

層間変形に基づく地中構造物の横断方向の耐震設計法に関する提案

中村 晋

正会員 工博 日本大学工学部土木工学科 助教授(元佐藤工業(株))(〒963-8642 郡山市田村町徳定字中河原1)

本論では、地中構造物の各部材の損傷及び構造物の終局状態等の耐震性能の照査を、保有変形能と呼ぶ構造物の各部材の損傷と関連づけられた層間変形と構造物の地震応答層間変形の比較に基づいて行う耐震設計手法の提案を行った。この手法の大きな特徴は、構造物の応答変形である層間変形が各部材の損傷モードに関連づけられていることから、その比較が耐力照査も満足するという点である。ここで提案する手法における各評価項目のモデル化は兵庫県南部地震により被災した神戸高速鉄道・大開駅、高速長田駅の一般駅部および大開駅と新開駅間の駅間トンネル部の3つの構造物モデルを用いて行った。さらに、それら構造物へ本手法を適用し、本手法の有用性を明らかにした。

Key Words: seismic design method, underground structure, relative displacement between ceiling and base slab, non-linear frame analysis, simplified 1-dimensional dynamic response analysis

1. はじめに

兵庫県南部地震による地中構造物の被害は、地上構造物に比べ数は少ないものの、神戸高速鉄道・大開駅の崩壊にみられる様に必ずしも安全ではない構造形式があることを示した。大開駅の崩壊は上載土荷重に対する上床版の耐荷力の損失をもたらした中柱の破壊に起因している¹⁾。さらに、神戸市営地下鉄・上沢駅等の他の地下鉄駅部では上床版の崩壊には至らないものの中柱にせん断破壊が生じ²⁾、また駅間トンネル部においても中柱や側壁に損傷が生じていた。それら地下鉄構造物の被害は人的災害に直結する可能性が極めて高いことから、他の地震活動度の高い地域における地下鉄では中柱の耐震補強が現在実施されている³⁾。地下鉄中柱の耐震補強は(1)破壊モードの改善(せん断破壊先行から曲げ破壊先行型へ)、(2)兵庫県南部地震クラスの地震に対して耐えることの2つを目標として実施されている。

既存構造物の耐震補強、また新設構造物の耐震設計を実施するためには、耐震診断および補強設計を含む設計手法が必要となるのは言うまでもないことである。既往の設計指針では設計手法として弾性構造解析に基づく許容応力度設計法を用いており、兵庫県南部地震またレベル2地震⁴⁾クラスの地震に対対象構造物が保有すべき耐震性能言い換えれば変形性能に応じた部材や構造体の損傷を適切に評価することが出来ない。この様に地中構造物の保有する耐震性能を照査するという観点での耐震設計法は確立していないのが現状である。しかし、被災構造物の

復旧⁵⁾、既設構造物の補強⁶⁾の設計は復旧及び補強工事を早急に実施しなければならないことから、既存の限界状態設計法の枠組み及び耐震計算法に基づいて実施されている。その際、用いられている耐震計算法は、主に新耐震設計法⁷⁾で採用されて以来用いられている応答変位法である。この考えは、新設構造物の設計を実施するための当面の措置⁸⁾としても用いられている。

応答変位法は、地盤と構造物が弾性体であるとすれば地盤と構造物間の応力・ひずみの連続条件および適合条件を満足する様な物理的意味を有する支持・荷重条件を設定出来る。しかし、地盤と構造物の挙動が非弾性である場合には、それら力学的条件に課題が多く、モデル化手法も含む応答変位法の物理的な有意性について再検討する必要がある。その力学的条件の課題として、構造物を支持する地盤バネ定数を適切に評価する手法が示されていないことや常時と地震時断面力の評価時における構造物の支持条件が異なること等が上げられる。一方、1993年 Northridge 地震による被害の報告されていない地下鉄 L.A. Metro では、簡易にモデル化された構造物の応答荷重を地盤変形より推定された構造物の応答となるまで直接構造物に作用し、得られた構造体の応答断面力と耐力の比較を行うという設計法を用いている⁹⁾。この構造物の応答荷重に着目した計算法には、応答変位法で必要となる地盤バネ定数の設定が不用となる等の優れた点がみられる。しかし、いずれも断面力照査の枠組みを設計の基本としていることから、耐力に近い応答に対する裕度の評価が困難

となる。いずれにしても、限界状態設計法の枠組みに沿った適切な耐震計算法を確立することが必要であることは明らかである。

本論では、まず、限界状態設計法に基づいた地中構造物の耐震性能を照査する概念として、構造物の変形性能を応答状態量とした手法を提案する。ここで着目する構造物の変形性能は層間変形(床版間の相対変位)であり、提案する耐震性能の照査手法は保有変形能と呼ぶ各部材の損傷モードと関連づけられた層間変形と、地震時における応答層間変形(以後、地震応答変形と呼ぶ)との比較により行うというものである。その層間変形は部材の損傷時の断面力と等価な状態量となり、保有変形能と地震応答変形との比較により従来の設計法で用いられている耐力照査も満足するという点が本手法の大きな特徴である。次に、その手法の概念に基づいて設計を行うため、震度法と同様の単純支持条件を有する構造物系のモデルおよび簡易な作用荷重モデルに対する応答として保有変形能を評価出来る手法、さらに、構造物の地震時応答を1次元地震応答解析に基づいて評価する手法について提案を行う。ここで、保有変形能と地震応答変形を個別に算出すること、さらに保有変形能および地震応答変形を簡易な地盤・構造物モデルにより算出することも本手法の特徴である。これらにおける各評価項目のモデル化手法の検討は、兵庫県南部地震により被災した地中構造物の中で被災程度および損傷モードの異なる神戸高速鉄道・大開駅、高速長田駅の一般駅部および大開駅と新開地駅間の駅間トンネル部の3地点⁸⁾の地盤・構造物モデルを用いて行う。最後に、本提案手法の有用性また利便性は、それら3地点の地盤・構造物モデルへの適用及び他手法との比較に基づき明かにする。

2. 提案する地中構造物の耐震設計法の概要

(1) 提案手法の特徴と流れ

提案する耐震設計法は状態量に基づく断面性能照査を基本とし、次の3要素により構成されている。

- ・耐震性能の照査は部材及び構造物の終局また使用限界状態等の各損傷状態における構造物の応答を表す状態量と構造物の地震応答を表す状態量の比較により行う。
- ・構造部材の損傷と構造物の応答を表す状態量との関係を評価するための計算手法
- ・地震応答状態量を評価するための計算手法

その概念について以下に示す。

部材断面照査は、従来、部材の変形性能を考慮した非線形構造解析により得られる各部材の応答断面

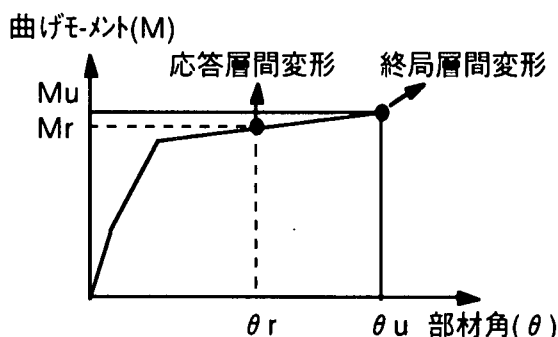


図-1 曲げモーメントと部材角の関係における耐力、応答及び状態量(下添え字uは耐力、rは応答を表す)

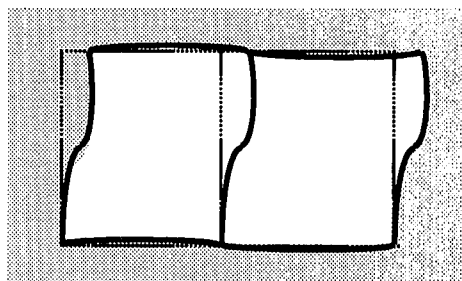


図-2 地盤内における地中構造物横断面の変形のイメージ

力と変形性能をそれぞれの限界値と比較することにより行われている。ここで、各部材の応答断面力と変形性能、例えば図-1に示す様な曲げモーメントと部材角は、部材の変形性能における応答状態を表す成分である。本提案は、この幾つかの成分により規定される部材の降伏また終局等の状態を構造物の応答を表す1つの状態量に対応づけることにより、構造物の応答から直接、部材の状態を評価しようとするものである。ここで提案する状態量は地中構造物の地震時に卓越する変形挙動が図-2に示す様に地盤のせん断変形とよく似たゆがみ変形であることから、その卓越変形を表す層間変形を応答を表す状態量と定義した。構造物が終局に至るまでその状態量と構造物各部材の損傷モードとの関係を求め、その関係をここでは損傷モードに応じた保有変形能と呼ぶ。その関係は、4章にて提案される地中構造物の実応答を簡易に評価出来るモデルにより得られる全水平荷重(地震時)と状態量つまり層間変形の関係により表す。また、地震時に於ける応答状態量、言い換えれば地震応答変形の評価手法については、5章にて述べられる。ここで示した本提案の大きな特徴は、地中構造物の応答を表す1つの状態量である層間変形の照査により、部材の断面力や変形照査も満足されるという点である。

次に、この状態量を基本とする地中構造物の耐震計算の流れは図-3に示すとおりであり、その概要を

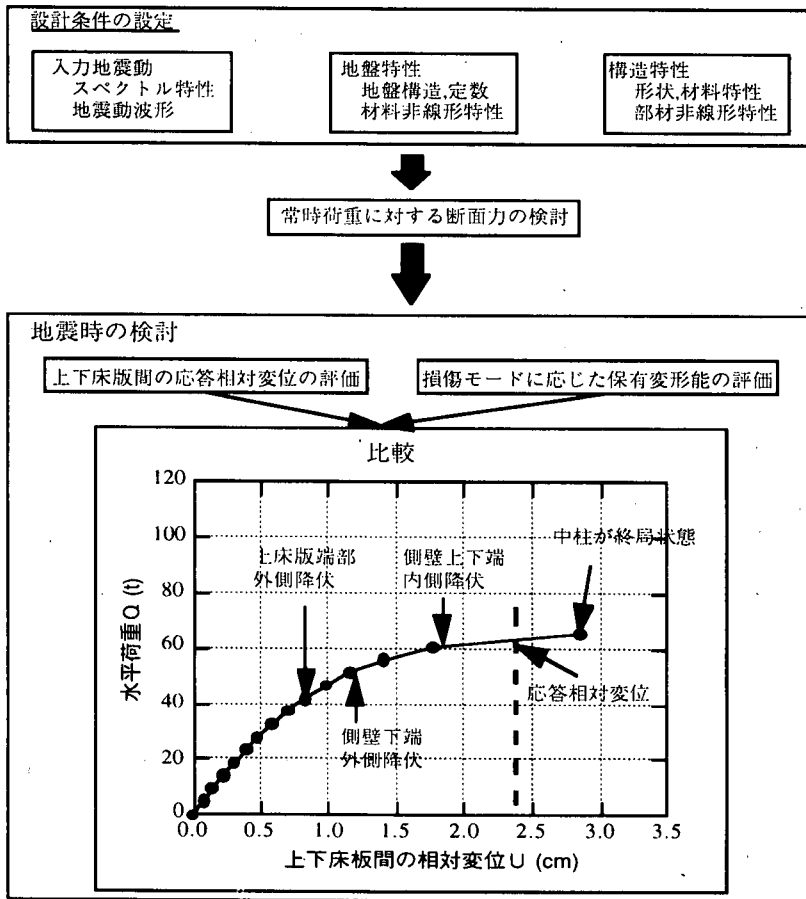


図-3 提案手法による地中構造物の耐震設計フロー

以下に示す。

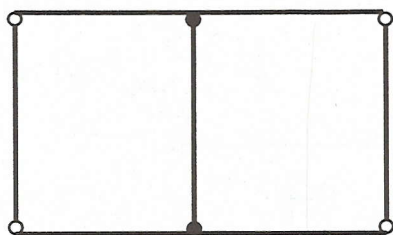
- (i)他の計算手法と同様、地盤および構造特性に基づき常時断面力の算出を行う。ただし、常時荷重に対しても各部材の非線形性を考慮した構造解析を行う。
- (ii)地震時の検討として、構造物の各部材の損傷モードに応じた保有変形能を評価する。
- iii)地震応答変形(床版間の応答相対変位)を算出する。
- iv)地震応答変形と損傷モードに応じた保有変形能を比較し、対象とする地中構造物の各部材の損傷の程度および地中構造物の終局状態に対する裕度の判定を行う。

(2) 損傷モード

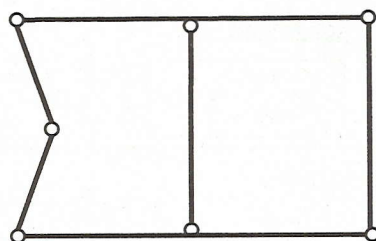
地中構造物は一般に周辺を地盤で支持されていることからそれぞれの部材端部がヒンジ状態になっても崩壊することはない。すると、地中構造物のうち地下鉄の様な中柱を有する構造物が崩壊に至るのは、次に示す各部材が保有すべき耐震性能が損なわれる状態であると考えられる。

- 側壁：側圧等の部材軸直交荷重および上載土荷重等の部材軸方向荷重に対する耐荷機能
- 上・下床版：上載土荷重等の部材軸直交荷重および側圧等の部材軸方向荷重に対する耐荷機能
- 中柱：上載土荷重に対する耐荷機能および水平抵抗機能

地下鉄の様な中柱を有する地中構造物の終局状態として図-4に示す2つの状態が考えられる。1つは中柱がせん断また曲げ破壊する状態、他の1つは側壁また上・下床版が3ヒンジ機構を有する状態である。中柱の破壊は、写真-1に示す大開駅の中柱の崩壊の様に上床版の上載荷重に対する耐荷機能を損失し、駅部の崩壊につながる。側壁が3ヒンジ機構となった場合は、側圧により壁が変形し、軸方向荷重に対する耐荷機能を失い、崩壊につながる。その状態に近い事例として写真-2の大開駅と新開地駅間の駅間トンネル部があるが、側壁中央部で最大24mmほどはらみ出したとの報告¹¹⁾があるものの側圧および上載荷重



a)中柱の崩壊



b)側壁の3ヒンジ機構

図-4 地中構造物の終局状態



写真-1 大開駅中柱の崩壊

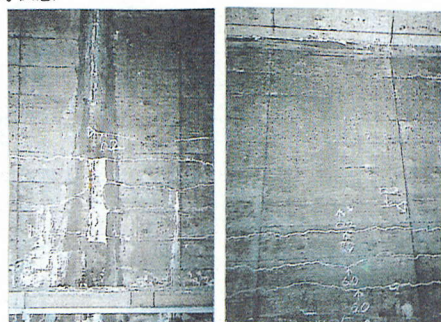


写真-2 大開駅と新開地駅間のトンネル部側壁のひび割れ⁷⁾

に対する耐荷機能を失っていなかったため崩壊には至らなかったものと考えられる。すでにこのような考えはLos Angelesにおける地下鉄(L.A. Metro)の設計に際して考慮されており、兵庫県南部地震と同様の都市直下型地震であるNorth Ridge地震による被害は報告されていない。

以上の様な地中構造物が終局状態に至る際の各部材の損傷のみならず各部材の引張り鉄筋の降伏した状態、有害なひび割れ幅が発生する状態も地中構造物の用途や構造形式に基づく要求機能に応じて損傷モードとして定義する必要があると考える。

3.検討に用いる地盤・構造物モデル

提案手法の検討には、兵庫県南部地震により駅部が崩壊した神戸高速鉄道・大開駅、大開駅に比べ被害の小さな高速長田駅および柱のみならず側壁にも被害のみられた大開駅と新開地駅間のトンネル部を用いた。それらの断面形状を図-5、それら構造物位置での地盤調査結果に基づく地盤構造物モデルを図-6に示す。いずれの地点でも土被り厚さは5.0m程度である。大開駅と高速長田駅はほぼ同様な全体形状を示すが、中柱の高さが大開では3.82m、高速長田駅が4.44m、そのピッチが大開駅では3.50m、高速長田駅では3.00mと異なっている。また駅間トンネル部の中柱は曲げせん断耐力比が1.0以上であり、破壊モードは曲げ型である。

構造物各部位の非線形特性のうち中柱のM- θ 関係は常時軸力に対して算出し、それぞれの中柱のM- θ 関係を図-7に示す。ここで大開駅中柱のM- θ 関係は実験¹²⁾に基づき評価した。また、他部材のM- θ 関係は変形に応じた軸力を考慮してe関数法に基づいて定めた。側壁は、常時および地震荷重が分布荷重として作用することからM- ϕ 関係として部材の非線形特性をモデル化した。各部材の非線形特性には、図-7に示す様にひび割れモーメント、降伏曲げモーメントを折れ曲がり点とするTri-Linearモデルを用いた。さらに、各部材の終局また破壊時の変形、曲げモーメントのうち、大開駅及び高速長田駅の中柱は断面性能が類似していることから、大開駅の中柱に関する実験より得られたせん断破壊時の部材角、曲げモーメントを破壊状態とした。ただし、高速長田駅における破壊を含む各状態の曲げモーメントは両駅の中柱ピッチの差異を考慮して評価した。他部材の終局状態は、いずれも終局曲げモーメント時とした。また、常時の荷重は、上・下床版に作用する上載土荷重、地盤反力、側壁に作用する側圧に対して算出した。ここで、側圧は土圧と水圧を一体とし評価した。その際、側圧係数は0.5とした。また、単位体積重量は、地下水位以浅を1.6tf/m³、以深を2.0tf/m³とした。

最後に、地盤-構造物系の地震応答解析に用いる入力地震動には、大開駅付帯構造物の被害¹³⁾を定性的に評価出来る兵庫県南部地震におけるボートアイランド(GL-83m)で観測されたNS成分の記録より表層地盤

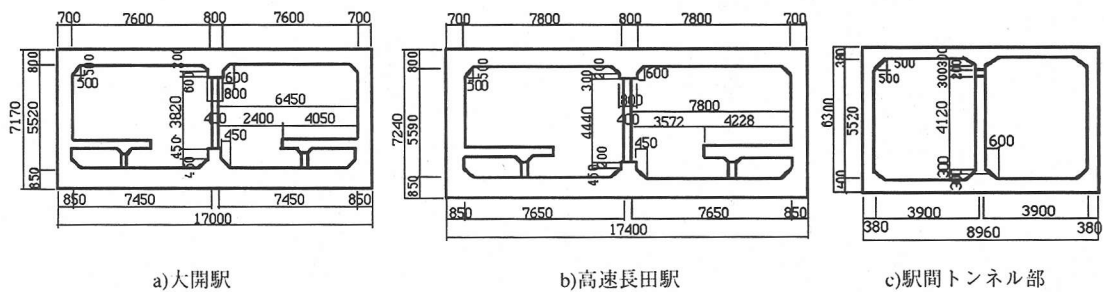


図-5 検討対象構造断面

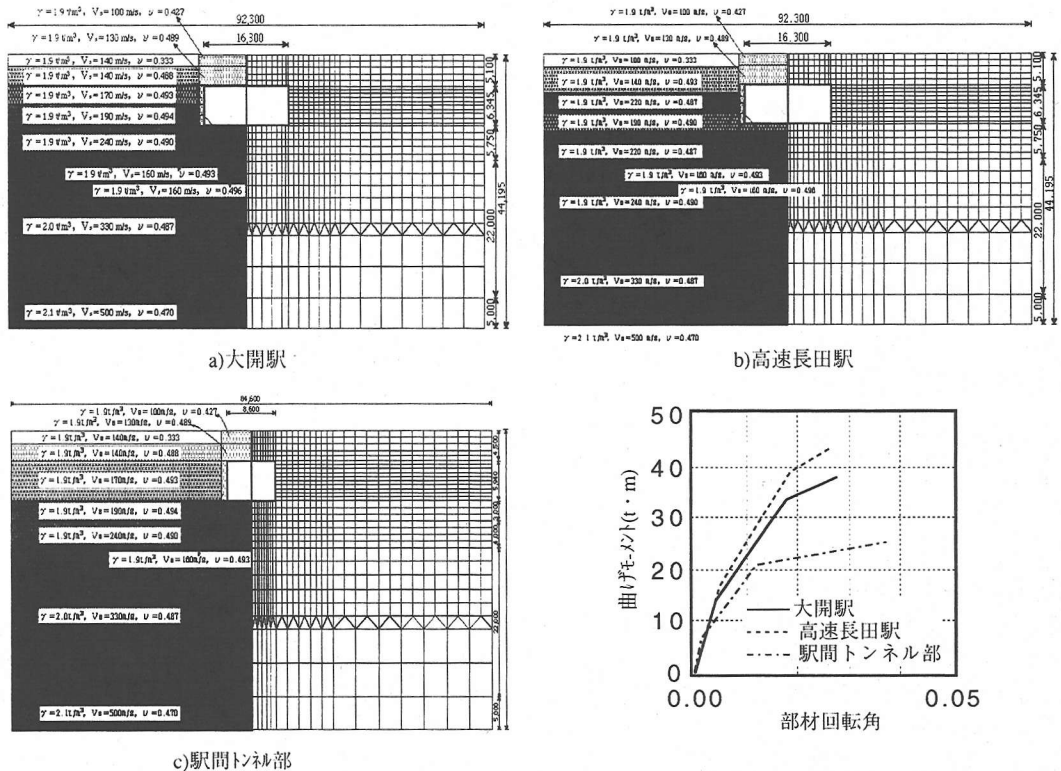


図-6 解析地盤-構造物モデル

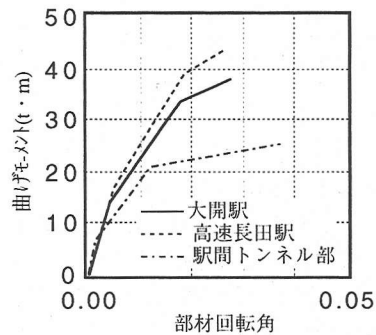


図-7 各地点における中柱の特性

の影響をはき取った入射波成分を用いた。

4. 損傷モードに応じた保有変形能の評価手法

提案する損傷モードに応じた保有変形能は、ここで示す地盤-構造物モデルおよび荷重分布を用い、荷重を構造物が終局状態に至るまで増大させながら求めた構造物各部位における損傷と層間変形と構造物に作用する水平力の合力との関係により表す。その解析には、静的非線形骨組構造解析を用いる。ここで、変形は上・下床版間の相対変位により表す。この保有変形能の有意性は、提案する地盤-構造物系や作用荷重のモデルにより得られる構造物の応答

が地震時応答と同等の変形性能や断面力が評価出来ることを前提としている。以下にそれらのモデル化について示す。

(1) 地盤-構造物系のモデル化

地中構造物のうち大開駅の様な開削トンネルの横断面はボックス構造を有している。その地震時変形は主として周辺地盤の水平方向のせん断変形に起因して生じ、その変形モードは地盤変形の大きさや方向によって異なるものの図-2に示した横方向のゆがみ変形となる。既往の耐震設計法では、その変形が一方向に生じるという静的状態に置き換え、地盤-構造物系の動的相互作用という観点から構造物の支

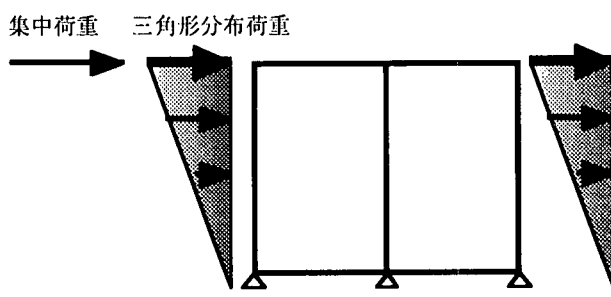


図-8 保有変形能の評価モデル

持条件および作用荷重をモデル化している。その一例として、応答変位法では、構造物を地盤バネで支持し、周辺地盤より構造物に作用する荷重を直接また間接的に与えるというモデルを用いている。

ここでは、構造物の変形が一方方向に生じる静的応答として考える点は既往の設計法と同であるものの、構造物の支持条件は図-8の様に鉛直部材下端を単純に支持するモデル、荷重は構造物に直接作用するモデルを用いる。このモデル化の基本構成は震度法と類似している。構造物の応答は荷重条件のみならず支持条件の影響を受けることは言うまでもないことである。ここで示した単純な支持条件を選択したのはそれ自体の設定が容易であるとともに、荷重分布及びその設定に関する検討が容易になるという点によっている。

(2)荷重分布のモデル化

渡辺らにより提案された手法¹⁴⁾も含む震度法では、作用荷重、例えば側壁に作用する荷重として地震時土圧また地盤と構造物の動的相互作用を考慮した側圧等の様に地盤から構造物に伝達される荷重をモデル化している。一方、本提案手法は構造物の応答が地震時応答と同等となるという観点で荷重条件の設定を行う。

構造物の地震応答と等価な断面力を与える荷重分布の推定値として最も精度が高いモデルの一つとして、2次元有限要素モデルを用いた地震応答解析により得られる構造物の応答節点力に基づく荷重分布が考えられる。しかし、その荷重分布は簡易なモデルとはいえない。

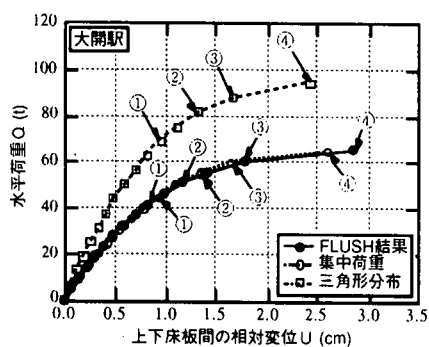
まず、既往の荷重分布モデルの単純化という観点で、簡易荷重分布のモデル化を行う。地中構造物周囲に作用する荷重は、主に側方土圧、周面せん断力、慣性力に起因する荷重の3つである。ここで、3番目の慣性力の影響は他の要素に比べ構造物の応答に及ぼす影響が小さいことが指摘されている¹⁵⁾。また、周面せん断力のうち床版に作用するせん断力は、前

項で示した構造物の支持条件から下床版に対する相対的なせん断力つまり上床版に作用する水平力と単純化が出来る。側方せん断力は前項で示した構造物の支持条件から構造モデルは1次元的なせん断変形が生じ、上・下床版面に作用するせん断力に伴う回転変形を拘束する必要がないこと、そのせん断力が構造物の変形にともなう側壁に生じる軸力の変化を緩和させること等から、荷重分布のモデル化に際しては考慮しない。また、側方土圧は渡辺らによる提案による地盤と構造物の相対変形を考慮した側圧を、下床版に対する相対的分布荷重と見なすと共に単純化することにより、三角形分布荷重と見なすことが出来る。以上より、構造物に作用する荷重分布モデルは、上床版へのせん断力と対応する集中荷重と側壁への三角形分布荷重の組み合わせとなる。

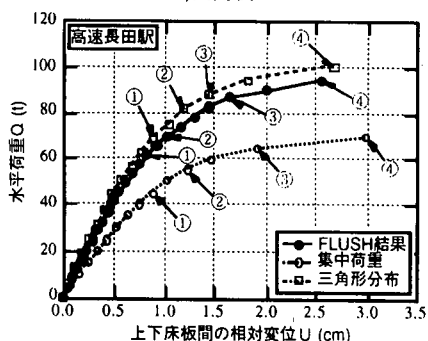
一方、既往の荷重分布の有意性は構造物を弾性体とした際の応答特性評価という観点では支持されるが、構造部材の降伏に伴う構造物全体の水平方向復元力特性の非線形化にともない支持することは困難であると考えられる。また、その様な構造物の非弾性応答を評価するための荷重分布は地盤や構造物の特性によって異なるものと考えられる。さらに、保有変形能の評価という観点では簡易で適当であることが、荷重分布のモデル化に際して望まれる。

以上より、ここではそれぞれの荷重を独立した荷重モデルつまり図-8に示す上床版に集中荷重として加えるモデルと側壁の上床版から下床版に三角形分布荷重として作用するモデルとして考える。三角形分布荷重モデルにおける側壁の各節点に加える荷重は、それぞれの有効分担幅当たりの荷重とする。この2つの荷重モデルはL.A. Metroの設計⁹⁾でも用いられている。

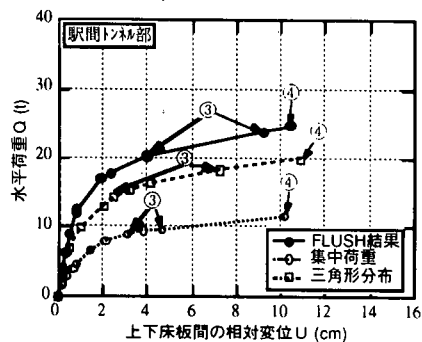
これら簡易荷重分布の適用性は、先に示した3地点の地中構造物を対象とし、動的解析により得られた応答節点力分布を荷重分布として求めた保有変形能を基準として、2つの簡易荷重分布モデルにより得られた保有変形能との比較により検討する。保有



a)大開駅

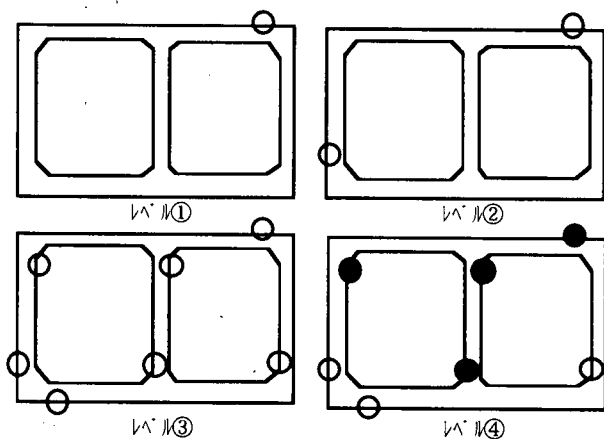


b)高速長田駅

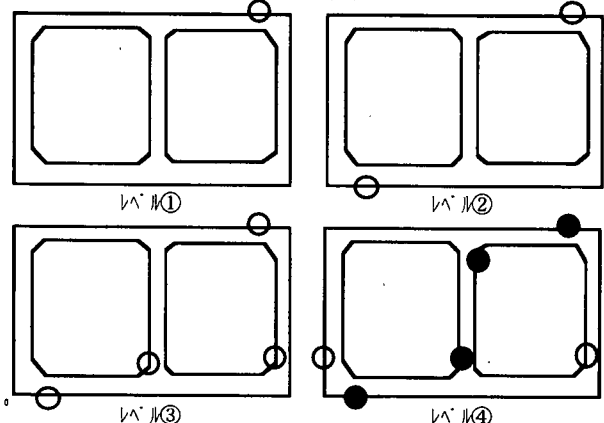


c)駅間トンネル部

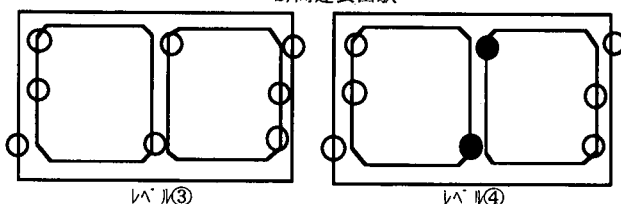
図-9 動的解析および簡易荷重分布による損傷モードに応じた保有変形能の比較



a)大開駅



b)高速長田駅



c)駅間トンネル部

図-10 変形に応じた損傷モードの進展過程

変形能を算出する際、常時荷重は構造物の応答によらず常に作用しているものとした。また、動的解析による荷重分布の評価は、既に著者らが実施している2次元地震応答解析ソフト「Super Flush」を用いた手法¹⁾により行う。

各地点毎の荷重分布に応じた保有変形能の比較を図-9に示す。図中の番号は図-10に示す各損傷レベルを表す。ここで、損傷レベル①は中柱以外の部材のうち1箇所以降伏が生じる状態、レベル②は2箇所以降伏が生じる状態、レベル③は中柱に以降伏が生じる状態、最後のレベル④は中柱の破壊(大開駅および高速長田駅はせん断破壊、駅間トンネル部は曲げ破壊)を表してい

る。また、図中の記号○は降伏、●は終局を表す。また、駅間トンネル部における損傷レベル③は側壁中央部に以降伏が発生する状態を表している。動的解析に基づく荷重分布による保有変形能の形状および損傷モード位置は、大開駅では集中荷重分布、高速長田駅では三角形分布荷重がよく対応している。また、駅間トンネル部では、三角形分布荷重モデルによる損傷レベル③の相対変位、終局(損傷レベル④)における水平荷重が動的解析による荷重分布に基づくそれらの値の8割程度の値であるのに対して、集中荷重分布の各損傷レベル時の荷重は動的解析によるそれらの値の5割以下と小さい。このことから、駅間トンネル部に

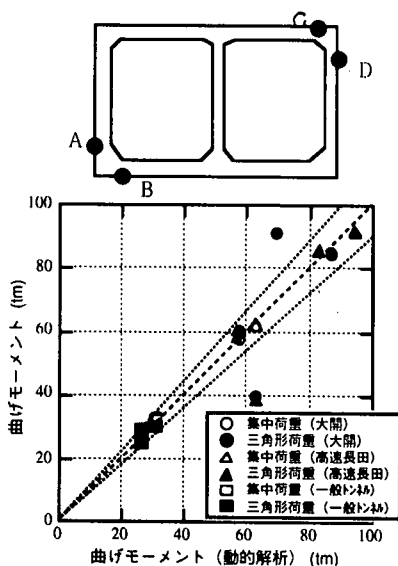


図-11 荷重分布に応じた断面力の比較

における簡易荷重分布として、三角形分布荷重が概ね適当であると考えられる。

簡易荷重分布による断面力の推定精度を把握するため動的解析により得られた断面力と各簡易荷重分布により得られた断面力の比較を図-11に示す。これより、簡易荷重分布は、断面力算定に際しても十分な精度を有していることが分かる。

以上より、簡易荷重分布は、構造物に応じて用いるモデルは異なるものの、動的解析による荷重分布と同等の保有変形能が得られることから、荷重分布として適切であると考えられる。

(3) 荷重分布の選択

構造物に応じて用いる荷重分布が異なるのは、上床版と側壁に作用する水平荷重の比率と関連していると考えられる。このことから、まず、上床版と側壁に作用する水平荷重の合力の比(以後、水平荷重比LRと呼ぶ)を表-1に示す。これより大開駅では、上床版に作用する荷重が側壁の約1.5倍であるが他の2つの構造物ではいずれも側壁に作用する荷重が大きいことが分かる。この様に、上床版における荷重分担が側壁より大きな場合の荷重分布は集中荷重分布的になると推定される。集中荷重と三角形分布荷重の境界は、3地点における水平荷重比より1.0であらうと考えられる。

その水平荷重比は、地中構造物の地震応答に影響を及ぼすと考えられる因子である地盤と構造物のせん断剛性の比、構造物の深度および構造物の形状等と関連していると考えられる。表-1に側壁近傍地盤の初期せん断剛性(Gso)と構造物の初期せん断剛性

表-1 各地点における水平荷重比とその影響因子

	水平荷重比 (LR)	せん断剛性比 (Gst/Gso)	深度比 (D/H)	形状寸法比 (L/B)
大開駅	1.47	0.47 (2950/6280)	0.29 (5.0/17.2)	2.37 (17.0/7.17)
高速長田駅	0.92	0.37 (3090/9380)	0.17 (5.0/29.5)	2.40 (17.4/7.24)
駅間トンネル部	0.45	0.24 (1362/5600)	0.25 (5.0/17.44)	1.41 (8.96/6.37)

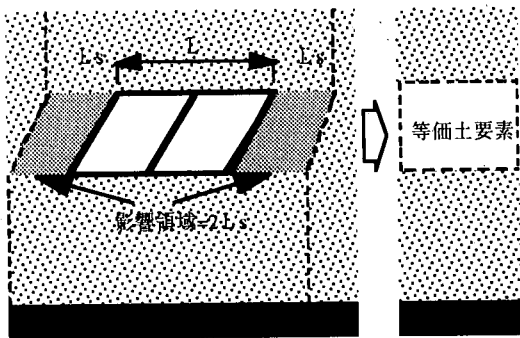
(Gst:集中荷重による荷重と変位の関係より算出)の比、構造物の深度(D)をN値が50以上またせん断波速度が300m/s以上の層上面までの深度Hで正規化した深度比および構造物の幅Lを高さBで正規化した形状寸法比との関係を合わせて示す。これより、大開駅と高速長田駅ではせん断剛性比、および深度比、大開駅と駅間トンネル部ではせん断剛性比と形状寸法比が水平荷重比と相関性があることが分かる。検討の対象とした構造物が3つではあるが、水水平荷重比LRは3つの影響因子の一次関数であること、さらにせん断剛性比の係数は1.0であると仮定することにより、水平荷重比LRはそれら影響因子と次式の様に関連付けることが出来る。

$$LR = 1.0 \left(\frac{G_{st}}{G_{so}} \right) + 3.7 \left(\frac{D}{H} \right) + 0.67 \left(\frac{L}{B} \right) - 1.66 \quad (1)$$

この式より得られる水平荷重比を目安とし、1.0以上の場合には集中荷重を用い、1.0以下の場合には三角形分布荷重を用いるものとする。ただし、式(1)の水平荷重比LRに関する重回帰モデルの信頼性は、少なくとも後1つ以上の構造物に関する水平荷重比LRと各影響因子の関係に基づいて評価する必要がある。よって、水平荷重比LRの評価式(1)は1つの目安であると考えなければならない。

5.地震時応答変形の評価

ここでは、保有変形能で得られた損傷モードに応じた層間変形との比較に用いる地中構造物の地震時応答層間変形を1次元動的解析に基づいて簡易に算出する手法を示す。この手法の有効性は、2次元動的解析との比較により検討する。さらに、LA Metroの設計で用いられた応答係数法に基づく地震時応答変形の評価手法との比較も行う。



地盤-構造物系モデル

1次元地盤モデル

図-12 地盤-構造物系のモデル

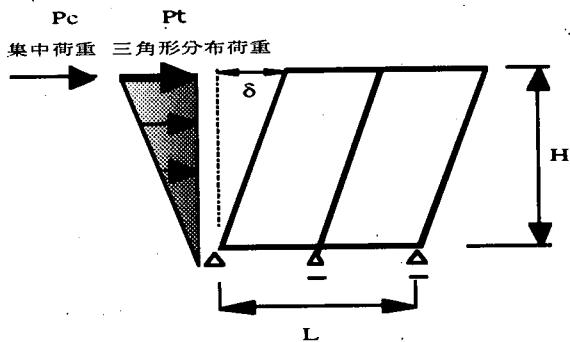


図-13 地中構造物のせん断剛性とそのひずみ依存性評価モデル

表-2 大開駅地盤モデル

表-3 高速永田駅地盤モデル

表-4 一般トンネル部地盤モデル

番号	層厚 (m)	単位体積 重量(tf/m ³)	せん断波 速度(m/s)
1	1.0	1.9	100
2	4.8	1.9	140
3	6.35	0.3	構造物要素
4	5.05	1.9	240
5	22.8	2.0	330
6	-	2.1	500

番号	層厚 (m)	単位体積 重量(tf/m ³)	せん断波 速度(m/s)
1	1.0	1.9	100
2	4.8	1.9	140
3	6.35	0.3	構造物要素
4	7.2	1.9	220
5	10.0	2.0	240
6	15.0	2.0	330
7	-	2.1	500

番号	層厚 (m)	単位体積 重量(tf/m ³)	せん断波 速度(m/s)
1	1.0	1.9	100
2	4.8	1.9	140
3	5.91	0.53	構造物要素
4	3.0	1.9	190
5	4.0	2.0	240
6	21.0	2.0	330
7	-	2.1	550

(1)1次元動的解析手法に基づく地震時応答変形の

簡易推定法

a)地盤-構造物系のモデル化

ここで評価すべき応答量は、構造物各位置の変形ではなく層間の水平方向の相対変形である。地中構造物の地震時変形挙動に着目すると、その挙動は図-2に示した様に水平方向に歪む(Distorsion)変形であり、地盤の水平方向のせん断変形とよく似ている。よって、地中構造物の構造系全体を水平方向にせん断変形する1つの土要素と見なす。構造物のそのような変形は周辺地盤との相互作用によって生じることは言うまでもないことであるが、周辺地盤の影響のうち側方地盤の変形を構造物要素の変形特性を評価する際に考慮する。ここで、土要素と見なした構造物要素とその側方地盤を含む地層を等価構造物要素と呼ぶ。構造物の上・下地盤の影響は、等価構造物要素の上・下境界面におけるせん断応力の釣合により満足されるものとする。すると、地中構造物は側方地盤を含む1つの地層と見なすことが出来、構造物周辺地盤が成層構造を有するという仮定の下で、構造物を含む周辺地盤の振動系を図-12に示した様に1次元的にモデル化することが出来る。

次に、等価構造物要素を含む地盤系の動的応答解析を行うために必要な等価構造物要素の動的物性のモデル化手法を示す。まず、せん断剛性のひずみ依存特性は、地盤 $G_{so}(\gamma)$ と構造物 $G_{st}(\gamma)$ のせん断剛

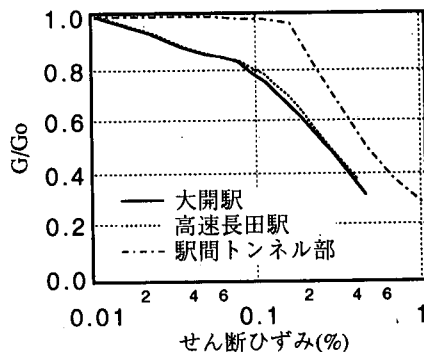


図-14 各地点における構造物のせん断剛性のひずみ依存特性

性のひずみ依存特性により式(2)の様に表すことが出来る。ここで、 α は考慮する側方地盤の幅(2Ls)を構造物の幅(L)で正規化した影響係数である。

$$G_{eq}(\gamma) = \frac{G_{st}(\gamma) + \alpha G_{so}(\gamma)}{1 + \alpha} \quad (2)$$

$$G_{st}(\gamma) = \frac{P_t H}{\delta L}, \gamma = \frac{\delta}{H} \quad (3)$$

また、構造物のせん断剛性のひずみ依存特性は、図-9に示した構造物の保有変形能評価に際して得られた荷重と上・下床版間の相対変位 δ に基づき式(3)の様に求めることが出来る(図-13参照)。次に、減

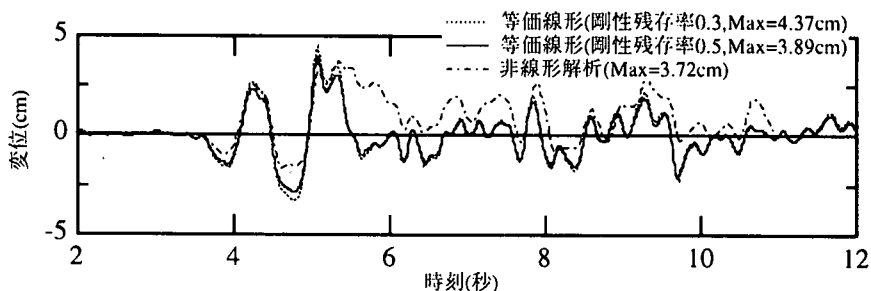


図-15 2次元動的解析による中柱位置上・下床版間の相対変位時刻歴

衰特性は、周辺地盤の減衰特性に支配されると見なす。最後に単位体積重量は、構造物の応答が上載土の要素に伝達されることを考慮し、構造物のみかけの単位体積重量する。

最後に、1次元化された振動系の動的解析は、既存の解析コードを用いるという観点および等価構造物要素の動的変形特性として得られる物理量の制約から、非線形応答解析法として等価線形化法を用いたSHAKE系の解析コードを用いて実施する。

b) 推定手法の検討

ここで提案した手法を先に示した3地点における構造物の上・下床版間の地震応答相対変位の推定に適用し、2次元地震応答解析により得られた結果と比較を行う。3地点における構造物のせん断剛性のひずみ依存特性を図-14、3地点における1次元地盤構造および地盤定数を表2～4に示す。ここで、大開駅、高速長田駅、一般トンネル部における構造物の等価土要素の評価に用いる側方地盤の初期せん断剛性はそれぞれ6280、9380、5600kg/cm²であり、構造物の初期せん断剛性は2950、3090、1362kg/cm²である。

2次元地震応答解析には、原子力構造物を対象とした安全照査マニュアル⁶⁾に基づく手法¹⁾を用いた。この手法において、地盤材料の非線形性は等価線形化法により考慮し、構造物各部位における変形性能の非線形性は地盤に接する部位のうち側壁の地震時に於ける剛性を低下した線形材料としてモデル化されている。その際、側壁の剛性低下率を0.5としているが、その妥当性を検討するため、中柱位置における上・下床版間の相対変位を側壁の剛性低下率を0.3(側壁端部の降伏時に相当)とした場合および構造物の各部材の非線形性および地盤材料の非線形性を考慮した解析と比較し図-15に示す。後者の解析では、構造物部材の変形特性(M- ϕ 関係)の非線形性にはDegrading Tri-linear(武田モデル)モデルを用い、地盤材料の非線形性には2次元動的解析で用いたせん断

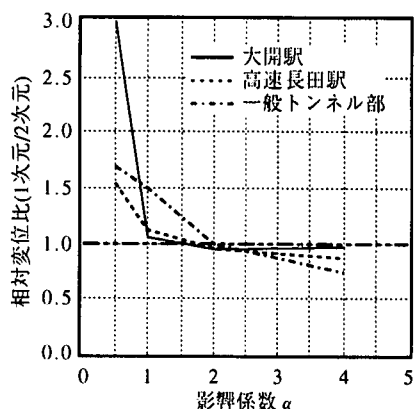


図-16 提案手法による構造物の応答と2次元解析結果の比較

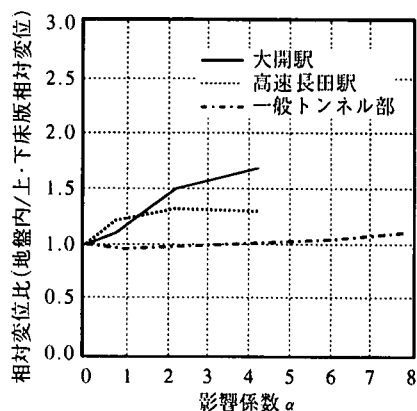


図-17 2次元解析による構造物側方地盤の応答と構造物の応答との比較

剛性のひずみ依存特性に基づくH-Dモデルを用いた。その結果、非線形解析では最大相対変位が3.72cmであり2次元動的解析では剛性低下率が0.5の場合が3.89cm、0.3の場合が4.37cmと剛性低下率が0.5の場合がよく対応している。よって、他の2つの構造物については側壁の剛性低下率を0.5として算出した。

まず、式(1)における影響係数 α を0.5、1.0、2.0、4.0として求めた構造物位置における最大層間相対

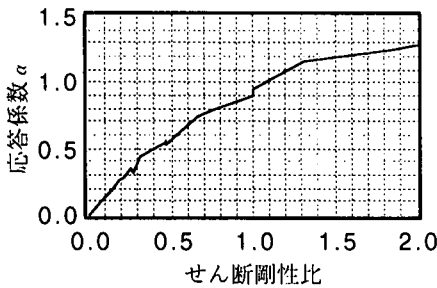


図-18 地盤と構造物のせん断剛性比と応答係数の関係

変位と2次元動的解析による値との比較を図-16に示す。ここで、縦軸は提案手法による計算結果を2次元動的解析による値で割った相対変位比、横軸は影響係数を表す。各地点の相対変位比は、影響係数が1.0から2.0の範囲内で1.0程度の値、言い換えれば提案手法による推定値が2次元動的解析による結果と一致している。

次に、2次元動的解析による地盤構造物モデルの側方の自由地盤内における上・下床版に相当する位置間の相対変位と構造物位置における上・下床版間の相対変位との関係を図-17に示す。ここで、縦軸は構造物位置における最大変位で割った相対変位比、横軸は図-16と同様に構造物側面からの対象地盤位置までの距離を構造物長(L/2)で割った影響係数に相当する値を表す。これより、側方地盤の相対変位比は大開駅で影響係数が2.0より大きい場合、高速長田駅で1.0より大きい場合、つまり構造物から側方に構造物幅以上離れたといずれの地点でも相対変位比はほぼ一定の値となっている。言い換えれば、構造物よりその影響係数に相当する距離以上離れた領域は、地盤内の相対変位が自由地盤の相対変位と同程度の値、つまり構造物の影響を含まない地盤応答を示す領域となっていることが分かる。駅間トンネル部では、影響係数によらず構造物と地盤の応答はほぼ同程度の値となっている。このことから、影響係数が2.0以内の側方地盤は、構造物の応答に影響を及ぼしていると考えられる。この値は図-16に示した提案手法より得られる適切な構造物の応答を評価するために必要な影響係数と調和している。このことから、提案手法による構造物の上・下床版間の最大相対変位の推定に際して影響係数を2.0とすれば良いことが明かとなった。

(2)各手法の比較

前項で示した1次元動的解析に基づく手法および2次元動的解析、さらに応答係数法に基づく手法の3つの手法により推定した構造物の上・下床版間の相

表-5 各手法による地震時における上・下床版間の最大相対変位の推定値の比較

	上・下床版間の相対変位(cm)		
	応答係数法	2次元動的解析	1次元動的解析
大開駅	7.99	3.89	3.99
高速長田駅	2.33	2.67	2.44
駅間トンネル部	2.83	5.18	4.99

表-6 各地点における保有変形能と地震時応答変形の比較

	中柱破壊時の保有変形能(cm)	地震時応答変形(cm)
大開駅	2.59 (2.85)	3.89
高速長田駅	2.67 (2.55)	2.67
駅間トンネル部	10.28 (11.41)	5.18

対変位を比較する。ここで、応答係数法は、基盤スペクトルと地盤のせん断波速度構造に基づく地盤変位の推定法を用いて上・下床版間の相対地盤変位 U_{so} を求め、それに地盤と構造物の初期せん断剛性比より図-18を用いて得られる応答係数 α を乗じることにより構造物の上・下床版間の応答相対変位を推定しようとする手法である。

応答係数法による地震応答変形は、表-1に示した地盤と構造物間のせん断剛性比を用い図-18より応答係数(大開駅:0.55, 高速長田駅:0.45, 駅間トンネル部:0.35)を求め、2次元動的解析より得られる自由地盤の構造物の上・下床版位置間の相対変位(大開駅:14.52cm, 高速長田駅:5.18cm, 駅間トンネル部:8.08cm)より算出した。

これら3つの手法により得られた構造物の上・下床版間の最大相対変位の推定値の比較を表-5に示す。これより応答係数法による値は、他の二つと大きく異なっているものの、2次元動的解析と1次元動的解析による値の差異は9%以下と小さいことが分かる。このことから、1次元動的解析によっても構造物の地震時応答を適切に評価出来ることが分かる。

6.適用性

ここではこれまで示した設計手法の妥当性を明らかにするため、中柱破壊時の構造物の保有変形能と地震時応答変形の比較を表-6に示す。保有変形能は、

大開駅については集中荷重分布、他の2つの構造物では三角形荷重分布による値を用いた。また、表中括弧内の値は、動的解析による荷重分布により得られた中柱破壊時の保有変形能を表す。この結果を見ると、大開駅では地震時応答変形が保有変形能の1.5倍と大きな値となっているが、高速長田駅では両者が同程度の値となっており、両駅の被害状況とよく対応している。駅間トンネル部では保有変形能が地震応答変形の約2倍となっているが、中柱は破壊に至っていないことが分かる。しかし、側壁中央部は2.5また3.2cmの変形で内側鉄筋が降伏曲げモーメントに達しており、側壁中央部のひび割れまた内側へのはらみだし等の被害状況とよい対応を示していることが分かる。

これらのことから、本論で示した手法は地震被害状況ともよく対応し、設計手法として妥当であると考えられる。

7. 既往の耐震設計法における提案手法の位置付け

地下鉄と同様に開削工法に準ずる工法で構築される地中構造物の耐震設計基準は、兵庫県南部地震を境として大きく変わろうとしている。最も大きな点は、設計の基本的考え方が許容応力度法から限界状態設計法に以降しつつあるという点である。本来、設計技術者が有すべき知見や判断力等の能力は設計手法に依存するものではない。しかし、非線形構造解析を基本とする限界状態設計法により設計を行うためには、従来の弾性解析に基づく許容応力度法に比べ高い能力が必要となることは言うまでもないことである。地中構造物の構造解析に用いる応答計算法には既往の指針類で示されている震度法、応答変位法及び有限要素法等を初めとし多くの手法¹⁷⁾がある。それら手法は、精度、解析モデルの複雑さ及びそれを作成するために必要な技能レベルが異なっている。一方、地中構造物が保有すべき耐震性能は用途や構造形式により異なっているため、その構造解析に用いる手法は所要の耐震性能及び各手法の特性を勘案して選択することが必要となる。ここでは、本提案手法の特徴を明確にすることによりその活用を図るため既往の手法との比較を以下に示す。

(1) 設計手法

既往の指針類における地中構造物の耐震性能の照査は部材の損傷つまり耐力や変形能と、所定の手法により求めた設計用地震荷重に対する構造物の応答のうち部材の応答状態の成分を表す発生断面力や変

形の比較により行われる。本提案手法は、構造物の応答状態を表す層間変形という一つの状態量を耐震性能の照査指標としていること、個別に求めた地中構造物の保有変形能(終局状態に至るまたその過程における各部材の損傷程度と関連づけられた層間変形)と地震時における応答層間変位という一つの指標の比較に基づいて照査を行うという点が従来の照査過程と異なっている。

さらに、非弾性挙動をする構造物の応答において、各部材の耐力及び変形性能に関する応答と耐力の比つまり裕度は必ずしも構造系の終局状態に対する応答の裕度に等価とはならない。本提案手法は、構造系が終局状態及びそれに至る過程での各部材の損傷と構造体の応答状態量を表す層間変形を関連づけることにより、部材の照査に加え構造系全体の変形性能の裕度も把握した構造全体のバランスを考慮した設計を行うことが可能になるという点も大きな特徴であるといえる。

(2) 地中構造物の応答計算手法

既往の設計基準類で主に用いられている構造物の応答を計算する手法のうち静的解析法は、動土圧法の範疇に入る震度法、応答変位法、および有限要素法^{18),19)}の3つに大別することが出来る。それら手法と4章で示した損傷モードに応じた保有変形能の評価手法との比較を以下に示す。

まず、既往の3つの手法を構造物モデルの支持条件で比較すると、震度法は単純支持、応答変位法は構造物周辺を地盤バネで支持する弾性支持、有限要素法は固体要素で支持する弾性支持条件であり、提案手法は震度法と同じ単純支持である。支持条件からみれば有限要素法は地中構造物が周辺地盤で支持されている状態を直接モデル化することが可能であることから、構造物と地盤間の相互作用を適切に評価出来るという観点で最も直接的且つ現実的なモデルである。しかし、常時荷重の評価、さらに地盤材料の構成関係の評価等、そのモデル作成に際して地盤工学に関わる深い知見が必要となる。また、応答変位法で用いられている弾性支持条件は、地盤バネ定数を合理的且つ適切に評価することが可能であれば、有限要素法に比べモデル化が容易で構造物と地盤間の動的相互作用も近似的に考慮することが可能なモデルとして有用である。しかし、その地盤バネ定数は地盤及び構造物とも弾性体である場合を除き、有意に設定する手法は示されていない。一方、本提案手法及び震度法で用いられている単純支持は、他の手法に比べ最も単純でモデル化に際しての配慮が不用となるという特徴を有している。さらに、その

支持条件は、構造物が周辺地盤に支えられているという意味での支持条件を表していないが、安定状態にある地盤-構造物系のうち構造物系の釣合状態を満足する荷重と支持条件という意味でその有意性が評価されるという特徴を有している。

次に、構造物に作用する荷重のうち主要な地震荷重である側圧についてみると、有限要素法は他の手法の様に構造物に荷重を直接作用させる必要がなく、慣性力また地盤変位を地盤要素に与えることにより地盤の地震応答が適切に設定出来れば、構造物の応答を地盤と構造物の相互作用を考慮して評価出来るという観点で、他の手法に比べ最も優れている。応答変位法における側圧は、地盤と構造物の相対変位に地盤バネ定数を乗じることにより得られる。しかし、側圧の評価に必要な構造物の変形も地盤バネ定数と関連することから、側圧は地盤バネ定数に強く依存することになる。一方、震度法で用いられている側圧は、物部・岡部公式に規定される地震時土圧であり、地中構造物の様に地盤と構造物の相互作用により生じる側圧の評価法としては不十分であることは既に指摘²⁰⁾されているとおりである。渡辺ら²⁰⁾は、設計上の利便性を勘案し震度法的考え方を支持し、その課題である作用荷重の評価手法として、地盤と構造物間の動的相互作用を考慮した動土圧の評価手法を提案している。本提案手法は、構造物の非弾性応答を適切に評価出来る単純な荷重モデルとして集中荷重また三角形分布荷重を採用している。その物理的意味は、構造物が弾性体であるという前提で提案された渡辺らのモデルを構造物が非弾性挙動をするという観点で単純化したモデルと言える。

以上の様に本論で提案した構造物の応答評価手法は、支持条件及び荷重条件という観点でみると作用荷重モデルは異なるもの渡辺が提案している計算手法の範疇つまり動土圧法と位置付けることが出来る。限界状態設計法に基づいて地中構造物の耐震設計を行う上で、この手法は構造部材の材料及び変形特性及び周辺地盤の特性と言った基本的条件を評価出来れば簡易且つ適切に構造物の応答を評価することが出来るという点で設計上の利便性が高いと考えられる。

8. あとがき

本論では、まず、地中構造物の耐震設計を限界状態設計法に基づいて実施するため、構造物の耐震性能を照査する概念を提案した。それは、地中構造物の床版間の相対変位をその応答状態量を表す変形性能として定義し、地中構造物が終局状態に至る過程

で生じる各部材の損傷と変形性能の関係を表す保有変形能と地震時の応答変形との比較により耐震性能の照査を行うというものである。次に、この概念に基づいて設計を行うために必要な以下に示す保有変形能及び地震時応答変形の評価手法の提案を行った。

(i) 保有変形能の評価手法：

地盤-構造物系は単純支持された骨組構造系にモデル化する。作用荷重モデルは、水平方向の集中荷重また三角形分布荷重より地盤及び構造物の特性に応じて選択する。保有変形能は、荷重を逐次増加させながら構造物が終局状態に至るまで構造物モデルに作用し、各部材の損傷と対応づけた変形性能と水平荷重の関係として求める。

(ii) 地震応答変形を簡易に推定する手法：

地中構造物とその側方地盤をモデル化した等価構造物要素とその上・下層の地盤要素とを合わせて1次元的に地盤-構造物系をモデル化し、地中構造物の地震応答変形を1次元地震応答解析に基づいて求める。

この提案手法の主な特徴は、以下のとおりである。

- ・地中構造物の応答状態を表す層間変形という一つの状態量に基づいて、部材の終局状態のみならず構造系の終局状態の照査を行うことが出来る。
- ・保有変形能と地震応答変形を個別に求めることから、構造系の終局状態と地震応答時の部材損傷の関係が明らかとなり、構造系全体のバランスを考慮した設計が可能である。
- ・構造解析に必要な条件が震度法と同様に構造特性と地盤の基本的な動特性のみであり、設計上の利便性が高い。

各手法の評価パラメーターの設定及び提案手法の適用性は、兵庫県南部地震により被災した地中構造物の中で被災程度および損傷モードの異なる神戸高速鉄道・大開駅、高速長田駅および大開駅と新開地駅間の駅間トンネル部の3地点における地盤-構造物モデルに基づいて行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 保有変形能は、集中荷重また三角形分布荷重といった簡易なモデルで適切に評価出来る。また、その分布の選択は、構造物と側方地盤のせん断剛性比、深度比及び形状寸法比の関数として定義される水平荷重比に基づいて評価出来る。
- (2) 構造物の地震応答変形は、側方地盤の影響を考慮するための影響係数を2.0とすることにより適切に評価出来る。
- (3) 本提案手法に基づいて評価された3つの構造物の耐震性能は被害状況とよく一致しており、本提案手法は設計法として有意である。

最後に、本提案手法の適用性は兵庫県南部地震に崩壊した大開駅を含む1層構造形式について検討されたが、一般に地下鉄駅部の構造は多層構造となっている。その様な構造形式に対する適用性、さらにより不均質な地盤中の構造物への適用性や、保有変形能を評価する際の載荷履歴の影響や常時荷重の評価手法については今後の課題としたい。また、本論におけるSuper-Flushによる2次元動的解析は佐藤工業(株)末富岩雄氏、非線形骨組構造解析は岡・江崎順一氏、永尾浩一氏によることを記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 矢的照夫,梅原俊夫,青木一二三,中村晋,江崎順一,末富岩雄:兵庫県南部地震による神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析,土木学会論文集, No.537/I-35, pp.303-320, 1996.
- 2) 佐俣千載:兵庫県南部地震での地下鉄構造物の被害と復旧,土木会論文集, No.534/VI-30, 1-17, pp.1-17, 1996.3.
- 3) 石川幸彦,小坂彰洋:震災に備えた営団地下鉄構造物の耐震診断と補強工法,基礎工, pp.22-28, 1996.10.
- 4) (社)土木学会編:土木学会 耐震基準に関する提言集, 1996.5.
- 5) 広戸敏夫,飯田広臣,青木一二三,小向将介,山原陽一,横山正樹,大開駅復旧工事の設計と施工,阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.467-474, 1996.
- 6) 増田達,清水満,桑原清,小西康人,相沢文也,中根理,鉄道地下構造物の耐震診断と耐震設計の考え方,基礎工, pp.16-21, 1996.10.
- 7) 建設省:新耐震設計法(案), 1977.3.
- 8) (財)鉄道総合技術研究所編:新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料, 1996.3.
- 9) Jaw-Nan Wang: Seismic Design Tunnels, Parsons Brickerhoff Inc., 1993.
- 10) 中村晋,江崎順一,末富岩雄:被害程度の差異に着目した地下鉄の被害要因分析,第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会, pp.171-178, 1997.
- 11) 神戸高速鉄道株式会社:平成7年1月17日兵庫県南部地震-阪神大震災による鉄道施設の被害状況-, 1995.2.
- 12) 中村晋,梅原俊夫,青木一二三,柳瀬高人:神戸高速鉄道・大開駅の既設及び復旧柱の耐力及び変形性能,コンクリート工学年次論文報告集,第18巻,第2号, pp.197-202, 1996.
- 13) 中村晋,末富岩雄,吉田望:地震被害に基づく神戸高速鉄道・大開駅周辺地盤の変形推定,第31回地盤工学研究発表会, pp.1275-1276, 1996.
- 14) 渡辺啓行:地中ダクトの地震時動土圧理論,土木学会論文集, No.432/I-16, pp.185-194, 1991.
- 15) 川島一彦編著:地下構造物の耐震設計,鹿島出版会, pp.50-55, 1994.6.
- 16) 土木学会原子力土木委員会編:原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル, 1992.3.
- 17) (財)鉄道総合技術研究所:炭素繊維シートによる地下鉄RC柱の耐震補強-設計・施工指針-,山海堂, pp.123-129, 1997.8.
- 18) 片山幾夫,足立正信,島田稔,都築富男:地下埋設構造物の実用的な準動的解析法「応答震度法」の提案,土木学会年次学術講演会講演概要集,第1部門, pp.737-738, 1984.
- 19) Ashraf SHAWKY, Koichi Maekawa: Nonlinear Response of Underground RC Structure under Shear, J. S. C. E., No.538/V-31, p.p.195-206, 1996.
- 20) 渡辺啓行,末俊俊夫:地中ダクト側壁動土圧に関する実験的検討,土木学会論文集, No.432/I-16, pp.155-163, 1991.

(1997.12.12 受付)

PROPOSAL OF SEISMIC DESIGN METHOD FOR UNDERGROUND STRUCTURE BASE ON THE RELATIVE DISPLACEMENT BETWEEN CEILING AND BASE SLAB

Susumu NAKAMURA

Seismic design method for underground structure is proposed taking note of the relative displacement between the ceiling and base slab as the deformation characteristics of the structure. The examination of the seismic performance is carried out by the comparison of the dynamic response deformation characteristics of the structure with the deformation characteristics associated with the damage mode of each member. The major characteristic of this method is that not only the seismic performance of each member but also that of the structure is examined by the comparison between both deformation characteristics. This method was applied to evaluate the damage mechanism of Daikai station, Kousokunagata station and connecting tunnel between Daikai and Shinkaich station at KOBE Rapid Transit Railway which was seriously damaged by HYOGOKEN NANBU earthquake. It is found that this method is useful.