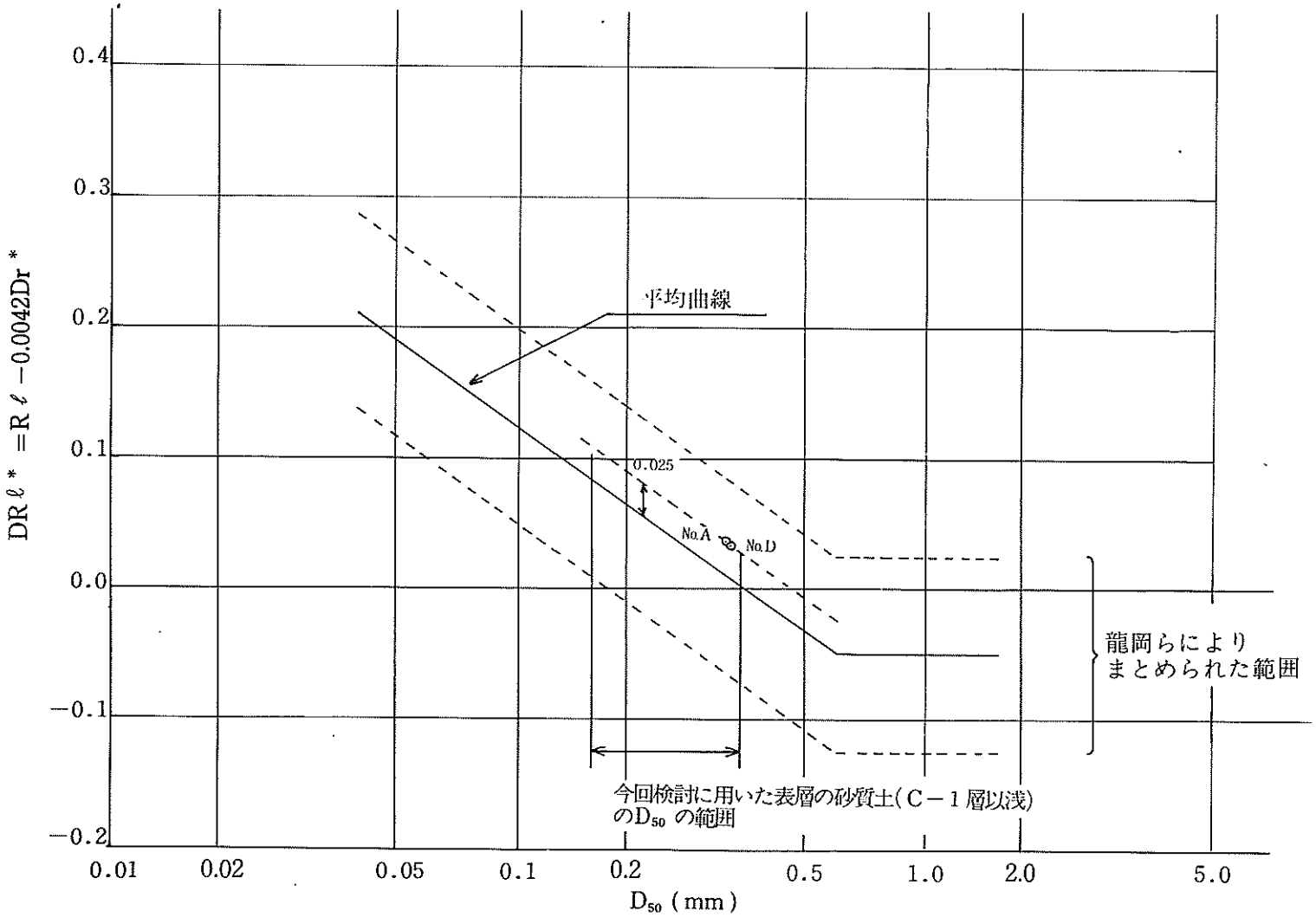


図5・7・8 DRℓ*と平均粒径 D_{50} の関係

第 6 章　検討結果

6・1　地層構成および生成過程

(1)　調査地付近の地形の変遷

秋田県最大の河川である雄物川は，雄和町を通り秋田市西部にあたる新屋地区の砂丘地帯の東側を北流し，土崎地区で日本海に注ぐ。現在は新屋地区で放水路としてショートカットされ，日本海に通じている。雄物川は昔から氾濫が著しかった所で，このことはS＝1／25,000旧地形図（大正元年）空中写真判読で多くの旧河道が認められることからもうかがえる。またこの新屋地区周辺は砂丘地帯と雄物川の氾濫原の交錯し合った箇所でこのことが地質を複雑にしている。

(2)　調査地の地形の変遷

調査地は標高5～8 mでやや北に傾きその平均勾配は約1°と非常に緩やかな斜面を形成しており，調査地のほとんどは自然地形を人工的に造成した所で宅地として利用されている。

この地形の変遷は次のようにさかのぼることができる。

明治22年の羽後国川辺郡百三段新屋村地引画図によれば，図6・1・1に示すような山林・畑地・水田・溜池に土地利用されていた。これが旧陸軍によって射撃場になり，土塁・標的等が造られ，この状況も同図に示す。

昭和27年の地形図によれば，旧陸軍射撃場跡は地形のほとんどそのまま残して水田・畑地に利用された。これを図6・1・2に示す。ところが昭和38年になると旧陸軍射撃場跡地の面影はほとんどなく，北側の溜池の形状も変化してくる。わずかに土塁がそのまま残っている。そして昭和44年には図6・1・3に示される如く，土塁が消滅し現在の地形と大差なくなる。これら一連の造成は昭和39年建設省認可，昭和44年完成の松美ケ丘土地区画整理事業によるものである。

以上の地形の変遷を断面図で表現すると図6・1・5のように示される。*)

---

*)　この図は，地形図に表現されていない所や，誤りと思われる所（図6・1・2参照）を推定によって補うことで編成されたものである。特に明治時代の地表高度は以後の地形とのつながりを考慮して，推定されている。

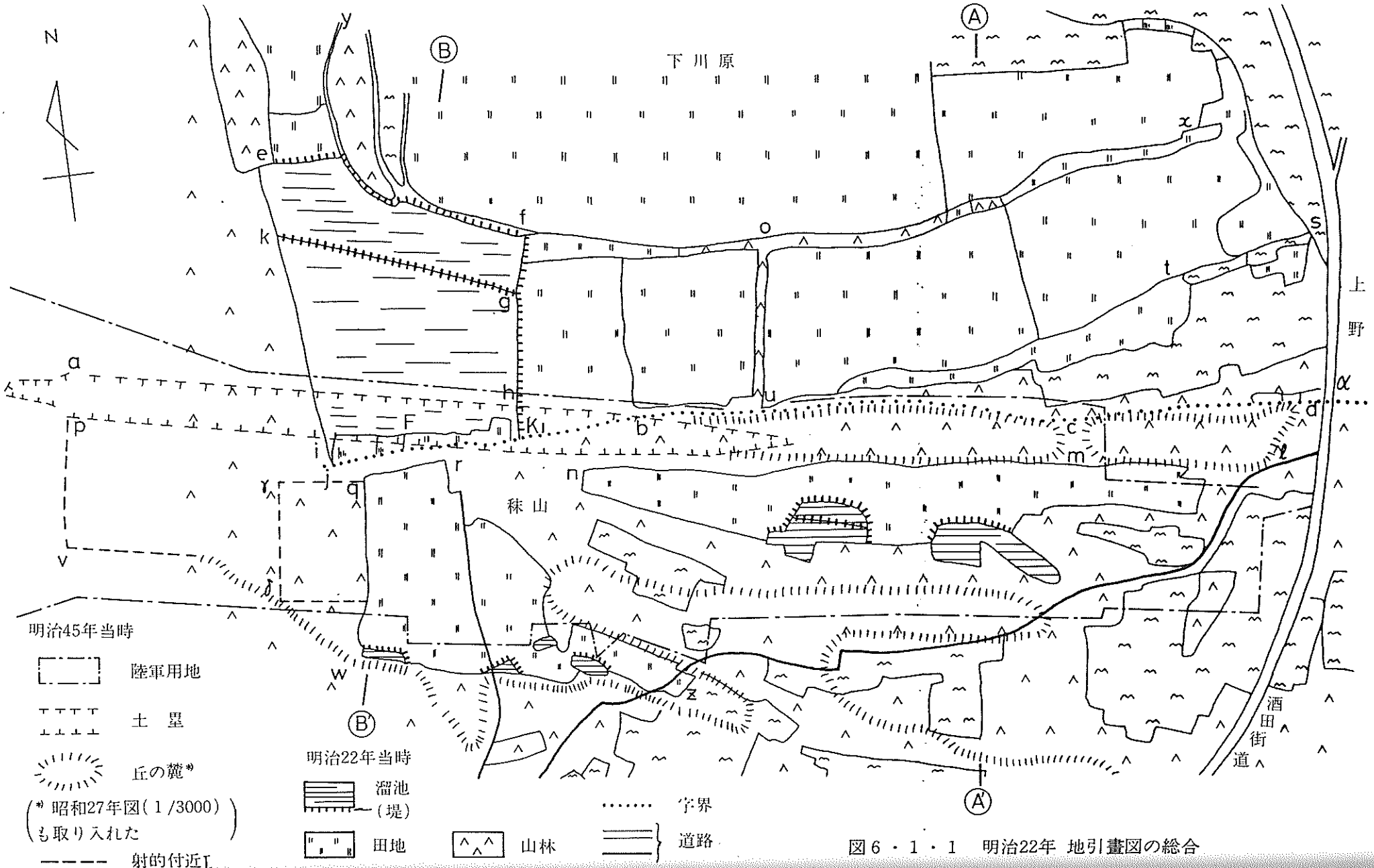


図6・1・1　明治22年 地引畫図の総合

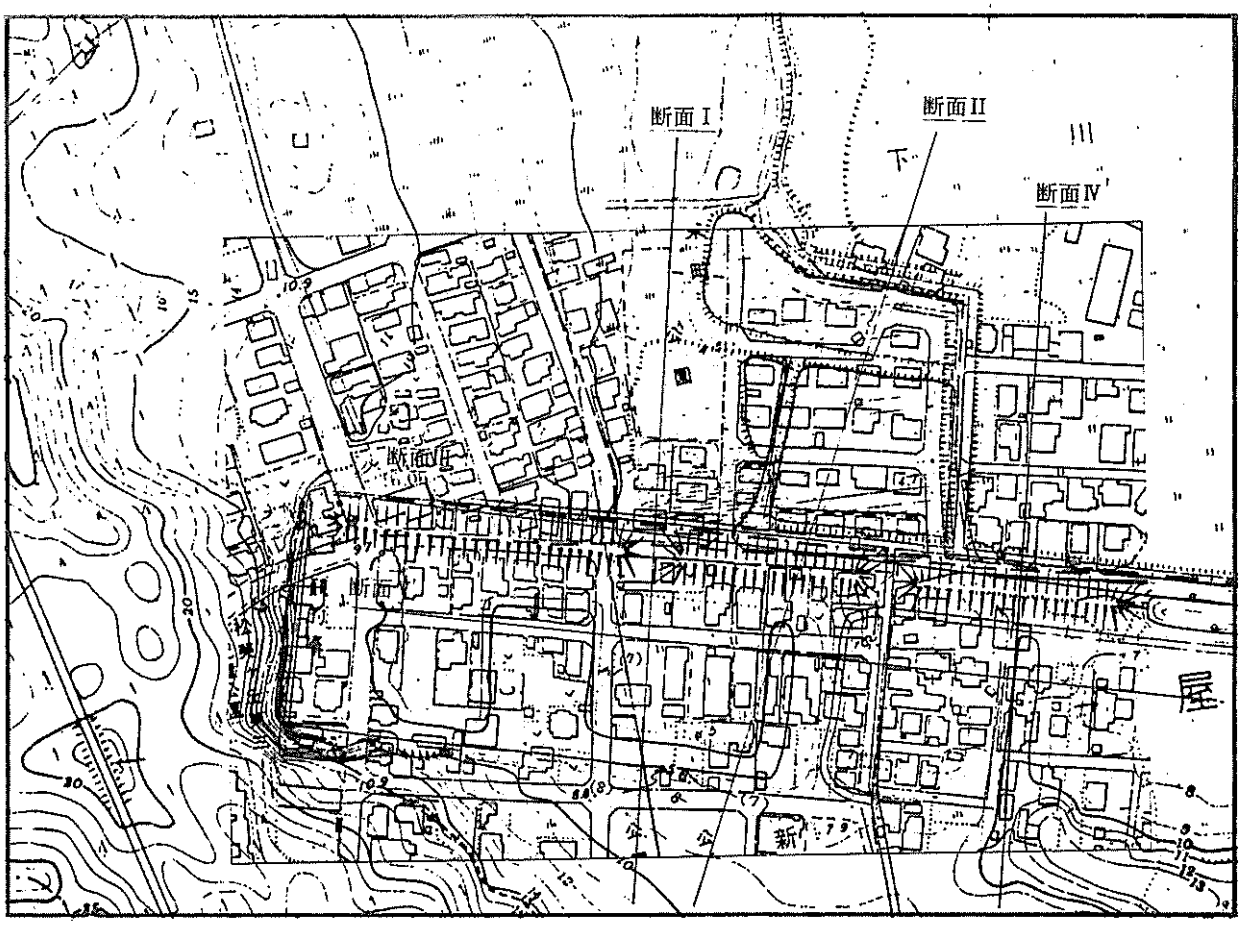


図６・１・２　昭和22年地形図（Ｓ＝１：3000）

（原図の標高値が誤っているとみて，修正した標高値を特に（　）で示す。）

図６・１・３　昭和44年地形図（Ｓ＝１：3000）

（Ａ，Ｂ，Ｃ，Ｄの範囲は図６，１，４（ａ）の範囲である。）　--------土塁の北端　盛りこぼし

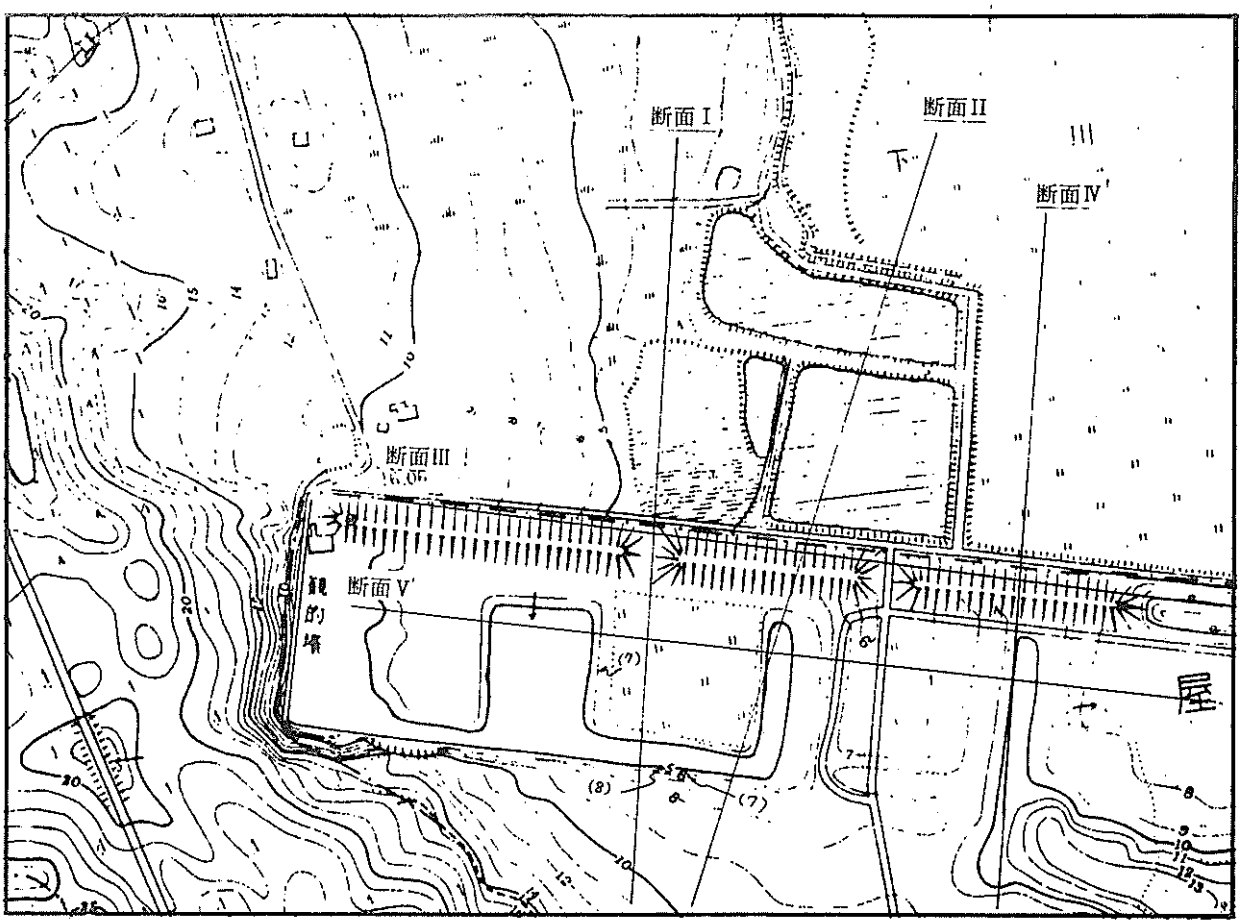


図６・１・２　昭和22年地形図（Ｓ＝１：3000）

（原図の標高値が誤っているとみて，修正した標高値を特に（　）で示す。）

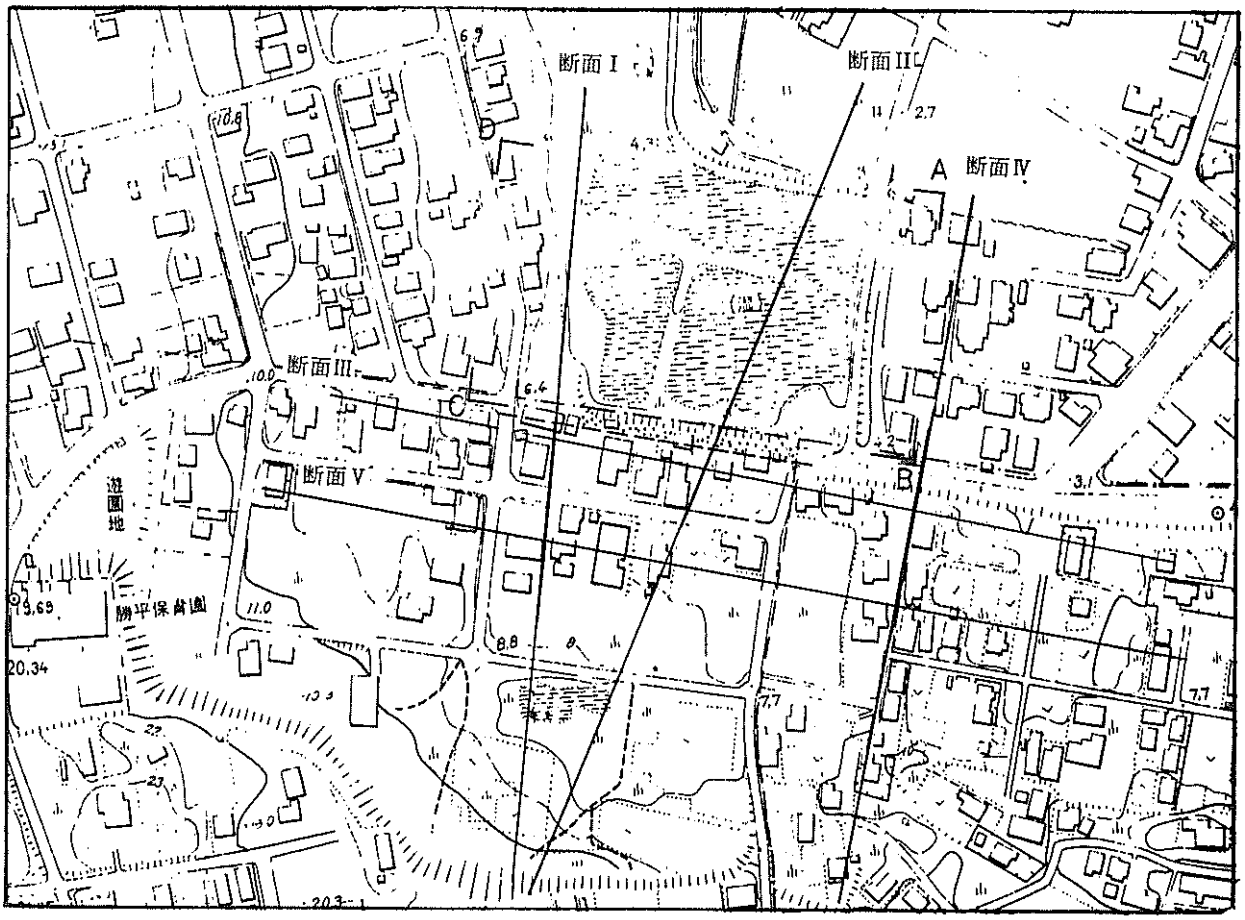


図６・１・３　昭和44年地形図（Ｓ＝１：3000）

（Ａ，Ｂ，Ｃ，Ｄの範囲は図６，１，４（ａ）の範囲である。）　　……土塁の北端　　盛りこぼし

昭和52年7月には北側の溜池の埋立が，秋田県住宅供給公社によって施工され昭和53年3月に完成した。この時の造成計画の図面は図6・1・4に示される。このような経過から，昭和54年には現在の地形とほぼ同じようになった。

(3) ブロックごとの旧地形の変遷

調査地域を図5・2・6(b)の如くブロック分けし，各々の地形の変遷を表6・1・1にまとめる。

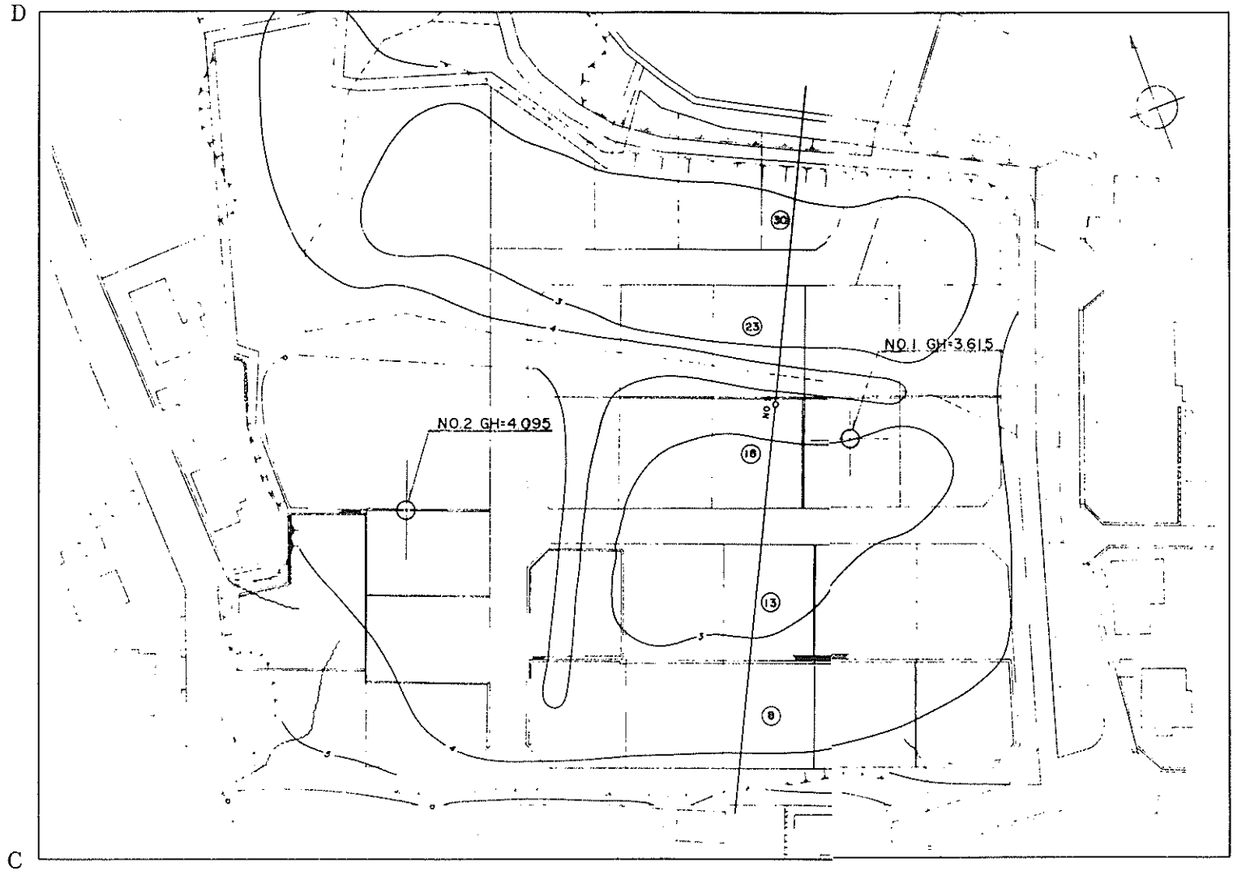


図6・1・4(a)　溜池の埋立計画平面図（S＝1：1000）

（図6・1・3に区画の範囲がA,B,C,Dで示されている。）

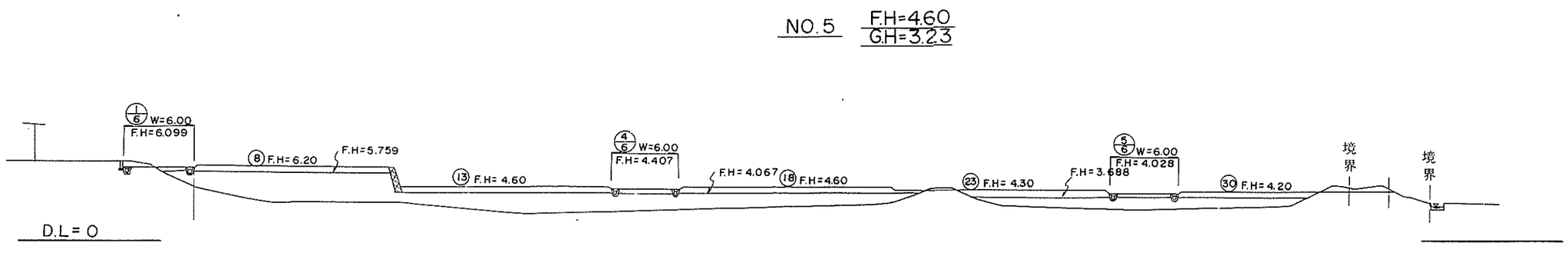
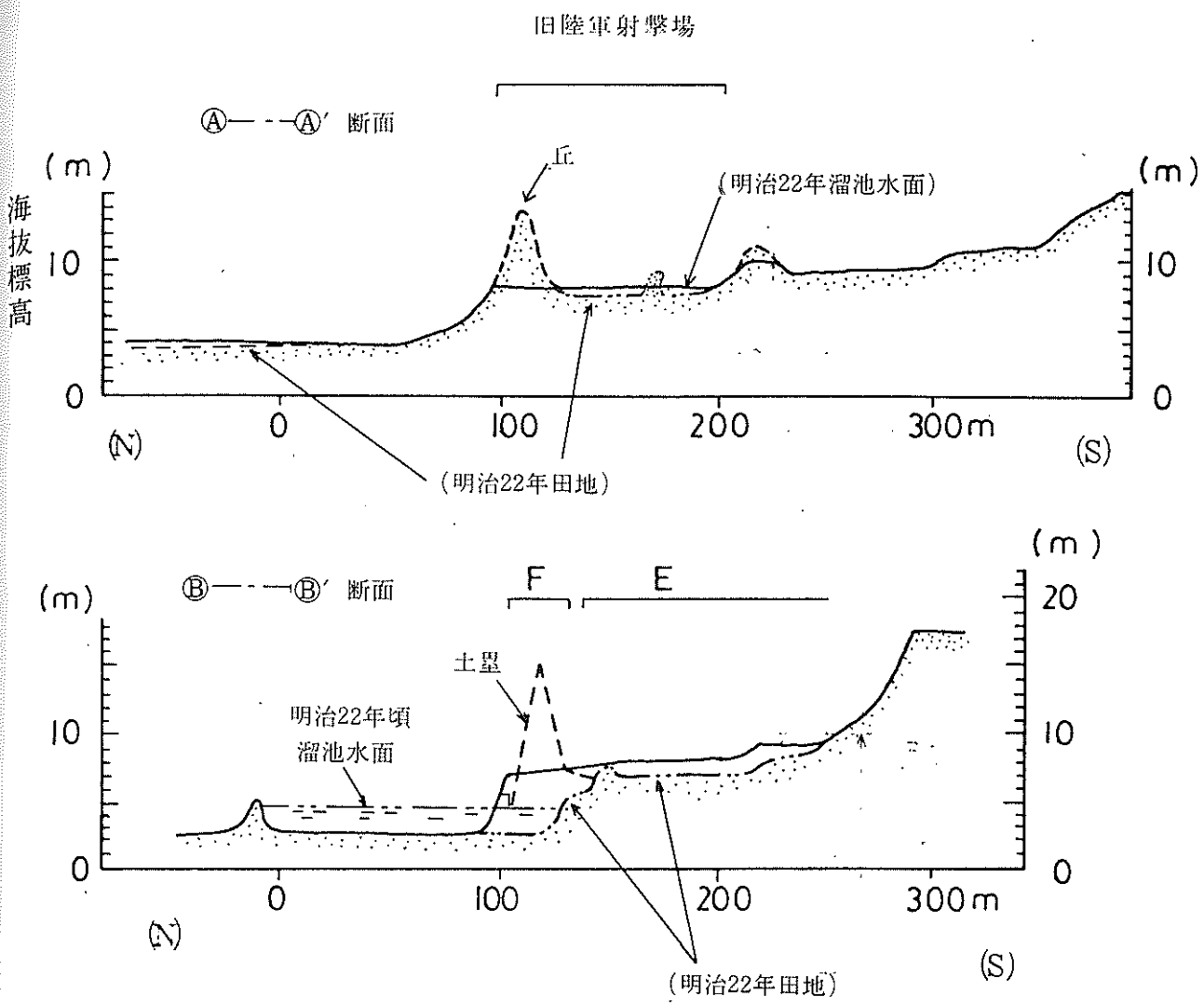


図6・1・4(b)　溜池の埋立計画断面図 No.5（S＝1：400）

（その他縦横断図等詳細資料は別冊収集資料編を参照のこと。）



—— 昭和４４年頃地表

- - - 昭和２７年頃地表

明治２２年頃地表　（　つきで明治２２頃地表を意味する）

明治２２年頃と昭和４４年頃の地表（一致）

明治２２年頃と昭和２７年頃の地表（一致）

明治２２年頃の水面

・土塁標高は昭和２７年図（1/3000）と明治４５年射撃場内図との対比による推定。

図 6.1.5　調査地断面Ⅱ付近の昭和４４年頃までの地形の変遷

（狐崎被災地付近の土地状況の歴史，一新史料の追加と総括，

１９８4.3.２５）

別冊資料 その２に収録

表6・1・1　ブロックごとの旧地形のまとめ

ブロック No.	明治期 (画図)(1:600)	大正期～昭和初期 (1／25,000)	昭和27年地形図 (1／3,000)	昭和38年地形図 (1／3,000)	昭和44年地形図 (1／2,500)	昭和54年住宅地図 (1／1,500)	今回調査地形図 (1/500,1/1,000)	現地盤表層 *)
A	山林・水田	射撃場(一部凹地)	水田(凹地)と畑地	荒地・湿地	宅地	宅地	宅地	盛土
B	山林・荒地	土墨	土墨	土墨	宅地	宅地	宅地	切土及び **) 土墨の下部
C	山林・荒地	山林・荒地	(山林・農地)	(宅地・農地)	宅地	宅地	宅地(標高約8m)	主として切土
D	山林・荒地	山林・荒地	山林・荒地	山林・荒地	宅地	宅地	宅地 (標高6～8m)	主として盛土
E	一部が水田と畑でほとんど山林	射撃場内 (西側が凹地)	西側が水田 東側が荒地	西側が水田 東側が荒地	宅地	宅地	宅地 (標高7～8m)	主として盛土
F_1	溜池 (一部水田)	土墨	土墨 (一部通路)	土墨 (一部通路)	宅地	宅地	宅地(標高約7m)	主として 土墨の下部
F_2	溜池 (一部水田)	土墨	土墨	土墨の下部 (土墨上部の削除跡)	宅地	宅地	宅地(標高約7m)	土墨の下部
G	溜池	溜池 (一部湿地化)	溜池	溜池 (部分的に湿地化)	溜池 (部分的に湿地)	宅地	宅地	盛土
H_1, H_2	溜池	溜池	溜池	溜池	溜池 (部分的に湿地)	宅地	宅地	盛土
I	溜池	溜池	溜池	溜池	溜池	宅地	宅地	盛土
J	溜池	溜池	溜池	溜池	溜池	宅地	宅地	盛土
K_1	水田と山林	土墨	土墨	土墨	宅地	宅地	宅地(標高約7m)	主として 土墨の下部
K_2	水田と山林	射撃場内 (西部凹地)	水田と荒地	凸地が宅地 凹地が湿地	宅地 (一部空地)	宅地	宅地(標高約7m)	主として盛土
L	水田	水田	水田	水田	宅地	宅地	宅地	盛土

*)　個人的造成によるごく表層を除く。　**)　切土とは，地山から切り出した地盤をいう。

(4) 地史と地層断面図

調査地付近の第四系[*)]堆積以前の新第三紀層[*)]侵食面を図6・1・6等深線図によって示す。また，断面図を図6・1・7に示す。これらの上位に砂・レキを主体とする堆積物が分布し，この上位に旧雄物川起源と推定される河成堆積物が広く分布する。

一方，調査地における地層構成については，標高0 m以深に砂質土（S－4）が分布し，その上位に層厚約1 mの軟弱な粘性土(C－1，C－2)が分布する。さらにその上位の標高約1 m以浅に砂質土からなる砂丘堆積物及び氾濫原堆積物（S－3，S－2，S－1）が分布する。これらの上位に盛土や表層土が被覆する。

これらの地層を表6・1・2に示し，土質想定断面図は，前章図5・4・1～5・4・5に示している。

---

*) ここでの地層名や地質時代区分は，やや便宜的なもので，未固結層を"第四紀層"，固結化傾向を示す層を"第三紀層"としている。重要なことは，後者でS波速度が約400m／s以上になり，前者の多くの層より格段と速いことである。

図 6. 1. 6　調査地付近の新第三紀層の侵食面等深線図（S=1：25,000）

（岡村仁　秋田大学修士論文　1984）

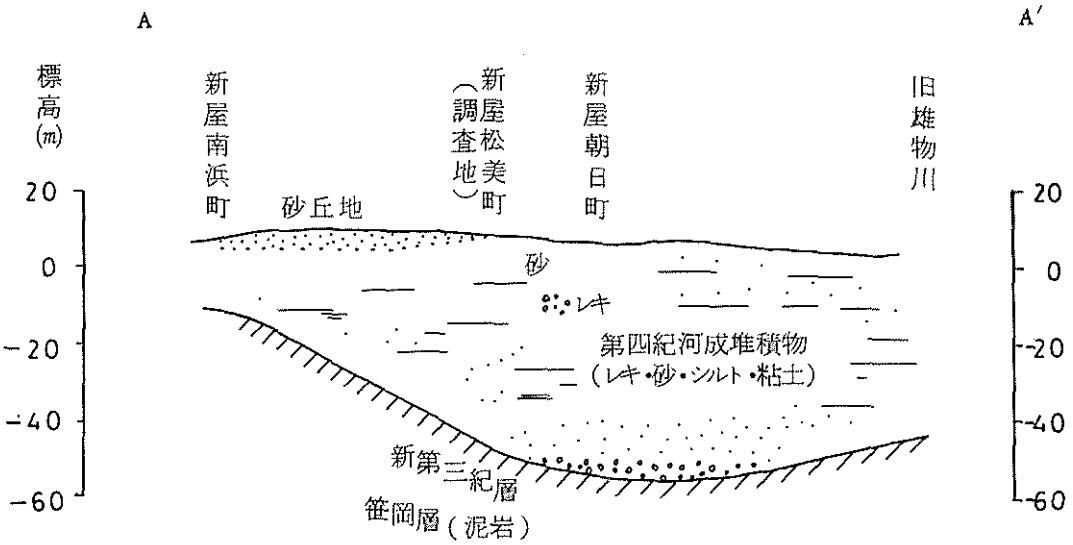


図 6. 1. 7　調査地付近の地質推定断面図

（図 6. 1. 6 の平面図から推定した断面図）

表6・1・2　調査地の土質

記号	土質名	N値	Nsw	記事	推定される堆積環境	
Ts	砂質土・砕石等	−	−	表層部分。	表土	
B−1	細砂	2〜3	0〜60 (S−2で〜200)	旧陸軍による土塁盛土で射撃場堤盛土を含む。	土塁盛土(戦前盛土含む)	盛土
B−2	細砂	2	50〜200	岩城町ニュータウンの山砂を搬入し，住宅供給公社が盛土。	松美ケ丘盛土	
B−3	細砂	−	0〜180	宅造のため昭和38年以降に盛土したもの。	松美町盛土	
B−4	砂質土	−	−	溜池の堤。	堰堤盛土	
S−1	細砂	5	50〜100	均一な粒子からなっている。一部盛土の場合も含む。	砂丘堆積物	
S−2	細砂	0〜2	0〜20	砂丘の縁にあたり崩積土的になっている。		
C−1	シルト	0〜2	0	木片や草根を混入する。軟弱なシルトからなる。	後背湿地性堆積物	河成堆積物
C−2	砂質シルト	8	20〜40	木片や草根を混入する。細砂，シルト質砂を挾在する。		
C−3	砂質シルト	10〜20	−	木片，草根混入する。細砂，微砂を挾在する。		
S−3	細砂	2〜5	0〜150 (500)	粒子均一，草根混入し，シルト及び砂質シルトの薄層を挾在する。	氾濫原堆積物	
S−4	細砂	10〜20	50〜400	中〜粗砂を主体とする。φ2〜10㎜程度の亜円レキ混入する。		
S−5	シルト質細砂	10〜40	−	3〜5㎝程度の薄いシルトを挾在する。比較的締った砂。		
G	砂レキ〜 (レキ混り)粗砂	30〜50	−	マトリックスは粗砂を主体とする。 レキはφ2〜4㎜，φmax 25㎜程度。	自然堤防堆積物	
S−6	細砂	−	100〜200	Nsw ＝ 100〜200程度の比較的締った砂からなる。		

(5) ブロックごとの旧地形と地盤の締り具合

調査地の基礎の地盤は全て同じような砂からなっているものの，成り立ちはかなり異なっており，従って締り具合が異なり工学的にも相違が見られる。

F_1，F_2 ブロックは大部分土塁の下部にあたっており，しかも図6・1・1に示されるように溜池の埋立によってできた地盤である。K_1 ブロックは土塁の下部にあたり，明治の初期まで水田と山林であった。F_1，F_2 を挟んでEとG，H，I，Jは同じ戦後の盛土である。A，Bの一部とCの大部分は地山にあたっている。

以上，各ブロックごとの地山の締り具合は地山の成因と深く係わっていると思われ，とくに F_1，F_2 ブロックが他のブロックと比較して緩い理由は，これが素因と思われる。このことを図6・1・8に示す。

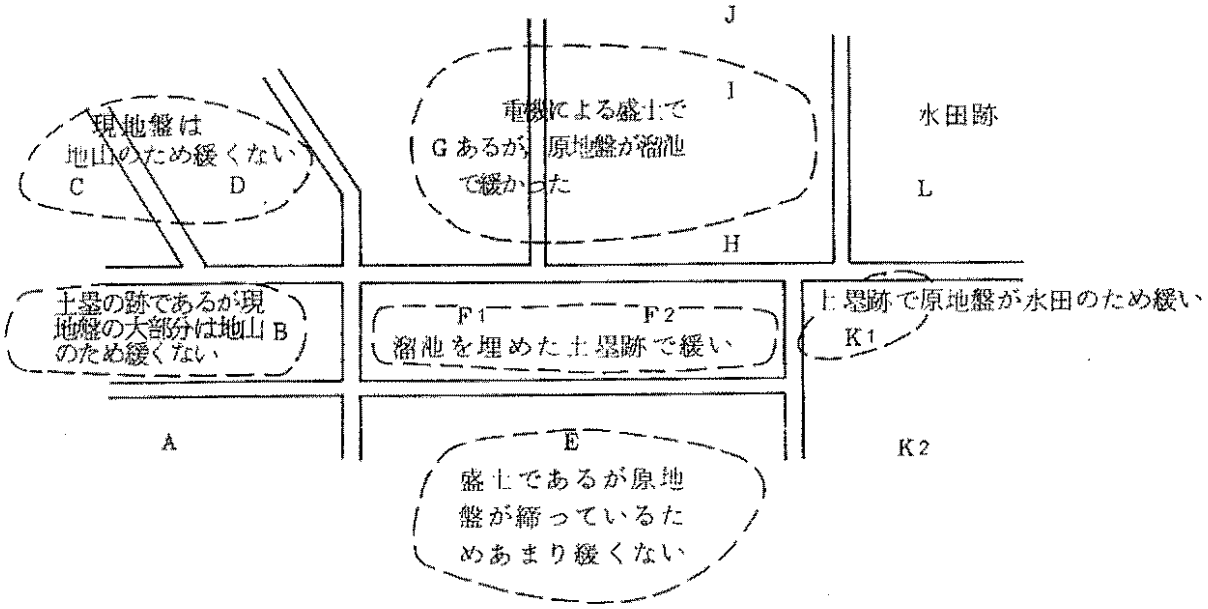


図6・1・8　原地盤の地盤の種類と盛土の締り具合の理由

6・2　地下水位の変遷

(1)　付近一帯の地下水の流れ

調査地一帯は集水地形であり，昔から地下水の多い所で湿地状の土地であった。土塁の南側（A，E，K_2 ブロック）の水田では水がどんどん湧いてくるので，土塁の一部をカットして水路を作って排水していた。

土塁の北側（G，H_1，H_2，I，Jブロック）の溜池については，昭和24～25年頃の区画整理の時に，西側の砂丘（調査地北西部）の松林を伐採して道路を建設してから，しだいに集水量が減少したらしく溜池の面積も狭くなってきた。しかし，住民の話によれば，以前と同様に水が集まりやすかったようである。

(2)　地下水位の測定結果とその考察

調査結果にもとづいて地下水位等高線図を図6・2・1に示す。同図から次のことが考察される。

a　地下水位面の傾斜について

地下水面の傾斜は大局的には地表面の傾斜に従いA，Bブロックでは西から東に，E，F，Kブロックでは南から北に傾き，全体として北側の溜池のH_1，H_2，I，Jブロックに向かって傾斜している。

b　地下水の動水勾配について

動水勾配は一様でなく旧土塁跡の崖や図6・2・1断面Y－Y′の〔H－3〕，〔H－8〕宅の間の土留壁のように，地形が急であるため動水勾配が大きい箇所もある。しかし断面X－X′，断面Y－Y′の13号道路や溜池の土堰堤跡のように地形が緩傾斜でありながら，動水勾配が大きく地下水面コンターが密になっている箇所もある。例えば20号道路ではAg 48～49間（12月18日観測の水位差44㎝，1月22日観測の水位差29㎝以下同じ）Ag-44～54間（水位差82㎝，58㎝）であり，また13号道路における下水道工事で残した矢板を狭むAg-38～39間（水位差50㎝，58㎝），Ag-21～22間（水位差42㎝，38㎝）である。さらに造成前の溜池土堰堤の位置にあたるAg-13～42間（水位差204㎝，188㎝）で生じている等高線が密で動水勾配の大きいパターンが存在する。

(3)　地下水位の歴史的変遷

地下水位の歴史的変遷と地形のそれとは密接な関係がある。液状化被害のひどかっ

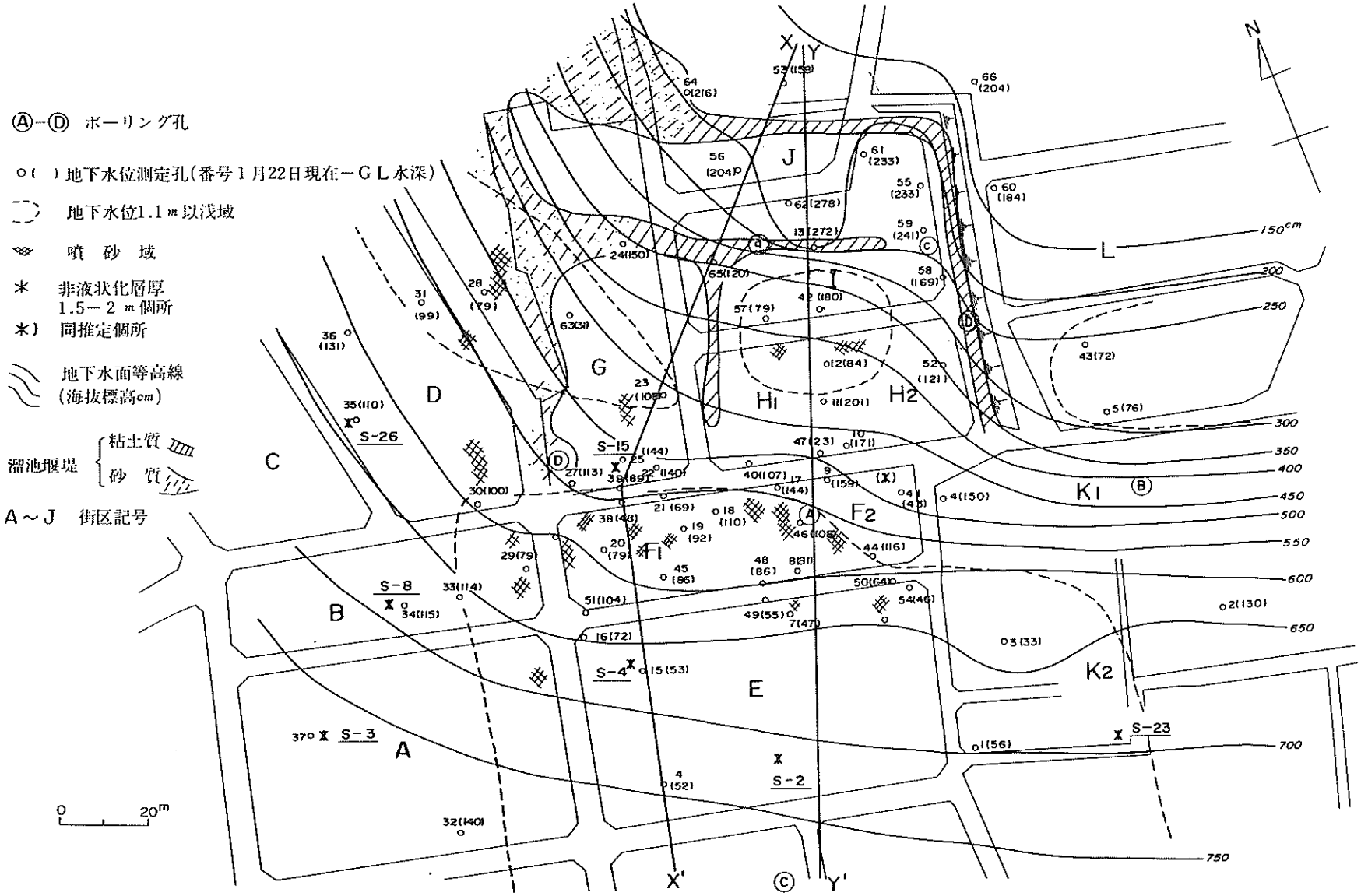


図6・2・1 地下水位等高線図

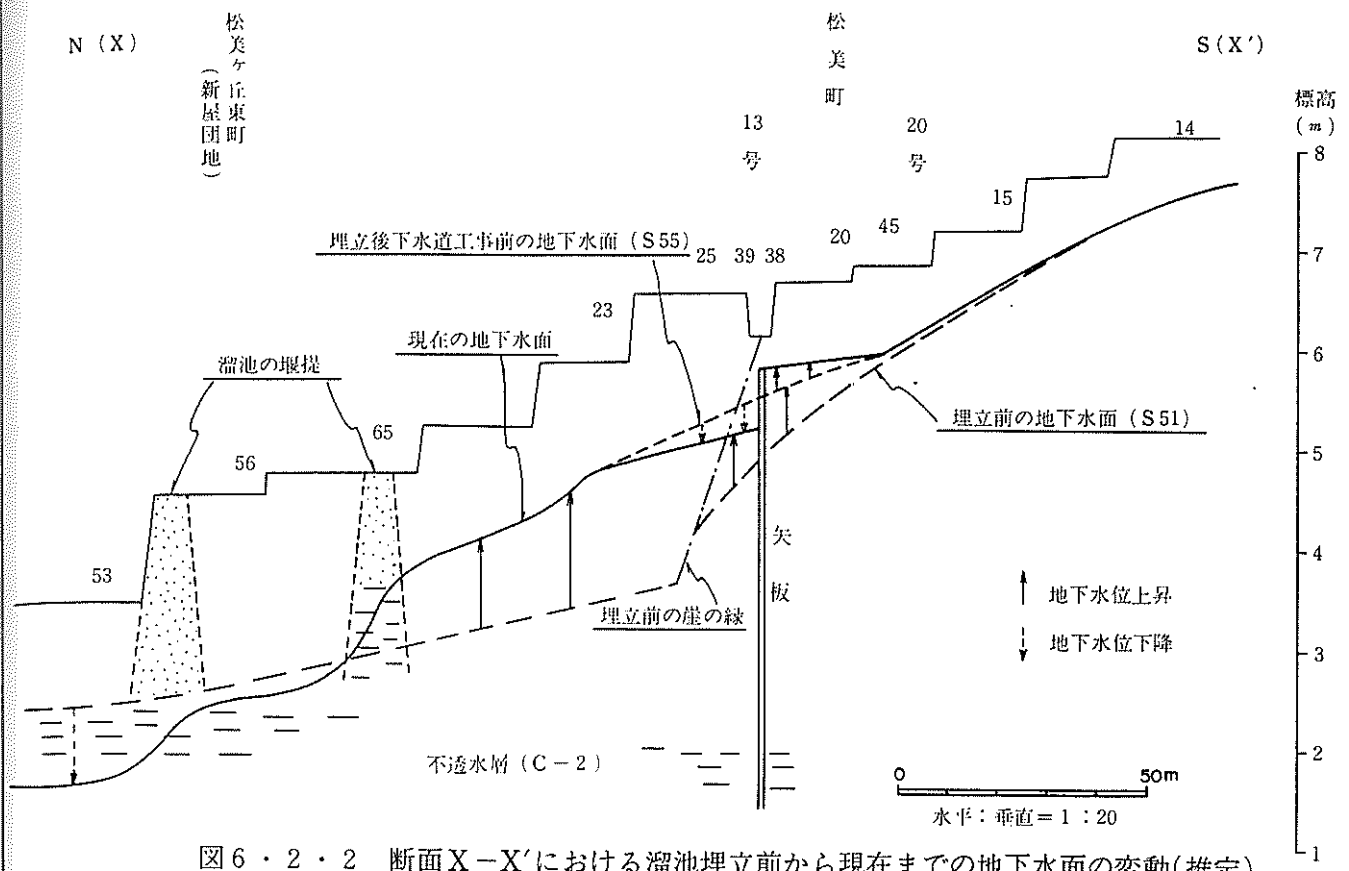


図6・2・2　断面X－X′における溜池埋立前から現在までの地下水面の変動(推定)
(地下水位はS59.1.22現在)

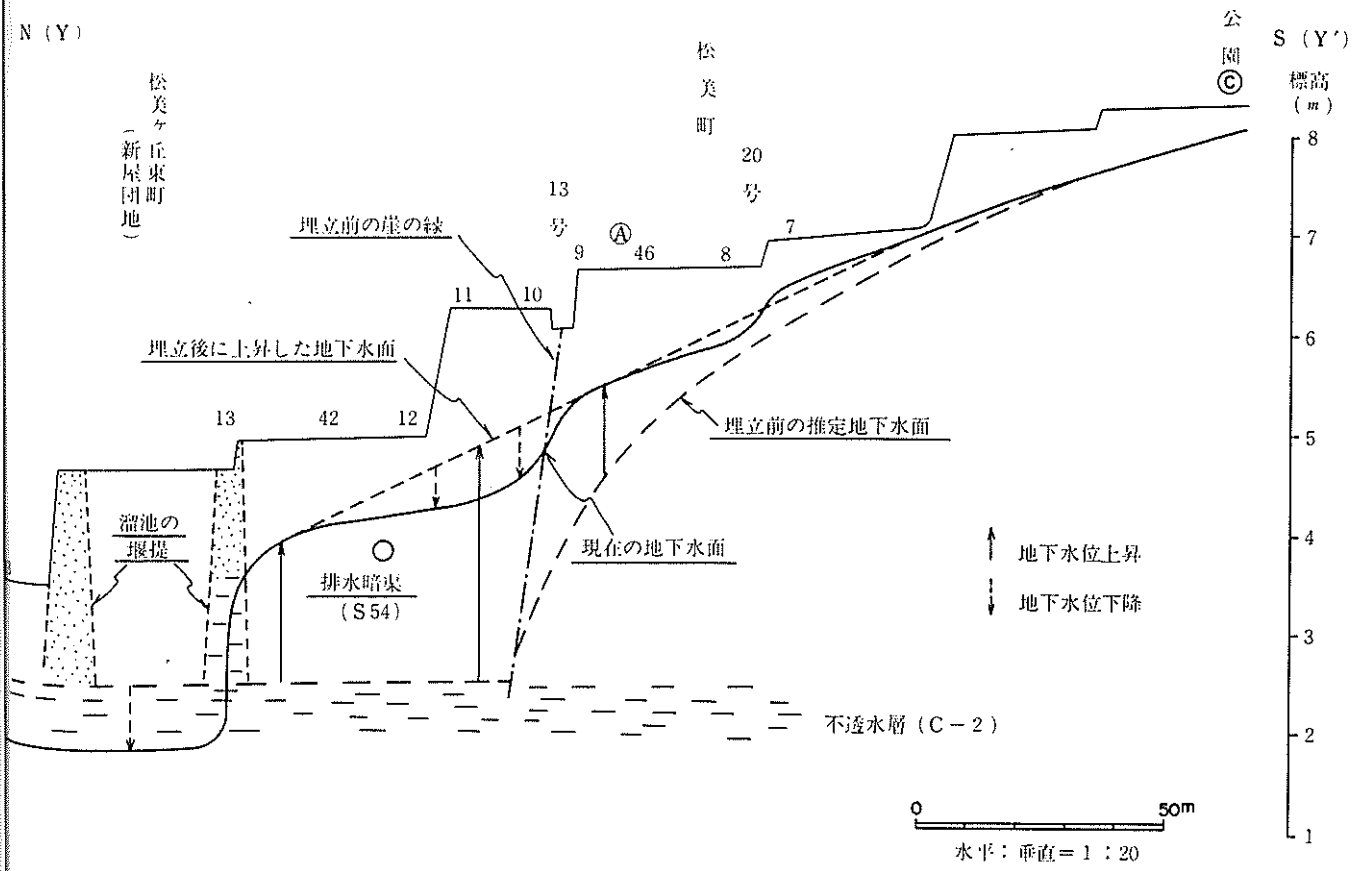


図6・2・3　断面Y－Y′における溜池埋立前から現在までの地下水面の変動（推定）
(地下水位はS59.1.22現在)

たF，Hブロックでは，明治初期まで溜池であり当時から水の集まりやすい場所であった。大正期～昭和期には陸軍射撃場の土塁を作るために埋立られたが，当時は地下水位が比較的高かったと思われる。その後溜池の面積が狭くなっていることから昭和27年以降集水量が少なくなり，従って地下水位も下がったことが推定される。そして昭和52年住宅供給公社造成の直前には，溜池にはほとんど水がなくなった。その時の地下水位は少なくとも当時の溜池の底面（標高約3 m）以下であった。図6・1・4(a)の溜池の埋立計画平面図は造成時の状況を示すものである。その際に，ⓐⓑの土堰堤は遮水壁として働き，地下水の流れを塞き止め，ⓒの付近からのみ水が流出していたようである。そのため，埋立造成地の中でも南半分は地下水が上昇したのに対して，北半分では上昇しなかったものと考えられる。このことが南側のFブロックにも影響を及ぼし，後で述べるように，F_2ブロックの地下水位を0.5～1 m程度上昇させたと推定される。

その後昭和56年から昭和57年にかけて施工された13号道路の下水道工事の際に埋残した矢板がその近傍の地下水位に影響を与えたと考えられる。F_1ブロックでのそれのみによる最大上昇量は後で記述するように，0.25～0.3 mと推定される。

従って，地下水位の上昇は，溜池埋立によるものにこの分だけ加わったことになると考えられる。

6・3　液状化およびすべり安定性

(1)　検討の目的

今回被害を受けた家屋の周辺では，噴砂，噴水が多く生じており，被害の直接の原因の多くは地盤の液状化によると推測される。また，F_2 ブロックからH_2 ブロックにかけては，地盤全体がすべったような状況を呈しており，このことが家屋の被害を強めた可能性もある。そこで，本節では液状化やすべり現象が確かに発生したことや，その発生状況，被害との関係について，定量的に検討してみた。

(2)　液状化の検討方法

液状化の検討にあたっては，次式によって液状化に対する抵抗率 F_L を求め，F_L ＜ 1 なら液状化した可能性が大きいと判断することにした。

$$F_L = \frac{R}{L} \qquad (6・3・1)$$

$$R = 0.0882\sqrt{\frac{N}{\sigma_V' + 0.7}} + 0.225\log\frac{0.35}{D_{50}} + 0.025 \qquad (6・3・2)$$

$$(0.05\,mm < D_{50} \leqq 0.6\,mm)$$

$$L = (1 - 0.015Z)\frac{\alpha_{smax}}{g}\frac{\sigma_V}{\sigma_V'} \qquad (6・3・3)$$

ただし，　R ： 動的せん断強度比

L ： 地震時せん断応力比

Z ： 深さ（m）

σ_V' ： 有効上載圧（kgf／cm²）

σ_V ： 全上載圧（kgf／cm²）

N ： N値

D_{50} ： 平均粒径（mm）

α_{smax} ： 地表最大加速度（gal）

g ： 重力加速度（＝980 gal）

F_L は，サウンディング（標準貫入試験およびスウェーデン式サウンディング）を行ってある全地点の地下水位以下の砂層について計算された。

式（6・3・2）は 5.7 節で前述したように，室内液状化試験結果をもとに今回作成

された簡易式であり，N値と平均粒径D_{50}が試験されている深度については，この式から直接Rを計算した。スウェーデン式サウンディングしか行われていない地点では，式（5・4・1）および（5・4・2）でN値を推定し，また粒度試験が行われていない箇所については，周囲の試験値よりD_{50}を推測した。なお，室内液状化試験が行なってある2箇所については，直接その値からRを求めて計算に用いた。

式（6・3・3）は岩崎・龍岡ら（1978）[7]によって提案された簡易式であるが，道路橋示方書等に最近広く用いられているため，これを用いた。この式の中で，地表最大加速度 αsmax の値としては，全地点で一律に200galの値をとってみた。これは，運輸省秋田港工事事務所による強震記録としてEW成分205gal，NS成分190galの地表最大加速度が得られているため，本地域でも200gal程度が生じたと仮定してもよいと判断したことによる。なお，5・6節に前述したように，本地域内でも表層の増幅特性は異なっているようであるが，地表最大加速度の違いを定量的に評価するのが困難なことと，6・4節での被災原因の検討の際に増幅特性も考慮に入れるため，ここでは一律の値とした。ただし，200galが妥当とも言い切れないため，150galの地表最大加速度でも計算を行ってみた。

なお，式（6・3・3）は簡易式であり，rdの値もかなりバラツキのある中から中央値をとって式が作られているため，検討結果にいくらか誤差は含まれているものと思われる。

(3) 液状化の検討結果および被害との関係

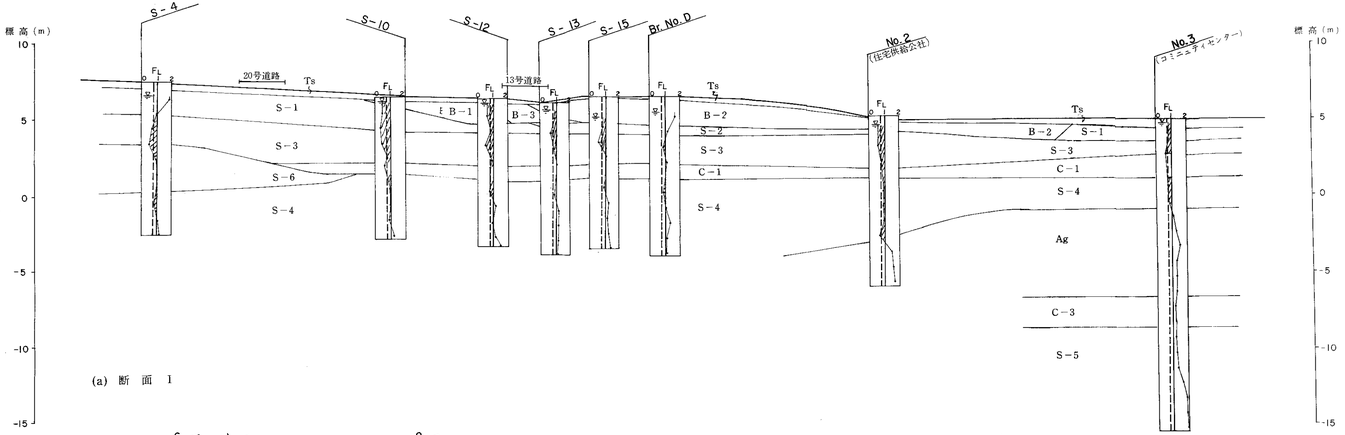
土質想定断面図上に計算したF_Lの深度分布を重ねて示すと，図6・3・1(a)～(e)となる。この図から，まず次のようなことが考察される。

i）盛土層や上部砂層のうち，N値$\lesssim$5とかNsw$\lesssim$50回といった緩い砂層では，だいたいF_Lは1より下まわっている。

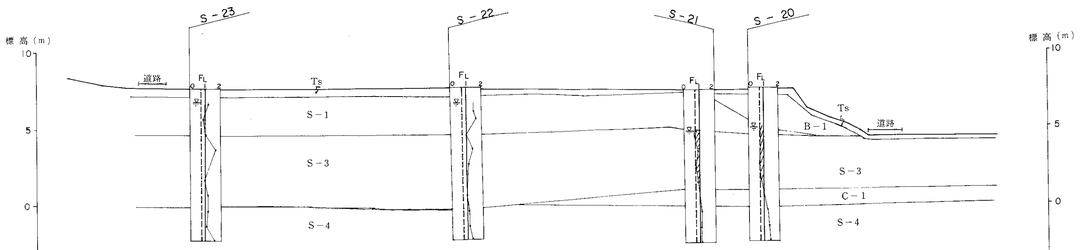
ii）被害の大きかったF_1・F_2ブロックなどでは特にF_Lが小さく，200galの加速度で0.5～0.6といった値となっている。これに対し，被害の小さかったA，B（西側のみ）ブロックなどでは，F_Lは1より大きくなっている。

iii）ただし，被害のなかった地区でも，例えばボーリングNo.B地点などではF_Lは1よりかなり小さい。

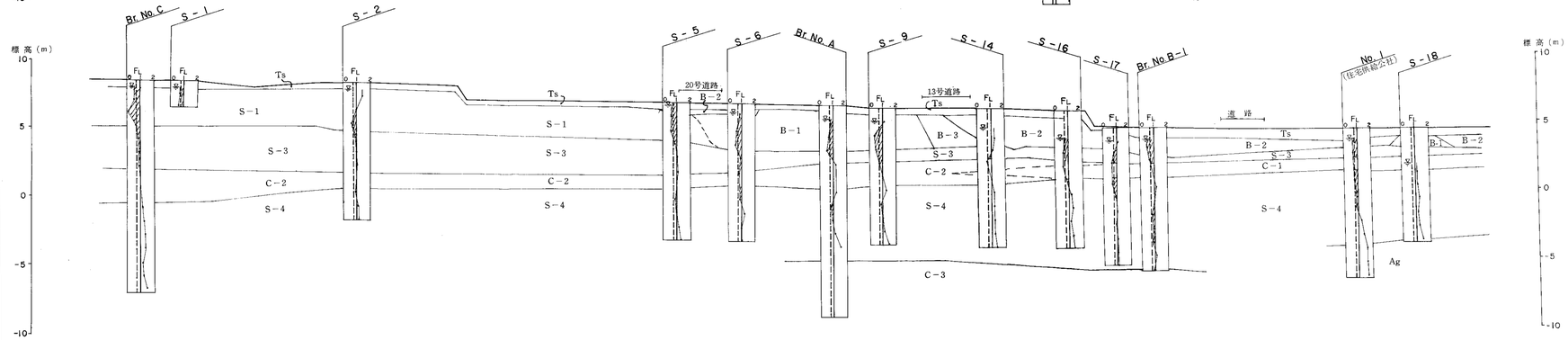
これらの考察の結果，確かに被害が大きかった所ではF_Lは1よりかなり小さくな



(a) 断 面 I



(d) 断 面 IV



(b) 断 面 II

凡 例

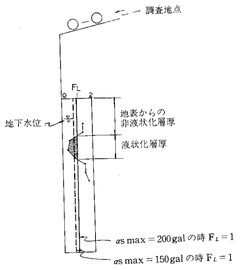


図6・3・1(a) F_L の計算結果

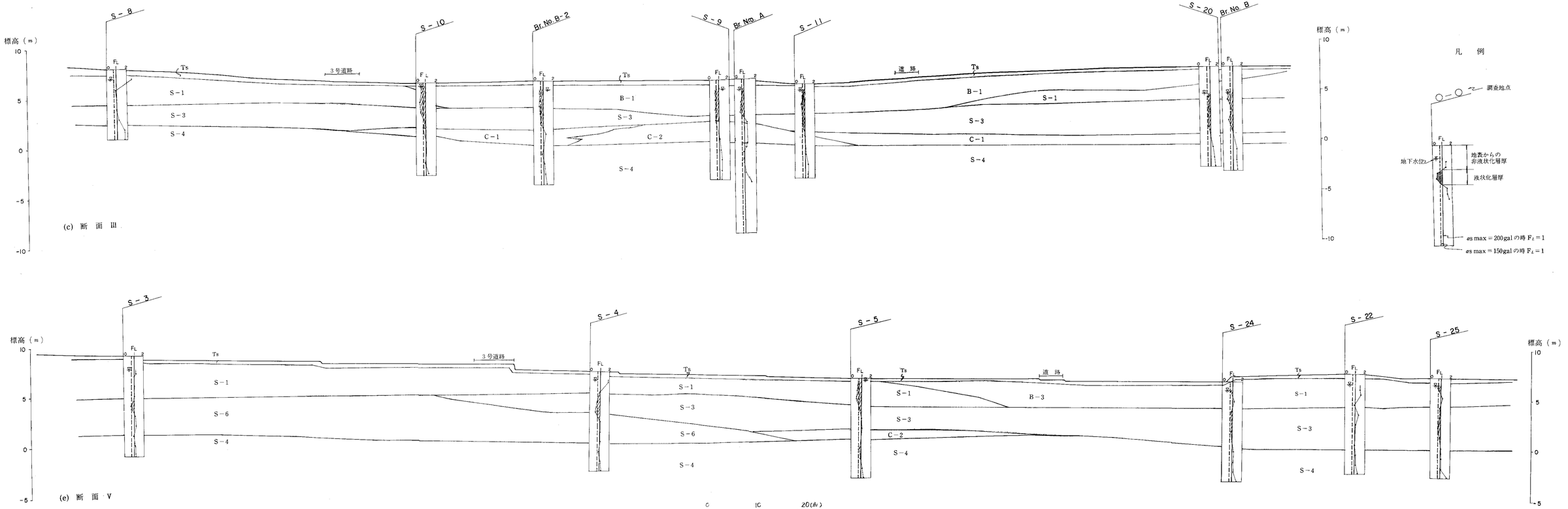


図6・3・1(b)　F_Lの計算結果

っており，被災の直接の原因は液状化にあることが窺えるものの，F_L が同様に小さくても逆に被害のない所があることも明らかになった。そこで，F_L と被害との関係をみてみるために，図6・3・2のように非液状化層厚を定義した。

（なお，液状化指数 P_L と被害の関係については，別冊資料その1(G)3節を参照されたい。）

図6・3・3(a)，(b)は，地表に存在している非液状化層の厚さ $Dn\ell$ と，液状化解析地点近傍（約5 m 以内）家屋の被害や表層の地盤変状（F_L を計算した地点付近の被害）の関係をまとめてみたものである。

ただし，非液状化層厚とは，家屋の基礎直下に液状化しない層がある程度存在すれば，下層が液状化しても支持可能で，また地表の地盤も破壊しないのではないかと考えて採用した指標である。これは，液状化層の上端から地表までの厚さを示し，図6・3・2のようにして求められる。なお，非液状化層厚を指標としたことの意義づけについては，別冊資料その1(G)3を参照されたい。

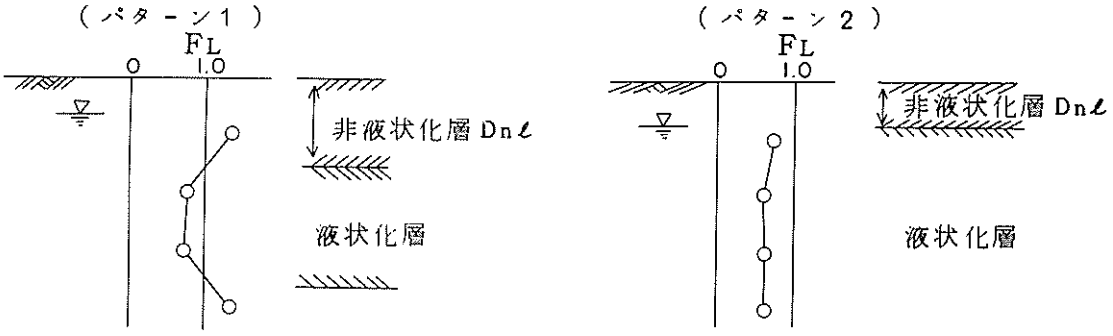
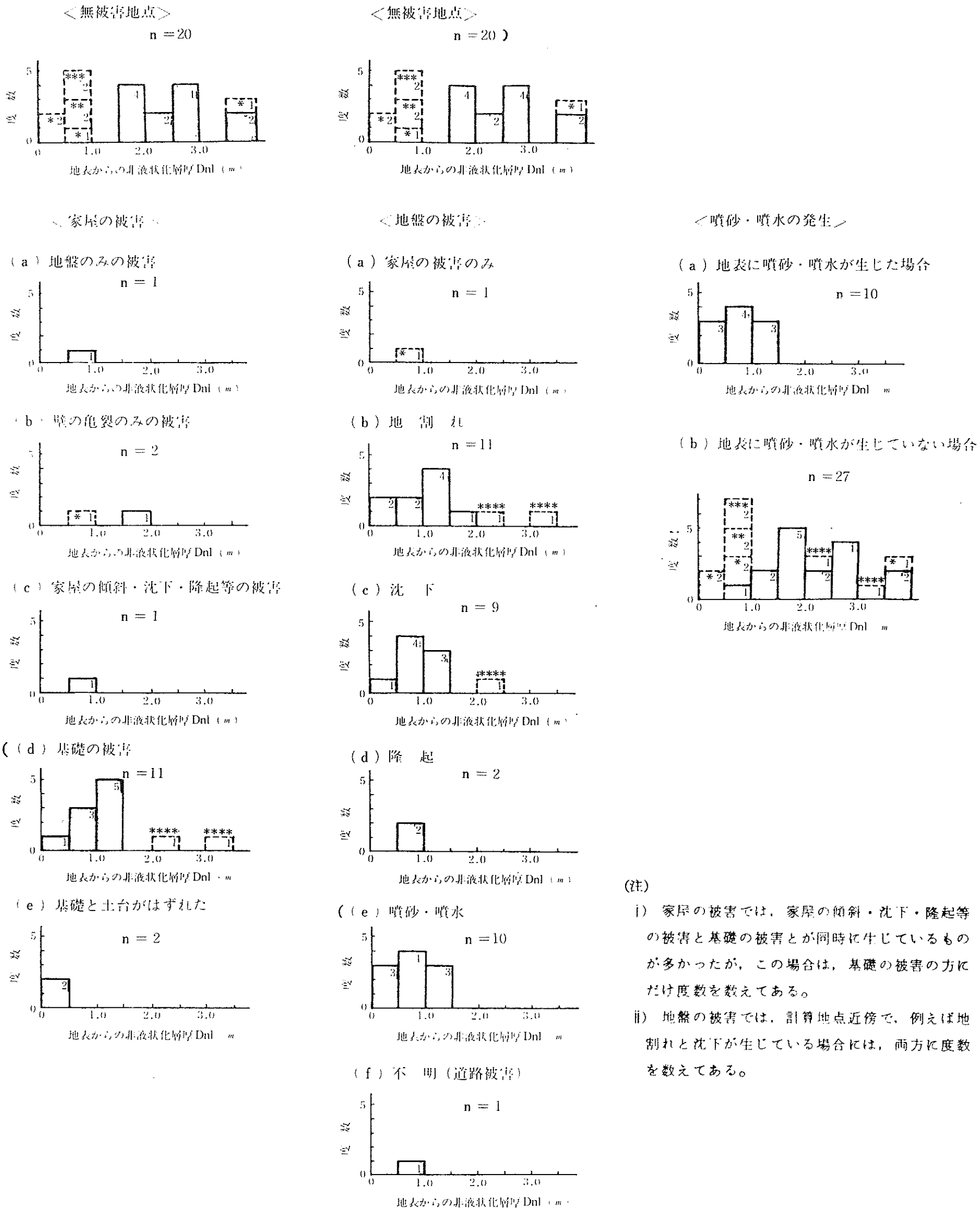


図6・3・2　地表からの非液状化層厚の定義

地表最大加速度を200galと仮定した場合の図6・3・3(a)より，次のことが考察される。

i）バラツキが多いもののあえて境界を引くと，$Dn\ell$ が1.5 m 程度より薄かった場合には家屋は被害を受け易く，それより厚いと被害を受けにくかったと言うことができよう。

ii）上述したように，ボーリングNo.B地点では F_L は小さかったものの，そこでの



(注)

i) 家屋の被害では，家屋の傾斜・沈下・隆起等の被害と基礎の被害とが同時に生じているものが多かったが，この場合は，基礎の被害の方にだけ度数を数えてある。

ii) 地盤の被害では，計算地点近傍で，例えば地割れと沈下が生じている場合には，両方に度数を数えてある。

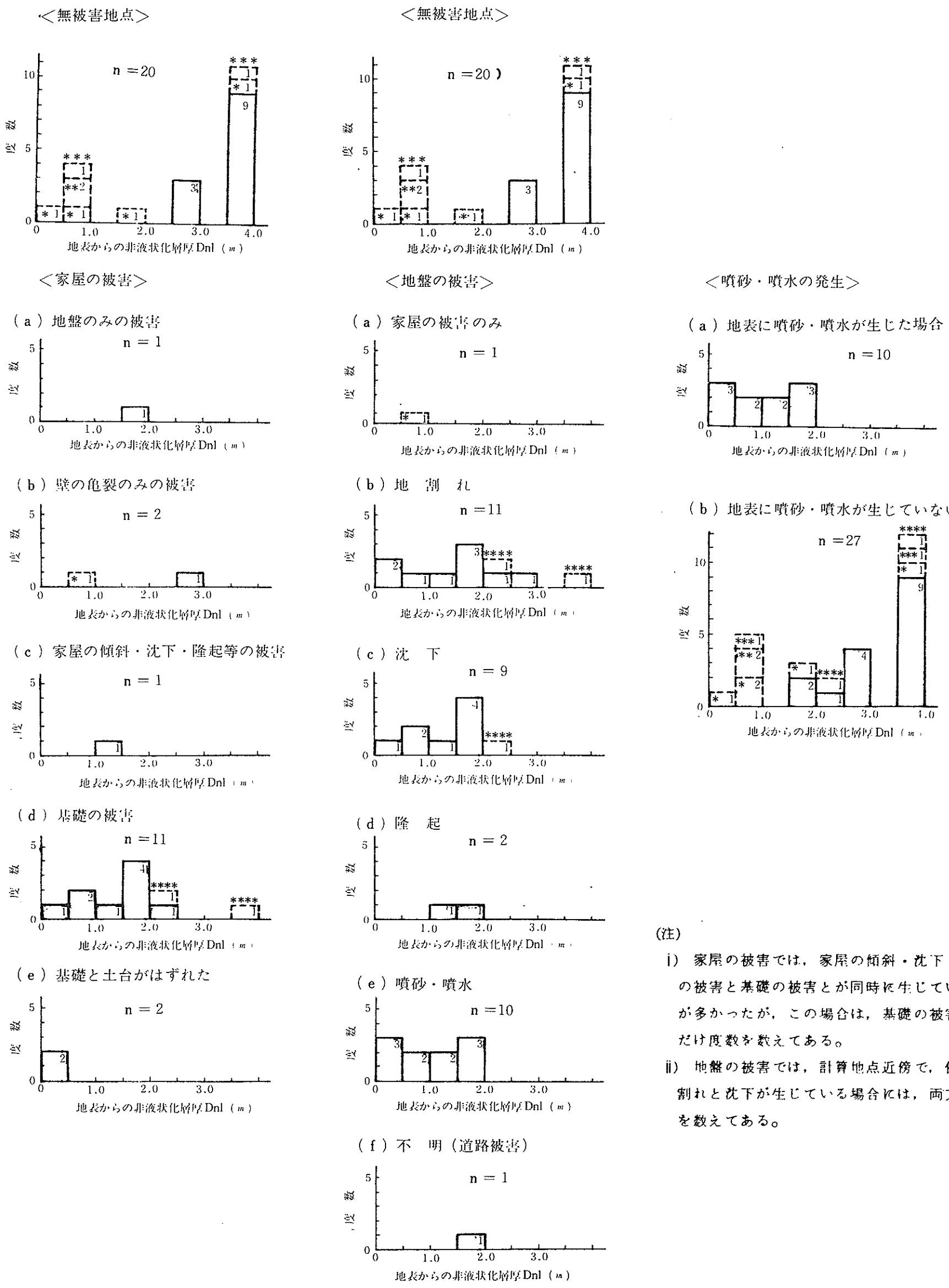
図6・3・3(a)　地表からの非液状化層厚ヒストグラム(200 gal)

* No.1，2，3（コミニュティーセンター既往ボーリング）の標高は不明であり，適当に推定された。このため，データーの信頼性は少し低い。
また，公社 No.1，2（住宅供給公社既往ボーリング）は，宅地造成前のボーリングのため，盛土を考慮し，地下水位を推定しているため，データーの信頼性は少し低い。

** No.C，S－1では，平均粒径D_{50}の割には細粒分が多いため，Rを過小評価している可能性があり，Dnlは実際にはもっと深いと考えられる。

*** S－24，S－25では GL－10 m でFL＜1となるもののあまり小さくなく，またGL－20 m ではFL＞1となり，この間の液状化層は非常に薄かったこともと考えられる。このため，無被害であったのではなかろうか。

**** S－14，S－16では，被災原因は液状化というよりは，F_2ブロックからのスベリによると考えられるため，比較から外した方がよいと思われる。



(注)

i) 家屋の被害では，家屋の傾斜・沈下・隆起等の被害と基礎の被害とが同時に生じているものが多かったが，この場合は，基礎の被害の方にだけ度数を数えてある。

ii) 地盤の被害では，計算地点近傍で，例えば地割れと沈下が生じている場合には，両方に度数を数えてある。

図6・3・3(b)　地表からの非液状化層厚ヒストグラム(150 gal)

* No.1，3，3（コミニュティーセンター既往ボーリング）の標高は不明であり，適当に推定された。このため，データーの信頼性は少し抵い。
また，公社 No.1，2（住宅供給公社既往ボーリング）は，宅地造成前のボーリングのため，盛土を考慮し，地下水位を推定しているため，データーの信頼性は少し抵い。

** No.C，S－1では，平均粒径 D_{50} の割には細粒分が多いため，Rを過小評価している可能性があり，Dnlは実際にはもっと深いと考えられる。

*** S－24，S－25ではGL－10mで $F_L < 1$ となるもののあまり小さくなく，またGL－20mでは $F_L > 1$ となり，この間の液状化層は非常に薄かったことも考えられる。このため，無被害であったのではなかろうか。

**** S－14，S－16では，被災原因は液状化というよりは，F_2 ブロックからのスベリによると考えられるため，比較から外した方がよいと思われる。

Dnℓは地下水位が深かったことが反映され，2.64 m と厚い。従って，ⅰ）での考察にもとづくと，ここで被害が生じなかったことがうなづける。

ⅲ）表層の地盤変状も同様にDnℓが1.5～2.0 m程度より浅かった場合に生じている。

次に，図6・3・3(b)を見てみると，150gal の地表最大加速度を仮定した場合には，やはりバラツキは多いものの，2.5 m程度の非液状化層があると，家屋や地盤の被害を受けていないと言うことができそうである。

この他，新潟地震（1964年）での本地域の液状化の可能性について検討すると以下のように言える。

新潟地震の際に秋田港では地表最大加速度は得られていないが，秋田県庁の地下1階の地震計で，建物の短辺方向90.6gal（ＮＳ）が得られている。この加速度での液状化に対する抵抗率は，今回200gal で計算された値の2倍以上となり，図6・3・1からわかるように全地点で$F_L > 1$となる。従って，液状化は発生しなかったとの解析結果となるが，住民からの話でも実際に新潟地震の際に，液状化は生じておらず解析結果と事実とがよく一致していると言えよう。

(4) すべり安定性の検討方法

今回のすべり安定性の検討にあたっては，地震動だけでなく，さらに液状化にともなう過剰間隙水圧を考慮する必要がある。そこで，図6・3・4に示したように，分割片に水平震度Khを加え，分割片底部に過剰間隙水圧Udを考慮する次式にて安全率Fsを計算することとした。

$$Fs = \frac{\Sigma\{c\ell + (W\cos\theta - KhW\sin\theta - u\ell)\tan\phi\}}{\Sigma(W\sin\theta + KhW)} \qquad (6\cdot3\cdot4)$$

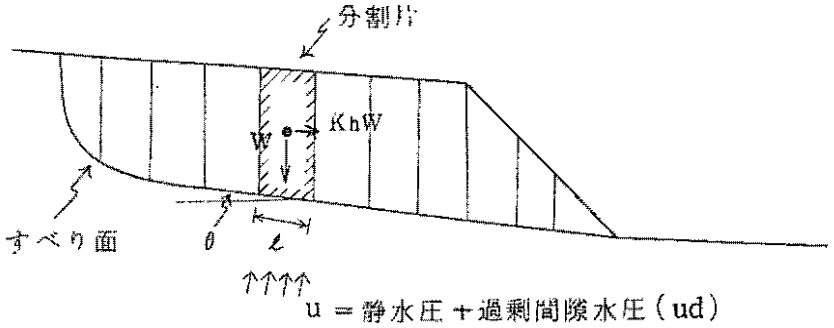


図6・3・4　安定計算方法

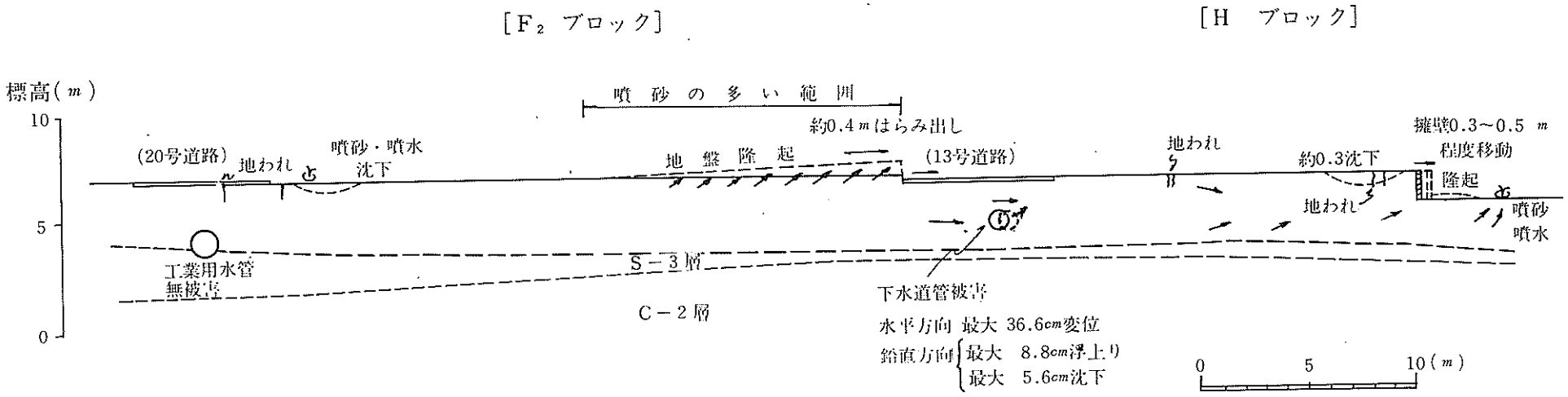
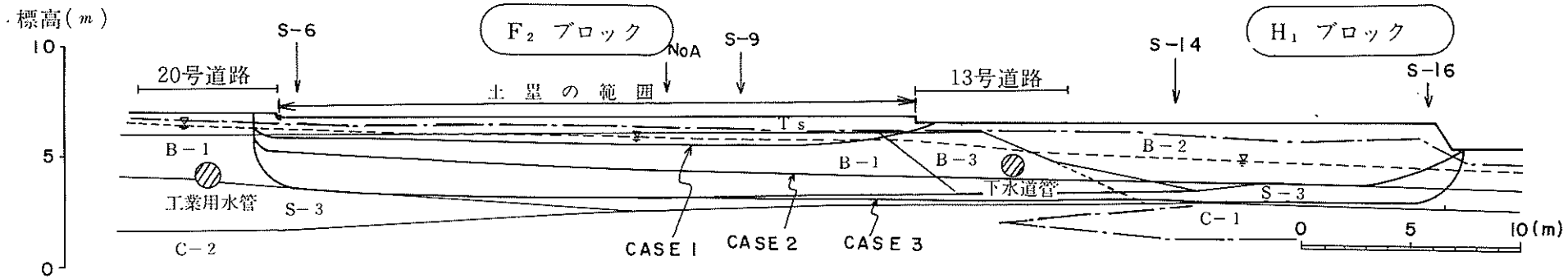


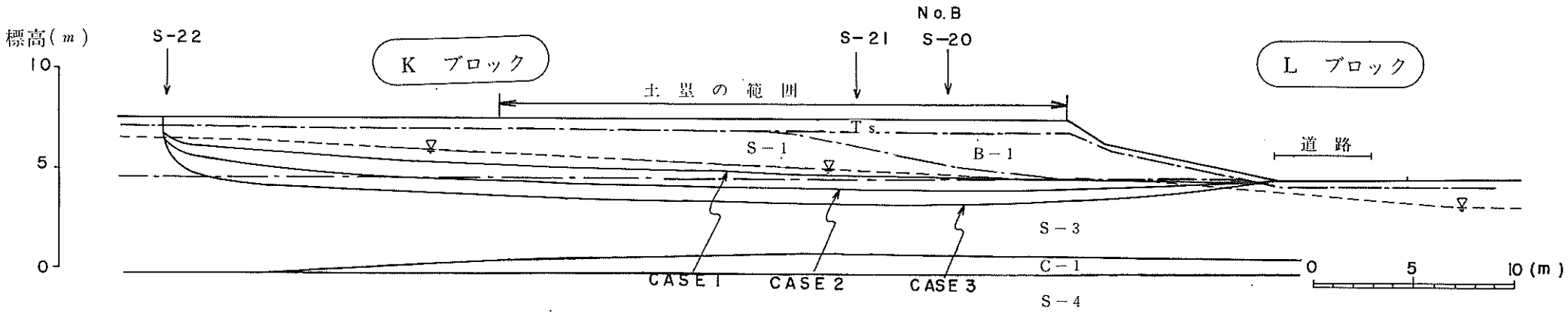
図6・3・5　スベリが発生したと考えられる地表面の被害概念図

（a）断面II

（a）断面II



（b）断面IV



（断面IVではすべりが発達していないためにすべり面の位置は不明であるが，ここでは断面IIと同じ長さのすべり面を想定してみた。）

○ C＝0 t/m², ϕ ＝37.8° とした
○過剰間隙水圧(液状化)の算出
200 gal の地表最大加速度に対して
して行った。

図6・3・6　安定計算を行った断面

計算を行ったのは，図6・3・5に示すようにF_2ブロック→H_1ブロック（断面Ⅱ）と，Kブロック→Lブロック（断面Ⅳ）の2断面である。前者は図6・3・5に示すように，地震時にすべった形跡がある断面である。これに対し，後者は前者よりすべり易そうな断面形状であり，また同様に緩い砂層が存在しているのに，地震時にすべった形跡がない断面である。これらの断面で仮定したすべり面は，図6・3・6に示した3ケースずつであり，それらでの計算結果の最小値をとって，最小安全率Fs min を求めた。なお，過剰間隙水圧の計算に用いた地表最大加速度は200gal とした。

液状化の検討に200gal の地表最大加速度を用いる場合には，それに相当する水平震度として，Kh = α_{smax}/g = 0.204 をとることがまず考えられる。しかし，図6・3・7に示した地震波荷重を加えた室内液状化実験によると，ピークのせん断力を受

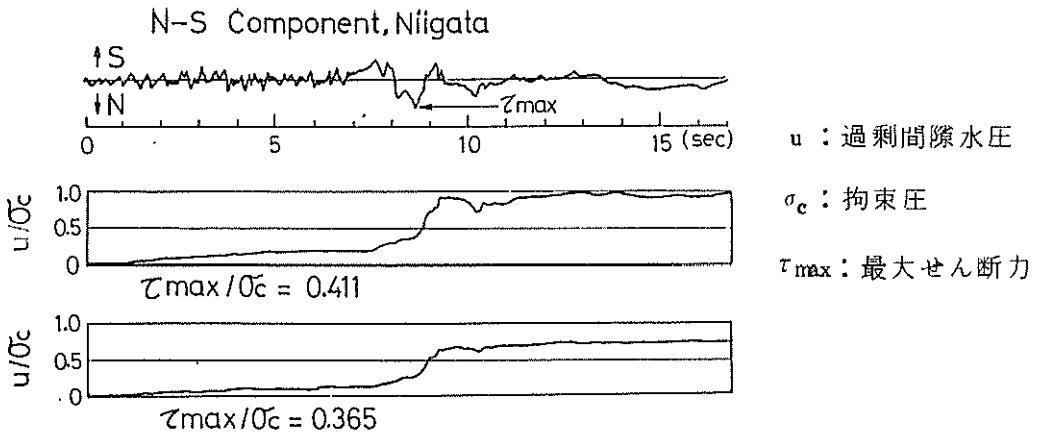


図6・3・7　地震波荷重による室内液状化実験例
（石原・安田・1975[8]）

けたところで過剰間隙水圧が多く発生し，その後あまり上昇しない。従って，過剰間隙水圧を考慮して安定計算を行う場合には，水平震度としてKhをとるのは，とりすぎるのではないかと最近考えられている。そこで α_{max}/g の半分をとる場合についても計算を行ってみた。

その他，過剰間隙水圧は別冊資料その1の図G・4・6に示した関係図をもとに，F_Lの分布から推定した。また，強度常数C，φはボーリングNo.Aでの試験結果を用いた。

(5)　すべり安定性の計算結果

安全率Fs の計算結果をまとめて示すと，表6・3・1となる。

表6・3・1　安全率Fsの計算結果

計算断面 / 震度 Kh / すべり面の位置	$F_2 \rightarrow H_2$（断面Ⅱ）		K → L（断面Ⅳ）	
	$\frac{1}{2} \cdot \frac{\alpha max}{g}$	$\frac{\alpha max}{g}$	$\frac{1}{2} \cdot \frac{\alpha max}{g}$	$\frac{\alpha max}{g}$
CASE1（浅）	1.499	0.759	3.513	2.060
CASE2（中）	0.984	0.532	2.171	1.248
CASE3（深）	1.530	0.830	1.048	0.589
Fs min	0.984	0.532	1.048	0.589

計算結果をみると，断面Ⅱではcase2，断面Ⅳではcase3で最小のFs となっている。5・3節で述べたように，断面Ⅱの途中にある下水道管は少し水平移動しており，確かにcase2あたりの深さを通るすべり面で実際にすべったことがうなずける。

なお，すべり面の始点に相当する20号道路付近は，土塁建設前の溜池の縁付近に相当していたことは特徴の1つとしてあげられる。つまり，土塁建設のために溜池に盛った部分のみがすべった恰好となっている。

Fsminを断面Ⅱと断面Ⅳで比較してみると，断面Ⅱの方が少し小さく，こちらの方がよりすべり易かったことが窺えよう。ただし，$Kh = \alpha max/g$ ととった場合には断面Ⅳでも Fsmin＜1.0 となっており，Khとしては（1／2）$\alpha max/g$ あたりをとっておくと，事実とよく合っているようである。

この他，表6・3・2に示した3つの条件についても，安定計算を行ってみた。この結果から次のことが考察される。

表6・3・2　条件を変えた場合の安定計算結果

計算条件		土層断面Ⅱで過剰間隙水圧を考慮しない	土層断面Ⅳで土塁の範囲にすべり面を限った	土層断面Ⅱで溜池埋立て前の断面
計算を行った理由		液状化が発生しなかった場合でもすべるか否かの判断のため	土塁建設のための盛土のみがすべり易かったか否かの検討のため	溜池を埋立てなければすべりは発生しなかったか否かの検討のため
計算結果 Fs min	Kh＝0	計算せず	5.653	1.443
	$Kh = \frac{1}{2}\frac{\alpha max}{g}$	計算せず	1.325	0.425
	$Kh = \frac{\alpha max}{g}$	2.240	0.808	0.243

ⓐ　過剰間隙水圧を考慮せず，Kh ＝ α_{max}/g のみ加えて計算を行ってみると断面Ⅱでも Fsmin＝2.240 となり，液状化しなければすべりを生じなかったのではないかと考えられる。

ⓑ　断面Ⅳについては，6・1節で述べたように土塁が設けられていた地盤のみが緩く，すべり面はこの範囲にはいっていることも考えられたため，この範囲内での計算も行ってみたが，Kh＝（1／2）α_{max}/g ととり過剰間隙水圧を考慮した場合に，Fs min ＝ 1.325 となり，やはり断面Ⅳではすべりにくかったと言えよう。

ⓒ　土層断面Ⅱで，もし溜池を埋立てて造成が行われなかった場合，F_2ブロックにすべりが発生する可能性があったか否かを計算したところ，Kh ＝（1／2）α_{max}/g でも Fsmin＝ 0.425 となり，すべった可能性はあったと言えよう。

6・4　被災の直接的な原因

これまでの調査で，地盤状況，表層の増幅特性，液状化状態，すべりの発生状況等の様子が明らかにされてきた。次節では本委員会の主目的である埋設工事等が被災に与えた影響について検討を行うが，その前にこれまで明らかにされたことをもとに，図5・2・2に示されたブロックごとに，地震時における被災の直接的な原因を考察してみた。

このために，ブロックごとに，

i ）被災状況

ii ）表層の増幅特性（主として常時微動の増幅度に基づく）

iii ）表層数 m の地盤の締り具合（サウンディング結果，Vs）

iv ）地下水位

v ）液状化特性

vi ）すべり安定性

をとりあげ，これらを総合して被災原因を推測した。結果を表にまとめると表6・4・1群となる。

表６・４・１(a)　地盤の締りや地下水位等からみた被災状況の裏付け（その１）

ブロックNo.	被災概況 地盤変状	被災概況 家屋の被災状況	表層の増幅特性	表層数ｍの地盤の締り具合*)	地下水位（１２月）	被害を強めたと考えられる条件	被災・無被災の裏付け
A	北東角に一部噴砂があるもののほとんど変状なし。	キレツ発生が２戸あるが，ほぼ被害なし。		－２，－５ｍ付近ではNsw＝20程度と緩いが，全体にNsw＝50～200と締っている。	１～1.5ｍと深い。		地盤は緩くなく，地下水位も特に浅くないため，液状化が生じにくかったのであろう。
B	東端の一部で噴砂・クラックあり。他では変状なし。	東端の４戸は被災しているが，他は無被災。		S－８ではNsw＝50～100と緩くはない。	東端では約0.7ｍと浅いが他では１ｍ前後とやや深くなっている。		東端ではF_1地区と同様に緩く，また水位も浅かったため，液状化し易かったのであろう。他ではA地区と同様に液状化しにくかったのであろう。
C	な　し	な　し		調査していないため不明。	調査していないため不明。		地形的にはB地区の西側と同様であり，液状化しにくかったのであろう。
D	南端の〔D－16〕・〔D－17〕**)宅のみ噴砂・キレツ発生。他は変状なし。	南半分は被害あり。特に南東部では基礎の破損等の大きな被害あり。		西側のS－26では表層がNsw＝50～100と緩くはない。他の区域は不明。	Ag－30では約0.9ｍとやや深いが，他では１ｍ余りでやや深くなっている。ただし南東端の〔D－17〕宅は一段と低くなっているため，水位はかなり浅いものと考えられる。	南端の〔D－16〕・〔D－17〕宅間では約70㎝の段差があり，液状化に加えてすべりも生じて家屋の被害を大きくしたのかもしれない。	南端の２戸付近ではB地区東端と同様に液状化し易かったのではないか。また，その北側の数戸でも多少液状化し易い地盤だったことも考えられる。これに対しさらに北側ではBブロック西側と同様に液状化しにくかったのではなかろうか。
E	北東部では噴砂あり，また北西部では一部クラックあり。	北東部の２戸では基礎の破壊等のかなり大きな被害あり。南東及び北西部では多少被害があり，他では被害なし。	北東部では他地区に比べて表層の増幅度が大きかった。	北東部のS－５ではWsw＝100㎏前後と緩い。その他のS－２，S－４では表層２ｍほどはNsw＝50～100と締っているものの，その下ではNsw＝10～30の緩い層が２ｍ位存在する。またSd－３では表層５ｍほどVs＝110ｍ／ｓとやや遅い。	北東部のAg－７，44－B，54では0.2～0.3ｍと非常に浅い。その他でも0.4～0.5ｍと浅い。 北東部で20号道路をはさんだAg－54とAg 44－Aとでは水位差が１ｍ近くあり，何らかの作用でこれが生じているのであろう。		北東部はF_2地区と同様に地盤も緩く，水位も浅くて，さらに表層の増幅度も大きくて液状化し易かった。噴砂があり，またFLも0.5前後と小さく，液状化したことが被災の原因であろう。北東部以外では－２～－４ｍでFLが0.5～0.7と小さいが，表層２ｍはFL＞１であり，この表層が液状化しなかったために，大した被害を受けなかったものと考えられよう。
F_1	噴砂はあり，またクラックや地盤沈下もあって，非常に大きな地盤変状を示している。	傾斜や基礎の破壊等の非常に大きな被害を受けている。		N値は５前後，Wsw≦100㎏と非常に緩い。	北側のAg－30では0.3ｍ位，その他でも0.5～0.6ｍと非常に浅い。	東部のクラックの向きをみると，F_2地区に向って多少滑った傾向を示しておりこのため被害が大きくなったことも考えられよう。	地盤は非常に緩く，また地下水位も大変浅く液状化し易かったのであろう。 事実噴砂も生じ，FLも0.5以下と非常に小さく，液状化したことが直接の原因と言えよう。

*）（例）－5ｍとは，地表下５ｍの意，本文中GL－５ｍもこれと同義。

**）家屋の位置と番号の対応については図５・２・１参照。

表６・４・１(b)　地盤の締りや地下水位等からみた被災状況の裏付け（その２）

ブロックNo.	被災概況 地盤変状	被災概況 家屋の被災状況	表層の増幅特性	表層数 m の地盤の締り具合	地下水位（１２月）	被害を強めたと考えられる条件	被災・無被災の裏付け
F_2	噴砂，クラック，沈下があり，さらに北端の擁壁は北側に向ってはらみ出している。	傾斜・沈下や基礎の破壊も生じ，非常に大きな被害を受けている。	表層の増幅度が他地区に比べて大きい。	N＝２～４，Wsw＝100kg前後と非常に緩い。 Vs も－４m位まで100m／s 程度と非常に遅い。	西側は0.６～0.８mとやや浅いが，東側は1.２m前後で，少し深くなっている。	北端の擁壁がはらみ出しており，またクラックも東西方向に多くはいり，北側に向ってすべったため，被害を大きくしたのであろう。	地盤は非常に緩く，水位は浅く，増幅度も大きく，液状化し易かったと考えられる。 噴砂もありＦ$_L$も0.５～0.７程度と小さく液状化したことが被災の原因であろう。すべりを生じた形跡があり，Ｆs も0.５～0.７程度と考えられ，液状化に伴って生じたすべりにより被害を大きくしたと考えられる。
G	南東部，および西部の〔Ｇ－４〕，〔Ｇ－５〕宅では部分的に噴砂やクラックが生じている。 その他では変状なし。	南側２戸および西側２戸では基礎の破壊等の被害があるが，その他では被害なし。		南部では表層２mほどNsw＝50～200とやや締っているが，その下部にNsw＜30の緩い層が１～1.５m存在する。少し北側のNo.D地点ではN＝10前後と比較的締っている。さらに北東部になるとN＝５前後と緩くなる。ただし，この緩い砂層の厚さは，２m程度と薄い。	南部および北東部では１～1.５mとやや深い。西部では0.８m程度とやや浅い。	西部の〔Ｇ－４〕，〔Ｇ－５〕宅は一段高くなっており，液状化に伴ってすべりが生じ，被害を大きくしたと考えられる。	南部では噴砂は一部しか生じていないものの，地下水位以下でＦ$_L$＝0.６～0.９と小さく，液状化した可能性はあろう。この液状化によって〔Ｇ－10〕，〔Ｇ－11〕宅は被害を受けたのではなかろうか。 西側の〔Ｇ－４〕，〔Ｇ－５〕宅では噴砂が生じていることと，一段高くなっているため，液状化とそれに伴うすべりによって被害を受けたのであろう。 北東部のコミュニティセンターでは地盤は緩く，Ｆ$_L$も0.８とやや小さく，地下水位以下では液状化した可能性があるものの，深度はやや深く，クイ基礎のため無被害であったのであろう。
H_1	北東の〔Ｈ－２〕,〔Ｈ－３〕宅は噴砂あり。その他の宅地では，クラックが生じ，〔Ｈ－７〕，〔Ｈ－8〕宅では北側の擁壁が北方へはらみ出している。	南西の１戸を除いて傾斜や基礎の破壊等の大きな被害を受けている。		北東部の〔Ｈ－２〕,〔Ｈ－３〕宅では表層2.５mまでNsw＝20～50，N＝１～３と緩い。 南部ではNsw＝50～100のやや締った砂層が３m位存在する。	南部では２m以深と非常に深いが，北東部の２戸では0.７～0.８mとやや浅い。西部は一段高くなっているため，北東部より少し深いであろう。	F_2 地区から続くすべりにより南部の２戸は被害を大きく受けたのではなかろうか。	北東の〔Ｈ－２〕，〔Ｈ－３〕宅では噴砂もあり，Ｆ$_L$も0.５～0.７と低く，液状化により被害を受けたと考えられる。南側の〔Ｈ－７〕，〔Ｈ－８〕宅では液状化した深度は深いものの，F_2 地区から続くすべりにより被害を受けたのではなかろうか。西部の２戸では噴砂が生じていないものの，クラックはひどく，地盤内で液状化は生じたのかもしれない。

表６・４・１(c)　地盤の締りや地下水位等からみた被災状況の裏付け（その３）

ブロックNo.	被災概況 地盤変状	被災概況 家屋の被災状況	表層の増幅特性	表層数mの地盤の締り具合	地下水位（１２月）	被害を強めたと考えられる条件	被災・無被災の裏付け
H_2	変状なし。	被害なし。	表層の増幅度は比較的大きい。	サウンディングは行ってないが，H_1 と同様と見られる。	北部のＡｇ－52では1.4ｍ前後とやや深い。南部は一段と高くなっているので，それより深いと考えられる。		西側のH_1地区と同様に溜池を埋立てられて造成され，また東西に擁壁も同様にあるが，無被害である。この理由として考えられることは，地盤はやや緩いものの，ⓒ（図６・２・１）による排水効果と，暗渠排水工（図６・２・３）の影響で，H_1地区よりは水位が下がっていたことがあげられる。
I	変状なし。	家屋のキレツ程度の被害が半数の家で発生。どちらかと言うと南側のみ被害あり。	表層の増幅度は大きい。	Ｓ－18は元の堰堤にあたりそこではＮｓｗ＝50～100と締っている。他では緩い砂層が存在すると考えられるが層厚は２ｍ前後と厚くないであろう。	南側では0.8～１ｍとやや浅いが，元の堰堤より北側では２ｍ以上と非常に深い。		噴砂はなく液状化の痕跡はないが，堰堤より南側では地盤も緩く水位もやや浅いため水位以下の層で液状化したことは十分考えられる。ただし，液状化したとしてもその層厚は２ｍ以内と薄く，大被害とはならなかったのであろう。なお，表層の増幅度は大きいため，振動は他地区に比べて大きかったことも被害を生じた原因の１つと考えられよう。
J	変状なし。	被害なし。	表層の増幅度は大きい。	不　明	1.5～２ｍ前後と浅くはない。		水位が深かったのが無被災の１つの原因かもしれない。
K	南西端で一部沈下があるものの，それ以外は変状なし。	西側の一部では塀の被害があるものの，それ以外なし。	表層の増幅度は大きい。	ボーリングNo.ＢではＮ＝１～５程度の非常に緩い層が約6ｍも存在する。南側のK_2では極く表層でＮｓｗ＜50の緩い層があるものの，その下ではＮｓｗ＝100～200と締っている。ただし，Ｓ－23では表層３ｍ位はＮｓｗ＜100の緩い層が堆積している。	ボーリングNo.Ｂでは2.6ｍ程度と非常に深いが，南側になるにつれて浅くなるようである。		北側のボーリングNo.Ｂ付近では表層に緩い層があり液状化した可能性はあるが，水位が低いため家屋に被害を与えなかったのであろう。その南側は砂丘を切った所のようであり，水位は高くても表層は締っており，液状化は生じにくかったのではなかろうか。
L	変状なし。	被害なし。	表層の増幅度は大きい。	サウンディングは行なっていないが，北側のＳｄ－８ではＶｓ＝87ｍ／ｓと非常に遅い。	0.7～1.3ｍである。		旧地形は湿田であり，標高から考えると表土の下に粘性土（Ｃ－１）が堆積していると考えられ，液状化する砂はなかったと考えられよう。

6・5　被災に与えた埋設工事および溜池埋立による宅地造成工事の影響

(1) 検　討　方　法

前節までにみてきたように，日本海中部地震による松美町および松美ケ丘東町の家屋被災の直接の原因は，主に表層地盤の液状化にあると言うことができよう。

液状化の発生に影響を与える要因としては，一般に，①密度（締まり具合），②地下水位，③粒度組成，④地震動の大きさ，等があげられる。これらのうち，埋設工事や溜池埋立工事の施工によって変化する条件としては，主に①，②があげられる。

そこで，本節では，工事の種類ごとに，①および②に着目して，工事を施工したことによってこれらがどう変化し，それが液状化や，さらに家屋の被害の発生条件をどのように変えたかを検討してゆく。

(2) 下水道管等の地下埋設工事の影響

a　検討のポイント

5・3節で述べたように，F_1，F_2ブロックの北側にある13号道路に，下水道管を埋設する工事の際に，振動などが大きく，F_1，F_2ブロックの家屋に被害を与えている。この工事によって地盤を緩めたため，F_1，F_2ブロックで特に液状化が生じ易くなった可能性がまず考えられる。

また，F_1ブロックでは矢板が埋残しになっており，これによって地下水の流れをくい止め，F_1ブロックの地下水位を上昇させて液状化による被害を生じ易くさせた可能性も考えられる。さらに，矢板が埋残しになっていないF_2ブロックでも，埋設管や埋戻し土が水の流れを悪くし，地下水位を上昇させて液状化し易くしたことも考えられる。

このような可能性について，以下に検討を行ってみた。

b　地盤の締り具合に与えた工事の影響

5・2節で述べたように，13号道路に下水道管を埋設する際，付近の家屋や地盤に亀裂や沈下等の被害が生じた。工事の過程を追ってみると，

ⓐ　矢板打設時の振動やそれによる地盤沈下による被害

ⓑ　掘削工事中の矢板のはらみ出しによる被害

ⓒ　掘削工事中の水の汲み出しによる地盤沈下にともなう被害

ⓓ　矢板引抜き時の地盤沈下による被害

が生じたことが考えられる。ところが，5・3節で前述したように，当時の工事担当者の話によると，被害は，ⓐとⓓの段階で生じ，ⓑⓒの段階では生じていないようである。ⓒでは，水の汲み出し量も比較的少なかったようである。

そこで，ⓐやⓓが地盤の緩み具合に与えた影響を，①土木工学的な経験や解析による評価と，②現場試験的評価の2面から考察してみた。

まず，①の面からⓐについて考えてみると，矢板の打設時の諸振動によっては，その効果がかなり広く及ぶこともあると推察される。

ただし，この場合は，地盤を緩めるというよりは，むしろ締固めるように働くと考える方が自然である。特に，対象としている盛土層や上部砂質土層は，細粒分の少ない"きれいな砂"であり，振動によって締固まり易い性質を有している。ⓓでは，地盤を緩めるようにも，また締固めるようにも作用することもあり得るが，その影響範囲は，工事の近傍に限られていると考えられる。

次に，②の面の調査として，標準貫入試験とスウェーデン式サウンディング結果から考察してみた。

F_1・F_2ブロック内の地盤の締り具合を南北方向に比較してみたのが，図6・5・1(a),(b)である。F_1ブロック内で下水道工事が行われた13号道路のきわにあるS－12と，10m余り内側にはいったS－10とでは，盛土層上部1m位のWswは，両者とも100kgと同じ値であり，同様の緩さのようである。その下部では，むしろS－12の方が締った状態となっている。F_2ブロックでは，S－9とS－6のNswを比較してみると，盛土層で多少S－6の方がNswが大きいものの，Ts層では逆になっている。この断面では，13号道路ぎわのデータはないが，F_1，F_2両ブロックの結果を合わせて考えると，ブロック内で南北方向に，特に地盤の締り具合に差はなさそうである。従って，ⓐやⓓの工事によって地盤を固めたり，緩めたりした効果は，地盤調査の結果には顕著に現われてこなかったと言うことができよう。

これまでは，13号道路における下水道管工事の影響のみをとりあげてきたが，この他，同様の規模の工事が行われたものとして，F_1，F_2地区の南側を走る20号道路の工業用水管工事がある。この場合も，管の周辺地盤の締り具合を比べてみても，下水道管と同様に特徴は見受けられない（例えば，管に近接しているS－5の締り具合も，F_1，F_2ブロック内のそれと同程度）ようである。その他の水道管，

ガス管はさらに浅い所に埋設されており，この工事により，特に地盤を緩めたとは考えにくいであろう。

ところで，F_1，F_2ブロックでは，数10㎝の表土層（Ts層）の下に，2～4ｍの厚さでＮ値＝2～5，Wsw ≒100㎏と非常に緩い盛土層（土塁跡）が堆積している。この盛土層が液状化して家屋に被害を与えたと推測されるが，同様に，緩い盛土層は，K_1ブロック（ボーリングNo.Ｂ付近）まで続いている。この区域は，溜池や水田上に，丁度陸軍による土塁が造られていたところである。ボーリングNo.Ｂ付近では下水道工事は行われていないことと，６・１節で前述したように，土塁は緩い状態で施工されたと考えられるため，F_1，F_2ブロックの地盤は，もともと緩い状態にあったのではないかと判断されよう。

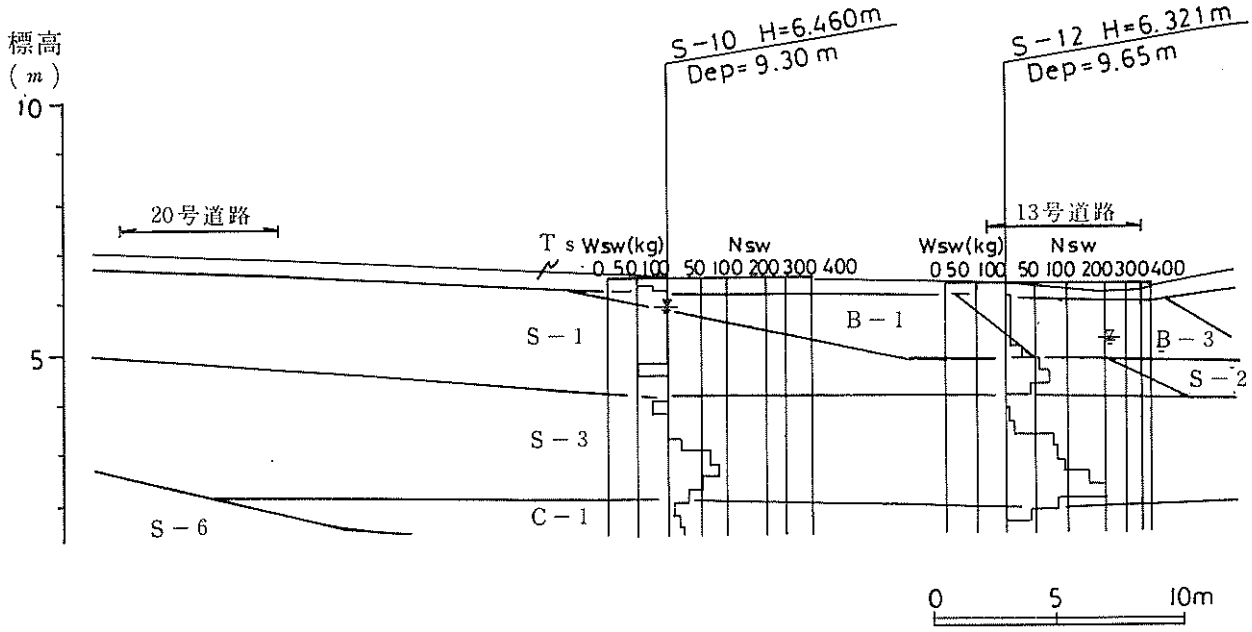
ただし，これらの判断は，地震後の地盤調査にもとづいたものであることを頭に入れておかねばならない。今回の地震で液状化した秋田港や，宮城県沖地震(1978)で液状化した石巻港では，地震前後でＮ値が変わっていないという報告があるが，新潟地震（1964）の際には，新潟市でＮ値が多少変化したという報告もある。従って，ブロック内の地盤の締り具合が，地震前は多少異なっていたこともありうるであろう。

c　地下水流および地下水位に与えた工事の影響

地下水の流れに与えた工事の影響として，まず，埋残しになっている矢板の影響が最も大きいと予想される。図６・５・２(a)は，埋残しになっている所の南北方向の断面を示したものである。矢板より南側のAg－38と北側のAg－39では約50～60㎝の水位差があり，埋戻し土内のＲ－１とも約30㎝の水位差がある。地震当時の水位は明らかではないが，この程度の水位差はあったものと推察されよう。この付近では，６・２節に示したように，南西→北東への地下水の流れが卓越していると考えられ，埋残しの矢板のために，水位差が生じたことは十分考えられる。

ところで，一般に，この種の障壁によっては，上流側の水位の上昇と下流側の下降とがほぼ同程度生じるので，矢板工事前の地下水位面からの，矢板を埋残したことによる地下水位の上昇量は，図６・５・３のように，両側の水位差の実測値の半分程度と考えられる。従って，矢板の埋残しによって地下水位が25～30㎝程度上昇した可能性があると判断される。

（a）断面Ⅰ（F_1 ブロック）



（b）断面Ⅱ（F_2 ブロック）

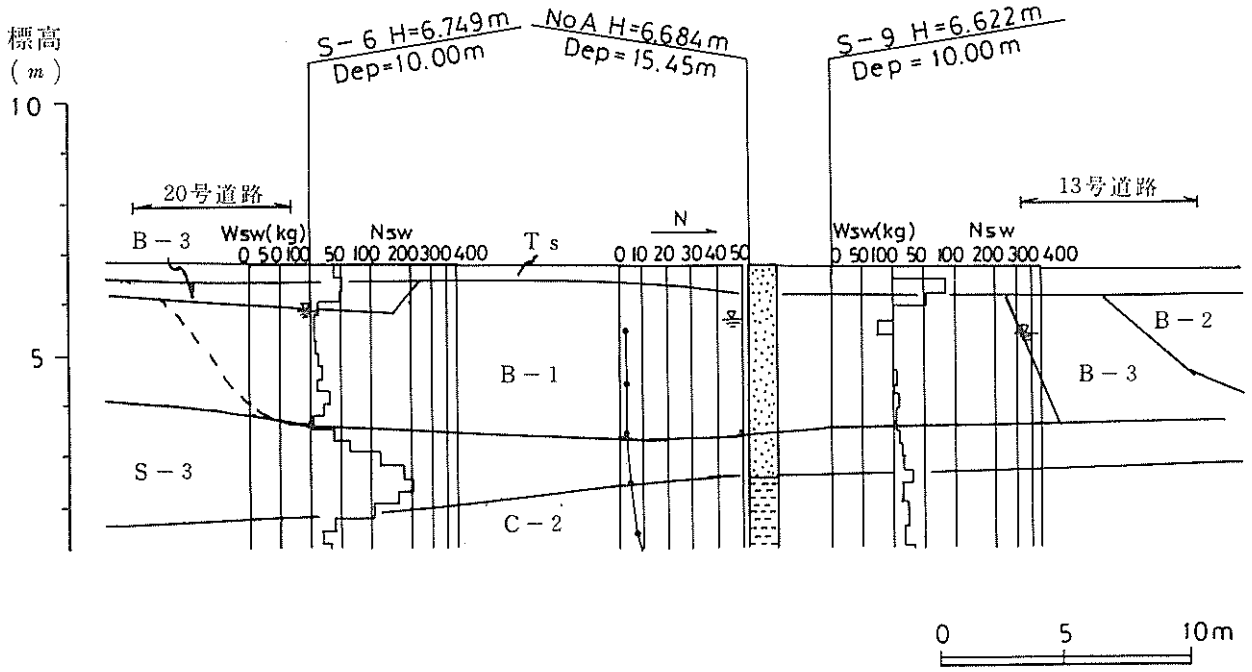
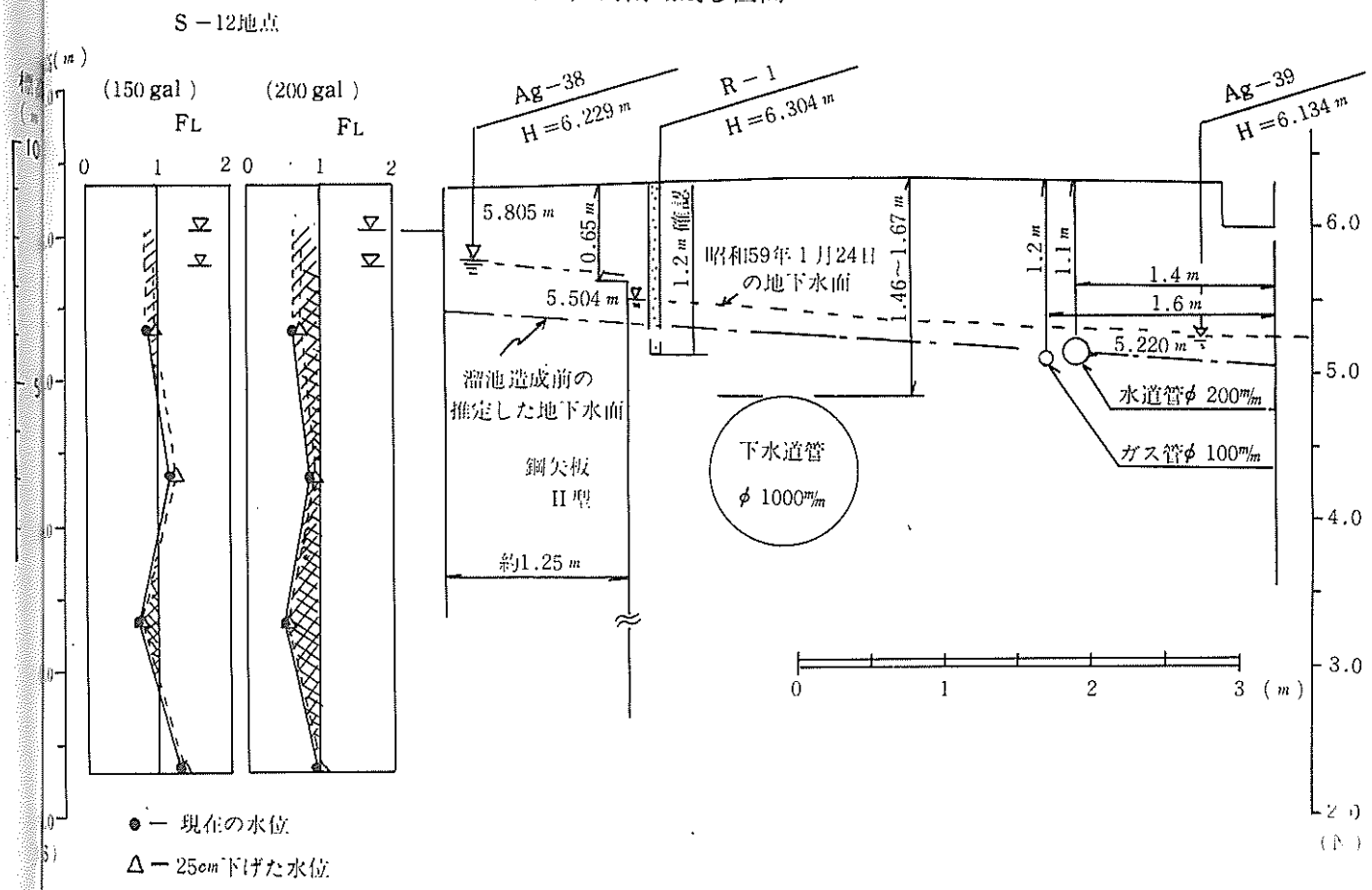


図６・５・１　F_1, F_2ブロック内の地盤の締り具合の比較

（a）矢板埋残し区間



（b）矢板引抜き区間

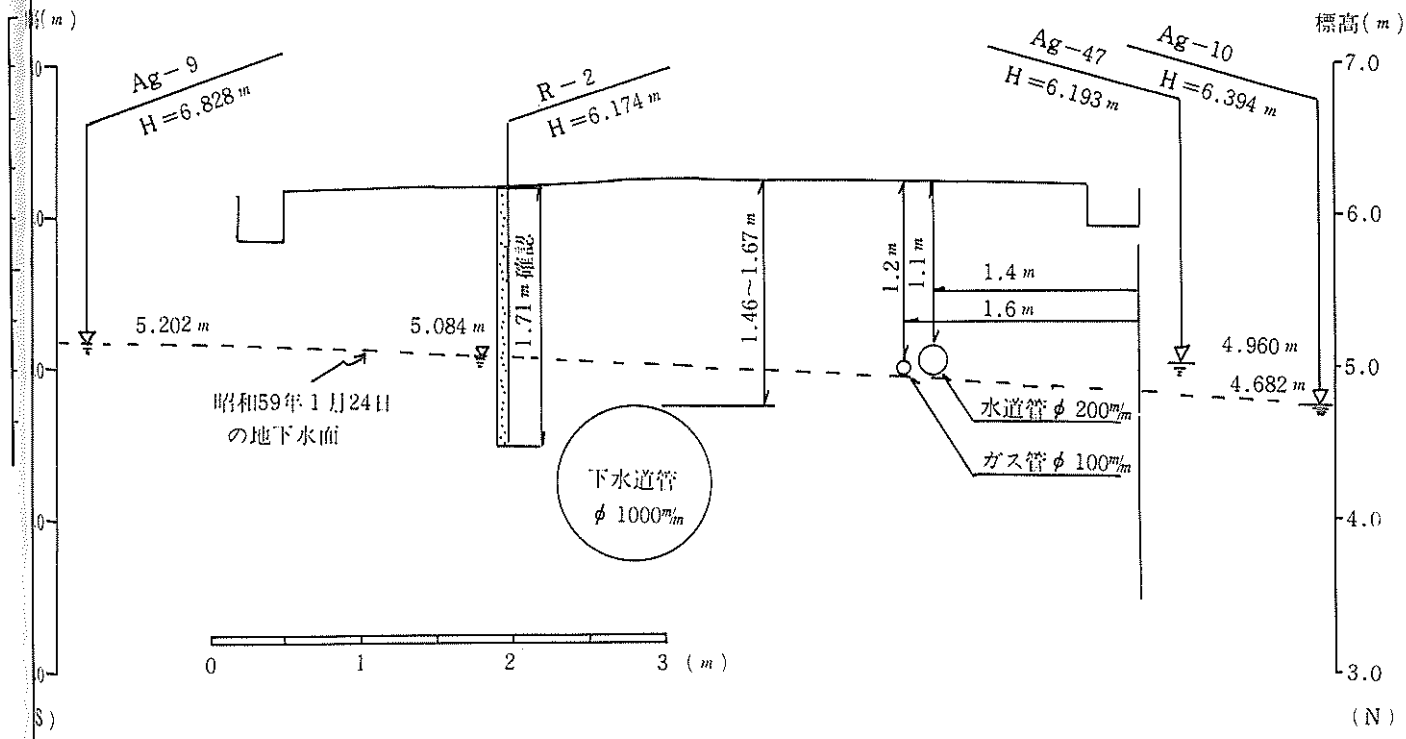
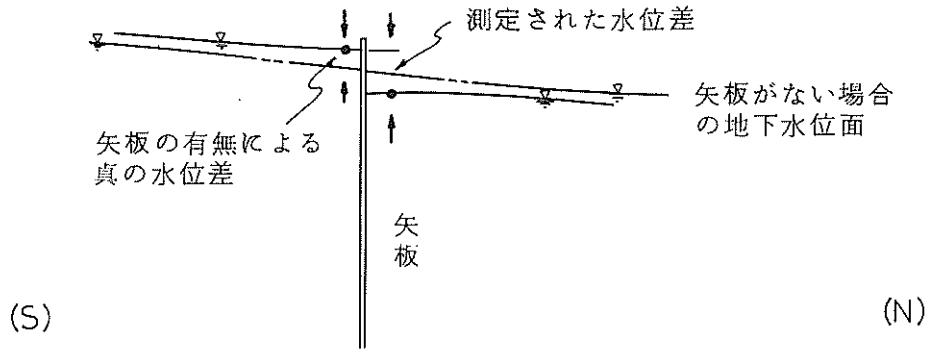


図6・5・2　13号道路付近の地下水位

(a)　遮水している場合



(b)　矢板上を越流している場合

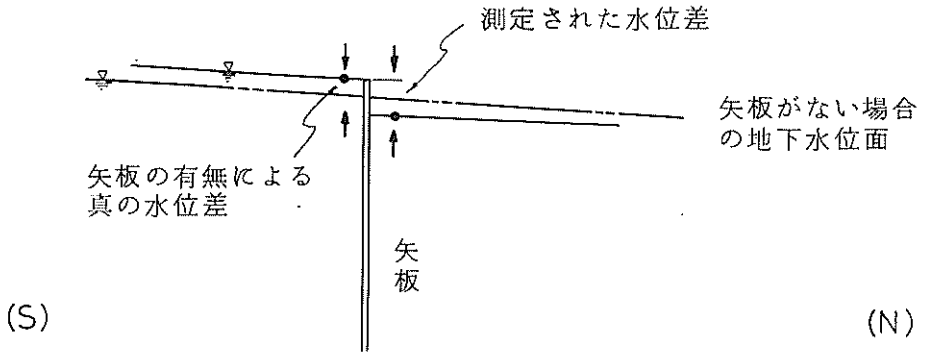


図 6. 5. 3　矢板上流・下流側での水位差の考え方

図6・5・2(a)には，矢板のすぐ南側に位置しているS－12地点でのF_Lの計算結果も示している。12月15日の水位でのF_Lが・印であり，上述の考察により，もし矢板が抜かれていたら，水位は25㎝程度下であったと仮定して試算してみたF_Lが△印である。

水位が25㎝低いとF_Lは大きくはなるものの，地下水位以下でF_L＜1となっており，液状化する可能性はあったと考えられる。

また，地表からの非液状化層厚も200galの地表最大加速度を仮定した場合に0.6㎞，150galの地表最大加速度で1.1㎞となり，やはり家屋や地盤の被害は生じる可能性はあったと言えよう。

次に，埋残し以外の区間で，埋設管および埋戻し土の施工が地下水位に与えた影響についてみてみる。図6・5・2(b)は，13号道路での下水道管付近の地下水位を示している。南側のAg－9から北側のAg－10，Ag－47にかけて20～50㎝の水位差となっており，矢板区間での約50㎝の水位差より多少小さくなっている。両区間で埋戻し土の透水性および管径は同じとみなしてよく，矢板区間ではさらに矢板による遮水効果があるため，矢板のある区間の方が，上流側の水位を工事によってあげた量は大きいとみなしてよいであろう。従って，F_2ブロックでは埋設工事によって水位が多少あがったとしてもF_1ブロックほどではなく，その影響はより小さかったものと考えられよう。図6・5・2(b)および20号道路での同様の水位観測結果をよく見ると，埋戻し土部分では多少水位が一旦下がるような傾向も示しており，逆に，埋設管および埋戻し土部分が排水路のようになっている可能性も考えられる。つまり，図6・5・2(b)の図に垂直な東西方向に道路はかなりの勾配をなしているため，埋設管周辺の透水性が良いと,ここが排水路の役目を果たして,東の方向に地下水が流れ出していることもあるのかもしれない。

5・3節で述べたように，埋戻し土の透水係数は周囲の地盤と同程度か多少小さめと推測されるので，このようなことが生じていたら，埋設管の周囲に少し水みちができているのであろう。

以上のことを総合してみると，地下埋設工事のみが地震による家屋，地盤の被害に与えた影響は少ないと判断される。ただし，次節で述べる溜池埋立工事による水位の上昇と，地下埋設工事のそれとは合わせて考える必要があり，それについては，

次に述べることとする。

この他，埋戻し土部におけるFLを計算してみたところ，R－1地点ではFL＞1となり，また，R－2地点ではGL－2～3mでFL＜1となるものの，0.8～0.9とさほど小さくなく，周囲の地盤に比べて液状化はし難かったと考えられる。事実，地震の際に，道路自体は大した被害を受けていなかったのも，このことを物語っているのであろう。

なお，これまでは地震後約半年たった12月3日～1月25日の間に測った地下水位をもとに検討を進めてきた。この期間内にも，Ag－38（矢板のすぐ上流側）で21cm，Ag－20（F_1ブロックの中央）で20cmの水位変動があり，地震当時では，また異なった水位であったことも考えられよう。

(3) 溜池埋立による宅地造成工事の影響

a 検討のポイント

G，H_1，H_2，I，Jブロックは溜池を埋立てて造成されたが，この造成工事によって，地下水位を変えた可能性がある。特にF_2ブロックは地下水の上流側にあたり，下流側の流れを止められて地下水位が上昇し，そのために液状化し易くなったことが考えられる。そこで，このことについて，以下に検討を行ってみた。

b 溜池埋立が地下水位に与えた影響

F_2ブロックからH_1ブロックにかけての断面Ⅱのうち，13号道路付近の部分を示すと，図6・5・4となる。図に太実線で示した面が溜池を埋立てる前の想定地表面である。溜池の縁の①，②は折れ曲った面となっているが，一応，

a）①または②の単一勾配をもつ面の縁が造成前に存在していた。

b）砂質シルト（C－1）層は不透水層となっている。

c）No.C（公園）まで測ると，もはや埋立工事に影響されなく，地下水位は一定である。

との仮定を設けて，Iterson の式[6]にて溜池埋立前の自由水面を推定してみると，図6・5・4(b)，(d)の破線となる。また，図6・5・4は，F_2，H_1の範囲のみの推定地下水位を示しているが，断面Ⅱ全体で示すと，図6・5・5となる。溜池のうち，Y付近では造成前に水があまりなかったことや，S－9付近で"造成前に1.5m以上堀っても水が出なかった"との住民の話とも，この地下水面は矛盾していなく，こ

の推定値は，かなり妥当なものと考えられる。

造成前の想定水面によると，№AやS－9地点付近で地下水位は地表面下1.5～2.0 m位となっており，造成工事により，F_2ブロックの地下水位を0.5～1.0 m位上昇させた可能性はあると考えられる。この上昇水位量には埋設工事の影響も含まれているが，その値は，前節に述べたように小さいと考えられる。

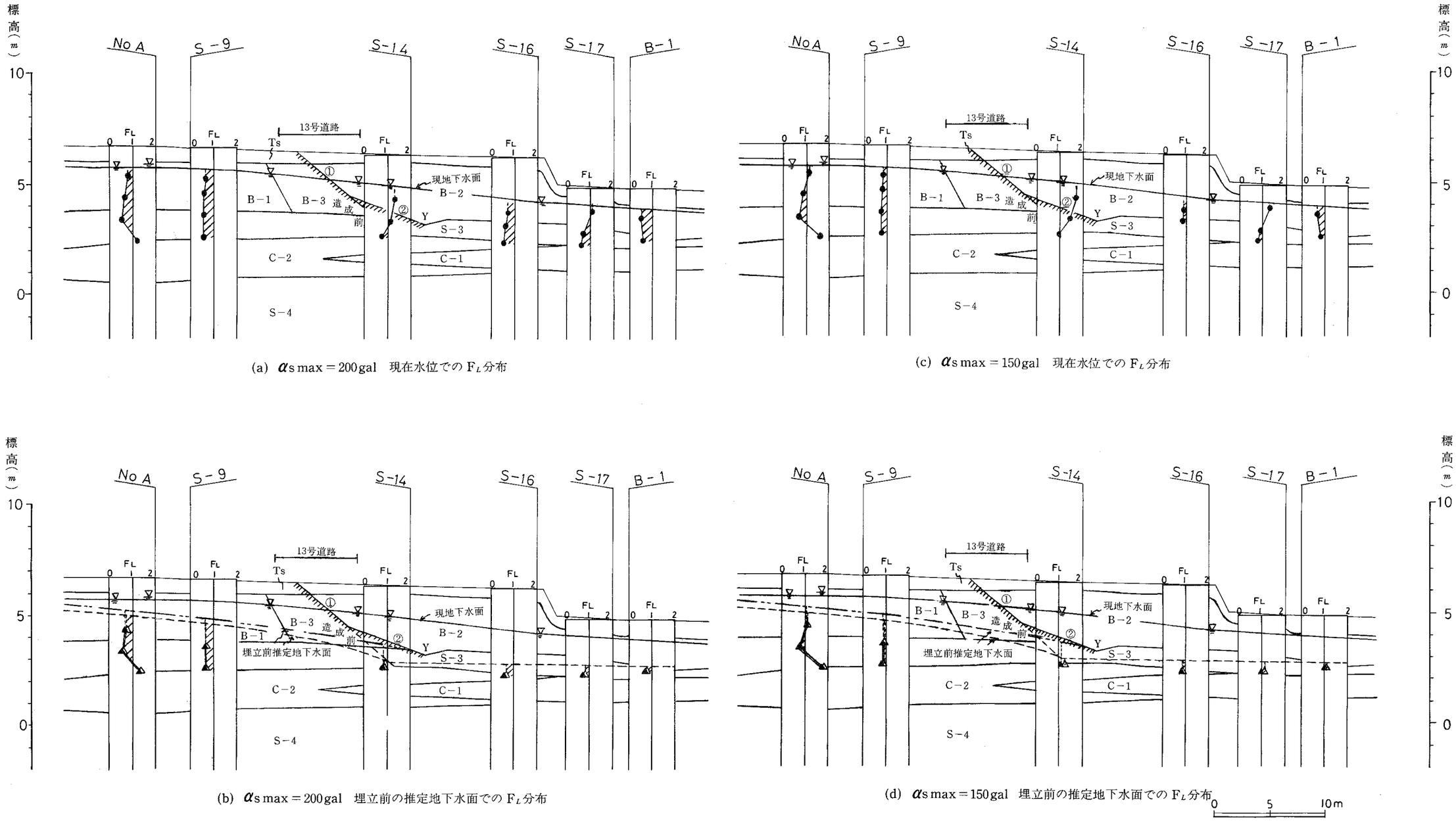
これだけ水位変動があったと考えた場合に，被害に与えた影響をみてみるために，造成前推定水位で液状化の検討を行ってみた。図6・5・4(b)，(d)にその結果を示したが，ボーリング№AやS－9地点では，200 galの地表最大加速度を仮定した場合に地下水位以下で，また，150 galの地表最大加速度を仮定した場合には地表面下2.0～2.5 mより下層で，液状化する可能性があると計算された。

従って，非液状化層は，それぞれ1.5～2.0 m，2.0～2.5 mとなる。この値は，6・3節で前述したように，液状化により家屋や地盤が被害を受ける限界値あたりに相当しており，仮に溜池埋立が行われなかった場合に被害を受けなかったか否かは，判断し難い。

次に，F_1ブロックについてみてみると，F_1→Gにかけての断面Ⅰを見てわかるように，溜池の深さは2 m程度と推定される。これは，F_2→H_1ブロックでの断面Ⅱでの深さの約半分であり，造成による水位変動があったとしても，断面Ⅱのそれより小さいと考えられる。ただし，前節で述べたように，F_1ブロックでは，矢板埋残しによる水位上昇が25～30 cm程度あると考えられるので，結局，両者をあわせて考えると，F_1ブロックの埋設および埋立工事による水位の上昇も，F_2ブロックのそれに近い値ではなかったかと推察される。ただし，溜池埋立によるF_1ブロックの水位上昇量はF_2ブロックのそれほどは明確でない。

なお，溜池埋立工事および埋設工事が行われなかった場合，被害が軽かったか否かということに関しては，次のような事実について考察を要する。

i）図6・3・3のうち，壁のみの被害は液状化に直接起因していないことも考えられ，これを除いてみると，被害の種類と非液状化層厚に明確な傾向があるとは言い切れない。例えば“基礎と土台のはずれ”の場合は非液状化層厚が薄くなっているが，近くにサウンディングを行っている箇所についてみると，これに該当するものは，F_1ブロックの1軒のみである。一方，サウンディングは行っていない



(a) $\alpha s\,max = 200gal$　現在水位での F_L 分布

(b) $\alpha s\,max = 200gal$　埋立前の推定地下水面での F_L 分布

(c) $\alpha s\,max = 150gal$　現在水位での F_L 分布

(d) $\alpha s\,max = 150gal$　埋立前の推定地下水面での F_L 分布

図6・5・4　溜池を埋立てたことによる地下水位，F_L の変動

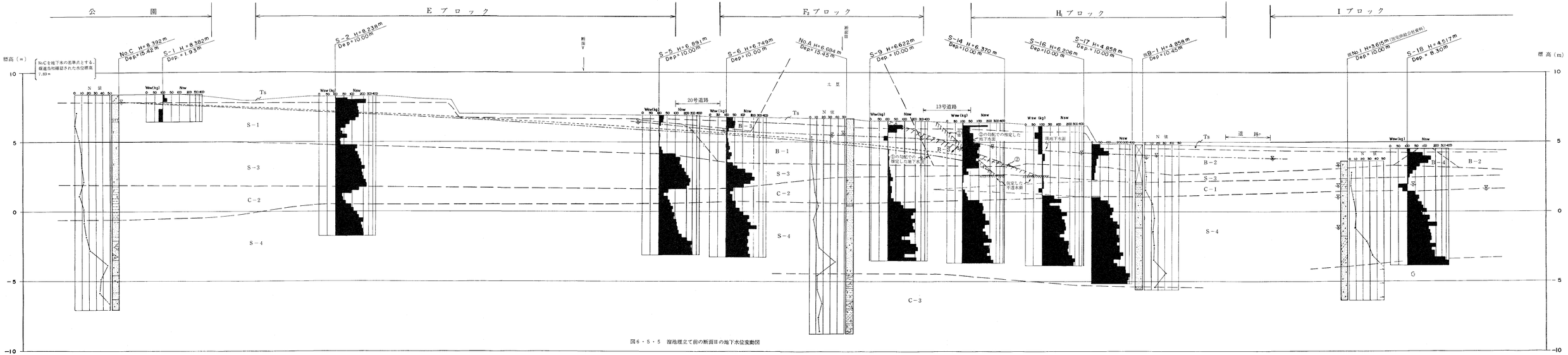


図6・5・5　溜池埋立て前の断面Ⅱの地下水位変動図

ものの，やはり基礎と土台がはずれた家屋で非液状化層厚が1.5 m程度あると考えられるものもある。

ii ）別冊資料その1(G)3で述べているように，基礎の沈下が支持地盤のパンチせん断や局所せん断によって生じている場合には，非液状化層厚に“ある限界”があり，その限界を超えるか否かで被害を受けるか否かが決定されるような被害機構であることも考えられる。

iii ）Fブロックにおける埋立前推定非液状化層厚〔200 gal の場合1.5～2.0 m；150 gal の場合2.0～2.5 m〕と同程度または近い値を示す個所の現時点（地震時）での分布範囲をみると，① 200 gal の場合は，7ケ所[*1)]ある（図6・5・6，図6・2・1）。

その内訳[*2)]は，S－2（1.90 m），S－3（1.90 m），S－8（2 m），S－26[*3)]（1.90 m），S－23（1.60 m），S－4（1.90 m），S－15（1.47 m）でこれらの個所は，Fブロック周辺地区の“無被害”個所（S－2，S－3，S－23 S－26，S－8）であるか，近くの家屋の壁に亀裂が出来た程度（S－4[*4)]），あるいは，基礎に“小さなひびわれ”を生じた程度（S－15）の“被害”個所である。従って非液状化層厚が1.5～2.0 mの範囲は“被害”か“無被害”かの極めて限界的な状況範囲ということができる。

しかし，② 150 gal の場合（図6・5・7）には，200 gal の場合とはやや異なり，非液状化層厚が限界的な状況の範囲内（2.0～2.5 m）に入るのは，1個所

＊1） 図6・3・3(a)（前出，P 114）のヒストグラムの資料の中で，アスタリクス印（＊～＊＊＊）の付いた個所は，ここでは除外した。

＊2） これらの個所では，地下水位は割合浅く，とくに，S－2，S－4，S－23では1.1 m以内である。つまり，地下水面下でも地盤が比較的しまっているために，液状化しにくい層があるのである。

＊3） “無被害”個所に分類されているものの，「10 m離れた所に地盤沈下家屋の壁に亀裂」の程度の被害がある。

＊4） 壁のみの被害は，液状化には直接起因していない，という考え方もある。〔前出，i ）〕

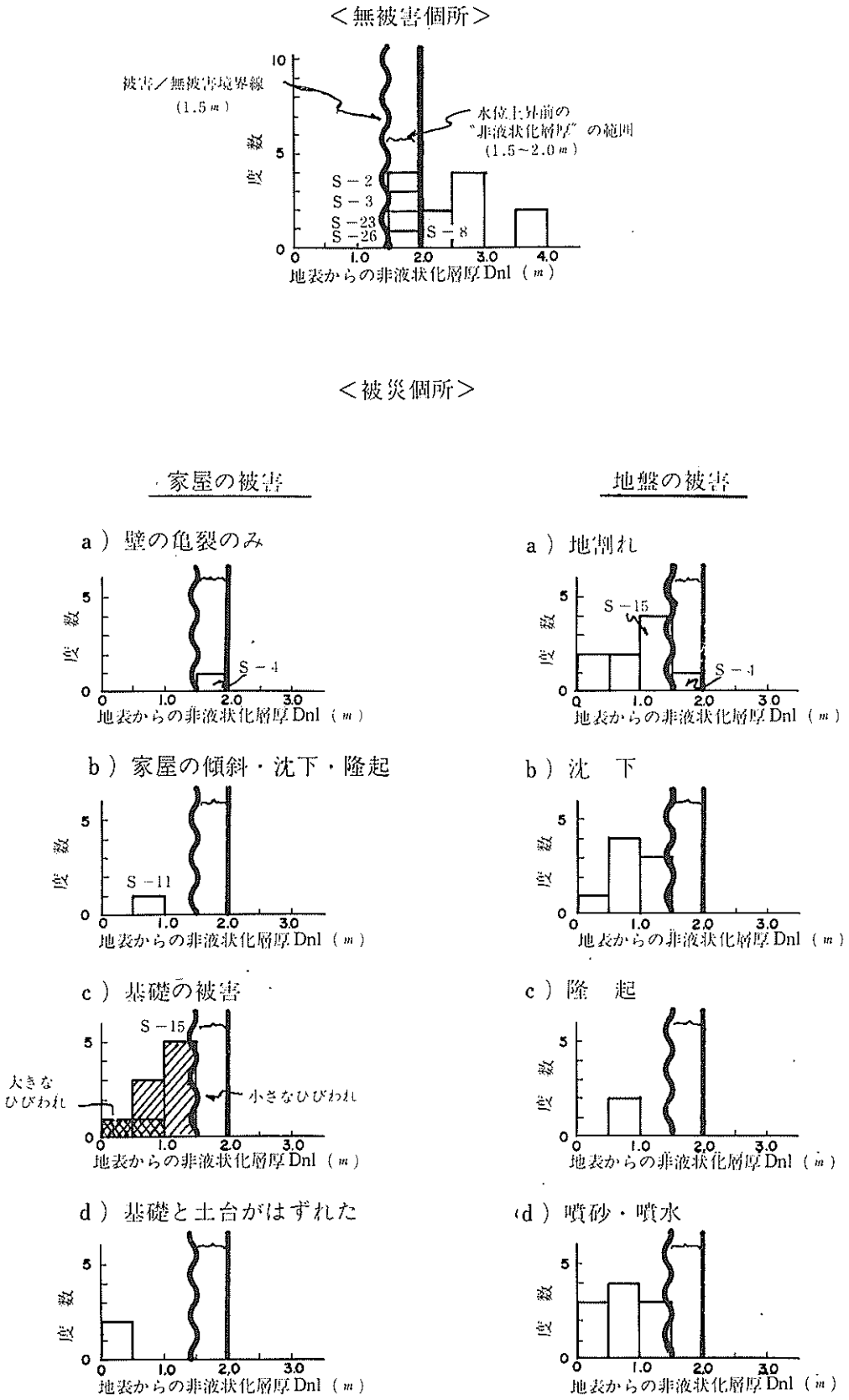


図6・5・6　地表からの"非液状化層厚"と被害・無被害の関係(200 gal)

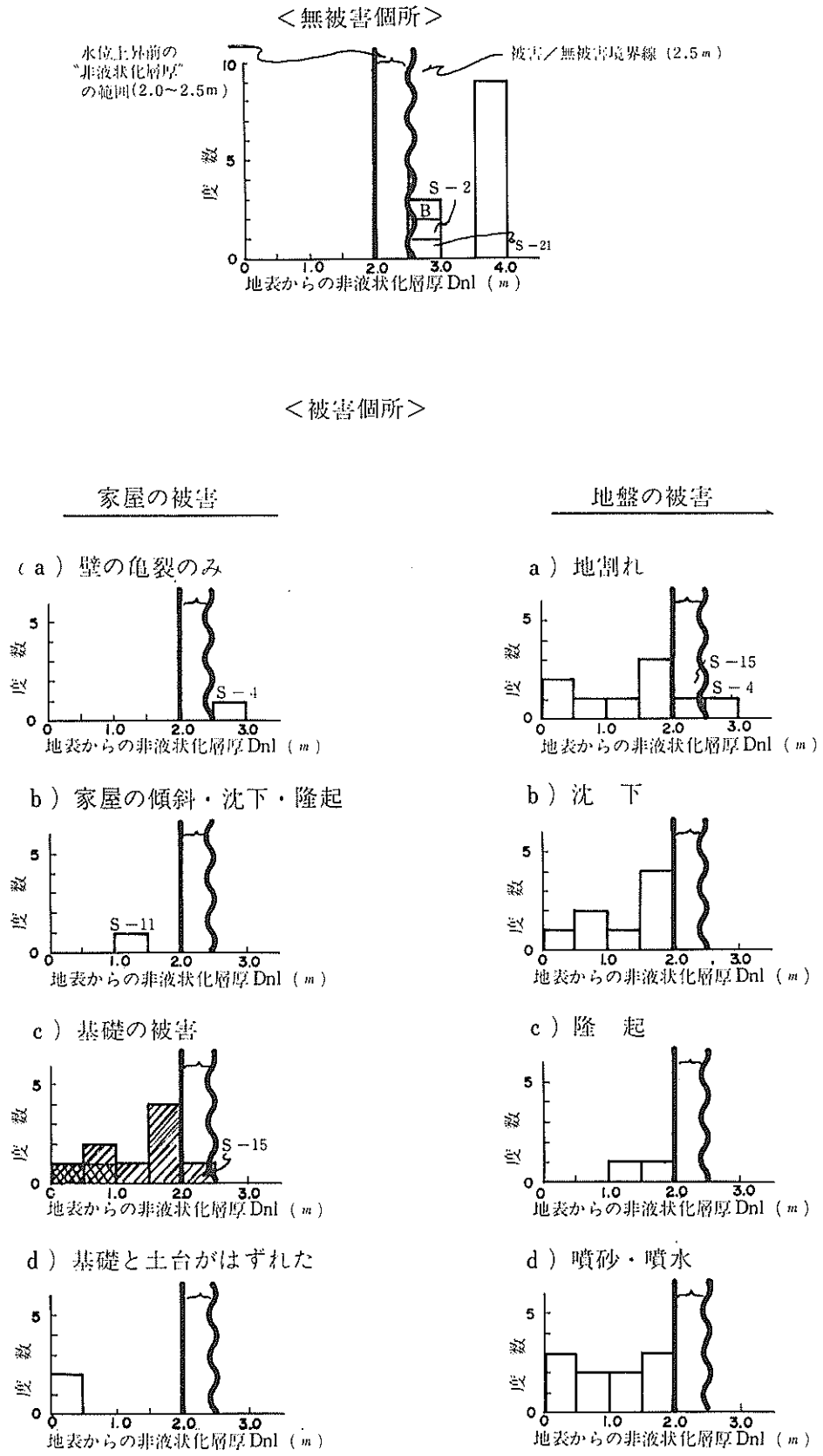


図６・５・７　地表からの"非液状化学厚"と被害・無被害の関係（150gal）

（S－15）で，200galの場合に限界的状況範囲内にあったS－2のほかの“無被害”個所は，被害／無被害境界線の2.5mより厚い側に移行する。また，被害個所のS－4も限界線以上となる（2.80m）。

なお，①の場合は，限界的状況範囲（1.5～2m）は，被害／無被害境界線の1.5mより無被害側にあるが，②の場合の限界的状況範囲（2.0～2.5m）は，被害／無被害境界線の2.5mより，被害側にあることが注目される。

iv）家屋の基礎の被害（破壊）の程度[*5)]を図6・5・6でみると，非液状化層厚が1.0～1.5mの5ケ所は，すべて“小さなひびわれ”であるが，0.5～1.0mでは3ケ所の中1ケ所が“大きなひびわれ”となり，0.5m以下の1ケ所も“大きなひびわれ”である。このことに関する限りでは，被害の程度と非液状化層厚との間には，ある程度の相関があるようにも思われるが，なおデータ数は十分ではない。

v）いっぽう，家屋の被害がひどかった個所，とくにボルトの有無にかかわらず“土台と基礎がはずれた”程度の被害家屋が9戸あるが，その中の1戸〔F－1宅〕では，非液状化層厚は，0.31mと非常に薄い。その他の7戸も，サウンディング資料はないが，地下水位はいずれも浅い（0.4～0.8m）ので，非液状化層厚も当然その程度に薄いものと考えられる。

従って，上述iv）の場合を考え合せれば，被害の程度（大小）と非液状化層厚の間には，どちらかといえば，漸移関係があるようにもおもわれる。このことは，前記i）に述べた所とは一見矛盾するが，F_2ブロック東北隅の〔F－10〕宅の場合のように，地下水位（1.4～1.5m程度）から推定される非液状化層厚が被害／無被害境界線すれすれの値（図6・2・1）であっても，基礎と土台がはずれ，噴砂・沈下・隆起を生ずるような大被害を蒙むった個所もあり〔前出i）〕被害を受けた機構は，やはり複雑である。

vi）被害を強めた要因としては，液状化に伴なって地盤全体に起きたすべりを考える必要がある。F_2ブロックには明らかにすべりが認められるが，F_1ブロックにもある程度のすべりの存在がうかがわれる。F_1ブロックのすべりについては埋残

＊5）　被害調査アンケートでは，基礎の壊れ方の程度が4段階（小さなひびわれ・大きなひびわれ・段差ができた・ブロック状）に分けられている。

し矢板が多少阻止効果として働いた可能性もある。

一方，溜池造成工事が行われる前の安定解析結果（表6・3・1）によるとF_2ブロックにおける安全率は低い値を示しており，工事が行われなくても，もともと地盤全体がすべり易かったと言える。

また，この場合のすべりの影響範囲については一概に言い難いが，F_1ブロックもこのすべりに影響されていたことも考えられる。従ってこのようなすべり発生の可能性から推察すると，地下水位の上昇がなくてもFブロックの家屋は被害を受けていたことも考えられる。

vii）今回の液状化の検討では液状化に対する抵抗率F_Lを用いている。この計算に用いた定数は地震後の測定データに基づくものであるほかいくつかの仮定のもとに決定されている。また計算式自体も簡易式を用いているためいくらかの誤差が含まれている。vi）まではかなり細かい見方をしてきたが，このような誤差が含まれており，絶対的な評価とは言いきれない。

以上，溜池埋立工事とさらに埋設工事が，F_1，F_2ブロックの地下水位の変化およびそれにより地震被害に与えた影響について検討してきたが，まとめてみると次のように結論づけられる。

F_1，F_2ブロックにおけるこのような各種工事にともなう水位上昇がなかったとしたら，今回の地震でこれらのブロックに液状化被害が生じなかったかどうかは，非液状化層厚からみて，限界的な状況にあり，いずれとも判定し難かった。仮に被害があったとした時，被害程度が軽減されたか否かについて被害機構を踏まえて検討したが，このことに関しては，地盤に固有な不均質性，繰り返し実験のできない地震という現象，現状の関連学問の到達段階等から，解析におけるある程度の誤差は避けられず，遺憾ながら明確な結論は出し得なかった。

更に，地震現象は，その源，伝播経路，それを受ける側の立地条件により，複雑に変化するもので，仮りに震度が同じでも被害の生じ方は，条件により多様に変化するものであることも注意しなければならない。

第７章　あ　と　が　き

日本海中部地震によって家屋が集中的被害を受けた秋田市新屋松美町および新屋松美ケ丘東町について，被災原因の科学的調査を行った結果を以上に報告した。

おわりにこの調査を通じて感じたことを若干述べて，結びとしたい。

(1)　この種の問題の究明は学問的にも研究途上にある段階であり，本調査によって問われた問題の全容が解明しつくせたとは言いがたいが，このように詳細な調査は他に類例がない。この結果を後世への貴重な遺産として，長く記録に止め，今後の防災行政，および災害科学の研究に役立たせていただければ幸いである。

(2)　将来起るかもしれない地震に対する危険度予測（マイクロゾーニング）などの長期的な研究体制を確立するとともに，地震発生の際には迅速な調査活動にはいれるようにすることが望ましい。

なお，この種の調査は官民学が一体となって，初めて効果が発揮できるものであろう。

おわりに，本調査を通じて種々御協力をたまわった関係各位，とくに被災者の方々に，厚く御礼を申し上げる。

参　考　文　献

1) Creager：クレーガー（Creager）による d_{20} と透水係数，土質工学会土質工学ハンドブック，pp. 69～70，1982

2) Slichter：Theoretical. investigations of the motion of ground waters. USGS 19th Ann. Rept pt. Ⅱ－C.
山本荘毅，古今書院　新版　地下水調査法　P. 193，1983.

3) Taylor：Fundamentals of Soil Mechanics，Modern Asia Edition，P. 115，1948.
土質工学会，土質工学ハンドブック，P68，1982.

4) 稲田倍穂：スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について，土と基礎，Vo 1. 8，№ 1，pp. 13～18，1960.

5) Tatsuoka，F.，Iwasaki，T.，Tokida，K.，Yasuda，S.，Hirose，M.，Imai，T. and M. Kon－no（1978）：Amathod for estimating undrained cyclics strength of sandy soils using standard penetration N－values，Soils and Foundations，Vol. 18，№ 3，pp. 43～58.

6) Itersonの式：日本道路公団　設計要領　第一集，昭和45年1月

7) 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一・安田進：砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例，第5回日本地震工学シンポジウム講演集，pp. 641～648，1978.

8) 石原研而・安田進：Sand Liquefaction in Hollow Cylinder Torsion under Irregular Excitation，土質工学会論文報告集，Vo 1. 15，№ 1，pp. 45～59，1975.

382
55

借り出したときは
・本は大切に保管しましょう。
・必ず期日を守りましょう。
・よごさないようにしましょう。
・折目をつけないようにしましょう。
・また貸しをやめましょう。

キハラ No. 1482