

# 模型実験・地震被害事例の解析による道路擁壁の耐震性の評価

中島 進\* 榎本忠夫\*\* 佐々木哲也\*\*\*

## 1. はじめに

土木・建築構造物に対する設計法が性能照査型の設計体系へと移行しつつある中で、道路土工要綱（平成21年度版）<sup>1)</sup>、続いて道路土工指針が順次改定されており、道路土工構造物の設計にあたって性能規定型の設計の枠組みが導入された。一方で、現行の道路土工—擁壁工指針<sup>2)</sup>における擁壁の耐震設計では、擁壁の地震時挙動を静的な問題に置き換えた震度法により滑動、転倒、支持に対する安定性を許容安全率を用いて照査することで、擁壁の耐震性を評価している。

この方法は、本来動的な現象を静的な現象へと置き換えているため設計計算が簡便な反面、計算の結果得られるのは安全率であり、例えば残留変位量のように、擁壁の耐震性を示す指標である擁壁の変状・損傷度合いを直接的には評価できない。また、現行の擁壁工指針で用いられている水平震度の値と、例えば地表面加速度のような地震動の規模を示す物理的な指標との関係も、これまで必ずしも明確ではなかった。

以上の背景のもとで、擁壁工指針で標準としている照査手法で設計された擁壁の耐震性を、過去に実施した模型実験や地震時の被害事例をもとに評価することを試みたので、本報では重力式擁壁の耐震性を評価した結果について報告する。

## 2. 模型実験の結果

### 2.1 実験条件

前回の擁壁工指針改訂以来、土木研究所では擁壁の耐震設計の合理化に資することを目的として、動的遠心模型実験<sup>(例えば3), 4)</sup>を行ってきた。本報文では、その結果のうち、コンクリート式の重力式擁壁とジオテキスタイル補強土壁の実験結果の一部について紹介する。

実物大換算した実験模型の断面図を図-1に示す。重力式擁壁については、高さ300mmの模型に遠心加速度30Gを、補強土壁模型については高さ400mmの模型に20Gを載荷して実験を行ったので、実物大換算し

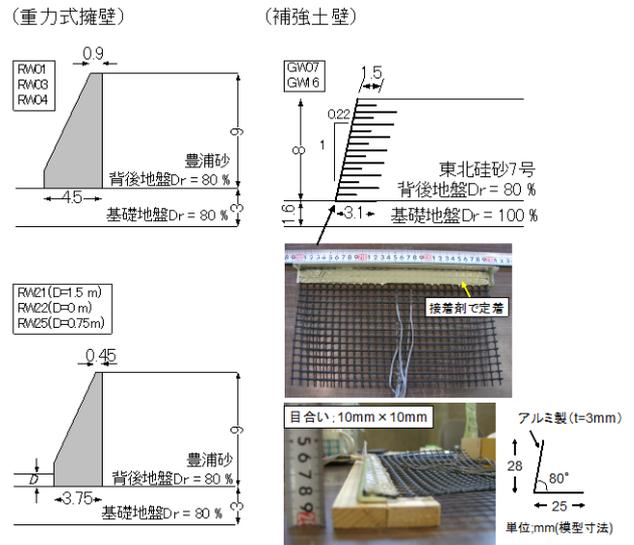


図-1 実験模型の断面図（単位は実物大換算値でm）

表-1 実験条件のまとめ

実験Case名	擁壁形式	加振条件	根入れ深さ
RW01	重力式擁壁	正弦波	0 m
RW03	重力式擁壁	地震波A	0 m
RW04	重力式擁壁	地震波B	0 m
RW21	重力式擁壁	正弦波	1.5 m
RW22	重力式擁壁	正弦波	0 m
RW25	重力式擁壁	正弦波	0.75 m
GW07	補強土壁	正弦波	0 m
GW16	補強土壁	地震波A	0 m

た場合には、壁高がそれぞれ9m、8mの擁壁に相当する。なお、以下では特に断りが無い限り、寸法値、計測値について述べる際に、実物大換算値を用いる。

表-1にまとめるように、本報文の中で着目するのは、擁壁形式の違い、加振条件の違いおよび根入れ深さの違いの3点が、擁壁の耐震性に及ぼす影響である。重力式擁壁に関する実験のうち、RW01、RW03、RW04実験では、実物大換算値で高さ9m、底版幅4.5mの重力式擁壁模型を用いて、加振条件の違いが擁壁の耐震性に及ぼす影響を把握することを意図して実験を行った。図-2に実験に用いた地震動波形の一例を示す。RW01実験で用いた正弦波は2Hz20波である。RW03実験で用いた地震波Aは、直下型の地震動として1995年の兵庫県南部地震において神戸海洋気象台にて観測された地震動のNS成分を用いた。また、

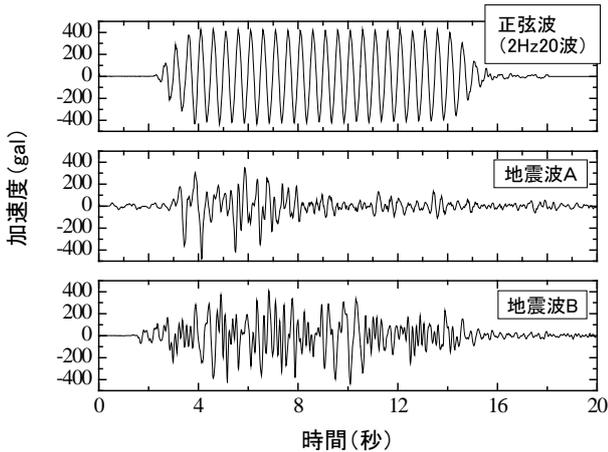


図-2 加速度波形の時刻歴の例

RW04実験ではプレート境界型の地震動として、1968年十勝沖地震において、青森港で観測された地震動のEW成分の主要動部分約20秒を抽出した地震動(地震波B)を用いた。

RW21、RW22、RW25実験は、擁壁底版の基礎地盤への根入れが擁壁の耐震性に及ぼす影響を把握することを意図して行った実験である。擁壁模型の寸法は高さ9m、底版幅3.75mで、根入れ深さ $D$ は0mのRW22実験を基準として、RW25実験では0.75m、RW21実験では1.50mとした。これらの実験では、RW01実験と同様に、2Hz/20波の正弦波を用いて加振を行った。

GW07、GW16実験は補強土壁の地震時挙動を把握するために実施した実験<sup>例え3)</sup>で、図-1に示したように、引張り強さ20kN/m程度の補強材模型を接着したL型の壁面工模型を16段積み重ねて、実物大換算で8mの補強土壁模型を構築した。GW07実験では2Hz/20波の正弦波を、GW16実験ではRW03実験と同じ直下型地震動に相当する地震波Aを用いて加振を行った。

なお、正弦波、地震波いずれを用いた場合でも、加振は最大加速度を約100gal程度の増分で徐々に増大させる形式で行った。紙面の都合上、実験条件については、その概略のみを紹介せざるを得なかったが、詳細については文献<sup>3), 4)</sup>を参照していただきたい。

## 2.2 実験結果

各ステップの加振終了時の残留水平変位と振動台の最大加速度との関係を図-3、4に示す。残留水平変位は、擁壁の高さ方向に異なる水平変位の最大値 $d_{max}$ を壁高 $H$ で正規化した値として示した。また、最大加速度は、擁壁の前面方向に慣性力が作用する方向の最大値である。この図で、加速度と変位量の関係が右下

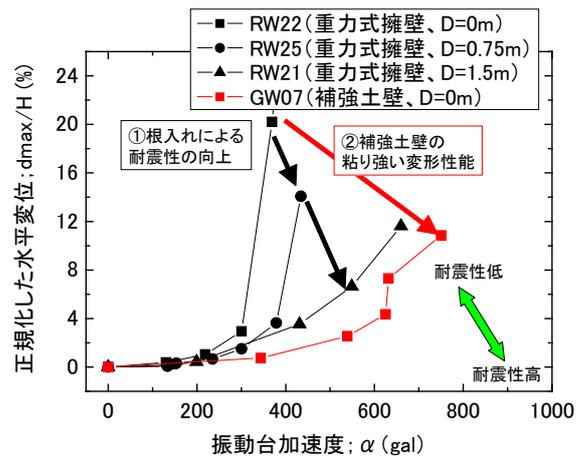


図-3 残留変位と加速度の関係 (正弦波加振)

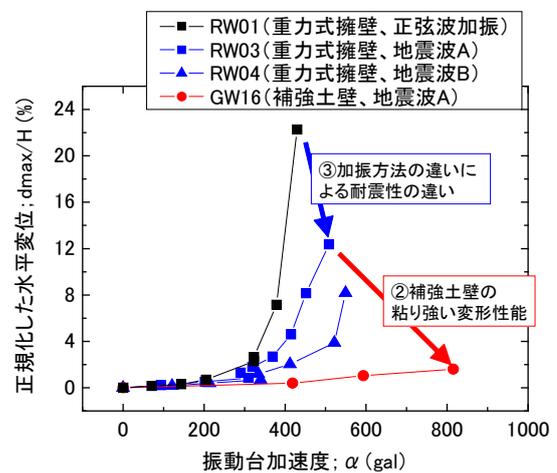


図-4 残留変位と加速度の関係 (地震波加振)

に近づくほど、加速度の増大に伴う変位の増加が緩やかなことを示しており、擁壁の耐震性が高いことを意味している。

図-3は基礎地盤への根入れ深さ・擁壁形式の違いが擁壁の耐震性に及ぼす影響を、図-4は擁壁形式・加振条件の違いが擁壁の耐震性に及ぼす影響を示しており、これらの図から得られる主な知見は以下の三点である。

- ・ 重力式擁壁の場合、基礎地盤への根入れ深さが増えたと、擁壁の耐震性が向上する(図-3中、①)。
- ・ 補強土壁と重力式擁壁との差異は加速度が大きい際に顕著で、重力式擁壁と比較すると、補強土壁は粘り強い変形性能を示す。また、その傾向は正弦波加振、地震波加振で同様である(図-3、図-4中、②)。
- ・ 最大加速度が20回作用する正弦波加振と比較して、地震波を用いた加振では、変位量の増加傾向が比較的緩やかだった(図-4中、③)。

このように、模型実験によって、ある着目点が擁壁の耐震性に及ぼす影響を的確に評価できる。さらに、実験結果と実験対象とした擁壁模型の設計上の耐震性とを関連付けることによって、現行の擁壁工指針に従い耐震設計された擁壁の耐震性が評価できる。以下では、この試みについて述べる。

### 3. 耐震性の評価

#### 3.1 限界水平震度の算定

冒頭で述べたように、現行の擁壁の耐震設計では、地震動の規模に応じた水平震度に対して、想定する破壊モード（滑動・転倒・支持）に関する安定計算を行い、その結果として得られる安全率が許容安全率を上回っているかで擁壁の耐震性を照査する。この手法では、所定の設計水平震度における各破壊モードに対する安全率を算定しており、対象とする擁壁の耐震性の限界値をはかる本報文の意図には適していない。

そこで、本報文では限界水平震度 $kh[cr]$ という指標を用いた。RW01、03、04実験で用いた重力式擁壁の限界水平震度の算定結果を、水平震度と安全率の関係とともに図-5に示す。図-5は水平震度と、各破壊モードに対する安全率との関係を示している。ただし、縦軸の安全率は安定計算の結果得られた安全率を許容安全率で除した値として示している。

水平震度の増大に応じて安全率は低下し、対象とした重力式擁壁模型では、水平震度 $k_h=0.15$ 、 $0.39$ 、 $0.14$ でそれぞれ滑動、転倒、支持に対する正規化した安全率が1を下回る結果となった。このうち、最も小さい水平震度は支持に対する $0.14$ である。この値が、地震時において擁壁の外的安定が満足されなくなる最小の水平震度であり、擁壁が地震時安定性を保持できる限界の水平震度という意味で、本報文ではこの値を限界水平震度 $kh[cr]$ と呼ぶこととする。

#### 3.2 結果および考察

3.1の方法で算定した実験模型の限界水平震度と、図-4に示した模型実験の結果とを関連付け、現行の耐震設計法で設計された擁壁の耐震性を評価した結果を後述する地震被害事例に関する分析結果とともに図-6に示す。実際の地震動の作用に対して、現行の擁壁工指針に基づき設計された擁壁の耐震性を評価するという観点から、地震波で加振を行った重力式擁壁に関するRW03、RW04実験を分析の対象とした。図-6は、限界水平震度と地表面の最大加速度および擁壁の水平変位の関係を示しており、横軸の加速度は、変位が壁

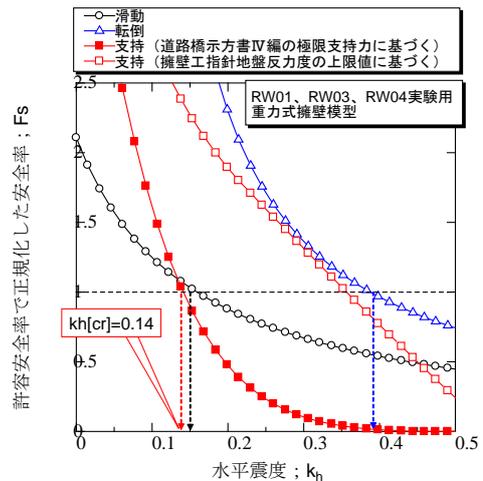


図-5 限界水平震度の算定結果

高の1、5、10%に達した段階の加振レベルにおける地表面の最大加速度で、模型実験の計測値より評価できる。RW03、RW04実験は同じ擁壁模型を用いた実験なので $kh[cr]$ の値は等しく、図-5より $kh[cr]=0.14$ である。

これらの実験結果に対して、図中に描いた図-6の3本の直線は、現行の設計計算法で設計された擁壁の耐震性をはかる指標である。5%の変位を指標とした直線は、例えば $kh[cr]=0.2$ 程度の擁壁が地表面最大加速度が700gal程度までの地震動に対して、変位量が5%以下にとどまることを示している。なお、現行の擁壁工指針では、大規模地震動を想定した場合の水平震度 $kh$ の標準値として、 $0.16$ から $0.24$ 程度を示している。

さらに、図-3に示す根入れの効果を考慮して、擁壁工指針では最低の根入れ深さとして50cmを規定しているが、RW03、RW04実験は擁壁底版の基礎地盤への根入れが無い場合に対応する模型実験である。このことから、現行の擁壁工指針に従って、大規模地震動を想定して耐震設計が行われた擁壁については、いわゆるレベル2地震動のような大地震の作用に対しても、倒壊に至るような変状が生じえず、5%程度の残留変位にとどまる程度の耐震性が確保されていることが分かる。

実験結果と共に、同図には参考として1995年兵庫県南部地震及び2004年新潟県中越地震における被害事例(例えば5)、(6)の分析結果も併せて示した。紙面の都合上、被害事例の詳細については割愛するが、高さ1.0~7.0m、擁壁形式として重力式擁壁と逆T型擁壁の事例が図中には含まれている。同図に示すにあたって、限界水平震度は3.1にて説明した方法で算定した。

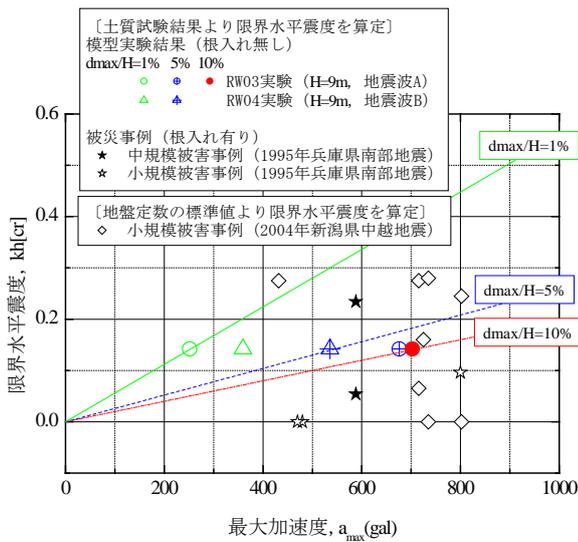


図-6 限界水平震度と地表面加速度および擁壁変位量の関係

なお、同図の凡例にも示しているように、兵庫県南部地震の事例については模型実験と同様に土質試験結果を用いて、新潟県中越地震の結果については、文献<sup>2)</sup>における地盤定数の標準値を用いて限界水平震度を算定した。また、横軸の地表面最大加速度は、文献調査の結果<sup>7)</sup>や近傍の強震観測記録を参照して設定した。

実験結果と被害事例分析の結果を対比すると、実験結果より設定したdmax/H=1.0%の直線よりも逸脱して上方に存在する小規模被害事例が無いという点においては、被害事例の分析結果は実験結果と対応している。ここで、本来は被害規模が深刻になるにつれて限界水平震度が小さくなるような傾向も確認できるはずであるが、今回の事例分析では大規模な被害事例が無かったこともあり、そうした傾向までは確認できなかった。これは、地盤条件や外力の入力条件を細かく設定できる模型実験に対して、事例分析では地盤の強度定数をはじめ不確定要因が多いことなどに起因する

と考えられ、ある程度の詳細な調査を伴った事例の収集・蓄積が今後望まれる。また、ジオテキスタイル補強土壁に関する同様の検討結果についても、文献<sup>8)</sup>にまとめられていることを付記しておく。

#### 4. まとめ

本報の検討により、文献<sup>2)</sup>で標準値として示してきた強度定数と設計計算法にもとづき、大規模地震動を想定して耐震設計を行った擁壁は、いわゆるレベル2地震動のような大規模な地震が作用したとしても、少なくとも致命的な損傷に至ることはなく、残留変位が5%程度にとどまるという結果が得られた。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路土工要綱（平成21年度版）、2009
- 2) 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針、1999
- 3) 榎本忠夫、中島進、佐々木哲也：分割型壁面のジオテキスタイル補強土壁に関する動的遠心模型実験（その1 実験条件および遠心力载荷時の安定性）、ジオシンセティックス論文集、Vol.25、pp.161～168、2010
- 4) 松尾修、齋藤由紀子、岡村未対：擁壁に作用する地震時主働土圧に関する考察及び比較計算、第26回地震工学研究発表会講演論文集、pp.729～732、2001
- 5) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神淡路大震災調査報告、土木建造物の被害要因の分析、地盤・土建造物、pp.171～198、1998
- 6) 国土技術政策総合研究所、(独) 土木研究所、建築研究所：平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震被害調査報告、土木研究所資料、第4120号、2008
- 7) 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
- 8) 中島進、杉田秀樹、佐々木哲也、榎本忠夫：分割型補強土壁の変形性能を考慮した耐震設計法に関する研究、第54回地盤工学シンポジウム、pp.479～483、2009

中島 進\*



鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部（前独立行政法人土木研究所つくば中央研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム 専門研究員）  
Susumu NAKAJIMA

榎本忠夫\*\*



独立行政法人土木研究所 つくば中央研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム 研究員  
Tadao ENOMOTO

佐々木哲也\*\*\*



独立行政法人土木研究所 つくば中央研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム 上席研究員  
Tetsuya SASAKI