

# 海溝型および直下型地震が泥岩高盛土の変形挙動に及ぼす影響

## Numerical study on effect of two types of seismic wave on mudstone embankment behavior

犬飼翔吾<sup>1</sup>, 酒井崇之<sup>2</sup>, 中野正樹<sup>2</sup>

- 1 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻 inukai.syogo@i.mbox.nagoya-u.ac.jp  
2 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻

### 概 要

泥岩盛土は造成後、スレーキング進行に伴い耐震性能の低下を引き起こす。現在、供用している高速道路盛土にも多くの泥岩盛土があり、スレーキングが進行している盛土に対し、海溝型・直下型と性質が異なる巨大地震が発生した際の安全性を事前に評価することは非常に重要である。そこで本研究では、実際の泥岩盛土を対象に、地盤調査および室内土質試験を実施し、弾塑性構成モデルによる再現計算から、スレーキングが進行した泥岩盛土の物性及び現在の状態を把握した。その後、海溝型・直下型レベル2地震動による当盛土の地震時挙動の把握を試みた。なお、2つの方法で解析モデルの妥当性も確認した。その結果、海溝型地震は2つの大きな加速度群を有することから、長時間の繰り返し载荷を受けることもさることながら、第一波により剛性が低下した状態で第二波を受けることで、せん断ひずみが進展し大変形が生じた。また大変形には盛土の共振の可能性も示唆された。一方で直下型地震は、最大加速度は海溝型地震と同程度ではあるものの、地震動が短く1つの波であったことから大変形に至らなかった。

キーワード：泥岩，盛土，地震応答解析

## 1. はじめに

近い将来起こるとされる南海トラフ巨大地震など巨大地震に対し、緊急輸送経路としての機能を発揮すべき高速道路、特にその基盤となる盛土において、常に耐震性を確保しておくことは非常に重要である。しかし、高速道路での試料として多く用いられている、日本各地に分布する第三紀・新第四紀の粘土・シルトから成る泥岩で造成された盛土は、降雨や地下水の影響により泥濘化・細粒化する「スレーキング現象」によって、時間の経過とともに強度低下が生じることが多い。既往研究<sup>1),2)</sup>が示すように、泥岩砕石集合体試料に対する室内試験では、乾湿繰り返しによるスレーキング進行に伴い、強度が低下することが確認されている。また、2009年に発生した駿河湾沖を震源とする地震による東名高速道路牧之原SA付近の盛土崩壊も、スレーキングが原因の1つであることが調査により示されている<sup>3)</sup>。上記の崩壊において、Nakano et al.<sup>4)</sup>は、泥岩のスレーキング現象を、土の骨格構造概念で表現し、水～土骨格連成有限変形解析コード **GEOASIA**<sup>5)</sup>によって再現を行い、盛土下部に存在した泥岩のスレーキング、それに伴う強度低下が盛土崩壊の原因であることを示した。しかしながら、スレーキングに伴う沈下の問題については長年議論されてきているものの、耐震性との関係についての議論

はまだ不十分である。

そこで本研究では、供用後15年以上経過した泥岩高盛土を対象に、ボーリング、サンプリング、室内試験をはじめ詳細な地盤調査を行い、スレーキングが進行している泥岩高盛土を詳細に数値計算上でモデル化した。そしてモデル化の妥当性を確認した後、作製したモデルを用いて海溝型および直下型地震が起こった場合の変形挙動について、数値解析により評価する。なお盛土の数値解析には、**SYS Can-clay model**<sup>6)</sup>を搭載した、水～土骨格連成有限変形解析コード **GEOASIA** を用いた。

## 2. 地盤調査による対象盛土の特徴と層分類

### 2.1 盛土の概要

図1は本研究の解析対象となる盛土断面である。対象とする盛土は、2001年7月から工事が始まり、供用14年後の2018年7月～11月に詳細な地盤調査が行われた。図1に4地点のボーリングの位置を示す(図中のBor.1～Bor.4)。また、調査期間内における観測最高地下水位及び最低地下水位も、自記水位計により得られている。本盛土は、低地に造成されており、法尻側に谷川が存在している。そのため、上流側のBor.4地点では地下水位が高く、下流側のBor.2地点から法尻にかけて、地下水位が低くなっており、

地下水が盛土上部から法尻に向かって常に流れている。季節変化による水位変動に加え、全 4 地点において、降雨による地下水の変動も確認されており、盛土中央では地下水の変動が大きく、乾湿の繰り返しをより経験していることが考えられる。

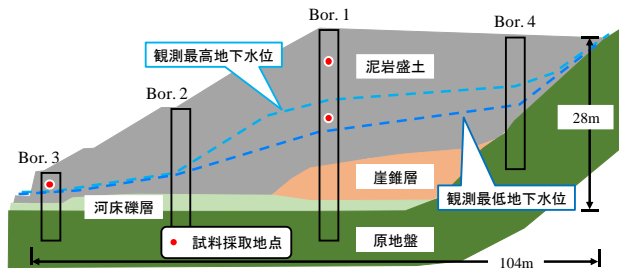


図1 調査断面

## 2.2 建設時と現在の泥岩のスレーキング率の変化

建設時に実施した岩のスレーキング率試験では、スレーキング率が 6.6~15.2%と低い値を示していた。しかし、地盤調査時に採取した試料を用いた同試験では 73.9%であり、建設時の結果と大きく異なった。同じ泥岩と仮定すると、建設時に低いスレーキング率であったとしても、長年の乾湿繰り返し作用によって、スレーキング率が変化することを意味している。そのため、スレーキング率は泥岩固有の値でないことに注意が必要であり、盛土材料選定の指標とすることは危険であることが示唆される。またほかのスレーキングを評価する試験においても、いくつかの問題点が指摘されている<sup>7)</sup>。そのため、スレーキング特性を正確に知るためには、乾湿を繰り返す回数を増やすなど、工夫が必要である。

## 2.3 盛土内の物性値と層分類

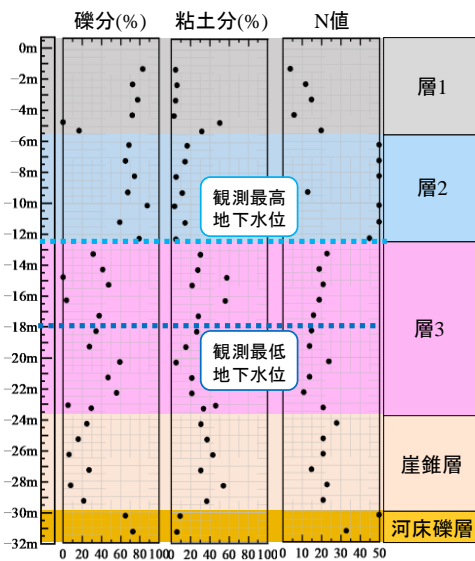


図2 ボーリング試料より得られた物性値 (Bor. 1)

ボーリング調査が行われた 4 地点の代表値として、図 2 に Bor.1 の深さ方向の粒度と N 値を示す。礫含有率は、

地表面から深さ 10m 程度までは 60%以上であるのに対し、深度 12m 付近にある観測最高地下水位以下ではほとんどが 50%以下である。一方で、粘土分含有率は地下水位以下において高い。ここでの礫とは粒径の大きい泥岩岩砕が主体であり、地下水位以下では、細粒化が進行していることがわかる。また、N 値は地表面付近では 10 程度とやや小さいものの、礫分含有率の多い深度 10m 付近では 50 を超えている。加えて、地下水位以下でも 20 程度あることから、盛土内の状態として軟弱ではないことが予想される。これらの物性値の違いに加え、地表面から深度 6m 付近までには別の工区からの盛土材料を用いていることも考慮に入れ、図 2 の右端に示す通り、泥岩盛土内を 3 層に分類した。以降では、泥岩盛土内の材料を層 1、層 2、層 3 と呼ぶ。

## 3. 解析条件

### 3.1 有限要素メッシュと境界条件

解析には水～土骨格連成有限変形解析コード *GEOASIA* を用いた。図 3 に本解析に用いた盛土造成後の有限要素メッシュ及び境界条件を示す。解析は平面ひずみ条件で行い、側面領域は、解析結果に影響を与えない盛土幅の 20 倍程度である 2000m とした。盛土・基盤ともに完全飽和状態を仮定しており、地震時には底面水平方向に粘性境界 ( $V_s=700\text{m/s}$ ) を与えた<sup>8)</sup>。3 層からなる盛土部分は 2.3 節で示した物性値による層分類を他の 3 地点についても行うことで決定した。本解析では、盛土天端における傾斜については、水平とし、河床礫層・崖錐層・原地盤を基盤部分として計算を行った。

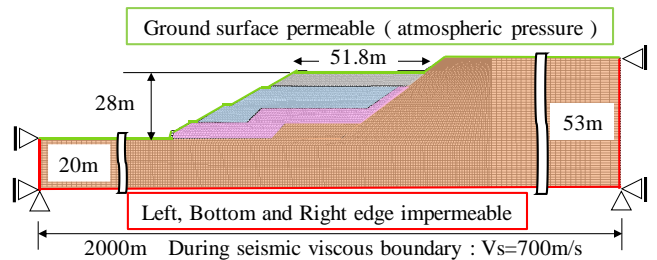


図3 有限要素メッシュと境界条件

### 3.2 材料定数と初期値の決定

盛土各層の材料定数を決めるため、Bor.1 から層 1、層 2、Bor.3 から層 3 の不攪乱試料を用いて室内試験、及び SYS Cam-clay model による試験結果の再現計算を実施した。力学試験に用いた試料の採取位置は図 1 に示す。なお、別途  $425\mu\text{m}$  以下の試料を用い、練返し試料および再構成試料を作製、力学試験を実施した。ここでは、再構成試料に対する三軸圧縮試験結果およびその再現結果を図 4 に示す。再構成試料は、予圧密過程における骨格構造の発展は考慮するものの、通常の土はその発展程度は小さい。それよりも骨格構造などの状態量に依存しない、土そのものの固有の物性である、弾塑性パラメータを決定づける。

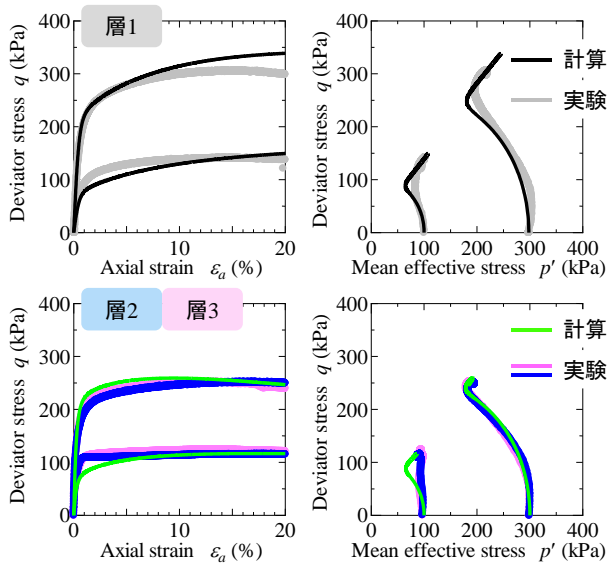


図4 再構成試料でのCUB試験結果と再現結果

図5に層1, 2, 3において実施した, 不攪乱試料での三軸試験結果を示す. 再現計算の際の土試料の初期値は, 採取深度に盛土された時とした. したがって盛土天端までの造成過程は, 試料が採取された深度を参考に一次元圧縮, サンプリング過程は非排水除荷, ボーリングコアからの抜出は等方除荷で仮定し, その後三軸試験の計算を行った. すなわち, 本再現計算は, 盛土造成過程から試験を行うためのサンプリング過程までを, 室内試験で模擬している. 図に示すように, どの層においても, セン断ひずみ-軸差応力関係, 平均有効応力-軸差応力関係ともによく再現できている. 先の練返し試料・再構成試料の再現計算より得られた材料定数をもとに, 今回の不攪乱試料の再現計算より, 状態量の初期値を得た. それらの結果を表1に示す. 練返し試料および再構成試料での試験結果において, 層2と層3での力学挙動が同じであったため, 層2と層3の材料定数は同値とした. 基盤部分の材料定数については, 層2・層3と同じ土が長年にわたって堆積したとし, また地震時に変形しないように初期比体積を小さくし, 材料定数は同じとしている. 図6に状態量の決定に用いた不攪乱試料の粒径加積曲線を示す. 層1・層3の粒度分布は, 細粒分を非常に多く含んでおり, スレーキングが進行していることがわかる. そのため本解析は, 調査時の実盛土よりスレーキングが進行した状態に対し実施している.

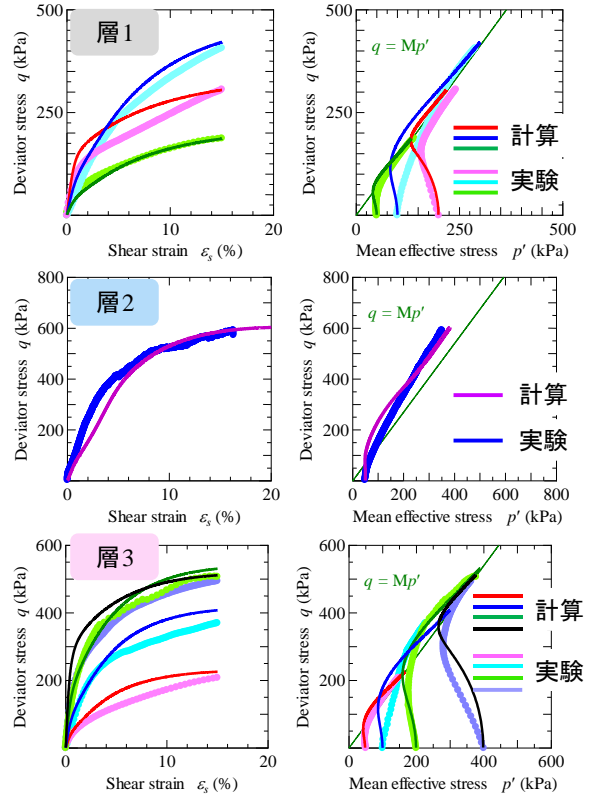


図5 各層におけるCUB試験と再現計算の結果

表1 盛土の材料定数・状態量の初期値

材料名		層1	層2	層3
弾塑性パラメータ				
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.085	0.080	0.080
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.015	0.018	0.018
限界状態定数	M	1.375	1.350	1.350
NCLの切片	N	1.350	1.380	1.380
ポアソン比	$\nu$	0.300	0.150	0.150
発展則パラメータ				
正規圧密土化指数	m	0.200	0.300	0.300
構造劣化指数 ( $b=c=1$ )	a	0.400	0.500	0.500
塑性指数	$c_s$	0.100	0.100	0.100
回転硬化指数	$b_r$	0.010	0.010	0.010
回転硬化限界定数	$m_b$	1.000	1.000	1.000
物性				
透水係数(cm/sec)	k	$1.0 \times 10^{-7}$	$1.0 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-7}$
土粒子密度(g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_s$	2.727	2.650	2.697
初期値				
比体積	$v_0$	1.453	1.410	1.504
構造の程度	$1/R^*_0$	10.0	6.76	45.0
異方性	$\zeta_0$	0.000	0.800	0.000
応力比	$\eta_0$	0.100	0.000	0.160

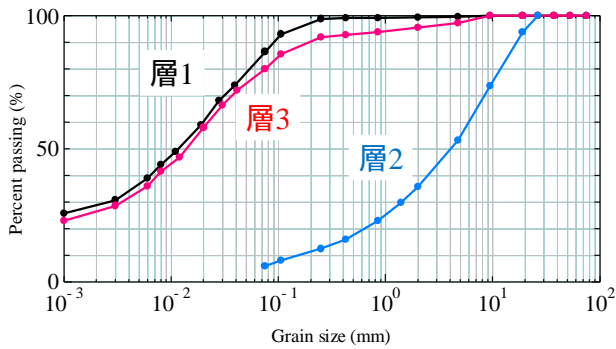


図6 解析に用いた不攪乱試料の粒径加積曲線

### 3.3 海溝型および直下型地震を想定した入力地震動

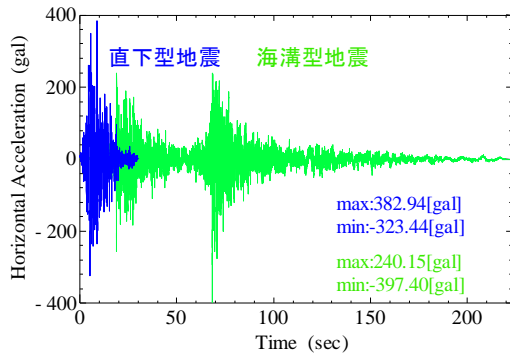


図7 耐震性評価に用いた入力地震動

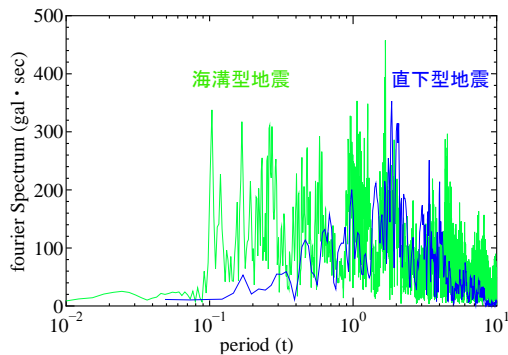


図8 入力地震動のフーリエスペクトル

図7は数値解析に用いた2つの入力地震動<sup>9)</sup>、図8は2つの地震動のフーリエスペクトルをそれぞれ示す。青線は兵庫県南部地震の地震動であり、直下型レベル2地震動である。地震動継続時間は30秒であり、卓越周期を2秒付近に持つ。黄緑線は東日本大震災において、仙台河川国道事務所にて観測された地震動であり、海溝型レベル2地震動である。地震動継続時間は223秒で、短周期(0.1秒)～長周期(4秒)と広範囲で大きな値を持つ。また、地震動開始から50秒までとそれ以降で2つの大きな加速度群が示されるという特徴を持つ。本研究では、最大加速度がほとんど同じである両地震動を、直下型地震と海溝型地震として比較を行う。

### 3.4 解析の流れ—盛土造成から地震動入力まで

まず傾斜地盤の有限要素メッシュを作成し、次に盛土を築造した。盛土築造は、水～土二相系弾塑性体として高さ約1.0mの有限要素を追加することによって表現された<sup>10)</sup>。この際、施工速度は0.05m/dayと仮定した。メッシュの追加順は、施工履歴を参考にした。その後、当該盛土において2009年に発生した地震動を地盤メッシュの下部境界の全節点に入力した。その後、調査時である2018年まで圧密放置を実施し、3.3節上記の2種類の地震動を、同様に下部境界の全節点に入力した。

## 4. 本解析の妥当性

本解析の妥当性を確認するため、1)盛土造成5年後に発生した地震に対する盛土の変形挙動、2)盛土完成から約15年が経過した地盤調査での土要素の挙動を取り上げる。

対象盛土において2009年に比較的大きな地震が1度発生した。そのため、盛土への入力地震動を調査・設定し、本解析においても与えることで、解析結果の定性的な評価を行った。図9に地震動入力直後のせん断ひずみ分布を示す。せん断ひずみの大きな進展はなかったが法尻(node-1)において、地震終了後50秒までに約20cmの側方変位が生じた。一方、現場での盛土挙動については、大きな崩壊は起きておらず、計測はされていないものの法尻でのほらみ出しが報告されている。以上より、解析結果は定性的に実盛土と同様な挙動が確認できた。

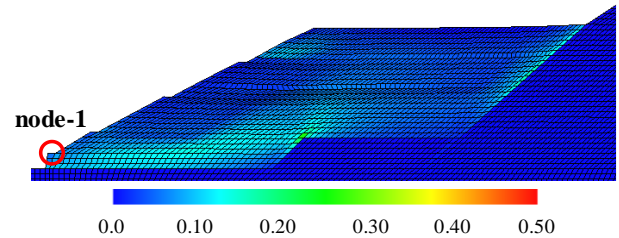


図9 2009年の地震動後のせん断ひずみ分布

図10に解析から得られた2018年の調査時における平均有効応力分布を示す。層1(element-1)、層2(element-2)、層3(element-3)の土要素は、調査時の不攪乱試料の採取位置を示している。図11は、各土要素において三軸試験の構成式積分を行った結果と、不攪乱試料での三軸試験結果との比較である。どの層においても三軸試験における力学挙動を再現できている。すなわち、盛土材料の初期状態、材料定数は妥当であったことが確認できた。

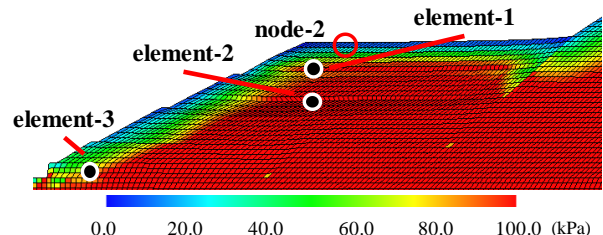


図10 調査時における解析上での平均有効応力分布



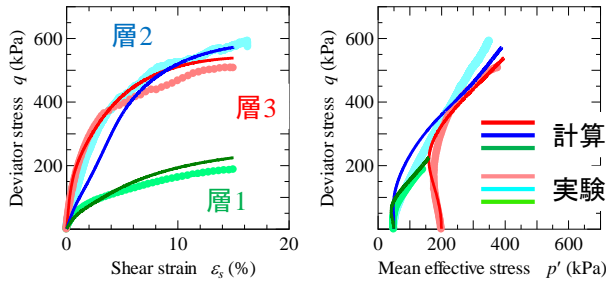


図11 力学試験との比較

## 5. 海溝型および直下型地震を想定した入力地震動による盛土の変形挙動

### 5.1 直下型地震に対する盛土の変形挙動

図12に地震終了時のせん断ひずみ分布を示す。図に示すように、大変形は起きなかったが、法尻及び盛土下部においてせん断ひずみが25%程度生じた。また、図13は入力地震動と盛土天端 (node-2) におけるフーリエスペクトルの比較を示す。node-2においては、周期4秒程度が卓越しており、直下型地震動における卓越周期である2秒からはずれており、共振は起きなかった。

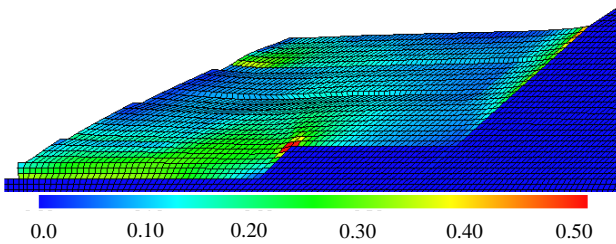


図12 直下型地震後のせん断ひずみ分布

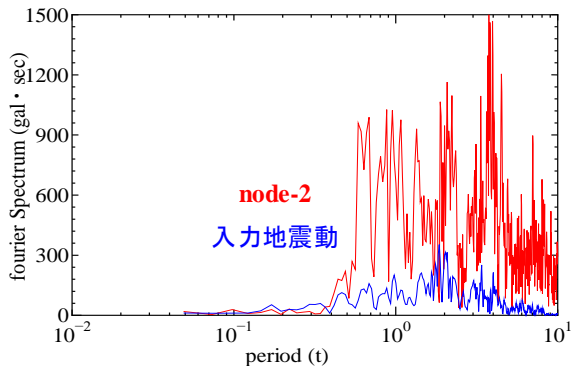


図13 直下型地震動におけるフーリエスペクトルの比較

### 5.2 海溝型地震に対する盛土の変形挙動

図14にせん断ひずみ分布、図15に平均有効応力分布を示す。図には、(a)1つ目の加速度群が伝わった後の地震開始から50秒後、(b)地震終了時をそれぞれ示している。(a)より、1つ目の加速度群では法尻や盛土下部にせん断ひずみが生じたが、大きなせん断ひずみの進展は生じなかった。しかし、平均有効応力は地震直前(図10)と比較すると低下している。これにより、盛土の剛性が低下するため、2つ目の加速度群が伝わった際に、大きなせん断ひずみが法尻や盛土下部で進展し、(b)のように大変形が生じた。

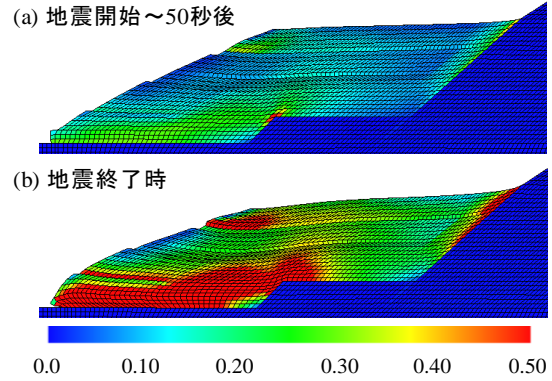


図14 海溝型地震時のせん断ひずみ分布

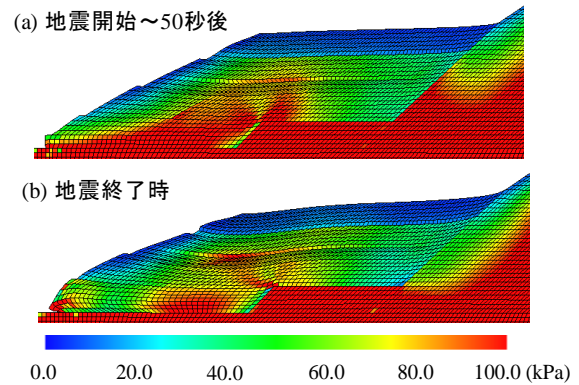


図15 海溝型地震時の平均有効応力分布

図16は入力地震動と盛土天端 (node-2) におけるフーリエスペクトルの比較を示す。地震時に顕著な平均有効応力の低下が生じているため、盛土の固有周期も変動している。そのため、様々な周期を持つ海溝型地震に対して、盛土が共振し、変形がより大きくなったことが考えられる。

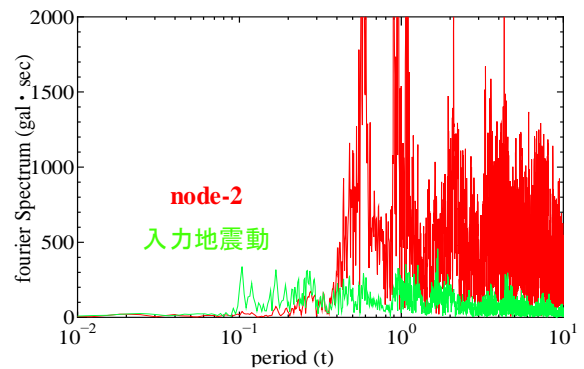


図16 海溝型地震におけるフーリエスペクトルの比較

### 5.3 2つの地震動における法尻挙動

両地震動において、法尻からせん断ひずみの進展が確認できた。そのため、法尻の要素 (element-3) における地震時挙動を示す。図17が直下型地震、図18が海溝型地震である。直下型地震では、大きな平均有効応力の低下は起こらず、顕著な水圧の上昇も生じなかった。また、過圧密の解消も顕著ではない。一方、海溝型地震では2つの加速度群(50~100秒)において、せん断ひずみが大きく進展した。特に2つ目の加速度群は1つ目の加速度群よりも加速度が

大きいため、せん断ひずみがより進展した。直下型地震と比べると、両加速度群により過圧密の解消および構造の劣化が生じている。大きな加速度群が終了した100秒以降については、塑性圧縮しながら、顕著な水圧の上昇がみられた。これにより土の剛性が低下するため、地震動の振幅が小さくてもひずみが進展していく。

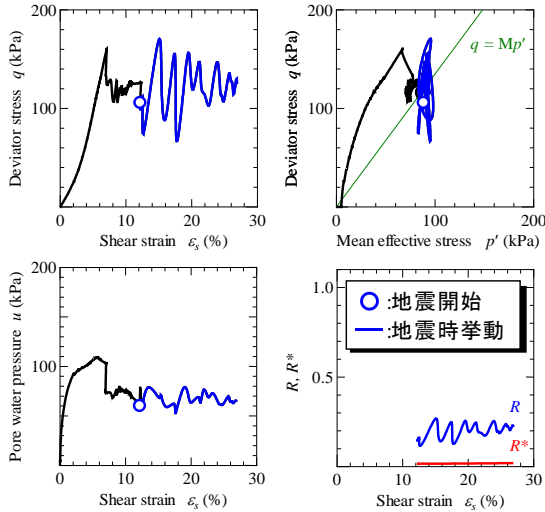


図17 直下型地震における法尻の要素挙動

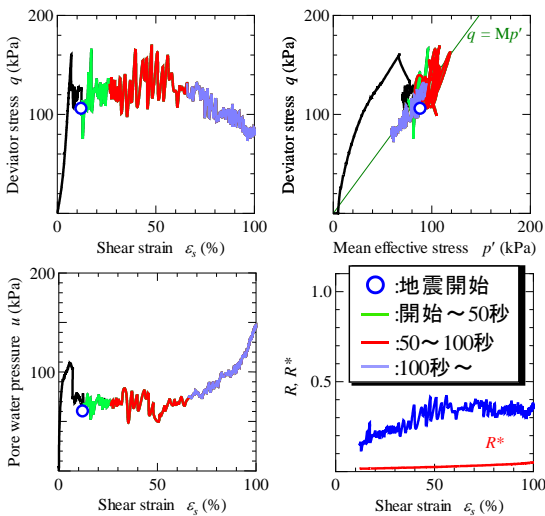


図18 海溝型地震における法尻の要素挙動

## 6. おわりに

本稿では、実盛土にボーリング調査を行い、採取した試料に対し力学試験を実施した。その結果をもとに、SYS Cam-clay model を搭載した水～土骨格連成有限変形解析コード **GEOASIA** を用いて、集水地形・傾斜地盤上にある泥岩高盛土の耐震性評価を行った。以下に結論を述べる。

- 1) 調査時に不撓乱試料による力学試験を行った地点と、同地点の要素の状態量及び材料定数を用い、試料採取の過程を模擬した上で三軸圧縮試験を計算したところ、実験結果を再現でき、用いたパラメータの妥当性を確認することができた。

- 2) 調査により地下水位以下ではスレーキングが進行していることがわかった。施工時と現地調査時ではスレーキング率が大きく異なり、スレーキング率を材料選定の指標とすることは危険である。そのため、スレーキング特性を把握するためには、乾湿回数を増やすなど改善する必要がある。
- 3) 海溝型地震では、長時間にわたり繰り返し载荷を受けることで、より法尻でのせん断ひずみが進展した。また、1つ目の加速度群により平均有効応力が減少した上で、2つ目の加速度群を受けることによりせん断ひずみがより進展した。さらに、平均有効応力の変化により盛土の固有周期が変化するため、共振する可能性が示唆された。一方で直下型地震では、地震動が短いこと、共振していないことから、大変形に至らなかった。

今回用いた海溝型地震レベル2に対し、スレーキングが進行した泥岩高盛土は大変形を呈した。入力値としてのレベル2地震動が、通常の地震動よりも著しく大きいことが原因の一つと考えている。しかもう一つ、やはり泥濘化の進んだ泥岩高盛土であるということも、理由として挙げべきであると思う。

今後は、このような脆弱化した泥岩高盛土の耐震補強工法を数値解析から提案してゆく必要がある。

## 参考文献

- 1) Keshab Sharma et al. (2017) : Effect of slaking on direct shear behaviour of crushed mudstones, *Soils and Foundations*, Vol.57, pp.288-300.
- 2) Sakai, T. and Nakano, M. (2019) : Effects of slaking and degree of compaction on the mechanical properties of mudstones with varying slaking properties, *Soils and Foundations*, Vol.59, No.1, pp.56-66.
- 3) 齊藤康博, 鳥本康弘 (2011) : NEXCO 中日本における防災への取組み, 第20回調査・設計・施工技術報告会, pp.1-2.
- 4) Nakano, M. and Sakai, T. (2016) : Interpretation of slaking of a mudstone embankment using soil skeleton structure model concept and reproduction of embankment failure by seismic analysis, *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, Vol.2, No.5, pp.282-287.
- 5) Noda, T. et al. (2008) : Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.48, No.6, pp.771-790.
- 6) Asaoka, A. et al. (2002) : An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp.47-57.
- 7) Jianfeng Qi, et al. (2015) : Slaking Process and Mechanisms Under Static Wetting and Drying Cycles Slaking Tests in a Red Strata Mudstone, *Geotech Geol Eng*, Vol.33, pp.959-972
- 8) William, B. et al. (1975): Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol.65, No.5, pp. 1315-1336.
- 9) 日本道路協会 : <https://www.road.or.jp/dl/tech.html>.
- 10) Noda, T. et al. (2009): Co-seismic and post seismic behavior of an alternately layered sand-clay ground and embankment system accompanied by soil disturbance, *Soils and Foundations*, Vol.49, No.5, pp.739-756.