

動的解析による盛土中橋脚の応答値算定手法の提案

酒井大央¹・室野剛隆²・井澤 淳³

¹正会員 （公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

²正会員 工博 （公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

³正会員 工博 （公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震動力学
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

1. はじめに

一般には橋脚の土被りは1 m程度であり、既設橋脚の耐震性能評価では、その影響は無視されることが多い。しかし、一部には橋脚の大部分が盛土堤体内に建設されたものも存在し、このような場合、地震時に橋脚と盛土という振動特性の異なる系が影響をおよぼしあうと考えられる。そこでこの盛土堤体内に建設された橋脚の地震時挙動を把握するため、著者らの一部は振動実験¹⁾を実施し、その結果、橋脚に対して盛土が作用にも抵抗にも成り得ることを明らかにしている。また、実験結果を踏まえ、橋脚と盛土の相互作用を考慮可能な耐震性能評価手法²⁾³⁾を提案している。この耐震性能評価手法においては、ニューマーク法で求めた盛土の滑動変形が橋脚に与える影響を応答変位法により考慮して、盛土変位、表層地盤変位、慣性力を同時に作用させる静的解析により橋脚の応答値を算定している。

静的解析は、鉄道構造物の設計実務において設計地震動に対する橋梁および高架橋の応答値算定手法として、広く用いられている手法である。一方で、静的解析が適用できる構造条件は限られており、鉄道構造物の耐震設計基準⁴⁾では、地盤と構造物の相互作用や部材および地盤の非線形性の影響を考慮し、これらの挙動を適切に表現できる手法として、動的解析を用いることを基本としている。例えば、背の高い橋梁や高架橋のように1次の振動モードが卓越せず高次の振動モードの影響が大きい構造物に対しては、静的解析を用いることはできない。また、静的解析が適用可能な構造物に対しても、地震時挙動をより詳細に評価することで合理的な設計を行うた

め、動的解析が用いられる。

そこで本研究では、盛土堤体内に建設された橋脚の応答値算定手法として動的解析による手法を提案する。ここで提案する手法は、橋脚、盛土、表層地盤という3つの振動系のモデルをばね要素で接続することで、相互作用を考慮可能な一体型モデルを構築し、動的非線形解析により応答値を算定するものである。本手法において特筆すべきは、滑動変形する盛土の土塊（以下、滑り土塊）のモデル化である。本研究においては、橋軸方向を対象に検証を行うが、盛土の円弧滑りは橋軸直角方向にある程度広い範囲で発生するため、橋脚背後の滑り土塊だけでなく、橋軸直角方向に連続する滑り土塊を考慮し3次元のモデル化を行う。本稿では、はじめに、この滑り土塊部分を中心にモデル化方法の詳細を示し、次に、この方法に基づいてモデル化した橋脚の試計算を実施する。試計算においては、盛土と橋脚の相互作用の影響を考慮する場合としない場合の2ケースの解析を行い、橋脚や滑り土塊の挙動を比較している。

2. 動的解析による応答値算定手法

盛土堤体内に建設された橋脚は、橋脚、盛土、表層地盤という3つの振動系が影響を及ぼしあう構造物である。本手法では、これら3つの振動体のモデルをそれぞればね要素で接続することで、相互作用の考慮が可能な一体型モデルを構築し、動的非線形解析により橋脚の応答値を算定するものである。全体系のモデル化の概要を図-1に示す。

構造物は、部材の変形性能を曲げモーメントと曲

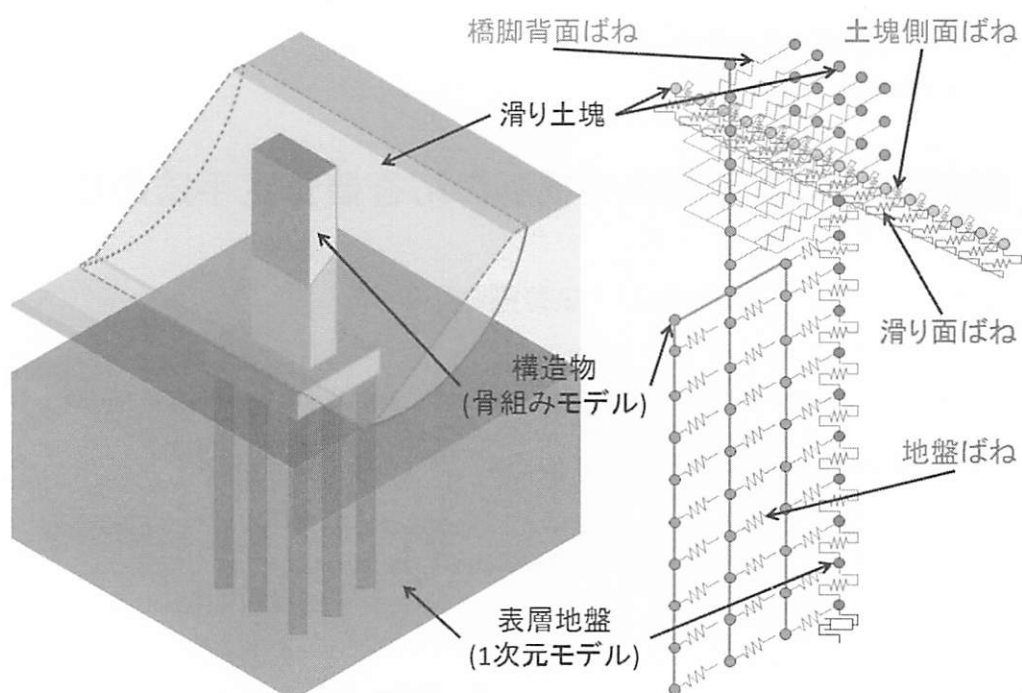


図-1 モデル化の概要

率の関係でモデル化した骨組みモデルにより構築する。また、表層地盤は、せん断ばねの非線形特性に GHE-S モデル⁴⁾を設定した 1 次元モデルにより構築する。さらに、両者のモデルを相互作用の表現が可能な水平ばねで接続する。このように構造物と表層地盤を一体でモデル化する方法は、鉄道橋梁や高架橋の耐震設計⁴⁾において動的解析を実施する場合には、一般的に用いられている。本研究において特筆すべきは、滑り土塊の挙動および滑り土塊と他の振動系の相互作用を考慮するためモデル化手法でありその概要を図-2 に示す。滑り土塊のモデルは、以下の 5 つの要素で構築される。

- (1) 対象とする滑り土塊の重量を負担する節点（以下、土塊節点①）
- (2) 重量を持たず土塊節点①の変位に従属して変位する節点（以下、土塊節点②）
- (3) 滑り面の滑動を表現するせん断ばね要素（以下、滑り面ばね）
- (4) 滑り土塊と橋脚の相互作用を表現する水平ばね要素（以下、橋脚背面ばね）
- (5) 隣接する滑り土塊間のせん断挙動を表現するばね要素（以下、土塊側面ばね）

これらの要素の詳細な設定方法について、モデル化の手順に従い以下に示す。

Step1. 円弧滑り計算の実施

対象とする盛土の円弧滑り計算により、円弧中心、半径、降伏水平震度、滑り面における滑動変位を算

出する。この際、橋脚が存在しないものとして計算を実施する。

Step2. 土塊節点①の配置

土塊節点①は、滑り土塊と接する橋脚柱部材節点の最下部と同じ高さに配置する（図-2(a)）。橋脚と盛土の相互作用の影響が顕著に現れる範囲が、平面的にどの程度であるかは現段階では不明であるが、ここでは橋脚を中心に橋脚幅の 3 倍の範囲を考慮し、橋脚幅の 0.2 倍ピッチで接点を配置することとした。また、両端部には広い範囲を考慮した節点を配置する（図-2(b)）。

Step3. 土塊節点②の配置

土塊節点②は、橋脚背面に位置する土塊節点①の上部に配置する。これらは、滑り土塊と接する橋脚柱部材節点と同じ高さに設ける。

Step4. 土塊節点②の挙動に関する設定

Step1 で算出した円弧滑り半径 r 、滑り面の滑動変位 $\delta_{\max}(x,y)$ から、各土塊節点②の高さ毎に水平変位 $\delta_h(x)$ を算出する（図-3）。橋脚背面の高さ h に位置する点 A における水平変位 $\delta_h(x)$ を算出する場合、点 A における滑動変位 $\delta_h(x,y)$ は、式(1)で表わされる。

$$\delta_h(x,y) = r_A \cdot \frac{\delta_{\max}(x,y)}{r} \quad (1)$$

$$r_A = \sqrt{(r-h)^2 + a^2} \quad (2)$$

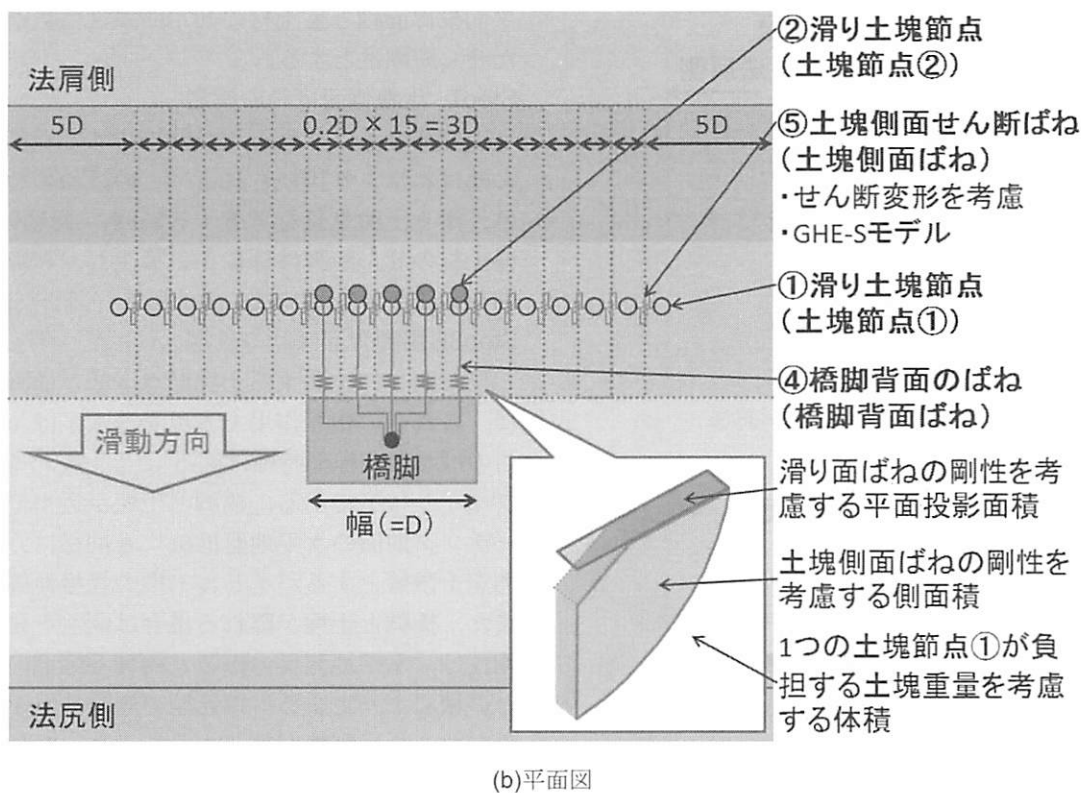
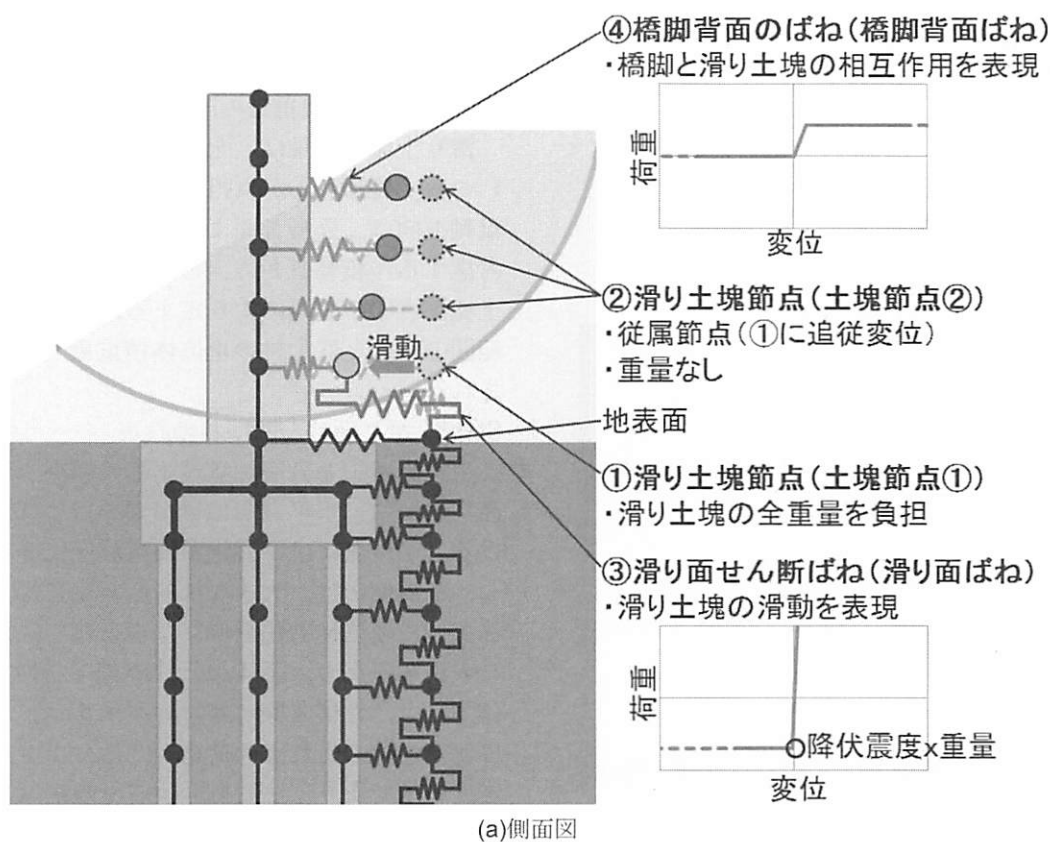


図-2 滑り土塊部モデル化の概要

ここで、 r_A は回転中心から点 A までの距離である。
この滑動変位 $\delta_h(x,y)$ を水平変位に換算すると、式
(3)で表わされる。

$$\delta_h(x) = a - r_A \cdot \sin \left\{ \sin^{-1} \left(\frac{a}{r_A} \right) - \frac{\delta_h(x,y)}{r_A} \right\} \quad (3)$$

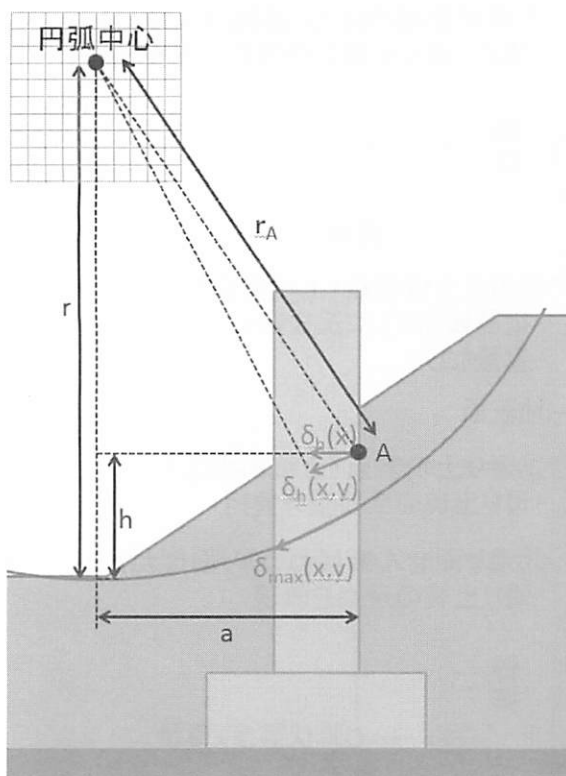


図-3 水平変位の算出

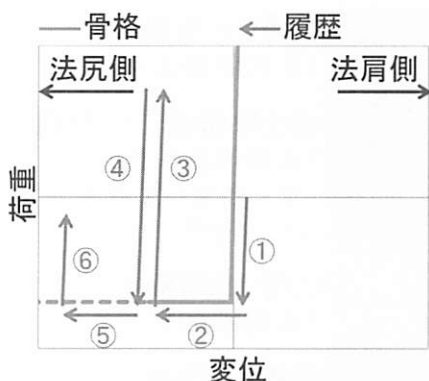


図-4 滑り面ばねの非線形特性

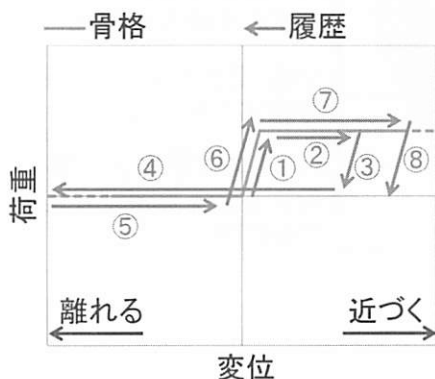


図-5 橋脚背面ばねの非線形特性

土塊節点①の水平変位量に対する各土塊節点②の水平変位量の比率を求め、この比率に応じて、土塊節

点①の滑動変位、つまり滑り面ばねの変位に応じて水平挙動する節点として設定する。

Step5. 滑り土塊重量の設定

滑り土塊の重量は、全て土塊節点①に負担させる。1つの土塊節点①が負担する範囲を図-2(b)に示す。橋軸方向は、橋脚背面より法肩側にある土塊のみを考慮する。橋軸直角方向の幅は、Step2.で設置した土塊節点①の間隔により定まる。重量は、この対象範囲の体積と盛土材の単位体積重量の積により算出される。

Step6. 滑り面せん断ばねの設定

土塊節点①と表層地盤最上部の節点（以下、地表面）の間に、水平方向に自由度を持つばね要素を設ける。法尻側には、盛土が降伏震度に達したら変位し、法肩側には、大きな加速度が生じて変位せず法尻側に変位後も法肩側には戻らない、という挙動を表現するため、図-4に示す非線形特性とした。具体的には、骨格曲線は非対称バイリニア⁵⁾とし、法尻側変位時の折れ点の荷重は、滑り土塊重量と降伏震度の積であり、法肩側変位時は線形挙動を示すように十分大きな荷重を降伏点として設定している。このばねの剛性は、滑り土塊重量を考慮する範囲の平面投影面積と盛土材のせん断弾性係数から算出したせん断剛性とする。

Step7. 土塊側面ばねの設定

土塊節点①はそれぞれが隣接する土塊節点①とせん断ばねにより接続される。このばねのせん断剛性は、滑り土塊重量を考慮する範囲の平面投影面積と盛土材のせん断弾性係数から算出し、非線形特性はGHE-Sモデルを用いている。

Step8. 橋脚背面ばねの設定

同じ高さに位置する土塊節点①②と橋脚節点の間に、これらの相互作用を表現する水平ばねを設ける。このばねの非線形特性は図-5に示す復元型のスリップバイリニアである。橋脚と土塊が近づく際は、フーチング前面の水平地盤抵抗⁶⁾と同様に、水平支持力を上限値とするバイリニア型の骨格曲線を有する。また、橋脚と土塊が離れる場合は剛性を発揮しない。剛性は、水平地盤反力係数と橋脚各節点の分担面積との積により定まる。復元型の履歴特性を用いているが、これは剛性が復元することを、振動実験¹⁾にて確認しているためである。なお、解析において、初期状態でこのばね要素に対する荷重と変位はゼロであり、この状態を静止土圧状態とすると、実現象を詳細に表現するには、負側に主働土圧に相当する剛性を考慮する必要があるが、本検討においてはこれを無視する。

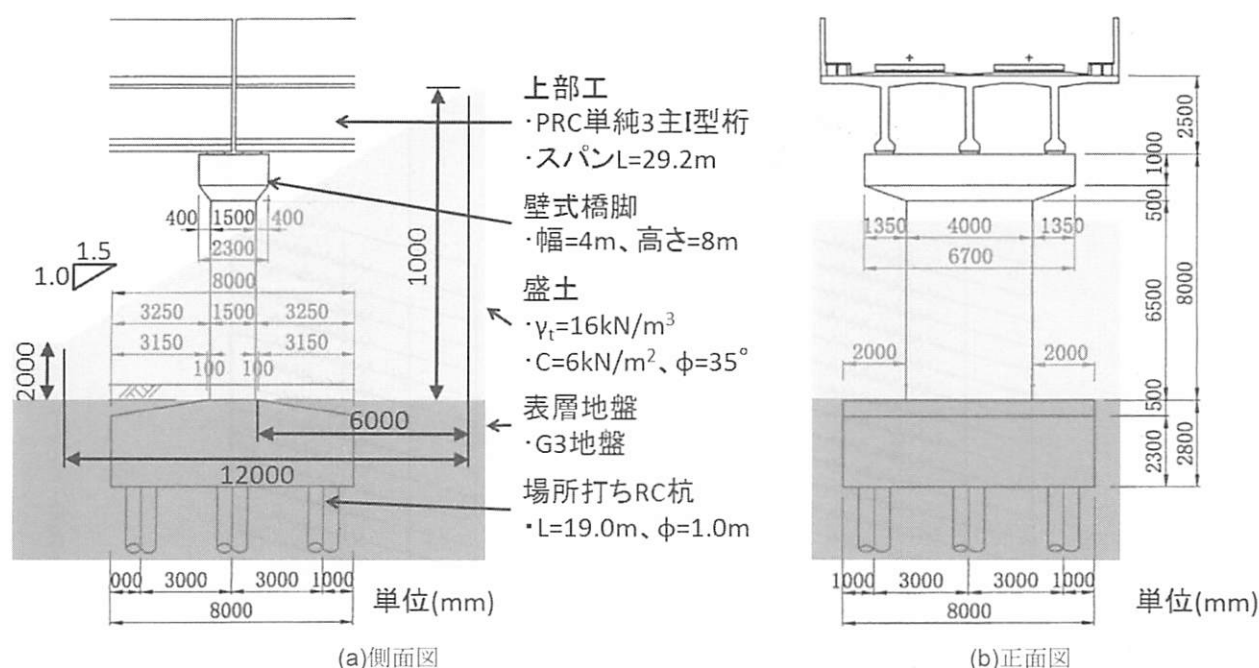


図-6 対象構造物

層厚	N	γ	C	Φ	
▽フーチング上面	(m)	値	(kN/m^3)	(kN/m^2)	($^{\circ}$)
砂質土	3.30	10	18	—	32
砂質土	2.60	10	18	—	29
砂質土	5.00	15	18	—	31
粘性土	4.00	4	15	50	—
粘性土	6.40	10	16	100	—
砂質土	1.00	50	20	—	38
△杭下端					

図-7 表層地盤の土質諸定数

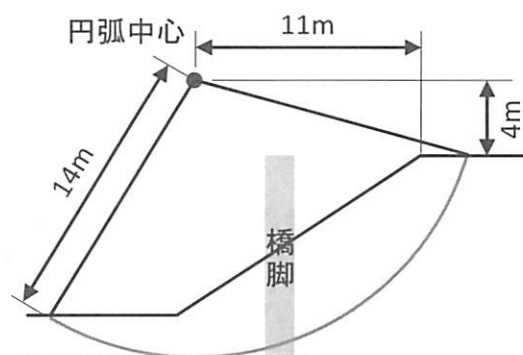


図-8 円弧滑り計算結果

本検討においてはこれを見捨てる。また盛土は、鉛直荷重としてフーチングに作用し、フーチングの回転を抑制する効果を有するが、円弧滑りが発生した際に、どの程度の土塊がフーチング上部に残り鉛直荷重として作用するかは不明であるため、本研究においてはこれを見捨てる。

3. 試計算の実施

(1) 対象構造物

以上の 8 ステップにより、滑り土塊のモデル化を行うが、ここで着目している滑り土塊は橋脚背面より法肩側に位置する部分のみである。橋脚前面の土塊は滑動せず、橋脚の変形に対する抵抗要素となる可能性もあるが、円弧滑りが発生した際にどの程度の土塊が橋脚前面に残留するかは不明であるため、

対象構造物を図-6に示す。橋脚は、図-7に示すG3地盤¹⁾上に建設された杭基礎を有する複線用RC壁式橋脚⁷⁾である。盛土は、均質な材料で構築された単純な盛土を想定した。これらの橋脚および盛土を、2章で示した手順に従いモデル化する。この盛土に

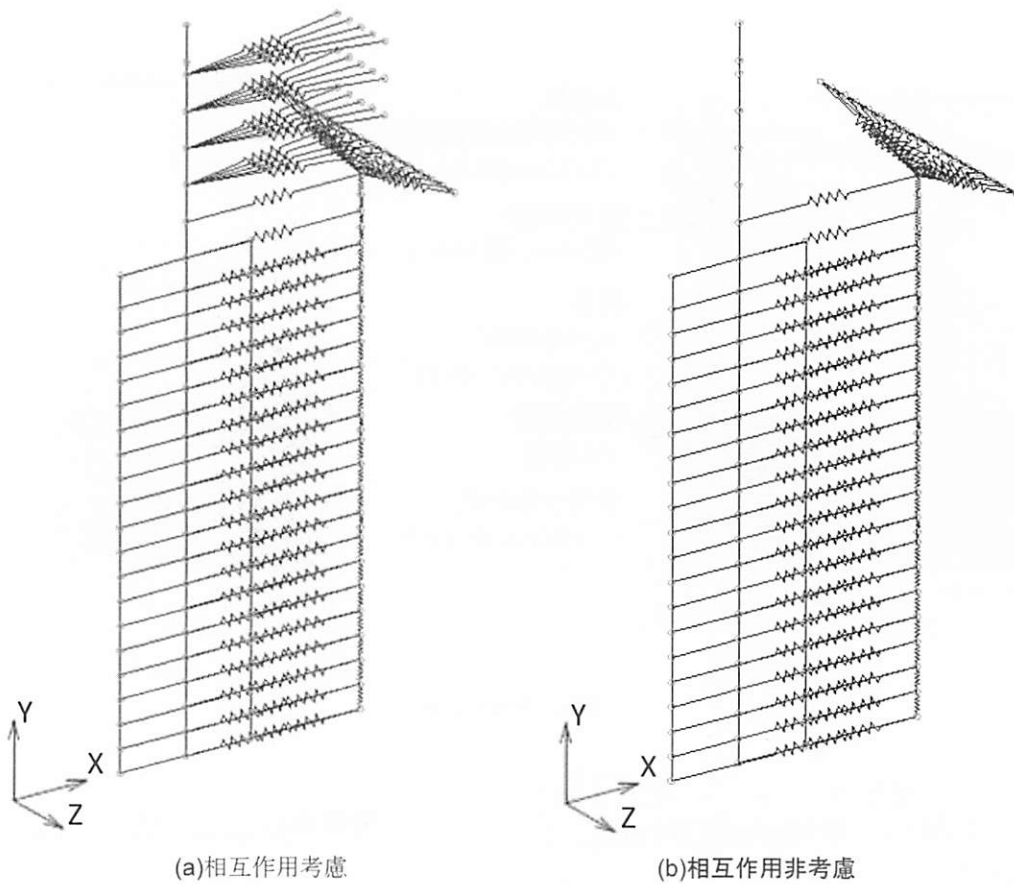
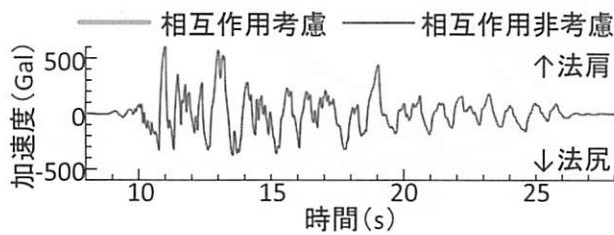
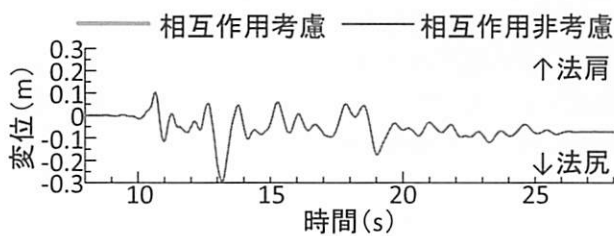


図-9 試計算における解析モデル



(a)加速度波形



(b)変位波形

図-10 地表面挙動の比較

対し、円弧滑り計算を実施し、円弧半径は14 m、円弧中心は法肩からの水平距離11 m、高さ4 mに位置することが分かっている(図-8)。また、土構造物照査波(G3地盤)⁴⁾を入力した盛土の動的解析結果から、降伏水平震度は0.377、滑動変位は176 mmであった。対象構造物のモデル図を図-9に示す。

— 相互作用考慮 — 相互作用非考慮

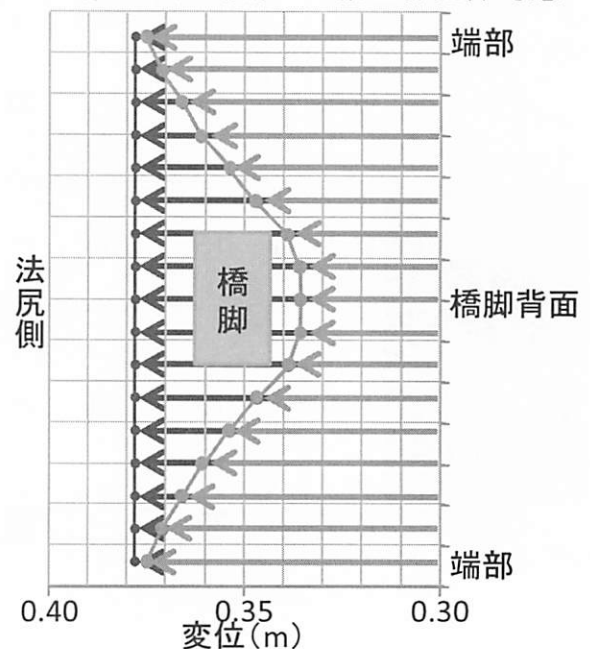
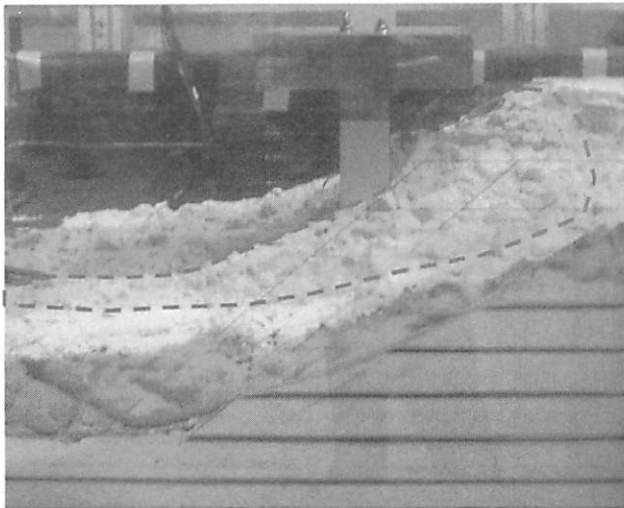


図-11 滑り土塊の滑動変位量の比較

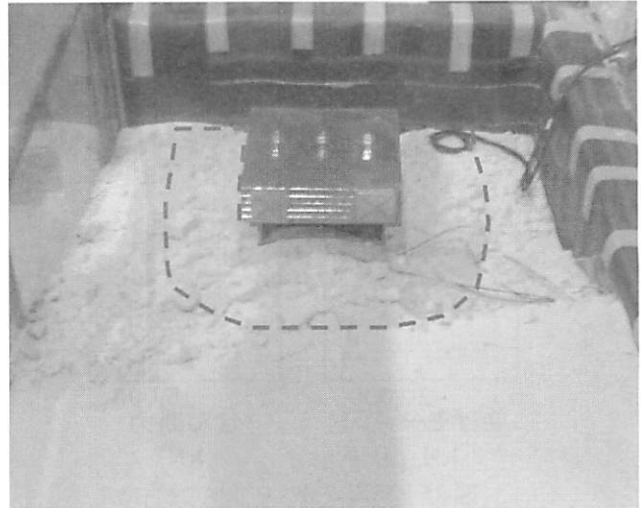
試計算においては、滑り土塊と盛土の相互作用を考慮しないケースの解析も行い応答値を比較するが、このケースでは、橋脚背面ばねを設けないことで、滑り土塊と橋脚の相互作用の影響のみを除外することとした(図-9(b))。

□□□□: 砂が高く残っている範囲



(a)側面より撮影

□□□□: 砂が高く残っている範囲



(b)背面より撮影

図-12 振動後の盛土模型の様子

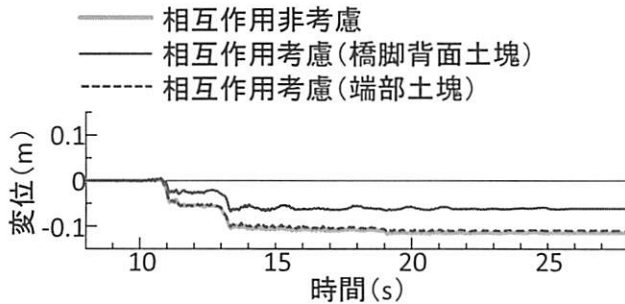


図-13 滑り面ばねの変位波形

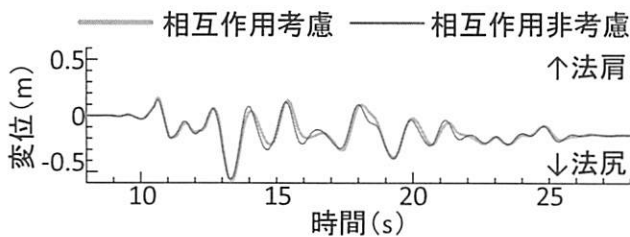


図-14 橋脚天端の変位波形

(2) 解析条件

動的解析に先立ち固有値解析を実施し、固有値解析結果から、表層地盤 1 次モードの 3 % と滑り土塊 1 次モードの 3 % にフィッティングさせたレーリー減衰を設定した。ここでは 2 ケースの解析を実施するが、橋脚と盛土の相互作用を考慮するか否かに関わらず同じレーリー減衰を用いることとした。また、解析に用いる地震動は、L2 地震動スペクトルⅡ (G1 地盤)¹⁾とし、これを表層地盤下端の粘性基盤に入力する。

(3) 解析結果

解析結果を以下に示す。まず、図-10 に両ケースの地表面の加速度波形および変位波形を示すが、両ケースで同じ挙動を示していることが確認でき、表層地盤が構造物に与える影響は両ケースにおいて概ね等しいことが分かる。

図-11 には、両ケースにおける各滑り土塊接点の最大滑動変位量を平面的に示す。ここから、相互作用を考慮したケースにおいては、橋脚背面に位置する滑り土塊の滑動が橋脚により抑制されて小さくなっており、橋脚から離れた節点ほど相互作用を考慮しないケースの変位に近づくことが分かる。振動実験¹⁾の際に撮影された加振後の盛土模型の写真(図-12)から、橋脚背面および橋脚に近い範囲には砂が比較的高く残っていることが確認でき、本手法による解析結果はこの傾向と調和的である。

図-13 には両ケースの滑り面ばねの変位波形を示すが、ここからも橋脚背面の変位が小さく、端部では相互作用を考慮しないケースと同等の変位が生じていることが確認できる。なお、相互作用を考慮しないケースにおいては、全ての土塊接点①が同様の挙動を示すことを別途確認している。

図-14 に両ケースの橋脚天端の変位波形を示すが、滑り面ばねの変位(図-13)が大きくなる 13 秒以降で両ケースの変位差が生じる箇所が見受けられる。最大変位および残留変位に大きな差は生じていないが、これは本計算で対象とする盛土の滑動変位量が小さいためである。

図-15 には、橋脚部材に生じた最大曲げモーメン

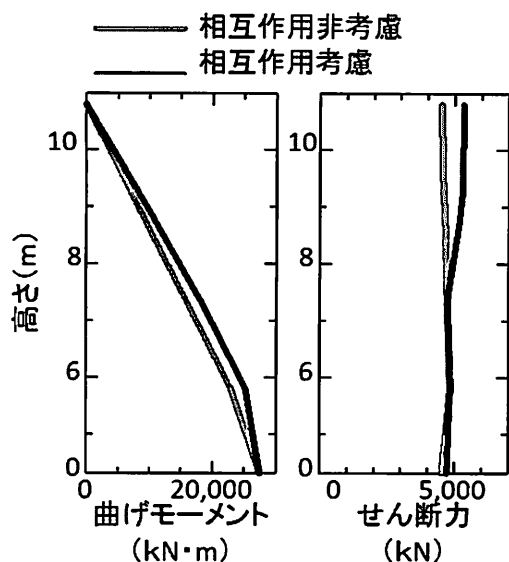


図-15 橋脚の最大応答値

トおよび最大せん断力を高さ毎に示す。ここに示す断面力は、全時刻の最大絶対値である。曲げモーメント図から、相互作用を考慮したケースの値が全体的に大きい。最も曲げモーメントの大きくなる基部においては、値に差が生じていないことがわかる。これは、基部の要素が非線形化したためである。またせん断力は、高さ 7 m 以上の部分で相互作用を考慮したケースの値が大きくなっているが、これは橋脚が法肩側に変位する際に盛土が存在するため、橋脚への抵抗力が増加する分、大きな慣性力を背負うためである。このようにせん断力が増加する傾向は、土被りの深い橋脚の動的解析⁹⁾においても確認されている。

これらの結果から、提案手法により盛土の滑動変形および、滑り土塊と橋脚との相互作用を表現可能であることを確認した。

4. おわりに

本研究では、盛土堤体内に建設された橋梁の耐震性能評価を合理的に行うため、動的解析による応答

値算定手法を提案した。提案手法は、橋脚、盛土、表層地盤という 3 つの異なる振動系をそれぞれの相互作用が考慮可能な要素で接続した一体型モデルを用いている。本稿ではこのモデル化手法について、滑り土塊部のモデル化を中心に示した。また、この提案手法を用いた試算として、想定した盛土および橋脚を対象に、橋脚と滑り土塊の相互作用を考慮する場合としない場合の 2 ケースの解析を行い応答値を比較した。これらの解析結果から、橋脚の影響により盛土の滑動変形が抑制されるなど、実験で見られた盛土変形の様子が定性的に再現できており、提案手法により盛土の滑動変形および、滑り土塊と橋脚との相互作用を表現可能であることを確認した。

参考文献

- 1) 飯島正敏, 坂井公俊, 室野剛隆, 田上和也: 盛土-橋梁系の地震時挙動把握を目的とした振動台実験, 第 45 回地盤工学研究発表会講演集, 2010.
- 2) 田上和也, 坂井公俊, 室野剛隆: 盛土中に建設された橋梁の耐震性能評価手法の提案, 第 45 回地盤工学研究発表会講演集, 2010.
- 3) 坂井公俊, 室野剛隆: 盛土中に建設された橋梁の耐震設計で考慮すべき地震作用の組合せ, 第 45 回地盤工学研究発表会講演集, 2010.
- 4) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 2012.
- 5) 澤田純男, 土岐憲三, 村川史朗: 片側必要強度スペクトルによる盛土構造物の耐震設計法, 日本地震工学シンポジウム論文集, Vol. 10-3 巻, 1998.
- 6) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(基礎構造物), 2012.
- 7) 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 設計計算例 鉄筋コンクリート橋脚(杭基礎), 2001.
- 8) 西村隆義, 室野剛隆: 深い土被りを有する橋脚の耐震性評価法, Vol. 25, No. 2, 2011.