

重力式擁壁の地震時挙動とその予測法について - 動的遠心模型実験 (その6)

国土交通省土木研究所 正会員 中村伸也 斉藤由紀子 松尾修

1. はじめに

筆者らは重力式擁壁の地震時挙動を検討する目的で動的遠心模型実験を行ってきた¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾。昨年度までの検討結果から、背面土圧を低減することにより、大規模地震時の重力式擁壁の合理的な耐震設計法を提案できる可能性が示唆された。今回は、現行設計法において擁壁前面受働抵抗を考慮せず、低めの土質定数を用いること等が定められていることが擁壁の安定性に与えている影響について検討を行ったので報告する。

2. 実験方法

表-1 実験条件一覧

| | 底面幅 | 根入れ | 加振加速度(G) |
|-------|--------|-------|-------------------|
| case1 | 12.5cm | 無 | 4,6,8,10,12 |
| " 2 | 12.5cm | 5.0cm | 4,6,8,10,12,15,18 |
| " 3 | 12.5cm | 5.0cm | 0 27(漸増波) |
| " 4 | 12.5cm | 2.5cm | 4,6,8,10,12 |
| " 5 | 12.5cm | 5.0cm | 4,6,8,10,12 |
| " 6 | 10cm | 無 | 4,6,8 |

波数:20波,周波数:60Hz,遠心加速度:30G

実験条件一覧および実験模型をそれぞれ表-1、図-1に示す。土圧、慣性力、変位の方向は図-1のとおりである。模型は奥行方向に3分割されており、両脇はコンク

リート製である。中央部には、模型に作用する全ての土圧、地盤反力を検出できるよう設計された2方向ロードセルを背面に10、底面に4、前面に1個設置しており、ひずみの検出値に対しては、ロードセルの横感度及び慣性力・遠心力に起因するひずみの補正を行っている。なお、中央部の重心位置はコンクリート部と一致し、つま先を中心とした断面二次半径(= (断面二次モーメント÷断面積))のずれは水平6mm、鉛直19mmとなっている。側面摩擦の軽減のためにテフロンシート等を用い、片側の地盤側面には色砂(6cm間隔)及び高速度カメラによる変位測定のためのターゲット(直径6mm,3.0cm間隔)をメッシュ状に設置している。裏込土の作成方法は前報参考¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾。加振は正弦波20波で、段階的に加速度を上げて行い、遠心加速度は30Gである。本模型の実測土質定数を用いて計算した安全率が1.2となる設計震度は0.2(滑動)である。

3. 実験結果

根入れの効果に関する検討

図-2には、根入れ深さを变化させたcase1,2,4,5に関して台加速度と擁壁頂部水平変位量との関係を示した。図-3は、case2の最終加振ステップの途中3波分について、背面土圧から前面抵抗土圧を引くことにより算出した擁壁の滑動変位に寄与する土圧と、頂部水平変位量の関係プロットした図である。この図から、土圧は変位の進行時にほぼゼロとなっていることが分かる。これらの図から、設計上考慮していない根入れの影響が非常に大きく、耐震設計手法の合理化のためには、根入れの効果を適切に評価する必要があることが分かる。

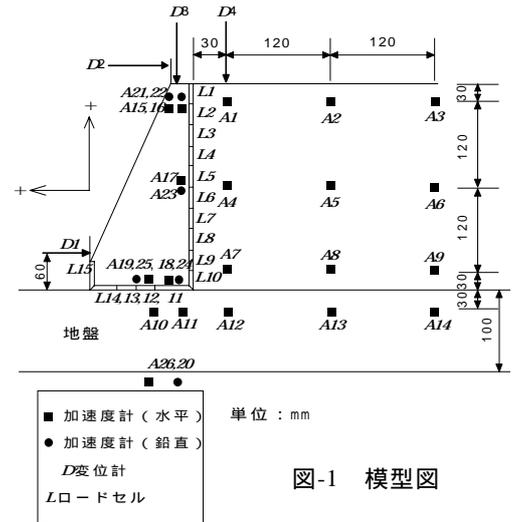


図-1 模型図

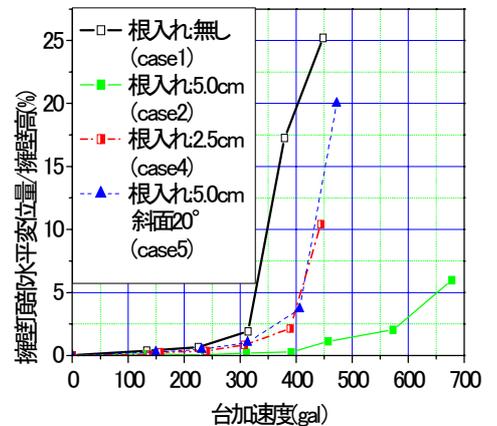


図-2 台加速度と頂部水平変位

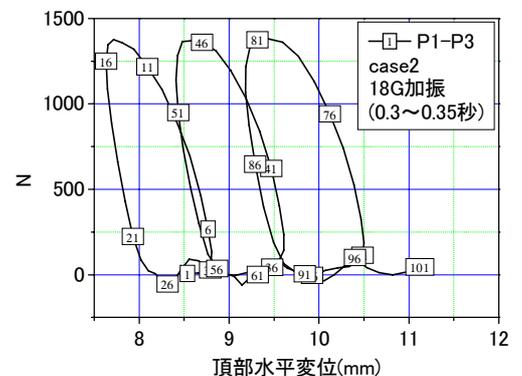


図-3 頂部水平変位と滑動寄与土圧

キーワード：重力式擁壁、遠心模型実験、地震、慣性力、土圧

連絡先：〒305-0804 つくば市旭1, Tel 0298-64-4969, Fax 0298-64-2576

土質定数に関する検討

図-4は、実験で使用した模型に関して、土質定数に実測及び道路土工指針値を用いて計算した水平震度と滑動安全率との関係をプロットしたものである。安全率1.2の時に震度は0.1程度違いが生じていることから、現行設計指針に示される土質定数を用いて設計された重力式擁壁は、震度で0.1程度の安全余裕があることが分かる。

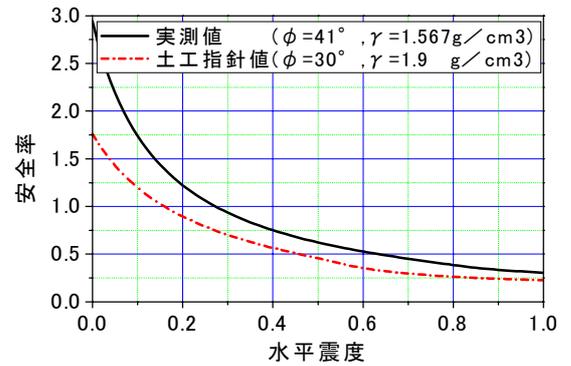


図-4 水平震度と安全率

土圧に関する検討

図-5にcase3の波形を示す。図-6には、台加速度が安定している0.9~0.95秒間の土くさび内の平均応答加速度を震度で表したものと、背面土圧、底面摩擦力、重心水平変位の関係を示す。

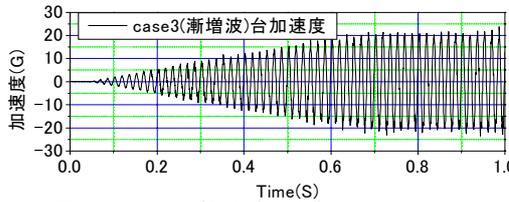


図-5 case3(漸増波)の波形

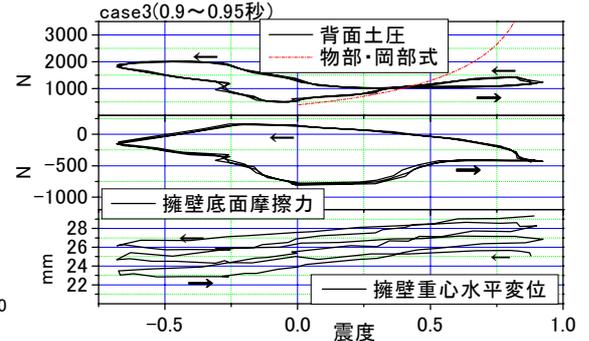


図-6 くさび内平均震度と土圧

この図から、震度0.5以上において滑動変位しており、この時に摩擦力はほぼ一定値、背面土圧は物部・岡部土圧より小さいことが分かる。

裏込め土内におけるひずみの発生に関する検討

図-7は、高速度カメラによりとらえた裏込め土内に設置したターゲットの位置から最大せん断ひずみの分布を時間ステップ毎に表したものである。加振初期には裏込め土の擁壁側上端付近でひずみが発生し、次第に裏込め土内にひずみの発生が進行し0.65~0.7秒の時点で最終すべり線の位置にひずみが集中し始めていることが分かる。

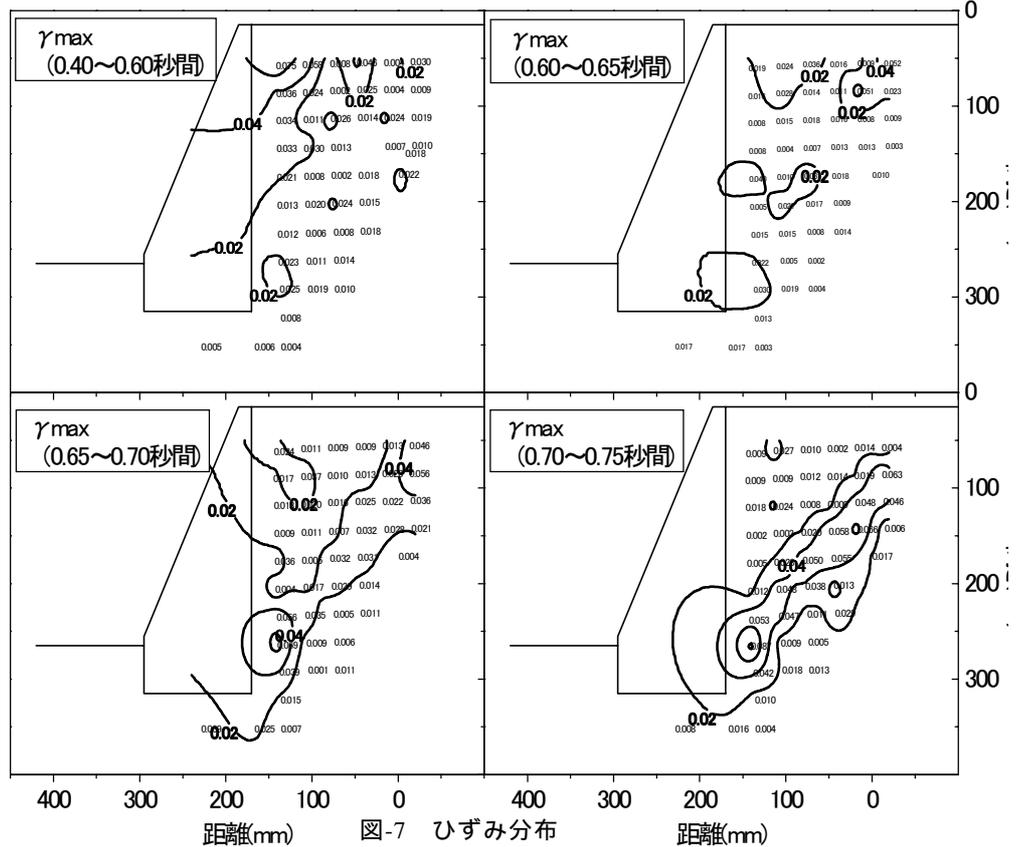


図-7 ひずみ分布

4. まとめ

擁壁前面受働抵抗を考慮し、適切な土質定数を用い、地震時土圧を物部・岡部式による土圧から低減することにより、重力式擁壁の耐震設計手法の合理化を図ることができる可能性があることが分かった。

- 1)2)3)松尾修他:擁壁の耐震性に関する動的遠心模型実験(1~3)、土木学会第53回年次講演会、pp340-345、1998
- 4)松尾修他:擁壁の耐震性に関する動的遠心模型実験(4)、土木学会第54回年次講演会、pp310-311、1999
- 5)中村伸也他:擁壁の耐震性に関する動的遠心模型実験(5)、土木学会第55回年次講演会、pp276-277、2000
- 6)中村伸也他:擁壁の耐震性に関する実験的検討、土木技術資料、No.42、Vol9、pp52-57、2000