

第10回地盤震動シンポジウム

設計用入力地震動研究の現状と展望

1982.4.6

日本建築学会 構造標準委員会
振動分科会 地盤震動小委員会

The 10th Symposium on Ground Vibrations (1982)

**Present Study and Future Trend on
Design Earthquake Motions**

**April, 1982
Tokyo**

Sponsored by Architectural Institute of Japan



第10回 地盤震動シンポジウム(1982)

設計用入力地震動研究の現状と展望

目 次

[I部] 講 演

- I-1 地震観測 —設計用入力地震動研究に関連して— 大沢 胖(東大震研)…………… 1
- I-2 地震動観測資料の解釈と活用
—地震波の減衰の実験式と震度分布図の作成— 小林 啓美(東工大)…………… 7
- I-3 地震動予測 入倉孝次郎(京大防災研)…………… 15
- I-4 模擬地震波の設計への利用 竹内 吉弘(大阪工大)…………… 25

[II部] パネルディスカッション「設計用入力地震動に考慮すべき諸要因について」

1. 設計的立場から

- 1.1 やや長周期成分の設計への活用 ○山本 鎮男(千代田化工建設)… 31
清水 信行(“)
- 1.2 設計用入力地震動に考慮すべき諸要因について
—設計地震動のたてまえと耐震設計の本音— 久徳 敏治(竹中工務店)…………… 39
- 1.3 検討用地震動についての要望 ○矢野 克巳(日建設計)…………… 41
寺本 隆幸(“)

2. 研究的立場から

- 2.1 地盤震動における地形・地盤の不整形性の影響 多賀 直恒(名 大)…………… 45
- 2.2 やや長周期の地震波形予測と周辺問題 工藤 一嘉(東大震研)…………… 57
- 2.3 耐震実験と地震波 高梨 晃一(東大生研)…………… 65

3. 総合討論

Present Study and Future Trend on
Design Earthquake Motions

The 10th Symposium on Ground Vibrations (1982)

Contents

I-1	On the Earthquake Observation – With Reference to the Study on the Design Earthquake Motion – by Yutaka Osawa	1
I-2	Evaluation and Application of Strong Ground Motion Records – Isoseismal Map based on the Empirical Formula on Attenuation of Seismic Waves and the Amplification by Geological Conditions – by Hiroyoshi Kobayashi	7
I-3	Synthesis Method of Strong Earthquake Motions by Kojiro Irikura	15
I-4	Utilization of Artificial Earthquakes to Seismic Design by Yoshihiro Takeuchi	25
1.1	On Long Period Component of Earthquake Wave Form by Shizuo Yamamoto and Nobuyuki Shimizu	31
1.2	A Brief Review of Input Earthquake Ground Motion in Aseismic Design by Toshiharu Hisatoku	39
1.3	A Demand for the Earthquake Motions to be Applied in Aseismic Design of Buildings by Katsumi Yano and Takayuki Teramoto	41
2.1	Effect of Topographic Irregularity on Dynamic Ground Behavior by Naotsune Taga	45
2.2	Predictability of the Strong Earthquake Displacements and its Related Problems by Kazuyoshi Kudo	57
2.3	Dynamic Collapse Tests and Earthquake Motions by Koichi Takanashi	65

[I 部] 講 演



地震観測——設計用入力地震動研究に関連して

東京大学地震研究所 大澤 胖

1. はじめに

地震観測が構造物の設計用入力地震動の研究に欠かせないものであることはいまでもない。かつては、地震動予測がきわめてむずかしいため、構造物の地震入力として静的な震度に換算したほぼ一律の値をあてざるを得ない段階にとどまっていた¹⁾。現在でも将来の地震動の予測は決して容易ではないが、最近の地震観測、特に強震観測や地中地震観測の進展にともなって、その成果を設計用の入力地震動設定に結びつけようとする研究は一段と盛んになりつつあり、昨年の建築基準法施行令関連の耐震規定改正にもある程度取入れられるとともに、観測された地震動波形やその修正波形を直接超高層建築などの耐震設計に用いるという事例もしだいにその数を増している。

地震観測の歴史は今から100年あまり前に又加速度型強震計による工学的な目的をもった観測は今から30年ばかり前に始まった。地震現象そのもののはじまりは、少くとも地質時代の何百万年のオーダー以前にさかのぼれるというのであるから、それに較べると地震観測期間はほんのつかの間ということができよう。しかしこのほんのつかの間のあいだに、ずいぶんいろいろのことがわかってきたという見方もできる。ここでは、地震観測のうち主として設計用入力地震動の研究に関連するところに焦点をあわせて、まず一般の地震観測の歴史を、つづいて強震観測、地中地震観測など工学的目的をもって行なわれてきた観測の最近の動向、地震観測に関する問題点、今後の見とおしなどについて概略を述べてみたいと思う。

2. 地震観測の変遷

世界ではじめて科学的な地震計測が行なわれて以来、これまでにわが国でどんな経過をたどって地震動が観測されてきたか、その大体的様子を知るために、主として文献〔2〕、〔3〕によって、おもな地震計の開発、関連観測機関等の設置や観測状況、おもな被害地震などを年表風にまとめてみた。これを表1に示す。

地震計については振動の検出部分が機械式の振り子から電磁式へ、記録部分がドラムからテープレコーダーへと改良されるにつれて高性能化し、高倍率、広周波数範囲の記録が得られるようになり、地震現象の解明に大きな威力を発揮してきた。その過程では、必要に応じて目的に合うような地震計の改良が行なわれて格段の進歩がもたらされるとともに、新しい地震計による観測記録の蓄積が新しい発見を生み出した例もいくつかみられる。

たとえば、初期の地震計は記録装置の関係で地震が起きたときだけ動くようになっていたため初動を逃がすことが多かったが、大森博士はゼンマイ式起動器でドラムを常時回転させておく大森式地震計を開発し、それによってとらえた初期微動を用いP波とS波の伝播速度差を利用して震源距離を求める有名な大森公式を確立することができた。最近では、微小地震観測の重要性が認識され電子増幅器を使った高感度地震計の開発に成功したことが、前震として微小地震だけをともなう地震の存在とか、微小地震と大地震との関係にかかわる重要な性質などの発見につながり、又標準地震計の多数配置による震源位置の精密測定からプレートのもぐり込みや湧き出し位置との関係を明らかにすることができて、地震学、地球物理学の発展に貢献している。浅田敏博士は「目的のぼやけた観測よりは、合目的な思想に応じた最適の観測を計画して開発することによって学問が進歩したことのほうがはるかに多いことは疑いがない」と述べられている²⁾。

3. 強震観測

工学上の目的をもった加速度型の強震計 SMAC が始めて設置されたのは、1953年のことである。「強震計」という名称は、表1にみるように、地震観測の歴史のごく初期から出てくる。それは倍率の低いしたがって強い地

震動の測れる地震計ということからきており、振り子の周期は数秒程度又はそれ以上で1～2秒以下の短周期の地震動についてはその変位を記録するようになっていた。その後数次の改良を経て、現在気象庁で使用されている、いわゆる「1倍強震計」に受け継がれている。SMAC型が生れたのは、それまでの変位型の強震計では、構造物に被害を与えるような烈しい地震動を完全にとらえるのがむずかしくかつ地震力と結びつけるための加速度が直接得られないなどの理由からである。

SMAC型、DC型強震計の推移については、すでによく知られていることと思うが、以下にその概要を、文献〔4〕、〔5〕等によって示しておく。図1は強震計設置台数の増加の状況、図2は1980年末現在の観測対象別設置台数である。図からわかるように、設置台数は1300台近くに達し、その内訳は、建築物における設置がかなり多数を占めているが、地盤にも350台以上が置かれている。これらの強震計により観測された地震動記録の数は、図3に示すようになってきている。同図の(a)は、記録の最大加速度約10gal以上で、設置場所が構造物、建物最下階、地盤の別になっており、(b)にはそれぞれの最大加速度が200gal、50gal、100gal以上の強震動の記録について示してある。いずれも1979年までのものであるが、上記の最大加速度を越えた強震動の記録数は、構造物約30、建物最下階約100、地盤上約80であり、ここ10年あまりのあいだの記録の増加、特に地盤のそれが目立っている。

SMAC型強震計の主な仕様は表2に示すようになってきている。開発初期のA型以来、たびたび改良が加えられているが、D、E型はより短い周期範囲をねらったものであり、最近のエレクトロニクスの発達によって、M、T型のように性能のよいサーボ型換振器とアナログ磁気テープによる記録方式を採用した機種が開発された。図4は機種別の製作台数を百分率で示したものである。

初期にはごく限られた機関や関係者の熱意によって、強震測定委員会という単なる委員会組織のもとに、建築物を中心に行なわれていた強震観測であるが、新潟地震以後土木構造物や地盤上の設置が急速に増加し、関係機関も多くの省庁にわたるようになった。そのためそれら各機関の連絡や将来の強震観測の発展のための組織が必要となり、1967年（昭和42年）に「強震観測事業推進連絡会議」が結成され、事務局を科学技術庁国立防災科学技術センターにおくこととなった。この会議には、関係する主要機関の代表者又は担当者として学識経験者が参加しており、その仕事は、強震観測事業の推進に関連して、観測網の現状把握、全国的配置計画の策定ならびに推進、資料の収集配布などである。具体的には、例えばそれより先に始まっていた強震記録集、“Strong-Motion Earthquake Records in Japan”の刊行を引きつぎ、国内のすべての機関の強震記録を収集発刊して、1981年末現在ではVol.24に至っており、その他「強震速報」、「全国強震観測地点台帳」「強震記録数値集」などを刊行している。

以上が強震観測のあらましであり、関係者の大変な努力により困難な強震観測の仕事も着進展してきたのであるが、ごく最近では、さらに新しい展開が始まろうとしている。高密度強震観測計画がそれである。

1978年にハワイにおいて高密度強震観測に関する国際的なワークショップが国際地震工学会 (IAEE) の主催で開催された。この会合の目的は、「強震地動の性質解明に重点をおいた高密度の強震観測群列配置 (Array) に関する実現可能な将来計画を立案する」ことにあり、16か国から約50人の地震学及び地震工学の専門家が集まって討議を行ない、この目的達成のための具体案をまとめた⁶⁾。それによると、今後10年間に大地震発生の可能性が高い28地域（特に高いもの6地域——この中に駿河湾伊豆半島地域が入っている）を選定し、横ずれ、縦ずれ、逆などの断層のメカニズムごとにそれぞれ地震発生機構、地震波伝播経路の強震地動に及ぼす影響、又地形、地盤など局地的条件の強震地動に及ぼす影響を明らかにするための計器配置が示されている。

わが国においても、この国際計画に呼応して、日本学術会議地震工学研究連絡委員会に高密度強震観測作業部会を設け、高密度強震観測システムの開発及び上記各種要因の強震地動に与える影響を明らかにする観測とその記録の解析に関する10か年間の総合計画を立案した。この計画には各大学や省庁の研究機関が分担を決めて参加するようになってきている。1980年5月には、日本学術会議から内閣総理大臣に対し、この計画の実施を強力に推進するよう勧告が出されており、この計画は1981年度から順次実施に移されつつある⁷⁾。表3にこの観測計画の概要を示す。なおこの表のなかで、I(3)及びIIに関連した部分は気象庁の1倍強震計を最新式の計器に変えたもの(表

1の高性能強震計)をもってあてることになっている。

一方、強震観測事業推進連絡会議では、このような新しい強震観測の動向に応えるため、今後の観測に用いられる標準的な強震計の仕様を決める仕事に着手し、近くその案がまとまることである。又建設省では、普及型強震計や最大加速度表示計の開発を業界に呼びかけ、1981年にそれぞれ数社による提案を承認している。

なお、Array方式による観測研究としては、1977年12月に電力共同研究として「アレー観測による岩盤の強震地動に関する研究」が発足しており⁸⁾、一辺が約100kmの3角形からなる大アレーと、平面及び深さ方向の3次元的配置による小アレーとを組合わせた観測網によりすでにかなりの数の地震が観測されており解析が進められている。

このような一連の動きは、大地震の際確実に作動する強震計を置けるところに置いて、強震の加速度記録をなるべく多くとろうとした初期の強震観測から脱皮して、目的を、強震地動特性の解明、構造物の耐震挙動検証、さらに強震時の加速度レベルの認知など明確に分離し、それぞれの目的にかなうよう、適正な計器で適正な配置のもとに観測するという方向に向かっていくことを明りょうに示している。

4. 地中地震観測

強震観測の進展とほぼ歩調を合わせるようにして、地中地震動の観測が進められてきた。やはり構造物への地震入力の問題を解明する目的のものであるが、特に表層地盤の増幅特性や地盤と構造物の相互作用に重点がおかれており、強震観測に較べてもう少し弱い地震動から記録させるようにしているものがほとんどである。この種の観測の最初は1934年にさかのぼり、東京丸の内の建築現場で地下約20m、9mの坑底と地表との地震動同時観測が短期間行なわれているが⁹⁾、本格的な観測がづぎづぎと行なわれるようになったのは1960年代に入ってからである。

建築研究所で1976、1977年に関係機関にアンケート調査した結果によると^{10),11)}、地中地震観測を実施している箇所はその時点で97に及んでおり、その後の新設や調査もれなどからおそらく現在では200箇所を越える地点で地中観測が行なわれているものと推定される。本地盤震動シンポジウム第6回における田中、北川両博士の詳細な紹介¹¹⁾及び前記建築研究所の調査結果からこれらの観測内容について概観するとつぎのようになる。

- (1) 目的としては、地震動特性の解明と地盤構造物相互作用の解明の2つに大別され、数としては両者ほぼ同数であり(97箇所中48と49)、後者はさらに実在建物関係がその約半数であとは模型構造物、電力施設、橋、堤防、ダム、タンク、タワーなどとなっている。
- (2) 地中における最も深い観測点位置は、N値で50以上、Vsで400~800m/secの硬い地層又は岩盤が選ばれており、地表を含めた観測点数は表4のように、又その深さ分布は表5のようになっている。
- (3) 地震計システムについては、換振器部分はサーボ型と可動コイル型が大部分を占め、ログアンプ、オートゲインコントロールアンプ、バイナリーゲインコントロールアンプなどの増幅器を配しており、自動感度切替機能をもたせてダイナミックレンジを広げている場合が多い。記録装置としては、これまでの光学系のものにかわり、アナログ磁気テープ方式からさらにデジタル記録方式も採用されるようになっている。周波数範囲は0.3~30Hzのものが多い。又初動からの完全な記録を得るための遅延装置(3~5秒)や、複数観測点間の時間的な対応をつけるための刻時装置も多く用いられている。観測量は加速度が85%と大多数を占めるが、最近では速度、変位の観測例が増えつつある。

これらの観測体制による地震観測記録は着着と蓄積されつつあり、日本建築学会その他に多数発表されているが、本地盤震動シンポジウムにおいても、第3回には1974年伊豆半島沖地震に関し15例(一部地表のみを含む)又第7回には1978年宮城県沖地震及び伊豆大島近海地震に関し14例の観測結果が報告されている¹²⁾。これまでに、波動伝播、基盤動、表層地盤の増幅と減衰などの諸性質について明らかにされているが、さらに今後の観測とその記録の解析により一層の進展が期待される。なお、強い地震動の際は、地盤特に軟弱地盤で塑性変形や流動化

現象が予測され、地盤構造物相互作用の解明を目的とした観測ではなおさらであるが、土質工学の分野との協同により、土圧、間隙水圧、杭応力なども含めた多岐にわたる観測態勢が不可欠となろう。すでにこの方面を意図した観測も、2、3 始められているが、今後の課題として極めて重要と考えられる。

5. おわりに

以上述べてきたところから、設計用入力地震動の研究に関する地震観測の動向はおおむね明らかになったことと思う。強震観測については、Array 方式による高密度観測計画によって、とかく入力地震動研究には不十分といわれてきた従来の観測態勢から大きく脱皮することが期待され、地中地震観測では、さらに観測の多様化によって一層多くの成果が得られるであろう。震源過程に関する最近の地震学の発展により地震学者の目が near field の強震記録にも向けられ、一方工学方面からの震源までさかのぼって入力地震動を解明しようという意欲と相まって、理学と工学の接点は一段と広がっており、又強震時の土の挙動に関しては、土質工学と構造工学あるいは地震工学の関係が一層深まっている。今後関連諸分野の協力により、地震観測と記録の解析を通じて、地震動入力の研究がさらに飛躍することを切に望む次第である。

なお、最後に地震観測、特に強震観測によって得られた記録の有効な利用をはかるための方策についてふれておきたい。現在、記録をなるべく早く使いやすい形で提供されることを望む声が強くなり、いわゆるデータバンクの確立に対して関係者の関心が高まっている。観測には事業的色彩と研究的色彩が共存するとよくいわれているが、いろいろなこれまでの事情が介在しいろいろな立場の人が関わり合うこともあって、このことはかならずしも容易ではない。これからは特に、直接観測に従事する人、得られた記録を使って解析するいわばユーザー、さらに広く耐震設計や地震災害の防止軽減の仕事に従事する人が、観測の重要性、得られた記録の重み、を十分に認識して、相互に協力しあってこのデータ有効利用の問題を解決していくことが、ぜひとも必要であろう。

引用文献

- 1) 日本学術振興会, 1943, 建築物耐震構造要項, 岩波書店。
- 2) 浅田敏, 1972, 地震-発生・災害・予知, 東京大学出版会。
- 3) 濱松音蔵, 1981, 日本の地震学百年の歩み: 第1部第3章地震観測史§3.1常時観測, 地震第2輯第34巻特別号。
- 4) 田中貞二, 1981, 地震記録および強震計, その他, 第6回防災科学技術研究連絡会: 地震防災と強震観測予稿集, 科学技術庁研究調整局・国立防災科学技術センター。
- 5) 強震観測事業推進連絡会議資料, 1977~1981。
- 6) Iwan, W.D., Editor, 1978, Proceedings of the International Workshop on Strong-Motion Earthquake Instrument Arrays.
- 7) 日本学術会議, 1980, 高密度強震観測の推進について(勧告)。
- 8) 表俊一郎他, 1980, アレー観測による岩盤の強震地動に関する研究(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)。
- 9) 齋田時太郎, 鈴木正治, 1934, 丸の内に於て観測された地上及地下の地震動に就て, 地震研究所彙報第12号, 517-526。
- 10) 中野清司, 北川良和, 1979, 日本における地中地震観測, 日米天然会議, 耐風耐震構造専門部会第11回合同部会。
- 11) Kitagawa, K., 1977, Observation System for Underground Earthquake Motions in Japan, BRI Research Paper, No. 73.
- 12) 田中貞二, 北川良和, 1978, 地中地震観測, 第6回地盤震動シンポジウム資料集, 日本建築学会構造標準委員会振動分科会地盤震動小委員会。
- 13) 第3回(1974)及び第7回(1979)地盤震動シンポジウム資料集, 同上。

表1 わが国における地震観測の変遷

年	おもな地震計の開発, 設置開始	関連観測機関等の設置, 観測状況	おもな被害地震
1870 (明 3)	ベルベックとクニツピングによる地震計(1872) グレイ・ミルン・ユーイングの地震計(1883)	東京気象台の創設(1875) 日本地震学会の発足(1880)	横浜地震(1880)
1890 (明 23)	普通地震計(1893) 大森式地動計(1898) 大森式強震計(1901)大阪気象台に設置 ウィーヘルト地震計(1904) ガリチン地震計(1907) 今村式強震計(1911)	東京気象台に標準地震計設置(1883) 以降17の気象官署に設置観測に入る 震災予防協会の発足(1892) 気象台で地震観測を業務化(地震計数60台)(1892)	濃尾地震(1891)
1910 (明 43)	中央気象台式強震計(1928)	中央気象台地震観測法(1915) 地震研究所創立(1925)	関東地震(1923)
1930 (昭 5)	石本式加速度計(1931) 萩原式速度計(HES)(1934)	中央気象台地震観測法第2版(1936)気象台関係の地震計作動台数(1940ごろ): 単微動計約80, ウィーヘルト約60, 強震計約70 気象庁津波予報業務の開始(1949) ——1倍期震計による——	東南海地震(1944) 南海地震(1946) 福井地震(1948)
1950 (昭 25)	気象庁強震計の更新(1倍, 50~52型) SMAC型強震計(1953) 地中地震計(1958) 気象庁第1次地震観測整備計画——電磁式地震計(1959-1966) 超高感度地震計	強震観測に関する資源調査会勧告(1955) 同日本学術会議勧告(1964) 地震予知研究計画発足(1965) 強震観測事業推進連絡会議発足(1966)	新潟地震(1964) 1968年十勝沖地震
1970 (昭 45)	建設省普及型強震計(1981) デジタル強震計 気象庁高性能強震計	強震観測に関する資源調査会勧告(1978) 同日本学術会議勧告(1980) 高密度強震観測開始(1981)	1978年宮城県沖地震

表2 SMAC型強震計の主な仕様

機種	仕様 方式	換振部 固有周波数	記録部			
			感度	記録範囲	記録方式	総記録時間
SMAC-A, B, C (B2, C2)	機械式	10(7.14)Hz	gal/mm 25(12.5)	gal 1000(500)	スタイラスペーパー	15分
SMAC-E, Q (E2)	〃	17	〃 200(100)	〃 1000(500)	スクラッチフィルム	150
SMAC-M, T (T2)	電磁式	400(0.1-30)	gal/volt 333	〃 1000(500)	アナログ カセットテープ	30

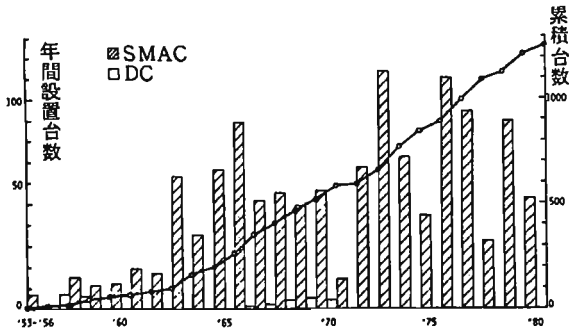


図1 強震計設置台数の増加推移（強震観測事業推進連絡会議資料による）

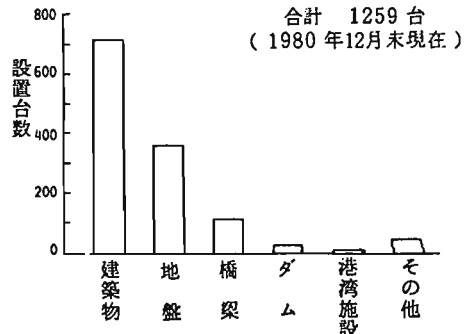
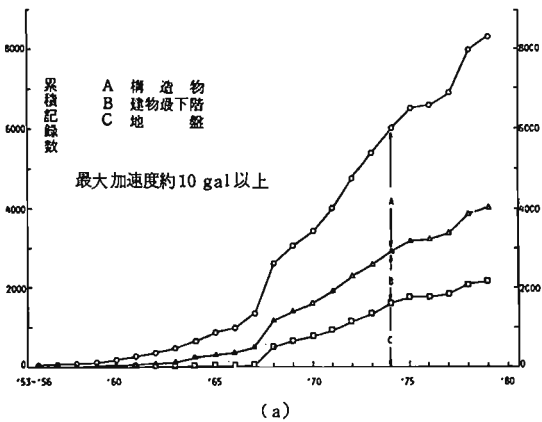
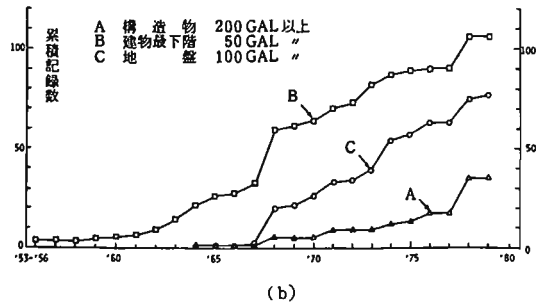


図2 観測対象別の強震計設置台数（強震観測事業推進連絡会議資料による）



(a)



(b)

図3 強震計記録の累積数

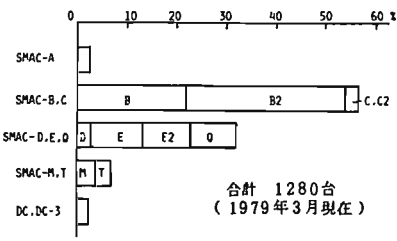


図4 強震計の機種別製作台数の割合

表4 地中地震観測点の1地点における観測点数の分布

観測点数	比率(%)
≤ 2	23
3 ~ 4	45
5 ~ 6	20
7 ~ 8	7
≥ 9	5

表5 地中地震観測点の最も深い観測点位置の分布

深さ(m)	比率(%)
≤ 20	57
20 ~ 40	17
40 ~ 60	11
60 ~ 80	3
80 ~ 100	4
100 ~ 200	2
≥ 200	1
露頭岩盤	5

表3 高密度強震観測研究計画の課題と内容一覧⁶⁾

研究課題	研究の目的と内容
I. 高密度強震観測システムの開発	(1) 地形、地盤条件が地震波に与える影響の調査及び地盤構造系の地震応答観測に用いる高精度かつ絶対時間確保可能な加速度型強震計と解析処理が便利な記録方式の開発を行なう。 (2) 地震波経路の伝播機構、局地的地盤条件が地震波に与える影響を調査するための高密度強震観測に用いる速度型及び加速度型強震計ならびに伝送方式の開発を行なう。 (3) 地震の発震機構が地震波に与える影響を調査するための高密度強震観測に用いる長周期型強震計の開発を行なう。
II. 地震発生機構と伝播機構の影響解明のための高密度強震観測及び解析	(1) 東北地方東部、南関東地方、伊豆・東海地方、中部地方西部を対象として、地震の発震機構と伝播機構が地震波形に与える影響を観測、解析するための高密度強震観測を実施する。 (2) 群発地震、大地震の余震を対象とした移動測点方式による強震観測を実施する。
III. 局地的な地形、地盤条件の影響解明のための高密度強震観測及び解析	(1) 北海道太平洋岸、東北地方太平洋岸、南関東、伊豆・東海地方を対象として、地形、地盤条件等の局地的要因が地震波形に与える影響を観測解析するための高密度強震観測を実施する。

地震動観測資料の解釈と活用

—地震波の減衰の実験式と震度分布図の作成—

小林 啓 美*

地震動の機械的な観測は古くより行なわれているが、その工学的な利用については古い時代には記録の送り速度の問題で余り活用されていなかった。昭和25年頃より筆者等は記録送り速度を速くして1/100秒が読みとれる様な観測をはじめた。強震観測事業により開発された強震計は送り速度も相当程度に大で1/100秒は読みとれる程度のものが使用され、後にアナログ—デジタル変換装置などの開発によって上述の時刻精度は楽に確保される様になった。工学的な目的で観測資料を解釈して活用することは、この時点より活発化した次第である。

さて、地震動観測資料は強震計 SMAC の開発普及によって著しい数の蓄積が出来る様になったが、本稿では主として地盤上で観測された記象についての解釈と活用について述べることにしたい。すなわち、地震工学の面で、地表における地震動として、これらが如何に利用され、地震動が如何に理解され、構造物の耐震設計の地震動として応用されているかについて述べることにする。

§1 地震記象の観測点毎の恒常性

地震記象をいくつかの地震について、同一の観測点で比較すると、全く異った地震であるにも拘らず、非常に似た性質のある事が判明している。地震記録には地震の震源との相対的な位置の関係、特に方位の影響が現れるので、2次元の反応応答曲線によって検討した。Fig.1に十勝沖地震1968の八戸の反応応答曲線のNS方向、EW方向及び2次元応答を示した。Fig.2a及び2bに宮古港及び八戸港の反応応答曲線をいくつかの地震について示した。2a及び2b図はそれぞれ地震が異っても曲線はそれぞれよく似ていることを示しているが、2aと2bの間では同一の地震をとって見ても大変異っていることが読みとれる。この事は地表で観測される地震記象に地盤の影響が強く現れることを示したもので、 $S_v(T) = S_{vo}(T) \cdot G(T)$ なる式で地表の反応応答曲線を表わすことが出来ることを示している。ここに $S_{vo}(T)$ は地震基盤より地盤に入射する波の反応応答曲線、 $G(T)$ は地盤の増幅特性である。 $G(T)$ は地盤が塑性化しない範囲では常に一定の特性を示すものと考えられるので、各々の観測点では常にこの特性が強く現れると考えられる。 $S_{vo}(T)$ は地震の震源および震源から観測点の地震基盤までの経路によって定まる関数である。

この性質を利用して強震観測結果を9地点56の地震記録について整理した。 $\log S_{vo}(T) = a(T)M - b(T)$ $\log X - c(T)$ なる関係があると考え、これらの記録からそれぞれの地点の $G(T)$ 及び $a(T)$ 、 $b(T)$ 、 $c(T)$ 、を定めると、Fig.3及び4の如くなる。Fig.4は破線の値をとることにする。ここに M は地震の規模を X は震源距離である。この結果震源距離50kmとした時の S_{vo} の強さを Fig.5に示す。又仮に震源距離がいつでも100kmであるとして、 $M=7.5$ 及び7.9の地震の各観測点の強さを反応応答曲線で示したものを Fig.6a及び6bに示す。これらの結果については後述する。

§2 実験式に対する考察 その1

前節で得られた実験式について2つの問題点を整理した。第1は地盤の増幅率であり、第2は $a(T)$ 、 $b(T)$ に関する理論的に既知の事実に対する検討である。

地盤の増幅率については地盤条件が既知の地点について上述の方法で得られた結果の増幅率と、成層構造地盤と考えた場合のSH波の増幅率とを比較すると Fig.7の例の如くなる。この結果は全般的に増幅率が小さい事と

* 東京工業大学教授 工学博士 (大学院総合理工学研究科 社会開発工学専攻)

0.2秒程度より短い周期においてその変化の傾向に問題があることが判明した。両者はいくつかの地点で検討した結果、上述の漸近解法の操作上の問題であることが判明したので、この比較結果を基に Fig.3を修正して、Fig.8に、Fig.4の破線を修正して Fig.4として改めて提案した。この結果を用いて八丈島東方沖地震1972の東京大学地震研究所における強震記録を実験式による計算結果と実測値を比較して Fig.9に示した。

§3 実験式に対する考察 その2 地震モーメント M_0 を使った場合

Fig.4における $c(T)$ の意味についてはその説明が大変困難である。しかしこの量を定数とすると著しく大きな誤差を生ずる。そもそもこの項は一種の補正項である故に本来なら定数とすべきものである。ここで物理量としてや、明確でなく、且つ震源パラメータと余り直線性のよくない地震規模 M を地震モーメント M_0 に変えてその係数等を整理して、 $\log S_{vo}(T) = a(T)(\log M_0 - 26.6) - b(T)\log X + 2.36$ なる関係を求めることが出来る。これによって $c(T)$ を周期の関数から定数とすることが出来た。この関係を用いて $a(T)$ 、 $b(T)$ を定め直すと Fig.10に示すごとくとなる。又この結果より、 M_0 を一定値とした時の(地震規模 $M=7$ に相当する)地震基盤から地盤に入射する地震波の反応応答曲線 S_{vo} を震源距離別に示したのが Fig.11である。

§4 地震基盤の定義

本研究では地盤内での地震波の増幅と地震基盤からの地盤への入射波についてそのスペクトル的な積が地表で観測される地震動のスペクトルであるとして、資料解析を行なっている。したがって地震基盤の定義によってはこの二者のいづれかが大となり、逆に他者が小となる。当初は地震基盤を明確に示さなくとも分離出来ると考えていたが、比較的長い周期の地盤の固有周期が現われる一方で、増幅率が合わなくなる様な矛盾を生じており、固有周期に見合う地震基盤を設定する必要に迫られた。上述の様な問題に対して最も合理的だと考えられる地震基盤は、P波速度にして 5 km/sec 以上の層を考えるべきであることが判った。§2で補正を行なった場合にもこの考え方を用いている。P波速度 5 km/sec の層は地殻上面の境界層と考えられ、その深さは東京、横浜の場合弾性波探査の結果より Fig.12に示されるような結果が得られており、東京大学地震研究所における浅層の地盤資料を加えて全体のSH波増幅率を計算すると Fig.13の如くで、前述の方法の結果とよく一致している。なおこの場合のP波速度 5.3 km/sec の層の深さは約 2.5 km である。

§5 実験式に対する考察 その3 震源の大きさについて

Fig.6a及び6bに示した様に $M=7.5$ の地震では比較的まとまりのある結果を得たのに対して $M=7.9$ の場合には観測点の位置によって10倍にも及ぶ大きな誤差を含んでいる。この事は点震源として問題を処理した事に最大の問題があると考えられる。後者の震源は $150 \text{ km} \times 100 \text{ km}$ の拡がりがあると考えられており、更にその破壊は南東端から始り一方向(北西方向)へ進行したと考えられている。観測点までの距離は点震源とした場合に 100 km 乃至 250 km 程度の範囲であり、長さ 150 km の長さに比して、大きな問題が存在し相である。

今この地震(十勝沖地震1968)について、震源のモデルとして長さ 150 km 、幅 100 km 、断層のくい違い量 4.1 m 、破壊の始点東南端、破壊の進行方向は北西へ一方向とし、その速度約 3 km/sec として、Fig.14に示す様な有限の要素に分割して、そのそれぞれの要素が観測点に及ぼす影響は前述の実験式を用いて、更に破壊の進行による影響の時間遅れも考慮(Fig.15参照)して、強震観測点に対する地震波の到達時刻を考えながら、その点の地震動強さの包絡線を作ると Fig.16の如くなる。図中には強震記録から求めたパワーの時刻歴も併せ示してある。この両者は表面波の発生のことを考えに入れると、よい一致を示している。この結果、断層の破壊の進行方向の観測点については、等距離でも地震動は強いが継続時間は短かく、逆方向の観測点にあつては地震動の強さはさ程でないが継続時間は大変長くなる。又 Fig.6bの精度の悪さも、この方法によって非常に精度よく決定出来ることが判った。

§6 地震の震度分布の計算

前述の様に地盤条件が明確である場合には、周波数領域で地震動の推定が可能であることを述べたが、深い地盤資料まで含めた地盤条件は不明な点が多い。しかし地震予知にともなう震害予測の問題など、資料不足でも地震動強さの分布を想定する必要のある場合は多い。

地表の地震動の加速度、地震基盤から地盤へ入射する地震波の加速度については、その最大値はそれらの反応応答曲線のスペクトル・インテンシティ（0.1秒から0.5秒までの間の）とよい比例関係のあることは知られている。これを用いてそれぞれの最大加速度の比（最大加速度の増幅率）を求めると Fig.17の如く中間の構造によらず、地表の地層のS波速度と地震基盤のS波速度の比によって定まることが知れる。図の場合は地震基盤を前述のように一定（S波速度で約3km/sec）とすれば表層の速度だけで最大加速度の増幅率は定まることが判る。これは又簡単に $V_s < 300\text{m/sec}$, $300 < V_s < 500\text{m/sec}$, $500\text{m/sec} < V_s$ の3段階位に区分することも可能で、それぞれ5.5倍、3.5倍、2.5倍と考えて大差ない。この速度区分は地質年代の判る資料（地質図程度の資料）があれば、地震基盤から地盤へ入射する地震波の計算と併せて地表の最大加速度が想定出来ることとなる。

関東地震1923について Fig.18~21に、福井地震1948について Fig.22~24に、この方法による最大加速度分布を示した。この様な計算結果と気象庁が行なった震度分布の調査結果とを比較すると Fig.25の如くなる。これによれば100gal以下は震度IV、100~300galは震度V、300gal~500galは震度VI、500gal以上は震度VIIと対応していると考えられる。

東海地震に関連して石橋が示した断層モデルを用いて上述の方法で各地の震度分布（加速度のみで推定）を示すと Fig.26の如くなる。

§7 結 び

以上強震記録を基にして地震波の減衰性を決定し、地震基盤より浅い地盤の増幅性を考慮して、地震断層面が与えられた場合に、地表の地震動強さ（震度）を想定する方法について述べた。地震学の近年の進歩により発震機構などが大分明確になって来たことによって、震度分布が明らかにされた次第である。今後更に地盤資料が蓄積されることによって一層推定精度が向上することが期待される。一方地震波の減衰問題についても地域差等更に精度の高い検討がなされるべきであろう。

参考資料

- 1) 小林啓美, 長橋純男: 「地表で観測された地震動の周期特性から求めた地盤の増幅特性と地震基盤における地震動の性質」, 日本建築学会論文報告集第240号, pp.79-92, 1976年2月
- 2) 翠川三郎, 小林啓美: 「地震動の地震基盤からの入射波スペクトルの性質」, 日本建築学会論文報告集第273号, pp.43-54, 1978年11月
- 3) 翠川三郎, 小林啓美: 「地震断層を考慮した地震動スペクトルの推定」, 日本建築学会論文報告集第282号, pp.71-81, 1979年8月
- 4) 翠川三郎, 小林啓美: 「震源域及びその周辺での地表最大加速度分布の推定」, 日本建築学会論文報告集290号, pp.83-94, 1980年4月

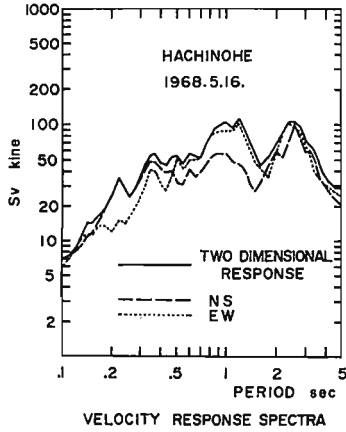


Fig. 1

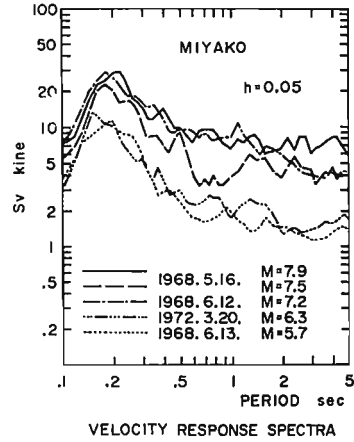


Fig. 2a

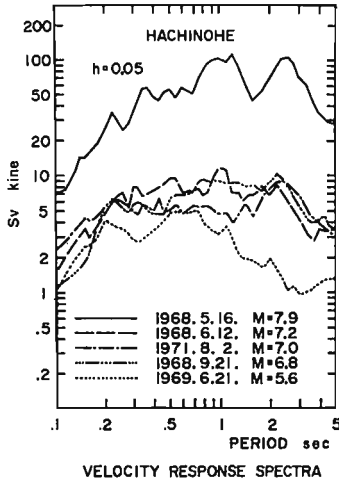


Fig. 2b

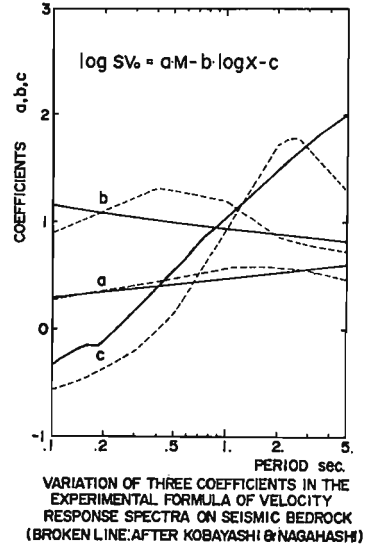


Fig. 4

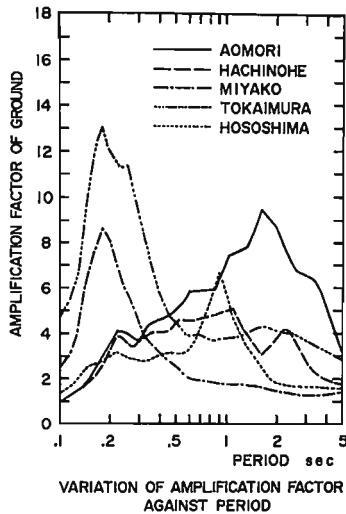


Fig. 3

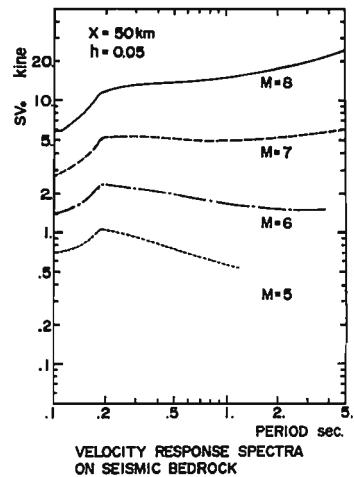


Fig. 5

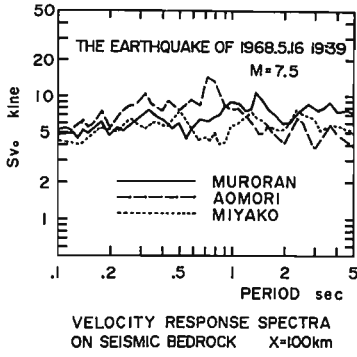


Fig. 6a

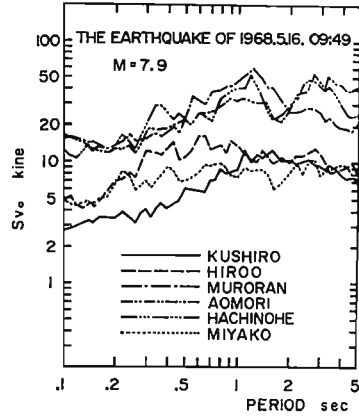


Fig. 6b

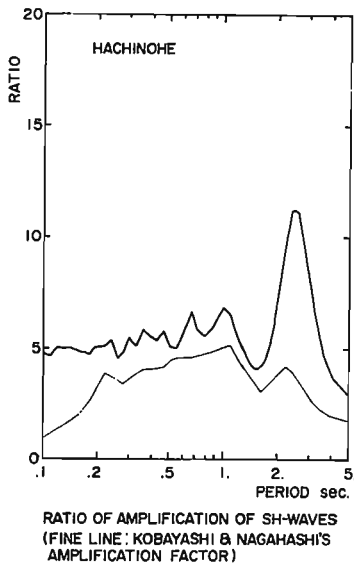


Fig. 7

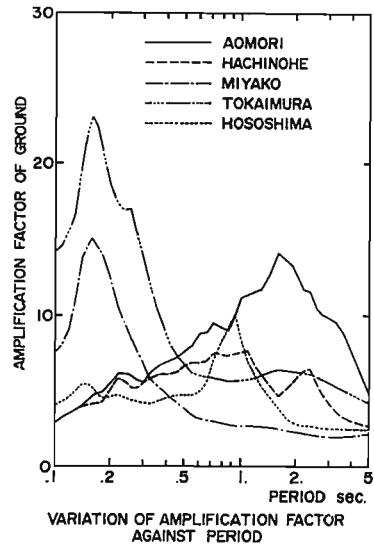


Fig. 8

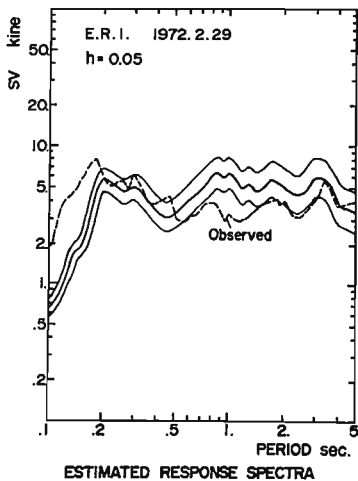


Fig. 9

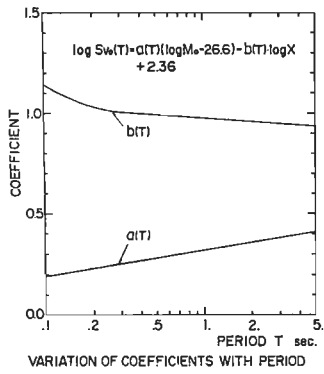


Fig. 10

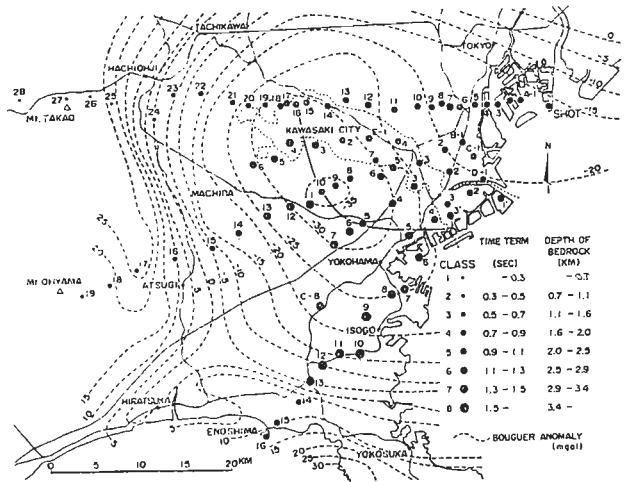


Fig. 12

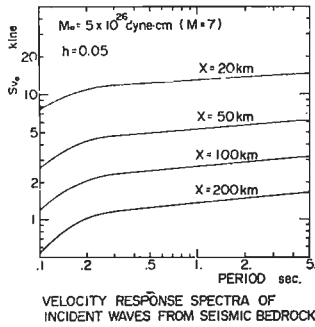


Fig. 11

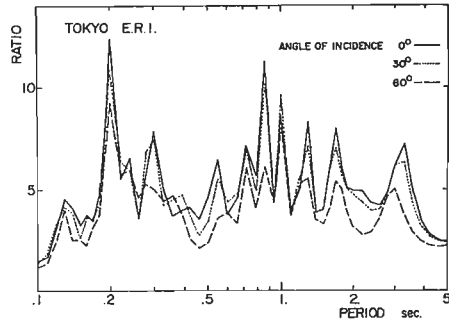


Fig. 13

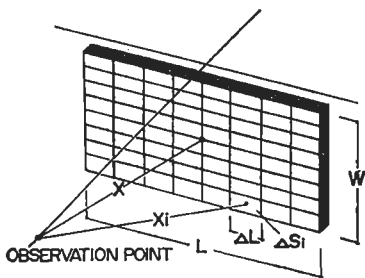


Fig. 14

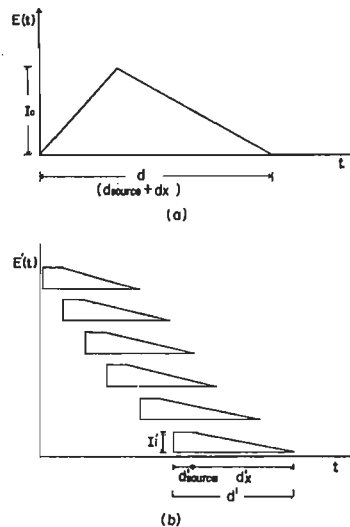


Fig. 15

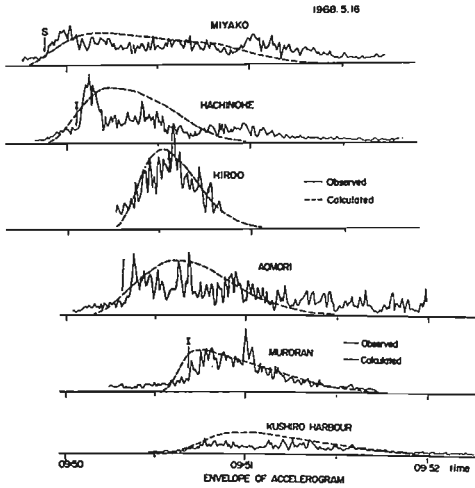
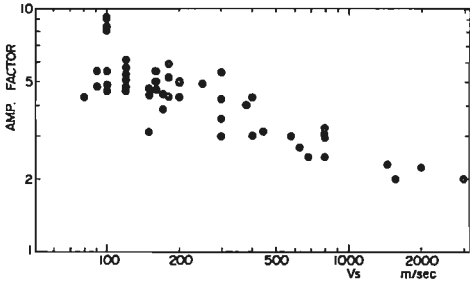
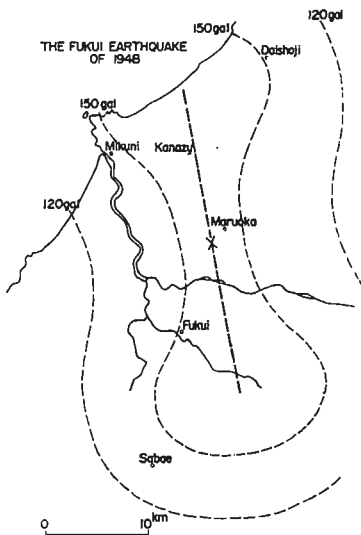


Fig. 16



RELATION BETWEEN SHEAR WAVE VELOCITY OF SURFACE LAYER AND AMPLIFICATION FACTOR OF GROUND

Fig. 17



DISTRIBUTION OF PEAK ACCELERATION OF INCIDENT BEDROCK MOTIONS

Fig. 22

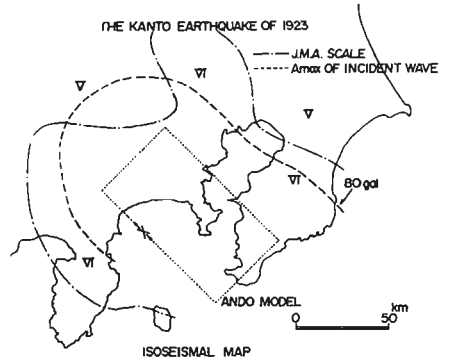


Fig. 18

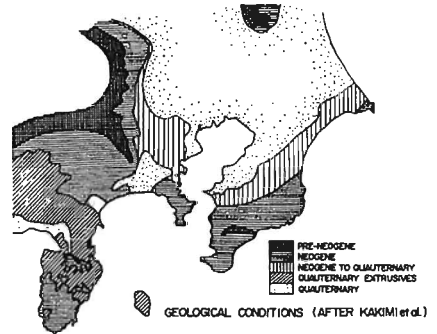


Fig. 19

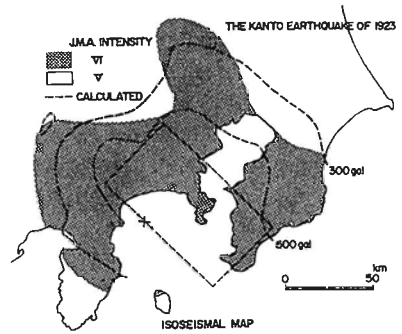
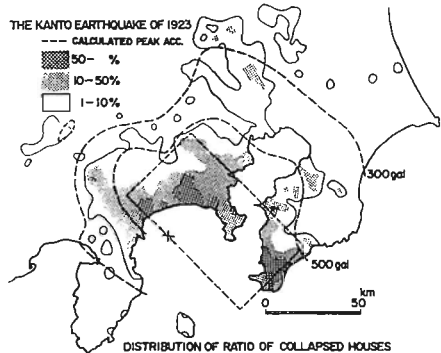


Fig. 20



DISTRIBUTION OF RATIO OF COLLAPSED HOUSES

Fig. 21

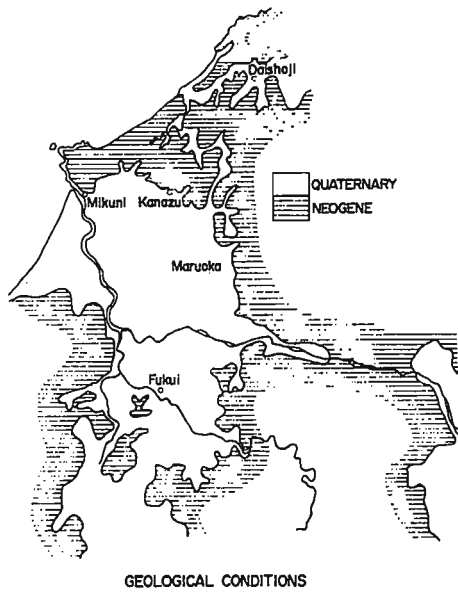


Fig. 23

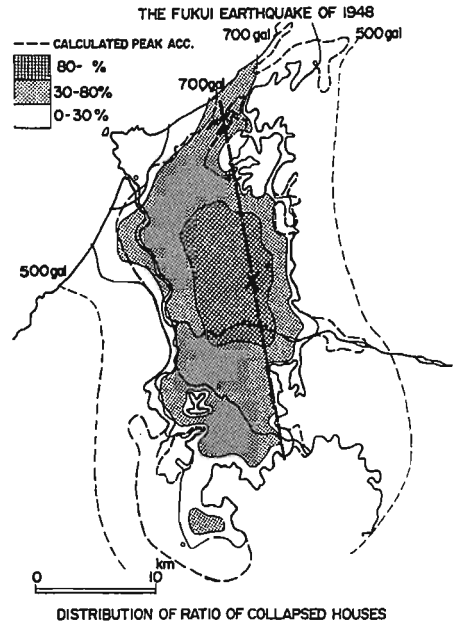


Fig. 24

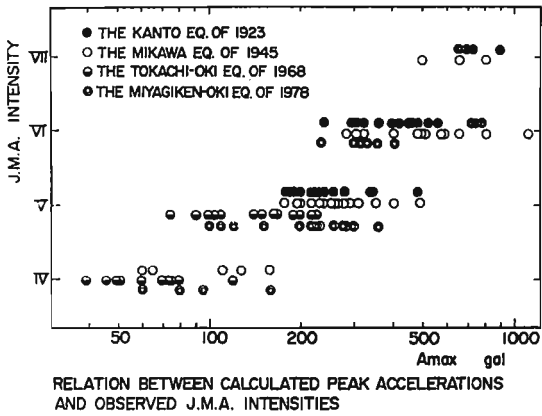


Fig. 25

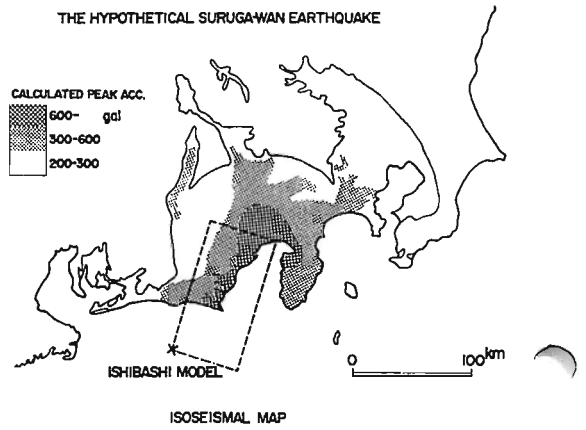


Fig. 26

地震動予測

入倉孝次郎

1. はじめに 大地震が発生した時の震源近傍の地震動を推定する方法を確立することは、地震時の災害を予測し、その軽減対策を講ずる上で緊急な課題である。近年の地震学の重要な成果の一つとして、大きな地震発生を引き起こすような地殻内に生じる浅い地震は、断層面のくい違いの震源モデルで説明できることがわかってきた。このモデルに基づき、断層の大きさに比して十分遠い、いわゆる far-field について実体波も表面波の理論波形を求め、観測波形と比較することによって、震源過程を推定する多くの研究がなされてきた。震源近傍での地震波形についても、無限媒質での変位の表現式を用いて、Aki (1968), Haskell (1969), Mikumo (1973) 等により計算が試みられ、さらに半無限媒質を考慮した厳密解の計算も Kawasaki (1975) 等により試みられるようになった。

しかしながら、これらの理論地震記象は数秒以上の長い周期成分について適当な震源パラメータを推定することにより観測波形とよく一致を示すものが得られるが、より短周期成分については、一般に理論波形の振幅は観測に比して小さ過ぎることがわかってきた。この原因として考えられることは、1つは理論が無限弾性体がいずれ半無限弾性体を想定しており、震源から観測点までの伝播媒質の複雑な構造の影響、特に地表面近傍の断層構造や地形の影響が考慮されにくいことと、もう1つは、断層面上での破壊の進行モードと一致し、不規則な破壊過程が考慮されにくいことにある。

地震工学上は大地震の際の震源近傍での数秒より短周期成分の地震動を推定することがより重要である。短周期成分での理論と観測の不一致を正すために、大別して次の3つの観点による研究が進められている。

中1は、モデルをより現実に近いものとし、地殻内の水平多層構造媒質中に断層が生じた場合の理論地震記象の近似計算を行なう方法で、Heaton and Helmberger (1978), Sato and Hirata (1980), Bouchon and Aki (1980) 等により、それぞれ異なる方法が試みられている。Heaton and Helmberger は Cagniard-de Hoop technique と generalized ray method を結びつけた精度よい計算方法を提案しており、この計算方法は表面近傍の局地的な表面構造も考慮することと、初動近傍の比較的短い記象については計算可能であるが、それ以上に引続く波動を計算するには計算量が膨大になり過ぎ実用的には向かない。Sato and Hirata は水平成層構造の最下層に断層がある場合について地表面震動を表す積分表現の式について、積分評価の計算方法を工夫して、実体波に比べて表面波の寄りも含んだ理論記象の計算を可能にした。この方法による理論記象は、いわゆる 'high-cut source model' であり、やはり短周期成分は観測より小さい振幅しか得られず、Sato (1980), Sato, Tanaka and Suzuki (1979) は強震加速度記録の解析を基に、この理論記象から短周期成分の最大振幅を経験式と結びつけた導く方法を提案している。以上述べた様に、この中1の方法では水平成層構造などの考慮も可能にしてはいるが、短周期成分の波形の予測は複雑な破壊の伝播方向や断層構造や地形などの考慮が必要である。

中2は、短周期成分の発生に至る原因は断層の複雑な破壊過程によることと一致し、破壊の確率的モデルを構築して、地震波形そのものをそのモデルの性質を推定する方法である。この方法には、破壊の物理的過程に直接介入し、伝播断層運動による震源での変位時間関数を確率モデルと一致させる Haskell (1966) による方法と、地震波の振幅を Aki (1968, 1969) による、地震波の変位スケールの scaling law がある。さらに Das and Aki (1977) や Mikumo and Miyatake (1978) は断層運動の破壊過程を考慮して短周期成分発生の原因の推定を行なっている。例として Mikumo 等の方法は、断層の破壊を断層面での破壊強度やシリ摩擦応力がランダムに分布しているとして、その場合に生じる地震波を数値的に計算し、地震波スケールの性質を検討する。この方法では地震波スケールの全体像の推定には重要な意味をもつが、地震波形は deterministic に予測

とすべき。

本稿は、大地震と同一震源域に生じた小地震の震動記録をグリーン関数として、大地震時の地震動を推定する方法で、Hartzel (1978)により余震記録を用いた本震波形の合成が試みられた。この方法は震源の破壊機構に関する予測(難いパラメータ、および伝播経路、軟地近傍の地盤構造などの複雑な影響を直接見積ることなく、大地震の震動を推定できる極めて有利な方法がある。ただし他の方法は本震と余震の断層形成時間(rise time)の違いが考慮されていないことや、scale factor Ω の物理的意味が不明で、強震動予測に用いるには問題が残されている。その後 Kanamori (1979), Hadley and Helmberger (1980) 等が同様の手法で強震動予測を試みているが、上記の問題は解決されず、また予測結果と観測値との比較も十分とは言えない。Hartzel の方法を改良した日本でも入倉、村松 (1980)、三宅、今川 (1980)、節田、伯野 (1980) により試みられている。

以上述べたように、現状では複雑な震源過程や伝播特性を含んだ理論的に考慮することは極めて困難である。Hartzelの方法は余震記録を用いることにより、この困難な問題を回避しており、これにより、本稿で議論した問題点を加味することは、大地震時の複雑な強震動特性の推定が可能になると考えられる。

ここでは著者が考案した、Hartzelの方法をより一般化するために、大地震と小地震の相似則を用いて、大地震時の震源近傍の強震動波形を同一震源域に生じた小地震の記録から推定する方法について議論する。

2. 合成方法

2.1 前震や余震のような小地震による震動と本震による震動の関係 大地震の断層形状や震源過程は前節で述べた如く極めて複雑なことに明らかなるが、震源を余りにも複雑にし(しようと、発生する震動を計算するたために多くのパラメータが必要となり、しかもその個々の予測が不可能な場合が生じ、強震動の予測という観点からは意味がなくなってしまう。ここでは強震動予測方法の考案として、Haskell (1964) による最も単純な断層モデルを想定し、パラメータも出来るだけ少なく、かつ結果(すなわち大地震の記録)がわかっている場合にも scaling law 等により根拠あるパラメータの予測の推定が可能であることを示す。

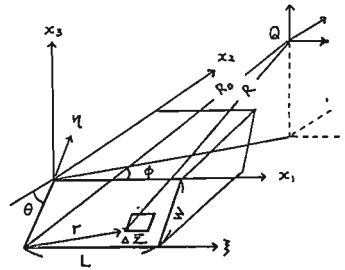


図1. 完全無限弾性体中の断層モデル。
L: 断層の長さ, W: 断層の巾
h, phi: 断層面の傾斜
(x1, x2, x3): 空間座標

モデルとして図1に示されるような等方、均質な完全無限弾性体中に rectangular 形状の断層を考える。far-field の仮定が成り立つ場合、断層から発生する変位は

$$u_c(x, t) = (R_c(\theta, \varphi) / 4\pi r U_C) \cdot \mu \int \int \int \Delta u(\xi, \eta, t - t_c) d\xi d\eta \quad (1)$$

$$t_c = R / U_C + \sqrt{\xi^2 + \eta^2} / U_R \quad (2)$$

ここで ρ は密度, U_C は弾性波速度, R は震源と観測点間の距離, μ は剛性率, R_c は radiation pattern, φ は走向, θ は傾斜角, $\Delta u(t)$ は dislocation 関数の時間微分, そして添字 C は P 波, SV 波, SH 波のいずれかを表わす。

震源のパラメータのみで決まる震源時間関数 $s(x, t)$ は

$$s(x, t) = \mu \int \int \int \Delta u(\xi, \eta, t - t_c) d\xi d\eta \quad (3)$$

と表わされる。今、本震の断層面を図2に示される如く $n_L \times n_W$ の小区域に分割し、各小区域の長さの中心を L_m と W_m とすると、(3)式は

$$s(x, t) = \sum_{l=1}^{n_L} \sum_{m=1}^{n_W} \mu \int \int \Delta u(\xi, \eta, t - t_{c_{lm}}) d\xi d\eta \quad (4)$$

と近似できる。

ところで本震の断層面上で (ξ, η) 点のくい関数 $\Delta u(\xi, \eta, t)$ を用いて示されるような ramp function で近似する。すなわち

$$\Delta u(\xi, \eta, t) = D \cdot t / \tau \quad 0 < t \leq \tau, \quad \Delta u = D \quad t > \tau \quad (5)$$

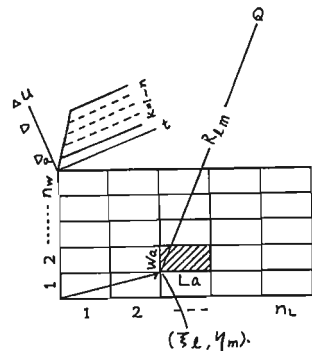


図2. 本震の断層面の $n_L \times n_W$ 分割 ($n_L \times n_W$ 個). 各小区域が小地震の断層面 $L_m \times W_m$ に対応。各小区域が n_L 個と n_W 個の小地震に発生するとす。

小区域 $\Delta \Sigma_m$ を震源として発生する小地震のくい違い関数 $\Delta u_a(z, \eta, t)$ も ramp function で近似できるとする。今、くい違いの slip velocity は本震と小地震で変わらないとすると、 $D/t = Da/\tau_a = \text{const.} = n_0$ となる。 n_0 が整数の場合は、本震と小地震のくい違い関数の間に次の近似式が成り立つ。

$$\Delta u(z, \eta, t) = \sum_{k=1}^{n_0} \Delta u_a(z, \eta, t - k \cdot \tau_a) \quad (7)$$

(7)式を(4)に代入し、積分と summation の順序を変えよと、

$$S(x, t) = \sum_{l=1}^{n_L} \sum_{m=1}^{n_W} \sum_{k=1}^{n_D} \mu \int \Delta u_a(z, \eta, t - t_{clm} - k \tau_a) d^3 d \eta = \sum_{l=1}^{n_L} \sum_{m=1}^{n_W} \sum_{k=1}^{n_D} S_a(x, t - t_{clm}) \quad (8)$$

となる。ここで $t_{clm} = R/v_c + \sqrt{z^2 + \eta^2}/v_R + k \cdot \tau_a$ (9) である。

(8)式は far-field で本震の震源時間関数が小地震のそれの足し合わせで合成できることを示す。その時、 n_L, n_W, n_D, v_R, v_c および τ_a の推定が必要である。そこで、これらの推定を震源パラメータの相似則により求める方法を検討する。

2.2 震源パラメータの相似則 断層モデルによる地震波の变化を推定するには、

図1に示されるように、断層面の走向 γ 、傾斜角 θ 、くい違いの方向 λ といった幾何学的な量に、断層面の長さ、 W 、くい違い D といった静的な物理量、さらに破壊の出発点、破壊の進行方向、破壊速度 v_R 、断層形成時間 (rise time) τ といった運動を記述する量が必要である。小地震から大地震の震動を予測するには、これらのパラメータの scaling law が必要となる。これらのパラメータの中で断層面の走向 γ 、傾斜角 θ 、くい違いの方向 λ などの幾何学的な量や、破壊の出発点、破壊の進行方向などは地震規模に依存する量では無く、むしろ地質的な条件で決まると考えられる。

震源パラメータと地震モーメントや規模との関係は多くの研究がなされている (Aki, 1967, 1972), (Kanamori and Anderson, 1975), (Geller, 1976)。ここでは既に発表されている種々の地震の震源パラメータを整理して、小地震記録を用いて大地震の震動波形の予測に必要なパラメータの推定方法を検討する。Geller によりまとめられた414の地震の震源パラメータに、最近の日本の被害地震のものも加えて、モーメント M_0 を横軸にして各パラメータの値を因示したものが図3に示されている。それぞれに引かれた直線は次の関係式となる。

$$\log M_0 (\text{CGS}) = 3 \log L (\text{km}) + 21.9 = 3 \log W (\text{km}) + 22.8 = 3 \log D (\text{m}) + 26.5 = 3 \log \tau (\text{sec}) + 25.3 \quad (10)$$

これらの式は L, W, D および τ が全て $M_0^{1/3}$ に比例すること意味する。従って本震と小地震の震源パラメータの関係は次の式で表わされる。 $L/L_a = W/W_a = D/D_a = \tau/\tau_a = (M_0/M_{0a})^{1/3} = \text{const.} = n$ (11)

ここで添字 a はパラメータが本震、添字 0 の付いたパラメータが小地震を示す。モーメント比の3乗根、 $(M_0/M_{0a})^{1/3}$ に最も近い整数を n とする。本震の断層面長さ L は小地震記録を Green 関数として本震を合成する際必要の量、 n_L, n_W, n_D (8)式参照) は n に等しい値とすればよい。すなわち、本震と小地震の震源時間関数の関係は

$$S(x, t) = \sum_{l=1}^n \sum_{m=1}^n \sum_{k=1}^n S_a(x, t - t_{clm}), \quad t_{clm} = R/v_c + \sqrt{z^2 + \eta^2}/v_R + k \tau_a \quad (12)$$

time \log, t_{clm} の値を定めるために v_c, v_R および τ_a (または $\tau, \tau = n \tau_a$) を推定する必要があり。これは伝播媒質の弾性波速度であるから、媒質の速度構造の情報より推定すべきものである。図3の下部に示される如く、地震モーメントの違いには依存せず、ほぼ一定である。 v_R は S 波速度に対して一定の関係が考えられ、阿部 (1978) は $v_R = 0.72 v_S$ という平均的関係を指摘している。 τ_a は地震モーメントに依存し変化しており、Geller (1976) に依れば $\tau = 16 S^{1/2} / (7 \pi^{3/2} v_S)$ の関係が近似的に成り立つとしており。しかしながら、その関係は図3に示される如く、バラツキが大きい。

図3にプロットされたこの震源パラメータは国内の地震も海外の地震もごちゃ混ぜにしてあるにもかかわらず、(11)式で表わすこの関係式の存在がみられることは、震源域に限らず各パラメータによりバラツキの小さい相似則に従って記述される。

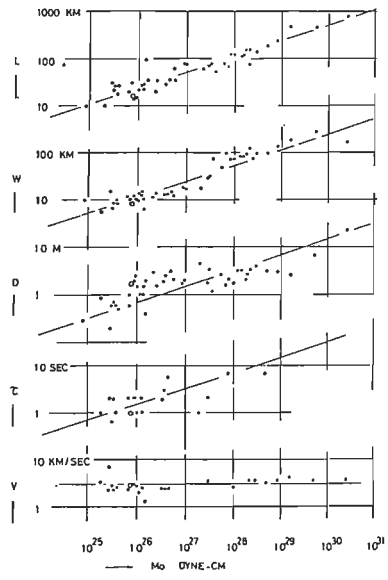


図3. モーメント M_0 と関係した震源パラメータのモーメント。L: 断層長さ, W: 断層幅, D: くい違い, τ : rise time, V: rupture velocity.

以上述べたように、大地震時の震動波形を予測するために必要
なパラメータは予想される大地震の大きさとその位置、および
大地震と小地震のモーメント比が与えられなければならない。モーメント
比が与えられていない時は、例えば、笠原(1957)に与えられている
 $\log M_0 = 1.5M + 16$, μ の経験式を用いて、 M が μ からモーメント
を推定する。

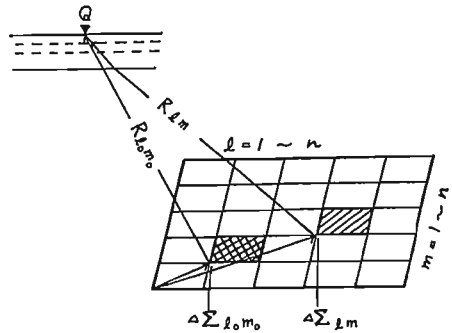


図4. 断層面内の分割された小区域 $\Delta\Sigma_{lm}$ と観測点 Q の位置関係。
 $\Delta\Sigma_{lm}$: 任意の小区域, $\Delta\Sigma_{i_0m_0}$: 観測点から小区域に最近の
断層面, $R_{i,m}$: 観測点 Q と小区域 $\Delta\Sigma_{lm}$ の距離。

2.3 合成法 等方向質点完全無限弾性体中で、微小断層に
よる遠方での震動を考えると、

$$u_a(x, t) = (Rc(\theta, \varphi) / 4\pi\rho R v_c^3) \cdot \mu \int_{\Sigma} \int_{\eta} \int_{\xi} \Delta u_a(z, \eta, t - t_{ca}) d^3z d\eta \quad (13)$$

地表面近傍に層構造の存在を考慮し、その伝達関数が $T(x, t)$ で

表わされるとする。震源を点と近似できるとき、地表面を観測される震動 $g_a(t)$ は u_a と T の convolution で表わさ
れる。 $g_a(x, t) = \int_{-\infty}^{\infty} T(x, t-t') \cdot u_a(x, t') dt' \quad (14)$

同波数領域では $G_a(x, \omega) = T(x, \omega) \cdot U_a(x, \omega) \quad (15)$ で表わされる。

本震の断層面を図4の如く $n \times n$ のメッシュで小断層に分けて考える。 (14) 式の様な far-field の解の適用条件は
 $L \lambda \ll \lambda R/2$ であるから、本震の震源域には far-field の適用は困難であり、これを区別して微小断層による小地
震の震動は far-field の近似が許される場合がある。任意の小区域 $\Delta\Sigma_{lm}$ を震源とする小地震の震動 $g_{i,m}$ は

$$g_{i,m}(x, t) = T_{i,m}(x, t) * P_{i,m} \cdot \mu \int_{\Sigma} \int_{\eta} \int_{\xi} \Delta u_{i,m}(z, \eta, t - t_{i,m}) d^3z d\eta \quad (16)$$

$$t_{i,m} = R_{i,m}/v_c - \sqrt{z_c^2 + \eta_m^2}/v_s, \quad P_{i,m} = (1/4\pi\rho v_c^3) \cdot Rc_{i,m}(\theta_{i,m}, \varphi_{i,m})/R_{i,m}$$

本震の際、小区域 $\Delta\Sigma_{lm}$ から発生する震動 $g_{i,m}$ は

$$g_{i,m}(x, t) = T_{i,m}(x, t) * P_{i,m} \cdot \mu \int_{\Sigma} \int_{\eta} \int_{\xi} \Delta u_{i,m}(z, \eta, t - t_{i,m}) d^3z d\eta \quad (17)$$

本震および小地震の伝達関数 $\Delta u_{i,m}$ および $\Delta u_{i_0,m_0}$ は (17) 式の関係が成り立っているとして積分と summation の
順序を変換すると、 $g_{i,m}(x, t) = \sum_{k=1}^{np} g_{i,m}(x, t - k \cdot \tau_{a_{i,m}}) \quad (18)$

$$\text{本震の震動は } g(x, t) = \sum_{l=1}^{nl} \sum_{m=1}^{nm} g_{i,m}(x, t - t_{i,m}) = \sum_{k=1}^{nl} \sum_{m=1}^{nm} \sum_{k'=1}^{np} g_{i_0,m_0}(x, t - t_{k,i,m}) \quad (19)$$

で表わされる。ここで、 $t_{k,i,m}$ は (17) 式で表わされている。したがって、各小区域 $\Delta\Sigma_{lm}$ に対して小地震記録が得られ
ている場合 (20) 式により各記録を適当に位相をずらしながら加え合わせることでより本震波形の合成ができる。

一般に本震の震源域全体に分布した小地震記録が得られている場合は少ないから、少ない小地震記録を用いて
本震の震動を合成する方法を検討しておく必要がある。ここでは本震の震源域に生じた l の小地震の記録を用い
た場合を考慮する。今本震の断層面内の小区域 $\Delta\Sigma_{i_0,m_0}$ を震源とする小地震が観測されているとする。観測された
震動 g_{i_0,m_0} は $g_{i_0,m_0}(x, t) = T_{i_0,m_0}(x, t) * Rc_a(\theta_{i_0,m_0}, \varphi_{i_0,m_0}) / 4\pi\rho R_{i_0,m_0} v_c^3 \cdot \Delta u_{i_0,m_0}(x, t) \quad (21)$

で表わされる。任意の小区域 $\Delta\Sigma_{lm}$ からの震動は次の様にして推定される。小区域 $\Delta\Sigma_{i_0,m_0}$ および $\Delta\Sigma_{lm}$ のそれぞれ
の震源とした場合の伝達関数 T_{i_0,m_0} および $T_{i,m}$ は近似的に等しいと考えることもよいとする。すなわち

$$T_{i_0,m_0}(x, t) \approx T_{i,m}(x, t) \quad \text{と置けるとすると、} \Delta\Sigma_{lm} \text{ からの震動 } g_{i,m} \text{ は}$$

$$g_{i,m}(x, t) = (Rc(\theta_{i,m}, \varphi_{i,m}) / Rc_a(\theta_{i_0,m_0}, \varphi_{i_0,m_0})) \cdot (R_{i_0,m_0} / R_{i,m}) \cdot g_{i_0,m_0}(x, t - t_{i,m}), \quad t_{i,m} = (R_{i,m} - R_{i_0,m_0}) / v_c \quad (22)$$

と表わされる。したがって本震の震動 $g(x, t)$ は

$$g(x, t) = \sum_{k=1}^{nl} \sum_{i=1}^{ni} \sum_{m=1}^{nm} (Rc(\theta_{i,m}, \varphi_{i,m}) / Rc_a(\theta_{i_0,m_0}, \varphi_{i_0,m_0})) \cdot (R_{i_0,m_0} / R_{i,m}) \cdot g_{i_0,m_0}(x, t - t_{i,m} - t_{k,i,m}) \quad (23)$$

の形で合成される。

小地震の記録を複数用いて本震を合成するには、小地震の数に合わせて本震の断層面を l 個に分け、各 l
 l 個に、小地震の断層面積に合わせて小区域に分割して、(23) 式による合成を行ない、それらを加え合わせら
れる。ここでは実体波の場合について述べたが、(23) 式をそのまま変形するこにより、表面波の場合にも
拡張できる。

3. 伊豆半島東方沖地震(M=6.7)の本震の合成

3.1 震源パラメータの推定 1980年伊豆半島東方沖地震の際、速度型強震計により、震源から100 km以内の4つの観測点、OMM(御前崎)、SZM(静岡)、SMC(清水)、およびJIZ(中伊豆、国立防災センターの観測点)で、本震のみならず前震や余震が観測された。図5に観測点および観測された前震や余震の震央位置が示されている。この震源位置は松浦(1981)によって決定されたものが記されている。この地震は群発地震を伴って発生し、群発地震とこの本震の余震は震源分布や震源機構などに関して異なった特徴を示すことが唐鎌ら(1980)、井元ら(1982)等により報告されている。ここでは本震の断層面は図6に示される本震発生直後10時間内に生じた余震の震源分布より推定した。図6で余震はN20°W方向に長さ約20 km、深さは0~10 kmに収まる形で分布している。

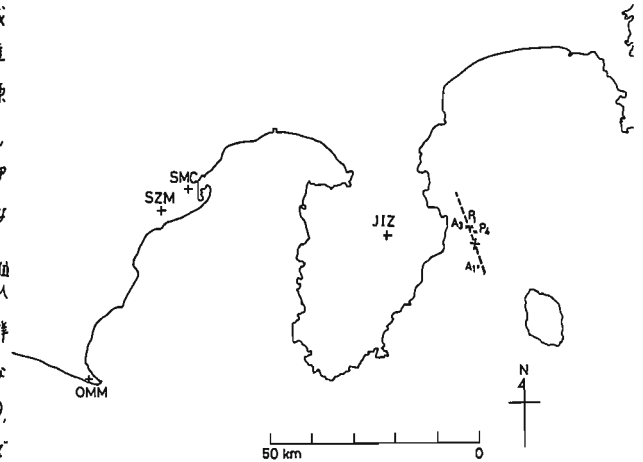


図5. 1980年伊豆半島東方沖地震の本震および前震(P₁, P₂)、余震(A₁, A₂)の震央位置、および速度型強震計による観測点の位置。破線は推定断層。

震源に最も近いJIZにおける本震および余震の速度スペクトルが図7、本震と余震のスペクトル比が図8に示されている。断層からの変位が(1)式で表わされる時、そのスペクトルの包絡線は、低周波数域では平坦でモーメントに比例する値を示し、高周波数域ではつねに、 $U_R/2L$ 、 $U_R/2W$ および $1/2$ 付近をそれぞれ corner frequency として ω^{-1} 、 ω^2 および ω^3 で急激に減少する(Geller, 1976)。またスペクトルそのものは U_R/L 、 U_R/W および $1/2$ 付近に極小値を示す。図7は速度のスペクトルのため、(1)式を微分した形に対応している。この震源スペクトルの性質は破壊が一方向に進行するとしたモデルの場合にのみ成り立ち、二方向に進行したり、円状に進行した場合に若干異なってくる。その中でもなお、低周波数域でモーメントに比例すること、 $1/2$ 付近で極小値を有する性質は残ると考えられる。従ってここでは本震と余震のモーメント比をそれぞれのスペクトル比より推定し、さらなる値をスペクトルの極小値の位置より推定する。図8で、本震と余震A₁(M=4.9)のスペクトル比は低周波数域で平坦となり、その値は約200となっている。それ故、モーメント比は約200とすると、前節で述べた scaling の係数nは $3\sqrt{200} \approx 6$ となる。図7の本震のスペクトルは、1 Hz 付近で顕著な谷を示し、それより高周波

'80 6 29-'80 6 30 (N= 45)
 16 ± 0
 3.0 ± 0.7 MAG. < 7.0 0.0° DEPTH = 18.0

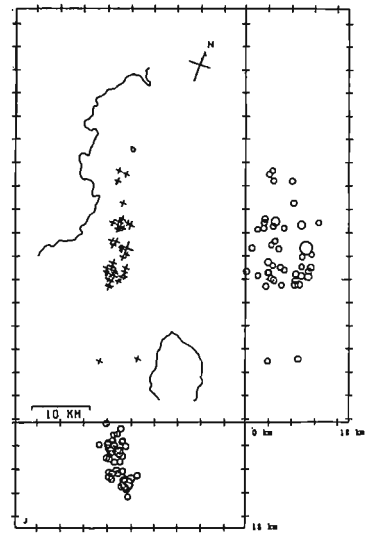


図6. 本震直後10時間内に発生した余震の震央分布と深さ分布。(After Matsuura, R., 1981)

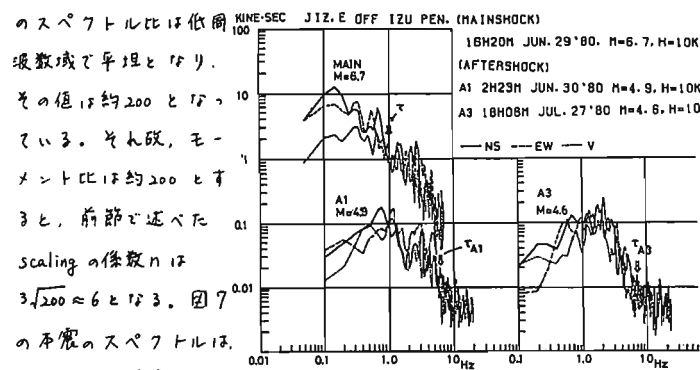


図7. 本震および余震A₁とA₃のスペクトル比の例。τ_{A1}, τ_{A3}は rise time.

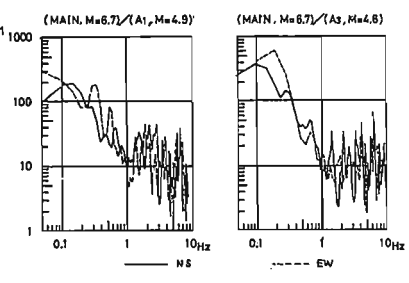


図8. 本震と余震のスペクトル比の例。

数域では急激に減少している。この谷が rise time に関係していると考え、 $\tau = 1 \text{ sec}$ とする。一方、余震 A1 の rise time は scaling law より $\tau_a = \frac{\tau}{r} = 0.166 \text{ sec}$ と予想されるが、A1 のスペクトルで 6 Hz 付近の谷がこれに対応していると思われる。

3.2 合成結果 本震波形の合成に必要とされる震源パラメータは、本震の断層面の大きさ $L \times W$, rise time τ , 破壊速度 V_r , 断層面の strike γ と dip θ , 破壊の出発点および破壊伝播方向である。さらに (2) 式に示される radiation に因する補正項 (R_c/R_{ca}) の推定も必要だが、このためには本震と余震の発震機構を全て仮定する必要がある。しかしながらここで考えているような短周期の運動 (0.2 ~ 10 sec) の radiation は必ずしも理論的予測通りにならず、特に主要動部分については伝播経路ほどによりかなり平滑化されて、方向による変化が小さくなっていると考えられる。そこでこの補正項を 1 に近似して 1 とみなして合成を行なう。

合成に必要なパラメータは次の様にして与えた。①断層面の大きさ $L \times W$, strike γ , および dip θ は余震の震源分布より与え、破壊の開始点 (以下発震点と呼ぶ) の位置は本震の震源位置とする。これらの震源は坂瀬 (1981) により決定されたものを引用している。すなわち、 $L = 20 \text{ km}$, $W = 10 \text{ km}$, $\gamma = N20^{\circ}W$, $\theta = 90^{\circ}$ とする。②本震と余震のモーメント比は、先に述べたスペクトル比より、約 200 となっているので、scaling の係数は 6 とする。本震の rise time は、スペクトルの形状より、1 sec とする。③破壊速度は 3.0 km/sec とする。その他伝播媒質の S 波速度 V_s は必要とするが、これは震源と観測点間の平均速度として与えるべきものである。JIZ では、木下 (1981) が本震および余震記録から直接求めた V_s の平均速度 3.3 km/sec を用い、SMC, OMM は多少遠くなっている。工藤ら (1978) が求めた伊豆半島の S 波の地下構造を参考にして、 $V_s = 3.7 \text{ km/sec}$ とした。一方、余震の断層の大きさおよび rise time は、scaling law に従い、 $L_a = L/n = 3.33 \text{ km}$, $W_a = W/n = 1.67$, $\tau_a = \tau/n = 0.167 \text{ sec}$ とした。

以上のように与えられたパラメータを用いて、図 9 に示される様に本震の断層面を 6×6 のメッシュに分割すると、各 1 つの小区域が余震の断層面に対応する。図 9 では発震点も推定断層面の最下部で中央よりやや南よりで、破壊はその点から円状に伝播するように伝播すると考

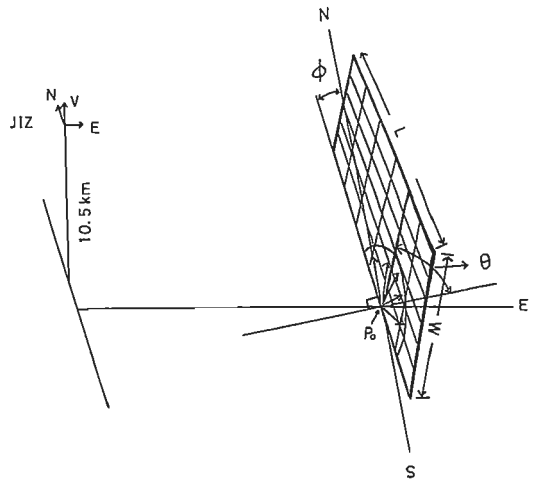


図 9. 合成に用いた断層の schematic model. 断層面は 6×6 の小区域に分割される。破壊は P_0 点で発生し、11 円状に伝播するとする。

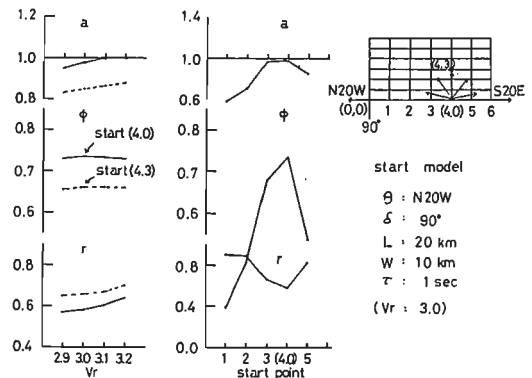


図 10. 観測波形と合成波形の一致の吟味。a: 2 つの波形間の平均振幅比, ϕ : correlation, r: residual. 左図: 発震点 E (4,0) と E 点の場合, V_r の周数比を a, ϕ, r とする。右図: 発震点 E (1,0) と E 点の場合の a, ϕ, r の変化。

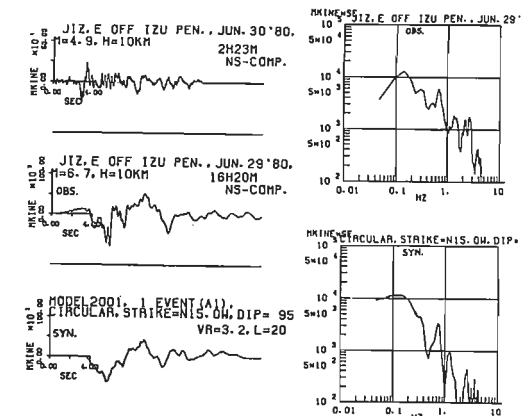


図 11. JIZ 点, E 点, S 点での観測波形と余震 A1 (1990, Jun. 30, 2^h23^m, $M = 4.9$) を用いた場合の合成波形と観測波形の比較。左図: 上は余震記録, 中は本震の観測記録, 下は合成記録。右図: 上は本震の観測波形のスペクトル, 下は合成波形のスペクトル。

る。各小区域の破壊開始時間は発震点から各メッシュポイントまでの距離を破壊速度で割ったものになる。合成は、(2)式に従い、発震点を中心とした円状の破壊の伝播に応じて各小区域から20間隔で6ヶ月の小地震が生じると見なすことによりなされる。

ここで例として用いる伊豆半島東方沖地震は前震や余震のみならず本震も記録されているため、先に述べた様にして得られた合成記録と実際の観測記録を比較することにより、逆に推定した震源パラメータの正しさの吟味が可能である。合成波形と観測波形の相関は推定した断層の strike や

dip 発震点、破壊速度等に依存して変化する。今ここで仮定してきた震源に関するパラメータをスタ

ートモデルとして、各パラメータを変化させることにより、合成のための震源モデルの最適化を検討する。合成値と観測値の一致度の評価は、2つの波形間の

- (1) correlation ϕ , (2) amplitude ratio a ,
- (3) residual r を計算することによりなされる。合成波形を f , 観測波形を g とすると、(1)の correlation は、
$$\phi = \frac{\int f \cdot g dt}{\sqrt{\int f^2 dt \cdot \int g^2 dt}}$$
- (2)の amplitude ratio は $a = \left[\frac{\int f^2 dt}{\int g^2 dt} \right]^{1/2}$, (3)の residual は $r = \left[\frac{\int (f-g)^2 dt}{\int g^2 dt} \right]^{1/2}$ で求められる。

断層面内の破壊の開始点の位置、strike の方向、dip angle、破壊速度の値にパラメータを変化させ、 ϕ, a, r の変化を調べた。ここではページ数の関係上結果の一部のみを示す。断層に最も近い JIZ (中伊豆) の記録を用いて、発震点に関する吟味を行う。結果が図10に示される。断層面上の各メッシュポイントを図10の右上に示されるような座標点と考える。a, ϕ および r の計算は、4Hz のローパスフィルターを通過した後、主要動部15秒についてなされた。図10の左図に破壊の開始点断層の最深部(4,0)とした場合と中付近(4,3)とした場合について、破壊速度 V_R の関数として、a, ϕ, r が比較される。発震点(4,0)とした場合の方が合成波形と観測波形の相関は高く、平均値中の比も1に近くなっている。図10の右図で、発震点の位置は最深部として、(1,0)点から(5,0)点まで変えた時、(4,0)点が変わらぬように図示された発震点の場合、合成波形と観測波形の相関は顕著に高くなる。この結果は図8の余震分布と本震の発震点との相対的位置関係に最も近く、この合成方法が物理的にも有意であることを示している。さらに strike や dip、破壊速度に関して、try and error により最適モデルを求めた。

JIZ の記録について得られた最適モデルは、strike=N15°W, dip=75°, $V_R=3.2$ となり、その合成波形とそのフーリエスペクトルが、図11で、観測波形と比較される。同じ断層モデルについて SMC (清水市) の記録を用いた合成波形の例が図12に示される。合成波形と観測波形は1Hzより低い周波数域で極めてよい一致を示している。

次にグリーン関数として用いる小地震の異なった場合の合成波形を比較する。OMM 2 の余震 A1、前震 P4 (6月

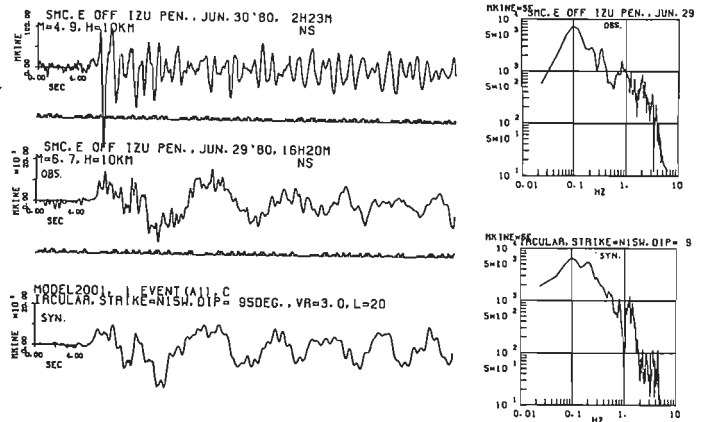


図12. グリーン関数として余震A1を用いた場合の SMC での観測波形と合成波形の比較。

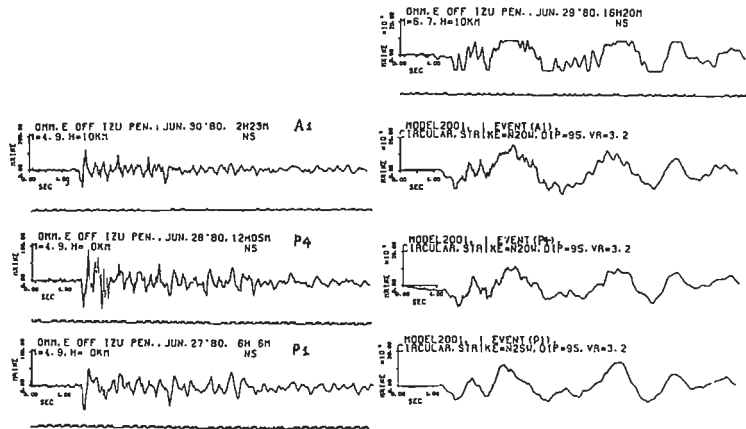


図13. 異なった小地震記録とグリーン関数とした場合の合成波形の比較。OMM 2 の A1。左側にグリーン関数として用いた小地震記録、右側に合成波形が示された。

28日12時05分, $M=4.9$ および前震 P_1 (6月27日6時6分, $M=4.9$) を用いたそれぞれ合成波形図13の上図と比較される。左側に小地震波形記録, 右側に左側の記録を用いた合成波形がそれぞれ示される。前震 P_1 を用いた合成波形も A_1 にほぼほぼ一致を示すが, 観測波形に一致を示す可, 前震 P_1 を用いた合成波形は多少一致度が低下して見える。これは P_1 の発震機構は本震に比較的よく似ていり, P_1 の A_1 はかなり異なる(井元, 1982)ことに依ると思われる。

3.3 加速度波形の合成 (23)式

による合成は, 例えは図11や図12に示されるごとく, 1Hzより低周波数域では, 合成波形と観測波形はほぼ一致を示すが, より高周波数域では合成波形の振幅が小さくなってしまふ。これは合成方法が Haskell (1964) による滑らかな断層モデルに基づいているためと考えられる。例えは, 本震も前震も余震のような小地震も共に断層面上どこでもくい違い量は一定, slip velocityは一定, 破壊伝播速度は一定, としている。それぞれ下列速度波形に関して合成と観測が

ほぼ一致を示す可は, この仮定が平均的には有効なことを意味すると考えられる。加速度波形は短周期成分が卓越するため, その推定のためには合成方法ももう一度見直す必要がある。

今ここで導いた合成式では本震および小地震の dislocation $\Delta u(t)$ および $\Delta u_a(t)$ は共に ramp function とし, 次の関係式で結ぶ。

$$\Delta u(t) = \sum_{k=1}^n \Delta u_a(t - k\tau_a) \quad (24) \quad \text{従ってその時間微分は次の関係になる。}$$

$$\dot{\Delta u}(t) = \sum_{k=1}^n \dot{\Delta u}_a(t - k\tau_a) = D/d\tau_a \sum_{k=1}^n I_a(t - k\tau_a) = \frac{D}{\tau_a} I(t) = V \cdot I(t) \quad (25)$$

ここで V は slip velocity, $I(t)$ および $I_a(t)$ はそれぞれ τ_a の長さの unit pulse である。

小地震と大地震の間に, (25) の様な関係式を考えた方がよい。それに基づく合成波形は, 1Hz以上で小さくはなり過ぎるわけであるから, 次の様な仮定を設ける。小地震の dislocation は単純な ramp function で表わされるが, 大地震のそれには平均的には小地震と同じ slip velocity だが, 多少 modified された ramp function で表わされるとする。

dislocation の値そのものは, scaling law, $D/\sigma_a = \eta$ を満足しているとする。(23)式に基づく合成は, 仮定した小地震の rise time τ_a が真の値からずれていると, τ_a の周期関数になってしまう。そのため(23)による合成波形は $1/\tau_a$ (Hz) で卓越するスペクトルを持つてしまう。低周波数域のみを議論するが, これは殆んど問題にならないが, 加速度波形を議論する場合には, 問題とする周波数域を逃がすために, この計算上生じる卓越周波数はできる限り高周波数にする必要がある。そこで以上のことも考慮して合成方法互次の様に変える。小地震の rise time τ_a を j 個に分割した時間, $\Delta t (= \tau_a/j)$, および重ね合わせの個数 n を j 倍した値 $n' (= j \cdot n)$ を導入し,

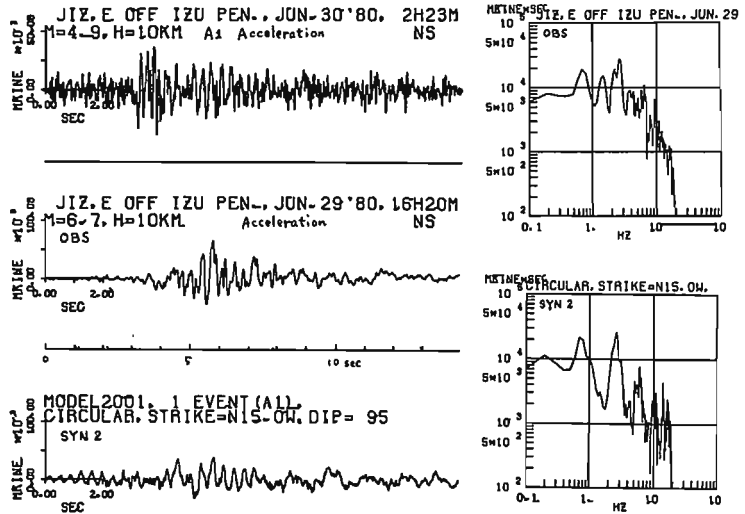


図14. 本震の加速度波形の合成。合成は(23)式を用い, weight関数は(27)式 (rounded ramp) を用いた。左図: 上, (27)式関数を用いた余震 A_1 の加速度波形, 中, 本震の加速度波形, 下, 合成した加速度波形。右図: 上, 本震の加速度 τ_a を $2 \times \tau_a$ とした, 下, 合成波形の加速度 τ_a を $2 \times \tau_a$ とした。

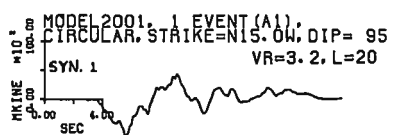
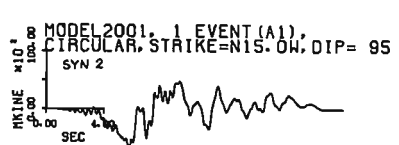
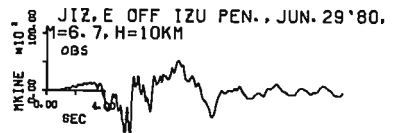


図15. weight関数を用いた合成方法(27)式とweight関数(28)式とのそれぞれを用いた場合の合成速度波形の比較。SYN1:(27)式, SYN2:(28)式に対応。

$$\Delta \dot{u}(t) = \sum_{k=1}^N W_{hk} \cdot W_{mk} \cdot \dot{u}_k(t - k\Delta t) = \sum_{k=1}^N W_{hk} \cdot W_{mk} \cdot I_k(t - k\Delta t) \quad (26)$$

の式が成りたてているとする。ここで $\sum_{k=1}^N W_{hk}$ は t の長さの time window に対応し、例えば rectangular, Bartlett, Hanning 等の関数とする。 $\sum_{k=1}^N W_{mk} \cdot I_k(t - k\Delta t)$ は modified ramp function (この時間依存性は訂正)、ここでは一例として Haskell による次式を用いる。 $\sum_{k=1}^N W_{mk} \cdot I_k(t - k\Delta t) \approx 1 - \cos(2\pi(k-1)\Delta t/\tau)$ (27)

以上の様な weight 関数を導入すると (23) の合成式は $g(t) = \sum_{l=1}^N \sum_{m=1}^N A_{lm} \sum_{k=1}^N W_{hk} W_{mk} g_k(t - t_{jklm})$ (28) の形の式に変更される。ここで A_{lm} と t_{jklm} は (23) の振中および位相の補正項を置き換えたにすぎない。この (28) 式による合成は (23) 式によるものに打して低周波数域では殆んど変わらず、1 Hz 以上の高周波数成分への影響が現われる。(28) 式を用いて、加速度波形の重ね合わせにより合成した本震の波形とそのフーリエスペクトルが図 14 に示される。その際 W_h は Hanning window, (28) 式の P は 2, δ は δ の値が用いられている。合成波形と観測波形は大きくは一致するが、位相も対応しているように見えるが細部では必ずしも一致しない。適当な weight を選べば、より一致した波形も得られるであろう。しかしながら合成に用いる weight 関数に関するパラメータの物理的意味が明らかにならない限り、強震動の予測に用いることはできない。(28) 式は stick-slip 型の断層運動の近似式に打して考えられた関数である。また断層運動を統計的に扱う際には、 P の値や dislocation の速度の時間的な correlation length k_T に対応した意味を有する。

(28) 式により、図 14 の加速度波形の合成の場合と同じ weight 関数を用いて速度波形を合成した結果が、図 15 に SYN 2 として示される。比較のため、(23) 式を用いた場合の合成波形 (図 11 に示される) が SYN 1 として示される。S 波初動付近の微細な波形は SYN 2 の場合の方が明らかに観測波形に一致して行くことがわかる。

4. まとめ

(1). ここで導いた本震波形の合成方法は、いくつかの近似がなされているが、震源から観測点までの伝播経路の影響を完全に含む表現となっており、また震源での破壊過程に関しては、同一震源域内での大地震と小地震の間に一定の scaling law が成り立っているならば、極めて近似度の高い表現方法である。

(2). 速度記録により観測と合成波形を比較すると、1 Hz 以下の低周波数域に限らず、振中、位相共に極めてよく一致を示した。1 Hz より高周波数域では相関が悪くなるが、これはモデルを出来る限り単純化したことによると考えられる。

(3). 震源パラメータの選定の合成への影響を調べたために、断層面の strike, dip, 破壊開始点などの変化した場合の合成波形と観測波形の間の相関係数や残差値の変化が検討された。その結果、本震や余震の震源分布より推定される断層面および震源点を仮定した時、波形の一致が最もよいことが明らかになった。これはこの合成方法が物理的にも意味あるものであることを示すと考えられる。

(4). 異なる小地震記録を用いた合成例と比較すると、合成波形は、本震直後の余震 A_1 (6月30分, 2時) を用いた場合に最もよく観測波形に一致した。これはこの余震の震源機構が最も本震のそれに似ていることを反映しているためと考えられる。

(5). 合成に必要なパラメータの推定の際、本震 ($M=6.7$) と小地震 ($M=4.9$) のモーメント比はスペクトル比より 200 とし、スケールング係数 n が 6 とされた。今後予測の向題としてこの合成式を用いるにはモーメント比がマグニチュード等から推定できることが望ましい。本震と余震 A_1 のモーメント比をマグニチュードとモーメントの関係式 (13) より求めると、 $n=8$ となってしまう、スペクトルによる結果と一致しない。モーメントの推定方法の再検討が必要である。

(6). 加速度波形の予測のためには、小地震と大地震の震源過程の違い、特に dislocation 関数の違いの考慮が必要である。dislocation を小地震 (ここでは $M=4.9$) については ramp function, 本震 ($M=6.7$) については step slip type の運動を近似した modified ramp function に対応する様に、weight 関数を導入した合成方法は加速度波形についてもこの方法に基づいた合成の適用の可能性を示している。

謝 辞

本研究の一部は岐阜大学教育学部村松郁栄教授と共同で行なったもので、同教授の作成した速度型強震計により、 $M=6.7$ の本震のみならず、前震や余震の精度の良い記録が得られたことが本論文の重要な契機となり、とり、同教授に深く感謝致します。本研究に用いた伊豆半島東方沖地震のJIZ(中伊豆)における速度型強震計の記録は科学技術庁国立防災センターの松下繁夫氏により観測されたもので、貴重なデータを提供していただいた同氏に厚く感謝致します。本震の震源および前震、余震の震源分布は地震研究所松浦博子氏により決定されたもので、同氏の御厚意で未発表のものも含めて使用させていただいたこと厚く感謝致します。京都大学防災研究所吉川宗治教授には適切な助言をいただきました、また京都大学理学部小林芳正助教授には有益な議論をしていただいたことに深く感謝致します。本研究の計算は京大防災研究所防災資料センターの計算機M-140による。

参 考 文 献

- Aki,K.: Scaling law of seismic spectrum, J. Geophys. Res., 72, pp.1217-1231, 1967
- Aki,K.: Scaling law of earthquake source time function, Geophys. J., 31, pp.3-25, 1972
- Aki,K.: Characterization of barriers on an earthquake fault, Geophys. J., 84, pp.6140-6148, 1979
- Bouchon,M. and K.Aki: Simulation of long-period, near-field motion for the Great California Earthquake of 1857, Bull. Seis. Soc. Am., 70, pp.1669-1682, 1980
- Das,S. and K.Aki: Fault plane with barriers. A versatile earthquake model, J. Geophys. Res., 82, pp.5658-5670, 1977
- Geller,R.J.: Scaling relations for earthquake source parameters and magnitudes, Bull. Seism. Soc. Am., 66, pp.1501-1523, 1976
- Hadley,D.M. and D.V.Helmberger: Simulation of strong ground motions, Bull. Seism. Soc. Am., 70, pp.617-630, 1980
- Hartzell,S.H.: Earthquake aftershocks as Green function, Geophys. Res. Lett., 5, pp.1-4, 1978
- Haskell,N.A.: Total energy spectral density of elastic radiation from propagating fault, Bull. Seism. Soc. Am., 54, pp.1811-1841, 1964
- Heaton,T.H. and D.V.Helmberger: Predictivity of strong ground motion in the imperial valley, 68, pp.31-48, 1978
- 飯田昌弘, 柏野元彦, 細野義仁, 井上 凉介: 中小地震記録から大地震の並存波形の合成, 第16回地震工学研究発表会講演要旨, pp.145-148, 1981
- 井上 凉介 他: 1980年伊豆半島東方沖地震の震源機構, 地震, 34, pp.481-494, 1982
- 入倉芳次郎, 村松郁栄: 小地震の震源記録を用いた大地震の震源機構の予測方法, 自然災害科学特別研究, 9, 1982 in print, 1981
- Kanamori,H.: A semi-empirical approach to prediction of long-period ground motions from great earthquakes, Bull. Seism. Soc. Am., 69, pp.1645-1670, 1979
- Kanamori,H. and D.L.Anderson: Theoretical basis of some empirical relations in seismology, Bull. Seism. Soc. Am., 65, pp.1073-1095, 1975
- 藤原新次 他: 1980年伊豆半島東方沖地震の震源機構, Bull. Earthq. Res. Inst., 55, pp.913-948, 1980
- 松下繁夫: 加速観測と速度観測による強震地動の同時観測, 国立防災科学研究所一研究進歩報告第4号
- 工藤一善, 鹿間信作, 柳沢昌雄, 熊谷 正: 伊豆半島における大規模地震の発生, 地震学広論要集, 1978, No.2, 1978
- 松浦博子: Personal communication, 1981
- Mikumo,T. and T.Miyatake: Earthquake sequences on a frictional fault model with non-uniform strengths and relaxation times, Geophys. J., 59, pp.197-522, 1979
- 三宅 達: 余震・前震伴った地震記録の合成による大地震の断層付近での強震動の予測, 自然災害特別研究研究成果報告NoA-56-3 東海地方における大地震の震源予測に関する研究, pp.25-30, 1981
- 村松郁栄: 速度型強震計の製作, 地震II, 30, pp.317-338, 1977
- 岡田 善光: 1980年6月29日伊豆半島東方沖地震の震源機構, 地震学広論要集, No.2, pp.8, 1980
- Sato,R.: Surface disturbances due to a dislocation source in a multi-layered medium, Nat. Disast. Sci., 2, pp.1-31, 1980
- Sato,R. and N.Hirata: One method to compute theoretical seismograms in a layered medium, J. Phys. Earth., 28, pp.145-168, 1980
- Sato,R., T.Tanaka and Y.Suzuki: Estimations of short period accelerations, velocities and displacement, 28, pp.145-168, 1979
- Savage,J.C.: Relation of corner frequency to fault dimensions, J. Geophys. Res., 77, pp.3788-3795, 1972

(京都大学防災研究所 助教授)

模擬地震波の設計への利用

竹内 吉弘

[1] まえがき 耐震設計において、設計対象とする建築構造物に対する入力地震動特性の適切な設定は、設定された最大波形振幅、スペクトル特性、主要動継続時間等の諸量が、設計結果も直接的に支配する意味で、設計の基本的な前提条件の中での最も重要な問題である。この場合、具体的に設計を進めるに当たって、対象とする敷地において、将来に予想される入力地震動特性の諸量の想定は当然不可欠であるが、地震の規模、震源位置、震源機構の予想の精度や震源より敷地地盤までの波動伝播特性、敷地地盤特性の評価などと考慮するとき、設定された入力地震動特性に確率論的な意味でのある巾も考えざるを得ない。予想される入力地震動特性とそれを規定する諸要因に対しては、観測された地震動記録にもとづいて、地震学および地震工学的観点からの種々の検討がなされているが、現時点では現実に耐震設計を行う側から希望される、工学的見地からの要求も十分に満たすには、更に多くの実測資料の蓄積や検討が必要であると考えられる。

この問題に関して、耐震設計における建築構造物の耐震安全性の評価と、地震応答解析を通じて行う場合の従来からの基本的な検討方法は、対象とする地点(敷地)に対して適当と思われる数個の入力地震動を設定し、この入力波形群に対する数値解析を通じて実施してきた。この場合、複数個の入力地震動に対して検討を行うことは、広い意味での確率統計論的な処理であり従ってその入力波形群の個数および特性の設定に関しては、考察の対象とする出力応答と関連して、確率統計的な面からの検討が本来必要である。現実に我が国においては、国内およびアメリカ合衆国で実測された強震地動加速度記録と、スペクトル特性および継続時間も考慮して数個を選択し、それに対する地震応答解析に基づき耐震設計が行われてきたが、これは現時点での学問レベルに対する工学的判断と設計における時間的、経済的制約をも併せて考慮して、実際に収集された記録であることの現実性に重点をおいた設定方法であり、伝播特性等は無視した形のものである。

この手法に対し、入力地震動として模擬地震波を採用して地震応答解析を行うこの利点は、i) 地震波継続時間、スペクトル特性などの入力地震動特性も、地震の規模、震源距離、敷地地盤特性などそれと形成する要因も考慮して設定することが可能であること、ii) 巾広い入力地震動特性をもつ波形も作成することにより、種々の動力学モデルに対する検討が1個の波形でも可能であること、iii) 複数個の波形により検討する場合においても出力応答量を確率統計論的に評価しやすいこと、である。iii) については、模擬地震波の基本的な性質が、確率論的な意味でのサンプル関数であることより、入出力に関する相関や特に弾性解析の場合には明確であることによるものであり、また特にi) に関しては、地震観測網の整備と資料の蓄積が進められており、理論的検討とあわせて模擬地震波の作成のための検討資料が整理されつつある。

ここで問題とする地震応答解析における模擬地震波の作成とは、一般には予想される実際の地震動に対して物理的により合理的な、現実性のある波形の作成を目標とするものであるが、また地方において、構造物の破壊に関連する確率論的ないしは確定的な規範により定まる、耐震実験などに用いられる要素波がある。これも広い意味で模擬地震波に属するものと考えられるが、本報告ではこれについては、以下に模擬地震波の検討に関して、過去の不規則波形として入力地震動の取扱い、模擬地震波の作成方法および現状の問題点について述べる。

[2] 不規則外乱と応答解析 地震時に建築構造物に作用する入力地震動は、初期微動、主要動、終期微動の部分より構成される時系列関数であり、波動論的にはそれぞれの部分に対して、震源機構、規模、伝播経路等の特性に相関づけられるものであるが、波形全体のパターンは実測された地動加速度記録に見られるように不規則な波形関数である。この地震動記録の不規則さは、震源機構を含めて、震源より敷地地盤に至る伝播経路の波動

伝播特性に基づいたものであり、スペクトル特性の生成や変化も、加速度波形において工学的に必要とする全々の振動数帯域について明確に把握することは、現時点では困難である。一六、この加速度波形の不規則性を検討するため、確率過程論の適用が従来より行われており、地震動記録波形も不規則外乱と見做して地震応答解析を出入力に関する確率統計量の一般緩和解析により取扱う研究が行われてきた。この概念を用いて入力地震動も検討したのは、G. W. Housner (文献1)であり、地震波形を random pulse 列として表現し、実測加速度記録の応答スペクトルと対比して検討した。現在地震応答解析に用いられる模擬地震波は、いくつかの作成手法があるが、基本的には確率過程論に基づいて定常あるいは非定常の時系列関数として表現されるもので、その理論的背景および数理解析の手法は一般緩和解析の概念に基づいた、不規則振動論によるものである。ここでは、参考のため耐震工学に関連するこの問題に対する主要な論文を文末に掲げた。

文献中1)~7)は、連続体あるいは質点系モデルに対する定常および非定常応答に関するものであり、8)~13)は非線形系に対する取扱いを含むものである。これらの論文の入力特性は、いずれも基本的には定常 White Gaussian である。V. V. Boltin (文献14)は入力地震動の非定常性に対し、波形関数も定常確率過程と非定常性もあらかず確定関数の積で表現する擬定常確率過程も適用した。文献15)~25)はこの取扱いに属するもので、これを用いて非線形領域まで含めた種々の動力学モデルに対する理論解析が行われている。また文献16)および19)は、それぞれ波形関数も Markov 過程および Filtered Poisson 過程の性格を持つ random pulse 列とした取扱いである。一般に入力地震動も不規則関数とした場合を確率的に大別すれば、Filtered White Noise か Filtered Poisson モデルの2つに帰着する。

ここに述べた論文の殆んどは、不規則振動論による弾性域あるいは等価線形化の方法による、比較的簡単な動力学モデルに対する非定常応答を取扱ったものであるが、現実に耐震設計のための直接的設計資料とするには、更に複雑な動力学モデルによる弾塑性領域の非定常応答を取扱う必要があると同時に、入力地震動に関しても地震の水平成分のみだけでなく、上下成分も含む多自由度の不規則時系列関数としての定量的評価が一般には必要となる。

[3] 模擬地震波の作成方法 参考文献26)~37)に模擬地震波の作成方法や数値シミュレーションに関する参考文献をあげる。前述の如く地震応答解析に用いる模擬地震波は、目標とする波形振幅最大値、波形振幅包絡線、設計スペクトル特性も持つ不規則関数として作成される。作成された有限長さの不規則関数に、目標とする波形振幅最大値を与えることは容易であるが、特定の波形振幅包絡線および設計スペクトル特性を与えることについては作成方法の問題となる。波形振幅包絡線は地震波の持つエネルギーレベルの時間変動を表わすもので一般には振幅包絡線関数あるいは平均的波形振幅レベル関数によって設定され、地震波の初期微動、主要動、終期微動の各部分も表現する時間的にゆるやかに変動する関数である。設計スペクトル特性は、振幅包絡線同様基本的には地震の規模、震央距離、震源地盤特性などの要因によって定められるものであり、通常梯形のような形で卓越振動数領域とその周辺のスペクトル特性の変化も設定するものである。

模擬地震波の作成方法を大別すれば、1つは i) 擬定常確率過程の概念も適用し、定常確率過程に属する不規則関数 $\alpha(t)$ と時間に関する確定関数 $D(t)$ との積として表わすもので、通常は $\alpha(t)$ を White Gaussian Noise 又は Poisson 過程に属する random pulse 列により表われ、設計スペクトルの形も模擬したフィルターを通過させた後、独立に定めた関数 $D(t)$ との積をとるか、 $\alpha(t)D(t)$ の積の波形を模擬フィルターにかけるかの方法である。他の1つは ii) \sin 関数または \cos 関数の和として表現するもので、この場合は係数を確定関数として目標とする振幅レベル関数および設計スペクトル特性が表現されるように定め、random 位相差に関して和をとる方法である。

前述の参考文献のうち、i) に属すると考えられるものは、26)~30)であり、ii) に関するものは31)~37)である。以下に i) および ii) のそれぞれの手法について述べる。

i) の場合 $q_1(t) = \sum_{i=1}^M \int_{-\infty}^{\infty} h_i(t-\tau) D_i(\tau) \alpha(\tau) d\tau = \sum_{i=1}^M D_i(t) x_i(t)$
 または、
 $= \sum_{i=1}^M \int_{-\infty}^{\infty} h_i(t-\tau) D_i(\tau) \alpha(\tau) d\tau$, ここで $x_i(t) = \int_{-\infty}^{\infty} h_i(t-\tau) \alpha(\tau) d\tau$
 あるいは、
 $q'_1(t) = \sum_{i=1}^M \sum_{k=-\infty}^{\infty} A_k D_i(t) h_i(t-t_k) = \sum_{i=1}^M D_i(t) x'_i(t)$
 または、
 $= \sum_{i=1}^M \sum_{k=-\infty}^{\infty} A_k D_i(t_k) h_i(t-t_k)$, ここで $x'_i(t) = \sum_{k=-\infty}^{\infty} A_k h_i(t-t_k)$

ここで、 $h_i(t)$ が目標とする設計スペクトル特性を定める関数であり、 $\alpha(t)$ および A_n がそれぞれ定常 White Gaussian および Poisson 過程に従う確率変数である。また表現式の M を複数にとり、 $h_i(t)$ および $D_i(t)$ を適当に定めることにより、スペクトル特性が時間的に変動する場合をも取扱うことができる。

上の模擬地震波の数値計算は上式の通り時間領域で行う、あるいはFFT法等を利用して振動数領域で行うことができる。

参考文献に表われた振幅レベル関数 $D_i(t)$ もまとめれば次の通りであり、それらをまとめ図1に示す。

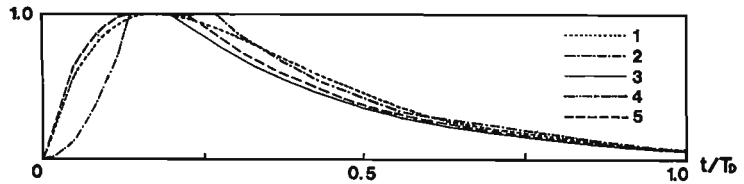


図1 波形振幅包絡線

[1: 参考文献17]

$$D_i(t) = t e^{-pt}$$

[3: 参考文献13]

$$D_i(t) = \begin{cases} 0 & t < 0 \\ \phi_0 & 0 \leq t \leq t_0 \\ \phi_0 e^{-p(t-t_0)} & t_0 < t \end{cases}$$

[2: 参考文献20]

$$D_i^2(t) = \frac{1}{2\pi S} \begin{cases} 0 & t < 0 \\ I_0 \left(\frac{t}{a}\right)^2 & 0 \leq t \leq T_1 \\ I_0 & T_1 \leq t \leq T_2 \\ I_0 e^{-pt} & T_2 \leq t \end{cases}$$

[4: 参考文献21]

$$D_i(t) = (a_1 + a_2 t) e^{-pt^n} \quad (n = 1, 2)$$

[5: 参考文献19]

$$D_i(t) = (e^{-dt} - e^{-pt}) H(t) , \quad [H(t) : \text{Heaviside unit step 関数}]$$

ii) の場合 $q_2(t) = \sqrt{2} \sum_{i=1}^N A_i(\omega_i, t) D_i(t) \cos(\omega_i t + \phi_i)$

ここで、 $A_i(\omega_i, t)$ は時間により変化する場合をも含めた、設計スペクトル特性をあらわす関数であり、 ϕ_i は定められた密度分布を持つ確率変数、 N は重ね合わせる項数で、 $D_i(t)$ は1) で述べた関数である。 $D_i(t)$ は、 $A_i(\omega_i, t)$ に含めて取扱われる場合もある。いずれにしても この計算手法によるのが、目標とする設計スペクトル特性に取扱わせる為に iterationによる数値シミュレーションも実行するに便利であり、現在はこの方法がよく用いられている。

以上の方法により模擬地震動を作成する場合、実際に地震時の地動を完全に表現するためには、当然ながら水平2成分、上下成分の計3成分が必要であり、従って自由度の確率過程も対応させることになる。その理論的取扱いについては、例えば参考文献31) に述べられているが、現時点で自由度確率過程を定めるのに必要なパラメータおよびパラメータ間の相関が、実測記録に基づいて完全に評価できずに至っていない。これについては参考文献38) による検討がある。

[4] パラメータの決定 上述の波形振巾包絡線や設計スペクトル特性を定める諸パラメータは、既に述べたように地震の規模、震源位置などにより、それぞれ決定されるべきもので、かつその決定が直接に作成された模擬地震波の設計における信頼性と結びつくものである。パラメータの評価は、設計時に想定された地震に対して、過去の震測記録の持つ諸特性との対比から行なわれるが、特に震央域に近い地域においては、強震地動記録の数の少ないことなどの理由より、諸パラメータを定めるのに十分な基礎資料が収集されていない。

即ち、具体的には波形振巾包絡線については、主要動部分の長さや振巾レベルの変化も定めるパラメータを設計スペクトルに関しても、卓越振動数帯域やスペクトル特性の時間的変化も、対象とする地震に対して評価することは必要である。パラメータの決定に直接関連する震測記録の解析の1例として、図2に参考文献(39)の方法による非定常スペクトル密度の岩盤上で記録された地動加速度波形の解析結果も、図3に主要動継続時間とマグニチュードおよび震源距離との関係(参考文献40)も示した。図2は地震記録のスペクトル密度の時間的な変化を示したもので、図のたて軸の数字は地震動の初めからの経過時間、よこ軸は振動数である。図より明らかのように、この地震(震央距離=100 km, M=4.8)では比較的明瞭に3個のピークがあり、時間の経過とともに、高振動数域でのピークは消滅し、低振動数のピークが更に長周期側にすべりながら残るような特徴を示している。

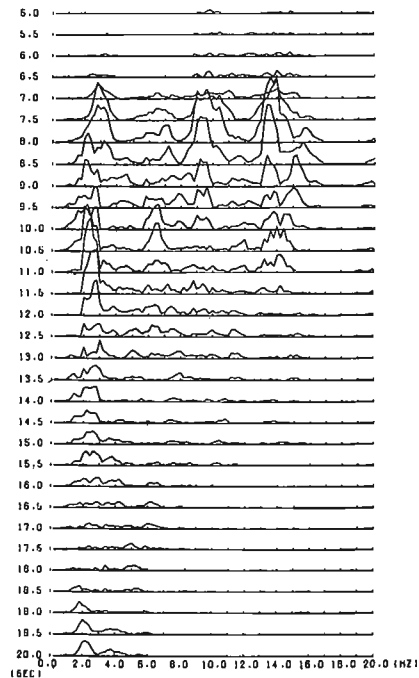


図2 非定常スペクトル密度

図3は国内で収集されたマグニチュード7以下の中及至小地震のみの解析結果で、強震動記録が含まれておらず、資料の数も少ないが、マグニチュードおよび震源距離に関して、継続時間ののびが随分とれる。

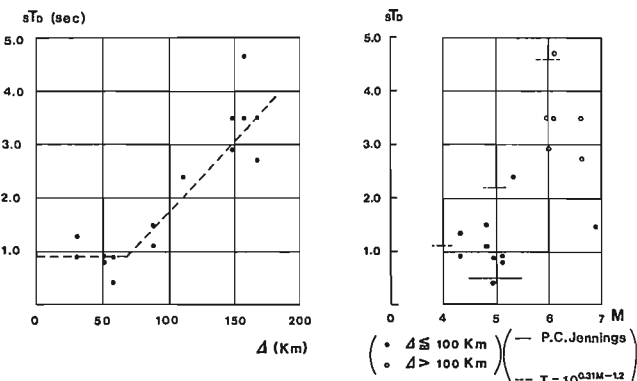


図3 地震波の主要動継続時間と震源距離・マグニチュード

かかる震測記録の持つ諸特性の検討が、より詳細に基礎的資料として整備されると同時に、更に波動論的な観点より、工学的に問題となる振動数領域において、実体波や表面波がそれぞれ分担するスペクトル特性に関する振動数帯域や波形振巾レベル、表面波の分散性などについての理論解析の蓄積が、模擬地震波のパラメータ決定をより物理的に明確にするためには必要である。この問題に関連して、最大波形振巾、継続時間、伝播特性などの検討や、設計スペクトルの提案が、文献(41)~(44)に論じられており、また random media を対象としたスペクトル特性の生成を新しい観点から論じているものとして文献(45)がある。

[5] まとめ 電子計算機の発達により、耐震設計において地震応答解析といわれる、地震時における建築構造物の動的挙動に対する数値 simulation が可能となった以来、膨大な数の計算が実施されてきたが、そこに採用されている入力地震波の種類は極めて限定されている。このことの大きな理由として、高層建物の実現の当初においては、地震動の記録された地点の地盤特性は問わず、現実には生じた強震地震動記録であることを重視し、

それに対する建築の地震応答の評価しうること自体が、設計における耐震安全性の検証の大きな裏付けであったことによると考えられる。その後、国内外において実測地動加速度記録が蓄積、整理され、それを利用して入力地動として種々のスペクトル特性や継続時間の波形に対して、定められた許容値が地震応答の全てを包絡することを要求する形の安全性の検討が行われてきた。しかし、入力地動として実測強震記録の使用が意味をもちうるのは、それが設計する敷地で記録されたものであるか、あるいは波動伝播特性や入力機構を含めた敷地地盤特性と入力地動特性との関係が、明確に評価しうる場合に限定されるのは当然である。現実の応答計算においては、この点を補う意味で、対象とする敷地やその付近で収集された強震以下の地震動記録のある場合には、振巾のみを拡大した波形を入力地動波として用いることも行われている。

地震応答解析における模擬地震波の利用は、基本的には工学的により適正でかつ合理的な入力地動波を作成しうることが大きな理由であるが、この場合には、敷地地盤に対して設計スペクトル特性や波形振巾包絡線を設定するパラメータを定めるのに十分な検討を行いうる必要がある。これに対しては、一般には実測記録の収集が進むにつれて、この問題に対する有効な検討資料が増加すると考えられるが、現時点ではある程度の設定のみを模擬地震波の作成結果に見込むことが必要であり、作成結果の評価にはやはり工学的判断が要求されることになる。従って、現実には模擬地震波と通常の実測地動加速度記録の両方を入力地動波として用いる場合も多い。しかしながら、模擬地震波の作成のパラメータに関する精度も、問題に則して高めることはもとより必要であるが、地震応答解析を通じて耐震安全性の検討を行う場合には、本質的に入力地動波の設定には中があり、採用される数個の入力地動波の作成に関する精度の向上のみに、応答解析の信頼性の増加を期待することはできない。問題は勿ろ設計者が、地震応答解析といわれる数値 simulation に使用される入力地動波の本래の性格が確率的の意味における sample function であることも認識した上で、構造物条の動力学モデル化、耐震安全性の評価規準を含めて、応答解析結果を総合的に検討することが必要と考えられる。

[参考文献]

- 1) Housner, C.W.; Characteristics of Strong-Motion Earthquake, Bull. of the Seismological Society of America, vol. 37, 1947, pp. 19-31.
- 2) Goodman, L.E., Rosenblueth, E. and Newmark, N.M.; Aseismic Design of Elastic Structures Founded on Firm Ground, Proc. of ASCE, vol. 79, 1953, pp. 349-1-27.
- 3) Thomson, W.T. and Barton, M.V.; Response of Mechanical Systems to Random Excitation, Journal of Applied Mechanics, vol. 24, 1957, pp. 248-251.
- 4) Eringen, A.C.; Response of Tall Building to Random Earthquake, Proc. of Applied Mechanics, 1958, pp. 141-150.
- 5) Bogdanoff, J.L. and Goldberg, J.E.; On the Transient Behavior of a System under a Random Disturbance, Proc. of the 4TH Conference on Solid Mechanics, 1959, pp. 488-496.
- 6) Bycroft, G.N.; White Noise Representation of Earthquake, Proc. of ASCE, EM2, 1960, pp. 1-16.
- 7) Caughey, T.K. and Stumpf, H.J.; Transient Response of a Dynamic System under Random Excitation, Journal of Applied Mechanics, No. 61-APM-20, 1960, pp. 1-4.
- 8) Lyon, R.H.; On the Vibration Statistics of a Randomly Excited Hard-Spring Oscillator, Journal of the Acoustical Society of America, vol. 32, No. 6, 1960, pp. 716-719.
- 9) Caughey, T.K.; Random Excitation of a System with Bilinear Hysteresis, Journal of Applied Mechanics, No. 60-WA-27, 1960, pp. 649-652.
- 10) Tajimi, H.; A Statistical Method of Determining the Maximum Response of a Building Structure during an Earthquake, Proc. of 2ND WCEE, 1960, pp. 1467-1481.
- 11) Rosenbluth, E. and Bustamante, J.I.; Distribution of Structure Response to Earthquakes, Proc. of ASCE, EM3, 1962, pp. 75-106.
- 12) Kobori, T., Minai, R. and Takeuchi, Y.; Statistical Analysis of Seismic Waves, Proc. of the 13TH Japan National Congress for Applied Mechanics, 1963, pp. 295-300.
- 13) Ruiz, P. and Penzien, J.; Stochastic Seismic Response of Structures, Proc. of ASCE, EM, 1974, pp. 441-456.
- 14) Bolotin, V.V.; Statistical Theory of the Aseismic Design of Structures, Proc. of 2ND WCEE, 1960, pp. 120-1-10.

- 15) Bogdanoff, J.L., Goldberg, J.E. and Bernard, M.C.; Response of a Simple Structure to a Random Earthquake-Type Disturbance, Bull. of the Seismological Society of America, vol.51, No.2, 1961, pp.293-310.
- 16) Lin, Y.K.; Application of Nonstationary Short Noise in the Study of System Response to a Class of Nonstationary Excitation, Journal of Applied Mechanics, No.23-WA-41, 1963, pp.555-558.
- 17) Goldberg, J.E., Bogdanoff, J.L. and Sharpe, D.R.; The Response of Simple Non-linear Systems to a Random Disturbance of the Earthquake Type, Bull. of the Seismological Society of America, vol.54, No.1, 1964, pp.263-276.
- 18) Kobori, T. and Minai, R.; Nonstationary Response of the Linear Systems to Random Excitation, Bull. of the Disaster Prevention Research Institute of Kyoto Univ., vol.16, No.111, 1967, pp.37-80.
- 19) Shinozuka, M. and Sato, Y.; Simulation on Nonstationary Random process, Proc. of ASCE, vol.93, EM1, 1967, pp.11-40.
- 20) Amin, M. and Ang, H.-S.; Nonstationary Stochastic Model of Earthquake Motion, Proc. of ASCE, vol.94, EM2, 1968, pp.559-583.
- 21) Iyengar, R.N. and Iyengar, K.T.S.R.; A Nonstationary Random Process Model for Earthquake Accelerograms, Bull. of the Seismological Society of America, vol.59, No.3, 1969, pp.1163-1188.
- 22) Gazetas, G. and Vanmarcke, E.H.; Approximate Random Vibration Analysis of Elastoplastic Multi-Degree-of-Freedom Structures, Proc. of International Symposium of Earthquake Engineering, 1976, pp.961-974.
- 23) Asano, K. and Suzuki, S.; Effect of Time-Dependent Spectra of Random Earthquake Excitation on Hysteretic Structural Response, Proc. of the 5TH Japan Earthquake Engineering Symposium, 1978, pp.1129-1136.
- 24) Wen, Y.; Stochastic Seismic Response Analysis of Hysteretic Multi-Degree-of-Freedom Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.7, 1979, pp.181-191.
- 25) Asano, K.; Response of Hysteretic Systems to Random Excitations with Time Dependent Power Spectra, Proc. of 7TH WCEE, vol.6, 1980, pp.681-688.
- 26) Housner, G.W. and Jennings, P.C.; Generation of Artificial Earthquake, Proc. of ASCE, No. EM1, 1964, pp.113-150.
- 27) Jennings, P.C., Housner, G.W. and Tsai, N.C.; Simulated Earthquake Motions, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, 1968.
- 28) Levy, R., Kozin, F. and Moorman, P.B.; Random Processes for Earthquake Simulation, Proc. of ASCE, vol.97, No. EM2, 1971, pp.495-517.
- 29) Saragoni, C.R. and Hart, G.C.; Simulation of Artificial Earthquakes, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.2, 1974, pp.249-267.
- 30) Kameda, H. and Ang, A.H.-S.; Simulation of Strong Earthquake Motions for Inelastic Structural Response, Proc. of 6TH WCEE, 1977, pp.2-149-153.
- 31) Shinozuka, M.; Simulation of Multivariate and Multidimensional Random Process, Journal of the Acoustical Society of America, vol.49, No.1, 1971, pp.357-367.
- 32) Shinozuka, M. and Jan, C.M.; Digital Simulation of Random Processes and its Application, Journal of Sound and Vibration, vol.5, No.1, 1972, pp.111-128.
- 33) Yan, J.N.; Simulation of Random Envelope Processes, Journal of Sound and Vibration, vol.21, No.2, 1972, pp.73-85.
- 34) Hsu, I.I. and Bernard, M.C.; A Random Process for Earthquake Simulation, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6, 1978, pp.347-362.
- 35) Iyengar, R.N. and Rao, P.N.; Generation of Spectrum Compatible Accelerograms, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.7, 1979, pp.253-263.
- 36) Wong, H.L. and Trifunac, M.D.; Generation of Artificial Strong Motion Accelerograms, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.7, 1979, pp.509-527.
- 37) Polhemus, N.W. and Cakmak, A.S.; Simulation of Earthquake Ground Motions Using Autoregressive Moving Average Models, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1981, pp.343-354.
- 38) Kubo, T. and Penzien, J.; Simulation of Three-Dimensional Strong Ground Motions along Principal Axes, San Fernando Earthquake, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.7, 1979, pp.279-294.
- 39) Kobori, T. and Takeuchi, Y.; On Non-stationary Spectrum and Mean Squares Response of a Simple Structural System to Earthquake Excitation, Proc. of the International Symposium on Earthquake Structural Engineering, 1976, pp.857-868.
- 40) Takeuchi, Y.; On Non-stationarity of the Earthquake Input Excitation, Proc. of the 27TH Japan National Congress for Applied Mechanics, 1978, pp.285-297.
- 41) Trifunac, M.D.; Preliminary Empirical Model for Scaling Fourier Amplitude Spectra of Strong Ground Acceleration in Terms of Modified Mercalli Intensity and Recording Site Conditions, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.7, 1979, pp.63-74.
- 42) Hisada, T., Ohsaki, Y., Watabe, M. and Ohta, T.; Design Spectra for Stiff Structures on Rock, Proc. of the 2ND International Conference on Microzonation, 1978, pp.1187-1198.
- 43) Takeuchi, Y.; Non-stationary Characteristics of the Recorded accelerograms in Osaka Plain, Proc. of 7TH WCEE, 1980, pp.223-230.
- 44) Trifunac, M.D. and Brady, A.G.; A Study on the Duration of Strong Earthquake Ground Motion, Bull. of the Seismological Society of America, vol.65, 1975, pp.581-626.
- 45) Kawano, M.; Stochastic Approach on Idealized Model of Earthquake Ground Motion, Proc. of 7TH WCEE, 1980, pp.467-474.

[II部] パネルディスカッション
「設計用入力地震動に考慮すべき諸要因について」

1. 凡在本行存款者，其存款利息均按本行规定之利率计算。

2. 本行存款之利息，按季结息，并于结息日将利息转入存款账户。

3. 本行存款之利息，按季结息，并于结息日将利息转入存款账户。

やや長周期成分の設計への活用

千代田化工建設(株)

応用解析技術部

○ 部長 工博 山本鎮男

副主任 工博 清水信行

1. まえがき

やや長周期成分の地震動とは、地震波に含まれている約5秒から15秒迄の周期成分を示す。これらの地震動が設計に影響を及ぼす設計対象物は超高層建築物や油、LPG、LNGを貯蔵する平底円筒貯槽である。10年前にこのやや長周期について討論された時点では、地震波の5秒以下の成分については、加速度の地震記録より、地震工学の立場よりかなりよく知られて居り、他方、15秒以上の長周期成分については変位の地震記録より地震学の立場から知られているとのことであった。しかし、5秒から15秒の間のやや長周期成分については、地震記録も少なく不明の部分があると指摘されていた。しかし、この10年間の間には断層モデルによる地震波の解析及び地震波の観測等が進歩してきたように思われる。そこで、やや長周期成分の設計への応用について再考する時期にきているように思われるので現状を概観した。(1)~(4)

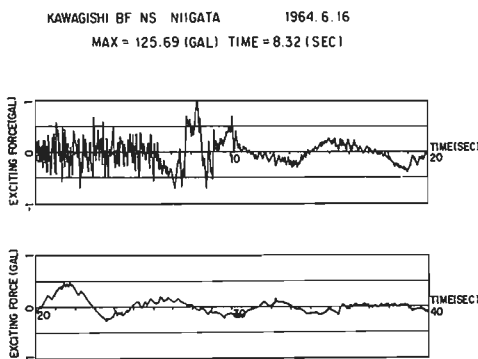


Fig.1 新潟地震, 河岸町, NS成分

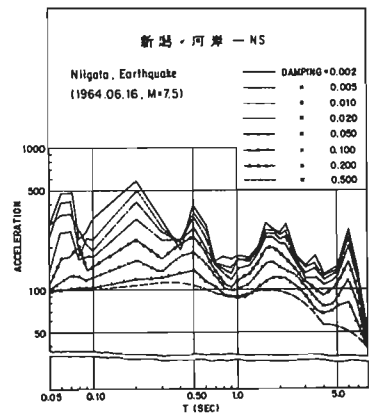


Fig.2 新潟地震, 川岸町, NS成分, 応答スペクトル

2. やや長周期地震動の記録

Fig. 1 及び Fig. 2 よりわかるように新潟地震(1964)では周期6秒のやや長周期成分が認められる。他方, Fig. 3 に示されるように関東大地震(1923)では周期1.03秒程度の卓越周期が観察される。関東大地震時にはブルの水がスロッシングを起こして溢水したと聞くし, 新潟地震時は石油タンクの内容液スロッシングを起こし, 溢油したり, 炎上したりした。6秒のスロッシングの1次固有周期を有するタンクは1.2万KLのタンクであるが, 0.5万KL ($T_1=4.7$ 秒) から3万KL ($T_1=7.7$ 秒) 程度のタンクにスロッシングによる被害がでた。

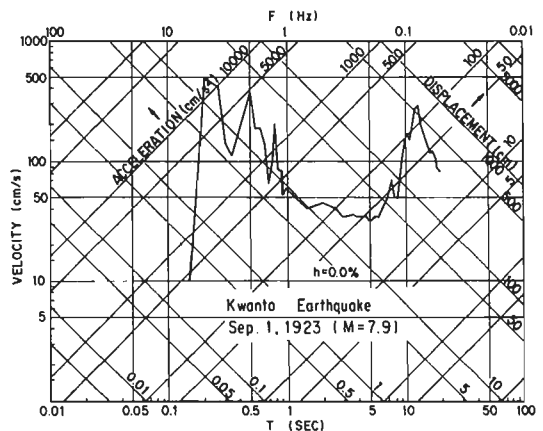


Fig.3 関東大地震復元波, 東京本郷, 応答スペクトル (森岡 1976)

3. やや長周期地震動のスペクトル特性に関する検討

3.1 地震学による経験式に基づく検討

田中ら(1978)は東京で観測された $M > 6$ の25ヶ地震波の記録を処理して次の結論を導いている。

$\Delta \geq 100$ KM の地震に対して、1~8秒間で平均加速度フーリエスペクトルは次に示すように一定値Aを示す。

$$\log A = 0.74M - 0.89 \log \Delta - 2.2 \quad (1)$$

$\Delta < 100$ KM の地震に対して、平均速度フーリエスペクトルが一定に近い傾向を示す。

一方、太田、鋭味(1976)、工藤(1978)らはそれぞれ実体波、表面波に対して理論地震動の平均加速度フーリエスペクトルA (cm/s²)を次式のように導き、折点周期 T_c (s)以下では一定になるとしている。

$$A = 3.3 \times 10^{0.5M-1} / r \quad ; \text{実体波} \quad (2)$$

$$A = 7.2 \times 10^{0.5M-2} / \sqrt{r} \quad ; \text{表面波} \quad (3)$$

$$\log T_c = 0.5M - 2.42 \quad (4)$$

ここに、

M ; マグニチュード Δ ; 震央距離 (Km)

r ; 震源距離 (Km)

式(1)~式(4)を同一の形に示すと次式となる。

田中らの式；

$$\log A = 0.74M - 0.89 \log \Delta - 2.2 \quad \Delta \geq 100 \text{ Km} \quad (5)$$

太田らの式；

$$\log A = 0.5M - \log r - 0.482 \quad (6)$$

工藤の式；

$$\log A = 0.5M - 0.5 \log r - 1.143 \quad (7)$$

ここで、 $M \cong 8, 7$ に対して計算するとFig.4が得られる。

地表面の加速フーリエスペクトルと相対応答速度スペクトルとの関係は、次のような関係があることが知られている。Hudson(1962)

非減衰系の相対速度応答スペクトルは次式で与えられる。

$$\int_0^1 \ddot{x}(\tau) \cos \omega(1-\tau) d\tau \\ = \cos \omega t \int_0^1 \ddot{x}(\tau) \cos \omega \tau d\tau + \sin \omega t \int_0^1 \ddot{x}(\tau) \sin \omega \tau d\tau \quad (8)$$

上式の最大値は定義速度応答スペクトルである。

$$(S_v)_0 = \sqrt{\left[\int_0^t \ddot{x}(\tau) \cos \omega \tau d\tau \right]^2 + \left[\int_0^t \ddot{x}(\tau) \sin \omega \tau d\tau \right]^2} \quad (9)$$

地震の継続時間をTとして、最大応答値が $t = T$ 、すなわち、地震の終了時に生ずるとすれば式(9)は次式のように書き直すことができる。

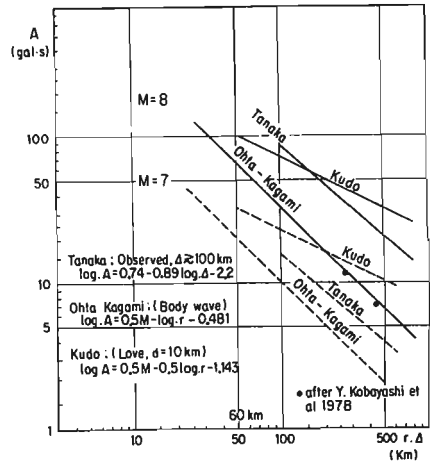


Fig. 4 加速度フーリエスペクトル値

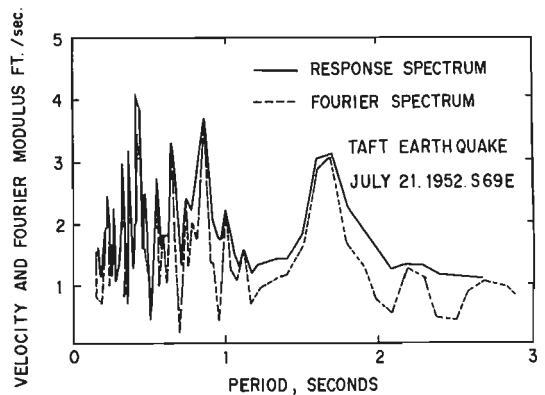


Fig. 5 加速度スペクトルと速度応答スペクトル

$$(S_v)_0 = \sqrt{\left[\int_0^T \ddot{x}(\tau) \cos \omega \tau d\tau \right]^2 + \left[\int_0^T \ddot{x}(\tau) \sin \omega \tau d\tau \right]^2} \quad (10)$$

これは非常に特別の場合のみ起こり、通常最大値は地震の終る前に起こる。

他方、 $0 < t < T$ の地震加速度波形のフーリエ変換は、次式となる。

$$F(\omega) = \int_0^T \ddot{x}(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (11)$$

この式を SIN と COS に分解すれば次式となる。

$$F(\omega) = \int_0^T \ddot{x}(\tau) \cos \omega \tau d\tau - i \int_0^T \ddot{x}(\tau) \sin \omega \tau d\tau \quad (12)$$

フーリエスペクトルは $F(\omega)$ の実部と虚部の RMS (Root Mean Square) によって与えられる。

$$|F(\omega)| = \sqrt{\left[\int_0^T \ddot{x}(\tau) \cos \omega \tau d\tau \right]^2 + \left[\int_0^T \ddot{x}(\tau) \sin \omega \tau d\tau \right]^2} \quad (13)$$

式 (13) と式 (10) は同一である。そこで地震の終了時に最大値が発生するとすれば、非減衰系の速度応答スペクトルは地表の加速度フーリエスペクトルと同一となる。これを実際の地震波について検証したのが Fig. 5 であり、かなりのよい一致を示している。

このような前提のもとで $M = 8.0$, $d, r = 60 \text{ Km}$ として式 (5) ~ 式 (7) の加速度フーリエスペクトル値を速度応答スペクトル値と見なし、田中のものを除いて折点周期を式 (4) によって推定して速度応答スペクトルを求めたのが Fig. 6 である。

折点より長い周期に対して田中のものは $1/T^2$ として居り、その他のものは $1/T$ としている。

3.2 最近の地震記録に基づく検討

大沢、田中、吉沢 (1979) は東京本郷 (東大構内)、東京大手町 (気象庁) で観測された 6 つの地震 2 成分、計 12 記録を収録している。その内容は Table 1. 及び 2 に示された地震についての波形のデジタル

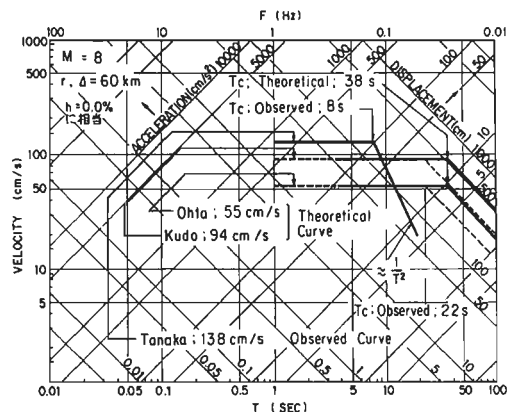


Fig. 6 理論および実測加速度スペクトルから求めた速度応答スペクトル

Table 1 地震とその記録計 (大沢・田中・吉沢 1979)

No. Earthq. Name	Date	h (km)	M	Intensity (Tokyo)	Δ(km)	Station	Seismograph
1. KITA-IZU	1930.11.26	0	7.2	IV	98	Hongo	A
2. NISHI-SAITAMA	1931.09.21	0	6.9	IV	68	Hongo	A
3. IMAICHI	1949.12.26	0-30	6.7	III	110	Hongo	B
4. BOSO-OKI	1953.11.26	60	7.4	IV	240	Otemachi	C
5. NIIGATA	1964.06.16	40	7.5	III	300	Otemachi	C
6. IZU-HANTO-OKI	1974.05.09	10	6.9	III	155	Hongo	A

A: Omari's Long period Seismograph (To = 2.0-4.9 sec, V = 1.3-1.5)
 B: Imamura's Strong-motion Seismograph (To = 5.4-8.0 sec, V = 2.0)
 C: JMA type Strong-motion Seismograph (To = 5.8-6.0 sec, V = 1.0)

Table 2 強震波形のデータ (大沢・田中・吉沢 1979)

Earthq. Name	Component	Maximum Value			Length of Digital Record (sec)
		Arc Corrected	Instrument Corrected		
		Displ (cm)	Displ (cm)	Velocity (Kine)	
KITA-IZU	○ NS	8.78	7.65	5.9	400
	○ EW	5.84	5.34	5.7	
NISHI-SAITAMA	○ NS	2.85	2.65	4.6	200
	○ EW	2.33	1.88	2.9	
IMAICHI	○ NS	1.34	0.94	1.4	400
	○ EW	2.62	1.87	1.8	
BOSO-OKI	○ NS	1.89	4.19	2.8	600
	○ EW	1.82	3.78	3.2	
NIIGATA	○ NS	3.42	3.79	4.7	360
	○ EW	3.79	5.59	4.8	
IZU-HANTO-OKI	○ NS	3.22	3.01	2.8	300
	○ EW	3.01	1.86	2.1	

○印: 今回解析用として使用した地震波

データリスト，波形のプロット，変位フーリエスペクトル，速度応答スペクトルである。

そのうちの変位波形を Fig. 7 に示した。また，減衰が 0.1 % のときの速度応答スペクトルの一例を Fig. 8, Fig. 9 に示した。これらの図より明らかなように，この速度スペクトルを見ると山谷が激しいのでピーク値を結んで平滑包絡スペクトルを求めた。それが図中の破線である。次に各記録の最大変位が 10 cm となるように規準化して，6 つの地震波の平滑化スペクトルを求めて，その 6 地震に対する平均値を計算したものが Fig 10 である。

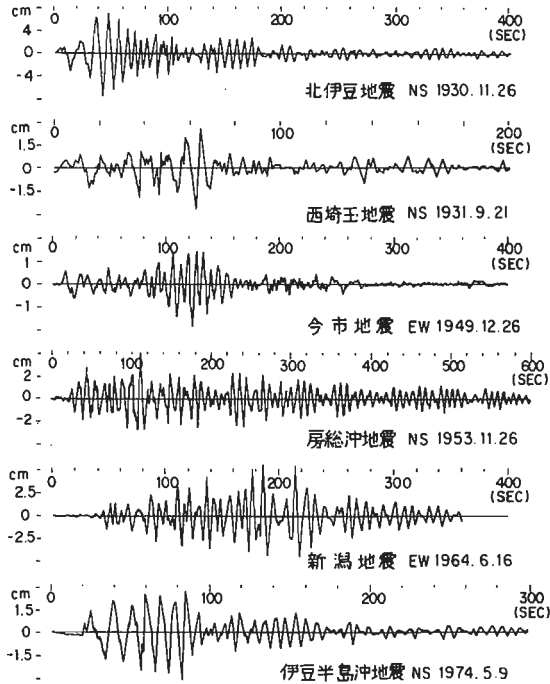


Fig. 7 強震変位波形 (大沢・田中・吉沢 1979)

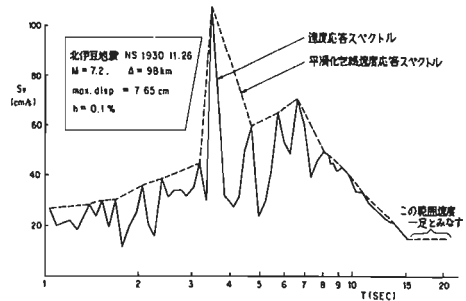


Fig. 8 速度応答スペクトルと平滑化包絡速度応答スペクトル (大沢・田中・吉沢 1979) (報告者加工)

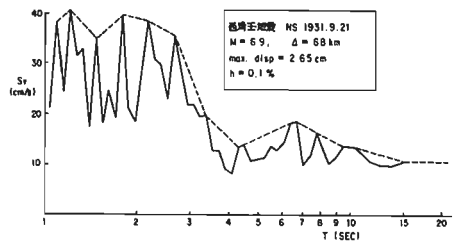


Fig. 9 速度応答スペクトルと平滑化包絡速度応答スペクトル (大沢・田中・吉沢 1979) (報告者加工)

4. やや長周期地震動の設計への応用

4.1 立上り正弦波外乱にたいする過渡応答

Fig. 11 に示す 1 質点系に \ddot{u} なる正弦波で加振したときの運動方程式は次のように得られる。

$$m(\ddot{x} + \ddot{u}) + c\dot{x} + kx = 0 \quad (14)$$

この式の解は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} x &= \frac{\lambda^2}{\sqrt{(1-\lambda^2)^2 + 4h^2\lambda^2}} \sin(\omega t + \phi) \\ &= S_a \cdot \sin(\omega t + \phi) \end{aligned} \quad (15)$$

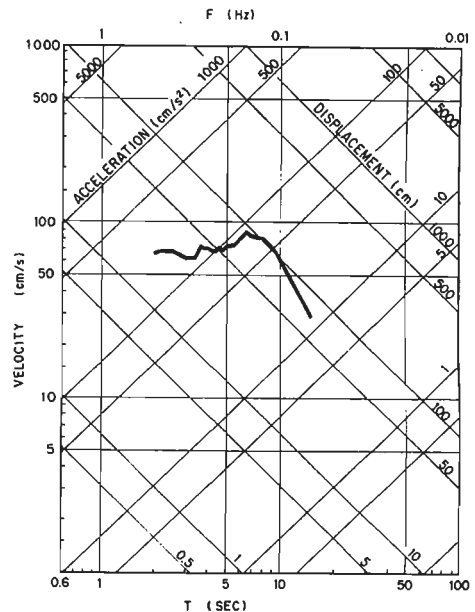


Fig. 10 Fig. 7 に示した 6 つの地震波形の平滑化包絡速度応答スペクトルを最大変位を 10 cm に規準化して求めなおしたスペクトルの平均値

ここに

$$\lambda = \frac{\omega}{\omega_0} = \frac{T_0}{T} \quad \omega_0 = \sqrt{k/m}$$

$$h = c/2\sqrt{mk}$$

ω ; 外力の角振動数

式(15)の S_a をスロッシングを対象にして $h = 0.001$ と仮定して数値計算した結果は Fig.12 となる。

4.2 塔状構造物

Fig.13 に示したような塔状構造物をせん断棒と仮定して、 \ddot{u}_g なる地動を受けたとすれば、そのときの運動方程式は下記となる。

$$\rho A \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 u_0}{\partial t^2} \right) - GA \frac{\partial^2 u}{\partial Z^2} = 0 \quad (16)$$

ここに

ρ ; 単位体積当りの質量 A ; 断面積

G ; せん断弾性係数

モードの重ね合せによって、変位応答は下式で与えられる。

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} X_n \cdot q_n \quad (17)$$

ここにモード X_n は下式となる。

$$X_n = \sqrt{2} \sin \frac{(2n-1)\pi}{n} \cdot \frac{Z}{H} \quad (18)$$

他方、時間関数 q_n は下式となる。

$$q_n = \frac{2\sqrt{2}}{(2n-1)\pi} S_a \sin \omega t \quad (19)$$

ベースシャ-は、1次のみ対象とすると次式となる。

$$\tau = G \left. \frac{\partial u}{\partial Z} \right|_{z=0} = 2 \frac{G}{H} S_a \quad (20)$$

今、周期4秒を仮定して、式(20)で与えられたベースシャ-を用いて、ベースシャ-係数を求めると Fig.14 のように与えられる。

4.3 スロッシング

Fig.15 に示すような円筒貯槽が地動 $u_0 e^{i\omega t}$ を受けるとき流体の速度ポテンシャルのみたすべき条件は下式となる。

$$(i) \quad \nabla^2 \phi = 0$$

$$(ii) \quad \left. -\frac{\partial \phi}{\partial r} \right|_{r=a} = u_0 \cos \theta$$

$$(iii) \quad \left. -\frac{\partial \phi}{\partial Z} \right|_{z=0} = 0$$

$$(iv) \quad \left. \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} + \mu \frac{\partial \phi}{\partial t} + g \frac{\partial \phi}{\partial Z} \right|_{z=H} = 0 \quad (21)$$

ここに

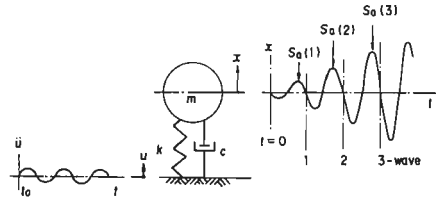


Fig.11 $S_a(n)$ の概念図

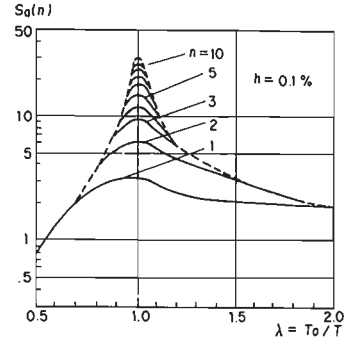


Fig.12 $S_a - \lambda$ 曲線

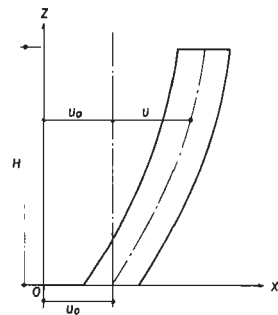


Fig.13 せん断棒の座標系

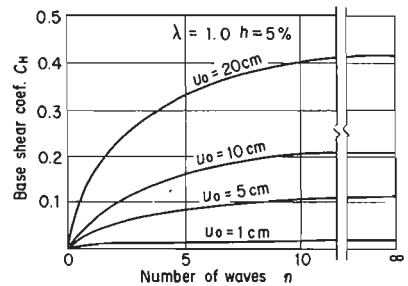


Fig.14 周期4秒の超高層建築のベースシャ-係数、波数、地表変位の関係

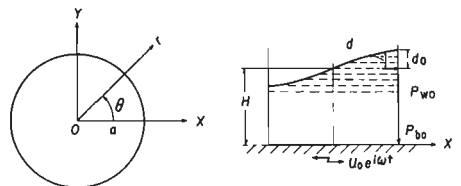


Fig.15 円筒タンク内液体座標系

μ ; 粘性係数 g ; 重力の加速度

u_0 ; タンク側壁の変位

このとき側板部での液面変位 η は次式で与えられる。

$$\eta(n) = \left| \frac{A}{g} a \left\{ 1 - 2A_i(n) \right\} \right| \quad (22)$$

ここに $A = -\omega^2 u$, $A_i = B_i \cdot S_a$,

1次に対しては

$$B_1 = \frac{1}{1.841^2 - 1} = 0.4185$$

貯槽内の流体の1次固有周期を求めるノモグラフを Fig.16 に示す。これより、円筒貯槽のスロッシングの一次固有周期は5秒から15秒の間にあることがわかる。

また、地動のスロッシングに対する波高の比(応答倍率)を見るために Fig.17 を示した。

例えば、共振して $\lambda = 1$ となり、正弦波が3波の波がくるとすれば、その倍率は10倍程度になることがわかる。

速度応答スペクトル S_v を用いれば、液面波高さは下式によって得られる。

$$\eta = 0.245 T \tanh\left(3.68 \frac{H}{D}\right) S_v \quad (23)$$

上式を用いて $S_v = 150 \text{ cm/s}$ とした場合の波高の算定ノモグラフを Fig.18 に示した。

10万KL規模の石油タンクを対象にして、Fig.1に示した時系列波形を入力として波高の解析を行ったのが Fig.19 である。入力波のフーリエ解析を Fig.20 にスロッシングのフーリエ解析を Fig.21 に示した。

内容波スロッシングの1次、2次、...等の固有周期が誘起されているのが見受けられる。

また、Fig.7に示した記録を最大地動変位を10cmに規準化して求めた波形、関東地震の東京本郷での記録の復元波形、に対する時刻歴応答によるスロッシングの波高の最大値を画示したのが Fig.22である。

5. 設計の立場からの要旨

今までに述べてきたように、石油タンクのスロッシング解析等は短周期の地震動の場合のように、土と構造物の動的相互作用や塑性変形に伴うエネルギーの吸収等が考えにくいために、設計は地震動の大きさにはほぼ支配されると見てよい。

例えば、地動60cmを仮定し3波共振したとするとスロッシングの波高さは数mに及ぶために、ほぼ液量の1/3は溢油することになり過度になりすぎる。

また、速度スペクトル一定として $S_v = 150 \text{ cm/s}$ を用いると最

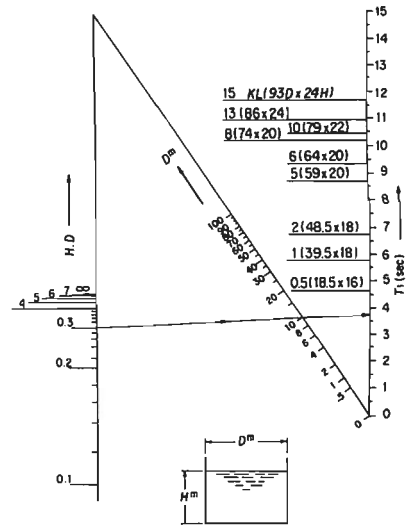


Fig.16 円筒容器スロッシング周期計算図表

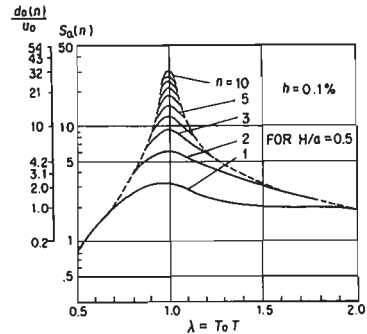


Fig.17 長周期地震波にたいするスロッシングの液面変位の成長

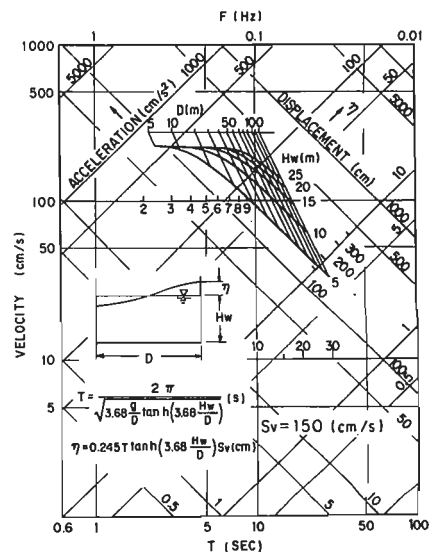


Fig.18 速度スペクトル $S_v = 150 \text{ cm/s}$ を用いた波高算定図表

大液高さは3 m程度となり、3波共振より緩和される。

この問題は、共振現象を取扱うのであるから、安全に考えすぎると過度な設計になりがちである。

設計の立場からは、震源のモデル、伝播径路について統計的な裏付けがされた応答スペクトル値が提案されることを切望する。

CHARACTERISTICS OF WAVEFORM
 ** NAME OF WAVEFORM NIIGATA EARTHQEAKE
 ** MAXIMUM VALUE 2.254 (m)
 ** NUMBER OF DATA 4096
 ** TIME INCREMENT 0.01 (s)

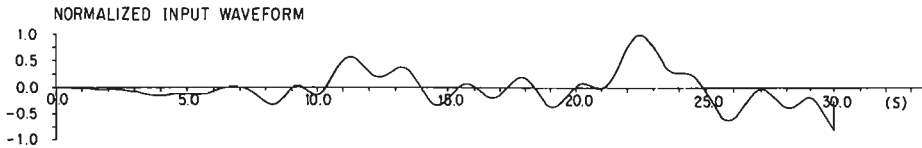


Fig. 19 タンク内容液のスロッシング液高応答

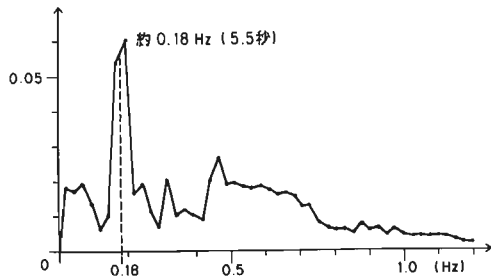


Fig. 20 新潟地震のフーリエスペクトル

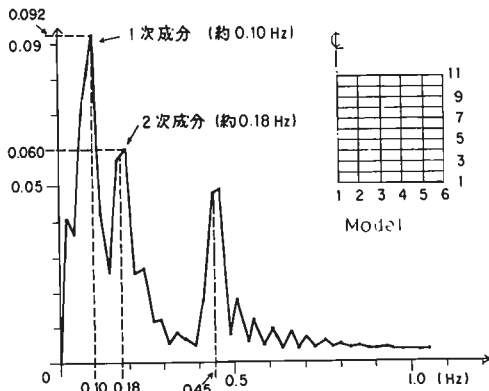


Fig. 21 新潟地震スロッシングのフーリエスペクトル

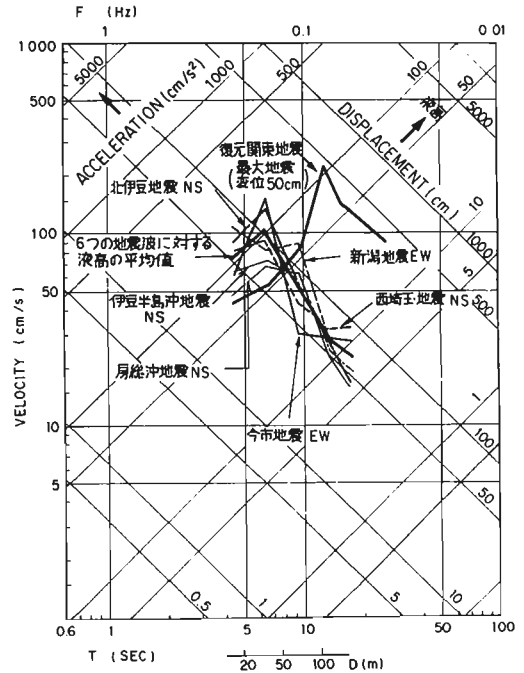


Fig. 22 最大地動変位を10cmに基準化した Fig.7 の波形に対する時刻歴応答法によるスロッシングの液高最大値及び関東地震の東京本郷での記録の復元波形に対する時刻歴応答によるスロッシングの液高最大値

参考文献

- (1) 日本立地センター，昭和53年度通商産業省資源エネルギー庁委託調査，石油地下備蓄技術調査研究報告書，第3編，石油地下備蓄のペーパー対策に関する実験研究報告書，昭和54年9月
- (2) 清水，山本，河野，浜田，横山，速度応答スペクトルを用いた液体のスロッシング波高解析，機械学会第57期通常総会講演会 No.800-3(1980-4) P64-66
- (3) 山本，清水，地震波の長周期成分が長周期構造物に及ぼす影響，建築技術，(1974-6)，381-388
- (4) 山本，清水，長周期地震動とスロッシング解析，高圧ガス，vol.18，No.4(1981)，10-20

その他関連文献を以下に示す。

- 1) 森岡，1923年関東大地震の地動，第4回地盤震動シンポジウム資料集，日本建築学会(1976.1)，39
- 2) 那須，烈強震の地動(1)，建築技術 236(1971.4)，123
- 3) 那須，" (2)，" 237(1971.5)，123
- 4) 那須，" (3)，" 238(1971.6)，171
- 5) 那須，森岡 " (4)，" 259(1973.3)，159
- 6) 那須，森岡 " (5)，" 267(1973.11)，241
- 7) 長橋，東京で期待される地震動の強さ，第5回日本地震工学シンポジウム(1978.11)，9
- 8) 田中，吉沢，大沢，やや長周期帯域における地震動の特性，第5回日本地震工学シンポジウム(1978.11)，265
- 9) Y.Kobayashi and T.Fujiwara, Ground Motions of Longer Periods in Strong Earthquakes, 第5回日本地震工学シンポジウム(1978.11)，257
- 10) 鏡味，1968年十勝沖地震，やや長周期微動による深い地盤特性の把握と強震記録の解釈，第4回地盤震動シンポジウム資料集，日本建築学会(1976.1)，23
- 11) K.Kobayashi and H.Kobayashi, Nature of Microtremors in Wide Periods Range depends on Ground Characteristics, 第5回日本地震工学シンポジウム(1978.11),305
- 12) 太田，鏡味，耐震工学上考慮すべき地震波の周期の上限と振幅の下限，日本建築学会論文報告集，249(1976.11)，53
- 13) 工藤，長周期構造物への地震入力に関連した表面波の評価，第5回日本地震工学シンポジウム(1978.11)，273

「設計用入力地震動に考慮すべき諸要因について」—設計地震動のたてまえと耐震設計の本音—

久徳敏治

はじめに

耐震設計は原因となる設計用入力地震動の分析、構造設計手法の確認、結果として構造設計の良否を判断する地震時の構造物の被害の程度と内容の評価というプロセスを通して検討されるべきものである。この点から原因となる設計用入力地震動はもっとも重要な意味をもち、ここではこの問題に焦点を合せ、設計者の立場から透視して、その現状と重要性について論ずることとする。

設計入力地震動の現状の認識

地震予知の分野で話題となっている何時、何処で、どの程度の大きさの三つの条件の予測が可能になったとしても、被害はある程度僅少になるにとどまり、こと地震現象に対する構造物の安全性の確保には十分とはいえない。このことは地震時の構造物の挙動あるいは被害は当然のことながら構造物の基部から入力する地震動の特性と構造物の特性の相対的關係に大きく依存し、その相互關係によって大略一意的に定まる現象と考えられるからである。それゆえ構造物の特性が比較的明確に把握され得るという前提に立てば、設計用入力地震動の特性が確定すれば構造物の耐震安全性の適確な評価も可能となり、また構造設計者の役割も十分果たされたことにもなる。しかるに、この設計用入力地震動を実設計面から少しせまい範囲、すなわち構造物の当該敷地において、その存続期間中に頻発する入力地震波の予想という点から考えると、地震動の特性に關係する多くの諸要因によって、地震発生ごとに異なる様相を示すということが、理論的研究や観測結果から確認されている。そもそも地震動はある発生機構に伴う発振現象を原因として伝播媒体を振動が拡散し、比較的顕著な特性をもつ当該地盤に到達して設計用入力地震動を形づくり、さらに基礎、地下階あるいは地業を通じて構造物に外力として働きかけをする。しかしこの設計用入力地震動の特性は多分に偶発的な要因によってではないとしても、地震の規模、震源の性質、伝播の経路、地中の岩盤並びに表層の土の性質、入力経路によって確定的に取扱うには困難な問題も多く、方向として統計理論の応用にもとづく考え方にそのはげ口を求め、耐震安全性の評価もその線上で考えていこうとする研究もなされているが、実設計上の採用には社会に対する説得の困難さも手伝って実用化に到っていない。そこで現在設計用入力地震動として一般に用いられている手法は大きく別けて三つとなろう。

(i) 地震の発振特性、伝播経路並びに周辺地盤の固有の条件を考慮して一つの振動伝播機構を組立て、理論的に設計用入力地震動を設定する手法。(ii) 過去の比較的大地震に記録された、あるいは当該敷地で観測された地震波を設計用入力地震動と読み替える手法。(iii) 複数個の地震波の特性を振動モデルのフィルターを通し、地震荷重として整理し、これを標準的な設計用入力地震動と同等のものとする手法。

まず理論的手法に関しては、伝播の全過程を正確に追跡することも望ましいが、一方、表層地盤の特性が地震波の特性の構成に大きく影響しているのではないかと、地震の結果をより重視し、周辺地盤の条件をより適切に地震波の特性に反映させる技術の開発が望まれる。これは地域にもよるが、いわゆる地震基盤の特性が構造物の耐震安全性に直接関与する設計用入力地震動の特性を規定するに発言力が小さいという直観的な判断による。構造物に近い位置ほど影響力が大きいとの観点から、とくに考慮すべき諸要因として、一つは構造物とその周辺地盤の地震動の受渡しの接点における機構の解明、また一つは強震時の周辺地盤とくに接触地盤の非線形化の影響など、構造物周辺に限って今少し地道な研究と有用な設計情報が望まれる。さて、この理論にもとづく手法としては、重複反射理論や有限要素法などの応用として多くの有効な手法が提案されているが、十分に諸要因を捕捉し、理論に反映させ、実用的手法として一般性をもつまでに到っていない。また、やむ得ないこととはいえ、理解できた範囲だけを切り取って、理論を構築し、もっともらしい設計用入力地震動を解析的に誘導されたとしても、それが不運にも構造物の耐震安全性の評価をあやまらせる場合のあることも銘記すべきことであろう。

次に観測地震波を用いる手法は、ある規模以上の構造物の設計用入力地震動として、実施設計に既に常用されている。この場合観測地震波の特性は一般に観測された地点や地盤に大きく依存するために当該敷地での再現性に疑問がこり、また地震波の特性の設計内容に与える影響も顕著であるといわれている。このため、複数の地震波で検討するなど、これらの弊害を除く努力がはらわれている。しかしそれにもかかわらず、例えば設計内容を左右する特定の地震波については実施設計された構造物の周りに空白域が多々見られるなど、設計上の配慮が散見する。

そこで現時点の構造設計技術の密度も勘案し、もう少し平準で構造物の周りに鈍感な設計用入力地震動が望まれる。これは一般に新しい耐震設計法で提案されている表現となろうが、複数の観測地震波の特性を振動モデルのフィルターにかけ分解し、さらに平均化作業を通じて地震荷重という形で設計用入力地震動を与えようという考え方である。ここではパラメータとして構造物の周期と地盤の種別を用いているが、これを逆に考えれば、設計用入力地震動の考慮すべき要因として周期と周辺地盤のみを考えておけば十分であると判断であり、その簡便さからいってまことに実用的な手法である。もっとも、昨今、構造設計技術は高度な内容に変容したとはいえ、計算手段の精緻化のわりには、設計作業の内容の充実は伴っていないとの現状認識もあり、この手法で十分設計用入力地震動の機能を果していると考えてよい。しかしあまり平衡化しすぎたという印象もうけなくはなく、被害に大きく影響するであろう構造物周辺の条件をより詳細に加味することによって被害の多様性と設計の弾力性に対応できる地震荷重として成長するよう期待したい。

設計用入力地震動の未来像

研究者の永年の地道な研究の実績にもかかわらず今だに設計用入力地震動に明察な解答を見出し得ていない。これは地震動が自然現象として底しれぬ奥行をもつ対象であり、人智の理解を越える複雑な諸要因を含み、一夕には明解を見い出せない問題であることは理解できる。しかし、構造設計者は被害の真因である地震動の掌握に大きい希望をつないでいることも事実であり、また構造物の被害の貴の一端を設計用入力地震動に帰するという立場にもおかれていない。ところで、設計用入力地震動に関して、一般論にとどまるが、構造物の当該敷地で存続期間中に頻発する地震波を理論的により正確に予言する手法の確立を研究者に期待したい。この場合、地域にもよるが地震の規模と震源距離のマップの組合せた地震波群となろう。また構造設計者においても、これらの地震波群を構造設計技術のレベルと照合し、研究者と協力して設計用入力地震動あるいは地震荷重に昇華させる技術と能力が求められよう。

おわりに

設計用入力地震動の特性が設計結果に大きな強制力をもつことは事実であり、現状判断から、構造設計者はそれだけに設計行為の限界を少なからずの諦感を伴って感じていることであろう。ここでは実用的な手法について検討してきたが、高層の構造物ではどちらかといえば観測地震波にたよりすぎであり、また低層の構造物ではスペクトラム表示の地震荷重はまるめすぎで、構造設計技術に比較して出発点での判断をにぶらせる可能性が潜在する。しかしながら、この種の問題は構造物を被害から守るという最終目標に焦点をあわせ、あまり広い地平へとさかのぼらないで、手近かな事実を確認しながら、一步一步新しい知見を積重ねて行く努力しかないのではなからうか。そのためにも、きめこまかく秩序立った理論を組立て地震動の固有の問題に取り組む学理的立場の研究者と、とかく地震挙動を現象面から演繹してその機構を解明しようとする工学的立場の研究者が境界領域のテーマと認識し、より以上の協力と、さらにはその地震挙動を通じて構造物の安全性の確保にいそむ構造設計者との交流の必要性も痛感する。

検討用地震動についての要望

○矢野克巳*

寺本隆幸**

1 はじめに

地震動入力として地震動を決定する場合に、先ず地動の周波数特性を考えて入力波形をどのようなものにするかが問題となり、同時に地動の入力レベル(最大加速度又は最大速度)が問題となる。本稿では、この兩者について現状として慣用されているものを認識しつつ、研究者に対する設計者側からの要望をまとめてみたいと考えている。

2 検討用地震波形

2-1 常用されている地震波形

検討用地震波形として、どのようなものが採用されているかを示したものが図-1である。(注1) この図にみられるように、常用されている地震波形としてはEL CENTRO'40 NS波およびTAFT'52 EW波が圧倒的に多く、他には東京地区でのTOKYO 101'56 NS波、大阪地区でのOSAKA 205'63 EW波が国内での記録として用いられている。

EL CENTRO NS波、TAFT EW波、TOKYO 101 NS波の速度応答スペクトル($h=5\%$ 最大速度 25 Kine)を図-2に示す。この3波は、卓越周期が各々異っており、TOKYO 101 NS波が0.8秒、TAFT EW波が1.6秒、EL CENTRO NS波が2.6秒となっている。この3波を東京地区での検討用波形の組み合わせと考えると、相互に周波数特性を補い合っており、全体としてはかなりの周波数帯に対して、一定の応答レベルを与えているとも考えられる。このあたりが、多く用いられている理由の1つであろう。

また、EL CENTRO NS波は、検討用波形として必ず用いられているが、これはEL CENTRO波が比較的強いパワーを有しており多くの周波数域に於て大きな応答を与えることと、他の解析例との比較に用いる基準波形としての役割を果たしているためと考えられる。

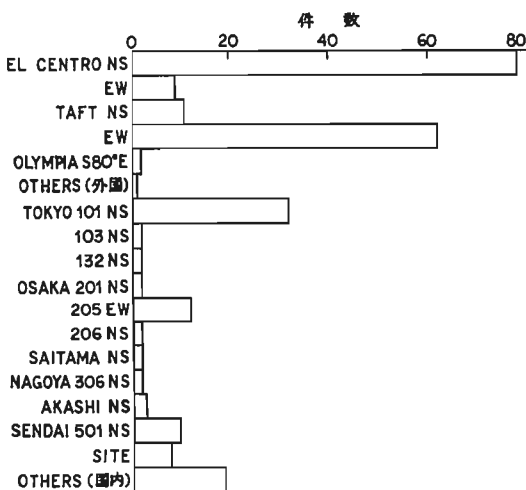


図-1 検討用地震波形の使用頻度

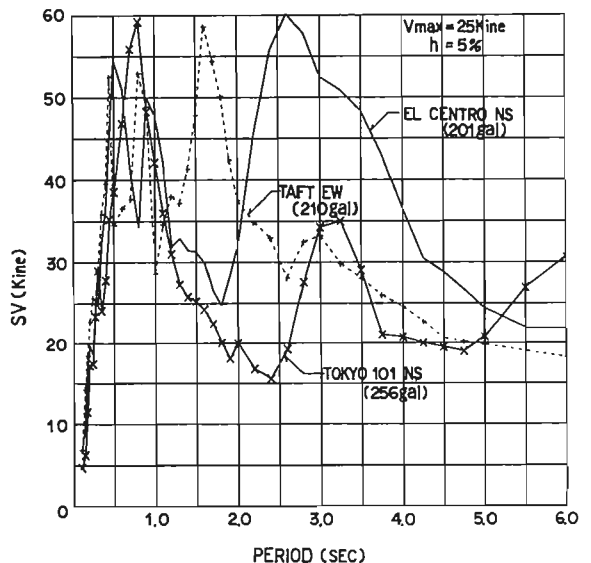


図-2 代表的地震波の応答スペクトル

2-2 地震波形に対する要望

検討用波形の採用については、設計者が地域条件・地盤条件・建物特性を考え合わせて慎重に決定すべきものである。しかしながら、現実的には、未解明の諸問題も多く存在しており、単に設計者のみでは解決出来ない問題も多いため、つい安易に慣用されている検討用波形を採用して良しとする場合も少くない。

このような反省を含めて、以下に要望をまとめてみた。

a) 記録波形の整理・公表

現在国内でも1000台をこすSMAACが配置され、強震が発生する度に記録が得られているはずである。しかしながら、記録波形のデジタル値は研究用資料の一部と見なされているためか、我々設計者には非常に入手し難いものとなっており、それらの整理・公表は不十分である。

一般の設計者が簡単に入手出来る資料は、

- ・「SERAC REPORT Ⅷ6」 1966年10月
- ・「DIGITIZED STRONG-MOTION EARTHQUAKE ACCELEROGRAMS IN JAPAN 1972」 学術文献普及会
- ・建築研究所、建築学会地震調査報告書等で公開されるもの

程度に限られてしまう。

記録波形のデジタル値が、整理・公表され、さらに地震規模・観測地点の地盤特性・設置建物の特性等の情報が含まれていれば、検討用波形として記録波形を活用するのに大いに役立つものと思われる。

b) 記録波形の選択

多数の国内外の地震記録から、検討用波形を選択する際に考慮すべき事項として下記のものがあげられる。

- i) 震源特性
- ii) 伝播特性(震源～基盤)
- iii) 敷地地盤特性(基盤～地表)
- iv) 建物の周期特性

現状においては、iii)項に対しては建設敷地付近の記録や似た地盤での記録波形を用いる事により対応が可能であり、iv)項についても建物へ与える影響度を考慮しつつ選択する事が出来る程度にすぎない。

設計している建物に想定すべき地震波形を決める際、i)ii)項への対応が不十分である以上は検討用地震波形として選択されたものは、本来敷地地盤で考えねばならないものとは大きく異なったものとなっている。記録波形の絶対数が少ないという現状からも解決は難しいが、国内の各地域に対して想定すべき地震波形が確定されることが望まれる。

c) 人工地震波形の作成

a)b)で述べたものは、地震動の実記録の利用であるが、地震動がまれにしか発生しない自然現象であることから多量の記録入手は困難である。その代りとして、適切な人工地震波を検討用地震波形とする事は有効である。

b)のi)～iii)項を踏まえた人工地震波を作成する手法が、いくつか提案されているが、設計者側からの立場としては早期にこれらの手法が確立し手軽に人工地震波形を利用する事が出来るよう要望するものである。

特定の記録地震波形の組み合わせは、それなりに固有のくせを持っており、又b)で述べた如く再現性の高いものとも思われぬ。設計者にとっては、現実性のうすい記録波形による応答の山や谷に振りまわされるよりは、一般化された人工地震波形の方が、より使い易い・より間違いの少ない検討用地震波形となると考えられる。

3 検討用地震動のレベル

入力地震動のレベル（最大加速度又は最大速度）の決定には、2と同様な諸要因を踏まえての検討が必要であるが、未解明の諸問題も同様に多く存在している。

3-1 常用されている地震動のレベル

検討用地震動の最大加速度のレベルとしてどのような値が採用されているかを示したものが、図-3である。
 (注1) これによると、200～300 galが弾性応答用の入力レベル、300～500 galが弾塑性応答用の入力レベルとなっている。

また、筆者等は最大加速度値によらず最大速度値（周期10秒減衰 $h^*=0.5$ の一質点振子の最大速度応答値をもって評価している）を比較的長周期建物の場合には評価尺度としている。これは、図-3の速度の応答スペクトルにも見られる如く、最大速度値を等しくおくと各地震波の最大SV値も等しくなる傾向があり、各地震波の持っているパワーをより適切に評価したものと考えられるためである。この場合も、最大加速度値としては大略上記の数値程度の値となるような最大速度値を採用している。

3-2 地震動のレベル設定に対する要望

本来各建物に対する入力レベルとしては、建設敷地におけるSEISMICITYによるべきものであろう。現状での入力レベルを決める手段としては、

- i) 過去の地震記録による。
- ii) 期待値マップによる。
- iii) 震央・地震規模を想定して求める。

等の方法があり、これらに対していくつかの研究が行われており、その成果を利用する事が出来る。

しかしながら、各種の方法により求められる地震動のレベルの差は、設計者の立場から見ると耐え難いほど大きなものであり、どの値を採用するかは設計者の判断によらねばならない。

同時に、各地域における入力レベル差をどう考えるかについても、十分議論がつくされてはいない。入力レベルは建築基準法の地域係数における差異1.0～0.8程度とすべきなのかどうか、関東・関西における入力レベルに差があるのか等についての検討も必要であらう。

また、建物毎の重要度（あるいは用途係数）を考える場合、入力レベルと関連づけるとすればその割増し率をどうとれば良いかも問題である。入力レベルの割増しが、定量的にどう安全性に寄与するかという評価法が必要ではないかと思われる。

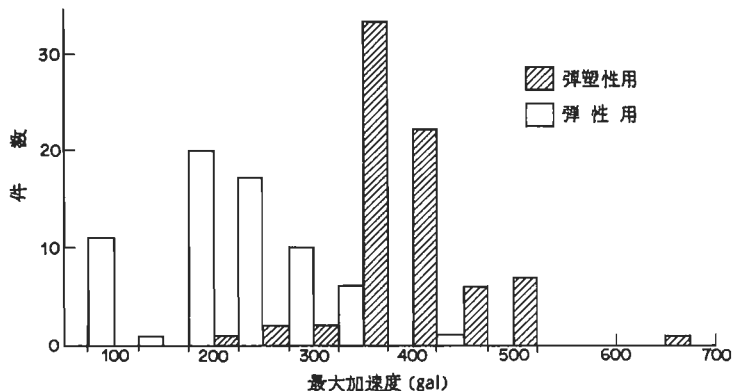


図 - 3 検討用最大加速度の使用頻度

4 おわりに

入力地震動の設定という問題は、耐震設計の要と言える大問題である。この稿をまとめるに当って、筆者も改めて問題の難しさを考え直さざるを得なかった。

入力地震動を設定するという事は、まさに設計者向きの仕事であるとも言える。手持ちの判断資料を自分なりに理解しながら、色々と判らないことがある事を充分承知した上で、最終決断を下している訳である。そうしながらも、下した判断に対しての心配は消えることがないものである。このような心配事が少くなるように研究分野での御助力をお願いするとともに、設計者も遅れぬよう努力していきたいと考える。

(注1)

日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」 付-15 より転載

(* (株)日建設 東京本社代表)

(** " 構造設計主管)

地盤振動における地形・地盤の不整形性の影響

正会員 多賀直恒

1. 地震動(断層の破壊から構造物の被害まで)

過去の大地震による構造物の被害には、地盤の影響が大きく関与し、構造物の地震時挙動を考察する場合には必ず地盤に関する検討が必要であると考えられている。これには、地盤そのものの問題及び地盤と構造物の相互作用の問題等多くの未解決の内容を含み、現在も研究が盛んに行なわれて来ている。通常水々水々地盤を考える時、現実の地形や地盤構成を非常に理想化した形で特に構造物周辺のごく限られた環境下のある深さまでをあたかも水平方向に無限に連続する水平層状地盤の一部の如く見做して問題を扱う場合が多い。しかも媒体の性質も均質等方弾性体として議論され多くの場合現実的な問題が処理されて十分地盤の特性が評価されている。しかし、実際の地盤はそのような理想的構成をしているものは少なく又地盤材料の土も均質・等方弾性といった状態では存在しない。そうした地盤を理想的な状態と想定し得ない場合はどういった場合であろうか？ ここで、この「不整形」という事で地盤振動への影響を考えてみよう。先ず不整形という事を少し大雑装に又巨視的に現象を見るために地震動そのものの発生から構造物の破壊に至るまでのプロセスを観察して見る事にする。地震工学的見地から、断層から構造物までを全体の現象の対象とすると、図1のように模式化される。地殻内で断層がすべり地震動が生じ四方八方にこれが伝播して地殻表面から地盤を伝ってやがて構造物に至りこれを振動させ、場合によっては被害が生じるわけである。これを地盤振動という立場から見ると、主として断層の方に眼を向けた研究と、構造物の応答との関連で問題を扱う研究に大別されよう。前者は理学的もしくは地震学の分野であり後者は工学に属すると思われるが、この区別は必ずしも明確ではなく最近では地震工学という意味でお互に関連した研究も盛んである。しかし、工学的現象の解明も重要な課題であるが、更に物を造るとい

う立場、即ち構造物の設計という事が最終の目標であり、そのための地震動の評価が重要な課題である。これは設計の立場・研究的立場でも構造物を地震動の破壊から安全ならしめるための手段の確立、それには地震動を如何に考えて構造物に作用させるかと言う事が問題になる。これが設計用入力地震動の設定であり、本シンポジウムでも多くはこれに関わる問題を扱って来ている。ここでは入力地震動に考慮すべき諸要因の中で地形・地盤の不整形性について検討するのが課題である。

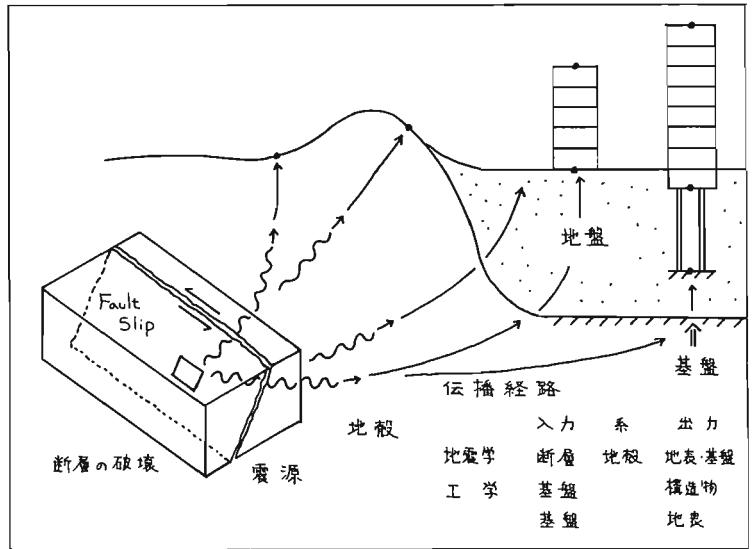


図1 断層から構造物までの地震の旅

さて我々は、地震動をどの位置で捉えているのであろうか。入力地震動という表現を用いるが一体入力位置はどこを考えているのか。断層を向いた研究であれば、理論的アプローチであれ観測的方法であれ、地表・地中での観測位置での記録は、断層を入力位置として伝播して来た出力であり結果の現象である。構造物に向けた研究であれば、基盤もしくは構造物の基礎に作用する地震動これは前記出力であるが、地盤・構造物系にとっては入力であり、その結果生じる構造物の振動・応答が出力になる。これらを重ねた、断層を入力、構造物を出力とした

全体系の設定も可能であろう。いずれにしても地震工学的立場から考えると、扱う対象が何であり、その立場を明確にしないと入力地震動なのか出力地震動なのか Terminology の概念の現実が異なると意志の疎通を欠くので注意が必要である。

(系の分離) 入力地震動を考える場合、我々は暗黙のうちに断層から構造物までを大きく三つに分離して問題を扱う場合が多い(表1参照)。即ち震源から構造物直下のある深さの地盤までを縮約していわゆる「地震基盤」を設定してこの基盤での地震動を考える。次に基盤上の表層地盤をいくつかの成層構造と考えて、この表層地盤の基盤に基盤地震動を作用させ地表の地震動を求める。当然の事ながらこの地表面地震動は地盤の伝達特性の影響を受けたものとなる。この自由表面地震動を構造物の基礎に作用させ構造物の応答を求めるというのが最後のステップである。この時、構造物と地盤の相互作用を扱う際には基礎を介して地盤-構造物連成系を考える。ここで

表1 断層から構造物までの系の分類

1. 基盤	断層から構造物直下のある地盤深さまで
2. 地盤	基盤上、地表もしくは構造物基礎まで
3. 構造物	構造物、場合によっては地盤-基礎-構造物

地震基盤に関する歴史的なサーベイはおき、見かけ上の震源である基盤について次節で簡単に触れる。その場合震源なるものが、工学的に見て点なのか面なのか立体なのかという問題が生じてくる。断層という言葉を使い震源という概念を使用する。これも大きく現象を捉えれば、震源位置・震源域・あるいは断層パラメーターが地震動の工学的考察に如何にかかわってくるのか。いずれにしても問題にしている地震動の入力位置と震源距離の間で点で考えられるの、面か広がり大きさのパラメーターが効いてくるのか、その議論と整理が必要になってくるであろう。

2. 基盤と地盤

構造物への入力地震動を考える場合、上述の如く地震基盤を設定してあたかもその位置で地震が発生した如く見做せば、便宜的な手段ではあるが工学的には非常に簡単に系を設定出来て便利である。唯しこの基盤位置での地震動を想定するには、新たに問題が生じてくる。即ち、当然の事ながら震源の特性、伝播経路の特性を如何に評価して基盤地震動に組み入れるのが非常に難しい問題なのである。Seed, Idriss, Kiefer等は、震源を点と考へ、震源特性はそのエネルギーに集約してマグニチュードMで表わしそれと震源距離をパラメーターに基盤(Base Rock)での加速度波形の最大振幅・卓越周期・継続時間を与える実験式を提示している。しかしここで基盤というものの概念は余り明確ではない。日本の都市の大部分がそうである如く未固結の軟弱地盤の下に基盤が存在する場合、その基盤をどの位置にどのような規範で考へ、なおかつどの様な地震動を想定するのが最も合理的かという点、非常に複雑な問題を含んでいる。地中にボーリングを削孔し基盤上に地震計を設置して地震観測を実施するのが最も即物的であり有効と考えられる。これは現実的には、地上の地震観測に比べて

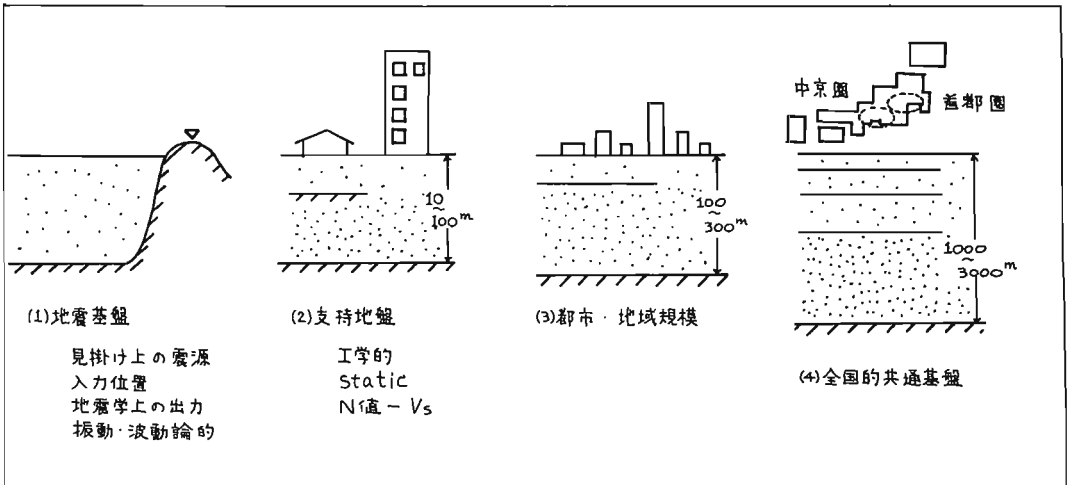


図2 基盤の設定

経済的にも技術的にも多くの問題がある。基盤の設定に関して、図2を参照。比較的簡便な方法としては基盤が平野周縁部・山岳地・丘陵地で露頭している場所での観測が考えられる。こうした状況下では平坦な地形・地盤条件は得られ難く周辺の地形や地盤の不整形な影響を十分に受けた結果を得る事にならざるを得ない。この様な地形条件が地震動に与える影響に関する研究は余りこれまで行なわれていない。1971年 St. Fernand地震時の Pacoima Damの記録がこの観点から検討され、入倉は京都宇治での地震観測から地形条件の考察を行っている。構造物の地震被害に関連した堆積地盤上での観測等は若干例があり後に考察する。話をもちし、地震基盤に関しては特に地盤と構造物の動的性状と問題にする場合に想定されるものであって通常の静的な条件では単に構造物を支持するという意味においてN値等の値から非常に単純に支持基盤なるものが設定されているのが実状であろう。しかし都市や地域の Seismic Microzoning を考える場合、地域共通の基盤を考へ震源からその基盤までは地震動の特性は同じであるが基盤から上の地盤及び地表では変化すると考える場合が多い。その基盤は地質学的には第三紀層相当と考へて物性的には $V_s = 600 \sim 700$ m/s 程度の軟岩を固岩としている。更に全国的規模でより確定した位置に基盤を考へてその大凡の位置深さを探る調査が首都圏・中京圏で実施されているが、これは地殻の上面を目ざし $V_s = 3$ km/s を地殻表面の物性値としているようである。いずれもこうした可成り深い位置での地震記録を観測する事は現実的には一般に実施し難いので、基盤が露頭していると思われる岩盤上の観測を次善の策として行う方が実際的である。この場合も当然、前述の如き周辺の地形・地盤の影響を受けるものと考へられるがその検討には系統的な地震観測と解析が必要である。基盤の位置・形状と地震動の関係に関しては今後の研究に待つ面が非常に多い。次に地盤上での地表面地震動に関しても、前述の如き理想化される条件は現実には存在しないので、何らかの形で地盤不整形性の効果が混在した記録が採取されている事になる。

3. 構造物の地震被害から見た地盤・地形の問題 構造物の設計に考へすべき地震動を基盤位置で定め、地盤構造系の入力地震動として与えるためには、震源特性・伝播経路の特性を十分に検討・評価した形で考へなければならぬが、遂にその地震動が地盤・構造物系に如何なる効果を及ぼすか、このような応答や被害を生じめるのか、そうした被害に直接関係する物理量は地震動の一体何であるのか、定性的定量的に被害を生起する要因を地震動の中から見出すのに単一の尺度では困難である。しかし地震動物性の中のあらゆるものがトータルに平均して作用するとも考へられぬし、その物理量の何たるかを探索するのは当面の課題ではないので、ここでは地震動が作用した結果生じた構造物地盤系の地震時挙動に着目して、その被害や破壊現象が生じた要因を結果論ではあるが探り、その考へすべき要因のうちから地形・地盤の問題を逐探知するという方法で考へて見よう。これは、工学的に見て震源での断層運動に関係する震源パラメーターが全て構造物の応答に関与する直接の要因とも考へられぬし、遂に全く直接の関係を考へ得ない均されたものとも言えず、近い将来何らかの形で整理された形で示される事を期待したい。従ってここでは上述の如く、地震動の構造物への破壊要因を震害から見て検討する。多分に便宜的分類ではあるが、以下、表2にその一分類を示す事にする。

表2 震害から見た地震動による構造物の破壊要因

1. 純構造物被害	Rと短柱のせん断破壊	ブレースの破断
	耐震壁の偏在によるねじれ振動	剛性の分布不均等
2. 非構造部材	非耐力壁・間仕切壁 (1との区別は人間の判断・地震は区別をしない)	
	障壁・たれ壁・そで壁の存在	
3. 仕上材・窓ガラス	構造物に付属し、構造的に何ら寄与しないが機能上必須のもの	
	構造体の変形への追従性のない場合の	家具転倒
4. 基礎・構造	Rと造梁杭の柱頭部におけるせん断破壊	地盤条件に合う基礎構造計画
	特に段差地形 造成地での杭基礎構造	
5. 地盤・土質	地盤が軟弱で層厚が厚い	地盤の卓越周期と建物固有同期の同期
	飽和砂質地盤の液状化	

6. 地形・地質

崖地形・斜面地形・丘陵地形・谷地形

人工的造成地・崩壊・地スベリ地

これら6つの分類のうち構造物の被害が、地形・地盤の影響を第一原因として生じたものは、5, 6項である。それらの中から既往の調査や研究に取り挙げられた例をスケッチ風に表現すると、図3の如く表わせる。

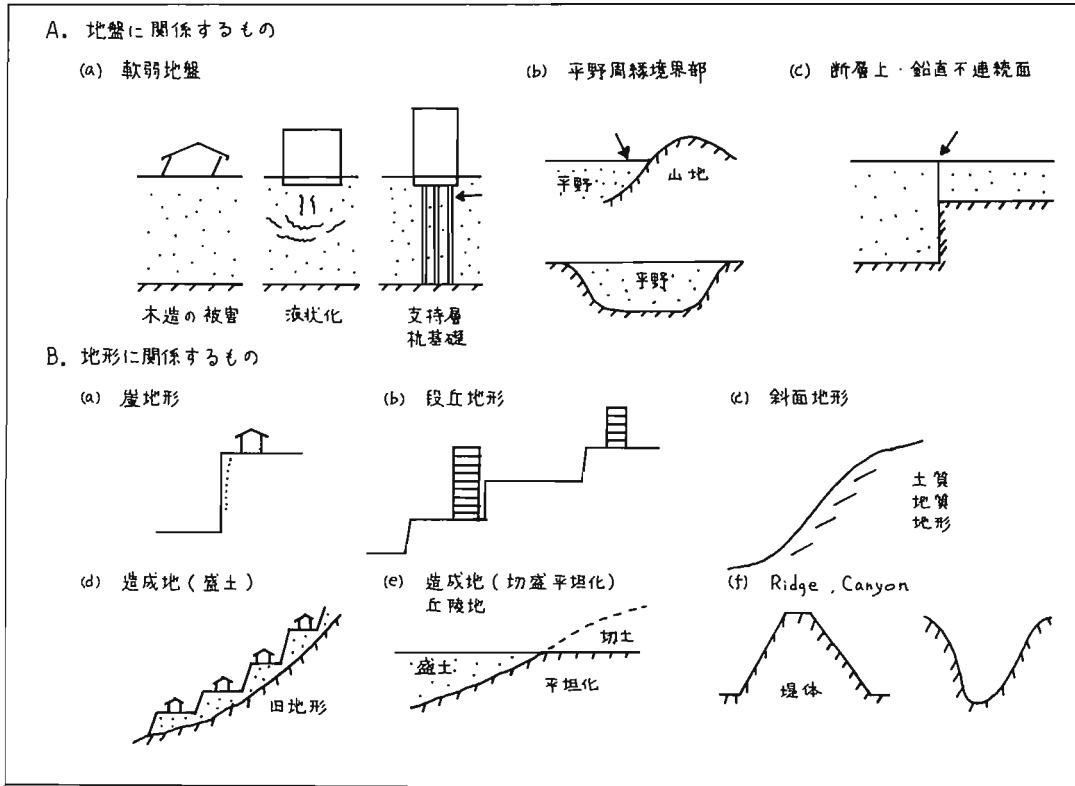


図3 構造物被害に影響を与える地形・地盤

上記の如く地形・地盤に関する被害のカテゴリーをパターン化すれば、次にこの被害の原因が地盤の如何なる属性に起因して生じたかが問題となってくる。要するに、地震動が作用し地形・地盤条件下のどの様な要素が構造物の被害に直接関係したと解釈できるのか、どの様にその現象を説明すれば良いのか。ここでは、以下の如く考えて見た。即ち

- | | | | |
|---|----|----------|------------------|
| a | 媒質 | 均質 — 不均質 | 破砕帯・地崩地・地スベリ地 |
| b | 境界 | 連続 — 不連続 | 断層・平野周縁部・山地・地形境界 |
| c | 状態 | 自然 — 人工 | 造成地 |
| d | 幾何 | 整形 — 不整形 | 崖地形・斜面・丘陵地・谷地形 |
| e | 剛性 | 硬質 — 軟弱 | 軟弱地盤・液状化 |

勿論、現実の地震被害は単一の要因によるものとは考えられず、複数の原因が組合さって生じたものと考えた方が、一般的であり、要因は単にこれを分類したものにすぎない。特に地形・地盤の不整形という点に着目しても現実の地盤は殆んどが不整形であり、理想的な水平層状均質と考えられる場合は非常にまれである。この理想化された近似で大略の現象が一般に理解されておりあまり誤差が無ければ、工学的に、又巨視的にはその理想化は十分現実を説明した事になり、それが簡便ならば非常に有用と言わざるを得ない。ここで特殊ではなく、一般的に地形・地盤の不整形という問題についての既往の研究を review する事にする。

4. 不整形とは 工学上、地盤を利用する場合一般に平坦地を好み、平坦でなければ人工的に造成をして平坦化を図る。一般に自然地形は幾何学的に不規則性・不整形性をもつ故に、常に不可避的な問題である。この“不整形”という呼称 (Terminology) は確定したものではないし概念規定も明確でなく、文献に現れる呼び方も様々である。今、その一例を日本語と英語で挙げれば、扱う地形・地盤の形態や問題にする具体的な現象、研究の方法等により種々雑多である。“不整形”を表わす言葉も、不整形・不規則・任意地形・崖地形・丘陵地形・斜面地形・造成地形・複雑な地下構造等、地形用語・幾何用語等が混用されている。英文の論文でも、Irregular Interface, Boundary Surface, Corrugated Boundary Layer, Wavy Boundary, Topographic Irregularity Surface Imperfection, Non-horizontally Layer, Non-parallel Boundary, Ridge, Canyon, Alluvial Valley 等である。また弾性波動論の理想化された媒体である半無限体 (half-space) に対して、(a) Wedge 又は Quarter-Space 楔状地形、 $\frac{1}{2}$ 無限体 (b) 鉛直不連続面、傾斜不連続面 Vertical Discontinuity or Dipping Layer Step 状半無限媒質 (c) 地表又は境界が平面で構成されていない場合 という区分もある。ここでは、既往の研究のうち、A. 自由表面の不規則性 B. 内部境界の不規則性 に分けて主として工学的に問題となる不整形地盤の分類を、図4の如く分類してみた。

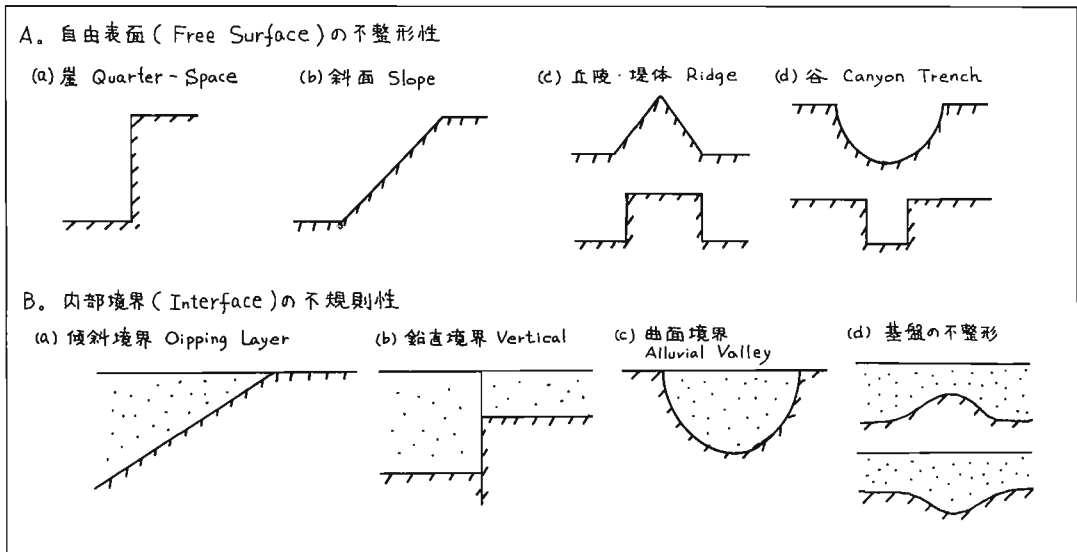


図4 既往の研究で扱われた不整形地盤

地盤の地表面や内部境界が幾何学的に特異な形状や状態にある不整形地盤の特性を追究する一般的な方法は特に存在しない。不整形地盤に関する地震動への影響や振動特性についての研究は、いろいろの角度から行なわれている。実際の地震による地盤・構造物の被害を現象的に理解するには、(1) 震害調査が有効である。次に不整形地盤に関する、(2) 実験(板タタキ、爆破観測) (3) 地震・微動観測 等の実証的研究も有効と言えるが、多分に Case Study 的で一般の結論を導くには多くの事例の蓄積が必要であろう。更には、弾性論を用いた理想化された不整形地盤についての、(4) 理論解析 がある。地震学での研究は、地殻・マントルといった地球構造のスケールの扱って、工学で考える地形・地盤と若干次元を異にしているが、その成果は十分に利用され得る。地震工学的見地からは、以上の諸研究から得られた知見が、構造物の耐震設計、防災対策に十分反映され生かされる事が望ましいが、現在のところ、(5) 設計段階でこれらの結果を十分活用しているとは言い難い状態である。非常に、未解明、未解決の問題が多いためと思われる。ただし、耐震診断における立地条件に關しての考慮や Seismic Microzoning 等の地盤条件の考慮には、一部の利用が行なわれている。しかしながら、通常の局所的な地盤条件を考えた Zoning Map は、水平方向の不均質性は考慮されておらず、Site by Site に水平構成の地盤をつなぎ合せた状態での地震振動特性を求めている。

5. 地盤不整形性の特徴・特性 各種震害に見られる地形・地盤の不整形性に基づく被害や破壊現象は、次のように大別される。

- (1) 通常の水平均質構成の地盤と比較して、地盤の不整形性・不規則性に起因して生じる、振動・波動論上からの特異性
 - (2) 地形・地盤の形成過程における媒質の変質や変化に起因して土質・地質が崩壊し易い性質等に变化した事から生じる特異性
- (2)については、崖縁・斜面角や、平野周縁部・山地と平地の境界部・地層急変部等に過去の地震の被害が生じた例が多く、又、(2)に関しては、破砕帯・地スベリ地帯・崩壊地・断層などが挙げられる。

これらの地盤不整形性によって生じる被害や崩壊を実証的に追究するには、生きた実大実験とも言える地震災害を詳細に調査検討する事が有効と考えられる。これらの震害の原因を更に解明するためには、板たき、爆破、振動加振等による実験も有効な手段であり、具体的に被害のあった地形や地盤を選定して実施し、その被害の様相を現実と追究したものもある。また微動や地震の観測を実施して観測資料から振動論・波動論的に地盤構成・形状の不規則性による動的効果を解明しようとの試みもある。被害調査をしてその類型化を試み、不整形性の特徴を抽出したり、実測・観測による具体例についての検討例は多分に Case Study 的でそこから一般的な結論を導く事はなかなか困難な様である。従って実現象から抽出される幾何学的に不規則な地形や地盤を解析可能な単純化されたモデルを想定した数理的・数値実験的な研究を行って不整形地盤の特性を検討したものが、現在まで行なわれている。

不整形地盤の振動特性を解析的に追究した研究は、不整形性の形態と、対象となる現象によって種々存在するが、理想化された状態であっても、本質的に幾何学的な不規則性を扱うという事から数値的方法によらざるを得ない場合が多く、関係する要因のパラメトリック・サーベイにより特徴的な性質が指摘されている。

- (1) 離散化法 (Discrete Method)・有限要素法 基本方程式を変分原理に基づき、変位場を離散化して境界条件を組み合わせて基礎方程式を解く事により離散変位場を決定する。又は、微分作用子を差分表示し境界条件のもとで、離散表示の基本方程式を解く。
- (2) 級数展開法・モード法 固有関数をあらかじめ求め、任意の変位場が固有関数の1次結合で表わされるとして、境界条件より刺激係数を求める。(境界において)
- (3) 重複反射法・Ray Theory 波動の伝播経路を想定し、各境界面での反射屈折係数をもとに波動の重ね合わせを行う。
- (4) 積分方程式法 Green Gauss の発散定理により系全体でたて、それに基本方程式を系の境界上の変位場のみ表示される基本方程式に変換し、これと境界条件を組み合わせて境界上の変位場を明らかにする。

ここでは、これ以上の解析手順の詳細はやめ、表3にその

表3 解析手法の分類

概略を示すにとどめる。

6. 不整形地盤と設計・応用 不整形地盤に関する震害や種

々の観測結果、解析結果を実用的にまとめ、設計や各実務面に適用する段階には、現在は至っていない。耐震設計の段階で地形・地盤条件を考える場合の配慮や、宅地造成の規制等に当然関係してくる問題である。耐震診断での耐震診断指標に見える判定指標の中には土地条件を考慮する事になっている。この中に若干の考慮が払われている。地域防災対策を基本資料として Seismic Microzoning Map 等がつくられている。現在の所、各 site における鉛直方向の地盤条件については、土質・地盤調査のデータによりその特性が考慮されている。周辺の地形条件、地盤構成の二次元、三次元的構成に関しては考慮された例は無いが、現実の震害はこういう所で生じている点で問題がある。

1. 離散化法	土岐・佐藤(1977)、座間(1982) 志賀ら(1980)、小牧(1981) 辰巳ら(1980)、Lysmer(1972)
2. 級数展開法 (モード法)	Trifunac(1971, 1973, 1976) Alsop(1981)、神山(1979) 工藤(1979)、柳沢(1981) 横崎(1981)
3. 重複反射法 (RAY Theory)	Ischi, Ellis(1970)、酒井・佐木(1974) 津野・小林(1969) 浜田ら(1974)
4. 積分方程式法	中井・Lerner(1970)、小堀・磯崎(1977) 入倉(1976, 1980, 1981) Kehntle(1974, 1974)

7. 震害・観測例に見られる不整形地盤の影響

a) 平野周縁・山地境界部・北イタリア(Fiuli)地震1976

図5に示した学会の災害調査報告によれば、この地震で1000名近い死者が出たが、主として建物についての被害分布は、東西50km、南北30kmぐらいの範囲に及んでおり、特にひどい山村の立地条件は、次の二つに類型化している。i) 河川によりつくられた扇状地のうち山沿いの地域、特に被害の大きかった Venzone, Gemona, Osoppo が含まれる山間部落のうち、特に崖に近かったり急しゅんな崖の上にあたりするもの。ii) i)の沖積層の上に有りしれも山から近い地点の被害がひどい例が有った。山から近い所の家屋のみ破壊し、山からかなり離れた沖積平野では、その様な破壊家屋は殆んど見られなかった。

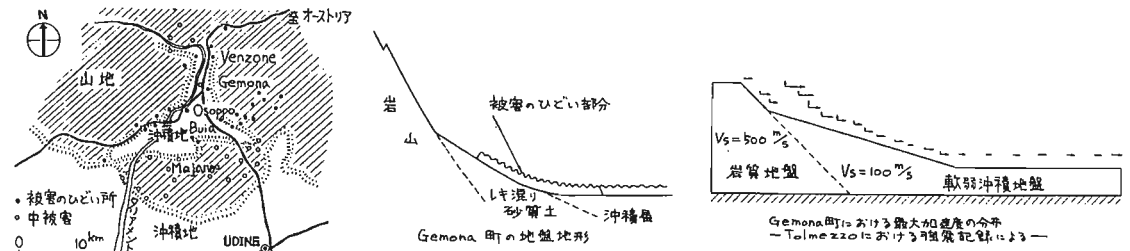
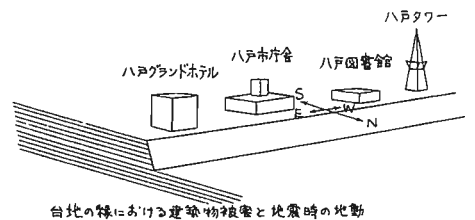
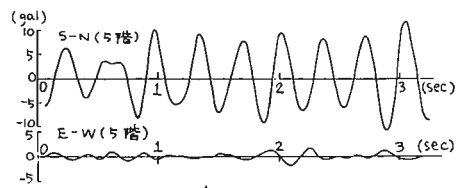


図5 北イタリア地震(Gemona町)

b) 地震時の地動と地形 1968年十勝沖地震における八戸市内の構造物の被害例と地震記録について山原の報告から説明しよう。(図6参照) この地震により大きな被害を受けた八戸タワー・八戸図書館・八戸市庁舎は、何れも八戸市内の台地の縁に沿って建っていた。各々の被害の様子を見ると、八戸タワーの鉄骨は南側に座屈し、八戸図書館の柱の座屈も南北方向に著しく、八戸市庁舎のペントハウスもほぼ南側に倒れている。何れも南北方向に特に激しい力を受けたと思われる。同じ台地の縁に立つ八戸グランドホテル(無被害)の余震観測の一例を示すと、南北方向の応答振幅は東西方向のそれの約6倍に達している。同建物の場合、構造体自体にそれ程大きな異方性があるとは考えられず、地震時の地動ものに著しい方向性があったものと判断される。



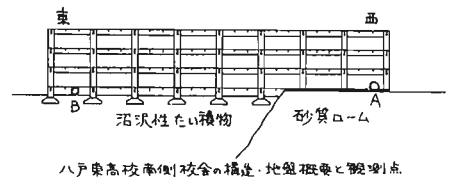
台地の縁における建築物被害と地震時の地動



台地の縁に立つ建物の地震応答記録例

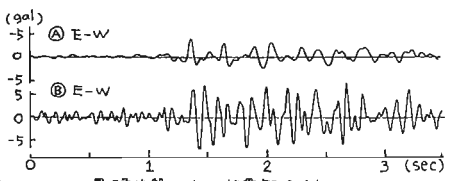
図6 十勝沖地震(八戸グランドホテル)

c) 異種地盤にまたがる建物 これも1968年十勝沖地震における八戸東高南校舎の例である。(図7参照) 同校舎は東側が沼沢性の堆積物を含む地層に、西側が砂質ローム層と明らかに異種地盤にまたがって建っていた。同校舎の解体撤去後、両側の地表面上の2点A, Bにおいて常時微動が測定された。また自然地震も観測された。この結果を見ると異種地盤なるが故に、両側の地盤の動きは、振幅特性、周期特性ともに著しく異なる事が分る。



八戸東高校南側校舎の構造・地盤振動と観測点

d) 崖近傍の振動特性 小枝ら(1980)は、実際の崖地形を観測場に選定して、SHによる実験・爆破・微動の観測および地震観測によって崖近傍の振動特性を研究している。1978年伊豆大島近海地震で被害を受けた伊豆梨本の崖縁の木造家屋の段丘崖の縁を具体的観測場として、常時微動、地震観測を行なった結果(図8参照)によれば、何れも崖から遠ざかるに従って振幅は急激に小さくなり、しかも、崖の近くでは、直角方向の振幅が平行方向の振幅に比べて遙かに大きく、崖の下あるいは崖から遠く離れると、崖の影響は無くなり両者は全く同じ大きさになる。又、地震観測からは、崖縁で振動継続時間が長くなり、遠地地震・大きい地



異種地盤における地震観測例
図7 十勝沖地震(八戸東高校)

震程、振幅が大きくなる事を示し、この事は地震動災害が崖縁で著しい原因の一端としている。

e) 地震動特性への地形の影響(入倉 1977) 実際に観測された地震動から地形の効果をどの程度受けているかを、地震観測と数値計算結果を比較して検討している。宇治における岩盤露頭(古生層)上での地震観測で得られた地震波のP波初動部の Particle Motion の方向と震源方向の関係にある一定の系統的特徴が見られ、その主な原因の一つは地形であるとして併せて数値計算を示している。(図9参照)

f) 震度と地形条件(望月ら 1980) 1923年関東地震時の全壊率および墓石の転倒調査結果と断面面からの最短距離(震源距離X)により震度Kが地形条件にどのような影響を受けるかを示している。(図10参照)

この結果からXの定義が妥当であれば、地震動の強さの分布に異方向性が無く、各地形の距離Xにおける表層地盤の増幅率が最適に推定される。

g) 地震による斜面災害の諸形態(小林芳正 1975) 斜面災害は、構造物を斜面に構築してなくとも、斜面のすそに存在すると直接被害を受ける場合が多い。この災害の予測と対策には、発生機構の異なる震害を区別して取扱う必要がある。小林は過去の地震の斜面災害のうち著しい特徴を示したものの発生状況を説明している。そこで、地スバリ、およびその他のマスマーブメントを、クリープ、すべり(Sliding)、流動(Flow)、落下(Fall)に区分する分類を行っている。関東地震・十勝沖地震・伊豆半島沖地震等の事例が示されている。

h) 丘陵地の宅地造成と地震被害 1978年宮城県沖地震における仙台近傍の例、都市周辺の丘陵地で大規模な地形改良に伴う宅地造成が盛んになり、そこに造成された住宅地の地震に対する安全性が問題化している。田村ら(1978)は、丘陵地の宅地造成による地形の改変様式を、図11の如きA、B、Cの三つのタイプに分類している。A、Bの造成地では、盛土の沈下・すべり出しによる被害が多発し擁壁の転倒が見られた。Aの造成地では、盛土のクリープが地震後のかなり長期間維持するようである。C型造成地では、各種被害が盛土の境界部に集中した。日本では、都市の住宅地としての丘陵地の利用は歴史的に浅く、現在とらわれている造成方式が丘陵地の土地の自然を生かしたものではない事、切土盛土部で地震時の振動特性が著しく異なる事が指摘されているが、仙台での被害例である(表4参照) 緑ヶ丘、黒松、南光台等は、単に施工や工法の問題に留まらず、丘陵地の土地利用への大切な教訓である。

表4 1978宮城県沖地震による仙台における造成地の被害

i)	仙台市 緑ヶ丘	A型	盛土のクリープによる沈下・亀裂
ii)	仙台市泉市 黒松	B型	盛土の沈下・すべり出し 切盛境界部の亀裂
iii)	南光台	C型	同上
iv)	白石市寿山	C型	宅地1.6haが崩壊、厚さ最大7m堆積

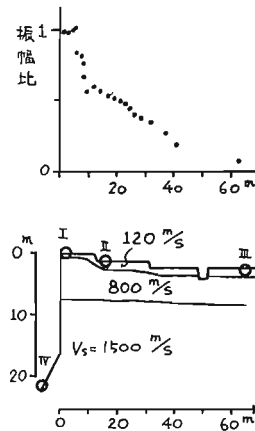


図8 崖における常時微動・地震観測

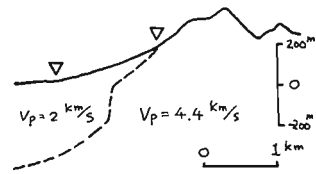
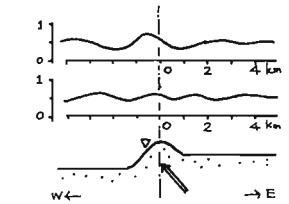
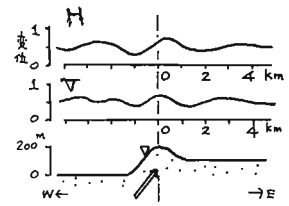


図9 京都宇治の地盤に対する解析

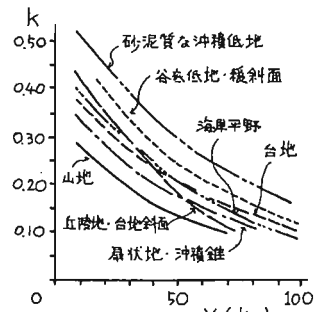


図10 各地形のk-X曲線

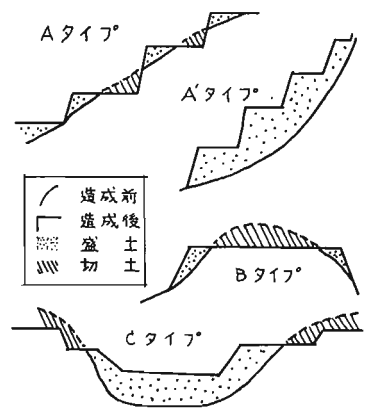


図11 造成地の分類

8. 不整形地盤の振動特性

ここでは、不整形地盤の基本的な動特性を既往の解析的研究から以下に示すワのタイプに分類してその特徴的概要について簡単に説明する。

a. 階段地形・通称崖地形・台地縁 弾性論的には、Quarter-Space (1/4無限体) と呼ばれており、震害例・地震観測から崖縁で崖面に直角方向の振動が大きい事が指摘されている。小堀・篠崎(1977)は、図12に示す階段状地形の振動特性を積分方程式法により解析している。階段肩近傍の形状による地震波の反射により生起する特異な振動性状を明確にする所に意義がある。問題となるパラメーター、入射方向、入射角、媒質 I, II の特性 に関して振動の増幅される位置およびその増幅値である。高地側の入射に対して、段差の高地側では、自由端である崖の反射によりその影響が強く現れる。逆に低地側ではそれが小さい。斜面に沿う深さ方向の変位分布は、崖の影響は伝わりにくい。高地側硬質地盤で低地側が軟質地盤にすると形状効果が低地側、斜面ではあるが、高地側では殆んど無い。低地側から高地側へ入射した場合、高地では逆の入射の半分の応答になり低地側で崖面の反射の影響が現れる。解析結果の一例が図に示される。

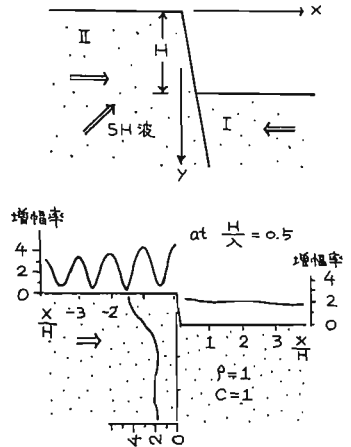


図12 段差地形

b. 凸地形・丘陵地形・堤体・山岳地形 この種の地形条件を解析したものは、図13に示す例が有り地震工学の分野で各々の対象に関する問題が解かれている。(a)は、地表面が隆起した地形の地表面振動特性を求めたものであり、入射波の振動数が高くなると(波長が短くなる)、隆起表面の応答の変化が大きくなり、かつ基礎剛性が拡大すると地形効果が強張される傾向にある。(b)は、土木で堤体と呼ばれゴム等の一つのモデルであり簡単には一次元変断面のはりとしても扱われる。通常、堤頂の応答に対する振動数特性の形で議論されている。(c)、(d)は、丘陵ないし台地を模式化したもので、この種のものを扱った例としては、有限要素・薄層要素を用いて離散的手法により地形上各点の周波数応答(志賀ら 1979)を求めたものがある。その結果によれば、全般的に斜面肩 A の応答が、台地中央の C および斜面すそ B よりも大きい値を示す。丘のふもとでは、丘の上部よりも応答値は大幅に低くなっている。その周波数応答の一例を、図13に示す。

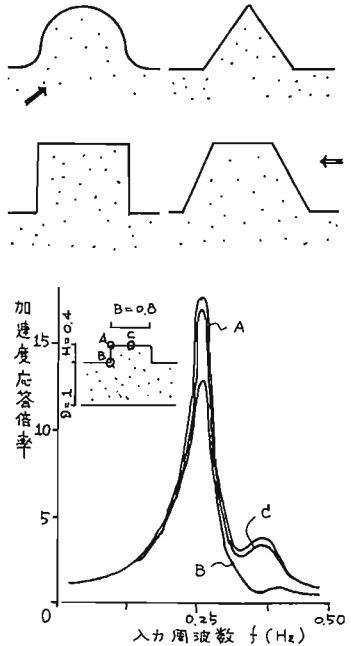


図13 丘陵地盤

c. 凹地形・谷(Canyon)・溝(Trench) Trifunac (1971)の解析結果によると単位調和 SH 波入射による地表面応答は、単に 2 が 2 以下である。変位パターンは、入射波の到来方向に大きく依存し、90°入射の SH 波の場合、Shadow Zone を発生する。又、谷の後方は、左の応答となる。以上の解析結果を適用して、Trifunac は、1971年 St. Fernand 地震における Pacoima Dam の記録に対して Surface Topography の影響は無いと言っている。(図14参照)



図14 谷地形

d. 鉛直不連続面 (図15参照) 地盤構成媒体が鉛直方向に不連続面を有する場合には、図の如き場合が存在する。Alsop は、この不連続面を通過する表面波(Love波)の透過係数・反射係数を算定した。この結果を強

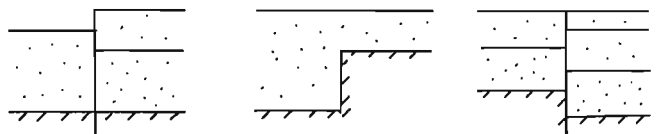


図15 鉛直境界を有する系

震動記録の非定常性に適用して波動論的に説明した神山(1979)の研究がある。即ち、強震記録の瞬時 Running Fourier Spectrum にはその非定常性に規則性が有る。表面波の解析をすると分散性があり、又周期域に従って到達時刻が違ふ。このような事実から、強震動の非定常性は、観測点付近の地下構造によって説明可能であると、それを地形の irregularity と分散性によって説明している。工藤(1979)は、1974伊豆半島沖地震の東京での記録のシミュレーションに、この鉛直不連続境界を考慮した Love 波の伝播を利用している。De-Hoop, Haskell 法により理論記象との比較では強震記録の P 波・S 波初動以降の大振幅が説明出来ない理由の一つに地表付近の不均質性を考慮していない事を指摘し、上記の考察を行なえば、観測波とかなり良く対応する事を示した。

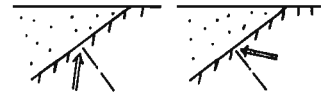


図16 傾斜基盤

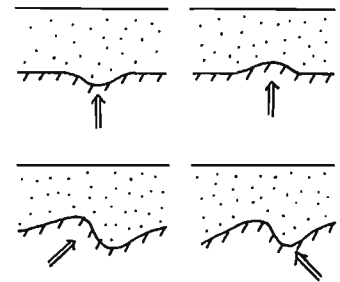
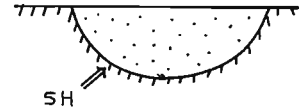


図17 埋積谷

②. 傾斜基盤 (図16参照) 通常の地盤は、水平構成はまれであり、地表面が平坦であっても地下構造は傾斜しているのが普通である。地盤の振動特性を考へる場合、どの程度の傾斜角であれば、地盤を平行層と見做し得るか、その限界の基盤傾斜角を単一表層地盤について検討した瀬尾・小林(1979)の研究がある。この解析結果によれば、通常の地盤の傾斜は 5° 平均であり、基盤に対するインピーダンス比0.4位を想定すれば、水平構成を仮定し得るとしている。但し、平野周縁部、山地境界の傾斜がこれ以上急しゅんな場合には考慮が必要であるとされている。Ishii, Ellis (1970)は、重複反射論を用いて傾斜基盤上の地盤表面の振動特性を算定した。基盤の dip angle $0 \sim 30^\circ$ の範囲での解析結果によれば、up-dip 伝播では、 $\theta = 25^\circ$ 位までは、比較的安定した応答を示すのに対し、down-dip では、周波数振幅特性は振動数域と共に著しい変化を示す特徴を示している。

③. 埋積谷・沖積平野 (Alluvial Valley) (図17参照) 図に示す埋積谷地形モデルに SH 波入射による地表面応答の解析結果によれば、埋積部が軟弱な場合には軟弱部分の変位振幅は複雑であるが、境界から離れて硬質部に移行すると応答は2に漸近する。水平層状地盤との比較をすると、谷が浅い時、谷の幅と深さが等しい時は水平層状とは比較できない。入射波の波長が短い程、谷地形の影響を受け、波長の大きい波は小さい波形の不規則性を感ぜない。

④. 基盤形状の不規則性 Aki-Larner(1970)は、基盤形状の不規則性による地表面振動特性への影響を解析している。扱われたモデルは、地殻・マントルという地球レベルの構造であるが、その特性は工学的に有効である。ここでは、図17にそのモデルを示すにとどめる。畠山・芥生(1966)は、5種の基盤形状に対して地表面応答を求めた結果、波長が地層厚より小さい時には基盤形状の影響は少なく、この値が1に近くなるとかなり著しく現れる事を示した。

⑤. あとがき ここでこれまでに記した不整形地盤に関する小論は、シンポジュームの話題の提供という立場から、一つのまとまった体系や、得られた結果の整理、成果の実用への応用を示したのではなく、むしろ問題点の指摘ないし提起や現在展開中の研究あるいは未解明の問題すら存在する。参考資料は、論文、口頭発表の性格の内容のものもあり、不整形性の影響を考へる上と關心あるものをピックアップして示した。これは、地形・地盤の不整形性に関する研究は、未だ解決されない内容を多く含み、実用に供する資料が余り存在せず、今後の研究や実務面での参考・足がかりになると考えたからである。

資料の収集・整理・討議には、研究室の富裡豊た、宮崎正久(佐織工商)に甚大なる力を借りた。ここに記して謝意を表したい。このレジュメを終るに当り、これを契機として新たにこのテーマに取り組む事を約する。

名古屋大学工学部建築学教室

参考文献

1. 白野元秀, 北イタリア(フリウリ)地震の震害調査報告—地盤と地形の影響—
13回自然災害シンポジウム, 1976. 10. PP. 93-94
2. 日本建築学会, プラマラ, 北イタリア, シンポジウム—マアア地震災害調査報告
1979, PP. 90-94
3. 土隆一, 1944年東南海地震における静岡県浜州地域の震害被害と地盤条件
16回自然災害シンポジウム, 1979. 9. PP. 563-564
4. 望月利男・宮野道雄・松田繁余, 木造建物・岩石被害などによる震度と震源距離・
方向性・地形(地盤)の関係—1923年関東地震—, 17回自然災害シンポジウム,
1980. 10. PP. 527-530
5. 小林芳正, 地震による斜面災害の諸形態, 12回自然災害シンポジウム, 1975. 10,
PP. 287-289
6. 工藤一彦・座間信作・嶋久根三, 1976年山梨県東野地震による津久井町
官前地区の被害に関連した微動の測定, 13回自然災害シンポジウム, 1976. 10,
PP. 101-102
7. 田村俊和・阿部隆・宮城豊彦, 丘陵地の宅地造成と地震被害—1978年
宮城県沖地震における仙台付近の例—, 15回自然災害シンポジウム, 1978. 10, PP. 231-234
8. 田村俊和, 丘陵地における木造家屋の地震被害—被害発生に關する地盤条件
と被害タイプとの時代による変化—, 16回自然災害シンポジウム, 1979. 9, PP. 669-670
9. 山崎芳徳, 宮城県沖地震による仙台内宅地の被害とその考察, 17回自然災害
シンポジウム, 1980. 10. PP. 653-656
10. 河上厚義・浅田秋江・芸答信, 軟弱地盤と盛土の震害に關する地震動
要素について, 8回自然災害シンポジウム, 1971. 10. PP. 209-212
11. 那須信雄・竹内盛雄・森岡敬樹・山田真・高橋一夫, 常時微動に基づく
埋立造成地盤の振動性状, 建築学会大会, 1978. 9, PP. 619-620
12. 柳沢亨司, 1978年宮城県沖地震による盛土の崩壊に關する考察,
土木学会大会, 1979, III-138, PP. 273-274
13. 佐藤 煌・浅田秋江・小沢初美, 1978年宮城県沖地震による仙台市
緑ヶ丘造成地の被害特性, 土木学会大会, 1979, III-139, PP. 275-276
14. 三条暢又・浅田秋江・小沢初美, 1978年宮城県沖地震に伴う仙台市
北野宅造成地の被害について, 土木学会大会, 1979, III-140, PP. 277-278
15. 神山真・松川忠司, 造成地盤における常時微動特性, 土木学会大会, 1979,
III-155, PP. 307-308
16. 松川忠司・菊地信行・神山真, 常時微動測定による地すべり調査,
土木学会大会, 1978, III-81, PP. 148-149
17. 辰巳安良・鈴木善雄・杉本三干雄・中西宗寛・長根正武, 大型地盤の
近傍における構造物と地盤の動特性について(その2)—微動特性と
地震応答解析—, 15回土木工学, 1980, E-8, PP. 1269-1272
18. 小牧昭三, 毎能精記, 吉田功, 崖の近傍における振動特性—5H坡に
よる実験—, 7回自然災害シンポジウム, 1970, PP. 45-48
小牧昭三, 大塚直人, 同上, 12回自然災害シンポジウム, 1975. 10, PP. 285-288
19. 大塚直人・小牧昭三, 吉田功, 同上, III, 一, 飯能爆破実験場を利用した—, 13
回自然災害シンポジウム, 1976. 10. PP. 121-122
20. 小牧昭三, 戸田直克, 崖近傍の振動性状—伊豆半島に於ける観測—
その1, 2, 17回自然災害シンポジウム, 1980. 10, PP. 601-602, PP. 603-604
21. 入倉孝次郎, 地盤の震動特性評価の際の地形の影響, 京大防災研年報,
20B-1 (887052.4) PP. 1-11
入倉孝次郎, 地震動特性への地形の影響, 13回自然災害シンポジウム, 1976. 10,
PP. 125-126
入倉孝次郎, 地盤の震動特性への基礎岩形状の影響, 14回自然災害シンポジウム,
1977. 8. PP. 375-378
22. 入倉孝次郎・吉川宗治, 地盤構造の不規則性と地震動による被害の關係
(爆破震動観測による埋積谷平野の震動特性の調査), 17回自然災害シン
1980. 10. PP. 531-534
23. 入倉孝次郎・春日茂, 水平に変化する地盤構造地域における地震波の震動
特性, 地震学会, 1980, No. 1, D36, P. 202
24. 春日茂・入倉孝次郎, 地盤構造の急変する断層近傍における地震動特性,
地震学会, 1981, No. 1, D45, P. 225
25. 座間信作, 不規則地形に対する地震波の挙動, 1. 実体験, 地震学会, 1980
No. 2, D24, P. 205
座間信作, 同上, 2. 表面波, 地震学会, 1980, No. 2, D25, P. 206
座間信作, 同上, 3. 1944年東南海地震の太田川下流域の被害に關連した
地震学会, 1980, No. 2, D26, P. 207
座間信作, FEMの波動伝播の問題について, 地震学会, 1979, No. 2, D22, P. 104
座間信作, 1944年東南海地震の静岡県太田川下流域・浅野町付近の被害について
18回自然災害シンポジウム, 1981. 10. P. 247
座間信作, 崖地形に対する地震波の挙動, 18回自然災害シンポジウム, 1981. 10. P. 247
26. 志賀敏男・柴田明徳・渋谷純一・栗田繁, 丘陵地形における地震動の特性に
關する研究, 建築業誌, 1980. 3. PP. 81-84
志賀敏男・柴田明徳・渋谷純一・栗田繁, 不規則な地形の地震動に關する
解析的考察, 東北大学建築学報, 20, 1980, PP. 89-103
27. 小塚謙二・藤崎祐三, 不整形地盤の振動特性, 地震工, 30, 1977, PP. 127-142
小塚謙二・藤崎祐三, 不整形地盤—構造物系の振動特性, 建築大会,
1977. 10. PP. 619-620.
小塚謙二・藤崎祐三, 地盤の急変する地盤—構造物系の振動特性, 建築大会
1979. 9. PP. 559-560
小塚謙二・藤崎祐三, 同, 誌, 建築大会, 1980. 9. PP. 573-574
小塚謙二・藤崎祐三・川須 博, 不均一な地盤上の構造物の振動
(揺れと傾き振動を伴う場合), 建築院, 1980. 9. PP. 577-578
小塚謙二・藤崎祐三・三田 彰, 非対称な地盤—構造物系の振動特性
振動特性, 建築大会, 1981. 9. PP. 681-682
小塚謙二・藤崎祐三・鈴木孝夫, 不整形地盤—構造物系の振動特性—建築

複合的振動法による解析 - 建築学会, 1981. 9. PP. 683-684
 小坂 隆二, 藤崎 祐三, 山下 邦彦, 斎藤 敏元, 不規則地盤上の構造物の振動特性.
 建築学会, 1981. 9. PP. 685-686.

28. L.E. Alsop, Transmission and Reflection of Love Waves at a Vertical
 Discontinuity, J. Geophys. Res. Vol. 71, No. 16, August 15 1966, pp. 3969-3984

29. 神山 卓, 強震地震動の非定常スワトル特性とその波動論的考察, 土木総論, 204.
 1979. 4. PP. 35-48, 強震記録集の波動論的考察, 土木総論, 土木学会, 1976. 1-211
 PP. 195-196

30. 工藤 一, 震源域の広がり地震波 (VI) - 波形の予測 -, 地震学会, 1979, No. 2, D23, P. 205

31. 土岐 三三, 佐藤 忠信, 藤田 和朗, 不規則地盤における震動解析, 17 回自然災害
 シンポジウム, 1980. 10. PP. 551-554

32. 土岐 三三, 佐藤 忠信, 神谷 正, 地下構造を有する地盤の震動特性, 17 回自然災害
 シンポジウム, 1979. 10. PP. 113-114

33. 佐藤 忠信, 任意埋入を有する表層地盤の震動解析手法, 土木学会, 1975, I-108, PP. 347-349

34. 井口 道雄, 不均質地盤上層に建つ構造物への入力地震動, 建築学会, 1980. 9.
 PP. 575-576

35. 和田 寿孝, 加茂 昭介, 古沢 保, 尾上 謙介, 地すべり地 CRACK 群の揺動特性に対する影響
 8 回自然災害シンポジウム, 1971. 10. PP. 195-196

36. 島 田, 野村 文生, 地すべり地域における常時微動について - 新潟県高根山トンネル周辺地
 8 回自然災害シンポジウム, 1971. 10. PP. 197-198

37. 島 田, 地すべり地帯における常時微動の特性について, 9 回自然災害シンポジウム, 1972. 10. PP. 141-142
 島 田, 長野県豊後村 地すべり地帯における常時微動特性, 10 回自然災害シンポジウム, 1973. 10. PP. 227-230
 島 田, 地すべり地帯の微動と地盤の影響, 12 回自然災害シンポジウム, 1975. 10. PP. 103-104
 島 田, 泉谷 恭男, 地すべり地帯の常時微動による地盤特性, 13 回自然災害シンポジウム
 1976. 10. PP. 205-206
 島 田, 長野県奈良尾 地すべり帯の緊急観測 (その 2) - 地すべり地帯の常時微動と
 地盤の震動 -, 14 回自然災害シンポジウム, 1977. 8. PP. 55-58
 島 田, 泉谷 恭男, 昭和 53. 5. 18 妙高川原 地すべり発生についてリモートセンシングおよび
 常時微動観測からの考察, 15 回自然災害シンポジウム, 1978. 10. PP. 111-112
 島 田, 泉谷 恭男, 地形の数値解析からみた地すべりの発生, 16 回自然災害シンポジウム
 1979. 9. PP. 337-340
 島 田, 泉谷 恭男, 地すべり地帯における常時微動の振動特性の推定と地すべり現象
 17 回自然災害シンポジウム, 1980. 10. PP. 445-448

38. 安其 敏 - K.L. Lerner, Surface Motion of a Layered Medium Having an
 Irregular Interface Due to a Incident Plane SH Wave, J. Geophys. Res.
 Vol. 75, No. 5, Feb. 10, 1970, PP. 933-954

39. 直山 道隆, 芥生 正己, 基礎の形状が表層の振動に及ぼす影響について, 日本地震工学会
 1966, PP. 37-42

40. H. Ichii, M.M. Ellis, Multiple Reflection of Plane SH Waves By a Dipping
 Layer, B.S.S.A. Vol. 60, No. 1, PP. 15-28, Feb. 1970

41. 鶴岡 和夫, 小林 聖美, 基礎の傾斜による表層地盤の増幅特性, 建築学会,
 1969. 8. PP. 573-574

42. 酒井 直男, 佐々木 博臣, 傾斜基礎を有する水平表層に於ける動特性, 建築学会,
 1974. 10. PP. 411-412

43. 淡田 政則, 藤田 博, 基礎の傾斜に於ける地盤の地震時挙動, 土木学会,
 1974. I-258, PP. 544-546

44. 高田 至郎, 又保 哲也, 傾斜基礎を有する表層の地震時挙動, 土木学会,
 1975. I-177, PP. 365-366

45. M.D. Trifunac, Surface Motion of a Semi-Cylindrical Alluvial Valley
 for a Incident Plane SH Waves. Bull. Seis. Soc. Am. 61, 1971, PP. 1955-1970
 M.D. Trifunac, Scattering of Plane SH Waves by a Semi-Cylindrical Canyon
 J. Earthq. Engrg. Struct. Dyn. 1, 1973, PP. 267-281

46. H.L. Wong, M.D. Trifunac, Surface Motion of a Semi-Elliptical Alluvial
 Valley for Incident Plane SH Wave. Bull. Seis. Soc. Am. 64, 1974, PP. 1879-1894

47. H.L. Wong, M.D. Trifunac, K.K. Lo, Influence of Canyon on Soil-Structure
 Interaction, Proc. ASCE, 1976, Vol. 102, EM4, PP. 671-684

48. I. Herrera, E. Rosenbluth, O.A. Rascon, Earthquake Spectral Prediction
 for the Valley of Mexico. Proc. 3. WCEE, 1965, Vol. 1, I-61-74

49. 島 田 勲, 大阪平野の地震動特性 - 一と中心伝達経路について -,
 建築学会, 1980. 9. PP. 487-488

50. J. Lysmer, L.A. Drake, The Propagation of Love Waves across Non-
 horizontally Layered Structure, Bull. Seis. Soc. Am. 61, 1971, PP. 1233-1241

51. J. Lysmer, G. Wass, Shear Waves in Plane Infinite Structures.
 Proc. ASCE, 98, EM. 2, 1972, PP. 85-105

52. M. Bauehen, Effect of Topography on Surface Motion. Bull. Seis.
 Soc. Am. Vol. 63, No. 3, 1973, PP. 615-632

53. D.M. Boore, The Effect of Simple Topography on Seismic Waves,
 Implications for the Accelerations Recorded at Pacoima Dam, Sanfernand
 Valley, California. Bull. Seis. Soc. Am. Vol. 63, No. 5, 1973, PP. 1603-1609

54. H.L. Wong, P.C. Jennings, Effects of Canyon Topography on Strong Ground
 Motion, Bull. Seis. Soc. Am. Vol. 65, No. 5, 1975, PP. 1234-1247

55. M.D. Trifunac, B.D. Hudson, Analysis the Pacoima Dam Accelerogram -
 San Fernand, California, Earthquake of 1971, Bull. Seis. Soc. Am.
 Vol. 62, No. 5, 1972, PP. 1393-1411

56. R.D. Woods, Screeing of Surface Waves in Soils. Proc. ASCE,
 No. SM4, 1968, July, PP. 951-979

やや長周期の地震波形予測と周辺問題

工藤一嘉

1. はじめに

構造物の耐震安全性を検討するための入力地震動をどう捉えるかという問題は、地震工学にたずさわるとの共通の、しかも主要な課題の一つである。観測された記録が豊富で、次に来べき地震に対しても、蓄積された記録から、内挿または外挿ができ、しかも全ての構造物—広い周期帯—に適用可能であれば、特に問題はない。しかし実際は相当異なっている。非常に活動度の高い所でも、大地震は同じ場所には100~200年というサイクルでしか起きない地学現象であるが、我々の計器による地震観測が始まってからやっと1世紀であり、今日のような強震観測が行なわれるようになってからはさらに日が浅く、世界中の記録を集めてもなお、記録だけのアンサンブルからは始めに述べた事柄は満されないのである。

最近に至り、断層モデルが各種の地学的データを調和的に説明することが分り、強震地動を予測する際にも、内挿または外挿の役割も含めて十分有効ではないかという期待がもたれている。この断層モデルを用いて入力地震動を考慮する際に、二つの立場が考えられる。一つは地震の平均像を抽出し、ある地点での地震動を推定していく立場であり、その考え方、地動の算定法については既に太田・鏡味(1976)に詳しく、しかも十分に整理された形で提案されている。ここでは他一方の立場、つまり、次に起るべき地震の個性を重視し、可能な限り決定論的に地震動を推定していく立場からの検討を行なってみたい。この立場は基本的に地震予知、予測と深いかわりをもつことになり、大変難しい問題をかかえることにもなりかねないが、発生時期はともかくとして、サイスマテアトニフスの研究を通じて地震予測が可能となり、断層モデルがある狭い幅で提起されるならば、耐震設計への奇手は少なからぬものがあると思われる。特に長周期の成分に限れば、強震記録のシミュレーションにはかなりの成功例があり、地震動予測の有効性に期待がもたれる。しかしながら、それらの期待と共に、現状ではいくつかの問題、あるいは困難性がひかえていることも事実である。ここでは比較的長周期の地震動(周期数秒以上)に限って、それを推定する際に重要となる幾つかの問題(計算手法、地下構造、震源要素等)について私見を述べさせていたたく。

2. 理論地震動 (正規モード解の有用性)

点震源による理論地震動は、古くから Lamb の問題として有名である。但し、それ以降の研究から、震源は Shear dislocation であること、媒質が多層構造であることの考慮がなされ、より現実的な理論地震動の表現が提示されている (Haskell (1964), Sato (1973a, 1973b), Helmburger (1974), Herrmann (1979) 等)。

簡単のために、接線方向の成分のみを考えることにする。Herrmann (1979) の表示に従えば、円筒座標系におけるフーリエ変換された地表変位は次のように表わされる。

$$\begin{aligned} \bar{u}_\phi(r, \phi, 0, \omega) = & - \sum_{n=0}^{\infty} \int_0^{\infty} dk \{ (g_\phi^{ns} \cos n\phi - g_\phi^{nc} \sin n\phi) k J_{n-1}(kr) / F_L \\ & - (n/r) (g_\phi^{ns} \cos n\phi - g_\phi^{nc} \sin n\phi) J_n(kr) / F_L \\ & - (n/r) (g_r^{ns} \cos n\phi - g_r^{nc} \sin n\phi) J_n(kr) / F_R \} \quad (1) \end{aligned}$$

ここで、 k は波数、 r は距離、 J_n は n 次のベッセル関数、および $F_L, F_R = 0$ の時にそれぞれ Love 波、Rayleigh 波の特性方程式と与えるものである。 g は震源、excitation 等に関係する量である。

上下動・動径方向の変位も類似の形で表わされるが、要は

$$F(r, \omega) = \int_0^{\infty} f(k, \omega) J_n(kr) dk \quad (2)$$

という型の積分を実行することにある。 $f(k, \omega)$ が多価関数であること、また分母が0になることがあるため、単なる直接積分は困難である。 そのため、積分の実行には工夫が要するが、大きく言って2つの方法が用いられる。 1つは Caniard - de Hoop の方法に基づくもので、Laplace変換で上の形の積分を得、 f を波線展開と度数変換を行い、Laplace逆変換の積分を実行すると、直接時間領域の解が得られる。 厳密解とか、波線理論 (Ray theory) 等ともよばれるように、得られた解は厳密であり、対象とする周期を限定することなく議論ができる。 図1はこの方法によって求められたSH波の理論記象である。

図から理解されるように、この方法は、屈折波、反射波等を1つ1つ評価することと等しく、大変優れた方法である。 しかし層が多く、震央距離が大きい場合、特にP波・S波に対しては、無敵と言ええる程の波線の評価をしなければならず、複雑をまとめがれられない面もある。 Caniard - de Hoopの方法の概説はファン(1970)を、波線理論による理論地震記象に関しては Sato (1973a) Helmberger (1974) 等を、計算例、あるいはシミュレーションに関しては Sato (1973b), Helmberger and Malone (1975), Heaton and Helmberger (1977), Kawasaki (1978) 等を参照されたい。

他の1つの方法は、波数と周波数の2重積分によって評価するものである。 Herrmann (1979)に従ってその方法の概略を示すと、(2)式は、複素積分を実行することにより、次のように書きかえられる。

$$F(r, \omega) = -\pi i \sum \text{Res } f(k, \omega) H_n^{(2)}(kr) + \frac{1}{2} \int_0^{k_{\text{cut}}} [f_+(k, \omega) - f_-(k, \omega)] \cdot H_n^{(2)}(kr) dk + \frac{1}{\pi} \int_0^{\infty} [f_+(ic, \omega) \exp(-in\pi/2) + f_-(ic, \omega) \exp(in\pi/2)] K_n(2r) dc \quad (3)$$

1項が極からの寄与、つまり表面波 (Love 波, Rayleigh 波) で正規モード解ともよばれる。 完全解を得るためには、これら全部の項を評価しなければならないが、Herrmannの計算例から、これらの項がどの程度理論記象に影響しているかを見てみよう。 図2-Aが震央距離20Km, Bが300Kmの場合で、それぞれ、左側が垂直正断層型、右側が垂直横ずれ断層型の地震によるものである。 A, B両図とも、aは(3)式における1項のみ、つまりLove波のみ評価したもの、bはaに2項を含めて評価、cは全項を評価した結果である。 震源距離が小さい場合には、Love波のみの評価では因果律を満たさない波が見えるし、正断層型の地震の場合には主要動の後の小さな動きも評価されていないという点が指摘される。 しかし主要動の評価に関しては、極からの寄与、つまりLove波のみを評価すれば、ほぼ十分であることが分る。 また図3は、波線理論による厳密解とLove波のみの評価による理論記象を比較したものであるが、上に述べた結果と同様の結論が導かれる。 震源の深さが大きい場合等には、この関係がそのまま適用されるという訳にはいかないが、多くの被害地震は震源が浅いことを考えれば、十分に近似と言えよう。 但しこの方法は極く短周期には不向きである。 波数積分による評価に関しては Haskell (1964), Hudson (1969), Herrmann (1979) 等を

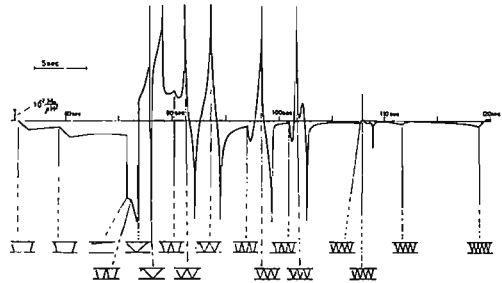


Fig. 2. An example of a point source seismogram of the near-field Love waves at Abuyama (p=N85°W, d=301 km). A focal depth of 5 km, crustal S wave velocity of 3.5 km/sec, upper mantle S wave velocity of 4.5 km/sec and crustal thickness of 30 km are assumed.

図1. Kawasaki (1978) による。

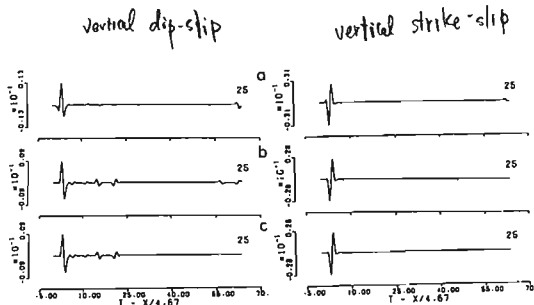


FIG. 3. Study of contributions of the various components of the contour integration on the far-field SH contribution to tangential velocities for a vertical dip-slip source (left column) and a vertical strike-slip source (right column) at a distance of $r = 25$ km. (a) Pole contribution alone; (b) pole contribution plus real axis branch-line integral; and (c) pole contribution together with real and negative imaginary axis branch-line integrals.

図 2 - A

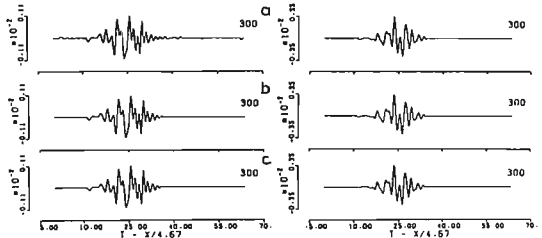


FIG. 4. Same as Figure 3, but at a distance of $r = 300$ km.

図 2 - B Herrmann (1979) に よる.

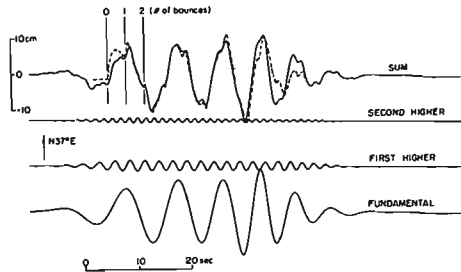


FIG. 2. Comparison of Love wave synthetic ground displacements (solid line) with Heaton and Helmberger's modal B42 of the 1968 Borrego Mountain earthquake (dashed line). The source depth and epicentral distance were 6 and 60 km, respectively, and the moment was 6.7×10^{26} dyne-cm. The separate modal contributions are shown in the bottom three traces. Arrival times for the direct ray and the first two multiples are shown.

図 3. 破線が Ray theory に よる. Swanger and Boore (1978) から.

を参照されたい。

3. 正規モード解による強震動のシミュレーション - 実例 -

理論地震動の計算手法が確立されても、観測を良く説明するかどうかは別問題である。ここではモード解による理論記象と観測波形とを比較した実例を見ていただく。

図4は1968年 Borrego Mountain 地震 ($M = 6.4$) の際、震央距離 60 km にあった El Centro で得られた記録のシミュレーションで、破線が実記録、実線が理論波形である。なお図の A と B は、 \times 震源の条件が異なるが、いずれも Radial 成分の一部を除けば、十分な整合性を有していることが分る。

図5は1974年伊豆半島沖地震 ($M = 6.9$) の際、震央距離 100 km にあった東京 (本郷) の地動変位をシミュレーションしたもので、これも、周期 5 秒以上の波に関しては、スペクトル、波形とも十分な一致がみられる。

図 4. 1968年 Borrego Mountain 地震のシミュレーション. Swanger and Boore (1978) に よる.

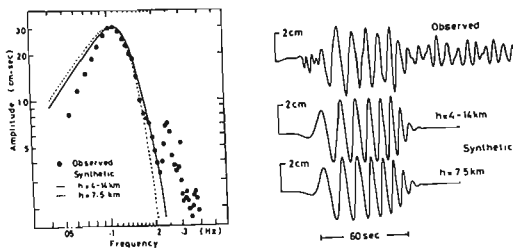


図 5. 1974年伊豆半島沖地震のシミュレーション. Kudo (1978) に よる.

本論の主テーマからややはずれるが、より短周期の波に関してシミュレーションした例もある。図6は1974年 Acapulco 地震 ($m_b = 5.0$, $M_s = 4.75$) を、震央距離 35 km で得た加速度記録 (最大加速度 = 500 gal) から、変位記録を求め、モード解による理論記録と比較したものである。震源と地下構造の組み合わせ方によるが、このような短周期成分までも説明可能であることが分る。

他にもこれらに類する成果が得られているし、大地震による遠地記録のシミュレーションに関しては 60' 年代後半から勢力的に行われており、枚挙にいとまがない。

4. 地震動を支配する要素

観測される地震動は、震源から観測点までの地下構造および震源要素によることは言うまでもないことであるが、それぞれがどのように影響しているのか、あるいは問題点は何かについて検討してみたい。

a) 地下構造

地下構造の影響を知るため、やや極端な例ではあるが、2つの構造モデルでの数値計算を行なってみる。1つは島の島爆破実験から明らかになった東京付近を代表する地下構造モデルで (model A)、他は表層に軟弱な層のない、"硬い" 構造 (model B) である (表1)。断層の長さ = 30 km, 幅 = 15 km, slip angle = 0°, dip angle = 90°, 破壊速度 = 3.0 km/s, rise time = 2.0 sec, 地震モーメント = 3.8×10^{26} dyne-cm, 断層上端の深さ = 3 km, 破壊は断層上端から円形に広がる, という地震をそれぞれの地下構造において、震央距離 50 km, 方位角 90° における地動変位 (Love 波) を計算してみると、図7のようになる。最大振幅はほぼ変わらないが、振動継続時間が大きく異なってしまう。周期 8~10 秒程度の構造の応答には相当な差となってあらわれるであろう。

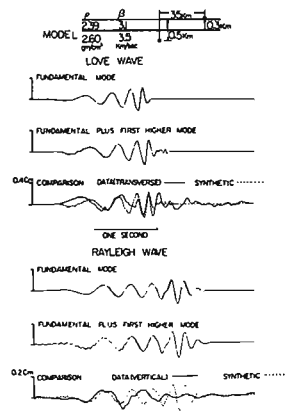


図6. 1974年 Acapulco 地震のシミュレーション。Hartzell et al (1978) から。

表1. 地下構造モデル

Model A					
No.	L	Vp(km/s)	Vs(km/s)	$\rho(g/cm^3)$	Thickness(km)
1	1.83	0.7	1.8	1.8	1.1
2	2.8	1.5	2.1	2.1	1.5
3	5.6	3.0	2.5	2.5	4.5
4	6.15	3.4	2.7	2.7	10.6
5	6.7	3.7	2.88	2.88	16.9
6	8.0	4.5	3.28	3.28	∞

Model B					
No.	L	Vp(km/s)	Vs(km/s)	$\rho(g/cm^3)$	Thickness(km)
1	4.0	2.0	2.2	2.2	1.0
2	5.0	2.5	2.4	2.4	2.5
3	5.8	3.4	2.5	2.5	15.0
4	6.8	3.7	2.88	2.88	14.0
5	7.7	4.3	3.1	3.1	∞

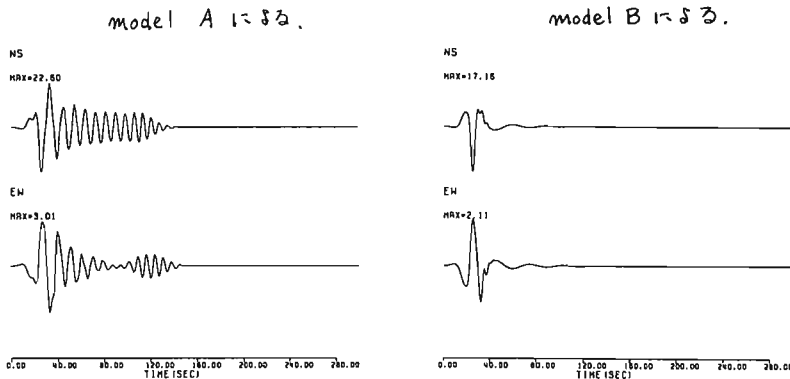


図7. 2つの地下構造モデルによる地動変位 (Love 波のみ) のシミュレーション

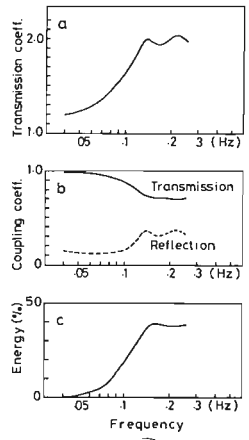
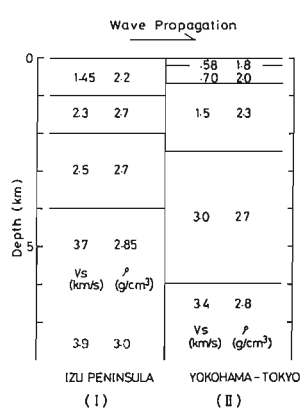


図 8

さらに1例、地下構造の影響を考えてみる。図5は、伊豆半島南端から東京までを1つの平行層とみなしてシミュレーションしたものであるが、実際は伊豆半島と東京の地下構造はかなり異なっている。そこで近似をや、高めの目的で、伊豆半島の地下構造と、東京の地下構造が江の島付近で接着しているモデルを考える。Aisop (1966) の方法により垂直境界でのLove波の反射・透過係数を求めると図8の如くなる。伊豆半島で生成されたLove波は、東京の構造に入って地表振幅(フーリエスペクトル)が2倍程度になる(図8-B, a)。この効果を入れ、フーリエ逆変換によって求めた理論記象と観測波形の比較を示したのが図9である。但し、フーリエスペクトル振幅が2倍となっても、時間領域での振幅が2倍になることを意味しない。図10は、伊豆半島の構造が東京まで続いていると仮定した場合(破線)と、途中に境界がある場合の波形(実線)を比較したものである。この図から理解されるように、度低振幅はほぼ変化せずに、振動継続時間を長くしている。

ここでは、図5の時に比べ、1段近似を高めたことになるが、より詳細な議論には、地下構造をより丹念に調べる必要があり、地下構造の異常を評価する計算方法にも再検討が要る。いずれにせよ、深さ数kmまでの地下構造が、周期数秒~10秒の波には大変重要であることが理解される。関東地方では、嶋、他による一連の構造探査、太田、他による深井戸を利用した探査、瀬尾(1981)の研究等で全体像が次第に明らかになってきた。また名古屋、東海地方の探査も行われ、地震動の推定を行なう際の資料がそろいつつある。しかしながら、日本全体では、数例を除き(ハネ市、伊豆半島)、この種のデータは用意されていない。

b) 震源要素

地震動を決定する主要な震源パラメータは、断層の長さや幅、断層の傾斜角とその方向、断層運動の方向(Slip angle)、破壊速度と様式(断層のどの位置から、どのように割れるか)、震源立ち上り時間、地震モーメント(あるいは、くい遣い量、剛性率)等である。限られたデータから、これらの量をいかにユニークに決めるかが、地震学の一つの重要な研究テーマであるが、これらの値全てが決められるようになって、まだ日が浅い。現在までに決められた幾つかの地震の要素をまとめて表2に示す。Geller (1976) によってまとめられた表はKasahara (1981) が加筆したものである。

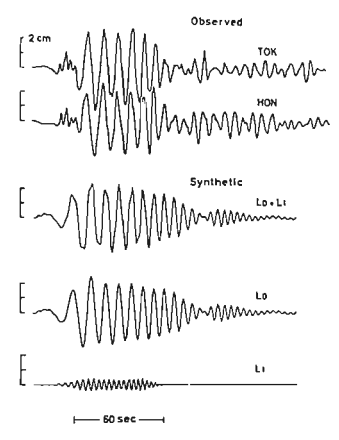


Fig. 9 Synthetic Love waves compared with the observed transverse waves at TOK and HON.

図 9

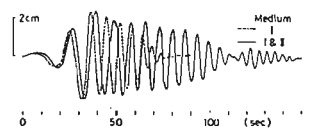


Fig. 10 Comparison of synthetic Love waves with (solid line) and without (broken line) medium II.

図 10. Kudo (1980) による。

表2. 大地震の震源要素

Appendix 1. Earthquake source parameters

Event	Date	M	M _s	M _w	M ₀ (dyn cm)	L (km)	D (km)	Slip type	U (m)	T (s)	T* (s)	v _r (km s ⁻¹)	Δσ (bar)	E _s (10 ¹¹ erg)	E _f (10 ¹¹ erg)	Remarks
San Francisco	18 Apr. 1906	8.25	7.9	10	430	15	RS	5-7						200	300	
Kanto	1 Sep. 1923	7.9	8.2	7.9	7.6	130	70	RT	2.1	7	10		21			
Tango	27 Mar. 1927	7.5	7.75	0.46	35	13	LS	3	6	2.5	2.3		115	10	4	*
North Izu	25 Nov. 1930	7.0	7.1	0.2	20	11	LS	3					150	2	3	
Saitama	21 Sep. 1931	7.0	6.75	0.068	20	10	LS	1	2	1.6	2.3		59			
Sanriku	2 Mar. 1933	8.3	8.3	8.4	43	185	N	3.3	7	12	3.2		42			
Long Beach	11 Mar. 1933	6.25		0.028	30	15	RS	0.2	2	2.5	2.3		7			
Imperial Valley	19 May 1940	7.1		0.48	70	11	RS	2	3.2				55	1	1.5	
Tottori	10 Sep. 1943	7.4	7.4	0.36	33	13	RS	2.5	3	4.0	2.3		99			
Tonankai	7 Dec. 1944	7.0	8.2	8.1	15	120	T	3.1	9.2				39			
Mikawa	12 Jan. 1945	7.1	7.1	0.087	12	11	RT	2.2	1.3				140			
Nankai	20 Dec. 1946	8.1	8.2	8.1	15	120	T	3.1	9.2				39			
						300	70-120	RT	4-6							*
						320	50-140	T	5-18							*
Fukui	28 Jan. 1948	7.3	7.3	0.33	30	13	LS	2	1.9	2.3			100			
Tokachi-Oki	4 Mar. 1952	8.1	8.3	8.1	17	180	T	1.9	14				17			
Kern County	21 Jul. 1952	7.7		2	60	18	LT	4.6	1	3.6			140			
Fairview	16 Dec. 1954	7.1		0.13	36	6	RN	2	1.7				100	6	7	
Chile	22 May 1960	8.3	9.5	2400	800	200	T	21	36	3.5			91			*
						1000	120	T	20							*
Kitamino	19 Aug. 1961	7.0	7.0	0.09	12	10	RT	2.5	2	1.3	3.0		170			
Wasaka Bay	27 Mar. 1963	6.9	6.9	0.033	20	8	RS	0.6	2	1.5	2.3		40			
North Atlantic I	3 Aug. 1963	6.7		0.12	32	11	RS	1	2.2				44			
Kurile Islands	13 Oct. 1963	8.2	8.5	75	250	140	T	3	17	3.5			28			
North Atlantic II	17 Sep. 1963	6.5		0.038	27	9	RS	0.48	1.8				24			
Spain	15 Mar. 1964	7.1		0.13	95	10	T	0.42	3.6	1.4			11			
Alaska	28 Mar. 1964	8.5	9.2	520	500	300	T	7	35	3.5			22	300	1000	*
						600	200	LT	16							*
						800	175-290	LT	20							*
Niigata	16 Jun. 1964	7.5	7.4	3.2	80	30	T	3.3	5.3				66	11	50	
Rat Island I	4 Feb. 1965	7.9	8.7	140	500	150	T	2.5	25	4.0			17			
Rat Island II	30 Mar. 1965	7.5		3.4	50	80	N	1.2	5.8				33			
Parkfield	28 Jun. 1966	6.4		0.032	26	7	RS	0.6	0.7	1.6	2.7		32			
Aleutian	4 Jul. 1966	7.2		0.226	35	12	RS	1.6	2.4				64			
Trukoc	12 Sep. 1966	5.9		0.0083	10	10	RS	0.3	1.2				20			
Peru	17 Oct. 1966	7.5	8.1	20	80	140	T	2.6	9.6				41			
Turkey	22 Jul. 1967	7.1		0.83	80	20	RS	1.7	4.7				32			
Barrego	9 Apr. 1968	6.7		0.063	33	11	RS	0.58	2.2				22			
Tokachi-Oki	16 May 1968	7.9	8.0	8.2	28	150	RT	4.1	12	3.5			37			
Saitama	1 Jul. 1968	6.1	5.8	0.019	10	6	T	0.92	1	0.9	3.4		100			
Iran	31 Aug. 1968	7.3		1	80	20	LS	2.1	4.7				58			
Portuguese	28 Feb. 1969	8.0		5.5	80	50	T	2.5	6.1				33			
Kurile Islands	11 Aug. 1969	7.8	8.2	22	180	85	T	2.9	12	3.5	2.8		35			
Gifu	9 Sep. 1969	6.6	6.6	0.035	18	10	LS	0.6	1	1.7	2.5		28			
Peru	31 May 1970	7.8	7.9	10	130	70	N	1.6	8.7	2.5			28			
San Fernando	9 Feb. 1971	6.6		0.12	20	14	LT	1.4	1	2.0	2.4		62			
Nemuro-Oki	17 Jun. 1973	7.4	7.7	6.7	60	100	T	1.6	7.5				35			
China	27 Jul. 1976	8.0	7.5	2	150	15	RS	2.7								

Symbols:

- M magnitude from local data, e.g. magnitude in 'Rika-nenpyo' (*Annual Table of Scientific Constants*; Maruzen Publishing Co., Tokyo) for the Japanese earthquakes;
 - M_s surface wave magnitude;
 - M_w magnitude calculated from the seismic moment (see Kanamori, 1977);
 - M₀ seismic moment in 10²¹ dyn cm;
 - L fault length (km);
 - D fault depth (definition should be slightly changed for a buried fault) (km);
 - Slip type - N, normal; T, reverse; S, strike-slip; RS, right-lateral; LS, left-lateral; RT, reverse with right-lateral; LT, reverse with left-lateral;
 - U final slip (average) (m);
 - T rise time (linear ramp time function) (s);
 - T* theoretical rise time (see Geller, 1976) (s);
 - v_r rupture velocity (km s⁻¹);
 - Δσ stress-drop (bar);
 - E_s energy of seismic waves (approximate) (10¹¹ erg);
 - E_f strain-energy change in faulting (approximate) (10¹¹ erg);
 - * geodetic model, principally related to land movements
- The majority of the data are taken from Geller (1976). Further information and references to the original events may be obtained from this paper as well as from Kanamori (1977).

問題は将来起る地震の震源要素が、確定的に予測されるかどうかである。今、仮に節層の幾何学的な形状が、地震空白域の知識、プレートの運動の研究を通じて推定されたものとしよう。そうすれば、Geller (1976) の求めた実験式(表2のデータを使用)

$$\left\{ \begin{array}{l} T^* = 16 S^{\frac{1}{2}} / (7\pi^{\frac{1}{2}} \beta) \quad (S: \text{断層面積}, \beta: \beta \text{ 減速度}, T^*: \text{rise time}) \\ v_R = 0.72 \beta \quad (v_R: \text{破壊速度}) \end{array} \right.$$

から運動学的な値を決めることができる。図11は、震源立上り時間 (rise time) に関して、実験式とデータを比較したものであるが、極めてデータが少ないというくらいはあるものの、実験式の2倍の幅にはばらばらしている。一方、破壊速度の方は、この幅がどの程度か判然としませんが、地殻上層部で起る地震のそれは、2.3~2.7 km/s、プレート境界で起る巨大地震のそれは3.2~3.5 km/s程度と、比較的まとまりが良いようである。粗し、データの中には独立量として求まっていない場合も含まれている点に注意が必要であろう。

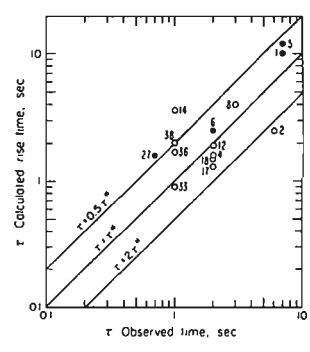


図11
Geller
による。

次に仮想東海地震を例に数値実験を行なってみる。断層モデルは、当初石橋(1976)によって与えられたが、中央防災会議では表3のように「修正」したと聞く。この2つのモデルによって、地震動などの程度異なるかを見てみよう。地下構造は1974年伊豆半島沖地震による東京での地震動シミュレーションに適した構造を用いる。従って予想する地点は東京(本郷)である。表3にない他のパラメータは、Geller(1976)の実験式も参考にし、破壊速度は3.0km/s、立ち上り時間は8.6秒とした。また断層の上端は、深さ5kmとし、破壊は南西端から円形に広がる仮定した。Love波とRayleigh波およびその加え合わせの結果を図12に示す。Aが石橋モデル、Bが中央防災会議のモデルによる。地震モーメントが5割も異なっているにもかかわらず、変位振幅には大差がないようである。これは石橋モデルのdip angleが大きく、断層が深くまで達しているが、表面波のexcitationには、深部の影響が小さいことによる。ここで注意したいことは、この波形計算はあくまで1つのサンプルであって、破壊がもっと浅い所まで進行する。あるいはrise timeはより小さい、破壊速度がより大きい場合には、簡単に2-3倍程度の振幅になり得ることである。

一方、このような大断層が一様に割れると仮定していることには問題があろう。割れ方によって「ゆらぎ」をもたせ、本誌と同種の地震の推定を井上(1981)、井上・他(1982)が行なっている。破壊理論・実験の成果をとりこむことも含め、今後の重要な課題であろう。

また、この理論地震を求めるときに用いた地下構造は、図5で理解されるように、主要な変位成分を説明する。しかし観測された波は、主要変位の後に、その5割程度の振幅でかなり長時間

表3. 仮想東海地震のモデル

Model	ISHIBASHI	CHUOBOSAI
Fault Parameter		
Length(km)	115	120
Width(km)	70	50
Dip Direction(°)	N72W	N78W
Dip angle(°)	34	20
Slip angle(°)	71	77*
Moment(dyne-cm)	1.6×10^{28}	$.9 \times 10^{28}$ *

*中央防災会議では指定していない。

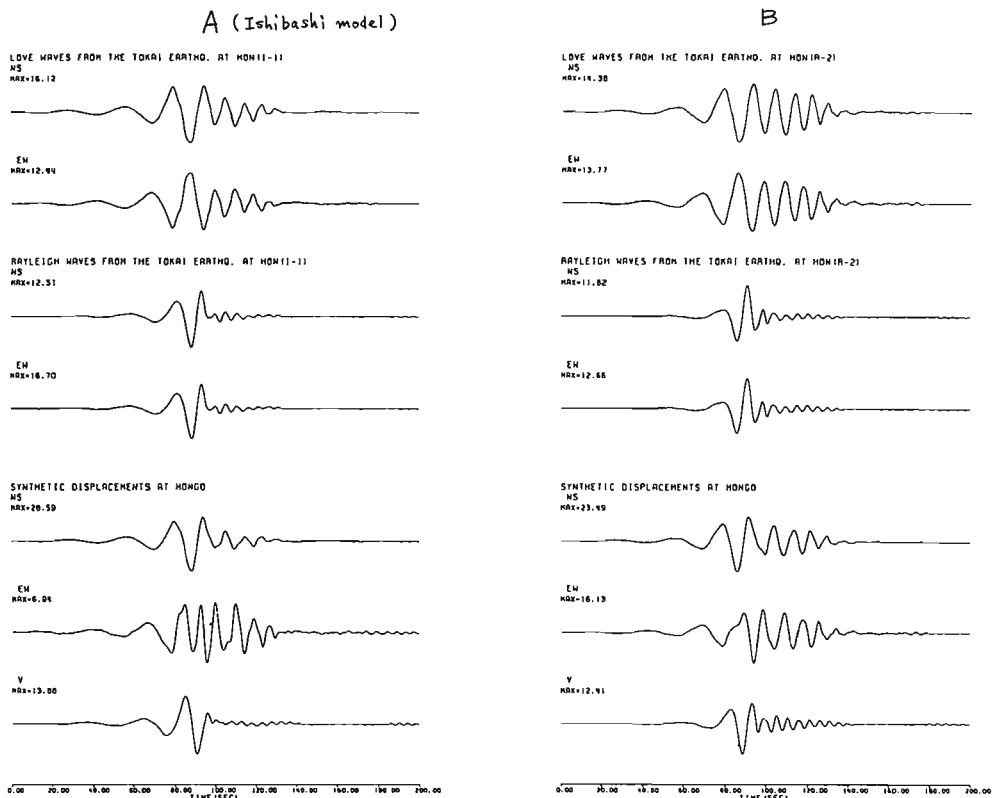


図12. 仮想東海地震による東京(本郷)における地震のシミュレーション。

続いており、シミュレーションができていない。長周期構造物は一般に減衰が小さいことを考えれば、決して
見視できる波とは言えない。また100kmを超える断層面から東京までを1つの地下構造で代表させることに
も多々問題がありそうである。

内部摩擦による地震波の減衰も、地震動の予測には重要な要素であり、正規モード解による計算には比較的
簡単にとり入れることができるが、議論している周期帯での実測値がほとんどないため、現在は一応見視して
いる。これも今後の課題として重要である。

5. おわりに

幾つかの問題をかかえながらも、采らるべき地震の断層モデルが推定できれば、少なくとも主要変位を予測
することの可能性を述べてきた。このような地震波形予測が耐震安全性の検討に有効であるか否かは、先に指
摘した幾つかの問題を解消する努力を続ける一歩、より現実的に地震を予測できるかという、地震予知・予測の
問題と深くかかわらざるを得ない。地震予知・予測は活動度の高い太平洋岸のプレート境界の地震はともかく
として、内陸で起る地震に関しては非常にむずかしいのが現状である(例えば石橋(1978))。予知の難し
さの最大の理由の一つは、いつ起るかにあるが、設計する側にとって、地震の直前予知は才士義的に必要とされ
るものではないであろうから、例えば、サイトの2~300km以内に、ここ100年程度以内に起り得る地震の像
を見出ししていくことは、地質学・地質学関係者との共同作業で不可能ではないであろうし、現にそのような努
力が一部で進行している筈である。采らるべき地震像を可能な限り具体化し、その上で地震波形を予測し、耐
震安全性を考えていく作業流れが実効力をもつことに期待したい。但し、この作業の流れは、各種の観測事実
に常にフィードバックしながら進まなければならず、観測の強化がより一層重要となろう。

嶋教授には原稿を通読していただき、貴重な御意見を頂いた。ここに深く感謝します。

参考文献

- Alsop, L.E., *Transmission and Reflection of Love waves at a Vertical Boundary*, *J. G. R.*, 71, 1966.
- フン(Y.C. Fung), *固体の力学*(大橋義夫・他訳), 培風館, 1970.
- Geller, R.J., *Scaling Relation for Earthquake Source Parameters and Magnitudes*, *B. S. S. A.*, 66, 1976.
- Harsell, S.H., et al, *The October 6, 1974 Acapulco Earthquake*, *B. S. S. A.*, 68, 1978.
- Haskell, N.A., *Radiation pattern of Surface Waves from Point Sources in a Multilayered Medium*, *B. S. S. A.*, 54¹⁹⁶⁹
- Heaton, T.H. and D.V. Helmberger, *B. S. S. A.*, 67, 1977; *B. S. S. A.*, 68, 1978.
- Helmberger, D.V., *Generalized Ray Theory for Shear Dislocation*, *B. S. S. A.*, 1974.
- Helmberger, D.V. and S.D. Malone, *Modeling Local Earthquake as Shear Dislocation in a Layered Half Space*, *J. G. R.*, 1975
- Herrmann, R.B., *SH-Wave Generation by Dislocation Sources - A Numerical Study*, *B. S. S. A.*, 69, 1979.
- 石橋克彦, *地震学会講演予稿集*, 1976; *科学*, *地震予知の実際的戦略と東海地震予知*, 48, 9, 1978.
- Kasahara, K., *Earthquake Mechanism*, Cambridge Univ. Press, 1981.
- Hudson, J.A., *A Quantitative Evaluation of Seismic Signals at Teleseismic Distances*, *Geophys. J.*, 18, 1969.
- 井上京介, *東京大学博士論文*, 1981; 井上・藤野・松原・伯野, *土木学会論文報告集*, 317, 1982.
- Kawasaki, I., *J. Phys. Earth.*, 26, 1978; Kudo, K., *2nd Microzonation Conf.*, 1978; *7th W.C.E.E.*, 1980.
- 太田・他, *地震*, 30, 1977; *地震*, 31, 1978; *地震*, 34, 4, 1981; *建築学会論文報告集*, 249, 1976.
- Sato, R., *J. Phys. Earth.*, 21, 1973a; *J. P. E.*, 21, 1973b
- 瀬尾和夫, *東京工業大学博士論文*, 1981,
- 嶋悦三・他, *震研叢報*, 51, 1976a; 51, 1976b; 53, 1978a; 53, 1978b; 56, 1981.
- Swanger, H. J., and D. M. Boore, *B. S. S. A.*, 64, 1978. (東京大学地震研究所)

耐震実験と地震波

東大生研 高梨 晃一

1. はじめに

こゝでいう耐震実験とは、地震動によって引き起される外乱のために構造物が崩壊する様を現出し、その過程をつぶさに観察するための実験と考えている。その主なものは振動台実験であつて、台上に設置された構造物あるいは構造物模型を振動させて崩壊させる実験をさすが、このほかに、近年、筆者の属する耐震研究グループが行つてきた「電算機-試験機オンラインシステム」による応答実験も耐震実験に含めることにする。このほか、起振機による実験もあるが、これについては文献¹などに報告があるので省略する。

最近のコンピュータ利用の急速な発展は構造解析をますます精緻にした。これによって静的な外力に対する構造物各部の力や変形を求めることはもとより、動的な外乱に対する力、変形の応答量もくわしく知ることができるようになった。これに伴つて、構造解析の基盤となつてゐる解析モデルが、対象としてゐる構造物の力学的特性も適確に表現してゐるか、その妥当性が根本的に問われるようになってきた。特に、解析対象が線形構造物にとどまらず、塑性体などの非線形構造物をも対象とするようになって、材料の応力-歪関係や構造要素の力-変位関係などを表わすいわゆる構成方程式の正確さが要求されている。正確な構成方程式の作成には、正確な実験結果が必要であり、材料素材の応力-歪関係を求める単純な試験から、構造体の基本要素となるものの模型実験まで力学的特性を定める精密な実験が実行されなければならぬ。解析手法の発達に実験技術の進歩を要求する結果になつてゐる。

こゝで論議する耐震実験についても事情は同じである。弾性範囲の振動性状だけでなく、塑性領域あるいは不安定領域における振動性状も解析によって知りたひ。そのためには、これら非線形領域においても忠実に重力的挙動を表現できるような解析モデルがほしいのである。しかし、構造物の地震による崩壊については未知の部分が多い。これは実地震による構造物の崩壊過程の正確な記録がないためであり、また、耐震設計にたずさる設計技術者や耐震構造の研究者の多くが崩壊過程を目撃しておらず、震災後の被害調査によって崩壊過程を想像するだけだからである。それ故、この耐震実験によって、たとへば模型によるものであつても、崩壊過程を現出し、それを正確に記録し観察することは重要である。これら基礎的な耐震実験から構造物あるいは単位となる構造要素の線形から非線形にわたる力学的特性の解析モデル化が可能となる。

2. 振動台による耐震実験例

今まで行われた振動台による耐震実験のうち、主として鉄骨造の実験例を整理したものが表1である。この表では実験の規模を示すものとして模型試験体の大きさを記し、実験の種類を示すものとして入力された地震波とその強さを記してある。この表から気づいたことを列挙すると次の通りである。

(i) 使用されている地震波

使用されている地震波で圧倒的に多いのは、1940年 EL CENTRO で記録された波の NS 成分である。この地震波は本格的な強震の記録で、古くから解析にも実験にも多用されているため標準地震としての意味が生じてあり、実験を行う際、まずこの波を使って応答を調べるといふことになるからであろう。その意味では、実験結果どうしの相互比較が容易になるが、同じ EL CENTRO 波と称していても全く同じ波とはいえず、たとへば同じ波であっても振動台の性能によっては意図通りの波形が振動台の動きに再現されていない場合があるので、入力波形に鋭敏な応答を注目するときには注意が必要である。

(ii) 相似則

若干の実験では、相似則が考慮されており、 $\lambda = \sqrt{l}$ (λ は時間の縮尺率, l は長さの縮尺率) などによって時間が圧縮された (スピードアップされた) 地震波が用いられている。しかし多くはそれがなされてゐない。

表1 振動台による耐震実験例

種別	層×スパン	構造模型 部材断面	階高(H _i) mm	固有周期 T _i (秒)	入力地震波・継続時間(秒) 最大加速度 (gal)	実験目的など	文献 No.
S	3×2	柱 H-60×40×3.1×4.3 はり H-80×40×3.1×4.3	600	T ₁ = .24 T ₂ = .09 T ₃ = .05	EC (NS) 925	解析モデルの検証	2. 3.
S	1×1	柱 H-20×20×2×1.5		~0.192	正弦波 10波	解析モデルの検証	4.
S	1×1	柱 H-30×30×1.2×1.8	250 300	.17 .133	EC (NS) (修正) 30 360, 760	解析モデルの検証	5.
S	1×1	柱 φ34×2.2 筋かい 5φ (ℓ = 950, 1,200)		.40 .39	EC (NS) (修正) 30 335, 461	解析モデルの検証	
S	1×1	柱 □-4×10	40	.058	EC (NS) 12 441 ~ 947	解析モデルの検証	6. 7.
		柱 □-6×10	80	.092			
		柱 □-7.3×10	120	.12			
S	1×1	柱 □-4×10	40	.040			
		筋かい □-3.6×2.5×57	40	.040			
		柱 □-6×10	80	.053			
		筋かい □-3.5×2.4×113	80	.053			
		柱 □-7.3×10	120	.081			
S	1×1	柱 □-10×10	150	.145 ~ .274	EC (NS) (1/2に圧縮) 10 0.5 α _γ (α _γ :降伏加速度)	質量偏在によるねじれ振 動の観察	8.
S	3×1	柱 H-26×18×1.6 H-27×24×2.0 H-25×32×2.3	430	T ₁ = .33	HA (NS) 30	設計法の検証	9.
S	3×1	柱 H-26×18×1.6 H-27×30×1.6 H-25×36×2.0	430	T ₁ = .33	HA (NS) 30	設計法の検証	
S	1×1	柱 H-15×15×1.5×1.5	153	.073, .049	EC (NS) (1/4.75に圧縮) 8	斜め30°方向の地震入力に 対する振動性状を觀察 柱断面のちがいによる振 動性状の検討	10.
S	1×1	柱 H-9.9×15×1.5×1.5	153	.071, .074	500~800		
S	1×10	柱 H-15×15×1.5×1.5	153	.303, .204	再現性は、入力波と実測波 の加速度応答スペクトルで 検討。良好		
S	1×10	柱 H-9.9×15×1.5×1.5	153	.286, .286			
S	3×1	柱 W5×16 はり W6×12	H ₁ = 6' 8" H ₂ = 5' 4" H ₃ = 5' 4"	T ₁ = .4	EC (NS) (修正) 36 560 ARTF	解析の検証	11.
S	9×3	柱 4W13 はり 6W8.5	H ₁ = 4' H ₂₋₉ = 3'	T ₁ = .5	EC (NS) (1/√3に圧縮) 10 902 PC (S74W) (1/√3に圧縮) 10 997		12.

表1 振動台による耐震実験例(つづき)

種別	層×スパン	構造模型		固有周期 T_1 (秒)	入力地震波・継続時間(秒)		実験目的など	文献 No.
		部材断面	階高(H_i)		最大加速度(gal)			
S	1×1	柱 4W13	5' 6 1/2"	.59	EC(NS) 20 681 PC(S16E) 14 980 TF(N69W) 20 598 PK(N65E) 16 454	解析モデルの検証	13	
S	3×1	柱 □-30×12 はり □-60×32	$H_1=450$ $H_{2,3}=300$	$T_1=.388$ $T_1=.386$	EC(NS) (1/2に圧縮) 5.12 576 HA(EW) (1/2に圧縮) 5.12 333	解析モデルの検証	14	
S	3×1	柱 □-30×12 □-15×12 □-11×12 はり □-60×32	$H_1=450$ $H_{2,3}=300$	$T_1=.418$ $T_1=.410$	EC(NS) (1/2に圧縮) 5.12 530 HA(EW) (1/2に圧縮) 5.12 358			
R/C	1×(1)	柱 □-6"×6"	19.5"	.19 .24 .14	EC(NS) (1/8に圧縮) 5 1254 EC(NS) (1/16に圧縮) 2.5 2352 TF(N21E) (1/10に圧縮) 4 2646	解析モデルの検証	15	
R/C	3×1	柱 □-2.5"×2.5" はり □-2.5"×3.0"	15"	.139	EC(NS) (1/2.5に圧縮) 13 TF(N21E) (1/2.5に圧縮) 13 3332	崩壊過程の観察	16	
R/C	2×1	柱 □-200×300 はり □-300×150	$H_1=1875$ $H_2=1500$	$T_1=.18$	TO(NS) (1/2に圧縮補正) 15 555 (807)	振動性状, 振動的実験結果との対応	17	
R/C	1×1	柱 □-50×60	400	.10	EC(NS) (1/4, 1/2に圧縮) 7.35, 14.7 445	振動性状, 解析モデルの検討	18	
R/C	1×1	柱 □-50×60 (壁) 同上(偏心壁)	400 同上	.05 .12	EC(NS) (1/4, 1/2に圧縮) 7.35, 14.7 625	壁の効果, 偏心壁の影響 解析モデルの検討		

注 EC:EL CENTRO, PC:PACOIMA DAM, TF:TAFT, PK:PARKFIELD, HA:HACHINOHE, TO:TOHOKU UNIV., ARTF:ARTIFICIAL

もともと模型試験体の多くが prototype を想定したものではないから相似則にこだわる必要はないが、実験の結果から実構造物の応答性状を論じることができない場合もあろう。もっとも実験の目的の一つが地震波の外乱に構造物がどう応答し崩壊していくかを観察するという、いわば定性的な結論を得る目的は達せられている。

(iii) 解析モデルの検証

ほとんどすべての耐震実験の目的は、構造物が塑性化したとき、その非線形な応答を記述する解析モデルの検証にある。特に、弾塑性領域にわたる復元力特性の数式モデルの妥当性の検討である。すなわち、履歴法則をどう定めれば、より良く応答性状を記述できるかを問題にしている。粘性減衰も測定されているが、これも解析モデルの検証の一環で、解析結果と実験結果に整合させるために必要である。このような実験目的であるから、入力地震波としてはどんな性質を具備していなければならぬかといった議論はなされていない。

3. 電算機-試験機オンラインシステムによる応答実験例

この応答実験法は筆者の属する東大生研内の耐震研究グループが開発したもので、この数年、同方法による鉄骨造、鉄筋コンクリート造の応答実験例を発表してきた。参考のためにその基本原理を概説し、振動台実験との関連について述べたい。図1は、このシステムにおける解析の流れを示したものである。同図中、右の点線で囲んだ部分がそれで、Hybrid System と示されているごとく、このシステムは電算機-試験機を有機的に結合させたもので、電算機内で運動方程式を積分する際、復元力を同時進行する試験体模型の加力実験によって知ろうとする所にその特徴がある。したがって、左の点線で囲んだ部分が示す電算機による解析のうち、復元力特性の数式モデルを実験による復元力の測定に置換えたものに過ぎない。もし、試験体模型が質点系に近いものであって、質量が点に集中していると考えられるなら、図2に示すように、復元力の瞬間の実測値を用いて計算した応答変位を直接質点位置に与えることによって、振動台が基礎部を振動させて質点に応答変位を生じさせると同じことを行うことができる。ただオンラインシステムによる解析では、電算機内の積分計算や試験機の制御に時間の制約があり、実時間の実験は困難な場合があるので、時間に依存する力学的特性を持つ構造物の応答解析はそれなりの限界がある。

表2は、オンラインシステムによる解析例を集めたものである。同表の模型試験体の寸法から分るように、このシステムにおける実験では試験体の大きさに制約がないので、比較的大きな近い試験体を作ることができる。これは大きな利点であって、地震時に実構造物がどのように崩壊していくかを寸法効果を気にせず観察できるし、実際の構造物に用いられているものと同じ構造詳細が実現できるため、解析モデルによる解析では知ることのできない地震時挙動を再現して見ることが可能となる。

オンラインシステムによる解析では、模型試験体に実際の質量が存在しなくてよい。質量は運動方程式を解くとき計算機内で想定できる。P-Δ効果も計算上想定できる。したがって、任意の質量を定められるから、解析に都合のよい固有周期も決定できる。今までの例では、崩壊過程を観察しようとする場合が多かったので、入力しようとする地震波の応答スペクトルなどを参考にして、構造物が塑性化し、みかけの周期が長くなったときに大きな応答が出現するよう固有周期を定めている。

表2の解析例でも用いられている地震波は限られている。これらの地震波は、その最大加速度値で規準化した場合、同じ大きさの波でも構造物に大きな被害を与えるものと考えられる。

表2の解析例でも用いられている地震波は限られている。これらの地震波は、その最大加速度値で規準化した場合、同じ大きさの波でも構造物に大きな被害を与えるものと考えられる。

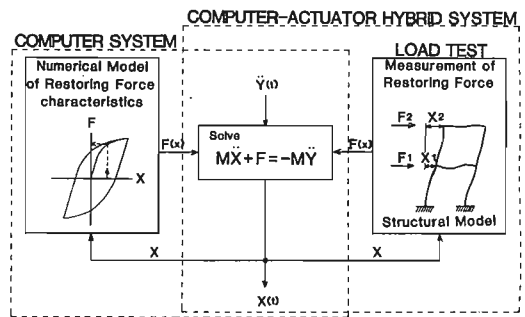


図1 電算機による解析とオンラインシステムを用いた解析の基本流れ図

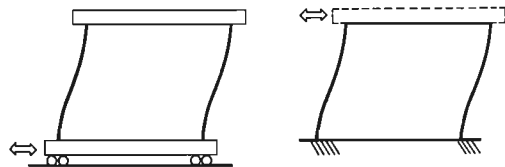


図2 振動台による耐震実験(左)とオンラインシステムによる耐震実験(右)の概念図

表2 電算機-試験機オンラインシステム(擬動的)による解析例

種別	構造模型			固有周期 T_i (秒)	入力地震波・継続時間(秒) 最大加速度 (g)		実験目的など	文献 No.
	層×スパン	部材断面	階高 (H_i)					
S	2×1	柱 H-150×150×7×10 はり H-200×100×6×8	$H_1=1550$ $H_2=1500$	$T_1 = .43$	HA (NS) 372	8	オンラインシステムの検証	19
S	2×1	柱 H-150×150×7×10 はり H-200×100×5.5×8	$H_1=1300$ $H_2=1500$	$T_1 = .50$	HA (EW) 408	8	解析モデルの検証	20
S	2×1	柱, はり 同上 (はりにホルト接合)	同上	$T_1 = .49$	HA (EW) 408	8	解析モデルの検証 ホルト接合部にすべり	
S	1×1	柱 H-70×70×6×6	890	$T_x = .81$ $T_y = .50$	HA (NS-EW) 346 EC (NS-EW) 222	10 10	2方向入力に対する柱 の応答性状・崩壊	21
R/C	1×1	柱 □-150×150	600	0.15 ~ 0.6	HA (NS) 475	10	応答性状の観察 解析方法の検討	22
R/C	1×1	柱 □-150×150	888	.2	HA (NS) 303	10	同上	23
R/C	1×1	同上	同上	.4	HA (NS) 267	10	同上	
R/C	1×1	柱 □-150×150	888	.2 .4	HA (NS-EW) 229-186	10	2方向入力に対する柱 の応答性状・崩壊	24
R/C	2×1	柱 □-150×150 はり □-180×150	$H_1=1021$ $H_2=1000$	$T_1 = .42$	HA (NS) 108	10	応答性状の観察 解析方法の検討	25
R/C	1×1, 2	柱 □-50×60 壁付	400	.14~.87	HA (NS-EW) 42.3-17.2	10	2方向入力に対する柱 の応答性状	26
R/C	1×1	柱 □-150×150	888	.23, .4	HA (NS-EW) 75.9-61.7	10	同上	
R/C	2×1	柱 □-200×200 はり □-300×150	$H_1=1875$ $H_2=1500$	$T_1 = .18$	TO (NS), (1/2に圧縮, 振動台 上の実測波) 555	8.5	振動実験結果との対応 解析方法の検討	27

注 EC:EL CENTRO, HA:HACHINOHE, TO:TOHOKU UNIV.

4. 耐震実験の目的

実験には常に正確さが要求されるが、試験機的能力や測定器の性能に限界があるから、過去においては必ずしも完全な実験ばかりとは限らなかった。しかし、解析方法の発達は事情を変えて、ある。精緻な解析にたえる精巧な数学モデル、解析モデルを作成するためには正確な実験が必要である。以下、筆者らの行った実験例をもとに、今後さらに推進すべき耐震実験の主題について二、三述べたい。

(i) 入力エネルギーの大きさ

一つの地震波に対して、構造物がうける入力エネルギーの大きさは、構造物が弾性状態にあるか、塑性状態にあるかに関係なくほぼ一定値であるといわれている(文献28)。図3はその解析であるが、それぞれの入力された地震波に対して、完全弾塑性の復元力特性をもつ構造物のうける入力エネルギーの大きさはそれほどばらつかないことが分る。したがって、入力エネルギーという概念は耐震設計を行う上で都合のいいものである。事実、これを

用いた設計法の提案がある(文献29)。そこで、入力エネルギーのもつこの性質も実験によって確かめておくことは重要である。上記解析は完全弾塑性の復元力特性という解析モデルに基づいて行われたものであり、実際の構造物はもっと複雑な復元力特性をもっているからである。図4は表1(文献14)にあげた振動台実験の骨組模型であるが

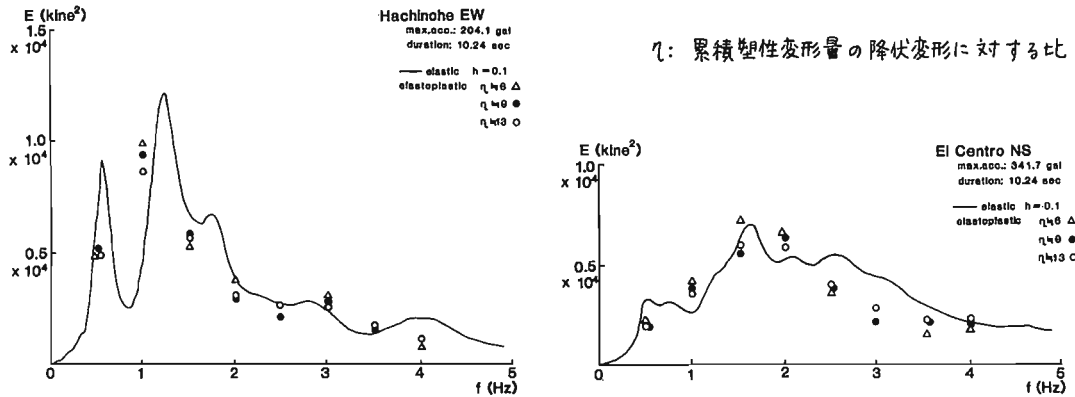


図3 単位質量当りの入力エネルギー量 E

それぞれの骨組模型について El Centro 波, Hachinohe 波で振動させたときの入力エネルギーの測定値を表3に示してある。同表にはまた、骨組模型の復元力特性を Bilinear, Trilinear と仮定したとき、同じ地震波に対する入力エネルギーの計算値も示してある。この計算のとき、解析モデルの適、不適をみるために図5に示した直線の勾配をいろいろ変えている。表3の結果をみる限り、解析モデルを変えても入力エネルギーはそれほど大きく変動せず、実験値に対して 80~110% の範囲に入っている。したがって、図3の結果と併せて、対象とする地震波が決まれば、その地震が作用したときの骨組に入るエネルギー量は十分予測可能であるといえる。

(ii) 応答変位

入力エネルギー量に対して、応答変位量はばらつきが大きく、

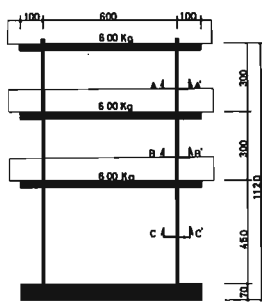


図4 振動台実験に用いた骨組模型

Aタイプ
柱断面 □-12x30

Bタイプ
柱断面 □-12x30
□-12x15
□-12x11

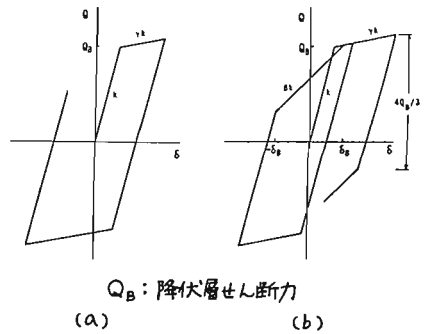


図5 Bilinear と Trilinear の復元力特性モデル

表3 入力エネルギー量の実験値と解析値

Model Earthquake	A		B		
	EC(NS)	HA(EW)	EC(NS)	HA(EW)	
Experiment	8.52 t cm	8.47 t cm	7.73 t cm	9.73 t cm	
Tri-	B = 0.3 y = 0	7.75 (0.91)	8.15 (0.96)	7.49 (0.97)	9.08 (0.93)
	0.5	7.57 (0.89)	7.68 (0.91)	7.58 (0.98)	8.60 (0.88)
	0.7	7.39 (0.87)	7.32 (0.86)	7.72 (1.00)	8.51 (0.87)
Bi-	y = 0	7.31 (0.86)	7.24 (0.85)	7.64 (0.99)	8.26 (0.85)
	B = 0.3 y = 0.03	8.06 (0.95)	8.49 (1.00)	7.55 (0.98)	9.34 (0.96)
	0.5	8.05 (0.94)	7.83 (0.92)	7.72 (1.00)	8.70 (0.89)
Bi-	0.7	7.88 (0.92)	7.57 (0.89)	8.03 (1.04)	8.26 (0.85)
	y = 0.03	7.59 (0.89)	7.40 (0.87)	8.28 (1.07)	7.88 (0.81)

表4 応答変位(1層)の実験値と解析値

Model Earthquake	A		B		
	EC(NS)	HA(EW)	EC(NS)	HA(EW)	
Experiment	4.57 cm	4.33 cm	2.88 cm	4.26 cm	
Tri-	B = 0.3 y = 0	4.49 (0.98)	4.81 (1.11)	3.40 (1.18)	4.63 (1.09)
	0.5	6.70 (1.47)	6.22 (1.44)	2.25 (0.78)	6.90 (1.62)
	0.7	5.42 (1.19)	5.36 (1.24)	5.80 (2.01)	2.77 (0.65)
Bi-	y = 0	6.63 (1.45)	5.52 (1.27)	6.02 (2.09)	4.65 (1.09)
	B = 0.3 y = 0.03	3.88 (0.85)	4.34 (1.00)	2.67 (0.93)	4.48 (1.05)
	0.5	4.48 (0.98)	5.27 (1.22)	2.37 (0.82)	5.84 (1.37)
Bi-	0.7	4.09 (0.89)	4.78 (1.10)	2.97 (1.03)	3.64 (0.85)
	y = 0.03	4.15 (0.91)	5.00 (1.15)	2.57 (0.89)	4.99 (1.17)

Bi- : 図5(a) Tri- : 図5(b) () は実験値に対する比

その予測は困難である。表4は同じく図4の模型を用いた振動実験で求めた値と、図5の復元力特性モデルを用いた解析値を示したもので、各数値は表3の各値に対応している。これより分るように、入力エネルギー量がよく実験に合っている解析でも応答変位量は相当実験値から離れている場合がある。それに、復元力特性モデルによってもかなりのばらつきが生じ、これも予測することは困難である。図6は同じ実験値に対して、予測が非常に

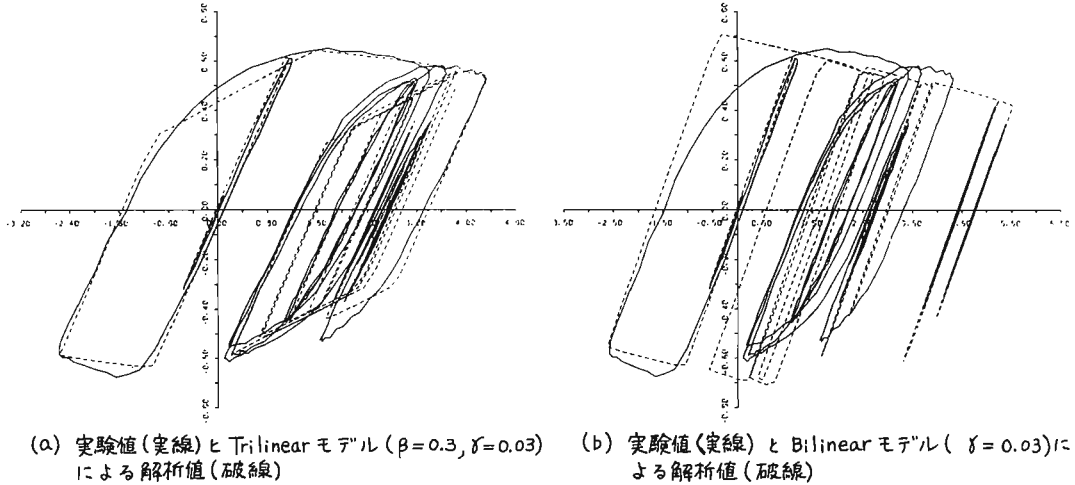


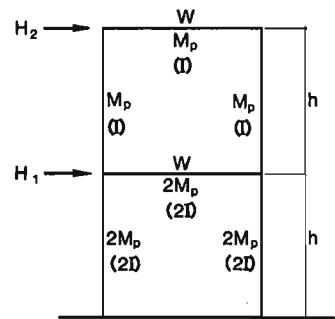
図6 A模型がHA(EW)波をうけたときの、第1層における(復元力+減衰力)と層変位の関係

よくできた場合とそうでない場合の例も示したもので、応答変位量が設計において重要な因子になる場合には、解析モデルは十分な調査(実験など)の上決定されねばならない。

(iii) 保有水平耐力

新しい建築基準法施行令が施行されて以来、法令で規定されている保有水平耐力の定義やその算定方法についての論議が盛んである。建設省の通達では、極限解析という崩壊荷重をもって保有水平耐力と定義しているが荷重の定義があいまいなので、すっきりした解答が出せないのが現状である。簡単な例として図7の骨組をとりあげ、保有水平耐力と地震応答による慣性力との関係について考えてみよう。

もし、外力として図7に示す水平力 H_1, H_2 だけを考えることにすると、この H_1, H_2 のあらゆる組合せに対して崩壊荷重を求めると、結局、安全荷重域と呼ばれる荷重領域が得られる。図7の例では、図8の多角形AB CDEFがそれであって、この多角形内部の点で表わされる荷重の組合せに対しては崩壊は生じない。一方、塑性ヒンジの存在を仮定して応答解析を行ない、1, 2層の慣性力の組合せを図8の点で表現し、時刻と共に変化



W: 床重量, M_p : 全塑性モーメント
 I: 断面2次モーメント

図7 2層1スパンの剛接骨組

する様子を点の軌跡として示す。図(a)はほとんど弾性振動であるが、図(b)は弾塑性振動であって、多角形に接している部分は、その崩壊形が生じて塑性変形していることを表わしている。図(b)から分るように、時刻によって軌跡は辺AFに接したり、辺ABに接したりしている。これはもちろんその時の崩壊形が異なっていること意味しているから、地震による崩壊も結局は応答解析をやってみないと分らないということになる。また、この応答計算では、塑性ヒンジはその塑性耐力を維持したまま十分な塑性回転をすると仮定しており、実際の構造物で生ずるような局部座屈などの不安定現象は考慮されていない。また、鉛直荷重によるP- Δ 効果も考慮されていない。したがって実際には、塑性状態になった早期に倒壊することもあり得るのであり、できるだけ実状にあ

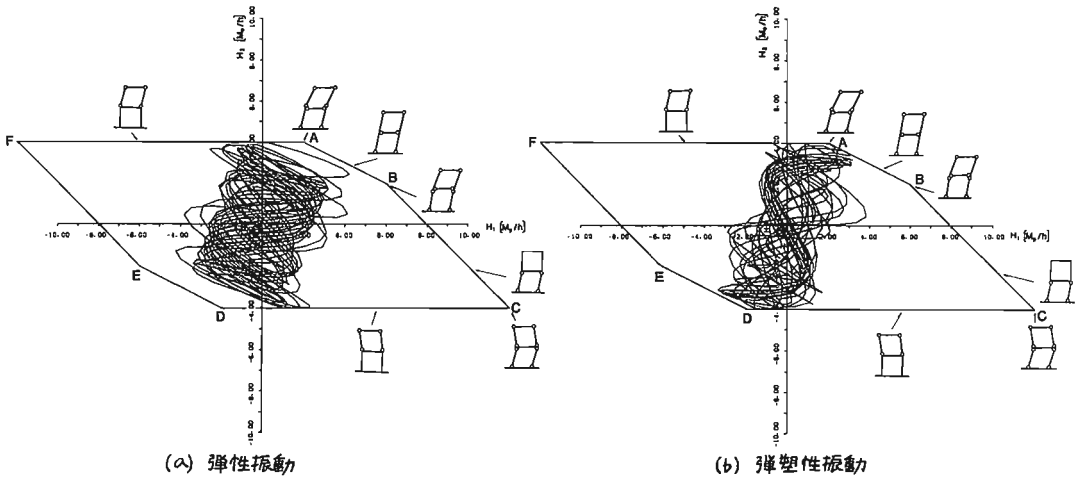


図8 剛接骨組(図7)の安全荷重域とEL CENTRO(NS)波に対する応答で生ずる慣性力($T_0=0.4$ 秒)

った復元力特性モデルを作成する必要がある。そのためにも耐震実験は重要である。

5. まとめ

さきに述べたように、耐震設計の一環として行う応答解析では、できるだけ正確に実挙動を記述できる解析モデルの設定が必要であり、そのためには、精密な耐震実験を行って応答性状や崩壊過程を調べる必要がある。現在はできなくても、近い将来、十分な精度で応答挙動を予測することは可能である。そうなるに、対象とする地震とはどんな性質をえなえたものであるべきかという最初の問題に立ちかえってしまうのである。

参考文献

1. 日本建築学会, 建築物の耐震設計資料, 1981
2. 岡田, 武田, 吉岡, 表, 中川, 鉄骨造3層2スパンフレームの衝撃荷重実験および鉄骨造3層2スパンフレームの振動実験, 大林組技研所報7, 1973
3. 昇高, 岡田, 武田, 表, 鉄骨造3層2スパンフレームの共振実験による減衰定数の検討, 大林組技研所報13, 1976
4. 山本, 鉄骨建築の動的崩壊挙動に関する研究, 建学大会 P.1101, 1976
5. 加藤, 秋山, 鈴木, 深沢, 鋼構造模型の動的崩壊実験, 建論 241, 1976
6. 若林, 中村, 吉田, 井上, 正統外柱型を受ける小型鉄骨組模型の動的破壊実験, 建学大会 P.821, 1975
7. 若林, 中村, 吉田, 若井, 高井, 振動台を用いた鋼構造骨組の動的加振実験(その1)~(その3) 建学大会 P.1399, 1978 同 P.981, 1979, 同 P.1373, 1980
8. 若林, 藤原, 中村, 富田, 一層鋼骨組の偏心質量による揺れ振動に関する実験的研究, 建学大会 P.1909, 1981
9. 石九, 鋼構造模型の設計とその振動実験 1980
10. 藤本, 黒田, 岡田, 斎藤, 鋼構造立体多層骨組の動的弾塑性応答に関する模型実験(その1)(その2) 建学大会 P.1415, 1981
11. Tang, Clough, Shaking Table Earthquake Response of Steel Frame, Proc. ASCE, ST1, 1979
12. Huckelbridge, Earthquake Simulation Tests of a Nine Story Steel Frame with Columns Allowed to Uplift, Report No. UCB/EERC-77/23, 1977
13. Valdimarsson, Shah, McNiven, Linear Models to Predict the Nonlinear Seismic Behavior of a One-story Steel Frame, Report No. UCB/EERC-81/13, 1981
14. 向野, 鋼構造多層骨組の動的弾塑性挙動に関する実験的研究, 東大修士論文, 1982
15. Takeda, Sozen, Nielsen, Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proc. ASCE, ST12, 1970
16. Otani, Sozen, Simulated Earthquake Tests of R/C Frames, Proc. ASCE, ST3, 1974
17. 窪田, 北川, 久保, 鉄筋コンクリート造試験体による動的加力実験手法に関する研究(その1), (その2) 建学大会 P.899, P.881, 1981
18. 久野, 岡田, 関, 鉄筋コンクリート立体模型の振動破壊実験(その1), (その2), 学建大会 P.1309, 1976, P.1897, 1977
19. 高梨, 宇田川, 田中, 電算機-試験機オンラインシステムによる構造物の非線形地震応答解析(その3) 建論 No.288, 1980
20. 谷口, 高梨, 田中, 同上(その5) 建論 No.295, 1980
21. 谷口, 2方向水平地震を受けるH形鋼柱の弾塑性応答性状に関する研究, 東大修士請求論文 1981
22. 岡田, 関, 電算機-アクチュエータオンラインシステムによる鉄筋コンクリート骨組の地震応答実験(その2) 建論 No.279, 1979
23. 関, 岡田, 同上(その3) 建論 No.280, 1979
24. 朴, 岡田, 関, 2方向地震入力に対する鉄筋コンクリート建物の応答(その4. オンライン実験より得られた破壊性状の検討) 建学大会 P.1483, 1978
25. 新使川原, 関, 岡田, 電算機-アクチュエータオンラインシステムによる鉄筋コンクリート造2層骨組の非線形地震応答(その1), (その2) 建学大会 P.1421, 1979, P.1547, 1980
26. 岡田, 岡田, 関, 鉄筋コンクリート造立体骨組の2方向地震入力に対する応答実験(その1)(その2) 建学大会 P.1279, 1281, 1981
27. 上之園, 窪田, 長瀬, 北川, 芽村ほか, 鉄筋コンクリート造試験体による動的加力実験手法に関する研究(その3), (その4), 建学大会 P.893, P.885, 1981
28. 加藤, 秋山, 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 建論 No.235, 1975
29. 秋山, 建築物の耐震極限設計, 1980

MEMO

MEMO

MEMO

MEMO