

開削トンネルの各種耐震解析手法による比較解析

Comparative study of seismic analysis methods for cut-and-cover tunnel

西山誠治*・室谷耕輔**・西村昭彦***

Seiji Nishiyama, Kousuke Muroya, Akihiko Nishimura

*工修 日建設計 土木事務所(〒112-8565 東京都文京区後楽2-1-2)

**工修 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部(〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

***工博 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部(同上)

Many seismic analysis methods for cut-and-cover tunnel have been adopted to design codes for underground structure and also proposed in research papers. Most of them have been developed for linear state of structures and ground. When we consider such a larger earthquake as Hyogoken-Nanbu earthquake in 1995, the effects of nonlinearity of structures and soils have to be taken into consideration in design procedures. The differences of responses among calculation methods have not been researched comprehensively, especially in view of nonlinearity. It's very important to know the differences of responses and the characteristics and tendency of analytical methods to establish seismic resistant design of underground structures. In this paper, comparative analyses with some typical methods for cut-and-cover tunnel are conducted to study the applicability of the methods to larger earthquakes. And characteristics and priority of the methods are also studied.

Key Words: Cut and cover Tunnel, Seismic deformation method, Dynamic analysis, Non-linear

キーワード: 開削トンネル, 応答変位法, 動的解析, 非線形

1. はじめに

兵庫県南部地震で、はじめて開削トンネルに大きな被害が生じた。それ以降、地下構造物についても耐震設計の重要性が再認識され、兵庫県南部地震規模の大地震を想定した設計基準の策定や、強非線形に対応した応答解析手法の研究が進められている。

一方、開削トンネルの耐震設計に関する研究においては、現在まで種々の解析手法が提案されている^{1),2),3),4),5)}。しかしながら、いずれも弾性範囲すなわち許容応力度に基づいた設計法を、その適用範囲として開発されてきたものがほとんどである。L2地震動に対する耐震設計において、強震動による地盤の塑性化や、構造物に損傷を許容することを考慮した場合、地盤ならびに構造物の非線形性を考慮する必要がある。このような場合、大地震に対応した設計手法を構築するためには、従来の解析手法の非線形領域への適用性を把握する必要がある。

これらの種々の手法を統一的に分類した文献⁶⁾は存在するが、数値計算を通してそれらの解析結果の差異を確認した研究は少ない⁷⁾。

そこで本研究では、代表的な開削トンネルの応答解析手法の適用性を、線形範囲から非線形範囲までを対象に、数値解析により比較検討する。各解析結果の比

較により、各解析手法の特徴や課題を明らかにするとともに、大開削の地震被害の説明という観点から各解析手法の妥当性を検証することを目的とする。

2. 検討条件

2.1 対象解析方法

ここでは、表-1に示す解析手法を用いて、構造物および地盤を線形から非線形に変化させ、地盤条件も単純な1層地盤(線形)から多層の実地盤(非線形)まで順に変化させて検討を行う。

動的解析法は、逐次積分法と等価線形化法がある。前者には、地盤や構造物の非線形性の取扱いのレベルに応じて、種々の解析手法が提案されているが^{8),9),10)}、ここでは地盤の構成則をモールクーロンの破壊基準を用いた手法¹¹⁾と修正ROモデルを用いた手法を取り上げる。

等価線形化法は設計実務レベルではよく用いられるが、一般に、構造物の非線形性を取扱えない。したがって、非線形範囲を考えた場合には、原子力基準¹²⁾や、中村の提案法¹³⁾のように2段階の解析が必要となる。

静的解析では、FEM系の応答変位法の代表としてFEM応答変位法¹⁴⁾を取り上げる。本手法は地盤ばねが有限要素でモデル化されていることを除けば、荷重の

表-1 対象解析手法および解析ケース一覧

解析条件			適用解析手法および解析ケース名							
Case	構造物	構造	地盤	簡易 応答 変位法	応答 変位法 (全周)	応答 変位法 (参考)	FEM 応答 変位法	動的 解析法 (逐次, MC)	動的 解析法 (逐次, RO)	動的 解析法 (等価 線形)
1	1層 2径間	線形	線形 (単層)	1-a	1-b	---	1-d	---	---	1-g
2		非線形	非線形 (2層)	2-a	2-b	2-c	2-d	2-e	---	2-g
3		非線形	非線形 (多層)	3-a	3-b	3-c	3-d	---	3-f	3-g

表-2 地盤条件一覧

(1) 線形一様地盤 (Case 1)

深度 GL- (m)	土質	γ (kN/m ³)	ν	V_s (m/s)	G_0 (kN/m ²)
17.5	砂	16	0.49	92	13820
基盤	—	20	0.49	300	183700

(2) 非線形2層地盤 (Case 2)

深度 GL- (m)	土質	γ (kN/m ³)	ν	V_s (m/s)	G_0 (kN/m ²)
11.6	粘	16	0.49	140	32000
17.5	砂	18	0.49	250	114800
基盤	砂	20	0.48	300	183700

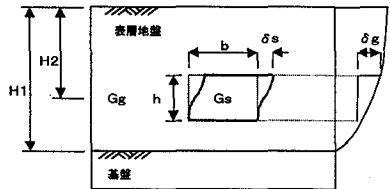
(3) 非線形多層実地盤 (Case 3)

深度 GL- (m)	土質	γ (kN/m ³)	ν	V_s (m/s)	G_0 (kN/m ²)
3.4	粘	16	0.49	140	32000
5.8	砂	17	0.49	140	34000
8.4	砂	18	0.49	170	53100
13.4	粘	18	0.49	190	66300
17.4	粘	18	0.49	240	105800
基盤	—	20	0.48	330	222200

表-3 各手法の解析条件

解析法	動的解析		静的解析			
	逐次積分法		g: 等価線形化法	d: FEM 応答変位法	e: 応答 変位法 (全周)	b: 応答 変位法 (参考資料)
e: モールクー ロン(MC)	f: 修正 RO					
モデル化	有限要素 + 梁 (チモン エンコ梁)	有限要素 + 梁 (オイラー 梁)	有限要素 + 梁	有限要素 + 梁	梁 + ばね	梁
構造 部材	M~ ϕ トリア 履歴: 深田型	M~ ϕ トリア 非対称逆行型	等価剛性	M~ ϕ トリア (但し, FEM応答変位法以外では, μ_u 以降の剛性はゼロとした)		
地盤	弾完全塑性 体(MC)	修正RO	等価線形	等価線形化法による収束値		
数値 計算 法	非反復時間 積分法 ^{a)}	直接積分法 Newmark's β ($\beta=1/3$)	周波数領 域			
減衰	Rayleigh 減衰	要素別 Rayleigh 減衰	複素減衰			
曲率 算定 位置	部材中央	部材端部		部材端部		

* 酒井他: 収束計算を行わない動的非線形FEMのための時間積分法, 土木学会論文集, No. 507, pp. 137-147, 1995.



$$\delta_s = \alpha_r \delta_g$$

δ_s : 構造物の応答層間変形量
 δ_g : 自然地盤の応答層間変形量 (構造物各層の深度に対応)
 α_r : 応答係数
 $\alpha_r = (a \cdot \ln(Gg/Gs) + b) \times 1.1$
 提案式: $a = 0.091(b/h) + 0.053(H1/H2) - 0.07$
 $b = -0.036(b/h) + 0.040(H1/H2) + 0.92$
 Gg : 地盤のせん断弾性剛性
 Gs : 構造物の等価せん断弾性剛性
 $H1$: 地表面から基盤までの距離
 $H2$: 地表面から構造物中心位置までの距離

図-1 簡易応答変位法の概念

載荷方法は通常骨組系の応答変位法と同様の手法である。他のFEM系の応答変位法と同様に、応答変位法での不確定要素の一つである地盤ばねは有限要素で表現されるため理論的には明解であり、剥離滑りの表現も取り入れやすい手法である。

応答変位法としては、兵庫県南部地震後に暫定的に出された基準として鉄道構造物の兵庫県南部地震後の新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料¹⁵⁾に準じた手法(以下、応答変位法(参考資料)と呼ぶ)と、地盤ばねの値さえ適切であれば、理論的には正解を与える構造物全周面に地盤ばねを考慮し、それに地盤変位と周面せん断力を載荷する手法¹⁶⁾(以下、応答変位法(全周)と呼ぶ)を取り上げる。

骨組系の応答変位法においては、地盤反力係数をいかに定めるかが問題となり、これにはFEMを用いた方法や簡便式を用いた方法などがあるが、ここでは設計への適用を考慮し簡便式¹⁷⁾を用いる。

最後に、構造物の応答に基づく手法として、簡易応

答変位法^{18), 19)}をとりあげる。簡易応答変位法の概念を図-1に示す。これは、あらかじめ算出しておいた構造物深度における地盤変位量に、応答係数 α_r を乗じることでより構造物の変形量を算出する手法である。応答係数は地盤と構造物との剛性比、構造物の表層地盤における位置等により定まる係数であり、線形の2次元有限要素解析によるパラメタスタディにより定められている。これは、構造物の応答値の算定について、中村の層間変形に基づく耐震設計法²⁰⁾をさらに簡略化したものと位置づけられる。部材の安全性の検討は、文献20)と同様に、複雑な相互作用力を理想化した上床面への集中荷重や三角形荷重を、想定した変形量となるまで構造物に載荷することにより実施する。

2.2 対象とする構造物、地盤および地震動

対象構造物は図-2に示す比較的単純な1層2径間の構造物(大開駅)とした。地盤条件は、表-2に示す3種類を考慮し、比較的単純な単層地盤(Case 1, 線形)から構造

物側方は一様な2層地盤(Case 2, 非線形)や構造物側方で地層の変化する実在の多層地盤(Case 3, 非線形)を対象とした。地下構造物の挙動は、地盤と構造物の剛性比などに応じて変化する。したがって、解析手法の適用性の検討においては、地盤と構造物の剛性比をパラメータとする必要があると考えられる。しかし、一般に地下構造物が耐震設計上問題となるのは、軟弱地盤に構造物が存在する場合である。そのような地盤では、地盤と構造物の剛性は同程度か、構造物の方が大きい場合が多い。そこで、本検討では、地盤と構造物の剛性比が同程度か構造物の方が若干大きい場合について検討を実施する。

対象とする地震力は、各ケースにおける構造物および地盤条件に合わせて変化させた。Case 1では、最も基本的な条件での検討であることから、静的な地震力と対応がつきやすいと考えられるRicker-Wavelet波を用いる。Case 2では地盤の非線形性を考慮すること、および入力地震動の周波数成分にばらつきの少ないことを考慮して設計用のスペクトル適合波を、Case 3では、実地盤による被害解析も兼ねることを考慮して神戸ポートアイランドでの観測波を用いる。

3. 地盤および構造が弾性体の場合の検討 (Case 1, 一様地盤)

3.1 解析条件

従来の応答解析手法は、弾性範囲を仮定して開発されてきた。ここでは、まず、はじめのステップとして弾性範囲での各解析手法の適用性を確認する。

(1) 構造条件

解析の対象は、図-2に示す1層2径間の大開駅とする。材料物性等は、すべて大開駅の被害報告⁴⁾で調査された物性を基準とする。本ケースでは構造体を弾性として取扱うが、部材剛性は地震時の構造物の非線型化を考慮し、全部材について全断面有効の50%の剛性を設定した。

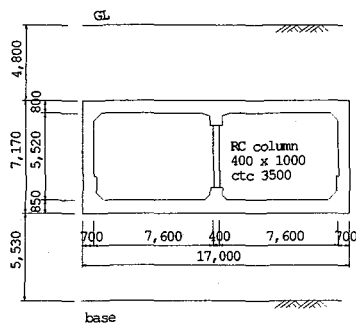


図-2 対象構造物

(2) 地盤条件

地盤条件は、せん断弾性係数92m/sの一様地盤とする。

これは、N値10程度の砂質土が、地震時の剛性低下の影響を受けて初期剛性の1/4程度に下がった状態を想定したものである。構造物全体を土要素と見立てた場合の構造物のみかけのせん断弾性係数($G_s=13740\text{kN/m}^2$)と地盤のせん断弾性係数($G_g=13820\text{kN/m}^2$)の比(以下、構造物と地盤の剛性比と呼ぶ)は、ほぼ1.0である。

(3) 入力地震波

地盤の卓越振動数を有するRicker Wavelet波を用いた。振幅は、構造物深度での地盤の相対変位が構造物の高さの1/100程度となるように設定した。

3.2 各手法の荷重条件

各静的解析に用いる地震時荷重は、SHAKEを用いた地盤の動的解析により算出する。この時の地盤のモデル化は、動的解析法の地盤のモデル化と一致させている。地盤の応答解析の結果、構造物層間変位は5.86cm、周面せん断力は、87.9~163.6kN/m²、構造物中心位置の慣性力は震度にして0.64となった。

応答変位法およびFEM応答変位法は、地震時荷重の載荷方法は同じである。すなわち、地盤を表現する地盤ばね、または有限要素には地盤変位を、地盤と構造物の接触面には周面せん断力を載荷して応答値を算出する。

簡易応答変位法においては、地盤のせん断弾性係数、構造物のせん断弾性係数などの定数を用いて応答係数 α_r を算出すると1.003となる。なお、構造物のせん断弾性係数は、後述する図-6(2)に示すように、単純支持した構造物に単位せん断力を載荷した結果求まる荷重と変位の関係より算出する。本対象構造物では、地盤と構造物の剛性比がほぼ等しいことから、構造物は地盤と同等の変形が生じると予測される。構造物に発生する断面力は、後述する図-7(1)のような相互作用力を単純化した(2)や(3)の荷重分布を用いて算出する。ここでは構造物形状が高さに比較して幅の広いことを考慮して図-7(2)に示すように単純支持した構造体の上床版の各節点に強制変位を与えて断面力を算出する。

動的解析では、地震波を基盤に入力して応答値を算出する。なお、境界条件は、側面にエネルギー伝達境界、底面に粘性境界を考慮する。基盤面に地震動を2E入力し、構造物の上下床版間の層間変位が最大となる時刻の応答値に着目する。

3.3 解析結果

解析結果は、構造物全体系のマクロな応答値として構造物上下床版の相対水平変位(以下、層間水平変位量と呼ぶ)と、設計上、断面決定に支配的なハンチ始点部の断面力に着目する。

(1) 層間変形量

各解析手法により求めた層間水平変位量を表-4に、層間水平変位量と層せん断力の関係を図-3に示す。ここ

で、層せん断力とは、以下のように定義できるものである。すなわち、地下構造物の地震時外力は、橋脚等の地上構造物と異なり、周辺地盤と接している部材から地盤と構造物の剛性比などに応じた相互作用力を受ける。このため、構造物の負担する水平力は側壁の各位置によって変化する。そこで、側壁の上下端のハンチ始点部に発生しているせん断力の平均値を側壁が負担している水平力の代表値とし、これと中柱の負担する水平力の合計を構造物の負担している水平力すなわち層せん断力と呼ぶこととする。

図-3より、動的解析(等価線形)を基準とすると、応答変位法(全周)、簡易応答変位法の順で2~5%程度大きい。一方、FEM応答変位法が6%程度小さな応答を示した。しかし、それらの差異は1割弱であり、応答値はよい一致を示しているといえる。

表-4 層間水平変位 (Case 1)

解析手法	変形量 (cm)
動的解析(等価線形)	5.6
FEM応答変位法	5.3
応答変位法(全周)	5.7
簡易応答変位法	5.9

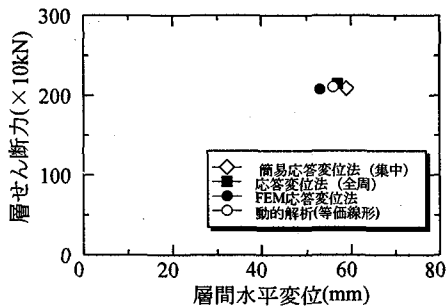


図-3 層せん断力~層間水平変位(Case 1)

(2) 断面力

各解析手法の断面力の比較を図-4(1)~(3)に示す。これは、各解析法における発生断面力を動的解析法(等価線形)で正規化したものである。なお、構造物は弾性体と仮定しているため、地震時増分の断面力のみで整理を行った。

曲げモーメントについては、それぞれよい一致を示している。各静的解析手法は動的解析(等価線形)を正解とすると安全側の結果を与えることが分かる。

一方、せん断力は、簡易応答変位法を除いてほぼ安全側に評価できている。簡易応答変位法は、相互作用力の分布を上床面の各節点に集約させているため、側壁や床版の中間点に相互作用力が働かないため、せん断力を過小評価する可能性のあることが分かる。ただし、常時断面力を加算した場合、この影響は小さくなると予測される。

軸力は応答変位法(全周)が、他の手法と比べて大きい。変形や曲げモーメントの値は動的解析と同等であるこ

とを考えると、地盤ばねの全体的な評価は適切であるが、本来は部材の中間部や端部で地盤ばねの値の変化している状態を、平均的な値で代表させていることや、個々のばねが独立したwinkler型のばねを用いていることなどが理由と推測される。なお、簡易応答変位法では、強制変形として解析を地震時荷重のみに対して実施しているため、軸力が発生しないので省略した。

以上より、地盤および構造物が弾性体の場合は、対象とした解析手法では、ほぼ同等の応答値を示すことが分かった。これより、従来弾性体を基本として構築されてきた解析手法は妥当なものであることが再確認できた。地盤ばねの精度に問題を有するとされる応答変位法においても、地盤ばねの値さえ適切に設定できれば、妥当な応答値を算出できることが再確認できた。

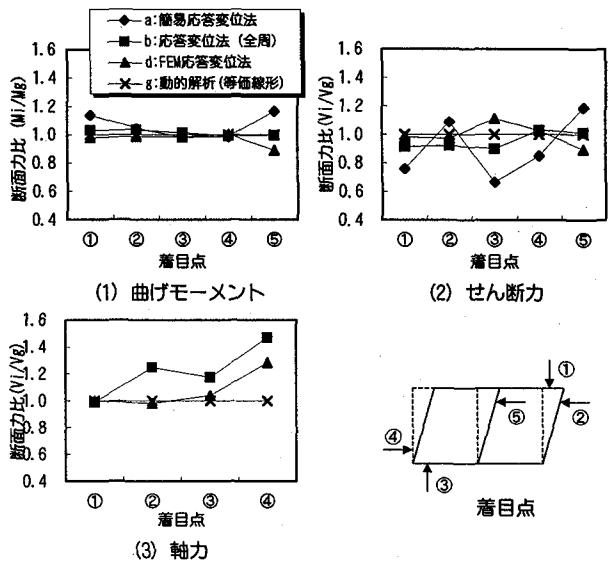


図-4 断面力の比較(Case 1)

4. 地盤および構造の非線形性を考慮した場合の検討 (Case 2: 2層地盤)

4.1 解析条件

地盤および構造物が非線形な場合を対象として、各解析手法の適用性を検証する。

(1) 構造条件

部材寸法および配筋は実際の大開駅の構造と同様とする。材料強度も実測値⁹⁾を用いて、RC部材の非線形特性をM~φ関係でモデル化を行なう。

構造物のモデル化は、解析手法によらず同じ条件とした。骨組軸線は部材軸心とし、各隅角部には剛域を考慮した。剛域の長さおよび、構造部材の非線形特性の算出は「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物」(平成4年3月)に準じた。ここで、非線形特性の算出は、曲げ降伏モーメント(M_y)は最外縁の鉄筋が降伏したとき、曲げ終局モーメント(M_u)はコンクリートの圧縮ひずみが0.0035となった時点とした。な

お、部材は、断面性能の変化点を基準として断面の有効幅程度を目安に分割してモデル化を行い、剛域を除く各断面ごとに非線形特性を考慮している。

中柱は3.5m間隔で存在するが、ここでは、中柱1本の剛性を設置間隔で除して、単位奥行きあたりの剛性に換算してモデル化を行った。

(2) 地盤条件

地盤は理想化された2層地盤とする(表-2(2))。地表から下床版まではN値5の粘性土、下床版より基盤面まではN値30の砂質土とした。地盤のG/G₀、h~γ関係は文献^{21,22}により設定した。

(3) 入力地震動

入力地震動は、新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料¹⁹に示す鉄道構造物設計用の基盤入力地震波(GOB波)を用いる。加速度時刻歴波形を図-5に示す。

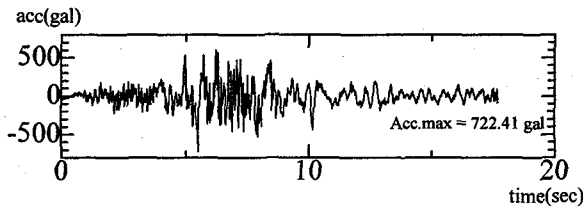


図-5 入力地震動(Case 2)

(4) 初期応力状態

初期荷重として、動的解析(MC)以外の解析では、土水分離で静止土圧係数を0.5として算出した土圧を考慮した。また、下床版反力は鈎合反力モデルを採用し、下床版位置によらず一定値とした。

動的解析(MC)では、設定した地盤構造一体の解析モデルに対して瞬時に自重を作用させて、非線形な復元力特性に従うように収束計算を行なって求めた。

(5) 地盤の応答解析結果

SHAKEにより地盤の解析を行ない、各応答変位法に用いる地震の影響を算定する。地盤の動的解析の結果求めた構造物の上下床版間の相対変位は5.86cmであった。

4.2 各解析手法による比較解析

(1) 動的解析(逐次積分,MC)

対象とした解析手法では地盤を弾完全塑性体として取り扱っており、地盤の非線形特性を決定する物性値として、初期せん断弾性係数(G₀)とせん断耐力(τ_{max})が必要となる。ここでは他解析手法との構成則の差異を考慮して、G₀およびτ_{max}は、G-γ曲線からτ-γ曲線を算定し、0.01%ひずみレベルまでのplot点を最小2乗近似で初期剛性を設定し、エネルギーが等価となるようにτ_{max}を定めた。これから、せん断波速度に換算すると、上部粘性土:Vs=117m/sec, τ_{max}=c=40kN/m²,

下部砂質土:Vs=217m/sec, τ_{max}=σ tan φ (φ=34°)とした。

減衰は一次の固有周期0.50秒と10Hzにおいて5%となるRayleigh減衰を設定した。この結果、遠方地盤で自然地盤の地表面の最大加速度は767gal、地表面最大地盤変位は5.6cm、構造物上床版下床版深度の層間変形は4.95cmとなった。構造物層間の変形量は5.53cmであった。

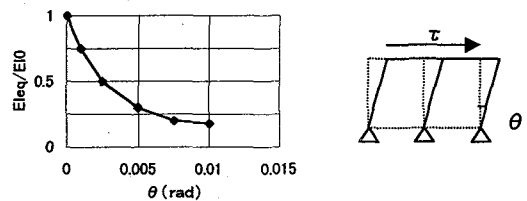
(2) 動的解析(等価線形)

等価線形化法による動的解析においては、一般に直接構造物の非線形性は考慮できないため、その影響を構造物全部材を初期剛性(EI₀)から一様な剛性低下を考慮して解析を行なう。以下、剛性低下後の剛性を等価剛性(EI_{eq})と呼ぶ。地盤には、地盤の応答解析と同様の歪み依存特性を用いた非線形性を考慮する。

部材の非線形性の考慮方法として原子力基準による方法があるが、それらは耐力設計を基本として設定されているものであり、すなわち残存剛性(等価剛性)を高めに設定しておけば断面力は大きく算定されるという着目から設定されている。また、構造物の形態も比較的特殊であり、鉄道地下鉄駅舎や線路部に、原子力基準で定められている剛性をそのまま用いるのは適切ではないと考えられる。また、等価剛性は構造物の損傷が大きくなるに従って、つまり構造物の予測される変形が大きくなるに従って、小さくなるような設定を行うのが合理的である。

そこで、本研究では以下のようにして動的解析(等価線形化法)に用いる剛性を設定することとした。

対象とする構造物の変形角と剛性低下率の関係を図-6(1)に示す。これは、図-6(2)に示すような単純支持した非線形骨組解析モデルに上床面せん断力を载荷した解析を行なった結果求める荷重と変位の関係と、等価剛性を用いた同様のモデルでの解析結果との比較により算出したものである。



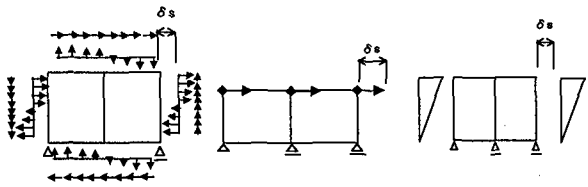
(1) 等価剛性~変形角 (2) せん断弾性係数の算出

図-6 動的解析(等価線形)における構造部材の非線形性の考慮

動的解析において、想定される構造物の変形量が地盤の層間変形量と同じと仮定すると、構造物の変形角はδ/h=5.86cm/634.5cm≒0.01となる。この変形角に相当する等価剛性は0.2EIとなる。以上より、動的解析には等価剛性として0.2EIを用いた。地震波を基盤に2E入力した結果、構造物上下床版間の相対変形量は5.32cmとなった。

断面力の算出は、図-7(1)に示すように地盤から受け

る相互作用力(節点力)を、単純支持した非線形フレームモデルに常時荷重とともに載荷して算出する。相互作用力を漸増させて構造物の変形量が動的解析の結果と等しくなった状態の断面力を応答値とする。



(1) 相互作用力 (2) 強制変形(集中荷重) (3) 三角形荷重
図-7 非線形骨組解析

(3) FEM応答変位法および応答変位法

FEM応答変位法、応答変位法(全周)および応答変位法(参考資料)に用いる地盤剛性や地盤変位および周面せん断力などは、自然地盤の動的解析結果より設定する。

(4) 簡易応答変位法

構造物の等価せん断弾性剛性 G_s の算出に用いる等価剛性は、等価線形化法による動的解析と同様に $0.2EI$ とした。この場合、 $G_s=5496 \text{ kN/m}^2$ となる。また、地盤の動的解析結果より側方地盤の平均的なせん断弾性剛性は $G_g=6630 \text{ kN/m}^2$ となり、これらより $\alpha_f=1.058$ となる。したがって、構造物上下床版間の相対変形量 $\delta s = 1.058 \times 5.86 = 6.20 \text{ cm}$ となる。

断面力の算出は、図-7(1)のような相互作用力分布を同図(2)や(3)のように簡略化した荷重分布を用いて算出する。このような荷重分布の選択は、既往の研究でその目安が与えられているが²⁰⁾、ここでは単純に対象とする構造物が高さに比べて幅の広いことを考慮して図-7(2)に示すように、上床版各節点にこの変形量を強制変形として入力した。

4.3 解析結果の比較

(1) 構造物の層間変位量

ここでも、構造物全体系での応答値を表す指標として、上下床版間の層間変位量に着目する。各解析手法により求めた構造物の層間変位量を表-5にまとめる。

表-5 層間変形量(Case 2)

解析手法	構造物			
	max		2nd	
	変形量 (cm)	時刻 (sec)	変形量 (cm)	時刻 (sec)
動的解析(時刻歴MC)	-5.53	6.44	5.29	8.56
動的解析(等価線形化法)	5.32	5.68	5.13	8.63
FEM応答変位法	5.86			
応答変位法(全周)	6.51	(5.68)		
応答変位法(参考資料)	6.54			
簡易応答変位法	6.20			

動的解析(等価線形)、動的解析(時刻歴MC)、FEM応答変位法が同程度の応答値である。ついで、簡易応答変

位法、応答変位法(全周)、応答変位法(参考資料)という順で、動的解析よりも1~2割程度大きく安全側の変形量を示す。

動的解析(等価線形)とFEM応答変位法の関係を考える。両者の違いは、構造物の非線形性の考慮方法と地盤の剛性の考慮方法である。後者について、動的解析では構造物ごく近傍地盤の軟化が自然地盤より進むため、ある種の免震層的な働きにより地盤変位が吸収され構造物が変形しにくくなる。しかし、FEM応答変位法では、自然地盤で求めた地盤の収束剛性を地層に渡って一様に用いるために、構造物ごく近傍の地盤の塑性化が考慮できない。このため、動的解析(等価線形化法)の方が応答値が小さくなる傾向にあると考えられる。しかし、地盤と構造物の剛性比が同程度の場合には、この構造物近傍の非線形性の影響は小さい²⁰⁾。本対象構造物では、地盤と構造の剛性比は同程度であることから、動的解析(等価線形)とFEM応答変位法の値の相違は、構造物の剛性の取扱いの違いと考えられる。

静的解析ではFEM応答変位法よりも応答変位法(全周)が1割程度安全側の値を示している。これらでは、地盤ばねの取扱いのみが異なるため、地盤ばねの精度の差と考えられるが、簡便式による地盤ばねを用いた応答変位法(全周)は、安全側の値を示している。

次に、図-8に構造物の層間変形の時刻歴を示す。静的解析値については自然地盤の動的解析において構造物の上下床版位置での相対変形量が最大となった時刻にそれぞれ図-8に示す記号を1点プロットした。動的解析では、最大となる変形量を生じた時点をmax、つぎに大きな変形量を2ndと記している。

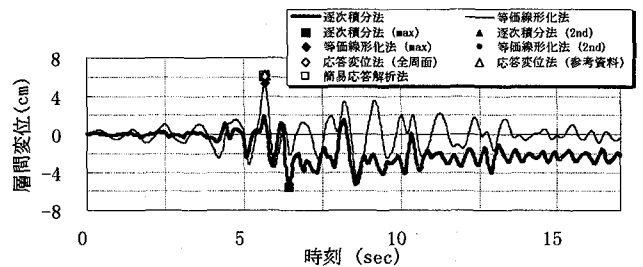


図-8 層間水平変位の時刻歴波形(Case 2)

動的解析(等価線形)は5.68secで最大値を示すが、動的解析(逐次積分MC)では最大値は6.48秒に生じている。この理由は①地盤の構成則の違い(モールクーロンの破壊基準に従う弾完全塑性体としており、等価線形化法に用いた $G/G_0 \sim \gamma$ 関係と若干異なる)および②解析手法の違い(逐次積分or等価線形化法)等が理由と考えられる。ただし、次に層間変形が大きくなるのは、共に8.6秒で、同程度の変形量を示す。また、逐次積分の場合は5.7秒前後の振動成分では最大値を示さないが、ある程度の地盤の塑性化が進行し、次の6.5秒でさらに塑性化が進み最大値となることが分かる。一方、等価線形化法の場合、1~5秒前後では、はじめから剛性が

低下した状態であるために応答が逐次積分法に比較して大きい。また、同様の理由で高い周波数成分の応答が低減されていることが分かる。

構造物の層間変位の最大値は、どちらの動的解析手法でも同程度の値を示した。ここで、構造物より離れた位置の自然地盤部分における構造物深度の相対変位を示すと図-9のようになる。なお、この図には等価線形解析に用いた用いた $G\sim\gamma$ 関係から定まる $\tau\sim\gamma$ 関係にフィッティングしたROモデルを用いた動的解析の結果も合わせて示している。これより、自然地盤部分では、等価線形解析より弾完全塑性モデルの方が地盤変位は小さいことが分かる。これより、動的解析において両者で同程度の応答値を示したのは、等価線形解析では、地盤変位は弾完全塑性モデルより大きいものの、構造物は地盤よりも剛性が大きく、地盤変位5.86cmに対して構造物の層間変位は5.32cmであった。弾完全塑性モデルの場合は、自然地盤の層間変位は4.95cmに対して構造物の層間変位は5.53cmと地盤変位より大きく、構造物は地盤よりも剛性が小さかったと考えられる。このようなことから、動的解析(逐次, MC)と動的解析(等価線形)で、同程度の層間変形量を示したのは、地盤と構造物などの要因を含めた全体としての結果と考えられる。ちなみにROモデルを用いた地盤の応答解析の場合は、等価線形解析と比較的応答性状がよく合っている。これは、地盤の非線形情報を、等価線形に用いた $G\sim\gamma$ 関係と合わせている為と考えられ弾完全塑性モデルと等価線形モデルとの応答値の差は、逐次積分法と周波数応答解析の相違ではなく、地盤の構成則の相違による影響が大きいと考えられる。

今回の解析例から、どちらの動的解析手法を用いても、構造物の最大値だけであれば同程度の応答値を得ることも可能と思われるが、地盤および構造部材の履歴や残留変形などの影響を考慮するであれば、地盤の構成則や解析手法の相違による影響を認識しておく必要があると思われる。

このように地下構造物の応答は、地盤の応答状態と密接に関連していることが分かる。地盤をどのようにモデル化するかで構造物の応答値も相当に変化することが予想され、耐震設計上、これらを適切に規定する必要があると考えられる

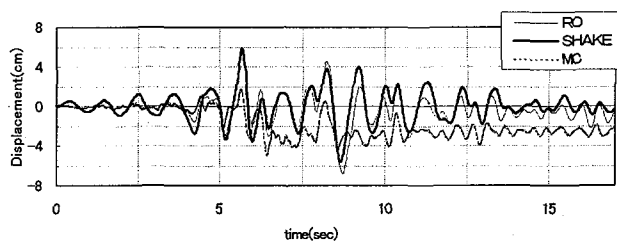


図-9 自然地盤での層間水平変位 (Case 2)

(2) 層せん断力～層間変位

各静的解析の層せん断力～層間水平変位の関係を図-

10に示す。動的解析(等価線形)は、断面力の算出方法は静的であため静的解析として分類する。ここには、簡易応答変位法として断面力の算出に三角形荷重を用いた解析結果も併せて示す。また、動的解析(逐次積分MC)の層せん断力～層間水平変位を図-11に示す。

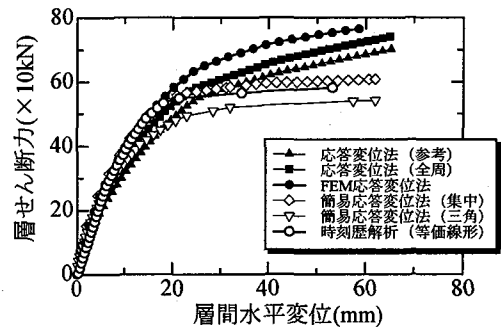


図-10 層せん断力～層間水平変位 (Case 2)

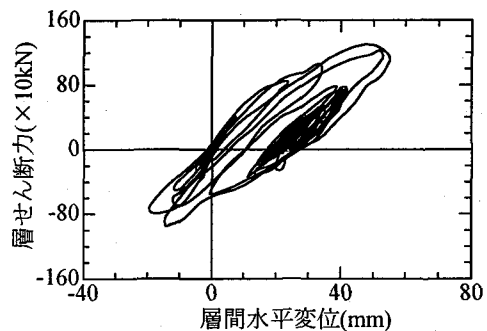


図-11 層せん断力～層間水平変位 (Case 2, 動的解析 MC)

地盤ばねの問題が回避されるFEM応答変位法を基準として考えると、応答変位法(全周)が、これに近い性状を示している。動的解析(等価線形)および簡易応答変位法(集中)は変形量が0~20mm程度ではFEM応答変位法とよい一致を示している。しかし、簡易応答変位法(三角)も含めて、これらの部材を地盤ばね無しで支持している静的非線形解析法では、各隅角部の部材の降伏(層間水平変位20mm程度)以降は、層せん断力が増加せずに変形のみが急増する傾向にあることが分かる。一方、地盤を同時にモデル化している応答変位法(全周)やFEM応答変位法の場合は、層間変位20mm以降は若干の勾配をもって層せん断力が増加していく。これは、部材の降伏以降も地盤ばねの存在により、相互作用力の形態が変化しながら、側壁に水平力を作用させていることが理由と考えられる。

損傷状況を確認したところ、各解析手法で、各隅角部は概ね20mm程度で降伏する結果になり、この範囲では手法による損傷程度の差は小さかった。なお、各解析手法の詳細な損傷順序の比較は、Case3にて述べる。

以上、FEM応答変位法を基準として考えたが、そもそも応答変位法では地盤の剛性は等価線形ばねであるた

め、層せん断力～層間水平変位の関係も最終荷重状態のみが正解となる。最終荷重状態に至る途中の損傷形態の妥当性の評価は地盤および構造の非線形性を考慮した逐次非線形動的解析による必要がある。

動的解析(等価線形)の場合も、動的解析において、仮定した構造物剛性で求まる相互作用力を、常に一定の割合で静的なフレームに載荷するため、構造物の非線形化に伴う相互作用力の変化などは、詳細には対応できていないと考えられる。しかし、被害の解析的研究⁴⁾では十分な適用性が確認されていることや、今回の検討でも損傷状況は他の解析手法と比較しても、同程度であったことから、现阶段では有用な設計手法と考えられる。ただし、FEM応答変位法や応答変位法(全周)等に比較して、発生せん断力が小さい場合もあることから、せん断力に対して別途安全性を担保する必要があると考えられる。

動的解析(逐次MC)に関して、図-10および図-11の比較により、今回用いた動的解析手法の層間変位と層せん断力の関係と、他の解析との差異がみられる。

動的解析(逐次MC)の初期勾配が、静的解析などよりも大きいことが分かる。これはCase 3の検討で述べるように地盤の取り扱い方の相違によるものと考えられる。層せん断力の最大値が大きいことは、動的と静的の差異に加えて、動的解析(逐次積分MC)では、静的解析と異なる梁要素等を用いたためと考えられる。さらに、初期応力状態の相違も地震時の応答に影響を及ぼしていると考えられる⁷⁾。

(3) 断面力の比較

各解析手法の断面力の比較を図-12に示す。これらは、永久荷重による影響も含んでおり、動的解析(等価線形)で正規化した値である。これより、応答変位法(全周)や、簡易応答変位法では、曲げモーメント、せん断力は、概ね同程度か安全側の値を示していることが分かる。とくに、曲げモーメントは非線形性を考慮し、降伏程度にばらつきのある②の部位を除いては曲げ降伏モーメントを超えていることもあり、同程度の値を示している。断面力の分布性状は、各手法間で類似していることを確認している。各手法の断面力が動的解析(等価線形)と比較して概ね安全側の値を示すのは、構造物の応答すなわち層間変形量の傾向(表-5参照)に調和するためである。

以上より、比較的単純な2層の地盤に対して構造および地盤の非線形性を考慮した解析を実施した結果、各解析手法は非線形域においても同程度の値を示すことが分かった。

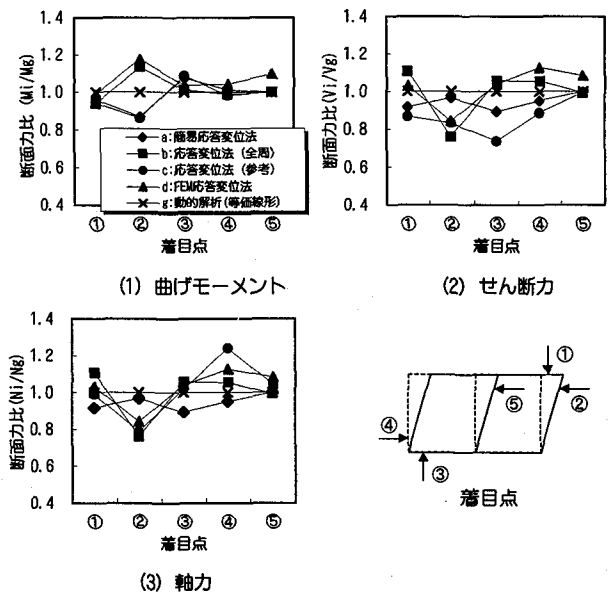


図-12 各解析手法の断面力(Case 2)

5. 地盤および構造の非線形性を考慮した場合の検討 (Case 3: 多層地盤: 大開駅の被害解析)

5.1 解析条件

Case 1, 2と同様の検討を大開駅の存在した実地盤においても実施する。ここでは、各解析手法の妥当性は、被害の説明が可能かどうかという観点から実施する。

地盤条件は、表-2に示す多層地盤であり、構造物側方で地層境界の存在する地盤である。解析条件を統一する観点から、側面および上床面の埋め戻し土はモデル化していない。ただし、動的解析においてこの影響を検討したところ、構造物の層間変形量に与える影響は数%程度であった。

入力地震波は、図-13に示す神戸ポートアイランド(GL-83m)での観測波の大開駅線路横断方向成分とした。SHAKEにより地盤の影響を計算したところ、構造物位置の層間水平変位量は4.09cmとなった。

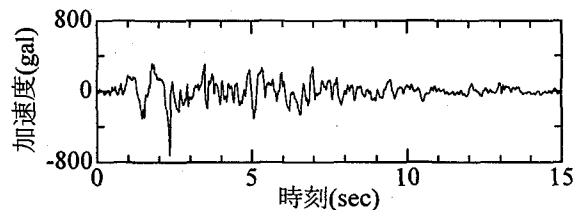


図-13 入力地震波(Case 3, 神戸PI観測波)

5.2 各解析手法による比較解析

動的解析(逐次積分RO)では、構造部材の非線形性は、断面の内側と外側の配筋の相違を考慮して正負非対称のトリリニア型とした。しかし、履歴則については、解析コードの制約により、履歴を考慮しない非線形弾性(逆行)型とした。ただし、事前検討により、正負対象

の武田型の復元力特性を用いた場合と、同じ骨格の非線形弾性型の復元力特性を用いた場合で、今回の対象構造物および地盤では、非線形化がさほど著しいこともないため、最大応答値の差異は5%程度であることを確認している。減衰は、要素別Rayleigh減衰とした。地盤部分は、修正ROモデルにより履歴減衰が見込めることから1次と11次の振動数に対して1%とした。構造部材の減衰は、部材の減衰力による不釣合い力が生じるのを避けるため、0とした。なお、初期応力状態は、他の静的解析とおなじ応力状態を動的解析における初期条件として与えた。

その他の各手法の解析手順は、Case2と同様である。ただし、簡易応答変位法や動的解析(等価線形)における等価剛性は、自然地盤の変形量と図-6の関係より0.3EIと設定した。また、簡易応答変位法では構造物側方で地盤剛性が異なるため、各層ごとの地盤変位量に、各層の地盤剛性および構造剛性などから定まる応答係数 α_r を乗じて各層の応答変形量を求め、それを加算することにより、構造物の応答変形量とした。

5.3 解析結果

(1) 構造物の層間変位量

各解析の結果求まる層間変位量を表-6に、層間変位量の時刻歴波形を図-14に示す。各解析手法の層間変形量は、応答変位法(全周)、FEM応答変位法、動的解析(逐次、RO)がほぼ同じ変形量であり、動的解析(等価線形)、簡易応答変位法、応答変位法(参考資料)の順で大きな変形量を示した。設計の当面の措置として出された応答変位法(参考資料)は、他手法よりも安全側の値を示していることが分かる。

表-6 応答層間変位量一覧

解析手法	層間変形量			
	max		2nd	
	変形量 (cm)	時刻 (sec)	変形量 (cm)	時刻 (sec)
動的解析(逐次,RO)	2.72	2.61	-2.17	2.32
動的解析(等価線形化法)	-3.05	2.12	2.67	2.48
FEM応答変位法	-2.70	(2.20)	—	—
応答変位法(全周)	-2.63			
応答変位法(参考資料)	-3.83			
簡易応答変位法	-3.20			

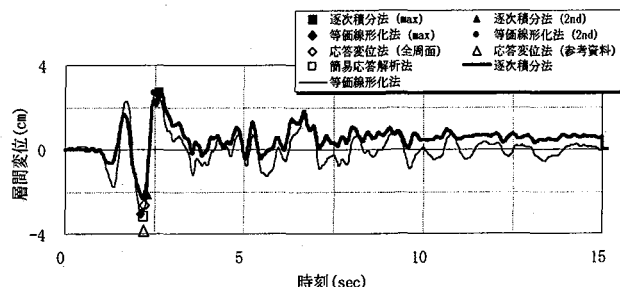


図-14 層間水平変位の時刻歴波形(Case 3)

(2) 層せん断力～層間水平変位

層せん断力～層間水平変位の関係を図-15に示す。図-15(1)より、静的解析に関しては、Case2と比較して地盤変位量が小さく、構造物の非線形特性も先の検討と同様としているため、Case2の荷重変位関係の途中段階までと同様の傾向である。FEM応答変位法、動的解析(等価線形)および簡易応答解析法(集中)は、相互に類似した関係を示している。応答変位法(全周)は初期段階が若干勾配が緩いものの、最終荷重段階では動的解析(等価線形)および簡易応答解析法(集中)と合致する。これらは、相互の比較という観点からは、信頼性が高いと考えられる。

つぎに、動的解析(RO)とFEM応答変位法について比較を行う。本Caseの動的解析(逐次積分RO)の部材特性は、Case2と異なり、他の静的解析と同様の梁要素および非線形特性を用いているので直接的に比較ができる。図-15(2)よりFEM応答変位法の最終荷重状態と動的解析結果の最大応答値とはよく一致していることが分かる。これは、動的解析のROモデルによる自然地盤の応答とFEM応答変位法に用いたSHAKEによる地盤の応答解析結果が比較的よく一致していたこと、また、FEM応答変位法では地盤ばねの評価が正確であったためと考えられる。

ここで、時刻歴の履歴に沿って両者の比較を行う。動的解析では、0～2秒で負側に変形が初期勾配で進行する。これと、FEM応答変位法の層せん断力～層間水平変位関係を比較すると、動的解析の方が勾配の大きいことが分かる。これは、Case2と同様の傾向である。地震動の初期では構造部材の履歴の影響も少ないと考えられ、この影響は、静的と動的な相違や地盤状態の取扱いの相違によるものと思われる。すなわち、FEM応答変位法では、ばねの取扱いが正確ではあるが、その剛性は最終荷重状態の地盤の状態を等価線形的に取扱っている。したがって、最終荷重状態の1点のみが正確であるということになる。一方、動的解析では逐一地盤剛性および地盤に作用する外力が変化していることになる。したがって、変形量が10mm程度では、FEM応答変位法と動的解析(逐次、RO)の方が地盤剛性が大きいためと考えられる。そこで、想定地震の振幅を33～93%に変化させてSHAKEによる地盤応答解析を行い、その結果を用いてFEM応答変位法で応答値を算出した。その各地震力による最終応答値のみを図-15(2)に△で示す。これより、FEM応答変位法の結果が動的解析の初期の履歴に近づいていることが分かる。したがって、真の損傷状況を調査するためには、これらの従来の手法を改良し、地盤変位に応じた地盤剛性を考慮する必要があることが分かった。つまり、構造物のみならず、地盤の非線形性も荷重ステップごとに変化するような解析手法が必要と考えられる。これは今後の課題と考えられる。

ただし、最大荷重時を想定するであれば、動的解析結果と精度よく一致していることが分かる。さらに、このFEM応答変位法の荷重をそのまま比例的に増加させたところ、図中の勾配を保った状態で層せん断力～層

間変位関係が延びていくことが確認できた。

一般に、耐震設計上想定すべき状態は、構造物の変形余裕度がどの程度残っているか、また、最終的な構造物の破壊メカニズムはどのような形態であるかということである。この観点にたてば、せん断力を大きめに見積もることになるが、想定荷重に対して応答変位法の解析モデルを構築し、想定荷重の例えば1.5倍程度まで荷重を増加させて損傷状況を調査することも有用と考えられる。

つぎに、大開駅の被害の説明という観点で考察する。

図-16および図-17に各解析手法における部材の損傷状況を示す。それぞれ初めて部材が降伏する状態を荷重ステップ①、中柱がせん断耐力に達した場合を荷重ステップ②、最終応答値と同じ損傷となった状態をステップ③としている。

これより、いずれの手法でも上床版隅角部が、層間変位10mm程度ではじめに降伏する。中柱がせん断耐力に至るのは、いずれの手法でも概ね20mm程度であり、この

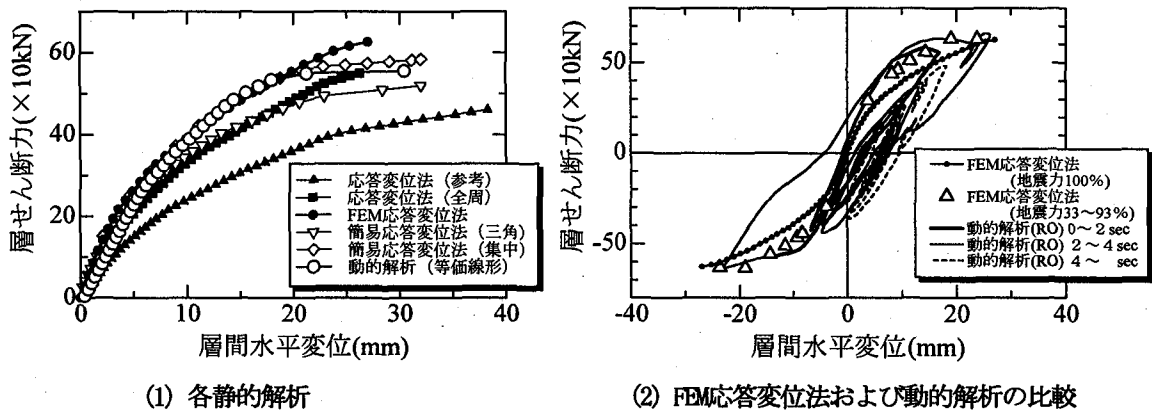


図-15 層間水平変位～層せん断力 (Case 3)

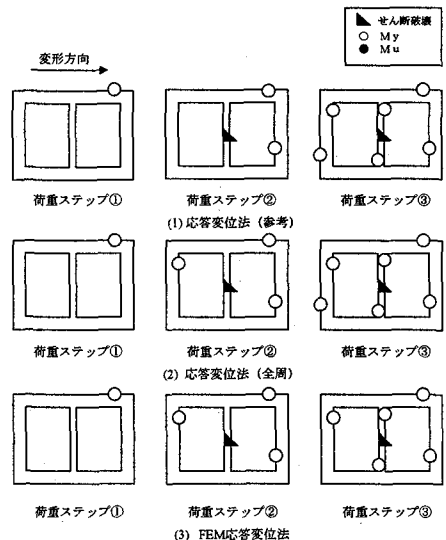
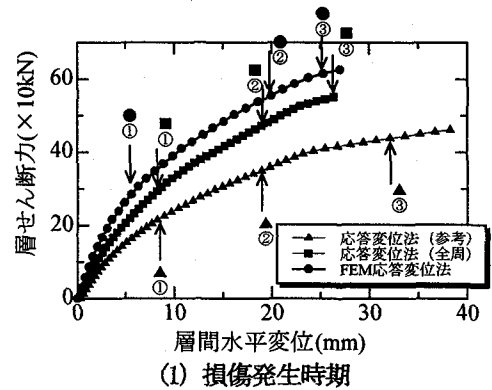
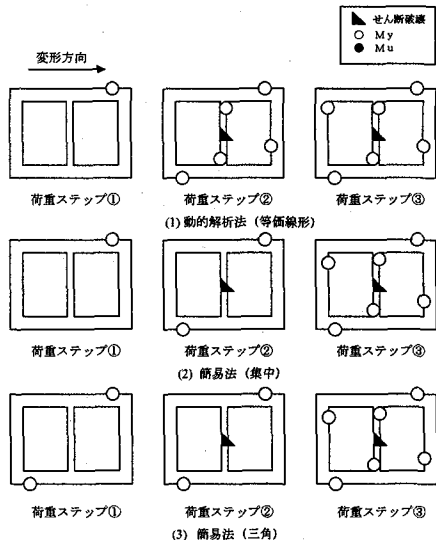
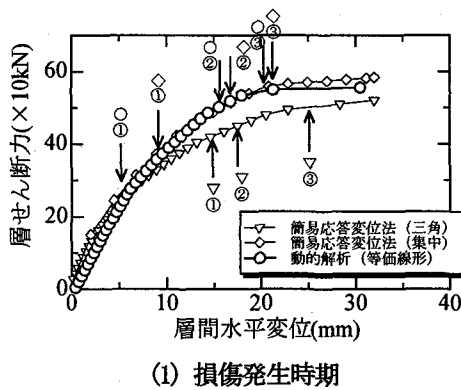


図-16 動的解析法および簡易応答変位法の損傷状況

図-17 FEM 応答変位法および応答変位法の損傷状況

ときに他の部材に曲げ破壊やせん断破壊は生じていない。これより、いずれの手法によっても、大開駅の被害は中柱のせん断破壊に起因するものであると推定され、既往の報告と相違ない結果となった。これより、被害の説明という観点からは、いずれの解析手法も適用性は認められた。

(3) 断面力の比較

各解析手法の断面力を図-18に示す。Case 2と同様に永久荷重の影響を含み、動的解析(等価線形)で正規化している。

応答変位法(全周)およびFEM応答変位法では、動的解析(等価線形)を基準とすれば、ほぼ安全側に応答値を評価できていることが分かる。

側方地盤の影響で、側壁におけるせん断力の値のばらつきが大きくなる。このような場合は、設計上ばらつきの大きいことを認識しておく必要があると思われるが、実際には構造物近傍地盤の非線形性を考慮した場合は、ある値に落ち着くと考えられる。また、実際の施工過程等を考慮するとトンネル側方の条件が未知なことが多く、それらの施工条件の影響等も今後の課題と思われる。

また、他の手法においてもせん断力のばらつきは大きいこと、また、せん断破壊の脆性的なことを考慮すると、せん断力に対する検討には、十分な安全性の配慮が必要と考えられる。

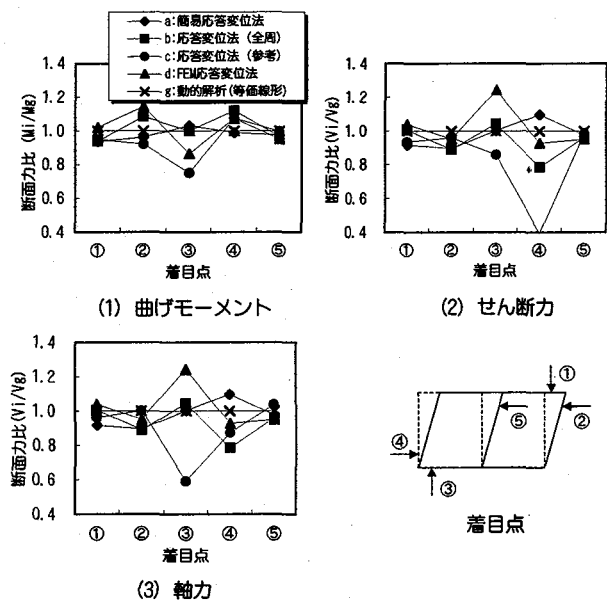


図-18 各解析手法の断面力(Case 3)

6. まとめ

あくまで、一構造物ではあるが、線形範囲から非線形範囲までを対象に各解析手法の比較を行った。この結果、各解析手法に関して以下の結論を得た。

- 地盤および構造が弾性体のCase 1では、各手法で概ね同程度の層間水平変位量および断面力が得られ、従来の解析法は弾性範囲での妥当性が確認できた。
- Case3の大開駅の被害解析では、いずれの手法によっても、被害は中柱のせん断破壊に起因するものであると推定され、既往の報告と相違ない結果となった。これより、被害の説明という観点からは、いずれの解析手法も適用性は認められた。
- 応答変位法(参考資料)は、他の結果と比較して安全側の結果を与えており、地盤および構造が非弾性体のCase 2, および3では、地震直後の暫定基準としては妥当な設計法であったことが確認できた。
- 応答変位法(全周)に関して、層間水平変位に着目すると、動的解析やFEM応答変位法よりも安全側の結果を算出した。また、層せん断力～層間水平変位関係に着目しても、FEM応答変位法や動的解析法とほぼ同じ傾向を示すことが分かり、非線形領域においても、地盤ばねさえ正確であれば適用性があると判断される。ここで対象とした条件については、基準に示す地盤ばねの算出式は妥当と考えられた。
- 簡易応答変位法は、動的解析(等価線形)やFEM応答変位法と比較して、安全側の層間水平変位量が算出でき、簡易な応答値の算出法として妥当なものであると考えられる。
- 簡易応答変位法の断面力の算出については、今回対象とした構造物の形状から上床面各節点の強制変形(=集中荷重)としたが、曲げモーメントや、それに伴う曲げ損傷は精度良く評価できた。しかし、せん断力については、部位によっては過小評価する可能性のあることが確認された。
- FEM応答変位法は各ケースで動的解析等と整合性が高いことが確認できた。
- 総じて、ここに取上げた静的解析手法は、非線形領域に対しても、種々の動的解析と比較して概ね同程度か安全側の応答値を示すことが分かった。特にFEM応答変位法は、Case 3の層せん断力～層間水平変位関係より、最終荷重状態は動的解析の最大応答状態にはほぼ等しく、ある1点の状態を再現する手法としての妥当性が確認できた。
- 曲げモーメントについては、非線形性を考慮していることもあり、各手法間の相違は少なかった。しかし、せん断力については、特に側方が複雑な地盤ほど、各手法間でばらつきが大きかった。実設計においては、せん断力の照査方法に安全率を持たせることや、予め部材の破壊形態と曲げ破壊先行型にしておくといった配慮が必要と考えられた。
- 層せん断力～層間水平変位関係では、動的解析の初期勾配と比較してFEM応答変位法や応答変位法(全周)の勾配が小さかった。これは、これらの静的手法が、地盤の影響を等価剛性を有する有限要素または地盤ばねとしているためと考えられた。

○FEM応答変位法などで、動的解析結果と荷重が低いレベルにおいても整合をとるには、低い荷重レベルにおける地盤剛性ならびに荷重を用いれば可能であることが分かった。

○等価線形化法による動的解析において、予め作成した等価剛性と変形角の関係から、動的解析に用いる剛性を設定した結果、詳細な逐次非線形解析と同程度の応答変形量を算出できた。これより、等価線形化法に用いる剛性設定の考え方が提示できた。

L2地震動に対応した設計法として、地震時の挙動を詳細に把握するためには、逐次積分法による動的解析法が望まれる。しかし、現状の解析ツールでは、部材の非線形性は考慮できても、曲げの方向の正引張り、負引張りで異なる非線形特性が考慮できないツール等も存在し、今後の改良および普及が望まれる。

それと同時に、地盤部分の解析精度を向上させる必要があると考えられる。入力する物性値の整備や、地盤の構成則や減衰定数の設定などが課題と考えられる。

また、一方で、それらを基本とした簡便な手法も必要であり、構造物の重要度や、安全性を照査するべき精度に応じた手法を整備する必要があると思われる。

今後、動的非線形解析を基本とし、構造物および地盤の損傷状況を詳細に追えるような、構造物のみならず地盤の非線形性を考慮したFEM系の静的解析手法の開発を行う予定である。

謝辞

Case 2の逐次非線形の動的解析は若築建設の酒井氏に御協力頂きました。ここに記して感謝致します。

参考文献

- 1) たとえば、建設省：新耐震設計法(案)，1997。
- 2) 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，No432/I-16，185-194，1991。
- 3) たとえば、日本道路協会：地下駐車場設計・施工指針・同解説，1992。
- 4) 中村晋：地下鉄の被害と分析，阪神・淡路大震災研究委員会中間報告会講演集，69-76，1996
- 5) 片山幾夫・足立正信・嶋田 穰・都築富雄：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，737-738,1985。
- 6) 土木学会関西支部：大震災に学ぶ 阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書 第II巻 第5編 地震に強い地下構造物！？，pp.37-95，1998。
- 7) 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，1999。
- 8) Ashraf Shawky, Koichi Maekawa : Computational

Approach to path-dependant Nonlinear RC/Soil Interaction, J.S.C.E., No.532/V-30,197-207,1996

- 9) 田尻 勝・佐保千載・志波由紀夫・坂下克之・渡辺和明：地震応答解析による地下鉄駅舎の被災メカニズムの考察，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，239-246，1996
- 10) Takada, S. and M. Abdel-aziz : Nonlinear analysis on the collapse of Daikai Station Subway Tunnel during the Hyogo-ken Nambu Earthquake of January 17th 1995 (Influence of the vertical acceleration), 第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.179-184，1997。
- 11) 酒井久和，清宮理：埋設地下構造物の横断面の耐震性評価，第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.413-420，1997。
- 12) 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，1992.9
- 13) 中村 晋，江寄順一，末富岩雄：限界状態設計法に基づく地中構造物の耐震計算法の一提案，第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会，pp.421-428，1997.1。
- 14) 大田 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，pp437~444，1997
- 15) 新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料，平成8年3月，(財)鉄道総合技術研究所
- 16) 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，p.157-166，1992.1
- 17) 耐震設計標準，鉄道総合技術研究所，1999,9
- 18) 西山誠治・加藤淳一・室谷浩輔・羽矢洋・西村昭彦：地下構造物の簡易な応答値の推定法に関する一考察，第53回年次学術講演会，1998
- 19) 耐震設計標準，鉄道総合技術研究所，1999,9
- 20) 中村 晋：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，土木学会論文集，No.605/I-45，pp217-230，1998.10
- 21) 岩崎敏男・常田賢一・古田精一・沖積粘性土の動的変形特性，土木研究所資料 第1504号，1979
- 22) 岩崎敏男・龍岡文夫・高木義和：広範囲な歪領域での砂の動的せん断変形特性，土木研究所資料 第1080号，1976
- 23) 加藤淳一・西山誠治・室谷浩輔：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，pp1709-1710，1999.7

(1999年9月17日受付)