

地震動レベルに応じた応答値算定のための 地盤ばね設定手法の提案

伊藤 公二* 坂井 公俊** 佐名川 太亮***
豊岡 亮洋** 室野 剛隆#

Verification of Accuracy of Soil-Structure Interaction Model According to Seismic Motion Level

Koji ITO Kimitoshi SAKAI Taisuke SANAGAWA
Akihiro TOYOOKA Yoshitaka MURONO

The aim of this study is to investigate effectiveness of the bilinear-type ground springs that expresses ground-structure interactions in a seismic design under various seismic motion levels. Nonlinear dynamic analysis for pile foundation piers employing both bilinear type ground springs and detailed model were conducted, and their responses were compared according to the seismic level. As a result, it was confirmed that the bilinear type of ground springs is suitable for calculating the seismic response under L2 strong motion. However, there is a possibility that the bilinear model tends to overestimate the response if the input level is relatively smaller. In such a case, it was confirmed that precision of the seismic response value can be improved by setting a large initial rigidity to the ground spring. It follows that it is necessary to characterize the appropriate initial rigidity according to the seismic motion level.

キーワード：地盤ばね，杭基礎構造物，プッシュオーバー解析，非線形動的応答解析

1. はじめに

鉄道構造物の耐震設計法は、大規模地震の経験を踏まえて見直しが行われており、これに伴って耐震性能が飛躍的に向上している。例えば1995年兵庫県南部地震以降、二度にわたって改訂された鉄道構造物等設計標準(耐震設計)¹⁾(以下、耐震標準)に従って建設された鉄道構造物は、2011年東北地方太平洋沖地震や2016年熊本地震といった大規模地震においても甚大な被害が発生していない^{例えは2) 3)}。これらの経験は、鉄道構造物の安全性という観点で、近年の各設計基準の有効性が検証された事象の一つと捉えることができる。

その一方で、2018年大阪府北部地震のような中規模の地震において、復旧に長時間を要する事例が見られる等、新たな問題も顕在化している。このような中小規模の地震を対象とした場合の構造物の耐震設計は、大規模地震を対象とした場合と比較すると、相対的に大きな安全率を見込んで挙動評価、耐力評価等を行っており、結果として安全側の判定となる場合が多いと考えられる。しかしながら、効率的な初動体制の構築や、早期の運転

再開を実現するには、中小規模の地震に対しても構造物の損傷を高精度で評価する必要があり、上述した安全率等を合理的にした評価法が必要である。

ここで、鉄道構造物の一般的な基礎形式の一つである杭基礎を例にとると、地盤と構造物の相互作用を表現するための重要な要素である水平方向地盤ばねの非線形特性は、各分野でそのモデル化方法が異なっている。例えば、建築や港湾における設計基準では、水平変位量の0.5乗でばね剛性が低下する指数関数型の非線形モデルが用いられる場合もある^{4) 5) 6)}。また、鉄道構造物^{1) 7)}等においては、水平地盤反力係数の変位レベル依存性を直接的に考慮するのではなく、一定の水平地盤反力係数と水平抵抗上限値を組み合わせたバイリニア型モデルが用いられている。このバイリニア型のモデルは、上述したように中小規模地震における挙動を安全側に評価するとともに、大規模地震の挙動を適切に評価するための簡易なモデル化方法の一つである。

こうした中で、起振器試験結果と実杭載荷試験結果に基づいて、微小変位から大変位まで連続的かつ従来よりも高い精度で構造物応答を再現可能な詳細地盤ばねモデルも提案されている⁸⁾。そのため、このような詳細な地盤ばねモデルと通常の設計で用いているバイリニア型の地盤ばねによる地震応答値等の比較を行って、バイリニア型の地盤ばねの適用性について把握しておくことが重要である。

* 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室(現ジェイアール東海コンサルタンツ株式会社)

** 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室

*** 構造物技術研究部 基礎・土構造物研究室

研究開発推進部

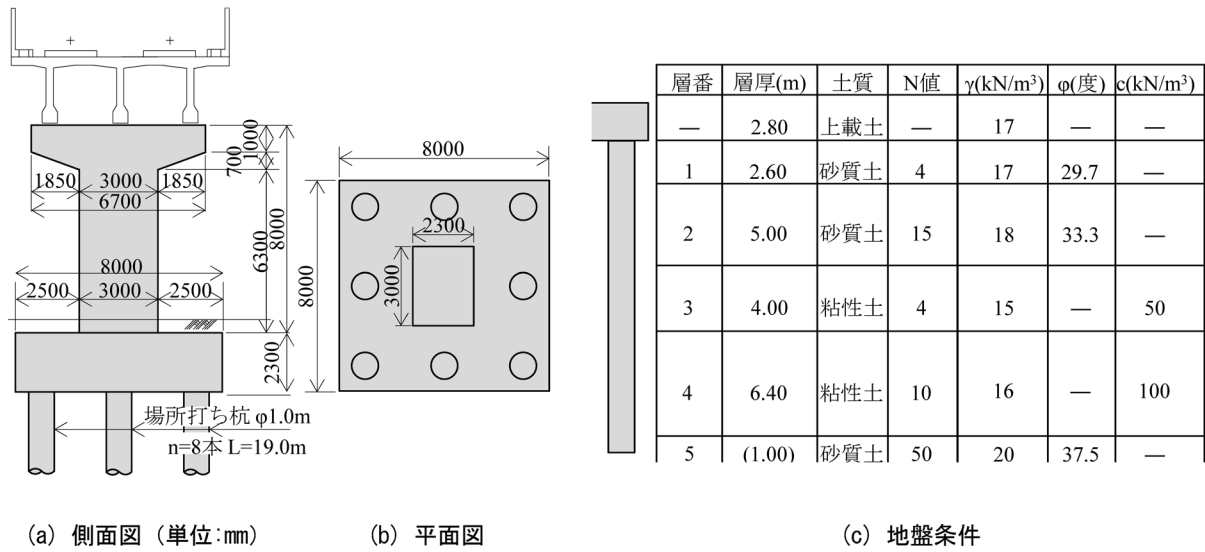


図1 対象構造物の構造一般図，地盤条件の概要

そこで本検討では，同一の構造物に対してバイリニア型の地盤ばね，および詳細なモデル化方法に基づく地盤ばねを用いたモデル化を行い，様々な地震動レベルを対象とした応答解析を実施して両者の結果を比較することで，バイリニア型の地盤ばねの有効性の確認，および中小規模地震を対象とした場合の簡易かつ適切なモデル化方法について検討を行う。

2. 対象構造物，解析モデルの概要

2.1 対象構造物の概要

対象とする構造物の概略寸法および地盤条件を図1に示す。本検討では，杭基礎RC橋脚（柱高さ8m，杭長19m）を対象とし，解析方向は線路直角方向とする。地盤の固有周期は0.474秒であり，地盤種別はG3地盤である。なおこの構造物は，地震時以外および地震時に要求される各種性能を満足している。

2.2 解析モデルの概要

解析モデルは2次元のはり要素とばね要素によってモデル化する。柱および杭部材の骨格曲線を図2，図3に示す。本検討では，地盤ばねの影響について把握することを主眼としているため，降伏点以降の柱部材剛性は小さく設定している。それ以外の部材のモデル化方法，諸数値は鉄道構造物の各設計標準に従って設定する。

地盤ばねのモデルとして，一般的な耐震設計において用いられるバイリニア型モデル（以降，設計モデル），および微小変位から大变位まで連続的かつ高精度で再現可能なモデル⁸⁾（以降，ROモデルと呼ぶ）を用いた解析モデルを構築する。各モデルの地盤ばね設定方法の概要を以下に示す。

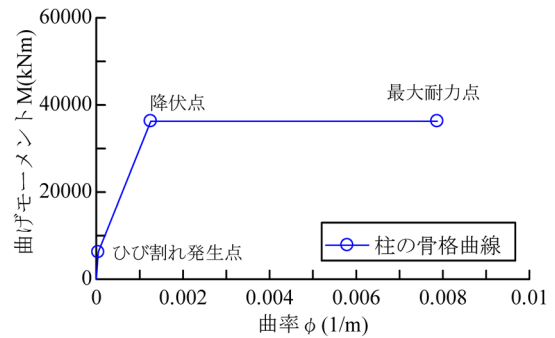


図2 柱部材の骨格曲線

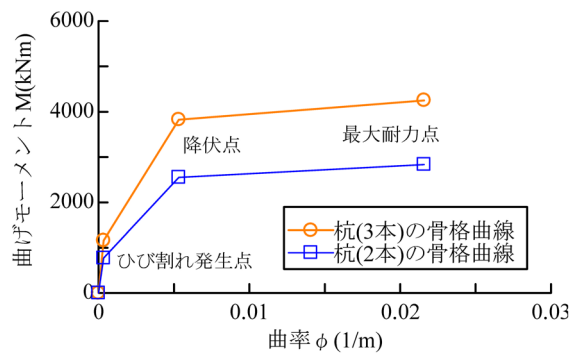


図3 杭部材の骨格曲線

2.2.1 設計モデルの地盤ばねの設定方法

基礎標準⁷⁾に準拠して，以下のとおり算定する。

- ・水平地盤ばね：初期勾配を水平地盤ばね定数 K_h ，上限値を有効抵抗土圧 P_e とした二次勾配を有しないバイリニア型モデルを用いる（図4）。
- ・周面鉛直地盤ばね：初期勾配を鉛直せん断地盤ばね定数 K_v ，折れ曲がり点の地盤反力を降伏周面支持力 R_{fp} ，変位が杭径の10%に至るときの地盤反力を終局周面支持力 R_{fu} としたバイリニア型モデルを用いる（図5）。

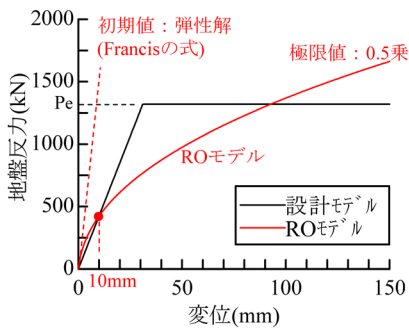


図4 水平地盤ばね

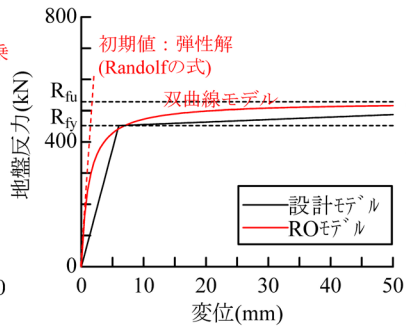


図5 周面鉛直地盤ばね

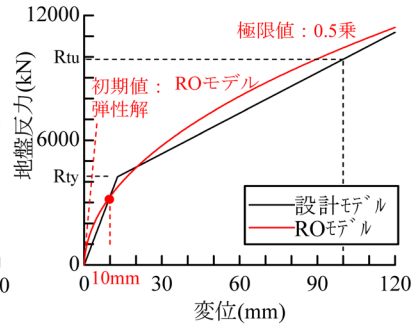


図6 先端鉛直地盤ばね

・先端鉛直地盤ばね：初期勾配を鉛直地盤ばね定数 K_n 、折れ曲がり点の地盤反力を降伏先端支持力 R_{fy} 、変位が杭径の10%に至るときの地盤反力を終局先端支持力 R_{fu} としたバイリニア型モデルを用いる（図6）。

2.2.2 ROモデルの地盤ばねの設定方法

(1) 水平地盤ばね

(i) 砂質土層

骨格曲線はROモデルを用いる。初期剛性はFrancisの式(1)により算定する⁹⁾。降伏点（変位10mm時の設計標準地盤反力）を通り、降伏点以降は、同じく降伏点を通る水平変位の0.5乗の指数関数曲線と概ね重なるよう設定する。

$$k_{fsi} = \frac{1.3E_s}{(1-\nu^2)D} \left(\frac{E_s D^4}{E_p I_p} \right)^{1/12} / B \quad (1)$$

ここで、 D ：杭径（m）、 E_s ：地盤の変形係数（kN/m²）、 ν ：地盤のポアソン比、 $E_p I_p$ ：杭の曲げ剛性（kNm²）である。

(ii) 粘性土層

骨格曲線は双曲線モデルを用いる。初期剛性は式(1)により算定する。極限は設計標準の有効抵抗土圧力 Pe に漸近するよう設定する。

一例として第1層におけるROモデル、設計モデルの水平地盤ばね骨格曲線を図4に示す。このモデルにおいては、微小な変位領域（1mm程度）での剛性は設計モデルより3～5倍大きくなった。変位90mm以降ではROモデルの方が地盤反力大きい、設計モデルの折れ曲がり点付近においては、設計モデルの地盤反力の方が大きくなっている。

(2) 周面鉛直地盤ばね

骨格曲線は双曲線モデルを用いる。初期剛性はRandolfの式(2)、式(3)により算定する¹⁰⁾。極限は設計標準の終局周面支持力 R_{fu} に漸近するよう設定する。

$$S_v = \frac{2\pi G_e}{\ln(2r_m / D)} \quad (2)$$

$$r_m = 2.5L(1-\nu) \quad (3)$$

ここで、 L ：工学的基盤までの杭長（m）（支持層貫入部

を除く）、 G_e ：表層地盤の平均せん断剛性（kN/m²）、 ν ：地盤のポアソン比である。

第2層における両モデルの周面鉛直地盤ばね骨格曲線の例を図5に示す。微小な変位領域（1mm程度）での剛性は、ROモデルの方が設計モデルより6～15倍大きくなった。両モデルの折れ曲がり点は近く、降伏後も両モデルの曲線に大きな差異は見られない。

(3) 先端鉛直地盤ばね

骨格曲線はROモデルを用いる。初期剛性は式(4)により算定する。降伏点（変位10mm時の設計標準地盤反力）を通り、降伏点以降は、同じく降伏点を通る鉛直変位の0.5乗の指数関数曲線と概ね重なるよう設定する。

$$k_b = \frac{3\pi}{8} \frac{\pi GB}{2(I-\nu)} \quad (4)$$

両モデルの先端鉛直地盤ばね骨格曲線を図6に示すが、終局先端支持力に至るまで、両モデルの曲線は近似している。ただし、微小な変位領域（1mm程度）での剛性はROモデルの方が9倍程度大きい。

2.3 両モデルによる固有周期の比較

地盤ばねとして設計モデル、ROモデルを用いた構造物に対して固有値解析を実施した結果、水平1次固有周期は設計モデルでは0.72秒、ROモデルでは0.47秒となり、設計モデルの方が長周期となった。一般に、衝撃振動試験等で得られる実構造物の固有周期に対し、設計モデルを地盤ばねに用いた解析モデルの固有周期は長周期となるが、今回の結果はその傾向と一致している。

なお既往の検討¹¹⁾によれば、衝撃振動試験による固有周期の測定値を固有値解析により再現するには、水平地盤ばね初期剛性を設計モデルの値より3～10倍大きくする必要があり、Francisの式⁹⁾や、Gazetasの式¹²⁾等の理論式を用いることで実地盤の微小な変位領域における水平地盤ばね剛性を適切に表現できることを確認している。ROモデルの水平地盤ばね初期剛性はFrancisの式で算定され、設計モデルの3～5倍の値を用いているため、今回の結果はこれと調和的な結果となっている。

3. 地震応答解析に基づく応答値の比較

3.1 検討の方法

前述の2つの方法に基づいて設定された地盤ばねを有する構造物に対して地震応答解析を実施することで、両モデルによる応答値の比較を行う。

まず、プッシュオーバー解析を実施することで、構造物全体系の荷重-変位関係を把握する。この時、設計モデルの初期剛性を変化させたモデルに対しても同様の検討を実施することで、地盤ばね初期剛性が構造物全体系の骨格の変化に与える影響についても検討する。

次に、構造物の非線形動的応答解析を実施することで、地震応答値の算定を行う。このとき、入力地震動の加速度レベルを変化させた複数ケースの解析を行う。この結果から、地盤ばねのモデル化手法の違いが構造物の地震応答値に与える影響について、地震動レベルの変化を含めた考察を行う。さらに、設計モデルの地盤ばね初期剛性を変化させたケースに対しても動的解析を実施することで、設計モデルの応答値と初期剛性の関係を整理する。

3.2 地盤ばねのモデル化が地震応答値に与える影響

3.2.1 構造物の荷重-変位関係の比較

地盤ばねのモデル化方法としてROモデル、および設計モデルの初期剛性を一律で0.5, 1, 2, 5, 10倍に変化させた全6ケースの解析モデルに対し、プッシュオーバー解析を実施した。得られた荷重-変位関係図を図7に示す。いずれのケースにおいても先行降伏箇所は橋脚基部であり、降伏震度 $k_{fp}=0.451$ と同一の結果が得られた。また、降伏変位は両モデルとも95mm程度になり、概ね一致している。その一方で、水平震度0.1程度の小さい領域においては、設計モデル(初期剛性1倍)を用いた場合の変位は、ROモデルの変位と比較して2倍程度大きな値となっており、初期剛性を5倍にすることで、設計モデルとROモデルが同等の変位(5.6mm程度)となることが分かる。

3.2.2 地震動レベルの変化に伴う地震応答値の比較

耐震標準¹⁾の標準L2地震動スペクトルIIの時刻歴波形(G3地盤)を基本として、最大加速度が100,200,・・・1000galとなるよう振幅を100gal刻みで調整した波形を入力とした非線形動的解析を実施した。この時には、地盤変位の影響を無視した条件で解析を実施した。解析時の減衰は0.5Hz, 20Hzで5%となるレーリー減衰を共通で設定した。動的解析の結果、いずれのモデルを用いた場合にも入力地震動の最大加速度(以下、入力最大加速度)300gal以下では橋脚躯体は降伏せず、400gal以上のケースで降伏することを確認した。

入力最大加速度を100gal, 500gal, 900galとした条件での両解析モデルの橋脚天端における応答加速度、応答

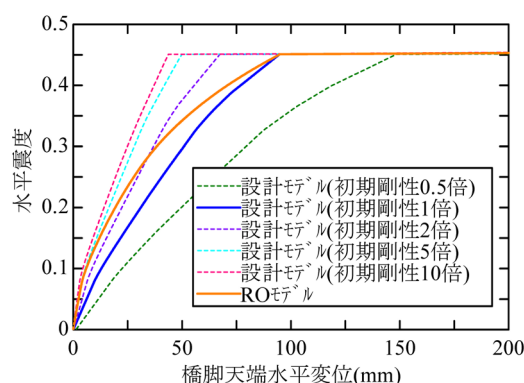
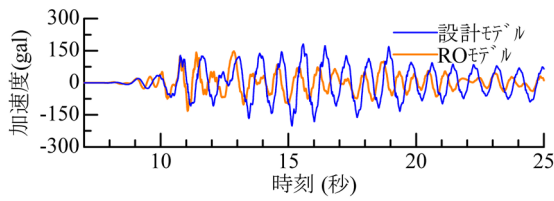


図7 荷重-変位関係図

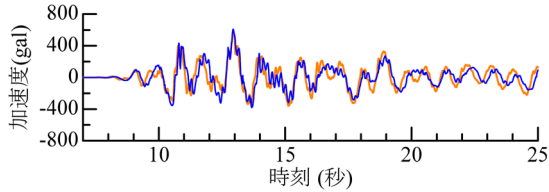
変位の時刻歴波形を図8, 図9に示す。これらの結果を見ると、入力最大加速度100galのケースでは両モデルの応答は大きく異なり、設計モデルの方が応答の最大値が大きくなる。それに対し、入力最大加速度500galのケースでは両モデルの最大値にほとんど差はなく、振動周期もほぼ同じとなっている。L2地震動相当の地震動レベルである入力最大加速度900galのケースでは、両モデルのグラフはほぼ一致している。以上より、地震動レベルが大きいくほど両モデルの応答波形の特徴は類似する傾向があることが分かる。

図8に示した応答加速度波形のフーリエ振幅を図10に示す。この結果より、入力最大加速度100galのケースでは、設計モデルを用いることで、周期0.8秒付近のみが卓越する結果になっている一方で、ROモデルでは0.6~0.8秒付近の広い範囲で振幅が多少大きくなっている。また入力地震動の振幅レベルが上がるに従い、両モデルともピークが長周期側に移動するとともに、振幅レベルが徐々に一致する傾向があり、入力最大加速度900galのケースでは、両モデルの結果の加速度レベルはほぼ一致している。

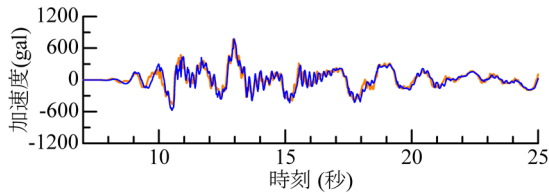
続いて、横軸に入力最大加速度を取り、縦軸に橋脚天端位置の最大応答変位を取った結果を図11に示す。これを見ると、入力最大加速度900gal, 1000galというL2地震動で想定しているような振幅レベルにおいては、両モデルの応答が同程度となっているが、それ以下の地震動レベルでは設計モデルの方が応答変位を大きく算定していることが分かる。両解析モデルの最大応答変位の比率を縦軸に取った結果を図12に示す。これらの結果を見ると、入力最大加速度が100~200gal程度の橋脚が降伏に至らない入力レベルにおいては、設計モデルの方が2倍程度大きな応答を示している。また、入力最大加速度400~800gal程度という橋脚が降伏に達するがL2地震動の振幅よりも小さいレベルの場合では、設計モデルの応答変位がROモデルより2割程度大きくなっている。



(a) 入力最大加速度 100gal の場合

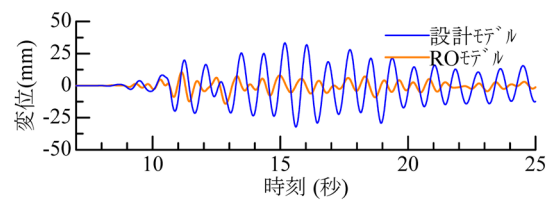


(b) 入力最大加速度 500gal の場合

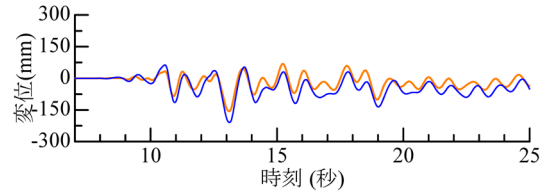


(c) 入力最大加速度 900gal の場合

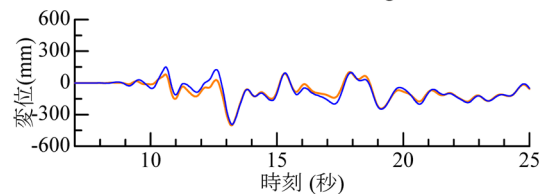
図8 橋脚天端の応答加速度波形



(a) 入力最大加速度 100gal の場合

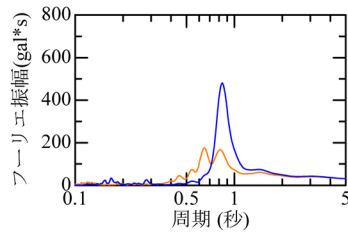


(b) 入力最大加速度 500gal の場合

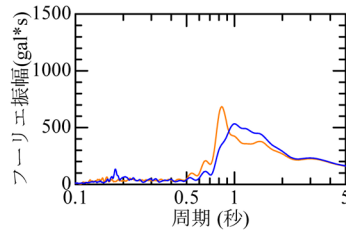


(c) 入力最大加速度 900gal の場合

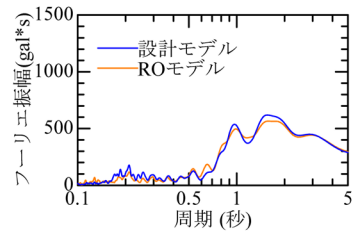
図9 橋脚天端の応答変位波形



(a) 入力最大加速度 100gal



(b) 入力最大加速度 500gal



(c) 入力最大加速度 900gal

図10 橋脚天端の応答加速度フーリエ振幅

以上より、耐震設計で通常用いられるバイリニア型地盤ばねは、大規模地震を対象とした場合にはROモデルと同等の応答値を算定する一方で、これよりも振幅の小さな地震動を対象とした場合には安全側の応答値を算定することを確認した。

3.2.3 地盤ばね初期剛性が変化した場合の地震応答値の比較

続いて、設計モデルの地盤ばね初期剛性を複数変化させた解析モデルに対し、3.2.2項と同様の非線形動的解析を実施した。横軸に入力最大加速度を取り、縦軸にROモデルに対する各解析モデルの最大応答変位の比率を取った結果を図13に示す。前述したように、L2地震相当の地震動レベル(900, 1000gal)のケースに対しては、設計モデル(初期剛性1倍)の応答変位がROモデルと同等となっている一方で、それより小さい地震動レベルでは応答を大きく評価している。これに対して、地震動最大加速度400~800galでは初期剛性を2倍にし

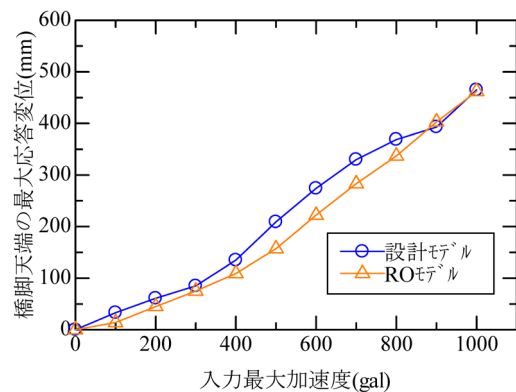


図11 入力最大加速度と最大応答変位の関係

たモデル、地震動最大加速度100, 200galでは初期剛性を5倍としたモデルの応答変位が、ROモデルの応答と最も近くなっている。

以上より、今回対象とした構造物については、比較的小さなレベルの地震動に対しては、バイリニア型地盤ば

ねの初期剛性を大きくすることで、バイリニア型の地盤ばねを用いた場合においても概ね適切な地震応答値の算定が可能となることを確認した。

4. まとめ

本検討では、地盤ばねのモデル化方法が構造物全体系の地震応答値に与える影響を把握するための基礎的な検討として、バイリニア型地盤ばねと微小変位から大変位まで連続的かつ高精度で再現可能なモデル (RO モデル) に基づく地盤ばねを用いた地震応答値の比較を行った。この検討では、L2 地震動のような大振幅の地震動のみならず、中小規模の地震を想定した場合に対しても検討を実施することで、地震動レベルの変化に伴う両モデルの応答値の変化についても整理を行った。

その結果、比較的振幅の大きな地震動レベルを対象とした場合には、設計モデルと RO モデルの応答値は同等である一方で、地震動の振幅レベルがこれよりも小さいケースでは、設計モデルの方が応答加速度、応答変位ともに大きく算定される場合があることを確認した。これに対して、設計モデルの地盤ばね初期剛性を大きくすることで、振幅の小さな地震動を対象とした場合にも RO モデルと同程度の応答値が算定されることを確認した。

以上より、耐震設計で一般に用いられるバイリニア型地盤ばねは、大地震時の挙動を適切に評価可能であるとともに、L1 地震動を含む中小規模の地震に対しては多少の安全率を考慮した上での挙動評価が可能であるため、設計時の簡易な地盤ばねモデルとして有効であると言える。その一方で、中小規模地震を対象とした健全度判定等を適切に実施することを目的とする場合には、地盤ばね初期剛性を大きく設定して評価を行うことで、より適切な応答値を算定可能であることを確認した。

なお本検討は図 1 で示した地盤、構造物条件における結果であり、今後はより多様な構造物、地盤条件において同様の検討を実施し、最終的に中小規模の地震を対象とした簡易かつ適切な地盤ばねの設定方法について整理を行う予定である。

本検討の一部は、国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施した。

文 献

- 1) (公財) 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，2012
- 2) 東日本旅客鉄道：特集「東北地方太平洋沖地震と鉄道構造物」，東日本旅客鉄道構造技術センター，SED，第 37 号，

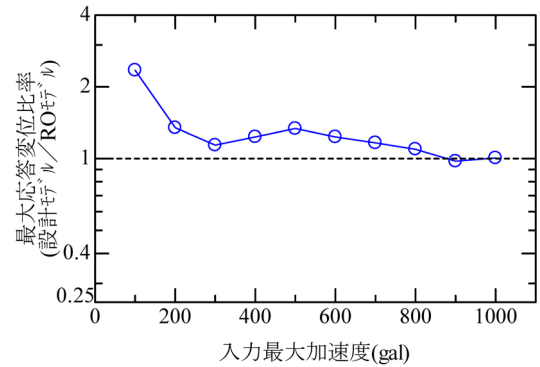


図 12 入力最大加速度と最大応答変位比率の関係

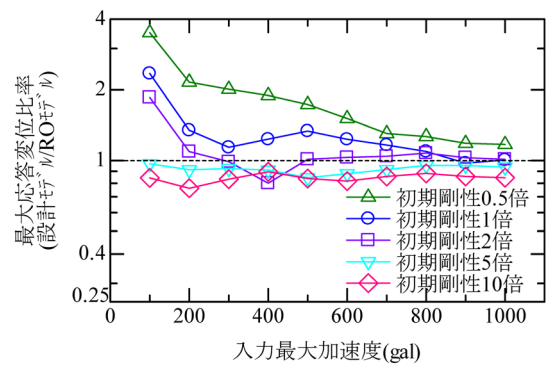


図 13 初期剛性が変化した場合の最大応答変位比率

pp.200-271, 2011

- 3) (公社) 土木学会：2016 年熊本地震被害調査報告書，丸善，2017
- 4) 日本港湾協会：港湾施設の技術上の基準・同解説，2018
- 5) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2019
- 6) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (下部構造偏)，2017
- 7) (公財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準 同解説 (基礎構造物)，丸善，2012
- 8) 佐名川太亮：幅広い変位レベルにおける杭の水平地盤反力係数の評価と変位レベル依存性のモデル化に関する研究，東京工業大学大学院理工学研究科博士論文，2017
- 9) Francis, A.J. : Analysis of Pile groups with Flexural resistance, Proc. ASCE, Vol.90, No.SM3, pp.1-34, 1964.
- 10) (一社) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，丸善，2006
- 11) 伊藤公二，坂井公俊，室野剛隆：杭の水平地盤反力係数各種算定式の比較に関する一考察，第 22 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，2019
- 12) Gazetas, G., Dobry, R. : Horizontal response of piles in layered soils, J.Geotech. Engrg., ASCE, Vol.110, No.6, pp.937-956, 1984.