

土と岩

1986
No. 34

中部地質調査業協会



御殿場上空より富士山を望む

社会資本整備を考える

目次

巻頭言

社会資本整備を考える	勝 部 弘	1
挨拶	小 川 義 夫	3
宮城県沖地震におけるタンク基礎の被害状況と、 土質工学的考察	山 口 柏 樹	5
タンク基礎の耐震設計と、 加震時のすべり変位について	山 口 柏 樹	22
	成 田 国 朝	
	奥 村 哲 夫	
名港中央大橋の計画と基礎地盤	久保田 莊 一	32
	永 田 哲 郎	
孔内水平載荷試験結果による 名古屋市周辺部の地盤特性	立 石 哲 郎	42
	阿 河 武 志	
	前 田 都喜春	
高盛土の設計、施工及びその品質管理	大 根 義 男	50
地形、地質、居住環境から見た災害危険度 および防災的土地利用に関する研究	多 賀 直 恒	57
—ファジィ理論による災害危険度評価—	曾 我 裕	
切土・盛土の崩壊から学ぶこと	宮 下 高 昭	78
地質調査余談	鈴 木 敏 明	86
最後の手段	東 勉	89
単身赴任	畑 内 利 男	91
協同組合の花壇を利用して菜園を	荒 木 豊	93



社会資本整備を考える

元 第五港湾建設局長 勝 部 弘

最近、社会資本整備に関連して「貿易摩擦の解消」、「財政再建」、あるいは「民間活力の活用」という話題を新聞でしばしば見受ける。貿易摩擦という言葉を目にするたびに、日本も変わったものだとしみじみ感じる。戦災による焼け跡の中で、食糧確保もままならず外国からの援助に頼っていた我が国が、30、40年というわずかな期間で経済大国にのし上がり、今日では逆に貿易黒字減らしに頭を悩ましている。

こうした、貿易摩擦の解消のための方策として内需拡大が言われており、その一つの柱として公共事業の拡大が強調されている。ところが一方で、現在我が国は財政再建途上にあり、社会資本投資に対しては抑制的立場をとっているため大胆な社会資本投資の拡大は望めない状況にある。我が国に限らず、社会資本整備は、その時々を経済社会の情勢に大きく左右されがちであるが、近ごろ我が国ではこうした傾向が特に強くなってきているように思われる。つまり、社会資本整備がとかく経済運営、財政運営中心に考えられがちであるため、社会資本整備がそのための単なる手段であるかのようにみなされ、本来あるべき国家百年の大計を踏まえた社会資本整備の考え方がおざなりにされているような気がしてならないのである。

一方、その社会資本を民間活力を活用して整備していこうということが最近盛んに叫ばれている。その背景の一つとしては、国あるいは地方が長期にわたる財政難に陥っていることから、社会資本の充実のために潤沢な民間の資金を導入して、その整備を推進しようとするにある。また、民間の持つ発想や経営手腕を取り入れて、今後の我が国の発展のための活力源にしていこうとするねらいもある。

明治以来、我が国は先進国にキャッチアップを図るため、官主導のもとに社会資本整備を進めてきたが、今や民間の活力をも十分に活用した国づくりが期待されてきている。こうした考え方は、「民間主導型社会の実現」といった言葉で見聞きされるところであり、これからの社会にとって重要な視点であると思う。しかしながら、昨今、余りにも「民活」が強調されているせいか「民活」と言えば、総てが済まされるかのような風潮にあるように思えてならない。あたかも、「民活」が目標であるかのように騒がれているが、今必要なことは、我が国の発展、国民生活の向上を図るためには、将来に向かって何をすべきであるか、それを官と民がどのように役割分担し、協力し合っていくかという考え方である。

最近、当管内で新聞をにぎわせている中部新国際空港も、21世紀の日本はどうあるのか、そのためにどのようなプロジェクトが必要なのか、さらに、それを実現させていくためにはいかなる方法が望ましいのか、というステップのなかで官と民の協力の在り方を議論すべきであろう。決して、「民活」という言葉に踊らされ、よそのかりそめの成功事例などの情報に溺れて、物事の本質を見失ってはならない。

これからの社会は高齢化が進み、社会福祉等の社会保障に要する支出負担は増大せざるをえず、自ずと他の財政支出を圧迫するものと思われる。このような状況に至るまでの今こそ我々は、21世紀に向けた国づくりといった視点で社会資本整備を考えなければならない。

最近の世の中は情報が氾濫している。情報が多くなるとそれに流され、とかく我々は物事の本質をつい見失いがちになる。物事の本質を見失わないよう、常に心がけていたい。



挨拶



中部地質調査業協会

理事長 小川 義夫

「土と岩」の誌上を通じて、皆様に御挨拶の機会を得ましたことを、光栄に思うものであります。

またそれぞれ職務御多端にも拘らず、本誌のために有益な内容の御寄稿を賜りました関係官庁、大学の先生、協会員の皆様に厚く御礼申し上げます。

昨年5月理事長に選任されましたが、私は地質について無知で協会の運営に戸惑いがありましたが、その間に寄せられました、関係官庁の方々、研究機関の方々、協会員の皆様の暖い御指導と、御協力によって無事努めてこれましたことに対し深く感謝致すものであります。

私は建設関連の諸団体に加盟してその業務に長く携ってきましたが、その中でも土質、地質、地下水の調査業務が、建設事業の安全性という点から最も重要であることを痛感しております。

公共事業の抑制という国の苦しい財政事情を考えると、これからの建設事業の優先はその経済性、安全性等合理的に選択されるでありましょう。こうした観点から、土質、地質の調査業務の重要性が更に高まると思います。

建設省が発表された資料によりますと、我が国で約62,000本の溪流で、百万戸の人家が危険な状態にあるといわれております。

昨年のコロンビアの大噴火の二次災害による大災害を教訓として、その防災対策は今後ゆるがせにできない問題で、官民一体となって取り組まなければならないことだと思います。

技術の進歩はめざましいものがあり我々協会員も探究を怠りなく更に技術を練磨する必要があります。

昨年11月15日建設省の外隔団体として、財団法人日本建設情報総合センター（略称ジャンシッ

ク)が発足しました。高度情報化時代に向けての社会的ニーズに応えるために設立されたもので、建設省、地方建設局、工事事務所、国土地理院、土木研究所、建築研究所等が保有する情報を中心に、データベースを構築し、全国的なネットワークを作り、国民生活に密着した各種建設情報を、広く一般に提供するとともに、建設事業の効率的な施行を目的としております。

先に出版されました「地質と調査」85第3号の地盤の情報化特集号に掲載されたように、過去の地質データの蓄積を生かし、データバンクとする以外に、その利用方法も検討されております。

いづれにしても地質情報のデータベース化は、地質調査の方法に一大変革をもたらすものと思われれます。多様化、個性化する業務に対応するために従来からの手法の転換を図らなければなりません。

先行き不透明な難しい時期であります。発注機関の御指導と信頼を受け、協会員のたゆまぬ努力によって培かれた技術を結集して、社会資本の充実の一翼を担うとともに協会の一層の発展を期したいと思っております。

皆様の御支援を切にお願い申し上げます。私の挨拶と致します。

地 質 調 査 業 の 周 辺 業 務

建設省では、測量業、地質調査業、建設コンサルタントの3業種を建設関連業として位置づけ、業者登録や業行政を行っております。測量業者は測量法による登録で現在その数は約9,660社であります。地質調査業、建設コンサルタントにはそれぞれ建設省告示による業者登録制度があり、その数はそれぞれ約860社、2,180社であります。

これら建設関連業は人が中心となった、いわば知識集約型産業で、その産業特性は知的な技術情報を商品としているという点や業の成り立ちという点において共通なものがあ、り、地質調査業者の中には、測量業、建設コンサルタントを併営している者が多くあります。

地質調査業のもう一方の周辺業務は、さく井工事、薬液注入・グラウト工事、地すべり対策工事など、ボーリング関連工事業です。これは、地質調査業務の有力な調査手段であるボーリング業務を応用した分野であり、地質調査業者の中には、これらの業務を兼業している者も多くあります。

宮城県沖地震におけるタンク基礎の被害状況と、その土質工学的考察

名古屋大学教授

工学博士 山口 柏 樹

§ 1 はじめに

わが国で巨大な石油タンク群を持つ石油コンビナートが各地に建設されるようになって久しい。当初タンクの建設における基本的手法は欧米の技術に倣う面が多かった。しかし、(i)わが国の工業団地はほとんどが臨海地域に在り、地盤が軟弱な沖積層であること、(ii)しばしば強い地震に見まわれる恐れがあること、の2点が安易なコンビナート建設を許さない状況にある。

これらの対策として、(i)に関しては地盤の性状に応じた各種の地盤改良を行うことにより、タンクに適切な地盤の造成を行い、タンク自体の入念な施工と相まって安全度の高い建設が行なわれている。(ii)については新潟地震(1964)において昭和石油新潟製油所のタンク地盤の受けた被害様相が土質工学的に興味を集めた。すなわちバイプロフローテーション工法で改良された砂地盤上のタンクの被害がほとんどなかったのに対して、未処理地盤では液状化のためタンクに大きな沈下や傾斜が起った。

以来、液状化に関する研究や対策工法の向上が進んだことは周知の通りである。しかるに宮城県沖地震(1978)の場合、東北石油仙台製油所では基礎地盤がバイプロフローテーション工法で改良されていたため構内に液状化はほとんど見られなかったが、多数のタンクが砂パッド(盛砂基礎)にめり込み、数基のタンクでは周辺底板が破断して68,000 klの漏油事故が発生したのである。

このように地震毎に、新しい型の事故現象を体験するということは地震と地盤の相互作用の複雑さを表わしている。この事故に関し消防庁¹⁾では

技術委員会を設けて調査を行い原因の究明を行った。筆者も、その組織に参加する機会を与えられ、調査結果に関して独自の考察を加えてきたが、この点に関して以下説明を行い度い。

§ 2 被害状況

2.1 宮城県沖地震

宮城県沖地震は1978年6月12日に起った。震源は仙台市東方約100 km、震源の深さは30 km程度と推定されている(図-1)。マグチュードは7.4、仙台市では多数の家屋の変状、倒壊をみた

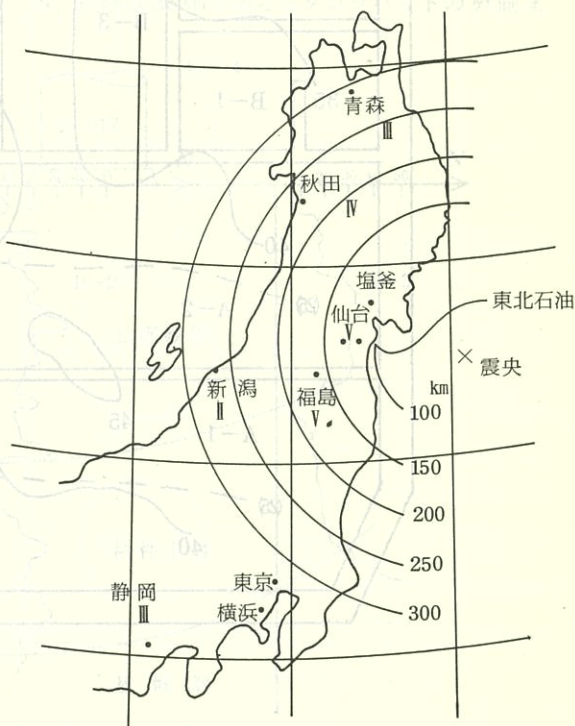


図-1 宮城県沖地震、震度分布図

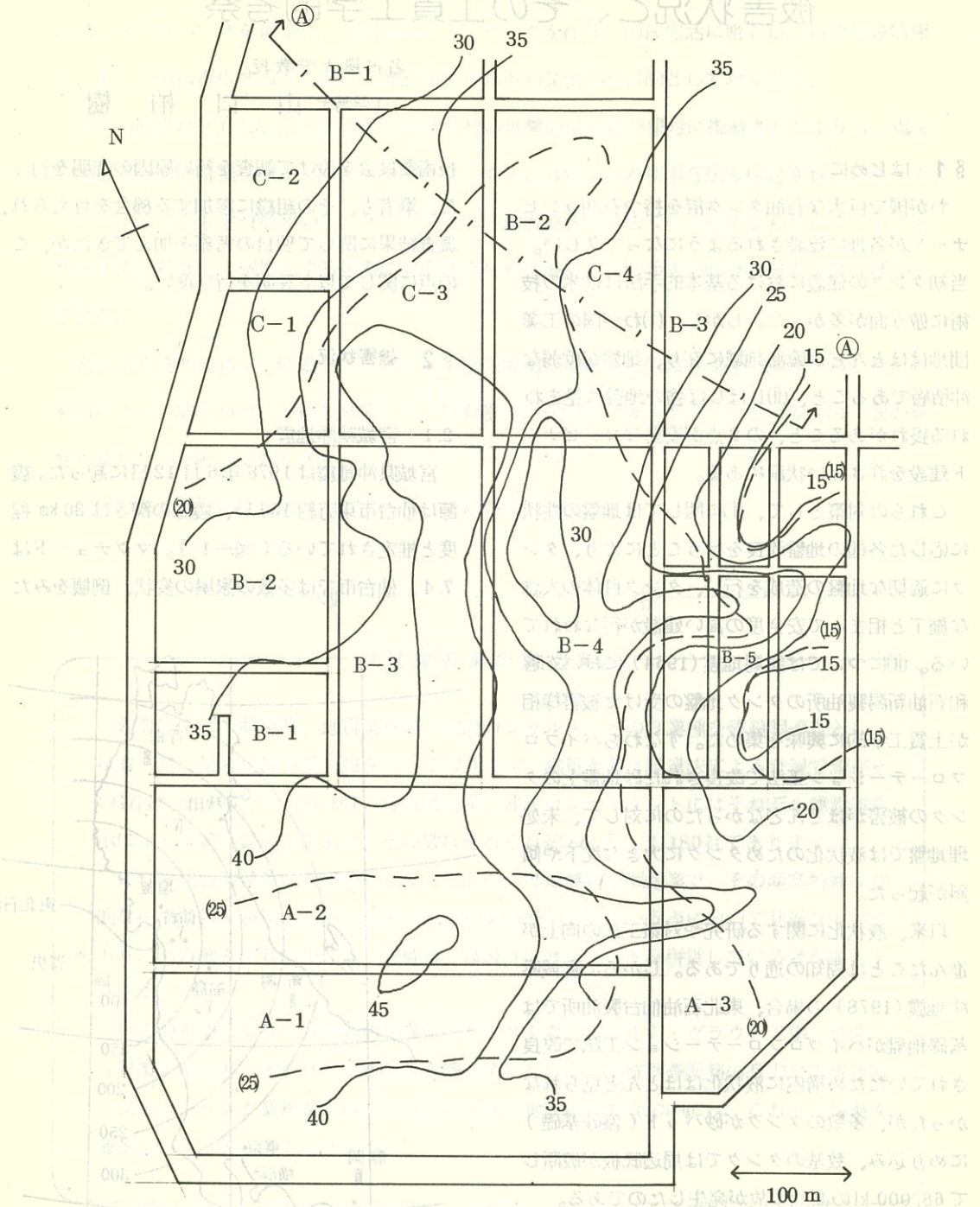


図-2(a) 上部砂層厚さ、基盤深さのコンター

が、ガスや水道管等の都市施設に大きな被害が出たのが特徴である。

東北石油製油所は震央から約100 km離れていたが3基の石油タンクの底板が破断し計68,000 klの漏油が生じたと同時に、他の幾つかのタンクに亀裂等の損傷が出た。また75基の全てのタンクに数mmから最大130 mmの側板部の沈下が認められた。この地盤災害は、液状化を起した新潟地震のケースとは違って、タンクパッドに生じた斜面の局所的崩壊が目立つ点で特色のあるものである。

当製油所に隣接している運輸省塩釜工事事務所(図-1参照)の地盤面上地震記録によると、最大加速度は東西方向に288ガル、南北方向に266ガル、上下方向に166ガルであった。これらを参考にして製油所の最大水平加速度は200～300ガル、上下加速度として150ガル程度、主要動の継続時間は約20秒と推定された。

2.2 敷地の地盤性状と基礎

(a) 地盤性状

地表面から上部砂層、粘性土層、基盤層の3層

が堆積している。上部砂層は上下層に区分され、表層は厚さが3～4 m、 N 値が6～12のゆるい埋立砂層である。基層は厚さが5～20 m、 N 値が10～30と巾広く変わる海岸砂州であって所々に粘土質細砂の薄層を噛んでいる。粘性土層は海成粘土と砂の互層であって層厚は10～20 m、 N 値は上半部で5～10、下半部で10～30である。基盤層は $N=30\sim50$ の洪積砂レキ層または凝灰岩層からなっている。

図-2(a)には製油所全域における上部砂層底面、粘性土層底面までの深度のコンターを、それぞれ破線と実線で示してある。全体的にみて堆積厚さにはかなりの不均一性がみられるが、タンク被害の大きかったC-3、C-4地区についての断面図(図-2(b))でみる限り、いちじるしい不均一性は認められない。

前述したゆるい埋立砂層を密実化するため表層から5 mの深さまでをバイプロフローテーション工法により改良した。砂杭の間隔は1.75～2.0 m、杭径は25 cmであってタンクパッドの外側ま

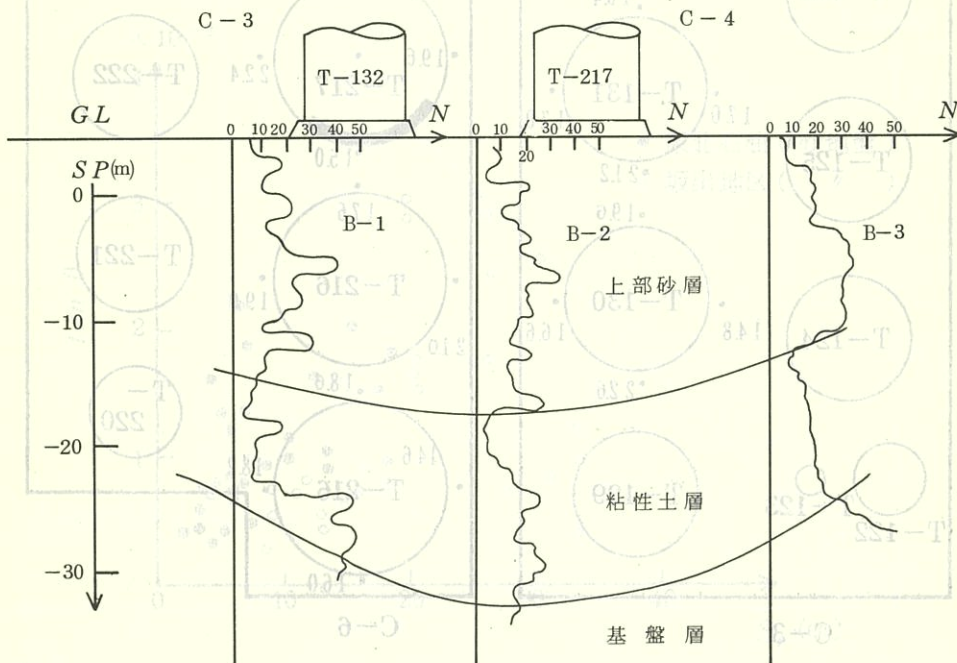


図-2(b) 土層断面図 (A-A断面)

で打設された。この砂杭により地盤の N 値は当初の6～12が12～25に改良された。この地震後にC-3、C-4地区の数基のタンクの周辺で N 値の測定を行った結果が図-3に示されるが、図には破損、漏油をみたタンクT-217、218、224の底板下のデータも加えてある。

(b) タンクパッド

昭和46～47年に建設された当製油所のタンクは、全てがほぼ同じタイプの砂パッドから出来ており、標準断面は図-4に示される通りである。

側板直下には巾300mm、長さ240mm、厚さ120mmのコンクリートブロックを2枚重ねに敷き並べており、RCリングや砕石リングタイプのものではない。砂パッド材は均等係数が1.7～2.7と均等性が高く、0.074～2mm間の粒径のものが70～80%を占めている。また側板から1m下までの間の砂パッドの平均間隙比は0.73～0.81、相対密度は80～95%、三軸圧縮試験で求めた摩擦角は $\phi_d = 38.5 \sim 40^\circ$ であった。

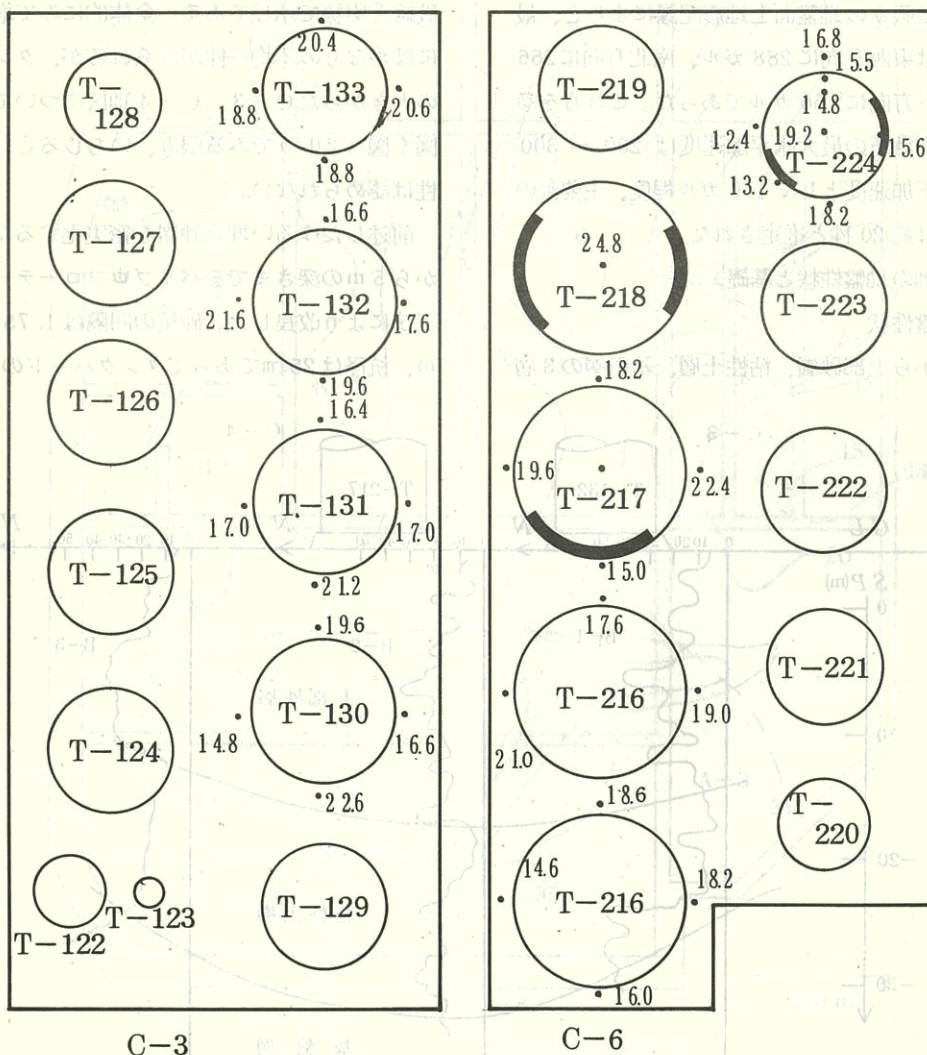


図-3 改良部の平均 N 値 (■ 破断面)

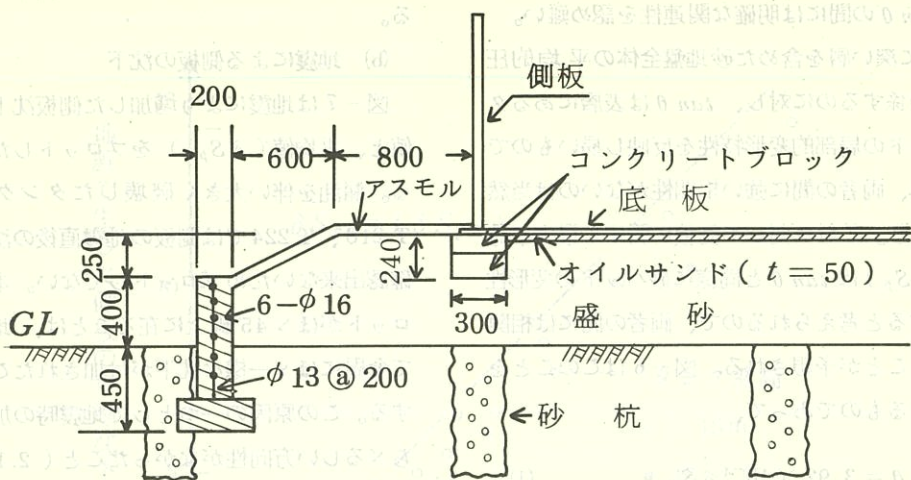


図-4 盛砂基礎断面図

2.3 基礎の変形

(a) 地震前の側板の沈下

図-5 はタンク建設後から地震前3ヶ月の間に生じた側板の平均沈下量 ($\bar{S}_p$) と、沈下展開図により求めた最大傾斜 ($\tan \theta$) の両者をプロット

したものである。この図には砂地盤上に建設された香川県坂出地区のタンクに関する実測値も比較のため記入してある。これと比べると東北石油タンクの $\bar{S}_p$ や $\tan \theta$ の値は小さく、常時の安全値はかなり高いものと判断される。しかし本図から

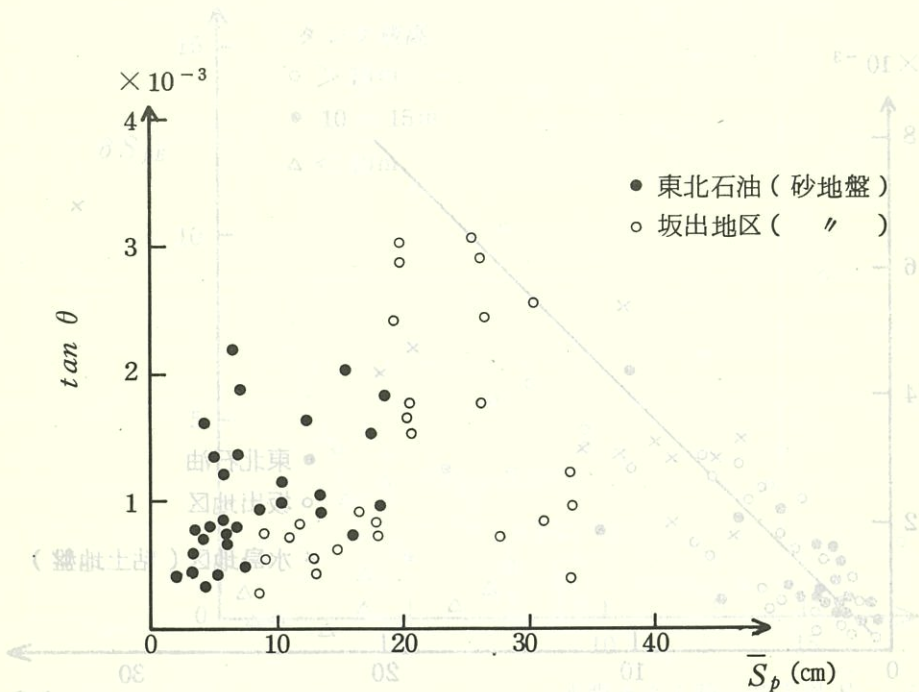


図-5 側板平均沈下と最大傾角

$\bar{S}_p$ と $\tan \theta$ の間には明確な関連性を認め難い。

$\bar{S}_p$ は主に深い層を含めた砂地盤全体の平均的圧縮性に関係するのに対し、 $\tan \theta$ は表層にあるタンクパッドの局部的変形特性を反映し易いものであるから、両者の間に強い相関性がないのは当然といえよう。これに対して側板に関する最大不等沈下 (δS_p) は $\tan \theta$ と同様に砂パッドの変形性に依存すると考えられるので、両者の間には相関性のあることが予想される。図-6 はこのことを裏書きするものであって、

$$\tan \theta = 3.92 \times 10^{-4} \delta S_p \quad (1)$$

(ただし δS_p は cm 単位の数値) によって両者を回帰すると相関係数が 0.88 とかなり高いことがわかる。この式を導く場合、粘土地盤である岡山県水島地区のタンクデーターも考慮されていることに留意されたい。すなわち δS_p と $\tan \theta$ には、主に砂パッドの変状が効き、粘性地盤、砂質地盤の差異は大きな影響を与えるものでないことがわか

る。

(b) 地震による側板の沈下

図-7 は地震により増加した側板沈下量の最大値と、平均値 ($\delta \bar{S}_{pE}$) をプロットしたものである。漏油を伴い大きく破壊したタンク T 217、T 218、T 224 では側板の地震直後の沈下現状を確認出来ないためプロットしてない。本図で各プロットがほぼ 45° 線上に在ることは、地震によって全周にほぼ一様な沈下が付加されたことを意味する。この原因の一つとして地震時の加速度にいちぢるしい方向性がなかったこと (2.1 参照) が考えられる。

図-8 は上記 $\delta \bar{S}_{pE}$ と水張りテストにおける平均沈下量 ($\bar{S}_{pw}$) のプロットである。 $\bar{S}_{pw}$ には (a) で述べたように基礎地盤の沈下が相当含まれると考えてよいが、これと $\delta \bar{S}_{pE}$ との間に密接な関連性が認められないという図-8 の結果からみると $\delta \bar{S}_{pE}$ は基礎地盤より砂パッドの変状結果が大きく含まれているものと考えられる。すなわち砂パ

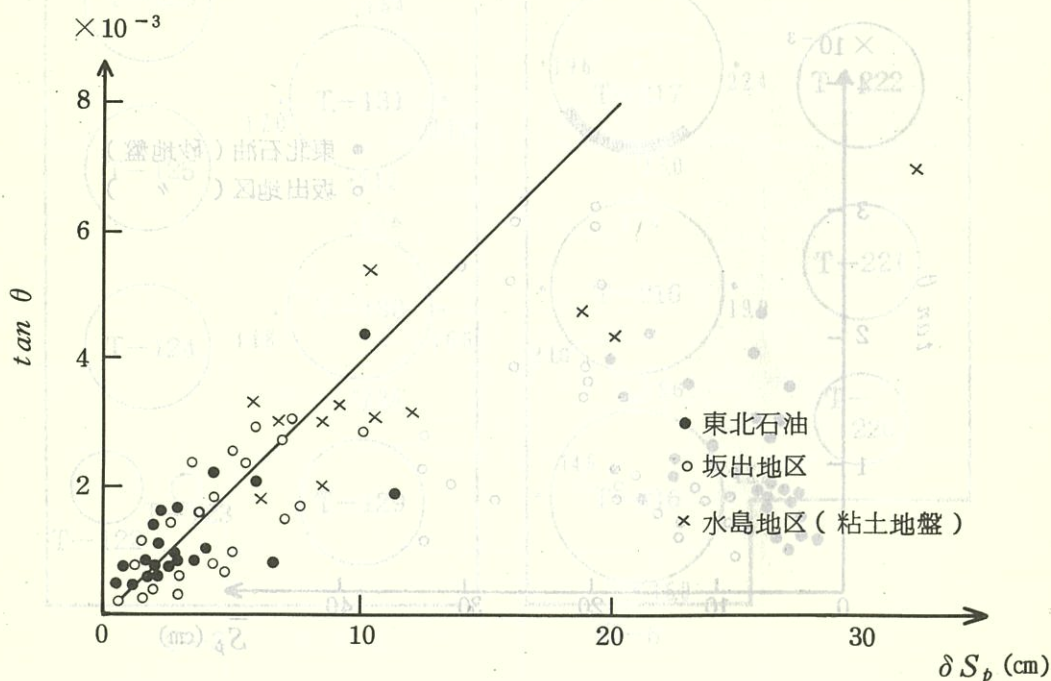


図-6 側板最大不等沈下と最大傾角

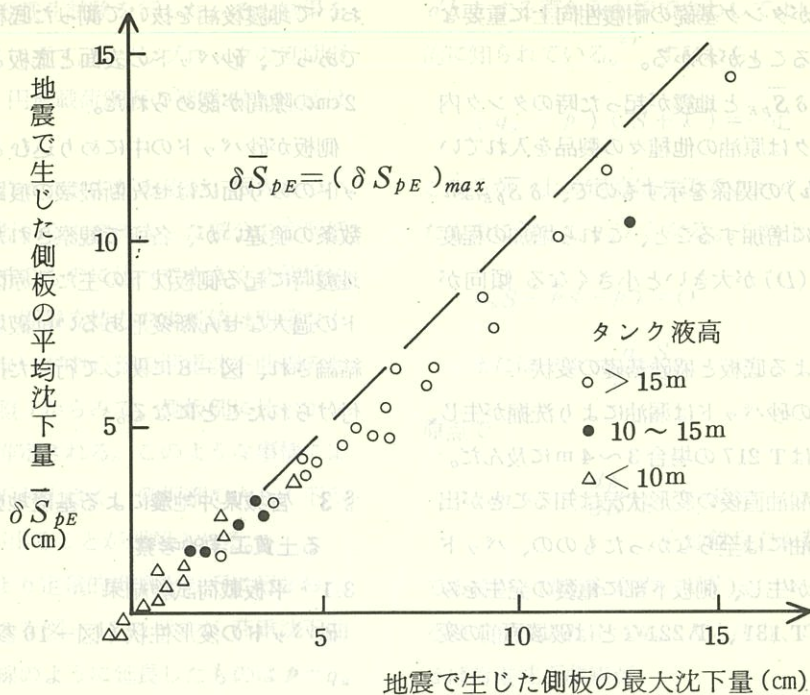


図-7 地震時の側板沈下

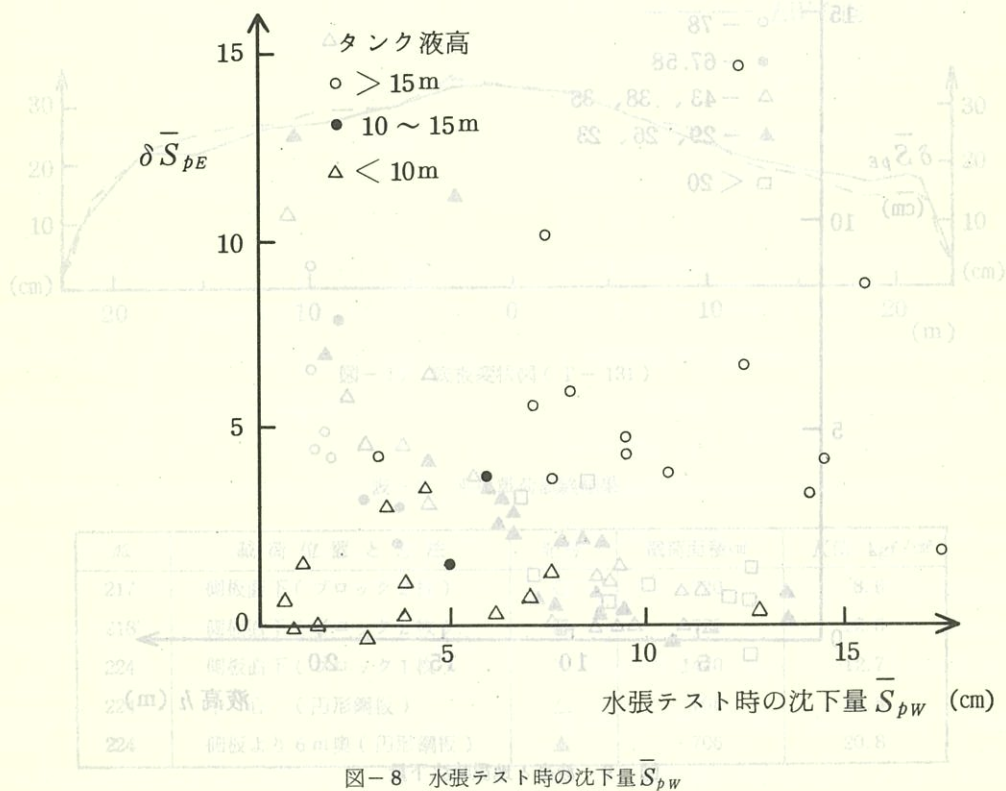


図-8 水張テスト時の沈下量 $\bar{S}_{bw}$

ッドの変形剛性を高めると同時に、均一の性状に仕上げることがタンク基礎の耐震性向上に重要なポイントであることがわかる。

図-9には $\delta \bar{S}_{pE}$ と地震が起った時のタンク内容物（各タンクは原油の他種々の製品を入れていた）の液高（ h ）の関係を示すもので、 $\delta \bar{S}_{pE}$ は h が増すと急激に増加すること、これら増加の程度はタンク直径（ D ）が大きいと小さくなる傾向がみられる。

(c) 地震による底板と盛砂基礎の変状

破壊タンクの砂パッドは漏油により洗掘が生じ、洗掘巾、深さはT 217の場合3～4 mに及んだ。破壊タンクの漏油直後の変形状況は知ることが出来ないが、漏油には至らなかったものの、パッドへのめり込みが生じ、側板下部に亀裂の発生をみた、T 130、T 131、T 221などは破壊直前の変

形に近いものと推定される。図-10はT 131において地震後油を抜いて測った底板の変形状況図であって、砂パッドの表面と底板との間には1～2 cmの隙間が認められた。

側板が砂パッドの中にめり込むと同時に、砂パッドののり面にはせん断破壊の痕跡と考えられる数条の喰違いが、各所で観察された。このことは地震時に起る側板沈下の主たる原因がタンクパッドの過大なせん断変形あるいは破壊によることが結論され、図-8に関して行った推論が改めて裏付けられたことになる。

§ 3 宮城県沖地震による基礎地盤の被害に関する土質工学的考察

3.1 平板載荷試験結果

砂パッドの変形状（図-10参照）を解釈す

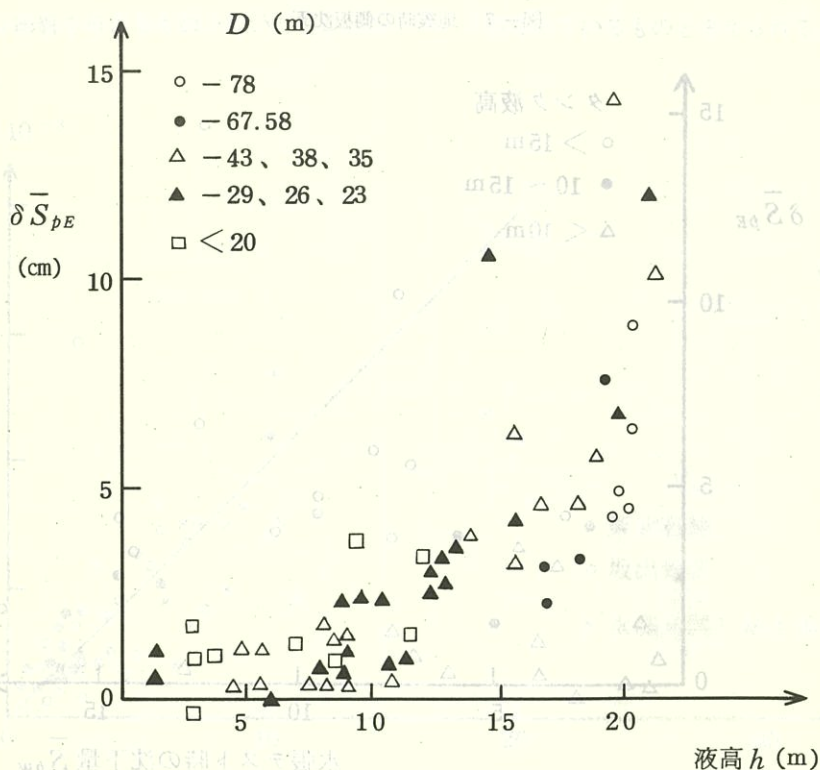


図-9 液高と地震時沈下量

るため破壊したタンクを除去した砂パッドの未洗掘部の表面で平板載荷試験を行った。その結果を表一1、図-11に示す。たゞしブロックの初期根入れ長さ25 cm、円形載荷鋼板の初期根入れ長は10 cmとした。

結果には多少のバラツキがあるが、根入れの小さいに拘らず側板から中央に入った部分の変形抵抗 K 値は、周辺部のものに比べて大きく2倍位になっている。また極限支持力の実測値は明確なものが得られていないが中心部の荷重沈下曲線の形状(△、▲印参照)からみて、側板部に比べかなり大きいことが推定される。このような事情によって中心部の沈下が小さく、側板部で大きく下る図-10の傾向が出ることが理解される。

以上のことにより定量的考察を以下に行なおう。載荷重 p と沈下 S を図-12に示すが、荷重沈下曲線を逆方向に鎖線のように延長したものは $p=q_u$

(極限支持力)と $S=\lambda$ (λ は未定)漸近線 $o'a$ 、 $o'b$ とする直角双曲線で表わしてよいことが経験的に知られている。²⁾ すなわち、

$$(q_u - p)(S + \lambda) = \text{一定} \quad (2)$$

となるが、上の定値は左辺で $p=0$ 、 $S=0$ としたものに等しく $q_u \lambda$ となる。これより(2)は、

$$q_u S - pS - p\lambda = 0$$

$$\text{または } p = \frac{q_u S}{S + \lambda} \quad (3)$$

原点で

$$\tan \alpha = \left(\frac{dp}{dS} \right)_{s=0} = K$$

(地盤反力係数) (4)

であるが、(3)から $(dp/dS)_{s=0} = q_u/\lambda$ となるので(4)により $\lambda = q_u/K$ と決り、これを(3)に戻せば荷重沈下曲線が

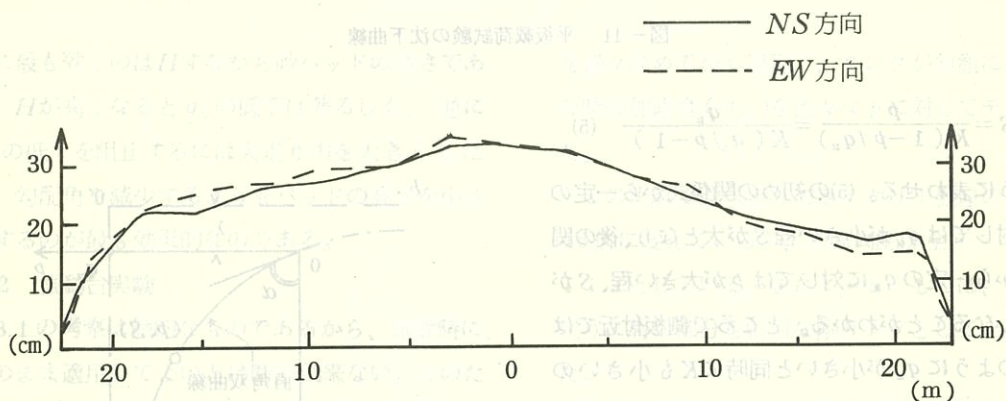


図-10 底板変状図(T-131)

表一2 平板載荷試験結果

No	載荷位置と方法	記号	載荷面積 cm^2	K 値 kgf/cm^2
217	側板直下(ブロック2枚)	○	720	8.6
218	側板直下(ブロック2枚)	●	720	12.6
224	側板直下(ブロック1枚)	×	1440	12.7
224	中心(円形鋼板)	△	706	24.8
224	側板より6m奥(円形鋼板)	▲	706	20.8

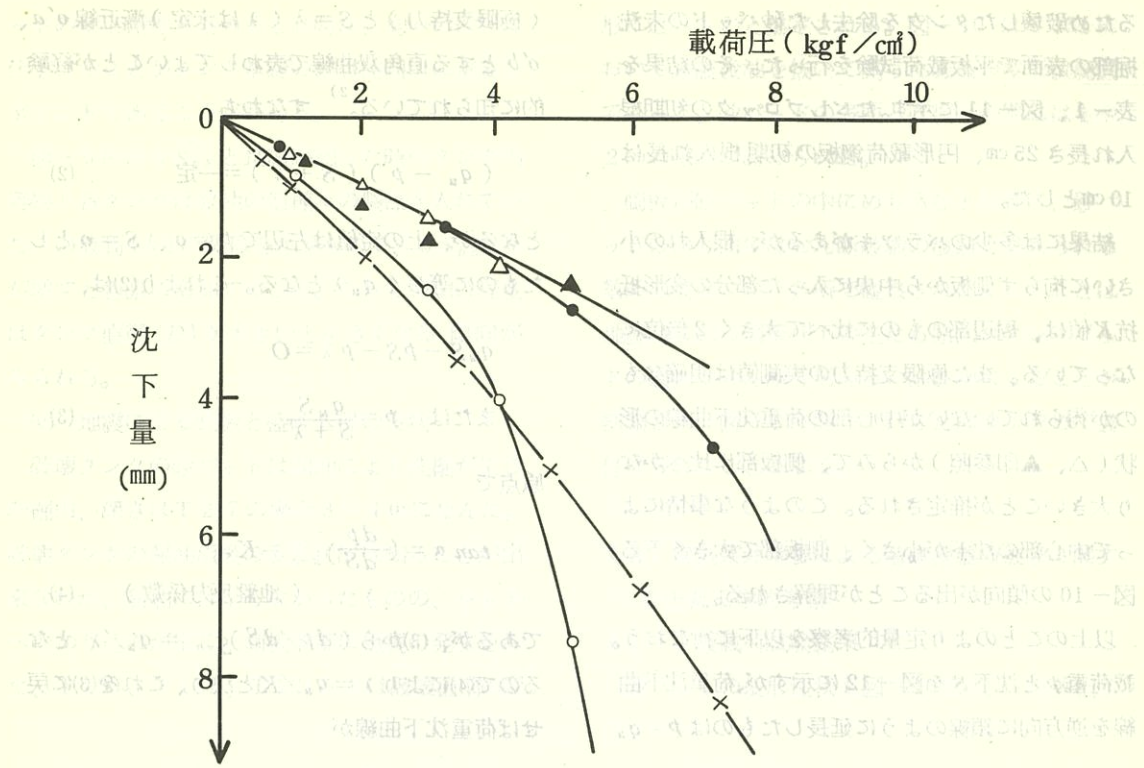


図-11 平板荷重試験の沈下曲線

$$S = \frac{p}{K(1-p/q_u)} = \frac{q_u}{K(q_u/p - 1)} \quad (5)$$

のように表わせる。(5)の初めの関係式から一定の p に対しては q_u が小さい程 S が大となり、後の関係式から一定の q_u に対しては p が大きい程、 S が大きくなる事がわかる。ところで側板付近では前述のように q_u が小さいと同時に K も小さいので、中心に比べて著しく過大な沈下が起る事が(5)から明らかになる。

砂パッドの肩に近い側板荷重に対し支持力は当然低くなる。すなわち水平地盤の極限支持力(q_u)に対し、斜面の支持力 q_u を低下係数 μ を用いて

$$q_u = \mu q_{uo} = \mu r B N_r / 2 \quad (6)$$

のように表わしてよい。 r は砂の単位体積重量、 B は荷重巾であって普通、側板下のアンユラー板の巾と考えてよい。また N_r は水平地盤荷重上に

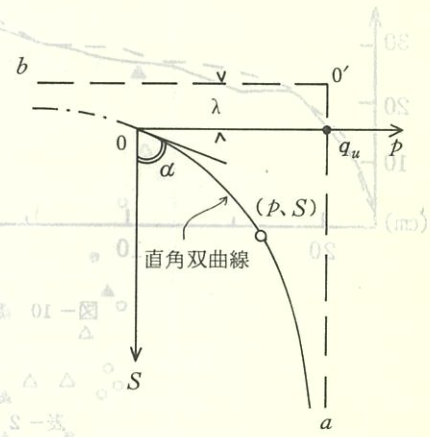


図-12 双曲線型荷重沈下曲線

荷重された支持力係数である。斜面の安定計算を斜面形状を色々に変えて行った結果、 μ の値は図-13のように与えられる。³⁾ 犬走り巾、斜面高さ、その勾配と ϕ_d の値によって μ は変わるが、 μ の低

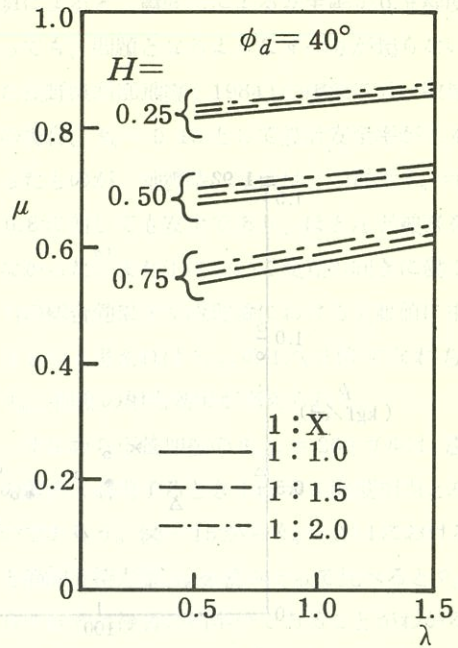
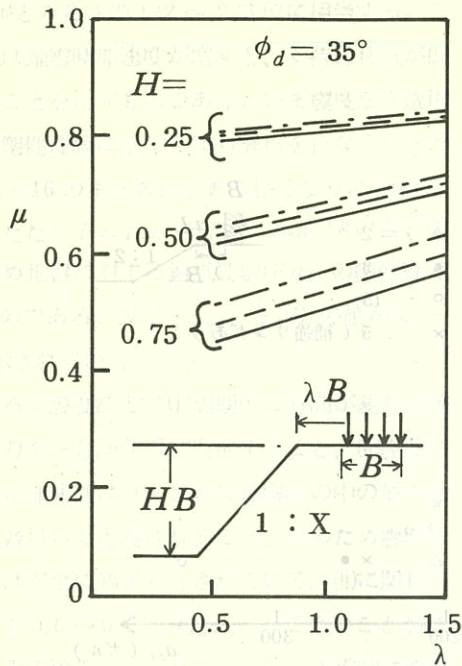


図-13 支持力低減係数

下に最も効くのは H すなわち砂パッドの高さである。 H が高くなると q_u の低下は著しく、逆に q の低下を阻止するには犬走り巾を大きくしたり、勾配角を減少するよりもパッドの高さを小さくするのが最も効果的なのである。

3.2 振動台実験

3.1の考察は静的なものであるから、地震時に、そのまま適用してよいとは断定出来ない。このため振動台を用いたモデル実験を実施し動的な検討を試みた。実験は千代田化工技術研究所で行なわれたが、試験要領は次のようである。

水平方向に正弦状に加振出来る振動台上に 1.1×1.1 m、厚さ15 cmの砂地盤をおき、さらに斜面高が3 cmの円形砂パッドを治具により作製する。パッド上には外径80 cm、高さ40 cm、肉厚1 cmの亚克力円筒(底なし)をのせ、この上にさらに錘載荷板を取り付け、パッドに所定の載荷圧(p)を加えておく。2ヘルツの正弦加振において加振力

を段々高めて行く過程で、タンクが急激にめり込む時の加速度(α_r)を色々な p に対してテストした。

この実験では犬走り巾を亚克力板厚の2、5、15倍に変えているが、斜面勾配は全ラストとも1:2としている。また $\lambda = 5$ のものは、斜面の代りに肩の部分鉛直な剛リングとしてテストした。

実験の結果は図-14に示すようであり、また図-15は各試験での最終めり込み量を p に対し示している。図-14で水平地盤に近い○印のものや、補強リングのある×印では、同じ α_r に対する p は大きく、犬走り巾が減少するにつれ p も減少している。これは静的結論と似た傾向を示すものである。一方、図-15においても○印に対応する最終めり込み量は一般に小さいことがわかる。

図-14から $\alpha_r = 100 \sim 200$ ガルに対する p は $0.3 \sim 0.5$ kgf/cm²であって、これは静的状態

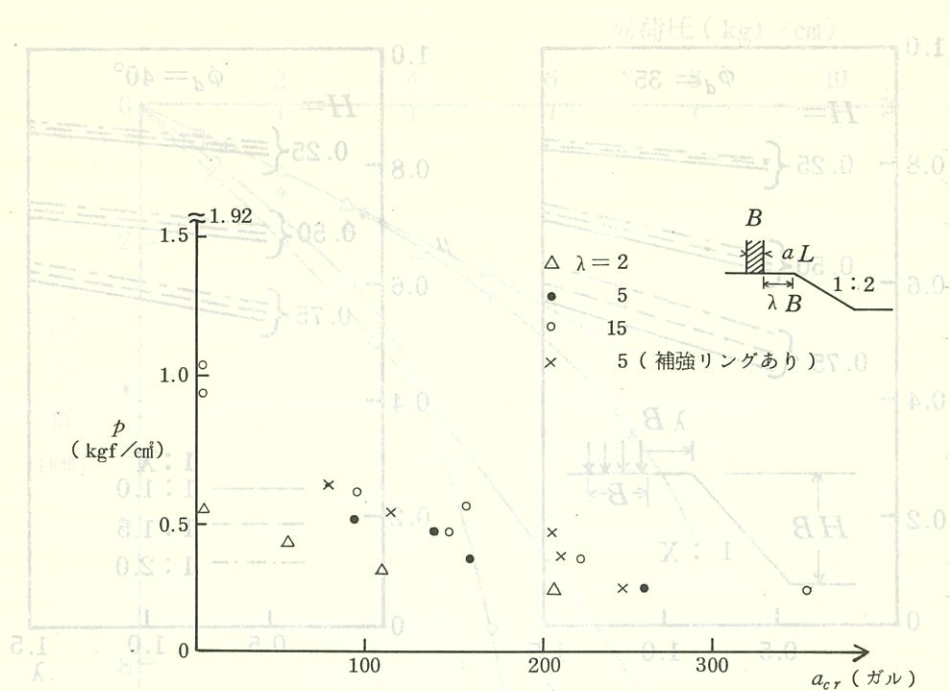


図-14 載荷圧と限界加速度

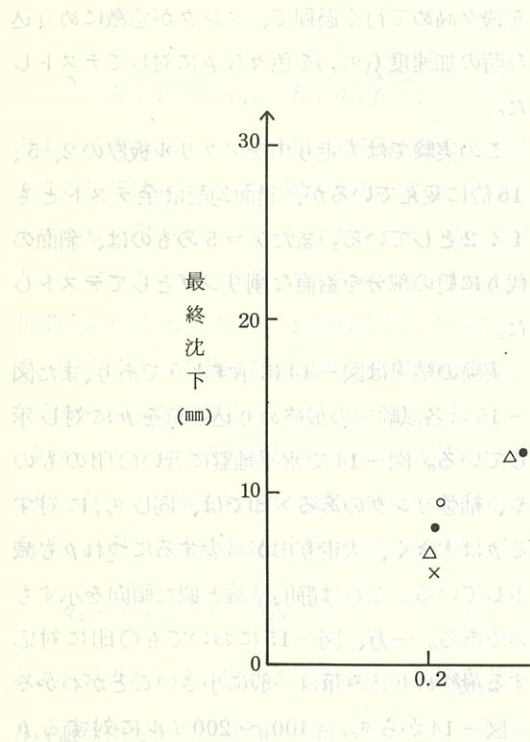


図-15 載荷圧と最終沈下

($\alpha_{cr} = 0$) の $p = 0.5 \sim 1.0$ (平均 0.75 kgf/cm² とみる) の $1/2 \sim 2/3$ 位に相当する。このことは地震時加速度が増すと、支持力係数が低下することを示すものである。いま震度法を適用して剛塑性理論に基く支持力解析を行なう。そのため図-16のキースケッチに見るように地盤を角 i (ただし $i = \tan^{-1} \alpha / g = \tan^{-1} k_h$) だけ傾けた斜め地盤に対する鉛直破壊圧 q_{uE} の塑性解で求めるのである。 $N_{rE} = q_{uE} / \frac{1}{2} \gamma B$ の値が図-16に示されている。⁴⁾

ところで震度法では(i)周期的に方向が変わる地震慣性力を一方向荷重と仮定すること、(ii)震度に対応する加速度はランダムな地震波の中の最大加速度に著目して定義されること、等のため震度法の仮定は安全に過ぎるとされている。(ii)に関しては $\alpha \div (0.6 \sim 0.7) \alpha_{max}$ とみてよいことが砂の液化化実験等で云われているが、本実験に直接関係する(i)の問題については十分わかっていない。

しかし、Sarma⁵⁾が行った地震時盛土のすべり計算によると、震度法による安全率が0.9程度であっても、問題となるようなすべりが起らない。また長野県西部地震(1984)の震源に近い牧尾ダムの場合、 $k_h = 0.15$ として設計安全率が1.4であったものが、地震時に堤頂付近の最大 $k_h = 0.7 \sim 0.8$ に対しても安全であり、ほとんど被害を受けなかった。⁶⁾ また(i)について交互の向きに働く慣性力の総合効果を交流理論における実動値に相当するものと考えれば α_{max} の $1/\sqrt{2}$ 倍すなわち $0.7 \alpha_{max}$ 程度の相当効果が考えられる。

すなわち正弦加振の $\alpha_{max} = 200$ ガルは、震度法の解析に適用するとき 140 ガル程度相当とみてよいであろう。図-15から $k_h = 0.14$ における N_{rE} と静的支持力値 N_r を読みとって比べると ϕ_d によらず前者は後者の約半分であることがわかる。このことは図-14にみる p の低減の傾向と数量的にもよい対応を示している。

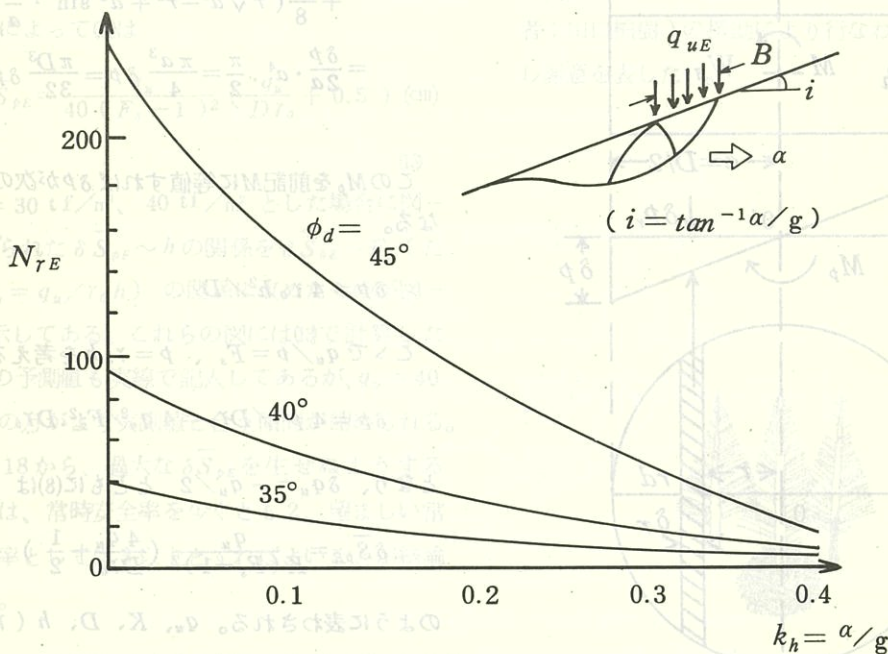


図-16 震度法による支持力係数

地震時の側板の沈下の増し分 ($\delta \bar{s}_{pE}$) の実測値は図-8、9に示した通りであるが、以下その評価法を述べる。このため(5)を

$$\bar{S}_p = \frac{p F_s}{K(F_s - 1)} \left(F_s = \frac{q_u}{p} \right) \quad (7)$$

のように改め、地震時に p 、 q_u が変化するが K は変化しないとして(7)を微分する。その結果

$$\frac{\partial S_p}{\partial S_{pe}} = \frac{\partial p \cdot F_s^2}{K(F_s - 1)^2} = \frac{\partial q_u}{K(F_c - 1)^2} \quad (8)$$

こゝで $\delta q_u < 0$ 、また F_s は静的支持力に関する常時安全率である。さて本地震の推定加速度は § 2.1 で述べたように $\alpha_{max} = 200 \sim 300$ ガルであった。波の不規則性と震度法に含まれる前述の安全性を考えると支持力図に適用すべき α は 150 ガル程度とみられるから $|\delta q_u| = q_u/2$

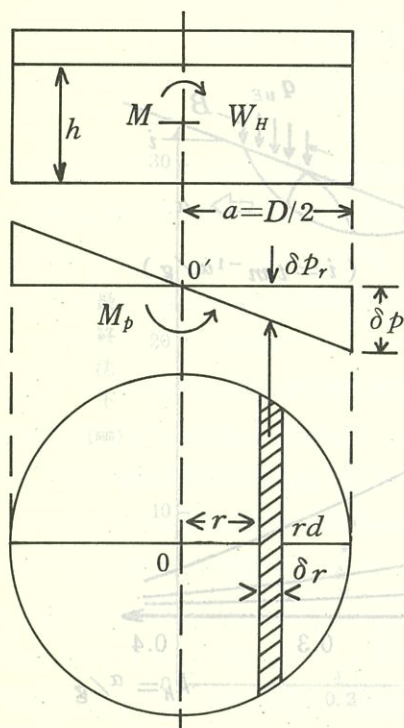


図-17 地震時の接地圧分布

または $\delta q_u \doteq -q_u/2$ となる (図-16 参照)。

一方、図-17によって δp を評価すると次のようになる。タンク駆体の重量を無視し、液の重心高($h/2$)に働く慣性力 $\bar{W}_H = (\pi D^2/4) h \cdot \gamma_o$ の底板中心軸に関するモーメントは $M = \pi D^2 \gamma_o h^2/8$ となる。ここに γ_o は内容物単位体積重量である。地盤反力が線型に生ずるとすると中心から r の位置の反力 δp_r は

$$\delta p_r = \delta p \cdot r/a \quad (a = D/2)$$

で与えられる。 r 、 $r+dr$ の帯片上の力 δF_r 、 δF_r の中心軸周りのモーメント M_b は

$$\begin{aligned}\delta F_r &= 2 \delta p_r \sqrt{a^2 - r^2} dr \\ &= 2 \delta p \frac{r \cdot dr}{a} \sqrt{a^2 - r^2} \\ \therefore M_p &= 2 \int_0^a \delta F_r \cdot r = 4 \delta p \int_0^a \frac{r^2 dr}{a} \sqrt{a^2 - r^2} \\ &= \frac{4 \delta p}{a} \left[-\frac{r}{4} \sqrt{(a^2 - r^2)^3} \right. \\ &\quad \left. + \frac{a^2}{8} (r \sqrt{a^2 - r^2} + a^2 \sin^{-1} \frac{r}{a}) \right]_0^a \\ &= \frac{\delta p}{2a} \cdot a^4 \cdot \frac{\pi}{2} = \frac{\pi a^3}{4} \delta p = \frac{\pi D^3}{32} \delta p\end{aligned}$$

この M_p を前記 M に等値すれば δp が次のようになる。

$$\delta p = 4 \gamma_a h^2 / D \quad (10)$$

ここで $q_u/p = F_s$ 、 $p = \gamma_o h$ を考えると

$$\delta p = 4 p^2 / D\gamma_o = 4 q_u^2 / F_s^2 \cdot D\gamma_o$$

となり、 $\delta q_u = -q_u/2$ とともに(8)は

$$\delta \bar{S}_{pE} = K \frac{q_u}{(F_s - 1)^2} \left(\frac{4 q_u}{D \gamma_o} + \frac{1}{2} \right) \quad (11)$$

のように表わされる。 q_u 、 K 、 D 、 h ($r_0 = 1$ t/m³とみなす)が与えられれば $F_s = q_u/p = q_u/r_0 h$ で F_s がわかるから(11)によって地震時の周辺部の付加沈下量が予測出来る。

まず q_u であるが、3.1の平板載荷試験では根入れがかなりあったため、その結果を直接 q_u の定量的評価には利用出来ない。よって(6)で評価することとするが、 $\phi_d \div 39^\circ$ (2.2(b)参照)であるので $N_r \div 80$ 、またアニューラー板の巾 $B = 1.0 \sim 1.2$ mである。ここで $\mu \div 0.5$ (図-13参照)とみると(6)から

$$q_u = 36 \sim 43 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

である。他方 K として表-1の値を利用するのであるが、この値は根入れがあるためと載荷巾が0.3 mとアニューラー板のそれより小さいため割引いて考えねばならぬ。巾の補正をテルツアギ・ベック式から

$$\frac{K}{K_1} = \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2 \quad (12)$$

によって見積ることとする。ここに K_1 は載荷試験で得られた値(表-1の側板直下の平均値として 10 kgf/cm^2 程度)である。 $B = 1.0 \sim 1.2$ mに対し(12)から $K \div 4 \text{ kgf/cm}^2$ となる。

以上によって(11)は

$$\delta \bar{S}_{pE} = \frac{q_u}{40(F_s - 1)^2} \left(\frac{q_u}{D r_o} + 0.5 \right) \text{ (cm)} \quad (13)$$

$q_u = 30 \text{ tf/m}^2$ 、 40 tf/m^2 とした場合に図-9で得られた $\delta \bar{S}_{pE} \sim h$ の関係を $\delta \bar{S}_{pE} \sim F_s$ (ただし $F_s = q_u / r_o h$) の関係に改めたものが図-18に示してある。これらの図には(13)で計算した $\delta \bar{S}_{pE}$ の予測値も実線で記入してあるが、 $q_u = 40 \text{ tf/m}^2$ の方がより実測値と合う傾向が認められる。

図-18から、過大な $\delta \bar{S}_{pE}$ を生ぜぬようするためには、常時安全率を少なくとも2、望ましい常時安全率としては3以上とすればよいことが結論される。

§ 5 結 論

宮城県沖地震により東北石油仙台製油所の石油

タンク基礎が受けた被害を略記し、それを解釈するために行った現場試験、室内実験等の結果に基づき土質工学的議論を行った。その結果、次の結論が得られた。

(i) 砂パッドの周辺部は支持力や変形剛性が中心部に比べ、約半分程度と小さい。一方、地震時には周辺部で付加的な載荷圧が作用するから、砂パッドの変形が過大となり、タンク本体に悪影響を与える危険が大きい。

(ii) 上記被害を阻止するためには砂パッド周辺の剛性と均一性の保持に努めるとともに砂パッドの高さを極力低くする、そして犬走り巾にも余裕を持たせる設計を行うべきである。

(iii) 地震時の付加沈下を予測する式を導いたが、予測精度は比較的よい。また地震時にパッドの破壊や過大な沈下が起こらないためには側板部支持力の常時安全率を少なくとも2以上、出来れば3位とすることが望ましい。

本研究の一部は昭和60年度文部省科学研究費(総合研究A、課題番号: 60302066、研究代表者: 山口柏樹)の援助により行なわれたことを記し謝意を表したい。



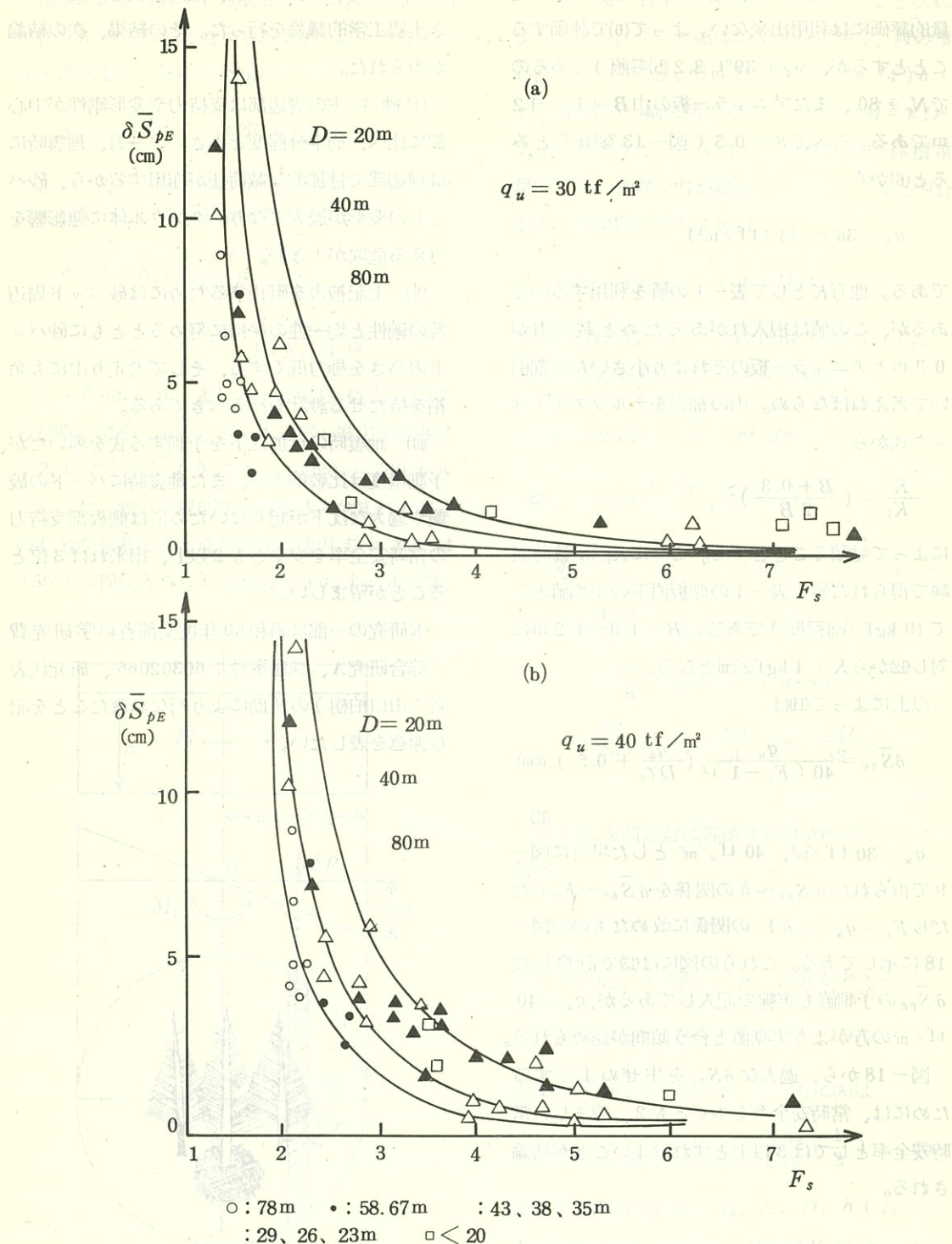


図-18 δS_{pE} の実測値と予測値

参 考 文 献

- 1) 消防庁危険物技術規準委員会(1979)“東北石油仙台製油所石油タンク破損事故調査報告書”
- 2) Yamaguchi, H. (1977) “Panel Discussions”, Proc. of the 9th ICSMEF, Vol. 3, p. 382.
- 3) 日下部 治、山口柏樹(1977)“タンクパッドの支持力に関する2、3の計算” 土質工学会研究発表会、p. 651.
- 4) 塩入正敏、山口柏樹、木村 孟(1976)“遠心载荷装置による斜面上の支持力” 土木学会年次学術講演会、p. 365.
- 5) Sarma, S.K. (1975) “Seismic stability of Earth Dams and Embankments”, Geotech, No. 4, p. 743.
- 6) 大根義男(1985)“牧尾ダムの耐震挙動” 第20回土質工学研究発表会特別セッション別刷、p. 47.

地質調査業の定義と法的基盤

地質調査業の法的基盤として昭和52年に制定された「地質調査業者登録規程」では、地質調査業を次のように定義しております。——地質又は土質について調査し、及び計測し、並びに解析し、及び判定することにより、土木建築に関する工事の設計若しくは監理又は土木建築に関する工事に関する調査、企画、立案若しくは助言に必要な地質又は土質に関する資料の提供及びこれに付随する業務を行うことを請け負い、又は受託する営業——この定義では、地質調査業を建設事業に関し地質構造、基礎地盤、土又は岩の工学的性質などについて、機械器具を用いた調査、計測を行い、その結果を解析、判定し、設計、施工、監理などのために資料の提供を行い、あわせて必要な所見を述べることの請負業または受託業としております。つまり、この定義より、地質調査業は現場業務を有する専門建設コンサルタントと言えると思います。

また、この登録制度の発足により、それまで不明確だった地質調査業の社会的な位置づけが定まり、各発注官公庁によりまちまちだった競争契約参加資格も、統一されるようになりました。

この地質調査業者登録規程上の登録要件は、

- (i) 一定の資格を有する専任の技術管理者を置くこと。
- (ii) 一定の資格を有する専任の現場管理者を置くこと。
- (iii) 財産的基礎又は金銭的信用があること。

であり、地質調査業の業種的特性が反映され、登録要件も現時点では妥当なものと考えられます。

また、地質調査業の業務分野の中には、石油、鉱床、地熱などの地下資源開発のための地質調査があります。このうち、鉱床、地熱などの業務については地質調査業者登録規程により登録されている全地連会員企業が実施しております。

タンク基礎の耐震設計と、 加振時のすべり変位について

名古屋大学教授 工学博士

山 口 柏 樹

愛知工業大学助教授 工学博士

成 田 国 朝

愛知工業大学講師

奥 村 哲 夫

§ 1 はじめに

消防庁の耐震規定の見直しにより地上のタンク駆体に作用する設計地震加速度（いわゆる震度）が従来のものより大きくなる傾向がみられる。¹⁾このためタンク基礎地盤には大きな地震時載荷重が加わることになるが、基礎地盤を液状化抵抗が十分あるよう改良したり、粘土質地盤では沈下や不等沈下の規準に適するようにプレロードをするなどすれば、タンク全体に対する地盤破壊が起る危険はまずない。たゞし傾斜面近くに建設されるタンクで全体破壊の検討は重要事項の一つである。

これに対して砂パッド（盛砂基礎）の地震時における局部破壊の事例が、宮城県沖地震（1978）で経験され、その対策がクローズアップされて来た。一般に盛砂は大きい水平力に対する抵抗力が小さいため、砂パッドの設計は容易でない。この点に関して消防の規準では砕石リングウォールを側板直下に、またRCウォールを砂パッドの斜面先に設けることとして対処することを奨めている。一方、筆者が宮城県沖地震の経験から推論したことは、地震時に過度な周辺沈下が起らないためには常時安全率が3以上望ましいということである。²⁾同時に地震時には $k_h \div 0.4$ 程度の大きな水平力や鉛直慣性力に耐えねばならない。この点に関し砕石リングウォールやRCウォールで十分か否かは地盤サイドとして検討しておく必要があろう。本文で、その議論をまず行うこととする。

次に土構物の震度法による設計法の適否が広く論ぜられるようになっている。例えば重力式岸壁やケーソンについて過去の地震時破壊データを解

析した結果、土田等³⁾が記録時最大加速度の60%程度の加速度に対応する k_h を用いた震度計算法が、現実の破壊現象を事後解析する意味において、最も適切であるとしている。この研究結果は、砂パッド上に置かれたタンク駆体がケーソン駆体と対応すると考えれば、きわめて示唆的な対応を示すものと言ってよかろう。同様な結論は、宮城県沖地震における盛土被害事例を解析した松尾他⁴⁾によっても得られている。いい代えれば、上部タンク駆体に働く $k_h \div 0.4$ の値は $k_h \div 0.25$ に相当するとみられるのである。しかし、震度解析法におけるこのような低減がタンク基礎にまで適用出来ることが完全に認められるためには、今後、巾広い経験、乃至実験的裏付けを要するようになる。

一方、盛土の破壊に関するもう一つのアプローチにNewmark⁵⁾による累積すべり量の考え方がある。彼は地震時の慣性力は、ごく短時間でその作用方向を変え、ある僅かな時刻間では下向き慣性力がせん断抵抗合力を超えて、せん断破壊に伴うすべりが生じて、僅かな作用時間中のすべりは小さく、数回の過大な衝撃荷重によって起る累積すべり量が設計上許容される値以内であれば斜面は動的に安全であるとする立場を取ったのである。

Goodman他⁶⁾は上の考え方を確かめるため、振動台上に傾斜砂層をつくり、砂層の振動時の変位を測り、その値が計算累積すべり量と良く一致することを示した。またSeed⁷⁾は粘性盛土が地震作用を受けたとき、想定すべり面上に生ずる軸ひずみ、圧密圧力、せん断応力、繰り返し数の関

係を実験的に調べ、盛土の安定性をひずみの立場から調べる方法を述べている。盛土の累積ひずみに着目して震度法の適用を行うべきだということを石原⁸⁾も主張しているが、その論法はSeed他⁷⁾のものと本質的な差異はない。Sarma⁹⁾は斜面内の直線すべり線についてNewmarkの言うすべり量を計算する式を与え、種々の実地震波に対する累積すべり量を求め斜面抵抗力の影響を調べている。これに対して沢田他¹⁰⁾は粘性土斜面のすべり円弧に対するすべり角の評価式を与える計算を行っている。

これらの研究は盛土あるいは無載荷斜面の地震中のすべりに着目して行われており、タンクパッドのように表面に方向が変わる水平慣性力が集中荷重的に加わる問題には適用し難い。本文ではこの種の境界値問題について論ずるとともに小型振動台上で行ったモデルテストの結果についても論ずるものである。

§ 2 砂パッドの常時、地震時支持力と耐震性向上のための対策

2.1 常時の支持力

支持力論によればアニュラー板(巾 B 、長さ L)に注目した水平砂地盤上の支持力は $rB\zeta_r N_T/2$ である。ここに N_T は平地盤の支持力係数、 ζ_r は形状係数であって $1 - 0.35 B/L$ 程度とみてよい。しかるに砂パッドは斜面上にあるため低減係数を乗じた形で支持力を求めねばならない。それは

$$q_s = \frac{rB}{2} \mu \zeta_r N_T \quad (1)$$

の形をとり低減係数 μ は文献2)の図-13に示してある。普通、 $B/L \div 0.1$ であるので $\zeta_r \div 0.96$ 、また最近のパッド形状に対して $\mu \div 0.6$ とみてよい。 $r = 1.85 \text{ tf/m}^2$ とすれば(1)から $q_s = 0.533 B N_T$ となって q_s は表-1のようである。

通常 $B = 1.5 \text{ m}$ 程度と考えると設計を行う。¹¹⁾ 処で10万K ϕ 位の大型タンクの静荷重は 23 tf/m^2 程

表-1 砂パッド上のアニュラー板の支持力

$\phi_d(^{\circ})$	35°	37.5°	40°	42.5°
N_T	48	72	109	170
$B \left\{ \begin{array}{l} 1.0 \text{ } q_s (\text{tf/m}^2) \\ 1.5 \text{ } q_s (\text{ }) \\ 2.0 \text{ } q_s (\text{ }) \end{array} \right.$	25.6	38.4	58.1	90.6
	38.3	57.6	87.1	135.9
	51.1	76.8	116.2	181.2

度であるので上表から砕石部分も含めた砂パッドの内部摩擦角は 40° 位が望ましく、この時常時安全率は $87.1/23 > 3$ を期待出来る。しかし、純砂部分について $\phi_d = 40^{\circ}$ を確保するためには材料の選択と施工に十分留意する必要がある。

2.2 地震時の支持力

屋外タンク貯蔵所の規制に関する基準(案)¹⁾によればタンクに関する水平、鉛直震度として

$$\left. \begin{array}{l} K_{hT} = 0.15 \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \\ K_{vT} = 0.5 K_{hT} \end{array} \right\} \quad (2)$$

ここに ν_1 は地域別補正係数で $0.7 \sim 1.0$ 、 ν_2 は地盤別補正係数で $1.5 \sim 2.0$ 、 ν_3 は修正震度法としての補正係数で、タンクの固有周期および地盤種別から決るものである。(2)はタンク駆体の応力解析に必要な外力を規定するものであるが、地盤に対する外力そのものを規定するとは考えられない。すなわちタンク重量の持つ最大水平慣性力は K_{hT} (この値は最大で $0.15 \times 1 \times 2 \times 2 = 0.6$ 位になる)であるが、§ 1で述べたように土のせん断破壊に実効値として加わる等価的震度は $0.15 \nu_1 \cdot \nu_2$ の程度とみてよい(現在の規定では地盤の水平震度をいくらにとるかという制限条項はない)。そして地盤設計では $K_{vT} = 0$ とみることとし地盤震度を k_h ($k_v = 0$)と記そう。

以下、タンクパッドの耐震性向上に対してアニュラー板下の砂レキ土を改良して粘着力を持たせたと想定して支持力を評価する。支持力理論によると

$$q = \frac{1}{2} r B N_T \cdot \mu \zeta_r \zeta_{ri} \zeta_{rg} + c N_c \zeta_c \zeta_{ci} \zeta_{cg} = q_r + q_c \quad (3)$$

こゝに新しい記号として

$$\left. \begin{aligned} \zeta_{ri} &= \left(1 - \frac{p_o k_h}{p_o + c \cot \phi}\right)^3 \\ \zeta_{rg} &= (1 - k_h)^2 \\ \zeta_c &= 1 + 0.3 B/L \\ \zeta_{ci} &= \left(1 - \frac{p_o k_h}{p_o + c \cot \phi}\right)^2 - \frac{\cot \phi}{N_c} \cdot \left\{1 - \left(1 - \frac{p_o k_h}{p_o + c \cot \phi}\right)^2\right\} \\ \zeta_{cg} &= 1 - \frac{2(\omega + \theta)}{\pi + 2} \quad (\omega = \tan^{-1} k_h) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

である。¹²⁾ なお p_o はアニュラー板上の地震時鉛直
 載荷重、 N_c は均一地盤での粘着力に関する支持
 力係数、 θ は側板外縁と、パッドのり先きを結ぶ
 線の水平傾角である（図-1 参照）。

記号の意味を述べると ζ_{ri} はパッド面上の外力
 が水平力成分 ($\propto k_h$) を持つ傾斜荷重であるため
 の N_r の低減率、 ζ_{rg} は地盤内に $k_h r$ の水平物体
 力が働くとした時、地盤の相当傾斜角 $\omega = \tan^{-1} k_h$
 に対応する N_r の低減率、 ζ_c は矩形状載荷面に関

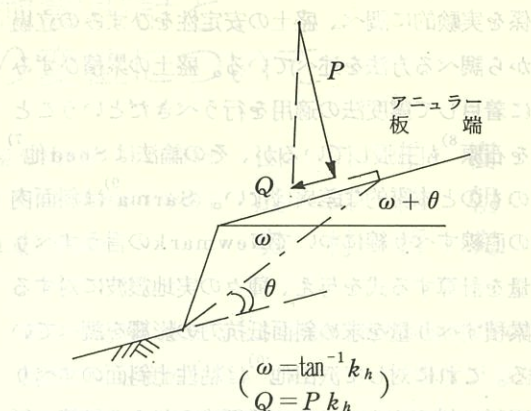


図-1

する N_c の割増率、 ζ_{ci} は傾斜荷重に対する N_c の、
 また ζ_{cg} は地盤傾斜に応ずる N_c の低減率をそれ
 ぞれ表す。 ζ_{cg} において ω の代りに $\omega + \theta$ とした
 のはパッドの斜面効果を、 θ の項で考慮したもの
 である。

以下、 $r = 1.85 \text{ tf/m}^2$ 、 $\mu = 0.6$ 、 $B = 1.5 \text{ m}$ 、
 $k_h = 0.3$ ($\omega = 0.291$)、 $\theta = 0.35$ 、 $p_o = 23$
 tf/m^2 、 $B/L = 0.1$ として(3)、(4)から支持力を計

表-2 地震時 ($k_h = 0.3$) の時の支持力 (tf/m^2)

ϕ \ $c \text{ tf/m}^2$	0	0.5			1.0			1.5		
	q	q_r	q_c	q	q_r	q_c	q	q_r	q_c	q
35°	6.44	6.77	8.60	15.37	6.95	17.89	24.84	7.20	27.43	34.63
37.5°	9.67	10.0	11.28	21.28	10.34	22.60	32.94	10.66	34.63	45.29
40°	14.64	15.15	14.58	29.73	15.58	29.92	45.50	16.05	44.88	60.93

算すると表-2 のようになる。

こゝでは $\phi = 42.5^\circ$ の維持が實際上難しいとし
 て省いてある。

これに対して地震時のタンク荷重の方は(2)にお
 いて

$$K_{vT} = 0.5 K_{hT} = 0.5 \times 0.6 = 0.3 \text{ とみて}$$

$$p_d = p_o (1 + K_{vT}) = 23 \times 1.3 = 30 \text{ tf/m}^2$$

となる。ただし p_d にはスロッシングによる付加
 荷重や地震時動水圧による鉛直荷重の増加分を無

視している。

地震時には $q \geq p_d$ であるべきだから表-2 に
 よって $\phi = 35^\circ$ 、 37.5° 、 40° に対し $c = 1.5$
 tf/m^2 、 1.0 tf/m^2 、 0.5 tf/m^2 を必要とすること
 がわかる。

このとき常時の安全率 F を調べてみると

$$\begin{aligned} q &= \frac{1}{2} r B \mu N_r \zeta_r + c N_c \zeta_c \\ &= 0.833 N_r + 1.03 c N_c \end{aligned} \quad (5)$$

より、 q がそれぞれ 111.0、119.7、129.4 tf/m^2

となり $p_o = 23 \text{ tf/m}^2$ に対して常時安全率は 3 以上となっている。

2.3 粘着力の付与について

表 2 によると ϕ の増加による支持力への寄与に比べて粘着力の効果はずっと大きいことがわかる。すなわち砂パッドの耐震性向上には、砂レキ部分に粘着力を付与することが有効である。

砂質材料では多少含まれる細粒分とサクションのため粘着力があることは確かであるが、設計上期待してよい安定した粘着力とは言えない。勿論、かなりの数のタンクパッドが地震時に被害を受けない理由の一つとして上述の粘着力の存在が考えられるのであるが、設計上は十分確実な粘着力を恒久的に与えることが必要である。このためには予め砂パッドに瀝青材を混和させて締め固めること、そしてこの瀝青材の経時的劣化に伴う材料の補給システムを設計に組み入れておくことが考えられる。

強度だけを考えればセメント混和でも差支えないとも思われようが、温度変化によるタンクの膨張や収縮、経時的に起る基礎の沈下等によってソイルセメントに亀裂が出る畏れがあり、強度の低下が考えられる。またセメント混合土は剛性が高く、タンクのような柔構造の支持体としては瀝青土に比べて不適切である。

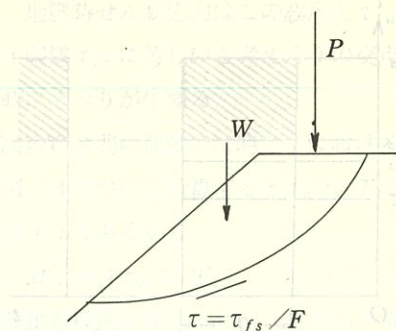
この他に砂パッドの耐震性向上の一手段としてジオテキスタイルなども考えられるが、これに関する調査・研究は今後の課題であろう。

§ 3 タンクパッドのり変位解析

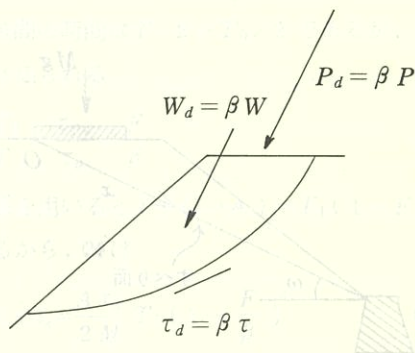
3.1 矩形状波形としての計算

図 2 (a) は常時にタンク荷重が働く砂パッド基礎の力の釣合関係を示す。ここで静的土重量 W とタンク荷重 P によって、最危険面上に $\tau (= \tau_{fs}/F$ 、 τ_{fs} は常時のせん断強さ、 F は常時の強度安全率) が働らき、外力と釣合っている。

図 2 (b) は地震時の作用力を表わすが、最大慣



(a) 常時



(b) 地震時

図 2

性力について

$$P_d = \beta P, W_d = \beta W$$

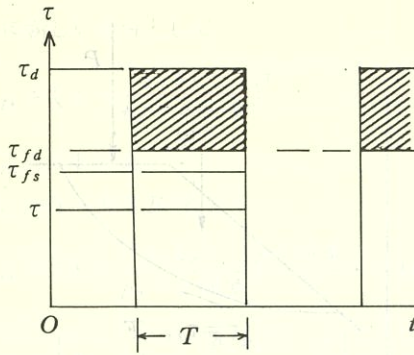
$$(\beta^2 = (1 + k_v)^2 + k_h^2) \quad (6)$$

となり、この外力と釣合う危険円上のせん断強さは $\tau_d = \beta \tau$ のように記せる。

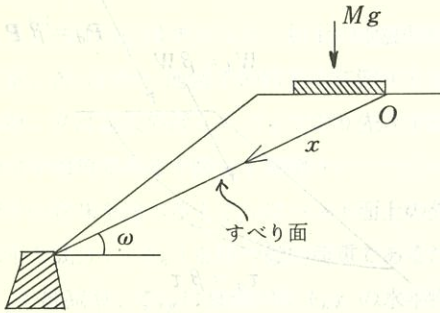
τ_{fd} を動的載荷条件に対するせん断強度とすると、 $\tau_d \leq \tau_{fd}$ ならばすべりは生じないが $\tau_d > \tau_{fd}$ では当然のことながらすべりが生ずることになる。

以上の議論において通常のタンク基礎では $W \ll P$ 、したがって $W_d \ll P_d$ であってタンク荷重のみを外力項としてよい。したがって (6) に出てくる k_h 、 k_v はタンク本体 (貯油も含む) に対する震度で (2) で与えられる K_{hT} 、 K_{vT} を意味する。

$\tau_d > \tau_{fd}$ なる条件が時間 T の間に作用するとし、その超過形状が矩形であるとする (図 3 (a))。この間のすべりはすべり面が直線であるとする



(a) 矩形パルスとせん断応力



(b) 砂パッドの直線すべり面

図-3

き、この直線に沿う一次元運動とみなして計算できる。すなわちタンク質量としてアニュラープレート上のものを考えて M 、すべり接触面積を A とすると図-3(b)の記号に従い運動方程式が

$$M\ddot{x} = A(\tau_d - \tau_{fd}) \quad (7)$$

これを $t=0$ で $x, \dot{x}=0$ の条件で解けば

$$\left. \begin{aligned} \frac{M}{A}x &= (\tau_d - \tau_{fd}) \frac{t^2}{2} \\ \frac{M}{A}\dot{x} &= (\tau_d - \tau_{fd}) t \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

$t=T$ での $\dot{x}$ を v_T とかくと上式は

$$\left. \begin{aligned} v_T &= \frac{A}{M}(\tau_d - \tau_{fd})T \\ x_T &= \frac{A}{M}(\tau_d - \tau_{fd})\frac{T^2}{2} \\ &= \frac{M}{2A} \cdot \frac{v_T^2}{(\tau_d - \tau_{fd})} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

次に T 以後では τ_d (動力) が働かず、抵抗 τ_{fd} のみが働くので、 T からの座標を x_1 として

$$M\dot{x}_1 = -A\tau_{fd} \quad (10)$$

ここに $t=0$ で $x_1=0, \dot{x}_1=v_T$ ((9)による) に注意すれば

$$\left. \begin{aligned} \frac{M}{A}\dot{x}_1 &= -\tau_{fd}t + \left(\frac{M}{A}\right)v_T \\ \frac{M}{A}x_1 &= -\tau_{fd}\frac{t^2}{2} + \left(\frac{M}{A}\right)t v_T \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

$t=t_1$ で静止、すなわち $\dot{x}_1=0$ になると、上式から $t_1 = Mv_T / A\tau_{fd}$ となり、その間にすべった距離を x_{10} とすると、(11)の第2式に上の t_1 を入れ

$$x_{10} = \frac{M}{A} \cdot \frac{v_T^2}{2\tau_{fd}} \quad (12)$$

したがって1回のパルス荷重 ($\tau_d > \tau_{fd}$) 間に生ずる全すべり量 S_1 は $x_T + x_{10}$ で与えられ(9)、(12)より

$$S_1 = \frac{Mv_T^2\tau_d}{2A\tau_{fd}(\tau_d - \tau_{fd})} \quad (13)$$

ところですべり面の水平傾角を ω とすると

$$A\tau_{fs} = Mg \tan \phi \cdot \cos \omega \quad (14)$$

であるから(13)は

$$S_1 = \frac{v_T^2 \tau_d \tau_{fs}}{2g \tan \phi \cdot \cos \omega \cdot (\tau_d - \tau_{fd}) \tau_{fd}} \quad (15)$$

本節の初めに述べたように

$$\tau_{fs} = \tau \cdot F, \quad \tau_d = \beta \tau \quad (16)$$

であることを考えると(15)は

$$\left. \begin{aligned} S_1 &= \frac{v_T^2 \cdot \beta F \tau^2}{2\mu_s g (\beta \tau - \tau_{fd}) \tau_{fd}} \\ (\mu_s &= \tan \phi \cdot \cos \omega) \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

となる。もし $\tau_{fd} = \tau_{fs}$ であれば

$$S_1 = \frac{v_T^2 \cdot \beta}{2\mu_s g (\beta - F)} \quad (18)$$

であるが、(9)、(14)、(16)によって

$$v_T^2 = \frac{A^2}{M^2} (\tau_d - \tau_{fd})^2 T^2$$

$$= \frac{g^2 \mu_s^2}{\tau_{fs}^2} (\tau_d - \tau_{fd})^2 T^2$$

$$= \frac{\mu_s^2 g^2 (\beta - F)^2}{F^2} T^2$$

であるので(18)は

$$S_1 = \frac{\mu_s g \beta (\beta - F)}{2 F^2} T^2 \quad (19)$$

となる。しかるに

$$\tau = \frac{Mg}{A} \sin \omega \quad (20)$$

であるので(14)、(19)から

$$\tau = \frac{\tau_{fs}}{\mu_s} \cdot \sin \omega = \frac{\tau \cdot F}{\mu_s} \sin \omega$$

$$\therefore \mu_s = F \sin \omega \quad (21)$$

を得る。これによって(19)は

$$S_1 = \frac{g \beta}{2} \left(\frac{\beta}{F} - 1 \right) T^2 \cdot \sin \omega \quad (22)$$

と改められる。この式から S_1 は ω が小さい緩斜面で、常時安全率 F の大きい斜面程小さくなり、震度係数 β (6 参照) とパルス荷重の継続時間 T の大きい場合に大きくなることがわかる。

3.2 三角形形状波形としての計算

地震加速度波形は普通、鋭いピークを持つ三角形波のものが多い。このような慣性力に应ずるすべり面上のせん断応力と時間関係を図-4に示し

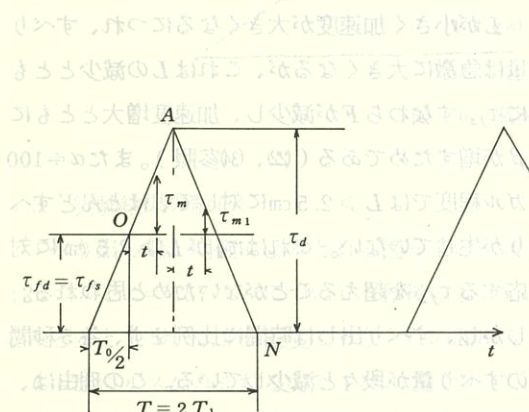


図-4 三角形形状パルスとせん断応力

た。地震時せん断応力はこの波形と τ_{fd} (これは 3.1 同様 τ_{fs} に等しいと考える) の交点 O を越える時にすべりが生ずる。

図の O A 間の運動では時刻 t における動力 τ_m を図-4 について計算すると $\tau_d t / T_1$ ($T_1 = T/2$ と記す) であるから

$$M \ddot{x} = A \tau_d t / T_1 \quad (23)$$

が運動方程式となり $(\dot{x})_0 = (x)_0 = 0$ の下に

$$\left. \begin{aligned} M \dot{x} &= A \tau_d t^2 / 2 T_1 \\ M x &= A \tau_d t^3 / 6 T_1 \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

O A 間の時間は $T/2 - T_0/2$ であるが、図-4 より知られる

$$\frac{T_0}{T} = \frac{\tau_{fd}}{\tau_d} = \frac{F}{\beta} \quad (25)$$

の関係をを用いると t ($O \rightarrow A$) $= T_1 (1 - F/\beta)$ であるから、(24)は

$$(\dot{x})_A = \frac{A \tau_d}{2 M} T_1 \left(1 - \frac{F}{\beta} \right)^2 \quad (26)$$

$$(x)_A = \frac{A \tau_d}{6 M} T_1^2 \left(1 - \frac{F}{\beta} \right)^3 \quad (27)$$

次に A から N 間の運動では t をピーク点 A から測れば、 t に応ずる動力 τ_{m1} は図-4 から

$$\tau_{m1} = \tau_d \left(1 - \frac{F}{\beta} - \frac{t}{T_1} \right) \quad (28)$$

のように表わされることがわかる。したがって $A \sim N$ 間で運動方程式

$$M \ddot{x}_1 = A \tau_d \left(1 - \frac{F}{\beta} - \frac{t}{T_1} \right) \quad (29)$$

を $(x_1)_A = 0$ 、 $(\dot{x}_1)_A = (\dot{x})_A$ ((26) による) の条件の下で解けば

$$\left. \begin{aligned} M \dot{x}_1 &= A \tau_d \left\{ \left(1 - \frac{F}{\beta} \right) t - \frac{t^2}{2 T_1} \right. \\ &\quad \left. + \frac{T_1}{2} \left(1 - \frac{F}{\beta} \right)^2 \right\} \\ M x_1 &= A \tau_d \left\{ \left(1 - \frac{F}{\beta} \right) \frac{t^2}{2} - \frac{t^3}{6 T_1} \right. \\ &\quad \left. + \frac{T_1}{2} t \left(1 - \frac{F}{\beta} \right)^2 \right\} \end{aligned} \right\} \quad (30)$$

$\dot{x}_1 = 0$ となる時刻は(30)の上の式から

$$t(\dot{x}_1 = 0) = \left(1 - \frac{F}{\beta}\right)(\sqrt{2} + 1)T_1 \quad (31)$$

である。普通 $1 - F/\beta \leq 0.4$ 程度であるので上の t は $A \rightarrow N$ 間の時間 T_1 より小さい。すなわち運動は N 点に至るまでに停止するとみてよい。したがって、その間のすべる距離 x_{1s} は(30)の下式へ(31)を入れて

$$x_{1s} = 1.375 \frac{A \tau_d}{M} T_1^2 \left(1 - \frac{F}{\beta}\right)^3 \quad (32)$$

勿論(31)の t が T_1 より大きい場合も例外的にあり得る。この時は時間を N 点より測り $M \ddot{x}_2 = -A \tau_{fd}$ を解けばよい。

以上により三角状波形の1パルス間の全すべり量 S_1 は(27)、(32)によって

$$\begin{aligned} S_2 = (x)_A + x_{1s} &= 1.542 \frac{A \tau_d}{M} T_1^2 \left(1 - \frac{F}{\beta}\right)^3 \\ &= 0.385 \frac{A \tau_d}{M} T^2 \left(1 - \frac{F}{\beta}\right)^3 \quad (33) \end{aligned}$$

ただし $T = 2T_1$ を用いてある。ここで(16)、(20)、(21)より $A \tau_d / M = g \beta \sin \omega$ の関係に注意すると

$$S_2 = 0.385 g \beta \left(1 - \frac{F}{\beta}\right)^3 \cdot T^2 \sin \omega \quad (34)$$

が得られる。上式は矩形パルスに対する全すべり量 S_1 に対応するものである。 F 、 ω 、 β 、 T の S_2 に与える影響は(22)に関して述べたものと同様である。大略的に言えば $S_2/S_1 = 0.1 \sim 0.3$ の程度である。

§ 4 载荷された斜面の振動時変位実験

4.1 実験概要

油圧サーボによって正弦振動を発生する小型振動台上に図-5に示すような砂斜面をつくる。砂は豊浦砂で相対密度は0.5、間隙比は0.8である。斜面上には巾 $B = 5, 10$ cmの载荷板を置いて 0.02 kg f/cm^2 の鉛直载荷重を加える。その路肩よりの距離は0、2.5、5、7.5 cmの4種とした。加振

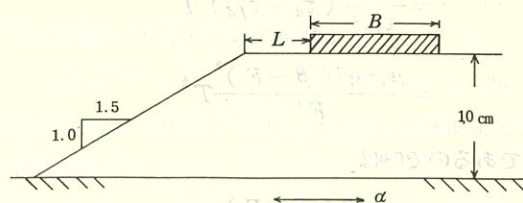


図-5 盛土モデル

周波数は6ヘルツで20秒加振する。また正弦加速度値は振巾を3種に調整して $\alpha = 100, 125, 150$ ガルを目標に設定した。

加振中の地盤や载荷板の動きは、振動台表面にセットしたカメラで1秒毎に撮影して記録し、後に実寸の1/2に現像したプリントから読み取った。

4.2 実験結果

$B = 10$ cmのテストにおける加振後、5、10、15、20秒における载荷板の変位状況を図-6に示した。この左上端の図($L = 0$ cm)を拡大したものが図-7である。この図ですべり線は実験終了後、すなわち加振時間20秒に観測されたものを示す。すべり線は加速度の小さい時は局部的な形で現われ、加速度が大きい場合、载荷端を通る全体破壊の形態をとるようになる。加速度したがって水平加振力が小さい間は、これに抵抗するすべり面長も小さくてよいことがその理由であろう。

L が小さく加速度が大きくなるにつれ、すべり量は急激に大きくなるが、これは L の減少とともに τ_{fs} すなわち F が減少し、加速度増大とともに β が増すためである(22)、(34)参照)。また $\alpha = 100$ ガル程度では $L \geq 2.5$ cm に対して、ほとんどすべりが生じていない。これは τ_d が $L \geq 2.5$ cm に対応する τ_{fs} を超えることがないためと思われる。しかし、すべり出しは時間に比例せず、各5秒間のすべり量が段々と減少している。この理由は、すべり出しとともに载荷板が盛砂斜面内にめり込み、载荷板のすべり出しの抵抗力が増すためと思われる。

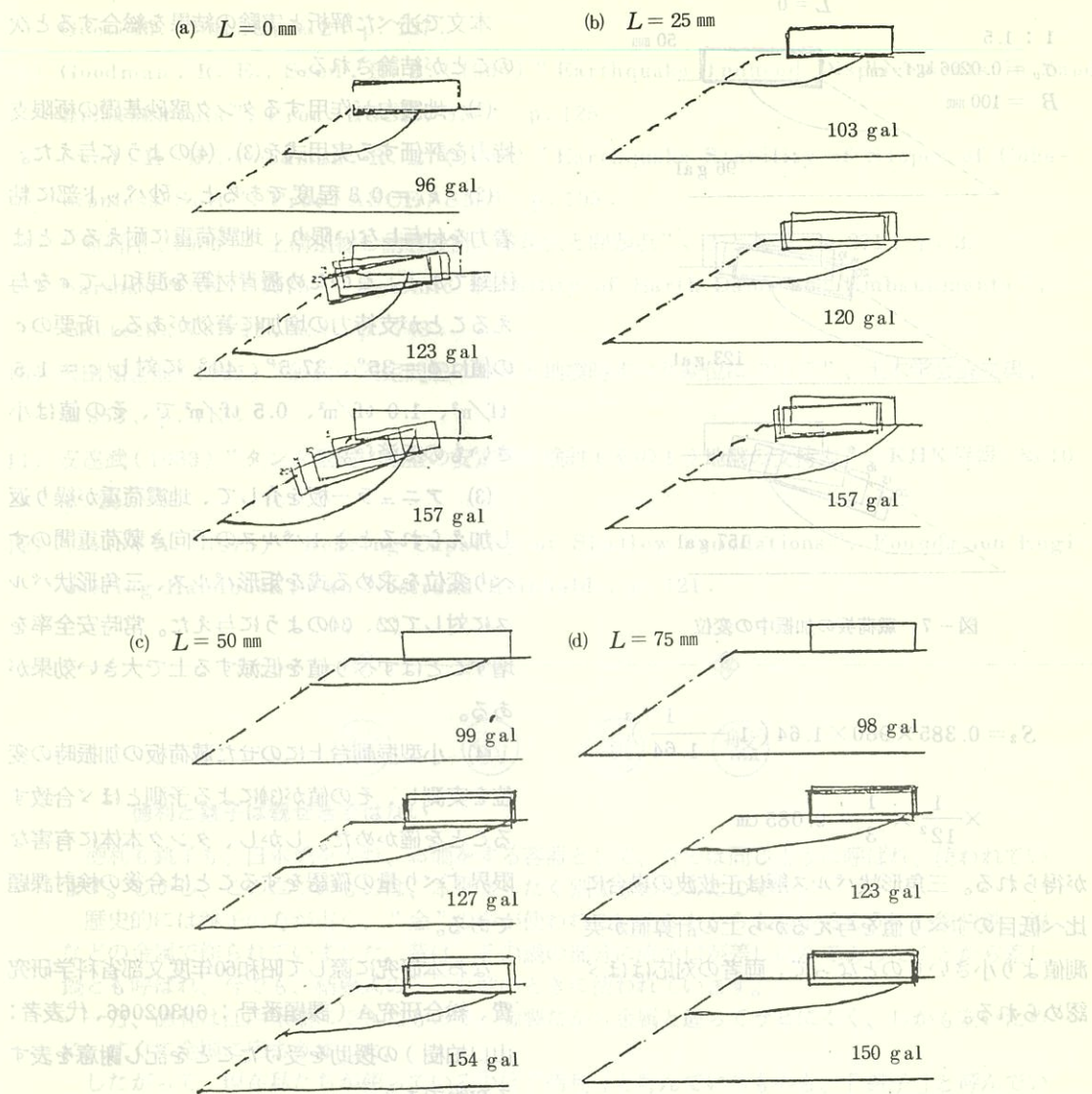


図-6 載荷板の加振中の変位

4.3 実験結果の解析

すべり出し量が明確によみとれる図-7の $\alpha = 123$ ガル、 $\alpha = 157$ ガルについて5秒後のものを読みとると1.5、3.3 cm程度であり、この間に $5 \times 6 = 30$ パルスが含まれるので1パルスについて、それぞれ $S = 0.05$ cm、 0.11 cmとなる。正弦荷重の1周期が $1/6$ 秒なので§3で考えた $T = 1/12$ 秒、また $\sin \omega \div 1/3$ とみてよい。さて $\alpha = 96$ ガ

ルに対して、ほゞすべり出し限界にあるとみられ、この時 $F = 1$ とみれば $\alpha = 123$ 、 157 ガルでの β は $123/96$ 、 $157/96$ すなわち $\beta = 1.29$ 、 $\beta = 1.64$ 程度とみられる。この値を(34)に入れて

$$S_2 = 0.385 \times 980 \times 1.29 \left(1 - \frac{1}{1.29}\right)^3$$

$$\times \frac{1}{12^2} \times \frac{1}{3} = 0.012 \text{ cm}$$

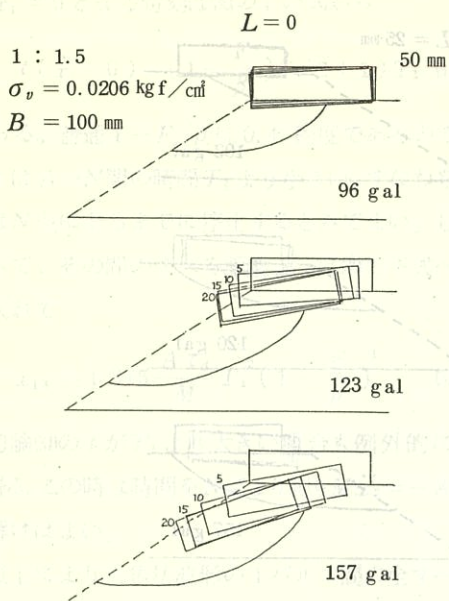


図-7 載荷板の加振中の変位

$$S_2 = 0.385 \times 980 \times 1.64 \left(1 - \frac{1}{1.64} \right)^3 \times \frac{1}{12^2} \times \frac{1}{3} = 0.085 \text{ cm}$$

が得られる。三角形パルス解は正弦波の場合に比べ低目のすべり値を与えるから上の計算値が実測値より小さいものとなって、両者の対応はほぼ認められる。

§ 5 結 論

本文で述べた解析と実験の結果を総合すると次のことが結論される。

(1) 地震力が作用するタンク盛砂基礎の極限支持力を評価する実用式を(3)、(4)のように与えた。

(2) $k_h = 0.3$ 程度であると、砂パッド部に粘着力を付与しない限り、地震荷重に耐えることは困難である。このため瀝青材等を混和して c を与えることが支持力の増加に著効がある。所要の c の値は $\phi = 35^\circ, 37.5^\circ, 40^\circ$ に対し $c = 1.5 \text{ tf/m}^2, 1.0 \text{ tf/m}^2, 0.5 \text{ tf/m}^2$ で、その値は小さいもので済む。

(3) アニュラー板を介して、地震荷重が繰り返し加えられるとき 1 パルスの下向き载荷重間のすべり変位を求める式を矩形パルス、三角形パルスに対して(2)、(3)のように与えた。常時安全率を増すことはすべり値を低減する上で大きい効果がある。

(4) 小型振動台上にのせた載荷板の加振時の変位を実測し、その値が(3)による予測とほぼ合致することを確かめた。しかし、タンク本体に有害な限界すべり量の確認をすることは今後の検討課題である。

なお本研究に際して昭和60年度文部省科学研究費、総合研究A(課題番号: 60302066、代表者: 山口柏樹)の援助を受けたことを記し謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 危険物技術研究会編(1983)“屋外タンク貯蔵所基礎の規制規準(杭基礎及びリング基礎について)”解説、p. 292.
- 2) 山口柏樹(1985)“宮城県沖地震におけるタンク基礎の被害状況と、その土質工学的考案”、土と岩 No. 34、本号.
- 3) 土田肇他(1980)“港湾・海岸施設耐震性調査手法について”、港湾技研資料、No. 336、p. 34.
- 4) 松尾稔他(1984)“実験事例の逆解析による土木構造物の耐震性に関する研究”土木学会論文集、No. 343、p. 25.

- 5) Newmark, N. M. (1965) "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", Geotech., Vol.15, No.2, p. 137.
- 6) Goodman, R. E., Seed, H. B. (1966) "Earthquake Induced Displacements in Sand Embankments", Proc. ASCE, SM2, p. 125.
- 7) Seed, H. B., Goodman, R. E. (1966) "Earthquake Stability of Slopes of Cohesionless Soil", Proc. ASCE, SM6, p. 105.
- 8) 石原研而 (1980) "土構造物の耐震設計上の現状と問題点", 土と基礎, No.271, p. 3.
- 9) Sarma, S. K. (1975) "Seismic Stability of Earth Dams and Embankments", Geotech., Vol.15, No.4, p. 743.
- 10) 沢田知之他 (1985) "斜面の安定問題における地震時すべり変位について", 土木学会論文集, No.358, p. 113.
- 11) 安達武 (1983) "タンク基礎・地盤の安定性の検討 (その1) 地盤の支持力", KHK時報, No.10, p. 20.
- 12) Vesic, A. (1975) "Bearing Capacity of Shallow Foundations", Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold., p. 121.

◆ ◆ ◆

(軟) (弱) (地) (盤)

徳利と銚子は親せきではない

徳利も銚子も、日本酒を入れ、お燗をする容器として、今では同じように呼ばれ、使われています。しかし、この二つのものは、本来まったく別なものだったのです。

歴史的には銚子の方が古く、「金」の字が使われていることからわかるように、銅や鉄、銀などの金属で作られていました。昔は、その鍋の部分に流水口が差し込んであったことから差し鍋とも呼ばれ、今でも、結婚式の三三九度のときに使われています。

一方、徳利は江戸末期にできたもので、陶製だから金属と違ってサビにくく、しかも安いために、すぐに全国に広まりました。

したがって、現在私たちが使っているのは「徳利」と呼んでいるものも、「銚子」と呼んでいるものも、正確にはほとんどすべて徳利のほうになるわけです。

なぜパチンコの本場は名古屋なのか

はやりすたりの激しい遊技産業のなかで、いっこうに衰えをみせないのがパチンコですが、その機械のほとんどが名古屋で製造されています。

このため名古屋がパチンコの本場だといわれていますが、その理由の第一は発明者の正村正一さんという人が、名古屋の人であったことがあげられます。

次の理由としては、名古屋の産業がパチンコ製造に適していたことです。

名古屋では、パチンコ台に使われるベニヤ板、ガラスが生産されており、さらに戦時中の軍需産業のあと、プレス、板金の職人が職を求めていることなどが、パチンコを産業として発展させるキッカケになったのです。

いまやコンピュータ内蔵のパチンコ台も普及していますが、まだまだ名古屋とパチンコの結びつきは強いようです。

第八巻「雑学おもしろ百科」角川文庫より

名港中央大橋の計画と基礎地盤

中部地方建設局 名四国道工事事務所

所 長 久保田 莊 一

調査第二課長 永 田 哲 郎

1 まえがき

名港中央大橋は、名古屋港のほぼ中央に位置し、西側の暫定供用開始（昭和60年3月）された名港西大橋と東側に計画している名港東大橋と共に名古屋環状2号線海上部区間を形成する。

大橋は、名古屋港の中央航路があるB水域を渡海し、金城阜頭と9号地に接続する計画で橋梁タイプとしては、斜張橋型式（案）（橋長1,170 m、中央径間590 m）で計画している。

このような世界的な規模の橋梁計画のため中部地方建設局では、昭和48年度より大規模特殊事業計画調査（伊勢湾岸道路調査）として調査検討を進めている。このうち、地質調査として、この周辺の地盤に関して延43本のボーリング、各種原位調査及び室内試験等を実施している。

本文では、これら地質調査の概要と橋梁計画について報告するものである。

2 名港中央大橋の計画概要

伊勢湾岸道路は名古屋港横断部にて、名古屋環状2号線と重複するが、この海上部区間は伊勢湾岸道路の一環として東名・名神高速道路、近畿自動車道等と連絡して、中京圏の均衡ある発展に資する骨格幹線道路網を形成すると共に、名古屋環状2号線の一部として、自動車交通の名古屋都心部への円滑な分散導入を図り、また、都心部に起終点をもたない交通を迂回させるとともに名古屋港の機能強化を図る等多種多様の機能を有する。

特に国道1号、23号（名四国道）では、交通量が容量を大巾に上回り、各所で著しい渋滞を呈しており、東西交通に対するバイパスとして、また

名古屋港の機能強化を図るなど整備効果の高い区間としてこの海上部区間、中でも名港中央大橋に対する早期整備の要請が非常に強い。

海上部区間は2種1級6車線の自動車専用道路として計画している。

名港中央大橋の架橋地点のB水域には、名古屋港中央航路があるばかりでなく、周辺には大規模なバースが隣接している。橋梁を計画するにあたって、船舶航行上の観点から、航路空間の確保が必要であり、その水域内へ入れる橋脚は二基と制約されている。また、側径間については、陸域部の土地利用や周辺バースへの出入操船の制約により決定されている。本橋の支間割は上記の条件より290 m + 590 m + 290 mとして計画している。

名港中央大橋の一般図を図-2に示す。

3 地形及び地質

図-3は名古屋市周辺の概略的な地表地質分布を示したものである。これによると市の東部が丘陵地、台地であるのに対し、西部は沖積平野となっている。

調査対象地域は、濃尾平野の南端に位置し、日光川、庄内、新川、堀川、天白川等の多くの河川の河口部にあり、名古屋港の整備発展に伴い埋立造成された地域となっている。

次に調査対象地域を東西に縦断する地質断面図を図-4に示す。この断面図によると各地層は東から西に向って傾斜しており、これは濃尾平野全体が西側で沈降、東側で隆起という運動が続いていることに起因する。

特に調査対象地域付近では、西から東に向けて

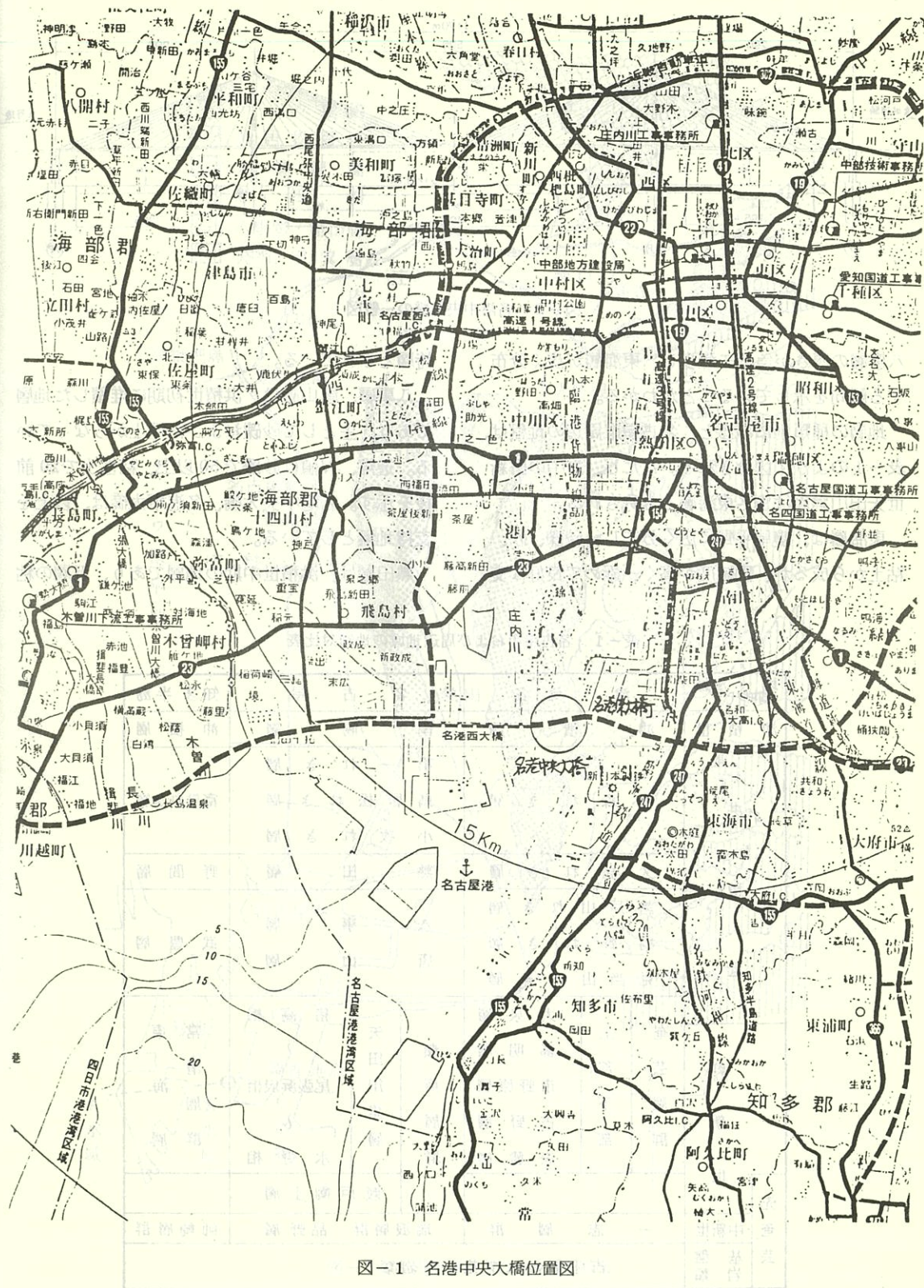


図-1 名港中央大橋位置図

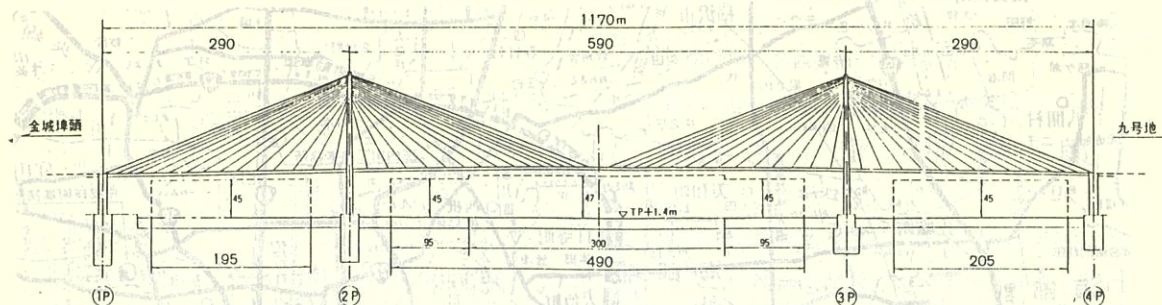


図-2 名港中央大橋の一般図

八事層の厚さが急激に減少し、東海層が浅く分布する傾向を示していることがわかる。

地層の種類別にみると、名古屋市周辺の地盤は、表-1のように区分される。ただし、表中の鮮新世矢田川累層は別名東海層とも称される。

東海層は、濃尾平野に広く分布し、砂礫、砂、粘土から成るが、固結度が高く、極めて良好な支

持層とされている。

八事層、唐山層は、洪積世初期に堆積した地層であり、主として砂礫および粘性土からなっている。通常、N値は砂礫で50以上、粘性土で20前後を示す。名港中央大橋、名港東大橋は、以上を支持地盤としている。

熱田層は、洪積世中期の地層であり、互層の粘

表-1 名古屋市および周辺地域の地層対比表

地質時代	津・桑名	名古屋	知多半島
沖積世	沖積層	南陽層	沖積層
洪積世	小森れき層	第一れき層 鳥居松れき層 小牧れき層	富貴れき層
	久居れき層	熱田層	野間層
	諸戸山れき層 羽野れき層 見当山れき層	八事層 唐山層	武豊層
	奄芸層群 上部 下部	大泉層 暮明層 市野原層 古野層 央麓層	猪高相 尾張浜炭相 水野相
鮮新世		瀬戸層群 矢田川累層	常東滑海層群
先		瀬戸陶土層	
奄芸	中新世	一志層群	瑞浪層群 品野層
基岩	盤類	古生層および花こう岩類	
		師崎層群	

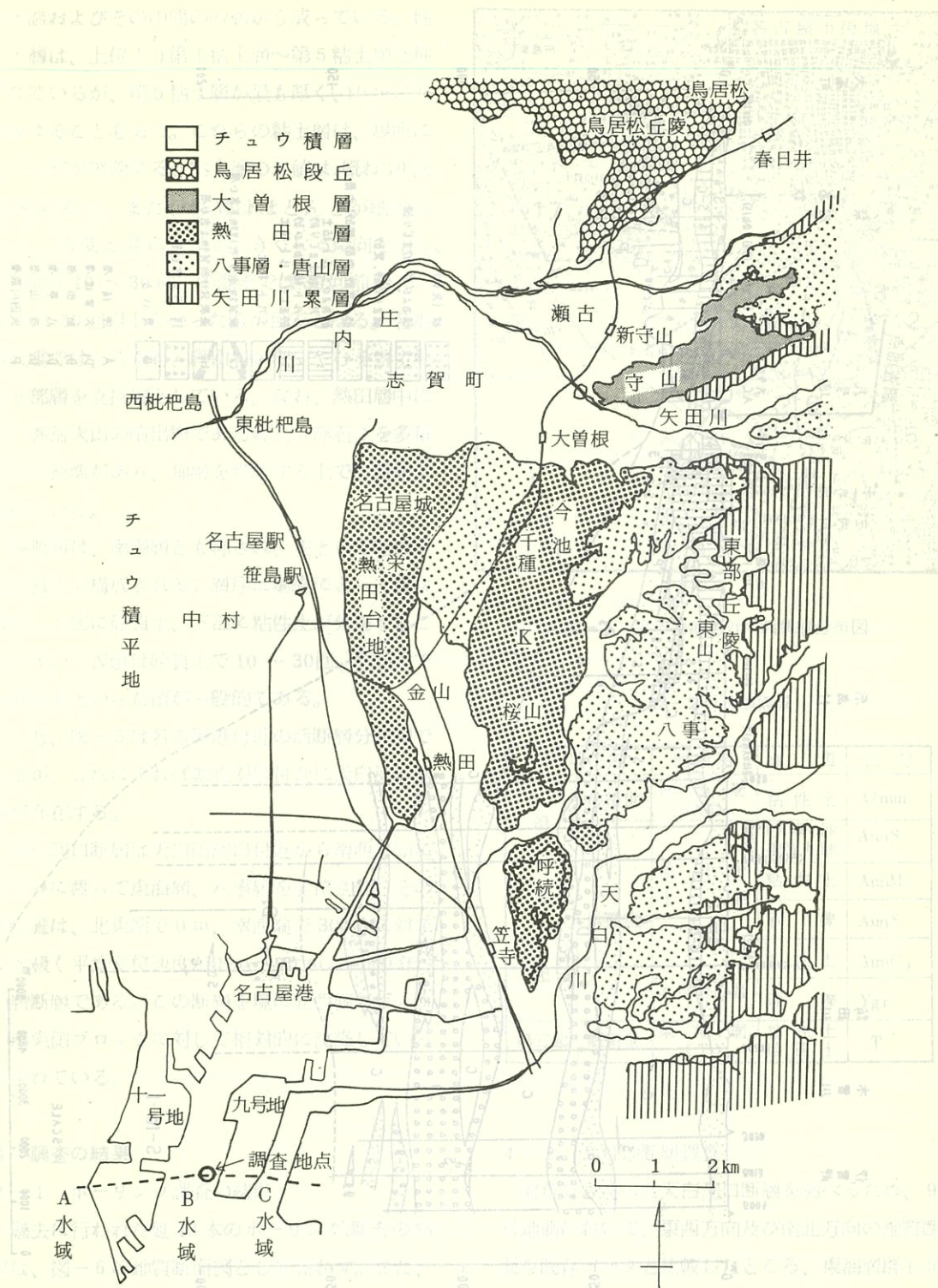


図-3 名古屋市周辺の地表地質分布

性土層およびその中間の砂層から成っている。粘性土層は、上位より第1粘土層～第5粘土層と称されているが、第5粘土層が最も厚く、10 m以上に達することもある。これらの粘土層は、場所により一部が欠除する。粘土層のN値は、概ね10回前後が多い。また、砂層はほとんどが細砂であり、深度と共にN値が大きくなる傾向を示し、上部では10～30回、中間部では30回前後、下部では50回以上といった値が目安となる。名港西大橋では、八事層、唐土層が深くやむを得ず熱田下部層を支持層としている。なお、熱田層中には、御岳火山の噴出物である軽石（浮石）を多量に含む層準があり、地層を判断する上での鍵層とされている。

沖積層は、南陽層とも称され、主として粘性土と砂質土で構成される。層序は場所によって異なるが、上部に砂質土、下部に粘性土が分布することが多い。N値は砂質土で10～30回、粘性土で5回以下といった値が一般的である。

一方、図-5は名古屋港付近の活断層分布図であるが、これによれば調査対象付近に天白河口断層が存在する。

天白河口断層は天白川河口付近から南西方向に約6 kmに渡って東海層、八事層を変位させ、その変位置は、北東端で0 m、南西端で300 mに対するA級（平均変位速度が1 m～10 m/1000年）の活断層である。この断層を境に北西側ブロックが南東側ブロックに対して相対的に沈降しているとされている。

4 調査の結果

4-1 ボーリング調査の結果

過去に行われた延43本のボーリング調査の結果は、図-6の地質断面図として表わす。また、調査地の地層は表-2のように分類され、地質特性は表-3のようにまとめた。

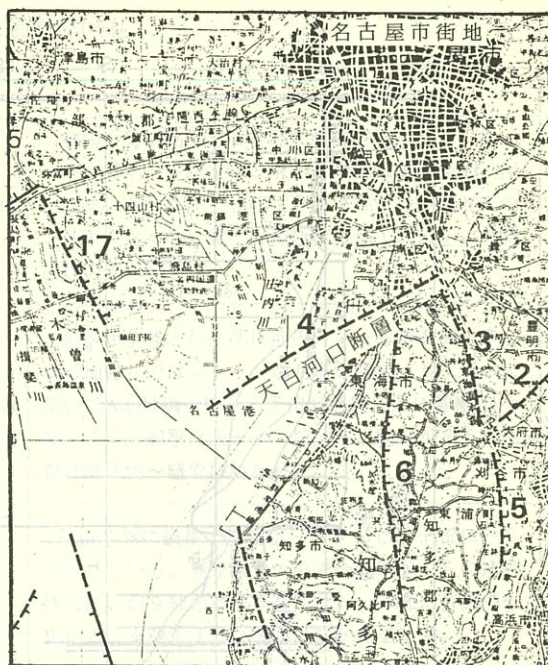


図-5 名古屋港付近の活断層分布図

表-2 地層構成

地質時代名	地層名	地質	記号
第四紀	沖積世 南陽層 (AL)	粘性土	Almm
		砂礫砂礫混り砂	AunS
	洪積世 熱田層下部 (Aun)	粘性土	AunM
		砂礫	AunS
		粘性土	AunC _s
	八事唐土層 (Y)	砂礫	Ygr
第三紀	鮮新世 東海層 (T)	粘性土 砂質土	T

4-2 9号地断層調査

前章でも述べた天白河口断層を調べるため、9号地側において、東西方向及び南北方向の地質断面を既存データと比較したところ、東海層群上面分布深度がほぼ10 mの落差を有していることがわかった。東海層群を構成する地層の連続性もこの付近ではまったくつかず、9号地の一部ボーリ

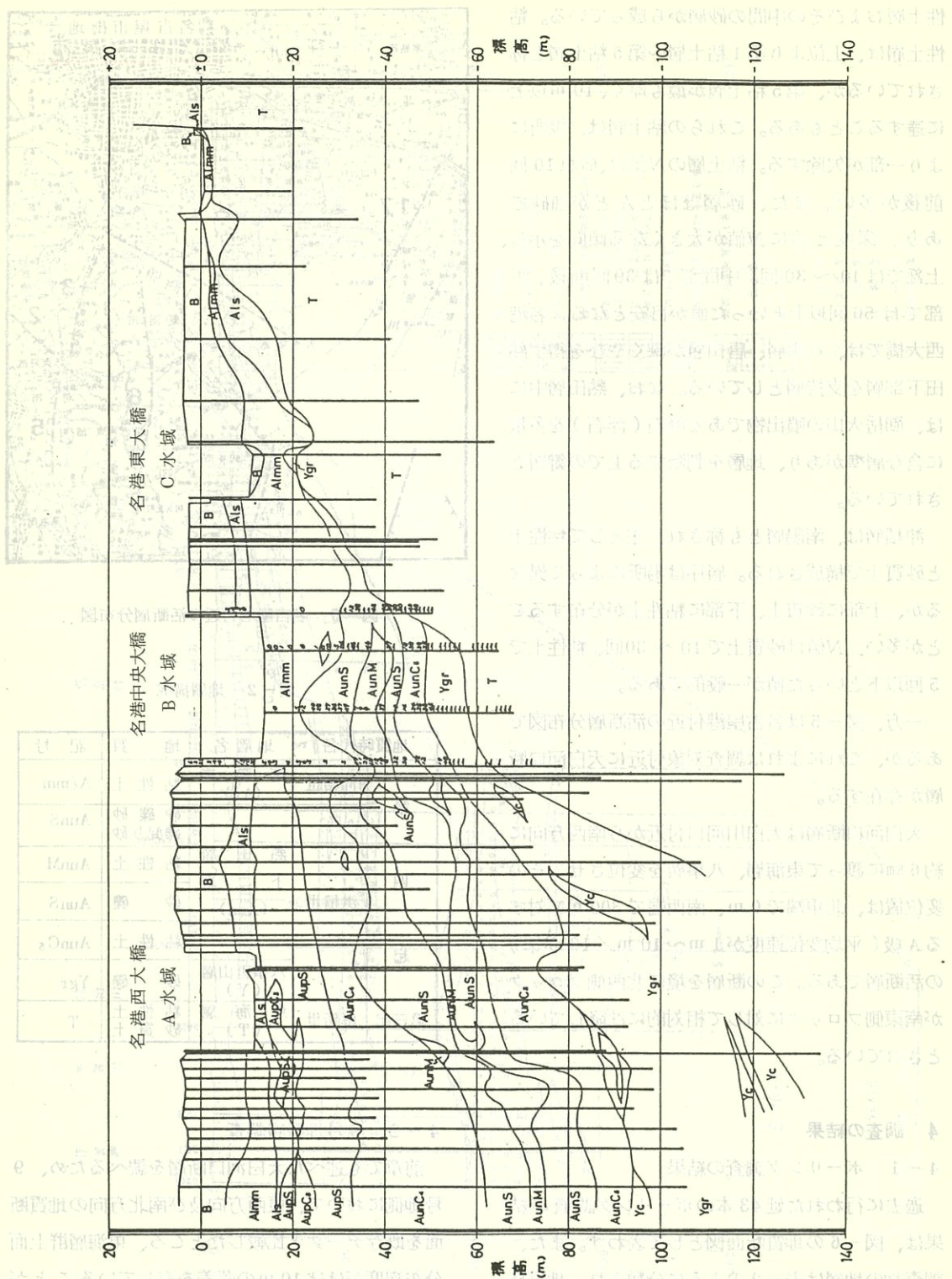


図-6 名港B水域地質断面図

表-3 名港B水域の地質特性

地質時代	地層名	地質名	記号	N 値	記 事
第四紀	沖積世	南陽層 (Al)	粘性土 Almm	0~5 多くは 0~1	軟弱な海成粘性土で全体に貝殻が混入している。シルト質粘土~粘土質シルトから成り比較的均質。N値はモンケン自沈~5回だが最下部に砂や礫混入の若干大きくB水域ではN値は概ね1回以下。色調は暗灰色を呈する。
	洪積世	熱田層 下 (Aun)	砂礫砂 礫混り砂 AunS	12~50以上 多くは 27~50以上	細砂を主体とし一部に亜円チャート礫を混入する。9号地寄りではシルトの含有率を増す。B水域の大部分でAunM層を挟み、下位層境界付近に腐植物を混入する。層厚は西~東へ減少する傾向がある。色調は暗灰色~暗青灰色を呈す。
			粘性土 AunM	7~9	AunS層に挟在する粘土~シルトで、上部に砂を含有している。層厚は5m位で金城埠頭からの連続性は良いが9号地には存在しない。一部に有機物や炭化木片を混入する。色調は暗灰色を呈す。
		八事唐山層 (Y)	粘性土 砂質土 AunC ₅	10~50以上 多くは 18~40	粘土~シルトを主体とし上部で砂層を挟む。下部で砂の混入率を増し、砂層、砂礫層となる部分もある。礫(φ5~10%)は亜円形チャート質、部分的に有機物や炭化木片を混入する。砂質土のN値は25以上、粘性土のN値は10~38を示す。本層は9号地で存在しなくなる。色調は暗灰色~暗青灰色を呈す。
			砂 礫 Ygr	50以上	礫径10~50%程度のチャート円礫~亜円礫を主体とする砂礫。マトリックスは中粗砂。下位の東海層境界の一部にφ100mm内外の玉石を混入する。層厚は西~東に減少し、8P~9号地にかけて激減している。非常に良く締まった層で、色調は暗灰色~青灰色を呈す。
第三紀	鮮新世	東海層 (T)	粘性土 砂質土 T	48以上	B水域では5~10m厚さを確認したのみであるが、固結シルトと砂質土が交互に分布している。最上部の固結シルトは所々に砂を挟み、有機物が混入し、暗青灰色~緑青灰色を呈す。下に続く砂質土は東部でシルトと互層をなし有機物や炭化木片を混入するが、西部では砂礫となっている。色調はいずれも暗灰色~青灰色を呈す。

ング結果では、既存データではみられない火山灰層が約10m(通常2~3m程度)の厚さで確認された。また、この深度でサンプリングされた試料に75°程度の傾斜を有するクラックが多く存在

し、試料が板状に割れるという現象が発生し、このクラックは断層部にみられる「鏡肌」といわれる断面層と類似した特徴を有していることがわかった。

このため、9号地において弾性波探査を実施しその確認を行った。測定は浅層反射法を用い、架橋ルートに従い南北方向に1側線、東西方向に2側線を設けて展開方法で実施した。

結果は、各測線とも八事層上面に相当すると思われる連続性の良好な反射面が得られ、また東海層群の中にも岩相変化面が対応する反射面がいくつか認められた。これらは概ね西傾斜構造となっており、第4紀になって始まった傾動塊運動の傾向と一致した。また南北、東西の測線の一部に、八事面に相当する反射面から断層変位によると考えられる落差があり、東海層群にも断層による構造的な乱れを示すような反射面の乱れが認められた。

さらに断層を把握するため、対象地域のボーリング調査を実施した。

調査は主に東海層群を対象として、深さ方向に1mピッチでサンプリングを行い、東海層群上部の層状態を把握した上で各層の代表的なサンプリング試料をくり返し圧密試験、三軸クリープ試験を実施するとともに、固結シルト層において深層載荷試験を行い支持力及び変形係数等の算出を行った。

これらの結果、断層の位置については、既往文

献等により微妙に異り、断層が明記されている位置図が小縮尺であるため確定することは困難である。図-7は既往のソノストレーター探査によって判明した不連続帯の位置図を拡大したものである。

天白河口断層の変位が1本の断層で形成されたと仮定すると9号地付近では相当な変位量を想定しなければならないが、既往地質調査ではそれほどの変量が確認されていない。このことから、図-8に示すような並走断層群のような構造になっており、測線における反射面の不連続性から想定した断面はこの一部と考えられる。

さらに、この天白河口で確認された天白断層は濃尾平野の沈降と知多半島の隆起に伴って生じたもので、断層構造より推計すると熱田層を一部切断していることから10万年前頃まで変動していたが、沖積層はほとんど落差がないことから1万年以降は変動していないと思われる。また、断層の落差は約40m程度で主断層の他に小断層がいくつかの断層帯でその巾は約25m程度である。

断層が構造物に与える影響は基礎地盤の支持力が低下したり、地盤の変位量が大きくなったり局部的な変形が生じることである。これらの影響は

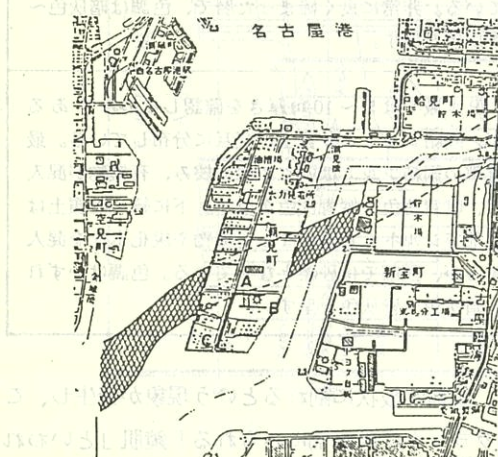


図-7 ソノストレーター探査によって判明した不連続帯(×××の部分)

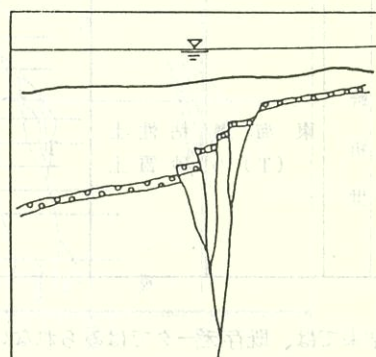


図-8 並走断層図

完全に固結化していない東海層では、その断面部とその周辺の地盤の間での支持力や変位量の差は顕著ではない。このことは、地質調査結果より地盤の支持力やクリープ定数の値や断層の存在しない金城埠頭での値で較べるとさほど差のないことから、橋梁の下部構造を支える地盤として問題ないと判断される。

5 おわりに

橋梁計画と土質調査は、互いに重要なかわりがある。名港中央大橋の計画においても深く関係を持ち、上下部工の設計や施工法の検討の他、特

に橋種選定要素として大きなファクターとなった。

名港中央大橋の橋梁タイプについては、過去、多種多様な検討を行ってきたが、最後まで残った吊橋案と斜張橋案を選定する上でも土質調査結果が重要な位置を占めた。

特に紙面の関係で載せきれなかった吊橋のクリープについての調査は、過去の調査研究結果より充分な検討を行なった。

最後に、今後の名港中央大橋の調査は、早期事業化に向けて、地質調査結果等をもとに動的解析やクリープの検討などを進め、概略設計の精度を上げる予定である。

地質調査業界のあらまし

昭和59年度における地質調査事業量は1,194億円(下請による受注を除く)で、その発注者別内訳は別表のとおりであります。

「地質調査業者登録規程」による登録業者は、860社(昭和60年10月現在)で、最近の年平均増加率は4%前後となっております。

また、地質調査業者の特長として

- () 創業年次が新しく、昭和30年代、昭和40年代の創業が多い。
- () 資本金階層では、1,000万円以上2,000万円未満が最も多く、建設産業としては中規模集中型である。
- () 業者の全国的な分布状況は、大都市集中型でもなく、地方分散型でもなく中間型である。

などがあげられます。

発注者別地質調査事業量

発注者名		件数	金額(百万円)	構成比(%)
国等	建設省	1,890	8,610	7.2
	農林水産省	350	1,720	1.5
	運輸省	350	2,900	2.4
	国鉄・鉄建公団	650	2,910	2.4
	道路4公団	630	5,490	4.6
	住宅・都市整備公団	250	1,360	1.1
	水資源開発公団	150	800	0.7
	その他国等の機関	1,380	10,320	8.7
小計		5,650	34,110	28.6
地方公共団体		16,780	41,560	34.8
民間		36,950	43,730	36.6
計		59,380	119,400	100

(注) 全地連“受注動向調査”(昭和59年度実績より推計)

孔内水平載荷試験結果による 名古屋市周辺部の地盤特性

名城大学教授 工学博士 立 石 哲 郎
名城大学助手 阿 河 武 志
名城大学助手 前 田 都 喜 春

1 まえがき

原位置において地盤情報を求める方法は、最も普遍的な標準貫入試験とボーリング孔を利用した孔内水平載荷試験がある。

原位置試験として最も普及している標準貫入試験は、土質調査では必ずといって良いほど実施されるもので、N値によって幅広い評価を得ていることは周知である。このように標準貫入試験が普及した背景には、試験結果として得られる成果を用いて直接あるいは間接に、他の試験、測定手段が推定した土質定数との経験的な関係を介して、土に関する殆どの設計が行えるようになっていることである。

一方、ボーリング孔を利用して行うLLTは、孔内においてゴムチューブを膨張させて孔壁に載荷し圧力と変位量を計測して地盤の変形特性、強度特性を推定する方法である。

これらはともに原位置における地盤特性を知る上で重要かつ密接な相互関係をもち、N値が動的貫入による縦方向地盤のマクロ的な圧縮（貫入）強度特性を表わしているのに対し、LLTは横方向地盤の静的な変形および強度特性が表わされる関係にある。N値に対するLLT結果は地盤特性を表わす尺度として合理的に示される場合がふえつつある。^{1)~3)}

本研究は、前述のようにN値と密接な関係にあるLLTの結果を用いて、地盤の強度特性を定量的に表わすことを主眼として解析を進めている。ここでは、名古屋市周辺部の地盤を対象としてそれらの地盤定数を決定することを試みながら、得ら

れた結果を他区域の結果（大阪、福岡）と比較して地域性について考察した。言うまでもなく、これらの成果はN値との相関性によって一応の評価が付与されるものであるが、LLT結果の自主性の努力にはこれらの基礎的成果が十分に反映されなければならないものと考えられる。そして、これらLLTデータの蓄積が最終的には名古屋地盤の力学的性質の解明に大きく貢献するものと考えられる。

2 調査区域とデータ

今回対象とした調査区域は、濃尾平野および三河平野の中心に位置する名古屋市およびその周辺部の地盤区域で、測定箇所の分布は図-1に示すとおりである。

調査地盤は主として名古屋港周辺部と濃尾平野

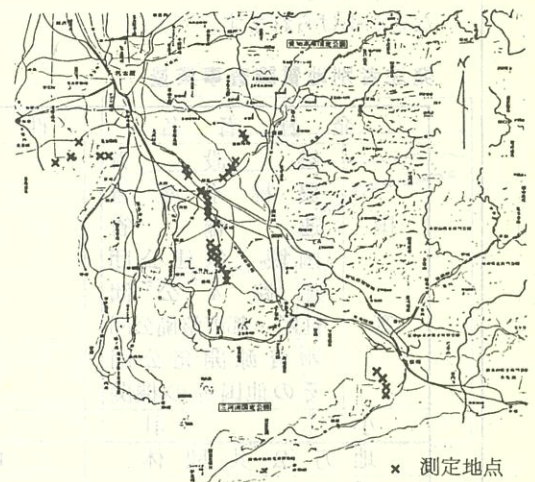


図-1. 名古屋市周辺図

から三河平野にかけての猿投一境川断層線およびこれに南面する衣浦断層と深溝断層の中間地点の地層地質である。これらの資料は、LLT結果を含む土質調査報告書（中部地方建設局名四国道工事事務所）によるデータ（粘性土128個、砂質土200個）を整理、集計した。

また、調査された結果は複数の調査機関によるものであることから、試験値についてはある程度相互の測定誤差を含んでいるものと考えられるので、ここではそのような意味も含めて試験値の統計的解析による分布特性が示されるものと考えている。

3 地盤定数の決定

一般にLLTによる測定結果は、図-2のように圧力と半径の関係（変位量になる）によって示される $P-r$ 曲線、圧力と変形速度の関係によって示される $P-\Delta H$ 曲線で表わされる。2つの曲線の変位点は静止土圧 P_0 、降伏圧 P_y 、および破壊強度 P_l の強度特性点で、実際の地盤反力～変位関係は P_0 以降の増分量 $P_y = P_y' - P$ によって定義されるので、地盤の変形特性値である測定 K 値 K_m はS字曲線の直線部分の勾配 $\Delta P / \Delta r$ で求

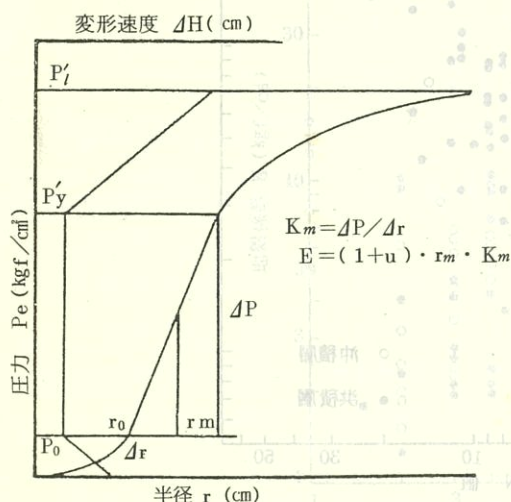


図-2 LLT測定結果の整理

められる。これらの関係よりLLTの測定から地盤の変形特性と強度特性を求めることができる。

このようにして得られるLLT結果は、原位置試験の代表的な指標であるN値に対応させて地盤特性を考察していくことにする。

1) 地盤定数の算定

図-3～図-10図はLLT結果による諸数値（ K_m 、 E 、 P_y 、 P_l ）をN値との関係によって整理し土質別に調査地域の地盤特性を表わした。

まず、N値と砂質土との関係は、洪積層では弾性体地盤の地層特性によって非常に広範囲のN値分布のなかで地盤定数が算定される傾向にあり、

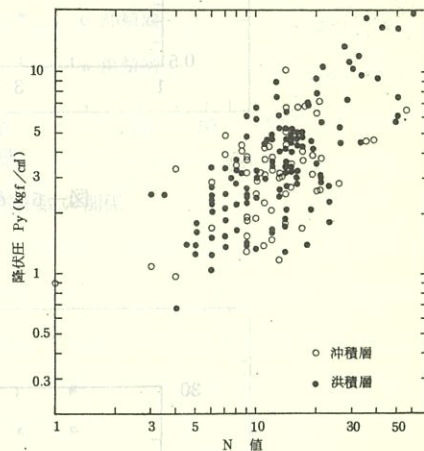


図-3 砂質土のN値と降伏圧の関係

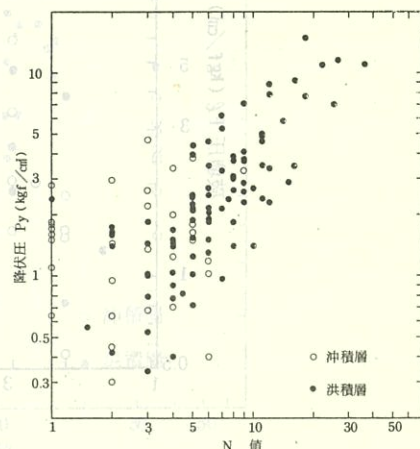


図-4 粘性土のN値と降伏圧の関係

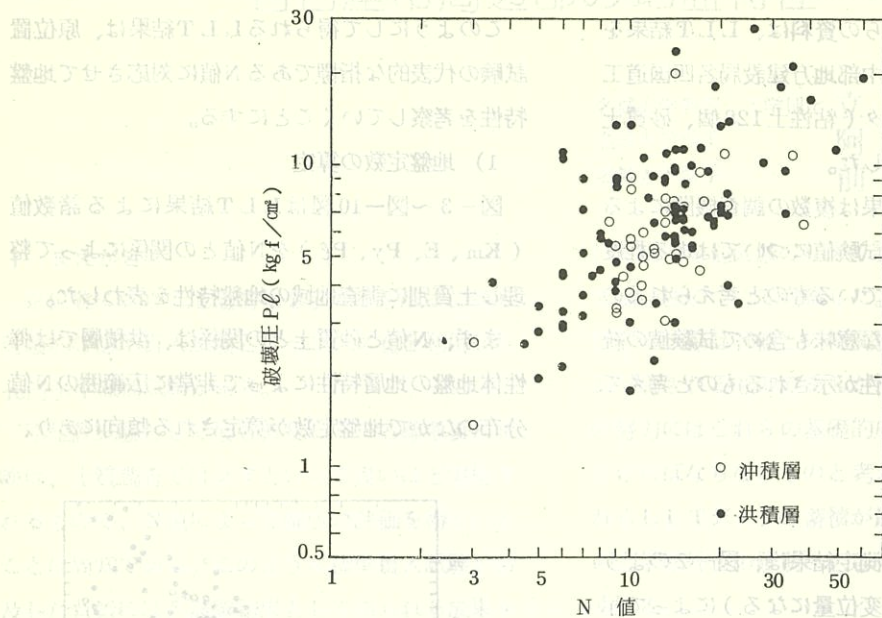


図-5 砂質土のN値と破壊圧の関係

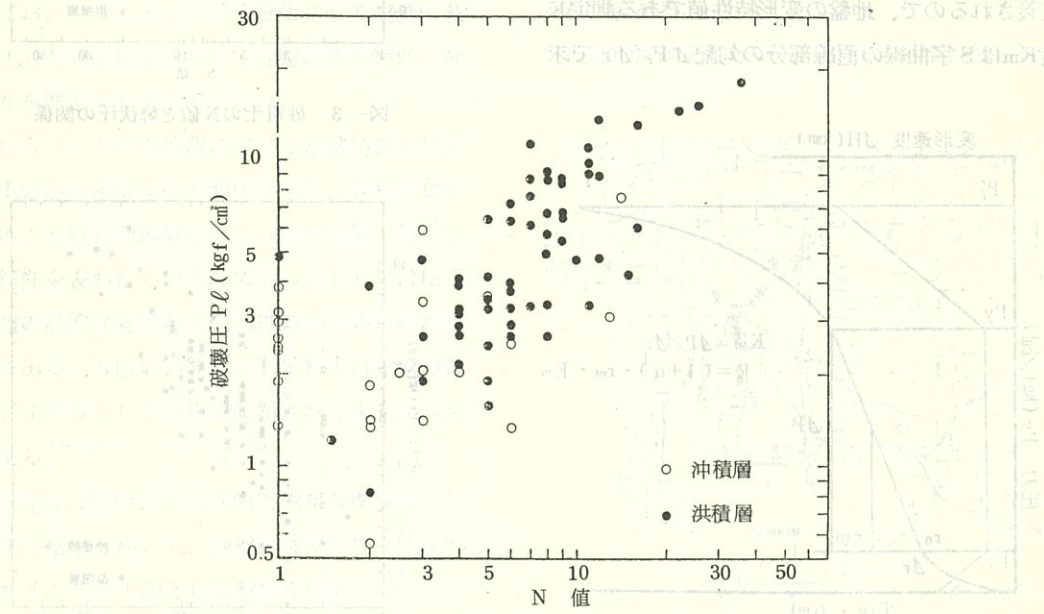


図-6 粘性土のN値と破壊圧の関係

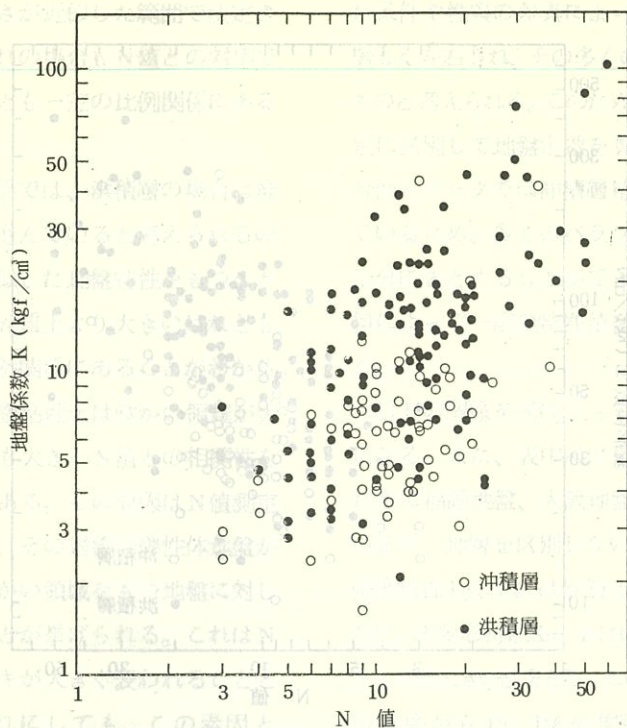


図-7 砂質土のN値と地盤係数の関係

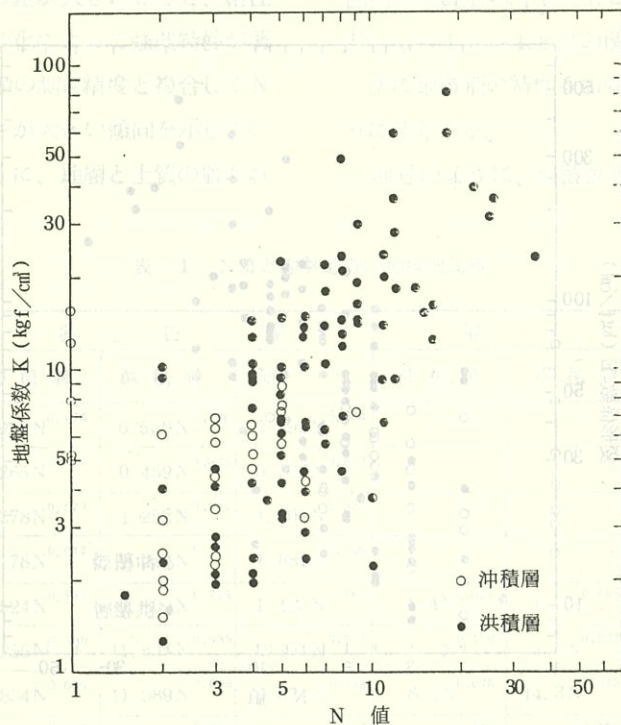


図-8 粘性土のN値と地盤係数の関係

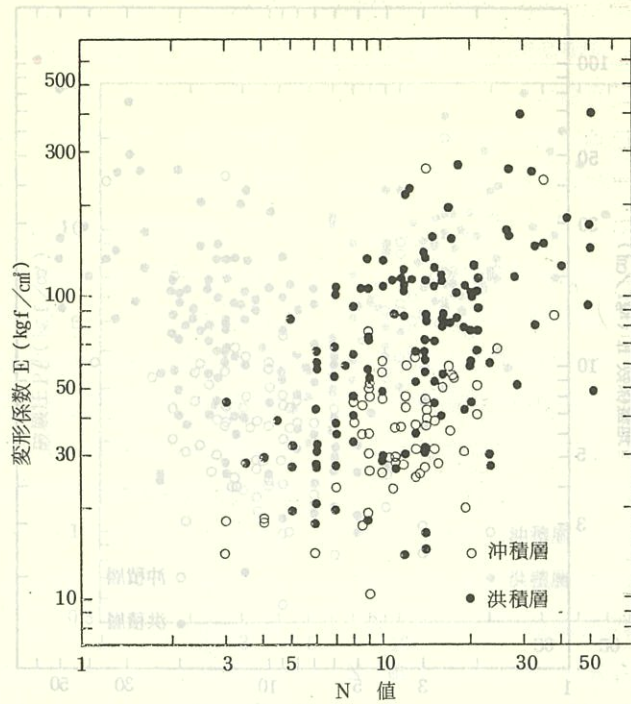


図-9 砂質土のN値と変形係数の関係

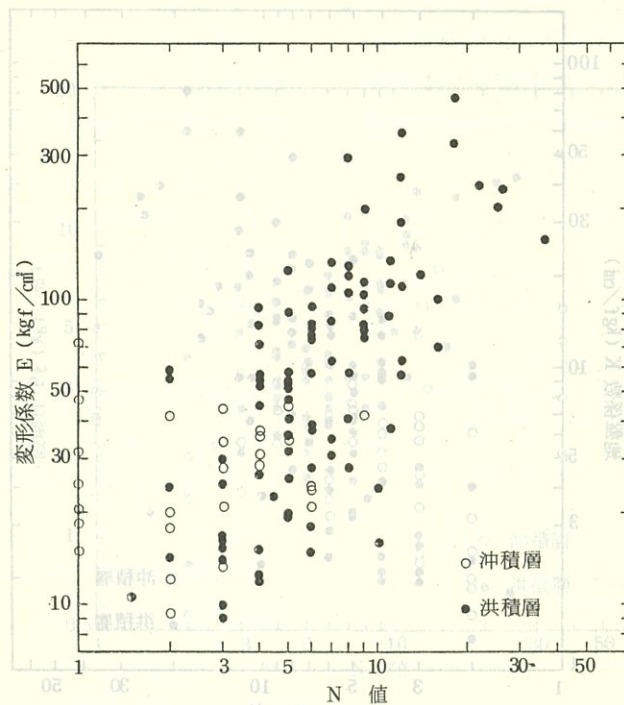


図-10 粘性土のN値と変形係数の関係

沖積層ではN値の大きさが近似した範囲で決定される傾向にある。いずれの場合もN値との対応ではバラツキはあるけれども一定の比例関係にあることがわかる。

N値と粘性土との関係では、洪積層の場合は堆積過程が古く固結が進んでいると考えられるので、比較的弾性体に近似した地盤特性をもつことからN値のバラツキは砂質土より大きいけれども総体的にみて一定の比例関係にあることがわかる。堆積過程の新しい沖積層粘性土は軟かい領域が大きいのでバラツキが最も大きくN値との相関性をみつけることが困難である。この原因はN値測定は動的貫入試験であり、その対象は弾性体地盤が良い対応を示すが、軟かい領域をもつ地盤に対しては測定精度が低いことが挙げられる。これはN値が小さいほどバラツキが大きく表われることと関連している。いづれにしても、この素因としてこれらの地層地盤の特性は、比較的新しい堆積層であるため測定地域によって固結度の進んでいる層とそうでない層の差が大きいことと、粘性土特有の含水比条件の変化によって強度特性が著しく変化すること等がN値の測定精度と複合してN値が小さいほどバラツキが大きい傾向を示しているようである。このように、地層と土質の置かれ

た条件や性質の差異によってN値測定の信頼性が著しく左右され、その多くのバラツキが生じてくるものと考えられる。このため、ここでは地層別、土質別に区別して地盤定数を算定することにした。尚、今回のデータでは沖積層粘性土の資料数が不足しているため、多くのバラツキが生じている傾向を十分にまとめることができないが、与えられた資料によって一応の特性値を示すことを付記しておく。

以上の関係を式によって表わすと表-1のようになる。また、表中には後述の地域特性の比較のために福岡地盤、大阪地盤の値を記入してある。

まず、地層を区別しない場合の地盤定数は、①強度特性 P_y 、 P_ℓ は砂質土と粘性土による差はない。②変形特性 K_m 、 E は砂質土より粘性土が1.5～1.6倍大きい値をとる。この結果LLT結果とN値の関係から P_y 、 P_ℓ を推定する場合には、土質に関係なくN値から推定できるといえよう。また降伏圧と破壊圧の関係 P_ℓ/P_y は、N値10～50の範囲内で砂質土 $P_\ell/P_y \div 1.25 \sim 1.5$ 倍、粘性土 $P_\ell/P_y \div 1.5 \sim 1.8$ 倍の関係にある。

次に地層別の特性を加味した地盤定数は次のように変化する。

前述のように、洪積層データでは、弾性体とし

表-1 N値と地盤定数の地域別比較

地盤 特性別	地域別	名 古 屋			福 岡			大 阪
	地層別 土質別	沖 積 層	洪 積 層	統 一	沖 積 層	洪 積 層	統 一	統 一
P_y	砂 質 土	$0.951N^{0.476}$	$0.530N^{0.746}$	$0.593N^{0.688}$			$0.6N^{0.7}$	$1/3 \sim 1/4N$
	粘 性 土	$1.265N^{0.094}$	$0.459N^{0.885}$	$0.727N^{0.642}$			$0.6N^{0.7}$	$1/3 \sim 1/4N$
P_ℓ	砂 質 土	$1.378N^{0.577}$	$1.252N^{0.644}$	$1.501N^{0.557}$			$0.7N^{0.8}$	
	粘 性 土	$2.178N^{0.037}$	$1.249N^{0.71}$	$1.681N^{0.526}$			$0.7N^{0.8}$	
K_m	砂 質 土	$1.524N^{0.581}$	$1.809N^{0.745}$	$1.420N^{0.761}$	$1.4N^{0.621}$	$1.7N^{0.766}$		N
	粘 性 土	$3.255N^{0.286}$	$1.635N^{0.935}$	$2.168N^{0.774}$	$N^{0.459}$	$1.6N^{0.823}$		N
E	砂 質 土	$7.834N^{0.664}$	$11.989N^{0.699}$	$9.071N^{0.738}$	$8.2N^{0.628}$	$14.3N^{0.675}$		4N
	粘 性 土	$25.633N^{0.108}$	$9.397N^{0.953}$	$14.688N^{0.712}$	$5.9N^{0.541}$	$20.4N^{0.567}$		12N

てのN値測定の信頼性が高いことから全体に相関性を良く判断することができ、①強度特性 P_y 、 P_l は土質による差は殆んど影響のない範囲といて良いので、土質に関係なくN値から推定できる。②変形特性 K_m 、 E は砂質土より粘性土が1.8倍大きい値をとり、明らかに土質別特性が表われているので、N値から推定する場合はその土質を考慮する必要がある。沖積層データでは、軟かい地盤でのN値の測定精度が低いことから相関性が悪く土質別の P_y 、 P_l および K_m 、 E に大きな差が表われる。この原因は土質による特性のほかに、測定精度上の問題を含めており、沖積層全体のデータの乱れは大きく、その傾向は沖積粘性土が特に強く信頼性は低いといえる。すなわち、地層を層毎に分けて整理すると、不確実な沖積層データが全体の値に大きく影響を及ぼしていることがわかる。つまり、地盤を沖・洪積層で区別しない場合には確実的な洪積層データとによって中間的な諸数値が示されるようであり、砂質土と粘性土における P_y 、 P_l の近似化と K_m 、 E 値 $=1.5\sim1.6$ 倍の差は沖積層データのバラツキの影響によって与えられていることがわかる。

このように、洪積層と沖積層では明らかにその差が表われており、特に変形特性には堆積過程や土質の特性が表われてくる傾向にあるので、N値から K_m 、 E 値を推定する場合にはその地層を考慮して決定する必要がある。また、層別区分を統一値で推定する場合には不確実なデータ要因を含んでいる結果であることを認識する必要がある。

4 地域特性との関係

ここでは、表-1から、名古屋地盤、福岡地盤、大阪地盤の地域特性について比較してみる。

P_y 、 P_l は、福岡地盤、大阪地盤では土質に関係なく一定値をとる。名古屋地盤では、沖積層と洪積層データの間値が統一値とみなせるが、統一値にすると、 P_y 、 P_l ともに土質に関係なく殆

ど一定値となる。洪積層データがN値測定の精度が高く信頼性の高いことを考えると、洪積層の値に近似する値ならば信頼性は高くなるので、強度特性 P_y 、 P_l については統一値によってN値から推定しても土質別の差はあまりないようである。ただし、粘性土はN値の増加に伴って幾分上回った値を示すことになる。

この結果より、統一値を基準にして P_y 、 P_l の地域特性をみると、大阪地盤がN値の増加に伴って幾分大きな数値を示すが、大まかにみて名古屋地盤、福岡地盤の3者とも近似値を示している。

次に、変形特性 K_m 、 E は層別、土質別に大きな差が表われる傾向にあるので、これらをまとめて統一値で評価することは困難なようである。ここでも信頼性の高い洪積層のデータから K_m 、 E を評価する必要がある。このような背景によって福岡地盤では沖積、洪積層別データを示し、統一値は示していない。大阪地盤は統一値のみを示しているが、前述のようなデータの背景を考えれば統一値表示は地盤定数を正しく表わしていないようである。

なお、洪積層データでは K_m 、 E ともに土質別の差が大きいが、沖積層データを加えることによってその差が小さくなり、土質別に平均化された近似値を示すようになる。これによって土質別に差がないと判定することはできない。つまり明らかにデータの信頼性が異っている2者を同一グループにまとめることはできないであろう。

このような理由によって名古屋地盤では層別のデータを示し、統一値は他地域と比較のための参考値として示している。ここでは信頼性の高い洪積層データで比較する。

変形特性 K_m 、 E は土質別の特性に関係しており、地域特性については砂質土では名古屋地盤、福岡地盤と近似し、粘性土では名古屋地盤が幾分上回っている。

5 あとがき

今回、LLT結果とN値との関係を用いて名古屋市周辺部における地盤定数の定量化を試みた。資料は地層、土質別に分類して地盤の強度特性、変形特性について一連の考察を行った。

この結果、得られた成果は地層、土質別にN値との相関性があり、降伏圧、破壊強度は土質別に関係なくN値から推定しても大差ないが、変形特性は土質別、地層別にその地盤の生成条件などが大きく影響しているようである。ただし、今回は

沖積、粘性土のデータが少なくこれらのことを十分に説明するまでには至らないので、今後、資料を蓄積して名古屋地盤の特性として精度の高いものにしていきたいと考えている。

最後に、本研究に際して多大の協力を載いた中部地方建設局名四国道工事事務所の貝嶋辰一氏、永田哲郎氏および本学理工学部土木工学科4年生、上田昌宏君、岩田浩司君、田中純君、北折温君、長屋悦司君、後藤和久君の諸氏に、ここに記して感謝の意を表する。

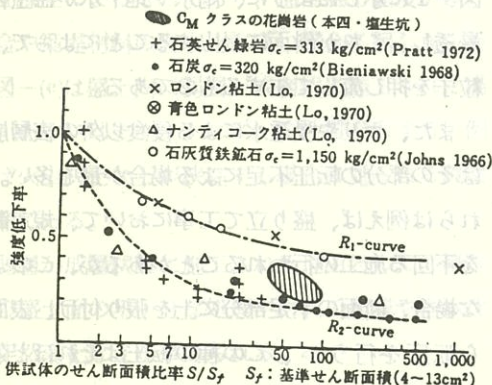
参 考 文 献

- 1) 中島秀雄、伊東徳二郎、武内俊昭、今井常雄：LLT測定結果からみた大阪周辺の地盤の力学的性質、地質学雑誌、第78巻、第4号、pp165～176、1972.4
- 2) 今井常雄、松原幹雄：N値と他の原位置試験との関係、地質と調査、pp16～21、1983、第1号
- 3) 田島恒美、向山宏：福岡市における横方向地盤係数の特性、第17回土質工学研究発表会、pp17～20、1982

予 定 値 と 実 測 値 (寸法効果)

せん断強度の寸法効果

(土質工学会編：風化花崗岩とまさ土の工学的性質とその応用、1979、P157)



せん断面積の増大に伴う強度低下総括図

せん断面積の増加に伴う強度低下の原因

せん断面に内に弱い部分の含まれる確率が高くなる。
試験体内の蓄積エネルギーが増加して、クラックの進行が加速される。

室内試験から設計用せん断定数を決定する場合、寸法効果によるてい減が必要である。

高盛土の設計・施工及びその品質管理

愛知工業大学教授

工学博士 大 根 義 男

1 はじめに

近年、アースダムやロックフィルダムの他にも、道路・鉄道や宅地造成等において、高い盛土を行なう機会が多くなり、これに伴って斜面の崩壊も数多く報告されるようになった。盛土構造物は地震に対して、コンクリート構造物よりも弱いものと考えられている。しかし地震力を考慮して設計し、設計条件を満足するように施工された、例えばフィルダム（アースダムやロックフィルダム）では施工中・施工後を通じて崩壊事故はほとんど起きていない。事実、長野県西部地震の震央は牧尾ダム（現水資源開発公団）の上流6～7 kmであり、ダム地点の最大加速度は数百ガルであったものと考えられているが、ダム本体にはほとんど被害のなかったことが報告されている。¹⁾

筆者は兼ねてより、フィルダム以外の高盛土に対してもダムと同様の設計・施工を行うべきである事を主張してきた。しかし、実際はこのことはほとんど採用されていない。この理由として、施工や品質管理をダムの場合と同様に行うのは面倒である、あるいは工事費が嵩む等が挙げられるが、このような事は事故が発生した際の社会不安や莫大な復旧費のことを考えると、それ程問題となることはない。

盛土は重要な土構造物の1つであるので、その建設にあたってはコンクリート等、他の土木構造物に対して行われているような設計・施工や品質管理が行われるべきであろう。ここでは筆者の経験を交えて、高盛土の崩壊原因や問題点を明らかにし、さらに設計・施工上の要点を整理してみた。この拙文が実務者に対して少しでも参考になれば

幸いである。

2 盛土の崩壊とその原因

土木工学の分野で斜面と呼ばれているものには自然のものから掘削・盛土に至るまで広範にわたっており、崩壊の原因もそれぞれの場合で異なっているのが普通である。ここでは表題に従って盛土斜面についてのみ言及することとした。

盛土斜面の崩壊の形を原因別に分類すると、1) 表層部のみのもの、2) 盛土内部（基礎を含む）を通して起こるものの2つに大別することが出来る。

2-1 表層崩壊

盛土表層部において発生する崩壊はそのほとんどが降雨によって生ずる「ガリ侵食」であるが、これ以外にも浸透水が原因する場合や斜面表層部の施工不良による場合も少なくない。

ガリ侵食は一般によく知られているように雨水が斜面を流下する際、土粒子の流失によって起こるものである。これに対し、浸透水による侵食は図-1に示したように、雨水や地下水が盛土内に浸透し、これが斜面に浸出することによって、土粒子を押し流して生ずるものである。

また、ガリや浸透水による侵食以外の表層崩壊はその部分の転圧不足による場合が最も多い。これらは例えば、盛り立て工事において、規定断面を下回る施工の行われることがあるが、このような場合、断面の不足部分に土を張り付け、表面から転圧を行うが、この種の転圧はそれほど効果的なものではなく、崩壊の誘因となる。また、盛土面を各種ローラーを用いて転圧する場合、斜面付近ではローラーが傾斜したりして、その運行に

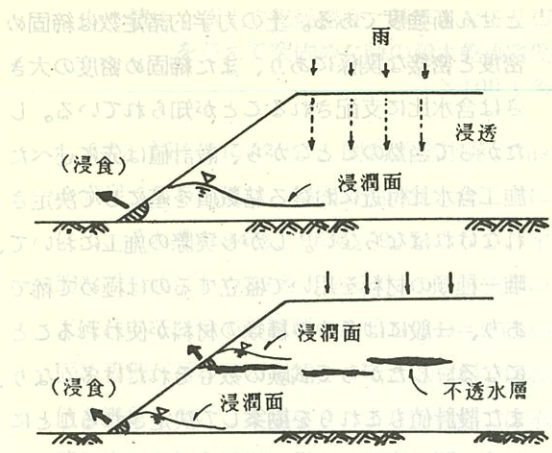


図-1 浸透水による浸食

支障をきたすことがあり、従って、この部分の転圧が不足し崩壊の原因となる。

2-2 盛土内崩壊

この種の崩壊は盛土中に発生するものと盛土終了後、ある程度時間が経過した後に起こるものとに大別することができる。盛土中に発生する崩壊のほとんどは材料や基礎のせん断強度の不足によるものである。施工中に発生する崩壊の形は図-2に示したように3つに分類することが出来る。すなわち、図-(a)は一般によく知られているように基礎破壊であり、主として基礎地盤のせん断強度の不足によって生ずる破壊の形である。また図-(b)に示した破壊は、主として盛土中に蓄積された間隙圧によるものであり、通常盛土速度が速い場合や築堤材料の含水比が高い場合に起こり、更に図-(c)は盛土内に弱層が成層状に施工された場合、あるいはチキソトロピーの性質を有する、例えば火山灰土などが狭在する場合に見られる破壊の形である。

弱層が成層状態に施工される理由として、降雨後の盛土面の不十分な処理や材料の組成や含水比の突然変化などが挙げられる。

一方、盛土終了後に起こる崩壊は、地震などの外力による場合を除いて、その大多数のものは浸透水が原因している。浸透水は降雨によるものと

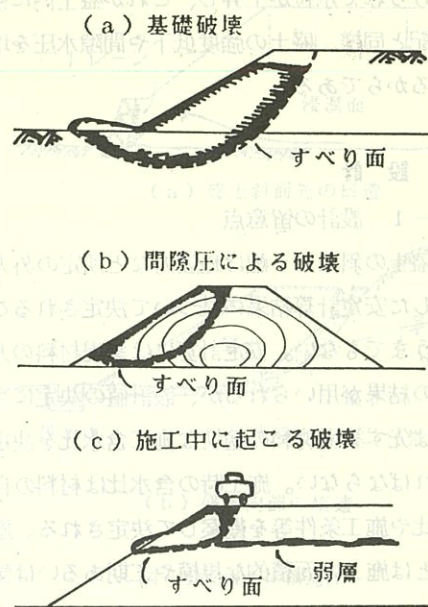


図-2 破壊の形

地下水によるものとがある。したがって、浸透水による崩壊の時期は盛土材料の工学的性質やその周辺の地質状態によって異なり、早い場合は2～3か月後に、また遅い場合は5～6年後に起こる事もある。

降雨によるものは図-1に示した場合と同様に、斜面先付近に浸潤面が形成され、この部分の飽和による盛土の強度低下や間隙水圧の増加、あるいはこれらの相乗効果によって起こると考えてよい。

また、地下水の浸透によって起こる崩壊は図-3に示したように、切土斜面や自然斜面に対し、盛土を直接行った場合に最も多く発生している。すなわち、盛土によって地山部の地下水の排水が

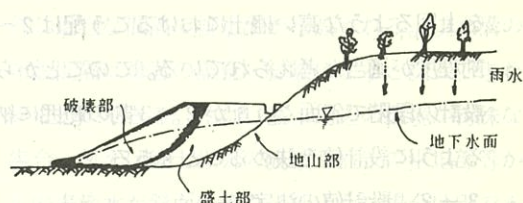


図-3 地下水上昇による破壊

妨げられて水位が上昇し、これが盛土内に侵入し上記と同様、盛土の強度低下や間隙水圧を増加させるからである。

3 設計

3-1 設計の留意点

盛土の斜面こう配は地震力など所定の外力を考慮した安定計算結果に基づいて決定されることは言うまでもない。安定計算には築堤材料の力学試験の結果が用いられるが、設計値の決定に当たっては先ず築堤材料の適切な施工含水比を決定しなければならない。施工時の含水比は材料の自然含水比や施工条件等を勘案して決定される。施工条件とは施工の面積的な規模や工期あるいは気象条件等、施工時の含水比に影響する全ての要素のことである。

安定計算の結果にもとずいて斜面こう配を決定すると、こう配が極端に緩となったり、急になったりすることがある。そして例えばこう配の緩となることにより、築堤量が増加し経済的に好ましくないような事態の生ずる事がある。このような場合は材料の施工含水比を低くおさえ、設計せん断強度を大きくとることによってこう配を急にすることができる。また、これとは反対に、こう配が極端に急になるような場合は施工上、例えば重機械の運行や斜面整形の面で支障をきたすことになり好ましくなく、従って、このような場合もこう配をある程度緩くする必要がある。

このように盛土斜面のこう配は単に安定計算の結果のみではなく、経済性や施工性の面等も勘案して決定されることになる。そして、一般に10mを上回るような高い盛土におけるこう配は2~3割程度が適当と考えられている。このことから、設計の段階で斜面こう配が2~3割の範囲に納まるように設計値を決めることもある。

3-2 設計値の決定

安定計算で使われる土の諸定数は、締固め密度

とせん断強度である。土の力学的諸定数は締固め密度と密接な関係にあり、また締固め密度の大きさは含水比に支配されることが知られている。したがって当然のことながら、設計値は先に述べた施工含水比付近における諸数値を基にして決定されなければならない。しかし実際の施工において、唯一種類の材料を用いて盛立てるのは極めて稀であり、一般には多くの種類の材料が使われることになる。したがって試験の数もそれだけ多くなり、また設計値もこれらを勘案して決定されることになる。図-4に土取場の材料を3種に大別し、それぞれの試験結果から設計値を決めた実例を示した。この図でわかるように、せん断強度は各締固め曲線の最適含水比より幾分乾燥側においてほぼ最大値を示し、これより乾燥及び湿潤側において逐次減少している。この傾向はせん断強度の大きさを最大乾燥密度との対応において容易に表現し得ることを意味している。フィルダムや高盛土の設計および品質管理において、D-値の概念が導入されたのはこのような思想が基になっている。なおD-値は次式で表わされる。

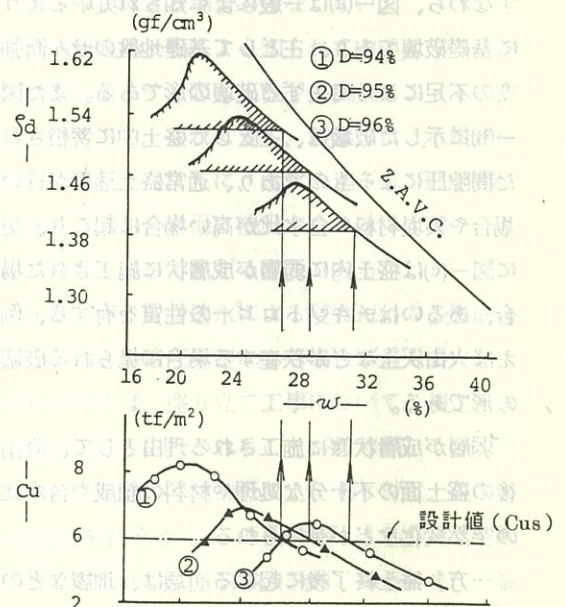


図-4 設計値とD-値

$D\text{-値} = (\text{盛土の乾燥密度} / \text{基準となる仕事量}) \times 100 (\%)$

また、図-4において、例えば設計値(Cus)を満足するD-値は、締固め曲線①、②、③において、それぞれ94%、95%、96%となり、平均的な設計値はD=95%となる。しかし、実際の施工において、全ての材料にたいしてD=95%の締固め管理が行われるものとする③材料では設計値を満足しないことになり、また①材料では不経済な施工を行うことになり、品質の面でも好ましくないことになるが、これらについては施工管理の項で、もう少し詳しく述べることにする。

3-3 間隙圧

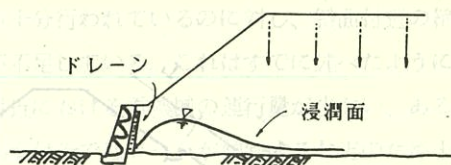
土塊に含まれている空気や水は土を盛り上げることによって圧縮され、圧力をもつことになる。この圧力は間隙圧として知られているが、盛土期間中に消散しないものとする、その大きさは、BISHOPの提案した次式により表わされる。²⁾

$$\Delta u = P_0 \frac{-\Delta V / V_0}{\Delta V / V_0 + n_0(1 - S_{ro} + S_{ro}He)}$$

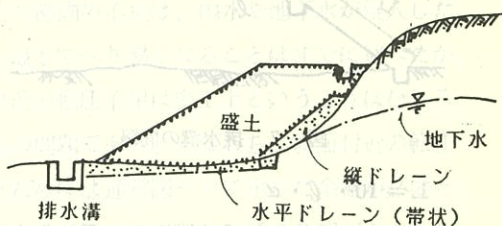
しかし、実際には盛土期間中にある程度の消散(圧密)が起こり、この消散によって土の強度が変化することになる。安定性の検討では圧密による強度増加を考慮する場合と、残留間隙水圧のみを考慮する場合との2つの方法が考えられるが、これについては別の機会に議論することにする。また、間隙圧の消散量を正しく予測することは非常にむづかしいが、これまでに幾つかの研究成果が報告されているので、これについては省略することとした(文献3)、4)参照)。

3-4 盛土の構造

盛土の構造は盛土材料の工学的性質と基礎地盤や周辺地山の地質及び地下水の状態を勘案して決定される。基本的には設計条件以外の浸透水などの影響をうけないような構造とすればよく、例えば、降雨の影響を受けると予想されるような盛土



(a) 盛土斜面先の構造



(b) 盛土内部の構造

図-5 盛土の構造(1)

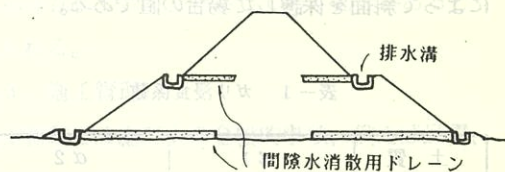


図-6 盛土構造(2)

に対しては図-5(a)に示したような構造が、また、地下水の盛土内への侵入を防止するためには図-5(b)のような構造が考えられる。このほかにも施工中の間隙圧の上昇を防ぐには図-6のような構造が考えられる。

3-5 斜面の排水溝

盛土斜面に発生するガリ侵食は斜面こう配、盛土表層部の土質および降雨強度とその継続時間等によって異なる。この防止策として、通常斜面に対し適当な間隔で排水溝が布設される。排水溝の布設間隔は筆者の調査・経験によると次式で現わすことができる。ただし盛土周辺の環境が特殊な場合、例えば盛土以外の流域や盛土の平坦部等からの表流水が斜面に流れ込むような場合は別である。

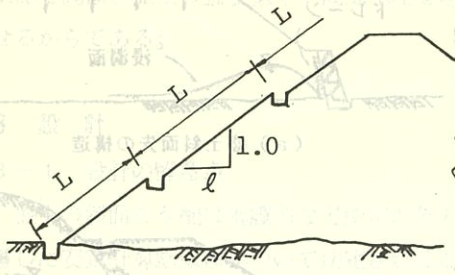


図-7 排水溝の間隔

$$L = 10 \cdot \ell \cdot \alpha$$

上式において、 L 、 ℓ は図-7に示したようにそれぞれ侵食の起こらない排水溝間の距離および斜面こう配であり、また $\alpha 1$ 、 $\alpha 2$ は表-1に示した係数で、それぞれ短期の、しかも芝などによる斜面保護を行わない場合、および長期の芝などによって斜面を保護した場合の値である。

表-1 ガリ浸食係数

土 質	$\alpha 1$	$\alpha 2$
粘 性 土	0.6 ± 0.1 (0.5 ± 0.1)	0.8 ± 0.1 (0.7 ± 0.1)
シルト質土	0.5 ± 0.1 (0.4 ± 0.1)	0.7 ± 0.1 (0.6 ± 0.1)
粗 砂	0.3 ± 0.1	0.6 ± 0.1
細 砂	0.2 ± 0.1	0.6 ± 0.1

()はレキ混り土

4 施工及び施工管理

施工は言うまでもなく設計条件を満足するように行わなければならない、設計条件が満足されているか否かを管理するのが施工管理である。設計条件を満足させるためには適当な締固め機械を用い、所定の転圧を行わなければならない。

4-1 各種締固め機械の転圧特性

転圧機械としては通常、タンピング系のローラ（脚が突出したもの）、タイヤ系ローラ（転圧面が平滑になるもの）および振動系ローラの3種が用いられる。そしてこれらはそれぞれ異なる締固

め特性を有するので土の種類や含水比の状態等に応じて使い分けられる。例えば、タンピングやタイヤ系のローラは粘性土に対し、また振動系のローラは非粘着性の材料および極めて低含水比の粘性土に対して優れた締固め効果を発揮する。すなわち、一般には粘性土に対してはタンピングやタイヤローラ、また砂や粗粒材料に対しては振動ローラが使用されることになるが、ここに注意しなければならない点はタンピング系ローラとタイヤ系ローラの使い分けである。

図-8はMS材料を用いた転圧試験結果であり、標準突固め試験結果と対比して示してある。図で明らかなように、タンピング系ローラによる締固めによって得られる最大乾燥密度は(ρ_{dtmax})標準突固め試験で得られる値(ρ_{dmax})よりも大きい。しかし ρ_{dtmax} の乾燥及び湿潤側においては急激な密度の低下が見られる。これに対し、タイヤローラによる場合の最大乾燥密度(ρ_{dnmax})は ρ_{dmax} 、 ρ_{dtmax} よりも小さい。しかし、 ρ_{dnmax} の乾燥・湿潤側における密度の低下はかなりゆるやかであり、特に湿潤側においてはZ、A、V、Cに漸近している。このことは言うまでもなく、タンピングローラは含水比の狭い範囲で優れた締固め効果を発揮し、タイヤローラは

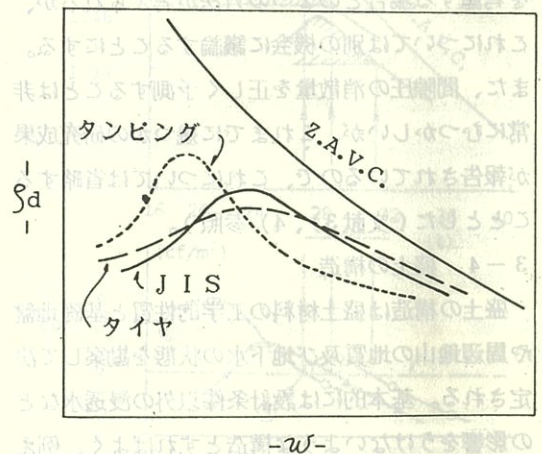


図-8 転圧機械の締固め特性

含水比が大幅に変化しても効果的に使用し得ることを意味する。

これらの試験結果から、当然のことながら粘性土の締固めに対してはタイヤ系ローラが有用であることが判るが、タイヤ系ローラを用いて締固めた盛土はせん断破壊に対する抵抗力が小さいと考えられている。すなわち、タイヤ系ローラで締固めた表面は平滑となり、時には鏡肌状となる。そしてこれをせん断面とする強度は通常の突固めを行って求めたせん断強度と比較して $1/10$ に達することがあり、したがって、この種の転圧は高い盛土に対しては好ましくないということになる。しかしこのことはタイヤ系のローラを単独で使った場合に限って起こるものであるから、例えば転圧面を攪乱するなどによって、この種の問題は解決される。転圧面を攪乱し、転圧層相互のなじみをよくするため、複合転圧を行うことがある。これはタイヤ系ローラで十分な転圧を行い、所定の締固めが行われた後、タンピング系ローラを用いて再び転圧する方法であり、後者の転圧は主として表層の攪乱を目的としている。

なお、タンピング系ローラによる締固めは含水比の狭い範囲に対して最も効果的であることを述べたが、これはローラの接地圧とまき出し層の支持力との関係によるものである。したがってタンピング系ローラを使用する場合は土の種類や含水比に応じて適当な重量のローラを選定したり、あるいはローラドラムの積載量を調節し、接地圧を変えらることによって、より効果的な締固めが可能となる。

4-2 盛り立て方法

盛り立ては材料の搬入、まき出しおよび転圧のくり返し作業であり、土木工事の中ではそれ程むづかしいものではない。しかし盛り立てに際して最も重要なことは盛土断面を通じて均一に締固めが行われなければならないということである。ほとんどの盛り立て工事において、盛土中央部の締

固めが十分行われているのに対し、斜面付近の締固めが不足している。これはすでに述べたように斜面付近における重機械の運行情が少なく、あるいは斜面付近ではローラが傾斜するなどのため十分な転圧が行われないなどによるものである。

盛土の締固め不足は、雨水や地下水が浸入した場合、最もすべり易くなることはすでに述べたが、斜面付近の転圧不足は施工上というよりはむしろ設計上の問題である。すなわち、斜面付近の転圧を行うためには通常図-9に示した余盛が必要となるが、設計において、この種の余盛が計上されていないことがあるからである。

図-9に示した余盛は1m程度でよいと考えられ、また、これは盛土の進行に伴って図-10のように逐次切り取られることになるが、施工仕様ではこの手法についても指示しておく必要があると考えられる。

4-3 施工管理

施工管理とは施工上の全般的事項、例えば品質、

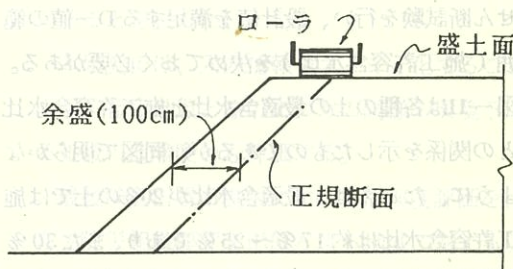


図-9 余盛

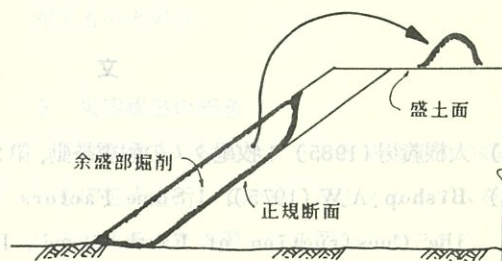


図-10 斜面整形

工事工程、工事費、安全管理などに関する管理を総称したものであるが、ここではこれらのうち品質管理について概説することにした。品質管理は盛土の安定に必要な設計数値の確保を目的としたものであり、一般には施工状況を観察したり、計測器あるいは現場試験や室内試験などによって行われる。これらの品質管理のうち、ここでは現場の密度管理について述べることにした。

土のせん断強度は締固め密度の大きさと密接な関係にあることを述べ、また材料の組成が異なる場合の設計せん断強度はD-値を用いることによって合理的に表現し得ることを述べた。従って、品質管理においては所定のD-値がえられているか否かを確認すればよいことになる。

しかし、すでに述べたように設計D-値はあらゆる種類の土の平均化によって決められたものであるから、締固めによってD-値が得られたとしても、土の種類によっては、設計せん断強度を満足しないこともある。このため実際の施工に当っては土取り場のあらゆる土に対し、突固め試験とせん断試験を行い、設計値を満足するD-値の範囲（施工許容含水比）を決めておく必要がある。図-11は各種の土の最適含水比と施工許容含水比との関係を示したものであるが、同図で明らかのように、たとえば、最適含水比が20%の土では施工許容含水比は約17%～25%であり、また30%の最適含水比の土の場合、施工許容含水比は約30%～38%となる。そして、許容含水比の範囲で締固めを行い、その結果、所定のD-値が得られて

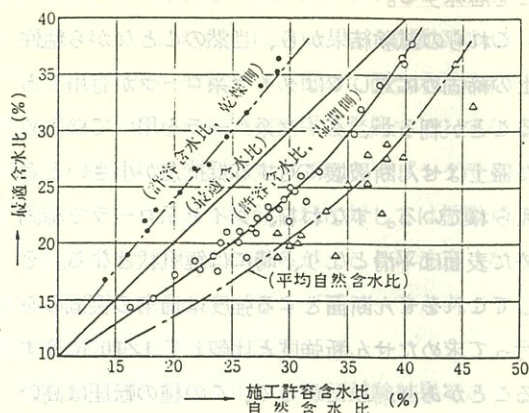


図-11 施工許容含水比と最適含水比との関係

いれば、これらは全て設計せん断強度を満足することになる。

このような締固め密度の管理を行うためには、現場において常に最大乾燥密度や含水比を把握しなければならないが、これはそれ程面倒なことではない。この方法はすでにアメリカ開拓局で採用しており（文献5）に紹介されている。

5 あとがき

盛土高が10mを越えるような、いわゆる高盛土の設計・施工およびその品質管理についての概要を述べた。紙面の都合上、記述の不十分な点もあると思われるが、この中で筆者の強調したいのは盛土は土質構造物であるということであり、他の土木構造物と同様、設計・施工に対して十分慎重であって欲しいということである。

文

献

- 1) 大根義男(1985)：牧尾ダムの耐震挙動、第20回土質工学研究発表会特別セッション、pp.44～51.
- 2) Bishop, A.W.(1975). : Some Factors Controlling the Pore Pressure Set up During the Construction of Earth Dams, Proc. 14th ICSM, Vol.2
- 3) 沢田、鳥山(1967)：間隙水圧の消散工法について、土質工学会北陸支部
- 4) 山口、大根(1973)：フィルダムの設計および施工、技報堂、pp.265～283.
- 5) 山口、大根(1973)：フィルダムの設計および施工、技報堂出版、pp.432～444.

地形・地質・居住環境から見た災害危険度 および防災的土地利用に関する研究

—ファジイ理論による災害危険度評価—

名古屋大学教授 工学博士 多賀 直恒

名古屋大学(元大学院生) 曽我 裕

1 災害危険度評価の目的

昭和36年、東京消防庁による『東京都の大震災火災被害の検討』が、我国ではじめてなされた科学的な被害想定である。昭和40年4月警視庁は、『東京大震災資料』の中で「火災による死者行方不明者は5時間後には、22,978人に達する」として、はじめて想定死者数を算定した。このころは、防災機関側も住民側も、被害想定とは何のために行うものであり、どう受け止めるべきなのかについて未熟だったと言え、この数値はいたずらに住民に不安を抱かせる恐れがあるという考えにより公表されなかった。昭和47年3月横浜市は、『危険エネルギー』を公表した。都市の社会的情勢を汎用的に利用できる型にしておくこと、すなわちデータシステムの情報としてもっておくことにその目的があり、その意味でこれは、画期的であったと言える。しかしその後作成される被害想定や危険エネルギーの地図は、たいていの場合1キロ四方とか2キロ四方とか一律に区分されたメッシュにおけるデータであり、それから具体的にどのような危険がありどのような対策をとるべきなのかを読み取ることは容易ではない。

名古屋臨海地域のように自然条件、社会条件的に災害の危険性の高い都市域に対する防災対策を考えるには、単に単一の災害要因として地震動、台風、地盤沈下等の災害に対する検討・評価では十分なる災害の予測・分析・対策を行うことは不可能である。こうした観点から、本来自然災害のもつ複合性を考慮した総合的災害危険度評価を試みるのが本研究の目的である。

まず従来の危険度評価手法を比較検討し、一次

災害、二次災害、三次災害……と拡大進行していくメカニズムを解明しつつ、その危険度を定量化する手法の確立をめざした。

定量化に関しては、対象システムの危険性や信頼性に関して確率論的な定量化の議論を可能にするFTA(Fault Tree Analysis)を用いた。

FTAは、対象システムに潜在する固有の特徴を視覚的にとらえる手段としてまずすぐれた方法であり、さまざまな情報を網羅しうる柔軟性に富んだシステム的手法と言える。

通常のFTでは、事象の発生状態を{0,1}という2値で評価するが、本研究では、発生の有無ということでは評価できない事象を多く含むFTを用いるので、入力情報としてファジイ集合を用いることを試みた。

本研究では、入力情報をファジイ化することにより、特定地点とそのまわりの同様の環境下にある地域の危険度をも評価する。

最後に名古屋市港区において危険度評価を行い、自主防災組織程度を単位とする地域に対する防災的示唆を試みた。これは、これまで計算されたまま、なかなか実際に利用されない危険度評価というものの意義をもう一度考えなおす一つの方向を示すものと思う。

2 災害構造の概念

災害が発生した場合、その影響は時間の経過とともに拡大進行していく。このメカニズムを適確にとらえることが第一に重要なことである。まず当該地区でどのような危険が考えられ、どのようなものがその危険要因となっているかを検討しな

くてはいけない。これは危険度を評価する際の評価軸の指標ともなるべきものの抽出とも考えられる。

ここで災害状況を要因、対象、状況という3つの基本要素で捉えることを考える。要因とはある状態に加わる外力、つまり地震とか台風とか異常降雨などである。対象とはその外力を受け被害を生じるものであり、都市においては都市生活、都市機能にかかわるものである。状況とは要因と対象を関係させ、災害を起こさせる条件となるものであり、人口密度、危険物分布等がこれにあたる。

まずはじめに地震などの外力（要因）が加わり、ある状況下にある対象に被害が生じる。そしてこの被害の状況が次なる段階の要因となり、再び別の状況下、あるいは同じ状況下にある新たな対象に被害を生ぜしめるといった具合に災害は展開していくものとしてとらえている。従って災害構造をある断面で見るとそこには必ず要因、対象、状況が存在しているということになる。この概念をフローにまとめてみると図-1のようになる。

一次災害、二次災害、三次災害……と拡大進行する災害のメカニズムを解明するために上記の概念に沿ってその推移過程を記述することは、定性的な特徴を把握する意味において非常に有効である。さらにこれは化学プラントあるいは各種製造工場などの災害システム解析に用いられているFTA的な考え方の導入を示唆するものである。

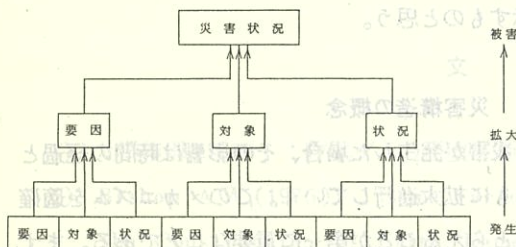


図-1 災害構造の概念図

3 FTAによる危険度定量化

3-1 危険特性と危険要因の抽出

東京の大火を例にあげるまでもなく、災害の歴史性で注目すべき点は同じ地域で似た災害が何度も繰り返して起きていることである。また実際の状況にそくした極め細かな被害予測、および防災対策をするために社会現況という資料は欠くべからざるものである。

名古屋市の自然環境、社会現況、歴史的被災状況等の資料より、名古屋臨海地域の危険特性と危険要因をまとめると表-1のようになる。

3-2 FTの作成

危険特性と危険要因の抽出が終了したら、FT作成のために災害現象全体としての流れを把握しなければならない。そこで災害の拡大進行のメカニズムを表-2のようにまとめた。さらにこれにより、「床上浸水」という災害状況を頂上事象に据えたFTを作成したものが図-2である。

表-1 危険特性と危険要因

特 性	要 因
揺れやすい	沖積層厚、N値分布
地盤破壊しやすい	液状化 N値分布 軟弱地盤 地下水位
火種が多い	夜間人口、昼間人口 自動車通行量 危険物分布 土地利用状況（飲食店、工場など）
燃えやすい	非耐火建築物 住居内可燃物
延焼しやすい	木造建築物密集度 道路率、空地率
水につかりやすい	0 M地帯、地盤沈下による堤防性能の低下
逃げにくい	避難場所までの距離 避難ルートの安全性 避難場所の安全性 過密、建て詰まり オープンスペースの少なさ

表-2 災害の拡大進行状況

	一 次 災 害	二 次 災 害	三 次 災 害
洪水*	家屋倒壊 道路、鉄道等の崩壊 都市供給施設破壊	交通の混乱 飲料水汚染 穀物、植物の被害 供給物途絶	非衛生状態
台風	家屋倒壊 看板、瓦の飛散 異常降雨、高潮による洪水	*につながる	
地震	家屋倒壊 堤防、護岸破壊 道路、鉄道等の崩壊 危険物施設破壊 都市供給施設破壊 地下埋設管損壊 落下物 津波	火災 洪水 交通の混乱 有毒ガス拡散 危険物爆発 飲料水汚染 供給物途絶 通信機能障害	避難時の混乱 情報伝達障害 *につながる

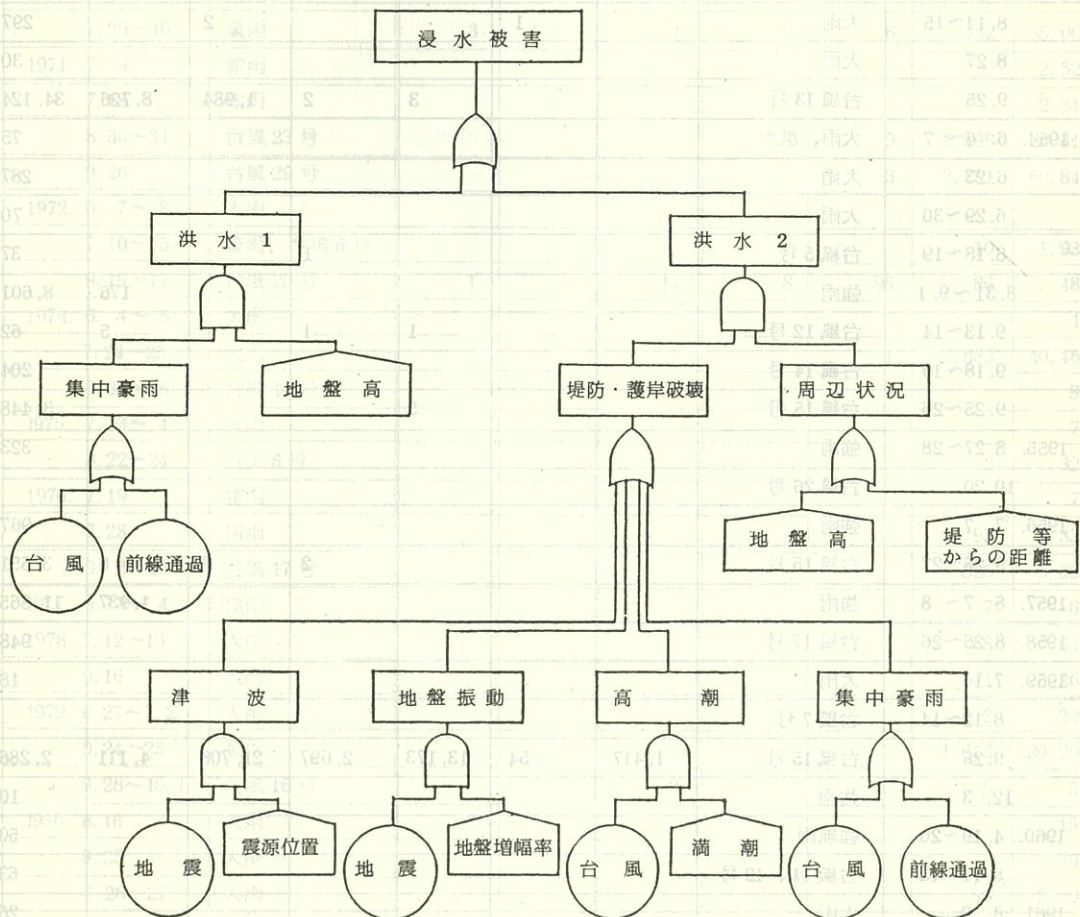


図-2 浸水被害に関するFTの例

く 3-3 モデル計算と考察 風水害、地震被害をまとめたものが表-3、表-4である。「愛知県災害誌」(昭和46年10月、昭和57年3月)等よりピックアップした名古屋における

表-3 名古屋に風水害をもたらした異常気象

年 月 日	原 因	死 者	行方不明	負 傷 者	住家全壊	住家半壊	床上浸水	床下浸水
1950. 6. 9~13	大雨							919
7. 28~30	台風9号、熱低							
9. 3	台風28号	3		12	13	63		251
1951. 10. 15	台風15号				7		10	89
1952. 6. 23~24	台風2号						28	5,054
7. 2	大雨					144		
7. 10~11	豪雨、洪水					1	2,353	38,757
1953. 6. 7	大雨							1
7. 17~20	大雨						2	1,505
8. 14~15	大雨		1			2		297
8. 27	大雨							30
9. 25	台風13号			3	2	1,984	8,726	34,124
1954. 6. 6~7	大雨、洪水							75
6. 23	大雨							287
6. 29~30	大雨							70
8. 18~19	台風5号				1			37
8. 31~9. 1	強雨						176	8,601
9. 13~14	台風12号			1	1		5	62
9. 18~19	台風14号							204
9. 25~26	台風15号			5				3,448
1955. 8. 27~28	強雨							323
10. 20	台風26号							
1956. 7. 7	強雨							967
9. 26~27	台風15号				2	2	8	3,551
1957. 8. 7~8	強雨						1,937	11,865
1958. 8. 25~26	台風17号							948
1959. 7. 14	大雨							18
8. 12~14	台風7号							
9. 26	台風15号	1,417	54	13,173	2,697	21,708	4,111	2,286
12. 3	強雨							10
1960. 4. 19~20	強風雨							50
8. 11~13	台風11、12号							63
1961. 6. 9	大雨							26
6. 24~27	大雨、洪水						743	5,751

年 月 日	原 因	死 者	行方不明	負 傷 者	住家全壊	住家半壊	床上浸水	床下浸水
1961.10.26~27	高潮							50
1962. 7. 2~ 5	大雨、洪水							351
8.26~27	台風 14 号	1				4	121	5,542
1964. 9.25	台風 20 号							16
1965. 5.27	大雨							242
9. 17	台風 24 号						18	1,783
1966. 8.14~16	強雨						4	470
9. 12	強雨							
1967. 6.28	大雨							35
7. 9~10	大雨						5	785
10.28	台風 34 号						7	260
1968. 8.26~27	大雨							50
8.29	台風 10 号							52
1969. 7. 8	大雨							4
8. 4~ 5	台風 7 号							668
1970. 6.14~16	大雨						62	2,795
7.29~30	豪雨	3		4	2	6	4,452	35,068
1971. 7. 9	雷雨							2,523
7.18	雷雨							2,318
8.30~31	台風 23 号				3	9	2,599	25,813
9.26	台風 29 号					3	3,291	60,842
1972. 6. 7~ 8	大雨							
7.10~15	豪雨、台風 6 号						10	1,939
9.16~17	台風 20 号	1		14	8	95	86	486
1974. 6. 4~ 5	大雨							46
7.24~25	大雨					1	2,883	40,463
8.25~26	台風 14 号							82
1975. 7. 3~ 4	大雨							76
8.22~24	台風 6 号						2	320
1976. 7.19	雷雨							70
7.28	雷雨						93	4,336
9. 8~13	台風 17 号						805	5,668
1977. 9. 3~ 4	雷雨						7	67
1978. 7.12~13	大雨						68	844
9.16	大雨						71	3,263
1979. 6.27~7.2	大雨						2	222
9.24~25	豪雨						1,613	30,290
9.28~10.1	台風 16 号			2		16	5	57
1980. 8.16	大雨							150
8.23	大雨							304
8.26~27	大雨						59	2,294

表-4 尾張地方における既往の被害地震

西 和 暦 暦	東 北 緯 (度) 震 央 地 名	地震規模 (M) 深 さ	愛知県内 最大震度	西 和 暦 暦	東 北 緯 (度) 震 央 地 名	地震規模 (M) 深 さ	愛知県内 最大震度
1686年10月3日 貞亨3年8月16日	137.4 三河・遠江	7.0	V~VI	734年5月18日 天平6年4月7日	136.1 34.3 伊賀・大和	7.0	IV~V
1707年10月28日 宝永4年10月4日	137.8 34.1 東海道・五畿七道	8.4	VI	745年6月5日 天平17年4月27日	136.6 35.5 美濃	7.9	VI~VII
1802年11月17日 享和2年10月22日	136.8 35.1 尾張	6.0	V	762年6月9日 天平宝字 6年5月9日	137.3 35.6 美濃・飛驒	7.4	V~VI
1819年8月2日 文政2年6月12日	136.3 35.2 伊勢・美濃江 近	7.4	V~VI	887年8月26日 仁和3年7月30日	135.3 33.0 五畿七道	8.6	V
1854年12月23日 嘉永7年11月4日	138.1 34.1 東海道	8.4	VI	1096年12月17日 嘉保3年11月24日	137.3 34.2 畿内・東海道	8.4	VI~VII
1854年12月24日 嘉永7年11月5日	135.6 33.2 南海道	8.4	V	1124年3月 保安5年2月	136.8 35.1 尾張	5~6	V~VI
1891年10月28日 明治24年	136.6 35.6 美濃・尾張	8.4	VI	1185年8月13日 元暦2年7月9日	136.1 35.3 琵琶湖畔	7.4	V
1909年8月14日 明治42年	136.3 35.4 滋賀県姉川流域	6.9	V	1498年9月20日 明応7年8月25日	138.2 34.1 東海道	8.6	V~VI
1944年12月7日 昭和19年	137.1 33.9 東海沖	8.0 0~30km	VI	1586年1月18日 天正13年11月29日	136.8 35.0 伊勢湾	8.2	VI~VII
1945年1月13日 昭和20年	137.2 34.7 三河	7.1 0~10km	VI	1662年6月16日 寛文2年5月1日	136.0 35.3 畿内・東海道 東山	7.6	V
1964年12月21日 昭和21年	135.6 33.0 南海沖	8.1 10km	V	1669年6月29日 寛文9年6月2日	136.8 35.3 尾張	5.9	V~VI
				1681年9月2日 天和1年7月20日	136.8 35.1 木曾川下流域	5~6	V

台風、異常降雨等は6～9月にほとんど集中して起っているが、本計算では以上の資料より1回／年という発生頻度を用いた。また地震の発生頻度は0.02回／年とした。

計算の都合上1を超える数値は不適当なので台風、異常降雨、地震に関する入力値は、それぞれ0.05、0.05、0.002とした。また地盤増幅率、地盤高、堤防からの距離に関しては発生頻度という概念では処理できないので、まずは表-5～表-7のような評価に従ってパラメトリックに0.1から0.5まで数値を変化させた。震源位置に関しては値を特定する拠り所となる資料がないため入力値は0.1とした。表-8に示した構造関数に従って以上の入力値を用いて計算した結果が表-9である。

地盤増幅率の入力値変化による危険度の変化は地盤高の入力値変化による危険度の変化に比べて非常に小さい。これは前者にかかわる地震発生頻度が後者にかかわる台風等の発生頻度に比べて非常に小さいためその影響度が小さくなっているためと言える。換言すれば地盤高が地盤増幅率よりも浸水危険度に対して非常に大きな影響力を有しているということになる。

表-5 入力情報の評価1

ランク	入力値	地盤増幅率
1	0.1	0以上～5未満
2	0.2	5～10
3	0.3	10～15
4	0.4	15～20
5	0.5	20～

表-6 入力情報の評価2

ランク	入力値	地盤高 (m)
1	0.1	～0以上
2	0.2	0未満～-1
3	0.3	-1～-2
4	0.4	-2～-3
5	0.5	-3～

表-7 入力情報の評価

ランク	入力値	堤防等からの距離 (m)
1	0.1	500以上～
2	0.2	400～500未満
3	0.3	300～400
4	0.4	200～300
5	0.5	～200

表-9 危険度計算結果

地震	震源位置	地盤増幅率	台風	前線通過	地盤高	堤防からの距離	危険度
0.002	0.1	0.1	0.05	0.05	0.1	0.1	0.009753313
0.002	0.1	0.2	0.05	0.05	0.1	0.1	0.009754963
0.002	0.1	0.3	0.05	0.05	0.1	0.1	0.009756554
0.002	0.1	0.4	0.05	0.05	0.1	0.1	0.009758204
0.002	0.1	0.5	0.05	0.05	0.1	0.1	0.009759825
0.002	0.1	0.1	0.05	0.05	0.2	0.1	0.019506756
0.002	0.1	0.1	0.05	0.05	0.3	0.1	0.029260159
0.002	0.1	0.1	0.05	0.05	0.4	0.1	0.039013606
0.002	0.1	0.1	0.05	0.05	0.5	0.1	0.048767030
0.002	0.1	0.1	0.05	0.05	0.1	0.2	0.009756770
0.002	0.1	0.1	0.05	0.05	0.1	0.3	0.009760164
0.002	0.1	0.1	0.05	0.05	0.1	0.4	0.009763613
0.002	0.1	0.1	0.05	0.05	0.1	0.5	0.009767044

[illegible]

X_1	X_2	X_3	X_4	X_6	X_7	X_8	ϕ
0	0	0	1	1	1	1	1
0	0	1	0	1	1	1	1
0	0	1	1	0	1	1	1
0	0	1	1	1	0	1	0
0	0	1	1	1	1	0	1
0	1	0	0	1	1	1	1
0	1	0	1	0	1	1	1
0	1	0	1	1	0	1	0
0	1	0	1	1	1	0	1
0	1	1	0	0	1	1	0
0	1	1	0	1	0	1	0
0	1	1	1	0	1	0	1
0	1	1	1	1	0	0	0
1	0	0	0	1	1	1	1
1	0	0	1	0	1	1	1
1	0	0	1	1	0	1	0
1	0	0	1	1	1	0	1
1	0	1	0	0	1	1	1
1	0	1	0	1	0	1	0
1	0	1	1	0	1	0	1
1	0	1	1	0	1	0	1
1	0	1	1	1	0	0	0
1	0	1	1	1	0	0	0
1	1	0	0	1	0	1	1
1	1	0	0	1	1	0	0
1	1	0	0	1	1	0	1
1	1	0	1	0	0	1	0
1	1	0	1	0	1	0	1
1	1	0	1	1	0	0	0
1	1	0	1	1	0	0	0
1	1	1	0	0	1	1	0
1	1	1	0	1	1	0	1
1	1	1	1	0	1	0	0
1	1	1	1	0	0	0	0

X_1	X_2	X_3	X_4	X_6	X_7	X_8	ϕ
1	1	0	0	0	1	0	0
1	1	0	0	0	0	1	0
1	0	1	1	0	0	0	0
1	0	1	0	1	0	0	0
1	0	1	0	0	1	0	0
1	0	1	0	0	0	1	0
1	0	0	1	1	0	0	0
1	0	0	1	0	1	0	1
1	0	0	1	0	0	1	0
1	0	0	0	1	1	0	1
1	0	0	0	1	0	1	0
1	0	0	0	0	1	1	0
0	1	1	1	0	0	0	0
0	1	1	0	1	0	0	0
0	1	1	0	1	0	0	0
0	1	1	0	0	1	0	0
0	1	1	0	0	0	1	0
0	1	0	1	0	0	1	0
0	1	0	1	1	0	0	0
0	1	0	0	1	1	0	1
0	1	0	0	1	0	1	0
0	1	0	0	0	1	1	0
0	0	1	1	1	0	0	0
0	0	1	1	1	0	0	0
0	0	1	1	0	1	0	1
0	0	1	1	0	0	1	0
0	0	1	0	1	0	1	0
0	0	1	0	1	1	0	0
0	0	1	0	0	1	0	0
0	0	0	1	1	0	1	0
0	0	0	1	0	1	0	1
0	0	0	1	0	0	1	0
0	0	0	0	1	1	0	0
0	0	0	0	1	0	1	0
0	0	0	0	0	1	1	0
0	0	0	0	0	0	1	1

X1	X2	X3	X4	X6	X7	X8	ϕ
0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	1	0
0	0	0	0	0	1	0	0
0	0	0	0	1	0	0	0
0	0	0	1	0	0	0	0
0	0	1	0	0	0	0	0
0	1	0	0	0	0	0	0
1	1	0	0	0	0	0	0
1	0	1	0	0	0	0	0
1	0	0	1	0	0	0	0
1	0	0	0	1	0	0	0
1	0	0	0	0	1	0	0
1	0	0	0	0	0	1	0
0	1	1	0	0	0	0	0
0	1	0	1	0	0	0	0
0	1	0	0	1	0	0	0
0	1	0	0	0	1	0	0
0	1	0	0	0	0	1	0
0	0	1	0	0	0	0	0
0	0	1	0	1	0	0	0
0	0	1	0	0	1	0	0
0	0	1	0	0	0	1	0
0	0	0	1	0	0	0	0
0	0	0	1	0	1	0	0
0	0	0	1	1	0	0	0
0	0	0	1	0	1	0	1
0	0	0	1	0	0	1	0
0	0	0	0	1	0	1	0
1	1	1	0	0	0	0	0
1	1	0	1	0	0	0	0
1	1	0	0	1	0	0	0

このように FTA による災害危険度の定量化というものは、単なる定量化にとどまらず一連の災害現象の全体像の把握、さらに要因の影響関係をも数量として知覚できるという利点を有しているといえる。また防災マスターランプを策定する際には、どの部分に関する対策を優先すればより迅速でより大きな防災効果を生起せしめるかの判断資料ともなりうるであろう。しかしながら、入力情報が発生頻度であったり無次元量であったりして一定の評価尺度に従っていないこと、危険度の値として小数点以下第 6 位ぐらいの値の変化がはたして意味をもつのかということなどが問題点として挙げられる。さらに入力情報が一地点ごとのものであり、同様の状況にあるそのまわりの地域を含めた柔軟な評価が必要と思われた。そこで本来、あいまい情報を定量化するときに用いられるファジィ理論を FTA に適用することを試みた。

4 ファジィ理論の基本概念

4-1 ファジィ集合

ファジィ集合は境界があいまいな集合であり、メンバーシップ関数 μ で特定づけられる。このメンバーシップ関数は特性関数を一般化したものである。

例えば集合 A の特性関数 μ は

$$\mu : X \rightarrow \{0, 1\}$$

$$\mu(u) = \begin{cases} 1 : u \in A \\ 0 : u \notin A \end{cases}$$

で表わされる。ファジィ集合の表記法としては以下の形がよく用いられる。

- 全体集合 U が有限のとき

$$A = \sum_{i=1}^n \mu_A(u_i) \mid u_i \quad u_i \in U$$

- 全体集合が連続のとき

$$A = \int_U \mu_A(u) \mid u$$

のように表わす。ここに X はファジィ集合 A の要

素を表わし、 $\mu(u)$ はその帰属度 (グレード) を表わしている。ただし記号 Σ は通常の代数学で用いられる意味ではなく、和集合の意味に用いられる。また積分記号も通常の積分演算ではなく、上記の Σ の連続的な意味として用いられる。

全体集合 $U = \{1, 2, \dots, 10\}$ としたとき、“小さい数”を表わす集合は

$$\text{小さい数} = 1 \mid 1 + 0.8 \mid 2 + 0.5 \mid 3 \text{ である。}$$

次にファジィ集合の演算でよく用いられる演算法を示す。 A, B を U におけるファジィ集合とすると

$$\text{和集合: } A \cup B \leftrightarrow \mu_A(u) \vee \mu_B(u)$$

$$\text{積集合: } A \cap B \leftrightarrow \mu_A(u) \wedge \mu_B(u)$$

ここで $\vee, \wedge$ は $\max, \min$ を表わす。

他に次のような演算がある。

$$\text{補集合: } \bar{A} \leftrightarrow 1 - \mu_A(u)$$

集合の同等性:

$$A = B \leftrightarrow \mu_A(u) = \mu_B(u) \quad u \in U$$

以上の和集合、積集合、補集合を図に示したものが図-3 である。

4-2 ファジィ積分

4-2-1 ファジィ測度

事象をあいまいな測度で計量するためのファジィ積分を定義する。このために、まずあいまいな測度として確率測度を拡張したようなファジィ測度を導入する。

Ω を標本空間、 K は Ω の部分集合族 ($K \subset P(\Omega)$) とする。このとき確率測度 P は次の性質をもつ関数である。

$$(1) \quad P(\Omega) = 1$$

$$(2) \quad A, B \in K, A \cap B = \phi$$

$$\rightarrow (A \cup B) = P(A) + P(B)$$

ファジィ測度は、加法性よりもゆるやかな単調性をもつものとして定義される。ボレル集合体 β 上でファジィ測度を考えるのであるが、これは次の 3 つの条件を満たす集合関数である。

$$(1) \quad E \in \beta \text{ に対して } 0 \leq g_\lambda(E) \leq 1 \text{ で、} g_\lambda(\phi)$$

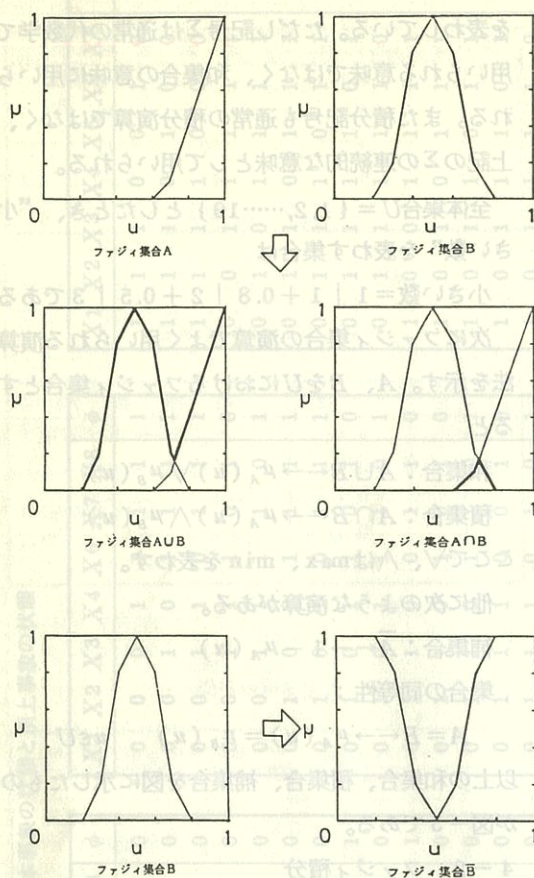


図-3 ファジィ集合

$= 0$ かつ $g_\lambda(X) = 1$ である。ただし ϕ 、 X はそれぞれ空集合、全体集合である。

(2) $E, E' \in \beta$ に対して $E \cap E' = \phi$ のとき

$$g_\lambda(E \cup E') = g_\lambda(E) + g_\lambda(E') + \lambda g_\lambda(E) \cdot g_\lambda(E'), \quad -1 < \lambda < \infty$$

(3) $E_n \in \beta$ 、 $1 \leq n < \infty$ に対して、 $\{E_n\}$ が単調列のとき

$$\lim_{n \rightarrow \infty} g_\lambda(E) = g_\lambda\left(\lim_{n \rightarrow \infty} E_n\right)$$

(2) のパラメーター $\lambda = 0$ の場合にファジィ測度は加法性を満たし確率測度に一致する。また

(a) $\lambda > 0$ のとき

$$g_\lambda(E \cup E') > g_\lambda(E) + g_\lambda(E')$$

(b) $\lambda < 0$ のとき

$$g_\lambda(E \cup E') < g_\lambda(E) + g_\lambda(E')$$

となる。(a) は相乗効果を、(b) は減殺効果を表わすものと考えられる。

さて議論を一次元実数空間 R^1 上に限って、ファジィ測度 g の具体的構成法を示す。

一次元実数空間 R^1 上で定義され次の性質をもつ関数、すなわちファジィ分布関数を求める。

- (1) $0 \leq H(x) \leq 1 \quad x \in R^1$
- (2) $x \leq y$ ならば $H(x) \leq H(y)$
- (3) $\lim_{x \rightarrow a+0} H(x) = H(a)$
- (4) $\lim_{x \rightarrow -\infty} H(x) = 0, \quad \lim_{x \rightarrow \infty} H(x) = 1$

この $H(x)$ は確率分布関数と同じものであり、これを用いて半开区間の測度を

$$g((a, b]) = \frac{H(b) - H(a)}{1 + \lambda H(a)} \quad -1 < \lambda < \infty$$

と定義する。

4-2-2 ファジィ積分による評価

いま、有限集合 $X = \{x_1, \dots, x_n\}$ について X 上の関数 $h(x_i)$ が $h(x_1) \geq h(x_2) \geq \dots \geq h(x_n)$ となっているとすると、ファジィ積分は、

$$f_x h(x_i) \circ g_\lambda(\cdot) = \bigvee_{i=1}^n [h(x_i) \wedge g_\lambda(X_i)]$$

となる。ただし $X_i = \{x_1, \dots, x_i\}$ である。 X の任意の部分集合について g の値を与えることは、一般に困難である。したがって次のようにファジィ測度 g を構成する。

まず、ファジィ分布関数を $H(x_1) \leq H(x_2) \leq \dots \leq H(x_n) = 1$ とし、

$$g_\lambda(X_i) = H(x_i) \text{ と定める。次に}$$

$$g_{\lambda 1} = H(x_1)$$

$$g_{\lambda i} = \frac{H(x_i) - H(x_{i-1})}{1 + \lambda H(x_{i-1})} \quad 2 \leq i \leq n$$

とする。さらに $h_i = h(x_i)$ 、 $1 \leq i \leq n$ が与えられたときのファジィ積分は以下の手順によって求められる。

(1) $h_1 \geq h_2 \geq \dots \geq h_n$ のように h を大きさの順に並べる。

(2) $H(x_i) = g_{\lambda i} + H(x_i) + \lambda g_{\lambda i} H(x_{i-1})$, $H(x_1) = g_{\lambda 1}$ を計算する。

(3) $h_i \wedge H(x_i)$ 、 $1 \leq i \leq n$ の最大値を求める。つまり $f_h(x_i) \circ g_{\lambda}(\cdot) = \bigvee_{i=1}^n [h_i \wedge H(x_i)]$ という形でファジィ積分値が計算されることになる。 $h(x)$ は、システムの各要素 x の“望ましき”の割合を示すメンバーシップ関数であり、ファジィ測度 g はシステムの要素に対する重要度を表わしていると考ええる。このときファジィ積分値について次のことが言える。重要度の高い要素に対する望ましきの割合が高ければ、ファジィ積分値は高くなり、逆に望ましきの割合が低くなれば、その値も低くなる。

5 ファジィ積分値による危険度定量化

5-1 ファジィ言語変数

我々が日常使っている言語はいろいろな全体集合 U のファジィ集合として表現することが可能である。例えば以下の図-4、図-5に示すようなものが実際の評価に使用されている。

ファジィ集合を実数上で議論する場合、そのメンバーシップ関数を以下の3つの標準関数を用いて表わすのが一般的である。それらは S 関数、 Π 関数、 Z 関数であり、次のようにパラメータ a 、 b 、 c を用いて表わされる。

$$S(u; a, b, c) = \begin{cases} 0 & \dots\dots\dots u \leq a \\ 2 \left(\frac{u-a}{c-a} \right)^2 & \dots\dots\dots a \leq u \leq b \end{cases}$$

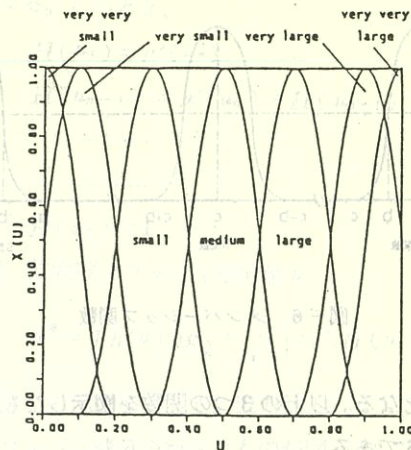


図-4 言語変数 実例1

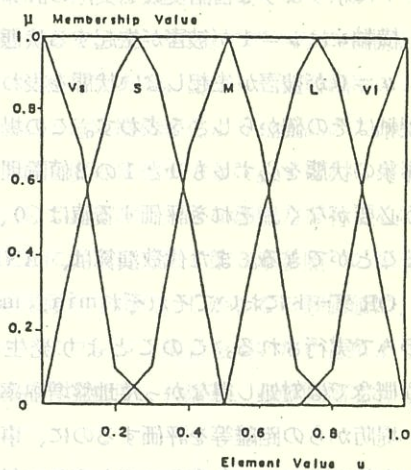


図-5 言語変数 実例2

$$\Pi(u; b, c) = \begin{cases} 1 - 2 \left(\frac{u-c}{c-a} \right)^2 & \dots\dots\dots b \leq u \leq c \\ 1 & \dots\dots\dots u \geq c \end{cases}$$

ただし $b = (a+c)/2$

$\Pi(u; b, c)$

$$= \begin{cases} S(u; c-b, c-b/2, c) & \dots\dots\dots u \leq c \\ 1 - S(u; c, c+b/2, c+b) & \dots\dots\dots u \geq c \end{cases}$$

$$Z(u; a, b, c) = 1 - S(u; a, b, c)$$

Π 関数において b はバンド幅を表わし、点 c

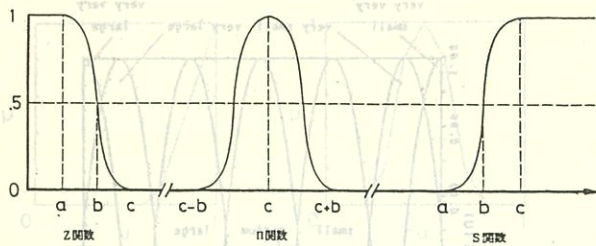


図-6 メンバシップ関数

で1となる。以上の3つの関数を図示したものが図-6である。

5-2 モデル計算と考察

図-7に示すような言語変数を実際の計算に用いる。横軸 u は $u=1$ が被害が生起する状態を表わし、 $u=0$ が被害が生起しない状態を表わす。また縦軸はその確からしさを表わす。この場合、基本事象の状態を必ずしも0と1の2値論理で取り扱う必要がなく、それを評価する値は $[0, 1]$ とすることができる。また代数演算は、ANDゲート、ORゲートにおいてそれぞれ $\min$ 、 $\max$ 演算のみで実行される。このことより発生頻度という概念では対処し得なかった地盤増幅率、地盤高、堤防からの距離等を評価するのに、事象の発生の有無ではなく、各事象の頂上事象に対する影響度を定量的に把握するという考えをもって対処することが可能となったわけである。

図-2に示すFTにおいて頂上事象まで演算を進めると、この浸水被害に関するメンバシップ関数 $\mu(u)$ をもった言語変数が図-7と同じ空間上に得られる。図-8～図-10は、ある入力に対して出力された言語変数の例である。図-10のような形で出力されたときには、元の言語変数に従って危険度はmediumであると判断するのは容易である。しかし通常は図-8、図-9のようにその形は複雑で、どの程度危険であるかを判断するのは難しい。そこでこの言語変数をファジィ積分により総合評価することを考えてみる。

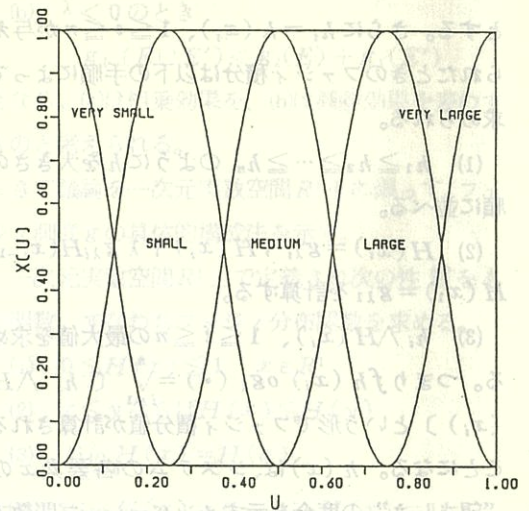


図-7 言語変数

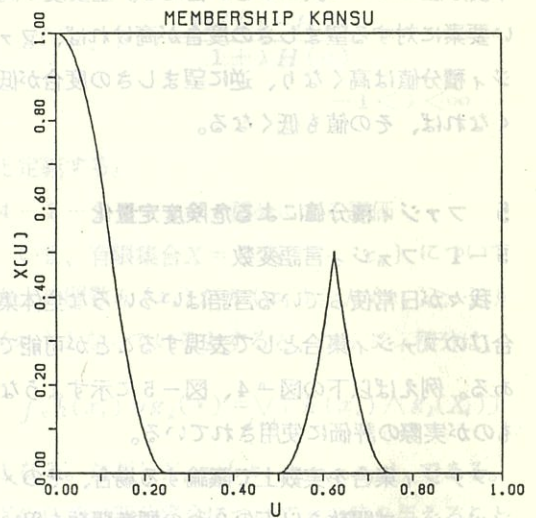


図-8 出力例1(変形された言語変数)

まず得られた言語変数のメンバシップ関数 $\mu(u)$ の要素 $u \in [0, 1]$ を離散化し $u_1, u_2, \dots, u_n$ とする。 $(u_1 < u_2 < \dots < u_n)$

評価関数は、評価しようとする事象に対して各要素 u の“望ましき”の割合を示すものである。したがって危険度を評価するときは危険が大き

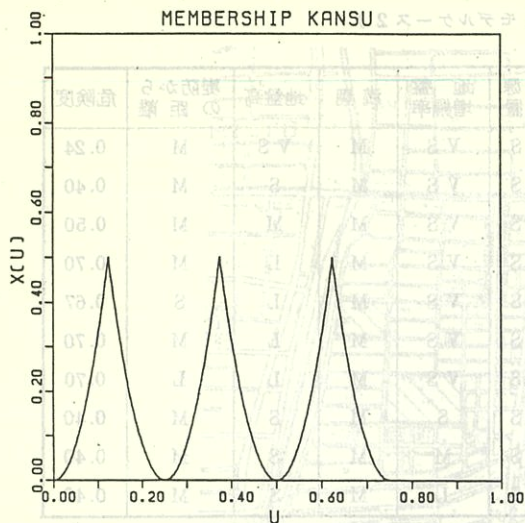


図-9 出力例2 (変形された言語変数)

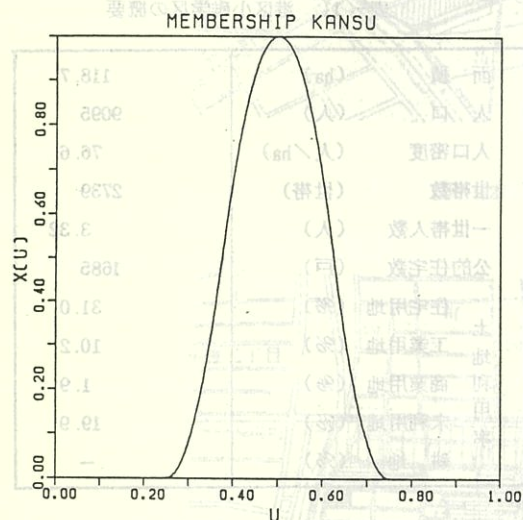


図-10 出力例3 (変形された言語変数)

ほど“望ましき”が増大すると考え、評価関数は $h(u_i) = u_i$ とする。

次に離散化したメンバーシップ関数をファジィ測度 $g_{\lambda i}$ と考え、4-2節で示したアルゴリズムにしたがってファジィ積分を進める。

(1) $h(u_i)$ を大きい順に並べる。

$$h(u_n) > h(u_{n-1}) > \dots > h(u_1)$$

(2) $H(u_i)$ を求める。

$$\lambda = 0, \mu'(u_i) = \mu(u_i) / \sum_{j=1}^n \mu(u_j)$$

とする。このとき、

$$H(u_n) = \mu'(u_n)$$

$$H(u_{n-1}) = \mu'(u_n) + H(u_{n-1})$$

.....

.....

$$H(u_1) = 1$$

(3) 危険度 = ファジィ積分値 u

$$u^* = f_h(u) \circ g_{\lambda} = \bigvee_{i=1}^n [u_i \wedge H(u_i)]$$

以上の手順によって、出力例1、2、3についてファジィ積分を行ったものが図-11である。図中、曲線で示されているものがファジィ分布関数であり、これと評価関数との交点がファジィ積分値である。表-10はモデル的に言語変数を算定した結果である。やはり地盤増幅率の入力値変化による危険度の変化より地盤高の入力値変化による危険度の変化が大きい。すなわち浸水危険度に対して地盤高が大きな影響力を有しているというように従来の方法(第3章参照)の場合と同様の結果傾向を得た。しかしこの評価値は、入力データにファジィ集合を用いたことにより、地震台風の発生頻度、地盤高、地盤増幅率等を同一の

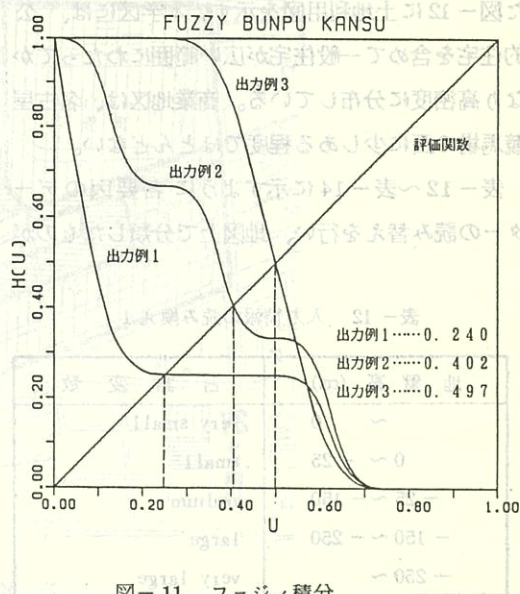


図-11 ファジィ積分

表-10 危険度計算結果(モデルケース2)

要因 No	地震	台風	台風 水源地	前線 通過	前線通過 水源地	震源 位置	地盤 増幅率	満潮	地盤高	堤防から の距離	危険度
1	V S	L	V S	M	V S	V S	V S	M	V S	M	0.24
2	V S	L	V S	M	V S	V S	V S	M	S	M	0.40
3	V S	L	V S	M	V S	V S	V S	M	M	M	0.50
4	V S	L	V S	M	V S	V S	V S	M	L	M	0.70
5	V S	L	V S	M	V S	V S	V S	M	L	S	0.67
6	V S	L	V S	M	V S	V S	V S	M	L	M	0.70
7	V S	L	V S	M	V S	V S	V S	M	L	L	0.70
8	V S	L	V S	M	V S	V S	S	M	S	M	0.40
9	V S	L	V S	M	V S	V S	M	M	S	M	0.40
10	V S	L	V S	M	V S	V S	L	M	S	M	0.40

評価尺度で評価した結果得られたものとなっている。さらに従来は、1地点毎の評価値であったのに対して、広がりのある地域、具体的に考えるならば、たとえば同様の自然環境下、社会環境下にある自治会区程度の地域の危険度評価値と考えることができると思われる。問題点についての言及は次節以降に譲るが、一応これで危険度評価手法の完成を見たとと言える。

5-3 港区小碓学区における危険度定量化

港区小碓学区に関する概要を表-11に示す。また図-12に土地利用図を示す。本学区には、公的住宅を含めて一般住宅が広い範囲にわたってかなり高密度に分布している。商業地区は、名古屋競馬場の西に少しある程度ではほとんどない。

表-12～表-14に示すように各要因のデータの読み替えを行い、地図上で分類したものが

表-12 入力情報の読み換え1

地盤高 (cm)	言語変数
～ 0	very small
0 ～ -25	small
-25 ～ -150	medium
-150 ～ -250	large
-250 ～	very large

表-11 港区小碓学区の概要

面積 (ha)	118.7
人口 (人)	9095
人口密度 (人/ha)	76.6
世帯数 (世帯)	2739
一世帯人数 (人)	3.32
公的住宅数 (戸)	1685
住宅用地 (%)	31.0
工業用地 (%)	10.2
商業用地 (%)	1.9
未利用地 (%)	19.9
耕地 (%)	—

表-13 入力情報の読み換え2

地盤増幅率	言語変数
～ 1.5	very small
1.5 ～ 2.0	small
2.0 ～	medium

表-14 入力情報の読み換え3

堤防等からの距離 (m)	言語変数
～ 200	small
200 ～ 150	medium
150 ～	large

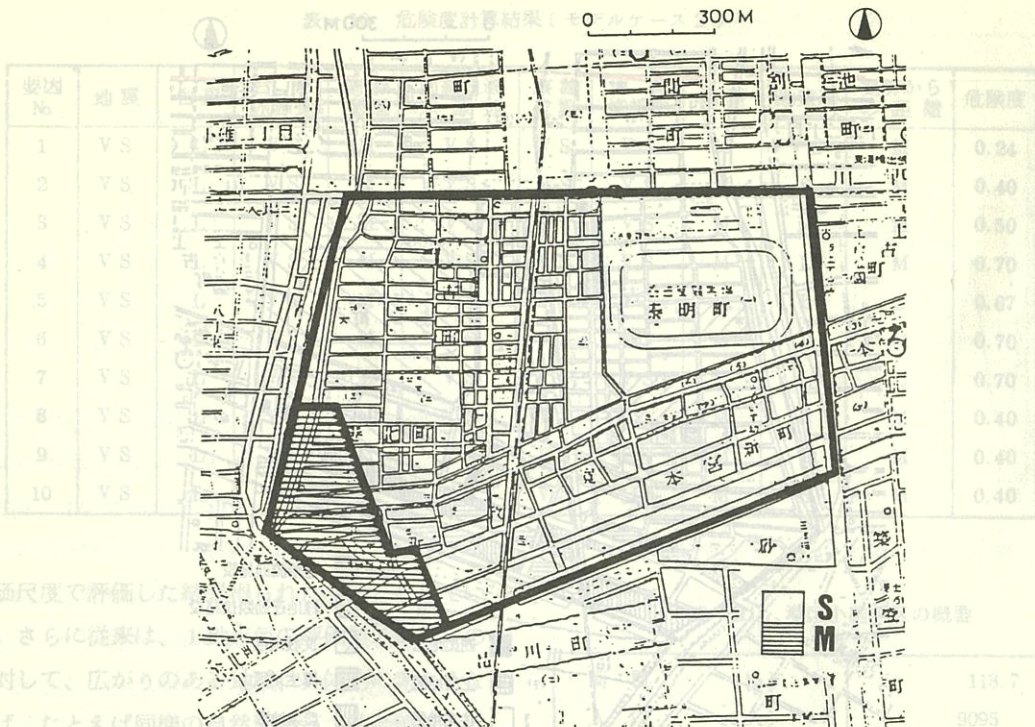


図-14 地盤増幅率

評価尺度で評価した結果、さらに洗練した、

に対して、広がり、

らば、たとえば同様の、

ある自治会区程度の地域の危険度評価値と考える

ことが出来ると思われる。問題点についての、

は次第以降に譲るが、

の達成を見たと思える。

5-3 港区小磯学区

港区小磯学区に関

た図-12に土地利用

的住宅を含めて一般

なり高密度に分布して

競馬場の西に少しあ

表-12～表-14

ターの読み替えを行

表-12

地盤高 (m)

0～25

25～150

150～250

250～

very large

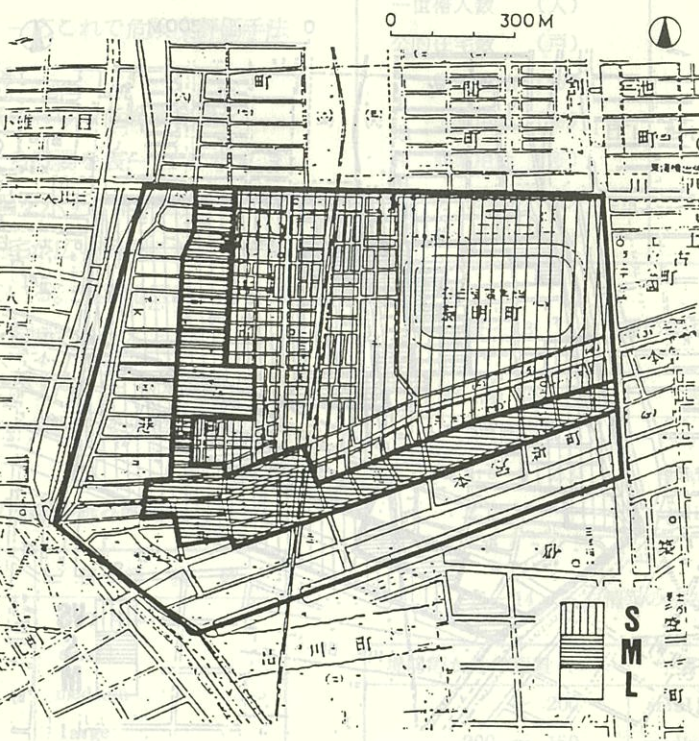


図-15 堤防からの距離

図-13～図-15である。その他地震、台風等に関しては、第3章で利用したデータより入力する言語変数を決定した。また震源位置、満潮に関しては拠り所とする資料がないので一応 very small、medium をそれぞれ入力することにした。

算定結果は表-15に示すものであり、これを地図上に表現すると図-16のようになる。これらより次のようなことが考察できる。ただし、危険度を、0.48、0.45、0.3、0.2、0.1を区切りとしてランク分けして表わした。

(1) 地盤高が支配的な要因となっており、地盤増幅率の影響は数値に表われてこない。

(2) ランク1の地区は地盤高が低いうえ、堤防からの距離も短く危険である。ランク2の地区は堤防からの距離がランク1の地区に比べ長い分安

全と言える。しかし危険度の差は0.015と小さく、これは内水氾濫の場合の危険性がほぼ等しいことから当然考えられる結果と言える。

(3) ランク3の地区は地盤高がランク1、ランク2の地区に比べ高い分安全である。堤防からの距離が短いということで、ランク4の地区と0.05という危険度差が表れているが直近の堤防が破堤しなければ、ランク4の地区との危険性の差はあまりないと考えられる。

(4) 広域避難場所である名古屋競馬場はランク6の地区に含まれ、地盤高も高く堤防からも離れており、この地域においては比較的安全な場所である。従って適正な避難場所配置といってよい。ただし南西部からの避難はかなり危険度の高い地区を横断することになりかねないので注意を要すると思われる。

表-15 危険度計算結果（港区小碓学区）

要因 No.	地震	台風	台 風 水源地	前線 通過	前線通過 水源地	震源 位置	地 盤 増幅率	満 潮	地盤高	堤防から の 距 離	危 険 度	危険度 ランク
1	V S	L	V S	M	V S	V S	S	M	V S	S	0.132	6
2	V S	L	V S	M	V S	V S	S	M	S	S	0.352	4
3	V S	L	V S	M	V S	V S	S	M	M	S	0.482	2
4	V S	L	V S	M	V S	V S	S	M	V S	M	0.240	5
5	V S	L	V S	M	V S	V S	S	M	S	M	0.402	3
6	V S	L	V S	M	V S	V S	S	M	M	M	0.497	1
7	V S	L	V S	M	V S	V S	S	M	V S	L	0.240	5
8	V S	L	V S	M	V S	V S	S	M	S	L	0.402	3
9	V S	L	V S	M	V S	V S	S	M	M	L	0.497	1
10	V S	L	V S	M	V S	V S	M	M	V S	S	0.132	6
11	V S	L	V S	M	V S	V S	M	M	S	S	0.352	4
12	V S	L	V S	M	V S	V S	M	M	M	S	0.482	2
13	V S	L	V S	M	V S	V S	M	M	V S	M	0.240	5
14	V S	L	V S	M	V S	V S	M	M	S	M	0.402	3
15	V S	L	V S	M	V S	V S	M	M	M	M	0.497	1
16	V S	L	V S	M	V S	V S	M	M	V S	L	0.240	5
17	V S	L	V S	M	V S	V S	M	M	S	L	0.402	3
18	V S	L	V S	M	V S	V S	M	M	M	L	0.497	1

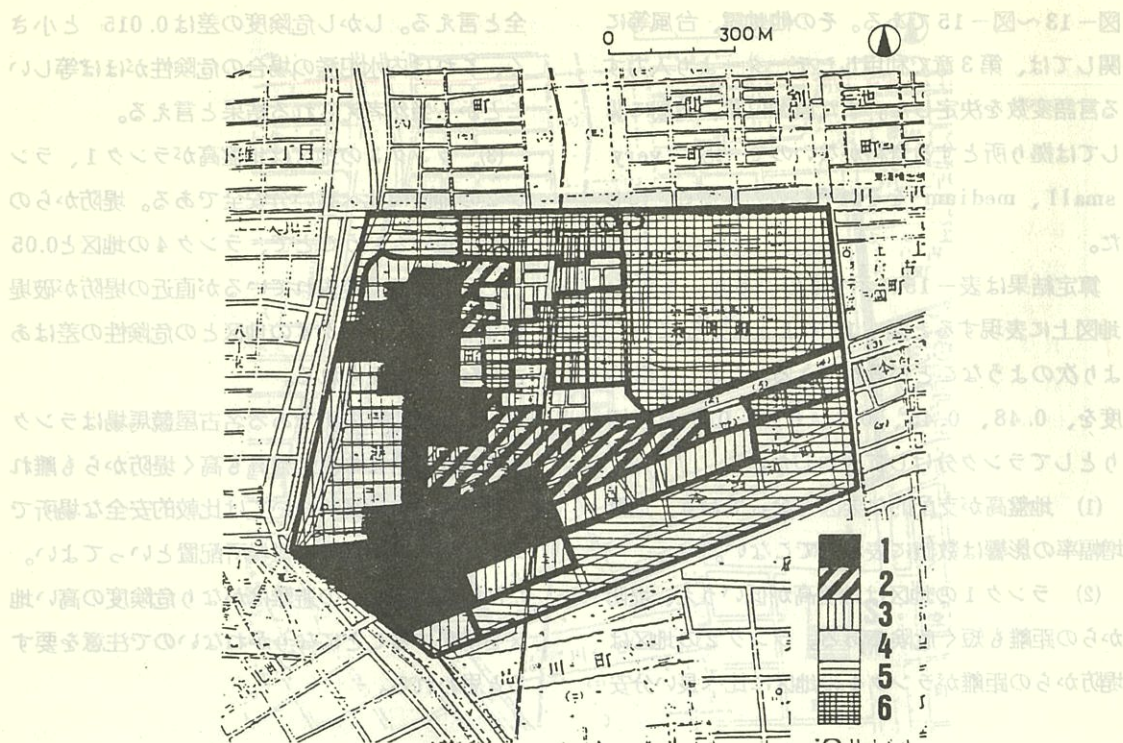


図-16 危険度

(5) 一時避難場所である小碓小学校と港北中学校はランク1の地区に含まれ、立地的には、まずいと言わざるを得ない。しかし体育館ではなくRC造校舎の2階、3階部分への避難ならば、それほど問題はなさそうである。

(6) 以上列記した判断は、この地域がほとんど一般住宅地区であることを加味して行ったものである。従って、農業地区が多い地域であるとか工業地区が多い地域である場合には、そこに新たな要素を加えたり余分な要素を削ったりしなくてはならない。

6 おわりに

本研究の目的は、本来自然災害のもつ複合性を考慮した総合的災害危険度評価手法を確立することにあった。FTを用いて災害の拡大進行状況を記述することにより、地震、台風等による水害の状況をその複合性を踏まえて特徴的に把握できた。

またこの方法による記述は視覚的にもその災害特徴を捉えることができるものであった。

さらにファジィ集合の概念を用いて災害危険度を定量化することを提案した。日常使用される言葉を関数表現した言語変数を入力情報として用い、そこへファジィ積分の概念を応用してその積分値の大小で災害危険度を評価するものである。

最後に本研究に関する問題点と今後の可能性についてまとめると以下ようになる。

- (1) FTをより現実の状況に即したものにすること。
- (2) データーを言語変数に読みかえるときの基準を確立すること。
- (3) 行政側の防災活動の資料となり得る。つまりどのような対策を優先すべきであり、どれほどの効果が得られるかを数値として認識できるということである。
- (4) 自主防災活動をはじめとする住民側の活動

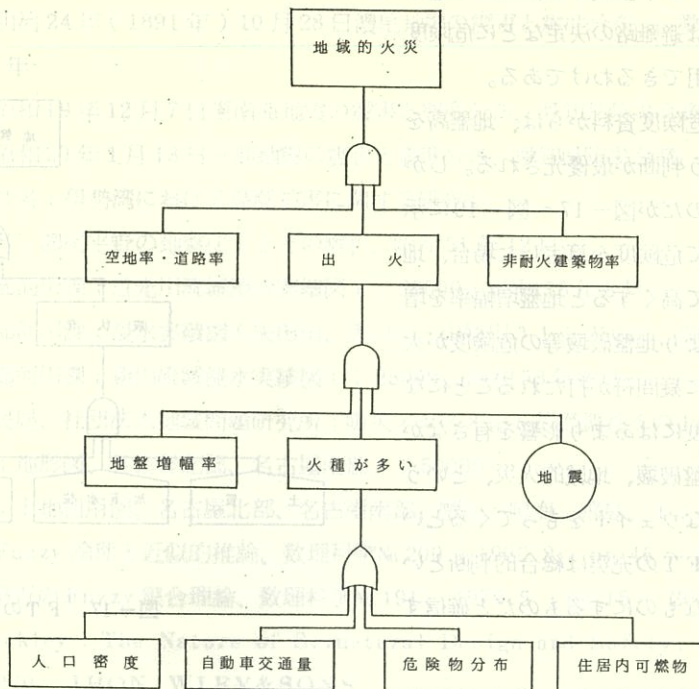


図-18 FTの例2

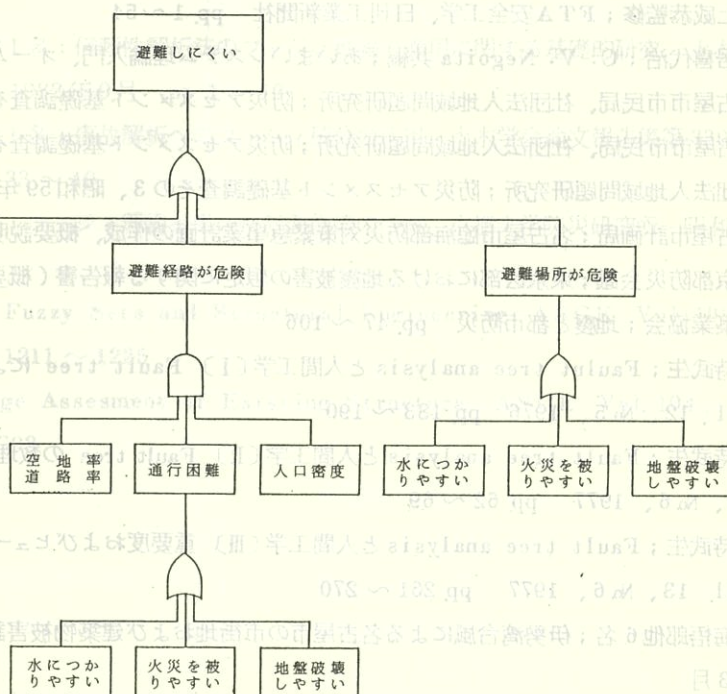


図-19 FTの例3

の資料となり得る。つまり住民が居住地区の危険特性を理解し、例えば避難路の決定などに危険度分布を資料として応用できるわけである。

(5) 浸水に関する危険度資料からは、地盤高を高くすればよいという判断が最優先される。しかし試みに作成したものが図-17～図-19に示すようなFTにおいて危険度を算定した場合、地盤高を盛り土によって高くすると地盤増幅率を増加させるということより地盤破壊等の危険度が大きくなり、その判断に疑問符が打たれることになる。つまり浸水危険度にはあまり影響を有さなかった地盤増幅率が地盤破壊、地域的火災、という危険に関しては大きなウェイトをもってくるということである。以上FTの充実は総合的判断というものをより有意義なものにするものだと確信する。

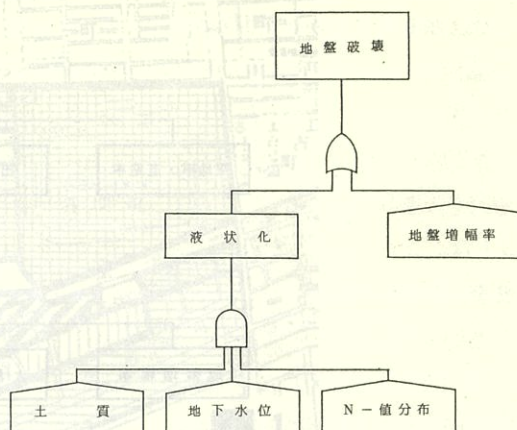


図-17 FTの例1

参 考 文 献

- 1) 柳田邦男；災害情報を考える、NHK ブックス pp.171～190
- 2) 井上威恭監修；FTA安全工学、日刊工業新聞社 pp.1～54
- 3) 浅居喜代治；C. V. Negoita 共編；あいまいシステム理論入門、オーム社 pp.1～5
- 4) 名古屋市市民局、社団法人地域問題研究所；防災アセスメント基礎調査その1、昭和57年3月
- 5) 名古屋市市民局、社団法人地域問題研究所；防災アセスメント基礎調査その2、昭和58年3月
- 6) 社団法人地域問題研究所；防災アセスメント基礎調査その3、昭和59年3月
- 7) 名古屋市計画局；名古屋市臨海部防災対策緊急事業計画の作成、概要説明書、昭和52年3月
- 8) 東京都防災会議；東京区部における地震被害の想定に関する報告書（概要）、昭和53年3月
- 9) 建築業協会；地震と都市防災 pp.47～106
- 10) 行待武生；Fault tree analysisと人間工学〔I〕 Fault tree による記述法、人間工学 Vol.12、No.5、1976 pp.183～190
- 11) 行待武生；Fault tree analysisと人間工学〔II〕 Fault tree の数理解析法、人間工学 Vol.13、No.6、1977 pp.62～69
- 12) 行待武生；Fault tree analysisと人間工学〔III〕 重要度およびヒューマンエラー、人間工学 Vol.13、No.6、1977 pp.261～270
- 13) 新海悟郎他6名；伊勢湾台風による名古屋市の市街地および建築物被害調査と防災計画、昭和35年3月
- 14) 新海悟郎他6名；名古屋市災害危険区域内における建築物復興状況調査報告、昭和36年6月
- 15) 愛知県消防防災課編集；愛知県災害誌、昭和46年10月

- 16) 愛知県消防防災課編集；愛知県災害誌 昭和57年3月
- 17) 飯田汲事；明治24年（1891年）10月28日濃尾地震の震害と震度分布、愛知県防災会議地震部会、昭和54年
- 18) 飯田汲事；昭和19年12月7日東南海地震の震害と震度分布、愛知県防災会議、昭和52年
- 19) 飯田汲事；昭和20年1月13日三河地震の震害と震度分布、愛知県防災会議、昭和53年
- 20) 安田孝志他2名；伊勢湾における高潮被害に関する研究(2)
- 21) 桑原徹他2名；濃尾平野の地盤沈下とその解析、昭和51年12月
- 22) 愛知県土木部河川課；日光川流域浸水実績図1：25000、昭和58年8月
- 23) 愛知県土木部河川課；浸水実績図（矢田川、天白川、山崎川）1：25000、昭和58年8月
- 24) 愛知県土木部河川課；新川流域浸水実績図1：25000、昭和58年8月
- 25) 名古屋市民局、社団法人地域問題研究所；防災アセスメント基礎調査その1、昭和57年3月
- 26) 国土地理院；地形図、名古屋北部、名古屋南部1：50000
- 27) 国土地理院；土地利用図、名古屋北部、名古屋南部、蟹江、鳴海、飛島、1：25000
- 28) 水本雅晴；Fuzzy 論理と近似的推論、数理科学No.200、1980.2 pp.46～54
- 29) 水本雅晴；最近のFuzzy 集合理論、数理科学No.191、1979.5 pp.15～20
- 30) D. I. Blockley；The Nature of Structural Design and Safety, chapter 6 pp.175～229 JHON WIEY&SONS
- 31) 長尾義三；土木事業における不確実問題、土木学会誌1980年9月号 pp.2～6
- 32) 白石成人、古田均；ファジィ集合論の構造工学への応用、土木学会誌1984年6月号 pp.63～67
- 33) 白石成人、古田均他1名；信頼性解析法のファジィ理論の適用に関する基礎的研究、土木学会論文報告集第325号、1982年9月 pp.1～10
- 34) 白石成人、古田均他1名；事故解析へのファジィ積分の応用、土木学会論文報告集第339号、1983年11月 pp.33～40
- 35) 佐藤忠信、寺田倫康；ファジィ理論を用いた斜面崩壊の予測、京都大学防災研究所、昭和58年度研究成果報告
- 36) Brown, C. Yao；Fuzzy Sets and Structural Engineering, ASCE Vol.109、No.5 1983、MAY pp.1211～1225
- 37) Yao, J. P；Damage Assesment of Existing Structure, ASCE Vol.104、EM4 1980 pp.785～798

切土・盛土の崩壊から学ぶこと

（株）帝国建設コンサルタント

宮下 高 昭

1 まえがき

我が国においては毎年、集中豪雨時又は台風時に自然斜面、切土斜面、盛土斜面の崩壊が多く発生している。崩壊原因を調べた場合、地形的な要因や土性変化の要因が隠されている場合が多く、土構造物の安全を考える場合、注意しておきたい点のみがみだされたので、数地点の崩壊事例から学んだ事を報告する。

2 土性変化

2-1 浸水による強度低下

切盛土地盤の崩壊原因を考える場合、雨水浸透による影響が大きく関与していることは周知のごとくで、間隙水圧の発生によるせん断強さの低下も主要な因子であるが、浸水による強度低下も重要な因子と考えられる。

一般に、切盛土地盤は不飽和の状態で安定を保っているが、雨水時に浸水を受けた場合、土の飽和度は上昇し、土の強度低下が著しいといわれている。自然地盤や盛土後、数年を経過した盛土地盤はほぼ一定の密度状態になっているものと考え、このような地盤が水浸を受けた場合の強度低下を考えてみた。

2-1-1 試験試料と試験方法

試験試料は、3種類の砂質土で砂質土(1)の粒度は砂分70.1%、シルト分19.4%、粘土分10.5%、砂質土(2)の粒度は砂分60.7%、シルト分29.0%、粘土分10.3%、砂質土(3)の粒度は砂分56.5%、シルト分17.5%、粘土分26.0%である。試験は含水比をかえながら一定乾燥密度になるように締固め、非圧密非排水三軸圧縮試験を行った。

2-1-2 試験結果と考察

図-1は非水浸試料の破壊包絡線（強度定数 c 、 ϕ ）に対する水浸試料の破壊包絡線（強度定数 c^* 、 ϕ^* ）の関係を示している。非圧密非排水試験において側圧 σ_3 が同一のとき、非水浸試料の破壊時の軸応力を σ_1 、水浸試料の破壊時の軸応力を σ_1^* と表記している。図-2のように、それぞれの破壊時の軸差応力、すなわち圧縮強さを座標にして図-1の二つの破壊包絡線の関係を表示すると、図-2の直線関係が得られ、次式で与えられる。

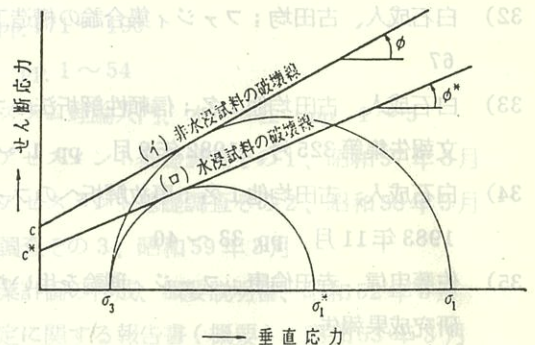


図-1 破壊包絡線の変化

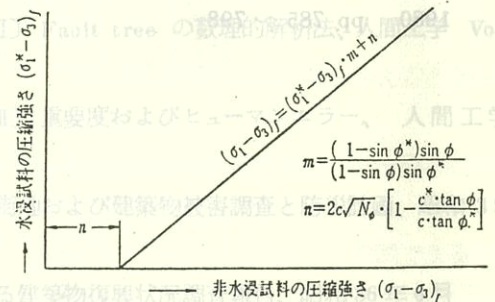


図-2 非水浸試料と水浸試料の圧縮強さ

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = (\sigma_1^* - \sigma_3)_f \cdot m + n \quad \dots(1)$$

ここに、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ と $(\sigma_1^* - \sigma_3)_f$: それぞれ
非水浸試料と水浸試料の圧縮強さ、係数 m 、 n は

$$m = \frac{(1 - \sin \phi^*) \sin \phi}{(1 - \sin \phi) \sin \phi^*}$$

$$n = 2c \sqrt{N\phi} \left(1 - \frac{c^* \tan \phi}{c \tan \phi^*} \right) \quad \dots(2)$$

$$N\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad \dots(3)$$

c 、 ϕ : 非水浸試料の見かけの粘着力、せん断抵抗角

c^* 、 ϕ^* : 水浸試料の見かけの粘着力、せん断抵抗角

水浸によってせん断抵抗角が変化しないならば
すなわち $\phi^* = \phi$ のとき $m = 1$ となるから図-2
の直線は 45° の傾きを示し、横座標軸の切片長 n

$$n = 2 \sqrt{N\phi} (c - c^*) \quad \dots(4)$$

となる。水浸によって ϕ も減少する場合は切片長
 n は

$$\frac{c^*}{\tan \phi^*} \leq \frac{c}{\tan \phi} \quad \text{のとき} \quad n \geq 0 \quad \dots(5)$$

となる。すなわち図-2のように整理したとき、
直線の傾斜が 45° であって、切片 n が認められる
なら粘着力の低減を意味し、傾斜が 45° 以下にな
るなら ϕ の低減を意味するけれども、切片長 n は
式(2)で表され、粘着力とせん断抵抗角の両者の低
減に関連して表現される。

図-3～5は砂質土(1)～(3)の土質に対して実施
した非排水試験結果を、それぞれ非水浸試料の圧
縮強さと水浸試料の圧縮強さの関係としてプロッ
トしたものである。砂分が多い砂質土(1)の図-3
では、どの締固め含水比でもほぼ 45° の直線関係
を示し、水浸によるせん断抵抗角の減少はない。
しかし、含水比の小さい試料ほど式(4)の n に相当
する切片長は大きくなり、見かけの粘着力の減少
量は大きくなり、水浸の影響を受けやすいことが
わかる。締固め含水比が小さい試料ほど水浸によ

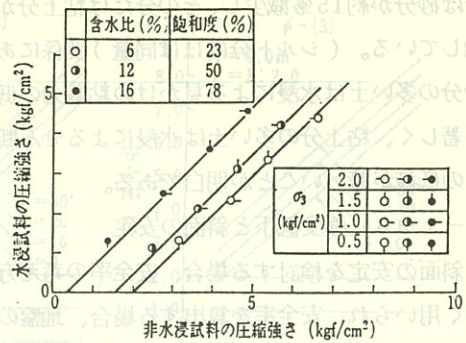


図-3 砂質土(1)の圧縮強さ

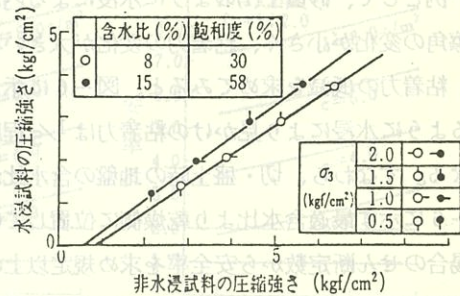


図-4 砂質土(2)の圧縮強さ

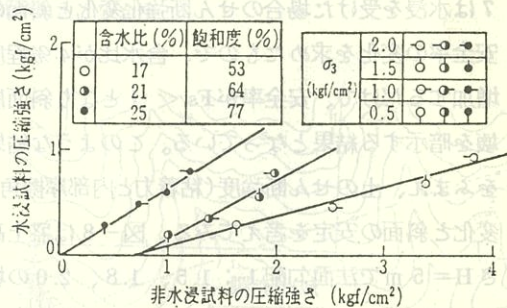


図-5 砂質土(3)の圧縮強さ

る c 、 ϕ の低減が大きくなる傾向は図-4、5の
砂質土(2)、(3)にも認められている。図4、5の直
線関係の傾きは 45° よりゆるく、 $m > 1$ となり
粘土分の多い砂質土(3)では砂質土(1)に比べて相当
違って、せん断抵抗角の減少が認められる。
試料の粒度は砂質土(1)の砂分 70.1%、シルト分
19.4%、粘土分 10.5%を基準とすれば、砂質土
(2)では砂分が約 10%減少し、その分だけシルト分
が増加していて(粘土分はほぼ同量)、砂質土(3)

では砂分が約15%減少し、その分だけ粘土分が増加している。(シルト分はほぼ同量)関係にある。砂分の多い土は水浸による見かけの粘着力の低減が著しく、粘土分の多い土は水浸によるせん断抗角の低減が著しいことが明白である。

2-1-3 強度低下と斜面の安定

斜面の安定を検討する場合、安全率の考え方が多く用いられ、安全率を算出する場合、地盤のせん断強度を如何に条件に合致させるかが重要である。

一例として、砂質土(1)のように水浸による内部摩擦角の変化が小さく、粘着力の変化が大きい場合、粘着力の低減を求めてみると、図-6に示されるように水浸により見かけの粘着力は $1/5$ 程度になる。すなわち、切・盛土時の地盤の含水比が図-6に示す最適含水比より乾燥側に位置していた場合のせん断定数から安全率を求め規定以上の安全性を有していたとしても、地盤が水浸を受けると危険側に移向することが理解できよう。図-7は水浸を受けた場合のせん断強化変化と斜面の安全率の変化を求めたもので、含水比が4%程度増加するだけで、安全率が $F_s < 1$ となり斜面崩壊を暗示する結果となっている。このような結果をふまえ、土のせん断強度(粘着力と内部摩擦角)変化と斜面の安定を考えてみる。図-8は盛土高さ $H = 5\text{ m}$ で法面勾配 $1:1.5$ 、 1.8 、 2.0 の場

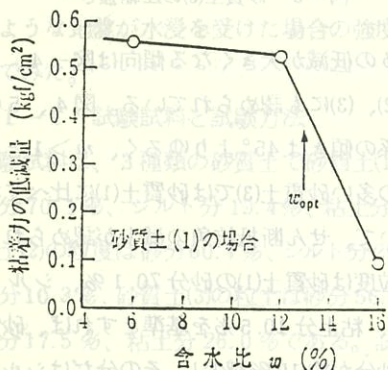


図-6 粘着力の低減量

合の粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ と安全率 F_s との関係を示したものである。粘着力と安全率は正比例の関係にあり、その対応は $1:1$ で、粘着力が安全率に与える影響は非常に大きい。一方、内部摩擦角による安全率の影響は 10° につき $0.3 \sim 0.5$ 程度で比較的小さい。

したがって、水浸による斜面の安定を考える場合、如何に水浸による粘着力の低下を少なくするかが重要なポイントになる。

2-2 自然含水比と液性限界の関係

斜面の安定を究明する場合、切・盛土地盤の自然含水比が重要な点検項目となり、液性限界との関係を調べる場合も多い。

一般に、自然含水比が液性限界を上回る場合、非常に不安定な状態にあるといわれているが、粗粒土を含む土砂では人が出入りすることも不可能な状態をなしているにもかかわらず、自然含水比が液性限界を下回っている場合がある。

一例として、盛土地盤の粒土分布が礫分29.7%、砂分41.3%、シルト・粘土分29%で自然含水比 $= 19.6\%$ 、液性限界 $WL = 25.1\%$ の場合、自然含水比が液性限界を下回っている。すなわち、自然含水比 19.6% と液性限界 25.1% を同一の条

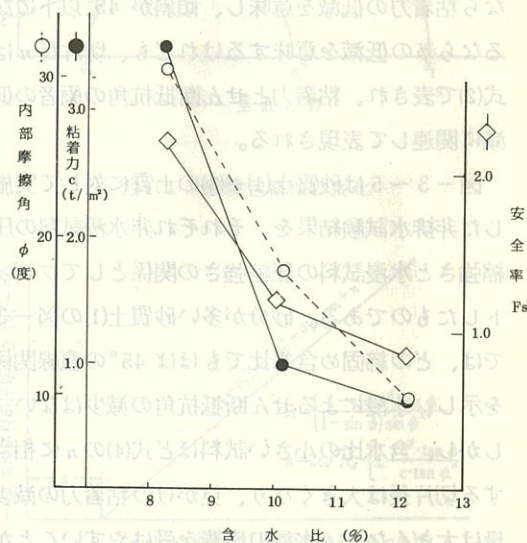


図-7 水浸による強度の変化と安全率

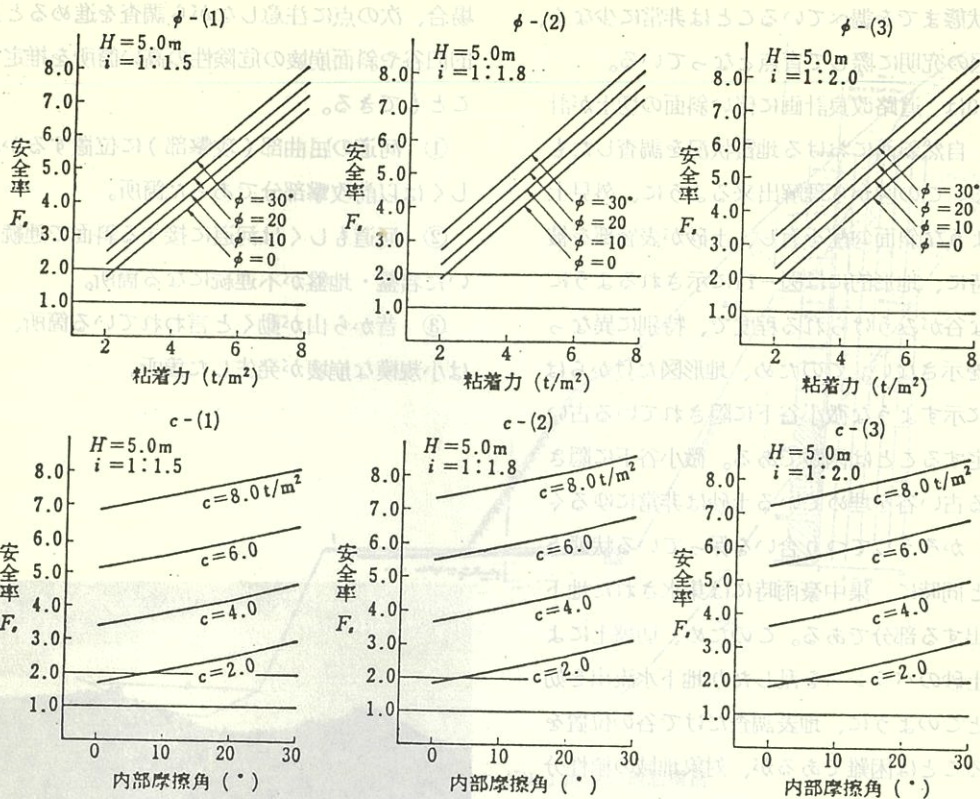


図-8 粘着力・内部摩擦角と安全率

件下で対比することに問題がある。なぜならば、自然含水比は粗粒土を含む全試料に対する含水状態であり、液性限界は420 μm 以下の細粒土を主体とする含水状態である。ここで、自然含水比19.6%を420 μm 以下の粒土に対する自然含水比に置き換えた場合には28%になる。この結果、自然含水19.6%の含水状態は液性限界を越え流動状態であり、420 μm 以上の土粒子を多く含む土では、自然含水比が液性限界を下回ることで安定とした状態とみることが危険である。

3 地形から見る盲点と注意点

切盛土の崩壊が発生しやすい箇所は、長時間をかけてゆっくりと土砂が堆積した結果、外見上は谷がなくなったかのような状態になっているため微少な谷は図-9に示されるような大縮尺の地形

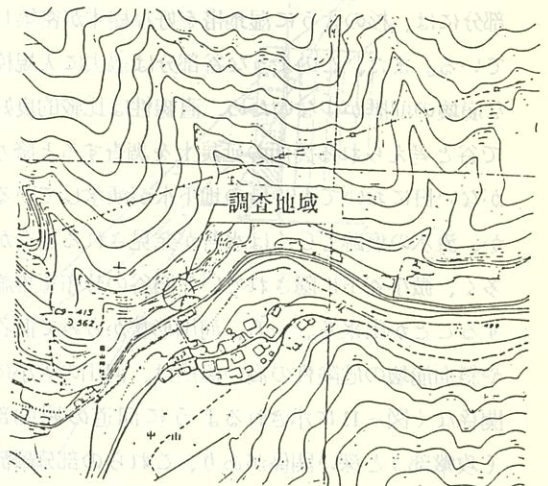


図-9 切土のり面崩壊箇所の地形

図においても表れない。このために、崩壊などの事故が発生した後に谷の存在が確認される程度で、設計時には谷の存在はもちろん谷に堆積している

土砂の状態までを調べていることは非常に少なく、崩壊原因の究明に際して盲点となっている。

図-10は、道路改良計画に伴い斜面の切土が計画され、自然斜面における地質状況を調査したものである。この図から理解出来るように、外見上は同じような斜面勾配を有し、土砂が表層部を被うと同時に、地形的には図-11に示されるように小規模な谷がみうけられる程度で、特別に異なった地形を示さない。このため、地形図だけでは図-12に示すような微小谷下に隠されている古い谷を想定することは困難である。微小谷下に隠されている古い谷を埋めている土砂は非常にゆるく堆積し、かろうじてつり合いを保っている状態下にあると同時に、集中豪雨時には集水された地下水が流出する部分である。このため、切盛土により堆積土砂のバランスを乱したり地下水流出を妨害するとこのように、地表調査だけで谷の位置を追求することは困難であるが、対象地域の植性分布を調べることにより、微小な谷が発見される場合もある。写真-1は、切土の崩壊が発生した箇所を対岸から撮影したもので、谷部分と思われる部分には、杉のように湿地帯を好む樹木が密集している。また、このような谷部分は過去に大規模な崩壊の前歴が少ないため、直線性は比較的良好で谷と考えられる箇所の延長上を調査すると降水がない日においても少量の地下水が湧水しているか、流水の痕跡もしくは水苔が発見される場合が多く、微小谷下に隠されている旧谷の分布を推論することが出来る。一方、河川形状からみて旧谷や斜面崩壊の危険性の高い箇所は、河川の大小に関係なく図-11に示されるように河道の屈曲部（攻撃部）と深い関係があり、これらの部分は流水により斜面の下端部が侵食されやすく、谷が発生すると谷に連続する上位斜面からの土砂により、旧谷は埋められてしまう結果、地形的には微小谷になっている。

このような箇所を現地調査から求めようとした

場合、次の点に注意しながら調査を進めると比較的古谷や斜面崩壊の危険性の高い箇所を推定することもできる。

- ① 河道の屈曲部（攻撃部）に位置するか、もしくは以前攻撃部分であった箇所。
- ② 河道もしくは河道に接する斜面で連続していた岩盤・地盤が不連続になる箇所。
- ③ 昔から山が動くと言われている箇所、または小規模な崩壊が発生した箇所。

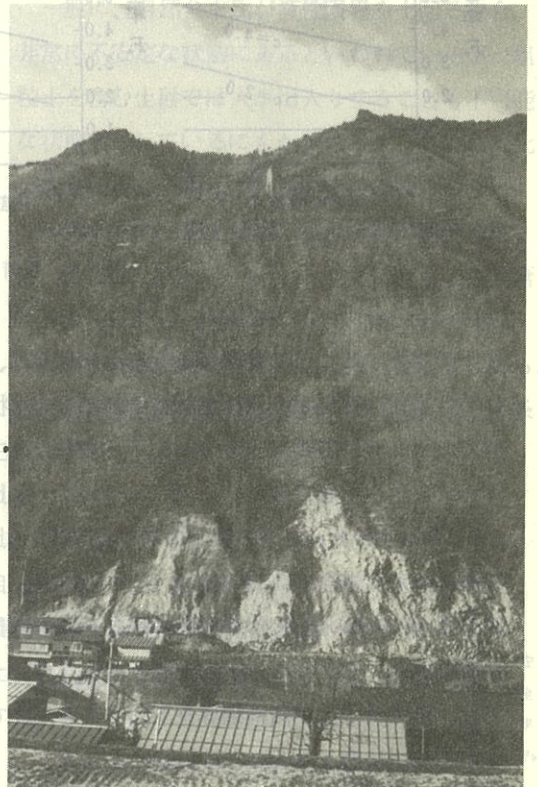


写真-1 切土崩壊地の微小谷

土砂の状態までを調べていることは非常に少なく、場合、次の点に注意しながら調査を進めると比較崩壊原因の究明に際して盲点となっていない。

図-10は、道路の設計図に伴い斜面の断面図が描かれ、自然斜面に於ける地質状況を断面図として示している。この断面図は、地質調査の結果、同じような断面図を多数描き、土砂が堆積しているところと、同時に、地形図（図-11）に示すように、小規模な谷が形成されているところと、地形図に示すように、谷を想定することは困難である。また、古い谷を埋め立て、堆積し、かういふ地形にあると同時に、雨中豪雨時、水が流出する部分である。この堆積土砂のバランスを乱し、害するとこのように、地質調査を追求することは困難であるが、分布を調べることににより、調査結果もある。写真-1は、切取所を河岸から撮影したもので、断面図は、形のように堆積している。また、小規模な谷部分は、大規模な崩壊の前兆が示唆され、直線的な崩壊で谷と埋められる。地質調査を調査すると、水がない日においても、斜面の地下水が湧き出ているか、流水の痕跡もじくは水が湧き出ている場合が多く、微小谷下に隠れている。

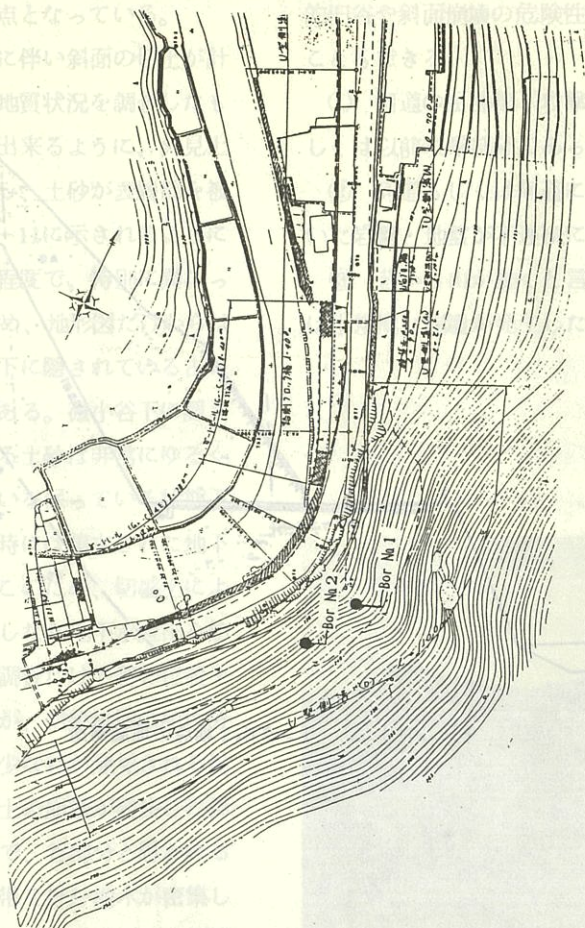


図-11 河川形状とボーリング調査箇所

で谷と埋められる。地質調査を調査すると、水がない日においても、斜面の地下水が湧き出ているか、流水の痕跡もじくは水が湧き出ている場合が多く、微小谷下に隠れている。このような箇所を現地調査から求めようとした。図-12は、微小谷下に隠れている古い谷の断面図を示している。この断面図は、地質調査の結果、同じような断面図を多数描き、土砂が堆積しているところと、同時に、地形図（図-11）に示すように、小規模な谷が形成されているところと、地形図に示すように、谷を想定することは困難である。また、古い谷を埋め立て、堆積し、かういふ地形にあると同時に、雨中豪雨時、水が流出する部分である。この堆積土砂のバランスを乱し、害するとこのように、地質調査を追求することは困難であるが、分布を調べることににより、調査結果もある。写真-1は、切取所を河岸から撮影したもので、断面図は、形のように堆積している。また、小規模な谷部分は、大規模な崩壊の前兆が示唆され、直線的な崩壊で谷と埋められる。地質調査を調査すると、水がない日においても、斜面の地下水が湧き出ているか、流水の痕跡もじくは水が湧き出ている場合が多く、微小谷下に隠れている。

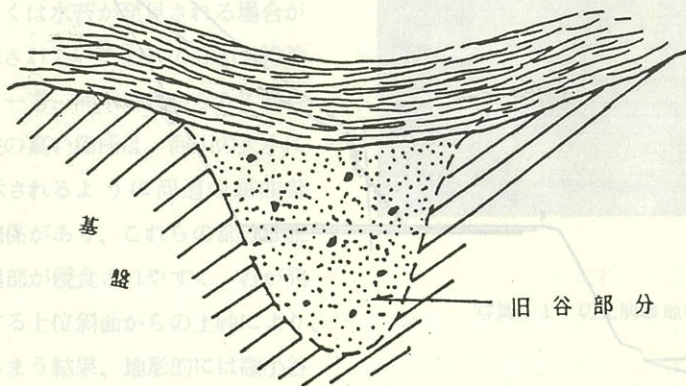


図-12 微小谷下に隠されている古い谷

4 あとがき

切盛土の安定を考える場合、地盤の強度変化を如何に推測するかが重要な項目であるが、多くの諸因子が関係するため容易なものではない。

本報告では2、3の注意点と盲点を指適し、切

盛土の計画・設計を進める中で多少でも参考になることを期待しています。

最後に本橋は昭和60年度第1回地盤研究会(土質工学会中部支部主催)報告を補足したものである。

(課長)

参 考 文 献

- 1) 宇野尚雄・宮下高昭：不飽和土の強度低下について、土と基礎、Vol 29、No 6、pp 41～48、1981
- 2) 小川正二・青山清道：地すべり地の土の土質試験法の問題点、土と基礎、Vol 26、No 6、pp 51～56、1978
- 3) 宮下高昭：山地斜面における切盛土の設計上の盲点(崩壊時例の調査から) 第20回土質工学研究発表会、昭和60年度発表講演集、pp 1373～1374(1985)
- 4) 仮設構造物の計画と施工：土木学会編

税 務 ワ ン ポ イ ン ト 事 典

ゴルフ保険の経費処理

ゴルフ保険というのは、契約者(通常は、プレーヤーである被保険者)のプレーにより、第三者に損害を与えた場合、ホールインワンで出費をした場合等に保険金が支払われる。

いずれの場合もプレーヤー個人に起因する結果について付保されるものであるから、接待ゴルフが職務命令であっても、接待ゴルフのみが保険対象ではないため、保険料を福利厚生費とすることはむずかしい。ただし、月額300円以下で、役員のみを対象にするものでなければ、損金処理は可能である。

もし、法人が契約者となり、受取人特約を付して会社を保険金受取人とした場合には、保険料の損金処理ができる。しかし、ホールインワンにより受け取った保険金は収益計上しなければならず、それを保険対象となったホールインワンパーティー費用として支出すれば交際費となることは避けられない。

また、プレー中に第三者に損害を与えたために支払われた賠償保険金も、その第三者に対して会社が賠償の立場にあるのか、プレーヤーに重過失はなかったのかにより、プレーヤーが立替えた額を会社が支出することの是非が問題になる。

ゴルフ保険の一例をあげると、①第三者賠償＝3,000万円、②身体傷害(プレーヤー自身)＝160万円、③用品・用具＝15万円、④ホールインワン＝20万円の保険で、保険料は年間3,000円である。

この保険料を個人負担(会社が支出した場合は給与になる)したほうが、保険金を受け取った場合のことを考えれば節税につながる。

「企業実務」No. 312 日本実業出版社より

地質調査余談

(泉 霧)

名峰コンサルタント株式会社 鈴木 敏 明

今から2昔近くも前のことであるが、西豪州北部の高温乾燥地帯で縞状含鉄珪岩の地表地質調査と試錐のスラッジ調査に約3ヶ月を費したことがある。この地域は東方にある砂漠から余り遠くなく、且つ9月から12月はじめ迄の乾期に訪れたせいもあって日中の気温は最高50℃程度迄上昇し、一度弱い雷雨があった以外には全く雨が降らなかった。この50℃というのは熱めの風呂の温度が45℃位であることから判るように湿度の著しく低い乾燥気候だから耐えられたが、普通ではとても耐えられない気温である。従って自動車に乗ったりして背中が何かにびったりとついたような場合にはたちどころに背中だけ汗をかくという状態であった。

30億年も前に作られたこの附近一帯の大地は長年月に亘り風化侵蝕されたため、硬い含鉄珪岩の処だけが低い丘になって残っているが、その他の場所は100km以上の範囲に亘って略々平坦な地形になっている。このような平坦な土地にも何本かの河川ができていますが、殆んどの部分には水がなく、稀に大きな河の一部に水溜りがある程度である。この河川底は砂礫で占められており、草も生えていないが、川岸に相当する処にはユーカリの一種で、白い滑らかな樹皮で覆われたかなり背の高い「ゴーストガム」と呼ばれる樹木が不気味に点在している。その他の植物としては葉の裏側が白っぽくなっている灌木状の樹木が処々に群生しているが、大部分の場所は足等に触れるとチクチクと痛みを感じる「スピニフエックス」という羊の餌になる草で占められている。このスピニフエックスは雨期には緑色になるようだが、乾期

には枯草状になるため、全体として甚だ殺風景な風景の連続であった。唯一の景観の救いは非常に少いがカンガルーの形態を連想させる「カンガルーボウ」といった赤色の花やその他の色鮮やかな花（これらは州政府により採取が禁止されている）の存在と、ごくまばらではあるが、地下数10mの処から水を汲み上げている「風車」が見られることであった。

このような荒地ではあるが、多数の羊が放牧されており、前述の風車は羊の飲み水の供給源になっている。尚これらの牧場は針金で囲いがしてあるが、その範囲は日本では考えられない程広大である。この外多数いる生物としてはカンガルー、大とかげとオーム、フィンチ等といった小鳥類であるが、少数の野豚やディンゴ（狼に似ているが野犬の子孫だといわれている）もいる。又前述の河筋にできている水溜りは地下水の湧出箇所になっているとみえ、水草や小魚が豊富に棲息している。カンガルーは羊と同じ草を喰べることから害獣扱いされ、屢々駆除されている。このカンガルーは地質調査時に度々遭遇したが、好奇心に富む動物とみえて、足速に逃げた後少し人間から離れた処で立寄り、我々の行動を監視しているようでもあった。又キャンプで飼っていた子供のカンガルーは人間を親と勘違いして我々の後を追いかけてくる程の可愛らしさであった。この子供のカンガルーは仕事にでかける時は水で濡らした南京袋に入れて軒先に吊しておくのが常であったが、飼主が帰る迄おとなしく袋の中に入っていた。一方ディンゴは羊を襲うので懸賞金つきで捕獲が進められているが、どこにいるか判らないので、藪の中等

へ入った時は不安を感じずることもあった。又大とかげはアボリ人(原住民)の食料になっている。尚乾燥地帯のため蚊がいないことは大助かりであった。調査基地になっているキャンプにはオーストラリア、英国、西独、ギリシヤ等の国籍をもつ人間が10数名おり、そこへ我々日本人2人が参加して調査が進められたが、各人にはそれぞれキャンピングカー1台づつが与えられており、冷房機や冷蔵庫も備えられていて快適な環境であった。然し勤務時間は長く午前6時から夕方6時迄で実によく働くのには感心した。我々も同一時間の作業量であったが、流石に日中の暑さには閉口で、たまには雨が降らないものかと心に念じたが、毎日太陽のざらざら輝く日々のみでうんざりしてしまった。このような作業環境でも何とかついていけたのは食事に満足できたためだと思われる。このキャンプでは朝からTボーンステーキや厚ざりハムがでる程の豪華さであったが、これも馳れてくると日本人には鼻についてしまい食欲がなくなることもあった。幸いにして2人いるコックのうちの1人は日本の船でコックをやった経験があるため日本人好みの料理を時々作ってくれたのは有難かった。たゞし男世帯のためキャンプ内ではビール以外のアルコール飲料を飲むことは禁止されていた。

調査地はキャンプから5~8km離れた地点なので毎日ジープで往復したが、万一自動車事故などでキャンプに帰れないと日中の猛暑で大変なことになる。このキャンプが設けられる前にこの附近を訪れたオーストラリア人が水が無いため死亡した記録がある。我々も調査時には7~8ℓ入りのポリタンクに飲物を入れて行った。はじめの頃はジュース類を入れて行ったが、多量に飲むため体によくないので、途中から水にしてもらった。この水は一度飲み出したらひっきりなしに飲みたくなってしまう。そのため水腹になってしまい昼食

も夜食も固形物が咽喉を通らなくなり、一時栄養失調気味になったことがある。我々と時々一緒に地質調査を行ったエストニア系オーストラリア人は水を余り飲まないで、常にレモンを携行し、咽喉が乾くとレモンをなめるといった調子で地表調査をやっており、甚しい時にはレモン1個で1日を過したことがある由である。尚試錐夫等はズック製の容器に水を入れておき、外へ滲み出た水の気化熱で冷された比較的冷たい水を飲んでいて。

地質調査時に我々を最も悩ましてくれたのが蠅の大群である。オーストラリアでは羊が多いためその糞にたかる蠅が非常に多く発生しており、西豪州の首都パース市街にも多量の蠅がいる程である。それが調査地のように地表水も殆んどない乾燥地帯では羊の糞もすぐに乾燥してしまうので、平常は灌木の葉の裏側等の直射日光の当たらない処で休息している。そこへ人間のような発汗動物が来るとその水分を求めて集ってくる。その数たるやびっくりする程で、顔の周りを飛び廻る蠅を追い払うだけで精一杯であり、野帳に調査結果を記載するのは至難の業といった状態である。最もしまつの悪い蠅は鼻の中に入ろうとするやつである。時には口で深呼吸をして蠅を吸い込みそうになることもあった。作業服の背中部等では布を通して汗がにじみ出すし、追い払う必要もないので蠅がびっしりとたかり、真黒になって見える。シンガポールから西豪州へ向う飛行機内で隣の座席にいたオーストラリア人が蠅でカーペットができる位いると説明してくれた意味が漸く判った次第である。

調査地附近は表土が薄いので、ブルドーザーの排土板で表面を軽く剥ぐだけで岩石が露出するので、調査は比較的容易であったが、岩石自体が磁性を帯びており、磁石が使えないので地層の走向を測るのには苦労した。その際に腕時計の針と太陽の位置から方向を定める方法を習ったので、磁石をもたないで山歩きをする際には今でもこの方

法を利用している。こんな調子で毎日の調査を行っていたがある日思わぬハプニングがおきた。それは我々2人を慰労する目的で同僚がパースからわざわざ来てくれたので、その日は3人で現地調査をやることにした。午前10時頃第1回目の休息をとったが、その際にその同僚が一服するためマッチで煙草に火をつけ、よく消えないマッチを下へ捨てた。下にある枯草状のスピニフェックスに火がつき、あっという間に燃え広がってしまった。この草は羊の栄養源となるだけあって油分が多く、しかも枯草状になっていたので、3人ですぐに踏み消しにかかったが消せなかった。やゝ風もあったため手の施しようがなくなり、その日の調査を打ち切り、キャンプに帰ってきたが、この野火は益々拡がり、夜になると赤々と輝きだすしまつで大いに弱ってしまった。風の向きからキャンプの方へは延焼して来ないことが判ったので、その晩はゆっくり寝たが、翌日になっても一向に火勢は衰えず益々野火の範囲は広がっていった。昼頃には消防局の飛行機が飛来し、停察していったが、その後何の音沙汰も無かった。これは大変なことになったと思い、キャンプマネージャーに御詫びをしたが、マネージャーは「心配するな。消防局に呼ばれたら落雷で火災になったと言えば良い」と言われ一安心した。この野火は結局3日間燃え続け、草の生えていない大きな河の処で鎮火していることが判った。このハプニングのおかげで地質調査は3日間中止になってしまった。この種の野火はブッシュファイヤーと呼ばれ、オー

ストラリアではかなりの頻度で発生しているためオーストラリア人は余り気にしていないようであった。尚この種の火災では羊が一回につき数千頭犠牲になるのが普通だということであった。

砂漠のような乾燥地帯にはつむじ風が頻繁に発生するが、調査地附近でも屢々観察された。調査時に真黒い砂煙と共につむじ風が移動してくるのに遭遇したことがあるが、これは非常におそろしいので調査を止めて、その移動方向をしばし監視する必要があった。ある日キャンプを通過していったつむじ風があったが、余り大きくないので大事には至らなかったものの、その中に巻き込まれた犬が一瞬ふわっと巻きあげられたのにはびっくりした。

このキャンプでは土曜の午後と日曜は休暇になるが、娯楽施設のある処は最も近い処でも100 km以上離れているので、休日の過し方は車で海岸迄行き、野宿(雨が降らないし、気温も高いので毛布類を持っていくだけでよい)して甲羅の長さが30 cmもある蟹をとったり、牡蠣をとったりして遊ぶか、野原でカンガルー打ちをするか位であった。

このように想い出多い地質調査ではあったが、契約期間満了で、一部未調査地域を残したままキャンプを去らざるをえなかったのは残念であった。ただ最後に我々2人のため外人グループが身銭をきってビール飲み放題のバーベキューパーティを開いてくれたことは望外の喜びであった。

以上
(取締役地質部長・理学博士・技術士)

最後の手段

株式会社名古屋事業所 東 勉

昨年の11月から今年の2月頃まで土岐市地内の丘陵地において水理・地質調査を弊社が実施した。筆者が現場代理人として現場担当を行った。当調査は踏査・物探・土質試験・各種検層・流量・雨量観測・水質試験など多種目にわたっており、一つの現場でこれほど多種の調査を行ったのも稀少な体験であった。調査地の地質は秩父古生層または花崗岩類を基盤とし、これを不整合に第三紀鮮新世の瀬戸層群が緩傾斜で覆う単調な地質構造を有している。後者は下位より、土岐口陶土層と土岐砂礫層から成り、陶土層は調査地の南側で採掘されている。以下この現場で苦心した2種の体験について述べる。

その1 電気検層において

電気検層は電極間隔が25cm、50cm、1.0m、測定間隔が0.5mの仕様である。調査孔は丘陵の頂部で地下水位がGL(-)45mと低く、測定結果でわかったことであるが、比抵抗値が砂礫層で4,000～5,000 $\Omega \cdot m$ である。この砂礫層は粘土をマトリックスに多く含み、“クサリ礫”も含んでいるので見掛けはこのように高い比抵抗値を有しているとは想像できなかった。現地での測定に際し、初めは一般に使われている3244型大地比抵抗測定器を使用した。ガルバノメーターの針がダイヤルを回しても断線しているような状態で感知せず、故障かと思った。テスターにより測定ケーブルのチェックは既に行っていたので、泥水バックに浸したり、地上電探のように4極を打って測定してみたり、また既知の抵抗体の測定を行ったりした結果、計器の故障ではなく、地層の問題であることが分った。このため抵抗値の測定幅が大きい電気

探査用の大地比抵抗測定器を使用し、地上電極を浅く打ったり電流を調整したりして当調査の3孔の検層を遂行することができた。

その2 地下水位自記観測において

地下水位観測をW761型自記水位計(中浅)を用いて始めたが、ワイヤーが鋼管に付着して動かなくなったり、セットした時は何とか動くが、時間を置くと付着固定してしまい測定に困難をきわめた。この原因として次の事象が考えられた。

- 観測孔のケーシング口径が50mmと非常に小口径のうえ、地下水位がGL(-)45mと低いこと。

- 地下水位が未知であったことから、地下水位よりも上に切ってあるスリットの目から充填砂利の薄片が突き出していて、これとワイヤーが擦ること。

- 粘土分が地下水位より上のスリット目から浸み出し、ケーシングパイプ内に付着していること。

- フロート(φ32mm、ローラー付)が小さいので浮動力が弱いこと。

これらの推定から、まず付着を防ぐ目的でメーカーからソロバン玉状のスリーブを取り寄せ、5m程の間隔でワイヤーに取り付けてみた。この結果はセットした時点ではやゝ感度が良くなったが、やはり付着固定してしまい連続測定ができる状態ではなかった。次に浮動力を得るため長いフロートを塩ビパイプで作製し、使用してみたが、同様な結果であった。この様にセットした時点では何とか測定できるので、期待して後日点検に行ってみるとペンが一直線に記録しているので、その都度落胆しては実測値を記録し、再セットして帰った。色々考えた末、ワイヤーをできるだけパイ

プのセンターに寄せ、また突き出した砂利片の上を滑るガイドとして球形で軽い物、即ち、ピンポン玉が最適であると思いつき、取り付けてみた。

この成果は大成功であった。1～2 cmの段書き

はするが、ほぼ順調に測定できるようになった。諦めず執拗に努力することが全てを成功に導く一例であることを痛感した次第である。

(調査課長)

科学情報

Newton Vol.5 No.13 より

——地震の予知——

サンアンドレアス断層では近い将来に大地震が発生する危険性がある。

・ Science 1985年8月16日号

アメリカ西海岸には北西から南東にかけてのびる長さ約1,000キロメートルのサンアンドレアス断層がある。このサンアンドレアス断層は太平洋プレートと北アメリカプレートの境界部分にあたっている。この地域には大都市が多くあることから、サンアンドレアス断層に関係する地震の予知はきわめて重要である。

この断層はこれまで何度も地震をおこしている。これらの地震の主な原因は太平洋プレートと北アメリカプレートの二つのプレートの運動である。断層の中央部のパークフィールド付近ではマグニチュード6クラスの地震が過去100年以上にわたってかなり規則正しくおきている。最も新しい地震は1966年6月28日に発生したものだが、さらに1934年、1922年、1901年、1881年にもこの地域で地震が発生している。

さらにこの地域では1993年までに95%の確率でマグニチュード6規模の地震がおきると推測されている。

——利き手と脳——

左利きの人と右利きの人とは脳の構造がことなっていることが発見された。

・ Science 1985年8月16日号

思考や言語など人間を特徴づける高次の神経作用は、左右の大腦半球で行われている。この大腦半球は運動野や視覚野など場所ごとに機能がことなっており、また左右の半球の形もちがう。このほど左右の大腦半球の構造のちがいが、右利きの人と左利きの人でことなっていることがわかった。

カナダのウィテルソン博士は大腦の脳梁とよばれる部位の大きさと利き手との関係を調べた。脳梁は左右の大腦半球を機能的に連結している約2億の神経繊維の束である。そしてこの脳梁の大きさが左利きの人のほうが右利きの人より平均して約11%大きいことがわかった。この数値は約2,500万本の神経繊維のちがいに相当するものだという。

脳梁の神経繊維は成人のほうが胎児より少ないことが知られている。これは神経系が完成される段階で消失する神経があるからである。左利きの人の脳梁が大きいのは、この神経繊維の消失が少なかったからと考えられている。

単身赴任

食べ物が無い『マンション』にいつから住つたか1匹の『ゴキブリ』が、夜になると床や壁などを這う音がする。それが時どき出てこない日がある。どうしたんだろうか？餓死してしまったんだろうか？。そんな時1人住いのわびしさを感じる。

サラリーマンは、辞令1枚で何処にでも行く事になるが、本人も家族も覚悟は出来ていても、中高年になっての単身赴任は種々の問題が多い。

NHKは、『サラリーマンライフ』で、昭和59年9月23日と、9月30日の2回にわたり『これが単身赴任だ……NHK、850人のアンケートから～』を放送した。調査対象は、平均年齢、50.4才、家族数4.12人、役職者、課長以上、81%であった。

企業側では適材、適所への配置転換、体質の活性化、新陳代謝など最も重要なポストの年代である。このアンケート50項目の集計結果を入手いたしましたので、一部を紹介します。

(1) 単身赴任をしている理由

子供の教育、進学	49 %
持ち家の管理	29 %
両親の扶養	12 %

(2) 単身赴任は何回目ですか

1回目	41 %
2回目	29 %
3回目	13 %
4回目以上	17 %

(3) 現在最も気になることは

家族のこと	39 %
自分自身の健康	31 %

明治コンサルタント 畑内利男

単身赴任後の家計のやりくり	15 %
その他	15 %

(4) どのような住居にお住みですか

会社の借り上住宅	51 %
会社の単身赴任寮	21 %
会社の独身寮	14 %
その他	14 %

(5) 月額の生活費(平均額)

総生活費	113,000 ~ 114,000 円
食費	30,000 ~ 40,000 円
住宅費	10,000 ~ 20,000 円
光熱費	5,000 ~ 6,000 円
クリーニング代	2,000 ~ 3,000 円
新聞代	2,000 ~ 3,000 円
電話料	4,000 ~ 6,000 円
こずかい	40,000 ~ 50,000 円
その他	20,000 ~ 30,000 円

(6) 帰宅する回数

月1回	38 %
月2回	34 %
月3回	8 %
月4回以上	10 %

(7) 手当が支給されていますか

いる	70 %	いない	30 %
(平均値)			
別居手当	月額	28,000 円	
帰省手当	月額	15,000 円	
電話手当	月額	2,000 円	
その他手当	月額	23,000 円	

- (8) 単身赴任をしていて会社への要望
- | | 支店長 | 一般社員 |
|----|------|------|
| ある | 57 % | 69 % |
| ない | 43 % | 31 % |
- (9) 転勤を拒否したいと思ったことがありますか
- | | 支店長 | 一般社員 |
|----|------|------|
| ある | 27 % | 36 % |
| ない | 73 % | 63 % |
- (10) 再び単身赴任をしたいと思いますか
- | | 支店長 | 一般社員 |
|-------|------|------|
| 思わない | 70 % | 81 % |
| 思う | 2 % | 2 % |
| わからない | 28 % | 17 % |

最近、サラリーマンの単身赴任による経済的、精神的、負担が社会問題化しており、その負担を少しでも軽減しようと、財界、労働側ともに単身赴任減税について、労使の足並をそろえて、積極的な姿勢でとり組み、ようやく、大蔵省、国税庁も重い腰を上げ『単身赴任減税を11月15日より実施する』ことが決められた。国税庁長官名で11月8日に全国の税務署へ通達するとのことである。

単身赴任者が会社の出張を兼ねて家族のもとへ

帰宅する場合、会社から支給される旅費（交通費、宿泊費、日当）を全額、実費給付扱いにして、非課税とする。現行の所得税法では、出張旅費は会社からの実費給付なので非課税、帰宅旅費は給与所得扱いで、月給や、ボーナスと合算して所得税が課税されている。

今回の措置は同法の運用を弾力化し、出張旅費とみなして、課税対象からははずすもので、11月15日以降支給される旅費に適用する。ただし、出張と関係なく帰宅した場合に支給されている旅費は従来通り課税対象になり『出張帰宅』を認めていない会社の単身赴任者はこの恩恵を受けられないわけです。

現在の単身赴任者は全国で20万とも30万人ともいわれており、現在の社会情勢のもとでは、将来単身赴任が解消することは考えられない。とすれば、サラリーマン、自身の対応力が必要なことは云うまでもなく、企業側にとっても、出張旅費制度や給与体系など人事管理面での新しい対応が要求され労使の相乗効果によって『もろもろ』の負担が少しでも軽減されるのではないだろうか。

※単身赴任アンケート集計結果の必要な方は御連絡して下さい。
(営業部長)

歴代の城主が悲運に見舞われる 呪われた岐阜城

油商人から身を起こして、美濃国を手中に収めた斎藤道三は、それまであった稲葉山の館を改築して、城として戦えるようにしました。その後、織田信長が城を攻め取り、岐阜城と名を改め関ヶ原の合戦で廃城になるまで、この城に十人の城主が登場しました。

そのうちの九人が戦死などの悲運に見舞われている点、岐阜城は呪われた城といえます。

初代斎藤道三は子供の義竜に殺され、その義竜はレプラで死亡、三代目の竜興は信長に追放され、他国で窮死、四・五代の信長・信忠父子は明智光秀のために自害、六代目織田信孝は秀吉に殺され、七代目池田之助は父とともに長久手で戦死、九代目羽柴秀勝は朝鮮で陣没、十代目織田秀信は追放され死亡と、まるでよいことなし。

一人だけ無事だった八代目の池田輝政も、父と兄を失ったから不幸と考えると、全員不運。廃城になったのもわかる気がします。

第八巻「雑学おもしろ百科」角川文庫より

協同組合の花壇を利用して菜園を

中部土質試験協同組合

事務局長 荒 木 豊

協同組合の門扉を入ると、すぐ左側に、長方形になった1坪程度の花壇、というよりもおそらく擁壁を造った折の余地としてか、とにかく空地があります。

それに早速目をつけ、何かに利用をしたいと職員に相談したところ。

1. 美観を損ねないこと。
2. 金銭のかゝらないこと。
3. 来客者にも目だたのしめること。
4. 短期間のうちに職員の口に入ること。
5. この界わいには、鳥、鳩が多いため、これ

らが好まないもの。

等意見がまとまったので、結論的には、胡瓜、茄子、トマト、西瓜の栽培を選択しました。

不足の土はC B Rの残土から適したものを選びだし、補充が可能でした。

その後、土壌改良から始まり、元肥をたっぷりと入れ、さあ植え付けというまでにはかなりの日数を要したものです。

菜園に、協同組合の経費を使う訳にはいかず、幸い農家出身者、また自家菜園をしている方々に要望の肥料を拠出してもらい、このようにしてど

うやらお膳立ができたのが内幕です。

植え付けが終ると毎日、朝昼となく職員の一人一人が野菜をのぞき込み、その都度さわるので野菜の方も人見知りをし、一時はしおれていましたが、なれると共に美事に成長してくれました。

門前の道路は、幼稚園児の送迎バス発着所となっており、園児のお母さんは、これがトマト、西瓜…だよと、子供の情操教育にもかなり役立っておりお互いに成長を楽しんでいたようです。

名づけて、土質試験協同組合兼、農業共同試験所とっておられた方もいたようです。

お蔭で、この夏は昼食時に成果物を職員と一緒に吟味することができ、近くの奥さんとも知り合いになって、これらを通じてパートの方を苦労なく見つけることができ、諸々の成果があったと自負しています。

只今も、引継きブロッコリー、カリフラワー等を栽培中で、毎朝、青虫との闘いをしています。

当組合にこられた方は、安易にできたものでなく、若干の苦労の末の小さな菜園、職員の愛情より生じた作物である、との目で眺めて下さい。

菜園だより



編集後記

昨年も国の内外で大きな災害が発生しました。国内では長野県の「地附山地すべり」、国外では「メキシコ地震」、そしてコロンビアの「ネバデルルイス山大噴火」等です。災害が発生し、多くの犠牲者が出る度に、自然が有する破壊力のすごさに驚きを感じると同時に、防災対策の遅れ、あるいは貧弱さを痛感します。高度成長の終わった今こそ、これまでに発生した内外の災害、および高度成長期に建設された構造物等をじっくりと見直して、合理的な予測手法・対策工法の確立に力を入れるべき時期ではないでしょうか？ 多額の災害復旧費を準備しておくこと自体が、防災工学の進歩を遅らせているようにも思われます。

本号では、防災関連論文として名古屋大学の山口先生に、オイルタンクの耐震評価手法について2編（うち1編は愛知工業大学の成田、奥村両先生との共同研究）、同じく名古屋大学の多賀先生にファジイ理論による災害危険度評価手法について御執筆いただきました。これらの論文が防災関連業務のお役に立てば幸いです。その他本号では、巻頭言を元運輸省第五港湾建設局の勝部局長に御執筆いただいた他、建設省中部地方建設局名四国道工事々務所の久保田所長、永田課長、名城大学の立石、阿部、前田先生、愛知工業大学の大根先生にもそれぞれ有意義な論文を御執筆いただき、内容の充実した34号にすることができました。協会員の執筆者も含め、御執筆いただいた方々に心から御礼申し上げます。

なお、山口柏樹先生は本年3月31日付で名古屋大学を停年退官されることになっており、今回御執筆いただいた2編の論文は、奇しくもその記念論文の意味あいをもったものとなりました。名古屋大学御退官後は、東京電機大学で教鞭をとられると伺っております。日本の地盤工学発展のためにも、いつまでも御元気で御活躍されることを祈っております。

広報宣伝委員会

〔土と岩 35号〕

原稿募集

1. 論 旨 技術論文、現場経験談、土・岩・水に関する随筆、その他当協会に関する御意見等何でも結構です。
2. 締 切 日 昭和61年9月末日厳守
3. 発 表 次号本紙上、応募作品多数の場合は順次発表致します。
4. そ の 他 (イ) 作品には社名、役職名、氏名を明記下さい。特に紙上匿名を御希望の方は御指定下さい。
(ロ) 応募作品には薄謝を呈します。
(ハ) 送り先当協会広報宣伝委員会宛。

会 員 名 簿

会 者 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵 便 号
ア オ イ 地 質 (株)	鈴木 孝治	名古屋市北区清水 1-22-17	(代) (052)951-6371	462
青葉工業(株)名古屋支店	三井 司	名古屋市北区黒川本通 4-32-1	(代) (052)915-5331	462
旭 工 事 (株)	高桑鋼一郎	名古屋市東区徳川 1-8-50	(052)935-6762 791-6307	461
(株)飯沼コンサルタント	飯沼 忠道	名古屋市市中村区长戸井町 4-38	(052)451-3371	453
(株)応用地学研究所 名古屋事務所	谷元 正範	名古屋市中村区黄金通 2-44 第 3 コーポ山和 1 階	(代) (052)482-5161	453
応用地質(株)中部支社	北川 甫	名古屋市守山区大字瀬古字中島102	(代) (052)793-8321	463
梶谷調査工事(株) 名古屋営業所	今井 修	名古屋市東区槿木町 1-2 山吹ビル	(052)962-6678	461
川崎地質(株)名古屋支店	阿部 貞雄	名古屋市名東区藤ヶ丘 140-1 日本生命藤ヶ丘ビル	(052)775-6411	465
(株)キンキ地質センター 名古屋事務所	崎川 隆	名古屋市昭和区雪見町 1-14	(代) (052)741-3393	466
木村建設(株)名古屋営業所	川合 一夫	名古屋市中区大須 4-14-60 清友ビル	(052)261-6907	460
基礎地盤コンサルタンツ(株) 名古屋支社	古長 孟彦	名古屋市西区上名古屋 1-11-5	(代) (052)522-3171	451
熊金ボーリング(株)	小林 正四	飯田市大王路 1-5	(0265)24-3194	395
京浜調査工事(株) 名古屋営業所	重松 正勝	名古屋市中区正木 2-8-4	(052)321-5139 331-4051	460
興亜開発(株)中部支店	堀部 信行	名古屋市天白区原 2-2010	(052)802-3121	468
国際航業(株)名古屋支店	脇坂 嘉紀	名古屋市中区大須 4-12-8 東洋殖産ビル	(052)262-7461	460
国土防災技術(株) 名古屋支店	中村 俊彦	名古屋市千種区内山 3-12-14 豊島不動産ビル	(052)732-3375	464
サンコーコンサルタント(株) 名古屋支店	野崎 康嗣	名古屋市中村区椿町 21-2 第 2 太閤ビル	(代) (052)452-1651	453
(株)栄基礎調査	鈴木 忒	名古屋市東区新出来 2-1-6	(052)935-0702 937-5929	461
三祐(株)名古屋支店	城田 正判	名古屋市中村区名駅南 1-1-12	(052)581-7441	450
(株)シマダ技術コンサルタント 名古屋営業所	妹尾 俊美	名古屋市名東区猪高町猪子石八前 17-3 ライオンビル	(052)773-9281	465
(株)白石名古屋支店	吉田 静司	名古屋市中区錦 1-19-24 名古屋第一ビル	(代) (052)211-5371	460
(株)新東海コンサルタント	中瀬 久	津市江戸橋 1-92	(代) (0592)32-2503	514
杉山コンサルタンツ(株)	杉山 信行	久居市新町 680-4	(05925)5-6564	514 -11
西濃建設(株)名古屋支店	榎本 義雄	名古屋市中村区名駅南 3-2-11	(代) (052)561-3541	450
(株)ダイヤコンサルタント 名古屋支店	春日 明	名古屋市熱田区金山町 1-6-12	(代) (052)681-6711	456

会 社 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵 便 番 号
㈱ 大 星 測 量 設 計	朝倉 邦美	名古屋市緑区大高町字東正地 69 - 1	(代) (052)623-1287	459
玉野総合コンサルタント㈱	小川 義夫	名古屋市中村区竹橋町 4 - 5	(大代) (052)452-1301	453
中央開発㈱名古屋支店	辻 光	名古屋市中村区牛田通 2 - 16	(代) (052)481-6261	453
中央復建コンサルタント㈱ 名古屋営業所	平手 卓夫	名古屋市中区丸の内 3 - 18 - 12 大興ビル	(052)961-5954	460
㈱中部ウエルボーリング社	佐藤 久松	名古屋市千種区東山通 5 - 3	(052)781-2511 781-4131	464
㈱帝国建設コンサルタント	藤岡 俊男	岐阜市青柳町 2 - 10	(0582)51-2176	500
東海サルベージ㈱鳥羽支店	東 保	鳥羽市鳥羽 3 - 33 - 5	(代) (0599)25-3181	517
㈱東海地質コンサルタント	鈴木 誠	名古屋市中区栄 4 - 21 - 17 はやしビル	(052)251-8521	460
東 海 地 質 工 学 ㈱ 名古屋事務所	鈴木 実	名古屋市中村区椿町 16 - 7	(代) (052)451-7311	453
東 海 電 気 工 事 ㈱	井上丈太郎	名古屋市中区栄 1 - 20 - 31	(代) (052)221-1111	460
㈱東京ソイルリサーチ 名古屋事務所	開出 尚文	名古屋市中村区名駅 2 - 40 - 2 名和ビル	(代) (052)571-6431	450
東 建 地 質 調 査 ㈱ 名古屋支店	稲葉 隆一	名古屋市南区笠寺町字迫間 9 - 2	(代) (052)824-1531	457
東 邦 地 水 ㈱	伊藤 武夫	四日市市東新町 2 - 23	(代) (0593)31-7311	510
㈱日さく名古屋事業所	横尾 鋭一	名古屋市中川区富田町大字千音寺 東尼ヶ塚 117 - 2	(代) (052)432-0211	454
日特建設㈱名古屋支店	今枝 義元	名古屋市中村区名駅 3 - 21 - 4 名銀駅前ビル	(代) (052)571-2316	450
日 本 基 礎 技 術 ㈱ 名古屋支店	小川 司郎	名古屋市千種区内山 3 - 17 - 15 堀田ビル	(代) (052)731-5431	464
㈱日本パブリックエンジニアリング 名古屋営業所	高橋 一	名古屋市中村区名駅南 2 - 10 - 23 中野ビル	(代) (052)581-2815	450
富 士 開 発 ㈱	加藤 力三	名古屋市千種区唐山町 3 - 30	(代) (052)781-5871	464
松 阪 鑿 泉 ㈱	岩本 壽	松阪市五反田町 1 - 1221 - 5	(代) (0598)21-4837	515
㈱松原工事事務所	松原 英男	名古屋市中区丸の内 1 - 8 - 9 関山ビル	(代) (052)211-3571	460
松 村 工 業 ㈱	松村 国夫	岐阜市藪田 2 - 56 - 1	(0582)71-3912	500
宮 本 管 工 ㈱	宮本 陽司	四日市市川原町 21 - 12	(代) (0593)31-1291	510
村 木 鑿 泉 探 鉱 ㈱	村木 正義	名古屋市熱田区西野町 1 - 2	(052)671-4126	456
名峰コンサルタント㈱	谷村 光哉	名古屋市西区花原町 59	(052)503-1538	452
明治コンサルタント㈱ 名古屋事務所	古田 博夫	名古屋市中区栄 1 - 5 - 8 藤田ビル	(代) (052)211-2026	460
ライト工業㈱名古屋支店	渡部 啓三	名古屋市中村区畑江通 4 - 22	(代) (052)482-6100	453