

基礎の剛性と接着剤の塗布面積が墓石の地震時挙動に及ぼす影響の解析的検討

Analytical study on effect of foundation stiffness and bonding area on seismic behavior of gravestones

古川 愛子*, 三輪 滋**, 清野 純史***, 大塚 久哲***

Aiko FURUKAWA, Shigeru MIWA, Junji KIYONO and Hisanori OTSUKA

*博(工) 九州大学大学院工学研究院 助教 (〒819-0395 福岡市西区元岡 744)

**博(工) 飛島建設株式会社 技術研究所 所長 (〒270-0222 千葉県野田市木間ヶ瀬 5472)

***博(工) 京都大学工学研究科 教授 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

****工博 九州大学大学院工学研究院 教授 (〒819-0395 福岡市西区元岡 744)

In this study, the effect of the foundation stiffness and bonding area on the seismic behavior of gravestones is investigated. To clarify this effect, the 3-dimensional analysis using the distinct element method is conducted. Level 2 earthquake motions for three different ground conditions, namely class I, II and III grounds, are used. As for the effect of the foundation stiffness, concrete foundation, and soft and hard soil foundations are compared. It is found that the gravestone on the soft soil foundation is the most likely to overturn. The gravestone on the concrete basement is the most stable against the earthquake motions for class II and III, but less stable than that on the hard soil foundation against the earthquake motion for class I. As for the bonding area, it is found that the gravestone with larger bonding area is less likely to overturn.

Key Words: gravestone, seismic behavior, foundation stiffness, bonding area, distinct element method

1. はじめに

1995 年の兵庫県南部地震を契機に、墓石に対する地震対策の意識が向上し、コンクリートの基礎を打設する基礎補強工事や、接着剤で石材間を結合する補強方法（接着工法¹⁾）など、様々な補強方法が考案され実用に応用されるようになった。三輪ら²⁾による転倒調査でも、兵庫県南部地震以前に建立された墓石と以後に建立された墓石とでは、転倒率に大きな差があることが報告されている。

筆者ら³⁾はこれまで、最適な墓石の耐震補強工法の構築を目的として、実用に応用されている代表的な補強方法のうち、接着工法、粘着工法、連結工法、免震工法などから、8 工法について、実寸大の墓石試験体を用いた 3 次元振動台実験を実施し、効果および問題点について検討を行ってきた。その結果、接着材で石材間を接着する接着工法の耐震性向上効果が最も優れていることが確認された。

しかし、この振動台実験では、堅固な振動台の上に敷いた鉄板の上に墓石を設置していた。実際の墓石は、地盤の上に建つものが多いため、振動台実験とは基礎の剛性が異なる。そのため、振動台実験結果が必ずしも実際の墓石の耐震性を表現しているとは限らない。また、接着工法の効果が示されたが、接着剤の強度や塗布面積によって効果は変わると考えられる。接着剤の強度や塗布面積と、それによって転倒を防止できる地震動強さとの関係などについて、検討する必要があると考えられる。

写真-1 は、地震後の被害調査で撮影されたものである。

写真-1 の左側の墓石はコンクリートの基礎の上に設置されたものであり転倒していないが、写真-1 の右の墓石は砂利の床の上に設置されたものであり、一番上の石材（棹石）が宙返りして転倒している。これら 2 つの墓石間の距離はわずか 4 m であるため、地震動の特性はほぼ同一であると考えられる。基礎の剛性の違いだけが原因ではないかもしれないが、墓石を支える基礎の剛性は、墓石の耐震性を検討する上で重要な要因であると考えられる。

写真-2 の左は、接着工法の施された墓石の棹石が転倒した様子であり、写真-2 の右は転倒した棹石下面の拡大図である。4 箇所に接着剤が塗布されていたのだが、接着が剥がれ、転倒に至ったことがわかる。一般に、接着剤には経年劣化や繰り返しの地震動による強度劣化があることが知られている。写真-2 の被害が劣化によるものなのか、接着材の強度または塗布面積が不十分であるためなのか、容易に判断できないが、接着剤の長期的な強度特性を把握するためにも、墓石の耐震性向上に必要な接着剤の強度・塗布面積や、接着剤の劣化特性について、今後解析や実験等によって検討する必要があると考えられる。

以上を鑑み、本研究では、墓石の基礎の剛性と接着剤の塗布面積が墓石の地震時挙動に及ぼす影響について検討するため、3 次元個別要素法を用いた数値解析を実施した。

これまで、個別要素解析を用いて墓石の数値解析を実施してきたが、本研究では接触判定と接触パラメータの設定方法を改良した。まず、改良した個別要素法の解析概要



写真-1 コンクリートの基礎上の無被害の墓石（左）と砂利の上で転倒した墓石（右）



写真-2 接着補強された棹石の転倒(左)と棹石下面の接着剤が剥がれた様子(右)

について述べ、実寸大模型を用いた3次元振動台実験を新しいプログラムによって再現し、解析プログラムの再現性を検証した。次に、基礎の剛性の違いが墓石の耐震性に及ぼす影響について検討するため、コンクリート基礎と盛土基礎の上に建つ墓石の解析を実施した。最後に、接着剤が墓石の耐震性に及ぼす影響について、塗布面積に着目して検討を行った。なお、本研究では接着剤自体の強度や劣化については扱わない。

2. 解析手法

2.1 個別要素法

本研究では、3次元個別要素法を用いて数値解析を行った。個別要素法とは、要素ごとに独立した運動方程式をたて、これを差分近似して時間領域で前進的に解くことにより要素の挙動を追跡し、その集合体としての動的挙動を解析するものである。各要素間には仮想のばねとダッシュポットがあり、要素に作用する力はこれらのばねを介して伝達される。個別要素法は時々刻々と変化する各要素間の接触問題を個別に取り扱いながら解析することができる。

2.2 接触力の算定

圧縮方向を正にとり、2つの要素の接触問題を考える。微小時間 Δt における接触距離の増分を、法線方向および接線方向でそれぞれ Δn 、 Δs とする。法線および接線方向のばね定数と減衰係数をそれぞれ K_n 、 K_s 、 C_n 、 C_s とすると、微小時間 Δt における復元力の増分および減衰力(Δe_n 、 Δe_s 、 Δd_n 、 Δd_s)は、次式で表される。

$$\Delta e_n = K_n \Delta n \quad \Delta e_s = K_s \Delta s \quad (1)$$

$$\Delta d_n = C_n \Delta n / \Delta t \quad \Delta d_s = C_s \Delta s / \Delta t \quad (2)$$

また、任意の時刻 t における法線方向および接線方向の復元力($[e_n]_t$ 、 $[e_s]_t$)と減衰力($[d_n]_t$ 、 $[d_s]_t$)は以下の式で与えられる。

$$[e_n]_t = [e_n]_{t-\Delta t} + \Delta e_n \quad [e_s]_t = [e_s]_{t-\Delta t} + \Delta e_s \quad (3)$$

$$[d_n]_t = \Delta d_n \quad [d_s]_t = \Delta d_s \quad (4)$$

要素間に引張力に抵抗する部材がある場合は、接触ばねにおいて引張強度 f_t までの引張力を考慮する。引張力に抵抗する部材がない場合、 $f_t = 0.0$ とする。接触面積を A とし、圧縮方向を正とすると、式(3)、(4)は以下の制約を受ける。

$$[e_n]_t < f_t A \quad \text{のとき} \quad \begin{cases} [e_n]_t = [d_n]_t = 0 \\ [e_s]_t = [d_s]_t = 0 \end{cases} \quad (5)$$

また、接線方向の復元力 $[e_s]_t$ および減衰力 $[d_s]_t$ に以下の制約を設ける。

$$|[e_s]_t| > cA + \mu|[e_n]_t| \quad \text{のとき} \quad [e_s]_t = \left| \frac{cA + \mu[e_n]_t}{[e_s]_t} \right| [e_s]_t \quad (6)$$

ここに c は粘着力、 μ は動摩擦係数である。

以上により、法線方向および接線方向の接触力 $[F_n]_t$ 、 $[F_s]_t$ はそれぞれ、 $[e_n]_t$ と $[d_n]_t$ の和、 $[e_s]_t$ と $[d_s]_t$ の和として求められる。

全ての接触における接触力を算出し、個々の要素に作用する接触力および物体力の総計を求める。要素ごとに運動方程式を解くことによって、要素の時々刻々と変化する座標を得ることができる。解析に用いる運動方程式は次のようになる。

$$\ddot{x} = (f_x + \sum F_x) / m \quad (7)$$

ここで、 x は要素重心の座標、 m は質量、 f_x は要素に作用する物体力(重力、地震荷重等)、 $\sum F_x$ は接触力の総計である。要素重心の速度・変位は、式(7)によって得られた加速度を積分して求められる。要素の頂点の座標は、要素の重心まわりの回転運動の運動方程式(オイラーの方程式)を解くことによって得ることができる。

2.3 面接触に基づく接触パラメータ

(I) 接触判定

筆者らはこれまで、要素間の接触判定を簡便化するために、適当な半径 r を用いて直方体要素の頂点を1/8球、辺を1/4円柱とモデル化してきた。この仮定により、接触パターンは、(a)頂点と頂点の接触、(b)頂点と辺の接触、(c)頂点と面の接触、(d)辺と辺の接触、の4パターンとなる。接触力は接触面積によって変わると考えられるが、この4パターンの接触判定は、面と面との面接触を考慮するものではないため、接触面積に応じた接触力を考慮できない。

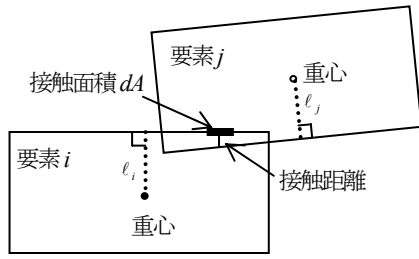


図-1 面接触判定

さらに、接触パラメータ (K_n, K_s, C_n, C_s) を、材料定数等から決定することができず、実験結果と一致するような値を試行錯誤的に決定していた。

そこで、要素間の接触パターンを面接触（図-1）に変更し、要素 i （接触要素）のある面が要素 j （被接触要素）のある面に接触しているかどうかを判定し、接触している場合は接触面積に基づいた接触力を計算するようにプログラムを改良した。接触面において貫入量は一律でないため、接触面を微小な接触面積 dA に分け、微小面積 dA ごとに接触距離の増分 ($\Delta n, \Delta s$) を求め、接触力を計算するとした。実際は 3 次元の接触問題を扱っているが、簡便のため図-1 の 2 次元の図で説明する。接触判定は、要素 i の面を 1 辺の長さが 1 cm に最も近い微小な正方形で等分割し、各正方形の重心が要素 j の中に入っているかどうかで判定した。要素 j に貫入している正方形の面積を微小な接触面積 dA とし、正方形の重心から要素 j の接触面に下ろした垂線の長さを接触距離とした。接触力は、正方形ごとに算出した。要素 i で算定される接触面積と要素 j で算定される接触面積は同じ値にはならないが、要素 i で算定される接触面積を採用した。図-1 において、2 要素が重なっている部分に相当する四角形の短い方の対辺（図-1 の左右の辺）は、接触面積の算定には用いていない。

(2) 接触パラメータの設定

接触パラメータ (K_n, K_s, C_n, C_s) は、接触面積 dA に基づいて以下のように決定した。

a)ばね定数

要素 i （ヤング率 E_i 、ポアソン比 ν_i 、単位体積質量 ρ_i ）と要素 j （ヤング率 E_j 、ポアソン比 ν_j 、単位体積質量 ρ_j ）の接触を想定する。ヤング率とポアソン比を用いて要素 i と要素 j のせん断弾性係数 (G_i, G_j) はそれぞれ次式で表される。

$$G_i = E_i / 2(1 + \nu_i) \quad G_j = E_j / 2(1 + \nu_j) \quad (8)$$

断面積 A 、長さ ℓ 、ヤング率 E の軸部材の軸方向ばね定数は EA/ℓ と表されることから、本研究においても接触面法線方向のばね定数を便宜的に EA/ℓ とした。直応力-直ひずみ関係の勾配がヤング率 E であるのに対して、せん断応力-せん断ひずみ関係の勾配がせん断弾性係数 G であることから、接線方向のばね定数を便宜的に GA/ℓ とした。それぞれの要素の重心から接触面までの垂線の長さを ℓ_i, ℓ_j とすると、要素 i と要素 j のばね定数が求まる。接触時はこれらが直列に繋がっているとの仮定から、法線方向お

よび接線方向の接触ばねを以下により求めることとした。

$$K_n = \frac{dA}{\ell_i/E_i + \ell_j/E_j} \quad K_s = \frac{dA}{\ell_i/G_i + \ell_j/G_j} \quad (9)$$

球要素と球要素、球要素と直方体要素の接触のばね定数は、Hertz の理論⁴⁾により求めることも可能であるが、本研究では上述の方法によって算定した。

b)減衰係数

減衰定数については、臨界減衰を採用した。

$$C_n = 2\sqrt{mK_n} \quad C_s = 2\sqrt{mK_s} \quad (10)$$

ここで、 m は等価質量であり、重心から接触面までの垂線の長さとして接触面を掛け合わせて求まる体積に単位体積質量を乗じた次式によって得られるとした。

$$m = (\rho_i \ell_i + \rho_j \ell_j) dA \quad (11)$$

2.4 解析時間間隔

個別要素法による解析では、解析の時間間隔 Δt が解の安定性に大きな影響を及ぼす。 Δt が大きすぎると解は発散してしまう。Cundall⁵⁾ は、差分近似する際の解の収束性と安定性を得るための条件から、次式を満足するような時間間隔 Δt をとることを推奨した。

$$\Delta t < 2\sqrt{m/K_n} \quad (12)$$

3. 面接触に基づく個別要素法解析プログラムの再現性の検証

3.1 概要

実物大墓石模型の 3 次元振動台実験結果を、面接触に基づく解析プログラムで再現することにより、改良した解析プログラムの再現性の検証を行う。

3.2 墓石の試験体および振動台実験の概要

(1)墓石の試験体概要

和型墓石の中から代表的な形状を選択することとし、東京周辺で多用されているものを用いた。石は花崗岩の御影石を使用した。

試験体の概観を図-2 に示す。1 番上の石から、棹石、上台、中台、芝台と呼ばれる。芝台上には前面に水鉢を置くため、中台は後方に下げて配置する。棹石、上台、中台の重心の位置が一直線上に載るよう、棹石と上台は左右対称に配置する。補強は施されておらず、各石を積み上げただけのモデルである。各石の寸法および質量は、棹石(幅 242×奥行 242×高さ 636 mm, 108 kg)、上台(幅 424×奥行 424×高さ 273 mm, 142 kg)、中台(幅 606×奥行 606×高さ 303 mm, 322 kg)、芝台(幅 848×奥行 848×高さ 152 mm, 315 kg)、水鉢(幅 484×奥行 152×高さ 272 mm, 46 kg)である。棹石の高さを H 、幅を B とし、その比 H/B を棹石の高さ幅比と定義し、評価パラメータとして用いる。振動台実験に用いた棹石の高さ幅比 H/B は 2.63 である。

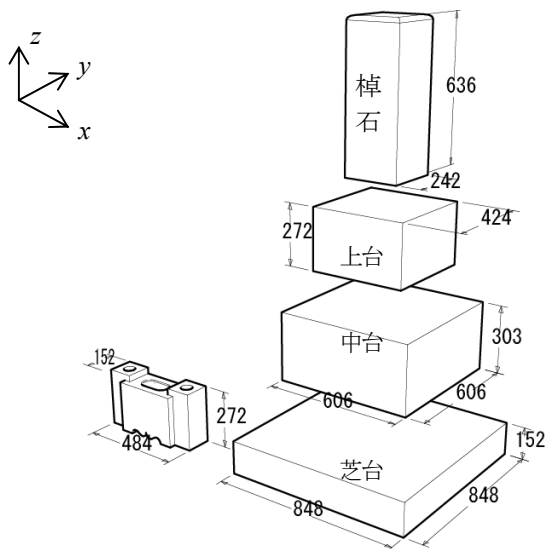


図-2 墓石試験体の概要(単位 mm)

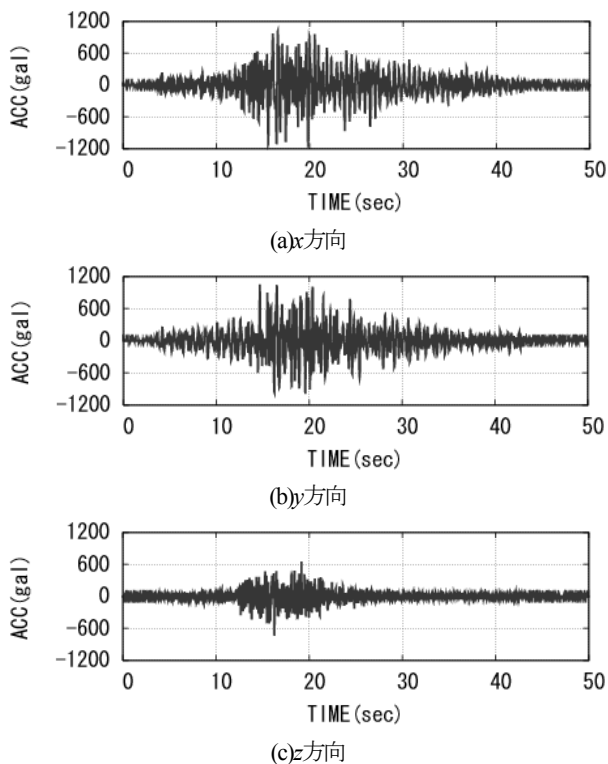


図-3 模擬地震動の加速度波形 (震度7)

表-1 各震度に対する入力波の最大加速度(gal)

計測震度	震度6弱	震度6強	震度7
x方向	553	894	1170
y方向	484	818	1049
z方向	279	468	733

表-2 墓石のパラメータ

変数	単位体積質量 (kg/m ³) ρ	弾性係数 (N/m ²) E	ポアソン比 ν	引張強度 (N/m ²) f_t	粘着力 (N/m ²) c	動摩擦係数 μ
値	2.7×10^3	4.3×10^{10}	0.25	0	0	0.438

(2) 振動台実験入力波形

設計に用いられる加速度応答スペクトル^{6,7)}と兵庫県南部地震の神戸海洋気象台の記録の位相特性を用いて模擬地震動を作成した。水平方向の地震動は、道路橋示方書耐震設計編⁶⁾のスペクトル(タイプ2)を採用した。上下方向の地震動は、道路橋示方書にはスペクトルの規定がないため、NTTの通信機器耐震性検討用のスペクトル⁷⁾の上下成分のスペクトルを用いて模擬地震動を作成した。

作成した3方向の加速度波形に対し、3方向同一の比例係数により振幅調整し、震度6弱(計測震度5.84)、震度6強(計測震度6.26)、震度7(計測震度6.56)の地震動を作成した。例として、震度7の加速度波形を図-3に示す。各3成分を、図-2に示すx, y, z方向に入力した。各震度の加速度波形の最大加速度を表-1に示す。これ以降では、簡単のため、それぞれの地震動を震度6弱、震度6強、震度7と呼ぶ。

3.3 墓石のモデル化

各石を1つの直方体要素でモデル化した。接触パラメータを算定するのに必要な単位体積質量、ヤング率、ポアソン比は、表-2に示す花崗岩の一般的な値を用いた。

各石を積み上げただけの無補強墓石であるため、引張強度および粘着力は0とした。摩擦力の上限値を与える動摩擦係数は、実験によって求めた値0.438を用いた。

計算時間間隔は、以下のようにして決定した。図-2の石材のみから構成されるモデルの場合、式(12)の最小値は、式(9)のばね定数が最大となる、要素の重心から接触面までの垂線の長さ l_i 、 l_j の短い中台(要素*i*)と芝台(要素*j*)間の接触によって決まる。式(9)と式(10)の E_i 、 E_j に墓石のヤング率、 ρ_i 、 ρ_j に単位体積質量、 l_i に上台重心から底面までの距離(図-2より151.5 mm)、 l_j に芝台の重心と上面までの距離(図-2より76 mm)を代入すると、式(12)から $\Delta t \leq 5.7 \times 10^{-5}$ (s)が得られる。

本研究で扱う全てのモデルに対して式(12)の条件式を満足する値として $\Delta t = 2.5 \times 10^{-5}$ (s)を用いて解析を行った。

3.4 振動台実験結果と解析結果の比較

試験体の転倒状況の比較を表-3に示す。実験で得られた加振後または転倒時の様子を写真-3に、解析で得られた加振後の様子を図-4に示す。

振動台実験における特徴的な運動は、棹石のロッキングと、それに伴う移動であった。震度6弱では、実験では棹石に変位が生じたが、転倒には至らなかった(写真-3(a))。上台・中台・水鉢はわずかに回転運動を起こした。震度6強と震度7では、棹石が激しくロッキングを起こし、転倒に至った(写真-3(b)(c))。水鉢も転倒に至った。

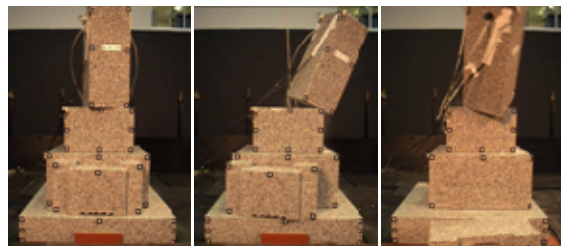
解析結果でも、震度6弱では棹石が上台の上で滑りながら回転したものの転倒には至らず、震度6強、震度7では棹石がロッキングして倒壊に至るという結果となった。これは、振動台実験結果に対応している。しかし、震度6強

表3 試験体の転倒状況

	震度6弱	震度6強	震度7
振動台実験	△	×	××
解析結果(面接触)	△	×	×

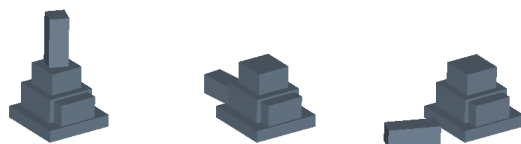
△：棹石に変位が生じる ×：棹石が転倒（水鉢が転倒しない）

××：棹石と水鉢が転倒



(a)震度6弱加振後 (b)震度6強転倒時 (c)震度7転倒時

写真-3 振動台実験結果



(a)震度6弱加振後 (b)震度6強転倒後 (c)震度7転倒後

図4 解析結果

と7における水鉢の転倒現象を解析で再現することはできなかった。実験に用いた水鉢は図-2に示すように厳密には直方体ではなく凹凸があるが、それを直方体とモデル化したため、水鉢と芝台との接触面積を過大評価し、摩擦抵抗を過大評価することとなり、解析では水鉢が転倒しなかったものと考えられる。棹石の転倒方向も実験と解析とで一致していないが、これはヤング率や動摩擦係数を一様の値と仮定していることなども原因と考えられる。

表-2のヤング率を変化させたところ、ロッキングの周期が変化し、転倒の時刻や方向が変化した。例えば、ヤング率を2倍にするとロッキングの周期が約 $1/\sqrt{2}$ 倍になった。

今後は、パラメータのばらつきを考慮に入れ、統計的な処理によってプログラムの再現性を検証すること必要であると考え。課題は残るが、表-2に示す諸元によって棹石が転倒するしないについては再現できたので、以降は本プログラムを用いて、基礎の剛性および接着剤の塗布面積の違いが墓石の地震時挙動に及ぼす影響について検討を進めることとする。

4. 基礎の剛性の違いが墓石の地震時挙動に及ぼす影響の検討

4.1 検討概要

基礎の剛性の違いが墓石の地震時挙動に及ぼす影響について検討するため、次の2つの解析結果を比較した。

- ・コンクリートの基礎の上に墓石を積み上げたモデル
- ・盛土の上に墓石を積み上げたモデル

表4 墓石の基礎の条件

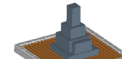
基礎の 条件	 コンクリート 基礎	 190 mm 厚 の盛土基礎		 380 mm 厚 の盛土基礎	
		せん断波速度 (m/s)			
		100	150	100	
		条件名	基礎 A	基礎 B	基礎 C

表-5 墓石寸法および入力地震動

		棹石の高さ幅比 (H/B)		
		2.0	2.5	3.0
入力地震動	I 種地盤用 (Type211)	I 2.0	I 2.5	I 3.0
	II 種地盤用 (Type221)	II 2.0	II 2.5	II 3.0
	III 種地盤用 (Type231)	III 2.0	III 2.5	III 3.0

4.2 墓石の基礎のモデルケース

(1)コンクリートの基礎

コンクリートの基礎の上に、墓石を設置するモデルを想定した。コンクリートの基礎は、厚さ 100mm の固定要素とした。

(2) 盛土の基礎

コンクリートブロック壁に囲まれた盛土の上に墓石を設置するモデルを想定した。盛土（地盤）およびコンクリートブロックは、地盤と同じ材料定数を持つ厚さ 100 mm の固定要素の上に設置した。盛土の剛性の影響について調べるため、地盤のせん断波速度の種類として 100 m/s と 150 m/s の2通りを想定した。

本研究では、せん断波速度は地盤の剛性を表す指標として用いている。本研究のモデル化は、せん断波の伝播特性や位相特性を表現できるモデルではなく、せん断波速度の違いは剛性（ヤング率、せん断弾性係数）の違いとして結果に表れる。

以上述べた検討するパラメータを表-4にまとめる。固定要素は図示していない。

4.3 墓石のモデルケースおよび入力地震動

墓石基礎の剛性が転倒現象に及ぼす影響は、墓石の寸法や入力地震動の特性によって異なると考えられるため、墓石モデルについて3ケース、入力地震動について3ケースを設定した（表-5）。

(1)墓石のモデルケース

墓石の棹石の高さ幅比は、墓石の転倒し易さと強い相関がある。そこで、振動台実験に用いた墓石寸法を基本とし、棹石の高さのみを変え、3通りの高さ幅比（2.0, 2.5, 3.0）の墓石モデルを解析の対象とした。

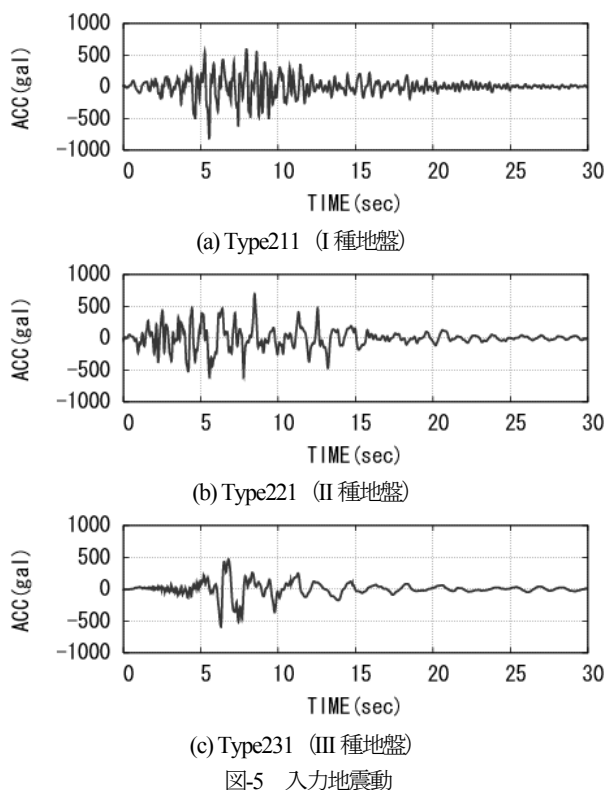


表-6 卓越周期

地盤種別	地震動名	地盤の固有周期 T_G (s)	最大加速度 (gal)	卓越振動数 (Hz)
I種地盤	Type211	$T_G < 0.2$	812	1.37
II種地盤	Type221	$0.2 \leq T_G < 0.6$	686	0.98
III種地盤	Type231	$0.6 \leq T_G$	591	0.50

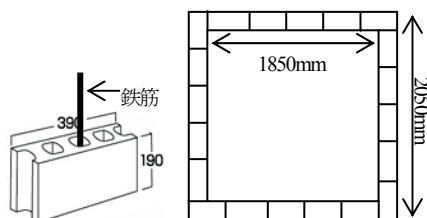


表-7 解析諸元

		単位体積質量 (kg/m ³) ρ	ヤング率 (N/m ²) E	ポアソン比 ν
墓石		2.7×10^3	4.3×10^{10}	0.25
コンクリート		2.4×10^3	2.0×10^{10}	0.20
地盤	$VS=100\text{m/s}$	1.8×10^3	4.8×10^7	0.30
	$VS=150\text{m/s}$	1.8×10^3	1.1×10^8	0.30

(3)入力地震動のケース

墓石の設置地点の地盤種別によって、入射される地震動の周波数特性は異なる。設計でも、構造物の建設地点の地盤種別に応じて異なった設計地震動が規定されている。解析に用いる入力地震動として、異なる地盤種別に対する設

計地震動を用いることで、墓石の建つ地盤の硬さの影響を検討することとした。

道路橋示方書耐震設計編⁶⁾では、地盤の固有周期が0.2秒以下の硬質地盤をI種地盤、固有周期が0.2秒～0.6秒の地盤をII種地盤、固有周期が0.6秒以上の軟弱地盤をIII種地盤と規定している。入力地震動は道路橋示方書のタイプ2地震動の中から、地盤種別の異なる3つの地震動を用いた。それぞれ、Type211 (I種地盤)、Type221 (II種地盤)、Type231 (III種地盤)の地震動と呼ぶこととする。加速度波形を図-5に示す。入力地震動は水平1成分とし、x方向に入力した。最大加速度と卓越振動数を表-6に示す。

4.4 解析諸元

(1)墓石

墓石の解析諸元は、3章で述べたとおりである。

(2)コンクリートブロック壁

図-6のようにコンクリートブロックを5つ並べてブロック壁を構成した。コンクリートブロックは、JIS A 5406 (建築コンクリートブロック)の規定に適合する図-6のような幅390mm、高さ190mm、幅100mmのものを採用し、直方体要素でモデル化した。ヤング率等の諸元は、表-7に示す一般的な値を用いた。

コンクリートブロックは、1段積み (高さ190mm) と2段積み (高さ380mm) の2通りを想定した。個別要素としてはモデル化していないが、図-6のようにコンクリートブロックの穴に鉄筋を1本挿入して補強するとした。鉄筋は、径10mmのSD295A (降伏強度 $f_y = 2.95 \times 10^8 \text{ N/m}^2$)を想定した。

(3)盛土地盤

コンクリートブロック壁に囲まれる盛土地盤の底面は、図-6のとおり1850×1850mmである。高さは、コンクリートブロックが1段積みするとき185mm、2段積みするとき370mmとした。

地盤は、径46.25mmの球でモデル化した。地盤はせん断波速度 VS が100m/sと150m/sの2通りを想定した。本研究では、せん断波速度は地盤剛性の指標として用いており、 VS が100m/sの地盤は締め固めの不十分な地盤、 VS が150m/sの地盤は締め固めのされた地盤と想定している。以降、それぞれのケース名をVS100、VS150とする。ポアソン比は0.3と仮定した。せん断弾性係数 G とヤング率 E は、単位体積重量を ρ 、重力加速度を g として、次式により算定した。式(13)の第1式は、波動方程式から導出されるせん断弾性係数とせん断波速度の関係式である。解析諸元を表-7に示す。

$$G = \frac{\rho VS^2}{g} \quad E = 2(1 + \nu)G \quad (13)$$

球は、1850×1850mmの盛土内に、奇数段目は40×40個等間隔に並べた。偶数段目は、両方向それぞれ半径分ずらし、39×39個配置した。まず、重力加速度だけを与えて運動方程式を解き、自重に対して平衡状態に達したことを確認した上で、地震動を入力した。

表-8 接触力の上限値を規定するパラメータ

接触要素	被接触要素	引張強度 (N/m ²) f_t	粘着力 (N/m ²) c	動摩擦 係数 μ
墓石	墓石 コンクリート 地盤	0	0	0.438
コンクリート	コンクリート	3.127×10^6	1.0×10^{15}	1.0×10^{15}
地盤(VS100)	地盤(VS100) コンクリート	0	0	0.389
地盤(VS150)	地盤(VS150) コンクリート	0	0	0.642

4.5 接触力の上限値を規定するパラメータ

(1)墓石-墓石、墓石-コンクリートブロック、墓石-地盤間
墓石間の引張強度、粘着力はともに 0.0 とした。動摩擦係数は実験より求めた 0.438 を採用した。

墓石-コンクリートブロック間、墓石-地盤間の接触の定数についても、墓石の石材間の接触と同じ値を仮定した

(2)コンクリートブロック間

コンクリートブロック間の引張応力は、鉄筋が受け持つとした。径 D10 mm の鉄筋の降伏強度 $f_y = 2.95 \times 10^8$ N/m² をブロックの単位面積あたりの引張強度 f_t に換算すると、

$$f_t = \frac{\pi(D/2)^2 \times f_y}{390 \times 190} \quad (14)$$

より $f_t = 3.127 \times 10^6$ N/m² となる。せん断破壊はしないと仮定し、粘着力と動摩擦係数をせん断破壊が生じない十分に大きな値 (1.0×10^{15}) に設定した。

(3)地盤間

引張強度と粘着力はともに 0.0 とした。

標準貫入試験の N 値とせん断波速度 VS の関係は、

$$VS = 80N^{1/3} \quad (15)$$

で表される⁶⁾。これから N 値を逆算すると、 $VS=100$ m/s と 150 m/s に相当する N 値はそれぞれ、1.95, 6.59 となる。N 値と内部摩擦角 ϕ (deg) の関係式

$$\phi = \sqrt{20N} + 15 \quad (16)$$

より、 $VS = 100$ m/s と 150 m/s に相当する内部摩擦角 ϕ はそれぞれ、21.25 deg, 26.48 deg となる。摩擦係数 $\mu = \tan\phi$ に換算すると、それぞれ 0.389, 0.642 となる。せん断波速度 VS の違いは、摩擦係数の違いにも反映されており、 VS が小さいと摩擦係数が小さくすべり易くなり、見かけのせん断剛性が小さくなる。

土の内部摩擦角は 2 つの物体間の摩擦そのものではなく、土が破壊するとき発生するすべり面上で考えた摩擦則に対応しており、要素間の摩擦係数とは概念が異なるので、土の摩擦係数の設定については今度の検討課題とした。盛土は厚さが 190 mm, 380 mm と低い上に周囲をコンクリートブロックに囲まれているため、地盤要素が他の要素の上に乗りがたりするようすべりは生じていない。

表-9 棹石の転倒状況

(a)基礎 A (コンクリート基礎)

		棹石の高さ幅比 (H/B)		
		2.0	2.5	3.0
入力 地震動	I 種地盤	×	×	×
	II 種地盤	△	×	×
	III 種地盤	△	×	×

(b)基礎 B (盛土・厚さ 190 mm/VS100)

		棹石の高さ幅比 (H/B)		
		2.0	2.5	3.0
入力 地震動	I 種地盤	×	×	×
	II 種地盤	×	×	×
	III 種地盤	×	×	×

(c)基礎 C (盛土・厚さ 190 mm/VS150)

		棹石の高さ幅比 (H/B)		
		2.0	2.5	3.0
入力 地震動	I 種地盤	△	×	×
	II 種地盤	×	×	×
	III 種地盤	×	×	×

(d)基礎 D (盛土・厚さ 380 mm/VS100)

		棹石の高さ幅比 (H/B)		
		2.0	2.5	3.0
入力 地震動	I 種地盤	×	×	×
	II 種地盤	×	×	×
	III 種地盤	×	×	×

△：棹石は変位するが転倒しない ×：棹石が転倒

地盤-コンクリートブロック間の定数についても、地盤間の接触と同じ値を仮定した

以上の接触力の上限値を規定するパラメータを表-8 にまとめる。

4.6. 解析結果

(1)転倒状況

棹石の転倒状況を表-9 に示す。高さ幅比が 2.5 と 3.0 の墓石は、基礎の種別と入力地震動の地盤種別に関わらず、全ケース転倒した。基礎による違いは、高さ幅比 2.0 のケースでのみ見られた。ブロック塀の鉄筋が降伏に至るケースはなかった。高さ幅比 2.0 の墓石に I 種、II 種、III 種地盤の地震動が入力したときの墓石の様子を、図-7～図-9 に示す。

a)高さ幅比 2.0 の墓石に I 種地盤地震動を入力した場合

図-7 に、高さ幅比 2.0 の墓石に I 種地盤地震動を入力した場合 (12.0) の 6, 7, 8 秒後の挙動を示す。コンクリート基礎の棹石は転倒した。盛土基礎の場合、せん断波速度 100 m/s のケースでは、盛土の高さに関わらず、ほぼ同じ時刻に棹石が傾き始め、ほぼ同じ時刻に転倒に至った。せん断波速度が 150 m/s のケースは転倒しなかった。コンクリート基礎のケースより、せん断波速度が 100 m/s のケースの方が、棹石が先に転倒した。

b)高さ幅比 2.0 の墓石に II 種地盤地震動を入力した場合

図-8 に、高さ幅比 2.0 の墓石に II 種地盤地震動を入力した場合 (II 2.0) の挙動を示す。せん断波速度 100 m/s のケースでは、I 種地盤地震動を入力したときと同様に、盛土の高さに関わらずほぼ同じ時刻に棹石が傾き転倒に至った。I 種地盤地震動を入力したときとは逆に、コンクリート基礎の場合は棹石が転倒せず、せん断波速度が 150 m/s のケースでは転倒した。せん断波速度が 100 m/s のケースの方が、150 m/s のケースよりも先に棹石が転倒した。

c)高さ幅比 2.0 の墓石に III 種地盤地震動を入力した場合

図-9 に、高さ幅比 2.0 の墓石に III 種地盤地震動を入力した場合 (III 2.0) の 6, 7, 8 秒後の挙動を示す。コンクリート基礎の場合は棹石が転倒しなかったが、盛土基礎のケースは全て転倒した。III 種地盤地震動では、せん断波速度と盛土の高さに関わらず、盛土のケースは全て、ほぼ同じ時刻に棹石が傾き始め転倒に至った。

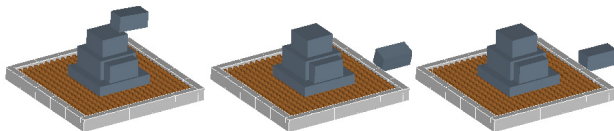
(2)基礎の剛性によって転倒の有無が異なる理由の考察

基礎の剛性によって転倒の有無が異なる理由について考察するため、棹石と芝台の相対変位波形を図-10 に示す。

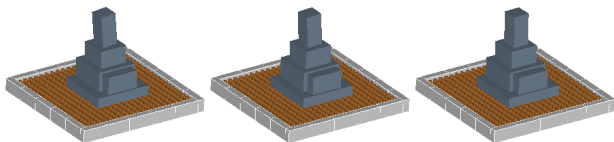
芝台の変位波形は、コンクリート基礎、せん断波速度の値によって傾向が異なることがわかる。コンクリート基礎の場合は、相対変位はほとんど生じていない。



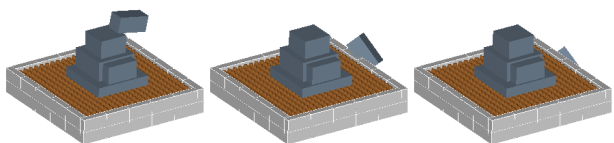
(a)基礎 A (コンクリート基礎) (左から、6, 7, 8 秒後)



(b)基礎 B (盛土・厚さ 190mm/Vs100) (左から、6, 7, 8 秒後)



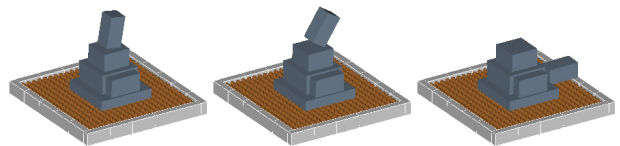
(c)基礎 C (盛土・厚さ 190mm/Vs150) (左から、6, 7, 8 秒後)



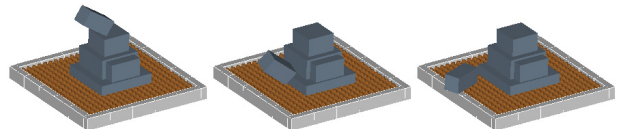
(d)基礎 D (盛土・厚さ 380mm/Vs100) (左から、6, 7, 8 秒後)
図-7 高さ幅比 2.0 の墓石に I 種地盤の地震動を入力した場合



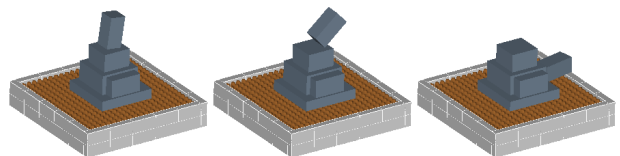
(a)基礎 A (コンクリート基礎) (左から、6, 7, 8 秒後)



(b)基礎 B (盛土・厚さ 190mm/Vs100) (左から、6, 7, 8 秒後)



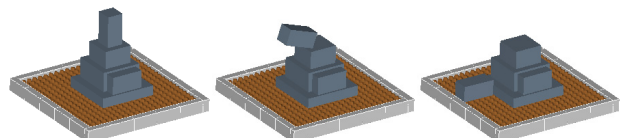
(c)基礎 C (盛土・厚さ 190mm/Vs150) (左から、5.5, 6, 7 秒後)



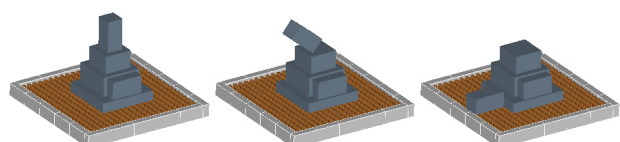
(d)基礎 D (盛土・厚さ 380mm/Vs100) (左から、6, 7, 8 秒後)
図-8 高さ幅比 2.0 の墓石に II 種地盤の地震動を入力した場合



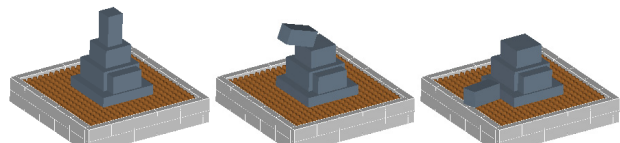
(a)基礎 A (コンクリート基礎) (左から、6, 7, 8 秒後)



(b)基礎 B (盛土・厚さ 190mm/Vs100) (左から、6, 7, 8 秒後)



(c)基礎 C (盛土・厚さ 190mm/Vs150) (左から、6, 7, 8 秒後)



(d)基礎 D (盛土・厚さ 380mm/Vs100) (左から、6, 7, 8 秒後)
図-9 高さ幅比 2.0 の墓石に III 種地盤の地震動を入力した場合

せん断波速度が 100 m/s のときは、盛土の厚さに関わらず、変位波形はほぼ同じである。せん断波速度 150 m/s のときは 100 m/s のときとは異なる変位波形を示している。以上より、基礎の剛性によって転倒挙動が異なるのは、基礎の剛性と動摩擦係数の違いによって芝台の変位波形が異なるためであると考えられる。

せん断波速度が同じであれば、盛土厚によらず結果が同様である理由は、190 mm と 380 mm と増幅が生じるような厚さでないため盛土の厚さの影響が小さいということと、芝台の挙動は墓石と地盤間の接触パラメータによって決まるためであると考えられる。本解析において、せん断波速度が同じであれば、墓石-地盤間の接触時に発生するばねとダッシュポットの諸元も粘着力と動摩擦係数の諸元も同じ値に設定しているためであると考えられる。

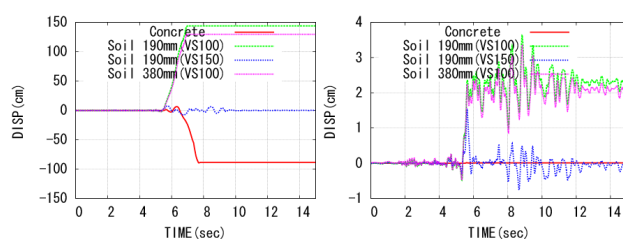
(3)せん断波速度によって芝台の挙動が異なる理由の考察

次に、せん断波速度によって芝台の挙動に違いが生じる理由について考察するため、芝台の絶対応答加速度と入力加速度を比較する。

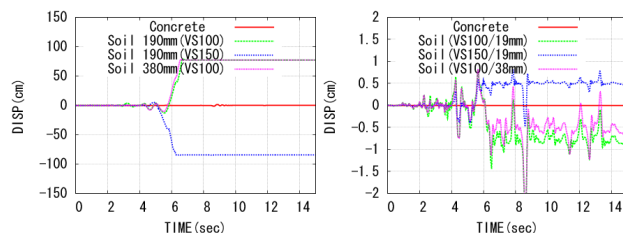
a)基礎 A で転倒し、基礎 C で転倒しなかったケース(I 2.0)

高さ幅比 2.0 の墓石に I 種地盤地震動を入力したケースでは、コンクリート基礎（基礎 A）の棹石は転倒したが、せん断波速度 150 m/s の盛土基礎（基礎 C）の棹石は転倒しなかった。この理由を調べるため、基礎上 C の芝台の絶対応答加速度と入力地震動（Type211）の比較を図-11(a)に示す。図は省略するが、基礎 A の芝台の絶対応答加速度は入力地震動とほぼ一致した。時刻歴波形は、衝撃による高振動数の影響を取り除くため、10 Hz のハイカットフィルターをかけたものを示す。まず、最大加速度を比較すると、入力加速度の卓越する 5~6 秒では芝台の絶対応答加速度の方が小さくなっている。フーリエスペクトルを比較すると、I 種地盤の卓越振動数 1.37 Hz における加速度振幅は芝台の方が小さくなっている。また、図-10(a)に示すように棹石には残留変位も生じていない。以上のことから、コンクリート基礎に比べ盛土基礎の剛性が小さいため、硬質地盤特有の高い卓越振動数成分が小さくなり、結果として加速度振幅が小さくなり、転倒を防止できたものと考えられる。

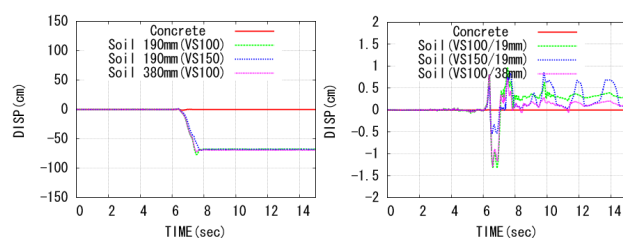
基礎 B の棹石が転倒した理由は、図-10(a)において芝台に残留変位が生じていることからわかるように、芝台が傾いて不安定になったためであると考えられる。本研究で用いた定式化では、 VS が小さいとばね定数が小さく設定されるため、要素が貫入しやすくなる。さらに、 VS が小さいと摩擦係数も小さく設定されるため、地盤要素間のすべりも地盤と芝台の間のすべりも起き易くなる。地盤要素間の貫入と滑りが起こりやすいため、地盤の上に水平に支持されていた芝台は、地盤要素の移動によって傾きが生じ易くなる。地盤要素と棹石の間の摩擦係数も VS に応じて小さく設定されるため、芝台の滑動も生じやすく、変位が大きくなったと考えられる。上下方向にも変位すると考えられ、芝台は傾斜することになり、その上に載る石材は不安定になる。このように軟らかい地盤の場合は、芝台が変位、傾斜するために、最大加速度が低減されても棹石が転倒するものと考えられる。



(a) 高さ幅比 2.0 の墓石に I 種地盤の地震動を入力した場合

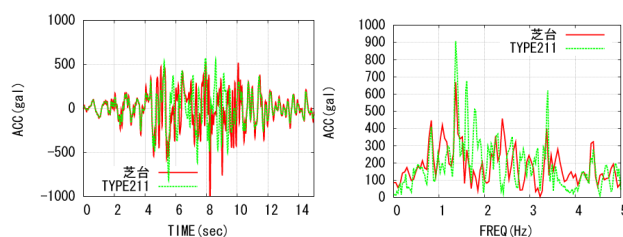


(b) 高さ幅比 2.0 の墓石に II 種地盤の地震動を入力した場合

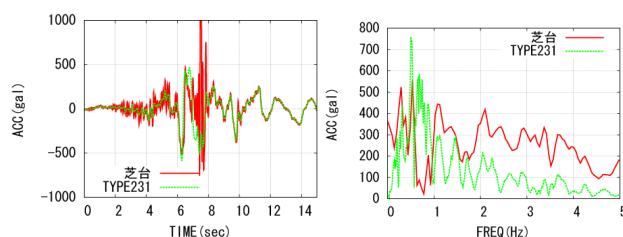


(c) 高さ幅比 2.0 の墓石に III 種地盤の地震動を入力した場合

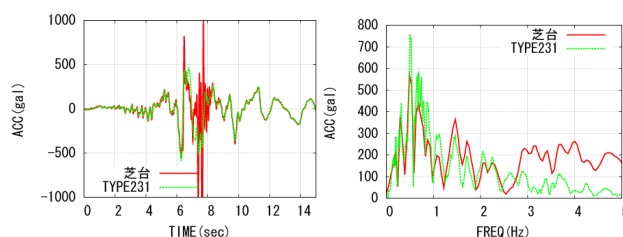
図-10 棹石と芝台の相対変位波形 (左: 棹石, 右: 芝台)



(a) 基礎 C 上の高さ幅比 2.0 の墓石に I 種地盤の地震動を入力



(b) 基礎 B 上の高さ幅比 2.0 の墓石に III 種地盤の地震動を入力



(c) 基礎 C 上の高さ幅比 2.0 の墓石に III 種地盤の地震動を入力

図-11 芝台の絶対加速度と入力加速度の比較

(左: 時刻歴波形, 右: フーリエスペクトル)

b)基礎 A で転倒せず、基礎 B, C で転倒したケース(III3.0)

高さ幅比 2.0 の墓石に III 種地盤地震動を入力したケースでは、コンクリート基礎（基礎 A）の棹石は転倒しなかったが、盛土基礎の棹石は全て転倒した。この理由を調べるため、基礎 B と基礎 C を例にとり、芝台の絶対応答加速度と入力地震動 (Type231) の比較を図-11 (b)(c)に示す。時刻歴波形は、10 Hz のハイカットフィルターをかけたものである。

フーリエスペクトルの比較より、卓越振動数である 0.5 Hz における振幅は盛土の存在によって芝台の方が入力地震動より小さくなっているが、時刻歴波形を比べると地盤による低減は見られない。芝台の最大加速度は Type231 とほぼ同程度であるのに、コンクリート基礎上では棹石が転倒しないのに盛土上では棹石が転倒した理由は、図-10(b)(c)において芝台にわずかな残留変位が生じていることから分かるように、芝台がわずかに傾いて不安定になったためであると考えられる。

4.7. 基礎の剛性の影響のまとめ

硬質地盤（I 種地盤）の場合は、入射される地震動の卓越振動数が高いため、最大加速度の大きな入力地震動となる。そのため、コンクリート基礎でも、最大加速度が大きいために墓石が転倒してしまう。盛土基礎には、最大加速度を低減し墓石の転倒を防ぐ可能性がある。しかし、盛土のせん断波速度が小さい場合には剛性と摩擦係数が小さいので、芝台に変位が生じ、最大加速度が低減されても転倒してしまう。

一方、軟弱地盤（III 種地盤）の場合は、入射される地震動の卓越振動数が低く、最大加速度を低減させる必要がない。墓石を盛土に載せると芝台に変位が生じ傾斜する可能性があり転倒の危険性が高まるため、コンクリート基礎の方が墓石が転倒しにくいことがわかった。

5. 接着材の塗布面積の違いが墓石の地震時挙動に及ぼす影響の検討

5.1 検討概要

近年、墓石の耐震補強に関する機運が高まっており、様々な補強工法が使用されている。中でも、石材間を接着剤で接着する補強工法は施工が簡便であることから、広く使用されている。しかし、地震後の被害調査から、接着剤で補強した墓石の転倒被害も多く見られる。接着材の塗布面積が不十分であるために接着が剥がれてしまったのか、明らかにされていない。

そこで、墓石の接着剤の塗布面積の違いが墓石の地震時挙動に及ぼす影響について検討することとした。

5.2 接着剤のモデル化および接着ケース

最も多く墓石に使用されている変性シリコン接着剤を対象とした。変性シリコン接着剤の一般的な値として、引張強度 f_t を $9.0 \times 10^5 \text{ N/m}^2$ 、粘着力 c を $9.0 \times 10^5 \text{ N/m}^2$ とした。

表-10 墓石の石材間の接着のケース

ケース名	接着剤の有無	接着材の塗布面
無接着	なし	—
1点接着	あり	径 50 mm を中央に 1 箇所
4点接着		径 50 mm を 4 隅に 1 箇所ずつ
全面接着		全面に接着

接着ケースとして、表-10 に示す 4 ケースを想定した。

1 つ目は接着剤のないもの（4 章と同じ）である。

2 つ目は接着剤の塗布面積を径 50 mm の円とし、接着面の中央に 1 箇所としたもの（1 点接着）である。

3 つ目は径 50 mm の円を接着面の 4 隅に 4 箇所としたもの（4 点接着）であり、写真-2 に示す墓石も 4 点接着である。4 つの塗布面の配置によって効果は変わると考えられる。接着面の中心から遠いところに配置するほど、モーメントに対する抵抗力が期待できると考えられる。本研究では、最も効果が期待できる 4 隅に配置することとし、石材と石材の接触面の直交する 2 辺からの距離が 25 mm の地点を接着面の中心とした。

最後のケースは、接着面全面において接着補強を行ったもの（全面接着）である。

「4 点接着」のケースが、一般的に採用されているケースであると考えられる。接着している上側の石材の底面を一辺の長さが 1 cm に最も近い値になるよう細かく正方形で等分割し、接着剤がある領域には接触ばねを設定し、塗布面積に応じたばね定数を設定し、引張強度とせん断強度を与えた。接着剤がない領域には他の要素と接触したときにだけばねを設定した。

基礎は、いずれのケースもコンクリート基礎（基礎 A）とした。

5.3 解析結果

解析結果を表-11 に示す。「1 点接着」のケースでは、無接着時に転倒した 1 ケースを含む 3 ケースの墓石の転倒を免れた。「4 点接着」のケースでは、7 ケースの墓石が転倒しなかった。「全面接着」のケースでは、すべての墓石が転倒しなかった。

「4 点接着」のケースが一般的であると考えられるが、棹石の高さ幅比が大きく、硬質な地盤上に建つ場合は、転倒を防ぐことができないので、このような場合は塗布面積を増やすことが望ましいと考えられる。

接着剤により転倒しなかったケースのうち、高さ幅比 3.0 の墓石に II 種地盤の地震動を入力した場合の「無接着」、「1 点接着」、「4 点接着」の 3 ケースの墓石挙動を図-12 に示す。「4 点接着」では、棹石—上台間の接着剤に最大加速度が作用したときに引張強度に達した。しかし、それ以降の地震動によって棹石はロッキングを起こしたものの（図-12(c)）、転倒することにはなかった。「4 点接着」のケースは、「無接着」と「1 点接着」のケースに比べ、転倒開始時間が遅くなっており、塗布面積の増加は転倒開始時間を遅らせる効果があることがわかるが、一度接着剤のはがれて転倒すると、棹石の移動距離は同程度である。

表-11 棹石の転倒状況

(a) 無接着 (表-9(a) 再掲)

		棹石の高さ幅比 (H/B)		
		2.0	2.5	3.0
入力 地震動	I 種地盤	×	×	×
	II 種地盤	△	×	×
	III 種地盤	△	×	×

(b) 1点接着 (径50mmを1箇所)

		棹石の高さ幅比 (H/B)		
		2.0	2.5	3.0
入力 地震動	I 種地盤	×	×	×
	II 種地盤	○	×	×
	III 種地盤	○	○	×

(c) 4点接着 (径50mmを4箇所)

		棹石の高さ幅比 (H/B)		
		2.0	2.5	3.0
入力 地震動	I 種地盤	○	×	×
	II 種地盤	○	○	△
	III 種地盤	○	○	○

(d) 全面接着

		棹石の高さ幅比 (H/B)		
		2.0	2.5	3.0
入力 地震動	I 種地盤	○	○	○
	II 種地盤	○	○	○
	III 種地盤	○	○	○

○ : 変位なし △ : 棹石は変位するが転倒せず
× : 棹石が転倒



(a) 無接着 (左から, 5, 6, 7秒後)

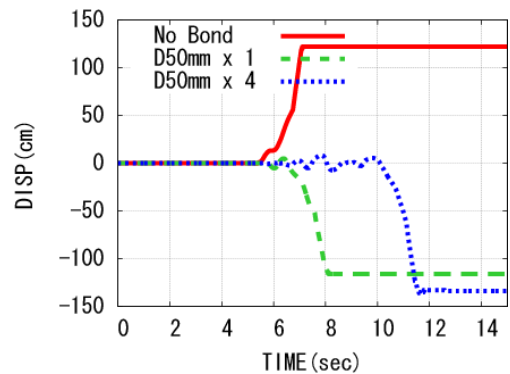


(b) 1点接着 (径50mmを1箇所) (左から, 6, 7, 8秒後)

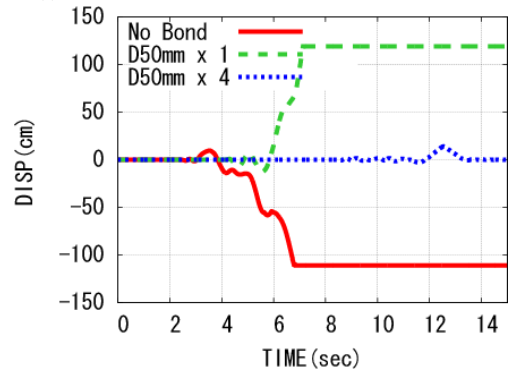


(c) 4点接着 (径50mmを4箇所) (左から, 6, 7, 8秒後)

図-12 高さ幅比3.0の墓石にII種地盤の地震動を入力した場合



(a) 高さ幅比2.5の墓石にI種地盤の地震動を入力



(b) 高さ幅比3.0の墓石にII種地盤の地震動を入力

図-13 棹石の相対変位波形

図-13に、高さ幅比2.5の墓石にI種地盤の地震動を入力した場合と、高さ幅比3.0の墓石にII種地盤の地震動を入力した場合の棹石の相対変位波形を示す。接着剤の塗布面積の増加に伴い、接着剤が外れて相対変位が生じる時刻が遅くなっていることがわかる。仮に接着剤がはがれたとしても、転倒までの時間を遅らす効果があることがわかった。

5.4 接着剤の塗布面積の影響のまとめ

接着剤の塗布面積の増加に伴い、棹石は転倒しにくくなる。「全面接着」を採用することにより、全ケースで墓石の転倒を免れることができた。一般的に採用されている「4点接着」は、多くのケースにおいて墓石の転倒を防止できたが、棹石の高さ幅比が大きく硬質な地盤上に建つ場合は転倒を防止できない可能性があることがわかった。このような条件を満たす場合は塗布面積を増やすことが望ましいことがわかった。

接着剤がはがれて転倒に至る場合でも、転倒までの時間を遅らせる効果があるため、お墓参りの人は避難することができ、落下墓石による怪我を防止する効果もあると考えられる。

6. まとめ

本研究では、墓石の基礎の剛性と接着剤の塗布面積が墓石の地震時挙動に及ぼす影響について検討するため、3次元個別要素法を用いた数値解析を実施した。

基礎の剛性が墓石の耐震性に及ぼす影響について以下の知見が得られた。

1) 硬質地盤上の墓石の場合

- ・ 入射される地震動の卓越振動数が高く最大加速度が大きい
ため、安定したコンクリート基礎でも墓石が転倒してしまう。
- ・ 盛土基礎は、コンクリート基礎に比べ基礎の剛性が小さいた
め、芝台に伝わる最大加速度を低減する効果がある。盛土の
せん断波速度が小さい場合、地盤要素の剛性も動摩擦係数も
小さく設定されるため、地盤要素が互いに貫入、滑動し易く、
地盤上の芝台も滑動や傾斜し易くなる。そのため、最大加速
度が低減されても転倒してしまう。しかし、せん断波速度が大
きければ、芝台の滑動や傾斜が抑制されるため、最大加速
度低減によって墓石の転倒を防ぐ可能性がある。

2) 軟弱地盤上の墓石の場合

- ・ 入射される地震動の卓越振動数が低く、盛土による最大加速
度の低減効果は低い。むしろ、墓石を盛土に載せると変位や
傾斜を生じる可能性があり転倒の危険性が高まるため、コン
クリート基礎の方が墓石が転倒しにくい。

接着剤の塗布面積が墓石の耐震性に及ぼす影響につい
て、以下の知見が得られた。

- 1) 全面接着、4点接着、1点接着の順に、棹石が転倒し
にくい。
- 2) 一般的に採用されている4点接着は、棹石の高さ幅比
が大きく硬質な地盤上に建つ場合は転倒を防止でき
ない可能性がある。本解析では、全面接着を施すこと
によって転倒を防止することができた。
- 3) 4点接着の場合は、1点接着の場合に比べ、接着剤が
外れて相対変位の生じる時刻が遅い。仮に接着剤がは
がれたとしても、転倒までの時間を遅らす効果がある。

今後は、接着剤の補強効果について、経年劣化を考慮に
入れた検討を実施する予定である。

謝辞

本研究は、平成20年度科学研究費補助金（基盤研究(c)）
の援助を受け、執り行われたものであります。日本大学の
服部仁先生には、墓石被害調査の写真をご提供頂きました。
査読者の方々には貴重なご指摘をいただきました。ここに
感謝の意を表し厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本石材産業協会：地震に強いお墓の報告書，2006.2
- 2) 三輪滋，本山寛：2007年新潟県中越沖地震における墓石転
倒調査，日本地震工学会大会 2007 梗概集，pp.458-459，
2007.11.
- 3) 古川愛子，清野純史，三輪滋：物理シミュレーションによる
兵庫県南部地震時の墓石の転倒メカニズムの解明，地域安全
学会，No.7，pp.221-230，2005.11.
- 4) Johnson, K L. Contact mechanics, 2nd edn. Cambridge University
Press, 1985.
- 5) Cundall, P. A.: Rational design of tunnel supports - A computer
model for rock mass behavior using interactive graphics for the
input and output of geometrical data, *Technical Report MRD-2-74*,
Missouri River Division, U.S. Army Corps of Engineers, 1974.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，2002.
- 7) 日本電信電話公社：通信装置等の耐震試験方法，1998.12.

(2009年4月9日 受付)