

累積損傷度理論による盛土の揺すり込み沈下量の 評価手法について

土井 達也¹・鈴木 聡²・井澤 淳³・小島 謙一⁴

¹正会員 修士（工学） 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震動力学研究室
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

²正会員 複合技術研究所 解析技術部（〒160-0004 東京都新宿区四谷1-23-6）

³正会員 博士（工学） 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震動力学研究室
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

⁴正会員 博士（工学） 鉄道総合技術研究所 総務部
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

1. はじめに

鉄道盛土のL2地震時の耐震設計では、円弧滑り破壊を前提としたニューマーク法により算出する滑動変位量を、復旧性の限界値以内に収めるように性能照査を行っている^{1), 2)}。しかし、この手法では実際の盛土の損傷形態を必ずしも正確に再現できておらず、適切な耐震性能評価を実施することが困難な場合がある^{例えば3)}。また、盛土全体系の破壊に対する制限値の規定が困難なこと、破壊に至るまでの大変形領域の応答値を精緻に算定する手法が確立されていないこと、安全性の限界値に比べて復旧性の限界値ははるかに厳しいこと等を勘案し、安全性の照査を省略可能としている^{1), 2)}。一方、著者らは遠心振動台実験により、良質な地盤に支持された標準的な形状の盛土では、滑り破壊の前に揺すり込み沈下が卓越し、徐々に硬化する（以下、このような破壊形態を揺すり込み沈下型と呼ぶ）こと、滑り破壊に至るまでに過大な地震力が必要になる⁴⁾ことを確認した。また、急勾配盛土の場合は滑り破壊に至る（以下、このような破壊形態を滑り破壊型と呼ぶ）可能性があること、滑り破壊の発生を法尻せん断ひずみと盛土材の応力ひずみ関係から規定できる可能性があることも確認した⁵⁾。さらに、近年の数値解析技術の発展により、大変形領域の応答値の算定手法も確立されてきている。これらを勘案し、著者らは図-1に示すような、破壊に至るまでの盛土の損傷過程を評価可能な性能照査手法を提案している⁶⁾。詳細

は文献6)に示すが、概略の手順を以下に示す。

- ① 要求性能を設定する。
- ② 応答値算定法を選定する。
- ③ 盛土の破壊形態（揺すり込み沈下型、滑り破壊型）を判定する。例えば、設計地震動を複数回入力し、変位が急増するか否かで判定する。
- ④ 滑り破壊型の場合、安全性と復旧性の照査を行う。安全性の照査では、盛土が滑り破壊を生じないことを照査する。具体的には法尻のせん断ひずみの応答値が盛土材の変形特性から定まる損傷レベルの限界値を超えないことを照査する。復旧性の照査では、天端の沈下量が限界値を超えないことを照査する。なお、揺すり込み沈下型の盛土では、復旧性の照査のみ行えばよい。

ここで、提案する性能照査法で用いる応答値算定手法は、盛土の損傷過程（揺すり込み沈下、側方へ

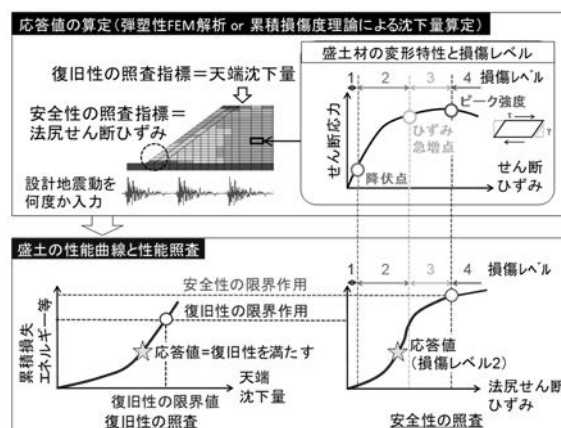


図-1 提案する盛土の地震時性能照査手法⁶⁾

のはらみ出し、初期応力状態に依存した潜在的滑り線に沿ったひずみの集中)を精緻に表現できる手法が推奨法として挙げられる。これまで、伊吹ら⁷⁾はSPH法により、山本ら⁸⁾は弾塑性モデルを用いた動的FEM解析により遠心振動台実験の再現解析を行い、それぞれ提案する性能照査法の応答値算定手法として適用できる可能性を示した。一方、このような推奨法を多数の盛土断面に対して適用するのは現実的ではなく、推奨法の高精度化とあわせて、簡易な応答値算定法の構築が求められる。ここで、健全な支持地盤上の標準形状の盛土では、破壊形態が揺すり込み沈下型となり、揺すり込み沈下量が復旧性から定まる限界値を超えないことを照査すれば十分な場合が多いと考えられる。この揺すり込み沈下量を評価する簡易法としては、例えば堀井ら⁹⁾の累積損傷度理論¹⁰⁾による手法が知られている。しかしながら、実盛土の沈下量との比較を行った事例は少ない。

そこで本検討では、文献4)の標準勾配の遠心振動台実験で使用した盛土材を、遠心振動台実験と同じ密度で締固めて繰り返し中空ねじり試験を行い、揺すり込み沈下量を算定するのに必要な盛土材の累積ひずみ特性を求めた¹¹⁾。次に、盛土材の累積ひずみ特性を用いて、累積損傷度理論により揺すり込み沈下量を評価した¹²⁾。なお、堀井ら⁹⁾の手法では盛土形状や盛土の動的応答は考慮できないため、本稿では堀井ら⁹⁾の手法に加え、等価1自由度モデルにより盛土の動的応答を考慮¹³⁾して求めた動的せん断応力に基づく手法によっても、揺すり込み沈下量を算定した。これらの結果を遠心振動台実験結果やニューマーク法と比較し、累積損傷度理論による揺すり込み沈下量の評価法の適用性を検討した。

2. 遠心振動台実験の概要⁴⁾

本検討で比較対象とした遠心振動台実験については文献4)で解説されているが、以降の議論で重要な観点であるため、再度その概要を解説する。

対象盛土は遠心加速度50 G場換算で盛土高5 m、法面勾配1:1.5の盛土である。盛土材には江戸崎砂を締固め度Dc=85 %で使用した。江戸崎砂の物性を表-1に、Dc=85 %での各種地盤材料試験結果を表-2に示す。この盛土材は、鉄道構造物等設計標準 同解説土構造物¹⁾において、土質3の低品質材料に相当する。なお、盛土の支持地盤は、盛土体の変形挙動に着目する観点から、盛土体に対して十分強度、剛性が大きくなるよう、同じ江戸崎砂を締固め度Dc=92 %で

表-1 江戸崎砂の物性等⁴⁾

土粒子密度: G_s	2.72
平均粒径: D_{50}	0.29 mm
有効径: D_{10}	0.14 mm
均等係数: U_c	3.9
曲率係数: U'_c	1.13
粘土分含有率: P_c	2.3 %
細粒分含有率: F_c	7.8 %
最大間隙比: e_{max}	0.87
最小間隙比: e_{min}	1.29
最適含水比: W_{opt}	17.8%
最大乾燥密度: ρ_{dmax}	1.673g/cm ³

表-2 江戸崎砂 (Dc=85 %) の特性⁴⁾

乾燥密度: ρ_d	1.422g/cm ³
圧縮指数: C_c	8.75
膨潤指数: C_s	1.21
圧密降伏応力: P_c	91.8kPa
粘着力: c	5.0 kPa
内部摩擦角: ϕ	30.2 deg.

締固めて製作した。模型の形状およびセンサー配置を図-2に示す。入力波として鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計²⁾に示す標準設計地震動のスペクトルIおよびIIを採用し、I, II, Iの順序で3回加振した。

遠心振動台実験から得られたHD1における水平変位とVD1における天端沈下量の時刻歴を図-3に示す。図-3より、3回の加振中に滑り破壊は発生せず、天端沈下が卓越する結果となった。水平変位については、振動成分は大きいものの、振動終了後はほぼ残留していないことがわかる。ここで、地震時の盛土の変形性状を評価する場合、繰り返しせん断による変位の蓄積量が大きいため、入力地震動の振幅だけでなく、繰り返し特性も考慮する必要がある。そこで、入力地震動の振幅と繰り返しの影響を併せて考慮できる指標として、地盤の液状化判定の際に使用することが提案されている累積損失エネルギー W ¹⁴⁾(式(1))を適用して整理することとした。

$$W = \oint \tau(\gamma) d\gamma \quad (1)$$

この場合、盛土体のせん断応力 τ ~せん断ひずみ γ 関係が必要となるため、図-4および式(2)(3)にしたがって盛土内に設置した加速度計の値を用いて推定することとした¹⁵⁾。

$$\tau = \rho H_1 A_{11} + \rho \frac{H_2}{2} A_{12} = \rho \left(H_1 A_{11} + \frac{1}{2} H_2 A_{12} \right) \quad (2)$$

$$\gamma = \left(\iint A_{13} dt dt - \iint A_{12} dt dt \right) / H_2 \quad (3)$$

図-5に法尻水平変位および天端沈下と累積損失エネルギー W を盛土中央部付近の上載圧 $\sigma'_v=50$ kPaで正規化した正規化累積損失エネルギー W/σ'_v の関係を示す。

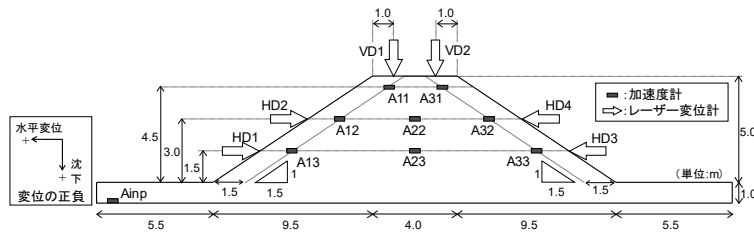


図-2 模型盛土とセンサー配置（実物大換算）⁴⁾

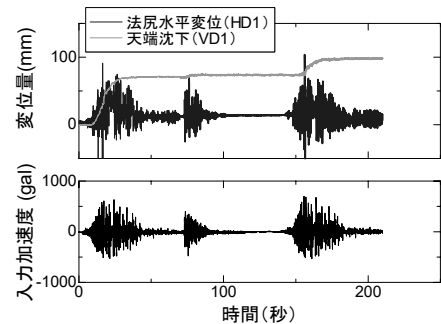


図-3 1:1.5 勾配盛土の変位時刻歴⁴⁾

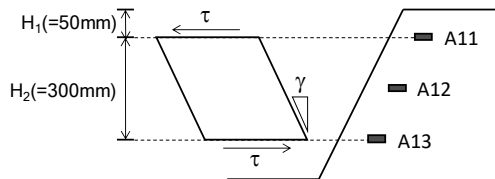


図-4 加速度計記録を用いた盛土体のせん断応力～せん断ひずみ関係の算出⁴⁾

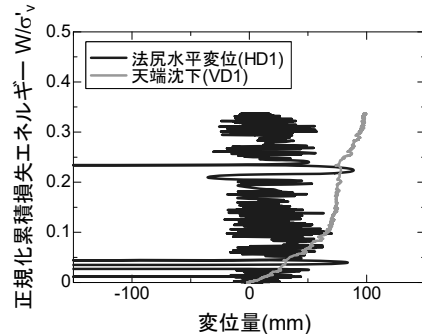


図-5 正規化累積損失エネルギー～法尻水平変位関係⁴⁾

地震動による繰り返しにより沈下が蓄積するが、沈下速度は鈍化し、硬化している様子が見て取れる。

3. 遠心振動台実験で使用した盛土材の累積ひずみ特性の実験式¹⁾

(1) 繰り返し中空ねじり試験の概要

本試験に用いる試料は、遠心実験で使用した含水比 16% の江戸崎砂である。供試体は、突固めにより盛土体の締固め度 $D_c=85\%$ （乾燥密度 $\rho_d=1.422 \text{ g/cm}^3$ ）になるように作製した。作製した供試体の寸法は、外径 7 cm、内径 3 cm、高さ 7 cm である。

繰り返し載荷試験の試験条件を表-3 に示す。供試体作製後、初期拘束圧 $\sigma_r=40 \text{ kPa}$ を等方に作用させた。この初期拘束圧は、試験装置が安定的に応力を制御できる初期拘束圧の下限が 40 kPa 程度であることと、盛土中央部付近での平均拘束圧を対象盛土と同等程度にすることを勘案して設定した。その後、初期せん断応力を表現するため軸方向に $\sigma_s=34.3 \text{ kPa}$, 60 kPa を作用させ、盛土の自重応力状態における異方性を考慮した。この σ_s の値は、初期せん断応力比 $SR_s(=\sigma_s/2\sigma_m)$ がそれぞれ 0.333, 0.500 となるように定めた。この SR_s の値は、堀井ら⁹⁾の実験式の構築に関連して実施された室内繰り返し三軸試験¹⁶⁾を参考に設定したものである。ただし、文献 16) では $SR_s=0.333, 0.667$ と設定しているが、本検討では供試体の破壊を防ぐ観点で $SR_s=0.333, 0.500$ と設定した。

その後、鉛直応力を一定に保ちながら、排気・排水条件で正弦波により 200 回の繰り返し載荷を行った。繰り返し載荷試験の載荷パターンを図-6 に示す。試験に用いる正弦波は周波数 0.1 Hz、応力振幅を $\tau_d=5 \text{ kPa}$, 15 kPa, 25 kPa の 3 パターンとした。

(2) 累積ひずみ特性の算出

繰り返し回数ごとの最大軸ひずみ(累積ひずみ)との関係を図-7 に示す。動的せん断応力 τ_d が同じでも初期せん断応力 $\tau_s(=\sigma_s/2)$ が大きいほど累積ひずみは大きくなることわかる。また、図中の赤線はロジスティック曲線で近似した結果を示しているが、どの試験結果についても図中の近似式でモデル化できることわかる。これらの結果は、文献 14) と同様の傾向を示していることから、本検討では累積ひずみ特性を堀井ら⁹⁾の手法により構築することとした。構築した実験式を下記に示す。

$$SR_d = B \varepsilon_a^A \quad (1)$$

$$A = 0.31N^{0.05} \quad (2)$$

$$B = (0.871 - 15.32SR_s^{5.4})N^{-0.127} \quad (3)$$

まず、図-7 のロジスティック曲線の近似式を用いて繰り返し回数ごとに軸ひずみ ε_a を求め、動的せん断応力比 SR_d と ε_a の関係を式(1)の累乗関数による近似で求めた(図-8 参照)。次に図-8 で求めた係数 A と B の積を係数 E とおき、係数 A と E について繰り返し回数 N との関係プロットし、それぞれ累乗関数で近似した(図-9 参照)。

表-3 繰り返し中空ねじり試験条件¹¹⁾

σ_r (kPa)	40					
σ_s (kPa)	34.3			60.0		
σ_m (kPa)	51.4			60.0		
$SR_s = \sigma_s / 2\sigma_m$	0.333			0.500		
τ_d (kPa)	5	15	25	5	15	25
$SR_d = \tau_d / \sigma_m$	0.097	0.292	0.486	0.083	0.250	0.417

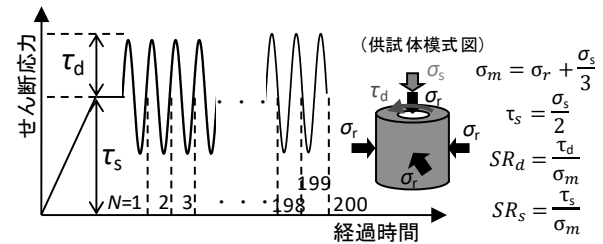
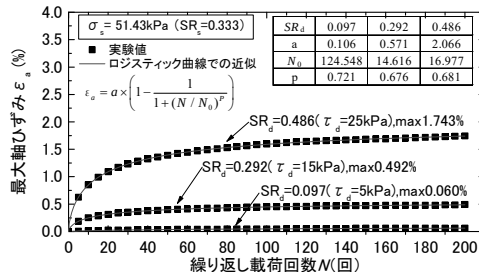
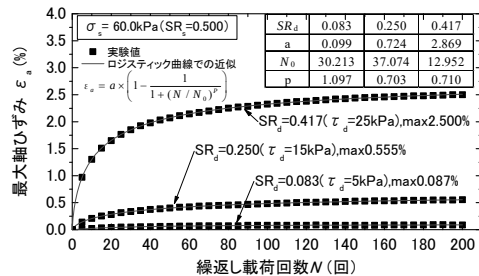


図-6 繰り返し載荷試験の載荷パターン¹¹⁾



(a) $\sigma_s=51.43\text{kPa}$ ($SR_s=0.333$)



(b) $\sigma_s=60.0\text{kPa}$ ($SR_s=0.500$)

図-7 繰返し回数 N と軸ひずみ ε_a との関係¹¹⁾

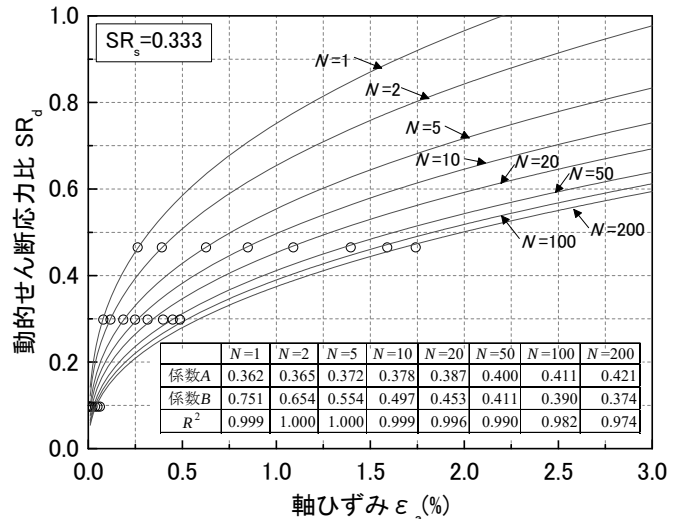


図-8 SR_d と ε_a の関係($SR_s=0.333$)¹¹⁾

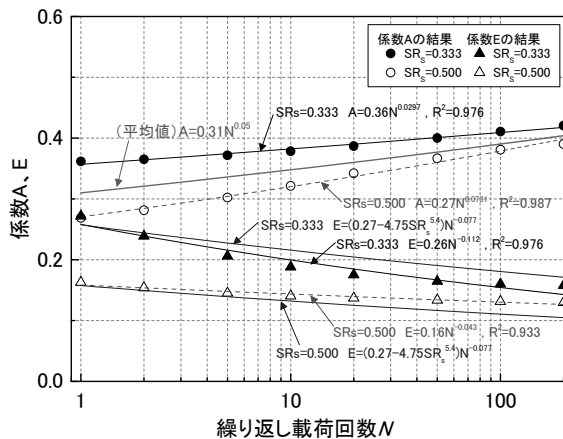


図-9 係数 A , E と N の関係¹¹⁾

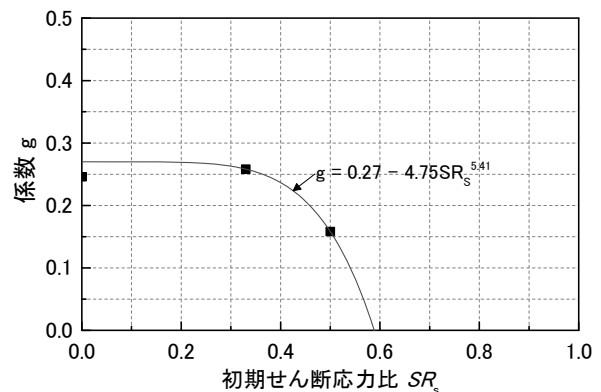
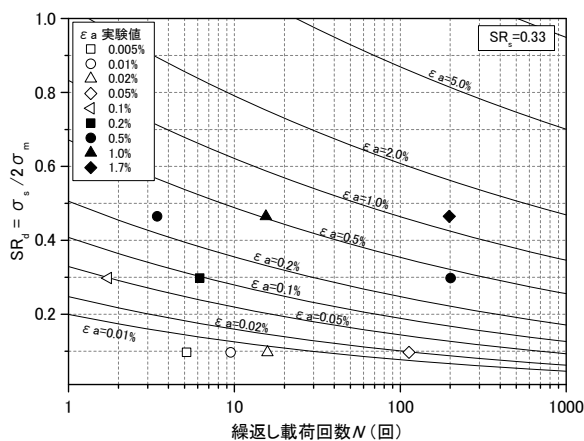


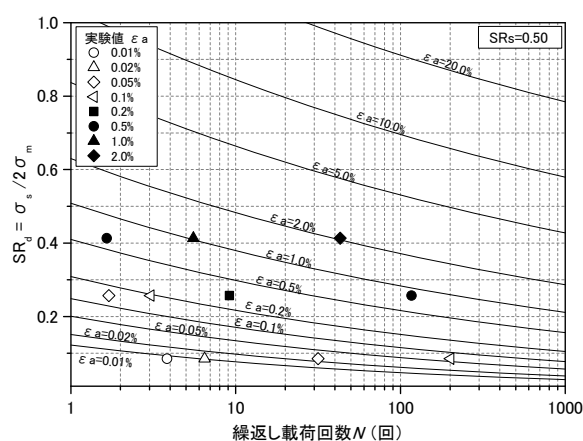
図-10 係数 g と SR_s の関係¹¹⁾

係数 A は SR_s の違いにより変動する結果となったが、本検討では、堀井ら⁹⁾の手法に従い $SR_s=0.333$ と 0.500 の結果を平均して、式(2)を求めた。係数 E と N の近似式を $E=gN^h$ と定義すると、係数 g は SR_s との関係から設定し、係数 h は $SR_s=0.333$ と 0.500 の結果の近似式の平均値($h=-0.077$)とした。係数 g と SR_s の関係を図-10に示す。以上より係数 E は、 $E=(0.27-4.75SR_s^{5.4})N^{-0.077}$ となる。最後に係数 E の式を式(2)で除して、式(3)を求めた。本検討で構築した実験式による累積ひずみごとの SR_d と N の関係を

図-11に示す。図-11の $SR_d \sim N$ 曲線に実験値をプロットすると、 $SR_s=0.333$ では実験値より累積ひずみが小さく算出される傾向がある。それとは逆に、 $SR_s=0.500$ の $SR_d \sim N$ 曲線では実験値より累積ひずみが大きく算出される傾向がある。これらのばらつきは、係数 A を $SR_s=0.333$ と 0.500 の結果の平均値を用いたことが大きな要因として考えられるため、 $SR_s=0$ の試験を実施して係数 A と SR_s の関係を評価する必要がある。この点については今後の課題である。



(a) $SR_s=0.333$



(b) $SR_s=0.500$

図-11 繰返し回数 N と SR_d との関係¹¹⁾

(3) 揺すり込み沈下量の算定の概要

盛土の初期せん断応力比 SR_s と動的せん断応力比 SR_d が得られれば、 SR_d のピーク波列を求め、 $N \sim \epsilon a$ 関係から累積損傷度理論を適用することにより、累積軸ひずみ ϵ_{acum} が求まる。盛土の揺すり込み沈下量 s は、この累積軸ひずみが盛土全体で均一に分布すると仮定すれば $s = H \epsilon_{acum}$ と求められる。ここで H は盛土高である。本検討では、遠心振動台実験の3回分の地表面加速度波形を入力波として連続して加振し、実験と解析で揺すり込み沈下量を比較した。

盛土の初期せん断応力比 SR_s は堀井ら⁹⁾の手法と同様に、静止土圧係数を $K_0 = 0.5$ と仮定して、 $SR_s = (1 - K_0) / (1 + K_0) = 0.333$ とした。動的せん断応力比 SR_d については、堀井ら⁹⁾の手法では、 $K_0 = 0.5$ の条件では盛土形状によらず $SR_d = 1.333 \alpha/g$ となるとされている (α は入力加速度、 g は重力加速度)。この手法は簡便であるが、盛土形状や盛土の動的応答の影響を考慮していない。そこで本検討では、坂井ら¹³⁾の手法により盛土の等価1自由度モデルを構築して求めた盛土の動的せん断応力比 SR_d に基づく揺すり込み沈下量も算定した。図-12に等価1自由度モデルの概要を示す。質点重量 M は盛土全重量に文献13)を参考に有効質量比0.74を掛けた値とし、ばねの初期剛性 K および減衰係数 C は、遠心振動台実験⁴⁾で併せて実施したホワイトノイズ加振から得られた、地表面加速度に対する天端応答加速度の伝達関数（以下、伝達関数）にフィッティングさせた。ここで、1自由度解析で得られた応答加速度は、盛土重心位置の応答加速度を表すと考えられるため、天端の応答加速度の算定の際には、基盤に対する相対加速度に刺激係数 PF （文献13)を参考に、ここでは1.4と仮定）を乗じた。図-13にホワイトノイズ加振に対する伝達関数のフィッティング結果を、表-4に1自由度解析のパラメータを示す。1自由度解析においては

Newmark- β 法を用い、Newmark- β 法の β は0.25、積分間隔は0.01 sとした。また、盛土体の非線形性はGHE-Sモデル¹⁷⁾で表現した。表-5にGHE-Sモデルのパラメータを示す。ここで表-5のパラメータは、拘束圧50 kPa（盛土重心位置の鉛直応力に相当）とし、文献4)と同じ盛土材の締固め度の条件で実施した中空ねじり試験より得られた $G \sim \gamma$, h 関係より設定した。

(4) 揺すり込み沈下量の比較

地表面、天端での絶対加速度フーリエスペクトルおよび伝達関数の比較を図-14に示す。ここで、図-14(a)~(c)の絶対加速度フーリエスペクトルはバンド幅0.4 HzのParzen windowによる平滑化を行った結果である。図-14(a)~(c)より、1自由度解析は実験結果よりやや天端の応答加速度を小さく評価しているものの、実験の傾向をある程度表現できている。また、図-14(d)~(f)に示す地表面加速度に対する天端加速度の伝達関数より、実験では応答倍率のピークが複数みられる。一方、1自由度解析では、当然ながら盛土の2次モード以降の応答を表現できないため、応答倍率のピークは1つしかみられない。

また、等価1自由度モデルおよび遠心振動台実験の加速度記録⁴⁾から求めたせん断応力~せん断ひずみ関係の比較を図-15に示す。ここで1自由度解析の動的せん断応力 τ_d は、ばね力 P (kN) を盛土重心位置の水平方向の断面積 S_g (m^2) で除すことで求めた。図-15より、ひずみレベルの大きい範囲では解析結果のほうがせん断ひずみが小さい傾向はあるものの、せん断応力~せん断ひずみ関係の傾向を概ね表現できていると考えられる。この動的せん断応力 τ_d から、盛土重心位置での平均応力を σ_{mg} として動的せん断応力比 $SR_d = \tau_d / \sigma_{mg}$ を求め、揺すり込み沈下量を算定した。

表-4 1自由度解析のパラメータ¹²⁾に加筆

マス重量 M (ton)	70.8
ばね初期剛性 K (kN/m)	1.217×10^5
減衰係数 C (kNs/m)	293.1
積分間隔(s)	0.01
Newmark- β 法の β	0.25

表-5 GHE-S モデルのパラメータ¹²⁾

$C_1(0)$	$C_2(0)$	$C_1(\infty)$	$C_2(\infty)$
1.00	0.15	0.21	1.0
α	β	κ	$h_{\max}$
0.591	0.575	2.00	0.35
除荷時 $G_{\max}/G_{\min}$		規準変位 δ_r (m)	
1.0		3.66×10^{-3}	

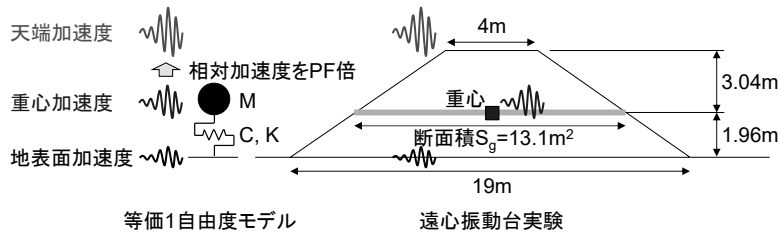


図-12 等価1自由度モデルの概要¹²⁾

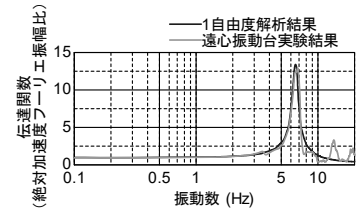
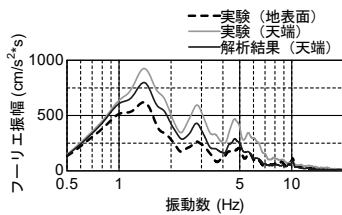
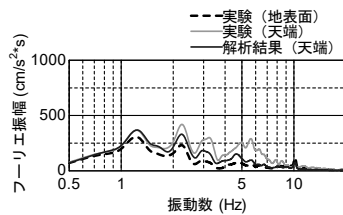


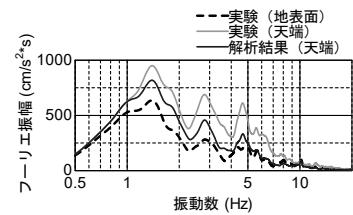
図-13 ホワイトノイズ加振に対するフィッティング結果¹²⁾



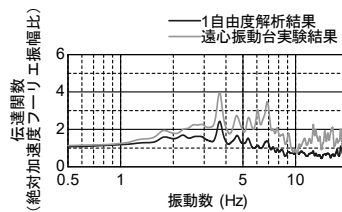
(a) フーリエスペクトル
(1回目加振)



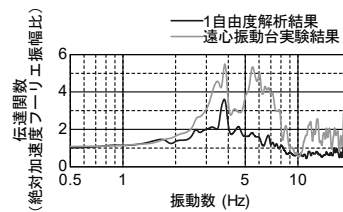
(b) フーリエスペクトル
(2回目加振)



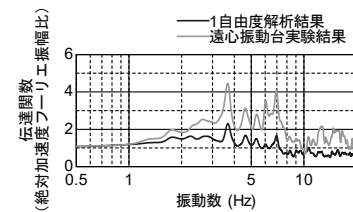
(c) フーリエスペクトル
(3回目加振)



(d) 伝達関数(1回目加振)¹²⁾

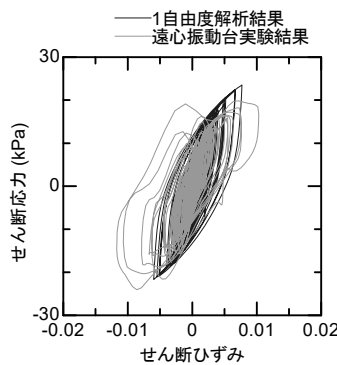


(e) 伝達関数(2回目加振)

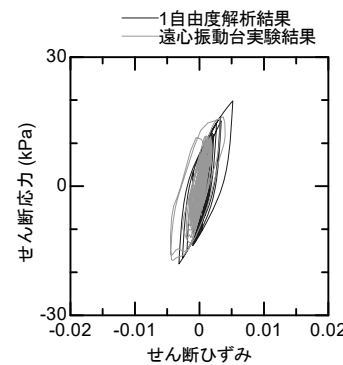


(f) 伝達関数(3回目加振)

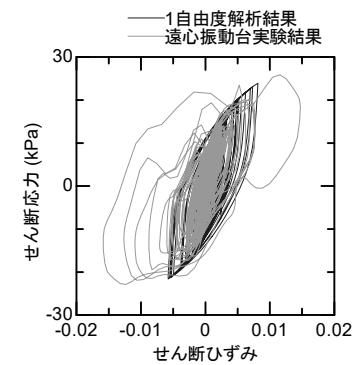
図-14 地表面、天端での絶対加速度フーリエスペクトルおよび伝達関数の比較



(a) 1回目加振¹²⁾



(b) 2回目加振

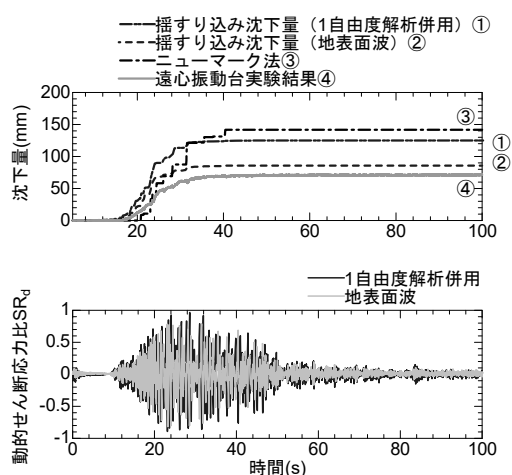


(c) 3回目加振

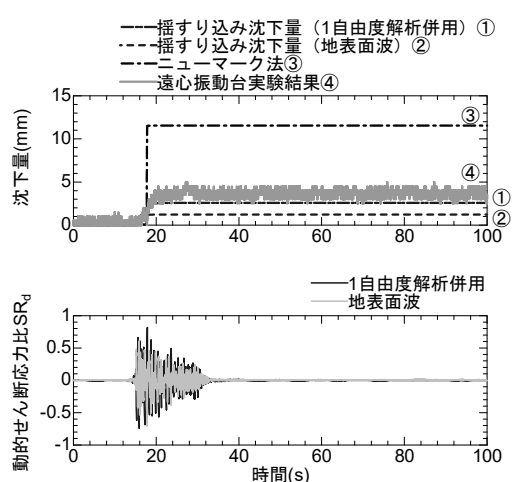
図-15 盛土のせん断応力～せん断ひずみ関係の比較

累積損傷度理論により算定した揺すり込み沈下量（1自由度解析を併用して動的応答を評価したものと、堀井ら⁹⁾による地表面波を用いる手法）と、ニューマーク法で算定した滑動変位量（正方向、負方向の入力波形を検討し、大きい方を表示）、実験結果における天端沈下量の比較を図-16に示す。こ

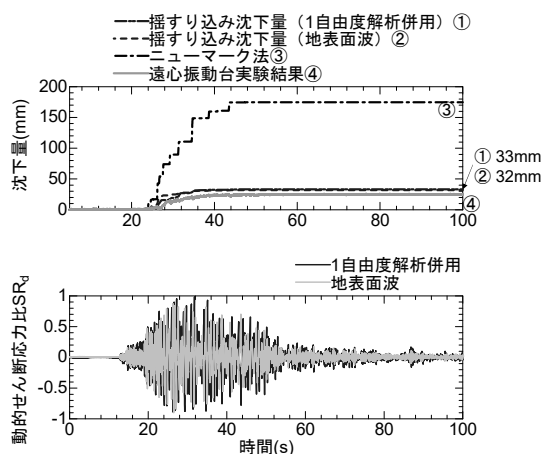
で、沈下量は各加振の増分量で示している。また、ニューマーク法による評価で、盛土の降伏震度は0.253であった。図-16(a)より、1回目の加振については、いずれの手法も天端沈下量を安全側に評価している。また、累積損傷度理論による揺すり込み沈下量の評価については、今回の検討条件では1自由



(a) 1回目加振(L2SpI)¹²⁾



(b) 2回目加振(L2SpII) ※沈下量レンジ 0~15 mm



(c) 3回目加振(L2SpI)

図-16 天端沈下量の比較

度解析を併用した手法よりも堀井ら⁹⁾の手法のほうが遠心振動台実験結果に近い。この原因として、1自由度解析を併用した手法では盛土の動的せん断応力比を盛土重心位置の1点で代表させているが、実際の盛土では空間的に分布していることが、安全側

に作用したことが考えられる。ただし、盛土形状や盛土材料、入力地震波などの条件によっては、結果が異なる可能性もあると思われ、今後検証が必要である。また、ニューマーク法による沈下量は1自由度解析を併用した累積損傷度理論による揺すり込み沈下量と同等程度である。原因として、今回の検討では盛土高5m、のり面勾配1:1.5と標準的な形状の盛土を対象にしており、ニューマーク法による滑動変位量がそれほど大きくなり、結果として揺すり込み沈下量と同等程度となったことが考えられる。

次に、図-16(b), (c)より、2回目以降の加振では、累積損傷度理論による揺すり込み沈下量は、2回目の加振では実験結果よりやや過小であるものの、概ね実験の傾向を説明できている。2回目の加振において、累積損傷度理論による揺すり込み沈下量が実験結果を過小評価する原因については、今後検討が必要である。

一方、ニューマーク法による沈下量は遠心振動台実験の沈下量や、累積損傷度理論による揺すり込み沈下量よりもかなり大きい。この原因について以下のように考察する。遠心振動台実験では図-5で考察したように、繰返し加振により盛土体が徐々に締固まり、盛土材が硬化するために天端の沈下量が頭打ちになる。また、累積損傷度理論による揺すり込み沈下量の評価も、繰返し中空ねじり試験結果を用いて実験式を定式化しているため、繰返し加振による盛土材の硬化を考慮できる。一方で、ニューマーク法による評価では、そもそも仮定している破壊形態が遠心振動台実験と異なるため、遠心振動台実験で確認された揺すり込み沈下の挙動を適切に表現できないと考えられる。

以上から、累積損傷度理論による揺すり込み沈下量の評価は、地震動によっては沈下量を過小に評価する可能性がある点で課題を残すものの、繰返しの地震作用を受ける場合を含めて概ね遠心振動台実験の傾向を再現できることがわかった。

4. まとめ

本検討では、累積損傷度理論による盛土の揺すり込み沈下量の評価手法の適用性を評価するため、既往の遠心振動台実験で使用した盛土材に対する中空ねじり試験を実施し、揺すり込み沈下量の算定に必要な盛土材の累積ひずみ特性を求めた。さらに、この盛土材の累積ひずみ特性を用いて、累積損傷度理論により、既往の標準勾配盛土の遠心振動台実験に

ついて、3回の加振に対する揺すり込み沈下量を評価した。検討では、盛土の動的応答を考慮しない手法と、等価1自由度モデルにより盛土の動的応答を考慮する手法の2手法を検討した。これらの結果を遠心振動台実験結果やニューマーク法と比較し、累積損傷度理論による揺すり込み沈下量の評価法の適用性を検討した。本検討の結論を以下に示す。

- (1) 1回目の加振に対しては、累積損傷度理論により、遠心振動台実験で観測された天端沈下量を安全側に評価できることがわかった。
- (2) 今回の検討条件では、1回目の加振に対しては、動的応答を考慮しない揺すり込み沈下量の算定結果が遠心振動台実験結果と最も近い結果となった。この原因として、提案法では盛土の動的せん断応力比を盛土重心位置の1点で代表させているが、実際の盛土では空間的に分布していることが、安全側に作用したことが考えられる。
- (3) 累積損傷度理論による揺すり込み沈下量の評価は、地震動によっては沈下量を過小評価する可能性がある点で課題を残すものの、繰返しの地震作用を受ける場合を含め、概ね遠心振動台実験結果の傾向を再現できることを確認した。

今後は異なる盛土材の遠心振動台実験や累積ひずみ特性を求めるための要素試験を実施し、盛土形状や盛土材料が異なる条件での動的応答の影響を把握し、本手法の適用性について検討していきたい。

参考文献

- 1) (公財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物，2007。
- 2) (公財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，2012。
- 3) 藤原寅士良，中村貴志，谷口善則，高崎秀明，金田淳：東北地方太平洋沖地震における鉄道盛土の被害要因に関する考察，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol. 71, No. 4（地震工学論文集第34巻），I_79-I_86, 2015。
- 4) 鈴木聡，太田剛弘，井澤淳，土井達也，小島謙一，大村直哉，高橋章浩：地震時の滑り破壊前の盛土の損傷レベル評価に関する遠心振動台実験その1，第55回地盤工学研究発表会，2020。
- 5) 小島謙一，井澤淳，土井達也，鈴木聡，太田剛弘，高橋章浩，大村直哉：地震時の滑り破壊前の盛土の損傷レベル評価に関する遠心振動台実験 その2，第55回地盤工学研究発表会，2020。
- 6) 井澤淳，土井達也，小島謙一：滑り破壊前の損傷過程を考慮した盛土の地震時性能照査手法の検討，第55回地盤工学研究発表会，2020。
- 7) 伊吹竜一，井澤淳，土井達也，小島謙一，酒井久和，小野祐輔：SPH法による急勾配盛土の遠心振動台実験の再現解析，第40回地震工学研究発表会，2020。
- 8) 山本百華，加藤知彦，竹山智英，飯塚敦：盛土の遠心模型実験に対する動的数値シミュレーション，第55回地盤工学研究発表会，2020。
- 9) 堀井克己，舘山勝，小島謙一，古関潤一：砂質土盛土の地震による残留沈下予測，土木学会第52回年次学術講演会，1997。
- 10) Bransby, P. L. et al.: Soil deformations near cantilever sheet piles walls, *Geotechnique*, Vol. 51, No. 5, pp. 945-958, 2011。
- 11) 鈴木聡，太田剛弘，井澤淳，土井達也，小島謙一，山田眞一，米岡威：累積損傷度理論を用いた盛土の法尻せん断ひずみの予測（その1：中空ねじり試験），土木学会第75回年次学術講演会，2020。
- 12) 土井達也，井澤淳，小島謙一，鈴木聡：累積損傷度理論による盛土の揺すり込み沈下量の評価（その2：揺すり込み沈下量の評価），土木学会第75回年次学術講演会，2020。
- 13) 坂井公俊，荒木豪，室野剛隆：等価1自由度モデルを用いた盛土の地震時非線形挙動の評価，土木学会論文集中A1（構造・地震工学），Vol. 73, No. 1, 174-186, 2017。
- 14) 風間基樹，鈴木崇弘，柳澤栄司：地盤に輸入された累加損失エネルギーの評価法と液化化予測への適用，土木学会論文集，No. 631/III -48, pp. 161-177, 1999。
- 15) Koga, Y. and Matsuo, O.: Shaking table tests of embankments resting on liquefiable sandy ground, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.4, pp.162-174, 1990。
- 16) 平野圭一，蔣関魯，舘山勝，筑摩栄，龍岡文夫：砂質土盛土材の変形特性・累積歪特性，土木学会第52回年次学術講演会，1997。
- 17) 室野剛隆，野上雄太：S字型の履歴曲線の形状を考慮した土の応力～ひずみ関係，第12回日本地震工学シンポジウム，pp. 494-497, 2006。