

# 補強土壁の地震時変形量予測法に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平17～平20

担当チーム：土質・振動チーム

研究担当者：杉田秀樹、佐々木哲也、榎本忠夫、  
中島進

【要旨】補強土擁壁が高い耐震性を示す事は被災事例や模型実験の結果を通じて立証されているが、その耐震設計は重力式擁壁と同様に震度法に基づく極限釣り合い法で行われている。この手法では、補強土擁壁の粘り強い変形性能を適切に評価できないため、より合理的な耐震設計法を構築する必要がある。補強土壁の耐震性を適切に評価する指標としては、地震時に生じる残留変形量が考えられるが、補強土壁の地震時挙動は複雑なことから、実務設計に供することが可能な変形量予測法はまだ確立していない。以上を背景として、本研究では収集した被災事例の分析や模型実験の結果から得られた知見を活かして、補強土壁の簡易な地震時変形量予測法を提案した。多様な条件下で実施した模型実験の検証解析を行った結果、提案手法による計算値は実測値と比較的良好に一致し、提案手法の妥当性が確認できた。また、提案手法を用いて補強土壁の変形性能を考慮した耐震設計法を提案した。

キーワード：補強土擁壁、耐震設計、地震時残留変位量、設計法の高度化

## 1. はじめに

補強土壁が従来型のコンクリート擁壁と比較して高い耐震性を有する事は、近年の大地震における被災事例が少ない事からも実証されている。しかし、現行の耐震設計法<sup>1-1), 1-2)</sup>では、補強土壁を従来型擁壁と同様に剛なブロックと想定して、作用力と抵抗力の釣り合いから算出する安全率によって、その耐震性を評価している。こうした手法は、地震による外力の増大を静的な力に置き換えるため、設計計算が比較的容易であるという反面で、補強土壁の変形性能を適切に考慮できないという欠点も有する。

補強土壁のように粘り強い変形性能を有する土構造物の耐震性をより合理的に評価するための手法として、地震後の残留変形量が許容値を下回っているかどうかで判定する手法が考えられる。補強土壁の耐震性を評価する指標として、地震後の残留変形量を設計計算法に導入するには補強土壁の地震時変形特性に関するより詳細な検討が必要である。

以上を背景として、本研究では補強土壁の地震時変形量を予測するための手法を構築し、さらにその変形量予測法を用いて、変形性能を考慮した補強土壁の耐震設計法を提案することを目的として研究を

行った。

## 2. 補強土壁の被災事例と現行設計法の対応

### 2.1 被災事例の収集

補強土壁は比較的新しい形式の土構造物であり、設計法の合理化あるいは妥当性の検証を図るための根拠となる被災事例が少ないのが現状である。被災事例の収集は設計法の合理化・妥当性の検証や、被災原因追究の観点から極めて重要であるため、本研究では2004年に発生した新潟県中越地震におけるジオテキスタイル補強土壁の被災事例を収集し、現行設計法による検証解析を行った。

図-2.1に示すように、新潟県中越地震の震央から30km以内に位置する25箇所の補強土壁を調査対象とした。調査の結果、大規模な崩壊事例はなかったが、短期間の通行止めを要するような軽微な被害が確認された場所もあった。被害程度を分類して評価するために、図-2.1中に併せて示した定義で各補強土壁の被災度を分類した。被災度E、Fは無被害、被災度B、C、Dは軽微な被害、被災度Aは重大な被害に概ね分類する事ができる。今回の調査では、被災度Aに至るような事例はなかった。

被害形態の一例を図-2.2a から c に示す。図に示したのは図-2.1 中、No.3、4、5 における被害状況である。図-2.2a に示すように、No.3 では切り盛り境界部が地山に沿って沈下しており、壁面の天端では 50 から 80cm 程度の水平変位が確認された。今回収集した事例の中では最も被害が顕著だったが、それでも長期にわたる通行止めを要するほどの被害では無かった。図-2.2b に示した No.4 では、補強土壁自体に変状は見られなかったものの、補強土壁の上載盛土においてクラック及びびすべり線が発生し、路面に変状が生じた。図-2.2c に示した No.5 では、切り盛り境界部において路面にクラックが発生したが、補強土壁自体に変状は見られなかった。

これらの被害事例を用いて、現行の設計法で評価される耐震性と実際の被害との関係を把握する為の検証解析を行った。

## 2. 2 現行設計法による被害事例の検証解析

現行の設計基準に準拠して、被災した補強土壁の限界震度を算出し、当該地での推定最大加速度と限界震度の関係として整理する事で被害事例の検証解析を行った。ここで、限界震度は滑動、転倒、支持力及び全体安定に対する安全率がそれぞれの許容値となる水平震度である。また、最大加速度は末富ら<sup>(2-1)</sup>による地盤条件を考慮した観測記録の空間補間の結果から得られた地表面における最大加速度の分布図に基づいて設定した。

図-2.3 に解析結果の一例を示す。図に示したのは全体安定に関する限界震度と推定最大加速度の関係である。ここで、軽微な被害に分類される被災度 B、C、D の補強土壁における加速度と限界震度の関係は、おおむね以下の式で表現できた。

$$k_{h[cr]} = 0.4 \times (\alpha_{max}/g) \quad (2.1)$$

ここで、無被害(被災度 E から F)、軽微な被害(被災度 B から D)、重大な被害(被災度 A)にとどまる為には擁壁が有すべき性能を便宜的にそれぞれ性能 1、2、3 (耐震性は性能 1 > 性能 2 > 性能 3) と定義する。式 (2.1) より水平震度  $k_h = 0.2$  として設計した擁壁は全体安定に関しては、地表面最大加速度が 500gal 程度までは、性能 1 を確保できる事を示している。

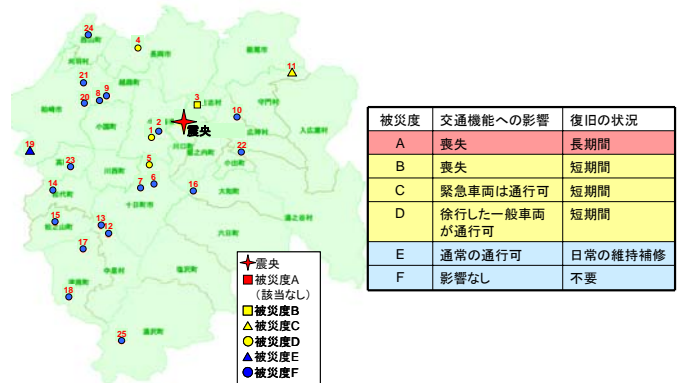


図-2.1 調査箇所一覧と被災度の定義



図-2.2a No.3 被害状況



図-2.2b No.4 被害状況



図-2.2c No.5 被害状況

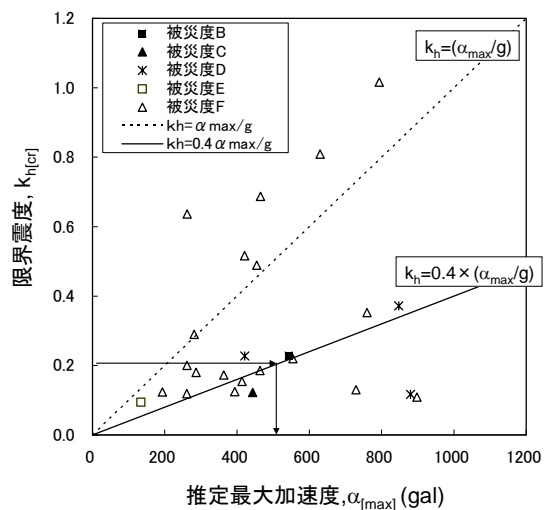


図-2.3 全体安定に関する解析結果

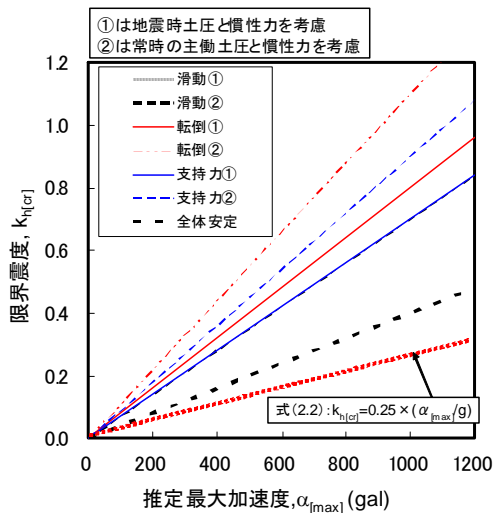


図-2.4 被災事例を用いた検証解析結果のまとめ

滑動、転倒、支持力及び全体安定に関する検討結果のまとめを図-2.4 に示す。図中には各モードに関する被災度 B、C、D の擁壁における限界震度と最大加速度の関係を示した。前述したように、重大な被害が生じた（性能2を担保できなかった）事例が無かった為に、性能2を担保するための限界震度と最大加速度の関係を解析結果から直接評価する事は出来なかった。しかし、今回の事例では  $k_h=0.2$  程度で耐震設計を行った補強土壁は、最大加速度が 800gal 程度であっても、性能2を担保する事が出来ていた。このことから、安全側の設定を取ると、図中に示した式(2.2)を性能2を担保する為の限界震度と最大加速度の関係として設定できる。

$$k_{h[cr]}=0.25 \times (\alpha_{max} / g) \quad (2.2)$$

過去の地震による補強土壁の被害としては、被災度 A に至るような被災事例が殆ど存在しない事から、性能2を担保する為の限界震度と最大加速度の関係をj得る為には、後述する変形量予測法や模型実験結果などを用いた検討が別途必要になると考えられる。

図-2.4 では地震時の作用力として地震時土圧と慣性力を同時に作用させた場合（方法①）と、両者の位相差を考慮して常時の主働土圧と慣性力を考慮した場合（方法②）の二通りの方法<sup>(2-2)</sup>で限界震度を算出した。土圧が作用力として考慮されない全体安定以外の破壊モードにおいては、方法①の方が限界震度が小さくなるために、最大加速度と限界震度jの関係を示す直線は緩勾配になった。それとは逆に、方法②では方法①と比較すると作用力が小さいので、限界震度は大きくなり、直線は急勾配になった。急

勾配な直線は、ある設計水平震度に対して性能1を担保できる限界の地表面加速度が小さい事を示している。

全体安定による照査を行なわない場合、方法①、方法②ともに  $k_h=0.2$  で設計された補強土壁は 200 から 250gal 程度までしか性能1を担保できないこととなり、過去の地震においてより大きな地震動が作用した場合でも、補強土壁に殆ど被害が見られなかった事実と整合していない。これは、全体安定に関する照査を行わずに、補強材が配置されている領域を剛体と想定して滑動、転倒、支持に関する照査のみを行う方法では、実際の被害形態や補強土壁の変形性能を適切に表現できずに、過度に安全側の設計となってしまう事を示唆している。

一方で、全体安定の場合には  $k_h=0.2$  で設計した場合に、400～500gal 程度までは性能1を担保できる関係が得られており、設計上の耐震性と実際の被害との関係が比較的良好に対応していると考えられる。ただし、図-2.2 に示したように、実際の被害形態は全体安定で想定する円弧すべりと必ずしも対応していない。今後は、設計法の合理化を計るためにも、実際の被害形態と対応した耐震性の照査法を構築する必要があると考えられる。

## 2. 3 まとめ

中越地震における補強土壁の被災事例を収集すると共に、事例を用いた現行設計法の検証解析を行った。検証解析では、考慮する外力として地震時土圧と慣性力の両者が同時に擁壁に作用すると想定した場合（方法①）と、両者の位相差を考慮して慣性力と常時の主働土圧の組み合わせを考慮する場合（方法②）の二通りの方法で解析を行った。結果として、方法①、②によらず、最もクリティカルな被災モードは円弧すべりを想定した全体安定モードであり、その場合の性能1を担保する為の限界震度と最大加速度の関係式は  $k_{h[cr]}=0.4 \times \alpha_{max}$  だった。

## 3. 補強土壁の地震時挙動に関する模型実験

### 3. 1 実験条件および実験目的

#### (1) 実験目的

本研究では、補強土壁の地震時挙動を把握するために遠心模型実験を実施した。過去の大地震でも殆ど被害がない事から、補強土壁の耐震性は立証されており、設計法もマニュアル等で整備されている。

しかしながら、安定補助材や補強材の配置が補強

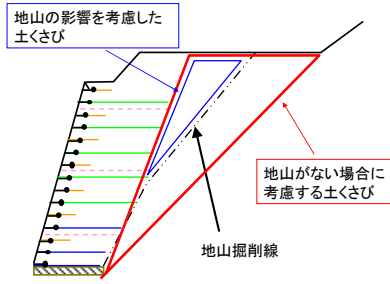


図-3.1 背面地山の影響による土圧軽減の模式図

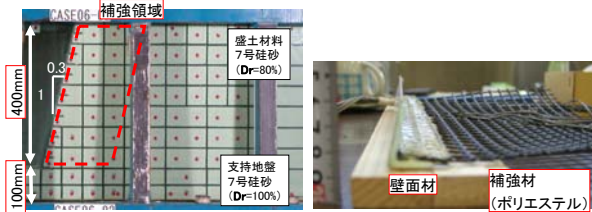


図-3.2 実験模型の概要 (単位: mm)

土壁の地震時挙動に与える影響は、現在でも不明瞭である。また、近年では補強土壁は用地上の制約が多い山岳部で利用される事も多い。山岳部において補強土壁が利用される場合には図-2.2 に示したように、地山掘削線(切り盛り境界)が補強土壁の近傍にあることが多い。このような場合、地山に沿って補強盛土部に変状が生じる事例(図-2.2c)や、地山と盛土の境界部で路面の変状が生じる事例(図-2.2a)もある事が被害事例の収集結果から分かっている。

現行の設計法では、こうした被害形態は考慮されていない事に加えて、擁壁背後に堅固な地山が存在する場合には、図-3.1 に模式的に示すように背面土圧を軽減させている。

また、ジオテキスタイル補強土壁の耐震設計では、重力式擁壁の設計に準じて、慣性力と地震時土圧を同時に補強土壁に作用させている。同種の補強土壁の中には、位相差の影響を考慮して慣性力と常時の主動土圧の組み合わせで耐震設計を行っているものもある(文献 2-2 参照)。しかし、補強土壁における地震時土圧と慣性力の位相特性について、詳細に検討している研究事例は少なく、設計で考慮する荷重が経験的に組み合わせられているのが現状である。

変形量予測法を構築するためには、補強土壁の地震時挙動を適切に評価する必要があるため、本研究では以下の3点を目的として模型実験を実施した。

- 安定補助材及び補強材の配置が補強土壁の耐震性に及ぼす影響について検討する事

表-3.1 補強材配置の影響に関して考察する為に実施した模型実験の条件

ケース名	補強材配置	擁壁高 (m)	総補強材長(m)	(主補強材間隔/壁面高さ)
Case5-2	240mm×8枚 70mm×8枚	8	49.6	0.125
Case5-3	240mm×8枚	8	38.4	0.125
Case5-4	240mm×5枚 70mm×11枚	8	39.4	0.25
Case5-5	240mm×5枚	8	24	0.25
Case6-1	155mm×8枚	8	24.8	0.125
Case6-2	155mm×8枚 75mm×8枚	8	36.8	0.125

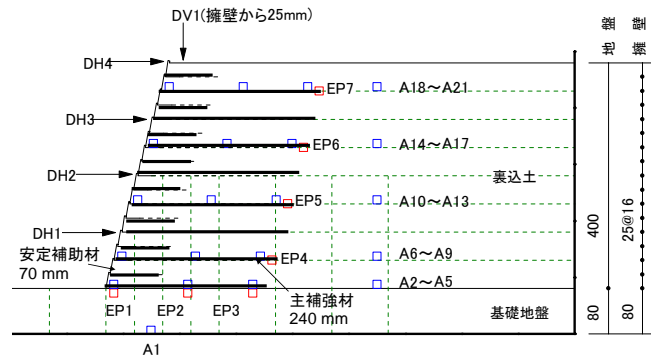


図-3.3 補強材配置の影響に関する模型実験の概要 (Case5-2 の場合、単位: mm)

- 補強土壁背面の地山形状が補強土壁の地震時挙動に及ぼす影響について検討する事
- 慣性力と地震時土圧の位相特性に対する加速度レベルの影響について考察する事

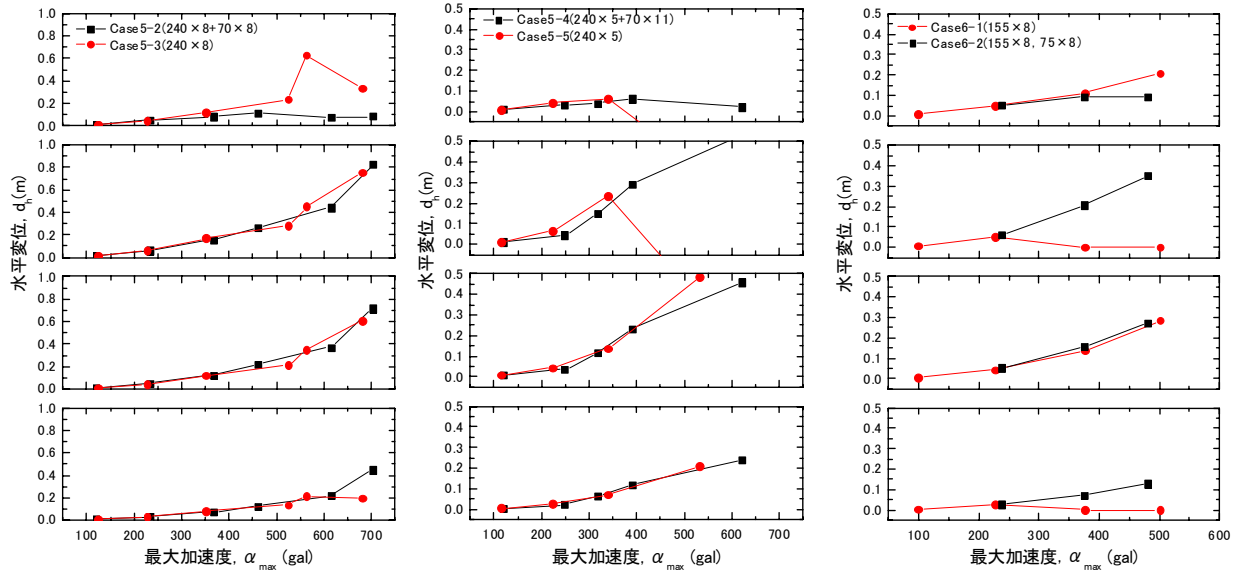
以下では、実験方法を概説した後に各実験の結果から得られた知見をまとめる。

## (2) 実験方法

実験模型の概要を図-3.2 に示す。擁壁模型の高さは約 400mm で、アルミニウム製の L 型金具を壁面材模型として使用し、補強材にはポリエステル製のジオグリッドを用いた。金具とジオグリッドはエポキシ系の接着剤で定着した。なお、実験で壁面と補強材端部の定着切れが生じる事は無かった。

模型地盤は基礎地盤、背面地盤共に気乾状態の 7号珪砂で作製した。基礎地盤、背面地盤はそれぞれ突き固め、空中落下法によって作成し、相対密度は各々約 100%、60%である。背面地山の影響について検討する事を目的に実施した実験では、地山は石膏を用いて再現した。





(a) case 5-2 と case 5-3 の比較

(b) case 5-4 と case 5-5 の比較

(c) case 6-1 と case 6-2 の比較

図-3.4 安定補助材の有無が補強土壁の耐震性に及ぼす影響 (下から順に高さ 100、200、300、400mm の位置)

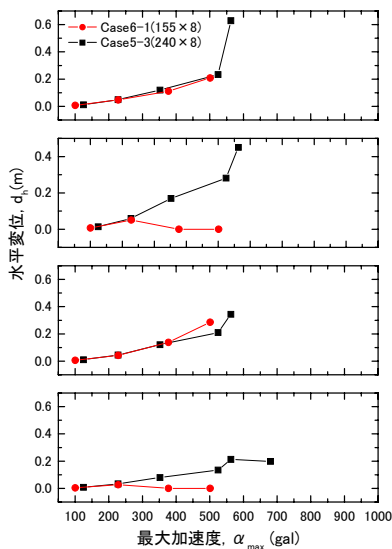


図-3.5 主補強材の長さが補強土壁の耐震性に及ぼす影響 (case6-1 と case6-3)

模型作製後、遠心加速度を 20G まで増大させてから (実物大の壁高 8m)、20 波の正弦波による加振を行った。最大加速度は実物大換算で約 100gal ずつ増大させ、補強土壁が大きく変形した段階で実験を終了した。

### 3. 2 補強材配置の影響

補強材の配置が補強土壁の耐震性に及ぼす影響について検証する為に実施した実験の条件を表-3.1 及び図-3.3 にまとめた。主補強材・安定補助材の長さおよび補強材の配置を変化させた実験を行った。

表-3.2 背面土形状の影響に関する模型実験の実験条件 (擁壁高さ、背面地盤条件は実換算寸法)

ケース名	補強材配置	遠心加速度	擁壁高(m)	背面地盤 (補強材端部から 地山までの距離)
Case6-2	155mm × 8枚 75mm × 8枚	20G	8	全面盛土
Case7-1	155mm × 8枚 75mm × 8枚	20G	8	底部で0m 地表で9.54m
Case7-2	155mm × 8枚 75mm × 8枚	20G	8	8.4m
Case7-3	155mm × 8枚 75mm × 8枚	20G	8	4.46m
Case7-4	155mm × 8枚 75mm × 8枚	20G	8	2.46m
Case7-5	155mm × 8枚 75mm × 8枚	20G	8	全面盛土

安定補助材が補強土壁の耐震性に及ぼす影響に着目した実験について、補強土壁の水平変位と振動台最大加速度との関係を図-3.4 にまとめた。図に示した水平変位量は、支持地盤の表面から 100、200、300、400mm の高さにおける壁面の水平変位である。なお、変位量が急激に減少しているのは、レーザー変位計がレンジオーバーとなったことを示しており、背後地盤側に補強土壁が変位したのではない。低い加速度レベルにおいては、安定補助材の有無による耐震性の違いは殆ど認められない。加速度レベルが大きくなると、安定補助材が配置されている場合の方が、安定補助材が無い場合よりも若干変位量が小さくなる傾向があった。しかし、安定補助材による補強効果は、今回の実験条件では設計上で考慮するほど耐

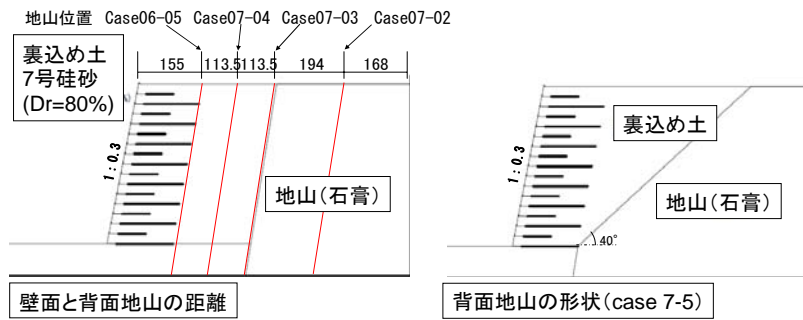


図-3.6 背面土形状の影響に関する模型実験の概要 (単位: mm)

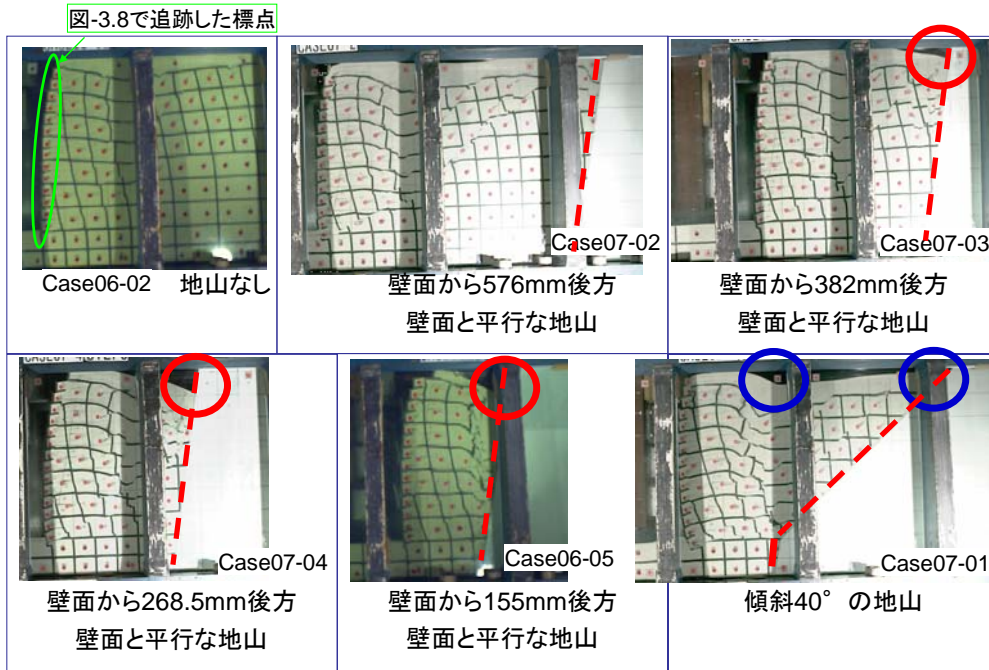


図-3.7 各実験における擁壁及び模型地盤の変形状況

震性に顕著な影響を及ぼすものではなかった。ただし、安定補助材を配置する事で、締固めの層厚管理やのり面近傍での締固め作業が容易に行えるようになるため、施工上の重要性は非常に高い。

一方で、主補強材の長さを変化させた実験の結果を図-3.5に示す。変位計がレンジオーバーした影響もあるが、補強材の長短による顕著な耐震性の変化は今回の実験条件では確認できなかった。ただし、既往の模型実験結果<sup>(3-1), (3-2)</sup>によると補強材長の増大に応じて補強土壁の耐震性は向上する傾向にある。

### 3. 3 背面土形状の影響

#### (1) 残留変位量及び補強土壁の変形

壁面と背面地山との距離および背面地山の形状が、補強土壁の耐震性に及ぼす影響について考察することを目的に実施した模型実験の条件を表-3.2及び図-3.6にまとめた。壁面に平行な地山と補強材端部と

の距離を変化させたケースと、背面地山を傾斜させたケースとがある。

図-3.7に補強土壁が大変形に至った段階の背面地盤および補強土壁の状況を示す。いずれのケースにおいても壁面がはらみだしており、壁面高さの6から8割程度の位置において、水平変位が最大となっていた。また、地山と背面土との間で比較的大きな沈下が生じていた。これは図-2.2に示した実際の被害形態と一致する挙動である。

また、格子状に配した色砂を観察すると分かるように、主補強材を配した領域では、格子がせん断変形を呈している。このことから、補強土壁の変形を考慮する場合には、各層の剛体的な滑り変位のみではなく、補強材を配した領域内部での地盤のせん断変形の影響も考慮する必要があることが示唆される。

図-3.8に擁壁の変位量と最大加速度との関係を示す。図中の変位量は、L型の壁面材に追隨して動く

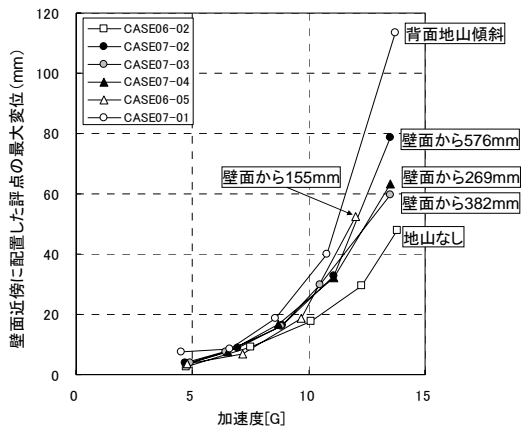


図-3.8 地山形状が補強土壁の残留変位に及ぼす影響

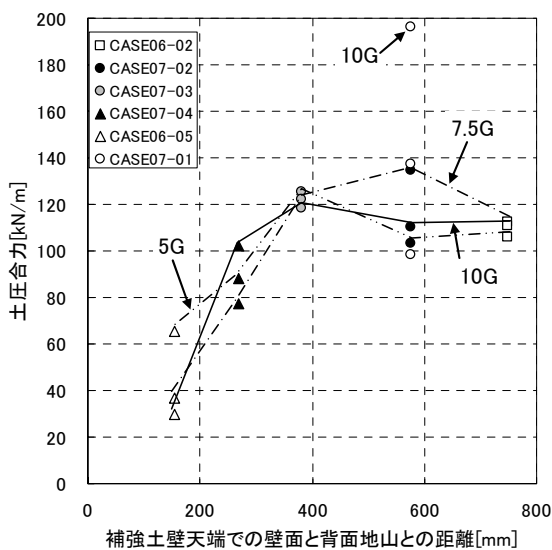


図-3.9 土圧合力に及ぼす地山形状の影響

標点の水平変位（図-3.7 参照）の最大値である。背面に地山が存在しない case6-2 の変位量が最も小さく、背面に地山がある場合には case6-2 と比較して残留変位量が大きかった。地山と補強材端部の距離が残留変位量に及ぼす影響については、距離が 576mm で最大の case7-2 において最も残留変位量が大きかった。地山と補強材端部との距離がそれぞれ 382、269、155mm の case7-3、7-4、6-5 の変位量はほぼ同程度で、地山と補強材端部との距離が補強土壁の耐震性に及ぼす影響については明瞭な傾向は確認できなかった。ただし、いずれのケースにおいても地山が存在しない場合と比較すると擁壁の変位量は大きかった。また、背面地山が傾斜していた case7-1 は表-3.2 に示した全ケースの中で、最も変位量が大きかった。

設計上、背面に地山が存在する場合には外的安定

表-3.3 地震時土圧と慣性力の位相特性に関する模型実験の実験条件

ケース名	壁面	加振条件(実換算)	
case08-1	分割	地震波加振 300→700→1200 gal	正弦波 (2 Hz、20波) 200→300→500 →600→700gal
Case08-3	一体壁	地震波加振 300→700→1200 gal	正弦波 (2 Hz、20波) 200→300→500 →600→700gal

においては考慮する土圧が低減され、全体安定における円弧すべり面も地山内部は通過しないため、安全率は地山が無い場合と比較して、大きめに評価される。本研究の実験条件では、地山の存在は補強土壁の耐震性を向上させる要因とはならず、残留変位量は背面に地山が存在する場合に増大する結果となった。今後は地山の存在によって、補強土壁の地震時挙動が変化するメカニズムを把握した上で、設計法への反映について検討する必要がある。

## (2) 地震時土圧

図-3.7 に示した様に背面地山の存在によって、補強土壁の耐震性が低下する傾向にあることが模型実験の結果から明らかになった。この理由として、地山と背面地盤との応答特性の違いや、地山と背面地盤との境界部に沿って生じる地盤変形の影響などが考えられる。

図-3.9 に補強材端部から背面地山までの距離と土圧合力との関係を示す。ここで、土圧合力は壁面からの水平距離が 155mm（主補強材端部）の位置で、土圧計により計測した各加振中における水平土圧の最大値の合力である。背面の地山が補強材端部に近いほど土圧合力は小さい傾向がある。堅固な背面地山と背面地盤との境界部で沈下が生じやすかった事は前述の通りであるが、補強材端部がこの境界部に近い場合、境界部付近の地表面で沈下が生じると、上載圧が減少する事により上段補強材による拘束効果も減少する事になる。この結果、背面に地山が存在しない場合と比較して、変位量が増大しやすくなる。補強土壁の耐震性が低く、変位量が増大しやすい場合には抵抗力の反力として発揮される土圧も小さく、また補強土壁の変位量増大に伴い、境界部における沈下量もまた増大するので、補強材に作用する上載圧がさらに小さくなり、補強材端部と背面地山が近い場合に、極端に土圧合力が小さくなったものと推測される。

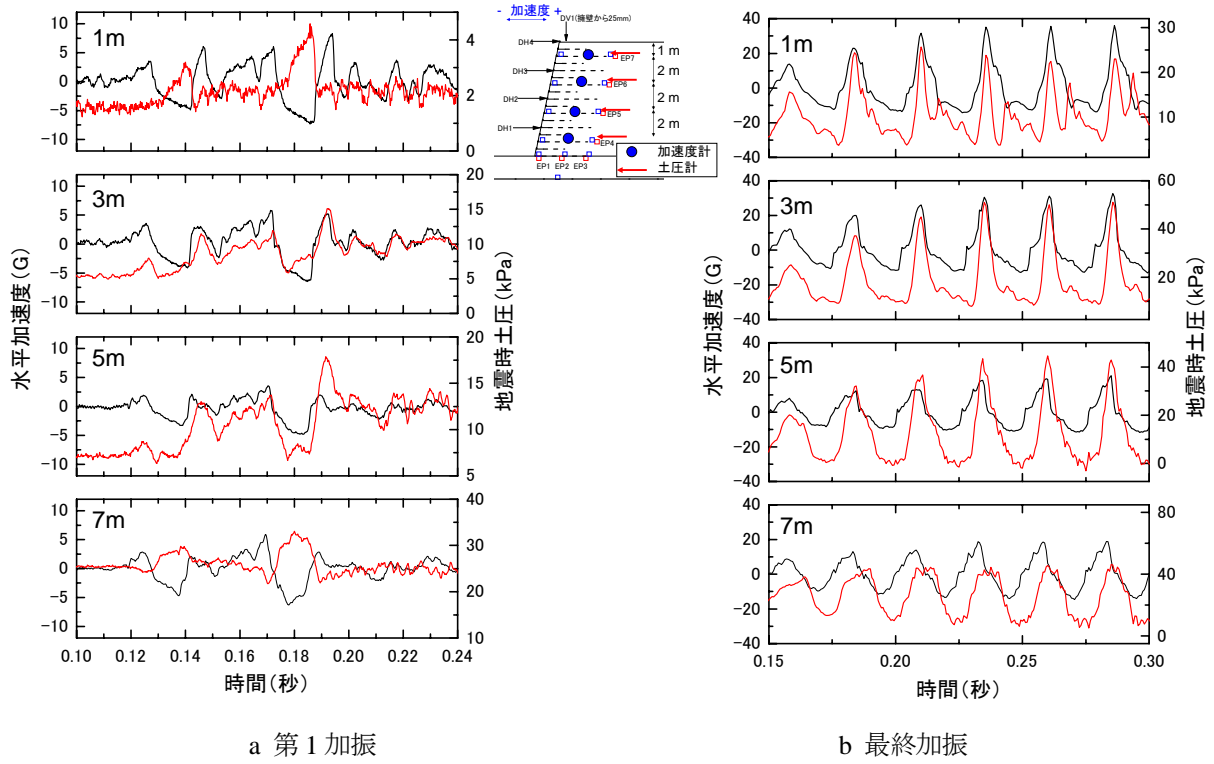


図-3.10 土圧と応答加速度の時刻歴(分割壁、case08-1)

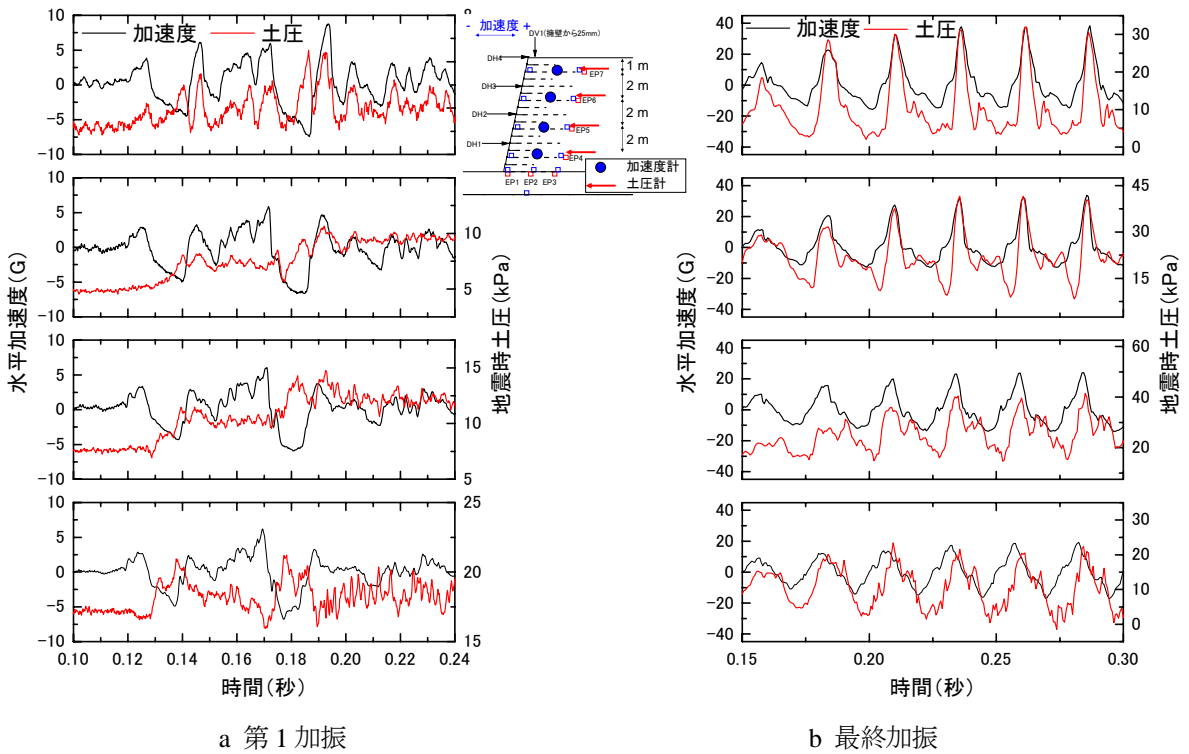


図-3.11 土圧と応答加速度の時刻歴(一体壁、case08-3)

### 3. 4 地震時土圧の位相特性

補強材と背面地山との境界部に作用する地震時土

圧と、補強材配置領域（以下、補強領域という）に作用する慣性力の位相特性について考察する事を目的とした模型実験を実施した。補強材の配置は表-3.2 中、case6-2 と同様に加振条件と壁面の条件を表



-3.3に示すように変更した。case08-1、case08-3において、主補強材端部の位置で計測した地震時土圧と補強領域の応答加速度の時刻歴を図-3.10 から図-3.11に示す。土圧と応答加速度の計測位置は各図中に模式的に示した。各図では殆ど変形が生じていない第一加振と比較的大きく変形した後の最終加振における時刻歴を示し、変位レベルの違いによる位相特性の変化について考察した。

加速度の正負は、補強土壁に主働方向（壁面がはらみだす方向）に慣性力が作用する方向を正と定義しており、加速度が正のピーク値を示した時に、地震時土圧も最大値を示している場合には、慣性力と土圧の最大値が同時に補強領域に作用している事になる。図中に示した土圧は、遠心力載荷前を初期値とした値で、実換算した場合に背面地盤の表面からそれぞれ1,3,5,7mの深さにおける計測値である。

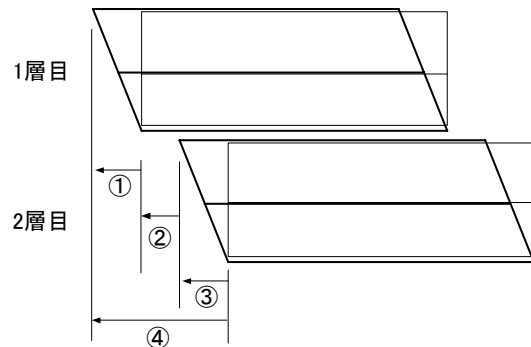
分割壁、一体壁ともに低い加速度レベル(図-3.10aおよび11a)では特に補強土壁底部において位相差が確認できるが、加速度レベルが大きくなると同位相となる傾向が強い。ただし、正弦波加振の場合には補強土壁の応答特性に及ぼす加振周波数の影響が特に顕著なため、不規則波加振の結果を用いたより詳細な検討が必要である。

模型地盤の内部摩擦角は約40度で常時の主働土圧計数は約0.2となるので、単位重量は15.7kN/m<sup>3</sup>であることから、各深度における常時の主働土圧の大きさは概ね3,9,16,22kPaとなる。しかし、実験で計測された土圧はこれらの値よりも大きく、慣性力と常時の主働土圧、あるいは地震時主働土圧のみを考慮する作用力の設定は、危険側の荷重設定であることが今回の実験結果から示唆される。

### 3.5 まとめ

補強土壁の地震時挙動に及ぼす 1) 補強材配置の影響、2) 背面地山形状の影響、3) 地震時土圧の位相特性に関する影響、について検討する事を目的に実施した遠心模型実験の結果、以下の知見が得られた。

- 安定補助材が補強土壁の耐震性に及ぼす影響は今回の実験条件では比較的小さい。
- 背面地山が補強土壁近傍に位置する場合、盛土部と地山の境界部で沈下が生じやすく、上部の補強材による拘束効果が減少する可能性がある。
- 地山が補強土壁近傍に位置する程、補強領域近傍で計測した地震時土圧は小さい傾向があった。



- ① 1層目のせん断変形による変位増分(せん断変形理論)
- ② 1、2層間の相対変位による変位増分(Newmark法)
- ③ 2層目のせん断変形による変位増分(せん断変形理論)
- ④ 2層の場合の水平変位(=①+②+③)

図-4.1 提案手法による補強土壁の変形の模式図

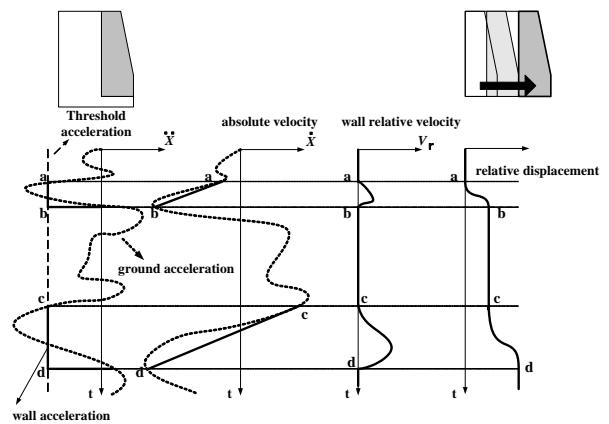


図-4.2 Newmark法による擁壁の水平変位算出法の概念図

- 今回の実験条件では、比較的小さい加振レベルでは土圧と補強領域に作用する慣性力の間位相差があったものの、大きな加振レベルでは同位相に近づく傾向があった。
- 計測した土圧の値は、常時の主働土圧よりも大きかった。

## 4. 地震時変形量予測法の構築と検証解析

### 4.1 はじめに

補強土壁に関する模型実験の結果、分割型の壁面においては各層間の相対変位に加えて、補強材を配した補強領域がせん断変形することでも壁面の変位が増大することがわかった(図-3.7参照)。このことから、提案する補強土壁の変位量計算法では、各パネル間における相対変位を多層系に拡張したNewmark法<sup>(4-1)</sup>で、補強領域のせん断変形は既往の研究<sup>(4-2)</sup>でのモデル式によって再現することとした(図-4.1参照)。以下では多層系に拡張したNewmark法、補強領域のせん断変形モデルについて概説した後に、

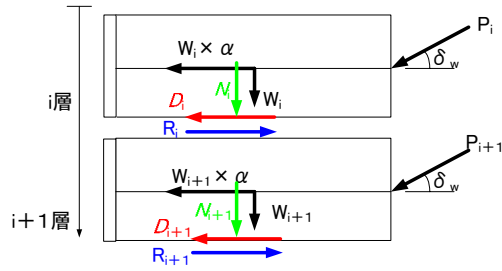


図-4.3 多層 Newmark 法における力の釣合い

提案手法の妥当性を検証するために実施した検証解析の結果について述べる。

## 4. 2 Newmark 法

Newmark 法は、ダムの地震時変形量を評価するために考案された手法で、Richard and Elms<sup>4,3)</sup>によって重力式擁壁の変位量を求める手法として拡張された。複雑な動的解析と比較すると、必要となるパラメータは少ないが実験結果などを用いて検証した場合に、比較的その精度は高いことが知られており、盛土の耐震設計において残留変形量を評価するために用いられている<sup>4,4)</sup>。

図-4.2に Newmark 法による重力式擁壁の水平変位算出法の概念図を示す。図-4.2 に示すように、擁壁は滑動に対する作用力と抵抗力がちょうど釣り合う加速度（閾値加速度）以上の加速度が作用すると動き始め、擁壁の相対速度（絶対加速度－閾値加速度の一階積分）の値が正の値は滑動し続けると想定して、相対加速度の二階積分によって剛体と仮定した擁壁と支持地盤との間の相対変位を求める手法である。このため、Newmark 法を分割型の補強土壁に適用する場合には、二剛体間の釣り合い問題を多層系問題に拡張する必要がある（図-4.3 参照）。

補強土壁の残留変形量を求めるための多層系 Newmark 法における力の釣合いの模式図を図-4.3 に示す。ここで、加速度  $a$  (G) が作用した際に最上層から  $i$  番目のブロックに作用する力として、地震時土圧  $P_i$  とブロックに作用する慣性力 ( $W_i \times \alpha$ ) を考慮する。前節で述べたように、特に加速度レベルが小さく、補強土壁の変位量が比較的小さい間は、各ブロックが変位する際には地震時土圧と慣性力の間に位相差があるが、位相差を適切に評価することが非常に困難であるために安全側の想定として、両者の位相差は考慮しない。抵抗力としては、ブロック間のせん断抵抗  $R_i$  を考慮する。また、多層系問題であるために、上部ブロックとの相互作用も考慮する。

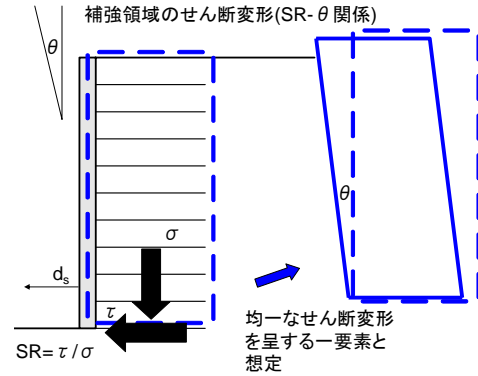


図-4.4 補強領域のせん断変形の模式図

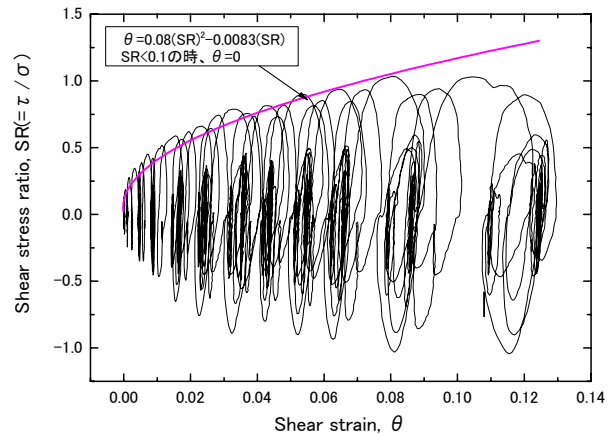


図-4.5 補強領域のせん断変形特性

相互作用として、上部のブロックから下部のブロックに作用する力を考慮し、上部ブロックからの作用力は上部ブロックが滑動する間に、下部のブロックに作用すると想定した。力の釣合いは、各ブロック間の境界面で考慮する事とした。ここで、ブロックに前面への変位を生じさせる作用力の合力を  $D_i$ 、抵抗力の合力を  $R_i$ 、境界面に作用する鉛直力の合力を  $N_i$  とすると、 $D_i, R_i$  は式 4.1 から式 4.4 で求められる。

$$D_i = P_i \times \cos \delta_w + W_i \times \alpha + D_{i-1} \quad (4.1)$$

$$D_i = P_i \times \cos \delta_w + W_i \times \alpha + R_{i-1} \quad (4.2)$$

$$R_i = (N_i + N_{i-1}) \times \tan \delta_R \quad (4.3)$$

$$N_i = P_i \times \sin \delta_w + W_i + N_{i-1} \quad (4.4)$$

$i$  番目のブロックで  $D_i$  を評価する場合、 $i-1$  のブロック（上部のブロック）が変位している（相対速度が正）場合には、相互作用を考慮して式 (4.2) で、変位していない（相対速度がゼロ）場合には、相互作用の影響を考慮せずに式(4.1)を用いて  $D_i$  を求める。式 4.2 の右辺最終項は図-4.3 に模式的に示したように、上部ブロックが変位する際に層間で発揮されて

いるせん断抵抗を示している。ここで、 $D_i > R_i$ であればブロック間で相対変位が発生し始め、ブロック間の相対速度が正の間は層間の相対変位が増大し続けるとした。

#### 4. 3 補強領域のせん断変形

中島<sup>(4,2)</sup>は剛な一体型壁面を有する補強土壁の変形量予測法を提案した。提案手法は、図-4.4 に模式的に示した様に背面の補強領域および支持地盤のせん断変形を考慮した変形量予測手法である。補強領域を均一なせん断変形を呈する一つの要素と仮定し、せん断変形特性は要素に作用するせん断応力比  $SR$  と実測した変位量  $\theta$  の関係としてモデル化した。せん断応力比は lumped mass model<sup>(4,5)</sup>によって加速度時刻歴から求めたせん断応力を上載圧で正規化して求め、実測した変位量との関係として図-4.5 に示した  $SR$ - $\theta$  関係を得た。

ここで、模型実験で背面地盤として用いた密な豊浦砂( $Dr=90\%$ )の場合には、繰り返し载荷に伴うひずみの累積は擁壁の変形量を評価する上では、無視できるほど小さい事が分かっている<sup>(4,6)</sup>ので、繰り返し载荷によるせん断ひずみの増分は考慮せず、 $SR$ - $\theta$  関係の包絡線を多項式(式 4.5)で近似して、せん断変形特性をモデル化した。

$$\theta = 0.08(SR)^2 - 0.0083(SR) \quad (4.5)$$

以下では Newmark 法とせん断変形の両者を考慮した提案手法による検証解析の結果について述べる。

#### 4. 4 計算結果と実測値の比較及び考察

##### (1) 解析対象

提案手法による検証解析の対象とした模型実験の実験条件を表-4.1 に、断面図の一例を図-4.6 に示す。本研究で実施した遠心模型実験は、壁面パネルの傾斜、安定補助材、背面地山の形状が補強土壁の地震時挙動に及ぼす影響について考察する事を目的として実施した。これらの影響を定量的に評価した上で、変形量予測法に導入するには、さらに詳細な検討を要する。この為、本研究の検証解析では提案手法の妥当性を検証する事を目的に、比較的単純な条件下で実施した補強土壁に関する模型実験<sup>(3,1)</sup>を解析対象とした。模型実験は 1g 場で実施した高さ 1m の補強土壁に関する模型実験で、補強材の長さ、加振波形が異なる実験 4 ケースを解析対象とした。

表-4.1 解析対象とした模型実験の条件

ケース名	補強材配置	波形
Case1	40cm、5層	正弦波 5Hz、20波
Case2	70cm、5層	正弦波 5Hz、20波
Case4	40cm、5層	神戸波 卓越周波数 1.5Hz
Case7	40cm、5層	神戸波 卓越周波数 5Hz

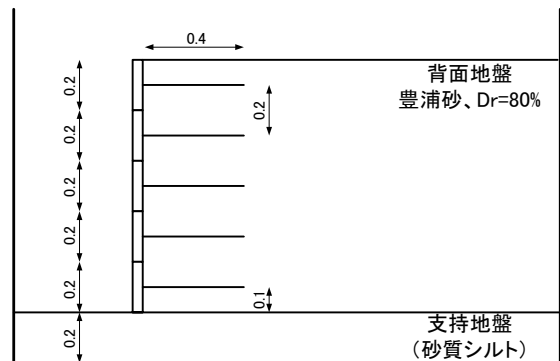


図-4.6 実験模型の断面図の一例 (Case1,4 単位 : m)

##### (2) 解析条件及び解析手順のまとめ

解析では振動台加速度を入力加速度として、Newmark 法での変位計算に用いる作用力  $D_i$  と抵抗力  $R_i$  及びせん断変形による変形量増分を求めるために用いる  $SR_i=(D_i/N_i)$  を求める。次に、式(4.1)から(4.4)より Newmark 法で各ブロック間の相対変位を求める。また、補強領域のせん断変形による変位量増分は求めた  $SR_i$  を式(4.5)に代入して  $\theta_i$  を求め、ブロック厚を乗じて水平変位を計算した。ある時刻  $t$  における変位は Newmark 法で求めた層間の相対変位と、せん断変形による変位量増分を合算して求めた。

作用力  $D_i$  及び抵抗力  $R_i$  を求める際に必要となるパラメータとして、地盤の内部摩擦角  $\phi$ 、各ブロック間で発揮される摩擦角  $\delta_R$ 、補強領域端部と背面地盤との間の摩擦角  $\delta_w$  がある。排水三軸試験の結果から  $\phi=40$  度とし、関連基準も参考にして  $\delta_R=\delta_w=\phi$  とした。地震時土圧は修正物部岡部式<sup>(4,7)</sup>を簡便化した道路橋示方書<sup>(4,8)</sup>の式を用いた。本研究で実施した三軸試験では、明瞭な残留強度  $\phi_{res}$  を得る事はできなかったが、文献 4-8 での設定に基づき、便宜的に  $\phi_{res}=0.7 \times \phi_{peak}$  とした。

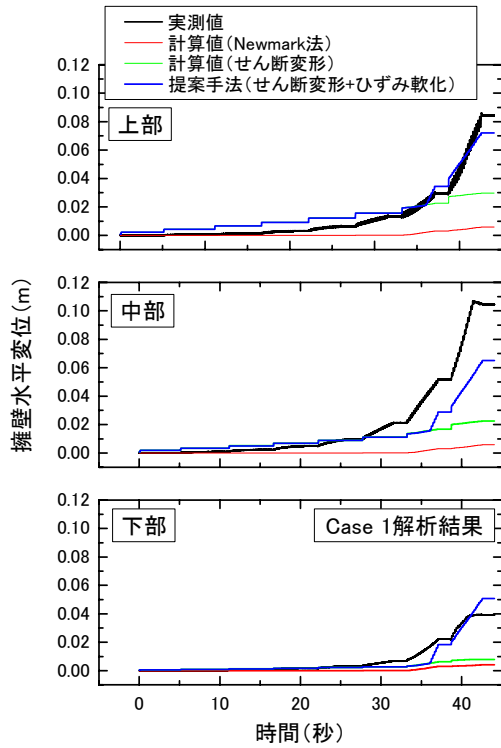


図-4.7 解析結果と実測値の比較(case1)

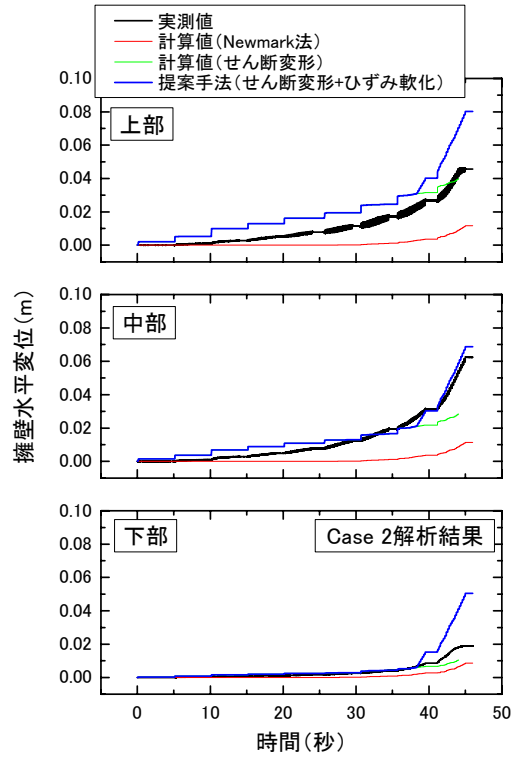


図-4.8 解析結果と実測値の比較(case2)

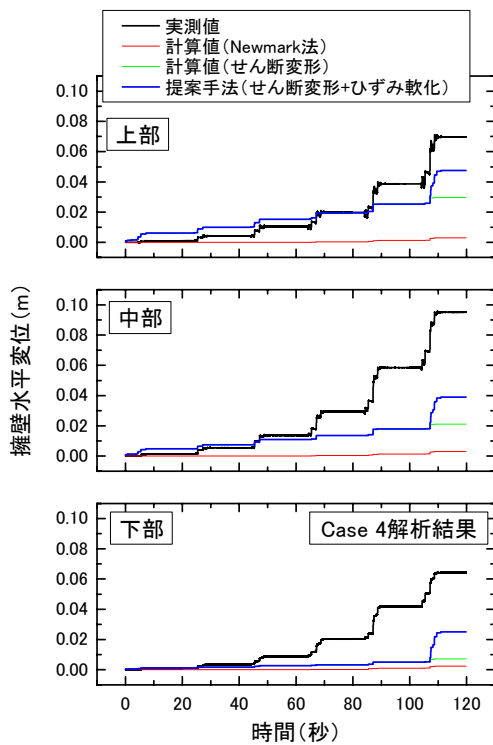


図-4.9 解析結果と実測値の比較(case4)

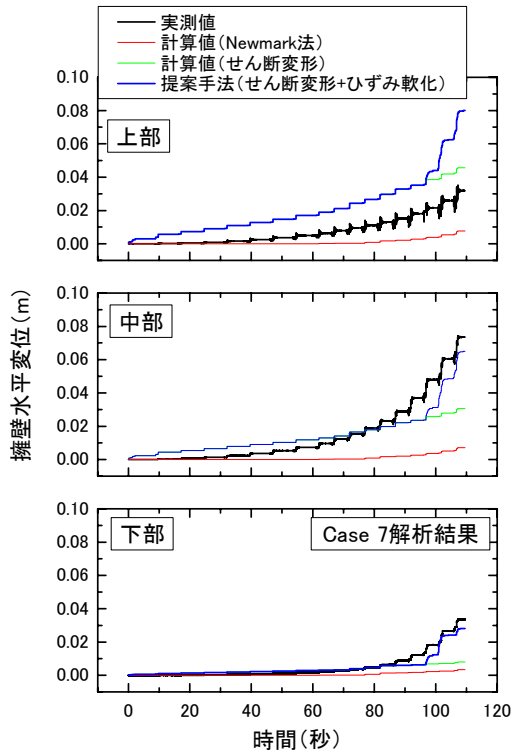


図-4.10 解析結果と実測値の比較(case7)

### (3) 解析結果および考察

図-4.7から図-4.10に各実験における計算値と実測値の比較を示す。図に示したのは初期の擁壁天端からの鉛直距離が10cm、50cm、90cmの位置における

水平変位で、層間の相対変位だけを考慮してNewmark法のみで変形量を求めた場合、層間の相対変位に加えて補強領域のせん断変形も考慮して、Newmark法とせん断変形モデルで変形量を求めた



場合に加えて、相間の相対変位に及ぼすひずみ軟化の影響も考慮した場合の3通りの解析結果を示した。

ひずみ軟化の影響は各ブロック間の相対変位が閾値を超えた場合に、ブロック間で発揮される摩擦角  $\delta_R$  を残留強度へと減少させる事により再現した。滑り面に沿って平均粒径  $D_{50}$  の約10倍程度の変位が生じると、ピーク強度から残留強度に落ちるという既往の研究<sup>(4,7)</sup>に基づき、本解析では閾値を 2.0mm に設定した。なお、補強材が設置されていない背面地盤での滑り面発生によるひずみ軟化の影響は、修正物部岡部式を使用する事で既に評価されていると考えられる。

4 ケース全てに共通する傾向として、Newmark 法で各層間の相対変位のみを考慮した場合の計算結果は、実測値を著しく過少評価していた。特に実験では比較的小さい加速度レベルから徐々に変位が累積したにもかかわらず、この傾向が全く再現できなかった。石原<sup>(4,9)</sup>は、Newmark 法のみで今回解析対象とした模型実験結果を解析した場合、地震時土圧は水平方向に作用し ( $\delta_w=0$  度)、実際の背面地盤の強度よりも小さい  $\phi=35$  度を与えなければ実験結果を説明できない事を指摘している。本研究では室内土質試験から得られた地盤定数を解析で使用したため、計算値は実測値を過少評価する結果となった。この事は、模型実験で確認されたように補強土壁の変形特性に背面地盤のせん断変形が強く影響している事を示唆している。

一方で、Newmark 法による変位量増分に加えて、せん断変形の影響も考慮した場合には、加速度レベルが小さい段階から補強土壁の変形量が増大する傾向も比較的良好に再現できている。しかし、模型実験において、加速度レベルが大きくなると変形量が急増する傾向は十分に再現する事ができなかった。

これに対して、本研究での提案手法において各ブロック間で発揮される摩擦角  $\delta_R$  にひずみ軟化の影響を考慮した場合には、加速度レベルが比較的大きくなった場合に、補強土壁の変形量が急増する傾向も再現できた。この場合、計算結果は変形量を若干安全側に評価する傾向はあるが、実際の変形量を比較的良好に再現できていた。変形量を過大に評価した理由としては、地震時土圧と慣性力とを同時に各ブロックに作用させた事が考えられる。実験では土圧と慣性力の間には位相差が認められており、これを安全側の想定として無視した為に、変形量を過大に評価する結果になったものと考えられる。

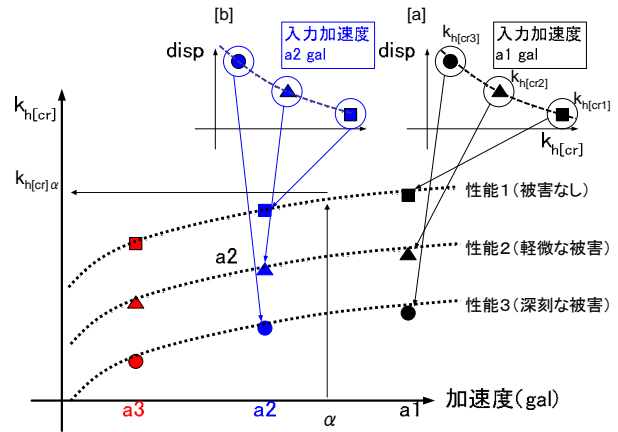


図-5.1 提案する耐震設計法の概念図

#### 4. 5 まとめ

模型実験で確認された補強土壁の変形特性を反映して、分割型壁面を有する補強土壁の変形量簡易予測手法を提案した。提案手法の妥当性を検証する為に実施した模型実験の検証解析の結果、提案手法で実験結果を良好に再現できる事が分かった。今後は本研究で実施した遠心模型実験の結果や、被災事例に対して提案手法を適用する事で、その妥当性をさらに検証する予定である。

#### 5. 変形性能を考慮した耐震設計法の提案

極限釣合い法による耐震設計では、前述のとおり補強土壁の粘り強い変形性能を適切に評価できない。そのため、本研究では変形性能を考慮した補強土壁の耐震設計法の構築に資する事を目的として、補強土壁の簡易変形量予測法を提案し、その妥当性を検証した。

補強土壁が有する変形性能を適切に考慮した設計法としては、いわゆる性能照査型設計法が考えられる。ここで、性能設計では重要度や復旧性の観点から構造物に要求される性能を定め、その性能を担保する為に必要な指標 (例えば変位量) を設定し、想定される外力に対する指標の応答値と許容値とを比較して、性能が担保されるかどうかを照査する設計法である。

耐震設計における性能評価の為に指標として変形量を用いることによって、補強土壁の変形性能を適切に設計で評価できる。しかし、従前の耐震設計法のもとでも顕著な被害事例が殆どない事や、設計コスト低減の観点からも設計法をいわずらに高度化・

複雑化させるのも避けるべきである。

そこで、本研究では従来の力の釣合いによる耐震設計法で求まる限界震度と、要求性能に対応した変形量との関係を整理した簡易なチャートによる耐震設計法を提案する。

図-5.1 に提案する耐震設計法の概念図を示す。図の横軸は地震時に擁壁が受ける最大加速度を、縦軸は補強土壁の限界震度を示している。この図表を用いる事によって、比較的簡易に変形性能を考慮した補強土壁の耐震設計を行う事ができる。その手順は以下の通りである。

1. 対象とする地震動に対する要求性能（例えば性能1：無被害、性能2：速やかな復旧が可能な程度の被害、性能3：比較的長期間にわたる復旧作業が必要な被害）と、その性能を担保するために必要な補強土壁の許容変位を設定する。
2. 地震動や補強土壁の限界震度を変えて、本研究で提案した残留変形量予測法を用いて限界震度と変形量の関係を示す図表を作成する（図-5.1 中、a、b）。
3. 1.で設定した各要求性能に対する許容変位の値から各要求性能に対する限界震度の値を求める。
4. 地震動を変えて2.から3.の作業を繰り返し行ない、その結果を図-5.1 に示すように、性能と加速度、限界震度との関係を示す図表にまとめ、地震動と限界震度、要求性能との関係を示す図表を作成する。
5. 実際に最大加速度  $\alpha$  の地震に対して性能1を有する擁壁を設計するためには、従来と同様に極限釣合い法による解析を行ない、図-5.1 に示す  $k_{h[cr]}\alpha$  の限界震度を有するように、設計を行えば良い。

上記手順によって、比較的簡単に補強土壁の変形性能を考慮した耐震設計を行う事ができる。また、この考え方を重力式擁壁にも適用する事で補強土壁と重力式擁壁の変形性能の違いも適切に評価することができる。

## 6. 結論

本研究では補強土壁の変形量予測法を提案し、変形性能を考慮した補強土壁の耐震設計法を提案する事を目的として、被災事例の収集分析、遠心模型実

験の実施、変形量予測法の構築及び妥当性の検証を行った。その結果得られた知見は以下の通りである。

- 被災事例の収集、検証解析の結果から補強土壁の耐震設計の合理化を図るための基礎資料を得た。
- 遠心模型実験の結果から、安定補助材、背面地山形状が補強土壁の耐震性に及ぼす影響を明らかにした。
- 地震時土圧と補強領域の慣性力の位相差に関して検討し、位相差を見込んで地震時土圧を考慮しないのは、危険側の荷重設定である事を明らかにした。
- 補強領域のせん断変形の影響を考慮した変形量簡易予測法を提案し、過去に実施した模型実験の検証解析より提案手法の妥当性を示した。
- 提案した変形量予測法と従来の極限釣合い法による耐震設計手法とを組み合わせ、比較的簡便な補強土壁の変形性能を考慮した耐震設計法を提案した。

## 参考文献

- 1-1) 日本道路協会：道路土工 擁壁工指針、1999
- 1-2) 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 改訂版、2000
- 2-1) 末富岩雄、石田栄介、福島康宏、磯山龍二、澤田純男：2004年新潟県中越地震における最大地震動分布評価について、土木学会振興調整費プロジェクト、2006年9月
- 2-2) 土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル 第3回改訂版、2003
- 3-1) 土木研究所：補強土壁の耐震性に関する振動台実験報告書、土木研究所資料、1999
- 3-2) Watanabe, K., Munuf, Y., Koseki, J., Tateyama, M. and Kojima, K.: Behaviors of several types of model retaining walls subjected to irregular excitation, Soils and Foundations, vol.43, No.5, pp.13-27., 2003
- 4-1) Newmark, N.M.: Effects of earthquake on dams and embankments, Geotechnique, Vol.15, No.2, pp.139-159., 1965.
- 4-2) 中島進、古関潤一、渡辺健治、舘山勝：補強土擁壁の地震時変位量計算手法の構築及び実被害事例への適用、第23回ジオシンセティックシンポジウム、pp.201-208.、2008.
- 4-3) Richards, R. and Elms, D.G., Seismic behavior of gravity type retaining walls, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.105, No.4, pp.449-469., 1979

- 4-4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物、丸善株式会社、2007
- 4-5) Elgamal, A.W., Zeghal, M. and Parra, E.: Identification and modeling of earthquake ground response, Earthquake Geotechnical Engineering, Ishihara (ed.), pp.1396-1406, 1997.
- 4-6) Nakajima, S., Koseki, J., Watanabe, K., and Tateyama, M.: A simplified procedure to evaluate earthquake-induced residual displacements of conventional type retaining walls, Soils and Foundations, Vol.49, No.2, 2009(accepted for publication).
- 4-7) Koseki, J., Tatsuoka, F., Munuf, Y., Tateyama, M. and Kojima, K., A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads, Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspect of the January 17 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake, No.2, pp.209-216., 1998
- 4-8) 日本道路協会：道路橋示方書V編 耐震設計編、2002
- 4-9) 石原雅規、斎藤由紀子、松尾修、田村敬一：Newmark 法によるジオテキスタイル補強土壁地震時変形量予測法、第 59 回土木学会年次学術講演会概要集、CD-ROM

【英文要旨】 High seismic performance of geosynthetics reinforced soil retaining wall (GRS wall) has not been evaluated properly in current seismic design because a pseudo-static limit-equilibrium approach, which is the same procedure as the conventional gravity type retaining wall, has been also adopted even in the design of GRS walls. In the pseudo-static limit-equilibrium approach, ductile seismic performance of GRS walls can not be taken into account. Therefore, a new performance-based seismic design procedure, which typically evaluates the seismic performance of GRS walls by comparing the earthquake-induced residual wall displacements with the allowable values, shall be further developed. Based on knowledge from a series of shaking table model tests, a simplified displacement prediction method of geosynthetics reinforced soil retaining wall has been proposed. Simulations on the previously conducted shaking table model tests by using the proposed method have revealed that the calculated displacements agreed well with the measured ones although the tests were conducted under the wide variety of testing conditions. A performance-based seismic design procedure considering the ductile seismic behavior of GRS wall has been also proposed in this study. These achievements obtained from this study will contribute to refine design guidelines of the conventional type retaining walls and GRS walls. Moreover, further research on the development of performance based design methodology of the earthstructures and retaining structures will be also carried out with reflecting the achievements of this study.

Keywords : reinforced soil retaining wall, seismic design methodology, earthquake-induced residual displacements, development of performance-based design procedure