

(2)

地震時における地中構造物間の相互作用に関する研究

平成4年11月

後藤洋三

目 次

第1章 序 論	
1. 1 研究の背景	1
1. 2 研究の目的と構成	7
第2章 円筒型半地下式タンク群の地震応答に関する研究	
2. 1 概 説	9
2. 2 単一半地下タンクの地震応答特性	12
2.2.1 模型振動実験による解析	12
2.2.2 地震観測による解析	17
2.2.3 観測結果の数値解析とパラメータスタディー	26
2.2.4 結 論	30
2. 3 半地下タンク群の地震応答特性	121
2.3.1 模型振動実験による解析	121
2.3.2 実験結果の数値解析とパラメータスタディー	127
2.3.3 結 論	132
2. 4 半地下タンク群の耐震設計法に関する検討	158
2.4.1 半地下タンク群に対する既往の耐震設計法の適用性	158
2.4.2 耐震設計で群の影響を考慮するための一試案	164
2. 5 第2章のまとめ	176
第3章 併設されたトンネルの横断方向の地震応答に関する研究	
3. 1 概 説	178
3. 2 実地盤材料を使った併設シールドの模型振動実験	180
3.2.1 実験の概要	180
3.2.2 模型地盤の応答特性	183
3.2.3 単設ならびに併設トンネルの応答特性	184
3.2.4 結 論	186

3. 3	併設シールドの応答特性の数値解析	200
3.3.1	逆解析による模型地盤せん断剛性の同定	200
3.3.2	2次元平面ひずみ等価線型化法による解析	202
3.3.3	地盤と覆工とのすべりを考慮した解析	203
3.3.4	トンネル覆工が一般的な剛性を持つ場合の解析	203
3.3.5	結 論	204
3. 4	併設シールドトンネルの耐震設計法に関する検討	212
3. 5	第3章のまとめ	222
第4章 群杭基礎の地震応答特性		
4. 1	概 説	223
4. 2	群杭基礎の地震観測	226
4.2.1	観測の概要	226
4.2.2	観測結果の解析とその考察	227
4.2.3	観測結果の数値解析とパラメータスタディー	230
4.2.4	動的相互作用と群杭効果に関する解析	231
4.2.5	結 論	232
4. 3	群杭基礎の振動実験	262
4.3.1	実験の概要	262
4.3.2	実験結果の解析とその考察	263
4.3.3	実験結果の数値解析とパラメータスタディー	265
4.3.4	結 論	268
4. 4	第4章のまとめ	291
第5章 む す び		
5. 1	本研究の成果	292
5. 2	今後の研究課題	294
謝 辞		295
参考文献		296

第1章 序 論

1. 1 研究の背景

わが国では昭和30年代から急激な都市化が進み、社会・産業基盤の整備が不十分なまま高密度に開発された都市圏が東京や大阪に出現した。これ等の都市圏ではインフラストラクチャーの整備に大きな努力が払われているが、中心部の空間は既存の都市構造によって埋めつくされてきており、今後のインフラストラクチャーの整備は地下空間の高密度利用に向かわざるを得ない。

実際、東京都心部の地中には地下鉄や共同溝等が既に何層にも重なって建設されている。今後は地下数十メートルの空間にいたるまで地下鉄、道路トンネル、物流システム、エネルギー施設、情報伝達システム等が建設されようとしており、それらが輻輳する街区には、地上の高架道路網や鉄道網より重層化した複雑な地中構造網が出現する。そしてこれらの地中構造網は、高度に発達した都市活動を支える文字通りの根幹であるだけに、いずれは来襲する大地震の際に安全で、機能を維持しなければならない。

一方、高い水準に達したエネルギー消費を支えるために、別の形態の地下空間利用が進展しつつある。原油やLNG（液化天然ガス）が地下に貯蔵あるいは備蓄されるようになり、原子力発電施設や電気エネルギー一時貯蔵施設が地下に建設されようとしている。また、原子力発電から生まれる放射性廃棄物の地下処分施設も21世紀には建設が始まろうとしている。これらの施設が地下化される理由は、景観対策であり、防災対策であり、構造体としての、あるいはバリエーションとしての地山の有効利用であるが、いずれも限られた用地内に大小様々な竖坑やトンネルを高密度に配置した地中構造物群となり、しかもその用途から高度な防災水準が要求されることになる。

地中構造物は地上構造物に比べて地震に対して安全であると言われ旧来は耐震設計が省略されることも多かった。事実、液状化や斜面崩壊あるいは不運にも断層運動に直撃された場合を除くと、地中構造物が重大な震害を受けた例は稀である。1985年にメキシコ市を襲ったミチュアカン地震では多数の建物が崩壊し8千人以上もの死者が出ているが、同市の地下鉄には構造的な被害がほとんど発生しなかった¹⁻¹⁾。1989年にサンフランシスコ湾岸地域を襲ったロマ・プリータ地震においても湾央を横断する沈埋トンネルには被害が殆ど発生していない¹⁻²⁾。わが国でも液状化等によって地盤そのものが安定を失ってしまった場合を除くと、地中構造物の大規模な震害例は見当たらない。勿論、水道管やガス

管、下水道施設等の比較的地表近くに埋設されている管路は大きな地震の度に被害を受けている。その多くは耐震的に脆弱で老朽化した施設であったり、局所的な地盤変状の影響を受けたものであった。このような教訓から、比較的簡便な物部・岡部¹⁻³⁾、¹⁻⁴⁾の地震時土圧公式を使った耐震計算や応答変位法が設計に採用されるようになってきた。

しかし、わが国だけでなく世界的にみても、軟弱な地盤に建設された大規模な地中構造物が震源距離が短くマグニチュードの大きい地震に直撃された例がない。むしろ、大規模な地中構造物の建設の歴史が浅いが故に震害の経験が不足しているとも見られる。大型で防災上の重要性が高い地中構造物の耐震設計には最新の研究成果を取り入れた慎重な検討が必要であると言ふべきであろう。

このような観点から、まず山岳トンネルやシールドトンネル等の一般的な地中構造物について、地震時の挙動と耐震性に関するこれまでの研究をレビューしてみる。

山岳トンネルに発生した地震被害の約半数は坑門付近の斜面崩壊、地すべりなどによるものである。トンネル本体に被害が発生した地震としては関東地震、北伊豆地震、福井地震、新潟地震、十勝沖地震、伊豆大島近海地震および北美濃地震があげられるが¹⁻⁵⁾、これらの被害も山自体が不安定で地すべりを起こしたり、工事中に地山が崩壊した経歴があってもともと地山が不安定であった所に起きたものがほとんどである。特異な例としては、1930年の北伊豆地震で工事中のトンネルが、同じく1978年の伊豆大島近海地震で供用中の鉄道トンネルが断層運動に直撃されている。岡本¹⁻⁶⁾は北美濃地震におけるトンネルの被害と地山の地質および覆工厚の相関性を調べ、i) トンネルの被害率は地山が土、土石、目のある岩、軟岩、硬岩の順に減少すること、ii) 覆工厚の大きいトンネルほど被害率が高いこと、を示した。また、岡本、加藤、伯野は¹⁻⁷⁾弾性波動論を適用してトンネルの横軸直交方向にせん断波が伝播する問題を解析し、i) トンネルに作用する地震時土圧と覆工の応力度は地震波の速度振幅に比例すること、ii) 覆工の周方向では曲げによる応力度が伸縮による応力度より大きいこと、を示している。

関東地震(1923年)は、地中埋設管やトンネルの地震被害に関する貴重なデータベースである。岡本¹⁻⁶⁾は関東地震における東京市内の埋設管の被害と地盤の関係について調べ、被害度が、洪積ローム層と沖積砂層の境界 > 隅田川沿岸の軟弱地盤 > 山手の比較的堅硬な地盤、の傾向にあり、かつ埋設位置が深いほど小さいことを指摘した。久保、片山、佐藤¹⁻⁸⁾はその被害度を定量的に検討して岡本と同様な結論を導いた他、①埋設管とマンホールや、上水施設などの接合点において被害が大きいこと、②管の方向が

急変する所や管が丁字や十字に交叉する部分の破損が多いこと、を指摘した。これ等の指摘は新潟地震やその後の大きな地震のたびに再確認されており、地中構造物の被害が地盤のひずみの集中と地中構造物内のひずみの集中に深く関係していることを早い時期に示したものであるとして高く評価できる。

桜井、高橋ら¹⁻⁹⁾は松代群発地震を利用して埋設管とその周辺地盤の加速度、ひずみ、および土圧の測定を行ない、その結果から①埋設管の固有振動はみられず、②埋設管の変位波形と加速度波形は地盤のそれらとほぼ同じである、ことを示した。その後も多くの研究者によって、実際の埋設管における地震観測¹⁻¹⁰⁾、¹⁻¹¹⁾、¹⁻¹²⁾が行われ、同様な結論が報告されてこの考えは広く支持されている。

1960年代末から沈埋トンネルの耐震性に関する研究が盛んに行なわれるようになり、浜田¹⁻¹³⁾による実際の沈埋トンネルにおける地震観測、岡本、田村¹⁻¹⁴⁾ならびに田村、岡崎¹⁻¹⁵⁾によるゼラチンゲルの模型地盤を用いた振動実験、あるいは著者等の3次元有限要素法による沈埋トンネル・地盤連成系の動的解析¹⁻¹⁶⁾が行なわれ、①トンネルは地盤の固有振動数で振動し地盤の変形に従って変形すること、②地層の変化部においてトンネルに大きなひずみが発生すること、などが結論として得られてきた。これらの結論は、上述した埋設管の地震応答特性に関する先駆的な知見と本質的に同じである。

このような研究の成果に基づいて、埋設管や沈埋トンネルの軸方向の耐震設計に応答変位法が採用されるようになった。すなわち、何らかの方法によって管軸に添った地盤の変位分布を算出し、その変位分布を地盤のバネを介して構造物に作用させ構造物に生じる応力またはひずみを計算するものである。

シールドトンネルの耐震性については地震観測に基づいた田村、岡本、加藤¹⁻¹⁷⁾の研究がある。田村らは観測結果をもとに有限要素法によるトンネル横断面の解析を行ない、地盤のせん断変形により斜め45度の位置に大きなひずみが発生することを示した。また、片平、興野、安井、高木、西村¹⁻¹⁸⁾は地中埋設ダクトの地震観測を行ない、横断方向の地震応答ひずみは田村等の結果同様に地盤のせん断変形に支配されていることを明らかにしている。軸方向についても田村、岡本、小長井¹⁻¹⁹⁾は多数のシールドトンネルにおける地震観測結果を整理し、トンネル軸方向の最大ひずみは地震動の加速度よりもマグニチュードと震央距離に大きく影響されること明らかにして回帰式を提案している。さらに田村、日向、鈴木³⁻²⁰⁾は擬似3次元の地盤モデルと等価剛性を導入したトンネルモデルを用いて地震観測結果を解析し、シールドトンネルの軸方向の応答の数値シミュレーシ

オンが可能なことを示した。

シールドトンネルの耐震性についてより実務的な問題を取り扱った研究としては、川島、大日向、加納、志波¹⁻²¹⁾・¹⁻²²⁾によるセグメント、継手、二次覆工の力学特性に関する一連の研究がある。また、西野、藍田、小泉¹⁻²³⁾は継手の引張試験結果に基づいたケーススタディを行い、リング継手の伸びを考慮すれば軟弱地盤においてもシールドトンネルは高い耐震性を有することを示している。

小牧、中野、大竹¹⁻²⁴⁾は地中埋設ダクトについて地震観測し、軸直交方向のひずみより軸方向のひずみが大きいこと、その傾向は長周期になるほど顕著になること、軸方向のひずみと地震動の速度の関係、ならびに軸直交方向のひずみと地震動の加速度の関係には相関性があることを示している。後藤、土岐、高田¹⁻²⁵⁾らは弾性波動論によって地中埋設管の地震応答を解析し、埋設管の軸に沿って地震波がみかけ上伝播した場合は、埋設管の曲げひずみは地震波の加速度振幅に、軸ひずみは速度振幅に比例することを示している。軸ひずみが速度に比例することは、上述の地震観測例や田村らが指摘したトンネルの軸ひずみとマグニチュード・震央距離の関係と整合する結果である。

このように地中構造物のひずみに関する研究が進められる一方で、地震時の地盤のひずみそのものとその成因である波動についての研究が盛んに行われてきた。

地震波に含まれる表面波の研究は数多い。たとえば横田、渡辺、塩谷¹⁻²⁶⁾は関東平野でしばしば観測される長周期地震動の内の5秒の成分はRayleigh波、7秒の成分はLove波によるものであることを示している。一方、土田、井合¹⁻²⁷⁾は軟弱な埋立地盤におけるアレー観測の結果から、表層地盤の応答には表面波の伝播の影響よりもSH波の重複反射の影響が卓越すると考えられることを示した。田村、相沢、登日、京久野¹⁻²⁸⁾・¹⁻²⁹⁾、ならびに中村、斉藤¹⁻³⁰⁾はアレー観測の結果から、表層地盤の地震波は主に鉛直下方から伝播して来ると考えられることを示した。地盤のひずみに関する研究では、多くの研究者が高密度アレー観測の結果から表層地盤の水平面内のひずみを分析している。それらには、佐藤、片山、中村、岩本、大保の研究¹⁻³¹⁾、北条、岩本、若井の研究¹⁻³²⁾、原田、岩崎、小山、川島の研究¹⁻³³⁾、大石、関口、鎌田の研究¹⁻³⁴⁾、清水、阿部、嶋田、柳沢、神山の研究¹⁻³⁵⁾、中西、山田、家村、伊津野、黒沢の研究¹⁻³⁶⁾、SUZUKI, SUGI, KAIZUの研究¹⁻³⁷⁾などが上げられ、いずれも地震波の表面波的成分による水平面内のひずみを分析している。しかしその大きさを実体的成分による鉛直面内のひずみと比較した議論はなされていない。

土岐¹⁻³⁸⁾は2地点間の強震観測記録からLove波によるひずみが鉛直下方から入射するSH波によるひずみと同程度になる可能性があることを示している。神山¹⁻³⁹⁾は、地表付近ではLove波によるひずみがSH波によるひずみより大きくなり、Rayleigh波によるひずみの影響も無視できないことを示している。

杉戸、後藤、相川¹⁻⁴⁰⁾は非定常応答スペクトルに現われる表面波の分散性からわが国の強震記録について実体波成分と表面波成分の分離を試み、それぞれによる地盤ひずみを計算して実体波成分によるひずみの方が大きいという結果を得ている。中村、片山、久保¹⁻⁴¹⁾は実際の地中構造物に生じている地震時の動ひずみの実測データを集め、地震の加速度、速度、マグニチュード、震央距離との相関性を分析すると共に、強震時に地盤の水平面内に生じるひずみは 10^{-4} のオーダーと推測される結果を示している。SH波の重複反射理論などによる地震応答解析結果から、強震時に鉛直面内に生じるひずみは 10^{-3} のオーダーに達することがあると考えられるから、中村等の結果によれば、鉛直面内のひずみは水平面内のひずみと同等かそれより大きいと考えてよいことになる。さらに竹内、高橋、元山、渡辺¹⁻⁴¹⁾は水平面内のひずみについて、地層構成が水平一様な表層地盤に表面波が入力する場合と不整形性のある地盤に実体波が入力する場合を数値解析によって比較し、地盤の不整形性の影響によって生じるひずみの方が大きくなることを示している。

地盤のひずみについては、このように多くの研究が行われているが、強震時の地盤のひずみの観測データが質量ともに不十分なこともあり、表面波によるひずみと実体波によるひずみの工学的な評価はいまだに研究課題として残されていると言えよう。

以上に一部を紹介した研究などによって地中構造物のひずみと地盤のひずみの関係が明らかになってきたことを背景に、1970年代から線状地中構造物の耐震設計に応答変位法が採用されるようになった。また、1980年代から一部の規定で¹⁻⁴³⁾埋設管類の耐震性の評価方法にも許容応力法に代わって許容ひずみ法が採用されており、より合理的な耐震設計法の採用が指向されている。線状地中構造物以外でも原油やLNGを貯蔵する円筒形の大規模地下タンクでは応答変位法や地盤の応答を考慮して設定した地震時土圧が用いられている。

しかし、これ等の耐震設計法は単一の地中構造物を対象としたものであり、最初に述べたように近年急激に増加し、今後も増加するであろう群状で重層化した大規模な地中構造物の耐震設計法についてはいまだに実用的な手法が確立していない。研究時には本論の各

論で紹介するように群地下タンクや併設シールドトンネルの耐震性が一部で研究されてきているが、普遍的な設計として採用されるには至っていない。このような状況では設計において地中構造物の離間距離を充分にとることが望ましいが、実際には用地が極限まで制限されている場合がほとんどである。そのため、個別に詳細な耐震検討を行って適当な補強法を採用したり、単一の地中構造物の耐震設計法に十分な安全率を含ませて適用している現状である。その結果、過剰で不経済な設計が採用されたり、群としての視点を欠くために構造物群全体としては耐震性を欠き、時には周辺地盤や構造物の耐震性を損なってしまう恐れもある。

このような状況から、地震時における地中構造物間の動的相互作用について研究を進め、地中構造物群に対する耐震設計法を確立していく研究が必要となってきた。

1. 2 研究の目的と構成

本研究は、地中構造物群の地震応答特性の特徴と複数の地中構造物の存在が周辺地盤の地震応答特性に与える影響を解明し、それに基づいて地中構造物群の実務的な耐震設計法を検討し、提案していくことを目的としている。

研究の対象としては、比較的軟弱な地盤に建設された円筒型の半地下タンク群、併設シールドトンネル、ならびに大規模群杭基礎を取り上げた。本論文ではこれらの構造物毎に研究内容を取りまとめている。一方、地中構造物の耐震性に大きな影響を持つ周辺地盤の地震時の安定性については本研究で取り上げず、今後の研究課題とした。

本論文の構成は次の通りである。

第2章は円筒型の半地下式タンク群に関する研究である。タンクの形状としては半径と深さが数十メートルで、その大部分が地表面より下に構築されているものを対象とする。周辺地盤は軟弱な沖積地盤か、埋め立て地盤である。そして、限られた敷地を有効利用するため、複数のタンクが保安・防災上許容される範囲で接近して建設されているものとする。タンクの内容物は原油またはLNG（液化天然ガス）である。このようなタンク群は東京湾周辺に散在するエネルギー基地をはじめとして各地の臨海工業地帯や備蓄基地に見られ、内容物が危険物に該当することから高度に耐震的であることが求められている。

本章では最初に単一の半地下タンクを取り上げ、地震観測、模型振動実験、ならびに数値解析によりその基本的な地震応答特性を検討している。次いで半地下タンク群を考え、群設が半地下タンクの地震応答特性に及ぼす影響を実験的に検討した結果を示し、次いで数値解析と既往の地震観測データに基づいて実験結果の一般性を考察し、半地下タンク群の地震応答の実用的な数値解析法を提案している。そして、半地下タンクに関する現行の耐震設計法との関連性を検討し、耐震設計の実務において群の影響を評価する方法を提案している。

第3章は併設されたトンネルに関する研究である。トンネルは道路用あるいは鉄道用の比較的大きな断面のもので、都市内の軟弱地盤にシールド工法によって建設されたものを対象とした。大都市の中心部ではこの種のトンネルが輻輳して建設されており群としての

形態は千差万別であるが、ここでは最も基本的な上り下りの2本のトンネルが平行して建設される場合を考えることとする。そして、群としての応答が特徴的に現れるトンネル軸直角方向の地震応答特性を検討する。

本章では最初に実地盤材料を用いた大型の模型振動実験によって2本のトンネル間に生じる併設の影響をパラメトリックに調査した結果を示している。次に、その結果を地盤の非線形性を考慮したこの有限要素法によって解析し、実験結果と解析方法の一般性を考察している。さらに有限要素法を使った解析によりパラメータスタディーを行うことによって、軟弱地盤に建設されるシールドトンネルの耐震設計において併設の影響を考慮する方法を提案している。

第4章は群杭基礎に関する研究である。第2章、第3章の研究対象とは異なって、杭1本1本は構造部材にすぎない。しかし、群杭と杭間地盤ならびに群杭と周辺地盤の動的相互作用は群状の地中構造物間の相互作用と共通する点がある。

本章では実際の群杭基礎について実施した地震観測と起振機実験の結果を最初に示し、それらを有限要素法ならびに薄層要素法により解析して実測結果の一般性を考察している。次に、パラメトリックな解析を行った結果から、周辺地盤ならびに杭間地盤と群杭の動的相互作用の特徴を考察し、LNG地上式タンクの基礎等に見られる何百本もの群杭基礎の地震応答を比較的簡易なモデル化によって解析する手法を示している。

第5章は第2章、第3章、第4章のとりまとめとして、地中構造物間の相互作用と地中構造物群と周辺地盤の相互作用が地中構造物の地震応答に及ぼす影響について各章に共通した知見を示し、合わせて今後の研究課題に言及している。

2.1 概説

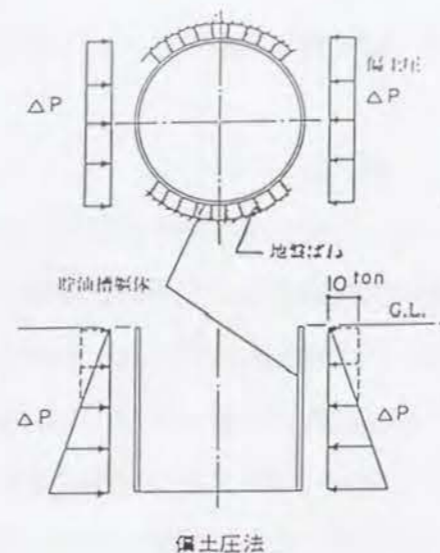
1950年代の後半からわが国のエネルギー需要は急成長し、地上タンク方式を中心とした原油の貯蔵施設が大量に建設されてきた。一方、1960年代後半からLNG（液化天然ガス）の導入も検討され、原油より爆燃性が高いLNGを安全に貯蔵する観点から、また、用地の有効利用や景観への配慮から、円筒型半地下タンクによる貯蔵方式が検討されて1960年代末から実際に建設されるようになった。1970年代には、オイルショックが契機となって原油の備蓄が進められることになり、その施設として地下タンクを建設する動きが始まった。現在では、LNGの半地下貯蔵タンクは計54基（建設中も含む）、合計400万klに達し、原油の半地下式貯蔵タンクは15基、（同）合計468万klに達して、現在も増加中である。

LNG用のタンクの容量は当初1万kl級だったものが現在は10万klを越えており、内径が60～80m、深さが30～45mのスケールになった。そして、これ等のタンクは海運の便から臨海の埋立地盤や沖積地盤に建設され、しかも1サイトに数基以上が群状に建設されている。サイトを有効利用するためには、タンクをスケールアップし、一方でタンク間距離を小さくして多数のタンクを建設するのが有利なことは自明である。そのため、サイトの基本設計の段階で大型半地下タンクに対する群の影響を解明しておくことが常に重要な課題となってきた。

わが国における地下タンクの建設の歴史は旧海軍が多数建設した燃料備蓄用タンクに逆上るが、それ等による耐震工学的な蓄積はほとんど残されていない。諸外国においては1960年に土壌凍結式のLNG地下タンクが試験的に建設されているが、この方式はポイルオフが大きい等の理由からその後は使用されず、1962年にプレストレストコンクリートのシェル構造でタンク躯体を築造し埋め戻す方式の半地下式タンクが建設されているが、耐震工学的に参考となる調査研究は報告されていない。

1960年の後半に建設が始まった円筒型の半地下タンクに対する耐震設計は、暗梁や擁壁等の耐震設計に用いられてきた物部・岡部²⁻¹⁾、²⁻²⁾の地震時土圧公式を適用することからスタートした。この方法は、何らかの理由で円筒状の側壁にアンバランスな土圧が作用して円筒がタマゴ型に変形すると円筒に接する地盤の一部がすべり破壊を起こし主働状態になると考えるもので、主働の領域では物部・岡部の地震時主働土圧と静止土圧の

差が地震時の偏土圧としてタンクに作用し、受働の領域では地盤のバネが円筒の変形を受け止めると考える。この方法は、①地盤からタンクに作用する地震力を加速度に基づいて簡便に計算できること、②多くの設計技術者が使い慣れている土圧公式を使っていること、などの優れた特徴を持っている。しかし、深さが数十メートルに及ぶ半地下タンクの側壁に接する地盤がその基部に至るまですべり破壊状態になるとは考え難いので、この方法は側壁の深部に作用する地震時増加土圧を過大評価していると考えられている。



偏土圧法

1970年代に入って地下タンクの建設が本格化するのに伴い、土木学会エネルギー土木委員会、日本ガス協会、および電気事業連合会が、それぞれ耐震設計法の整備を目的とした調査研究活動を行なった。これらの調査研究活動は、埋設管や沈埋トンネルの地震応答に関する研究成果を参考にしながら、半地下タンクの地震応答に関する模型振動実験や数値解析、地震観測を行なうものであった。^{2-3), 2-4), 2-5)}

一方、多くの研究機関と研究者が関連した研究に取り組んだ。振動台を使った模型振動実験としては、実地盤材料を使った岩楯、国生、大阿久²⁻⁶⁾の研究、プラスチック系の模型地盤材料を使った日本瓦斯協会²⁻⁷⁾の研究、模型タンクをモルタルで作った中村、斉藤、後藤、和泉²⁻⁸⁾の研究、アクリルアミド系の模型地盤を使った著者等の研究²⁻⁹⁾があげられる。この他、実地盤に実物の1/20程度の大きさの模型タンクを建設し、その付近の地盤を起振機で加振して地盤に波動を生じさせ、その波動によりタンクを加振した江川、鈴木、高比良²⁻¹⁰⁾の研究と著者等の研究²⁻¹¹⁾がある。これ等の研究が共通して明らかにしたことは、半地下式のタンクの場合も沈埋トンネルの場合と同様、①タンクは地盤の固有振動で振動し、②タンクの側壁は地盤の変形に応じて変形する、ことであった。

地震観測による研究としては、貯水を目的としたやや小型の半地下タンクに加速度計と共に高感度のひずみ計を設置して観測を行なった浜田の研究²⁻¹²⁾と、原油用の半地下タンクについて同じく高感度のひずみ計を多数配置して観測を行った著者等の研究²⁻¹³⁾があげられる。この他にも実際のLNG地下タンクを地震観測した研究には、石井、小山、渡辺の研究²⁻¹⁴⁾、倉橋、後藤、片山、小山の研究^{2-15), 2-16)}、頼、河村、著者の研究

²⁻¹⁷⁾、榊、鈴木、長岡、小山の研究²⁻¹⁸⁾、等がある。このような観測結果からも、半地下式タンクは地盤の応答に従って応答し、タンクの側壁は地盤の変形に従って変形することが示されている。

浜田²⁻¹²⁾は表面波動的な波動による地盤の平面内のひずみがタンク側壁のひずみに大きな影響を与えていることを指摘したが、他の観測例は鉛直下方から伝播する実体波動的な波動による地盤の鉛直面内のひずみも大きな影響を与えることを指摘した。すなわち、半地下タンクは埋設管や沈埋トンネルのような線状構造物とは異なって直径と深さが2対1程度の構造物であり、地盤の鉛直面内のひずみと水平面内のひずみの両方の影響を受けることが明らかにされてきた。そして、タンク周辺の地盤に生じるひずみが鉛直面内に卓越するのか、水平面内に卓越するのか、それが実体波動的な波動によるものか平面波動的な波動によるものか、明らかにしておくことが半地下タンクに対する入力を明確にする上で重要な課題とされてきた。

一方、本研究の主題である群の影響に関する研究では、後述する著者の研究²⁻¹⁹⁾以外に、模型実験によるものとして辰巳、鈴木、畑中の研究²⁻²⁰⁾、斉藤の研究²⁻²¹⁾があり、地震観測によるものとして小淵、海津²⁻²²⁾の研究がある。また、斉藤²⁻²³⁾は3次元の有限要素法によって群タンクの応答を解析している。これらの研究から、①群設されてもタンクが地盤に従って振動する傾向は変わらない、②タンク間距離がタンクの直径以下になると側壁が複雑に変形して側壁の円周方向のモーメントが大きくなる、③タンク間の地盤に大きな応答加速度が発生することがある、などが報告されている。

このような背景から、本章では、最初に著者が実施した単一タンクの模型振動実験の結果を示して半地下タンクの基本的な振動特性の確認を行なう。次いで、実在の半地下タンクについて実施した地震観測の結果を示し、観測された側壁ひずみから地震波の実体波成分の影響を受けたひずみと表面波成分の影響を受けたひずみを分離することによってそれぞれの影響を考察する。そして、これ等の研究成果をバックグラウンドにおいて群状の半地下タンクについて実施した模型振動実験の結果を示し、実験結果と数値解析結果から半地下タンク群と地盤の動的相互作用の特徴を考察する。その結果にもとづいて半地下タンク群の地震応答の実用的な数値解析法を示し、さらに耐震設計における群の影響の簡易な評価方法を提案する。

2. 2 単一半地下タンクの地震応答特性

2.2.1 模型振動実験による解析

(1) 目的

臨海工業地帯の埋め立て地盤に代表されるような軟弱地盤に円筒型半地下タンクが建設された場合にどのような地震応答特性を示すか、特に地盤との動的相互作用がタンクの応答特性にどのような影響を及ぼすかを検討する。

(2) 実験方法

i) 模型の概要

模型のスケールを実物の1/150として直径2m、深さ0.216 mの円板状に模型地盤を作成し、その中央に模型タンクを設置した。模型地盤は増粘材を添加したアクリルアミドゲルで、タンク躯体は比重と剛性調整のために金属粉を混入したシリコンゴムでそれぞれ作成した。いずれも弾性的な材料であり、実験は弾性域で行なうことになる。図-2.2.1(a)がその断面を示したもので、模型地盤は表層から基層に向かって硬くなる3層構造とし、側方境界は薄いゴム膜で保持した。模型地盤を円形に作成したのは解析の際に円筒座標系を適用しやすくするためである。

図-2.2.1(b)は模型タンクの寸法を示したもので、底板と側壁は剛結とした。模型タンクの外面は接着材を使って砂をまぶし、模型地盤との付着性を良くしてある。

ii) 模型材料

縮尺の小さな模型を使って1 G場で実験を行なう場合、自重によって生じる地盤内の初期応力は小さくなる。土の特性は応力状態によって複雑に変化するから、縮尺の小さな模型地盤を実地盤材料で作成してもその特性は実地盤の特性を再現したことにはならない。また、縮尺の小さな模型では一般に時間の縮尺も小さくなるから振動台の高振動数域における加振性能が問題となる。そこでこの実験では目的を弾性域の応答に限定し、弾性材料で模型地盤を作成して、実験をやり易くすることとした。

振動実験に用いられてきた弾性的な模型地盤材料の代表例を表-2.2.1に示す。それぞれの材料によって長所、短所があるが、ここではアクリルアミドゲルが、安価で弾性定数の選択幅が広く、特性の経時変化、温度変化がないことからこの実験には最適であると判

断した。このゲル単体の減衰定数は極めて小さいが、増粘材を添加することにより数パーセントまで増すことができる。一方、強酸性であるので模型や実験土層の製作に工夫が必要となり、実験後の処分に注意が必要である。なお、ポアソン比は0.5に近く、ポアソン比の相似性やP波の伝播速度の相似性が結果に影響する問題への適用は限定される。

模型地盤を比較的軟質で弾性的な材料で製作した場合、構造物の模型材料にはゴム、石膏、アクリル等が用いられている。コンクリート構造物の模型を作る場合、相似率から要求される値に対して石膏やアクリルは硬すぎ、ゴムが適当である。ゴムにも天然ゴム、ネオプレンゴム、シリコンゴム等がある。このなかでシリコンゴムは二液混合型でゲル化前のゾルを型枠に流し込むことにより常温で成形でき、応力～ひずみ関係は直線的で温度変化の影響を比較的受けない。したがってここではシリコンゴムを用いることとし、密度と剛性を調整し、同時に接着性を改善するためアルミニウム粉末を添加して模型タンクを製作した。シリコンゴムの短所としてはゾルの粘度が高く気泡が混入しやすいことがあげられる。脱気が十分でないとう性が変わってしまうので型枠ごと減圧槽の中に入れ、減圧脱気をかけながら硬化させた。

iii) 相似則

地盤の層厚、タンクの深さ、タンクの径、壁厚等の比率を一定に保った相似模型を使用することとしたので、弾性域の振動を対象とする限りは模型のタンク材料と地盤材料の間の密度の比、弾性定数の比が実物のそれらと同じであればよい。そして、時間の縮尺は次の無次元量を模型と実物で同じ値とすることにより決定される。

$$\pi = \frac{\omega L}{V_s}$$

ここに、 ω : 角振動数 (1/T)

L : 長さ

V_s : せん断波の速度

この模型実験に適用した相似率は表-2.2.2の通りである。

iv) 計測

計測項目は地盤とタンクの加速度、タンクの変位、タンク側壁のひずみ、およびタンク

の側壁に作用する土圧である。

表-2.2.3 に使用した主要計測器を示す。軟らかい模型地盤の加速度は、検出部に半導体ゲージを用いた超小型の加速度計を模型地盤に埋め込んで測定した。この測定方法は別途に行なった実験で50Hzに至るまで十分な精度を有することを確認した。変位の測定には非接触の光学式変位計を用いた。タンク側壁のひずみは抵抗線ひずみゲージで測定した。しかし、ひずみゲージとその接着材の剛性がシリコンゴムと比較して無視できない大きさのため、綿密なキャリブレーションが必要である。ここでは実験後にタンクに内圧、外圧をかけ、理論値と測定ひずみを比較することによって校正した。土圧は小型で感度の高い半導体ゲージ式の計器をタンクの側壁に設けた窪みに埋め込んで測定した。

(3) 実験結果とその考察

i) 模型の物性値

作成した模型地盤と模型タンクの主要物性値を表-2.2.4 に示す。 V_s 値は模型地盤に板たたき法を適用して直接測定した値であり、減衰定数は模型地盤のテストピース ($10 \times 10 \times 30$ cm) について共振実験を行なって求めた値である。

ii) 共振曲線

図-2.2.3 はタンクスウェイ (タンク底板の水平動) の共振曲線である。地盤のせん断振動によると考えられる共振点は1次が2.4Hz 付近、2次が7Hz 付近に現われる。曲線はその間に多くのピークを持っているが、これは模型地盤の側方境界の影響である。減衰が比較的小さい模型地盤材料を使用しているため側方境界における反射の影響が減衰されず大きく現われていると考えることができる。破線で重ね書きした曲線は後述する有限要素法による解析結果で、境界の影響も含めて実験結果がよく再現されている。

タンク底板の水平動は1次(2.4Hz) よりも2次(7.0Hz) が大きい。これはタンク底板の水平動が軟らかい表層より根入れされている中間層の動きに支配されるためである。つまり、1次モードでは表層の応答は大きい中間層の応答は小さく、2次モードで中間層の応答が大きくなるからである。

図-2.2.4はタンクから加振方向に位置する地盤内の加速度の加振方向成分の共振曲線を示している。3測点の値は同様の傾向を示しており、特に、タンクの振動が大きくなる1次、2次の共振点付近では別れ別れになっていた値がほぼ同じ値のピークになっている。図-2.2.5はタンク側壁の天端と底板近くで測定された加速度の加振方向成分の共振曲線で

ある。2次共振点(7Hz付近) を過ぎるまで両者はほとんど一致しており、タンクの側壁は大きな変形や剛体回転を行なうことなしに水平振動していることがわかる。さらに、図-2.2.4と図-2.2.5を比較するとタンク近傍地盤とタンク側壁の加速度はほぼ一致していること、すなわち、2次共振点(7Hz) を過ぎるまで、タンク側壁は加振方向に位置する周辺地盤とほぼ同じ動きをしていることがわかる。

図-2.2.6はタンク側壁の加振方向の動土圧の共振曲線である。動土圧の曲線は加速度の曲線と同様、多くの山谷を示し、2次共振点(7Hz) を除いてピークの振動数は一致している。2次共振点付近では、タンクは根入れしている中間層と共に振動しようとするのに対し表層は逆方向に動く。そのため表層地盤についてはタンクが地盤を加振する形態となり、動的な相互作用の影響によって動土圧が最大値となる振動数と2次共振振動数の間にずれが生じる。これがピークを不明瞭にしていると思われる。

動土圧について注目すべき点は2次共振点(7Hz) 付近における単位入力加速度当たりの振幅が1次共振点(2.35Hz) の1/3 から1/4 になっていることである。図-2.2.4あるいは図-2.2.5に示した単位入力加速度当たりの応答加速度振幅では2次共振点は1次共振点の1/0.8 から1/0.6 になっているから、仮に地盤の応答加速度を一定とすると動土圧振幅は振動数に逆比例かあるいはそれより急激に減少する傾向を示している。加速度が一定の場合に振動数に逆比例するのは振動速度であり、波動現象において振動速度を伝播速度で除したものは波動伝播にによって生じるひずみである。したがって、動土圧の主要部は地盤のひずみに関係しており、加速度と関係する慣性力の影響は小さいと推論できる。

図-2.2.7と図-2.2.8はタンク周辺地盤の加速度と側壁に作用する動土圧の分布を示したものである。位相関係の情報を図中に盛り込むため、タンク底板の加速度を基準(位相角=0、虚数部=0) として各点の振幅と位相を複素数で表現した。1次共振点ではタンク側面に作用する土圧の位相が側壁部と底板部で逆転しており、表層地盤の応答によって側壁に作用した土圧が底板部の反力として中間地盤に流れている様子が伺える。一方、タンク近傍地盤でタンクから見て加振方向位置の測点の応答はタンク側壁の拘束を受けてタンクと同位相となっているが、比較的拘束を受けない加振直角方向位置の測点の応答は振動台からの入力に対し位相が 90° 遅れており共振している周辺地盤の影響が現われている。

2次共振点(7Hz) ではこれ等の関係が複雑になる。これは周辺地盤の共振モードの節がタンク側壁の中間深度付近に現われることと、図-2.2.6の考察で述べたように、タンクが表層地盤を加振する状態になってその反力位相遅れが生じているためと思われる。しか

し、加振方向位置の近傍地盤はタンクと同じ位相で応答し、加振直角方向位置では地盤の共振現象の影響が現われる特徴は図-2.2.7の1次共振点と同じである。

図-2.2.9から図-2.2.11は写真のブレ幅から読み取った模型地盤表面の応答変位の分布を示したものである。1次共振点では周辺地表面の応答がタンクの応答より5～8倍大きくなっており、表層地盤の応答に対して中間層に根入れされたタンクが抵抗していることがわかる。一方、2次共振点では周辺地表面とタンクの応答振幅はほぼ同じオーダーである。しかし、地表面加速度の測定結果や目視の結果からタンクと地表面は逆位相の応答となっていることが判かっている。なお、地盤の加振直角方向の外側面はゴム膜の面内剛性によって拘束されており、その影響が応答変位分布にも認められる。

図-2.2.12から図-2.2.15はタンク側壁のひずみの測定結果である。ひずみは各点共に側壁の内側と外側で測定しており、和の1/2を軸ひずみ、差の1/2を曲げひずみとして整理している。図-2.2.12と図-2.2.13は1次共振点と2次共振点で測定された円周方向ひずみについてA01測点の値が最大となるときの時間断面を示している。両共振点共に軸ひずみは円周方向にCos 1次の展開モード（スウェイモード）を示しているが、曲げひずみはCos 2次の展開モード（オーバーリングモード）を示している。材料的にも幾何学的にも軸対称の構造物が水平方向に一樣に加振される場合は、理論的にはCos 1次のモードしか発生しない。実際には模型タンクの真円からのズレや側壁厚の不均一性、模型地盤の不均一性、等によってオーバーリングが発生し、オーバーリングモードに対して敏感な曲げひずみにその影響が現われたものと考えられる。

図-2.2.14と図-2.2.15は側壁の上下方向のひずみも含めて曲げと軸ひずみの最大値の分布を示したものである。入力される振動の加速度は一定であってもひずみの値は1次共振点（2.35Hz）の方が桁違いに大きく、表層地盤の大振幅の応答にタンク側壁が抵抗する際の反力の大きさが推察される。

(4) 数値解析による考察

半地下タンクの地震応答の数値解析については章を改めて述べることとし、ここでは以上に述べた模型実験の結果を補強する内容について記す。

図-2.2.16は有限要素法による軸対称回転体モデルの断面を示している。タンクのは等価な質量を有する剛体でモデル化し、地盤はソリッドのリング要素でモデル化している。地盤の外側接点はゴム膜の面内剛性を模擬したせん断バネ要素で結んでいる。地盤のせん

断剛性等の材料定数は実測に基づく表-2.2.4の値を用いた。

このモデルによる共振実験のシミュレーション結果を既に図-2.2.3、図-2.2.9、図-2.2.10、図-2.2.11に示しており、側方境界の影響も含めて実験結果を良くシミュレーションできていることがわかる。

図-2.2.17は図-2.2.16のモデルの側方境界に付けたせん断バネを取り除き、地盤の半無限の広がり模擬した境界処理を行なって計算した共振曲線である。実験で観察された1次共振点と2次共振点の間の山谷が消えており、それ等の山谷が側方境界の影響であったことが証明される。図-2.2.18と図-2.2.19は地盤の変位モードのタンク周辺部分を位相を考慮して図化したものである。2次共振点では周辺地盤の地表面が逆位相で振動し、かつ加振直角方向にはタンクが表層地盤を加振することによって生じる波動の影響と思われる振幅のくびれが認められる。

2.2.2 地震観測による解析

(1) 目的

臨海工業地帯の埋め立て地盤に実際に建設されている円筒たて型の半地下タンクについて地震観測を行ない、地下タンクの地震応答特性を解析する。

(2) 観測方法

i) 観測の対象

観測の対象は神奈川県横浜市の臨海工業地帯に建設された掘り込み式の原油貯蔵タンクの円筒形土留め壁である。タンク本体は図-2.2.20に示すようにその高さの半分を円筒形土留壁内の空間に没する形で建設されている。観測の対象とした円筒形土留壁はタンクと接していないが、地盤との相互作用に注目する限り、この土留壁は地下タンクの側壁と力学的に同じ機能を持っている。したがって以下ではこの土留壁を側壁と記して論を進める。

側壁の外径は68.6m、壁厚は1.8m（0.6mの場所打鉄筋コンクリート地下壁と1.2mの内巻き鉄筋コンクリート壁）である。地盤は図-2.2.21に示すように軟弱な約7mの埋立て土層、約5mの沖積砂質シルト層、約7mの洪積砂層からなり、-19mに第3紀の土丹層が現われる。側壁はこの土丹層に根入れされている。

図-2.2.21には側壁から57m離れた地点に加速度計を設置する際に検層法により実測した地盤のS波速度を付記している。

ii) 観測装置

図-2.2.22は観測計器の配置を示している。水平2成分の加速度計を基盤とみなせる土丹層上面 (GL-23m) の1ヶ所 (ACC0) とタンクを中心に側壁から約1 Dはなれた地表 (GL-0.3m) 3ヶ所 (ACC1 ~ ACC3) に設置し、最小限であるが立体アレーを組んだ。上下方向の加速度は観測の目的と照して重要度が低いことから観測していない。側壁については円周方向のひずみを中心に測定した。すなわち側壁頂部の半円周上に45°ピッチで5点の測点を設け、壁の内外に高感度のひずみ計を設置した (ST01 ~ ST10)。また、壁の内側の上下方向にひずみ計を2ヶ所設置して参考とした (ST11 ~ ST12)。

記録は12bitのAD変換器、自動起動装置、遅延装置等を内蔵したデジタル式の記録計によった。各計器の仕様を表-2.2.5に示す。高感度ひずみ計は60cm間の2点の相対変位を直流式差動トランスで検出するもので、途中改良を行なって最終的には図-2.2.23に示す形状のものを使用した。

(3) 観測結果の概要

観測は1979年6月から1986年まで実施し、その間に横浜で震度Ⅲ以上の地震が21回、基盤の加速度が1gal以上の地震記録が96回観測された。表-2.2.6は横浜で震度Ⅲ以上と報じられた観測記録の諸元一覧表である。最大加速度は109gal (No. 61, 3Y)、円周方向の最大ひずみは7.43 μ (No. 61, 07)である。

表-2.2.7には観測記録から計算した地盤の振動速度と変位、側壁の軸ひずみと曲げひずみを示す。加速度記録の積分はFFTを用いた振動数領域で行ない、0.5Hz以下の長周期成分は振動数に比例させて削除している。最大速度は7.12Kine (No. 16, 3Y)、最大変位は1.79cm (No. 12, 2X)、最大軸ひずみは3.2 μ (No. 61)、最大曲げひずみは11.8 μ (No. 61)であった。

(4) 地盤関係の観測結果

i) 地盤の地震応答特性

基盤の測点 (ACC0) と地表の3測点 (ACC1, ACC2, ACC3) の加速度記録のフーリエスペクトルの比から計算される応答倍率曲線 (周波数応答関数) の一例を図-2.2.24に示す。この地

震波はNo. 20の記録であり、図中の3本の実線は地表の3測点を示している。これ等の応答倍率には10Hz内に3個の明確なピークが存在し、その振動数は3測点でほとんど同じであることがわかる。

次に、観測された全地震記録について3測点のX、Y方向それぞれの応答倍率曲線を計算しそれぞれについて3個の卓越振動数を求めた。その結果をプロットしたものが図-2.2.25である。同図から次の点が明らかになる。

- ・3ヶ所の測点の卓越振動数に有為な差はない。
したがって観測地点の地盤はほぼ様な成層地盤とみなすことができる。
- ・高次の振動数になるに従いバラツキの程度はやや大きくなる。
- ・加速度の増大にともなって卓越振動数はやや減少する傾向を示す。地盤の材料非線型特性が現われたものと思われる。

ii) SHAKEによる解析

観測記録にみられる地盤の卓越振動数は鉛直下方から入射するS波の重複反射によるものと仮定し、SHAKE (重複反射理論による地盤振動解析プログラム) を適用してその仮定を検証し、同時に地盤のひずみを求める。

最初に実測にもとづくS波速度 (以下、 V_s 値) を用いてSHAKEの計算を行なったところ、3次の卓越振動数はほぼ一致するが、1次と2次の卓越振動数が実測値より小さな値となった。そこで、トライアルエラーによって実測された1次、2次、3次の卓越振動数に比較的良好に適合する V_s 値を設定しなおした。図-2.2.26がその結果で、カッコ内の値が修正前の V_s 値である。

次に地盤の材料非線形特性を考慮するため、図-2.2.27に示す地盤のせん断剛性と履歴減衰定数のひずみ依存性、いわゆる $G \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 関係を設定し、等価線形解析を行なった。図-2.2.27のカーブはそれぞれ次の資料によっている。

・砂質地盤

$G/G_0 \sim \gamma$ 関係

建設省土木研究所資料 第1080号 (1976)、

「広範囲なひずみ領域での砂の動的せん断変形特性」

$h \sim \gamma$ 関係

上述の文献に示されたHardin式の修正式、すなわち

$$h = 2.4 (1 - G/G_0) + 1.0$$

・粘性土地盤

$G/G_0 \sim \gamma$ 関係

石原研而著 「土質動力学の基礎」

pp. 198~199 の石原の実験式

$h \sim \gamma$ 関係

砂質地盤のHardin式の修正式を転用

この等価線形解析には表-2.2.8に示す7個の観測地震波を用いた。7波は入力強度の範囲をできるだけ大きく取り地盤の材料非線形性の影響が分析しやすいように選定したものである。表-2.2.8には解析結果として求められた卓越振動数も示している。それ等を図化したものが図-2.2.25 中の実線である。実線はほぼプロット点の中位置となっているが非線形性の影響による長周期化は解析の方が観測結果より顕著である。

図-2.2.28 に等価線形解析から得られた地盤剛性、減衰、ひずみの結果を示す。地盤のひずみは地表付近の砂層で 10^{-4} のオーダーに達している。このひずみの値を図-2.2.27 の $G \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ カーブ中に○印でプロットしている。解析結果では最上層においてせん断剛性は初期剛性の $1/2$ 以下となっていることがわかる。

以上に述べた卓越振動数が3測点で同じこと、SHAKEによる解析がほぼあてはまることから、観測地点の地盤はほぼ成層状態にあり、地盤の卓越振動は鉛直下方から伝播するS波の重複反射によるものであることが推論される。

iii) 表面波成分の分析

関東平野部内で観測される地震波には周期5秒付近にRayleigh波、周期8秒付近にLove波が含まれる場合があることを横田、渡辺、塩谷²⁻²⁴⁾ が指摘している。また、比較的短周期の領域にもLove波が存在することを太田、丹羽、安藤²⁻²⁵⁾ が指摘し、多くの研究者がS波と同様の卓越振動現象がLove波によっても起こり得ることを指摘している。そこで観測記録に含まれる表面波を分析するため、表面波速度の分散性の解析を行なった。

分散性の解析は後藤、亀田、杉戸²⁻²⁶⁾ の方法によった。分散性が認められた場合にはその振動数帯域の成分をFFTによる変換と逆変換によって取り出すことにより表面波と実体波を分離した。解析にした観測記録の諸元を表-2.2.9に示す。

図-2.2.29 から図-2.2.33 が基盤の記録についての分散性の解析結果である。No.16 と

No.77 の記録には横田等が指摘したように比較的長周期の領域で明瞭な分散性が認められる。一方、No.44 の記録には分散性がやや認められるが明瞭でなく、No.68 とNo.72 の記録には分散性が認められない。図-2.2.34 から図-2.2.36 が地表のACC1測点についても分散性を検討した結果である。地表の場合は1Hz以上の短周期成分が増加するがそれ等の成分に明瞭な分散性は認められない。図-2.2.37 から図-2.2.42 が分散性の認められた記録について表面波と実体波の分離を試みた結果である。基盤の記録だけでなく地表のACC1測点についても同じ振動数帯域の分離を行なった。

これ等の結果から、基盤の記録では長周期表面波成分のしめる割合が比較的大きく地表の記録ではその影響が小さくなるのがわかる。また、表面波成分の振動速度は、最も大きいNo.16の地震で約5kineであるので、位相速度を1,500m/secと仮定して表面波成分による地盤ひずみを概算すると 10^{-5} のオーダーとなり、上述のii)で示したS波の重複反射によるひずみより1桁小さいことになる。

次に、地盤の卓越振動数2~3Hz付近における表面波の影響を検討するため、地表の3測点の観測波形の重ね書きを行ない、位相の乱れを検討した。図-2.2.43 から図-2.2.45 がその結果で、主要動の部分では3測点は同じ位相で応答するが、主要動を過ぎると次第に位相の乱れが生じて動きがバラバラになっていく様子が窺える。鉛直下方から入射されるS波によって表層地盤が一様に揺り動かされ、その後表層の卓越振動数の微妙なズレや大型構造物の影響によって位相が乱れていくものと思われる。

さらに、図-2.2.46 は土丹層以上を対象として解析的に求めた表面波の位相速度の分散曲線である。基本モードを対象に考えると、群速度極小となる振動数は3.4~3.7Hzでその位相速度は250m/sec~350m/secである。

最も離れた2測点間の距離は178mでこの帯域の表面波の波長のおよそ $1/2$ に相当する。したがって、測点間の相対変位を測点間距離で割ることによりこの帯域の表面波による地盤の平面内のひずみの概略値を求めることができる。iv)で述べるように、このようにして求められた値も 10^{-5} のオーダーであり、図-2.2.28に示したS波の重複反射による値を越えるものでない。表面波の2次、3次モードが高次の卓越振動数に対応して現われている可能性も考えられるが、図-2.2.47に一例を示すとく地表の地震波のスペクトルで見ると高次の卓越振動の影響は小さいと考えてよい。

iv) 地盤のひずみの検討

ここでは地盤内の鉛直面内のひずみと平面内のひずみを定量的に評価する。

解析の対象とする地震波は表面波成分の存在が明瞭に分析されたNo. 16, No. 44, No. 77 の記録とした。ひずみ算出に必要な変位波形は加速度記録波形を周波数領域で積分し、フーリエ逆変換することによって求めている。その際に長周期のドリフトが発生するので、固有周期3秒の減衰1自由度系の運動方程式を使ったハイパスフィルターに求められた波形を通して長周期成分の除去を行った。ここで、加速度計の感度は3秒まで平坦であるがそれ以上の周期に対しては感度が低下していく特性を有しており、長周期域の測定結果は信頼性に欠けることに注意して結果を評価していく必要がある。

図-2.2.48 が観測された加速度波形、図-2.2.49 が積分された変位波形の一例である。この様な変位波形を用いて次の4種類のひずみ成分の時刻歴波形を計算した。iii)でも述べたように高次モードの影響は無視し、2点間の相対変位から平均的なひずみを求めようとするものである。

深さ方向のせん断ひずみ

$$\begin{aligned} \bar{\gamma}_{zx} &= \frac{DIS1X + DIS2X + DIS3X}{3} - DIS0X \quad) / z \\ \bar{\gamma}_{zy} &= \frac{DIS1Y + DIS2Y + DIS3Y}{3} - DIS0Y \quad) / z \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2.2.1)$$

平面内直ひずみ

$$\bar{\epsilon}_{xx} = \frac{DIS1X - DIS2X}{L_0} \quad \dots\dots\dots (2.2.2)$$

平面内せん断ひずみ

$$\bar{\gamma}_{xy} = \frac{DIS1Y - DIS2Y}{L_0} \quad \dots\dots\dots (2.2.3)$$

ここに：Z は地表測点から基盤測点までの深さ
L₀ は地表測点間の距離

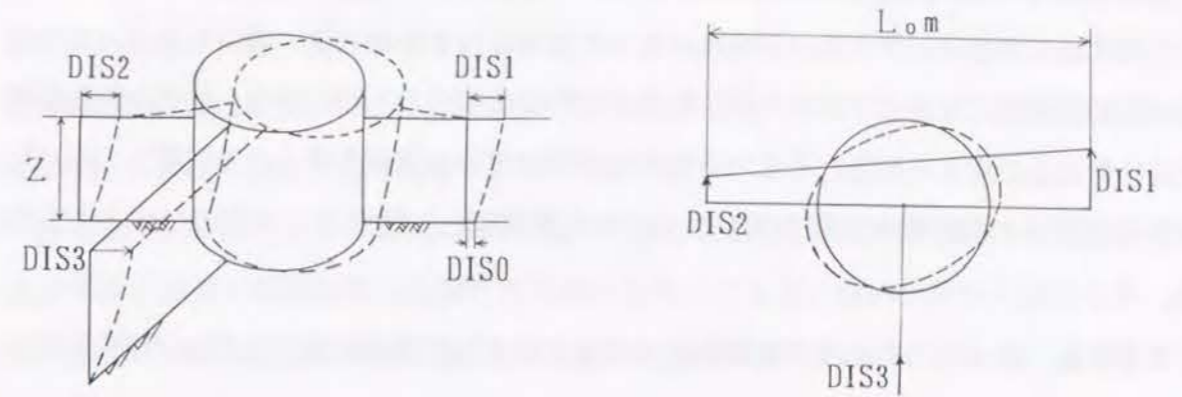


図-2.2.50 がひずみの計算結果の一例である。図-2.2.44 の変位波形では長周期の変位が卓越しているが、x同士、Y同士に着目するとほぼ長周期成分は同位相、同振幅であり、ひずみの発生に寄与しない。一方、地表の変位波形の前半には短周期のさざ波が乗っており、これがひずみ発生 of 主要な要因となっていることがわかる。表-2.2.10 は計算されたひずみの最大値である。γ_{zx}、γ_{zy}が10⁻⁵のオーダーであるのに対し、ε_{xx}、γ_{xy}は10⁻⁶のオーダーとなっており、iii)で定性的に述べた結果が裏付けられる。

ii), iii), iv)の結果から、この観測地点では鉛直下方から入射するS波の重複反射によって生じる鉛直面内のひずみが卓越し表面波の伝播等による平面内のひずみより大きいと言える。

(5) 側壁ひずみの観測結果

i) ひずみの計算

側壁の頂部の円環コンクリートに関する測点では、壁の内側と外側で円周方向のひずみの観測を行なっている。したがって、次式から軸ひずみと曲げひずみを計算した。

$$\begin{aligned} \text{軸ひずみ} : \epsilon_A &= (\epsilon_{out} + \epsilon_{in}) / 2 \\ \text{曲げひずみ} : \epsilon_B &= (\epsilon_{out} - \epsilon_{in}) / 2 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2.2.4)$$

図-2.2.51 と図-2.2.52 計算された軸ひずみ波形と曲げひずみ波形の一例である。軸ひずみは主要動付近で大きくなるが、図-2.2.52に示す曲げひずみは軸ひずみより遅れ

て大きくなり、特に表面波の影響と思われる長周期の後揺れ部分で大きくなる。

全体に軸ひずみの方が大きい点によっては曲げひずみが大きい場合もある。これは地震波動の特性にもよるであろうが、測点付近の壁の剛性の不均一性や、ひずみ計の設置状況にもよると考えられる。そこで平均的な側壁ひずみの情報を得るため円周上の測点におけるひずみの測定値を円周方向にフーリエ級数展開し、展開モード別のひずみを求めた。

すなわち、図-2.2.53 に示す座標系における点Pの軸ひずみと曲げひずみが次式で表わされるものとする。

$$\text{軸ひずみ} : \varepsilon_A \theta = a_1 \sin \theta + a_2 \sin 2\theta + b_1 \cos \theta + b_2 \cos 2\theta \cdots (2.2.5)$$

$$\text{曲げひずみ} : \varepsilon_B \theta = c_1 \sin \theta + c_2 \sin 2\theta + d_1 \cos \theta + d_2 \cos 2\theta \cdots (2.2.6)$$

ここに、係数 a_1 、 b_1 が1次展開モード（スウェイモード）の軸ひずみ、 c_2 と d_2 が2次展開モード（オーバーリングモード）の曲げひずみである。これ等の式では0次と3次以上のモードによる側壁の変形が無視されていることになる。ひずみの測点が半円上にしかないことから0次を無視することは誤差を生む恐れがあるが、図-2.2.51 と図-2.2.52 の波形から0次の影響は小さいものと判断した。そして、8個の未定係数 $a_1 \sim d_2$ を最小自乗法を適用して5点の軸ひずみと曲げひずみの実測値から決定した。計算は各時刻ごとに行ない、 $a_1 \sim d_2$ の時刻歴波形を求めた。

図-2.2.54 と図-2.2.55 が a_1 、 b_1 、 c_2 、 d_2 の一例である。表-2.2.11 には表-2.2.9 に示した各地震記録から計算された $a_1 \sim d_2$ の最大値を示している。各記録に共通して a_1 、 b_1 が最も大きく、次いで c_2 、 d_2 が大きい。

ii) 地盤の応答と側壁ひずみの関係

最初に基盤の加速度、速度と側壁のひずみの相関性を調べる。図-2.2.55 から図-2.2.58 は観測されたすべての記録をプロットしている。横軸の加速度、速度は基盤で観測されたX、Y 2方向の成分を合成した値である。縦軸は、平均的にみて最も大きい値を示したST07とST08の測定結果から求めた軸ひずみと曲げひずみである。図中の斜線は最小二乗法で決定した相関線である。軸ひずみ、曲げひずみ共に速度、加速度に対して相関性があるが軸ひずみの方が相関性が良いように見える。

次に、展開モード別のひずみと基盤の加速度、速度の関係を調べたものが図-2.2.59 か

ら図-2.2.62 である。軸ひずみの1次展開（スウェイ）モードと基盤速度の相関性が良いことがわかる。一方、曲げひずみの2次展開（オーバーリング）モードと基盤の速度、加速度の相関性は比較的低い。これはオーバーリングモードの発生が主として表層の平面内のひずみによっているためと推察される。

図-2.2.63 は表-2.2.12 に示した平均的な地盤ひずみの計算結果を使って鉛直面内の地盤ひずみと基盤の振動速度の相関性を調査したものである。良い相関性が認められ、結局、側壁の円周方向1次展開軸ひずみは地盤の鉛直面内のせん断ひずみと高い相関性をもつことがわかる。

以上はひずみの最大値に関する検討であったが、図-2.2.64 は側壁円周上の代表的な測点における曲げひずみと軸ひずみのフーリエスペクトルを示したものである。軸ひずみのスペクトルは図-2.2.65 に示した基盤のスペクトルに地表のスペクトルがやや加味された形状をしており、地盤の応答と密に関連していることがわかる。一方、曲げひずみは長周期域に表面波の影響と考えられる大きなピークを有する。表層地盤の1次卓越振動数である2.8Hz 付近にもピークを有しているが軸ひずみの場合ほどの相関性は認められない。

2.2.3 観測結果の数値解析とパラメータスタディー

(1) 解析の概要

有限要素法による円筒形半地下タンクの地震応答解析については、前々節2.2.1の模型振動実験で一部を述べたが、ここでは液体-軸対称構造物-地盤連成系の動的応答解析プログラム「ABLE」²⁻²⁷⁾によって前節2.2.2の地震観測結果を解析した結果を示し、次に一般的な半地下タンクを例題にとって地下タンクの応答におよぼす液体の影響を検討した結果を述べる。

(2) 解析プログラム

解析に使用したプログラム「ABLE」は著者が中心となって1981年より開発してきた液体-軸対称構造物-地盤連成系の動的応答解析プログラムである。その詳細は文献²⁻²⁷⁾に譲り、ここでは特徴を述べるにとどめる。

- i) 軸対称回転体の、上下方向入力による軸対称振動(0次応答)と、水平方向入力による非軸対称振動(1次応答)が解析できる。
- ii) 液体は非圧縮完全流体とし、自由表面には微小振幅波理論を適用して定式化を行ない、有限要素法により離散化している。密度の異なる多層の液体も解析できる。
- iii) 構造物は回転体シェル要素、ソリッド要素、曲げせん断梁要素でモデル化でき、二重シェル構造も解析できる。
- iv) 地盤は回転体ソリッド要素でモデル化できる。地盤の側方と下方への広がりを考慮するために、Lysmerらが提案した粘性境界(Viscous Boundary)を下方に、Waas, Kausel²⁻²⁸⁾が提案したエネルギー伝達境界(Energy Transmitting Boundary)を側方に設定できる。
- v) 入射波解析が可能である。
- vi) 杭基礎がある場合は多重のリング杭要素でモデル化できる。
- vii) 液体には粘性減衰を、駆体と地盤には粘性減衰と複素剛性を用いた履歴減衰を適用できる。
- viii) 解析は線形域で行なうが、イテレーションを用いた等価線形化解析により地盤の非線形性を考慮できる。
- ix) 応答計算は振動数領域で行ない、時間領域と振動数領域の橋渡しはFFTと逆FFT

の演算によっている。

- x) 振動数領域での計算時間を短縮するため、系全体の振動数特性を考慮して計算する振動数の範囲を限定し、かつ計算点をスキップする手法を導入している。

(3) 地震観測結果の解析

i) 解析モデル

前節2.2.2で示した地震観測結果について解析する。図-2.2.66に有限要素法による解析モデルの一断面図を示した。

入力する地盤の特性値は図-2.2.26に示す値を用いた。

ii) 入力地震動

解析の対象とした地震波は表-2.2.9に示した各地震による記録である。最初に地盤のみの応答解析を行って地震波の入射波成分を求めた。すなわち、基盤で観測された加速度記録を重複反射理論による地盤の1次元振動解析プログラムSHAKEに入力して応答解析を行ない、鉛直下方からの入射波成分を求めてこれをABLEのモデルに入力した。

iii) タンク部の応答が側壁の応答に及ぼす影響の解析

2.2.2.で述べた地震観測結果の考察では側壁の内側2mに作られているタンク本体の応答の影響を無視していた。タンク本体と観測の対象とした側壁は直接結合されておらず、タンクは比較的固い土丹層に支持されているので側壁への影響は少ないと推察されたためであるが、その点を確認するため、満液状態のタンク本体がある場合とない場合について解析を行ない比較した。

図-2.2.67が側壁の円周方向1次展開軸ひずみについて比較した結果である。波形の15秒以降で液体のスロッシングの影響によるとみられる差が認められるが、主要動付近ではほとんど一致していることがわかる。この結果をもとに以降の解析ではタンク本体の存在を無視した解析を行なう。

iv) 解析結果

この解析は水平地震動入力による非軸対称振動(円周方向1次展開)モードによる応答を対象としているので、比較の対象となる地震観測データは式(2.2.5)と式(2.2.6)に示したひずみのモード展開式の係数 a_1 、 b_1 、 c_1 、 d_1 のみである。この内 c_1 、 d_1 は、地盤から側壁に直接ねじり荷重が作用するようなことがない限り、円形断面が a_1 、 b_1 で表現される1次展開モードの円周方向軸ひずみによって半径方向にわずかに変形す

ることにより生じる曲げひずみに相当し、 a_1 、 b_1 より小さい値となる。図-2.2.68 と図-2.2.69 は観測と解析の c_1 、 d_1 を比較したもので、観測による c_1 、 d_1 は解析による c_1 、 d_1 に比較して桁違いに大きいことがわかる。観測による c_1 、 d_1 が大きくなるのは計測誤差（たとえば、側壁の内側と外側のひずみ計の感度差）や観測値を式(2.2.6)により円周方向にフーリエ級数展開した際の誤差によるものと考えられるので、以下、比較の対象から除外する。図-2.2.70 から図-2.2.74 は解析と観測の a_1 、 b_1 を時刻歴で比較したものである。地震によって振幅、位相の一致度に差があるが、 a_1 成分については観測結果の振幅が常に大きい。これは式(2.2.5)における円周方向への展開において0次の項を無視したためと考えられる。その点を考慮に入れば全体として解析は観測結果をシミュレーションできているといえる。

以上の結果から、円筒型半地下タンクの側壁の円周方向に生じる地震時の軸ひずみの主要成分は1次展開成分であって、それが一様な成層地盤に鉛直下方からS波が入射する場合の応答として「ABLE」で解析できることがわかる。

(4) 内容液ならびに側壁の質量効果に関する解析

i) 内容液の影響に関する解析

LNG貯蔵タンクは長期備蓄用のタンクを除いて液深が日常的に変化する。ここでは内容液が半地下タンクの地震応答に及ぼす影響を、実在規模のLNG地下タンクを想定した解析により検証する。

図-2.2.75は解析の対象とした一般的なLNG地下タンクを示している。この地下タンクの鉛直下方から八戸1968年EW波が入射した場合の応答を既述のプログラム「ABLE」によって解析した。図-2.2.76には解析モデルのメッシュ図を解析結果と合せて示している。LNGは液体要素で、タンク躯体はシェル要素で、地盤はソリッド要素でモデル化している。

図-2.2.77 は液面波高の応答波形である。周期約9秒の1次スロッシング（液面動揺）が現われているが、最大波高は38cmにとどまり、三波共振法等により求められている設計波高の水準と比較すると桁違いに小さい。これは入力した地震波形に数秒以上の長周期成分が欠落しているためである。図-2.2.76には加速度、変位と共にタンク内面に作用する動水圧の応答値の分布を示した。動水圧の主要成分は上述した理由からスロッシングによるものではなく液体の慣性力によるものである。

次に、液体の有無の影響を調べるため、液体要素を取り除いたモデルについても計算し比較した。図-2.2.78 は側壁中央部における単位入力加速度当たりの動的応力を振動数を横軸にとって示したものである。0.8Hz 付近のピークは地盤の共振によるものであり、地盤の影響に比較すると液体の有無による差は極めて小さい。八戸波を入力して地震応答解析を行ない求められた側壁の動的応力の最大値をプロットしたものが図-2.2.79 である。液体の有無による動的断面力の差は円周方向の軸力で3%、円周軸まわりモーメントで10%である。同図中にはスロッシングの影響のみを分離してプロットしているが、その値は小さく、図に示された液体の有無による応力差は主として液体の慣性力によるものであることがわかる。既に述べたように解析に用いた八戸波は数秒以上の長周期成分を欠いているので、実際の地震応答におけるスロッシングの影響はこの計算例より10倍のオーダーで大きくなると考えられる。しかし、地盤の応答によって側壁の応力が大きくなる時刻とスロッシングが成長して大きくなる時刻はズレているので両者を重ね合せて考える必要はない。

ii) 側壁の質量効果に関する解析

側壁に発生する応力は主として地盤と側壁のキネマティックな相互作用によって発生し、側壁の慣性力による影響は小さいことを確認するためこの解析を行った。解析の対象は前節2.2.2 で示した地震観測を行った側壁であり、解析に用いたプログラムと解析モデルは2.2.3(3)と同じものを使用し、側壁の質量をゼロとしたケースを計算し比較した。

図-2.2.80 が側壁の円周方向軸ひずみ1次展開成分の時刻歴を比較したものである。側壁の慣性力が無視されるとひずみは約20%減少するが、応答の周期特性と位相特性には変化がなく、かつ、ひずみの注目点が慣性力の影響を受けやすい側壁頂部であることを考慮すると、液体の慣性力と同様に側壁の慣性力も地下タンクの応答の支配的要因ではないことがわかる。

2.2.4 結論

(1) 模型振動実験による解析の結論

- 1) 1Hz から11Hz (実物では0.34Hz. から3.7Hz に相当する) まで加振した結果ではタンク独自の共振現象は認められなかった。
- 2) 模型タンクは根入れされている比較的剛性の高い中間層の応答に追従して応答する。
- 3) そのため、地盤の1次共振点ではタンクより表層地盤の方が大きく振動し、表層地盤の動きを受け止めるタンク側壁に比較的大きなひずみが発生する。
- 4) 一方、地盤の2次共振点ではタンクは表層より大きく振動し表層とは位相が逆転するのでタンクは表層地盤を押し引きするように振動する。ただし、入力加速度が同じであると2次共振点でタンクの側壁に作用する動土圧は1次共振点の1/3 ~1/4 であり、側壁のひずみは1/5 ~1/10である。
- 5) タンク側壁に作用する動土圧はタンク本体あるいは近傍地盤の応答加速度に相関せず、周辺地盤のひずみに相関する。
- 6) タンク側壁の円周方向に生じる軸ひずみはタンクの円周方向にCos 1次展開のスウェイモードで分布するが、曲げひずみはCos 2次展開のオーバーリングモードとなる。オーバーリングモードの発生は実験の軸対称条件からのズレを意味し実験誤差と理解されるが、実際の構造物も多少は軸対称条件からズレているのでそのズレの影響の解明は今後の検討課題である。
- 7) 有限要素法による解析は実験結果をよくシミュレーションできる。

(2) 地震観測による解析の結論

- 1) 当該観測地点はほぼ一様な成層地盤とみなし得る。表層地盤の卓越振動数は鉛直下方から伝播するS波の重複反射によって説明できる。
- 2) 地表で最大100gal程度までの記録による解析であるが、地盤の材料非線形性の影響が認められた。比較的大きな地震記録について地盤の応答をSHAKEによりシミュレーションした結果、表層の軟弱層で地盤のひずみは 10^{-4} のオーダーに達していることがわかった。
- 3) 震源がこの観測地点より東方で浅い場合には5秒~10秒の長周期域で表面波が卓越する。ただし、これ等の表面波による地盤のひずみは 10^{-5} のオーダーであった。

4) 3ヶ所の観測地点の比較から、表層地盤は主要動の最初の段階では同位相で一様に揺れ、その後半では位相が乱れてバラバラに動く傾向を示す。ただし、バラバラに動くことによる相対変位から求めた地表面内のひずみも 10^{-5} のオーダーであった。

5) 側壁の円周方向に発生する軸ひずみは基盤の加速度、速度、地盤の鉛直面内の平均せん断ひずみと相関している。曲げひずみもこれ等の諸値と相関しているがバラツキは大きい。一方、長周期の表面波の動きと曲げひずみの長周期成分の動きは明らかに相関している。

6) 円周方向1次展開(スウェイモード)軸ひずみは基盤の速度、表層地盤の鉛直面内平均せん断ひずみとよく相関している。

7) 地表の加速度波形と側壁の軸ひずみ波形の周期成分は良く対応している。曲げひずみ波形の周期成分には長周期の表面波の影響が現われる。

8) 以上の検討結果から、実在の半地下タンクにおいても側壁の応答は地盤の応答に支配されることが確認される。そして、基盤と表層地盤のインピーダンスの差が大きい成層地盤の表層では水平方向のせん断振動が卓越し、基盤に根入れされている地下タンクの側壁には円周方向1次展開(スウェイモード)軸ひずみが比較的大きく生じることがわかった。ただし、観測を行った側壁においては軸ひずみの方が大きかったが、LNG地下貯蔵タンクのように側壁が温度応力の関係から厚いタンクの場合には、同じ応答変位が地盤から作用しても曲げひずみの方が大きくなることも考えられる。

(3) 観測結果の数値解析とパラメータスタディー

- 1) 円筒型半地下タンクの側壁に生じる地震応答ひずみの円周方向に1次展開される成分は、一様な成層地盤に鉛直下方からS波が入射してくる問題として解析できる。
- 2) タンク内容液の慣性力が側壁の応答に及ぼす影響は小さい。長周期のスロッシングの影響は無視できない可能性があるが、S波の主要動による応答より遅れて発生するので重ね合わせて考える必要はない。
- 3) タンク側壁の慣性力の影響も小さい。タンク側壁の応答の主要成分は地盤の応答との間のキネマティックな相互作用によって生じている。

表- 2.2.1 代表的な弾性模型地盤材料

材 料 名	弾 性 定 数 G	密 度	減 衰 定 数	安 定 性	価 格	そ の 他
アクリルアמיד	10~2,000 gr/cm ² ~10,000 gr/cm ² (けいそう土、 ベントナイト添加による)	1.02 gr/cm ²	0.5 % 1.5% ~ 8 % (増粘材料添加)	温度による変化なし 乾燥防止策が必要 吸水性あり	安 価	大量の取り扱い可能 強酸性で腐食性
ゼラチン	10~1,000 gr/cm ² 温度による変化あり	1.0 ~1.05 gr/cm ²	1.2~ 1.4 %	経日変化あり 乾燥防止策が必要	安 価	腐敗する。 高濃度では脱気が 困難
塩化ビニール樹脂	130 ~10,000 gr/cm ² 温度による変化あり	1.02~ 1.14 gr/cm ²	10 ~16 %	経日変化なし	高 価	ゲル化させるのに 150 ° C まで加熱す る必要あり。 極低弾性定数の実現 が困難

この他、尿素系樹脂やシリコンゴムが考えられるが前者はアクリルアמידに、後者は塩化ビニールに似た特性を有している。ポアソン比はいずれも0.5に近い。

表 - 2.2.2 相似率

長さ	λ_1	1/150
密度	λ_ρ	1/1.7
せん断波速度	λ_{vs}	1/50
せん断剛性	$\lambda_\rho \cdot \lambda_{vs}^2$	1/4, 250
時 間	λ_1 / λ_{vs}	1/3
加 速 度	$\lambda_{vs}^2 / \lambda_1$	1/16.7
ひ ず み	λ_1 / λ_1	1/1
動 土 圧	$\lambda_\rho \cdot \lambda_{vs}^2 \cdot \lambda_1 / \lambda_1$	1/4, 250

表 - 2.2.3 主要計測器の仕様

計 器 名	製 品 名	仕 様
歪ゲージ	GFLA-6 (東京測器)	ポリエスチレン箱ゲージ
超小型加速度計	EGAL-125 (Entrans Device Inc.)	3.56×3.56×6.86mm、0.5gr 定格容量10g 半導体ゲージ使用
小型土圧計	PM-10 (ST研究所)	φ10mm 厚さ2.5mm 定格容量10kg/cm ² 半導体ゲージ使用
光学式変位計	オプテイクアルファロー (Opticon Co.)	測定範囲0.1μm (使用レンズによる)

表 - 2.2.4 模型の主要物性値

地 盤 上 層	$V_s = 1.50$ m/sec	$h = 4.2\%$
中 層	2.90	1.8%
下 層	5.80	0.9%
タンク駆体	$E = 200$ kg/cm ²	
V_s =せん断波速度、 h : 減衰定数、 E =ヤング率		

表 - 2.2.5 観測計器の仕様

計器名	製品名	仕様
加速度計	速度サーボ型SA255 (東京測振)	15 μ A/gal、0.5 Hz ~ 35Hz
ひずみ計	直流差動トランス型DS-50 (東京測振)	最小分解能 0.01 $\times 10^{-6}$ DC~30Hz
加速度計増幅器	SAG15 (東京測振)	0.3~30Hz 最小分解能 0.01 gal
ひずみ計増幅器	DSA-3 (東京測振)	DC~30Hz 出力 15V/10 $^{-6}$
データ収録装置	デジタル式収録装置 SAMTAC (東京測振)	12bit A/D変換、24ch 遅延3秒、オンラインデータ CPU:MC-6800 メモリー24K

表 - 2.2.6 観測記録諸元および各測点の最大値

アジア石油地下タンク 主要地震観測データーリスト (片振幅 絶対値)																													
No.	DATE & TIME			JMA INTENSITY MAGNITUDE		EPICENTER			ACCELERATION (gal)								STRAIN ($\times 10^{-6}$)												
	Y.	M.	D.	HR.	MIN.			N.	E.	DEPTH	OX	OY	1X	1Y	2X	2Y	3X	3Y	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11
9	80	3	12	12:22	3	5.6	34.09	140.60	80	9.91	10.7	59.5	40	50	35.4	41	46.5	3.21	2.06	1.81	1.21	1.89	1.67	2.5	3.14	2.11	3.06	.67	.6
10	80	4	22	14:35	3	6.6	31.08	138.00	40	2.55	1.91	13.0	10.3	10.3	7.31	10.9	8.73	0	.4	.49	.32	0.7	.5	.71	.5	.5	.66	.12	.17
12	80	6	18	16:25	3	4.6	35.05	140.03	80	7.99	7.99	37.5	27.5	33.2	20.3	28.6	17.4	1.46	1.58	1.65	1.15	1.43	1.8	1.87	1.63	1.54	1.48	.64	.27
13	80	6	27	06:06	3	4.9	34.09	139.03	0	3.43	1.95	14.3	9.22	12.1	7.63	10.8	9.91	0	.59	.58	.49	.54	.51	.63	.72	.74	.77	.24	.16
14	80	6	28	11:50	3	4.4	34.09	139.03	0	2.59	1.15	12.7	5.75	7.57	4.74	5.84	5.1	.44	.37	.33	.31	.4	.36	.61	.41	.4	.57	.15	.11
15	80	6	28	12:05	3	4.9	34.09	139.03	0	4.32	1.6	13.8	6.4	9.6	5.76	9.22	5.44	.6	.46	.48	.36	.56	.4	.64	.54	.54	.66	.22	.14
16	80	6	29	16:20	4	6.7	34.09	139.03	10	16.3	15.2	83.0	97.0	48.1	68.0	45.7	91.8	2.67	2.24	4.35	3.05	4.32	5.63	4.07	5.19	3.53	5.54	1.28	.66
17	80	7	07	19:54	4	4.5	34.09	139.03	10	.96	1.6	7.04	6.4	3.2	4.16	4.8	8	0	.42	.4	.29	.32	.37	.3	.43	.26	.29	.08	.1
29	82	7	23	23:24	3	7.0	36.15	141.55	30	6.99	5.53	22.8	25.0	20.7	20.1	15.9	23.9	.41	.59	.34	.47	.84	.49	.73	1.01	.77	.75	.84	1.47
33	82	8	12	13:33	3	5.7	34.54	139.32	30	16.8	6	47.5	39.8	54	20.4	32.5	28.3	2.47	4.67	2.26	1.7	2.37	1.79	4.6	.04	2.53	4.61	1.78	2.29
41	83	1	27	18:7	3	4.6	35.45	139.37	60	2.51	1.48	11.5	9.38	7.96	5.7	7.27	9.05	0.38	.53	.37	.45	.61	.48	.5	.68	.61	0.46	1.2	1.46
44	83	2	27	21:14	4	6.0	35.58	140.06	70	10.8	9.15	56.5	35.6	39.5	46.1	33.1	38.2	2.56	3.19	2.22	1.92	3.43	3.06	3.31	3.65	4.21	2.97	6.34	7.51
58	83	5	21	19:46	3	5.2	35.15	140.24	30	1.44	1.38	6.71	6.66	4.94	5.29	4.63	5.82	0.46	0.47	0.42	.37	.59	.51	.49	.03	.48	.59	.95	.88
61	83	8	8	12:48	4	6.0	35.32	139.01	20	21.0	16.5	92.2	81.0	67.3	67.0	65.6	109	6.43	6.37	5.38	4.15	6.27	7.36	7.43	0.0	5.55	7.02	10.3	9.64
68	84	1	1	18:04	4	7.4	33.16	139.59	400	8.06	5.5	38.0	25.6	20.9	20.9	25.0	23.2	1.45	1.66	1.29	.96	1.56	1.93	2.23	1.63	1.62	1.62	4.85	6.75
72	84	2	14	1:53	3	5.4	35.35	139.05	20	7.8	6.14	32.0	35.5	30.0	30.7	24.7	29.2	1.88	2.1	2.04	1.68	2.15	1.77	2.05	2.44	1.71	1.87	6.1	4.88
80	84	9	21	1:56	3	5.8	34.06	141.31	5	.52	.64	2.69	2.19	1.99	2.13	2.65	2.2	0.16	0.15	0.22	.16	.21	.22	.19	.22	.19	.24	.39	.45
81	84	9	21	6:54	3	5.7	34.01	141.43	28	.57	.56	2.87	2.47	2.32	2.14	2.09	2.61	0.17	0.18	0.22	.15	.24	.2	.2	.21	.24	.25	.41	.4
85	84	11	10	10:40	3	4.6	35.17	140.01	96	2.47	2.1	13.5	16.3	6.17	9.04	6.89	12.1	0.54	0	0	0	.56	.73	.8	.74	.51	.56	1.31	1.43
88	85	4	11	1:27	3	6.7	30.03	139.14	400	2.21	1.74	10.7	10.3	9.82	7.97	6.55	10.7	0.69	0	0	.99	1.13	1	.84	.05	0	.66	1.36	1.59
95	85	10	4	21:26	4	6.2	35.53	140.09	78	14.8	10.7	57.6	52.1	45.4	50.1	39.7	52.4	1.74	2.16	1.49	.89	1.94	1.93	0	2.48	3.13	3.4	6.63	6.23

表 - 2.2.7 地盤の速度, 変位, 側壁の軸ひずみ, 曲げひずみの最大値

アジア石油地下タンク 主要地震観測データリスト																				(片振幅 絶対値)						
No.	VELOCITY (kine)							DISPLACEMENT (cm)							AXIAL STRAIN (×10 ⁻⁶)					BENDING STRAIN (×10 ⁻⁶)						
	OX	OY	1X	1Y	2X	2Y	3X	3Y	OX	OY	1X	1Y	2X	2Y	3X	3Y	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
9	.66	1.04	5.95	2.75	4.07	2.16	3.14	2.99	.037	.047	.404	.146	.196	.117	.134	.143	1.53	.89	1.02	1.86	1.93	2.5	1.63	1.84	2.91	2.3
10	.15	.15	.76	.44	.6	.37	.63	.46	.024	.023	.044	.031	.031	.029	.037	.046	0	.27	.43	.38	.44	0	.31	.45	.54	.42
12	1.21	1.08	3.07	1.82	2.83	1.46	2.06	1.14	.38	.319	1.25	.748	1.79	.739	.547	.572	1.06	.93	.95	.88	.97	.97	.96	1.05	.99	1.05
13	.28	.12	.79	.44	.81	.32	.72	.41	.027	.019	.065	.033	.045	.027	.034	.029	0	.46	.33	.33	.45	0	.51	.41	.56	.6
14	.12	.06	.62	.36	.45	.24	.38	.32	.027	.016	.222	.111	.116	.236	.115	.123	.26	.2	.21	.26	.4	.41	.26	.31	.49	.43
15	.2	.06	.56	.3	.49	.3	.41	.31	.02	.009	.045	.023	.026	.019	.028	.037	.31	.28	.27	.44	.51	.5	.32	.44	.53	.51
16	1.78	1.87	5.14	6.13	3.53	5.38	2.73	7.12	.881	.473	.889	.522	.661	.563	.725	.682	1.72	1.6	1.71	1.68	2.54	2.43	3.84	4.89	4.6	3.21
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	.01	.01	.09	.11	.07	.05	.04	.09	.066	.096	.244	.431	.359	.435	.496	.434	.31	.21	.39	.51	.33	.36	.2	.46	.61	.38
33	2.03	.7	4.38	2.05	6.03	1.76	4.83	2.41	.281	.129	.578	.19	.402	.243	.411	.241	.42	.9	2.52	1.25	1.25	3.03	1.54	1.87	2.52	4.32
41	0.11	.07	0.4	.31	.33	.24	.26	.44	.006	.006	.037	.016	.024	.016	.015	.035	.29	.31	.47	.48	.5	0.4	.23	.34	.39	.3
44	1.16	1.02	3.61	2.42	2.66	3.08	2.32	2.56	.204	.13	.267	.179	.206	.194	.188	.205	1.71	1.3	2.67	2.22	2.59	2.20	1.54	2.26	2.65	2.59
58	.13	.11	.39	.41	.32	.31	.26	.32	.018	.014	.03	.028	.028	.034	.034	.031	.25	.21	.33	.25	.3	.44	.29	.4	.25	.41
61	1.93	1.82	8.01	5.53	4.42	4.69	3.91	8.83	.16	.2	.303	.352	.354	.252	.241	0.35	1.67	1.01	1.04	0	3.29	11.8	7.79	11.4	0	5.69
68	.82	.51	2.29	1.56	1.7	1.87	1.8	2.1	.182	.17	.391	.231	.25	.304	.331	.268	.99	1.0	1.32	1.19	1.16	1.34	.8	1.06	1.66	1.11
72	.58	.42	2.03	1.97	2.38	1.92	1.86	1.92	.064	.065	.271	.201	.261	.2	.171	.169	1.81	1.63	1.63	1.28	1.07	1.46	.93	1.49	2.38	1.53
80	.04	.05	.15	.13	.11	.14	.12	.17	.015	.01	.051	.029	0.03	.031	.019	.033	.14	.18	.19	.17	.17	.06	.12	.12	.13	.1
81	.05	.04	.10	.14	.14	.17	.12	.18	.012	.013	.014	.031	.033	.05	.031	.044	.13	.11	.18	.16	.16	.1	.11	.1	.18	.14
85	.07	.09	.57	.82	.33	.43	.34	.58	.02	.022	.152	.092	.069	.178	.083	.1	0	0	.49	.49	.3	0	0	.8	.47	.48
88	.23	.17	.64	.59	.68	.69	.41	.72	.042	.035	.133	.145	.081	.221	.094	.1	0	0	.72	.6	0	0	0	.56	.49	0
95	1.27	.88	2.85	2.99	2.84	2.41	2.49	2.5	.241	.154	.31	.259	.304	.235	.331	.266	1.7	.99	1.34	0	2.5	.93	.64	1.3	0	1.96

表 - 2.2.8 SHAKEで入力した波形と結果

地震波No.	SHAKEによる計算値			
	地表面最大 加速度 (gal)	卓越振動数 (Hz)		
		1次	2次	3次
No. 16	46.66	2.60	5.70	8.60
No. 33	28.93	2.70	5.80	9.00
No. 43	11.25	3.00	6.30	9.90
No. 44	42.95	2.70	5.70	8.90
No. 61	71.08	2.40	5.30	8.20
No. 72	25.61	2.80	6.00	9.30
No. 77	14.52	2.90	6.20	9.70

表 - 2.2.9 検討地震波の諸元

No.	地震名	発生日時	マグニチュード	震央距離	震源深さ
16	伊豆半島近海	1980/6/29	6.7	73km	10km
44	茨城県南西部	1983/2/27	6.0	68	72
68	東海道はるか沖	1984/1/1	7.4	347	400
72	神奈川県・山梨県境	1984/2/14	5.4	55	20
77	長野県西部	1984/9/14	6.8	196	2

表 - 2.2.10 地盤の平均的なひずみ

No.	地震名	γ _{zx}	γ _{zy}	γ _{xx}	γ _{xy}
16	伊豆半島近海	89.	178.	14.	16.
44	茨城県南西部	51.	60.	10.	10.
77	長野県西部	34.	34.	4.9	5.2

表-2.2.11 観測記録から求めたスウェイト
ロッキングモードのひずみの最大値

No.	地震名	軸 ひずみ $\times 10^{-6}$						曲げ ひずみ $\times 10^{-6}$					
		a_1	b_1	$\sqrt{a_1^2+b_1^2}$	a_2	b_2	$\sqrt{a_2^2+b_2^2}$	c_1	d_1	$\sqrt{c_1^2+d_1^2}$	c_2	d_2	$\sqrt{c_2^2+d_2^2}$
16	伊豆半島近海	5.03	2.29	5.53	1.30	1.40	1.91	1.09	1.39	1.77	1.49	1.40	2.04
44	茨城県南西部	2.65	1.94	3.28	1.10	0.85	1.39	0.38	1.63	1.67	2.01	1.59	2.56
68	東海道はるか沖	1.12	1.12	1.58	0.49	0.68	0.84	0.38	0.66	0.76	1.13	0.62	1.29
72	神奈川・山梨県境	1.50	1.40	2.05	0.91	0.46	1.02	0.31	0.70	0.77	1.26	0.62	1.40
77	長野県西部	1.40	1.20	1.84	0.53	0.49	0.72	0.12	0.43	0.45	0.74	0.68	1.00

軸ひずみ : $\varepsilon A\theta = a_1 \sin\theta + b_1 \cos\theta + a_2 \sin 2\theta + b_2 \cos 2\theta$

曲げひずみ : $\varepsilon B\theta = c_1 \sin\theta + d_1 \cos\theta + c_2 \sin 2\theta + d_2 \cos 2\theta$

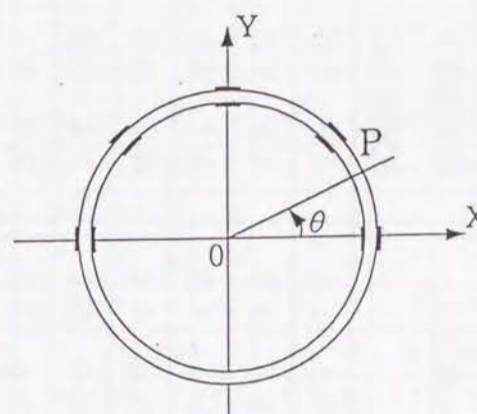


表-2.2.12 地盤ひずみ最大値

地震波 No.	地盤ひずみ ($\times 10^{-6}$)				応答速度 Vo (kine)
	ε_{zx}	ε_{zy}	ε_{xx}	ε_{xy}	
No. 73	10.0	-8.5	3.6	4.1	0.149
No. 74	-12.0	-11.0	2.7	2.8	0.166
No. 75	9.9	-12.0	-2.4	-2.3	0.072
No. 76	-8.1	-12.0	2.4	3.2	0.191
No. 77	34.0	-34.0	-4.9	-5.2	1.183
No. 78	27.0	-47.0	4.0	5.0	1.035
No. 79	37.0	-41.0	5.6	6.2	1.004
No. 80	9.3	8.8	-2.4	2.1	0.064
No. 81	9.0	14.0	2.4	3.6	0.064
No. 82	-10.0	14.0	-2.8	3.0	0.113

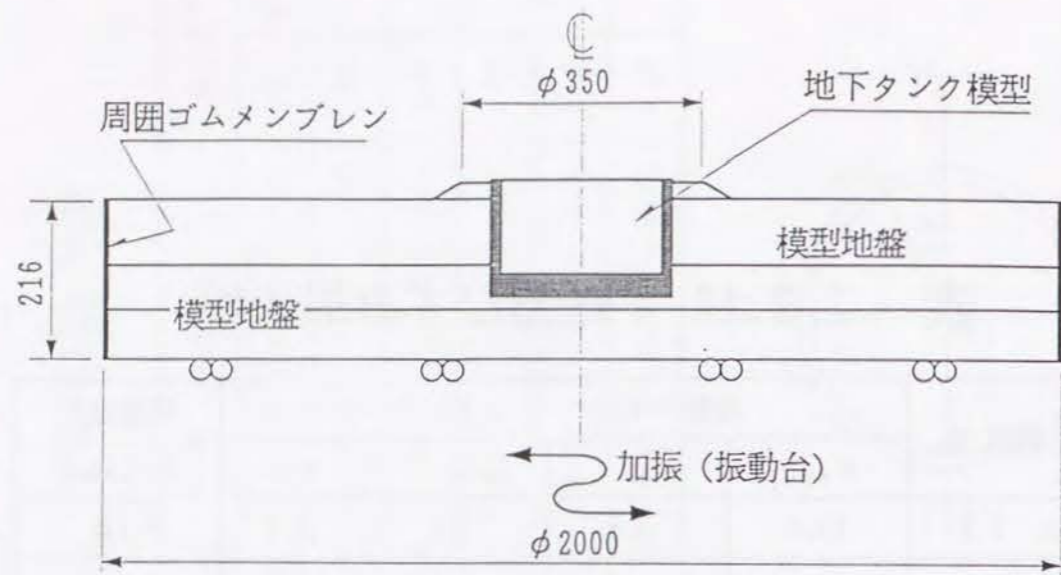


図 - 2.2.1(a) 模型全体断面図 (単位mm)

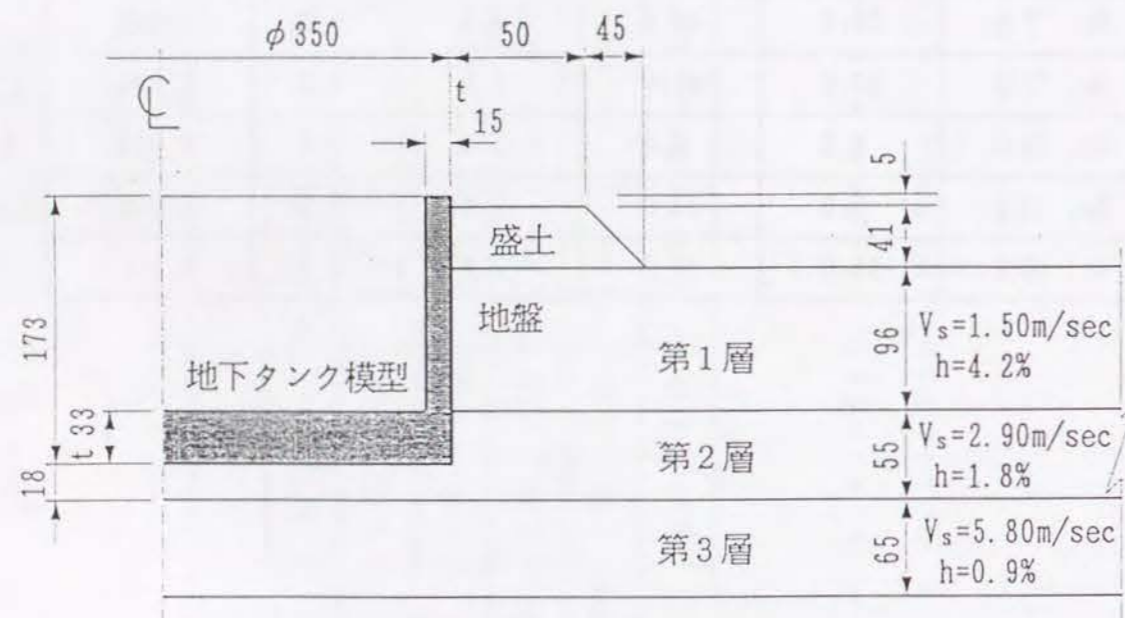


図 - 2.2.1(b) 模型タンクの形状および諸値 (単位mm)

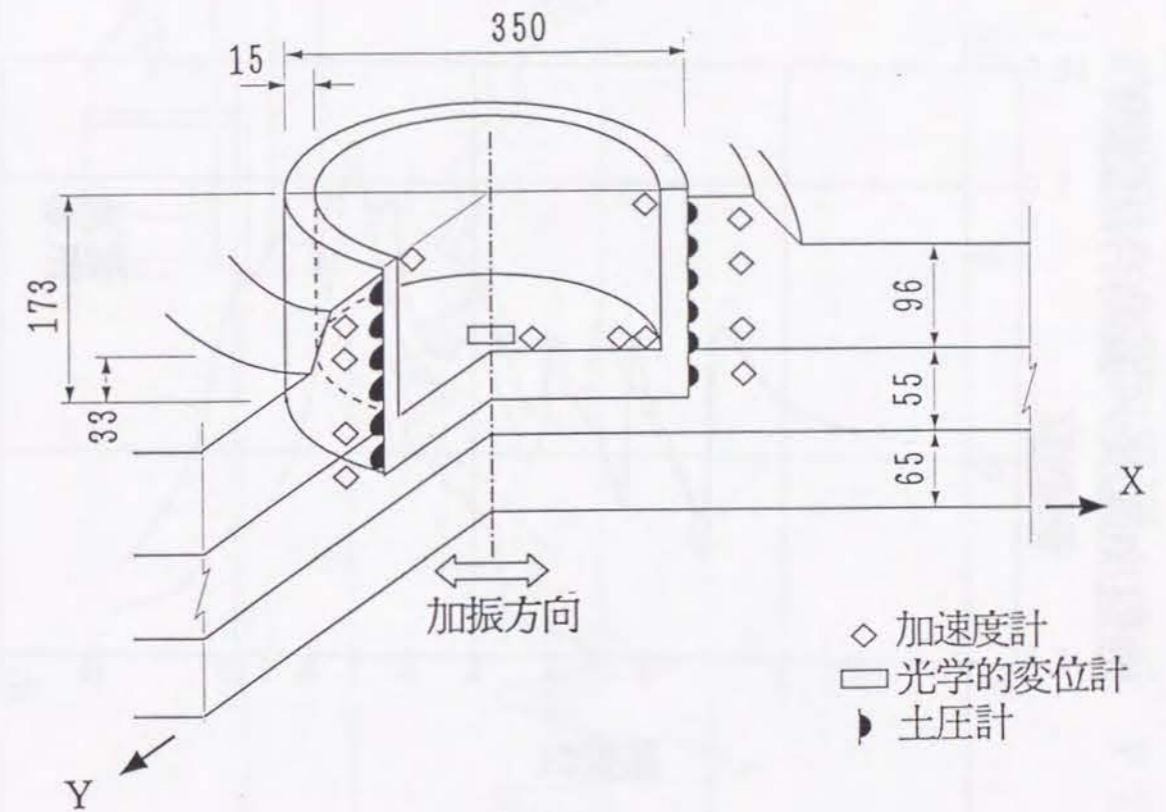


図 - 2.2.2 計器配置 (単位 mm)

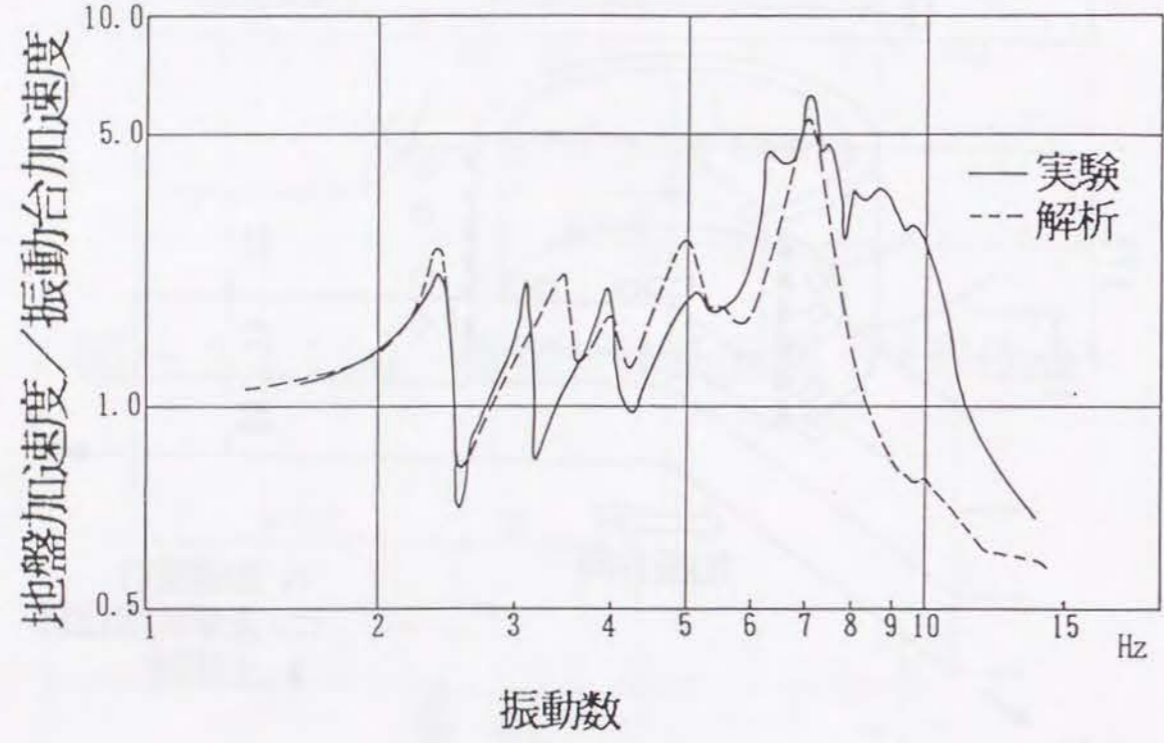


図 - 2.2.3 タンクスウェイの共振曲線

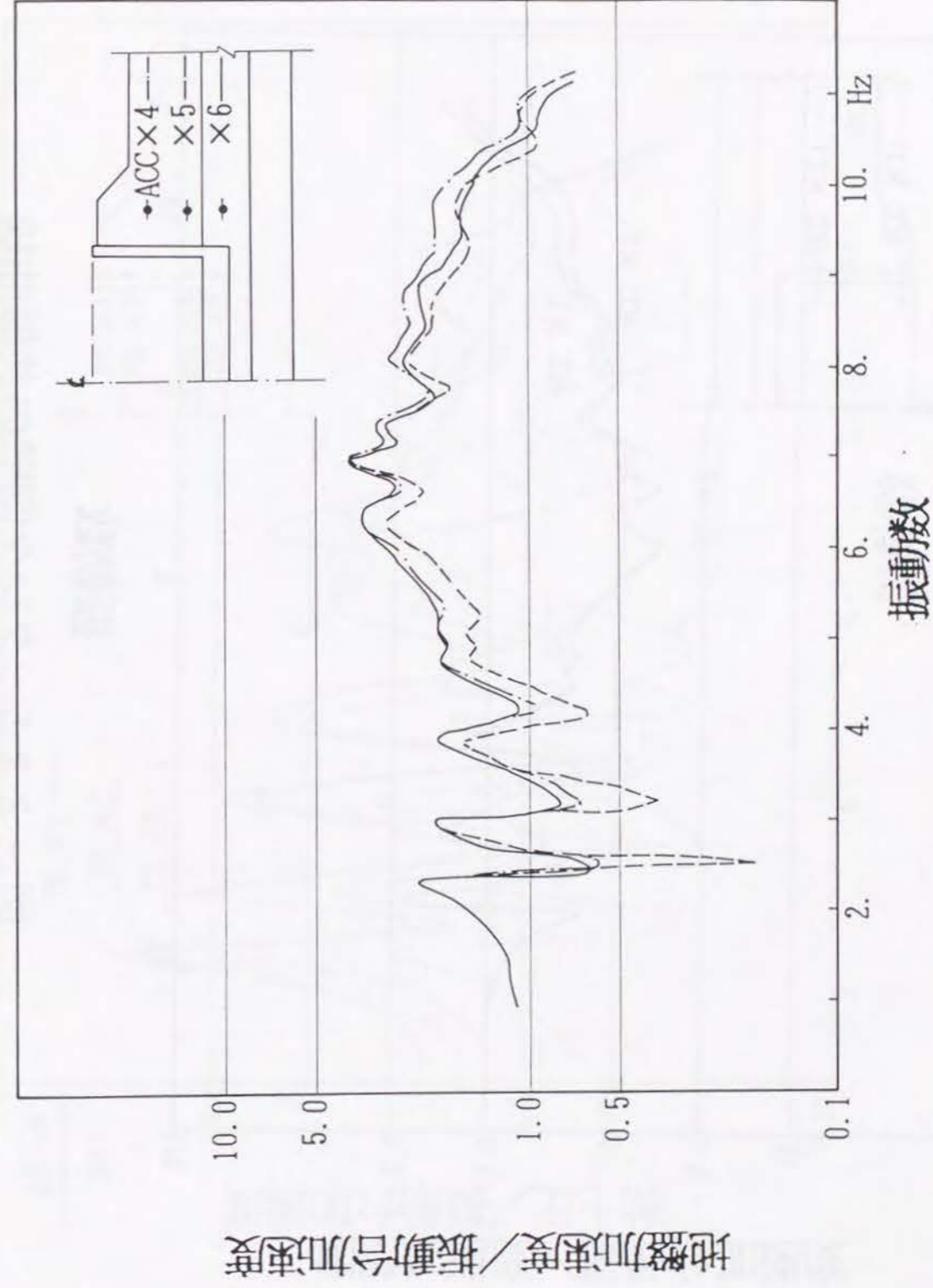


図 - 2.2.4 タンク近傍地盤の共振曲線

側壁加速度/振動台加速度

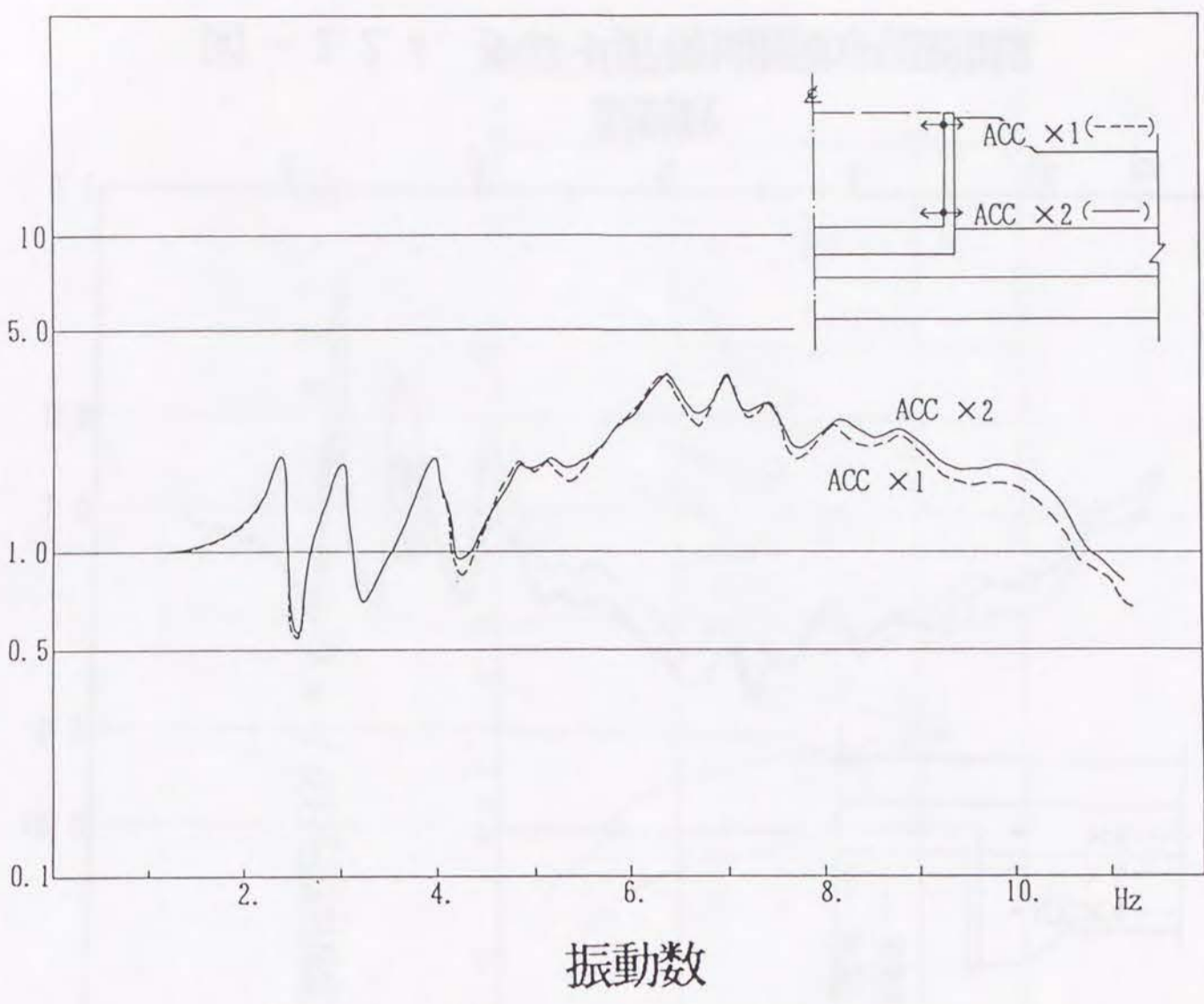


図 - 2.2.5 タンク側壁の共振曲線

動土圧/振動台加速度

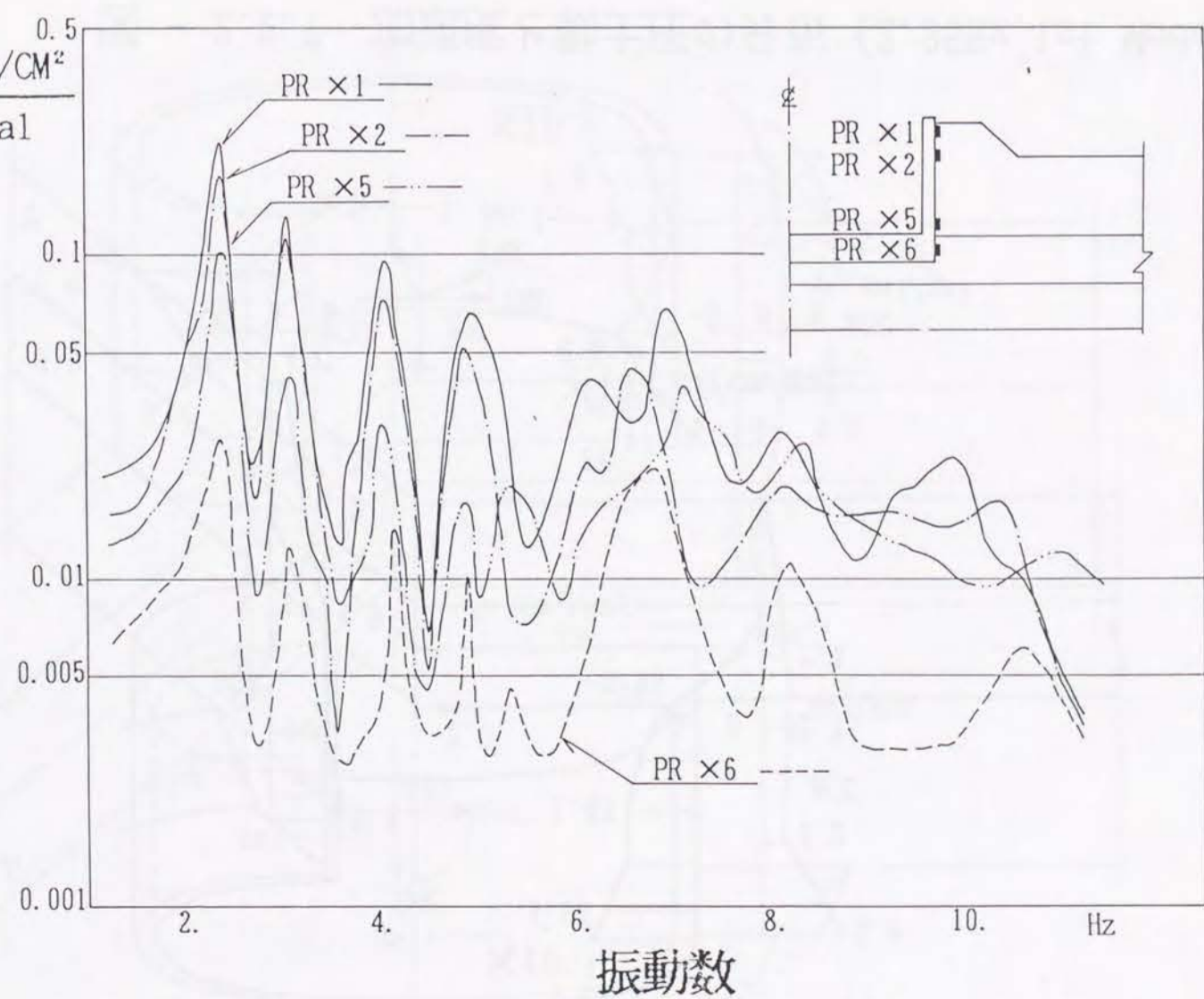


図 - 2.2.6 タンク側壁に作用する動土圧の共振曲線

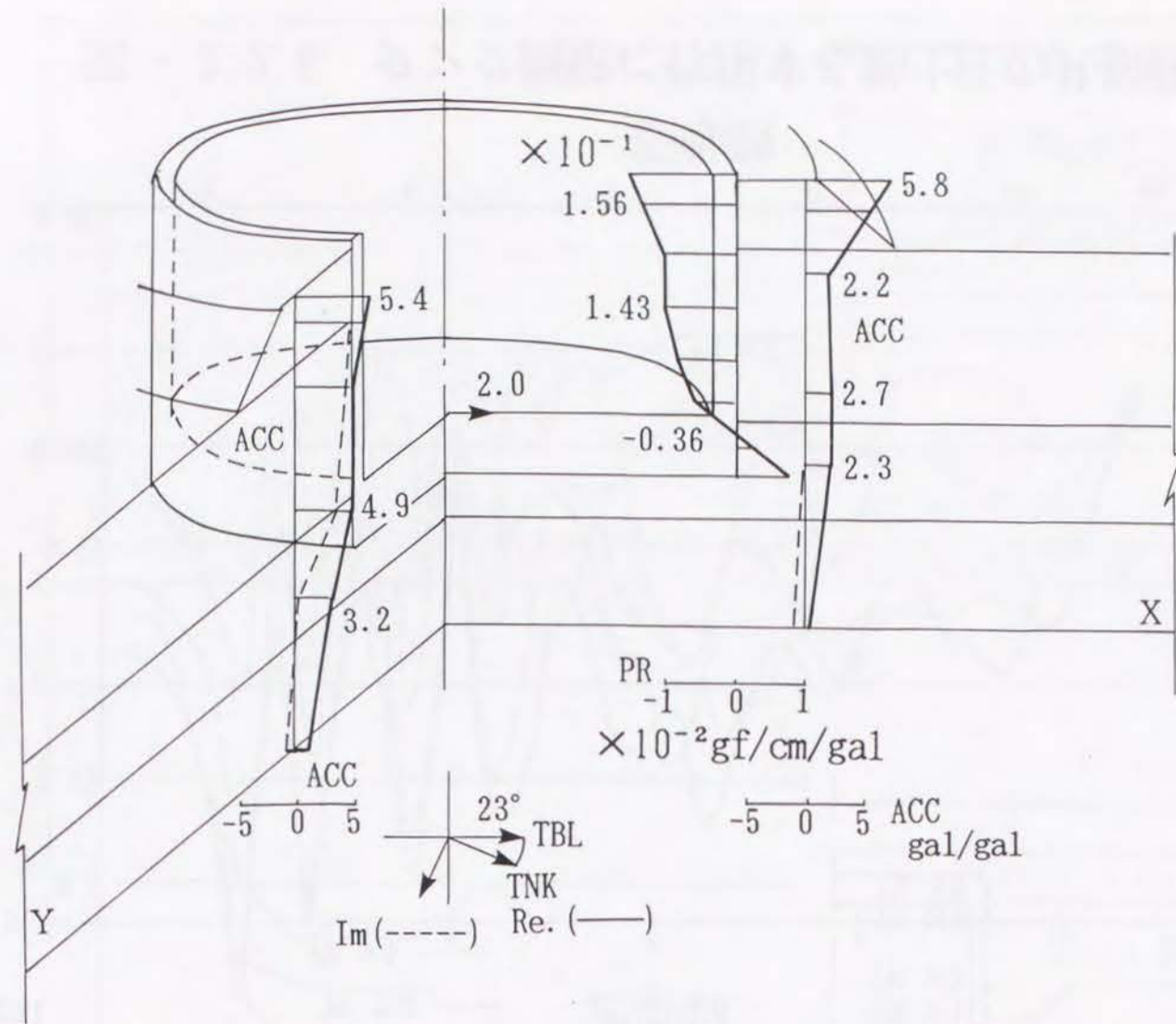


図 - 2.2.7 加速度と動土圧の分布 (2.35Hz, 1st Mode)

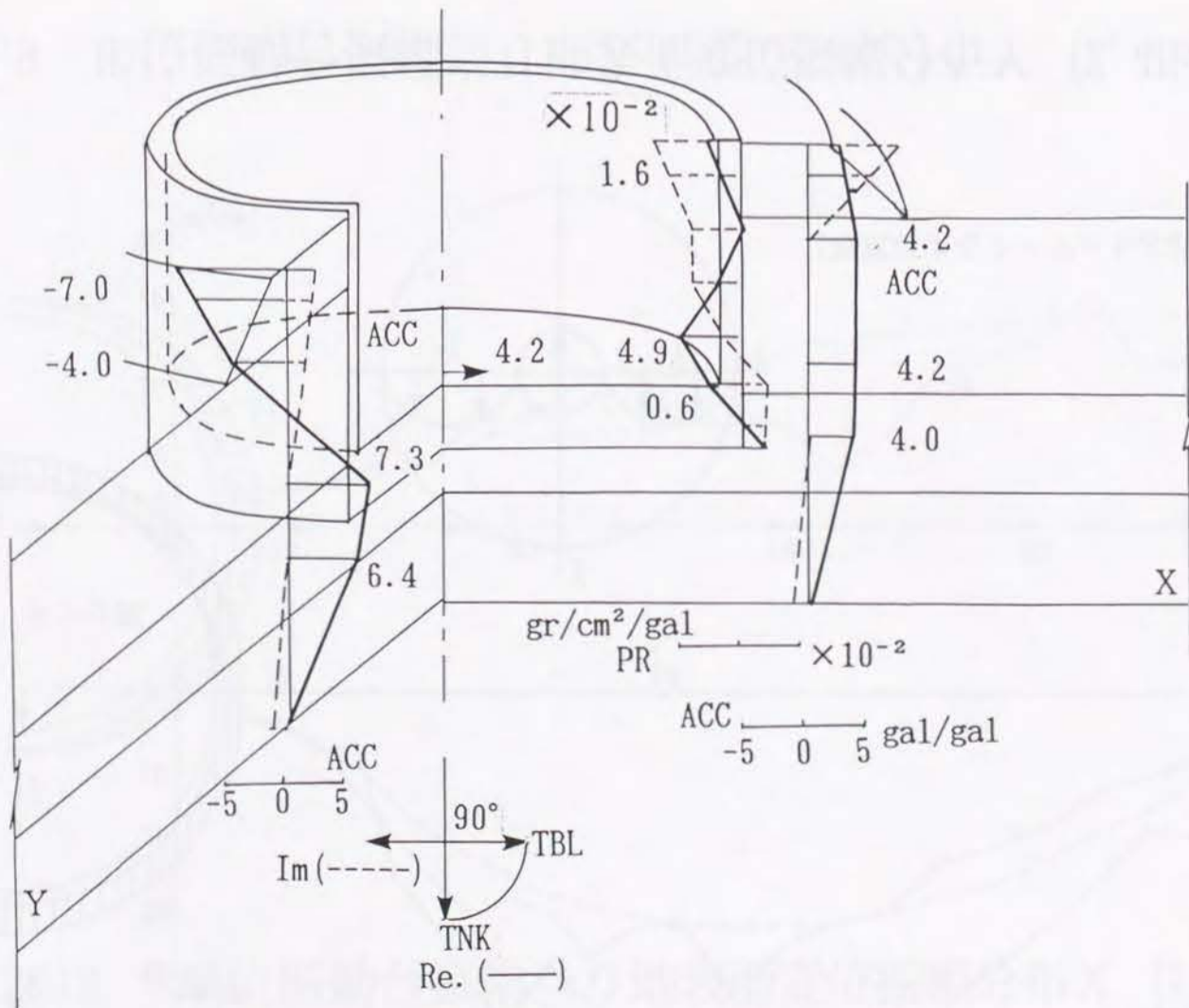


図 - 2.2.8 加速度と動土圧の分布 (7.0Hz, 2nd Mode)

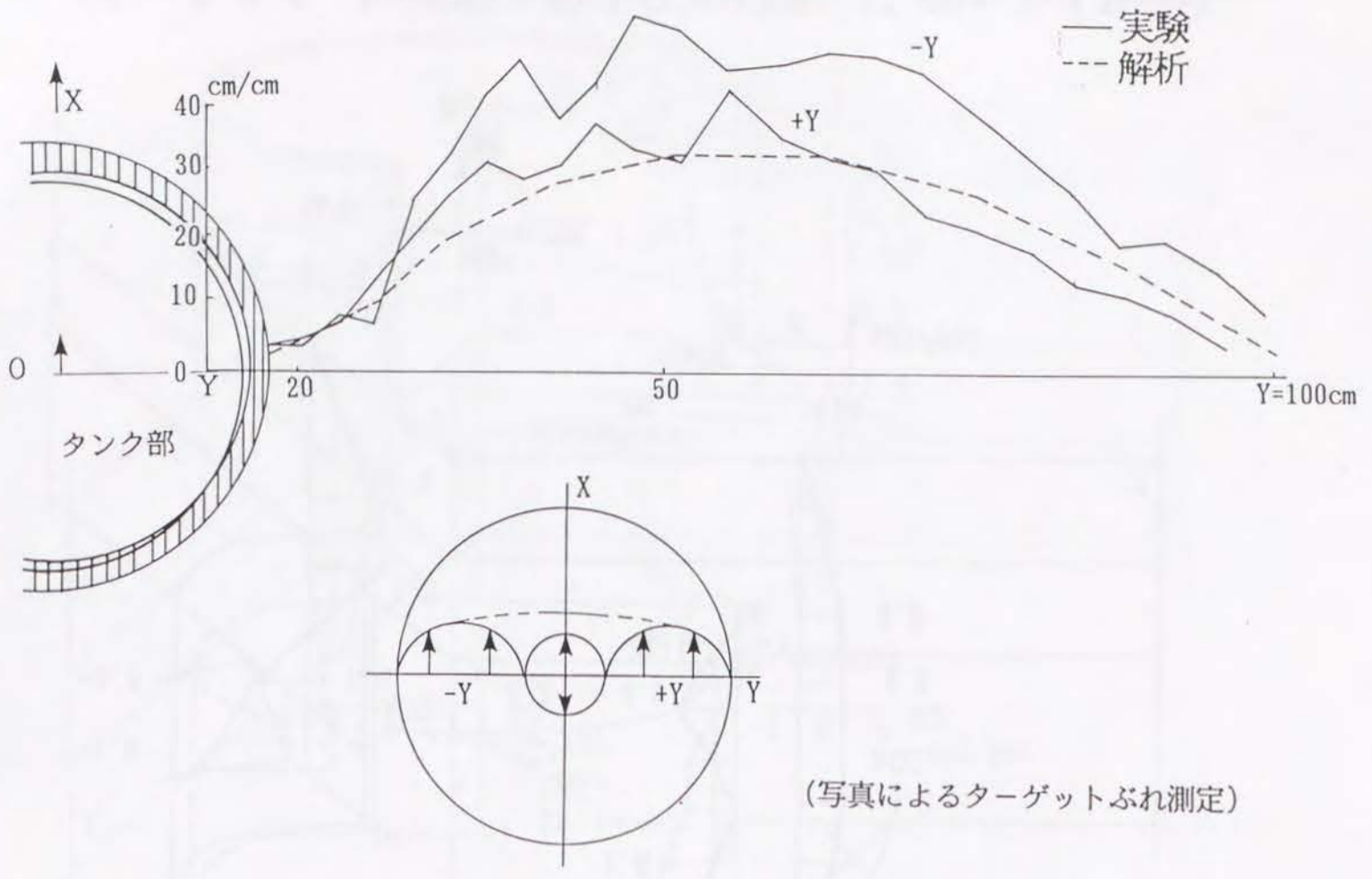


図 - 2.2.9 単位振動台振幅当り地表面変位振幅分布 Y (2.4Hz, 1st Mode)

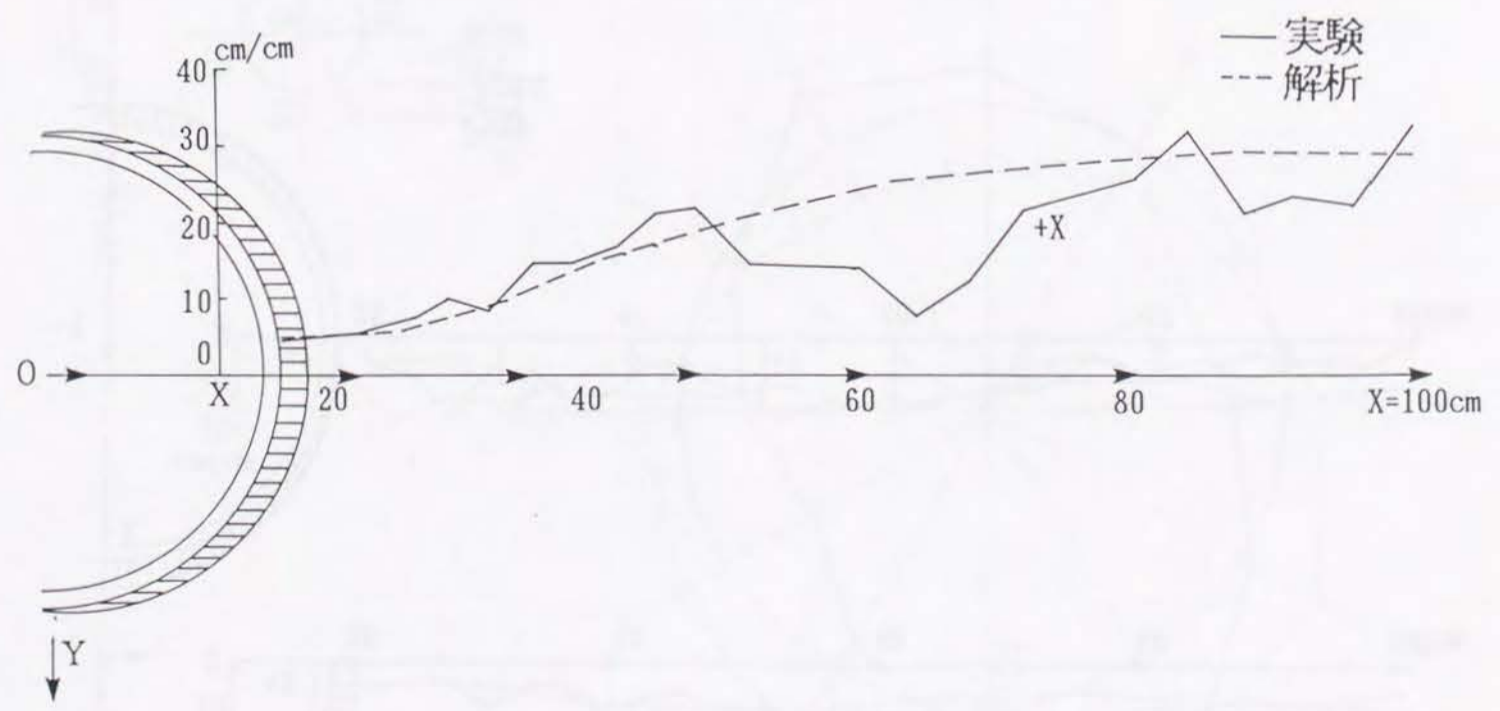


図 - 2.2.10 単位振動台振幅当り地表面変位振幅分布 X (2.4Hz, 1st Mode)

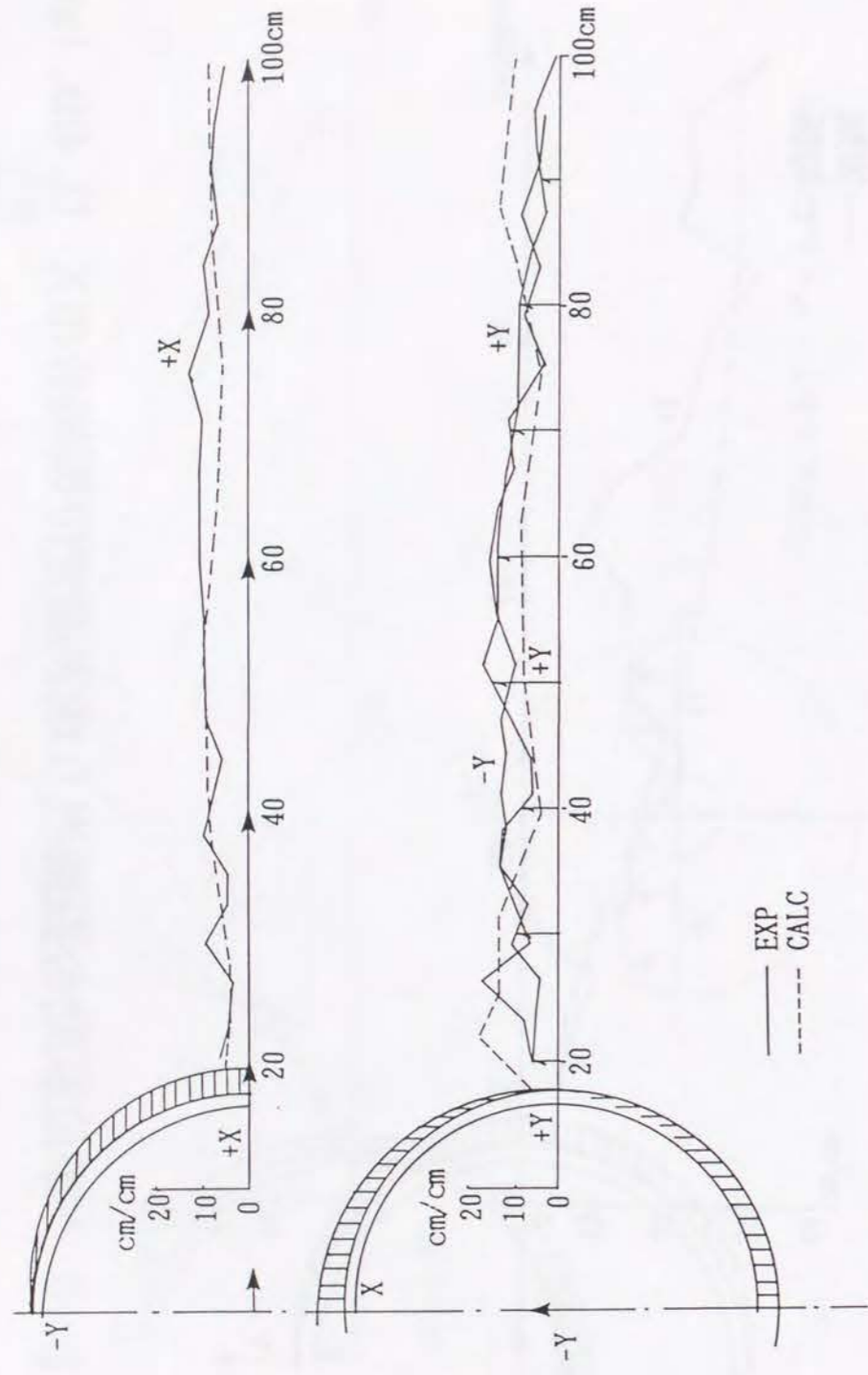


図 - 2.2.11 単位振動台振幅当り地表面変位振幅分布 X Y (7.1Hz, 2nd Mode)

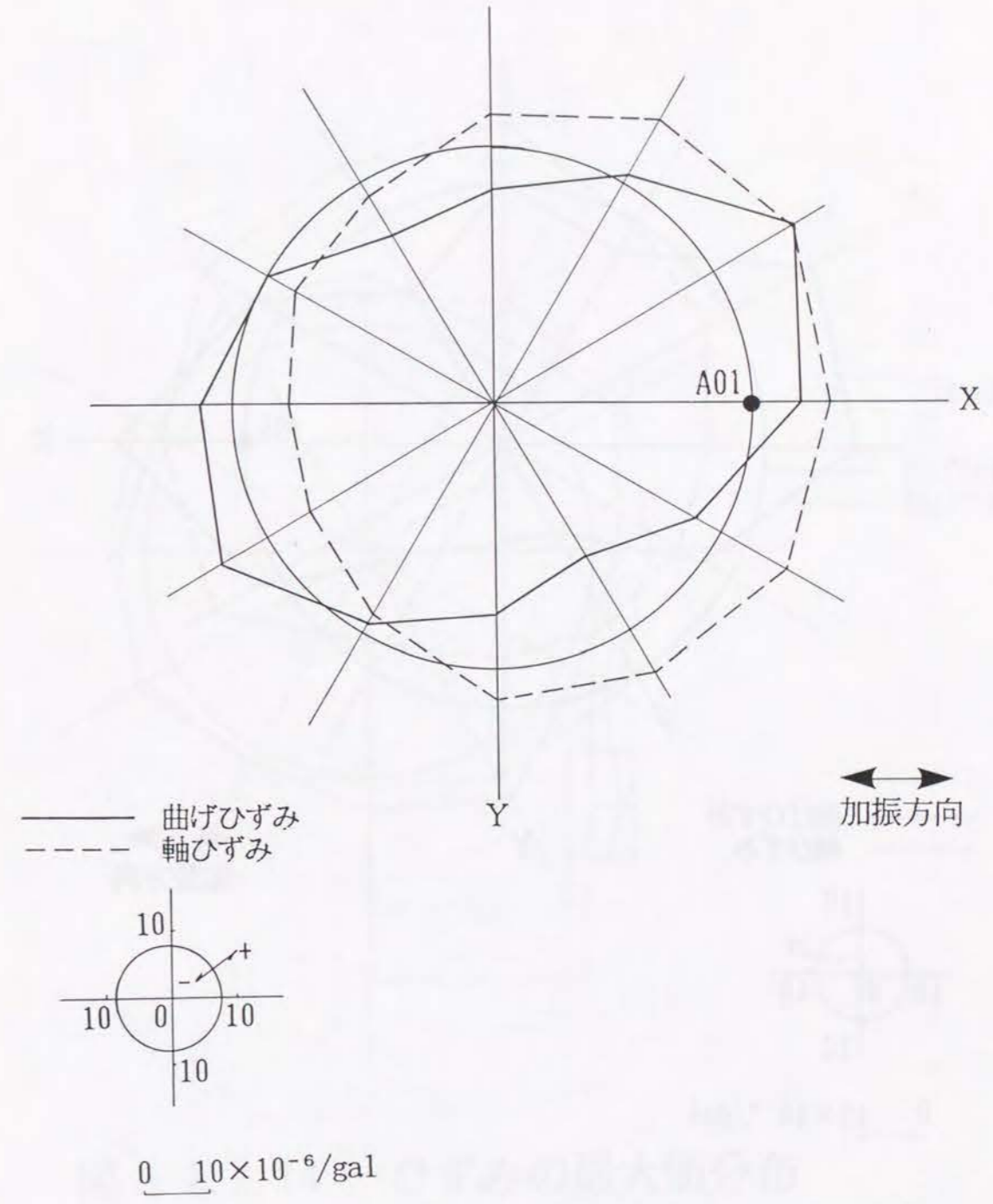


図 - 2.2.12 円周方向ひずみの時間断面 (2.35Hz, 1st Mode)

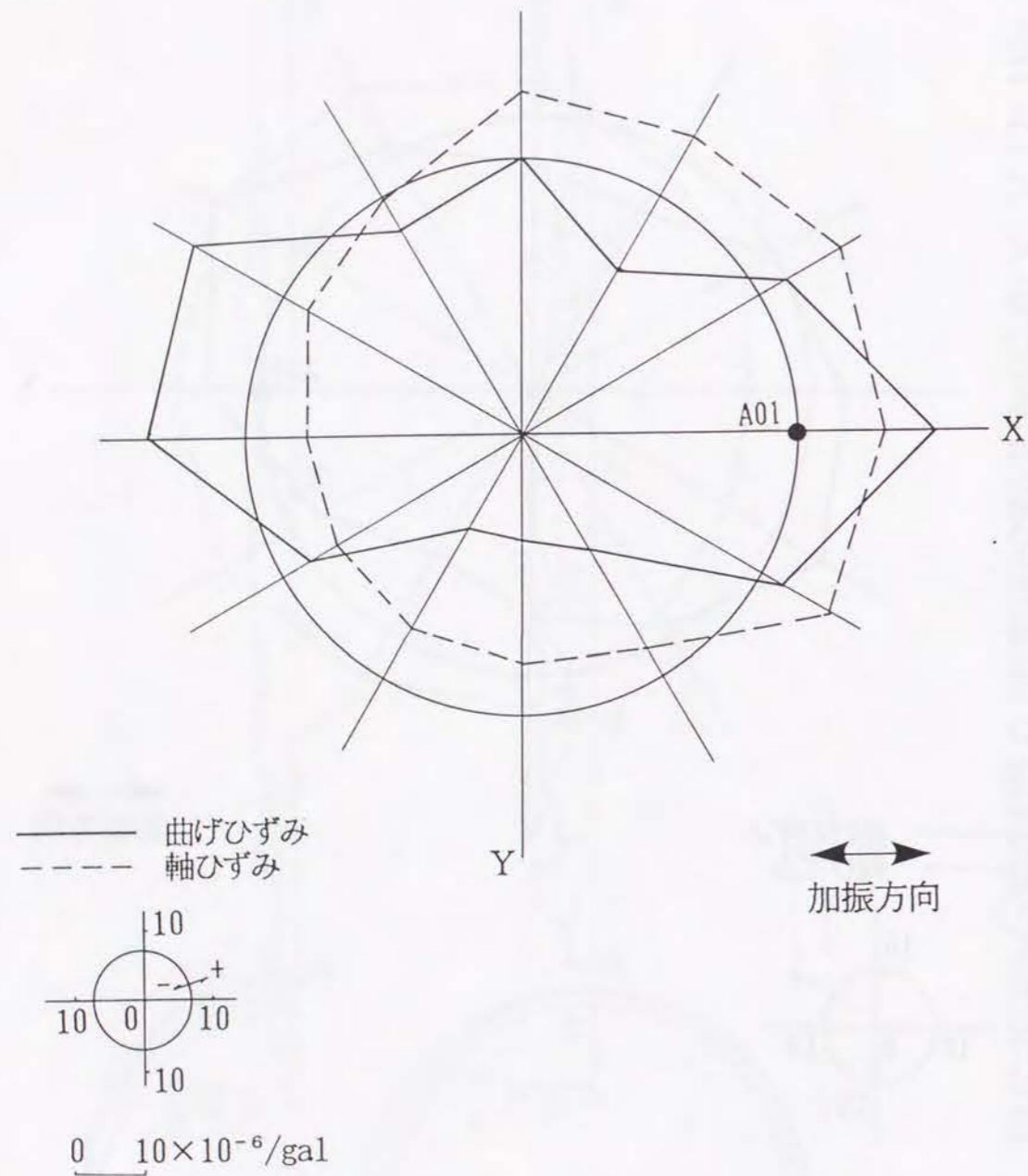


図 - 2.2.13 円周方向ひずみの時間断面
 (7.0Hz, 2nd Mode)

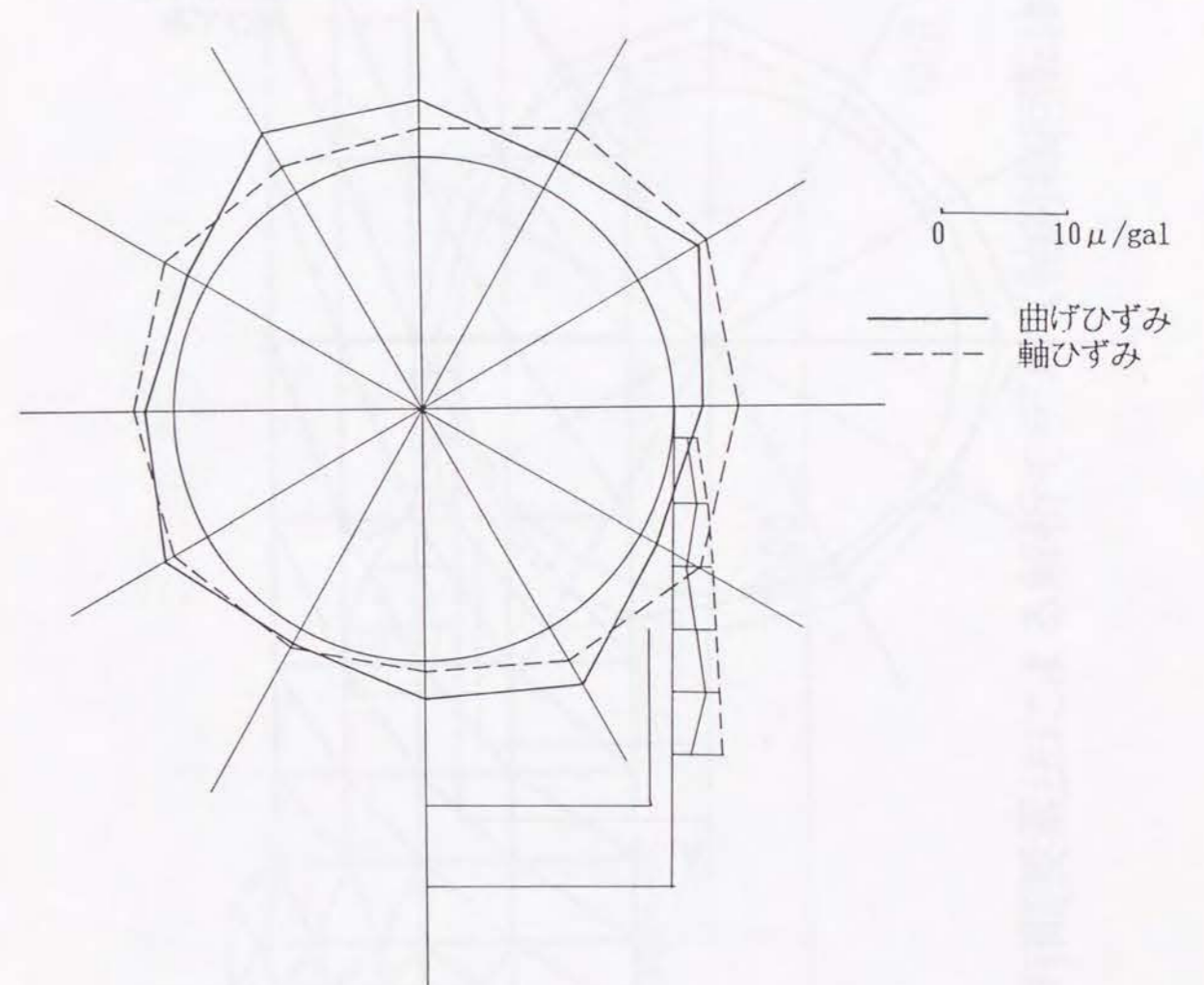


図 - 2.2.14 ひずみの最大値分布
 (2.35Hz, 1st Mode)

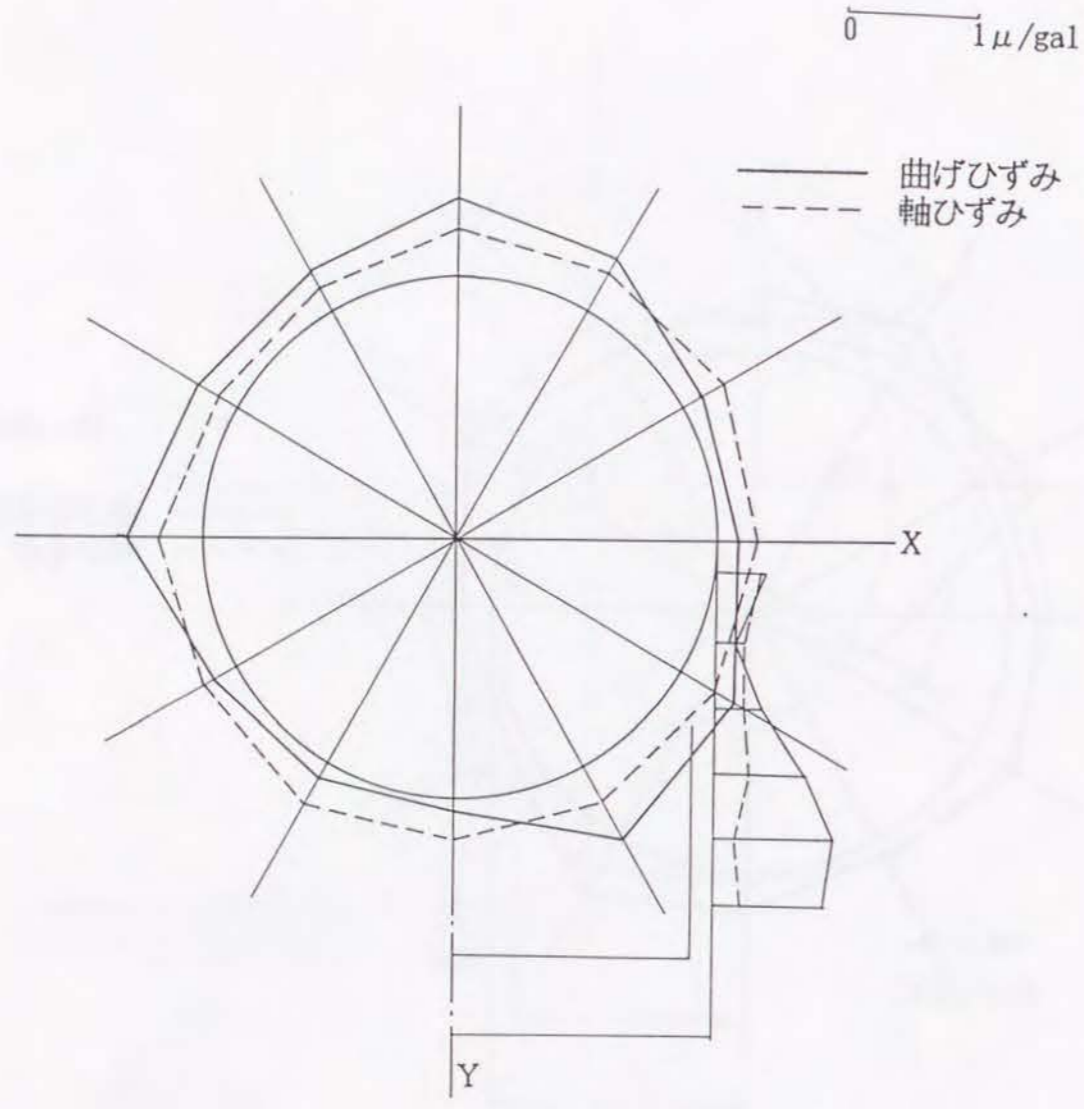


図 - 2.2.15 ひずみの最大値分布 (7.0Hz, 2nd Mode)

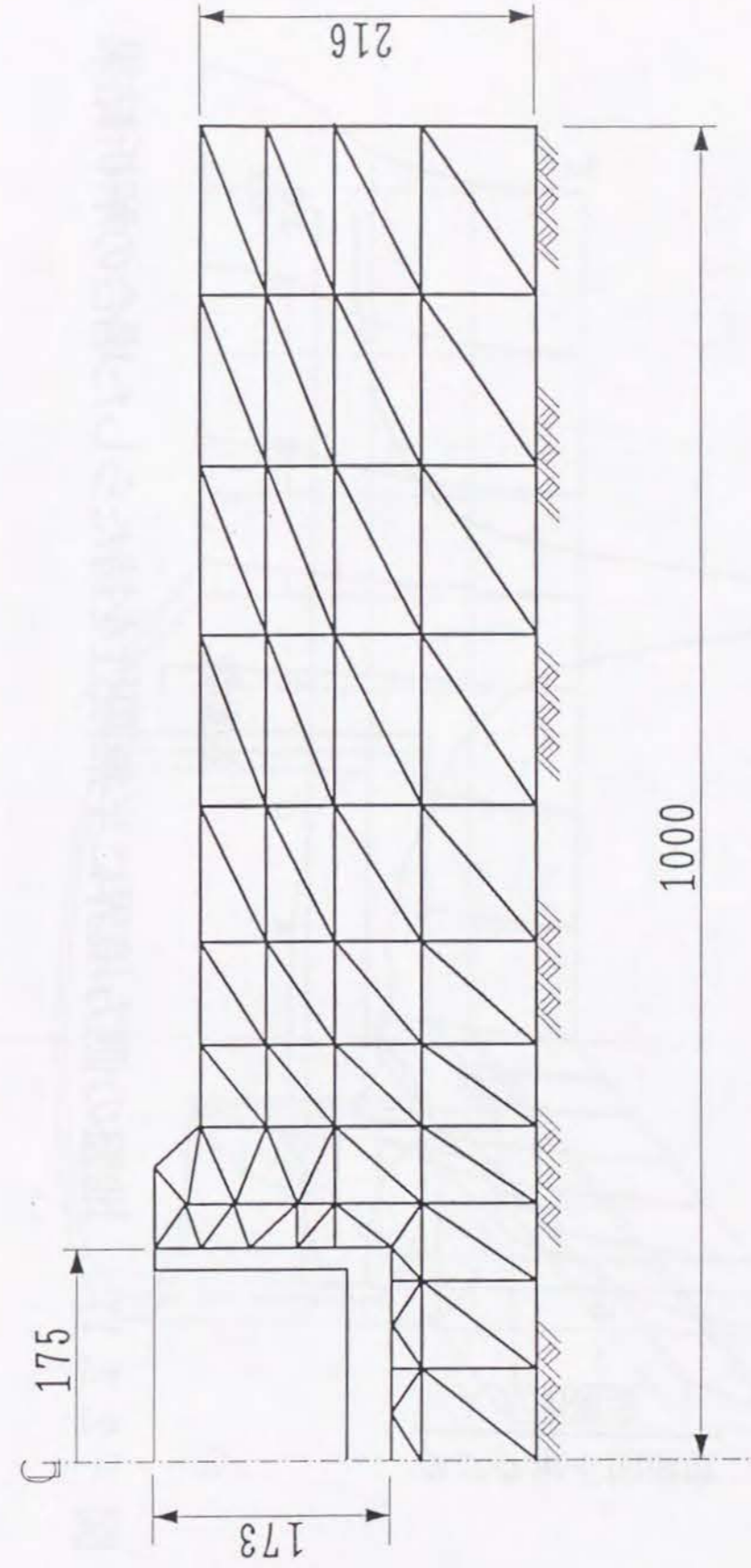


図 - 2.2.16 有限要素法による解析モデル (軸対称回転体モデルの一断面)

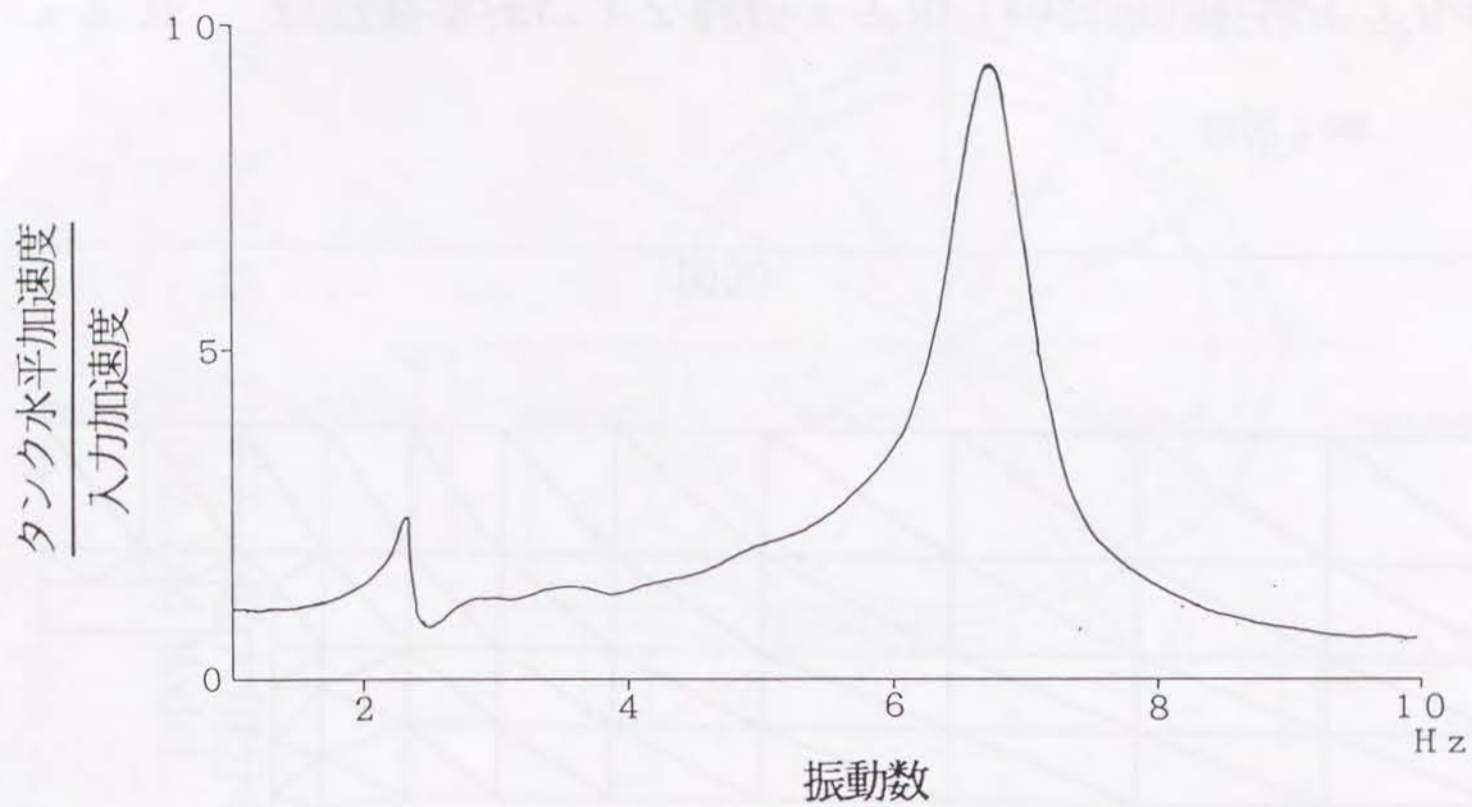


図 - 2.2.17 地盤の側方境界に半無限性を持たらした場合の解析結果

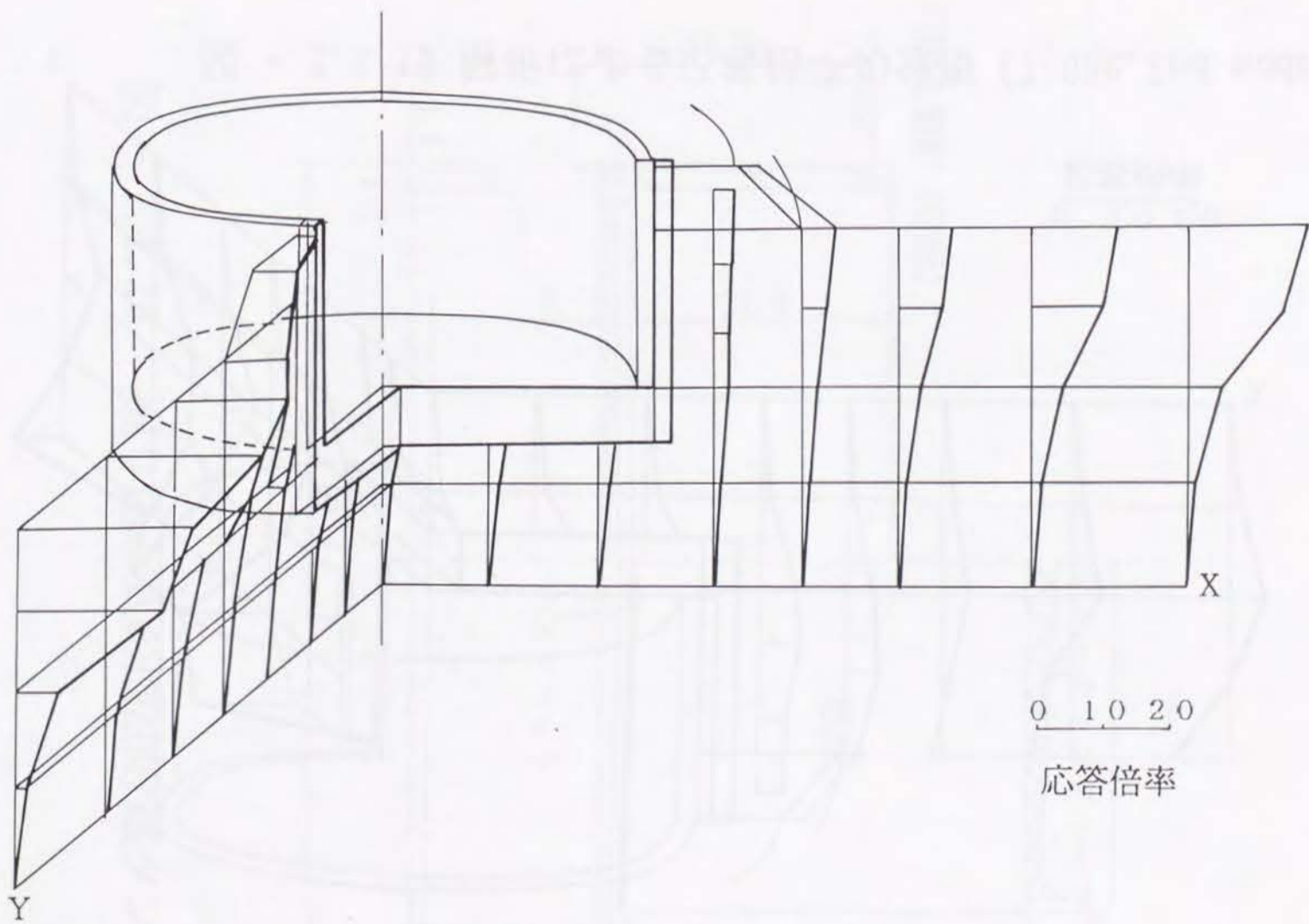


図 - 2.2.18 解析による応答倍率の分布 (2.35Hz, 1st Mode)

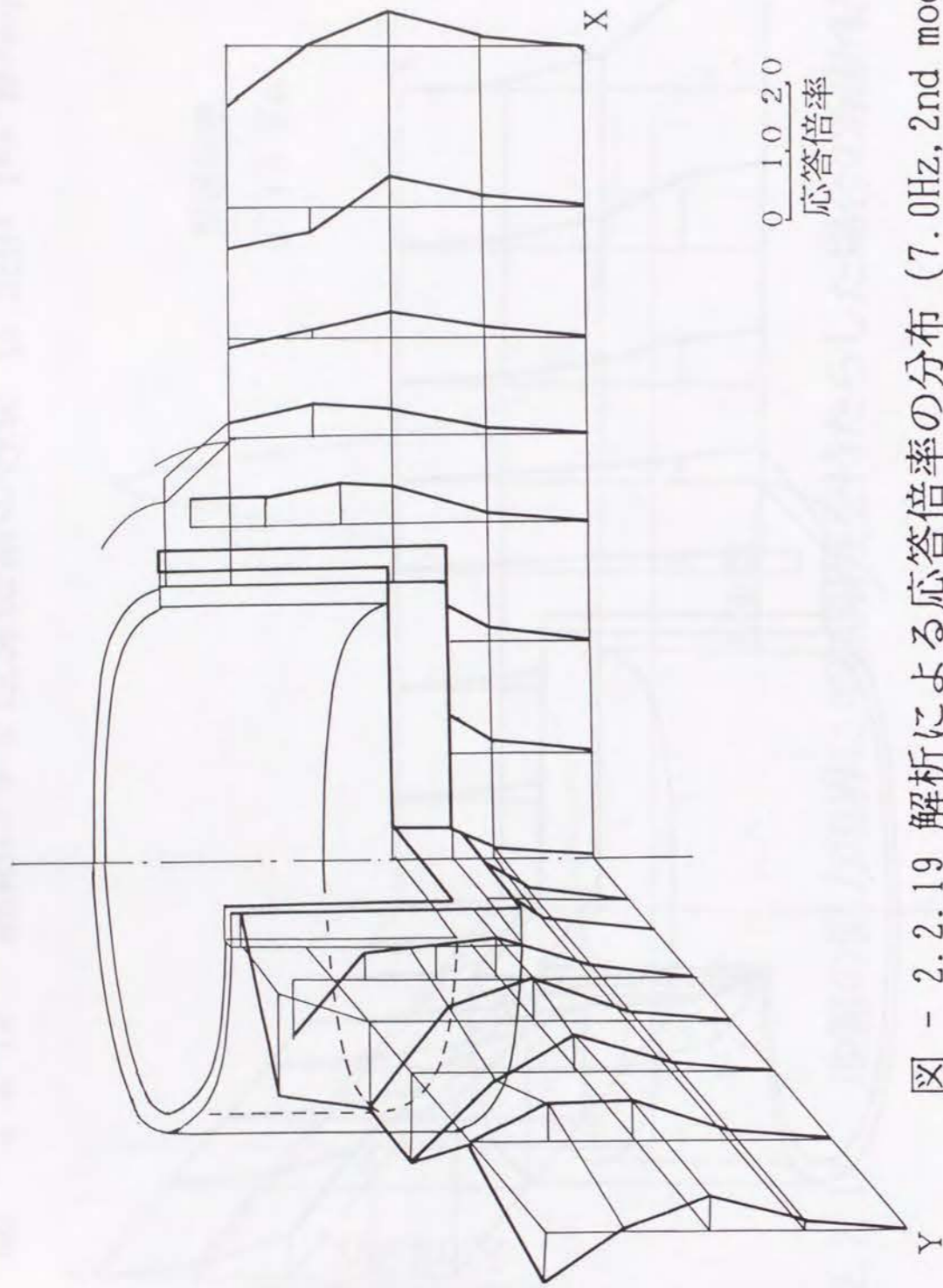


図 - 2.2.19 解析による応答倍率の分布 (7.0Hz, 2nd mode)

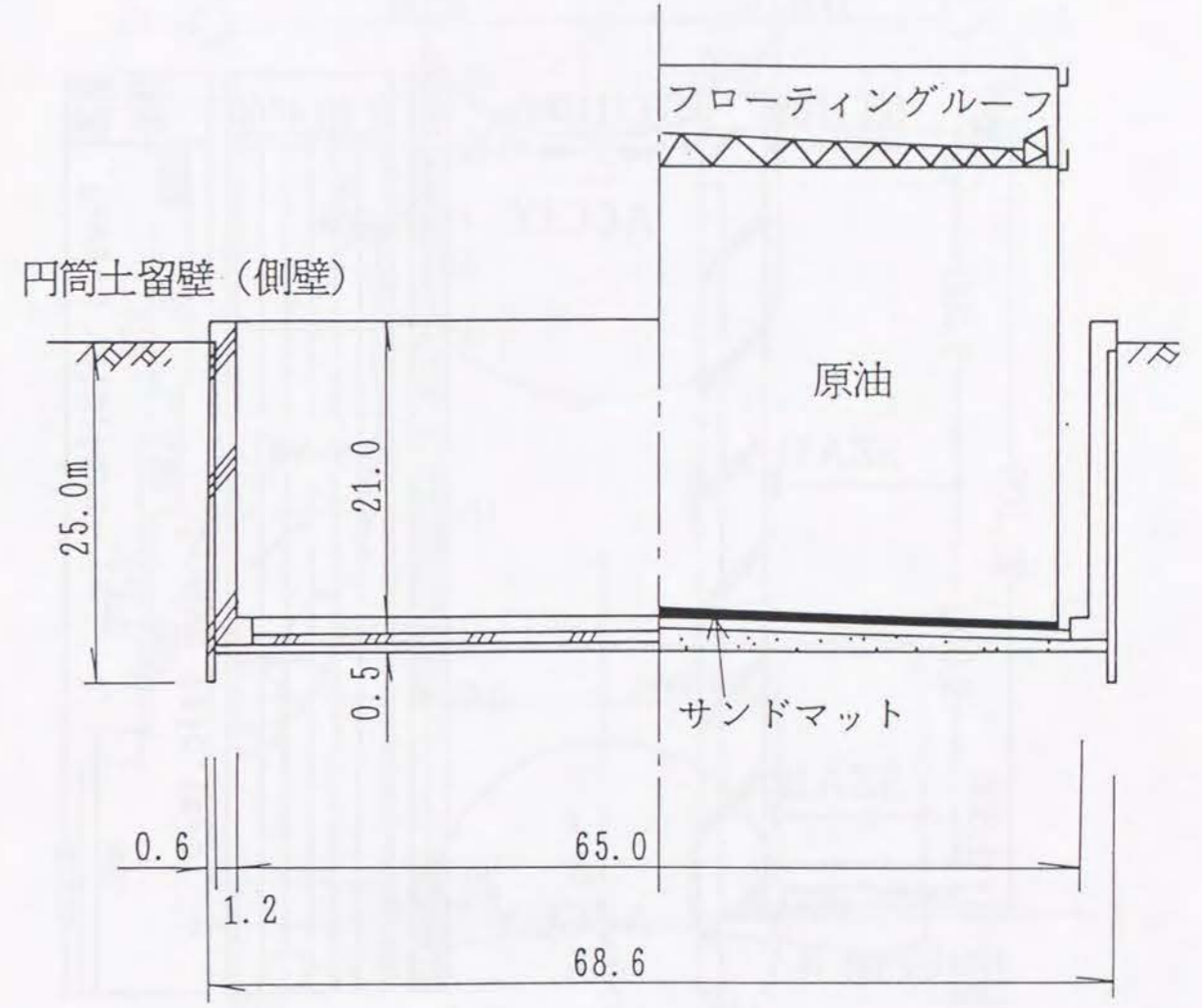


図 - 2.2.20 掘り込み式の原油貯蔵タンク

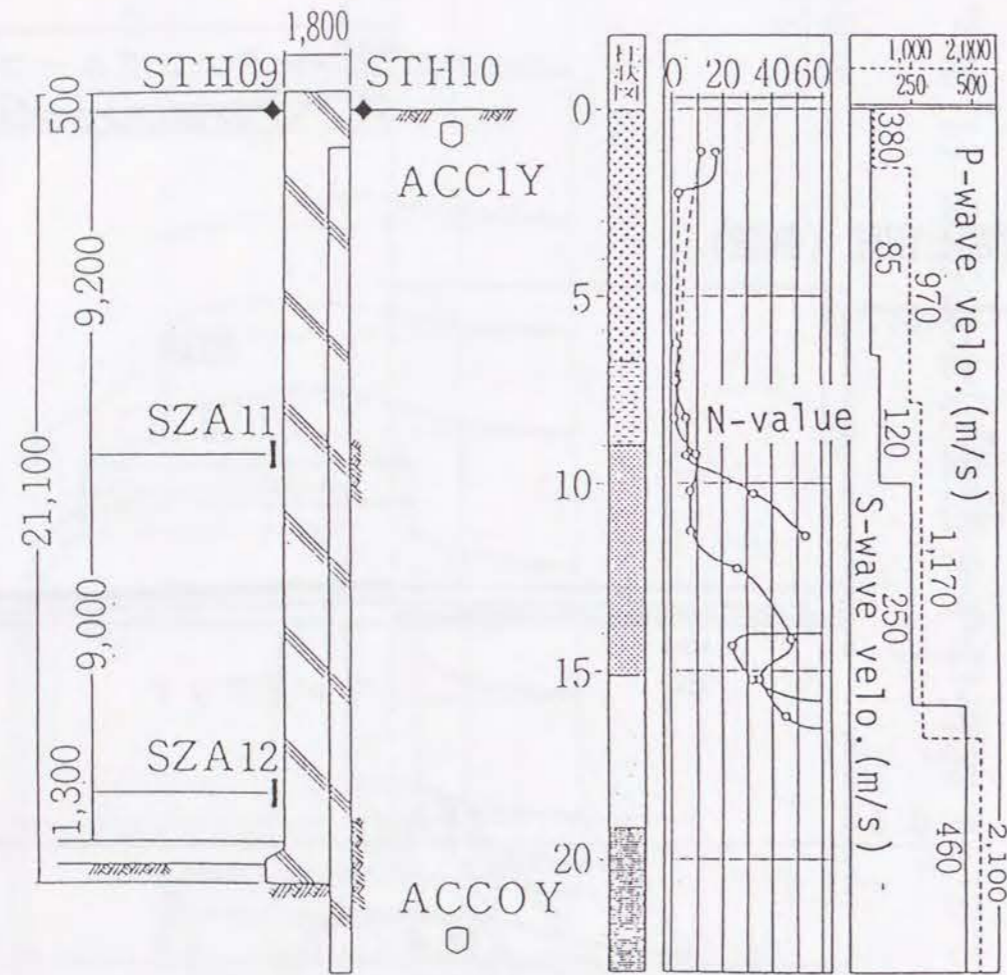


図 - 2.2.21 観測地点の代表的な地盤条件

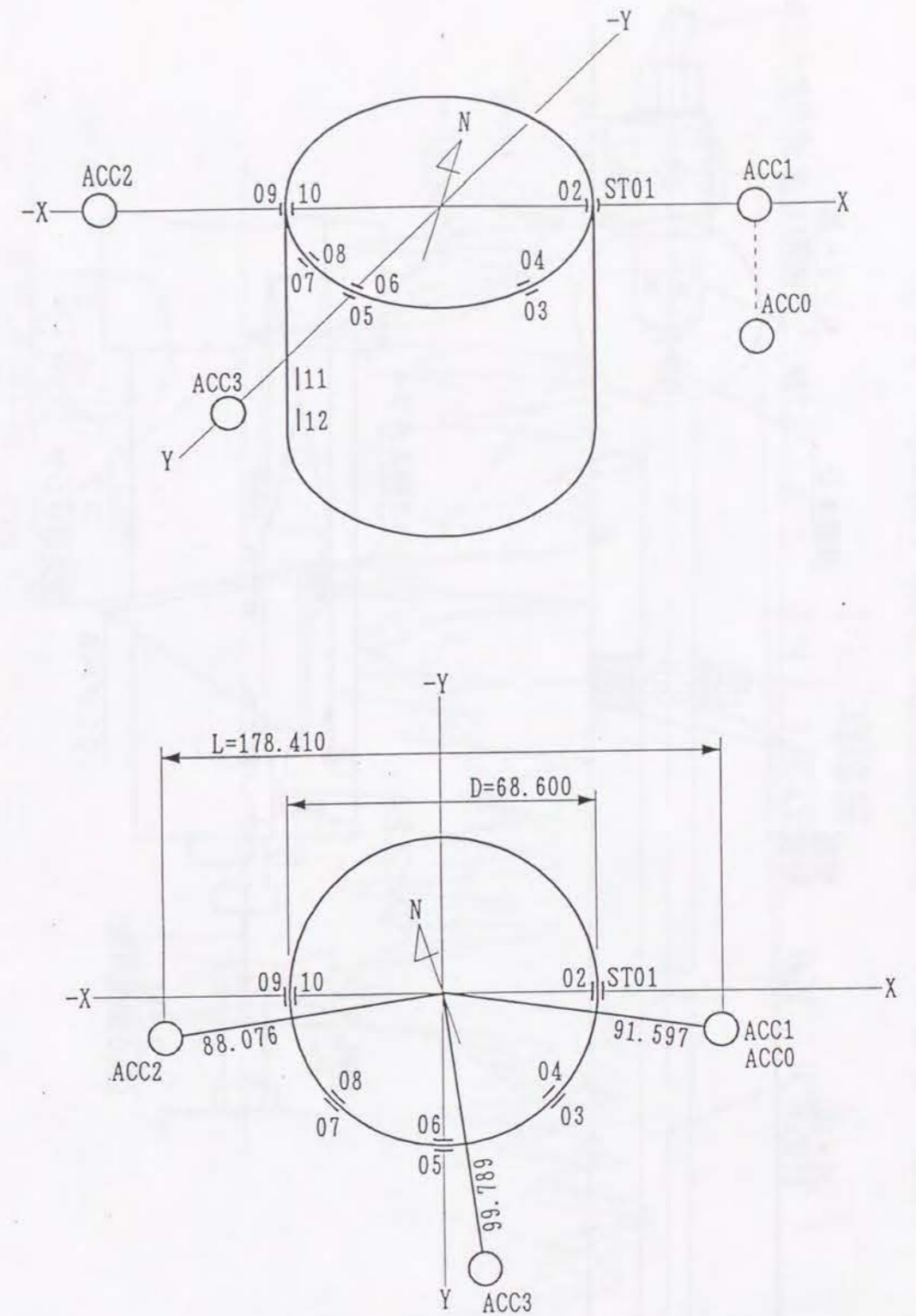


図 - 2.2.22 観測計器配置図

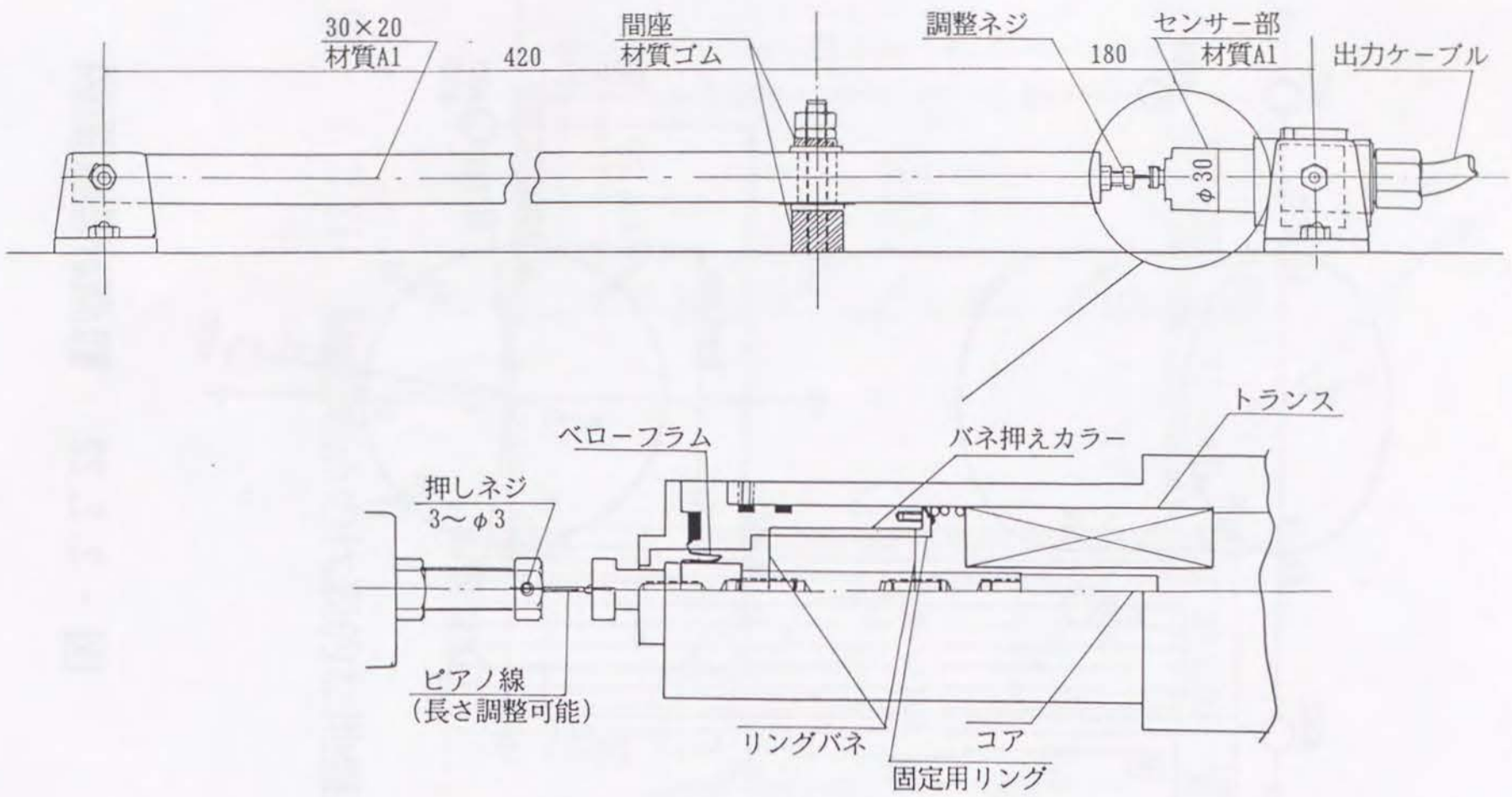


図 - 2.2.23 高感度ひずみ計

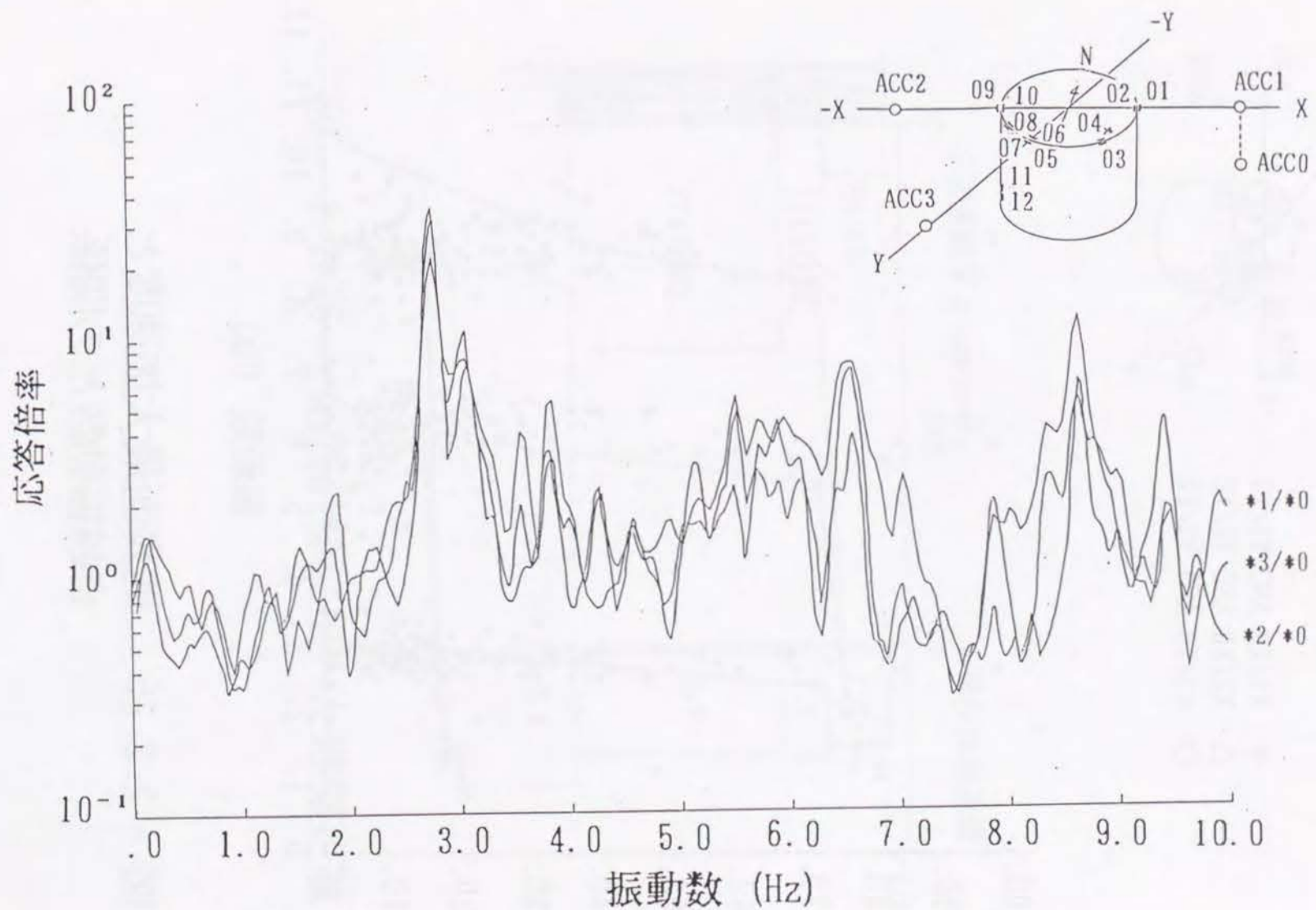


図 - 2.2.24 加速度応答倍率 (地震No. 20)

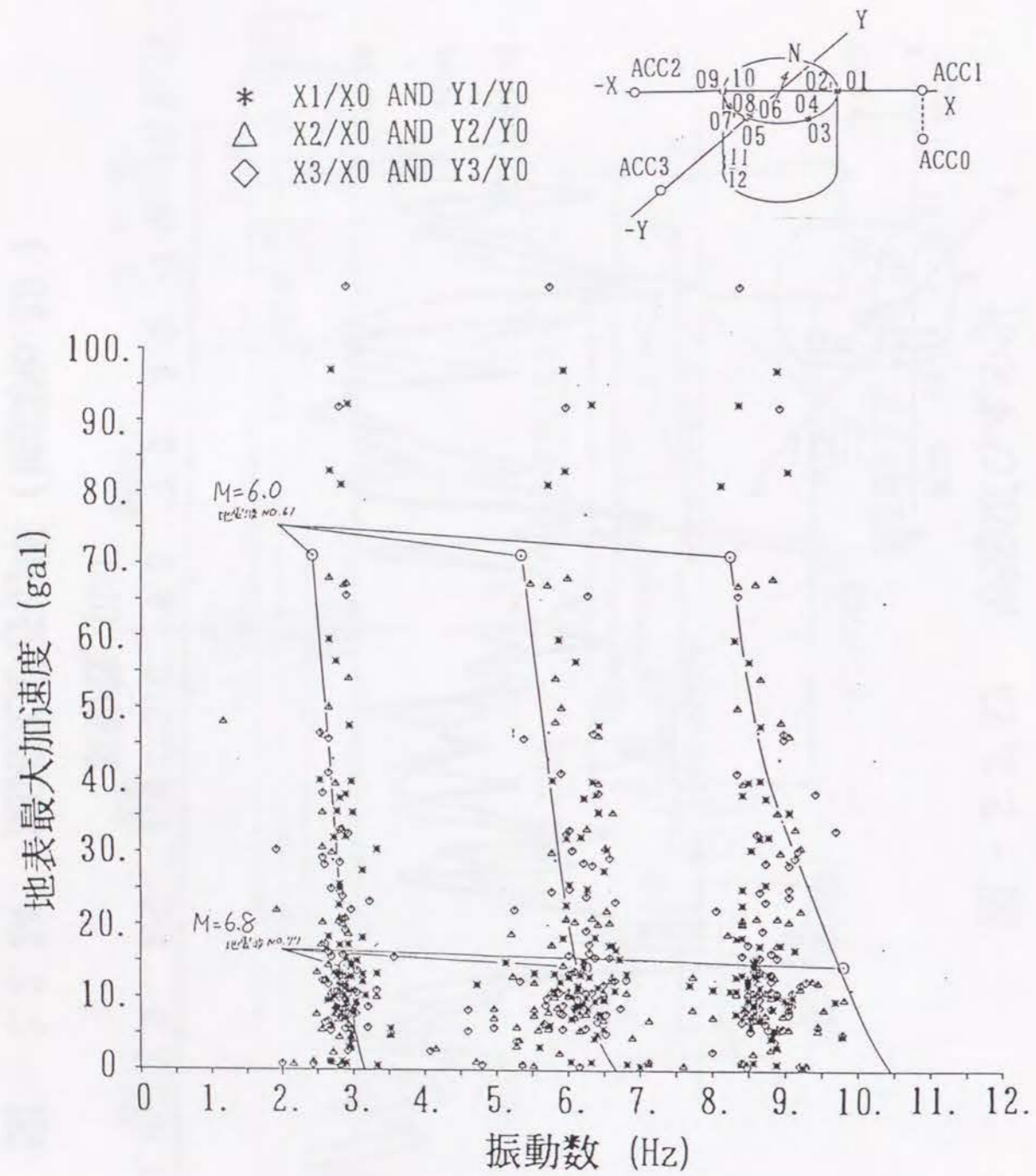


図 - 2.2.25 地表面最大加速度と卓越振動数との関係

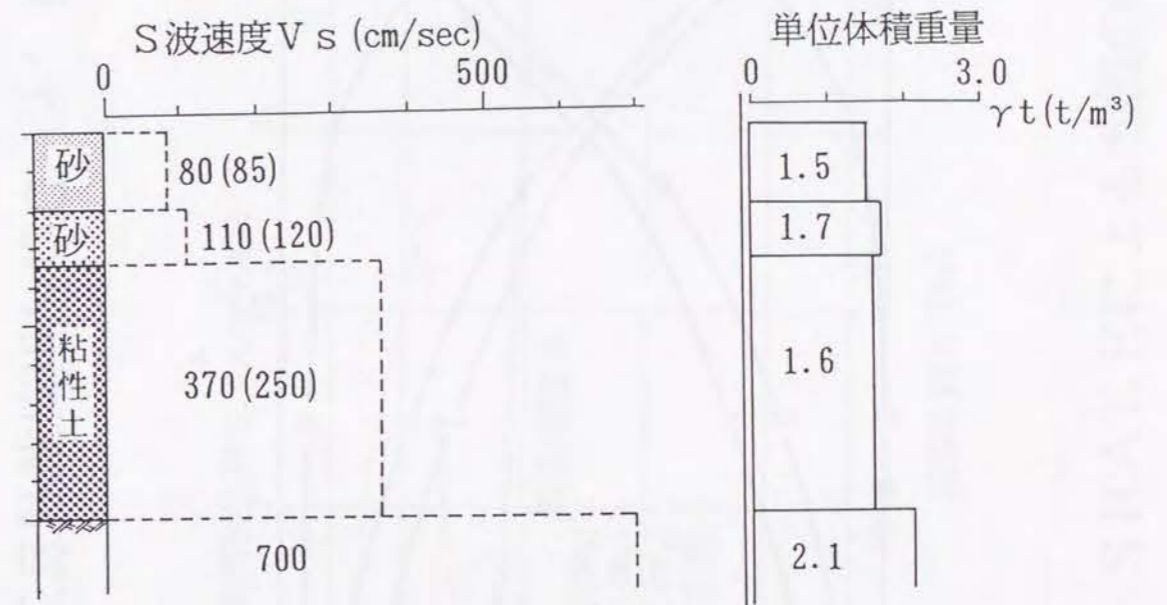


図 - 2.2.26 応答計算に用いた地盤定数

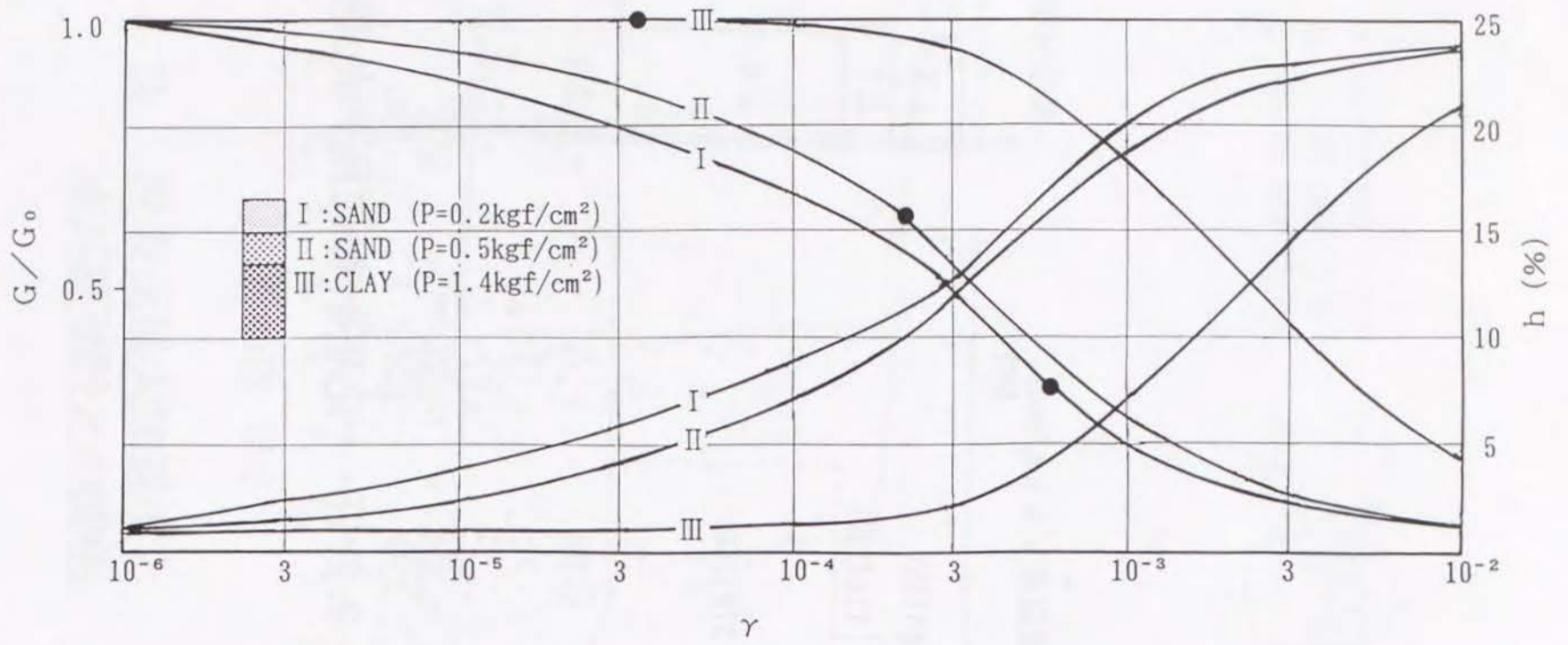


図 - 2.2.27 応答計算に用いた $G-\gamma$ 、 $h-\gamma$ 関係

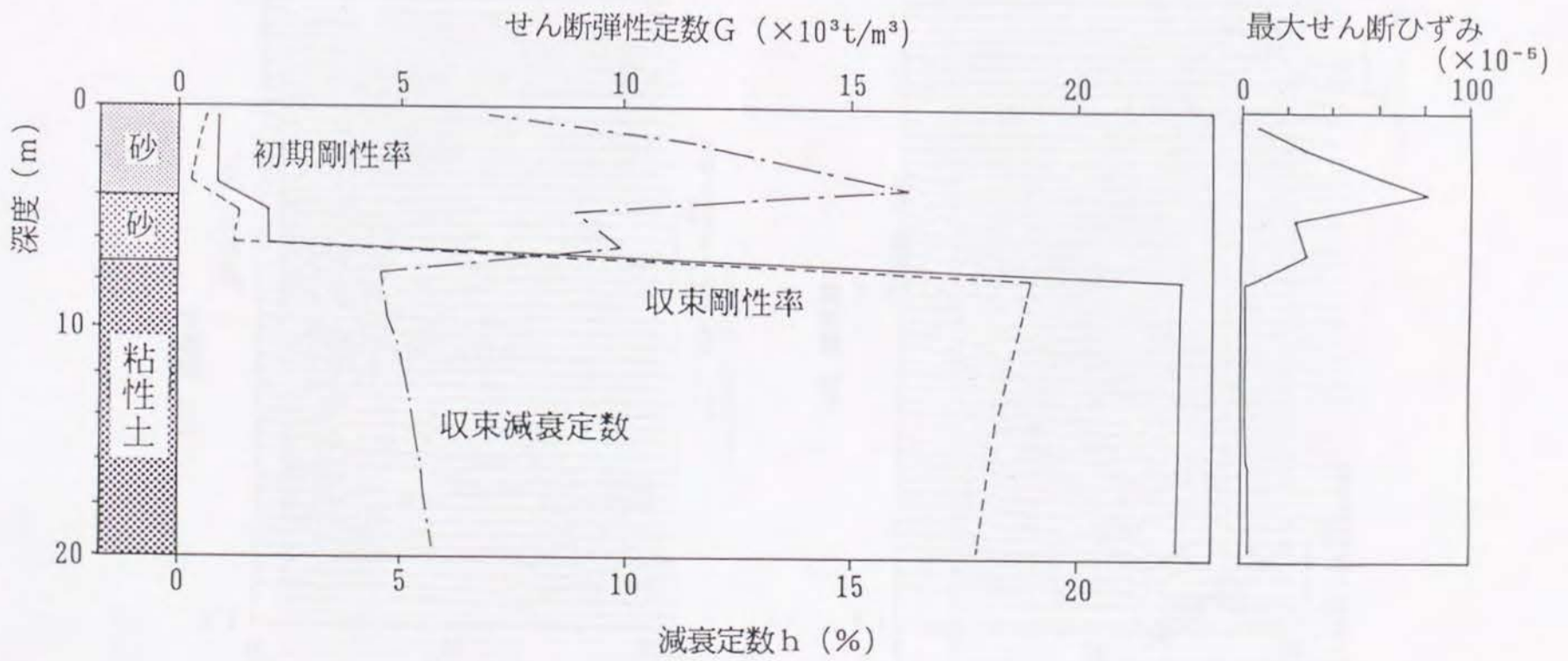
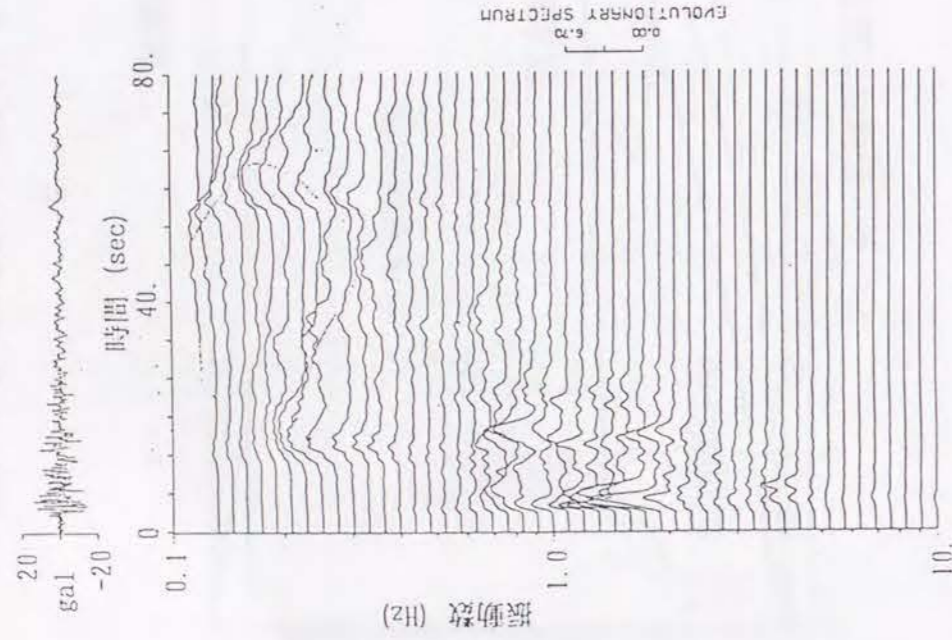


図 - 2.2.28 SHAKEによる地盤の応答計算結果

No. 16 震央方向



No. 16 震央直交方向

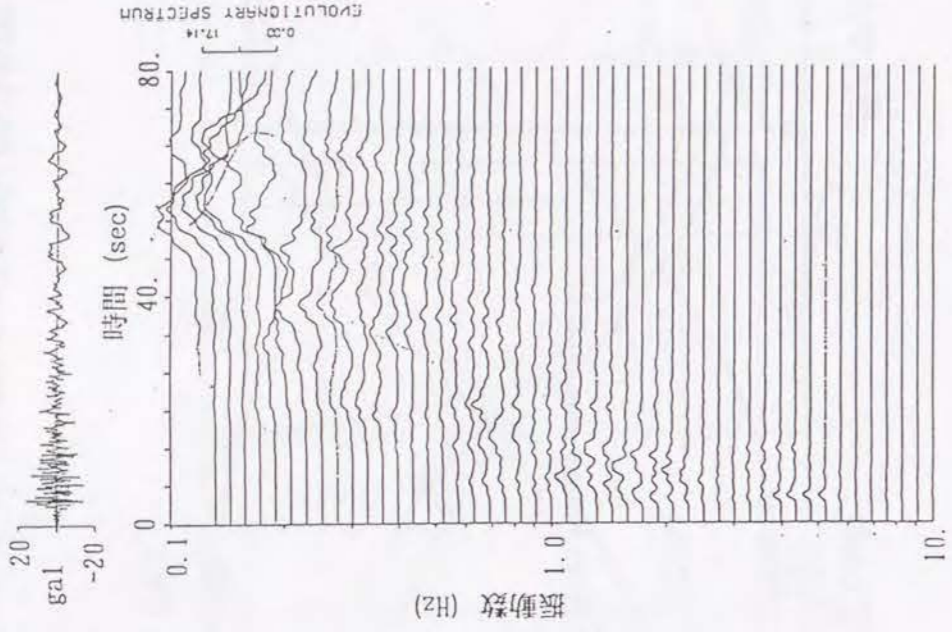
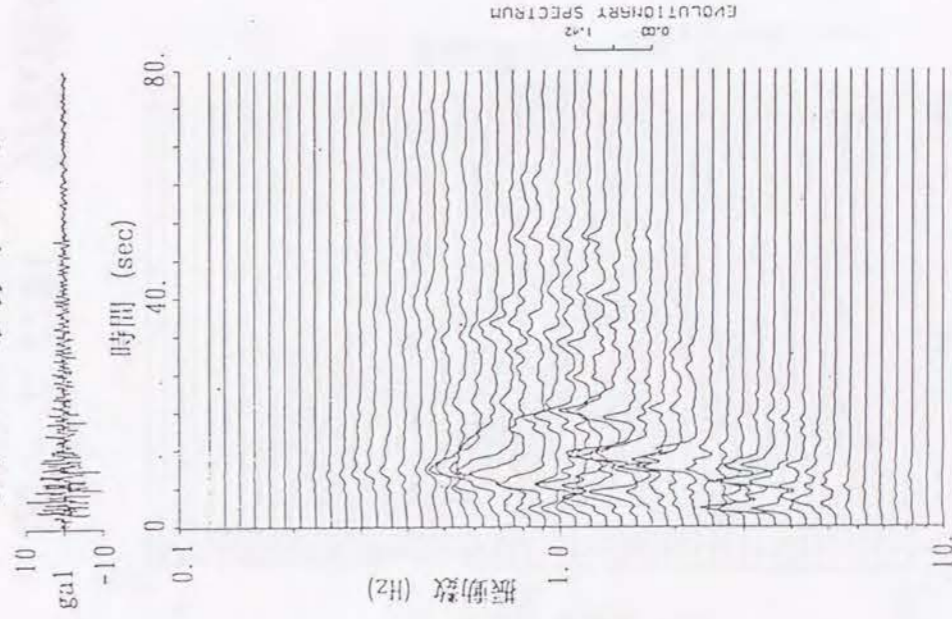


図 - 2.2.29 分散性の解析 (No. 16, 伊豆半島東方沖) $M=6.7, \Delta=73\text{km}$

No. 44 震央方向



No. 44 震央直交方向

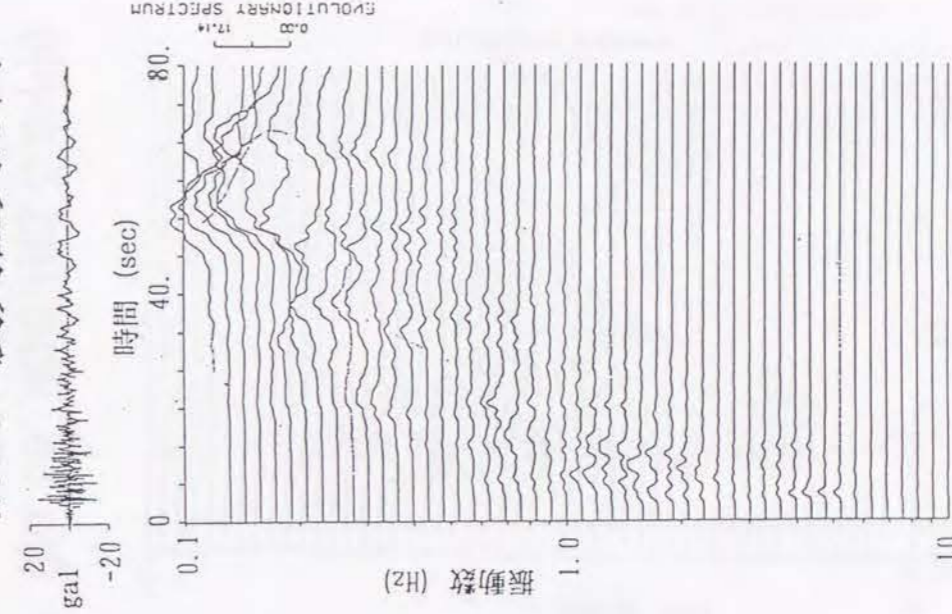


図 - 2.2.30 分散性の解析 (No. 44, 茨城県南部) $M=6.0, \Delta=68\text{km}$

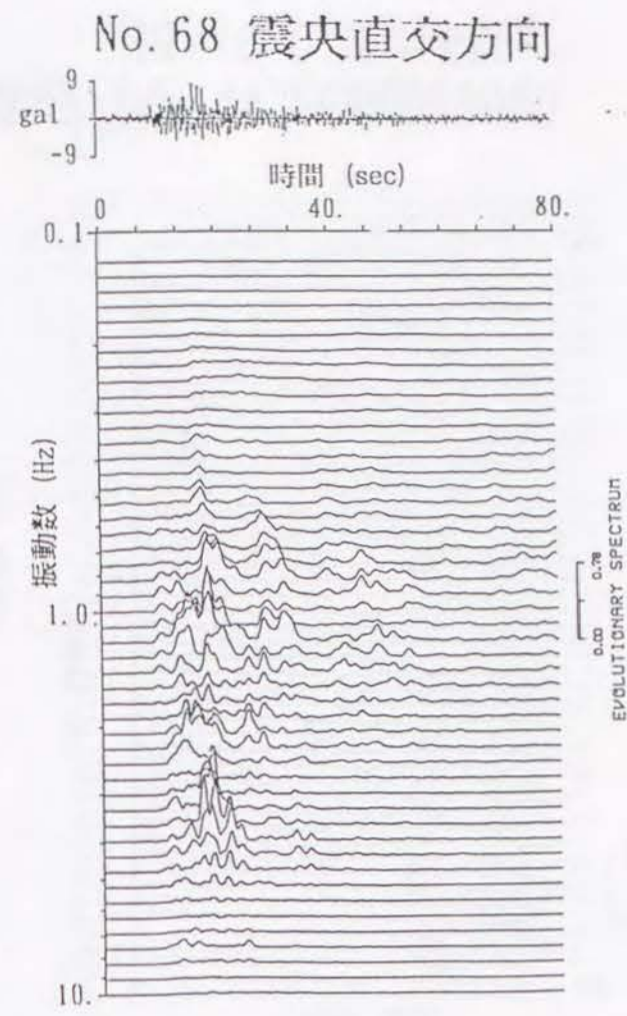
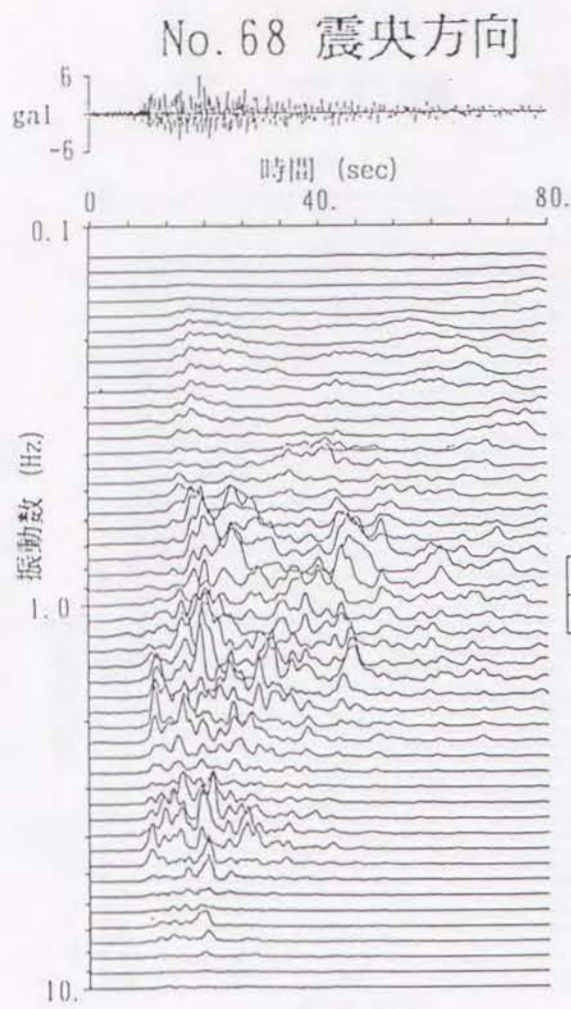


図 - 2.2.31 分散性の解析 (No. 68, 東海道はるか沖)
 $M=7.4, \Delta=347\text{km}$

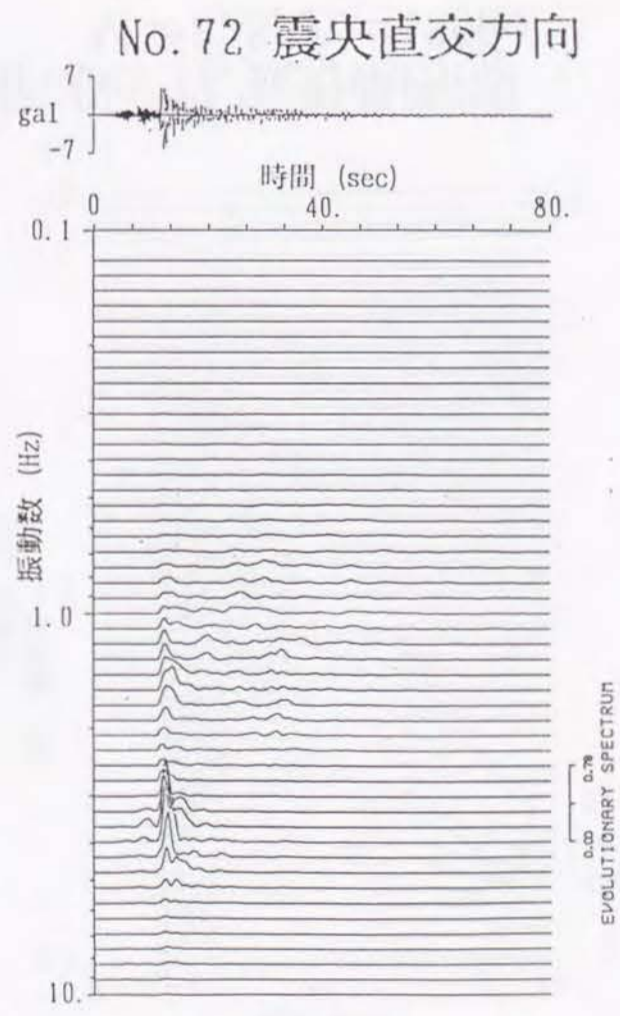
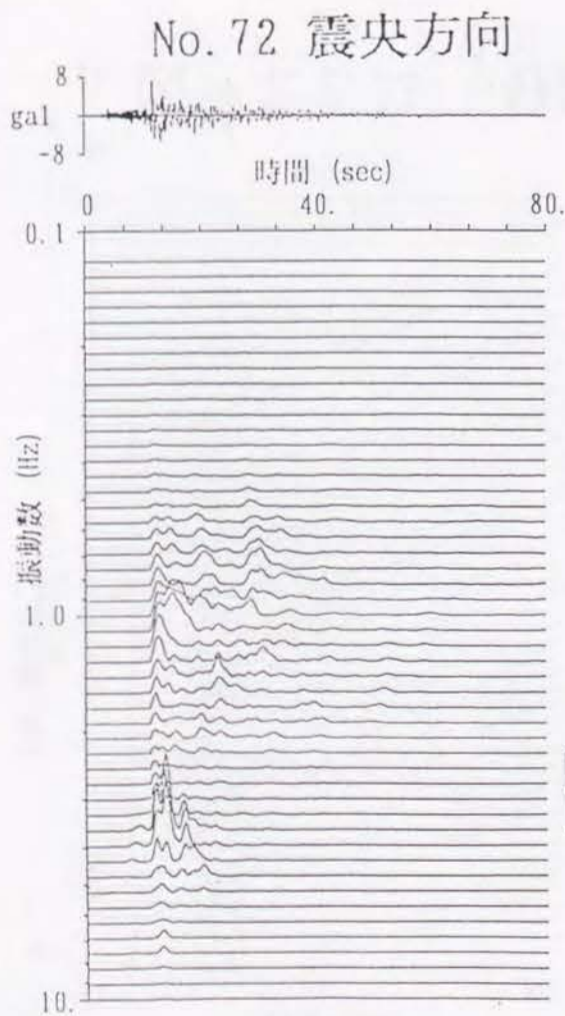


図 - 2.2.32 分散性の解析 (No. 72, 神奈川県境)
 $M=5.4, \Delta=55\text{km}$

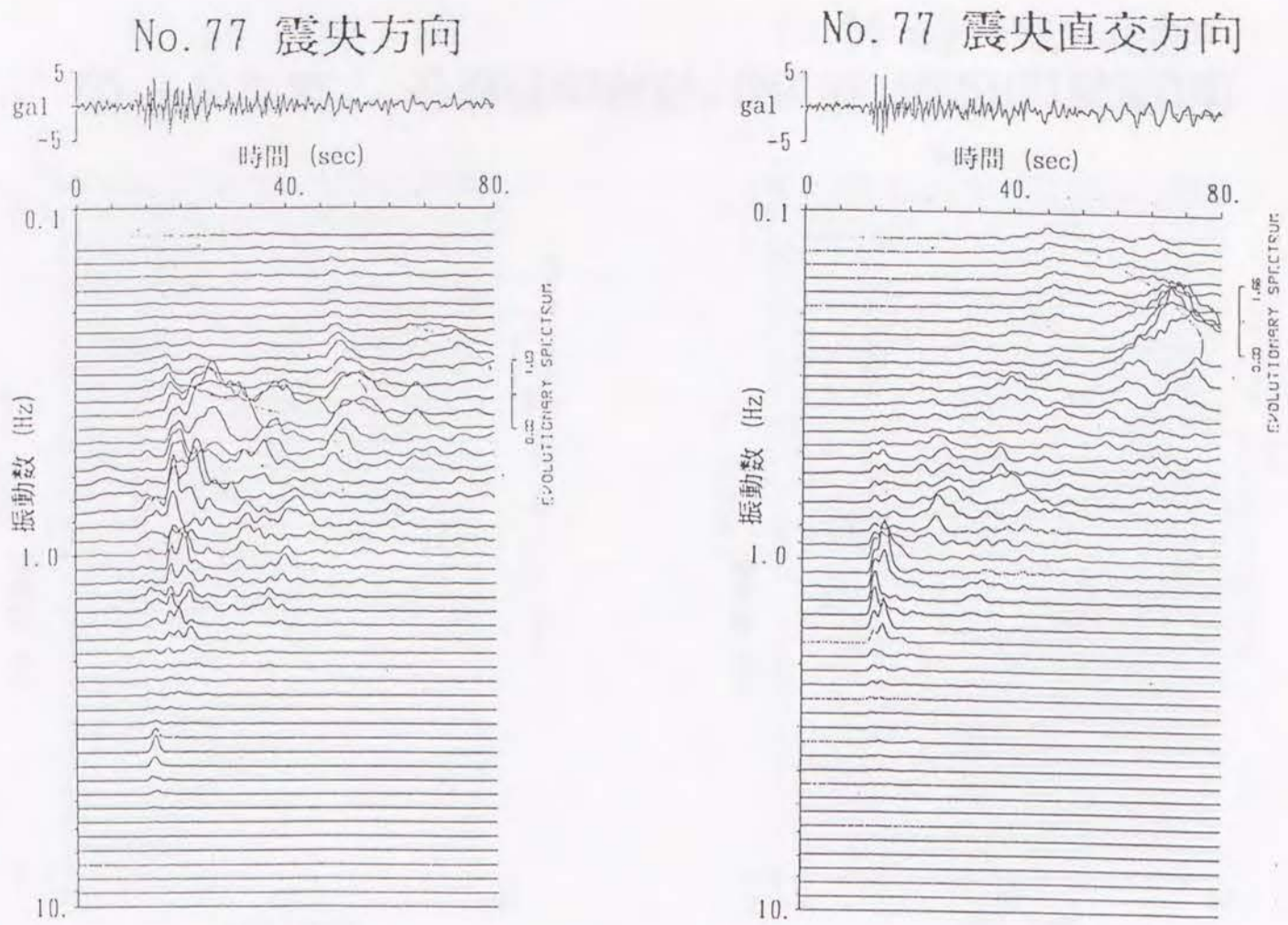


図 - 2.2.33 分散性の解析 (No. 77, 長野県西部)
M=6.8, Δ=196km

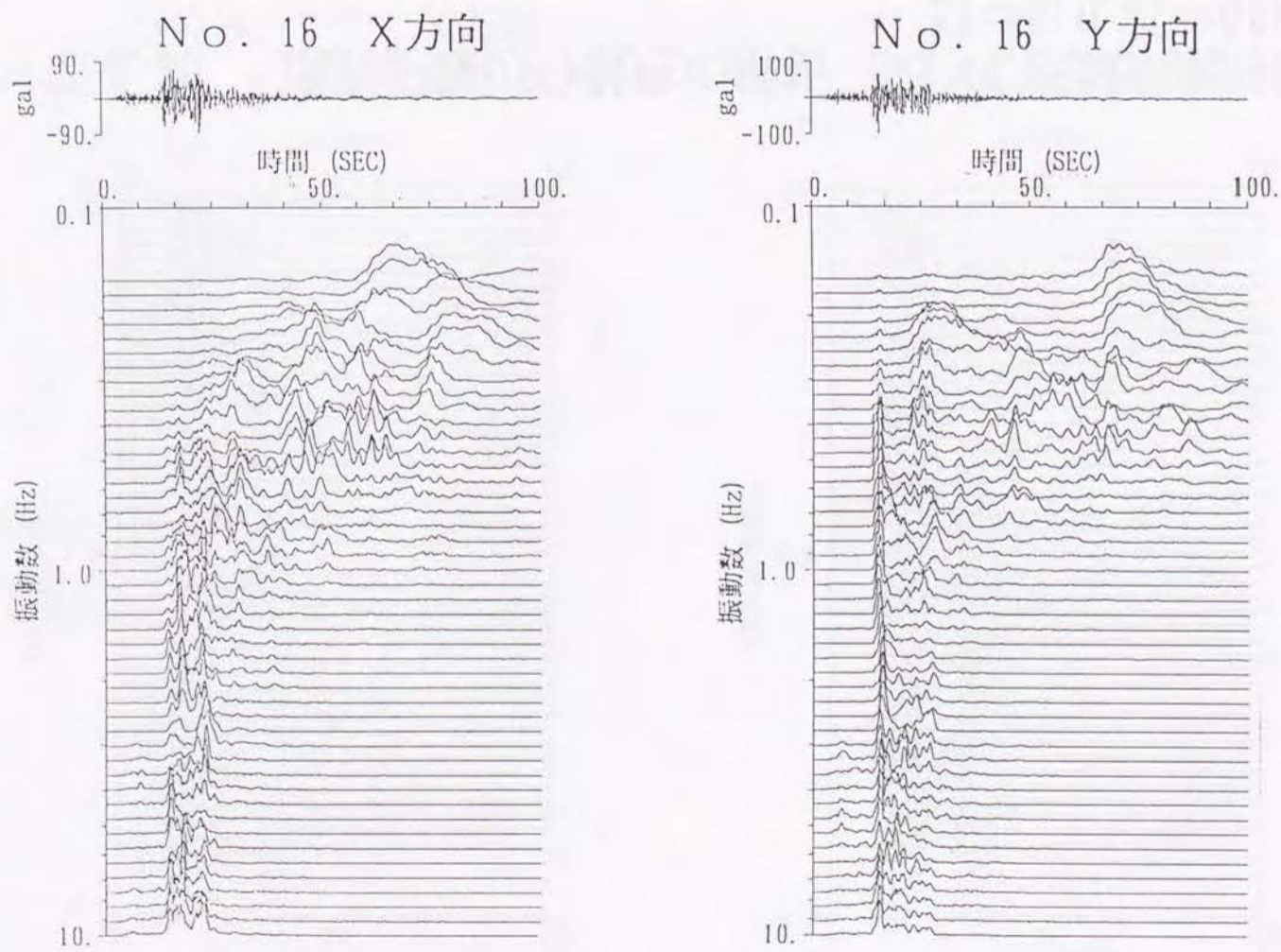


図 - 2.2.34 地表記録の分散性の解析 (No. 16, 伊豆半島東方沖)
M=6.7, Δ=73km

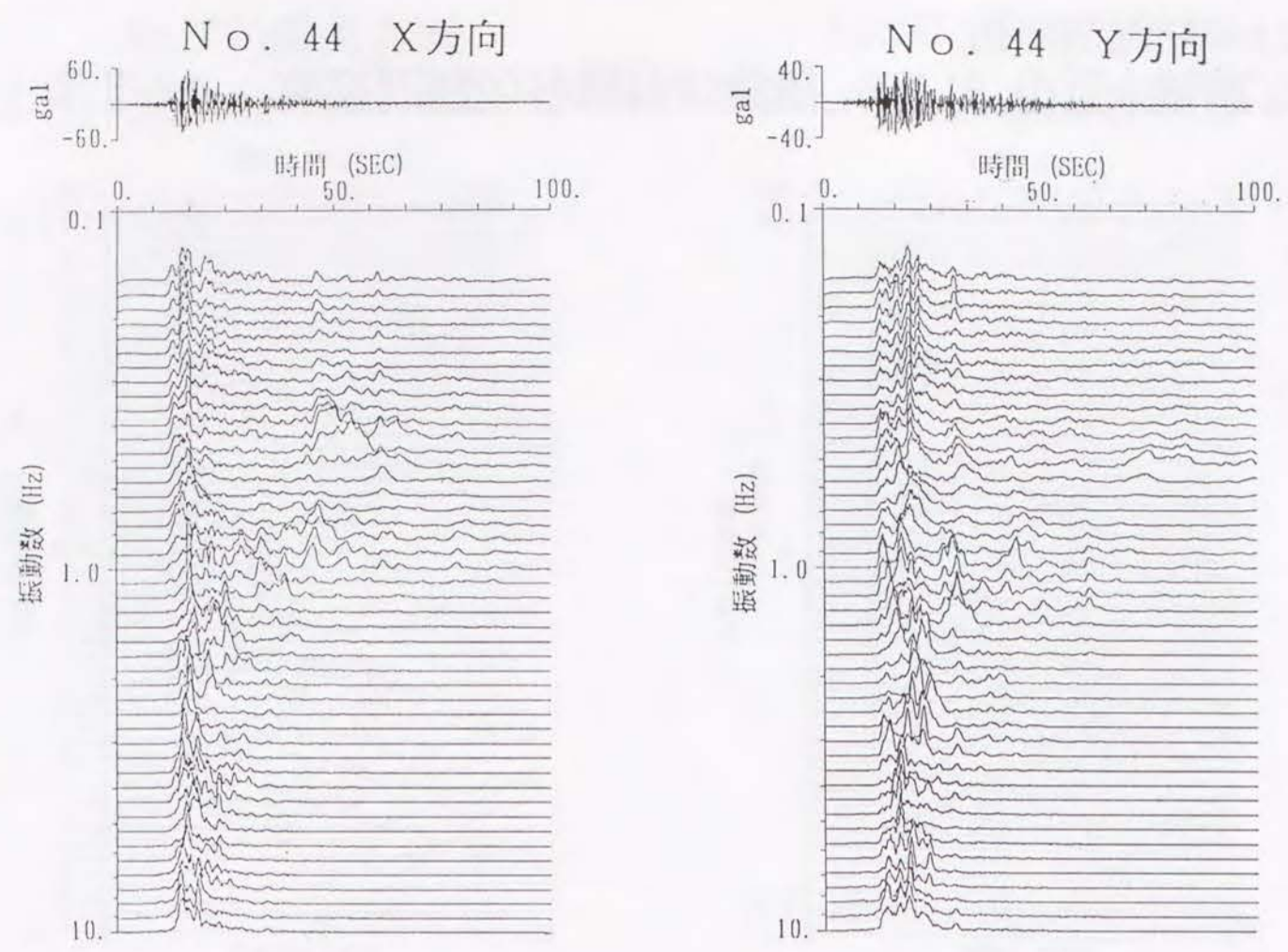


図 - 2.2.35 地表記録の分散性の解析 (No. 44, 茨城県南西部)
M=6.0, Δ=68km

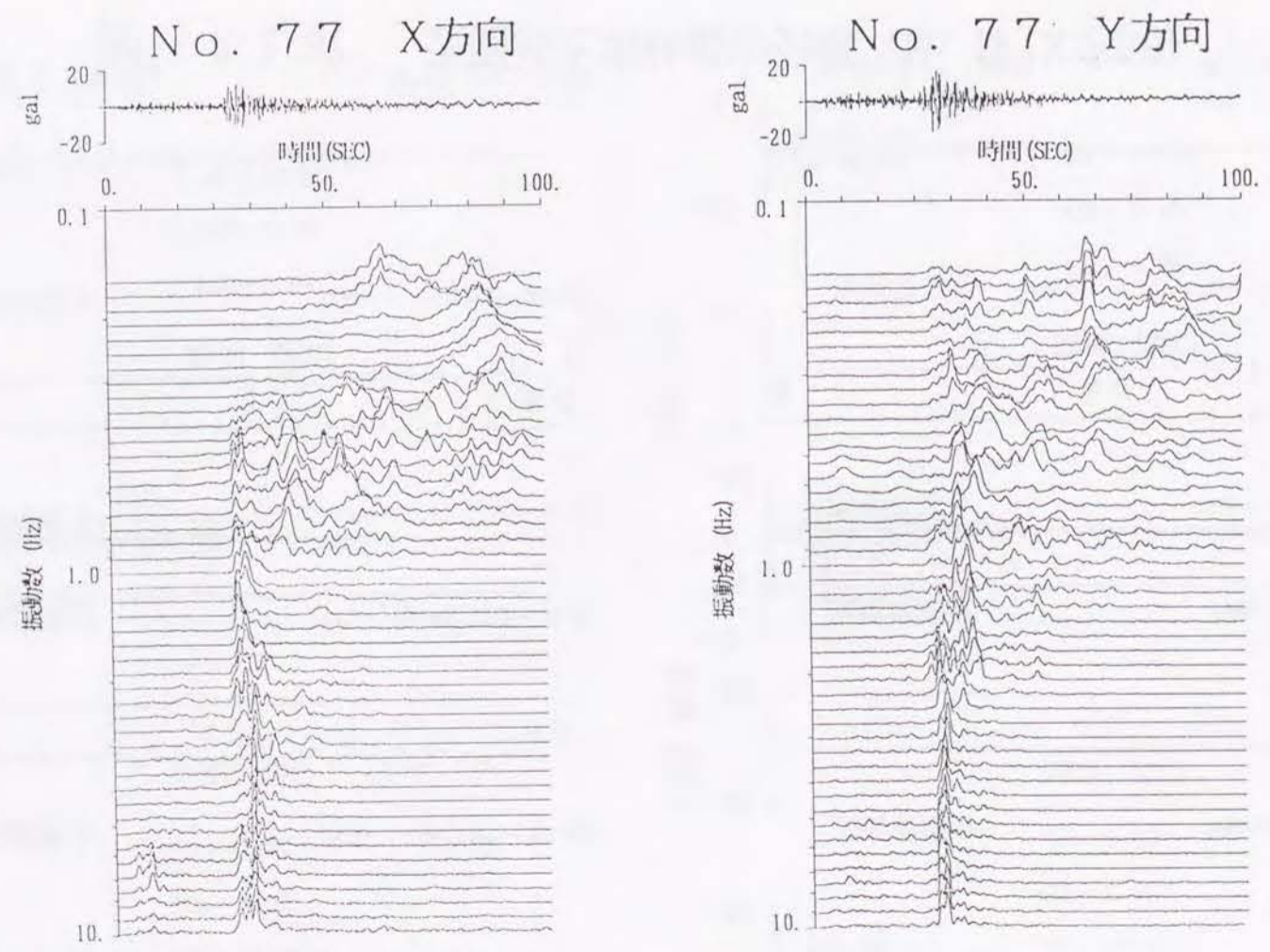


図 - 2.2.36 地表記録の分散性の解析 (No. 77, 長野県西部)
M=6.8, Δ=196km

図 - 2.2.38 表面波と実体波の分離 (No. 16 Y方向)

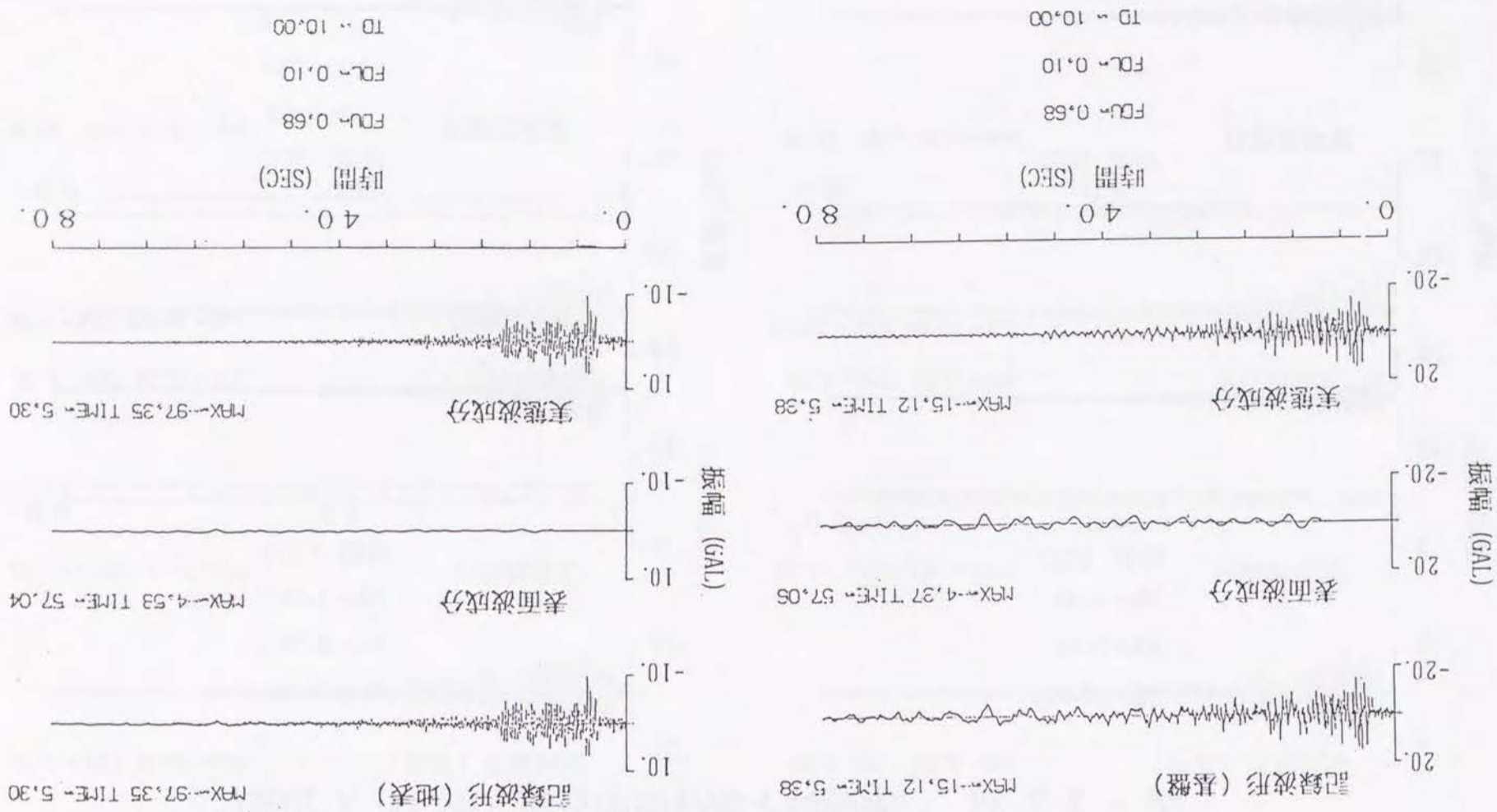
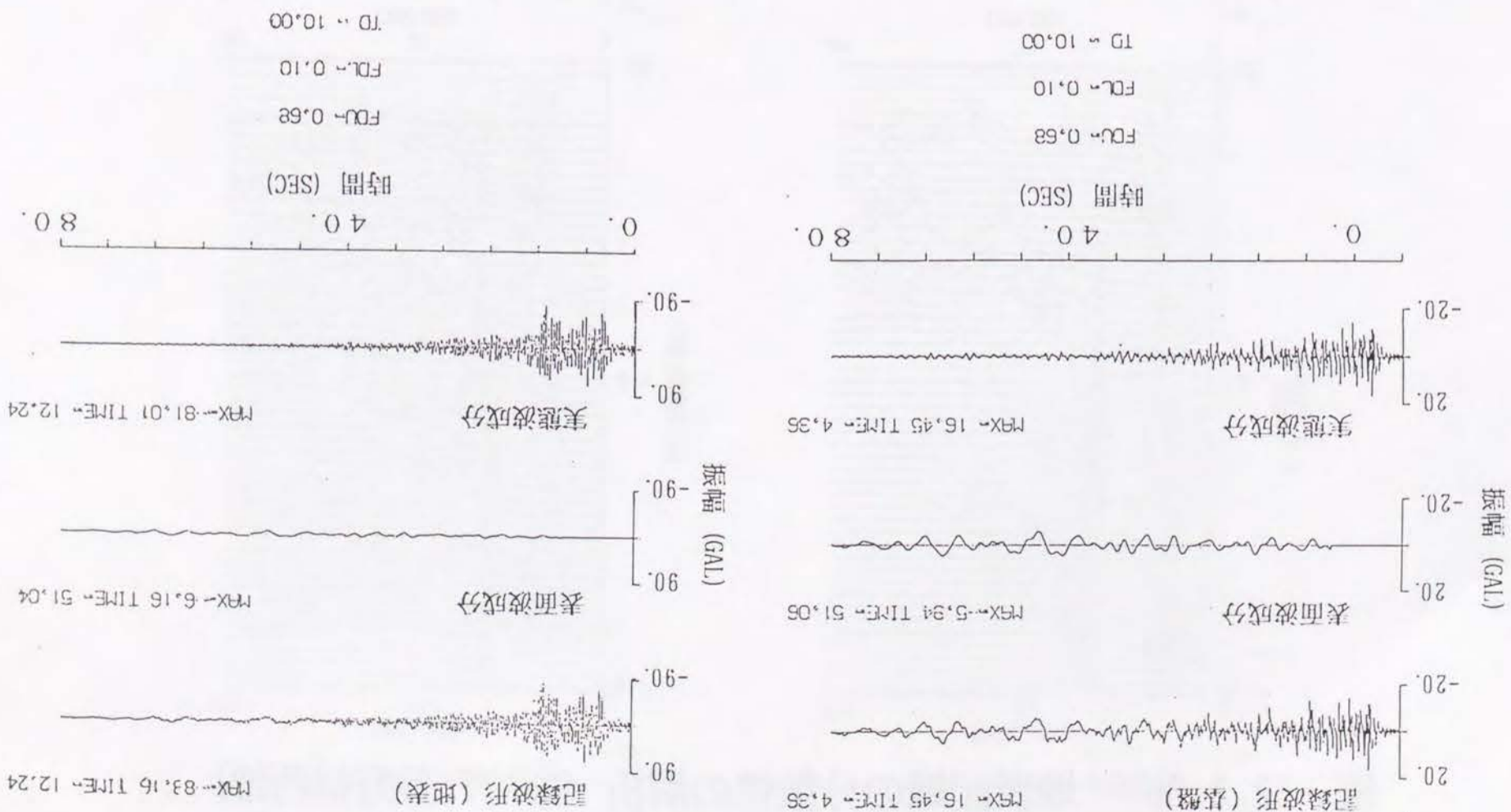


図 - 2.2.37 表面波と実体波の分離 (No. 16 X方向)



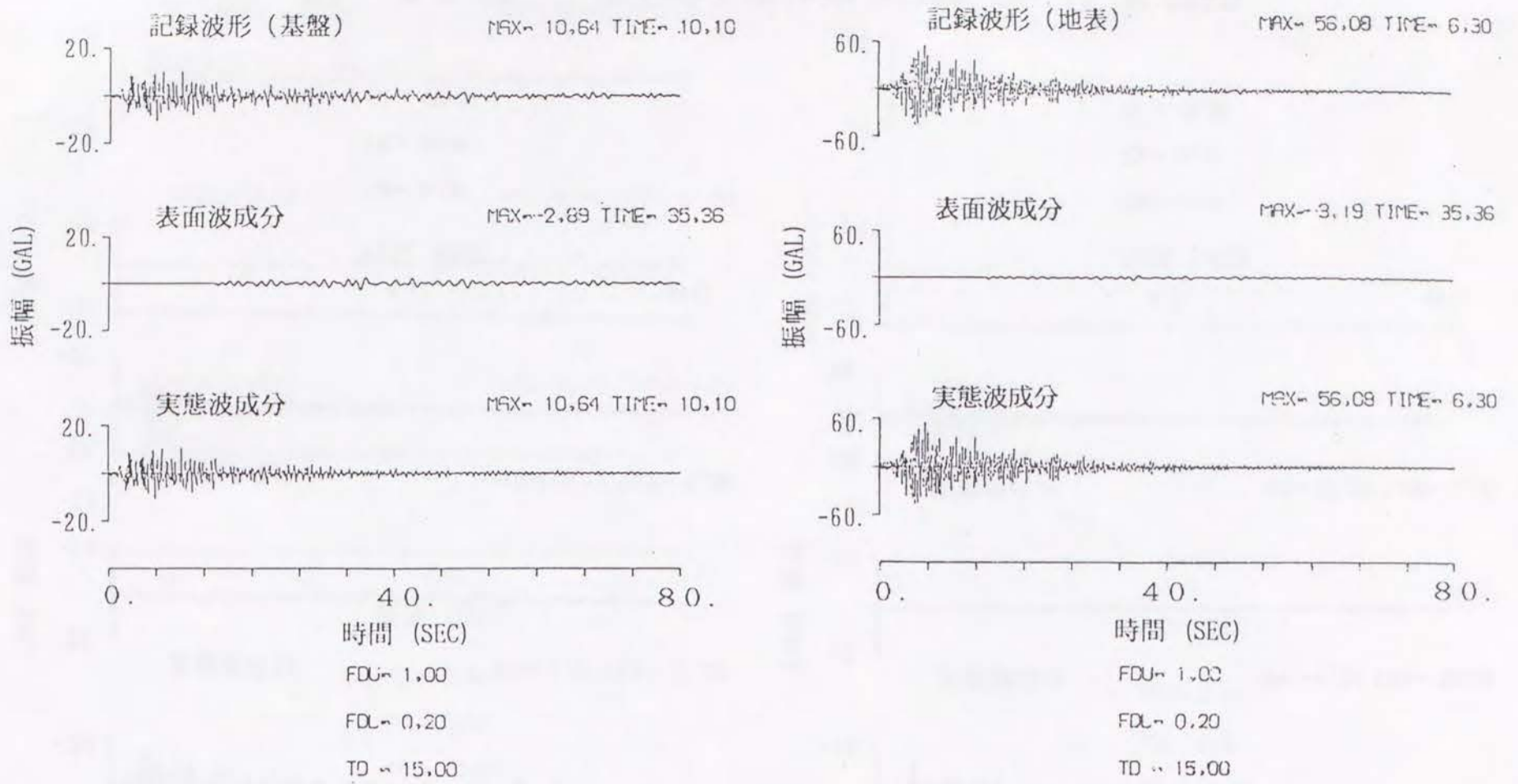


図 - 2.2.39 表面波と実体波の分離 (No.44 X方向)

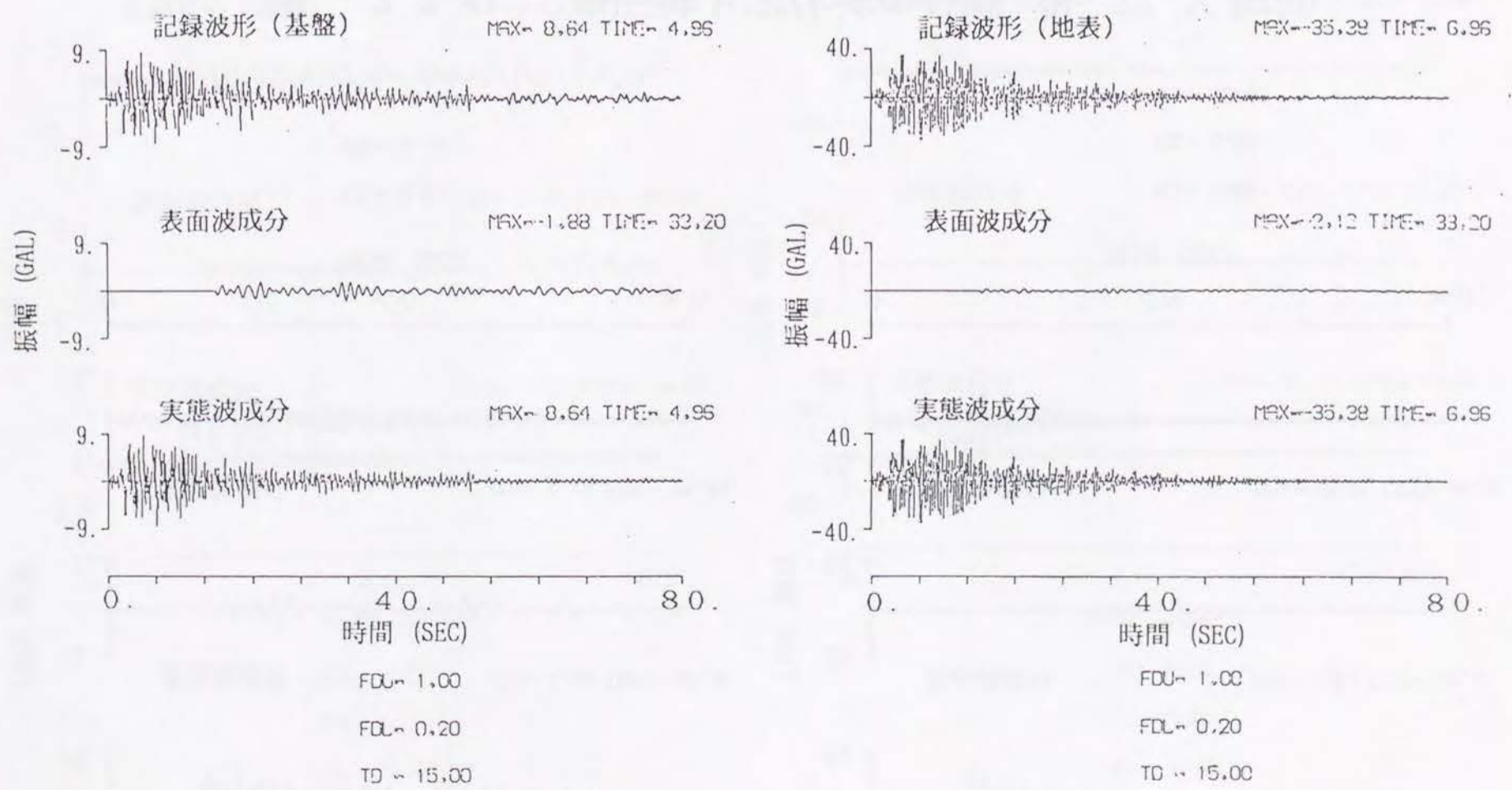


図 - 2.2.40 表面波と実体波の分離 (No.44 Y方向)

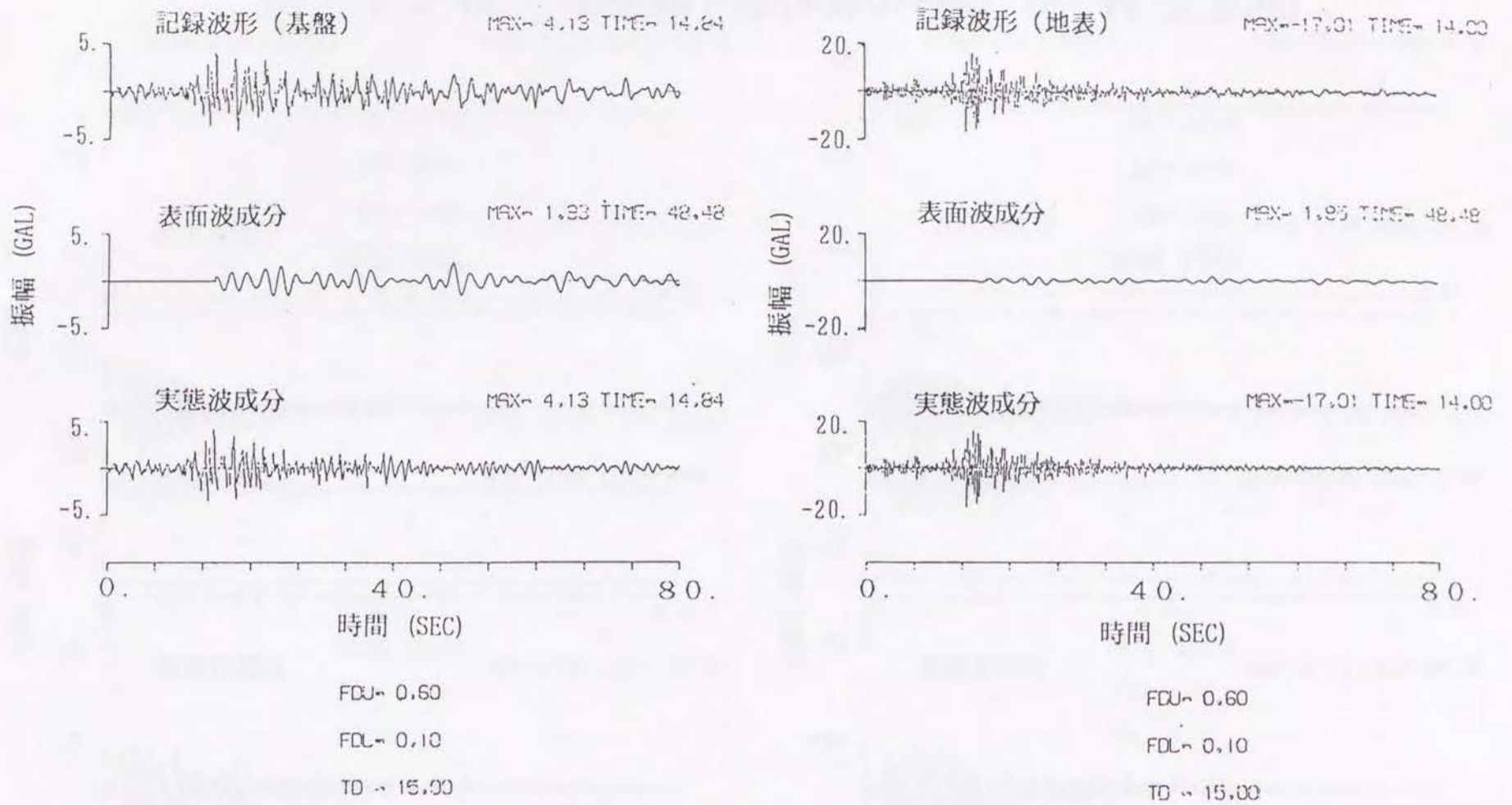


図 - 2.2.41 表面波と実体波の分離 (No.77 Y方向)

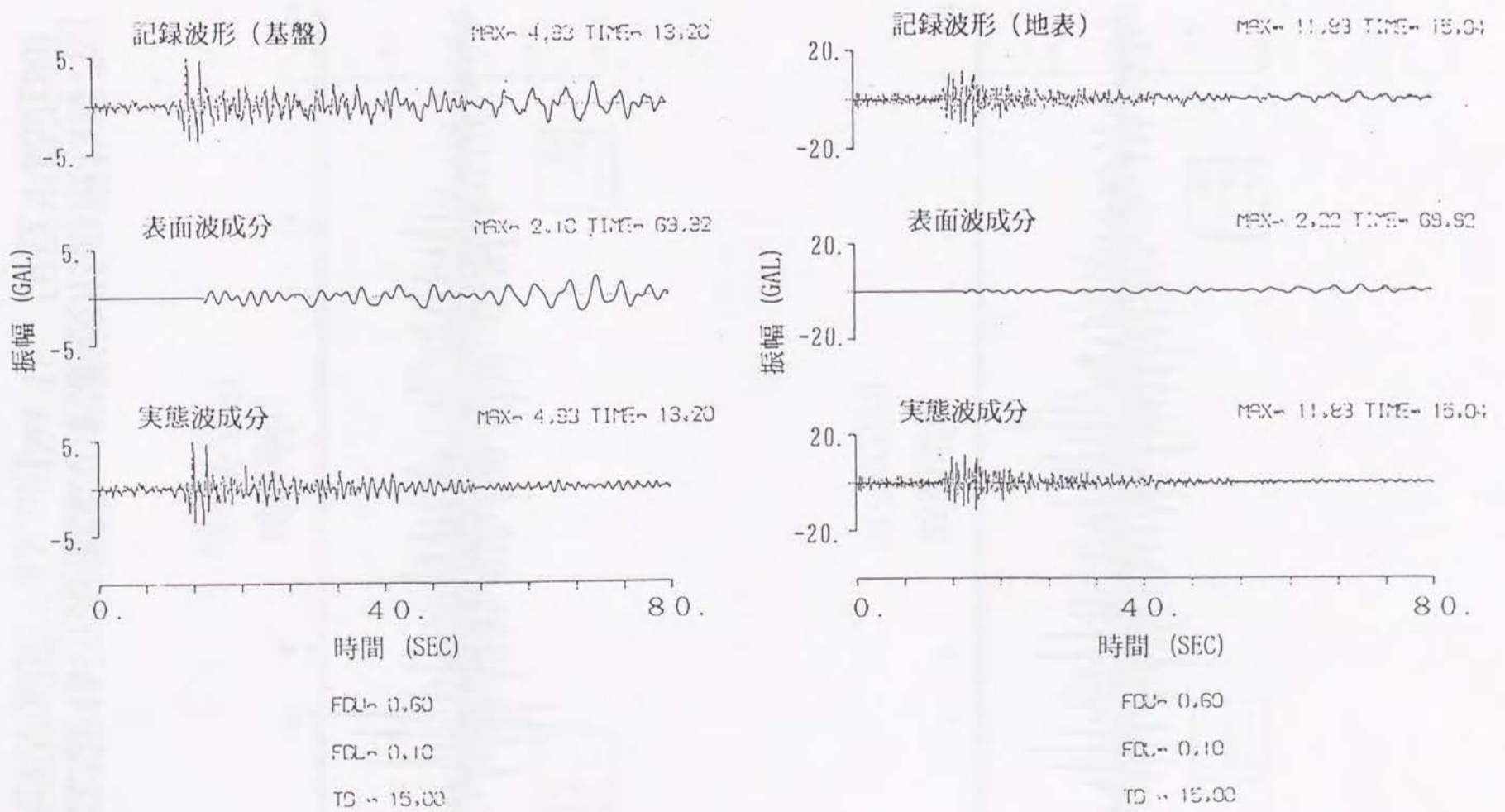


図 - 2.2.42 表面波と実体波の分離 (No.77 Y方向)

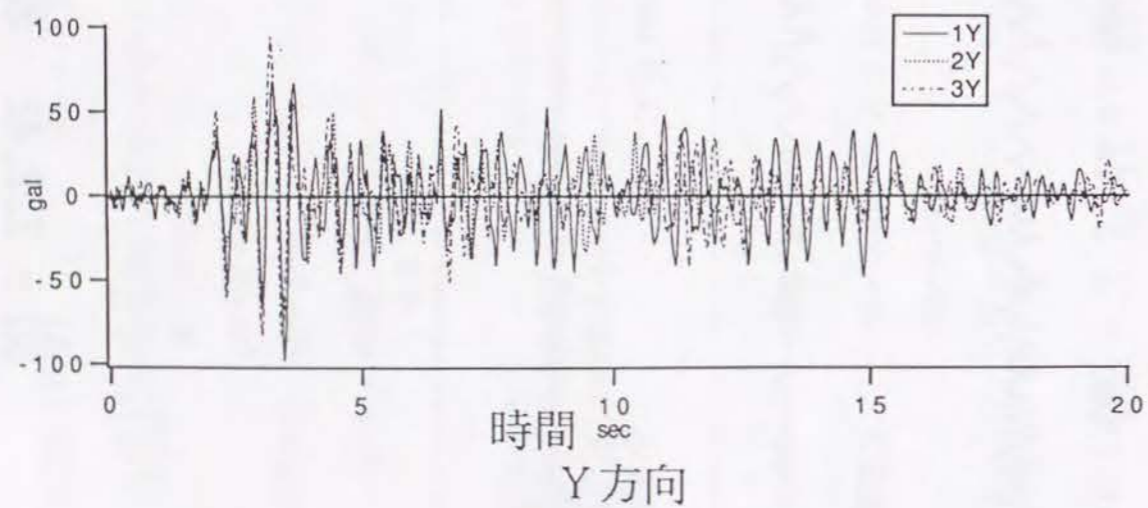
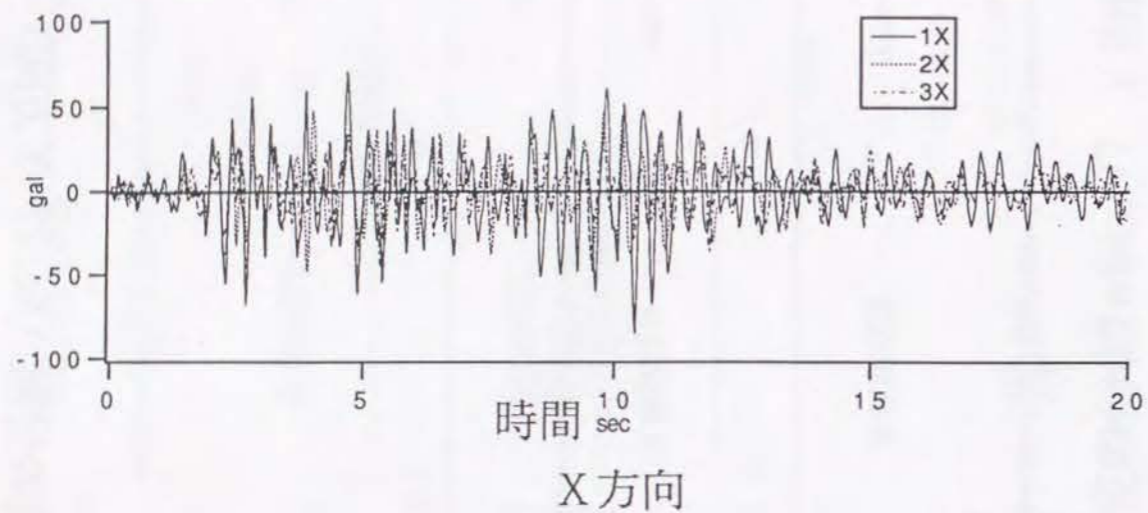


図 - 2.2.43 3測点の観測波形の重ね書き
(No. 16, 伊豆半島近海)

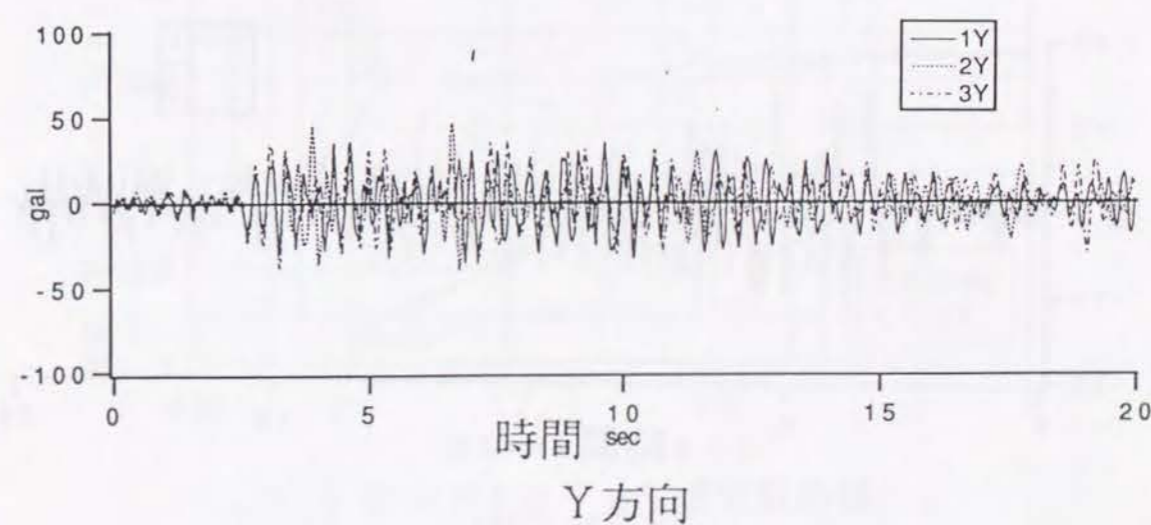
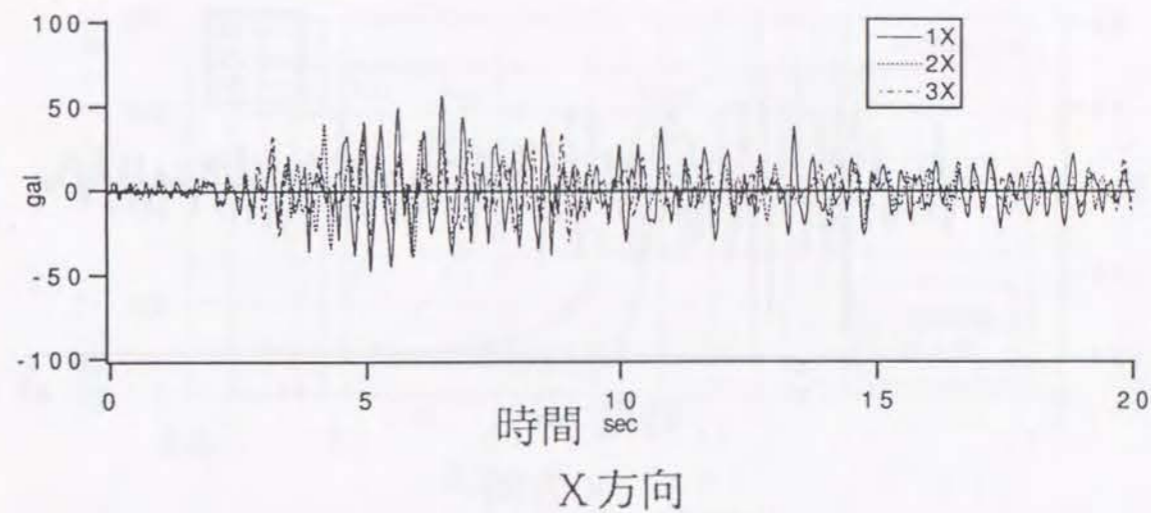


図 - 2.2.44 3測点の観測波形の重ね書き
(No. 44, 茨城県南西部)

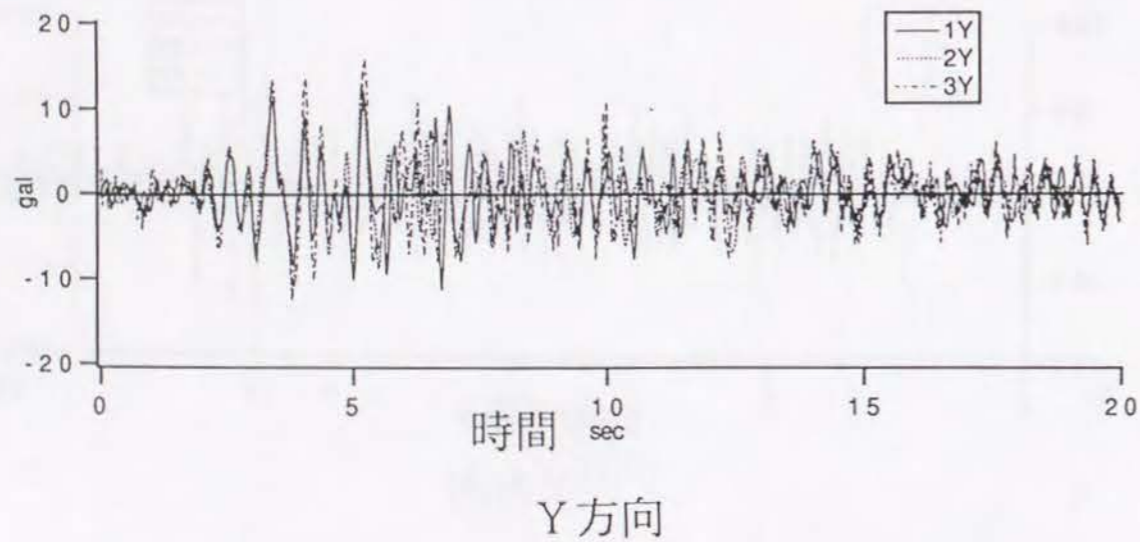
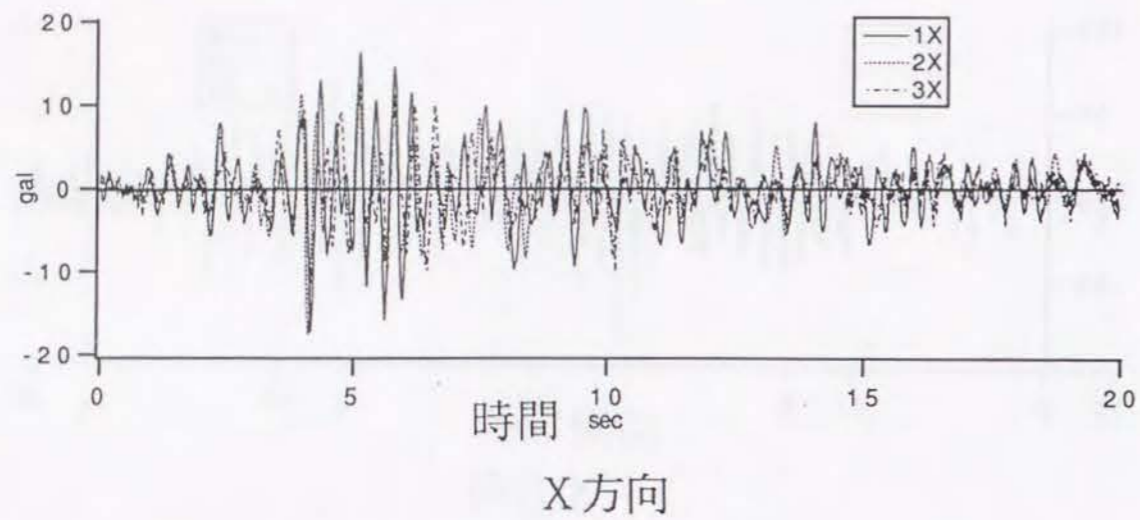


図 - 2.2.45 3測点の観測波形の重ね書き
(No.77, 長野県西部)

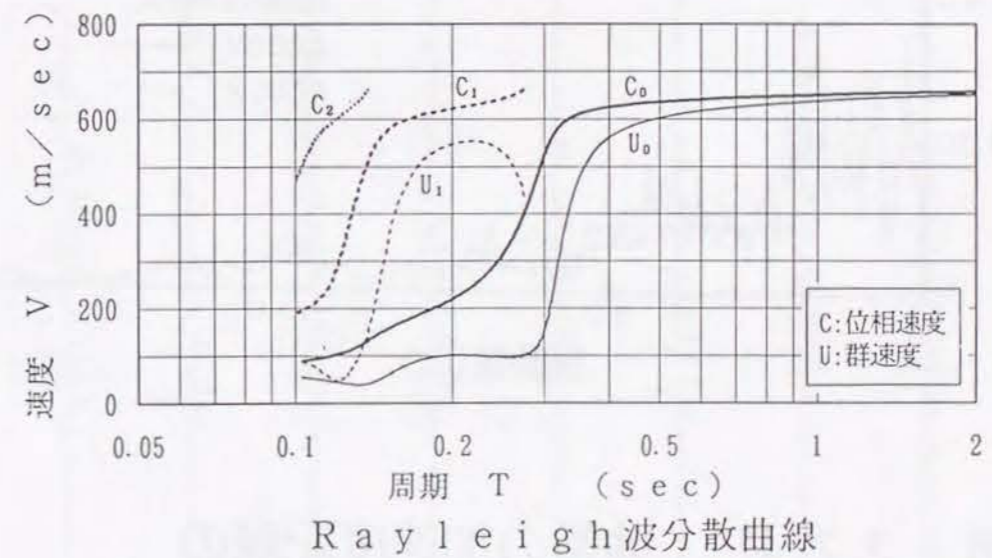
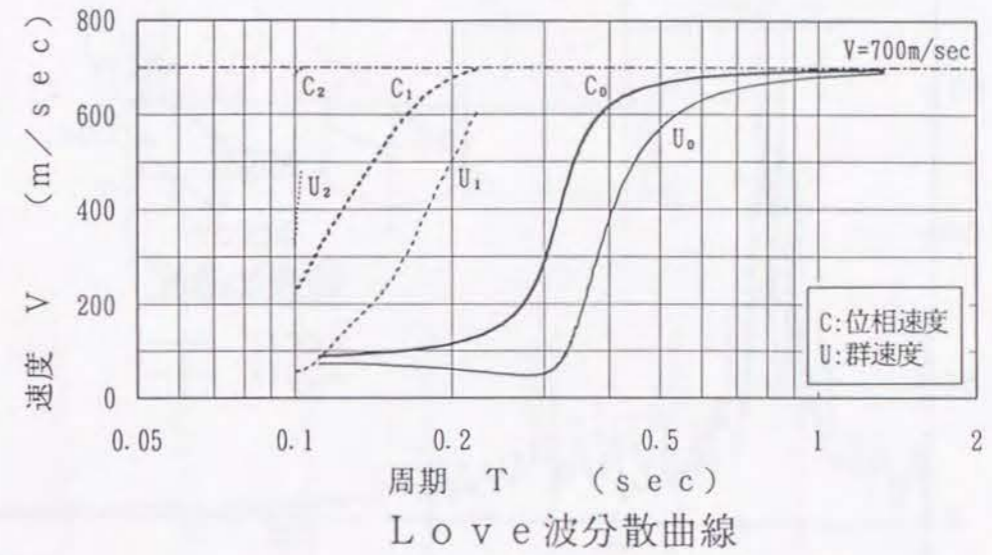


図 - 2.2.46 表面波の位相速度の分散曲線

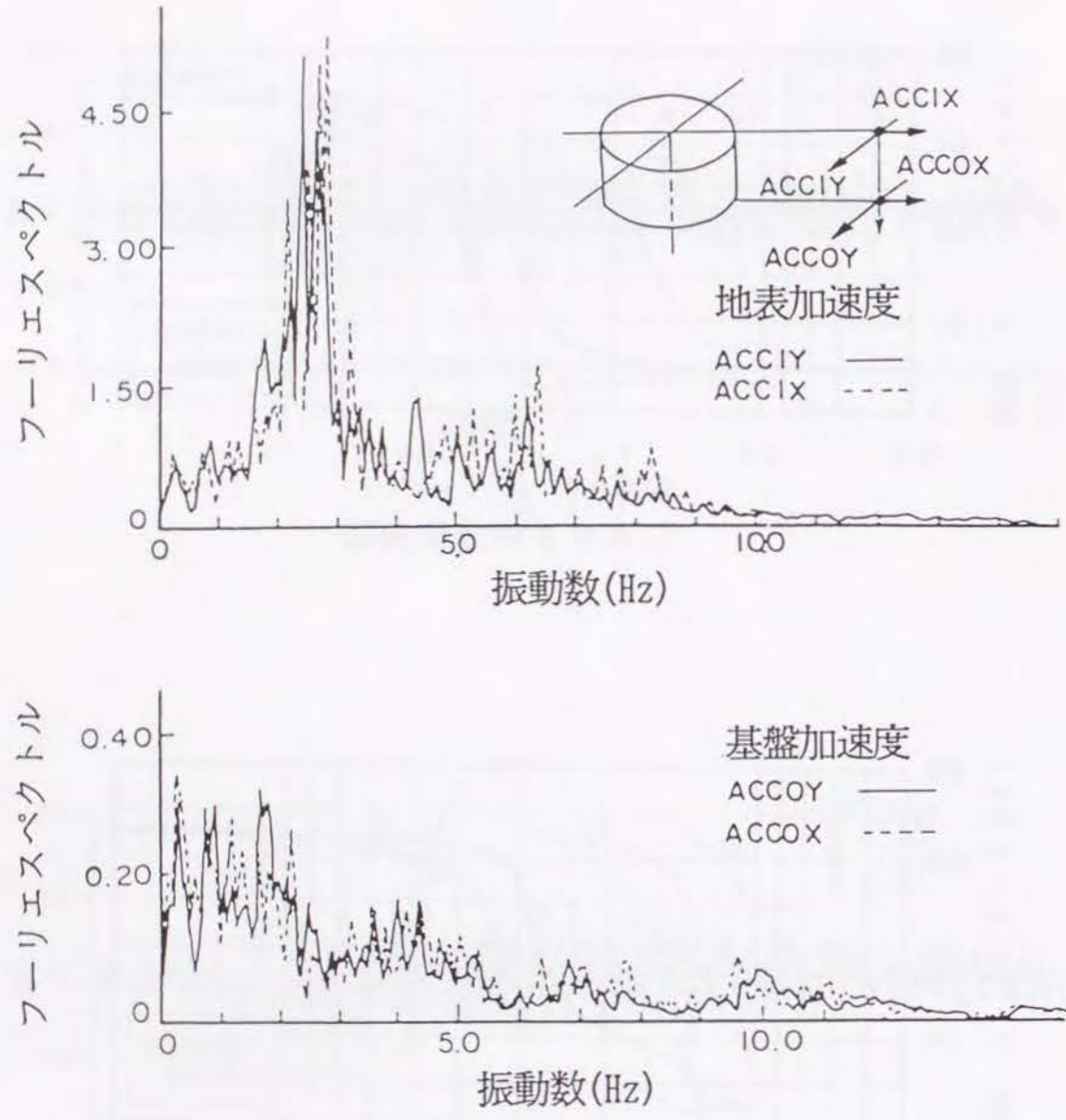


図 - 2.2.47 地盤の加速度記録の
フーリエスペクトル
(No. 16, 伊豆半島東方沖地震
1980年 6月29日)

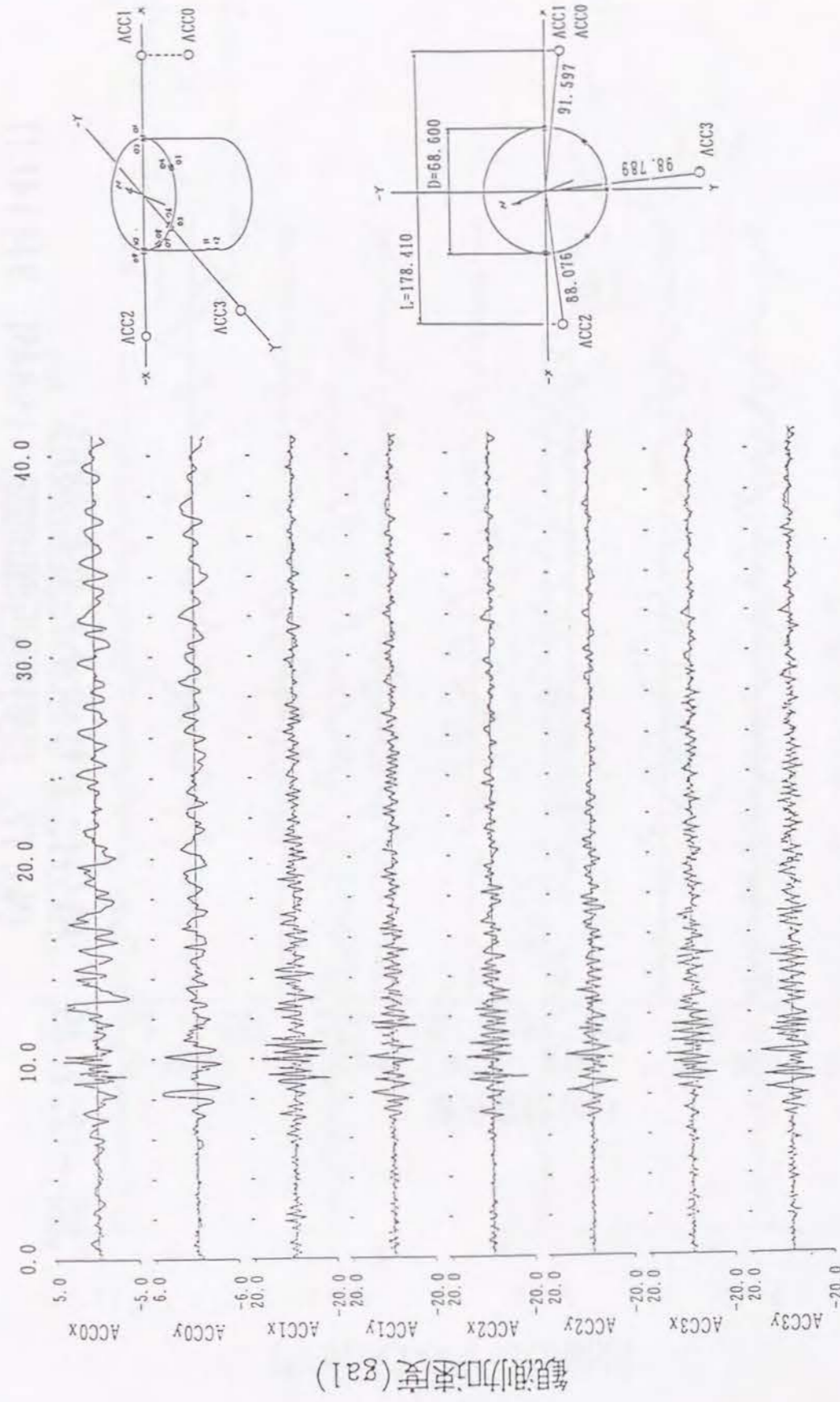


図 - 2.2.48 観測された加速度波形
(No. 77, 長野県西部地震, 1984年 9月14日)

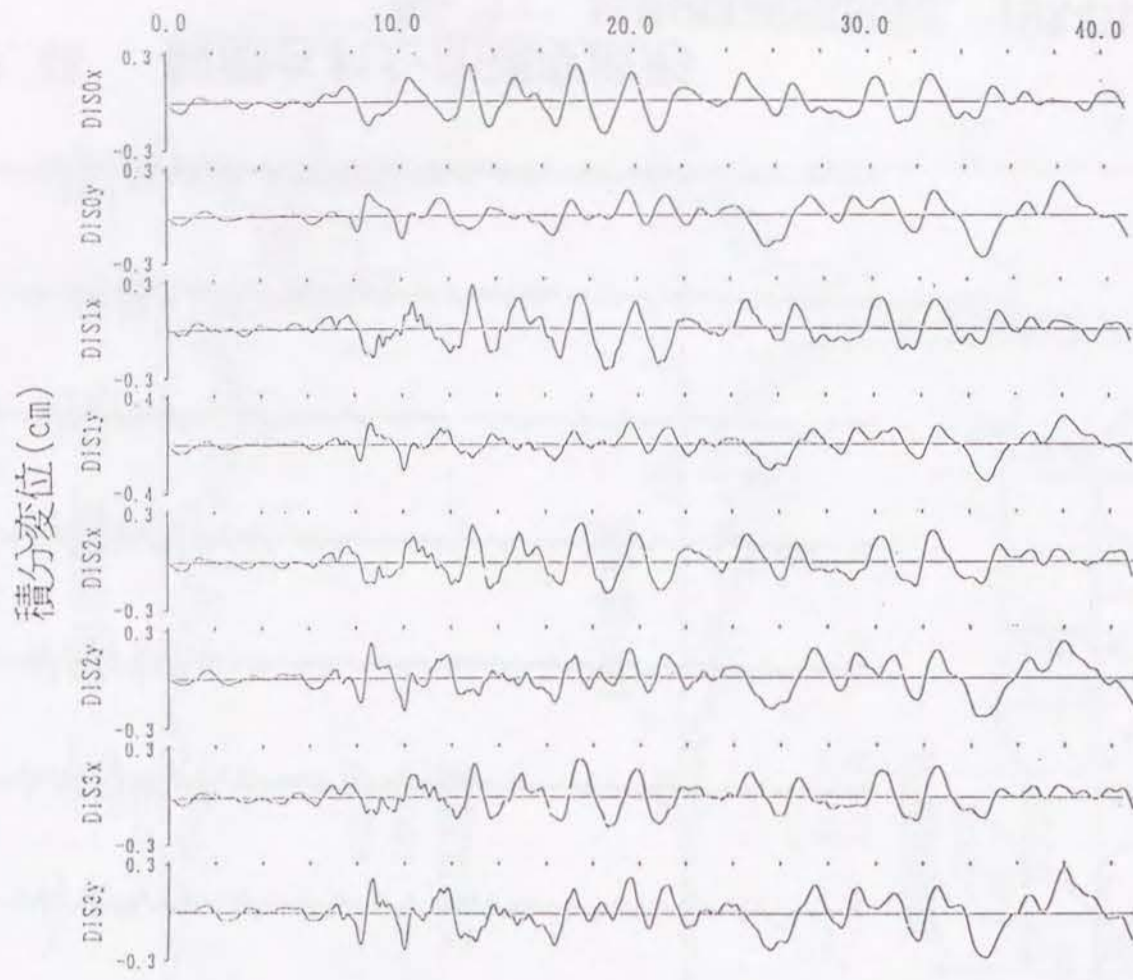


図 - 2.2.49 積分により求めた変位波形
(No. 77, 長野県西部地震, 1984年 9月14日)

地盤のひずみ ($\times 10^{-6}$)

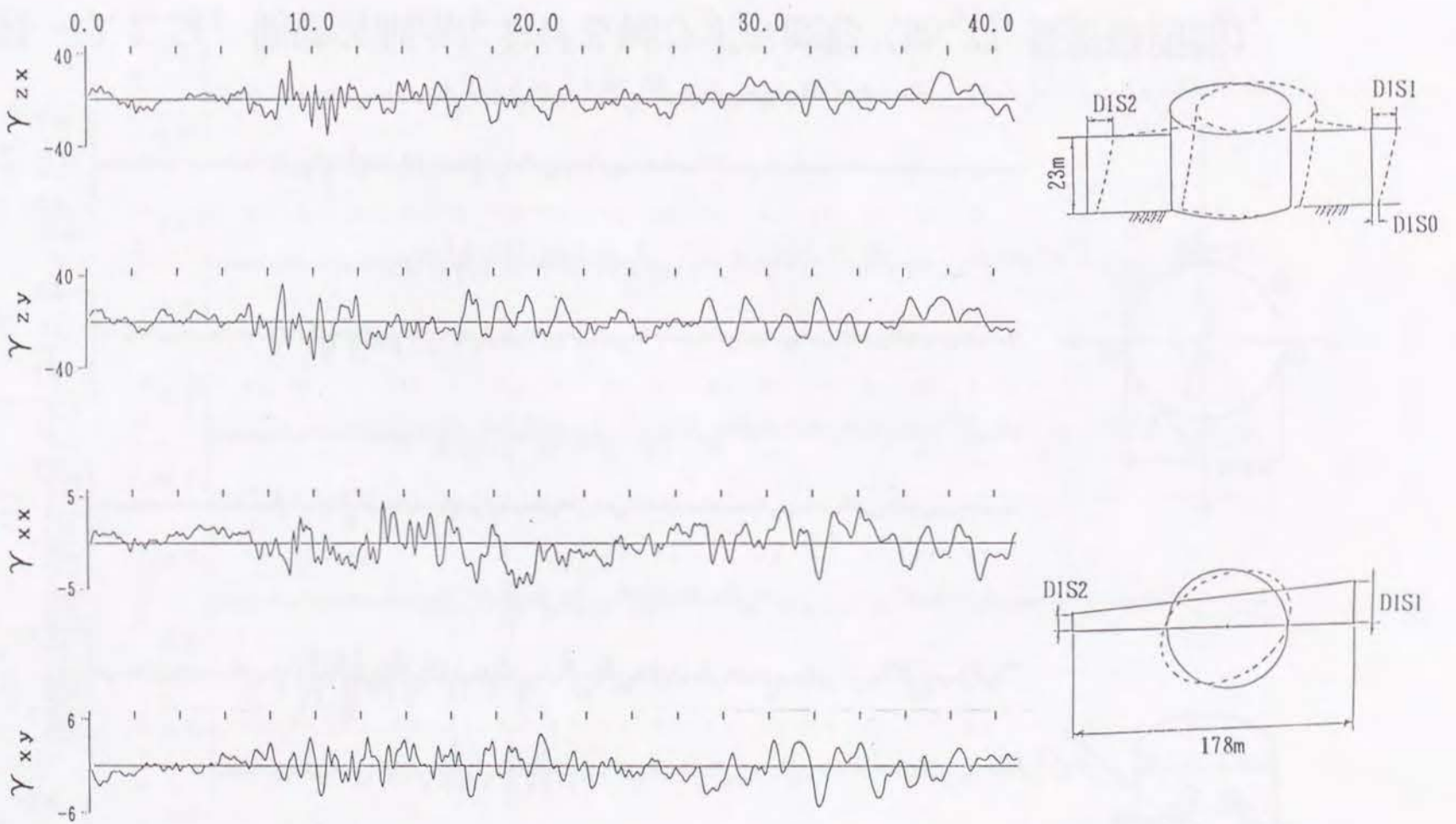


図 - 2.2.50 変位波形の差より求めたひずみ波形
(No. 77, 長野県西部地震, 1984年 9月14日)

側壁円周方向軸ひずみ ($\times 10^{-6}$)

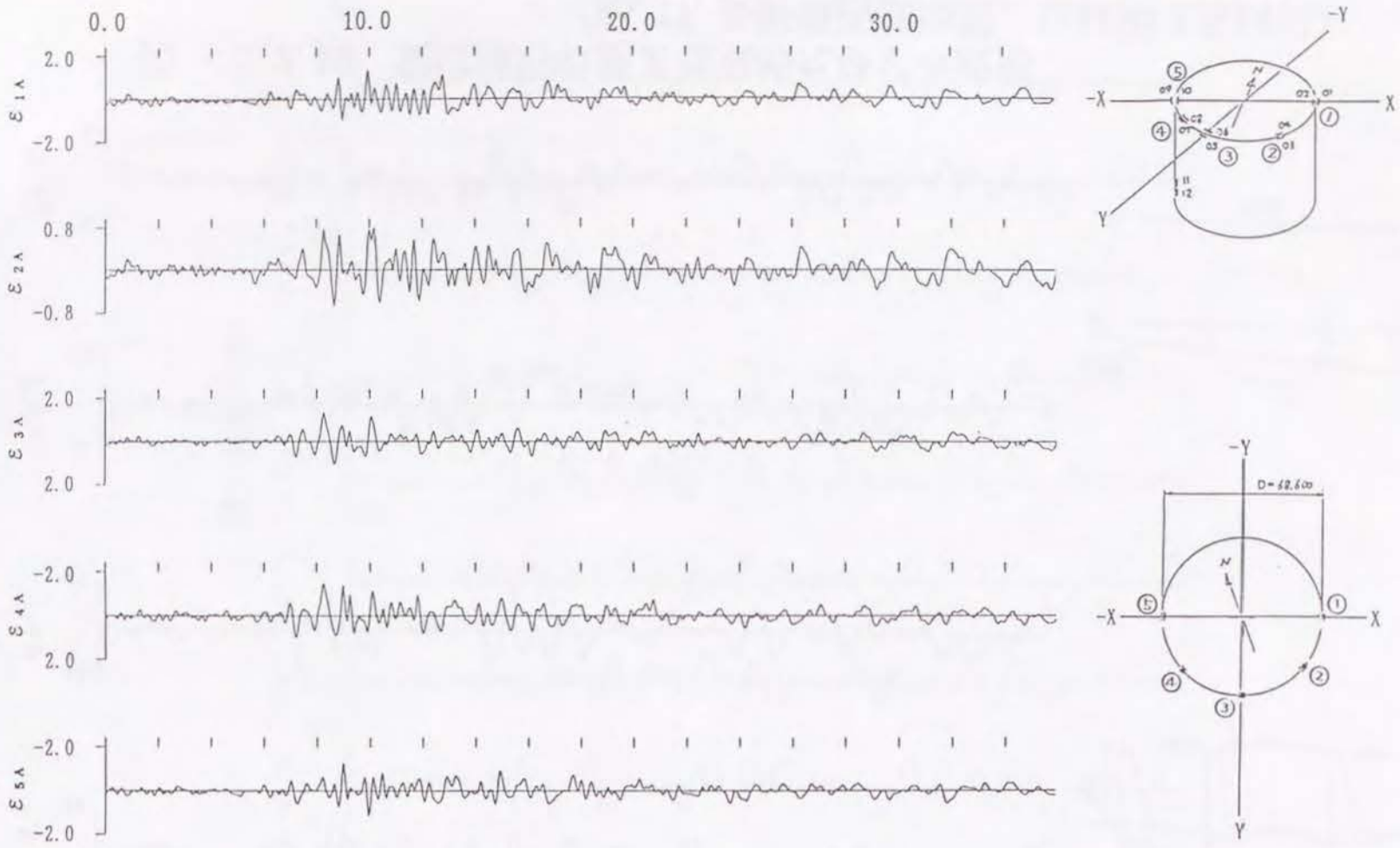


図 - 2.2.51 側壁各測点における軸ひずみ波形 (No. 77, 長野県西部)

側壁円周方向曲げひずみ ($\times 10^{-6}$)

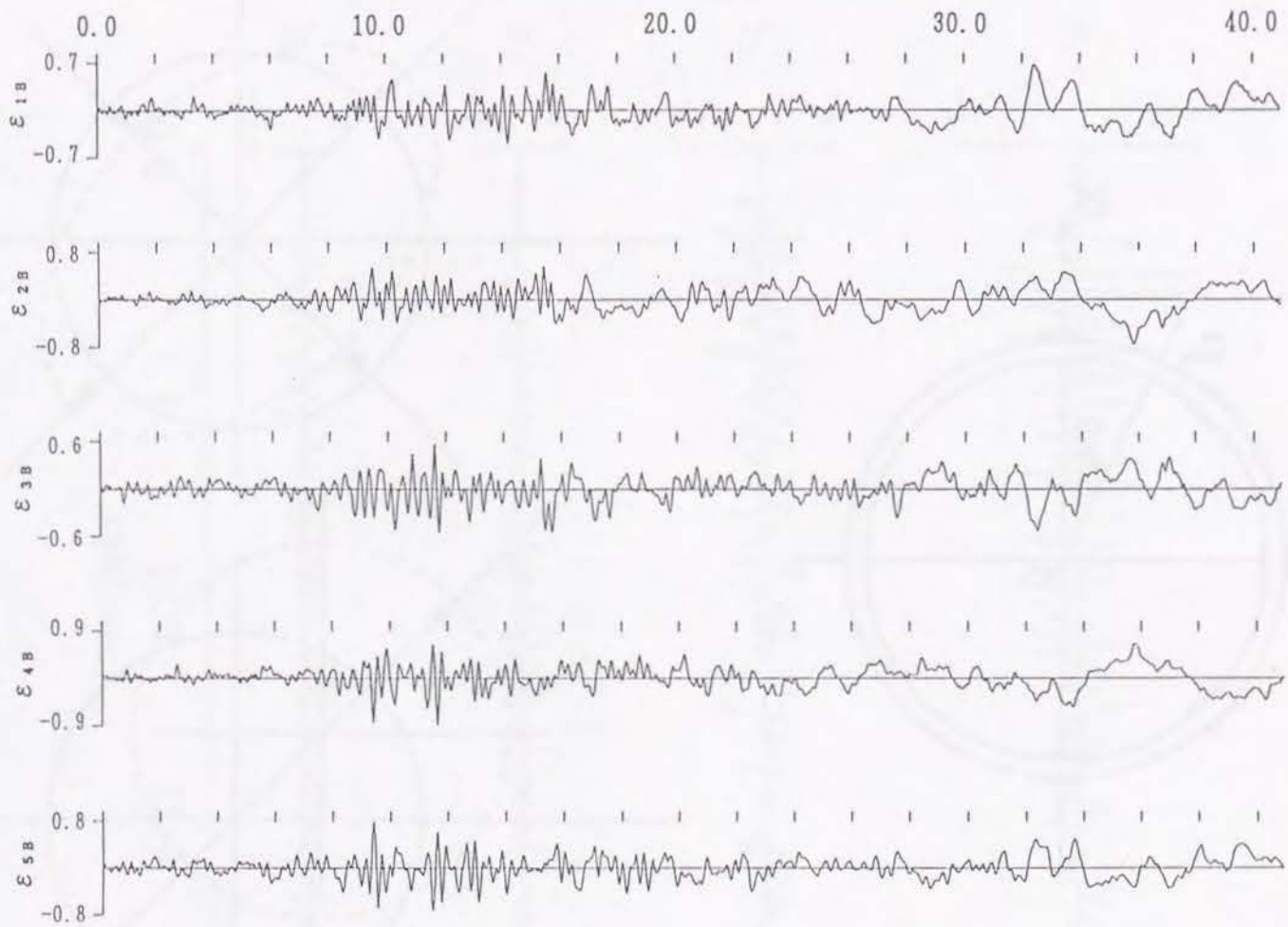


図 - 2.2.52 側壁各測点における曲げひずみ波形 (No. 77, 長野県西部)

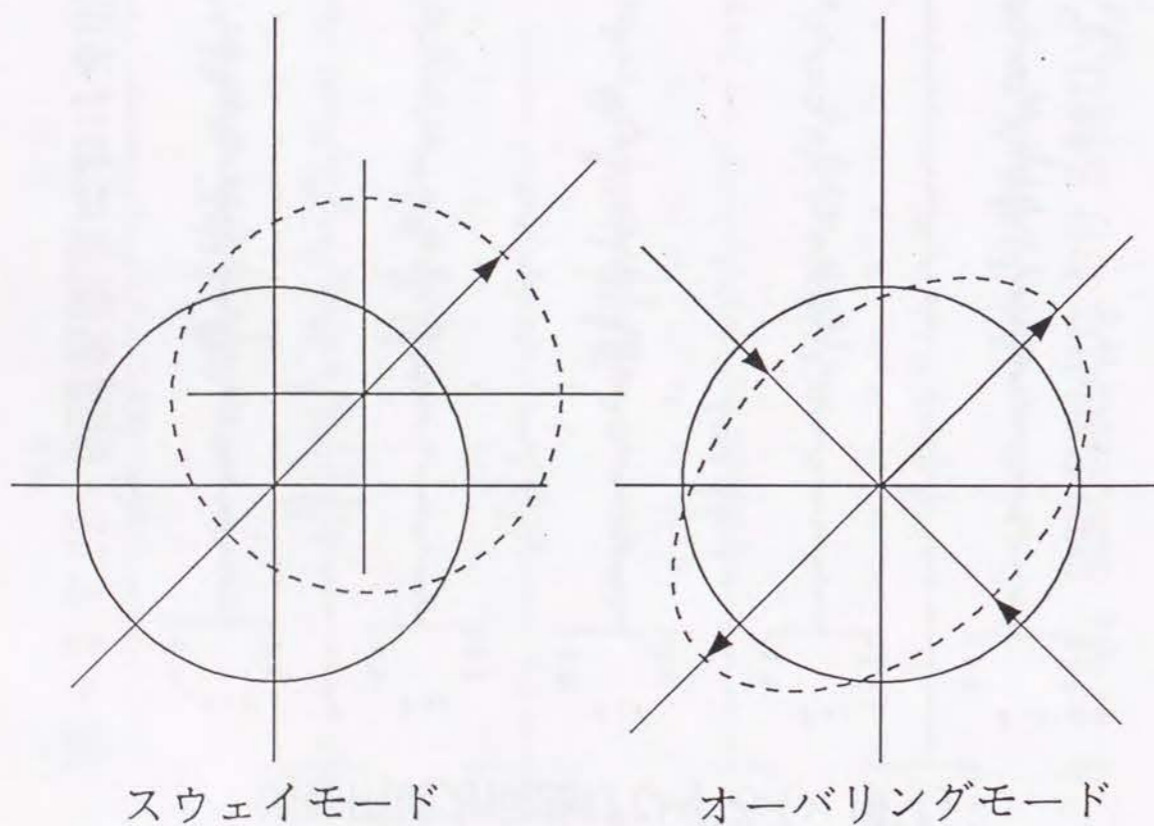
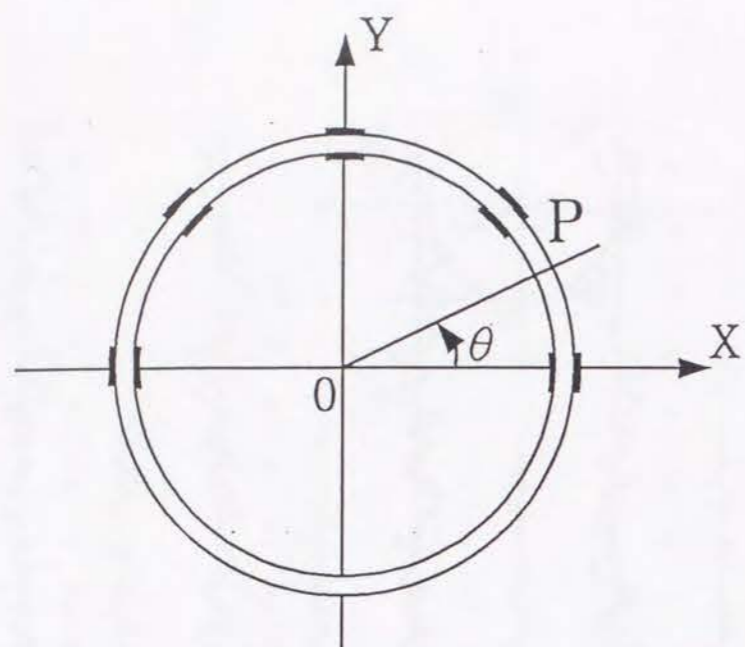


図 - 2.2.53 座標系と代表的な変形モード

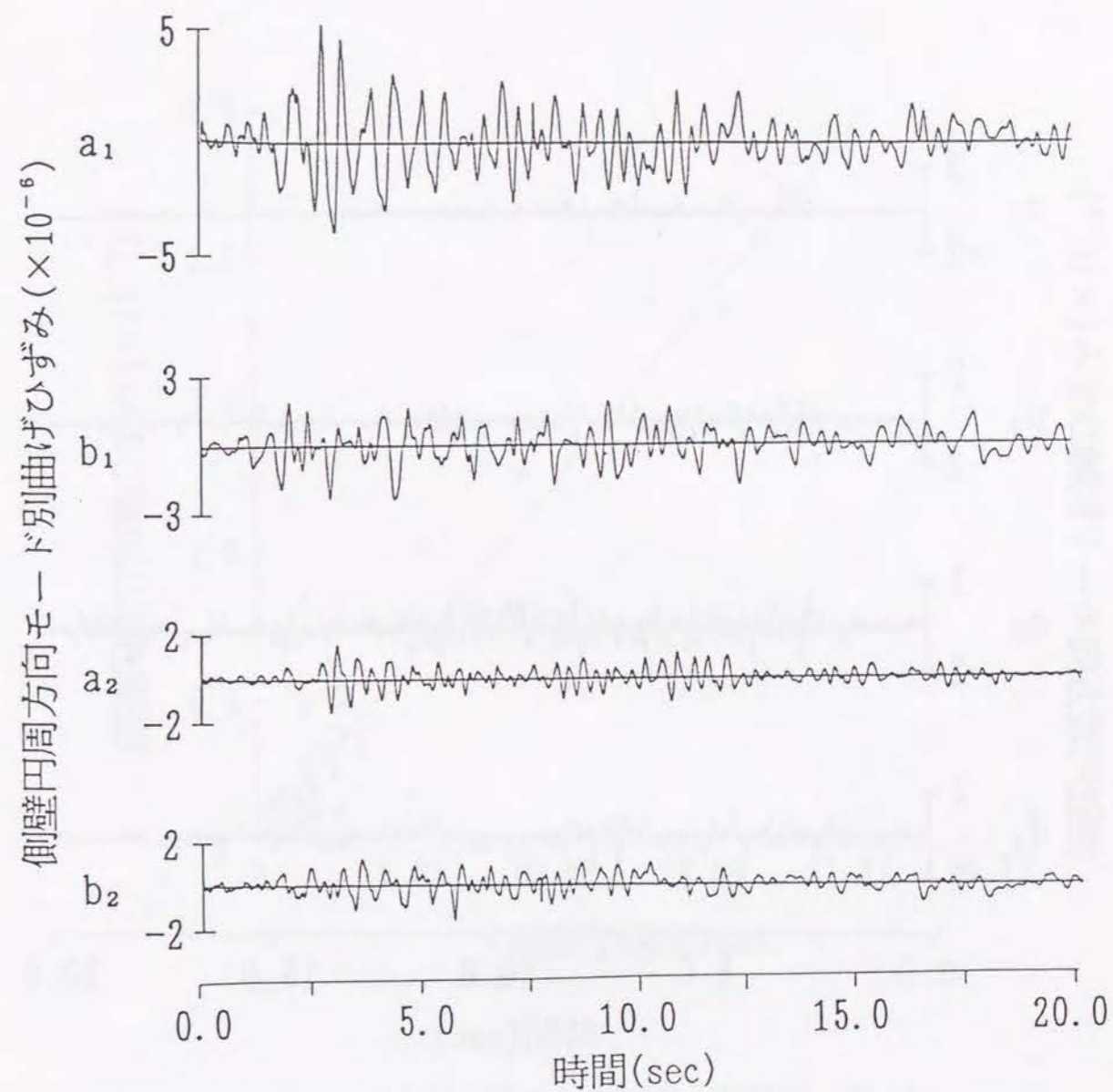


図 - 2.2.54a 展開モード別ひずみ波形
(No. 16, 伊豆半島東方沖)

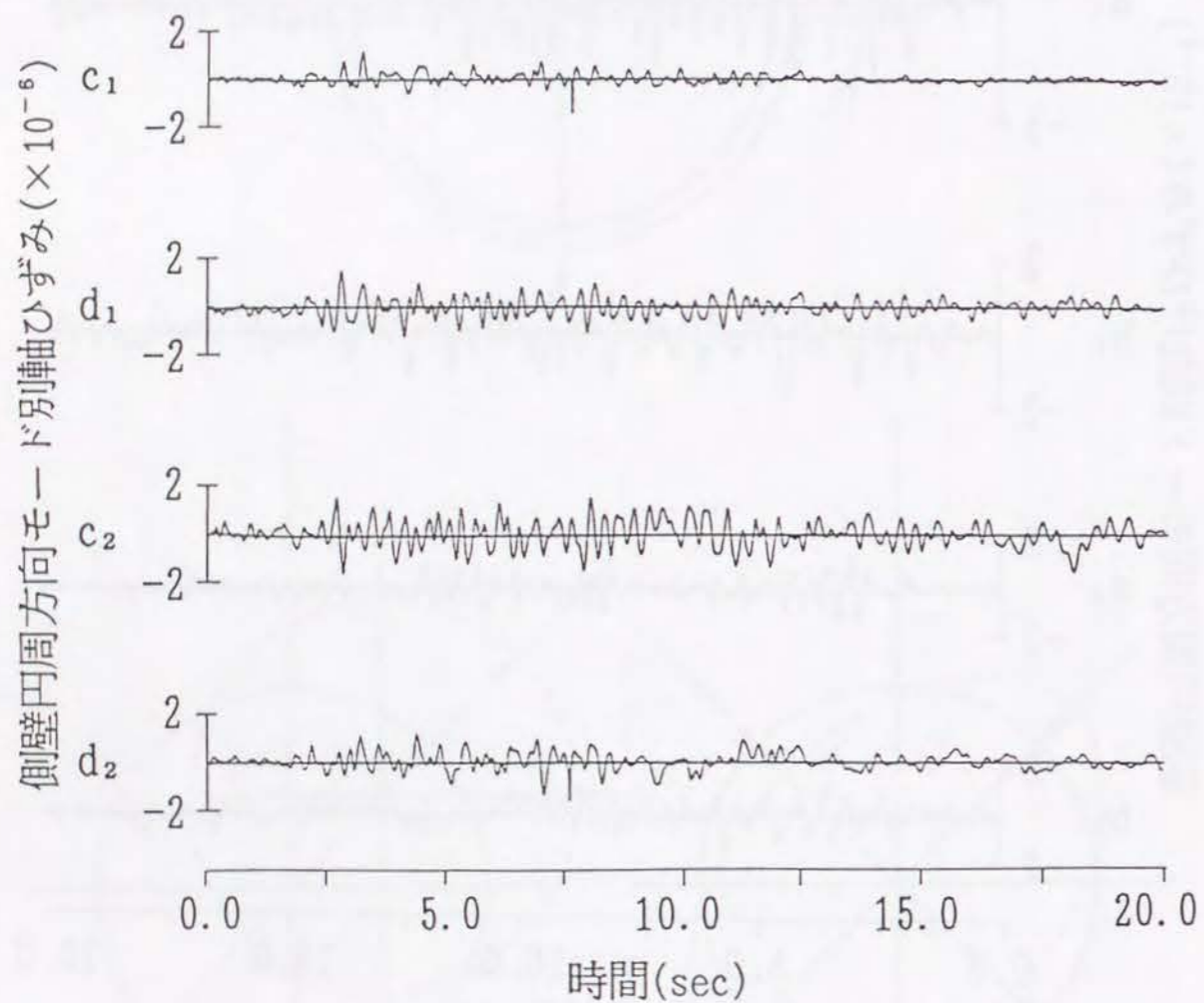


図 - 2.2.54b 展開モード別ひずみ波形
(No.16, 伊豆半島東方沖)

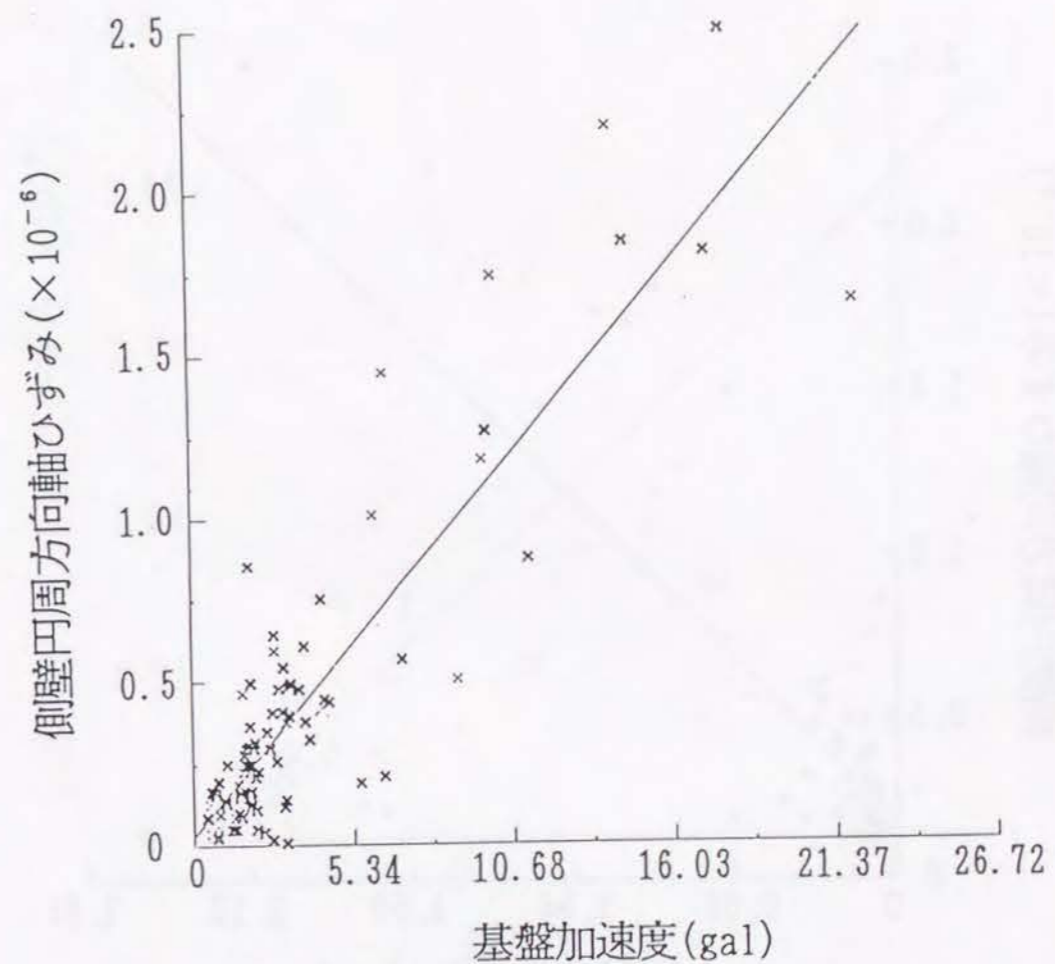


図 - 2.2.55 軸ひずみ $(ST07+ST08)/2$ と
基盤加速度 $\sqrt{AOX^2+AOY^2}$ の関係

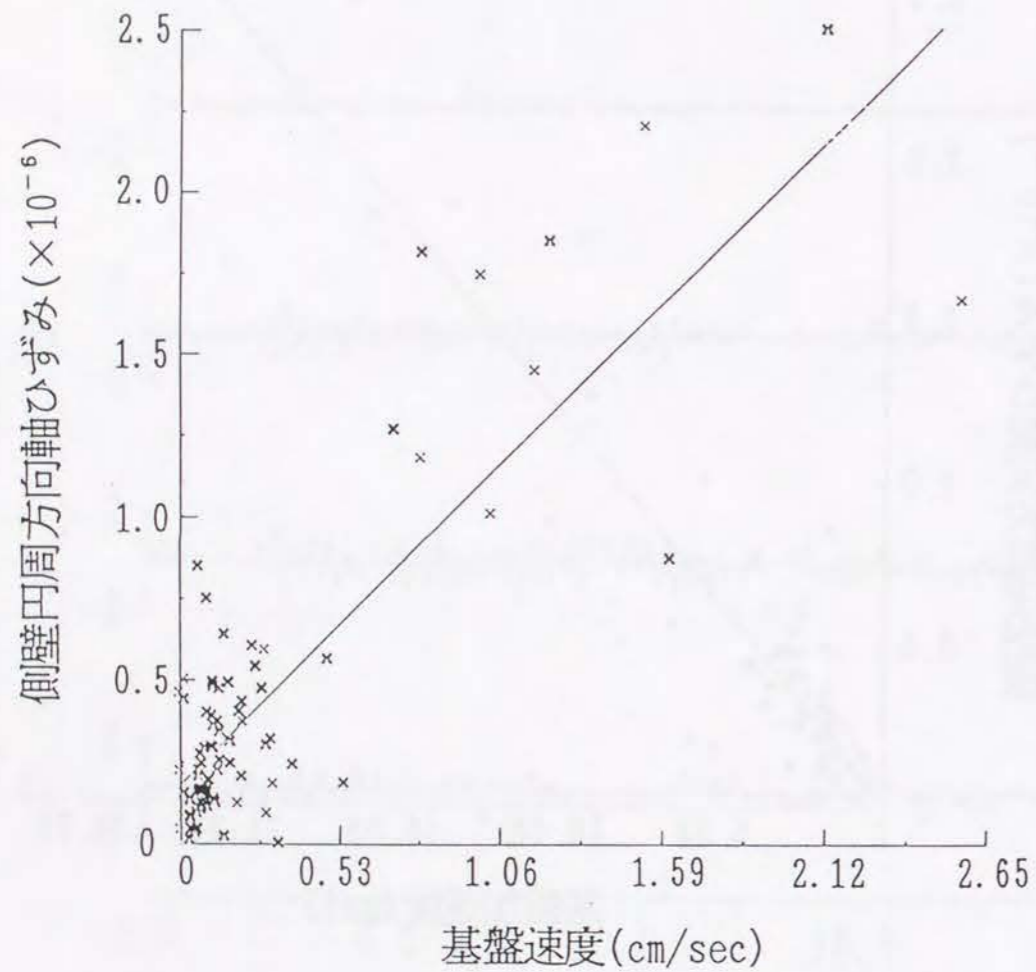


図 - 2.2.56 軸ひずみ (ST07+ST08)/2 と
基盤速度 $\sqrt{VOX^2+VOY^2}$ の関係

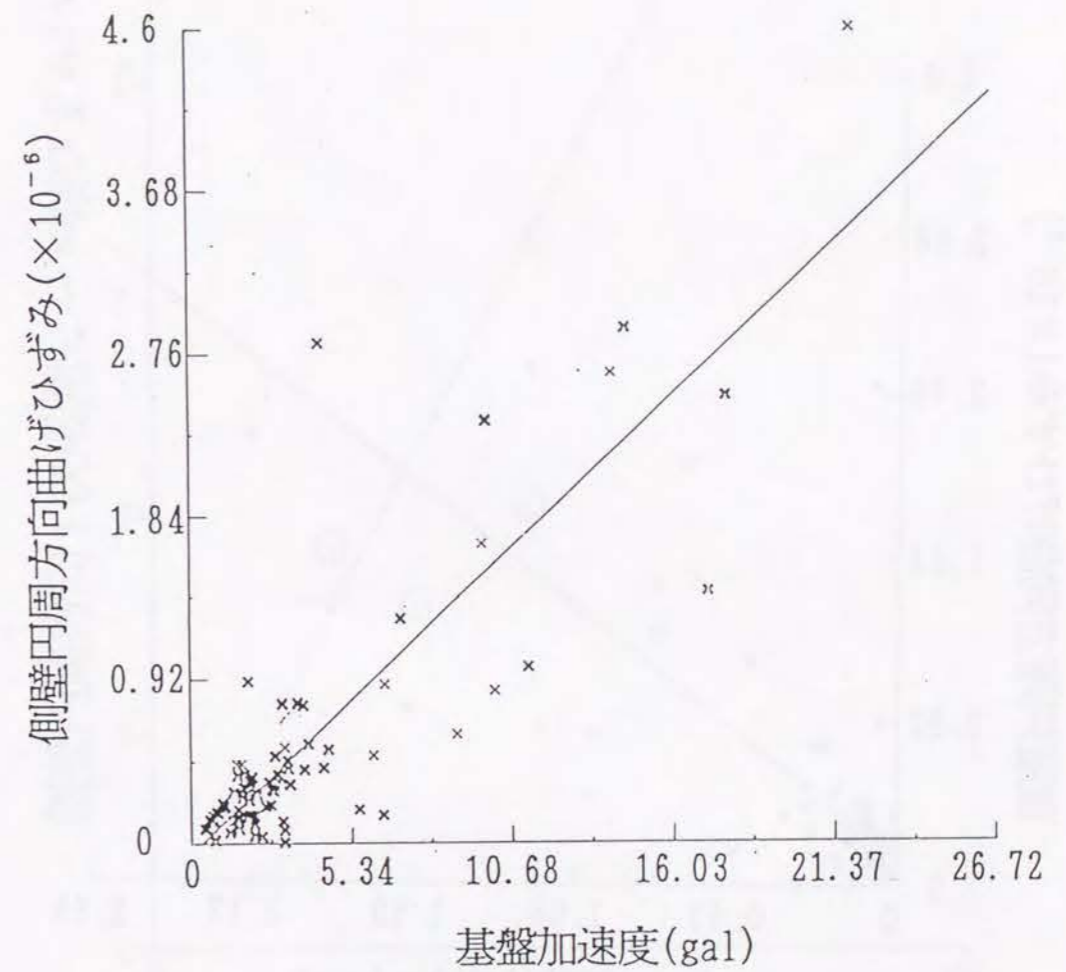


図 - 2.2.57 曲げひずみ (ST07+ST08)/2 と
基盤加速度 $\sqrt{AOX^2+AOY^2}$ の関係

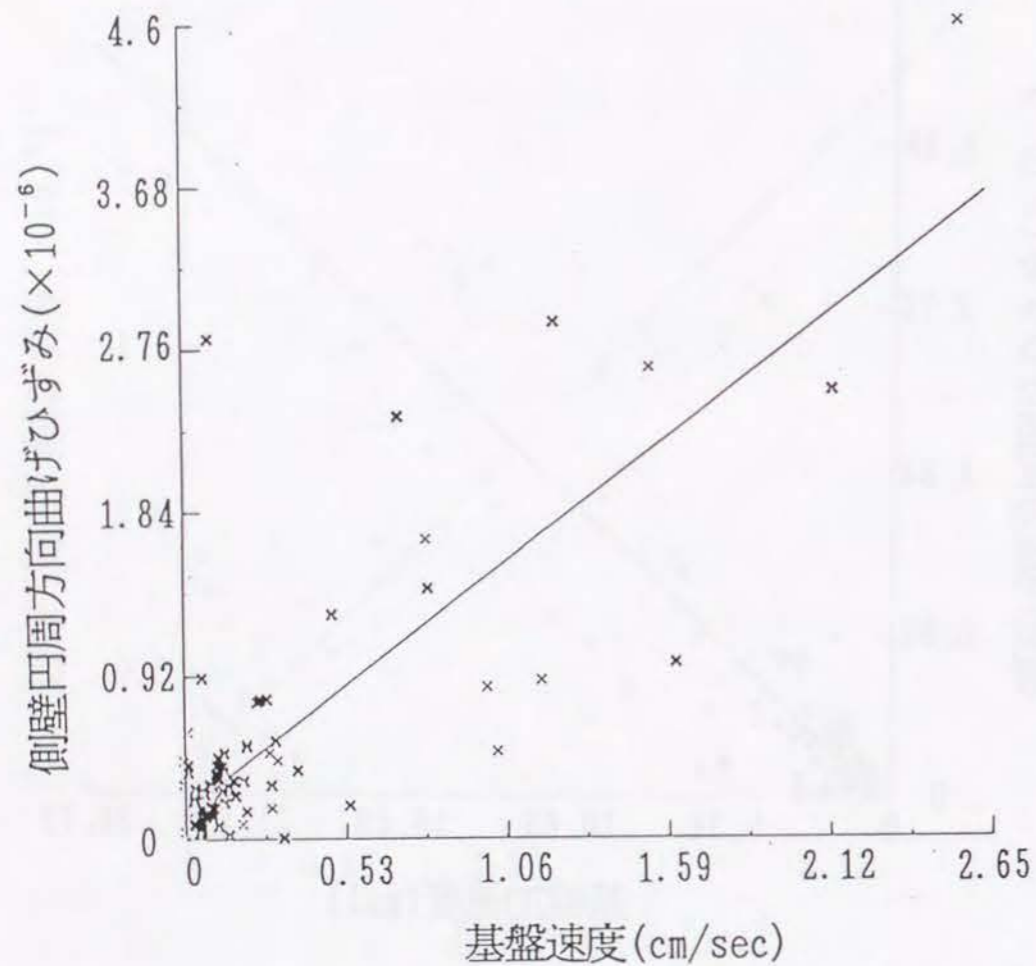


図 - 2.2.58 曲げひずみ $(ST07+ST08)/2$ と基盤速度 $\sqrt{VOX^2+VOY^2}$ の関係

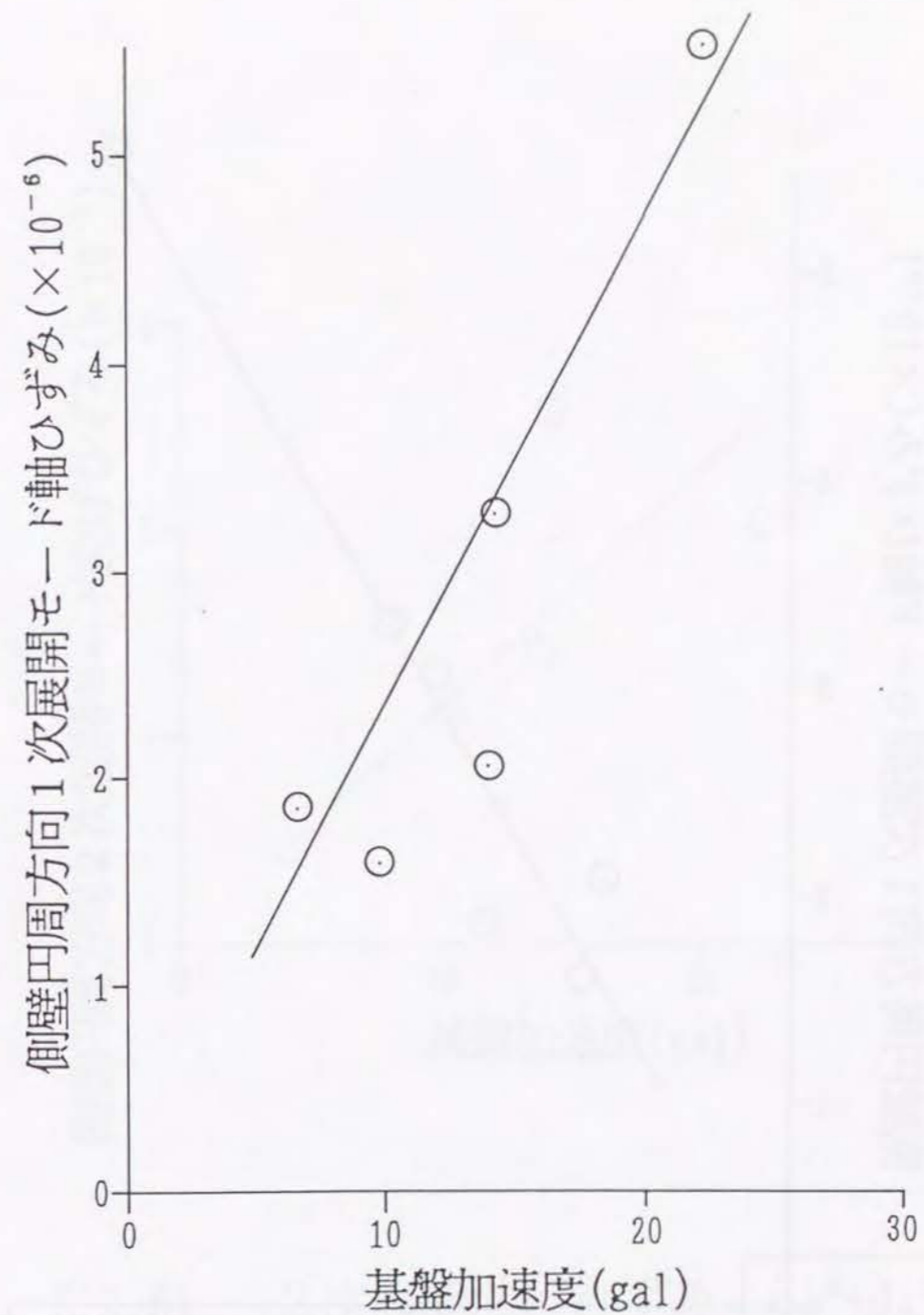


図 - 2.2.59 1次展開軸ひずみ $\sqrt{a_1^2+b_1^2}$ と基盤加速度 $\sqrt{AOX^2+AOY^2}$ の相関性

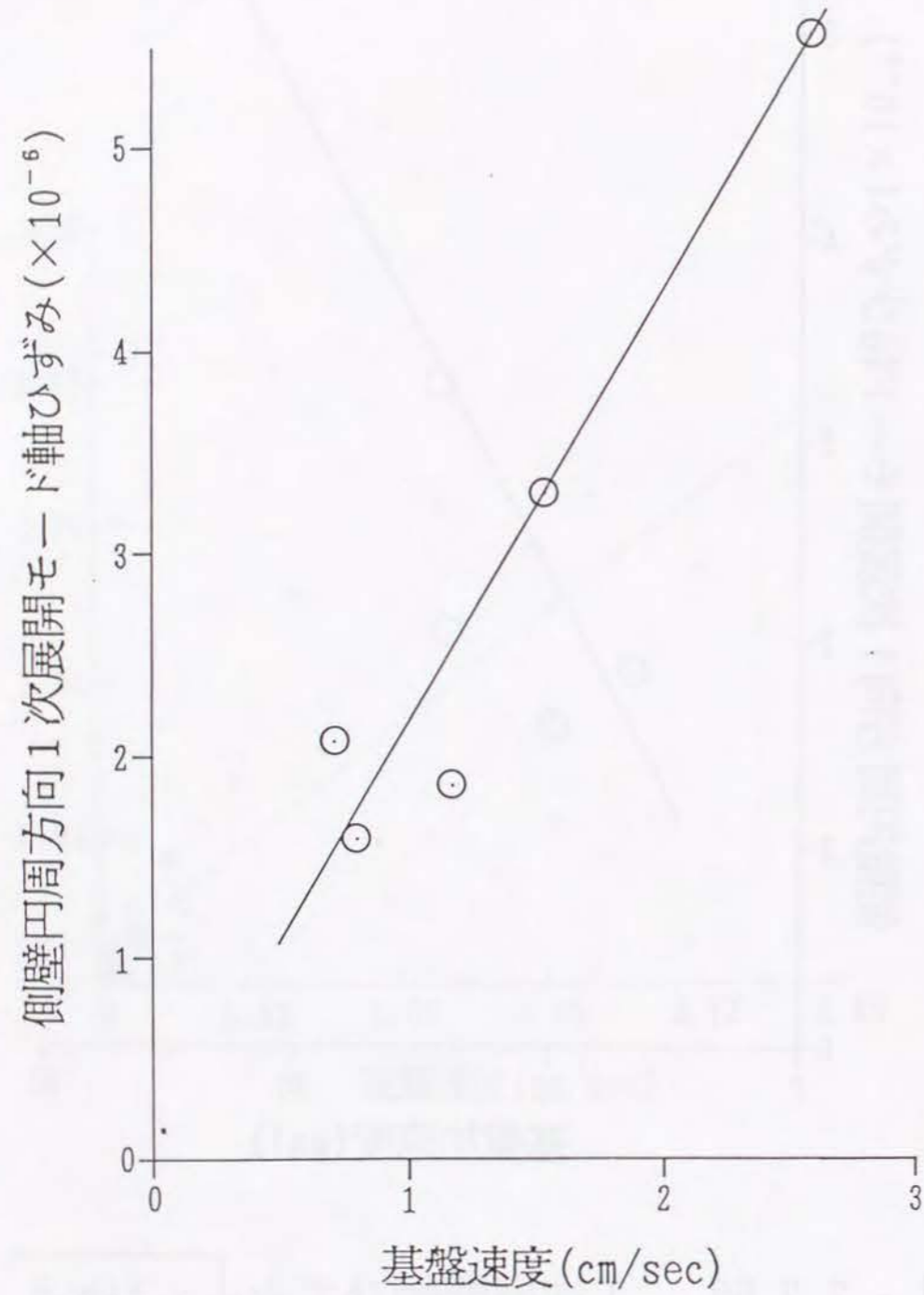


図 - 2.2.60 1次展開軸ひずみ $\sqrt{a_1^2 + b_1^2}$ と
基盤速度 $\sqrt{VOX^2 + VOY^2}$ の関係

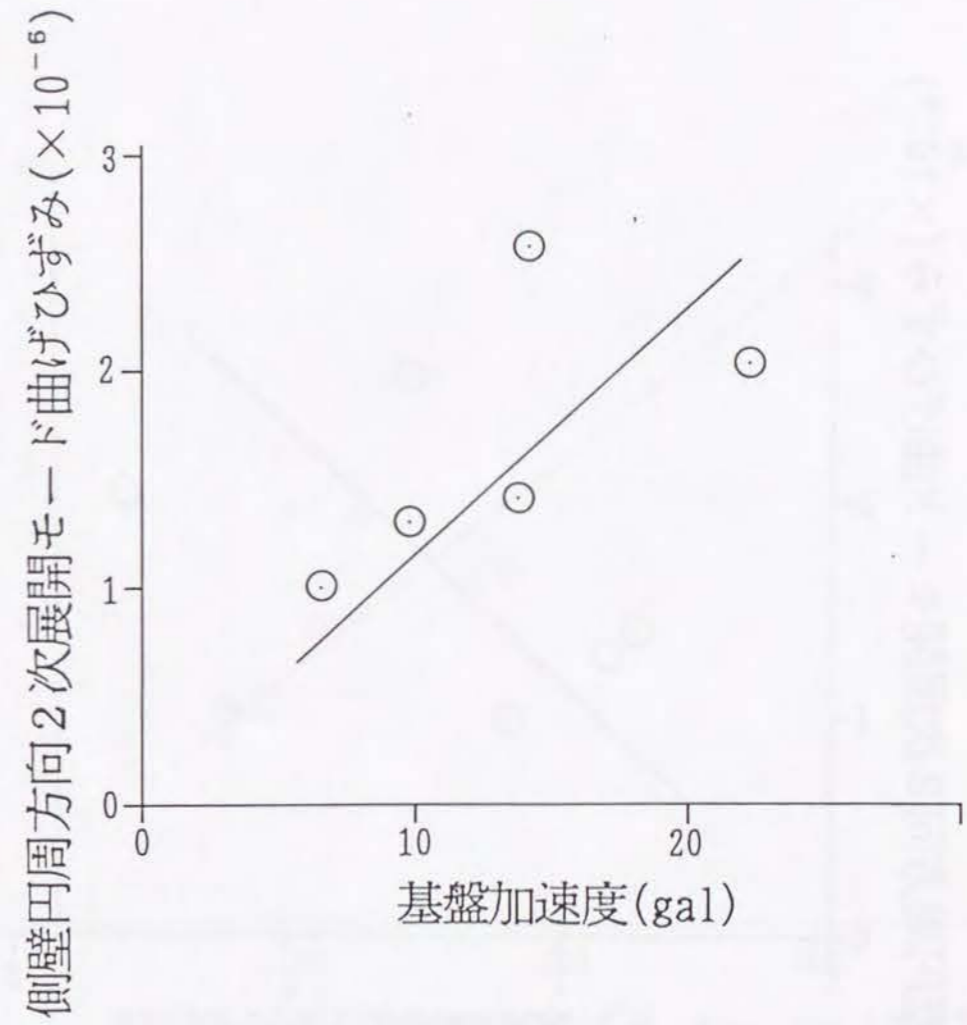


図 - 2.2.61 2次展開曲げひずみ $\sqrt{c_2^2 + d_2^2}$
と基盤加速度 $\sqrt{AOX^2 + AOY^2}$ の相関性

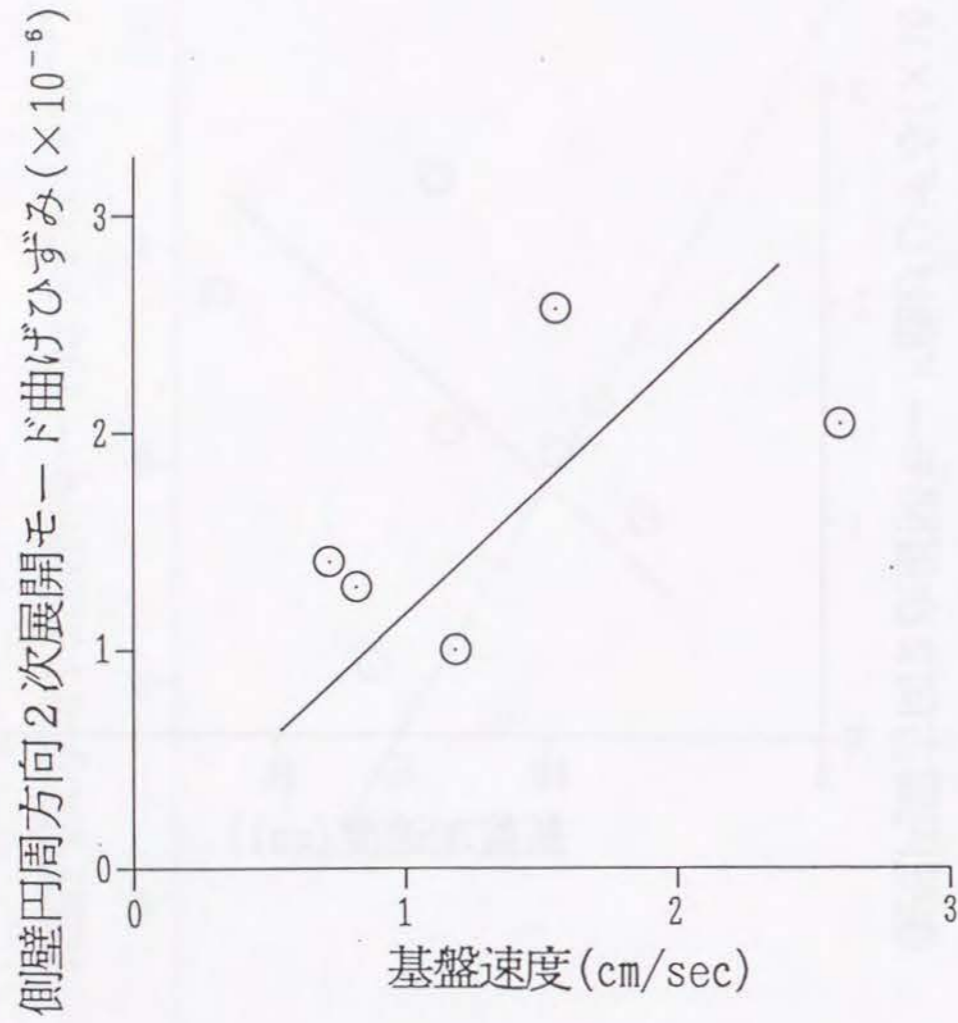


図 - 2.2.62 2次展開曲げひずみ $\sqrt{c_2^2+d_2^2}$ と基盤速度 $\sqrt{VOX^2+VOY^2}$ の相関性

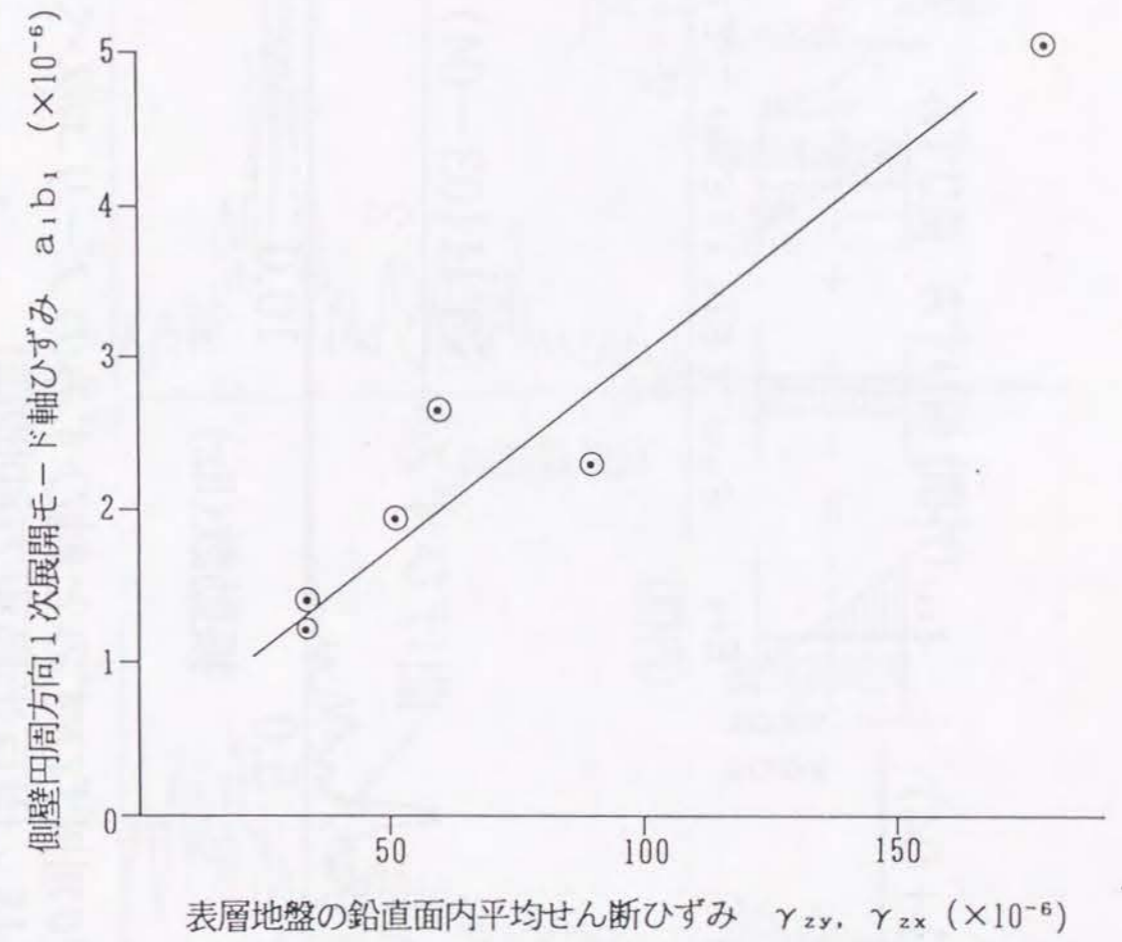


図 - 2.2.63 側壁の1次展開軸ひずみと地盤の鉛直面内平均せん断ひずみとの関係

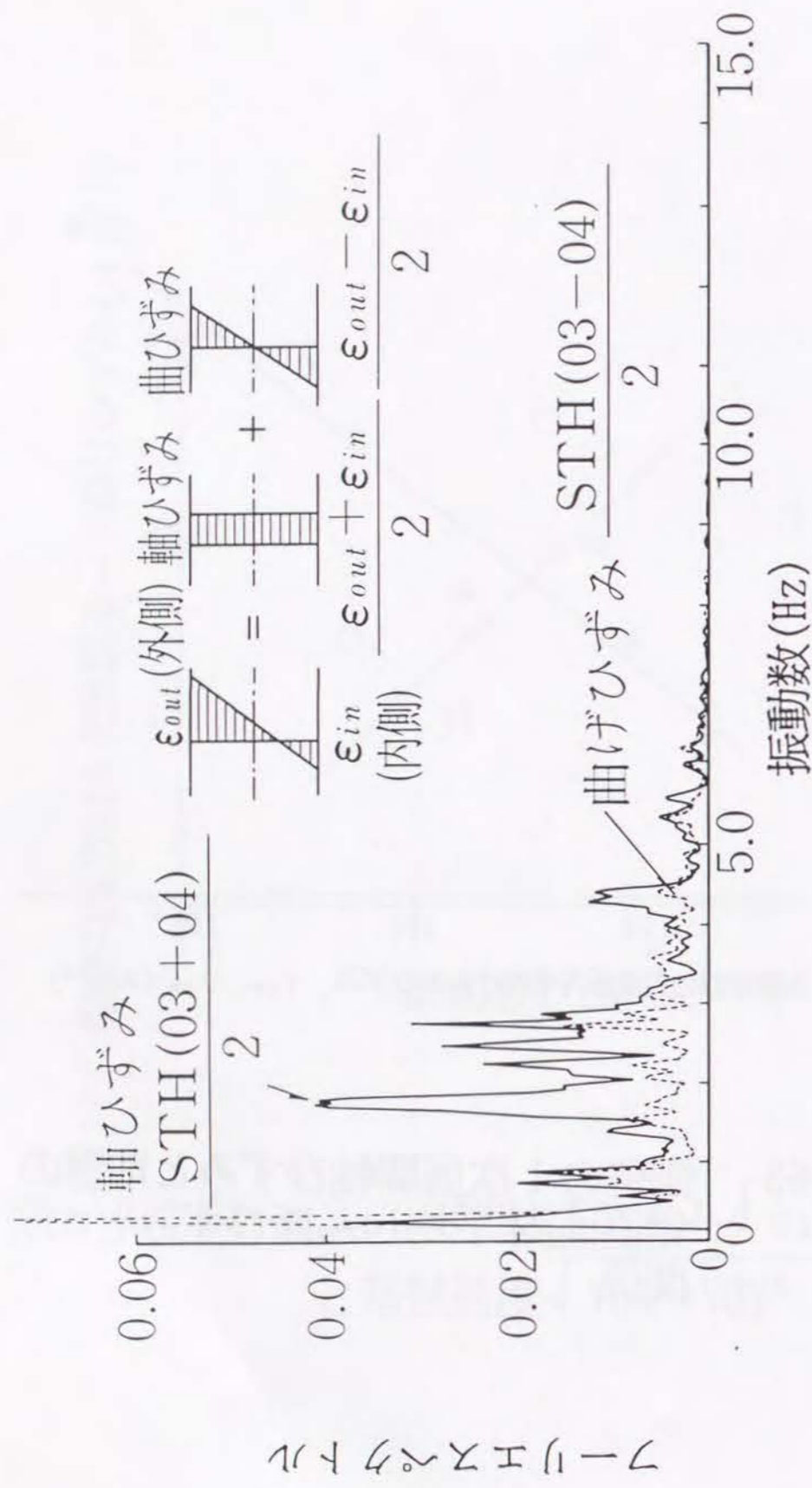


図 - 2.2.64 側壁の曲げひずみと軸ひずみのフーリエスペクトルの一例
(No. 16, 伊豆半島東方沖地震)

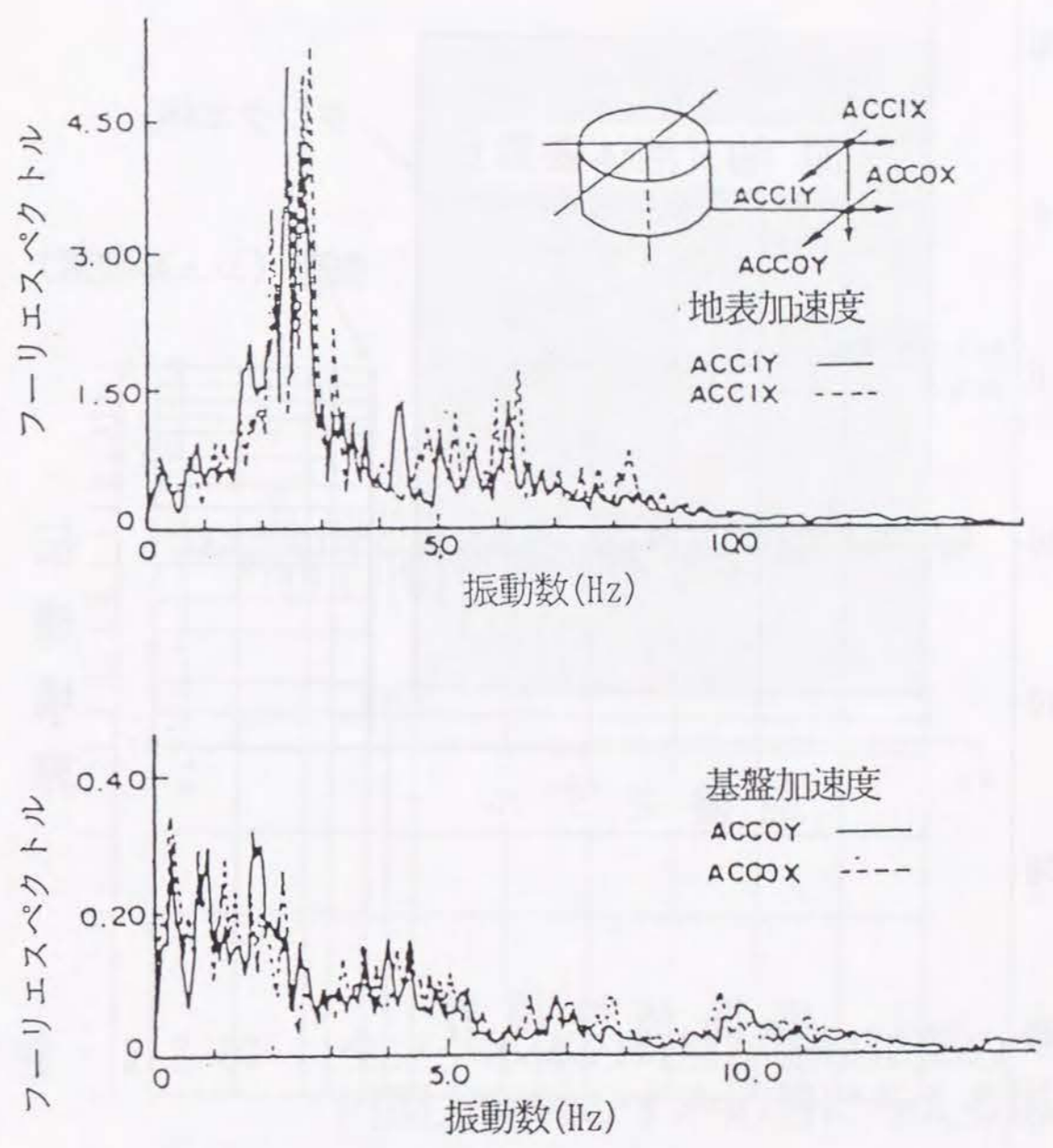


図 - 2.2.65 基盤と地表の加速度フーリエ
スペクトル
(No. 16, 伊豆半島東方沖地震)

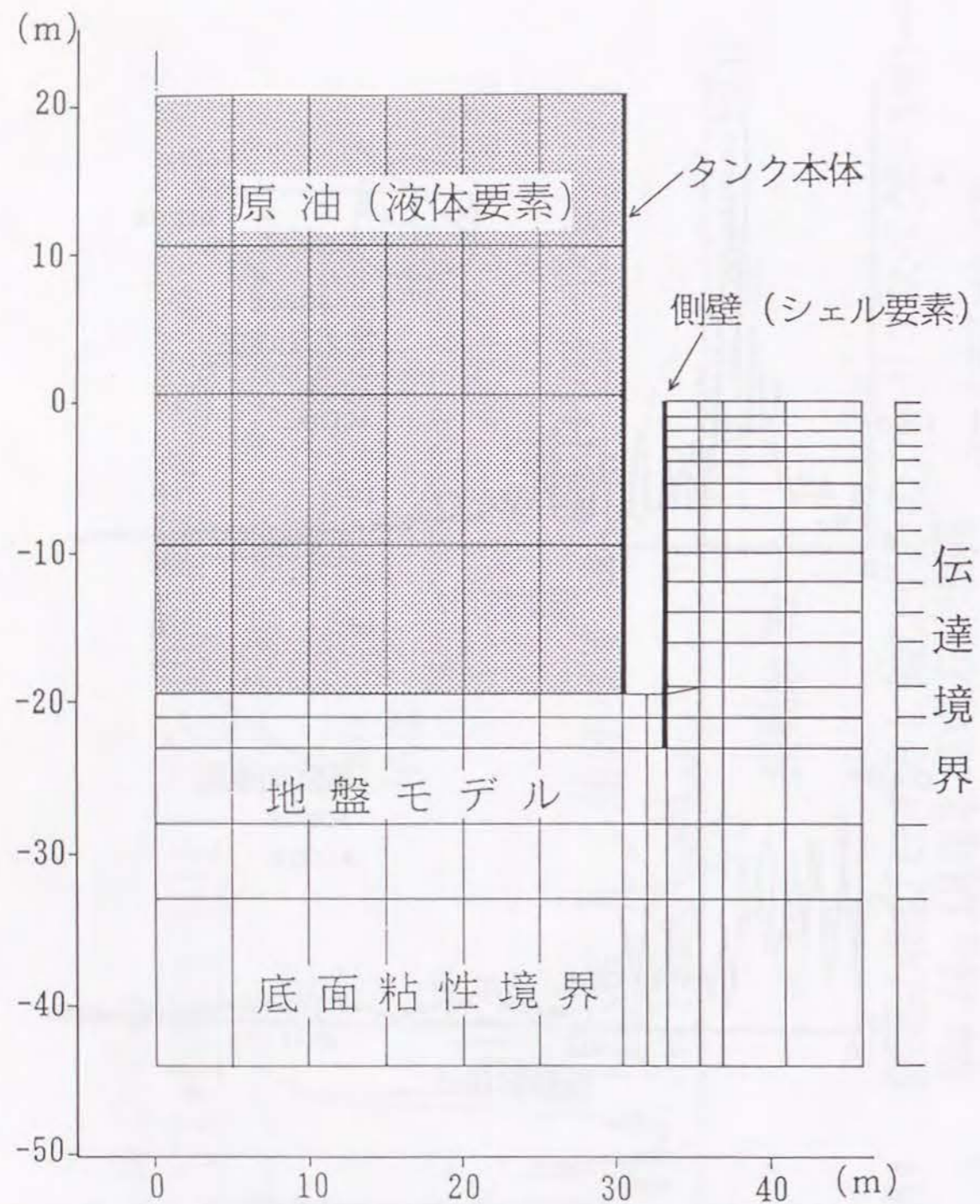


図 - 2.2.66 地震観測タンクの解析モデル
(回転体モデルの1断面)

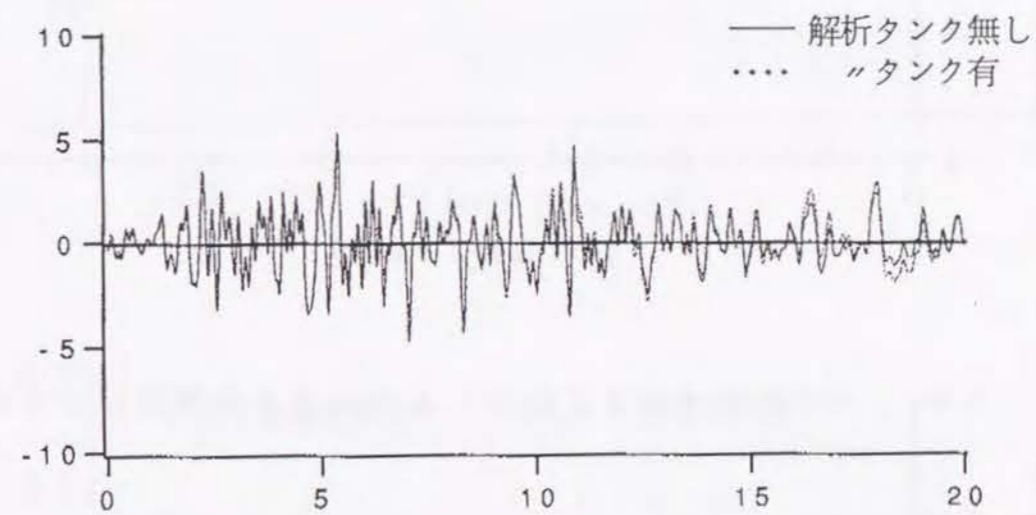


図 - 2.2.67 タンク本体の有無が側壁頂部の
円周方向軸ひずみ応答に与える影響

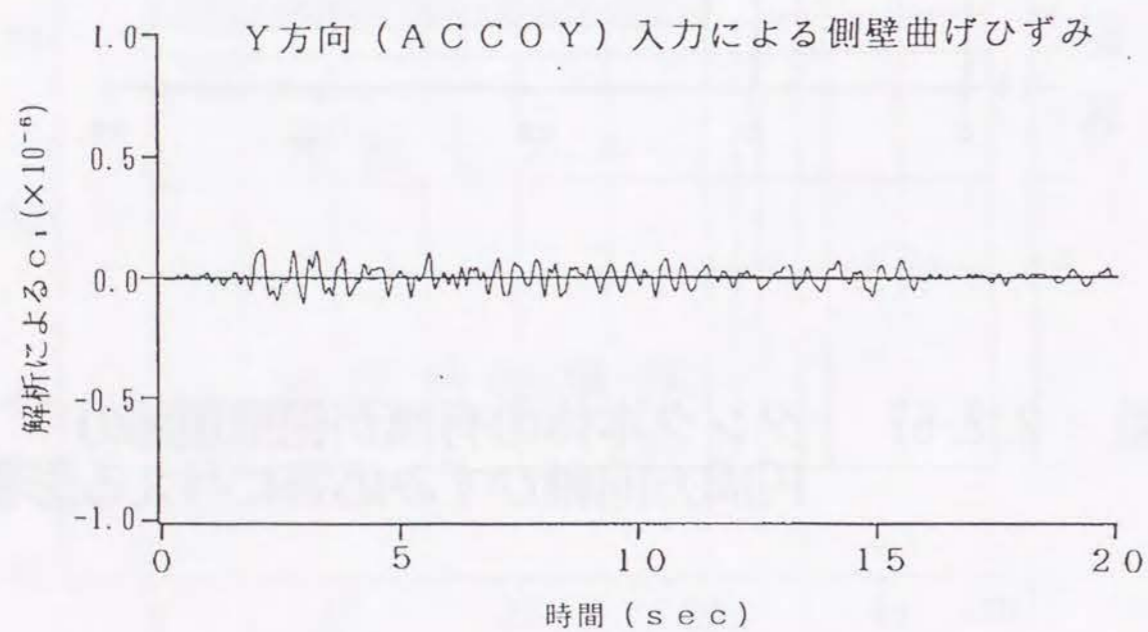
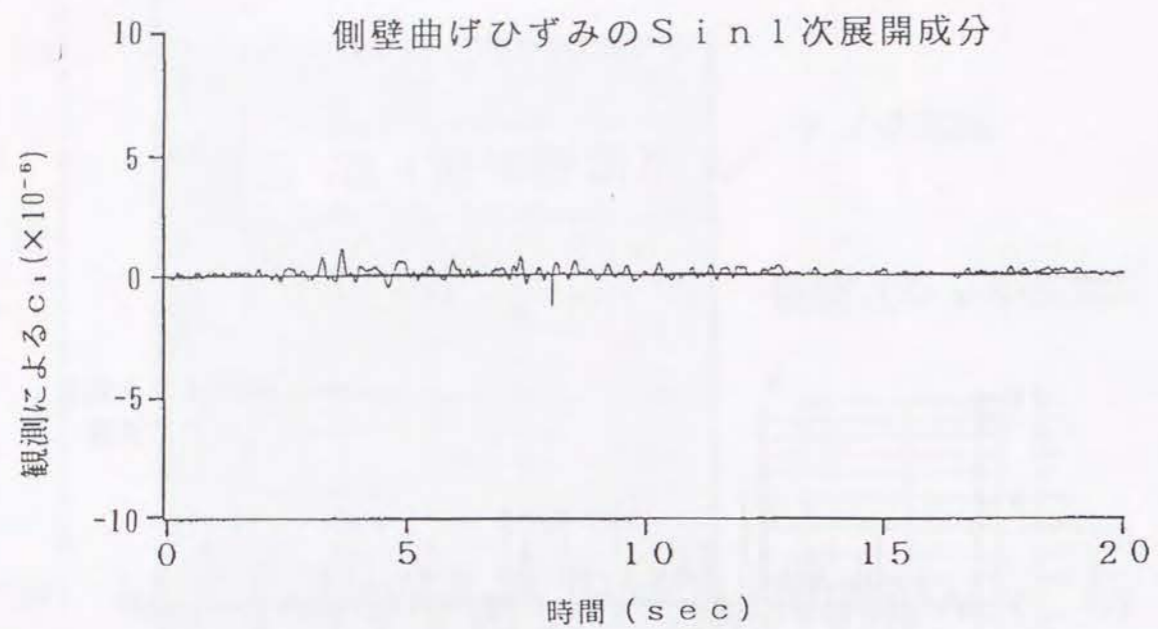


図 - 2.2.68 c_1 に関する観測と解析の比較

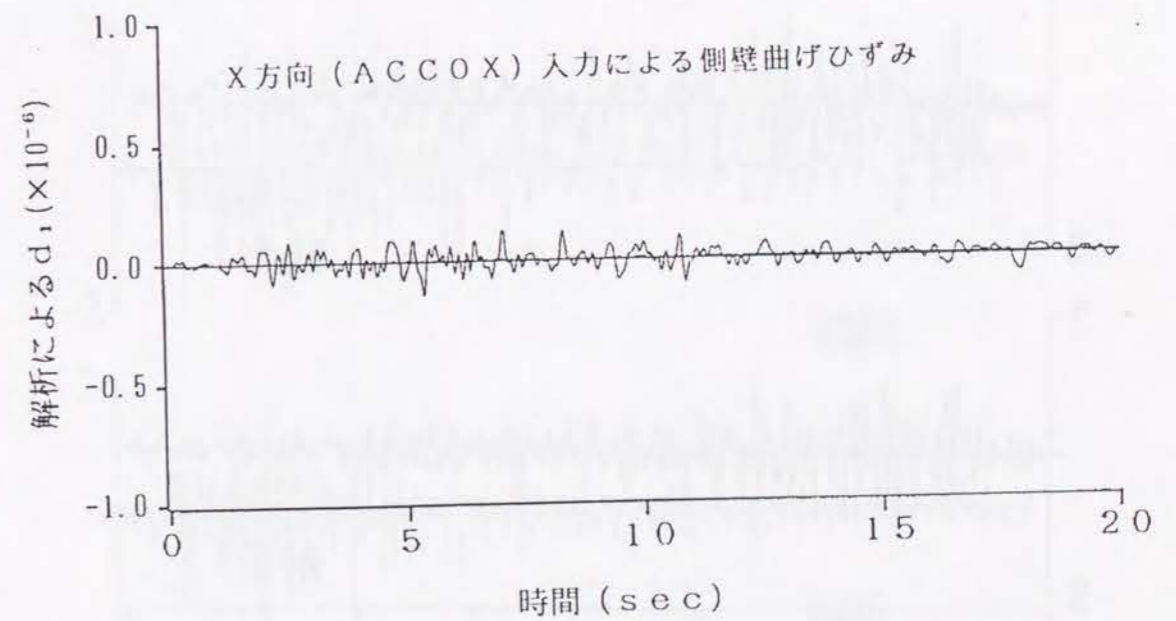
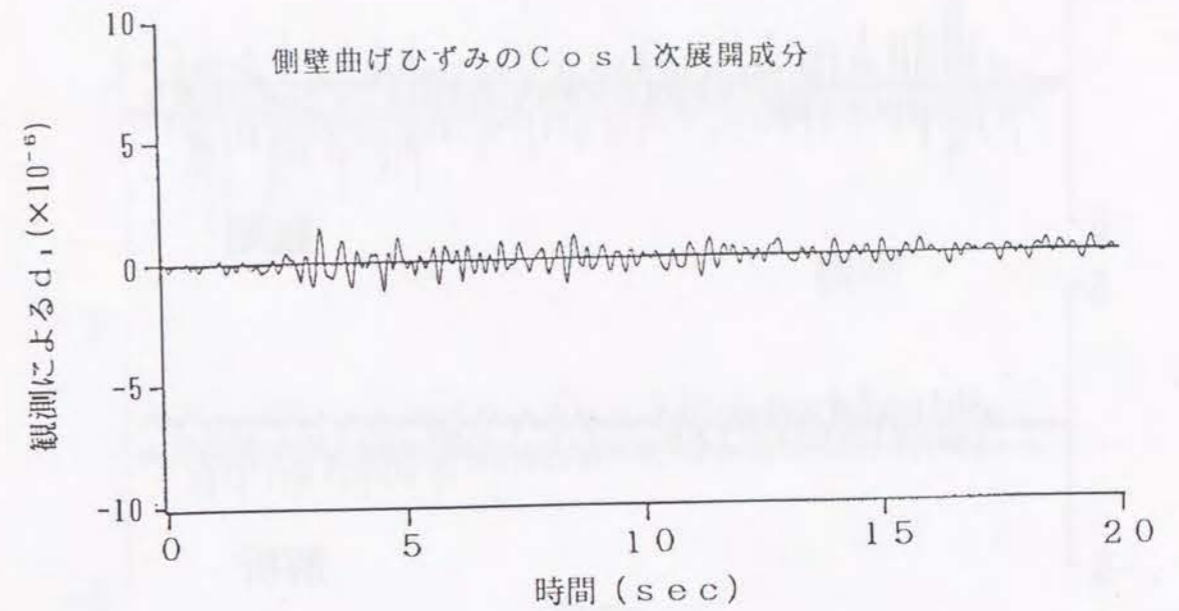


図 - 2.2.69 d_1 に関する観測と解析の比較

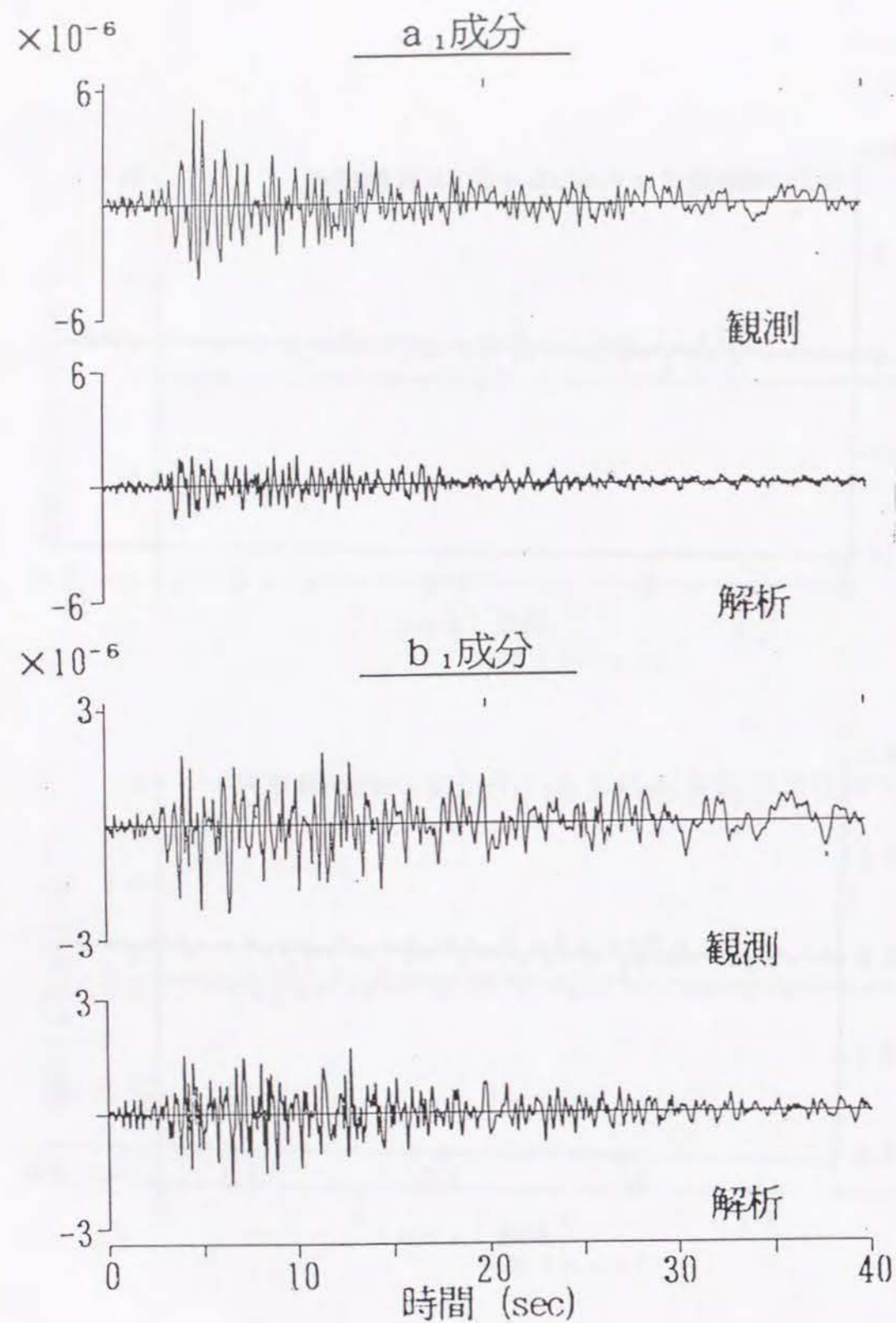


図 - 2.2.70 円周方向軸ひずみ 1 次展開成分に関する観測と解析の比較
(No. 16, 伊豆半島東方沖地震)

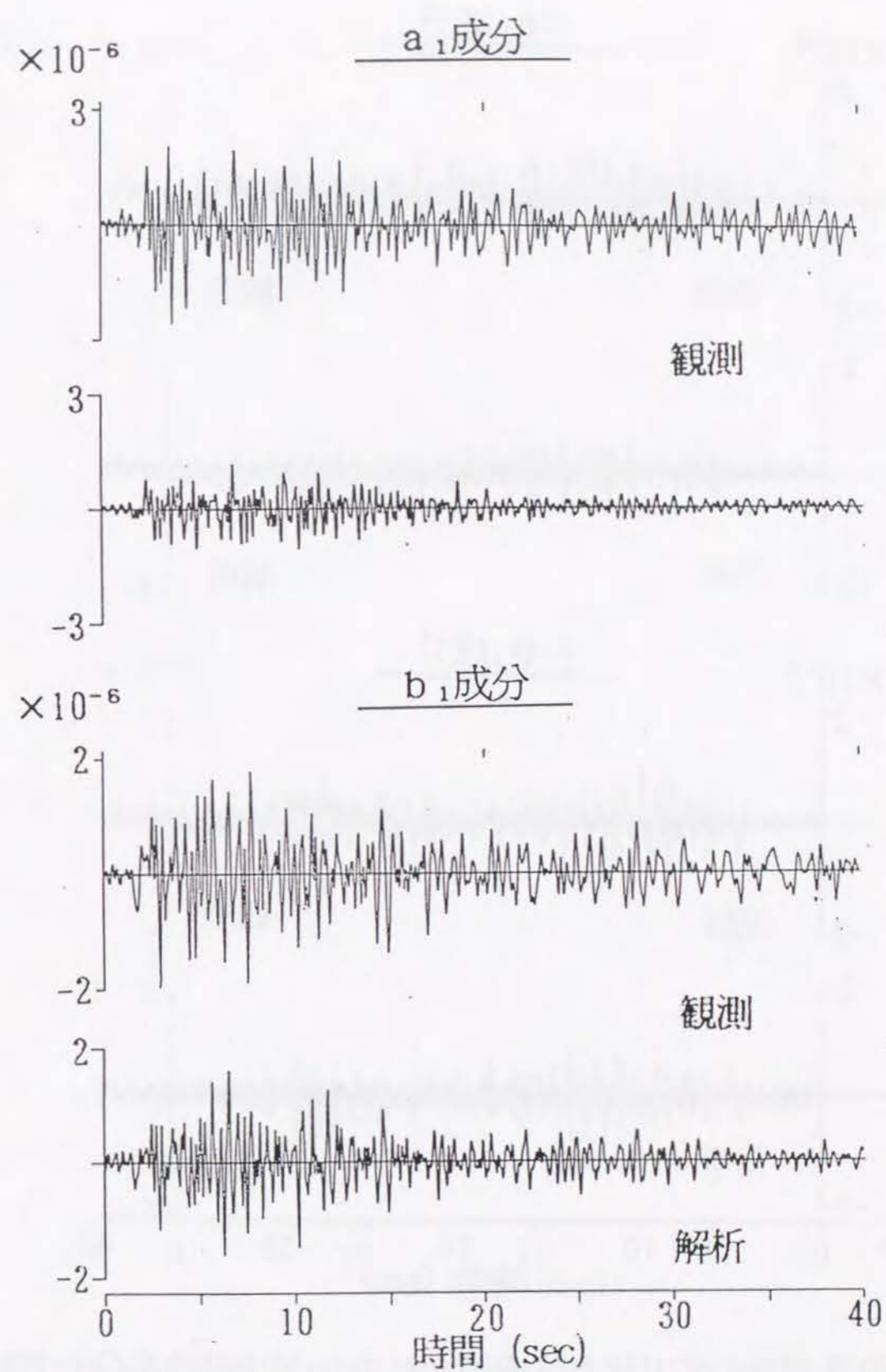


図 - 2.2.71 円周方向軸ひずみ 1 次展開成分に関する観測と解析の比較 (No. 44 茨城県南西部)

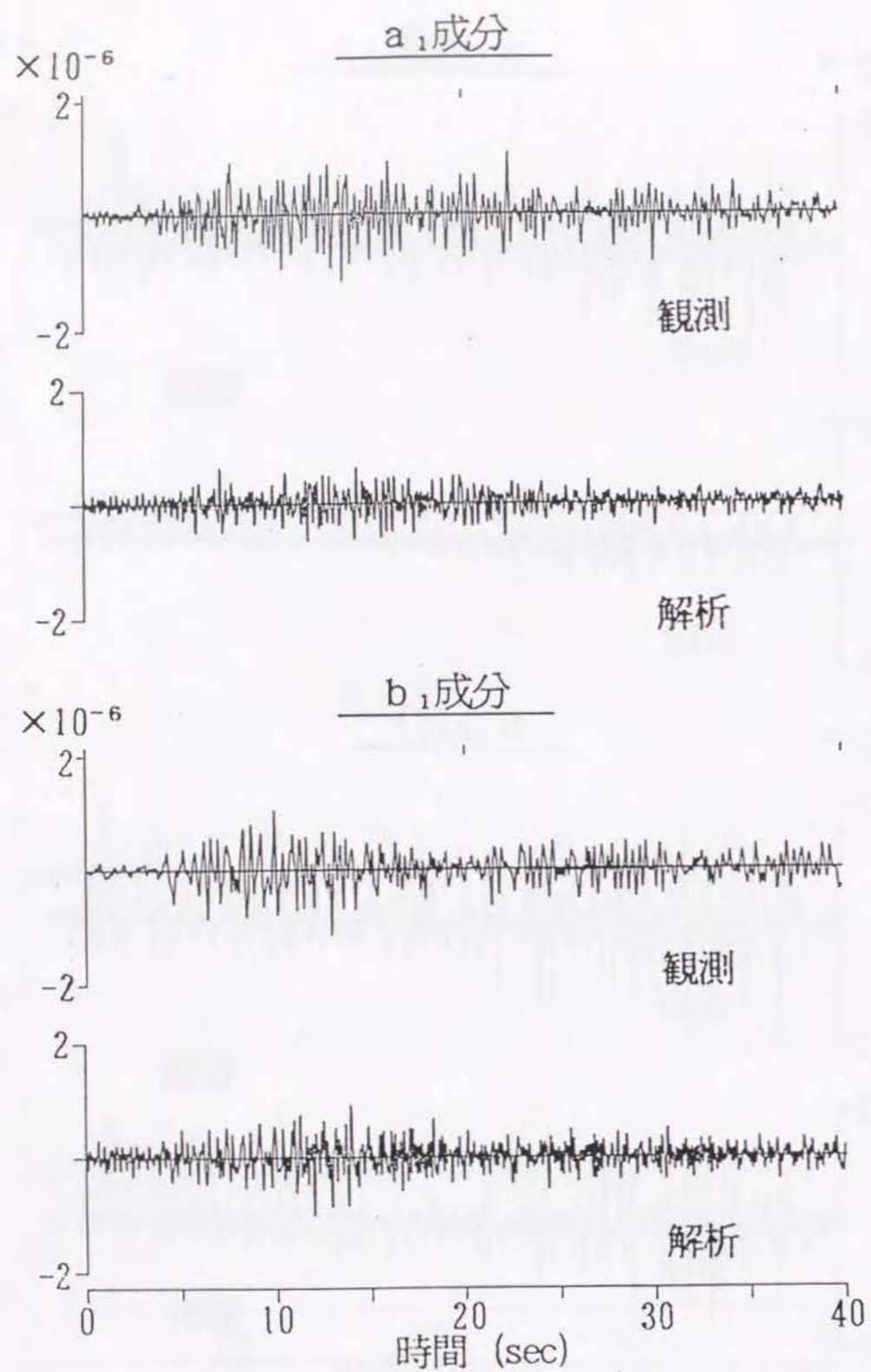


図 - 2.2.72 円周方向軸ひずみ 1 次展開成分に関する観測と解析の比較
(No. 68, 東海道はるか沖)

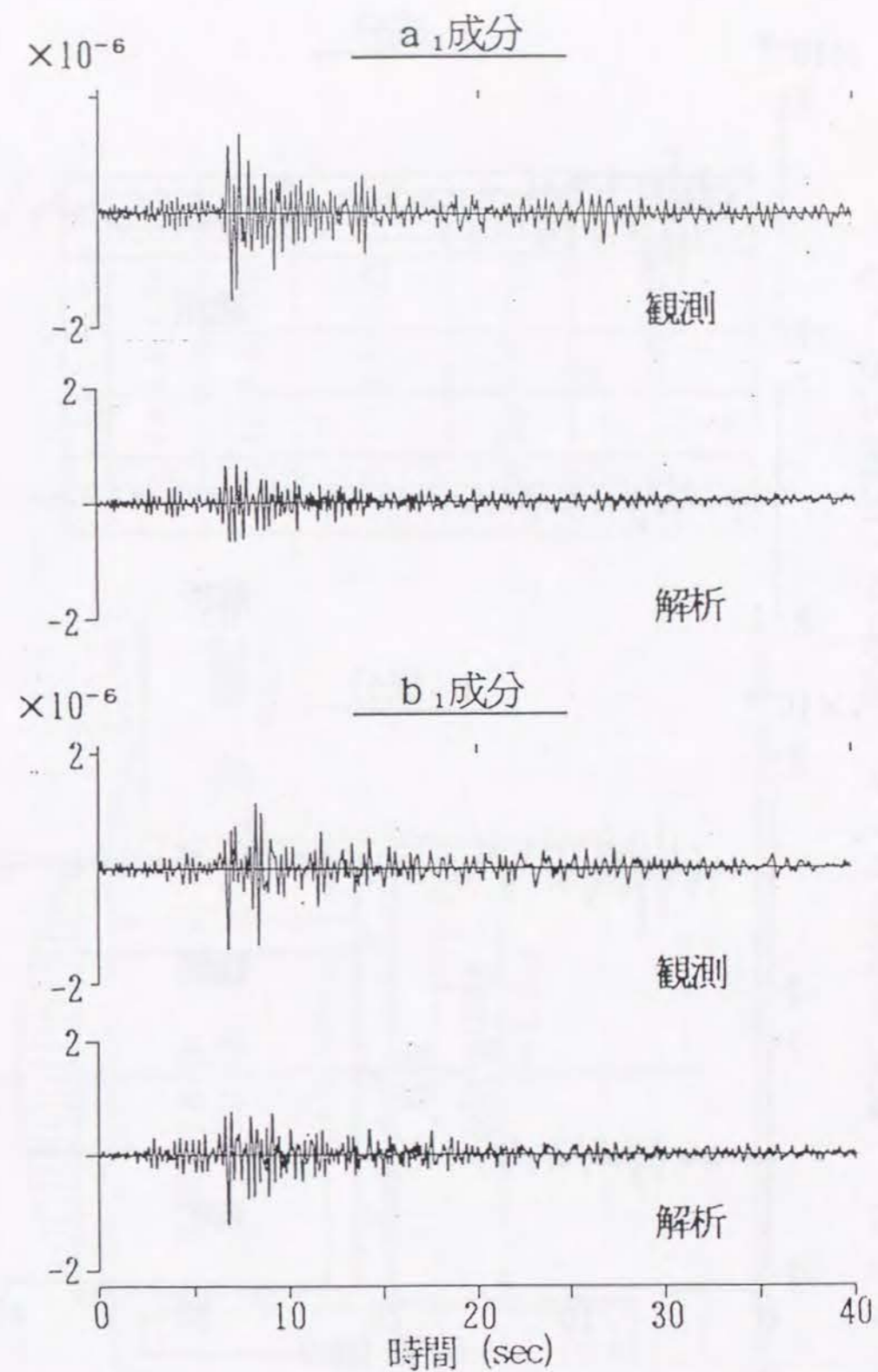


図 - 2.2.73 円周方向軸ひずみ 1 次展開成分に関する観測と解析の比較
(No. 72, 神奈川・山梨県境)

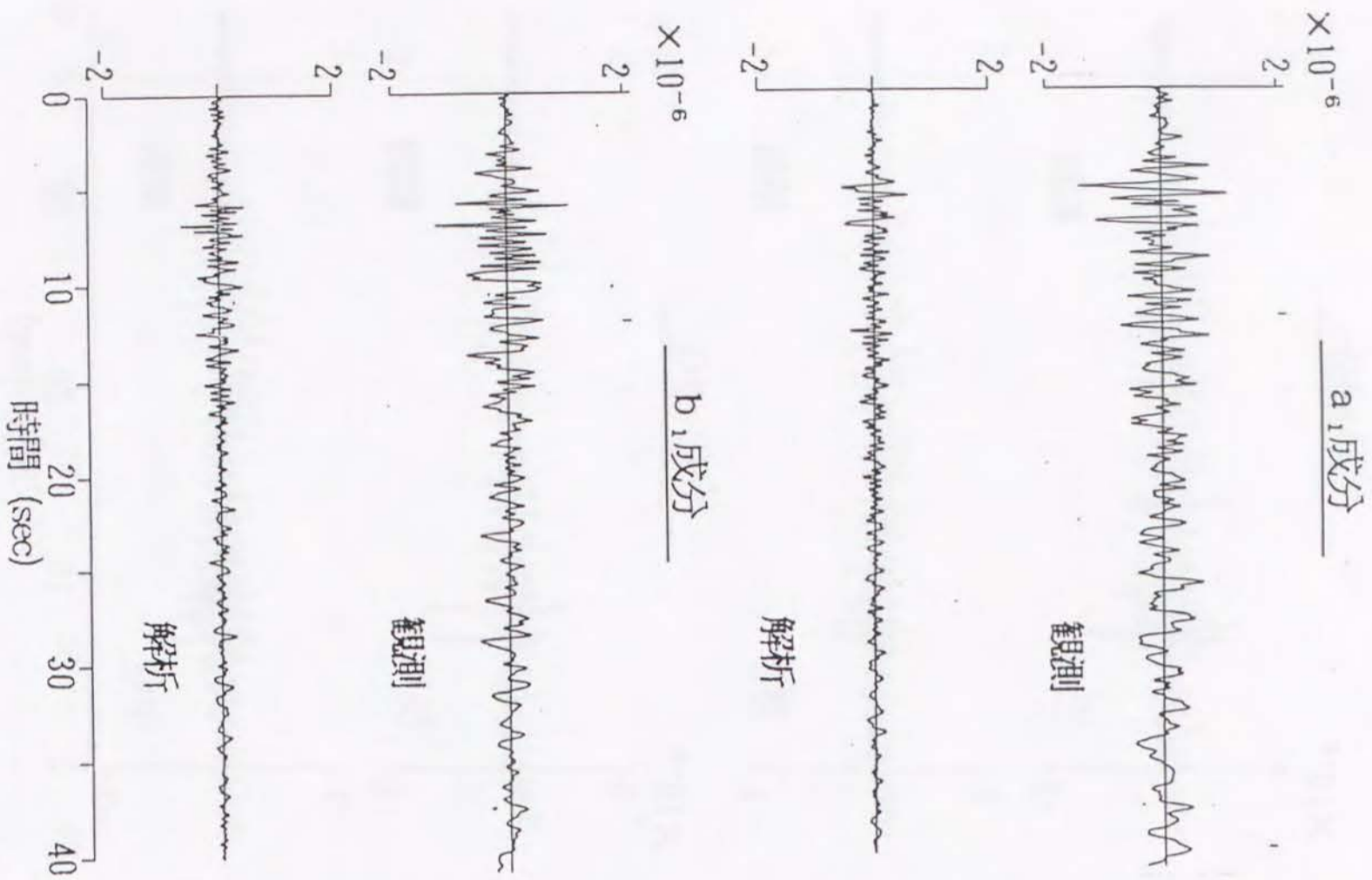
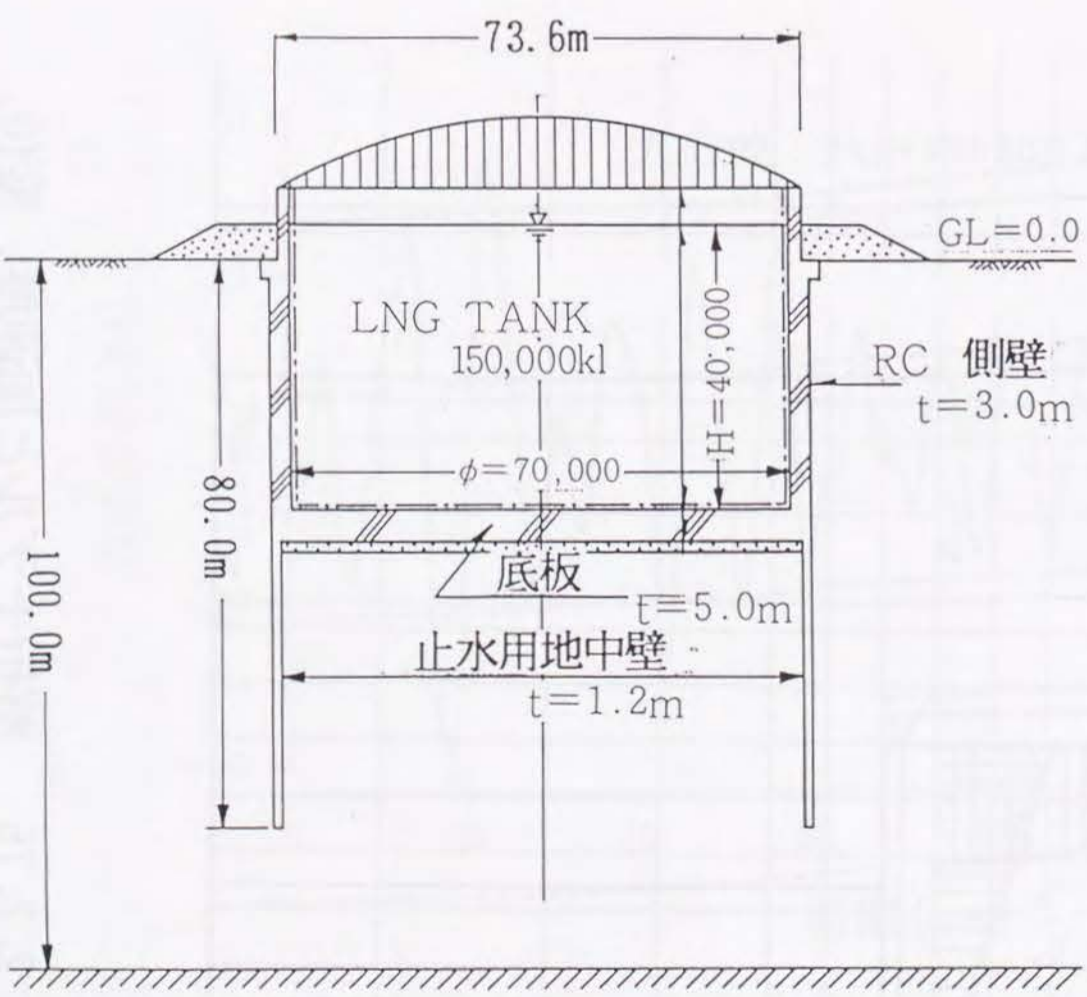


図 - 2.2.74 円周方向軸ひずみ 1次展開成分に関する観測と解析の比較 (No. 77, 長野県西部)



GL (m)	γ (tf/m ³)	ν	G (tf/m ²)	V _s (m/sec)
0	1.9	0.47	6,300	180
-10	1.8	0.48	9,700	230
-30	1.9	0.46	17,400	300
-60	2.0	0.45	32,600	400
-90	2.0	0.45	51,000	500

図 - 2.2.75 解析の対象とした一般的な LNG地下タンク

入力波：八戸1968EW (最大加速度150gal)

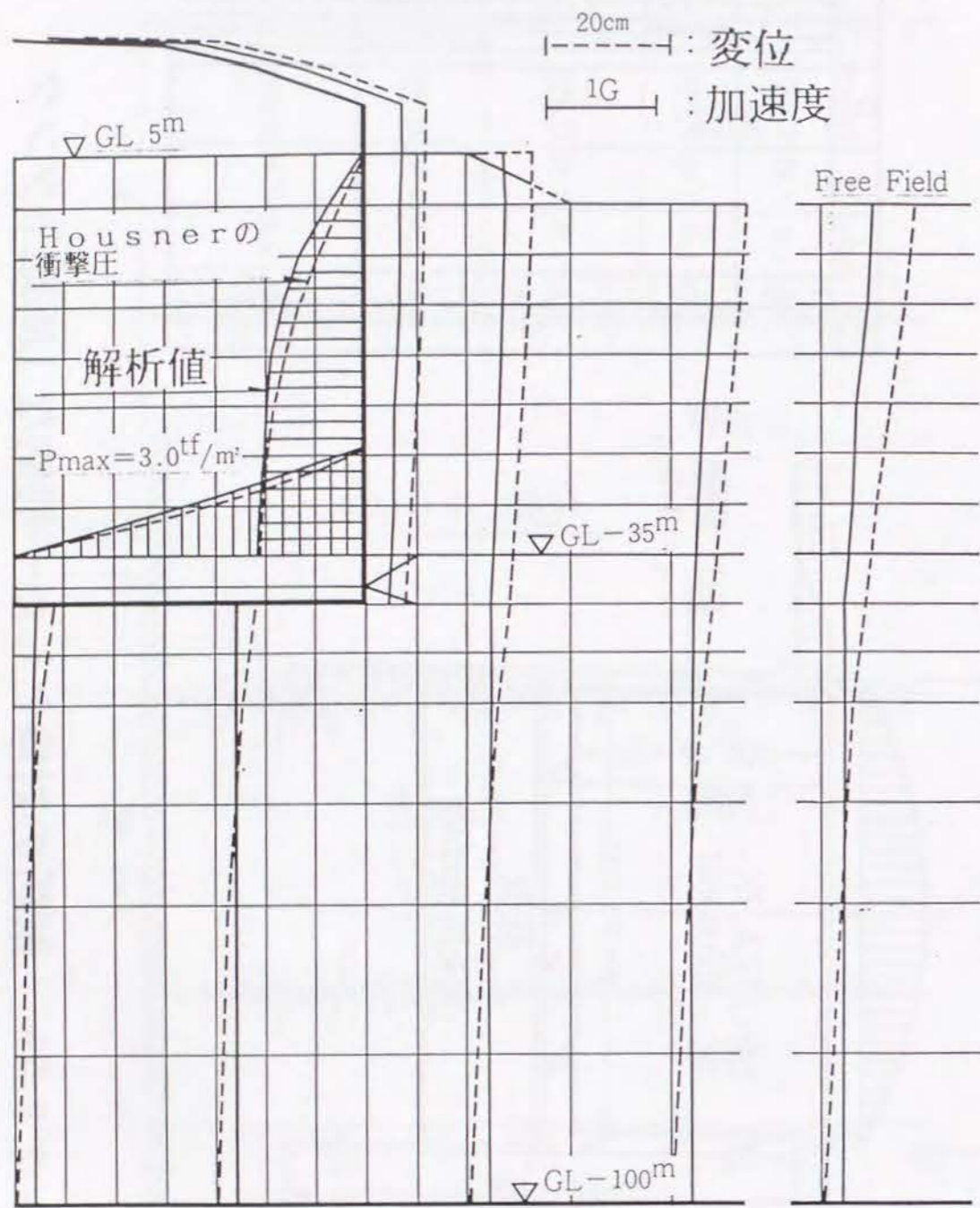


図 - 2.2.76 解析モデルと加速度，変位，動液圧の計算結果

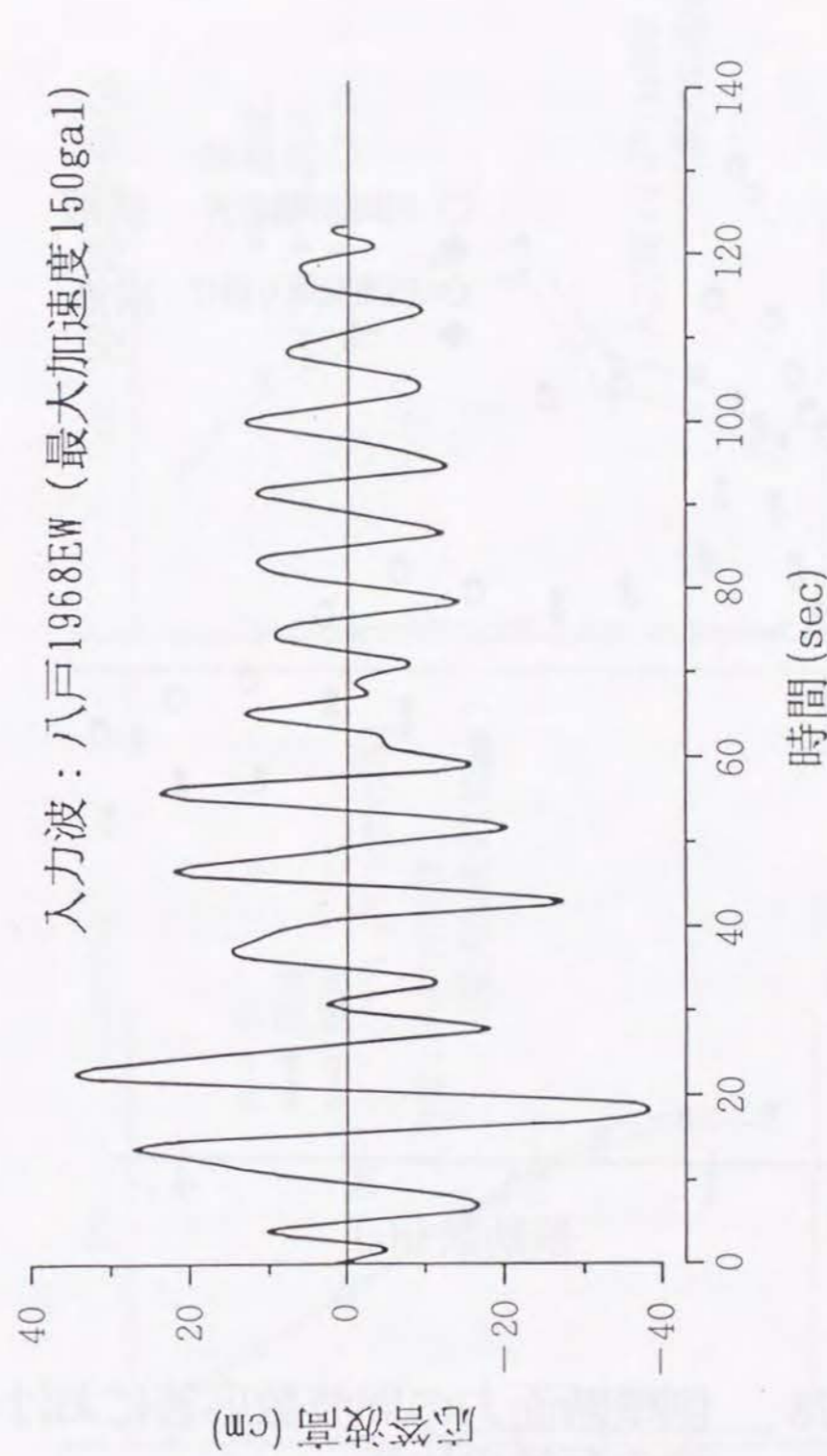


図 - 2.2.77 スロッシングによる液面波高の計算結果

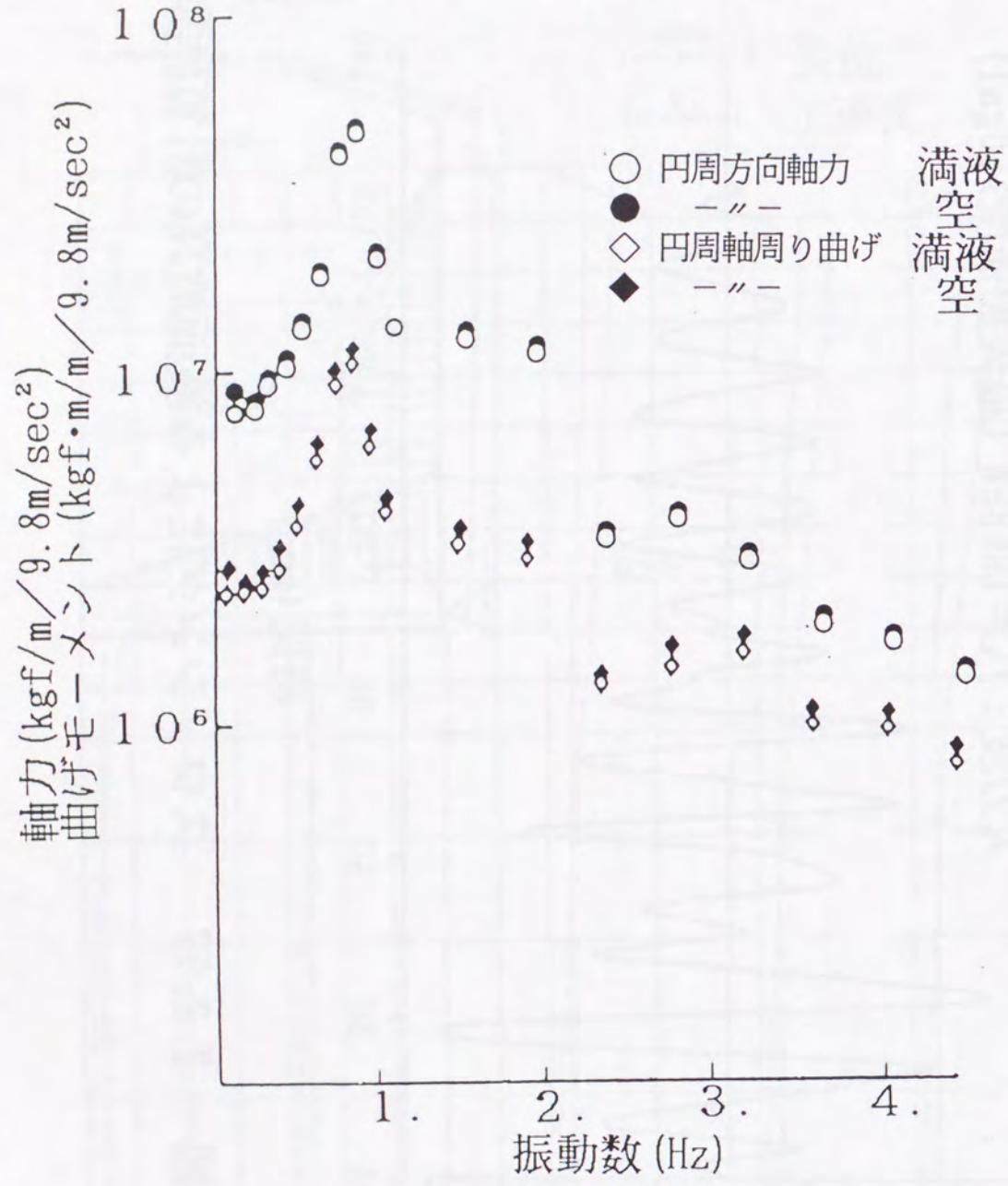


図 - 2.2.78 側壁断面力の周波数応答における液の有無の比較

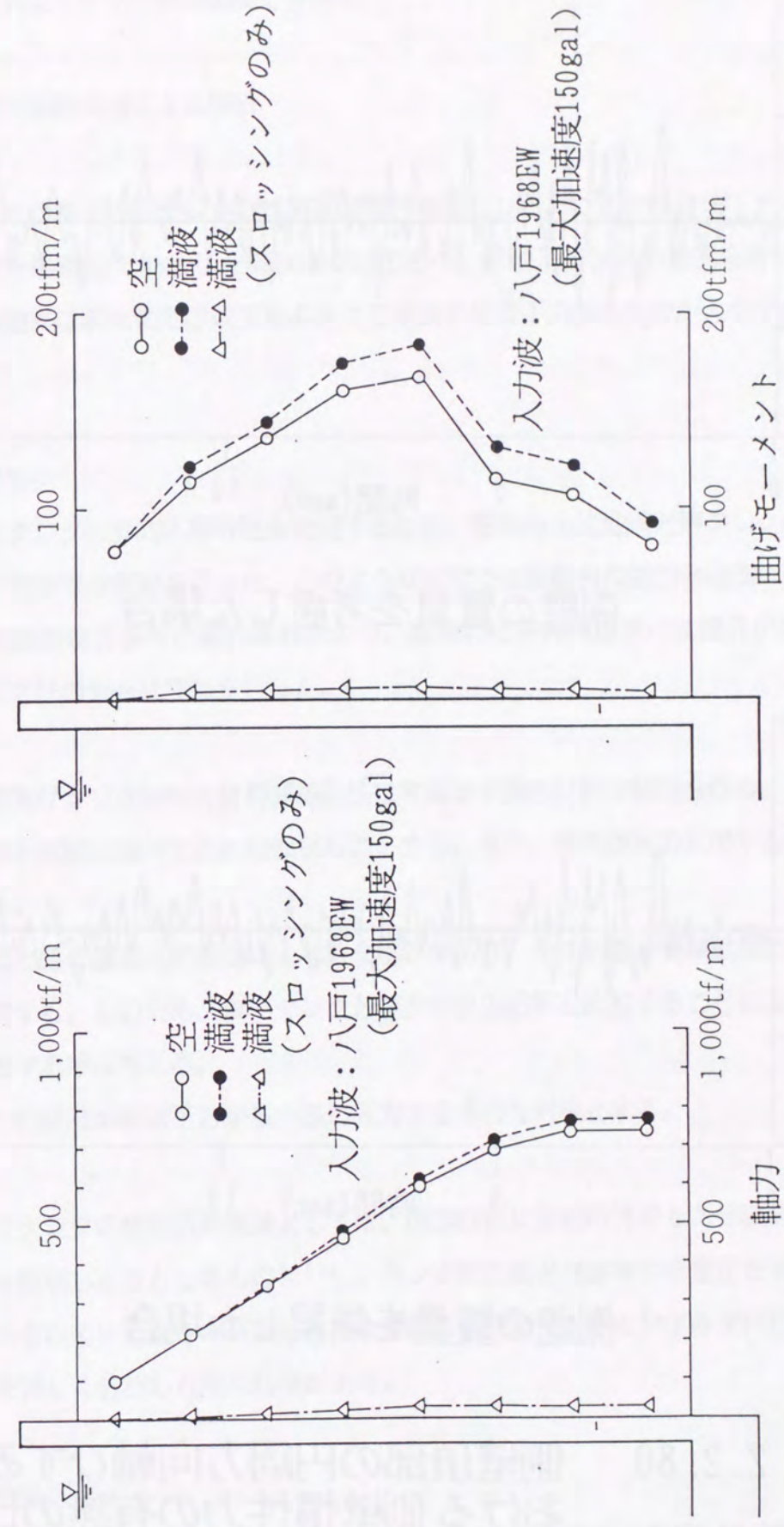
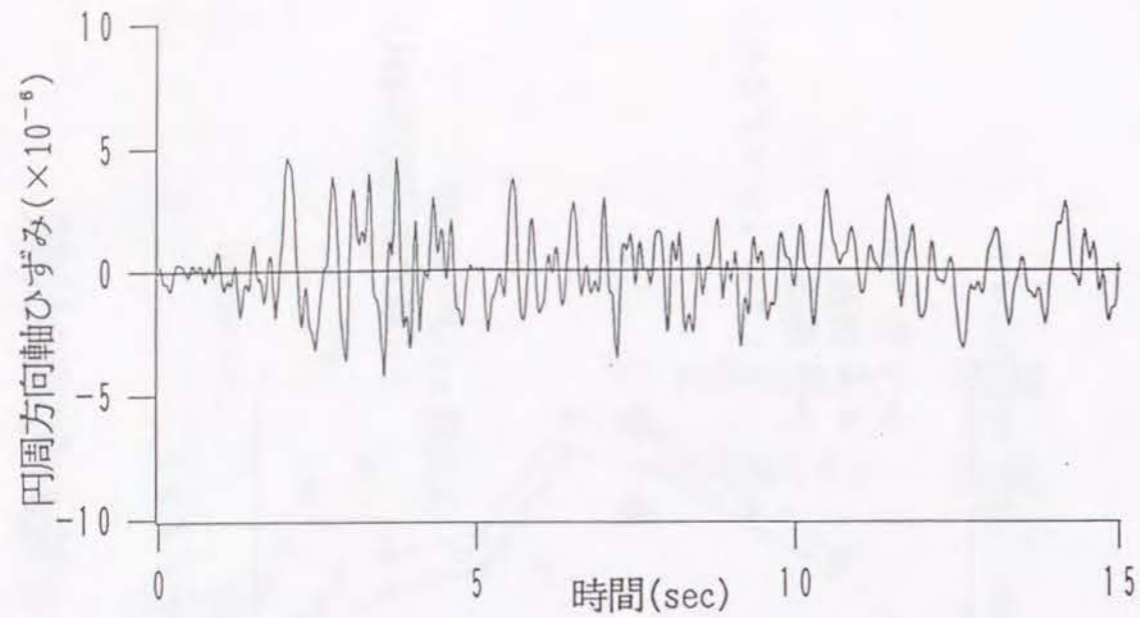
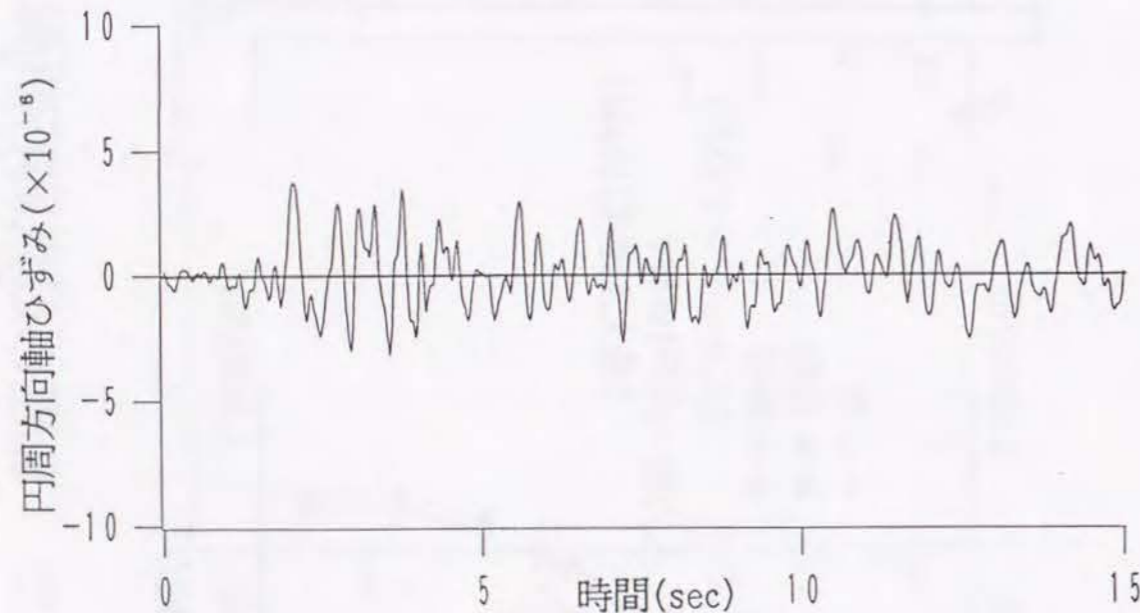


図 - 2.2.79 側壁の最大応答断面力における液の有無の比較



側壁の質量を考慮した場合



側壁の質量を無視した場合

図 - 2.2.80 側壁頂部の円周方向軸ひずみに
おける側壁慣性力の有無の比較

2.3 半地下タンク群の地震応答特性

2.3.1 模型振動実験による解析

(1) 目的

2.2 章では単一地下タンクの地震応答特性を検討した。ここでは群地下タンクと地盤の連成模型を振動台で加振した実験について述べ、群地下タンクの動的応答特性を考察する。入力地震は前章までの成果をふまえて基盤の鉛直下方からS波が入力する場合を対象とした。

(2) 実験条件

群地下タンクの動的応答特性を把握するため、振動台上に地盤と群タンクの連成模型を設置して加振する実験を行った。このような実験では振動台の能力と模型の製作性ならびに模型地盤の境界条件に制約されるので、実物の応答の再現性には限界がある。そのため、次の方針のもとに実験を行った。

- ① 地盤及びタンク躯体の材料非線形性は考慮せず弾性材料で模型を作る。
- ② 模型と実物は幾何学的に相似なものとする。また、弾性復元力に関する相似性は満足させる。
- ③ 模型地盤の底面と側面には人為的な境界があり、その影響が実験結果に表われることは許容する。そのため、単一タンクと群タンクの応答を比較することによって群の影響を把握する手法をとる。
- ④ 水平地震波が鉛直下方から一様に入力する場合を対象とする。

群地下タンクの模型振動実験としては、模型材料に非線形性をもたせ破壊状況からその動特性を解明しようとしたもの²⁻²¹⁾、タンク間距離と地盤特性を変化させたもの²⁻²⁰⁾等が報告されているが、本研究における実験は側壁のたわみとひずみを詳細に計測して群の影響を詳しく分析した所に特徴がある。

(3) 模型の製作

容量5万～10万k1の円筒型鉄筋コンクリート製地下タンクが0.5D (直径の1/2) の

間隔で6基まで建設される場合を想定する。地盤はわが国の臨海工業地帯に良くみられるように、比較的硬い洪積地盤上に沖積地盤が存在し、さらにその上が軟らかい埋め立て地盤であるとした。

図-2.3.1は製作した模型の概要を示している。模型材料の特徴と選定理由は既に前節2.2で述べているので、ここでは省略する。模型地盤は図-2.3.2に示すような3層構造で、上層から下層に向かって硬く作った。地盤材料はアクリルアミドゲルで、この材料単体では減衰が小さいため、糊(CMC)を添加している。模型地盤の側方境界と実験土槽の側壁の間には5cm幅の粘度の高い液体層(糊層)を全周にわたって設け、模型地盤の動きが拘束されないようにした。

図-2.3.2は模型タンクの断面も示している。底板は剛な塩ビ樹脂板であり、側壁は密度と剛性を調整し接着性を改善するためにアルミニウム粉末を混入したシリコンゴムで製作されている。側壁と底板は剛結である。タンクの設置は、模型地盤の所定の位置に穴を掘り、タンク模型を挿入後にすき間に地盤材料を注入して固定する方法をとった。その際、タンクの真円が保たれるように注意を払い、さらに地盤とタンクの接着性を改善するため、タンク表面に粗砂を張り付けた。

表-2.3.1は模型の材料定数を示している。模型の製作と並行してそれぞれの材料のテストピースを採取し、それらについて加振試験と引っ張り試験を行なって測定したものである。

(4) 相似則

模型と実物の幾何学的相似性が保たれていれば、振動現象に関する模型と実物の相似性が成立するためには、それぞれについて書き下ろした運動方程式の各項の比率が等しくなればよい。この条件を満足する相似率の関係は次のように整理される。

$$\lambda_{\mu} = \lambda_{\lambda} \frac{\lambda_{\rho} \cdot \lambda_{\tau}^2}{\lambda_{\tau}^2} \dots\dots\dots (2.3.1)$$

$$\lambda_{\sigma} = \frac{\lambda_{\alpha}}{\lambda_{\tau}^2} = \frac{\lambda_L}{\lambda_{\tau}^2} \cdot \lambda_{\varepsilon} \dots\dots\dots (2.3.2)$$

ここに

- λ_{ρ} : 密度の相似率
- λ_{τ} : 時間の相似率
- λ_L : 長さの相似率
- $\lambda_{\lambda} \quad \lambda_{\mu}$: Lamé の定数の相似率
- λ_{α} : 変位の相似率
- λ_{ε} : ひずみの相似率
- λ_{σ} : 外力加速度の相似率

である。

$\lambda_{\varepsilon} = 1.0$ とすれば λ_{σ} は式(2.3.2)に従って λ_L と λ_{τ} により決定される。模型地盤材料の密度はほぼ1.0であるので λ_{ρ} は実地盤の密度との関係で定まる。 λ_L と λ_{τ} は振動台の能力から決定されてくるので、式(2.3.1)から計算される λ_{μ} に従って模型材料の弾性定数が選定される。

この実験に用いた模型に相似率を逆に適用して実物相当の諸元を求め、実在の地下タンクの諸元と比較したものが表-2.3.2である。 $\lambda_L = 1/150 \sim 1/200$ 、 $\lambda_{\tau} = 1/3 \sim 1/4$ とすると幾何学的な相似性はほぼ満足され、地盤のせん断波速度の相似性もほぼ満足される。しかし、側壁と地盤のヤング率の比率は満足されておらず、模型の側壁は相似率から決定される値の約2倍の硬さとなっている。これは、次項で述べるように、ひずみの計測を容易にするために側壁を硬く作ったためである。

(5) 計測ならびに加振内容

計測項目はタンクと周辺地盤の加速度、タンク側壁のひずみ、およびタンク側壁の半径方向のたわみである。これらの測点は図-2.3.1に示すAタンクとCタンクに配置されている。

地盤内の加速度測定には3.5 × 3.5 × 7mmの小型計器を直接埋設して使用した。この方法によれば軟らかい模型地盤中でも50Hzの振動まで測定できることが別の実験でたしかめられている。

ひずみの測定にはゲージ長3cmでベース厚を特に薄くした箔ゲージを使用した。側壁のテストピースにこのゲージを貼って、引っ張り試験を行なった結果、ひずみの指示率(指示ひずみ/実ひずみ)は約0.56であった。

側壁の半径方向のたわみを頂部の8点で計測した。底板上に固定した剛なフレームの側壁頂部と同レベルの位置に豆電球を取り付け、側壁側に光量によって電気抵抗が変化する素子を取り付けてフレームと側壁の隙間の变化を非接触で電氣的に測定した。高い精度は期待できないが、側壁の平面内の変形モードを読み取ることは充分可能である。

加振実験は最初に地盤のみで行ない、同じ地盤を使って1基、2基、4基、6基とタンクを増設しながら同じ内容の試験を繰り返した。加振方法は正弦波による定常加振(1Hz~10Hz)と3波(E1 Centro 1940 NS波、八戸 1968EW波 人工ランダム波)による非定常加振の2方法である。非定常の3波については時間軸の短縮を行わずに使用した。各波の主要振動数はE1 Centro 波の場合は模型地盤の1次共振振動数にほぼ一致し、八戸波の場合はその長周期側に、ランダム波の場合はその短周期側に来る。

(6) 実験結果及び考察

a) タンク1基の応答特性

図-2.3.3は地盤のみの場合と地盤中にタンクが1基設置された場合の共振曲線を比較したものである。タンクについては底板のスウェイ振幅を示しており、地盤についてはタンクの底板深度にほぼ等しい中間層上部の振幅を示している。

両者の1次から3次までの共振点は2.0Hz、4.8Hz、7.8Hzに共通して現れており、タンクは地盤とほぼ同じ動きをしていて独立した自己振動を起こしていないことが確認できる。1次と2次の共振点の間で位相が720°も急激に変化しているのは、前節2.2でも述べたように側方境界の影響によって地盤が平面的に高次のモードで振動したためである。

b) タンクの応答特性に及ぼす群の影響

タンクを6基設置して加振した結果から、Aタンク(中間部タンク、図-2.3.1参照)とCタンク(端部タンク)の底板スウェイに関する共振曲線を比較したものが図-2.3.4である。タンク間の動的相互作用を検討する見地からは3~5Hzで両タンクが異なった動きをすることが注目されるが、前述したように、この振動数域では地盤が平面的に高次のモードで振動するため、地盤そのものがAタンクとCタンクの位置で異なった動きをしたものと推定される。同図にはタンク内に内容液重量に相当す鋼塊を付加した場合の結果も示してある。両タンクの動きは無付加とほぼ同じであり、タンク自体の慣性力がタンク間の相互作用に及ぼす影響は小さいことが証明される。図-2.3.5は1基、2基、6基の場合について、Aタンクの底板スウェイの共振曲線を比較したものである。最も大きなピークとな

る1次共振点の応答倍率がタンク基数の増加と共に減少する傾向にあることが注目される。このような現象は群設されたタンクが束となって地盤の動きに抵抗し地盤を拘束したことにより生じたと考えられることができる。

c) タンク間地盤の共振現象

比較的高い振動数域でタンク間地盤の振幅が大きくなる現象が観察された。図-2.3.6はAタンクとBタンクの間地点の地盤の表面における共振曲線をタンク1基の場合と6基の場合で比較したものである。6基の場合の振幅が5~7Hzで大きくなっており、約6Hzに共振現象によるピークが認められる。後述する解析結果からも明らかになるように、タンク間に取り込まれた地盤が周辺地盤から切り離されて独立した共振系を構成すると考えることができる。

このタンク間地盤の共振が側壁の応答に及ぼす影響を明らかにするため、図-2.3.7から図-2.3.9を作成した。上述の5~7Hzで側壁の加速度やひずみの振幅が大きくなる傾向が認められるが、1次や2次の共振点よりは小さいのでオーバーオール地震応答には大きな影響がないと思われる。

d) 側壁の応答に現れる群設の影響

図-2.3.10は定常加振による1次共振状態で測定された側壁頂部の半径方向たわみ分布を示したものである。これらのたわみ分布は図中に示した3つの基本モードに大よそ分離できる。その組み合わせを[]内に示した。

タンク1基の場合には、地盤はタンクを中心にして加振直角方向に対称、加振方向に逆対称に変形し、側壁のたわみ分布は円周方向1次展開モード[A]が卓越したものとなる。タンクが2基となると加振直角方向の対称性が崩れる。そのため、地盤からタンクに作用する荷重が対称でなくなり、側壁のたわみ分布は[A]にせん断方向(45°方向)の円周方向2次展開モード(オーバリングモード)[B]が加わったものになる。タンク4基の場合には加振方向にもタンクが並ぶため、加振方向の逆対称性が崩れて両押し、両引きの2次展開モード[C]が顕著に現れる。この場合、引っ張りと圧縮の関係から[C]の影響はタンクAとCで逆位相となる。6基の場合は、角に位置するタンクCのたわみ分布は4基の場合と同じであるが、中間位置のタンクAではせん断方向の[B]だけが卓越している。

同様の傾向が非定常加振においても認められた。図-2.3.11はE1 Centro波を入力した際に側壁で測定された円周方向ひずみの軸ひずみ成分と曲げひずみ成分の最大値を示した

ものである。縦軸は入力1gal当たりの値であり、横軸はタンク数とタンク位置を示している。軸ひずみはタンク数が多くなっても変化しないのに対し、曲げひずみは変化している。これは曲げひずみが主として図-2.3.10における[B]、[C]の2次展開モードのたわみに伴って発生するものであるり、タンク数が多くなるとこれらのモードが卓越するためである。

2.3.2 実験結果の数値解析とパラメータスタディー

(1) 連成系震度法による解析

(a) 解析方法

群地下タンクと地盤を有限要素法等の離散化手法によって3次元にモデル化して動的解析を行うことは、解析を線形域に限定し地震波が鉛直下方から入力すると簡略化しても、多大な数値計算を必要とする。コンピューターの計算能力が向上した今日においても実務的にそのような解析を行うことは容易でなく、計算の簡略化が望まれる。そこでここでは数値解析によって前節2.3.1の模型実験の結果を解析すると共に、次の考え方に従って動的を静的に置き換え計算を簡略化する方法を検討した。

すなわち、本論の2.2で示した実験結果と地震観測結果、ならびに本論の2.3.1で示した実験結果から、地下タンクの応答は周辺地盤の応答に支配されタンクの自己振動は現れないこと、群タンクの場合にもこの特性に大きな変化がないことが明らかにされている。このことは、何らかの方法で周辺地盤の応答が求められればタンクの応答は静的な計算法によって求められることを示している。そこで、周辺地盤～群地下タンク連成系の3次元有限要素モデルに周辺地盤の応答変位が動的な応答変位と同等になる強度の水平加速度を作用させて震度法と同じ様に静的な計算から応答を求めればよいと考えられる。この方法は構造物のみならず周辺地盤にも水平加速度をかけることを特徴としていることから、本論文は以降、連成系震度法とよび一般的な震度法と区別する。

数値計算にはBatheらによって開発された汎用構造解析プログラムSAP²⁻²⁹⁾を使用した。

(b) モデル化の精度に関する検討

計算を簡略化するためには要素分割を可能な限り粗にし自由度を少なくすることが必要である。タンク躯体のモデル化にはアイソパラメトリックの4辺形平板要素(以下、板要素と略す)を使用した。同要素の精度検討のため、集中荷重を受ける円環の問題をこの板要素で解析し、円環はりの曲げに関する理論解と比較したところ、円環を16分割すれば変形の誤差は5%以内になることがわかった。

地盤のモデル化にはアイソパラメトリックの可変節点3次元ソリッド要素(以下、ソリッド要素と略す)を使用した。この要素の精度を検討する為、後述する地下タンク～地盤

連成系モデルを平面的にスライスした板状モデルからタンク部分を取り除いた有孔の板モデルを作成し、このモデルに一方向から荷重をかけて平面応力状態での円孔表面の変形を計算した。この計算結果と円孔を有する無限板の近似理論解とを比較したものが図-2.3.12 であり、全体的な傾向はよく一致していることがわかる。

以上の結果から、図-2.3.15 に示す要素分割程度で平板要素のタンクモデルとソリッド要素の地盤モデルを結び付けて相互作用の解析を行っても大きな誤差は生じないと言える。

(c) 連成系震度法の適用条件に関する検討

これまでの検討から明らかなように、タンク側壁の変形には周辺地盤の応答変位分布すなわち応答ひずみが支配的な影響を持つ。したがって、連成系震度法が側壁の応答解析に適用できるためには、タンクの根入れ深さまでの地盤のひずみがこの方法によって概算できている必要がある。

実験した模型地盤を対象に1次元のせん断土柱モデルを作成し、固有振動モードと震度法による静的応答モード、すなわち一様な水平力が作用した場合の変形モードを計算した。これらのモードを深さ方向に微分してひずみモードを求め、さらにその値をそれぞれの γ_{ave} で除して基準化し比較したものが図-2.3.13 である。ここに、 γ_{ave} は次式で定義される値で、本研究では以降、地盤平均ひずみと呼ぶこととする。

$$\gamma_{ave} = \frac{hu - he}{H} \dots\dots\dots (2.3.10)$$

hu : 地表における地盤の水平変位

he : タンク底板の深さにおける地盤の水平変位

H : 地表から底板までの深さ

図-2.3.13 から、1次モードのひずみ分布は震度法によるひずみ分布と良く一致しており、2次モードについてもタンク側壁の変形に大きな影響を与える地表付近のひずみ分布はよく一致していることがわかる。次に、数値計算が比較的容易なタンク1基の場合の側壁のひずみを連成系震度法と動的解析法で計算した。前章の2.2.3 で述べた非軸対称振動回転体有限要素法によるプログラム「ABLE」で模型地盤とタンクをモデル化し、地盤の1、

2,3 次の共振振動数と同じ振動数の正弦波が基盤から入力した場合の定常応答を計算した。図-2.3.14 は計算された側壁ひずみの応答値を式(2.3.10)で定義される γ_{ave} で除して示したものである。同図には同じモデルを使って連成系震度法により求めた値を示している。側壁の内外両面の円周方向ひずみならびに面内せん断ひずみの分布は3次の共振振動数の入力による応答に至るまで震度法と概略一致している。一方、側壁の内外両面の上下方向ひずみは3次共振振動数の入力になると一致しない。これは3次モードの地盤ひずみが複雑に変化するため側壁の曲げひずみの分布も震度法の分布と異なってくるためである。

以上の結果から連成系震度法の適用条件を要約すると、検討の対象とした地盤条件では地震時の地盤の応答が1次モードと2次モードの卓越したものであれば、側壁の応答解析に連成系震度法の適用が可能といえる。ところが、地盤の固有振動数と地震応答解析で卓越するモード次数は地盤条件やモデルの基盤深さと地震波の周期特性によって変化する。そのため、モードの概念にとらわれない適用条件が必要である。図-2.3.13 に立ち戻って検討すると、地盤ひずみの符号がタンクの根入れ深さに至るまで反転しないこと、が条件になると考察される。この条件は下方から地表に伝播する地震動の主要な波長がタンクの根入れ深さの倍以上であることと同等である。軟弱地盤に立地する円筒型半地下タンクの根入れ深さは一般に30m程度である。地震動の伝播速度を100m/sとすると、半波長が30m以上となる条件は地震動の卓越周期が0.6秒以上であることと同等である。この条件は現存する半地下タンクの建設サイトについて一般に成立すると思われる。

(d) 模型実験結果の解析

図-2.3.15 は計算モデルの一例を示したものである。加振方向には逆対称、加振直角方向には対称の条件を用いた1/4モデルである。タンク寸法と地盤の層構成は模型と同一であり、材料定数はテストピースから求められた表-2.3.1の値である。

図-2.3.16 と図-2.3.17 はタンク側壁のひずみについて実験値と計算値を比較したものである。縦軸は γ_{ave} で基準化された円周方向ひずみであり、横軸はタンクの数と位置を示している。実験値は地震波を入力した際の最大応答値であり、基準化の γ_{ave} は地盤中の加速度計の記録を積分した変位波形から求めている。実験値と計算値は定性的に良く一致していることがまず読み取れる。実験では2.3.1 で述べたように指示率56%のひずみゲージが用いられているのでひずみの大きなところでは実ひずみの約半分の値が測定され

る。逆にひずみが局部的に小さいところではゲージ長さの影響やゲージの設置精度などによる計測誤差によって実ひずみより大きな値が読みとられる可能性が高い。これらの点を考慮すれば計算値は実験値と定量的にもよく一致していると判断できる。

同じ計算結果から側壁のたわみを求めてみた。図-2.3.10と比較できるようにタンク底板に固定した座標からみた側壁頂部の半径方向たわみを示したものが図-2.3.18である。計算結果においても、隣接タンクの影響による2次展開モードのたわみが明瞭に現れており、この現象を連成系震度法で解析できることが確認される。

(2) タンク間地盤の共振現象の解析

連成系震度法では2.3.1(5),c)で指摘されたタンク間地盤の共振現象を解析することができない。そのため次の解析を行った。

実験模型と同じタンクが縦横0.5Dの間隔で多数建設されている場合を解析の対象とする。図-2.3.19中に示す要領でその一部分を切り出し、加振方向に逆対称、加振直角方向に対称の境界条件を使うことによって、タンク群の中心部を代表する解析モデルが設定できる。このモデルをSAPによって動的解析し、減衰を5%として正弦波が基盤から入力する場合の定常応答を求めた。図-2.3.19はタンク間地盤表面とタンク底板の共振曲線を示したものである。2.35Hzの共振点は地盤の1次共振点がタンク群の地盤拘束効果によって1.95Hzから移動して現れたものと考えられる。5.4Hzのピークがタンク間地盤の共振によるものである。このピークの振動数とモードは実験結果とほぼ一致しており、解析モデルの妥当性が確認される。

この計算法によって5.4Hzの単位加速度振幅の入力波に対する側壁頂部の円周方向応力度を求めたものが図-2.3.20である。同図には比較のため、タンク6基の場合の1次共振時に相当する応力度を連成系震度法から求めてプロットした。ここに連成系震度法の震度は、地盤のみのモデルに単位加速度の定常正弦波が基盤から入力した際の1次共振時の γ_{ave} と連成系震度法を適用した際の遠方地盤の γ_{ave} が等しくなるように定めている。

図-2.3.20から、入力加速度が同一であるとタンク間地盤の共振により側壁に生じる応力は1次共振時の群タンク側壁の応力よりやや小さいレベルになることが示される。実際の地震応答の場合には、入力波の卓越振動数とタンク間地盤の共振振動数の関係が問題となる。タンク間地盤の共振振動数が高いので地震波との共振が生じるとタンク間地盤の応答加速度は大きくなるが、図-2.3.20や前節2.3.1の実験結果からみて側壁の耐震性がタ

ンク間地盤の共振の影響を大きく受けることはないと考えられる。

(3) 群タンク側壁の応答に影響する諸要因の検討

前項までの検討から、群地下タンク側壁の応答は連成系震度法により解析できることが示されたので、以下のパラメータスタディーを行った。

a) タンク基数の影響

2.3.2(1)d)で示した模型実験の解析結果から側壁のひずみ分布を求め、横軸に同一円周上の最大値を、縦軸に側壁深度をとって示したものが図-2.3.21である。群の影響は4基または6基Cタンクの場合に顕著に現れ、側壁頂部では1基の場合の2~3倍の値となる。上下方向ひずみと面内せん断ひずみに対する群の影響は側壁底部で現れる。

b) タンク間距離の影響

タンク4基のモデルについて、タンク間距離を0.75Dと1.0Dにした計算を行った。図-2.3.22は側壁たわみモードを比較したもので、タンク間距離が大きくなると円周方向2次展開モードのたわみは減少している。図-2.3.23は側壁の代表的な位置おける最大ひずみとタンク間距離の関係を1基の場合を基準に取って示したものである。タンク間距離が小さくなると2次展開モードのたわみの影響によって円周方向ひずみは大きくなる。上下方向ひずみも同様の傾向を示すが、これは側壁上部のたわみに伴って固定端となる底部の曲げひずみが大きくなるためである。

c) 地盤の層構成の影響

タンク4基のモデルについて、タンク間距離を0.5Dとし、地盤の中間層が下層と同じ剛性をもつ場合と中間層が表層と同じ剛性をもつ場合について計算を行った。図-2.3.24は円周方向ひずみを式(2.3.10)で定義される γ_{ave} で基準化して示したものである。 γ_{ave} が同一であれば、すなわち、地表と底板レベルにおける応答変位差が同じであれば、硬い地盤に根入れするほど側壁の応答は大きくなる傾向にある。一方、ひずみの分布形状に大きな変化がないところから、群の影響によって2次展開モードのたわみが生じる現象は地層構成の影響をあまり受けないと考えることができる。

d) タンク側壁の剛性の影響

以上に示してきた計算では側壁のヤング率に表-2.3.1の値がそのまま用いられている。本論の2.3.1で述べたように、この値は実際のコンクリートのヤング率に相似率を適用して求められる本来の値の約2倍である。そこで、タンク4基のモデルについて側壁のヤン

グ率を1/2 と1/4 にとった計算を行い比較した。図-2.3.25 は計算された軸応力度と曲げ応力の同一円周上最大値の分布を示している。軸応力度の変化は小さいが、曲げ応力は側壁剛性の低下とともに低下する傾向にある。軸応力度は円周方向1次展開モードのたわみ(図-2.3.10 における[A])と相関し、そのたわみは側壁のヤング率が1/4 になっても地盤の応答変位より相当に小さい。したがって地盤からタンクに作用する水平荷重の総和に大きな変化はなく、それにより決定される軸応力にも大きな変化はない。一方、曲げ応力は群の影響によって生じる2次展開モードのたわみに相関する。2次展開モードはたわみやすいことからそれによる曲げひずみは群の影響により地盤のひずみの乱れによってほぼ決定され、ヤング率が低下しても曲げひずみに大きな変化がない。その結果ヤング率が低下した分だけ曲げモーメントが低下したと考えられる。

2.3.3 結 論

(1) 模型振動実験による解析の結論

- 1) シリコンゴムで作られた模型タンクの側壁のたわみとひずみを計測する方法を開発して測定精度を向上させた上で単タンクと群タンクを比較する実験手法をとることにより、模型の相似性の不完全さや模型地盤の境界の影響を相殺、軽減する実験を行った。その結果、群設の影響を明瞭にするデータを得ることができた。
- 2) 地下タンクが群設されてもタンクの慣性力が互いに干渉し合うような共振現象は認められなかった。群タンクの応答は単タンクの場合と同様、周辺地盤の応答に支配される。
- 3) 群設されたタンクに囲まれた地盤に周辺地盤から独立した共振現象が現れた。次節に述べる数値解析でもこの共振現象が確認されるが、タンク側壁の地震応答加速度や応力には大きな影響をおよぼしていない。
- 4) タンクが群設されるとタンク側壁に生じる応力は増加する。これは、いわゆるキネマティックな相互作用によるもので、隣接タンクの影響によってタンク周辺地盤の変形分布が乱れてタンクに偏土圧が作用し、側壁の2次展開モードのたわみによる曲げひずみが卓越するためである。

(2) 実験結果の数値解析とパラメータスタディーの結論

- 1) 有限要素法による数値解析に採用した連成系震度法、すなわち、地盤とタンクを連成

させた解析モデルに震度法を適用して静的解析により側壁の地震応答を求める方法は、実験結果ならびに動的応答解析結果とよく一致した。鉛直下方から入力する地震波動の主要な波長がタンクの根入れ深さの2倍以上であれば、連成系震度法によって群地下タンク側壁の地震応答を解析することが可能である。

- 2) 多数のタンクが建設されている場合を想定してタンク間地盤の1/4 モデルを作成し、動的解析を行なった結果、実験で認められたタンク間地盤の共振現象の発生を確認する結果を得た。
- 3) 連成系震度法を適用してパラメータスタディーを行なった結果、タンク同士が接近すると側壁の曲げひずみは急激に増加し、タンク間距離が0.5Dになるとタンク側壁に生じるひずみの最大値は面内せん断ひずみ成分を除いて単一タンクの2~3倍となること、タンクが根入れしている地盤の中間層の剛性が変化してもこのような群の影響に大きな変化がないこと、一方、タンク側壁の剛性が低下すると群の影響は側壁の剛性の低下によって吸収され応力的には減少すること、が明らかになった。

表 - 2.3.1 模型の材料定数

		ヤング率 (kPa)	密度 (g/cm ³)
地	表層	11.9	1.02
	中間層	22.0	〃
	盤基層	70.8	〃
タンク側壁		12 740.	1.35

表 - 2.3.2 実物と模型の諸元比較

実タンク								
		内径 (m)	底面深さ (m)	側壁厚 (m)	地盤の 平均 V_s (m/s)	深さ 内径	壁厚 内径	側壁ヤング率 地盤ヤング率
原	1	65.0	19.5	1.2	100	0.30	0.018	670
	2	86.0	42.5	2.5	115	0.49	0.029	510
	油	3	85.0	40.0	3.0	130	0.47	0.035
L	4	54.0	20.5	1.5	130	0.38	0.028	400
N	5	50.0	31.0	2.5	105	0.62	0.050	610
G	6	64.5	40.0	3.0	155	0.62	0.047	280
模型タンク								
模	$\lambda_L=1/150$ $\lambda_T=1/3$	48.5	21.0	2.0	100	0.43	0.040	1 060
	$\lambda_L=1/200$ $\lambda_T=1/4$	65.0	28.0	2.6	100	0.43	0.040	1 060

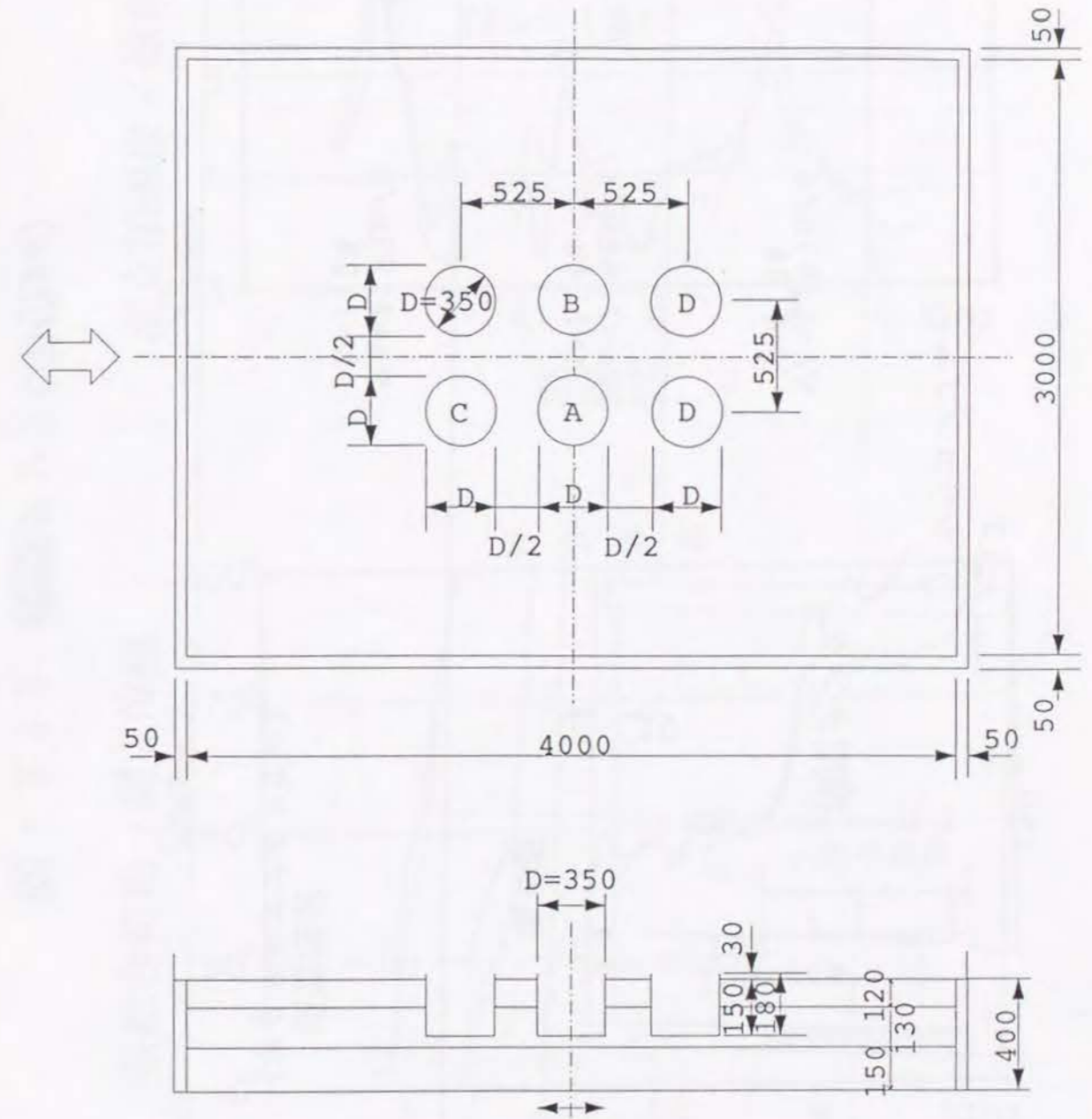


図 - 2.3.1 模型の概要 (単位mm)

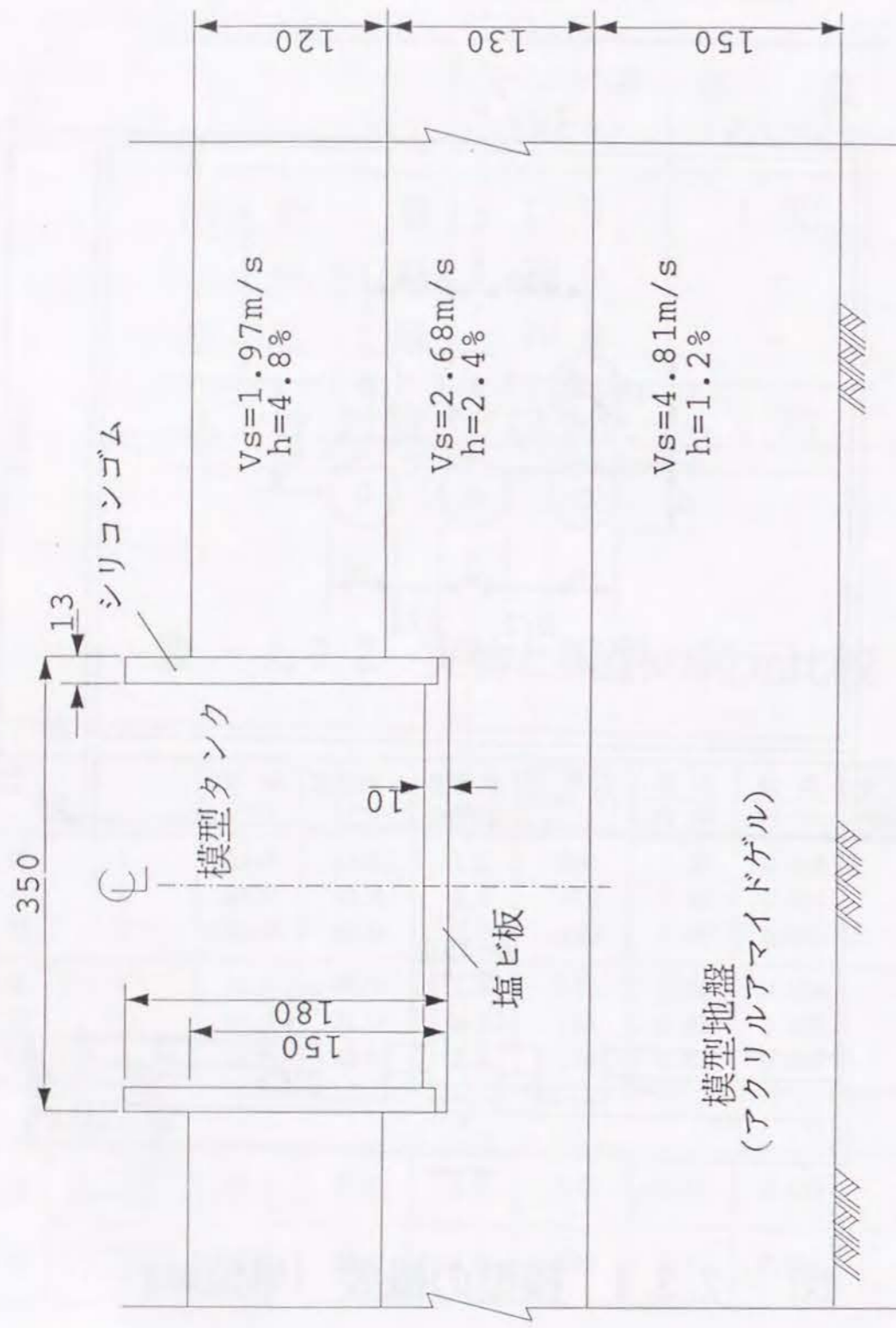


図 - 2.3.2 模型タンク(単位mm)

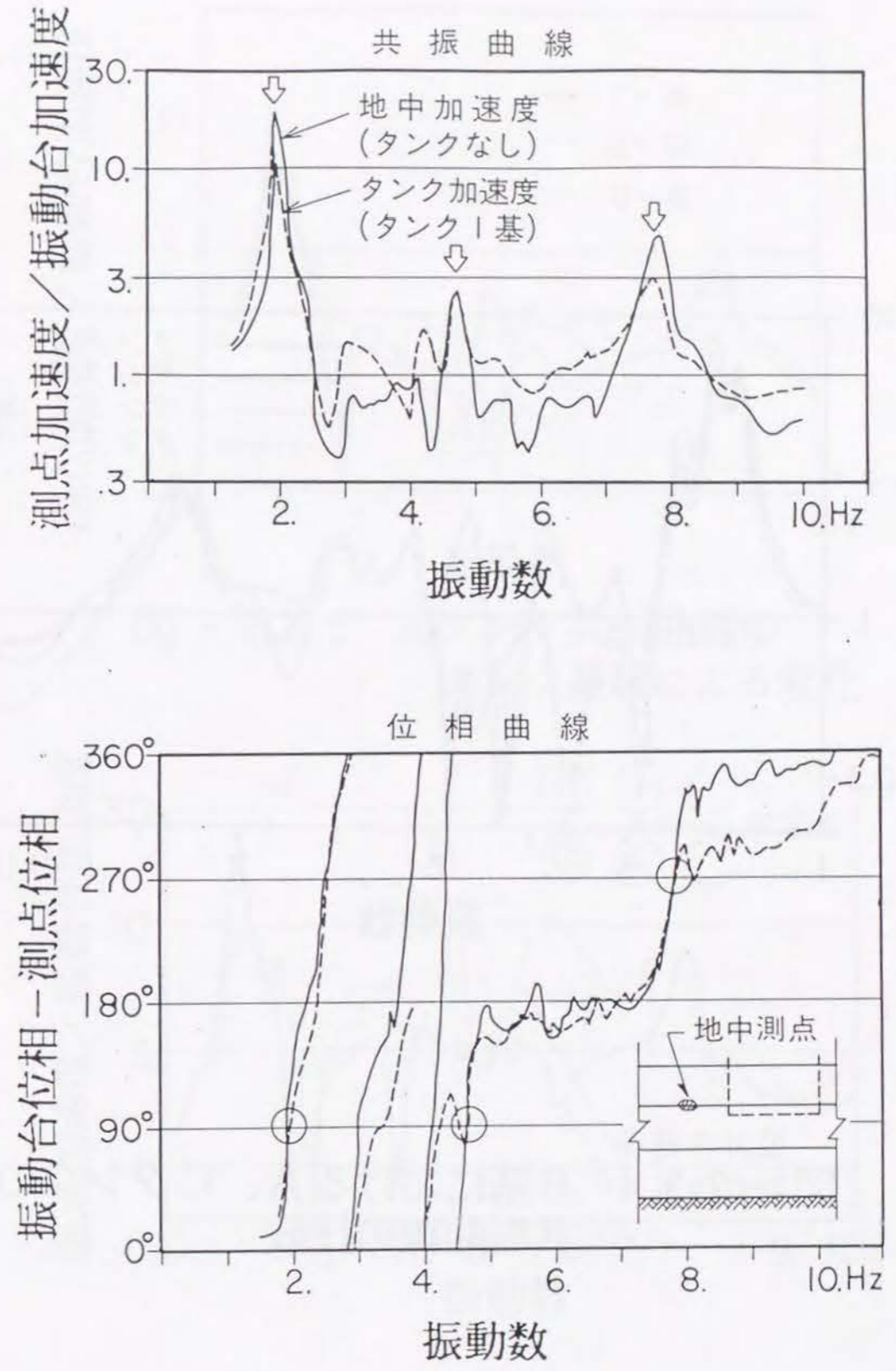


図 - 2.3.3 地盤とタンク1基の共振曲線の比較

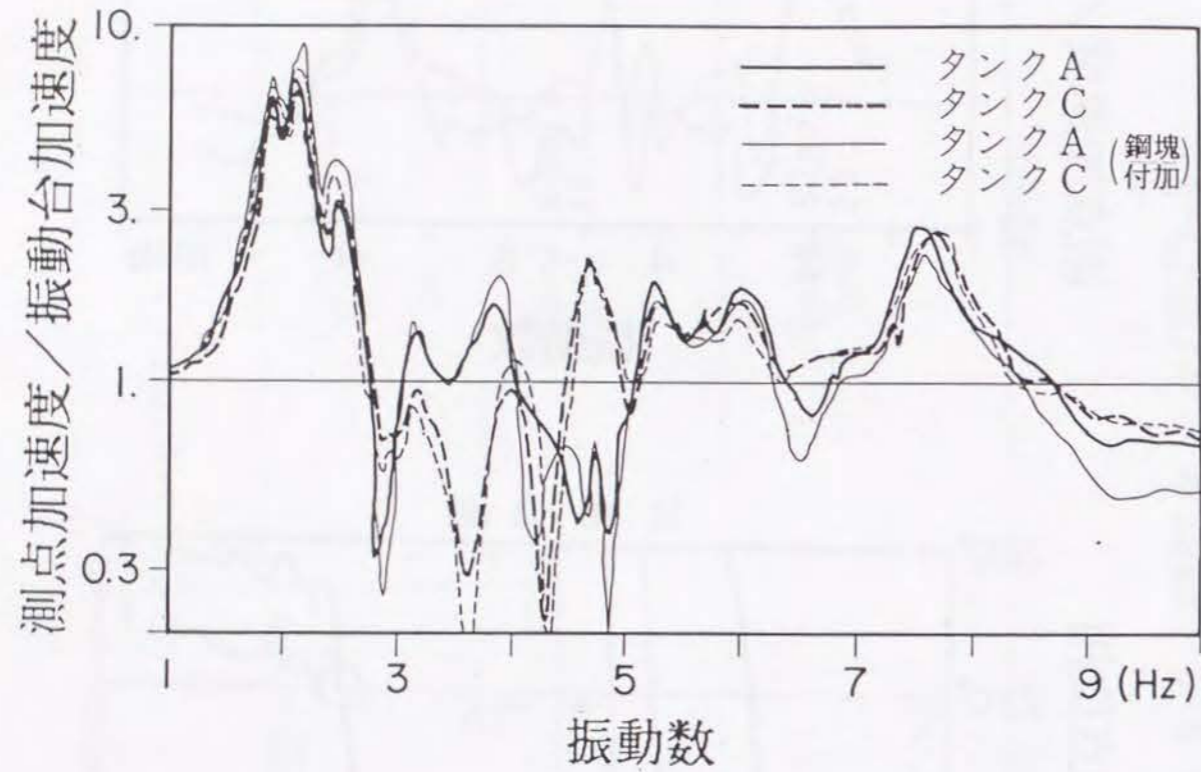


図 - 2.3.4 6基におけるA, Cタンクの共振曲線の比較

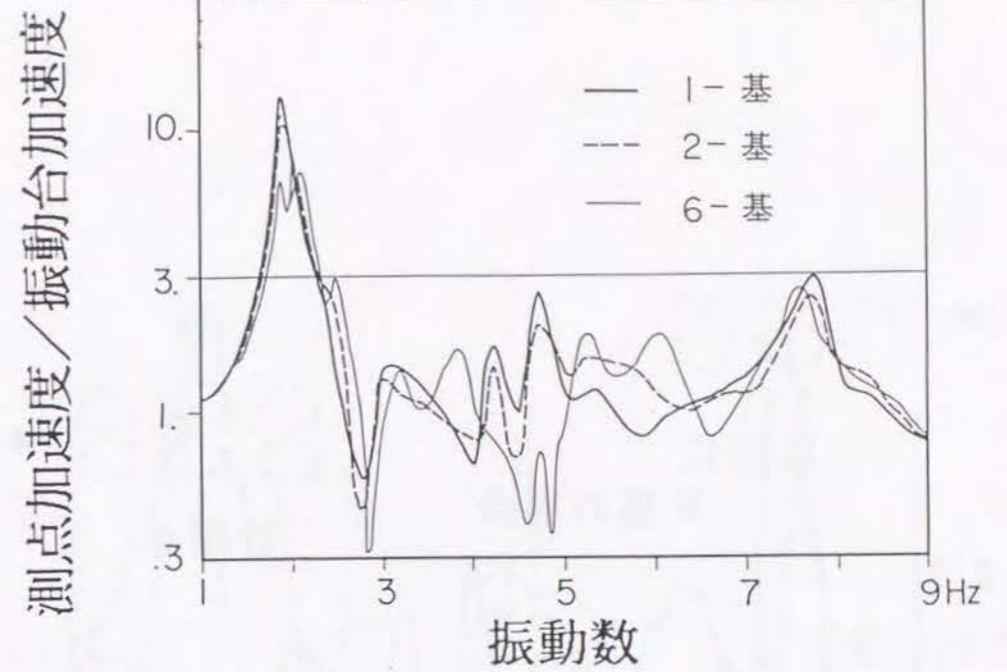


図 - 2.3.5 Aタンク共振曲線のタンク基数による変化

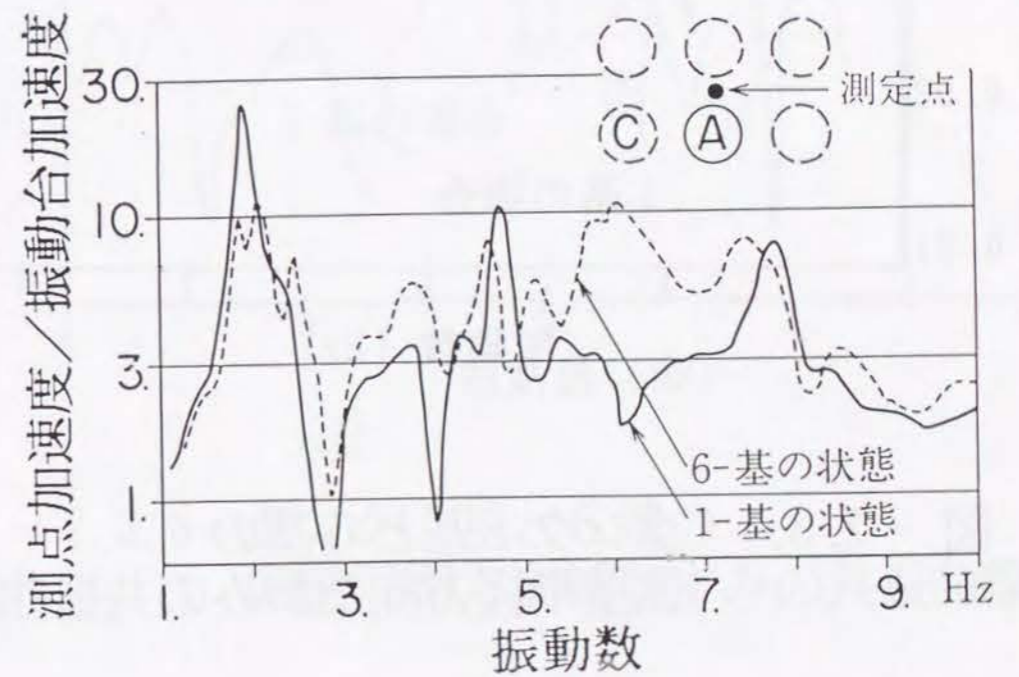


図 - 2.3.6 タンク間地盤の共振曲線

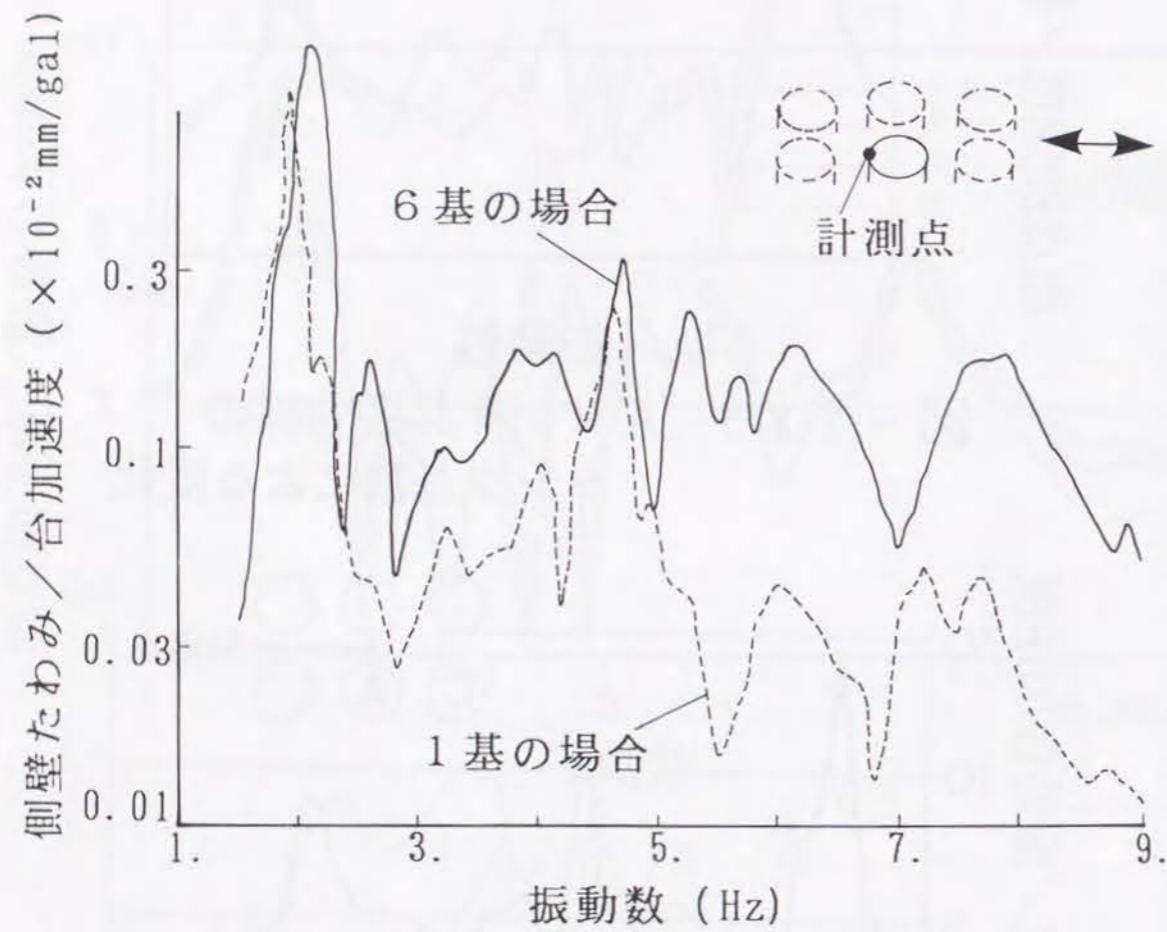


図 - 2.3.7 タンク1基と6基の側壁半径方向たわみの共振曲線

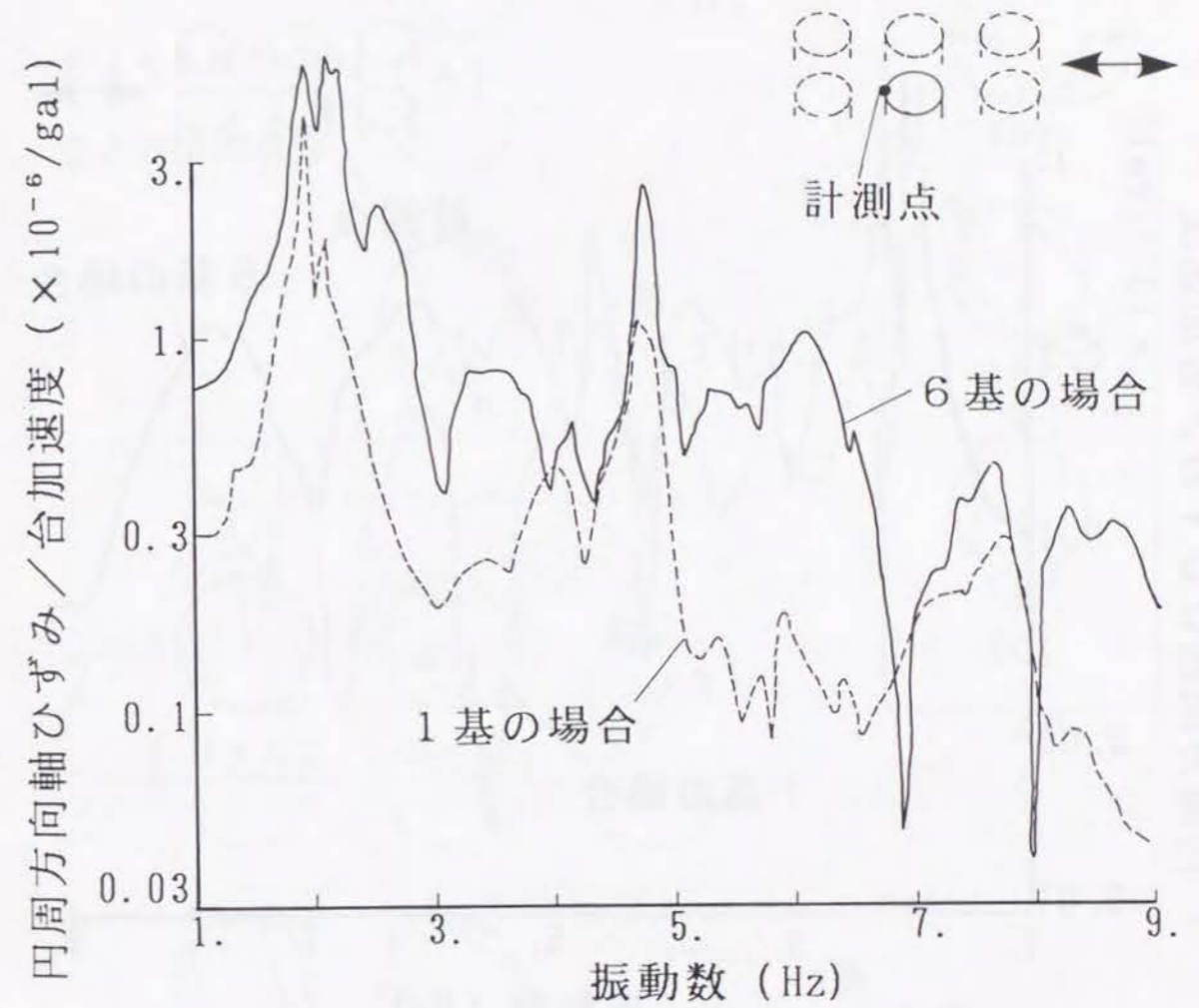


図 - 2.3.8 タンク1基と6基の側壁円周方向軸ひずみの共振曲線

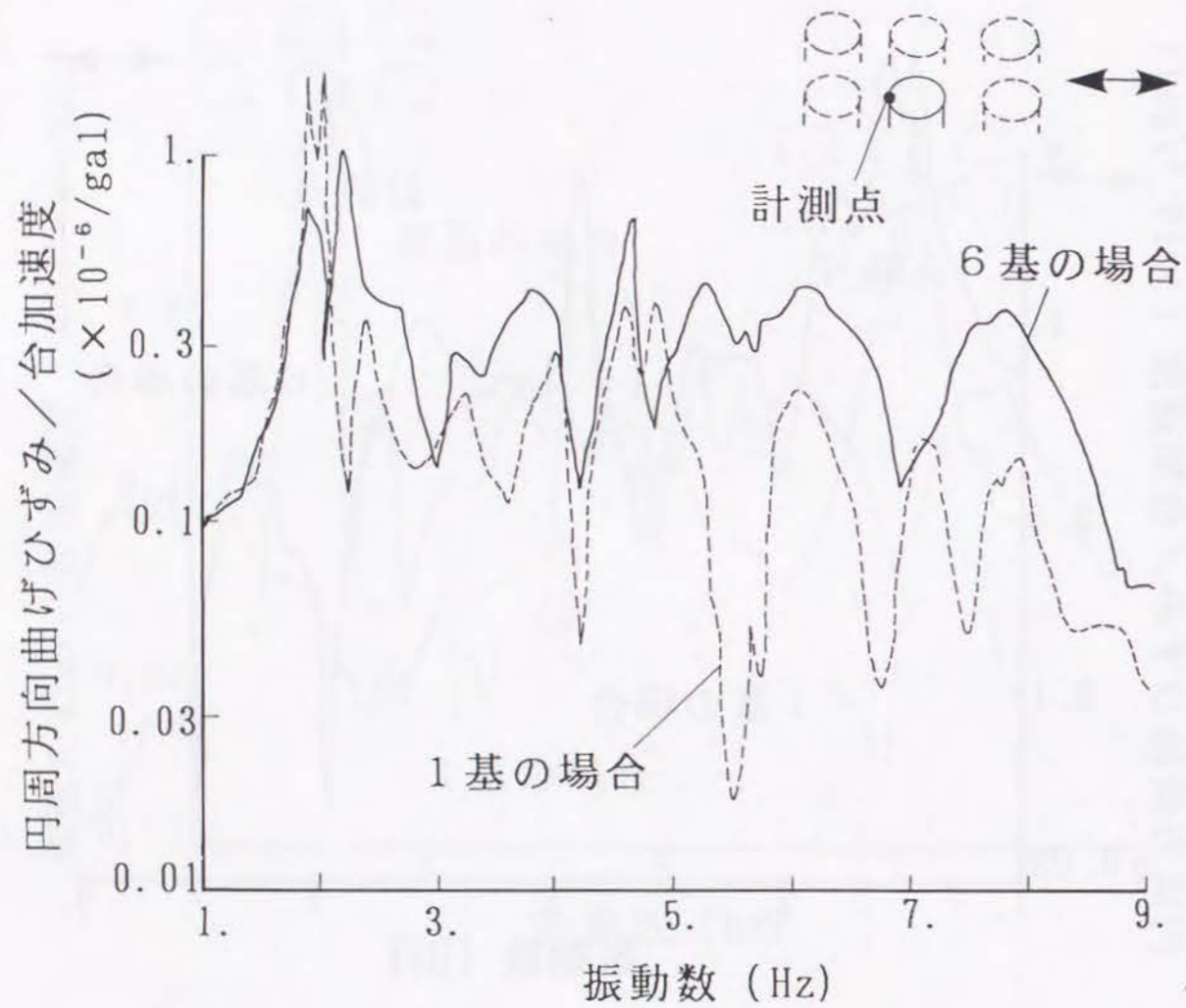


図 - 2.3.9 タンク1基と6基の側壁円周方向曲げひずみの共振曲線

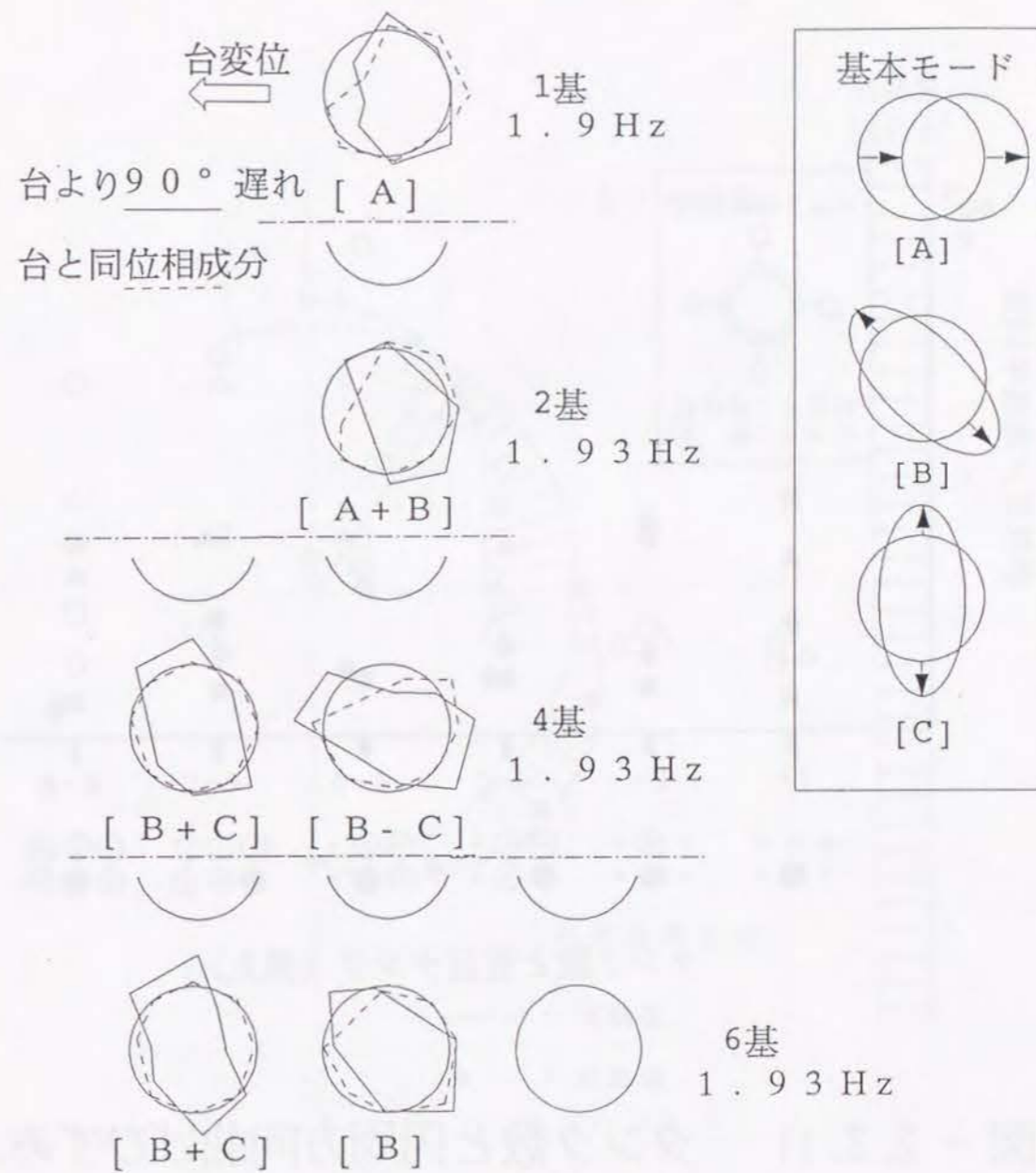


図 - 2.3.10 タンク数と側壁たわみ分布

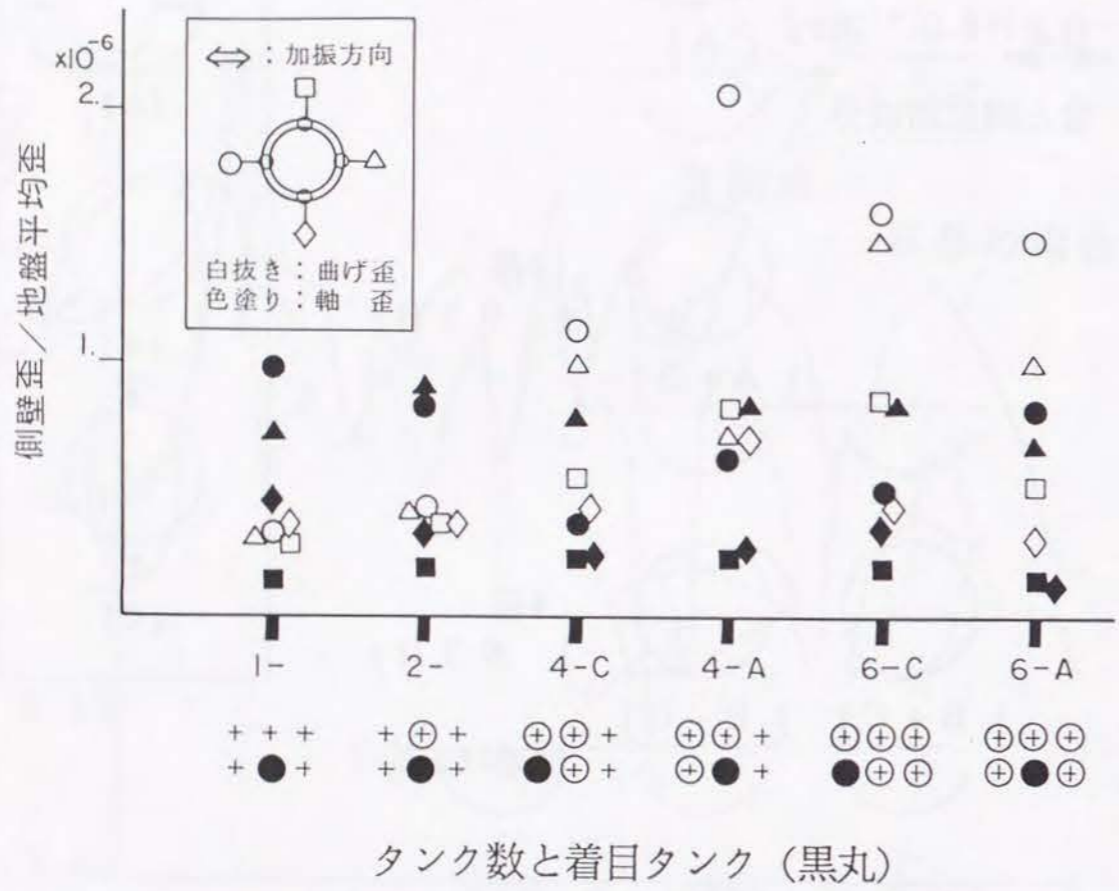


図 - 2.3.11 タンク数と円周方向曲げひずみ, 軸ひずみ

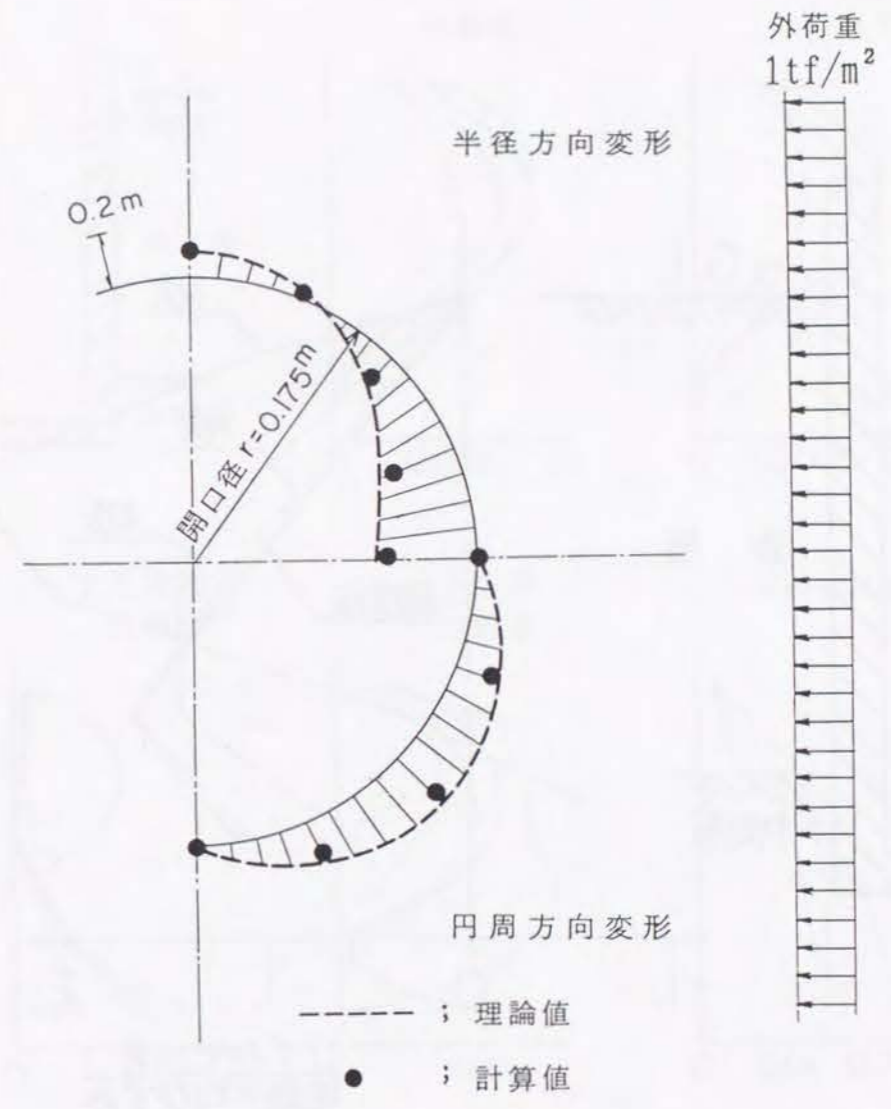


図 - 2.3.12 有孔板の変形の比較

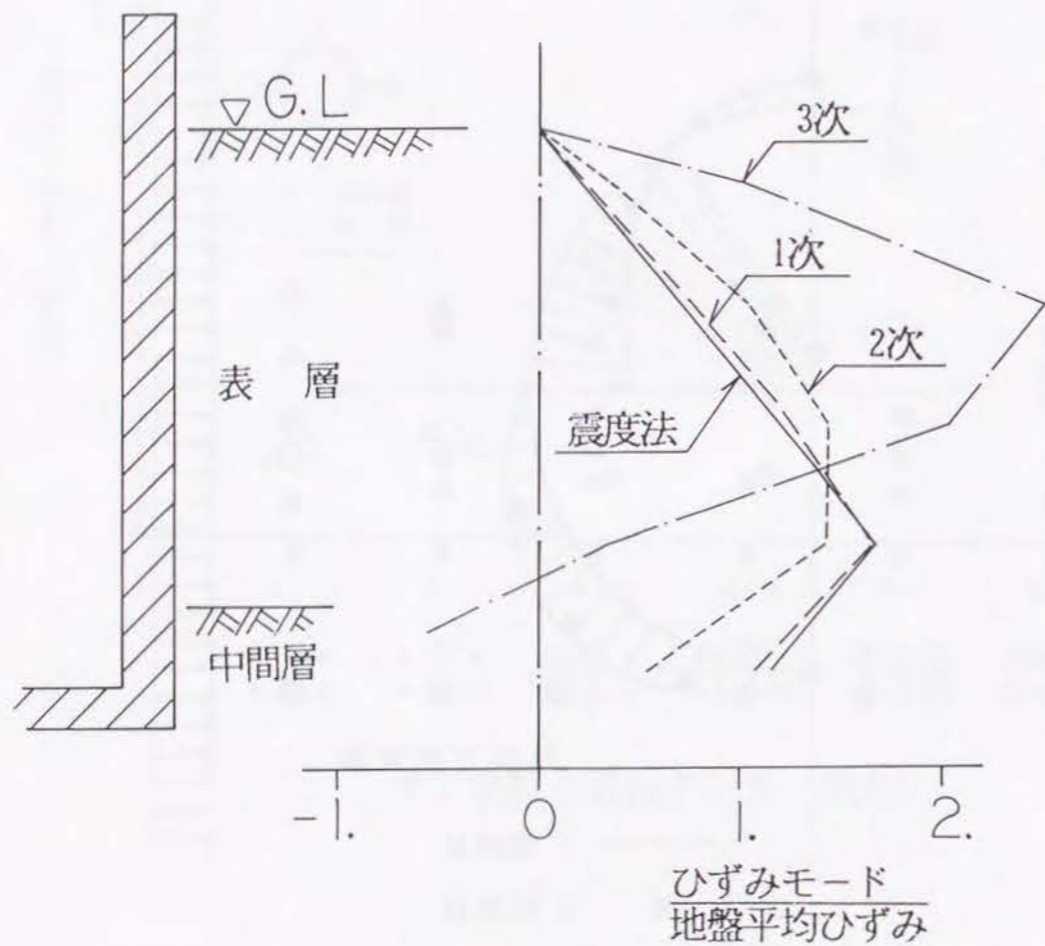


図 - 2.3.13 表層地盤のひずみモードの比較

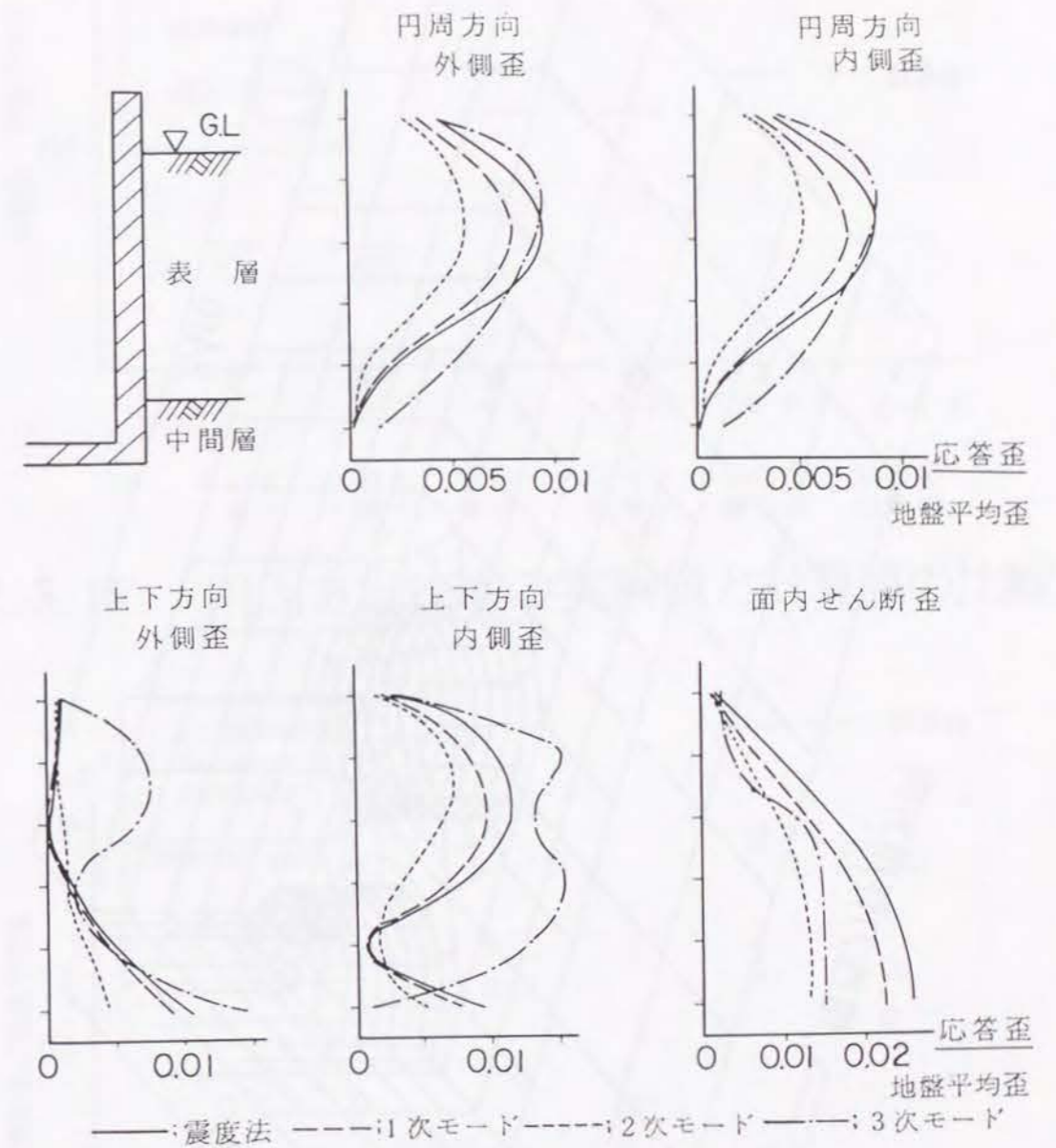


図 - 2.3.14 連成系震度法と動的解析の比較

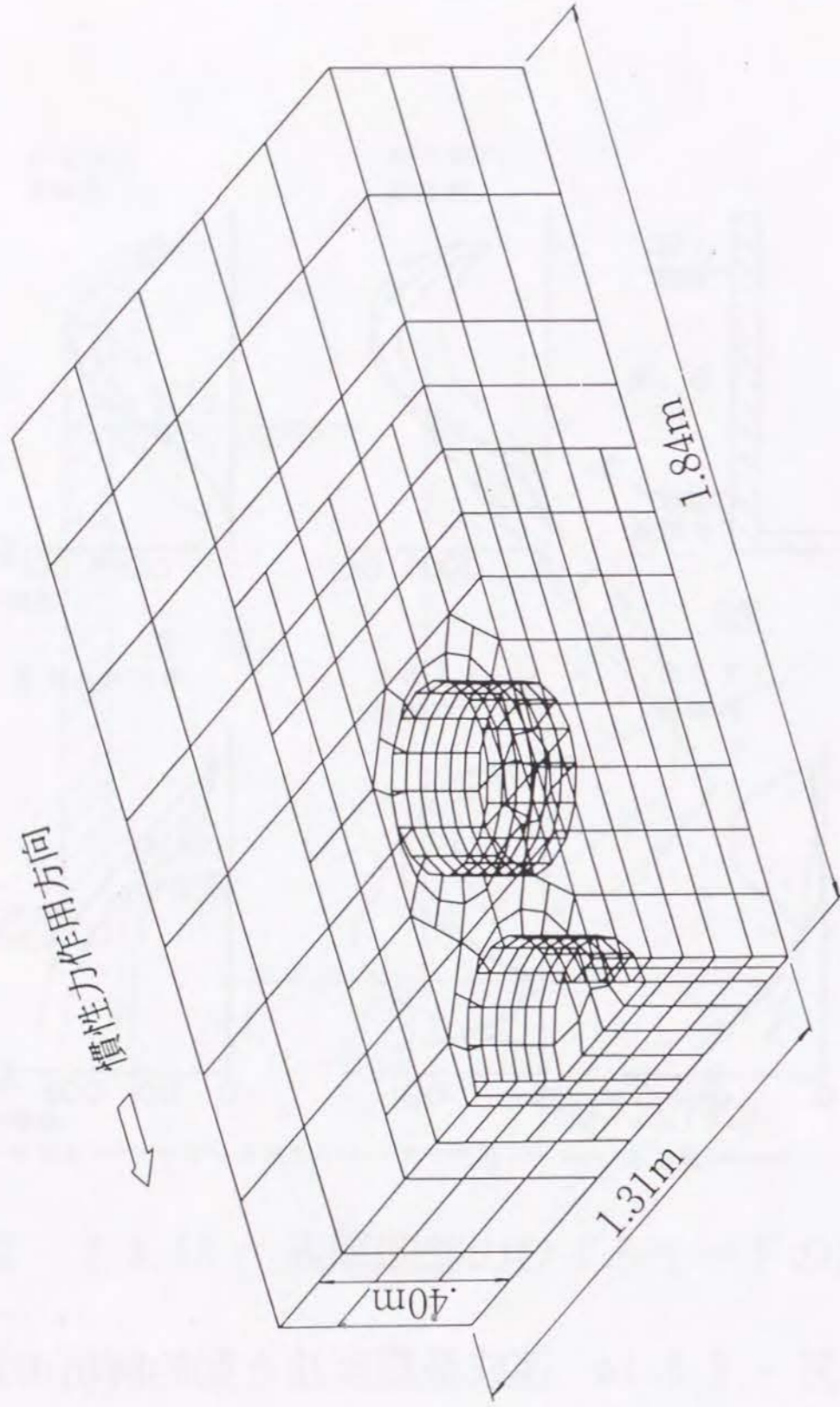


図 - 2.3.15 タンク6基の解析モデル

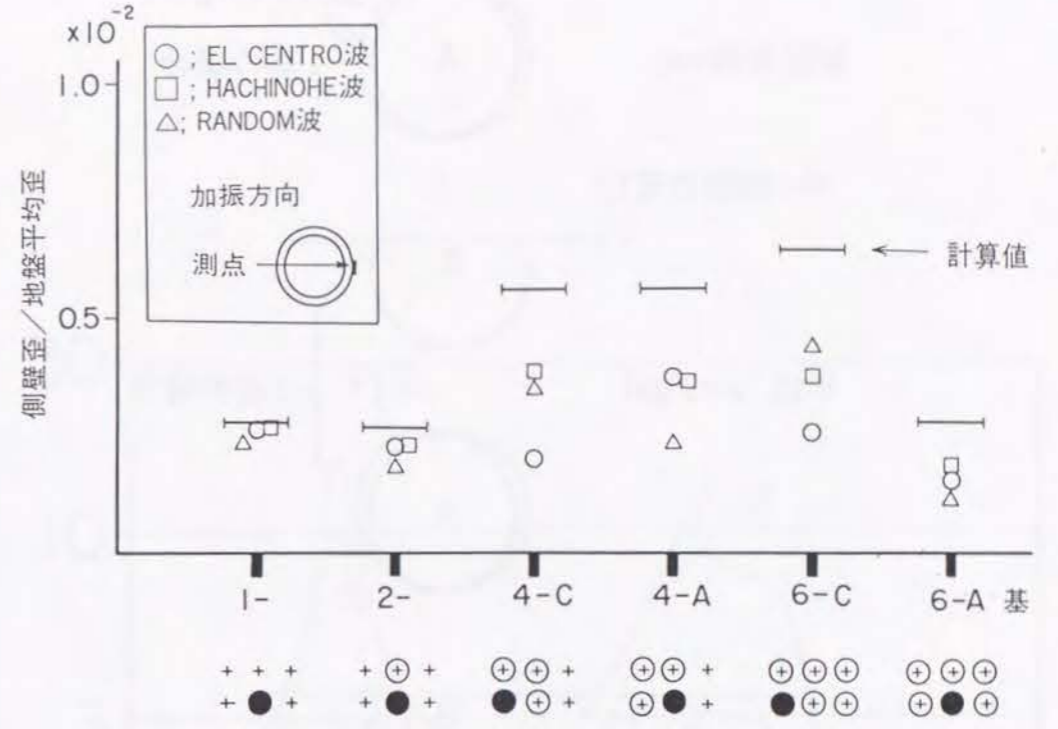


図 - 2.3.16 円周方向ひずみ実験値と計算値の比較

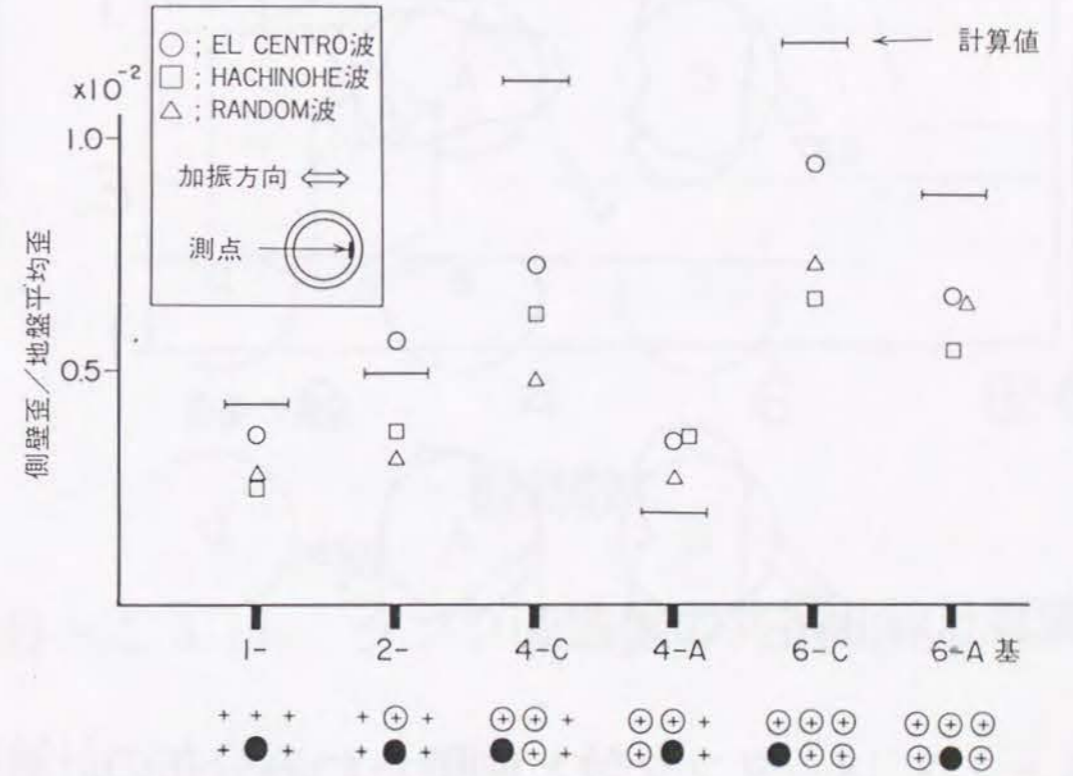


図 - 2.3.17 円周方向ひずみ実験値と計算値の比較

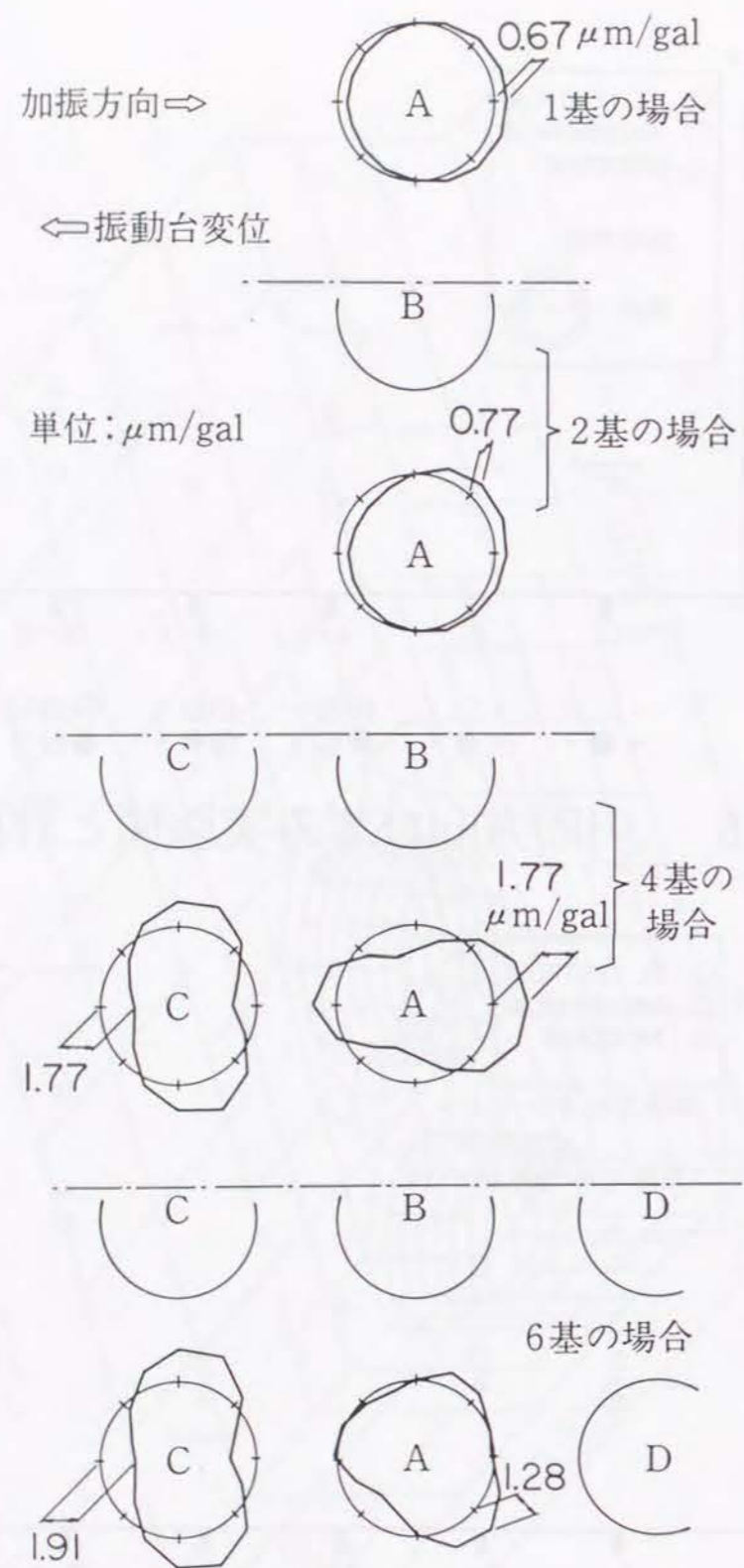


図 - 2.3.18 タンク数と側壁たわみ分布の計算値

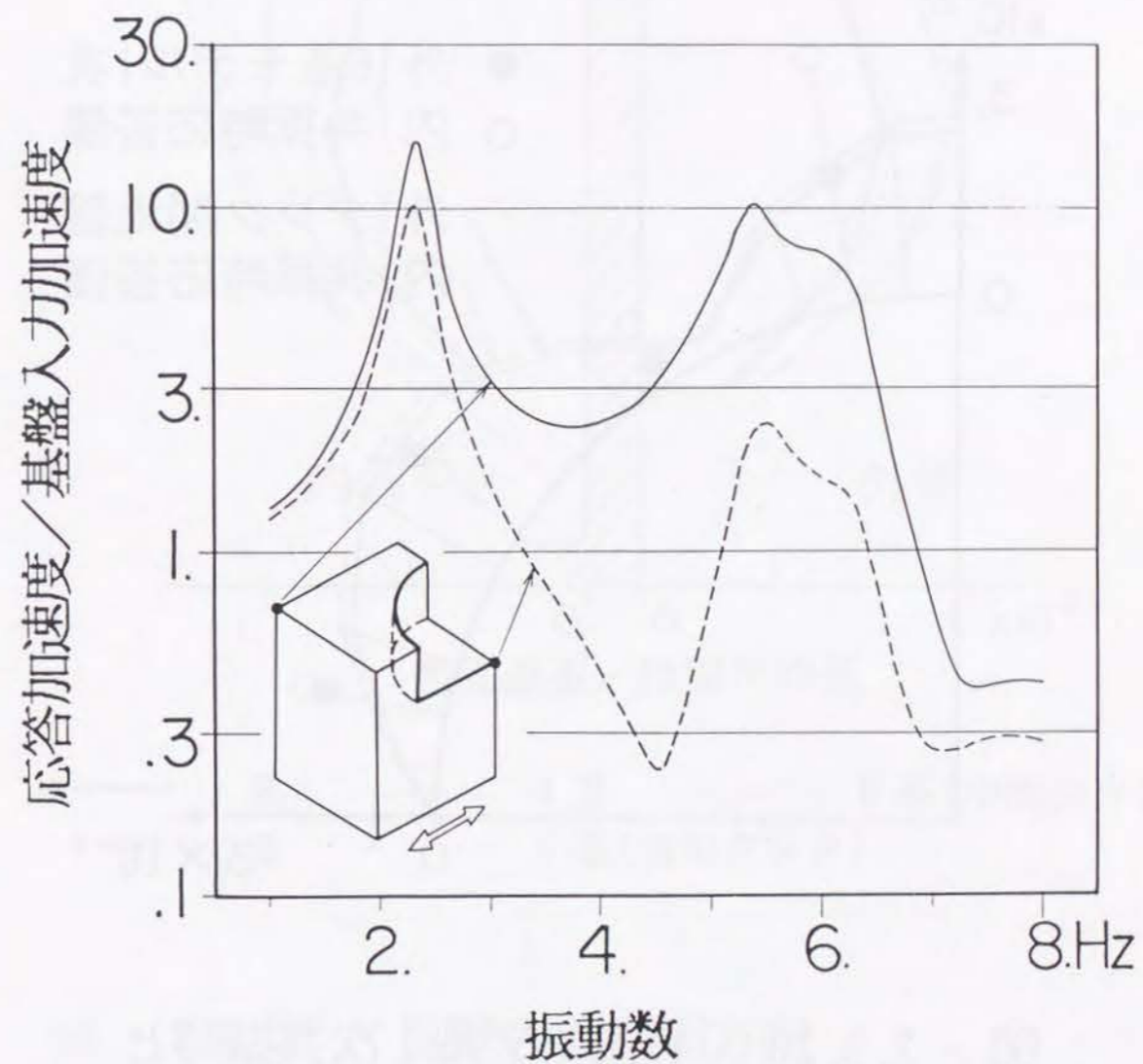


図 - 2.3.19 タンク間地盤の共振曲線計算値

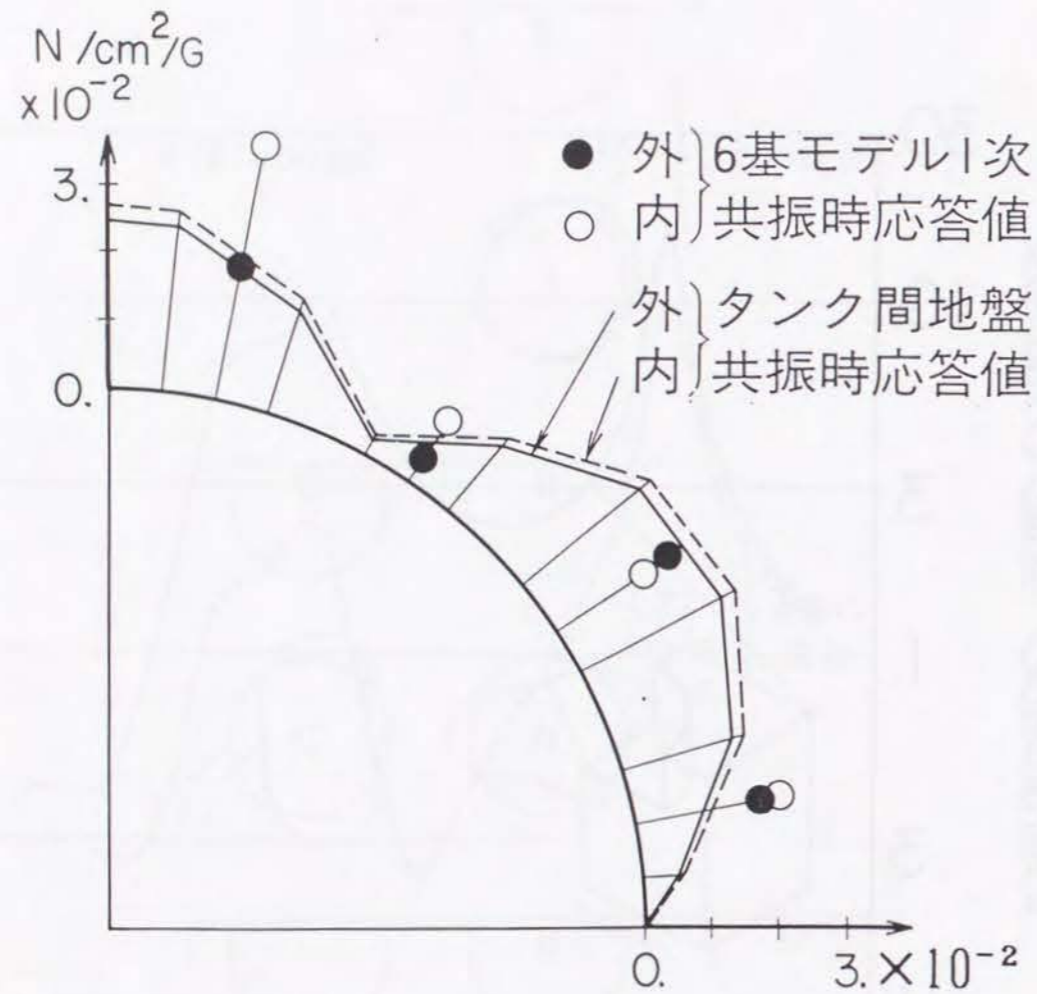


図 - 2.3.20 6基モデル1次共振時と
タンク間地盤共振の
側壁円周方向縁応力度の比較

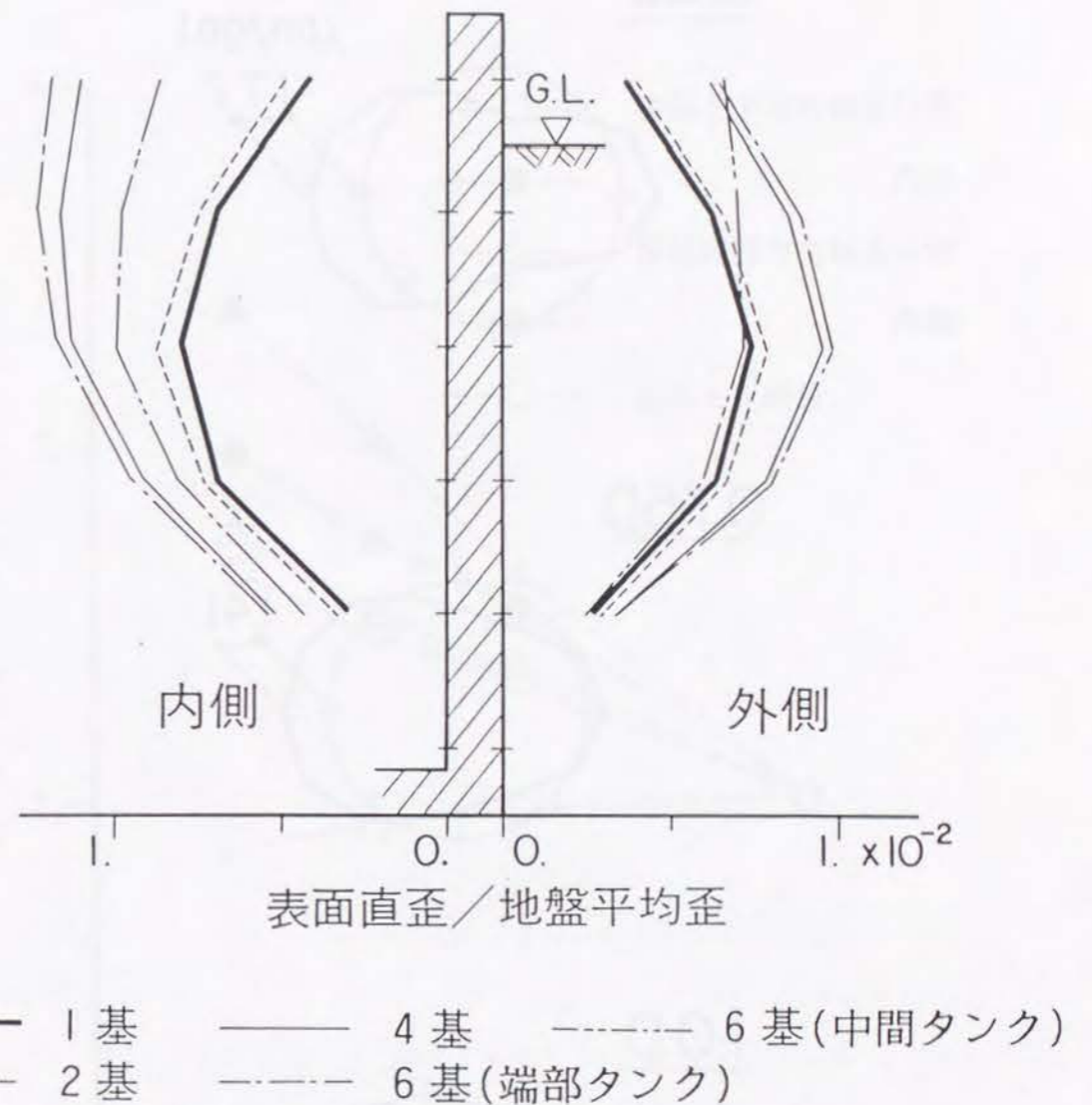


図 - 2.3.21 側壁表面円周方向
ひずみ分布とタンク基数の関係

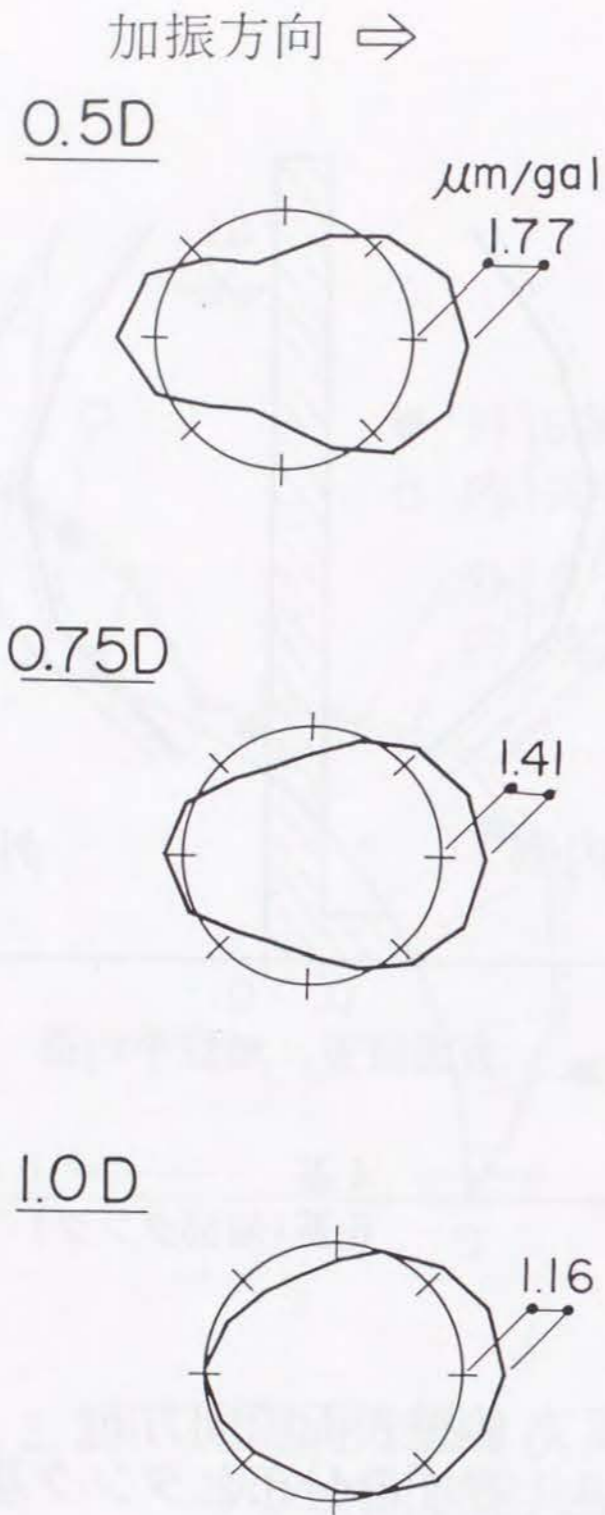


図 - 2.3.22 タンク間距離と側壁頂部たわみモード

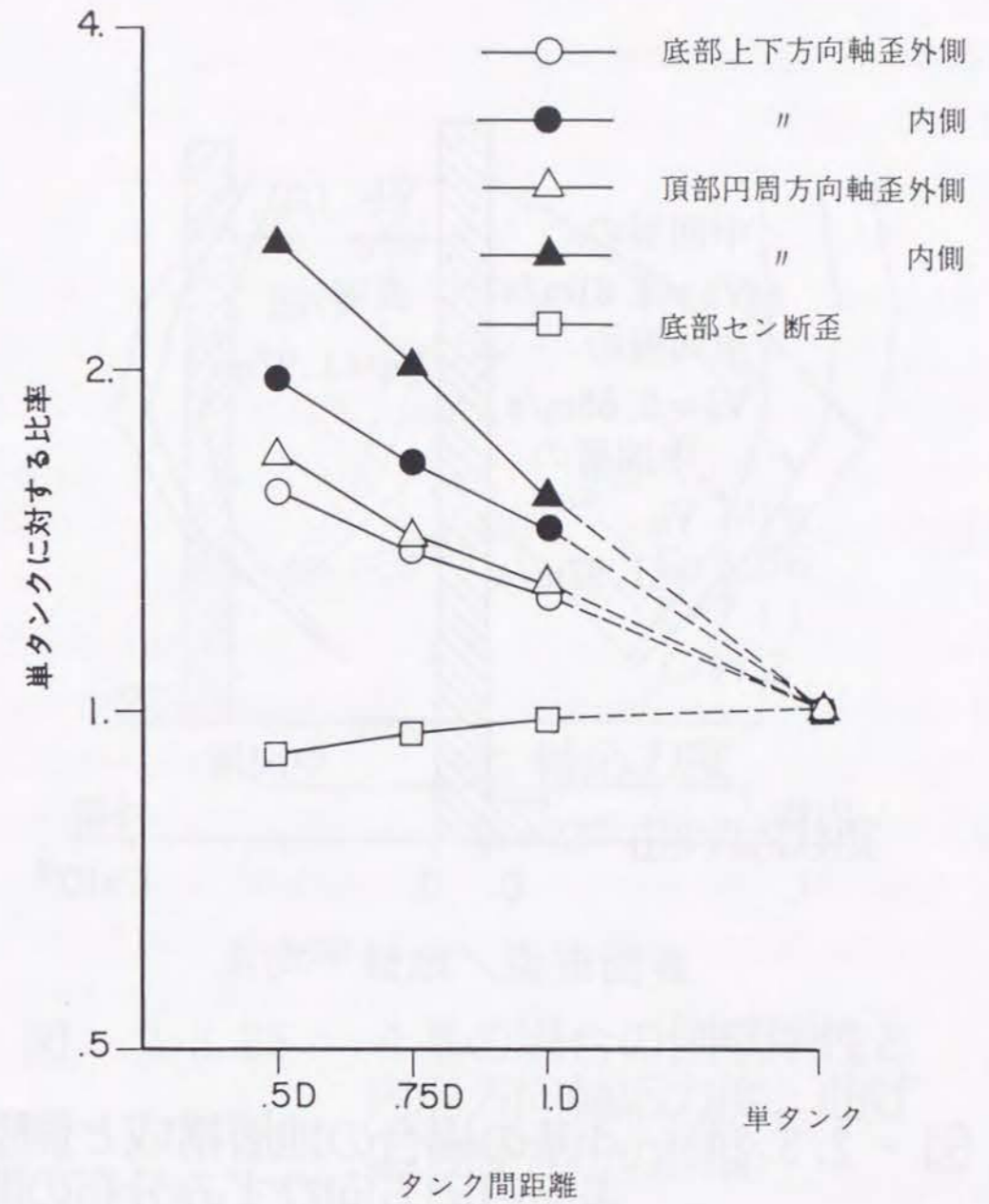


図 - 2.3.23 タンク間距離と側壁ひずみ

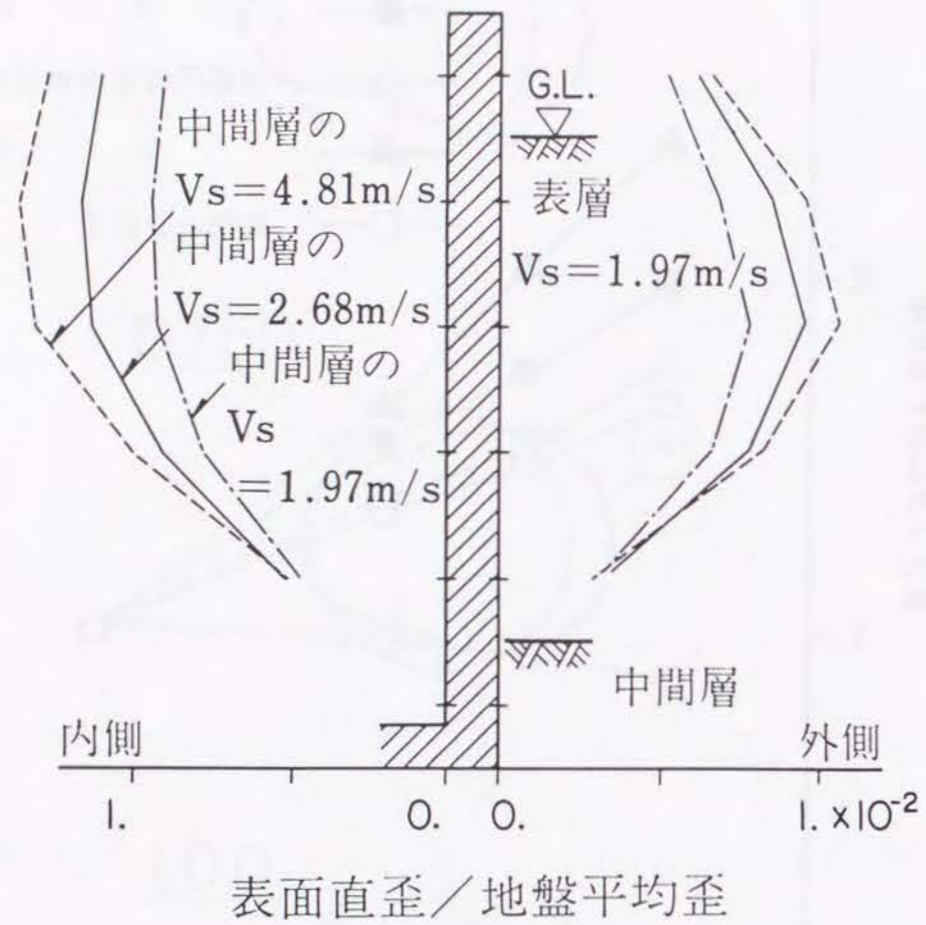


図 - 2.3.24 4基の場合の地層構成と側壁表面円周方向ひずみ分布の関係

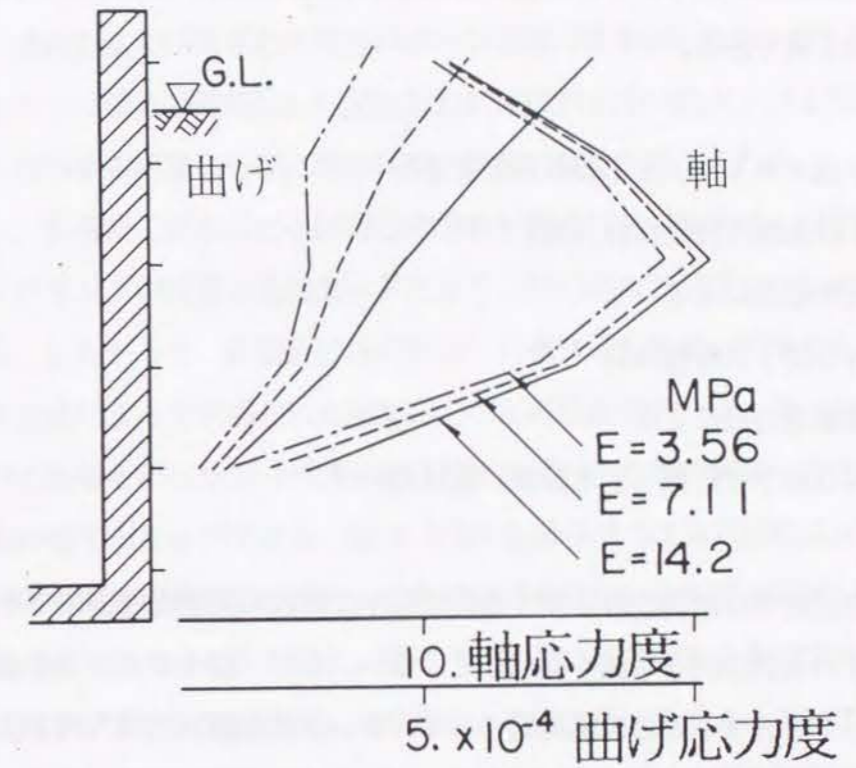


図 - 2.3.25 4基の場合の側壁剛性と円形方向軸応力度, 曲げ応力度分布の関係

2. 4 半地下タンク群の耐震設計法に関する検討

2.4.1 半地下タンク群に対する既往の耐震設計法の適用性

(1) 既往の耐震設計法における群の影響の取り扱い

現在、円筒型半地下タンクの設計法に関する指針あるいは基準として運用されているものは次の3種である。

a) 土木学会エネルギー土木委員会による

地下貯油施設技術指針(案)²⁻³⁾

b) 日本瓦斯協会による

LNG地下式貯槽指針²⁻⁴⁾

c) 電気事業連合会による

LNG地下式貯槽(土木設備)設計指針²⁻⁵⁾

これ等の指針等は耐震設計に関する記述の中で群の影響を考慮すべきであるとしているが、いずれも具体的な手法を提示していない。ただ、個々のタンクを偏土圧法や応答変位法によって設計する際の地震荷重として、タンクの側壁に円周方向2次展開モードの変形(オーバーリング)が生じるような偏土圧、あるいは応答変位を考慮することとしており、この規定によってタンク周辺地盤の不均一性の影響や表面波の影響とともに群の影響を考慮しているとも思われる。ここに偏土圧法とは物部・岡部の地震時主動土圧式から求められる地震時の土圧の増分をタンクの両側からタンクを押し潰すように作用させる方法であり、応答変位法とは地盤のみの地震応答解析から求められる応答変位をタンク側壁と地盤の相互作用バネを介してタンクの両側からタンクを押し潰すように作用させる状態と片引き片押しでせん断変形させるように作用させる状態の両方を考えたものである。

半地下タンクの耐震設計の実務においては、多くの場合、偏土圧法、応答変位法、動的解析法の3方法による照査が行なわれ、慎重を期する場合には3方法によって求められる断面応力の最大値を結んだ包絡線値によって断面設計が行なわれている。その際、動的解析は非軸対称振動(1次展開モード)のみを考慮した回転体有限要素法によって行なわれ、オーバーリングの影響を考慮した解析は行なわれないことが多い。したがって、上述し

た偏土圧法と応答変位法が群設の影響を包絡していることが必要である。

(2) 実設計例の検討

実際の半地下タンクを想定して行なわれた設計計算例について検討を行なう。図-2.4.1は想定されたタンクの概要を示したものである。このタンクは応答変位法と偏土圧法によって耐震計算が行なわれ、断面応力が求められている。

図-2.4.2は両方法で採用された荷重パターンの考え方を示したもので、応答変位法における片押し片引っ張りは前節2.3.1又は2.3.2の検討に用いたタンク1基のモデルの場合と地盤から作用する荷重ならびに変形状態が同等になると考えられる。

これに対し、応答変位法における両押しの場合と偏土圧法の場合は、円周方向2次展開モードのオーバーリングが主要な変形モードとなり、群の場合と荷重ならびに変形のモードが同等になる。したがって、応答変位法の片押し片引っ張りによって求められた断面応力に対し他の2方法によって求められた断面応力がどの程度大きくなっているかを調べ、前節2.3.2で群の影響を示した図-2.3.23と比較すれば、これ等の解法に群の影響を包含しうるか否かを評価することができる。図-2.4.3から図-2.4.5は各方法によって計算された断面応力の分布を比較したものである。これ等の応力分布から側壁の円周方向直応力度と上下方向直応力度の最大値を読み取り、図-2.3.23と比較できるようにプロットしたものが図-2.4.6である。タンク間距離が0.5Dの場合より偏土圧法の場合あるいは応答変位法の両押しの場合の方が大きな増加率を示しており、これ等の解法は群の影響に関して充分安全側の答えを出すのみならずすることができる。

(3) 模型実験・数値解析との比較

1) 偏土圧法

前節2.3.2の解析結果からタンク側壁に接する地盤要素の水平方向応力を求めることができる。この値を側壁に作用する土圧とみなし、2.3.1(3)の相似率を適用すれば実タンク相当の土圧に換算出来る。図-2.4.7はこのようにして震度0.2に換算された土圧の震度作用方向成分を示したものである。4基の場合と6基の場合の端タンクには、その前面と後面に作用方向は同じであるが大きさの異なる土圧が作用している。その土圧差は約 5t/m^2 (49kpa)であり、逆対称成分 7.5t/m^2 (74kpa)と対称成分 2.5t/m^2 (25kpa)が合成されたものと考えることができる。群の影響による偏土圧成分は後者の 2.5t/m^2 である。

実際の地下タンクの耐震計算では、偏土圧法の計算に基づいて 10t/m^2 (98kpa)のオーダの地震時偏土圧が考慮されることが多い。また、 10t/m^2 の地震時偏土圧を考慮することを規定している指針もある。そこで、 10t/m^2 を基準に考えると、偏土圧法はタンク間距離 $0.5D$ の群の影響によって生じる偏土圧のおよそ4倍の偏土圧成分を考慮している、ということになる。

2) 応答変位法

模型タンクについて応答変位法による試算を次の手順で行なった。まず、応答変位を模型地盤のせん断土柱モデルに設計震度に相当する一様な加速度を適用して求める。次に地盤ばねは、前節2.3.2と同じモデルを使ったタンク1基の連成系震度法による計算から側壁に作用する土圧と側壁～地盤間の相対変位を求め土圧を相対変位で除すことにより求める。そして、求められた応答変位とバネを使い応答変位の作用方向を対称方向(両押し方向)として側壁のひずみを求めた。

図-2.4.8は、応答変位法により求められた側壁ひずみを式(2.3.10)で定義される地盤平均ひずみで基準化し、前節2.3.2(1)の連成系震度法から求められるひずみと比較したものである。同図には地盤ばねを2倍と $1/2$ 倍した場合の結果も示している。応答変位法の両押しによる単一タンクの側壁ひずみはタンク間距離 $0.5D$ の群タンクに生じる側壁ひずみのおよそ2倍となっている。

これ等の結果から、偏土圧法あるいは両押しの応答変位法は群の影響により生じる円周方向2次展開モードの変形あるいは応力を包絡しうる解法であり、特に偏土圧法は過分に安全側の結果を与えるといえることができる。

(4) タンク間地盤の共振現象の取り扱い

(1)で示した3種の指針等は本論の2.3.1(5)と2.3.2(2)で指摘したタンク間地盤の共振現象について特に触れていない。しかし、この現象に関連して、小淵、海津²⁻²²⁾による群地下タンクの地震観測結果が注目される。図-2.4.9は小淵等による観測データの一部である。同図の測点Aの加速度が測点FやNo.3、No.4のタンクの加速度と比較して大きいことが注目される。小淵等は、測点Aの地表の加速度が測点Fに比較してやや高い振動数域で増幅されていることを指摘した上で、タンクヤード内地盤の地表加速度がタンクヤード外地盤の地表加速度より大きい値を示すことは他の地震観測記録においても認められ、その理由として、貯槽の群設、貯槽周辺の盛土等がタンクヤード内地盤の振動特性に影響

を与えているためと考えられる、としている。

地盤が周辺に建設された大型地中構造物によって囲まれることにより大きく応答する現象は、盆地状に堆積した軟弱地盤の地震応答がその不整形な境界条件の影響によって増幅されるのと同じ現象と考えられる。

江尻と著者は図-2.4.10に示すような溺谷滞積地形の応答を有限要素法で解析した結果にもとづいて、応答の増幅は地震波動の鉛直方向の重複反射による増幅と水平方向の重複反射による増幅を自乗和平方根することによって表現できるとした。²⁻³⁰⁾

詳細は文献にゆずるとしてその一部を簡略化して示すと

$$G_{\max} = \sqrt{G_{H\max}^2 + G_{D\max}^2} \quad \dots\dots\dots (2.4.1)$$

$$G_{H\max} = 1.4 \sqrt{\frac{1}{IP}} \quad \dots\dots\dots (2.4.2)$$

$$G_{D\max} = 1.4 \sqrt{\frac{2(1-IP)}{IP}} \quad \dots\dots\dots (2.4.3)$$

$$T_G = \frac{4H'}{V_{s1}} \quad \dots\dots\dots (2.4.4)$$

ここに、

G_{\max} : 地表面で定義される設計地震力の最大増幅率(周期 T_G における値)

$G_{H\max}$: 鉛直伝播波動の鉛直方向の重複反射による最大増幅率

$G_{D\max}$: 水平伝播波動の水平方向の重複反射による最大増幅率

IP : 表層地盤と基盤のインピーダンス比で次式より求める。

$$IP = \frac{\rho_1 V_{s1}}{\rho_2 V_{s2}} = \frac{\text{表層地盤のインピーダンス}}{\text{基盤のインピーダンス}}$$

T_G : 溺谷滞積地形の卓越周期すなわち G_{\max} の生じる周期

H' : 溺谷滞積地形の等価深度で次式より求める。

$$H' = \frac{A}{W} = \frac{\text{堆積地形の断面積}}{\text{堆積地形幅}}$$

V_{s1} : 堆積地盤のせん断波速度

(2.4.2)式ならびに(2.4.3)式の $1.4\sqrt{\quad}$ は周波数応答関数における最大応答倍率を加速度応答スペクトルの倍率に概略変換するための演算である。したがって(2.4.3)式内の

$$2(1 - IP) / IP \quad \dots\dots\dots (2.4.5)$$

が定常な正弦波で加振される場合の水平方向の重複反射による応答倍率である。

さて、タンク間地盤の場合のIPはタンクの見付け幅による地盤の閉塞率によって決まると考え、図-2.4.11に定義したタンク間距離 bD を用いて次式で表わせるものとする。

$$IP = \frac{b}{b + 1} \quad \dots\dots\dots (2.4.6)$$

$b = 0.5$ とすると $IP=1/3$ となり、(2.4.5)式の応答倍率は4.0となる。

図-2.3.6に示した模型実験によるタンク間地盤の共振曲線において、タンク1基の状態と6基の状態の応答倍率の差は6Hz付近で最も大きくなり3~4倍である。したがって(2.4.5)式で求めた応答倍率4.0はほぼ妥当な値といえることができる。

2.3.5(5)で述べたように、タンク側壁の応答に注目した場合、タンク間地盤の共振現象が周辺地盤の1次共振応答の影響より大きな影響をもつとは考えられないので、側壁の耐震設計においてはその影響を無視してもよいと思われる。しかし、タンク周辺地盤の液状化の検討や周辺地盤上に建設される配管等の付属施設の耐震性の検討を行う場合には無視できない。そのような検討を行なう際の設計地震力の割り増し量は(2.4.1)式によって求めることができる。

(5) 結論

- 1) 既往の耐震設計法で用いられている応答変位法(両押し)あるいは偏土圧法を単一タンクに適用することによって計算される側壁応力は、タンク間距離 $0.5D$ 以上の群タンクの側壁に生じる応力のり2倍以上の値となる。
- 2) タンク間地盤の液状化検討やタンク間地盤に建設される周辺施設の耐震設計を行う際には、タンク間地盤の共振現象による地盤の加速度の増幅を考慮すべきである。

2.4.2 耐震設計で群の影響を考慮するための一試案

(1) タンク側壁の地震時応力

1) 簡易法

前節2.4.1(1)で述べたように3種の指針等で示されている偏土圧法や応答変位法(両押し)を適用して耐震計算を行えば、群設の影響を包絡した側壁応力が計算されるため、群の影響を特別に考慮する必要はない。しかし、合理的な耐震設計を追求する上でタンク間距離が0.5D以上で群の影響による応力の増分を簡易に求める必要がある場合には、応答変位法の片押し片引きと両押しによって側壁応力の解析を行ない、次式によって群の影響による応力の増分を求めればよい。

$$\boxed{\text{群の影響による応力の増分}} = \frac{1}{4D} \left[\boxed{\text{応答変位法両押しの応力}} - \boxed{\text{応答変位法片押し片引きの応力}} \right] \dots\dots\dots (2.4.7)$$

(2.4.7) 式の係数1/4Dは図-2.3.23 と図-2.4.6の比較により経験的に求めたものである。

2) 連成系震度法

タンク間距離が0.5D以下となる場合やタンクの配置が複雑な場合、あるいはタンク間距離が0.5D以上であってもより精度の高い解析が必要な場合は、本論2.3.2で述べた連成系震度法を適用するのがよい。

(2) タンク間地盤の応答の増幅

タンク間地盤の地表における設計震度の割り増しは次式によって求める。

$$G_{Dmax} = 1.4 \sqrt{\frac{2(1-IP')}{IP'}} \dots\dots\dots (2.4.8)$$

$$IP' = \frac{b}{b+1} \dots\dots\dots (2.4.9)$$

ここにbはタンク間距離をタンクの直径で割った値である。

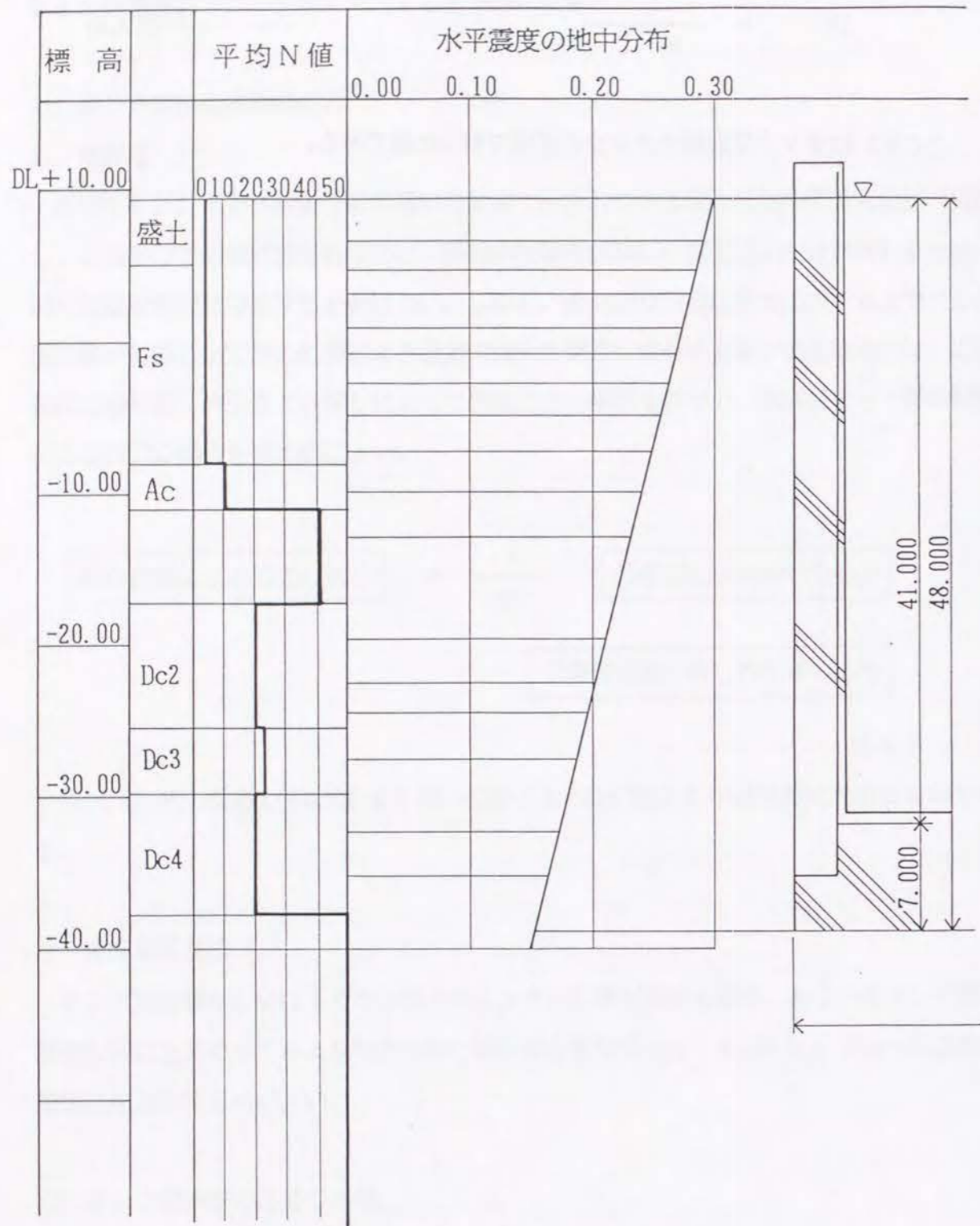


図 - 2.4.1 想定タンクと設計条件

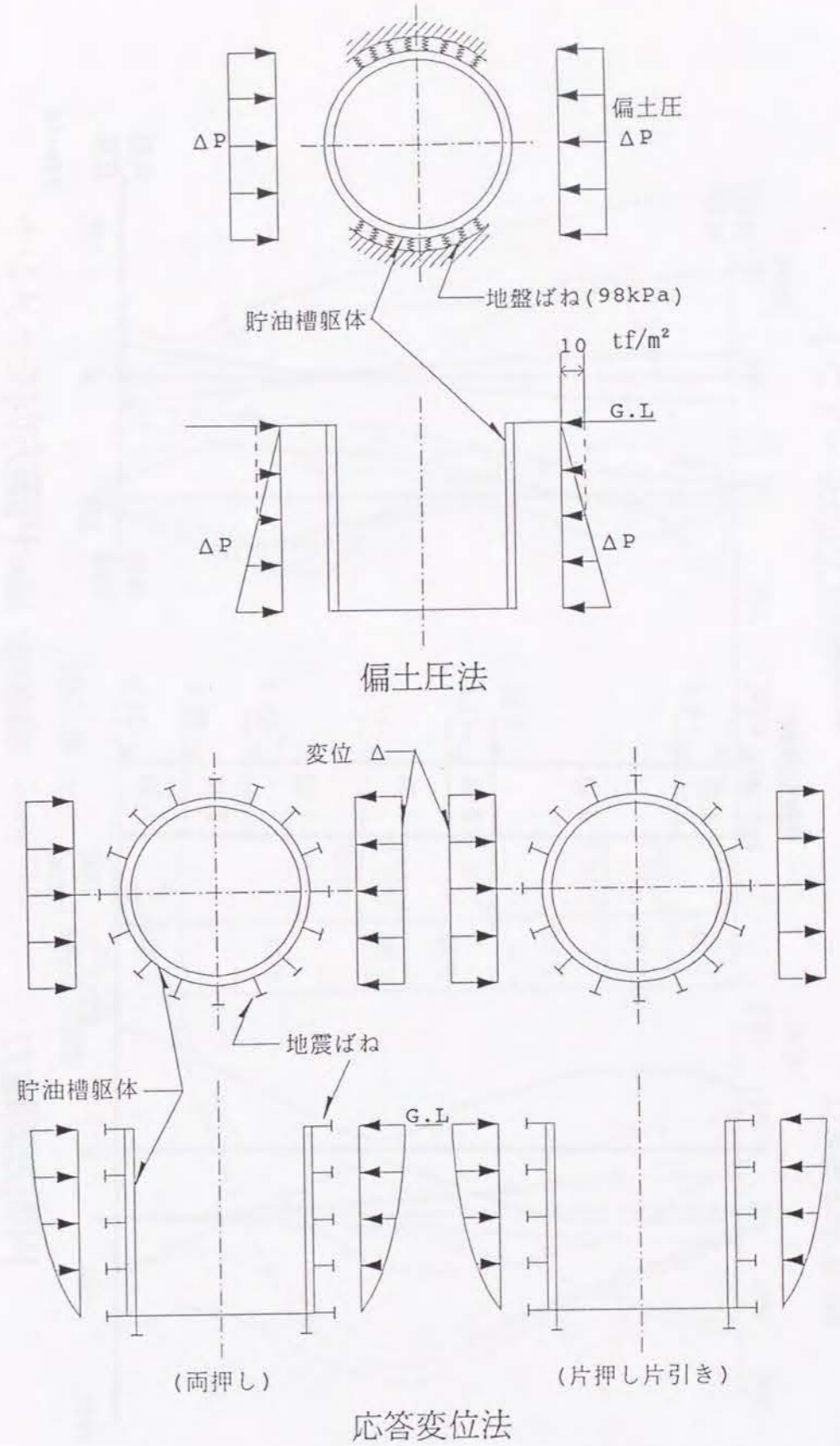


図 - 2.4.2 偏土圧法と応答変位法
概念図

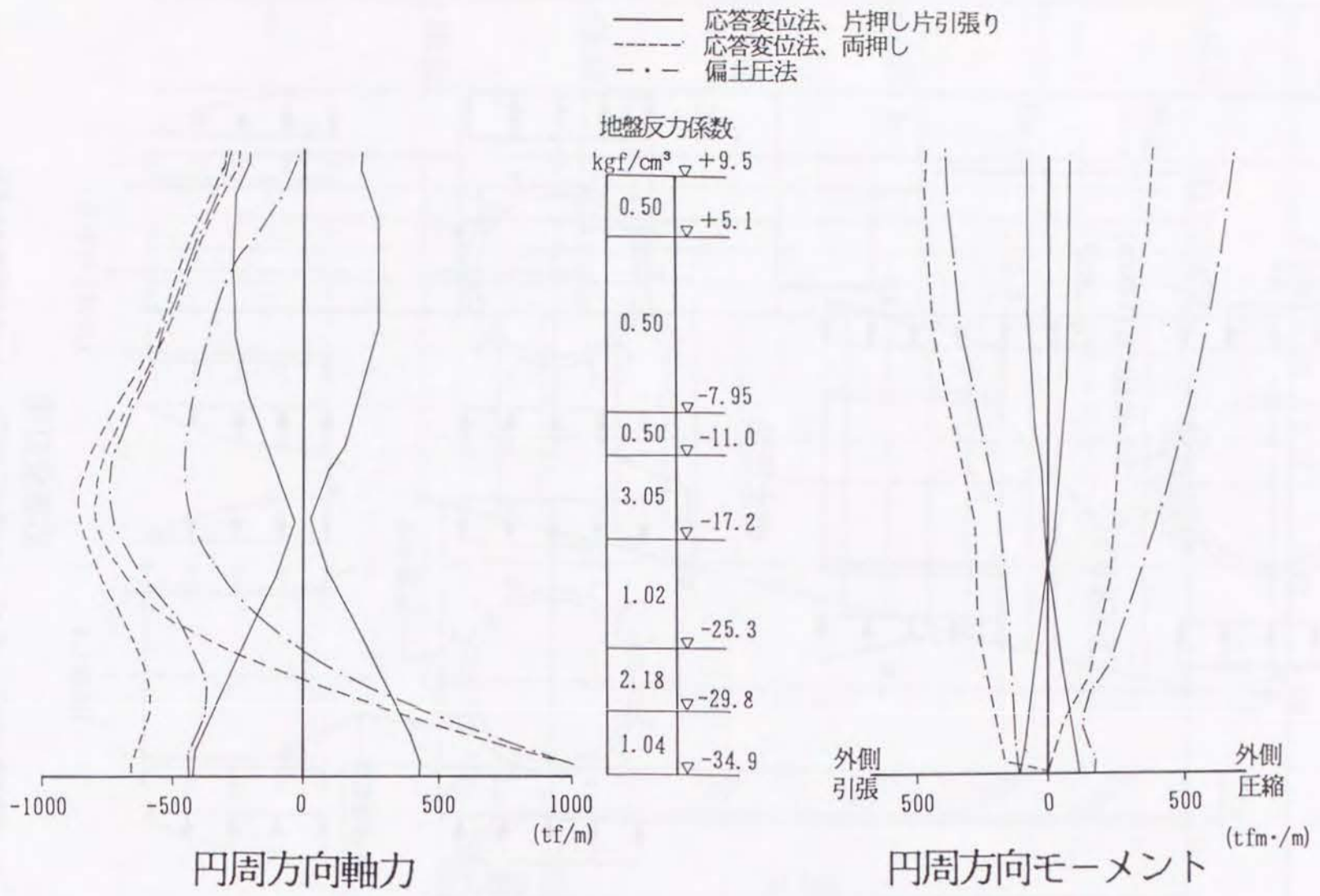


図 - 2.4.3 側壁断面応力の最大値と最小値の分布

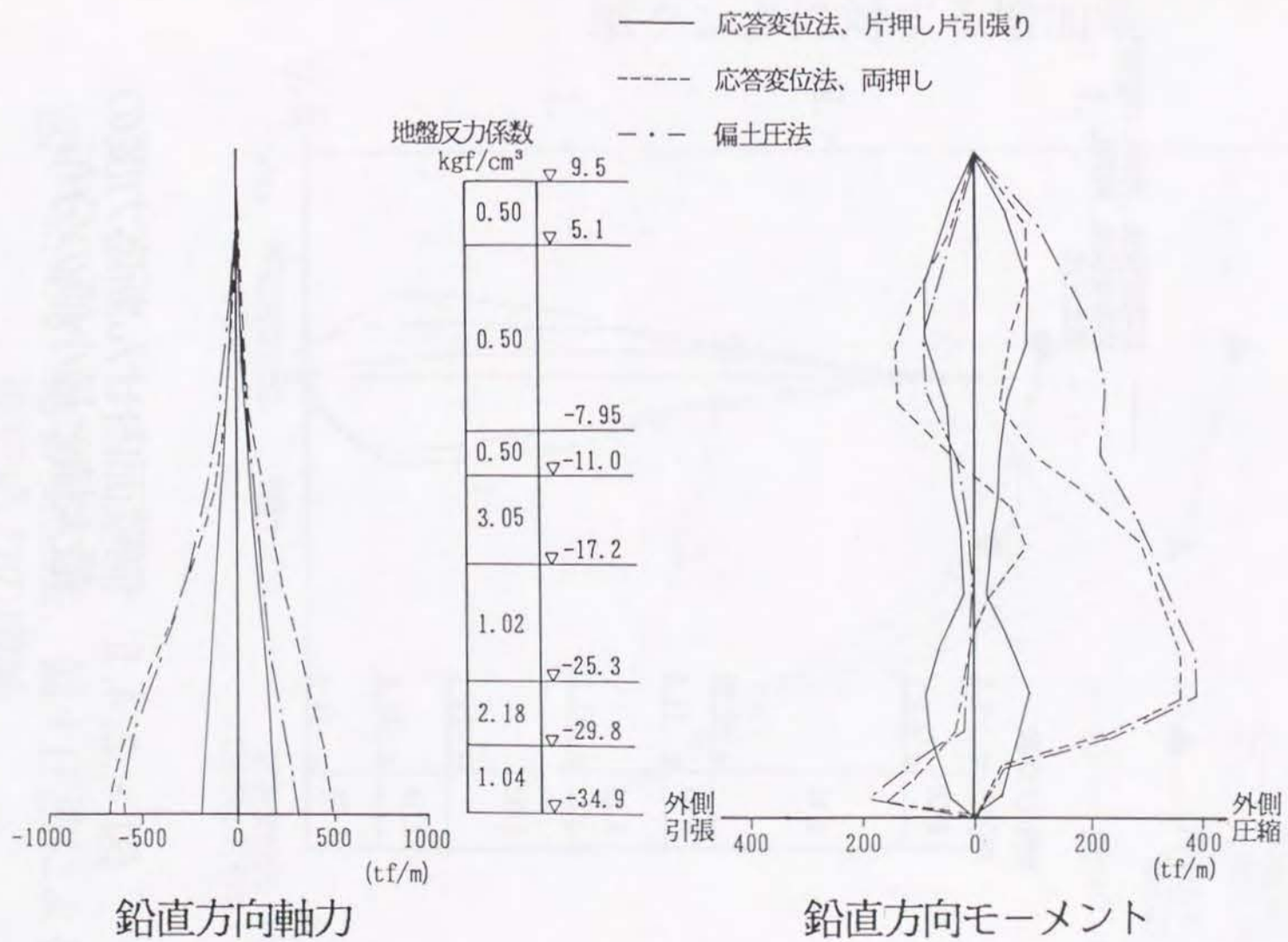


図 - 2.4.4 側壁断面応力の最大値と最小値の分布

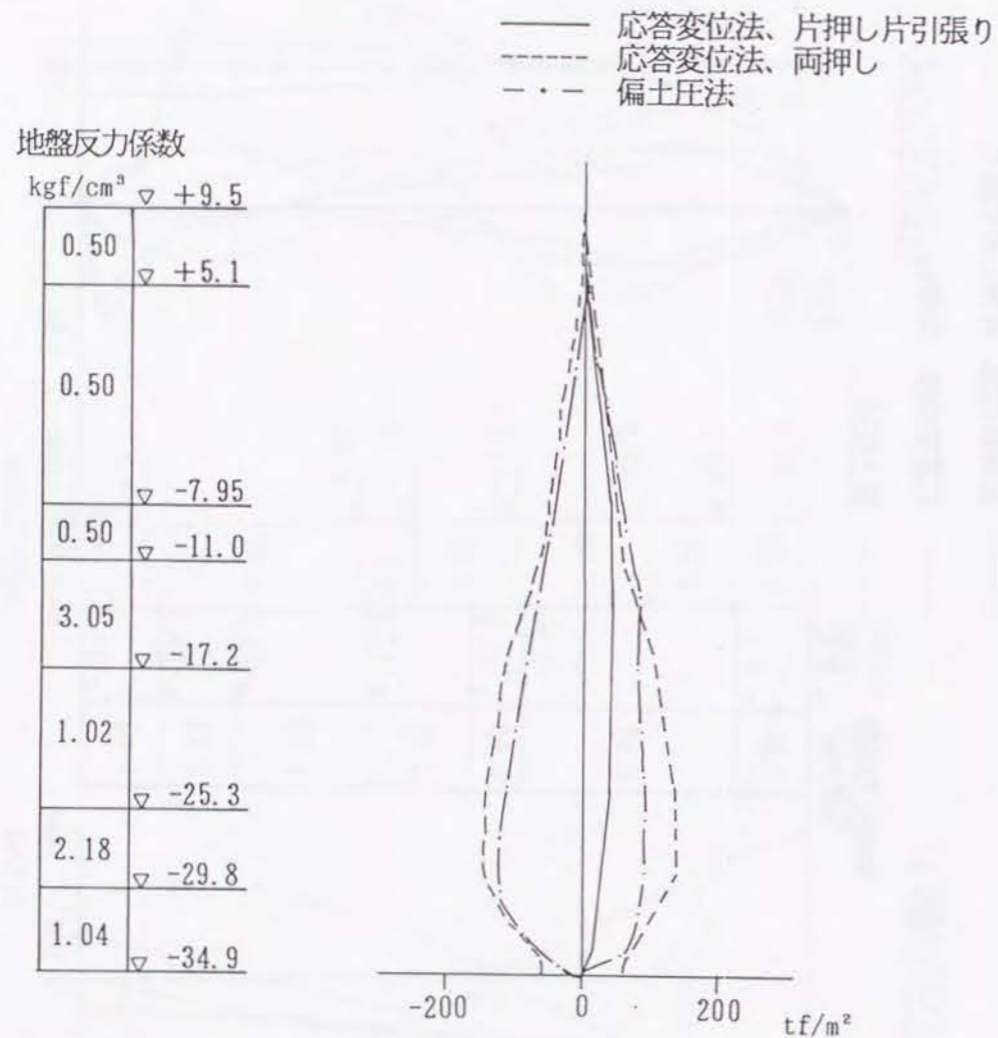


図 - 2.4.5 側壁面内せん断応力度の
最大値と最小値の分布

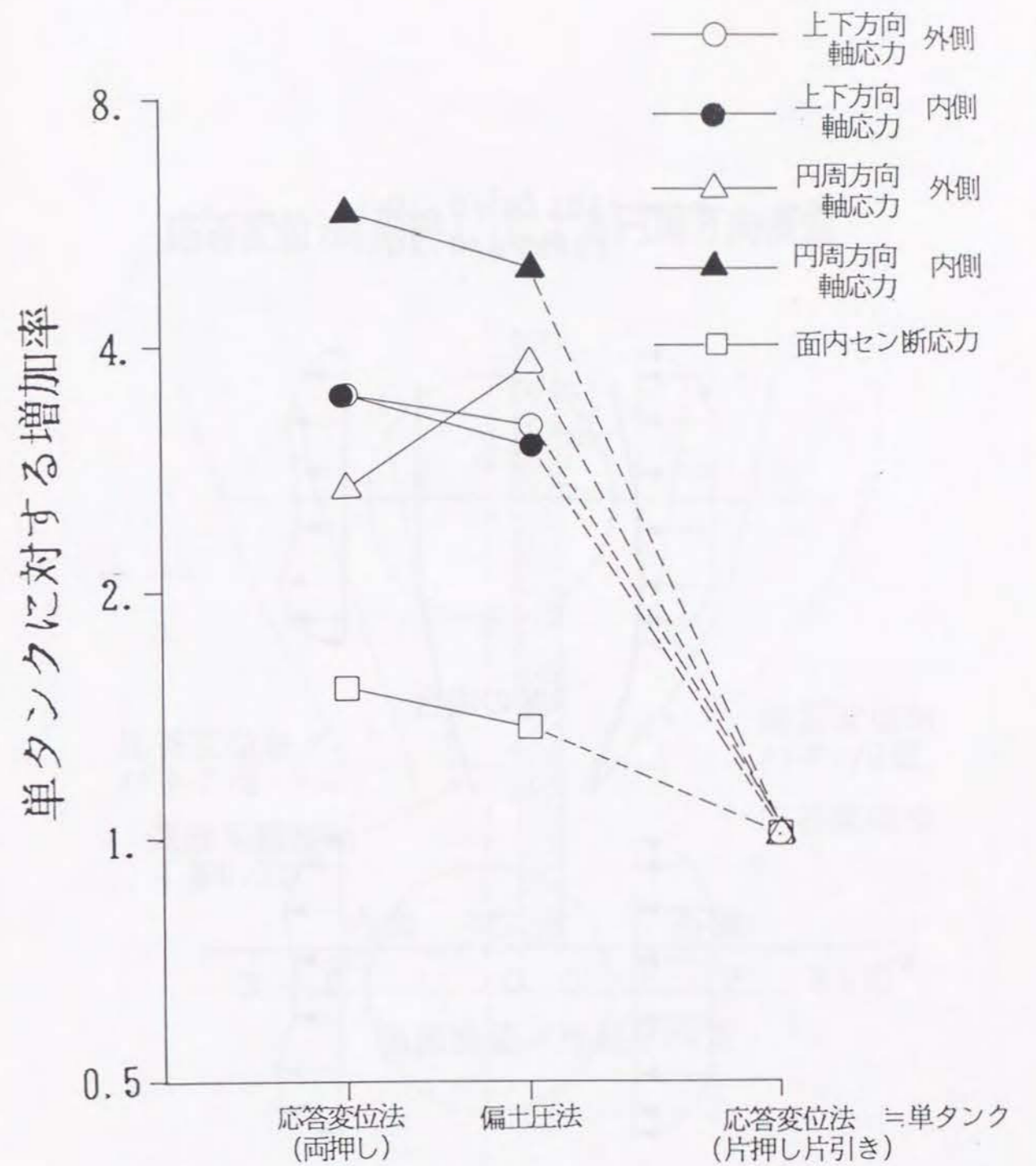


図 - 2.4.6 応答変位法、偏土圧法による
側壁応力の増減

$\leftarrow \rightarrow$; $10\text{t/m}^2/0.2\text{G}$
 $(98\text{kPa}/0.2\text{G})$

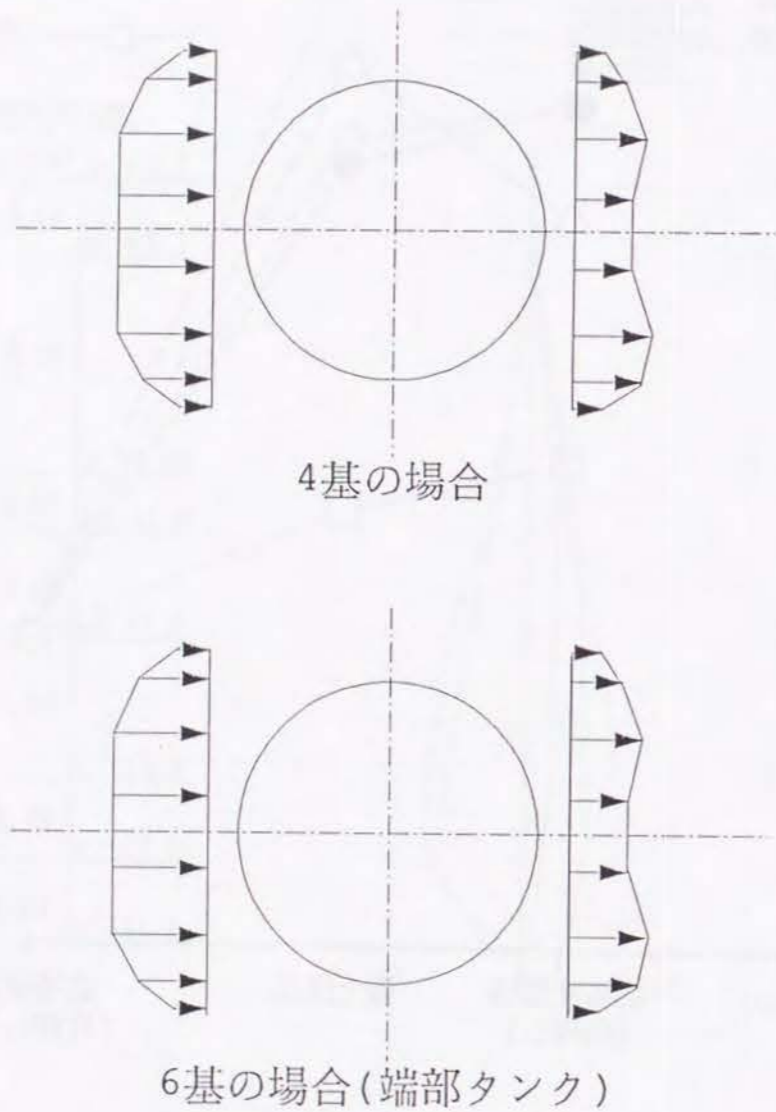


図 - 2.4.7 連成系震度法から求められる地震時土圧

応答変位法(両押し)による円周方向直歪

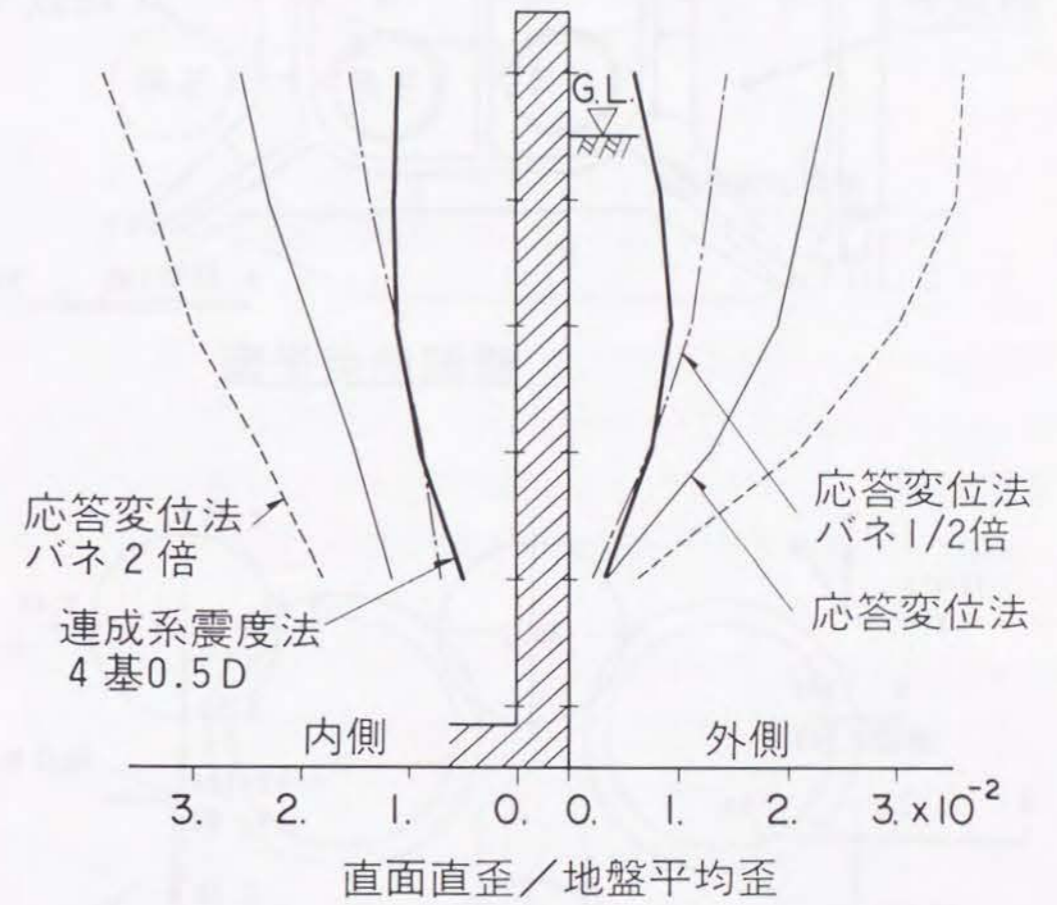


図 - 2.4.8 連成系震度法と応答変位法の比較

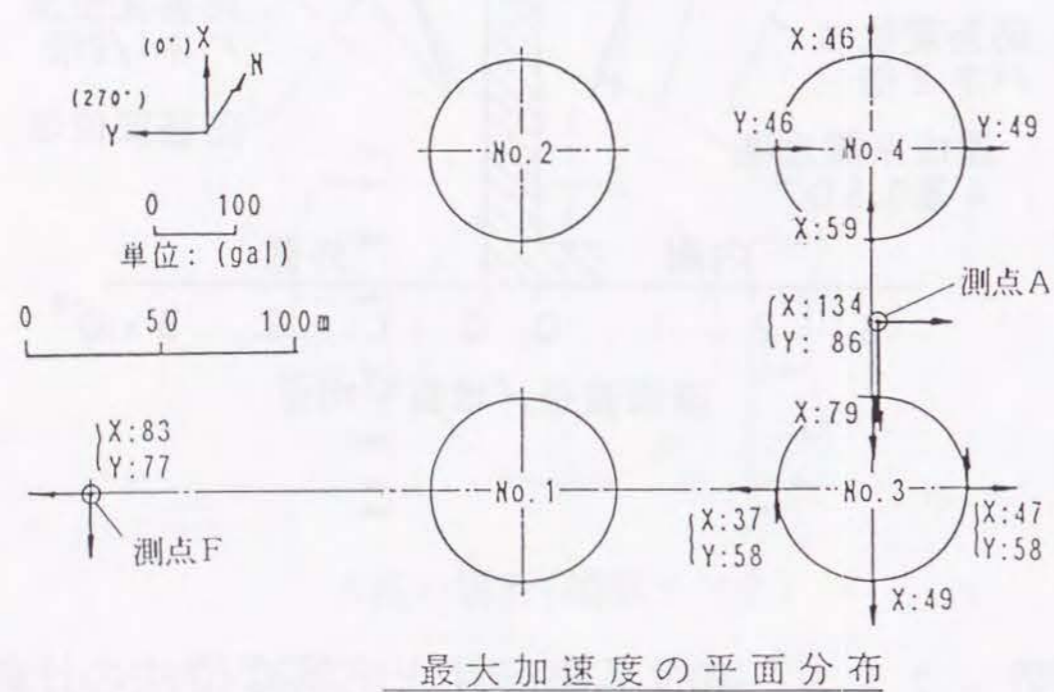
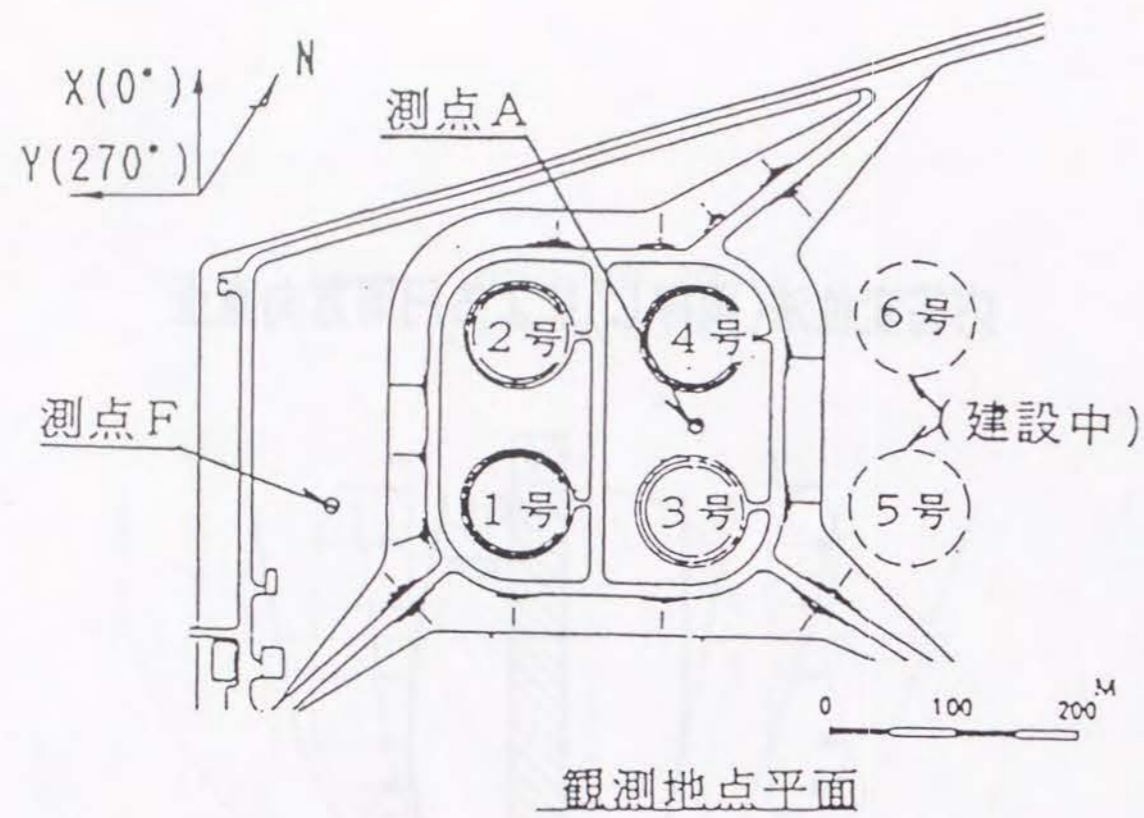


図 - 2.4.9 群地下タンクの地震観測例
(文献2-22による)

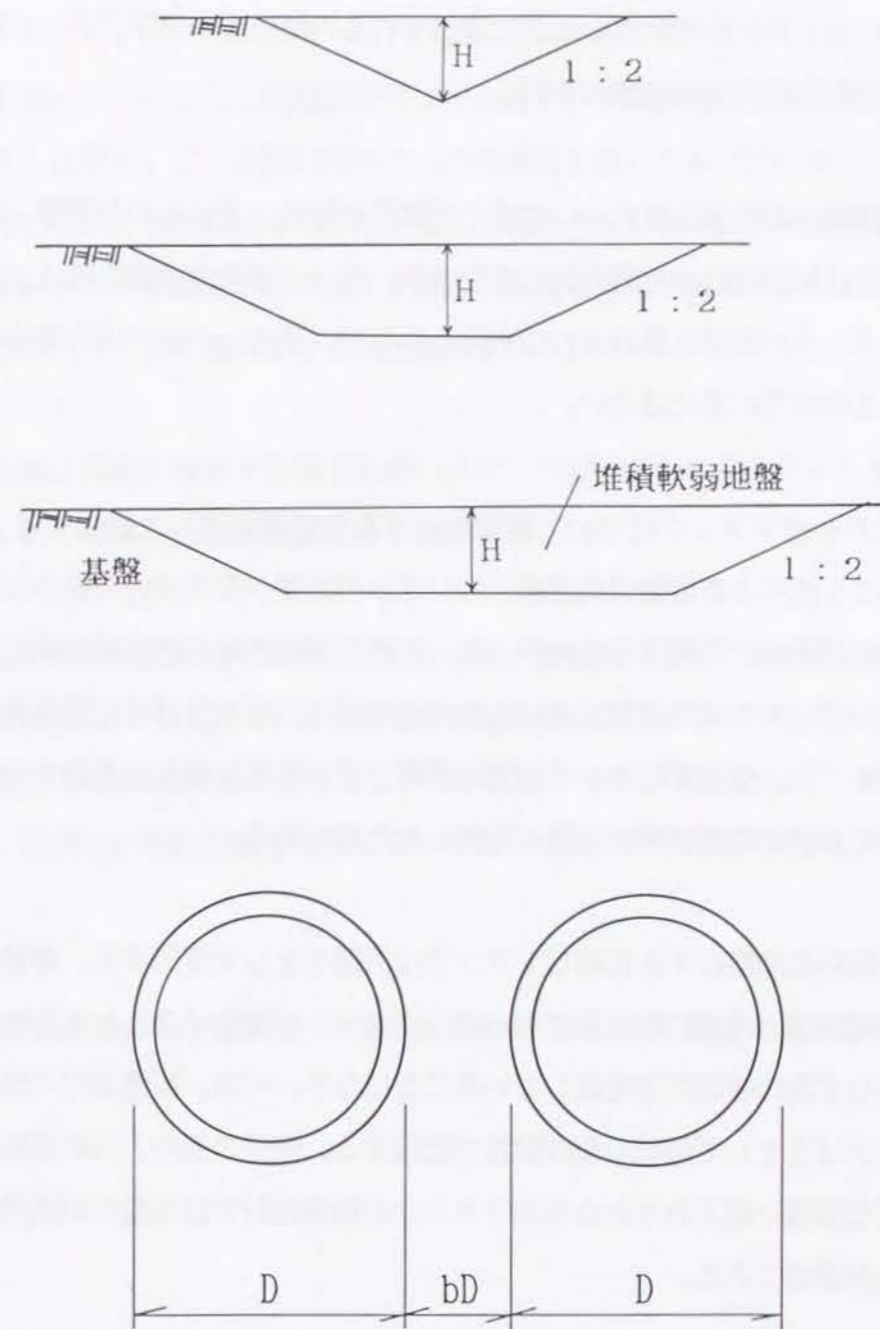


図 - 2.4.11 タンク間距離の定義

2.5 第2章のまとめ

第2章に示した比較的軟弱な地盤に建設される円筒型半地下式タンク群の地震応答性に関する研究は次のように要約される。

- (1) 地中構造物の地震応答について多くの研究が指摘しているのと同様、半地下タンクの地震応答は周辺地盤の地震応答に支配され、タンク固有の振動応答は現われない。この傾向はタンクが群状に建設されても変わらない。また、タンク内の液体の慣性力が加わってもこの傾向に変化はない。
- (2) 実在の半地下タンクについて側壁のひずみを地震観測した結果では、鉛直下方から伝搬するS波による地盤の鉛直面内のひずみの影響が表面波的波動の伝搬による地盤の平面内のひずみの影響より大きかった。これは観測サイトの地層が平坦でかつ表層と基盤のインピーダンスの差が大きいため表層地盤の応答がSH波の重複反射により増幅されていること、ならびにタンク側壁の基部が硬い基盤に根入れされていて側壁がその面内剛性によって表層地盤の応答に抵抗したためである。
- (3) 水平面内の地盤ひずみに対してタンクは円環梁として変形する。通常の鉄筋コンクリートの梁理論と同様に円管梁に引っ張りクラックが発生することを許容すれば円環梁は大きなひずみの吸収能力を有していることになる。一方、鉛直面内の地盤ひずみに対してタンクは主として側壁の面内剛性で抵抗する。側壁の面内方向の変形性能は小さいので、剛な基盤に根入れされた半地下タンクの耐震設計では地盤の鉛直面内の応答に対する配慮が重要である。
- (4) 群設の影響は3つの点に要約される。
 - ① タンク-地盤-タンク間のキネマティックな相互作用の影響によってタンク側壁の円周方向に円周方向2次展開モードの曲げひずみ、すなわち卵型に分布する曲げひずみが発生する。
 - ② タンク間の地盤がタンク側壁に囲まれることによって外部地盤より高い振動数域で共振現象を示す。

③ 表層地盤の応答に対してタンクは群として抵抗するのでタンク自体の応答変位は低下する。

- (5) 群設の影響によって生じる側壁の曲げひずみはタンク間距離が小さくなると増加する傾向を示す。ただし、タンク間距離が0.5Dの場合においても現行の偏土圧法や応答変位法の両押し法による耐震計算にしたがって応答解析を行えば群の影響は包絡された結果を得る。タンク間距離が0.5D以上で群設の影響を比較的簡易に求める場合には、本論2.4.2の(2.4.7)式を適用することが提案される。
- (6) 群設の影響を詳細に解析する場合あるいはタンク間距離が0.5D以下となる場合には、本論の2.3.2で提案した連成系震度法が適用できる。
- (7) タンク間の地盤の応答倍率の増加は比較的高い振動数域で生じるため、基盤から入力してくる地震波の特性によっては大きな応答加速度が発生する可能性がある。タンク間地盤には配管系の基礎が置かれることが多いため、その耐震設計には注意が必要である。また、液状化の恐れがある地盤においては、タンク間の地盤の液状化対策が重要である。
- (8) タンク間地盤の応答の増加は、本論2.4.2の(2.4.8)式で推定することができる。

The first part of the book is devoted to a general introduction to the subject of the history of the United States. It covers the period from the early years of the Republic to the present day. The author discusses the political, social, and economic changes that have shaped the nation over time. He also touches upon the role of the federal government and the states in the development of the country.

In the second part of the book, the author provides a detailed account of the American Civil War. He examines the causes of the conflict, the military strategies employed by both sides, and the ultimate outcome of the war. The author also discusses the impact of the war on the nation's social and political structure, particularly in terms of the abolition of slavery and the Reconstruction era.

The third part of the book focuses on the late 19th and early 20th centuries. This period is characterized by rapid industrialization, urbanization, and the rise of the Progressive Movement. The author explores the challenges faced by the nation during this time, such as the Gilded Age and the Spanish-American War, and the reforms that were implemented to address these issues.

Finally, the author discusses the 20th century, from the end of World War II to the present. He covers the Cold War, the Vietnam War, the civil rights movement, and the social and economic changes of the late 20th century. The book concludes with a reflection on the future of the United States and the role of its citizens in shaping the nation's destiny.

The second page of the document is a scan of a light blue surface, possibly a book cover or endpaper. It contains very faint, illegible text and markings, which appear to be bleed-through from the reverse side of the page. The overall appearance is that of a blank or nearly blank page with some ghosting of text.

3.1 概説

シールド工法等によって都市内の軟弱地盤に建設されるトンネルの用途は、交通、上下水道、情報伝達、エネルギー供給などの多岐に亘るが、鉄道用トンネルや道路用トンネルでは、上下車線の関係から単線トンネルを2本併設することが多い。近年の大都市における用地難、線形上の要求、既設隣接構造物との間隔の確保などの理由から、これらトンネルの離隔距離は狭まる傾向がある。地下空間の高度利用が今後さらに促進されれば、大都市中心部の地下はこれらの構造物が輻輳し、新設されるトンネルは水平方向のみならず鉛直方向にも既設のトンネルや他の地下構造物と接近することになる。そこで、このような地下構造物間の相互干渉が地震時にどのような影響を与えるか明確にしておく必要がある。

併設トンネルの地震時挙動を実際のトンネルの地震観測や震害例により分析した報告はないが、模型実験や数値解析による研究は行われている。

田村、山口、河田、久保田³⁻¹⁾と土井、久保田、斉藤³⁻²⁾らは、地盤をゼラチン、トンネルをネオプレンゴムで作成した3次元弾性模型を振動台で加振することにより、トンネルの軸方向と軸直交方向の共振時の振動性状を調査し、単設と併設の比較検討を行っている。その結果、トンネル自身のトンネル軸方向の変形モードは単設も併設も同じであるがその変位量は併設の場合の方が小さくなっており、併設されることによりトンネルは地盤の動きに追随しにくくなる現象が認められている。また、トンネルに拘束されるため、トンネル直上の地表面の変位も単設より併設の方が小さくなることが認められた。

前述の田村³⁻¹⁾らの実験では、模型振動実験に動的弾性実験を組み合わせることにより、振動方向をトンネル軸直交方向とした場合のトンネル周辺地盤の応答が調査されている。この結果でも振動モードは単設と併設でよく似かよっているが、併設の場合には単設の場合より大きな応力が周辺地盤に発生し、併設の純間隔が狭いほどその傾向が顕著であるとされている。さらに、石井、田村、渡辺³⁻³⁾は2次元有限要素法によって併設シールドトンネルの動的応答を解析し、その基本振動モードから、併設されることによりトンネル及びその周辺地盤に上下方向の動きが現われることを指摘している。

Sarfeld, Klapperich, Savidis³⁻⁴⁾も併設シールドトンネルの2次元有限要素法解析を実施している。彼等の研究は、併設シールドトンネルの軸直交方向の応答特性について、覆工厚をパラメータとした数値解析を実施し、その影響を検討した。その結果、覆

工厚の小さい、つまり覆工剛性の小さい場合ほど併設の影響は大きくなり、シールドトンネル天端の応答変位も大きくなることを指摘している。そして、併設による影響は側壁の応答に顕著に現われるとした。

稲森、田村³⁻⁵⁾は模型振動実験を行い、その結果からトンネルが複数本併設されることによりトンネル近辺の地盤はトンネルの影響を受けて動きが拘束されるとしている。さらにトンネルを剛体と考えてトンネルの並進量・回転量を求め単設と併設を比較すると、併設本数が増えるほど並進量・回転量ともに小さくなるとしている。川島、加納³⁻⁶⁾は擬似3次元解析により不整形性を有する地盤の三次元的な応答を求め、その応答変位を三本の併設トンネルが連絡横坑で結合されているモデルに作用させて応答を求めている。その結果から、連絡横坑の存在により本線トンネルに曲げモーメントと軸力が生じることなどを指摘したが、地盤と併設トンネルの間の相互作用については言及していない。

以上のような研究動向を受けて、著者は併設シールドトンネルの軸直交方向の地震応答を取り上げ、この種の実験としては前例のない実地盤材料を用いた大型の振動台実験を行なった³⁻⁷⁾。また、有限要素法による応答解析も合わせて行ない、併設の影響を検討した³⁻⁸⁾。

3. 2 実地盤材料を使った併設シールドの模型振動実験

3.2.1 実験の概要

(1) 実験の目的

軟質な地盤に建設された2本のトンネルが軸直交方向に地震力を受ける問題を取り上げ、実地盤材料を使うことを前提に次の項目を検討する実験を行なった。

- ・トンネル間の距離がトンネル覆工の変形と断面力に与える影響
 - ・併設によるトンネル周辺地盤の応答の乱れ
 - ・既存の地震応答解析プログラムの併設トンネルへの適用性
- 実験は次の方針で実施した。
- ・地盤の非線形性を考慮するため実地盤材料で模型地盤を作成する。
 - ・振動台で加振する実験とし、相似則を考慮して可能な限り大縮尺の模型で実験する。
 - ・トンネル間の離隔距離をパラメータとした比較実験とする。

(2) 実験方法

1) 模型地盤

側壁が地盤と一体となって変形するせん断土槽(L=4.35m×W=2.85m×H=2.00m)内に模型地盤を作成した。地盤材料は自然乾燥状態の岐阜砂である。岐阜砂は準標準砂とも呼ばれており、平均粒径 $D_{50}=0.33\text{mm}$ の粒度のそろった珪質砂である。その基本的な物性値と粒度加積曲線を図-3.2.1に示す。模型地盤を作成する際は、層厚25cm撒き出すごとに振幅80galで1次共振振動数付近の振動数を持つ正弦波を約5分間入力することにより、加振実験中に地盤が締め固まって応答特性が変化することのないようにあらかじめ十分に締め固めた。

各加振実験の前後に、模型地盤について土研式貫入試験、常時微動測定、S波検層、地表面のレベル測定を実施し、地盤特性の変化をチェックした。模型地盤の単位体積重量、S波速度、相対密度は平均的な値としてそれぞれ 1.47tf/m^3 、 130m/sec 、86%であった。

2) 模型トンネル

模型トンネルは、外径500mm、長さ150mm、肉厚10mmの円筒状の亚克力製リングを10個連結したものである。亚克力のヤング率、ポアソン比、単位体積重量はそれぞれE

$=3.0 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$, $\nu=0.3$, $\gamma=1.19 \text{ gf/cm}^3$ であった。模型と地盤の接触条件を現実に近づけるために模型周面に岐阜砂を一様に接着し粗度を増した。また、トンネル模型のリングとしての剛性は、目的とした現象が明確に現われるように、相似率から要求される見かけの剛性より相当に軟らかい剛性とした。

3) 実験ケース

主な実験項目は、次の5ケースである。

- ・地盤のみの実験
- ・単設トンネルの実験
- ・併設2D間隔の実験
- ・併設1D間隔の実験
- ・併設0.5D間隔の実験

4) 加振方法と計測点

加振方向は水平一方向(軸直交方向)である。

測定項目は、

- ①地盤水平加速度
- ②トンネル覆工ひずみ
- ③トンネル水平加速度

で、図-3.2.2 にその基本的な計器配置を示す。地盤内の加速度計は、トンネル間の地盤(ACライン7台)とトンネル群の外側の地盤(ANライン9台)に感度方向を加振方向に向けて鉛直アレー状に多数配置した。加振中に加速度計が移動・傾斜等を生じることを防止するため、帯状のリン青銅板(幅 $b=50\text{mm}$, 肉厚 $t=0.4\text{mm}$)の下端を土槽底部に固定し上端を地表面まで引張り出し、それに加速度計を固定して埋設した。この加速度計の鉛直アレーは積分して変位を求めその差分から地盤のひずみを求めるためにも使用する。ひずみゲージはトンネル覆工円周方向の軸ひずみと曲げひずみを測定できるよう2枚のひずみゲージを覆工の内側と外側に対して 45° ピッチで張り付けた。

表-3.2.1に使用した計測器の仕様を示す。

(3) 相似則

砂の様な粒状体の応力~ひずみ関係は、応答が弾性的な振動状態を保つ比較的小さなひずみ域においても拘束圧の影響を受け、その影響はひずみの大きい強非線形域になると一

層顕著になる。そのため、ひずみレベルの大小によって適用する相似則を『①破壊を伴う現象のひずみレベルであるか、②それ以下のひずみレベルであるか』の2段階に分ける必要がある。この実験では②の線形から中ひずみの領域を対象とすることとし、香川³⁻⁹⁾と国生、岩楯³⁻¹⁰⁾により提案された以下の相似則を適用する。

幾何学的長さの比を $1/\lambda = L_m / L_p$, 密度の比を $1/\eta = \rho_m / \rho_p$ とする。

(I) 応力〔圧力〕の比

$$\frac{\sigma_{vm}}{\sigma_{vp}} = \frac{L_m \rho_m}{L_p \rho_p} = \frac{1}{\lambda \eta} \quad \dots \dots \dots (3.2.1)$$

(II) せん断剛性の比〔規準ひずみ γ_r も同様〕

拘束圧 σ_v の1/2乗に比例すると仮定する。

$$\frac{G_m}{G_p} = \left(\frac{\sigma_{vm}}{\sigma_{vp}} \right)^{1/2} = \frac{1}{(\lambda \eta)^{1/2}} \quad \dots \dots \dots (3.2.2)$$

(III) 時間, 振動数の比

せん断波速度 V_s とせん断波の1/4波長理論による卓越振動数 f との関係から

$$V_s = \left(\frac{G}{\rho} \right)^{1/2} \quad \dots \dots \dots (3.2.3)$$

$$\text{(振動数)} \quad f = \frac{V_s}{4H} \rightarrow \frac{f_m}{f_p} = \frac{L_p V_{sm}}{L_m V_{sp}} = \lambda^{3/4} \eta^{1/4} \quad \dots \dots (3.2.4)$$

$$\text{(時間)} \quad T = \frac{1}{f} \rightarrow \frac{T_m}{T_p} = \frac{f_p}{f_m} = \frac{1}{\lambda^{3/4} \eta^{1/4}} \quad \dots \dots \dots (3.2.5)$$

(IV) ひずみの比

$$\frac{\gamma_m}{\gamma_p} = \frac{G_p}{G_m} \cdot \frac{\sigma_{vm}}{\sigma_{vp}} = \frac{1}{(\lambda \eta)^{1/2}} \quad \dots \dots \dots (3.2.6)$$

(V) 非線形性の相似則

初期せん断剛性 G_0 と規準ひずみ $\gamma_r (= \gamma_{0.5})$ により正規化されたせん断変形特性($G \sim \gamma$, $h \sim \gamma$)は、拘束圧によらず一定の曲線上に乗る傾向を示す。ひずみの比は(6)式より $1/(\lambda \eta)^{1/2}$ であるから、規準ひずみの比が $1/(\lambda \eta)^{1/2}$ すなわち、拘束圧の1/2乗に比例するものであれば、非線形性の相似性は保たれることになる。基準ひずみが1/2乗に比例するかどうかについての研究は数少ないが、著者等の研究³⁻¹¹⁾ではそのような実測例も得られている。

実機シールドトンネルとして一次覆工のみで外径10mの大口径トンネルを想定し、実験に使用した模型トンネルから相似則を用いて実機相当のトンネル覆工の曲げ及び軸剛性を逆算してみるとそれぞれ実機の約1/15と、約1/5の小さい値となる。これは実験結果が明瞭に観測できるように模型を軟らかく作ったためである。

3.2.2 模型地盤の応答特性

(1) せん断土槽

本実験では、限られた広さの土層の中の模型地盤が広がりのある実際の地盤の応答を再現できるようにするため、せん断土槽を使用した。せん断土槽を使用した模型地盤の振動実験は国生³⁻⁹⁾らによって始められており、その基本的なコンセプトは、土槽内の模型地盤を純せん断状態で振動させることにより、鉛直下方からS波が入力する場合の成層地盤のせん断振動応答を土槽内に再現しようとするものである。そのために、せん断土槽の側壁は水平方向には可撓性を有して模型地盤の応答を妨げないように変形するが、鉛直方向には高い剛性を有して模型地盤のロッキングを防止し、その加振方向の側面に上下方向のせん断力を発生させて内部を純せん断状態にする必要がある。また、側壁の重量は模型地盤の動特性に影響を与えないように軽くしなければならない。

図-3.2.3 にこの実験に採用したせん断土槽の構造図を示している。内寸法は4.35×2.85×2.0mで約25m³の土砂が入る。土槽の側壁は軽量形鋼で作られた枠を小さな隙間をあけて積み上げたもので、枠は土槽の加振方向の2側面に張られたステンレス板で支持されている。土槽の内面は模型地盤材料が枠の隙間に入らないようにゴム膜で覆われている。土槽側壁の鉛直方向の剛性はステンレス板の面内剛性によっており、水平方向の可撓性はステンレス板の面外曲げ剛性とゴム膜の面内剛性によって決まる。内部が空の場合の土槽自体のせん断振動による1次固有振動数は約2.0Hzであり、模型地盤の1次固有振動数8~12Hzに比較して十分に低い。また、側壁の総重量は約2tonで模型地盤の総重量の約5%であり模型地盤の振動特性に大きな影響を与えない。

(2) せん断土槽内の模型地盤の振動特性

トンネル模型を設置する前に模型地盤のみで加振実験を行いせん断土槽内の模型地盤の振動特性を調査した。

図-3.2.4 は模型地盤内の代表的な位置における水平振動の共振曲線を示したものである。側壁の近くの測点の振幅にやや差が見られるが、2次共振点を過ぎるまで地盤はほぼ一様に振動していることがわかる。図-3.2.5 は鉛直振動と水平振動の比の共振曲線である。振動数が上昇するのに伴ってその比が増加する傾向を示すが、地表面の中央における比率は1次共振点で約6%と小さく、約25Hzまではせん断振動状態が実現されているとみなすことができる。図-3.2.6 は土槽中央における水平加速度振幅の鉛直方向分布を示したものである。仮に地盤が一様なせん断剛性を持つ弾性体であるとするなら、1次共振モードは1/4波長のsin分布になるはずであるが実験値は逆三角形に近い分布をしている。これは模型地盤のせん断剛性が自重による拘束圧に依存して深さ方向に増加するためである。

砂で作られた模型地盤は顕著な材料非線形性を示す。図-3.2.7. は振動台の入力加速度レベルの違いによる共振曲線の違いを示したもので、良く知られているように入力加速度が増加すると共振振動数は低下し、応答倍率も低下している。

3.2.3 単設ならびに併設トンネルの応答特性

(1) 併設トンネルが地盤の応答特性に及ぼす影響

トンネル周辺地盤で測定された応答加速度の内、地盤中央と側方の測定値の比を併設パラメーターにプロットしたものが図-3.2.8 である。トンネルがない場合には側方の測点がやや大きな応答を示すのに対し、トンネルが併設され接近するにつれて中央の測点が大きな応答を示す。そして、入力加速度が大きい程その傾向が顕著となる。これは、剛性の比較的小さなトンネルが併設されるとトンネル群も含めた地盤のみかけの剛性が低下するため、トンネル群周辺の地盤の応答振幅が大きくなり、その部分に振動エネルギーが集中してトンネル群から離れた地盤の応答が反対に小さくなるためと思われる。この結果は剛性の小さな地中構造物が群設されるとその上部の地盤の地震応答が大きくなることを示しており、耐震設計上注目を要する現象である。

(2) 併設がトンネル覆工の円周方向断面力に及ぼす影響

代表点な測点における曲げモーメントと軸力の共振曲線を図-3.2.9 と図-3.2.10に示す。図-3.2.9 のSTC2点ではトンネル間隔が小さくなると曲げ成分・軸成分共に断面力が

大きくなる傾向を示す。この傾向は図-3.2.11に示すトンネル間地盤の水平方向のせん断ひずみの共振曲線〔AC5 とAC4 の変位差より算定〕と関連付けて説明できる。すなわち、見掛けのせん断剛性が地盤より小さいトンネルの周辺地盤にはせん断変形の大きいゾーンができる。トンネルを近付けるとそのゾーンが重なり合い、さらにその部分ではひずみの増加による地盤剛性の低下の影響が相乗されてトンネルの変形とトンネル間地盤のせん断ひずみが増加する。一方、図-3.2.10のSTC8点の軸力は逆にトンネル間距離が小さくなると小さくなっている。軸力の増減傾向が単調な傾向とならない理由には、トンネルの位置関係によって変形モードが変化し円周上の軸力分布が変化するためと、トンネルが接近するとトンネル間地盤の慣性の影響が減少するための2つが考えられる。

(3) 地盤の非線形性が併設トンネルの応答特性に及ぼす影響

実験は振動台の入力加速度を20gal とした場合と80gal とした場合について行なっている。それ等の結果を比較すれば非線形性の影響を明確にすることができる。図-3.2.12 は地表の応答加速度、トンネル間地盤のひずみ、トンネル覆工に生じるモーメントと軸力、の各最大値について、20gal 入力による値に対する80gal 入力による値の比率を示している。入力加速度の増加に対し、地盤のひずみとモーメントはほぼ比例的に増加するが、軸力と地表の応答加速度の増加はその半分にも達しない。応答加速度の増加が小さいのは地盤の非線形性によって減衰性が増し応答倍率が低下するからである。

一方、地盤の応答加速度の増加が小さいのに地盤のひずみが比例的に増加するのは、地盤の剛性が低下してひずみ易くなるためと考えられる。軸力が地盤のひずみに比例して増加しないのは、地盤とトンネルの外周の間ですべりが生じるためと推定される。

3.2.4 結 論

- (1) この実験に適用されたせん断土槽内の模型地盤は2次共振点に至るまでほぼ一様なせん断振動をしているとみなすことができる。
- (2) 周辺地盤より剛性の小さなトンネルが併設されることにより、トンネル群周辺の地盤の応答変位が遠方の地盤より大きくなる。
- (3) トンネルが併設され接近することにより、トンネル断面の周方向に作用する曲げひずみは大きくなる。ただし、軸ひずみは減少する測点もある。
- (4) トンネル間の地盤のひずみはトンネルが接近すると急激に大きくなる。
- (5) 入力加速度が大きくなると地盤のひずみが比例的に大きくなり覆工の曲げモーメントも大きくなるが、周辺地盤と覆工の間にすべりが発生するため覆工の軸力はモーメントほど大きくならない。

表 - 3.2.1 併設シールドの模型実験使用計器の仕様

計器名	製品名	仕様
加速度計	ひずみゲージ式加速度計 ASW-5A (共和電業)	定格出力 0.5mV/V以上 応答周波数 0~95Hz
ひずみゲージ	KFP-5-120-C1-65 (共和電業)	プラスチック用 抵抗値 120Ω, ゲージ率2.1
動ひずみ増幅器	D P M - 6 1 2 A (共和電業)	応答周波数 0~5kHz 感度 0.2V/10μst

自然含水比 w_s	0.06 %
土粒子比重 G_s	2.646
最大粒径 d_{max} mm	0.84
60% 粒径 D_{60} mm	0.34
50% 粒径 D_{50} mm	0.325
10% 粒径 D_{10} mm	0.25
均等係数 U_c	1.36
由率係数 U_u	1.06
最大密度 $\rho_{s,max}$	1.522
最小密度 $\rho_{s,min}$	1.222
最大間隙比 e_{max}	1.165
最小間隙比 e_{min}	0.739

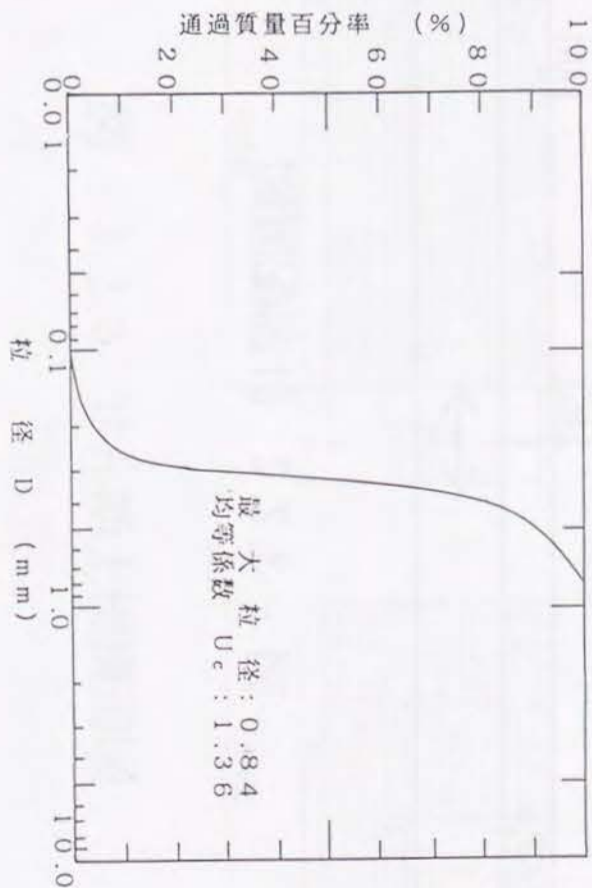


図 - 3.2.1 岐阜砂の物性値と粒度加積曲線

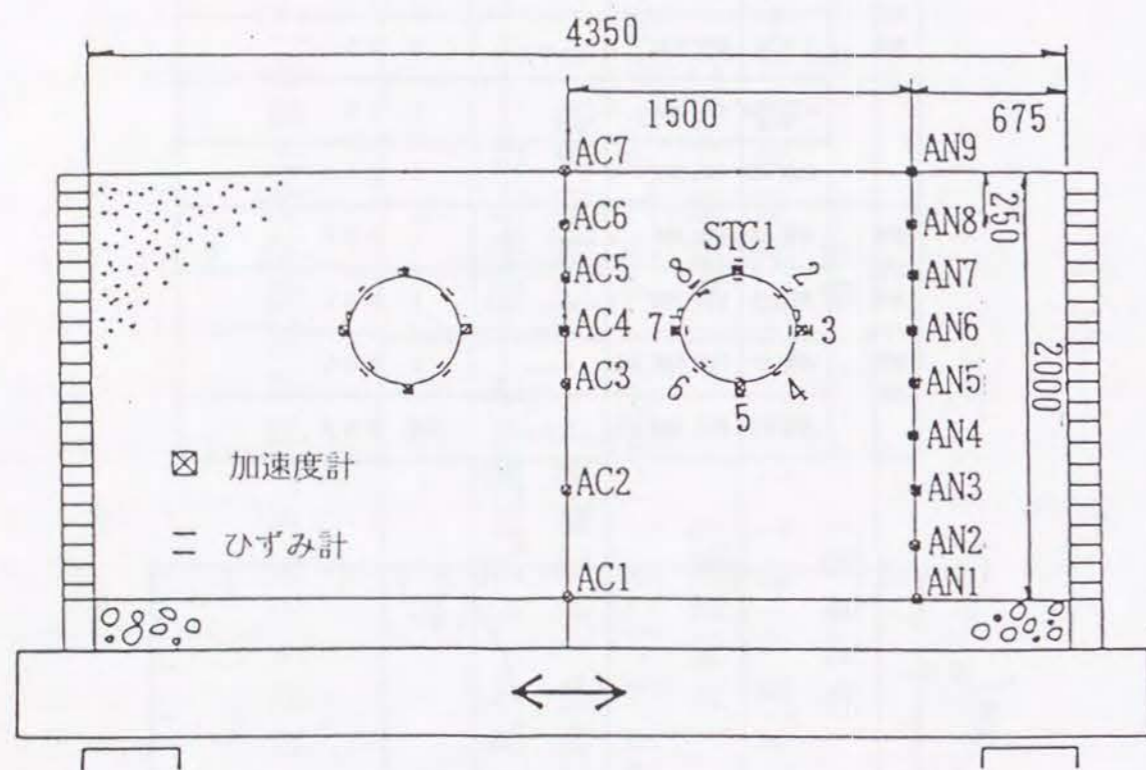
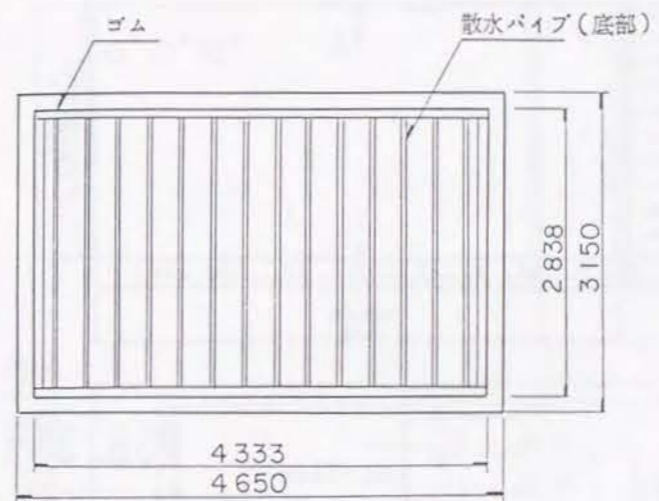
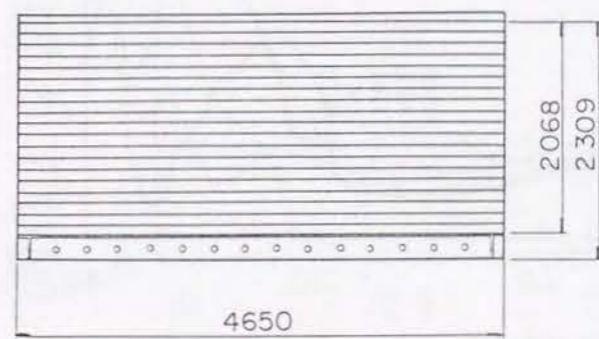


図 - 3.2.2 計器配置図

平面図



加振方向断面図



加振直角方向断面図

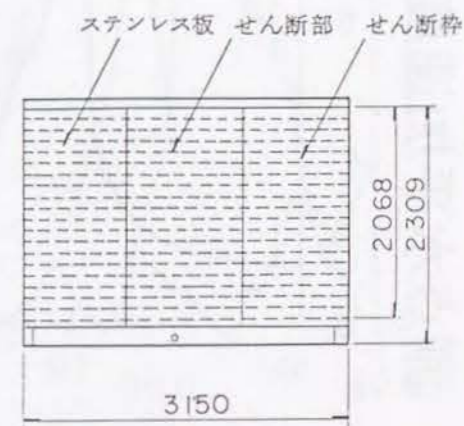


図 - 3.2.3 せん断土槽構造図

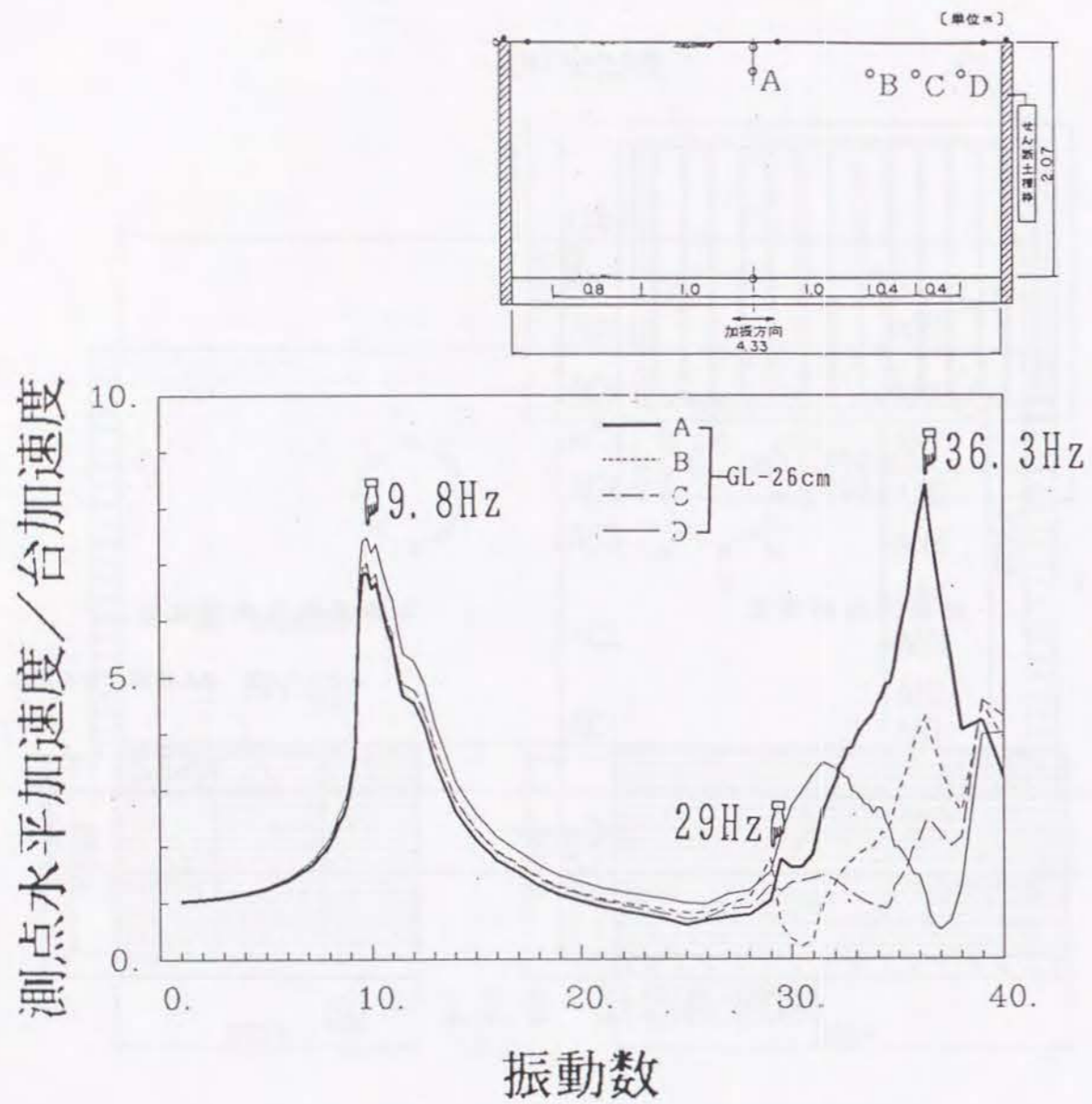


図 - 3.2.4 せん断土槽内の代表点での共振曲線

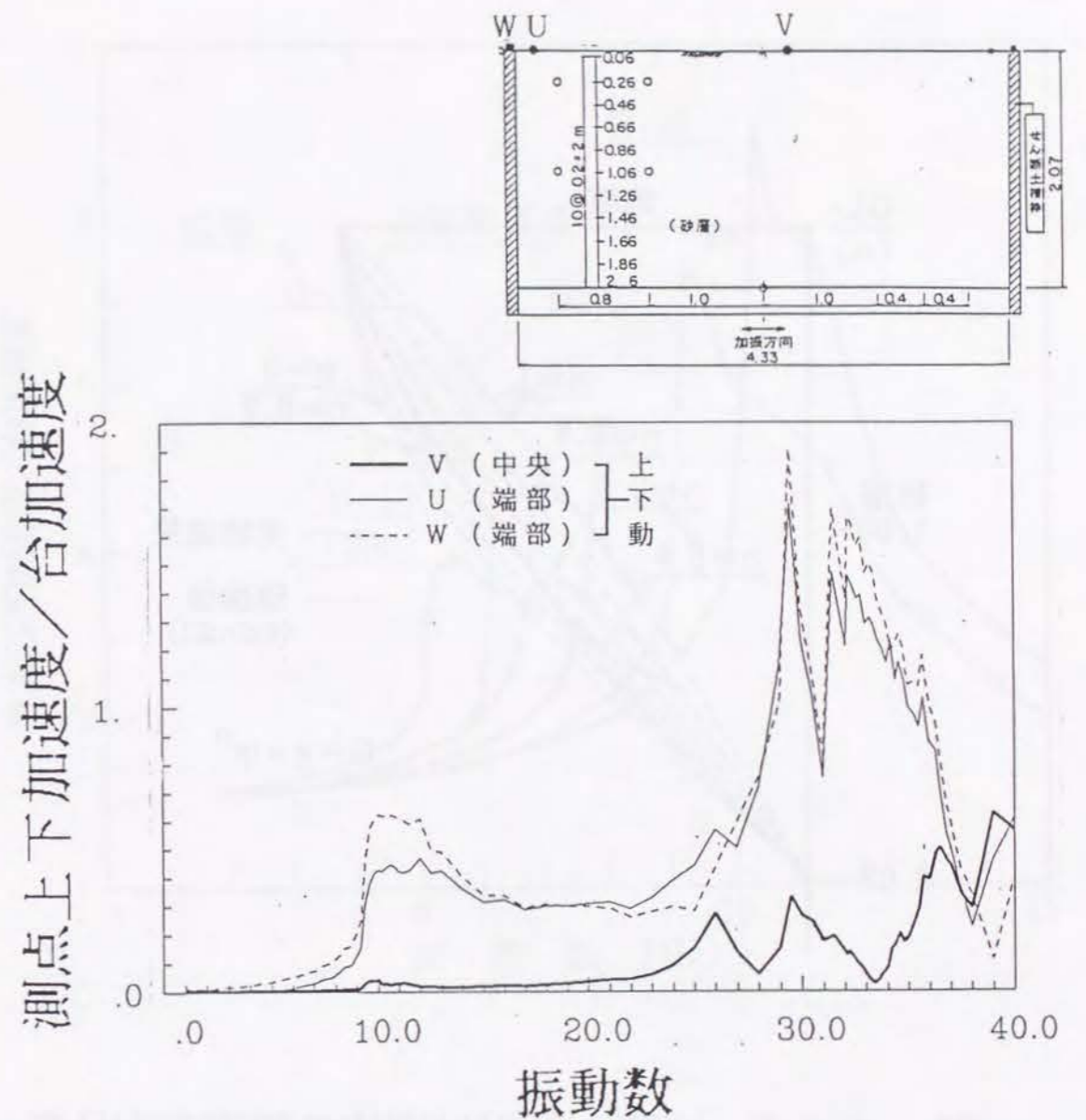


図 - 3.2.5 せん断土槽と土槽内地盤の鉛直振動の共振曲線

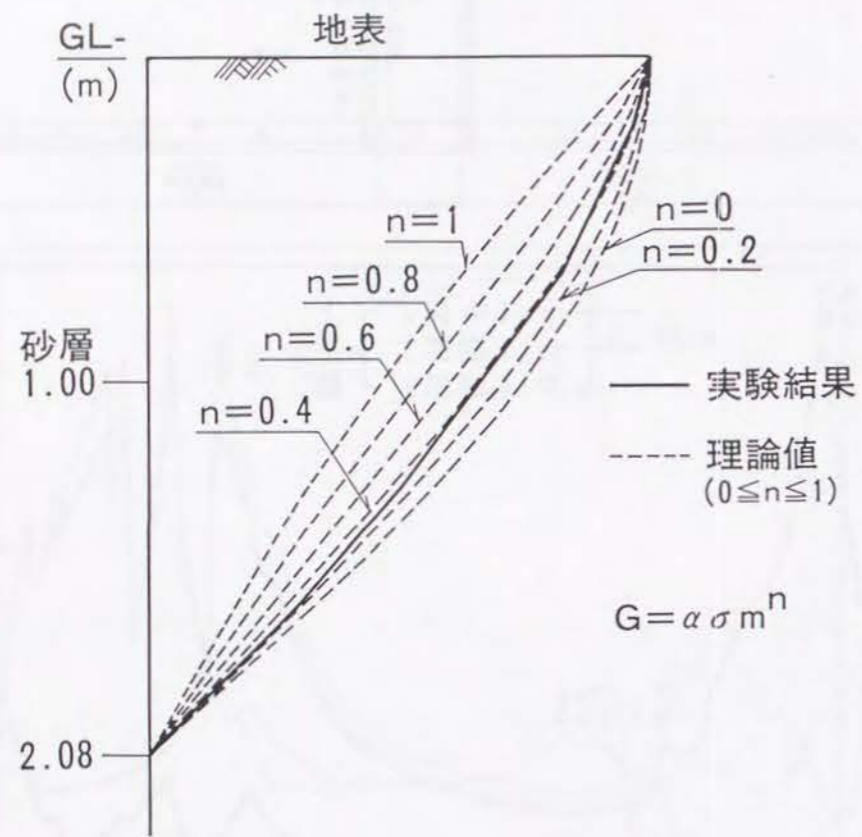


図 - 3.2.6 地盤水平相対変位の鉛直方向分布

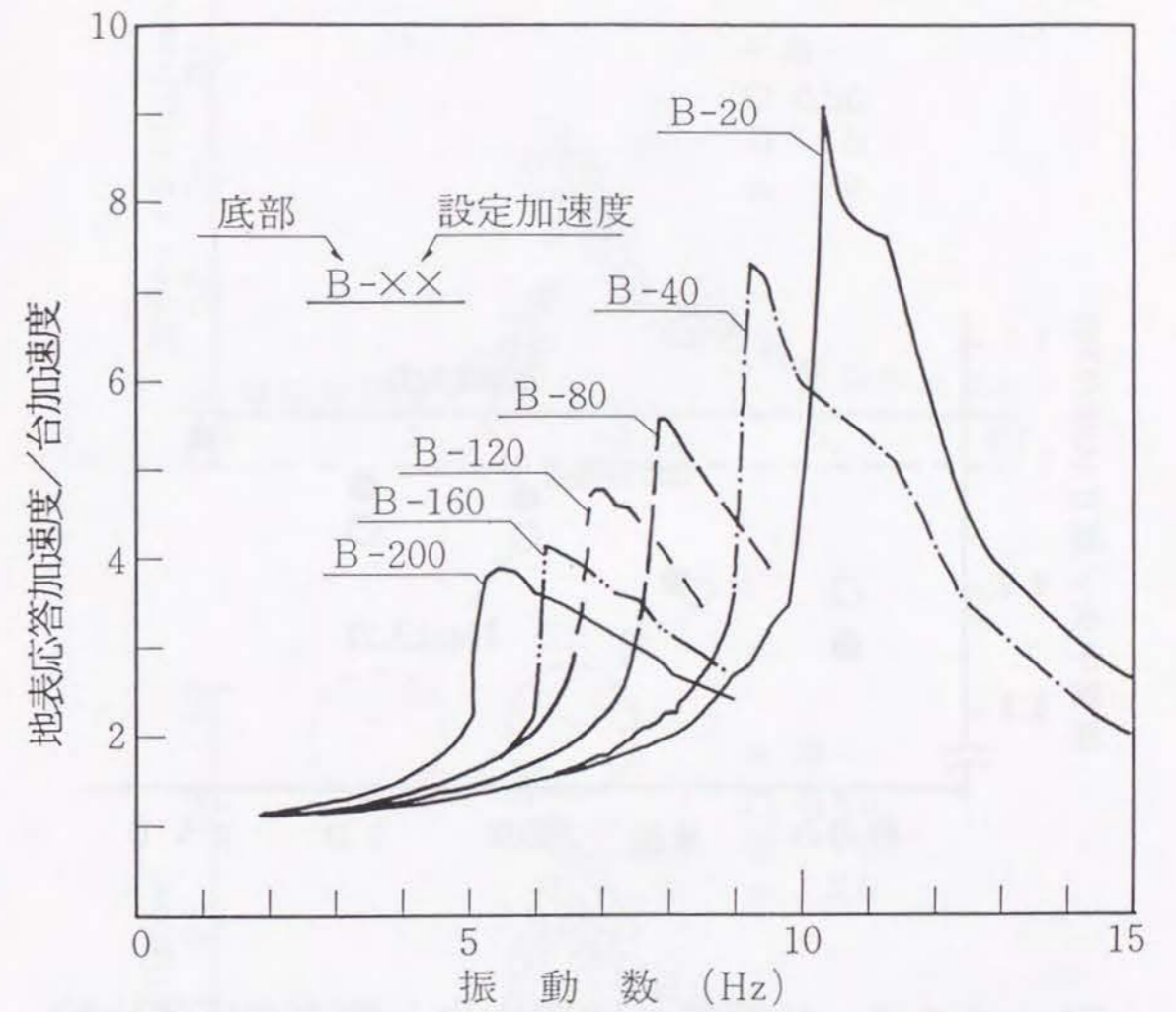


図 - 3.2.7 入力加速度レベルによる共振曲線の相違

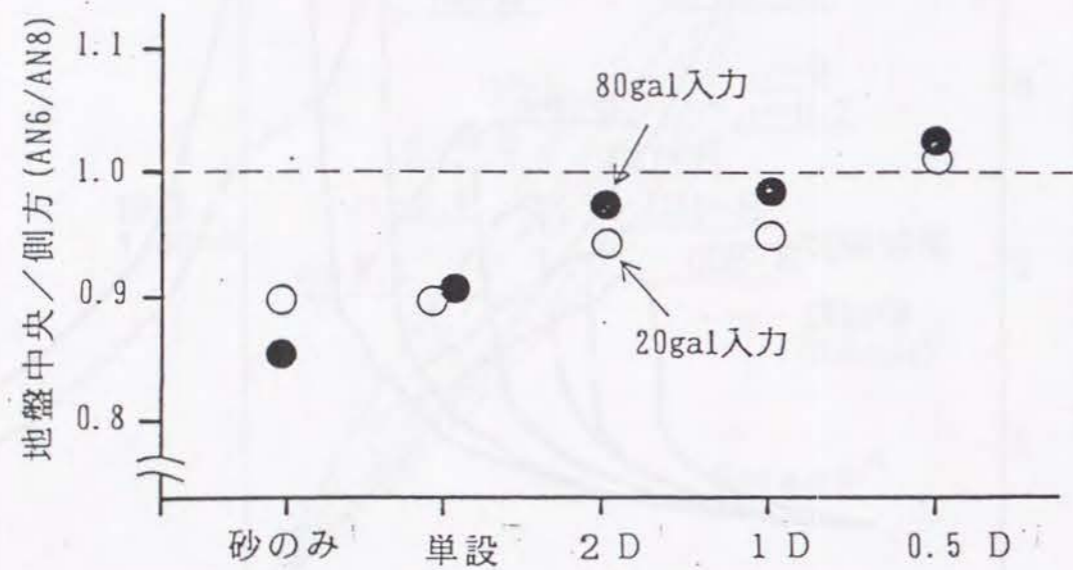


図 - 3.2.8 共振時の地盤中央と側方の応答比較

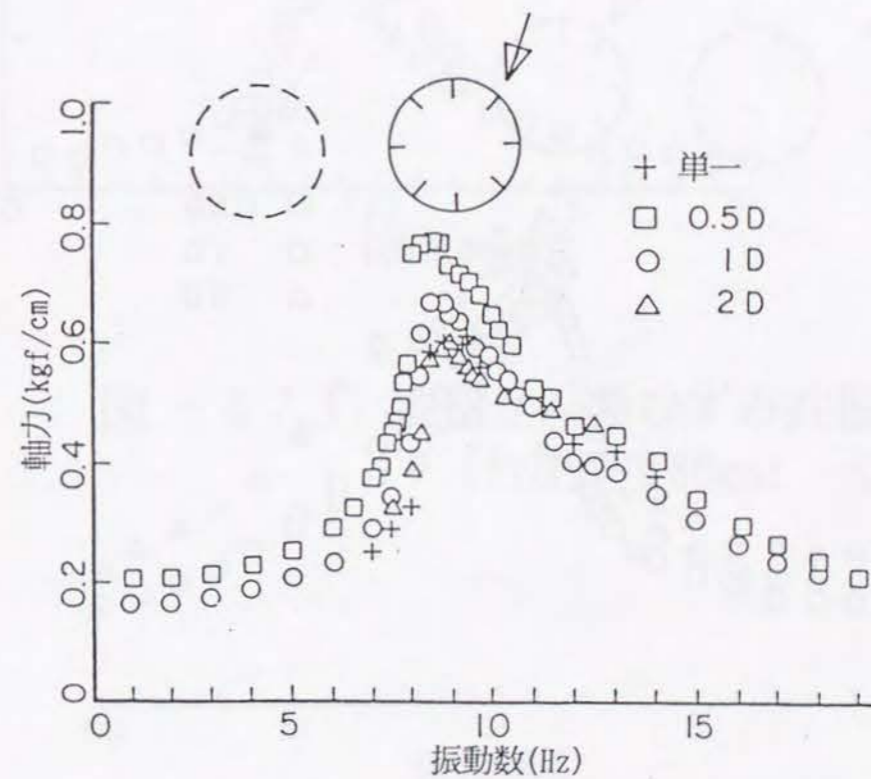
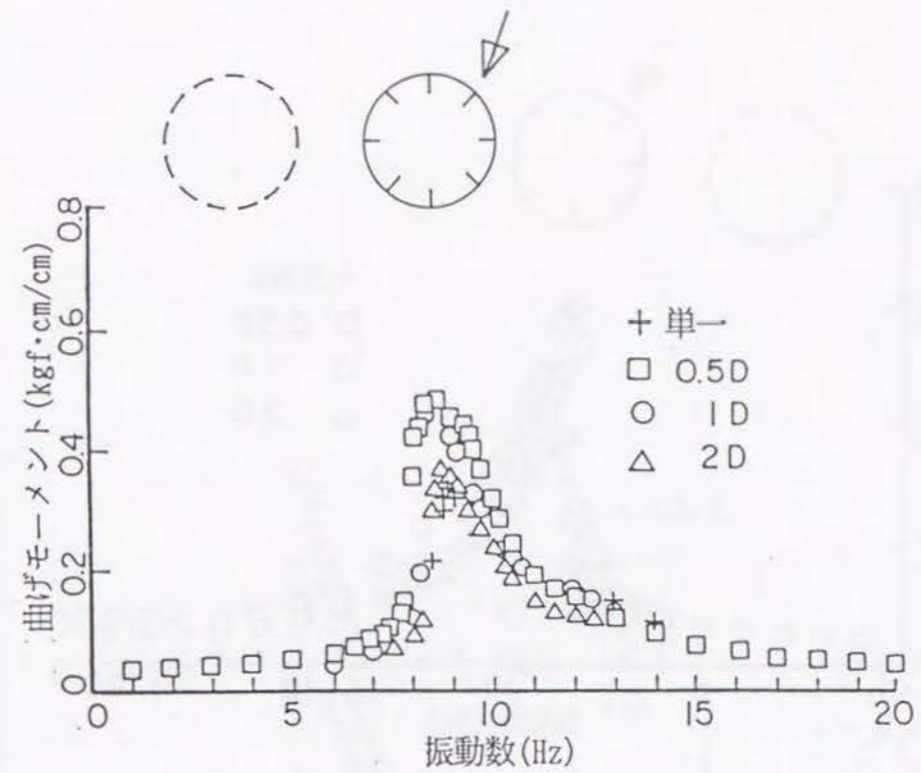


図 - 3.2.9 断面力共振曲線 (台加速度80gal 一定)

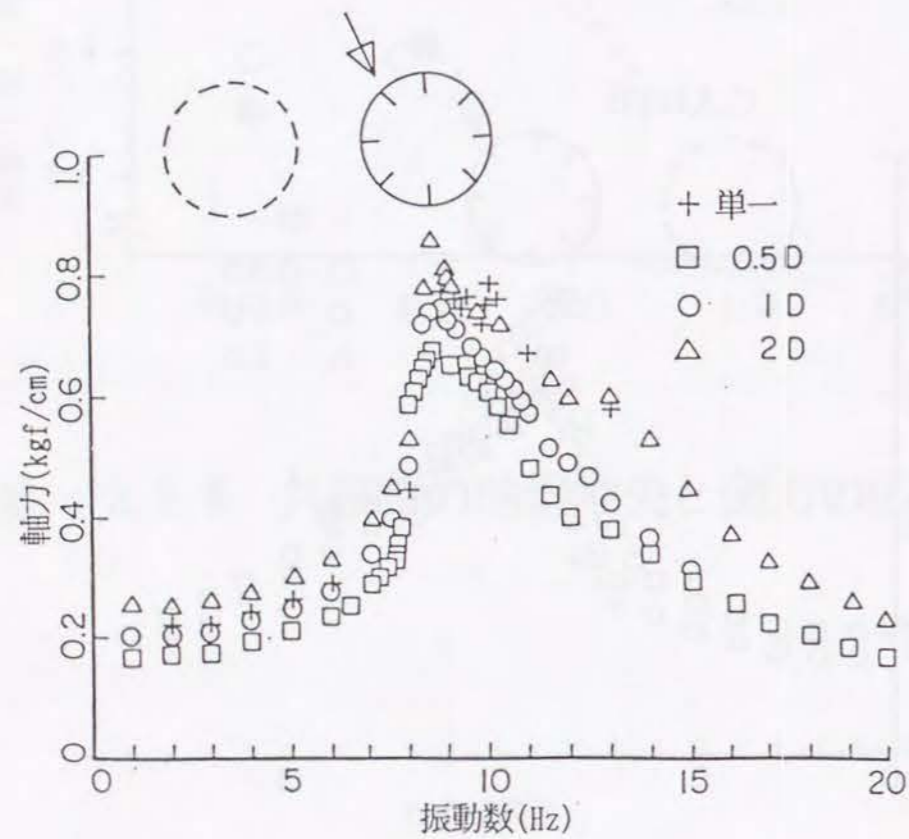
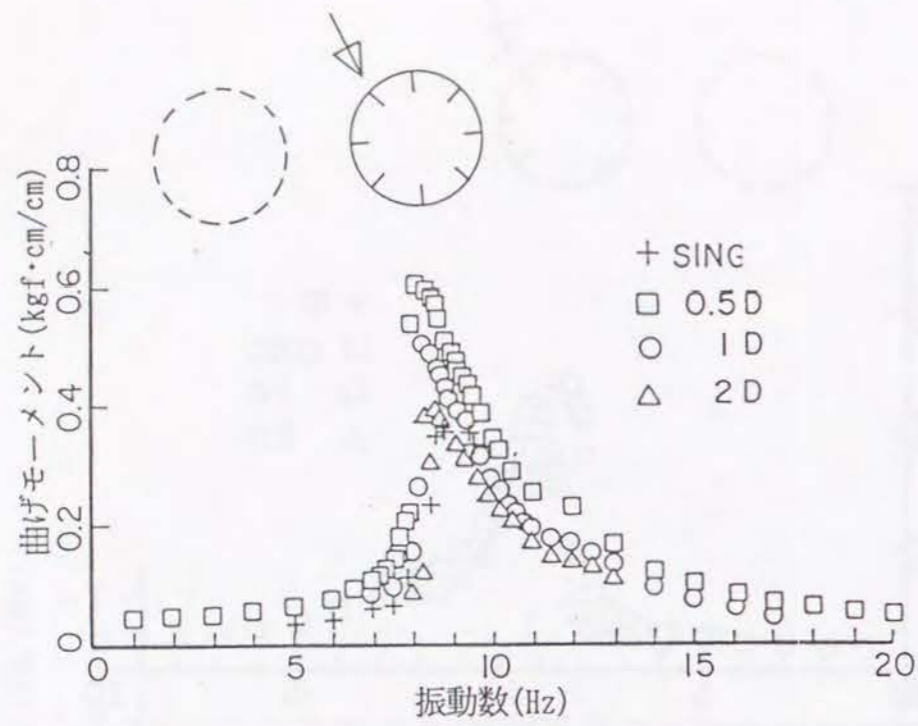


図 - 3.2.10 断面力共振曲線 (台加速度80gal 一定)

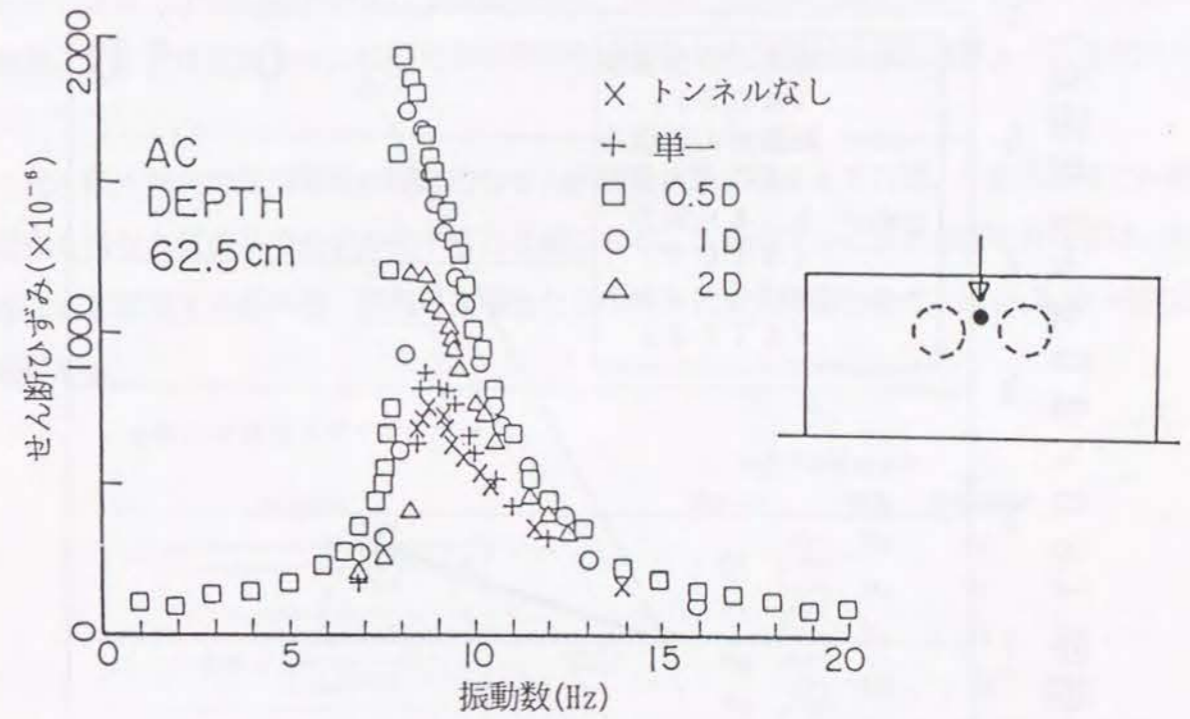


図 - 3.2.11 地盤せん断ひずみ共振曲線 (台加速度80gal 一定)

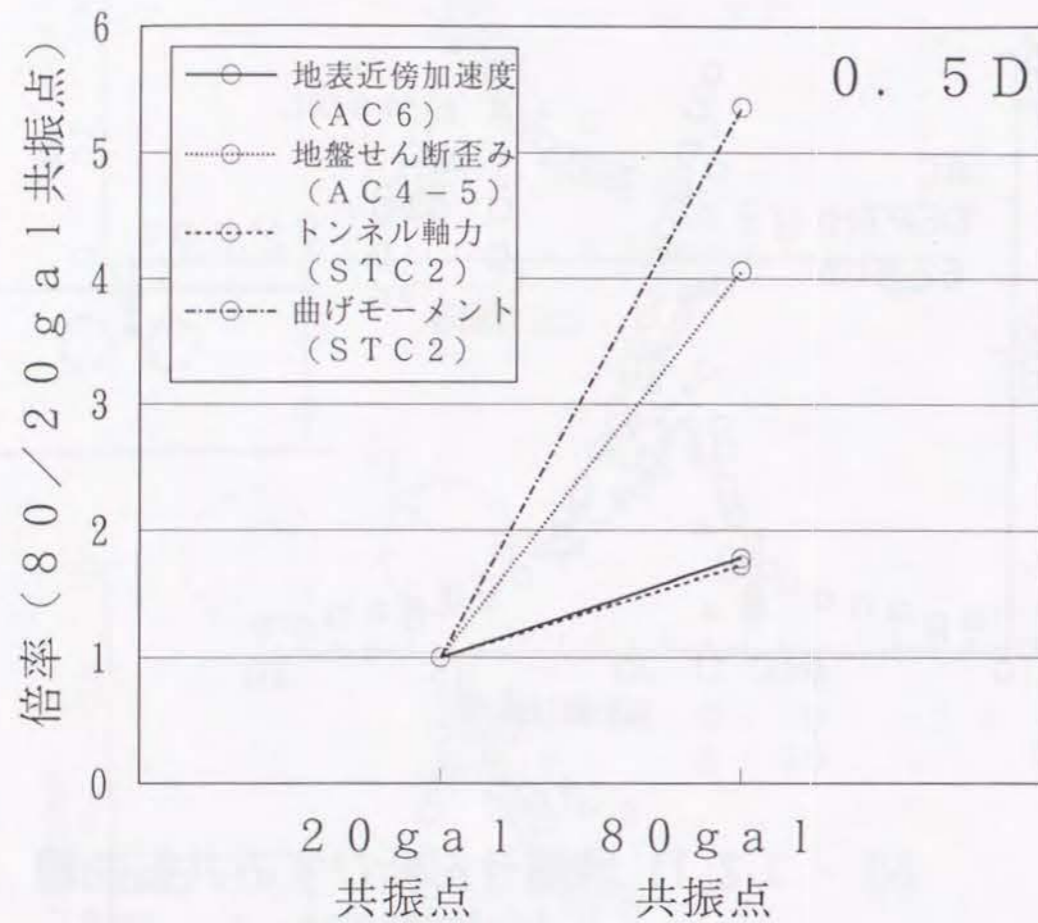


図 - 3.2.12 入力加速度レベルによる諸値の比較

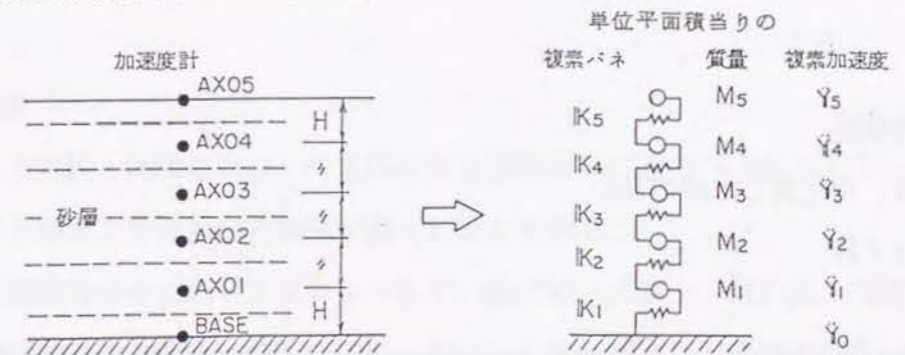
3.3 併設シールドの地震応答特性の数値解析

3.3.1 逆解析による模型地盤のせん断剛性の同定

模型トンネルの応答は周辺地盤の応答に大きな影響を受けるので、模型トンネルの応答を数値解析によってシミュレーションするためには、最初に周辺地盤の応答を正確にシミュレーションする必要がある。そのためには、地盤の動的物性値を正しく評価する必要がある。ここでは地盤のみの加振実験結果から地盤のせん断剛性を直接逆算する方法を取った。³⁻¹¹⁾

せん断土槽内の模型地盤が理想的なせん断振動状態にあるとすれば、その応答はせん断振動を行なう質点系でモデル化することができる。このモデルに対する運動方程式は、振幅 Y と加速度 \ddot{Y} を既知量、単位平面積当たりのバネ K を未知量として、式(3.3.1)の様に書ける。

土槽内砂層の串ダンゴモデル化



$$\begin{Bmatrix} M_5 \ddot{Y}_{15} \\ M_4 \ddot{Y}_{14} \\ M_3 \ddot{Y}_{13} \\ M_2 \ddot{Y}_{12} \\ M_1 \ddot{Y}_{11} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} Y_{15} - Y_{14}, & 0, & 0, & 0, & 0 \\ Y_{14} - Y_{15}, & Y_{14} - Y_{13}, & 0, & 0, & 0 \\ 0, & Y_{13} - Y_{14}, & Y_{13} - Y_{12}, & 0, & 0 \\ 0, & 0, & Y_{12} - Y_{13}, & Y_{12} - Y_{11}, & 0 \\ 0, & 0, & 0, & Y_{11} - Y_{12}, & Y_{11} - Y_{10} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} K_5 \\ K_4 \\ K_3 \\ K_2 \\ K_1 \end{Bmatrix} = 0$$

$$\begin{matrix} \Downarrow & & \Downarrow & & \Downarrow \\ \{F\} & & [Y_i] & & \{K\} \end{matrix}$$

..... (3.3.1)

Kは次式から求められる。

$$\{K\} = - [Y_i]^{-1} \{F\} \quad \text{..... (3.3.2)}$$

Kとせん断剛性G、減衰定数hの関係は次式による。H_j はj 層の層厚である。

$$K_j / H_j = G_j^* = G_j(1-2h_j^2+2ih_j \sqrt{1-h_j^2}) \dots\dots\dots (3.3.3)$$

この方法の利点のひとつは、深さごとに異なる拘束圧下において、広い範囲のひずみに対するGの値が求められることである。しかし、振動台実験では台の性能上微小振幅の実験は困難であるので、10⁻⁵以下の微小ひずみ域の値はこの方法では得られない。そこで、微小振幅域のG₀の値は模型地盤の常時微動の卓越振動数とS波速度測定結果をもとに設定した。このようにして得た広範囲のひずみに対するGの値に最小自乗法を適用し Hardin-Drnevich形モデルのパラメーターである式(3.3.4)のG₀とγ_r及びnを同定した。

$$G = G_0 \left[\frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}} \right]^n \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \dots\dots\dots (3.3.4)$$

ここに

σ_m ; 拘束圧

σ_{m0} ; G₀を定義した時のσ_m

γ ; ひずみ

減衰定数も同じ手順によってHardin-Drnevich 形モデルに同定できるが、減衰定数の逆解析結果はバラツキが大きいため拘束圧依存性は考慮せず、式(3.3.5)のようにひずみに依存する形とした。

$$h = h_{max} \frac{\gamma}{\gamma + \gamma_r} \dots\dots\dots (3.3.5)$$

図-3.3.1 と図-3.3.2 にG~γ, h~γの関係を示す。

3.3.2 2次元平面ひずみ等価線型化法による解析

(1) 解析モデル

地盤と構造物の連成振動解析にしばしば用いられるプログラムFLUSH³⁻¹²⁾によりトンネルと周辺地盤の応答解析を行なった。FLUSHは2次元平面ひずみの有限要素法にもとづくプログラムで、等価線形化法により地盤の非線形性を考慮できる。図-3.3.3がトンネル間距離が0.5Dの場合の要素分割図である。逆対称条件を利用した1/2モデルである。トンネル覆工は32分割して梁要素でモデル化した。この解析ではせん断土槽内の模型地盤が対象であるので、側方境界は水平ローラー支持、下方境界は剛支持盤とした。また、FLUSHの機能の特徴のひとつである疑似3次元境界、すなわちモデルの節点に面内方向にダンパーを取り付ける粘性境界は用いず、2次元平面ひずみ状態で解析した。地盤のせん断剛性と減衰定数及びそれ等のひずみ依存性は3.3.1で述べた逆解析による同定値を用いた。トンネル覆工の材料定数はアクリルであるので、単位体積重量1.19 t/m³、ヤング率30,000 kg/cm²とした。

(2) 解析結果

正弦波入力実験と同様に80galの正弦波を1次共振点付近の9.5Hzで入力し、トンネル覆工における断面力を計算した結果が図-3.3.4である。

同図には実験結果を合わせてプロットした。曲げモーメント、軸力共、円周方向に沿った増減の傾向は実験と良く一致している。測点2,4,6,8が大きいのはトンネルが45度方向に卵形になるせん断変形をしているからである。計算された曲げモーメントの値は部分的に実験値より小さな値となっている。一方、軸力は計算値の方が部分的に大きくなっている。これは、覆工外周と地盤の間に発生するすべりをFLUSHではシミュレーションできないことが一因と推定される。

図-3.3.5は地盤中央と側方で計算されたせん断ひずみの深さ方向の分布を比較したものである。逆解析から求めた地盤定数を用いているので、側方のせん断ひずみは実験結果と良く一致している。

トンネル間の地盤ではトンネルの埋設深さと同じ深さでせん断ひずみの計算値が急激に大きくなっている。実験によるひずみの値が加速度測点間の区間平均値でひずみ分布のピークが平滑化されていることを考慮すると、トンネル間の地盤についても計算値は実験値

とほぼ一致しているとみなすことができる。計算値によるとトンネル間の地盤では局部的に通常の地盤より数倍大きいひずみが発生することもあり得ることになる。

3.3.3 地盤と覆工とのすべりを考慮した解析

(1) 解析モデル

3.3.2 で述べたFLUSHによる解析の結果から、トンネル覆工の断面力に関する解析の精度を上げるためには、覆工外周と地盤のすべりを考慮する必要があると推定された。そこで、土岐、佐藤、三浦によって開発されたジョイント要素を用いた非線形時刻歴応答計算プログラム7S-II³⁾による解析を行った。7S-IIは2次元平面ひずみの有限要素法にもとづくプログラムで修正 Goodmanタイプのジョイント要素を用いることができる。解析モデルの幾何形状は図-3.3.3 と全く同一であり、覆工をモデル化した梁要素と地盤要素の間にトンネルの全周にわたってジョイント要素を配置した。地盤要素に与える材料定数は3.3.2 で実施したFLUSHの等価線形化解析で収束した材料定数を入力した。従って、ジョイント要素に滑動が生じない場合は、7S-IIとFLUSHの解析結果はほぼ一致するはずのものである。ジョイント要素の摩擦係数を決定するための内部摩擦角は30°と25°の2ケースに仮定した。

(2) 解析結果

図-3.3.6 はジョイント要素に滑動を許した場合と滑動させなかった場合の結果を比較したものである。偶数番号に当たる±45°方向で曲げモーメントと軸力が大きくなっているのは図-3.3.4 の場合と同様である。ジョイント要素の滑動の影響は主として軸力に現われる。滑動により軸力の大きい部分が低下する傾向を示しており、図-3.3.4 の考察でも述べたように滑動を考慮した方が計算値は実験値とよく合う傾向にある。

3.3.4 トンネル覆工が一般的な剛性を持つ場合の解析

今回の実験ではトンネル覆工の円周方向の曲げ剛性が通常のシールドトンネルの覆工の曲げ剛性よりも小さい状態であった。そこで、トンネル覆工が通常の剛性を有していると併設の影響がどうなるか検討するため、FLUSHを用いて応答のシミュレーションを行

なった。

直径13.9mでコンクリート覆工厚が65cmのトンネルを想定し軸方向剛性は全断面有効、曲げ剛性は65%有効と仮定して3.2.1(3)節で示した相似率を適用し、模型トンネルの寸法に縮小したモデル(S=1/28)について計算した。図-3.3.7 がその結果である。トンネル覆工が十分な剛性を有していれば、覆工の断面力に併設の影響はほとんど現われないことがわかる。同図にはトンネル間の地盤のひずみ分布も合わせて示してある。図-3.3.5と比較すると覆工の剛性が大きくなるとトンネル間の地盤のひずみの増加の割合がやや小さくなることがわかる。

3.3.5 結論

(1) 振動台によってせん断土槽内の模型地盤を水平方向に加振し、土槽中央に設けた加速度計の鉛直アレーで計測した地盤内の応答加速度分布とそれより求めたひずみ分布から、ひずみ γ の広い範囲で土のせん断剛性Gを逆算することができる。逆算されたG \sim γ 関係は土の要素試験等から得られているG \sim γ 関係と定性的によく一致する。

(2) 2次元平面ひずみの有限要素法による解析は模型トンネルの軸直交方向の応答に関する実験結果を良くシミュレーションするが、地盤と側壁間の滑りを考慮しない場合には大きな軸力が計算される傾向にある。

(3) 数値解析によっても、トンネル間の地盤のひずみはトンネル間隔が小さくなると急激に増加する傾向を示した。

(4) トンネルの剛性が大きくなるとトンネル周方向の断面力は併設の影響を受けなくなる。トンネル間の地盤のひずみの増加傾向も減少する。

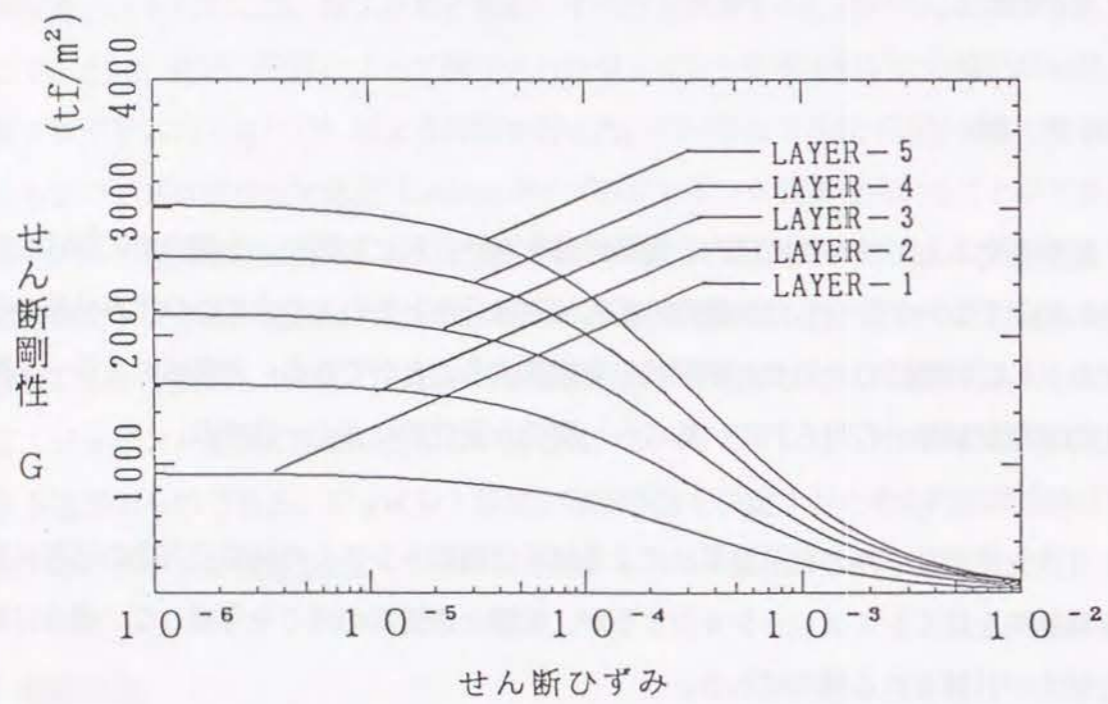


図 - 3.3.1 $G - \gamma$ 関係 (H-Dモデル)

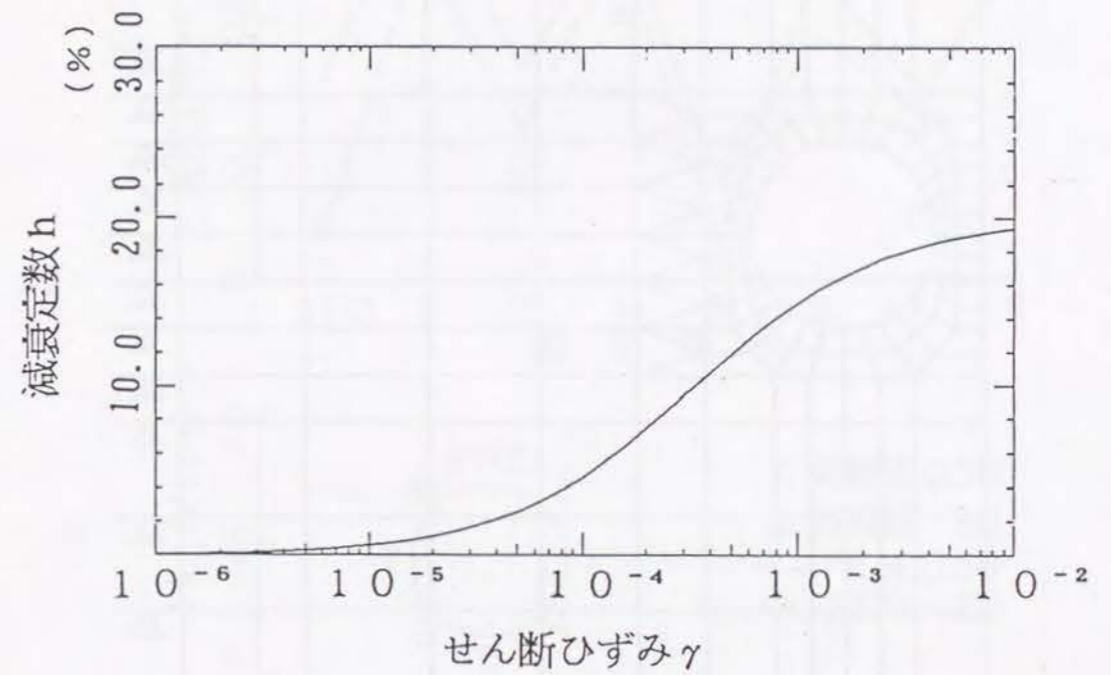


図 - 3.3.2 模型地盤の $h - \gamma$ 関係 (H-Dモデル)

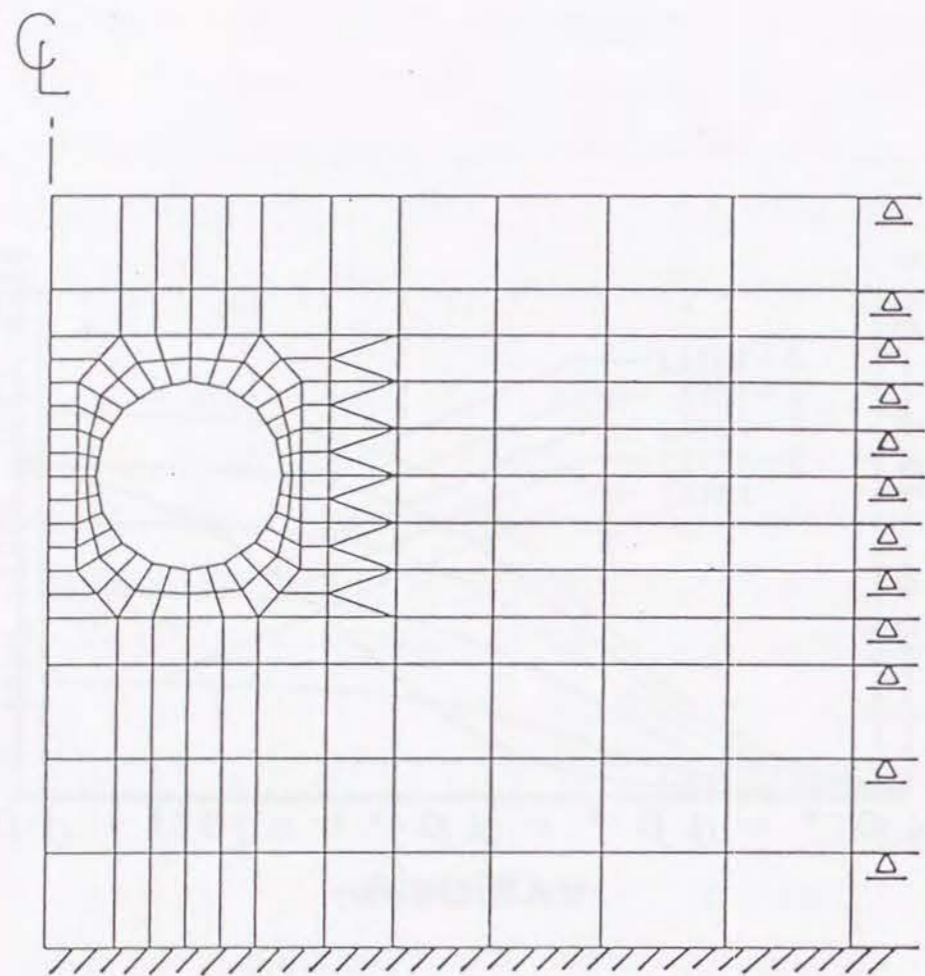


図 - 3.3.3 要素分解図 (0.5D 1/2 モデル)

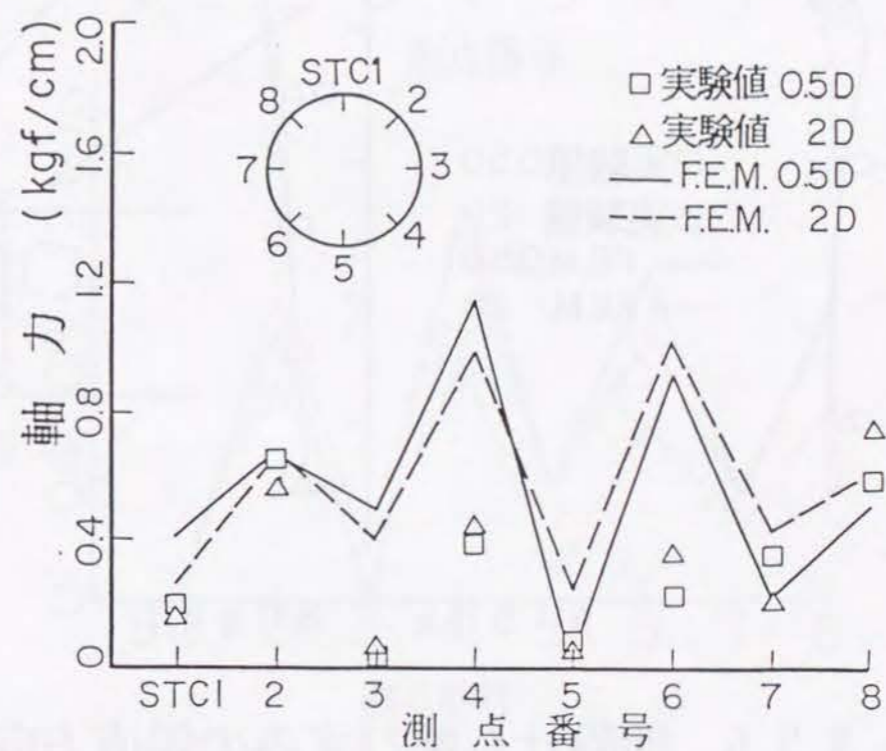
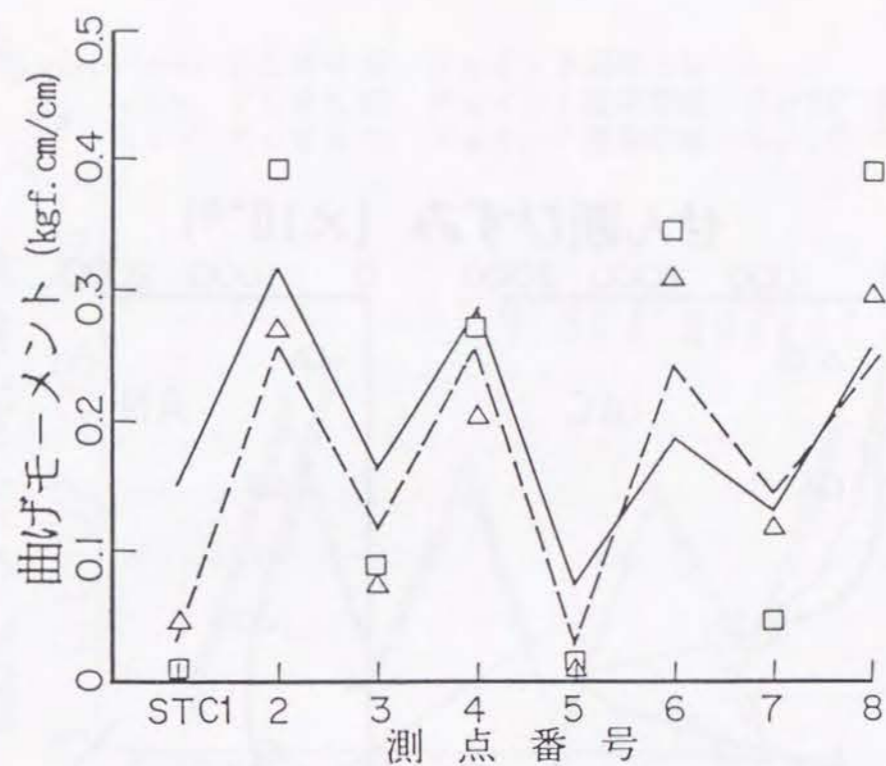


図 - 3.3.4 断面力円周方向分布
(FLUSH, 80gal, 9.5Hz, トンネル 剛性小)

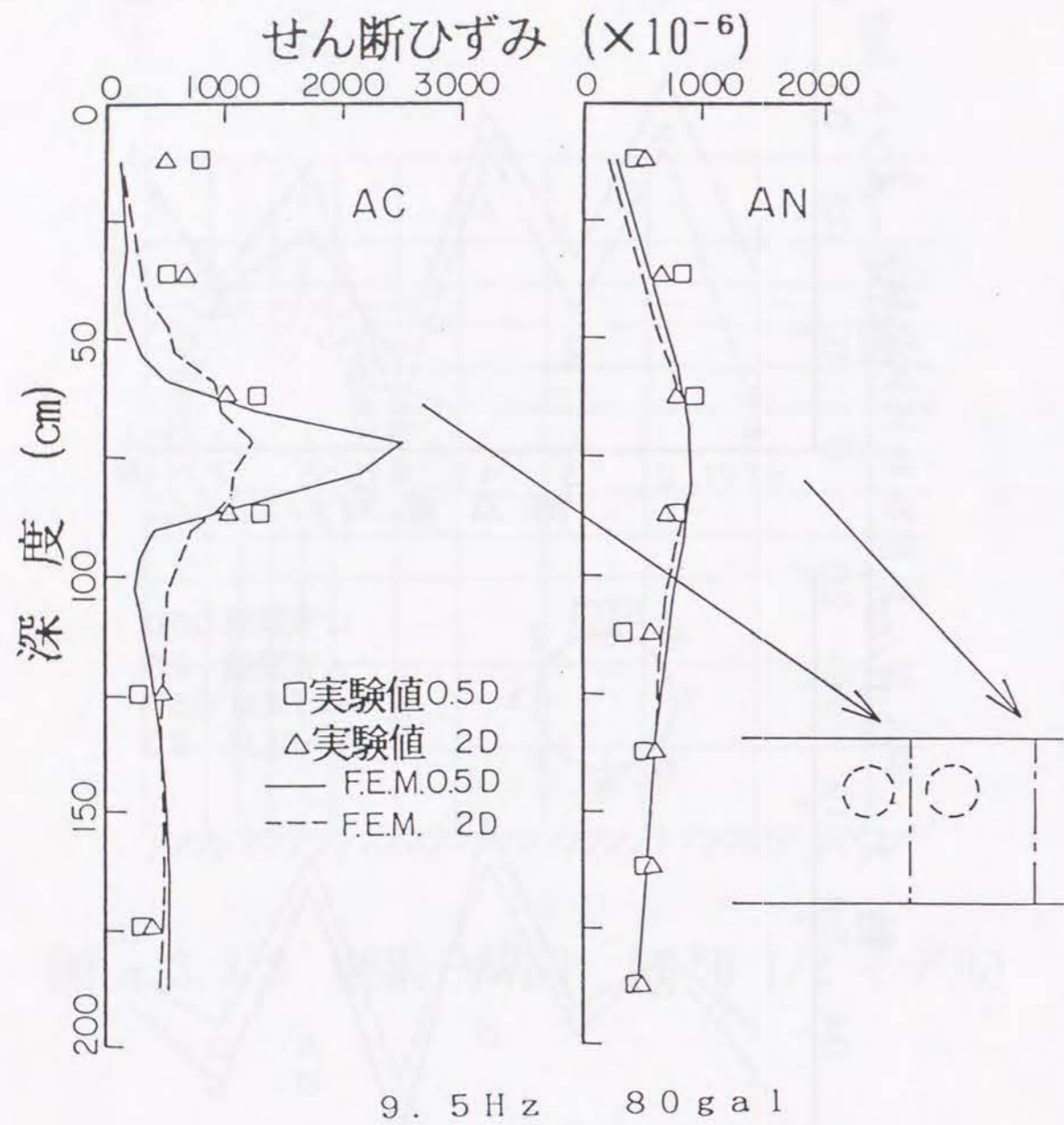


図 - 3.3.5 地盤せん断ひずみの鉛直方向分布
(FLUSH, 80gal, 9.5Hz, トンネル 剛性小)

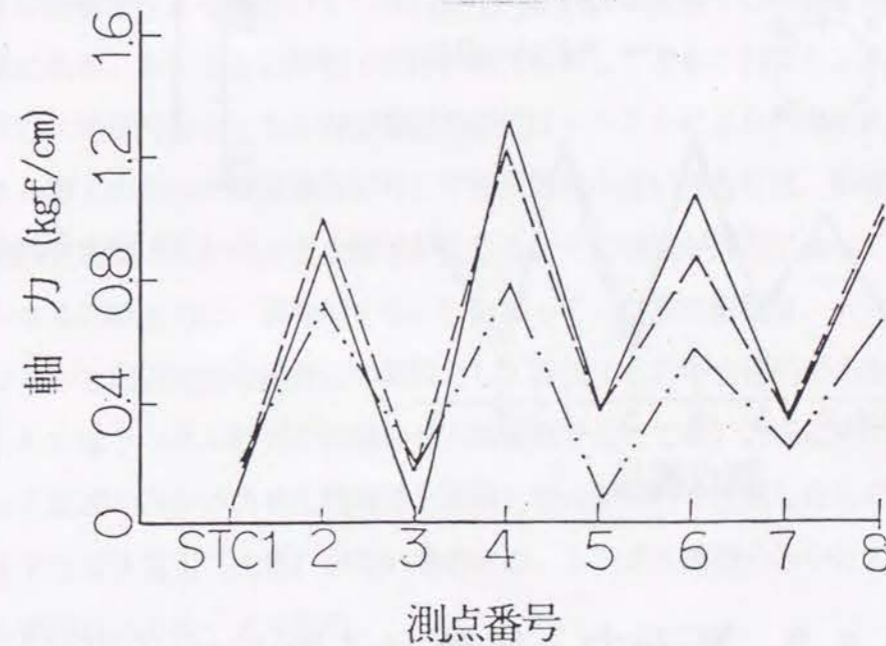
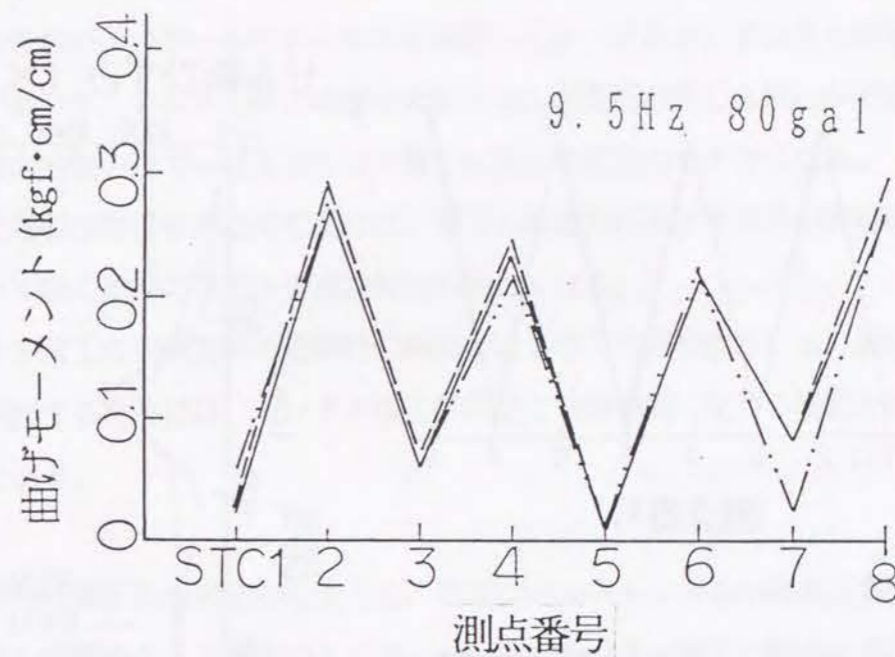
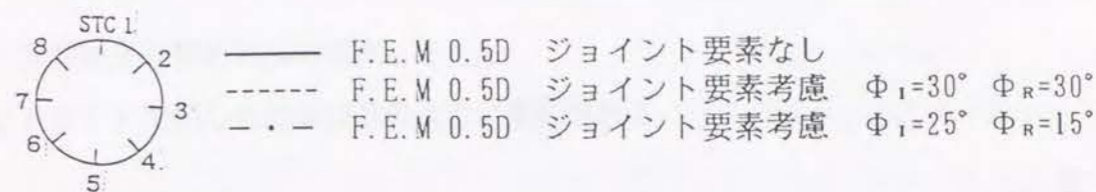


図 - 3.3.6 断面力円周方向分布
(7SII, 80gal, 9.5Hz, トンネル 剛性小)

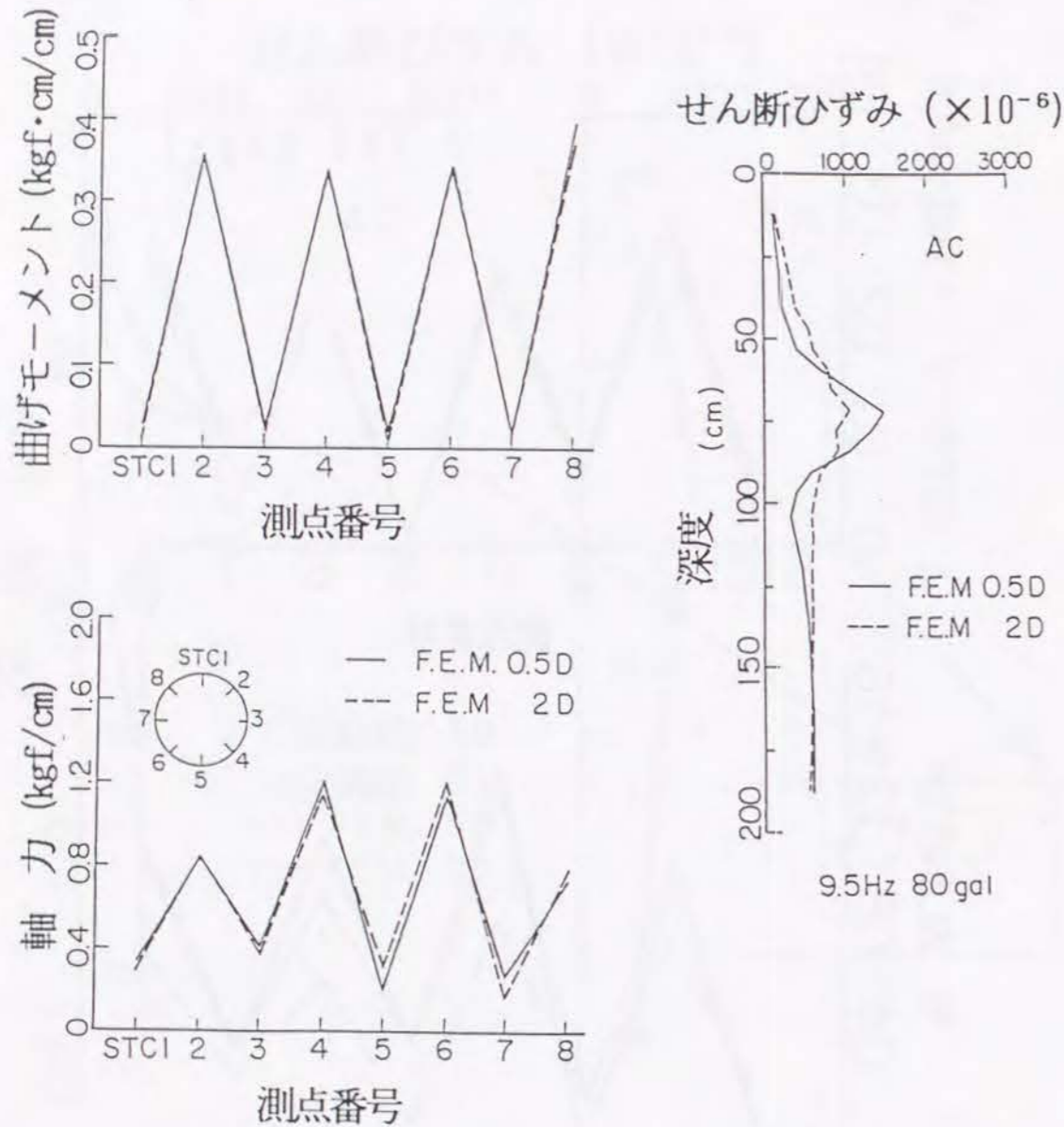


図 - 3.3.7 断面力と地盤せん断ひずみの分布 (FLUSH, 80gal, 9.5Hz, トンネル剛性通常)

3.4 併設シールドトンネルの耐震設計法に関する検討

(1) 実験結果と解析結果の考察

3.2 と3.3 で示した結果は次のように要約される。

- ①覆工剛性が小さいシールドトンネルを併設して近づけると、トンネル軸直交方向の地震応答において、トンネル周辺地盤に大きなせん断変形が生じる領域ができる。特にトンネル間の地盤のひずみは大きくなり覆工に生じる断面力も大きくなる。
- ②覆工に適切な剛性を持たせておけば、覆工の断面力に及ぼす併設の影響は小さくなり、トンネル間の地盤のひずみの増加傾向も小さくなる。
- ③トンネル覆工の円周方向の地震時の断面力は2次元有限要素法により解析できるが、詳細に検討するためには、トンネル覆工外周面と地盤の間に生じる滑動を考慮した解析が必要である。

上述②の結果からも明らかなように、併設シールドトンネルの軸直交方向の地震応答特性に大きな影響を与える要因の1つは、シールドトンネル覆工の剛性と周辺地盤の剛性の相対関係にある。トンネルの剛性が地盤の剛性に対して大きければトンネルは剛体に近い挙動を示し、地震時のトンネル周辺地盤の変位はトンネルにより拘束されて減少する。逆にトンネル覆工の剛性が地盤剛性に対して相対的に小さい場合には、地震力が作用するとトンネル周辺地盤に変形の大きな領域が生じる。その領域が併設によって重なり助長されるとトンネルの断面力は一層増加する。したがって、併設の影響は、トンネル間距離ならびにトンネルと周辺地盤の剛性比の関数として評価するのが合理的である。

図-3.4.1 はトンネル断面が地盤のせん断変形を受けて45° 方向に卵形に変形する場合のトンネル断面のみかけのせん断剛性と地盤のせん断剛性を比較したものである。大口径のシールドで2次覆工(内巻)がない場合には、トンネル断面のみかけのせん断剛性は地盤のせん断剛性よりも小さくなる。

- (2) トンネル間距離ならびにトンネルと地盤の剛性比に関するパラメータスタディー
最も一般的な直径5mのシールドトンネルを対象とし、トンネル断面のみかけのせん断剛性と地盤のせん断剛性の比ならびにトンネル間距離をパラメータに取って地震応答解析

を行った。ここに地盤は深さが20mの砂質地盤とし、トンネルは土被り1Dで建設されているものとした。計算には2次元平面ひずみ有限要素法プログラムFLUSHを用い、図-3.3.3と同じメッシュ分割を採用した。入力地震波には道路橋示方書同解説V耐震設計編に示された開北橋記録を最大150galに調整して用いた。

図-3.4.2から図-3.4.4はトンネル間距離別に覆工の最大応答断面力の分布を示したものである。地盤の剛性を一定に保って覆工の剛性を変化させる計算を行ったため、地盤の剛性に対するトンネルの見かけの剛性の比 S/T が大きくなると覆工の応力は減少する傾向を示す。しかし、トンネル間距離の影響はほとんど見られない。

図-3.4.5から図-3.4.7はトンネル間地盤のひずみである。トンネル覆工の剛性が小さくなって S/T が大きくなるとひずみは大きくなり、その傾向はトンネルの間隙が小さくなると顕著になることがわかる。

(3) トンネル間地盤のひずみの簡易な推定法の提案

トンネルがないと仮定した水平成層地盤に生じるせん断ひずみに対するトンネル間地盤のひずみの増分を割増し係数 β として評価する。限られた実験例と解析例に基づく経験式であるが、この割増し係数 β は次のように提案される。

$$\frac{G_s}{G_t} \geq 1.0$$

$$\beta = \left\{ 1.0 + \frac{0.5}{b} \sqrt[4]{\frac{G_s}{G_t}} \right\} \dots\dots\dots (3.4.1)$$

$$\frac{G_s}{G_t} < 0$$

$$\beta = 1.0 \dots\dots\dots (3.4.2)$$

ここに、

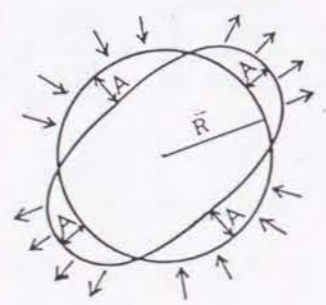
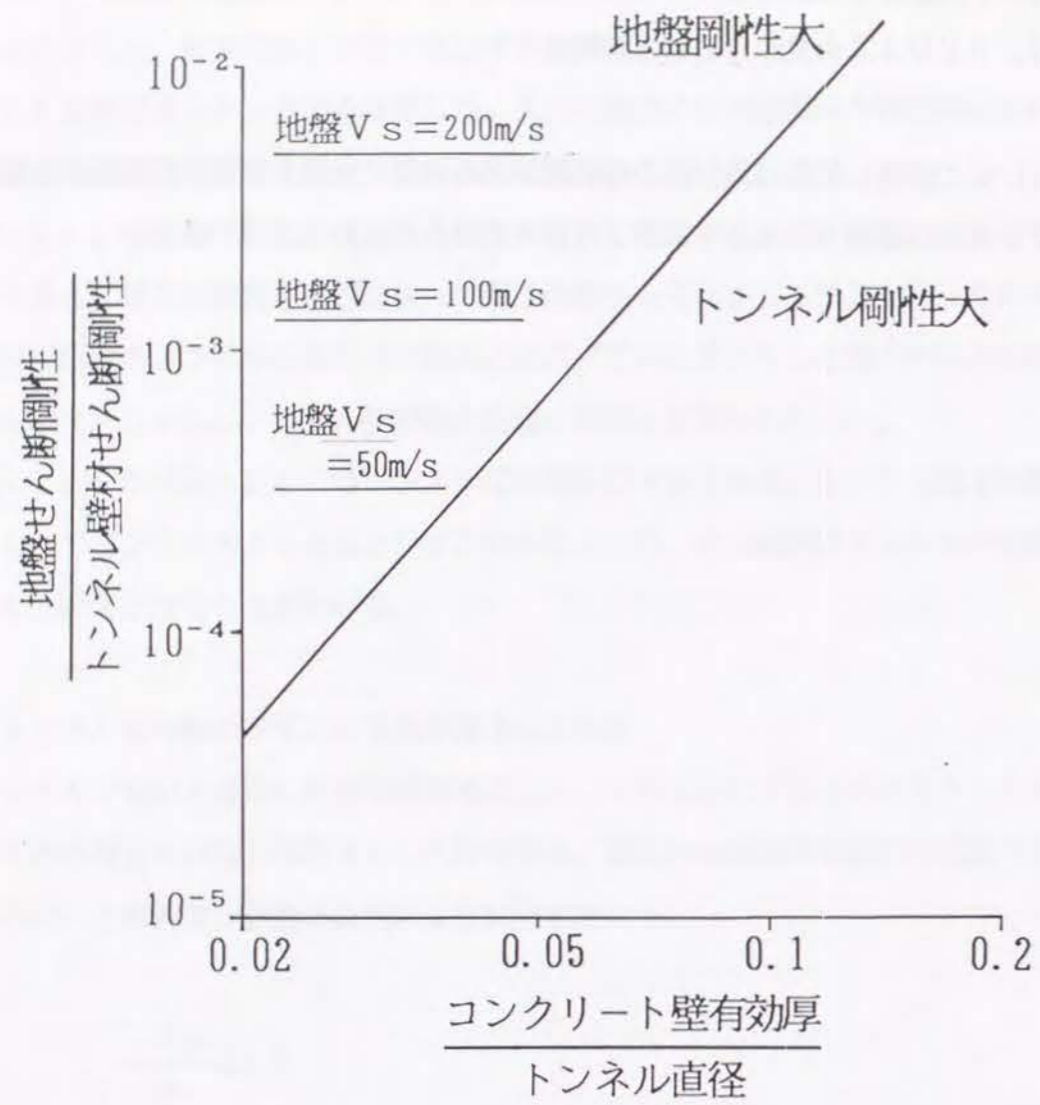
β : 水平成層地盤のトンネルと同一深度に生じるせん断ひずみに対する割増し係数

b : トンネル直径に対するトンネル間距離の比率

G_s : 地盤のせん断剛性

G_t : トンネルの見かけのせん断剛性

(3.4.1)式の割増し係数は液状化の可能性のある地盤に併設トンネルを建設する場合や併設トンネル間に連絡トンネルを設けようとする場合の設計に活用できる。



$$G = \frac{8EI}{3bR^3}$$

トンネルの見かけのせん断剛性

図 - 3.4.1 トンネル断面の見かけのせん断剛性と地盤せん断剛性の比較

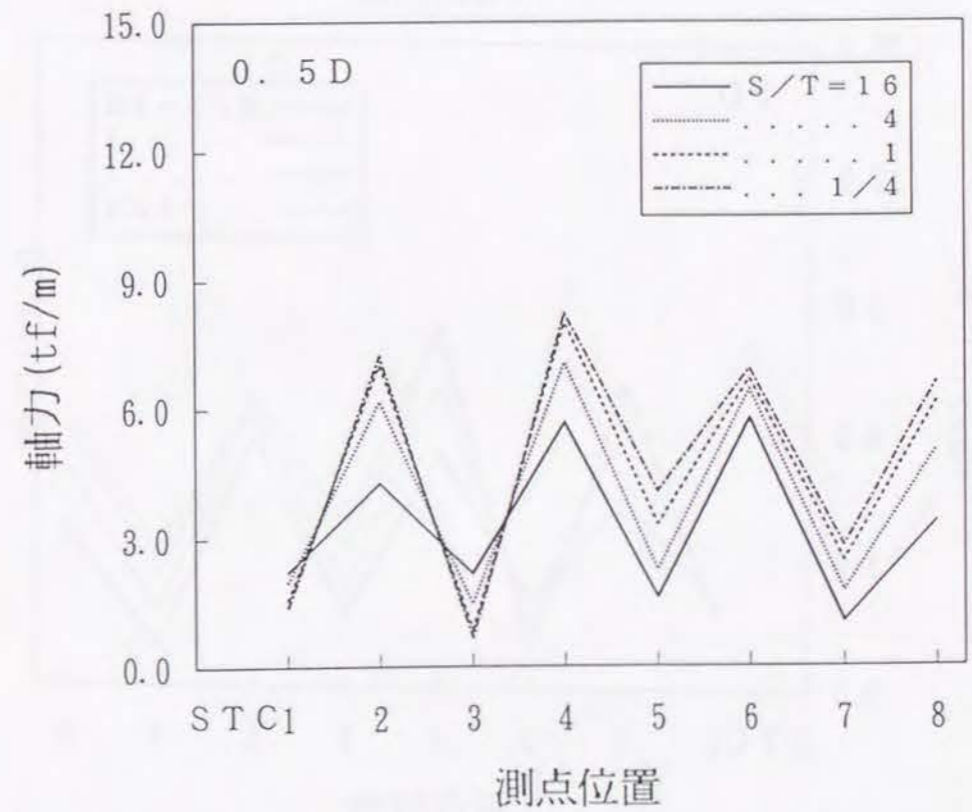
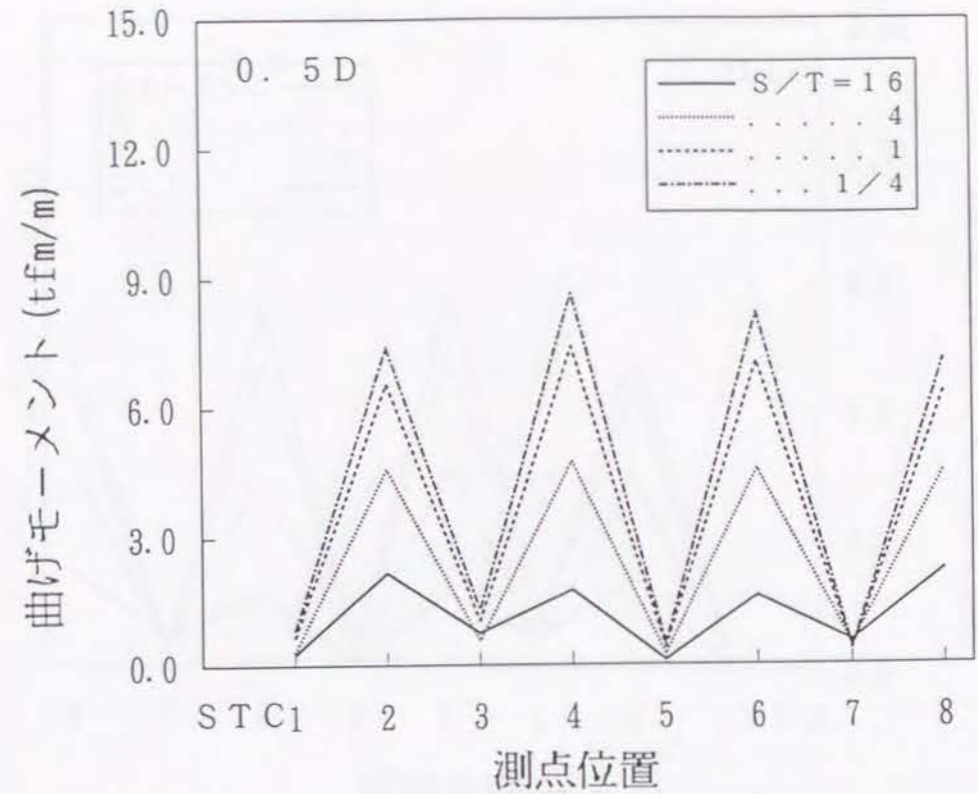


図 - 3.4.2 地盤と覆工の剛性の比をパラメータとした覆工の最大応答断面力分布図

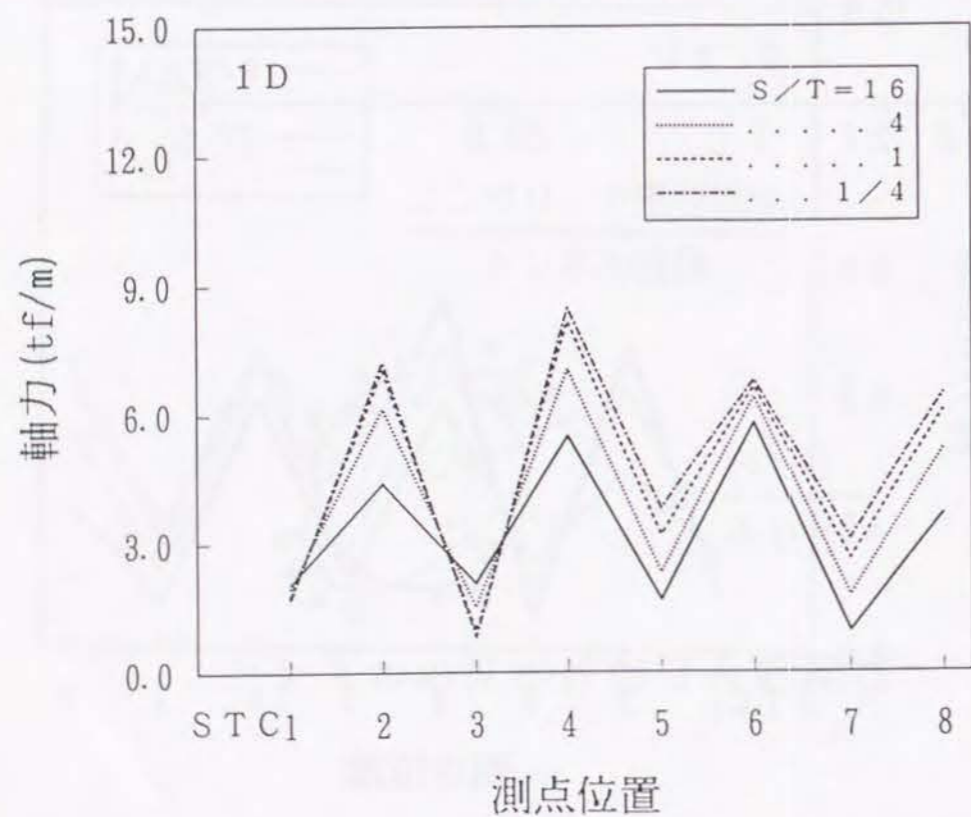
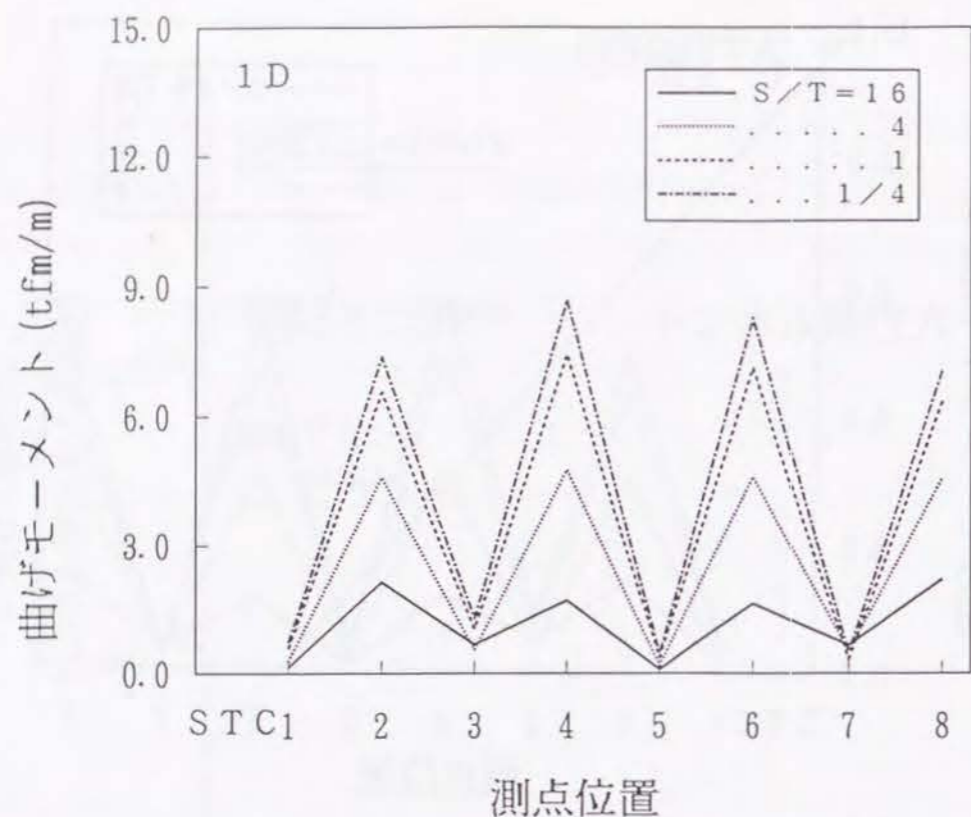


図 - 3.4.3 地盤と覆工の剛性の比をパラメーターとした覆工の最大応答断面力分布図

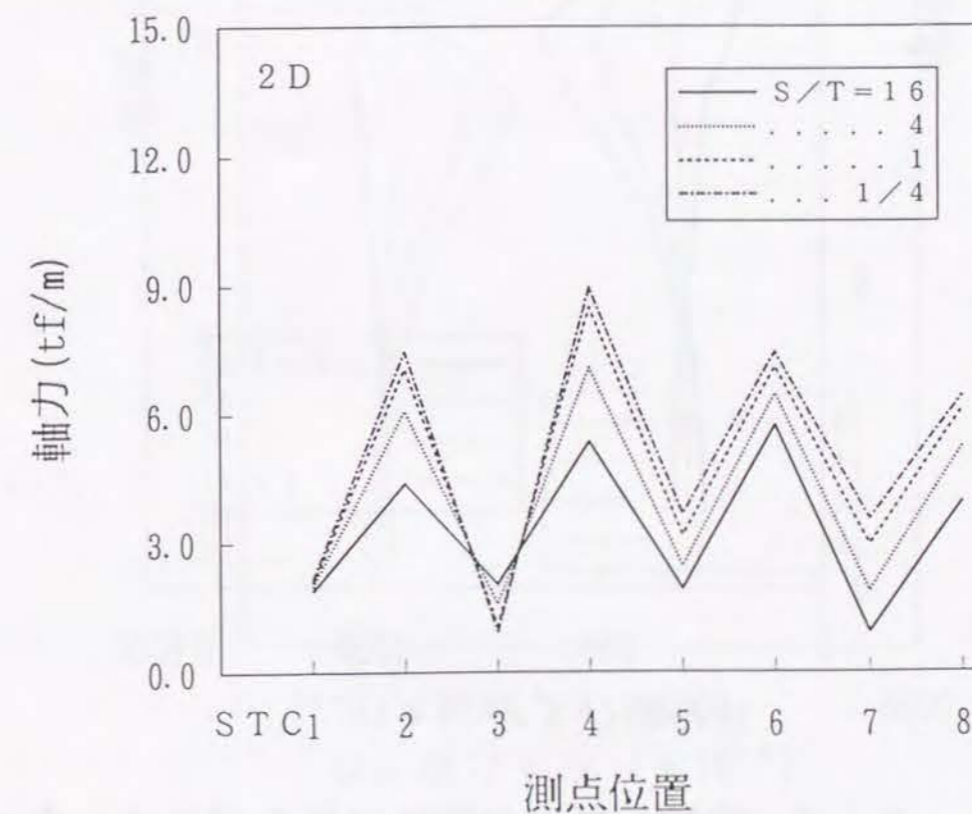
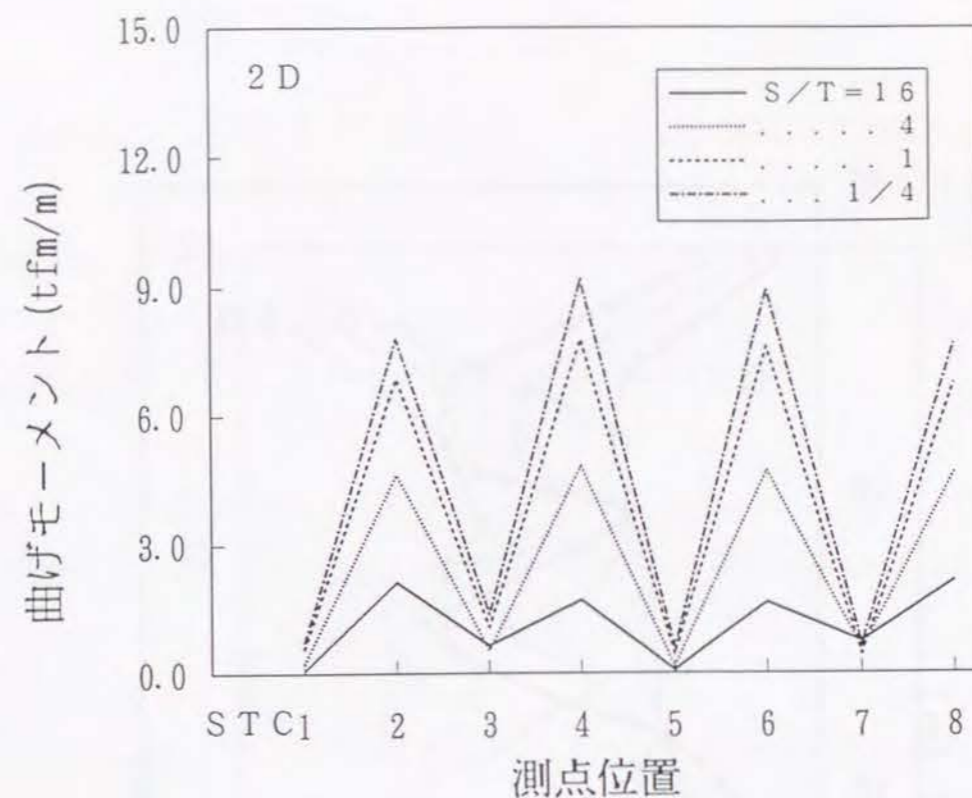


図 - 3.4.4 地盤と覆工の剛性の比をパラメーターとした覆工の最大応答断面力分布図

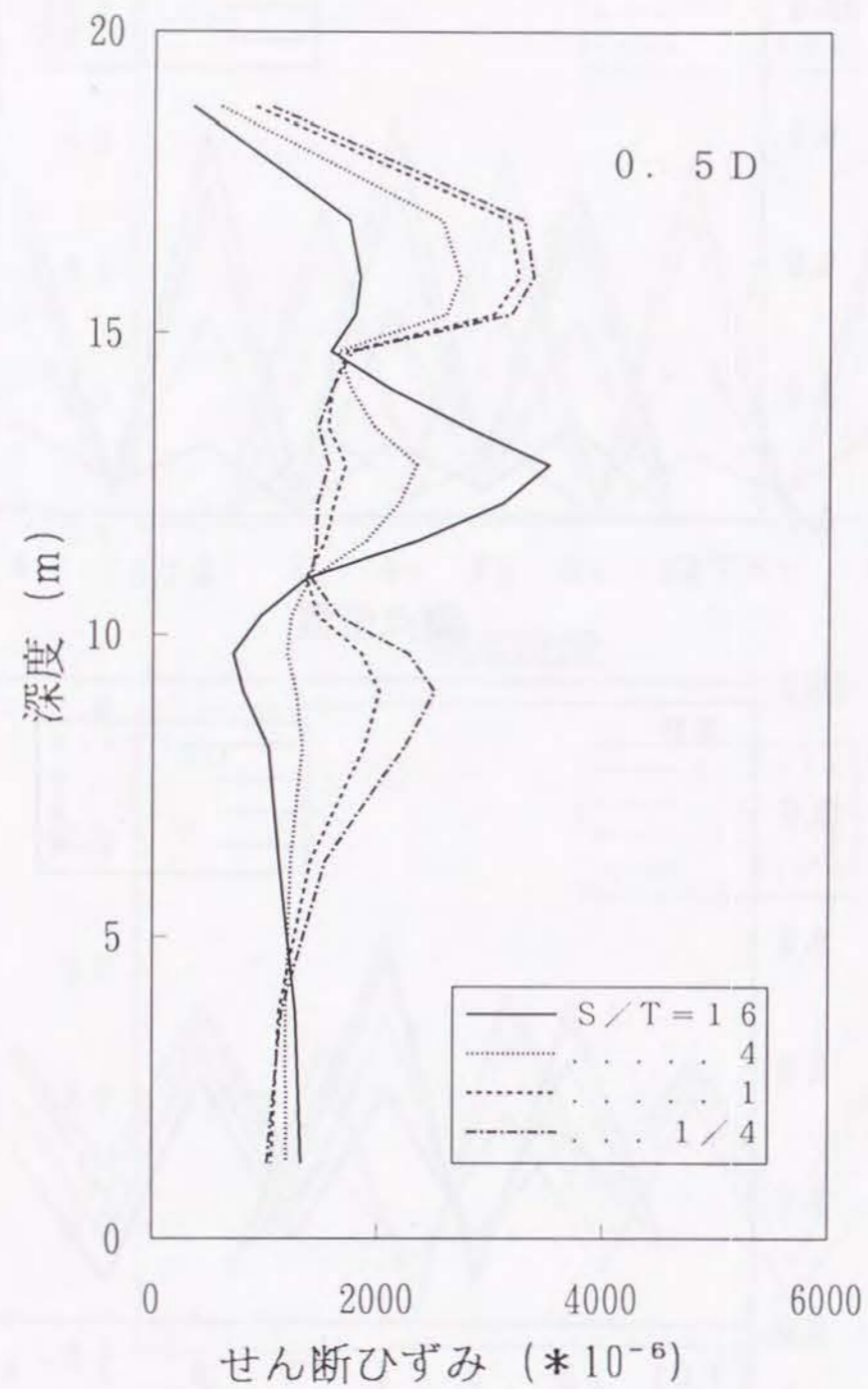


図 - 3.4.5 地盤と覆工の剛性の比をパラメーターとしたトンネル間地盤のせん断ひずみ分布図

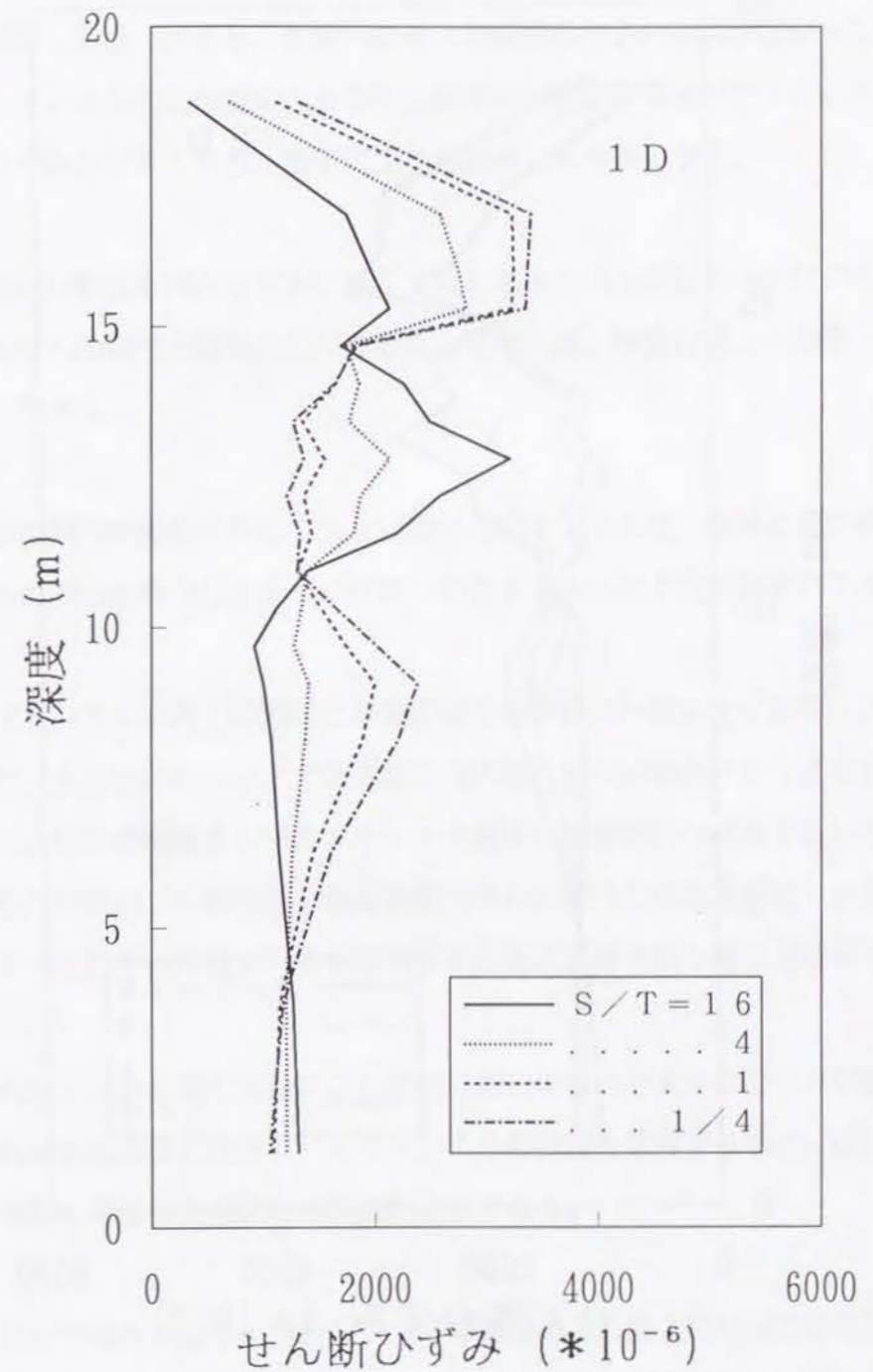


図 - 3.4.6 地盤と覆工の剛性の比をパラメーターとしたトンネル間地盤のせん断ひずみ分布図

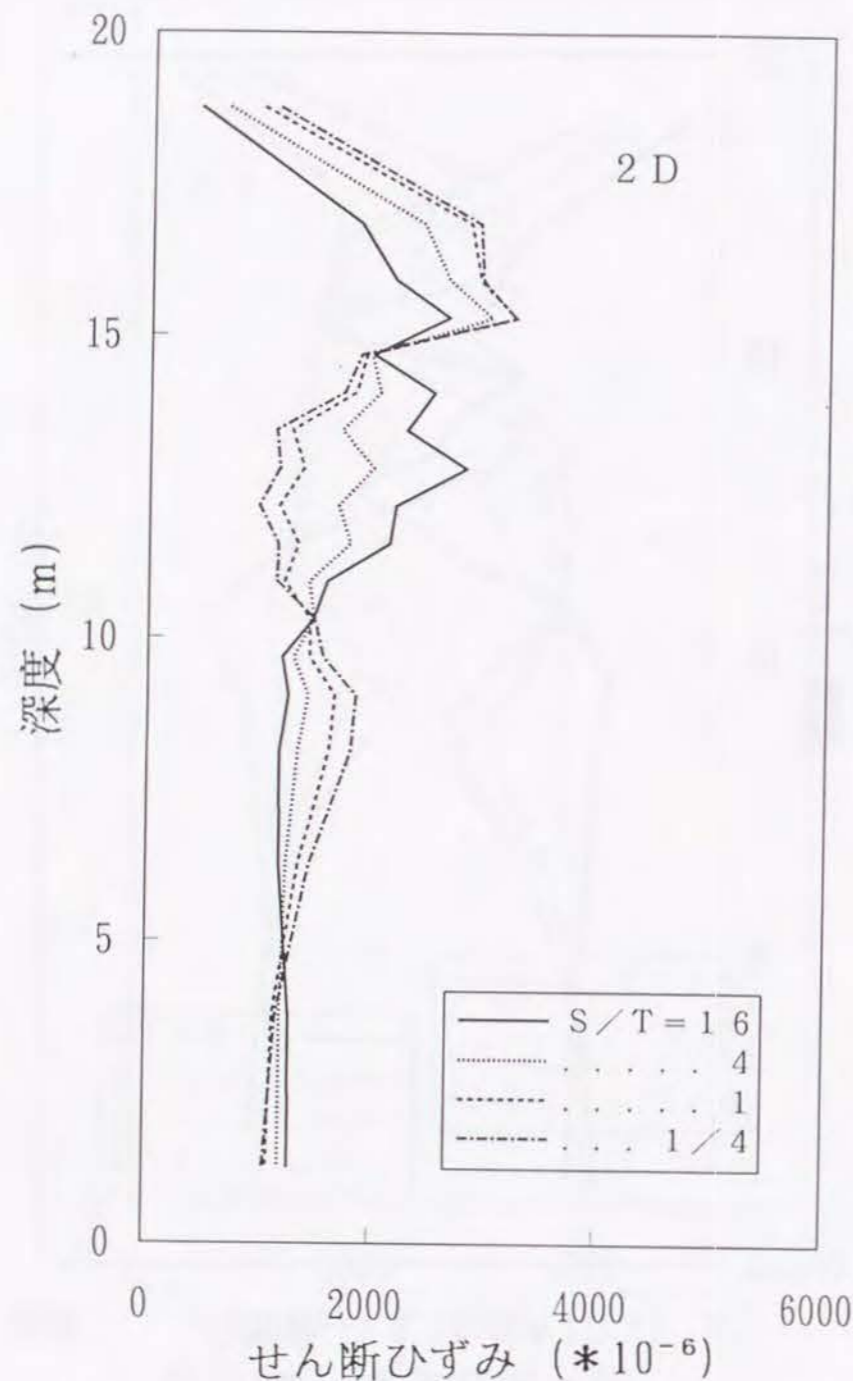


図 - 3.4.7 地盤と覆工の剛性の比をパラメータとしたトンネル間地盤のせん断ひずみ分布図

3.5 第3章のまとめ

- (1) トンネル軸直交方向の地震応答において、トンネルの直径と覆工の剛性によって決まるトンネル断面のみかけのせん断剛性が地盤のせん断剛性と比較して相対的に小さいトンネルを併設して近づけると、地盤内にせん断剛性の小さい領域が広がったと同等な効果が生じ、トンネル周辺地盤に大きなせん断変形が生じる領域ができる。特にトンネル間地盤のひずみが大きくなり、覆工に生じる断面力も大きくなる。
- (2) 覆工に適切な剛性を持たせておけば、すなわちトンネル断面のみかけのせん断剛性が周辺地盤のせん断剛性とほぼ同じになるようにすれば、併設が覆工の断面力に及ぼす影響を小さくできる。
- (3) トンネルの剛性が地盤に対して大きい場合にはトンネルは、剛体に近い挙動を示し、トンネルの周辺地盤の応答変位は併設されたトンネルにより拘束されて減少する。
- (4) シールドトンネルの覆工の剛性と地盤の剛性の関係は一般に上述の(2)又は(3)の領域にあるが、大口径のシールドで2次覆工(内巻)がない場合には上述の(1)の状態も起こりうる。併設の影響をシールドトンネル自体の耐震設計へ反映するためには、トンネル断面のみかけのせん断剛性と周辺地盤のせん断剛性の比ならびにトンネル間距離をパラメータとして、単設トンネルに対する耐震設計値を割り増す方法が考えられる。
- (5) 併設されたトンネル間の地盤には地震時に周辺地盤より大きなひずみが発生する。液状化の恐れがある地盤に併設シールドトンネルの建設を建設する場合には、併設によるひずみの増加を考慮した液状化の検討が必要である。
- (6) (1)と(2)で述べたように併設トンネルの建設により直上の地盤の応答特性が変化する場合が起こり得る。すなわち、地下空間の開発が進み地中構造物が群状に建設されてくると表層地盤の地震応答特性が変化してくる。そのような変化が悪影響を及ぼさないようにするためには、地中構造物の剛性やその建設密度に一定の制約が必要となる。

THE FIRST PART OF THE BOOK IS A HISTORY OF THE UNITED STATES FROM 1776 TO 1876. IT IS A HISTORY OF THE UNITED STATES FROM 1776 TO 1876. IT IS A HISTORY OF THE UNITED STATES FROM 1776 TO 1876.

THE SECOND PART OF THE BOOK IS A HISTORY OF THE UNITED STATES FROM 1876 TO 1914. IT IS A HISTORY OF THE UNITED STATES FROM 1876 TO 1914. IT IS A HISTORY OF THE UNITED STATES FROM 1876 TO 1914.

THE THIRD PART OF THE BOOK IS A HISTORY OF THE UNITED STATES FROM 1914 TO 1945. IT IS A HISTORY OF THE UNITED STATES FROM 1914 TO 1945. IT IS A HISTORY OF THE UNITED STATES FROM 1914 TO 1945.

THE FOURTH PART OF THE BOOK IS A HISTORY OF THE UNITED STATES FROM 1945 TO 1976. IT IS A HISTORY OF THE UNITED STATES FROM 1945 TO 1976. IT IS A HISTORY OF THE UNITED STATES FROM 1945 TO 1976.

THE FIFTH PART OF THE BOOK IS A HISTORY OF THE UNITED STATES FROM 1976 TO 1991. IT IS A HISTORY OF THE UNITED STATES FROM 1976 TO 1991. IT IS A HISTORY OF THE UNITED STATES FROM 1976 TO 1991.

THE SIXTH PART OF THE BOOK IS A HISTORY OF THE UNITED STATES FROM 1991 TO 2001. IT IS A HISTORY OF THE UNITED STATES FROM 1991 TO 2001. IT IS A HISTORY OF THE UNITED STATES FROM 1991 TO 2001.



4.1 概説

水平荷重に対する群杭基礎の杭一本当たりの抵抗力が杭本数の増加とともに低下する傾向にあることは良く知られた事実であり、実際の群杭や模型の群杭を静的に水平載荷することによって群杭効率、すなわち単杭の支持力に対する群杭全体の支持力の比を杭本数で除した値、を求める実験が数多く行なわれている。例えば協田⁴⁻¹⁾はそれ等の実験値に最小自乗法を適用して群杭効率 E_f の回帰式を求め、次式を提案している。

$$E_f = n^{-a/R} \cdot m^{-b/R}$$

ここに、 R : 杭の中心間隔と杭径との比

m : 加力方向の杭本数

n : 加力方向と直角方向の杭本数

直列杭の場合 : $a = 0$, $b = 0.87$

並列杭の場合 : $a = 0.44$, $b = 0$

方形配列杭の場合 : $a + b = 1.5$, $m = n$

例えば杭の中心間隔と杭径の比 $R = 2.5$ で方形配列の群杭を考え、杭の総本数を N とすると、 $m = n = N$ であるから次式を得る。

$$E_f = N^{-0.3}$$

理論的な方法では、Penzien、Scheffey、Paemelee⁴⁻²⁾ が半無限弾性体内の水平点載荷解であるMindlinの第II解⁴⁻³⁾を使って群杭効果を考慮した杭と地盤の相互作用バネを求める方法を提案している。Penzienらの方法によって群杭効率を求めると

$$E_f \approx N^{-0.5}$$

となることが報告されている。Mindlin解⁴⁻³⁾は半無限弾性体に対するものであるが、小坪ら⁴⁻⁴⁾は有限の層厚を有する弾性地盤中の単杭について弾性体理論による解析解を求め、それを群杭に拡張している。

地盤の塑性条件を考慮した群杭の解析としてはPoulosの研究⁴⁻⁵⁾と富永の研究⁴⁻⁵⁾があげられる。Poulosが全ての杭に同一の荷重が作用するという条件を与えて理論解を誘導したのに対し、富永は⁴⁻⁶⁾杭頭変位が全て等しいという境界条件と各杭に接する地盤の塑性化の程度が杭の位置によって異なるというより現実に則した条件のもとで理論解を導い

た。富永の解によれば、地盤の塑性化現象を考慮することにより、杭本数 N の増加による群杭効率 E_f の低下の傾向が小さくなるという結果が得られている。これは実験にもとづく脇田の式が $N^{-0.3}$ であることに對し弾性論によるPenjienらの式が $N^{-0.5}$ となっていることと整合している。

一方、群杭の動的荷重に対する応答特性について研究が行なわれるようになったのは比較的最近のことである。それだけに解析的研究も実験的研究も未だ充分でなく、特に強震時に問題となる地盤の非線形性の影響を検討したものは極めて限られている。

Novak⁴⁻⁷⁾は平面ひずみ仮定を用いた弾性波動論により単杭に作用する単位厚さ当たりの地盤ばねを求め、それをウィンクラ型⁴⁻⁸⁾のばねに置きかえて成層地盤中の杭を解析する方法を提案した。Nogami, Novak⁴⁻⁸⁾はそのばねで杭間を結合することにより群杭効果を評価する方法を示している。ウィンクラ型ばね仮定は地盤と杭の間のキネマティックな相互作用を厳密には考慮できない。それに対してより厳密な薄層要素法による方法が、田治見・下村⁴⁻⁹⁾、Kausel・Peek⁴⁻¹⁰⁾ Masuda・Sasakiら⁴⁻¹¹⁾によって開発された。この方法は成層状態の地盤を忠実にモデル化することができ、計算時間も比較的に実用的であって、線型の領域では群杭の動的解析の主流となりつつある。一方、さらに厳密な方法として、Aspel⁴⁻¹²⁾が提唱したグリーン関数による方法があり、Kaynia・Kauselら⁴⁻¹³⁾によって群杭の解析に適用された。このグリーン関数による方法はその後小堀らのグループ⁴⁻¹⁴⁾、竹宮、角谷、佐伯⁴⁻¹⁵⁾、小林、西村⁴⁻¹⁶⁾らによって発展がはかられているが、現状では計算時間が多大であり実用性に欠けるとされている。

有限要素法による解析では3次元化が課題である。2次元の平面ひずみモデルに面外ダッシュポットを付加して擬似2次元化する解法が考えられ、多くの研究者が適用を試みているが杭が壁状にモデル化されるという限界がある。一方、角谷、佐藤⁴⁻¹⁷⁾は有限要素法⁴⁻¹⁷⁾の特性を生かし杭と地盤の間の接触非線形の解析を試みているが、大規模な群杭の3次元動的挙動を非線形を考慮して定量的に評価するのは難しい。

有限要素法による3次元の実用的な解法としては著者、⁴⁻¹⁸⁾ならびにTyson・Kausel⁴⁻¹⁹⁾が試みた軸対称有限要素法を用いる方法がある。この方法は、杭の平面配列を同心円で区切ってドーナツ状にグループ分けした後、各ドーナツに含まれる杭群をそれぞれ一つのリング要素に置換して地盤の軸対称モデルに組み入れるもので、複雑な構造条件を考慮できる実用的な方法であるが、適用範囲は比較的杭本数が多く円形または正方形に近い基礎に限られる。

群杭の動的特性に関する実験的な研究では、地盤-群杭基礎連成系模型を使った振動台実験⁴⁻²⁰⁾、実地盤における杭基礎の起振機実験ならびに地震観測等による研究が行なわれている。

羽山、富田、永井⁴⁻²¹⁾による杭本数の少ない基礎における起振機実験では、地盤と杭あるいはフーチングの接触部分の滑りや剥離による非線形現象が測定されているが、上野や増田らのグループによる大規模な群杭基礎における実験⁴⁻²²⁾、⁴⁻²³⁾では線形領域の応答が測定され、薄層要素法による解析とよく一致する結果が得られている。

群杭基礎構造物の地震観測は建物について数多く観測⁴⁻²⁴⁾、⁴⁻²⁵⁾、⁴⁻²⁶⁾されているが、土木構造物では後述する著者らの観測⁴⁻²⁷⁾、⁴⁻²⁸⁾の他、数例⁴⁻²⁹⁾、⁴⁻³⁰⁾、⁴⁻³¹⁾、⁴⁻³²⁾が報告されている。浜田、石田、前田⁴⁻³¹⁾は、地震時の杭には杭頭に作用する慣性力だけでは説明できない曲げ歪が発生することを指摘している。

さて、以上に述べた群杭基礎の水平抵抗に関する研究は実験的にも解析的にも杭本数が25本程度までの群杭を対象としたものに限られている。ところが、大規模な橋梁の基礎では杭本数が50本以上になることがめずらしくなく、LNG地上式タンクの場合には数百本以上の群杭になることが一般的である。そこで、本章では大型橋梁の群杭基礎の振動実験⁴⁻³³⁾とLNG地上式タンクの群杭基礎の地震観測の結果について、薄層要素法と有限要素法により解析を行ない、大規模群杭の動的応答特性とその簡易なモデル化について検討する。また、第2章、第3章で検討した地震時における地中構造物間の相互作用の特徴が群杭ならびに群杭間の地盤の地震応答にもあてはまるかどうかを検討する。

4. 2 群杭基礎の地震観測

4.2.1 観測の概要

(1) 目的

埋立地のような軟弱地盤に地上式のLNG（液化天然ガス）タンクを建設する場合には杭基礎が採用される。LNGタンクは大きな震度を考慮して設計されるため、杭本数は地震荷重で決まることが多い。大型のタンクの場合には杭本数が500本以上となり、既往の群杭効果算定式の適用範囲を大幅に越えた外挿を行なうことになって、群杭の横抵抗の評価に過度な安全率を見込む必要が生じている。一方、上部構造から基礎に作用する地震荷重の大半は貯液の慣性力によるものである。貯液の慣性力の影響の内スロッシングによるものは周期が10秒付近の長周期であり、地盤との動的相互作用の影響はほとんど受けないと考えられるが、貯液の慣性と貯槽側壁の撓性が連成するバルジング振動の周期はその影響を受けやすい1秒以下の周期域に存在する。そのため、群杭に作用する地震力を合理的に評価するためには、貯槽・貯液のバルジング振動と群杭基礎の振動の相互作用を適切に考慮する必要がある。

この種のタンクの地震応答は地震観測⁴⁻²⁸⁾ や模型実験⁴⁻²⁰⁾ により研究されている。大阪ガス株式会社は大阪府高石市に実在するLNG貯槽について地震観測を実施した⁴⁻³³⁾、⁴⁻³⁴⁾。この地震観測では本論の2.2.2 (2) で紹介した高感度ひずみ計と同じタイプの計器が杭に設置され、杭の軸ひずみと曲げひずみが観測されている。そこで本研究ではこの観測記録をもとに群杭の挙動を解析した。

(2) 貯槽と観測装置ならびに観測状況

図-4.2.1は観測を実施したタンクの断面図である。貯液を保持する内槽は板厚8~27mmの9%Ni鋼製のドーム付円筒で、保冷材を介して外槽で被われている。最大貯液量は75,000KL、LNGであるのでその重量は約35,600tonとなる。群杭基礎は直径60cm、長さ30mの鋼管杭546本からなり、二重スラブ形式の床版を介して貯液と貯槽の荷重を受ける。図-4.2.2は計器配置を示している。加速度計は内槽、床版、および周辺地盤にアレー状に配置されている。群杭の中心部1本と端部2本の杭に計18点の高感度歪計が配置され、杭頭部の軸歪と曲げ歪が検出できるようになっている。測定成分は全部で

67チャンネルで、同時にサンプリングされ16bitにA-D変換されて磁気テープに記録される。

表-4.2.1は観測状況の概要で、記録された代表的な地震波の諸元と、地震発生時の液深を示している。

4.2.2 観測結果の解析とその考察

(1) 周辺地盤の応答特性

表-4.2.1に示すNo.2とNo.5の地震について、地表(-3m)の3測点(A1、A2、A6)における水平2成分の観測波形を方向別に重ね書きしたものが図-4.2.3と図-4.2.4である。測点間は120m以上、最大で170m離れているにもかかわらず、主要動において振幅と位相はほぼ一致しており、地盤が一様に応答していることがわかる。

図-4.2.5と図-4.2.6は上述と同じ2地震による地表(-3m)の記録について後藤、亀田、杉戸²⁻²⁶⁾の方法によって表面波の分散性の解析を試みた結果である。振動のパワーは1~4Hzに集中しており、振源方向成分の2Hz付近に分散性が若干見られるが明瞭でない。なお、この解析は短周期成分が強調される加速度波形について行ったものであり、観測に使用した加速度計も0.5Hz以下の長周期では感度が漸減する特性を持つ。したがって、長周期側に表面波の分散性があっても図-4.2.5と図-4.2.6からは判読できない可能性がある。しかし、この研究で注目している1Hz以上のバルジングの振動数域では、表面波の分散性の影響は小さいと言ってよさそうである。

さらに、PS検層結果にもとずいた地盤モデルを使って表面波の理論分散曲線を作成した。図-4.2.7がそのモデル土質柱状図で、図-4.2.8が解析結果である。地盤はGL-66mまでモデル化しているが、大阪平野の臨海部の特徴として強固な基盤は遥かに深いと考えられるため、66m以深のせん断波速度は330m/secで一定した。そのため、長周期側で表面波速度が330m/secに収束する不自然な結果となっているが、表層地盤の特性が反映する短周期側の結果に注目すると、Rayleigh波の群速度の極小点が2.5Hz付近に現れており、図4.2.6に明瞭ではないが認められた分散性の現れる振動数と整合している。

「表-4.2.1に示す5回の地震」×「3ヶ所(A1、A2、A6)の地表(-3m)測点」×「水平2成分」=30波のフーリエスペクトルを求め単純平均した。一方、「地下-65mの測点(A8)の水平2成分」×「5回の地震」=10波についてもスペクトルを求め単純平均

した。この2つの平均スペクトルの割り算を行なって表層地盤の伝達関数を求めたものが図-4.2.9である。同図には、-6.5mの計器埋設時に実施したPS検層の結果(図-4.2.1参照)を使って重複反射理論(SHAKE)により計算した伝達関数も合せて示している。低次の卓越振動数はよく一致しており図-4.2.3と図-4.2.4に示した各測点における波形の相似性も合わせて考えると、この表層地盤の応答特性は鉛直下方から入射するS波の重複反射で概ね説明できることがわかる。

(2) 貯液・貯槽の連成振動特性

図-4.2.10は、液深が大きいNo. 5の記録について、内槽肩部と床版部の加速度フーリエスペクトルの比を取って伝達関数を求めたものである。2.7Hz付近に明瞭なピークが認められる。一方、図-4.2.12は液体要素を使った図-4.2.11のモデル²⁻²⁷⁾によって液体・貯槽の連成振動(バルジング)1次共振振動数と液深の関係を求めたものである。計算では側壁下部が剛結と仮定されていること等から振動数は高めに評価されているので、図-4.2.10の実測結果に示される2.7Hzのピークはバルジングの一次共振とみなすことができる。

(3) 杭頭部のひずみ

ひずみを観測している3本の杭の杭頭から-0.5mで観測された曲げひずみ波形を平均しフーリエスペクトルを求めたものが図-4.2.13である。同図には、端杭と中心杭の軸ひずみの差を取り、群杭基礎に作用する転倒モーメントに対応した軸ひずみ波形を求めてスペクトルを取ったものも示した。比較のため、内槽の肩部と床版部の加速度波形のスペクトルを図-4.2.14に示した。液深の小さいNo. 2の地震では軸ひずみ成分が小さいが、液深の大きいNo. 5の地震では軸ひずみ成分が大きく、そのスペクトル形状は内槽加速度波形のスペクトルと相似している。すなわち、液深が大きくなると端部の杭は貯液・貯槽の転倒モーメントを受けて軸方向にひずむ。

図-4.2.15には、杭の曲げひずみと周辺地盤の速度波形のフーリエスペクトルの重ね書きを示した。液深の小さいNo. 2の地震では1Hz以下の長周期域を除けば速度と曲げひずみのスペクトルはよく一致していることがわかる。一方、液深の大きいNo. 5の地震の場合は、3Hz以上でよく一致しているものの、貯液・貯槽連成振動(バルジング)の共振振動数を含む3Hz以下では速度よりも図-4.2.14の貯槽の加速度に一致する傾向を示す。

以上の結果から、①液深が小さく上部構造の慣性質量が小さい場合には、キネマティックな相互作用が支配的で、杭頭固定杭の杭頭部には地盤のひずみを受けることによるひずみが集中し、②液深が大きくなると、上部構造の慣性質量が大きくなってダイナミックな相互作用が加わり、杭の曲げひずみに上部構造の慣性力の影響が現われることがわかる。

(4) 群杭効果

杭頭付近の杭に作用している地盤反力の時刻歴値を求めるため、各杭の上部3ヶ所(-0.5m, -3.4m, -6.3m)に一つずつ配置されているひずみ計の波形から曲げモーメントの深さ方向分布を求め、その2回差分を取った。表-4.2.2はその最大値を示したものであり、No. 2の地震の場合を除くと中心部の杭の地盤反力が端部の杭より相当に小さいことが注目される。液深の小さいNo. 2を除くとその比は1/2以下であり、群杭効果の影響によると考えられる。図-4.2.16は横軸に上部構造の慣性力相当値、すなわち、床版ならびに貯槽の質量と貯液の固定質量の合計に床版加速度をかけた値を取り、縦軸に地盤反力をプロットしたものである。上部構造物の慣性力を受けた杭が地盤を押す際に群杭効果が発揮され、端部の杭と中心部の杭で反力差が生じると考えることができる。一方、杭頭の曲げモーメントの最大値を示したものが表-4.2.3である。地盤反力にみられた中心部の杭と端部の杭の差が曲げモーメントの最大値には見られない。これは、(3)でも述べたように、地盤全体のせん断ひずみを受けて杭が変形することにより杭頭固定杭の杭頭部には曲げひずみが発生するが、杭基礎の水平変位は一樣であるので、この曲げひずみもほぼ一樣に分布すると考えることができる。

(5) 連成振動特性

図-4.2.17は液深の小さなNo. 2の記録と大きいNo. 5の記録について床版/地表(-3m)水平、内槽肩部/地表(-3m)水平の伝達関数を求めたものである。計算に当たり(1)と同様に床版と内槽については水平2成分の記録波形のスペクトルの平均を、地表については3測点水平2成分の波形のスペクトルの平均を使用した。液深が大きい場合は1.0Hzまで内槽と床版は剛体的にスウェイし、2Hzまでは剛体的にロッキング応答する。さらにバルジング振動数に接近すると貯液・内槽系の連成振動の影響が現われて床板上の内槽が1質点、床版が1質点の2質点系の応答を示し、床版部質点の応答倍率は低下して内槽質点の応答が相対的に大きくなる。振動エネルギーは内槽質点の振動、すなわち貯液・内槽連成

振動とそれに伴う回転動に集中していると推定される。液深が小さい場合にはバルジング振動数が高く、4Hz までは貯槽全体は剛体的に応答している。

4.2.3 観測結果の数値解析とパラメータスタディー

(1) 概要

4.2.2 で示した地震観測結果を数値解析するためには546本の群杭をモデル化する必要がある。このようなモデル化を厳密に行なって数値計算を進めることは、有限要素法や薄層要素法によったとしても極めて困難である。そこで、ここでは多重リング杭の仮定を導入し、本論2.2.3, 2.3.2の解析にも使用した軸対称回転体有限要素法プログラム「ABLE」²⁻²⁷⁾によって解析を行なった。多重リング杭の仮定は1978年に著者⁴⁻¹⁸⁾が端緒的な方法によって有限要素法に取り入れたが、その後Tyson, Kausel⁴⁻¹⁹⁾をはじめとする研究者が定式化し解析に取り入れてきたものである。この方法は、群杭の平面配置を多重の同心円でグループ分けし、各同心円の円周方向には $\cos 1$ 次と $\sin 1$ 次で展開される変位関数を、深さ方向には梁としての変位関数を定め、同心円に属する個々の杭について仮想仕事の原理を適用してそれを加算し要素剛性行列を求めるものである。

解析では最初に地震観測結果のシミュレーションを行なって解析モデルの妥当性を確認し、次にパラメータスタディーを行なって群杭基礎の応答特性を検討した。

(2) 解析モデル

4.2.2 で示した地震観測が行なわれたタンクを図-4.2.18に示すように地盤・杭基礎・タンク・液体の連成系としてモデル化した。546本の群杭は12重の同心円によってグループ分けし、多重リング杭の仮定を用いてモデル化した。

地盤の剛性率はPS検層の結果から求め、タンクと床版ならびに杭の諸元は設計データに基づいて設定した。地盤とタンクの減衰は履歴減衰型とし、小さな振幅が対象であることからそれぞれ3%と2%に設定した。液体の内部減衰はバルジングの一次共振振動数において0.5%となるように設定した。

(3) 入力地震動

地表(-3m)で観測された記録をSHAKEによって解析しモデルの基盤面(-65m)からの入射成分を求めて入力地震波とした。GL-65mに地中地震計が設置されており、その観測記録を用いる方法も考えられるが、地盤のモデル化の誤差によってシミュレーションの精度が低下するのを防ぐためにこのような方法をとった。

(4) 解析結果

図-4.2.19は液深が大きい場合(表-4.2.1のNo.5)の観測波形と解析波形を重ね書きしたものであり、図-4.2.20が液深の小さい場合(No.2)である。両者はよく一致しており、特に杭の歪がほぼ一致していることはタンクと地盤の力のやりとりが適切にモデル化されていることを示している。

図-4.2.21は液深の大きな場合について、地表(G.L. -3m)に対するタンク頂部、タンク底部の周波数伝達関数を比較したものである。観測結果には、1.61Hzと1.21Hz付近にピークが現われるが、このピークを除くと解析結果は観測結果とよく一致している。1.61Hzと1.21Hzのピークは表面波の影響によるものと推定され、鉛直下方からのS波の入射を対象とした回転体有限要素法による解析ではシミュレーションできないものと思われる。以上の結果から、ここに示した解析方法は群杭の特性ならびに構造物と群杭基礎の連成振動特性をよく再現していると言える。

4.2.4 動的相互作用と群杭効果に関する解析

(1) キネマティックな相互作用の影響

群杭基礎と地盤の相互作用の理解を深めるためにキネマティックな相互作用の影響のみを取り出す解析を行なった。すなわち、地盤と杭は図-4.2.18に示した解析モデルと同じであるが、二重の床板以上の上部構造の質量を全てゼロとした解析モデルを設定し、液深が大きい場合(No.5)と液深が小さい場合(No.2)の観測地震波を入力して応答解析を行なった。図-4.2.22と図-4.2.23が杭頭から-0.5mの位置における軸力と曲げモーメントを示している。液深が大きい場合との比較の方が曲げモーメントの低下が顕著であることは自明であるが、ゼロにはならず中心部で約1/3がキネマティックな相互作用の効果として残る。また、4.2.2(4)でも述べたように、キネマティックな相互作用の影響のみでは中心部

の杭と端部の杭の間に大きなモーメントの差は生じない。

(2) ダイナミックな相互作用の影響

上部構の質量を全てゼロとしたモデルの床板に単位の振幅を持つ正弦波水平力を作用させた解析を行なった。このようにすることによりダイナミックな相互作用の影響のみを求めることができる。図-4.2.24 が杭頭部の曲げモーメントである。また、図-4.2.25 は杭頭部のせん断力である。中心部の杭が分担する水平力は端部の杭の約1/3 であり、表-4.2.2に示した観測結果が解析的にも裏付けられる。図-4.2.26 は杭のG1-10mにおける水平方向の応答加速度の共振曲線である。6Hz までの振動数範囲であるが、杭群はほぼ同じ位相で振動しており、一部の文献が指摘しているような群杭の間で位相が異なる共振現象は認められない。

(3) 群杭効果

図-4.2.27 は床板中央部を水平加振した結果から群杭の水平バネの杭 1 本当たりの値と、単一杭を杭頭回転拘束で加振することにより求めた杭頭水平バネを比較したものである。比較的小さな振動数域の群杭の 1 本当たりのバネは単杭の約1/5 となっており、群杭効率としては $1 / N^{0.3}$ に近い値である。弾性振動を仮定しているのに群杭効率が $1 / N^{0.5}$ とならず $1 / N^{0.3}$ となったのは地盤の成層性の影響と考えられる。

4.2.5 結 論

(1) 観測地点の地盤の卓越振動数は鉛直下方から入射するS波の重複反射によって概ね説明ができる。

(2) 貯槽の基礎杭に発生するひずみは液深が浅く上部構の慣性質量が小さい場合には kinematic な相互作用の影響を受け、液深が大きくて上部構造の慣性質量が大きい場合にはダイナミックな相互作用の影響がそれに加算される。

(3) 群杭効果の影響によって中心部の杭の杭頭部に作用する地盤反力は端部の杭に作用する反力より小さくなる。ダイナミックな相互作用の影響が大きい場合にその傾向が顕著となる。

(4) 液深が大きい場合には貯槽・貯液の連成振動（バルジング振動）の存在が認められ

る。

(5) 軸対称回転体の有限要素法に多重リング杭仮定を用いた群杭要素を組み込んで解析を行うことにより、大規模な群杭のひずみを精度よくシミュレーションすることができ、解析方法の妥当性が確認できた。

(6) (5) の有限要素法によってパラメータスタディーを行なった結果、群杭効果の影響はダイナミックな相互作用に顕著に現われることと、地震観測を行なった群杭基礎の群杭効率の算定式には $1 / N^{0.3}$ が適用できることが明らかになった。

(7) 同じく (5) の有限要素法の解析から、通常地震応答が問題となる振動数の範囲では、杭群はほぼ同じ位相で振動していることが確認できた。

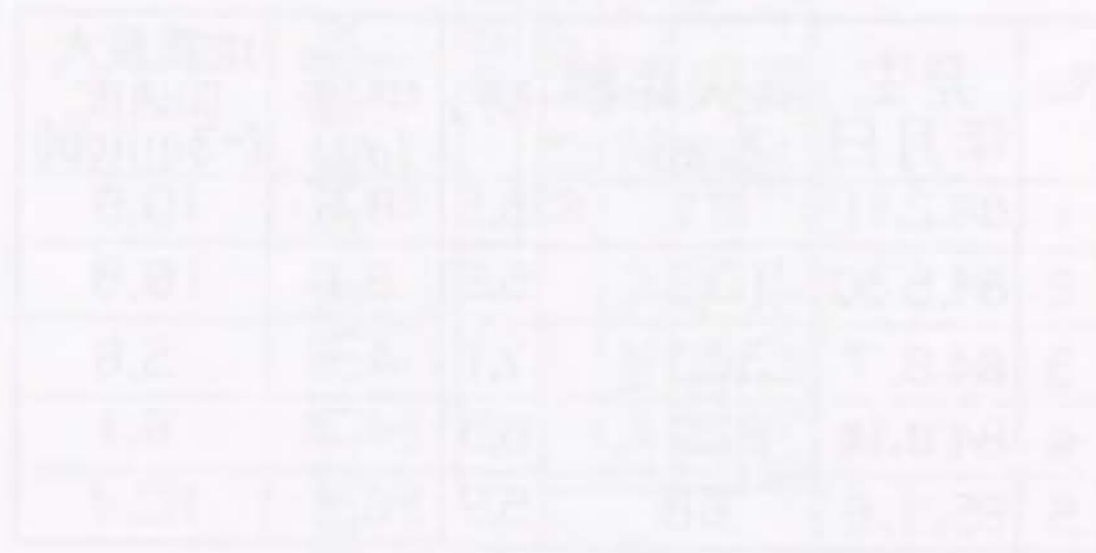


表 - 4.2.1 観測された地震

No.	発生 年月日	震央距離 (km)	M _J	液深 (m)	地震最大 加速度 (-3m)(gal)
1	84.2.11	91	5.5	18.6	10.9
2	84.5.30	102	5.6	8.1	16.8
3	84.8.7	380	7.1	4.8	5.6
4	84.9.14	220	6.9	24.7	6.1
5	85.1.6	88	5.9	26.3	10.7

表 - 4.2.2 杭に作用する地盤反力の最大値

	地震番号					kgf/m·pile
	No.1	No.2	No.4	No.5		
Center Pile	52.	70.	23.	39.		
0°Edge Pile	141.	86.	47.	68.		
90°Edge Pile	150 ₁	73.	62.	113.		

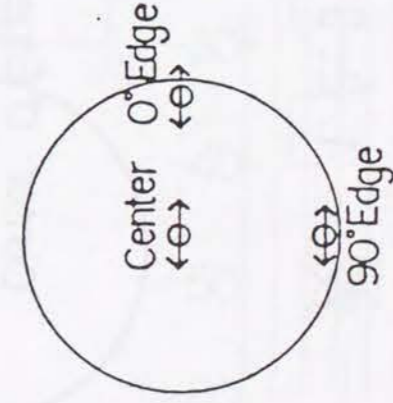


表 - 4.2.3 杭頭曲げモーメントの最大値

	地震番号					No.5
	No.1	No.2	No.4	No.4	No.5	
Center Pile	4.2	7.4	1.9	2.5	2.5	
0°Edge Pile	5.1	6.3	2.1	2.3	2.3	
90°Edge Pile	7.8	6.9	3.4	4.3	4.3	

x10⁻⁶

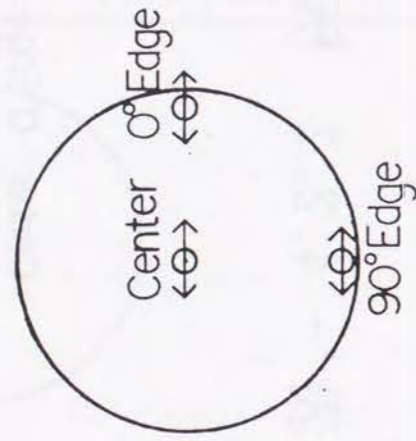
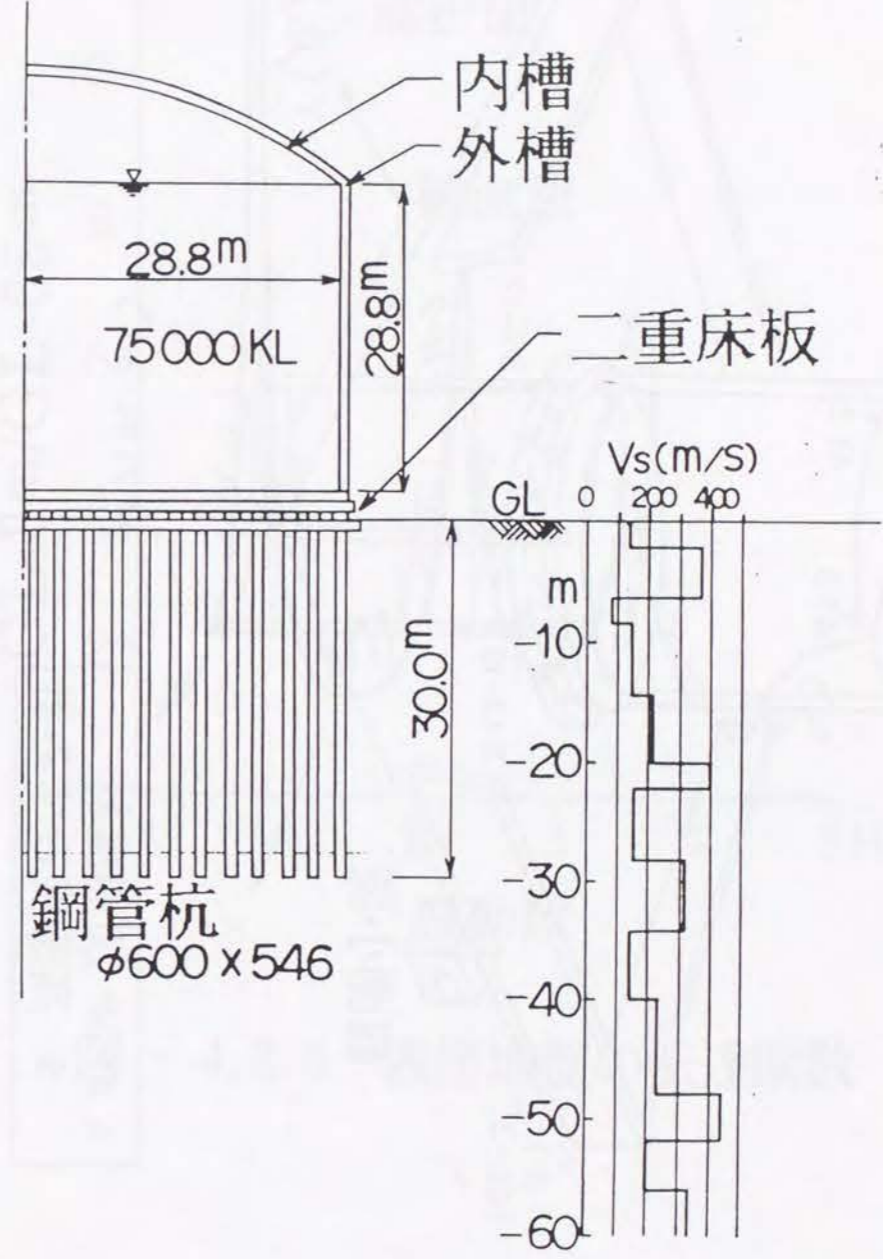


図 - 4.2.1 観測を行ったLNG地上式貯槽



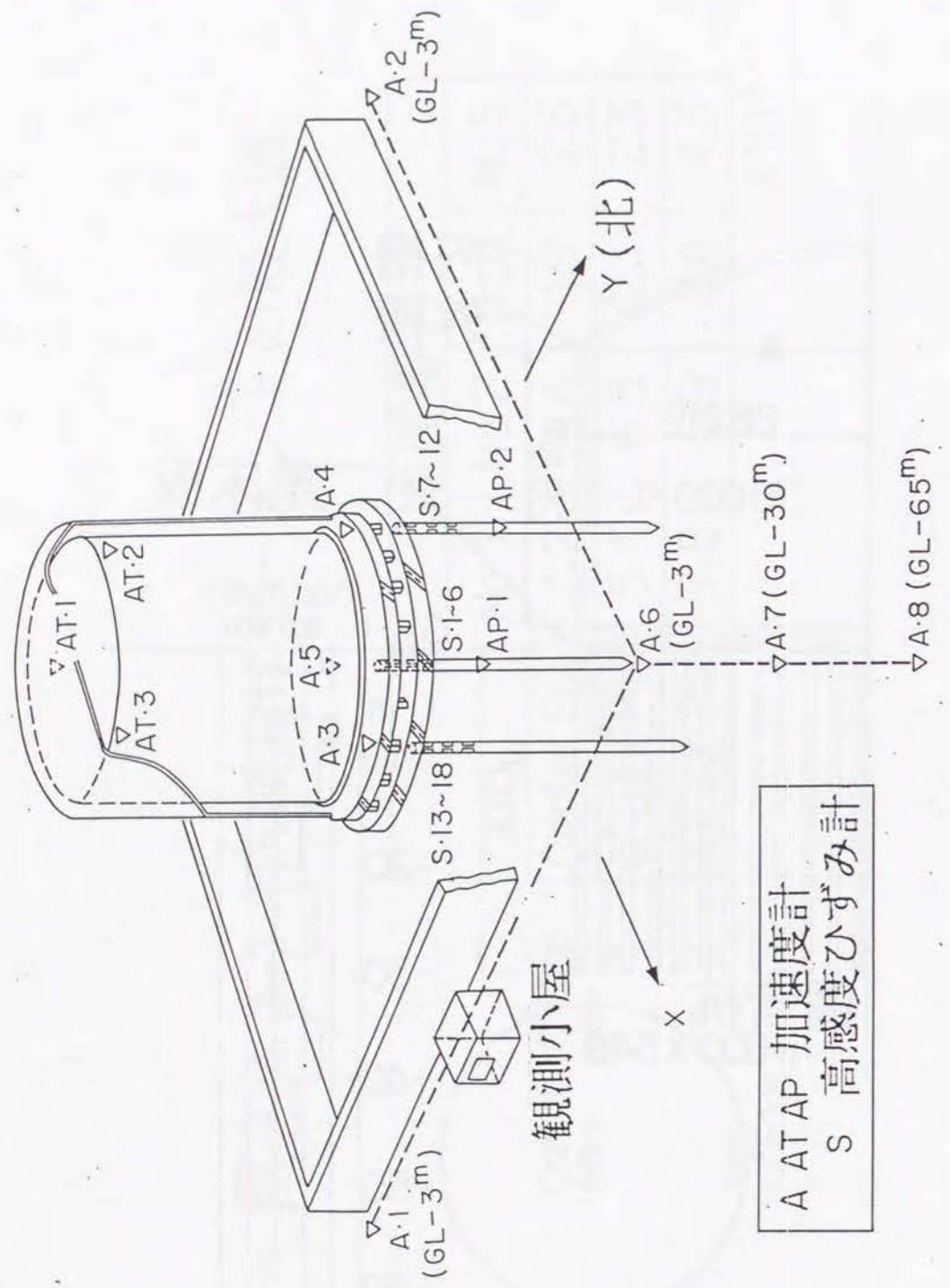


図 - 4.2.2 地震観測計器の配置

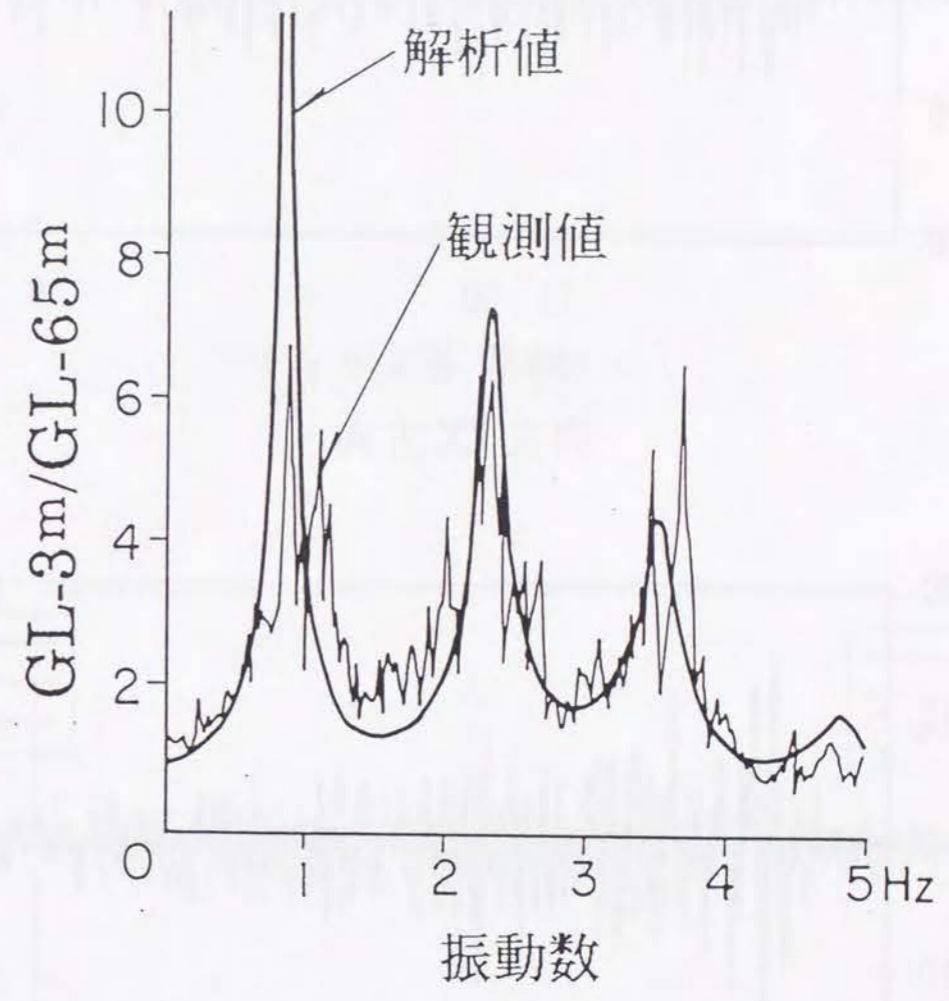


図 - 4.2.3 表層地盤の伝達関数

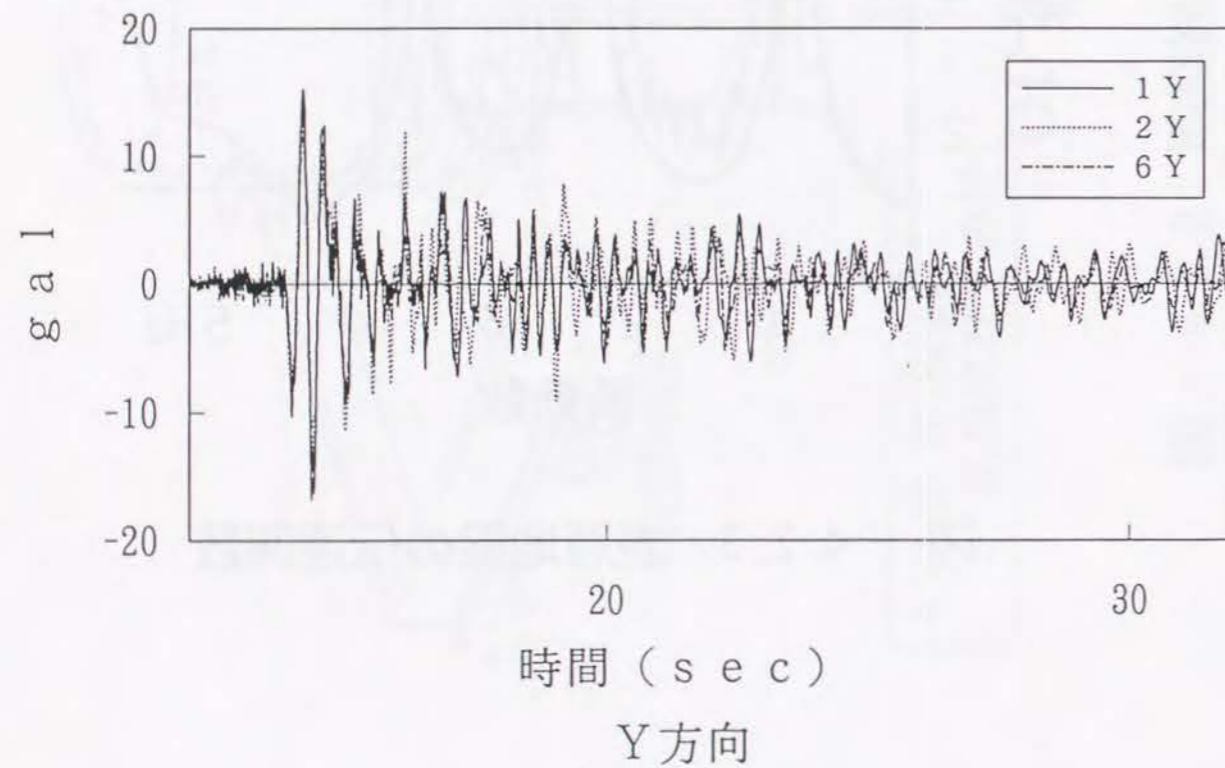
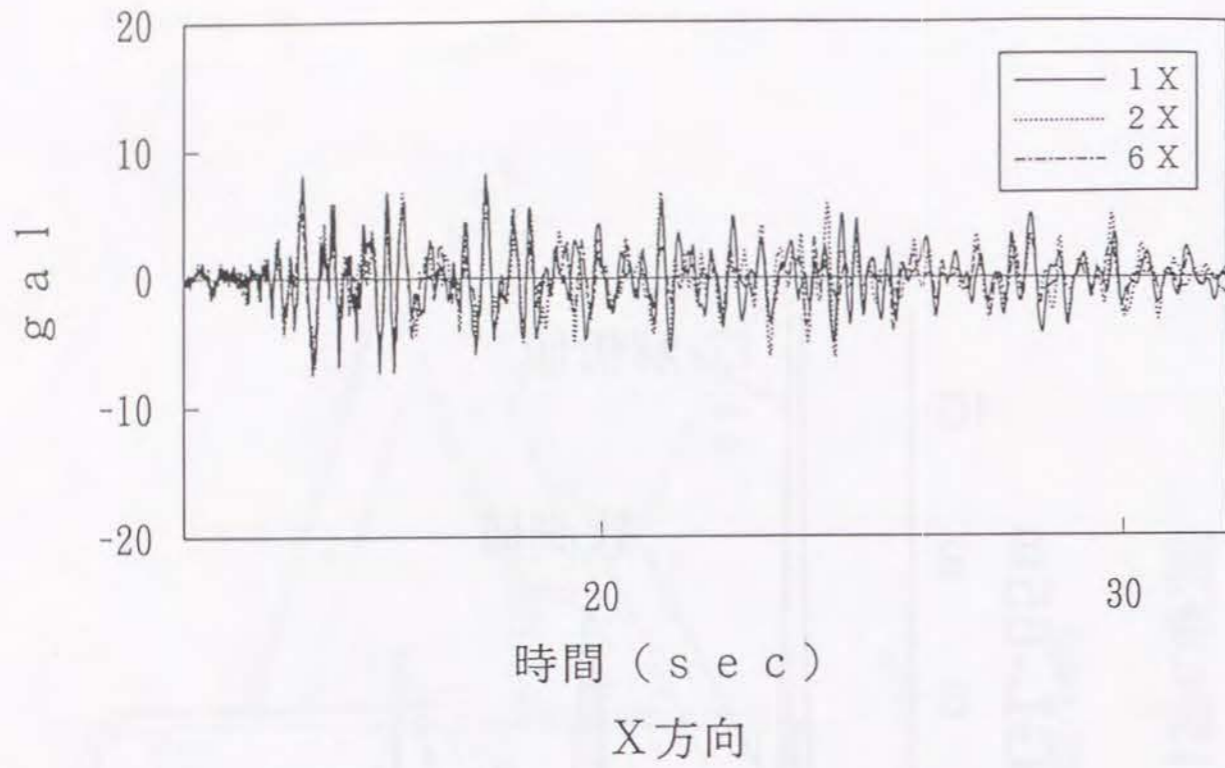


図 - 4.2.4 3測点の観測波形の重ね書き
(No. 2 兵庫県山崎町)

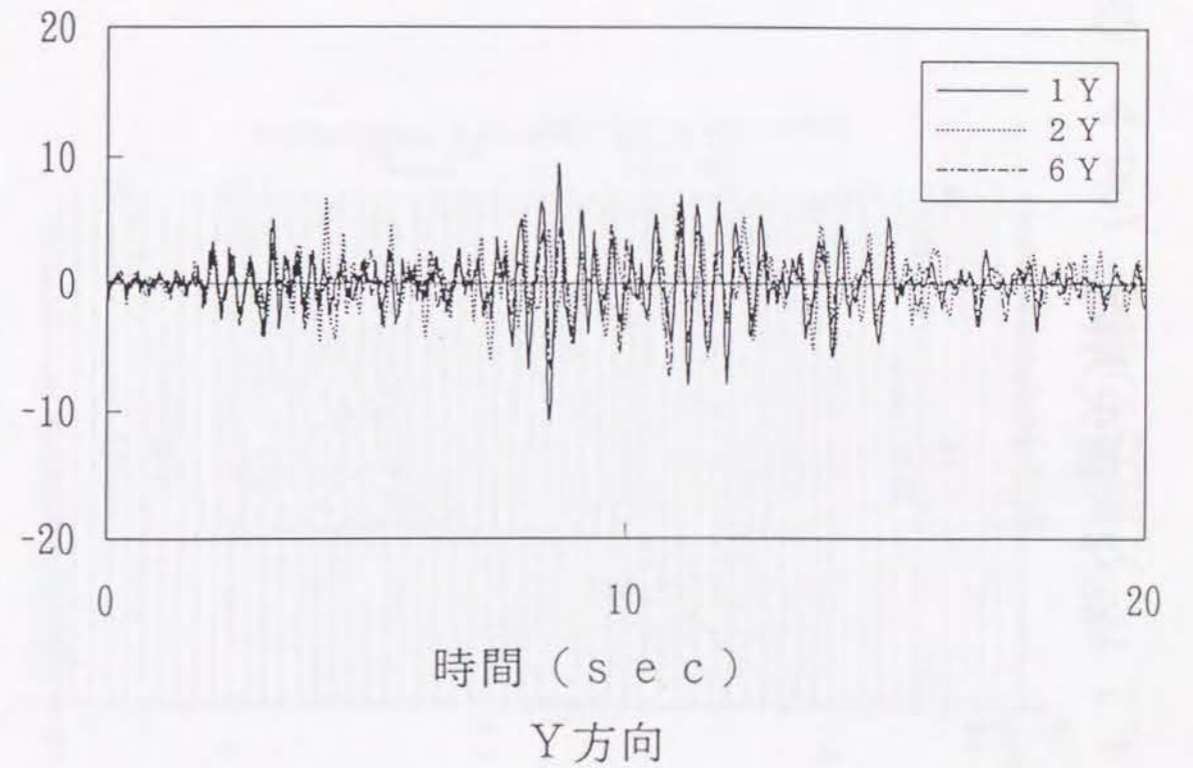
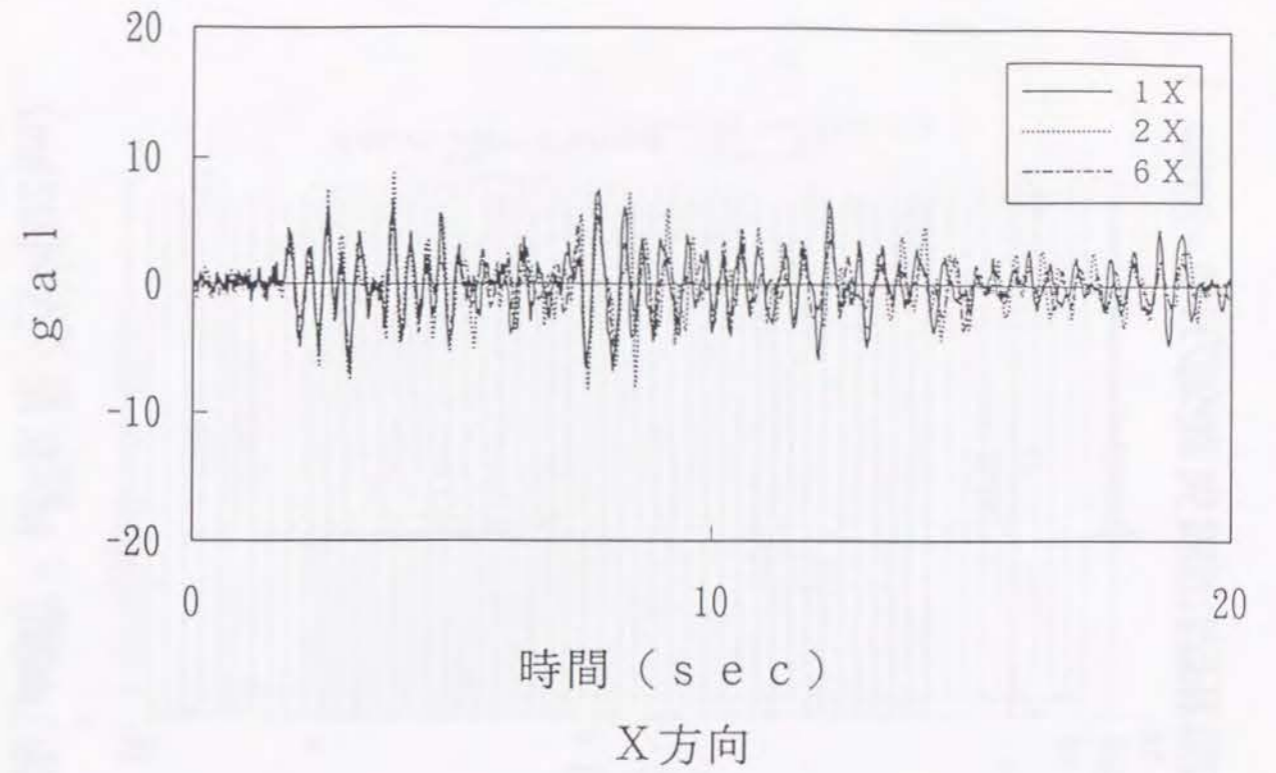


図 - 4.2.5 3測点の観測波形の重ね書き
(No. 5 奈良和歌山県境)

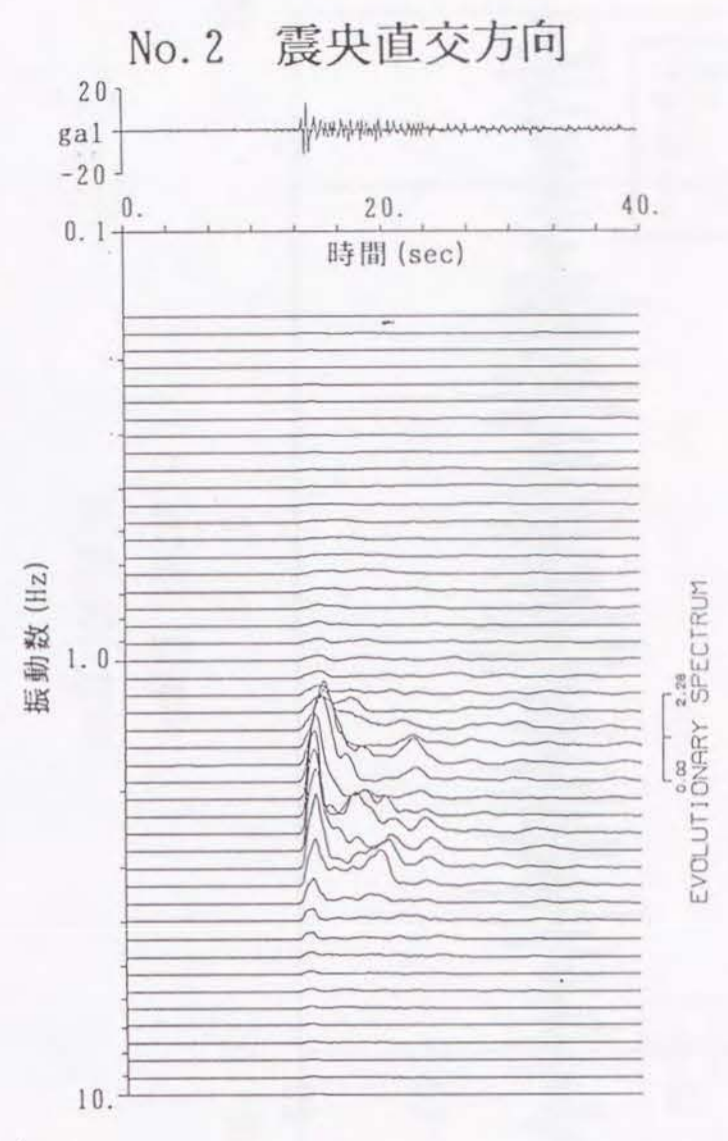
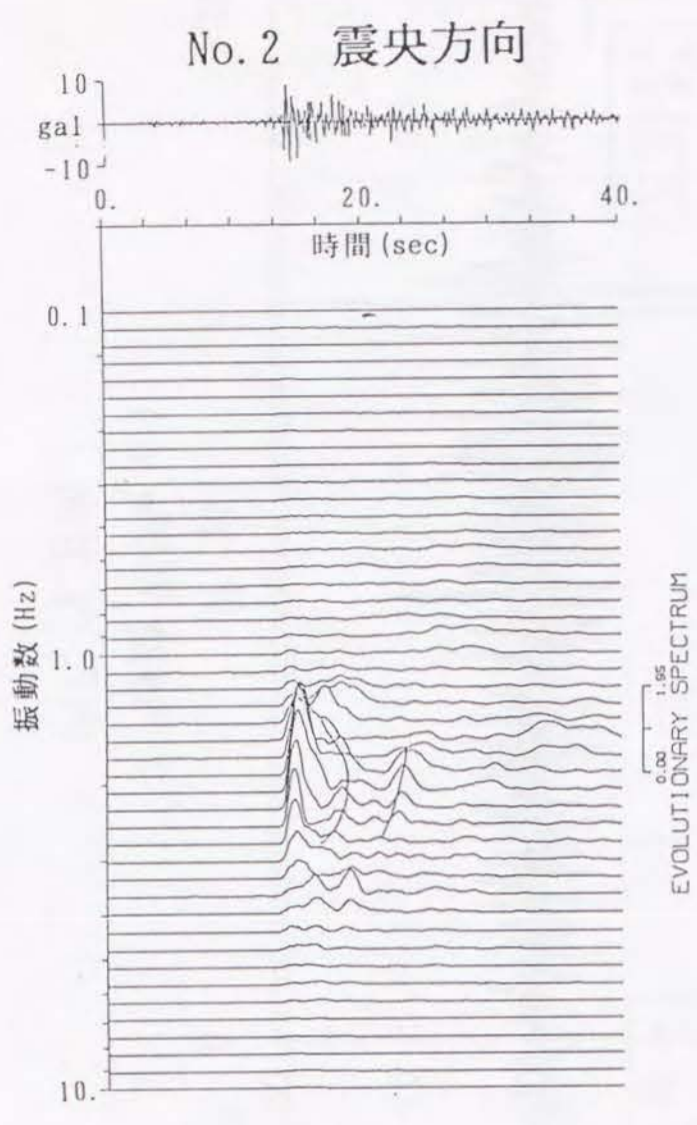


図 - 4.2.6 分散性の解析 (No. 2 兵庫県山崎町 M=5.6, Δ=102km)

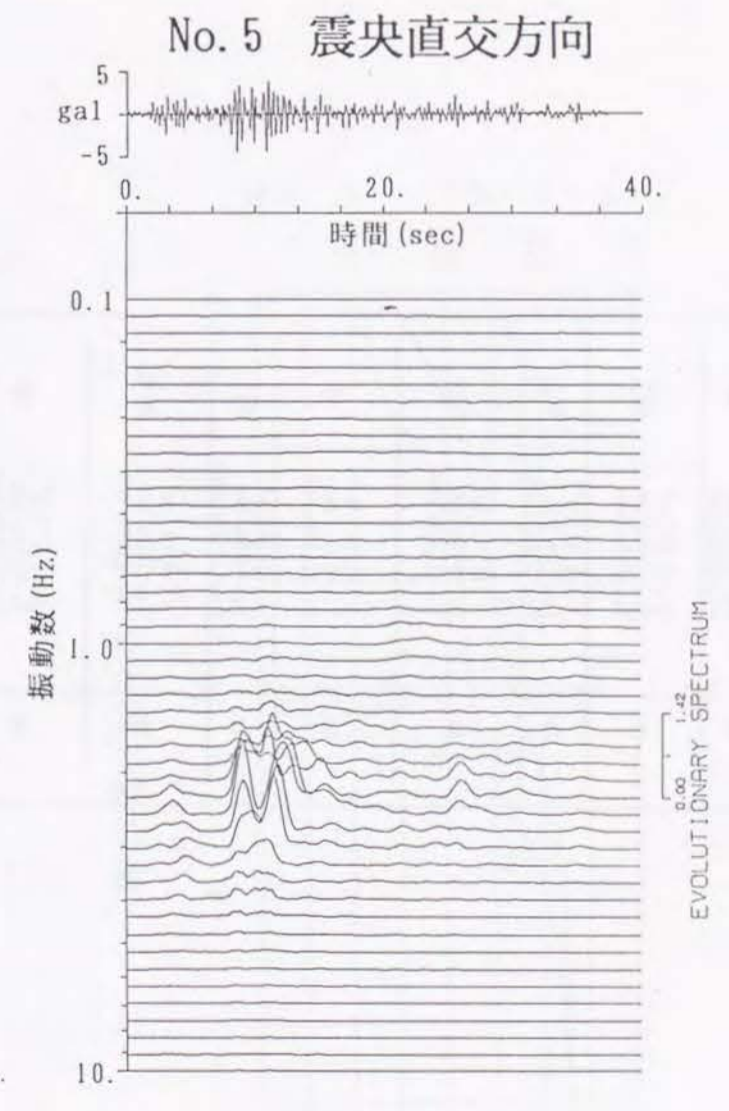
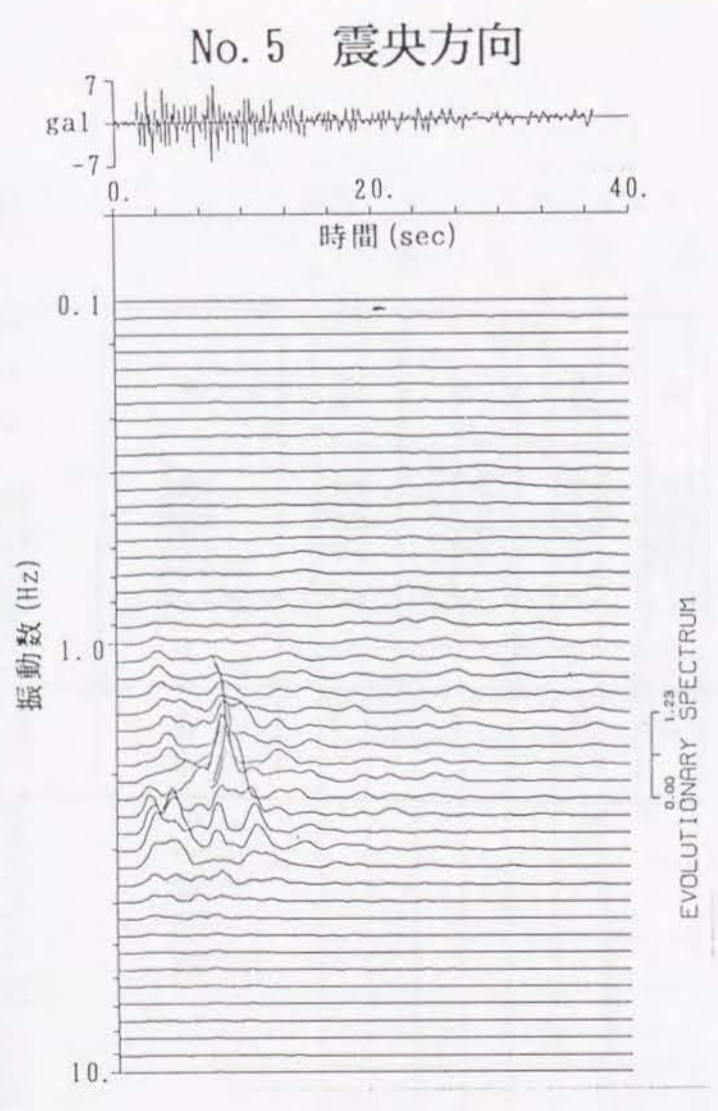


図 - 4.2.7 分散性の解析 (No. 5 奈良和歌山県境 M=5.9, Δ=88km)

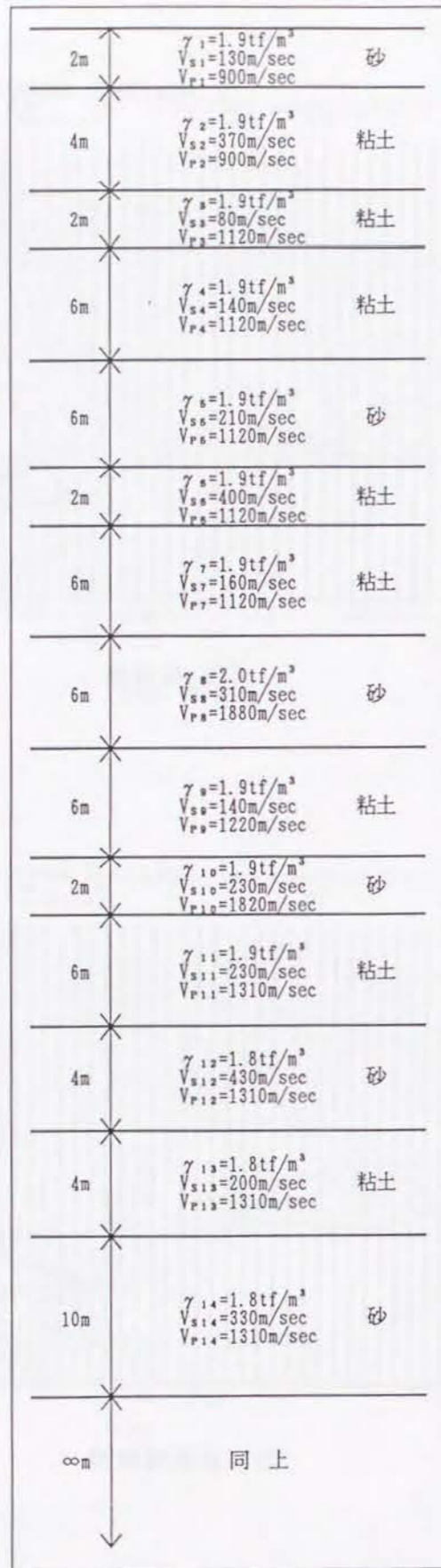


図 - 4.2.8 分散曲線解析用の地盤モデル

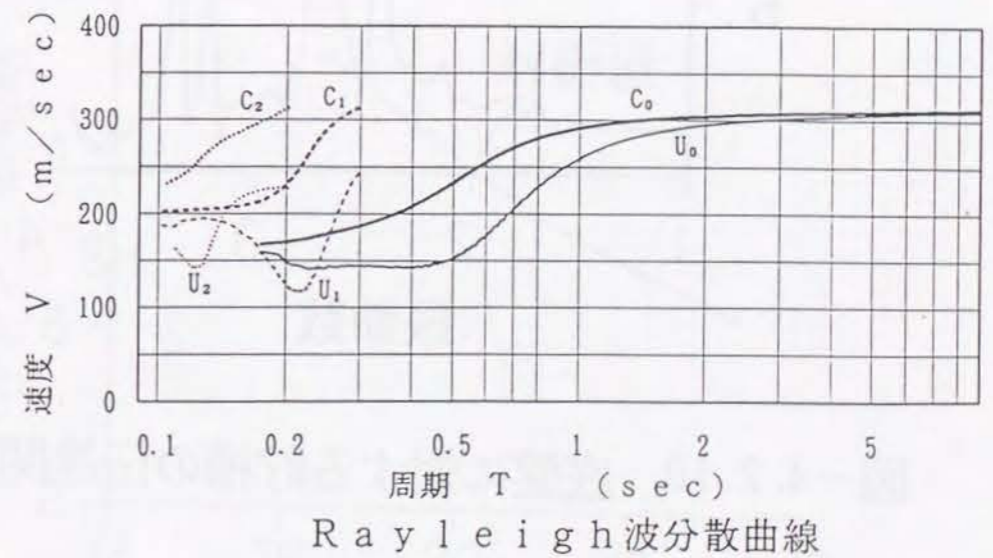
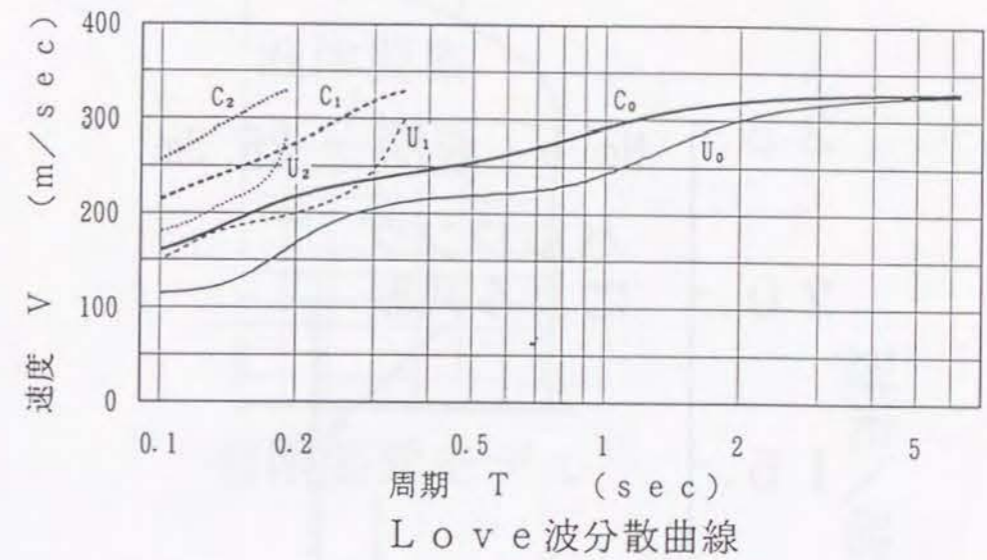


図 - 4.2.9 表面波の位相速度の分散曲線

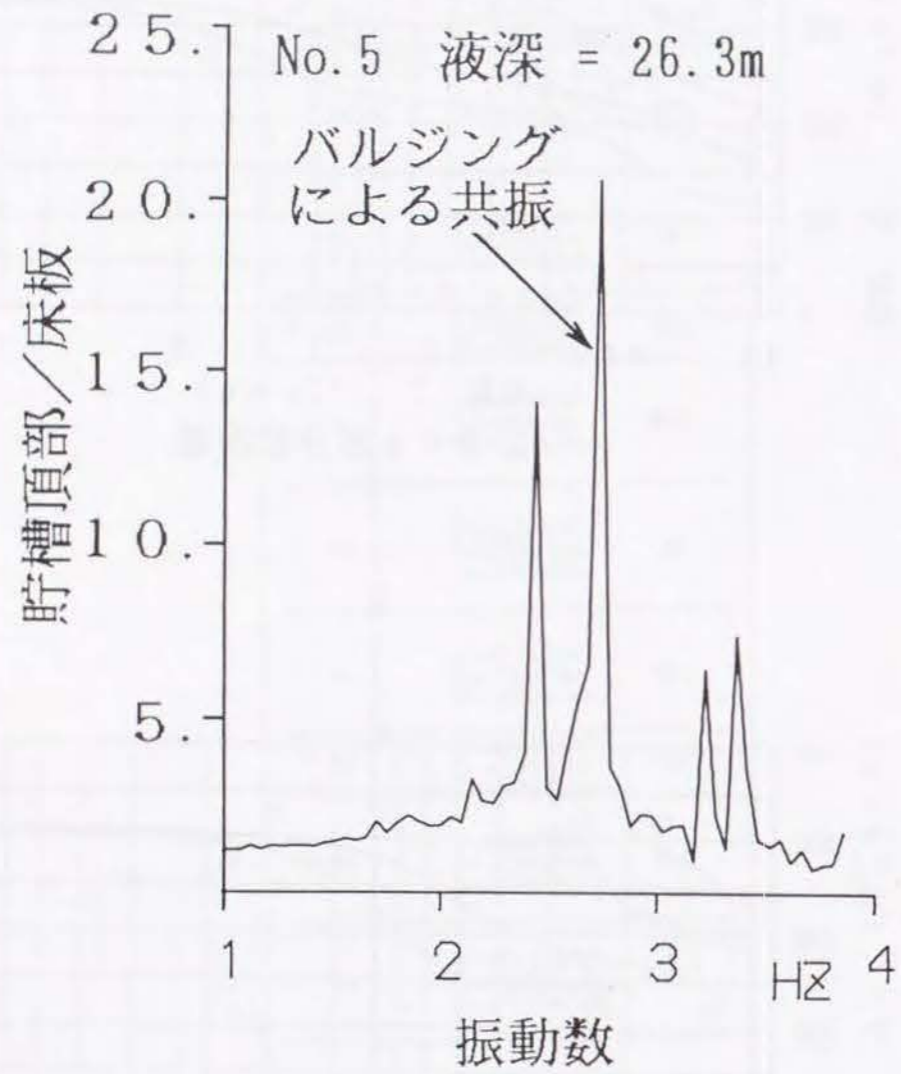


図-4.2.10 底盤に対する貯槽の伝達関数

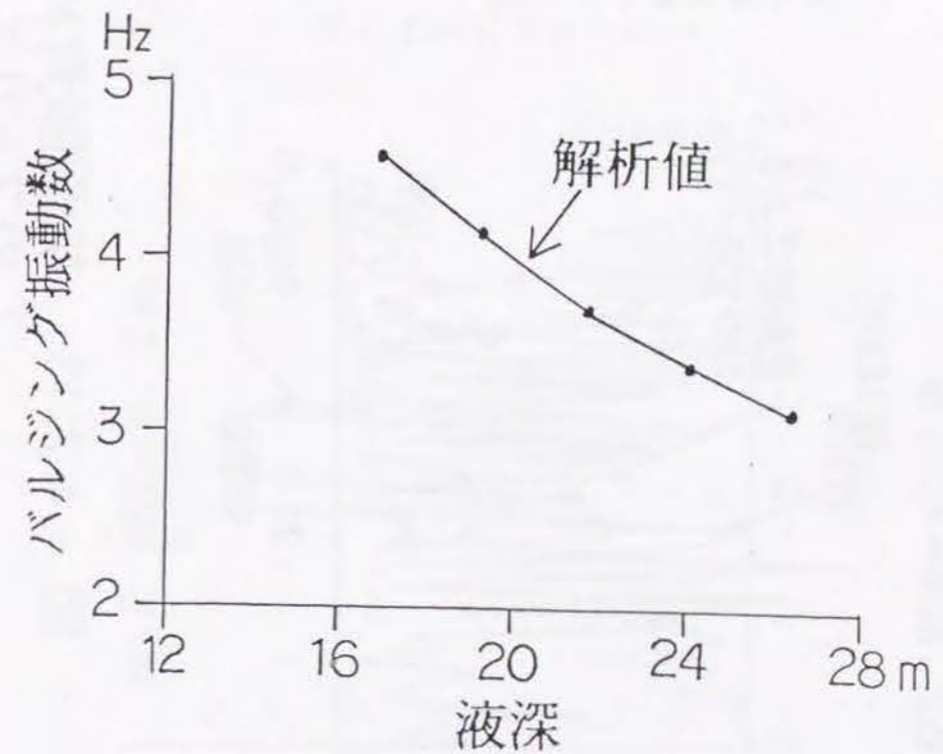
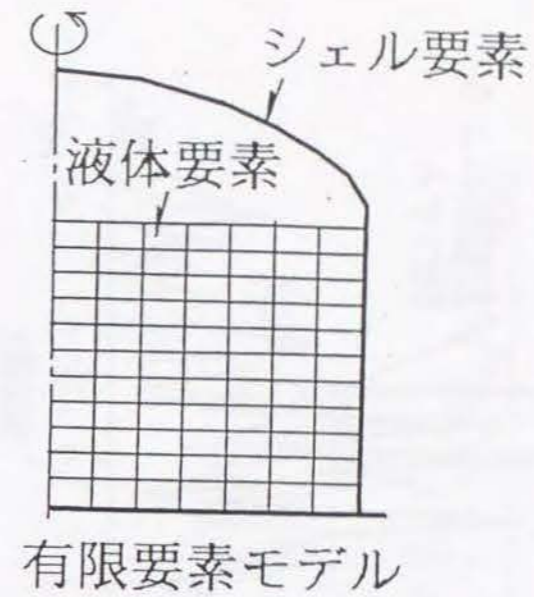


図 - 4.2.12 解析より求められる貯液・貯槽連成振動の1次共振振動数

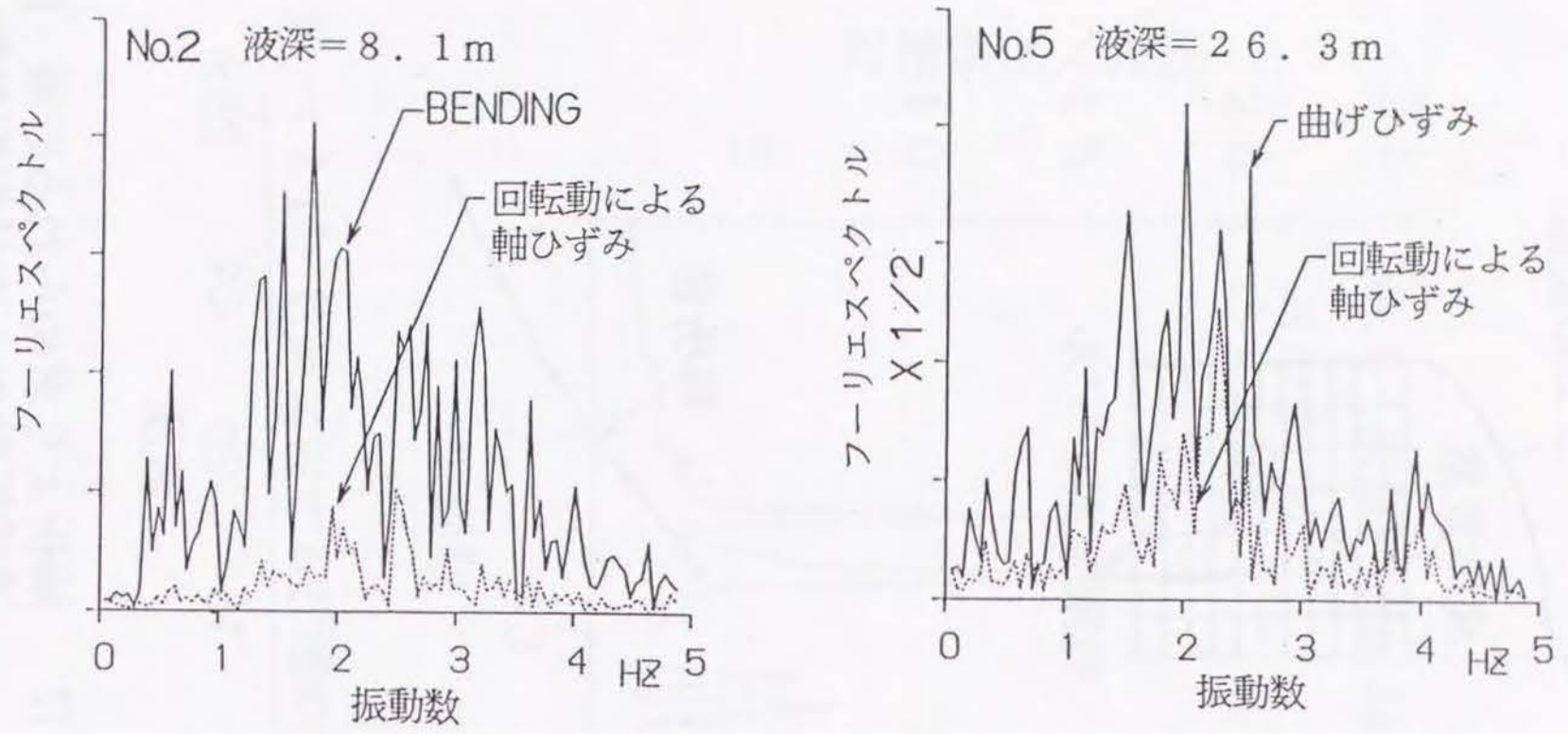


図 - 4.2.13 杭頭曲げひずみと端杭杭頭軸ひずみのフーリエスペクトル

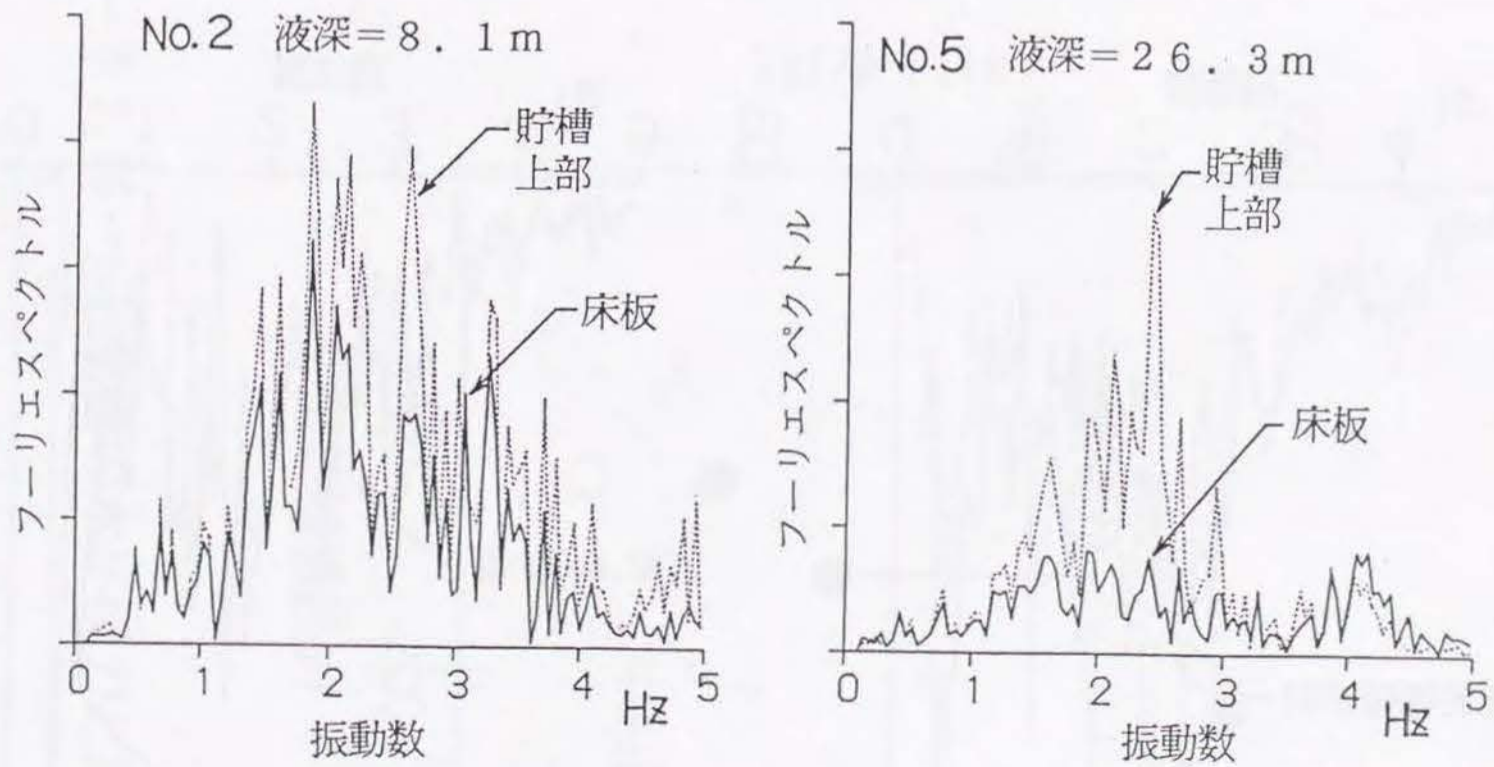


図 - 4.2.14 貯槽と床盤の加速度フーリエスペクトル

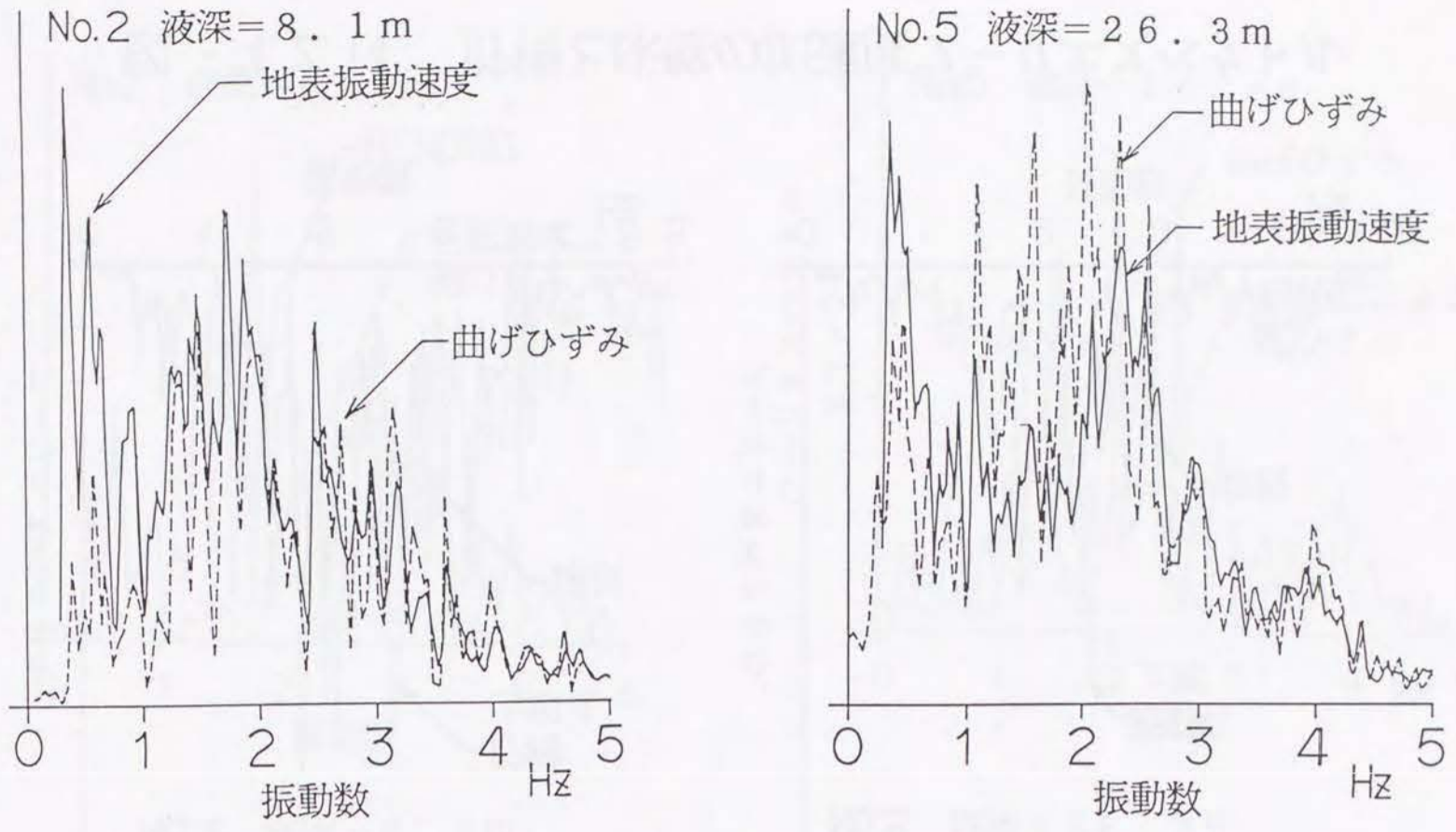
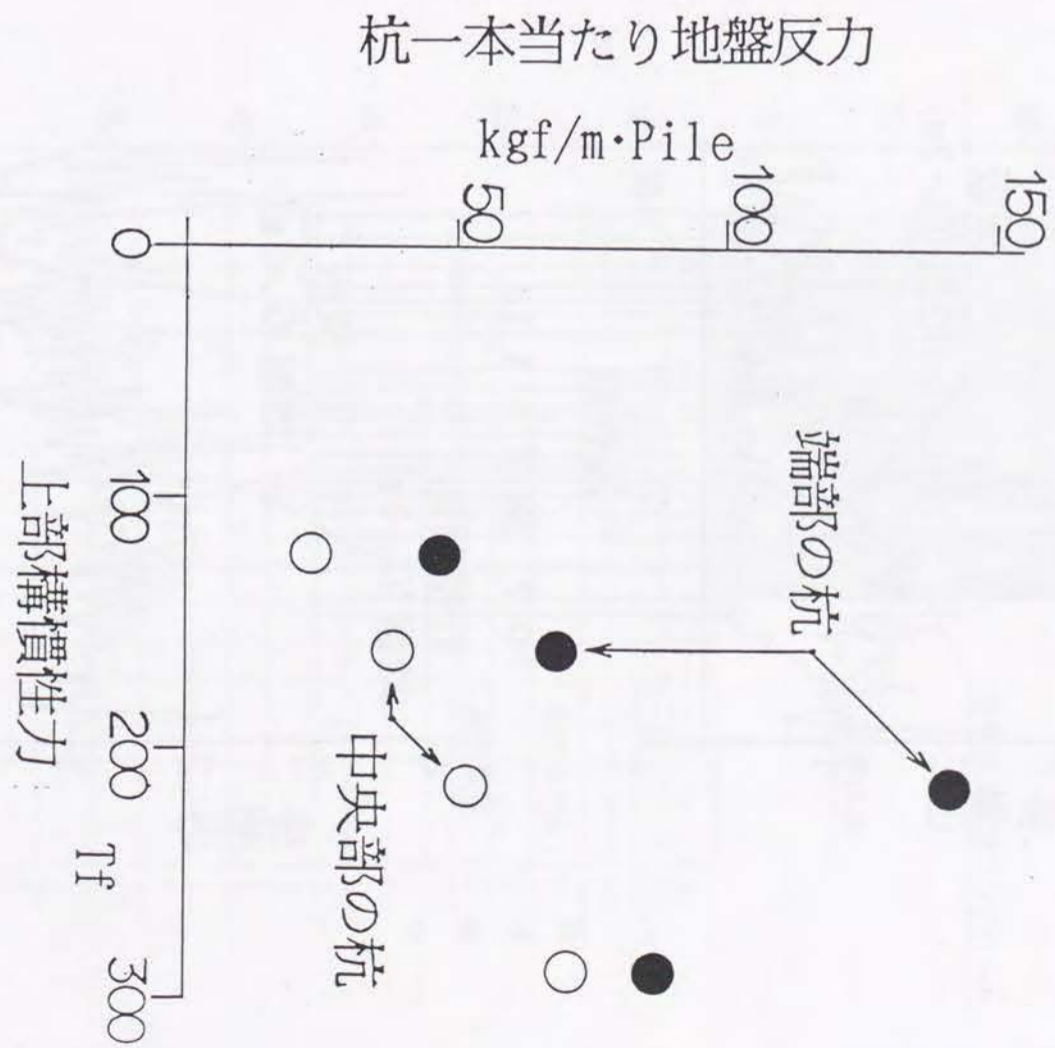


図 - 4.2.15 杭頭曲げひずみと周辺地盤の速度フーリエスペクトル

図 - 4.2.16 上部構の水平反力と地盤反力



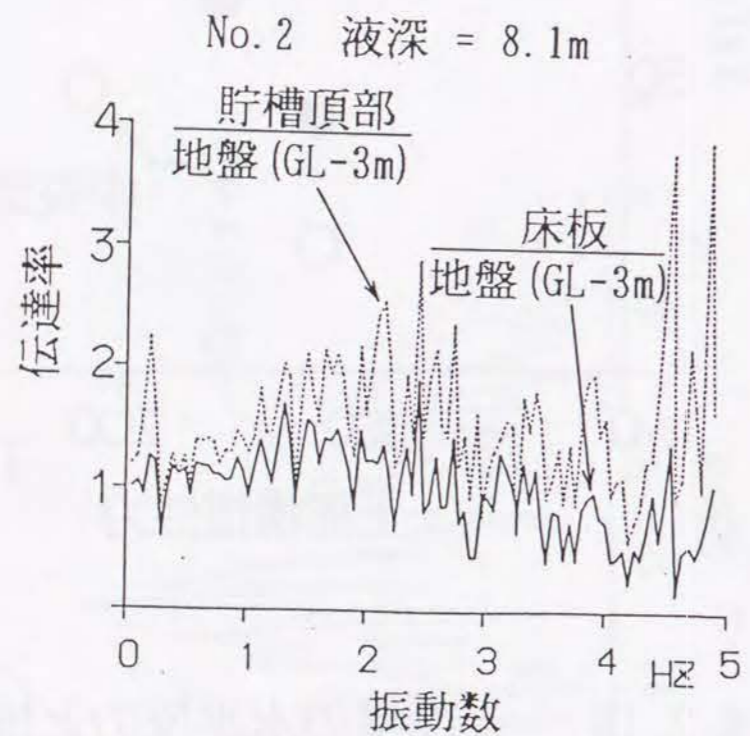
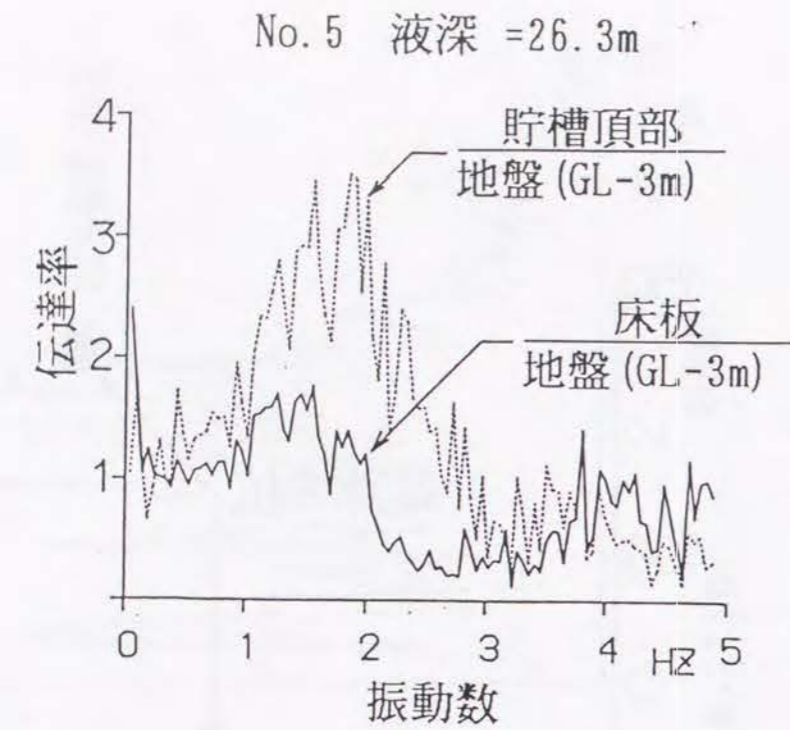


図 - 4.2.17 周辺地盤に対する
貯槽と床盤の伝達関数

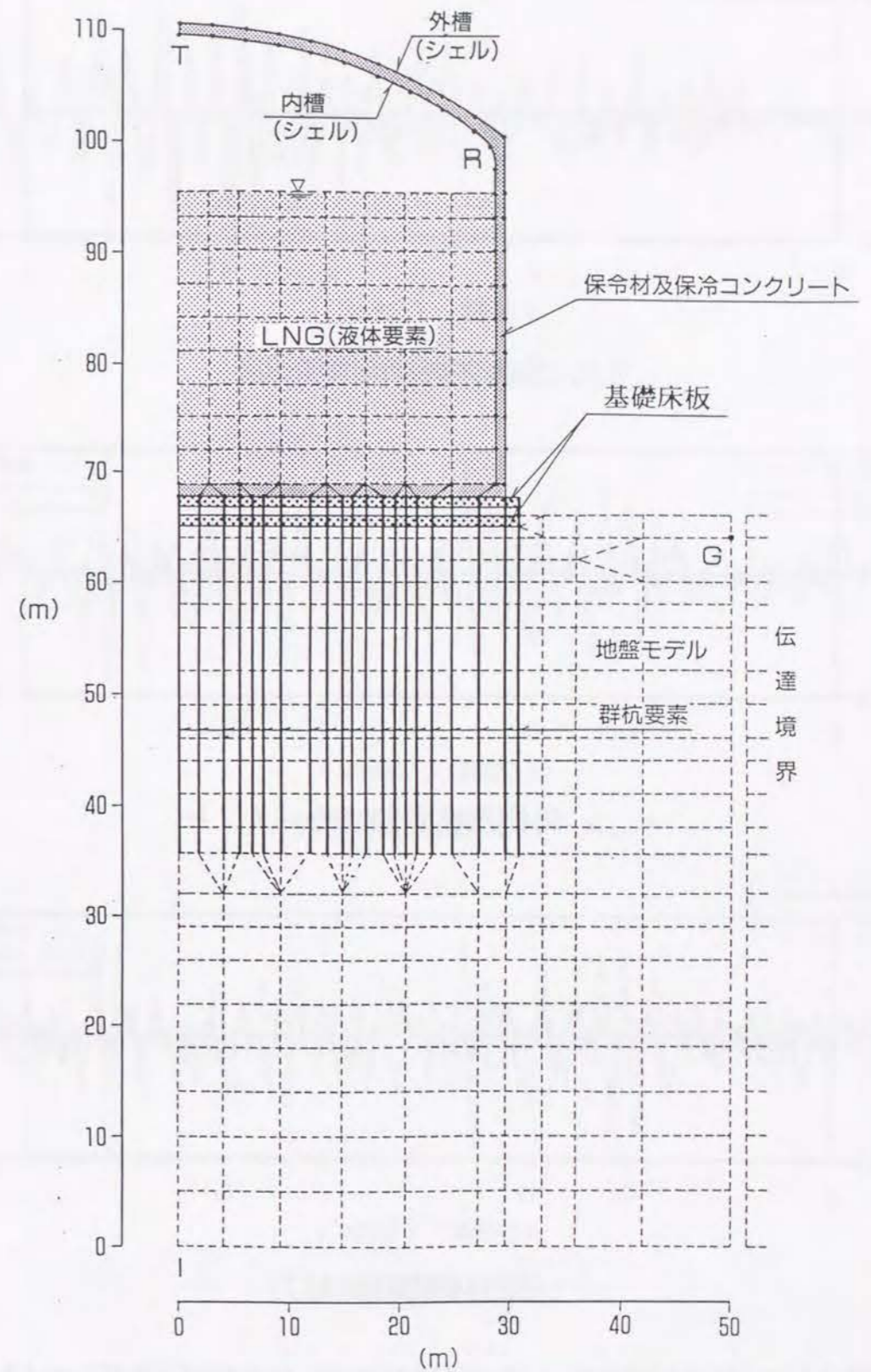
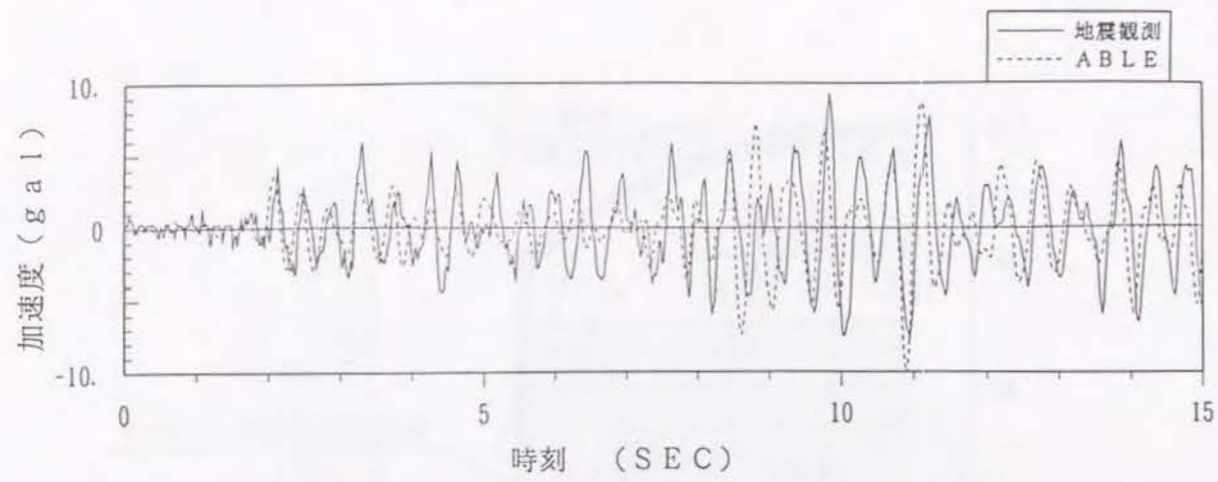
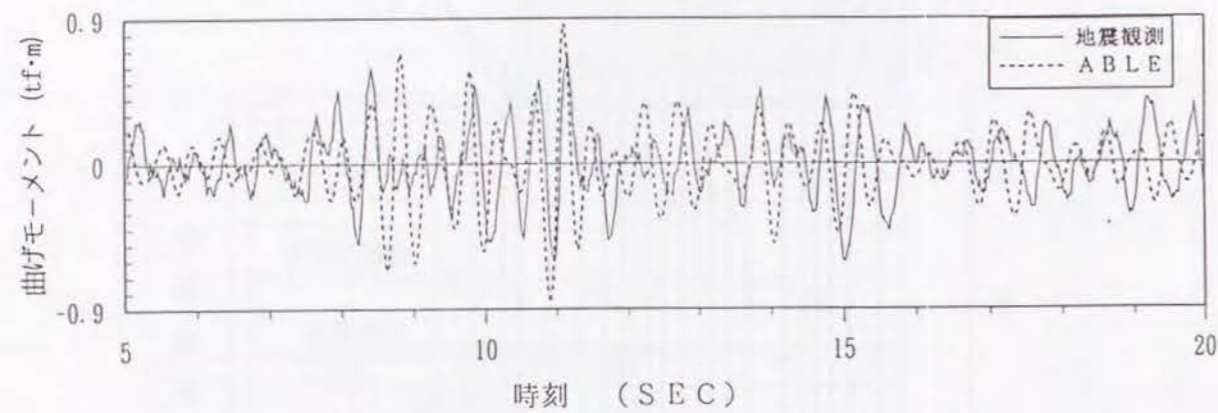


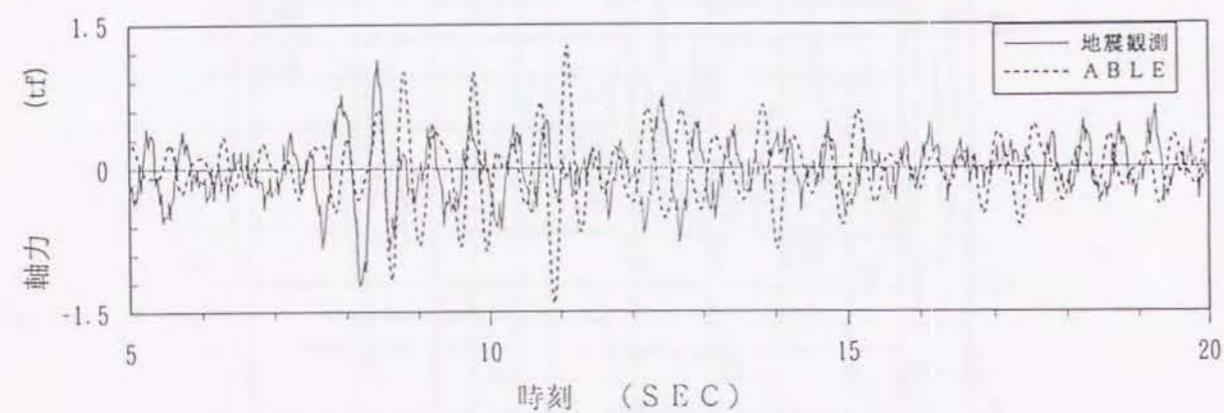
図 - 4.2.18 有限要素法による解析モデル



タンク側壁頂部加速度

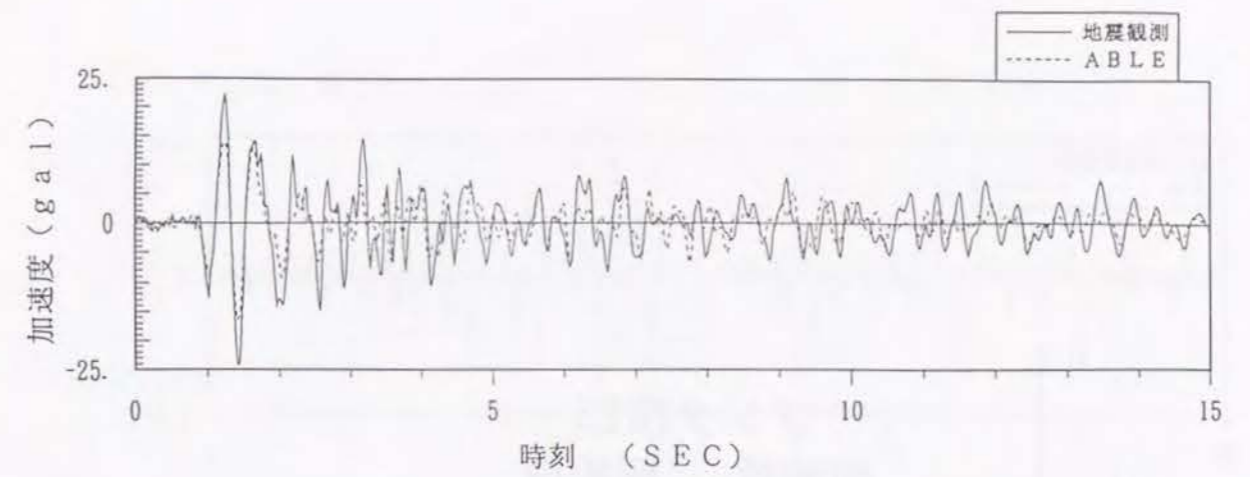


外側部杭頭曲げモーメント

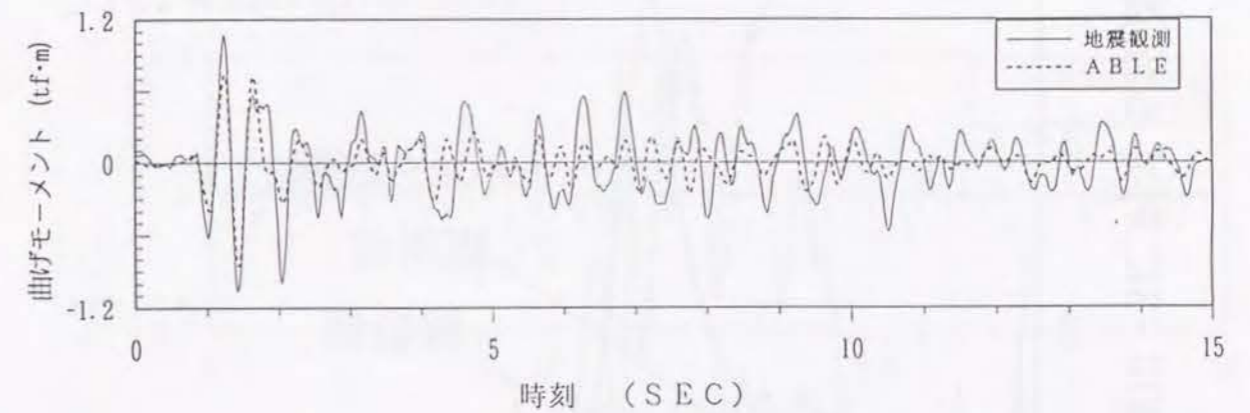


外側部杭頭軸力

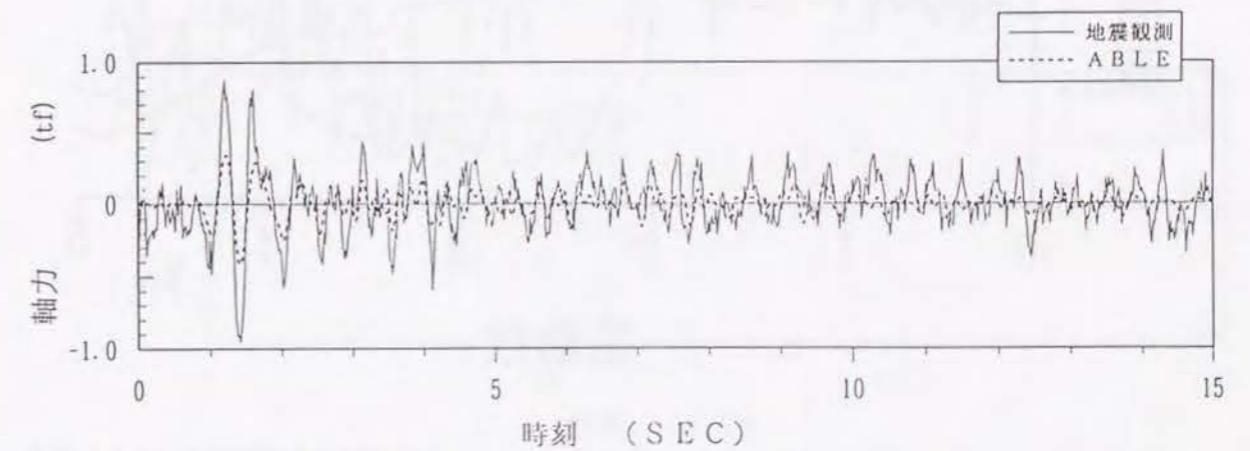
図 - 4.2.19 観測波形と解析波形の比較
(No. 5 液深=26.3m)



タンク側壁頂部加速度



外側部杭頭曲げモーメント



外側部杭頭軸力

図 - 4.2.20 観測波形と解析波形の比較
(No. 2 液深=8.1m)

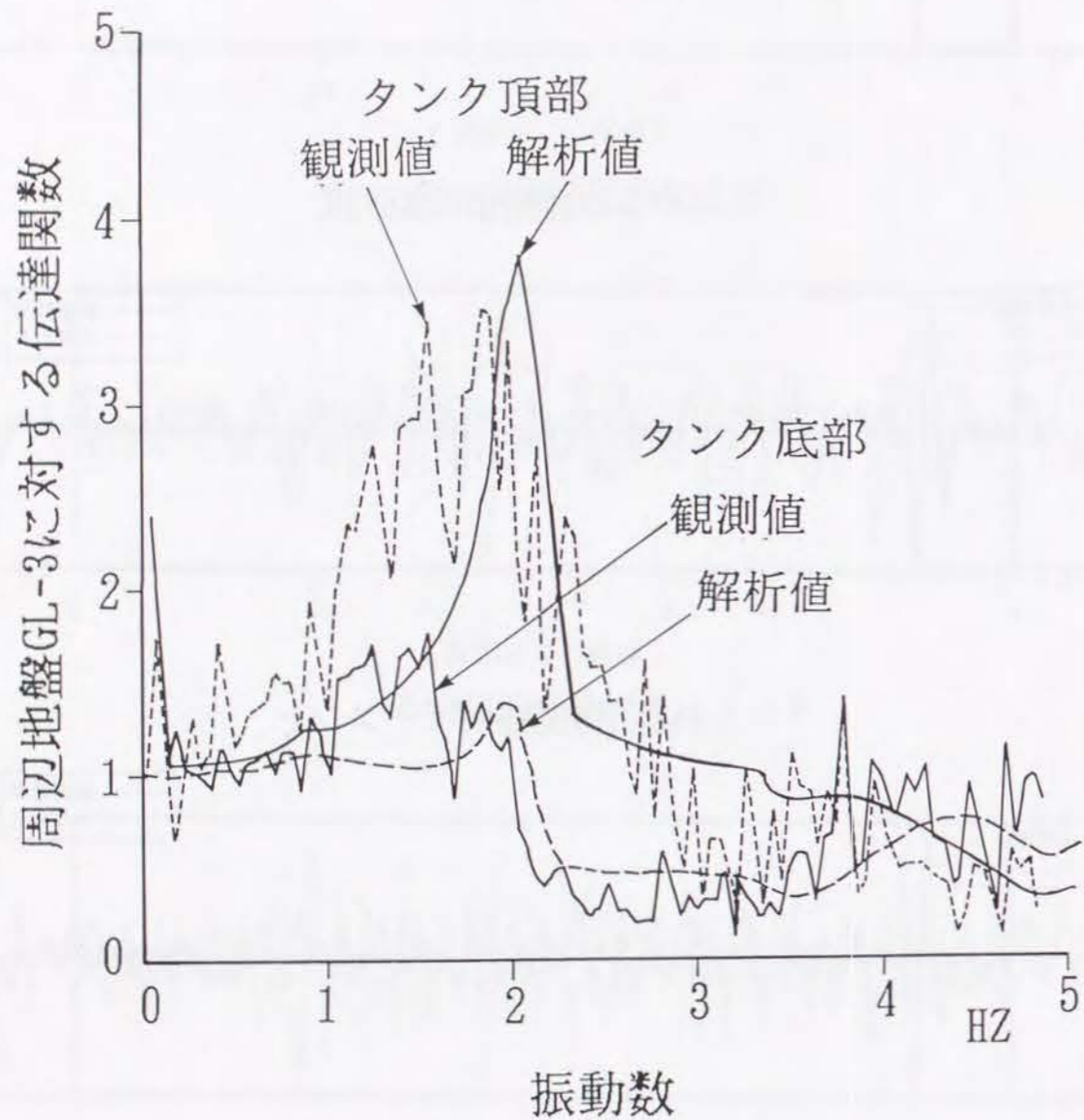


図 - 4.2.21 観測と解析による伝達関数の比較

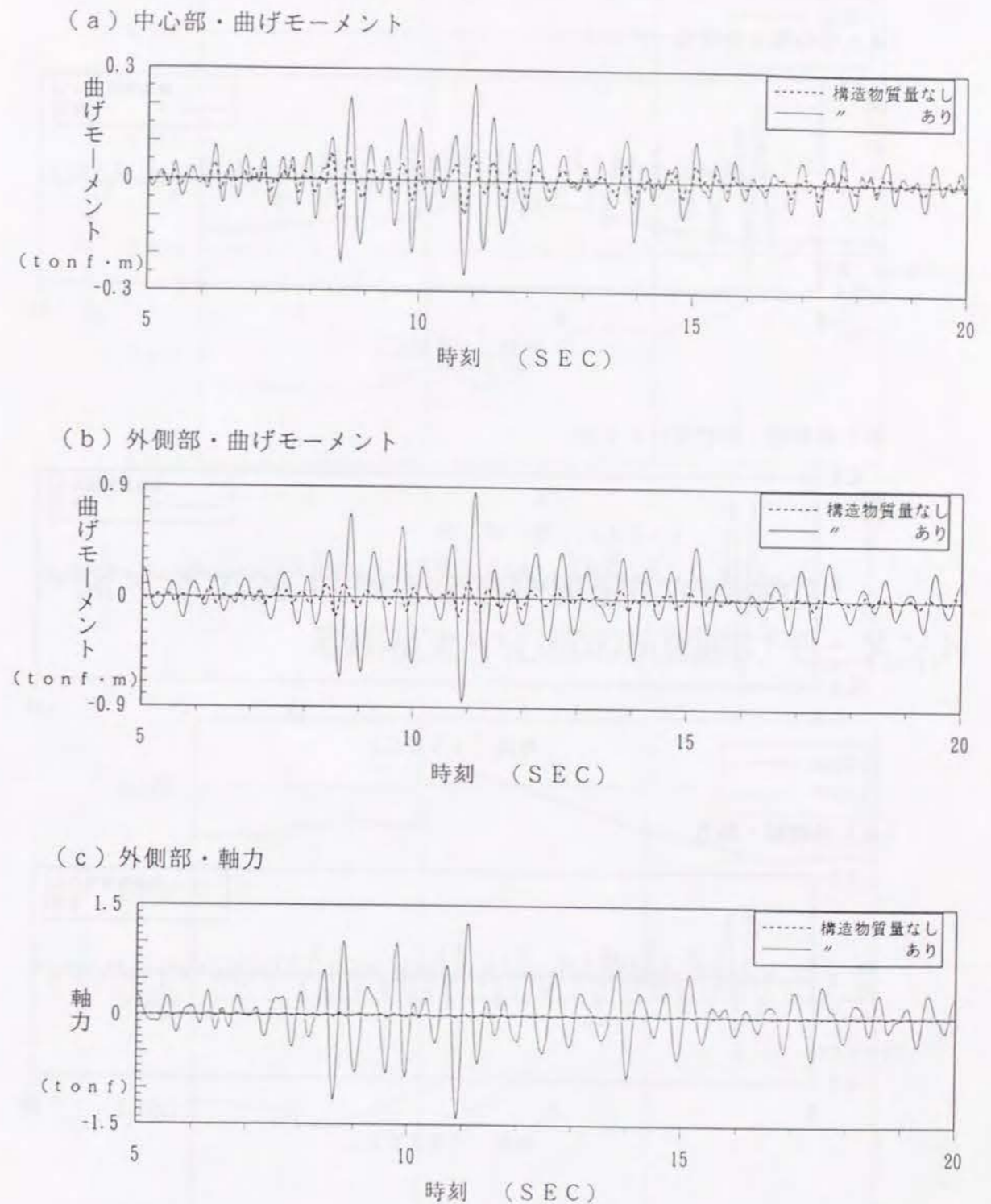


図 - 4.2.22 上部構質量を無視した場合と考慮した場合の杭頭応力の比較
(No. 5 液深=26.3m を比較の対象とした場合)

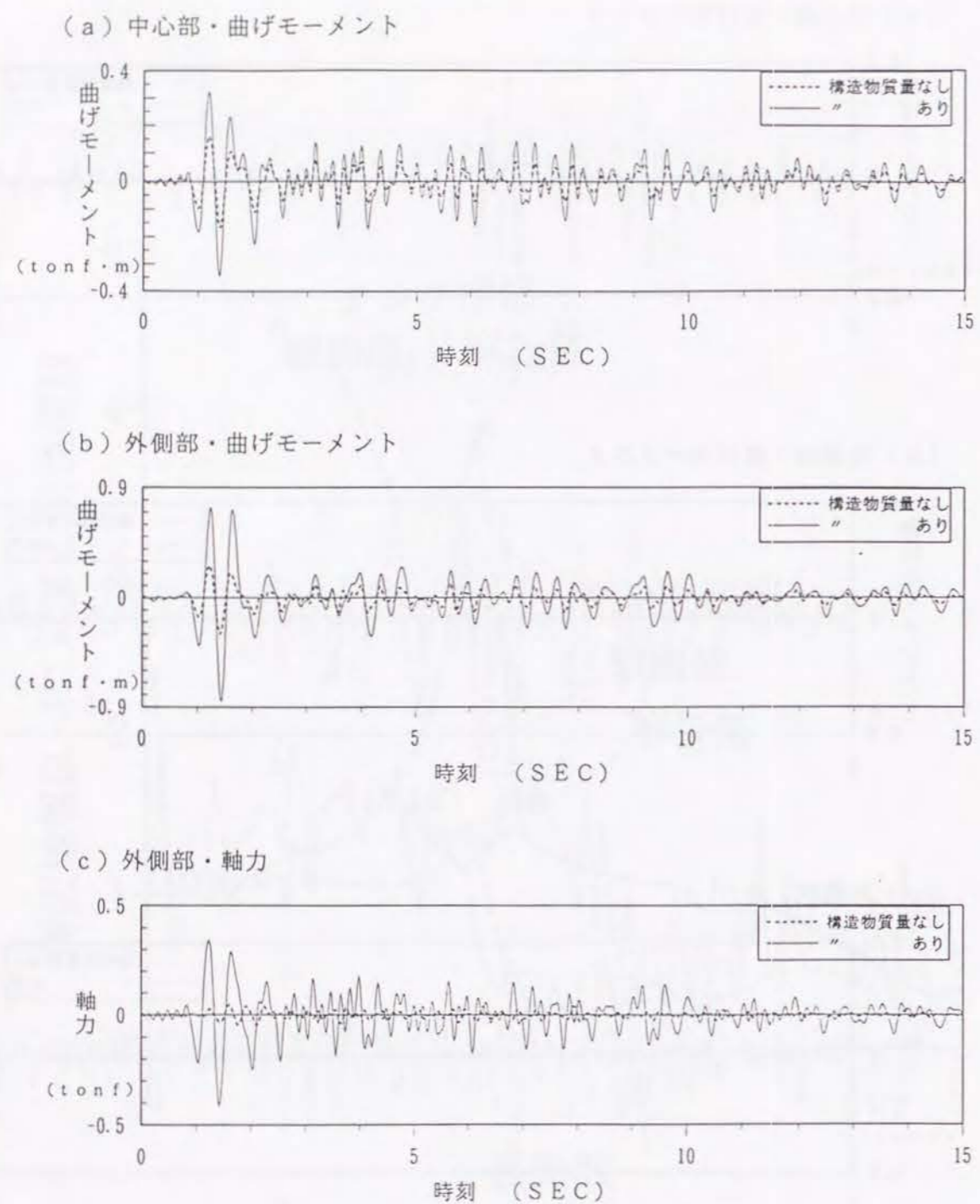


図 - 4.2.23 上部構質量を無視した場合と考慮した場合の杭頭応力の比較 (No.2 液深=8.1mを比較の対象とした場合)

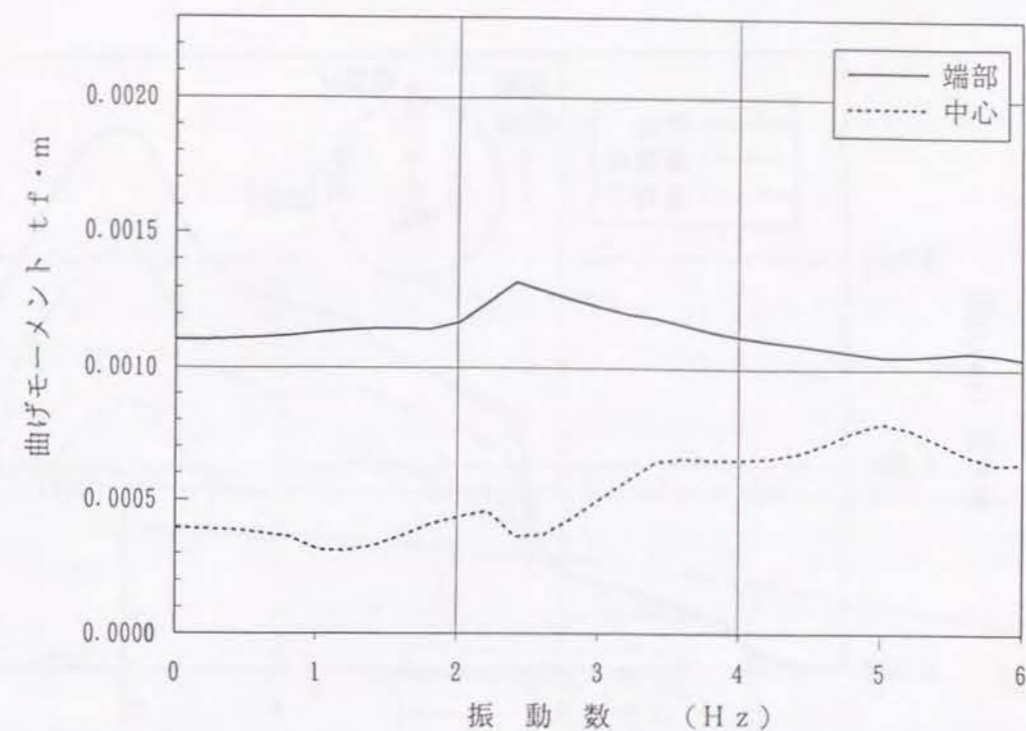


図 - 4.2.24 底板上を水平加振した場合の端部杭と中心杭の杭頭曲げモーメント

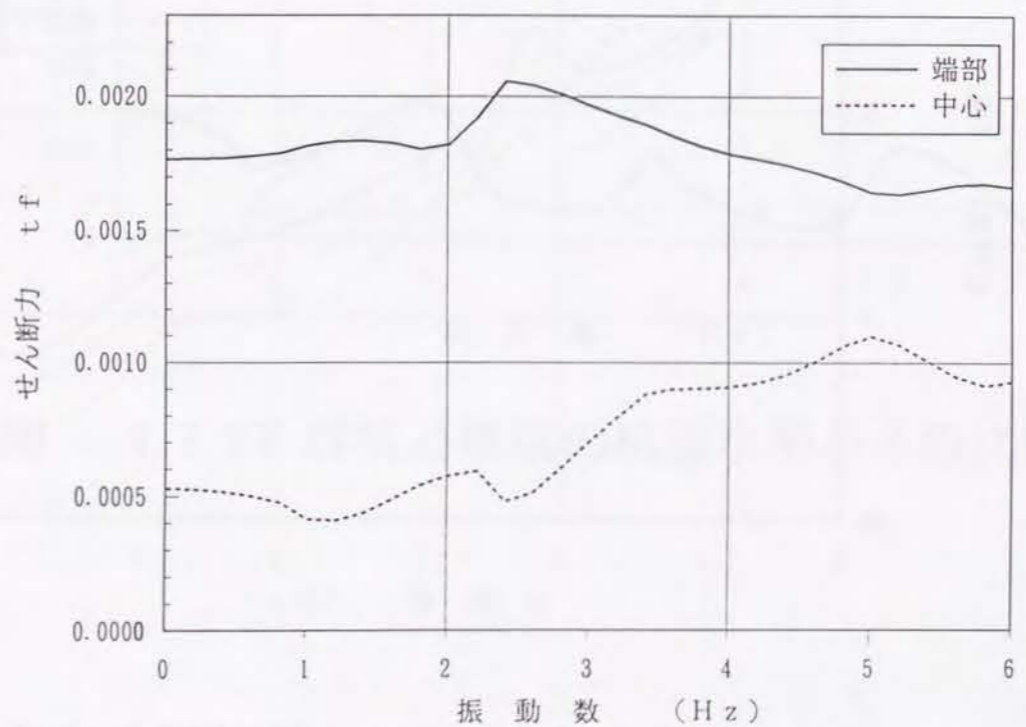


図 - 4.2.25 底板上を水平加振した場合の端部杭と中心杭の杭頭せん断力

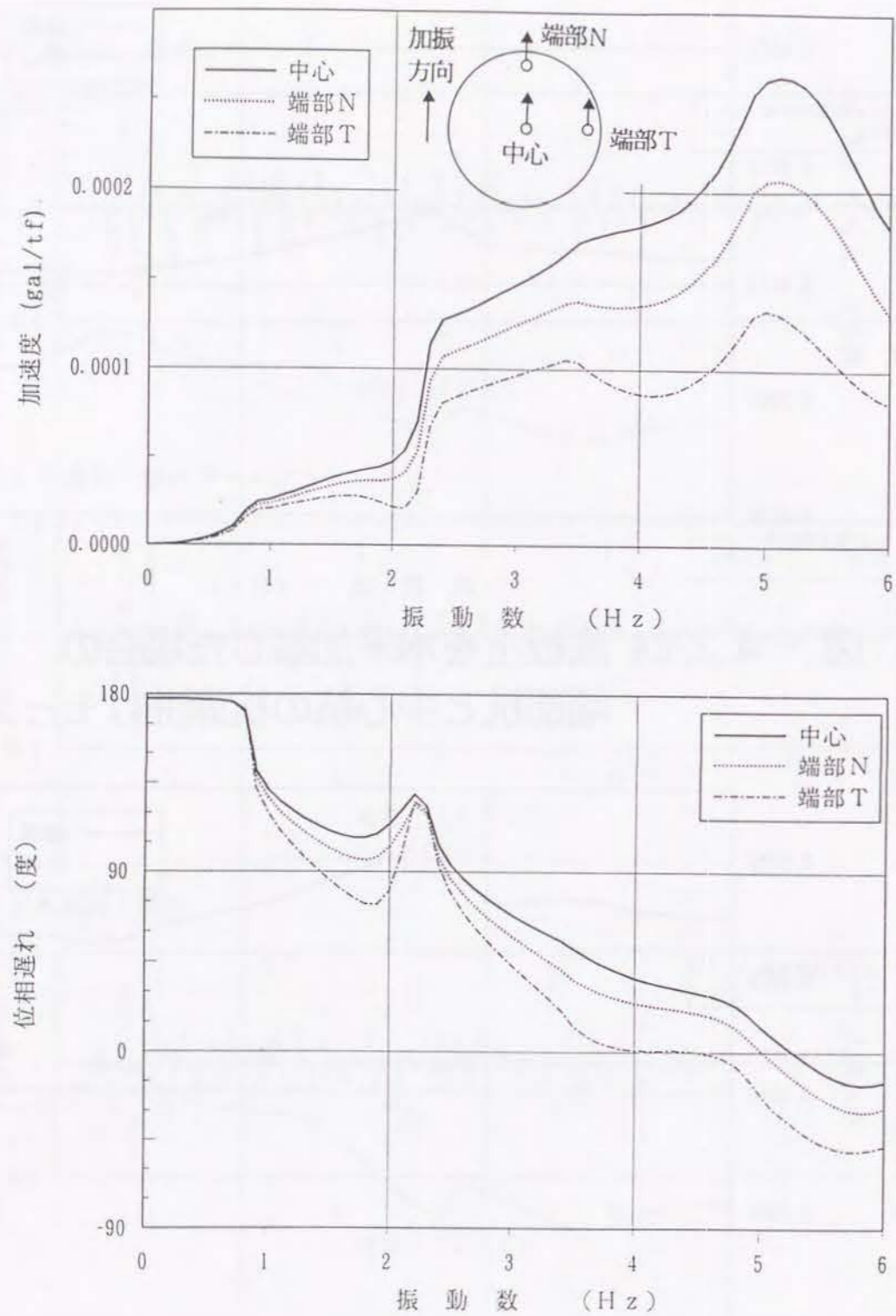


図 - 4.2.26 G.L. -10mにおける端部杭と中心杭の水平方向加速度の共振曲線

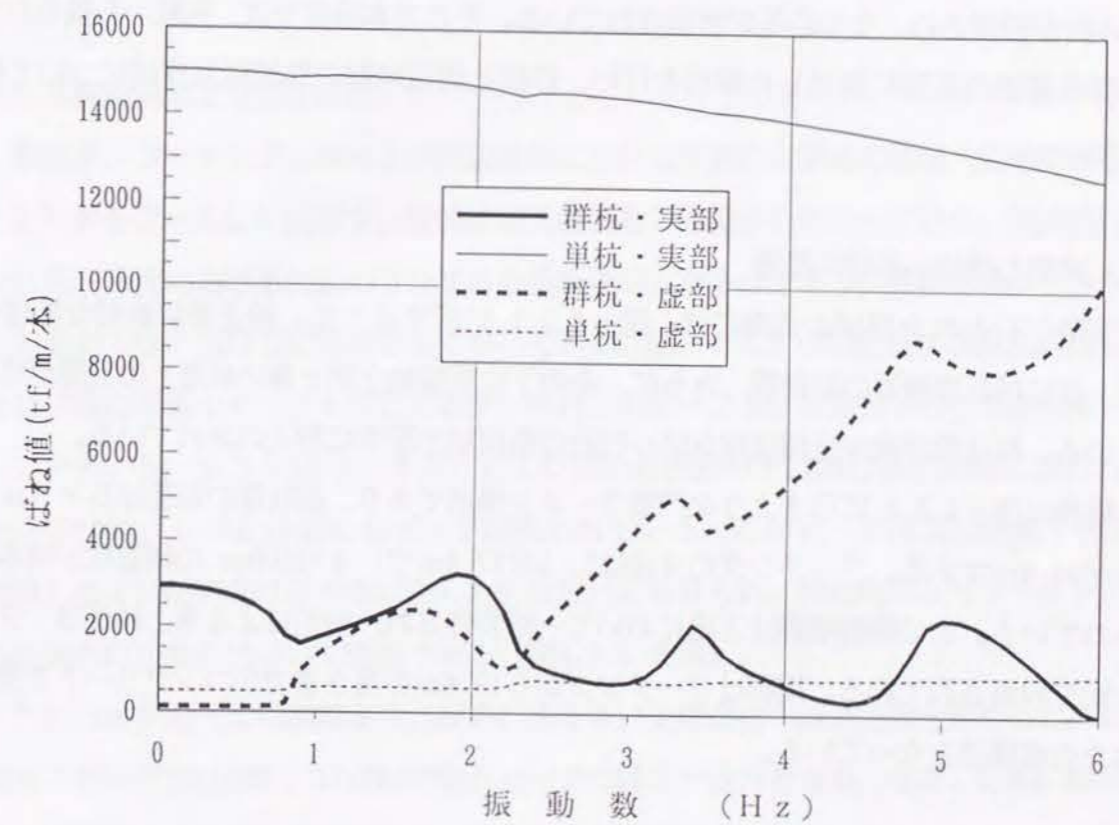


図 - 4.2.27 群杭と単杭の杭頭水平バネの比較

4.3 群杭基礎の振動実験

4.3.1 実験の概要

(1) 目的

実験が行われた橋梁では⁴⁻²⁸⁾、地盤と橋脚の動的相互作用の影響を考慮した設計用応答スペクトルによって動的応答解析が行われており、その際に用いられた解析モデルの検証を目的として、起振機による強制振動実験が行われた。この実験では杭に加速度計とひずみ計が設置され、その応答が計測されている。そこで本研究では、実験から得られている群杭基礎の応答に着目した解析を行い、群杭と周辺地盤の動的相互作用について検討した。

(2) 地盤と橋脚・基礎の概要

実験が行われた橋脚の地盤には、図-4.3.1 に示すように、最上層に軟弱な沖積粘土層、次に段丘堆積層の砂礫層、さらに、その下に洪積粘土層と薄い砂層との互層が堆積している。杭は摩擦杭で先端は深さ55m付近の洪積粘土層中に根入れされている。

橋脚は図-4.3.2 に示すような門型ラーメン構造であり、脚柱部の断面は5×5m、高さが34.4mである。フーチングの寸法は32.5×27.5mで、φ=1500mmの鋼管杭が56本打設されている。この鋼製橋脚は工場において一括製作され、台船による海上輸送後、クレーン船で設置されている。橋脚はフーチングから19.4mの高さまでがコンクリートで充填された合成構造となっている。

(3) 実験方法

加振源は20ton起振機で、橋脚上部の横梁に設置された。加振力は、2.8Hzから15Hzの帯域で20tonであり、2.8Hz以下は偏心モーメント一定となって振動数の2乗に比例して減少する。加振方向は橋軸方向のみである。

センサーは、図-4.3.1と図-4.3.2に示すようにサーボ型加速度計、ひずみ計および鉄筋計である。加速度計は脚柱部に9台(A2測点では2成分)、フーチングに6台A10測点では2成分)、A5杭に6台(49測点から1測点まで、それぞれ2,1,2,1,2,3成分)、G5杭に1台(43測点のみ1成分)、地盤上に3台(3地点にそれぞれ2成分)の計25台で

ある。地盤上の測点は加振方向にフーチングから10m, 20m, 30m, の地点(深さ2~3m)に設置された。ひずみ計は脚柱部の鋼殻に12台(12成分)、A4杭に18台(18成分)、G4杭に18台(18成分)がそれぞれ設置され、さらに脚柱部のコンクリート内に鉄筋計が8台(8成分)設置された。

各センサーからの信号は、アンプで増幅されたあと、デジタルデータレコーダに記録された。その際、起振力と同調した正弦波信号も同時に記録されている。

4.3.2 実験結果の解析とその考察

(1) 共振曲線および位相曲線

脚柱部、フーチング、杭および周辺地盤における代表的な測点の共振・位相曲線を図-4.3.3から図-4.3.6に示す。変位は加速度値を2回積分して求めている。杭の曲げひずみは同一深度における対面の2ひずみの差を平均したものである。共振曲線はこれらの値を起振力1tonあたりに規準化して示している。図-4.3.3の脚柱部の共振曲線は3.2Hzと11.7Hzに明確なピークを示しており、それらのピークでは起振力との位相差も90°を示している。図-4.3.4のフーチングおよび杭の共振曲線では脚柱部の曲線に現われたピークの他に、1.4Hz付近にもピークが現われている。このピークは周辺地盤(図4.3.5参照)および杭の曲げひずみ(図4.3.6参照)にも見られ、特にEA30L(フーチングより30m地点の地盤)において顕著である(図4.3.5参照)。

これらの共振・位相曲線より、 $1/\sqrt{2}$ 法を用いて構造物の減衰定数を求めると、3.2Hzの第2ピークでは20%、11.7Hzの第3ピークでは2~3%となる。なお、1.4Hzの第1ピークは減衰の読み取り不可能で、きわめて大きな値である。

(2) 振動モード

以上の共振点における振動モードを示したものが図4.3.7である。これらの図は橋脚天端の変位が最大となった時の変位分布である。1.4Hzのモードは地盤の水平振動とフーチングのスウェイ振動が連成したものであり、3.2Hzのモードは橋脚部の1次曲げ振動とフーチングのロッキング振動が連成したものである。さらに、11.7Hzのモードは橋脚部の2次の曲げ振動が卓越したものである。

前説(1)で減衰定数が第1ピーク、第2ピーク、第3ピークの順に小さくなることを示

したが、図4.3.7の振動モードの特徴から、橋脚の振幅に比較して基礎の振幅が大きく地盤との相互作用が大きいモードほど減衰性が大きくなることからわかる。

(3) 杭の軸ひずみと曲げひずみ

前述の3つの共振点における杭の軸ひずみと曲げひずみ分布を図-4.3.8に示した。図中の実線はひずみ計より求めたものであり、点線は杭に取り付けた加速度計により測定した加速度振幅を積分して求めた変位の差分から求めたものである。これらの図から、加速度より求めた軸ひずみと曲げひずみ値は、ひずみ計から求めた値とほぼ同じ傾向を示すこと、曲げひずみは杭頭部で最大となっており、杭頭は固定の状態に近いこと、等がわかる。一方、軸ひずみは杭頭部で最大とならず測点30付近の中間深度で大きくなっている。この原因は、杭頭より2m付近までは中埋めコンクリートが打設されていること、杭頭より13mまでは杭の肉厚が19mmでありそれ以深は16mmであること、等から杭頭付近ほど断面剛性が大きくなり、ひずみが生じにくいと考えられる。さらに、深さ20m~30mの地層はその上下の層より軟らかい層($V_s=140\text{m/s}$)となっており、地盤自体のひずみが中間深度で大きくなりやすいことも影響していると考えられる。

(4) 杭頭の水平バネ定数

実験時に測定された加速度振幅と既知量である橋脚の質量ならびに加振力から杭頭に作用する水平力を算出し、それを同じく実験から得られた杭頭水平変位で除して杭頭のバネ定数を求めたものが図-4.3.9である。バネ定数は振動数によって変化しており、実数部は2~3Hz付近で極小値を示し、虚数部は3Hz付近を境として振動数と共に増加する傾向を示す。共振・位相曲線とモード図からわかるように3Hz付近には、地盤とフーチングが連成する明確な共振点が見られることから、振動数によるバネ定数の変化はこの共振点の影響を受けたものと推定できる。

また、実験から求めたバネ定数は、1~5Hzの平均値で見ると、図中の注に示した各設計指針から得られるバネ定数値と概略一致している。この振動実験は微小振幅で行われ弾性域のバネ定数が求められているのに対し、設計指針が前提としている杭の変位は振動実験時に生じた杭の変位の約100倍であり、設計指針はひずみに依存して低下したバネを与えている。それが一致した理由は、設計値が群杭効果を見込んでいない値であるのに対し、振動実験値は群杭効果の影響が含まれた値であるからである。すなわち、振動実験

から得られた値は、変位が小さいことからバネ値が大きくなる影響と群杭効果によってバネ値が小さくなる影響が相殺され、結果として設計指針にしたがって求められる値と同じような値となったと考えられる。

4.3.3 実験結果の数値解析とパラメータスタディー

(1) 2次元FEMによる解析

1) 解析方法

使用したプログラムはFLUSHを拡張したもので、任意の点に加振力が作用する場合の解析機能と底面に粘性境界を設ける機能を持っている。図-4.3.10に要素分割図(1/2モデル)を示す。地盤モデルの表面と裏面の面内方向には擬似3次元境界としての粘性要素を設け、側方には伝達境界を設けて境界の影響が小さくなるようにした。モデルの奥行きはフーチングの幅32.5mと一致させた。脚柱部は同じ奥行きを有し等価の曲げ剛性を持った板としてモデル化した。杭は奥行き方向の8本を1枚の板状の梁にモデル化し、各々8本分の曲げ剛性と軸剛性を持たせた7枚の梁要素で群杭全体をモデル化した。脚柱下部ならびにフーチングは鋼殻コンクリートであり、杭内もフーチングより-2mまではコンクリートが充填されているので、これらの部材内のコンクリートは全断面有効として剛性を評価した。地盤のせん断剛性等の諸定数は、弾性波検層と関連するボーリング資料に基づいて決定した。海水の影響は海面下の脚柱部の節点に付加質量を加えることにより考慮した。この解析は微小ひずみ域の振動を対象とすることから、地盤の非線形の影響は考慮していない。脚柱部、フーチング、杭等における構造物の減衰は2%の履歴形、地盤の減衰は各層すべて5%の履歴型に設定した。

この橋脚は2本の脚柱の上部を横梁で結合した構造となっており、実験では横梁の中央に起振機が設置され梁軸直角方向に加振されている。横梁を考慮しないモデルでは第3ピークが実験値のように大きく現れないため、図-4.3.10の付図のようにモデル化した。すなわち、横梁を下端質点に脚柱の鉛直軸まわりのそれに相当する回転バネと回転慣性を持つ梁としてモデル化し、3次元の構造物を2次元で近似できるように工夫した。梁の上端の回転は拘束され、水平は自由とする。長さは横梁の半分である。この横梁モデルは剛なロッド要素Aで橋脚のモデルと結合されている。加振点は梁Bの頂部で、ここに起振機の出力に相当する正弦波を入力して応答を計算した。

2) 解析結果

i) 共振曲線・位相曲線

代表的な測点の共振曲線を実験結果と解析結果で比較したものが図-4.3.11である。この図より、脚柱部、フーチングおよび杭における各測点の共振曲線はよく一致し、このモデルが橋脚の振動特性をよく捉えたものであることがわかる。ただし、橋脚部における12 Hz付近のピークが若干相違する。このピークでは脚柱部のねじれと横梁自身の曲げ振動が発生しているため、図-4.3.10に示すような横梁のモデル化を行なっても2次元ではモデル化に限界があるものと思われる。また、杭部における12 Hz付近のピークの振幅が実験値より小さいのは、地盤や群杭部の要素分割が粗く、高い振動数の波の伝達が表現できないことにも一因があると考えられる。

ii) 振動モード

3つの共振点における振動モードの解析結果を示したものが図-4.3.12である。モードは橋脚上部の水平変位が最大となる時刻の各点の変位で示した。この図より、各共振点におけるモードは図-4.3.7の実験結果と良く一致していることがわかる。

iii) 杭の軸ひずみと曲げひずみ

杭に生じる軸ひずみと曲げひずみの分布を、各共振点について示したものが図-4.3.13である。図中の実線は実験値であり、破線は解析値である。解析結果における杭のひずみ分布の特徴は実験結果とほぼ一致している。しかし、杭頭付近5~6m(測点47,44)における軸ひずみと曲げひずみの解析値は、実験値の約1.7倍である。これはひずみを測定した杭の中埋めコンクリートが予想以上に深く入り込み、実際の杭の剛性が解析モデルより大きくなっていること、実際の杭頭は完全固定でないこと、解析では杭を板状にモデル化していること、等がその原因と考えられる。

(2) 3次元FEMによる解析

1) 解析方法

2章ならびに3章および本章4.1の解析に使用した回転体有限要素法によるプログラム「ABLE」²⁻²⁷⁾をここでも使用した。図-4.3.14に要素分割図を示す。群杭は7重の同心円にグループわけし、リング杭仮定を適用してモデル化した。橋脚は回転軸の中心に1本の柱としてモデル化し、その横梁相当高さに起振機相当の加振力を作用させて定常応答を求めた。部材断面、地盤定数は2次元FEM解析に用いた値と同じである。ただし、

杭内の地盤がコンクリート打設時に沈下することを考慮し、杭頭部から-4mまでコンクリートが充填されていることとした。

2) 解析結果

図-4.3.15と図-4.3.16は代表的な測点に対応した共振・位相曲線を示したものである。脚柱部における1.4Hz付近の第1ピークと3.4Hz付近の第2ピークは実験値と大変良く一致している。ただし、第3ピークは14Hz付近に見みられ、実験結果および2次元モデルによる解析結果と一致しない。これは横梁をモデル化しなかったことによる。

フーチングおよび杭頭付近の鉛直方向の振幅は実験結果とほぼ一致しているが水平方向の振幅は10~15%程度大きい、この原因のひとつは矩形のフーチングを円形に置き換えたためと考えられる。

3次元解析を2次元解析と比較すると杭とフーチングの測点において全体において全体に振幅の相似性がよくなる他、1.4Hz付近の第1ピークがより明瞭に現れ、共振曲線の形状が実験に近づいていることがわかる。2次元解析では、地盤モデルの表面と裏面にいわゆる擬似3次元化のための粘性要素を配しており、これが第1ピークのように群杭と地盤が水平方向に大きく振動するモードには実際よりも大きな減衰効果をおよぼすため実験結果を再現できなくなっていると考えられる。

図-4.3.17と図-4.3.18は杭のひずみの共振曲線であり、図-4.3.19は共振曲線の3つのピークにおける杭のひずみ分布である。2次元の解析結果より3次元の解析結果がより実験結果に近い結果となっており、リング杭仮定による群杭のモデル化が有効であり、精度が高いことがわかる。

(3) 薄層要素法解析と3次元FEM解析による動的相互作用バネの比較

1) 解析方法

薄層要素法を適用して群杭とフーチングに作用する動的相互作用バネを求め、リング状仮定を用いた3次元FEM解析結果と比較した。解析に用いた薄層要素法のプログラムは高野等が開発したもので詳細は文献⁴⁻³⁵⁾に譲るが、そのモデル化の概念を図-4.3.20と図-4.3.21に示す。

図-4.3.22は実験が行われた橋脚を対象とした地盤の薄層分割を示している。動的相互作用バネの解析に当たってはフーチングの質量をゼロとし、フーチングの中心底面に単位の水平加振変位を作用させて作用変位に対する反力を求めバネの値とした。3次元FEM

解析により動的相互作用バネを求める場合は、図-4.3.14 に示したモデルから橋脚のモデルを取り除き、フーチングの質量をゼロとしたモデルを作成して同様の計算を行った。

2) 解析結果

図-4.3.23 が薄層要素法の結果と3次元有限要素法の結果を比較して示したものである。水平方向については比較的振動数の低い領域で両解法のバネはほぼ一致しており、リング杭仮定の適用性が確かめられる。高い振動数域で薄層法が大きくなる傾向を示すがこれは要素分割の粗さによるものと考えられる。上下方向については有限要素法の方が大きくなっている。これは、本来長方形の基礎を回転体有限要素法でモデル化する際に面積等価で円形に置き換えたため断面2次モーメントが13%過大になったことが一因で、断面2次モーメントの等価により半径を決定すれば上下方向が一致し水平方向が合わなくなる。

(4) 杭間の相互作用の検討

本論文の第2章で述べた群設地下タンクの場合、ならびに第3章で述べた併設シールドトンネルの場合に、構造物間の地盤に特徴のある応答が認められた。群杭基礎の場合は杭間地盤の幅は数メートルであるので杭間地盤が共振するとは考えられないが、群杭がその任意の深度で切った平面において一様に振動しているかどうか注目される。

図-4.3.24 は上述(3)の3次元FEM解析から求められたフーチング下20mにおける代表的な杭の共振曲線を示している。各杭とほぼ一様に応答しており、10Hz以下の振動数の範囲では大きな相対運動は認められなかった。杭がバラバラに動くような現象が生じるとしてもより高い振動数域であり、耐震設計上では無視してよい現象と考えられる。

4.3.4 結論

(1) 実験ならびに解析から地盤との連成の程度が大きいモード程、減衰が大きくなること、群杭に作用する地盤のバネには振動数に対する依存性と位相の遅れが認められ、複素バネで表現した場合の虚数部は振動数の増加とともに大きくなること等、地盤と構造物の動的相互作用について理論的に知られている現象が確認された。

(2) 梁要素を使って板状に杭列をモデル化した2次元有限要素法によって群杭基礎と地盤の相互作用と杭に生じる応力、ひずみを比較的簡易に解析することができる。

(3) 多重リング杭仮定により群杭をモデル化し回転体有限要素法により3次元の解析を行うと、地盤と群杭の動的相互作用についてより厳密な解析を行うことができる。この解析手法は杭本数が500本を越えるような群杭基礎にも適用でき、実用的である。

(4) 地震応答上重要な振動数域の範囲において、群杭が杭間で独自の共振を起こすような現象は認められず、大規模な群杭においても各杭ならびに杭間地盤は一様に応答すると考えてよい。

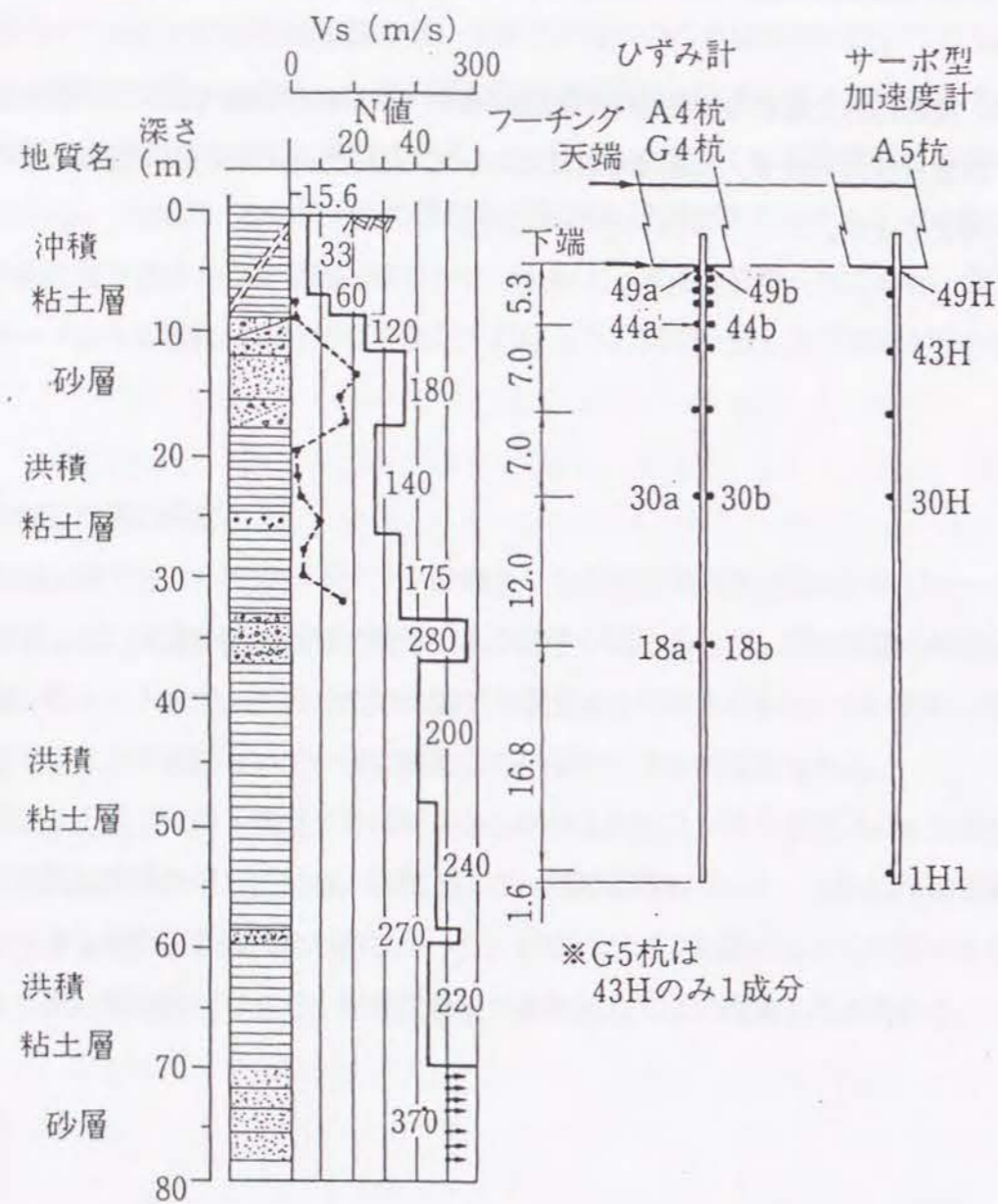


図 - 4.3.1 地盤状況と杭の計測点

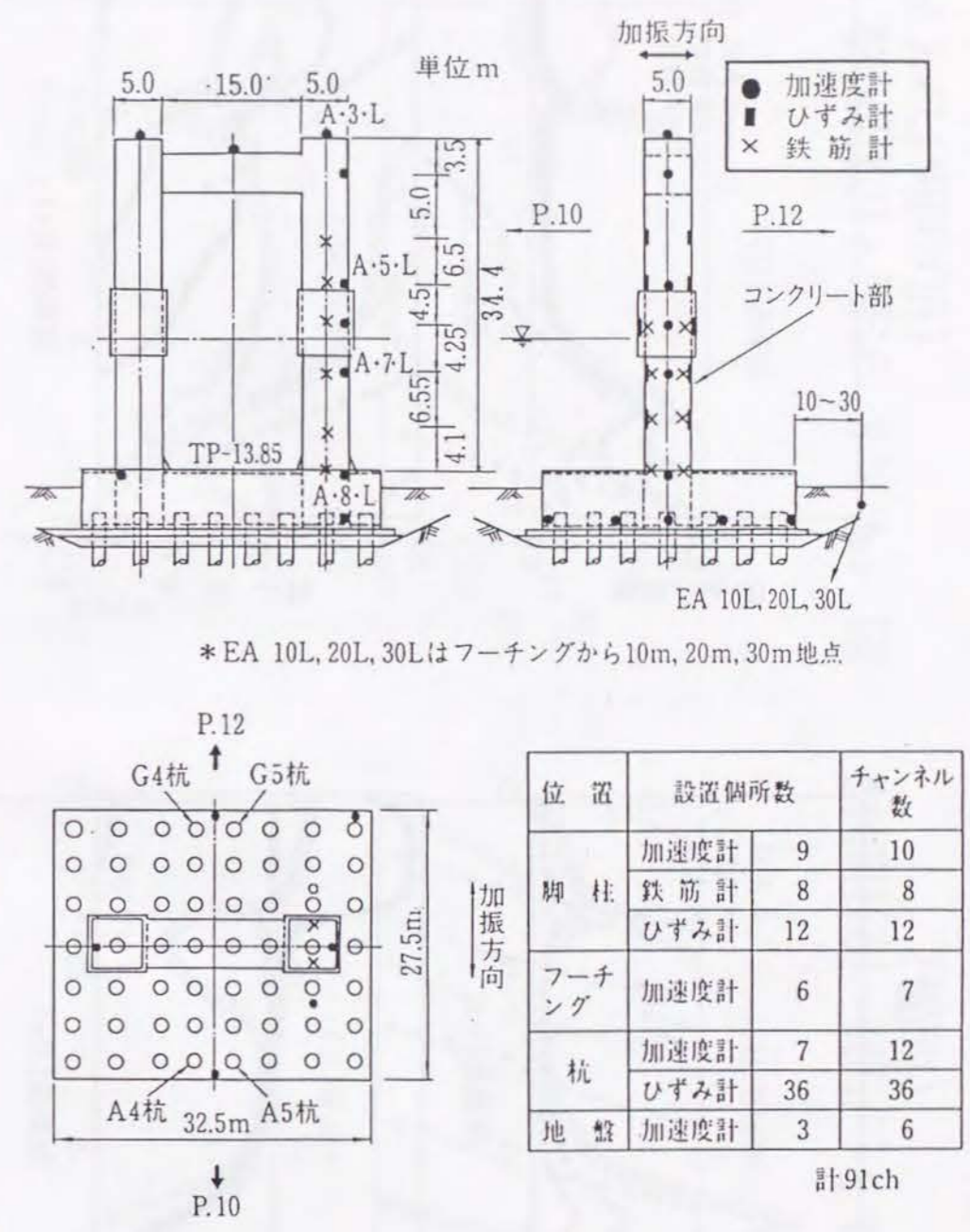


図 - 4.3.2 橋脚・基礎の概要と計測点

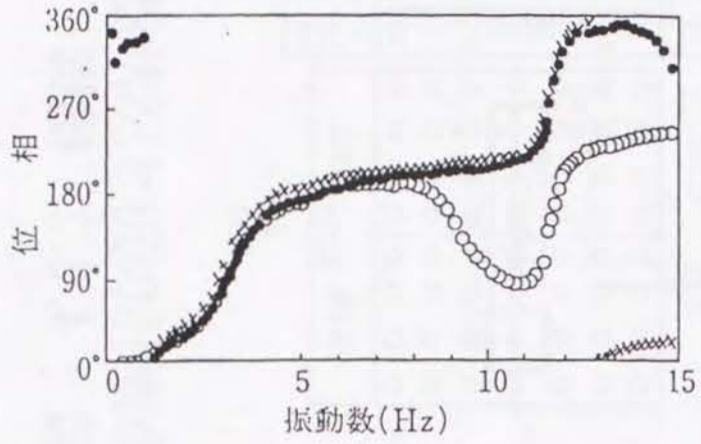
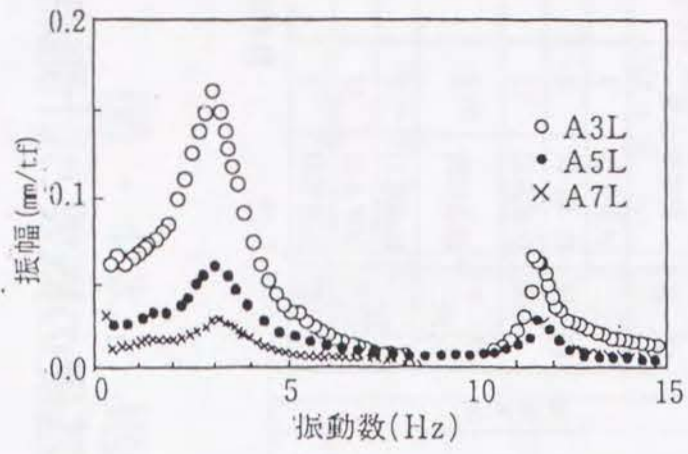


図 - 4.3.3 共振・位相曲線
(脚柱部)

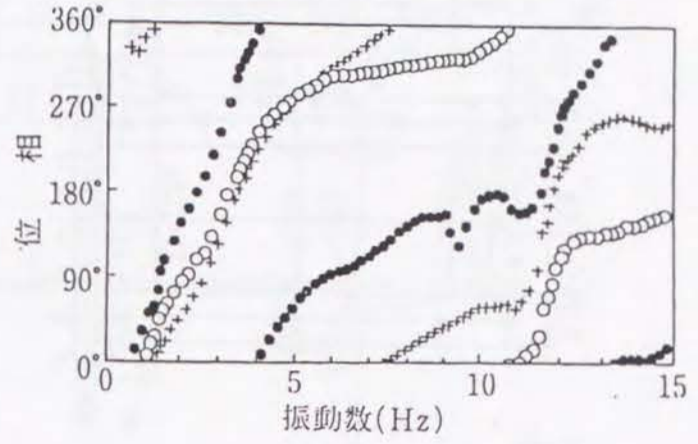
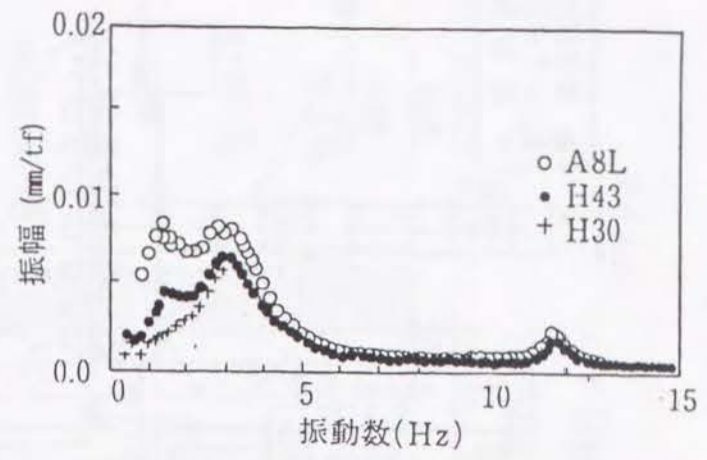


図 - 4.3.4 共振・位相曲線
(フーチング・杭)

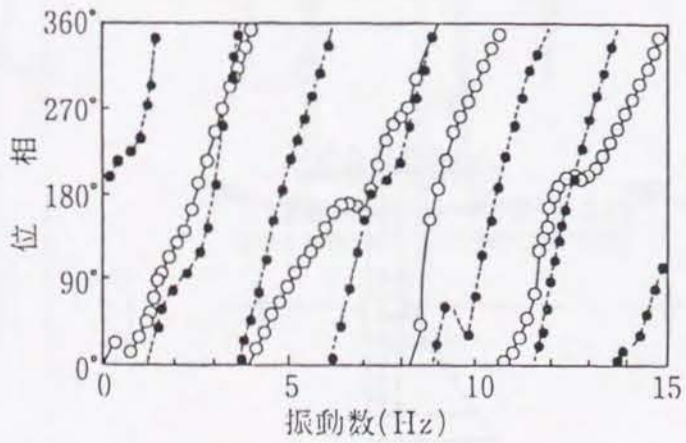
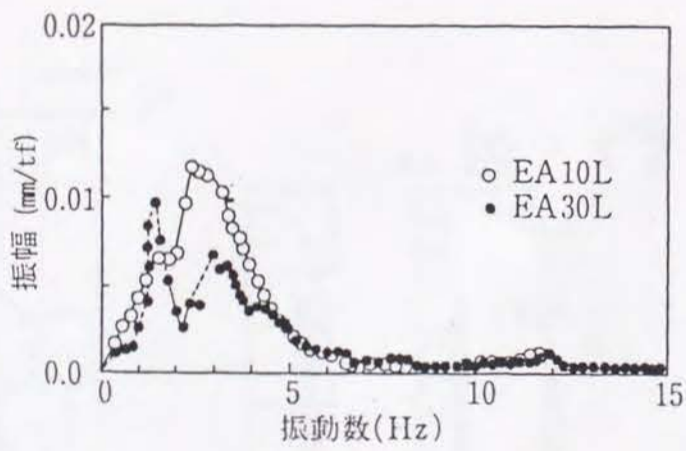


図 - 4.3.5 共振・位相曲線
(地盤)

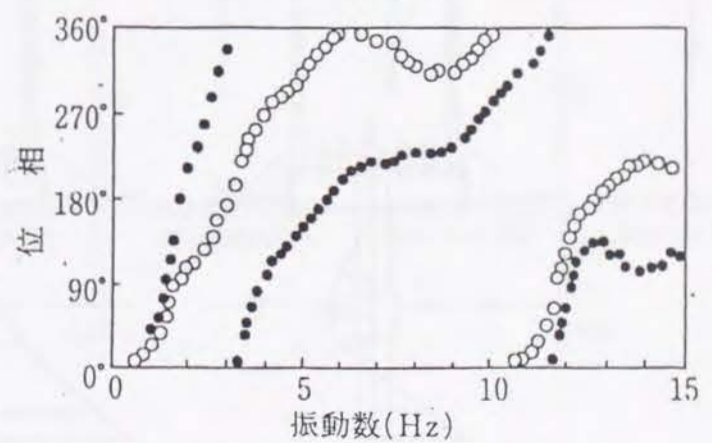
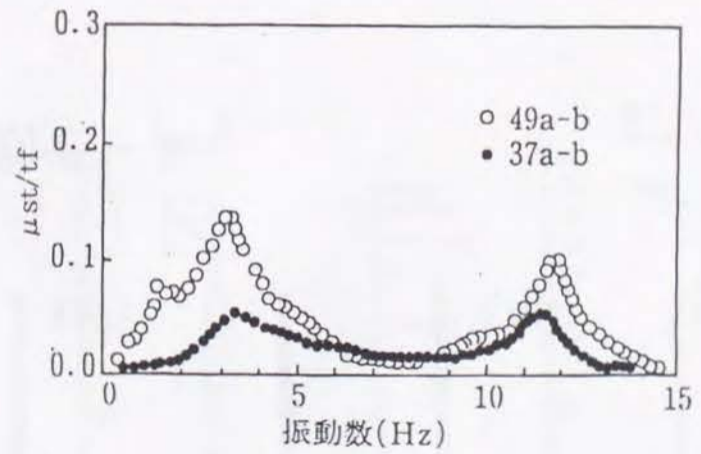


図 - 4.3.6 共振・位相曲線
(杭の曲げひずみ)

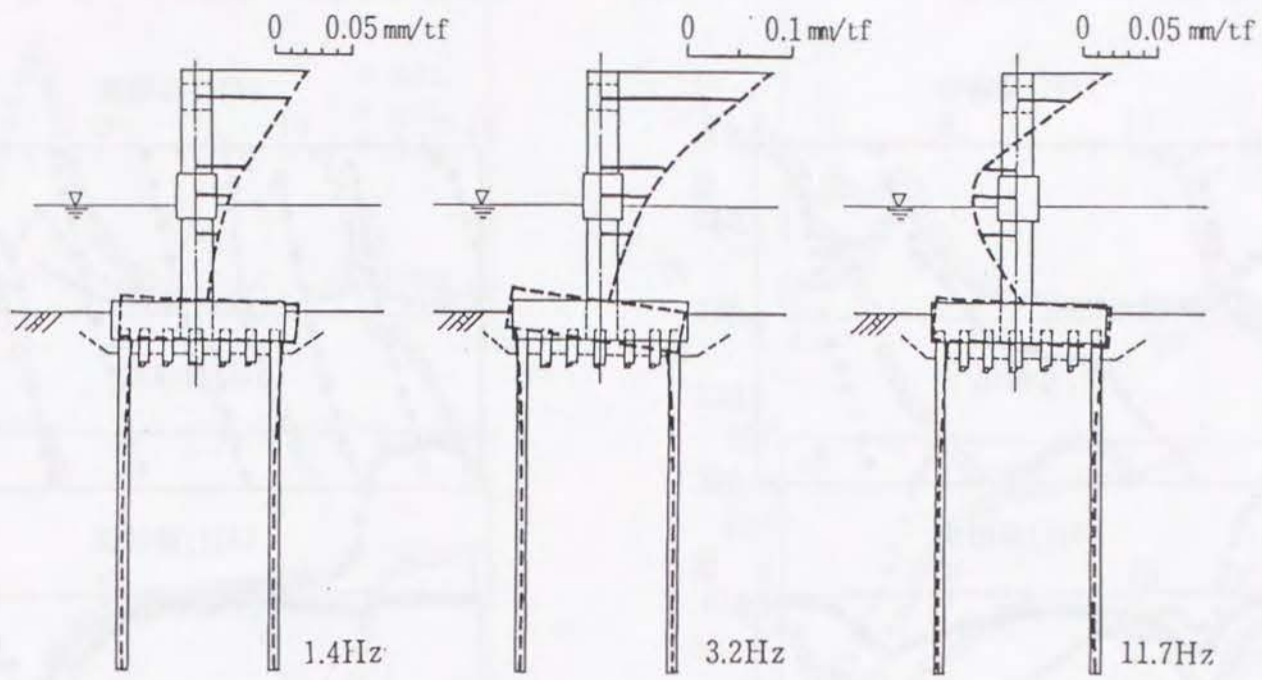


図 - 4.3.7 振動モード

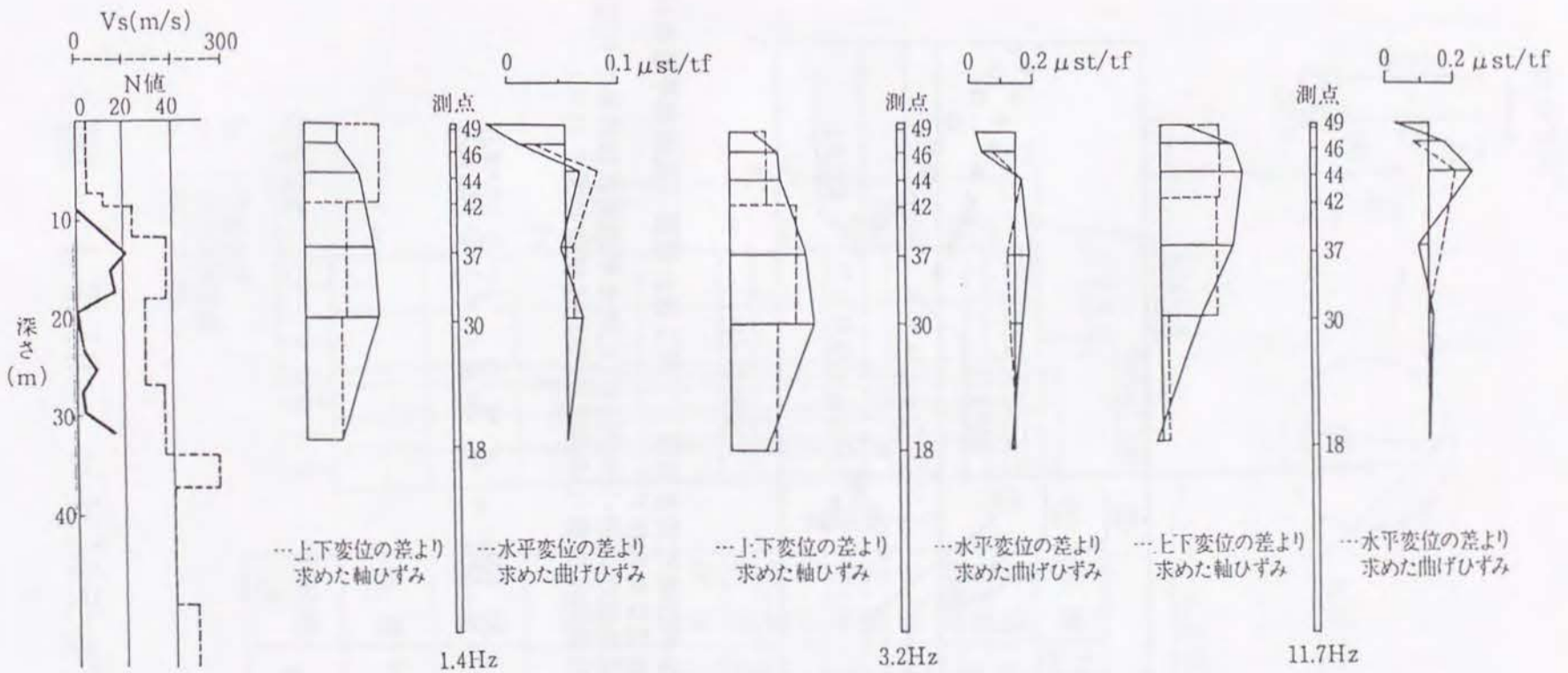
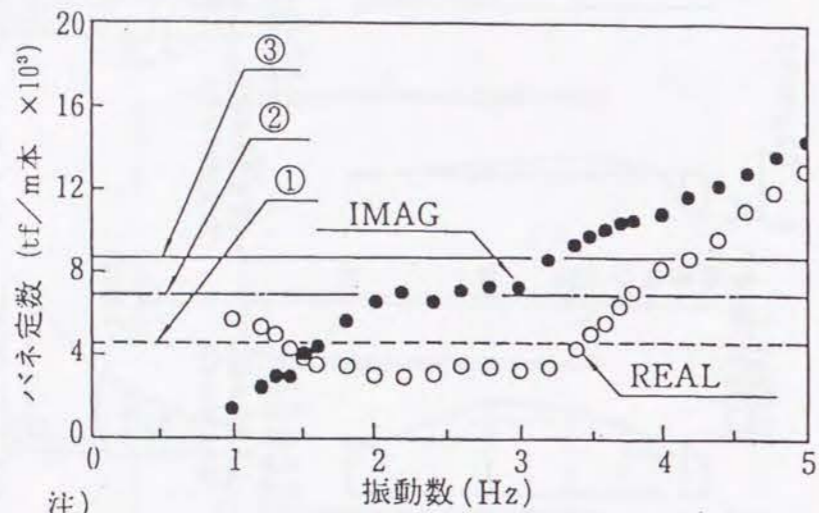


図 - 4.3.8 杭の軸ひずみ・曲げひずみ



注)

- ① 関西国際空港連絡橋 下部工設計概要 (孔内水平載荷試験結果を利用)²¹⁾
- ② 道路橋示方書・1990年2月(孔内水平載荷試験結果を利用)²²⁾
- ③ 道路橋示方書・1990年2月(弾性波試験結果を利用)

図 - 4.3.9 バネ定数

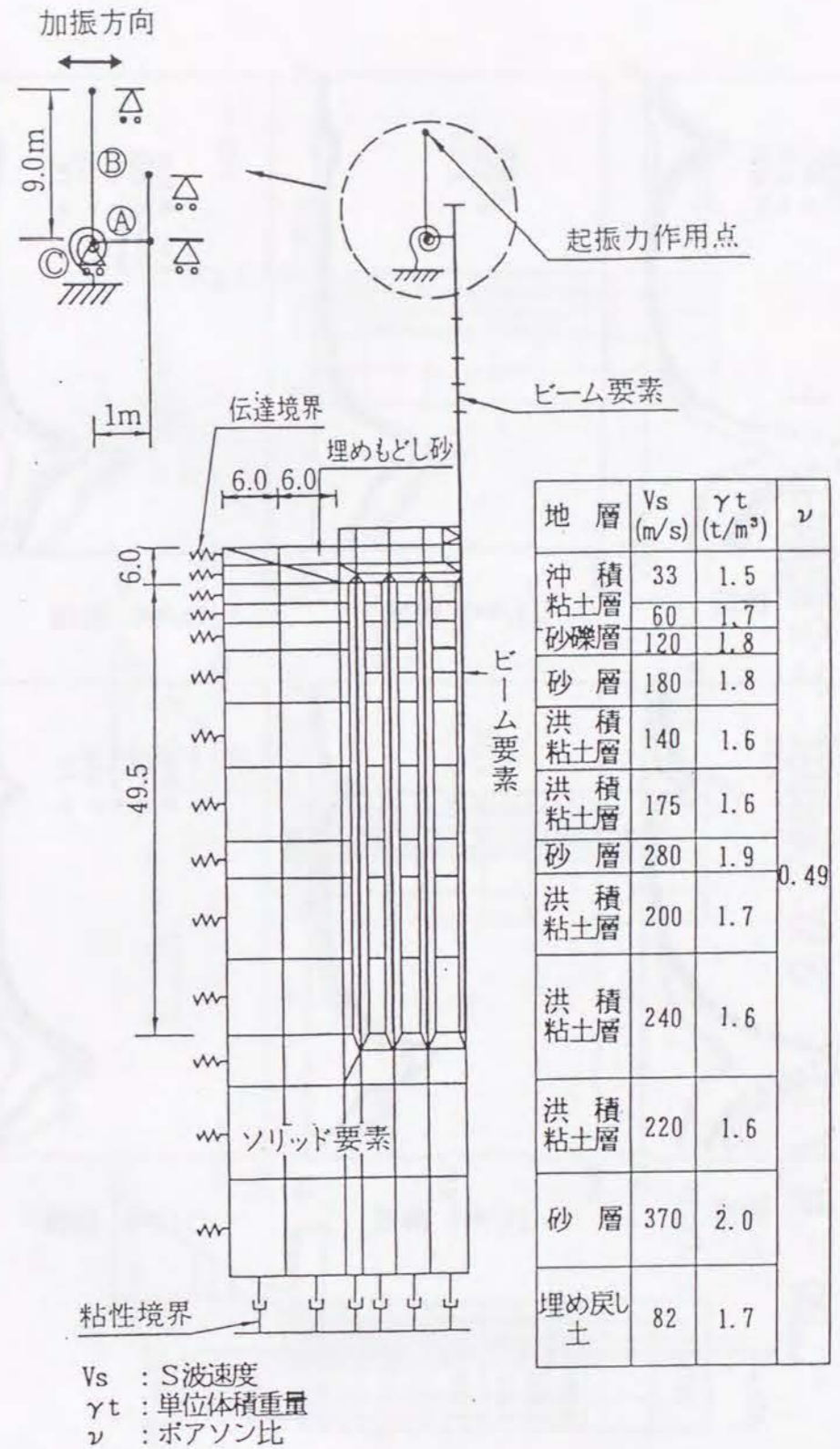


図 - 4.3.10 FEMモデル

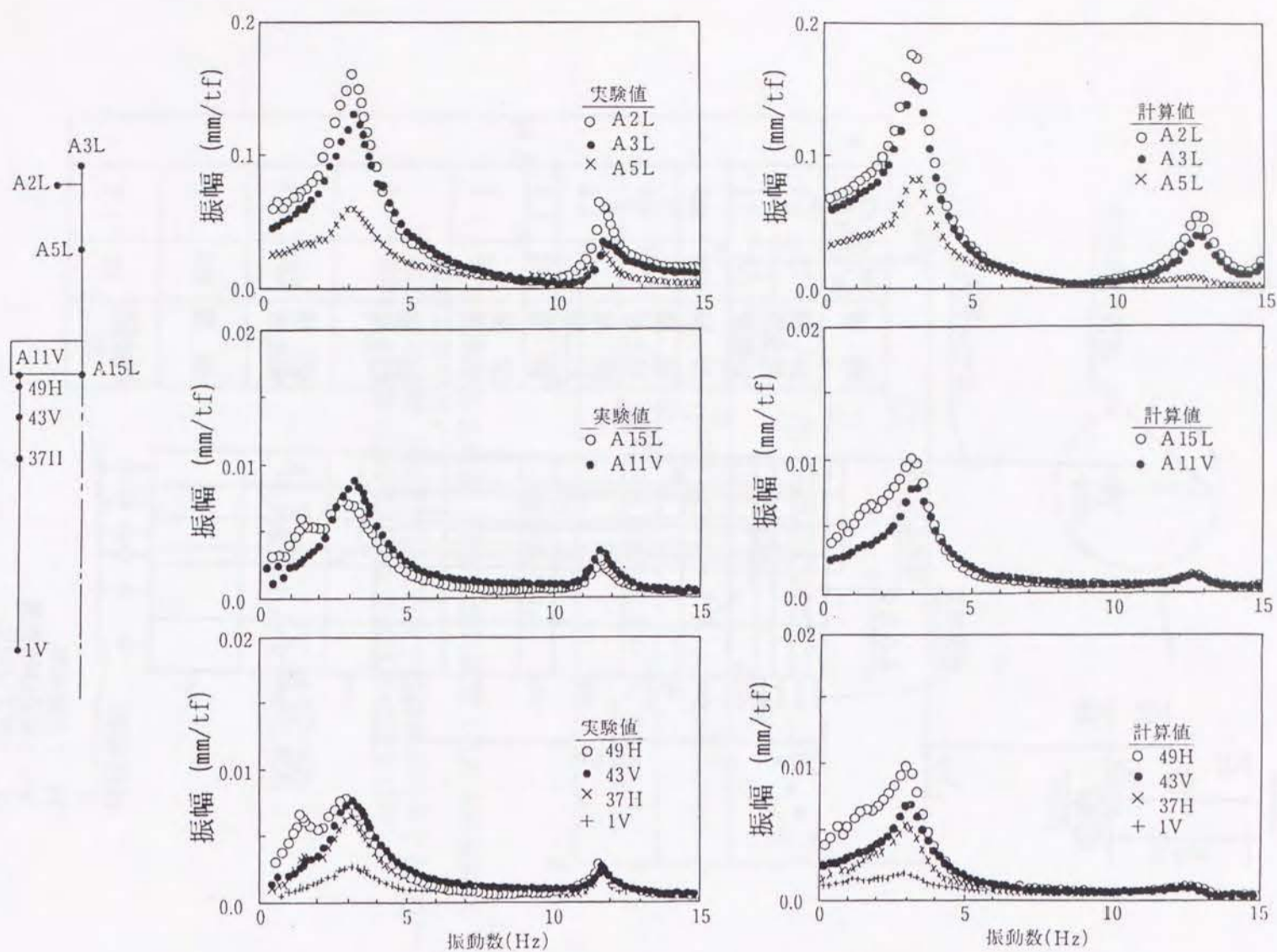


図 - 4.3.11 実験値と2次元解析値の比較

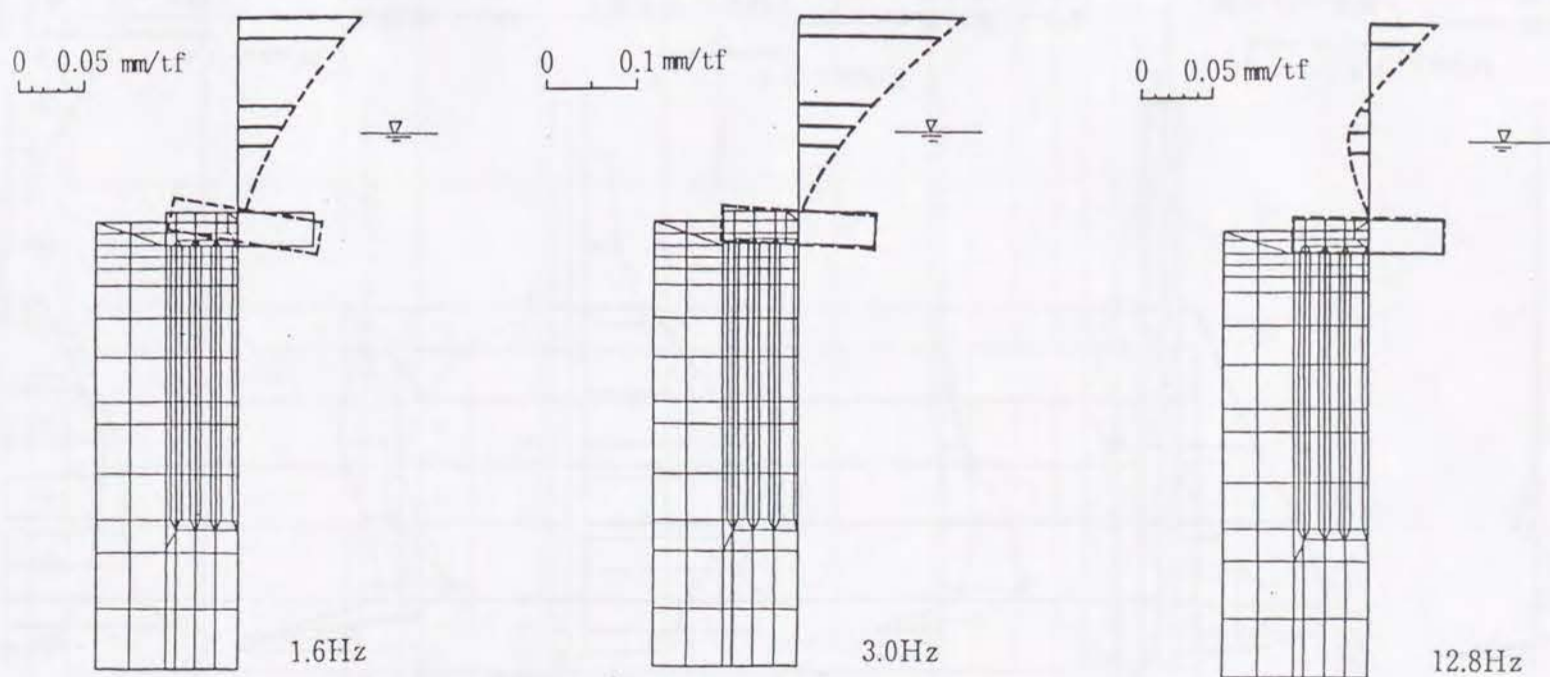


図 - 4.3.12 2次元解析による振動モード

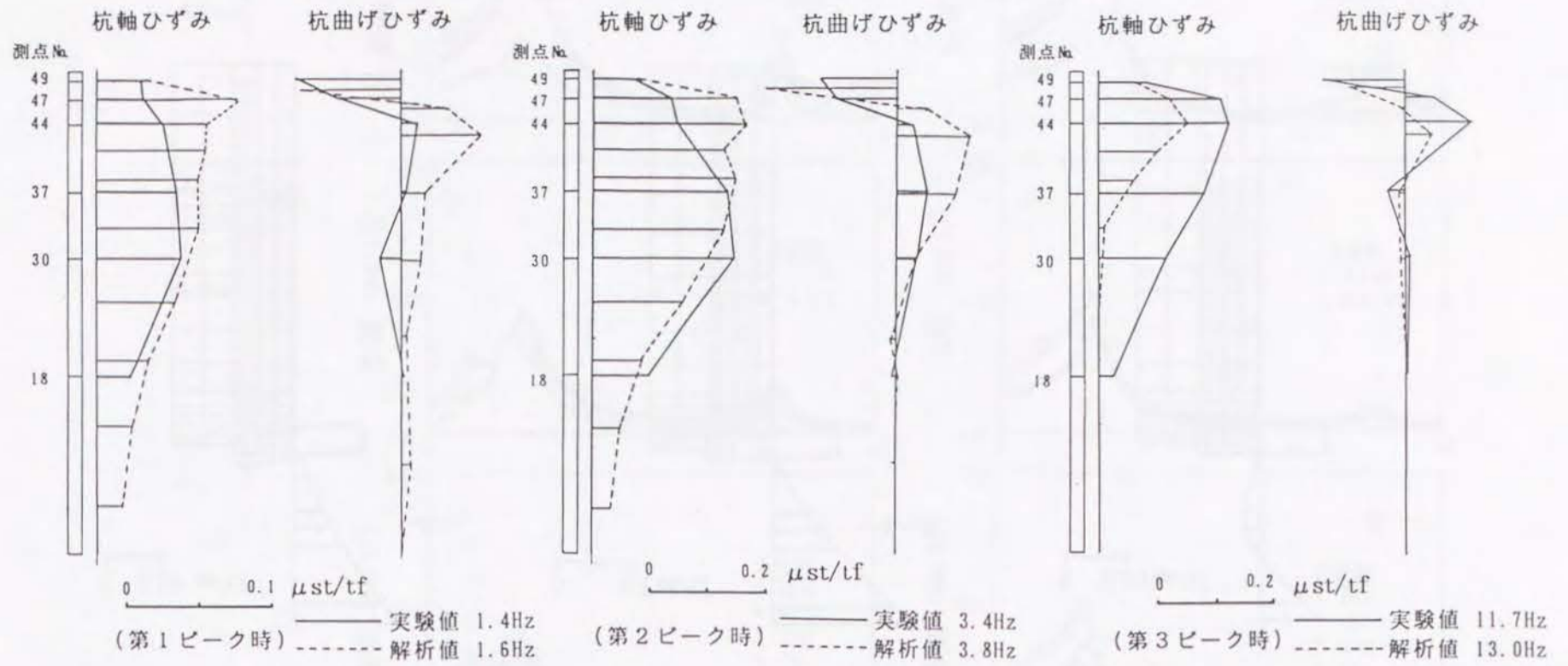


図 - 4.3.13 実験値と2次元解析値の比較
杭の軸ひずみ・曲げひずみ分布

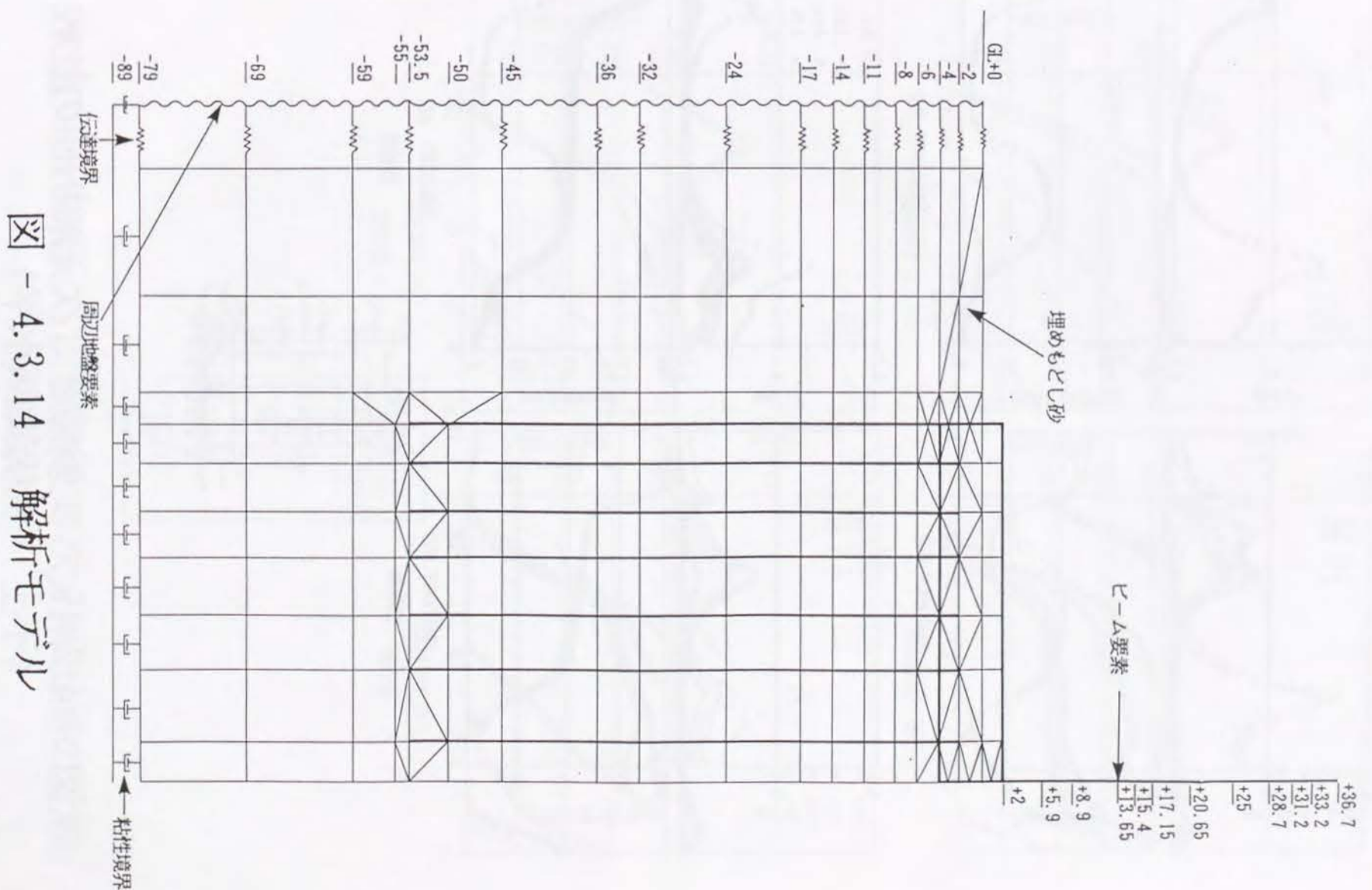
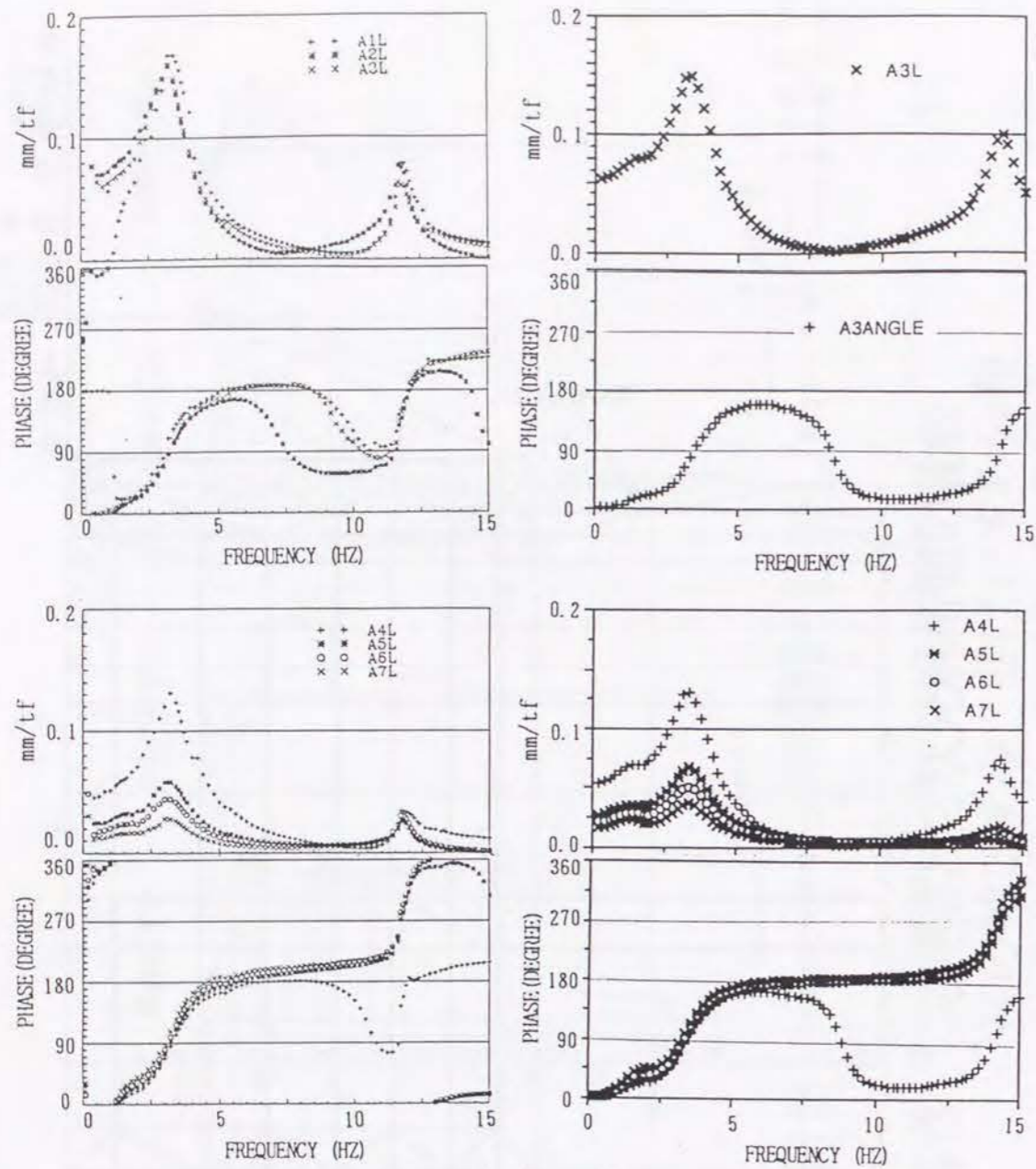


図 - 4.3.14 解析モデル



実験値

解析値

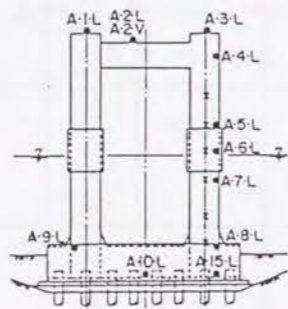
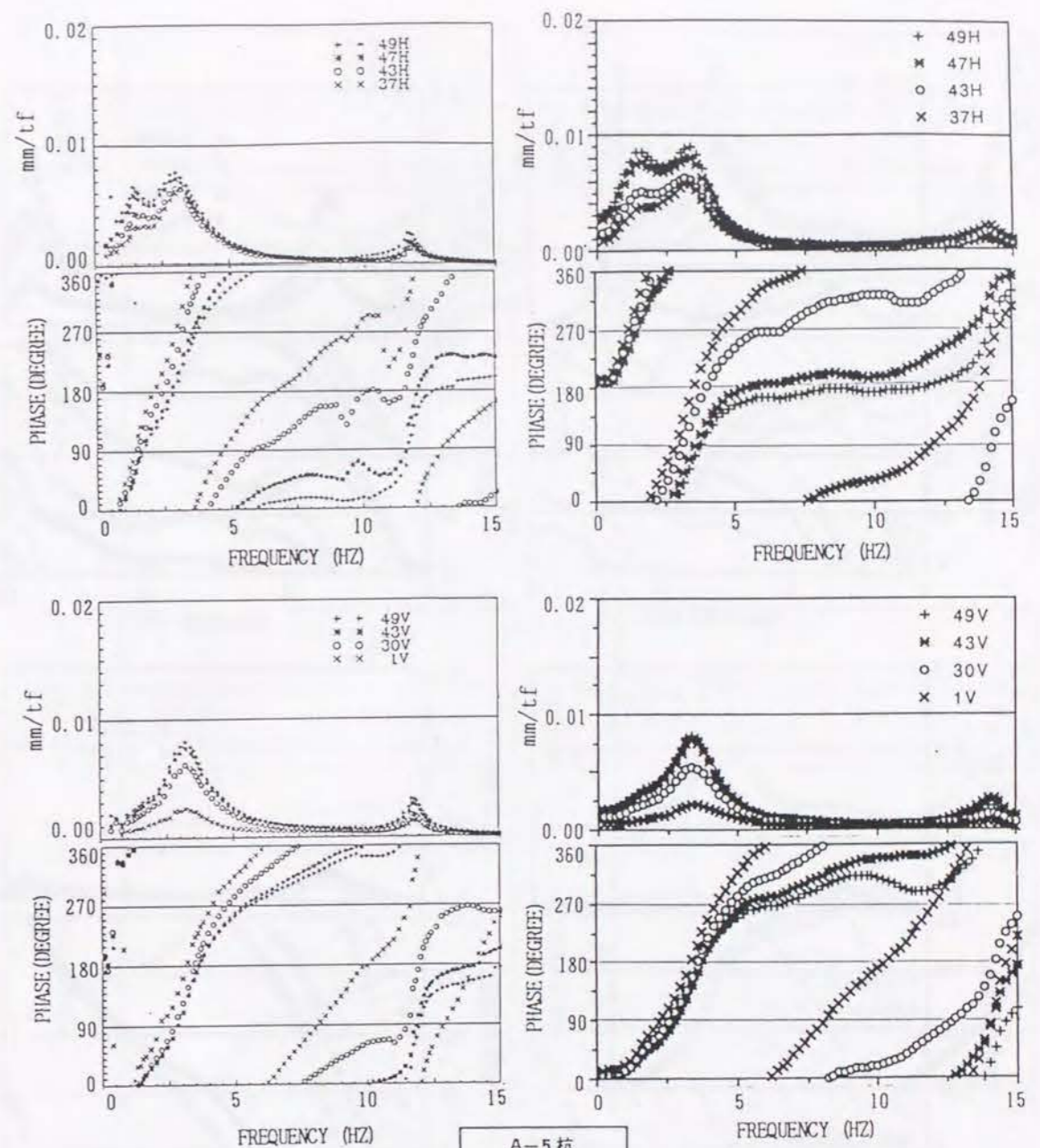


図 - 4.3.15 実験値と3次元解析値の比較
(橋脚部水平)



実験値

解析値

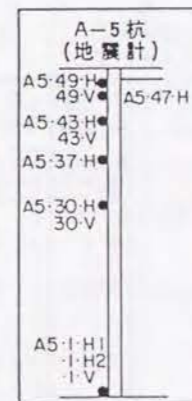


図 - 4.3.16 実験値と3次元解析値の比較
(杭の水平・上下)

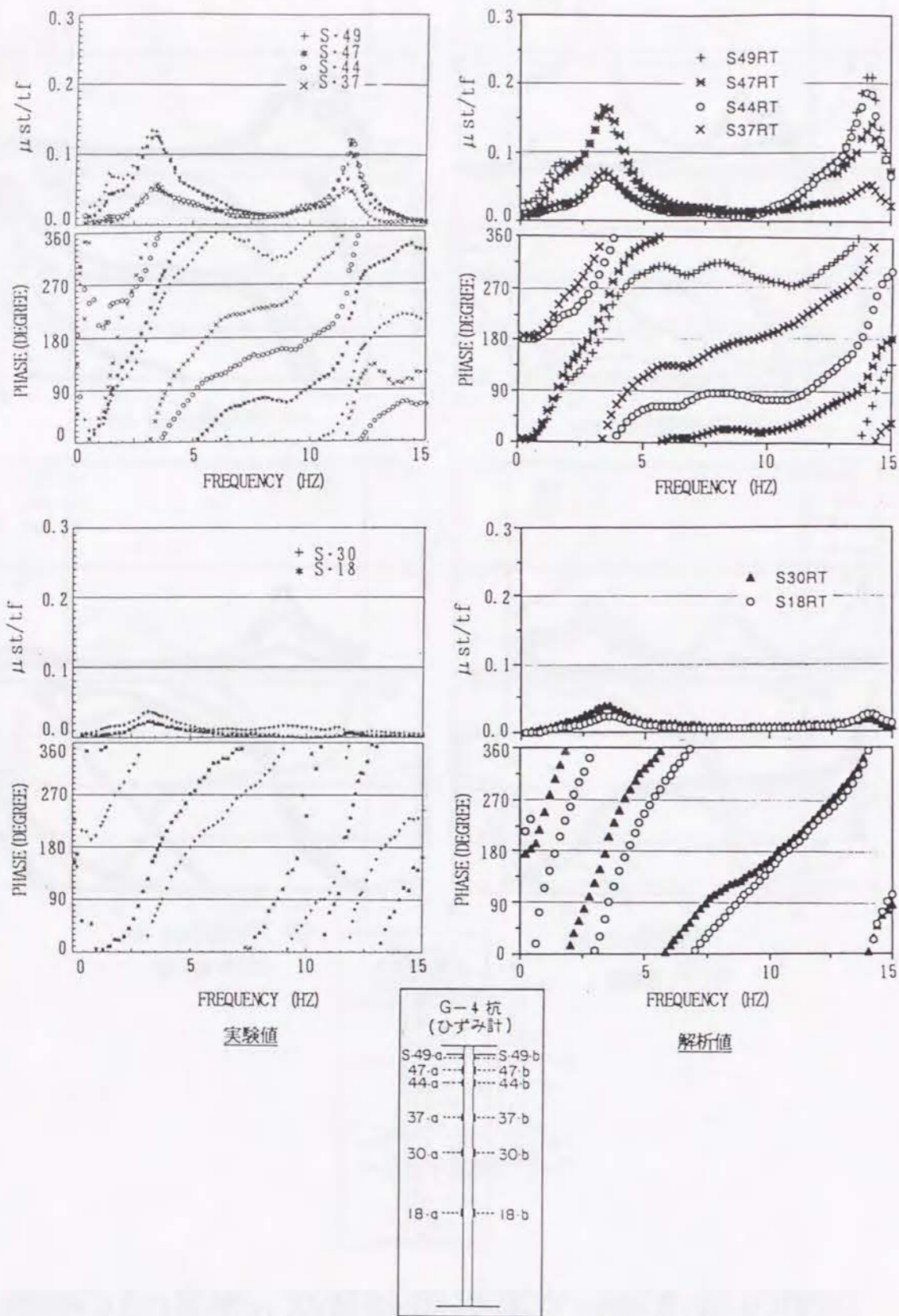


図 - 4.3.17 実験値と3次元解析値の比較 (杭の曲げひずみ)

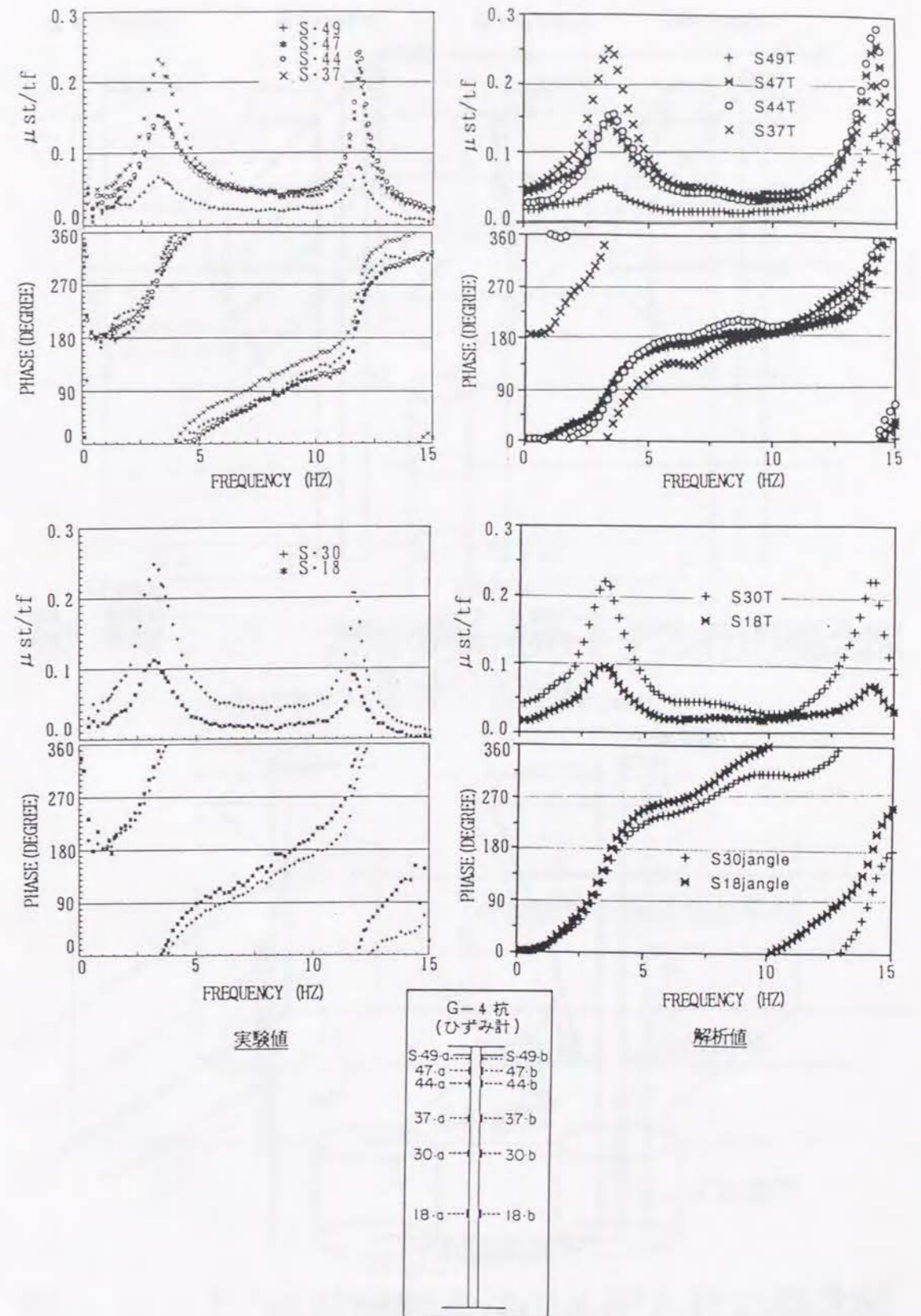


図 - 4.3.18 実験値と3次元解析値の比較 (杭の軸ひずみ)

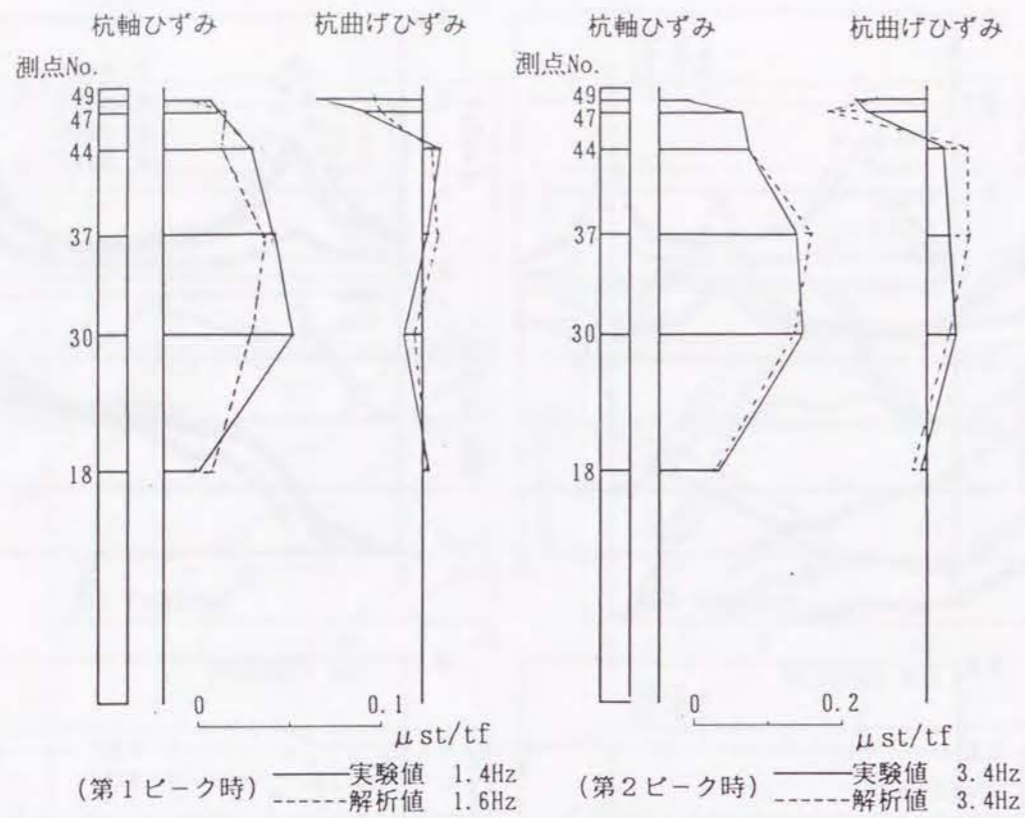


図 - 4.3.19 実験値と3次元解析値の比較
杭の軸ひずみ・曲げひずみ分布

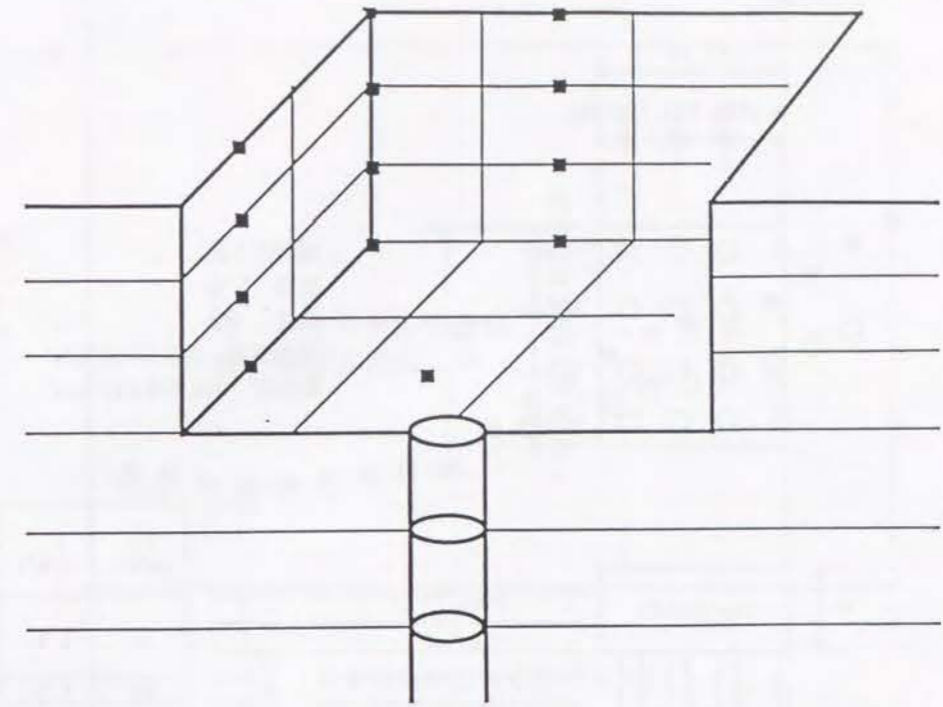


図 - 4.3.20 薄層要素法のモデル化の概念図
(薄層分割図)

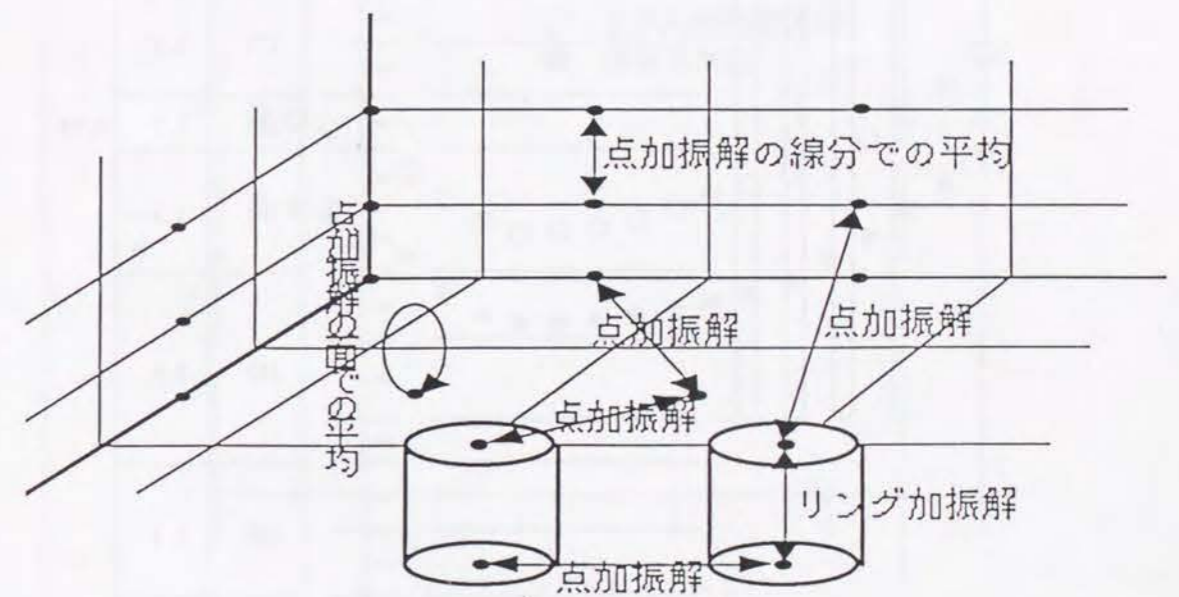


図 - 4.3.21 薄層要素法のモデル化の概念図
(各接点間で用いられる加振)

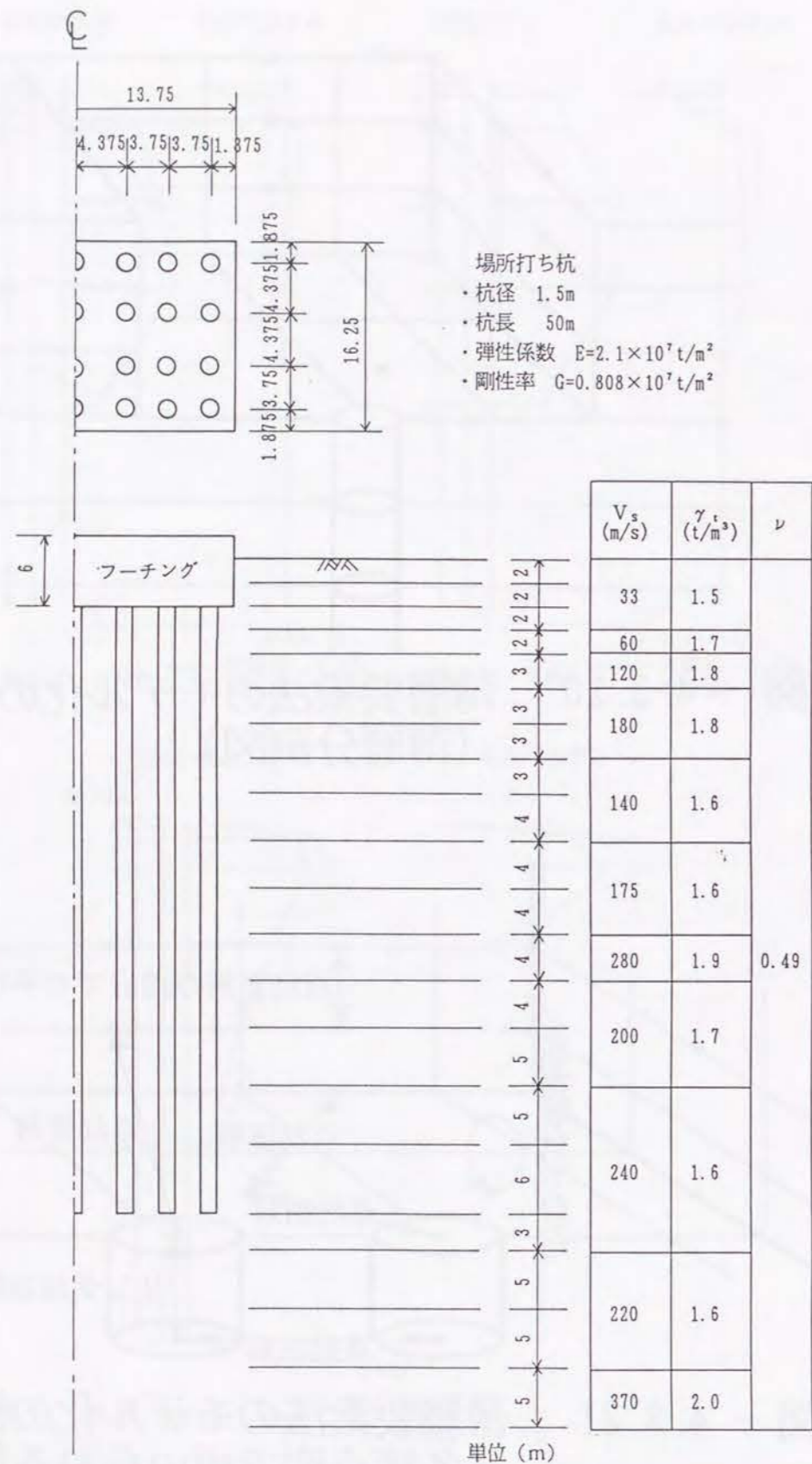


図 - 4.3.22 薄層要素法によるモデル化

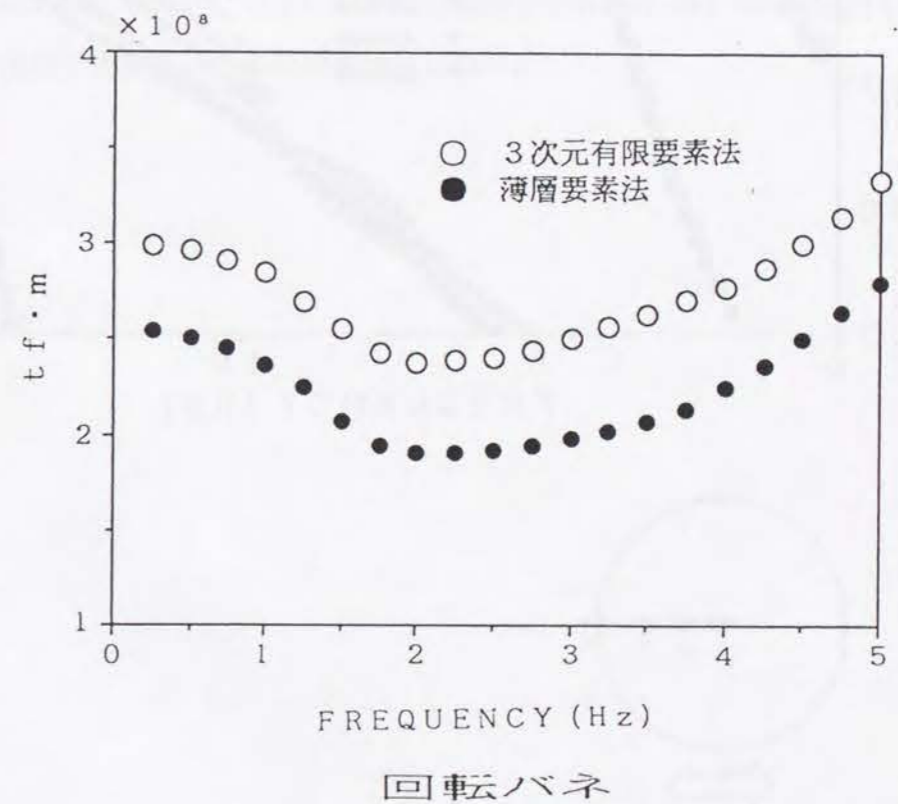
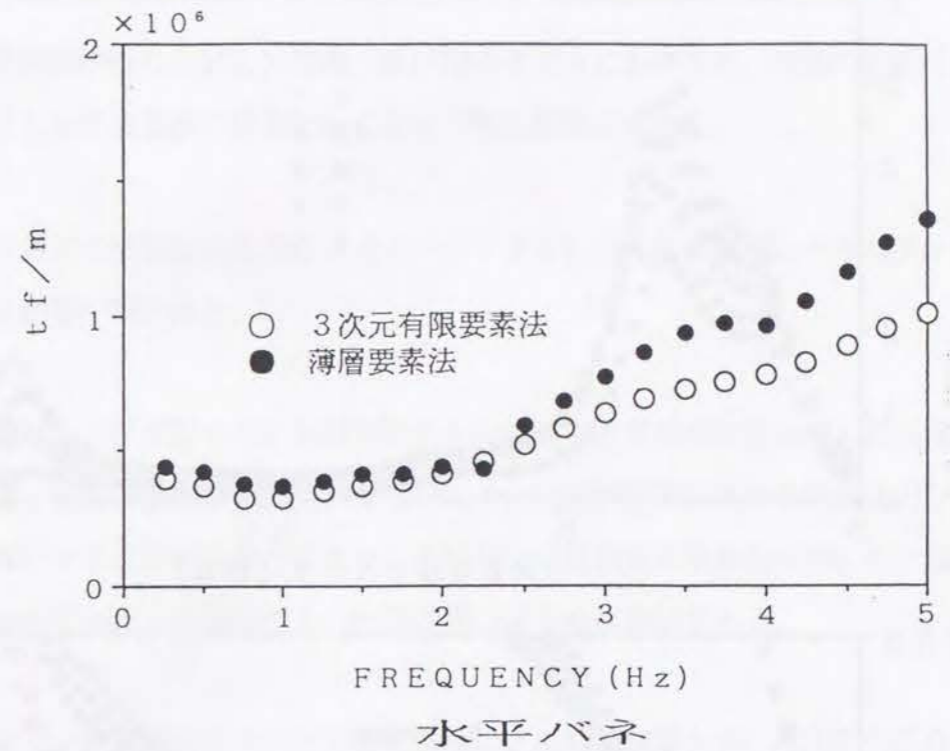


図 - 4.3.23 3次元要素法と薄層要素法から求められる動的相互作用バネの比較

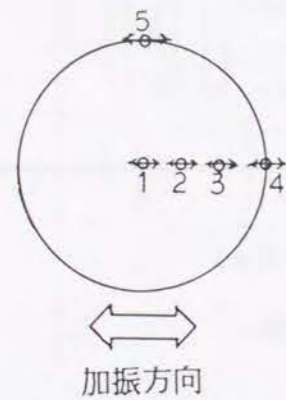
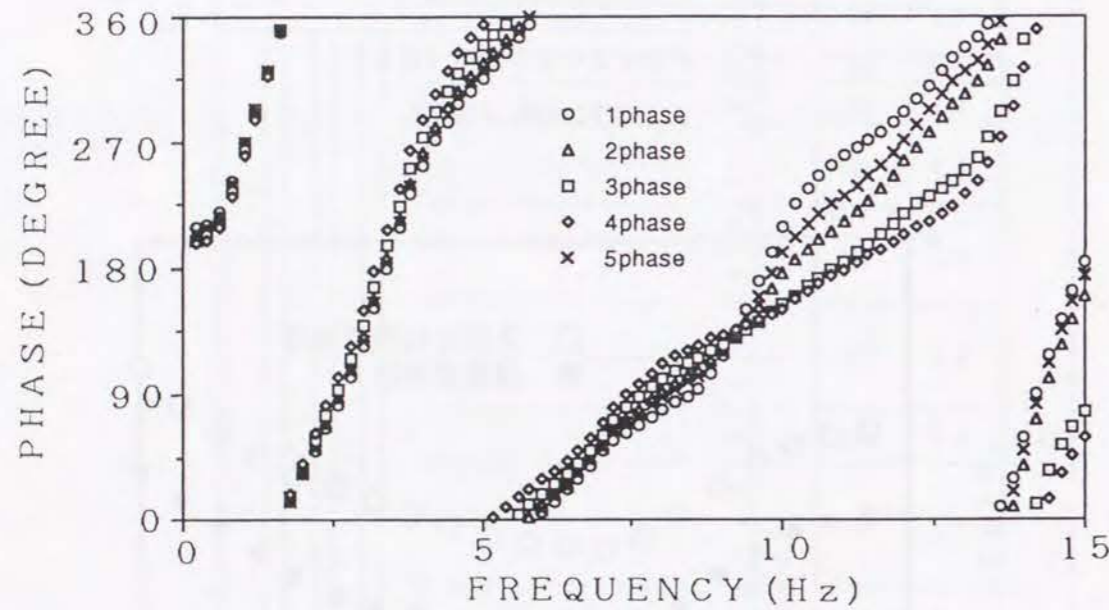
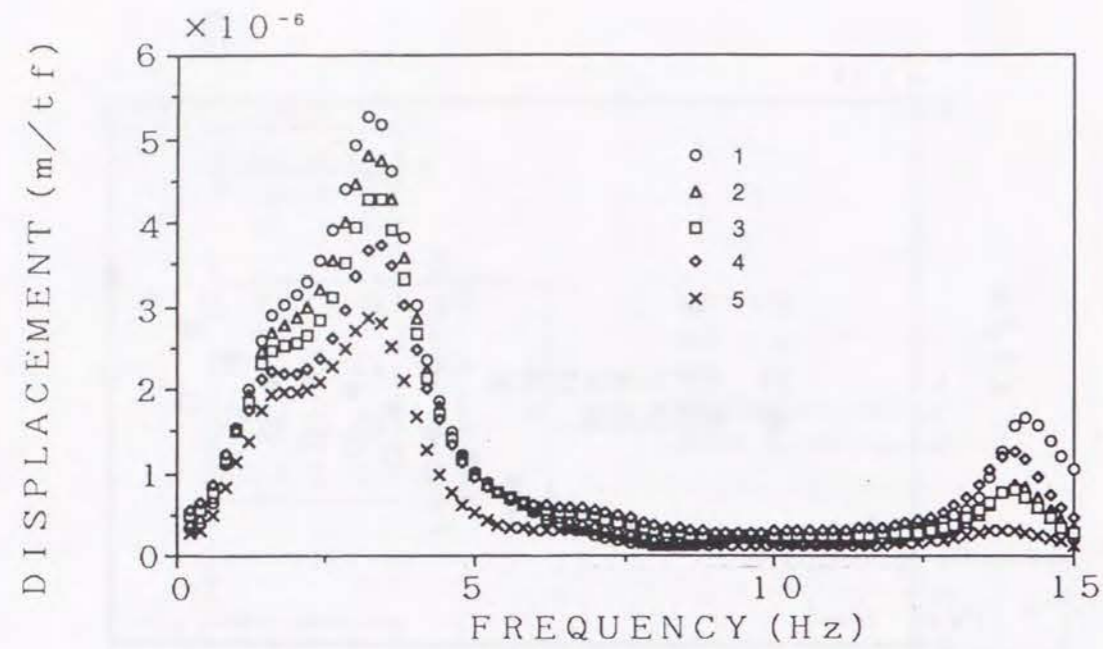


図 - 4.3.24 G.L. -20mにおける各杭の共振曲線

4.4 第4章のまとめ

- (1) 地震観測が行なわれLNG地上式貯槽のサイトにおいても、地盤の応答特性は鉛直下方から入射するS波の重複反射によって概ね説明ができた。
- (2) 群杭基礎の杭頭部の応力にはダイナミックな相互作用の影響とキネマティックな相互作用の影響が現われる。
- (3) 多重リング杭仮定を用いた群杭要素を回転体有限要素法に組み込んだ解法により、群杭基礎と地盤の動的相互作用、ならびにその相互作用下における杭の応力ひずみを精度良く解析することができる。また、多重リング杭仮定は杭本数が500本を越えるような群杭のモデル化にも適用でき、計算効率の面でも実用的である。
- (4) 多重リング杭仮定を用いた有限要素法による解析結果から、杭本数が500本を越える群杭においても、6Hz以下の振動数の範囲では各杭はほぼ一樣な位相で振動し、杭同士が逆位相で応答するような現象は生じない。

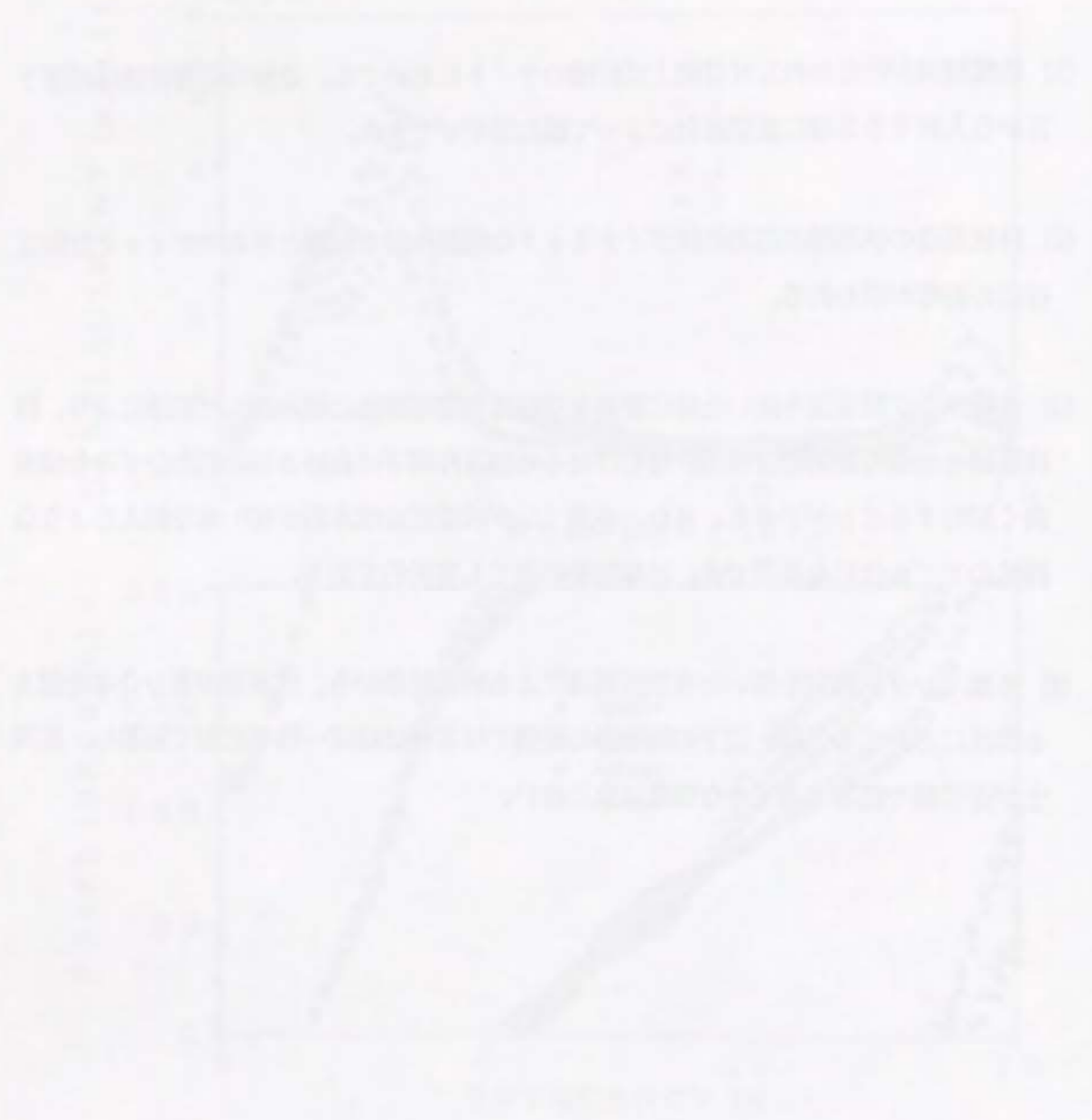


Figure 1: Comparison of two data series over time.

The following text is extremely faint and illegible. It appears to be a series of paragraphs or a list of items, but the content cannot be discerned.

第5章 むすび

5.1 本研究の成果

本研究は地中構造物として、群設された円筒型の半地下タンク、併設されたシールドトンネル、ならびに大規模群杭を取り上げ、模型振動実験、地震観測、現地振動実験、数値解析によってこれ等の地中構造物間の動的相互作用とその影響を解析したものである。本研究の成果は次のとおりである。

(1) 第2章 円筒型半地下式タンク群の地震応答特性

1) 半地下タンクの地震応答は周辺地盤の地震応答に支配され、タンク固有の振動応答は現われない。この傾向はタンクが群状に建設されても変わらない。また、タンク内に液体があってもこの傾向は変化しない。

2) 地震観測を行った半地下タンクの周辺地盤では、鉛直下方から入射するS波により生じる地盤の鉛直面内のひずみが平面的な波動の伝播により生じる水平面内のひずみより数倍以上大きかった。したがって半地下式タンクの側壁には地盤の鉛直面内のひずみによって生じるひずみが卓越した。

3) 群設された半地下タンクでは、タンク-地盤-タンク間のキネマティックな相互作用の影響によってタンク側壁に偏土圧が作用し、タンク側壁の円周方向に卵型に分布した曲げモーメントが発生する。そして、そのモーメントはタンク間距離が短くなると大きくなる。しかし、タンク間距離が $0.5D$ (D はタンクの直径) の場合においても、現行の両押し荷重を考慮する応答変位法あるいは偏土圧法によって単一タンクの耐震計算を行なっておけば、群の影響より大きな曲げモーメントに対して設計することになり、安全側の結果を得る。

4) 群設された半地下タンクのタンク間の地盤は外部の地盤より高い振動数域で大きな応答倍率を示し、地震時に大きな加速度で応答する可能性がある。したがって、タンク間地盤の液状化の検討やタンク間地盤に設けられる施設の耐震設計では、この点を考慮する必要がある。

5) 群設の影響を比較的簡易にかつ詳細に解析しようとする場合には、連成系震度法、すな

わち有限要素法で作成した地盤・タンク連成系のモデルに一樣な水平加速度を作用させて静的な計算手法により応答を求める方法が有用である。

(2) 第3章 併設シールドトンネルの地震応答特性

1) トンネル軸直交方向の地震応答において、覆工の円環断面としての見かけのせん断剛性が地盤のせん断剛性より小さいトンネルを併設すると、トンネル周辺に大きなせん断変形を生じる領域ができる。特にトンネル間地盤のひずみが大きくなり、覆工に生じる断面力も大きくなる。

2) 覆工に適切な剛性を持たせておけば、併設の影響を小さくできる。覆工の円環断面としての見かけのせん断剛性が周辺地盤より大きいトンネルを併設すると、トンネル周辺地盤の応答変位はトンネルにより拘束され減少する。

3) 大口径のシールドで2次覆工がない場合には見かけの剛性が周辺地盤の剛性より小さくなる場合が起こり得る。そのようなトンネルが併設されている場合には、トンネル間地盤の液状化の検討や連絡横杭の耐震設計を進める上で1)で述べたトンネル間地盤のひずみの増加の影響を検討しておく必要がある。

4) 地下空間の開発が進み地中構造物が群状に建設されるようになると、その上の表層地盤の地震応答特性が変化してくる。地中構造物の剛性やその建設密度に一定の制約が必要である。

(3) 第4章 群杭基礎の地震応答特性

1) 多重リング杭仮定を用いた群杭要素を回転体有限要素法に組み込んだ解法は大規模な群杭にも適用でき、杭同士あるいは群杭と地盤の動的相互作用下にある杭の応答を実用的な精度と計算量で解析できる。

2) 群杭基礎の杭頭部の応力にはダイナミックな相互作用とキネマティックな相互作用の影響が現われる。群杭効果の影響は主としてダイナミックな相互作用に現われる。

3) 杭本数が500本を越える群杭においても、耐震設計上考慮する必要がある振動数の範囲では、杭と杭あるいは杭と杭間地盤が相対運動を起こすような共振現象は認められない。

5.2 今後の研究課題

地中構造物の耐震性は周辺地盤の地震時の安定性によるところが大きい。したがって、強震時の地盤の挙動の解析と非線形な応答が卓越している状況下での地盤と地中構造物の相互作用の解析が重要である。しかし、本研究では、第3章の併設シールドトンネルに関する研究を除いて、弾性域あるいは等価線形化法で表現できる弱非線形域での応答を対象としてきた。したがって、今後は、液状化の影響も含めて地盤が強非線形応答をする状況下での群状地中構造物の挙動を研究する必要がある。

また、この研究で取り上げた2カ所の地震観測地点の地盤では鉛直下方から入射S波の影響が卓越したが、不整形性の著しい地盤や大きな構造物に隣接した地盤では、水平方向に伝播する波動が卓越して現れる可能性も否定できない。したがって、そのような不整形性の影響を定量的に評価する研究をさらに進めることも必要である。

謝 辞

本論文の第2章と第3章は著者が株式会社大林組技術研究所のテーマ研究として実施してきた研究の成果であり、第4章は株式会社大林組が大阪瓦斯株式会社殿、ならびに関西国際空港株式会社殿から受託した研究を著者が担当して実施した研究成果を引用し、さらに解析を加えたものであります。このような研究に従事しとりまとめる機会を提供いただきましたことを深謝いたします。

本論文のとりまとめにあたり、京都大学山田善一教授、土岐憲三教授、亀田弘行教授に懇切なご指導を賜りました。また多くの先輩、同輩、後輩から暖かい励しをいただいております。さらに、この論文のとりまとめは株式会社大林組における諸先輩の助力と大勢のスタッフの協力を得て遂行できたものであります。

末筆ではありますが各位に改めて感謝の意を表し、むすびといたします。

参考文献

- 1-1) 日本建築学会：1985年メキシコ地震災害調査報告、1987
- 1-2) 土木学会耐震工学委員会：ロマプリータ地震震害調査報告、1990
- 1-3) 物部長穂：地震上下動に関する考察並びに振動雑論、土木学会誌、10巻5号、pp.1063 ~ 1094, 1924
- 1-4) Okabe, S. : Genaral Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam, 土木学会誌、10巻6号、pp. 1277 ~ 1323、1924
- 1-5) 吉川恵也：鉄道トンネルの震災と地震対策、トンネルと地下 第15巻8号 pp.33 ~ 42, 1984
- 1-6) 岡本舜三：耐震工学、オーム社、1971
- 1-7) 岡本舜三、加藤勝行、伯野元彦、：地中構造物に働く地震入力に関する研究、土木学会論文集 No.192 , pp. 37 ~ 51, 1963
- 1-8) 久保慶三郎、片山恒雄、佐藤暢彦：地下埋設管震害の定量的解析、第4回日本地震工学シンポジウム論文講演集、pp. 655 ~ 662, 1975
- 1-9) 桜井彰雄、高橋忠、栗原千鶴子、矢島浩：地震時土の歪みより見た埋設パイプラインの耐震性、電力中央研究所、技術研究報告 No.69087, 1970
- 1-10) Nishino, N., Ukaji, T. and Tsukamoto, K. : Experimental Studies and Observation of Pipeline Behavior during Earthquakes, Recent Advances in Earthquake Engineering in Japan, ASME, pp. 61 ~ 66, 1980.

- 1-11) 大石博、関口宏二：埋設管路の地震時ひずみ発生機構に関する二、三の考察、土木学会論文集 No.350, pp.227 ~ 236, 1984
- 1-12) 小軽米松太郎、北条貞宗、岩本利行：八戸市白山浄水場系配水幹線の耐震ダクタイル管路の地震時挙動観測、第5回地震工学シンポジウム講演集、pp. 913 ~ 920, 1978
- 1-13) M.Hamada, T. Akimoto and H. Izumi : Dynamic Stresses of Submerged Tunnel During Earthquakes, Proceedings of Fouth Japan Earthquake Engineering Symposium, pp. 647~ 654 1975
- 1-14) 岡本舜三、田村重四郎：軟弱層内での管路の振動実験について東京大学生産研究所 19巻 12号 1967
- 1-15) 田村重四郎、岡崎孝夫：沈埋トンネルの模型振動実験、土木工学会第11回地震工学研究発表会講演概要、1971
- 1-16) 後藤洋三、太田順、佐藤拓男：沈埋トンネルの地震応答解析について、土木学会第12回地震工学研究発表会講演概要、1972
- 1-17) 田村重四郎、岡本舜三、加藤勝行：トンネルの地震観測、第5回日本地震工学シンポジウム論文集pp. 953 ~ 960, 1979
- 1-18) 片平冬樹、興野俊也、安井正、高木全徳、西村友次：地中埋設ダクトの横断方向地震時挙動の観測とシミュレーション、第21回地震工学研究発表会講演概要集 pp. 421 ~ 424, 1991
- 1-19) 田村重四郎、岡本舜三、小長井一男：トンネルの地震時の変形(歪)について、第8回日本地震工学シンポジウム論文集、pp. 625 ~ 630, 1990

- 1-20) 田村重四郎、日向、鈴木：シールドトンネルの振動モデル実験、構造物設計資料 No. 49, 1977
- 1-21) 川島一彦、大日方尚巳、加納尚史、志波由紀夫：シールドトンネルの耐震性に関する研究-(その3)鉄筋コンクリートシールドセグメントの載荷実験-、土木研究所資料、第2381号、1986
- 1-22) 川島一彦、大日方尚巳、加納尚史、志波由紀夫：交番載荷実験に基づくRCシールドセグメントの力学特性、第18回地震工学研究発表会講演概要集 pp.361 ~ 364, 1987
- 1-23) 西野健三、藍田正和、小泉 淳：シールドトンネルの地震時における安全性、トンネルと地下 第17巻 7号, pp.35 ~ 42, 1986
- 1-24) 小牧昭三、中野浩之、大竹健司：埋設構造物の地震時における動的挙動、第17回地震工学研究発表会講演概要集 pp. 209 ~ 212, 1985
- 1-25) 後藤尚男、土岐憲三、高田至郎：地中埋設管の動特性について、土木学会第12回地震工学研究発表会、1972
- 1-26) 横田治彦、渡辺弘之、塩谷清人：東京で観測された地震時のやや長周期成分とその特性、第5回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.145 ~ 152, 1978
- 1-27) Hajime Tsuchida and Susumu Iai:OBSERVATION OF EARTHQUAKE RESPONSE OF GROUND WITH HORIZONTAL AND VERTICAL SEISMOMETER ARRAYS (2nd Report), 第5回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.169 ~ 176, 1978
- 1-28) 田村敬一、相沢 興、登日幸治：同時地震観測記録に基づく地震動の伝播速度の検討、土木学会第17回地震工学研究発表会講演概要、pp.85 ~ 88, 1985

- 1-29) 田村敬一, 相沢 興, 京久野 渉: 高速密度強震観測記録に基づく地震動の伝播速度、土木学会第18回地震工学研究発表会講演概要、 pp.1 ~ 4, 1987
- 1-30) 中村 豊, 斉藤明夫: 軟弱地盤における地震動の高密度観測、土木学会第16回地震工学研究発表会講演概要、 pp.41 ~ 44, 1981
- 1-31) 佐藤暢彦, 片山恒雄, 中村正博, 岩本利行, 大保直人: 地震時地盤ひずみの挙動と埋設管ひずみに関する一考察、土木学会第18回地震工学研究発表会講演概要、 pp.21 ~ 24, 1987
- 1-32) 北条貞宗, 岩本利行, 若井伸彦: 地震波の伝播と地盤ひずみおよびダクティル管路の挙動に関する実測的考察、土木学会第16回地震工学研究発表会講演概要、 pp.85 ~ 88, 1981
- 1-33) 原田隆典, 岩崎敏男, 小山達彦, 川島一彦: ライフライン地中構造物の耐震解析に用いる地盤変動の解析例、土木学会第17回地震工学研究発表会講演概要、 pp. 253 ~ 256, 1985
- 1-34) 大石 博, 鎌田晟雄, 関口宏二: 3次元アレー地震観測により得られた表面波の位相速度、土木学会第17回地震工学研究発表会講演概要、 pp.89 ~ 92, 1985
- 1-35) 清水昭男, 阿部健一, 嶋田 剛, 柳沢英司, 神山 眞: 高密度アレー観測における地震波の二、三の解析、土木学会第17回地震工学研究発表会講演概要、 pp.93 ~ 96, 1985
- 1-36) 中西伸二, 山田善一, 家村浩和, 伊津野和行, 黒沢 亘: デジタル強震計による三点アレー観測と地盤ひずみの推定、土木学会第17回地震工学研究発表会講演概要、 pp.97 ~ 100, 1985

- 1-37) Hideyo SUSUKI, Tadashi SUGI and Nobuhiro KAIZU : STUDY ON TRAVELING WAVES BASED UPON TRIPARTITE ARRAY OBSERVATIONS, 土木学会第18回地震工学研究発表会講演概要、 pp.9 ~12, 1987
- 1-38) Kenzo TOKI : Strain Amplitude by Body and Surface Waves in a Near Surface ground, Proceedings of International Symposium on Life Line , pp.15 ~ 28, 1976
- 1-39) 神山 眞: 地震時における地盤内の応力, ひずみの評価, 土木学会論文集 第250号 pp.9 ~ 23, 1976
- 1-40) Makoto SUGITO, Hisao GOTO, and Fumihiro AKIKAWA:SIMPLIFIED SEPARATION TECHNIQUE OF BODY AND SURFACE WAVE IN STRONG MOTION ACCELEROGRAMS,Proc. of JSCE Vol, No.2, pp.185 ~ 190, 1984
- 1-41) 中村正博, 片山恒雄, 久保慶三郎: 地中構造物の実測地震時ひずみに関する定量的研究、土木学会論文報告集 第320号, pp.35 ~ 45, 1982
- 1-42) 竹内、高橋、本山、渡辺: 地盤剛性急変部の線状地中構造物の地震時応力評価法、土木学会論文集 第422号、pp.323~332 1990
- 1-43) 日本ガス協会: ガス導管耐震設計指針、1982

- 2-1) 物部長穂：地震上下動に関する考察並びに振動雑論、土木学会誌、10巻5号、pp.1063 ~ 1094, 1924
- 2-2) Okabe, S.: General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam, 土木学会誌、10巻6号、pp.1277 ~ 1323, 1924
- 2-3) 土木学会エネルギー土木委員会：地下貯油施設技術指針（案）、1980
- 2-4) 日本瓦斯協会：LNG地下式貯槽指針、1978
- 2-5) 電気事業連合会：LNG地下式貯槽（土木設備）設計指針、1978
- 2-6) 岩楯徹広，国生剛治，大阿久聡：地下タンクの耐震性の検討，第5回日本地震工学シンポジウム論文集 pp.969 ~ 976, 1978
- 2-7) 日本瓦斯協会：昭和52年度LNG地下式貯槽に関する保安調査報告書、1978
- 2-8) 中村正博，斉藤悦郎，後藤哲雄，和泉四郎：縦型円筒地下式タンクのRC製大型模型振動実験，第5回日本地震工学シンポジウム論文集 pp.945 ~ 952, 1978
- 2-9) 白砂 健，後藤洋三：地下タンク模型振動実験について，土木学会関東支部第5回年次研究発表会講演概要集、1978
- 2-10) 江川顕一郎，鈴木英世，高比良敬一：海岸埋立地盤に設けた地下タンクの模型振動実験(2)，土木学会第33回年次学術講演会講演概要集 [I]，pp.328~329 1978年
- 2-11) 白砂 健，後藤洋三，三木秀雄：岩盤内に構築された縦穴式石油タンク模型振動実験、土木学会関東支部第6回年次研究発表会講演概要集、pp.9~10, 1979

- 2-12) 浜田政則：大型地下タンクの地震時挙動の観測と解析，土木学会論文集No.273, pp.1. ~ 14, 1978
- 2-13) Takashi Shirasuna, Yozo Goto : RESPONSE BEHAVIOR OF LARGE-SCALE UNDERGROUND TANK DURING EARTHQUAKE, Proceedings of 8-WCEE, Vol.7 ,pp.413~420, 1984
- 2-14) 石井 清，小山和夫，渡辺弘之：LNG地下式タンクの地震観測，土木学会第33回年次概要集学術講演会講演 [I]，pp.322 ~ 323, 1978年
- 2-15) 倉橋君夫，後藤貞雄，小山和夫：LNG地下式貯槽における地震観測，土木学会第35回年次講演会講演概要集 [I]，pp.564 ~ 565, 1980
- 2-16) 後藤貞雄，片山隆夫，小山和夫：LNG地下式貯槽タンクの動的解析と観測データによる検証，土木学会第35回年次学術講演会講演概要集 [I] pp.562 ~ 563, 1980
- 2-17) 頼 千元，河村秀紀，後藤洋三：LNG地下式貯槽における地震観測について、土木学会第36回年次学術講演会講演概要集 [I] pp.616. ~ 617, 1981
- 2-18) 榊 信昭，鈴木 操，長岡弘明，小出和夫：地震観測記録に基づく地下式円筒貯槽のひずみ応答特性、土木学会論文集 No.398, pp.367 ~376, 1988
- 2-19) 後藤洋三、白砂 健：円筒型半地下タンク群の地震応答に関する研究、土木学会論文報告集 No.340, pp.1 ~10, 1983
- 2-20) 辰己安良，鈴木善雄，畑中宗憲：軟弱地盤における群地中タンクの模型振動実験、土木学会第36回年次学術講演会講演概要集 [I]、pp.618 ~ 619, 1981
- 2-21) 斉藤悦郎：タンクモデルに弱小材料を用いた群設地下タンクの動的破壊実験、土木学会第37回年次学術講演会講演概要集 [I]、pp.547 ~ 548, 1982

- 2-22) 小淵康義, 海津信廣 : LNG地下式貯槽の地震時挙動について、土木学会第20回地震工学研究発表会講演概要、pp. 517 ~ 520, 1989
- 2-23) 斉藤悦郎 : 3次元有限要素法を用いた群設地下タンクの動的挙動について、土木学会第16回地震工学研究発表会講演概要、pp. 261 ~ 264, 1981
- 2-24) 横田治彦、渡辺弘之、塩谷清人 : 東京で観測された地震動のやや長期成分とその特性、第5回日本地震工学シンポジウム論文集、pp. 145~151、1978
- 2-25) 太田外気晴、丹羽正徳、安藤治彦 : 地下深部の基盤岩中における地震動と地表層の応答、第5回日本地震工学シンポジウム論文集、pp. 129~136、1978
- 2-26) Masata Sugito, Hisao Goto and Fumihiko Aikawa : SIMPLIFIED SEPARATION TECHNIQUE OF BODY AND SURFACE WAVES IN STRONG MOTION ACCELEROGRAMS, Proceedings of JSCE No. 350/ I-2, pp. 71 ~ 76, 1984
- 2-27) 後藤洋三、白砂 健、河村秀紀、後藤洋三 : 液体-構造物-地盤連成系地震応答解析手法について、大林組技術研究所報 No. 27, pp. 54 ~ 58, 1983
- 2-28) E. Kausel : Forced Vibrations of Circular Foundations on Layered Media, NSF Report PB 236 ~ 312, 1974
- 2-29) Bathe, K., E. L. Wilson and F. E. Peterson : SAP IV A Structural Analysis Program for Static and Dynamic Response of Linear Systems, EERC Report No. 73-11, 1973
- 2-30) 江尻譲嗣、後藤洋三 : 設計震度スペクトルへの不整形性の影響の導入に関する検討、土木学会第47回年次学術講演会講演概要集 [I] pp. 820~821, 1992

- 3-1) 田村重四郎、山口良雄、河田博之、久保田直樹 : シールドトンネルの振動モデル実験、構造物設計資料 No. 49, pp. 11 ~ 14, 1977
- 3-2) 土井博巳、久保田直樹、斉藤明夫 : シールドトンネルの振動モデル実験および設計方法についての考察、構造物設計資料 No. 61, pp. 7 ~ 13, 1980
- 3-3) 石井光裕、田村重四郎、渡辺健 : 地震時におけるシールドトンネル内のひずみについて、第28回土木学会年次学術講演会講演概要集 [1]、pp. 476 ~ 477, 1978
- 3-4) W. Sarfeld, H. Klapperich and S. Savidis : Dynamic interaction between tunnel and surrounding soil due to seismic loading, ICSMFE, pp. 1873 ~ 1878, 1985
- 3-5) 稲森光洋、田村重四郎 : 大断面併設トンネルの地震時横断面変形に関する実験と考察、第43回土木学会年次学術講演会講演概要集 [1] pp. 1162 ~ 1163, 1988
- 3-6) 川島一彦、加納尚史 : 併設シールドトンネルの地震応答特性、土木技術資料 31-1 pp. 48 ~ 53, 1989
- 3-7) Yozo Goto, Takashi Matsuda, Joji Ejiri and Koji Ito, "INFLUENCE OF DISTANCE BETWEEN JUXTAPOSED SHIELD TUNNELS ON THEIR SEISMIC RESPONSES", Proceedings of 9-wcee, vol. 6, pp. 569 ~ 574, 1988
- 3-8) 江尻譲嗣、後藤洋三 : 並設シールドトンネル間の距離がその応答に及ぼす影響、第43回土木学会年次学術講演会講演概要集 [1] pp. 1166 ~ 1167, 1988
- 3-9) 香川崇章 : 土構造物の模型振動実験における相似側、土木学会論文報告集 No. 275, pp. 69 ~ 77, 1978

- 3-10) 国生剛治、岩楯敬広：軟弱地盤の非線形震動特性についての模型震動事件と解析、土木学会論文報告書 No.285, pp. 57 ~ 67, 1979
- 3-11) 松田隆、後藤洋三：大型せん断土槽内の模型砂地盤の拘束圧を考慮した $G-\gamma$, $h-\gamma$ 関係について、第18回地震工学研究発表会講演概要集、pp.437~440,1985
- 3-12) Jhon Lysmer, Takekazu Udaka, Chan-Feng Tsai and H. Bolton Seed : FLUSH A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, EERC 75-30, 1975
- 3-13) 土岐憲三、佐藤忠信、三浦房紀：強震時における地盤と構造物間の剥離と滑動、土木学会論文報告集 No.302, pp. 31 ~ 41, 1980

- 4-1) 脇田英治：水平力を受ける群杭基礎の二次元有限要素法による解析、土と基礎、Vol. 27, No.9, pp.35~42, 1979
- 4-2) J.Penzien,C.F.Scheffey, R.A.Paemelee,"Seismic Analysis of the Bridges on Long Piles", Proc. of ASCE Vol.90 EM3 pp.223~254 ,1964
- 4-3) R.D.Mindlin : Force at a Point in the Interior of a sem-Infinite Solid, vol. 7, pp.195~202, 1936
- 4-4) 小坪清真、高西照彦：不規則な配置を持つ杭径の異なる群杭に対する横方向群杭効果の解析法、土木学会論文報告集、No.277, pp.15 ~24, 1978
- 4-5) H.G.Poulos,"Lateral Load-Deflection Prediction for Groups",Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE No.GT1 pp.19 ~34, 1975
- 4-6) 富永晃司、山肩邦男：群杭の水平抵抗に関する実用的な一解析法、構造工学論文集 vol.31B, pp.35~44, 1985
- 4-7) M.Novak,"Dynamic Stiffness and Damping of Piles",Canadian Geotechnical Journal Vol.11 No.4 pp.574 ~598 , 1974
- 4-8) T.Nogami,M.Novak,"Resistance of Soil to Horizontally Vibration Pile", Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol.5 pp.249~261 , 1977
- 4-9) 田治見 宏, 下村孝男, "3次元薄層要素法における建物・地盤系の動的解析", 日本建築学会論文報告集第243号 pp.1459~1481 , 1982
- 4-10) E.Kausel, R.PEEK,"Dynamic Loads in the Interior of a Layered Stratum;An Explicit Solution",Bulletin of the Seismological Society of America Vol. 72 pp.1459 ~1481, 1982

- 4-11) K.Masuda,F.Sasaki,et al., "Simulation Analysis of Forced Vibration Test for Actual Pile Foundation by Thin-Layered -Method", Reliability and Robustness of Engineering Software Conference,1987
- 4-12) R.J.AspeI,"Dynamic Green's Functions for Layered Media and Applications to Boundary Value Problems", Ph. D. Thesis submitted to the Department of Applied Mechanics and Engineering, Science University of California, 1980
- 4-13) A.M.Kaynia,E.Kausel,"Dynamic Behavior of Groups",2nd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling,1982
- 4-14) 小堀鐸二、諸井孝文、三浦賢治、増田 潔、喜多村英司、宮本裕司、"群杭の動的インピーダンスに関する研究(その1)(その2)", "成層地盤の地中内円筒および円板加振解の算定" 日本建築学会大会学術講演会梗概集, pp.837~ 840, 1988
- 4-15) 竹宮宏和、角谷 務、佐伯光昭、"離散化手法による群杭基礎の動的解析法と動特性評価" 土木学会論文集第416号 pp.411 ~ 418 ,1990
- 4-16) S.Kobayashi,N.Nishimura,"Green's Tensors for Elastic Half Spaces, An Application Boundary Integral Equation Method",Kyoto Univ. XLII.Part2, 1980
- 4-17) 角谷 務、佐藤重信他、"新皆川橋における斜面の弾塑性応答解析", 橋梁と基礎, 1990.10
- 4-18) 正木義春、富岡好雄、後藤洋三、小出忠男、前田安治、高森貞彦: 軟弱地盤中の杭基礎橋脚の振動特性、第4回日本地震工学シンポジウム論文集 pp.527~ 534, 1974

- 4-19) R.Tyson, E.Kausel,"Dynamic Analysis of Axisymmetric Pile Groups", M.I.T.Department of Civil Engineering Order No.751 Sponsored by the National Science Foundation ,1983
- 4-20) 柳父 行二、頼千元: 杭群を有する地上式タンクの模型振動実験、第37回土木学会年次学術講演会講演概要集 [1]、pp.559~ 560 , 1982
- 4-21) 羽山清一、富田幸助、永井 潔 "直接基礎および杭基礎の動特性に関する実験的研究(その1)(その2)" 日本建築学会大会学術講演会梗概集, pp.7331 ~736, 1981
- 4-22) 上野 薫、宮本裕司、鈴木康嗣、八幡夏恵子、武元弘之、一ノ瀬満郎、"実大杭基礎の振動実験とその解析(その1)~(その4)" 日本建築学会大会学術講演会梗概集, pp.543~550, 1986
- 4-23) 増田 潔、上野 薫、宮本裕司、浦尾謙二、喜多村英司、"地下階を有する杭基礎の振動実験とその解析(その1)~(その3)", 日本建築学会大会学術講演会梗概集, pp.977~982, 1987
- 4-24) 河村壯一、梅村 魁、"埋め立て地盤に建つ杭支持構造物の地震観測-建物観測-地盤系列の比較", 第4回日本地震工学シンポジウムpp.479~ 486, 1974
- 4-25) 太田外気晴、丹羽正徳、上野 薫 "軟弱地盤上杭基礎構造物の地震応答性状" 第5回日本地震工学シンポジウム pp.561 ~568 ,1977
- 4-26) 杉本三千男、阿部康彦、大木紀通、畑中宗憲、土屋富雄、"軟弱地盤・杭・建物の地震観測(その1)~(その7)", 日本建築学会大会学術講演会梗概集, 1982~1987

- 4-27) Yoichi Fuse ,Eiji Ashihara, Toshio Kikuchi, and Yozo Goto, "Vibration Test of Bridge Pier with Large-scale Group -pile Foundation", Proceedings of 10-WCEE ,Vol.3, pp.1961 ~ 1966, 1992
- 4-28) 布施洋一、芦原栄治、菊地敏男、後藤洋三：大規模群杭基礎の加振実験と相互作用に関する解析、第8回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.1119 ~1124、1990
- 4-29) 大平 彰、田蔵 隆、中桧 新、清水勝美：軟弱地盤中の規基礎杭の地震時挙動特性に関する研究、土木学会論文集、No.362, pp.417~426, 1985
- 4-30) 横山正義、岡本 普、青木俊彦：PCタンクの地震時挙動観測、第18回地震工学研究発表会講演概要集、pp.473~476 , 1985
- 4-31) 浜田政則、石田 修、前田 宏：基礎杭の地震時ひずみの観測、第15回地震工学研究発表会講演概要集、pp.185~188, 1979
- 4-32) 久保慶三郎、佐藤暢彦：35,000kl液化ガスタンクに地震観測、第28回土木工学会年次学術講演会講演概要集 [1]、pp.545~ 546, 1973
- 4-33) Hachirou Kitamura, Koji Yanabu and Yozo Goto, "STUDIES ON EARTHQUAKE RESPONSE OF ON - GROUND LNG STORAGE TANK BASED ON OBSERVED RECORDS ", Proceedings of 9-WCEE Vol. 6, pp.703~ 708, 1988
- 4-34) 柳父行二、後藤洋三：群杭基礎を有するLNG地上式貯槽の地震応答とその解析、第7回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.1867 ~ 1872、1986
- 4-35) 高野真一郎、前野 仁、安井 譲：サブストラクチャー法を用いた群杭基礎の3次元地震応答解析（その6）基礎が埋め込みを有する場合の定式化について、日本建築学会1992年度大会学術講演梗概集 B 構造I、 pp.595 ~ 596, 1992