



198

大規模特殊事業計画調査	
トンネルに関する試験調査	
耐震調査	資料 No. 1

土木研究所資料
第746号

沈埋トンネルの耐震設計に関する調査報告

—沈埋トンネルの耐震設計指針作成のための予備調査—

昭和47年3月

建設省土木研究所
構造橋梁部 振動研究室

ま え が き

沈埋工法によるトンネルの施工法が、近年、わが国において脚光を浴び、道路事業における道路網整備に渡海、渡河の手段として、沈埋トンネルが積極的な役割を果す趨勢となつてきている。

土木研究所においては、大規模特殊事業計画調査の一環として橋や盛土などと共に沈埋トンネルについても調査研究を進めてきている。これらの調査研究の中でも、特に、沈埋トンネルの耐震性に関する事項は解決を急がれている。

このような事情のもとにおいて、土木研究所は、この問題解決の一端を土木学会に委ねることとし、「沈埋トンネルの耐震性について調査研究し、その耐震設計指針を作成する」ための調査研究を昭和46年度を初年度として土木学会に委託した。

本印刷物は、土木学会において昭和46年度に調査研究された内容の概報である。広く関係者に御紹介し、より耐震的な沈埋トンネル建設の一助となることを念願する。

昭和47年3月

建設省土木研究所

振動研究室長

建設省土木研究所

昭和 4 6 年度

沈埋トンネルの耐震性に関する調査研究報告書

昭和 4 7 年 3 月

社団法人 土 木 学 会

序 文

本報告は、建設省土木研究所から委託された“沈埋トンネルの耐震性に関する調査研究”に対し、土木学会内に“沈埋トンネル耐震設計研究委員会”を設置して進めてきた調査研究の昭和46年度（初年度）の成果をとりまとめたものである。

沈埋トンネルは水底トンネルの建設法として、現在では最も有力な方法であることは明らかであり、特に1950年頃からそれまでのシールド工法にとつて代つて、大断面の大規模な水底トンネルには沈埋トンネル工法が用いられるようになっていく。わが国においても京葉線多摩川トンネル、東京港横断トンネル、衣浦港横断トンネル等の大型トンネルが、最近完成、あるいは工事中であるが、その他に計画中のものも多数あり、わが国における臨海地域の開発、発展の方向からみて、将来も道路、鉄道、上下水道等の連絡施設として大規模な水底トンネルが沈埋トンネル工法によつて建設されるであろうことは容易に考えられる。

しかしながら構造物としての沈埋トンネルを考えると、解決しなければならない問題も多く、その中でも世界有数の地震国であるわが国では特に耐震性に関する検討が最も重要な項目と考えられる。沈埋トンネルが比較的軟弱な水底の地盤中に浅く埋設され、重量としては掘削された土よりも軽く、かつ比較的長大であるという特殊な構造物であること、沈埋トンネルの目的が道路、鉄道等の公共施設で重要なものが多く、一度、地震によつて激しい被害を受けた場合、その被害が及ぼす影響は想像を絶するものがあり、また復旧も容易ではないと思われることから、耐震設計法の研究にあつては次のような問題点が見い出される。

- 設計に考慮すべき地震の規模と振動特性（波長、振巾、振動数等）
- 地震時における地盤と沈埋トンネルの挙動の関係
- 沈埋トンネルの耐震安全度と耐震上必要とされる構造
- 地震時における沈埋トンネルの緊急保安対策、管理方法

等である。

現在まで耐震性を考慮して設計された沈埋トンネルの外国の例はBARTトンネルとDeas Islandトンネルの2例に過ぎないし、わが国においても現在これらの問題点を解明できるような研究や観測が充分に行なわれているとはいへない状況にあるが、本委員会では新しい研究成果をも取り入れながら現時点における耐震設計に対する考え方、指針を作成しようと努めている。

もとよりこのような重要な、難しい問題を解明するには短時日で終るものではなく、本研究も昭和46年度より3ケ年計画で継続研究する予定であるが、差当つて各地で多くの沈埋トンネルの計画が検討されていることを考えて、初年度の報告として現時点での研究の結果を報告するものである。問題点として挙げた事項のうち不十分な検討に終つていたり、全く言及されていない項目もあるが、それ等は今後の調査、研究で埋めていく積りである。

この報告が当面の沈埋トンネルの計画、設計の良き指標となれば幸いである。

昭和47年 3 月

沈埋トンネル耐震設計研究委員会委員長

岡 本 舜 三

昭和46年度 沈埋トンネル耐震設計研究委員会委員名簿(50音順)

委員長	岡本 舜三	埼玉大学
副委員長	伊吹山 四郎	建設省土木研究所
委員	上前 行孝	首都高速道路公団
"	久保 慶三郎	東京大学
"	小坪 清真	九州大学
"	後藤 尙男	京都大学
"	林 聡	運輸省港湾技術研究所
委員兼幹事	青木 義典	運輸省港湾技術研究所
"	石原 研而	東京大学
"	岩崎 敏男	建設省土木研究所
"	岡田 郁生	首都高速道路公団
"	勝又 護	気象庁地震課
"	△ 栗林 栄一	建設省土木研究所
"	榎井 彰雄	電力中央研究所
"	杉田 秀夫	本州四国連絡橋公団
"	住吉 幸彦	建設省近畿地方建設局
"	高木 幹司	東京都交通局
"	立石 俊一	建設省土木研究所
"	◎△ 田村 重四郎	東京大学生産技術研究所
"	辻 勝成	建設省土木研究所
"	△ 土田 肇	運輸省港湾技術研究所
"	長井 典雄	建設省中部地方建設局
"	深水 正元	建設省関東地方建設局
"	藤原 俊郎	国鉄鉄道技術研究所
"	水谷 敏則	建設省土木研究所
"	山下 生比古	運輸省才二港湾建設局
"	山村 和也	建設省土木研究所

◎印：幹事長

△印：分科会主査

目 次

序 文

名 簿

委 員

第Ⅰ編 総 論	1
1. 研究委員会の設立	1
2. 研究の方法	1
3. 委員の活動状況	3
4. 研究成果の概要	4
第Ⅱ編 地震動に関する研究成果	7
1. 概 説	7
2. 地 震	7
3. 地震動の特性	28
4. 地震動の観測	42
5. 設計上考慮する地震動	43
第Ⅲ編 地盤に関する研究成果	51
1. 概 説	51
2. 地盤の調査	52
3. 地盤に関する諸定数	58
4. くり返し応力による地盤の変化	80
5. 地盤震害例	81
第Ⅳ編 耐震設計に関する研究成果	83
1. 概 説	83
2. 地中構造物の震害例	83
3. 沈埋トンネルの静的耐震設計例	86
4. 沈埋トンネルの動的耐震設計例	91
5. 沈埋トンネルの地震応答解析法	103
6. 付 録	105
付録 A	105
付録 B	110

第 I 編 総 論

1. 研究委員会の設立

昭和43年度から45年度にかけて、すでに3か年にわたって、土木学会は建設省土木研究所の委託に応じて、沈埋トンネルの設計法と施工法に関する研究を、学会に常設されているトンネル工学委員会の下部機構として発足した委託研究のための沈埋トンネル小委員会を中心に審議を進め、その成果として「沈埋トンネルの設計・施工法に関する調査報告書」を取りまとめ、昭和46年3月に「沈埋トンネル要覧」として公表した。

上述の報告書は、沈埋トンネルをはじめとして、軟質土層中に建設される各種のトンネル工法の沿革を追いつながり、今日における沈埋工法の位置づけをし、世界各国における沈埋工法によるトンネル建設の状況から、今後は、それが渡河・渡海の手段として橋と並び立つ将来性のある工法であることを提唱している。

このような、従来の研究成果を承けると共に、道路事業における沈埋工法の採用の活発化にともなつて、日本における本工法の合理的な適用を図るための重要な因子の一つとして耐震性に関する問題が積極的な議論の標的となり、国内外を問わず、各種の耐震設計の理念が提案され、本工法による構造物の地震時の安全性について多大の関心が払われるに至つてきた。

提案されてきた耐震設計の理念は、既往の震害の事例ならびに各種の構造物の従来からの耐震設計法などを踏まえて、省察を施した経験的な考え方から、解析および実験などの斬新な方法ならびに観測上の事実などを集成した学理的な方法まで、実に広い範囲の知見にわたっている。

このような状況の下にあつて、これらの各種の理念を最も合理的に採り入れた沈埋トンネルの耐震設計法を、広く知識を集めて研究し、実用化することの必要と責務を負つてきた建設省土木研究所の要請により、問題解決の一端が土木学会に委ねられることになつた。

沈埋トンネル耐震設計研究委員会は、上述の事情のもとに土木学会の委託研究に関する委員会として、約3か年を充当し、「沈埋トンネルの耐震性に関する研究を行ない、その耐震設計指針を作成する」ために昭和46年7月に発足した。本研究委員会は、土木学会の常置委員会からは独立して組織されており、この分野における工学および技術の専門家によつて構成されている。

審議の予定としては、昭和47年度上期に、耐震設計指針第1次案を了稿し、昭和48年度内に最終案を提示することになっている。

2. 研究の方法

この型式のトンネルは約70年の歴史をもっているが、地震活動の激しい地域に建設された例が少く、利用環境からの理由もあつて、その耐震性はそれ程問題視されてこなかつた。しかるに近年に至り、地震国である本邦に於いて、河底・海底を通過する重要な交通路として注目される様になり、耐

震性の究明と耐震設計方法、基準及び構造の確立が早急に解決すべき課題となつて来た。

最近実施された沈埋トンネルや地中埋設管の地震観測及び、現場、室内で行つた模型実験によつて、その動的性質が次第に明らかにされつつあり、トンネルの地震時の挙動が埋設されている地盤の動的性状や土質に密接に関連していることが分つて来た。

この様な構造上からの課題と併せて、トンネル建設の目的、トンネルの果す機能、重要性、規模、事故の修復性等を総合した耐震性検討の基本となる課題を検討する必要がある。これは地震時の安全性の規準、トンネルの維持管理、緊急時の対策等の諸問題を含むと共に、設計対象とする地震動の強さ、材料の設計強度の考え方等の構造面の諸問題とも関連している。

之等の複雑に関連し、しかも究明が容易でない諸課題を早急に解決して行くためには、研究の効果的な進め方が要求されるのである。

才一回の委員会においてこのことが検討された。その結果、委員会の下に夫々の課題を専攻的に検討する次の3つの分科会が設置されることになった。

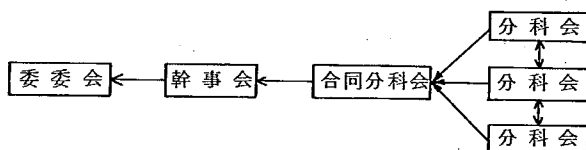
地震動分科会 地盤分科会 構造分科会

地震動分科会は、設計地震の規模、地震動の特性、並びに地震観測を含めて設計地震動の主に一般的な検討を行い、地盤分科会は建設地点における地盤の動的特性、地盤の地震時の安定性、更に構造周辺土砂やトンネルと関連した土構造の地震時の安定を研究し、構造分科会はトンネルの地震時の動的挙動を調査し、構造上より耐震性、安定性を検討すると共に保守管理の面より運営と安全の検討を分担する。

夫々の分科会の研究テーマは固定的なものではなく研究調査の進展に従つて発展的に変化するであろうし、又夫々密接に関連していることは勿論である。

そこで各分科会での個別的な研究の推進と平行して分科会相互の調整をはかることは、夫々の立場からトンネルの耐震性を総合的に検討する上で有効である。このために適宜合同分科会を開催し、この種の機能を發揮させることとした。

この様に研究組織は多重構造としたが、図式的に示すと下図の様になる。この組織を基本として運営して行くことになるが、必要があれば適宜改変されることになる。



委員会は年3回程度、幹事会は2ヶ月に一度程度分科会は月一度程度開催されるものとし、何れの場合でも全委員が出席することが出来ることとした。

分科会の構成は次の通りである（昭和47年3月現在）。

地震動分科会

岩崎敏男 勝又護 桜井彰雄 ◎田村重四郎 土田肇 藤原俊郎

地盤分科会

石原研而 岩崎敏男 栗林栄一 桜井彰雄 田村重四郎 ◎土田肇 藤原俊郎 山村和也

構造分科会

青木義典 岡田郁生 ◎栗林栄一 杉田秀夫 住吉幸彦 高木幹司 立石俊一 辻勝成

長井典雄 深水正元 水谷敏則 山下生比吉

◎ 分科会主査

3. 委員会の活動状況

昭和46年度の委員会の活動状況は下表に示す通りである。なお見学会、講演会にあたっては、建設省近畿地建阪神国道工事々務所、阪神高速道路公団、神戸市開発局、大阪新幹線工事局神戸工事区、科学技術庁防災科学技術センターの各位、ならびに大阪市大風間助教授、東大震研松田助教授の方々の御協力を得た。

日 時	場 所	会 合 名				備 考
		委 員 会	幹 事 会	合 同 分 科 会	主 査 幹 事 会	
昭和46年 7月13日	学 会	I				
8月20日	学 会		1			
9月 6日	学 会		2			
9月28日	学 会		3			
10月14日	学 会	II		1		10月9日 主査打合会
10月 ²⁹ ₃₀ 日	大 阪		4			南港連絡橋 ポートアイランド 六甲トンネル 見学
11月16日	学 会					講演会「断層について」 東大震研 松田助教授
11月18日	学 会			2		
11月29日	筑 波					沈埋トンネル模型振動実験見学
昭和47年 1月12日	学 会		5			
1月27日	学 会				1	
2月29日	学 会		6			2月28日構造分科会 静的設計班打合会
3月10日	学 会				2	
3月16日	学 会	III				

注) 昭和46年7月13日に学会で研究会発足準備打合せ会を開いた。

4. 研究成果の概要

4.1 地震動に関する研究成果の概要

地震動に関しては次の4つの項目について研究を行っている。

i) 地震 ii) 地震動の特性 iii) 地震動の観測 iv) 設計上考慮する地震動

i) では沈埋トンネル建設地点での設計対象地震の規模、性質等について一般的見地より検討を行い、ii) では地盤の動的特性と関連して地震動の性質を調べ、iii) ではトンネルの力学的挙動の研究と保安・管理の立場より地震観測を検討し、iv) では建設地点での設計地震動をきめる際の考慮すべき事項を一般的に検討する事を夫々目指している。

本年度においては調査研究すべき事項を挙げて検討し之を位置付けし、その幾つかの事項について研究を行った。未だ検討を始めた段階であり、充分な整理はなされていないが、主なものをあげれば次の様な事項がある。

1) 本邦における主な地震の資料

地震資料の信頼度、適用範囲に関する事項

地震の規模に関する事項

ロ) 地震の規模と震央距離の関係

ハ) 設計地震動を考慮する場合の基本的位置付け

設計地震動………地盤変形

何れの事項も相関連しているので、総合的な立場で検討が加えられねばならず、次年度以降にも検討を続ける予定である。

4.2 地盤に関する研究成果の概要

沈埋トンネルの耐震設計に関連して行なわれるべき地盤の調査は、各種の土木構造物の建設の際に実施されている一般的なものの他に、地盤中の波動の伝播速度や地盤反力常数などの調査が必要となる。これら諸量を直接実測する方法があるが、その結果の利用に当つては、測定時における土のひずみの大きさと、地震時に地盤に生ずるひずみの大きさに注意しなければならない。また、これら諸量を、標準貫入試験など一般的な調査の結果から推定する資料も多数ある。

沈埋トンネルを建設する地盤が砂質地盤である可能性は大きい。また、管体沈設後、その周囲を埋もどすが、その埋もどし材料として、砂が用いられることが多い。ゆるづめの砂質地盤が地震時に流動化する恐れのあることは、新潟地震以降広く認識されている。沈埋トンネルについては、その重要性や構造上の特性から、地盤および埋もどし材料について流動化の恐れがないようにすべきである。地震時に対象とする地震が流動化するか否かを判断する目安については、いくつかの研究成果があり、また実際の設計業務のため、設計基準あるいは設計指針にまとめられたものもある。しかし、現在報告されている各種の予測方法には相互に差があるので、どの手法で沈埋トンネル周囲の地盤の流動化を予測するかについては更

に検討を必要とする。粘性土地盤に関連して、どのような被害が予想されるかについては、明らかにされていない。砂質土、粘性土を含めて、地盤震害例について十分な知識を持つことは、沈埋トンネルの耐震設計について必要なことである。

以上の他に、沈埋トンネルの耐震設計においては、振動を受けた後の土の性状の変化、盛土の安定性、などについても検討が必要である。

沈埋トンネルが断層上を横切るような場合、断層の移動がトンネルにどのような影響を与えるかは、はつきりしていない。この点に関しては、専門家に説明していただいたり、神戸周辺の断層調査を行ない、その認識を高める努力がなされた。

地盤に関する諸項目のうちには、すでに最終報告の原案となるべきものが提出されたもの、検討すべき事項として取上げることに見えたものなど、その作業の程度は、項目ごとに不揃いとなつているが、明年度以降、原案の整備、詳細な検討などを進めて予定である。

4.3 構造に関する研究成果の概要

地中構造部に対する耐震設計基準としては、日本水道協会によって制定された「水道施設の耐震工法」が唯一のものである。それに盛られている主たる耐震性確保のための対処方法としては、

- ① 各種工作物の基礎には力学的な一様性を保たせるよう配慮すること。
- ② 地震時に喰い違いが生じる可能性のある継手や異種工作物の連結には、喰い違いを吸収するよう配慮すること。
- ③ 土の荷重としての作用は土圧として評価すること。

などを挙げ、その具体策を個々の工作物に対して示している。

一方、今日においてもこのような対策を必然的に導くに足る過去の震害の事例の系統的な分析は不充分であり、かつ震害の記録も十分客観性のあるものとは云えない。しかしながら地中構造物が従来から被災した事例は欠して少なくないと言えよう。

今日までの沈埋トンネルの耐震設計は大別して、静的設計法と呼ぶべき「震度法」による方法と動的設計法と呼ぶべき「函体と地盤の動的挙動を算定して行なう方法」によっており日本における耐震設計の事例では両者を併用している。

動的設計法は、云わば、地盤の波動の起生下にあつて、函体が最も苛酷な条件下に置かれる場合を想定して設計を行なうのであるが、一般に沈埋トンネルの函体は比較的軟質な地盤中に敷設されるために、軟質な土層の地震時の動的性質を合理的に把握することの困難を伴ない、一意的に解決を得ることは、今日の状況からはむずかしいと言えよう。しかしながら大局から沈埋管の挙動を把握する上では、極めて有効な方法であると云えよう。

静的設計法は、一般に動的設計法と併用されており、函体自身の安全性を検討し、壁厚や鉄筋量を検討するためには有効な方法であると云えるが、構造各部分の力学的な相互の影響性を検討するためには、十分とは云えないので、今後、更に検討を要すると云えよう。

沈埋トンネルの耐震性を検討するための地震応答解析法については、現在、大別して二種の方法があり

- ① 計算による方法 ② 実験による方法

そのいずれもが、まだ手法樹立の段階にあるが、近い将来これらは、合理的な方法として定着する可能性は十分にあるものと云えよう。

上述してきた耐震に関連する事項の外に、沈埋トンネルの構造設計一般に関する総括を行ない、理解を深め得るよう資料の整備を図った。

第Ⅱ編 地震動に関する研究成果

1. 概 説

ここにのべる地震動に関する研究は地震動分科会で行った研究であり、同分科会の活動は次の4つの項目に大別される。

- A. 地 震
- B. 地震動の特性
- C. 地震動の観測
- D. 計設上考慮する地震動

これらの4つの項目では夫々次の様な調査研究を目指している。

A：沈埋トンネルの耐震設計の対象となる地震を一般的立場より検討する。歴史的にみた本邦における地震の活動状況、地震の規模、分布、既往の大地震の事例を調べると共に地震動の性質を一般的立場より検討する。

B：地震動の特性を主として土質、地盤の動的特性と関連させて検討する。地盤の卓越周期を求めるための常時微動観測やP S波の測定等の観測も含まれる。

C：沈埋トンネル又はこれと類似している地中構造物について、地盤との関連で地震時の挙動を調査し、又トンネルの管理・保安・運営上の必要から地震観測を検討する。

D：A、B、Cの項目と平行して、沈埋トンネルの建設地点での設計地震動を定める際の考え方、留意点、調査事項等の検討を一般的な立場より行う。

夫々の項目は相関連し、更に分科会相互の関連もあつて、検討を同時的に行うことが困難なものもあり、又現段階において確定的にのべることの出来ない問題も多い。

ここでは耐震設計に必要なとみられる問題をきめ、これを全体的な観点より位置づけし、その内の幾つかの問題について行われた研究結果を報告した。

従つて、未だ全般に亘っていないが、これ等の検討は次年度以降続けられる予定である。

2. 地 震

2.1 設計上考慮すべき既往の地震

2.1.1 我国における地震活動

図-1.1は有史以来の破壊的地震の分布図を示している。図-1.2は1931～70年に発生した震源の浅い地震のうち、主要な地震の分布図、また図-1.3は震源の深さ別にみた地震の分布図である。

つぎに、図-1.4は地震動最大加速度の期待値、および地震動最大速度の期待値を示したもので、各種の研究成果を並記している。

2.1.2 地震活動調査のための基礎的資料

地震活動調査のための基礎的資料としては下記のものがある。

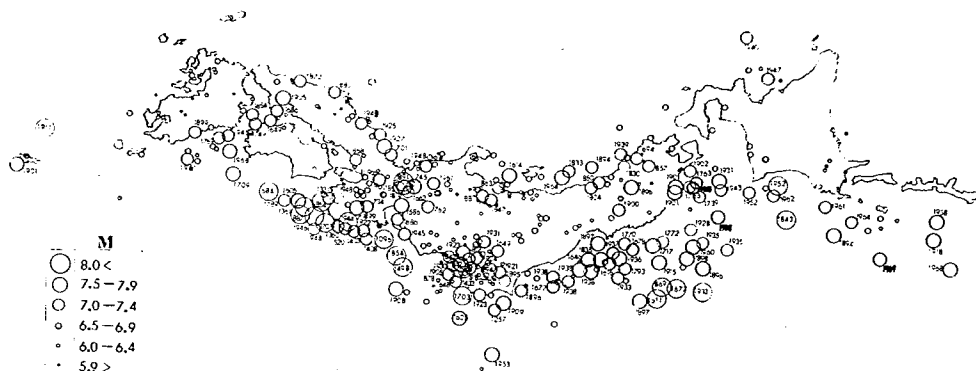


図 1.1 被害地震の分布

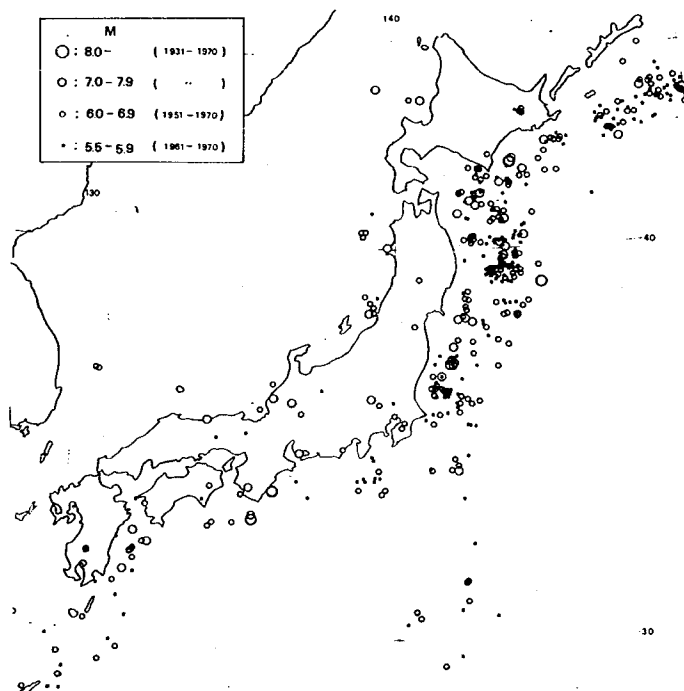


図 1.2

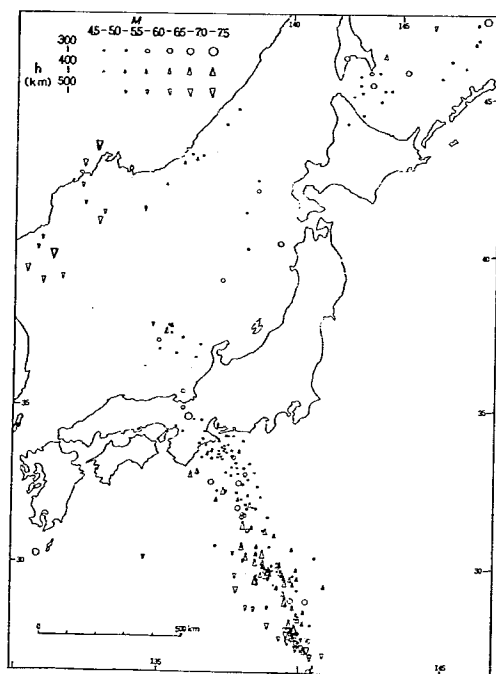
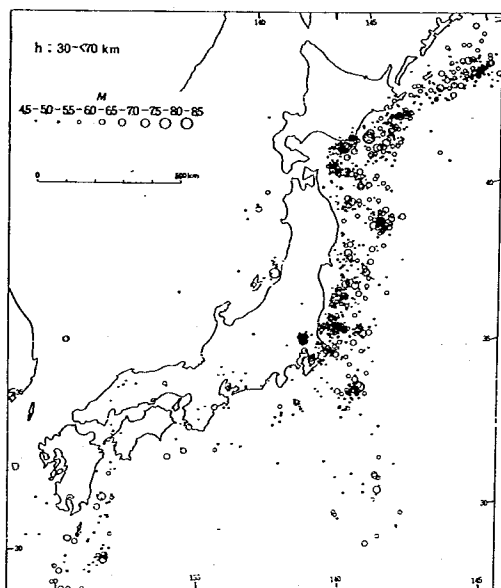
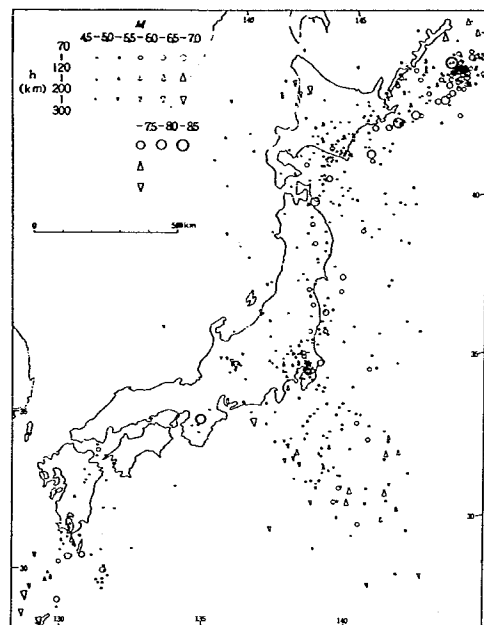
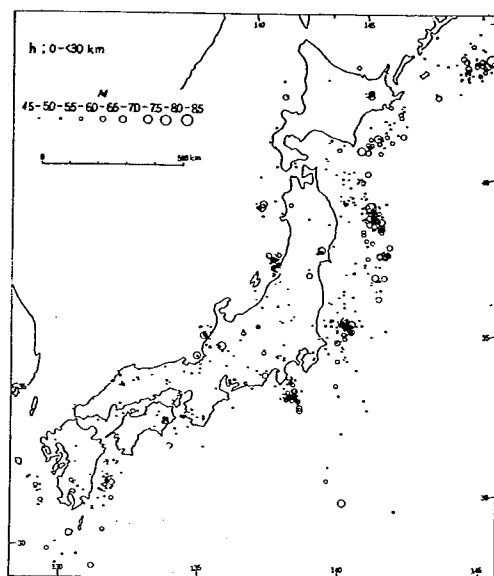
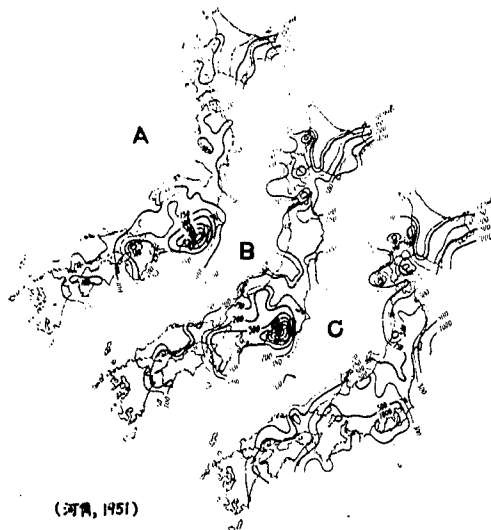
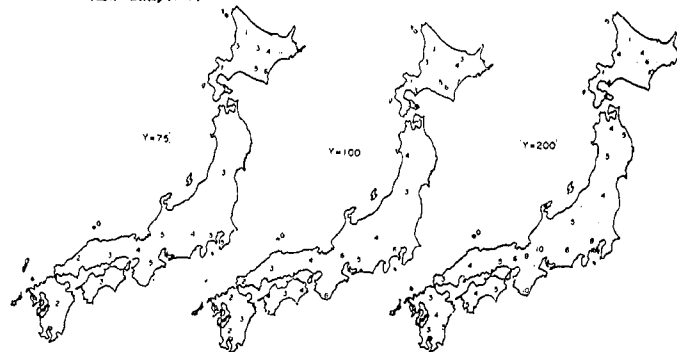


図 1.3

Expectancy of the maximum
velocity amplitude of earthquake motions
at bed rock

(金井・鈴木, 1968)



(河内, 1951)

Expectancy of maximum acceleration of earthquakes in 75 (A),
100 (B) and 200 (C) years.

75 年間に於ける最大地震加速度の期待値

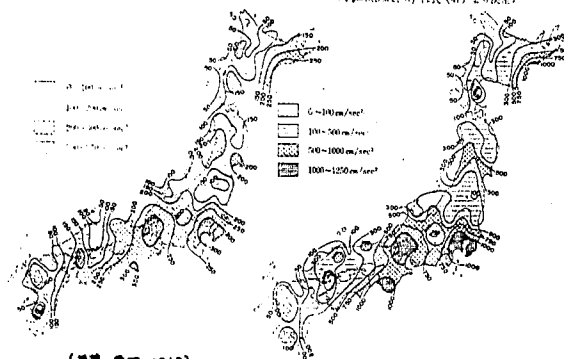
($T_s=0.5$ sec, σ_f 式 (49)~(51) より決定)

75 年間に於ける最大地震加速度の期待値

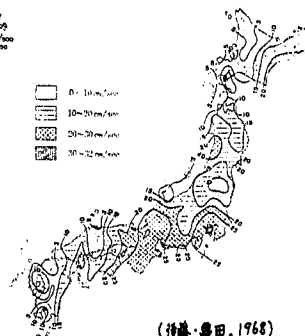
($T_s=0.5$ sec, σ_f 式 (47) より決定)

75 年間に於ける最大地震加速度の期待値

($T_s=0.5$ sec, σ_f 式 (49)~(51) より決定)



(後藤・亀田, 1968)



(後藤・亀田, 1968)



地震速度最大振幅で表わされた予想震度
(kine), $\tau=50$ 年, $T=1868-1964$ (村
松, 1966).

1) 大地震史料

- 田山実 大日本地震史料 (震災予防調査会報告才46号甲乙)
大森房吉 本邦大地震概説 (震災予防調査会報告才68号乙)
" " (" 才88号乙)
武者金吉 大日本地震史料 才1~才3巻 (文部省震災予防評議会)
武者金吉 日本地震史料 (毎日新聞社)
東京天文台 理科年表 (丸善)
宇佐美竜夫 日本付近の主な地震被害の表 (地震研究所彙報44・1571~1622)
竹花峰夫 本邦大地震概表 (験震時報8・179~194) (1919~1934)
勝又護 最近の顕著な地震の表 (験震時報16・162 83~97)
(1935~1950)
勝又護 " (" 26・129~133)
(1951~1960)
徳永、勝又 最近の顕著な地震の表 (験震時報36・16 97~107)
(1961~1970)

2) 大地震の文献

- 宇佐美、津野 大地震報告文献集 (地震研究所彙報47・16271~394)

3) 地震観測資料

- 1885~1903 中央気象台地震報告
1904~1910 中央気象台年表 地震の部
この間は主として 気象要覧 (1900~)
地震年表 (1924~1950)
1951~ 地震月報
気象庁地震課、日本における震度観測の記録
(気象庁技術報告才76号)

4) 地震のカタログ

- 日本付近におけるおもな地震の表
((1885~1950) (地震年報1950年附録)
地震観測法追録
日本付近の主要地震の表
(1926~1956) (地震月報別冊 1)
(1957~1962) (" 2)
(1963~1967) (" 3)
これ以降は毎年の地震月報に12月号の巻末にある。

2.2 東京湾地域で考慮すべき地震の規模と頻度の推定

2.2.1 過去の地震活動

1) 東京湾地域で被害のあった有史以来の地震

東京湾沿岸地域で被害のあった有史以来の地震につき、その発生年、震央位置、規模(マグニチュード M)、最大震度(II)および被害地域と被害概況を表2.1および2.2に示す。表2.1は明治以前について、また表2.2は明治以降について便宜上分類している。

図2.1は震央不詳なもの以外について、被害を生じた地震の震央分布図を图示したものである。

表2.1および2.2に示された地震のうち、重要と思われる7地震については、以下に註を示している。

表2.1および表2.2における註

註 1

1703年12月31日(元禄16)の関東大地震

江戸・小田原・鎌倉・片瀬・品川・川崎・神奈川・厚木・新宿・藤沢・平塚・大磯・箱根・上総・安房などで震動強し。特に小田原では地震と出火のため被害著し。江戸本所付近の被害も大。津波により、伊東東岸から九十九里浜に至る沿岸に被害あり。特に房総半島の太平洋沿岸で被害大。死者約5,200, 倒壊家屋約20,000。

震域は大正の関東大地震と似ているが、規模はより大きかったものと思われる。震源地は房総半島南西沖と推定される。房総半島の南端部最大約5.5m, 三浦半島1.6m隆起。

註 2

1855年11月11日(安政2)の江戸の大地震

江戸がほとんど全滅した。江戸町奉行の配下の死者、約3,900, 倒壊家屋約14,000, 武家に関するものを合わせ江戸の死者約7,000, 全壊家屋約17,000。30余箇所から出火して2~3km²を焼失した。特に深川・本所・下谷・浅草などで被害著し。市中では一般に山の手の震動は軽かったが、開府以後の埋立地での被害が大きかった。(たとえば、旧小川町付近で死者1,000以上。)

烈震区域は江戸およびその東隣りの地域で、直径約20kmの範囲に限られており、地震の規模はあまり大きくなかったと推定されている。(この範囲を震度VI以上の地域とすると $M \approx 6.7$ 程度となる。有感半径は500km以上におよんでいるが、これにより M を推定すると $M \approx 6.3$ となる)。亀有では田畑の中に地盤変動を生じたという。

註 3

1894年6月20日(明治27)の東京地震

東京湾北西部沿岸で被害大。全体で死者31, 負傷者197, 東京で死者24, 負傷者34, 軽傷者123, 全壊家屋90, 破損家屋4832, 神田・本所・深川で被害大, 煉瓦造の被害が大きく約10%に及んだ(木造は0.5%), 横浜およびその付近で死者6, 負傷者24。こ

のほか埼玉県南部でも家屋に小被害あり。震央、M等の詳細は不明。

註 4

1922年4月26日(大正11)の木更津付近の地震

東京・千葉・神奈川県(の東京湾沿岸)に小被害あり。東京付近では屋根瓦、土蔵壁、飾窓硝子の破損、煉瓦壁の倒壊、石垣の崩壊等多数あり。死者1、負傷者数名。大建築物の壁に亀裂を生じたものあり。千葉県下でも同様な被害あり。館山北条では壁に亀裂、木更津では土蔵の破損多数、佐貫および湊町付近では鉄道線路破損、布良では崖崩れのため住家倒壊3。横浜では煉瓦造家屋の破損、屋根瓦の被害多し(南京街特に著し)。横須賀でも土蔵の破損、壁の亀裂等あり。そのほか浦賀・三崎・葉山・逗子・栃木県安蘇郡界村等で多少の被害あり。

震度IV; 東京、横浜、横須賀、熊谷、飯田。

註 5

1923年9月1日(大正12)の関東大地震

東京・神奈川・千葉・埼玉・静岡・山梨の6府県にわたって表2.3のような大被害を生じた。小田原・国府津・鎌倉・館山等で震動最もはげしく400~500Gal程度、東京の下町で150~250Gal、山手では100Gal程度の加速度と推定されている。

津波あり、三崎・鎌倉・熱海・伊東・布良等で流失家屋を生ず(三崎で約6m、洲崎8.1m)。広範囲にわたって大規模な地型変動あり、房総-神奈川県の南部は降起(大磯附近182cm)東京以西-神奈川県北部等は沈下した。

余震は東京で震度IV以上のものが9月中に11回あり。震源、マグニチュード等については諸説があるがGutenberg・Richter(1954)は $35\frac{1}{4}^{\circ}\text{N}$, $139\frac{1}{2}^{\circ}\text{E}$, $M=8.2$ Manamori Miyamura(1970)は 35.4°N , 139.2°E , 深さ0~10km, $M=8.2$ と推定している。

註 6

1924年1月15日(大正13)の相模地震

東京府で死者6、負傷者116、家屋の全壊25、半壊78、橋梁破損24。神奈川県で死者13、負傷者466、家屋の全壊1261、半壊5069、道路破損94、橋梁破損21、

くずれ279、山梨県で負傷者30、家屋全壊4、半壊54。静岡県で負傷者26、家屋の全壊10、半壊243。神奈川県中南部で被害大。関東大地震の余震の一つと考えられている

註 7

1956年9月30日(昭和31)の千葉県中部の地震について震度の分布と、東京および横浜における1倍強震計(変位計)の記録を図2.6に示す。

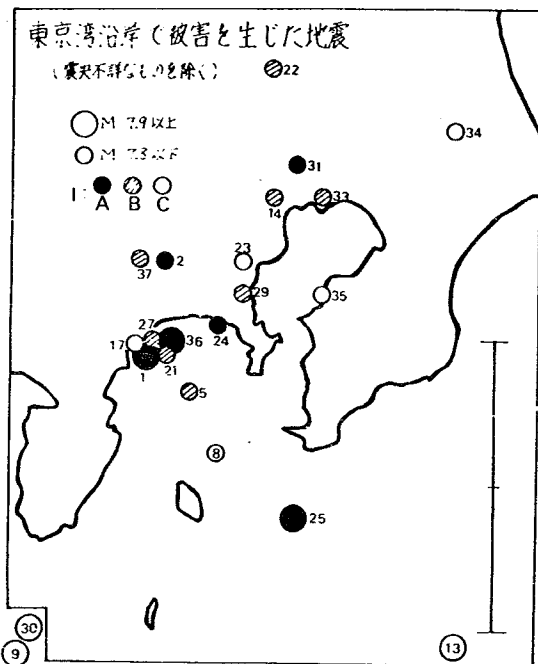


図 2.1



図 2.2 註 1 参考図



図 2.3 註 3 参考図



図 2.4 註 5 参考図

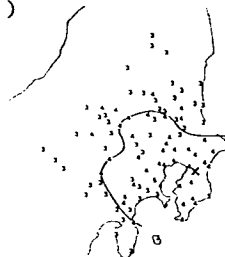


図 2.5 註 6 参考図

2) 特に考慮すべき地震

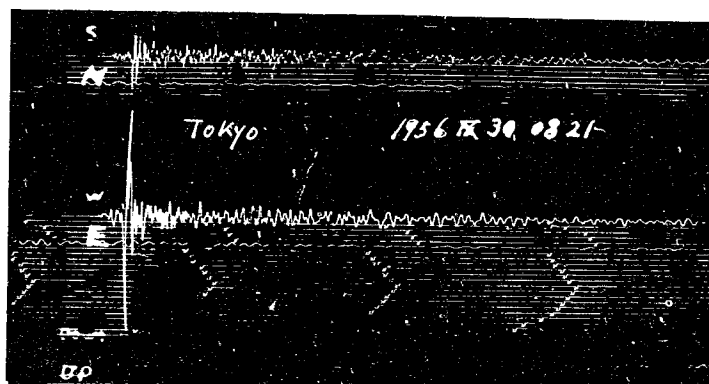
特に考慮すべき地震としては、次の2つが考えられる。

- 1923年の関東大地震に代表されるような比較的遠距離(80 km前後)に発生し
広範囲にわたり影響をおよぼす大規模($M: 8 \pm$)な地震(818年, 1703年の地震等)
- 1855年の江戸の地震に代表されるような、近距離に発生し、局地的に強烈な中規模($M: 7 \pm$)の地震(1812年, 1894年の地震等)



氣象庁型一倍強震計の記録

↓
1cm
↑



分のマ-7

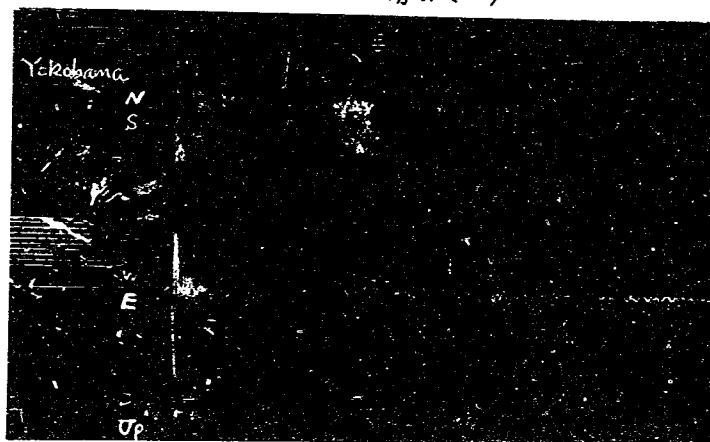


図2.6 註7参考図

2.2.2 震度に関する資料

1) 東京（江戸）で震度Ⅴ以上と推定される有史以来の地震の回数を表 2.4 に示す。

2) 東京での震度観測の資料は表 2.5 のとおりである。

表 2.5 をもとに震度別地震回数の分布を描いたのが図 2.7 である。

$\log NI \sim I$ の直線性を仮定すれば図 2.7 から東京で震度Ⅵ以上の地震は 100 年間に 2 回程度となる。

3) 大地震発生の周期性について

河角（1961, 67, 70）によると、関東南部で 69 年周期となる。また、宇佐美・久本（1970 年）によると東京で震度Ⅴ以上の地震について 36 年周期が得られている。

周期性に関しては資料の選択、統計処理法、周期の有意性の検定法等について議論もある

2.2.3 最近の資料からみた地震活動

図 2.8 は 1931 年～1970 年の期間の M6 以上の地震の分布を示したものである。

図 2.9 は 1961 年～1970 年の地震活動（小地震を含む）を東京湾を中心とする半径 150 km の円内について描いたものである。

表 2.6 は 東京湾周辺地域の地震の規模別度数を示したもので図 2.9 と同種の資料である
表 2.6 では、東京湾中心付近（139.85 E, 35.5 N）を中心として半径 50 km, 100 km および 150 km の同心円の内部を対象としている。

つぎに図 2.10 は 以上の資料から求めたもので地震の規模別度数の分布を示している。

この図をもとにして、

$\log N(M) \sim M$ の直線性を仮定すれば、100 年間に 1 回、東京湾周辺半径 50 km の範囲で $M=7$ 土の地震か、半径 100 km の範囲で $M=7\frac{1}{2} \sim 8$ の地震の発生が期待される。
しかし、上記の仮定をおくには、多くの問題点がある。たとえば、M の分布について何らかの制限を加えるべきだとする。（たとえば、 $\log n(M) = a - bM + \log(C - M)$ のような曲線をあてはめる。）意見もある。

表 2.1 東京湾沿岸地域で震害を生じた地震

(1) 明治以前

No.	発 震 年		震 央		M	I	地 域, 被害 概 況
	西 暦	日本 暦	北 緯	東 経			
1	818	弘 仁 9	35.2	139.3	7.9	A	関東諸国：山くずれ、谷埋まること数里、百姓圧死多数、津波があった。
	841	承 和 8	35.1	138.9	7.0		伊豆：里落完からず、死傷があった。
2	878	元 慶 2	35.5	139.3	7.4	A	関東諸国：相模・武蔵でひどく、地陥

No.	発 震 年		震 央		M	I	地 域 , 被 害 概 況
	西 暦	日 本 暦	北 緯	東 経			
							り, 家屋破壊し, 死者多数。
	1096	永 長 1	342	1373	8.4		畿内, 東海道: 広範囲にわたり被害あり。
3	1213	建 保 1			6.4	B	鎌倉: 山くずれ, 地裂け, 倉屋破壊した。(河角: M=6.8)
	1227	安 貞 1			6.6.2		鎌倉: 地裂け, 所々の門扉築垣転倒
4	1240	仁 治 1			6.4	B	鎌倉: 鶴岡神宮寺倒れ, 北山くずれる。(河角: M=6.9)
5	1241	仁 治 2	35.1	1394	7.0	B	鎌倉: 津波を伴い, 由比ヶ浜大島居内拝殿が流失した。(河角: 震央不詳)
6	1257	正 嘉 1	35.2	1409	7.0	A	関東南部: 鎌倉の社寺院ものなく山くずれ, 家屋転倒し, 地割れを生じた。(河角: M=7.2, 震央不詳)
7	1293	永 仁 1			7.1	B	鎌倉: 鎌倉強震, 諸寺つぶれ, 死者数千人といい, 2万3千人余ともいう。
8	1433	永 享 5	34.9	1395	7.1	C	相模: 鎌倉で社寺の被害多し,
9	1498	明 応 7	34.1	1382	8.6	C	東海道全般: 紀伊から房総に至る海岸と甲斐で振動強く, 津波が, 紀伊から房総に至る海岸を襲う。
10	1525	大 永 5				C	鎌倉: 由比ヶ浜の川, 入江, 沼埋まって平地となる。(河角: M=6.6)
11	1590	天 正 18				B	(理科年表に記載なし, 河角; 川越城破壊。M=7.2)

No.	発 震 年		震 央		M	I	地 域 , 被 害 概 況
	西 暦	日本 暦	北緯	東経			
12	1592	文 禄 1	3		6.7	C	下総：江戸に多少の被害があった模様
13	1605	慶 長 9	34.3	140.4	7.9	C	東海・南海・西海諸道：二つの地震 (他の一つは、33.0N, 134.9E) が生じたものと考えられる。
14	1615	元 和 1	35.7	139.7	6.4	B	江戸：家屋破倒，死傷多く地割れを生じた。(河角採用せず)
15	1628	寛 永 5			6.1	C	江戸：江戸城石垣所々くずれた。 (河角；M=6.4)
16	1630	寛 永 7			6.7	C	江戸：江戸城石垣，塀などくずれる
17	1633	寛 永10	35.2	139.2	7.1	C	相模，駿河，伊豆；小田原城矢倉， 門塀などことごとく破壊，民家倒壊 多く，圧死150人，箱根で山くず れ，熱海に津波襲来した。
18	1635	寛 永12			6.1	C	江戸；長屋の塀など損じ，増上寺の 石燈籠がほとんど倒れる。(河角： M=6.4)
19	1643	寛 永20			6.2	C	江戸；屋根落ち，壁くずれる。(河 角：M=6.4)
20	1647	正 保 4			6.4	B	武蔵，相模；江戸城破損，大名屋敷 民家破損，死少なからず，上野東叡山 大仏の頭落つ，馬入川渡船場破壊・ (河角：35° N, 139° E, M=6.8)
21	1648	慶 安 1	35.2	139.3	7.1	B	相模：小田原城破損，小田原領内壊家多

No.	発 震 年		震 央		M	I	地 域 , 被 害 概 況
	西 暦	日 本 暦	北 緯	東 経			
22	1649	慶 安 2	36.1	139.7	7.1	B	く、箱根の坂崩れ、江戸にて武家屋敷、町屋の屋根瓦落ち、土蔵、練塀半ば砕け倒る。
23	1649	慶 安 2	35.5	139.6	6.4	C	武蔵、下野；江戸城二の丸石垣、塀破損、侍屋敷、町家破損し圧死多し。上野東照宮大仏の頭落ち、日光東照宮の石垣破損し相輪塔傾く。
	1670	寛 文 10	35.4	139.2	6.4		江戸、川崎；川崎駅の民家140~150軒、寺7宇崩壊、その近くの4~5村で民家破倒し人畜の死傷多し。江戸では雑司ヶ谷菜園の御茶屋、江戸城平川口腰掛及び御春屋破損。
	1683	天 和 3	36.8	139.7	7.3		相模：大住（現中）郡で民家つぶれること100余。植田200余町無田となる。
24	1697	元 禄 10	35.3	139.5	6.9	A	日光；石垣、燈籠くずれ、坊舎大小破れる。江戸でも強く城内築屋少し崩る（河角採用せず）
25	1703	元 禄 16	34.7	139.8	8.2	A	相模、武蔵；鶴岡八幡宮の鳥居が倒れ壊家あり。江戸平川口梅林坂御多門の石垣くずれる。（河角；35.3N, 139.7E, M=7.2）
26	1706	宝 永 3			6.6	C	江戸、関東諸国；註1 参照
	1707	宝 永 4	33.2	135.9	8.4		江戸；江戸城の石垣、塀多少破損
	1746	延 享 3			6.9		五畿七道；全体で潰家29000、死4900人、家屋倒壊範囲は、東海道から中国、九州に及ぶ。遠州灘沖および紀伊半島沖の2つの地震とも考えられる。
							江戸、日光；江戸で家屋少々破損、東照宮石矢来17本倒れた。（河角；36・1N, 139.7E）

No.	発 震 年		震 央		M	I	地 域, 被 害 概 況
	西 暦	日本暦	北 緯	東 経			
27	1782	天 明 2	35.2	139.2	7.3	B	相模, 武蔵; 小田原城の櫓, 石垣破損 民家倒壊1000戸, 津波あり。箱根 で山くずれ, 江戸で壊家死者があつた
28	1784	天 明 4			6.1	C	江戸; 傾いた家, 瓦の落ちた家が多か つた。(河角; M=6.4)
	1801	享 和 1	35.3	140.0	6.5		上総; 久留里城内櫓, 塀多く破損し, 民家倒壊が多かつた。史料は少なく真 偽詳細は不明。
29	1812	文 化 9	35.4	139.6	6.6	B	武蔵, 神奈川; 神奈川, 保土ヶ谷, 品 川で激しく, 家がつぶれ死者が多かつ た。江戸でも土蔵その他崩る。
	1843	天 保14			6.3		小田原; 城破損。江戸で天水桶の水が こぼれる。
	1853	嘉 永 6	35.3	139.1	6.5		相模小田原付近; 天守の瓦, 壁が落ち る。壊家3300, 死24人, 山くず れ341。
30	1854	安 政 1	34.1	137.8	8.4	C	東海, 東山, 南海諸道; 家屋倒壊範囲 は伊豆から伊勢に至る沿岸と, 甲斐, 信濃, 近江, 越前, 加賀に及ぶ, 津波 は, 房総から土佐に至る沿岸を襲う。
31	1855	安 政 2	35.8	139.8	6.9	A	江戸; 註2参照(河角; M=7.5)
32	1856	安 政 3			6.6	C	江戸; 壁の剝落, その他被害があつた
	1859	安 政 6	35.9	139.6	5.9		武蔵, 岩槻; 岩槻城本丸櫓, 多門, そ の他22大破。(河角; M=6.7。震 央不詳)

1) 震央, M等は主として理科年表(1972)によつた。それらと河角(1970)のものとの間に相違がある場合には, 同氏によるものを括弧内に記した。

2) Iは東京湾沿岸地域(横浜-東京-千葉)における最大震度を示す。

A; 同地域内での最大震度がⅦ程度と推定された地震。

B; " Ⅵ "

C; " Ⅴ

参 考 文 献

東京天文台編 (丸善出版) '理科年表(昭和47年)'

河角広(1970); 関東南部地震69年周期の証明とその発生の緊迫度ならびに対策の緊急性と問題点。

地学雑誌79, 115~138。

表 2. 2 東京湾沿岸地域で震害を生じた地震

(2) 明治以後

No	発震年月日	震 源		M	I	東京 震度	地域, 被害概況
		北 緯	東 経				
33	1880.2.22 (明治13)	東京湾		5.9	C	5	京浜地方で軽微な被害。 (河角: M=6.4)
	1884.10.15 (明治17)	東京湾				5	東京で軽微な被害。
	1887.1.5 (明治20)	神奈川県				4	東京, 神奈川県境に軽微な被害
	1889.2.18 (明治22)	東京湾		6.2 (5.7)		5	京浜地方で軽微な被害。
	1892.6.3 (明治25)	千葉県 35.9 140.5		6.7 (6.2)		5	東京湾周辺で軽微な被害。
	1894.6.20 (明治27)	東京湾 35.7 139.9		7.5 (7.0)	B	6	註3参照(河角: M=6.8)
	1894.10.7 (明治27)	関東南部		7.5 (7.0)		5	東京, 神奈川, 千葉, 茨城県で軽微な被害。
34	1895.1.18 (明治28)	茨城県 35.9 140.4		7.3 (6.8)	C	5	関東地方東部の各地で被害。死者9, 全壊家屋47, 半壊家屋67 東京で死者1, 全壊家屋4, 半壊家屋5, 一部破損615。横浜で死者4, 家屋一部破損93
	1906.2.24 (明治39)	関東南部		7.7 (7.2)		5	京浜地方で軽微な被害。
	1909.3.13 (明治42)	千葉県沖 35.6 140.9 35.3 140.9		7.2 (6.7) 7.7 (7.2)		4	8時20分, 23時30分の2回地震あり, 後者やや大。東京湾沿岸で軽微な被害。

No	発震年月日	震 源			M	I	東京 震度	地 域, 被害概況
		北 緯	東 経	深さ				
35	1922. 4.26 (大正11)	浦賀水道 35.4	139.9		6.9 (6.4)	C	5	註5参照(理科年表: 35.2, 139.7)
36	1923. 9. 1 (大正12)	相模湾 35.2	139.3		7.9	A	6	註5参照。同日中に震度5(東京)の余震4回あり。
37	1924. 1.15 (大正13)	丹沢山付近 35.5	139.2		7.2 (6.7)	B	5	註6参照
	1926. 8. 3 (大正15)	千葉県 35.4	139.8	35	6.2		5	京浜地方で軽微な被害。
	1928. 5.21 (昭和3)	東京湾北部 35.6	140.0	70	5.8		5	東京都, 神奈川県で軽微な被害。
	1929. 7.27 (昭和4)	神奈川県西部 35.5	139.1	20	6.1		5	東京都, 神奈川県で軽微な被害。
	1930.1.126 (昭和5)	静岡県西部 35.1	139.0	0~5	7.0		4	北伊豆地震, 死者272, 家屋全壊2165。神奈川県西部でも被害あり, 横浜で震度5。
	1931. 6.17 (昭和6)	東京都西部 35.6	139.0	50	6.4		4	横浜で震度4。
	1931. 9.21 (昭和6)	埼玉県西部 36.1	139.2	10 ~20	7.0		4	西埼玉地震, 死者16, 全壊家屋206, 東京都でも軽微な被害あり。
	1951. 1. 9 (昭和26)	千葉県中部 35.4	140.1	40	6.2		4	千葉県, 神奈川県でごく軽微な被害
	1956. 2.14 (昭和31)	千葉県西部 35.7	139.9	50	6.0		4	東京都で軽微な被害。
	1956. 9.30 (昭和31)	千葉県中部 35.5	140.2	70	6.2		4	註7参照。東京都で軽微な被害。
	1968. 7. 1 (昭和43)	埼玉県中部 36.0	139.4	50	6.1		4	東京都で負傷者6, 家屋一部破損15。

1) 震央, M, I等は主として気象庁の資料によった。

気象庁(1950); 日本附近におけるおもな地震の規模表(1885~1950年)

地震月報 別冊1~3。

2) 河角のマグニチュード(Mk)を現行のMに換算するとやや大きすぎるといわれている。それを補正した場合のMを括弧中に写した(理科年表による)。

3) 東京の震度は下記によった。

気象庁(1972予定); 東京有感地震資料。

表 2.3

種 別 府 県 別	死 者	傷 者	行方不明	全 潰	家 半 潰	焼 失	屋 流失	合計 (半潰を除く)
神 奈 川 (含横浜府県)	29,065	56,269	4,002	62,887	52,863	68,569	136	131,592
横 浜 市	23,440	42,053	3,183	11,615	7,992	58,981	—	70,596
横 須 賀 市	540	982	125	8,300	2,500	3,500	—	11,800
東 京 府 (含東京市)	68,215	42,135	39,304	20,179	34,632	377,907	—	398,086
東 京 市	59,065	15,674	1,055	3,886	4,230	366,262	—	370,148
千 葉	1,335	3,426	7	31,186	14,919	647	71	31,904
埼 玉	316	497	95	9,268	7,577	—	—	9,268
山 梨	20	116	—	1,763	4,994	—	—	1,763
静 岡	375	1,243	68	2,298	10,219	5	661	2,964
茨 城	5	40	—	517	681	—	—	517
長 野	—	—	—	45	176	—	—	45
栃 木	—	3	—	16	2	—	—	16
群 馬	—	4	—	107	170	—	—	107
合 計	99,331	103,733	43,476	128,266	126,233	447,128	868	576,262

表 2.4

	V	VI	VII	計
河 角 (1970)	26(22)	12(7)	5(2)	43(31)
宇佐見久本 (1970)	38(30)	7(6)	2(1)	47(37)
才 1 表	18 C: (14)	13 B: (8)	7 A: (4)	38(26)

カッコ内は資料が比較的完全となった江戸開府(1603年)以降のものを示す。

表 2.5

震 度	1880~1897 ☆	1898~1970
I		3652
II		800
III		249
IV	11	37
V	6	10
VI	1	1

☆ この期間はやや不正確。III以下は不明。

表 2.6

東京湾周辺の地震の規模別度数 (35.5N, 139.85Eを中心とする)														観測期間 (t)					
														1931~1970(40年間)					
												M ≥ 6				1951~1970(20年間)			
												6 > M ≥ 5				1961~1970(10年間)			
5 > M																			
Mag	半 径 150km						半 径 100km						半 径		50km				
	全 地 震			深さ 100km以浅			全 地 震			深さ 100km以浅			全 地 震		深さ 100km以浅				
	n	n×100/t	累積値	n	n×100/t	累積値	n	n×100/t	累積値	n	n×100/t	累積値	n	n×100/t	累積値	n	n×100/t	累積値	
7.0	1	2.5	2.5	1	2.5	2.5	1	2.5	2.5	1	2.5	2.5							
6.9	—	—	2.5	—	—	2.5	—	—	2.5	—	—	2.5							
6.8	—	—	2.5	—	—	2.5	—	—	2.5	—	—	2.5							
6.7	1	2.5	5	1	2.5	5	—	—	2.5	—	—	2.5							
6.6	4	10	15	4	10	15	—	—	2.5	—	—	2.5							
6.5	3	7.5	22.3	3	7.5	22.5	2	5	7.5	2	5	7.5							
6.4	3	7.5	30	3	7.5	30	—	—	7.5	—	—	7.5							
6.3	6	15	45	6	15	45	2	5	12.5	2	5	12.5	1	2.5	2.5	1	2.5	2.5	
6.2	6	15	60	5	12.5	57.5	4	10	22.5	3	7.5	20	2	5	7.5	2	5	7.5	
6.1	10	25	85	10	25	82.5	6	15	37.5	6	15	35	1	2.5	10	1	2.5	10	
6.0	10	25	110	10	25	108	4	10	47.5	4	10	45	1	2.5	12.5	1	2.5	12.5	
5.9	2	10	120	1	5	113	2	10	57.5	1	5	50	—	—	12.5	—	—	12.5	
5.8	5	25	145	5	25	138	2	10	67.5	2	10	60	1	5	17.5	1	5	17.5	
5.7	4	20	165	3	15	153	2	10	77.5	2	10	70	1	5	22.5	1	5	22.5	
5.6	4	20	185	4	20	173	2	10	87.5	2	10	80	—	—	22.5	—	—	22.5	
5.5	11	55	240	9	45	218	6	30	118	4	20	100	1	5	27.5	—	—	22.5	
5.4	11	55	295	8	40	258	6	30	148	4	20	120	2	10	37.5	—	—	22.5	
5.3	16	80	375	16	80	338	10	50	198	10	50	170	3	15	52.5	3	15	37.5	
5.2	13	65	440	10	50	388	8	40	238	7	35	205	—	—	52.5	—	—	37.5	
5.1	28	140	580	25	125	513	16	80	318	15	75	280	7	35	87.5	6	30	67.5	
5.0	24	120	700	23	115	628	14	70	388	14	70	350	3	15	103	3	15	82.5	
4.9	20	200	900	20	200	828	14	140	528	14	140	490	3	30	133	3	30	113	
4.8	20	200	1100	15	150	978	14	140	668	11	110	600	7	70	203	5	50	163	
4.7	17	170	1270	15	150	1128	10	100	768	9	90	690	2	20	223	2	20	183	
4.6	33	330	1600	30	300	1428	16	160	928	14	140	830	3	30	253	2	20	203	
4.5	28	280	1880	23	230	1658	16	160	1088	13	130	960	4	40	293	4	40	243	
4.4	44	440	2320	41	410	2068	27	270	1358	24	240	1200	9	90	383	8	80	323	
4.3	47	470	2790	43	430	2498	30	300	1658	27	270	1470	9	90	473	9	90	413	
4.2	56	560	3350	48	480	2978	41	410	2068	34	340	1810	15	150	623	13	130	543	
4.1	83	830	4180	73	730	3708	50	500	2568	46	460	2270	13	130	753	12	120	663	
4.0	93	930	5110	74	740	4448	62	620	3188	48	480	2750	18	180	933	13	130	793	

以下省略

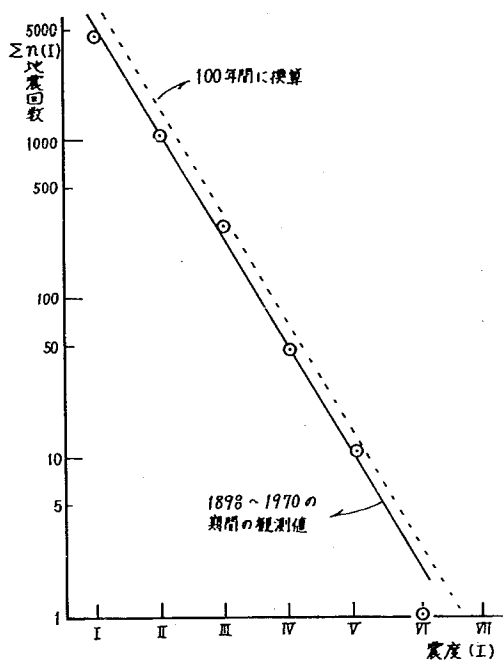


図 3.5 常時微動計の総合周期特性
(金井清 1966)

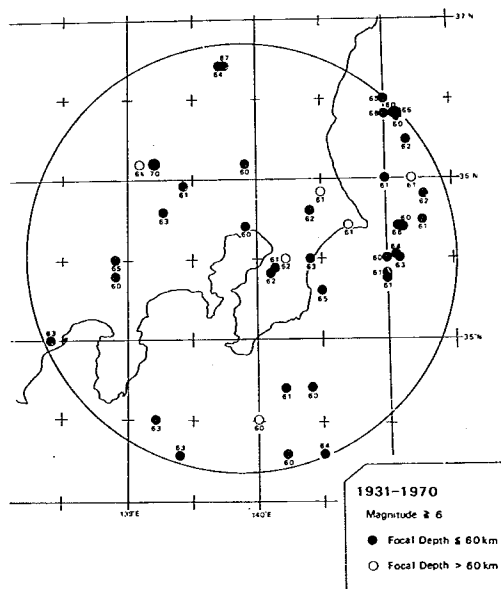
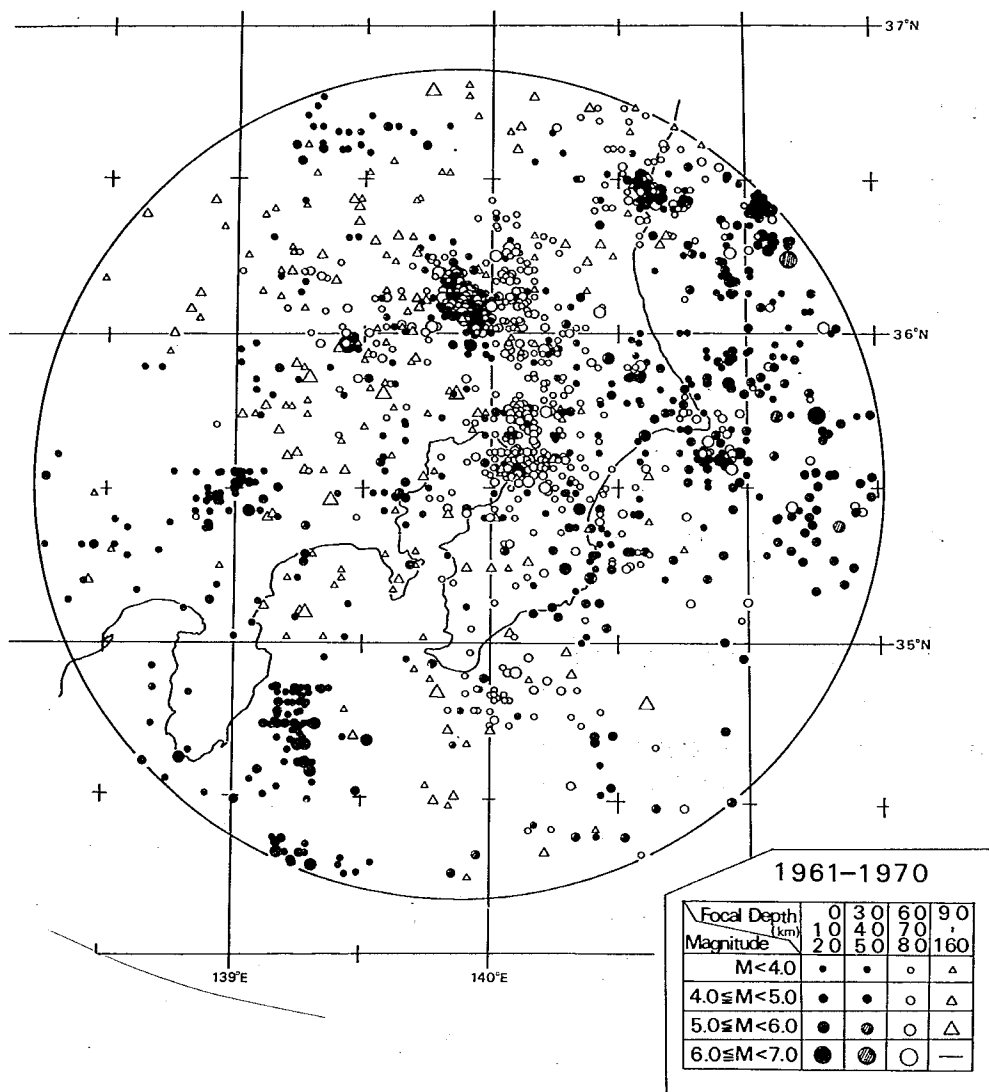
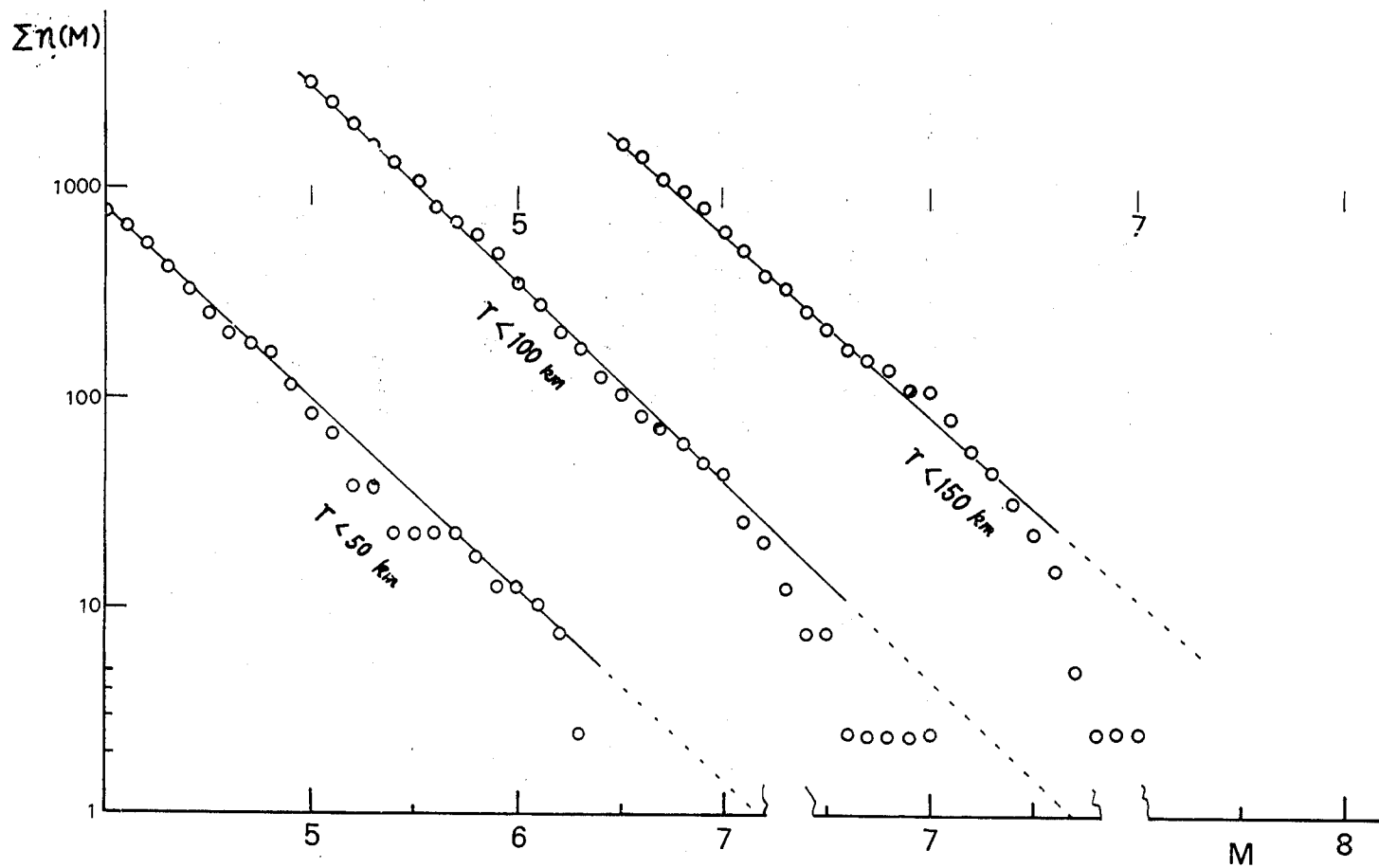


図 3.6 過去の大地震の震度距離
と変位振巾との関係





3. 地震動の特性

3.1 序 説

2章によれば、東京湾沿岸地域で特に考慮すべき地震として、震央距離80km前後の大地震と10km以内ともいえる局地的に強烈な中地震とをあげている。さらに加えるとすれば100km以上遠方の表面波の優勢なM8前後の地震でもあろうか。

これら3種の地震の特に震央距離の相違は、東京湾沿岸地域の基盤に到達する地震波を特徴づけるものと思われる。そしてこの相違が、おそらく各層の性質のかなり異なる複雑な多層構造も含む、この地域の表層の地震動の特性にも影響を与えるであろう。

地震動の特性としていくつかの代表的な性質が考えられるが、まず卓越周期について以下に述べる。

3.2 卓越周期

基盤に到達する地震動が周期的な特徴をもつとすれば、それは主として地震のマグニチュード、震源の深さ、震央距離等によるものであろう。この地点の地表においては表層地盤の固有周期が主として地震動の卓越周期を定める。

例えば図3.1¹⁾において (a)震央距離の近い地震 (b)震央距離の遠い地震について卓越周期を比べて見ると、青山(洪積層)においては(a)(b)とも0.3 secが卓越し、一方丸の内(沖積層)においては(a)は0.7 sec, (b)は0.2 secと地震の種類によつて周期が異なっている。

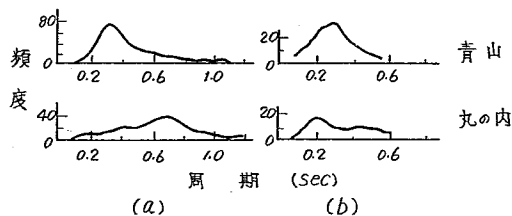


図 3.1 東京都内地盤の地震動の卓越周期

(石本1937)

すなわち青山においてはおそらく単純な層構造のために地盤の固有周期が一つに定まり、地震の種類にかかわらず地盤の特徴があらわれたものであり、一

方丸の内では層数に対応する固有周期の中から、この2種類の地震がそれぞれ異なる固有周期を選んで共振させたものと見なすことができよう。

一般に、 $M > 6$ 程度の地震では地震動の卓越周期は各場所については一定の値をとる²⁾ (図3.2参照)といわれている。しかし例えば東京湾沿岸地域のある地点では、同一地盤が0.5, 1.4, 2.4, 3.8, 4.2 Hzと5種類の固有振動数をもっている所もある³⁾。このような地点では何種類かの卓越周期に対して構造物の安全を検討することが望ましい。そこで次に地盤の固有周期を求める方法について述べる。

i) 常時微動測定によつて固有周期を求める方法

この方法は比較的簡単に実測によつて直接固有周期が求まる点ですぐれているが、層構造が複雑に

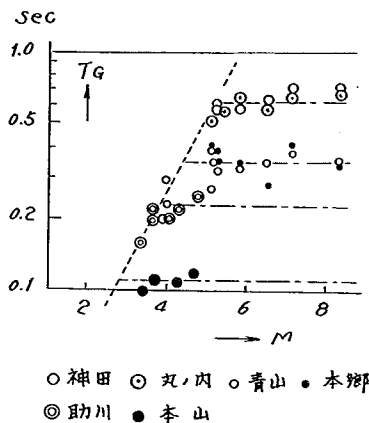


図 3.2 地震のマグニチュード (M) と地震動の卓越周期 (Tg) との関係 (金井 1963)

グ孔が使用可能な時は孔内での火薬あるいはエア・ガン等により加振し、水底あるいは孔内で受振させて地下構造を知ることができる。^{6) 7) 8) 9)} その他の場合には一般の弾性波探査法によらざるを得ない。

地盤の固有周期は表層が一層とみなせる時、式 (3.1) で示すことができる。

$$T_n = 4H / \{ (2n-1) \cdot V_s \} \quad (n = 1, 2, 3, \dots) \quad (3.1)$$

ここに H は層厚、 V_s は S 波速度である。多重層の場合には電子計算機その他¹⁰⁾の方法を用いて求めることができる。図 3.4¹¹⁾には地下構造の実測値を用いて、基盤にそれぞれの振動数をもつ正弦波状の振動が入射した時に、地表面にあらわれる振動の入射振動に対する増巾度と卓越振動数を常時微動のパワースペクトルと比較したものである。この図を見ると地盤モデルが多少異なっても増巾度や固有振動数は殆んど同じで、常時微動の測点位置が僅か異なる時も固有振動数はおおむね同じことがわかる。このことは一般的にも言える場合が多い。

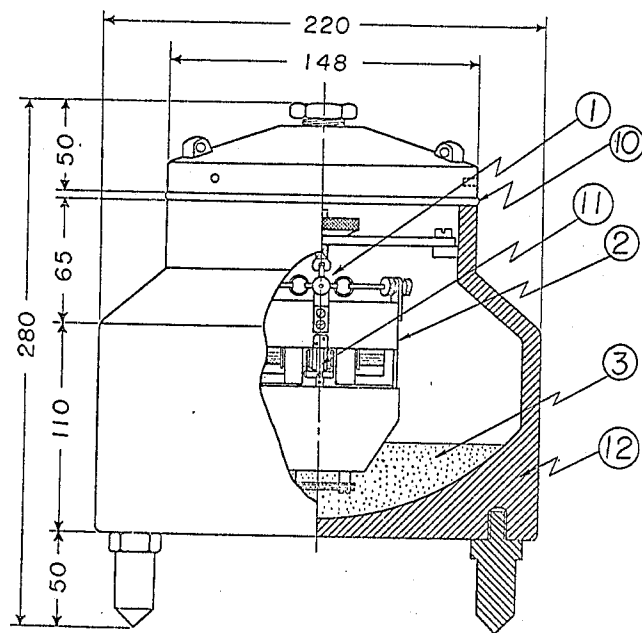
従つて大地震の際の S 波速度の見積りを慎重に考慮し、さらに減衰の見積りが適当であれば、上述の方法によつて地震動の卓越周期と増巾度を地盤条件に応じて図表に数値として示すことは可能である。

地震動の卓越周期を求めるには前述の i) ii) による方法のほか地震を直接観測する方法もあるが、

なると判断がむづかしい。沈埋トンネルの設置点においては水底でのこの種測定も必要となるかも知れないが、そのためには水底に設置の可能な常時微動計が必要となる。図 3.3⁴⁾はその一例であるが、ボーリング孔のあるときは孔内微動計等も用いることができる。図 3.3 に示す計器による実測例としては、本四連絡橋調査の一部として行なわれた明石海峡海底の測定⁵⁾がある。

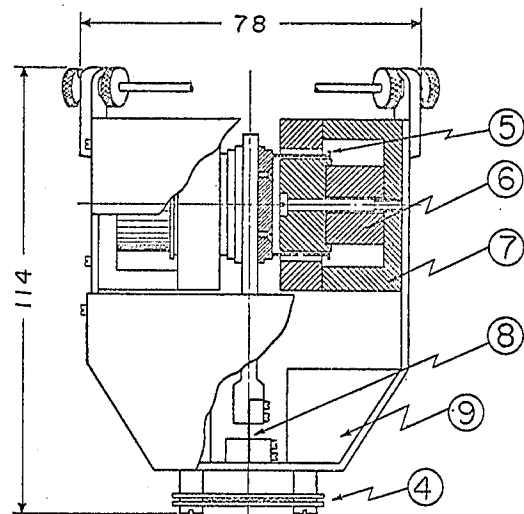
ii) 調査地点の地下構造 (層厚、 S 波速度、密度) の実測値を用いて固有周期を計算する方法

複雑な地下構造の場合や、あらかじめ地下構造のわかっている場合は計算で求めることも必要である。ボーリン



Plan of the self-levelling transducer for observation at deep water bottom. ①; hanging-chain, ② inner-casing, ③; paraffin, ④; rubber packing, ⑤; electric contact for buzzer, ⑥; outer-casing

(a)



Plan of the inner parts of the self-levelling transducer for use at deep water-bottom. ④; electric heater, ⑤; coil-bobbin, ⑥; permanent magnet, ⑦; magnetic frame, ⑧; plate spring, ⑨; lead block.

(b)

圖-3.3 自動水準式振動計 (金井, 田中 1958)

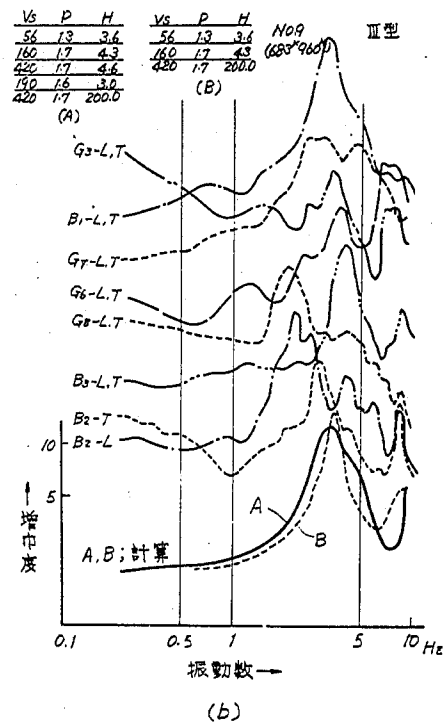
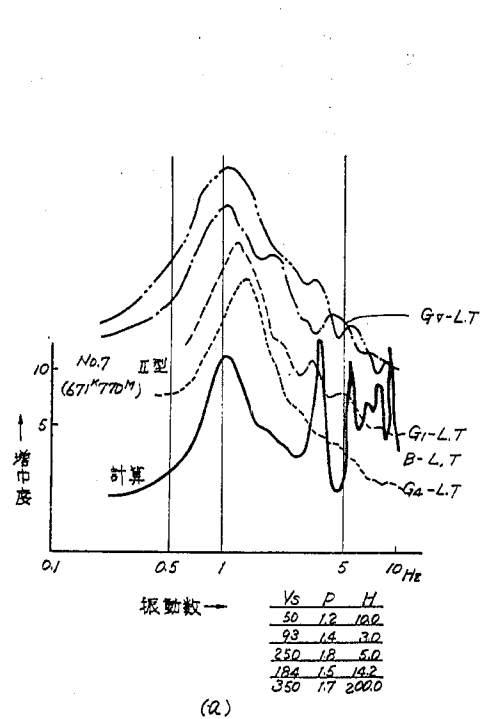


図 3.4 卓越周期 (振動数) の計算と実測との比較

Gi, Bi は僅か距離の異なる常時微動測点 (藤原 1971)

表 3.1 強震動の観測値 (村松 1966)

地震	観測地点	M	r	T	a	v	u	被害 全壊率その他	震度 (推定者)
濃尾地震 1891.10.28 M=8.0	名古屋武平町	8.0 (8.0)*	55	1.3	260	54	11	約 50% (大破も含む)	6 (大森)
関東地震 1923. 9. 1 M=7.9	東京本郷	7.9 (7.5)	65	10.3 11.35	250~300 100	12~14 21	0.6~0.7 4.5	土蔵 1.7% 木造二階 1.0%	6 (石本村)
新潟地震 1964. 6.16 M=7.5	新潟市 アパート地階	7.5 (7.6) (7.7)	50	2.0 2.5 5.0	85 85 50	27 34 40	8.6 13.5 32	主として地盤の破 壊による被害が大	5 強震計 (SMAC)
松代地震 1966. 5.28 M=4.9** H=3.2 km	松代町役場	4.9 (5.8)	3.5	0.58 0.87	360 170	33 23.6	3.1 3.3	全壊なし、カベ、 瓦崩落あり、土蔵、 カベ、キレツ多し	5 強震計 (DC-3C)
	若徳町役場	4.9 (4.8)	7.4	0.33 0.39	60 50	3.2 3.1	0.17 0.19	なし	4 (DC-3C)
	保科温泉	4.9 (4.6)	8.4	0.22 0.29	53 48	1.85 2.2	0.07 0.10	なし	4 (DC-3C)
1966. 5.20 M=4.9** H=5.5 km	松代町役場	4.9 (5.9)	7.0	0.50	220	17.5	1.4	軽微	(5) (DC-3C)
	若徳町役場	4.9 (5.1)	6.5	0.24	170	6.5	0.25	軽微	5 (DC-3C)
	保科小学校	4.9 (4.8)	5.8	0.15	200	4.8	0.12	軽微	(5) (DC-3C)
1966. 4. 5 M=5.4 H=4.3 km	若徳町役場	5.4 (5.6)	7.0	0.38	220	13.3	0.8	軽微	(5) (DC-3C)
	保科小学校	5.4 (5.6)	8.0	0.13 0.52	220 150	4.5 12.5	0.09 1.03	軽微	(5) (DC-3C)
1940. 5.18*** M=6.9 H=27 km	El Centro	6.9 (7.4)	43.5	0.55 2.8	330	30 30	13	MMIS 7.5~8.0	4.9 強震計

* (M) は 1 カ所の値だけで決めた M.

** 気象庁観測網の値より決めた M.

*** この地震の M, r および T は Gutenberg & Richter, Wiggins, Kanai の与えた値の平均値である.

この際はこの節の最初に述べた地震の種類による相違に注意することが必要である。その他の問題点としては

(a) 基盤が傾斜している所では、一般に仮定する水平構造の場合の結果がそのままはあてはまらないと考えられるので、このような場所での地震動の卓越周期あるいは波形については別に検討することが必要である。

b) 1 sec より長い周期を問題にする時には、Zero-crossing 法よりもフーリエあるいはパワースペクトル法の方が望ましい。さらに長い周期については、従来主として用いられてきた固有周期 1 sec, 倍率 10,000 倍以上の水平動微動計 (図 3.5¹²⁾ 参照) では無理である。一般に計器が異なる時、その周波数特性も異なることを忘れないことが大切である。

c) 屋間あるいは短時間の測定では観測点近傍のノイズの影響を受けていることが多いから、スペクトルの安定性を保証する配慮が必要である。また計器設置点のわずかな設置条件に影響されることもある。その際は図 3.4 に見られるような多点観測の必要なこともあろう。

3.3 最大変位

過去の大地震で地震動の最大値が正確に求められた例はない。近年最大加速度は強震計により求め

られるようになったが、これもその地域の最大値とは限らず、またこの記録から計算された変位もどちらに信頼がおけるとは限らない。長期的な立場に立てば、今後の計器の開発と設置観測の普及が必要であろう。

過去の余震の観測結果からは、変位振巾について沖積層では岩盤の1～10倍程度大きいことがわかつている。したがって現状では必要に応じて個々に地質を調査し詳しい計算をするが最も確実な最大変位を見積る方法とされている。想定される最大変位量を数値で与えることはむづかしいが、表3.1¹³⁾および図3.6はその見積りの資料の一つを提供するものである。

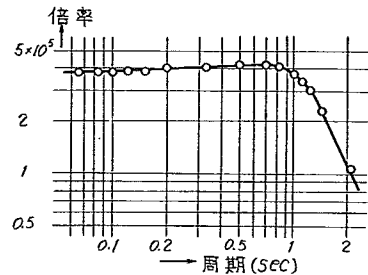


図3.5 常時微動計の総合周期特性
(金井清1966)

3.4 最大加速度および最大速度

最近の強震計による値を除けば、過去の地震の時の最大加速度は震害や震度からの推定値である。過去の地震のこれらの資料にもとづき、同一地域における同一地震の最大加速度、推定値のばらつきを主として地盤の相違によると仮定して、マグニチュードおよび地盤別の震央近くの地表における地震動最大加速度および最大速度を見積つた例を表3.2¹⁴⁾に示した。この表についての最大速度は最大加速度を与える波動の周期を軟地盤において0.7 sec、硬地盤において0.8 secと仮定して求めている。一般には最大加速度あるいは最大速度を与える波動成分は最大変位を与えるものとは異なることが多いと考えられている。

震害はまたこれらの最大値のみでなく、この程度の大振巾がどのくらいの時間継続したかに左右されることが多い。

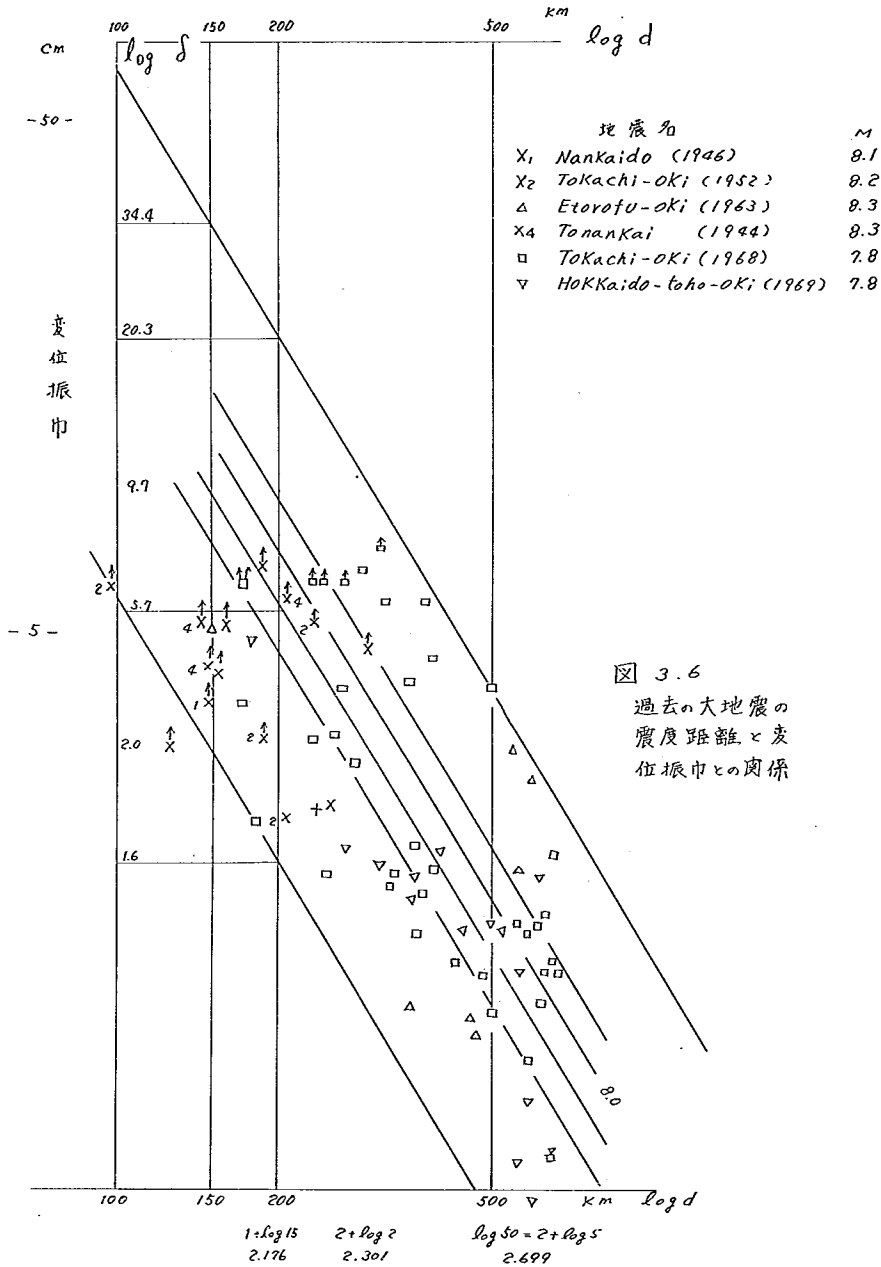
表3.2 震央附近の最大加速度、最大速度の推定値 (岡本1971)

マグニ チュード	岩 盤		沖 積 層	
	最大加速度	最大速度	最大加速度	最大速度
6.5	380 cm/sec ²	1.8 cm/sec	510 cm/sec ²	5.7 cm/sec
7.0	440	2.1	590	6.6
7.5	510	2.4	670	7.5
8.0	580	2.7	770	8.6

3.5 強震動継続時間

強震動継続時間に影響を与えるのはマグニチュード、震央距離および地盤の性質等であろう。例えばある震央距離を限定して30 gal以上の加速度の継続時間 t_{30} とマグニチュード M との関係式と

震央距離



して、式 3.2¹⁵⁾ が平均地盤において与えられている。

$$\log_{10}(t_{30}) = 0.50M - 2.08 \quad (\text{sec}) \quad (3.2)$$

この式をその他と併せて図化したのが図 3.7 である。継続時間は地盤の流動化をみつかる場合特に重

要であろうが、他にも考察の対象は多く、その意味では地盤の性質による影響も無視できないと考える。

3.6 位相差

水平にある距離離れた地点相互の地震波形を比べてみると明らかに相違している。この相違が震害に影響を与える程度は構造物の性質特に長さによると考えられ、その顕著な例としては沈埋トンネルやパイプライン、長大橋梁があろう。振巾については地盤構造の相異が主に影響するであろうし、位相差についてはそれに加えて波動の種類すなわち伝播の方向が影響する。接近した地点間では当然波形は類似し波の対応もよくつくが、遠く離れれば距離とともに相違してくる。また加速度波形よりは変位波形の方がよく対応するといえる。このような背景に立つて今後の研究をすすめることが必要となろう。

こゝではこの種の比較をした例として、

30 m 間隔の測点より得られた地震変位記録の例を図 3.8¹⁶⁾ に、約 1.5 ~ 2.5 km 離れた岩盤における地震加速度記録の例を図 3.9¹⁷⁾ に示すにとどめる。

3.7 増巾作用

一般に地表近くの地盤はやわらかく、深くなるほどかたい。S 波の重複反射理論によれば、地震波はこのやわらかい表層で著しく増巾されて大きく本来の波形を変える。これに反し地下の基盤より下では増巾されることも少ないから、この基盤の上面に入射する地震波形は、地域を限るとどこでもほとんど同じとみなすことができる。このような基盤を地震基盤と名づける。したがって対象とする地域の広さによつて、地震基盤は洪積層でも才 3 紀層でもよいわけである。図 3.10¹⁸⁾ は S 波速度 700 m/s の地盤を地震基盤と考えている例である。

表面層による地震動の増巾度に関しては式 3.8¹⁹⁾、この式にもとづいた数値計算結果の表 20) がすでに与えられている。

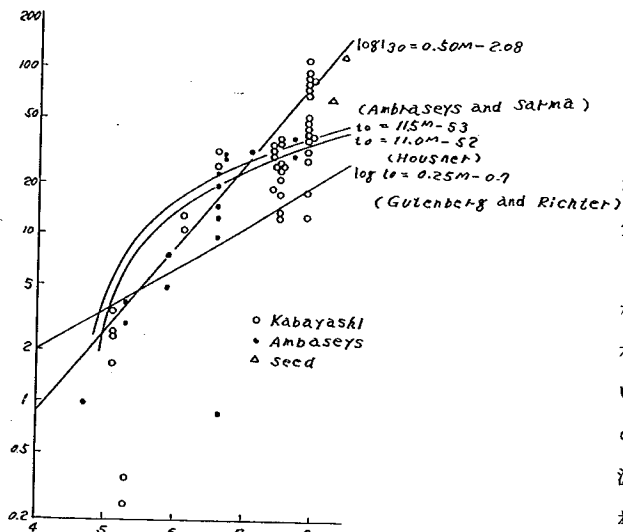


図 3.7 地震動の継続時間とマグニチュード
(小林 1971)

$$G(T) = 1 + \frac{1}{\sqrt{\left[\frac{1+K}{1-K} \left\{1 - \left(\frac{T}{T_G}\right)^2\right\}\right]^2 + \left(\frac{0.3}{\sqrt{T_G}} \cdot \frac{T_G}{T}\right)^2}} \quad (3.3)$$

ただし
$$K = \frac{\rho_1 C_1}{\rho_2 C_2}$$

ここに $G(T)$ は増巾度、 T は地震波の振動成分の周期、 T_G は地盤の卓越周期、 ρ_1 は表面層の密度、 ρ_2 は基盤層の密度、 C_1 は表面層内の S 波伝播速度、 C_2 は基盤層内の S 波伝播速度であつて、例えば $T = T_G = 1.6 \text{ sec}$ のとき $G(T) \div 5$ の大きい値をもつ。この式は理論的計算に実測結果を織り込んだ単一地表層の場合であるが、粘性を考慮して多重層を解いた図 3.1.1 21)、弾性基盤上の弾塑性表面層として解いた図 3.1.2 22) の例などがほかに示されている。

以上はすべて増巾度の周波数領域における表現であるが、時間領域で地震波形をとりあつかつた例も多い。23) 24) 25) 図 3.1.8 あるいは図 3.1.4、図 3.1.5 はその一、二を示している。

非弾性領域あるいは表面波については今後の研究に待つところが多い。

3.8 震央近傍の地震動

震央近傍の地震動に関する研究は少ない。²⁶⁾ 過去の震害調査報告の再検討、震央近傍の地震記録特に波形と上下動振巾についての調査研究が望まれている。

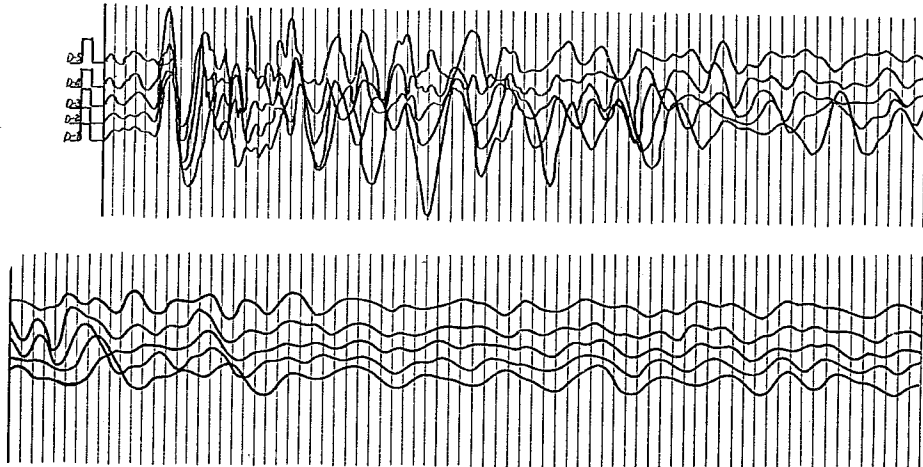


図 3.8 30 m 間隔の地震変位記録 (桜井 1970)

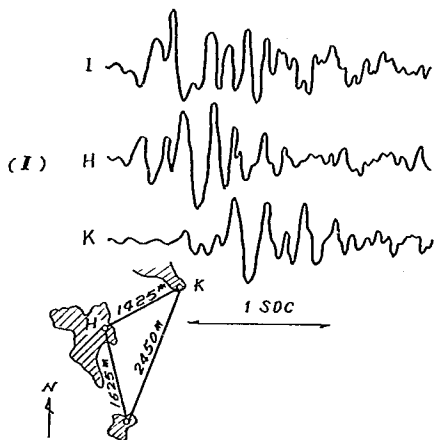


図 3.9 1.5 ~ 2.5 km 離れた 3 地点の地震加速度記録
(藤原 1970)

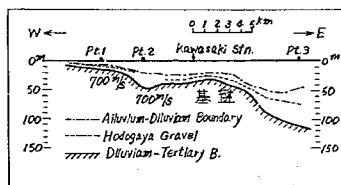


図 3.10 川崎市における地層模式断面図
(太田・嶋 1967)

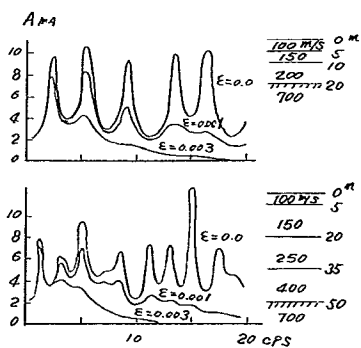


図 3.11 地表増巾度計算例 (嶋・太田 1967)

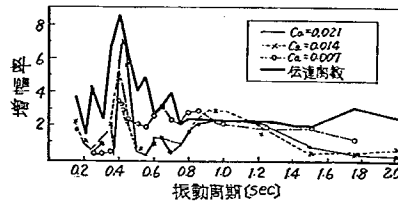


図 3.12 地表増幅率計算例 (岡本 1971)

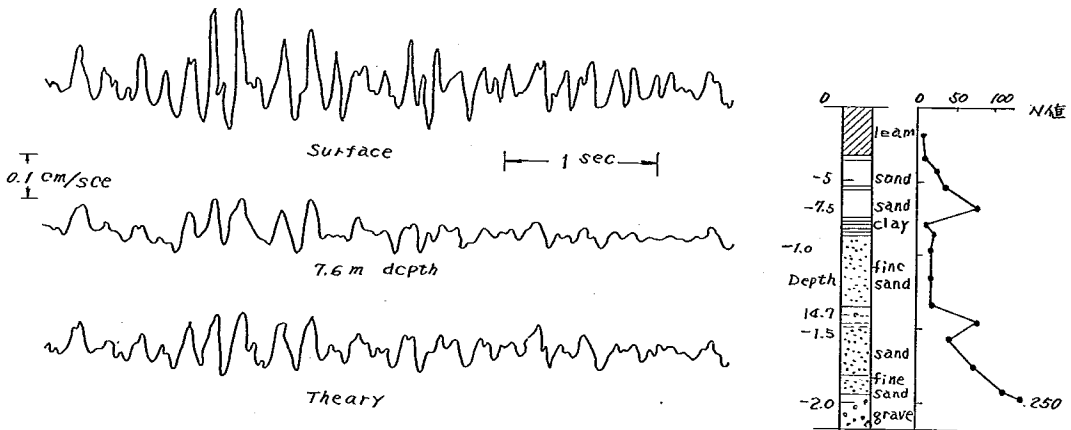
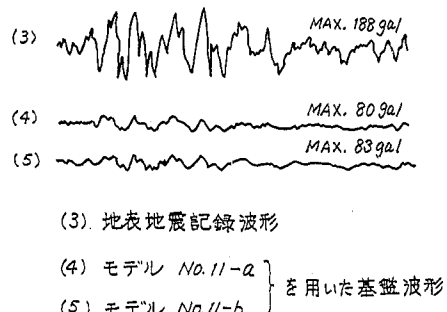


図 3.13 地中地震波形の計算値と実測値の比較 (金井ほか 1966)



No. 11-a			No. 11-b		
100	1.8	2.0	130	1.8	4.0
160	1.8	2.0	195	1.95	5.3
195	1.95	5.3	380	1.6	∞
380	1.8	1.7			
200	1.6	1.0			
375	1.6	4.0			
200	1.6	1.0			
430	1.6	∞			

V_s ρ H V_s ρ H
 (m/sec) (g/cm³) (m)

図 3.1.4 同一地盤の2種類の層構造モデルとこれを用いて
地表地震記録より計算された基盤地震波

(藤原1971)

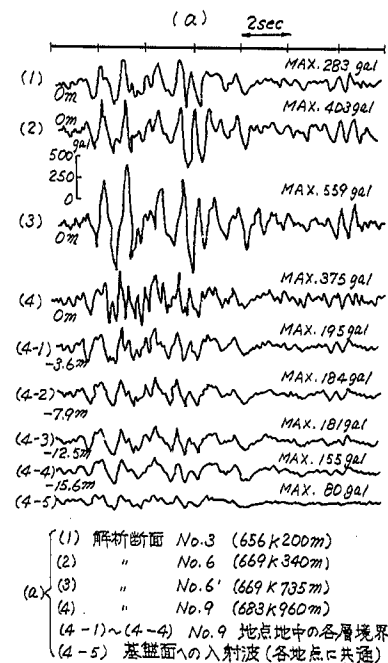


図 3.1.5 図 3.1.4 の基盤地震波を用いて計算された
4 地点地表または地中の波形 (藤原1971)

参 考 文 献

- 1) 石本己四雄, 1937・震央距離の比較的大なる地震による東京近傍卓越振動周期, 地震研究所彙報, 10, 537-543
- 2) 金井清, 1966 建築構造学大系1 地震工学, 彰国社, 11
- 3) 東京都防災会議資料(岡本舜三, 1971, 耐震工学, オーム社, 104による)
- 4) Kanai K and T Tanaka, 1958 Self-levelling Vibrograph, Bull Earthq Res Inst, 359-368
- 5) 金井研究室, 1962 明石海峡における常時微動による地盤調査結果概報, 委託調査報告書
- 6) White J.E., 1965 Seismic Waves, McGraw Hill
- 7) 今井常雄, 1972 土質調査法(改訂版) 物理探査法, 土質工学会
- 8) 物理探査10周年特別号, 1958, 11~4
- 9) 嶋悦三, 太田裕, 1967 地表層の振動, 地震, 2~20 記念特集号, 293-305
- 10) 岡本舜三, 1971 耐震工学, オーム社, 112-122
- 11) 藤原俊郎, 1971 大地震の際の被害地盤の地震動の推定, 鉄道技術研究報告, 764, 10-11
- 12) 前出2), 26
- 13) Muramatsu I, 1966. Expectation of maximum Velocity of Earthquake motion within 50 years throughout japan, Sci Rep Gifu Univ, 3, 470-481
- 14) 前出10), 141-146
- 15) 小林芳正, 1971 地盤震害の諸現象とその機構, 鉄道技術研究報告, 744, 5.
- 16) 桜井彰雄, 高橋忠, 栗原千鶴子, 矢島浩, 1970 地震時土の歪より見た埋設パイプラインの耐震性, 電力中央技術研究所研究報告, 69087, 36.
- 17) 藤原俊郎, 1970 昭和44年度日本鉄道建設公団の依頼による調査研究経過報告(その1), 鉄道技術研究所, 14.
- 18) 太田裕, 嶋悦三, 1967 地震基盤について(I) -その予備的考察-, 災害科学論文集, 4, 133-135
- 19) Kanai K, 1961. An Empirical Formula for the Spectrum of Strong Earthquake Motions, Bull Earthq Res Inst, 39, 85-95.
- 20) 前出10), 102-103
- 21) 前出9), 303.
- 22) 前出10), 123-124.

- 23) Kanai K, T.Tanaka, S.Yoshizawa, T.Morishita, K-Osada and T.Suzuki,
1966. Comparative Studies of Earthquake motions on the Ground and
Underground II, Bull Earthq Res Inst, 44, 609-643
- 24) 小林啓美, 鏡味洋史, 1966. 波動理論を用いた成層構造の地震応答数値解析法について,
震工学国内シンポジウム, 15-20
- 25) 前出11), 17
- 26) 前出10), 140-146.

4. 地震動の観測

4.1 概 説

沈埋トンネルが水底の表層に設置された長大な構造物であり、しかも多くの場合重要な交通路であることを考えると、函体に必要な耐震性を与えることと、地震時の保安・管理・運用の点から地震観測は重要な意味をもっている。

新しい型式である本トンネルの合理的な耐震設計方法を確立するためには、実際のトンネルの地震時の挙動を知ることが基本的に必要とされる。

トンネル軸線に沿った地盤の地震動を知ることは建設工事前及び完成後の何れに於いても、トンネルの耐震設計を行う上の貴重な資料を与える。

大地震時に於いて、トンネル内の設備の事故、通行中の車輛の事故、これ等による二次的な災害等の発生を考慮した場合、先づトンネルの使用法・交通量の制御が検討されねばならない。之にはトンネルに対して地震動の強さの警報レベル、危険レベルを設定して、交通遮断、停止等の交通流制御を行ったり、トンネル内の巡視等の処置がとられることが考えられる。

以上の諸点より沈埋トンネルに於いては計画の段階から地震観測は欠くことの出来ないものである。

4.2 建設地点における地盤内での地震観測

最近の研究により地震時には沈埋トンネルは地中でトンネル周辺地盤の動きに立体的に対応して挙動することが分つて来た。従つてトンネル軸線上の地盤の地震時の挙動はトンネルの耐震性の基本的要素の1つになり、建設される場所の地表、地中、基盤等での地震時の挙動を把握出来るならば、それに基づいて耐震性にすぐれたトンネルの合理的な設計が可能となるであろう。

この場合、地盤は局地的な動的特性によつて挙動するので、地震観測点は軸線上の数箇所或いは、ある間隔毎に設置する必要があるが、測定位置、間隔、深さ等については、地形、地表層の状態、土質の変化、沈埋トンネルの埋設深さを考慮して決めることになる。

この観測はトンネル完成後のトンネルの挙動と併せた場合、基本的な資料となるものであり、完成後も適宜継続されねばならない。

4.3 トンネルにおける地震観測

トンネル周辺地盤の地震観測に対応して観測点を選ぶ外、構造的に動的性質が異ると見られるもの——換気塔、堅坑その他——や構造的に連続していないとみられる部分——堅坑との接続部分、ヒンジ結合など——が観測点として挙げられよう。この他、トンネルに及ぼす地震時の土圧も又観測対象として検討する必要がある。

4.4 観測項目

前述の様な目的で地震観測を実施する事から、函体自体の安全性と車輦等の通行物の安全が同時に考えられねばならない。それには、地震動の観測では速度又は変位の観測と共に加速度の測定も必要である。

次に地震時に函体に発生する歪は函体材料の許容歪、トンネルの変形との関連で重要であり、観測項目の一つとして検討する必要がある。

地震時或いは地震前後におけるトンネルの状態を知り、平時の状況を把握し、その良否を判断する上で、鉄筋計、継目計の設置も有用であろう。

4.5 観測例、測定計器、断層の考え方については次年度以降で検討する。

5. 設計上考慮する地震動

5.1 考え方・取扱い方についての注意

設計上考慮する地震動について考え方を取まとめるためには、耐震設計上の基本的な考え方、設計計算等の技術的な評価方法の水準、安全評価の考え方、施工および管理および地震対策までを包括的に考える必要がある。

本報告書においてもこれに言及しないわけにはいかないが、次に述べるように、沈埋トンネルに働く地震力自身についても現段階では大きな仮定をおかざるを得ないのが現状である。

しかし、実際に構造物が作られていることを考えれば、本委員会で討議された事項について結論を得ないままに報告することも、問題がどこにあるかを知り、設計に反映させる上であながち無意味とは思われない。したがって、基本的な考え方についても、このような一つの考え方があり、最終報告書までには何らかの結論を導かなければならない項目として、列挙するものである。

5.2 地震波動の伝播特性について

沈埋トンネルの設計上考慮する地震動について述べる前に、地震発生から地震入力にいたるまでを最近の地震工学の考えに従って示すと、図 5.2.1 のようになる。¹⁾ 地震発生から地表層の震動特性までは前章までに述べられているが、沈埋トンネルの耐震設計上考慮しなければならない地震動は、地震波動が地表層によつて変形増巾されたものであること、すなわち、建設予定地点の地表層の局所性を考慮したものである必要があり、また地上の構造物と異つて、このような地表層の震動特性の局所性が沈埋トンネルの耐震性を支配する第一義的な要因となることである。

従来、地震工学で取扱う地震波の伝播特性は、S波(せん断波)が地下より地表へ垂直に入射してくるものとして表わされることが多い。もし、地震波がこのような波動伝播特性を

もつものだけであるならば、地表に平行して敷設される沈埋トンネルは、周囲土砂が支持してくれるために耐震性に富む構造物であるともいえよう。

我々が沈埋トンネルの耐震性を考える場合、従来の地上構造物に対する考え方をそのまま適用できるかどうかについて考える必要がある。地震波が前述した伝播特性を持つ地震波として取扱われるのは、実体波の波動伝播特性および地震観測結果とあまり矛盾がないといふことの他に、そのように仮定することによつて工学的な取扱いが非常に容易になるということも大きな理由である²⁾。勿論、このような理想化(モデル化)のうちには、対象とする構造物の動的性質より理想化によつて失われたものが構造物の耐震性に対して重要な要因でないことを検討しておく必要がある³⁾。

図5.2.1は松代地震における地下の地震観測例であるが^{4) 5)}、衝撃的な地震の例であるので地震波が地下より地上へ伝播してくる様子がよくわかる。図5.2.2も同様な例であり、S波初動部分では地下より地上へ伝播する波動が観測されるが、2秒程度後に振巾も大きく周期も長い波がみられる。この波は、位相のおくれがみられない。図5.2.3は地表に測線を設け、30mおきに地震計(変位計)を配置した例であるが、図5.2.2で位相おくれのみられない時点に相当する時に、地表を伝播する波がみられる。

また、図5.2.3においてS波初動部分では波が同時に地下より地表へ達しているが、その後波形の乱れがみられる。これは、地下の地層が傾斜しているためと考えられる^{6) 7)}。

このように、地震波動のみに着目しても従来の地震工学の取扱いと異なる性質を観測できるのである。このような観測資料はほとんどなく、したがつて、地震波動伝播の立体的な性質については、工学的には、大きな仮定をおかなければならないのが現状である。いままで、沈埋トンネルに対する地震入力として一方向に伝播する正弦的なせん断波を仮定することが多いが、観測では、このような波のみが表れるわけではないことが示されており⁷⁾、現段階では沈埋トンネル軸線方向に対し進行する波動を仮定した場合にも、進行方向に振動する波動成分と進行方向に直角方向に振動する波動成分が同時に現われるとするように仮定すべきであろう。

1) 「耐震工学委員会の活動状況について(地震入力)」第11回地震工学研究発表会講演概要 1971 7

2) 大築志夫・金井清「耐震設計」コロナ社P41

3) 桜井彰雄「埋設パイプラインの耐震性」昭和45年度土質工学会北海道支部講演会

4) 桜井・高橋・栗原・矢島「長大構造物の地震応答解析についての一考察」3rd J. E. E. Symposium, 1970

5) 桜井・高橋「松代地震観測に基づく地盤震動特性の検討」土木学会論文報告集 186号, 1971 2

6) A. Sakurai and T. Takahashi [Dynamic Stresses of Underground Pipe Lines during Earthquakes] Proc. 4W. C. E. E1961. 1

7) 桜井・高橋・栗原・矢島「地震時土の歪より見た埋設パイプラインの耐震性」電力中央研究所技研報告NO 69087, 1970. 4

沈埋トンネルは、地震加速度（慣性力）よりは、地震時における地盤変形——地震時の土の歪——にその耐震性がより依存する場合が多いと考えられるので、本章で主に述べる地震波動伝播による歪のみでなく、第Ⅲ編5で述べられるような、地盤自身の破壊例（流動化、沈下斜面の切り、地割れ、断層など）についても見直し、一度設計した構造物の耐震安定性について、大局的に検討し直す必要があろう。

すでに述べたように、地震波動伝播に伴う地盤変形（歪）も、i）深さ方向の波動伝播によるもの（実体波） ii）地表面に沿って伝播する表面波によるもの（境界波） iii）地盤の不均一によるものについて検討する必要がある。

5.3 設計上考慮する地震動

沈埋トンネルは、川底又は海底に敷置されることが、耐震設計上の安全評価に大きくかわる事柄である。したがって、大地震をうけたとき沈埋トンネルを利用中の人々が漏水その他に対し安全に待避できることが、耐震設計上の大きな目的であり、多くの地震に対しては損傷を受けないように設計することが必要である。人命に関係のない限り、施設の利用停止、施設の損害と耐震設計による費用増との見合いの問題である。

設計上考慮する地震動の大きさを決めるためには、したがって、設計々画の段階において種々の事故を仮定し、かりに損傷が生じて、これが人命に対する影響が拡大するのを防止するなどの安全評価の作業を行うことが必要である。さらに路線配置等、利用上の構造物の重要度の他に沈埋トンネルの延長の大きさなどによつては、安全評価上の重要度が考えられ、これらによつても設計々算上用いられる地震動の大きさも異つてこよう。

重要度の高いと判断される沈埋トンネルに対しては第2章地震で述べられたように、建設予定地点についての地震活動度（Seismicity）を調査すれば、設計々算上考慮しなければならない地震動の大きさ（マグニチュードM、震源距離Xなど）が定まる。さらに、第Ⅲ編の地盤調査結果を利用すれば、第3章地震動の特性に述べられた評価方法によつて、建設予定地盤の局所性を考慮した地震動の大きさが決められる。これを、かりに設計用地震（design base earthquake）と呼ぶ。これに対しては、安全上の余裕を持たせるように設計されるべきであらう。

さらに、その地方で起りうる最大の地震動（maximum probable earthquake）を評価し、これによつて安全評価の作業を行うことをすすめる。maximum probable earthquake としては、日本の地震歴の長さを考えれば、過去においてその地点に最大の影響をおよぼしたものを考えれば十分であらう。この地震動は地震対策として、構造設計のみならず全システムの組合せによつて検討されるもので、地震対策検討用地震と仮りに呼ぶことにしよう。

5.4 沈埋トンネルの地震入力の取扱いについての一例 ⁷⁾⁸⁾⁹⁾

沈埋トンネルにとって、一番主要な地震力は、地震時の地盤の変形 地震時の地盤の歪である。地震時の地盤の歪は、5.2節で指摘したように、地震波動そのものの性質によるものの他、地形的要素（地盤の不均一）によるものによつて生ずるが、いずれにせよ建設予定地点の表層の地層構造によつて定まるので、第Ⅲ編に述べられる地盤調査によつて地層構造の把握に努める必要がある。重要度の高い路線では、ルート沿いに地震観測を行うなどがすゝめられる。

一例として、地表層が均一な場合、地盤の歪が、沈埋トンネルのひづみに関係するという考え方から(1)式の関係式から(2)式のように沈埋トンネルの歪を導くこともできる。

$$\frac{H}{V_s^2} = \frac{\pi}{2} \frac{\epsilon_a}{\beta A} \quad (1)$$

$$\epsilon_a = \left(\frac{2\beta}{\pi} \cdot \frac{H}{V_s^2} \right) A \quad (2)$$

ここに、 ϵ_a ；構造物に生じる歪、 $\beta = \epsilon_a / \epsilon$ ；土の歪 ϵ が構造物に伝達される割合、 H ；軟弱表層の厚さ、 V_s = 軟弱表層のS波速度 A ；設計加速度である。これを図5.4.1に示した。

次に、地震時の地盤の歪について、地震波動伝播に伴つて生ずる歪について考えてみる（その他の原因による歪については第Ⅲ編5章参照）。

5.2で述べたように、現在の観測資料からは地震波動伝播特性について十分な結果は得られていないから、地表にそつて伝播する波動を考える場合、進行方向に振動する波動成分、直角方向に振動する成分を考え、このような波が同時に伝播するものと仮定せざるを得ない。このような波動を次式で表わす。

$$Y(x, t) = f\left(t - \frac{X}{V}\right) \quad (3)$$

ここに、 Y ；地盤の変形、 X ；波の進行方向にとつた座標、 V ； X 軸に沿う地震波の（見掛けの）速度である。(3)式に関する微係数の交換則 ^{10) 11)}

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{1}{V} \frac{\partial y}{\partial t} \equiv -\frac{V}{v} \quad (V: \text{速度振幅}) \quad (4)$$

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \frac{1}{V^2} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \equiv \frac{A}{v^2} \quad (A: \text{加速度}) \quad (5)$$

8) 桜井彰雄「地盤震動解析に基く埋設パイプラインの耐震性の研究」学位請求論文、早稲田大学1971。

9) 桜井・栗原・矢島「原子力発電所冷却水路系の耐震性（取水塔、海底トンネル、および堅坑の耐震検討）」

電力中央研究所依頼報告NO. 71514, 1971. 10

を用いれば、地震時の地盤の歪は次のようにして与えられる。

波動が、進行方向に振動する成分であれば、

$$\epsilon = \frac{\partial y}{\partial x} = \frac{V}{v} \quad (\text{符号無秒}) \quad (6)$$

直角方向に振動する成分であれば、

$$\frac{1}{R} = \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \frac{A}{v^2} \quad (7)$$

また、堅坑など深さ方向のせん断歪を知りたいときは、地表の地震波を基にするときは、¹¹⁾

$$y(z, t) = \frac{1}{2} \left\{ y_s \left(t - \frac{Z}{V_s} \right) + y_s \left(t + \frac{Z}{V_s} \right) \right\} \quad (8)$$

(y_s ; 地表での地盤変形)

より、

$$\begin{aligned} r &= \frac{1}{2V_s} \left\{ V \left(t + \frac{Z}{V_s} \right) - V \left(t - \frac{Z}{V_s} \right) \right\} \\ &\leq \frac{V}{V_s} \end{aligned} \quad (9)$$

となる。

上式をみれば、いずれも地表での速度振幅 V を知る必要がある。 V を評価する一つの方法は、金井式¹²⁾によつて基盤の速度値を求め、地表層の増巾度を考慮して V を定めればよい。(波動計算による場合は、文献5)の注意参照)

ここでは、他の例を示す。地震加速度波形については強地震の記録があるので、これを S 波、表面波の区別を無視して、積分して V を求める。この場合、単純な積分では発散して目的を達しないため工夫が必要である。一つの積分方法は不完全積分による方法である。¹³⁾この方法では、切捨てるドリフト分に地震波の有効成分が混入するが、文献9)の例では振動台で地震計による加速度、速度、変位と、絶対変位を計算結果を比べた結果と、長周期成分は我々が問題としている地表層よりさらに大きいスケールで考えるべき波としてこれを捨て、多くの強震記録と現地観測波形を積分し、

$$V = 7 \text{ cm/sec} / 100 \text{ gal}$$

として設計評価を行つた。また、同様に深さ方向のせん断歪 r の包絡線を結び、図 5. 4. 2 のような分布を設計値に用いた。

10) Morse [Vibration and Sound] Mc Grow Hill

11) 土木学会「構造物の地震応答解析とその実例」基礎編 第2章、応用編第15章

12) 金井清「地震動の振動特性に関する実験式」Proc 2nd J. E. E. Symposium, 1966

13) 栗原・桜井「地震加速度波形の積分」電力中央研究所 技研報告NO. 68077 1968

このような方法は、地盤調査が不十分な場合に大略の数値を知る上で利用できるだろう。

なお、地盤が不均一な場合にも大きな地盤歪が予想されるので注意する必要がある。図 5.4.3 は、地下傾斜層がある場合の地盤の歪を求めた例である。基盤で速度スペクトル一定の条件を用いたシミュレーション波を用いたため、単一地震動というよりは、これらの包絡線に相当するが、傾斜角が大きいほど、軟弱地表層が厚いほど歪が大きくなる結果が得られており、このような地層でも大きな歪が発生するので耐震評価に十分留意する必要がある。

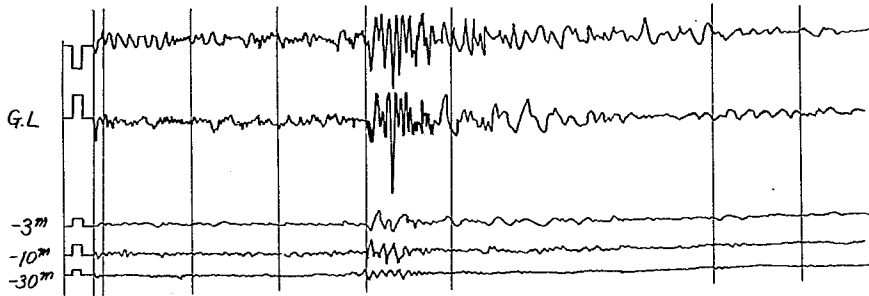


図 5.2.1 地中加速度分布

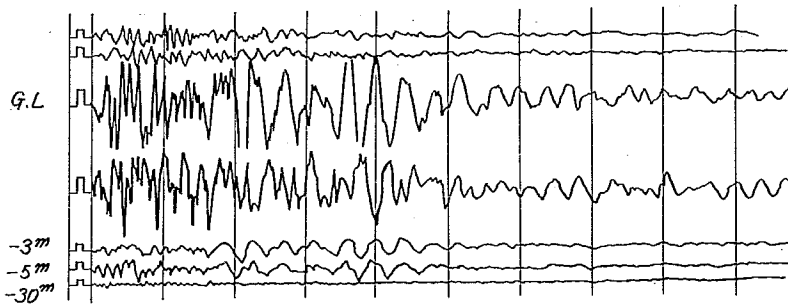


図 5.2.2 地中加速度分布



図 5.2.3 地表変位分布

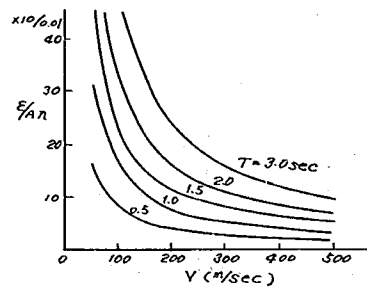
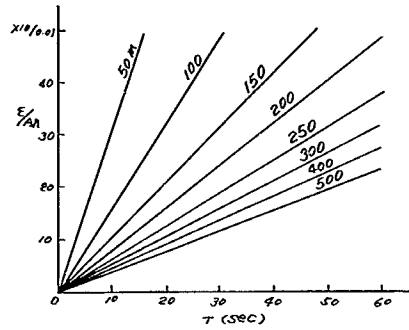
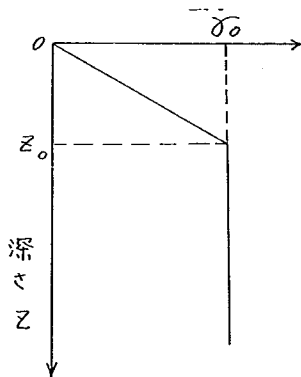


図 5. 4. 1



$$z_0 = 10 \text{ m} \times \frac{V_s}{150 \text{ m/s}}$$

$$r_0 = 3.4 \times 10^{-4} \times \frac{150 \text{ m/s}}{V_s}$$

V_s ; その地盤のせん断波速度
m / sec

図 5. 4. 2 せん断歪 の分布

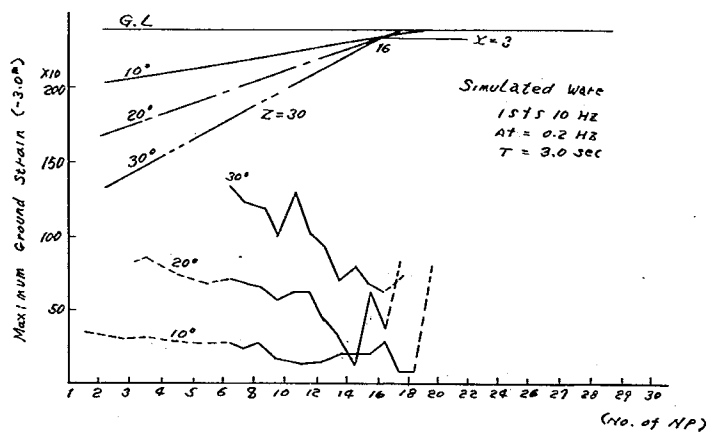


図 5.4.8 傾斜地盤層による土の歪

第Ⅲ編 地盤に関する研究成果

1. 概 説

沈埋トンネルの耐震設計上、地盤について問題となるものは、その性格から次のように三大別できる。

- i) 耐震設計のための地震に関する条件を決定するに必要な地盤常数の調査、試験、評価に関するもの。
- ii) 構造設計に必要な地盤常数の調査、試験、評価に関するもの。
- iii) 地盤もしくは盛土など地盤に準ずるものの地震時の安定の検討に関するもの。

これら3点のうち、i), ii) については、設計用地震の決め方や構造設計法がある程度明らかになつてから、地盤についてどのような資料が必要かが判明する。したがつて、厳密には、それらの手法等が明らかになり出した時点で地盤に関する研究が本格化すると云える。

このような事情から、地盤に関する研究としては、地盤の安定に関する問題を優先的に検討した。同時に、現在行なわれている沈埋トンネルの耐震設計をふまえ、地盤について行なうべき調査、試験等の項目を整理検討した。その結果、報告として取上げるべき主要な項目を確定した。また、地盤の調査に関しては、最終報告の原案と云うべきものが提示された。これらの内容については、詳しい検討はなされていないが、すでに用いられている方法や、発表されている資料を沈埋トンネルの耐震設計の観点から集約するとい性格が強いものである。これらについては、今後の地震および構造分科会の作業の進行に対応して、それらと有機的なつながりをもつた形に整備する予定である。

地盤の地震時の安定に関しては、沈埋トンネルの建設地点の構造から、砂質土の流動化が問題点の1つと考えられた。よつて、これらについて検討を行ない、流動化の予測法などが調査された。しかし、数種の予測方法のいずれが、沈埋トンネル周囲の地盤の流動化の予測法として適切かについては、検討中である。粘性土については次年度に詳しい検討を行なう予定である。

断層に関しては、神戸地区の断層の現地調査を行なうと共に、専門家に説明していただく機会をもつた。しかし、地震時の断層の移動が沈埋トンネルに及ぼす影響については結論を得ていない。

明年度以降は、上記諸点の検討と共に、盛土の安定、既設沈埋トンネルについて行なわれた地盤調査事例の収集などを行なう予定である。

2. 地盤の調査

2.1 概 説

沈埋トンネルは沿岸地域の比較的軟弱な地盤の表層付近に埋設されることがほとんどである。したがって、その耐震設計を行なうに当っては、沈埋トンネルの基礎地盤はもちろんのこと、その周囲を取巻いている表層地盤についても慎重な調査を実施し、耐震設計に必要な地盤に関する種々の資料を得ておかなければならない。

地盤の調査は、調査の精粗又は、順序によつて予備調査と本調査に分けられ、又、調査の内容によつて、実験室における室内試験と現場における現地試験とに大別できる。

予備調査と本調査を明確に区分することはできないが、予備調査においては、既往の地盤調査資料の収集並びに検討および現地踏査を中心に行ない、この結果に基づいて、最も効果的な調査方法、調査位置を選択したうえで詳細な本調査を実施すべきである。

2.2 予 備 調 査

2.2.1 資 料 調 査

前もって、現地付近の既往の各種資料を収集し、これをもとに現地の地盤状況を把握検討しておくことは、その後に引き続く現地踏査、本調査を効果的に進めるうえでも重要である。収集しておくべき既往資料の主なものを次に示す。

(1) 地 形 図 (海底地形図)

(2) 地 質 図

(3) 地 盤 図

(4) 土 性 図, そ の 他

(5) ボーリング記録

(6) 既設構造物に関する資料

2.2.2 現 地 調 査

実際に現地へ行つて地盤状況を詳しく探査して確認するとともに、資料調査の結果を照合し、本調査の方法、位置等の決定の判断資料を得るためのものである。

2.3 地質および土質調査

2.3.1 一般的事項

(1) 調 査 項 目

地盤の調査のための、試験の方法は、次表のように分類でき、その試験の結果から直接的あるいは間接的に得られる地盤の諸定数を右欄に示す。

(2) ボーリングおよびサンプリング

ボーリングの方法としては、衝げき式と回転式があるが、地盤の調査においては室内試験用試料の採取およびボーリング孔を用いた各種試験を行なうため、回転式が専ら用いられる。

ボーリングに当っては、次の点に注意しなければならない。

1. ボーリング孔を一定の口径に掘ること。
2. なるべく乱さない試料を採取できるようにすること。
3. ボーリングによって周囲の地盤（孔壁、孔底）を乱さないこと。

採取した試料の状態はサンプリングの方法によって異なり、下表のように分けられるが、力学的試験を行なうためには、できるだけ乱さない試料を採取するように努力すべきである。又、採取した試料は、地中における状態をできるだけ保存するようシール、保管しておかなければならない。

試料の状態と利用目的

名 称	状 態	採取または 調 製 方 法	利 用 目 的
乱さない試料	自然状態にもつとも近い	土塊からの切り出し、シンウォールサンプラー	力学的性質を求める試験、密度、含水量試験
乱した試料	乱さない試料に比較して乱れの程度が大きい	標準貫入試験用サンプラー コアチューブ	判別分類試験
代表試料	土の構造は破壊されているが粒度や含水量は変わらない	オーガボーリング 土層からの掘り出し	判別分類試験含水量試験

試 験 法			調 査 項 目										備 考		
			せん断定数C, φ など	変形係数E又はG	弾性波速度V _p , V _s	ポアソン比ν	密度γ	その他	歪 オ ー ダ ー						
									10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹	
現 位 置 試 験	地表からの調査	弾性波探査※ 音波探査 載荷試験		○ ○	○	□			↔						JIS A1215
	ボーリング孔を用いた調査	物理検層（速度）※ （密度） （電気） 標準貫入試験（N値） 横方向K値試験	□ □ ○	□ ○	○ .	□	○ 透水係数 N値 K値	↔ 							

（地震時の地盤の歪： $10^{-4} \sim 10^{-2}$ 程度）

○ 直接的

※ 地盤の動的性質に関する調査

□ 間接的

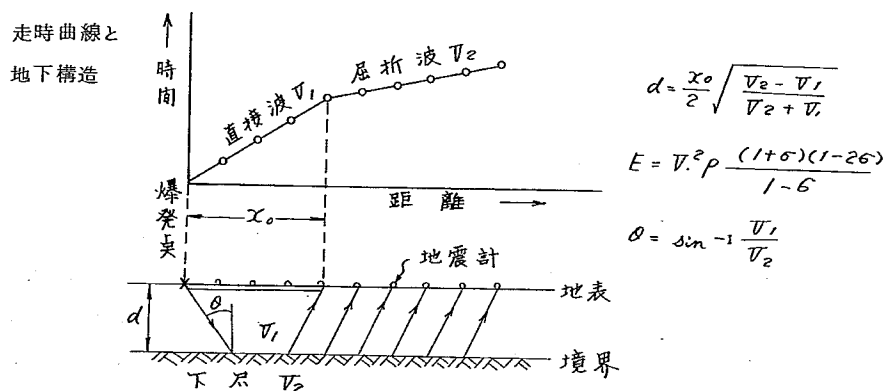
2.3.2 地表における現位置試験

(1) 弾性波探査

ダイナマイト等により人工的に地盤に震動をおこして、その波の伝播を観測し、探査する方法であり、これには、屈折法と反射法がある。ふつうの地盤調査では、前者を利用している。これは地層によつて地震波の伝播速度が変化することに注目した方法であり、地表の直線上（測線の長さは、探査深度の5-7倍以上必要である。）地震計を並べておき爆発の瞬間から地震波が各地震計まで到達する時間を観測することによつて、地盤中の弾性波（P波、S波）伝播速度を求めるものである。

調査結果により、地層の深さ、厚さ、地盤の弾性係数等の地盤構造の概要を把握することができる。

なお、走時曲線の解析は、ボーリング、岩石資料等の他、地質調査の結果を参考にして行なわなければならない。



(2) 音波探査

音波探査は、水中で発生させた音波P波が水中を経て水底下の地層に伝播し、地層の境界等で反射することを利用したもので、原理的には物理探査の反射法の一様であり、水底の地盤の調査に広く利用されている。

音波探査法は、音源の種類によつて周波数、エネルギー等が異なり、おもなものとして下表に示す方法があげられる。

一般に、音源のエネルギーが強く、周波数が小さいほど可探深度が大きくなるが（最大水底下400m位）、用途に応じて適当な方法を選ぶことが肝要である。音波探査法は、効果的な探査網を張ることにより、広範囲の連続した記録を経済的に得ることができ、沈埋トンネルの地盤の予備調査としては、最も有効な方法の一つである。

なお、解析に当つては、ボーリング（水中または付近の陸上）等の結果を参考にしなければならない。

	音 源	周 波 数	探査可能深度 (水 底 下)
ソノブローブ	磁歪振動	3800Hz	~20m(70m)
ソニックプーマー	磁 場		
スパーカー	放 電	300Hz (100~10000 Hz)	~100m(350m)
ラ ス	プロパンガス 爆 発	100Hz	~400m(800m)
サブサーレックス	ニッケル 磁歪振動	任 意	

(3) そ の 他

- 載 荷 試 験 (JIS, A1215)
- 物 理 探 査

電気探査, 放射能探査など

2.3.3 ボーリング孔を用いた現位置試験

(1) サウンディング

サウンディング法は, ボーリング孔内において抵抗体(コーン等)を押し込んだり引き抜いたりするときの抵抗を観測することによって地盤の力学的性質を測定する方法である。

これには, JISA1219で規定され, 現在最も一般に行なわれている標準貫入試験を初めとして, 各種動的および静的貫入試験, ペンセン断試験, 引抜き試験等がある。また, 地中の横方向地盤係数(横方向K値)を直接測定する方法として横方向載荷試験がある。

(2) 物 理 検 層

ボーリング孔内に調査目的に応じたゾンデをおろし, 孔周辺の物理量を連続的に測定する方法であり, ボーリングからの試料が満足に得られなかった場合の調査手段として非常に有効である。

物理検層を行なう場合には, ボーリングに当って孔壁となるべく乱さないことが要求されるが, 軟弱な表層地盤については孔壁の維持が困難な場合が多い。

- 電 気 検 層

電気比抵抗, 自然電位の測定

- 速 度 検 層

弾性波速度(P波, S波)の測定

- 密 度 検 層

放射線の散乱, 吸収を利用した密度の測定

2.3.4 室内試験

(1) 判別分類試験

土の単位重量，含水比，コンシステンシー，粒度等を求めるには，乱した試料あるいは代表試料によっても試験が行なえる。これら各種試験法のほぼ全部がJISに規定されている。

(2) 力学的試験

力学的試験に用いる試料は，乱さない試料でなければならず，また，できるだけ実際の地盤に近い状態で試験を行なうことが望ましい。

(i) 静的せん断試験

JISA1216の規定された一軸圧縮試験をはじめとして，三軸圧縮試験，直接せん断試験等がある。

(ii) 動的せん断試験

動的三軸圧縮試験，動的直接せん断試験等がある。

3. 地盤に関する諸定数

3.1 地震入力に関するもの

3.1.1 地盤のP波、S波速度および密度値

(1) 地表層の値

地震のP波、S波の速度は一般に地表やわらかい所から地中かたい所へいくに従って速くなる。地表近くではこれらの速度の変化が急でこの所で最も大きく増巾されたり顕著な卓越周期があらわれて本来の形をかえる。地表層を構成する第四紀、第三紀等の土あるいは岩石中の弾性波速度や密度の値を表3.3.1に示した。

(2) 地殻および地球内部の値

地殻とマントルとの境界はモホロビチッチ不連続面でわが国では約25～40kmの深さにある。地殻およびマントル上部は地震の多発する所で、この附近の地殻構造は人工地震によつても調査されている。深さ2900Kmにはマントルと核との境界がある。これらの岩石中の弾性波速度および密度の値を表3.3.2および図3.3.1～3.3.4に示した。

3.1.2 地表層の地盤定数の諸問題

(1) 岩質別岩盤の風化度によるP波、S波速度の変化

一般に地中岩盤はかなりの深度までき裂があつて風化変質している。図3.3.5は風化の程度によつてP波の速度が0.5Km位まで減少することを示している。この図は表3.3.1を見る時の判断の資料ともなろう。S波についても同様なことがいえるはずである。

(2) 土中のS波速度とN値との関係

P波、S波速度の測定値と土質工学的諸量との関係を明瞭にするいくつかの試みが現在までになされてきている。この内S波速度と標準貫入試験のN値との対比は物理的な意味づけは別として、実用上きわめて便利である。かなりの誤差を有することを考慮に入れた上で両者の関係式や図を用いることにすれば、N値を知つてS波速度を簡単に求めることができる。図3.3.6はその測定結果であるが、いずれも 10^{-6} 程度の比較的小さい地盤の歪に対応するものである。この際図3.3.7を参照すると都合のよいことがある。

(3) S波速度とP波速度との関係

S波速度とP波速度との関係を図3.3.8(a)(b)(c)に示した。この図によつてP波速度値からS波速度値を求める際、P波速度は土の含水状態に支配されることを注意しなければならない。図3.3.9はP波とS波の速度が対応しない例、図3.3.10は対応のよい例であるが、後者は12m以下で地質やN値との対応は悪くなっている。

(4) S波速度とその他の土質工学的諸量との関係

S波速度と一軸圧縮強度との関係を図 3.3.1.1 に、K 値との関係を図 3.3.1.2 に示した。これらの量は N 値などよりよい相関を S 波速度に対して示しているようである。その他降伏圧あるいは先行荷重との関係を図 3.3.1.3 に示した。

3.1.4 地盤の S 波速度の推定

地盤の歪が $10^{-5} \sim 10^{-6}$ 程度の値から地震時に予想される $10^{-2} \sim 10^{-4}$ 程度になると、S 波の速度は低下する傾向にあるといわれている。この見積りは今後にわたって研究すべき重要性をもっていると考えられるので、ここでは提案されたいくつかの考え方を図あるいは式によつて記述するに止める。

(1) F. E. Richart²⁸⁾

地盤の歪 10^{-6} 程度のとき

砂質土（丸粒）に対し

$$V_s = 160.5 (2.17 - e) \delta_0^{\frac{1}{4}} \quad (\text{m/sec})$$

砂質土（角粒）ならびに粘性土に対し

$$V_s = 109.8 (2.97 - e) \delta_0^{\frac{1}{4}} \quad (\text{m/sec})$$

ここに e ; 間隙比 (< 0.8)

δ_0 ; 有効側圧 (kg/cm^2)

(2) T. R. Kuesel²⁹⁾

地盤の歪 $10^{-2} \sim 10^{-4}$ 程度のとき

砂地盤に対し

$$V_s = \frac{1}{2} \times (10^{-6} \text{ 程度の歪についての } V_s)$$

粘土地盤に対し

$$V_s = \frac{1}{3} \times (10^{-6} \text{ 程度の歪についての } V_s)$$

(3) 今井常雄, 吉村正義³⁰⁾

地盤の歪 10^{-6} 程度のとき

沖積および洪積の砂, 粘土, 礫, ローム, 砕石, 第 3 紀泥岩の平均として

$$V_s = 92.1 N^{0.329} (\text{m/sec})$$

(4) 吉村正義, 内山成和, 今井常雄³¹⁾

地盤の歪 $10^{-1} \sim 10^{-2}$ 程度のとき

砂, 粘土, ビート等の地盤に対し

$$V_s = \left\{ \frac{1}{\rho} \cdot \frac{N}{0.42} \left(\frac{\epsilon_{ol}}{\epsilon_s} \right) V(V_p, V_s) \right\}^{\frac{1}{2}} (\text{m/sec})$$

ただし $\theta(V_p, V_s) = 0.74$

ここに ρ ; 密度

ϵ_d および ϵ_s ; それぞれ動的および静的試験時の歪の大きさ, これを
にしたのが図 3.3.14 である。

(5) 柴田徹³²⁾

地盤の歪 10^{-6} 程度のとき

砂, 粘土, シルト, ローム等の地盤に対し

$$V_s \doteq (1000N)^{\frac{1}{2}} \text{ (m/sec)}$$

この式を図上で他の実測値と比べたのが図 3.3.15 である。

(6) 岩崎敏男³³⁾

地盤の歪 $10^{-2} \sim 10^{-4}$ 程度のとき

砂質地盤に対し

$$V_s \doteq 16 \sqrt{N} \text{ (m/sec)}$$

粘土地盤に対し

図 3.3.7 の粘土に対し (b) による $\frac{1}{3}$ を乗じて算定するのも一方法であるが, 別途検討の要あり。

さらに,

締った粒状土に対し $V_s = 300 \text{ (m/sec)}$

シルト質砂 " $V_s = 150 \text{ (")}$

中位の粘土 " $V_s = 60 \text{ (")}$

軟かい粘土 " $V_s = 30 \text{ (")}$

を提案している。

(7) I. M. Idriss and H. B. Seed³⁴⁾

R. V. Whitman³⁵⁾

H. B. Seed³⁶⁾

F. E. Richart, J. R. Hall, R. D. Woods³⁷⁾

地盤の歪が大きい場合に V_s あるいは G (せん断弾性係数) の値が低下することを述べている。

(8) 金井清³⁸⁾

地盤の歪 10^{-6} 程度のとき

主として砂質地盤に対し

$$V_s = 19 N_m^{0.61} \text{ (m/sec) (Nm; 標準貫入試験における N 値が急変する深さまでにおける N の平均値)}$$

(4) S波速度とその他の土質工学的諸量との関係

S波速度と一軸圧縮強度との関係を図3.3.1.1に、K値との関係を図3.3.1.2に示した。これらの量はN値などよりよい相関をS波速度に対して示しているようである。その他降伏圧あるいは先行荷重との関係を図3.3.1.3に示した。

3.1.4 地盤のS波速度の推定

地盤の歪が $10^{-5} \sim 10^{-6}$ 程度の値から地震時に予想される $10^{-2} \sim 10^{-4}$ 程度になると、S波の速度は低下する傾向にあるといわれている。この見積りは今後にわたって研究すべき重要性をもっていると考えられるので、ここでは提案されたいくつかの考え方を図あるいは式によつて記述するに止める。

(1) F. E. Richart²⁸⁾

地盤の歪 10^{-6} 程度のとき

砂質土（丸粒）に対し

$$V_s = 160.5 (2.17 - e) \delta_0^{\frac{1}{4}} \quad (\text{m/sec})$$

砂質土（角粒）ならびに粘性土に対し

$$V_s = 109.8 (2.97 - e) \delta_0^{\frac{1}{4}} \quad (\text{m/sec})$$

ここにe；間隙比（ < 0.8 ）

δ_0 ；有効側圧（ kg/cm^2 ）

(2) T. R. Kuesel²⁹⁾

地盤の歪 $10^{-2} \sim 10^{-4}$ 程度のとき

砂地盤に対し

$$V_s = \frac{1}{2} \times (10^{-6} \text{ 程度の歪についての } V_s)$$

粘土地盤に対し

$$V_s = \frac{1}{3} \times (10^{-6} \text{ 程度の歪についての } V_s)$$

(3) 今井常雄，吉村正義³⁰⁾

地盤の歪 10^{-6} 程度のとき

沖積および洪積の砂，粘土，礫，ローム，碎石，第3紀泥岩の平均として

$$V_s = 92.1 N^{0.329} (\text{m/sec})$$

(4) 吉村正義，内山成和，今井常雄³¹⁾

地盤の歪 $10^{-1} \sim 10^{-2}$ 程度のとき

砂，粘土，ビート等の地盤に対し

$$V_s = \left\{ \frac{1}{\rho} \cdot \frac{N}{0.42} \left(\frac{e_0}{e_s} \right) V(V_p, V_s) \right\}^{\frac{1}{2}} (\text{m/sec})$$

ただし $\theta(V_p, V_s) = 0.74$

ここに ρ ; 密度

ϵ_d および ϵ_s ; それぞれ動のおよび静的試験時の歪の大きさ, これを図にしたのが図 3.3.14 である。

(5) 柴田徹³²⁾

地盤の歪 10^{-6} 程度のとき

砂, 粘土, シルト, ローム等の地盤に対し

$$V_s \doteq (1000N)^{\frac{1}{2}} \text{ (m/sec)}$$

この式を図上で他の実測値と比べたのが図 3.3.15 である。

(6) 岩崎敏男³³⁾

地盤の歪 $10^{-2} \sim 10^{-4}$ 程度のとき

砂質地盤に対し

$$V_s \doteq 16 \sqrt{N} \text{ (m/sec)}$$

粘土地盤に対し

図 3.3.7 の粘土に対し (b) による $\frac{1}{3}$ を乗じて算定するのも一方法であるが, 別途検討の要あり。

さらに,

締つた粒状土に対し $V_s = 300 \text{ (m/sec)}$

シルト質砂 " $V_s = 150 \text{ (")}$

中位の粘土 " $V_s = 60 \text{ (")}$

軟かい粘土 " $V_s = 30 \text{ (")}$

を提案している。

(7) I. M. Idriss and H. B. Seed³⁴⁾

R. V. Whitman³⁵⁾

H. B. Seed³⁶⁾

F. E. Richart, J. R. Hall, R. D. Woods³⁷⁾

地盤の歪が大きい場合に V_s あるいは G (せん断弾性係数) の値が低下することを述べている。

(8) 金井清³⁸⁾

地盤の歪 10^{-6} 程度のとき

主として砂質地盤に対し

$$V_s = 19 N m^{0.61} \text{ (m/sec)} \text{ (Nm; 標準貫入試験における N 値が急変する深さまでにおける N の平均値)}$$

(9) 吉川宗治³⁹⁾

地盤の歪 10^{-6} 程度のとき

$$V_s = \left\{ \frac{1}{a} (N + b) \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (\text{m/sec}) \quad \left(\begin{array}{l} a=1/1500 \sim 1/3000 \\ b=1 \sim 3 \end{array} \right)$$

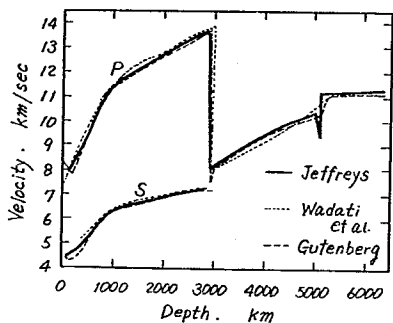
表 3・3・1 表面層のP波・S波速度および密度の測定値

地盤分類			測 定 値										試 料 の 測 定 値					
			P 波 速 度					S 波 速 度					P 波 速 度		S 波 速 度	密 度 (g/cm³)		
			(km/sec)					(km/sec)					(km/sec)		(km/sec)	湿 潤	乾 燥	含水比%
第 四 層	沖 積 層	表 腐 植 土 (ビート)		0.3~0.7		0.2~0.8					0.04~0.50 (埋土)					0.8~1.3	0.1~0.6	1200~80
		シルト				0.2~0.7		0.05		0.05								
		粘土				0.5~2.3		0.09~0.26	0.06~0.14	0.12~0.15	0.05~0.22				1.3~1.8	0.5~1.4	150~30	
		シルトおよび粘土 砂および砂質土 礫および礫質土				0.3~2.0 1.4~2.3		0.08~0.33 0.41~0.43	0.12~0.20 0.30~0.32		0.12~0.40 0.20~0.50 (以上洪積層を含む)				1.6~2.0	1.2~1.8	30~10	
第 四 層	沖 積 層	砂		0.3~2.5		0.4~2.7 (洪積層を含む)				0.10~0.22								
		火山噴出物				0.3~1.0		0.14~0.37										
		パ ン				0.2~0.7		0.10~0.19	0.13~0.24						1.2~1.8	0.6~0.7	180~80	
		ローム																
第 四 層	沖 積 層	扇状堆植物		0.5~1.2		0.5~2.4 (段丘砂礫)												
		崖すい		0.3~0.8		0.3~1.0												
		ロームおよび粘土				0.7~2.6		0.16~0.37	0.14~0.19	0.18~0.26					1.6~2.0	1.1~1.6	40~20	
		粘土				0.8~2.6		0.21~0.65	0.26~0.34									
第 四 層	沖 積 層	砂 礫				0.7~2.1		0.27~0.60	0.29									
		砂		0.5~2.6		0.5~2.4				0.19~0.42								
		シルト岩	3.0~4.0	3.0~4.0	3.0~4.0		2.4~3.7				0.25~3.60 (岩盤)							
		石灰岩	1.8~4.0	1.9~2.7	1.8~3.6	1.7~2.7					5.1~7.0	2.50~3.24	1.61~2.01		1.95~2.30			
第 三 層	沖 積 層	灰岩	2.3~4.0		2.3~4.0	2.4~3.5						33.4~5.8	4.60~4.85	2.97~3.28		2.48~2.51		
		集塊岩																
		砂岩																
		礫岩	4.0~5.5	2.0~3.7	2.0~3.7	2.6~4.6		0.23~0.70	0.60									
第 三 層	沖 積 層	砂岩																
		泥岩	2.0~3.0	2.0~3.5	2.0~3.5	0.4~2.3	2.4~4.8	0.16~0.75	0.28~0.59	0.43		2.00~4.90	1.32~3.21		1.47~2.80			
		頁岩																
		角礫凝灰岩																
第 三 層	沖 積 層	凝灰岩																
		段丘																
		崖すい																
		火山噴出物																
第 三 層	沖 積 層	砕石			0.4~1.0		0.19~0.38											
		粘土板	3.0~5.0	4.0~4.8	3.0~5.0	3.7~5.0	2.8~5.2					4.8~6.5	3.45~5.49	2.31~3.45		2.52~2.64		
		砂岩										4.2~7.0						
		礫岩	4.0~5.5	4.2~5.5	2.8~5.0	4.0~5.5	3.2~5.8					1.72~3.40	1.09~2.24		1.74~2.60			

表3・3・2 地殻および地球内部のP波、
S波速度および密度の測定値

	深 度 (km)	P 波 速 度 (km/sec)	S 波 速 度 (km/sec)	密 度 (g/cm ³)
地 殻	0			
	0 ~ 1	0 ~ 5	0 ~ 3	
	25 ~ 40	5 ~ 7	3 ~ 4	1 ~ 3
	33	7.75	4.35	3.32
	100	7.95	4.45	3.38
	200	8.26	4.60	3.47
	300	8.58	4.76	3.55
地 球	413	8.97	4.96	3.64
	500			3.88
	600	10.25	5.66	4.11
	800	11.00	6.13	4.46
	1000	11.42	6.36	4.65
	1200	11.71	6.50	
	1400	11.99	6.62	4.88
	1600	12.26	6.73	
	1800	12.53	6.83	5.10
	2000	12.79	6.93	
	2200	13.03	7.02	5.31
	2400	13.27	7.12	
	2600	13.50	7.21	5.51
	2800	13.64	7.30	
内 部	2898	13.64	7.30	5.66
	2898	8.10		9.7
	3000	8.22		9.9
	3200	8.47		
	3400	8.76		
	3500			10.5
	3600	9.04		
	3800	9.28		
	4000	9.51		11.1
	4200	9.70		
	4400	9.88		
	4500			11.6
	4600	10.06		
	4800	10.25		
	4982	10.44		11.9
	5121	(9.47)		
	5121	11.16		12.0
	5700	11.26		
	6371	11.31		12.3

(地球内部 : K. E. Bullen 1947) ¹⁰⁾



Wadati et alの分布は, Wadati and Oki (1938), Wadati and Masuda (1934) による

図 3.3.1 地球内部のP波及びS波の速度分布
(金森 1967)

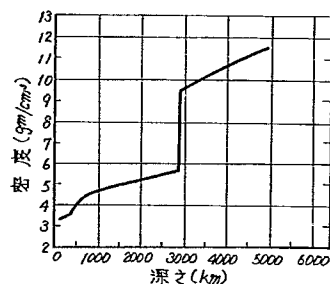
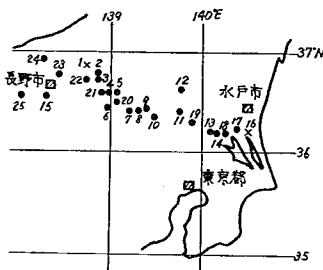
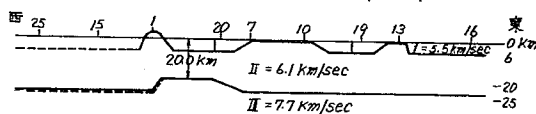


図 3.3.2 地球内部の密度分布

(K.E. Bullen 1947) 16)

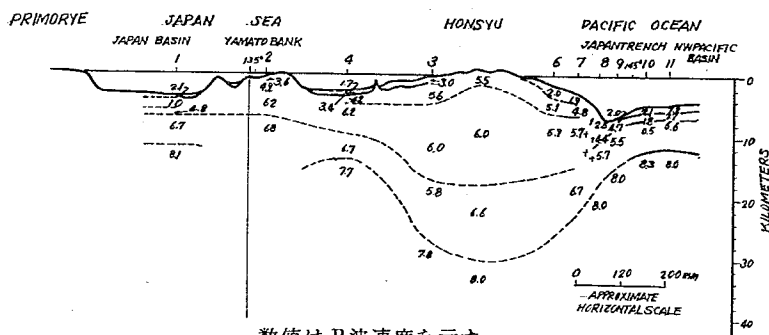


(a) 爆発点(x印) および観測点(•印)の分布



(b) 走時から求められた地殻構造モデル

図 3.3.3 地殻構造モデルとP波速度(北関東地区)
(爆破地震動研究グループ 1958) 17)



数値はP波速度を示す

図 3.3.4 地殻構造モデルとP波速度(東北日本を横切る断面)
(Murauchi et al. 1967) 18)

岩 質 分 類

岩質	岩 石 名
A	(i) 古生層 { 粘板岩, 砂岩, 礫岩, チャート 中生層 { 石灰岩, 輝緑凝灰岩 など
	(ii) 半深成岩 { 石英斑岩, 花こう斑岩, ひん岩 輝緑岩, 蛇紋岩など
	(iii) 深成岩 { 花こう岩, 花こうせみ緑岩 せみ緑岩, はんれい岩など
	(iv) 火山岩の一部 { 玄武岩, 中生代の 流紋岩など
	(v) 変成岩 (結晶片岩, 千枚岩, 片麻岩, ホルンフェルスなど)
B	(i) 剥理の著しい変成岩 (ii) 細層理の発達した古生層, 中生層
C	(i) 中生層の一部 (頁岩, 砂岩, 角礫凝灰岩など) (ii) 火山岩 (流紋岩, 安山岩など) (iii) 古第三紀層の一部 (珪化頁岩, 珪化砂岩, 火山岩質凝灰岩など)
D	古第三紀層 { 泥岩, 頁岩, 砂岩, 礫岩, 凝灰岩, 角礫凝灰岩, 凝灰熔岩など 新第三紀層
E	新第三紀層 { 泥岩, シルト岩, 砂岩, 砂礫岩, 凝灰岩, 段丘, 崖すい, 火山噴出物など 洪 積 層
F	洪 積 層 { 粘土, シルト, 砂, 砂礫, 火山噴出物, ローム, 扇状たい積物, 崖すい, 段丘など ちゅう積層

各岩質の弾性波速度

岩質	弾 性 波 速 度 (Km/sec)					
	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
A						
B						
C						
D						
E						
F						

注 1. 岩質の A ~ F は岩質分類による。

注 2. 飽和含水していない場合の弾性波速度である。

注 3. 下図参照

模様	地 質 状 態
	破碎帯 軟質, 固結程度悪い。風化激しい。き裂非常に多いなどの場合。
	き裂多い。ところどころ破碎帯, 少し軟質, 固結程度悪い。少し風化などの場合
	き裂少く, 風化, 変質していない新鮮な岩質

図 3.3.5 岩質別岩盤の風化の程度による P 波速度の変化範囲

(池田 1969)¹⁹⁾

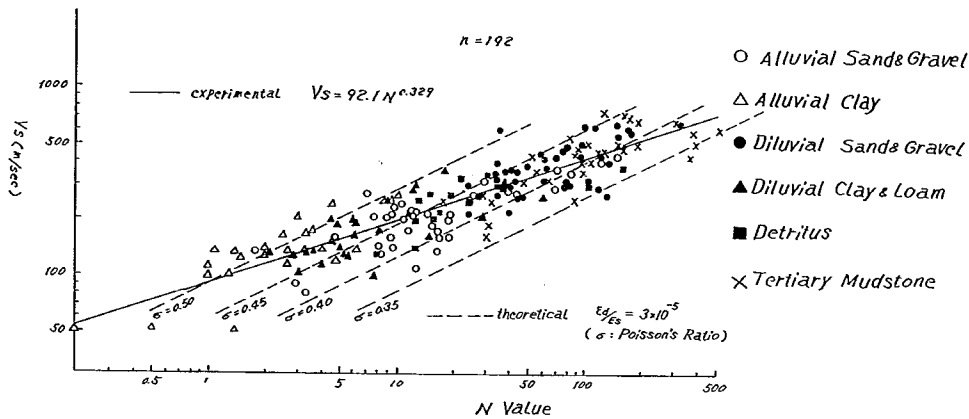
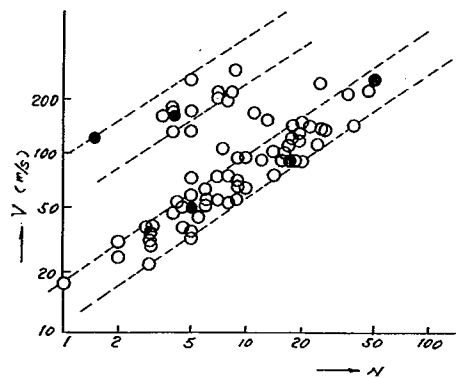


図 3.3.6 (a) S 波速度 (V_s) と N 値との関係 (今井ほか 1971) 20)



N 値と S 波速度の関係
 黒丸印は S 波の速度の実測値
 白丸は常時微動測定値よりの推定

図 3.3.6 (b) S 波速度 (V) と N 値との関係
 (金井 1966) 21)

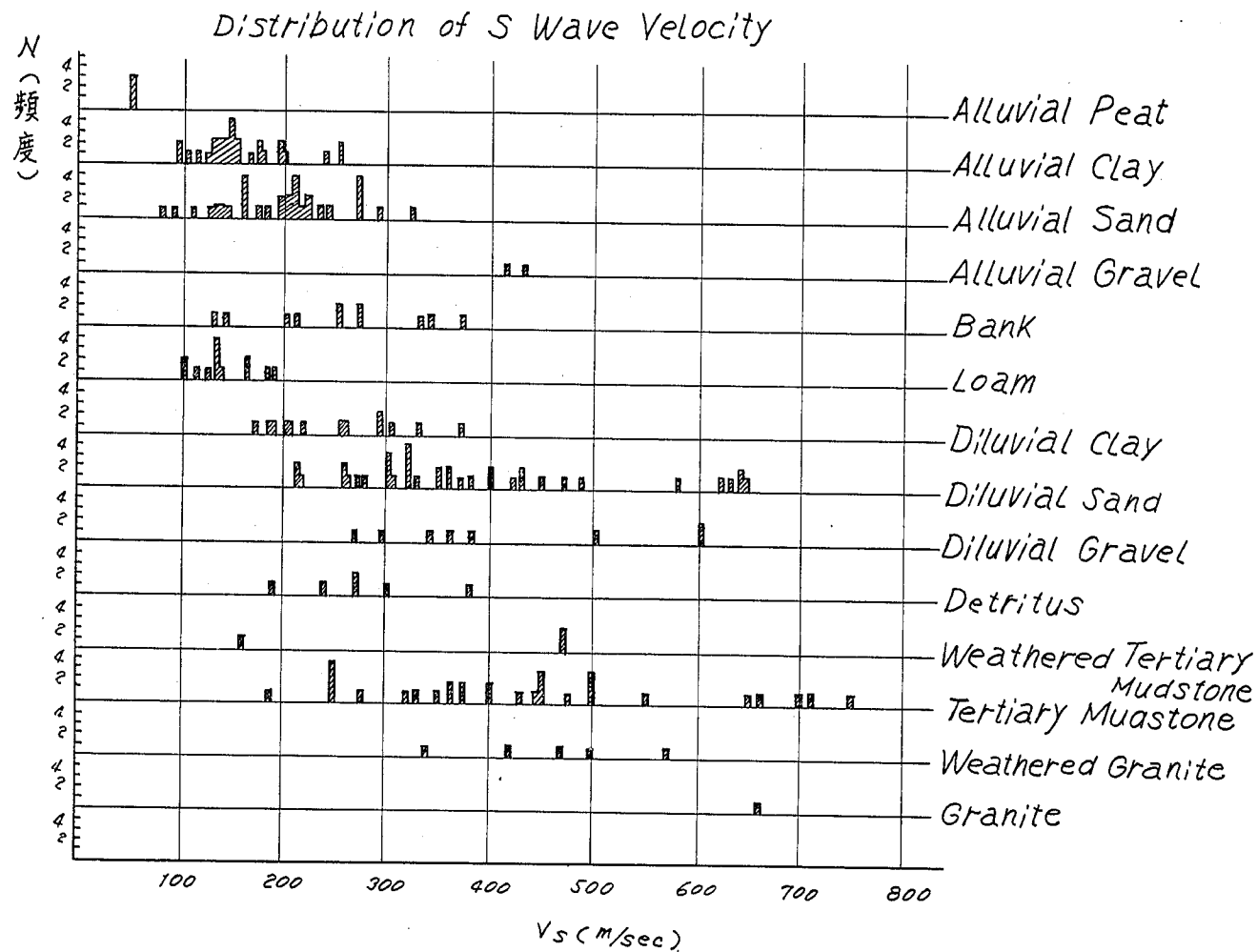
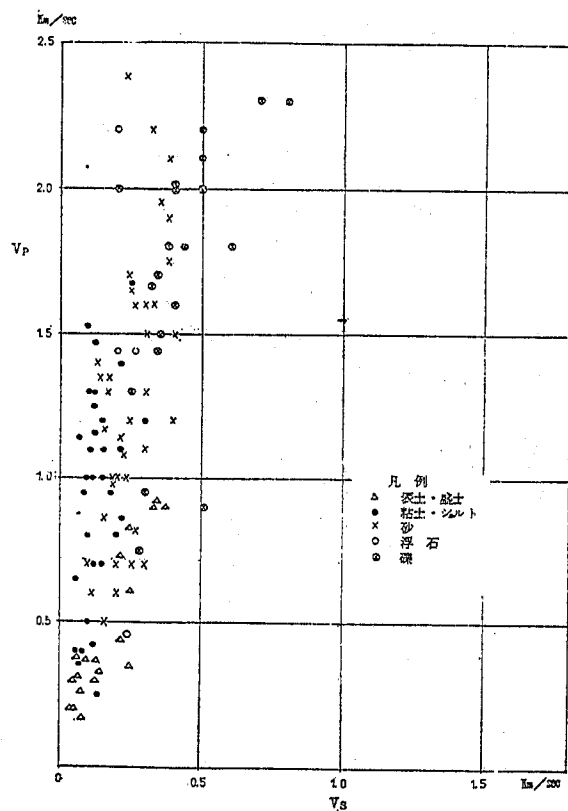
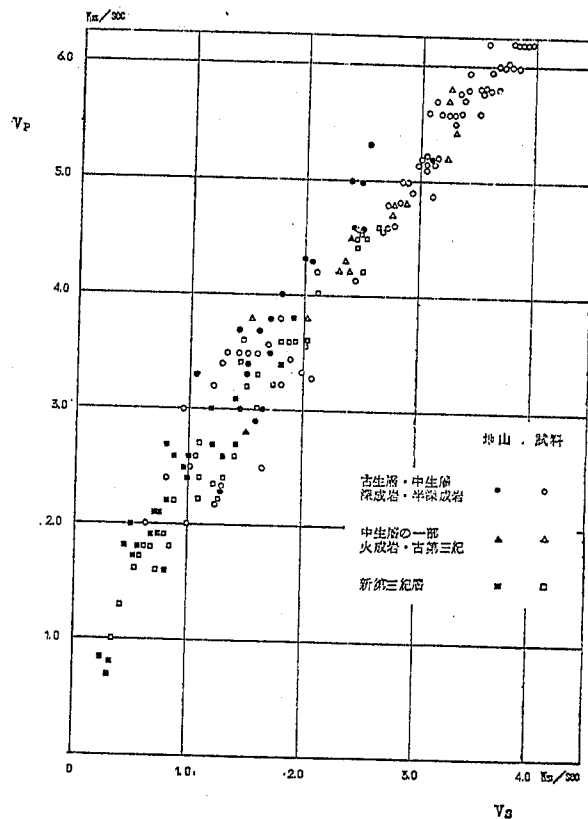


図 3.3.7 S波速度の分布 (今井ほか1971) 20)



(a) 未固結層



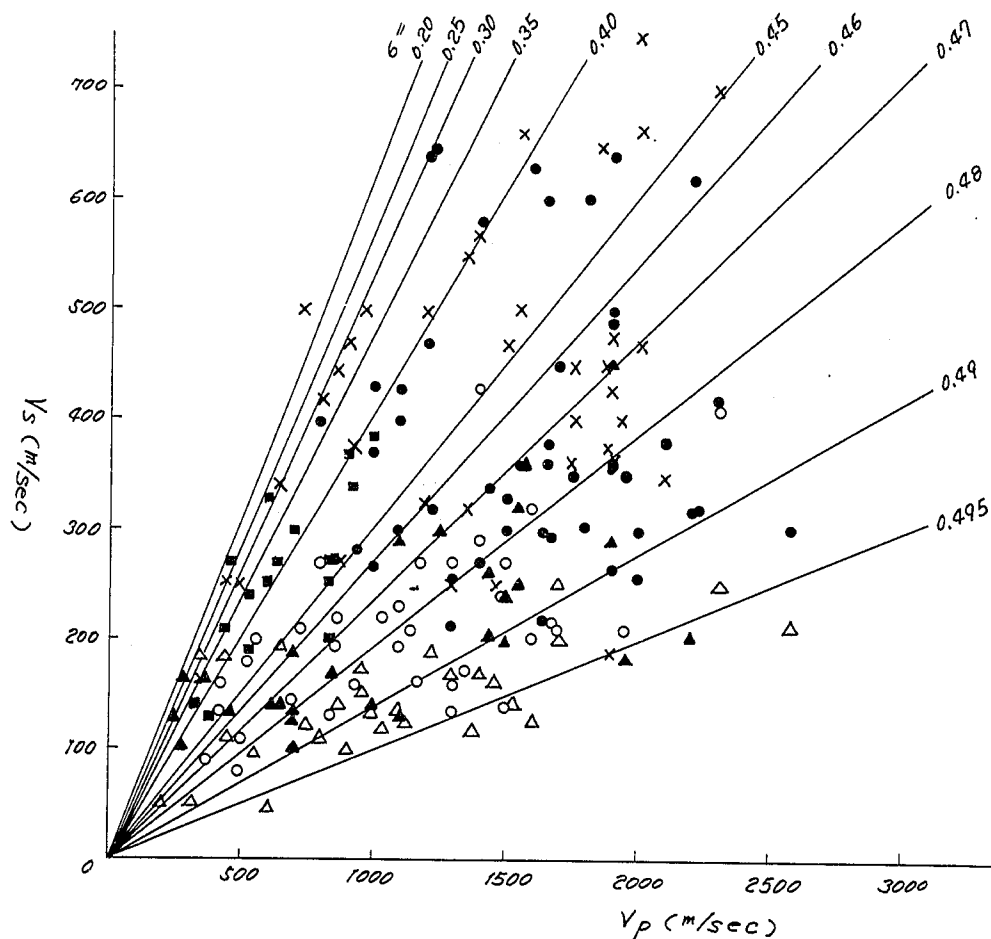
(b) 岩盤

図 3.38 S 波速度 (V_s) と P 波速度 (V_p) の関係

a, b : 土木物探研究会 1970²²⁾

1971²⁰⁾

S Wave Velocity — P Wave Velocity



- ν Poissons Ratio
- Alluvial Sand & Gravel
- △ Alluvial Clay
- Diluvial Sand & Gravel
- ▲ Diluvial Clay & Loam
- Detritus
- × Tertiary Mudstone

S wave Velocity— q_u

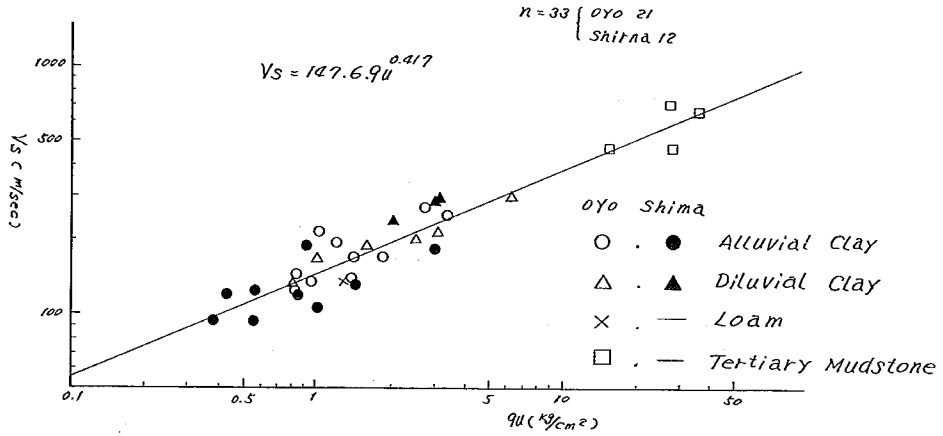


図 3.3.1.1 S波速度と一軸圧縮強度との関係 (今井 1971) 25)

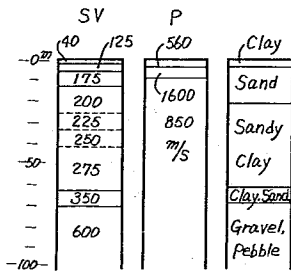
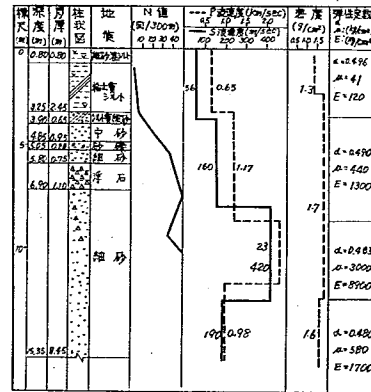


図 3.3.9 同一地盤の S 波と P 波速度分布の異なる例 (嶋 1969) 23)



速度検層結果総合柱状図 (Z 供)

図 3.3.10 S 波, P 波速度と N 値, 地質等がかなりよく一致している例 (藤原 1971) 24.)

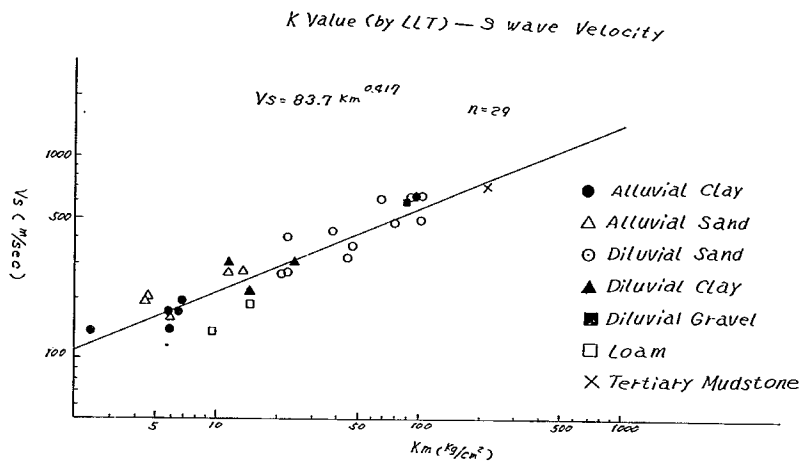


図 3.3.1.2 S 波速度と K 値との関係 (今井 1971) ²⁶⁾

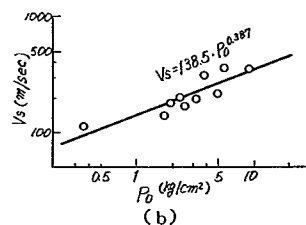
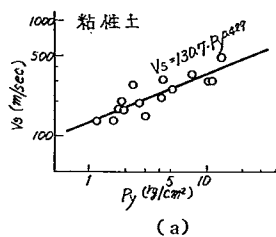


図 3.3.1.3 S 波速度 (V_s) と降伏圧 (P_y) あるいは先行荷重との関係
(吉村ほか 1970) ²⁷⁾

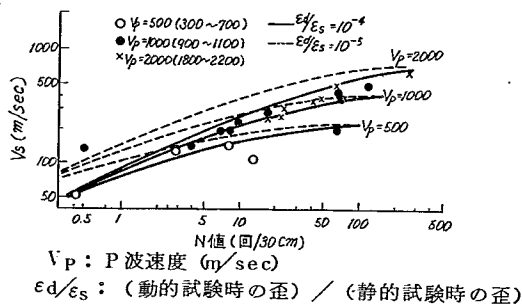


図 3.3.1.4 S 波速度と N 値の関係
(吉村ほか 1970) ³¹⁾

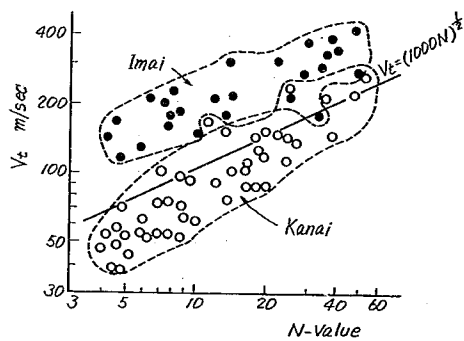


図 3.3.1.5 S 波速度 (V_t) と N 値の関係
(柴田 1970) ³²⁾

参考文献

- 1) 土木学会, 1963, 土木工学ハンドブック, 技報堂, 2542.
- 2) 吉川宗治, 1965. 地盤の性質と地盤調査法, 地震と地盤(土質工学会), 18.
- 3) 柏木日出治, 1960. 電源開発K. Kにおける弾性波探査の実績, 物理探査, 13-1, 74.
- 4) 鈴木武夫, 1964. 応用地震学, 地質工学, 3, 30.
- 5) 今井常雄, 吉村正義, 1971. 速度を中心とした地盤の力学的性質, 物理探査技術協会講演予稿集昭和46年10月,
- 6) 土木学会, 1966. 土木技術者のための岩盤力学, 土木学会, 37.
- 7) 前出5)
- 8) 嶋悦三, 1969. 東京下町における地盤の振動性状, 地震研究所 報, 47, 153.
- 9) 藤原俊郎, 1971. 地震波推定のための地下構造調査, 鉄道技術研究報告, 743, 18.
藤原俊郎, 1972. 昭和46年度本州四国連絡橋公団の依頼による調査研究経過概要, 鉄道技術研究所. (印刷中)
- 10) 土木物探研究会, 1970. S波について, 物理探査, 23-3, 47-50.
- 11) 前出6), 64.
- 12) 飯田汲事, 1941. 振動方法による岩石の弾性率測定, 地震, 13-10, 299-314.
Ida K. 1939. Elastic and Viscous Properties of a Certain Kind of Rock, Bull. Earthg. Res. Inst., 17,
Iida K. 1939. Determining Young's modulus and the Solid Viscosity Coefficients of Rocks by the Vibration Method, Bull. Earthg. Res. Inst., 79-92.
倉持文雄, 1957. 鳥, 巣統砂岩の耐圧強度と弾性係数の測定について, 岩石鉱物鉱床学会誌, 42-2, 74-80.
倉持文雄, 1956. 三頭山石英門緑岩の弾性係数の測定について, 岩石鉱物鉱床学会誌, 40-6, 230.
(土木工学ハンドブック, 1963, 2542より転載)
- 13) 土質工学会, 1969. 土質試験法, 土質工学会, 63.
- 14) Bullen K. E. 1947. An Introduction to the Theory of Seismology, Cambridge University Press, 211, 218.
- 15) 金森博雄, 1967. 日本における地球内部構造の研究, 地震, 2-20, 255.
- 16) 前出14), 218.
- 17) Research Group for Explosion Seismology, 1958.

- Crustal Structure in Northern Kwanto District by Explosion-Seismic Observations, 1, Description of explosions and observations, Bull. Earthg. Res. Inst., 36, 329-384.
- 18) Murauchi S., N. Den, S. Asano, H. Hotta, T. Asanuma, T. Yoshii, K. Hagiwara, K. Ichikawa, S. Iizuka, T. Sato and T. Yasui, 1951. Crustal Structure of the Japan Sea derived from the Deep-Sea Seismic Observations in North-eastern Japan, Bull. Earthg. Res. Inst., 29, 97-106.
- 19) 池田和彦, 1969. トンネルの岩盤強度分類, 鉄道技術研究報告, 695, 15.
- 20) 前出5)
- 21) 金井清, 1966. 地震動, 地盤振動, 地震工学1, 彰国社, 39.
- 22) 前出10)
- 23) 嶋悦三, 1967. 地表層の振動, 地震2-20, 301.
- 24) 藤原俊郎, 1971. 大地震の際の被害地盤の地震動の推定-1968年十勝沖地震の場合-, 鉄道技術研究報告, 764, 4-5.
- 25) 前出5)
- 嶋悦三, 1969. 東京都内各所におけるS波速度, 地震研究所 報, 47.
- 26) 前出5)
- 27) 吉村正義, 内山成和, 今井常雄, 1970. 弾性波速度と土の性質について, 第5回土質工学研究発表会講演集, 13-16.
- 28) Richart F. E., J. R. Hall and R. D. Woods, 1970. Vibrations of Soils and Foundations, Prentice-Hall Inc, Englewood Cliffs, New Jersey.
- 29) Kuesel T. R., 1969. Earthquake Design Criteria for Subways, Journal, Structure Division, Proceedings, ASCE
- 30) 前出5)
- 31) 前出27)
- 32) 柴田徹, 1970. 地盤内・横波速度と標準貫入試験のN値の関係, 第5回土質工学研究発表会講演集, 121-124.
- 33) 岩崎敏男, 1970. 沈埋トンネルなど地中構造物の耐震に関する研究, 土木研究所資料, 660.
- 34) Idriss I. M. and H. B. Seed, 1968. An Analysis of Ground Motions Duri

Motions During the 1957 San Francisco Earthquake,
Bull. Seism. Soc. Ame., 58-6, 2013-2032.

- 35) Whitman R. V., 1969. "Massachusetts Institute of Technology, in Report on NSF-UCEER Conference on Earthquake Engineering Research, " Prepared by University Council for Earthquake Engineering Research, May, 1969.
- 36) Seed H. B., 1969. Soil Dynamics—Specialty Conference, " Preprint of State of the Art Lecture on the Influence of Local Conditions on Earthquake Damage, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, August, 1969.
- 37) 前出28)
- 38) 金井清, 1962. 地震動の卓越周期について, 地震工学国内シンポジウム講演集, 27-32.
- 39) 吉川宗治, 1966. S波の利用, 物理探鉱, 19, 54-56.

3.2 構造計算に関するもの

構造計算に際して必要となる、地盤の定数は各種であり、構造物の種類、計算法などによつて異なってくるが、概ねつぎのものが考えられる。

- i) セン断定数（粘着力 C ，内部摩擦角 ϕ ，地盤強度）
- ii) 変形係数（弾性係数 E ，せん断弾性係数 G ）
- iii) 弾性波速度（縦波速度 V_p ，横波速度 V_s ）
- iv) ボアソン比（ボアソン比 ν ）
- v) 密度（単位体積重量）
- vi) その他（減衰定数，圧密係数，透水係数など）

これらの諸定数を求めるための地盤調査の方法としては、表-1示すような、各種の現位置試験および室内試験がある。

実際の構造設計にあつては、各種の調査を実施し、試験結果を総合的に評価することによつて対象地盤の変形係数、支持力などを定めるのがよい。このさい、地盤の強度および変形特性は、一般に、地盤に生ずる歪・応力およびそれらの繰返し回数によつて大きく変化するので、試験法の選択ならびに試験結果の判断にあつては、実際の地盤に生ずる歪・応力の予想値と試験での歪・応力の値に十分留意する必要がある。参考のために、表-1には、各種試験における歪の範囲および地震時における地盤の歪の概略値を示している。

図-1はせん断歪の大きさに対する土質試料のせん断弾性係数の変化を、また図-2はせん断歪の大きさに対する土質試料の内部減衰（臨界減衰に対する比）の変化を示したもので(1)~(3)、これらから両者とも、歪の大きさによつて著しく変化していることが判る。また表-2は各種の調査法による地盤のせん断弾性係数の変化を、最も歪の小さい地震探査結果を基準とつて表示したものである。また地中構造物の耐震設計に用いる地盤のせん断波速度は、地震探査結果に対して、砂地盤の場合は $\frac{1}{2}$ （弾性係数は $\frac{1}{4}$ ），粘土地盤の場合は $\frac{1}{3}$ （弾性係数は $\frac{1}{9}$ ）をとることを推奨している報告⁽⁴⁾がある。つぎに表-3は、各種土質に対するせん断波速度を示しており、これはBARTトンネルの設計に用いることを考慮して定められた値である。

表-2 セン断弾性波速度——BARTトンネルの調査結果

（Kuesel⁽⁴⁾による）

土の分類	速度 V_s (m/sec)
締つた粒状土	300
シルト質砂	150
中位の粘土	60
軟い粘土	30

地盤のせん断波速度の実測値あるいは推定値に関しては、前節に詳述されているので、ここでは、省略する。

地盤のポアソン比、密度等については、実測を行うとともに、土質力学に関する適当な文献を参照して決定するのがよい。

振動時における地盤の減衰定数に関する資料は現在までの数少い。前述した図2から減衰定数 h （臨界減衰に対する比）として0.05～0.2程度の値がとりうると推定される。地盤ならびに地中構造物の減衰定数の算定は、今後の重要研究課題の一つとして、実験等により、解決をはかる必要があろう。

結局、構造設計のための地盤定数の算定にあたっては、上記の各種資料を参考にしながら、実地盤に対し各種の調査試験を行い、その結果から判定していくのがよいといえよう。

参 考 文 献

- 1) Whitman R. V., 1969. "Massachusetts Institute of Technology, in Report on NSF-UCER Conference on Earthquake Engineering Research, " Prepared by University Council for Earthquake Engineering Research, May, 1969.
- 2) Seed H. B., 1969. Soil Dynamics—Specialty Conference, " Preprint of State of the Art Lecture on the Influence of Local Conditions on Earthquake Damage, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, August, 1969.
- 3) Richart F. E., J. R. Hall and R. D. Woods, 1970. Vibrations of Soils and Foundations, Prentice-Hall Inc, Englewood Cliffs, New Jersey.
- 4) Kuesel T. R., 1969. Earthquake Design Criteria for Subways, Journal, Structure Division, Proceedings, ASCE

表-1 構造計算のための地盤調査法

○ 直接的
□ 間接的

調査項目 試験法		せん断定数 C, ϕ など	変形係数 E または G	弾性波速度 V_p, V_s など	ポアソン比 ν	密度 δ	その他	歪 オ ー ジ ー $10^{-6} \quad 10^{-5} \quad 10^{-4} \quad 10^{-3} \quad 10^{-2} \quad 10^{-1}$						備 考
室内試験	一軸圧縮	□	○	○	□	○					←		→	
	三軸圧縮	○	○			○					←		→	
	直接せん断	○				○					←		→	
	ク リ ー プ													
	共振*法		○	○		○	減 衰	←		→				Richartら
	動的三軸*						流動化				←		→	Seedら
	動的直接せん断*		○	○		○	流動化 減 衰				←		→	Peacockら
現位置試験	N 値	□	□				N 値				?			
	ボーリング内載荷		○				K 値				←		→	
	載荷試験		○								←		→	
	物理検層 { 電気 密度 速度			○	□	○	透水係数 k	←						ボーリング孔 利用の試験
	物理探査*		○	○	□			←						地 表 上
	定常振動試験*		○	○				←						Richartら

(地震時の地盤の歪: 10^{-4} - 10^{-2} 程度と推定される。)

*: 地盤の動的性質に関する調査

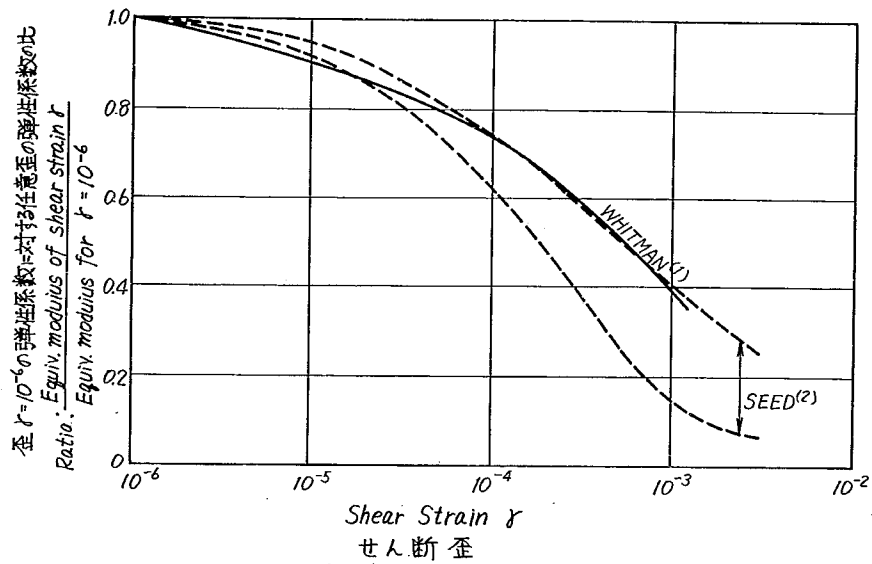


図1. せん断歪に対する有効弾性係数の変化

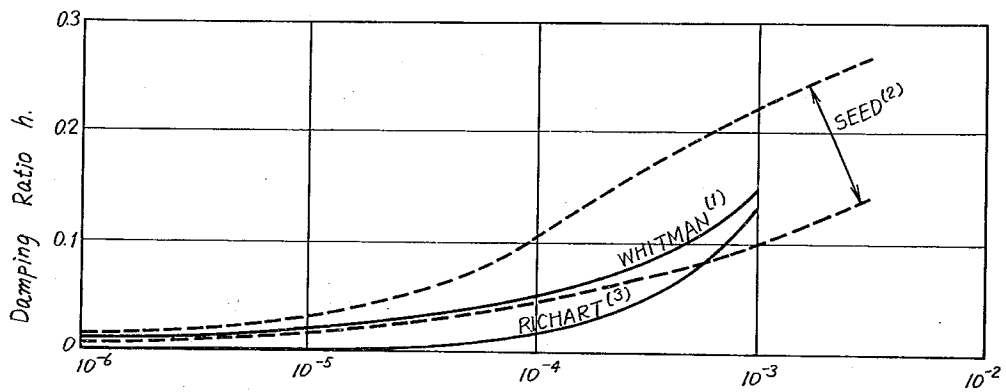


図2. せん断歪に対する減衰定数の変化

4. くり返し応力を受ける地盤の挙動

4.1 砂質土

(1) 概 説

地震によりくり返し応力を受ける砂質土について、最も問題となるのは、流動化現象であろう。

流動化現象そのものは、大昔の地震においても発生していたようであるが、わが国において工学的問題として認識されはじめたのは、福井地震（1948）と思われる。しかし、技術者、研究者および一般人を含めて、広く認識されたものは、新潟地震（1964）によつてであろう。

沈埋トンネルは、湾や河川、運河の横断、陸地と埋立地の連絡などのため建設されることが多い。これらの地点は、いずれも砂質土と縁の深い場所なので、沈埋トンネルの建設には、流動化現象に対する検討が重要である。また、沈埋トンネルは管体を沈設したあと、その周囲を砂で埋もどす場合が多い。したがつて、埋もどし土の流動化の検討も重要である。

流動化現象に関する研究は、その歴史も浅く、目下進展途上にあると云える。したがつて、流動化に関する検討においては、研究の背景の理解に十分に留意すると共に、過去の流動化の事例に学ぶ態度が大切である。

(2) 流動化の影響

沈埋トンネル周囲の地盤が流動化したときに、どのような影響が生ずるかは、詳しくはわかっていない。しかし、構造物の周囲の地盤が流動化して、極めて不安定な状態となることは、非常に望ましくない。特に、その影響が不明確な現在では、流動化の発生は回避すべきである。

沈埋トンネル周囲の埋もどし土が流動化した場合には、管体は飽和土と同じ単位体積重量（約2 ton/m³）の液体中に置かれたと同じ状態となる。したがつて、埋もどし土の選定とその施工には十分注意するとともに、万一にも流動化の発生する危険性のある場合には、沈埋トンネルの構造設計において対策を立てておかねばならない。

(3) 流動化の予測

流動化に関する検討において、最も必要なものは、設計条件として想定した地震のもとで、対象とする砂質土が流動化するか否かを判定する方法である。この点に関しては、多くの研究者、技術者により検討されつつある。一応、設計業務に利用可能な状態にまで研究結果の解釈が進んでいるものとしては、土田¹⁾、岸田²⁾、谷本³⁾、Seed⁴⁾、などの研究がある。また、大崎⁵⁾が、某工場が砂丘地帯に建設されるときに行なつた技術指導の内容も参考となろう。これらの研究等の成果は、ある程度巾をもつたものとなつている。したがつて、それぞれの研究の内容をよく理解した上で適用されねばならない。

流動化について、実務的な基準等にまとめられているものとしては、港湾構造物設計基準および道路橋耐震設計指針がある。これら基準および指針で示すところを参照するに当つては、それら基準等が対象としている構造物の性格、および、設計法との関連を理解しておかねばならない。たとえば、橋脚についていえば、橋脚自体は流動化しない層により支持されているものとし、その周囲の土が流

動化するか否かを判定するためのものである。したがって、沈埋トンネルの周囲の土が流動化した場合と、橋脚の周囲の土が流動化した場合とでは、全体の安定に及ぼす影響の程度に差があると思われる。また、前記の二つの基準等は、その根拠とする研究に重複するものが多い。したがって、表現の異なる2種の基準に適合したとしても、内容としては1種の基準に適合したのと大差ないこともある。

(4) 流動化した砂層の挙動

流動化した飽和砂層が、その飽和砂と同じ単位体積重量の液体とほぼ同じ挙動を示すことは、震害例によっても、実験的にも明らかである。新潟地震や1968年十勝沖地震の際に、地中に埋設されていた鉄筋コンクリート製水槽やマンホールなどが浮上った例は注目されねばならない。

引 用 文 献

- 1) 土田：砂質地盤の流動化の予測と対策，昭和45年度港湾技術研究所講演会講演概要，1970年12月，PP・Ⅲ-1～Ⅲ-33
- 2) 岸田：濃尾，東南海，および福井地震において流動化した砂の特徴，Soils & Foundations, Vol. 9, No. 1, 1969年3月，PP75～92
- 3) 谷本：飽和砂質土の室内実験による液状化，才16回土質工学シンポジウム——飽和砂質地盤の液状化について——昭和46年度発表論文集，1971年11月，PP. 21-26
- 4) H. Bolton Seed and Izzat M. Idriss: Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Proc. of ASCE., Vol. 96, No. SM9, September 1971, pp. 1249-1273.
- 5) Yorihiro Ohsaki: Effects of Sand Compaction on Liquefaction during the Tokachioki Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 10, No. 2, June 1970, PP, 112-128
- 6) H. Bolton Seed: Soil Strength during Earthquake, Proc. of the 2nd world conference on Earthquake Engineering, Vol. 1, July 1960, pp. 183-194.
- 7) H. Bolton Seed and K. Chan Clarence: Clay Strength under Earthquake Loading Conditions, Proc. of ASCE., Vol. 92, No. SM2, March 1966, pp. 53-78.

(5) 地盤震害例

地盤震害の事例は、沈埋トンネルのような地中にある構造物の計画・設計・施工等にたずさわる技術者がよく理解しておくべき項目の1つである。さらに、そのような地盤震害が沈埋トンネルにどのような影響をもたらすかも考えておかねばならない。地盤震害を大まかに分類し、その例を示す。

(1) 地すべり

新潟地震における明訓高校々庭の地すべり

アラスカ地震における Turnagain Heights の地すべり

(2) 埋設物の浮上

新潟地震における鉄道病院浄化槽の浮上

1968年十勝沖地震における製紙工場の地下貯水槽の浮上

新潟地震における下水道管の浮上

(3) 支持力の低下

新潟地震における川岸町の県営アパート

(4) 断層

(5) 流動化によらない地震時の地すべり

その他に今市地震における鹿沼土(粘性土)のことが報告されているので考慮する必要がある。

第Ⅳ編 耐震設計に関する研究成果

1. 概 説

構造分科会においては、地震動分科会および地盤分科会において検討される地震動および地盤に関する基礎的な研究成果によりながら、構造物の耐震設計法を審議するための各種の情報を集積し整理する作業を進めるために、当初、下記の課題について研究を進めた。

1. 地中構造物の震害の事例
2. 地中構造物の耐震基準
3. 沈埋トンネルの静的耐震設計の事例
4. 沈埋トンネルの動的耐震設計の事例
5. 沈埋トンネルの地震応答解析法
6. 水中にある鉄筋コンクリートの許容応力度又は安全率
7. 沈埋トンネルの常時の設計

課題1～6は、いわば、沈埋トンネルの耐震設計に直接、係わる事項である。課題7は間接的ではあるが耐震設計に影響を及ぼす事項である。つまり、経年変化、細部構造、安全率などの点で耐震設計と密接な係わりのある事項である。

分科会における審議の過程で、更に、つぎの二課題を追加して研究の対象とすべきであると云う見解に達した。

8. 被害想定と復旧工法
9. 地震に対する安全管理とその対策

本年度は、課題1～5および7に関して以下に示す成果を得た。未だ多くは未完成であるが明年度以降、更に究明をつづけ、所期の成果を得たい。

明年度以降においては、上述の研究成果の充実を図ると共に残された課題に関する研究を進め、47年度上期には、暫定的な耐震設計指針案を作成し、48年度末には最終案を提示する予定である。

2. 地中構造物の震害例

この節では過去の地震（日本の5地震とアメリカの2地震）において地中構造物（水道施設、石油パイプライン）の受けた震害の概要を述べる。

2.1 関東地震（大正12年9月1日）

上水道の施設に関する被害として取水堰のき裂、導水路の崩壊、沈下、漏水、浄水池のき裂および破壊、配水管および弁類の破損などが主である。

東京市の配水鉄管では淀橋から本郷に至る内径1100mmの本管に被害が多く、また弁類のような異形管類は主として継手部、湾曲部などで折損した。

横浜市では取水口、沈澱池、導水路などにはたいした被害はなかったが浄水池と市内配管が大破した。配水管被害は全域におよび、継手を締め直し、破損管を取替えるために結

局はほとんど全部を掘りおこなねばならなかった。

2.2 福井地震(昭和23年6月28日)

水道施設の被害は丸岡、福井、芦原において激しかったが、震央から遠い小松、山中ではきわめて軽微であった。

福井市では地盤が井戸枠に対して30～40cm沈下したため、弁類および管類が多数破壊した。

配水管は南北方向におかれたものが東西方向におかれたものにくらべて被害が大きく、ひどい所では12.5mに1ヶ所の割合で破壊された。直管はフランジでせん断され、曲管は湾曲部で破損し、伏越部は基礎が十分でなく被害が大きかった。制水弁は軸力をうけて胴割れし、T字管はせん断して、その前後のソケット継手にゆみを生じた。分水栓、消火栓などでは取付部でせん断または曲げられた。

2.3 十勝沖地震(昭和27年3月4日)

上水道被害では、給水管の折損、給水栓の分岐部の破壊、貯水そうのき裂などが主なもので、非金属系のパイプはその継手において時に弱点を示した。釧路の給水管は鉄管であったが、フランジ継手になっており、この部分が破損した。

2.4 新潟地震(昭和39年6月16日)

送配水管については新潟市の軟弱地盤に埋設されていた部分は甚大な被害をうけ、総延長470kmのうち68%が被災した。管種は大部分が普通铸铁管で、継手はいんろう継手であり、僅少のメカニカル継手があった。

被害の大きい順にあげると、継手の引抜け、分水栓の折れ、分水栓と鉛管との接合部分の引抜け、異型管の破損、制水弁の破損、管の折れであって、管の折れにくらべて引抜けが非常に多かった。継手としてはメカニカル継手はいんろう継手より比較的強いことが認められた。

下水道施設もまた大きな被害をうけ、信濃川、通船川周辺の地域は排水能力皆無となった。これらの河川の河岸に沿って作られた排水ポンプ井は吐出し、河川側に傾斜した。管渠は箱型渠、円形管とも振動により激突し、離脱、き裂、蛇行、高低の変化、流砂現象による浮上がりなどをおこした。特に浮上がり現象は特徴的で、基礎ぐいの上に作られた管路が基礎もろとも浮上がり、管の一部が路面上に頭を出しているものなども見られた。

2.5 十勝沖地震(昭和43年5月16日)

上水道、簡易水道、都市下水道、都市排水路などの被害はかなり広範囲におよび青森県西端部の深浦町、宮城県北部の栗駒、金成、小牛田、涌谷の範囲にまで達している。

最も被害の著しいのは青森市で地震発生と同時に市の中心部に配水している横内浄水場系統が壊滅状態になり広範囲にわたって断水した。水源地从横内浄水場まで3kmの導水管は15ヶ所で切断漏水し、浄水場から青森市内に至る導水管は130ヶ所で切断した。

2.6 ロングビーチ地震(1933年3月10日)

石油パイプラインの被害としては、処理パイプ (Process Piping) のうち蒸気ライン (Vapor Lines) の連結部又はその付近での破損が多かった。この原因としては二つの構造物の地震時の挙動が違ったためと考えられる。また連結パイプ (Interconnecting Piping) では地中に埋設してある管が数多く破損した。そのほとんどが鑄造の部分で、フレキシビリティに欠けたり、接続する構造物と違った挙動をしたためと考えられる。他の例では溶接継手部が壊れた例もある。

地上の管やフレキシブル継手を取り付けられているものでは被害はなかった。しかし、軸方向の管の移動を制限する装置がなかったため、伸縮継手の所で接続している小管が離れるという例があった。幹線パイプライン (Trunk Pipeline) に関しては、橋やカルバートの接続部にあたるエビ管 (mitre joint) の溶接部での破損が多かった。その他の破壊もほとんどが継手部で生じていた。

2.7 サンフェルナンド地震 (1971年2月9日)

水道管の被害は小径の鑄鉄管に多く見られた。都市ガスパイプラインでは古い16 inラインに著しい損害があった。このラインは50年前に設置された厚さ約8 mmの継目なし鋼管で、円周継手はガス溶接である。地震により約60箇所の継手が引張破断し、多くの箇所において6~7.5 cm開口したが、これは揺らん期の溶接のためであろう。このほか軸力による管体の圧潰したり、特殊な例であるが、細い管がS字状に屈曲したり、0.9 mの深さに埋設した3" 管がいつたん破断し約70 cm重なつた例もある。

被害のひどかった所でも高張力鋼薄肉管を使用した新しいラインは破損しなかった。石油パイプラインには被害は比較的少なかった。

参 考 文 献

1. "耐震工学" オーム社 岡本舜三
2. "Report on the Southern California Earthquake of March 10, 1933 And its Effect on Oil Industry Properties "
A Joint Report of the following companies;
Associated Oil Company
General Petroleum Corporation
Shell Oil Company
Standard Oil Company of California
The Texas Company (California)
Union Oil Company of California
3. "サンフェルナンド地震 (1971年2月) の震害について"
土木学会論文報告集才195号 1971年11月

3. 沈埋トンネルの静的耐震設計例

3-1 概 説

わが国をはじめ、地震地帯に建設されている岩石トンネルにおいて、トンネル本体（覆工）に対して耐震的な検討がなされた例はほとんど見受けられず、また、顕著な震害例もない。

一方、軟弱な地盤中に建設される都市内地下鉄トンネルにおいては、断面の設計に震度法的な考え方を取り入れて検討している。沈埋トンネルの場合においても、周辺の地盤は軟弱であるから、当然耐震性の検討がなされるべきであると考えられているしかし、多くの諸外国の施工例を見ると、初期においては全く耐震設計を考慮しておらずディーズアイランドトンネル（1959年完成）において初めて耐震性に関する考慮が払われた。

わが国の沈埋トンネルのほとんどは、それ以後に建設されているが、これらのトンネルでは、一般の土木構造物において行なわれてきた震度法による構造断面の検討がなされている。

しかし、これらのいわゆる静的耐震設計の内容は、トンネル構造そのものの地震時荷重に対する安全性の検討（躯体の横断面についての検討）が主であり、埋戻し土を含めた周辺地盤との関係でトンネル構造物全体の安全性を検討することはほとんどなされていない。

これは、これまでに軟弱地盤における本格的な沈埋トンネルの実施例がないこと、沈埋トンネルの埋戻し土には比較的良質の材料を使用すること、土の地震時挙動についての情報・知識に乏しかったことなどのため、これまでの経験に照らして、地下鉄などで行なわれていると同様の検討法を採用してきたことによるものと思われる。

この他、地震時のトンネルの変形（主として、トンネル長手方向）などの問題も、従来は静的設計の段階ではほとんど検討されておらず、したがって、沈埋かん相互および沈埋かんと取付け構造物との間の継手型式も、現在建設中の東京港横断トンネルなどの2、3の例を除き、わが国では剛結合としている例が多いが、この種の検討も重要な問題として残されてきた事項である。

その後、サンフランシスコ湾を横断して建設されたバートトンネル（1969年完成）において、動的な耐震設計が行なわれた。

この動的耐震設計については次章で述べることとし、この章では、震度法を中心とした静的な耐震設計の例について述べる。

3-2 設 計 震 度

地上構造物に対する地震の影響については観測データも多く、解析検討が豊富になされているが、沈埋トンネルに対する地震の影響の観測や解析の例は少なく、その設計震

度をいくらにとるかにについては明らかではない。これまでのわが国における沈埋トンネルの施工例をみると、設計震度として $k_h = 0.2 \sim 0.25$, $k_v = 0.1$ を考慮して検討しているものが多い。

参考として、地上構造物の設計震度の例を次に示す。

〔道路橋耐震設計指針〕 4.6.1

$$k_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_0$$

k_0 : 標準設計水平震度 (= 0.2)

ν_1 : 地域別補正係数 (1.0 ~ 0.7)

ν_2 : 地盤別 " (1.2 ~ 0.9)

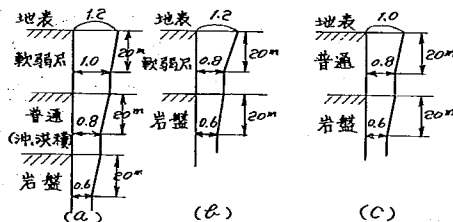
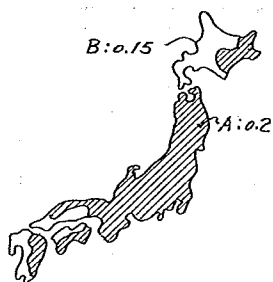
ν_3 : 重要度別 " (1.0 ~ 0.8)

k_v は一般には考慮しない。

〔鋼鉄道橋設計示方書〕及び〔鉄筋コンクリート標準示方書〕

$$k_h = 0.2, \quad k_v = 0.1.$$

〔国鉄・建造物・設計基準規程〕



地中における地盤別係数

軟弱層 : $N=0$ で層厚 2m 以上
 $N \leq 2$ " 5m "
 $N \leq 4$ " 10m "

普通 : 洪積層および軟弱層を除く沖積層

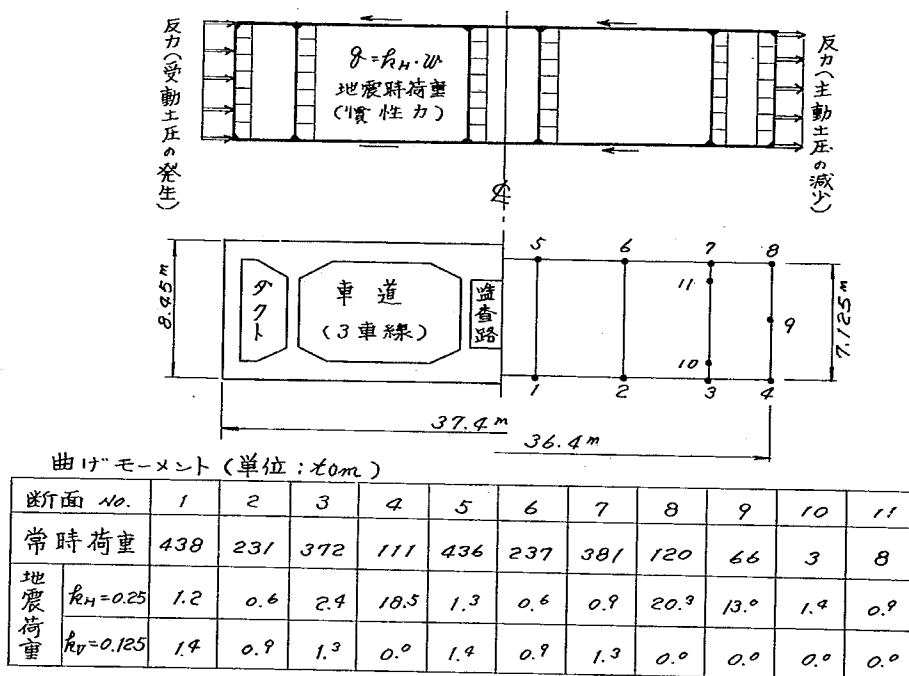
岩盤 : 第三紀以前の古期岩層

3-3 震度法による断面計算例

震度法を採り入れてトンネル構造体断面の耐震的検討を行なった例について、以下に紹介する。

(1) 6車線道路トンネルの例

水平震度 $k_h = 0.25$, 鉛直震度 $k_v = 0.125$ をそれぞれ考慮し、頂・底板および側壁に対してその質量に比例した荷重(分布荷重)を作用させる。一方、沈埋かん周辺の土圧により反力をとる。このような条件のもとで、断面応力を計算した結果を下図に例示する。



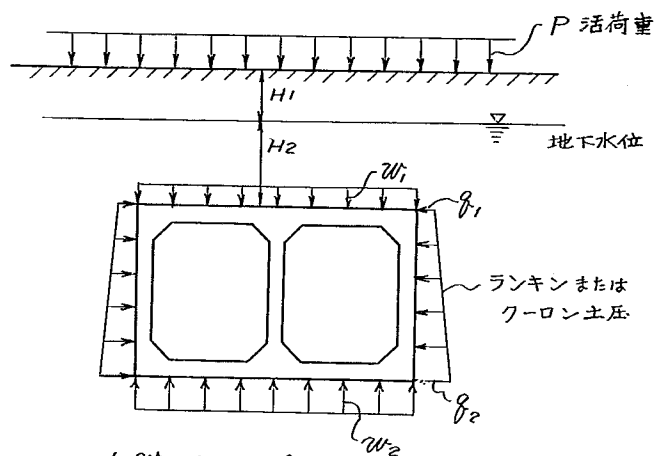
(東京港横断トンネル 予備設計より)

(2) 地下鉄トンネルの例

地下鉄トンネルの場合，地震荷重は次式に示すように地震時に土圧が増加するものと仮定して，常時土圧の計算と同様にしてトンネル横断面の強度を検討している。

$$w_e = w (1 + k_v) \quad : \text{地震時鉛直土圧強度}$$

$$\phi_e = \phi - \tan^{-1} k_h \quad : \text{地震時内部摩擦角}$$

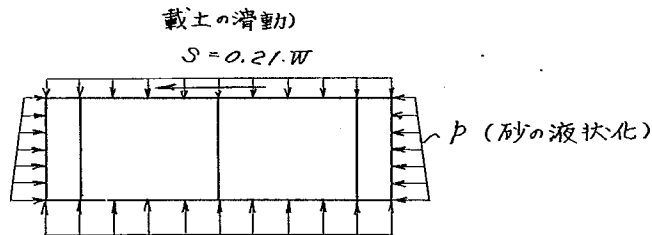


$$\begin{cases} w_e = w (1 + k_v) \\ q_e = \frac{1 - \sin \phi_e}{1 + \sin \phi_e} (p + w_e) \end{cases}$$

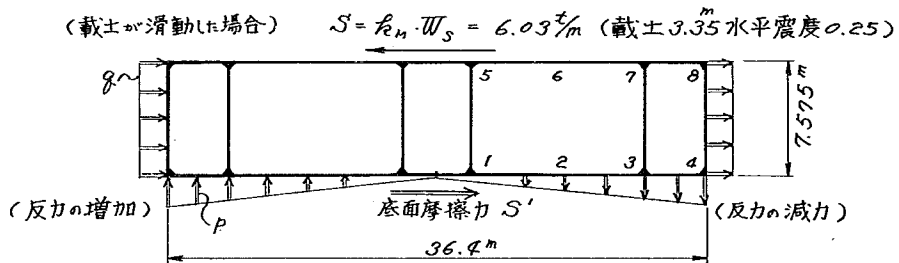
(土木工学ハンドブックによる)

(3) ディーズアイランドトンネルの例

沈埋かん上の載土が地震時に水平に滑動することを考慮し、載土重量の21%に相当するせん断力を沈埋かん頂面に作用するものと仮定している。さらに、この場合、周囲の砂が高密度の液体として側壁に作用するものとして検討が行なわれている。



この仮定に基づいて検討した例を次に示す。



曲げモーメント (単位: $10m$)

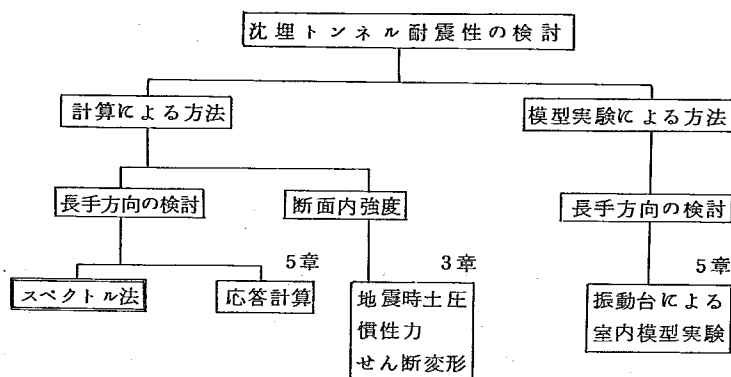
断面No.		1	2	3	4	5	6	7	8
常時荷重		339	178	288	81	310	200	323	144
地震荷重	載土の滑動 反力か ($8+p$)のとき	17	20	40	40	13	30	35	12
	載土の滑動 反力か ($S+p$)のとき	23	31	69	55	21	42	66	62
	周囲地盤の 液状化	35	17	28	7	31	21	34	16

(東京港横断トンネルの場合)

4. 沈埋トンネルの動的耐震設計例

4-1 動的耐震性の検討方法

現在までに提案されている沈埋トンネルの耐震性の検討手法は下図のように分類できる。



沈埋トンネルに限らず、構造物の耐震性は理論的な計算による方法と実験による方法に大別できる。もちろん多くの場合両者は補間的な関係にあるとはいってもない。沈埋トンネルのように延長の長い構造物では、検討内容によって、長手方向の検討と断面内の強度計算に分けることができる。長手方向の理論的計算による耐震性の検討に関して、現在2種類の方法が提案されている。その一つは、設計スペクトルを用いる方法であり、他の一つは、周囲の地盤を含めた沈埋トンネルの振動モデルを作つて応答計算を行う方法である。断面内の強度計算は、スペクトル法、応答計算または、震度法を利用した断面のラーメン計算や、地震時の地盤のひずみにともなうトンネルのせん断変形に対する検討を行うことになる。

模型実験には、小規模ながら模型材料を吟味して相似律と満足した模型を使つて行う実験と、自然の地盤を用いた比較的大規模な実験とが行なわれている。後者は、特定のトンネルの耐震性を検討するというよりは、沈埋トンネルのような構造物の一般的な動的特性を調べることに目的があるので前述の各項目とは性質が異なるものである。

上記の表中に示してあるごとく、応答計算と模型実験による沈埋トンネル耐震性の検討については、相当の研究が進められているけれども、現在までのところ、具体的なトンネルに対して応用され、それが公表されているものはみあたらないので、この章で設計例として取り上げることは行なわない。また、断面内の強度計算に関しては、前章の静的耐震設計に含まれる内容のものであるのでやはりこの章ではふれない。

沈埋トンネルの耐震設計についてある程度まとまったものが公表されているのは、サンフランシスコのBARTトンネルと、衣浦港連絡道路トンネルの2つである。両者とも上記の表による分類では、スペクトル法によつて耐震性が検討されている。BARTトンネルの設計に用いているHousner博士の提案した設計スペクトルは、その求め方が公

表されていない。このように要点である設計スペクトルの出所が不明であることと、衣浦港のトンネルとBARTトンネルでは設計スペクトルを用いて計算する方法が、ほとんど異なるのでこの章における設計例としては、衣浦港連絡道路トンネルだけを取り上げることとしたい。また、衣浦港連絡道路トンネルの耐震性について設計と平行して、耐震設計法の妥当性を確認するために、現地において振動実験を行なったので、その結果についてもふれることにする。

4-2 衣浦港連絡道路トンネルの耐震性に関する検討

本トンネルの耐震性は、後に述べるスペクトル法によって検討する前に、次のような方法で検討してみた。すなわち、トンネルに沿って代表的な断面の土層を取り出し、その層について、重複反射理論による応答計算を行ない、それぞれの断面の応答変位がトンネルに与えられるものとしてトンネルに発生する応力を検討した。しかしながら、この方法によると、トンネルに発生する応力は、大変小さくなるけれども、計算の中に表面波の成分が全く取り入れられていないし、取り出した断面の振動モデルの実際の条件との違い、または、将来の人工的な地形の変化等を考えると上記の検討で十分かどうか疑問が残る。

一方、ある地点で観測された強震記録を、ある一定の速度で一方向に水平に伝播していると考える架空の波動から得られたものであると仮定すると、地盤のひずみを推定することができる。波速として表層のS波の波速をとれば断層があつたり、地盤の破壊が起きるような特別な場合を除いて次のような理由により地震時に地盤内に発生するひずみの上限値に近い値が得られる。すなわち、 α -1に、基岩から入射して来た波が表層の地形や地層の不均一性によって乱され、表層に位相差を生ずるのであるが、入射波の波長が長ければ、小さな障害では乱されることは少なく波長の短い攪乱は生じ難い。

したがって、一般的に入射波の波長と表層における攪乱波の波長には関係がある。 α -2に、地盤内に発生するひずみは、振巾を一定とすると、波速が遅いほど大きい。地盤の構成が、表層ほど軟いものとすれば、レイレイ波は別としてせん断型の表面波であるラブ波を含め、ある地点における波動の伝播速度としては表層のS波の速度が最も遅いものである。レイレイ波の波速は、S波のそれより幾分遅いが、この波は上下動の方が水平動より卓越し、一般的に強震記録の上下動成分は水平動より小さいことを考えるとレイレイ波は無視してさしつかえないと思われる。

このような考え方から、強震記録から設計スペクトルを求め、それによって設計を行なえば、地震時にトンネルに発生するひずみないしは、応力の上限値が推定できるものと考えてこの方法を採用することにした。

強震記録から設計スペクトルを求める方法は、次のようにした。

すなわち、デジタル化された強震記録から直接数値積分により変位を求める。一般的

には、このようにして求められた変位は発散して非現実的な値となるので、種々の方法により補正しなければならない。使用の目的が、沈埋トンネルの耐震設計であることに着目すれば、あまり周期の長い成分はほとんど影響がないので無視してもよいことになる。直接数値積分によって得られた変位から15秒以上の周期成分をフーリエ分析によって、取り除いたものを出力し、この時間と変位の関係から目視によって、正弦波とみなした場合の周期と振巾を読み取った。このような作業を、トンネルの建設される地点と似た地盤で観測された記録について行ない、得られた値から周期と変位振巾の関係の包絡線として、設計スペクトルを決定した。(注月刊建設 1971年8月 p29参照)

衣浦港連絡道路トンネルの耐震性が検討された時点と現在では相当にこの分野における技術が進歩しており、かならずしも最善の方法とは思われない部分もあるが、以下にその内容をそのまま示すものとする。

(1) 概 要

衣浦地区は過去、大地震をしばしばうけた地域であるので、連絡道路についても耐震性が問題となってくる。一般に地下深い所の構造物は地震の影響をあまりうけないといわれているが沈埋トンネルは海底よりわずか数メートル下を通るから地震の影響を一概に無視するわけにはいかない。また連絡道路に沿う地盤は-18m附近より下は洪積層の砂礫層であるが、その上は沖積層が厚く堆積している。沈埋トンネルは洪積層の上に乗るかたちになるが、地盤条件からみても何らかの検討を加える必要があると思われる。

しかし沈埋トンネルの耐震設計法として確立されたものはない。欧米においては、かなりの数の沈埋トンネルが建設されてきたが、それが存する地域からみて地震に対する配慮はそれ程必要はなかったと思われる。ただサンフランシスコのBARTにおいては地震地帯であることからかなりの検討がなされ、Housner博士が耐震設計法を提案している。

衣浦港の沈埋トンネルについては、このHousnerの提案する設計法を基にして、それらを検討しなおし、受け入れられるもの、また問題はあっても現段階における実用設計法としては最善と考えられるものについては、そのまま取り入れ、不十分な所は新しく検討しなおしたりつけ加えて耐震性をチェックした。しかしこの方法は多くの仮定の上にたち、現象を単純化して扱っており、その妥当性は証明されていないので、今後室内および現場模型実験等より耐震性の検討を加えていく予定である。

(2) 地 盤 条 件

地盤条件は2.1土質条件に述べたとおりであるが、概略の地盤構造は、地表より－5 m附近までは埋立土、－5～－16 m附近までは沖積層のシルト質粘土層、－18 m附近より下は洪積層の砂礫層からなっている。

また耐震性の検討の資料として地質構造と地盤の振動特性を知るために行った弾性波探査と常時微動測定によると、沖積層のせん断波の伝播速度は 250 m/sec 、粗密波伝播速度 1600 m/sec が測定され、地表面での卓越周期は $0.38 \sim 0.62 \text{ sec}$ であった。また設計に際し特別の考慮が必要な断層は検出されなかった。

(3) 設 計 対 象 地 震

衣浦地区は地震の多発地域で、過去にも表のような大地震を被っている。

地 震 名	マグニチュード	央 震 央 距 離
濃 美 地 震 昭和24年	8.4	87.9 km
東 南 海 地 震 昭和19年	8.3	147.9
三 河 地 震 昭和20年	6.9	28.2
南 海 道 地 震 昭和21年	8.1	238.0

河角博士の最高震度期待値による再来年数の最高震度は0.2である。

港湾構造物設計基準では設計震度（水平震度）は地域、地盤、構造物の重要度を考慮して次のように定めることになっている。

設計震度＝地域別震度×地盤種別係数×重要度係数

地域別震度は愛知県は0.15とされ、地盤種別係数は沖積層、洪積層の厚さ等より第1種から第3種に別れ0.8から1.2の値をとるが、連絡道路の地盤は第2種（地盤種別係数1.0）に相当する。また重要度係数は0.5から1.5までの値をとることになっている。沈埋トンネルの場合、一旦被災すると復旧が困難であり、一部の被災が全体の機能を無にしてしまう。また場合によっては人命事故にもつながる可能性を考えて重要度係数として最大の1.5をとると設計震度は0.25となる。なお鉛直震度は0.10を考える。

次に後述の設計法において必要な地盤の変位スペクトルとして連絡道路の地盤と似かよった地盤（港湾構造物設計基準における第2種地盤）における強震観測より得られたスペクトルを用いるものとする。（図－A）また堅坑の振動には応答スペクトルが必要であるが、これも第2種地盤において得られた記録より作成した図－Bのスペクトルを用いる。

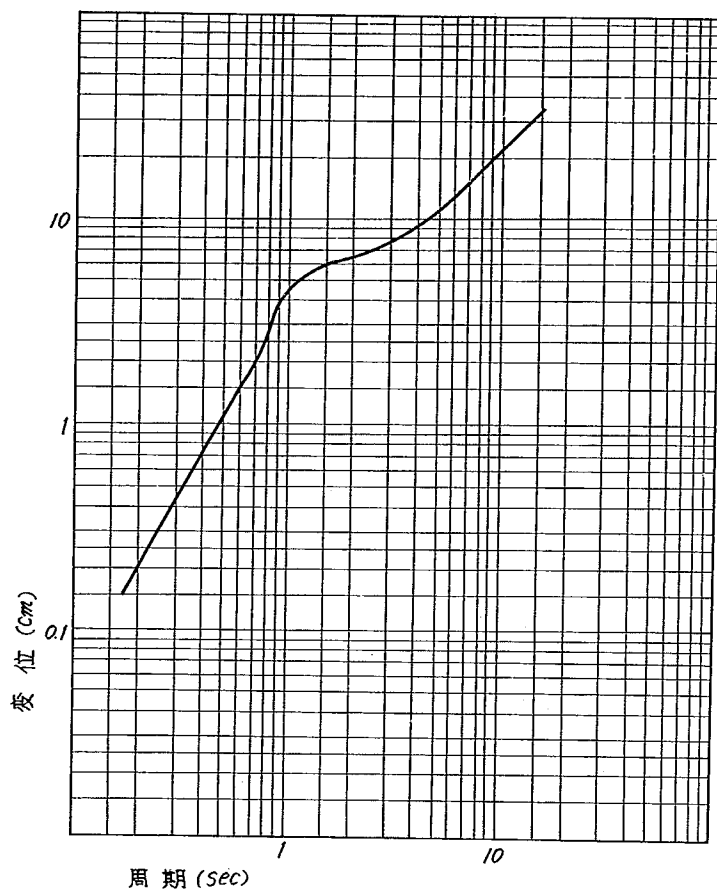


図 - A

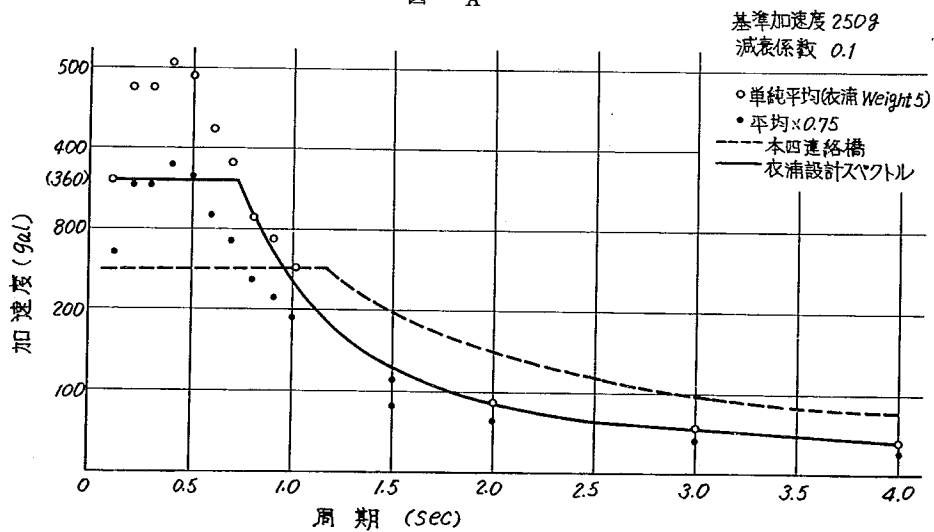


図 - B

(4) 沈埋トンネルの地震時応力の検討

① 縦断面内曲げおよびせん断に対する検討

Housnerの方法にならって正弦波がトンネル軸方向に水平に伝播する場合のトンネルの曲げモーメントおよびせん断力を静的に計算する。なお沈埋トンネルを両端固定の弾性支承上の梁と考えると固有振動数は高く(40サイクル)応答を考える必要はないと思われる。

トンネルを弾性支承上の梁として解くと、曲げモーメントおよびせん断力は地盤変位の波長および振幅を関数として次式で表される。

$$M = \frac{K \cdot y_s \cdot (L/2\pi)^2}{1 + (K/EI) \cdot (L/2\pi)^4} \quad (1)$$

$$V = \frac{K \cdot y_s \cdot (L/2\pi)}{1 + (K/EI) \cdot (L/2\pi)^4} \quad (2)$$

K ; 地盤反力係数 y_s ; 地盤変位振幅 L ; 地盤振動の波長

地盤反力係数の値は弾性波探査等より得られた土の諸定数より求められる。

(注) 地盤反力係数はHousnerの方法に準じ、トンネル両側面の直応力によるものに底面のせん断応力にともなうものを加え

$$K = 2K_c + K_s$$

圧縮に対する地盤反力係数 K_c はトンネルの変位によって生じる荷重を帯状荷重とみなし弾性体内の応力分布に関する Boussinesq の理論より

$$K_c = \frac{E_s}{2(1-\nu^2)I_y}$$

E_s ; 土の弾性係数 ν ; 土のポアソン比 I_y ; 矩形荷重面の隅角部の沈下量を計算するための影響値

せん断に対する地盤反力係数 K_s は図-Cを参照して

$$\gamma = \frac{\partial y}{\partial x} = \frac{rx}{Gs} = \frac{2X \tan \theta}{Gs}$$

より

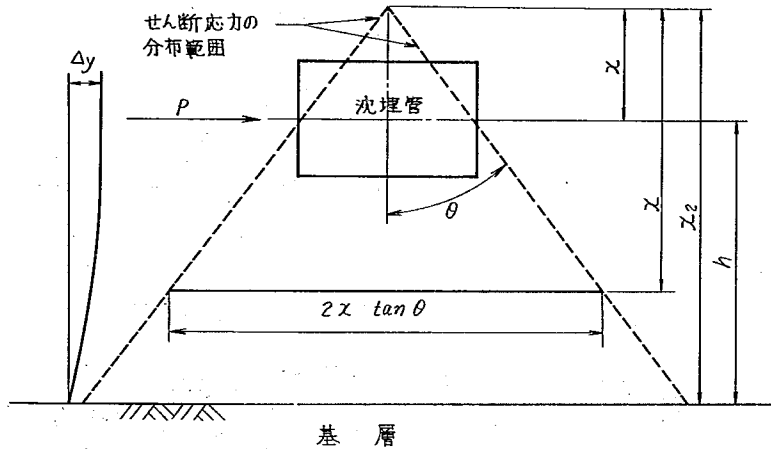
$$\Delta y = \int_{x_1}^{x_2} dy = \frac{P}{2Gs \tan \theta} \log \frac{x_2}{x_1}$$

$$K_s = \frac{P}{\Delta y} = \frac{2Gs \tan \theta}{\log \frac{x_2}{x_1}}$$

G_s ; 土のせん断弾性係数

図-Aの変位スペクトルについてトンネルに作用する断面力を検討すると、最大せん断力は波長 100mにおいて生じ、最大曲げモーメントは波長 250mにおいて生じる。最大応力は、コンクリートの圧縮応力 74 kg/cm^2 、鋼材の引張応力 $2,560 \text{ kg/cm}^2$ となる。またコンクリートのせん断応力は 6 kg/cm^2 である。

鉛直方向については地震時の鉛直成分は水平成分の半以下である場合が多いので、一般には鉛直方向が問題になることは少ないと思われる。



② 縦断面内軸力に対する検討

地震時にはせん断波の他に粗密波があるが、粗密波は非常に小さいので、粗密波によって生じるトンネルの応力は無視し、ここではせん断波による軸力をHousnerの提案している計算法を少々修正して検討する。この場合も固有振動数が大きいので、ここで扱うような周期の地動に対しては静的な計算だけで十分である。

地震波がトンネル軸に対し、ある角度をもって入射して来た場合（図-D）地震波により土およびトンネルは地震波伝播方向に直角に変位するが、それらのトンネル軸方向成分の差（相対変位）によりトンネルは軸方向に伸縮力をうける。すなわちトンネル周囲の土の変位がトンネルによって拘束されると、それによって生じる歪に相当する力が反力としてトンネルに作用する。このように考えてトンネル断面の応力を求めると次のようになる。

$$\eta = \frac{2\pi}{L} \cdot y_t \cdot E_c \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (3)$$

ここに

$$y_t = \frac{y_s}{1 + \frac{\beta}{\alpha}} \quad \alpha = \frac{bL}{\pi} \left(\frac{G_s}{H} + \frac{4\pi^2}{3L^2} H E_s \sin^2 \theta \right) \quad \beta = \frac{2\pi E_c A_c}{L}$$

L ；地盤振動の波長， y_t ；トンネルの変位振幅， y_s ；地盤変位振幅， θ ；入射角，
 E_c ；トンネルの弾性係数， b ；トンネルの幅， G_s ；土のせん断弾性係数， E_s ；土の弾性係数， A_c ；トンネルの断面積， H ；基盤上トンネルの高さ
 (3)式は入射角 $\theta = 45^\circ$ の時最大となる。

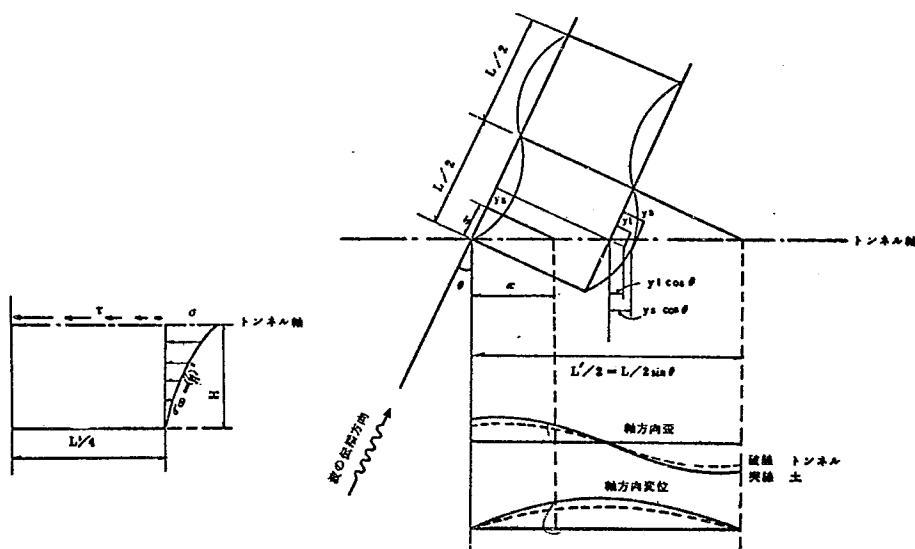


図 - D

(注) (3)式は次のように導かれる。

地震波がトンネル軸に対しある角度 θ をもって入射してきた場合 (図-D) トンネルがなければトンネル軸方向に土が $ys' = ys \cdot \sin(2\pi x/L) \cos \theta$ だけ変位する。この時の土のトンネル軸方向の歪は

$$\epsilon_s = \frac{\partial y s'}{\partial x} = \frac{2\pi y s}{L} \cos\left(\frac{2\pi x}{L}\right) \cos \theta \cdot \sin \theta \quad (4)$$

一方トンネルの軸方向歪を ϵ_t とし、これも周囲の土と同様に正弦曲線で軸方向に変位するものとする。

$$\epsilon_t = \frac{2\pi y t}{L} \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot \cos\left(\frac{2\pi x}{L}\right) \quad (5)$$

ここで $y t$ はトンネルの地震波進入方向に直角な方向の変位振幅である。すると周囲の土とトンネルの相対的な変位は $(y s - y t) \cdot \sin(2\pi x/L)$ であり、土のトンネルによって拘束される歪のトンネル軸方向の成分は

$$\epsilon' = \frac{2\pi}{L} (y s - y t) \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot \cos\left(\frac{2\pi x}{L}\right)$$

この土に生じている歪は $\sigma_s = \epsilon' E_s$ の応力に相当する。またこの歪は深さ方向に2次関数で減少するとすれば

$$\sigma_s(Z) = \sigma_s\left(\frac{Z^2}{H^2}\right) = \frac{2\pi}{L} (y s - y t) E_s \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot \cos\left(\frac{2\pi x}{L}\right) \left(\frac{Z^2}{H^2}\right)$$

従ってトンネル底面単位面積に作用している力は

$$P_1 = \int_0^H \sigma_s(Z) dZ = \frac{2\pi E_s H}{3L} \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot \cos\left(\frac{2\pi x}{L}\right) (y s - y t)$$

この力 P_1 も実際にはトンネル底面と土との間の一種のせん断力によって伝達する。

その力の分布は

$$\tau_1 = \frac{\partial P_1}{\partial x} = \frac{4\pi H E_s}{3L^2} (y s - y t) \sin \frac{2\pi x}{L} \sin \theta \cos \theta$$

またトンネルと周囲の土の相対的な変位 ($y_s - y_t$) そのものによっても土のせん断歪にともなう力をトンネルがうける。その量は

$$r_s = \gamma' G_s = \frac{y_s' - y_t'}{H} G_s = \frac{G_s}{H} (y_s - y_t) \sin\left(\frac{2\pi x}{L}\right) \cos\theta \quad (6)$$

となるが、このトンネル底面に作用している力は、摩擦力を越えることはできない。もし摩擦力を越えれば、トンネル底面と基礎との間にすべりが生じて相対変位を吸収することになる。

またこの力は半波長毎に方向を転じ半波長内でそれぞれ釣合っている。従ってトンネル断面内応力の最大値はこの力を $L/4$ にわたって積分したものである。なお(6)式はトンネル底面についてだけ検討したものである。実際には側面からも何らかの拘束力をうけるはずである。Housner は側面の影響を両側合わせて底面と同じであると仮定している。従ってトンネルの周囲に作用しているせん断力は、トンネル底面に換算して(6)式の2倍であると考え、トンネルに作用している力の最大値は

$$P = bx \int_0^L \frac{1}{4} 2r_s dx' = \frac{b(y_s - y_t)}{\pi} \left(\frac{G_s}{H} + \frac{4\pi^2 H E_s}{3L^2} \sin^2\theta \right) \cos\theta \cdot \sin\theta \quad (7)$$

となる。また、この時トンネル内の力は歪から(5)式を用いて次のように計算できる。その最大値は

$$P_c = \epsilon t E_c A_c = \frac{2\pi y_t E_c A_c}{L} \sin\theta \cos\theta \quad (8)$$

(7)式と(8)式は等しくなければならない。従ってこの2式から y_t を求めることができる。

$$y_t = \frac{\frac{bysL}{\pi} \left(\frac{G_s}{H} + \frac{4\pi^2 H E_s}{3L^2} \sin^2\theta \right)}{\frac{bL}{\pi} \left(\frac{G_s}{H} + \frac{4\pi^2 H E_s}{3L^2} \sin^2\theta \right) + \frac{2\pi E_c A_c}{L}}$$

ここで

$$\alpha = \frac{bL}{\pi} \left(\frac{G_s}{H} + \frac{4\pi^2 H E_s}{3L^2} \sin^2\theta \right), \quad \beta = \frac{2\pi E_c A_c}{L}$$

とおくと

$$y_t = \frac{y_s}{1 + \frac{\beta}{\alpha}}$$

(5)式を使って

$$\sigma = \frac{2\pi}{L} y_t E_c \sin\theta \cos\theta$$

最大の軸方向応力は波長 250m において生じ、鋼材に発生する応力は $1,053\text{kg/cm}^2$ となる。

③ 横断面内応力に対する検討

横断面内の応力は常時と同様にボックスラーメンで計算する。その場合の荷重としては、従来の地震時土圧と①の曲げおよびせん断力に対する検討で議論した水平方向変位にともなう生じる土の反力のそれぞれについて計算すると、いずれも常時の荷重で計算した断面で許容応力の割増しを考えると満足できる。

④ 堅坑の振動の影響

堅坑の振動によりトンネル、特に堅坑との取付点附近に作用する応力を検討するため、堅坑を剛体とみなし地盤反力および堅坑に連結されているトンネルの剛性を堅坑に対するバネとして考え、堅坑を水平移動と、回転をする二自由度系の振動モデルとして取扱う。

堅坑の質量には付加質量を加味し、図-Eのような振動モデルについて応答計算をすると堅坑の変位および回転量は堅坑の固有周期と加速度応答スペクトルの関数で表される。

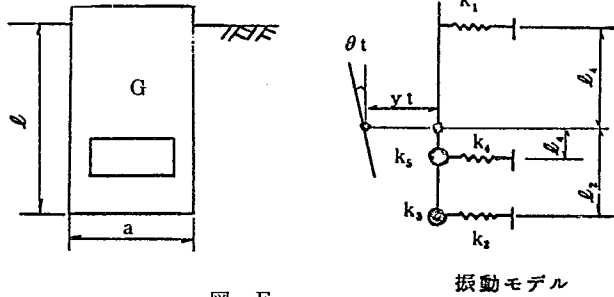


図-E

振動モデル

$$\text{堅坑重心の変位 } yt = -\frac{SG}{4\pi^2} \left(\frac{T_1^2}{\beta_1} + \frac{T_2^2}{\beta_2} \right) \quad (9)$$

$$\text{堅坑重心の回転角 } \theta t = -\frac{SG}{4\pi} \left(\frac{T_1^2 \alpha_1}{\beta_1} + \frac{T_2^2 \alpha_2}{\beta_2} \right) \quad (10)$$

$$\alpha\gamma = \frac{\lambda\gamma - 1}{L_1} \quad \beta\gamma = 1 + \frac{L}{M} \alpha\gamma^2$$

SG; 加速度応答スペクトル(図-B), M ; 堅坑の質量 (付加の質量を含む)

J ; 堅坑の慣性モーメント $T_{1,2} = 2\pi\sqrt{\frac{M}{\lambda\gamma(k_1+k_2+k_4)}}$ 堅坑の1次および2次の固有周期

$$L_1 = \frac{k_1 l_1^2 - k_2 l_2^2 + k_4 l_4^2}{k_1 + k_2 + k_4} \quad L_2 = \frac{k_1 l_1^2 + k_2 l_2^2 + k_4 l_4^2 + k_3 + k_5}{k_1 + k_2 + k_4}$$

$$\lambda = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{M}{J} L_2^2 \pm 1 \right) \pm \sqrt{\left(\frac{M}{J} L_2^2 \pm 1 \right)^2 - 4 \frac{M}{J} (L_2^2 - L_1^2)} \right]$$

(注) バネ定数の値は次のようにとる。(トンネル軸直角方向の振動の場合)

k_1 ; 側面地盤反力係数の $\frac{1}{2}$ を地表面に考える $=\frac{1}{2}Es$ Es =土の弾性係数

k_2 ; 側面地盤反力の $\frac{1}{2}$ と底面におけるせん断による反力係数 $=\frac{1}{2} Es \ell + \frac{Gs}{h} aB$

h ; 底面から基層までの厚さ, a ; 底面の長さ, B ; 底面の幅

k_3 ; Biotのバネ $=\frac{\pi}{16} \frac{E_R}{1-\nu^2} \times a^2 B$

ν ; 土のポアソン比, E_R ; 支持層の弾性係数

k_4 ; トンネルを坑頭固定の坑と考えて $=4EI\beta^3$

EI ; トンネルの曲げ剛性, $\beta = 4/\frac{Es}{4EI}$

k_5 ; トンネルを薄肉円形断面と仮定して $=\frac{35}{4} EI\beta$

トンネル軸方向の振動の場合は

$$k_4 = \frac{2EA}{L} \quad L; \text{トンネルに作用する軸力を周囲の土に伝達するに必要な長さ}$$

E ; 沈埋管の弾性係数, A ; 沈埋管の断面積

$$k_s = EI\beta$$

トンネル軸直角方向の振動の豎坑の固有周期は 1 次振動 0.172sec, 2 次振動 0.109sec で、これらの固有周期に対する加速度応答スペクトルはいずれも 360cm/sec² である。(図-B) これより豎坑重心点の水平変位量は 0.245cm, 回転角は 0.576×10^{-4} rad. 地表面変位は 0.314cm, トンネル取付点の変位量は 0.216cm となる。豎坑のこの振動によりトンネル取付部に鋼材の応力は 620kg/cm², コンクリート応力 18kg/cm² となる。またねじりによるコンクリートのせん断応力は 2kg/cm² となる。

またトンネル軸方向の振動については 1 次および 2 次の固有周期は、それぞれ 0.208sec 0.117sec で、これに対応する加速度応答スペクトルは 360cm/sec² であり、豎坑重心点の水平変位量は 0.271cm, 回転角は 1.552×10^{-4} rad. 地表面の変位量 0.461cm, トンネル取付点の変位 0.192cm となり、トンネル断面の軸応力は 8kg/cm², 曲げ応力は 7kg/cm² となる。

(5) その他の検討

① 豎坑の安定

豎坑の安定については前述の豎坑の振動による変位により生じ地盤反力の検討と、通常のウエルの安定計算を行った。

② 流動化に対する検討

トンネル周辺の土が流動化すると、せん断抵抗は全くなくなるため流動化した土の密度より軽いものは浮上し重いものは沈下する。沈埋トンネルの設計では普通、水による浮力に対していくらかの安全率をもたせるが、その安全率は土の流動化による浮上に対しては十分でない場合が多い。衣浦の場合も浮力による浮き上りに対する安全率は 1.29 である。流動化しないよう埋めもどし材には砂利を用いる。

(6) 耐震性に関する試験研究計画

以上のような方法で沈埋トンネルの耐震性について検討を行った。しかしこの設計法は一試案であり、あくまで現段階における一応の検討にすぎない。

そこで今後の技術開発の意味も含めて、沈埋トンネルの耐震性について次のような試験を計画している。

まず振動台による室内模型実験および起振機あるいは大砲などによりせん断波を発生させて現地で模型実験を行う。また完成後のトンネルおよび豎坑に加速度計を設置し、地震時の加速度測定を行う。それと共に豎坑とトンネル取付部付近の歪測定も考えている。

4-3 衣浦港沈埋トンネルの模型振動実験結果

この実験については、その方法と結果の一部について、すでに報告してあるので、こ^{注)}こでは結果の要点だけを述べる。

- 1) 実験を行った条件のもとでは、模型管体に曲げ振動の共振現象が見られた。この現象は、地盤変位の波長が短く、管体の振動に対して曲げ剛性が復元力の働きをするようなモードの場合は、附加質量を考えることによって説明することができる。しかしながら、この考え方を実物のトンネルに拡張すると、衣浦港連絡道路トンネルの場合には、共振々動数が数サイクル以上となり、共振が起きたとしても振動の変位振巾は非常に小さなものであり、振動数の低い成分による変形の方が構造物にとっては重要となる。
- 2) 実験で得られた、模型軸に沿って伝播するせん断波に対しては、上記の共振現象を別にして考えると、模型を弾性床上のはりと考えて静的に計算した値いと比較的良く一致する。
- 3) せん断波を模型軸に対して45°の角度から入射させると大きな軸歪が模型に発生する。しかもその軸歪はあまり減衰せずに模型内を伝播する。今回の実験では、振源の性質上地盤内を伝播する波動の振巾は距離と共に急激に減衰しているためと、地盤の模型軸方向の剛性を実験的に確めてないために、軸歪みについては、今回の実験だけから信頼できる結論を導くことは難しかった。
- 4) 道路トンネルの換気塔との取付点附近の問題を調べる目的で模型の端部に箱を取付けて実験したが、実験の範囲では、取り付けられた箱の影響は顕著ではなく模型中央部の箱の影響のない部分と同じような挙動であつた。

注 第11回地震工学研究発表会 講演概要 1971. 7. 20 港湾技術研究所報告 Vol 11, No.2 (予定) 1972. 6

5. 沈埋トンネルの地震応答解析法

5.1 ま え が き

沈埋トンネルは未だ世界でも施工例が少なく、地震時の挙動についても不明な点が少なくない。

本委員会では沈埋トンネルの合理的な耐震設計法の作成をめざして調査研究が進められており、沈埋トンネルの耐震性については地震応答解析によって検証することを勧めている。

今年度の研究成果としては現状での沈埋トンネルの地震応答解析法について、大きく計算による方法と実験による方法に分けてその概略を紹介する。

5.2 計算による方法

(1) BARTトンネルにおける例 (1)

次の各種の仮定のもとに表層地盤の地震応答計算を実施している。

- ① 地盤は等厚で無限の広がりをもつものとし、計算モデルは1次元の弾性体とみなす。
- ② 構造物の存在は無視する。
- ③ 計算方法としては、モーダル・アナリシスを採用し、応答スペクトルを用いて各モードの応答を求め、二乗和の平方根をとって各モードを合成する。
- ④ 減衰定数は1, 2および3次のモードに対して、それぞれ10, 20, 30%とする

(2) 京葉線多摩川沈埋函における例 (2)

沈埋函および地盤とも多質点弾性系に置換し、立体的に振動を扱う。地盤の立体的なモデル化としては、横断面内は有限要素法により、平面歪として静的な力と変位の関係からバネ定数を定め、縦断に対しては、せん断バネを考慮している。沈埋函の剛性計算には、曲げ、せん断および捩れを考慮する。解析に際しては減衰値を1次周期に対して5%として、入力はElcentro 1940(NS)を最大0.1gとしている。

(3) 扇島トンネル(日本鋼管)における例 (3)

応答計算モデルは次の仮定に基づいて作成している。

- ① 地中に完全に埋設された沈埋トンネルは自己振動を起さず、地盤の振動に支配される沈埋トンネルは地盤より押されて変位する。
- ② 地盤の振動は剪断振動とし、1次振動のみを考慮する。

このような仮定のもとで横断面内を有限要素法によって計算し、1次振動のモード、有効質量を計算しバネ定数は上記の質量を用いて、一次振動の周期が合うように定めている。縦断方向に対しては、地盤の質点を結ぶバネ、沈埋トンネルと地盤の振動モードを結ぶバネを考慮して、全体としては沈埋トンネルを弾性床上の梁として取扱っている

5.3 実験による方法

実験による方法としては野外模型振動実験と室内模型振動実験が行なわれている。

(1) 衣浦港沈埋トンネルにおける例 (4)

この実験は野外模型振動実験の例である。

トンネル水平部を対象として、約 $\frac{1}{20}$ の縮尺となるように塩化ビニールパイプを用いてこれを盛土内に埋設し、"S-大砲"と称するS波発生装置を使って模型に振動を与え、模型に発生する歪と変位振動を地盤の変位振動と同時に測定している。

外径63cmの塩化ビニールパイプを単管とした場合と二本平行に接合したメガネ型断面の場合の二通りについて行なっている。

(2) 扇島トンネル(日本鋼管)における例 (5)

この実験は沈埋トンネル及びそれを囲む地盤をモデル化し、振動台によって、線型領域内で3次元振動実験した例である。

模型は $\frac{1}{250}$ で、沈埋トンネルをシリコンゴムを用い、地盤にはゼラチンを用いている。模型の寸法は長さ2.2m、幅1.0m、層厚が10.4cm~17.8cmの軟弱地盤模型に縦2.8cm、横8.4cmの断面の沈埋トンネル模型を埋設している。

使用した振動台は機械式加振方式で一定振幅(可変)で振動数を制御する様になっている。又加振波形は正弦波形であり、振動数範囲は0~20Hzで最大積載時の重量は約500kgである。

変位量の測定は写真、及び映画記録によって行っている。

参 考 文 献

- (1) T.R.Kuesel, "Earthquake Design Criteria for Subways," Jour. St. Div. Proc. ASCE, June, 1969
- (2) 武藤 清他 "沈埋函の地震応答解析"
オ3回日本地震工学シンポジウム(1970, 11)
- (3) 浜田政則他 "沈埋トンネルの地震応答計算"
オ26回年次学術講演会(1971・10)
- (4) 青木義典他 "沈埋トンネル水平部の野外模型振動実験"
オ11回地震工学研究発表会(1971・7)
- (5) 田村重四郎他 "沈埋トンネルの模型振動実験"
オ11回地震工学研究発表会(1971・7)

付録A 地中構造物の耐震基準

水道施設の耐震工法（昭和41年改訂版）、日本水道協会より抜粋

I. 総論

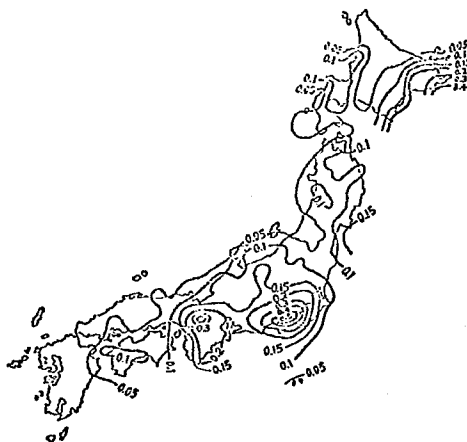
1.1 概説

1. 水道の主要施設は、すべて、地震力を考慮に入れた合理的計算によってその構造を定めなければならない。
2. 経済上、十分なる耐震構造とすることのできない施設物については、次の点に留意しなければならない。
 - (1) 震害をできるだけ局限する方法をとること。
 - (2) 震害部の復旧が容易にできるように考慮すること。
 - (3) 震害による二次的被害を防止する対策を講じておくこと。
3. 特に重要な施設、構造上震害を受ける公算の大きい施設、震害があつても発見しがたい施設、震害を受けた場合、復旧の困難もしくは長期にわたる施設は、1個のみ築造することを避け、2個以上に分割するか、もしくは予備施設を設けなければならない。
4. 施設物は、基礎地盤の堅硬かつ均等な場所に築造することが望ましい。地盤の良否を判定するために、土質調査を行ない、地盤の性質、地下水の高低、地耐力などを十分に調査し、その結果にもとづいて各施設が耐震性を有するような施工法を採用しなければならない。やむを得ず地盤の軟弱な場所に築造する場合には、くい打ち法、置換法、締め固め法、脱水圧密法、固結法などの適当な方法により補強を行なつて堅硬均一な基礎を造成しなければならない。
5. 施設物は、木造、畳築工を避け、原則として鋼構造または鉄筋コンクリート造りとしなければならない。
6. 水密構造を必要とする施設物は、地震によつて水密性を破壊させることのないよう、コンクリートの配合、壁厚、防水工、伸縮継手などについて設計ならびに施工に留意しなければならない。
7. 著しく剛性の異なる構造物を接続して造るときは、その間に耐震継手を設けなければならない。
8. 規格の制定してある資器材については、規格品を使用しなければならない。
9. 施設物は、環境物の震害（倒壊、崩壊、その他）によつて損傷を受け、または使用上支障となることのないよう、付近の地物をあらかじめ調査し安全な場所を選んで築造することが肝要であり、やむを得なければ、あらかじめ防護工を施しておかななければならない。
10. 無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート構造物の設計および施工については、土木学会制定のコンクリート標準示方書（昭和31年）によるものとする。
11. 建築物の耐震計算および構造は、すべて建築基準法（昭和25年5月24日法律第201号）および建築基準法施行令（昭和25年11月16日政令第338号）ならびに日本建築学会制定各種構造計算規準によるものとする。

1. 2 耐震設計基準

1.2.1 設計震度

1. 地震力は、静荷重（固定荷重および積載荷重）に対して設計震度を乗じて計算しなければならない。
2. 各地域における標準水平震度は、図－1 に示した範囲において、当該地の地形地勢などを考慮して慎重に定めるものとする。ただし、標準震度を 0.1 以下とってはならない。



図－1 地域別標準震度

3. 構造物に対する設計震度は、地盤の種類、施設の種別によって標準震度に表－1 の比率を乗じた値とする。ただし、その値が 0.1 以下となったときは、設計震度は 0.1 とするを要し、0.3 を越えるときは、設計震度は 0.3 とすることができる。ただし、塔状構造物および水管橋その他特殊構造物に対しては 0.4 とする。

表－1 地盤の種類と施設の種別による設計震度の比率表

地 盤 の 種 類	浄水施設お よび開水路	塔状構造物 および水管橋	埋 設 管 路
岩盤・硬い砂れき層	0.4	0.5	0.3
こ う 積 層	0.7	0.7	0.7
ち ゅ ゅ う 積 層	1	1	1
軟 弱 地 盤	2	2	2

1.2.2 単 位 重 量

設計に用いる材料の単位重量は、特別のものを除き、表－2 の値を標準とする。

表 - 2 単 位 重 量

材 料	単位重量 (kg/m ³)	材 料	単位重量 (kg/m ³)	材 料	単位重量 (kg/m ³)
水	1000	銅	7850	石 材	2600
鉄筋コンクリート	2400	鋳 鋼	7840	砂利または砕 石	1900
コ ン ク リ ート	2300	鋳 鉄	7210	砂	1900
モ ル タ ル	2100	鋳 鉄	7870	土	1600
れ ん が	2000	鉛	11340	木 材	800
ソレストレストコン クリート	2450	銅	8960		

砂、砂利または砕石の1,900kg/m³は水分で飽和された状態における重量である。

1.2.3 許 容 応 力 度

1. コンクリートおよび金属材料の許容応力度は、土木学会制定コンクリート標準示方書、日本道路協会制定鋼道路橋設計示方書、建築基準法および建築基準法施行令ならびに日本建築学会制定各種構造計算規準を参照のこと。
2. 地盤の許容応力度は、現地につき地質調査を行ない表-3によつて定めること。ただし、特に重要な構造物については荷重試験を行なうこと。荷重に地震力を考えた場合は、岩盤以外の地盤に対しては表-3の値を、岩盤に対してはその1.5倍の値をとるものとする。

表-3 表盤の許容応力度(建築基準法施行令第93条による)

地 盤		長期応力に対する許 容応力度 (t/m^2)	短期応力に対する許 容応力度 (t/m^2)
硬岩盤	花こう岩、せん緑岩、片麻岩、安山岩などの火成 岩および堅いれき岩などの岩盤	4 0 0	長期応力に対する許 容応力度のそれぞ れの数値の2倍とする
軟岩盤	板岩、片岩などの水成岩の岩盤 けつ岩、土丹盤などの岩盤	2 5 0	
		1 0 0	
砂 利		3 0	
砂利と砂との混合物		2 0	
砂混りの粘土またはローム		1 5	
砂または粘土		1 0	

上表に掲げる地盤以外の地盤については、それぞれ類似の地盤に準じて定めなければならない。

3. 基礎ぐいの許容支持力は、荷重試験によつて定めなければならない。簡易なものについては、それぞれ表-4の式によつて計算した数値以下とすることができる。しかして、地震力を考える場合にも、同じ許容支持力を用いるものとする。

表 4 基礎ぐいの許容支持力 (建築基準法施行令第 9 3 条による)

く い 打 ち の 方 法	長期応力に対する許容支持力	短期応力に対する許容支持力
ドロップハンマまたは単動くい打ちハンマによる場合	$R = \frac{WH}{5S + 0.1}$	長期応力に対する許容支持力のそれぞれの場合における数値の2倍とする。
復動くい打ちハンマによる場合	$R = \frac{F}{5S + 0.1}$	

この表において R・W・H・F および S はそれぞれ次の数値を表わすものとする。

R：くいの許容支持力 (t)

W：ハンマの重量 (t)

H：ハンマの落下高 (m)

F：復動くい打ちハンマの打撃エネルギー (t-m)

S：くい最終貫入量 (m)

1. 3 耐 震 計 算 法

1. 3. 1 計 算 方 針

構造物の地震時応力に関する計算は、その重量に設計震度を乗じた力が水平に静力学的に働くものとして行なう。この場合、震度は構造各部について一様であるとする。ただし、地震時に共震を予想される構造物に対しては、上部における震度をいくぶん増さなければならぬ。

1. 3. 2 地 震 時 土 圧

地震時土圧については、地盤と構造物とが一体として平時鉛直に対し

$$\theta = \tan^{-1} K \quad (K : \text{水平震度})$$

だけ危険なむきに回転し、すべての重量が $(1 + \frac{K}{2})$ 倍になるものと考えて、この状態における正土圧、抵抗土圧などを計算するものとする。この場合、土圧の算定にはクーロンの土換陶にもとづくチンメルマンの図解法を用いるのが便利である。

1. 3. 3 地 震 時 水 圧

壁体及ばす地震時水圧の増加は、次式によって与えられる。

$$P = \frac{7}{8} KW \sqrt{Hy}$$

ここに P : 地震時水圧の増加 (kg/m²)

K : 水 平 震 度

W : 水の単位体積当り重量 (kg/m³)

H : 水 深 (m)

y : P の働く位置における水深 (m)

なお、地震時には計画満水位上、次式による h に水面が存するものとして静力学的に水圧を計算してもよい。

$$h = 2K^2 H(m)$$

1.3.4 擁壁の耐震計算

擁壁の耐震計算の際、壁体に働く力としては、地震時土圧、壁体の重量、地震力および浮力、壁体前面にある土の抵抗土圧、擁壁前後の水位差、擁壁背後の地表に載る荷重の重量および地震力などを考慮する。しかして、それらの合力の水平成分は、擁壁基礎の摩擦抵抗力をこえないこと。底面に起こる最大圧力強度が地盤の地震時許容応力度をこえないこと、およびその合力の作用線が底辺の中央底辺長の $\frac{1}{4}$ より外側に出ないことを要する。ただし、地盤が堅硬なときは $\frac{1}{4}$ まで出すことができる。

付録B 沈埋トンネルの構造設計(目次案)

1. 沈埋トンネル部の設計

1-1 概 説

1-2 設 計 条 件

1) 荷 重

- (1) 死荷重(使用材料の単位重量)
- (2) 活荷重および衝撃
- (3) 水 圧(設計水位)
- (4) 土 圧(載土圧および側圧)
- (5) 温 度 変 化

2) 地 震 の 影 響

3) 許 容 応 力 度

4) 荷重の組合せと許容応力度の割増し

1-3 設 計 - その1(横断面の設計)

※) 概 説

2) 断 面 形 状

3) 断面設計の手順

4) 断面応力の算定

5) 設 計 例

(1) 短 形

(2) 八 角 形

(3) 小 判 形

1-4 設 計 - その2

1) 沈埋トンネル長手方向の設計

- (1) 基礎地盤の堅さ(地盤反力係数)の不均等に対する検討
- (2) " の不等沈下に対する検討
- (3) 載荷重(列車荷重など)の不均等に対する検討

2) 浮上りに対する安定検討

1-5 鋼かくの設計

1) 概 説

2) 排水量曲線

3) 施 工 時 応 力

(1) 進 水 時 の 応 力

(2) 曳 航 時 の 応 力

(3) コンクリート打設時の応力

(4) 沈設時の応力

4) 接 合 部

5) 防 食

6) 設 計 例

1-6 構造細目 - その1

1) 継手構造

(1) 中間継手

(2) 終端継手

(3) 施工継手

2) 防水工

1-7 構造細目 - その2

1) 浚 渫

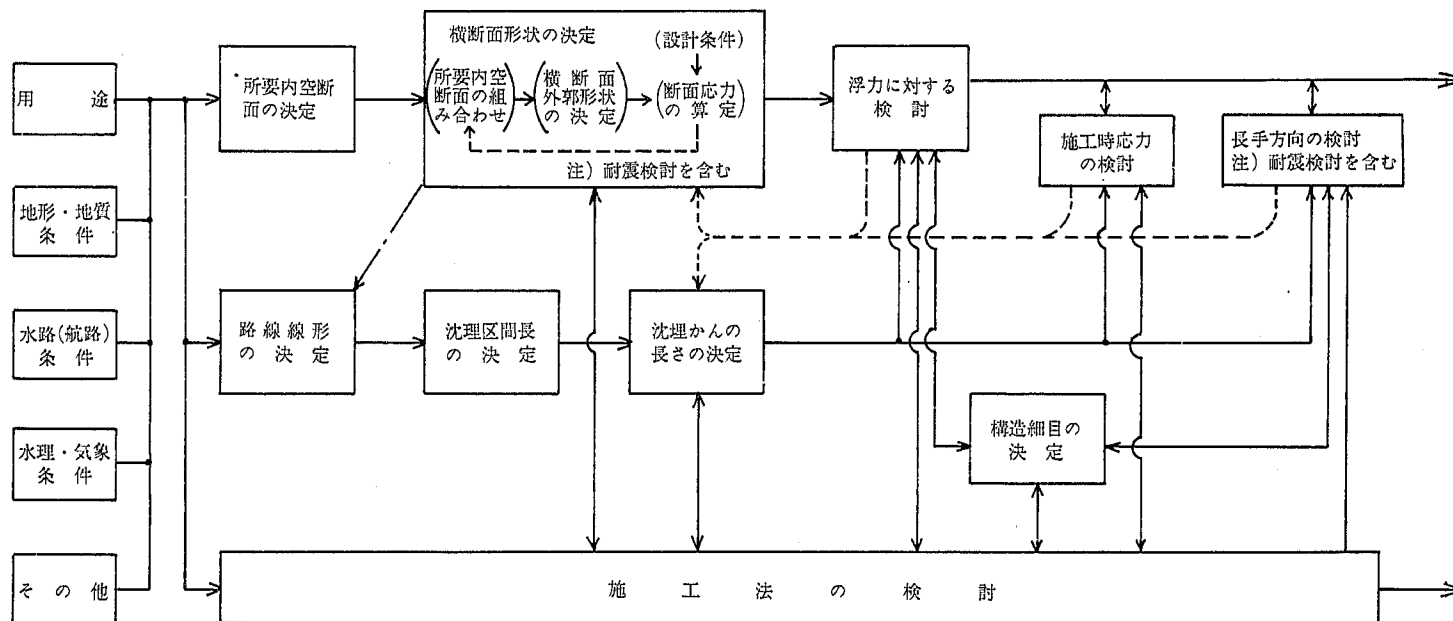
2) 基 礎

3) 埋 戻 し

2. 立坑部の設計

2-1 概 説

2-2 設 計 例



沈埋トンネルの構造設計の手順

トンネル名称 (用途)	羽田海堤 (2×2車線道路)	羽田海堤 (複線モノレール)	堂島川 (複線地下鉄)	道頓堀川 (複線地下鉄)	京葉線羽田 (多摩川) (複線鉄道)	京葉線羽田 (京浜東北) (複線鉄道)	親美火力発電所 (取水路)	東京港橋 (2×3車線道路)	衣浦港橋 (2車線道路)	洞海湾 (ベルトコンベア)	磯田川 (複線地下鉄)	東京湾岸 (2×3車線道路)	大阪湾岸 伊田川 ポートアイランド (2×3車線道路)	大阪湾岸 ポートアイランド 六甲埠頭 (2×3車線道路)
トンネル延長(m) (沈埋区間長)	300 (56)	454 (56)	— (72)	— (25)	5,980 (480)	5,980 (328)	128 (36)	1,325 (1,035)	986 (480)	1,468 (1,363)	— (201)	約1.4km (1,200)	約2.2km	約3km
沈埋 かん の 段	断面形状 7.4×20.1m 鋼構造矩形	7.4×11.0 鋼構造矩形	7.8×11.0 RC構造八角形	7.0×9.7 鋼構造矩形	8.0×13.0 RC構造小矩形	7.95×13.0 RC構造小矩形	4.0×8.4 RC構造矩形	8.8×37.4 RC構造矩形	7.1×15.6 RC構造矩形	4.6×8.2 RC構造矩形	7.6×10.0 RC構造八角形	8.45×37.4 RC構造矩形	8.5×34.9 RC構造矩形	9.1×39.0 RC構造矩形
1かんの長さ および基数	56m…1基	56m…1基	34.5m, 36m…各1基	25m…1基	80m…6基	82m…4基	36m…1基	115m…9基	80m…6基	30~80.1m…18基	67m…3基		未定	未定
工 期	1963~1964	1963~1964	1967~1969	1967~1969	1968~1970	1969~1970	1970~1970	1969~施工中	1969~施工中	1970~施工中	計画中	計画中	計画中	計画中
死荷重(単位重量)	鋼 鉄筋コンクリート コンクリート モルタル その他	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85(鋼鉄7.25)	7.85(鋼鉄7.25)	7.85	7.85
	2.3	2.4 2.3	2.4 2.3	同左	2.4 2.35	同左	2.40	2.5	2.30	2.6	2.40 2.30 2.10	2.40 2.30 2.30	2.45 2.3	2.5 2.35
			生コンクリート …2.45 砂利・砂石…1.90		木材…0.8 砂石…1.7		石・砂(水中)…1.0	鋼筋コンクリート…1.85 (鋼筋コンクリート) 路床材…2.0		水 鋼 砂…1.15 水鋼砂(水中)…0.15	砂利・砂石・砂 …1.90 木材…0.8	砂利・砂石…1.1	砂利・砂石…1.1	砂利・砂石…2.3 路床材…2.0
活荷重			P=32t 鋼ゲキ係数1=0.694	P=32t 鋼ゲキ係数1=0.325	KS-18 (長平方向のみ検) 計。地盤反力係 数=0.1kg/cm ²	同左				(地上破面々重と) して2.0t/m ²				
水 土 の 単 位 重 量			1.6(地上) 2.0(水中) 1.0(水中)		0.8(水中・砂質) 0.6(水中・シルト質)	同左	1.0(水中の砂)	1.35mのとき 3.35mのとき 2.0 1.8 1.0(水中) 0.8(水中)		2.0	1.6(地下水位以上)			
土 圧 係 数 の 他			K _a =0.49 φ=20° C=0 ランキン氏の式による	同左	K _a =0.5~1.0		K _a =0.3	K _a =0.5		K _a =0.4(水中) 0.33(大水中)	1.0(水中) 2.0(地下水位以下) (水中)	1.0(水中) K _a =0.5	1.0(水中) K _a =0.5	同左 載土(水中)…0.9
水 土 の 単 位 重 量	設計水位 HWL=AP+2.00 HHWL=AP+4.10 r=1.02	HWL=OP+1.95 r=1.0	HWL=OP+2.300 r=1.0	TP+2.55m r=1.0(淡水) 1.02(海水)	TP+1.00m 同左	HWL=AP+2.300 r=1.03	HWL=AP+2.10 HHWL=AP+4.00 r=1.025(観測時)	TP+4.57 r=1.023	HWL=TP+1.00 HHWL=TP+1.30 r=1.026	AP+5.10 r=1.03	TP+2.15 HHWL=KP+3.70 r=1.02	HWL=KP+1.80 r=1.025	HWL=KP+1.80 r=1.025	HWL=KP+1.80 r=1.025 (1.005~1.030)
浮上り安全度	n=1.05	n=1.35(載土含む)	n=1.2 (防ゴブロックを含む)	沈没時の泥水状態 に対しr=1.05まで考慮 n=1.1	同左	n=1.4	n=1.1(載土含む) 1.015(観測時)	n=1.072 1.035(?)	n=1.1 (防ゴブロックを含む) 50mm含む	n=1.45(載土含む)	n≥1.1	n≥1.1	n≥1.1	n≥1.1
温度変化				+10°C	+10°C		坑内外温度差 ±10°C	坑内外温度差 ±10°C	下流時 0°C 上流時 50°C		-10°C~+50°C			±10°C
不等沈下				25mm/50m 地盤反力係数 0.1kg/cm ² コンクリート のクレーン係数 d=1	同左		地盤反力係数の不均等 (d=1~0.5kg/cm ²) について検算		断面余裕 5cm					
許容応力度 (コンクリート)	250	210	210	240	240	240	4000	300	210	210	210	210	210	210
圧縮強度 曲げ圧縮強度 せん断圧縮強度	(コ標示)	18.0(鋼鉄筋有) 9.0(鋼鉄筋なし, 炭) 6.5(鋼鉄筋なし, 炭)	同左	18.0(鋼鉄筋有) 9.0(鋼鉄筋なし, 炭) 7.0(鋼鉄筋なし, 炭)	同左	同左	11 (軸方向引張応力) 検算時のみ (引張強度 20)	80 10	80 10	70 10	18.5(鋼鉄筋有) 8.5(鋼鉄筋なし, 炭) 6.5(鋼鉄筋なし, 炭)	22(鋼鉄筋有) 8(鋼鉄筋なし)	22(鋼鉄筋有) 8(鋼鉄筋なし)	同左
付着圧縮強度 支圧圧縮強度		14.0 60.0		8(丸鋼), 16(異形)			16	15 663	15 663	15 663	18 90	18 90	18 90	18

トンネル名称 (用途)	洞川橋渡 (2×2車線道路)	洞川海渡 (複線モノレール)	雲島川 (複線地下鉄)	道頓堀川 (複線地下鉄)	京葉線別用 (多摩川) (複線鉄道)	京葉線別用 (京浜東北) (複線鉄道)	開成火力発電所 (取水路)	東京港橋渡 (2×3車線道路)	京浦橋渡 (2車線道路)	洞川海渡 (ベルトコンベア)	洞川川 (複線地下鉄)	東京湾岸 (2×3車線道路)	大阪湾岸 和歌山側 ポートアイランド (2×3車線道路)	大阪湾岸 ポートアイランド 六甲埠頭 (2×3車線道路)
許容応力度(つづき) (鋼材) 軸力方向引張応力度 引張及び圧縮応力度 (鉄筋) J_{max}	(鋼道示) SS41, SV34		1,400 (SS41) 1,400 1,600 (SD30)	同 左	1,400 (SS41, SM41) 800 (せん断) 1,600 (SD30) 1,400 (SD24)	同 左	2,000 (SD35)	(鋼道示) 1,600 (SD35, 38)	(鋼道示)	曲げ圧縮強度… $\sigma_{ca}=1,300$ 鋼管…STK-41 1,800 (SD30)	1,400 (SS41) 1,400 (SM41) 1,600 (SD30)	(鋼道示) 1,600 (SD35)	1,400 (SS41) せん断強度 ($\sigma=800$) 1,800 (SD35)	1,600 (SD38)
取 手 構 造	洗理かん相互 洗理かんと 取付部(立地)		系結合 ゴムガスケット1条 (1端) ゴムガスケ ットによる系結合 (他端) 圧気ケー ンによる系結合	系結合 ゴムガスケット2条 系結合	同 左	同 左	系結合 ゴムガスケット1条	系結合 ゴムガスケット1条	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左
防 水 工	鋼かく (電気防食)	同 左	鋼かく	鋼かく (電気防食と塗装)	鋼かく (電気防食)	同 左	なし	外型止水板 鋼板(波・間開)	鋼かく	鋼かく	鋼かく	鋼かく	鋼かく	鋼かく
基 礎	在来地盤 造成基礎	同 左	砂れき層 N値20~35 砕石敷均し(60cm) モルタル注入	同 左	沖積層シルト N=5~10 砕石敷均し(70cm) モルタル注入	同 左	シルト質細砂 N値20 沖積粘土 N値0~5	シルト質粘土 (N=0~10) 砂れき層N=50 ベントナイトモル タル注入(40cm)	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左
設 計 及 理 由														
耐 震 設 計			(震度法) $K_A=0.2$ $K_B=0.1$		(対象地盤) M=8 震源距離 100km (地盤の性質) S波速度 160m/s 卓越周期 1sec (設計に用いる地震動) 波長 160m 変位振幅 4cm 震度法	(対象地盤) M=8 震源距離 100km (地盤の性質) S波速度 160m/s 卓越周期 0.7sec (設計に用いる地震動) 波長 120m 変位振幅 4cm 震度法	取水口立地の ロッキングを考慮 震度の倍率を考慮 —●— M=	(震度法) $K_A=0.25$ $K_B=0.1$ —●— M=	(震度法) $K_A=0.25$ $K_B=0.1$ —●— M=	M=	(震度法) $K_A=0.25$ $K_B=0.1$	(震度法) $K_A=0.25$ $K_B=0.1$	アプローチ部に対 して (震度法) $K_A=0.25$ $K_B=0.1$	同 左

沈埋トンネルの耐震設計に関する調査報告
—沈埋トンネルの耐震設計指針作成のための予備調査—

土研資料第746号
昭473(1971)

振動研究室

キーワード

沈埋トンネル・耐震設計

要旨 この報告書は「沈埋トンネルの耐震性について調査研究し、その耐震設計指針を作成する」ために昭和46年度を初年度として土木学会に委託した調査研究の昭和46年度の概報である。



郵便はがき

いは七
は円
って
下手
を

2 8 0 - □ □

千葉県千葉市穴川
四丁目十二番五二号
建設省土木研究所
振動研究室
御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第746号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印

