

Ⅲ - A173 擁壁の耐震性に関する動的遠心模型実験（その3）

— 現行設計法との比較 —

建設省土木研究所 正会員 堤 達也

〃 〃 松尾 修

〃 〃 斉藤由紀子

1. はじめに

兵庫県南部地震を受けて各種土木構造物の耐震設計法の見直しが行われているが、擁壁においても大規模地震時における耐震性の評価が課題となっている。筆者らは重力式擁壁の地震時の挙動を把握するために動的遠心模型実験を実施した¹⁾²⁾。本報では実験模型を対象に震度法にもとづいた現行設計法を用いて安定計算を行い、実験結果と比較検討したので報告する。

2. 現行設計法を用いた安定計算

模型実験の詳細については前報¹⁾を参照されたい。図-1に安定計算結果の一例として、道路土工指針³⁾にもとづき地盤の相対密度 $D_r=80\%$ の実験模型（ケース1, 3, 4, 5, 6）を対象に滑動、転倒、支持力破壊（支持力の照査は道路橋示方書⁴⁾に準拠）の3つの破壊モードに対する安全率を計算した結果を示す。土質定数には気乾豊浦砂の三軸圧縮試験から得られたせん断抵抗角 $\phi=41^\circ$ 、粘着力 $c=0$ tf/m²を用いた。擁壁の壁面摩擦角は $1/2\phi$ 、底面摩擦角は $2/3\phi$ とした。同図より本実験模型は計算上、滑動の変形モードが支配的であり、滑動の安全率が $F_s=1.0$ となる限界水平震度は $k_{hc}=0.22$ である。また、設計上地震時の滑動の安全率は $F_s \geq 1.2$ と規定されているため、実験模型の設計水平震度は $F_s=1.2$ となる $k_{hc}=0.16$ である。

3. 実験結果との比較

実験における擁壁模型の変位状況を図-2に示す。黒印が擁壁下部の水平滑動量、白印が擁壁の回転角を表す。いずれも各加振ステップにおける増分値である。図中には同一模型を対象に正弦波（ケース1）、神戸波（ケース3）、青森波（ケース4）の3種類の波形を用いて加振した結果を示している。正弦波で加振したケースにおいては、200gal程度を越えたあたりから滑動量が急増しており、滑動安全率が1.0となる震度 $k_{hc}=0.22$ と概ね対応している。また、いずれのケースも滑動量と回転角が同時に急増している。これは擁壁が滑動すると同時に擁壁の基礎地盤が局所的に支持力破壊を起こしたためと考えられる。

4. 水平震度と最大加速度の関係

図-3に水平変位が最大値を示す擁壁上部の水平変位量と擁壁背後地盤の沈下量の関係を示す。地盤の密度が緩いケース2（ $D_r=60\%$ ）を除いては擁壁背後地盤にすべり面が発生するまで両者はほぼ1:1の関係にあり、すべり面が発生すると沈下量に比べて大きく水平変位量が増加する傾向が見られる。したがって、以下の整理においては変形量が大きい擁壁上部の水平変位量に着目する。

図-4に擁壁の高さで正規化した擁壁上部の水平変位量と、限界水平震度（ $k_{hc}=0.22$ ）と入力波の最大加速度との比の関係を示す。縦軸は入力地震波の最大加速度を設計で用いる水平震度に換算するための低減係数を表している。正弦波で加振したケースに比べ、神戸波（■）、青森波（●）の不規則波で加振したケースの方が同じ変位量を生じさせるために大きな加速度を要するため低減係数が小さい。低減係数は入力波の種類および許容される変位量に応じて変化する。図-5に入力波の種類と低減係数の関係を示す。横軸の波形の特性値 a は、図-6⁵⁾に定義されるものであり、衝撃型の波形になるほど大きい値を示し、正弦波の場合は0となる。図-5より同じ許容変位量でも振動型波形に比べて衝撃型波形の方が低減係数は小さくなるのがわかる。図中の白印は安全率 $F_s=1.0$ で設計を行う場合、黒印は安全率 $F_s=1.2$ で設計を行う場合の低減係数を示す。実務設計で一般に用いられている後者の安全率を採用する場合に、兵庫県南部地震級の衝撃型波形に対し擁壁高さの3%程度の変形を許容するならば低減係数は0.25となり、最大加速度800gal程度の地震動に対して設計水平震度 $k_{hc}=0.2$ で設計すればよいことになる。いずれの波形においても擁壁の変位が擁壁の

