

石積擁壁の耐震診断・補強に関する研究

橋本 隆雄¹・宮島 昌克²・池本 敏和³

¹正会員 千代田コンサルタント事業統括本部防災対策室室長 (〒114-0024 東京都北区西ヶ原3-57-5)

E-mail: t-hashi@chiyoda-ec.co.jp

²正会員 金沢大学理工研究域環境デザイン学系教授 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

E-mail: miyajima@t.kanazawa-u.ac.jp

³正会員 金沢大学理工研究域環境デザイン学系講師 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

E-mail: tikemoto@se.kanazawa-u.ac.jp

日本には、城壁、宅地、鉄道、道路等の伝統的な石積擁壁が膨大に存在し、これまで地震の度に大きな被害を受けている。しかし、1995年の兵庫県南部地震以降、様々な建造物の耐震補強が進む中、石積擁壁については、地震時における不安定化のメカニズムが不明であるため、耐震補強などの対策が未着手な状態にある。したがって、石積擁壁の地震時における不安定化のメカニズムを解明し、適正な耐震補強対策を適切に施す基準を作ることが急務とされている。

そのため、「石積擁壁の耐震診断・補強に関する研究小委員会」では、各委員の協力により擁壁の模型実験、及び二次元弾塑性 FEM に基づく地震応答解析や不連続変形法 (DDA) を用いて、崩壊メカニズムの解明及び今後の耐震診断・補強対策に向けた検討を行った。

Key Words : a masonry retaining wall , retaining wall, residential land, earthquake damage, a model test

1. はじめに

日本は、これまで幾度となく地震災害に遭遇し、その度に人的被害や家屋の被害が記録されている。特に、既存の宅地擁壁では、伝統的に間知石(けんちいし)を用いた石積擁壁が膨大な数存在し、写真-1 に示すように 1995 年兵庫県南部地震¹⁾、2001 年芸予地震²⁾³⁾、2004 年新潟県中越地震、2005 年福岡県西方沖地震⁴⁾をはじめ、2011 年東北地方太平洋沖地震においても大きな被害を受けている⁵⁾⁶⁾⁷⁾。また、石積擁壁は古くから国民に親しまれ、宅地以外の城壁・鉄道沿線・道路等、我々の身近なところに数多く存在している。

鉄道・道路沿線や宅地にあるような一般的に見られる間知石や間知ブロックを使用した石積擁壁を対象として、地震時の安定性を検討した事例は極めて少ない。1995 年の兵庫県南部地震以降、様々な建造物の耐震補強が進む中、石積擁壁については、地震時における不安定化のメカニズムが不明であるため、耐震補強などの対策が未着手な状態にある。したがって、石積擁壁の地震時における不安定化のメ



写真-1 擁壁被害

カニズムを解明し、適正な耐震補強対策を適切に施す基準を作ることが急務とされている。

しかしながら、石積み擁壁の地震時の安定性を検討した事例が少なく破壊メカニズムは必ずしも解明されていない。

そのため本委員会では金沢大学・建築研究所で間知ブロック積み擁壁に対する震動実験⁸⁾⁹⁾を行い、破壊メカニズムの解明を行った。しかしながら、擁壁高さや勾配など種々の特性の異なる建造物の、震

動特性の異なる地震動に対する検討を行うためには、模型震動実験は費用、検討期間の面から実用的でない。そこで、本委員会では擁壁の模型実験に対して石積み擁壁等の崩壊解析等で妥当な結果が得られる数値解析手法で実績のある二次元弾塑性FEMに基づく地震応答解析¹⁰⁾及び不連続変形法（DDA）^{11),12),13)}を用いて、解析の有用性、課題について検討を行った。

2. 擁壁の被害状況

(1) 擁壁の被害の比較

図-1は、兵庫県南部地震1,085件、新潟県中越地震561件、東北地方太平洋沖地震4539件の大地震について宅地擁壁被害の種類を対比¹⁴⁾したものである。東北地方太平洋沖地震では、他の地震に比較してコンクリート系擁壁及び増積み擁壁の割合が多ことが分かる。また、図-2は、被害宅地擁壁の変状項目の分類を対比したものである。東北地方太平洋沖地震では、他の地震に比較して水平移動、不同沈下・目地の開き、ハラミ・変形、傾斜・倒壊の割合が多ことが分かる。

被災した宅地擁壁の種類は、写真-1に示すように練石積擁壁から比べると空石積造擁壁の方が被害を受けやすい構造になっている。また、コンクリート系擁壁が多いは、建築ブロック擁壁の被害が多いことに加え、L型擁壁の支持地盤が弱く、十分な支持力を確保できていなかったことが考えられる。今後、既存不適格擁壁の耐震補強対策を早急にしておく必要がある。また、これからの擁壁について宅地開発において開発指導の際に支持力の確認の徹底を図り、支持力が確認できない場合は地盤改良及び設計を行う必要がある。

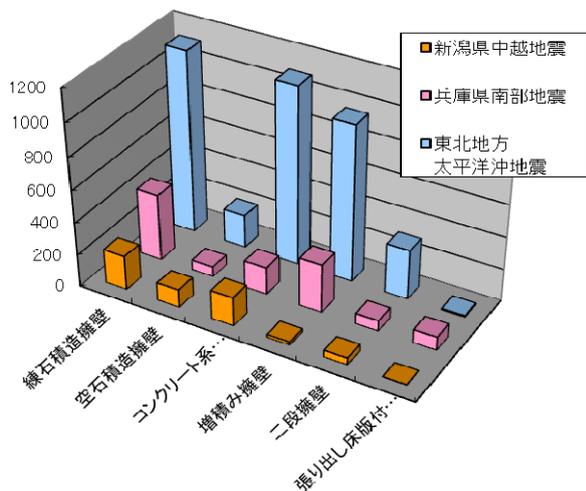


図-1 過去の大地震の被災宅地擁壁の種類¹⁴⁾

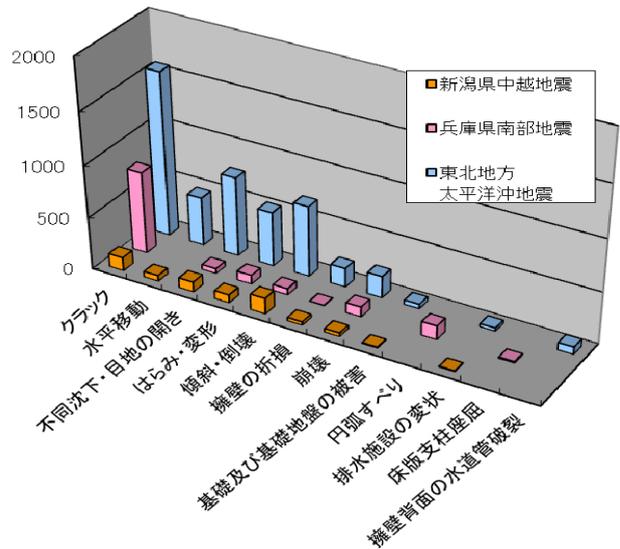


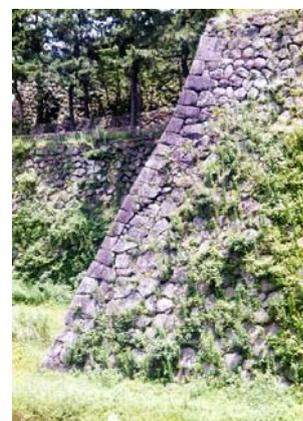
図-2 過去の大地震の被災宅地擁壁の項目分類¹⁴⁾



(a) 空石積擁壁の崩壊



(b) 鉄筋コンクリート擁壁の横クラック被害



(c) 島原城壁の変状¹⁵⁾

写真-2 各擁壁の被害状況

(3) 擁壁の復旧事例

図-3は、1995年兵庫県南部地震での選定した宅地擁壁復旧工法の分類である。採用された復旧工法は、背面の土圧に対して構造物の自重のみで抵抗する重力式擁壁工が最も多くなっている。しかし、擁壁の基礎地盤は軟弱な地盤が多いために図-4に示すように基礎の対策を行っている。恒久的な公共施設としての宅地擁壁に10mに達する基礎杭工が十分な安全性を保つために採用している。

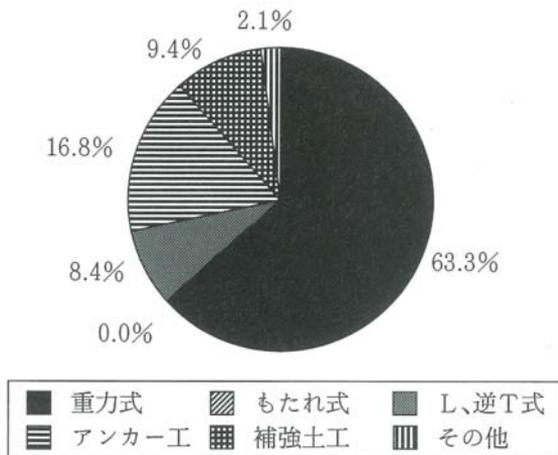


図-3 復旧工法の分類¹⁶⁾

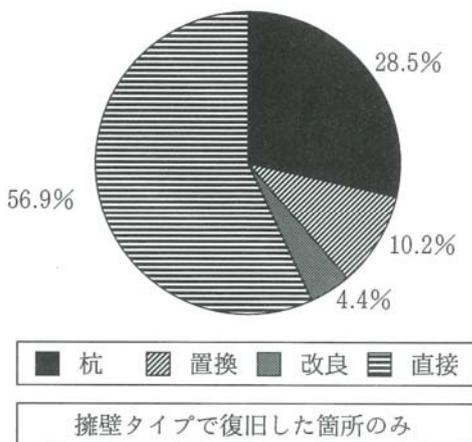


図-4 擁壁工の基礎処理の分類¹⁶⁾

3. 各種指針及び標準等の違いによる相違¹⁷⁾

宅地・道路・鉄道など各施設の擁壁においては、歴史的な背景・施設の重要度や荷重状態の違い等により、それぞれ独自の考え方によって以下のように基準が決められている。

(1) 宅地擁壁

宅地造成における石積（ブロック積）擁壁については、昭和30年代以降の高度経済成長において、都

市部においても比較的地価の安い丘陵地を活用するために盛んに行われた。このとき、擁壁や排水施設の不十分から降雨等に伴う災害が多数発生したことから、宅地造成に伴う災害を防止する目的で宅地造成等規制法（昭和36年）が制定された。宅地造成における石積み擁壁においては、間知石（ブロック）練石積造のみが認められている。また、各行政からだしている手引き書において、間地石（ブロック）練石積擁壁の標準構造図¹⁸⁾が用意されている。これを用いることにより許可申請における構造計算書の添付が不要となっている。

(2) 道路擁壁

道路における石積（ブロック積）擁壁については、施工が容易で不整形な地形条件に適用しやすく、構造形式の擁壁に比べて耐震性に劣るが、迅速な修復が可能であることなどから、歴史も古く施工実績も非常に多いのが特徴である。そのため、「道路土工擁壁工指針」（平成24年7月）¹⁹⁾においても従来から用いている「経験に基づく設計法」によって設計を行うこととしている。また、石積（ブロック積）擁壁としては、通常形式以外にも大型ブロック積み擁壁・多段ブロック積み（石積み）擁壁・混合擁壁と多様な石積み（ブロック積み）擁壁の形式において対応している。

(3) 鉄道擁壁

鉄道の切取り土留め壁構造の歴史については、明治以降からとなるが、「建造物設計標準解説（基礎構造物・抗土圧構造物）」（昭和61年3月）²⁰⁾が制定されるまでは明確な技術基準類はなく、この標準制定以前に施工された土留め壁については、古くからの経験に基づく石積の技術を用いて施工されてきた。また、昭和53年の「建造物設計標準解説（土構造物）」²¹⁾制定以降については、石積やもたれ等の土留め壁について適用箇所を限定しており、地山が自立できる場合にのみ標準的な断面のもたれ壁を適用としている。よって、鉄道における石積擁壁については、昭和53年以前のものである可能性が高い。

標準については、「建造物設計標準解説（基礎構造物・抗土圧構造物）」（昭和61年3月）で許容応力度設計法を示し、「鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物・抗土圧構造物）」（平成12年6月）で限界状態設計法を示し、「鉄道構造物等設計標準・同解説（土留め構造物）」（平成24年1月）²²⁾において性能照査型設計法を示している。そのため、宅地・道路の標準と一概に比較することができない。

したがって、宅地造成・道路・鉄道の各指針の標準化については、用途の違いや上載荷重の性質の違い等から統一されておらず、すべての指針・標準を満足する石積擁壁に対する基準の確定は難しい。しかし、各指針・標準においては、多数の新しい地山補強土工法を取り入れる方向に改定されてきている。このことから新技術を用いた石積擁壁補強について、各指針・標準においても適用することができるのではないかと考えられる。

4. 実験模型の作成について²³⁾

振動台実験を行うために、1/6 スケールの間知ブロックを用いて石積擁壁の模型を作成する。本研究の石積擁壁の模型には、宅地造成等規制法²⁴⁾を参考にして作成した。実験では、奥行き 1200mm、幅 800mm、高さ 1000mm の土槽内に盛土地盤を作成するとともに、コンクリート製の間知ブロックを積み上げていき、擁壁に正弦波による 1 方向の水平加振を与える。

4.1 実験に使用する間知ブロック

実験に使用する間知ブロックを図-4 に示す。左が正面図(点線は奥行き方向)で、右が側面図である(単位は mm)。

4.2 実験材料

(1) 裏グリ石

地山ののり面と間知石の間に詰め込まれる石を裏グリ石という。裏グリ石は、地下水を斜面外へ排出するための排水層として重要な役割を有している。1/6 スケールを考慮して実験では 2.5~5mm の砕石を用いる。

(2) 裏込めコンクリート

裏込めコンクリートとは、練石積において間知石同士を一体化するために用いるコンクリートである。

(3) 背面土

背面土には石川県の森本産の山土を用いる。含水比は 24.7%、土粒子密度 2.69g/cm³、礫分 0.0%、砂分 70.8%、細粒分 29.2%の粘性土質砂である。

4.3 練石積擁壁の実験模型

擁壁の実験は、練石積擁壁と空石積擁壁の 2 種類行った。練石積擁壁とは、ブロックをコンクリートで固めた擁壁である。図-5 は、宅地造成等規制法を参考にして、実物の 1/6 スケールで作成した練石積擁壁の模型図である(単位は mm)。勾配は

1:0.4(66.4 度)である。また、実験に際しては、擁壁を支持する地盤は十分に堅く、地震時においても破壊しないものとして、擁壁の基礎部分が前面方向に移動しないこととする。そこで、擁壁基礎と土槽との間に固定コンクリートを設置する。図-6 に計測機器の位置を示す。加速度計は振動台、擁壁表面に 4 点及び盛土地盤中に 4 点の計 9 点、変位計は擁壁面の応答の計測用に 4 点、土圧計を盛土地盤中に 3 点にそれぞれ設置する。

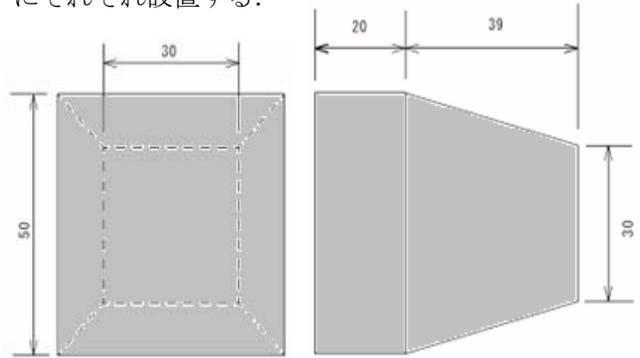


図-4 模型間知ブロック

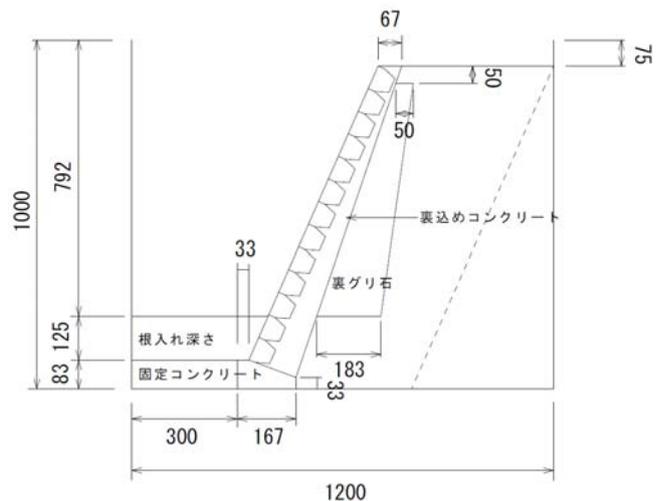


図-5 擁壁の模型図

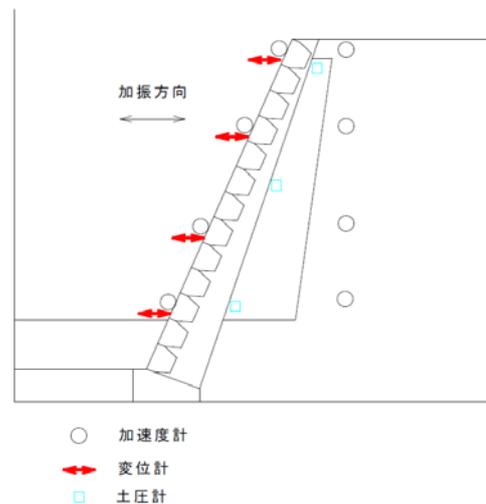


図-6 計測機器の配置

4.4 空石積擁壁の実験模型

紙面の都合上、空石積擁壁について詳しく述べる。

図-7は、宅地造成等規制法を参考にして、実物の1/6スケールで作成した間知ブロック積み擁壁の空石積擁壁の模型図である。空石積擁壁は間知ブロックを裏込めコンクリートで固定しない以外は、練石積擁壁と同じ構造である。加速度計は振動台、擁壁表面に3点及び盛土地盤中に3点の計7点、変位計は擁壁面の応答の計測用に3点、土圧計を盛土地盤中に3点設置する。

実験に際しては、擁壁を支持する地盤は十分に堅く、地震時において擁壁全体が円弧滑りのような破壊せず、擁壁の基礎部分が前面方向に移動しないこととする。このため、擁壁基礎と土槽との間に固定コンクリートを設置する。

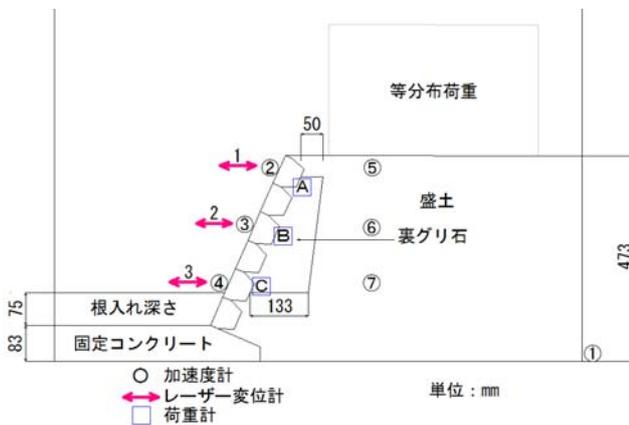


図-7 空石積擁壁の模型図

4.5 実験時の練石積擁壁の考慮

練石積擁壁の実験に関しては、裏込めコンクリートの厚さや強度を変化させて実験を行った。練石積擁壁の実験の詳細を表-1に示す。宅地造成規制法に沿って作成した場合、固定コンクリートと裏込めコンクリートの接地面は70mmになる、これを標準として作成している。

表-1 練石積擁壁の詳細

練石積擁壁	裏込めコンクリート	
	厚さ	強度(N/mm ²)
A	標準(70mm)	29.2
B	5mm	29.2
C	半分(3.5mm)	3.22
D	標準(70mm)	3.22

(1) 裏込めコンクリートの強度

練石積擁壁A、Bの裏込めコンクリートの設計基準強度は、国土交通省制定土木構造物標準設計から、18N/mm²以上と規定されているため、18N/mm²以上となる配合により作成した。しかし、強度が1/6の場合も考慮するべきと判断し、練石積擁壁C、Dについては、裏込めコンクリートの設計基準強度が18N/mm²の1/6になる、3N/mm²の配合で作成した。この時の相似則としては、模型は実物の土を使用でき、かつ、その重力の加速度=1となる香川の相似則²⁵⁾に基づいた。

表-2 各練石積擁壁の入力加速度の条件

練石積擁壁	A	B	B'	C	C'
入力加速度の振動数(Hz)	11.3 (固有振動数)	20 (固有振動数)	13	22 (固有振動数)	13
1回目(gal)	100 (390)	100 (297)	100 (546)	100 (15)	500 (201)
2回目(gal)	200 (198)	200 (935)	200 (1379)	100 (20)	500 (388)
3回目(gal)	400 (371)	50 (81)	200 (1385)	200 (70)	600 (512)
4回目(gal)	600 (598)	100 (335)	220 (1536)	300 (128)	700 (658)
5回目(gal)	800 (784)	200 (934)		400 (226)	800 (792)
6回目(gal)	1000 (979)			500 (377)	900 (929)
7回目(gal)	1000 (993) (5Hz)			600 (515)	1000 (1081)
8回目(gal)				700 (643)	
9回目(gal)				800 (732)	
10回目(gal)				900 (832)	
11回目(gal)				1000 (941)	

(2) 入力加速度の加速度と振動数

表-2の条件により実験を行った。振動台を利用して、固有振動数をスイープ試験によって算出した。擁壁の固有振動数と一致する入力加速度を作成し、順次入力加速度を増加させた。なお、練石積擁壁が固有振動数で擁壁が破壊しない場合、振動数を低下することによって、振動エネルギーを大きくした正弦波を適用した。

4.6 実験のケース

実験は擁壁に正弦波による面外方向の水平加振を与える。予備実験としてスイープ試験を(1~30Hzまで20gal程度)を行い、擁壁上部の固有振動数を調べ、本実験では擁壁の固有振動数と一致する正弦波を入力する。

なお、実験ケースを表-3に示す。

実験では、表-3のようなA（盛土のみ）、B（空石積擁壁）、C（練石積擁壁）の3パターンについて模型実験を行う。一連の実験結果より、擁壁が地震を受けたときに示す挙動を把握し、耐震性能について検討する。

表-3 実験ケース

Case	工法	積み方	入力加速度 (gal)
A	盛土のみ		100→200→400→600
B	空積	谷積	100→200→400→600→818
C	練積	谷積	100→200→400→600→818

本研究では、間知ブロック積み擁壁の模型による振動実験を実施し、地震時における変形から崩壊に至るまでの挙動を検討する。また、不連続変形法を利用した間知ブロック積み擁壁の2次元解析を行った。紙面の関係上ここでは、実験について述べる。

5. 実験結果

5.1 練石積擁壁Aの実験結果

図-8は練石積擁壁Aの擁壁において、入力加速度100(390)、200(198)、400(371)galを入力した時の、加速度計②～⑤の応答倍率を示した図である。入力加速度にかかわらず、応答倍率は擁壁上部にかけて上昇している。これは、擁壁にひび割れなどの損傷が発生しないために、このような結果になったと考えられる。また、入力加速度が500gal以下の場合、捌避の最上部に位置する加速度計②は、応答倍率が最大で35倍になり、大きな倍率を示した。これは裏グリ石や盛土が大きく沈下せず、擁壁に対する影響が小さかったため、擁壁の振動特性が大きく表れたと考えられる。

図-9は練石積擁壁Aの擁壁において、入力加速度600(598)、800(784)、1000(979)、1000(993)gal-5Hzを入力した時の、加速度計②～⑤の応答倍率を示した図である。入力加速度600galを入力した時に擁壁中部で擁壁の横方向にせん断破壊によるひび割れが発生した。

そのため、加速度計の応答倍率に変化が生じた。加速度計⑤の応答倍率は、擁壁破壊前後で大きな差はなかったが、加速度計④の加速度は上昇し、加速度計②、③は減少した。これは、擁壁にせん断破壊が起こり擁壁の重心が低くなったことによって、加速度計④の倍率が上昇し、せん断破壊部より上に位置する加速度計②、③には入力加速度がうまく伝播しなかったためだと考えられる。

図-10は練石積擁壁Aの、入力加速度1000(979)gal

時に測定した擁壁の変位である。擁壁の中部において擁壁がせん断破壊を起こし、はらみだしが発生したため、裏グリ石や盛土が現れた。そのため、変位計3が上昇していることがわかる。

図-11は練石積擁壁Aの、入力加速度800(784)gal時に測定した擁壁の土圧である。擁壁中部においてははらみだしが発生したため擁壁中部付近の土圧計Bの土圧が大きく上昇していることがわかる。これは、擁壁が崩壊した部分から裏グリ石や盛土が現れたために、大きな値を示したと考えられる。実験の結果、擁壁中部に土圧が集中していたことがわかる。

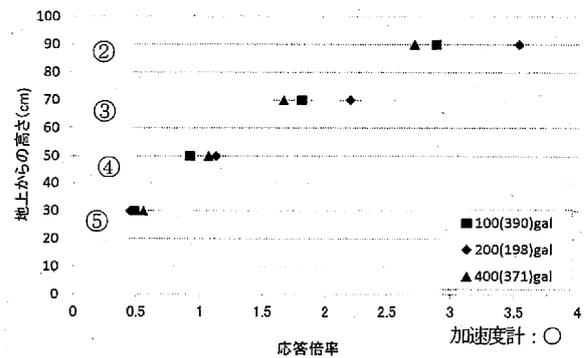


図-8 練石積擁壁 A の応答倍率(100gal～400gal)

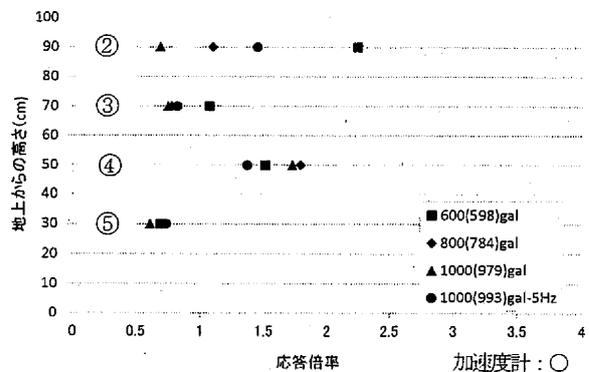


図-9 練石積擁壁 A の応答倍率(600gal～1000gal-5Hz)

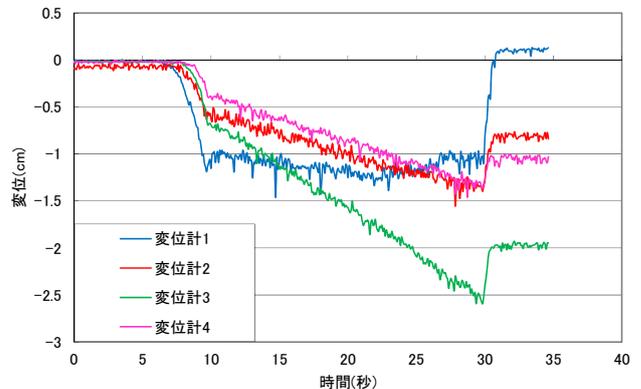


図-10 練石積擁壁Aの1000gal時の変位

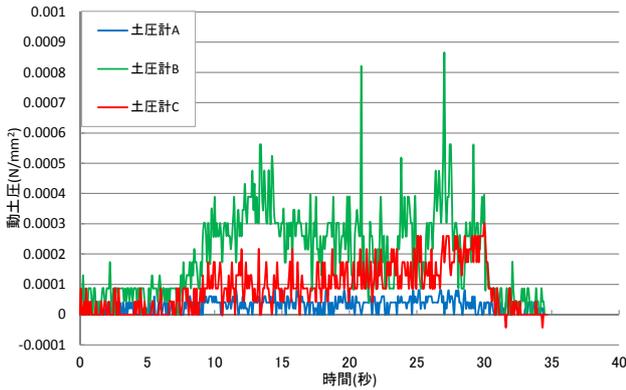


図-11 練石積擁壁Aの800gal時の土圧

5.2 練石積擁壁Bの実験結果

図-12は入力加速度が20Hzでの50(81), 100(335), 200(934)gal時の擁壁の応答倍率である。結果を見ると、加速度計④の応答が一番小さいという結果となった。これは、振動台での加速度と擁壁上部での加速度が、ちょうど逆位相となっていたからである。そのため、加速度計④付近を中心に擁壁は回転運動をしていると考えられる。このことから、擁壁は非線形的な挙動を示していると考えられる。この原因は、裏込めコンクリートの強度に原因があると考えられる。強度が実際に施工されるコンクリートの1/6の強度で配合されているため、擁壁が非線形的に振動したと考えられる。

図-13は入力加速度1500gal-13Hzを入力した時の変位計の各応答を示したものである。変位計2の上付近で擁壁がせん断破壊を起こし、変位計2～4は、擁壁が膨らむように動いたため、はらみだしの変位の挙動を示した。変位計1付近の擁壁は、せん断破壊により擁壁上部が前方に倒れたために、変位計1は大きく上昇した。また、変位は擁壁の下部から上部にかけて変位が上昇していることがわかる。

図-14は入力加速度1300gal-13Hzを入力した時の土圧計の各応答を示したものである。練石積擁壁Cでは擁壁上部でせん断破壊を起こしたため、振動によって沈下した裏グリ石や盛土は、せん断破壊部からは現れなかった。また、擁壁上部が盛土側に倒れたことによって盛土にさらなる重量がかかり、土圧計Cの応答が大きく上昇した。

5.3 練石積擁壁Cの実験結果

図-15は練石積擁壁Cの、振動数22Hz、入力加速度100～1000galまで100galずつ増加させたものを入力した時の、加速度計②～⑤の応答倍率を示した図である。練石積擁壁Cの応答倍率は、他の練石積擁壁の応答倍率と異なる挙動を示した。これは、裏込め

コンクリートの強度が低く、かつ、裏込めコンクリートの容積が大きく、擁壁全体の重量が大きいため、擁壁が非線形的に振動し、裏込めコンクリート内部に細かなひび割れが発生したため、複雑な挙動を示したのではないかと考えられる。

図-16は練石積擁壁Cの、振動数13Hz、入力加速度500～1000galまで100galずつ増加させた時の、加速度計②～⑤の応答倍率を示した。結果的には振動数を変化させて、振動台の変位を増加させた場合でも、加速度の応答に大きな変化はなかった。また、実験終了後に擁壁を点検しても、大きなひび割れや、せん断破壊などのような破壊は確認できなかった。そのため、擁壁がせん断破壊のような挙動を示さない限り、応答倍率に変化が起きないことがわかった。

変位の実験結果は全ての実験において、各変位は振動により一定の応答を示すが、はらみだしや、大きな残留変位は発生しなかった。

土圧の結果は全ての実験において、擁壁がせん断破壊を起こさなかった。そのため、裏グリ石や盛土が現れず、沈下したため、擁壁下部と中部に設置している土圧計A, Bの応答が上昇した。

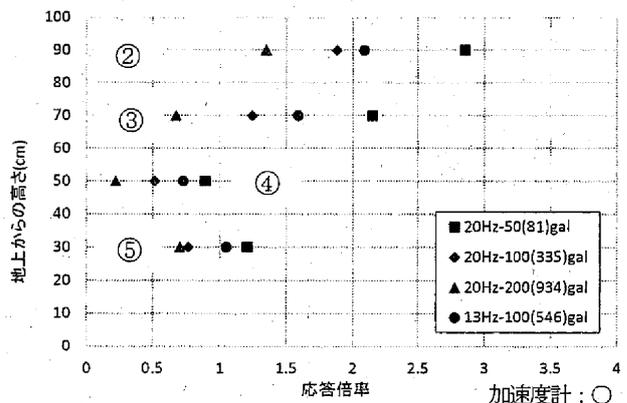


図-12 練石積擁壁Bの加速度による応答倍率(1～4回目)

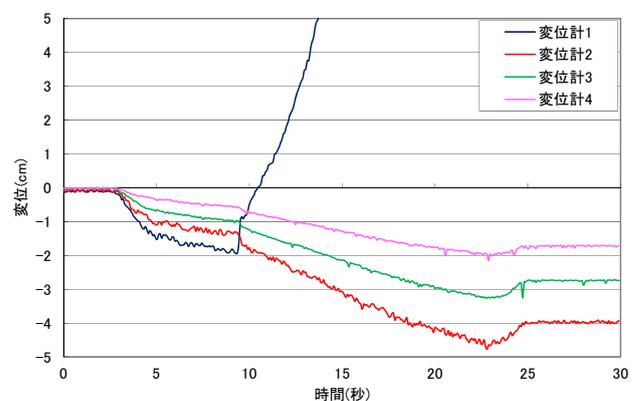


図-13 練石積擁壁Bの1500gal-13Hz時の変位

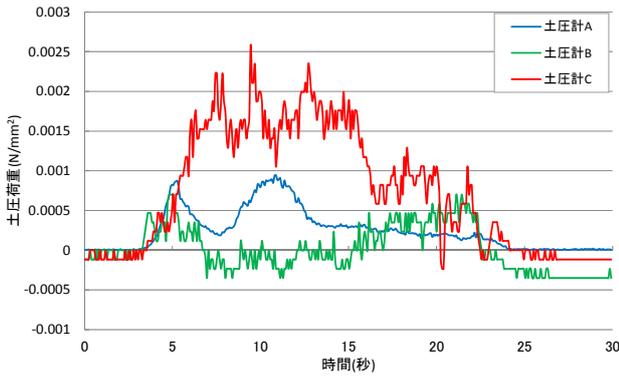


図-14 練石積擁壁Bの1300gal-13Hz時の土圧

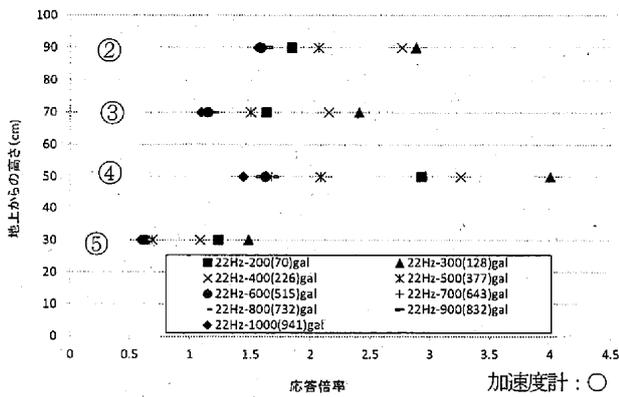


図-15 練石積擁壁Cの加速度による応答倍率(22Hz)

5.4 空石積擁壁の実験結果

図-17は入力加速度が20Hzでの200(70)～400(257)gal再時の擁壁の応答倍率である。応答倍率は、ほとんどの実験において擁壁上部にかけて上昇している。そのため、擁壁は線形的に振動していると考えられる。しかし、応答倍率の値は練石積擁壁より低下する傾向にあった。これは、ブロックを裏詰めコンクリートで固定しておらず、擁壁が一体化していないからだと考えられる。また、最後の入力加速度を適用した時に擁壁中部より上が大きく変形した。そのため、振動台からの正弦波が円滑に伝わらなくなり、加速度計の角度も変化したため、擁壁中部以降に設置した加速度計②、③の応答倍率が低下したと考えられる。

図-18は入力加速度400(280)gal時の変位の結果である。結果を見ると、擁壁中部に位置する変位計2の変位がはらみだす方向に大きくなる。これは、裏グリ石や盛土が沈下することによって擁壁中部の変位が増大すると考えられる。擁壁下部に位置する変位計3の変位があまり出ない理由は、固定コンクリートの影響が大きいからだと考えられる。擁壁上部に位置する変位計1の応答がはらみだしとは逆のプラス方向になる理由は、裏グリ石や盛土の上部分が

沈下することにより、擁壁側の盛土の高さが低くなる。そのため、ブロックは盛土が沈下した分、盛土側へ倒れるようになるために、変位がプラス方向の応答を示す。

図-19は入力加速度が400(257)gal時の土圧の結果である。振動によって裏グリ石や盛土の沈下が生じ、はらみだしが起こるために、擁壁中部、下部の応答が大きくなる傾向となった。

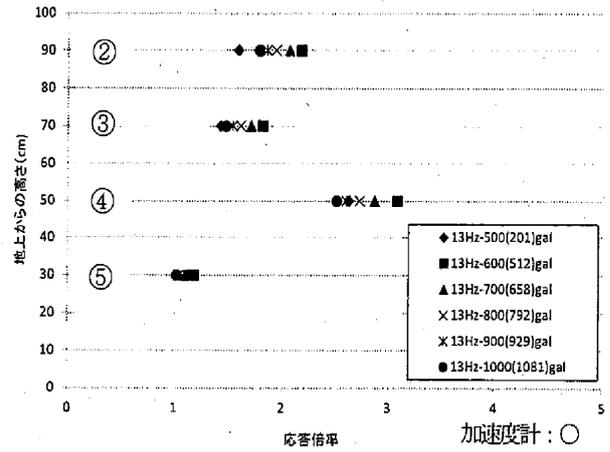


図-16 練石積擁壁Cの加速度による応答倍率(13Hz)

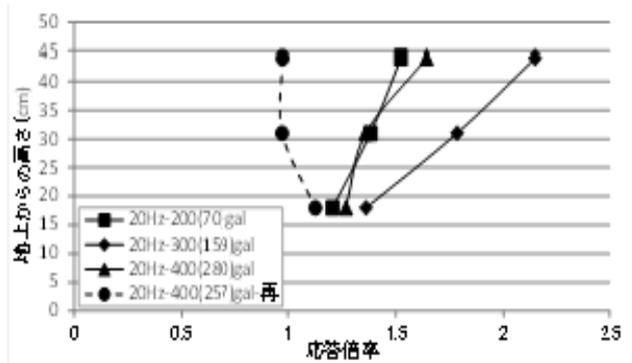


図-17 空石積擁壁の加速度による応答倍率

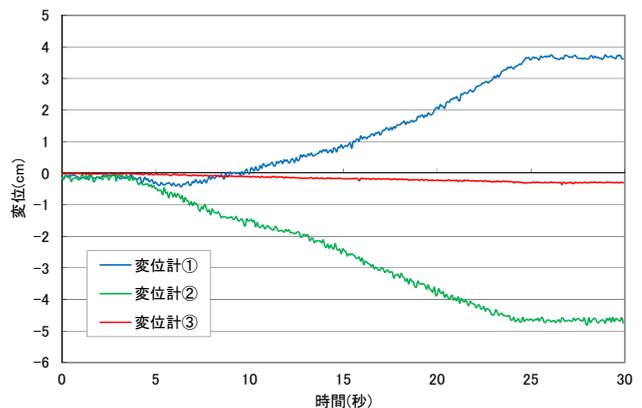


図-18 空石積擁壁の400(280)gal時の変位

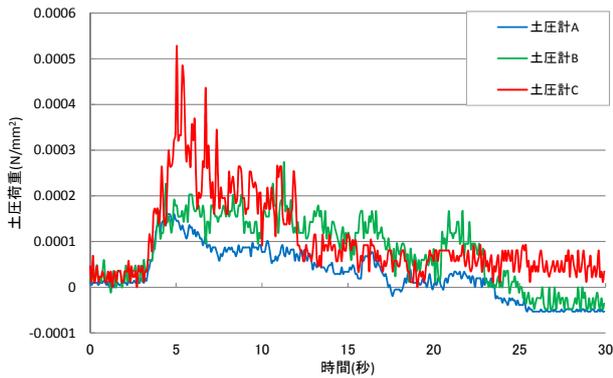


図-19 空石積擁壁の400(257)gal時の土圧

5.5 実験結果のまとめ

本研究において行った空石積擁壁と練石積擁壁について以下に示す。

練石積擁壁A～Cのまとめを以下に示す。

- (1) 練石積擁壁Aは、裏込めコンクリートの厚さが5mmと薄いため、はらみだしを起し、擁壁中部よりせん断破壊が生じた。
- (2) 練石積擁壁Bは、裏込めコンクリートの強度が低く、また、厚さも半分のため、擁壁がせん断破壊を起し、破壊に至った。
- (3) 練石積擁壁Cは、裏込めコンクリートの強度が低い、厚さが標準で作成された。擁壁の応答倍率が非線形な応答を示したが、大きな破壊は起こらなかった。

練石積擁壁は、然るべき裏込めコンクリートの強度や厚さの元に作成されている場合は、崩壊などの大きな被害が発生する可能性は低いと考えられる。しかし、実際の練石積擁壁は、設計書通りに作成されていない、または裏込めコンクリートの劣化などによって崩壊しているため、補強案の作成が急務である。

空石積擁壁の結論を以下に示す。

- (1) 空石積擁壁は、ほとんどの実験において、入力加速度を上げていくにつれて、擁壁中部からはらみだしが起り、約250gal時に擁壁が崩壊した。
- (2) 加速度の応答倍率は、擁壁の上部にかけて増加した。擁壁の上部になればなるほど、大きな力が発生していると考えられる。
- (3) 変位は、全ての実験において、はらみだしにより擁壁中部の変位が上昇し、擁壁が崩れた。
- (4) 土圧は、盛土が擁壁中部よりはらみだしが起るため、擁壁中部、下部の土圧が大きく上昇した。

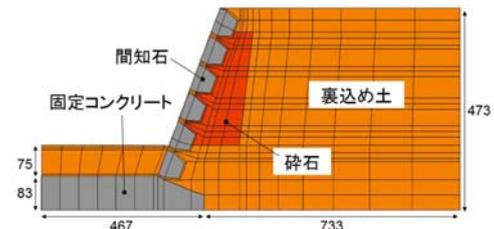
空石積擁壁は、実際に多くの崩壊の報告がされており、実験においても比較的弱い入力加速度で擁壁が崩壊したため、補強案の作成が急務である。実験での擁壁の破壊機構は、実際の擁壁の破壊機構と同

じような結果となったので、擁壁の振動特1生が解明されていると考えられる。今後は、実験の妥当性を確かめるために、空石積擁壁及び練石積擁壁の2次元解析を検討中である。

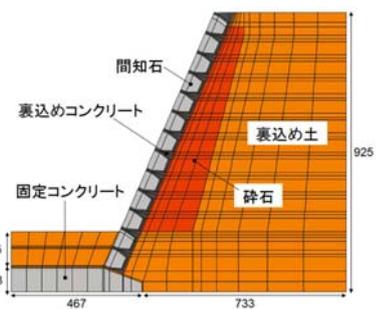
6. 二次元弾塑性FEMに基づく地震応答解析²⁵⁾

6.1 再現解析の概要

二次元弾塑性FEMに基づく地震応答解析を行った。解析モデルの有限要素メッシュを図-20に示す。間知石、固定コンクリート、裏込めコンクリートは弾性体、壁背面の碎石部と裏込め土はUWモデル(Wakai & Ugai,2004)に基づく弾塑性体と仮定した。間知石同士の間には、間知石同士の接触摩擦・剥離を表現するためのInterface要素(弾完全塑性モデル)を挿入している。解析に使用した材料定数の一覧を表-4に示す。裏込め土の材料定数は三軸圧縮試験(CD)の結果から得られた値より定数を求め、ヤング率についてはUWモデル(Wakai & Ugai,2004)で使用する土の拘束圧依存性を考慮した式-1を用いた。碎石の材料定数についても同様にして材料定数を求めた。間知石、固定コンクリート、裏込めコンクリートには各材質を考慮した一般的な材料定数を求めた。Interface要素の物性値は間知石を用いた簡単な摩擦運動試験に基づいて決定した。入力波形には、振動台模型実験と同等の入力波形を用いるため、振動台の加速度計で得られた入力波形を有限要素メッシュの下端より入力した。



(a)空石積擁壁



(b)練石積擁壁

図-20 再現解析で用いた有限要素メッシュ

表-4 材料定数一覧

	ヤング率 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	$b \cdot \gamma G_0$	n
間知石	25000000	0.15	-	0	19.4	-	-
Interface要素	50	0.49	0	34	19.4	-	-
固定コンクリート	25000000	0.15	-	0	23	-	-
裏込めコンクリート	25000000	0.15	-	0	23	-	-
砕石(空積み)	式-2より算定	0.3	0	20	12.8	7	1.47
裏込め土(空積み)	式-1より算定	0.3	36.4	32.64	14.5	15	1.67
砕石(練積み)	式-2より算定	0.3	0	20	12.8	40	1.42
裏込め土(練積み)	式-1より算定	0.3	36.4	32.64	14.5	9	1.67

$$E = 9820 \cdot P^{0.5} \dots \text{式-1}, \quad E = 500 \cdot P^{0.5} \dots \text{式-2}$$

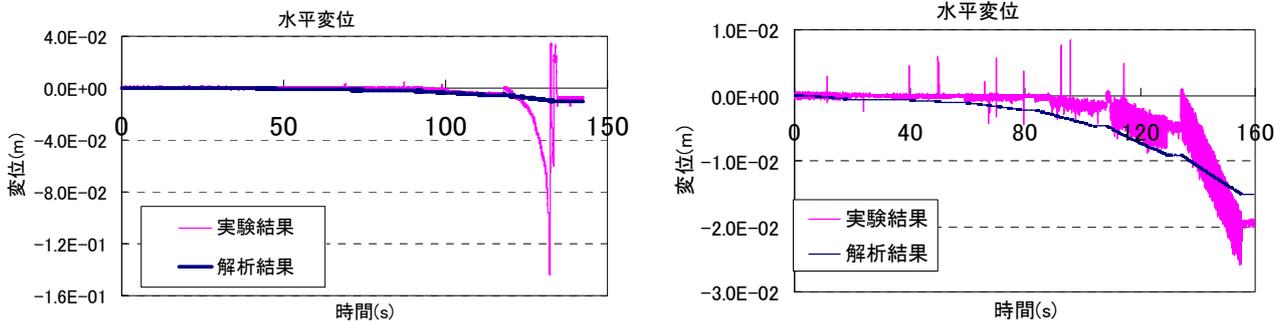


図-21 応答水平変位の比較(左:空石積み, 右:練石積み)

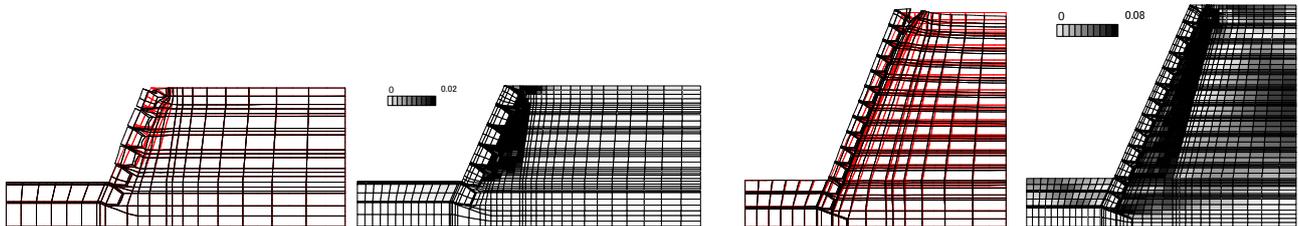


図-22 残留変形図と最大せん断ひずみ分布図(左:空石積み擁壁(2倍強調図), 右:練石積み擁壁)

6.2 解析結果

加振後の擁壁中央部における水平変位の時刻歴を実験値と解析値の比較として図-21に示す。空石積み擁壁では、 5 m/s^2 加振中に解析値を実験値が上回る結果となった。実験値において変位が急激に増加しているのは、この時に擁壁崩壊したためである。練石積み擁壁では 10 m/s^2 加振中に実験値が解析値を上回る結果となった。実験において 8 m/s^2 以降にはクラックが見られ、 10 m/s^2 加振中に擁壁が破壊しているため、水平変位は実験値が解析値より大きくなったと考えられる。水平変位の絶対量や応答加速度など、擁壁の崩壊傾向がより鮮明になるような解析条件の改良が今後の課題である。また、解析によって得られた残留変形図と最大せん断ひずみ分布を図-22に示す。空石積み擁壁において残留変形は、間知石同士がずれて擁壁中央部が膨らみ出すように変形している様子がみられる。残留ひずみ分布図では、砕石部分に

大きくひずみが集中しているのがわかる。間知石間の剥離が生じ前方に押し出されている様子からも、擁壁が今後倒壊に至る可能性があると考えられる。練石積み擁壁において残留変形は、擁壁が一体になって、擁壁下部を支点に転倒するように変形している様子がみられる。また裏込め土の上部において沈下も見る事ができる。残留ひずみ分布図では、空石積み擁壁と同様に砕石部へのひずみが集中している様子が見られる。また擁壁下部から裏込め土の後方端部にかけて主働すべり面をわずかに見る事ができる。

6.3 二次元弾塑性FEMに基づく地震応答解析のまとめ²⁶⁾

模型実験によって空石積み擁壁、練石積み擁壁の地震時挙動が明らかになった。今回の実験においては、空石積み擁壁では砕石部に土圧が集中し先行して崩壊するこ

とにより、擁壁中央部の間知石が押し出され、擁壁中央部から膨らみだすように崩壊することがわかった。解析においては砕石部にひずみが集中し、擁壁中央部の間知石が押し出される傾向を捉えることができた。模型実験において練石積み擁壁では、擁壁背面がコンクリートによって一体化されることにより、擁壁全体が一体となって挙動することが分かった。また、地震動によって砕石部の沈下とともに裏込め土が変形し、擁壁中央部に土圧が集中することによって擁壁中央部が破壊した。解析においては、砕石部にひずみが集中していることや、裏込め土の変形においては実験結果の傾向を捉えているが、裏込めコンクリートが弾性体でモデル化されているという点に課題を残しており、強度を考慮した弾塑性モデルの適用が求められる。模型実験を構成する全ての材料の力学特性について完全に把握できているわけではないので、一部の材料パラメータについての再検討を今後の課題とする。

7. DDAに基づく地震応答解析

7.1 再現解析の概要

法野¹¹⁾は、空石積み擁壁と裏込めコンクリートの厚さ・強度が異なる4つの練石積み擁壁に対し、加振実験をなっている。本研究ではそのうち、表-5に示すケースについてDDA解析を行う。

表-5 解析ケース

Case		裏込めコンクリート厚さ、強度	上載荷重
1	空石積み	—	0.84kN
2	練石積みA	5mm, 29.2N/mm ²	0kN
3	練石積みB	40mm, 3.22N/mm ²	0.56kN
4	練石積みC	80mm, 3.22N/mm ²	0.56kN

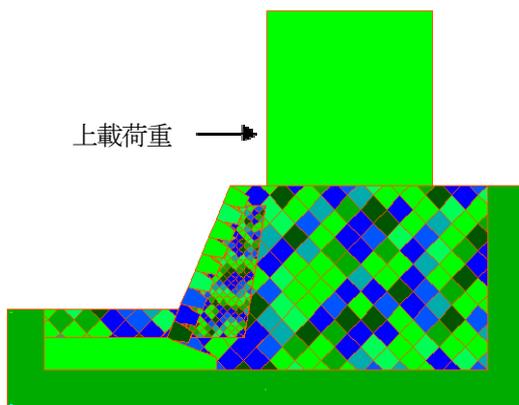


図-23 解析モデル (Case1)



写真-3 模型実験 (Case1) エラー!ブックマークが定義されていません。

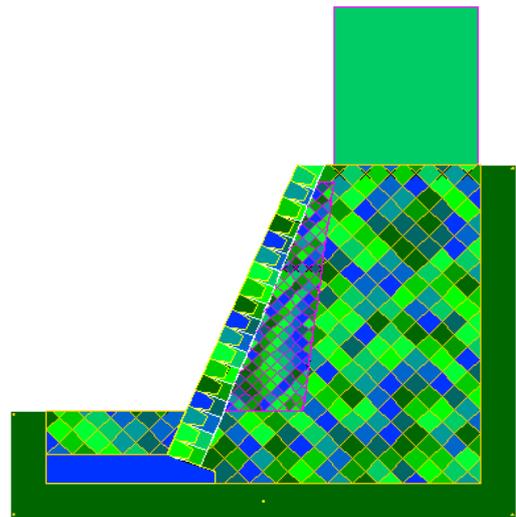


図-24 解析モデル (Case3)

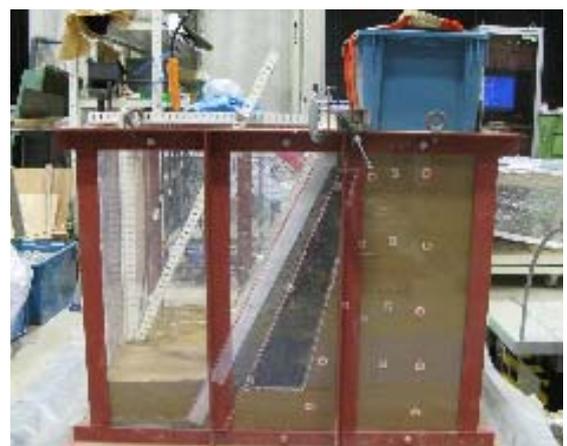


写真-4 模型実験(Case3)¹¹⁾

表-6 各種材料物性パラメータ

	間知ブロック	裏込コンクリート	裏込め栗石	裏込め土	固定コンクリート
粘着力(kN/m ²)	0	351	0	19	0
内部摩擦角 (deg.)	30	49	30	33	40
単位体積重量 (kN/mm ³)	23	23	19	19	23
弾性係数(kN/m ²)	1.0×10 ⁷	A : 2.4×10 ⁷ B,C : 1.1×10 ⁷	1.0×10 ⁷	3.0×10 ⁴	1.1×10 ⁷
ポアソン比	0.3	0.2	0.30	0.3	0.2

表-7 解析パラメータ

パラメータ	値
ペナルティ係数 (kN/mm ²)	10000
時間刻み (s)	0.0001, 0.0015
粘性係数	0.1

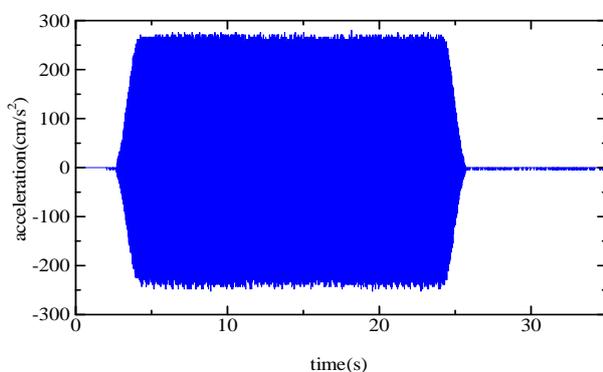


図-25 振動台の観測記録 (Case1,400Gal)

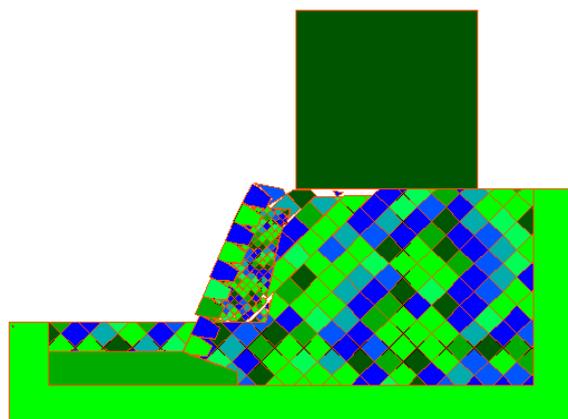


図-26 残留変形図(Case1, 入力 400gal)

(1) 解析モデル

石積み擁壁の高さ、傾斜角等の各種寸法は、模型実験のデータを参考にした。解析モデルを図-23、図-24に、それぞれに対応する実験模型を写真-3、写真-4に示す。なお、図-23、図-24の擁壁上部にあるものは上載荷重であるが、Case2のみ上載荷重が作用していない。

(2) 解析パラメータ

間知ブロック擁壁の各種材料の物性値を模型実験時における材料試験値を参考に、DDA 特有の解析制御パラメータは小山ら²⁷⁾、立花ら²⁸⁾の論文を参考に設定した。それぞれのパラメータを表-2、表-3に示す。

(3) 入力地震動

模型実験ではスワイプ試験で擁壁の固有振動数を求め、その振動数で正弦波加振を試みているが、震動台部では台上の重量や模型の応答により、必ずしも想定地震動が入力されていない。そこで、本研究では模型実験で得られた振動台部の加速度の計測値を入力地震動とする(図-25参照)。なお、DDAでは自重解析が必要なため、模型実験での入力地震動の0~2秒までの振幅を0にして、その間に自重による沈下を促した。

7.2 数値シミュレーション

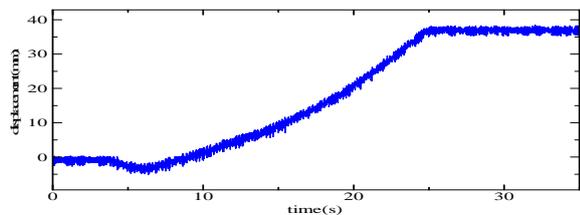
(1) 空石積み擁壁 (Case1)

本節では、空石積み擁壁 (Case1) の図-23の解析モデルに対し、100, 200, 300, 400Galの地震動を入力し、DDA解析を行った。

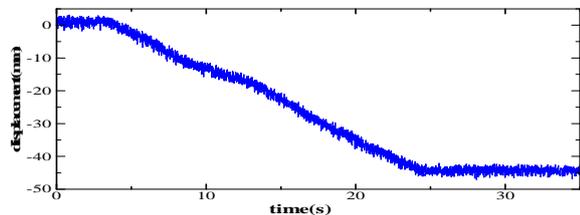
実験および解析において100Gal~300Galの入力ではいずれも擁壁の変形がほとんど見られなかった。解析結果として、擁壁に沈下が発生した400Gal入力時の残留変形図を図-26、模型実験と解析で得られた応答変位を図-27、図-28に示す。

模型実験では、裏込め土と裏グリ石の沈下により、中央部ではらみ出しが生じているのに対し、解析では図-26に示すように擁壁上部の裏込め土にすべりが起きることで、裏込め栗石と擁壁全体が前面方向に押し出され、図-27、図-28に示すように模型実験と変形モードは異なる結果となった。しかし、中央部の応答変位に関しては、ほぼ同等の性状と変位量を示す結果が得られた。

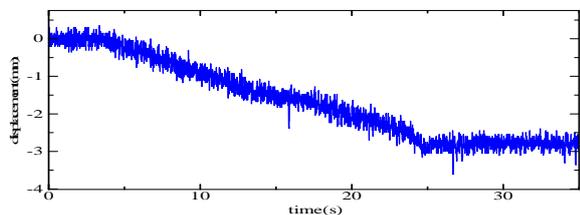
ちなみに、300Galのケースでは、実験での残留変位量(上部:-0.7mm, 中部1.5mm, 下部0.1mm)に対して、実験の残留変位量(上部:2.2mm, 中部:2.3mm, 下部:1.6mm)も、変形モードは異なるが、変形量が小さい点では同じ傾向を示している。



(a) 上部

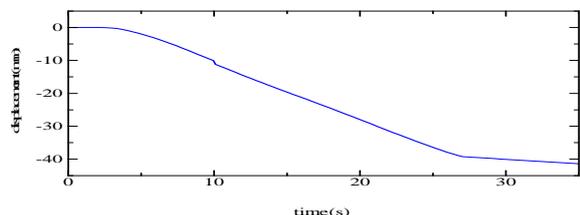


(b) 中部

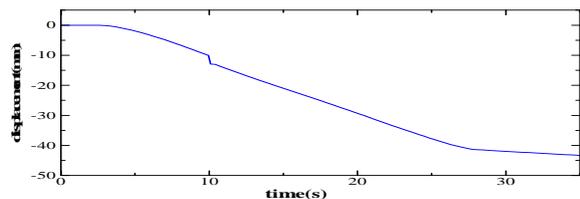


(c) 下部

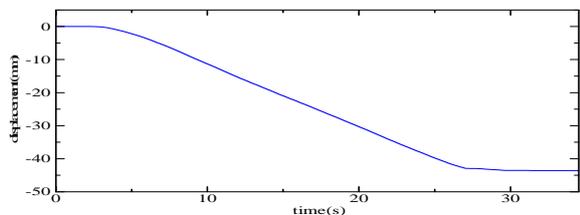
図-27 応答変位 (模型実験, Case1)



(a) 上部



(b) 中部



(c) 下部

図-28 応答変位 (解析, Case1)

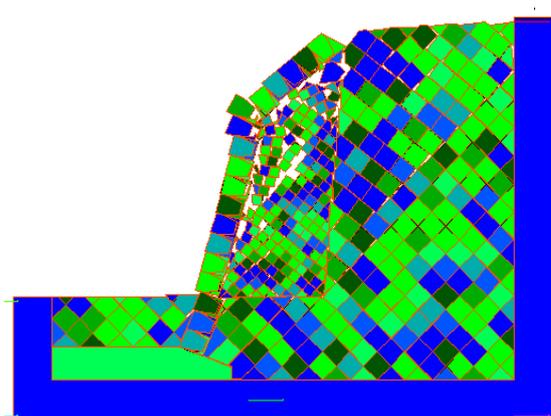


図-29 残留変形図 (Case2, 1000Gal)



写真-5 留変形状況 (Case2,1000Gal) エラーブックマークが定義されていません。

(2) 練石積み擁壁

練石積み擁壁に対しては、裏込めコンクリートの厚さ・強度が異なる 3 のタイプの模型に対して、振幅の異なる数種の地震動を入力し実験が行われている。数値解析においても実験の振動台部で観測された記録を入力として解析を行った。解析の一例として TypeA と TypeC の Case2, 4 について、解析結果を示す。

(a) TypeA (Case2)

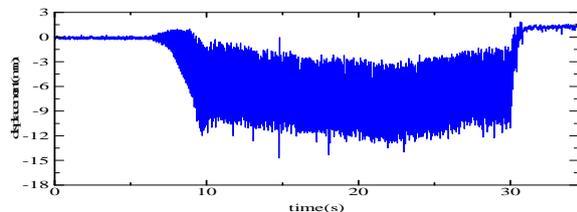
この実験タイプでは、100~1000Gal の正弦波を想定して図-23 に示す解析モデルに対して加振が行われ、擁壁の上部から下部に渡り 4 箇所で応答変位が観測されている。解析の結果として、最大入力である 1000Gal 入力時の残留変形図を図-29、模型実験の残留変形状況を写真-5、模型実験と解析の応答変位を図-30、図-31 に示す。

破壊モードについては、図-29、写真-5 より、実験では擁壁高さ 2/3 付近で擁壁の破壊によるはらみ出しが生じ、解析では同様の破壊が 3/5 の擁壁高さで生じており、破壊位置に若干の差はあるものの、非常に整合した結果が得られていることが分かる。一方、定量的には、模型実験で図-30 より中部 1 より下方で約 10 秒から徐々に

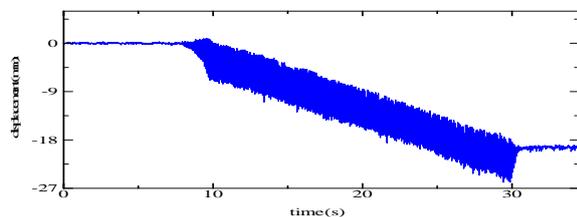
変位が下方から前面に押し出すように大きくなっているのに対し、解析では図-31より約12秒から急激に中部2、下部が並行して前面に押し出され、中部2、上部と背面側にもたれかかる結果となっている。これは、実験と解析の擁壁が破壊し折れ曲がった位置が解析の方が若干低かったこと、コンクリート固定端部と間知ブロックの滑りに差が生じたことが一因と考えられる。

ちなみに600Gal入力のケースでは、模型実験で擁壁が剛体的に上部が前面に約2mm傾斜する変形モードであったのに対し、解析では変形モードは同じであるが上部の変形量は約15分の1程度となっている。また、800Galのケースでは実験で上部と中部1との間でクラックが発生し、上部で背面方向に約5mmの残留変位を生じているが、解析では上部の間知ブロックにずれが発生し、上部で平面方向に約13mmの残留変位を生じ、実験と整合した結果が得られている。しかし、800Galの実験ケースでの中部2、下部で数mmの残留変位量に対して、解析ではほとんど変位が見られない。

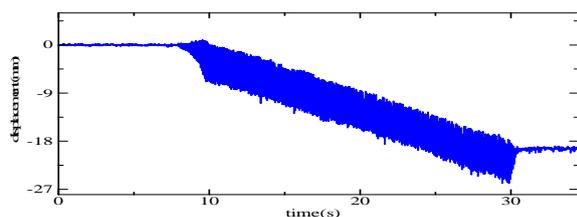
ここで、1000Galのケースで実験による変形が漸増的に大きくなっているのに対して、解析では急激に破壊が進行し、結果に差異が生じている。これは、実験では800Galのケースでクラックが発生し、その模型に対して1000Galの加振を行なっているが、解析では新たに健全なモデルに対して加振していることが一因であると考えられる。



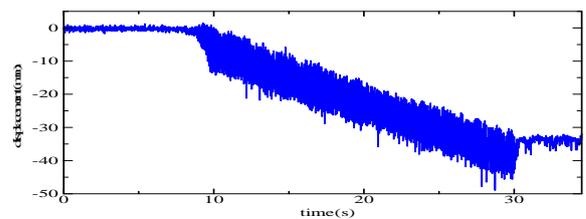
(a) 上部



(b) 中部1

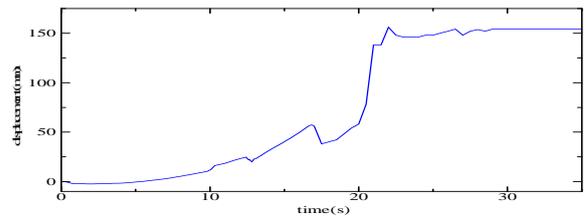


(c) 中部2

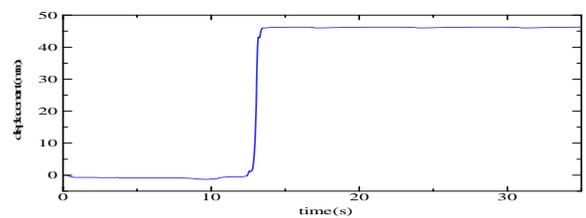


(d) 下部

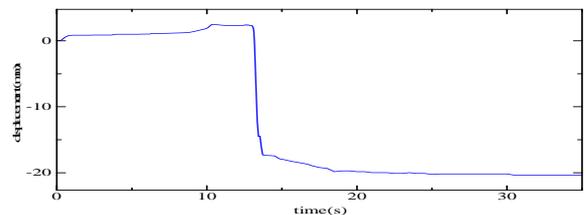
図-30 応答変位(模型実験, Case2)



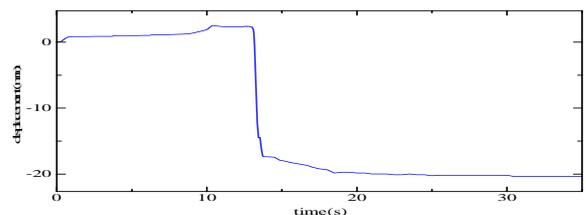
(a) 上部



(b) 中部1



(c) 中部2



(d) 下部

図-31 応答変位(解析, Case2)



写真-4 残留変形状態 (Case4, 1000Gal)

(b) TypeC (Case4)

このケースでは模型振動実験で 1000Gal 加振を行った際にも写真-4 に示すように擁壁の崩壊は発生していない。解析による残留変形図を図-32 に、実験と解析の各観測点における応答変位を図-33 と図-34 に示す。

図-10 より、解析結果では擁壁の上部で裏込め栗石部が沈下し、擁壁上部が前方にはらみ出している。しかし、実験では写真で見える限りはらみ出しが分からないものの、擁壁各部の残留変位量（上部：0.9mm，中部 1：1.6mm，中部 2：0.2mm，下部：-0.2mm）から若干中部 1 周辺ではらみ出しモードとなっている。また、図-33、図-34 より、加振 2 秒あたりから実験と解析で擁壁の変動が大きくなり、いずれも数 mm の変形が生じていることが分かる。ただし、実験では加振終了により変形がもとに戻り残留変形が小さくなっているのに対して、解析では加振終了後も変形が戻っていない。

このように詳細に見ると解析と実験で差異は見られるものの、破壊に至る加速度振幅やおおよその崩壊モードは、解析は実験と整合した結果が得られている。

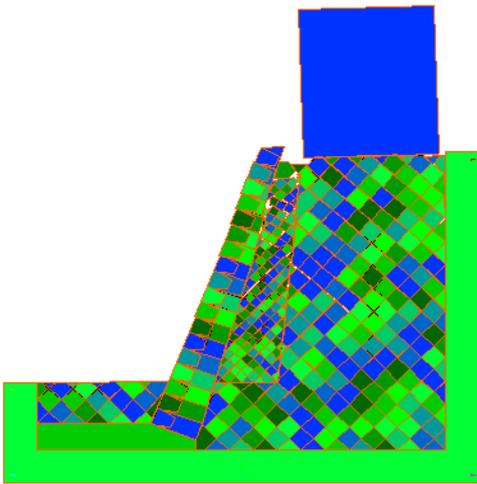


図-32 残留変形図 (Case4, 1000Gal)

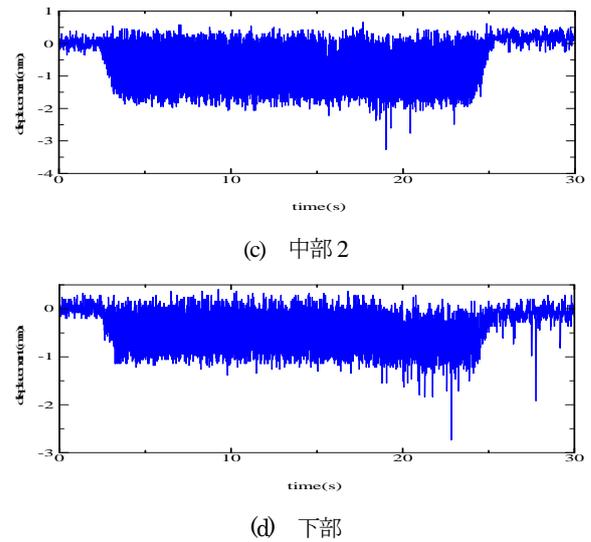
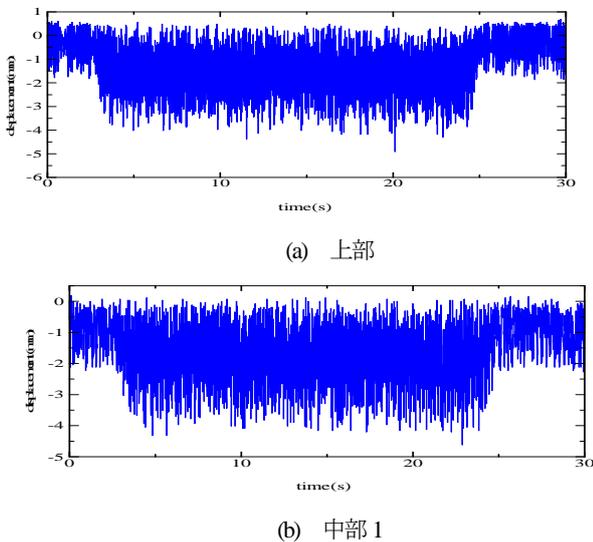


図-33 応答変位 (模型実験, Case4, 1000Gal)

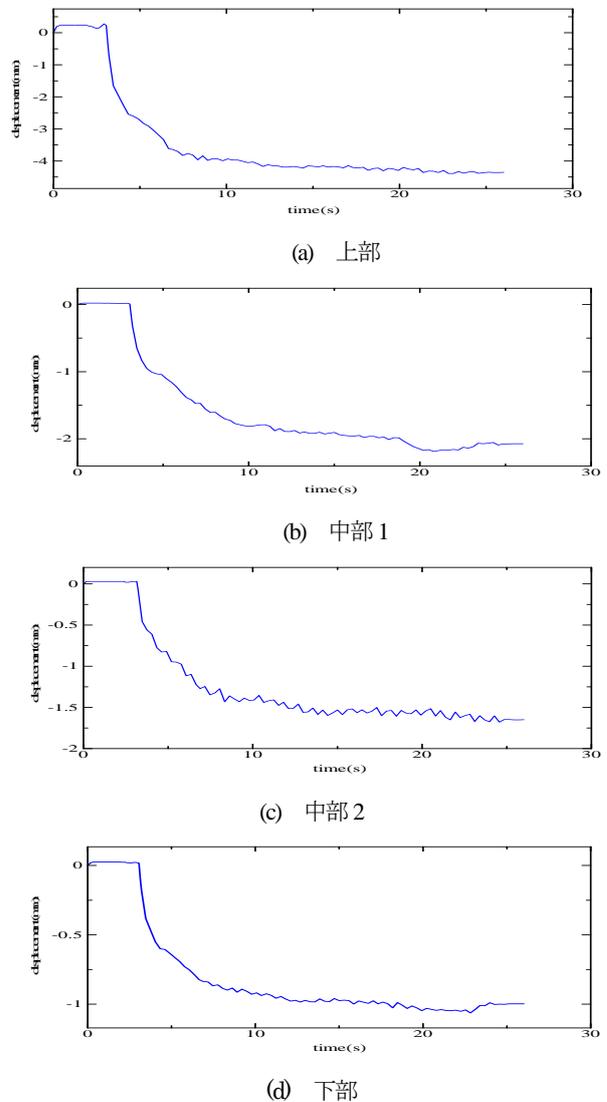


図-34 応答変位(解析, Case4, 1000Gal)

7.3 DDAに基づく地震応答解析のまとめ

本研究では、金沢大学で行われた模型実験に対し、不連続変形法（DDA）による数値シミュレーションを行った。以下に研究成果を示す。

①空石積み擁壁のケースは、入力振幅 100~300Gal では、実験、解析とも擁壁にほぼ変形は見られず、入力振幅 400Gal では、変形モードが異なるが擁壁の中部、下部の応答変位は同等な性状を示す結果が得られた。

②練石積み TypeA における 1000Gal のケースでは、模型実験と解析結果とも擁壁の中央上部が破壊し、はらみ出す変形モードとなり、非常に整合した破壊形態を示す結果が得られた。ただし、残留変形量や加振時の変形進み具合に差が見られた。

③練石積み TypeC のケースでは、模型実験、解析ともすべての 800Gal までの加振レベルで擁壁にほとんど変形は生じなかった。また、入力振幅 1000Gal の実験と解析では、微小であるが、いずれも擁壁中上部のはらみ出しが応答変位から推察され、変位量もほぼ同等の値を示している。ただし、解析では変形がもとに戻っているのに対して、解析ではほぼ最大変位で残留する違いが見られる。

④①~③より、DDA 解析では、実験結果と擁壁が破壊に至る入力振幅レベルが同じケースで破壊が進行し、また、変形モードも破壊位置が若干異なるものの実験と整合した結果が得られることが確かめられた。ただし、変形の進行度などに実験と異なる傾向が見られる。

8. まとめ

空石積み擁壁と練石積み擁壁についての震動実験結果は、以下のようになった。

①空石積み擁壁は、入力加速度を上げていくにつれて、擁壁中部からはらみだしが起り、約250gal時に擁壁が崩壊した。

②練石積み擁壁Aは、裏込めコンクリートの厚さが5mmと薄いため、はらみだしを起し、擁壁中部よりせん断破壊が生じた。

③練石積み擁壁Bは、裏込めコンクリートの強度が低く、また、厚さも半分のため、擁壁がせん断破壊を起し、破壊に至った。

④練石積み擁壁Cは、裏込めコンクリートの強度が低いが、厚さが標準で作成された。擁壁の応答倍率が非線形な応答を示したが、大きな破壊は起らなかった。

また、この模型実験に対し、二次元弾塑性 FEM 及び不連続変形法（DDA）による数値シミュレーションを行った。以下に解析の成果を示す。

①空石積み擁壁の場合は、実験、解析とも擁壁にほぼ変

形は見られず、入力振幅 400Gal では、変形モードが異なるが擁壁の中部、下部の応答変位は同等な性状を示す結果が得られた。

②練石積み擁壁で裏込めコンクリートが厚い場合は、はらみ出す変形モードとなった。

③練石積み擁壁で裏込めコンクリートが厚い場合は、擁壁にほとんど変形は生じなかった。

解析では、実験結果と擁壁が破壊に至る入力振幅レベルが同じケースで破壊が進行し、変形モードも破壊位置が若干異なるものの実験と整合した結果が得られることが確かめられた。

本委員会では、2012年11月にシンポジウムを開催し、論文集を出したところである。しかし、補修・補強実験や解析については未だ不十分であり、耐震診断については非破壊検査手法の開発、具体的な設計法の確立の必要性が生じている。したがって、新たに、各分野の専門委員からなる「石積み擁壁の耐震補強対策に関する研究小委員会」を設立し、全国に存在する石積み擁壁の耐震対策の促進を図るための研究開発を行うことを目的として活動中である。

謝辞：本研究は、土木学会地震工学委員会の助成金を基に金沢大学で模型実験を行った結果を反映しています。また、本論文は、石積み擁壁の耐震診断・補強に関する研究小委員会の委員の方々の「擁壁の耐震診断及び補強法に関するシンポジウム論文集 2012」から抜粋させていただきました。関係各位様に記して謝意を表します。ありがとうございました。

参考文献

- 1) 沖村孝, 二木幹夫, 岡本敦, 南部光広: 兵庫県南部地震による宅地擁壁被害の特徴と原因, 土木学会論文集, No.637, pp.63-77, 1999.
- 2) 日本建築学会: 2000年鳥取県西部地震災害調査報告・2001年芸陽地震災害調査報告, pp.353-360, 2001.10.
- 3) 加納誠二, 佐々木康, 木村紋子, 阿地崇弘, 秦吉弥: 2001年芸予地震時の屋根部の応答特性に関する検討, 地盤工学会誌「土と基礎」, Vol.51, No.11, pp.38-40, 2003.11.
- 4) 安福規之, 和田弘, 小林泰三, 内田宏, 小野山裕治: 玄界島における急傾斜地・宅地地盤擁壁の被害とその特徴, 地盤工学会, 福岡県西方沖地震における被害調査報告, 地盤工学会, 福岡県西方沖地震における被害調査報告, pp.7-26, 2005.06.
- 5) 橋本隆雄: 東北地方太平洋沖地震での宅地被害状況調査結果について, http://committees.jsce.or.jp/2011quake/system/files/hashimoto_20110404.pdf
- 6) 山形県県土整備部建築住宅課: 東日本大震災における建築物等の被害状況, <http://www.pref.yamagata.jp/ou/kendosbi/180025/publicfolder200801239976624633/higashinohon-hantei.pdf>
- 7) 山形県地質土壌調査業協会技術委員会: 東北地方太平

洋沖地震の被害－宅盤被害－（仙台市内），http://www.yamagata-geo.jp/download/05_shinsai.pdf

- 8) 池本敏和, 森雅士, 宮島昌克, 橋本隆雄, 村田晶: 振動台を用いた間知ブロック積み擁壁の振動特性と破壊機構に関する実験的研究, 土木学会論文集 F6 巻, Vol.67, No.2, pp.107-112, 2011.
- 9) 法野俊: 振動台を用いた間知ブロック積み擁壁模型の地震時挙動に関する実験的研究, 金沢大学学学位論文, 2012.2
- 10) 塚原健太, 田中成季, 畠中優, 若井明彦, 吉田直樹, 池本敏和, 橋本隆雄: 擁壁の被害状況及び調査方法の提案, 擁壁の耐震診断及び補強法に関するシンポジウム論文集, pp.53-56. 2012.
- 11) 池谷清次, 梁川俊晃, 西山哲, 関文夫: 石積み擁壁の道路構造物への適用に対する課題と展望, 土木計画学研究講演集, Vol.29, 2004.
- 12) 西山哲, 大西有三, 大津宏康, 西村浩史, 梁川俊晃, 亀村勝美, 関文夫, 池谷清次: 不連続変形法 (DDA) による石積み擁壁の安定性に関する研究, 地盤工学会, 第 38 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1631-1632, 2003.
- 13) 酒井久和, 山地智仁, 小川悟史: 不連続変形法に基づく 2001 年芸予地震時の石積み擁壁の崩壊シミュレーション, 土木学会論文集 A1, Vol.65, No.1, pp.575-580, 2009.
- 14) 橋本隆雄: 擁壁の被害状況及び調査方法の提案, 擁壁の耐震診断及び補強法に関するシンポジウム論文集, pp.1-7. 2012.
- 15) 藍壇オメル, 渡嘉敷直彦: 地震による石積み擁壁の変状とその評価法について, 擁壁の耐震診断及び補強法に関するシンポジウム論文集, pp.28-33. 2000.
- 16) 橋本隆雄, 宮武裕昭: 宅地擁壁の復旧と補強, 総合土木研究所, 基礎工, Vol.34, No.10, pp.30-37, 2006.10
- 17) 小椋 伸司, 橋本隆雄: 石積擁壁の各種相違と現状, 擁壁の耐震診断及び補強法に関するシンポジウム論文集, pp.8-11. 2012.
- 18) 宅地防災マニュアルの解説, ぎょうせい, 2007
- 19) 道路土工・擁壁工指針, 日本道路協会, 2012
- 20) 建造物設計標準解説【基礎構造物・抗土圧構造物】, 日本国有鉄道, 1986.
- 21) 鉄道構造物等設計標準・同解説【各種構造物】, 鉄道総合技術研究所編集,
- 22) 鉄道構造物維持管理標準・同解説【構造物編】, 鉄道総合技術研究所編集, 2012
- 23) 池本敏和, 宮島昌克, 橋本隆雄: 一軸振動台を用いた間知ブロック積み擁壁模型の振動特性と破壊メカニズ

- ムに関する実験的研究, 擁壁の耐震診断及び補強法に関するシンポジウム論文集, pp.34-40. 2012.
- 24) 宅地造成等規制法 施工例別表第 4, 1961.
- 25) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集 pp.69-76, 第 275 号, 1978.
- 26) 酒井久和, 古谷亮, 池本敏和, 橋本隆雄, 宮島昌克: 間知ブロック積み擁壁の震動実験に対する数値シミュレーション, 擁壁の耐震診断及び補強法に関するシンポジウム論文集, pp.57-62. 2012.
- 27) 小山倫史, 布川哲也, 西山哲, 大西有三: 不連続変形法(DDA)における数値減衰特性に関する研究, 土木学会論文集, pp. 299 - 311, 2010.5
- 28) 立花規弘, 木村将司: 落石対策工事設計における DDA 解析の適用令, 第 36 回地盤工学研究会, pp. 2511 - 2512, 2001.6

石積擁壁の耐震診断・補強に関する研究小委員会
メンバー表

氏名	勤務先名称	勤務先所属部署
橋本 隆雄	榊千代田コンサルタント	東京支店 地域整備部 次長
宮島 昌克	金沢大学	大学院自然科学研究科 教授
池本 敏和	金沢大学	大学院自然科学研究科 講師
アイダオメル	東海大学	海洋学部海洋土木工学科 教授
伊 元彪	榊新紀元総合コンサルタンツ	
小椋 伸司	ジェイアール東海コンサルタンツ	土木事業部 計画設計部 計画設計第4課
清野 純史	京都大学大学院	工学研究科都市社会工学専攻 教授
酒井 久和	広島工業大学	工学部建築・建設工学科 准教授
竹川 正登	(社)全国宅地擁壁技術協会	技術委員長
長岡 康之	榊アミック	代表取締役
橋本 光男	職業能力開発総合大学校	電気システム工学科 教授
平出 務	(独)建築研究所	建築生産研究グループ 主任研究員
松原 伸之	平和コンクリート工業㈱	営業部
山中 稔	香川大学	工学部安全システム建設工学科
吉田 雅穂	福井工業高等専門学校	環境都市工学科 准教授
若井 明彦	群馬大学大学院	工学研究科社会環境デザイン工学専攻 准教授

(2013.9.18受付)

STUDY ON EARTHQUAKE SEISMIC DIAGNOSIS AND REINFORCEMENT OF
MASONRY RETAINING WALL

Takao HASHIMOTO, Masakatu MIYAJIMA and Toshikazu IKEMOTO

In Japan, there is a masonry retaining wall a lot of the wall of the castle, land, rail and roads. Retaining wall is severely damaged in the earthquake time ever. However, masonry retaining walls do not know the mechanism of damage during earthquakes. For this reason, measures of reinforcement retaining wall against earthquakes, has not progressed. Research Subcommittee, made the experiments using a model of the retaining wall. We analyzed using DDA and FEM to reproduce the

experiments. Then, that the integrity of the test and analysis is high has been revealed.