

# 第2回 地盤震動シンポジウム 資料集

## 「ストレン・レベルによる地震動」

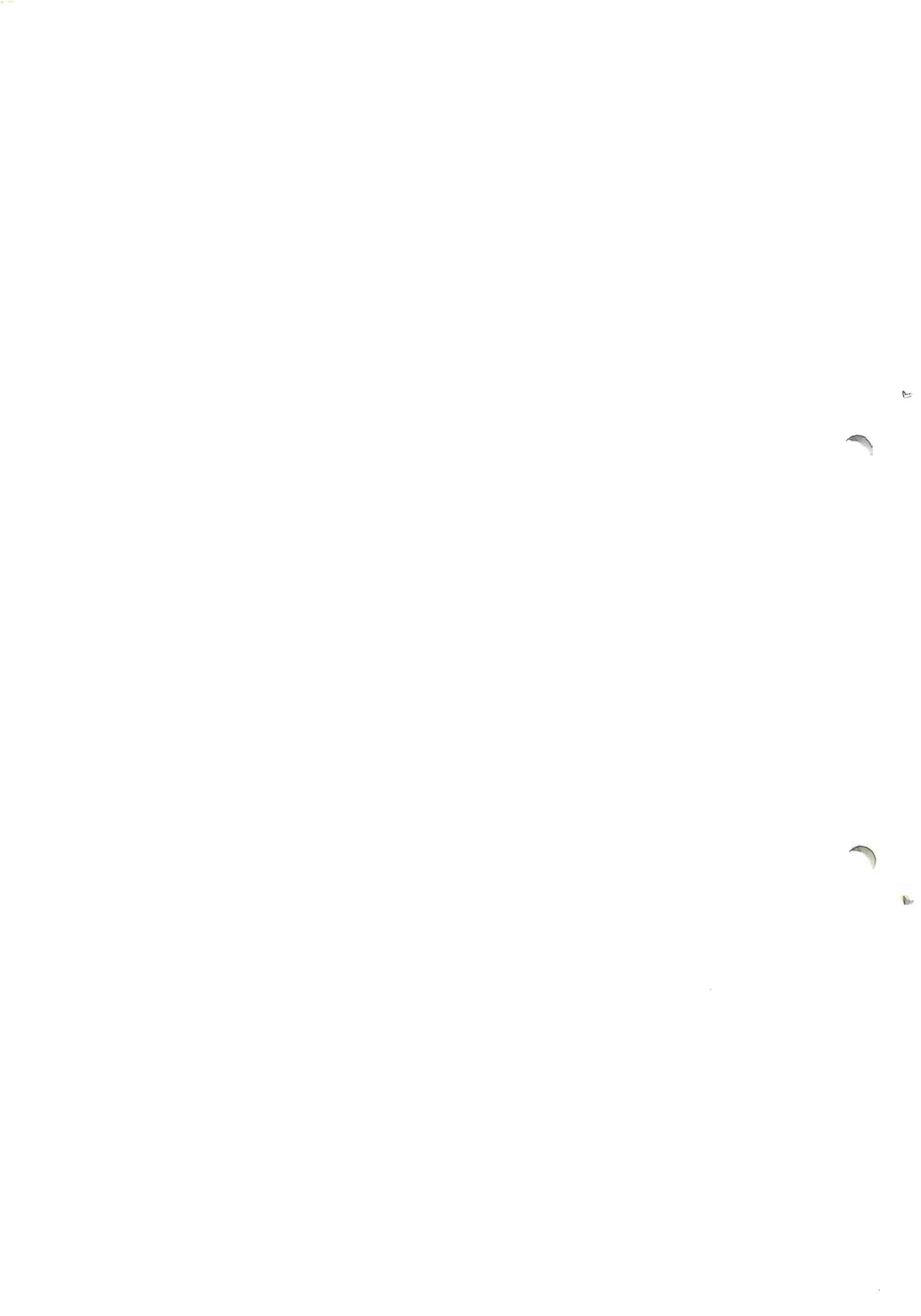
1973. 11. 30

日本建築学会  
振動分科会 地盤震動小委員会

## 第2回 地盤震動シンポジウム 資料集

### 目 次

1. 震源域におけるストレン・レベル	笠原 慶一(東大震研) ……………	1
2. 地震動災害から見たストレン・レベル	村松 郁栄(岐阜大) ……………	3
3. 破壊領域と地震波の特性	工藤 一嘉(東大震研) ……………	9
4-1. 常時微動と地震動の周期特性比較	田中 貞二(東大震研) ……………	11
4-2. 常時微動と地震動の特性比較	角田 智彦(大林組) ……………	17
4-3. 常時微動と地震の特性比較	山原 浩(清水建設) ……………	21
5. 強震記録から推定される地盤のストレン・レベル	土岐 憲三(京大防災研) ……………	25
6-1. 地盤の動力学的性質とその応用	原 昭夫(鹿島建設) ……………	33
6-2.                    "	太田 外気晴( " ) ……………	41
7. 軟弱地盤における地震動(設計の立場から)	田治見 宏(日 大) ……………	49
8. Strain Level から見た地震動	太田 裕(北 大) ……………	51
9. 地震工学におけるMICROZONATION	小林 啓美(東工大) ……………	57



# 1 震源域におけるストレシレベル

笠原慶一\*

断層震源理論の確立によって、震源から発生する擾乱(静的・動的)の基本的性質はかなり具体的に理解されるようになった。実例が示すように、巨視的な立場においては断層震源による振動効果を予測することもある程度は可能である。断層震源を特性づけるパラメータは大別して三群(位置に関するもの・断層性状に関するもの・すれ様式に関するもの)に整理されるが、このうち振動効果に直接影響をもつのは三群、特に rise-time と思われる。この問題を中心に断層震源研究とその工学面への結びつきの可能性も展望する。

(\*東京大学 地震研究所 教授)

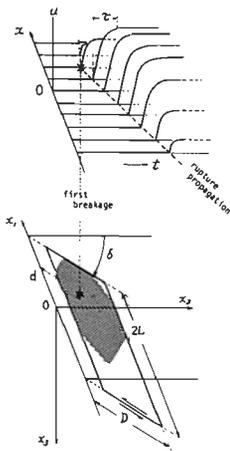


図1 断層震源の概念(F)と運動型式

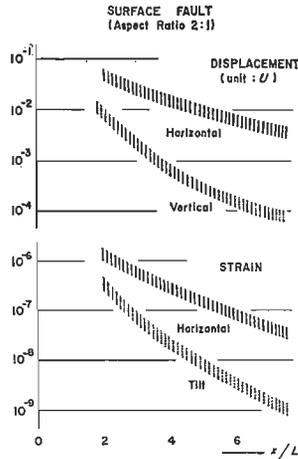


図2 断層模型から期待される変動成分の化量向(III: Strike-slip型, 黒: Dip-slip型の場合) U: 断層面でのすれ

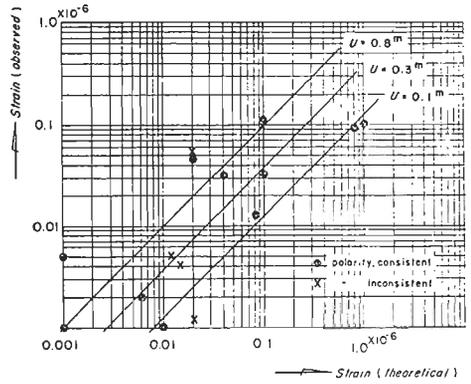


図3 地震に伴う地殻歪(岐阜県中部地震(1969.9.9)の例)

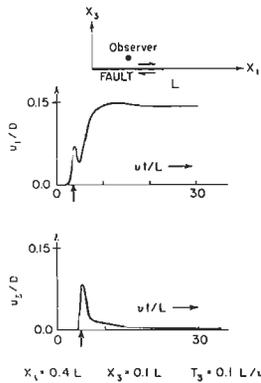


図4 震源極近傍の運動型式

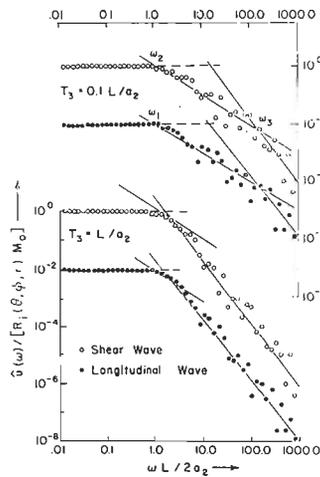


図5 断層から発生する表面波の基本的構造

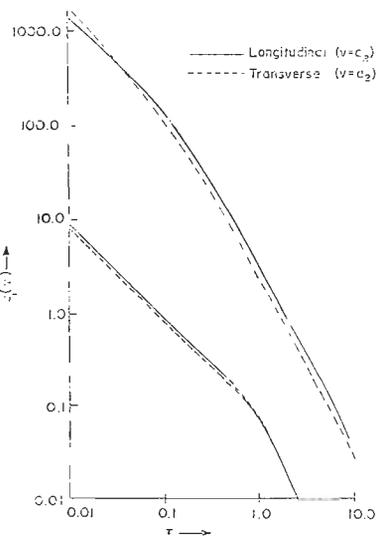


図6 rise time (t) とエネルギー変換度(e1) (Haskell, 1964)

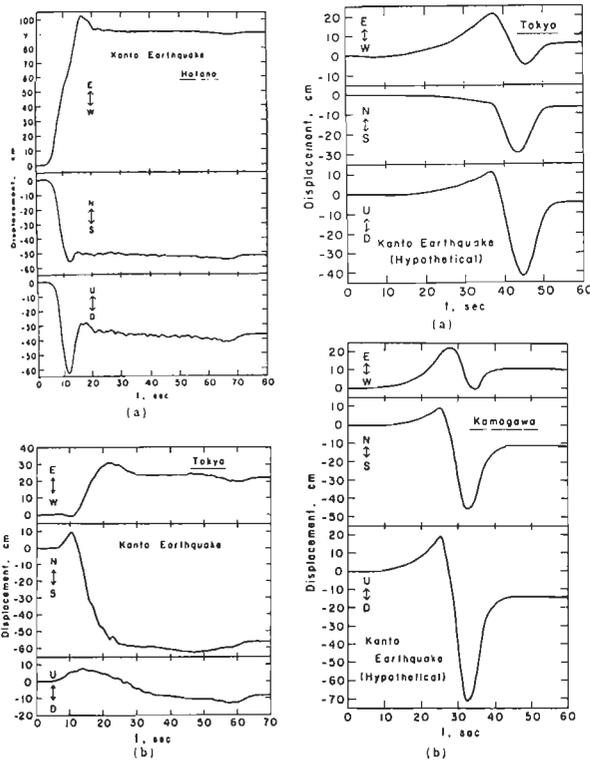


図7 地震シミュレーションの例 (金森・安藤, 1973)

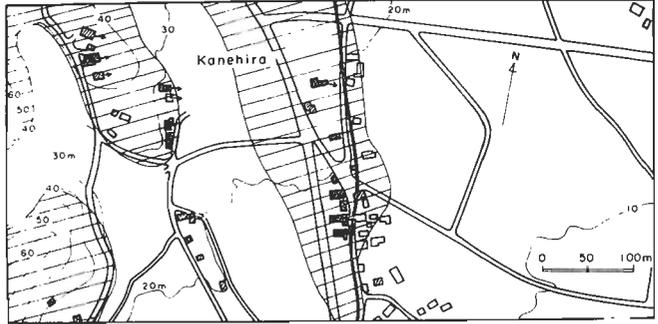


図8 断層線面側の被害

黒 — 全壊 } 家  
 斜線 — 半壊 }  
 白 — 微被害 } 屋  
 斜線部 — 非井積層  
 矢印 — 倒壊方向

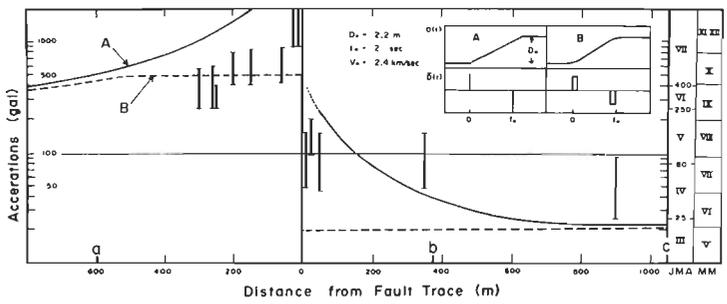


図9 加速度, 曲線は理論値 (安藤・川崎, 1973)

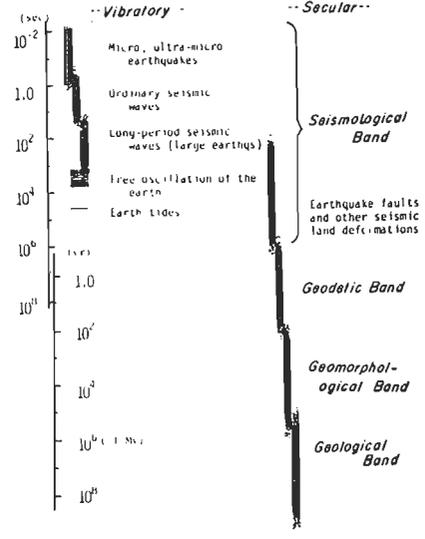
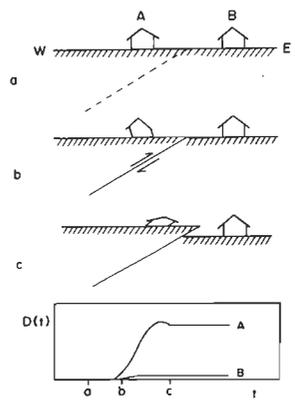


図10 地殻動力学現象のスペクトル



家屋倒壊の模式図

## 2 地震動災害から見たストレンレベル

村松有保

### 1 まえがき

地震動による被害は破壊すべし永久変形と区別された姿があり、とくに地震は地震動と関係が深い。永久変形は歪レベルが塑性領域に入ったことを示し、破壊は脆性を示したことを示している。したがって、地震から地震動のストレンレベルを推定することができよう。また、地震波による地表面のストレンは大体次の関係を満たすと考えよう。すなわち、地震波が  $u = f(x - \beta t)$  と表わされるとき、歪は  $\epsilon \equiv \frac{\partial u}{\partial x}$ 、地震速度は  $v \equiv \frac{\partial u}{\partial t}$  ならば、

$$\epsilon = v/\beta$$

となる。伝播速度  $\beta$  が一定ならば、 $\epsilon$  の値は  $v$  を測定することによって求められる。流動化現象などでは  $\beta$  も突然(ある critical な値で)変化することも知らないので、破壊状態付近の問題は複雑であるが、第一近似として、 $\beta = \text{一定の場合}$  と考えよう。したがって、ここでは大地震動の速度振幅について、とくにその限界値について検討してみる。

さらに、震源は地震の破壊であり、地震前後の測量により、地殻の岩石の歪の限界値はほとんどの場合  $10^{-4}$  程度であることが知られており、また、震源における破壊速度(断層形成速度)とその物質の横波伝播速度との比も  $10^{-4}$  ほど、観測結果に合う断層モデルが作られている。

なお、破壊は一處にとどまらず、ある範囲に拡がり、したがって震源も一處ではなく、ある拡がりを持つたもの、すなわち震源域を形成する。そこでは地震活動があり、余震活動がある。そして、余震活動の地域と震度も異なる地域とはほとんど重なっていないことが分った。

ここでは、地震現象を以上のように整理して、地震と地震動の具体例について検討する。

### 2 震害状況とそれに対する地盤と震源との影響

まず、激しい地震と被害のあった濃尾地震の場合を述べよう。図1は濃尾地震震害域の詳細な震度分布であるが、被害状況の整理の仕方は果によってまちまちで、例えば「住家全壊率」震度分布の全貌を表わすことができない。したがって、地震や震害などの調査結果を照し合せ、表1のような対応表を作りながら図1の震度分布を定めたのである。<sup>1)</sup> さらに、このような震度分布の原因について調べると、第一に図1に示した地震震動が大勢を決めていることが分る。この図は当時追跡された断層と水準測量の結果とを合せて画いたものである。<sup>2)</sup> いかに、図1、図2をよく見ると、震度は岐阜・名古屋を結ぶ断層線より西の方に大きくなつており、地震震動域とのくいちがいが見られる。その原因は地盤の強弱にあると考えられるので、この地域の地下構造を図3に示した。これは名神高速度道路建設のための詳細なボーリング結果に基づいて作られたものである。たとえば、揖斐川北側の地域に限って住家全壊率と沖積層の厚さとの関係を見れば、図4のようになり、沖積層の影響が決定的であったことが分る。<sup>2)</sup> また、当時の報告に、この地帯で貝殻混りの青い泥が噴き出したと記されているが、<sup>3)</sup> ボーリングの結果はその正体も明らかとしたわけである。

図5は濃尾平野全体の沖積層の厚さの分布を示すものであるが、被害程度は必ずしもこれと対応してはいない。しかし、図6のように濃尾平野を断層区画とその他の地域に区分して示すと図7のようになるとりがつく。すなわち、F地帯は断層のために被害大であり、A地帯とB地帯を比べると前者は震源に近いために被害大であったと解釈される。Cは大なる隆起地帯だったけれど沖積層が薄く、地盤が良かったために被害は比較的小かったであろう。<sup>4)</sup> 図8には参考のために東南海地震(1944)の住家全壊率分布と余震分布<sup>6)</sup>を示したが、この場合には被害程度と図5に示した沖積層厚との間に全体として極めて深い関係が認められる。

地震動記録にも地盤の状況と震源の状況とが混り合つて反映している。その例として図9および図10に1968年十勝沖地震と新潟地震の気象庁1倍強震計の各地の記録を並べて示した。68年十勝沖地震については最大余震( $M=7.5$ )の記録も並べて示したが、それぞれ地震とは本震( $M=7.9$ )と余震とは似た周期特性を示している。すなわち、宮古、盛岡、函館等は長い周期の振動波形と共通性があり、その上に各観測点に特有な短周期成分が重なつていゝと見られる。また、酒田では周期3秒程度の振動が大変く、新潟では5秒程度の振動が大変い。この特徴は新潟地震の場合にも明瞭に現われている。福島は両地震とも短周期成分が強く現われている。宮古、盛岡、八戸は新潟地震では振動小さく、68年十勝沖の余震について他地震より小さい。これらの地震は他の地震についても同様の傾向を示している。<sup>7)</sup> これらの特徴はすべて地盤特性として解釈されるものだが、八戸の本震記録は例外的に大きく、その原因も地盤特性に帰することは無理である。原因は次の理由により、おそらく震源にある。図9の68年十勝沖本震の各記録にIと記した所から大きな振動が始まつてゐるが、これは本震の震源の西方100kmおちろ八戸の東方70kmの地震から来た波であることが最早によつて認められた。<sup>8)</sup> すなわち、八戸の近く近くに強力な震源があったのである。この波の発生した時刻は本震の起り始めから45秒後であり、この間の破壊の進行状況はまだ明らかにされていないが、八戸のSMAC型強震計に現われた大振動もおそらくこのI相であろう。SMAC型強震計に絶対時刻が入つて居ればこの事は明らかになったはずである。この地震の震源、余震域、浮波源および震度分布を図11に示した。

上述のように大震動生成の原因は地盤にあることも確かであるが、震源にあることもまた確かである。そこで昭和に入つてからの本州における被害地震について、震度分布と余震分布とを比べてみると図12および図13のようになり、震度6の地域は余震域とはほとんど重なつていゝことが分つた。<sup>9)</sup> 余震の大部分は本震の際の破壊領域に発生すると考えよゝから、耐震設計に於て重層を震度6の地震動は地殻の岩盤の破壊域の真上の振動であるということになり、図12のコースは大まかであるが、10の地震の詳細な震度分布をみると例えは図14のようになり、<sup>10)</sup> 震度6の現象は震度6のコースの中の地下構造の弱線および地形・地質の弱い所に現われていゝようである。

### 3 今までの大地震動の記録と地震動の限界について

図15は有名なEl Centro地震動の加速度記録およびそれを積分した速度と変位の記録である。<sup>11)</sup> 図16はその速度レスポンスである。<sup>12)</sup> 図16の○印は図15から直接読みとつた目立つた振動の周期と振幅であり、これを「地震動の上限」と呼ぶことにする。その下に記入された数字は各振動の振動継続数に相当する。<sup>13)</sup> 図17にはアメリカでとれた強震動 Parkfield sta. 2 と Pacoima Dam の地震動および日本でとれた強震動 松代、新潟および八戸の地震動および不完全ではあるが、関東地震の東京本御および徳尾地震の名古屋武平町の記録から求められた「地震の上限」の値を一括して示した。また、上記地震動の一部を図18に示した。それぞれ振動の振動継続数は構造物のレスポンスに大きく響くけれども、こゝでは地震の限界値を見つことを目的として、上限の値だけに注目する。震度6の記録が未だほとんどとれていない状態では、図17に於ける推測するのは不十分であるけれども、あえて結論的をことを言えば、地震速度30km (周期範囲0.5秒~数秒)程度が入力地震動の限界であり、地殻の上層火成岩や堆積岩の横波速度3km/sec として $10^{-4}$ のストレンで制約されたいゝのではないかと考えらるゝ。

図17のX印(Pacoima Dam)の値が大きいのは地震計が断崖のふちに置かれたためであり、▲印(Parkfield)の値の大きいのは地震断崖の真上( $\Delta=0.2$ km)のためであり、○印(名古屋)は大森の推定値であるが、<sup>14)</sup> 地盤の増幅によつて生じらるゝ。5秒以上のときは長い周期成分については、●印(新潟)の値は流動化以後の振動と考えらるゝことゝが、図9および図10に示されたような新潟の地盤特性が影響してゐることも考えらるゝ。○印(東京)の値はユーイング型地震計に明瞭に記録されて居り、<sup>15)</sup> 固有周期6秒、減衰係数 $\gamma$ という計器特性に問題があるが、今村の記事などからもこの程度のレベルにあつたと考えらるゝ。<sup>16)</sup> 結局、震源域付近の入力地

震波の限界は岩盤のストレシブルを  $10^{-4}$  程度、速度振幅は 0.5 秒以上の周期範囲で  $20 \sim 30 \text{ km/s}$  であり、地表における地形・地質の条件によって 100 km/s くらいまで増幅されることもあるということになるのである。

### 文献

- 1) 村松柳栄：濃尾地震激震域の震度分布および地盤変動，岐阜大学学芸学部研究報告—自然科学— 第3巻第2号（1963），202-224
- 2) 村松柳栄：震度分布と地盤の性質との関係—特に濃尾地方について—，岐阜大学学芸学部研究報告—自然科学— 第2巻第5号（1961）559-569.
- 3) 岐阜測候所：大震報告（1894）.
- 4) 横尾義實他：名古屋地盤図 第1編，コロナ社，（1969）1-72.
- 5) 宮村根三：東海道地震の震度分布（その1），地震研究所年報，第24号（1946），99-134.
- 6) 飯田弘孝，伊神輝：地震の余震体積，地震2，23（1970），321-331.
- 7) 勝又 護：地震動振幅の地盤係数（その2），験震時報 第30巻第4号別冊（1969），1-10.
- 8) 長宗留男：大地震生成の過程，地震2，22（1969），104-114.
- 9) 村松柳栄：烈震域と余震域との関係，昭和47年度地震学会秋季大会講演予稿集（1972）.
- 10) 八坂利助，高谷静馬，一木茂，棚橋嘉一：北丹後大地震実地踏査概況書—報告，験震時報 第3巻第1号（1927）143-168.
- 11) 長橋純男，小林登美：地震動の強さを評価する簡単な尺度としての地震動最大振幅，日本建築学会論文報告集 第18巻（1971），15-22.
- 12) A. S. Valetsos, M. M. Newmark : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc. IIWCEE, 1960.
- 13) 村松柳栄：地震危険度，地震2，20 特集号「日本の地震学の概観」，（1967）281-289.
- 14) 大森房吉：明治24年10月28日濃尾大地震に関する調査，震災予防調査会報告 第28号（1899），79-99.
- 15) 那須信治：烈震震の地動（2），建築技術，1971年5月号.
- 16) 今村明徳：関東大地震調査報告，震災予防調査会報告 第6号（甲）（1925），21-140.

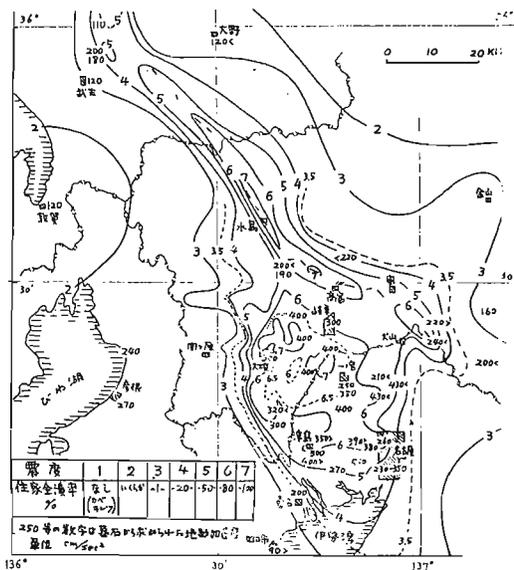


図1 濃尾地震激震域の震度分布

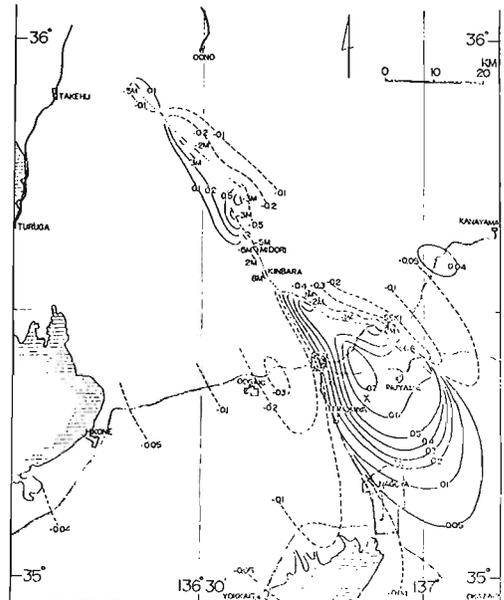


図2 濃尾地震の地震の震動(単位:振幅, 単位:m)

Table 1. Seismic intensity scale

地震観測所 (Modified O)	1	2	3	4	5	6	7
最大震度階 (OIS)	2~3	3~4	4~5	5~5.5	5.5~6	6~6.5	6.5~7
堤防	いづらか	~50間	50	100	200	~1000	潰滅
平地道路	なし	~10間	~50	50	100	~400	擾乱甚
田畑・宅地	なし	いづらか 1畝	~50間 1反	50	100間 1町	数10町	同上
山地道路	なし	~20間 ~10反	~50	50	100	数10町	同上
断層・線	なし	なし	なし	なし	いづらか	ヤリ著	著
井泉異常	いづらか	相当	大抵	大抵	著	極めて著	大異常
住家全壊率 (但し震源地方)	0 (屋敷 平屋)	0% <	~1%	~20	~50	~80	~100
地動加速度	~120	~200	~260	~320	~400	~500	~700
気象庁震度階	V		VI		VI		VI

備考：長さ：1間=1.82m, 1町=60間=100m, 1尺=1/6間=0.3m, 1丈=10尺, 1寸=0.1尺  
面積：1町=100㎡, 1反=0.1町, 1畝=0.1反=30歩, 1歩=1間<sup>2</sup>

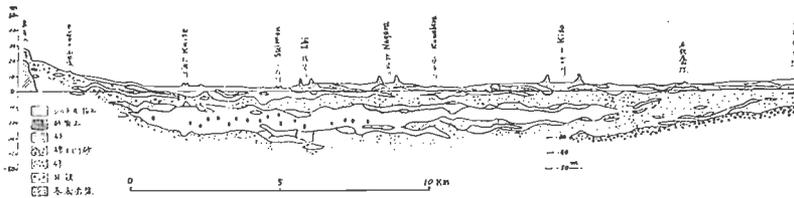


図3 相模湾沖の地質断面図 (宮市南側~大町山~櫻ヶ原)  
相模湾沖の地質断面図 (相模湾沖~大町山~櫻ヶ原) 相模湾沖の地質断面図 (相模湾沖~大町山~櫻ヶ原)

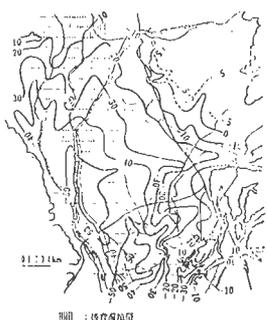


図5 震地平野沖積層界断面図 (A: P, B: Q, C: R)

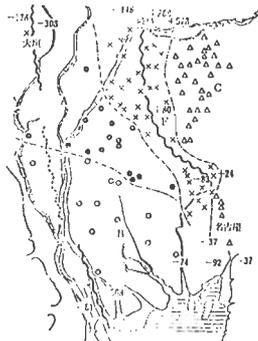


図6 相模川以南の震地地質による震源地の形成分析

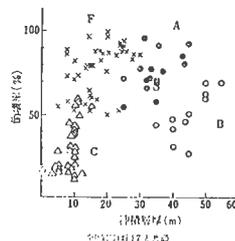


図7 震度と距離による震源地の形成分析

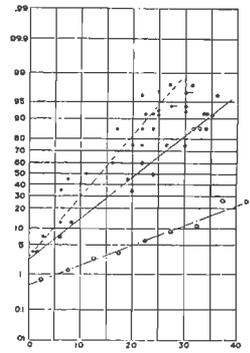


図8 相模湾沖の住家全壊率 (震源地方) 震度階別 (震源地方) 震度階別 (震源地方) 震度階別 (震源地方)

図9 住家全壊率と震源地の厚さとの関係

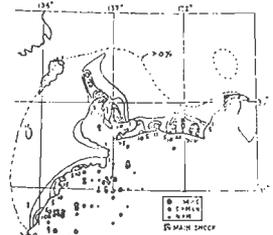


図10 相模湾沖の住家全壊率 (震源地方) 震度階別 (震源地方) 震度階別 (震源地方) 震度階別 (震源地方)

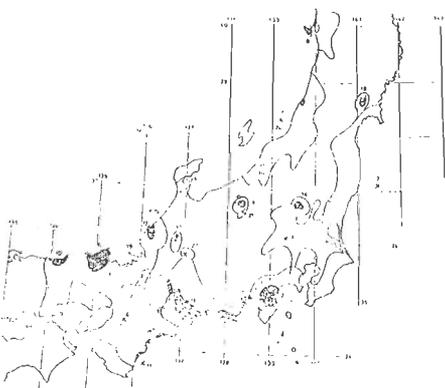


図12 震地地質の震度6および5の領域

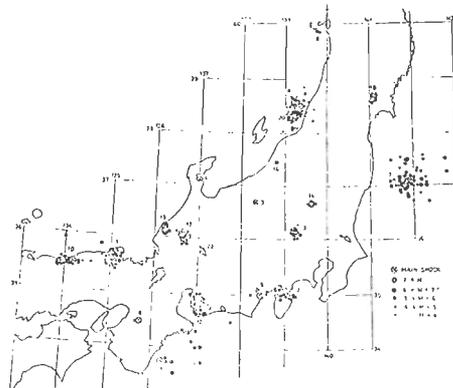
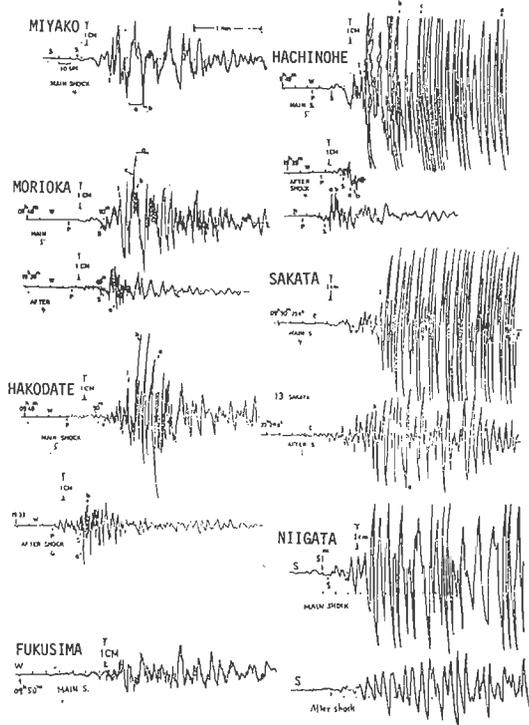
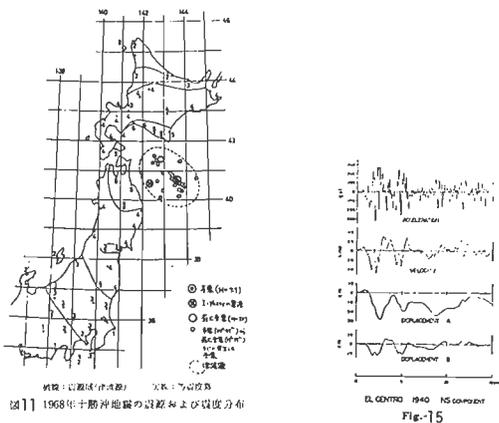


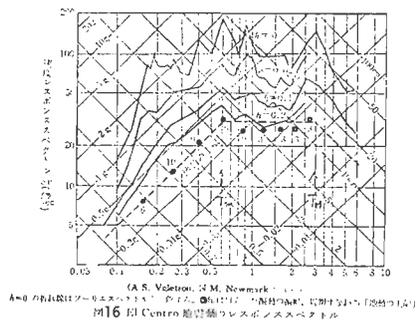
図13 震地地質の震度6領域



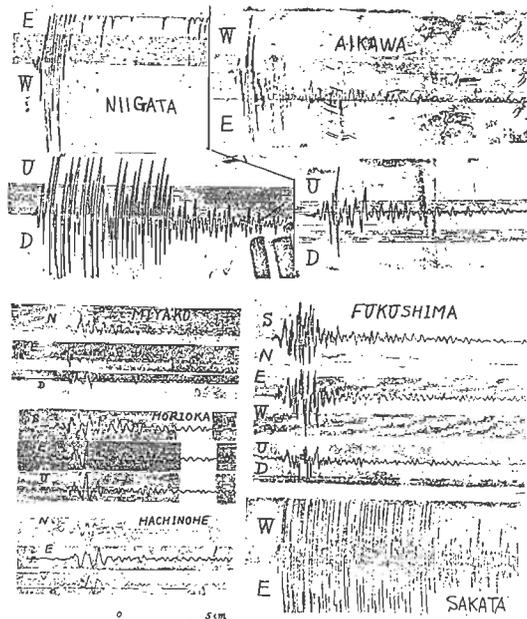
149 1968年1年新発地帯の気象庁観測所1位強震計による記録



151 1968年十勝沖地震の震源および震度分布



156 1968年十勝沖地震の震源および震度分布



150 1964年新発地帯の気象庁観測所1位強震計による記録 (2000cm/sec)

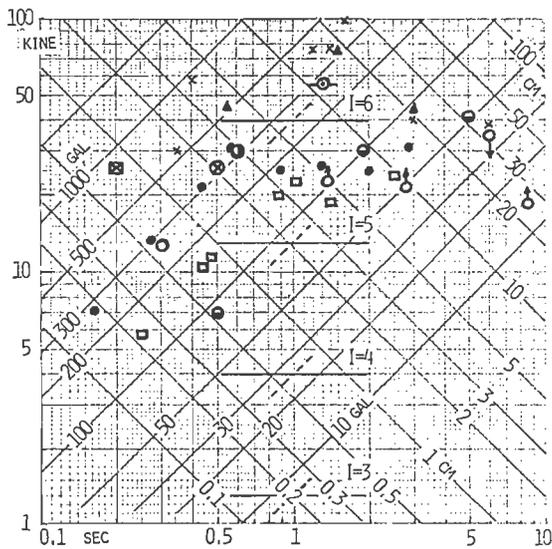


FIG. 17 UPPER BOUNDARY OF EARTHQUAKE GROUND MOTION

- MATSUSHIRO (1955.5.28) I=5, M=4.9
- NIIGATA (1954.2.16) 5, 7.5
- HACHINOHE (1954.7.16) 5, 7.0
- JAGOYA (1891.10.28) 6, 8.0
- TOKYO (1923.9.1) 6, 7.6
- EL CENTRO (1940.2.18) (5), 6.9
- ▲ PARKFIELD (1966.6.27) (6), 5.6
- × Pacoima Dam (1971.2.9) (6), 6.6
- STRENGTH OF SHAC-B2
- ⊙ STRENGTH OF JMA-STROKING SEISMO-METER

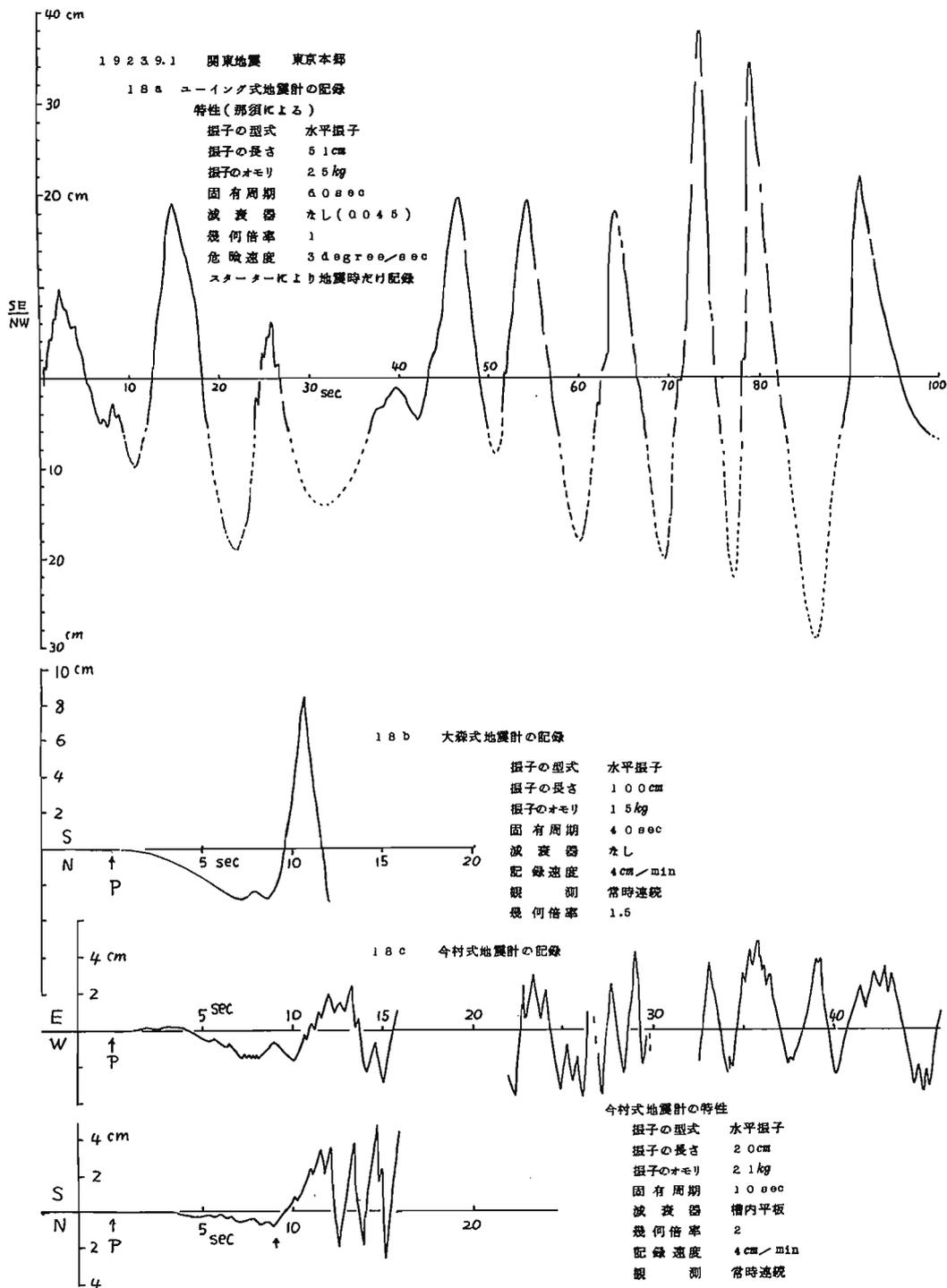


図 18 関東地震(1923), 東京・本郷の記録, 18a ユーイング式(原記象は円盤記録), 18b 大森式, 18c 今村式, 大森式, 今村式ともに原記象は時間が短い。計器定数は凡て那須による。

岐阜大学教授

### 3 破壊領域と地震波の特性

工藤 一 嘉

1. はじめに 地震動による地盤災害の研究は、種々の角度から行なわれている。その中で、筆者は人工地震を利用する立場から地盤の震動に關して考察したいと考える。人工地震を利用することは、自然地震の観測結果を解析し検討すること、室内実験の結果に基づくアプローチの仕方との丁度中間的位置にあると言える。つまり自然地震では解析に供しうる記録をとる事自体に長期間観測が必要で、解析にあたっては震源、および録録等が正確には把握されないため一般化することが中々困難であり、また室内実験の結果は実際問題とは多少距離があるという難点があげられるが、人工地震による解析は上記の難点を多少カバー出来る。しかし一方では自然地震のもつ性質は幅広く、人工地震ではその全てを出すことが出来ず、解析結果も室内実験程の精度はないという難点もある。しかしこれらの難点を除去していく中から逆に人工地震を利用した研究の有効性も出てくるものと考えられる。

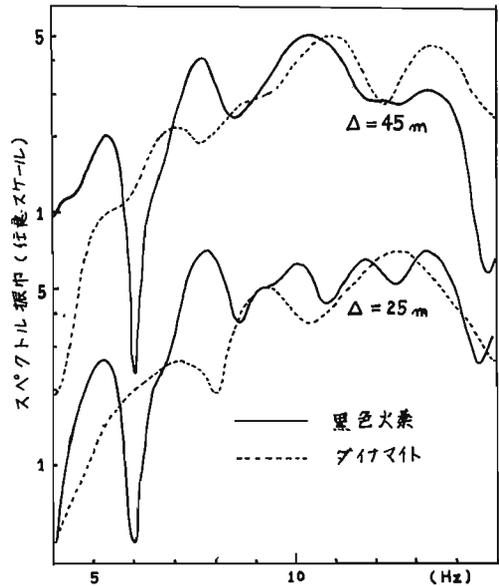
従来人工地震は主として物理探査に用いられ、建設工学においても地盤調査に数多く利用されてきた。一方、人工地震波を構造物への入力波として考え、地盤と構造物の相互作用についての実験、解析も行なわれている。この時の重要な点は、人工地震が自然地震のもつ一般性をどれだけ共有しているかという事にある。太田<sup>1)</sup>はこの自然地震のもつ一般性を最大動(加速度)、周期、継続時間の3要素に単純化して考察している。ここでは最大動(ストレンレベルと読みかえる)と周期の問題を別の角度からながめてみたい。まず周期の問題として、震源コントロールを考え、ストレンレベルの問題としては、火薬爆発によって地盤をどれだけ範囲に物質構成上の変化を与え得るかを検討する。

2. 人工震源によって発生する波の周期について 単純火薬爆発によって生ずる実体波の周期(T)は薬量(W)との間には経験的に次のような関係がある。

$$T \propto W^n \quad (n = 0.3 \sim 0.6)$$

また表面波の周期は薬量の他に地下構造に大きく依存する。一般的には火薬爆発による人工震源から観測される波はP波を主体としたものになる。しかし震源を極く地表近くにしたら波、表面波を強調させる研究も行なわれている。自然地震での最大動を与える部分から波であることから、この種の研究が重要視される所以である。Shima and Ohta<sup>2)</sup>は火薬爆発と板叩き法を利用したS波発生装置を考案した。いわゆる板叩き法では安定した波を発生させるのが人力に依るため、自然地震に匹敵する程の震動を起すことは望むべくもない。火薬爆発の力を利用すればより大きい震動を起すことは原理的に可能である。但し現在まで試作された装置は移動可能性を強調しているため大きい震動を起すには無理がある。

ところで、自然地震の性質に人工地震を近づけるさらには一つの要素として低周波を発生させる努力が必要である。震源の波動周期を支配する要素として震源時間関数、空間関数がある。S波発生装置を適当に大きなものにすれば空間関数が大きくなり、低周波の波を発生させることが可能であろう。また時間関数を変えることに関しては、爆速を変化さ



オ1図

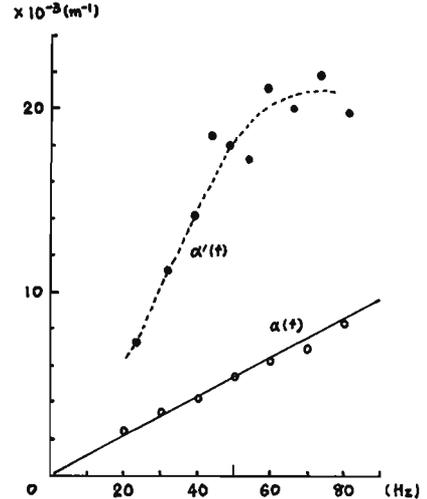
せることによってその可能性に着目し、実験を行なった結果、波動振中にも十分影響し得ることが分った。実験は比較的容易に手に入るダイナマイトと黒色火薬を用いた。ダイナマイトと黒色火薬の爆速はそれぞれ約6%と40%で、約1桁の差がある。それぞれによって得られた波動のフーリエ分析の結果をオ1図に示す。解析した波の主要部分にはLove波であり、S波そのものの卓越周波数はさらに高い部分にあり、自然地震の性質に近づけることは仲間困難である。しかし黒色火薬より爆速の小さいもの(極端にはロケット燃料)もあり、自然地震に近づける可能性が開ざされた訳ではない。

3. 地震波の減衰 地球を構成している物質は多かれ少なかれ弾性と非弾性的性質をもっている。我々の黒層の問題である軟弱地盤を構成する物質は特に非弾性的性質が強い。一般に非弾性と言えれば非線型も含まれるが、ここでは線型に限って報告する。構成物質が弾性の他に粘性等の性質をもっていれば、そこを伝わる波は必ず減衰効果を受ける。

$$u = A \exp(-\alpha(f)z) \cdot \cos(kz - \omega t)$$

但し、 $\alpha(f)$ は減衰係数、 $k, \omega$ は波数及び角周波数を表わす。この $\alpha(f)$ と、物質中での振動が1周期する間に消費されるエネルギーと全エネルギーとの比で定義されるQとの間には $-Q = \pi f / C \cdot \alpha(f)$ という関係がある(但しCは位相速度)。Qあるいは $\alpha(f)$ の周波数依存性の様子によって地盤の振動性状に大きな影響を与える。人工地震によって得られた結果にすればQはほぼ周波数に依存することなく $\{5 \sim 20\}$ の値をとる(嶋・工藤<sup>3)</sup>)。軟弱層を対象として、自然地震を使ってQを求めた例は非常に少なく、振中が大きくなった時や低周波の場合にどのような値を示すかきだかではない。但し室内実験での結果を考慮すれば、大きなストレインでは明らかに非線型性が示されており、地盤災害をもたらすような地震の時、人工地震で得た結果と同じであるとは考え難い。

4. 破壊領域と地震波の特性 人工地震を使って、小さなストレインから地盤の破壊に到る程のストレインレベルまで連続した観察が出来れば地震動被害の研究にとっては大変有効である。しかし実験場、薬量制限等の問題のためこの種の実験は実現していない。そこで、一つの足がかりとして、スケールは小さいが火薬爆発によって人工的な破壊領域を作り、そこを通過する波の変化を見ることがよって、破壊領域の大きさ、その状態等を探ろうとして実験を試みた。一つの実験場においては主としてP波を用いて解析を行なったが、P波が変化を受ける程度の破壊領域は、5kgの火薬(ニトラトロン)で半径約5m程度であり、速度は約5割減となり、減衰係数はオ2図に示す如くになった。他一つの実験場では主としてS波、Love波に着目したが、P波の波長が大きいことも影響しているが、P波に比べてLove波が変化させられる領域の方が数割大きい。また最も破壊度の高いと思われる爆発点直傍で、そこを通過するLove波の振中がかなり大きくなっている。このことは表面の速度が破壊によって小さくされたのだから当然であるが、破壊的な大地震を考える時、S波がオ1次の破壊をもたらすとすれば、その後続くLove波(あるいはRayleigh波)の役割を十分検討しなければならぬことを示唆していると思われる。



オ2図

#### 参考文献

- 1) 太田 裕, 地震波動と地震工学-2,3の問題, 震探会報, 57, 1971.
- 2) Shima, Okta, Experimental Study on Generation and Propagation of S-waves I, Bull. Earth. Res. Inst., 45, 1967.
- 3) 嶋, 工藤, 軟弱な地層におけるS波の減衰, 日本地震工学シンポ, 1970. 東京大学地震研究所助子

## 4-1 常時微動と地震動の周期特性の比較

田中貞二\*

### 1. はじめに

常時微動と地震動の周期特性の比較は、微動研究の初期から多くの研究者によってとりあげられてきた問題である。言うまでもないが、常時微動と地震動は、その発生機構において本質的な違いがあり、発生源における波動のスペクトル構造の相違のほか、地盤内における波動の伝播形式も互に複雑であるから両者の間の対応関係を明らかにすることは容易ではない。

加速度記録を使って、常時微動と比較的小さい地震動の卓越周期との関係を、種々の地盤についてしらべた結果<sup>1)</sup>によれば、個々の地盤の卓越周期と常時微動のそれは必ずしも一致しないが、数多くの地震についての卓越周期の頻度分布は、その場所の常時微動の周期頻度分布とよく一致することが示されている。比較的加速度の小さい地震動に関するこのような関係が強震動に対しても適用されるか否かは、常時微動の工学的利用の立場からみて極めて重要な問題である。

地盤内に生ずる strain level について比較すると、大雑把に言って常時微動が  $10^{-7} \sim 10^{-6}$  程度であるのに対して、強震動では  $10^{-3} \sim 10^{-2}$  に達することが推定され、当然地盤の非線形性による周期特性の変化が予想される。アメリカの強震計記録を使い、周期頻度曲線の方法によって常時微動との比較を行なった結果<sup>2)</sup>では両者の間にかなり良い一致性のあることが見出されている。

わが国においても、SMAO 強震計の記録が次第に蓄積され、観測点によってはかなりの数の記録が利用できる状態になってきた現在、常時微動と地震動、特に強震動との周期特性の比較を改めて行なうことを企てた。ここでは、これまでに解析の進んだ 2、3 の観測点について概要を報告する。

### 2. 強震計記録による比較結果

地盤の周期特性が比較的単純で、かつ加速度の大きい記録が多数得られている観測点として、釧路気象台と宮古港を選び、それぞれ約 10 ケの地震の水平動 2 成分についてフーリエスペクトル解析を行なった。この場合、地震動の大きさによる

表-1 釧路気象台

を強調する目的で、解析区間は主要動部分の 10 sec 間とし、SMAO リーダーを用い、サンプリング間隔 0.02 sec の数値記録を作った。ただし、宮古については一節港湾技研から公表されている数値記録を利用した。

地震名	年月日	震央位置	M	最大加速度 (gal)		卓越周期 (sec)	
				NS	EW	NS	EW
52	1961 11 15	北海道南西部	6.9	81	91	0.25	0.26
58	1962 2 21	北海道南西沖	-	86	133	0.27	0.27
61	" 4 23	"	7.0	241	282	0.27	0.34
66	" 7 18	釧路沖	-	75	60	0.28	0.29
91	1964 5 31	根室南西沖	6.7	44	89	0.27	0.29
95	" 6 23	根室北東沖	-	105	82	0.29	0.30
124	1965 10 26	エトロフ島沖	-	147	86	0.31	0.31
177	1967 9 19	釧路沖	-	116	86	0.26	0.28
183	" 11 4	北海道東方沖	6.5	190	232	0.25	0.23
500	1971 8 2	襟裳岬沖	7.0	197	155	0.25	0.26
-	1973 6 17	根室半島南東沖	7.2	113	105	0.26	0.25
-	" " 24	"	7.	89	97	0.23	0.25

(1) 釧路気象台

解析した地震は表-1に示す12ヶで、最大加速度は40~280 galである。スペクトル解析の結果は方向成分毎にまとめ 図-1に示した。ここでは個々の地震によるスペクトル曲線の違いを見易くするため対数グラフを用いた。これらのスペクトルを比較すると、各地震とも0.3 sec付近の周期に共通したpeakをもつが、0.5 sec以上の周期範囲におけるスペクトルの形は地震による違いが著しい。0.3 sec付近のpeakもその尖鋭度はまちまちで、卓越周期の決定は容易ではないが、概略の値を求めて表-1中に示した。

これら卓越周期の値は0.23~0.34 secの広い範囲にばらついているが、地震のマグニチュードや震央距離、あ

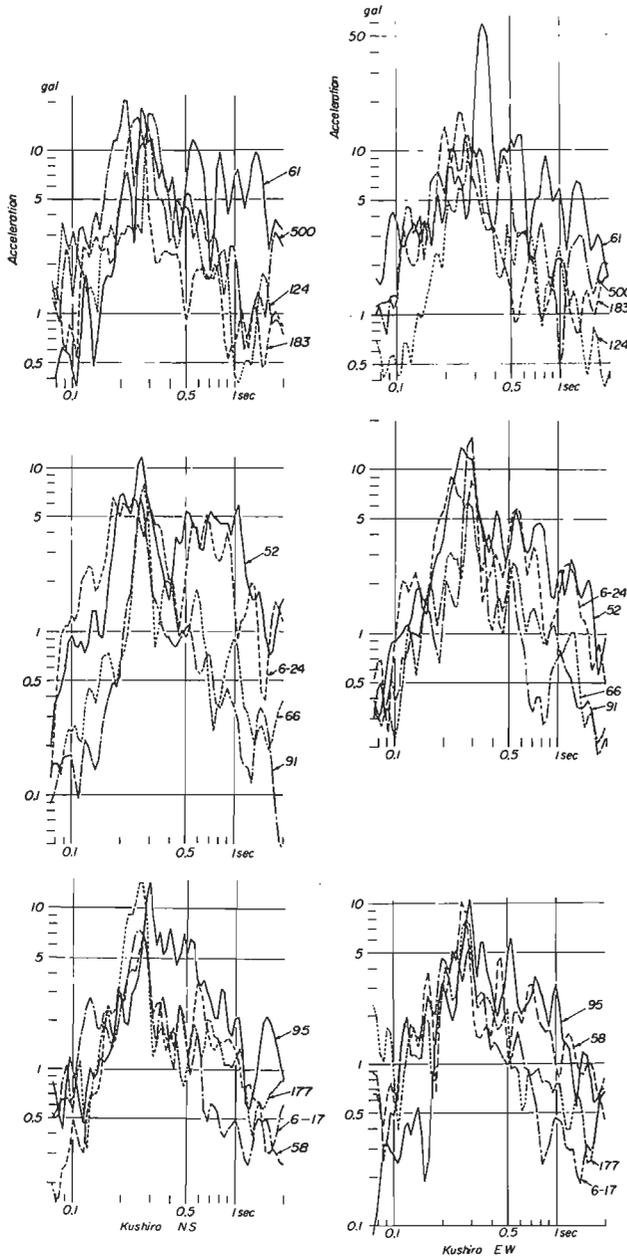


図-1 地震動のフーリエ加速度スペクトル、釧路

るいは加速度の大きさととの間に意味のある関係は認められない。1962年4月23日の地震は最も大きく、最大速度は10~15 kine、推定される地盤表面の最大 strainは $1 \times 10^{-3}$ 程度である。卓越周期はE W成分で特に大きい、NS成分は小さいことから地盤の非線形性によるものとは考え難い。

したがって個々の地震のスペクトルの相違は、基礎への入射波のもつスペクトル構造のちがいでよるものと考え、多数の地震に対してスペクトルの平均操作を行えば、地盤固有の周期特性が引き出されるものと期待される。このような考えから方向別の平均スペクトルを求めると図-2のようになる。この場合それぞれのスペクトルは、スペクトル振巾の最大値で正規化したのち平均をとった。図-2において特に方向性はみられないので全体の平均スペクトルを求め、標準偏差と共に図-3に示した。平均スペクトルは0.28 secに明瞭なpeakをもつかなり滑らかな曲線となっている。

一方、釧路気象台(旧SMAO位置)に

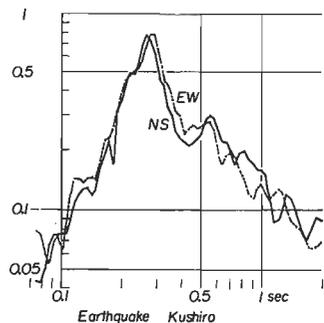


図-2 地震動の平均スペクトル、釧路

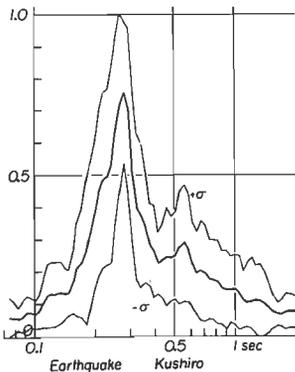


図-3 地震動の平均スペクトル、釧路

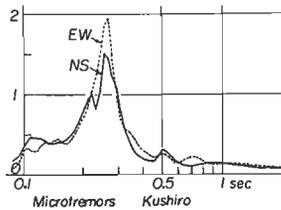


図-4 常時微動の速度スペクトル、釧路

(2) 宮古港

表-2に解析した地震と各記録の最大加速度を示す。最大加速度は30~120 galである。各記録に対するスペクトルを図-5に示す。それぞれの地震のスペクトルは比較的相似性が高く、卓越周期も0.16~0.21 secの範囲内にある。最も大きい地震動に対して地盤内の最大 strain は  $10^{-4}$  の order と推定される。方向別の平均スペクトルを図-6に、全体についての平均スペクトルを図-7に示す。平均スペクトルは peak の付近で巾をもつが中心値をとると約0.18 secとなる。

同じ場所における常時微動の速度スペクトルは図-8に示すとおりで、卓越周期は0.16~0.17 secにあり地震動のそれに比べて約10%小さい。

おける常時微動(北大酒井研究室測定)の速度スペクトルは図-4に示すとおりである。NS、EWの両成分ともスペクトルの形は地震動の平均スペクトルとよく似ており、卓越周期は0.26 secで地震動のそれより約10%小さい値を示す。常時微動の解析は、解析区間の長さを120 secとし、遮断周波数10 Hzの high-cut フィルターを通して、0.04 secのサンプリング間隔で数値化したのちパワースペクトルを求め、その平方根をとって速度スペクトルとした。この場合、自己相関関数の長さは標本記録の5%にとった。

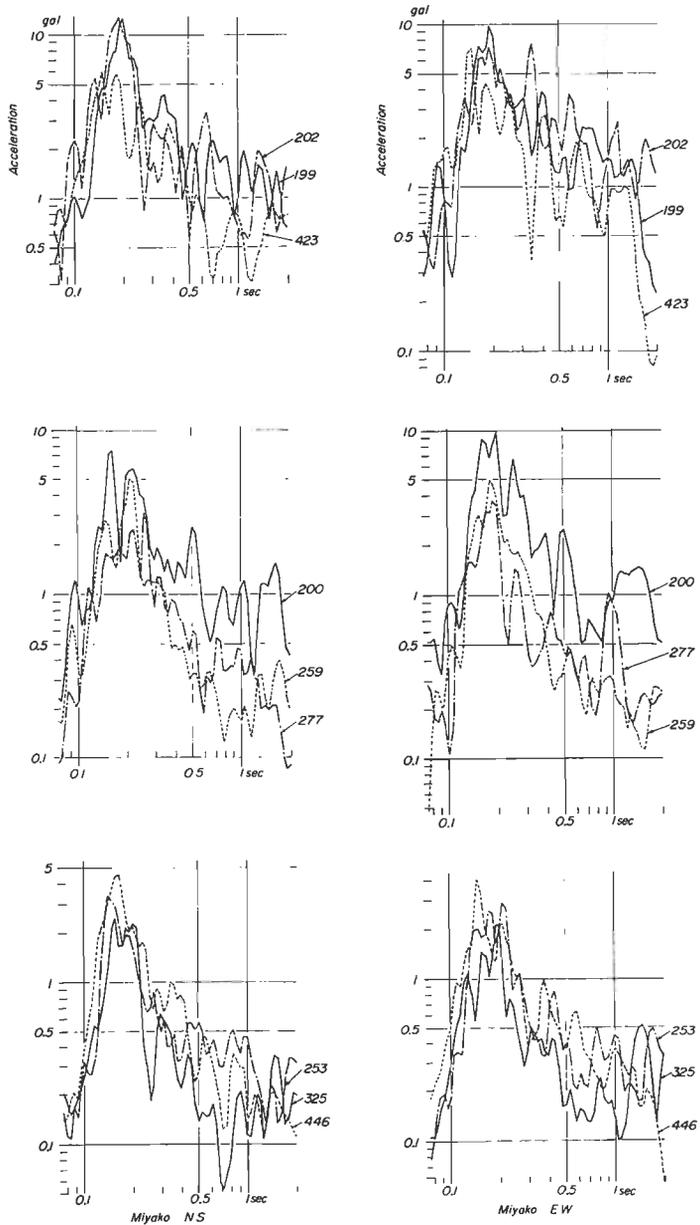


図-5 地震動のフーリエ加速度スペクトル、宮古

表-2 宮古港

地震年	年月日	震央位置	M	最大加速度 (gal)		卓越周期 (sec)	
				NS	EW	NS	EW
199	1968 5 16	本州東方沖	7.9	118	95	0.20	0.19
200	" " "	青森県東方沖	7.5	91	75	0.18	0.18
202	" 6 12	岩手県沖	7.2	112	96	0.19	0.19
253	1969 5 17	青森県東方沖	5.9	34	42	0.16	0.18
259	" 5 23	岩手県東方沖	6.3	60	55	0.19	0.21
277	" 6 13	岩手県沖	6.1	51	36	0.18	—
325	" 11 14	"	6.0	51	33	0.18	0.18
423	1970 4 1	岩手県沿岸	—	118	87	0.16	0.16
446	" 9 14	宮城県沖	6.2	39	31	0.16	0.17

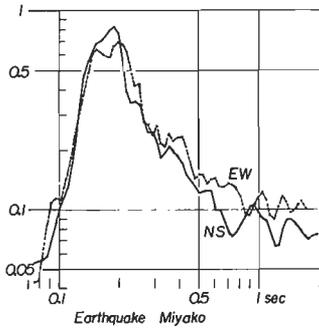


図-6 地震動の平均スペクトル、宮古

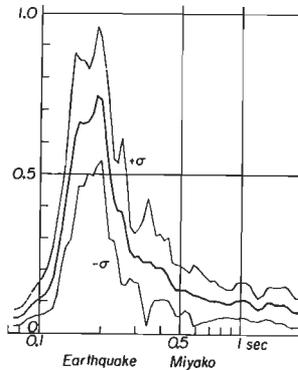


図-7 地震動の平均スペクトル、宮古

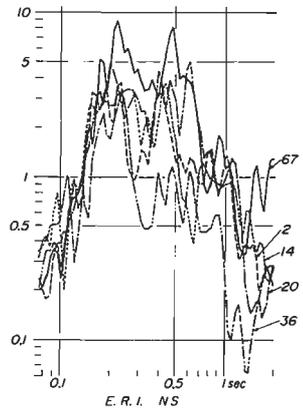
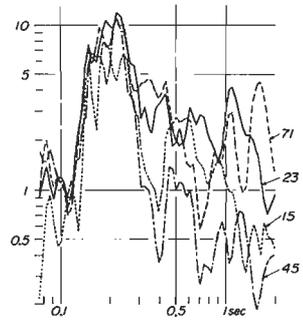
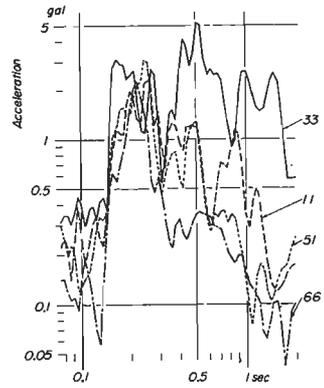


図-9 地震動のフーリエ加速度スペクトル

3、やや小さい地震動記録による比較

次に、やや小さい地震動の観測記録を使って同様な比較を行った例を示す。観測点は東大地震研究所構内の地表で、SMAO 強震計と並設してある TUS 型加速度計による記録である。解析した地震は表-3 に示す 13 ケで、最大加速度は 4 ~ 110 gal のものである。各地震に対するスペクトルを図-9 に示す。0.2 sec 前後の peak はほぼ共通して現われているが、一般に地震によるスペクトルの相違は大きい。図-10 および図-11 にそれぞれ方向別および全体についての平均スペクトルを示す。図-11 の平均スペクトルは意外に滑らかで 0.21 sec の明瞭な peak のほか、約 0.43 sec に第 2 の peak がみられる。図-12 は同じ場所で測定した常時微動のスペクトル (NS 方向、12 ケの記録の平均) で同様に 2 つの peak をもち、その周期はそれぞれ 0.19 sec および 0.37 sec で地震動の平均スペクトルに比べて 1.0 ~ 1.5 倍小さい値を示す。

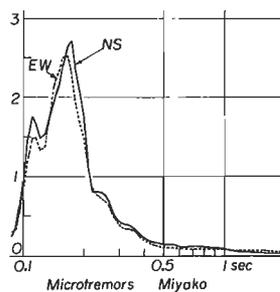


図-8 常時微動の速度スペクトル宮古

4、常時微動スペクトルの時間的变化

前述のように、地震動のスペクトルは個々の地震による相違がかなり大きい、常時微動もまた測定条件、特に測定時刻によるスペクトルの変化は少くないことが知られている。われわれが、かつていくつかの場所で行なった常時微動の 24 時間観測の結果によれば、卓越周期の値は 1 日の平均値に対して 1.0 ~ 1.5 倍の変動

表-3 東大震研(地表)

地震系	年月日	震央位置	M	最大加速度	
				N S	E W
2	1967 8 3	茨城県南西部	4.5	7.7	8.8
11	" 11 10	千葉県中部	-	29.6	28.6
14	1968 1 18	千葉県北部	-	10.5	12.7
15	" " 23	"	-	21.5	25.3
20	" 2 28	千葉県北西部	3.4	9.6	14.0
23	" 3 7	千葉県中部	5.1	28.8	15.9
33	" 7 1	埼玉県中部	6.1	11.2	10.1
36	" " 4	"	4.1	4.2	7.9
45	" 8 8	茨城県沖	5.6	16.2	16.5
51	" 10 8	千葉県中部	-	61.4	62.4
66	1970 9 30	神奈川県東部	4.8	50.9	26.4
67	1971 7 23	山梨県東部	5.3	14.5	16.4
71	1972 2 29	八丈島東方沖	-	15.6	17.0

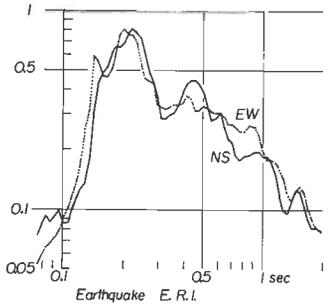
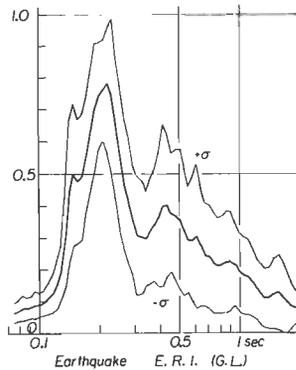
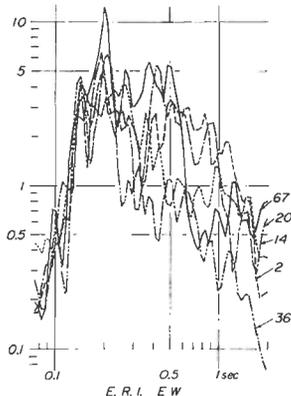
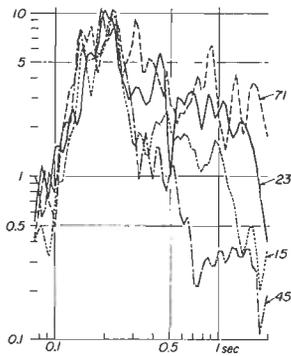
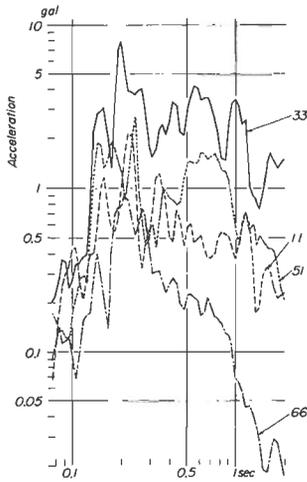


図-10 地震動の平均スペクトル、震研

図-11 地震動の平均スペクトル、震研

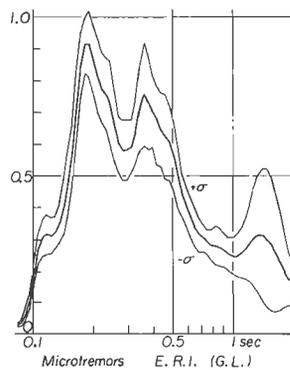


図-12 常時微動の速度スペクトル 震研

が認められた。図-13は地震研究所(地表)における最近の測定例で、2時間写のスペクトルを示したものである。第1のpeakでは周期の値は0.17 secから0.21 secまで、平均値に対して約1.0倍の変動であるが、第2のpeakでは0.33~0.46 secと大きく平均値に対する変動率は第1のpeakの約2倍となっている。このように、常時微動のスペクトル、およびその卓越周期

はこの程度の変動巾をもつものとして理解すべきことは言うまでもない。

5. まとめ

今回取扱った3ヶ所の地震観測点のうち、釧路気象台および地震研究所は実測により、また宮古についてはN値との関係から地中のs波速度分布が求められており、重複反射理論に基いた地盤の伝達関数が計算されている。各観測点における地盤の卓越周期の計算値と地震動および常時微動が求められたそれとを比較すると表-4のようになる。

表-4 卓越周期(sec)の比較

観測点	地震動	常時微動	伝達関数
釧路気象台	0.28	0.26	0.20~0.25 <sup>3)</sup>
宮古港	0.18	0.16	0.21 <sup>4)</sup>
地震研究所	0.21	0.19	0.20 <sup>5)</sup>

従来の研究結果および今回の比較結果から常時微動と地震動の周期特性について次のことが言えるであろう。

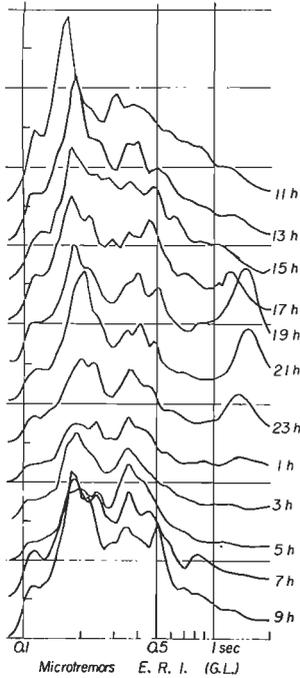


図-13 常時微動スペクトルの時間的变化(震研)

地震動の加速度スペクトルは個々の地震による相違が大きく、必ずしも常時微動のスペクトルと一致しない。しかし多数の地震についての平均スペクトルは地盤の周期特性をかなり良く反映したものとなり、常時微動の速度スペクトルとよく対応する。また、常時微動のスペクトルも時間的変動が比較的大きいことを考慮すると、常時微動と地震動の卓越周期の比較における10~15%程度の相違は問題にできないものと思われる。

今後は地盤特性の複雑な他の観測点についても、同様な比較を行なう予定である。

なお、今回の仕事は地震研究所の森下利三講師および吉沢静代助手との共同研究の1部として行なわれたものである。

文献

- 1 K. Kanai and T. Tanaka, On Microtremors. VIII, Bull. Earthq. Res. Inst., 39 (1961), 97.
- 2 K. Kanai, On the Spectrum of Strong Earthquake Motions, Bull. Earthq. Res. Inst., 40 (1962), 71.
- 3 大沢胖(代表者)、広尾沖地震における釧路の強震記録と構造物の被害について、昭和44年3月
- 4 土田壱・上部達生、地震における強震記録より推定した基盤の地震動の特性、港湾技研報告11巻4号(1972)
- 5 T. Tanaka, S. Yoshizawa, T. Morishita, K. Osada and Y. Osawa, Observation and Analysis of Underground Earthquake Motions, Proc. 5 WCEE (1973)

## 4-2 常時微動と地震動の特性比較.

角田 智彦\*

### 1. まえがき.

今回報告する内容は直接的にストレン・レベルを対象にした観測方法ではなく、通常に行われている建物入力地震動の性質を知ろうとして計画、実施された地震観測結果にもとずいたものである。従って洪播層上面を基盤としてそれから上層の動的性質を得るためにS波速度、常時微動、地震動などの測定や観測結果から話題を提供しようと思う。

さて一般に建築の分野で地震動におけるストレン・レベルの認識の度合は工賃問題などに較べて低く、従来よりもうあわせている知識としては“地盤が破壊を起すことなく変形できる歪の限度は $10^{-4}$ 程度であろう”と云うことではなからうか。これは云いかえると地盤には $10^{-4}$ 以上の歪が生じるとそのまゝの状態に耐えることができず断層や亀裂などを生じることが意味している。然し最近この方面の研究が進み入力地震動の予測などに関して工賃の動的性質(最大歪度や減衰)を考慮するようになった。

なおこれらの研究内容については他の発表者にゆづることにして、以下に紹介する内容では静的問題に較べてはるかに低いストレン・レベルでも問題になる地震動を測定結果から振動周期と加速度レベルの面から検討してみた。

### 2. 地盤概要.

当該地盤は東京都内港区の台地で表-1に示すように地上より粘土質の表層、以下砂礫層、土丹層(固結シルト)と続いている。なお表中( )内は推定数値であり特に深度(282.85M)は後述する長周期に対する推定基盤深さで多少分に問題を含んでいる。

地盤の動的調査としては弾性波試験、常時微動測定を行った。常時微動測定は後述するとしてここでは弾性波試験結果について説明する。試験は屈折法と検層法を併用し、地表附近4M以内は屈折法の結果をそれ以上は検層法による。土丹層が浅いのが特徴であるがS波速度の値は表層粘土層で70~180%、砂礫層で400%、土丹層で約700%とごく常識的な数値を示しており東京山手の代表的地盤と考えてさし

かえないだろう。P波速度もほぼ地盤構成を反映してそれへの地盤で360%、24%、2.4%を得た。これらの数値をもとに求めた剛性率、弾性率も表-1に示しておいたがこれらは砂礫層を界として大きく異なる。

### 3. 常時微動測定.

常時微動の測定は地表と地中で測定計器を区別した。特に1.0~5.0秒付近の周期成分を確認する意味で地表では長周期変位計(固有周期5.0秒)を使用した。

3.1 周期特性. 表-1に測定した深さを示しておいた。これらは地中観測で加速度型地中地震計を用いた。地震計の固有振動数は $8.0\text{Hz}$ で加速度比例電圧出力型である。測定された常時微動の周期特性は図-1の如く $L$ 成分には0.1秒から0.3秒にわたる短周期成分が卓越しこれは前出のS波速度より求めた地盤モデルの表層1次周期とよく一致する。また-1.8Mと-26.5M成分のスペクトルはほぼ相似であり地表に現われた短周期のピークは認め難い。1.0秒より長周期の成分については測定が加速度記録であるためレベルが低く同様にピークは不分明である。

一方、地表における測定結果を図-2に示すがこの場合5秒の変位計で測定したため表層の0.3秒前後のピークの他に1.3~1.5秒にもピークが認められた。この長周期成分はごく表層のみの影響によるものであろう。波の性質として、より深層を基盤とする垂直上昇波なのか表面波の要素の強い成分(膨動)なのかは今回の調査では検討していない。但し前者の立場に立って深さを仮定してみると前述の如く-282.85Mとなる。

3.2 振中特性. 表-2に絶対振中値および-26.5Mに対する上方測定の振中値の比を示しておいた。これは測定記録波中の最大振中を読み取り計算した。特に地中の加速度レベルは低く地震動における値の約 $1/10 \sim 1/100$ の値である。また-26.5Mを基準とした振中比では-0.5Mで7倍前後、-1.8Mではほぼ同レベルである。これらは前述の地盤モデルの表層増中率の値とほぼ一致する。

## 4. 地震観測

4.1 観測結果. 地震計の仕様や測長などの様子は常時微動測定とまったく同一である. 観測は昭和47年9月から開始し現在までに震度階ⅠからⅣまでにわたる30個の地震記録が採取でき現在なお強震記録を採取すべく観測中である. 図-3は現在までに解析された地震の震源分布を示し, 表-3は各地震のリストを示す. 最大地震動は昭和47年12月4日に採取した八丈島沖の地震で東京地方の震度Ⅳで観測地点での地表最大加速度は約80 gal.であった.

4.2 解析結果. 解析は地震主要動部分20秒間の記録について行った. しかし震度階Ⅲ, Ⅳとなると高レベルの継続時間が2~3分間続くことがある. しかしスタート設定時間が30秒単位となっているためNo.8地震(表-3)のように継続時間の長いものは, No.8-1~No.8-6として各々20秒間の独立した波形としてとりあつた. 図-4, 5, 6がフーリエ解析した結果であるが地表の主要動部分では微小地震, 中地震ともに0.1~0.3秒の短周期が卓越している. 一方地中では地表に較べてレベルが低く地表にあった短周期成分は特に大きくならず微小地震では平坦な特性となり, 中地震では相対的に長周期の方が大きく表現される.

この八丈島沖の地震について少し詳細に説明してみよう. 継続時間が0.5 gal. のレベル以上で3分間続き, 主要動部分は約40秒間, 短周期成分(0.3秒前後)が最大値を示し地中で7~11 gal., 地表で80 gal.程度あった. 主要動以降では1.5秒前後の長周期成分が卓越し地中で1.5~2.5 gal., 地表で8.0 gal.程度, 変位換算で±2mm程度生じている.

4.3 加速度レベルの検討. 常時微動時の加速度値は前出のように0.5 gal. 以下で微小変形範囲であるが地震時のその値は10倍から100倍にもなる. 通常, 常時微動時の歪は $10^{-8}$ ~ $10^{-7}$ と云われている. 一方, 今回の観測結果のうち八丈島沖地震についておよびその推定をしてみると $2.2 \times 10^{-6}$ 程度となる.

次に図-7を検討してみよう. この図は震度階と最大加速度との関係を示したものでN-S, E-W両成分の別なくプロットしてある. 当然の事ながら震度階

の増大につれて最大加速度も大きくなる. -26.5 Mと-18 M地震では両者の差はほとんどなく, 地表成分については常時微動を含めて, 小中地震ではほぼ同率に増大されている. 強, 激震時表層部分が弾性限界をこえた時どの様な変化を生じるかの問題がある. そこで, ほぼ同率だと云った増大率を別の観測から整理したのが図-8である. この図は-26.5 Mを基準としその加速度の大きさに対応する-18 M, -0.5 Mの大きさを比にとってみた. -26.5 M測長の加速度値は0.45 gal.程度から11.5 gal.の範囲にある. この場合も中震以上の資料に不足するため決定的な結論は出ないが, 上層の振巾比は全体の傾向として-26.5 Mの加速度値が大きくなるほど小さくなる.

Seed 等の研究によれば基盤での大きな加速度(例: ±170~180 gal.)は表層部の塑性効果により地表ではむしろ減少する傾向を指摘している.

## 5. あとがき

最初にことわっておいたが本論において直接ストレインレベルを評価し得なかつたので結論的なことは云えないが加速度を代りの尺度としていくつかの推定をした.

強震時の地盤の破壊は特に表層附近に起こることは想像にかたくないが, その際主要動の継続時間の長短が問題となりくり返し回数, 加速度の大きさ, 地層のインピーダンス比などが直接かゝりをもつてくる. 長周期成分における問題は変位で土釘構造物の周期との関連を検討されるものでストレインレベルの見地から見ると主要動に較べて問題は少ないだろう.

いづれにしても強震時における観測結果が是非必要なこと, 同様な動的工体力学の研究およびその活用により最大地震動の予測をより正確にする努力が大切である.

\*1 坪井忠二 “新地震の話”, 岩波新書.

\*2 B. Seed “SOIL DYNAMICS SPECIALITY CONFERENCE”  
1969. 7th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING



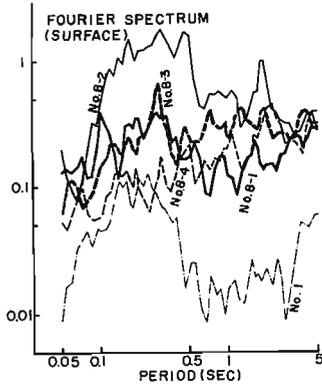


図-4 地震のフーリエスペクトル(地表面)

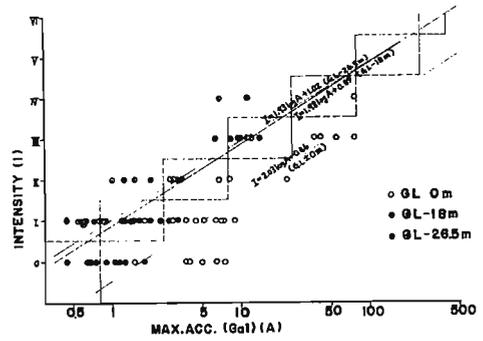


図-7 震度階と最大加速度

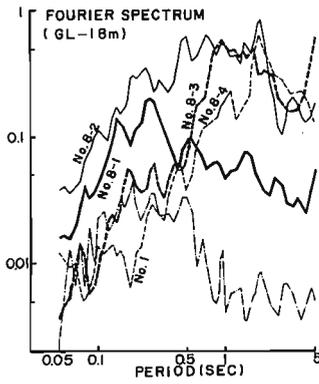


図-5 地震のフーリエスペクトル(GL-18m)

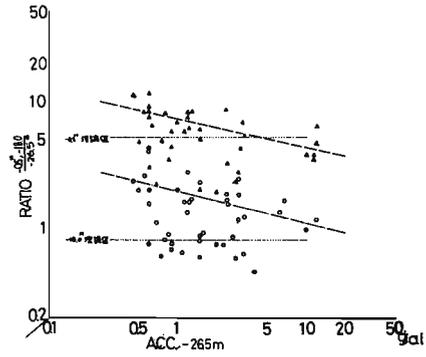


図-8 基盤に対する振巾比

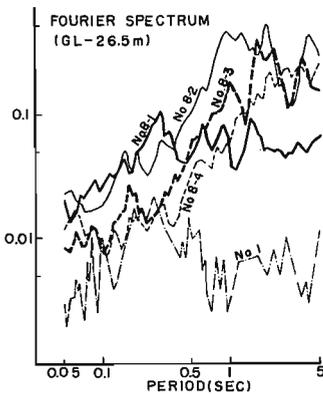


図-6 地震のフーリエスペクトル(GL-26.5m)

\* (株)木村組技術研究所 主任研究員

## 4-3 常時微動と地震の特性比較

山原 浩

### § 1. はじめに

構造物の地震応答解析を行なうとき、与えるべき仮想地震波の選択に問題がある。最近では、構造物が建つ土地固有の振動特性を、何んとかして設計に考慮しようとする努力が払われるようになった。

土地固有の振動特性を調べる最も簡便な方法として常時微動観測が一般に広く行なわれるようになった。また工期に余裕があれば、地震計を設置していくつかの自然地震の観測も行なわれている。

このような常時微動や小規模の地震観測によって得られた地動のスペクトル特性が、土地固有の振動特性と関連づけて工学的にどのように評価したらよいのだろうか。常時微動や大地震はそれぞれ発震機構において大きな差異があり、地表に現われる地動のスペクトル特性が一致しないのは当然である。しかしわれわれの関心は、常時微動や小規模の地震による卓越周期が土地固有の性質を表わすものとして、それらが大地震時にも卓越する成分波の一部としてそのまま現われるかどうかという点である。Ambraseys(1969)やSeed(1969)等は、土が著しい非線形性を有するため、常時微動や小規模の地震の特性は、ストレンレベルの著しく異なる大地震時にはそのまま現われないと説いている。すなわち常時微動と大地震のスペクトル特性の間には、対応関係がほとんどないと述べている。

1968年十勝沖地震後、八戸港湾の強震計位置において常時微動および幾多の余震を観測することができた。これらのスペクトルを強震計による本震のスペクトルと比較することによって、常時微動—弱小地震—大地震とストレンレベルが広域に変化する地動の特性の変化する模様を見ることができる。さらに、八戸高専の地盤でも常時微動と幾多の余震を観測し、同一地点における常時微動と地震のスペクトルの比較を行なうことができた。以上の2つの地点における観測結果を、常時微動の自然地震の特性比較のための資料として参考に供したい。

### § 2. 八戸港湾

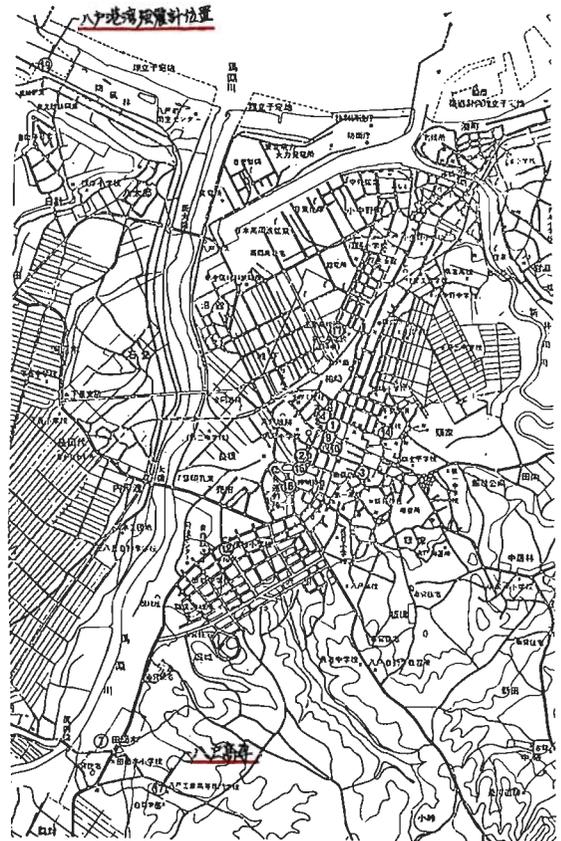


図1 観測地点

八戸港湾の強震計が設置されている付近のボーリング柱状図を図2に示す。強震計は建物とは別に専用の基礎(大きさが1.4 m × 1.4 m × 0.5 mのコンクリートブロックで径200 mmのくい4本で支持されている)の上に設置され、その上に木製の小屋がかけられている。したがって、地上にある構造物の影響を受けることが少なく、ほぼ地盤の動きを示すものと考えられる。

図3は、強震計の設置してある位置での常時微動のパワースペクトルである。0.31~0.33 secあたりの周期成分が比較的卓越している。

つぎに同じ位置において、1968年7月12日から8月25日まで観測された幾多の余震から、4例のスペクトルを図4から図7までに示した。

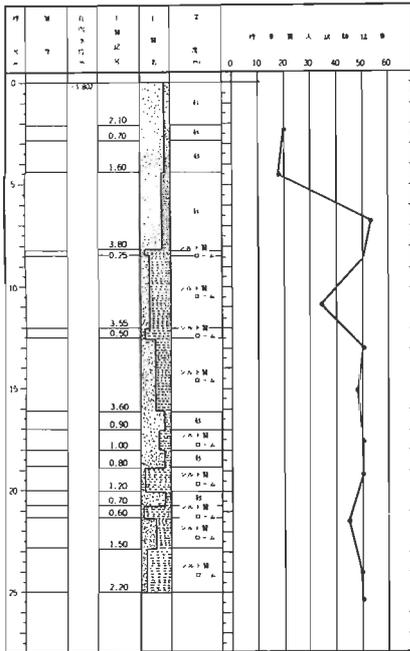


図2 八戸港湾強震計位置におけるボーリング柱状図

また図8は、強震計による本震の記録から求めたパワースペクトルである。なお常時微動は変位波形によるパワースペクトルであり、余震および本震はいずれも加速度波形によるパワースペクトルを意味している。

さて、以上のスペクトルを見ると、常時微動、余震、本震の間に、相互の類似性はきわめて低いことがわかる。卓越する周期に至っては全くばらばらであり、共通して卓越する周期は見当たらない。

各スペクトルに現われる比較的顕著なピークを眺取り、図9に並べて示した。同図から卓越する周期は相互に一致しないが、0.2~0.5 sec の範囲に卓越する確率が高いことがいえそうである。

常時微動や余震のスペクトルには、周期1 sec 以下の比較的短い周期成分が目立っているのに対し、本震のスペクトルには周期1 sec 以上の比較的長い周期成分の占める割合が大きくなる。この傾向の違いは発震機構における規模の差から説明されるべきものであり、ストレンレベルの差による地盤の非線形性に起因するとは考え難い。

図2のボーリング柱状図でもわかるように、この付近の地盤には深さ25 mまでにははっきりした境界層が見当たらない。このような地層の構成が、ある特定の周

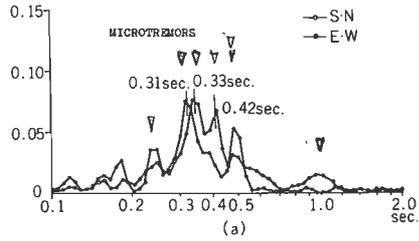


図3 八戸港湾強震計位置における常時微動パワースペクトル

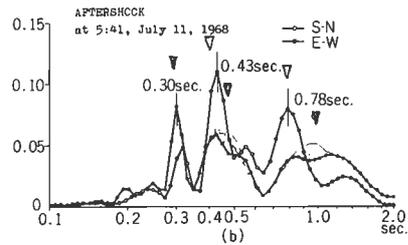


図4 八戸港湾強震計位置における余震のパワースペクトル

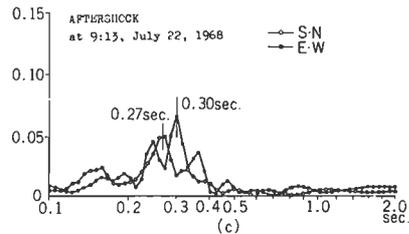


図5 八戸港湾強震計位置における余震のパワースペクトル

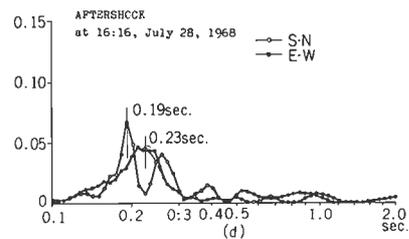


図6 八戸港湾強震計位置における余震のパワースペクトル

期成分の波を選択しそれを増幅する効果をもたない理由になっていると考えられる。したがってこのような地盤では、常時微動観測による振動特性は自然地震との関連が低く、工学的にはあまり意味をもたないと云わざるを得ない。

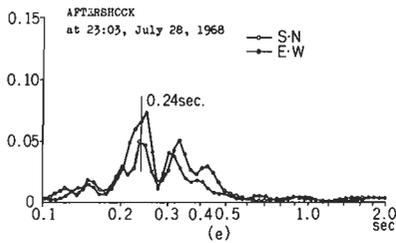


図7 八戸港湾強震計位置における余震のパワースペクトル

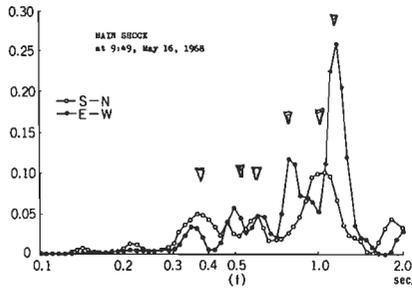


図8 八戸港湾強震計による本震のパワースペクトル

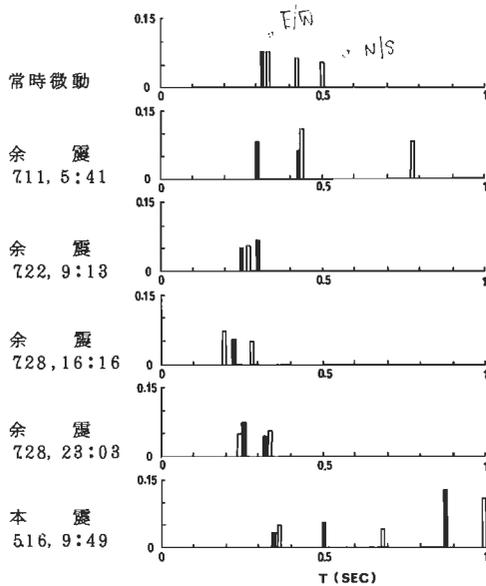


図9 卓越する周期の一覧表

### § 3. 八戸高専

八戸高専の地盤においては本震時の記録はないが、幾多の余震が観測されたので、それらと常時微動とのスペクトルについて比較することができた。その結果、八戸港湾の場合とはかなり異った様相を示すことがわ

かった。

まず、図10は八戸高専におけるボーリング柱状図である。

図11は、同地盤の地表面で観測した常時微動のパワースペクトルであり、NS方向およびEW方向ともに0.42secに鋭いピークが見られる。

図12から図15は、同じ場所で観測されたいくつかの余震から4例のパワースペクトルを示したものである。これらのスペクトルを見ると、いずれも0.4sec付近に顕著なピークが現われていることがわかる。すなわち、この付近の地盤では地震時(小地震)にいつでもきまった周期成分の波が卓越し、その成分波は常時微動においても卓越することがわかる。このよう

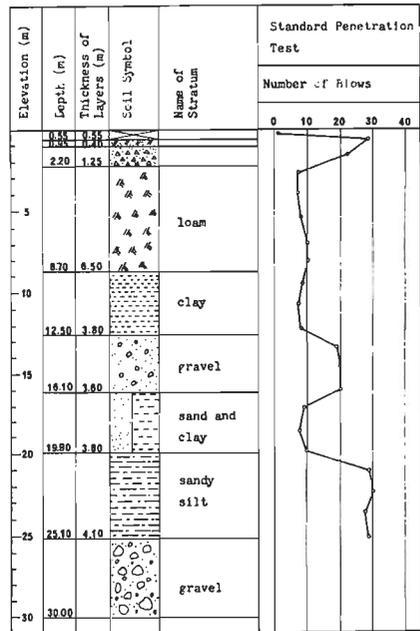


図10 八戸高専におけるボーリング柱状図

N-value 実数式?  
↓  
Vsの推定  
↓(重複反射)  
卓越周期

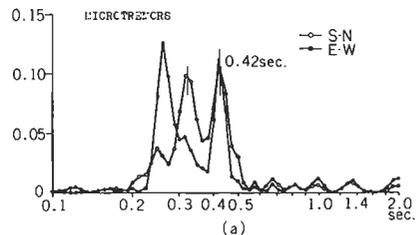


図11 八戸高専における常時微動のパワースペクトル

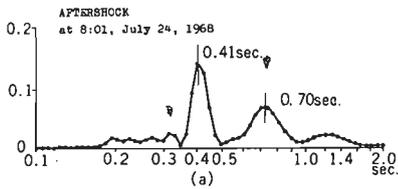


図 12 八戸高専における余震のパワー  
スペクトル

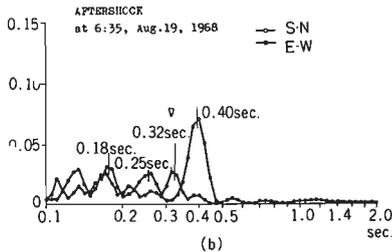


図 13 八戸高専における余震のパワー  
スペクトル

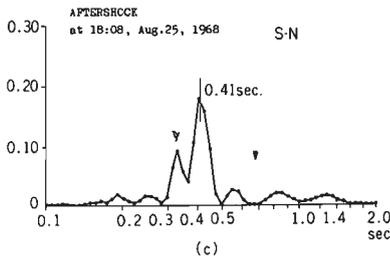


図 14 八戸高専における余震のパワー  
スペクトル

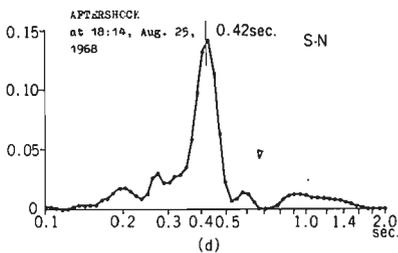


図 15 八戸高専における余震のパワー  
スペクトル

な地盤では、常時微動観測によって地震時に卓越する周期成分の推定が可能であるから、常時微動の観測結果は工学的に意味をもつといえよう。

#### § 4. 若干の考察

以上 2 つの地点において、常時微動と地震動のスペクトル特性の比較を行なった。その結果、一方の地点

では常時微動と地震動に卓越する周期成分が全く応答しないのに対し、他方の地点ではいずれもある特定の周期に著しく卓越するという全く対称的な結果が得られた。

八戸港湾の地盤は 25 m の深さまで明瞭な境界層がないのに対し、八戸高専の地盤では深さ 25 m においてシルト-砂れきによるはっきりした境界層がある。この境界層における表層の重複反射による固有周期は、表層の平均波動速度を 240 m/sec としたとき観測値の 0.42 sec に一致する。こうした両地点の地盤構成の違いが、おそらく卓越する周期成分の再現性と密接な関係をもっているものと思われる。

つぎに両地点のスペクトルの形状に、はっきりとした違いを認めることができる。八戸港湾におけるスペクトルは全般的に平坦な形状を示し、卓越周期といってもその卓越する度合いがかなり低い。それに比べて八戸高専におけるスペクトルでは、卓越する周期成分がかなり顕著なピークを形成している。このようにある特定の周期成分が卓越する度合いを周波数選択度（略して選択度）と呼ぶことにすれば、選択度の高い地盤ではすべての地動にある特定の周期成分が共通して卓越する可能性が高く、逆に選択度の低い地盤では各種地動における卓越周期の再現性が低いといえるのではないだろうか。

したがって、常時微動観測によるスペクトルから卓越する周期を既取ったとしても、その周期の波が卓越する度合い（選択度）を同時に表示しなければ、工学的意義は薄いと思われる。

なお、本稿におけるパワースペクトルは、いずれも自己相関係数  $R(\tau)$  を平均パワー  $R(0)$  で規準化し、

$$\frac{P(\omega)}{R(0)} = \frac{2}{\pi} \int_0^{\infty} \frac{R(\tau)}{R(0)} \cos \omega \tau d\tau$$

として計算してある。したがって

$$\int_0^{\infty} \frac{P(\omega)}{R(0)} d\omega = 1$$

より、横軸を振動数  $\omega$  で表わしたとき、スペクトルによって囲まれる面積がいつでも 1 になる。したがってピークに対応する縦軸の数値をそのまま選択度と定義しても実用上何ら支障はない。

（清水建設研究所、主任研究員 工博）

## 5 強震記録から推定される地盤のストレン・レベル

土岐 隆三

### 1. まえがき

各種の構造物を支持する地盤は砂や粘土あるいはそれらの混在する土によって構成されており、その力学特性には数多くの要素が関与するが、特に土の動的な性質はそれが外力を受けた際に内部に発生するひずみの大きさで特徴づけられることが知られている。しかしながら、実際の地震、特に工学的な問題となる程度の地震において、地表付近の地盤内に発生するひずみのレベルについては十分な資料が集積されておらずと言えよう。したがって、地震時における表層地盤内でのひずみレベルやその深さ方向の分布などの測定や推定は工学的な一つの重要な課題であろう。しかしながら、地盤中でのひずみや応力を直接測定するには大きな困難が伴うことから、何等かの解析的な手法により推定するという方法によることを得よう。そして、このような手法が実際の地震で得られた地震記録に適用されるならば、土の動的性質や土と構造物とで構成される系の地震応答に関する理論的、実験的研究に資するところがあると考えられる。

本文中では、表層地盤内における弾性波の重複反射理論に基づき、地盤の持つ地震波形の遅延機構とこの特性に着目すれば、地盤内でのひずみやせん断応力をいかに2層平均値の深さ方向の分布せ、地表面で得られた地震波形の相関関数から表現できることを示し、これらへ結果に基づいて地中のせん断応力と地表面加速度との関係についても一般性のある関係式を提示した。また、土の弾性定数がその内部に発生するひずみレベルに依存することの影響についても検討を行った。

### ② 相関関数による地盤内震動分布の推定

図・1に示すような水平構造の成層地盤は沖積系の地盤においてよくみられるものであり、弾性波の重複反射理論はこのような地盤の地震時の挙動をよく表わすことが知られている。

図・1の座標軸において、時刻 $t$ 、地表面からの深さが $z$ である点における第1層内の地盤の加速度を $u_1(z, t)$ とし、地表面でのそれを $u_0(t)$ とすれば、この両者の間には次式の関係がある。

$$u_1(z, t) = \frac{1}{2} \left\{ u_0 \left( t + \frac{z}{c_1} \right) + u_0 \left( t - \frac{z}{c_1} \right) \right\} \quad (1)$$

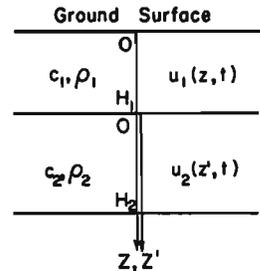
ここに、 $c_1$ は第1層内での波動伝播速度である。地表面付近で観測される加速度記録は短周期成分の卓越する不規則波形であることが多く、そのような記録の加速度の強さを表わすには瞬間最大値よりも、むしろ2乗平均値やその平方根である r.m.s. 値がより適切であろう。そこで、式(1)の左辺の r.m.s. 値を $\sigma_a$ と表わせば次式のような結果が得られる<sup>1)</sup>。

$$\sigma_a(z) = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{\Phi_a(0) + \Phi_a(2z/c)} \quad (2)$$

ここに、 $\Phi_a(t)$ は地表面での加速度記録 $u_0(t)$ の自己相関関数である。また、上式の結果を得るに際しては、 $u_0(t)$ の記録期間を $T$ とすると、 $z/c_1 \ll T$ の関係が満足されていることがわらう。

式(2)と同様の結果のひずみの深さ方向の分布についても得られる。すなわち、地表面での震動波形を $u_0(t)$ とすると、第1層内の深さ $z$ でのひずみ $\epsilon_1(z, t)$ は次式で表わされる。

$$\epsilon_1(z, t) = \frac{1}{2c_1} \left\{ v_0 \left( t + \frac{z}{c_1} \right) - v_0 \left( t - \frac{z}{c_1} \right) \right\} \quad (3)$$



図・1 地盤のモデルと座標

したがって、先と同様にし、 $U$ すなわち rms 値を  $\sigma_E$  とすれば

$$\sigma_E(z) = \frac{1}{\sqrt{2} c_1} \sqrt{\phi_u(0) - \phi_u(z/c_1)} \quad (4)$$

となる。ここに、 $\phi_u(x)$  は  $u_0(x)$  の自己相関関数である。

式(2)および(4)の結果は、地表面で記録された地震波形の自己相関関数から下層地盤内の震動の rms 分布が得られることを示しており、いろいろを深さにおける波形の逐次計算の必要がないことがわかる。また、この方法は縦波、横波のいずれにも適用可能であり、この手法を重複反射理論と組み合わせるとともに、層より深い層内での震動の rms 分布が推定できる。しかしながら、この手法の問題としている地奥から地表面までの波長の往復時間が地震動の記録継続時間よりしばしば定常とみなせる部分の長さと比較して短いことが必要ないから、地盤中のあまり深い部分には適用できない。いま、地盤内の深さ 50 m までを解析の対象とする場合、この地盤内の平均的な横波伝播速度が約 300 m/sec であるとすれば、波動が地表面までの間を往復するに要する時間は約 0.3 sec である。したがって自己相関関数も遅延時間が 0.3 sec までを必要とし、これを正しく求めするには最大遅延時間の約 10~20 倍の記録時間が必要であるから、結局この場合は 3~6 sec の地震記録があればよいことになる。以上により、通常の大地震の記録であれば、工学的問題となる深さまでこの手法が適用可能なことがわかる。

### 3. 強震記録への適用例

#### (1) 強震記録

上述の結果をアメリカおよび日本で観測されたいくつかの強震記録に適用した。それらは El Centro (1940), Taft (1952) および 1968 年十勝沖地震によるものであり、それぞれの地奥での地盤構成を表 1 に示した。El Centro および Taft での弾性波速度は測定結果<sup>2), 3)</sup> によったが、ハル、宮石、空蘭については  $N$  値の分布図<sup>4)</sup> に基づいて、 $N$  値と弾性波速度との関係式から推定した。これらの場合については震動分布の推定結果に及ぼす弾性波速度の設定の影響を検討するために、弾性波速度と密度の組み合わせをそれぞれ通りに変化させ、それぞれを case 1, 2, 3 とした。

計算に使用した強震記録はそれぞれ文献<sup>5), 6)</sup> から採取したが、El Centro での上下成分以外はすべて波形の主要部分の 30 秒間を解析の対象とした。また、これらの波形にはすべて 2 次曲線による基底線に関する補正を行った。表 2 には対象とした 9 つの強震記録の概要を示した。

#### (2) 加速度分布

式(2)の関係式および同様の手法を才二層以下の地盤に適用して得られた関係式を各強震記録に対して用いた結果が図 2 であり、地盤内の加速度の rms 値の深さ方向の分布を示している。これらの数値計算に際して、波動伝播速度としては、強震記録の水平成分については横波速度を、上下成分については縦波速度によるものと仮定して縦波速度を用いた。これらの計算例において、第 1 層内における増幅が卓越することを示しており、以下においてはこの第 1 層内における増幅率について検討する。

第 1 層内の地盤内での固有周期が強調され、したがって地表面で得られた強震記録の周期性が強い場合には、

表 1 各観測点の地盤モデル

Site	First Layer				Second Layer		
	$H_1$	$V_p$	$V_s(c_1)$	$\rho_g$	$V_p$	$V_s(c_2)$	$\rho_g$
El Centro	19	360	157	2.0	1,770	843	2.0
Taft	12	357	160	2.24	1,500	720	2.30

Site	$H_1$	Case	First Layer		Second Layer	
			$V_s(c_1)$	$\rho_g$	$V_s(c_2)$	$\rho_g$
Hachinohe	10	1	190	1.6	380	2.0
		2	210	1.8	350	1.8
		3	160	1.7	400	1.9
Miyako	10	1	210	1.8	1,400	2.7
		2	250	1.9	1,200	2.6
		3	180	1.8	1,300	2.6
Murooran	10	1	220	1.8	1,100	2.5
		2	180	1.8	1,200	2.6
		3	250	1.9	1,000	2.5

$H_1$ : m,  $V_p$  and  $V_s$ : m/sec,  $\rho_g$ :  $g/cm^3$

表 2 解析に供した強震記録

Station	Date	Component	Max. accel. (gal)	Record length (sec)
El Centro	May 18, 1940	NS	359	30.0
		EW	223	30.0
		UD	278	12.0
Taft	July 21, 1952	NS	157	30.0
		EW	176	30.0
		UD	123	30.0
Hachinohe	May 16, 1968	NS	235	30.0
Miyako	May 16, 1968	EW	95	30.0
Murooran	May 16, 1968	NS	209	30.0

自己相関係数の最初の正のピークに対応する遅延時間は第1層の固有周期  $2H/c_1$  にはほぼ合致する。一方、第1層と第2層との境界面での rms 値は式(2)により与えられるが、この値を知るには遅延時間  $2H/c_1$  に対応する自己相関係数の値がわかればよく、これは最初のピーク値と与えられる。したがって、境界面での rms 値に対する地表面での rms 値の比で、この第1層地盤の増幅率を定義すれば、この比の値 M.F. は次式で与えられる。

$$M.F. = \frac{\sqrt{2} \phi_s(0)}{\sqrt{\phi_s(0) + \phi_s(2H/c_1)}} = \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{1 + R_s(2H/c_1)}} \quad (5)$$

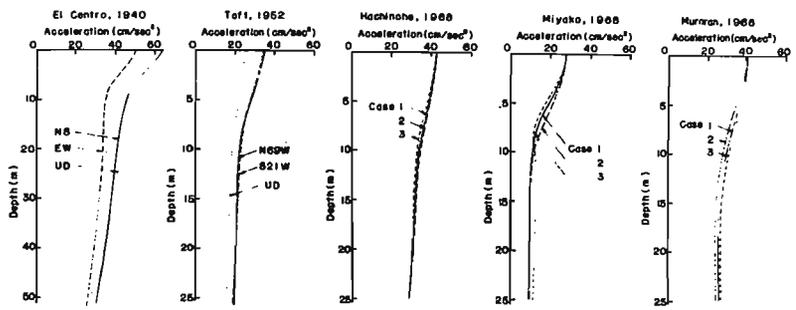
ここに、 $R_s(t)$  は地表面での加速度記録の自己相関係数である。この式では地表面での波形の自己相関係数の負のピークのみを要し、他の量は一切必要でなく、極めて簡単に第1層内での増幅率を知ることができよう。宮古での強震記録の自己相関係数の最初の負のピーク値は  $-0.75$  であり、上式による増幅率は  $2.8$  となり、これは上の図・2 に示された深さ方向の分布図によってもよい様子を呈している。

十勝沖地震による3つの強震記録の場合には地盤内の波動速度の設定が rms 値の分布に与える影響を調べるために、それぞれ異なる波動速度について検討した。その結果、図・2 に見るように、地盤内における加速度の rms 分布に及ぼす波動速度の影響は顕著でなく、これは rms 分布の推定に際して波動速度の推定精度が近くは要求されないことを意味していると考えよう。

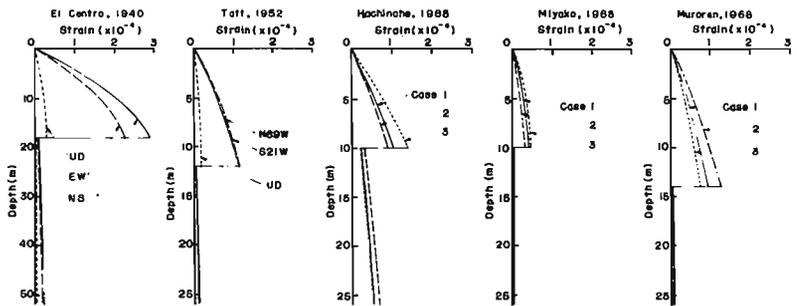
### (3) ひずみと応力の分布

図・3 に各地震下のひずみの rms 分布を示したものである。ひずみの分布曲線はいずれも第1層地盤の底部で最大値を示し、その大きさは El Centro の場合でほぼ  $3 \times 10^{-4}$  程度である。

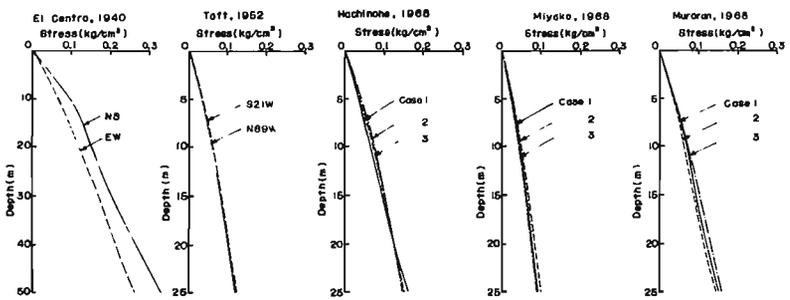
rms 値と最大値との関係は波形が非定常でかつ不規則な変動をするため確定的な関係で表示することはできないが、波形の卓越周期の10倍程度の周期の移動平均による rms 値の場合には、最大値に対する比率は  $1/3 \sim 1/5$  である。したがって、この計算例では最大ひずみの概略値は



図・2 加速度の rms 分布



図・3 ひずみの rms 分布



図・4 せん断応力の rms 分布

$10^{-3}$  程度がそれ以下であり、これよりこゝに取り扱つた程度の強震時における地盤内部のひずみレベルが推定できよう。

地盤の内部に発生するひずみレベルが高くなると、土の応力とひずみの関係が線形関係を逸脱し、履歴特性を示すようになる。この関係が線形範囲にとどまるひずみ量は土の種類、作用外力の状態、拘束圧、含水比、伝播波動の種類などの多くの要因によって変化し、これを越えるひずみが発生する場合には非弾性波動論によらねばならないが、土のような履歴特性を持つ連続体内での波動伝播については現在までに十分には解明されていない。したがって、このような場合には、こゝに得た結果は第1近似として考えねばならない。

図・4はせん断応力の rms 分布を示したものである。分布形状の一般的傾向としては、地表面からの深さに比例してその振幅が増大するが、深度の増加とともにしだいにその増大率は低下することが認められる。また、八戸、宮石、室蘭での計算結果からは、地中応力の rms 分布におよぼす地盤内の波動速度の設定値の影響は非常に小さいことが明らかである。一方、El Centro の場合には、NS 成分と EW 成分に対する rms 分布曲線の振幅にかなりの差があるが、これは図・2と比較すれば明らかをように加速度振幅の差異に基づくものである。Tafel の場合には逆に加速度振幅がほぼ同じであれば応力分布には差が小さいことを示している。以上のことから、地中応力は加速度振幅と密接な関係にあることが明らかである。また、ひずみ分布は地盤内の波動速度の設定値により大きく左右されるのに反し、応力分布はほとんど影響を受けないことから、地震時における地盤内の応力とひずみとを問題にする場合にはひずみによるよりもむしろ応力による検討が有利なことがわかる。

#### ④ 地中応力と加速度の関係

地震時における地盤中に発生するせん断応力は水平加速度と密接な関係にあることは上述のとおりであるが、式(3)、(4)ではひずみや応力は運動速度により表現されている。そこでこの両者の関係について検討を行なう。式(4)ではひずみの rms  $\sigma_\varepsilon$  は速度波形  $v_v(t)$  の自己相関関数  $\phi_v(2z/c_1)$  で表わされているが、 $2z/c_1$  が小さいければ一般に次式の関係が成立す。

$$\phi_v(0) - \phi_v\left(\frac{2z}{c_1}\right) \doteq -\frac{1}{2} \left(\frac{2z}{c_1}\right)^2 \phi_v''(0) \quad (6)$$

速度波形の自己相関関数の遅延時間が0における2回の微分係数  $\phi_v''(0)$  は加速度波形の2乗平均  $\sigma_a^2$  に負号を付したものであり、すなわち、 $\phi_v''(0) = -\sigma_a^2$  (7)

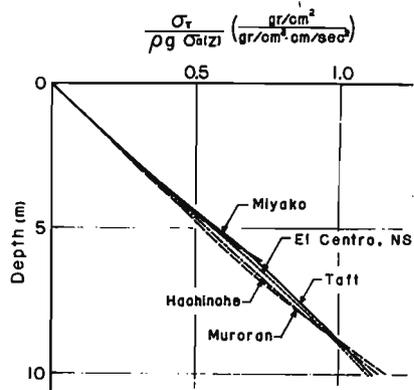
である。これらの関係を先の式(4)に用いれば次式を得る。

$$\sigma_\varepsilon(z) = \frac{z}{c_1} \cdot \sigma_a \quad (8)$$

上式の関係は軸ひずみ、せん断ひずみのいずれにも適用可能である。いま、第1層地盤中のせん断応力の rms 分布を  $\sigma_\tau(z)$  とすれば、これはせん断ひずみに  $\rho_1 c_1^2$  を乗じればよいかう次式で与えられる。

$$\sigma_\tau(z) = \rho_1 z \sigma_a \quad (9)$$

この式は地中におけるせん断応力の rms 値は地表面での加速度の rms 値と地盤の密度だけから知ることができ、その大きさは地表面からの距離に比例することを示している。この関係は一様な加速度運動をする剛性を持たせると同様であるが、これは地表面近くでは深さ方向におけるせん断ひずみ、すなわち変形勾配が小さいことかう地盤はほぼ一様に近い運動をしているとみなしうることを意味している。しかしながら、図・2からわかるかうに加速度分布が深さ方向に一様でなく、深さとともに減少するから、地中応力は地表面から遠ざかる



図・5 せん断応力の分布

につれ、式(9)によるものより小さい値になる。また、式(9)の表現が許されるのは  $z/c_1$  が小さい場合であり、地表面での加速度波形の卓越周期を  $T_0$  とすると、 $z/c_1$  が  $T_0/4$  より小さい場合、すなわち  $c_1 T_0/8$  程度より小さい場合が式(9)の適用可能領域である。これ以上の深さでは地中応力と地表面加速度との比例関係は弱まり、 $z/c_1$  が卓越周期の  $1/4$  程度になれば地中応力は地表面での速度に比例するようになる。

上述の加速度の深さによる変化と各地盤下の密度の相違の影響を除去するために、図・4のせん断応力の RMS 分布曲線に対応する深さでの加速度の RMS 値  $\sigma_a(z)$  で除し、さらに各地盤の密度で割って示したのが図・5である。この図から、地中のせん断応力は対応する深さでの加速度振幅とこの地盤の密度とに比例するこゝが明らかである。式(9)の関係はこの図中では原点を通り  $45^\circ$  の勾配を持つ直線で表わされるが、各記録波形に対する計算結果はいずれもこの直線に近し、 $c_1 T_0/8$  に対応する深さでは約 10% 程度大きいことから、 $z$  が  $c_1 T_0/8$  程度より小さい場合には次の関係式が一般に成立つものと考えよがる。

$$\sigma_r(z) = \left(1.0 + \frac{0.8z}{c_1 T_0}\right) \rho_1 z \sigma_a(z) \quad (10)$$

一方、卓越周期が  $T_0$  である地震波形の自己相関関数は遅延時間が  $T_0/4$  の付近で関数値が 0 となることから、式(2)により、 $z/c_1 = T_0/8$  では

$$\sigma_a\left(\frac{c_1 T_0}{8}\right) = \frac{\sigma_s}{\sqrt{2}} \doteq 0.7 \sigma_s$$

となるはずである。そこで、図・2に示した各曲線を地表面での RMS 値で正規化した曲線を各場合とも  $z/c_1 = T_0/8$  の深さまで示したのが図・10である。この図はいずれの曲線も  $z/c_1 = T_0/8$  に対応する深さにおける RMS 値が、地表面での RMS 値の 0.7 倍程度であり、上述の関係を裏付けている。そこで、これらの曲線を  $z$  が  $c_1 T_0/8$  の深さにおいて RMS 値が地表面での値の 0.7 倍となるような直線に近似すれば次式のようになる。

$$\sigma_a(z) = \left(1.0 - \frac{2.4z}{c_1 T_0}\right) \sigma_s \quad (11)$$

この関係を式(10)に代入し、 $(z/c_1 T_0)^2$  の項は微小であるので省略すれば、結局次式の関係が得られる。

$$\sigma_r(z) = \left(1.0 - \frac{1.6z}{c_1 T_0}\right) \rho_1 \sigma_s z \quad (12)$$

この式(12)によれば、地表面での加速度の RMS 値、卓越周期を  $\rho_1$  に当該地盤での横波速度と密度とから、地中のせん断応力の RMS 値とその分布が推定できる。

以上の検討はすべて RMS 値によるものであるが、時間間散や最大振幅についても同様な結果が得られる。すなわち、 $v_0(t)$ 、 $a_0(t)$  を地表面での速度波形、加速度波形とすれば、 $z/c_1$  の値が小さい場合には次式の関係が成り立つ。

$$\frac{v_0(t + z/c_1) - v_0(t - z/c_1)}{2z/c_1} \doteq \frac{d}{dt} v_0(t) = a_0(t) \quad (13)$$

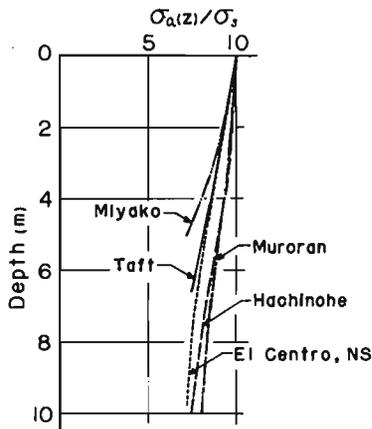
この関係を式(3)に用いれば、せん断ひずみ曲線  $\epsilon_1(z, t)$  とせん断応力曲線  $\tau_1(z, t)$  はそれぞれ

$$\epsilon_1(z, t) = \frac{z}{c_1} a_0(t), \quad \tau_1(z, t) = \rho_1 z a_0(t) \quad (14), (15)$$

となる。この式(14)、(15)は地中のあまり深くをいってこのひずみやせん断応力の時間曲線は地表面での加速度波形に相似であることを表わしており、その近似度は地表面に近いほど高い。

地表面での加速度の最大値  $a_{max}$  と地中の深さ  $z$  での最大せん断応力を  $\tau_{max}(z)$  との間には、式(15)により

$$\tau_{max}(z) = \rho_1 z a_{max} \quad (16)$$



図・6 正規化した加速度分布

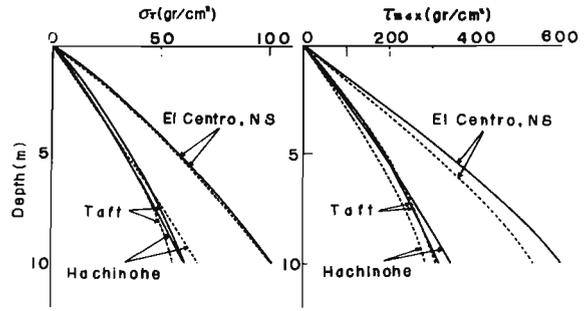
の関係が成り立つ。式(16)により  $T_{max}(z)/A_{max}$  は地盤の密度と深さだけで表わされ、これは rms についてこの式(9)においても同様であり、したがって式(12)の関係は最大値についても成り立つと考えてよい。

すなわち

$$T_{max}(z) = (1.0 - \frac{1.6z}{C_1 T_0}) \rho_i \cdot A_{max} \cdot z \quad (17)$$

である。

図・7の左の図はせん断応力の rms 分布  $\sigma_r(z)$  を示しており、実線は図・4の一部を再掲したものであり、点線は式(12)により算出した結果である。また、右側の図の点線は式(17)の関係を表わしており、実線は式(3)に基づいてせん断応力の時間曲線を算出し、これより得た最大せん断応力の分布図を示したものである。これらの図より、式(12)、(17)はそれぞれ、せん断応力の rms 分布、最大せん断応力の分布に関してかなりよい近似を与えることがわかる。



図・7 せん断応力の rms 分布と最大振幅の分布

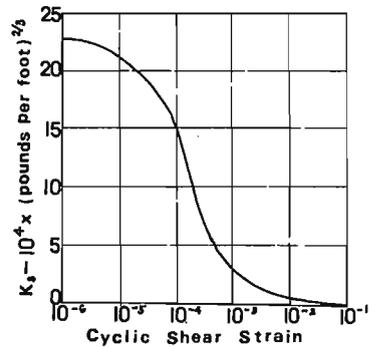
### 5. ひずみレベルによる弾性定数の変化の影響

土の動的弾性定数はその内部に発生するひずみの大きさに支配されることはよく知られている。図・8は砂質土に対して Seed ら<sup>1)</sup>により提示されている、ひずみレベルによる弾性定数の変化の様子を示したものである。土のこのような特性は土の種別や試験方法、載荷速度などによっても大きく変化するものと予えうるが、その平均的傾向として示されたものである。このような関係が地震時における地盤中においても保たれるならば、地盤中に発生するひずみレベルに対応して弾性定数も適宜変化することになるが、これまでの結果はすべて弾性定数はひずみレベルにかかわらず一定値であるとの仮定に基づいている。そこで、このような弾性定数のひずみレベルによる変化の影響を明らかにするため、以下のように検討を行なう。

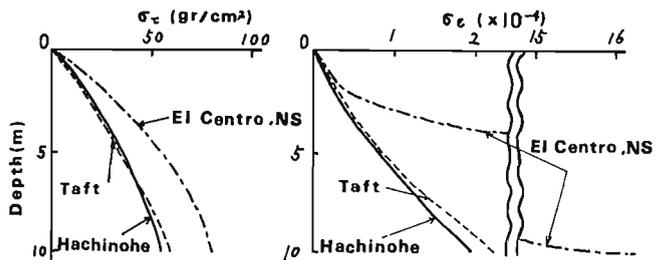
まず、図・8に示されたひずみレベルによる弾性率の低下率を表わす関係が、地盤の種別にかかわらず保たれているものと仮定する。このとき、図・8の曲線は次式によりよく近似される。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + 6.35 \times 10^3 \epsilon} \quad (18)$$

ここに、 $G_0$  はひずみが極微小の場合のせん断弾性係数である。次に、地盤を1~2m程度の薄い層に分割し、その層内では弾性定数は一様であると考える。さらに、各地盤において  $G_0$  の分布を設定し、これを初期値として薄い各層内のひずみ分布をこれまでに述べた手法により計算し、その rms 値の大きさを式(18)に代入して、せん断弾性係数  $G$  を修正する。このような繰り返しの計算を行ない、仮定したせん断弾性係数とこれを用いて



図・8 ひずみレベルによる弾性定数の変化 (Seed らに依る)



図・9 弾性定数がひずみレベルに依存する場合のせん断応力分布とひずみ分布

得られるひずみレベルから求めた値を許容範囲内で合致すれば次の層へと順次計算する方法をとった。このようにして得られたせん断応力とせん断ひずみの rms 分布を示したのが図-9である。この結果を、先に示した地盤の弾性定数がひずみレベルに依存しない場合と対比してみると、ひずみレベルが大きくなるとこがいがこの例において認められる。これはひずみにより弾性定数が低下し、それがさうにひずみを増大させる結果となったものと考えられる。一方、せん断応力の分布図では、Tafet 戸に対する計算結果はいずれも先に示した図-7とほとんど差違が見うけられないことが注目される。これは、ひずみが増大したが、それに伴って弾性定数が低下することから、この両者の影響が相殺してせん断応力は先の場合とほとんど変化しない結果になったものと考えよう。このように、せん断応力の大きさをその分布地盤の弾性定数やその設定値の変動に対して鋭敏に反応する量ではないことがわかる。そこで、地中におけるひずみレベルを推定するには、むしろせん断応力を何等かの便宜的な方法で設定し、これを当該地盤に対して最も確からしい弾性定数からひずみのひずみレベルへの依存特性とから逆算する方法が考えられる。

El Centro の場合にはせん断応力は先の図-7の場合より減少しているが、これはひずみと弾性定数の関係として式(18)を用いたため、せん断応力とひずみとの間には

$$\varepsilon = \frac{\tau}{G_0 - 6.35 \times 10^3 \varepsilon} \quad (14)$$

の関係を設定に等しくあり、したがってせん断応力では  $G_0/6.35 \times 10^3$ 、すなわち  $789 \text{ g/cm}^2$  を越え得ないことによるものである。また、この場合ひずみは式(18)の関係をひずみを増大させることによる。したがって、El Centro の場合に対しては式(18)の関係を適用する方が不適切である例であり、当該地盤に適用した関係を用いる必要がある。

## 6. 結論

地震時において地表に近い地盤中に発生するせん断応力とその分布は地盤の弾性波速度と密度、地表面での加速度振幅とその卓越周期とによって表わされること(1)がわかった。この関係は地表面加速度に対するせん断応力の関係として表示すれば、rms 値、最大振幅のいずれに対しても適用可能である。また、地盤の弾性定数のひずみレベルへの依存性を考慮しても、せん断応力の地中分布に大なる差違は生じない。これは逆に、地中におけるひずみレベルは地盤定数の設定値や応力とひずみの非線形性への影響を受け度合いが強い。したがって、当該地盤中に生じるひずみレベルの推定には、その地盤の弾性定数とひずみレベルによるその変化特性、さうして便宜的な方法で求めた地中応力振幅から算定する方法が適当であろう。

## 参考文献

- 1) 土坂嘉三：土木学会論文報告集，第207号，1972.11，pp.25~36.
- 2) Duke, C.M. and Leeds, J.: Report of the Department of Engineering, UCLA, 1962.11.
- 3) Matthiesen, R.B., et al: ditto, 1964.2.
- 4) Kurata, E., Tsuchida, H. and Sudo, T.: Technical Note of the Port and Harbour Research Institute, No.107, 1970.12.
- 5) Hudson, D.E., et al.: Report of Earthquake Engineering Research Laboratory, CALTEC, 1969.6.
- 6) Tsuchida, H., Kurata, E. and Sudo, K.: Technical Note of the Port and Harbour Research Institute, No.80, 1969.6.
- 7) Lysmer, J., Seed, H.B. and Schnabel, H.: Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.61, No.5, 1971.10.

京都大学防災研究所助教授



## 6-1 地盤の動学的性質とその応用

### その1. 地盤の動学的性質

(ストレン・レイト、レベルによる粘性土の力学的性質の変化)

原 昭 夫\*

#### § 1. まえがき

地盤・建物系の地震動特性を把握するためには、地盤の動学的性質の把握が不可欠であることは言うまでもない。筆者等は、ここ数年来、粘性土の動学的性質を把握するための研究を行なってきた。

実験装置として、電気油圧式による動的三軸試験機<sup>1)</sup>を開発し、一連の実験を継続して来た。

実験に用いたサンプルは、現位置地盤より採取した不攪乱サンプルであり、調査した地盤は、ちゅう積層、洪積層、第三紀層におよび、総数20例以上におよんでいる。

実験の目的は、飽和粘性土の微小ストレンレベルの弾性定数、ストレン・レイト(ヒズミ速度)、および、ストレン・レベル(ヒズミ振巾)の変化による力学的性質を実験によって知ることである。

#### § 2. 試験装置

試験装置は、図-1に示す通りで、普通の三軸圧縮試験機に電気油圧式の振動載荷装置を取り付けたものである。動的三軸試験機は、既に多く製作されていて、一般的になりつつあるので、試験装置の説明は、以下に、主たる性能を列挙して、行うことにした。

- 1) サンプルを試験機にセットし、拘束圧を加えた状態で、鉛直方向に振動荷重を加える。
- 2) 荷重計、変位計はサンプルの硬軟に応じて、取り換えることが出来る。従って、微小振動荷重、変位も十分な精度で測定することが出来る。
- 3) 振動載荷操作は、応力、変位のフィード・バック操作が可能である。
- 4) 振動波形は、関数発生器より正弦波(矩形、三角波)で与えられ、振動数は0.01~20.0Hzまで変化させることが出来る。
- 5) 体積変化計により、サンプルの動的体積ひずみ量を測定することが出来る。測定原理は、圧力室内で生じた体積変化(載荷ピストンの貫入とサンプルの体積変化の和)が、体積変化計の中のペローズを動かし、ペローズの中に固定された変位計によって体積変化量が測定される。体積変化計のキャリブレーションは、載荷ピストンを変位制御で振動させることにより行われる。体積計の較正值は、拘束圧、振動数により異なるので、各試験前に必ず行い、

図-2に示すキャリブレーションカーブを作成する。

体積変化計で測定されるものは、ピストンの貫入量とサンプルの体積変化量の和であるので、真のサンプルの体積変化量は、測定値よりピストン貫入量を補正すれば、求めることが出来る。この体積変化測定法は非排水、排水状態での飽和、不飽和土の動的体積変化量

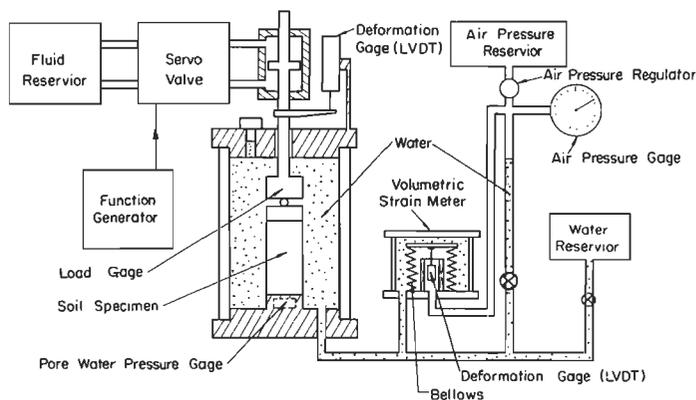


図-1. 動的三軸試験機と体積変化計の模式図

\* 鹿島建設技術研究所

を自動的に測定出来るところに特色がある。

### § 3. 土の種類, および実験条件.

#### 1) 土の種類

実験に使ったサンプル採取地盤の種類は, ちゅう積地盤 10 例, 洪積地盤 8 例, 第三紀地層 2 例で, 動的三軸試験を行った回数は 100 回以上におよんでいる。

これらの実験に用いたサンプルは, いずれも粘性土である。土の物理的性質を示すために, 粒度分析試験, コンシステンシー試験結果を, 夫々図-3, 4 の三角座標図と塑性図に示した。サンプルは, いずれも地下水位で深より採取したものであり, 飽和度は, 含水比, 間ゲキ比, 土粒子の真比重より計算したが, いずれも 95 ~ 100% の範囲内にあった。

#### 2) 実験条件

a) 直径 50mm, 高さ 125mm の大きさのサンプルを試験機にセットし, ゴムスリーブでメンブランしたのち, 圧力室を水で満たし, 現地盤の有効上載圧力に等しくして, 12 時間放置した。そして, 試験は非排水条件で行った。

b) 試験の目的が低応力から高応力の各ヒズミレベルの弾性定数を求めることであるので, 図-5 の振動載荷模式図に示すように, 振動荷重を段階的に上げてゆき, サンプルを破壊させた。さらに, 微小ひずみ領域 (軸ひずみ度  $\epsilon_1 = 0.01 \sim 0.05\%$ ) で, 振動数の変化に伴う弾性定数を知るために加振振動数を次のように変化させた。

$$f = 0.01 \sim 0.1 \sim 1.0 \sim 10.0 \text{ Hz}$$

#### 3) 弾性定数計算式

荷重計より得た応力振巾を  $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$ , 変位計より得た軸ひずみ振巾を  $\Delta\epsilon_1$ , サンプル体積ひずみ度を  $\Delta\epsilon_v$  として, せん断応力  $\tau$ , せん断ひずみ度  $r$ , ヤング率  $E$ , ポアソン比  $\nu$ , せん断弾性定数  $G$  を次式で求めた。

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \\ r &= (1 + \nu) \cdot \Delta\epsilon_1 \\ E &= \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) / \Delta\epsilon_1 \\ \nu &= (1 - \Delta\epsilon_v / \Delta\epsilon_1) / 2 \\ G &= E / 2(1 + \nu) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

$$\left. \begin{aligned} E &= \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) / \Delta\epsilon_1 \\ G &= E / 2(1 + \nu) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

2) で求められる  $E, G$  は, 図-6 の応力-ひずみ曲線の実線で示したループの頂点を結ぶ勾配の等価な弾

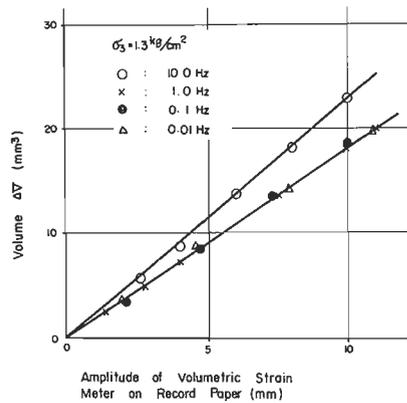


図-2 体積変化計の校正例

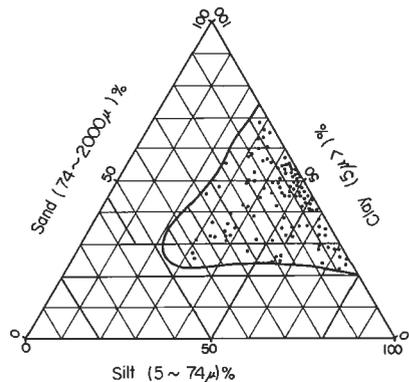


図-3 三角座標分類図

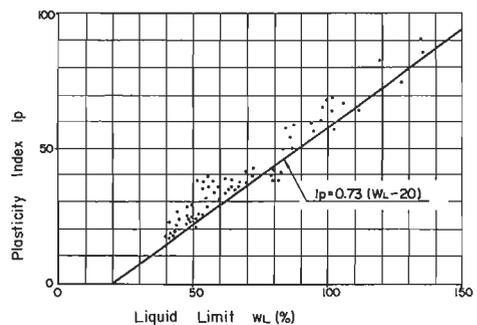


図-4 塑性図

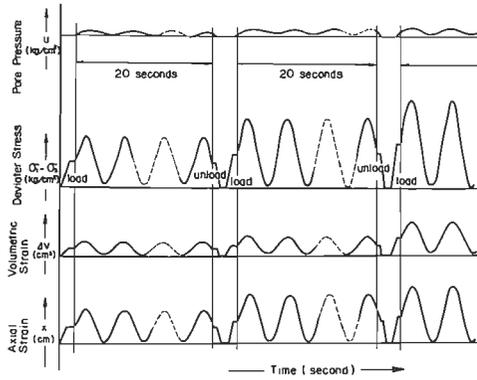


図-5 振動載荷模式図

性定数を意味している。1, 2)式で求めたせん断弾性定数  $G$  とせん断ひずみ度  $\gamma$  の関係を求めた試験結果例を図-7に示した。図-7より、 $\gamma < 0.02\%$  の時の  $G$  を動的三軸試験機の初期せん断弾性定数  $G_0$  と定義した。

8.4. 現位置、室内試験より得た初期剛性の比較  
地盤の初期せん断弾性定数を測定する方法として、現位置試験である物理探査 (P, S 検層) による方法と室内試験 (動的三軸試験, ねじりせん断試験機, その他) 法で求める方法がある。

いずれの測定方法にしても、高度な測定精度と測定技術が必要<sup>とする</sup>がある。室内試験の欠点として、サンプルを現地盤で採取して実験室内に運ばねばならないが、この過程で、サンプルの攪乱、水分の蒸発等、ある程度の物理的性質の変化の可能性があることを覚悟しなければならぬ。

このような意味から、現位置試験、室内試験の両者の実験値を比較することは非常に重要である。

現位置、室内両試験を実施した例は、5例あるが、代表例として、ちゅう積地盤、洪積地盤の調査実験例を図-8に示した。図-8によれば、現位置試験であるP, S検層試験から求めたせん断弾性定数と室内試験である動的三軸試験より求めた初期せん断弾性定数とは良く一致している。

動的三軸試験とP, S検層を行った実験例は少ない。筆者等は、別途<sup>2)</sup>、粘性土のP, S検層試験から求めたせん断弾性定数  $G_0$  と標準貫入試験のN値との間に、次に示す回帰式を得ている。

$$G_0 = 15.8 N^{0.668} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \dots\dots\dots (3)$$

動的三軸試験から求めた初期せん断弾性定数とサ

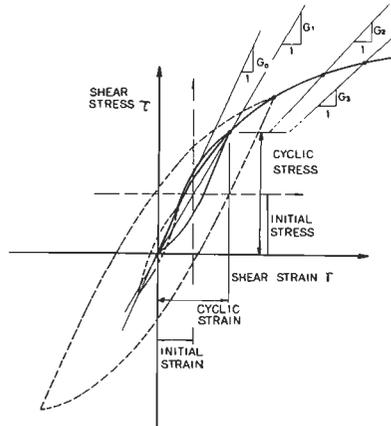


図-6 応力-ひずみ関係説明図

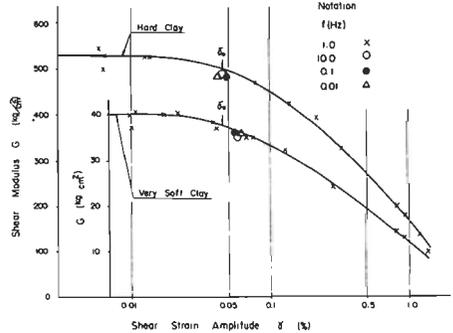


図-7 G-gamma 曲線試験結果例

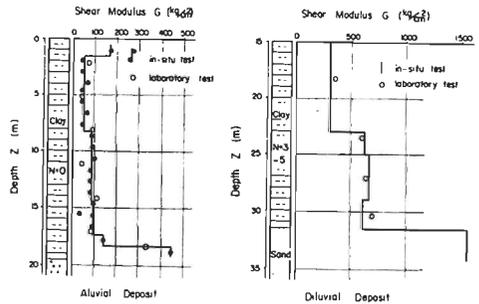


図-8 現位置、室内試験結果の比較

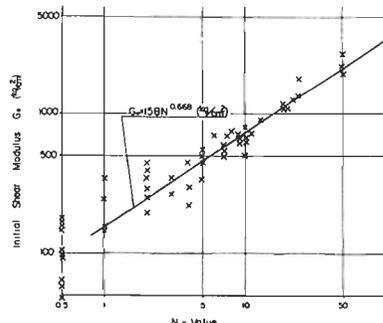


図-9 室内試験結果と3)式との比較

ンプル採取深度におけるN値を図-9にプロットし、さらに3)式を同時に示し、比較検討した。

図-9より、N値が大きいく程、実験値は3)式に良く一致し、N値が小さい程、実験値は、ばらつきが大きい傾向にある。しかしながら、全体的に視て、実験値は3)式と良く一致している。

以上、図-8、9より動的三軸試験から求めた初期弾性定数は、現地盤のせん断弾性定数と等価であると考えることが出来る。

### § 5. 弾性限界点

先の図-7において、せん断弾性定数とせん断ひずみ度の関係の代表例を示した。

図-7によれば、せん断ひずみ度振巾が微小のところでは、せん断弾性定数が一定で、弾性限界点より大きくなれば、せん断弾性定数は、ひずみ度の増大とともに急激に低下してゆく。

図-7に示すG- $\gamma$ 曲線の急折点を、初期せん断弾性定数G<sub>0</sub>の5%低下した時のG、即ち、次式で示されるGに相当するせん断ひずみ度を、土の弾性限界点と定義し、

$$G = 0.95 G_0 \dots\dots\dots (4)$$

各試験結果の弾性限界点をプロットしたものが図-10である。

図-10によれば、弾性限界点は、土の初期せん断弾性定数に関係なく、0.018~0.06%の範囲内にある。

さらに、斎藤、後藤<sup>3)</sup>の実験結果、柴田、石黒<sup>4)</sup>の調査結果の弾性限界点とは、良く一致している。

### § 6. ひずみ速度依存性

土の弾性定数に対する速度依存性を調べるために、微小ひずみ領域において、ひずみ振巾を一定にして、振動数fを、0.01、0.1、1.0、10.0Hzと変化させた時の弾性定数(せん断弾性定数、ポアソン比)と等価履歴粘性減衰定数を求める実験を行った。

ひずみ速度依存性を調べることは、従来、良く使われている静的弾性定数、動的弾性定数の力学的意味を知る重要な手掛であるし、さらに、減衰性状に対するひずみ速度依存性を知ることは、土の力学モデル(フォークト型、マックスウェル型、三要素、その他)を決定するために重要な手掛を与える。

#### 1) ひずみ速度に対するせん断弾性定数の変化

実験結果の中から、せん断弾性定数が近似しているものを除外して、初期せん断弾性定数が70~1200

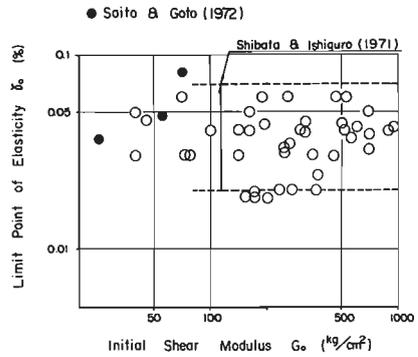


図-10 弾性限界値の分布

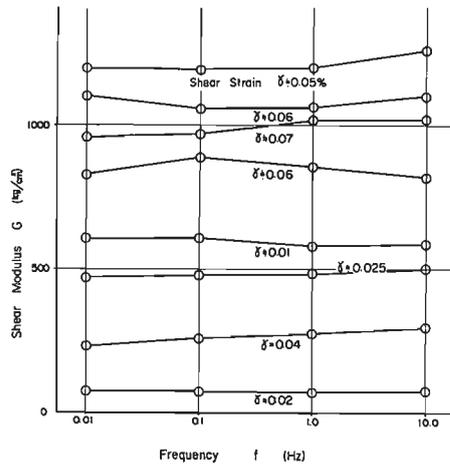


図-11 振巾を一定にして、振動数を変化させた時のせん断弾性定数

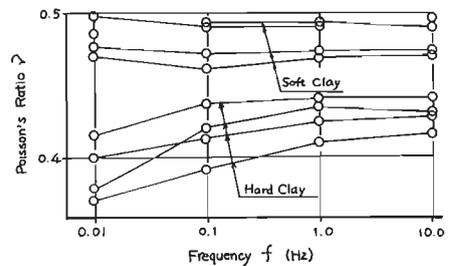


図-12 振巾を一定にして、振動数を変化させた時のポアソン比

kg/cm<sup>2</sup> の範囲にあるデータのうちから、振動振幅が一定（せん断ひずみ度  $r = 0.01 \sim 0.07\%$ ）であるときの振動数とせん断弾性定数に関する代表的実験結果を図-11に示した。

図-11によれば、振動数が低くても、高くても弾性定数は変化しない、このことは、振幅が一定であればせん断弾性定数は、ひずみ速度に依存しなくて、一定であることを意味している。

## 2) ひずみ速度に対するポアソン比の変化

前項と同じく、振動振幅が一定であるときの振動数とポアソン比のデータを図-12に示した。

図-12に示されている Soft Clay ( $G_0 < 1000 \text{ kg/cm}^2$ ) のデータは、振動数が変化してもポアソン比は一定である。しかしながら Hard Clay ( $G_0 > 1000 \text{ kg/cm}^2$ ) の場合、振動数が低い程、ポアソン比は低下する傾向にある。この実験結果について、ポアソン比がひずみ速度の影響を受けているのは、サンプル内に含まれた若干の気泡のためか、あるいは、実験誤差によるものでないかと考えている。筆者等は、ポアソン比についても、土が非排水状態であれば、ひずみ速度に依存しなくて一定であると考えている。

## 3) ひずみ速度に対する減衰定数

減衰定数  $h$  はヒステリシスループの面積を  $\Delta W$ 、弾性エネルギー  $W$  を求め、次式より計算した。

$$h = \frac{\Delta W}{2\pi W} \dots\dots\dots(4)$$

振動振幅を一定とした時の減衰定数  $h$  と振動数の関係を図-13に示した。

データは、振動波形のノイズのため、ばらついているが、全体の傾向として、減衰定数は、ひずみ速度には依存しないと考えることが出来る。従って、土の減衰性状は、履歴型であると視なすべきである。

図-13に示したデータのうちから、代表例として、図-14にヒステリシスループを示したが、各振動数のヒステリシスループの形は非常に良く似ているのが特徴である。

## § 7. ポアソン比とせん断弾性定数

動的三軸試験から求めた初期せん断弾性定数とポアソン比の実験値を図-15に示した。ポアソン比の傾向としては、せん断弾性定数が大きくなるにつれてポアソン比は小さくなる傾向がある。全体のポアソン比は、せん断弾性定数が  $1000 \text{ kg/cm}^2$  以下であれば、ポア

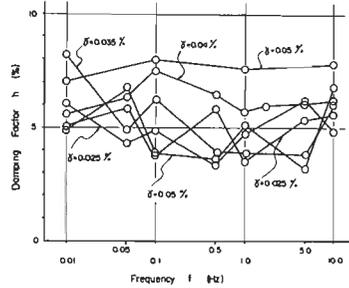


図-13 振幅を一定にして、振動数を変化させた時の減衰定数

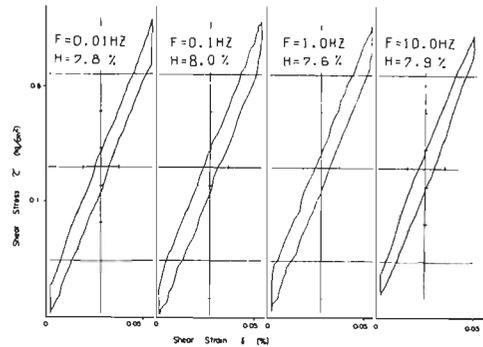


図-14 ヒステリシスループの代表例

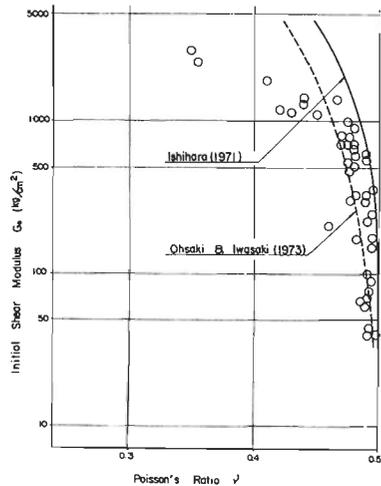


図-15 初期せん断弾性定数とポアソン比との関係

ン比のデータは0.485~0.5に分布している。

せん断弾性定数が $1000 \text{ kg/cm}^2$ 以上になると、ポアソン比は顕著に低下する傾向にある。

ポアソン比とせん断弾性定数の関する既往の研究としては、石原<sup>5)</sup>による理論的研究、大崎、岩崎<sup>6)</sup>によるP、S検層試験結果を統計的に求めたものがあるので、これらの研究結果を図-15に合せ示した。

これらの研究結果と筆者等の実験結果は、せん断弾性定数が $1000 \text{ kg/cm}^2$ 以下の粘土に対しては、良く一致しているが、 $1000 \text{ kg/cm}^2$ 以上のものは、両者の値が異っている。この原因については、いまのところ良くわからない。

### § 8. ストレンレベルによる力学的性質の変化

特に、軟弱地盤では、大地震が発生した時、地盤内に大きなひずみが生じ、破壊する場合もありうる。

従って、軟弱地盤上の建物の耐震解析を考える場合地盤の大ひずみ領域における力学的性質を実験的に把握する必要がある。

#### 1) ストレンレベルとせん断弾性定数

図-7に示したせん断弾性定数Gとせん断ひずみ度振巾 $\gamma$ 曲線を初期せん断弾性定数 $G_0$ で規準化して示したものが、図-16の斜線で示した部分である。

土の非線型性に関する既往の研究としては、Hardin & Drnevich<sup>7)</sup>の研究、Seed & Idriss<sup>8)</sup>の研究、Taylor & Parton<sup>9)</sup>の研究があるので、これらの研究結果も図-16に合せ示した。

図-16に示した四者の研究結果は、必ずしも良く一致していない。特に、Seed, Idrissの研究は他の三者の結果と大きく異っている。

これらの研究結果が異っている原因として考えられることは、実験に使った土が異なること、試験方法の相違が挙げられるが、筆者は、後者の試験方法の相違が大きいものと考えている。

いづれにしても、土の弾性領域は狭く、せん断ひずみ度振巾が大きくなれば、等価せん断弾性定数は大きく低下する。従って、特に軟弱な地盤における地震応答解析を行う場合、地盤を単なる弾性体と仮定することは問題である。

#### 2) ストレンレベルとポアソン比

せん断ひずみ度振巾を変化させた時のポアソン比の値を図-17に示した。図-17より、ポアソン比は、ひずみ度振巾の大きさには無関係で一定であるが、破壊領域に近づくとき大きくなってゆく傾向がある。

#### 3) ストレンレベルと減衰定数

ストレレベルが変化した時の減衰定数の値を知るために、図-18に減衰定数とせん断ひずみ度振巾のデ

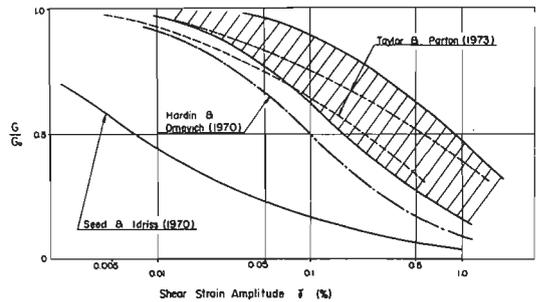


図-16 ストレンレベルとせん断弾性定数

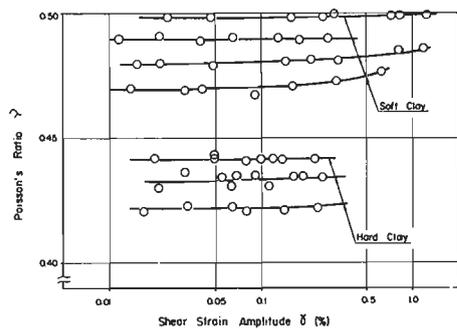


図-17 ストレンレベルとポアソン比

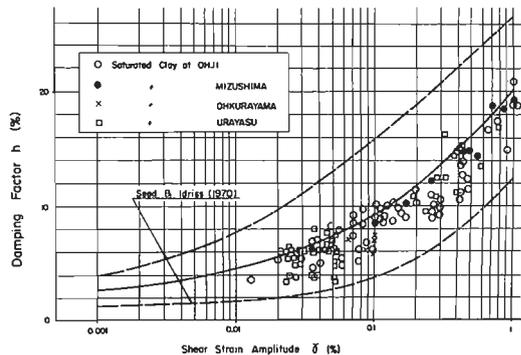


図-18 ストレンレベルと減衰定数

ターを示した。さらに Seed & Idriss のデータも合せ示した。

減衰定数に関しては、筆者等の実験結果は Seed, Idriss のデータに比較して、小さく出ている傾向にあるが、ほぼ、同じ傾向で、ひずみ度振巾が大きくなるにつれて大きな減衰の値となる。

## § 9. 結 論

以上、述べて来た非排水状態にある飽和粘性土の実験結果についてまとめれば次の通りである。

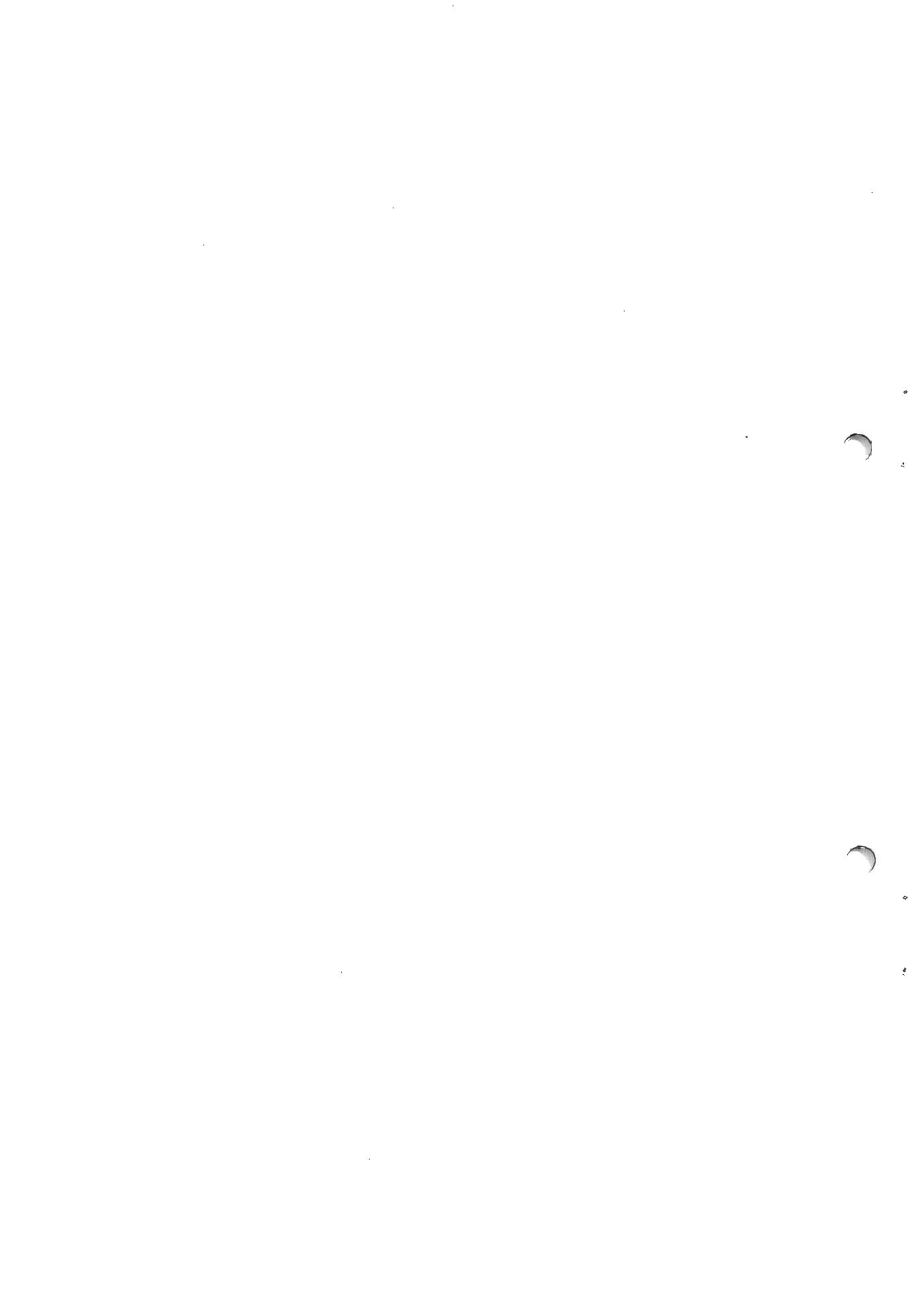
- 1) 室内試験である動的三軸試験から求めた初期せん断弾性定数と、現位置試験である P, S 検層試験で求めたせん断弾性定数とは、ほぼ等しい。
- 2) 図-7 に例示した G- $\gamma$  曲線の急折点を弾性限界点  $\gamma_e$  と定義すると、 $\gamma_e$  の値の範囲は 0.018~0.06% の範囲内にある。
- 3) 土の弾性定数であるせん断弾性定数、ポアソン比は、ひずみ度振巾が一定であれば、振動数(ひずみ速度の変化)が変化しても、一定である。
- 4) 土の減衰定数は、ひずみ度振巾が一定であれば、振動数を変化させても一定である。このことは、土の減衰特性は履歴型であることを示している。
- 5) ポアソン比は、初期せん断弾性定数と密接な関係があり、初期せん断弾性定数  $G_0$  が  $1000 \text{ kg/cm}^2$  以下であるとき、ポアソン比は 0.485~0.5 の範囲内にある。
- 6) ストレンレベルによるせん断弾性定数の低下率を図に示した。
- 7) ポアソン比は、ひずみ度振巾が変化しても一定であるが、破壊領域に近づくとき若干大きくなる。
- 8) スtrenレベルが増大するに従い、減衰定数は増大し、せん断ひずみ度が 1.0% になると減衰定数は、20% にも達する。

## § 10. 謝 辞

本研究を推進するにあたり、筆者が勤務する鹿島建設の東大名誉教授武藤清博士、久田俊彦博士、福田乙二博士から、御理解と便宜、さらに御教示を得ました、さらに、東大教授の大崎順彦博士、東工大助教授岸田英明博士からは、激励と御教示を与えていただきました、そして、研究室の上司である上野次長、太田主任研究員、丹羽、坂野、その他の同僚より多大な応援を受けました、ここに、感謝の意を表わす次第であります。

## 参 考 文 献

- 1) 原、森下、"動的三軸試験による土の動的性質の研究(その2)"鹿島技研年報、第19巻、1970年。
- 2) A. Hara et al, "Shear Moduli and Shear Strengths of Cohesive Soils" Kajima Institute of Construction Technology, KICT Report, No. 9, July, 1973.
- 3) 斎藤、後藤、"土の弾性定数の測定について"、第7回土質工学研究発表会、昭和47年6月。
- 4) 柴田、石黒、"土の動的せん断弾性係数について"、土木学会、第26回年次学術講演集、第3部、昭和46年。
- 5) 石原、"飽和土のポアソン比"、土木学会、第26回年次学術講演集、第3部、昭和46年。
- 6) Y. Ohsaki & R. Iwasaki, "On Dynamic Shear Moduli and Poisson's Ratio of Soil Deposits," Department of Architecture Faculty of Engineering University of Tokyo, Research Report 73-02, 1973.
- 7) B. O. Hardin & V. P. Drnevich, "Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves," ASCE, Vol. 98, No. SM7, July, 1972.
- 8) H. B. Seed & I. M. Idriss, "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses," Earthquake Engineering Research Center Report No. EERC 71-2, University of California, Berkeley, April, 1971.
- 9) P. W. Taylor, "Dynamic Torsion Testing of Soils," Pro. 8th ICSMFE, 1973.



## 6-2 地盤の動力学的性質とその応用

### その2: 表層地盤の弾塑性解析

木田 外氣晴\*

#### §1 まえがき

地表層の震動解析には未解決の問題が多く、実作波のみの解析だけでも難問である。最近地盤震動の解析は数多く行われているが、土の動特性の究明結果を用い更に終局的に記録地震動を解析的に説明出来るものではないとその応用性については多くを云えないと考えられる。

N.C. Tsai<sup>1)</sup>の研究は土の力学的モデルとして3要素モデルを用い良好な結果を得ている。但しその要素の定数に関しては詳細に示されていない。

この報告は、3要素モデルに基づく波動方程式の弾性解析を Tsai の方法を用いて世界貿易センター(WTC, 東京浜松町)ビル敷地地盤の記録について検討し、更に(その1)の土の弾塑性特性を用い H.B. Seed<sup>2)</sup>の方法を参考に弾塑性解析を行ったものである。なお弾性解析に際しては土の粘弾性特性を新たに仮定した。

以下ではせん断波としての取扱を行う。

#### §2 弾性解析の方法

減衰をもつせん断波の方程式は変位  $u$ , 深さ  $z$  として

$$V_s(i\omega) \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad \text{----- (1)}$$

この解は上昇波と下降波の和として次式で与えられる。

$$u_j = a_j e^{i(\omega t + k_j z_j)} + b_j e^{i(\omega t - k_j z_j)} \quad \text{---- (2)}$$

(j=1, 2, \dots, N; 層数)

ここに  $V_s$ ,  $k_j$  は3要素の粘弾性モデルによるものである。

3要素モデルの応力と歪の釣合式は図1中の記号によれば、応力を  $\sigma$ , 歪を  $\epsilon$ , 減衰係数を  $\gamma = \eta/G_0$  として

$$(G_a + G_b)\sigma + \eta \dot{\sigma} = G_a G_0 \epsilon + G_b \eta \dot{\epsilon} \quad \text{---- (3)}$$

$$\sigma = G(\omega)\epsilon = G_0 \frac{1 + i\omega\gamma}{1 + i\frac{\omega\gamma}{1+\eta}} \epsilon, \quad \eta = \frac{G_a}{G_b} \quad \text{---- (4)}$$

$$V_s(i\omega) = V_0 \sqrt{\frac{1 + \omega^2 \gamma^2 / (1+\eta)}{1 + \omega^2 \gamma^2 / (1+\eta)^2}} \sqrt{1 + i\omega\gamma \frac{\eta}{1 + \omega^2 \gamma^2 / (1+\eta)^2}} \quad \text{--- (5)}$$

(3)~(5)式の間係を用いて、各層の境界条件から(2)式の  $a_j, b_j$  は基盤入射波の振幅  $a_{n+1}$  で表わすことができる。

表層での伝達関数は次式で定義される。

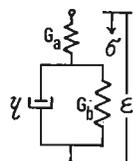


図1 3要素モデル

$$Amp(\omega) = |u_n(-H_1, t)| / |2a_{n+1}|, H_1: 層厚 \quad \text{--- (6)}$$

Tsai の方法のうちここで利用するものは、基盤層の透散減衰分を各次周期に訂する見がけの減衰定数  $k_r$  にくり込むところに特徴がある。詳細は文献<sup>1)</sup>に中するが、(1), (2)式から導かれる各次の運動方程式に対し、定常波を最下層に入力してこれと表層の応答の比を求め、これが(6)式で得られた伝達関数と一致する逆復元計算を行ない  $k_r$  を求める。ランダム応答の解析は時間々数  $t$ , 入力  $y$  とし次式より得られる。

$$\ddot{\xi}_r(t) + 2k_r \omega_r \dot{\xi}_r(t) + \omega_r^2 \xi_r(t) = -2\ddot{y}(t), \quad r=1, 2, \dots, N \quad \text{--- (7)}$$

#### §3 弾性地盤の定数

3要素モデル(Standard Linear Model)の粘弾性定数のうち  $\eta$  は実験的に求めなければならない。これらの実験データは極めて少ないが、畑野<sup>3)</sup>、赤井<sup>4)</sup>の求めた  $\eta$  と  $G_0 = \rho V_s^2$  の関係を図2にプロットしこれを最小自乗法で次式の如く仮定する。

$$\eta = 1.22 G_0^{0.286} \quad \text{----- (8)}$$

更に減衰係数は(7)式を用いて次式から得られる。

$$\gamma = \frac{\eta}{1+\eta} \frac{\omega}{G_0} \quad \text{----- (9)}$$

(9)式に  $\omega$  をパラメーターとして与えて  $G_0$  と  $\gamma$  のグラフとして図3に示す。図中には原の実験結果<sup>5)</sup>を再整理させて頂いたものを併記するが、概略の傾向は  $\omega$  が一定値をとると云えよう。原の実験結果のうち  $\circ$  印は強制力  $\sigma$  の周期が1秒,  $\square$  印は100秒,  $\triangle$  印は0.1秒であり  $\circ$  印が非減衰の  $G_0$  に最も近い値といえる。

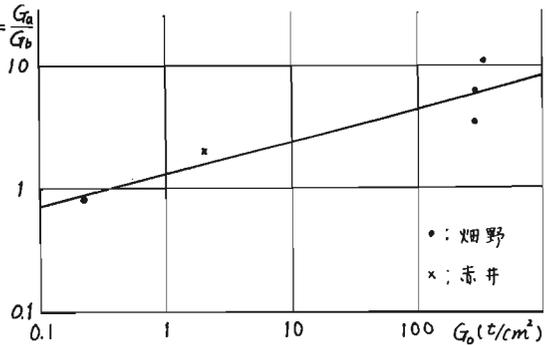


図2 3要素モデルの剛性比  $\eta$  と  $G_0$  の関係

これに近い値は  $\gamma = 0.001$  である。筆者等は他の論文<sup>6)</sup>で  $0.001 \sim 0.005$  に近い値を用いてかなり良好な結果  $\sigma_f = \frac{1}{G_b}$  を得ている。ここでは  $0.003$  と仮定する。

要するに、本方法は要素モデルを用いてこの定数  $\gamma$  に規則性を与えて、どの様な異種材料からなる振動系でも同一の減衰性の取扱いが可能とする事を試みるものである。その具体的な値は実験的に求めなければならないが、現在極めて少ないので今後修正されるべき性質のものである。なお伊式又は図3のパラメータ  $\gamma$  は異種材料によって異なる値をとることも考えられるが、現在そのデータは少く今後の研究に期待されよう。

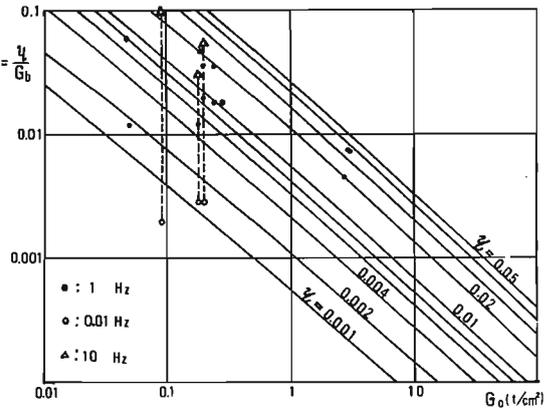


図3 3要素モデルの減衰係数  $\gamma$  と  $G_0$  の関係

#### §4 検討対象地盤と地震記録

前述の方法を実際の地震記録を用いてシミュレーション解析を行いその妥当性を検討する。対象はWTCビルの建設前の地中地震記録である。昭和41年~42年に解析可能な記録が5つ得られたものの中から地表の加速度が最大15 galの昭和42年3月19日EWの記録を選んでシミュレーション解析を行うことにする。

図4は地盤柱状図とS波速度  $V_s$  の推定値<sup>7)</sup> 及び最大加速度分布を示す。またGL-90mにおける記録の加速度応答スペクトルを図5に示す。約0.3秒にかなり明瞭なピークをもち、また遠距離地震ではかなり長周期成分を含んでいることがわかる。

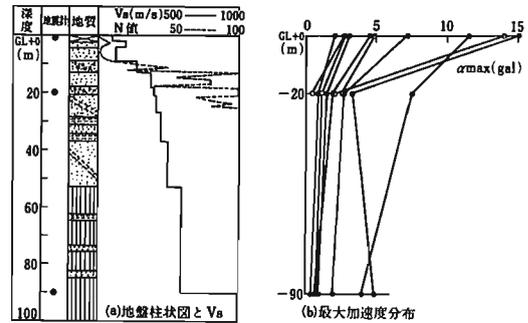


図4 地層断面図と記録最大加速度分布図

昭和42年1月17日と3月19日の記録を用いてGL-90mとGLの記録の速度応答スペクトル  $S_v$  を  $\beta = 0$  なる条件で求め地上と地中の比  $S_{vGL}/S_{v-90}$  を図6に示す。これより概略の周期と増中の度合いを知ることができよう。

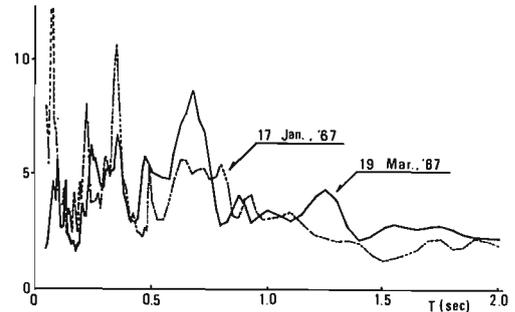


図6 記録より得られた伝達関数

#### §5 弾性計算によるシミュレーション解析

前項迄の方法により昭和42年3月の記録を用いてシミュレーション解析を行った。解析条件は次の3ケー

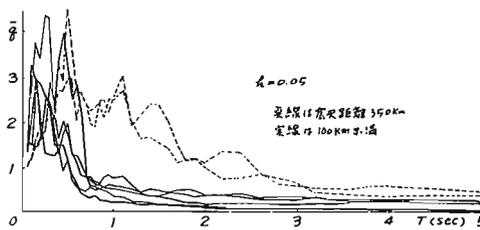


図5 GL-90mの記録の加速度応答スペクトル

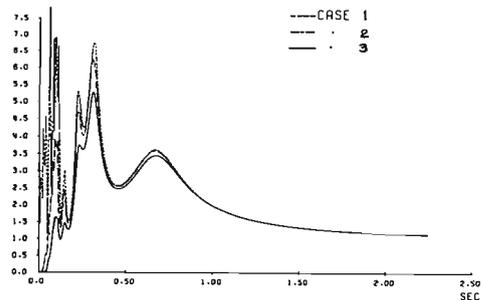


図7 解析による地表の伝達関数

とであり、定数の詳細は表1に示す。

Case 1; 内部減衰  $\gamma = 0$  ( $\nu = 0$ ),  $\nu = (7)$ 式とする。

Case 2;  $\gamma = 0.003$ ,  $\nu = (7)$ 式とする。

Case 3;  $\gamma = 0.02$ ,  $\nu = (7)$ 式; Tsaiの条件に近い

この条件で求めた地表の伝達関数を図7に示す。図6と比較すると、周期はほぼ同じにしようが、ピークの大きさがかなり異なることがわかる。以下ではCase 2を主に説明する。図8は固有周期と各次の見かけの減衰定数との関係を示す。低次の伝播散減衰が主体で、全体的には高次の減衰が小さく内部減衰系と逆の傾向を示す。

なお、ここでは基礎層の  $V_s$  はモデル化の便宜上 1100 m/s とその上層の2倍の値を仮定した。この理由は、一般に多く測定されている程度の  $V_s$  を基礎層に用いると図7における  $T \approx 0.7$  秒のピークが図6の観測値のそれに比して小さくなりすぎるからである。この事はより深い層迄含むモデル化が行われた場合自動的に解決する問題であろう。然し限られた地表層のみモデル化するとき、より下層からの上への反射波の存在を考慮して基礎の  $V_s$  を実状より大きめに仮定することにより、便宜的に  $T \approx 0.7$  秒のピークを多くし得て好都合である。

### §6 シミュレーション解析の結果と検討

上記3ケースの解析を行い記録と比較検討した。

図9は記録と解析の加速波形の比較である。地盤震動の複雑さを考えれば、両者は極めて良い一致を示しているといえよう。図10に加速の最大値の分布を示す。

以上の結果より次のことがいえよう。

- 1) 減衰係数は Tsai の用いている値の数分の1という小さな値を用いた方がこの場合よい。
- 2) 内部減衰はかなり小さく、逸散減衰が支配的である。

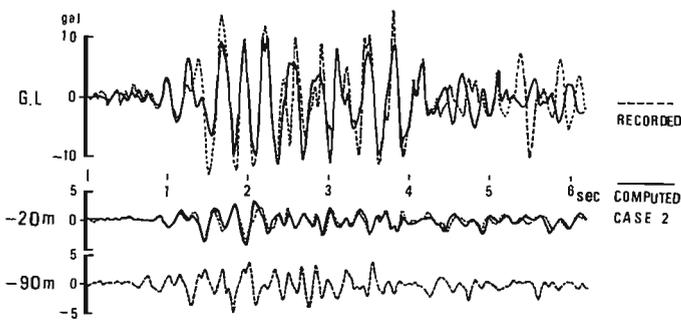


図9 記録と解析の加速波形の比較

表1 表層地盤の粘弾性定数

No.	地質	H (m)	$\rho$ ( $t/m^3$ )	$V_s$ (m/s)	$G_0$ ( $t/cm^2$ )	$\nu = \frac{V_p}{V_s}$ (sec)	$\nu = \frac{G_p}{G_b}$
1	盛土	2	1.5	100	0.153	0.002713	0.710
2	中砂	2	1.7	150	0.390	0.001234	0.929
3	シルト質細砂	5	1.55	130	0.267	0.001701	0.833
4	砂礫・細砂	7	1.9	300	1.745	0.000337	1.426
5	砂礫	6	2.0	400	3.265	0.000188	1.707
6	シルト混細砂	6	1.7	350	2.125	0.000283	1.509
7	シルト岩	9	1.8	400	2.939	0.000212	1.656
8	シルト混細砂	16	1.8	450	3.719	0.000172	1.771
9	シルト岩	37	2.0	550	6.173	0.000109	2.048
10	シルト岩		2.1	*1100	10.500	0.000029	3.089

\*: 上層の2倍と仮定

あり、特に低次に大きな影響を及ぼす。

- 3) モデル化の範囲を浅くした場合、便宜的に基礎層の  $V_s$  を大きくとる事は有用である。

### §7 弾塑性解析の方法

以上の検討結果から、本方法により実際の地震動とかなり良く説明出来ることを確認したので、更にこれを弾塑性解析の範囲に広げる検討を試みる。これに際しては(その1)の結果等も利用することにする。

(その1)に示された土の基などによるせん断弾性定数  $G$  を多項式で置換える有効減衰定数  $\gamma$  を次の如く置く。

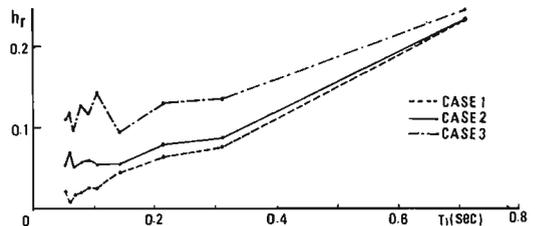


図8 固有周期と各次の見かけの減衰定数

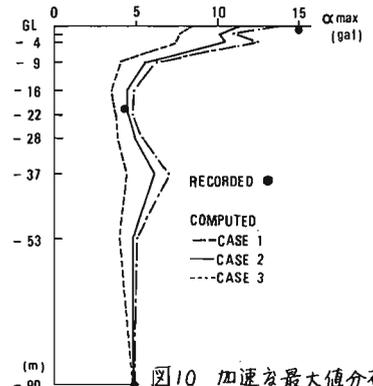


図10 加速の最大値分布

有効減衰定数;  $h_e$  (図11)

粘性土;  $h_e = 16.95 E^{0.3536}$  ..... (10)

砂質土;  $h_e = 29.77 E^{0.3684}$  ..... (11)

なおこの(10)式は(その1)の原による実験結果の平均的値をとったものであり、Seedの示した曲線より若干小さな値をよせている。(11)式はSeedの値を用いた。

弾塑性計算は(12)式を直接用いて出来ないため、ここでSeedの方法<sup>2)</sup>を利用する。即ち、S4で行ったと同じ方法による弾性計算の応答を(10),(11),Gの式に代入して、 $h_e$ の低減、増加値を求めこれによる弾性計算を行う。これを数回繰返して応答の差が小さくなる迄繰返計算させる。ここでは各層の歪が0.1%以内になる迄繰返す。

### §8 弾塑性解析の結果と検討

前項の方法により弾塑性解析を行うが、入力地震波はS4に示したものを基盤において最大加速度100 galに拡大して与えた。

解析結果の地表における加速度波形を図12に示す。

地盤の応答最大歪度を図13に示す。この図には36における入力の $\alpha_{max} = 5 \text{ gal}$ の(弾性計算)応答歪と20倍したものと併記するが、これと比較すると塑性解析では地表近くの歪レベル持て表層軟弱層の歪が大巾に大きくなっていることがわかる。一般にせん断歪は $\epsilon < 0.5\%$ 前後と越えると破壊領域に入ると云われ(おり)。この例では地表層はそれ程軟弱ではなく破壊に致るのはより大きな加速度領域と考えられる。

応答最大加速度分布と前記の弾性計算と併記して図14に示す。塑性計算により応答性状が若干異なっていることがわかる。

地表における計算と記録の加速度波形による応答

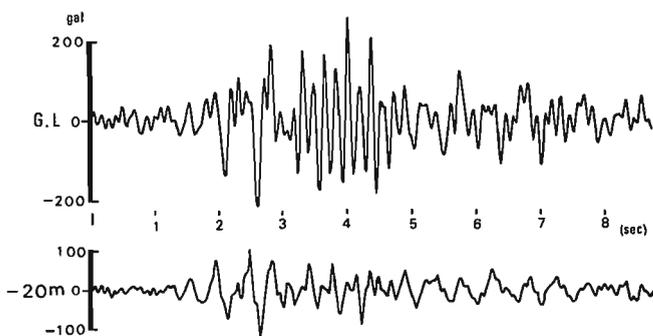


図12  $\alpha_{max, input} = 100 \text{ gal}$  による加速度応答曲線

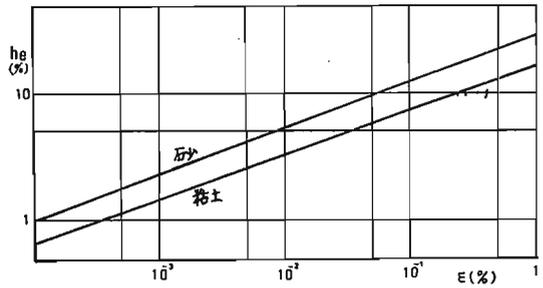


図11 歪率と有効減衰定数の関係

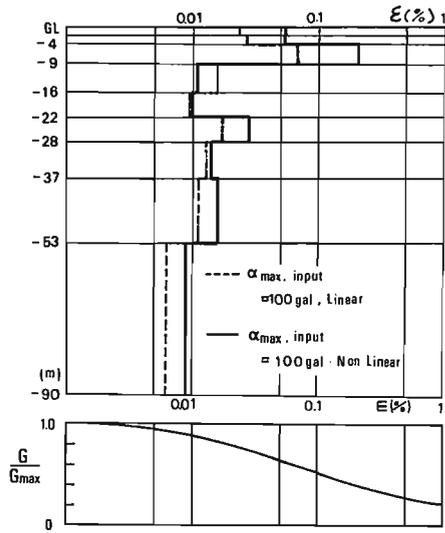


図13 各層の応答最大歪とGの低下曲線

ペクトルと図15に示す。弾性計算では、2次周期が顕著に表われているのに対し、塑性計算では1, 2及び4 or 5次の勢力がかなり大となり、更に3次の成分が小

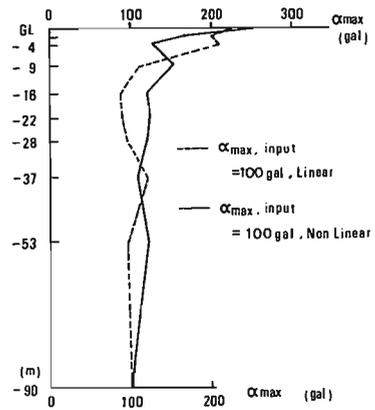


図14 加速度最大値の分布図

さかっている。図9における加速度波形及び図13の歪度分布をみてもこの傾向を含むことがわかる。

固有周期は弾性計算で  $T_1 = 0.71$  秒であったものが入力  $100 \text{ gal}$  では  $T_1 = 0.86$  秒となり、高次同期を含めると表2の如く変化した。  $T_1$  の変化から得られる平均的な剛性低下率は約47%である。

なお、本方法による塑性計算では便宜上基礎の  $V_s$  を低下させる方法をとった。その理由は、土層のみ歪増加に応じて  $G$  を低減させると基礎とその上の層のインピーダンス比が小さくなり遠散減衰が極端に小さくなるからである。本例では土層の平均歪に応じて基礎の  $G$  を低減し、見かけの減衰定数が小さくなることを防いだ。表3に弾性と塑性の減衰定数と比較して示した結果をみるとまだ検討の余地があると考えられる。

### §9 おわりに

本報告は、せん断型波動方程式により地震震動の記録についてシミュレーション解析を行い、その実用性と確認した上で、土の弾塑性モデルは動的三軸試験結果を用いて弾塑性解析を試みたものである。またモデル化に際しては媒体と3要素モデルと考え地下遠散減衰と伴うものであるが、特徴的な点としては、減衰係数とせん断弾性定数の関数として規則性を与えたことである。

シミュレーション解析の結果、記録とかなり適切に再現出来たが、これには遠散減衰が大きく奇巧しており内部減衰はかなり小さいものであることがわかった。

これに上の動的三軸試験結果を加味した弾塑性解析より、地表で  $260 \text{ gal}$  程度の加速で最大歪は0.2%と若干越えるが地盤の破壊域には至らない程度であるという結果が得られた。

有限深さの地表面を取り出してモデル化する場合、その周期、減衰の妥当性が問題となる。特に基礎の  $V_s$  の取扱いは低次の減衰性と支配するため便宜上  $V_s$  とより速く考えるか、この種の問題を生じさせない深さ迄深くモデル化する等の問題をもち、弾塑性の場合更に複雑となり今後の検討を要する。

なお本解析は1箇所における1つの地震動であるため、より多くの場所、地震波による検討が今後必要である。シルト層や軟弱な砂層をもつ場合、より大中に塑性域に入ると考えられる。また土の粘弾性特性、特に3×4要素モデルの特性や弾塑性特性は今後の実験的裏付

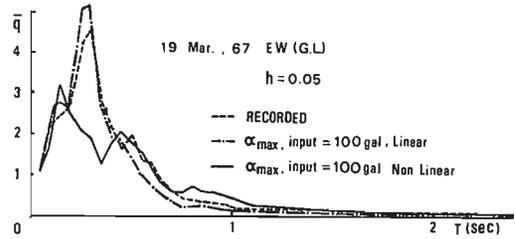


図15 計算と記録の加速度応答スペクトル (GL)

けが更に必要である。

表2 弾性と塑性の各計算における固有周期 (SEC)

	1	2	3	4	5	6
弾性	0.710	0.313	0.217	0.143	0.105	0.091
塑性 (100gal)	0.860	0.533	0.274	0.187	0.163	0.116

表3 弾・塑性計算における見かけの減衰定数

	1	2	3	4	5	6
弾性	0.236	0.088	0.081	0.056	0.056	0.060
塑性	0.155	0.100	0.132	0.043	0.049	0.032

### 参考文献

- 1) V.C. Tsai; "Influence of Local Geology on Earthquake Ground Motion", C. I. T., 1969
- 2) H.B. Seed, I. M. Idriss; "Influence of Soil Conditions on Ground Motion During Earthquake" Jan, 1969, Soil Mech. and Found. Division.
- 3) 畑野, 波迫; 粘土, 砂, 礫石の動的, 静的弾性定数ならびにポアソン比について, 土木学公論文報告集 164号, 他2編
- 4) 赤井, 瑛; 線型粘弾性体および多孔性物質内の波動特性の比較考察, 土質工学公報47年大会号他1
- 5) 原他3名, 軟弱地盤の力学的性質と地震時の挙動 その1: 昭和47年日本建築学会大会号
- 6) 太田, 武藤他2名; WTCビル地盤の地震記録とそのシミュレーション解析, 昭和48年日本建築学会大会号
- 7) 丹羽, 武藤他2名; 相互関係法によるS波速度の測定解析, 昭和47年日本建築学会公報支部研

# 参考 軟弱地盤上杭支持建物の地震記録とその解析

## §1 まえがき

本文では地盤のみの解析を示したが、ここでは構造物を含む振動系について実際の地震記録を解析的に検討した結果を示す。対象は昭和43年7月1日の東松山地震における東京江東地区の建物である。

## §2 対象建物と強震記録

解析対象は東京下町の沖積地盤上に建つ墨東病院で、地上5階地下1階、直径2m長さ36mのピア上に建てられたR.C造建物である。地盤はG.L.-30m迄N値が0~2程のシルト硬粘土層である(図1)。強震計は1階とR(6)階に2台設置されており、これにより加速度記録の最大値は次の通りである。

$$1F: 4.3 \text{ gal}, \quad R(6): 6.2 \text{ gal} \quad (NS)$$

## §3 シミュレーション解析の方法

解析方法は図2に示す様に、建物と杭及びこれの近くの地盤を離散系の振動モデルに置換えたものであり、減衰は地盤と建物を別に取り扱う各節減衰系とし、入力をG.L.-30mの支持層に与えるものである。但し地盤は若干ながら塑性域に入るためバイリニアのヒステリシスを採用した(詳細は§4に示す)。

上部構造は短辺方向の全枠剛性を概算して大略の特性をつかむことにし、捻れは無視した。なおピアの先端はピンを仮定した。

## §4 地盤の動力学的性質

地盤のせん断弾性定数は本建物の近くの類似地盤で得られた値<sup>\*2</sup>と、N値から推定する筆者等の資料<sup>\*3</sup>により図1に示した如く推定した。軟弱層のS波の速度は $V_s = 110 \text{ m/s}$  程度である。

弾塑性特性は次の如くモデル化した。Bp4類似の粘性土の動的3軸試験によるヒステリシスループ(図3a)を弾塑性モデルに置換える。ここでは歪レベルの進行に応じて勾配が小さくなるデグレディングバイリニアを採用した例を図3bに示す。(その1)で示したせん断弾性定数Gの低下曲線 $E/G_{max}$ を標準化してこれにバイリニアの剛性低下の段階を含めて

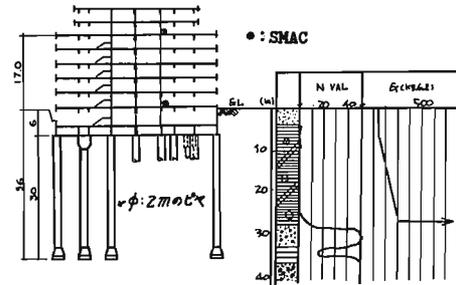


図1 構造概要と地盤特性

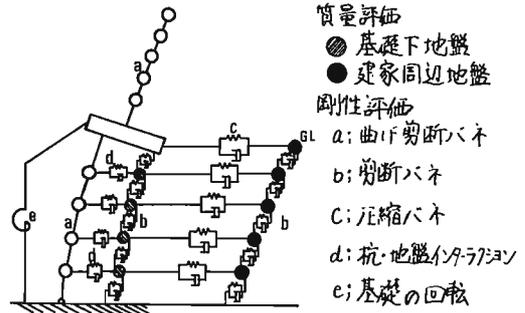


図2 解析モデル

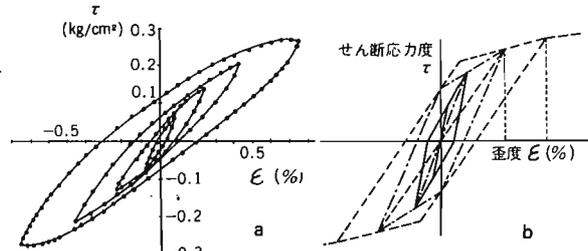


図3 実験と解析のヒステリシスループ

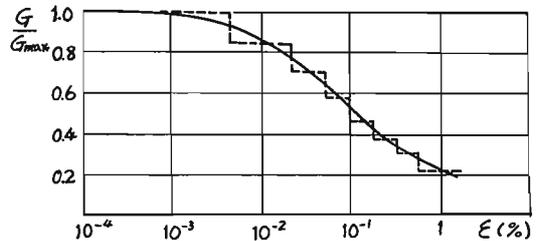


図4 せん断弾性定数GのEによる低下

図4に示す。実線は8段階の区分例である。

減衰定数は建物が1%, 地盤は6%を仮定した。これには原等の行った動的3軸試験結果を参考にした。

§5 入力地震波

本建物のピア支持地盤における加速記録はないがこの地震で都内の洪積地盤上の建物における記録が多く得られている(図5)。これらの建物11の加速度応答スペクトル(図6)はかなり類似の傾向を示すものである。そこで霞が関ビルB2階の記録と選んで墨東病院の支持地盤(東京礫層)に与えた。

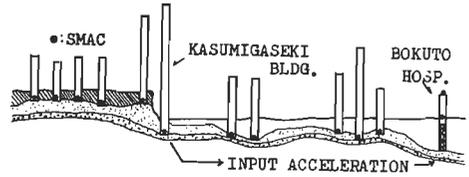


図5 東京の地層断面と検討地震波の記録された建物

§6 シミュレーション解析の結果

解析と観測の周期は表1の如く得られた。1次周期 $T_1=0.9$ 秒は地盤剛性が支配的に働いたものでかなり長周期である。観測値の0.58秒は換れと推定される。解析値の0.55秒は周辺地盤と基礎下地盤が逆位相に動くモードでそれ程大きく刺激されない。0.25秒の周期は建物のロッキングが刺激されるものである。

解析と観測の加速度波形と図7に示す。またR(6)FLにおける加速度応答スペクトルと観測記録のそれと比較して図8, 9に示す。本解析によれば、表層は若干塑性域に入ることが確かめられた。全体的に観測と解析の結果は良い一致を示している。

表1 観測と解析によるピーク周期(秒)

NO	1	2	3	4	5
解析	0.87	0.55	0.33	0.26	0.22
観測	0.88	0.58*		0.25	
備考	全体1次	*換れ		ロッキング	

§7 大入力地震による解析結果とその検討

前項では地上の最大加速度約50 galの中程度の地震であり、地盤はそれ程塑性域に入らないが、大地震時における応答と推察する意味で支持層に100, 200 galの入力を与えた解析を試みる。

これによる応答最大加速度分布と図10に示すが、§3で示した入力の $\alpha_{max}=22.5$  galの結果も併記する。地表の加速度はほぼ弾性の $\alpha_{max}=22.5$  galでは約3倍に増中されているが、 $\alpha_{max}=200$  galでは約2.4倍であり、建物ほどのケースでも殆んど増中されない。

歪率の分布と図11に示すが、周辺地盤では表層軟弱層のトップと下部が小さくその中間が大となる傾向を示す。 $\epsilon_{max}$ の最大値は約1.5%であり、図4でわかる様に $G_r$ は半程度迄低下している。一般に $\epsilon=0.5\%$ 以上では地盤の破壊が始まるであろうと云われていることから考えれば、入力の $\alpha_{max}=100$ 以上で地表の $\alpha_{max}=250$

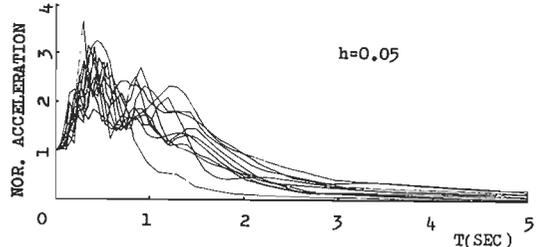


図6 洪積層上建物の地階記録の加速度スペクトル

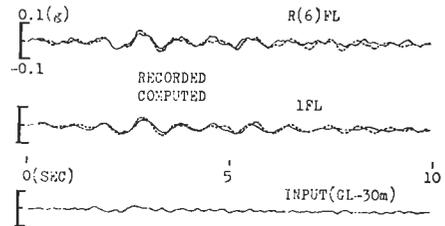


図7 観測と解析による加速度応答波形の比較

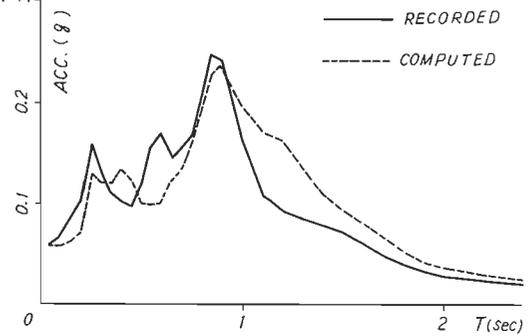


図8 観測記録と応答による加速度スペクトル(RF)

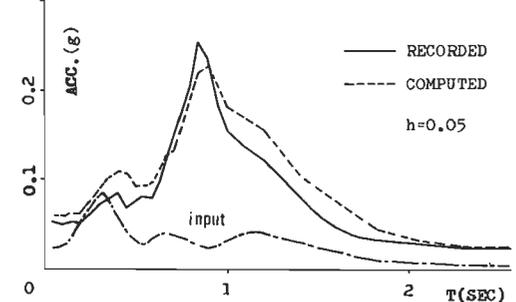


図9 観測記録と応答による加速度スペクトル(1F)

~ 300 gal 以上では地盤の破壊が急速に進行すると考えられる。

筆者等は支持層以下への逸散減衰と取り入れる方法<sup>5)</sup>等による検討と行っており、更に今後の発展が望まれる。

### § 8 むすび

地盤と抗支持建物について概略の振動特性と把握するモデルと考えシミュレーション解析を行った結果、観測値と極めて良い一致を示した。本解析法は比較的簡単な方法に基づくが、低層建物は殆んど表層地盤の動きに引きずられる挙動を示す例として挙げた。

地盤のせん断歪は地表で 250 gal を越えると土の破壊領域に入ることが予想される。但しこの結果は工例にすぎないため、他の地震波や他の地盤等での検討が必要である。

なお本報告は文献4)にデータを追加して示したが、各部減衰系では減衰性の取扱いに限度があるためその後

### 参考文献

- 1) 内山, 久田, 太田他; 軟弱地盤上抗支持建物の実験・解析的研究(その1), 47年度日本建築学会大会号
  - 2) 原, 武藤, 太田他; 軟弱地盤の力学的性質と地震時の挙動(その1), 昭和47年度日本建築学会大会号
  - 3) 丹羽, 太田, 原; N値より推定される地盤の弾性定数, オ7回土質工学発表会, 昭和47年6月
  - 4) 太田, 久田他; 軟弱地盤上抗支持建物の実験・解析的研究(その2), 昭和47年度日本建築学会大会号
  - 5) 太田, 内山, 丹羽; 軟弱地盤上抗支持建物の振動特性, 関東地震50周年記念シンポジウム, 昭和48年8月
- \*印; 鹿島建設技術研究所, 主任研究員

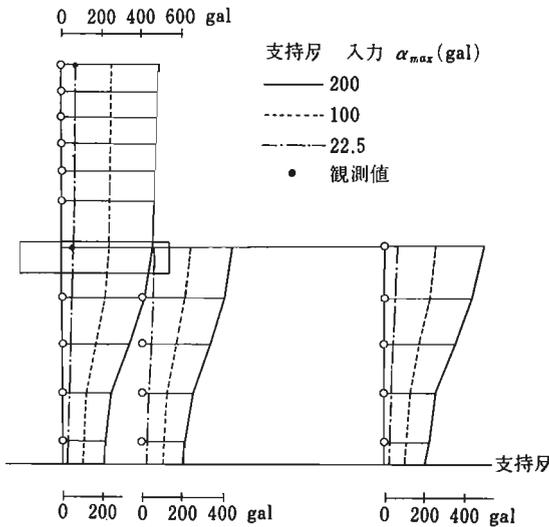


図10 地盤-建物系の応答最大加速度分布

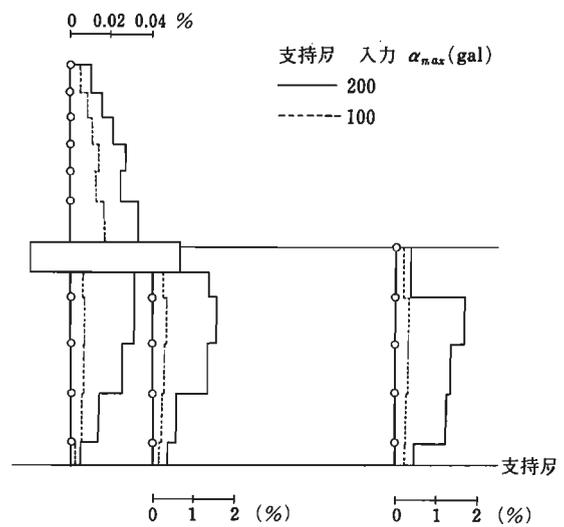
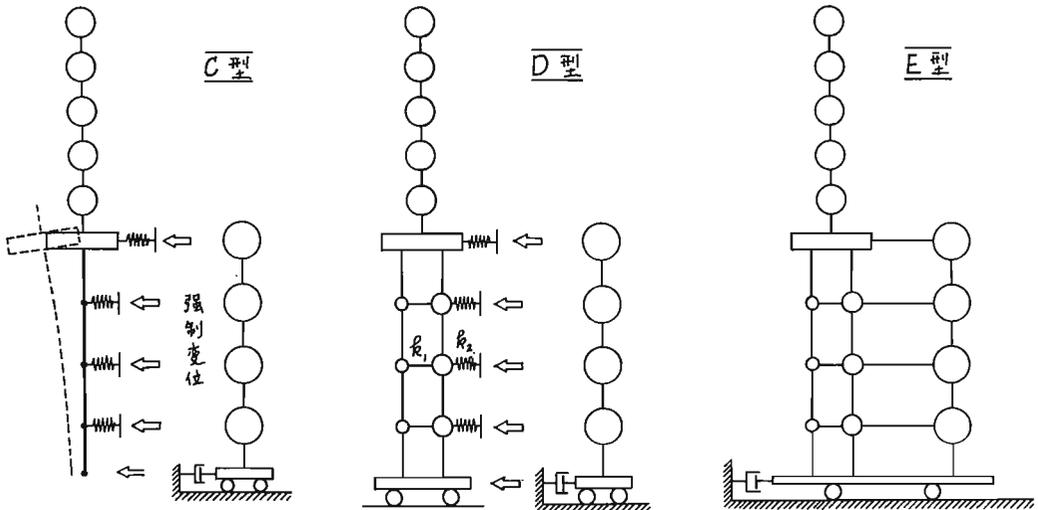
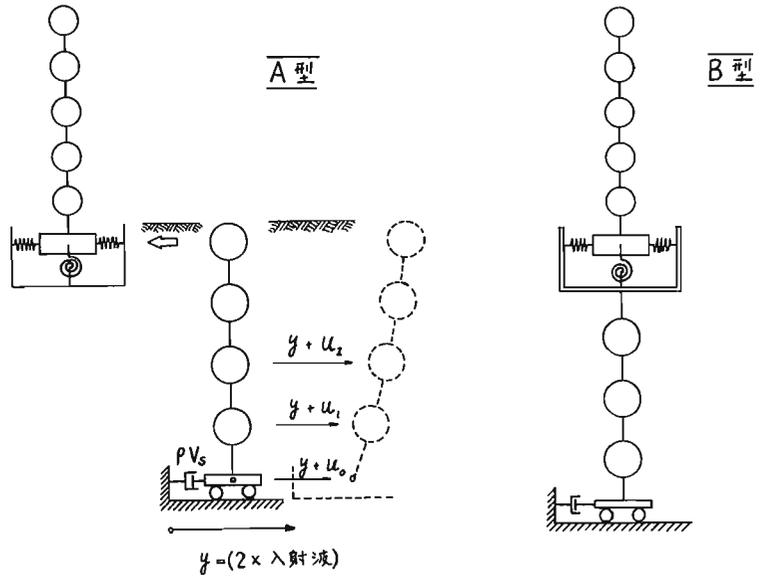


図11 地盤-建物系の応答最大歪度分布

## 7 軟弱地盤における地震動（設計の立場から）

田治見 宏

近年とみに軟弱地盤に大規模な高層集合住宅を建設する計画がたてられている。たとえば、芦屋浜や江東など。また一方で、コンビナートの多くは軟弱地盤上にあるため、重要度の高い工場施設の耐震設計は漸次改良されていく。この場合、共通して、設計の根拠と動的解析にあくことを勧めている。この理由は、基礎に杭を採用しているため、上部構造の応答には局地的な表層の影響が入り易いためである。そこで設計に際しては、適切な解析モデルの設定と、土の動的性質における非線形性の導入とが肝要と思われる。解析モデルは質点系に限ると、おおむね下記の5つの型が用いられている。



### 解析モデルの説明

A型……杭基礎の水平および回転のばね・ダンシエポットと杭頭を評価し、建物全体とスエイトロフキングを含む振動系にモデル化しようとするもので、その入力には表層の応答波を用いる。このモデルは建物の振動実験によって定数をきめることができ、さらに地盤の非線形解析も適用でき、無難なモデルといえよう。杭の応力

は、地中部分は表層と同じ動きとするとし求め、かつ抗頭からの曲げモーメント、せん断力を加算する。

B型-----これはA型の建物+杭基礎モデルと表層モデルを結合したものである。このモデルで表層の地盤マスを大きくしたのがA型である。A型でも抗頭で評価したばね・ダッシュポットには近傍地盤との相互作用の効果を含んで決められるから、こういう建物地盤系モデルは、建物の上載によって表層の固有周期に変化が認められるようなもの、具体的には建物の幅が表層の厚さにくらべてかなりある場合に用いられよう。地震観測によってこういう地盤マスを決定しようとするれば、周辺地盤との卓越周期の違いから求められる。

C型-----A型の抗頭ばねの評価は、もともと抗軸に沿って水平ばねを想定して得られたものであるから、このモデルをそのまま採用し、ばねの他端には表層の応答変位を強制変位として入力しようとするもの(A型と同じく周辺表層マスを格段に大きいとしている)。抗軸に沿う水平ばねは抗の水平加力実験によって求められるから、このモデルの決定はさほど困難ではあるまい。

D型-----杭基礎の加振実験を行うと、抗軸に沿う最大変位は同時には生ぜず、抗頭から下方に向けて位相の遅れが認められる。この位相の遅れは抗の下部ではほぼ深さ方向に linear に変化しており、これから求められる位相速度は地盤の横波速度に近い<sup>(\*)</sup>。このような実験結果はC型モデルでは説明できなくて、新たに、抗軸に沿って近傍地盤のマスを附加する必要がある。近傍地盤のマスは上下同表層と同じくせん断ばねで表はれ、抗の水平ばねの他端はC型と同じく表層からの入力点とする。したがって、団中で  $k_1 = \infty$ ,  $k_2$  = 抗の水平ばね。また、近傍地盤のマスは以上のよう附加質量の考え方以外に、基礎面積が群柱で囲まれているときは、その囲まれた部分が近傍地盤と考える方がよい場合もある。このときは、抗の水平ばねの他端は近傍地盤につくことになる。したがって、こんどは  $k_1$  = 抗の水平ばね。かようなモデルで最も決め難いのは近傍地盤と周辺地盤を結合したばね  $k_2$  である。

E型-----この圧縮ばねを確定しようとするには、周辺地盤マスの位置(建物からの水平距離)と決定しなくてはならない。これがE型モデルである。しかし、元来、3次元のものに2次元配置の質点系にたたくのでかなり困難とも言うべきであろう。理論的には、周辺地盤の応答が建物の応答に比べて小さい間隔とするので、つまり刺激係数のような形で地震観測から求められれば、この圧縮ばねの決定は可能と思われる(追補)。ただし、基礎面下の近傍地盤からの入力と混在するので、さわる精度の高い地震観測が必要としよう。

その他の問題点

- (1) 地下構造物に対する地盤の水平支持力。
- (2) 中小地震時と大地震時での工の動的性質の違い —  $G, \rho$ , 抗の水平ばね定数。
- (3) コンボサ, コンボクシエンなどによる地盤改良の動的効果の評価。
- (4) 模型実験の重要性 — 地中どこが起っているかと観察するとは、以上の解析モデルの設定に有意義。しかし、相似則を満たして模型地盤の速度、強度を適正に調整するとは難しいといわれている。

例として、日本建築学会 地震時抗吾量全報告書(1965)

(追補)

$$m\ddot{x} + C\dot{x} + k_a x + k_b(x-u) = -m\ddot{u}_g \quad (1)$$

$$m_g\ddot{u} + C_g\dot{u} + k_g u + k_b(u-x) = -m_g\ddot{u}_g \quad (2)$$

または  $m_g\ddot{u} + C_g\dot{u} + k_g u = -m_g\ddot{u}_g$  (3)

ゆえに  $u = -\frac{1}{\omega_g^2}(\ddot{u} + \ddot{u}_g)$  (4)

これを(1)に代入して

$$m\ddot{x} + C\dot{x} + (k_a + k_b)x = -m\ddot{u}_g - \frac{k_b}{\omega_g^2}(\ddot{u} + \ddot{u}_g) \quad (5)$$

$k_b/m\omega_g^2$  が表層による刺激係数に相当。  
日本大学教授

## 8 Strain Level からみた地震動

太田 裕

### 1. はじめに

建築関係者にとっては *Strain* の立場から地震をみるという考えは多少とも目新しいかも知れない。あるいはひょっとしたら一つの困惑を持ち込むことである可能性もあるであろう。事実、ごく最近までは構造物耐震を考へるとき最も重要な量は加速度であり、また構造物基底面への地震入力であった。その段階では、構造物そのものの震動を理解し設計を進めるのが工学であり、構造物のよって立つ地盤の地震時震動性状の把握は専ら地震関係者の仕事とされてきた。時の流れは、そして工学からの要請は彼ら自身に地盤そのものの問題に、さらには震源の如何にまでも目を向けさせ、地震学の最新の成果をも工学の分野に導入すべしとの動きも見られる昨今である。このような時、一つの現象——ここでは地震動——を色々な角度から違った物指(量)で計ってみることは時に有用である。新しい観測の導入は混乱を招くこともあるが、それによって始めて理解が進むことも決して珍らしくはない筈である。震度階の規定は非常に長い間、加速度との関係においてなされていたが、当今ではこれを速度(粒子)との関連で考へ直すべしとの見解が少なからず発表されている。粒子速度と *Strain* との関係は非常に判り易い。微動の振動性状と強震時の地盤のそれとが極めてよく似ているとの考へがある。果して本当だろうか。概算によれば、微動の *Strain* は  $10^{-7}$  の程度であり無限小歪の仮定は問題なからう。しかるに強震時には  $10^{-3} \sim 10^{-2}$  に達する歪をもつことがある。両者の違いは  $10^4$  倍を越える。それにも拘らず両者の振動性状が酷似するならばどのように解釈すべきであろうか。構造物中の強震観測結果によれば、その固有周期が地震時には数10% 延びたとの報告をしばしば聞く。部材角に上限を与え、戸間変位に許容限界を設けて構造物の破壊を防ぐ配慮は、構造物の非線型挙動を考察して始めて可能となっている。地盤についても同種の取扱があるべきであろう。残念なことには建築関係では、この方面の努力は必ずしも充分ではないようである。

以下においては、地震動に関係するいくつかの問題を採りあげそれらを *Strain* の観点でみていくことにしたい。

### 2. *Strain* の旅(震源から地表まで)

最近の地震学は、地震発生の力学の大筋を明らかにしている。それによれば地震発生は地殻という応力場における破壊現象として理解されその力学モデルとして断層モデルが提唱されている。また、その挙動はオ1近似としては完全弾性体の議論がなされている。断層を記載する諸量のうち、本論に関係した重要な値は地殻の強度を与える限界歪と断層の相対変位(ズレ)と断層の発生に関連する立ち上がり時間とから決まる断層面の運動速度であろう。前者は一般には  $\epsilon_{critical} = 10^{-4}$  で代表される量であるが、もちろん地震毎に異なる値でもある。最近、方式は日本に起ったいくつかの地震についてその前後の各種地殻変動調査結果から、震源域(断層面ごく近傍というわけではない)の限界歪を求めてオ1図を作成した。これは限界歪が地域毎にかなりバラついてゐることを示す一考、ある地域の歪が  $0.5 \times 10^{-4}$  に達すると地震発生の可能性が大きいことを示唆しており注目に

#### 最も簡単な関係式

o Equation of Motion

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau}{\partial z} \quad (1)$$

o Stress-Strain Relation (線型仮定)

$$\tau = G \epsilon \quad (2), \quad \epsilon = \frac{\partial u}{\partial z} \quad (3)$$

$$= \rho V_s^2 \epsilon \quad (2)'$$

o SH波の鉛直入射に対して

$$u = u_0 e^{i\omega t - ikz}$$

ならば

$$|\epsilon| = \frac{1}{V_s} \left| \frac{\partial u}{\partial t} \right| = \frac{\tau}{2\pi} \cdot \frac{1}{V_s} \left| \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right| \quad (4)$$

$$|\tau| = \rho V_s \cdot \left| \frac{\partial u}{\partial t} \right| = \frac{\tau}{2\pi} \cdot \rho V_s \left| \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right| \quad (5)$$

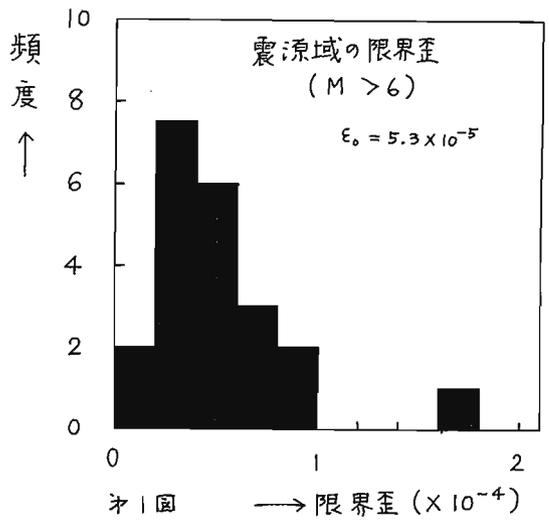
値する。地震予知の観点からも地殻歪の現状把握が重視される所以である。

いま  $\epsilon_{cr} = 10^{-4}$ ,  $V_s$  (地殻上部の横波速度) = 3 km/s として (4) 式にしたがって限界粒子速度を求めてみると  $V_{cr} \sim 30$  *keine* が得られ一つの目安となる。断面の運動を特徴付ける、この速度もしかしながらやはり地震毎に違っており 20 ~ 100 *keine* 程度の値が得られている。注意すべきは、この値は地震の大きさ  $M$  とは関係なくむしろその地域に加わっていた応力の大きさに係っている筈であろう。

このように発生 (= 解放) した地震波としての歪は地殻中あるいはマントルを伝って四方に拡ってゆく。その際は通常の、距離に逆比例した形で歪振幅は減少する。その殆んどの場合、歪量は  $10^{-5} \sim 10^{-6}$  と小さくなり完全弾性体近似が成立する。しかし福井地震 (1948,  $M=7.3$ ) のように陸地、しかも都会の近くで起った地震にはこのような考えは許されない。この地震では  $V_{cr} \sim 100$  *keine* と推定されているが、震源距離を考慮して  $1/3 \sim 50$  *keine*, また  $V_s \sim$  数 100 m/s と仮定すると (4) 式によって  $\epsilon \geq 10^{-3}$  となりかなり大きい。ところで一端地中深く発射された波が地表に向って上昇してくる経路は一般には速度 (弾性定数) の大きい側から小さい方へと伝播することにほかならず、これはまた (4) 式から  $\epsilon$  を増幅させる方向でもある。どの深さで弾性体近似が破綻するかの推定は難しいところであるが、特に地表層のあるところの変化は大きいに違いない。ここで、いままでに地表層 (土) について得られている歪の大きさとそれに伴って生ずる力学現象についてふり返ってみる。

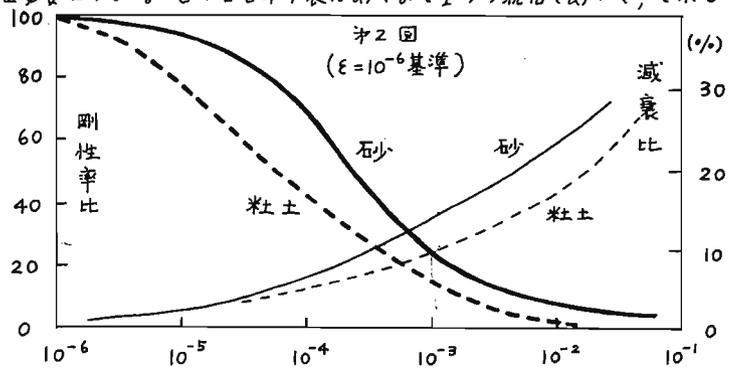
表1は石原 (1972) による歪の大きさと土の挙動のまとめに若干の追加を行った結果である。これによれば、土 (表層) といえども  $\epsilon \leq 10^{-4}$  の範囲では弾性体近似が成立する。ところが  $\epsilon \geq 10^{-4}$  では徐々に非線形性が現われ、地表に亀裂が入り地盤の部分破壊が始まり構造物等の不等沈下の原因を与える。

歪がさらに大きくなると大規模な地滑り (アラスカ地震 1964, 松代地震) をひき起す。新潟地震において特に有名となった砂質地盤の液状化はこの  $\epsilon$  Level での現象である。歪が  $10^{-3}$  を超えると通常の比較的簡単な  $\epsilon$ - $\sigma$  の関係はもはや到底成立せず、土の物性に深く立ちいった考察を必要とする。もっとも表1はあくまで1つの総括であって、これとや違った整理があっても少しもおかしくはない。表2は Seed & Idriss (1970) が表層付近の砂、飽和粘土の歪による剛性率、減衰比変化についてまとめたものである。これによれば  $\epsilon \geq 10^{-6}$  で既に常数変化が現われており、地表層を伝ゆる地震波の殆んどが少くなく歪の大きさからの影響を受けることに



歪の大きさ	$10^{-6}$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$
現象	波動, 振動		亀裂, 構底下		滑り, 特異的液状化	
力学的特性	弾小生		弾塑性		破壊	
常数	剪断常数, ホアツソンの比		減衰常数		内部摩擦角, 粘着力	
地震動 (震度階)			II IV VI			

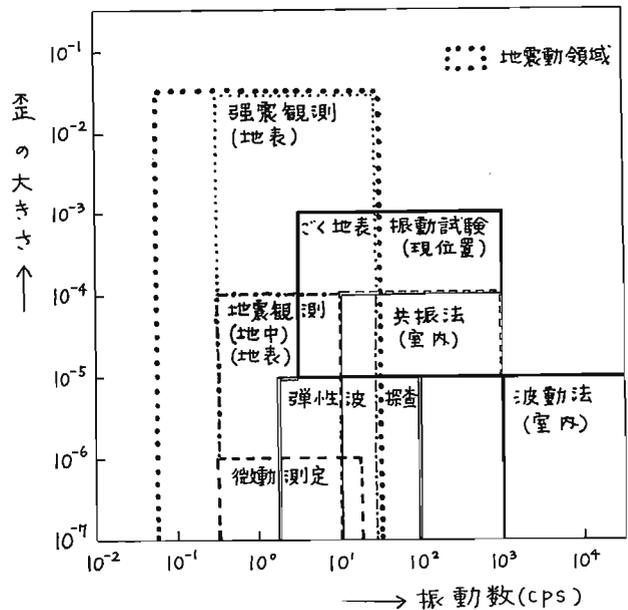
表1 歪の大きさと土の挙動



なってくる。特に粘性土への歪効果は大きく  $\varepsilon \sim 10^{-4}$  で剛性率では 50% ( $10^{-6}$  のときの), 減衰比の変化も非常に大きい。1例として表層(厚さ  $H$ , 密度  $\rho$ , 剛性率  $G$ ) による地盤の卓越周期  $T$  を  $\varepsilon = 10^{-6}, 10^{-4}$  に対して比べてみよう。一般に  $T = 4H / (\rho G)^{1/2}$  であるから,  $\rho$  が  $\varepsilon$  に関係しないと仮定すれば  $T_{\varepsilon=10^{-4}} / T_{\varepsilon=10^{-6}} = (G_{\varepsilon=10^{-6}} / G_{\varepsilon=10^{-4}})^{1/2}$  となり,  $G_{\varepsilon=10^{-4}} = 0.5 G_{\varepsilon=10^{-6}}$  であるから結局  $T_{\varepsilon=10^{-4}} = 1.4 T_{\varepsilon=10^{-6}}$  となり地盤の卓越周期は *Strain Level* に応じて急激に変化することを示している。もとよりここに述べたような簡単な関係は非線形領域において成立する筈もないがそれでも表層の震動に及ぼす歪の影響を推察する一助とはなっている。この観点から先の微動と強震地動との特性がよく合うとの考之をみると不思議な気がするのもしむを得ない。もっともオ2図の妥当性の検討から始めるべきかも知れない。ごく最近, 赤井ら(1973)は粘土中を伝わる *Rod wave* (≡タテ波)の挙動を実験的に調べて  $\varepsilon = 10^{-4} \sim 10^{-3}$  の範囲では従来からの線型粘弾性理論で説明が可能との結論を得ている。表層地盤に塑性の影響を考慮して震動性状を調べた研究はさほど多くはない。岡本・伯野(1962)は表層を *Bi-linear* の *Stress-Strain* 関係で近似し, また弾塑性境界の限界歪を,  $7 \times 10^{-3}, 1.4 \times 10^{-2}, 2.1 \times 10^{-2}$  とおいた場合の地盤の増幅性を検討し結果として限界歪(弾性限)が小さく震動が塑性的であるほど増幅作用は顕著ではなくなるが, 他方大きな振幅をもつ成分波の周期が長くなる傾向を認めた。他方, 最近では土の物性の考察を基に地震時の砂質土流動化の可能性 ( $\varepsilon = 10^{-2} \sim 10^{-1}$ ) を予測する方向での研究が極めて盛んである。以上概観したように震源を  $10^{-4}$  で出発した *Strain* の旅は表層地盤に至ってめまぐるしく変化する。この変化は土(表層地盤)の物性の歪依存性の大きいことを意味しているのにはかならない。ここで土(地盤)の動力学特性の調査方法について触れなければならない。

### 3. 土, 岩石の動力学特性の調査法

土, 岩石等の動的調査の方法は非常に多岐にわたっている。ここでは地震動に多少とも関連した整理を行ってみる。本論に關係しては一つの調査法がどの *Strain Level* で行われるかが最も重要となるのは言うまでもないが, 同時に如何なる周波数範囲をカバーしているかを知るのもまた大切である。オ3図はこのような事を考慮して既存の代表的な調査法を分類してみたものである(各方法の守備範囲の詳細については異見もあるに違いないが)。このうち波動法・共振法の両者は室内実験の代表とされる方法であるが *Core Sample* などに対して行われるため適用試験体にも自ら限界がある。軟岩~硬岩に有利な方法である。*Strain Level* の観点から言えば, 弾性体近似が成立する場合特に有用である。また各方面で利用されてもい



オ3図 各種調査法の分類

る。建築関係では *Concrete* の動特性測定にしばしば使われている。建設工学の分野で土(表層)の動特性調査によく行われる現位置振動試験法がある。起振料等で地盤に振動を与え, これを測定することによって振動性を把えていく方法であり, 後に述べる弾性波探査法の変形とみることも出来る。この方法の特徴はオ3図からもうかがわれるように起振料の馬力・性能によっては  $\varepsilon = 10^{-7} \sim 10^{-3}$ ,  $\text{freq} = \text{数} \sim \text{数}100 \text{ cps}$  の広い範

用で可変となる莫，測定が原位置でなされることであろう。今まで以上に有効に使われてもよいように思われる。欠莫は，この方法では必然的に莫加振とならざるを得ず加振莫を離れるに従って急激に振幅が減少し， $\varepsilon \sim 10^{-3}$  まで出し得るといったものの，このような大きな歪の発生は地表ごく近傍しかも加振莫近くに限定されることである。このほか，繰返し載荷試験と称する比較的low周波かつ大歪 ( $\varepsilon = 10^{-3} \sim 10^{-1}$ ) の方法もないではないがこれも大きな歪の及ぶ領域が載荷莫近くに限られる欠莫があり大きな歪成分をもつ地震動による地盤の一般的性質を知る方法としては充分ではない。土質工学の分野では以上のほかに室内実験の1つとして振動状態 (加速度 = 0 ~ 数 1000 gal) にある土のせん断強度，降伏応力を測定した流動化現象を実現することが行われている。

これまでの方法の殆んどは専ら工学関係者によってなされている。オ4図の残りの方法——弾性波探査・微動測定・地震観測など——には地震関係者にも係りの大きいものがある。それぞれの方法の適用範囲はオ4図の通りであるが，これらに共通の特徴はいずれも原位置でそれがなされている莫である。微動測定に基づく地盤の地震時震動性状推定については既に再々述べたことでもあり，また今回のシンポジウムにおいても他の研究者によって話題提供されることになっておるので詳しく述べる積りはないが地震動，微動両者の *Strain-Level* の違いは気になるところである。微動の本性 (実体波か表面波か) がどうあれ事情は変らない。

次に弾性波探査についてであるが，オ4図 (小島 1972 の図面に加筆) にみるように土，岩石の固結度区分には有用である，特に最近著しい進展をみた横波速度の測定による方法はこれのオールラウンド・インデックスとして使える可能性がある。また，岩石が地震波の通過に対して弾性体としてふるまう領域では探査によって得られた速度をそのまま用いてはめられることになり大変便利である。通常は，しかしながら弾性波探査における *Strain Level* は  $10^{-5}$  ほどでありいわゆる土に対して得られた結果の解釈には問題があろう。特に軟弱地盤の検尺から得られた S 波速度をそのまま使って重複反射等の式で地盤の増幅性を求めるのは一考を要することもあろう。しからば弾性波探査に際してもっと高い *Strain* の波を出すことは出来ないであろうか。加振力 (火薬など) を増すことによってある程度までは可能である。ごく最近筆者らは軟弱な地盤 ( $V_s \sim 100 \text{ m/s}$ ) で 5 ~ 80 kg の火薬爆発に伴う波動を距離数 10 m で観測する機会をもったが，その時の表層地盤の歪は  $10^{-3}$  に達していた。この方向を追求するならば，さらに大きな歪の場を実現し得るかも知れない。しかしこの方法も結局莫加振の域を出すある振りに対して一様な歪場の実現は現位置的にはなかなか困難である。特に加振莫を単なる莫から線に述べすなどの工夫が必要となる。この注意は火薬爆発等人工振源に由来する波動を地震動にシミュレートさせて構造物振動試験を行う場合にも同様にあてはまる筈である。

ところで地震動の性状は地震動にきくのが最も直截的である。地震観測を通じて震源の，経路の，そして地盤の震動に関する資料収集・知識拡大がなされつつあることは今さら言うまでもない。こゝでは地震観測の問題を特に地盤に限って，*Strain* の立場から見直してみる。まず強震計については，多年の努力の結果，観測体系にあるものが 500 台を越すに至った。そのうちの多くが直接構造物に取り付けられているが最近では，地盤・構造物の相互作用に関する研究からの要請ともあいまって，地盤・構造物基底・頂部のいわゆる標準的な強震観測体系が漸次採り入れられるようになってきたのは非常に喜ばしいことである。現在ある強震加速度計はそれぞれが如何なる大きさの地震にも耐えるように作成され，維持・管理さえ充分ならば如何に大きな加速度も記録出来る筈である。オ1頁 (4) 式によれば，従って如何なる大きさの *Strain wave* もその記録の中に含

地盤の工学的		土	軟岩	硬岩
N 値	標準貫入試験 (ポ-リング孔)	■		
$E_p$	孔内変形係数 (ポ-リング孔)	■		
$C, \phi$	せん断定数 (コア, 3軸試験)		■	
$q_u$	一軸圧縮強度 (コア 試験)			■
$V_p$	P: 波伝播速度 (地表ポ-リング)	■	■	
$V_s$	S: 波伝播速度 (地表ポ-リング)	■	■	

■ : インデックスとして使える範囲

オ4図 土，岩石の固結度と適用調査法

まれることになり正しく大地震記録用に作られた地震計と言えらる。もっとも昨今しばしば向題となる長周期の地震波(数 sec ~ 10 sec)に対するレスポンスにはいくつかの難点があり改良のための試みもいくつか既に発表されている。ともあれ強震計による地震観測は、オーストラリアにおいて最も重要な位置付けとなっている。次に工学における通常の地震観測について考えてみる。少数の研究観測を除けば、一般には構造物設置予定地の地盤の地震時震動性状を知る目的で、設置の数ヶ月~1年前から地表ないし地中(数10 m)にいくつかの地震計をセリトして行われるのが普通である。それら多くの地震計は固有振動数が2~5 cps、 $f_n = 10 \sim 20$  とし数秒~数10 cps で加速度に比例する出力特性をもたせ電磁オシシログラフ等の記録装置に接続したときの総合感度を1~5 mm/gal としている。時には自動感度切換装置(1/2~1/10)をもつものもある。記録の開始はスターターによるものが多い。このような観測の結果得られた適当な記録を基に地盤特性等を算出して構造設計の参考にするのが大方の実状のようである。これはこれで充分理由のあることであるが、今までの議論からも想像されるように決して充分な地震観測とはなっていないと言わざるを得ない。このような計器では適当な感度切換装置があつたとしても、地震計の特性・記録器の構造からみて加速度数10 gal の記録が限度であろう。適当な換算で  $\epsilon_{strain}$  に変換すれば  $\epsilon = 10^{-4} \sim 10^{-3}$  で、地震動の  $\epsilon_{strain}$  Level からみれば中程度である。既にオ2節で述べたように、 $\epsilon_{strain}$  がこれらの値を越えたとき地盤に著しい特性の変化が現われる可能性があるからである。

こつて筆者の提案が許されるならば、構造物に構造物中強震観測体系がある如く地盤にも地中強震観測体系が強力に設置されることを期待したい。わが国の強震観測ネットが大地震の記録が是非欲しいという情熱に支えられて張りめぐらされたように大地震時の地中の挙動を示す記録を是非入手したいものである。土質工学の分野における、地震時の土の挙動を知るための実験を通じての努力は非常に大きいもので誠に貴重ではあるが、同時に地震は地震にきけという立場も強力に推進されるべきであろう。地中強震観測が実施されるならば、われわれは地震時の地盤の震動性理解のための欠くべからざる道具の一つを手にしたことになることはオ3図を参照するまでもなく極めて明白である。最近では、地震時に示す構造物の  $\epsilon_{stress} - \epsilon_{strain}$  の関係を強震記録そのものを使って求める研究もオ3に行われるようになってきた。地中強震観測からの記録があれば同様の手法が土に対しても出来る筈である。

他方、地中の  $\epsilon_{strain}$  そのものを、他の量を介してではなく、直接測定する方法があれば非常に有効である。いくつかの努力はあるものの、実用性の高い、土にも適用可能な  $\epsilon_{strain}$  meter の存在を残念ながら未だ知らない。今後に期するところが大きいと言わざるべからう。

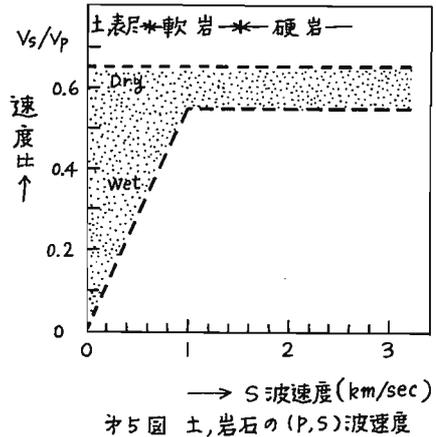
ところで今までは、地震時に  $\epsilon_{strain}$  の大きさが如何によつてはその物性が大きく変化する可能性の大きい土、表層に対して極めてばく然と地盤と呼んできた。一体大地震時にはどの深さまで地盤はその物性を変えらるとみらるべきであろうか。大地震にも拘わらず、その動的挙動が弾性体近似で記載出来る地盤の限界はどのようなものであらうか。土そして地盤の震動性状が充分には解明されていない今日、これらの向いに明確に答える術はない。こつては、筆者らがかねてから提唱している地震基盤をとり上げ、これを本論の立場から吟味し併せせて上述の向いに対する一つの解答への入口としたい。

#### 4. 地震基盤とその意味

地震基盤に対する筆者らの考えをこつてに再録すれば次のようになる。『地下適当な深さ、すなわち、横波速度比のほどくないところに基盤面を想定し、そこに入射する地震波を考えるならば、震源からの距離のあまり遠くない地域では、入射波はどこでもほぼ同じ波形と考えて差支えないであらう。このような面を基盤面と呼ぶことにする。一般論としての地震基盤設定の条件をあげてみると、(1). 基盤面は空間的にある振りをもち、かつこの面での力学的諸性質は同一であることが望ましい、(2). 基盤面以下の地層は、以浅のそれに比べて、構

成・力学的性質の小さいことが望ましい、の2点にしばられるであろう。(1)の空間的振りは当面中程度の都市の振りを指すのであるが、もちろんこの振りはその地域に被害を及ぼすような地震の震源距離との関連において決められるべきである。従ってその地方のサイズミシテイが振りを考える際の有力な極め手の1つになる。また、基盤面は地質的にも同一の地層からなることが望ましい。(2)については、少なくとも横波(S)速度の変化が、この面以下では著しくないことが要請される。さらに希望的観測に立てば少なくとも基盤面以下では、地震時の震動が弾性範囲で取り扱えると具合がよい。……川崎市を対象として基盤面設定の作業を進めた……この地域の過去の地震活動、地層構成を検討した結果、この地の地下に広く存在する鮮新世(オ3紀)の泥岩層を地震基盤とした。また泥岩層のS波速度は弾性波探査によって700 m/secを得た……」

ところで、オ5図は(P,S)波速度の測定資料を基に( $V_s/V_p$ ) ~ ( $V_s$ )の関係を最も単純化して得たものである。これによれば( $V_s/V_p$ )が単一には決らず含水の影響の大きい領域と、( $V_s/V_p$ )が $V_s$ に無関係にほぼ一定値をとる安定領域とに2分される。このような領域の境にあたるS波速度は1000 m/secに近い。川崎で得た値 $V_s=700$  m/secでもかなり(P,S)速度比は安定してきている。このことは既に土の固結もかなり進み軟岩と称してよい部類である。別の資料によれば、せん断強度・一軸圧縮強度共に急激に増加する領域でもある。非常に軟弱な土ならばともかく、S波速度も1000 m/secに近い軟岩に対しては $\varepsilon \sim 10^{-4}$ では弾性挙動を期待しても決して無理ではなからう。ところで、金井(1969)によれば基盤への地震入力期待値(75年)は数kineの程度で10 kineは越えない(金井の言う基盤は、この地震基盤よりも浅い可能性がある。従って基盤入力もさらに小さくすべきかも知れない)。そこで $V_s \sim 1000$  m/sec,  $1/1 \sim 10$  kineを仮定して式(4)によって計算すれば $\varepsilon \sim 10^{-4}$ を得るが実際には $\varepsilon = 5 \times 10^{-5} \sim 10^{-4}$ 程度と考えられ、軟岩においては弾性限度内にあると考えても大きな間違いはなさそうである。以上の粗い考察によって、われわれの考える地震基盤では地震動をオ1近似として弾性波とみてよいことが推定される。これらの事から逆に地震基盤設定に際しては $V_s \sim 1000$  m/secを一つの目安とすると判り易いと言ったことが出来よう。基盤面より地表に至る地層中を伝播する地震波に対しては、あるいは地震波の通過に伴う媒質の震動性状については、地震そのものの大きさにもよるが、時に $\varepsilon$  strain Levelに留意した考察がなされることが望ましいであろう。



紙数の関係で充分意をつくさないまゝ終るのは残念ではあるが、以上述べたところによって地震動を $\varepsilon$  strainなる量を通してみるこの意味が多少とも御理解いただけたならば望外の喜びである。最後に、われわれの研究室の後援 典俊氏には原稿作成以前の段階からいろいろと議論していただき得るところが非常に多かつた。謝意を表したい。

文献 (建築関係者にあまり知られていないであろういくつかをあげるに止める)

石原 研而 (1972) 土の動的性質 土質工学会土の動的性質委員会資料

H.B. Seed and J.M. Idriss (1970) Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses Univ. Calif., Rept. No EERC 70-10

岡本 舜三・伯野 元彦 (1962) 地盤の非線形振動に関する研究 日本国内地震工学会シンポ I

小島 圭二 (1972) 堆積物の固結過程とその工学的性質 施工技術 4

太田 裕 (1968) S波の発生とその利用 物探20周年記念号

北海道大学教授

## 9 地震工学におけるMICROZONATION

小林啓美

MICROZONATION 言葉は新しいがこの内容は別に新しいものではない。吾国において明治24年濃尾地震直後に発足した震災予防調査会において、その事業として最初に18項目の調査項目が掲げられた。その中

第2 古来ノ大震ニ係ル調査即地震史ヲ編纂スルコト

第3 地質学上ノ調査

第4 地震動ノ性質ヲ研究スルコト

第5 地震動ノ伝播速度ヲ測定スルコト

第7 地上及地中ノ震動ヲ比較スル研究

第16 各種ノ地盤上ニ於テ地震動ノ多少ヲ比較測定スルコト

の項目において取り上げられその後研究の進むにつれて若干その内容を異にする向もあったが、概ね現在に至るまで上述の諸分野における研究はつづけられて来て居り、第3以下の項目については今なお数多くの研究が続けられ現在の時点でも新しい多くの問題として取り上げられている。

一方米国において1972年秋に国際MICROZONATION 会議が持たれ、その主要な研究項目として次の如事項が主催者側であるM.P. Oaus, M.A. Sherif<sup>1)</sup>より指摘されている。すなわち Earthquake Damage Potential (E.D.P.) は次式で表現出来るとしている。

$$E.D.P. = F(S_t, S_g, h_t, G, S_r) \dots\dots\dots (1)$$

ここに  $S_t$  とは、地盤の種類、性状に基づく破壊の様相を示すものとして次の3項を示している。

(1) Liquefaction 砂質地盤の液状化の問題、新潟地震の被害は余りにも有名であり、其の他の地震についても同様の報告が数多くある。

(2) 地盤の強度低下、粘粘土が強い繰返し荷重を受けた場合に発生し、過圧密状態の場合に顕著である。浅い地盤において発生する問題である。

(3) Densification 臨界Void比以下の単位容積重量を有する粗い土質における圧縮の問題。

$S_g$  とは Seismicity で

(1) 地震の規模と頻度に関する歴史的な事実に基づいた構造物の設計用の地震の発生地域、予想される地震規模の推定。

(2) 断層の分布 活動的な断層の分布と地震発生との関係、予想される地震規模。

(3) 構造物の建設する位置での耐用年数等も考慮に入れた地震動強さの期待値。

$h_t$  とは 地下水水位であり、地下水水位が高いときに観測された地震動の振幅は大であるとする事実による S.V. Medvedev の考えより、予想する震度(M.M. 震度階による)は標準地盤より(2)式に示す値上昇する。

$$\Delta J_w = e^{-0.04 h} \dots\dots\dots (2)$$

ここに  $\Delta J_w$  は 標準地盤における震度よりの震度増加  $h$  は地下水水位単位 m

この式により地下水の調査は重要であり、特にその変動についても十分な調査が必要であるとしている。

$G$  とは、地盤に関する動的な性状を意味しており、Seismic Rigidity  $V_p$  によって地盤の震動増巾性を表はさんとしている。これについて S.V. Medvedev の(3)式がある。

$$\Delta J_i = 1.67 \log \frac{V_0 \rho_0}{V_n \rho_n} \dots\dots\dots (3)$$

ここに  $\Delta J_i$  は Seismic Rigidity に基づく震度の増加分であり、 $V$  は縦波弾性波速度、 $\rho$  は地盤の単位容積重量である。添数 0 は基盤で Granite を考え  $n$  はその場所の表層地盤を示す。

$S_r$  は構造物を示す。

以上の考え方の中には、 $h_t$  および  $\theta$  と称している Factor は S.V. Medvedev が1960年に世界地震工学会議で示した提案によるものであり、全体の流れにも Medvedev の影響の多いものであることがうかがえる。本提案には更に地盤の破壊を加えて E.D.P. を考えるべきだとしている。しかし本会議に各国から提出された研究報告は勿論種々であって主催者側の考えている上述の E.D.P. に関するものとも思えないものも数多くあった事は当然であろう。吾国におけるこの種研究と米国およびソ連における研究は必ずしも一致した方向とも思はれないが全体の傾向としては

- (1) Seismicity の問題
- (2) 地盤の構成に基づく地表での地震動の特性、特に増巾率
- (3) 地盤の破壊に関する研究
- (4) 構造物の耐震性の評価 地盤— 構造物系の連成問題を含む

の4点に要約されるであろう。米国内でもその研究は種々であるが、上述の4つの Item の内最も観点の異なり意見の対立した点は Medvedev 流の Seismic Rigidity の考えと地下水位を考えた、震度の上昇を以て Microzoning を行うべしとの意見と S-波の増巾によって地盤構成と地震動の関係を考えこれによって Microzoning を行うべきとの考え方であったと理解している。

本年夏に V. Shteinberg (ソ連) は Unesco に対しソ連における Seismic Micrzoning の方法として Report<sup>2)</sup> を提している。これを簡単に紹介すると次の如くである。

原則としては前述の(2)式、(3)式を考えているが、これに対して若干の修正および補いを考え次の式を提案している。

$\Delta J_w$  の代りに潜水層が薄い場合に

$$\Delta J_w = (e^{-0.04 h_1^2} - e^{-0.04 h_2^2}) (0.9 - 3 \log V_s) \dots\dots\dots (4)$$

ここに  $h_1$  は潜水層上面の位置  $h_2$  同じく下面の位置、 $V_s$  はせん断波速度である。

又乾燥した地盤に対して

$$\Delta J_i = 1.67 \log \frac{V_{s0} \rho_0}{V_{s1} \rho_1} \dots\dots\dots (5)$$

を示している。(ただここで少し問題があるのは  $V$  および  $V_s$  の決定法であろう。)又基盤層としては

$\rho = 1.5 \sim 2 \text{ gr/cm}^3$ ,  $V = 0.9 \sim 1.5 \text{ Km/sec}$ ,  $V_s = 0.4 \sim 0.8 \text{ Km/sec}$  程度のものと考えている。又他にも A.V. Nikolaev と A.B. Maksimov の法、J.A. Ershov の法などを示している。

前者は、地盤の卓越周期を用いて

$$\Delta J_i = 0.8 \log \frac{\rho_0 V_{s0} f_{s0}}{\rho_1 V_{s1} f_{s1}} \dots\dots\dots (6)$$

ここに  $f_s$  は地盤の卓越同期より求まる振動数である。

更に後者は 32 kg の重錘を 6 m の高さより落して 3.5 m 離れた所で測定した振巾  $A_{max i}$  と同期  $T$  より

$$\Delta J_i = 3.3 \log \frac{A_{max i}}{A_{max o}}$$

$$\Delta J_i = 3.3 \log \frac{A_{max i} T_i}{A_{max o} T_o}$$

を示している。

目下 Medvedev 法に対してソ連ではこれらいくつかの別の提案が現れはじめた所であろう。

以下先に述べた米国で行なはれた Microzonation の会議に提出された論文を紹介してこの言葉の意味の理解をしていただく助けにしたいと考える。

Fig. 1~Fig. 4 にはカナダ<sup>3)</sup>、米国<sup>4)</sup>、日本<sup>5)</sup>における Macrozonning Map を示した。

Fig. 5 には金井の常時微動と地盤種別でこれは現在日本のみならず Balkan 諸国、中南米諸国でも広く用いられている。

Fig. 6 ~ Fig. 8 には、東京、サンチアゴ(チリ)<sup>6)</sup>、グランドバレー(コロラド、米国)<sup>7)</sup>の地盤種別、震害分布を示した。

Fig. 9 ~ Fig. 11 には、カラカスにおける地盤震動の分布と震害分布に関する Seed の論文<sup>8)</sup>より地盤構成の差による震動のちがいを計算した結果の説明図を掲げた。

Fig. 12 は EL Centro とその周辺における地震の震源分布と断層分布図である。<sup>9)</sup>

Fig. 13, Fig. 14 は予想される地震強さの分布に関する San Francisco および California の地図である。<sup>10)</sup>

Fig. 15~Fig. 17 は Utah および Arizona における断層分布図と加速度分布に関する期待値が示されている。<sup>11)</sup>

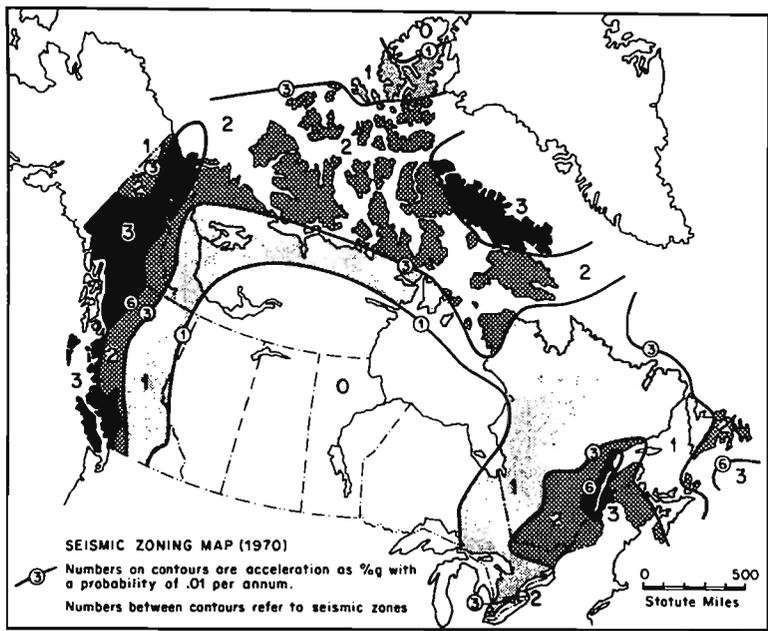
この様に Macrozonning から Microzonning に至るまで各種の Size の地図を作成する問題とこれにかかわる都市設計上の諸問題、さらに地盤の Local な破壊、構造物と地盤との連成問題等々多くの幅広い問題が提出されて論議されている。

地盤の破壊、地盤—構造物系の連成振動、の問題はそれぞれの構造物なり Site なりて個別に議論されることであろう故にここでは一応さておくとしても Macrozonning から Microzonning までの問題に対して世界中は今や大変熱心である。これらの問題は固なり広域の自治体なりの広い視野、に立った仕事で現在の都市計画ではこれをカバーする手段がない。近年東京、川崎、大阪などで、単なる地盤種別だけでなく地盤構成も含めた、Microzonning が行なはれ防災の立場で利用する研究が行なはれている。今後ともこの種の作業につながる、地盤種別、常時微動測定、地震波の増巾、地盤動特性の測定、微小地震から強震までの地震観測、地震動の耐震設計の立場に立った強さの評価、などの基礎的研究とこれを Microzonning map にまで面き降す Methodology の確立の為の研究など一連の工学地質学、地震工学上の研究の強く望まれる次第である。

地震動による構造物の被害を種小化して、人命の安全を計るために。

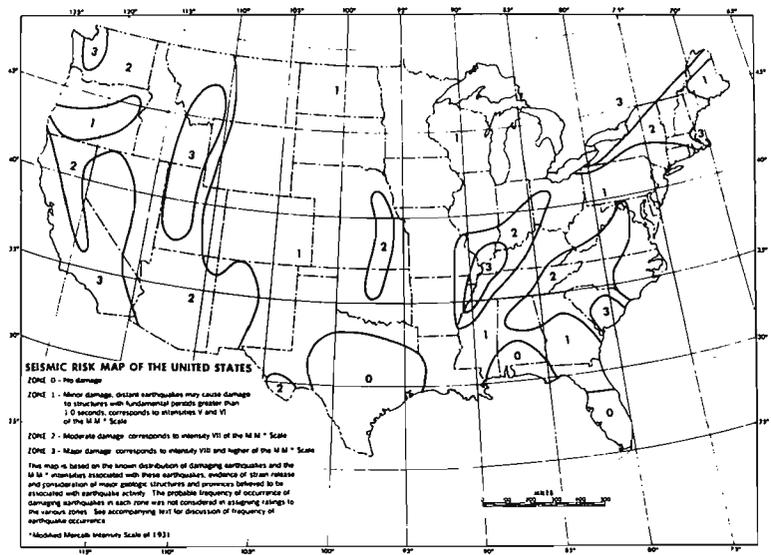
## References

1. M.P.Gaus & M.A.Sherif, "Zonation and Microzonation", Proceedings of the International Conference on Microzonation, Seattle, U.S.A., 1972, pp.3-12. ( ICM 1972 )
2. V.Shteinberg, "The Methods of Seismic Microzoning Developed in USSR" Report of UNDP/UNESCO Project on the Survey of the Seismicity of Balkan Region, 1973.
3. W.G.Milne & G.C.Rogers, "Evaluation of Earthquake Risk in Canada", ICM 1972, pp.217-230.
4. R.C.Bostrom & M.A.Sherif, "United States Microzonation Procedures", ICM 1972, pp.183-212.
5. Y.Ohsaki, "Japanese Microzonation Methods", ICM 1972, pp.161-182.
6. R.M.Lastrico & J.Monge E., "Chilean Experience in Seismic Microzonation", ICM 1972, pp.231-248.
7. E.D.Alcock, "Grand Valley Colorado: A Microzonation Case History", ICM 1972, pp.299-306.
8. H.B.Seed & P.B.Schnabel, "Soil and Geologic Effects on Site Response During Earthquake", ICM 1972, pp.61-86.
9. F.E.Udwadia & M.D.Trifunac, "Studies of Strong Earthquake Motions and Microtremor Processes", ICM 1972, pp.319-334.
10. J.F.Evernden, R.R.Hibbard & J.F.Schneider, "Interpretation of Seismic Intensity Data", ICM 1972, pp.363-378.
11. S.T.Algermissen & D.M.Perkins ( NOAA ), "Techniques for Seismic Zoning, Part 1 General Consideration and Parameters", ICM 1972, pp.865-878.



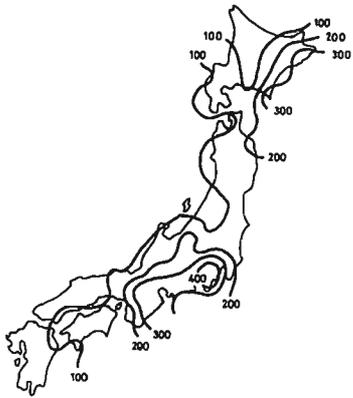
1970 seismic zoning map

Fig. 1 (W.G.Milne & G.C.Rogers)



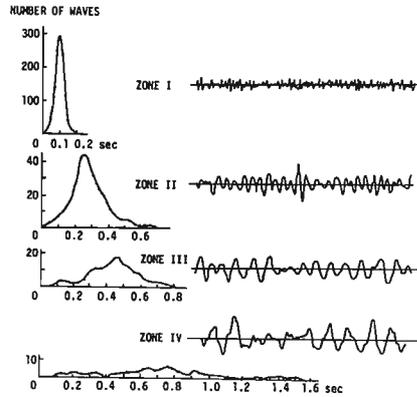
Seismic risk map by Algermissen (1969).

Fig. 2 (R.C.Bostrom & M.A.Serif)



Expected Values of Max. Earthquake Acceleration in Gals in 100 Years (Kawasumi, 1951)

Fig. 3 (Y.Ohosaki)



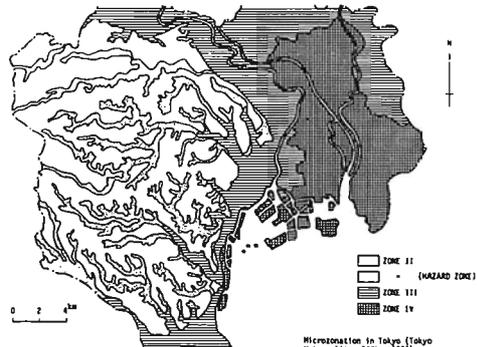
Microtremors and Their Period Distribution Curves for Zone I to IV (Kanai & Tanaka, 1961)

Fig. 5 (Y.Ohosaki)



Expected Values of Maximum Earthquake Velocity at Bedrock in cm/sec in 100 years (Kanai & Tanaka, 1968)

Fig. 4 (Y.Ohosaki)



Microzonation in Tokyo (Tokyo Metropolitan Office, 1955)

Fig. 6 (Y.Ohosaki)

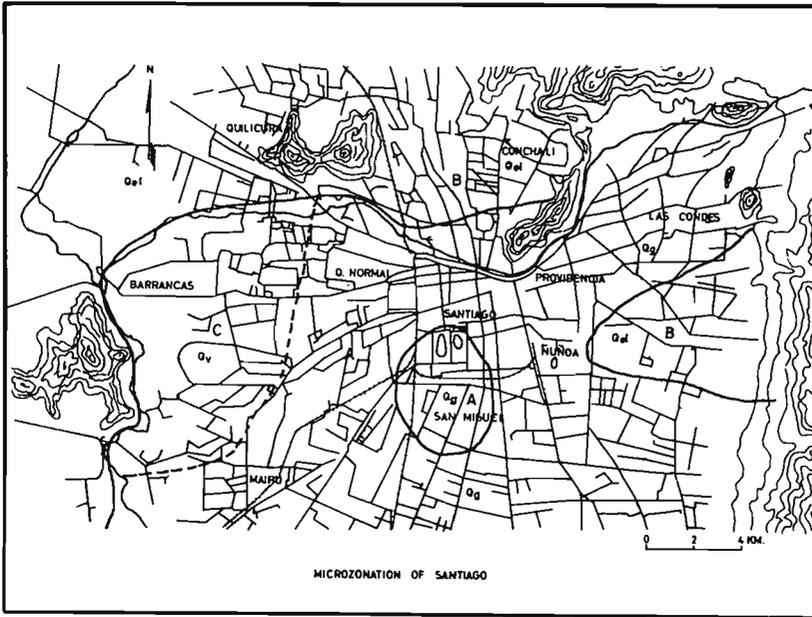


Fig. 7 (R.M.Lastrico & J.Monge)

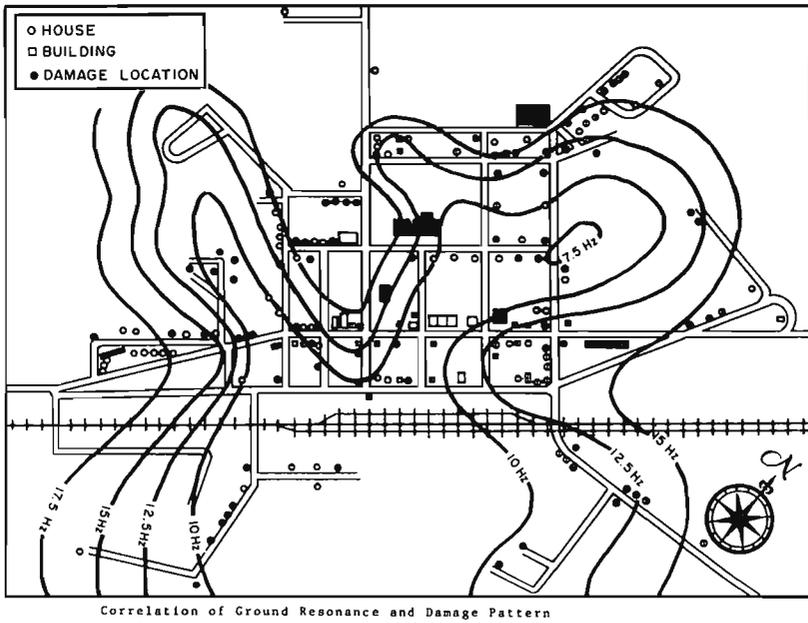


Fig. 8 (E.D.Alcock)

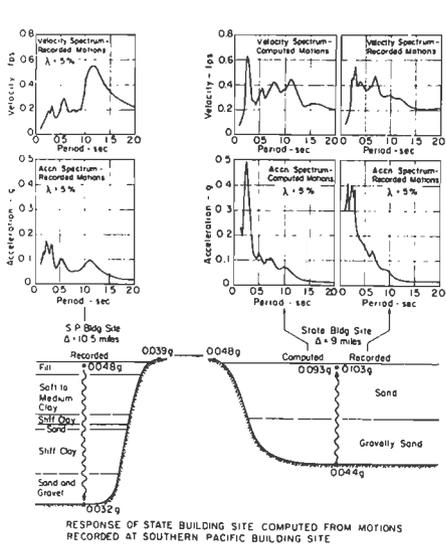


Fig. 9 (H.B.Seed & P.B.Schnabel)

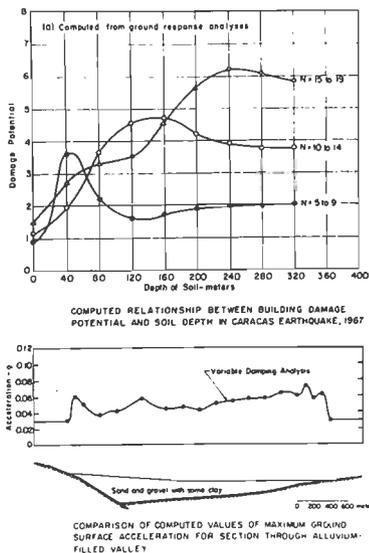


Fig. 10 (H.B.Seed & P.B.Schnabel)

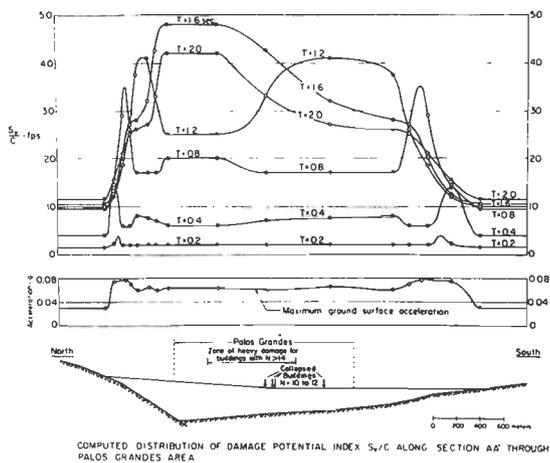
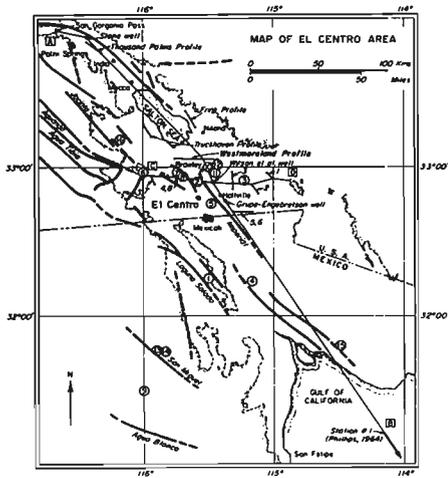
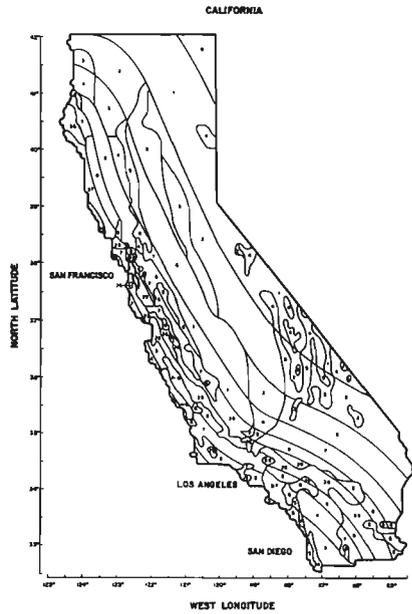


Fig. 11 (H.B.Seed & P.B.Schnabel)



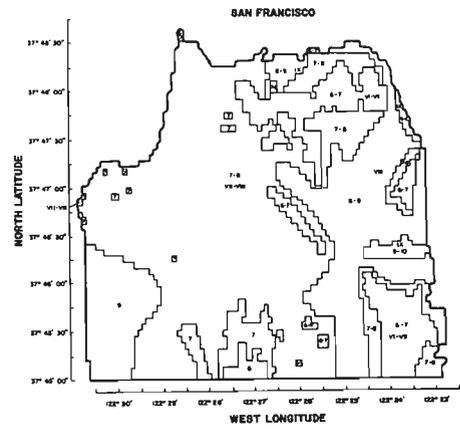
Map of the El Centro area showing the major faults (heavy lines) and the epicenters (circles) of the various events listed in Table I.

Fig. 12 (F.E.Udwadia & M.D.Trifunac)



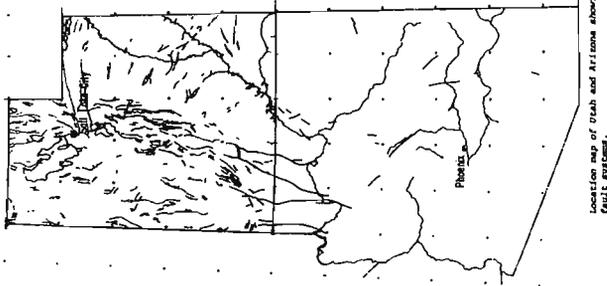
Predicted Intensity Values Throughout California as a Result of Earthquakes Equivalent in Size to that of the 1906 San Francisco Earthquake Anywhere on the San Andreas Fault

Fig. 13 (J.F.Evernden, et al)

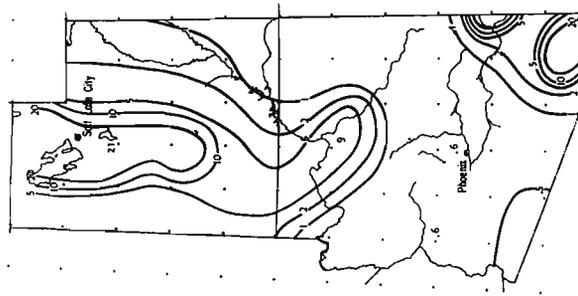


Predicted and Observed Intensity Values in San Francisco - 1906 San Francisco Earthquake

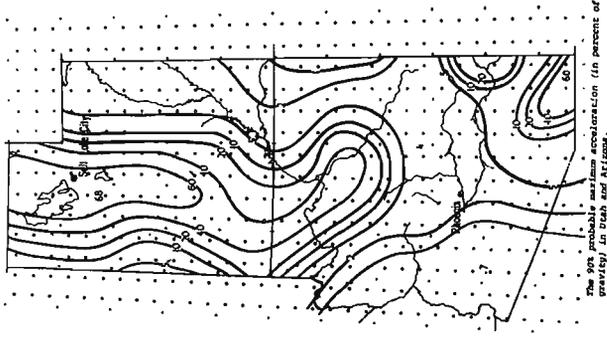
Fig. 14 (J.F.Evernden, et al)



Geological map of Utah and Arizona showing the major fault systems.



Accelerations (in percent of gravity) in Utah and Arizona with a 30 year return period.



The 50 year probable maximum acceleration (in percent of gravity) in Utah and Arizona.

Fig. 15 (S.T.Algermissen & D.M.Perkins) Fig. 16 (S.T.Algermissen & D.M.Perkins) Fig. 17 (S.T.Algermissen & D.M.Perkins)