

◆ 報 文 ◆

大規模地震時における線状地中構造物縦断方向の耐震解析法

岡田太賀雄* 小林 寛** 運上茂樹***

1. はじめに

共同溝等の線状地中構造物の縦断方向の耐震解析は、構造物が周辺地盤の変形に追従するため、構造物とその周辺地盤を弾性床上の梁にモデル化し、自然地盤の地震時変位を地盤ばねを介して構造物に静的に作用させる応答変位法が、簡便かつ実用性に優れているため一般に用いられている(以下、梁ばねモデルと呼ぶ)。

しかし、大規模地震時においては地盤と構造物間に滑りや剥離が生じるため¹⁾、構造物が周辺地盤の変形に追従しない可能性があり、このような状態を考慮した地中構造物の縦断方向の耐震解析法の検討が必要とされる。

本稿は、地盤と構造物間の滑りを考慮した3次元FEMモデルによる解析結果と比較することにより、簡便な梁ばねモデルを用いた応答変位法においても、地盤と構造物間の滑りが考慮でき、地震時荷重を地盤ばねを介して適切に構造物に作用できるモデル化の方法について検討を行った。断面力算出において重要となる軸ひずみ伝達率や継手開き量について比較した結果について報告するものである。

2. 解析概要

2.1 地盤と構造物のモデル化と解析条件

表層地盤及び線状地中構造物を図-1に示すように8節点6面体ソリッド要素として一体化した3次元FEMとしてモデル化した。

表層地盤は、地盤全体の剛性を単純化するため均質とし、単位体積重量 $\rho_s = 18\text{kN/m}^3$ 、ポアソン比 $\nu_s = 0.45$ の弾性体と仮定した。表層地盤厚さ (y方向) は $H = 30\text{m}$ とし、構造物から表層地盤の側方境界までの距離は構造物の影響が十分小さくなるように H の約3倍の距離をとり²⁾、表層

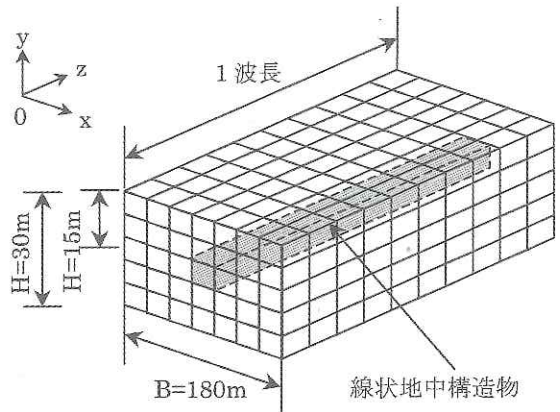


図-1 表層地盤および線状地中構造物のFEMモデルの概念図

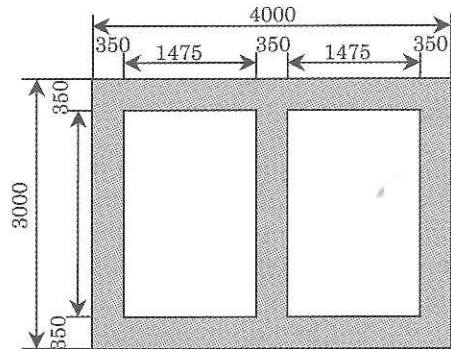


図-2 解析対象線状地中構造物の横断面 (1層2室共同溝) (単位mm)

地盤モデルの幅 (x方向) を $B = 180\text{m}$ とした。構造物の中心深さを $H_c = 15\text{m}$ とした。

線状地中構造物としては図-2に示すような1層2室の共同溝を対象とし、ソリッド要素でモデル化した。構造物ソリッド要素の弾性係数 E_s は構造物コンクリート全断面での軸剛性が等価となるように、式 (1) により算出した。

$$E_s = (A_c / A_s) \cdot E_c \quad (1)$$

ここに、

A_c : 共同溝の函体の断面積 (5.215m²)

A_s : 共同溝の内空を含めた断面積 (12m²)

Seismic Analysis Method for The Longitudinal Behavior of Underground Structures against Large Scale Earthquakes

E_c : コンクリートの弾性係数

なお、共同溝の軸方向鉄筋比はあまり大きくないことから、軸方向鉄筋の剛性は考慮しなかった。構造物ソリッド要素の単位体積重量 ρ_s については、コンクリートの単位体積重量を $\rho_c = 24.5\text{kN/m}^3$ とし、構造物全体で等しい重量となるように $\rho_s = 10.6\text{kN/m}^3$ に設定した。また、構造物のソリッド要素のポアソン比はコンクリートとして $\nu_s = 0.167$ とした。

解析は応答変位法によることとし、地震荷重は共同溝設計指針³⁾に従い、図-3に示すように鉛直方向の地盤変位分布が基盤面で0、地表面で最大の1/4波長の正弦波、軸方向(z方向)の地盤変位分布が1波長の正弦波となる慣性力を地盤および構造物に静的に作用させる応答震度法⁴⁾を用いた。地表面の地盤変位の振幅 u_{\max} は、表層地盤のせん断震動モデルによる式(2)により算定した。

$$u_{\max} = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \sin \theta \quad (2)$$

$$T_s = 4H/V_s \quad (3)$$

ここに、

S_v : 基盤面での入力地震動の速度応答スペクトル (cm/sec)

T_s : 表層地盤の基本固有周期 (sec)

θ : 正弦進行波の入射方向 (地盤の軸ひずみが最大となる $\theta = 45^\circ$)

H : 表層地盤の厚さ (30m)

V_s : 表層地盤の地盤せん断波速度 (m/sec)

本研究においては、レベル2地震動地震時の速度応答スペクトルとして $S_v = 90\text{cm/sec}$ を設定した。また、地盤剛性が低下した状態を想定し地盤のせん断波速度は $V_s = 100\text{m/sec}$ 、軸方向地盤変位の波長として $L = 240\text{m}$ と設定した。

解析モデルの対称性と地震荷重の載荷条件を考慮し、実際には1/4のFEMモデルに1/2波長の地盤変位を作用させた。そのため、表層地盤モデルの境界条件を図-4のように設定した。解析モデルの前面および後面は正弦波地盤変位のz方向の連続条件からz方向変位を固定とした。基盤面は

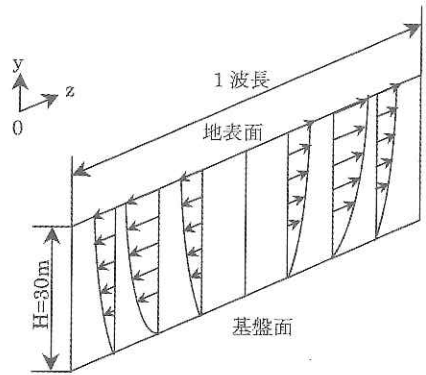
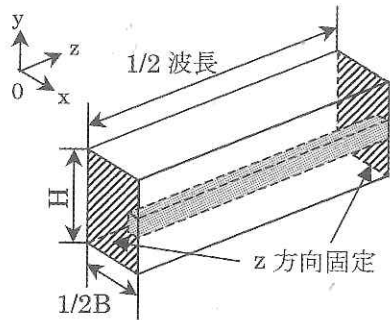
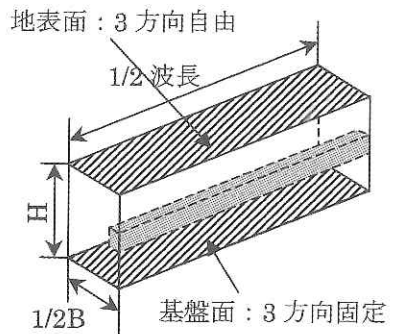


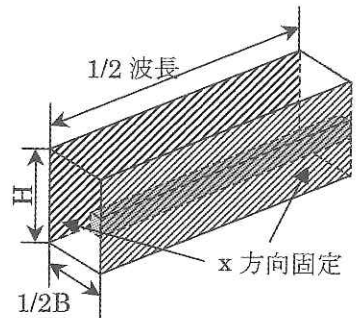
図-3 正弦波地盤変位



(a) 前面および後面



(b) 地表面および基盤面



(c) 中央断面および側方境界面

図-4 1/4FEMモデルの境界条件

3方向変位を固定とし、地表面は3方向変位を自由とした。FEMモデルの対称性から中央断面のx方向変位を固定とし、構造物の影響が十分小さくなる側面境界面もx方向変位を固定とした。各境界面のその他の変位方向と境界面以外の内部節点についてはすべて自由とした。

継手については、共同溝設計指針に従い、図-5に示すように、継手長を20mmとし、地盤や構造物と同じようにソリッド要素でモデル化した。継手部分の要素を空隙と同条件になるように剛性を小さくし、継手要素の弾性係数を $E_j = 1.0 \times 10^{-12} \text{ N/mm}^2$ とした。また、図-6に示すように1函体長を30mとし、無限長である構造物から1波長分のみモデル化していることを考慮し、z方向1/2波長内において対象となるように配置した。

地盤・構造物間の滑りについては図-7に示すように、式(4)に示すMohr-Coulombの式でせん断強度 τ_y を算出しパイリニアばね要素でモデル化した。

$$\tau_y = c_j + \sigma_n \tan \phi_j \quad (4)$$

ここに、

- c_j : 付着力 (kN/m²)
- σ_n : 垂直応力 (圧縮を正) (kN/m²)
- ϕ_j : 摩擦角

また、初期剛性 k_s はソリッド要素の変形に対してすべりを考慮するばね要素の変形が、工学上問題とならない程度に小さくなるよう、 $k_s = 1.0 \times 10^{10} \text{ N/mm}^2$ とした。粘性土を想定し、 $c_j = 100 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi_j = 30^\circ$ とし、 $\tau_y = 225 \text{ kN/m}^2$ とした。

2.2 梁ばねモデルの解析条件

波長 L の正弦波による地盤変形に伴う構造物の変形を表す指標である軸ひずみ伝達率 $\varepsilon_s/\varepsilon_g$ は式(5)で表される³⁾。

$$\varepsilon_s/\varepsilon_g = 1 / \left[1 + \frac{E_s A_s}{k_a} \cdot \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2 \right] \quad (5)$$

ここに、

- $E_s A_s$: 梁の軸剛性 (kN)
- k_a : 軸方向の地盤ばね (kN/m²)

この式から軸ひずみ伝達率は正弦波地盤変位の

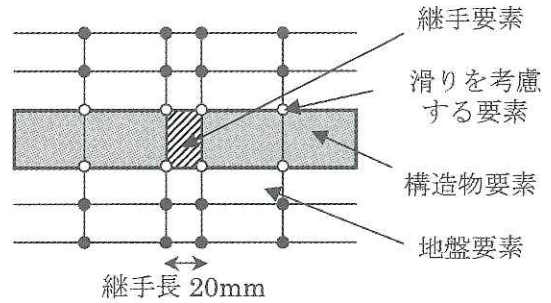


図-5 継手のモデル化

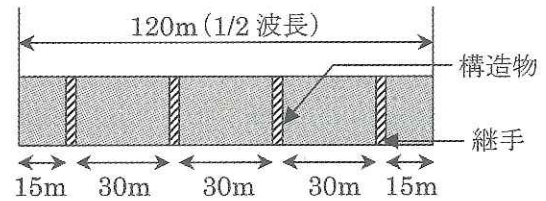


図-6 継手の配置

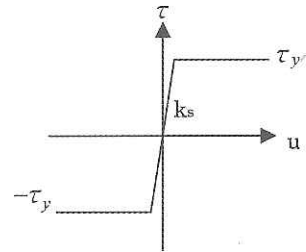


図-7 地盤と構造物間の滑りを考慮する要素

振幅や位相に依存しない関数である事がわかる。軸方向の地盤ばね k_a については、前節の3次元FEMでのxy平面について単位奥行き長さを有する有限要素でモデル化し、z方向に構造物を強制変位させて得られる周辺地盤の反力から算定した。基礎面は3方向の変位を固定とし、その他の節点については構造物の軸方向(z方向)以外の変位は固定とした。

継手を設けた場合、継手剛性を0とし、函体両端の軸力を0となるようにして算出した結果から得られた式(6)で表される低減係数 ξ_1 を乗じて最大値が低減され、継手位置では0となる。

$$\xi_1 = 900L^{-1.8} \quad (6)$$

しかし、梁ばねモデルでは継手の軸ひずみ伝達の低減効果が地震時の実挙動を正確に反映できていない可能性があり⁵⁾、梁ばねモデルにおいても

地盤・構造物間の滑りや地盤を考慮できるようにモデルの高度化を行う必要があると考えられる。

そこで本稿では梁ばねモデルにおいて以下のように改良を加えた。図-8に従来の方法と本研究で考慮した改良モデルの違いを概念図として示す。まず、図-8 (b) のモデルのように地盤と構造物間のすべりを考慮するため、FEMモデルのすべりを考慮するばね要素と同様な非線形特性を持ったばねを地盤ばねと構造物間に設定する。また、従来のモデルでは継手を用いることで函体間の相互作用が無いため、継手部の地盤ばねを両端で共有し、地盤と構造物間の滑りを考慮するばねを設定した。以下、このモデルを改良梁ばねモデル1と呼ぶ。さらに、図-8 (c) のモデルのように、隣接する地盤ばねの間に隣接地盤間の相互作用を考慮するため、ばね質点系での地盤の地震応答解析に用いられている地盤節点間ばね k_b を設定した。以下、このモデルを改良梁ばねモデル2と呼ぶ。 k_b については文献(6)を参考に式(7)から算定した。

$$k_b = \frac{8EH}{\pi^2 l} \quad (7)$$

ここに、

E : 表層地盤の弾性係数 (kN/m²)

l : モデル化する地盤の軸方向長さ (m)

3. 解析結果

構造物の存在しない自然地盤における構造物位置の地盤ひずみ $\epsilon_s(z)$ に対する構造物の軸ひずみ $\epsilon_c(z)$ の比、軸ひずみ伝達率 $\epsilon_c(z)/\epsilon_s(z)$ についてFEMモデルと3種類の梁ばねモデルの比較を行う。

図-9に構造物剛性を100%、50%、10%とした場合の各モデルを比較した結果を示す。これは大きな地盤変位により生じる断面力により函体にひび割れが生じ剛性低下した場合を想定したものである。いずれのモデルにおいても継手付近を中心に軸ひずみ伝達率は低減されているが、先述の通り、従来の梁ばねモデルでは滑りが生じていないにもかかわらず、低減されており、どのモデルよりも小さい。地震時の断面力の評価においては最大値が重要であることから、各モデルの区間の

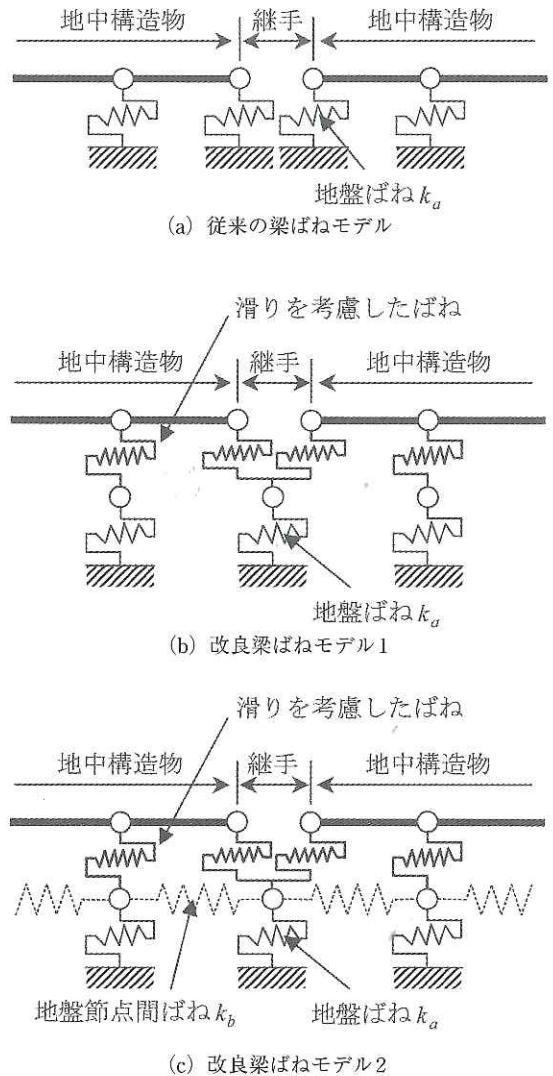
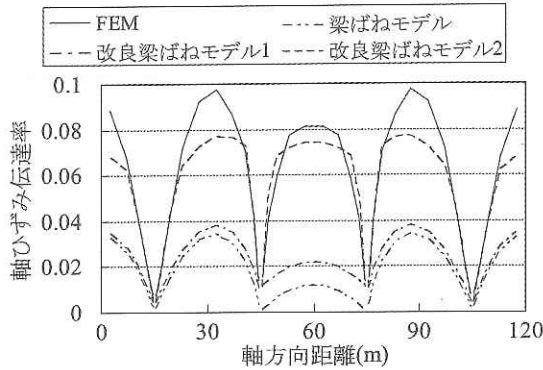


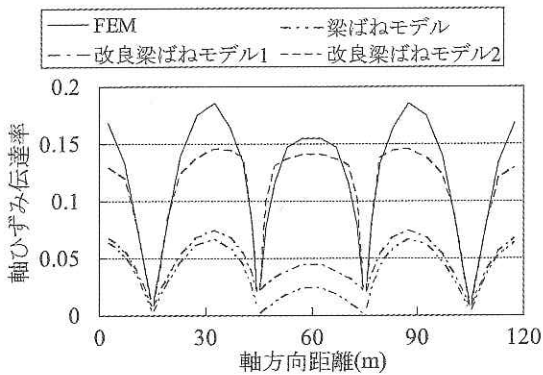
図-8 改良梁ばねモデルの概念図

中で最大となる軸ひずみ伝達率について比較すると、従来の梁ばねモデルについてはFEMモデルの0.35~0.44倍と非常に小さい。改良梁ばねモデル1についてもFEMモデルの0.39~0.49倍と、若干FEMモデルに近づいたが従来モデルとほとんど変化がない。改良梁ばねモデル2についてはFEMモデルの0.79~0.83倍とその差が減少しており、FEMモデルに近づく結果であった。

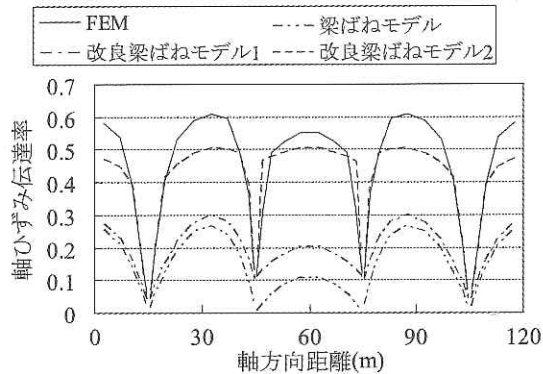
表-1に各モデルでの各節点位置の滑り判定結果を示す。FEMモデルについては共同溝断面の4点でのすべりを考慮したばね要素のせん断変位から、梁ばねモデルについては各すべりを考慮する



(a) 構造物剛性 100%



(b) 構造物剛性 50%



(c) 構造物剛性 10%

図-9 軸ひずみ伝達率のz方向分布 (Case1)

表-1 各モデルの滑動判定結果

軸方向距離 (m)	構造物剛性 100%			構造物剛性 50%			構造物剛性 10%		
	FEM	改良梁ばね 2	改良梁ばね 1	FEM	改良梁ばね 2	改良梁ばね 1	FEM	改良梁ばね 2	改良梁ばね 1
0									
5									
9									
12									
14									
14.99									
15.01									
16									
18									
21									
25									
30									
35									
39									
42									
44									
44.99									
45.01									
46									
48									
51									
55									
60									
65									
69									
72									
74									
74.99									
75.01									
76									
78									
81									
85									
90									
95									
99									
102									
104									
104.99									
105.01									
106									
108									
111									
115									
120									

■ : 滑動

ばねに生じたせん断力から判定した。FEMモデルでは継手部を中心に広範囲にわたって滑りが生じているのに対して、改良梁ばねモデル1については継手部のみ滑りが生じていることがわかる。改良梁ばねモデル2についてはFEMモデルと比べて滑動範囲は少ないものの、改良梁ばねモデル

1と比べると地盤と構造物間の滑りという現象を梁ばねモデルにおいてもより精度よく再現できていると考えられる。FEMモデルと比べて軸ひずみ伝達率が小さかった理由は、この解析条件では滑動範囲が少ないためであると考えられる。これらの結果から、梁ばねモデルにおいても、地震時

表-2 各モデルの継手開き量比較

解析モデル	構造物剛性100%		構造物剛性50%		構造物剛性10%	
	cm	比率	cm	比率	cm	比率
FEM	7.04	1.00	6.60	1.00	3.96	1.00
梁ばね	7.19	1.02	7.02	1.06	5.96	1.50
改良梁ばね1	7.18	1.02	6.99	1.06	5.78	1.46
改良梁ばね2	6.50	0.92	6.11	0.93	3.74	0.94

荷重を適切に載荷するためには、地盤ばねに滑りを考慮するばねを付加するだけではなく、地盤節点間ばねを用いて地盤を連続体としてとらえる必要があると考えられる。

また、地盤と構造物間の滑りを考慮することで従来の梁ばねモデルよりも軸ひずみ伝達率は大きく算出される。これは滑りを考慮することで、滑る区間と滑らない区間が生じるため、全区間で滑らない場合よりも歪み分布の偏りが生じ、大きくなったためであると考えられる。

表-2にモデル軸方向両端側の継手開き量について各モデルでの比較結果を示す。地盤ひずみ量が大きくなり開き量も大きくなるモデルでの最も外側の継手位置での結果である。梁ばねモデル・改良梁ばねモデル1についてはFEMの結果と比べて1.02倍と大きく算出され、改良梁ばねモデル2については0.92倍と小さく算出されるものの、いずれのモデルもその差は10%の範囲内に収まっている。しかし、構造物剛性が10%と小さくなった場合、梁ばねモデル・改良梁ばねモデル1については約1.5倍とその差が大きくなった。梁ばねモデル2においてはFEMモデルの0.94倍と剛性低下時においてもFEMの結果を再現できている。

4. まとめ

線状地中構造物の縦断方向の耐震解析法である、地中構造物を弾性床上の梁にモデル化する応答変位法について、大規模地震時において生じる可能性がある地盤と構造物間に滑りや剥離を考慮するために、梁ばねモデルにおいて、地盤と構造物間の滑りを適切に考慮した改良モデルについて検討を行った。改良梁ばねモデルとして地盤と構造物間にすべりを考慮するばねと、ばね質点系での地盤の地震応答解析に用いられている地盤節点間ばねを追加したモデルを提案した。提案したモデルと3次元FEMモデルと比較した結果、FEMモデルと同様の結果を再現できることが確認できた。

参考文献

- 1) 土木学会編：動的解析と耐震設計 [第2巻] 動的解析の方法, pp.123-125, 1989.
- 2) (社)日本道路協会：駐車場設計・施工指針同解説, pp.155-186, 1992.
- 3) (社)日本道路協会：共同溝設計指針, pp.52-80, 1986.
- 4) 片山幾夫、足立正信、森田 稔、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、土木学会第40回年次学術講演会講演概要集, I-369, pp.737-738, 1985.9.
- 5) 西岡 勉、運上茂樹：線状地中構造物の軸ひずみ伝達特性に及ぼす継手の影響、第27回地震工学研究発表会講演論文集, CD-ROM, 2003.
- 6) 建設省土木研究所：土研資料第1193号沈埋トンネルの軸線状の断面力および変位の地震応答解析法に関する研究, 1977.

岡田太賀雄*



独立行政法人土木研究所つくば
中央研究所耐震研究グループ耐
震チーム研究員
Takao OKADA

小林 寛**



阪神高速道路株式会社情報シ
ステム管理室情報システム管理
グループ (前 独立行政法人土
木研究所つくば中央研究所耐震
研究グループ耐震チーム主任研
究員)
Hiroshi KOBAYASHI

運上茂樹***



独立行政法人土木研究所つくば
中央研究所耐震研究グループ耐
震チーム 首席研究員, 工博
Dr. Shigeki UNJOH