

補強土壁盛土の固有振動特性を考慮した振動時滑動量の計算方法

豊橋技術科学大学・工学部・建築・都市システム学系 正会員 三浦均也

豊橋技術科学大学・大学院工学研究科・建築・都市システム学専攻 学生会員 チャン・アン・クワン, 齋藤裕也

豊田工業高等専門学校・環境都市工学科 正会員 小林睦

岡三リビック株式会社・ジオテクノ本部技術部 正会員 小浪岳治, 林豪人

1. はじめに

一般に構造物はそれぞれに固有の振動特性を有しており、地震動に対する余裕度が同位程度の構造物でも、地震時における地盤振動（卓越周期）との相対関係により地震時における振動応答や被災の程度は異なったものとなるはずである。地震時における構造物の振動応答のみならず滑動応答も同様に構造物の振動特性と地盤振動の相対関係に強く依存すると考えられる。これまで、盛土などの土構造物の地震時滑動量を推定するためには剛体—滑動モデル（Newmark 法）^{1,2)} が滑動量の計算に用いられてきたが、構造物の振動特性を無視して構造物を剛体と仮定するこのモデルでは構造物の振動特性を適切に考慮して滑動応答を精度よく計算することは限界がある³⁾。著者ら、質点とバネ、ダッシュポットが構成する倒立振り子に、スライダを付加した振動—滑動モデルを提案し、その有用性を示すとともに⁴⁾、製作した物理モデルの振動台上における挙動を観察し、基本的な特性を明らかにするとともに、数理モデルの妥当性を検証した⁴⁾。

本研究では、直壁を有する補強土壁であるアンカー式補強土擁壁⁶⁾の地震時挙動とその耐震性を評価するためにその振動特性（固有振動数や減衰）を考慮してか滑動量を計算する方法を検討した。まず、有限要素法を用いることによって、補強土擁壁を多自由度振動系としてモデル化し、その振動挙動とその際に生じる塑性せん断変形を直接積分法により解析・検討した。さらに、補強土擁壁を振動—滑動モデルによって1自由度振動系でモデル化した。これにより算定できる地震時滑動量と有限要素法による

塑性せん断変形を比較・検討することにより、計算手法の妥当性を検討した。

2. 補強土擁壁の有限要素法によるモデル化

多数アンカー式補強土壁工法は直壁を有する盛土を構築するための補強土工法の一つである。図-1のように複数のアンカーを補強材として用い、鉄筋コンクリート製の壁面パネルとアンカープレートに挟まれた土塊をアンカーの引抜き抵抗により拘束補強している。同時に、壁面パネルで構成する直壁に作用する土圧は複数のアンカー群の発揮する引抜き抵抗により支持している。この場合、引き抜き抵抗は土と補強材の摩擦力ではなく、むしろ土の受働土圧のメカニズムによって発揮されるので、盛土材料の剛性や強度が低い液性限界の低い粘性土のような場合でも直壁を支持するのに十分な引抜き抵抗と補強土体の安定性が得られる特徴を有している。

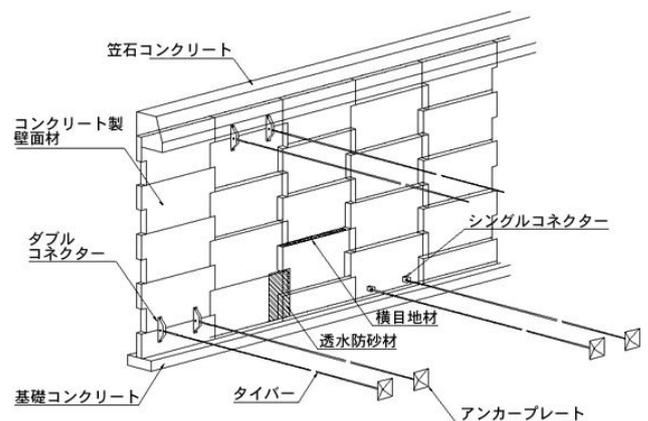


図-1 多数アンカー式補強土壁の構成

2.1 有限要素法解析モデル

補強土擁壁の断面図を図 2 (左) に示している。補強領域の寸法は、高さ H 、幅 B とし、豪雨などにより背後から地下水が浸入している場合に対応するその水位 H_w とした。補強土領域の背面には有効土圧と間隙水圧からなる土圧分布を考慮している。

これまで、著者らは地震後の補強土擁壁の調査や、大型振動台模型実験を実施してきた^{7,8,9)}。図 3 は実験後に観察した補強土擁壁の変状の詳細を示している。地震時において、多数アンカーの引き抜き抵抗が低下して内部安定が損なわれることはほとんどの

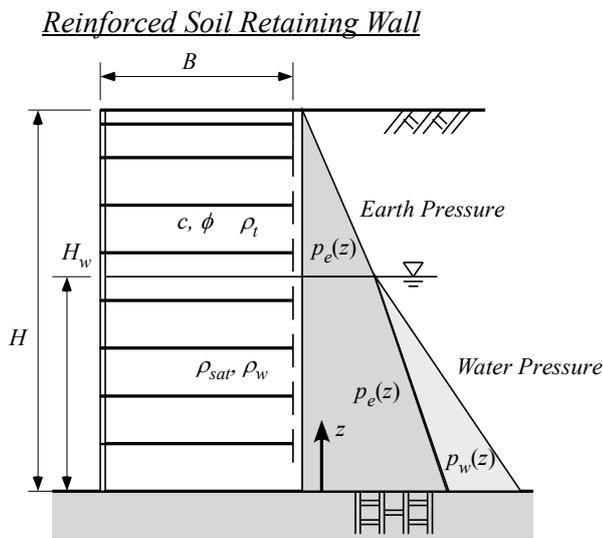
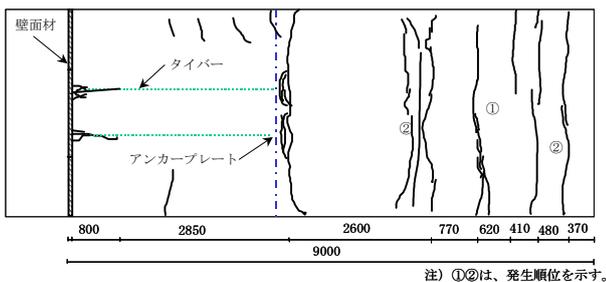


図 2 補強土擁壁 (断面と作用外力)



注) ①②は、発生順位を示す。

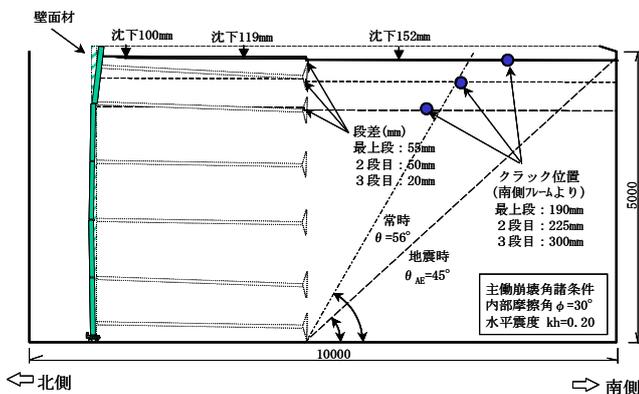


図 3 大型振動台実験による補強土擁壁の変状 (上段、天端平面図：下段、鉛直断面図)

く、補強領域がせん断変形を起こすことによる変状が地震後の被災調査でも明らかであるので、本研究では矩形と見なした補強領域を 2 次元において水平方向に N 分割したスライス有限要素とし、要素の鉛直方向とせん断方向における圧縮・伸張変形は小さいとして無視し、せん断変形のみを考慮した、せん断層をモデルとした。よって、水平変位、水平振動、せん断変形のみを対象として解析する⁴⁾ (図 4)。

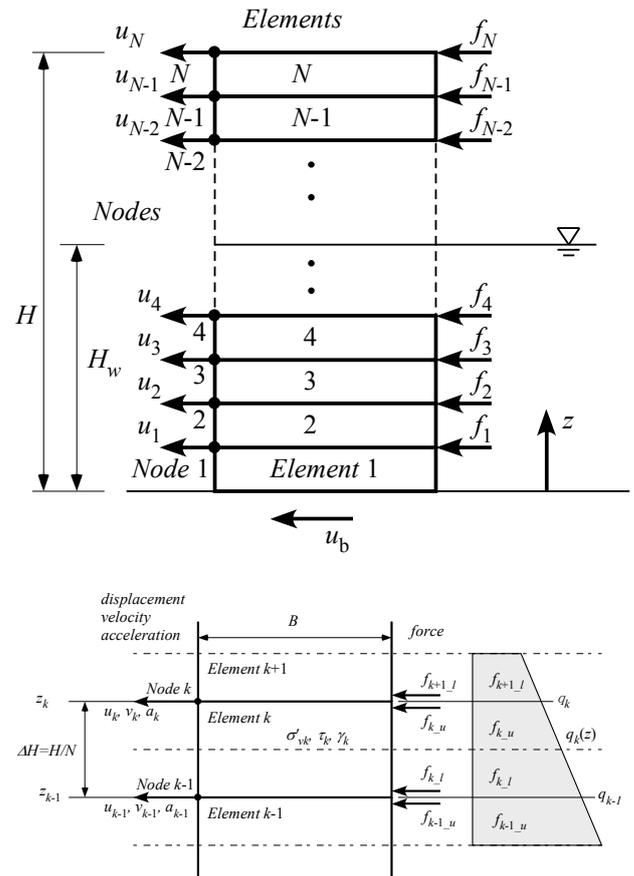


図 4 補強土擁壁の有限要素モデル

2.2 解析手法

多自由度振動系におけるマトリクス方程式は、

$$[M](a) + [C](v) + [K](u) = -[M](ab) + (f)$$

であり、 $[M]$ は質量マトリクス、 $[C]$ は減衰マトリクス、 $[K]$ は剛性マトリクスである。減衰マトリクス $[C]$ はレーリー減衰とし、臨界減衰比 h と角振動数 ω_0 により算定した。

このマトリクス方程式は直接積分法で解析して、振動の時刻暦を計算した。個々の有限要素のせん断変形は、弾完全塑性モデルで定式化し、直接積分法の計算ステップにおいて、塑性せん断変形を繰返し計算によって求めた (図 5)。

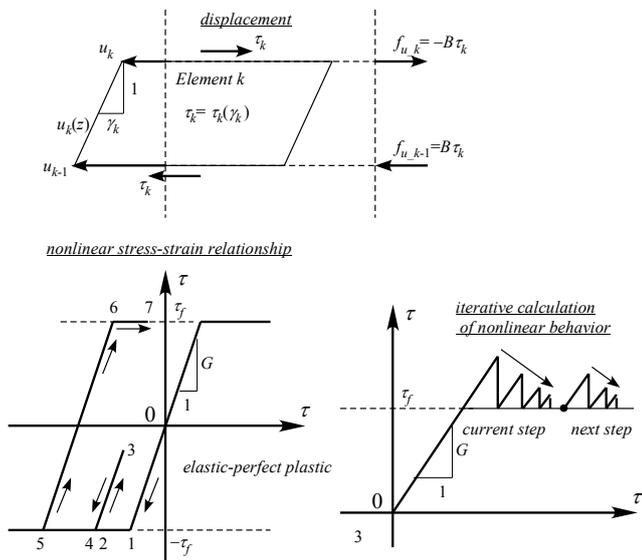


図5 有限要素の弾完全塑性せん断変形モデル

表1 基本的な解析条件

項目	条件
補強土壁	$H=10\text{m}$, $K_{sm}=0.2$, $B=5.55\text{m}$, $F_s=1.667$, $G_0=10240\text{kN/m}^2$
土質	$\rho_{wet}=1.6\text{g/cm}^3$, $\rho_{sut}=1.9\text{g/cm}^3$, $c=0\text{kN/m}^2$, $\phi=26.57^\circ$, $K_a=0.333$
計算条件	$N=20$, $dt=0.001\text{sec}$, $h=0.02$
基盤振動	$A_b=0.15\text{g}, 0.2\text{g}, 0.25\text{g}, 0.3\text{g}$, $g=9.80665\text{m/sec}^2$ $f_b=2.0\text{Hz}$

$$K_{sm}=(R_r T)/mg, R_r=(c+\sigma'_v \tan\phi)B, T=P_a (P_a:\text{Earth Pressure})$$

2.3 解析条件

補強土壁の高さ H 、安全率 F_s 、滑動余裕度 K_{sm} 、固有振動数 f_0 と土質条件の湿潤密度 ρ_{wet} 、飽和密度 ρ_{sut} 、強度定数 (c, ϕ) 、土圧係数 K_a を任意の入力値とし、これらの条件を満たすように、補強土壁の幅 B 、初期せん断剛性率 G_0 を算出した。またモデルの計算条件として、要素数 N 、直接積分法の時間増分 dt 、減衰比 h を定め、基盤振動はサイン波 $(a_b=A_b \sin\omega_b t)$ とし、5秒間(2Hz, 10サイクル)振動させた。表1に基本的な解析条件の値を示す。ここで滑動余裕度 K_{sm} とは、せん断抵抗力 R_r と水平力 T の差を補強土壁の自重で無次元化したものである。

3. 補有限要素法による解析結果

3.1. 補強土擁壁の固有振動数の影響

図6は基本条件において解析した補強土壁の振動挙動を示している。天端($z=10\text{m}$)における節点の振動

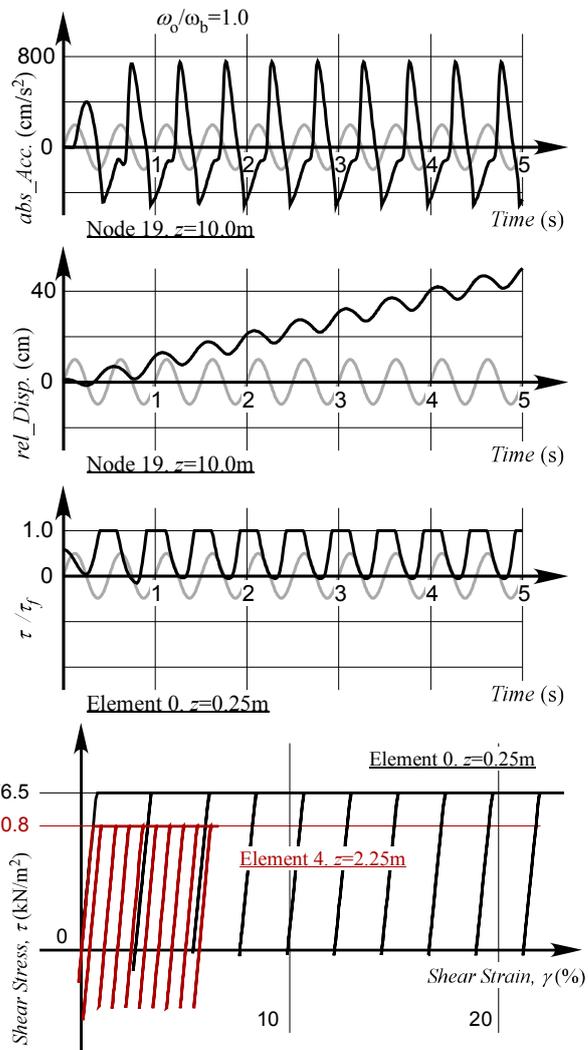


図6 基本条件における補強土擁壁の振動挙動

挙動(加速度と変位)と、高さ $z=0.25$ におけるせん断応力時刻歴と応力-ひずみ関係を示している。この条件振動条件では、剛体モデルでは塑性変形が生じない。しかし、固有振動数と地盤の振動数が等しい共振条件に対応しているため、振動が増幅されることにより、断続的に塑性せん断変形が発生して蓄積され、天端のせん断変形も補強土擁壁の全面側へ伸びていることが分かる。

図7は基盤加速度の振幅 A_b をパラメトリックに変化させた場合の補強土壁天端における水平変位の時刻歴である。 A_b が大きいほど塑性せん断変形が蓄積しやすく、残留変位量は大きくなっている。

図8は、補強土壁の振動数 f_0 と入力波の振動数 f_b の比の変化に対しての残留変位をスペクトル化して示している。振動数の比 f_0/f_b が $0.8 \sim 2.0$ の範囲で残留変位が最大となっている。このように、残留変位は固有振動数に強く依存している。

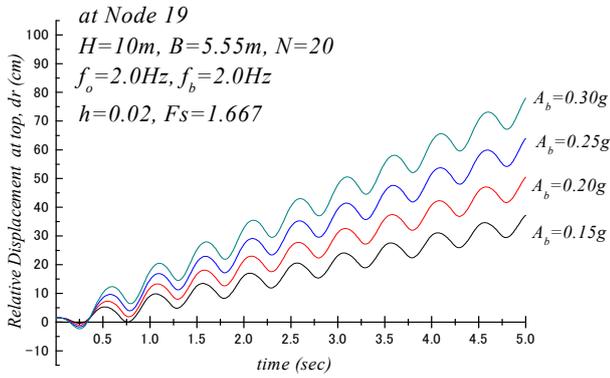


図7 天端水平変位の加速度振幅依存性

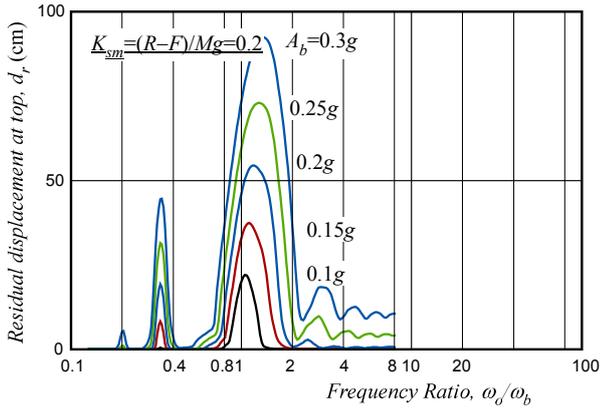


図8 基盤加速度振幅への応答残留変位スペクトル

3.1. 補強土擁壁の固有振動数の影響

図9は地下水の侵入によって生じる応力やせん断強度パラメータの分布を示している。地下水位以下で水圧が作用することで有効応力が減少するので、せん断強度が減少する。一方、地下水位の上昇は補強土領域の背後に作用する全土圧（有効応力と間隙水圧の和）を増大させるので、補強土領域内に動員されるがせん断力は増大する。このように、せん断強度とせん断力の比で表される安全率 F_s は、地下水位の上昇に伴い減少するので、同時に滑動余裕度 K_{sm} も低下する。基本条件の安全率 1.667 では、地下水位が 6 以上になると安全率は 1 以下となり、静的な状態で不安定となる。

図10は地下水がある場合における振動後の壁面残留変位を示している。補強土壁天端における変形量にむしろ大きな差は見られないが、地下水がない場合天端までの高さにわたって全体的に変形するのに対し、地下水がある場合には変形が補強土壁下部に集中する。これは補強土壁下部では滑動余裕度が局所的に低下したためと考えられる。

図11は地下水を考慮した場合の補強土壁天端に

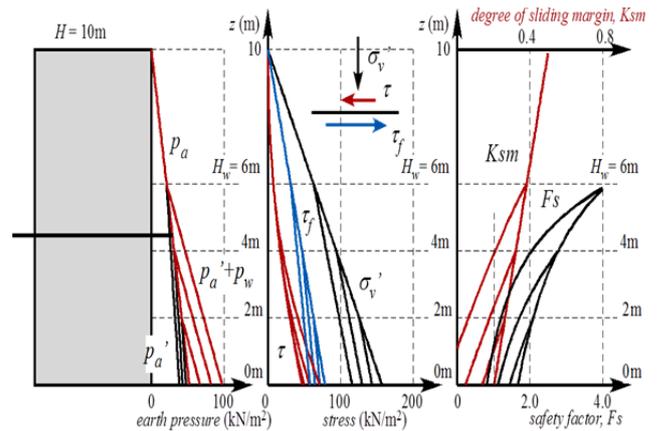


図9 地下水による各パラメータ分布の変化

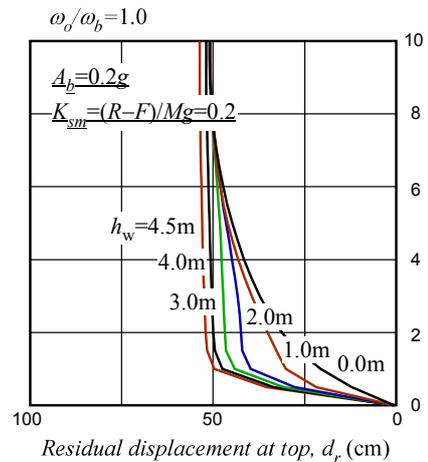


図10 壁面残留変位に及ぼす地下水浸入の影響

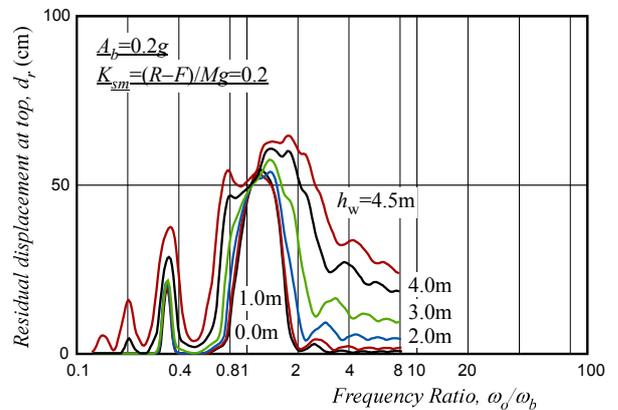


図11 応答残留変位に及ぼす地下水位の影響

における応答残留変位スペクトルである。地下水がない場合は振動数比が 0.8~2.0 で増幅が顕著になるが、地下水がある場合、地下水位の上昇に伴い固有振動数 f_0 が減少することで増幅域が拡大していく。振動数比が 2.0 において、地下水がないと残留変位はほぼ生じないが、地下水があると残留変位が生じることがわかる。

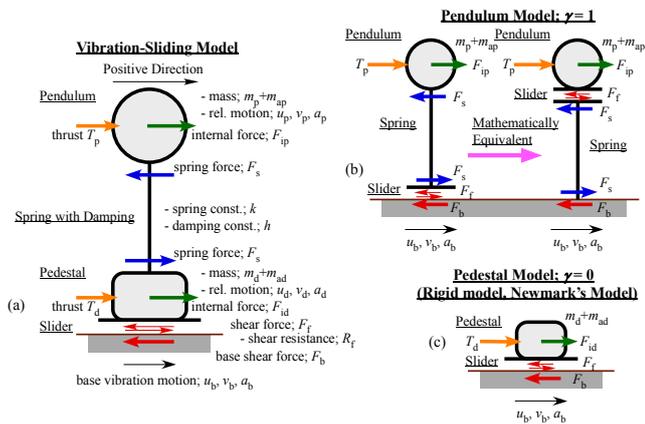


図 1.2 振動-滑動モデル

4. 補強土擁壁の振動-滑動モデル

図 1.2 に示す振動-滑動数理モデルは倒立振り子と台座、およびスライダで構成されている。振り子 (Pendulum) と台座 (Pedestal) の部分にそれぞれ質点 m_p と m_d を配している。この 2 つの質点のバランスは、解析対象とする構造物に合わせて質点パラメータ γ ($0 \leq \gamma \leq 1$) を導入することによって調整できる。 $\gamma=1$ では倒立振り子型に、 $\gamma=0$ では剛体-滑動モデルになる^{1,2)}。モデルには抗土圧構造物が背後から受ける土圧に相当する水平力 T が作用している。この状態で基礎盤の振動 (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 の作用方向にすべり量が蓄積されることになる。

以下に、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運動方程式を示す。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、直接積分法によってモデルの振動-滑動挙動を計算した。

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

非滑動時 [$v_d = 0$, and $F_f \leq R_f$]

$$v_d = 0$$

滑動時 [$v_d > 0$, or $F_f = R_f$]

$$F_f = R_f$$

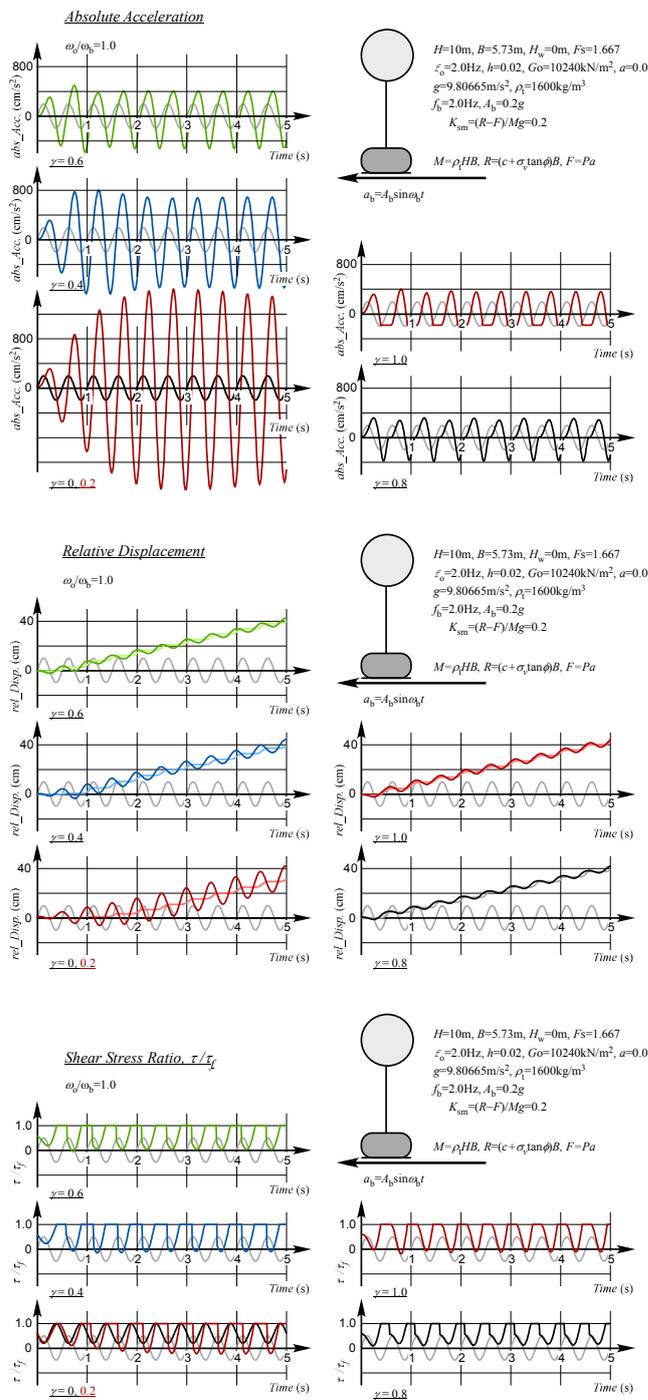


図 1.3 調和振動に対する振動-滑動応答特性 (上段から、加速度、変位、底面せん断力)

5. 調和振動時における振動-滑動モデルによる解析

図 1.3 は基本条件によって調和振動する場合の振動-滑動モデルの応答の時刻歴を示している。ここではモデルの固有周期を 2Hz とし、共振条件を満たす条件で計算した。各図は質量パラメータ γ が異なる場合の挙動を示している。剛体モデル ($\gamma=0$)

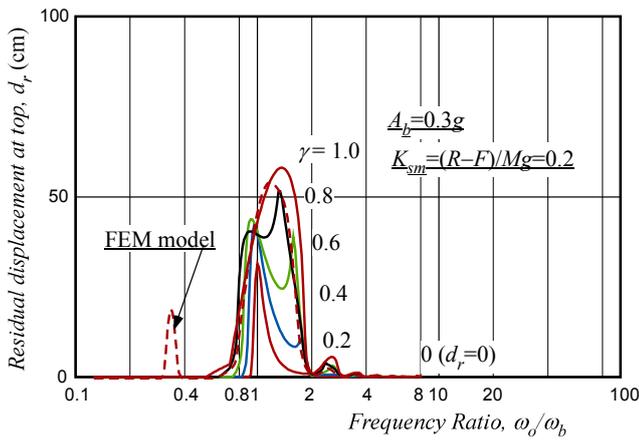


図 1 4 調和振動に対する応答残留変位スペクトル

とによって底面せん断力が増大する結果となっている。よって、底面における滑動が断続的に発生し、変位が蓄積している様子が図に現れている。

これらのモデル条件において、基盤の振動数を連続的に変化させた計算を繰り返して求めた滑動一応答スペクトルを図 1 4 に示している。図には、対応する有限要素法 (FEM) による解析結果を破線で示している。質量パラメータが $0 < \gamma < 1$ の範囲の値をとる場合には、質点の数に対応した 2 つの固有値で振動の増幅と滑動量の増大が生じていることがわかる。また、倒立振り子型 ($\gamma=1$) では 1 か所で滑動の増大がみられている。全体的には、共振条件を含むの範囲で滑動量が集中的に増大していることが明らかである。滑動量の大きさも含めて、FEM モデルの滑動一応答と最も対応が良いのは倒立振り子 ($\gamma=1$) のケースであるようであるが、FEM モデルの方がピーク時の滑動量を大きめに計算されることも分かる。

図 1 5 には調和振動時における補強土擁壁の振動挙動を滑動一振動モデルと有限要素法を用いて、共振条件の下で解析した結果を示している。1 2 の位相における加速度や相対変位、底面せん断力をイラストで示しているが、比較からわかるように、両者では、各位相における挙動が良く対応しており、また、底面せん断力が赤で示される滑動状態と位相の関係もよく合っている。

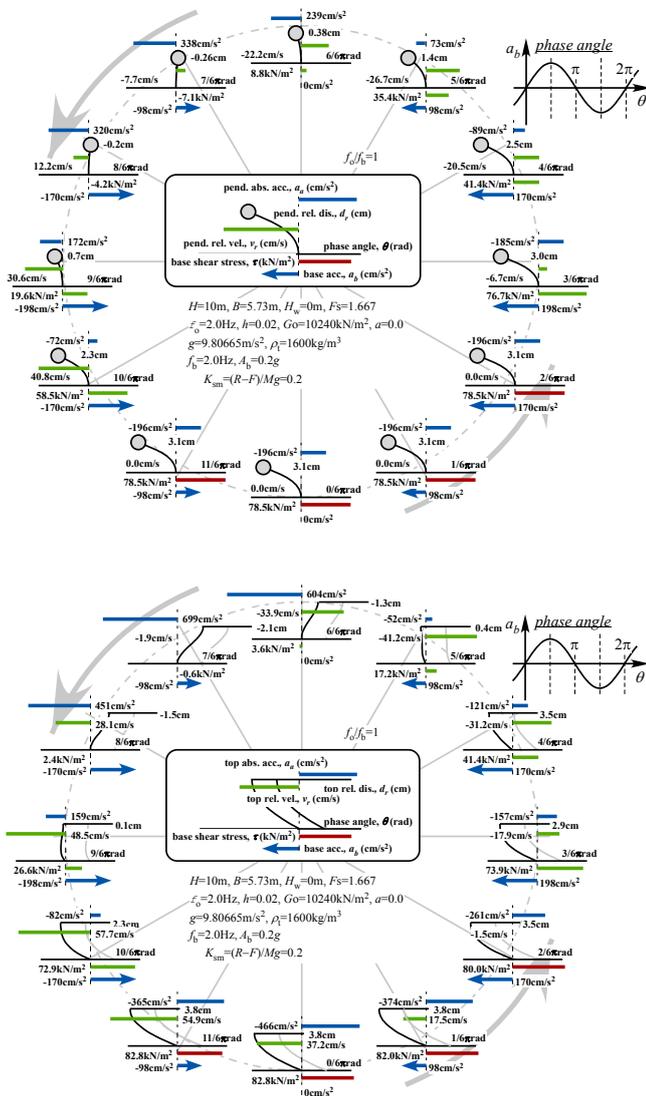


図 1 5 調和振動時における振動一滑動モデル (上) と有限要素法 (下) による解析結果の比較

ではモデルの振動が全く増幅しないために、底面せん断力が増加せず滑動しない結果となった。それ以外のモデルの条件では、加速度振動が増幅するこ

6. 地震時における振動一滑動モデルによる解析

図 1 6 では、基盤がインペリアル地震波および十勝沖地震波によって基盤が振動する時の振動一滑動モデルと FEM モデルによる振動一滑動挙動の計算結果を比較して示している (図示しているのは振動と滑動による天端変位の時刻歴)。

また、図 1 7 には補強土壁の固有振動数を連続的に変化させた場合に繰り返し計算によって得られる振動一滑動一応答スペクトルの時刻歴を示している。図では、地震波のスケールを変えて計算した数種類の滑動一応答スペクトルを示している。

両モデルの間では振動一滑動挙動には概ね良い対応がみられるが、滑動量の大きさは、サイン波のケースとは逆に振動一滑動モデルの方が FEM モデルよりも滑動量が大きく計算されるようである。図 1

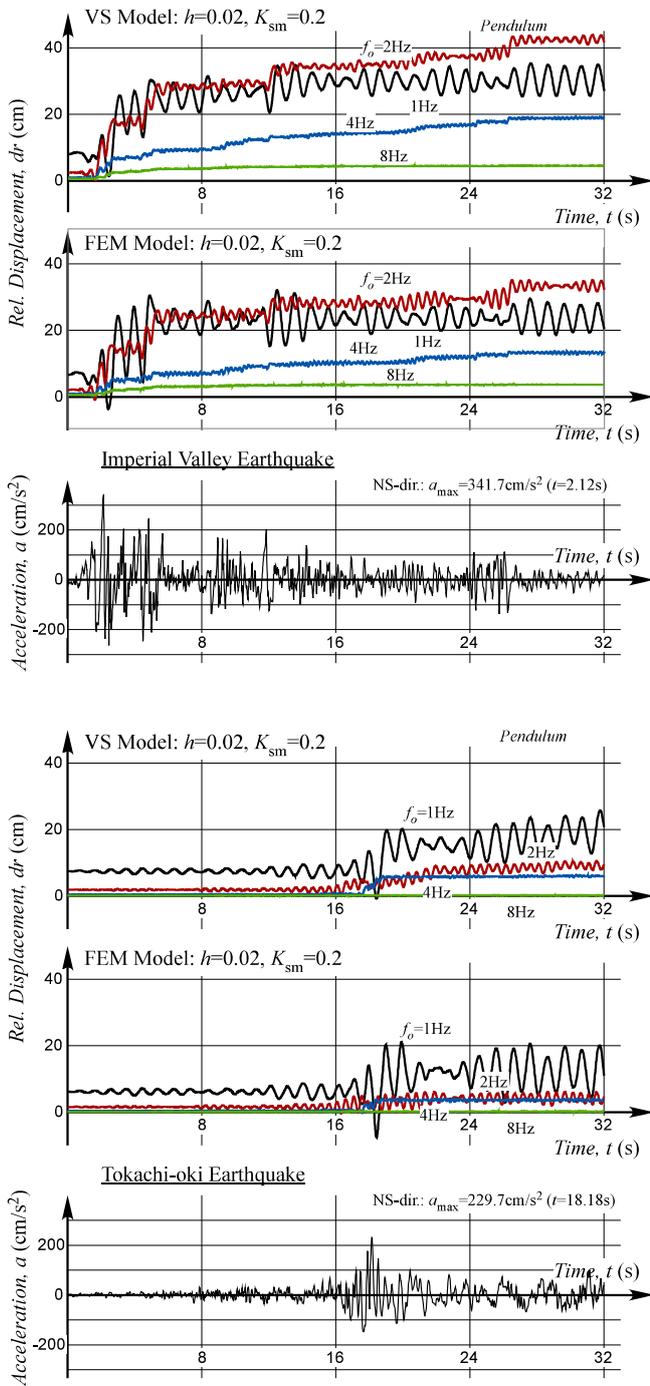


図 16 地震時における補強土擁壁の天端変位の時刻歴；上段，インペリアル地震：下段，十勝沖地震

7, 18に示す滑動応答スペクトルの比較でも，同様な傾向がみられる。このことは，対象とする構造物に応じて質点パラメータの γ の値を適切に選択することによってより妥当な滑動量の計算が可能になることを示唆している。現時点では， γ の値を0.9とすると対応が良いことが分かっているが，さらに検討が必要である。

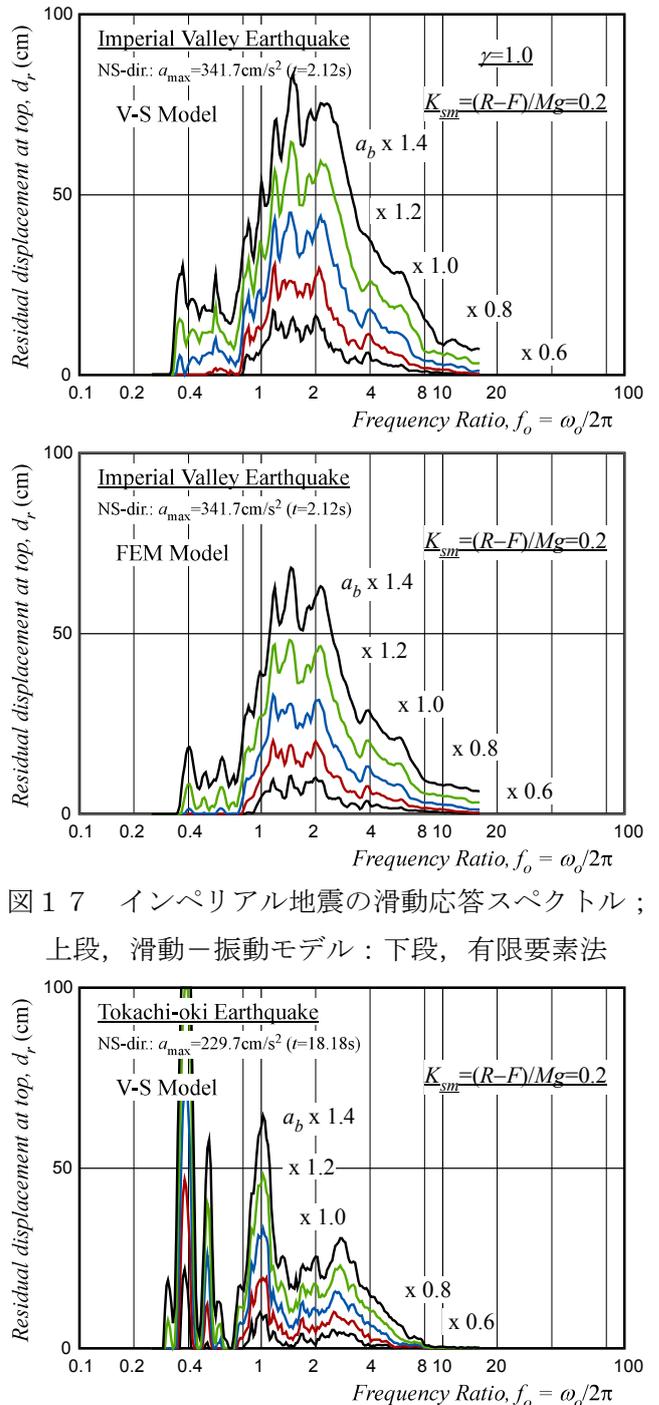


図 17 インペリアル地震の滑動応答スペクトル；上段，滑動-振動モデル；下段，有限要素法

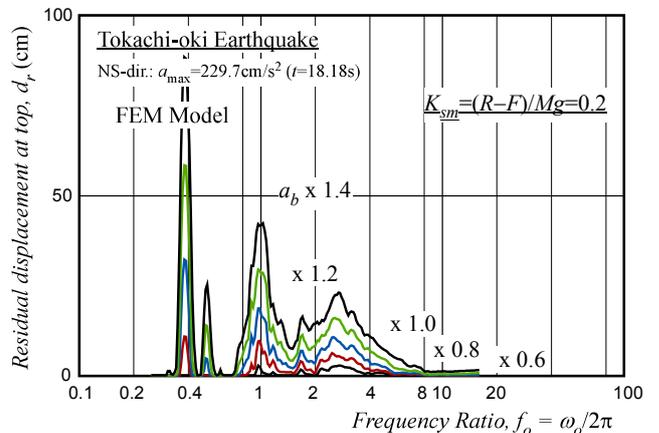


図 18 十勝沖地震の滑動応答スペクトル；上段，滑動-振動モデル；下段，有限要素法

7. まとめ

本研究では解析手法を紹介し、その妥当性を検討したが、得られた結論は以下のようである。

- ・ 補強土擁壁を弾完全塑性 FEM でモデル化し、「滑動余裕度（安全率）」、「固有振動数」をパラメータとすることで、モデルを設定する方法を提案した
- ・ 補強土擁壁のような比較的たわみ性のある土構造物における滑動量は、「固有振動数」と「基盤振動振幅」への強い依存性を示すが、応答滑動スペクトルにより明瞭に示すことができる
- ・ 調和振動と地震動ともに、FEM モデルと振動一滑動モデル (V-S モデル) ではよい対応を示した。地震時には V-S モデルにおける質点パラメータを 0.9 とすると対応が良いことが分かった
- ・ 地下水の浸入により、補強土擁壁は滑動に対する余裕度（安全率）が減少すると同時に、固有振動数が減少することが分かった
- ・ FEM モデルにより、被災事例でみられる「変形が地下水位以下に集中する」傾向が得られることが分かった
- ・ 共振条件より固有振動数が大きな盛土で地下水位の影響が大きく、変形は顕著に増大することが分かった

今後の展望としては、

- ・ 常時微動観測を用いるなど、滑動一振動モデルに適したパラメータの決定法を検討する必要がある。
- ・ 本研究では、解析手法についてまとめたが、模型実験や被災事例との調査・比較を通して、解析手法の適用性とその限界について検討する必要がある。
- ・ 道路盛土など、他の土構造物への適用についても検討する必要がある。

【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) 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.
- 4) 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.
- 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一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
- 6) 土木研究センター:多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル, 2002.
- 7) 二木・三澤・辰井:大型せん断土槽を用いた多数アンカー式補強土擁壁の実大振動台実験(その 1), 第 35 回地盤工学研究発表会 (2000)
- 8) 二木・三澤・辰井:大型せん断土槽を用いた多数アンカー式補強土擁壁の実大振動台実験(その 2), 第 35 回地盤工学研究発表会 (2000)
- 9) 二木・青山・小浪・佐藤・辰井:多数アンカー式補強土擁壁の地震時挙動に関する解析的検討, 第 36 回地盤工学研究発表会 (2001)