

擁壁模型の振動台実験による構造物の振動—滑動挙動の観察

豊橋技術科学大学大学院工学研究科・機械 構造システム工学専攻 学生会員 渡邊潤平

豊橋技術科学大学・工学部・建設工学系 正会員 三浦均也

豊橋技術科学大学・大学院工学研究科・建設工学専攻 学生会員 西川洋人

東北学院大学・工学部・環境建設工学科 正会員 吉田望

1. はじめに

各種構造物の耐震設計手法は、従来型の手法から性能規定型の耐震設計へと急速に移行しつつある。性能規定型の耐震設計とは、大規模な被害地震においても構造物の目的、適用範囲、各限界状態における要求性能を満足するように設計を行うものであり、土構造物および抗土圧構造物における要求性能としては、滑動量または変形量が支配的な要因となる。しかし、土および地盤材料は、様々な要素が集まって形成されており、地盤の非線形性や間隙水圧特性などの要因から、変形量および滑動量の推定は複雑かつ困難であるのが現状である。

これを受け、研究室では、質点—バネ(ダッシュポット)—スライダで構成される振動—滑動数理モデル³⁾を用いて、構造物の簡易な地震時滑動量推定法を提案してきた。建築分野における高層建築でも行われているように、複雑な構成要素も振動体として倒立振子に集約して表現することが可能であり、土木構造物も同様に、衝撃を加えるとある固有の振動数で振動する振動体であることから、地震応答に対しては同様なアプローチが必要であると考えられる。この振動—滑動数理モデルは、バネを剛とすれば Newmark^{1),2)}が盛土構造物の地震時滑動量推定のために提案している剛体の滑動に基づく方法に等価となる。また、澤田ら⁴⁾は盛土の降伏変形を求めるために地盤材料の連続体としての変形を弾・完全塑性モデルで解析して耐震設計の道筋を示しているが、本研究では土塊や構造物底面などに明瞭なすべり面を設定して、そのすべり量を解析している。

これまでの研究では、振動—滑動数理モデルおよび、その物理モデルによる解析および実験結果から、構造物の振動特性が滑動量に与える影響は非常に顕著であること示し、特に、入力振動数との比では、構造物が相対的に剛な場合で滑動量が大きいことがわかった。さらに、その物理モデルによる振動台模型実験の結果から、振動—滑動数理モデルの妥当性を確認した⁵⁾。

本研究では、抗土圧構造物の代表として、擁壁模型を作製し、実際の土圧が作用した状態で振動台実験を実施した。以下では、実験概要およびその詳細を示し、測定結果の土圧、加速度および滑動量の関係を位相に着目して検討するとともに、振動—滑動数理モデルによる解析結果との比較・検討を行う。

2. 擁壁模型の概要

構造物の振動—滑動挙動を振動台実験で観察するために作製した擁壁模型の詳細を示すとともに、地震時滑動量推定のための振動—滑動数理モデルとの対応を説明する。

2.1 擁壁模型の構成

図 - 1 は擁壁模型の正面図、側面図および平面図を示している。また、写真 - 1 は擁壁模型の外観を表わしている。模型は高さ210mm、幅100mm、奥行き200mmで、ステンレスとアルミ合金を主な材料として作製さ

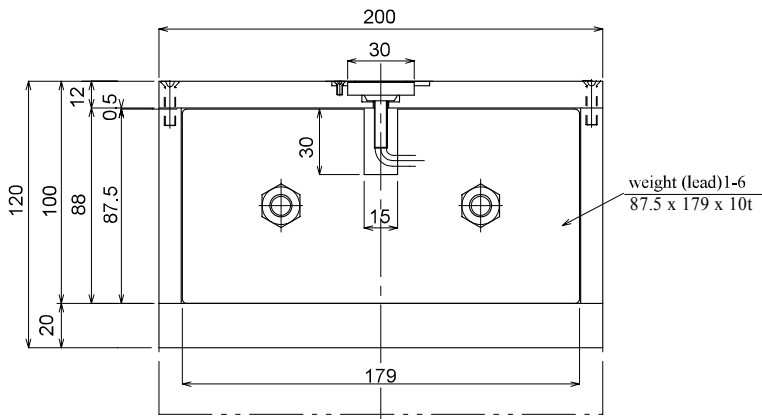
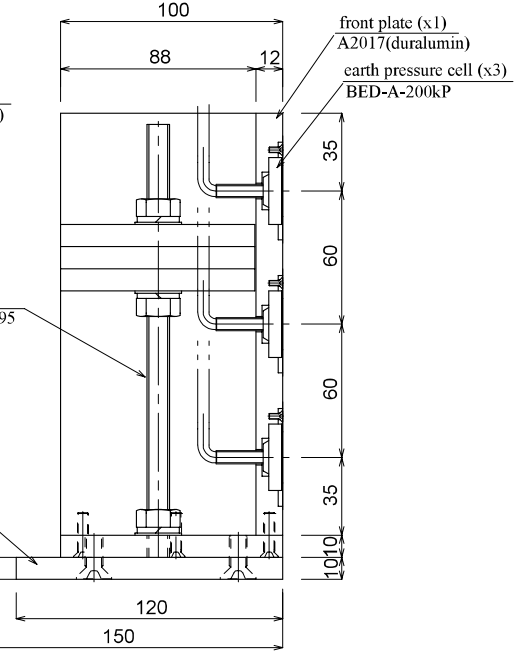
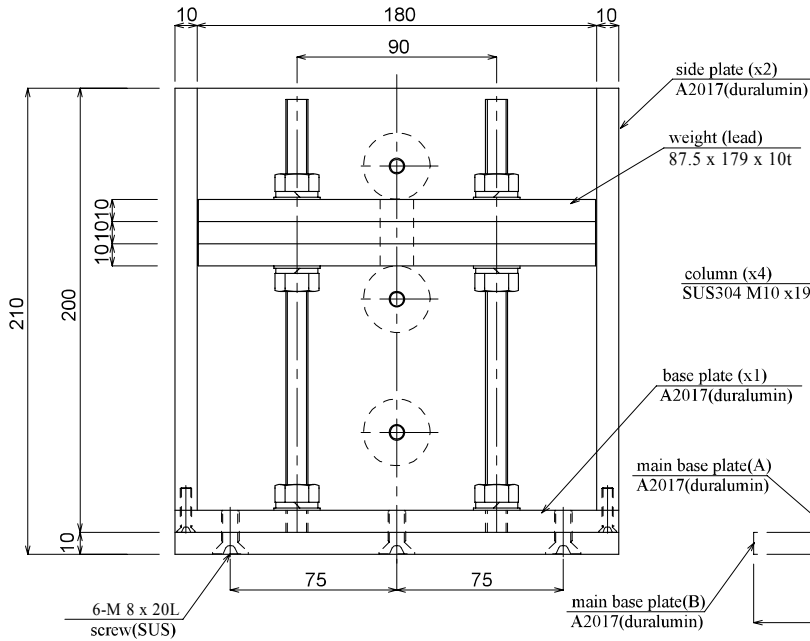


写真 - 1 擁壁模型の外観

(a) **Plane view**



(b) **Front view**

(c) **Side view**

図 - 1 擁壁模型 : (a) 平面図, (b) 正面図, (c) 側面図

れている。図 - 1 (a)の平面図から分かるように、この模型は上から見るとコの字型をしており、中央の空間には鉛製の錘を配置することが可能となっている。錘1個の重さは約1.6kgであり、この錘の枚数を変化させること、あるいは図 - 1 (b)に示すように錘の設置高さを調節することで、模型の振動特性をある程度変化させることが可能なように設計されている。また、模型の底面は転倒に対する安定性および振動特性の変化を考慮して、幅120mmのものと、幅150mmの2種類の着脱可能な底盤を準備した。さらに、擁壁模型の背面には、動的な土圧の変化を測定する目的で、土圧計を縦一列に3個、背面に埋め込むように設置した。模型の重量は、鉛製の錘を2つ設置した状態で、約7.5kgとなった。この擁壁模型の断面は、水平震度 $k_h=0.1$ で、地震滑動安全率が1.0を下回るように設計されている。

2.2 振動—滑動モデル

これまで研究室では、土構造物および抗土圧構造物の地震時滑動量推定のため、倒立振子にスライダを加えた振動—滑動数理モデル

Vibration-Sliding Mathematical Model

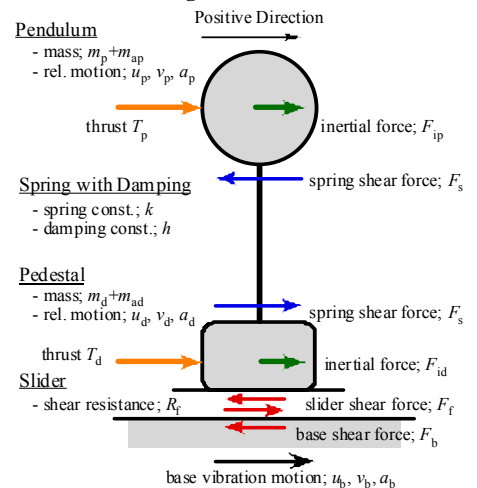


図 - 2 振動—滑動数理モデルの構成

ルを構築し、その振動—滑動挙動を数値解析的に分析してきた。さらに、その物理モデルを作製し、振動台実験により振動—滑動挙動の観察を行い、数値解析モデルの妥当性を示してきた。

図 - 2 に示す振動—滑動数理モデルは2質点とそれらを連結するバネ k (ダッシュポット c を含む) およびスライダで構成される。倒立振り子と台座、スライダからなるモデルでは、振り子 (Pendulum) と台座 (Pedestal) の部分にそれぞれ質点 m_p と m_d を有している。この2質点のバランスは解析対象とする構造物に合わせて質点パラメータ γ ($0 \leq \gamma \leq 1$) によって規定し、 $\gamma=1$ では振り子に質量が集中した倒立振り子型に、 $\gamma=0$ では台座部に全質量が集中して倒立振り子が消滅した剛体—滑動モデルとなる。

モデルにはすべり面の傾斜による自重の分力あるいは常時の土圧に相当する水平力 T が作用している。この状態で基盤の振動 (変位 u_b) を受けると、スライダに発生する底面せん断力 F_b がせん断抵抗力 R_f を超えるときにすべりが発生し、水平力 T の方向にすべり量が蓄積されることになる。 $\gamma=0$ の時の剛体—滑動モデルは、Newmark¹⁾²⁾ が地震時における盛土などの滑動を計算するために提案したモデルに等価である。

右の枠内に、振動—滑動数理モデルにおける運動方程式ならびに滑動時および非滑動時の条件式を示す。ここで添え字 p は振り子 (Pendulum) に、添え字 d は台座 (Pedestal) に、s はバネ (Spring) に対応するパラメータであることを示している。これらは時間領域における非線形な連立方程式になるため、離散化して直接積分法によってモデルの振動—滑動挙動を計算した。計算された滑動挙動は第一に摩擦特性や基盤の振動加速度の変化特性に依存しているが、モデルの振動特性 (固有振動数 f_0) によっても大きく異なる^{1,5)}。

図 - 3 には、振動—滑動モデルによる抗土圧構造物および土構造物に対するモデル化を示している。振動—滑動数理モデルの振り子部分と台座部分の質量比 $\gamma (=m_p/(m_p+m_d))$ を適切に設定することによって、モデルを図 - 3 (b) または (d) のように変化させることができ、コンクリート擁壁などの剛な構造物 (図 - 3 (a)) や補強土壁などの柔な構造物 (図 - 3 (c)) にも適用することが可能であると考えている。

2.3 擁壁模型と振動—滑動数理モデルの対応

擁壁模型は上から眺めるとコの字型をしており、中央の空間には振動—滑動数理モデルの質点部に対応する鉛製の錘が取り付けられている。これにより擁壁模型は質点部が 3.57kg、台座部分に当るコの字型の模型外枠が 3.95kg で、質量比 $\gamma=0.48$ となる。ここで、コンクリート擁壁等のモデル化では、図 - 3 (b) として、質量比 $\gamma=1.00$ とすると説明したが、本研究での擁壁模型は、コの字型の外枠と内側の錘の固定度が低く、一体として運動していないことから、質量比を $\gamma=0.48$ とし、図 - 3 (d) の状態であるとしている。

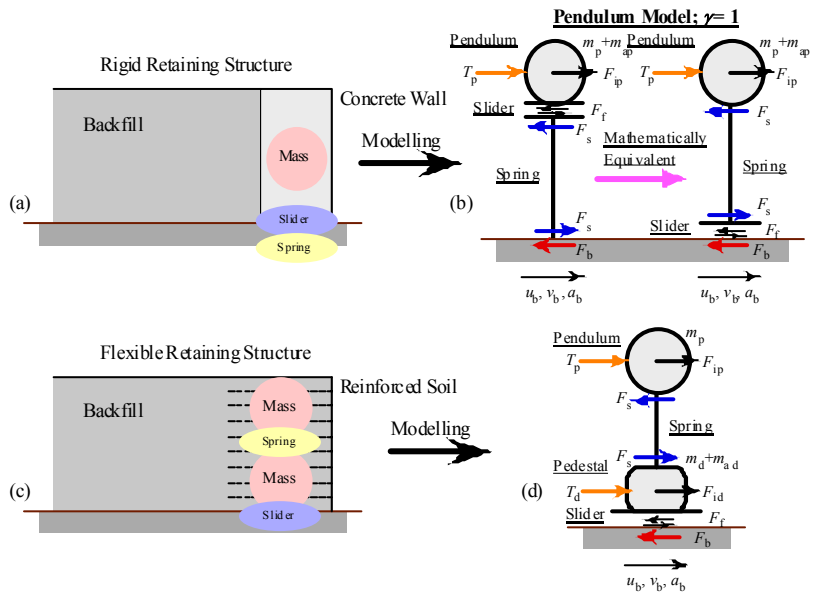


図 - 3 振動—滑動モデルによるモデル化

振動 - 滑動数理モデル

$$\begin{cases} m_p a_p = T_p + F_{ip} - F_s \\ m_d a_d = T_d + F_{id} + F_s - F_f \end{cases}$$

$$\begin{aligned} m_p &= \gamma m, \quad m_d = (1-\gamma)m \\ T_p &= \gamma T, \quad T_d = (1-\gamma)T \\ F_{ip} &= -m_p a_b, \quad F_{id} = -m_d a_b \\ F_s &= cv_s + ku_s \\ R_f &= \mu mg \end{aligned}$$

非滑動時 [$v_d = 0$, and $F_f \leq R_f$]
 $v_d = 0$

滑動時 [$v_d > 0$, or $F_f = R_f$]
 $F_f = R_f$

3. 振動台実験の方法

3.1 擁壁模型の設置および計測器の配置と測定方法

図-4は擁壁模型と背後地盤，計測機器を配置した土槽内の様子を表わしたものである。実験土槽の寸法は，高さ500mm，幅1200mm，奥行き600mmである。実験では，まず，土槽内に厚さ50mmの基礎地盤を作製し，上述の擁壁模型を中央に，これと同様の模型を左右に，合計3体の模型を配置した。左右の模型は，中央の模型よりも奥行きが10mm短く，土圧計は設置されていない。3個の模型の間および模型と土槽壁面の間には，目地材として建築用の防水スポンジを挿入し，その後，背後地盤を設置した。背後地盤の砂は，ふるいを用いて自由落下させて積み上げ，最後に軽く表面を均した。実験で使用した砂はすべて乾燥状態の8号珪砂である。

振動一滑動挙動の計測には，加速度計(応答周波数範囲：0~46Hz)を4個，レーザー変位計(分解能： $\pm 0.5\text{mm}$)を1個用いた。設置位置は図-4に示す通りで，加速度計(赤丸)は擁壁天端，擁壁底盤，背後地盤地表面および背後地盤土中内にそれぞれ設置した。加速度計の極性は，図-4左向きが正方向を示している。レーザー変位計は土槽壁面に固定した。したがって，レーザー変位計による測定記録は擁壁模型の振動台に対する相対変位である。レーザー変位計の極性は，擁壁模型が図-4の左側へ滑動する方向が正である。これら合計5個の計測器の出力は，サンプリング周波数100Hzでパソコンに収録した。

実験で使用した既存の振動台は，縦1.5m×横1.5mの水平一方向加振のもので，最大加振力は30kN，最大振幅は $\pm 100\text{mm}$ ，周波数範囲0.5~30Hzの駆動力は電気油圧サーボ式である。本研究では，入力波形としてサイン波を使用した。

3.2 実験条件

実験は，擁壁模型の最も高い位置に2個の錘を設置し，幅150mmの底盤を取り付けた状態で実施した。擁壁模型の振動特性は，予備実験の結果から，固有振動数 $f_0=11.0\text{Hz}$ ，減衰比 $h=0.10$ とした。予備実験の方法は，擁壁模型を振動台上に直接設置し，入力振動数を様々に変化させる方法とし，このとき模型天端の加速度が最も大きく応答した振動数を固有振動数とした。減衰比は，打撃による擁壁模型の自由振動を測定し，対数減衰率により算出した。図-5は予備実験の加速度応答のフーリエ・スペクトルを描いている。

振動台の入力加速度振幅は300Galとし，入力振動数は，1.0Hz刻みで6.0Hzから13.0Hzまで変化させて実施した。

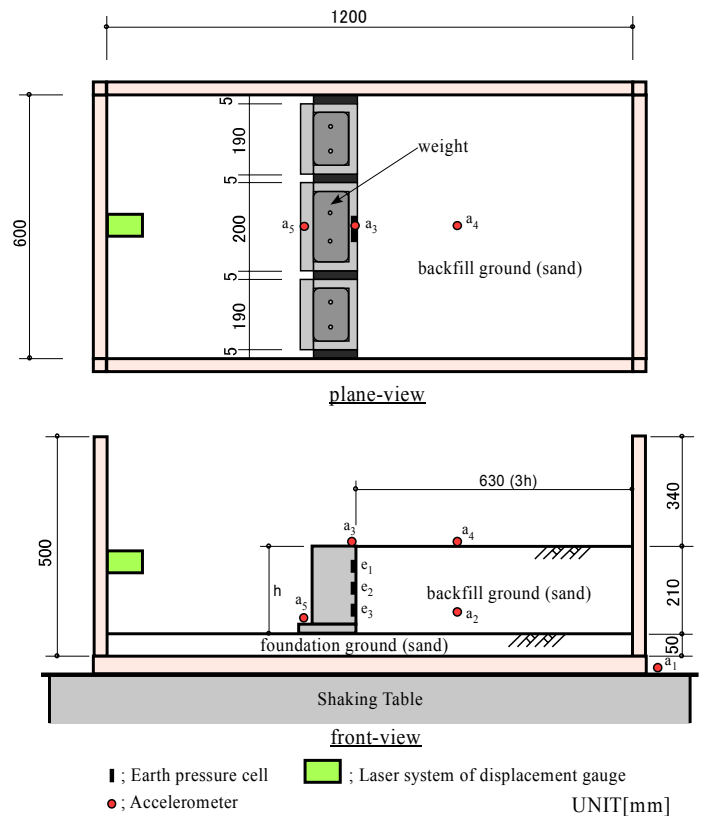


図-4 擁壁模型と計測機器の設置状況

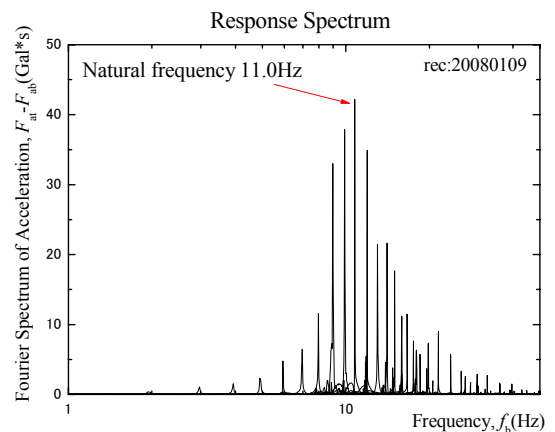


図-5 加速度フーリエ・スペクトル

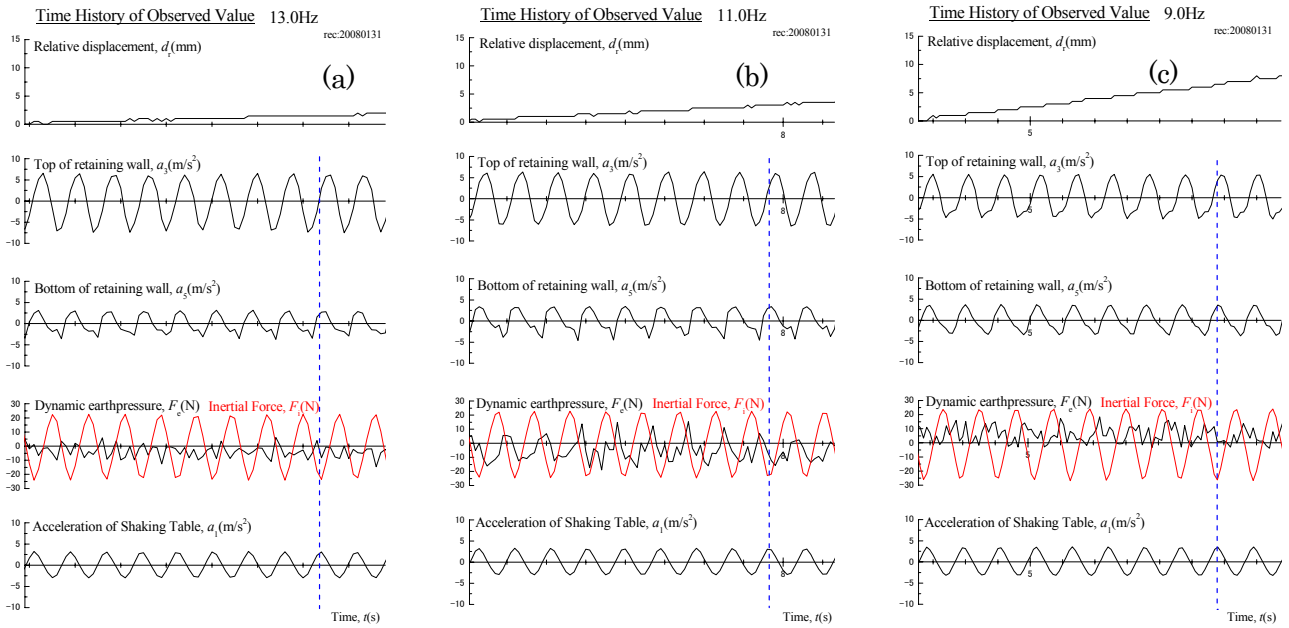


図 - 6 測定結果の時刻歴 : (a) $f_0/f_b=0.84$, (b) $f_0/f_b=1.00$, (c) $f_0/f_b=1.22$

4. 実験結果と計算結果の考察

4.1 実験結果

図 - 6 は典型的な時刻歴 (およそ 10 波分) を示している。図の(a)(b)(c)は、入力加速度振幅が 300Gal で等しいが、基盤からの入力振動数が異なっている。図 - 6 (a)は固有振動数 f_0 よりも振動台加速度振動数 f_b の方が大きい相対的に柔な構造物に、図 - 6 (b)は共振条件に、図 - 6 (c)は固有振動数 f_0 よりも振動台加速度振動数 f_b の方が小さい相対的に剛な構造物に対応している。図は上から、擁壁模型の相対滑動変位量、模型天端の加速度、底盤の加速度、動的な土圧と振動台の加速度を表わしている。動的な土圧には、模型に作用する慣性力を赤線で重ねて示している。

滑動量の蓄積挙動を見ると、相対的に剛な構造物となる場合に滑動量が大きく、相対的に柔な構造物となる図 - 6 (a)の滑動量と比べて 4 倍程度の違いが確認できる。このような傾向は、著者らのこれまでの振動—滑動数理モデルでの解析とその物理モデルによる実験でも同様な結果が確認されている⁵⁾。図には振動台加速度のピークに合わせた破線が描かれており、3 ケースでそれぞれ位相の違いが読み取れる。図 - 6 (a)では振動台と擁壁模型天端の加速度の間に 90° 程度の位相差が見られるが、図 - 6 (b)(c)では 45° 程度であり、このことが滑動量に影響を与えていると考えられる。

図 - 7 は実験結果の時刻歴加速度から計算した底面せん断力と慣性力を、図 - 6 と同様の形式で示したものである。慣性力は振動台による入力の加速度にモデルの質量を乗じて逆向きとした値である。ニュートンの第二法則に基づいて、底面せん断力はこの慣性力と、錘と台座の加速度、および測定された土圧から計算できる滑動力により計算した。図において底面せん断力および慣性力が正の値を示すとき、これらの力は擁壁模型を図 - 4 左側へ滑動させる方向に作用していることを示している。図 - 7 には、慣性力が正方向にピークを示すタイミングに合わせて、赤い点線が描かれている。図から明らかなように、滑動変位量が最も大きい、相対的に剛な構造物である図 - 7 (c)では、慣性力がピークを示すタイミングで、底面せん断力もピークを示しており、位相の一致が確認できる。図 - 7 (b)の共振条件では、慣性力のピークに対して、底面せん断力のピークは 45° 程度の位相の遅れが確認できる。図 - 7 (c)の相対的に柔な構造物の場合に至っては、慣性力と底面せん断力のピークは 180° 程度の位相差が確認できる。

このことに加えて、相対的に剛な構造物の場合では、底面せん断力が正のピークを一度示す間に、小さく 2

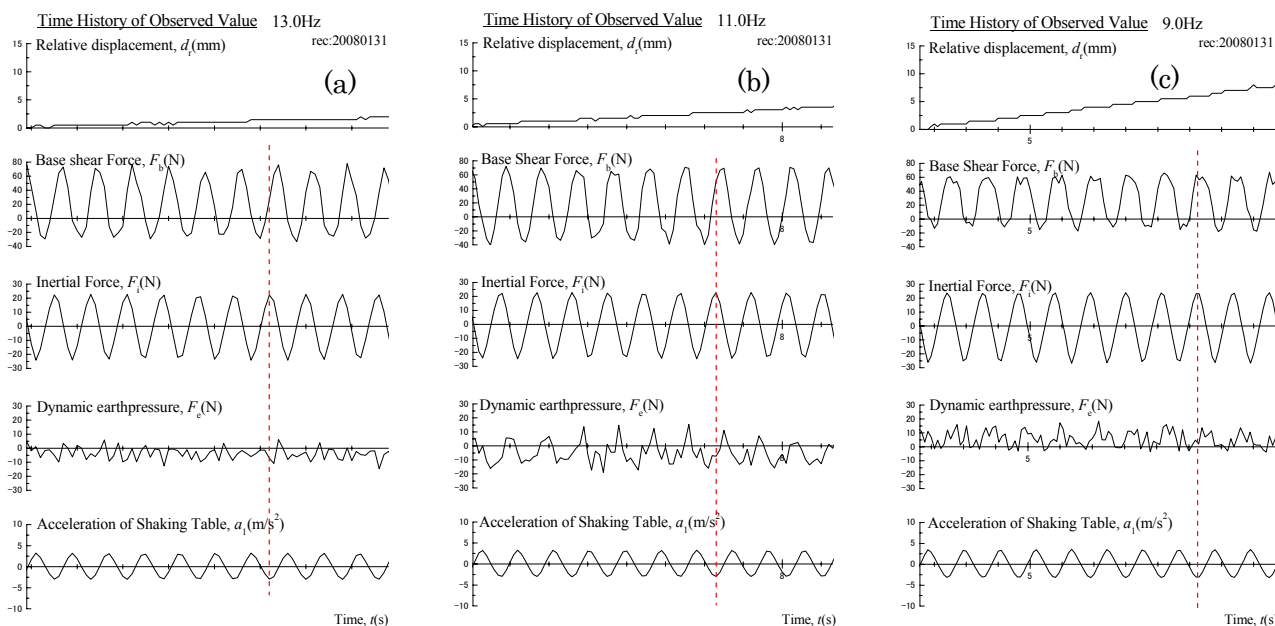


図 - 7 慣性力および底面せん断力の時刻歴 : (a) $f_0/f_b=0.84$, (b) $f_0/f_b=1.00$, (c) $f_0/f_b=1.22$

回ピークが現れているのがわかる。これは、1周期分の入力加速度振幅を受ける間に擁壁模型が2回大きく応答していることを示している。また、著者らがこれまでに行った、振動—滑動物理モデルによる実験結果にも現れた現象であり、慣性力のピークはいずれも手前側に現れる底面せん断力の小さなピークと位相は合致していた。⁵⁾

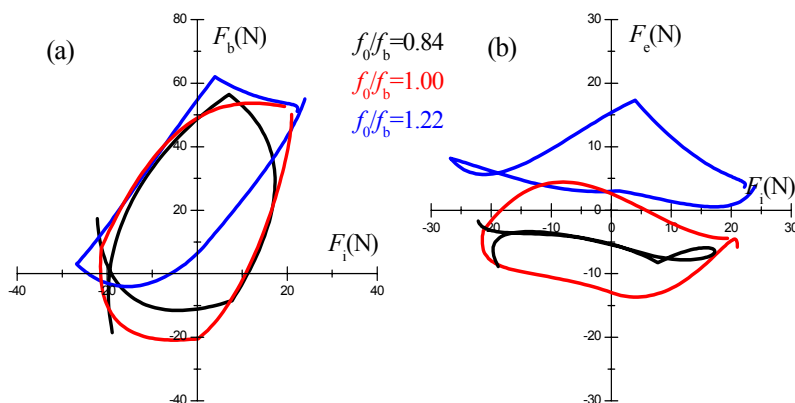


図 - 8 慣性力 F_i と底面せん断力 F_b ・土圧 F_e との関係
(a) F_b - F_i 関係, (b) F_e - F_i 関係

図 - 8 (a)は慣性力と底面せん断力を加速度の時刻歴から計算した両者の関係を、複数サイクルを周波数分析してノイズを除去して示している。この関係は模型の滑動によるエネルギー損失により反時計回りのループを描いて

傾きが異なっていることがわかる。最も滑動量の大きかった青線のループ、すなわち構造物が相対的に剛な場合のループで慣性力と底面せん断力がよく同調して、このことが大きな滑動量になって表れている。

図 - 8 (b)は慣性力と土圧の関係を示している。構造物が剛な場合と共振条件の場合で、ループが横長の楕円を描いていることから、慣性力と土圧の間には 90° 程度の位相差が確認でき、さらに、構造物が剛な場合においては、ループ自体が正の領域に位置している。ループは反時計回りであり、慣性力が正方向のピークへ向かう過程では、擁壁模型は背後地盤から離れる方向に力が作用することから、図 - 8 (b)でも確認できるように、土圧が減少していることがわかる。慣性力が負のピークへ向かう過程においては、模型には背後地盤に向かう方向へ力が作用することから土圧の増加が確認できる。

背後地盤を設置せずに、擁壁模型のみを設置した状態で加振を行うと、入力振動数によって多少異なるものの擁壁模型は、その天端を背後地盤側に傾けながら、背後地盤とは逆側に滑動量を蓄積し、その蓄積量は、背後地盤が存在する場合よりも少ないことが、予備実験により確認されている。図 - 8 (b)は擁壁模型が背後へ滑動しようとする力を、背後地盤が抑制すること、加えて、乾燥砂の背後地盤が擁壁の滑動に合わせ少しずつ

崩れながら前進することで、滑動する方向を決定していると考えられる。滑動量自体に関しては、擁壁模型に作用する慣性力および質点の推進力が支配的であり、この力は構造物の固有振動数と入力振動数の比により異なる。

4.2 実験結果と計算結果の比較

ここでは、擁壁模型による振動台実験の結果と、振動一滑動数理モデルによる計算結果の比較・検討を行う。振動一滑動数理モデルによる計算には、擁壁模型における実際のパラメータを使用した。また、計算に必要となる、モデルに作用する一定の水平力は、擁壁模型に作用する常時土圧を考え、主働状態を仮定して $P_a=21.609N(T=0.29mg)$ とした。

図 - 9 は代表的な実験結果と計算結果の時刻歴(10 波分)を重ねて示したものである。実験結果は、構造物が相対的に剛な場合となる、入力振動数 $f_b=9.0Hz$ のものを使用した。図は上から、相対滑動変位、底面せん断力、慣性力、動的な土圧、振動台加速度を表しており、黒線が実験結果を、赤線が計算結果をそれぞれ表している。図を見ると、滑動変位量は計算結果が若干大きいものの、実験結果と計算結果は良く対応していることがわかる。

実験結果では、土圧が慣性力に対して 90° 程度の位相を持ち周期的に擁壁背面に作用しているのに対して、計算結果では、常時主働土圧の値で一定として計算している。これらの土圧は底面せん断力の一部であるため、その影響の大きさが懸念されたが、このケースにおいて両者の間には大きな違いは確認されなかった。

図 - 10 は固有振動数 f_0 と振動台加速度振動数 f_b の大小関係が異なる 3 つの実験結果の底面せん断力と慣性力の関係を示したものである。振動数の関係によってモデルループの形状と大きさが変化しているが、実験結果と計算結果の間にはループの形状において比較的良い対応が認められた。特に、共振条件である $f_0/f_b=1.01$ と、模型が相対的に剛な構造物となる場合の $f_0/f_b=1.23$ でループ形状およびループ自体の傾きが良く対応していることがわかる。しかし、相対的に柔な構造物となる場合の $f_0/f_b=0.85$ では、実験結果のようなループ形状および傾きは見られなかった。これは、滑動変位量の違いによるものと考えられ、計算結果では生じなかった滑動変位が実験結果では生じていたことに関係して生じた現象であるといえる。両者のループを全体的に眺めると、計算結果よりも実験結果が若干上方向にシフトしており、その量は $f_0/f_b=1.23$ のループで顕著である。これは、このケースでの実験結果の土圧が中心軸よりもプラス側で変動を繰り返してい

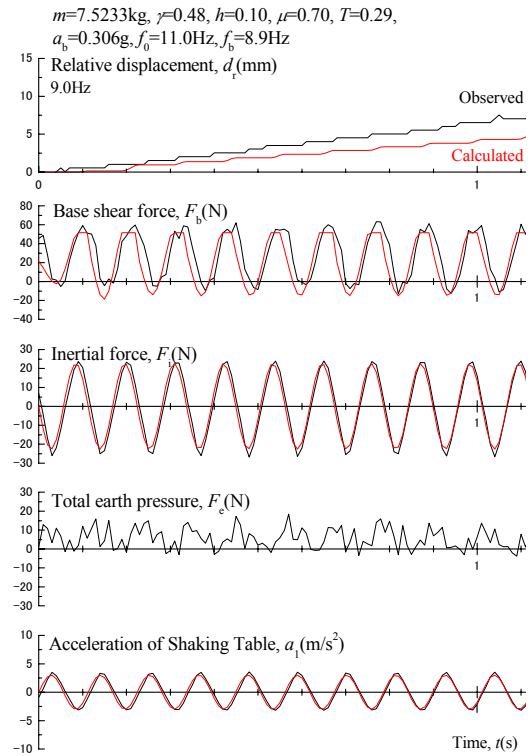


図 - 9 底面せん断力と慣性力の関係
(a) 実験結果, (b) 計算結果

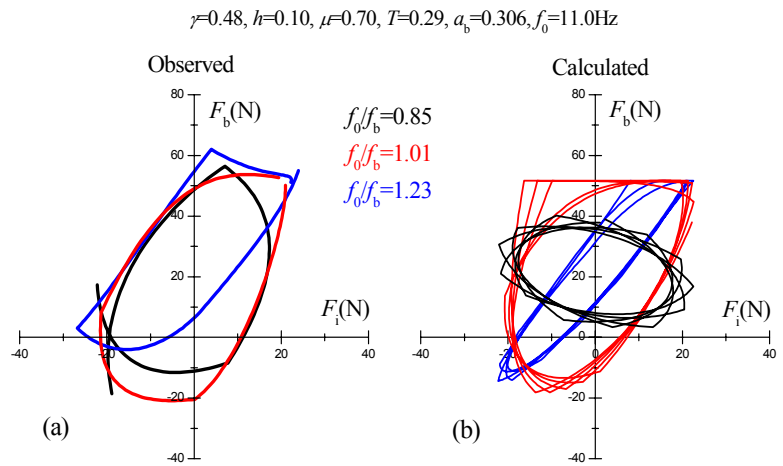


図 - 10 慣性力と底面せん断力の関係
(a) 実験結果, (b) 計算結果

たことが原因であると考えられる(図 - 8 (b))。

4.3 地震滑動応答スペクトルによる比較

図 - 11 は、擁壁模型の固有振動数および入力振動数の比 f_0/f_b を横軸とし、縦軸には実験結果における振動台加速度振幅 10 波分に相当する残留滑動量 d_s をプロットしたものである。本研究では、これを「地震滑動応答スペクトル」と呼ぶこととする。図中には振動—滑動数理モデルによる計算結果を実線で、実験結果を点でそれぞれ示している。計算には、実際の擁壁模型のパラメータを使用している。

実験結果の残留滑動量は、最大でも 7mm 程度と非常に小さい値であるにもかかわらず、計算結果は実験結果のスペクトル形状とよく対応しているといえる。著者らのこれまでの研究結果でも、振動—滑動数理モデルおよびその物理モデルにおける、地震滑動応答スペクトルの対応は非常に良好であった⁵⁾。今回の実験結果においては、構造物が相対的に柔くなる $f_0/f_b=1.00$ よりも左側で、滑動量に若干の違いが生じたが、構造物が相対的に剛となる $f_0/f_b=1.00$ よりも右側では特に一致が認められた。

Sliding Respose Spectrum for Retaining Wall Model

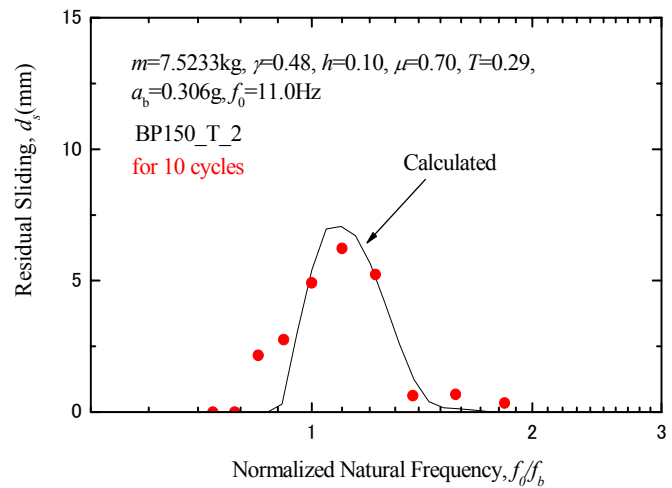


図 - 11 地震滑動応答スペクトル

5. まとめ

実施した一連の振動台実験により、実際に土圧が作用する擁壁模型においても、振動特性の違いが構造物の滑動特性に大きく影響することが確認された。著者らのこれまでの研究結果と同様に、対象とする構造物が相対的に剛なとき、すなわち構造物の固有振動数が基盤の入力振動数より高いとき、慣性力と底面せん断力の位相が合致し、地震時における構造物の滑動量に大きく反映されることが確認できた。また、今回の実験による土圧の測定記録においては、模型が背後へ下がろうとする動きを背後地盤が抑制することにより、滑動する方向を決定していると考えられる。滑動量自体には、模型に作用する慣性力が支配的であり、土圧は滑動量に対してはあまり寄与していないといえる。

【参考文献】

- 1) Newmark, N. M. (1965): 'The 5th Rankine Lecture: Effects of Earthquakes on Dams and Embankments,' Geotechnique, Vol.5, No.2, pp.139-160.
- 2) Newmark, N. M. and Hall, W. J. (1974): 'A rational Approach to seismic design standards for structures,' Proc. of 5th EWCEE, Vol.2, pp.2266-2277.
- 3) 三浦均也, 小濱英司, 吉田望, 渡邊潤平: 'すべり土塊および抗土圧構造物の固有振動数を考慮した地震時滑動量の推定法,' 土木学会地震工学論文集, Vol.28, 201, 2005.
- 4) 澤田純男, 土岐憲三, 村川史朗 (1998): '片側必要強度スペクトルによる盛土構造物の耐震設計法,' 日本地震工学シンポジウム論文集, Vol.10, pp.3033-3038.
- 5) 渡邊潤平, 三浦均也, 吉田望, 小濱英司, 西川洋人: '固有振動数の異なる構造物の振動—滑動挙動の振動台実験による観察,' 第 19 回中部地盤工学シンポジウム論文集, pp.97-106,2007