

地中構造物横断方向のレベル2地震動に対する 静的耐震計算法の適用性

立石 章¹・岡 二三生²

¹正会員 博(工) 大成建設株式会社 技術センター (〒245-0051 横浜市戸塚区名瀬町 344-1)
E-mail:tateishi@cc.taisei.co.jp

²フェロー会員 工博 京都大学大学院教授 工学研究科 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

兵庫県南部地震以降レベル2地震動に対する耐震設計が地中構造物横断方向についても不可欠となっている。本論文では、既往の静的耐震計算法のレベル2地震動への適用性を調べることを目的として、構造物の非線形性および構造物・地盤接触面の非線形性に着目し、数値解析により検討した。その結果、周辺地盤をばねでモデル化する地盤ばね型とFEMでモデル化する地盤FEM型に分けた場合、構造物に非線形性を考慮する場合は地盤ばね型、地盤FEM型のいずれも動的FEMの変形性能を模擬できるが、接触面に非線形性を考慮する場合は地盤ばね型の適用性に問題があることが判明した。

Key Words : *underground structure, cross section, static seismic analysis method, nonlinearity, level 2 earthquake motion*

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震において多くの構造物が被害を受けた。地中構造物も例外ではなく、大開駅をはじめとする開削トンネルに多数の被害が発生した。地震の後、土木学会は土木構造物の耐震設計法に関する提言^{1,2)}を3度にわたって行っている。提言の骨子としては、構造物の種類に関係なく、1) レベル1地震動とレベル2地震動に対する2段階設計法の採用、2) 対象構造物ごとに耐震性能を規定する性能規定型設計法の採用、3) レベル1地震動に対しては従来通りの設計法、レベル2地震動に対しては損傷を許した弾塑性設計法の採用、である。

土木学会の提言を基に、水道施設および鉄道構造物の耐震基準において地中構造物の耐震設計法が改訂された。特に大開駅天井崩落の被害原因が横断方向の地盤震動により中柱がせん断破壊したためと推察された³⁾ことから、耐震基準の改訂は、それまで耐震設計が必須となっていなかった地中構造物横断方向に重きが置かれた。水道施設、鉄道構造物とも、新しい耐震基準^{4,5)}では、通常は応答変位法を採用することとし、地盤の地震時剛性低下を考慮するとともに、RC躯体にも非線形性を考慮し、部材ごとに耐力または変形性能により安全性を評価している。一方、原子力土木構造物についても耐震設計法が最近改訂されている⁶⁾。これによると、開削トンネル形式のダクトやピットの横断方向の耐震性評価では、

構造物-地盤の動的解析により応答を求めることとしており、地盤には地震時剛性低下を考慮できる非線形モデルを、RC躯体にも非線形モデルを適用することとし、構造物全体または部材としての変形性能照査により安全性を評価することとしている。

地中構造物横断方向の耐震計算法としては、原子力土木構造物のように精度の高い安全性照査が求められる場合、あるいは鉄道の新しい耐震基準³⁾にあるように構造条件や地盤条件が複雑な場合には、構造物-地盤の動的解析により耐震計算をする必要があるが、一般には応答変位法といった従来より用いられてきた静的耐震計算法が、レベル2地震動に対しても重要な役割を担うことは論を待たない。

地中構造物横断方向の静的耐震計算法についてどのような研究が行われてきたかを見てみると、兵庫県南部地震における大開駅を中心とした被害原因の究明³⁾を始めとして、応答変位法における地盤ばねの研究^{7,8)}、地中構造物と地盤間の剥離・滑動の研究⁹⁾、地中構造物周辺地盤の局所的な非線形性の研究¹⁰⁾、等がある。これらの中には、いずれもレベル2地震動に対する地中構造物横断方向の静的耐震計算法の適用性が深く関わっているものの、この課題を直接検討している研究としては中村ら¹¹⁾および西山ら¹²⁾による研究があるだけである。

中村ら¹¹⁾は、応答変位法、保有変形能に基づく手法¹³⁾、動的解析法の3手法により大開駅を対象として比較解析をしており、構造物や地盤の非線形モデルの違いおよび常時断面力の算定法の違いが構造物の層間変位などの変

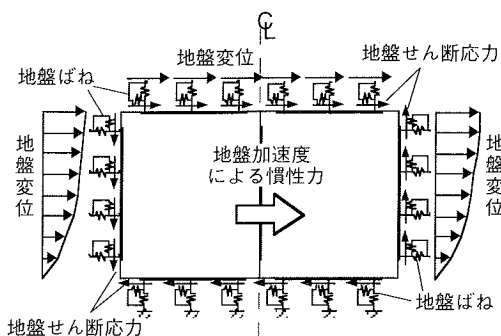


図-1 応答変位法の地震荷重の作用方法

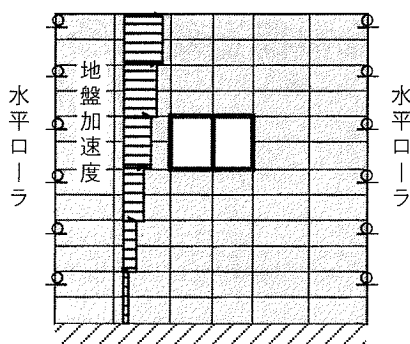


図-2 応答震度法の地震荷重の作用方法

形性能に大きく影響することを示している。しかしながら、各耐震計算法で採用されている構造物および地盤の非線形モデルが異なり、かつ常時断面力の算定法が異なることから、正確に静的耐震計算法の適用性を知るには困難が伴う。

西山ら¹²⁾は、動的解析3手法、静的FEMを用いた静的耐震計算法1手法、応答変位法3手法の計7種類の方法により大開駅を対象に比較解析をしており、地盤および構造物に非線形性を考慮した場合にも、静的FEMを用いた耐震計算法および周面せん断力を考慮した応答変位法¹⁴⁾による層間変位が動的解析結果とよく一致し、適用性の高いことを示した。しかしながら、構造物・地盤接触面の非線形性までを考慮して各種計算法の比較は行っていない。

そこで本論文では、既往の研究では行われていない、以下の二つの点に着目して、地中構造物横断方向の耐震計算法としてこれまで設計実務に広く採用されてきた静的耐震計算法のレベル2地震動に対する耐震設計への適用性を、数値解析により検討するものとする。

- 1) 地盤および構造物の非線形特性の解析条件を静的耐震計算法と動的解析法で一致させる。
- 2) 構造物の非線形性および構造物・地盤接触面の非線形性の二つの非線形性に着目する。

本論文の構成としては、地中構造物横断方向の静的耐震計算法の分類と特徴比較を示した後、構造物・地盤接触面の非線形性を厳密に表す応答変位法を提案する。次に、提案した新しい応答変位法、静的FEMによる耐震計算法および動的解析法の3手法により開削トンネルを対象に数値解析により比較検討し、静的耐震計算法の適用性を検討する。最後に、構造物の非線形性による地中構造物横断方向の剛性低下が地震荷重の変化に及ぼす影響を調べ、静的耐震計算法の特徴を明らかにする。

2. 地中構造物横断方向の静的耐震計算法

(1) 静的耐震計算法の分類と特徴

まず既往の地中構造物横断方向の静的耐震計算法について、その分類と特徴を解説し、本論文で検討する計算法を選定する。地中構造物横断方向の静的耐震計算法は、周辺地盤をウインクラー型のばねでモデル化する地盤ばね型と、FEMでモデル化する地盤FEM型に大別できる。

地盤ばね型静的耐震計算法としては、これまで設計実務に広く用いられてきた応答変位法がある。著者が動的サブストラクチャー法に基づいて提案した、地盤の応答変位と同時に地盤のせん断力と地盤の加速度を作用させる応答変位法の地震荷重の作用方法¹⁴⁾を図-1に示す。

地盤FEM型静的耐震計算法としては、応答震度法¹⁵⁾、動的サブストラクチャー法より導出された汎用的な耐震計算手法である地盤応答法¹⁶⁾、太田らが地盤ばねの代わりにFEMを用いる手法として提案したFEM応答変位法¹⁷⁾の3手法が代表的手法としてあるが、これらの3手法は、水平地震動を鉛直に入射させた場合には理論的に等価な手法であることが著者により示されている¹⁶⁾。そこで本研究では、地震荷重が簡便であり、かつ兵庫県南部地震以前より原子力土木構造物を中心に設計実務に用いられてきた応答震度法を採用することとし、その地震荷重の作用方法を図-2に示す。

地盤ばね型と地盤FEM型の静的耐震計算法の特徴を表-1に示す。

地盤ばね型の長所としては、モデル化の労力が少ないことが、短所としては、ばね定数の算定法に一般性、汎用性がないことがあげられる。

地盤FEM型の長所としては、構造物との相互作用による応力伝播を表現できることがあげられ、応力伝播を表現できない地盤ばねとの違いが、後述する構造物・地

表-1 静的耐震計算法の特徴

	長 所	短 所
地盤ばね型	<ul style="list-style-type: none"> ばねはモデル化の労力が少ない 構造物の応力を簡便な計算式で表現可能 多くの設計指針に採用され実績が多数 	<ul style="list-style-type: none"> ばね定数の算定手法に一般性・汎用性がない ウインクラ型ばねは相互作用による地盤内の応力伝播の表現不可 地盤の不成層・不均質のモデル化は困難 地盤の地震時安定性の検討は困難
地盤FEM型	<ul style="list-style-type: none"> 相互作用による地盤内の応力伝播の表現が可能 地盤の不成層・不均質のモデル化が可能 地盤の地震時安定性の検討が可能 	<ul style="list-style-type: none"> 地盤のFEMモデルの作成に労力が必要 設計指針としての実績が少ない

盤接触面の非線形性ととの関係において明確になる。短所としてはモデル化の労力が大きいことがあげられるが、地盤ばねをFEMモデルにより算出する場合は、必ずしも地盤ばね型より労力が大きいとは言えない。

(2) 構造物・地盤接触面の非線形性と応答変位法

応答変位法で用いる地盤ばねは、通常はウインクラ型ばねを用い、構造物と地盤との相互作用を表すばねである。したがって、地盤ばねに発生するばね反力はあくまで構造物と地盤の相互作用力を表しており、厳密には構造物と地盤の接触面における力のやり取りを表現していない。さらに、構造物を表すフレームに地震時の地盤応力を直接作用させるため、応答変位を地盤ばねを介して作用させた結果を加味して接触面における剥離および滑動を評価することが難しい。

そこで、剥離および滑動の厳密な評価が可能となる応答変位法の計算方法を提案する¹⁸⁾。それは、図-3に示したように、構造物と地盤の相互作用を表すばね（地盤ばねと呼ぶ）と構造物と地盤の接触面を表すばね（接触面ばねと呼ぶ）を直列につないで取りつけるというもので、本論文では接触面非線形対応型の応答変位法と呼ぶ。

この応答変位法では、まずばね定数としては、地盤ばねはこれまでと同様に相互作用ばねとしてばね定数を設定し、接触面ばねは剛結を表す仮定のばねとして地盤ばねより大きなばね定数を設定する。接触面ばねのばね定数の設定法については、土木学会による成書¹⁹⁾においてジョイント要素を対象として詳しく示されており、参考になる。これによれば、接触面ばね定数は地盤ばね定数の10倍以上とすることで精度が確保されるとしている。

次に、地震荷重としては、自然地盤の地盤変位は地盤

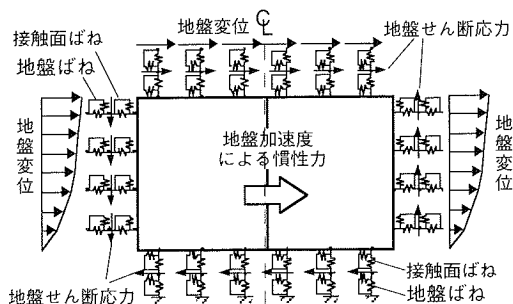


図-3 接触面非線形対応型の応答変位法

ばねの端部から作用させ、自然地盤の地盤応力は地盤ばねと接触面ばねとの間の中間節点に作用させる。接触面ばねに地盤ばねより10倍以上大きなばね定数を与えることにより、中間節点と構造物とは数値計算上ほぼ同じ変位となり、地盤ばねには自然地盤と構造物との相対変位による反力が発生する。一方で、接触面ばねには、直列に接続されている地盤ばねの反力が発生すると同時に、中間節点に作用させた地盤応力は数値計算上接触面ばねで受け持たれるため、結果として自然地盤から作用する地盤変位と地盤応力により発生する接触力がすべて接触面ばねに発生することとなり、剥離および滑動の厳密な評価が可能となるのである。なお、評価の厳密性は接触面ばね定数の大きさに依存することとなるが、本論文ではこの点に関しては特に検討はしていない。

3. レベル2地震動に対する耐震計算法の数値解析による比較検討

(1) 検討の概要

比較する耐震計算法は、動的解析法、応答震度法、応答変位法の3手法である。検討対象は軟質地盤内に埋設されたRC地中ダクト横断方向とした。

レベル2地震動対応の静的耐震計算法の適用性を検討するためには、地盤の非線形性、構造物の非線形性、構造物と地盤の接触面の非線形性が重要である。本研究では、地盤のみ非線形性を考慮した場合、地盤および構造物の非線形性を考慮した場合、3つの非線形性をすべて考慮した場合、の3段階で耐震計算法の比較を行う。これにより、3つの非線形性と静的耐震計算法の適用性との関係を解析的に明らかにする。

(2) 解析条件

検討対象は、粘性土地盤中に埋設されたRC構造の地中ダクトである。検討対象モデルを図-4に示す。

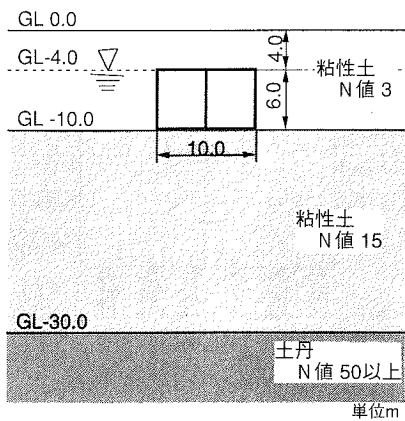


図4 検討対象とする地盤と構造物のモデル

地中ダクトは、中壁式の1層2連のダクトで、寸法および土被りは標準的な鉄道の開削トンネルを参考に設定した。表-2に地中ダクトの材料定数を示す。地中ダクトはフレームでモデル化し、剛域を考慮した。RC部材の非線形特性は、曲げモーメントと曲率の関係を常時軸力下におけるコンクリートひび割れ、鉄筋の引張り降伏、コンクリート圧縮破壊の3折れ点から成るトリリニアールモデルで表し、部材の配筋の非対称性を考慮できる武田モデル²⁰⁾により繰返し変形特性をモデル化した。ここに、RC部材の非線形特性には軸力変動が影響することが知られているが、原子力関係のRC地中ダクトの耐震設計の研究結果²¹⁾より、軸力変動の変形性能への影響は比較的小さいとの報告があることから、本研究では考慮しなかった。なお、武田モデルの履歴特性は道路橋示方書V耐震設計編²²⁾に詳しい。

地盤は、N値3の軟質粘土層、N値15の硬質粘土層、N値50以上の土丹から成る成層地盤とした。表-3に地盤の物性値を示す。地盤の物性値は、設定したN値から指針類に基づき与えた。地盤の非線形性は、Hardin-Drnevichモデルで表した。また、地中ダクトの埋設位置は硬質粘土層上面に設置されているものとした。これは、せん断震動により硬質地盤直上の軟質地盤で大きなひずみが発生し、地中構造物横断方向に大きな地震荷重が作用することから、構造物の非線形性の影響を検討するのに適していると判断したからである。

入力地震動は、兵庫県南部地震発生直後に、鉄道構造物の当面の耐震設計法²³⁾で用いられた工学的基盤の入力地震動を用い、上昇波として土丹表面に鉛直に入射した。

(3) 解析方法および解析ケース

耐震計算に先立って、周波数に依存しない等価線形化法による地盤の1次元重複反射解析を行う。これにより、

収束せん断剛性および収束減衰を地震時等価せん断剛性・等価減衰とするとともに、自然地盤の応答を求める。この自然地盤の地震時等価せん断剛性を動的FEMおよび応答震度法のせん断剛性として用い、かつ応答変位法の地盤ばねの算定に用いることにより、地盤の非線形性を共通に考慮することとした。なお、1次元重複反射解析結果の地盤の最大せん断ひずみが最大で0.7%程度であることから、等価線形解析法の適用性には問題がないことを確認している。

次に、地中ダクトの常時断面力を、フレームモデルに躯体自重および土水圧を作用させることにより求め、構造物の非線形変形特性の初期値とする。

各耐震計算法は以下のような手法によった。

a) 動的FEM

動的FEMは、時間領域の直接積分法を用いる。境界条件は、側方および下方とも粘性境界とし、側方境界には三浦らによる自然地盤からの切欠き力²⁴⁾を作用させる。動的FEMの有限要素モデルを図-5に示す。

地盤は、等価せん断剛性・等価減衰を用いた線形材料とし、相互作用による地盤の局所的な非線形性は考慮しない。これは、同様なRC地下構造物の解析検討結果¹⁰⁾より局所的な非線形性の影響が比較的小さかったこと、および耐震計算法を同一の条件のもとで比較したかったこと、の2点による。

地中ダクトは、非線形性を考慮するケースでは武田モデルとする。構造物と地盤との接触面はジョイント要素でモデル化して、接触面の非線形性を考慮するケースでは剥離・滑動を表した。なお、ジョイント要素のばね定数は、地盤より剛となるように土木学会の成書¹⁹⁾で推奨されている方法にしたがって設定した。

減衰は、材料ごとにRayleigh減衰で与えるものとし、1次および3次固有振動数に対して、地盤には自然地盤の等価減衰を、地中ダクトには弾性応答分として2%を、ジョイント要素には数値解析安定のために0.01%を、それぞれ与える。

入力は、前述の入力地震動を下方境界に入射波として作用させる。

b) 応答震度法

応答震度法は、動的FEMと同じ有限要素モデルを用い、地盤、地中ダクト、構造物と地盤との接触面とも、動的FEMと同じモデル化とする。境界条件は、側方は水平ローラ、下方を完全固定とする。

地震荷重としては、自然地盤の1次元重複反射解析結果より、地中ダクト埋設位置の上下端最大相対変位発生時刻における加速度深度分布より地中ダクトおよび地盤に慣性力を作用させる。

c) 応答変位法

応答変位法は、図-3に示した接触面非線形対応型のモ

表2 地中ダクトの材料定数

部 位	ヤング係数 (MN/m ²)	ポアソン比	単位体積 重量 (kN/m ³)	減衰定数	断面積 (m ²)	断面二次 モーメント (m ⁴)
頂 版	2.45×10 ⁴	0.167	24.5	0.03	0.60	0.0193
底 版					0.80	0.0462
側 壁					0.70	0.0307
隔 壁					0.50	0.0111

表3 地盤の物性値

層下端 深さ (m)	土層	単位体積 重量 ¹⁾ (kN/m ³)	N値 ¹⁾	せん断波 速度 ²⁾ (m/sec)	せん断弾性 係数 (MN/m ²)	動的 ポアソン比 ²⁾	基準ひずみ ³⁾ γ_c	最大減衰 ³⁾ hmax
▽ -4.0	粘性土	16.7	3	140	33	0.33	1.6×10 ⁻³	0.20
≡ -10.0	粘性土	16.7	3	140	33	0.49	1.6×10 ⁻³	0.20
-30.0	粘性土	16.7	15	250	106	0.49	1.6×10 ⁻³	0.20
∞	土 丹	16.7	50以上	350	209	0.40	線形材料	0.03

- 1) 設定値
- 2) 道路橋示方書V耐震設計編(平成2年2月(社)日本道路協会)より設定
- 3) 剛性低下率が1/2となるときのひずみで、埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版)(平成9年(財)沿岸開発技術センター)より設定

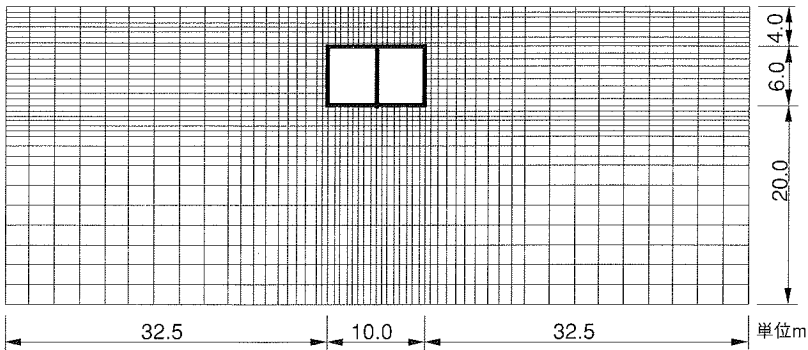


図5 動的FEMおよび応答震度法の有限要素モデル

デルを用いる。地中ダクトは、非線形性を考慮するケースでは動的FEMと同じ武田モデルとする。

接触面ばねは、地盤ばねより剛となるように動的FEMと同じばね定数を有するジョイント要素でモデル化して、接触面の非線形性を考慮するケースでは剥離・滑動を表した。

地盤ばねは、本研究が設計実務対応を目的としていることから、設計実務に広く用いられてきた経験式に基づくばね定数算定法によるものとし、鉄道構造物の耐震基準⁵⁾で示されている以下の地盤反力係数算定式より与える。(以下鉄道基準ばねと呼ぶ)

・頂版・底版の鉛直地盤反力係数

$$k_v = 1.7 E_0 B_v^{-3/4} \quad (1)$$

k_v : 鉛直地盤反力係数 (kN/m³)

E_0 : 頂版・底版の接地地盤の変形係数 (kN/m²)

B_v : 頂版・底版の幅 (m)

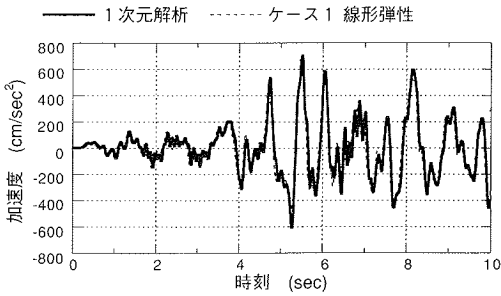
・側壁の水平地盤反力係数

$$k_h = 1.7 E_0 B_h^{-3/4} \quad (2)$$

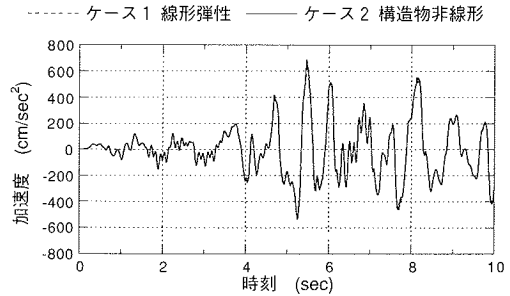
k_h : 水平地盤反力係数 (kN/m³)

E_0 : 側壁の接地地盤の変形係数 (kN/m²)

B_h : 側壁の高さ (m)

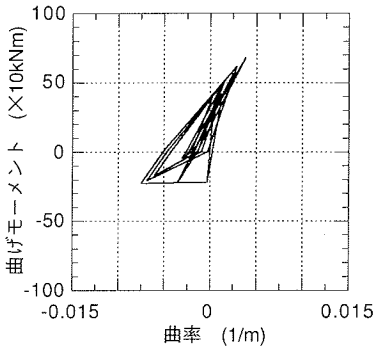


(a) 1次元重複反射解析と動的FEM線形弾性の比較

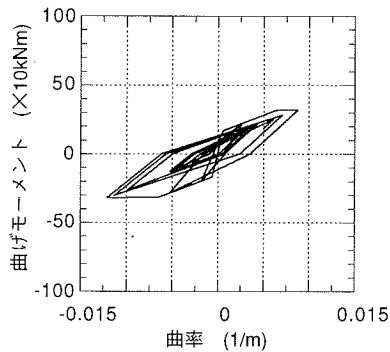


(b) 動的FEMの線形弾性と構造物非線形の比較

図-6 動的解析加速度時刻歴の比較 (ダクト直上の地表面)



(a) 左側壁下端



(b) 隔壁下端

図-7 動的FEMによるダクトの曲げモーメント～曲率の履歴曲線 (ケース2 構造物非線形)

・頂版版・側壁のせん断地盤反力係数

$$k_{sv} = k_v / 3 \quad (3a)$$

$$k_{sh} = k_h / 3 \quad (3b)$$

$k_v \cdot k_h$: せん断地盤反力係数 (kN/m³)

ここに、接地地盤の変形係数としては、自然地盤の地震時等価せん断剛性と表-3 に示したポアソン比から算定するものとし、地盤ばねは線形ばねとする。線形ばねとしたのは、動的FEMの項で述べたと同様に、耐震計算法を同一の条件のもとで比較したかったことによる。

地震荷重としては、自然地盤の1次元重複反射解析結果より、地中ダクト埋設位置の上下端最大相対変位発生時刻における水平相対変位、せん断応力、およびダクト位置の平均加速度による部材の慣性力とする。

以上の3つの耐震計算法による解析は、次の3ケースについてそれぞれ実施した。なお、3ケースとも地盤の非線形性は地震時等価せん断剛性により共通に考慮されている。

ケース1: 線形弾性のケース

ケース2: 構造物に非線形性を考慮するケース

ケース3: 構造物および接触面に非線形性を考慮するケース

(4) 解析結果

a) 動的FEMによる応答結果

動的FEMの応答結果として、地表面位置の加速度時刻歴の比較を図-6 に示す。図では、1次元重複反射解析結果と線形弾性のケース1の比較、線形弾性のケース1と構造物に非線形性を考慮したケース2の比較をそれぞれ示した。ケース1、ケース2ではいずれも地中ダクト直上の地表面位置の加速度時刻歴を示している。同図より、1次元解析結果に対し2次元解析結果のケース1、ケース2とも10%程度の振幅の違いはあるものの、位相特性、波形形状ともに違いは小さいことがわかる。またここでは示していないが、構造物および接触面に非線形性を考慮したケース3も違いは非常に小さかった。これらの結果より、本研究の検討モデルにおいては地中構造物は周辺地盤に追従して震動しており、静的耐震計算法の適用の可能性が示唆されているものと言える。

次に、構造物の非線形特性を見るため、図-7 にケース2の地中ダクトの左側壁下端および隔壁下端の曲げモーメントと曲率の履歴曲線を示す。同図より、左側壁、隔壁ともに鉄筋の引張降伏を越える非線形性を示しており、左側壁は鉄筋量が内外で異なるため非対称の履歴を描いている。

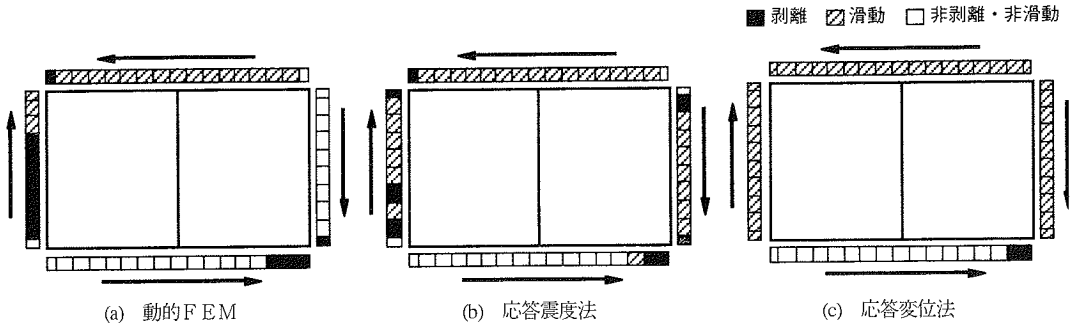


図-8 剥離・滑動の発生状況（ケース3 構造物・接触面非線形）

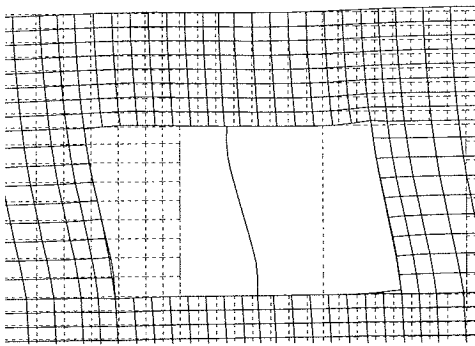


図-9 動的FEMによる同時刻変形図
（ケース3 構造物・接触面非線形）

b) 剥離・滑動の発生状況

接触面の非線形性を考慮したケース3について、図-8に3手法の耐震計算法による剥離および滑動の発生状況を示す。同図より、動的FEM、応答震度法、応答変位法のいずれの耐震計算法でも、上面および左右両側面では滑動が発生している。一方、剥離については、地盤FEM型である動的FEMと応答震度法では左右両側面で剥離が発生しているのに対し、地盤ばね型の応答変位法では発生していない。これは、図-9に示した動的FEMの同時刻変形図よりわかるように、地盤FEM型では、頂版での滑動により上方地盤の変形が進むとともに、非線形域に入ったダクトが大きく変形することにより、地盤内を変形が伝わり主に側壁下部で剥離が発生したもので、地盤の連続性を表す地盤FEM型の特徴の一つを示している。

c) 耐震計算法の比較

3手法の耐震計算法による構造物の応答結果の比較として、図-10に曲げモーメントの比較を、図-11に曲率塑性率の比較を示し、表-4にダクト上下端間水平相対変位（以下ダクト相対変位）の比較を同一深さの自然地盤の相対変位とともに示す。ここに、曲率塑性率は応答曲

率をその部材の降伏曲率で除したもので、部材の変形性能を評価する指標であり、ダクト相対変位は構造物全体としての変形性能を評価する指標の一つとして認められつつある。なお、動的FEMの曲げモーメントおよび曲率は地中ダクト上下端最大相対変位発生時刻の同時刻値を用いた。これらの結果より以下のことがわかる。

- ・ 曲げモーメントについては、線形弾性のケース1では、動的FEMと比べると、応答震度法で15%程度大きく、応答変位法で45%程度大きい。これに対し、構造物に非線形性を考慮したケース2では、応答震度法、応答変位法とも動的FEMにはほぼ一致するという結果となっており、構造物および接触面に非線形性を考慮したケース3でもケース2とほぼ同じ結果となっている。これは、ダクト隅角部のすべてでひび割れモーメントを越え、約半数で降伏モーメントを越えたため、曲げモーメントが頭打ちとなり、違いが現れにくくなったことによるものである。これより、構造物の多くの部材が非線形域に入る場合には、曲げに関しては断面力と耐力との比較による耐震性評価では、安全裕度がどの程度あるかの評価が難しいことがわかる。
- ・ 曲率塑性率については、線形弾性のケース1では値が小さく評価対象とならないが、構造物に非線形性を考慮したケース2を見ると、曲率塑性率は隅角部で1を越えており、降伏曲率を越えていることがわかる。動的FEMと比べると、応答震度法、応答変位法とも、分布形状は動的FEMと概ね同じであり、曲率塑性率が1を越えている部材については動的FEMに対し±20%の相対誤差の範囲に入っている。

これに対し、構造物および接触面に非線形性を考慮したケース3を見ると、右側壁および左側壁を除いて、動的FEMに対して応答震度法、応答変位法とも一致しているかまたは大きい結果となっているものの、右側壁と左側壁では、応答震度法が動的FEMとほぼ一致しているかまたは大きい結果となっているのに対し、応答変位法は動的FEMに比べて小さく危険側となっ

表4 ダクト相対変位の比較

		(単位 cm)			
		動的 FEM	応答震度法	応答変位法 (鉄道基準ばね)	自然地盤
ケース 1	線形弾性	1.66	1.69	2.10	3.60
ケース 2	構造物非線形	3.16	3.52	3.63	
ケース 3	構造物および接触面非線形	3.17	3.54	3.59	

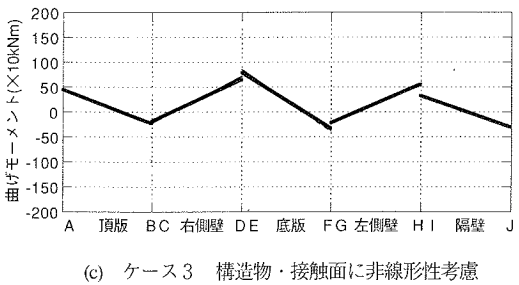
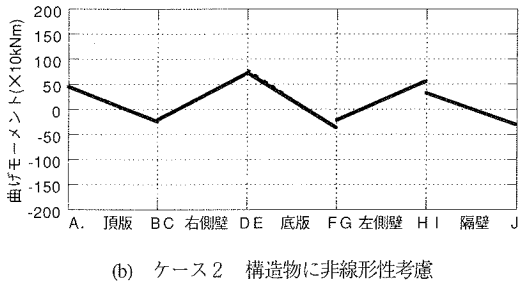
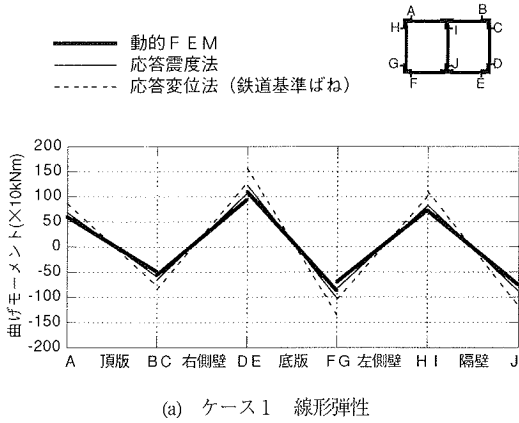


図-10 ダクトの曲げモーメントの比較

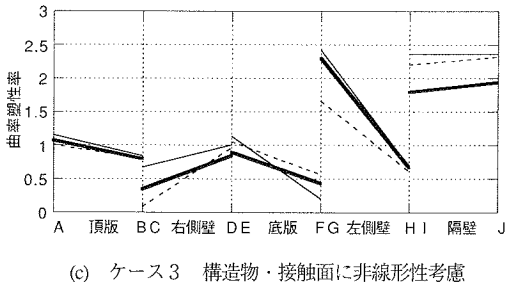
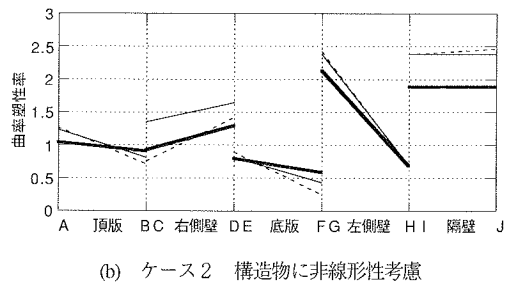
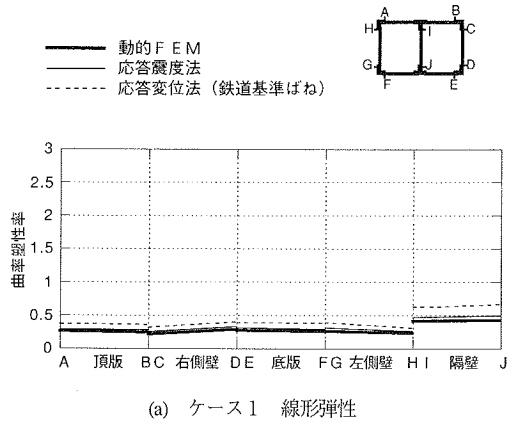


図-11 ダクトの曲率塑性率の比較

ている。この違いは後段で考察する。

ダクト相対変位については、線形弾性のケース1では、3手法による結果は自然地盤の相対変位より小さい。これに対し、構造物に非線形性を考慮したケース2では、3手法とも自然地盤とほぼ同程度となっており、構造物および接触面に非線形性を考慮したケース

3でも同様な結果となっている。詳細に見ると、ケース2では、動的FEMに比べて応答震度法、応答変位法とも相対変位は15%程度大きくなっている。ケース3では、ケース2からの変化に着目すると、動的FEMおよび応答震度法ではわずかではあるが大きくなっているのに対し、応答変位法はわずかに小さく危険

表-5 地中ダクトの層せん断力

ケース	成分名	動的FEM		応答震度法		応答変位法 (鉄道基準ばね)	
		ケースごとの荷重値	前ケースからの増分値	ケースごとの荷重値	前ケースからの増分値	ケースごとの荷重値	前ケースからの増分値
ケース1 線形弾性	頂版せん断力	431	—	526	—	790	—
	側壁水平力	561	—	630	—	750	—
	層せん断力	992 ¹⁾	—	1156	—	1540	—
ケース2 構造物非線形	頂版せん断力	401	-30	449	-77	417	-373
	側壁水平力	39	-522	36	-594	68	-682
	層せん断力	440	-552	485	-671	485	-1055
ケース3 構造物および 接触面非線形	頂版せん断力	298	-103	309	-140	330	-87
	側壁水平力	120	81	166	130	110	42
	層せん断力	418	-22	475	-10	440	-45

1) 単位はkN 2) 荷重値, 増分値とも左向きを正とした値

側となっている。接触面の非線形性の考慮によるこの違いについては後段で考察する。

d) 層せん断力による検討

耐震計算法の比較結果から、接触面の非線形性を考慮したケース3と考慮しないケース2で、耐震計算法により曲率塑性率およびダクト相対変位の変化に異なる傾向が見られた。これらを考察するため、川満ら²⁹⁾により提案された層せん断力を求め検討する。層せん断力とは、地震時に地中構造物の全体的なせん断変形を発生させる水平力を表すもので、本研究では、頂版のせん断土圧合力（以下頂版せん断力）と左右側壁上半分の垂直土圧合力（以下側壁水平力）の合計値を層せん断力とし、3つの耐震計算法ともジョイント要素のばね反力より求めた。表-5に層せん断力を各成分とともに示す。これらより以下のことがわかる。

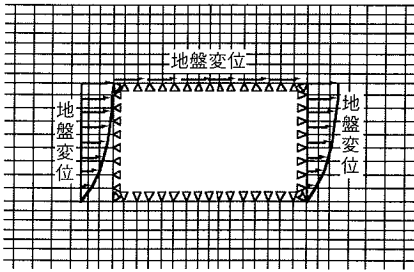
- 層せん断力について、線形弾性のケース1では、動的FEMと比べると、応答震度法は15%程度大きく、応答変位法は50%程度大きい。これに対し、構造物に非線形性を考慮したケース2では、層せん断力はいずれの耐震計算法でもケース1に対し減少し、特に静的耐震計算法では大きく減少して、3手法でほぼ一致するという結果となっている。この傾向は、曲げモーメントと一致している。詳細に見ると、ケース1からケース2への層せん断力の減少は、地盤FEM型である動的FEMと応答震度法では主に側壁水平力の減少によるものであるのに対し、地盤ばね型である応答変位法は頂版せん断力が側壁水平力と同程度減少している。
- 接触面の非線形性を考慮したケース3と考慮しないケース2を比較すると、いずれの耐震計算法とも、頂

版せん断力が減少し、側壁水平力が若干増加し、その結果層せん断力は減少しているが、層せん断力の減少量はケース1からケース2への減少量に比べると小さい。詳細に見ると、地盤FEM型である動的FEMと応答震度法は、地盤ばね型の応答変位法に比べ、側壁水平力の増加が大きく、層せん断力の減少量が小さい。以上の検討結果から、地盤FEM型と地盤ばね型の違いについて二つのことがわかる。

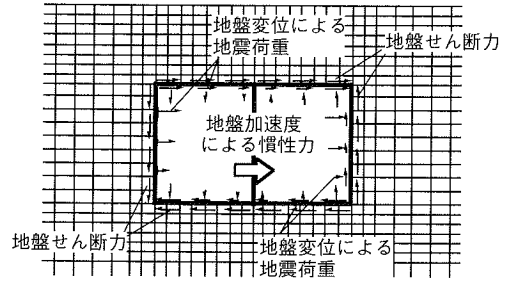
一つは、構造物に非線形性を考慮すると、層せん断力は大きく減少するが、地盤FEM型と地盤ばね型では層せん断力を減少させる成分が異なることである。この点については4.で詳細に検討する。

もう一つは、構造物の非線形に加えて接触面の非線形性を考慮すると、地盤FEM型の層せん断力は、地盤ばね型に比べると変動量が小さいことである。これは、地盤FEM型の場合、頂版の滑動抵抗力を超過したせん断力が地盤内を伝播して左右側方地盤の変形に変換され、結果として左右側壁の垂直土圧の増加を促進させたため、ウインクラ型地盤ばねを用いている応答変位法ではこの超過分は消失してしまうので、層せん断力の減少量が大きくなるのである。この地盤FEM型の特徴である地盤内の応力伝播を表現できることが、曲率塑性率およびダクト相対変位において、地盤ばね型と異なり、応答値が大きく減少しない原因である。

なお、西山ら³⁰⁾によっても、ここで示した接触面の非線形性に対する地盤FEM型耐震計算法の特徴を、地盤および構造物を線形材料とした数値解析によりを明らかにしており、同様な結論が導かれている。



(a) ステップ1 切欠き地盤モデルに地盤変位作用



(b) ステップ2 ダクト～地盤モデルに地震荷重作用

図-12 地盤FEM型応答変位法

表-6 地中ダクトの全体的せん断剛性

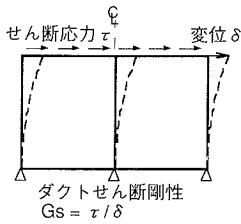


図-13 ダクト全体せん断剛性の算定法

部材断面二次モーメント低下率	1/1	1/2	1/5	1/10	1/20	1/1000
構造物の全体的せん断剛性 G_s (kN/m ²)	63130	46960	27130	16200	9040	1980
G_s/G_g	5.21	3.87	2.24	1.34	0.75	0.16

1) 構造物埋設位置における自然地盤の地震時等価せん断剛性 $G_g = 12120$ (kN/m²)

4. 構造物の全体的なせん断剛性と地震荷重の関係の検討

(1) 検討の概要

前節において、構造物に非線形性を考慮したケースでは線形弾性のケースより層せん断力が大きく減少すること、地盤FEM型と地盤ばね型では減少する層せん断力の成分が異なること、がわかった。本節では、この現象を、構造物の塑性化の進展による全体的なせん断剛性の低下に伴って起こる層せん断力の変化ととらえ、解析的に検討する。

(2) 解析条件

検討対象モデルは、前節と同じ地盤および地中ダクトである。ここでは、構造物の塑性化の進展に伴う全体的なせん断剛性の減少を、側壁および隔壁上下端の断面2次モーメントを低下させて表すものとする。

検討対象の地中ダクトの場合、部材ごとに曲率塑性率1の状態における等価な曲げ剛性(=降伏曲げモーメント/降伏曲率)を初期曲げ剛性で割ると、約1/5~1/10の範囲にある。一方、前節の構造物に非線形性を考慮したケース2では、曲率塑性率は最大2程度まで達している。そこで、地中ダクトの側壁および隔壁上下端の断面

2次モーメントを、線形弾性状態から1, 1/2, 1/5, 1/10, 1/20, 1/1000の6段階で変化させて、線形弾性解析を行う。ここに曲げ剛性低下率1/1000はヒンジ状態を想定したものである。

(3) 解析方法

解析方法は、地盤ばね型として前章と同じ鉄道基準ばねを用いた応答変位法を、地盤FEM型として地盤ばねの代わりにFEMモデルを用いた地盤FEM型応答変位法²⁶⁾を用いる。ここに、地盤FEM型応答変位法を採用した理由は、応答震度法と異なり、地盤ばね型と同様に作用荷重を分離できるからである。地盤FEM型応答変位法は図-12に示した2ステップで解析する。すなわち、ステップ1として、地中ダクトを取り除いたFEMモデルを用意し、接触面に地盤変位を強制変位として作用させ、強制変位入力点の反力を求める。ステップ2として、地中ダクトを入れたFEMモデルに、ステップ1の節点反力と、地盤せん断力および地盤加速度による慣性力を作用させ、部材応答を求める。ここに、地震荷重および地盤FEMの等価せん断剛性は前節と同じ自然地盤の1次元重複反射解析結果による。なお、地盤FEM型応答変位法による断面力等の応答が応答震度法と一致することは別途確かめている。

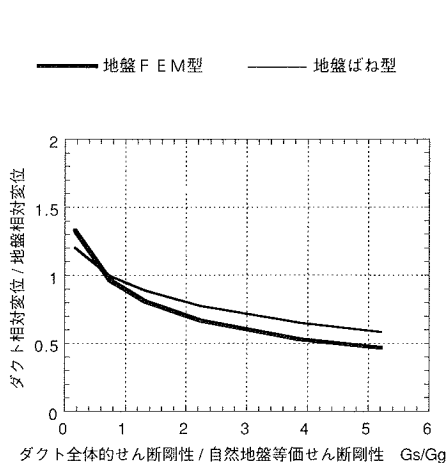


図-14 ダクト相対変位と全体のせん断剛性の関係

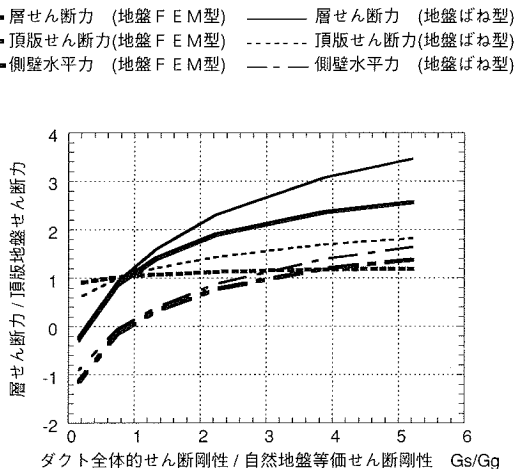


図-15 層せん断力と全体のせん断剛性の関係

表-7 応答変位法における作用荷重

		(単位, kN)	
		地盤ばね型	地盤FEM型
頂版せん断方向 作用荷重	地盤せん断力	4.7	4.7
	地盤変位荷重	14.4	4.2
側壁水平方向 作用荷重	地盤変位荷重	16.1	6.3

- 1) 地盤ばね型は鉄道基準ばねの場合
- 2) 地盤変位荷重は地盤変位×地盤ばね定数に相当する値
- 3) 頂版せん断方向作用荷重は全荷重，側壁水平方向作用荷重は上半分の荷重

(4) 解析結果

まず地中ダクトの全体のせん断剛性（以下ダクトせん断剛性と略す）を図-13 に示した荷重および境界条件のもとで求める。表-6 に算定結果を示す。曲率塑性率 1 に相当する断面 2 次モーメント低下率 1/10 のダクトせん断剛性が、自然地盤とほぼ同程度となっている。

次に、解析結果とダクトせん断剛性の関係を整理する。図-14 にダクト相対変位との関係を、図-15 に層せん断力との関係を、それぞれ地盤 FEM 型と地盤ばね型を比較して示す。同図より以下のことがわかる。

- ・ ダクト相対変位について見ると、地盤 FEM 型、地盤ばね型とも、ダクトせん断剛性が低下して地盤のせん断剛性を下回ったところでダクト相対変位は自然地盤の相対変位を上回っている。
- ・ 層せん断力については、まず地盤 FEM 型と地盤ばね型で共通して言えることは、層せん断力はダクトせ

ん断剛性の低下とともに減少していることである。成分で見ると、側壁水平力は頂版せん断力に比べて減少の度合いが著しく、ダクトせん断剛性が地盤のせん断剛性を下回ると、側壁水平力／頂版地盤せん断力は負となり、側壁水平力はダクトの変形を促進させる方向から抑制する方向に反転している。

これは、ダクトせん断剛性が低下すると、作用荷重である地盤せん断力によるダクト相対変位が増加し、これを抑制する方向で周辺地盤によるばね反力が働き、結果として周辺地盤が地盤せん断力を多く受け持つためダクトの層せん断力は低下するのである。

層せん断力について地盤 FEM 型と地盤ばね型を比較すると、層せん断力およびその成分である頂版せん断力、側壁水平力のいずれも、地盤ばね型の方が地盤 FEM 型に比べてダクトせん断剛性に対する低下率が大きい。

この事をさらに詳細に検討するため、地盤 FEM 型と地盤ばね型の応答変位法としての作用荷重を調べた。作用荷重を表-7 に示す。ここに、地盤せん断力は両手法で同じであり、地盤変位による作用荷重は、地盤ばね型では地盤変位にばね定数を乗じた値の合算値で示し、地盤 FEM 型では図-12 のステップ 1 で求めた節点反力の合算値である。同表より、以下のことがわかる。

地盤ばね型の地盤変位による作用荷重は、側壁、頂版とも、地盤 FEM 型の約 3 倍となっており、かつ地盤せん断力の約 3 倍となっている。これより、地盤変位が同じであることから、地盤ばね定数としては鉄道基準ばねの方が地盤 FEM の 3 倍程度大きいことになる。このために、地盤ばね定数の大きい地盤ばね型の方が、地盤 FEM 型に比べて地盤変位による荷重の影響が強く表れ、

頂版せん断力および層せん断力が大きくなり、結果として頂版せん断力および層せん断力のダクトせん断剛性に対する低下率が大きくなったのである。

地盤FEMと経験式に基づく地盤ばねのばね定数の差異については、西山らの検討²⁷⁾がある。西山らは、構造物の幅、高さ、土被り、基盤までの深さ、地盤と構造物の剛性比をパラメータとし、地盤、構造物を線形材料として周波数応答解析法による動的FEMを行い、解析結果より相互作用ばね定数を算出し、鉄道基準ばねと比較している。本研究に用いた構造物の幅などのパラメータを用い、自然地盤の地震時等価せん断剛性とダクトせん断剛性の比を1とした場合、西山らの検討結果からも頂版せん断方向、側壁水平方向ともに鉄道基準ばねの方がばね定数が大きいという結果が得られ、非線形の考慮の有無や検討条件等の違いにより直接比較はできないものの、本研究結果と定性的には同じ傾向となっていることが確認される。以上より、本研究でも明らかとなった、経験式に基づくばね定数が地盤FEM型のばね定数より大きいということは、検討ケースは少ないものの、応答変位法の課題として挙げられるものと考えられる。

地盤ばね定数の差違に関する原因究明を含め、地盤ばね型の応答変位法の精度向上は今後の課題である。

5. 結論

静的耐震計算法のレベル2地震動への適用性について検討する目的で、まず既往の地盤ばね型および地盤FEM型の静的耐震計算法の特徴をまとめるとともに、接触面の非線形性を厳密に考慮できる応答変位法を提案した。次に、地中ダクトを対象に、地盤の非線形性を等価せん断剛性により共通に考慮した動的FEM、応答震度法、応答変位法の3手法に対し、構造物の非線形性および接触面の非線形性に着目して数値解析を行い比較検討した。なお、本研究では、応答変位法の地盤ばねとして鉄道の耐震設計基準のばねを用いている。以下に結論を述べる。

- (1) 構造物の非線形性を考慮した場合は、部材が降伏モーメントを越えて強非線形域に入ると、耐震計算法によらず曲げモーメントが頭打ちになるため、曲げ耐力による安全性評価では安全裕度がどの程度あるかを定量的に評価することが難しいことに留意する必要がある。

これに対し、変形性能評価である曲率塑性率あるいは構造物各層の相対変位は安全裕度が測れることから有効であるが、本研究の結果では、応答震度法、応答変位法とも、曲率塑性率および相対変位は動的FEMの結果の±20%の相対誤差の範囲内で模擬できることから、適切に安全裕度を設定すればこれら

の静的耐震計算法はレベル2地震動に対しても適用可能であると考えられる。

- (2) 構造物の非線形性および接触面の非線形性を考慮した場合は、曲げモーメントによる安全性評価については前項と同様に頭打ち現象の問題がある。曲率塑性率および相対変位を用いた変形性能評価については、地盤FEM型である応答震度法は動的FEMを±20%の相対誤差の範囲内で模擬でき適用性があると言える。しかしながら、地盤ばね型の応答変位法は、ウインクラー型ばねを用いていることから、滑動抵抗力を超過した地盤せん断力が消失してしまうため、地盤FEM型の応答震度法と異なり層せん断力が減少し、結果として曲率塑性率および相対変位は動的FEMより小さくなり危険側の設計となる可能性がある。
- (3) 構造物の非線形性による構造物全体としてのせん断剛性の低下と層せん断力の変化の関係を調べた。その結果、地盤FEM型に比べ地盤ばね型の方が層せん断力の変化率が大きいという結果が得られた。これは、鉄道基準のばね定数が地盤FEMによるばね定数より大きいために、地盤変位による作用荷重が地盤せん断力より支配的となり、結果として構造物せん断剛性の低下に対して感度が高くなったものと考えられる。地盤FEMと経験式に基づく地盤ばねとの間の地盤の抵抗の違いについては今後の課題である。

付録 静的FEMを用いた地中構造物横断方向の静的耐震計算法

既往の静的FEMを用いた地中構造物横断方向の耐震計算法について補足する。

(1) 応答震度法

片山ら¹⁵⁾が提案した応答震度法の地震荷重の作用方法は図-2に示してある。応答震度法の特徴を以下に示す。

- ・ 応答変位法における地盤ばね定数算定法の問題を回避するために提案された方法で、原子力土木構造物の地中構造物や地下空洞の耐震計算に用いられている。
- ・ 地震荷重としては、自然地盤で求められた加速度を地盤および構造物に作用させる。
- ・ 境界条件としては、水平地震動を対象とする場合は、側方境界は水平ローラ、底面境界は完全固定とする。

(2) 地盤応答法

著者の一人¹⁶⁾が提案した地盤応答法の地震荷重の作用方法を図-16に示す。地盤応答法の特徴を以下に示す。

- ・ 動的サブストラクチャー法の運動方程式に、地中構造物の地震時振動特性に基づいた仮定を置いて導いた

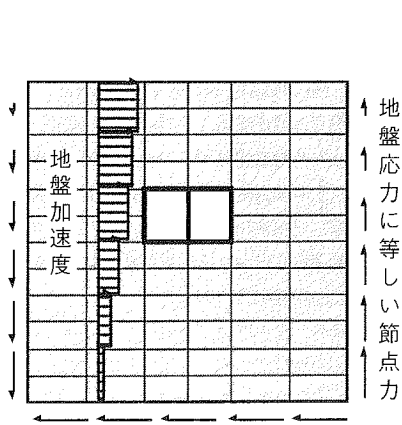


図-16 地盤応答法の地震荷重の作用方法

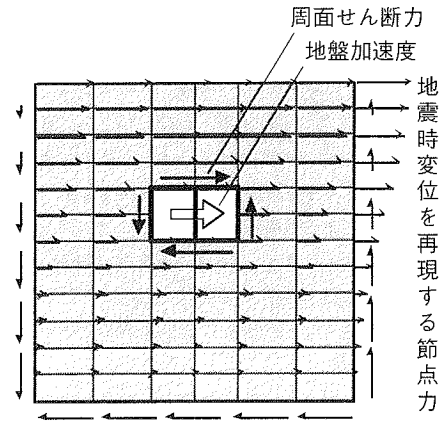


図-17 FEM応答変位法の地震荷重の作用方法

静的耐震計算法である。

- ・ 地震荷重は、自然地盤で求められた加速度を地盤および構造物に作用させると同時に、自然地盤における地震時地盤応力に等しい節点力をモデル側方境界および底面境界に作用させる。
- ・ 水平地震力と鉛直地震力を同時に作用させることが可能なこと、全周に地盤応力に等しい節点力を作用させることにより地表までモデル化する必要がないこと、など汎用性が高い計算法である。

(3) FEM応答変位法

太田ら¹⁰⁾が提案したFEM応答変位法の地震荷重の作用方法を図-17に示す。FEM応答変位法の特徴を以下に示す。

- ・ 応答震度法と同様に、応答変位法における地盤ばね定数算定法の問題を回避するために提案された方法で、鉄道関係の開削トンネルの耐震計算に用いられている。
- ・ 地震荷重は、自然地盤で求められた地震時相対変位を再現する節点力を地盤に作用させると同時に、自然地盤における加速度および構造物周面位置の地震時地盤応力に等しい節点力を構造物に作用させる。

参考文献

- 1) 土木学会：耐震基準等に関する提言集，1996。
- 2) 土木学会：土木構造物の耐震設計法等に関する第3次提言と解説，2001。
- 3) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害原因の分析 第5章トンネル・地下構造物，pp.290-312，丸善，1996。
- 4) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1997。
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐

震設計，丸善，1999。

- 6) 土木学会・原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能調査指針，2002。
- 7) 室谷耕輔，西山誠治，西村昭彦：多層開削トンネルの耐震設計における応答変位法の適用性および地盤ばねの検討，トンネル工学研究論文・報告集，Vol.9，pp.343-348，1999。
- 8) 西山誠治，室谷耕輔，西村昭彦：開削トンネルの応答変位法における変形モードを考慮した地盤ばねに関する一考察，第36回地盤工学研究発表会講演集，pp.1981-1982，2001。
- 9) 西山誠治，室谷耕輔，西村昭彦：開削トンネルの地震時挙動に及ぼす構造物・地盤間の剥離・すべりの影響，第25回地震工学研究発表会講演論文集，pp.493-496，1999。
- 10) 加藤淳一，西山誠治，室谷耕輔，西村昭彦：地下構造物の地震時挙動に及ぼす構造物近傍地盤の非線形性の影響，第34回地盤工学研究発表会講演集，pp.1709-1710，1999。
- 11) 中村晋，西山誠治，酒井久和：地中構造物の地震被害解析に及ぼす計算手法の影響に関する一考察，第25回地震工学研究発表会講演論文集，pp.645-648，1999。
- 12) 西山誠治，室谷耕輔，西村昭彦：開削トンネルの各種耐震解析手法による比較解析，構造工学論文集，Vol.46A，pp.1765-1776，2000。
- 13) 矢的照夫，梅原俊夫，青木一二三，中村晋，江畠順一，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.303-320，1995。
- 14) 立石章：応答変位法における地震荷重の作用方法に関する研究，土木学会論文集，No.441/I-18，pp.157-166，1992。
- 15) 片山幾夫，足立正信，嶋田穠，都築富雄，瀬下雄一：地下埋設構造物の実用的な準動的解析手法「応答震度法」の提案，第40回土木学会年次学術講演会講演概要第1部，pp.737-738，1985。

- 16) 立石章：静的FEMを用いた地中構造物横断面方向の耐震計算法における地震荷重の作用方法の研究，土木学会論文集，No.519/I-32，pp.139-148，1995.
- 17) 太田擴，西田允俊，北嶋武彦，佐藤忠信：応答変位法を用いた地下構造物の耐震検討について，第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.437-444，1997.
- 18) 福嶋研一，立石章：地中構造物横断面のレベル2地震動に対する応答変位法，第51回土木学会年次学術講演会講演概要第I部，pp.836-837，1996.
- 19) 土木学会：動的解析と耐震設計 第2巻 動的解析の方法，pp.124-125，1989.
- 20) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proc. of ASCE, ST12, pp.2557-2573, 1970.
- 21) 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針 技術資料，pp.59-62，2002.
- 22) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.333-335，2002.
- 23) 鉄道総合技術研究所：新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料，1996.
- 24) 三浦房紀，沖中宏志：仮想仕事の原理に基づく粘性境界を用いた三次元構造物-地盤系の動的解析手法，土木学会論文集，No.404/I-11，pp.395-404，1989.
- 25) 川満逸雄，西山誠治，室谷耕輔，羽矢洋，西村昭彦：開削トンネルの地盤接触面での地震時相互作用に関する実験的研究，土木学会論文集，No.689/I-57，pp.157-166，2001.
- 26) 立石章，三坂浩昭，津田勝利，池内義彦：大型地下タンクの応答変位法における地震荷重，第22回地震工学研究発表会，pp.639-642，1993.
- 27) 西山誠治，室谷耕輔，羽矢洋，小長井一男：矩形地下構造物の応答変位法の相互作用ばね算定式と地盤ばねの観点から見た応答変位法の適用限界，第11回日本地震工学シンポジウム講演集，pp.1173-1178，2003.

(2003.3.19 受付)

APPLICABILITY OF STATIC SEISMIC ANALYSIS METHODS FOR UNDERGROUND STRUCTURES IN ACROSS SECTION AGAINST LEVEL 2 EARTHQUAKES

Akira TATEISHI and Fusao OKA

The objective of this paper is to investigate the applicability of the current static seismic analysis methods to the level 2 earthquake motion. For this purpose, we conducted the numerical analyses using dynamic FEM, static FEM and seismic deformation method, considering the nonlinearity of structures and contact surfaces between structure and soil, and then evaluated the ductility of the structures. As the results, in the case of considering the nonlinearity of the structures, we clarified that both of the ductilities by the static FEM and the seismic deformation method were in good agreements with those by the dynamic FEM quantitatively. On the other hand, in the case of considering both the nonlinearity of the structures and the contact surfaces, the less ductility by the seismic deformation method was obtained than that by the dynamic FEM and the static FEM due to the use of Winkler type spring.