

平成 27 年度 修士論文

地震時挙動における 静的解析法のための動土圧の評価

首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 都市基盤環境学域

トンネル・地下空間研究室

14885414 須藤 拓馬

指導教官 西村和夫 教授

目次

第1章 序論

1-1 研究背景.....	3
1-2 研究目的.....	3
1-3 既往の研究からの経緯.....	4
1-4 本論文の構成.....	11

第2章 研究方法

2-1 概説.....	12
2-2 各種耐震設計手法の概要	
2-2-1 耐震設計の手順.....	12
2-2-2 耐震解析の手順.....	13
2-2-3 耐震解析の種類と体系.....	14
2-3 本研究で用いる解析手法	
2-3-1 一次元成層地盤解析.....	16
2-3-2 動的解析.....	16
2-3-3 FEM 系静的解析手法.....	18
2-3-4 FEM 応答変位法.....	19
2-3-5 応答震度法.....	22
2-4 解析コード	
2-4-1 TDAPⅢ(動的解析).....	24
2-4-2 Midas GTS(静的解析).....	25
2-5 入力波.....	26
2-6 減衰について.....	27
2-7 解析モデル	
2-7-1 一次元成層地盤解析.....	28
2-7-2 解析モデル.....	29

第3章 地山を含む FEM 解析による動的解析・静的解析の違い

3-1 概説.....	31
3-2 解析モデル.....	31
3-3 一次元成層地盤解析結果.....	32
3-4 剛性比の変化による動的解析と静的解析の比較.....	33
3-5 結果のまとめと考察.....	35

第4章 動土圧を用いたフレーム解析

4-1 概説.....	38
4-2 解析モデル.....	38
4-3 FEM 解析ばね反力による動土圧への誘導.....	39
4-4 インターフェイス要素.....	39
4-5 一次元成層地盤解析結果.....	42
4-6 動土圧.....	44
4-7 動土圧を用いたフレーム解析.....	57
4-7-1 解析モデル・解析条件.....	57
4-7-2 動土圧を用いた静的フレーム解析結果.....	58
4-7-3 まとめと考察.....	62
4-8 二層地盤に適用させるための展望.....	72
4-8-1 解析モデル.....	72
4-8-2 一次元成層地盤解析結果.....	73
4-8-3 剛性比の変化による動的解析と静的解析の比較.....	76
4-8-4 矩形モデル.....	76
4-8-5 真円モデル.....	78
4-8-6 結果のまとめと考察.....	80
第5章 結論と今後の課題.....	81

参考文献

付録

第 1 章 序論

1.1 研究背景

トンネルは構造物全体が地山に囲まれており、地震時挙動は周辺地山の挙動に支配されるため、周辺地山が地震時も安定していれば、耐震性に富む構造物といえる。しかし、地震規模の増大、地山の不良やトンネル構造の欠陥などの条件が存在する場合、トンネルが被害を受けることが分かっている。トンネルの地震被害を抑えるためには、トンネルの耐震性能を正しく評価し、設計、施工、維持管理に適切に反映させることが重要である。トンネルの耐震手法には、動的解析、静的解析があり、動的解析には時刻歴応答解析法、周波数応答解析法、応答スペクトル法などが挙げられ、静的解析には **FEM** 応答変位法、応答震度法などが挙げられる。しかし、それぞれの耐震手法では、同じ地震時挙動でも、地震動の再現の仕方が異なるので、解析した結果も異なることが解釈する上で問題となる。

1.2 研究目的

動的解析は正確性に優れており、周りの地盤の地質条件が複雑な場合でもモデル化できるが、専用ソフトが必要で、動的な挙動に対する構成則が不明であること、また、モデル化や物性設定も静的解析に比較すれば難しい。一方、トンネル分野では静的解析は常時において汎用的に用いられ、なじみが深く、簡便性もある。しかし、静的解析の地震時挙動における適用範囲については十分知られないまま使われている。したがって、静的解析でも動的解析に近い結果が得られれば、実用性が向上する。そこで、本研究では、動的解析に **TDAPⅢ**、静的解析に **MIDAS GTS** を用いて、動的解析・静的解析の両解析手法で地震時挙動を再現し、その結果により地震時挙動における静的解析の妥当性を明らかにする。

解析結果の比較にあたって、断面力等の比較は、地盤と構造物の相互作用に関わるため複雑である。そのために、変位もしくは荷重系を指標とすることが考えられる。通常、地下構造物の設計では土圧を参照することから、ここでは荷重系として動土圧に着目する。その荷重系をここでは節点力と呼ぶことにする。その節点力と、静的解析の耐震手法である応答震度法、**FEM** 応答変位法の節点力の比較を行い、それにより地震時挙動における静的解析の妥当性を検討する。また、動的解析の動土圧を、解析を行わずに近似的に算出し、フレーム静的解析に載荷することで静的解析の簡便性に動的解析法の正確さを加味した地震時におけるフレーム静的解析が可能となる。この解析法が確立すれば煩雑な動的 **FEM** 解析を行わずに簡単に、かつ正確な地震時挙動を評価できる。よって本研究ではトンネルに作用する動土圧を評価し、動的解析の時刻歴応答解析、静的解析の **FEM** 応答変位法、応答震度法、動的解析の動土圧を載荷したフレーム解析の地震時における解析結果を比較し、動土圧を用いたフレーム解析の評価をおこなう。

1.3 既往の研究からの経緯

本節では静的解析に有用性に関する代表的な研究をレビューした。そして既往の研究における課題を把握することで、本研究で検討すべき課題を明確にした。

1.3.1 静的解析(FEM 応答変位法)の適用性を確認した研究¹⁾

西田らは FEM 応答変位法の多層構造物への適用性を確認するため、多層地盤における線形弾性体と仮定した標準的な 2 層 2 径間の地下鉄道構造物を対象として、FEM 応答変位法の解析結果と 2 次元 FEM 動的応答解析法における上下床板間相対変位が最大となる時刻の応答値との比較を行った。さらに、初期応力および構造物部材の非線形性を考慮し、兵庫県南部地震により被災した神戸高速鉄道大開駅の FEM 応答変位法による被災シミュレーションを行い、この手法の有用性を確認した。なお、地盤の非線形性については、地震時の動的物性値は等価線形化法によりひずみレベルに応じたせん断弾性係数と減衰定数を設定する。ここで、FEM 応答変位法では、この等価線形化法を用いる 1 次元動的地盤応答解析から求まる各層の地震時地盤剛性を簡略化した地盤パラメータとして用いており、これと比較する 2 次元 FEM 動的応答解析も、解析条件をあわせるため同じ地盤剛性を用いる。

1) 解析条件

FEM 応答変位法は主に「空洞地盤変位を用いる手法」と「自然地盤変位を用いる手法」があり、筆者らはすでに両手法が等価として扱えることを検証しているので、ここでは FEM 応答変位法の「自然地盤変位を用いる手法」を用いる。

2) FEM 応答変位法解析結果と 2 次元 FEM 動的応答解析法における上下床板間相対変位が最大となる時刻の応答値の比較

1 次元動的地盤応答解析において構造物上下床板の地盤相対変位が最大となる時刻における地盤変位分布を図 1-1、同時刻における地盤変位と周面せん断力を用いる FEM 応答変位法解析から得られた構造物変位を図 1-2、発生曲げモーメントを図 1-3 に、また、2 次元 FEM 動的応答解析法から得られた構造物上下床板間相対変位が最大となる時刻の構造物変位を図 1-4、発生曲げモーメントを図 1-5 に示す。構造物の上下床板間相対変位および曲げモーメントは FEM 応答変位法の方が 3%程度大きい、その差は最大 5%であり、両者はほぼ一致しているといえる。せん断力についても同程度に両者が一致していることを確認している。

3) FEM 応答変位法から求める曲げモーメントと 2 次元 FEM 動的応答解析法から求まる曲げモーメントの時刻歴応答値との比較

FEM 応答変位法から求める曲げモーメントと 2 次元 FEM 動的応答解析法から求める曲げモーメントの時刻歴応答値を比較したものを図 1-6 に示す。これらの図において両者の

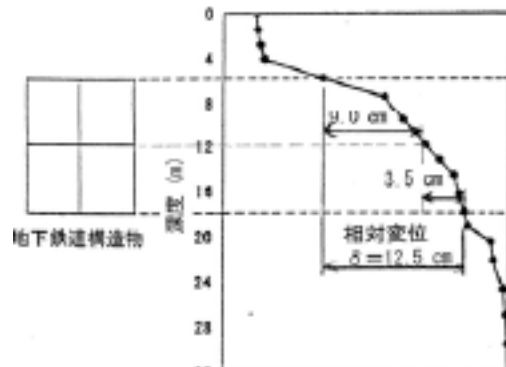


図 1-1 自然地盤変位

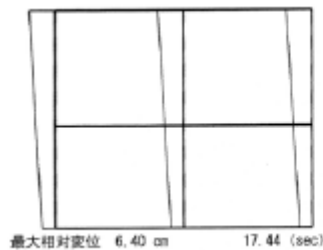


図 1-2 FEM 応答変位法による
構造物変位

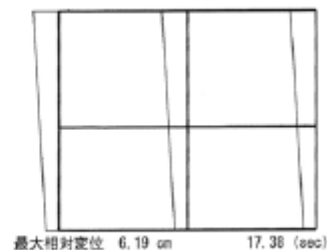


図 1-4 動的 FEM 解析による構造物変位

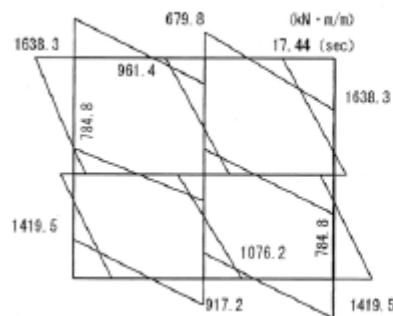


図 1-3 FEM 応答変位法による発生
曲げモーメント

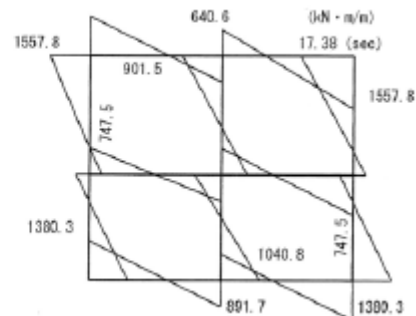
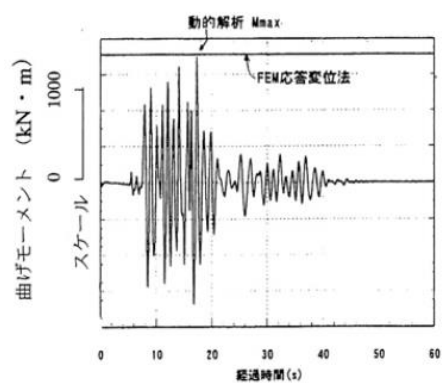
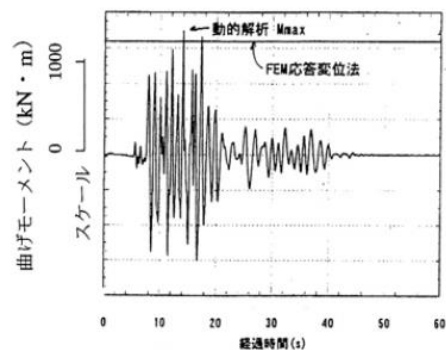


図 1-5 動的 FEM 解析による発生
曲げモーメント

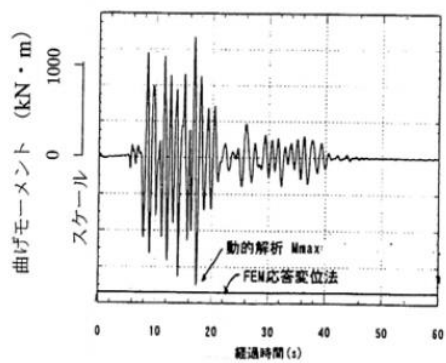
最大曲げモーメントはほぼ一致している。しかし、2次元 FEM 動的応答解析では、下層階の下床板右隅角部、側壁株隅角部、および B2 階中柱下端では構造物上下床板間相対変位が最大となる時刻より以前に最大曲げモーメントが発生しており、わずかではあるが曲げモーメントの最大値が FEM 応答変位法の解析結果を超えている。しかし、いずれにしても FEM 応答変位法解析結果は 2次元 FEM 動的応答解析法の時刻歴応答値の最大値とほぼ一致した。



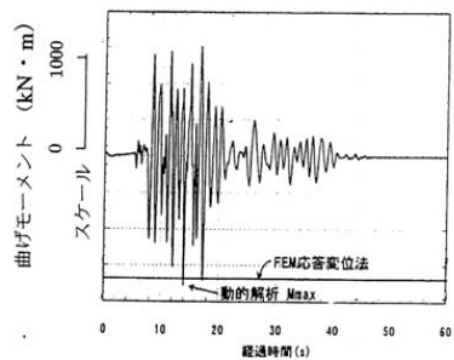
(a) 上床版左隅角部



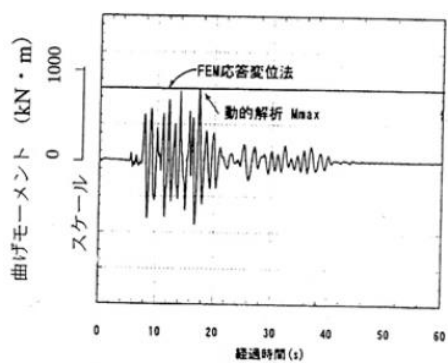
(b) 下床版右隅角部



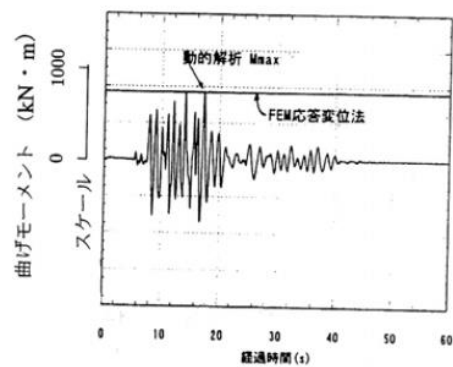
(c) 側壁上部隅角部



(d) 側壁下部隅角部



(e) 中床版右端部



(f) 中床版中央部

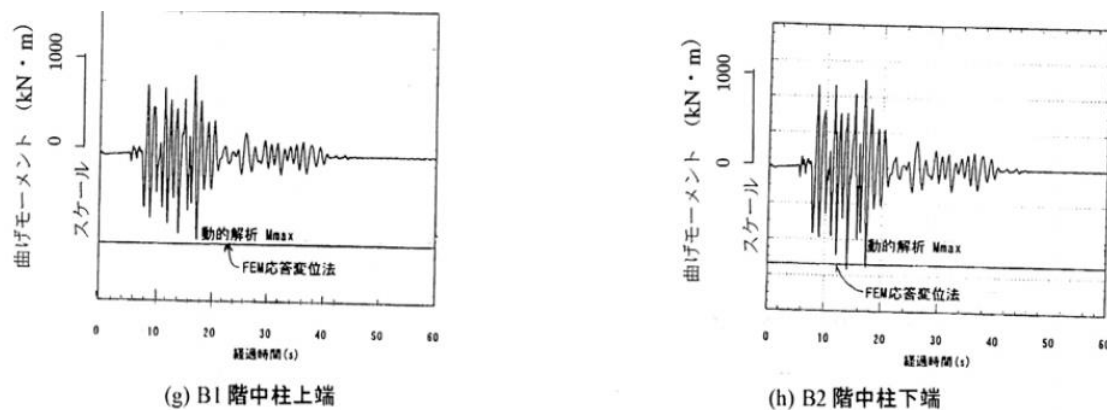


図 1-6 FEM 応答変位法と動的 FEM 解析時刻歴結果

4) まとめ

標準的な 2 層 2 径間の地下鉄道構造物において、FEM 応答変位法解析結果は 2 次元 FEM 動的応答解析法の構造物上下床板間相対変位が最大となる時刻の応答値、および時刻歴応答値の最大値ともほぼ一致した。

5) 1 層 2 径間の地下鉄道構造物におけるジョイント要素の有無の比較事例

初期荷重および構造物部材の非線形性を考慮し、1 層 2 径間の標準函形地下鉄道構造物を対象として、ジョイント要素有無の 2 ケースに対して FEM 応答変位法解析を行った。ここで、すべりについては地盤・構造物間に作用するせん断力は地盤のせん断体力 $\tau_{\max} = c + s \sigma \tan \phi$ を超えないものとし、ジョイント要素のせん断弾性係数 $K_s (\text{kN/m}^2)$ は地盤のせん断弾性係数 $G (\text{kN/m}^2)$ と同値とした。剥離については、地盤・構造物間には圧縮力のみ作用し、引張力作用時には切り離すものとした。

6) 解析条件

神戸高速鉄道大開駅を解析対象とし、入力地震動は、ポートアイランドで観測された強震記録から、地震計設置時のずれ補正ならびに大開 W 木断面方向の地震動に換算を行い、補正波を作成し、表層地盤の影響を除いた。ここでも同様に FEM 応答変位法を用いた。

7) 解析結果

曲げモーメントの耐力照査結果を図 1-7, 示す. 発生曲げモーメントは床板および中柱とも降伏モーメントには達していないが、ひび割れ領域に入っており、また表から中柱の発生 1 次元動的地盤応答解析から求まる各層の地震時地盤剛性を簡略化した地盤パラメータとして用いる FEM 応答変位法により、神戸高速鉄道大開駅の被災状況をほぼ再現できたので、本手法の有用性が確認できた. しかし、FEM 応答変位法では、アーチ構造や複雑な形状の構造物に対して空洞地盤変位を用いる手法を用いることができるという利点があり、この意味でも有用性のある解析手法であると考えられる.

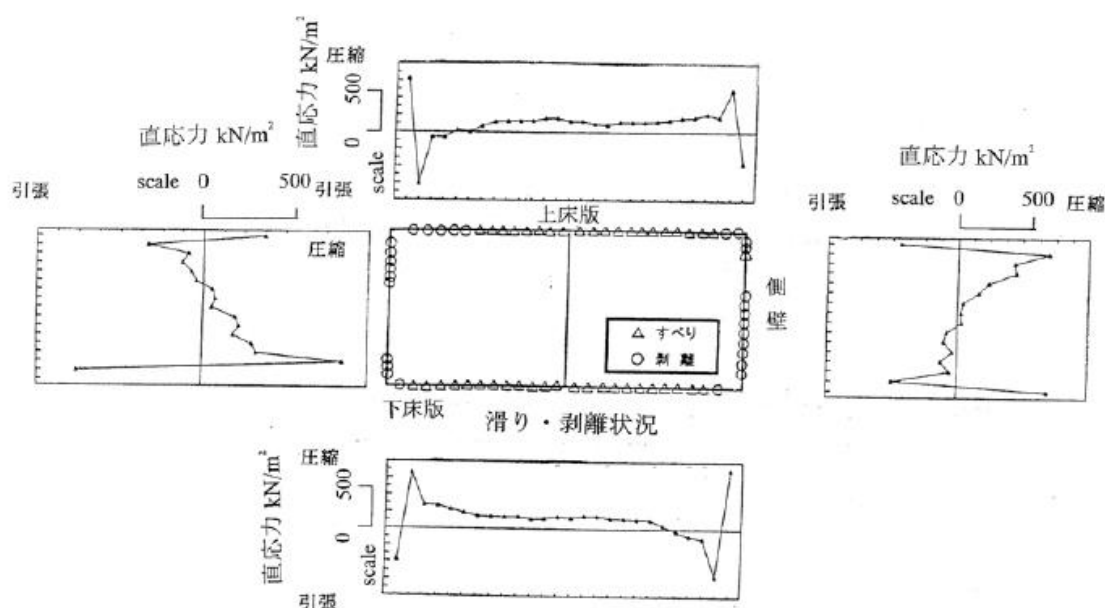


図 1-7 FEM 応答変位法曲げモーメント

8) 総括

- 標準的な 2 層 2 径間の地下鉄道構造物を対象として FEM 応答変位法と 2 次元 FEM 動的応答解析法の比較を行い、FEM 応答変位法の適用性を確認した.
- 東大阪地域の多層地盤における線形弾性体と仮定した標準的な 2 層 2 径間の地下鉄道構造物を対象として、FEM 応答変位法解析結果と 2 次元 FEM 動的応答解析法の応答値を比較した. ここで、2 次元 FEM 動的応答解析法は、構造物の上下床板間相対変位が最大となる時刻の応答値のほか、地震継続時間中に生じる時刻歴応答値のほか、地震継続時間中に生じる時刻歴応答値の最大値についても比較した結果、両者はいずれも概ね一致した.
- 地盤モデルより基盤入力波を求めて、これを入力地震動とし、構造物部材の非線形性を考慮して、FEM 応答変位法による被災シミュレーションを行った結果、FEM 応答変位法により被災状況をほぼ再現でき、FEM 応答変位法の有用性が確認できた.

1.3.2 限界様態を考慮した屋外重要土木構造物の耐震設計法²⁾

電力中央研究所の報告によると、代表的な型式のダクトについて、地盤との相互作用を考慮した地震応答解析を行い、動土圧をはじめとした地震荷重の特性を考察した。この結果に基づき、動土圧の特性を反映できる新しい静的解析法を考案している。

1) ダクトに作用する動土圧

ダクト横断面に作用する動土圧としては、外壁に沿ったせん断方向成分と、外壁に垂直な直方向成分があるが、このうち、せん断成分は躯体慣性力とともにダクト横断面をせん断的に変形させる。これに対して、ダクト横断面の見かけ剛性が地盤剛性より小さい場合には、動土圧の直方向成分がその変形を抑える方向に働く。すなわち、ダクトの変形のために、動土圧の直方向成分は受動土圧として作用する。このため、他の条件が同じであれば、ダクトの剛性が小さいほど、変形は大きくなるが、曲げモーメントは低減する。以下に直方向成分とせん断方向成分の動土圧の分布を図 1-8 に示す。

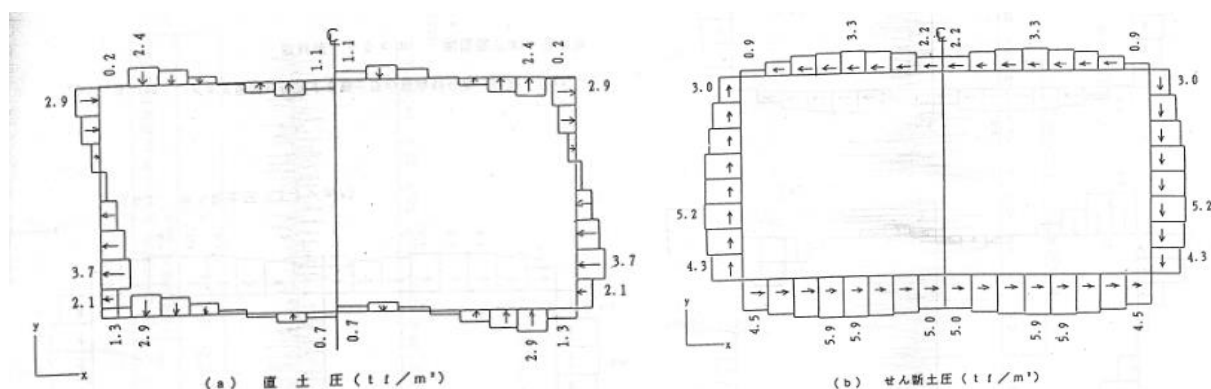


図 1-8 直方向動土圧分布とせん断方向動土圧分布

2) 動土圧を用いる静的解析法の提案

断面の安全性照査は限界状態設計法によっておこない、最適な断面諸元が得られることを明らかにした。本方法は地盤・構造物の相互作用を考慮しており、たわみ性のある地中構造物の横断面の基本設計に有用であることを示した。

1.4 本研究への経緯

レビューを行った既往の研究では FEM 応答変位法と動的解析とを比較して、FEM 応答変位法の有用性の評価を行った。既往の研究では動的解析との整合性を示し、FEM 応答変位法の有用性を確認することができた。しかし、トンネルの耐震設計解析には側方を強制変位する FEM 応答変位法だけではなく、代表的なものとして、応答加速度をモデルに与える応答震度法もある。そこで、本研究では動的解析と FEM 応答変位法、応答震度法の 3 手法

を比較して、静的解析の整合性の評価を行う。また、既往の研究では FEM 応答変位法と動的解析では結果としてほとんど違いが生じず、概ね一致したが、本来静的解析と動的解析では少なくとも違いは生じる。その静的解析と動的解析との結果の違いを無くす工夫を考え、静的解析でも動的解析と同程度の解析が行えないか検討を行うのが本研究の目的である。

また、そのために本研究では動土圧に着目するが、既往の研究では動土圧を求める際にトンネル-地山間の引張挙動を考慮しているため、現実的な挙動とは言えないものとなっている。そこで本研究では従来と同じく引張挙動を考慮しない解析と、トンネル-地山間の挙動をより現実的に再現して、引張を考慮する解析の 2 種類を行なう。

1.4 本論文の構成

本論文は6章で構成されている。

第1章では研究背景や研究目的、既往の研究からの経緯などの序論を述べた。

第2章では本研究に用いる解析手法、解析モデルや物性値などの研究方法についてまとめた。

第3章では一層地盤と二層地盤による、地山を含むFEM解析結果についてまとめ、考察をおこなった。

第4章では動土圧を用いたフレーム解析の評価をおこない、解析結果のまとめ、考察をおこなった。

第5章では本研究の総まとめと、本研究をおこなって生じた今後の課題について述べた。

第2章 研究方法

2.1 概説

本章では，本研究で用いる解析方法，解析コード，解析モデルの寸法や諸物性値，動的解析で用いる入力波についてまとめた．

2.2 各種耐震設計手法の概要

地上構造物は震度法で耐震設計がなされるのが一般的であり，設計地震動（震度）の設定，地震荷重（慣性力）の算定，構造物の構造解析の流れで行われる．これは，地上構造物に対する主たる地震荷重が慣性力であり，その大きさの算定が設計震度の値直結しているからである．これに対し，地中構造物では周辺地盤の揺れが構造物に作用する地震果樹に深く関係している．そのために，地盤の揺れから地震荷重を算定するステップとして，設計地震動に対する地盤の地震応答解析を行う必要がある．

これら地中構造物の耐震設計法にはさまざまな種類が存在する．また，耐震設計法はトンネル横断方向と軸方向の違いによっても異なる．本研究では，トンネル横断方向を対象としているのでトンネル横断方向の覆工断面の耐震解析手法についてその方法と特徴を簡単に説明する．

2.2.1 耐震設計の手順

横断方向の耐震設計は図に示すフローに従って行う．

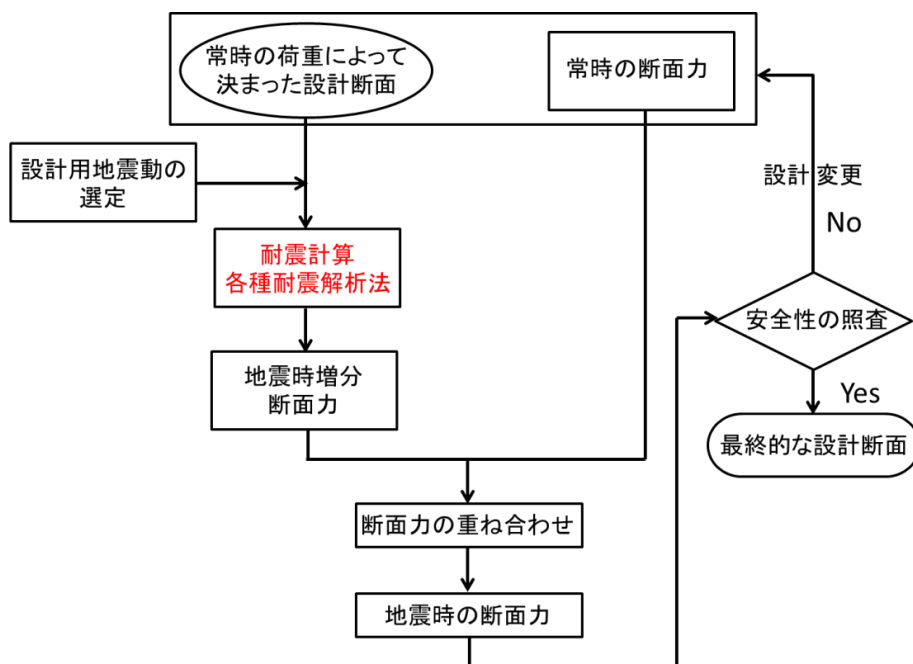


図 2-1 耐震設計フロー³⁾

すなわち、常時の土圧・水圧に対する設計が決まった覆工の断面について、想定される地震規模を決めて耐震計算を行う。耐震計算では、常時に生じる断面力からの変動分（地震時増分断面力）が算定される。地震時増分断面力は正負交番に生じるので、この交番性に注意して常時の断面力と重ね合わせなければならない。

算定された地震時断面力に対して覆工の各部分が安全であるかどうかを地震時の照査基準との比較により照査する。許容応力度設計法では、覆工各部分の応力度、変位などが地震時の許容の基準を満足しない場合には、それらが許容基準を満足するように覆工の設計変更を行い、最終的な設計断面を決定する。限界状態設計法では、覆工の地震時保有耐力などが照査基準となる。

2.2.2 耐震解析の手順

地下構造物の耐震解析手法には様々な種類があるが、それらの多くは図に示すように、

- ①設計地震動の設定
- ②トンネル周辺地盤の地震応答解析
- ③地震荷重の算定
- ④トンネル地盤系の構造解析

の手順で行われる。

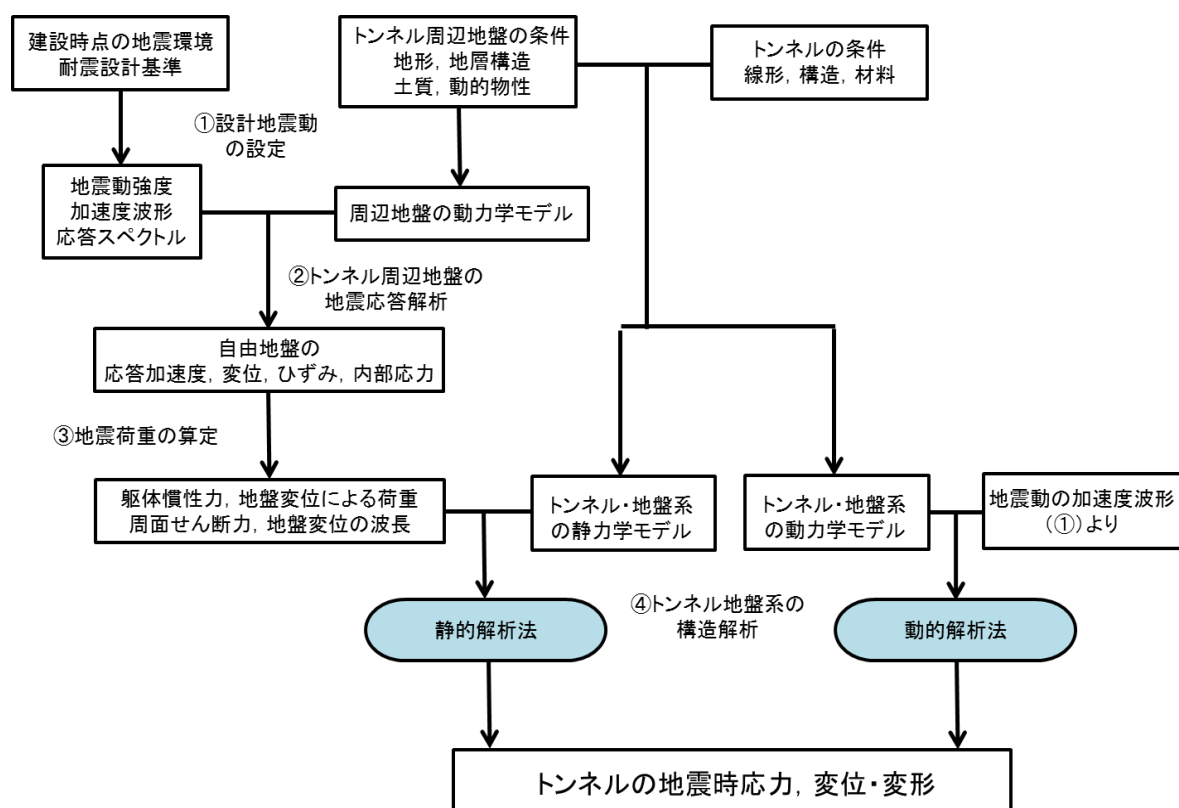


図 2-2 耐震解析の手順⁴⁾

2.2.3 耐震解析の種類と体系

トンネル横断方向の耐震解析には、震度法、応答変位法、動的解析法といった解析手法が以前からある。また、最近では応答震度法、地盤応答法、FEM 応答変位法などの 2 次元 FEM を用いた静的解析法が各種提案されている。さらに、応答変位法といっても、地盤の地震時応答解析の際に、地盤を一様な地盤とみなして応答スペクトル法により簡便に応答計算するものもあれば、多層地盤構造をそのまま 2 次元にモデル化して地震波系に対する動的解析を行うものまであり、いくつものバリエーションがある。最初に耐震設計法の種類と体系を図 2-3 に示す。

図 2-3 に示すように多くの耐震解析法がある理由として、以下のことが挙げられる。

- ①概略検討用の簡便な手法から、詳細検討のための精緻な手法まで、グレードに応じた需要がある。
- ②書く解析段階に多くの選択肢があるため、それらの組み合わせで多くの解析手法が可能である。
- ③地盤の非線形モデルや地盤バネの算定方法が確立されておらず、いくつもの考え方がある。

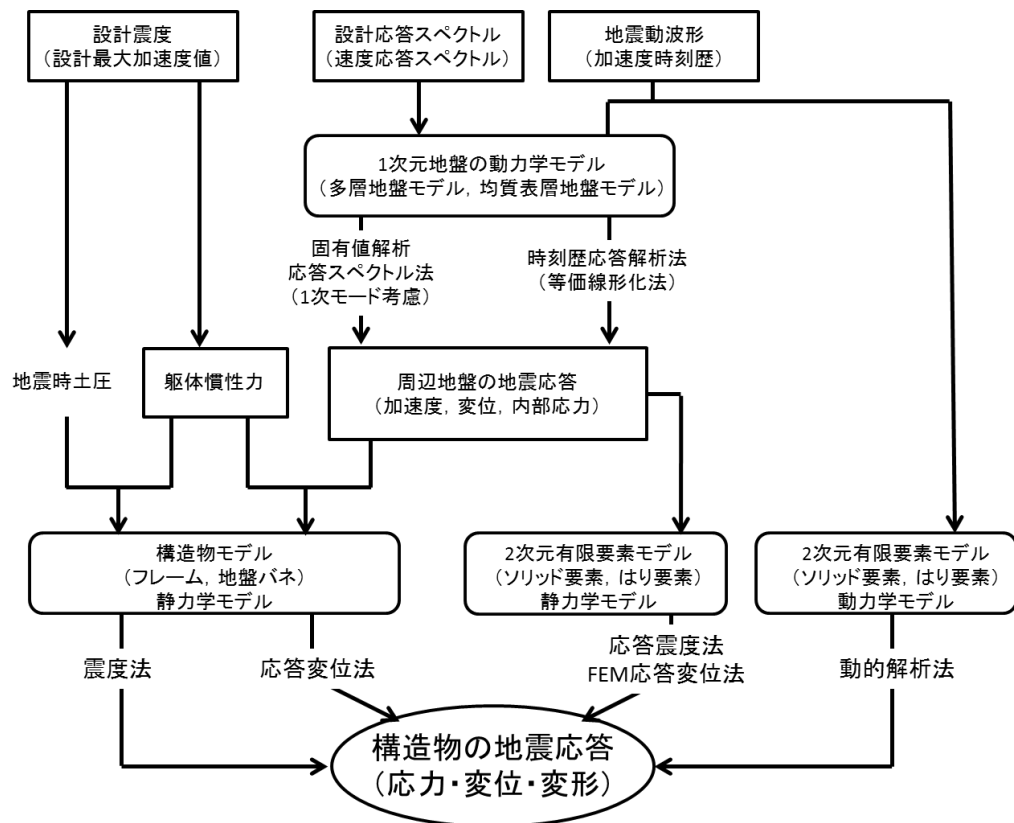


図 2-3 耐震設計法の種類と体系⁵⁾

④コンピュータ及び数値解析手法の進歩により、大量の計算演算を伴う手法が比較的手軽に取り扱えるようになった。

以上の観点から、解析手法の選定に際しては、トンネルの構造特性、周辺地盤の特性、設計地震動などの各種条件をよく把握し、それらの条件を適切に反映させることができ、トンネルの応答値が必要な精度で得られる解析手法を選ぶようにすることが重要である。特に、地下構造物の地震時挙動には周辺地盤の地震応答性状が支配的な影響を持つことに留意する必要がある。

各種耐震設計法の概要について以下に示す。耐震設計法における詳細な設定および、「動的解析法」、「FEM 応答変位法」、「応答震度法」については節を改めて説明する。

1) 震度法

震度法は現在ほとんど用いられていないが、トンネルの一部が露出する場合やトンネル上に地上構造物の基礎が存在する場合など、慣性力の影響が大きい場合に適用することが考えられる。

2) 応答変位法

現行の多くの基準類では応答変位法が採用されている。これは、解析手法が明確であることと、計算が比較的簡易にでき、コストが低いことによるものと考えられる。応答変位法による場合は、解析の中で、対象とする地盤の地震時時の振動性状を明確に捉えることと、地盤ばねを適切に評価することが特に重要である。これらが適切であれば、他の耐震設計法より複雑な手法による解析結果と同等の結果を得ることも可能である。基準類の多くでは、一様な表層地盤を例に、応答スペクトル法による簡易な地震応答計算の手順が示されている。

しかし、対象とする地盤が多層地盤であるような場合は、それを一様地盤に置き換えるなどして計算の簡略化を図るのではなく、多層地盤の固有値解析を行って精度の高い固有周期や振動モードを求めるなどの配慮が必要である。また、これを一次元地盤の時刻歴応答解析によることも検討すべきである。地盤ばねについては未だ合理的な評価法が確立されておらず、その設定によっては解析精度を左右することがあることに注意しなければならない。

3) FEM 系静的解析手法

FEM 系静的解析手法は、応答変位法と動的解析法との中間に位置する解析手法であると言える。応答変位法における地盤ばねの問題は、この解析手法では生じない。また、動的解析法と比較して、数値計算量のはるかに少なく済む。ただし、この系統の解析手法にも、地震荷重の種類と作用のさせ方によって、応答震度法、地盤応答法、FEM 応答変位法など、すでにいくつかの種類があるので、その選定が必要である。いずれの手法も力学的にはほぼ等価な計算をしており、概ね同様の解析結果が得られるので、地震荷重の種類お

よび作用のさせ方と使用する解析プログラムの機能とを見比べ、適当なものを選ぶことになる。

4) 動的解析法

動的解析法は、トンネル・地盤系の適切な解析モデルを作成することができれば、最も解析精度の高い手法であるが、解析コストも最も高い。トンネルおよび地盤の条件が比較的単純である場合は、他の解析手法でも必要な精度で解析できるので、動的解析法によることは少ない。しかし、近接構造物があり、その影響を詳細に調べる必要がある場合などは、他に適当な解析手法がないため、動的解析法を適用することになる。動的解析法による場合は、動力学モデルの出来が解析精度を大きく左右するので、各種データをよく吟味しなければならない。

2.3 本研究で用いる解析手法

本研究で用いる解析手法を以下に記した。ここでは FEM 解析 4 手法を紹介するが、後の第 4 章ではフレーム解析についても紹介する。

2.3.1 一次元成層地盤解析

一次元成層地盤解析とは、解析モデルを一次元地盤モデルにし、基盤面から地震波を入射し、応答値を算出する動的解析法である。本研究における応答震度法、FEM 応答変位法への入力加速度、入力変位はこの方法により算出した。なお、このとき使用した入射波は、動的解析で使用した正弦波と同じものである。物性値は地山を一次元地盤で再現しているため、解析モデルで示した地山の物性値と同値である。

2.3.2 動的解析

トンネルおよび周辺地盤を一体として 2 次元 FEM により動力学モデルに置き換え、設計地震動に対する動的挙動を解析する手法である。

他の解析手法では構造解析のステップとそれに用いる地震荷重の算定ステップとが分離しており、そこに各種の仮定や簡便化した荷重などが持ち込まれるのに対し、動的解析ではトンネルと周辺地盤一体の動力学モデルを直接振動させるため、トンネルと周辺地盤系の動的挙動特性が各解析手法の中では最も合理的に考慮されると言える。

ただし、第 1 章の研究背景でも紹介した通り、動的解析においてトンネルおよび周辺地盤のモデル作成には、他の解析手法よりも多くの解析技術知識とデータを必要とする。また、地震荷重に相当する入力値は一般に数 1000 ステップの時刻歴データである地震動加速度波形で、これに対する応答計算に要する演算量は膨大である。地盤やトンネル材料の非線形性を考慮する場合は、さらにその数倍から数十倍の演算量となる。このため、計算に要するコストや時間は各種解析手法の中で最も多い。

また、動的解析において留意する点として以下が挙げられる。

① 析モデルと諸物性値，特にせん断弾性係数 G と減衰定数 h およびそのひずみ依存性

② 入力波の周波数特性および加速度特性

入力地震動の振幅，周波数特性，継続時間などが動的解析において解析結果を左右するため，十分な検討が必要である。

③ 解析結果の判断基準

トンネルについての明確な基準はないため，安全照査の基準を検討する必要がある。

また，動的解析はその手法によって，応答解析結果を時刻歴で求める時刻歴応答解析か，最大値，すなわち固有値のみに着目して求める応答スペクトル法に大別できる．時刻歴応答解析はさらに運動方程式を時間領域で求めるか周波数領域で求めるかによって，時間領域解析と周波数領域解析に分けられる．時間領域解析は，運動方程式の解法によって直接数値積分法とモード重畳法に分類される．モード重畳法は，運動方程式を基準モードに分解する必要がある．一方周波数領域解析は，運動方程式を周波数領域に変換して応答値を求める方法である．直接周波数応答法では，週連ステップごとに周波数応答関数を求めてこれらを加え合わせて応答値を求める．フーリエ変換法では，単位地震時荷重あたりの周波数応答関数を求めておいて，地震波のフーリエスペクトルを乗じて応答値を求める．

解析手法の選択にあたっては，各解析法の特徴や解析対象とする系の構造特性や重要度，求めようとする応答精度などを考慮して適切な手法を選択する必要がある．図 2-4 に各解析手法の主だった特徴を簡潔にまとめた。

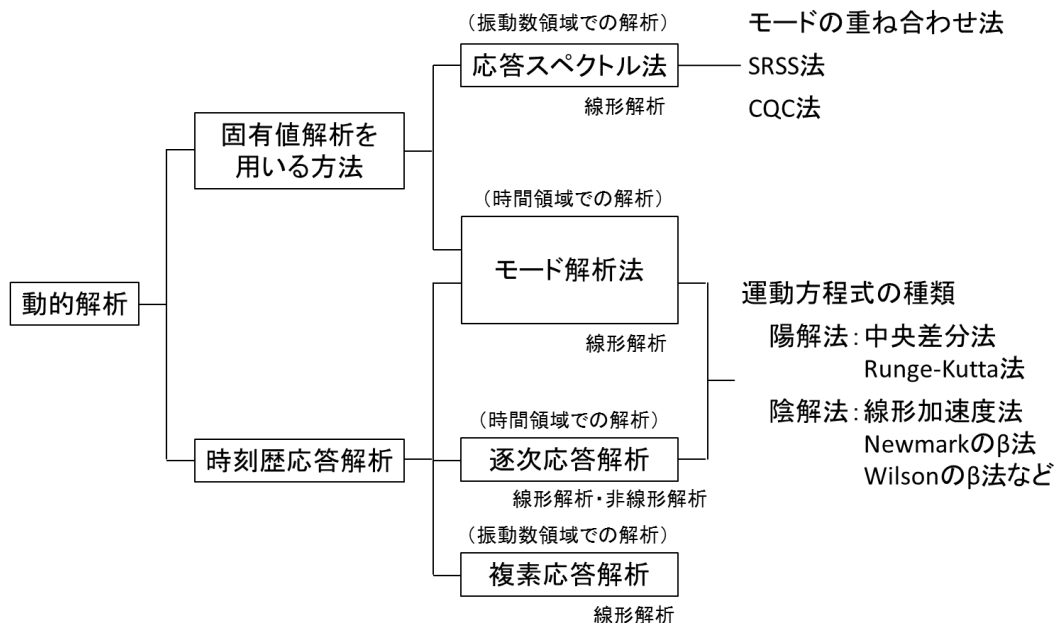


図 2-4 動的解析各種法の特徴⁵⁾

2.3.3 FEM系静的解析法

FEM系静的解析は、構造物と周辺地盤から構成される有限領域をFEMでモデル化する。これに地震時の一時点の荷重または加速度などを静的荷重として作用させて要素の応力や変位を算出する方法である。自由地盤の地震時の状態を再現する力として、応答加速度や応答変位の深さ方向分布などが考えられており、その考え方によって解析手法に、「応答震度法」、「FEM 応答変位法」などの呼称が付けられている。こうした解析手法は、地震力の考え方を理論的に明確にする必要があるものの、応答変位法が抱える地盤ばねの煩雑の問題を避けると同時に、地震力を静的に扱って静的解析とすることにより動的解析ほどの時間やコストがかからないという点で、非常に有力な耐震計算手法であるといえる。

一般にFEM系静的解析は、計算を簡便化するために以下の仮定をおいている。

- ①有限要素を取り出した解析モデルの側方および底面の境界では地下構造物の影響は十分無視できる。
- ②減衰は無視できる。
- ③構造物および周辺地盤の加速度は自然地盤における同じ位置での加速度に等しい。

特殊な地盤や構造物などでこれらの仮定を適用できない場合、また、構造物の三次元的な動的挙動を確認したい場合は、動的解析など他手法を用いる必要がある。

また、解析手順としては基本的に以下の図2-5に示すフローからなる。

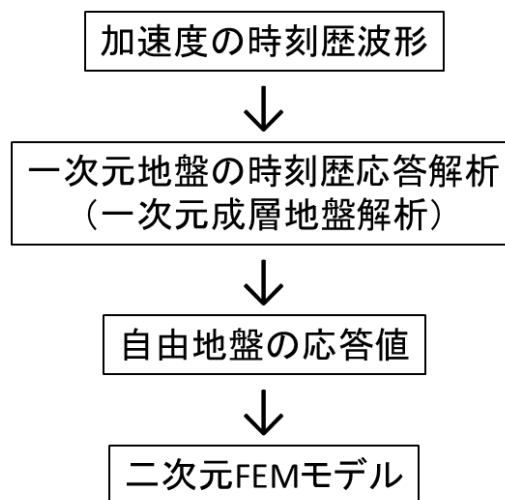


図 2-5 動的解析各種法の特徴

解析フローを簡単に説明すると、

- ①まず、一次元地盤モデルをつくり、その地震応答解析を行って、設計地震動に対する自由地盤の応答を求める。

- ②次にこの地盤の状態が再現されるような等価な講義の荷重を算定する。
- ③最後にトンネルの構造モデルを含む二次点 FEM モデルにその地震荷重を静的に作用させて、トンネルに生じる断面力などを求める。

2.3.4 FEM 応答変位法

FEM 応答変位法は、モデルをメッシュ化して側方を強制変位させることによってせん断変形をさせることにより地震動を再現する手法である。FEM 応答変位法にはいくつかの手法があり、そのうちの幾つかを紹介する。

手法 1

浜田らが、山岳トンネルにおいて実施した地震観測のデータに基づいてコンクリート覆工に生じる地震時ひずみを考慮するために用いた手法で、トンネルの横断面とその周辺地盤をモデル化した 2 次元 FEM モデルの側方境界を、地震動によってがんばらないに生じるひずみの状態に対応するように強制変位させることにより、トンネル覆工のひずみを算出するものである。地盤内に生じるひずみの方向成分および大きさは、自然地盤の地震応答解析により別途算出する。この解析手法は、地盤空洞の覆工の地震時挙動は周辺地盤の地震時ひずみに支配されるという認識かた、フレーム・地盤ばね系の構造解析モデルによる応答変位法と同様の発想で、トンネル覆工およびその周辺地盤をモデル化した力学モデルを作り、周辺地盤部分に対応する力学要素を強制的に変形させることにより、着目するトンネル覆工を間接的にひずませるという考え方によっている。構造解析モデルとしては、岩盤トンネルでは覆工と周辺地盤との剛性差がそれほど大きくなく、それらをフレーム・地盤ばねという力学モデルで表現することの妥当性の問題や、周辺地盤を地盤ばねにモデル化する適当な方法がないという問題もあって、周辺地盤を平面ひずみ条件のソリッド要素で表した 2 次元 FEM モデルとしている。地震力の作用のさせ方としては、フレーム・地盤ばねモデルにおいて地盤ばねの先端を強制変位させるのと同様に、FEM モデルの側方境界の 2 辺を変位させる。

手法 2

トンネルの横断方向の耐震計算に使われた解析手法で、2 次元 FEM モデルの側方境界に強制編いではなく、荷重をかける方法である。その荷重のかけ方・計算手順は以下の通りである。

1. 自然地盤の地震応答解析を行って、トンネル横断面周辺の地盤の地震時変位を設定する。
2. トンネル横断面周辺の地盤の 2 次元 FEM モデルを作成する。この段階では、トンネルはモデル化しない。
3. この 2 次元 FEM モデルの側方境界に荷重をかけ、モデルに変位を生じさせる。ここで、モデルの中心軸戦場の節点の変位が 1 で設定したモードおよび変位量となるような側

方境界の荷重を，反復計算によって求める．

4. トンネル横断面もモデル化した 2 次元 FEM モデルを作成する．トンネル躯体は骨組み構造としてモデル化する．
5. 上の 2 次元 FEM モデルの側方境界に，3 で求めた荷重をかけ，モデルに変位を生じさせる．このときトンネルの要素に生じる応力が求めるべき地震時応力である．

前述した手法 1 ではモデルの中心部に所定のひずみが再現できないおそれがあるが，この手法では，その再現性を確実にするために，モデル側方境界にかける荷重を調整するのである．しかし，このようにして決めた荷重をかけた場合は，モデル中心軸での変位に関する限りは意図したものとなるにしても，地盤内部のひずみや応力状態については地震時の状態と一致するとは限らない．用意に予想されることであるが，底面を固定したモデルの中心部を変位左折には側方境界に相当大きな荷重をかけなければならず，手法 1 とは逆に，中心軸から離れて側方境界に近くなる箇所ほど，解析モデル内に過剰な応力・変形が発生することになる．また，3 の作業において，モデルの中心軸戦場の節点変位を狙い通りに生じさせる境界荷重を一義的に決定することはできないと思われる．こうしたことから，この手法でもやはり解析モデルの内部の状態は地震時の地盤応力・ひずみ状態とは整合しないと考えられる．

手法 3

地中構造物および周辺地盤をモデル化した 2 次元 FEM モデルを静的に変位させて，モデルに埋め込まれた地中構造物の応力や変形の挙動を解析する方法の中には，上述した方法のようにモデルの境界に載荷するのではなく，2 次元 FEM モデルの全体の節点に載荷する方法がいくつか見られる．円形断面の大深度立坑の耐震計算手法として，以下のような計算手法が用いられた．

1. 立坑周辺の地盤の地震時変位を自然地盤の地震応答解析を行って設定する．この地盤変位は地中に生じるせん断ひずみが最大となる時刻断面での変位である．
2. 立坑周辺地盤のみの軸対称 FEM モデルを作成する．軸対称モデルとするのは，後の工程で立坑および周辺地盤の全体系を軸対称 FEM モデルとするためである．
3. この軸対称 FEM モデルに 1 で設定した地盤変位をしょうじさせるための節点力を，モデルの全節点について求める．具体的には，軸対称モデルの各接点を設定した変位モードで(非軸対称に)強制変位させたときの節点反力として求める．
4. 立坑および種変地盤の全体系の軸対称 FEM モデルを作成する．このモデルは，2 で作成したモデルの中心部の円筒状の空洞とし，立坑九題を軸対称シェル要素でモデル化したものである．
5. 上の軸対称 FEM モデルの各節点に 3 で求めた節点力をかけ，モデルに変位を生じさせる．このときシェル要素に生じる応力が求めるべき立坑の地震時応力である．

手法 4

同じく 2 次元 FEM モデルの全体の節点に載荷する方法で、FEM 応答変位法の呼称を用いているが、上述の手法 3 とはややことなる計算手法がある。これは大阪市の地下鉄構造物の耐震計算に用いられたもので、以下の途中で計算する。

1. 地中構造物周辺の地盤の 1 次元モデル(自然地盤)について設計地震波に対する地震応答解析を行い、地中構造物の上下床板一での相対変位が最大となる時刻断面における地盤変位、地盤加速度、および地中せん断応力の深さ方向分布を求める。
2. 地中構造物の一を空洞とした地盤の 2 次元 FEM モデルを作成する。この段階では、地中構造物の躯体はモデル化しない。
3. この 2 次元 FEM モデルに 1 で求めた地盤変位を生じさせるための節点荷重を、モデルの全節点について求める。このとき、地中構造物部分の空洞の自由表面についても、自然地盤の変位分布となるようにする。
4. 地盤・地中構造物の全体系を 2 次元 FEM モデル化する。地盤要素については m1 の解析における等価線形化法により剛性の非線形性を考慮する。地中構造物の躯体については、部材の曲げモーメント・曲率関係の非線形性を取り入れたはり要素によりモデル化する。地盤と地中構造物との境界面には、剥離やすべりを考慮するためにジョイント要素を設ける。
5. 上の 2 次元 FEM モデルの地盤節点に 3 で求めた節点荷重をかける。地中構造物の要素には躯体慣性力をかける。また、地盤と地中構造物との境界面に周面せん断力をかける。ここで用いる慣性力および周面せん断力は 1 の解析で算定したものである。こうして 2 次元 FEM モデルに地盤変位荷重、躯体慣性力、および周面せん断力を載荷したときにはり要素に生じる応力が求めるべき地中構造物の地震時応力である。

この計算手法は、地震力として地盤変位、躯体慣性力、および周面せん断力を考慮しているので、フレーム系モデルによる応答変位法の手法と非常によく似ている。両者で大きく異なるのは、地盤・構造物間の相互作用を、応答変位法では地盤ばねで表現しているのに対し、本手法では地盤の 2 次元 FEM モデルで表現している。すなわち、本手法における地盤の FEM 要素は、応答変位法における地盤ばねの代わりとなっている。上記の 2 および 3 の計算ステップの内容から明らかであるが、地中構造物の位置を空洞とした 2 次元 FEM モデルに 3 で求めた節点荷重をかけると、空洞の自由表面が自然地盤の地震応答変位と同じ変位をする。したがって、5 の計算ステップにおいて地中構造物を含めた 2 次元 FEM モデルに 3 の節点荷重をかけることは、応答変位法においてスプリングで表した地盤ばねの端部を自然地盤の応答変位に合わせて強制変位させることに対応する。地中構造物の躯体に慣性力および地震時周面せん断力を作用させたときに生じる変位は、一般には自然地盤の応答変位と一致しない。この変位の食い違いに対して、地盤・構造物間に相互作用力が生じるわけであるが、本手法ではこれを地盤の FEM 要素で表現するのである。

2.3.5 応答震度法

片山らが、地中ダクト横断面や地中送電線用立坑の解析のために提案した対戦計算手法である。地震の影響を評価するのに、自然地盤の応答加速度(応答震度)を用いることから、初めは「強制震度法」と称され、そのあと応答震度法の名称が使われるようになった。地下構造物の横断面方向の耐震計算法として多く用いられている応答変位法は、その解析モデルの一部である地盤ばねの設定方法やシカ構造物に作用させる地震荷重の考え方が設計指針・基準類ごとにまちまちで一貫性がなく、また、その解析結果が 2 次元動的 FEM による結果と大きく異なる場合があるなどの問題点を抱えているために、応答変位法に変わる簡便な耐震計算手法として、この応答震度法が考案された。2 次元動的 FEM 解析の近似解を目指したもので、地下構造物に発生する地震時断面力が最大となる瞬間の地盤・構造物系の応力状態を 2 次元静的 FEM 解析によって再現しようとするものである。

また、応答震度法の概略手順は以下の通りである。

1. 地下構造物の存在を考えない地盤(自然地盤)の 1 次元モデルを作成し、動的解析ソフト(本研究では TDAPⅢ)などを用いて、設計地震動に対する地震応答解析を行う。これは、地盤・地下構造物系の地震応答加速度は、地下構造物の存在の影響をあまり受けず、自然地盤の地震応答加速度と大略等しいという仮定を設けて、1 次元地盤モデルの地震応答解析を行う。ここで得られた地盤の応答加速度および応答変位の深さ方向の分布を、全時刻断面について記憶しておく。また、この地震応答解析では、地盤剛性のひずみ依存性を考慮するために、等価線形化手法による繰り返し計算を行っていることから、地盤剛性の最終的な収束値についても記憶しておく。
2. 上で得られた自然地盤の応答変位の時刻歴データを分析し、地下構造物が位置する深さの地盤部分において生じるせん断変形のひずみエネルギーが最大となる瞬間の時刻を特定する。応答震度法では、この時刻において、地下構造物に生じる地震時応力も最大となるものとみなす。
3. 先に求めた自然地盤の応答加速度の時刻歴データから、2 で特定した時刻断面における地盤加速度の深さ方向分布を取り出し、これを重力加速度で除して、地盤の応答震度の深さ方向分布を決定する。大深度地下構造物の解析で地盤モデルが相当に深いケースや、地震動の波長が短いケースなどでは、この時間断面において応答震度が浅部と深部で逆向きになることもある。
4. 地盤・構造物の全体系を 2 次元 FEM でモデル化する。地盤要素の剛性には、先に求めておいた収束剛性を割り当てる。側方境界は水平ローラー支持条件とする。
5. 2 次元 FEM モデルの各要素に、3 で決定した地盤の応答震度に対応する物体力を静的に載荷する。この地震力によって生じる構造物の応力が、求めるべき地震時応答力である。本研究ではこの応答震度に対応する物体力を以下の式で求めた。

$$\text{物体力} = \frac{ma}{g} \quad (1)$$

m : 有効面積(m^2)

a : 応答加速度(m/s^2)

g : 重力加速度(m/s^2)

以上の計算手順から分かるように、応答震度法は、地下構造物の地震時応力が最大となる瞬間の状態に着目した、一種の震度法と考えることができる。ただし、応答震度法においては、構造解析モデルが地盤・地下構造物の全体をモデル化した 2 次元 FEM モデルであり、これに与える震度は自然地盤の地震応答に対応して深さ方向に変化する。構造物地震の完成力、構造物側壁への土圧、盛土の慣性力の影響などはすべて、震度(=物体力)を作用させた 2 次元 FEM モデルの内部の力の釣り合いとして自動的に考慮されることになる。ここには、定量評価が曖昧な地盤ばねが使われておらず、また、地震力(応答震度)の決定法が明解である。また、応答震度法において地震時水平加速度相当の物体力をモデルに載荷する際、上記の式の通り解析モデルのメッシュの面積によって物体力の大きさは変化する。トンネルの形状が真円や馬蹄形などの円形を含むモデルの場合、トンネル周辺地盤に不規則メッシュが存在することになり、そのメッシュ毎の物体力を与えなくてはならない。

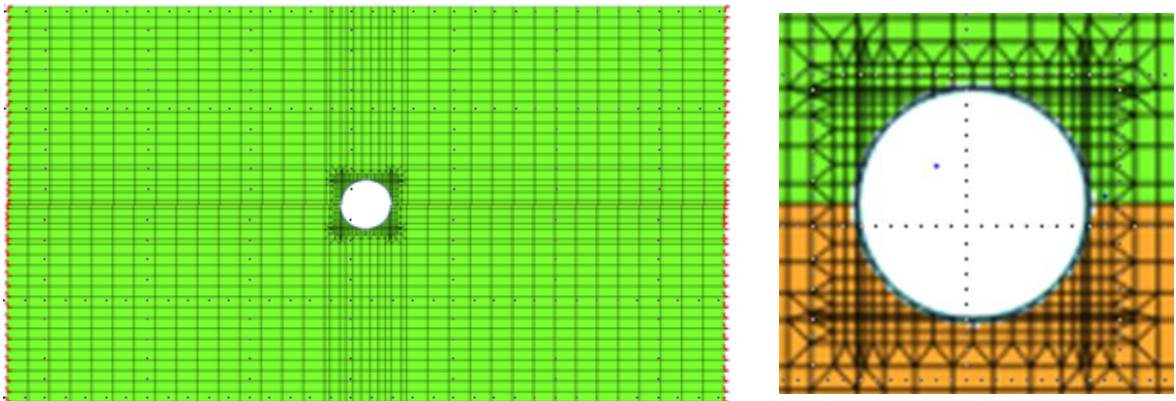


図 2-7 真円モデル不規則メッシュ

その際の三角形メッシュ面積を算出する式は以下の通りである。3 点の(x,y)座標がそれぞれ A(a,b), B(c,d), C(e,f)のとき、それら 3 点が囲む三角形の面積 S は以下の式で求めることが出来る。

$$S = \frac{1}{2} |(c-a)(f-b) - (d-b)(e-a)| \quad (2)$$

トンネル近傍の三角形メッシュの物体力を算出する際は以上の式でメッシュ面積を求めて、先の物体力換算の式に当てはめる。また、円形を含むトンネルが存在するモデルの場合、トンネル近傍の不規則メッシュ、メッシュの遷移領域、側方と同一の分布のメッシュ領域が存在する。そのため、それぞれの箇所で一次元成層地盤解析を行い、各メッシュ領域における応答加速度を算出し、物体力を算出する。

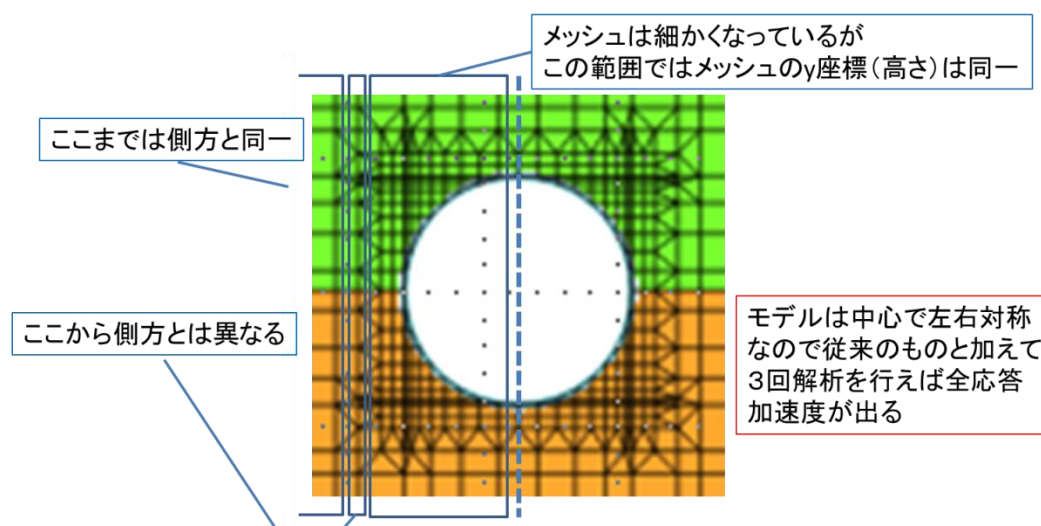


図 2-8 不規則メッシュに物体力を載荷する方法

なお、上に説明した計算手法では、応答震度の決定は地震動加速度波形に対する自然地盤の地震応答解析によって行うが、そのほかに、設計指針類に即して地盤変位を設定し、この変位分布を実現させる地盤慣性力が作用するように応答震度分布を決めた計算事例もある。これは、各種の設計指針類に示されている応答変位法で、設計用速度応答スペクトルと表層地盤の 1 次固有周期とから表層地盤の 1 次モードの変位分布を決め、これに対して地中構造物の耐震設計をしていることに合わせたものである。

2.4 解析コード

本研究の動的解析，静的解析を行う際に用いた解析コードを簡単に紹介する。

2.4.1 TDAPⅢ(動的解析)

本研究では動的解析として時刻歴応答解析を行った。解析ソフトには TDAPⅢを用いた。TDAPⅢは、土木・建築向け汎用三次元動的解析プログラムであり、土木・建築分野に特化した要素群，材料非線形モデルを数多くサポートしている。適用事例は高層建築物，免震構造物，高速道路，橋梁・橋脚，トンネル，地中埋設構造物，ダム，防波堤，液体タンク，

浮体構造物，原子力関連施設等重要構造物，水道施設など多岐に渡って活躍している。
 (JIP テクノサイエンス株式会社ホームページ TDAPⅢホーム <http://www.jip-ts.co.jp/tdap/>)

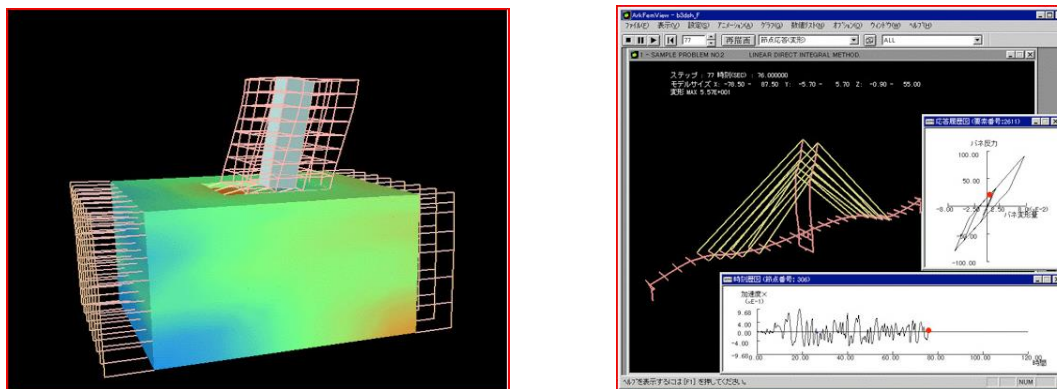


図 2-9 動的解析プログラム TDAPⅢ作業ページ

2.4.2 Midas GTS(静的解析)

Midas GTS(Geotechnical and Tunnel analysis System) は施工段階を考慮した応力解析と浸透流解析・耐震解析など地盤及びトンネル工学分野の数値解析に必要な諸般機能を集積して開発された静的解析ソフトであり，数多くの非線形材料をサポートしている．適用事例は難しい接続部のトンネル解析，地下水浸透解析，軟弱地盤の盛土および圧密解析，掘削および仮設解析など地盤分野の解析で主に取り扱われている．

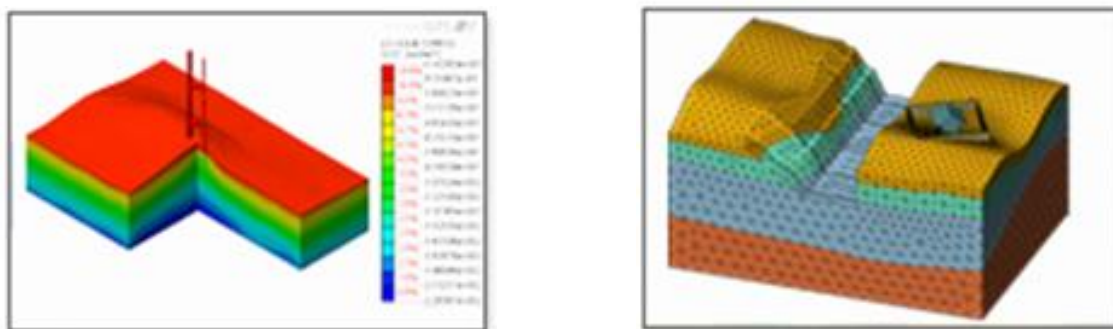


図 2-10 静的解析プログラム Midas GTS 作業ページ

2.5 入力波

本研究において，入力波は水平動のみを対象として上下動を考慮しない．入力地震動については，地盤の固有周期に等しい周期の正弦波を用いる．以下に正弦波の周期の算出方法と設定方法について示す．

正弦波の周期

算定式は以下とする．（ H_s ：地盤の代表深さ）

$$f_G = \frac{1}{4} \sum_{i=1}^n \frac{V_{si}}{H_i} \quad (3)$$

ここに，

f_G ：地盤の固有振動数（Hz）

H_i ： i 番目の地層厚さ（m）

V_{si} ： i 番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/sec）

上式で算出した周波数と $T=1/f$ から周期を算出する．また，上層から，表層厚さが一定の場合には， V_s が大きくなると卓越振動数も相対的に大きくなる．

正弦波の設定方法

正弦波は TDAPⅢ の設定条件を用いて以下のように設定した．

- ①1 波長を 256 等分した正弦波を 16 波長分用意する．
- ②リンク効果を防ぐために構造くには零点をつなげるものとする．

③入力データの時間間隔 DT は $DT = \frac{1}{fn}$ より求める．

④入力はすべて基板層底部（解析モデル底面）からとする．

本研究では以上よりもとめた加速度 100gal, データ数 1024, 卓越振動数 0.4Hz の正弦波を用いて動的解析を行う。以下に本研究で用いる正弦波の出力波形を図 2-9 に示す。

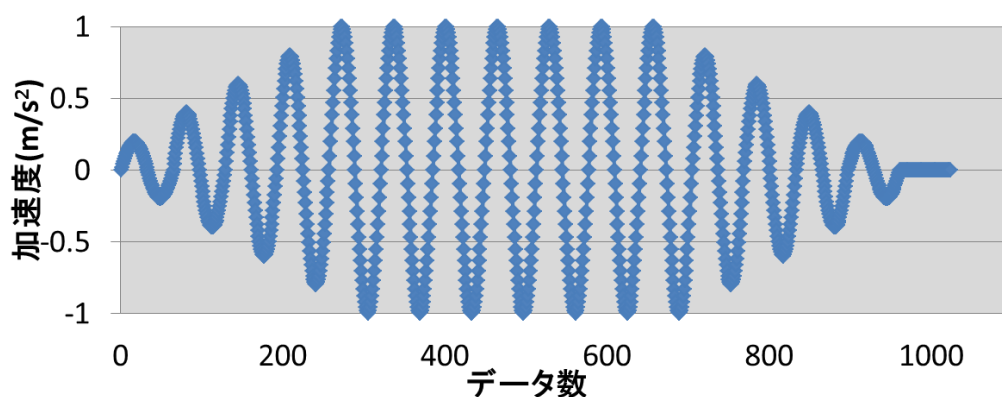


図 2-9 本研究で用いる正弦波

2.6 減衰について

減衰とは、構造物の振動を減少させて静止状態に導くことであり、地震時における構造物の安全性を考える場合かなり重要なものとなってくる。しかし、減衰作用のメカニズムは完全には解明されていないのが実情である。

1) 減衰の要因

減衰には大きく分けて 2 つの要因がある。1 つは構造系内部に発生する構造減衰と言われるものであり、もう一つは構造系外部に振動エネルギーとして伝わる逸散減衰である。構造減衰には粘性減衰、クーロン減衰、履歴減衰などがある。

粘性減衰

構造物が振動している時に、周囲の空気あるいは水から受ける抵抗が減衰の要因であると考えられてきたが、これを説明するものが粘性減衰である。また、構造部材の分子構造あるいは部材内部に生じる摩擦に起因するとも言われている。

有限要素法では、運動の式を考えるため、減衰力が速度に比例するものと仮定したほうが利点が多い。このため、空気の抵抗は部材内部の摩擦以外のメカニズムによる減衰力も含めて、減衰力を近似するような粘性減衰に置き換えて、運動の式に導入することが多い。これを等価粘性減衰と呼ぶ。

履歴減衰

フックの法則として知られている特性は、部材のひずみのみから反力が求められ、剛性は常に一定と考えられている。しかし、実際に構造物が強い力を受けると、部材の一部が塑性化してみかけの剛性が低下する。さらに、向きを変えて力をかけると、一時的に剛性

は回復するが、その後、また剛性は低下する。

このように、現時点のひずみでは反力や剛性が定まらず、それまでの履歴が関与するような特性を履歴特性と呼ぶ。

クーロン減衰

構造物の部材相互、あるいは支持点などにおける摩擦に起因する減衰である。この摩擦を個体摩擦と呼ぶこともある。振動は粘性減衰だけでは完全に停止せず、振幅が小さくなってクーロン減衰が作用して静止すると考えられている。ただ、摩擦は静摩擦と動摩擦に分けられるが、それぞれの値の評価および関連性については議論が残されている。しかし、摩擦係数が明確であれば運動の式に導入にて回を求めることは可能である。

2.7 本研究で用いる解析モデル・解析条件

ここでは、本研究で用いる一次元成層地盤解析、動的解析、静的解析における解析モデル、諸物性値、解析条件などについて説明する。

2.7.1 一次元成層地盤解析

一次元成層地盤解析は、図 2-10 に示すように自然地盤を一次元地盤に再現しているため、モデルの物性値、高さは動的解析、静的解析の地山の物性値、寸法と同一である。

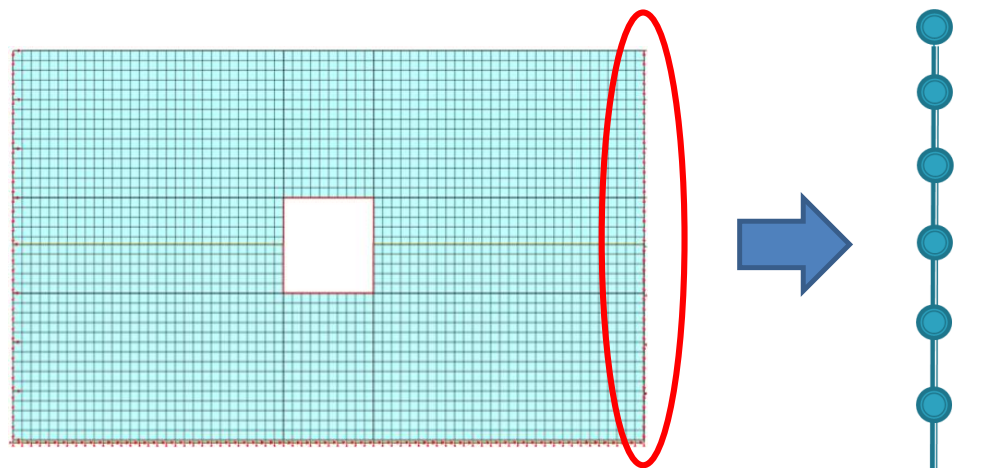


図 2-10 一次元地盤モデルの再現

一次元地盤モデルの節点分布は二次元地山モデルの側方境界の節点分布に依存しており、トンネルの形状によって一次元地盤モデルの節点数、要素数、節点間隔などは異なる。また、拘束条件は底面を完全固定とし、底面から水平方向に正弦波を入射する。

2.7.2 解析モデル

本研究で用いる解析モデルの寸法は以下の図 2-11, 図 2-12 に示す通りである.

① 矩形モデル

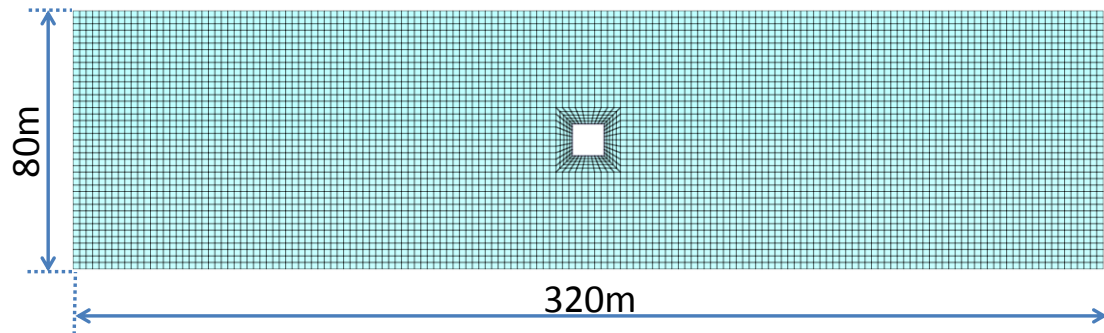


図 2-11 矩形モデル

トンネルの大きさ・形状は 1 辺 10m の正方形. 節点数は 6761 個, 要素数は 6580 個である.

② 真円モデル

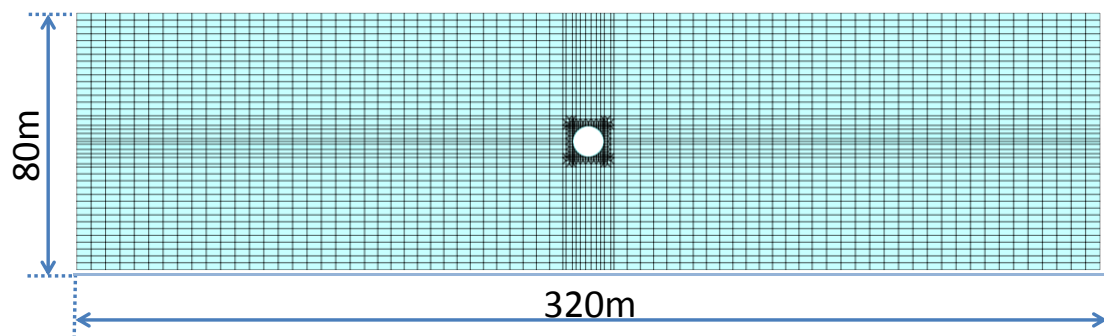


図 2-12 真円モデル

トンネルの大きさ・形状は径 10m の真円. 節点数は 3854 個, 要素数は 3858 個である.

解析モデルの横の寸法の決定に関しては，動的解析モデルの底面に水平方向に正弦波を入射し，最大せん断ひずみが側方に向かっていくにつれて層状に分布し，一定状態に収束していると考えられるものに決定した．最大せん断ひずみ図を図 2-11 に示す．

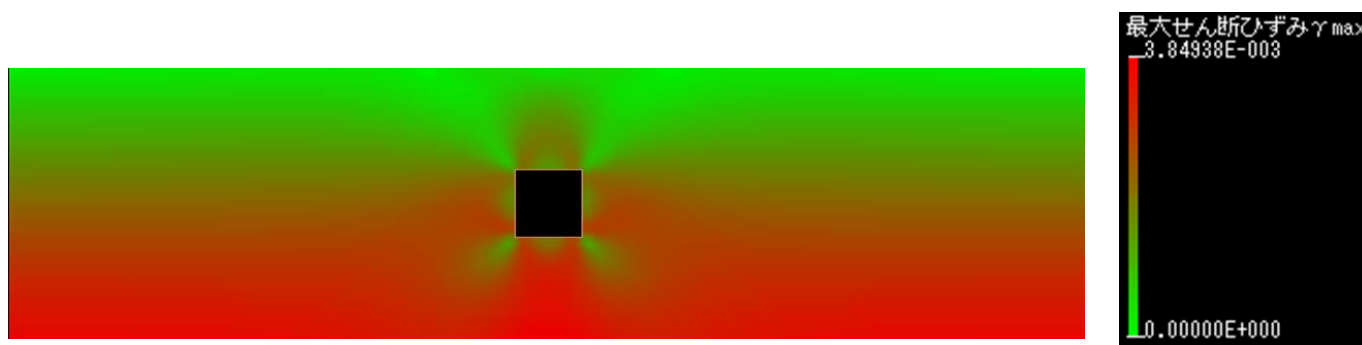


図 2-13 最大せん断ひずみ図

また，地山は平面ひずみ要素，トンネルは 2 次元梁要素を用い，解析モデルの拘束条件は側方が水平ローラー，底面が完全固定である．動的解析では半無限を想定するために側方が 2 次元側方境界，底面は底面粘性境界などを用いる場合が多いが，本研究では静的解析と動的解析の解析条件を可能な限り同一にするため，以上のような境界条件を用いた．

第3章 地山を含む FEM 解析による動的解析・静的解析の違い

3.1 概説

本章では，まず静的解析と動的解析において結果にどの程度の違いが生じるのかを検証するため，1層地盤で，かつトンネルと地盤が剛結の簡単なモデルを用いて解析を行った．

3.2 解析モデル

本章で用いる解析モデルについて図 3-1 に示す．トンネルの形状は矩形モデルで，トンネルの寸法は1辺 10m のものを用いた．

表 3-1 諸物性値

	トンネル	地山
ヤング率[MPa]	2.2×10^4	2.0×10^2
ポアソン比	0.2	0.3
単位体積重量[kN/m ³]	24	21

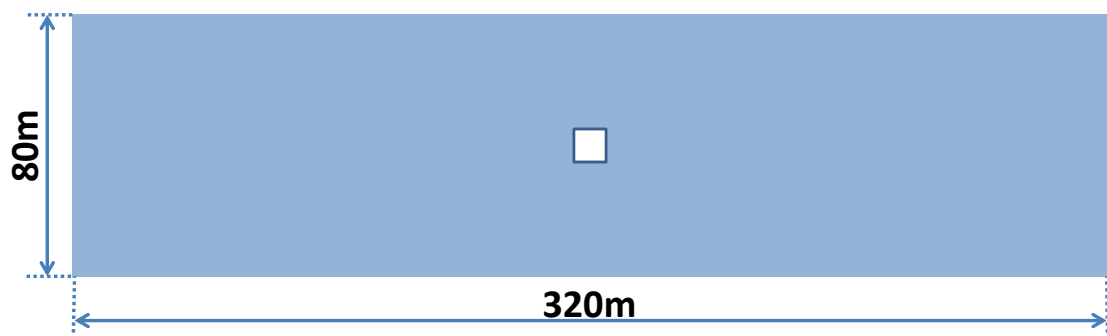


図 3-1 解析モデル

入射波は、データ数 1024、振動数 0.4Hz、最大加速度 100gal、16 波長の正弦波を用いた。表層を基準に卓越振動数を求めた。

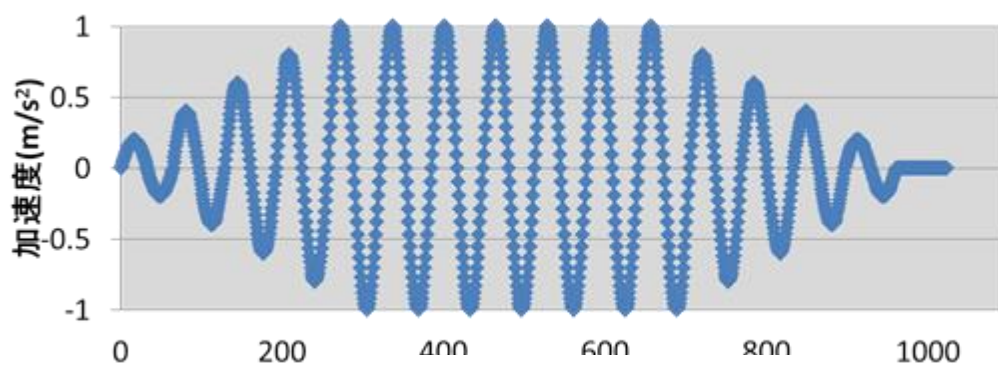


図 3-2 入射波

3.3 一次元成層地盤解析結果

静的解析の FEM 応答変位法と応答震度法で用いる応答値を図 3-3 に示す。また、各ケースの最大応答値も示す。一層地盤であるため、応答変位、応答加速度ともに 1/4 波長の波形で生じた。

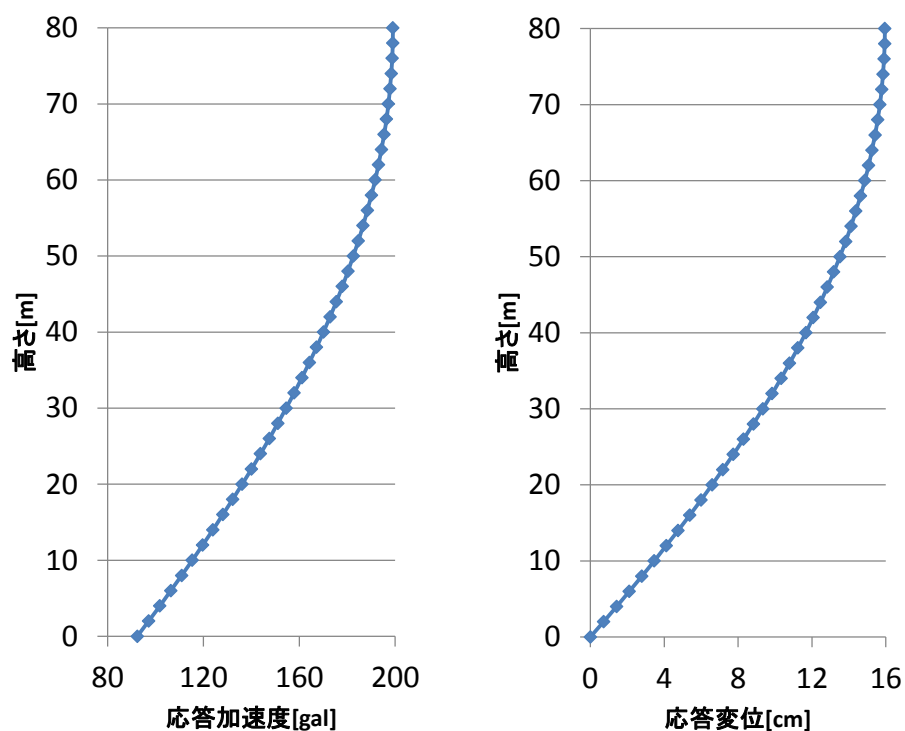


図 3-3 一層地盤における応答値

3.4 剛性比の変化による動的解析と静的解析の比較

動的解析と静的解析の解析結果を比較した．本研究では動的解析の値を正として解析をおこなった．

3.4.1 矩形モデル

矩形モデルにおける静的解析と動的解析の断面力の比較を以下の図 3-4～図 3-11 に示す．

① 軸力

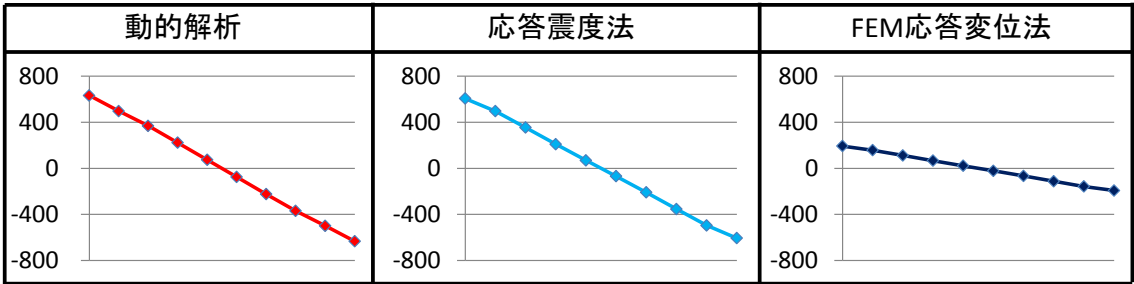


図 3-4 天端における軸力比較

単位：kN

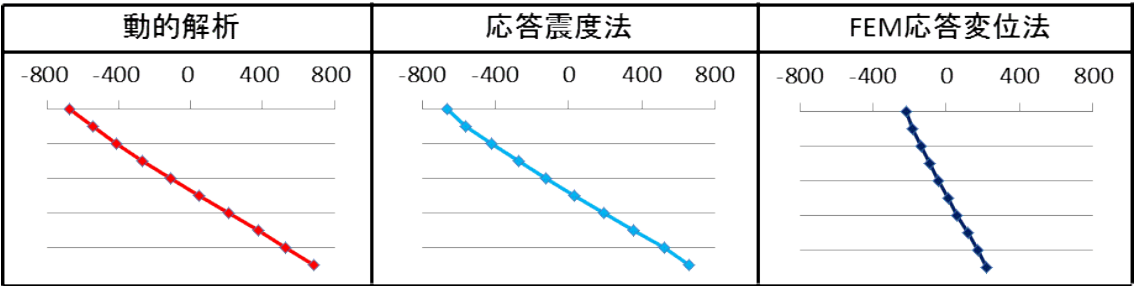


図 3-5 右側壁部における軸力比較

単位：kN

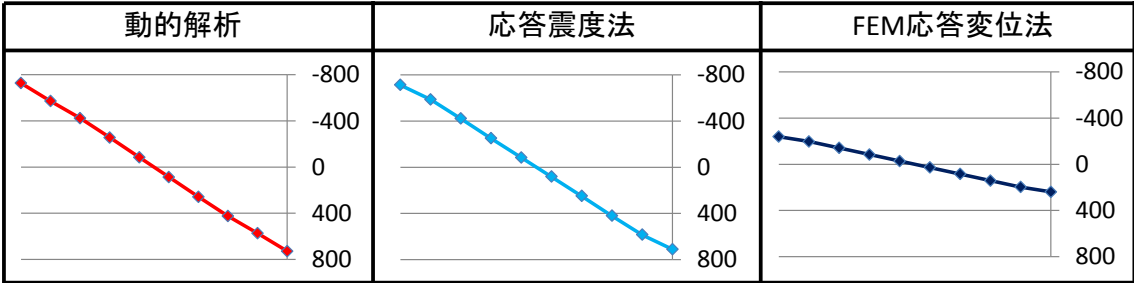


図 3-6 底部における軸力比較

単位：kN

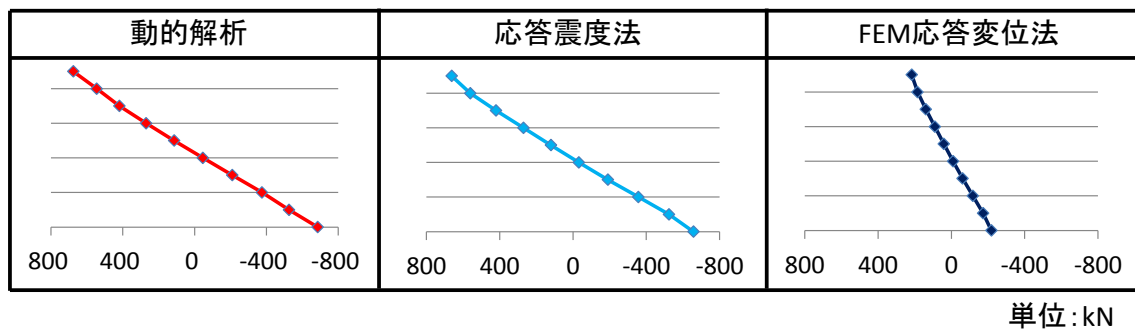


図 3-7 左側壁部における軸力比較

② 曲げモーメント

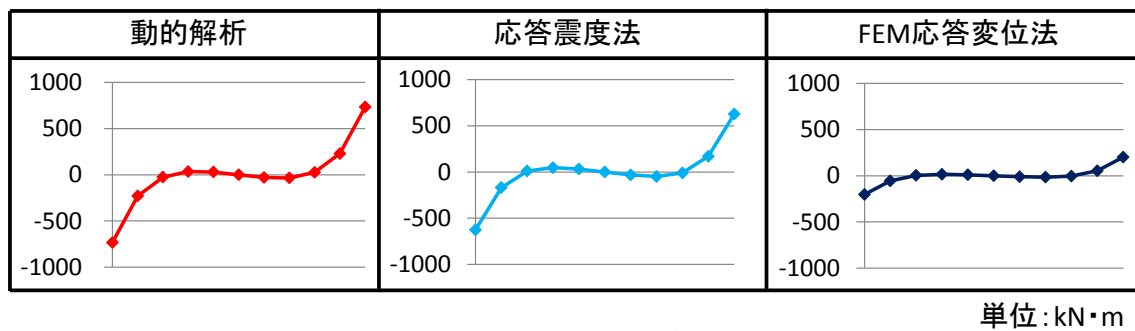


図 3-8 天端における曲げモーメント比較

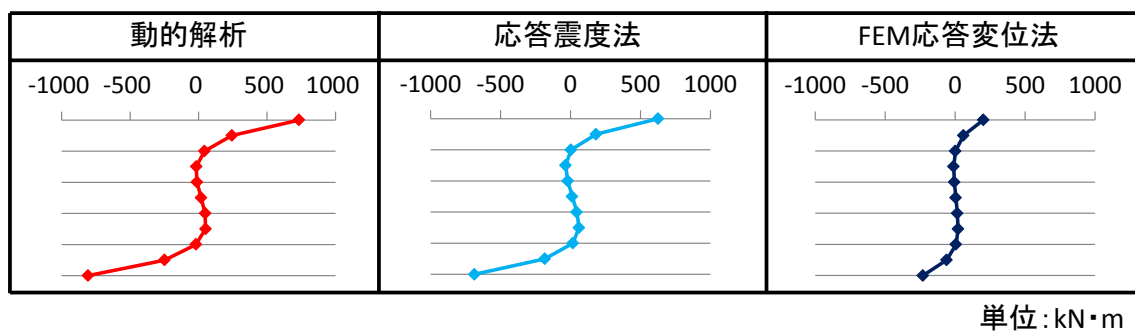
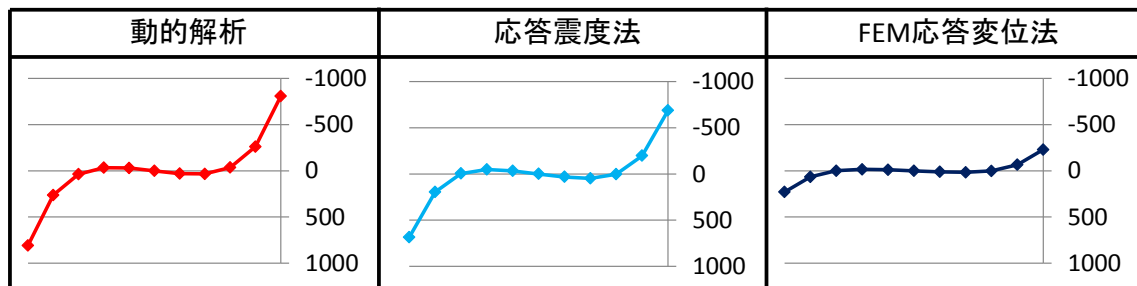
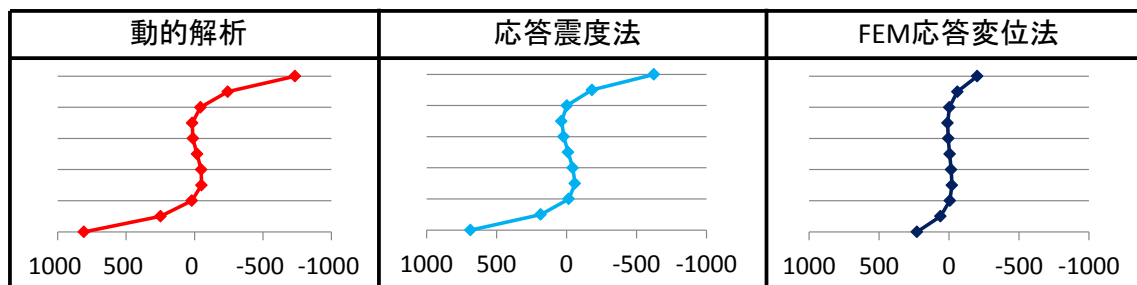


図 3-9 右側壁部における曲げモーメント比較



単位: kN・m

図 3-10 底部における曲げモーメント比較



単位: kN・m

図 3-11 左側壁部における曲げモーメント比較

動的解析と静的解析の断面力の結果を比較すると、応答震度法は軸力、曲げモーメントが動的解析と概ね一致した。一方で、FEM 応答変位法は動的解析と比較して、軸力、曲げモーメントでおよそ 3 倍以上の違いが生じた。

3.5 結果のまとめと考察

本章でおこなった動的解析と静的解析の断面力の比較のまとめとそれに対する考察をおこなう。

- 動的解析と応答震度法を比較すると、軸力と曲げモーメントは概ね一致しており、本研究の静的解析の中でも比較的精度の高い静的解析手法であると言える。
- 動的解析と FEM 応答変位法を比較すると、軸力と曲げモーメントは大きいところでおおよそ 3 倍以上の違いが生じた。

次に以上の結果に対しての考察をおこなう。FEM 応答変位法は、2.2.3 に示したように、いくつかの方法がある。本研究では 2.2.3 に示した手法 1 を用いて、荷重条件として一次元成層地盤解析で算出した応答変位を側方だけに強制変位して地震動を再現している。そのため、図 3-12 に示すようにモデル幅が大きいとトンネルまで変位が及ばず、他の解析手法と異なり断面力が小さくなる。

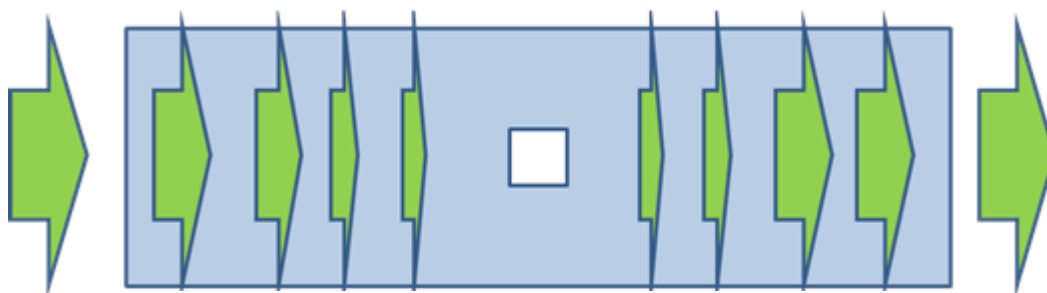


図 3-12 FEM 応答変位法におけるトンネルに及ぶ変位

以下に FEM 応答変位法と応答震度法の水平変位結果を図 3-13 に示す。

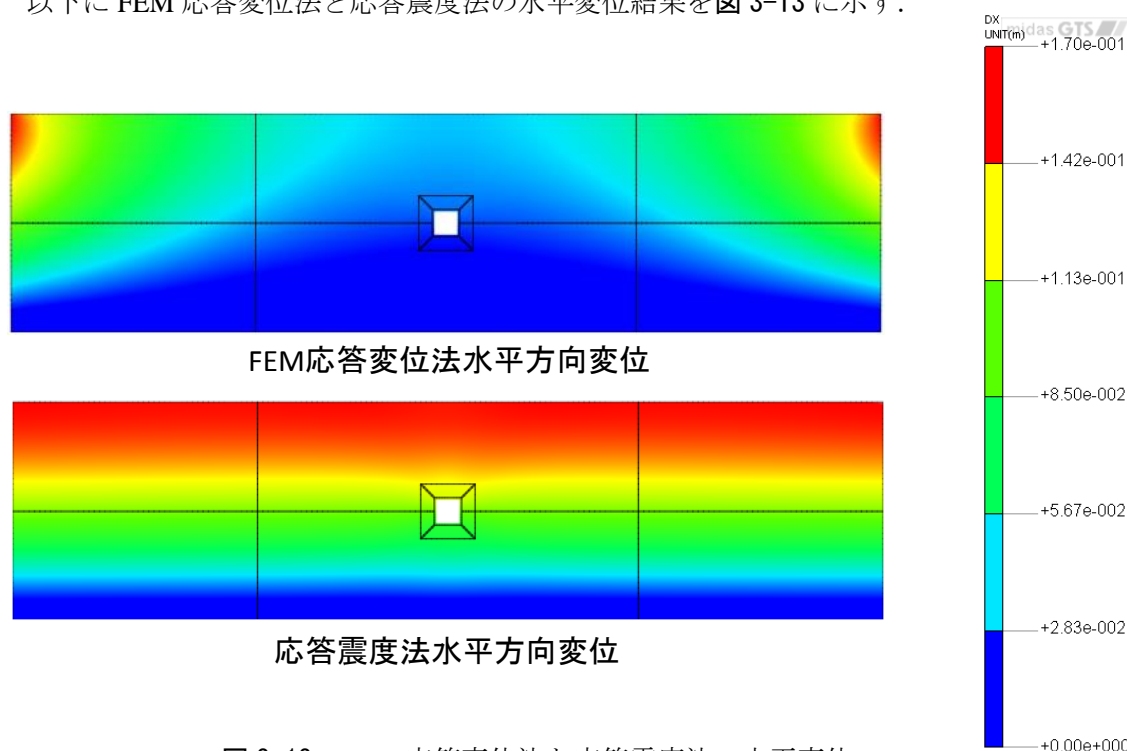


図 3-13 FEM 応答変位法と応答震度法の水平変位

FEM 応答変位法と応答震度法の水平方向変位を比較すると、同じ静的解析でも FEM 応答変位法では変位が側方に集中して生じており、トンネル周辺地盤にはほとんど変位が生じていない。一方で応答震度法では水平方向変位が層状に生じており、FEM 応答変位法と比較して応答震度法ではトンネル周辺地盤の変位も明らかに生じている。従来 FEM 応答変位法

は本研究で用いた側方が広いモデルではあまり適用されないが、本研究では他の解析手法において側方境界の影響をトンネルに及ぼさないために幅を大きく設定し、それらとの比較をおこなったため同一の解析モデルで FEM 応答変位法も扱った。また、応答震度法は FEM 応答変位法とは異なり、地震時加速度相当の物体力を解析モデルの各要素に载荷しているため、このように層状に変位が生じ、結果でも述べた通り、精度の高い解析手法であると言える。

FEM 応答変位法は側方のみを強制変位しているため、解析手法としては非常に簡便なものである。一方応答震度法は一次元成層地盤解析で算出した応答加速度を地震時加速度相当の物体力に換算し、モデルの各要素に载荷して地震動を再現するため、複雑な要素分割のモデルでは煩雑で扱いが困難な解析手法であると言える。以下に、取り扱った静的解析の FEM 応答変位法と応答震度法において、本研究を通して明らかになった特徴を以下の表 3-2 にまとめた。

表 3-2 静的解析の特徴まとめ

	FEM応答変位法	応答震度法
荷重条件	側方を強制変位	各要素に物体力を载荷
長所	モデルの側方だけに荷重を载荷するため他の手法と比較して最も簡便	動的解析と比較しても概ね一致しておりFEM応答変位法と比較すると精度の高い静的解析手法であると言える
短所	モデルが大きいとトンネルまで変位が及ばず、精度が低くになってしまう	物体力に換算する必要があるため、モデルの各要素に物体力を载荷しなくてはならないため煩雑なモデルでは難しい

第4章 動土圧を用いたフレーム解析

4.1 概説

本章では，トンネルに作用する動土圧を利用した静的フレーム解析法について記した．地震時動土圧は地盤-構造系の有限要素では内力となり，明示的ではないため，その動土圧としての荷重系をここでは節点力として求める．その節点力と，静的解析の耐震手法である FEM 応答変位法，応答震度法の節点力の比較を行い，地震時挙動における静的解析の妥当性を検討する．また，動的解析の動土圧を簡便に算出し，静的フレーム解析に載荷することで動的解析の正確性と静的解析の簡便性の両者を取り入れた地震時における静的フレーム解析法の可能性を探る．この解析法が確立すれば煩雑な動的 FEM 解析を行わずに簡単に，かつより正確な地震時挙動を評価できる．

具体的には，トンネルに作用する動土圧を評価し，動的解析の時刻歴応答解析，静的解析の FEM 応答変位法，応答震度法と，動的解析の動土圧を載荷した静的フレーム解析の地震時における解析結果を比較し，動土圧を用いた静的フレーム解析の評価をおこなう．

4.2 解析モデル

本研究で用いる解析モデルの寸法は以下の図 4-1 に，物性値を表 4-1 に示す．また，土圧分布は地盤剛性と構造物の見かけの剛性で変化するため，本研究では地盤の剛性が 200MPa，50MPa，25MPa のもの計 3 ケースを用いて解析をおこなった．

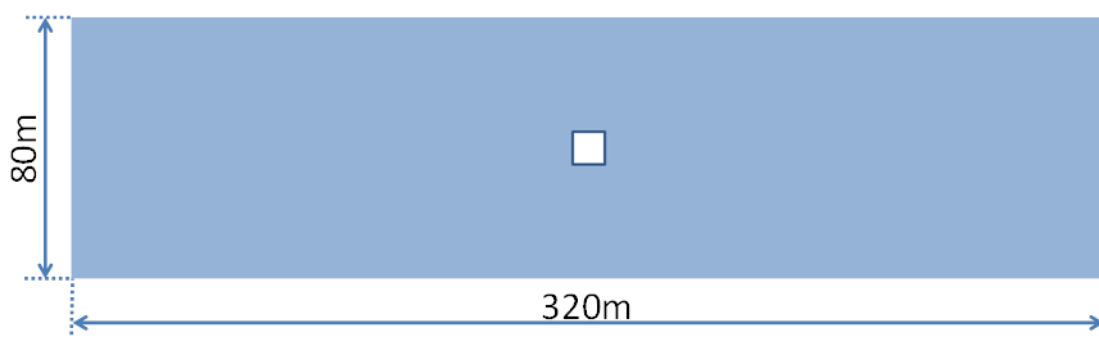


図 4-1 解析モデル

表 4-1 諸物性値

	トンネル	地山		
		Case1	Case2	Case3
ヤング率[MPa]	2.2×10^4	200	50	25
ポアソン比	0.2	0.3		
単位体積重量[kN/m ³]	24	21		
減衰比	0.05	0.1		

また、地山の剛性が異なるため、入射波の卓越振動数は動的解析の固有値をおこなって算出した、Case1 では卓越振動数が 0.4Hz, Case2 では 0.3Hz, Case3 では 0.2Hz のものを用いた。

4.3 FEM 解析ばね反力による動土圧への誘導

本研究では、トンネルに作用する動土圧を算出するためにトンネルと地盤の間にインターフェイス要素を設置し、そのばね反力から動土圧を算出した。このとき用いたインターフェイス要素については 4.3.1 に詳細な説明を示した。動土圧への換算方法を図 4-2 に示す。

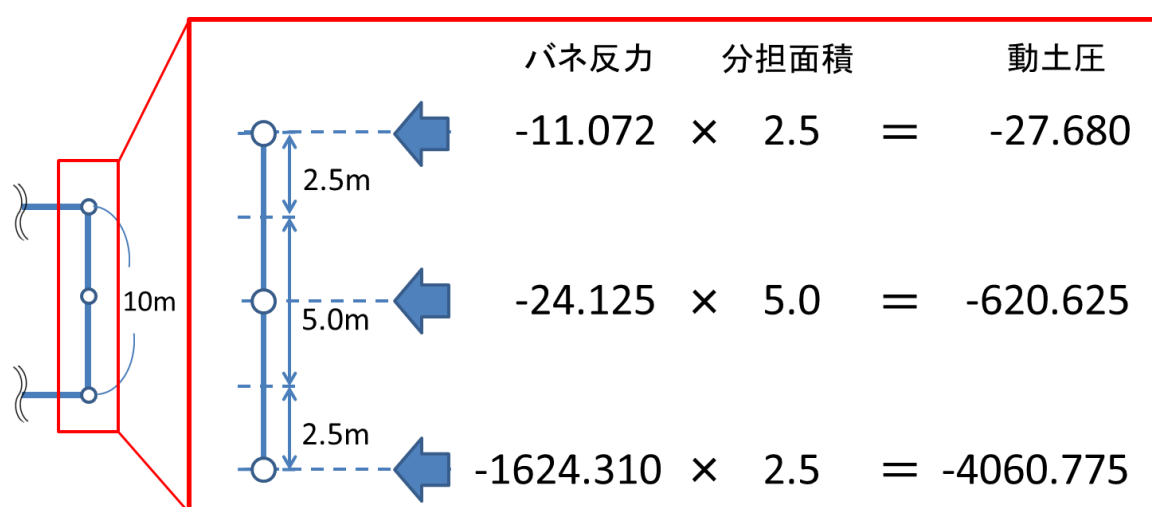


図 4-2 動土圧の換算方法

- ① FEM 解析をおこない、インターフェイス要素に作用するばね反力を求める。
- ② フレームモデルのそれぞれの節点を持つ分担面積を算出する。
- ③ インターフェイス要素の反力は分布荷重として扱われるため、②で算出した分担面積をかければ 1 節点あたりのそれぞれの集中荷重が求まる。それを動土圧とした。

4.4 インターフェイス要素

本研究で動土圧を算出する際に用いたインターフェイス要素について示した。

インターフェイス要素とは、地盤と構造物の間の滑りと剥離をモデル化したものである。大地震時は地盤の変位が非常に大きいため、地盤と構造物の剛性の差により地盤と構造物との間に滑りや剥離が生じる可能性がある。有限要素法もモデルにおけるこうした現象の解析には、通常インターフェイス要素が用いられる。滑りや剥離をモデル化するには、地盤と構造物の接触面の挙動を明らかにして、インターフェイス要素の構成関係に適切に反映させる必要がある。

滑りは、接触面におけるせん断応力が地盤と構造物の間のせん断強度を上回った場合に

生じ、せん断応力－相対変位の関係は図に示すような弾性－完全塑性体で近似できる．

せん断強度は式の Mohr-Coulmb（モール・クーロン）式で与えられる場合が多い．

$$\tau_y = C_J + \sigma_n \tan \phi \quad (\text{接触時})$$

$$\tau_y = 0 \quad (\text{剥離時})$$

ここに、 τ_y ：地盤と構造物の間のせん断強度

C_J ：地盤と構造物の間の付着力

σ_n ：地盤と構造物の間の垂直有効応力

ϕ ：地盤と構造物の間の摩擦角

剥離は、接触面における垂直応力が引張強度を超える引張力となった場合に生じる．トンネルと地山の境界は、地震動が非常に大きい場合には剥離やすべりを生じる可能性がある．このような挙動をモデル化するために、トンネル要素と地山の要素の間に接触面に対して垂直および接線方向の強度特性と剛性を持つジョイント要素を組み込む場合がある．

本研究では、滑り、剥離をモデル化しない場合は、トンネル要素と地山要素を完全剛結とするため、垂直、接線剛性を極めて大きく設定し、ジョイント要素のばね反力を節点力(土圧相当)と評価した．このモデルを荷重伝達要素と呼ぶ．一方、滑り、剥離をモデル化する場合、適切な滑り、剥離の特性を与えるが、本研究では剥離のみをモデル化した．このモデルをインターフェイス要素と呼ぶ．

既往の研究では動土圧は剛結のモデルで算出しており、トンネル・地盤間の引張も考慮されているので、実際の挙動とは異なる動土圧が生じている．そこで、本研究ではインターフェイス要素は引張カットを施したものとして用い、さらに既往の研究で用いられた剛結のモデルを荷重伝達要素とし、一つの解析モデルでインターフェイス要素と荷重伝達要素の 2 種類を比較することによって既往の研究との整合性も確認する．以下にインターフェイス要素と荷重伝達要素の説明を示す．

① インターフェイス要素

インターフェイス要素の法線方向，接線方向の構成側は以下の通りである．

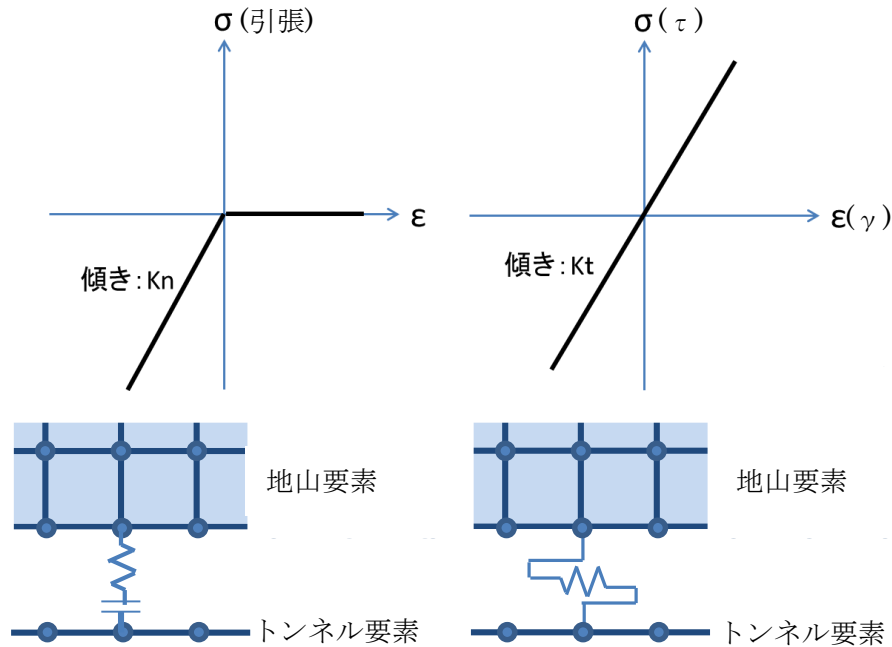


図 4-4 インターフェイス要素構成側

インターフェイス要素においてはトンネル・地盤間の引張を考慮しないモデルにするため，法線方向に関して引張カットを施して引張反力を生じさせないモデルとしている．また，本研究ではインターフェイス要素の法線剛性，接線剛性は極端に大きな値であり，実際のインターフェイス要素の応力-ひずみの関係は傾きが急なものであり，要素がひずみを生じることなく応力が発生するものである．そのため，地盤からの土圧を正確に読み取ることが可能となる．

② 荷重伝達要素

荷重伝達要素の法線方向，接線方向の構成側は以下の通りである．荷重伝達要素においては，既往の研究が剛結のモデルで動土圧を算出しているため，本研究で算出した動土圧の妥当性を図るため，トンネル・地盤間の挙動が剛結の場合の動土圧を算出するための要素である．インターフェイス要素同様，荷重伝達要素の法線剛性，接線剛性は極端に大きな値であり，地盤からの土圧を正確に読み取ることが可能となる．

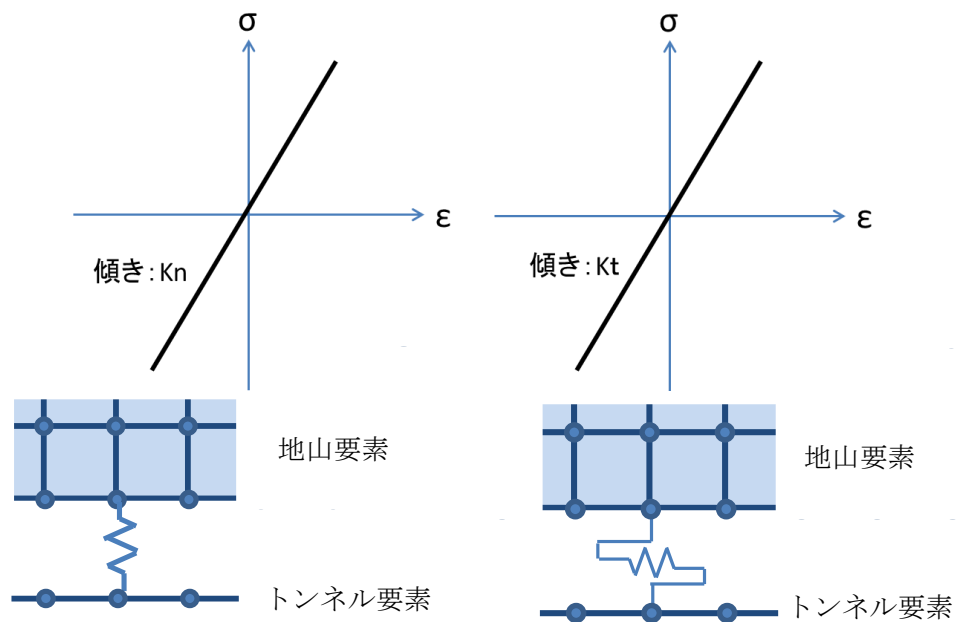
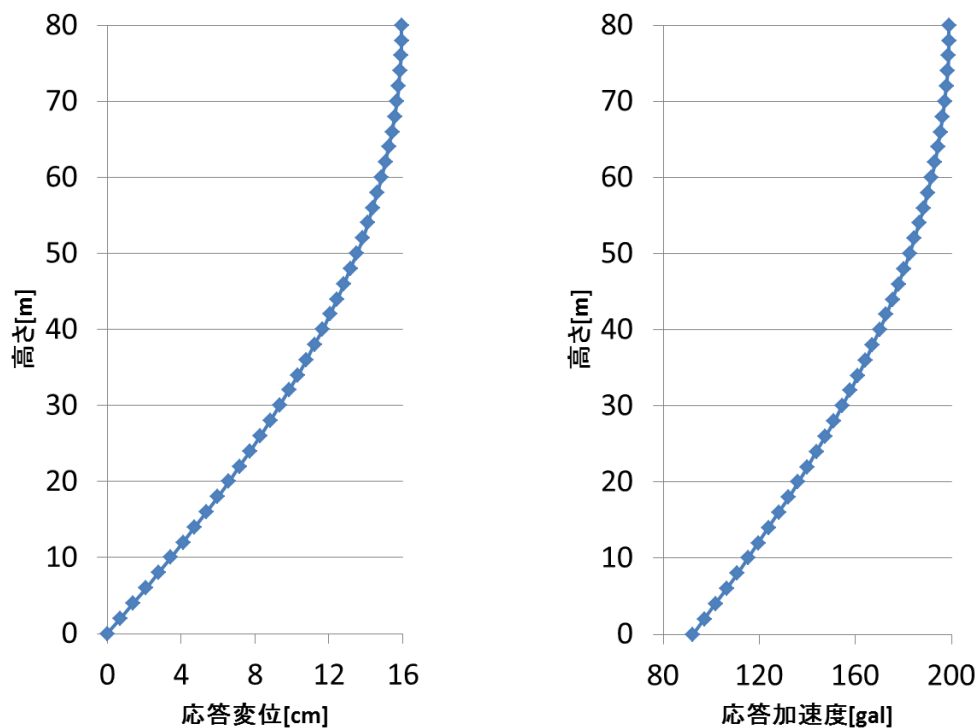


図 4-5 荷重伝達要素構成側

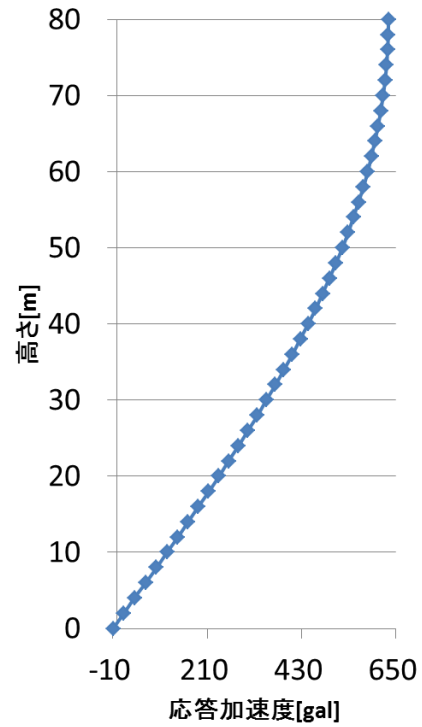
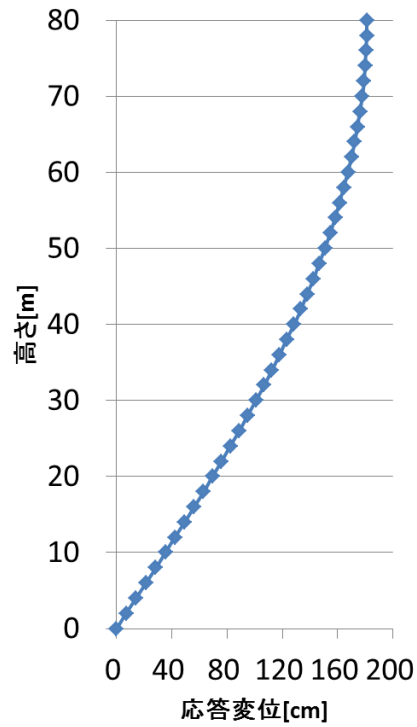
4.5 一次元成層地盤解析結果

地山の剛性が 200MPa, 50MPa, 25MPa の時の一次元成層地盤解析結果を示す．また，入射波の卓越振動数は地山の物性に合わせ，0.4Hz, 0.3Hz, 0.2Hz のものを底面から水平方向に入射した．

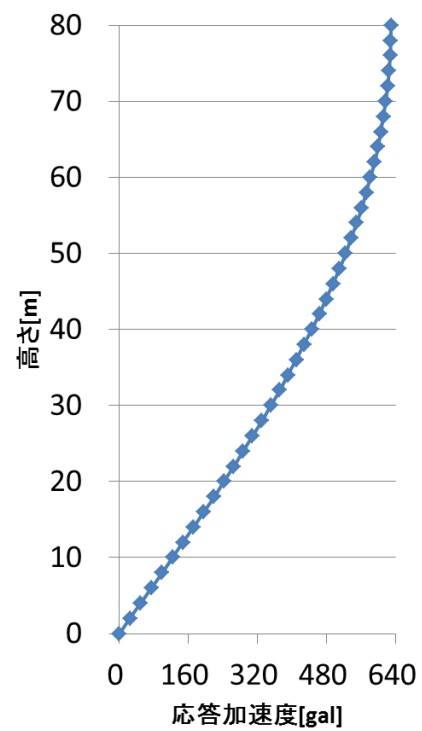
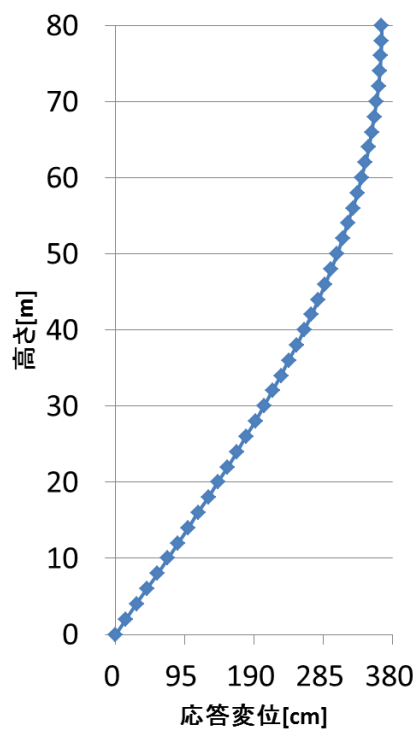
① 地山の剛性 200MPa の応答変位，応答加速度



② 地山の剛性 50MPa の応答変位, 応答加速度



③ 地山の剛性 50MPa の応答変位, 応答加速度

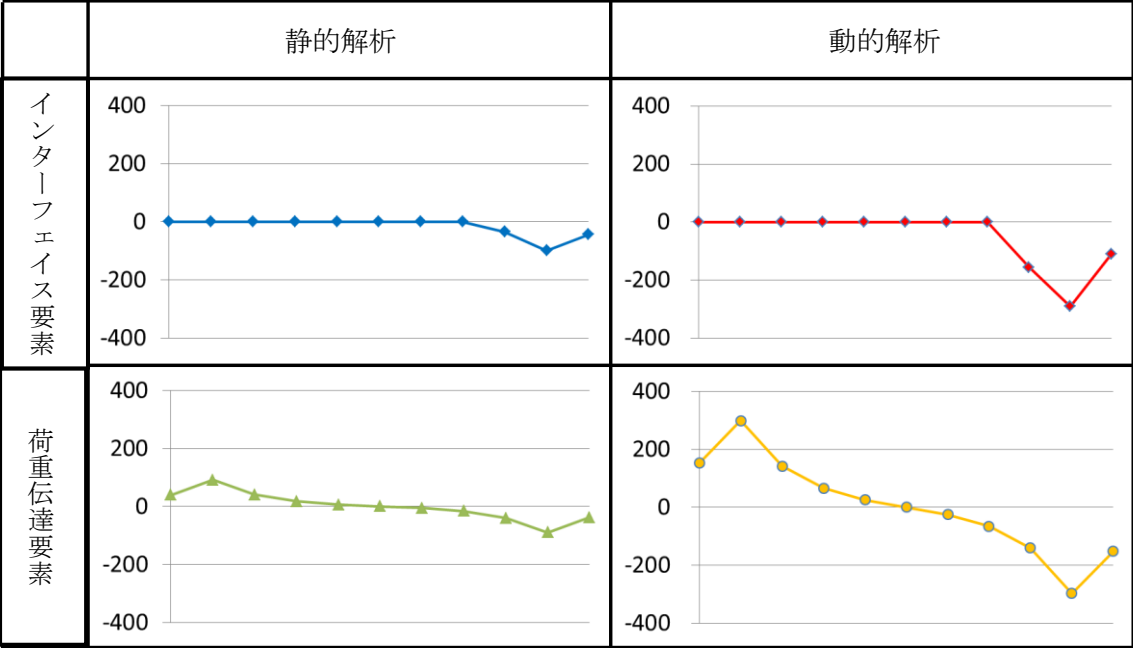
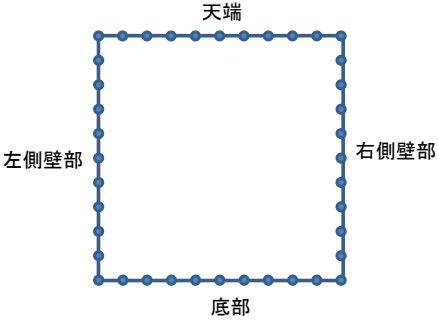


地山の剛性が 200MPa のケースでは最大応答変位が 15.95cm，最大加速度が 199.08gal となった．また，地山の剛性が 50MPa のケースでは最大応答変位が 181.16cm，最大加速度が 632.44gal，地山の剛性が 25MPa のケースでは最大応答変位が 364.79cm，最大応答加速度が 628.56gal と，地山の剛性が 50MPa，25MPa の二つのケースでは 200MPa と比較して極端に大きな値になった．これは本来地山の剛性を変化させた場合，それに合わせて減衰も変化させなくてはならないところを，本研究では剛性比の変化による違いのみをより明確に分かりやすく把握するため，減衰比を不変にしたことによる影響であると思われる．

4.6 動土圧

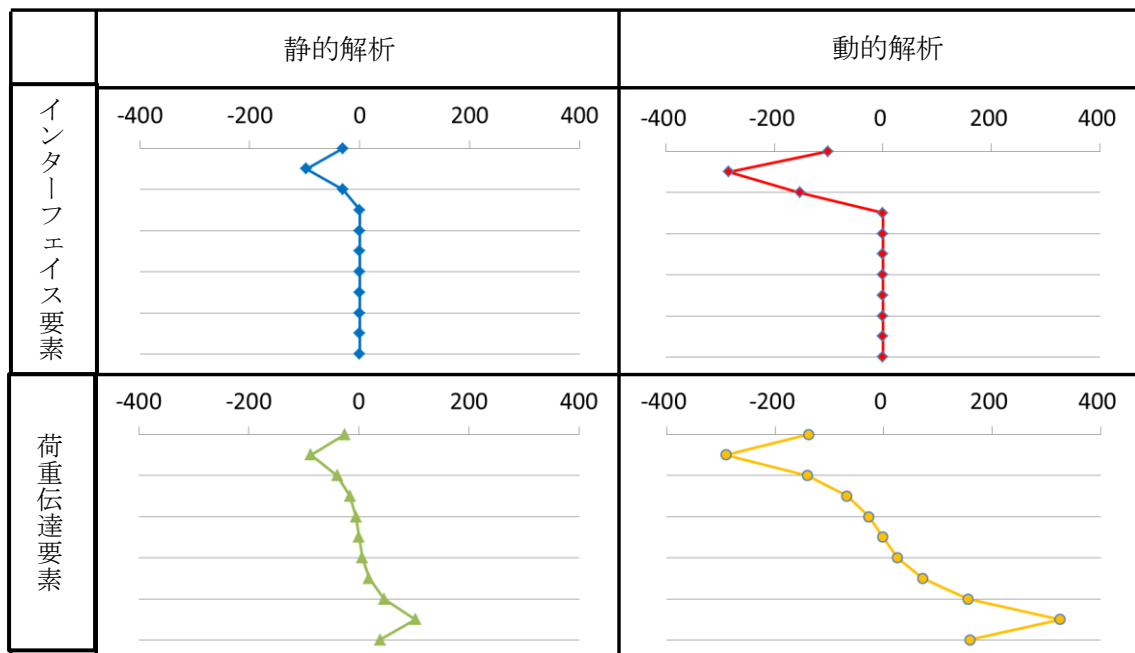
本研究で算出した地山の剛性が 200MPa, 50MPa, 25MPa の 3 ケースの法線方向，接線方向動土圧を図 4-6～図 4-29 に示す．

① 地山の剛性 200MPa



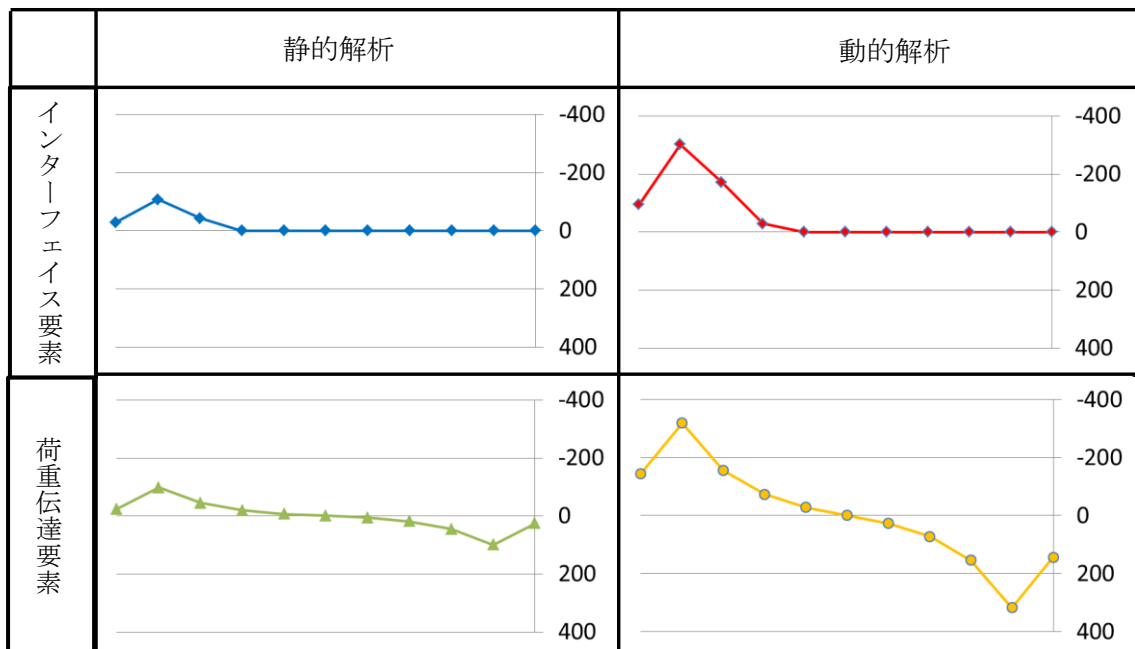
単位：kN

図 4-6 地山の剛性 200MPa における天端部法線方向動土圧



単位：kN

図 4-7 地山の剛性 200MPa における右側壁部法線方向動土圧



単位：kN

図 4-8 地山の剛性 200MPa における底部法線方向動土圧

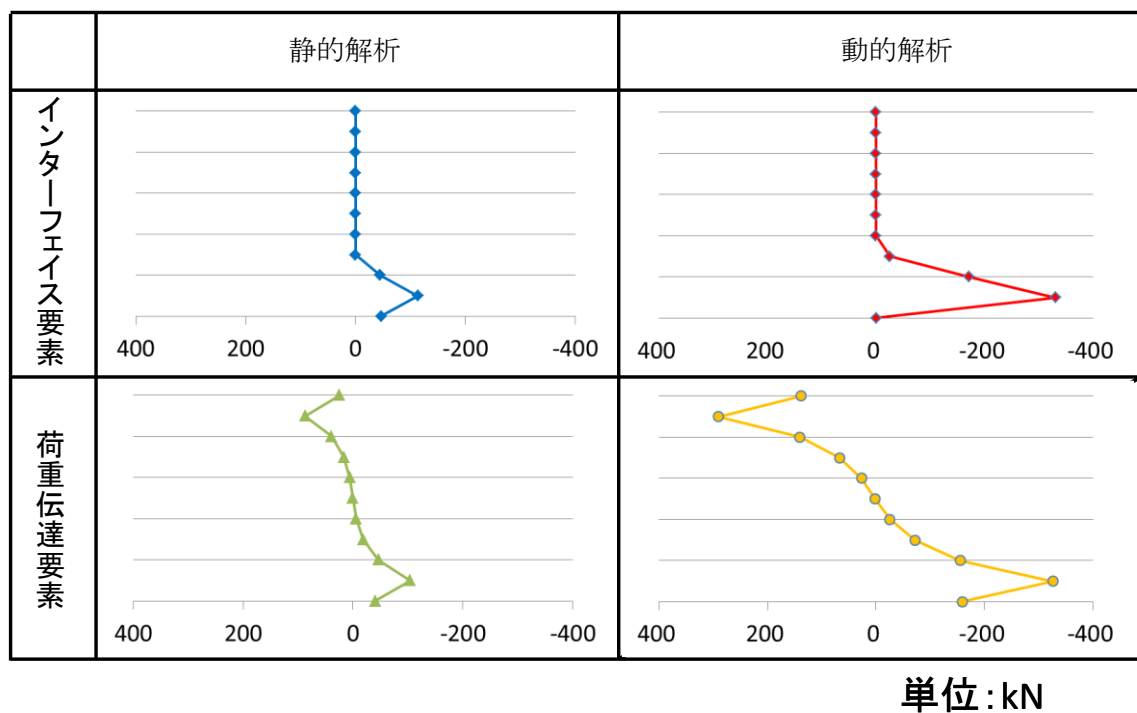


図 4-9 地山の剛性 200MPa における左側壁部法線方向動土圧

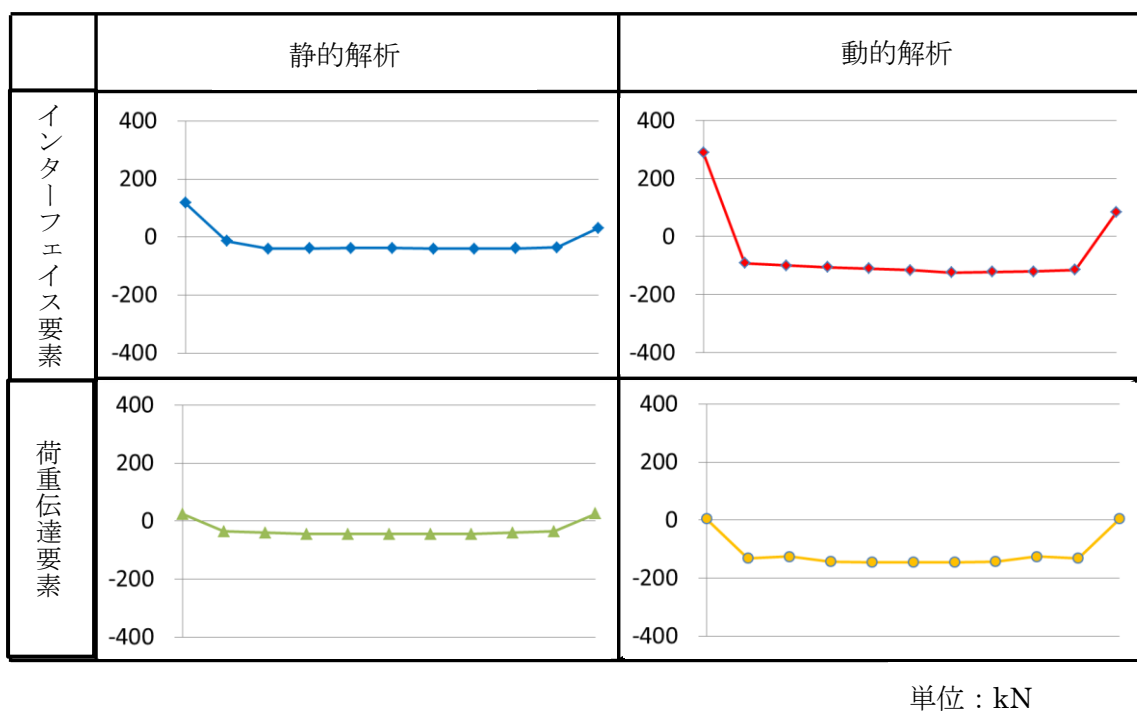
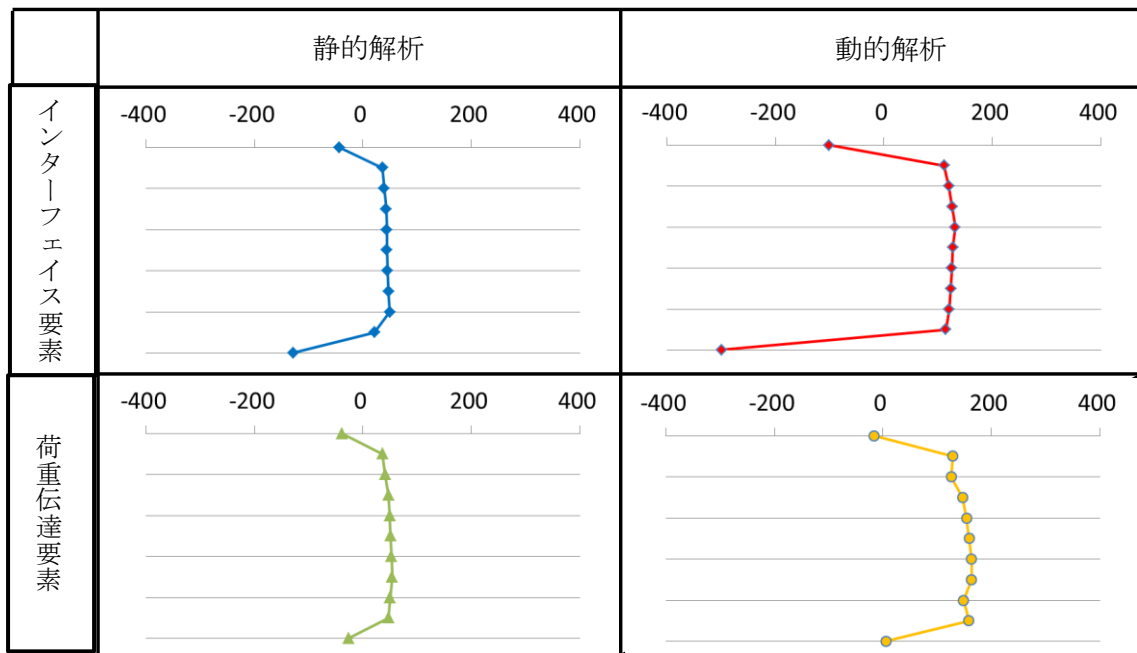
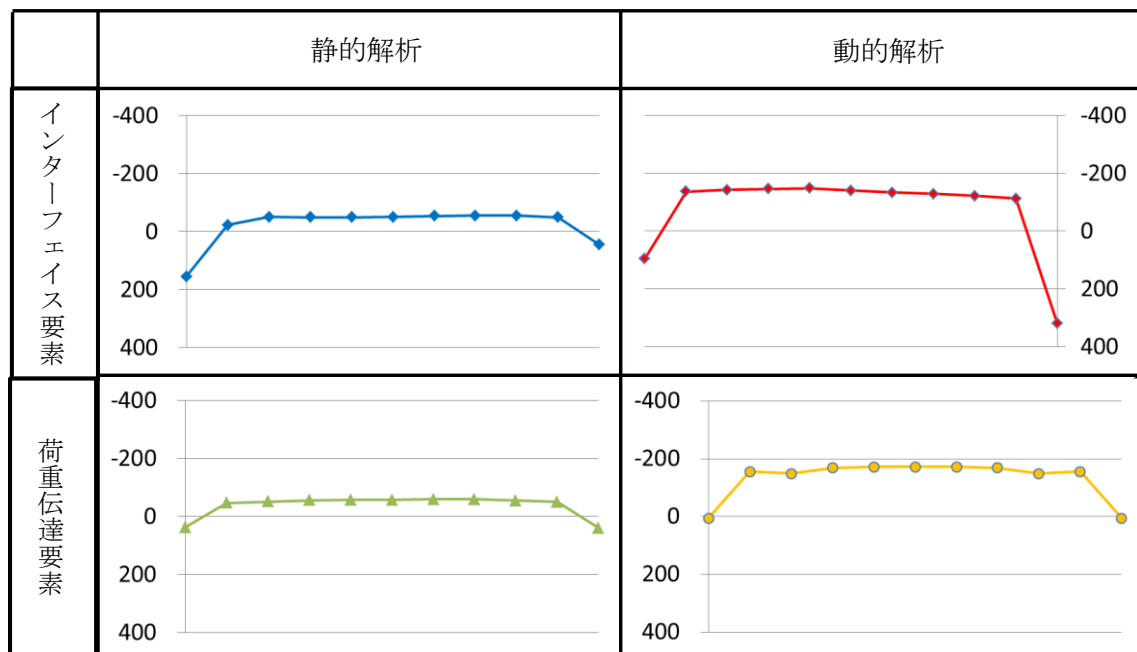


図 4-10 地山の剛性 200MPa における天端接線方向動土圧



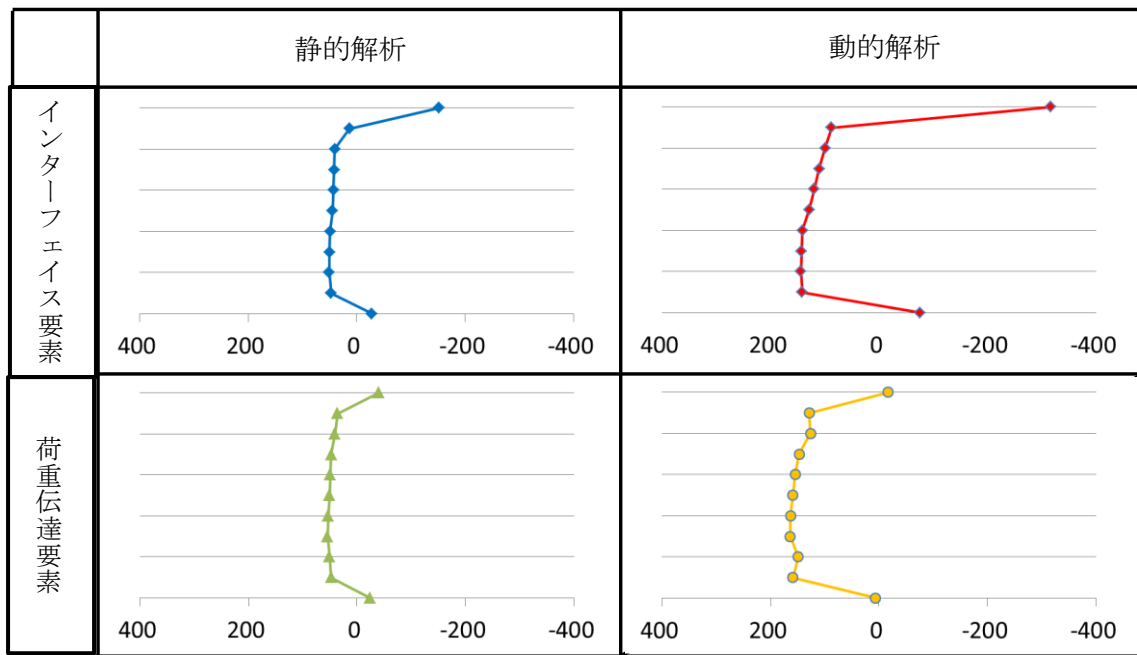
単位 : kN

図 4-11 地山の剛性 200MPa における右側壁部接線方向動土圧



単位 : kN

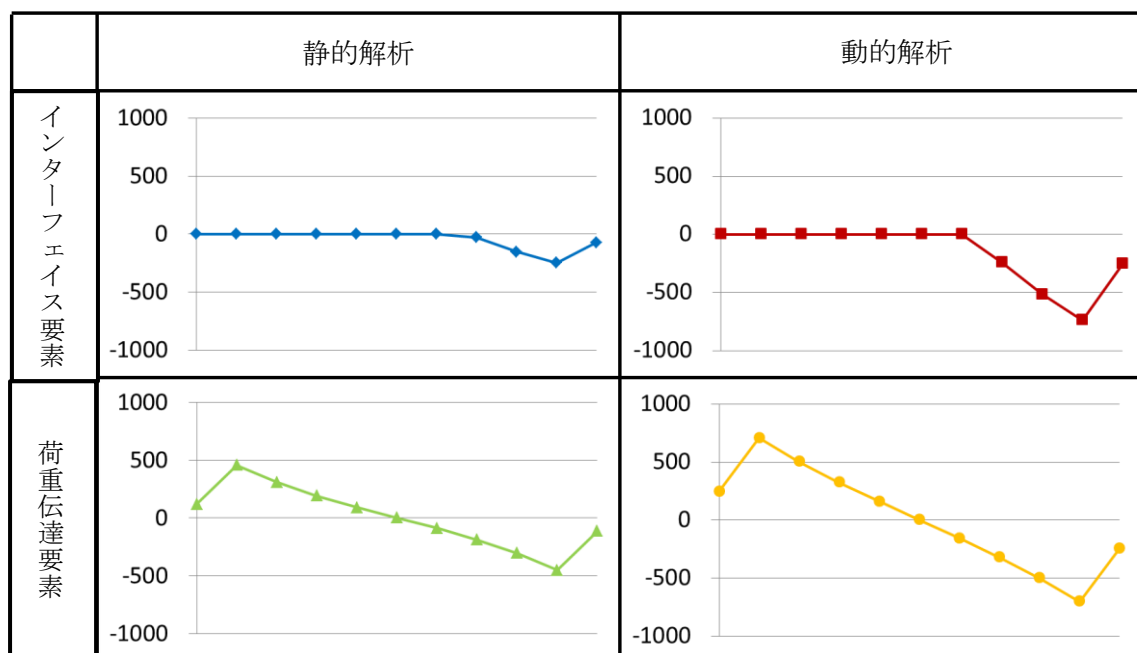
図 4-12 地山の剛性 200MPa における底部接線方向動土圧



単位 : kN

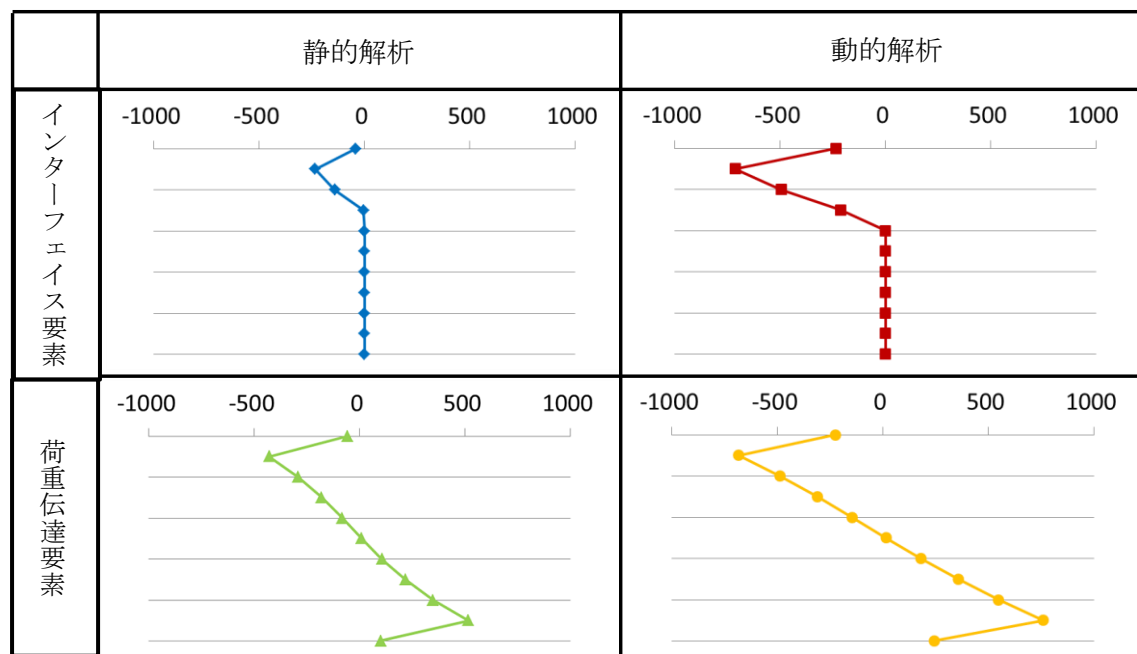
図 4-13 地山の剛性 200MPa における左側壁部接線方向動土圧

② 地山の剛性 50MPa



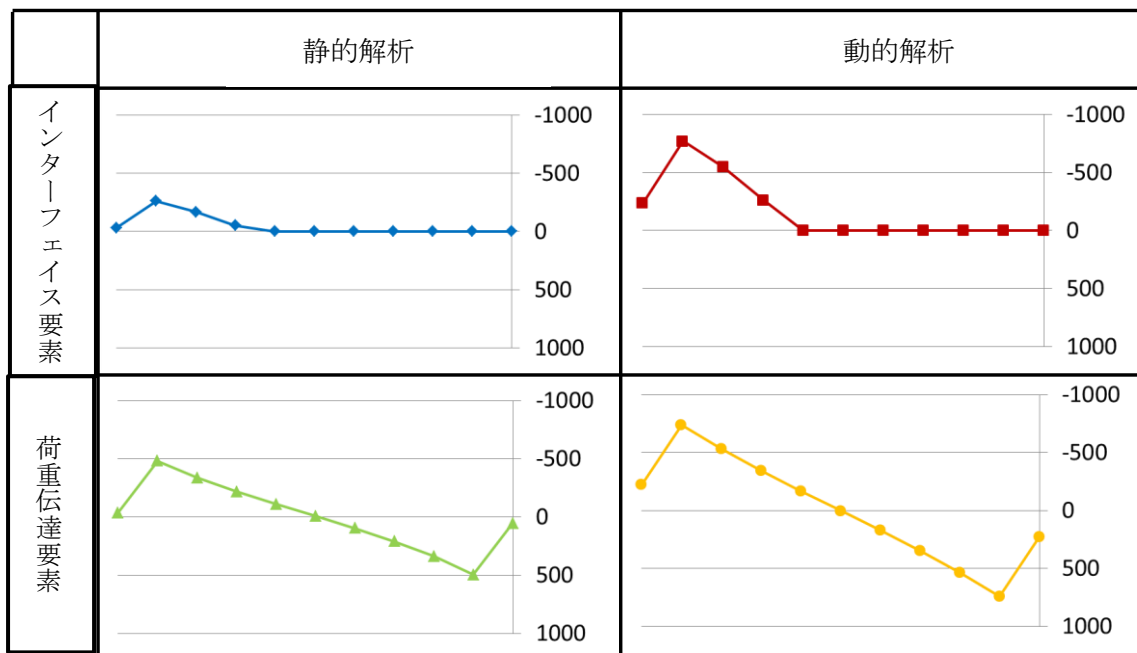
単位：kN

図 4-14 地山の剛性 50MPa における天端法線方向動土圧



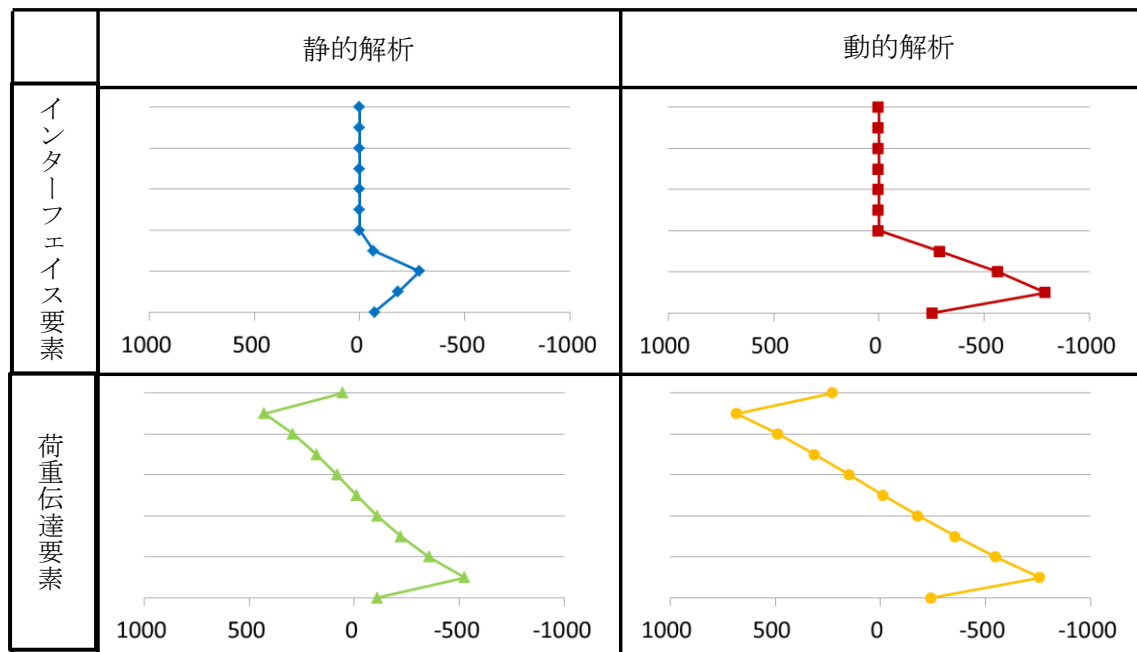
単位：kN

図 4-15 地山の剛性 50MPa における右側壁部法線方向動土圧



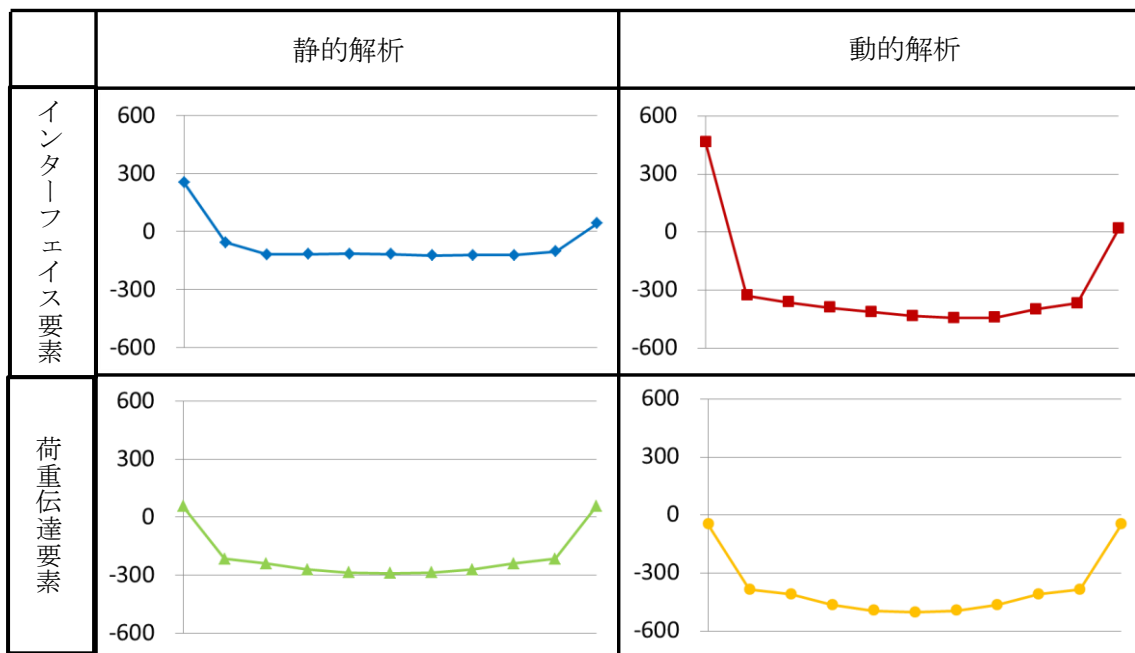
単位：kN

図 4-16 地山の剛性 50MPa における底部法線方向動土圧



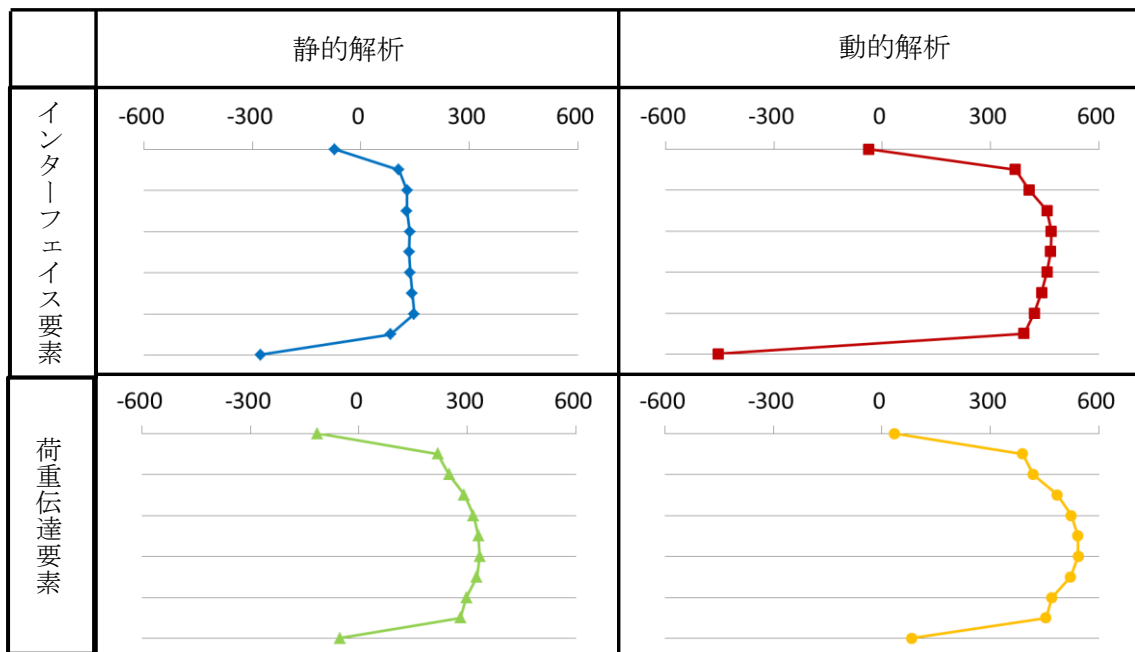
単位：kN

図 4-17 地山の剛性 50MPa における左側壁部法線方向動土圧



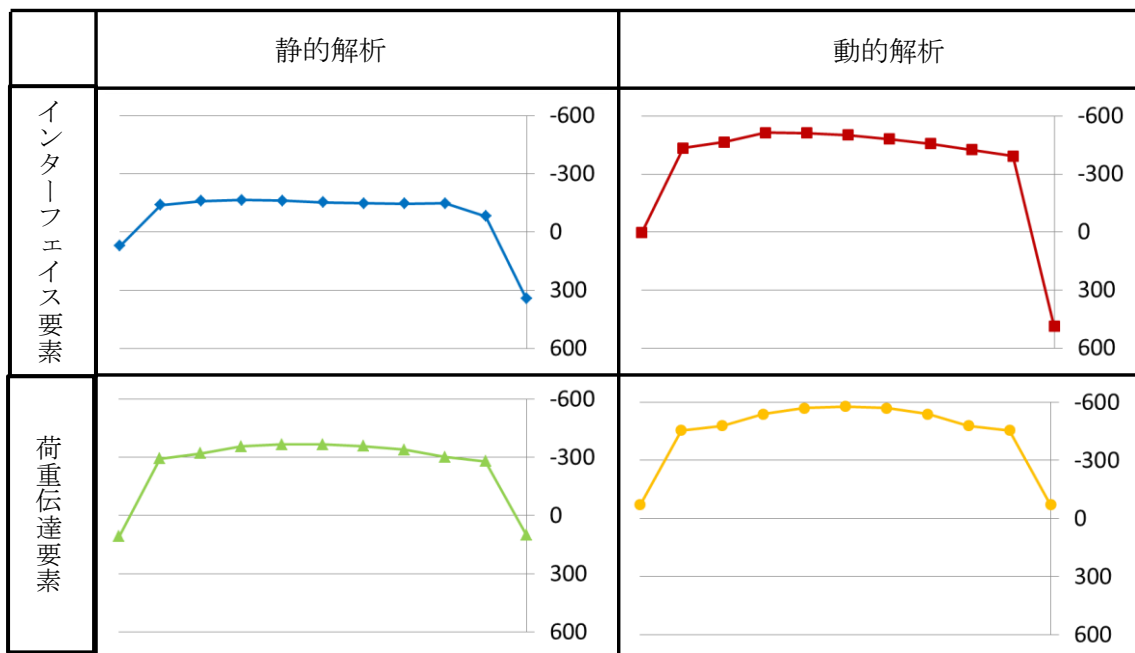
単位 : kN

図 4-18 地山の剛性 50MPa における天端接線方向動土圧



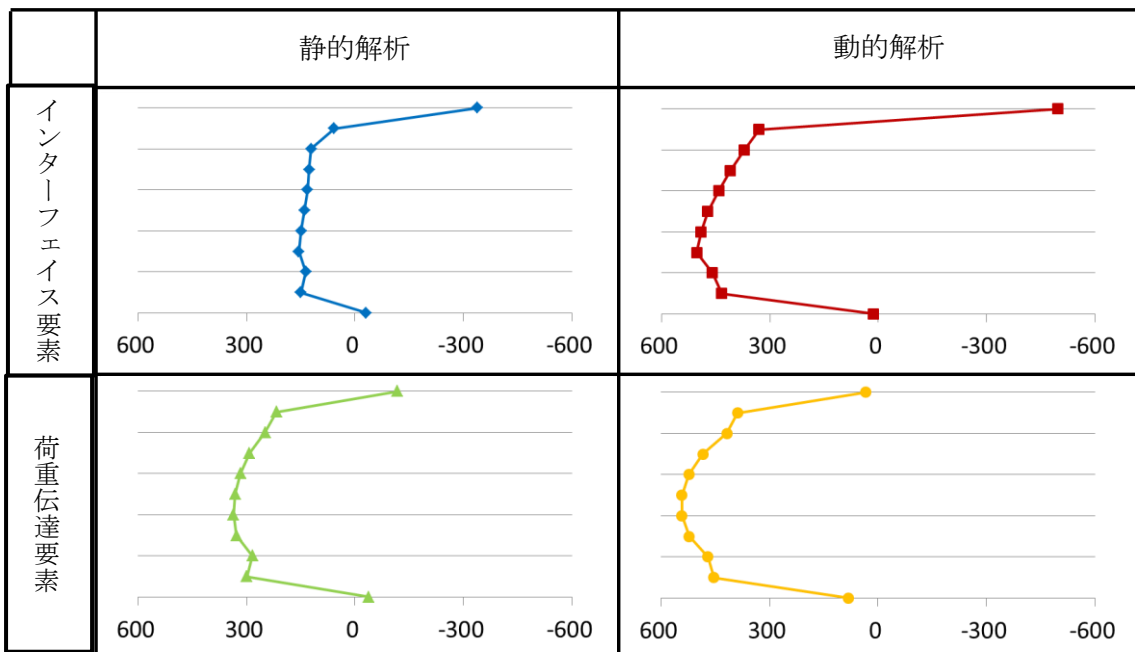
単位 : kN

図 4-19 地山の剛性 50MPa における右側壁部接線方向動土圧



単位 : kN

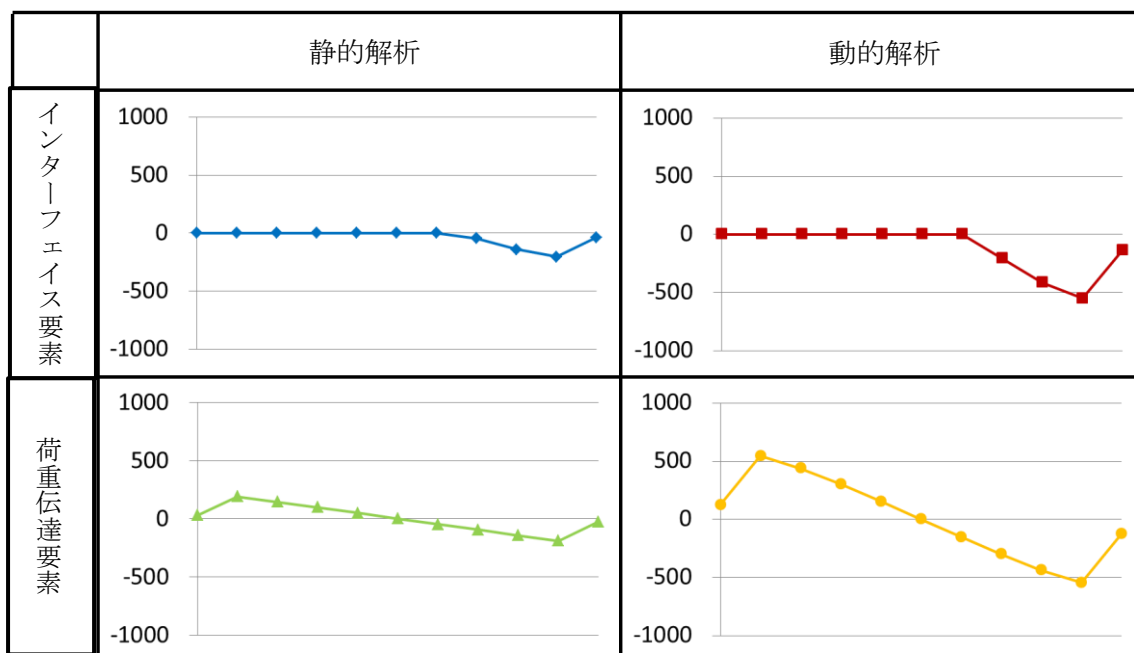
図 4-20 地山の剛性 50MPa における底部接線方向動土圧



単位 : kN

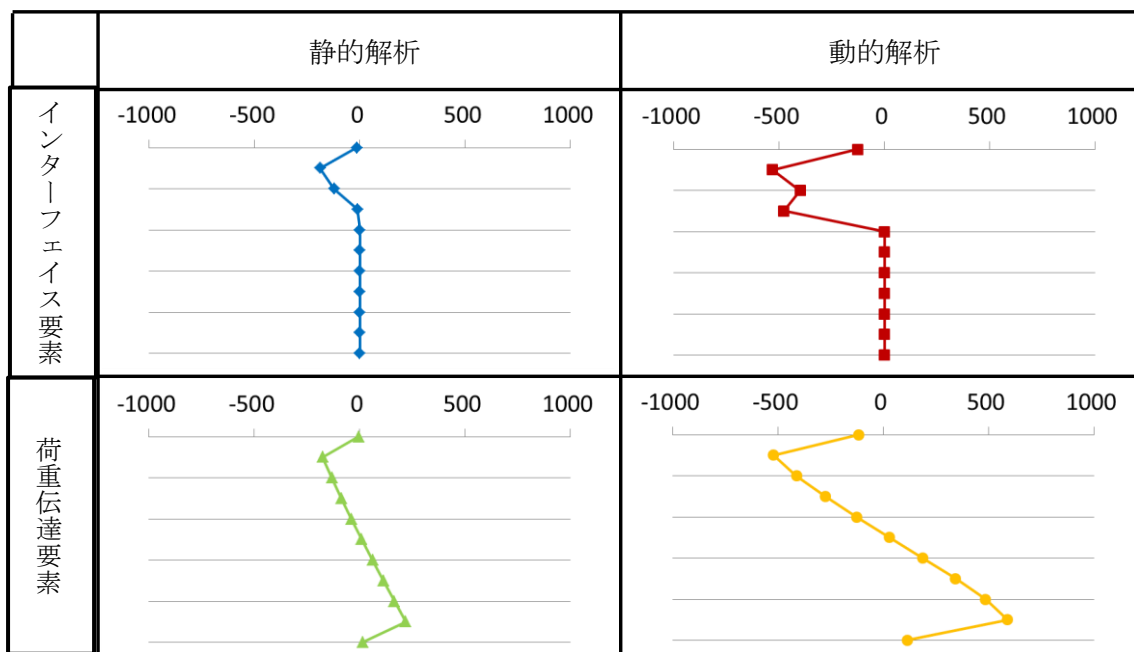
図 4-21 地山の剛性 50MPa における左側壁部接線方向動土圧

③ 地山の剛性 25MPa



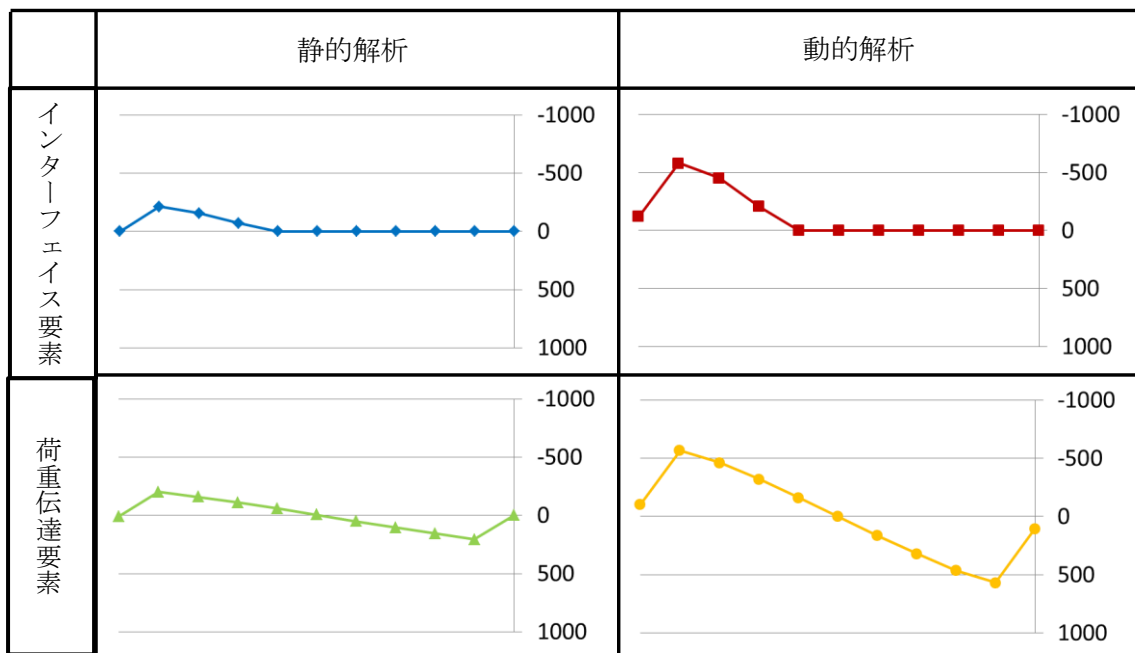
単位：kN

図 4-22 地山の剛性 25MPa における天端法線方向動土圧



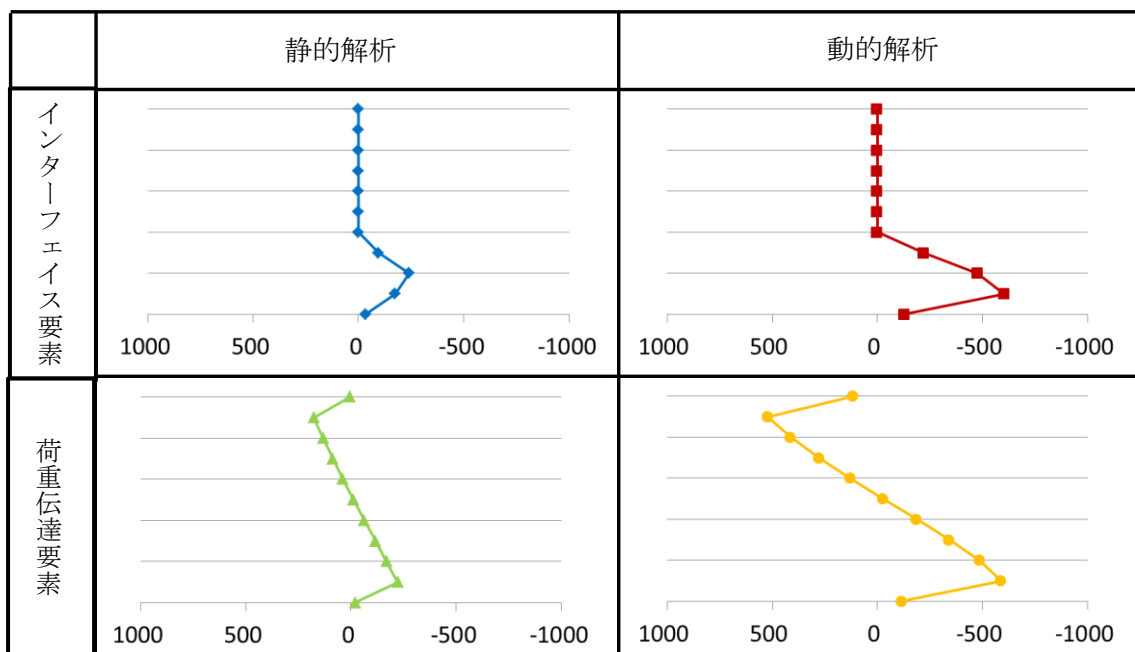
単位：kN

図 4-23 地山の剛性 25MPa における右側壁部法線方向動土圧



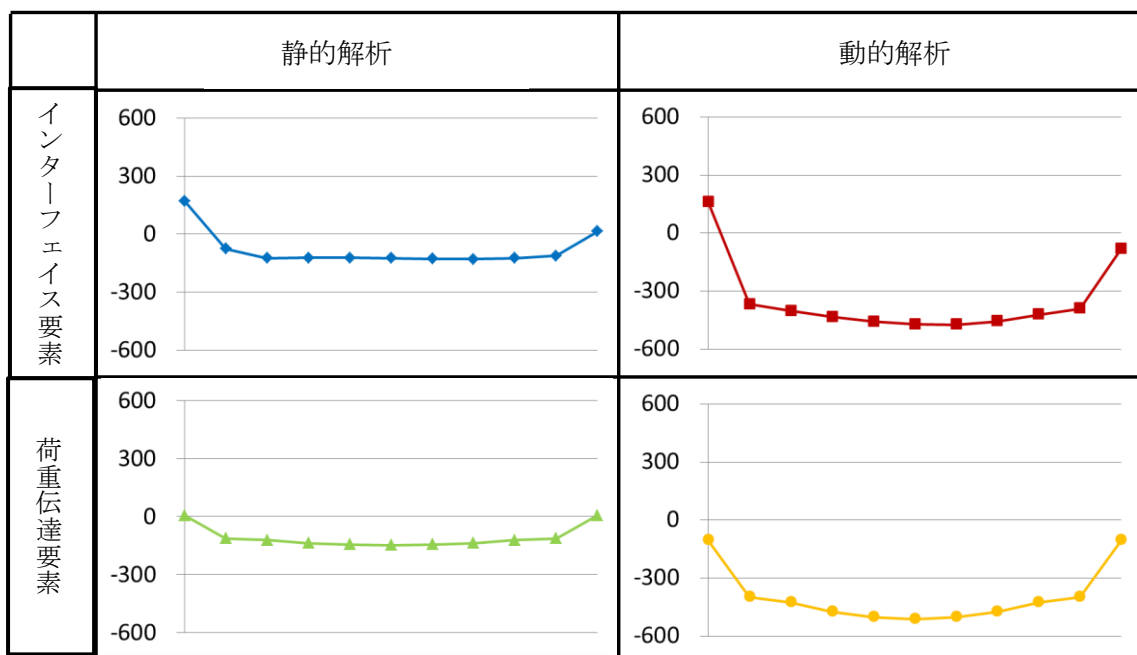
単位 : kN

図 4-24 地山の剛性 25MPa における底部法線方向動土圧



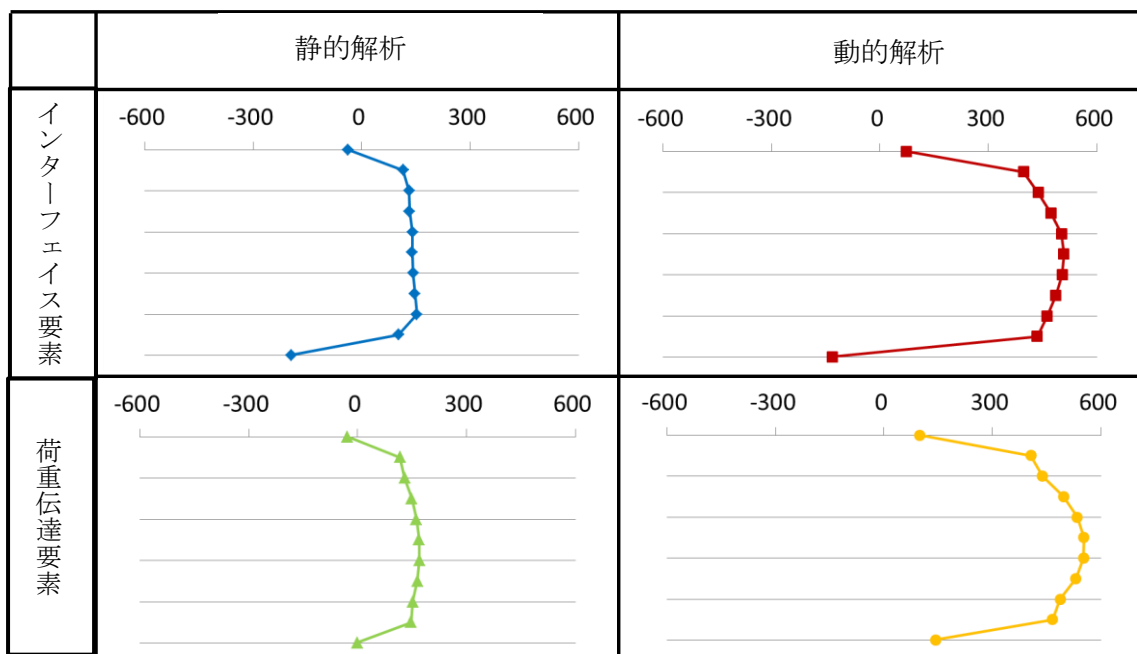
単位 : kN

図 4-25 地山の剛性 25MPa における左側壁部法線方向動土圧



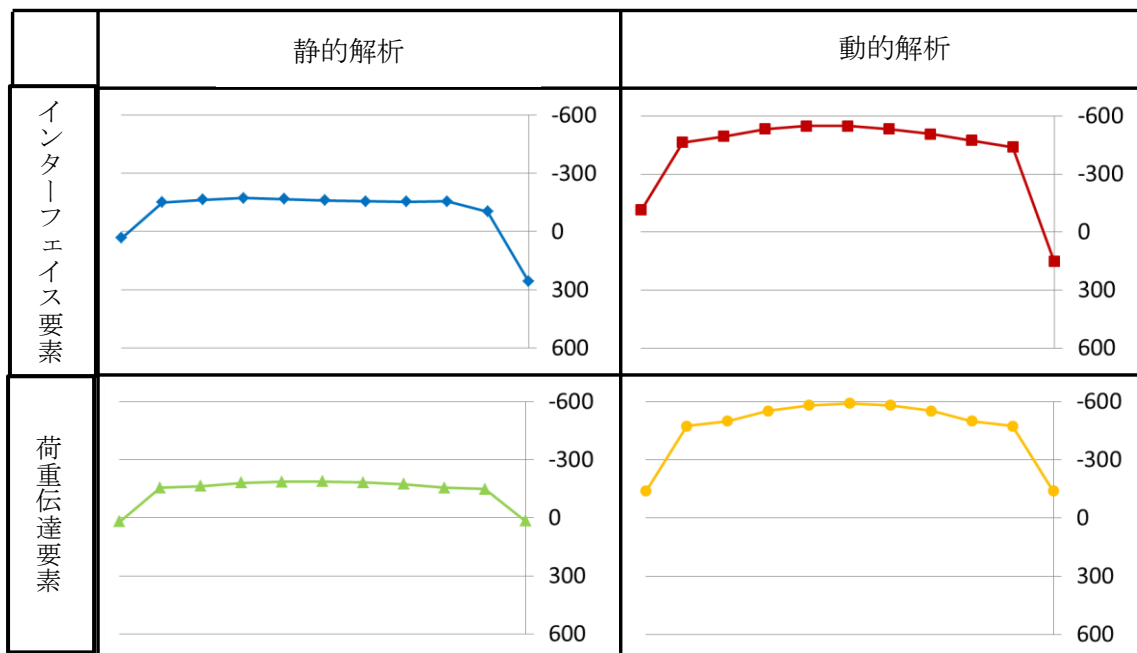
単位 : kN

図 4-26 地山の剛性 25MPa における天端接線方向動土圧



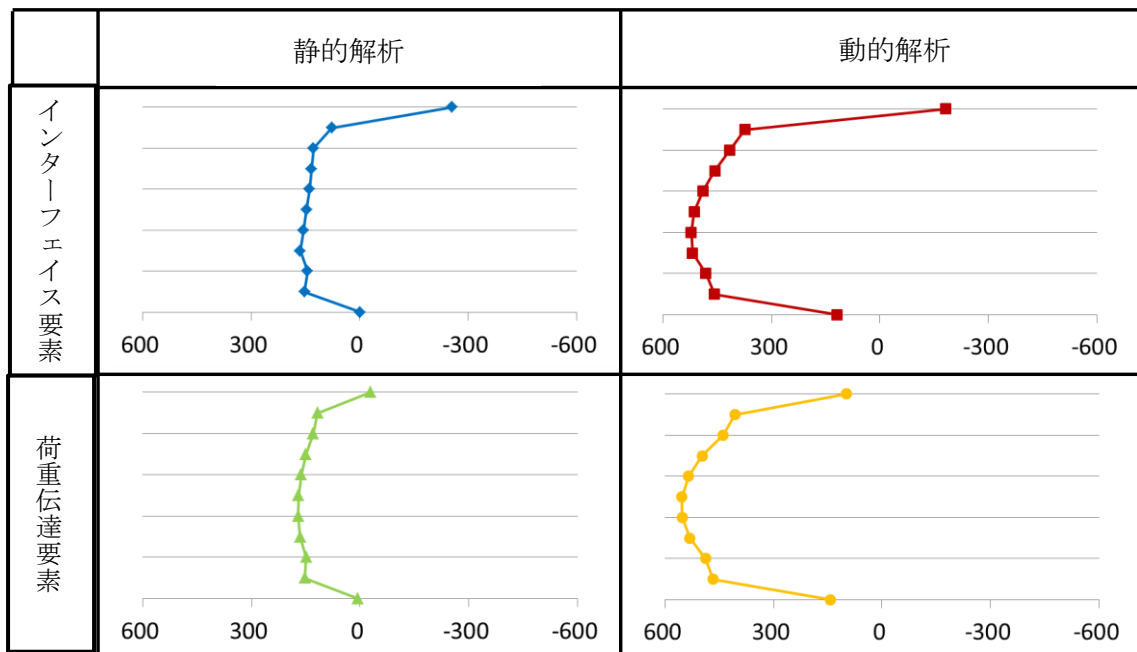
単位 : kN

図 4-27 地山の剛性 25MPa における右側壁部接線方向動土圧



単位：kN

図 4-28 地山の剛性 25MPa における底部接線方向動土圧



単位：kN

図 4-29 地山の剛性 25MPa における左側壁接線方向動土圧

地山の剛性が 200MPa, 50MPa, 25MPa の 3 ケースの法線方向動土圧に関して、動的解析を静的解析と比較すると、基本的な発生モードは同じであるが、大きい値が生じた。また、インターフェイス要素と荷重伝達要素を比較すると、インターフェイス要素は引張カットとしているため、引張方向の動土圧は発生しないが、圧縮方向の動土圧の発生箇所、値は静的解析の中では概ね一致しており、動的解析の中でも同様に概ね一致した。次に、地山剛性の違いによる 3 ケースで比較すると、法線方向動土圧が最も大きい値が生じたのは地山剛性 50MPa のケースであり、最も小さい値が生じたのは地山剛性 200MPa のケースである。また、地山剛性 200MPa のケースと 50MPa のケースを比較すると、インターフェイス要素と荷重伝達要素の両モデルにおいて、動土圧分布が広がっているのが特徴として挙げられる。

接線方向動土圧に関しては、動的解析と静的解析を比較すると、法線方向動土圧同様、基本的な発生モードは同じであるが、動的解析の方が大きく生じた。また、インターフェイス要素モデルを用いた動的解析においては隅角部において卓越した値が生じたのが特徴的である。インターフェイス要素と荷重伝達要素を比較すると、大きな違いは無いが、地山の剛性が 200MPa, 50MPa, 25MPa と小さくなるにつれて接線方向動土圧が大きく生じた。

4.7 動土圧を用いたフレーム解析

以上により求めた動土圧を用いた静的フレーム解析をおこない、動的解析、FEM 応答変位応答変位法、応答震度法と、この動土圧を用いた静的フレーム解析の 4 手法を比較し、動土圧を用いたフレーム解析の有用性を検証した。

4.7.1 解析モデル・解析条件

動土圧も用いる静的フレーム解析の解析モデルについて説明する。解析モデルの寸法、物性値は以下の通りである。静的フレーム解析モデルは FEM モデルのトンネルと同一の寸法、物性値（図 4-30、表 4-2）である。この静的フレーム解析モデルに、インターフェイス要素を用いた動的解析から算出した動土圧を載荷してフレーム解析をおこなう

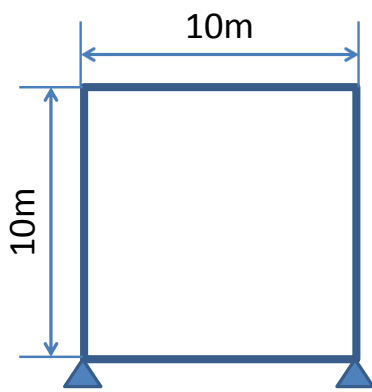


図 4-30 フレーム解析モデル

表 4-2 フレームの物性値

	フレームモデル
ヤング率[Mpa]	2.2×10^4
ポアソン比	0.2
単位体積重量[kN/m ³]	23

4.7.2 動土圧を用いた静的フレーム解析結果

動土圧を用いた静的フレーム解析結果を，FEM 動的解析，静的解析の FEM 応答変位法，応答震度法と比較する．静的フレーム解析に用いる動土圧に関しては，地山の剛性 200MPa, 50MPa, 25MPa の 3 ケースのものを用いた．また，それに合わせて FEM 解析に関しても地山の剛性 200MPa, 50MPa, 25MPa の 3 ケースのものを用いて，同一の地山条件のもとで比較をおこなった．

① 地山の剛性 200MPa

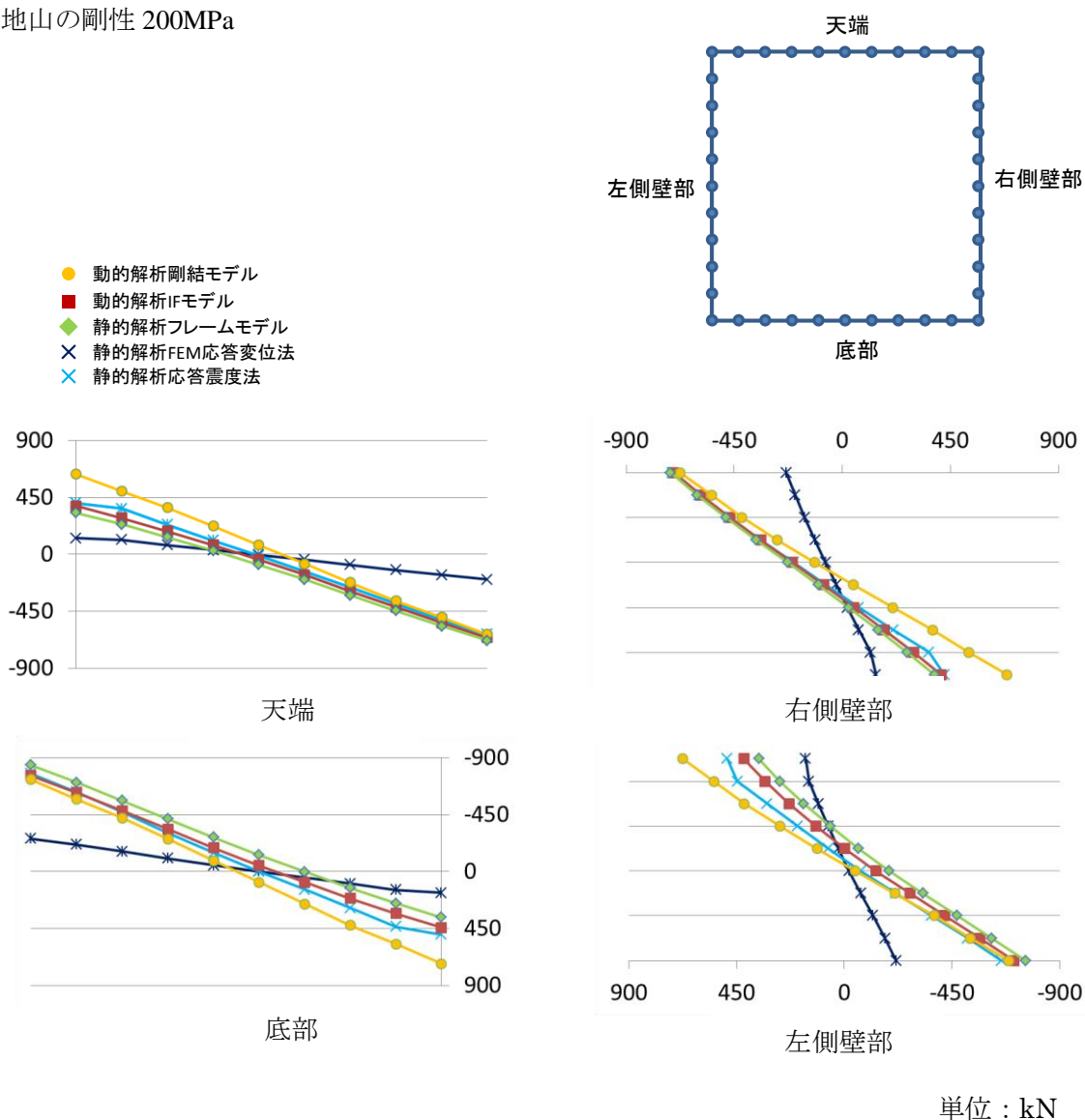


図 4-31 地山剛性 200MPa における各解析手法軸力

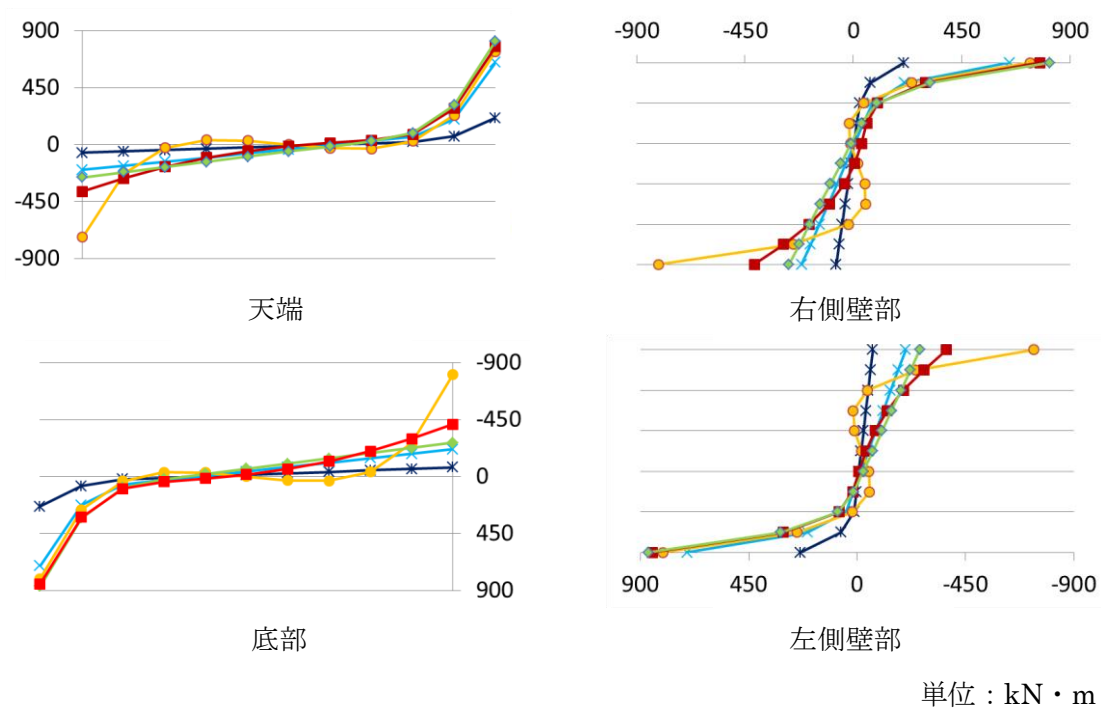


図 4-32 地山剛性 200MPa における各解析手法曲げモーメント

② 地山の剛性 50MPa

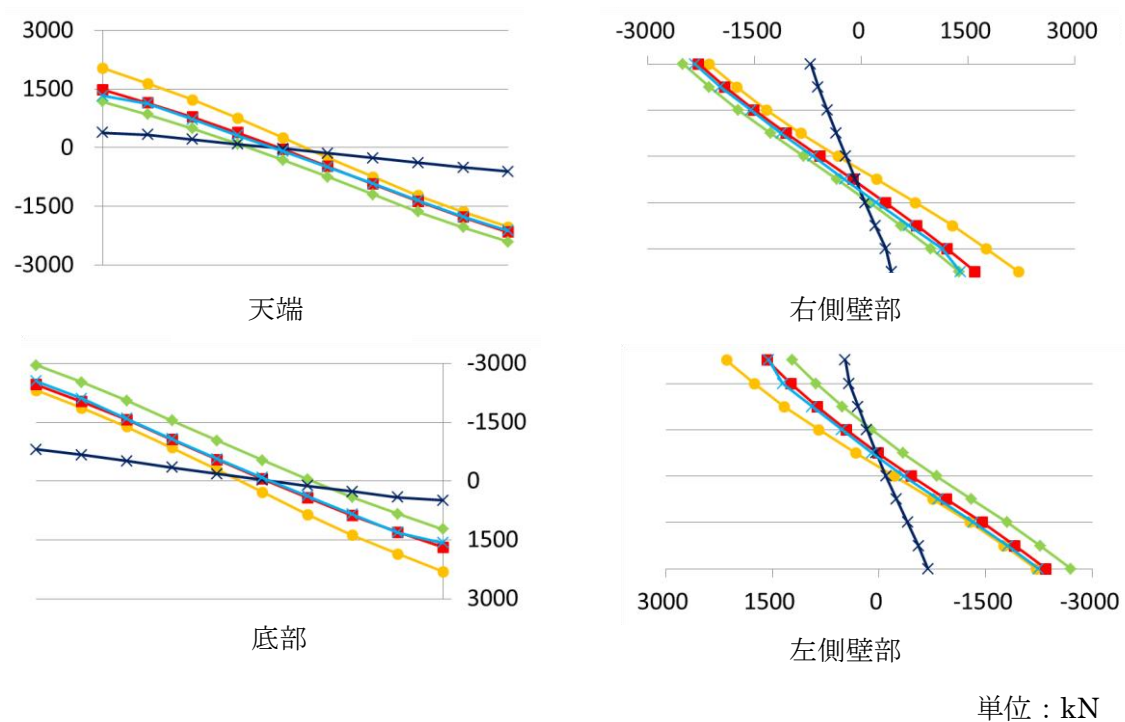


図 4-33 地山剛性 50MPa における各解析手法軸力

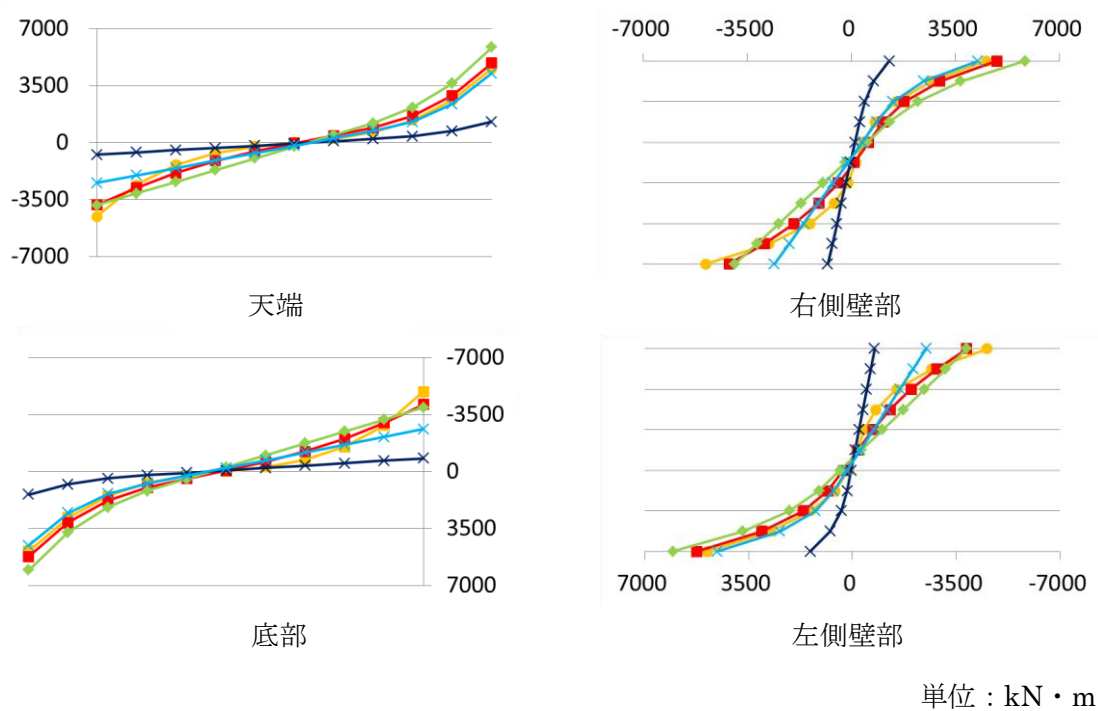


図 4-34 地山剛性 50MPa における各解析手法曲げモーメント

③ 地山の剛性 25MPa

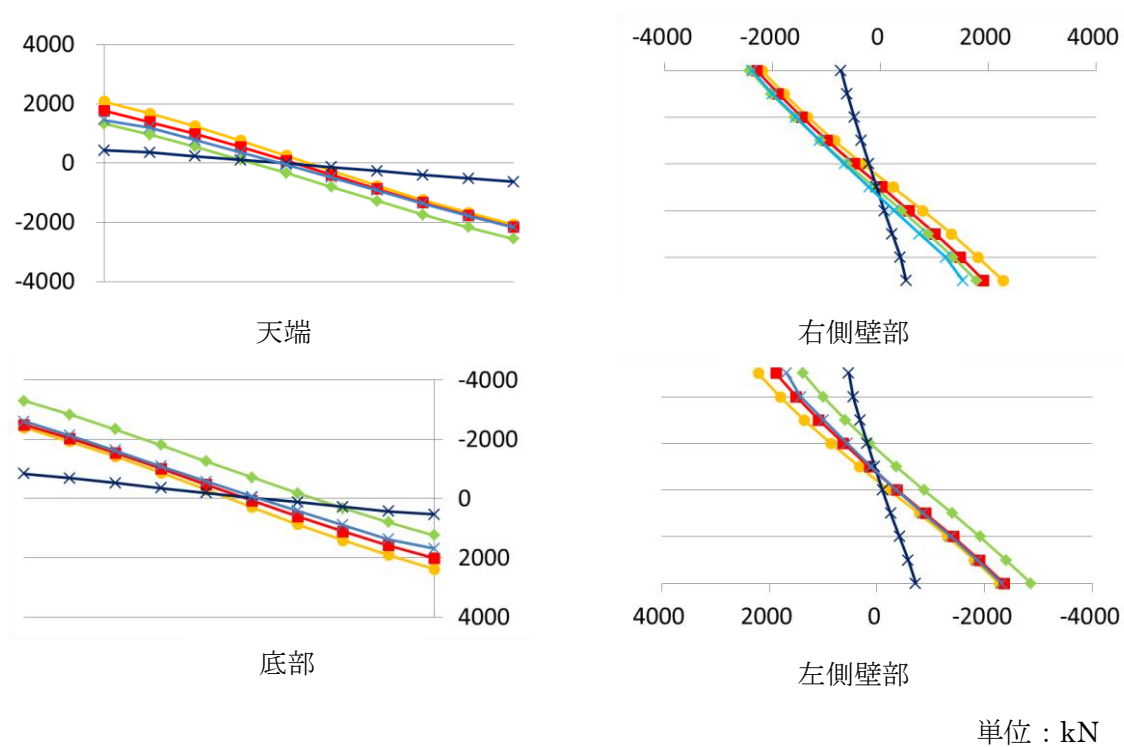


図 4-35 地山剛性 25MPa における各解析手法軸力

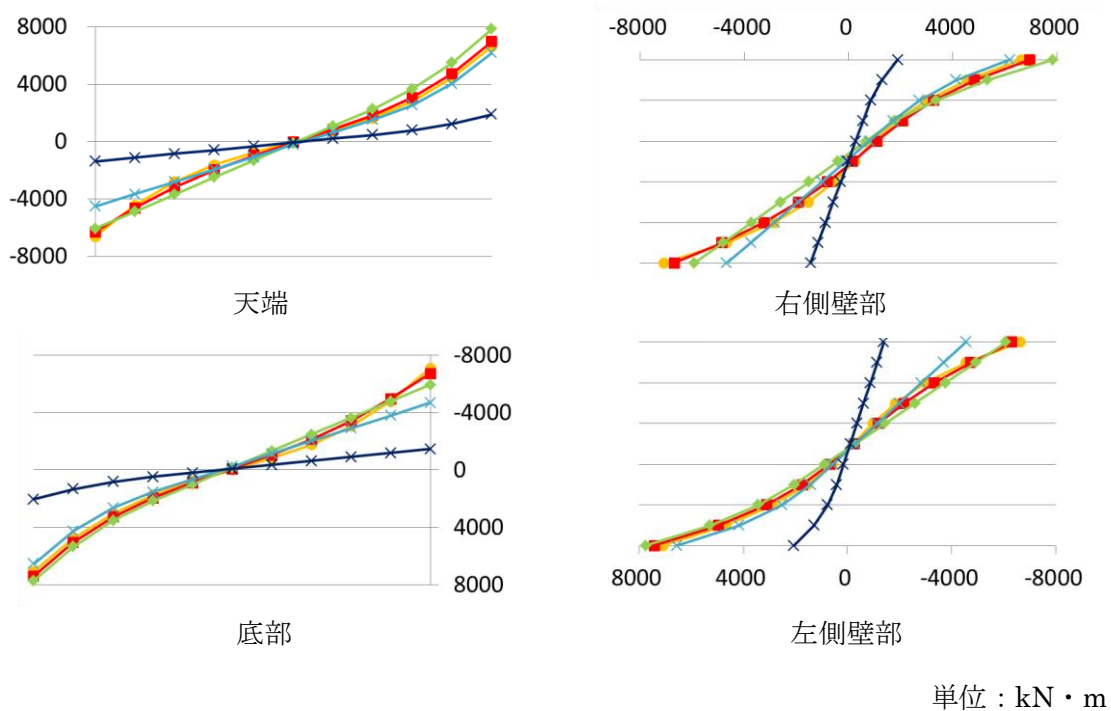


図 4-36 地山剛性 25MPa における各解析手法曲げモーメント

動的解析におけるインターフェイスモデルと荷重伝達要素モデル，静的解析における FEM 応答変位法と応答震度法，動土圧を用いた静的フレーム解析の 5 手法，地山の剛性 200MPa，50MPa，25MPa の 3 ケースの計 15 種類の断面力を図 4-31～図 4-36 に示した。

まず，動土圧を用いた静的フレーム解析と動的解析の結果を比較すると，地山の剛性 200MPa においては軸力，曲げモーメントともに概ね一致しており，また，地山の剛性が 50MPa，25MPa と小さくなると，軸力では違いが生じてくるものの，曲げモーメントは概ね一致しており，本研究の限りでは動土圧を用いた静的フレーム解析は動的 FEM 解析と同程度の精度を有することが分かった。また，静的解析に関しては，FEM 応答変位法は他の 4 手法と比較して断面力に大きく違いが生じたが，応答震度法は動的解析と同程度の結果となった。FEM 応答変位法は解析領域の広さの影響を大きく受けており，本来，解析領域の広さの検討を行えば，解析結果の動的解析との整合性は高くなると考えられる。一方，応答震度法は解析領域の広さに関係なく動的解析との良い整合性が得られており，汎用性の高い方法であると言える。

4.7.3 まとめと考察

本章で述べた動土圧と、それを用いた静的フレーム解析の有用性の検討に関する結果のまとめを示し、それらの考察を示す。

- 動土圧に関して、動的解析と静的解析を比較すると動的解析の方が大きい値が生じたが、動土圧発生箇所や発生モードは概ね一致した。
- 動土圧に関して、地山の剛性 200MPa, 50MPa, 25MPa のケースで比較したとき、法線方向動土圧において最も大きい値が生じたのは地山の剛性が 50MPa のケースであり、最も小さい値が生じたのは地山の剛性が 200MPa のケースである。また、接線方向動土圧において最も大きい値が生じたのは地山の剛性が 25MPa のケースであり、最も小さい値が生じたのは地山の剛性が 200MPa のケースである。
- 地山の剛性が小さくなり、トンネルの剛性が相対的に剛になるとインターフェイス要素モデル、荷重伝達要素モデルともに土圧の分布が広がる。
- 動土圧を用いた静的フレーム解析と動的 FEM 解析の断面力を比較すると概ね一致した結果となり、動土圧を用いた静的フレーム解析は動的 FEM 解析と同程度の精度を有し、本研究の限りでは解析コストや解析時間、簡便性、精度など様々な面から考えても最適な解析手法であると言える。
- 地山の剛性 200MPa, 50MPa, 25MPa の 3 ケースで断面力を比較したとき、どの解析手法も軸力、曲げモーメントともに増加した。
- 静的解析に関して、FEM 応答変位法は他の解析手法と比較して大きな違いが生じたが、応答震度法に関しては動的解析とも断面力が概ね一致しており、比較的精度の高い解析手法であると言える。

次に、以上の結果に対しての考察をおこなう。

法線方向動土圧において、地山の剛性が 200MPa のときと 50MPa のときを比較すると土圧分布が広がっている。これは、土圧は地盤の剛性とトンネルの見かけの剛性で変化することによるものであると考えられる。そこでトンネルと地山の見かけの剛性比と動土圧の変化の関係を示し、動土圧分布の変化の考察をおこなう。トンネルと地盤の見かけの剛性は以下の図 4-37 に示す通りに求める。せん断応力 τ を近似として $\tau \times W = P$ で左端部に載荷し、モデルの変形と高さから算出する。

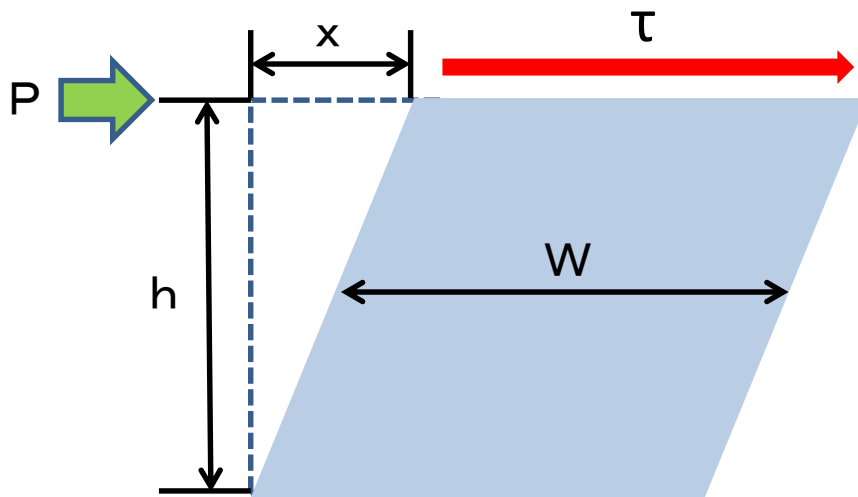


図 4-37 見かけの剛性の求め方

$$G\gamma = \tau = P/W \text{より}$$

$$G = \frac{P}{W\gamma}$$

$$\gamma = \frac{x}{h} \text{より} \quad (3)$$

$$G = \frac{Ph}{Wx}$$

ここで、 G :見かけの弾性率 (kN/m^2)

P :集中荷重 (kN)

x :変形 (m)

h :高さ (m)

W :幅 (m)

この式を以下の図 4-38 に示す簡単なモデルに適用し、トンネルと地山の見かけの剛性を算出する。荷重条件は左上端部に 100kN の集中荷重を載荷する。地山においては剛性が 200MPa , 50MPa , 25MPa の 3 ケースの見かけの弾性率を求めた。その結果を表 4-3 に示す。変形量はトンネルが $3.93 \times 10^{-2}\text{m}$, 剛性 200MPa の地山が $0.71 \times 10^{-2}\text{m}$, 剛性 50MPa の地山が $2.86 \times 10^{-2}\text{m}$, 剛性 25MPa の地山が $5.71 \times 10^{-2}\text{m}$ となり、見かけの剛性はトンネルが 2540.65kN/m^2 , 剛性 200MPa の地山が 14001.68kN/m^2 , 剛性 50MPa の地山が 3500.42kN/m^2 , 剛性 25MPa の地山が 1750.18kN/m^2 となった。ここでトンネルと地山の見かけの剛性比（トンネルの見かけの剛性/地山の見かけの剛性）と動土圧の相関を示し、見かけの剛性比の変化による土圧の変化を示す。ここでトンネルと地山の剛性比が、剛性 200MPa の地山のとき 0.181 , 剛

性 50MPa の地山のとき 0.726, 剛性 25MPa の地山のとき 1.452 となった. 比較する対象として法線方向動土圧は右側壁部において最も大きい値が生じた隅角部周辺と, 地山の剛性を小さくしたことにより土圧の分布が広がった箇所, 接線方向動土圧は右側壁部の上側隅角部周辺と部材中心部の要素の, 計 4 ケースとした.

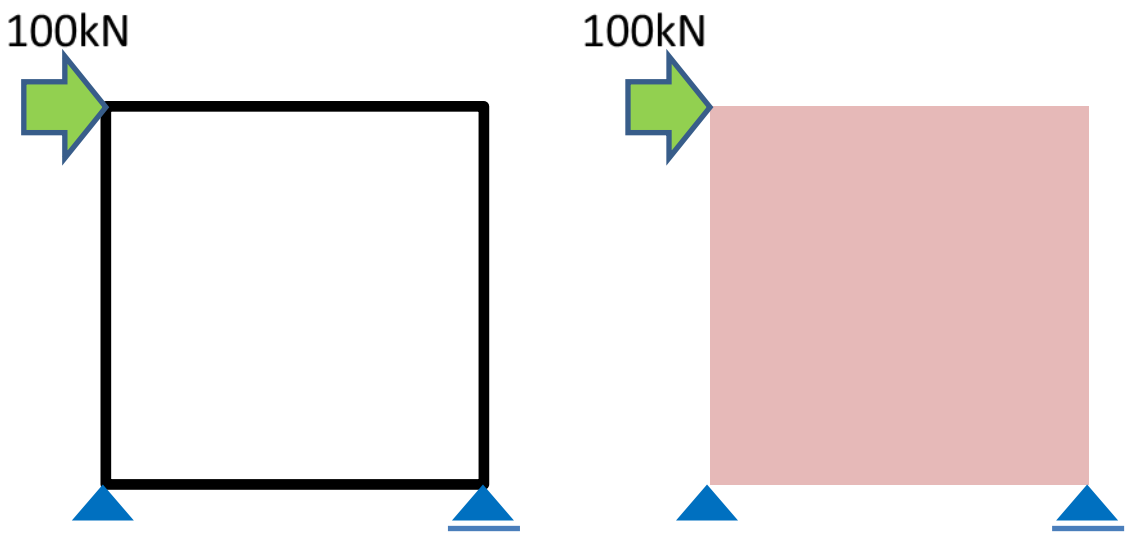


図 4-38 見かけの剛性を求める際に用いた解析モデル(左：トンネル 右：地盤)

表 4-3 各解析ケース見かけの弾性率

	トンネル	地山		
		200MPa	50MPa	25MPa
変形量x[m]	3.93×10^{-2}	0.71×10^{-2}	2.86×10^{-2}	5.71×10^{-2}
見かけの弾性率[kN/m ²]	2540.65	14001.68	3500.42	1750.18

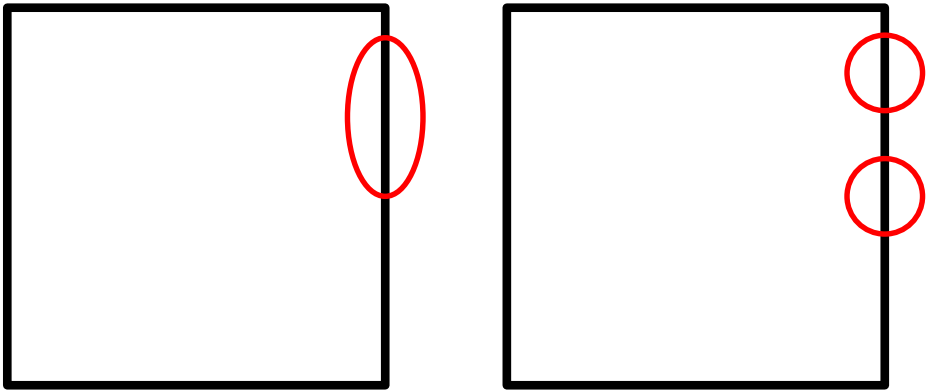


図 4-39 比較をおこなう箇所(左：法線方向動土圧 右：接線方向動土圧)

① 見かけの剛性比と法線方向動土圧の相関図

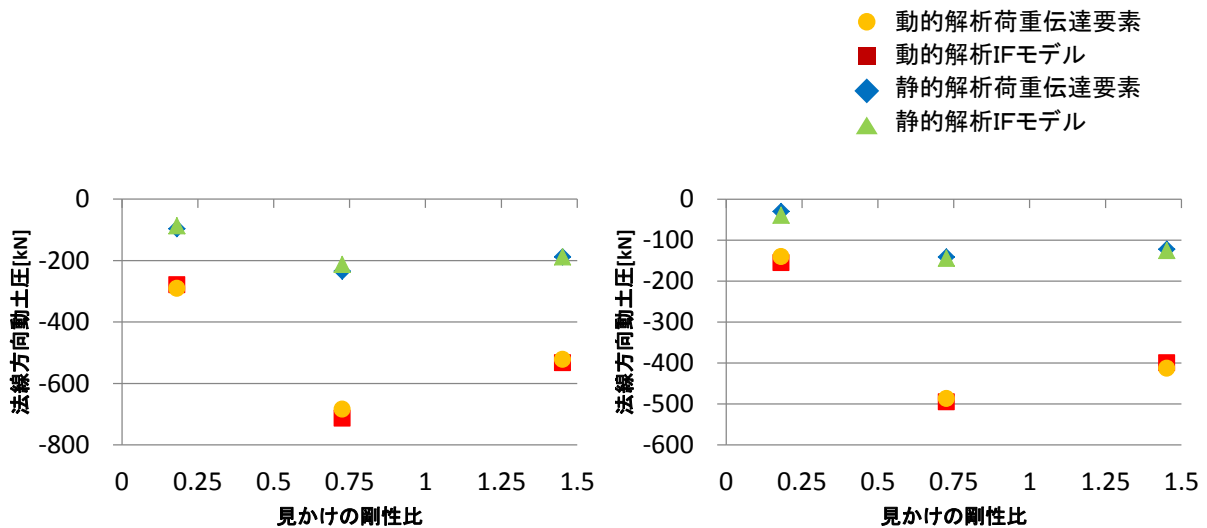


図 4-40 見かけの剛性比と法線方向動土圧の変化の相関

② 見かけの剛性比と接線方向動土圧の相関図

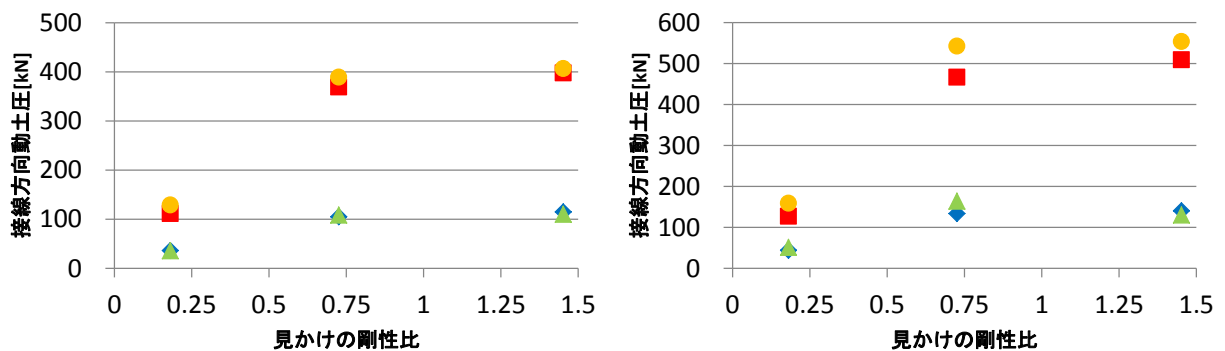


図 4-41 見かけの剛性比と接線方向動土圧の変化の相関

見かけの剛性比と動土圧の相関図より、法線方向動土圧は見かけの剛性比 1 付近でピークを迎える、下に凸の二次曲線的な変化が見られる。また今回検討したケースの中で、見かけの剛性比 0.726(地山の剛性が 50MPa)で動的解析と静的解析の差が最も大きく生じ、最も違いが生じたケースであると言える。一方接線方向動土圧は見かけの剛性比が 0.181(地山の剛性 200MPa)から大きくなるにつれて漸近的に値が増加していく傾向が見られたが、見かけの剛性比 0.726 から 1.452 間では動的解析、静的解析ともに変化はほとんど無く、これ以降見かけの剛性比が増加しても値、分布に変化があまり見られないと考えられる。

また、同時に見かけの剛性比の変化による軸力、曲げモーメントの比較をインターフェイス要素モデル動的解析、荷重伝達要素動的解析、動土圧を用いた静的フレーム解析、FEM応答変位法、応答震度法の5つの解析手法を同じ箇所で比較したものを図4-42、図4-43に示す。軸力の見かけ剛性比の変化による増減は、解析手法によって程度は異なるが、法線方向動土圧と同様、見かけの剛性比が0.726のときをピークに二次曲線的に変化した。曲げモーメントの変化は軸力と比較しても見かけの剛性の影響を敏感に受けていることが分かる。

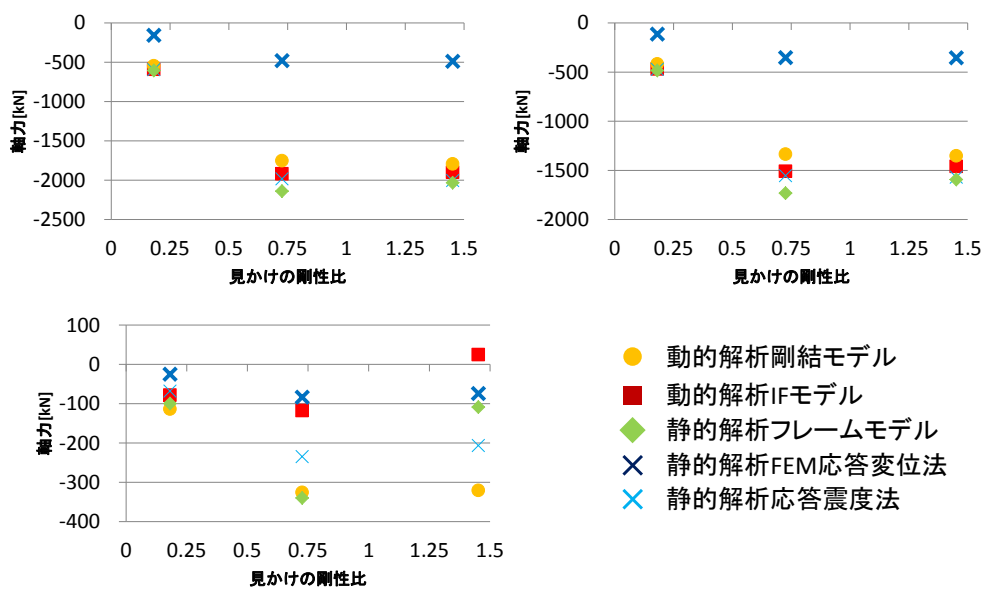


図 4-42 見かけの剛性比と軸力の変化の相関

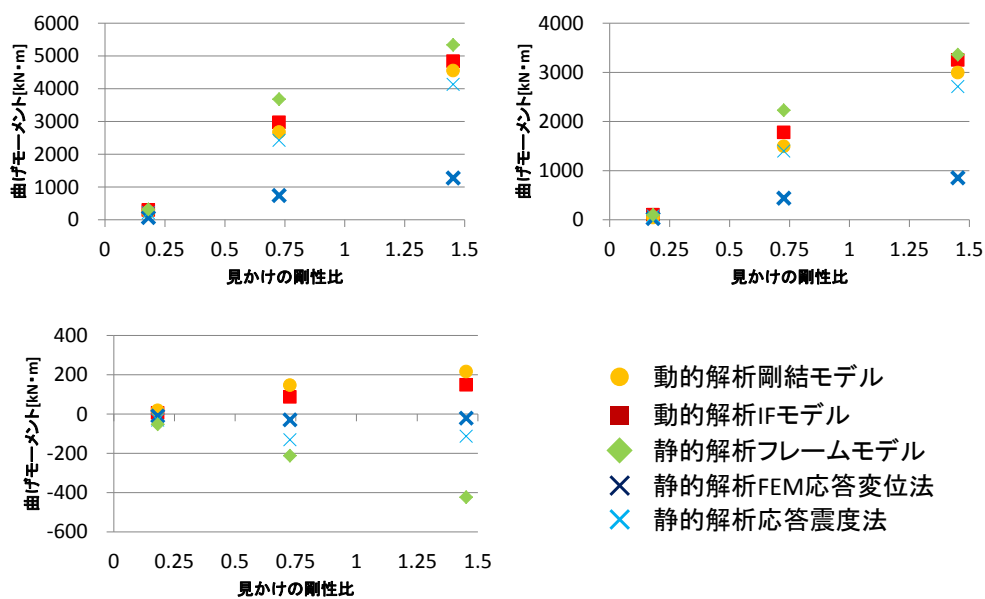


図 4-43 見かけの剛性比と曲げモーメントの変化の相関

以上のことから、法線方向動土圧は見かけの剛性が1に近づくとき大きくなり、また1から遠ざかると小さくなっていくのではないかと考えられる。一方で、接線方向動土圧は見かけの剛性比が大きくなるにつれ、漸近的に増加していく傾向が見られることから、見かけの剛性比の増加により、動土圧の分布が法線方向動土圧主体から接線方向動土圧に移行していくのではないかと考えられる。これは、図4-44に示すように、構造物の剛性が相対的に剛になり、トンネルと地盤の間で地震外力の分配がなされて、地盤から作用する地震外力がトンネルを介して地盤に伝達され、結果として地盤反力になったのではないかと考えられる。

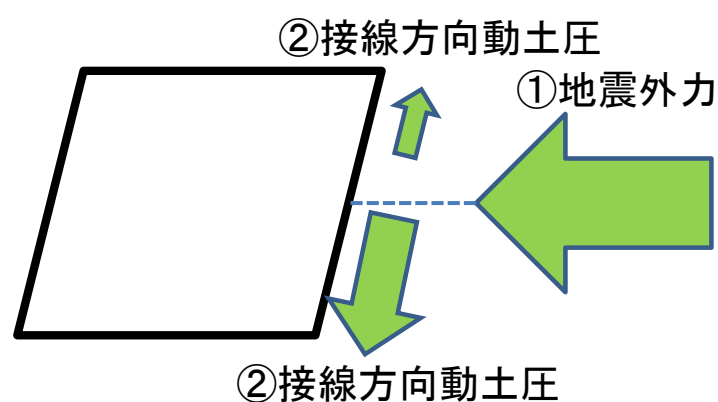


図4-44 地震外力の分配による接線方向動土圧の発生

図 4-45 に示す通り，インターフェイス要素モデルと荷重伝達要素モデルの接線方向動土圧を比較すると，インターフェイス要素モデルにおいて隅角部で逆方向の土圧が生じた。

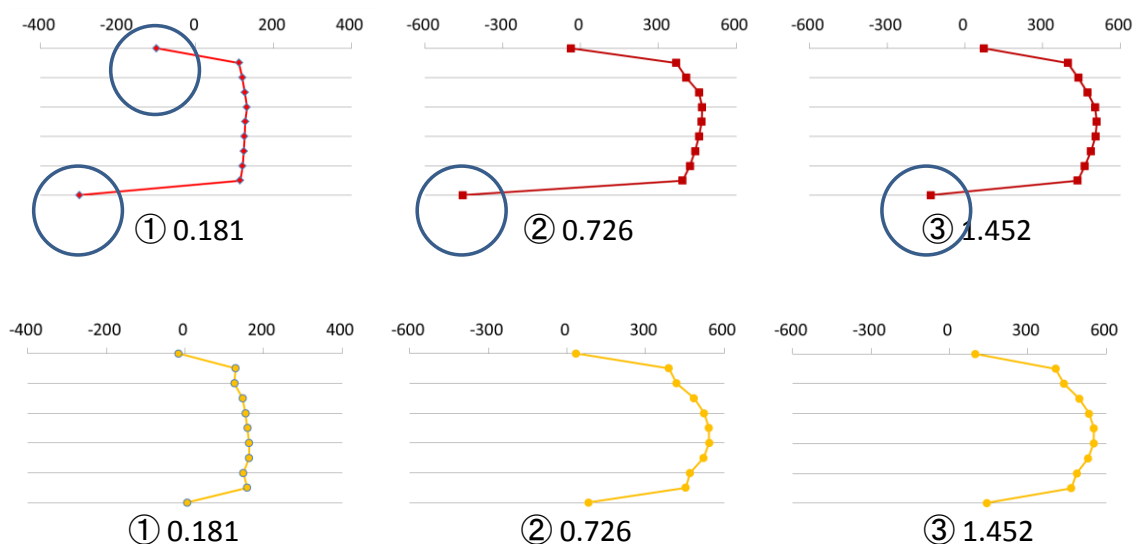


図 4-45 右側壁部接線方向動土圧(上：インターフェイス要素 下：荷重伝達要素)

インターフェイス要素と荷重伝達要素の違いは引張カットの有無のみであり，これは引張カットの影響ではないかと考えた．地山剛性 200MPa のときの，動的解析におけるインターフェイス要素と荷重伝達要素のトンネル変形図を図 4-46 に示す．両者の変形を比較すると，インターフェイス要素モデルでは，左上，右下隅角部付近で部材が局所的にたわむような変形をしていることが分かる．

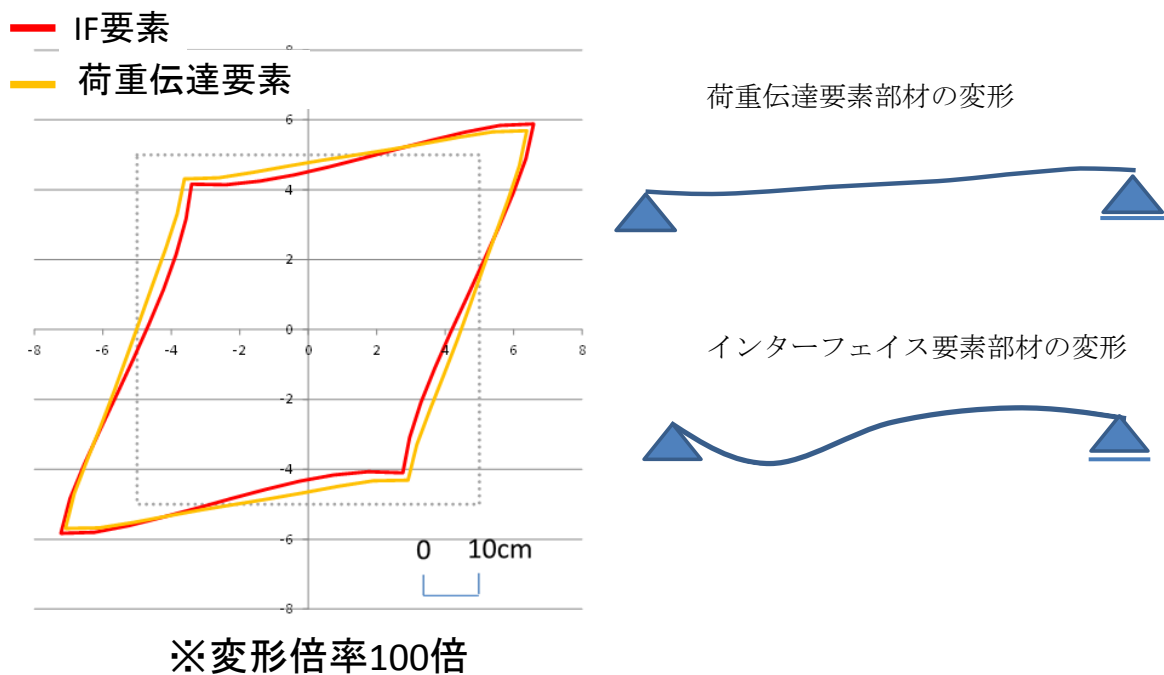


図 4-46 動的解析インターフェイス要素モデルと荷重伝達要素モデルトンネル変形図

図 4-47 のように、荷重伝達要素モデルではインターフェイス要素モデルでたわんでいる箇所に引張方向の反力が生じているため、たわみが抑制されている。一方、インターフェイス要素モデルでは、引張カットをしているため、引張反力が生じなく、荷重伝達要素でたわみを抑制していた反力が無くなり、部材が局所的にたわんだと考えられる。

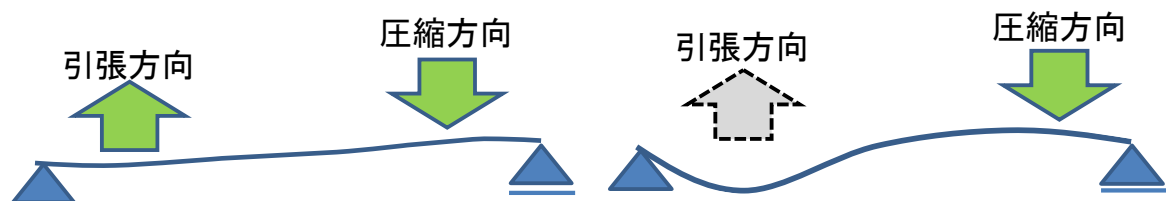


図 4-47 引張カットが部材の変形にもたらす影響

引張カットの影響で部材に局所的にたわみが生じるような変形をすることで、接線方向の土圧が下の図 4-48 のように発生し、隅角部において逆方向の接線方向動土圧が発生するのではないかと考えられる。

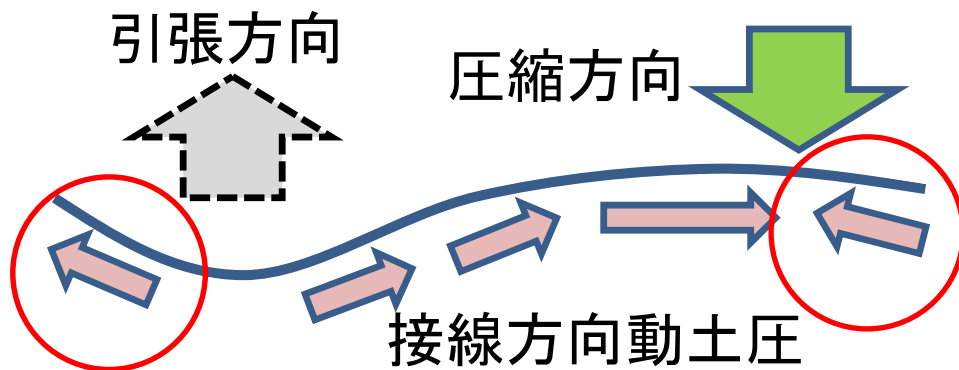


図 4-47 引張カットによるインターフェイス要素モデルの接線方向動土圧発生メカニズムに関する考察

次にインターフェイス要素モデルと荷重伝達要素モデルにおけるトンネル・周辺地盤の変形の様子を図 4-48 に示す。インターフェイス要素モデルでは逆方向に大きく接線方向動土圧が生じた箇所が剥離しているのが分かる。法線方向動土圧を見ても、インターフェイス要素モデルでは剥離が生じてる箇所では荷重伝達要素と違い、法線方向動土圧は生じていないので、その箇所では剛結の場合では引張方向の土圧が作用している。しかし、クーロン則によると $s = c + \sigma \tan \phi$ でせん断強度が決まるため、接線方向動土圧は直応力が先行した結果生ずるものであり、本研究のインターフェイス要素モデルにおいて剥離が生じた箇所で接線方向動土圧が発生するのは理論的に誤りであると考えられる。つまり、図 4-49 のように接線方向動土圧は、法線方向動土圧同様剥離が生じた以下の箇所では値は 0 になるべきであり、本研究において生じた土圧は解析にあたっての計算上の見かけの土圧であると言える。

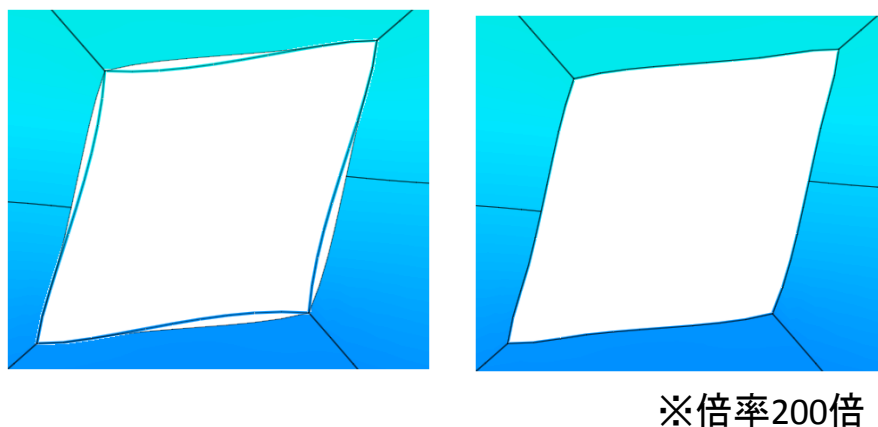


図 4-48 周辺地盤を含むトンネル変形図
(左：インターフェイス要素モデル 右：荷重伝達要素モデル)

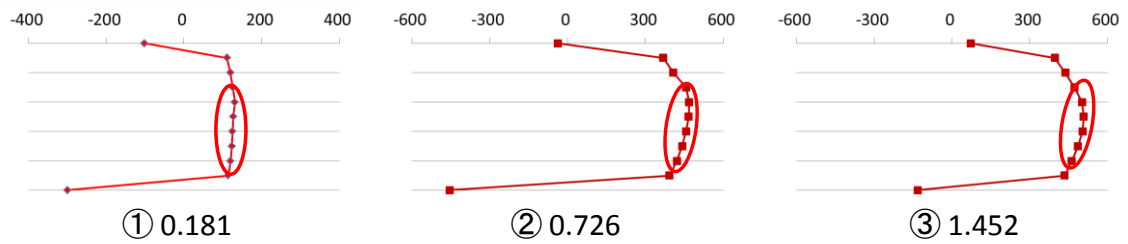


図 4-49 インターフェイス要素モデルでの右側側壁部における，剥離により接線方向動土圧が発生しない箇所

以上のことから，動土圧を算出する際に引張方向の土圧を考慮しないモデルでは，本研究で解析ソフトでは法線方向と接線方向が連動したクーロン則のばねがないため，剥離している箇所では解析での計算上の見かけの接線方向動土圧が生じており，それにより実際の土圧分布と異なることを念頭におかなくてはならない。

4.8 二層地盤に適用させるための展望

簡便なトンネルモデルにおける一層地盤での動土圧の評価と，動土圧を用いたフレーム解析の妥当性を示した．ここでは，この考え方を二層地盤に適用し，静的解析と動的解析において結果にどの程度の違いが生じるのかを検証するため，1層地盤と2層地盤における動的解析の比較をおこなった．その際，2層地盤の地盤下半部の剛性を地盤上半部の2倍，3倍，4倍，5倍，10倍と増加させ，その増加に伴って静的解析と動的解析との差がどのように推移していくかを検証した．なお，静的解析にはFEM応答変位法と応答震度法を用いた．

4.8.1 解析モデル

本章で用いる解析モデルについて図4-50に示す．トンネルの形状は矩形と真円の2種類でおこない，トンネル-地山間は剛結とした．地山モデルの下半部の剛性を上半部の2倍，3倍，4倍，5倍，10倍と増加させる．トンネルの寸法は矩形モデルが1辺10m，真円モデルが直径10mとした．

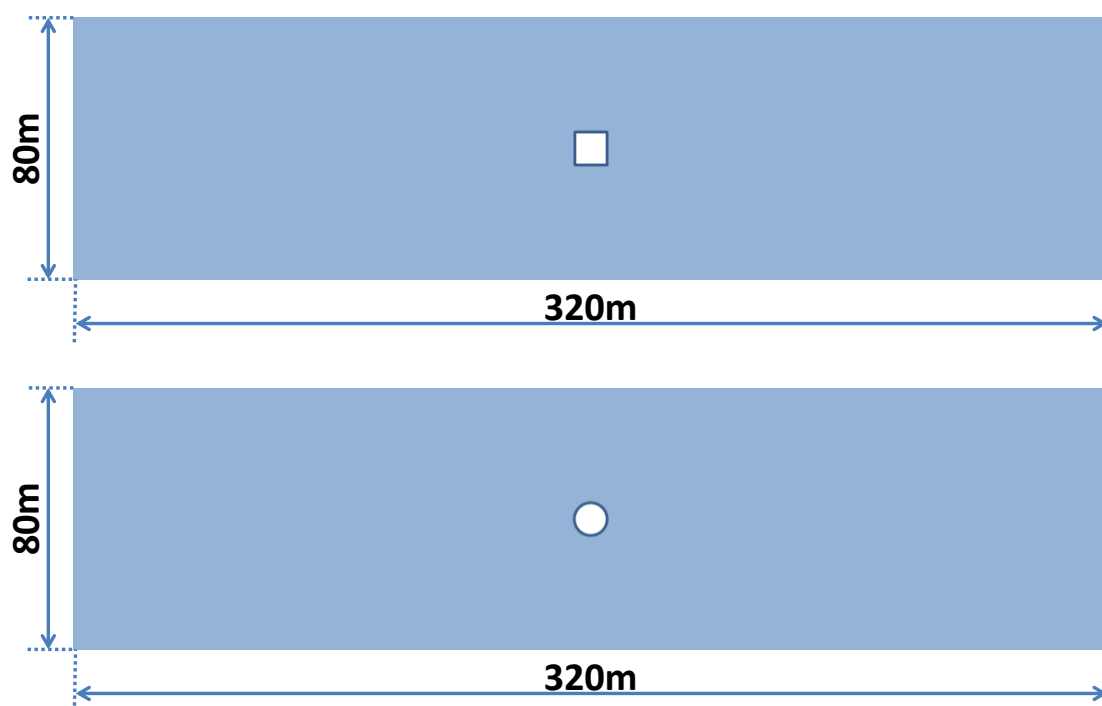


図 4-50 解析モデル

表 4-4 諸物性値

	トンネル	地盤上半部	地盤下半部					
			Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
ヤング率[MPa]	2.2×10^4	200	200	400	600	800	100	2000
ポアソン比	0.2		0.3					
単位体積重量	23		21					

入射波は、データ数 1024、振動数 0.4Hz、最大加速度 100gal、16 波長の正弦波を用いた。地盤上半部を基準に卓越振動数を求め、地盤下半部の剛性が変化しても同一のものをを用いた。

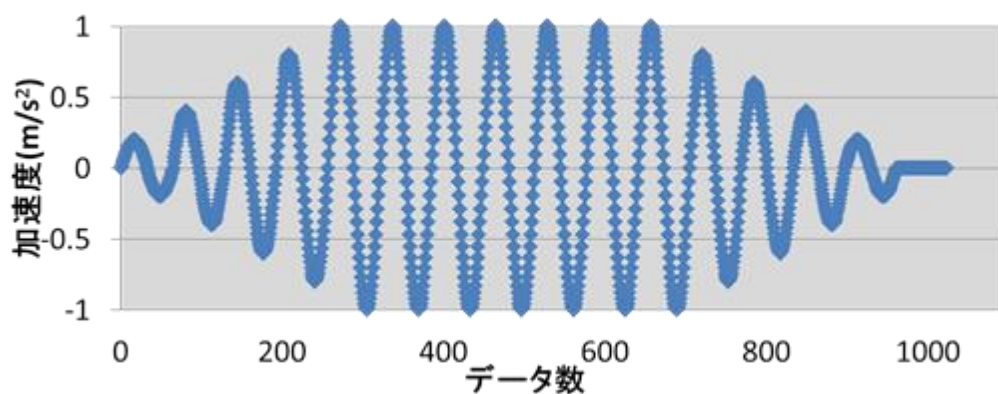


図 4-51 入射波

4.8.2 一次元成層地盤解析結果

静的解析の FEM 応答変位法と応答震度法で用いる応答値を以下に示す。また、各ケースの最大応答値も示す。

① Case1 地盤下半部の剛性 200MPa

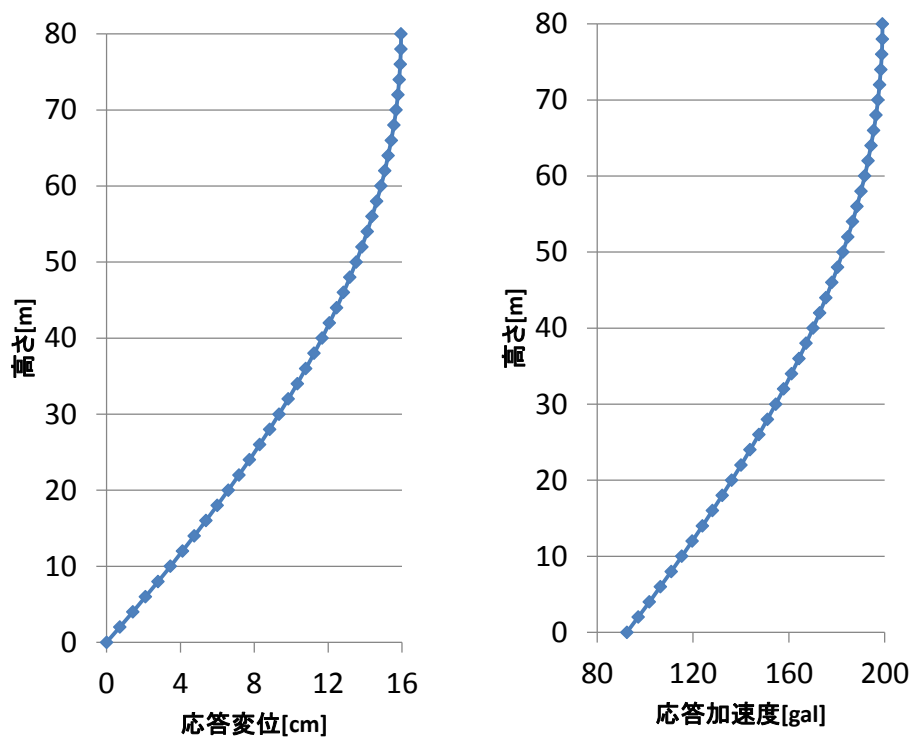


図 4-52 地盤下半部の剛性 200MPa の応答値

② Case2 地盤下半部の剛性 400MPa

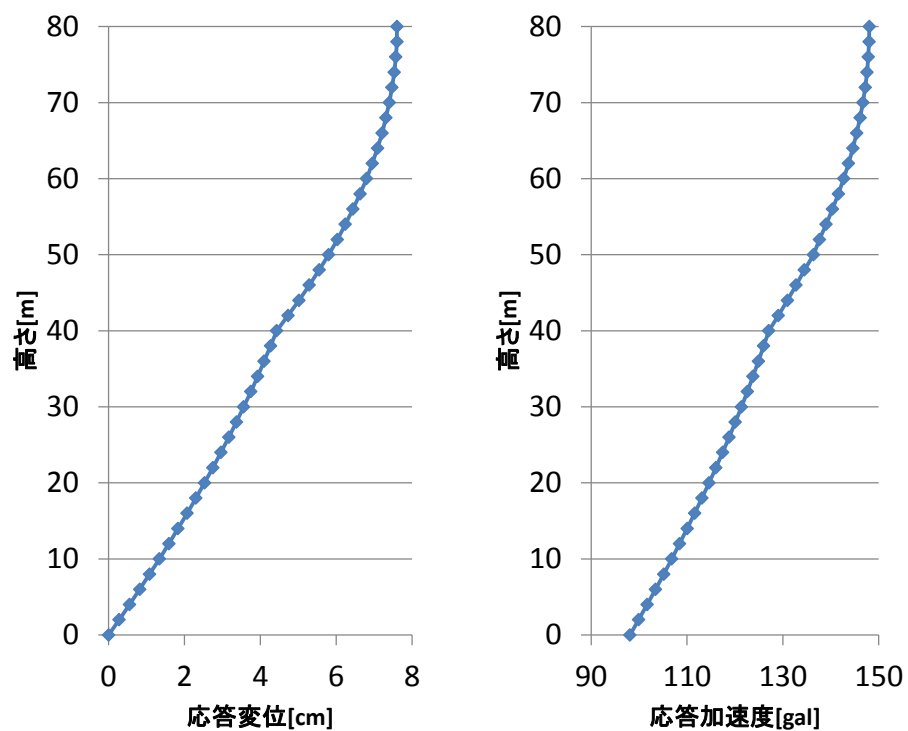


図 4-53 地盤下半部の剛性 400MPa の応答値

③ Case3 地盤下半部の剛性 600MPa

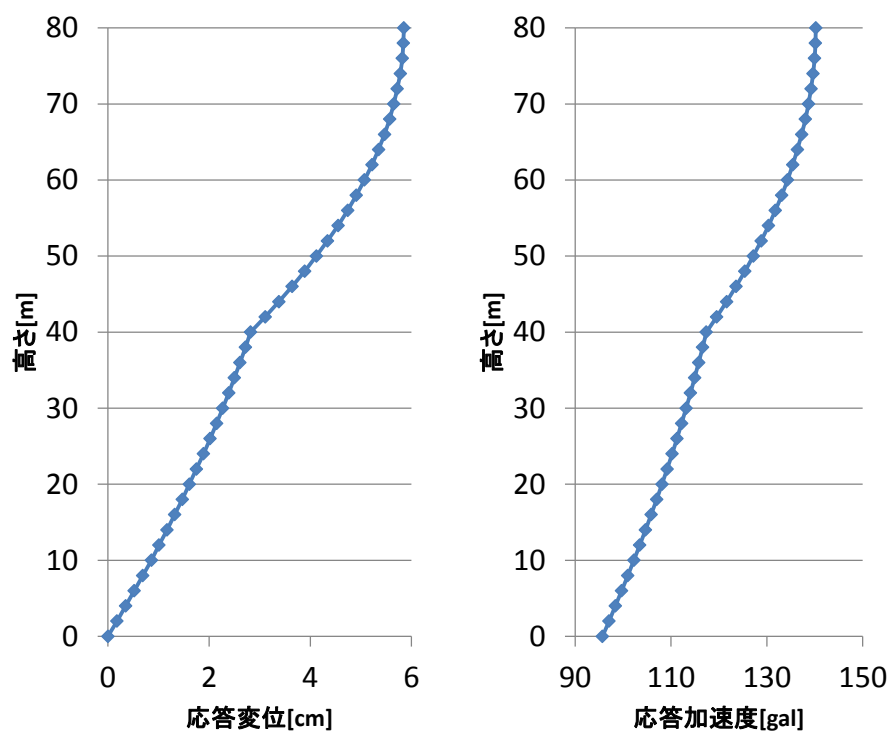


図 4-54 地盤下半部の剛性 600MPa の応答値

④ Case4 地盤下半部の剛性 800MPa

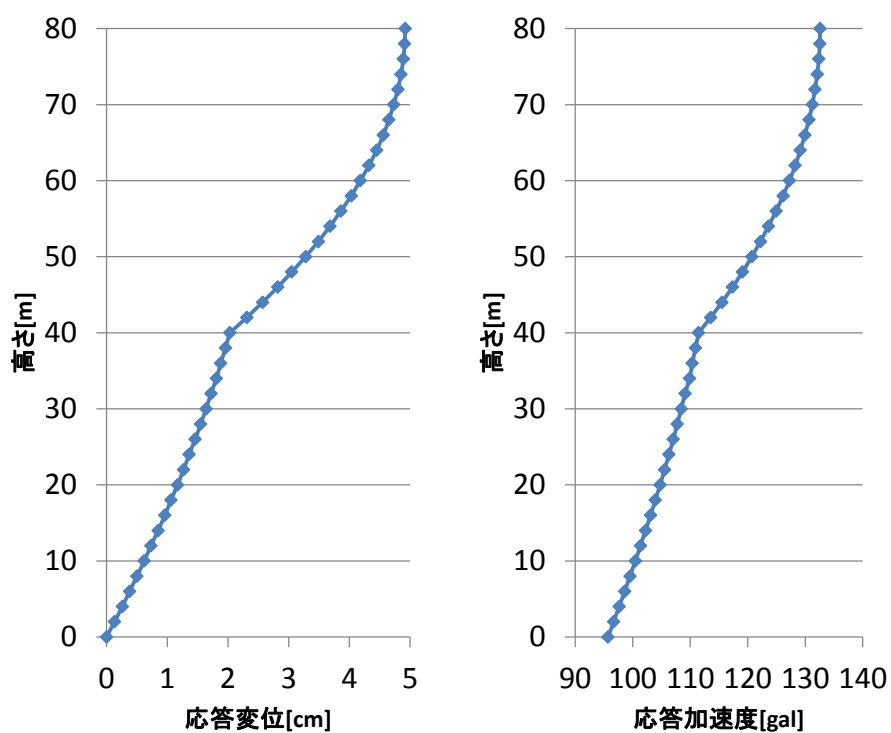


図 4-55 地盤下半部の剛性 800MPa の応答値

⑤ Case5 地盤下半部の剛性 1000MPa

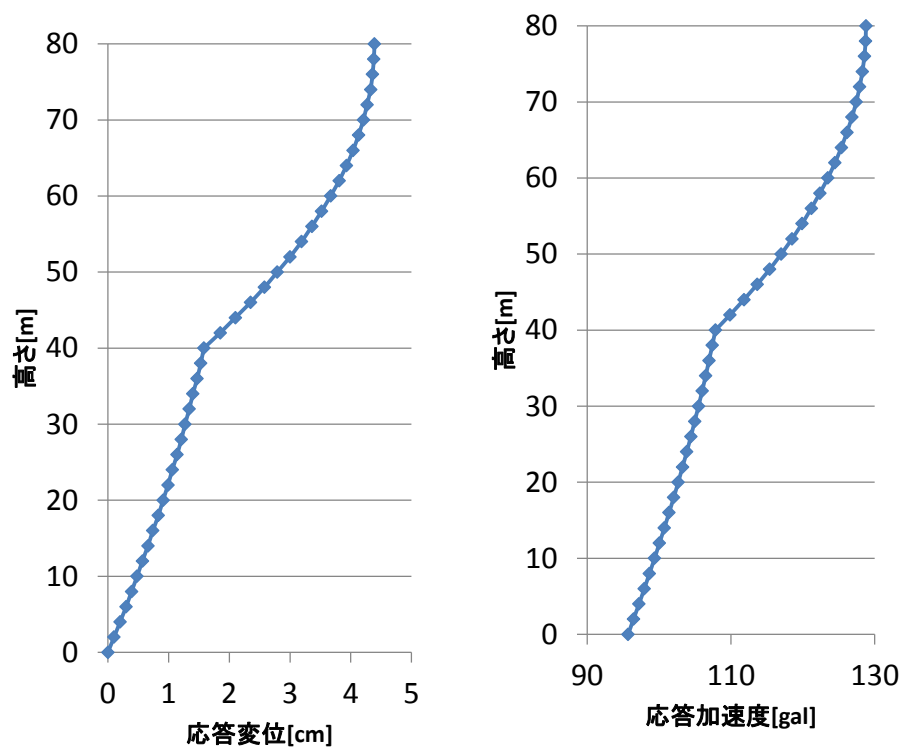


図 4-56 地盤下半部の剛性 1000MPa の応答値

⑥ Case6 地盤下半部の剛性 2000MPa

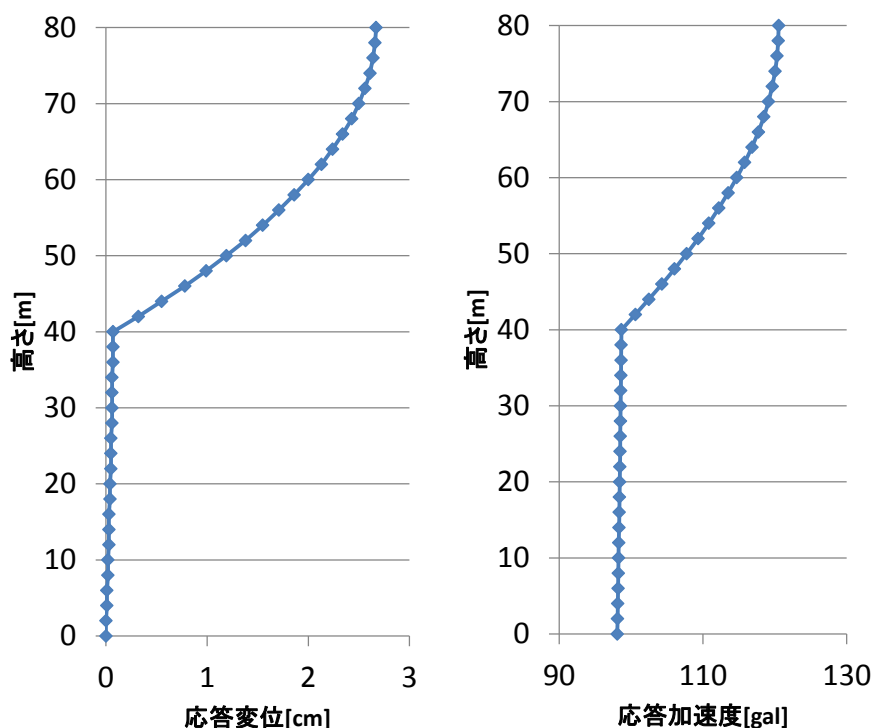


図 4-57 地盤下半部の剛性 2000MPa の応答値

表 4-5 各ケース最大応答値

	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
最大応答変位[cm]	15.95	7.60	5.85	4.92	4.39	2.67
最大応答加速度[gal]	199.08	148.05	140.2	132.59	128.79	120.53

Case1 は一層地盤であるため、応答変位、応答加速度ともに 1/4 波長の波形で生じたが、Case2 以降は二層地盤であるため、地盤中央部の硬軟の境界部で応答変位、応答加速度の出力波形モードが異なる。地盤上半部の剛性は一定で下半部の剛性が増加していくため、Case6 での地盤下半部の応答変位はほとんど発生していない。

4.8.3 剛性比の変化による動的解析と静的解析の比較

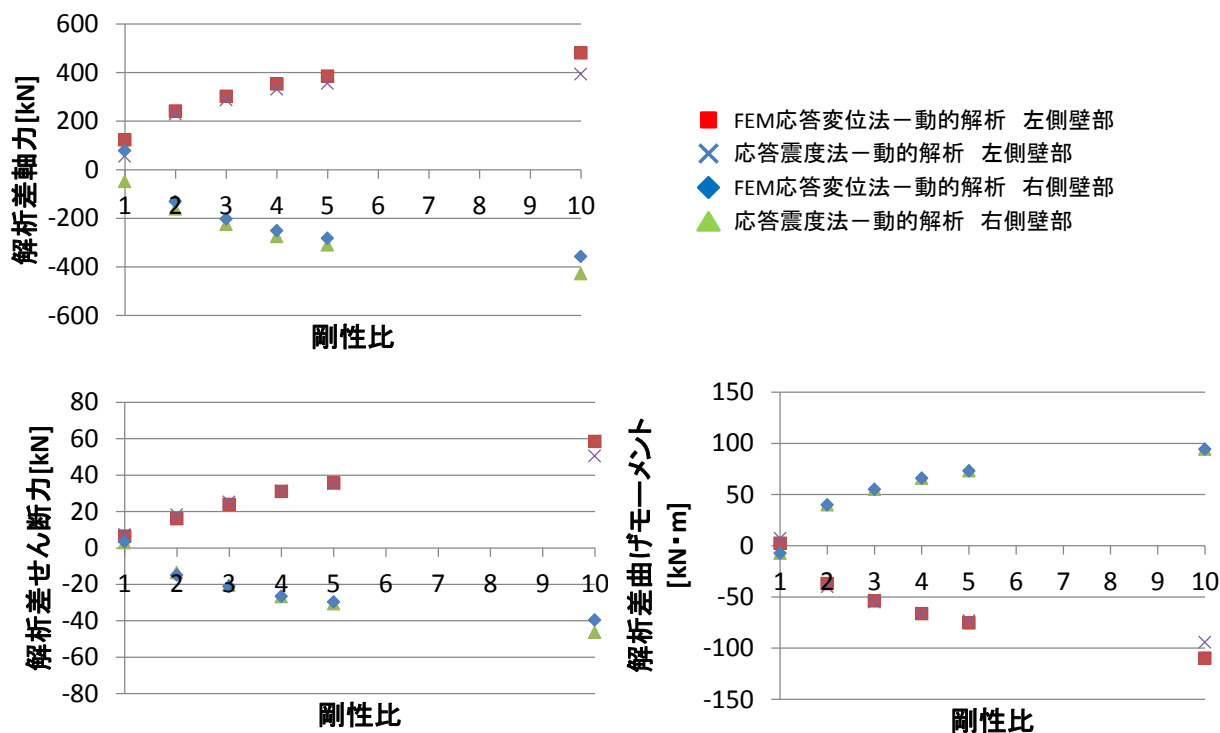
以上の地盤下半部の剛性が異なる 6 つのケースをおこない、動的解析と静的解析の差を比較し、両解析の、剛性比が変化したときの解析精度を検討する。剛性比は地盤下半部の剛性/地盤上半部の剛性とし、本研究では動的解析の値を正として解析をおこなうため、静的解析結果-動的解析結果で両解析の差を検討した。

4.8.4 矩形モデル

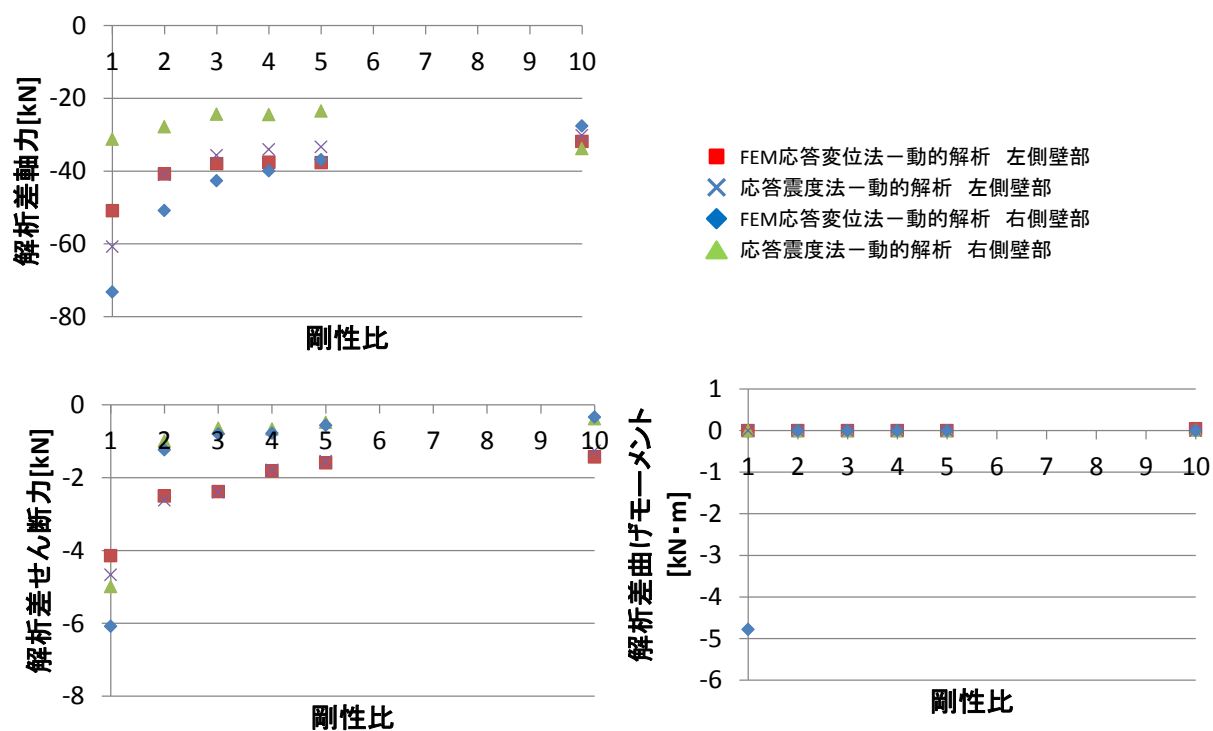
矩形モデルにおける静的解析と動的解析の剛性比の変化による解析結果の差の比較を示

す。比較する対象は、左右側壁部の中心部であり、二層地盤のとき地盤剛性の硬軟の境界部、天端・底部における中心部とする。

① 側壁部断面力



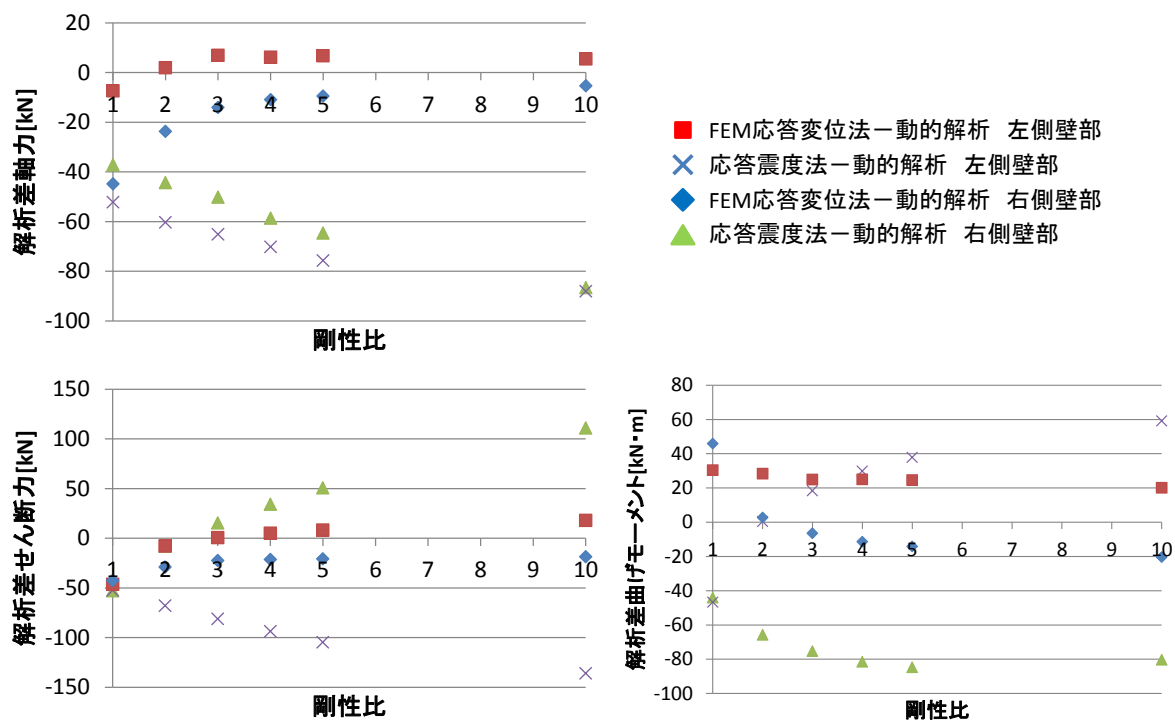
② 天端・底部断面力



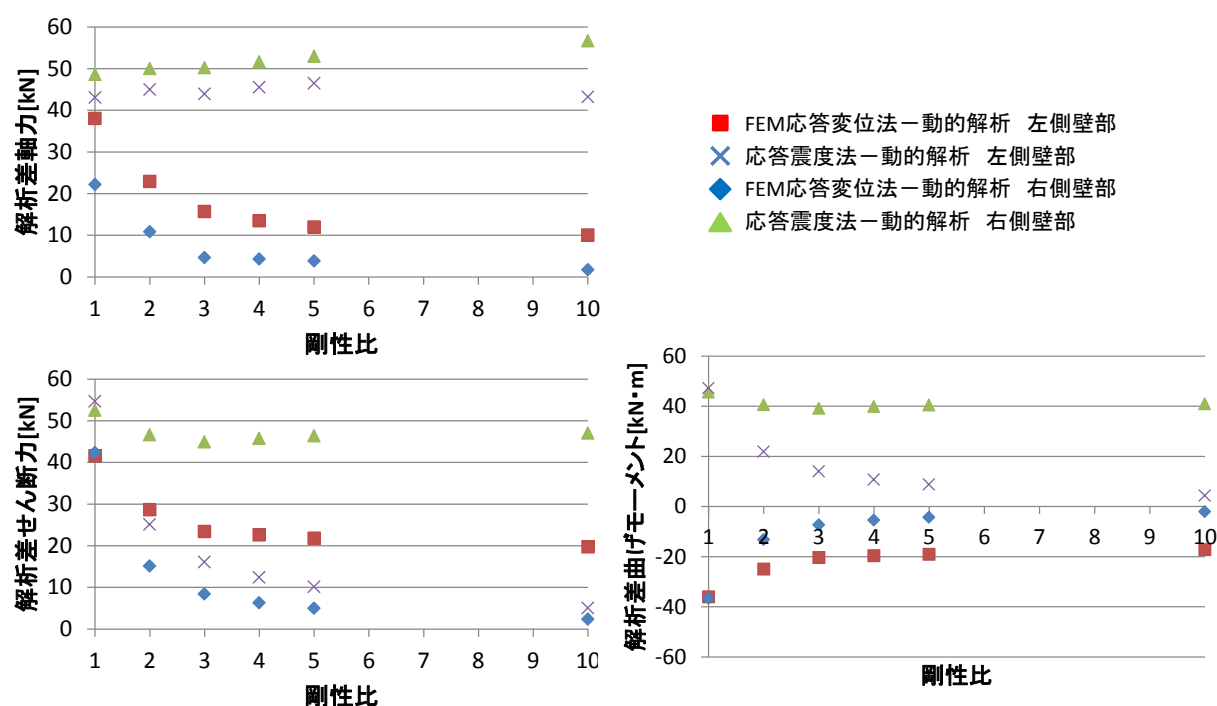
4.8.5 真円モデル

真円モデルにおける静的解析と動的解析の剛性比の変化による解析結果の差の比較を示す。比較する対象は、左右スプリングラインであり二層地盤のとき地盤剛性の硬軟の境界部、天端・底部における中心部とする。

① スプリングライン断面力



② 天端・底部断面力



矩形モデル・真円モデルの地山下半部の剛性の変化による動的解析と静的解析の違いの推移をみると、矩形モデル側壁部においては剛性比が増加するにつれ、動的解析と静的解析との差が漸近的に広がっていく傾向が見て取れる。矩形モデル天端・底部においては、動的解析と静的解析の差は軸力とせん断力では、剛性比が増加するにつれ 0 に収束し、両解析手法で結果が近づく傾向が見られた。曲げモーメントに関しては、側壁部中心部では曲げモーメントがそもそも発生していないため、このような結果となった。

真円モデルにおいてはスプリングラインでは剛性比が増加するにつれ、軸力とせん断力は矩形モデル同様、漸近的に差が大きくなる。しかし曲げモーメントに関しては、応答震度法は矩形モデル同様、漸近的に動的解析と静的解析の差が広がる傾向にあるが、FEM 応答変位法では異なる推移が生じた。特に左側スプリングラインでは地盤の剛性比が増加しても動的解析と静的解析との差はほぼ一定となった。天端・底部において、軸力は剛性比が増加するにつれ動的解析と静的解析の差が漸近的に増加したが、せん断力と曲げモーメントは 0 に収束する傾向が見られた。

4.8.6 結果のまとめと考察

本章でおこなった二層地盤の剛性比の変化による動的解析と静的解析の差の推移の結果のまとめとそれに対する考察をおこなう。

- 矩形モデルにおいて側壁部では動的解析と静的解析の断面力は漸近的に差が開く。
- 矩形モデルにおいて天端・底部では断面力は0に収束する。
- 真円モデルにおいてスプリングラインでは軸力とせん断力は漸近的に差が開くが、曲げモーメントに関して、ほとんど差は一定であった。
- 真円モデルにおいて天端・底部では軸力の差は漸近的に増加したが、せん断力と曲げモーメントは0に収束する傾向が見られた。

一次元成層地盤解析結果からも見て取れるように、地山下半部の剛性が大きくなるとそれに伴い変位量が小さくなる。また、本研究では解析モデルの自重は考慮しておらず、荷重条件は、動的解析は底面に水平方向に正弦波を入射し、FEM 応答変位法は側方を強制変位し、応答震度法は地震時水平加速度相当の物体力を載荷しているため、主な荷重としては水平方向によるところが大きい。

第 5 章 結論と今後の課題

本研究では、動的解析と静的解析の比較をおこなうことによって地震時挙動における静的解析法の妥当性を検討し、動的解析により近い精度の静的解析法を考えるために動土圧を用いた静的フレーム解析法の検討をおこなった。本章ではそれらについての結論と今後の課題について示した。

以下に本研究の結論をまとめた。

- 応答震度法は動的解析と比較しても断面力が概ね一致しており、静的解析の中でも精度の高い解析手法であるといえる。
- FEM 応答変位法は動的解析、応答震度法と比較すると断面力で大きくておよそ 3 倍もの違いが生じた。これは本研究で用いたモデルが非常に簡便なものであり、モデルの幅が大きいためモデルの側方の強制変位がトンネルまで及ばなかったことによる影響だと考える。このことから、FEM 応答変位法を用いる際は解析領域の広さの検討を念におこない、FEM 応答変位法の適用範囲を確認する必要がある。
- 動土圧を用いた静的フレーム解析は動的解析と比較すると概ね一致しており、簡便で精度の高い解析手法と言える。
- 動土圧の分布はトンネルと地山の見かけの剛性比が増加すると法線方向動土圧主体から接線方向動土圧主体に移行する傾向が見られた。これは、構造物の剛性が相対的に剛になり、トンネルと地盤の間で地震外力の分配がなされて、地盤から作用する地震外力がトンネルを介して地盤に伝達され、結果として地盤反力になったのではないかと考えられる。
- インターフェイス要素モデルにおいて接線方向動土圧が隅角部で逆方向に発生した。これはインターフェイス要素モデルの引張カットによって、荷重伝達要素では発生していた部材の引張方向の土圧が発生しなくなり、部材に局所的にたわみが発生したものによる影響であると考えられる。
- インターフェイス要素は局所的にたわんだ箇所は剥離しており、法線方向動土圧は生じなかった。土圧は法線方向動土圧が先行し、その結果接線方向動土圧が発生することから、本来、剥離した箇所では接線方向動土圧も生じない。このことから、本研究で剥離した箇所に生じた接線方向動土圧は解析上の見かけの土圧であり、解析をおこなう際は、実際はその箇所には接線方向動土圧は発生しないことを念頭におかなくてはならない。

次に、今後の課題について示した。

- より現実的な矩形モデルによる動土圧算出・動土圧を用いたフレーム解析の妥当性の検討

本研究では、研究の第一段階として非常に簡便なトンネルモデルを用いて解析をおこなった。簡便なモデルでの動土圧の計算方法評価，動土圧を用いたフレーム解析の妥当性の検討はできたので，例えば以下の図 5-1 のようなより現実的なモデルで研究をおこなう必要がある。

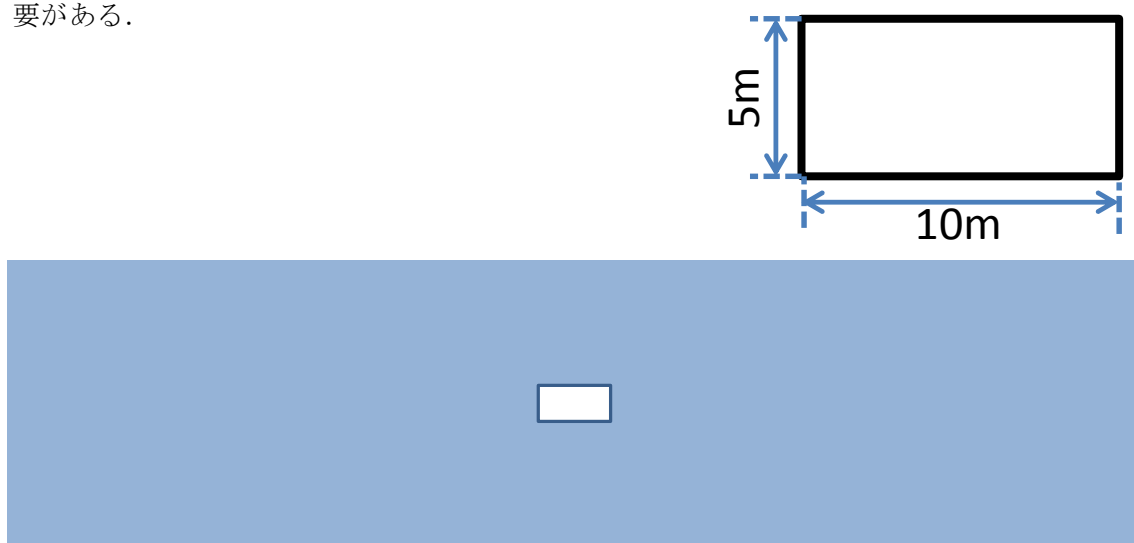


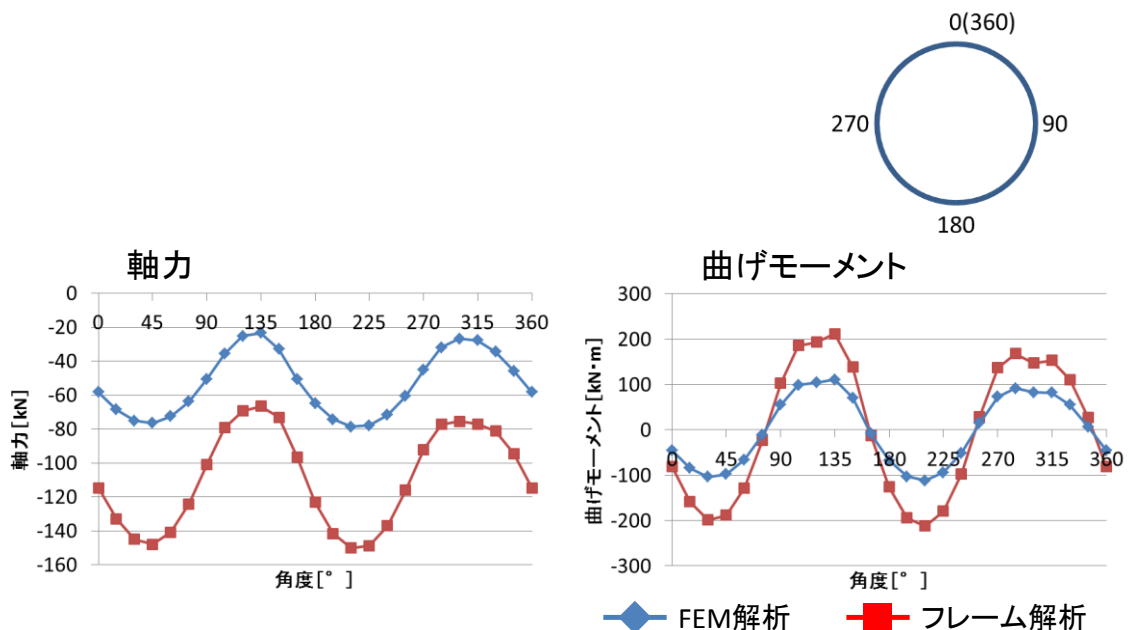
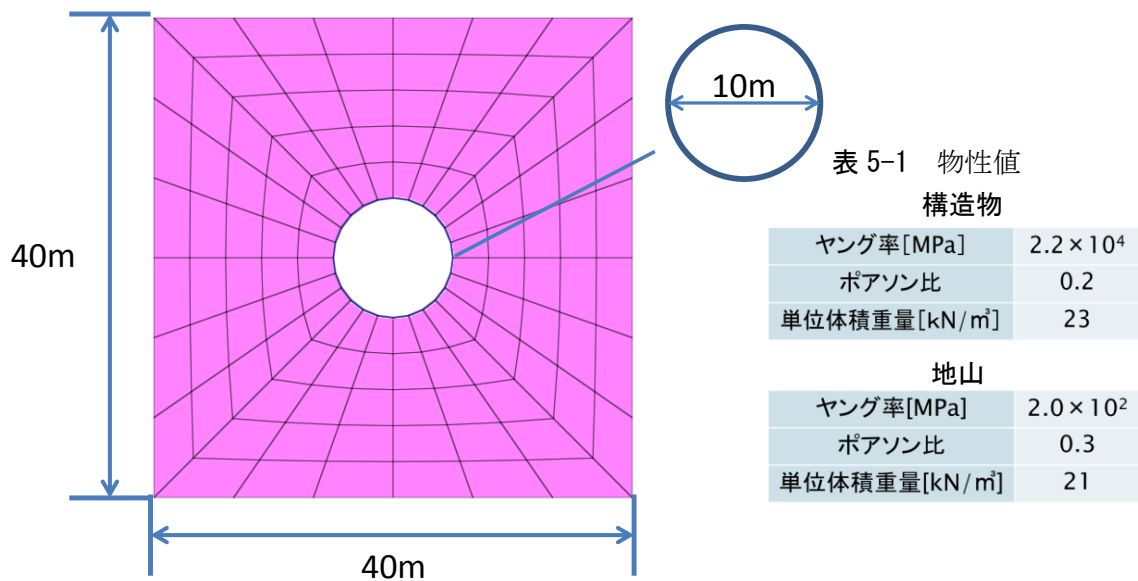
図 5-1 解析モデル

- 地形条件の変化

4 章の最後に 2 層地盤における適用への展望を示したように，非平坦地形・不成形地盤での地震時挙動における静的解析法の妥当性の検討をおこなう。

- 真円モデルにおける動土圧算出・動土圧を用いたフレーム解析の妥当性の検討

本研究では矩形の簡便なモデルを対象に解析をおこなった．簡便なモデルにおける 1 層地盤での評価は概ねできたので，真円モデルでも同様の評価をする必要がある．なお，以下の図 5-2 に示す簡単なモデルでの試計算をおこない，その中ではある程度の整合性は得られた．その結果を以下の図 5-3 に示す．



しかし，本研究で用いた矩形モデルと比較すると違いが大きく生じた．真円モデルでの動土圧の評価をするには矩形モデルで取り扱った手法に加え，更なる工夫の改善が必要であると考えられる．

参考文献

- 1) 西田充俊・松井保：地下鉄道構造物横断方向の耐震解析における FEM 応答変位法の有用性
- 2) 財団法人電力中央研究所：限界状態を考慮した屋外重要土木構造物の耐震設計手法，平成 4 年 4 月電力中央研究所報告
- 3) 川島一彦編著：地下構造物の耐震設計，鹿島出版会，1994
- 4) 梅原俊夫編：開削トンネルの耐震設計，トンネルライブラリー第 9 号，土木学会，1998
- 5) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用，1996

謝辞

本論文の基礎となった研究の遂行および本論文のとりまとめにあたり，首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 西村和夫教授には終始懇切丁寧なご指導とご鞭撻を頂きました。深く感謝いたします。

また本研究を進めるにあたり，首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 土門剛助教には，折に触れて適切なご助言をいただき，実験の準備や本論文執筆にもお手数をおかけしました。深く御礼申し上げます。

最後に，ともに研究に励んだトンネル・地下空間研究室メンバー，板場建太氏，澤田洋介氏，山口智也氏，住田亮介氏，富樫真美氏，石橋拓也氏，梅澤麻理花氏，志村和宏氏，中島秀氏に深く感謝いたします。

最後に，今後の皆様のご活躍を期待しつつ，謝辞とさせていただきます。

須藤拓馬