

石積壁の地震時安定性評価に関する研究

山田 祐樹 鳥井原 誠
山本 彰

(本社土木技術本部技術第一部)

Evaluate of Masonry Wall Stability during Earthquake

Yuki Yamada Makoto Toriihara
Akira Yamamoto

Abstract

This paper describes results of shaking table tests for evaluating the stability of a masonry wall during an earthquake. Six types of tests were executed, and the effects of height, structure and foundation ground on a masonry wall were evaluated. The deformation of the masonry wall and the collapse mechanism during an earthquake were also studied. The results were as follows. 1) The collapse mechanism of masonry wall progressed due to inertia force, settlement of back-fill and cumulative deformation of masonry wall. 2) A dry masonry wall tended to move separately. 3) Settlement of back-fill was estimated from the deformation sectional area of the masonry wall, independently of height. 4) The stability of the masonry wall during an earthquake largely depended on the strength of the foundation ground.

概要

石積壁の地震時における安定性を評価するために、自立性地山の前面に構築された石積壁を想定し、縮尺1/3の模型石積壁を用いて振動台実験を実施した。実験は石積壁の安定性に対し支配的と考えられる石積壁の高さ、背面構造、基礎地盤のすべり抵抗をパラメータとして計6ケース実施しており、地震時の変形から崩壊に至るまでの挙動の把握と不安定化メカニズムについて検討を行った。その結果、以下の点が明らかとなった。1)石積壁の崩壊は、慣性力による石積壁の前面への移動、裏グリ石の沈下を繰り返すことにより、変位が累積されてついには崩壊に至る。2)空積では加振に伴い間知石が個々に独立して動く石積壁独特の挙動を示す。3)石積壁体の変形量から算出した変状断面積と裏グリ石の沈下量は、壁高さによらない線形関係として表わすことができる。4)基礎地盤の強さが石積壁の地震時安定性に最も大きな影響を及ぼす。

1. はじめに

城郭の石垣に代表される石積壁は古くから国民に親しまれ、今もなお鉄道沿線や宅地など我々の身近なところに数多く存在している。Photo 1は一般的な石積壁を、Fig. 1は石積壁の標準的な断面を示している。石積壁は、その背面構造の違いから、空積および練積の二つに大別される。空積は間知石と裏グリ石のみで構成されており、練積は背面に胴込コンクリート、裏込コンクリートおよび裏グリ石を有している。また、練積の中には、合端(間知石と間知石の間)部分のみをモルタルで施工した合端練積と呼ばれる構造も存在している。

このような構造を有する石積壁の設計法は確立されておらず、経験に基づく標準断面によって仕様が決められているため、定量的な安定性評価については未解明な部分が多いのが現状である。

一方、兵庫県南部地震において、石積壁を含む約5000箇所の宅地擁壁が倒壊、沈下、滑動、はらみ出しなどの

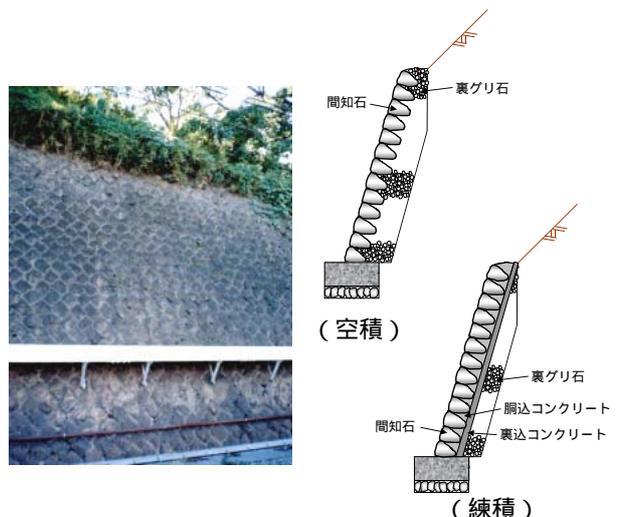


Photo 1 石積壁の例
(谷積)
Example of Masonry Wall

Fig.1 石積壁の標準断面
Typical Cross Section

被害を受けており、大規模地震時における石積壁の崩壊、それに伴う交通網の遮断や宅地への被害などが懸念されている。このため、特に重要構造物近傍に存在する石積壁を対象として、地震時における安定性の評価方法や耐震補強・補修技術の整備が急務となっている。

本研究では、自立性地山の前面に構築された石積壁を想定した縮尺1/3の模型石積壁による振動台実験を実施し、石積壁の地震時における変形から崩壊に至るまでの挙動の把握と不安定化メカニズムについて検討を行った。

2. 実験概要

2.1 実験ケース

振動台実験はTable 1に示す石積壁の安定性を支配すると考えられる要因の内、石積壁の高さ、背面構造、基礎地盤のすべり抵抗の3つの条件をパラメータとして計6ケース実施した。Table 2に実験ケースを示す。

2.2 実験条件の設定

石積壁の実態調査に関する既往の研究¹⁾²⁾³⁾ならびに参考文献⁴⁾を基に、Table 3に示す1G場における相似則(相似率1/3)を考慮し、実験に用いる模型および各材料の物性値は以下のように設定した。

1) 模型石積壁

石積壁の積み方は谷積、勾配は1:0.3とした。

2) 背面地山の物性

背面地山として自立性地山を想定していることから、石積壁背面の地盤は、セメント、乾燥砂、カオリン粘土の混合土を締固め作製した。なお、実験後の背面地山から採取した試料による強度は、 $q_u=485\text{kN/m}^2$ であり、目標とする強度の背面地山を構築できたことを確認している。

3) 間知石

実際に使用されている間知石の実測値に基づき、密度(2.7g/cm^3)が等しく、幾何学スケールが1/3となるようにコンクリートにより作製した。Photo 2は模型の間知石を示しており、その寸法は幅10cm、高さ10cm、奥行き16.7cmである。

4) 裏グリ石

試掘で確認されている実構造物の裏グリ石の粒径を参考に相似則を考慮し、最大粒径を30mmに調整した玉砂利を用いた。模型地盤作製時には、突き棒による締固め方法で得られる最大乾燥密度 1.6g/cm^3 となるように突き固め管理を行った。なお、裏グリ石の厚さは実物の1/3となる10cmとしている。

5) 裏込めコンクリート

文献⁴⁾によれば、裏込めコンクリートには、体積比でセメント：砂：碎石=1:4:7で配合されたものが用いられていたと推定される。実験では、この配合で作製されたコンクリートの強度を実物の強度と仮定し、模型の強度を設定した。一軸圧縮試験の結果、実物強度として約 4MN/m^2 が得られたため、模型強度の目標値として 1.3MN/m^2 と設

Table 1 石積壁の安定性を支配すると考えられる要因
Influential Factor of Masonry Wall Stability

要因	安定性を左右する事項		
石積壁の高さ	高	低	
積方式	布積	谷積	
背面構造	空積	合端練積	
背面地山の物性	非自立性	自立性	
基礎形式	水平型	傾斜型	
基礎地盤のすべり抵抗	小	中	大
上載地山高さ	高	低い	
裏グリ石の有無	無	有	

Table 2 実験ケース

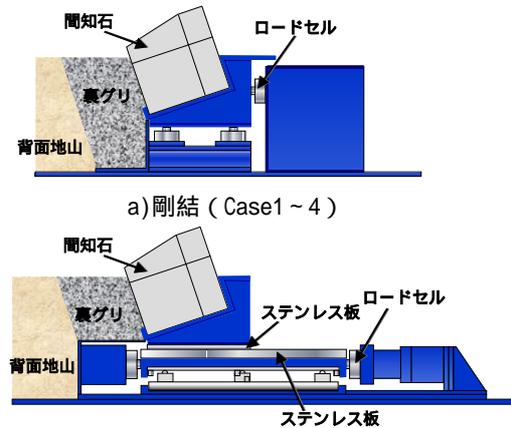
Cases of Experiment

ケース名	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
積方式	谷積					
勾配	1:0.3					
背面構造	空積	練積	空積	空積	空積	空積
高さ	1.0m	1.0m	0.6m	1.5m	1.0m	1.0m
基礎地盤	抵抗大 (堅剛)	抵抗大 (堅剛)	抵抗大 (堅剛)	抵抗大 (堅剛)	抵抗中 ($\mu=0.350$)	抵抗小 ($\mu=0.156$)

Table 3 実験に用いた相似率

Rate of Similarity

	模型/実物	=3の時の相似率
土の密度	1	1
長さ	1/3	1/3
応力	1/3	1/3



b) 摺動式 (Case5, Case6)

Fig. 2 基礎構造の詳細図

Detail of Foundation Structure



Photo 2 模型間知石
Ashlar Model



Photo 3 実験模型の全景
Masonry Wall Model

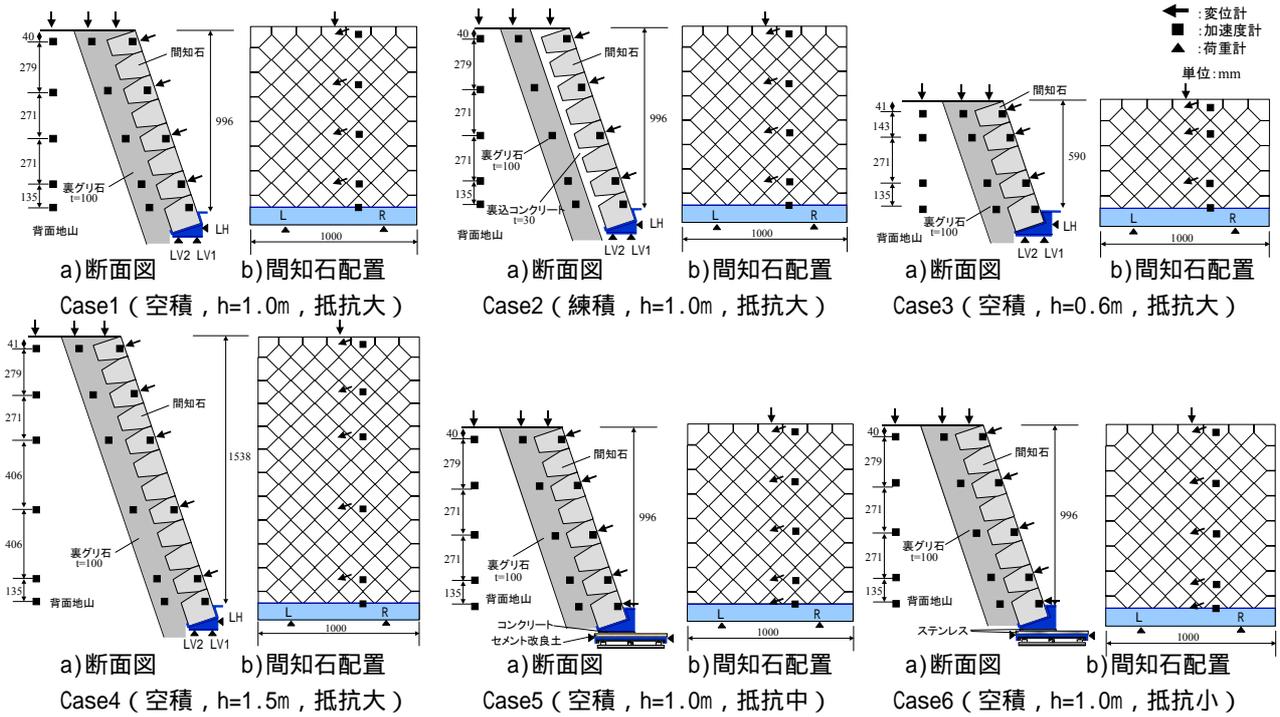


Fig. 3 実験ケースの概略図

Outline of Experimental Cases

定した。セメント：カオリン=3:2（質量比）の割合でカオリン粘土を混合することで、平均強度1.38MN/m²が得られた。なお、裏込めコンクリートの厚さは、実物のおよそ1/3となるように3cmとしている。

6)基礎構造

基礎構造の詳細をFig. 2に示す。Case1~4の基礎は、堅剛な地盤に固定された状態を想定し、振動台に剛結している。一方、Case5, 6については、基礎部が滑動し易い構造形式としている。摩擦板と基礎底面とは固定しておらず、水平方向の変位は基礎底面に働く摩擦のみによって拘束している。摩擦材料は、Case5がセメント改良土とコンクリート、Case6がステンレスとステンレスの組み合わせとしている。摩擦係数は上載荷重をパラメータとした基礎部模型の摩擦試験により求めており、Case5の摩擦係数は $\mu=0.350$ 、Case6のそれは $\mu=0.156$ となっている。

2.3 実験方法

実験模型の全景をPhoto 3に示す。実験には、幅1m、高さ2.5m、奥行き3.6mの鋼製土槽を用いている。石積壁部の土槽壁面は、加振に伴う石積壁の変状を観察できるようにアクリル製としている。また、石積壁構築部分については、土槽壁面の摩擦をできるだけ除去するために、グリスを塗布した上にテフロンシートを設置している。

振動台実験は、入力波として5Hzのsin波を用い、加速度振幅を段階的に増加させる段階荷重により実施した。1段階あたりの入力波数は20波としている。

Fig. 3に各ケースの概略図ならびにセンサー配置図を示す。主な計測項目は、間知石、裏グリ石、背面地山の加速度、壁体前面と天端の変位、基礎部の水平および鉛

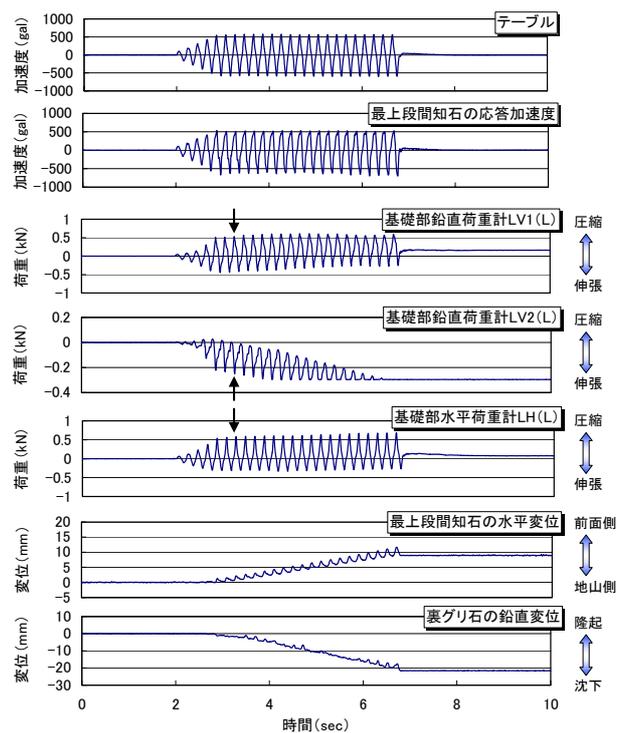


Fig. 4 応答波形 (Case1 600gal加振時)

Time Histories

直荷重である。なお、基礎部に設置した荷重計については、前面側の鉛直荷重(LV1)、背面側の鉛直荷重(LV2)、水平荷重(LH)ともに石積壁の正面からみて左右2箇所ずつ設置している。そのため、本文中で用いる荷重の値は、応答波形を除いて、左右に設置した荷重計の合力としている。

3. 実験結果

3.1 石積壁の不安定化メカニズム

Fig. 4にCase1の入力加速度600galにおける振動台テーブル、最上段間知石の応答加速度ならびに応答変位波形、裏グリ石の鉛直変位および基礎部に作用する荷重の応答波形を示す。基礎部荷重は、石積壁に向かって左側に設置した荷重計の応答波形としている。最上段間知石の水平変位および裏グリ石の鉛直変位に着目すると、石積壁は加振に伴い徐々に前面側にせり出し、同時に裏グリ石は大きく沈下していることがわかる。また、最上段間知石の応答加速度は、テーブル上のそれに比べ若干小さくなる傾向がみられる。これは、石積壁の変状により、全体の剛性がやや低下したためと考えられる。次に、基礎部荷重の応答波形に着目すると、背面側の鉛直荷重(LV2)の振幅が加振途中でゼロとなっており、背面側の基礎部分が浮き上がったことが分かる。また、同一時刻(図中の矢印)に着目すると、前面側の鉛直荷重(LV1)と水平荷重(LH)が圧縮側であるのに対し、LV2は伸張しており、180度の位相差を生じている。これらのことから、石積壁は加振時に基礎中央付近を中心に前後に転倒するような運動を繰返しながらか、変形が前面側へ徐々に進行したと考えられる。

Fig. 5はCase1における最上段間知石の水平累積残留変位、裏グリ石の鉛直累積残留変位および基礎部前面側の鉛直荷重(LV1)の残留値の増分と入力加速度の関係を示している。Case1では堅剛な基礎を想定した実験であるため、変状が発生する加速度は実物より大きめになっていると考えられるものの、その特徴としては、基礎部鉛直荷重の増加が見られた後、裏グリ石の沈下と間知石の水平変位が同時に生じていることがわかる。この傾向は、変状が生じ始める入力加速度に差があるものの、堅剛な基礎を想定した他のケースにおいてもほぼ同様であった。

Fig. 6は、Case4において、加振に伴う裏グリ石の移動の軌跡を測定した結果を示している。壁体上部付近の3個の裏グリ石について、500gal加振後からの水平および鉛直方向の移動量を図に示したが、いずれの石も沈下しながら水平方向に移動していることがわかる。

これらの結果から、堅剛な基礎地盤上に構築された石積壁では、地震時において、まず基礎部荷重の変化が生じることにより不安定化が始まると考えられる。その後、以下のような挙動を示して、変形・崩壊に至るといえる。

- 1) 間知石に働く前方への慣性力によって、間知石は不安定化して前方へ変位する。
- 2) 壁体が前面に変位することで裏グリ部に緩みが生じるため、裏グリ石が緩みを埋めるように移動する。
- 3) 慣性力が壁体後方へ向かって働く時には、裏グリ石が間知石背面に移動しているため、間知石は元の位置まで戻ることができず、残留変位が発生する。
- 4) 加振により1)~3)が繰返し発生することで残留変位が累積して、ついには崩壊へと至る。

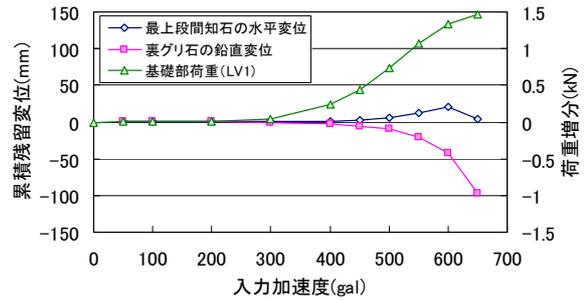


Fig. 5 変位、荷重と入力加速度の関係
Relationship between Displacement, Load and Input Acceleration

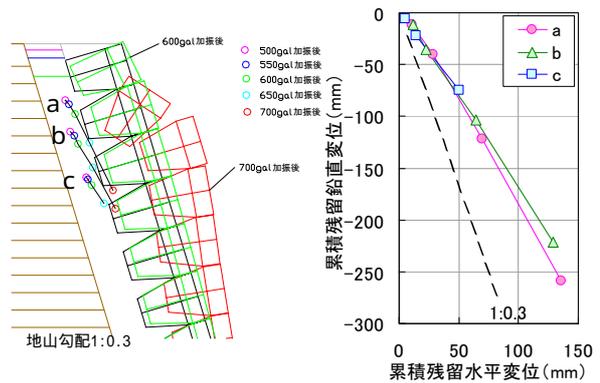


Fig. 6 加振時の裏グリ石の軌跡
Locus of Back-fill

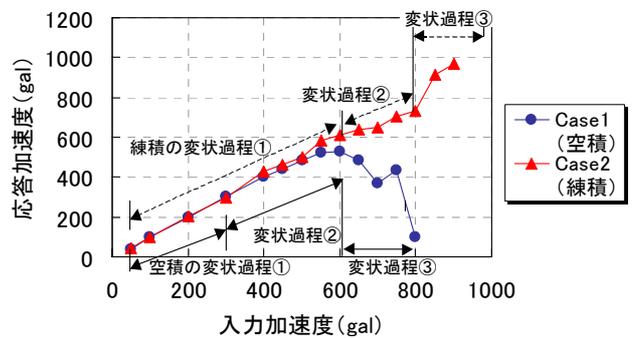


Fig. 7 最上段間知石の応答加速度の比較
Comparison with Response Acceleration of Ashlar

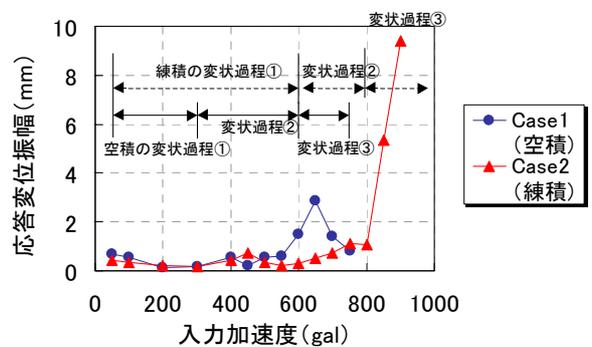


Fig. 8 最上段間知石の最大応答変位振幅の比較
Comparison with Maximum Response Displacement of Ashlar

3.2 石積壁の背面構造による影響

Fig. 7にCase1およびCase2における最上段間知石の20波目の応答加速度と入力加速度の関係を示す。両ケースとも300gal付近までは、入力加速度に比例して、間知石の応答加速度が増加しているのがわかる。300gal以降、Case1では応答加速度が徐々に小さくなり、600gal付近から大きく低下する傾向がみられる。一方、Case2については600gal以降、応答加速度の増分はやや低下するが、800gal以降、応答加速度の増分が大きくなる傾向を示しており、石積壁の背面構造による差が顕著に現れている。なお、Case2では入力加速度600~700galで石積壁の2/3程度の高さに水平方向のクラックが生じており、応答加速度に変化が生じた入力加速度とほぼ対応している。

Fig. 8はCase1およびCase2における最上段間知石の最大応答変位振幅と入力加速度の関係を示している。この図から、Case1では550gal付近から変位の応答振幅が大きく増幅しているのに対し、Case2では800gal付近から大きく増幅しており、背面構造による違いが見られる。これらの結果から、石積壁の変状過程は以下の3段階に分けることができると考えられる。

- 1) 加速度が上部まで確実に伝達される段階（石積壁が剛体として挙動）。
- 2) 加速度の増分がやや低下する段階（石積壁の剛性はやや低下するが、変形はまだ少ない）。
- 3) 変形が大きく進行する段階（石積壁の安定性が大きく損なわれる）。

これらのうち1), 2)の段階は空積と練積で加速度や変形態に大きな差異は見られない。しかし、3)の段階では空積の加速度は低下するが、練積では増加している。これは空積では間知石が個々に独立して挙動するのに対し、練積ではクラックの発生後もなお、石積壁が一体となって挙動するためである。

Fig. 9は入力加速度600gal時のCase1, Case2における20波目の応答加速度、最大応答変位振幅および累積残留水平変位の高さ分布を示している。応答加速度に着目すると、練積のCase2では応答加速度が一般的な分布となっており、石積壁全体がほぼ剛体として挙動しているのがわかる。一方、Case1では高さ0.5mを境にその上側では応答加速度が大きく低下している。次に、Case2の最大応答変位振幅は、応答加速度と同様に、石積壁全体にほぼ一般的な分布となっているが、Case1のそれはいずれも石積壁の上部ほど変形が大きくなっている。さらに、Case2の累積残留変位は2mm程度であるのに対し、Case1では石積壁上部で20mm以上の累積残留変位を生じており、練積の10倍程度の変形が生じているのがわかる。これらの高さ分布の結果からも、空積では、石積壁を構成する間知石が個々に分離した形で挙動する傾向が強く現れ、練積では石積壁全体が一体となって挙動する傾向が確認できる。

Fig. 10はCase1, Case2における荷重振幅（両振幅の1/2）と入力加速度の関係を示している。これらの図から、荷重振幅はLHが最も大きく、LV1, LV2の順となっており、

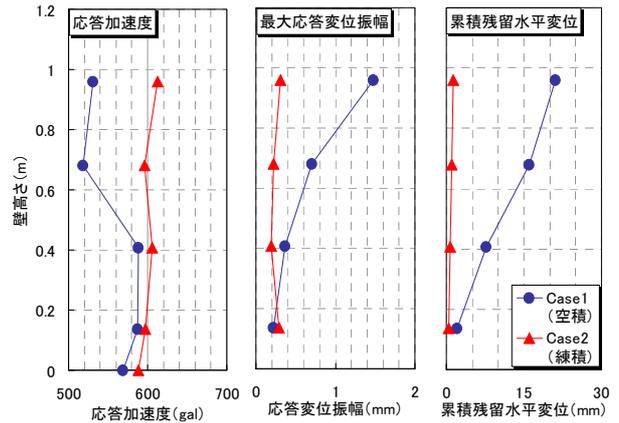


Fig. 9 背面構造の違いによる高さ分布の比較
Comparison with Vertical Distribution

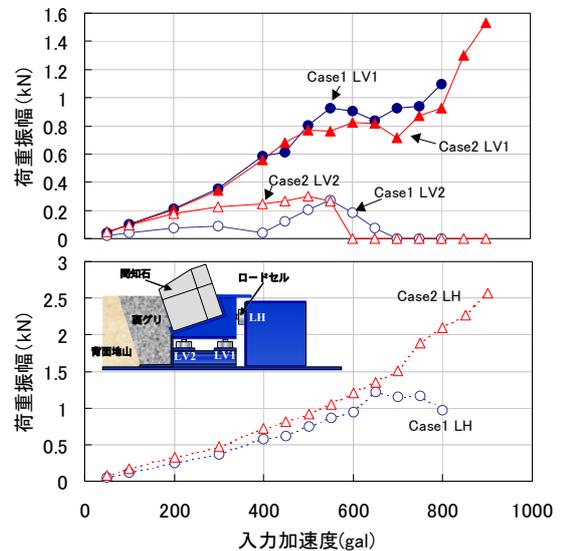


Fig. 10 基礎部荷重振幅の比較

Comparison with Load Amplitude of Foundation

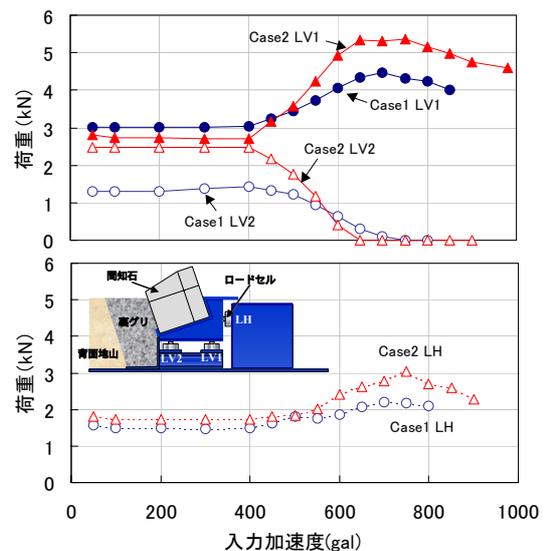


Fig. 11 基礎部荷重の比較

Comparison with Load of Foundation

石積壁のつま先には地震時に大きな荷重振幅を生じると考えられる。また、LV1, LV2では荷重振幅はほぼ同様な傾向を示しているものの、LHの振幅はCase1では650gal付近でピークに達した後低下しているのに対し、Case2では900gal付近まで線形的に増加している。これは練積の場合、加振中にクラック等は生じるものの、石積壁が一体となって挙動するのに対し、空積では入力加速度が大きくなると個々の間知石が独立して挙動し、大きく変形するためと考えられる。

Fig. 11は基礎部に作用する荷重と入力加速度の関係を示し、Fig. 12は各载荷ステップ後における鉛直荷重の合力の作用位置を基礎部の幅Bを1.0としてつま先からの距離で示している。これらの図から、初期荷重は空積と練積でほぼ等しくなっているものの、合力の作用位置は練積の方が中央（合力の作用位置0.5）寄りとなっている。また、練積の荷重は空積のそれに比べ急激に変化する傾向を示しており、背面構造による影響が見られる。

Fig. 10, 11から、入力加速度300gal以下では、荷重振幅はいずれもほぼ線形的に増加しているものの、各载荷ステップ後の荷重はいずれもほとんど変化しておらず、石積壁は弾性的な挙動をしていると考えられる。しかし、300gal以降、荷重LV1とLHは大きく増加しており、LV1のピーク値までの全荷重増分はいずれもLV2の全荷重低下量とほぼ等しくなっている。また、鉛直方向の合力の作用位置は300gal以降、基礎部の中央付近からつま先側に移動しており、Case1, Case2ともに500gal付近で合力の作用位置の偏心がB/3に達している。

これらのことから、背面構造に関わらず、加振に伴って鉛直荷重が背面側から前面側(LV2からLV1)に移行し、それに伴い合力の作用位置も中央付近から、つま先側に移動する傾向は同様であるといえる。また、基礎部荷重と石積壁の変状は密接に関連していると考えられ、特に空積では、合力の作用位置の偏心がB/3に達した後に、石積壁に大きな変状が生じると考えられる。

3.3 石積壁の高さによる影響

Fig. 13にCase1, Case3, Case4における最上段間知石の20波目の応答加速度と入力加速度の関係を示す。いずれの壁高さにおいても、入力加速度300gal程度までは応答加速度の低下はみられず、石積壁が一体となって挙動していることがわかる。入力加速度600gal以降、Case1, Case4では応答加速度が急激に低下している。このような応答加速度の低下は、石積壁を構成する間知石が個々に独立した形で挙動し始めたために生じていると考えられる。一方、壁高の最も低いCase3では、入力加速度700gal付近において若干の応答の低下が生じているものの、Case1, Case4のような急激な低下はみられず、壁高が低いほど間知石が独立した動きをし難いことがわかる。

Fig. 14に入力加速度700galにおける壁体の累積残留水平変位の高さ方向の分布を示す。Case1, Case4に着目すると、最上段間知石が背面側へ大きく変位しているの

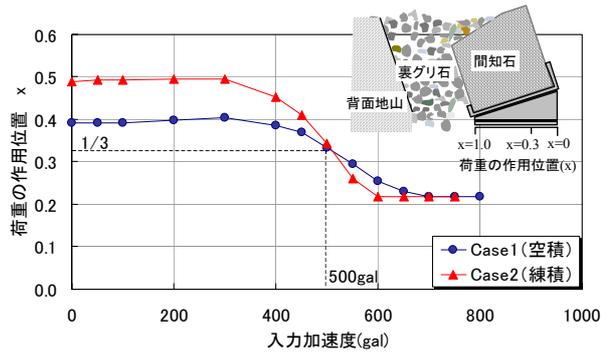


Fig. 12 合力の作用位置の比較
Comparison with Working Point of Resultant Force

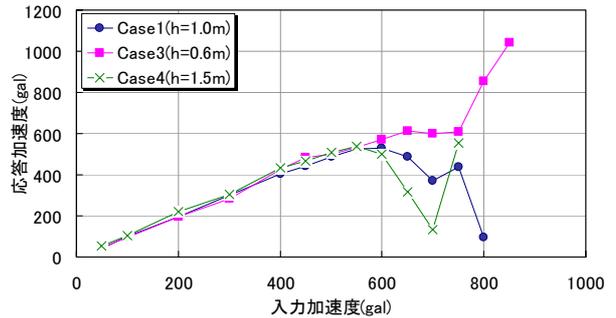


Fig. 13 最上段間知石の応答加速度の比較
Comparison with Response Acceleration of Ashlar

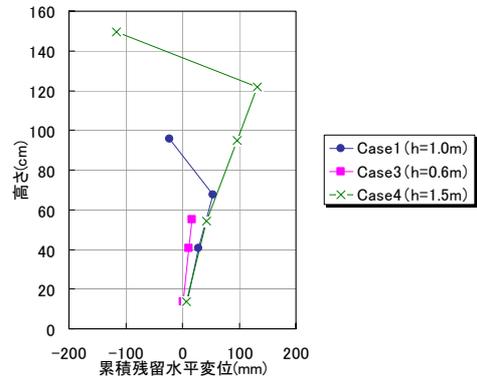


Fig. 14 累積水平残留変位の高さ分布の比較(700gal)
Comparison with Vertical Distribution

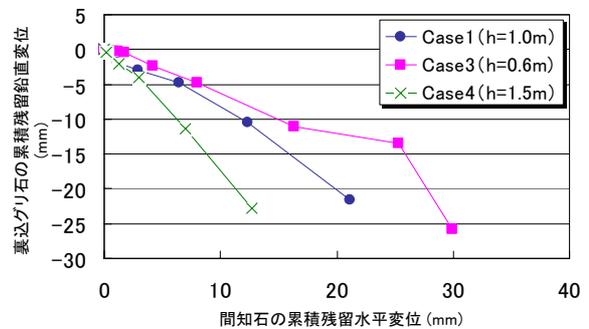


Fig. 15 裏グリ石の累積残留鉛直変位と間知石の累積残留水平変位の関係
Relationship between Vertical Displacement of Back-fill and horizontal Displacement of Ashlar

がわかる。これは、壁体の前面側への変状に伴い裏グリ石が沈下して、裏グリ石の天端位置が最上段の間知石以下に下り、間知石が背面側へ転倒したためである。したがって、最上段の間知石を除外すれば、いずれの壁高においても高い位置ほど累積残留水平変位が大きくなっており、転倒モードの変形が発生していることがわかる。

Fig. 15にCase1, Case3, Case4における裏グリ石の累積残留鉛直変位と最上段間知石の累積残留水平変位の関係を示す。3.1において述べた通り、壁体の変形には裏グリ石の挙動が大きく影響していると考えられ、裏グリ石の累積残留鉛直変位と間知石の累積残留水平変位の間には、高さをパラメータとした線形関係があることが伺える。そこで、変形形態が転倒モードであることに着目して、Fig. 16に示すように定義した変状断面積 A を壁体の変形量として用いることとした。なお、変状断面積 A は(1)式により算出されるため、壁高の影響を考慮した値となっている。

$$\Delta A = \Delta d \times h / 2 \quad (1)$$

ここに、 ΔA : 変状断面積 (cm^2)
 Δd : 最上段間知石の累積残留水平変位 (cm)
 h : 石積壁高さ (cm)

Fig. 17に裏グリ石の累積残留鉛直変位 s と A との関係を示す。 s と A の関係は、壁高によらず(2)式で近似することができる。

$$s = -0.22 \times \Delta A \quad (2)$$

ここに、 s : 裏グリ石の累積残留鉛直変位 (mm)
 近似直線の勾配0.22は、実験条件によって変化すると考えられるが、堅固な基礎を想定した空積壁では、裏グリ石の累積残留鉛直変位と石積壁の変形量は、壁高によらない線形関係として表すことができるといえる。

3.4 基礎地盤のすべり抵抗による影響

Fig. 18は、Case1, Case5, Case6における最上段間知石の20波目の応答加速度と入力加速度の関係を示している。応答加速度が低下し始める入力加速度は、Case6で200gal, Case5で400gal, Case1で600galであり、基礎部に作用する水平抵抗の増加に従い、応答加速度が低下し始める段階の入力加速度は大きくなっている。この応答加速度の低下は、石積壁を構成する間知石が個々に独立して挙動していることを表しており、この結果は基礎部の水平抵抗が小さいほど、石積壁は小さな入力加速度で不安定化することを示している。

入力加速度の増加に伴う応答加速度の低下を加速度応答倍率で表し、入力加速度100galおよび石積壁の変状が大きくなった段階の入力加速度 (Case1は700gal, Case5は600gal, Case6は150gal) における壁体の高さ方向の加速度応答倍率分布をFig. 19に示す。入力加速度100galの結果に着目すると、いずれの実験ケースとも応答加速度の低下がほとんど生じておらず、石積壁が剛体として挙動しているのがわかる。

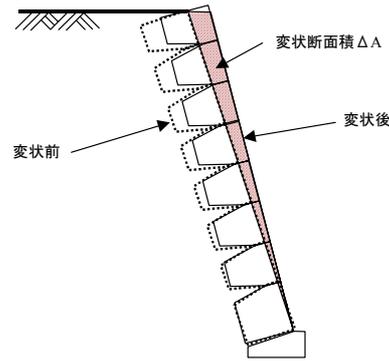


Fig. 16 変状断面積の定義
Sectional Area of Deformation

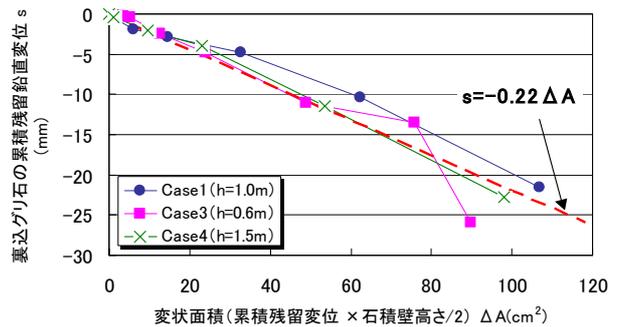


Fig. 17 裏グリ石の累積残留鉛直変位と変状断面積の関係

Relationship between Vertical Displacement of Back-fill and Sectional Area of Deformation

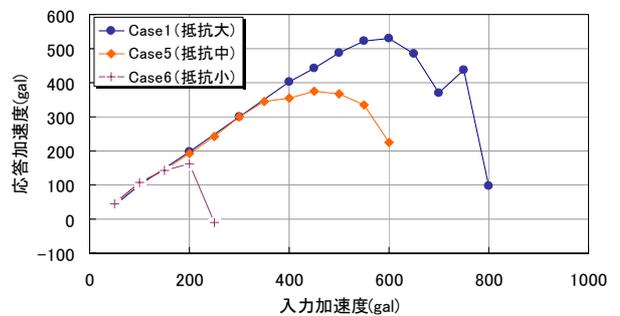


Fig. 18 最上段間知石の応答加速度の比較
Comparison with Response Acceleration of Ashlar

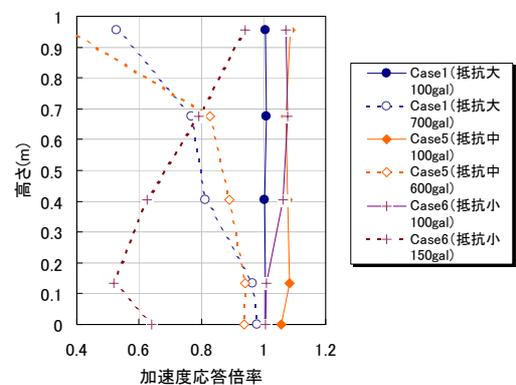


Fig. 19 加速度倍率の高さ分布比較
Comparison with Vertical Distribution

次に、応答加速度の低下が大きくなった段階での入力加速度に着目すると、Case1, Case5では石積壁上部ほど応答加速度の低下が著しく生じているのがわかる。一方、水平抵抗の小さいCase6では、最上段間知石の応答加速度はほとんど低下しておらず、石積壁下部の間知石ほど応答加速度が低下していることがわかる。これは、Case1, Case5では、最下段の間知石を基点とした転倒モードの挙動を示すのに対して、基礎部の水平抵抗が小さいCase6では、石積壁下部の間知石ほど大きく変位する滑動モードの挙動を示すためと考えられる。なお、Case6において石積壁上部間知石の応答加速度の低下がみられないのは、滑動モードを生じることにより、最上段間知石は背面の地山にもたれかかり、背面の地山の影響を大きく受けているためと考えられる。

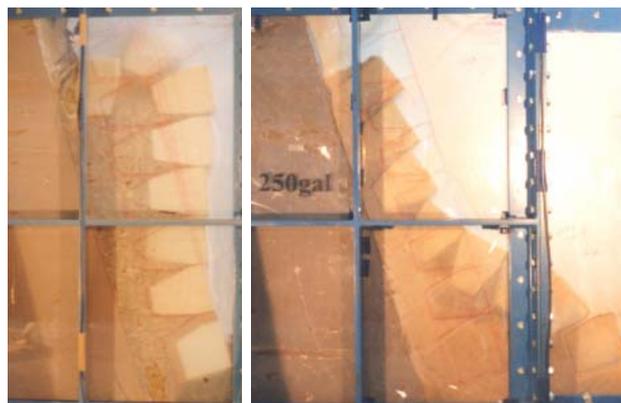
Photo 4は加振実験終了後のCase1ならびにCase6の石積壁の状況を示している。基礎部に働く水平抵抗の違いにより変形モードが大きく異なることが写真からも明らかである。堅剛な基礎を想定したCase1では、最下段の間知石を基点とした転倒モードを示すのに対し、水平抵抗の小さいCase6では滑動モードを示している。

以上の結果から、基礎部に働く水平抵抗、すなわち滑動に対する安定性が地震時における石積壁の安定性に大きく影響を及ぼしていると考えられる。そこで、最上段間知石の応答加速度が低下し始める入力加速度と各模型石積壁の常時の滑動に対する安全率との関係をFig. 20に示す。ここで、石積壁はもたれ擁壁として安全率を算出⁵⁾している。なお、Case1については間知石間に働く摩擦抵抗を用いて安全率を算出している。この結果から、常時における滑動の安全率が3を超えると、応答加速度が低下し始める入力加速度が急激に大きくなることがわかる。これは、常時の安全率が3より大きい石積壁は、地震時の安定性が高いことを示唆している。

4. おわりに

自立性地山の前面に構築された石積壁を想定し、地震時における石積壁の安定性を評価するために振動台実験を実施した。以下に得られた結果を示す。

- 1) 石積壁の崩壊メカニズムは、慣性力により石積壁が前面へ移動することにより、裏グリ石に緩みが生じ、沈下する。慣性力が壁体背面に向かって働く時には、間知石背面に裏グリ石が移動しているため、間知石は元の位置まで戻ることができず、残留変位が発生する。これらの現象が加振により繰返されることによって残留変位が累積され、ついには崩壊に至る。
- 2) 練積では、石積壁全体が一体となって挙動するのに対し、空積では、加振に伴い間知石が個々に独立して動く石積壁独特の挙動を示す。
- 3) 堅剛な基礎を想定した石積壁では、壁体の変形量から算出した変状断面積と裏グリ石の沈下量は、壁高さに



a) Case1 800gal後 b) Case6 250gal後

Photo 4 模型石積壁の変形状況

Deformation of Masonry Wall Model

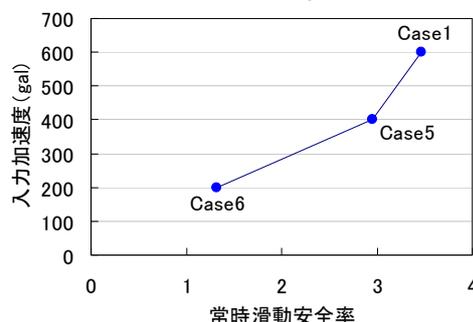


Fig. 20 入力加速度と常時滑動安全率の関係
Relationship between Input Acceleration and Safety Factor

よらない線形関係として表わすことができる。

- 4) 堅剛な基礎地盤において石積壁は転倒モードの変形形態を示し、水平抵抗が小さい場合は滑動モードの変形形態を示す。
- 5) 滑動に対する石積壁の安定性が石積壁の地震時安定性に最も大きな影響を及ぼす。

最後に、本報文は、2001, 2002年度に財団法人鉄道総合技術研究所から委託された実験業務の一部をまとめたものであることを付記する。

参考文献

- 1) 斎藤 善樹, 杉山 友康, 村石 尚: 鉄道における石積壁の実態に関する基礎調査, 土木学会第56回年次学術講演会講演概要集, 第 部門, pp.646-647, (2001)
- 2) 太田 直之, 村石 尚, 杉山 友康, 斎藤 善樹, 大畑 和弘: 鉄道における石積壁の実態調査, 第37回地盤工学研究発表会, pp.2275-2276, (2002)
- 3) 村石 尚, 杉山 友康, 斎藤 善樹: 石積壁の歴史と実態を知る, R R R, pp.18-21, (2002)
- 4) 鉄道法規類抄工事編追録第台本ノ一号原稿, p.222ノ10, (1915)
- 5) 社団法人土木学会四国支部: 大型ブロック積み擁壁設計・施工マニュアル, (1998)