

古墳墳丘の動的挙動特性と地震による破壊メカニズムに関する研究

澤田 茉伊¹・Tumurkhuyag ENKHTUVSHIN²・三村 衛³

¹正会員 京都大学大学院助教 工学研究科都市社会工学専攻
(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂C1-2)
E-mail: sawada.mai.6c@kyoto-u.ac.jp

²非会員 京都大学大学院博士前期課程 工学研究科都市社会工学専攻
(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂C1-2)
E-mail: tumurkhuyag.enkhtuvshin.25c@st.kyoto-u.ac.jp

³フェロー会員 京都大学大学院教授 工学研究科都市社会工学専攻
(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂C1-2)
E-mail: mimura.mamoru.3r@kyoto-u.ac.jp

古墳は、自然作用や人為的破壊により損傷を受けており、特に地震動による墳丘の崩壊や石室石材の落下等の損傷は深刻である。本研究は、遠心模型実験と再現解析により、古墳の動的挙動と地震による破壊メカニズムの解明を目的とする。1/50スケールの古墳断面模型を用いて加振実験を行ったところ、盛土の天端と法面表層に亀裂が生じた。また、石材を模した樹脂板間の摩擦の大小により、石室周辺の破壊形態が異なった。摩擦が小さい場合は、樹脂板がすべり、背面土が崩壊したが、摩擦が大きい場合は、石室は変形せず、隅角部から亀裂が生じた。これらの亀裂は、再現解析により、引張応力に起因することがわかった。また、石材間の摩擦は、盛土内の応力分布にはあまり影響しないが、背面土の崩壊を抑制し、石室空間を維持する上で重要であることがわかった。

Key Words : centrifugal model test, conservation of geo heritage, tension crack, dynamic response analysis

1. はじめに

地盤に残された重要な歴史史料である古墳は、次世代に保存すべき地盤遺産である。一般に、古墳は棺を納めた石室を保護するよう、締め固めた土で覆った構造を有している。墳丘の形状・寸法には、被葬者の身分や時代背景が反映されており、古墳の築造が盛んであった5世紀ごろまでは、墳長が数百メートルの古墳も数多く造られている。なかでも大阪府堺市の大仙古墳は、最大級の墳長(486m)を有することに加え、周囲の古墳群と合わせて、世界遺産の登録を目指していることで注目を集めている。近い将来、世界的に古墳の文化的価値が認められれば、より質の高い保存・管理が求められる。

しかし、築造から1300年以上を経て、自然作用や人為的な破壊を受けている古墳の損傷を抑制することは容易ではない。古墳の損傷形態は、大きく三種類に分類することができる¹⁾。すなわち、I. 墳丘の損失(地震、降雨、削平、盗掘)、II. 墳丘内部への水分移動(雨水、地下水)、

III. 石室石材や装飾の劣化(カビ、結露、塩類風化)、である。これらの損傷は、例えば、墳丘に生じた亀裂から雨水の浸透や外気の流入が促進され、石室内の温湿度環境が変化することによって、壁画にカビが繁殖するなど、複合的・連鎖的に発生する場合も多い。このような複雑な損傷に対して、外観上の修復では効果がないばかりか、かえって悪化する場合もある。損傷のメカニズムを追究し、科学的に有効かつ本質的価値を損なわない修復・保存技術が必要とされている。

古墳の損傷要因のうち、特に地震は深刻である。地震考古学の調査により、原型を留めないほど崩壊した古墳や、崩壊には至らなくとも墳丘や石材に刻まれた亀裂の主要因として、歴史地震が指摘されてきた²⁻⁴⁾。図-1は、過去の南海地震に起因すると考えられる高松塚古墳(奈良県高市郡明日香村)の石室直上の亀裂である。歴史地震の場合は、被害の詳細を知ることができないが、平成28年熊本地震では、県内の複数の古墳で被害調査⁵⁾が行われ、その実態が明らかになった。震源に近いいくつか

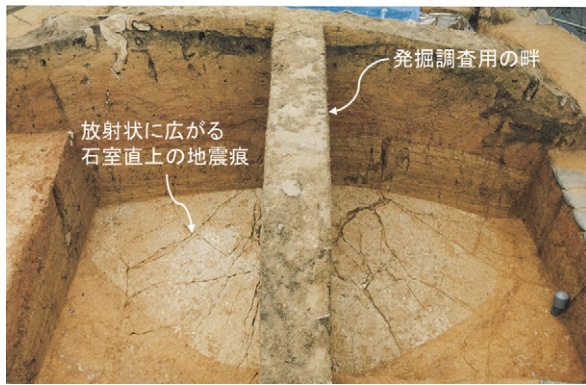


図-1 地震由来と考えられる高松塚古墳の墳丘内の亀裂³⁾



図-2 熊本地震で被災した釜尾古墳の様子⁵⁾

の古墳では、墳丘の亀裂・崩壊や石材の落下といった大規模な損傷が発生し、石室の立ち入りが制限されており、恒久的な修復に時間を要する状況である。また、過去に修復・復元された古墳で、顕著な被害が報告されていることから、地盤工学の視点が不十分であったことがうかがえる。図-2は、最大で震度6弱を記録した熊本市北区に所在する釜尾古墳であるが、コンクリートドームと覆土で復元した墳丘が崩壊し、石室入口を塞いでいる。石室は、扁平な安山岩を小口積みにして造られているが、小型カメラを用いた調査によると、装飾が施された石室内に土砂の流入と石材の落下が確認された。被害調査報告をもとに、損傷形態をまとめると、表-1のように、地震時に生じる物理的な損傷と、これに起因して、中・長期にわたって生じる損傷に分類することができる。

地震による損傷を抑制するためには、耐震性を照査し、必要と判断される場合には、予防的対策を採ることが有効である。現状では、古墳の耐震性照査や対策が行われた事例はなく、その前段階として、動的挙動特性と破壊メカニズムの解明に取り組んでいる状況である。古墳は、1) 細粒分を豊富に含む土質材料で構成されている、2) 人力で締め固められている、3) 剛結していない複数の石材からなる石室を内包する、4) 円形や方形の三次元形状

表-1 地震による古墳の損傷形態

損傷形態		原因	影響
地震時に生じる損傷	墳丘の亀裂、崩壊	地震荷重	墳丘の密閉性の低下
	石室石材の崩落、ひび割れ	地震荷重	石室の不安定化、石棺・副葬品の破損、調査・展示の制限
地震後に中・長期にわたって生じる損傷	雨水の流入	地震で損傷を受けたことによる墳丘の遮水性の低下	墳丘の不安定化、石室石材・装飾の劣化
	墳丘の乾燥	地震で損傷を受けた墳丘保護のためのシートによる雨水の遮断	墳丘の極度の乾燥による粉状化、崩壊
	石室の環境変化	地震で損傷を受けたことによる墳丘の密閉性の低下による雨水・外気の流入	石室の温湿度の変化による石室石材・装飾の劣化（かび、結露、剥離、亀裂）

を有する、などの一般の盛土や地中構造物とは異なる工学的特徴を持つ。これらの特徴を適切に考慮し、動的挙動特性と破壊メカニズムを研究する必要がある。

古墳の動的挙動特性と破壊メカニズムを解明する主な手段として、地震痕の現地調査、数値解析、模型実験が挙げられる。これらはいずれも不可欠であり、既往研究では、現地調査^{2,4)}と数値解析^{6, 7)}により、研究が進められてきたが、模型実験はこれまで実施されていない。模型実験の利点は、実験条件の多くが制御可能であり、詳細に破壊挙動の観察や応答の定量的評価ができる点である。また、模型実験を数値解析で再現することにより、現象を適切に表現するモデル化が可能となる。このモデルが確立すれば、想定地震による古墳の被害を定量的に予測し、対策工法の提案・効果の検証が可能になり、古墳の地震被害を抑制するための予防的対策が実現する。そこで、本研究では、墳丘の断面模型を用いて、動的遠心模型実験を行い、これを再現解析することにより、動的挙動特性と破壊メカニズムを研究する。

2. 動的遠心模型実験

(1) 墳丘の断面模型

本研究では、50G場で、図-3に示す1/50スケールの墳丘の断面模型を用いて実験を行った。表-2に本実験における遠心力場での相似則を示す。模型は古墳の工学的な特徴を適切に表現したものとする必要があるが、ここでは

表-2 本実験の遠心場における相似則

物理量	次元	相似比 (実物/模型)
長さ	L	N
質量	M	N^3
時間	T	N
加速度	LT^{-2}	N^{-1}
応力	$ML^{-1}T^{-2}$	1
ひずみ	—	1

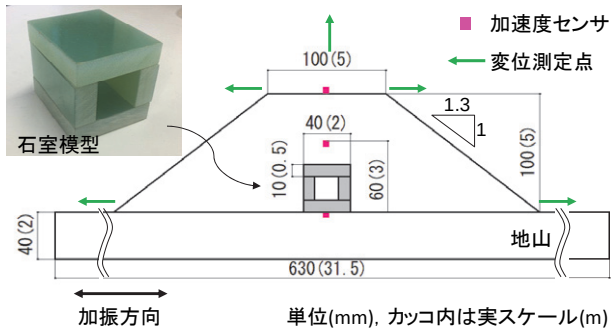


図-3 遠心模型実験に用いた古墳の断面模型

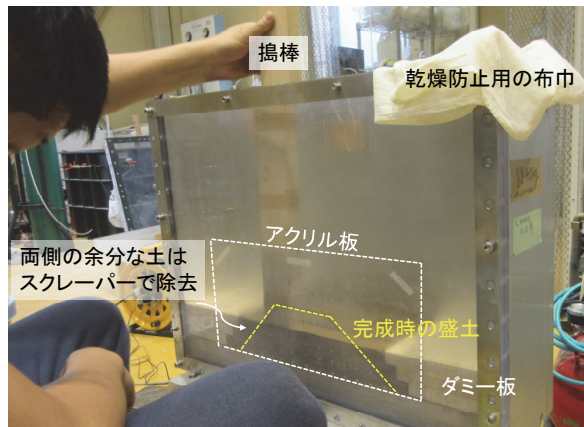


図-4 実験模型の作製の様子

奈良県高市郡明日香村の高松塚古墳を参照した。通常、古墳の敷地内での地盤調査は、厳しく制限されているが、高松塚古墳では、カビで汚損された壁画を修復するための石室解体に伴い、例外的にボーリング調査が実施され、墳丘と地山の土質定数が把握できている^{8),13),14)}。本研究では、特に含水比、密度、S波速度が実際の墳丘と同等となるように模型の仕様を決定した。具体的な決定方法については、次節で述べる。

a) 盛土

土槽は、側方境界の影響を軽減するため、遠心力载荷装置に搭載可能な範囲で、できるだけ幅の広い剛性土槽(幅630mm、高さ700mm、奥行150mm)を用いた。土槽の底面には、盛土底面の摩擦を確保するため、地山相当の相対的に硬い水平地盤を作製した。水平地盤とその上

に作製する盛土はともに、所定の含水比に調整した試料を密度管理しながら、木製の搦棒を用いて、できるだけ均一になるよう複数層に分けて締め固めた。図-4に盛土作製時の様子を示す。盛土の両側に各層の締め固め面に合わせて、階段状に木製のダムー板を設置し、天端まで締め固めが終了した後、ダムー板を取り除き、スクレーパーを使って斜面の余分な土を削り落として成形した。なお、盛土を作製する際に、土槽正面の内壁に厚さ1.5mmのアクリル板を設置し、完成時に板を取り除くと模型と土槽壁面の間に幅1.5mmの隙間ができるようにすることによって、盛土との摩擦を軽減する工夫をした。ただし、遠心力を载荷すると、盛土が沈下する分、奥行方向に膨張して隙間が狭まるため、盛土と土槽内壁が接した場合の対策として、内壁にはシリコンオイルを塗布した。模型作製後は、遠心力を载荷する直前まで濡れた布巾で土槽上面を覆い、盛土の乾燥を防ぐようにした。

b) 石室

高松塚古墳の石室(幅1.03m、奥行2.66m、高さ1.13m)には、奈良と大阪にまたがる二上山の凝灰岩を、厚さ約50cmの板状に加工したものが用いられている。合計15枚(側壁3枚×2面、天板4枚、底板3枚、閉塞石1枚×2面)の板石を組み合わせた構造であり、その断面は4枚の板石からなる。そこで、石室模型は、厚さ10mmのエポキシ樹脂板を4枚組み合わせて模擬した。樹脂板は、高松塚古墳に用いられた石材と密度と近いものを選定した。産地が近い凝灰岩の密度の測定値を参考に、 1.91g/cm^3 のものを採用した。樹脂板同士は、接着していないため、模型が完成するまでは、中詰めをして樹脂板が動かないようにした。なお、樹脂板の強度については、本研究では、石材自体の変形や破壊を伴う場合は検討対象としないため、十分剛性の高いものを選んだ。石室の奥行方向の寸法は、土槽の奥行よりも4mm小さく作製し、伸縮性のあるスポンジテープを土槽と石室断面に設けることで、土槽との摩擦によって石室の動きが拘束されないように工夫した。

c) 計測

実験中は、振動台と図中に示す模型内の3点に、1辺6mmの小型加速度センサを設置し、加振方向の加速度を測定した。変位については、レーザー変位計、画像解析、高速度カメラを用いて捉えた。レーザー変位計では、左右の法肩・法尻の水平変位と、天端の鉛直変位を計測した。土槽上端から鉛直に吊り下げた治具に取り付けたレーザー変位計を用いて測定し、法肩・法尻では、アルミ板を盛土に固定してターゲットとした。画像解析では、直径5mm、長さ5mmのプラスチックパイプを盛土の前面に複数配置し、実験前後に撮影した写真の比較により、盛土全体の変形を把握できるようにした。高速度カメラでは、加振中の盛土・石室の変状を観察し、計測結果の解釈に活用した。

d) 模型の種類

以上の要領で作製した模型 (模型Aとする) に加えて、石室の有無と石材間の摩擦が動的挙動に与える影響を調べるため、次の計3種類の模型で比較実験を行った。

模型A 図-3に示す。樹脂板同士の接触面はなめらか。

模型B 石室がない盛土。盛土寸法は模型Aと同じ。

模型C 樹脂板同士の接触面に粘着テープを貼り、土粒子を付着させる。他は模型Aと同じ。

表-3に盛土の強度定数と、盛土と樹脂板もしくは樹脂板同士の接触面の強度定数をまとめる。盛土の強度定数は三軸試験で評価し、樹脂板との接触面は、直径6cm、高さ1cmに成形した樹脂板を用いて、一面せん断試験で評価した。

(2) 実験試料

高松塚古墳と同じく明日香村内にある牽牛子塚 (けんごしづか) 古墳^(11,12)の発掘残土の2mmふるい通過分を実験試料とした。同村は、花崗岩・花崗閃緑岩起源の風化が進んだまさ土が広がる地域に位置し、牽牛子塚古墳をはじめとする村内の古墳には、このまさ土が用いられている。図-5に実験試料の粒度分布を示す。細粒分を42%含み、比較的粒度が良く、締固めに適している。

模型盛土の含水比は、高松塚古墳のボーリング孔内のRI検層⁹⁾で測定された自然含水比と同等の15%に調整した。密度は、動的挙動を直接的に支配する地盤の速度構造を指標に設定した。PS検層⁹⁾で得られた墳丘部分のS波速度は、110-160m/sである。これを目標値とし、含水比を15%に調整した試料を、密度を変えて締固めた供試

表-3 盛土と石室を構成する樹脂板との接触面の強度定数

	c (kN/m ²)	ϕ (度)
盛土	21.0	35.0
盛土と樹脂板の接触面	19.0	23.3
樹脂板同士の接触面 (模型A)	10.2	17.9
土粒子を付着させた樹脂板 同士の接触面 (模型C)	11.6	32.6

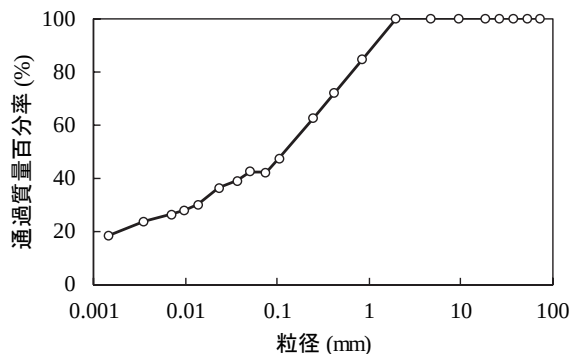


図-5 実験試料の粒径加積曲線

体を用いて、拘束圧が50kPaの条件で繰返し三軸試験を行い、微小ひずみ領域のせん断弾性係数からS波速度を推定した。その結果、湿潤密度が1.58g/cm³のときに、S波速度は130m/sとなり、目標値の範囲に収まった。ポアソン比は、PS検層から求められた値が0.5に近く、飽和土相当であった。一般に不飽和土のポアソン比はより小さく、0.2~0.45¹⁵⁾であることを鑑みて、ここでは0.35と見積もった。

以上のS波速度を指標とした設定値とRI検層による墳丘の密度の実測値を比較する。RI検層で得られた湿潤密度は、1.4-1.8g/cm³であり、設定値はほぼ中間である。また、墳丘の締固めエネルギーの観点から、設定値の妥当性を確認する。墳丘は、人力によって締め固められているが、人力の締固めエネルギーは、標準プロクター E_c (550kJ/m³, A法に相当) の10-20%に相当することが多い^{19,10)}。図-6は、含水比を15%に調整した試料を用いて、エネルギーを変えて締固め試験をしたときの乾燥密度の変化である。ただし、エネルギーは締固め回数で制御しており、 E_c の20% (締固め回数が5回に相当) 以下では、均一に締め固められないため、外挿している。S波速度を指標にした密度の設定値 (湿潤: 1.58g/cm³, 乾燥: 1.37g/cm³) と照らし合わせると、設定値は E_c の10%で締め固めた密度に相当している。以上より、S波速度を指標に設定した密度は、実測値と締固めエネルギーの観点からも妥当である。

同様の手順で、水平地盤の密度を決定したが、試料を可能な限り密に締め固めても、高松塚古墳の地山相当のS波速度 (260-340m/s) を大きく下回った。そこで、固化材として消石灰を実験試料に混合した。混合比率を変えて試験をした結果、乾燥重量比で10%になるよう混合した際に、湿潤密度は1.91g/cm³, S波速度は250m/sとなり、ほぼ目標値の下限值に達した。なお、混合比率をさらに上げると、密度、S波速度ともに低下し、10%程度が最適であった。表-4に模型盛土と地山の諸量をまとめる。

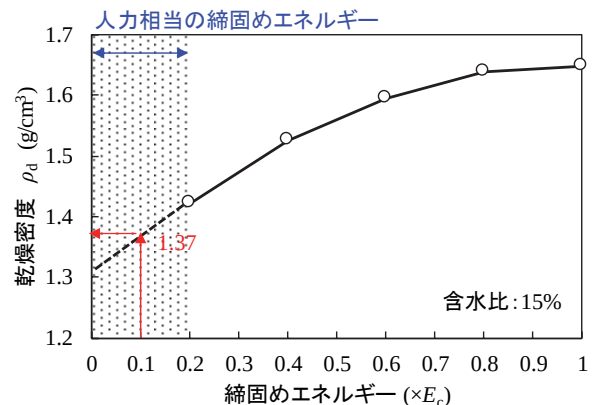


図-6 締固めエネルギーと乾燥密度の関係に基づく密度設定

(3) 加振条件

遠心力载荷装置に搭載された振動台の変位を制御することにより加振を行った。主な仕様を表-5に示す。振動台で観測される加速度は、理論的には変位波形の2階微分と一致するが、装置の特性上、振動台の動作は模型重量が大きいほど、また周波数が高いほど、目標変位よりも実際に動作する変位が小さくなるため、予備実験を行い、振動台で再現可能な加振条件を設定した。

表-4 模型盛土と地山の諸量

	盛土	地山
土粒子密度 (g/cm ³)	2.64	—
湿潤密度 (g/cm ³)	1.58	1.91
含水比 (%)	15	—
飽和度 (%)	43	—
ポアソン比	0.35	0.35
ヤング率 (MN/m ²)	72	322
せん断弾性係数 (MN/m ²)	27	119
S波速度 (m/s)	130	250

表-5 遠心力载荷装置（動的試験時）と振動台の使用

アーム有効半径 (m)	2.5
土槽の最大寸法 (m)	幅:0.61 奥行:0.35 高さ:0.62
最大遠心加速度 (G)	50
最大回転数 (rpm)	260
振動台の最大搭載荷重 (kgf)	100
振動台の最大周波数 (Hz)	200

入力波は、ホワイトノイズと、正弦波の計2種類とした。ホワイトノイズは、模型の固有周波数を評価することを目的としており、正弦波で加振する前に与えた。変位の最大振幅は、模型に残留変位が生じない範囲を調べた結果、0.5mmに設定し、継続時間は3.2秒とした。周波数は、墳丘の動的解析を行った先行研究⁶⁾や、1/4波長則に基づく簡易推定によると、墳丘の固有周波数は6Hz程度と考えられることから、プロトタイプスケールで10Hzまでの周波数の波を均等に含むように設定した。

正弦波は、周波数を2Hzとし、1回の加振で30波（主要動：20波、前後にテーパー5波）与えた。振幅は、0.1mm-1.0mmの範囲とした。周波数は、模型の応答を観測しやすいよう、固有周波数に近い値に設定する必要があるが、振動台が目標変位で動作可能な範囲を調べ、この範囲内で最も高い周波数とした。なお、以降の議論では、入力波は実際の振幅値とし、周波数、変位、加速度は相似則に従い、プロトタイプスケールで記載する。

3. 実験結果

(1) 破壊の様子

入力波の変位振幅を変えて複数回実験を行ったが、各模型の破壊形態は再現性があった。このうち典型的な実験終了後の結果を図-7(a)に示す。模型AとCは、0.2mmと0.6mmに調整した正弦波を順に計2回加振した場合であるが、模型Bはこの加振条件では、ほとんど変状が確認されなかったため、0.1mm-1.0mmまで0.1mm刻みで計10

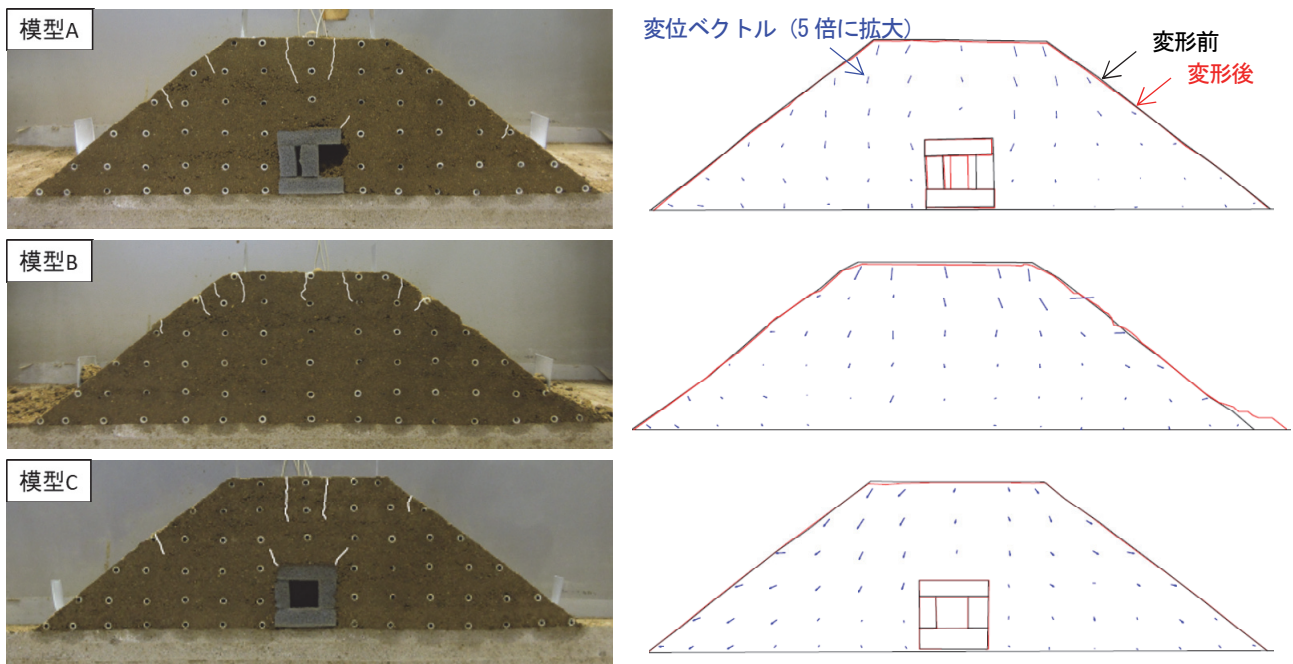


図-7(a) 亀裂を白線でトレースした実験後の模型の様子（左列），(b) 実験前後の比較から得た変位ベクトルの分布（右列）

回加振した場合を示す。いずれの模型でも、天端と法面の上部の表面に亀裂が発生した。亀裂は、上部から観察すると、模型前面だけでなく、奥行方向にほぼ均等に発生していた。高速度カメラで捉えた加振中の映像によると、石室がある模型AとCでは、樹脂板間の摩擦が小さい模型Aは、2回目の加振で、側壁が石室内側に滑り、直後に背面の土が崩れた。これに対し、樹脂板間の摩擦が大きい模型Cは、樹脂板は移動しないが、隅角部から法肩に向かって進展する亀裂が明確に表れた。また、図-7(b)には、画像解析から得られたターゲットの変位ベクトルを示す。変位ベクトルから、いずれの模型でも天端が沈下し、側方に移動する挙動を示したことが読み取れる。また、模型Aでは、石室側壁のすべりに伴って、背面土が石室内に向かって変位している様子がわかる。

なお、実験後に模型を解体する際に、盛土の天端、石室天井、盛土底面の3深度で2点ずつ、計6点で含水比を測定したが、いずれの模型の場合も、模型作製時から有意な変化は見られなかった。6点のうち、乾燥しやすい天端と、乾いた消石灰を混合した地山に接している盛土底面では、やや含水比が低い傾向にあったが、6点の測定値のばらつきは0.5-1%であり、遠心载荷中の水分移動は無視できる程度に小さい。

(2) 残留変位

入力波の変位振幅を0.1mm-1.0mmまで0.1mmずつ増加させて、計10回連続して加振したときの応答を調べた。各ケースの破壊の様子は、前節と同様で、入力波の変位振幅が0.6mmとなる6回目あたりから法面表層が剥離しはじめ、亀裂が振動中に目開きしている場合もあった。プロトタイプスケールに換算した5つの計測点の残留変位を図-8に示す。ただし、最終回に近い加振で、表層に固定したレーザー変位計のターゲットが転倒して、欠測となった場合を除く。各加振での残留変位は、加振前後の1秒間の平均変位量の差とし、図は、その累積値を求めたものである。正值は、図-3の矢印の方向への変位量を表す。すなわち、天端は隆起が隆起した場合、法肩・法尻は側方に移動した場合に正值を示す。天端は、3つの模型のいずれも沈下を示している。また、法肩・法尻は、模型Aの右側の法肩以外は、いずれも側方に変位する挙動を示しており、全体的に図-7(b)の画像解析で捉えた挙動と整合している。このような変形は、模型Aでは盛土底面の最大加速度が300gal(3-4回目)、模型Bでは600gal(7-8回目)、模型Cでは500gal(5-6回目)に達するあたりから生じ、加振を重ねるごとに顕著に表れる。

(3) 加速度応答

図-9に模型Aの4つの計測点の加速度波形を示す。加振は、模型がほとんど変形していない2回目、変形が生じは

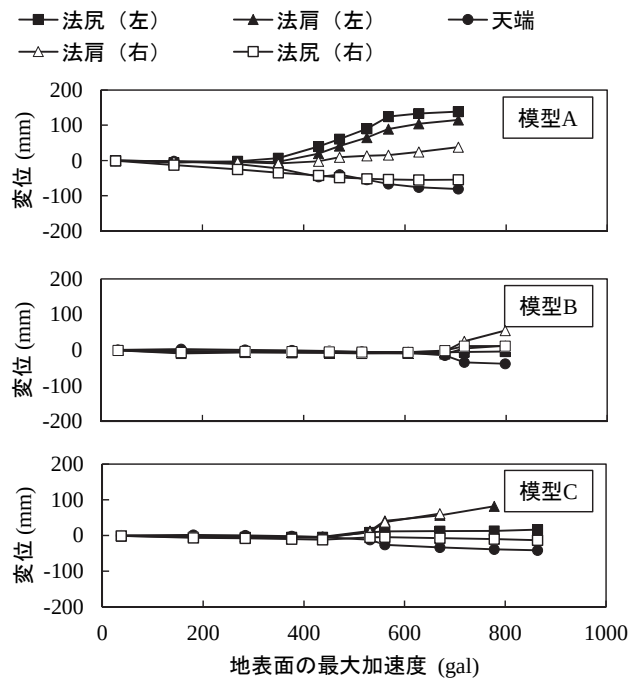


図-8 全10波回の加振で生じた残留変形

じめる4回目、顕著な変形が見られる6回目を抽出した。6回目以降では、法面表層部で崩壊が始まり、天端の加速度波形の位相が変化し、スパイク状の波が混入している。これは、加速度振幅が大きい場合は、振動台のレールのガタと土槽のロッキング¹⁶⁾によって、目的とする2Hz以外にもその整数倍の周波数を持つ波が入力波に混入することが一因である。

このように、入力波の変位振幅を大きくするにしたがって、入力・応答ともに高周波の影響が強く表れるため、ここでは2Hzにおけるフーリエ振幅 $Amp_{F=2}$ を用いて、応答の整理・比較を行う。図-10は、計10回の加振について、横軸に振動台の $Amp_{F=2}$ 、縦軸に地表面、盛土内、天端の $Amp_{F=2}$ をプロットしたものである。傾きは、振動台に対する各計測点の増幅率を表す。いずれのケースも地表面の増幅率は1.2であり、地盤の増幅特性に違いはない。また、盛土内と天端では、5回目までは、振動台と各計測点の $Amp_{F=2}$ の間に線形関係が見られるが、模型の損傷が顕著になる6回目以降は乱れている。5回目までの範囲では、盛土内のほうが天端よりもやや増幅率の大きいことが読み取れる。ただし、この範囲における増幅率を模型A、B、Cで比較すると、表-6のような有意な差が見られる。模型Aでは他の2つの模型の1.5倍程度の増幅率を示しており、樹脂板間の摩擦が小さい方が揺れやすいことがわかる。また、摩擦が大きければ、石室の有無は盛土の増幅特性にはあまり影響しないことを表している。

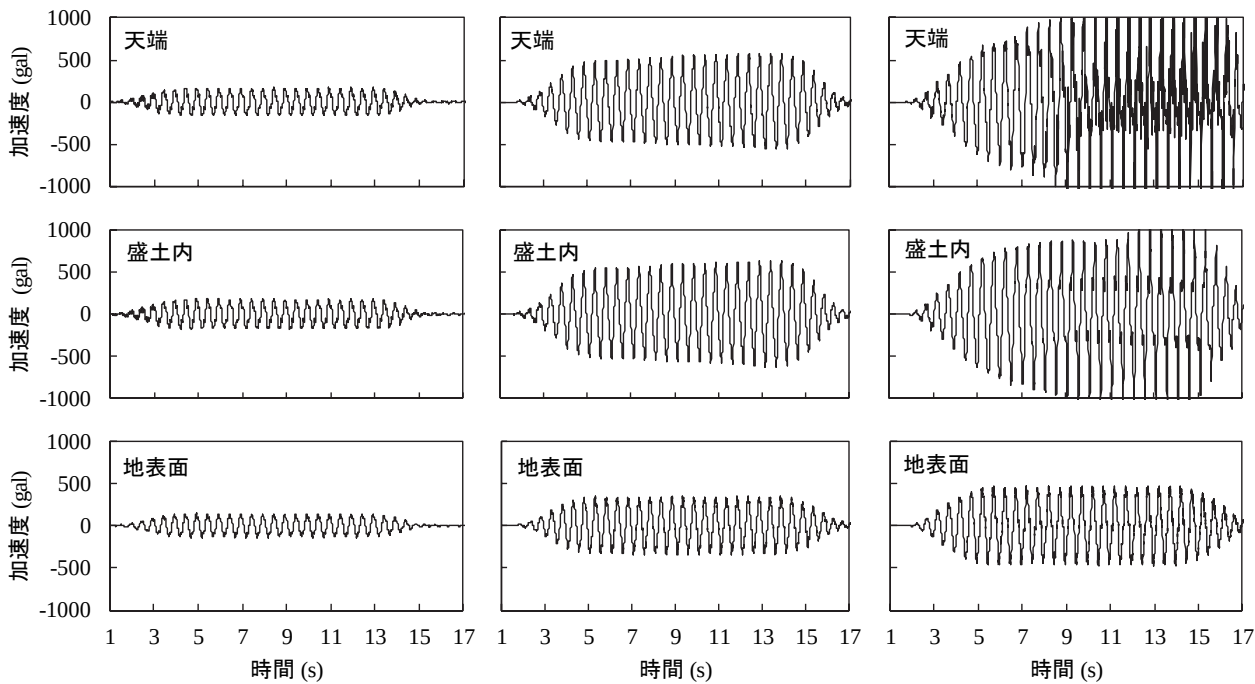


図-9 模型 A の 3 測点の加速度応答の時刻歴 入力波の変位振幅 0.2mm (左列) , 0.4mm (中央) , 0.6mm (右列)

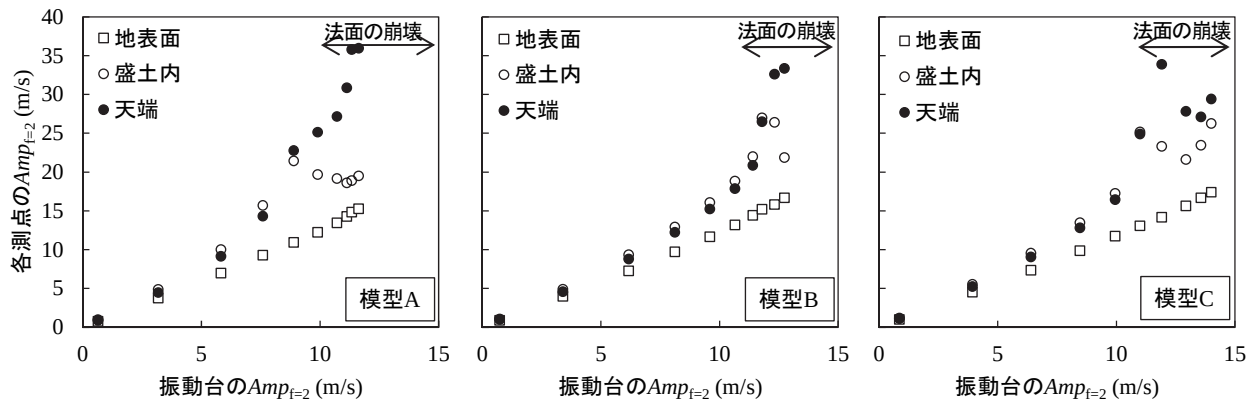


図-10 全 10 回の加振時の 2Hz におけるフーリエ振幅を用いた増幅特性の比較

表-6 増幅率 (5 回目までの範囲) の比較

	地表面	盛土内	天端
模型A	1.2	2.4	2.5
模型B	1.2	1.7	1.6
模型C	1.2	1.7	1.7

(4) 固有周波数

ホワイトノイズを与えたときの加速度応答のフーリエスペクトルの一例を図-11に示す。ただし、フーリエスペクトルは、バンド幅が0.4HzのParzen Windowで平滑化処理をしたものである。振動台で制御可能な周波数の上限は200Hz、すなわち相似則により、50Gの遠心加速度場においてはプロトタイプスケールで4Hzであるため、振動

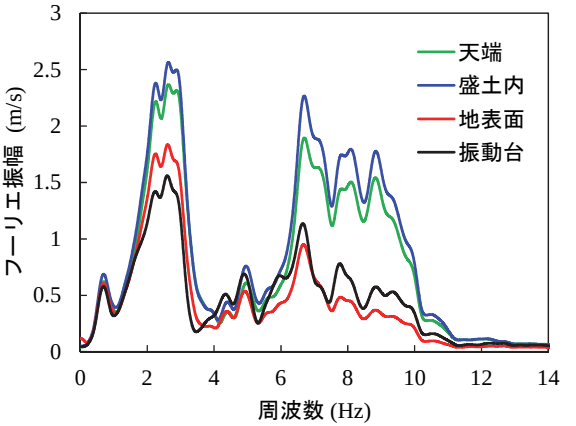


図-11 ホワイトノイズ加振時のフーリエスペクトル (模型 A)

台で測定された入力加速度のフーリエ振幅は、4Hzを境に高周波側で大幅に減少している。しかし、制御範囲を超える4-11Hzの領域もある程度含んでいるため、固有周波数が評価できる範囲は、11Hz以下となる。これよりも高い周波数成分の波は、入力・応答ともに微小であるため、増幅率が正しく求まらない可能性が高い。

地表面と天端のフーリエ振幅の比をとって求めた増幅率とこれがピーク値を示す固有周波数を図-12に示す。新たに模型を作製するごとに、3種類の模型のそれぞれで3回ずつ固有周波数の評価を行った。ばらつきが見られるが、固有周波数は7-11Hzの範囲に分布し、比較的高い固有周波数を示している。解析的検討を行った先行研究⁹で指摘されているように、古墳は短周期が卓越する強震動の影響を受けやすいことが実験でも示された。なお、3種類の模型に明確な傾向の違いはなく、石室の有無や石材間の摩擦の大小はあまり影響していない。

4. 再現解析に基づく破壊メカニズムの考察

(1) 再現解析の概要

遠心模型実験の結果をより詳しく分析し、破壊メカニズムを理解するため、数値解析を援用して墳丘の変形挙動を定量的に再現する。ここでは、盛土・石室の応答の評価を目的とするため、地表面以上を解析対象とし、盛土底面で観測された加速度を入力波とする。なお、解析には、有限要素法による地盤の動的解析プログラムであるLIQCA2D2017¹⁷を用い、プロトタイプスケールでモデル化した。

盛土は、比較的飽和度が低く、実験では、亀裂を伴うブロック状の破壊形態を示していたことから、せん断変形時の間隙水圧の上昇よりも慣性力が直接的に破壊に寄与していると考えられる。そこで、盛土には、修正Ramberg-Osgoodモデル^{18,19}を適用した。R-Oモデルは、土の繰返し応力-ひずみ関係の非線形性を考慮した全応力モデルである。塑性ひずみの累積を考慮しないため、

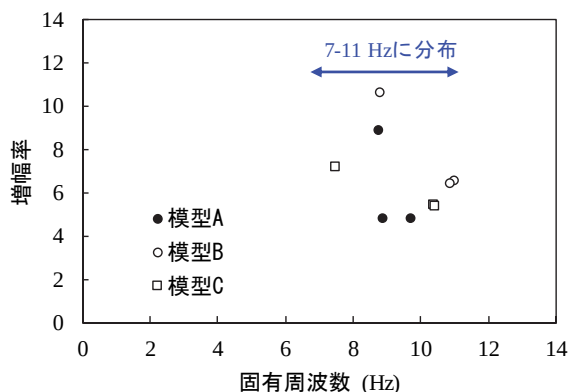


図-12 3種類の模型の固有周波数

評価できる塑性変形の範囲に限界があるが、モデルパラメータの設定が比較的容易であるため、広く用いられている。骨格曲線と履歴曲線は、それぞれ式(1)、式(2)で表される。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_{\max}} \left(1 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_f} \right|^{r-1} \right) \quad \tau_f = G_{\max} \gamma_r \quad (1)$$

$$\frac{d\tau}{d\gamma} = \frac{G_{\max}}{1 + \alpha r \left| \frac{\tau - \tau_r}{2\tau_f} \right|^{r-1}} \quad (2)$$

ここに、 τ はせん断応力、 τ_r は反転時のせん断応力、 γ はせん断ひずみ、 γ_r は基準ひずみ、 $G_{\max}$ は最大せん断弾性係数、 α と r はモデルパラメータである。 α と r は、繰返し三軸試験から得られるせん断弾性係数 G および減衰定数 h とせん断ひずみ γ の係数にフィッティングすることにより決定できる。2つのパラメータと、 G および h との関係は、以下の式で表される。

$$h = \frac{2(r-1)}{\pi(r+1)} \left(1 - \frac{G}{G_{\max}} \right) \quad (3)$$

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_f} \right|^{r-1}} \quad (4)$$

図-13に模型盛土と同一の含水比、密度で締め固めた供試体を用いた繰返し三軸試験とフィッティングの結果を示す。

一方、石室を構成する樹脂板は、樹脂板間や周面の土との接触面ですべりや剥離は生じるが、樹脂板自体は変形しないものと仮定し、樹脂板を構成する節点の境界条件を設定した。そのため、弾性体としてモデル化したが、解析結果に実質的に影響を与えるパラメータは、密度のみである。樹脂板間や周面の土との接触面ですべりや剥

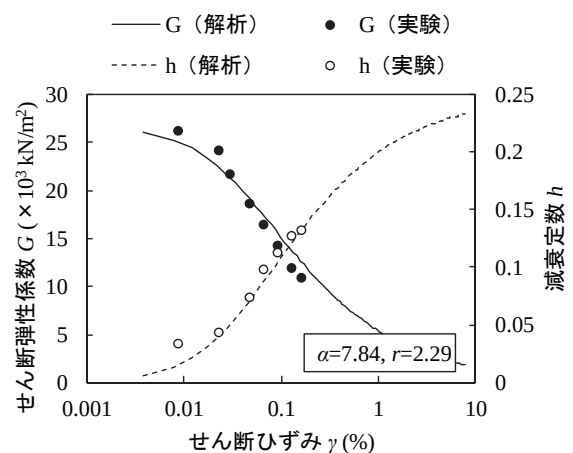


図-13 模型盛土の動的特性と R-O モデルのパラメータ設定

離は、ジョイント要素で表現した。ジョイント要素は、仮想のせん断ばねと垂直ばねで、境界部のすべりと剥離を表現する要素である。表-7にジョイント要素のばね定数をまとめる。せん断ばねは、せん断強度を極限值とするバイリニアモデルで表し、せん断強度とばね定数は、表-3に結果を示す一面せん断試験で得られた、水平変位とせん断応力の関係に合うよう設定した。垂直ばねは、引張強度を極限值とする非線形弾性モデルである。ここでは、引張強度はゼロとし、ばね定数は計算が実行可能な範囲でできる限り大きい値を設定した²⁰⁾。初期は付着しているが、引張強度を超えると境界で剥離が生じ、剥離している間は、せん断応力は伝わらない。また、一度剥離すると、引張強度は復活しない設定となっている。なお、樹脂板間のジョイント要素は、要素間のすべりと

表-7 石室のすべりと剥離を表すジョイント要素のばね定数

	せん断ばね (kN/m ²)	垂直ばね (kN/m ²)
樹脂板-樹脂板	6.0×10^5	1.0×10^7
樹脂板-盛土	4.5×10^4	1.0×10^6

剥離を表現するGoodman型²¹⁾を適用した。一方、樹脂板と周面の土との境界には、節点間のすべりと剥離を表現する必要があるため、より詳細な挙動の評価に適している節点ばね型²¹⁾を適用した。

(2) 実験と解析で得られた応答の比較

模型A, B, Cに対して、変位振幅を0.2mm, 0.4mm, 0.6mmとした2Hzの正弦波で加振した場合を再現した。3章(2), (3)の実験では、入力波の変位振幅を0.1mm刻みでステップ加振を行ったが、前の加振で変形が生じている場合、解析の初期条件の設定が複雑になる。そのため、ここでは初期状態が模型完成時と同等と仮定できるよう、前ステップまでの影響が大きいと考えられる0.6mmについては、0.2mmと0.6mmを順に計2回加振した場合を解析対象とした。したがって、解析の初期の応力状態は、自重解析で評価し、3波のいずれかを解析するときも同一とする。以下、3波をwave2(変位振幅0.2mm), wave4(変位振幅0.4mm), wave6(変位振幅0.6mm)と呼ぶ。

図-14に各模型の実験と解析で得られた加速度波形の

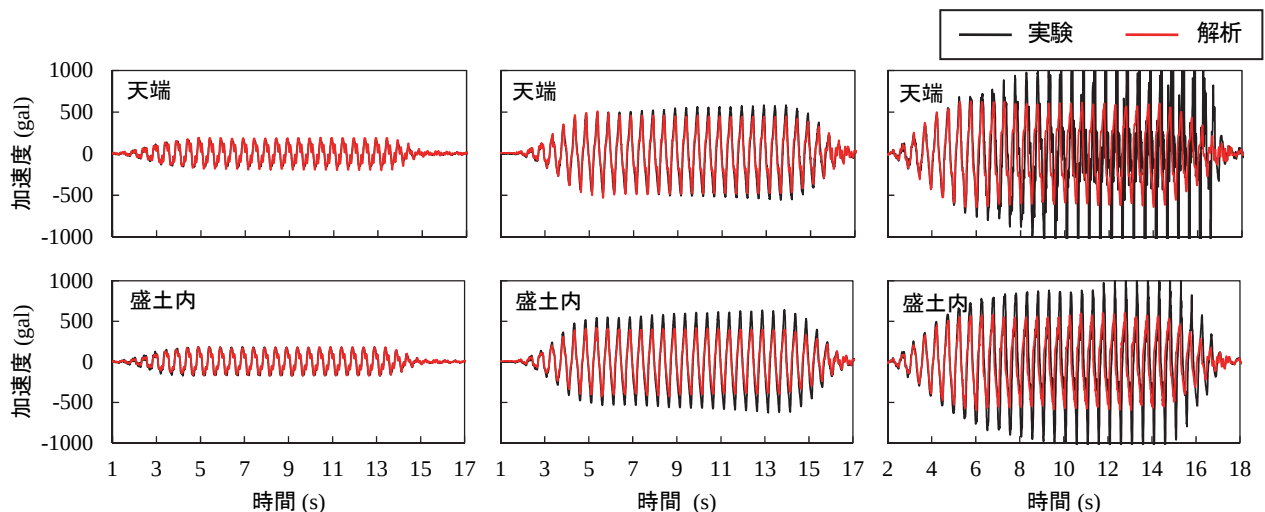


図-14(a) 模型Aの実験と解析の加速度応答の比較 wave2(左列), wave4(中央), wave6(右列)

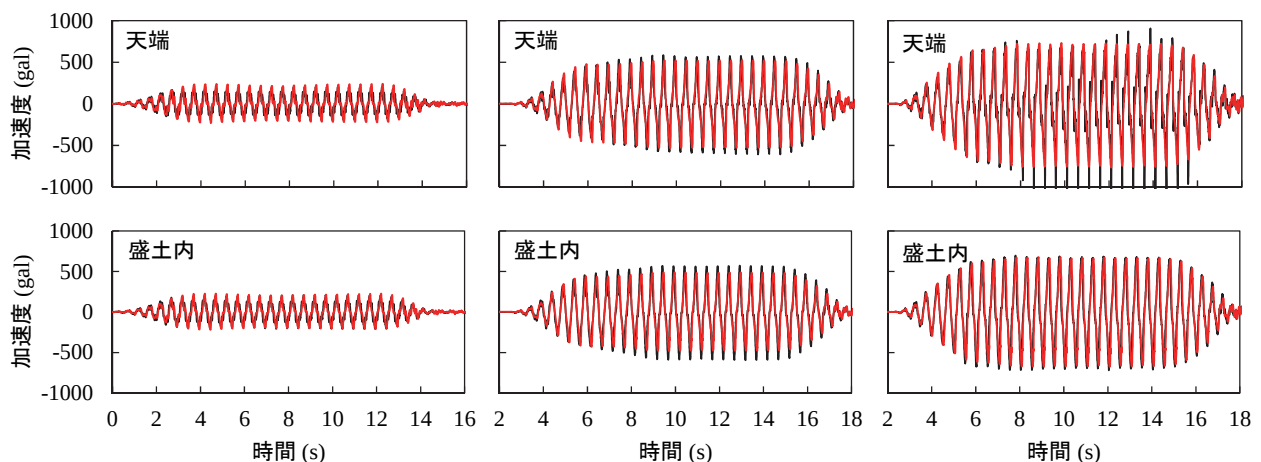


図-14(b) 模型Bの実験と解析の加速度応答の比較 wave2(左列), wave4(中央), wave6(右列)

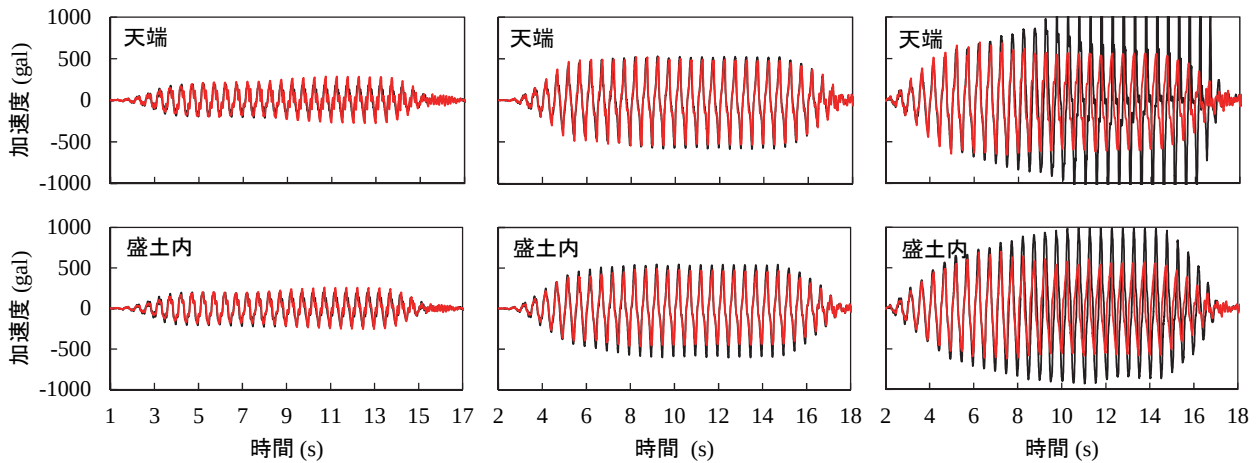


図-14(c) 模型Cの実験と解析の加速度応答の比較 wave2(左列), wave4(中央), wave6(右列)

比較を示す。模型AとCでは、wave6の場合に、法面表層の崩壊や亀裂の発生によって、後半の波形が乱れている箇所は、これらの現象をモデル化していないため、再現できないが、他は定量的によく再現ができています。また、模型Bでは、3波のいずれの場合も亀裂等の顕著な変状が生じなかったため、最もよく再現ができています。

(3) 応力分布から推定される亀裂の要因

盛土の天端や法面の表層、また石室隅角部に生じた亀裂は、せん断応力もしくは引張応力に起因すると考えられる。亀裂の発生メカニズムを解明するため、再現解析により、盛土内の主応力分布を推定する。

加振時間のうち、全20波の主要動の区間では、盛土の振動はほぼ定常であるため、その中央にあたる11波目を代表区間として抽出し、最大せん断応力 τ_{max} が最大値をとる時間断面における τ_{max} の分布を図-15に示す。このとき、盛土は図中に矢印で示す方向に変位しており、変形は一定の倍率で強調して図化している。倍率は、wave2, wave4, wave6のそれぞれで、水平方向の変位に対しては、最大値が盛土底面幅の2% (0.36m) になるよう、また鉛直方向の変位に対しては、最大値が盛土高さの2% (0.1m) になるよう設定した。石室を内包する場合は、石室天井と周面の土の間にすべりが生じている。また、石室壁面は剥離し、特に変位方向の壁背面で τ_{max} は高い分布を示す傾向が見られる。入力波が大きい場合には、せん断強度を超える要素がいくつか見られるが、表層では τ_{max} は相対的に小さく、表層に発生する亀裂はせん断応力によるものではないことがわかる。

同様の図化方法で、最小主応力 σ_3 が最小値をとる時間断面における σ_3 の分布を図-16に示す。いずれの模型の場合も、天端から変位方向と逆側の法面にかけて σ_3 が負値となり、引張応力が発生していることを示している。また石室を内包する場合は、石室隅角部を中心に側面に引

張領域が見られる。盛土の引張強度は極めて小さいため、これらの領域では引張亀裂が発生すると考えられる。

そこで、亀裂の方向と引張領域の σ_3 の作用面を比較する。亀裂が引張応力に起因していれば、亀裂の方向は σ_3 の作用面と一致すると考えられる。図-17に σ_3 の作用面の角度の分布を示す。すべての模型で天端と、変位方向と逆側の法面で引張応力が生じているが、いずれも天端の σ_3 の作用面の角度は、水平面から右回りに70-90度の範囲にあり、鉛直に近い角度で亀裂が生じることが読み取れる。また、法面では、右回りに50-70度を示している。盛土の勾配は、1割3分であるため、法面の法線方向からやや鉛直に近い角度で亀裂が生じることを表す。以上を踏まえて、天端と法面の表層で確認された亀裂(図-7)と照らし合わせると、概ね σ_3 の作用面の角度と一致している。模型AとCでは、石室隅角部から側壁背面にかけて引張領域が広がる。隅角部では、 σ_3 の作用面の角度は局所的な値を示し、コンター図から角度が読み取りにくいいため、数値を併記するが、石室から法肩に向かう方向に σ_3 の作用面が位置している。この傾向は、実際の亀裂と同様である。なお、変位方向が逆向きの場合も同様に、隅角部に引張応力が作用するときは、常に石室から法肩に向かう方向に σ_3 の作用面が存在する。以上より、引張領域の場所と、その作用面の角度は、実際の亀裂をよく説明しており、亀裂は引張応力に起因すると考えられる。

(4) 石材間の摩擦が破壊形態に与える影響

再現解析では、樹脂板間の摩擦の大きさが異なる模型AとCは、一面せん断試験の結果に基づいて、樹脂板間に設けたジョイント要素の摩擦係数を、模型Cは模型Aの2倍に設定することで区別している(表-3)。ここでは、両者の挙動の違いを考察する。

図-18は、wave4とwave6で加振したときの左側の側壁の上下端の相対変位とせん断応力の関係を表す。すなわ

-20 -10 0 10 20 30 40 50 (kN/m²)

変位方向
→



図-15(a) 模型 A の最大せん断応力の分布 wave2 (左), wave4 (中央), wave6 (右)



図-15(b) 模型 B の最大せん断応力の分布 wave2 (左), wave4 (中央), wave6 (右)



図-15(c) 模型 C の最大せん断応力の分布 wave2 (左), wave4 (中央), wave6 (右)

-20 -10 0 10 20 30 40 50 (kN/m²)

変位方向
→

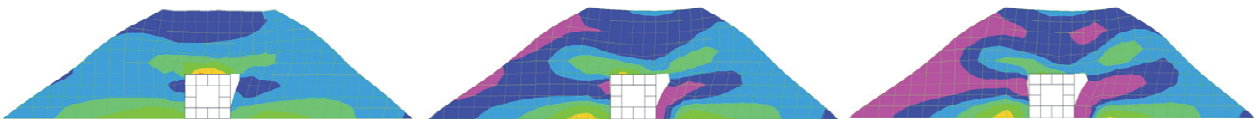


図-16(a) 模型 A の最小主応力の分布 wave2 (左), wave4 (中央), wave6 (右)

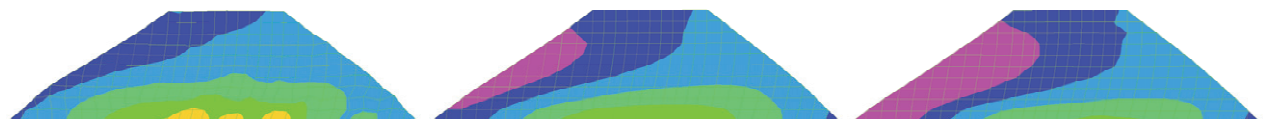


図-16(b) 模型 B の最小主応力の分布 wave2 (左), wave4 (中央), wave6 (右)

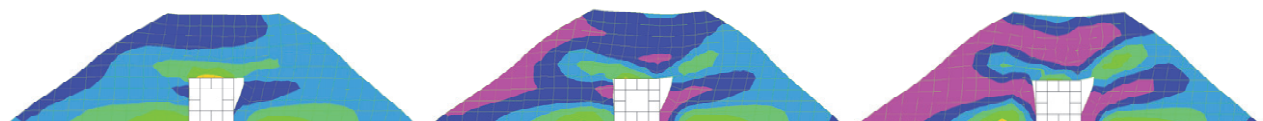


図-16(c) 模型 C の最小主応力の分布 wave2 (左), wave4 (中央), wave6 (右)

ち、相対変位は、上端では天井との間、下端では床との間のすべり量を表す。模型Cでは、入力波が大きくなってもすべりが生じていない。一方、模型Aでは、wave4ですべりが生じ、wave6では固定されていない天井と側壁の間では、最大で1cm強のずれが生じている。このことから、ここでのジョイント要素の摩擦係数の設定方法は、両模型の挙動を適切に区別できていることがわかる。

模型AとCの石室周辺の破壊形態の違いは、この樹脂板間の滑動の有無で説明できる。模型Aは、解析では側壁背面の土は剥離しているが、前節の σ_3 の分布 (図-16) が

示すように、背面土には引張応力が発生しているため、実験では背面土は崩壊して側壁を押し、これと側壁に作用する慣性力の和が樹脂板間に作用する摩擦力を越え、側壁が石室内側に滑動したと考えられる。背面土は崩壊しており、解析のように、逆方向に変位する際に復元はしない。一方、模型Cの場合も σ_3 の分布図は、模型Aと類似していることから、背面土は模型Aと同じく、側壁が動けば即座に崩壊する状態であるが、摩擦によって側壁の移動が抑止されているために、石室空間が維持されていると考えられる。

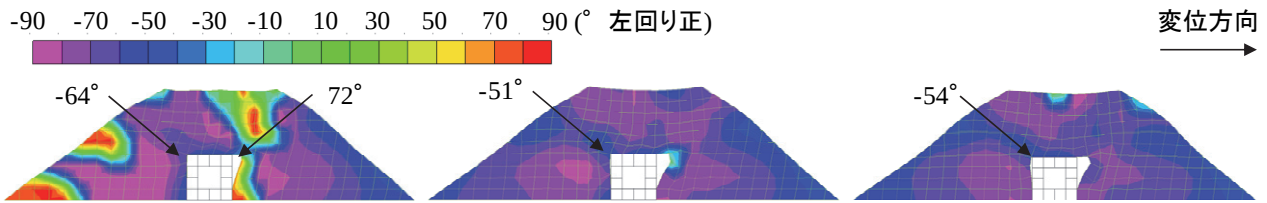


図-17(a) 模型 A の最小主応力面の方向 wave2 (左), wave4 (中央), wave6 (右)



図-17(b) 模型 B の最小主応力面の方向 wave2 (左), wave4 (中央), wave6 (右)

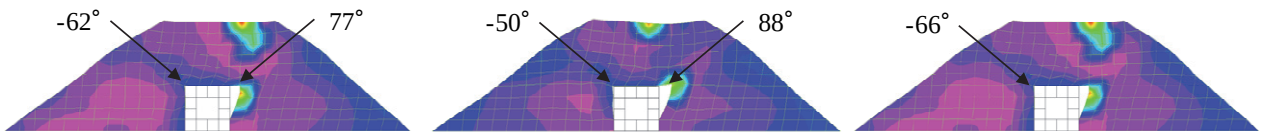


図-17(c) 模型 C の最小主応力面の方向 wave2 (左), wave4 (中央), wave6 (右)

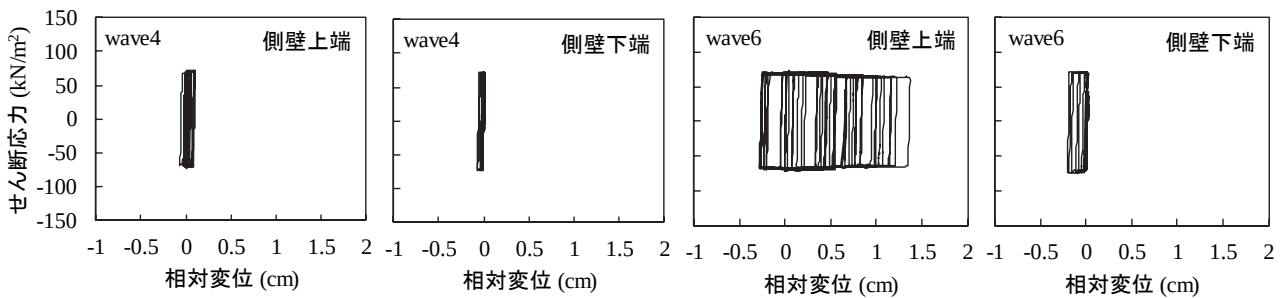


図-18(a) 模型 A の石室側壁と天井もしくは床との相対変位とせん断応力

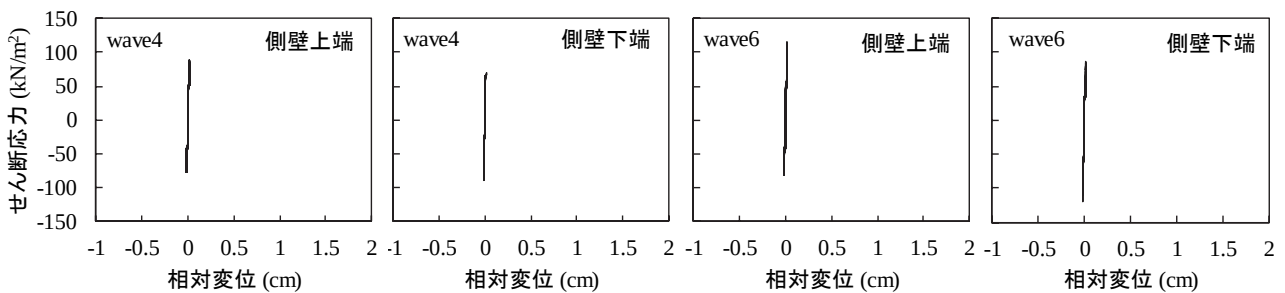


図-18(b) 模型 C の石室側壁と天井もしくは床との相対変位とせん断応力

石室石材として使用されることの多い凝灰岩は、表面の加工状態によるが、三村ら¹³⁾による一面せん断試験によると、強度定数は、 $c=26\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=37.5$ 度であり、模型 C の場合よりも大きい。また、高松塚古墳では、石材間に漆喰が塗布されていたことから、実際の石室は、本実験条件よりも石材間の摩擦が大きいと、耐震性が高いと予想される。ただし、高松塚古墳のように、修復保存のために石室を解体して漆喰を取り除いた場合、原位置で再び石室を組む際には、石材間の処理に注意が必要で

ある。石材間の摩擦を測定し、不十分であれば何らかの対策が求められる。ただし、将来より有効な対策が可能になった場合に備えて、可逆的なものが適切である。したがって、石材表面の切削を伴う不可逆的な対策は適用できないため、接着材で補強する方法等が考えられる。しかし、本来用いられていた漆喰は経年劣化する一方、人工材料の長期の耐久性や石材への影響は明らかでないため、材料選定が課題である。

5. 結論

動的遠心模型実験と再現解析を行い、地震による古墳の破壊メカニズムを研究した。以下に得られた主な知見を示す。

- 1) 実験では、石室の有無や、石室を構成する樹脂板間の摩擦の大小によらず、いずれの模型でも盛土天端と法面の表層に亀裂が生じた。石室を内包する場合は、樹脂板の摩擦の大きさによって破壊形態が異なった。摩擦が小さい場合は側壁が石室内にすべり、背面土が崩壊した一方、摩擦が大きい場合は、石室隅角部に亀裂は生じたが、石室は変形せず、盛土表面の亀裂・崩壊が卓越した。
- 2) 盛土の亀裂や崩壊が生じない範囲では、加速度応答の測定値と解析値はよく合致した。解析から推定される盛土内の最小主応力が負値となる引張領域は、実験で観察された亀裂の箇所と一致した。また主応力面と亀裂の角度は概ね整合したことから、亀裂は引張応力に起因すると考えられる。
- 3) 数値解析では、石室を構成する樹脂板間のすべりは、ジョイント要素で表現し、一面せん断試験で得た強度定数を用いた。樹脂板間の摩擦が小さい場合はすべりが生じる一方、摩擦が大きい場合はすべらず、実験で観察された摩擦の大小による破壊挙動の違いを説明する解析結果が得られた。なお、石室周囲の応力分布には、摩擦の大小による有意な差はなく、地震時に石室空間が維持できるか否かは、石材間の摩擦が支配的な要因と言える。

謝辞：本研究では、遠心模型実験の実施にあたり、京都大学防災研究所並びに同大学大学院の地盤系研究室に適切な助言を賜り、また実験機器を快くご提供いただいた。また、凝灰岩の密度測定については、ソイルアンドロックエンジニアリング株式会社の吉村貢氏にご協力をいただいた。記して深甚の謝意を表するものである。

参考文献

- 1) 澤田茉伊：地盤工学に基づく歴史的な地盤構造物の修復と保存に関する研究，京都大学博士論文，2016。
- 2) 独立行政法人文化財研究所奈良文化財研究所：高松塚古墳の調査，pp. 44-47, 2006。

- 3) 文化庁，奈良文化財研究所，奈良県橿原考古学研究所，明日香村教育委員会：高松塚古墳発掘調査報告一高松塚古墳石室解体事業にともなう発掘調査一，2017。
- 4) 明日香村教育委員会：真弓鐘子塚古墳発掘調査報告書，pp. 109-118, 2010。
- 5) 文化庁，熊本県教育庁：平成 28 年熊本地震による古墳の被災状況について，2017。
- 6) 三村衛，長屋淳一，石崎武志：[報文] 高松塚古墳墳丘部の動的解析，保存科学，Vol. 49, pp. 97-109, 2010。
- 7) 三村衛，長屋淳一，石崎武志：[報文] 動的解析による高松塚古墳の損傷要因の検討，保存科学，Vol. 50, pp. 13-22, 2011。
- 8) 三村衛，石崎武志：高松塚古墳の現状とその地盤特性について，地盤工学ジャーナル，pp. 157-168, Vol. 1, No. 4, 2006。
- 9) 三村衛，吉村貢，寺尾庸孝，豊田富士人，中井正幸：史跡昼飯大塚古墳墳丘の復元と整備に関する地盤工学的検討，地盤工学ジャーナル，Vol. 6, No. 2, pp. 141-155, 2011。
- 10) 三村衛，澤田茉伊，吉村貢，松浦良信：古墳墳丘の締固めエネルギーに関する一考察，第 50 回地盤工学研究発表会講演集，pp. 23-24, 2015。
- 11) 明日香村教育委員会：牽牛子塚古墳発掘調査報告書，2013。
- 12) 澤田茉伊，三村衛，吉村貢：地盤工学に基づく降雨時の古墳墳丘斜面の安定性評価に関する検討，自然災害科学，Vol. 33, 特別号，pp. 87-99, 2014。
- 13) 三村衛，吉村貢，金田遙：高松塚古墳墳丘の構造と原位置試験および室内試験による地盤特性評価に関する研究，土木学会論文集 C, Vol. 65, No. 1, pp. 241-253, 2009。
- 14) 三村衛，吉村貢：高松塚古墳石室解体に伴う石室石材および墳丘版築地盤の安定性評価について，土木学会論文集 C, Vol. 65, No. 3, pp. 597-608, 2009。
- 15) 地盤工学会編：地盤工学ハンドブック，p. 218, 1999。
- 16) 富阪和秀，井合進，飛田哲男：新遠心力载荷装置の振動特性に関する詳細調査，京都大学防災研究所年報，第 46 号 B-1, pp. 13-26, 2003。
- 17) 一般社団法人 LIQCA 液状化地盤研究所：LIQCA2D17・LIQCA3D17 (2017 年公開版)資料，2017。
- 18) 足立紀尚，龍岡文夫：新体系土木工学 18 土の力学(III)，社団法人土木学会編，pp. 242-250, 1981。
- 19) 地盤工学会編：地盤工学ハンドブック，pp. 212-223, 1999。
- 20) 土岐憲三，佐藤忠信，三浦房紀：強震時における地盤と構造物の間の剥離と滑動，土木学会論文報告書，Vol. 302, pp. 31-41, 1980。
- 21) 同 17)，理論編，pp. 47-49, 2017。

(2018. 4. 5 受付)

STUDY ON THE SEISMIC BEHAVIOR AND DAMAGE MECHANISM OF TUMULUS MOUNDS

Mai SAWADA, Tumurkhuyag ENKHTUVSHIN and Mamoru MIMURA

Tumulus mounds have been damaged by natural processes and human actions. Earthquakes particularly give serious damage such as failures in tumulus mounds and rock falls in burial chambers. In the present study, seismic behavior and damage mechanism of tumulus mounds are studied by centrifugal model test and numerical analysis. Dynamic tests were conducted on a 1/50 scale cross-section model of a tumulus mound. Cracks were observed in the surface of the crest and slope. The fracture modes of the stone chamber were controlled by the friction between resin boards that constitute the simulated stone chamber. The resin boards with smaller friction slid and the backfill fell. On the other hand, the burial chamber consisting of the resin boards with larger friction did not deform but cracks were observed extended from the corners of the burial chamber. Numerical analysis showed that the cracks are induced by tensile stress. It was also found that the friction between the chamber stones do not affect the stress distribution in the mound but the friction plays an important role in controlling the failure of the backfill and protecting the stone chamber.