

上総層群泥岩を対象とした施工時挙動の予測技術高度化

中道 洋平 杉江 茂彦

Advanced FEM Analysis of Construction Behavior in Sedimentary Soft Rock

Yohei Nakamichi Shigehiko Sugie

Abstract

In order to predict the mechanical behavior of underground infrastructure that is constructed in sedimentary mudstone, it is necessary to develop constitutive models that have sufficient reproducibility of its behavior. In this study, to analyze the deformation and strength characteristics of sedimentary mudstone, soil tests were conducted. Based on the results of the soil tests and past research, nonlinear constitutive models were developed. Using the nonlinear constitutive models, simulation analysis of the soil tests and reproducible analysis of a large underground cavern construction were carried out. Consequently, it became clear that the developed constitutive models can be applied for the simulation and prediction of sedimentary mudstone behavior.

概要

近年、首都圏を中心に大深度地下にインフラを整備するプロジェクトが多数計画されている。これに伴い首都圏深部に堆積する上総層群泥岩の施工時挙動を高精度に予測する技術が求められ、上総層群泥岩の力学挙動を表現できる構成式の必要性が増加している。そこで、本研究では、首都圏でサンプリングした上総層群泥岩の土質試験を行い、変形特性や強度特性についての考察を行った。そして、得られた土質試験結果や既往の研究を基に、FEMに適用可能な非線形構成式を構築し、土質試験のシミュレーション解析により再現性の確認を行った。さらに、実大規模での空洞掘削事例の再現解析を実施し、施工時挙動の予測精度の検証を行った。その結果、本研究で提案した非線形構成式が施工時挙動予測へ適用できることを明らかにした。

1. はじめに

近年、首都圏では大深度地下を利用したインフラ整備が多数計画されており、施工法や周辺への影響を検証する上で大深度地盤の施工時挙動を把握することは極めて重要である。大深度地下を利用した構造物は、地表面から約40m以深に施工され、この付近には上総層群泥岩が分布している。上総層群泥岩は、第三紀鮮新世末期から更新世前期にかけて堆積し続成作用により固結した強固な地盤であるが、既往の研究¹⁾では0.01%程度の微小なひずみレベルから非線形性を示すことが明らかにされている。大規模な掘削を伴う地中構造物の施工時挙動を予測するには、微小ひずみレベルの非線形特性を考慮する必要がある。

これまでの上総層群泥岩の力学挙動に関する研究は、龍岡・早野・越智らによる一連の研究²⁾⁻⁸⁾が代表的であり、これらの研究では、相模原市の上総層群泥岩を用いた三軸試験や三主応力試験によって、その変形特性や強度特性を詳細に検証している。さらに、深度50m付近の地盤において、実大規模での空洞掘削を実施し、計測された変形挙動について報告している。他にも上総層群泥岩に関する研究として、細野らによる上総層群泥岩の中部層、下部層に対する研究^{9),10)}があり、高圧圧密試験、排水三

軸試験および非排水三軸試験を行い、圧密特性や強度特性について検証している。また、福元らによる研究¹¹⁾では、横浜市でサンプリングした試料を対象に、排水三軸試験、非排水三軸試験および繰返し三軸試験を行い、試料の乱れの影響や変形特性についての考察を行っている。

これらの既往の研究によって上総層群泥岩の力学特性については概ね明らかになっているものの、施工時の挙動予測に用いることができるような構成モデルを提案した事例は少ない。

そこで本研究では、上総層群泥岩の力学特性を考慮した非線形構成式を構築し、施工時挙動予測への適用性をFEM解析により検証することとした。はじめに、本研究では、首都圏でサンプリングした上総層群泥岩の土質試験を実施することで、変形特性や強度特性について検証を行った。そして、土質試験結果や既往の研究を基に非線形構成式を提案し、土質試験のシミュレーション解析により再現性の検証を行った。さらに、実大規模での空洞掘削事例⁶⁾⁻⁸⁾のシミュレーション解析を行い、非線形構成式の施工時挙動予測に対する精度の検証を行った。

なお、次章以降、泥岩と記述するものについては、上総層群泥岩を示すものとする。

Table 1 土質試験一覧
List of Soil Tests

試験種類	一軸試験			非排水三軸試験			非排水繰り返し三軸試験	
Case No.	UC-1	UC-2	UC-3	CU-1	CU-2	CU-3	CT-1	CT-2
排水条件	—	—	—	CU			CU	
圧密条件	—	—	—	等方圧密			等方圧密	
載荷速度 ϵ_a (%/min)	1.0			0.05			0.05	
拘束圧 σ'_c (kPa)	—	—	—	500	1200	2400	500	

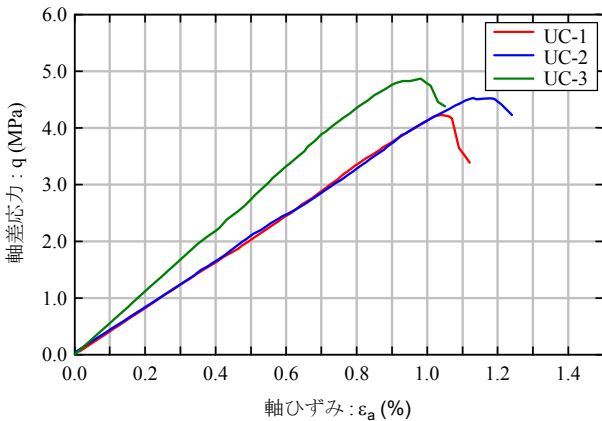


Fig. 1 応力-ひずみ曲線

Stress-Strain Relationship on Unconfined Compression Tests

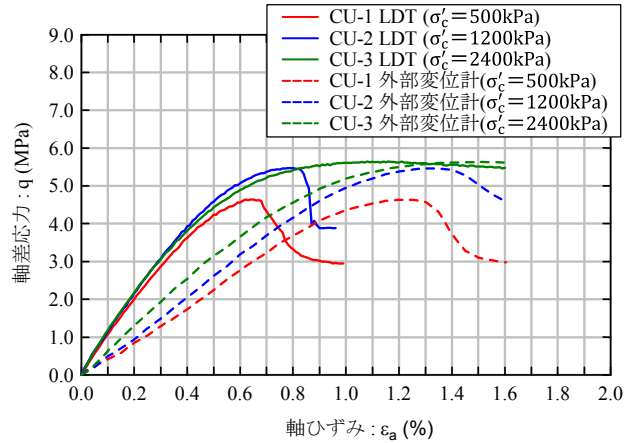


Fig. 2 軸差応力-軸ひずみ曲線

Stress - Strain Relationship on CU Tests

Table 2 一軸試験結果
Test Result of Unconfined Compression Tests

Case No.	UC-1	UC-2	UC-3
一軸試験強度 q_u (MPa)	4.23	4.53	4.87
破壊ひずみ ϵ_f (%)	1.044	1.123	0.981
E_{50} (MPa)	406.2	416.7	550.6

Table 3 CU試験結果
Test Result of CU Tests

Case No.	CU-1	CU-2	CU-3
拘束圧 σ'_c (kPa)	500	1200	2400
圧縮強度 q (MPa)	4.66	5.48	5.67
外部変位計による破壊ひずみ ϵ_f (%)	1.224	1.317	1.499
外部変位計による E_{50} (MPa)	464.4	526.4	644.0
LDTによる破壊ひずみ ϵ_f (%)	0.636	0.781	1.112
LDTによる E_{50} (MPa)	980.3	1051.0	1034.5

2. 上総層群泥岩の力学特性

2.1 土質試験の概要

土質試験に用いた試料は、ダイヤモンドコアドリルによって採取した。採取した試料は、運搬時に乾燥収縮や振動によるクラックが発生しないようラップフィルムおよび振動緩衝材による養生を行い、試料成形は各土質試験実施の直前に行った。

本研究で実施した土質試験の一覧をTable 1に示す。試験方法や計測項目については、標準的な土質試験^{12),13)}に準じて実施した。ただし、非排水三軸試験(以下、CU試験)および非排水繰り返し三軸試験の変位計測には、通常用いられるダイヤルゲージなどの外部変位計に加え、LDT(局所変位計: Local Deformation Transducer)により微小ひずみを精度良く計測できるようにした。

載荷速度は、一軸試験では1.0%/minとし、CU試験および非排水繰り返し三軸試験では0.05%/minとした。また、CU試験および非排水繰り返し三軸試験では、対象が大深度地盤の泥岩であることを考慮し、深度50m以深の有効土被り圧を念頭に500kPa、1200kPa、2400kPaの3パターン拘束圧のもとで試験を行い、拘束圧依存性について

考察することとした。なお、各土質試験に用いた供試体は、直径50mm、高さ100mmの円柱型に成形したものをを用いた。

2.2 一軸試験結果

一軸試験から得られた応力-ひずみ曲線をFig. 1に示す。一軸圧縮強度 q_{max} 、破壊ひずみ ϵ_f および変形係数 E_{50} をTable 2に示す。

全てケースにおいて、一軸圧縮強度 q は約4.5MPa、破壊ひずみ ϵ_f は1.0%程度であり、大きなバラツキは見られなかった。各ケースの変形係数 E_{50} について比較すると、UC-1、UC-2では410MPa程度でほぼ等しい値、UC-3では約550MPaと若干大きな値である。この差は、変位計測に外部変位計を用いたことによるベディングエラー(供試体の端面と載荷盤の不正な接触状態)が原因であると考えられる。既往の研究³⁾⁻⁵⁾でも指摘されているように、ベディングエラーによる影響を解消するには、LDTによる変位計測が必要である。そのため、後述するCU試験および繰り返し三軸試験では、LDTを用いて変位を計測することとした。

2.3 非排水三軸圧縮試験(CU試験)結果

CU試験では拘束圧を500kPa, 1200kPa, 2400kPaとし、拘束圧の違いによる強度特性および変形特性について考察する。CU試験で得られた軸差応力 q -軸ひずみ ε_a の関係をFig. 2に示す。実線はLDTによる軸ひずみを示し、点線は外部変位計による軸ひずみを示している。Table 3に、軸差応力の最大値 q_{max} 、外部変位計およびLDT計測により算出した破壊ひずみ ε_f と変形係数 E_{50} を示す。

軸差応力の最大値 q_{max} について比較すると、拘束圧を500kPaとしたCU-1の q_{max} は4.66MPaであり、一軸圧縮強度(Table 2参照)と同程度の値である。これに対し、拘束圧を1200kPa, 2400kPaとしたCU-2, CU-3の q_{max} は、それぞれ5.48MPa, 5.67MPaであり、CU-1より1.0MPa程度大きな値である。また、軸差応力が最大となった後の q - ε_a 曲線に着目すると、CU-1, CU-2では急激な軟化挙動を示すのに対し、CU-3では緩やかな軟化を示している。これらの結果から、泥岩の挙動は拘束圧依存性を有していることが考えられる。

外部変位計とLDTによる変形係数 E_{50} の算出結果を比較すると、LDTによる E_{50} の方が、2倍程度大きな値となった。また、外部変位計による E_{50} は、拘束圧が高いケースほど大きな値を示しているが、LDTによる E_{50} では、拘束圧による顕著な差は生じておらず、1000MPa程度の値が得られている。この計測方法による E_{50} の差は、前節でも述べたベディングエラーに由来するものと考えられ、ベディングエラーによる誤差を含まないLDT計測による E_{50} の特性が正值であると考えられる。LDTによる E_{50} は拘束圧による影響が少ないことから、泥岩の挙動は、軸差応力の最大値に近づくにつれ、拘束圧の影響が大きくなると考えられる。

Fig. 3にポアソン比 ν -せん断応力レベル q/q_{max} 関係を示す。横軸は、軸差応力 q を同値の最大値 q_{max} で除した値である。ここで、Fig. 3に早野^{3),4)}による相模原市で採取された試料の試験結果も加えている。早野らのデータでは、初期のポアソン比は0.15程度であり、せん断応力レベルが0.5より大きくなると指数関数的に増加する非線形性を示している。一方、本試験では、ポアソン比はせん断応力レベルに因らず0.25~0.3程度となっており、顕著な非線形性はなく、両試験の結果には差が生じている。この差については、これまでに泥岩のポアソン比について論じている研究は少なく今後のデータの蓄積と検証が必要である。

2.4 非排水繰返し三軸試験結果

微小ひずみ領域における変形特性を検証するため、非排水繰返し三軸試験を2ケース実施した。拘束圧は各ケースともに、深度50mレベルの有効土被り圧を想定して500kPaとした。ひずみ計測は各ケースともLDTを用いた。

Fig. 4に得られた変形係数 E_{sec}/E_0 と軸ひずみ ε_a の関係を示す。縦軸は、割線弾性係数 E_{sec} をひずみレベル0.001%以下での初期変形係数 E_0 で除した値である。なお、各ケ

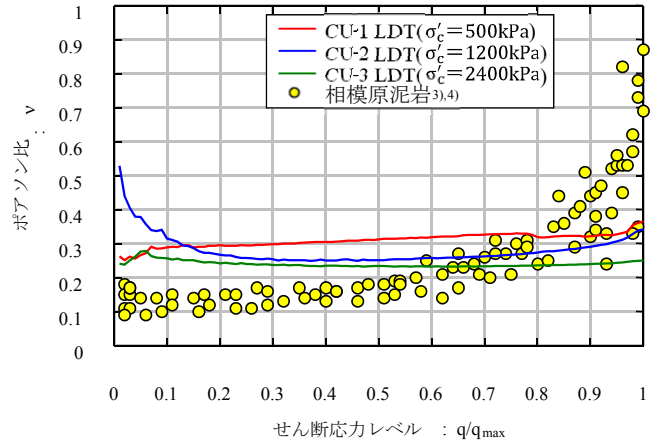


Fig. 3 ポアソン比-せん断応力レベル関係
Poisson's Ratio - Shear Stress Relationship

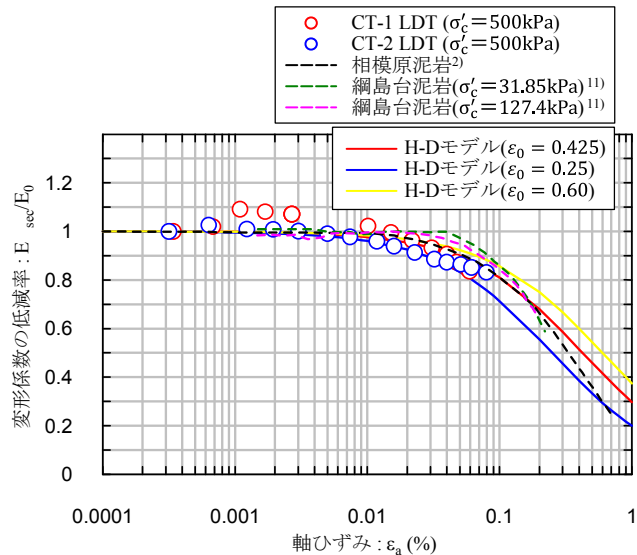


Fig. 4 H-Dモデルによる変形係数-軸ひずみ関係
Deformation Modulus - Axial Strain Relationship
(Hardin-Drnevich Model)

ースの E_0 は、CT-1で $E_0 = 1266\text{MPa}$ 、CT-2で $E_0 = 1164\text{MPa}$ である。

0.001~0.005%程度のひずみでは、変形係数の顕著な低下は認められず、このひずみレベルでは、ほぼ線形的な挙動が生じている。ひずみが0.005%を超えると、変形係数の顕著な低下が認められ、ひずみが0.1%程度では、初期変形係数の80%程度まで低下している。また、Fig. 4には比較のため、相模原市の試料を用いた龍岡らの研究²⁾と、横浜市の試料を用いた福元らの研究¹¹⁾の試験結果もプロットしている。これらはLDT計測を実施した試験結果である。3つの試験結果は、採取地の異なる泥岩を用いているが、同様の低下の傾向を示している。

3. 上総層群泥岩の非線形構成モデル

本研究では、泥岩の非線形挙動の再現予測をFEMで行うために、非線形弾性構成式と弾塑性構成式の提案を行

った。本章では、これらの構成式の概要について述べる。

3.1 非線形弾性構成式による定式化

前章で述べたように、泥岩の変形係数は、ひずみレベルが0.005%程度の非常に小さい領域から非線形性を示し、ひずみの増加に応じて低下する傾向を有している。そこで、泥岩の変形係数の低下傾向を、Hardin-Drnevichモデル(以下、H-Dモデルとする)で表現することを試みた。H-Dモデルによる近似式は、下記の(1)式より与えられる。

$$E_{sec}/E_0 = \frac{1}{1 + \varepsilon_1/\varepsilon_0} \quad (1)$$

- E_{sec} : 割線変形係数
- E_0 : 初期変形係数
- ε_1 : 最大主ひずみ
- ε_0 : 基準ひずみ

H-Dモデルを用いて変形係数の低下傾向の近似を行う場合、初期変形係数 E_0 として、原位置でのPS検層や室内の超音波パルス試験によるせん断波速度から算出した動弾性係数 E_d が用いられる。また、基準ひずみ ε_0 は、 $E_{sec}/E_0 = 1/2$ におけるひずみである。三軸圧縮試験における割線弾性係数 E_{sec} を用いて、初期弾性係数 E_0 からの低下率が1/2となるひずみを求めれば、基準ひずみ ε_0 を決定することができる。このように、H-Dモデルを用いることで、通常の土質試験によって、簡易に非線形挙動を表現するための構成式を構築することができる。

Fig. 4に、前章の非排水繰返し三軸試験結果に加え、H-Dモデルによる近似式を示す。H-Dモデルの基準ひずみは、繰返し三軸試験と同拘束圧で行ったCU試験のCU-1から算出しており、 $\varepsilon_0(\%) = 0.425$ とした。Fig. 4より、H-Dモデルによる近似式は、非排水繰返し三軸試験による変形係数の低下を良く表現できているのが分かる。また、Fig. 4には、相模原市で採取した試料を用いた龍岡らの研究²⁾と、横浜市の試料を用いた福元らの研究¹¹⁾による変形係数についてもプロットしている。さらに、基準ひずみを $\varepsilon_0(\%) = 0.25, 0.60$ としたH-Dモデルによる近似式も同時に示す。試料採取地の違う3つの泥岩の変形係数は、概ね $\varepsilon_0(\%) = 0.25, 0.60$ とした近似式付近にプロットされているのが分かる。泥岩の変形係数の低下挙動は、試料採取地の違いによる影響が少ないものと推察されることから、H-Dモデルによる近似を行う際、基準ひずみを $\varepsilon_0(\%) = 0.25 \sim 0.60$ の範囲で決定すれば、泥岩の非線形挙動を精度良く推測することができると思われる。

このように、H-Dモデルによって変形係数の低下傾向を近似することで、基準ひずみを決定するのみで、泥岩の非線形挙動を表現することができる。以下、H-Dモデルと記述するものは、本構成式を示すものとする。

3.2 弾塑性構成式による定式化

泥岩などの堆積軟岩の非線形挙動を表現した弾塑性構成式はいくつか提案されており、代表的なものに足立・岡ら¹⁴⁾のモデルやZhang¹⁵⁾のモデルがある。これらの弾塑性構成式による三軸試験のシミュレーションでは、堆積

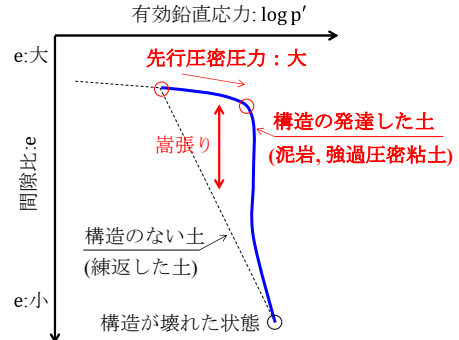


Fig. 5 骨格構造を持つ土の圧密特性の概略
Compression behavior of structured soils

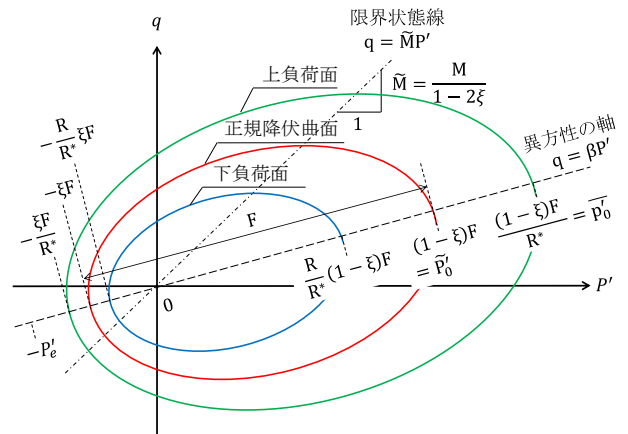


Fig. 6 弾塑性構成モデルにおける降伏曲面の概略図
Normal Yield Surface and Super/Subloading Yield Surface

軟岩の非線形挙動を精度良く再現できることが示されている。本研究では、自社開発FEMコードGRASP3D¹⁶⁾への適用を考え、新たにCam-Clayモデルを基にした弾塑性構成式の提案を行うこととした。

泥岩はセメンテーションにより粘性土が硬化したものであり、泥岩の弾塑性構成式を提案する上では、泥岩が有するセメンテーションの効果に着目する必要がある。土はセメンテーションによって、主に以下の2つの力学特性を示ことが知られている。

- ① 負の平均有効主応力に対して強度を有する
- ② 発達した骨格構造を有する

①については、引張強度を有しているという意味に等しく、Hashiguchiら¹⁷⁾によって示されている。②の骨格構造は、三笠¹⁸⁾によって定義された言葉で、詳細は浅岡ら¹⁹⁾を参照されたい。ここでは発達した骨格構造を有する土の力学特性を説明する。Fig. 5に発達した骨格構造を有するe-log p'曲線を示す。骨格構造を持った土は、骨格構造を持たない土(練返した土)の上側にその状態を取ることができる。これが骨格構造を持つ土の力学特性であり、特に骨格構造が発達した泥岩にこの特性が顕著であることが、細野ら¹⁰⁾によって明らかにされている。

本研究では、以上の2つの力学特性を考慮できる泥岩の弾塑性構成式として、Hashiguchiら¹⁷⁾による負の平均有効主応力にも適応可能な下負荷面モデルに、Asaokaら²⁰⁾に

よる骨格構造を表現する上負荷面を導入した構成式を提案することとした。

Hashiguchiら¹⁷⁾によるモデルの正規降伏曲面は、修正Cam-Clayモデルを負の平均有効主応力に拡張した降伏曲面を持ち、下記の(2)式により表される。

$$\left\{ \frac{p' - \{(1/2) - \xi\}F}{F/2} \right\}^2 + \frac{\|\hat{\sigma}^*\|^2}{(MF/2)^2} = 1 \quad (2)$$

- p' : 平均有効主応力
- F : 硬化関数
- M : 限界状態の応力比
- ξ : 平均有効主応力の負側への拡張を表す値
- $\hat{\sigma}^*$: 異方性を考慮した偏差応力

さらに、 $\hat{\sigma}^*$ は以下の(3)式で表される。

$$\hat{\sigma}^* = \sigma^* - p'\beta \quad (3)$$

- σ^* : 偏差応力テンソル
 - β : Sekiguchi and Ohta²¹⁾の異方性を示す定数
- (2)式を硬化関数Fについて展開すると、降伏関数が求められる。 (4)式ようになる。

$$F(H) = f(p', \hat{\chi}) = \begin{cases} p'\{1 + (\hat{\chi}/p')^2\} & \text{for } \xi = 0 \\ \frac{1}{\xi}(p'_\chi - \hat{\xi}p') & \text{for } \xi \neq 0 \end{cases} \quad (4)$$

(4)式中の $\hat{\chi}$, $\hat{\xi}$, $\hat{\xi}$, p'_χ は、それぞれ以下の(5)式~(8)式で与えられる。

$$\hat{\chi} = \frac{\|\hat{\sigma}^*\|}{M} \quad (5)$$

$$\hat{\xi} = 2(1 - \xi)\xi \quad (6)$$

$$\hat{\xi} = (1 - 2\xi) \quad (7)$$

$$p'_\chi = \sqrt{p'^2 + 2\hat{\xi}\hat{\chi}^2} \quad (8)$$

本構成式は、Fig. 6に示す様に、正規降伏曲面に対して相似な下負荷面および上負荷面を導入する。下負荷面と上負荷面の相似比をR、正規降伏曲面と上負荷面の相似比をR*とすると、各相似比の発展則は(9)式および(10)式で表され、下負荷面の降伏関数は(11)式で与えられる。

$$\dot{R} = U \|\dot{\varepsilon}^P\| \quad U = -\frac{m}{D} \ln R \quad (9)$$

$$\dot{R}^* = U^* \|\dot{\varepsilon}^P\| \quad U^* = \frac{a}{D} R^{*b} (1 - R^*)^c \quad (10)$$

$$f_{\text{sub}}(p', \hat{\chi}) = \frac{R}{R^*} F(H) \quad (0 < R \leq 1, 0 < R^* \leq 1) \quad (11)$$

- ここに、 $\dot{\varepsilon}^P$: 塑性ひずみ速度
- D : ダイレイタンスー係数
- m : 正規圧密土化指数
- a, b, c : 構造低位化指数

また、本構成式ではHashiguchiらに従い塑性体積ひずみを硬化パラメータとし、(12)式で与えることとする。

$$H = -\varepsilon_v^P = MD \ln \frac{(1 - \xi)F + P_e}{(1 - \xi)F_0 + P_e} \quad (12)$$

- F_0 : 硬化関数Fの初期値
- P_e : 負の平均有効主応力の限界値

以上が本研究で提案する泥岩の弾塑性構成式である。

Cam-Clayモデルを基にした構成式であるため、圧密試験や三軸試験に基づく定数設定が必要であり、基準ひずみ

のみで決まるH-Dモデルと比較すると入力定数は多い。しかし、H-Dモデルでは表現が難しい軟化挙動や拘束圧依存性に基づく非線形挙動を表現することが可能である。以下、弾塑性構成式と記述するものは、本構成式を示すものとする。

4. 土質試験の再現解析

提案した上総層群泥岩の非線形構成式による力学挙動の再現性を検証するため、土質試験のシミュレーション解析を行った。H-Dモデルについては、2.3の非排水三軸圧縮試験(CU試験)を対象に検証した。弾塑性構成式については、圧密試験に基づく定数設定が必要なことから、CU試験、CD試験に加え、高圧圧密試験も実施している細野らの研究¹⁰⁾を対象とした。また、早野ら³⁾による三主応力試験の再現解析を行い、H-Dモデルと弾塑性構成式の特長について比較した。

4.1 H-Dモデルの検証

H-Dモデルによる2.3の非排水三軸試験(CU試験)の再現解析について述べる。Table 4に解析に用いた材料定数を示す。初期変形係数 E_0 は、2章の非排水繰返し三軸試験より得られた微小ひずみ領域における変形係数の2ケースの平均的な値として1200MPaとした。H-Dモデルによる変形係数の低下を決定する基準ひずみ ε_0 は、解析対象のCU試験結果における割線弾性係数 E_{sec} が、初期変形係数 E_0 の1/2となる軸ひずみ ε_a より決定した。

Fig. 7に軸差応力 q -軸ひずみ ε_a の関係を示す。ひずみが0.2%程度までは、実験値と概ね一致しているが、ひずみがこの値より大きくなると、実験値との乖離が生じてい

Table 4 H-Dモデルの材料定数
Parameters of H-D model

拘束圧 σ'_c (kPa)	500	1200	2400
初期変形係数 E_0 (MPa)	1200		
基準ひずみ ε_0 (%)	0.425	0.435	0.462
ポアソン比 ν	0.25		

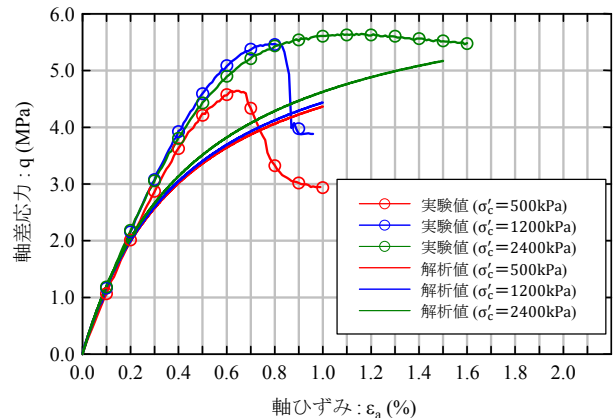


Fig. 7 H-Dモデルによる軸差応力-軸ひずみ関係
Relationship between Deviator Stress and Axial Strain (H-D Model)

Table 5 弾塑性モデルによる材料定数
Parameters of Elasto-Plastic Model

拘束圧 σ'_c (kPa)	490.1	981	3924	7848
限界状態応力比M	1.2			
ダイレイタンス係数D	0.0765			
圧縮指数 λ	0.17			
膨潤指数 κ	0.02			
ポアソン比 ν	0.25			
正規圧密土化指数m	5.0			
構造低位化指数a (b=c=1.0)	1.5			
負圧限界値 P_a (MPa)	1.5			
負圧への拡張指数 ξ	0.08			
正規降伏曲面の先行圧密圧力 P'_{01} (MPa)	3.00			
上負荷面の先行圧密圧力 P'_{02} (MPa)	8.16			
先行圧密時の間隙比 e_0	0.671			
過圧密比OCR	16.6	8.3	2.1	1.0

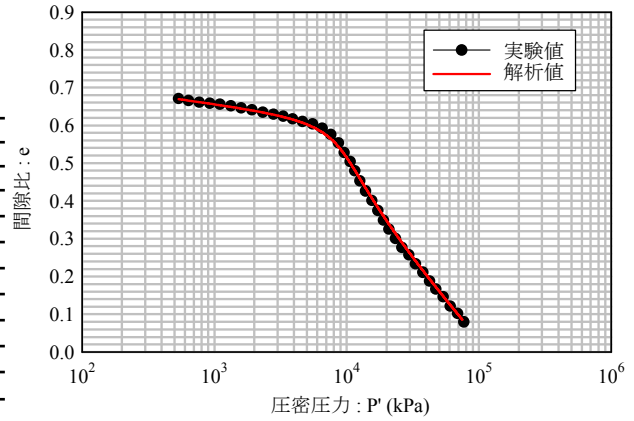


Fig. 8 弾塑性モデルによる $e - \log P'$ 関係
Compression Behavior (Elasto-Plastic Model)

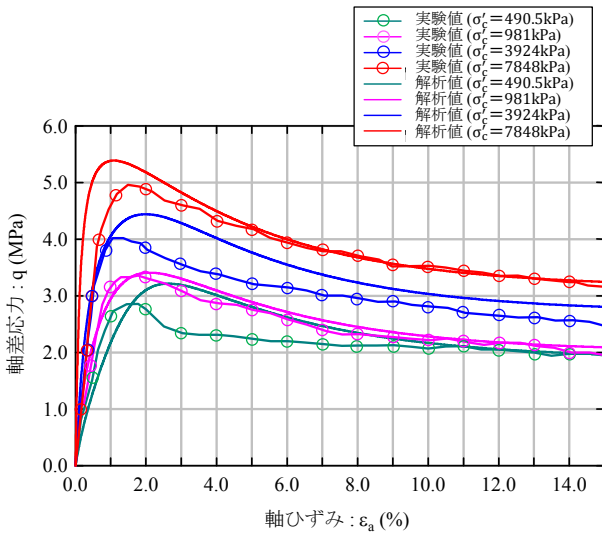


Fig. 9 \overline{CU} 試験における軸差応力-軸ひずみ関係
Stress-Strain Relationship on \overline{CU} Tests (Elasto-Plastic Model)

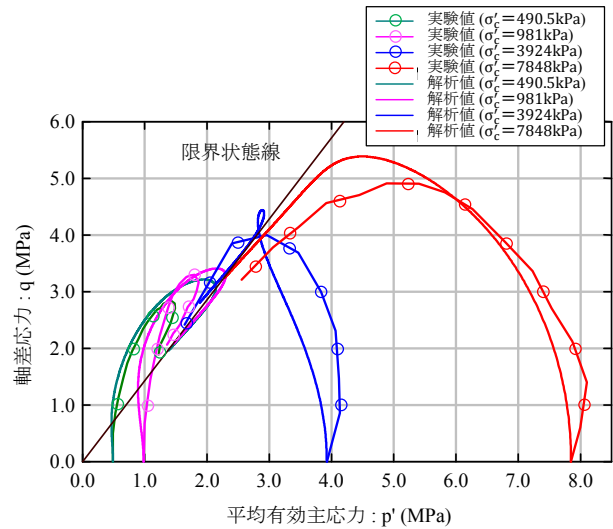


Fig. 10 \overline{CU} 試験におけるストレスパス
Effective Stress Path on \overline{CU} Tests (Elasto-Plastic Model)

る。また、H-Dモデルは非線形弾性構成式の特性から、荷重ピーク後の軟化挙動を扱うことはできない。しかし、実際の大深度地下施工の分野においては、例えば、越智⁸⁾らによる泥岩の地下空洞でのひずみ計測結果では0.2%以下の微小な値が得られており、さらに軟化領域までを扱うことも稀であると考えられる。したがって、実務適用を考えた場合には、H-Dモデルは入力定数の少ない合理的な非線形構成式と言える。

4.2 弾塑性構成式の検証

細野¹⁰⁾による高圧定ひずみ圧密試験、 \overline{CU} 試験およびCD試験を対象に弾塑性構成式による再現解析を行う。解析に用いた材料定数をTable 5に示す。

Fig. 8に高圧定ひずみ圧密試験による $e - \log P'$ 関係を示す。Fig. 8より、解析値が実験値と非常に良く一致しているのが分かる。下負荷面および上負荷面の導入によって、 $e - \log P'$ 関係の非線形性を滑らかに表現することができる。

\overline{CU} 試験における軸差応力 q -軸ひずみ ϵ_a の関係をFig. 9

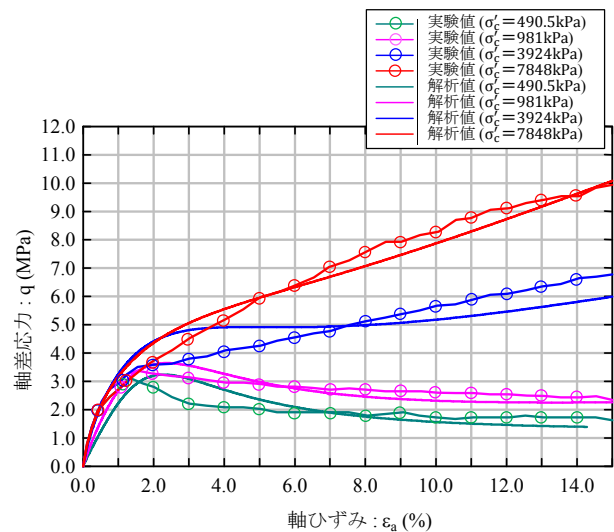


Fig. 11 CD試験における軸差応力-軸ひずみ関係
Stress-Strain Relationship on CD Tests (Elasto-Plastic Model)

に示す。全ての拘束圧条件の実験値と解析値は概ね一致しており、軟化挙動も含めて精度良くシミュレートできている。

Fig. 10にCU試験におけるストレスパスを示す。拘束圧が小さい場合には、反時計回りに限界状態線に漸近し、拘束圧が大きい場合には時計回りに漸近する挙動を示すが、解析値でも拘束圧によるこの様な挙動の違いを概ね精度良くシミュレートできていることが確認できる。

次に、Fig. 11にCD試験における軸差応力 q -軸ひずみ ϵ_a の関係を示す。同関係の曲線は、拘束圧が小さい場合には荷重ピーク後に軟化挙動を示し、拘束圧が大きい場合には荷重ピークは示さず硬化し続ける挙動を示す。解析結果においても、この様な挙動が良く再現できることが確認できる。

このように、弾塑性構成式では、圧密試験や三軸試験による入力定数が必要となり、定数設定に多少の手間を要するが、拘束圧の影響を表現できる利点がある。

4.3 H-Dモデルと弾塑性構成式の比較

H-Dモデルと弾塑性構成式で同一のCU試験と圧密試験を対象とした解析を実施し、両者を比較することとした。解析対象は、相模原市で採取された泥岩を用いた早野ら³⁾による三主応力試験である。同泥岩は、龍岡・早野・越智らによる一連の研究²⁾⁻⁸⁾で対象とされており、変形特性や強度特性についての詳細な検証がなされており、材料定数はこれらの文献を参考に決定した。

H-Dモデルによる解析に用いた材料定数をTable 6に示す。初期変形係数 E_0 は、原位置でのPS検層から求めた動弾性係数を用いた。基準ひずみは、三主応力試験の割線変形係数 E_{sec} から求めた。Table 7には弾塑性構成式による解析に用いた材料定数を示す。弾塑性構成式の材料定数は、一次元圧密試験および三主応力試験を基に決定した。

軸差応力 q -軸ひずみ ϵ_a の関係をFig. 12に示し、一次元圧密試験結果をFig. 13に示す。Fig. 12より、両構成式を比較すると、ひずみ0.2%程度までは両構成式とも解析値は実験値を精度良く再現できている。ひずみ0.2%から荷重のピークを示す0.6%においても、両構成式による解析値と実験値は概ね一致している。ひずみ0.6%以上では、H-Dモデルは実験値との乖離が大きくなるが、弾塑性構成式は、ピーク後の軟化挙動を再現できている。また、Fig. 13に示す圧密試験結果の $e - \log P'$ 関係についても、弾塑性モデルは実験値を概ね再現できている。

5. 大深度地下の空洞掘削の再現解析

提案した非線形構成式による空洞掘削の施工時挙動の再現性を検証するために、龍岡・越智ら⁶⁾⁻⁸⁾による相模原市の泥岩層における空洞掘削の実験事例の再現解析を行った。同空洞は、深度50mの立坑と全長30m、最大幅8.0m、最大高さ8.0mの横坑からなる。本章では、立坑および横

Table 6 H-Dモデルの材料定数
Parameters of H-D Model

初期変形係数 E_0 (MPa)	3200
基準ひずみ ϵ_0 (%)	0.313
ポアソン比 ν	0.15

Table 7 弾塑性モデルの材料定数
Parameters of Elasto-Plastic Model

限界状態応力比 M	1.2
ダイレイタンス係数 D	0.0838
圧縮指数 λ	0.18
膨潤指数 κ	0.005
ポアソン比 ν	0.15
正規圧密土化指数 m	40
構造低位化指数 a ($b=c=1.0$)	4
負圧限界値 P_a (MPa)	3.0
負圧への拡張指数 ξ	0.15
正規降伏曲面の先行圧密圧力 P'_0 (MPa)	5.0
上負荷面の先行圧密圧力 P'_1 (MPa)	12.0
先行圧密時の間隙比 e_0	0.740

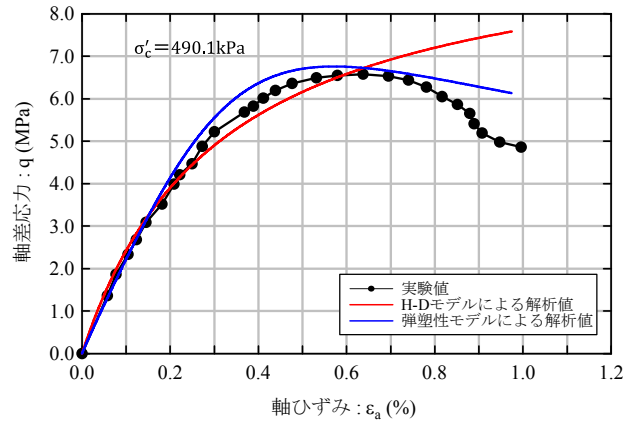


Fig. 12 軸差応力-軸ひずみ関係
Stress-Strain Relationship

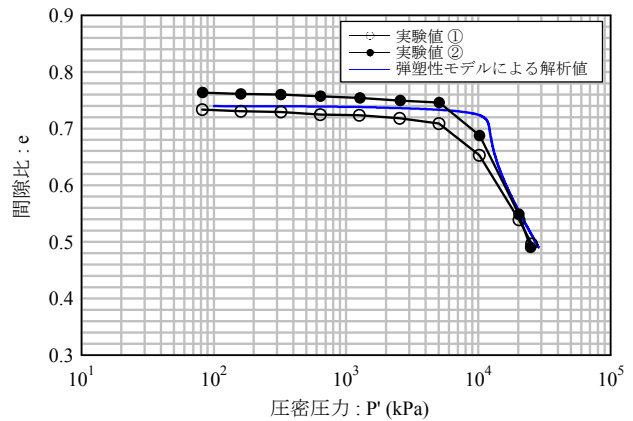


Fig. 13 圧密試験結果
Compression Behavior

坑掘削時の地盤変位に関して、実測値との比較を行い、H-Dモデルおよび弾塑性構成式の施工時挙動の再現性の検証を行った。

5.1 解析モデルの概要

Fig. 14にFEM解析モデルを示す。FEM解析は地下水の

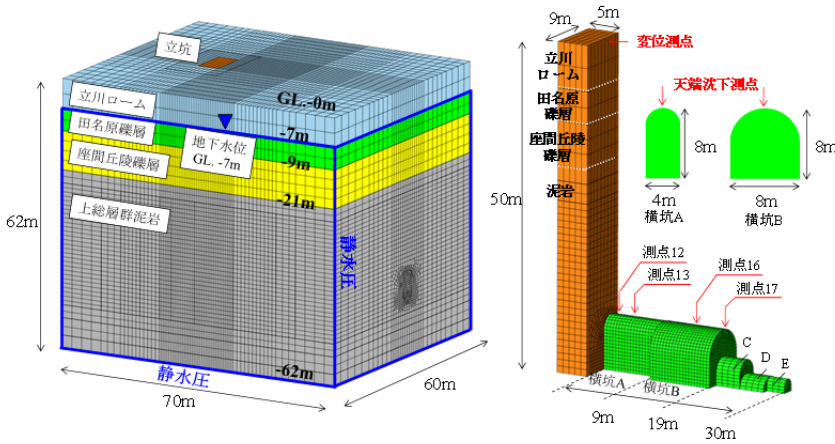


Fig. 14 解析モデルの概要
FEM Analysis Model

Table 8 解析に用いた材料定数
Soil Parameters for FEM Analysis

地層	上総層群泥岩	立川ローム	田名原礫層	座間丘陵礫層
変形係数E(MPa)	3200※	32.0	435.0	614.0
ポアソン比ν	0.25	0.45	0.30	0.3
静止土圧係数K ₀	1.0	0.5	0.5	0.5
透水係数κ(cm/sec)	1.0 × 10 ⁻⁶	1.0 × 10 ⁻³	1.0 × 10 ⁻¹	1.0 × 10 ⁻¹
単位体積重量(kN/m ³)	20.0	14.0	20.0	20.0

※ H-Dモデルでの初期変形係数: E₀ (PS層層による変形係数)

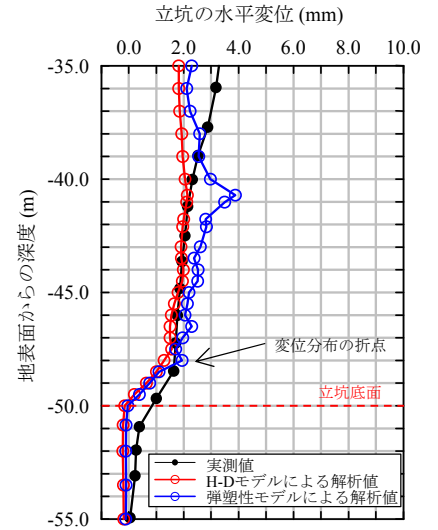


Fig. 15 立坑水平変位
Distribution of Horizontal Displacement

影響を考慮した土/水連成解析とした。解析モデルの底面および地下水位以深の側面には静水圧条件を与え、地下水位以深の立坑および横坑の掘削面は、排水状態として圧力水頭ゼロを設定した。なお、本解析に用いた土/水連成解析手法の詳細については、文献¹⁶⁾を参照されたい。また、Fig. 15に示すように、泥岩層はGL.-21m以深であり、上部には立川ローム、田名原礫層、座間丘陵礫層が堆積している。解析では、非線形を考慮する地盤は泥岩のみとし、泥岩以外の立川ローム、田名原礫層、座間丘陵礫層については線形弾性体とした。

Table 8に、解析で用いた材料定数を示す。泥岩の力学特性を示す定数については、4.3節で用いた値(Table 6, Table 7)と同一である。透水係数については、同空洞内で行われた原位置透水試験結果²²⁾を基に決定した。立坑および横坑の掘削過程のモデル化については、実際の施工過程を模擬して、立坑を11ステップ、横坑を12ステップに分けて逐次計算を行った。ステップ毎には10回の繰返し計算を行い、泥岩の非線形特性の忠実な再現を図った。また、文献⁸⁾より、横坑掘削時の掘削底面の浮き上がりは、天端沈下の1/10程度であったことが報告されており、掘削に伴うリバウンドがほとんど生じていないことが伺える。このことから、解析では、掘削底面にかかる鉛直上向きの掘削解放力を制限する条件を与えた。解析値と実測値を比較する対象は、立坑掘削時については、坑壁の水平変位量とし、横坑掘削時については、横断面積が最大の横坑Bの天端沈下量とした。

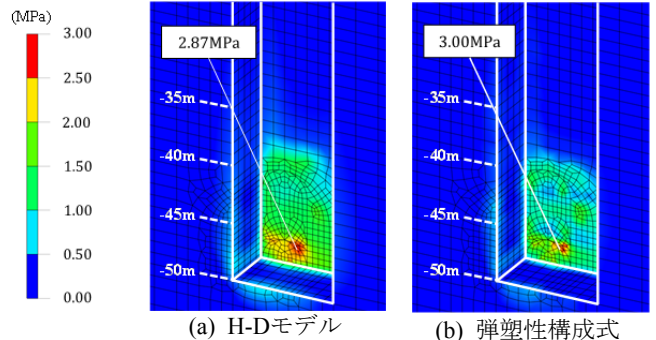
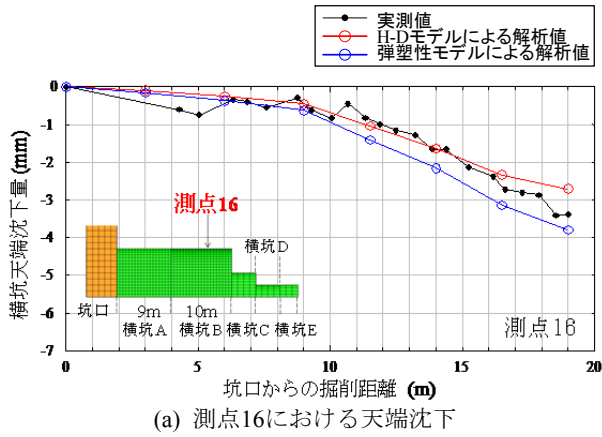


Fig. 16 立坑掘削時の最大せん断応力分布
Distribution of Max Shear Stress

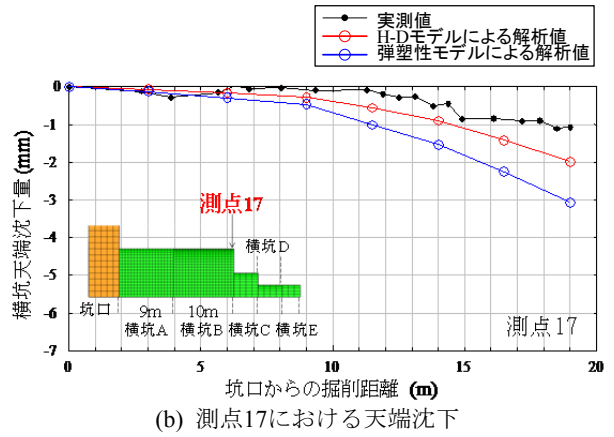
5.2 立坑掘削時の地盤変形

立坑掘削終了時の坑壁の水平変位分布をFig. 15に示す。各深度において、H-Dモデルおよび弾塑性構成式による解析結果は、実測値を概ね再現できている。H-Dモデルと弾塑性構成式の解析結果を比較すると、弾塑性構成式の解析結果の方が大きな変位となった。

立坑掘削終了時の最大せん断応力の分布をFig. 17に示す。H-Dモデルと弾塑性構成式ともに、深度48m付近で応力が大きく生じている。Fig. 15の実測値を見ると、深度48m付近に変位の折点があることから、原位置の地盤においても同深度付近で応力が大きく生じたことが推察される。H-Dモデルと弾塑性構成式の解析結果を比較すると、応力分布および応力の最大値は同程度となった。前章のFig. 12に示した軸差応力-軸ひずみ関係より、この応力レベルで発生するひずみは、H-Dモデルの適用可能範囲であることが想定される。

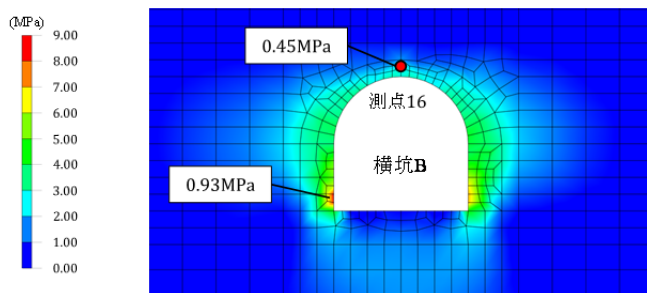


(a) 測点16における天端沈下

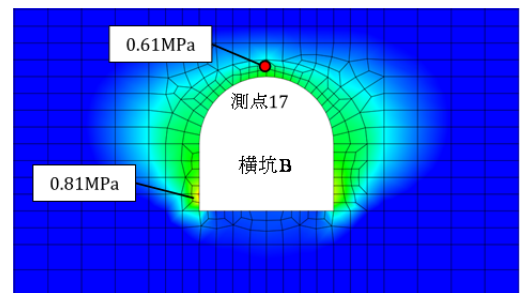


(b) 測点17における天端沈下

Fig. 17 横坑天端変位
Distribution of Settlement



(a) H-Dモデル



(b) 弾塑性モデル

Fig. 18 横坑掘削終了時の横坑B断面の最大せん断応力分布
Distribution of Max Shear Stress

5.3 横坑掘削時の地盤変形

Fig. 17に坑口からの掘進に伴う横坑Bの天端沈下の進展を示す。文献⁸⁾で用いられた測点番号を同図でも引用している。測点16では、H-Dモデルおよび弾塑性構成式による解析結果は、実測値と良く整合している。測点17では、横坑B掘削終了時(坑口からの掘削距離19m)の実測における天端沈下は1.0mm程度と微小である。解析では、H-Dモデルと弾塑性構成式ともに実測値より大きめの値が得られているが、微小な地盤変位の比較において、両モデルは安全側かつ実用可能なレベルの変位を与えている。

Fig. 18に、横坑掘削終了時の横坑B(測点16)断面の最大せん断応力の分布を示す。H-Dモデル、弾塑性構成モデルともに、側壁の下方で応力が大きくなっており、底面ではあまり生じていない。発生する応力の最大値は1.0MPa弱であり、立坑時と比較すると1/3程度となった。前章のFig. 12に示した軸差応力-軸ひずみ関係より、この応力レベルで発生するひずみは、非常に微小であり、H-Dモデルの適用可能範囲であることが想定される。

6. おわりに

本研究では、上総層群泥岩の力学特性を検証するために、H-Dモデルおよび弾塑性構成モデルを構築し、土質試験の力学挙動および実規模の大深度空洞での施工時挙動の再現解析を実施した。その結果、本研究で提案した

構成式は、施工時の地盤挙動の予測に適用可能であることが分かった。以下に本研究のまとめを示す。

- 1) H-Dモデルによる三軸試験の再現解析では、ひずみ0.2%程度までは実験値を精度良く再現できた。大深度の空洞施工の計測事例では、泥岩の発生ひずみは同レベル以下であり、H-Dモデルの実用は可能であると考えられる。
- 2) 弾塑性構成式による三軸試験の再現解析では、ひずみの全般で概ね実験値と一致する解析結果が得られた。
- 3) H-Dモデルおよび弾塑性構成式による立坑掘削の再現解析では、両構成式とも実測の抗壁水平変位を良好に再現できた。
- 4) H-Dモデルおよび弾塑性構成式による横坑掘削の再現解析では、実測の天端沈下量よりも若干大きめの値を与えたが、実務での施工時挙動の予測に十分な精度が得られた。

本研究では地盤変形を対象に検証を行ったが、今後は、提案した非線形構成式による解析事例を蓄積し、応力状態や間隙水圧についての再現性の検証を行うこととする。

参考文献

- 1) 越智健三, 金有性, 龍岡文夫: ひずみ依存性と測定誤差を考慮した堆積軟岩の変形特性の検証, 土木学会論文集, No.463, III-22, pp.133-142, 1993.3

- 2) 龍岡文夫, 小高猛司, 王林, 早野公敏, 古関潤一 : 堆積軟岩の変形特性, 土木学会論文集, No.561, III-38, pp.1-17, 1997.3
- 3) 早野公敏, 佐藤剛司, 古関潤一, 龍岡文夫 : 三主応力試験装置を用いた堆積軟岩の変形特性に関する基礎的研究, 東京大学生産研究所, 生産研究, 第50巻, 第8号, pp.14-17, 1998.8
- 4) K. Hayano, T. Sato and F. Tatsuoka : Deformation Characteristic of a sedimentary soft mudstone from triaxial compression tests using rectangular prism specimens, *Geotechnique*, 47, No.3, pp.439-449, 1997
- 5) K. Hayano, M. Matsumoto, F. Tatsuoka and J. Koseki : Evaluation of time-dependent deformation properties of sedimentary soft rock and their constitutive modeling, *Soil and Foundations*, Vol.41, No.2, pp.21-38, 2001.4
- 6) F. Tatsuoka, K. Ochi, T. Tsubouchi, Y. Kohata and L. Wang : Experimental underground excavations in sedimentary softrock at Sagamihara, *Geotechnical Engineering*, 125, pp.206-223, 1997.10
- 7) 越智健三, 壺内達也, 龍岡文夫 : 立坑掘削と原位位置試験による堆積軟岩の変形特性, 土木学会論文集, No.463, III-22, pp.143-152, 1993.3
- 8) 越智健三, 壺内達也, 龍岡文夫 : 空洞掘削と実験調査および線形逆解析による堆積軟岩の変形特性, 土木学会論文集, No.487, III-26, pp.177-186, 1994.3
- 9) 細野高康, 小泉和広, 杉田信隆, 小川正二 : 上総層群の高圧圧密特性, 応用地質, 34巻, 5号, pp.15-24, 1993
- 10) 細野高康, 中島雅之, 小泉和広, 杉田信隆, 小川正二 : 上総層群中部層シルト岩の強度特性・変形特性, 応用地質, 34巻, 5号, pp.25-36, 1993
- 11) 福元俊一, 吉田望, 佐原守 : 堆積軟岩の動的変形特性, 日本地震工学会論文集, 第9巻, 第1号, pp.46-64, 2009
- 12) (社)地盤工学会 : 土質試験 基本と手引き 第二回改訂版, 2010.3
- 13) (社)地盤工学会 : 土質試験の方法と解説 第一回改訂版, 2004.
- 14) 足立紀尚, 岡二三生 : 軟岩のひずみ軟化型弾塑性構成モデル, 土木学会論文集, No.445, III-18, pp.9-16, 1992.3
- 15) F. Zhang, A. Yashima, T. Nakai, G.L. Ye and H. Aung : An elasto-viscoplastic model for soft sedimentary rock based on tij concept and subloading yield surface, *Soils and Foundations*, Vol.45, No.1, pp.65-73, 2005
- 16) 杉江茂彦 : 3次元地盤/地下水連成解析プログラム GRASP3Dの解析理論と粘土の力学挙動解析への応用, 大林組技術研究所, No.51, pp.15-22, 1995
- 17) K. Hashiguchi and T. Mase : Extended yield condition of soils with tensile yield strength and rotational hardening, *International Journal of Plasticity*, vol. 23, pp.1939-1956, 2007
- 18) 三笠正人 : 土の工学的性質の分類表とその意義, 土と基礎, Vol.12, No.4, pp.17-24, 1964
- 19) 浅岡頤, 中野正樹, 野田利弘 : 「構造」を持った土の弾塑性挙動, 応用力学論文集, Vol.3, pp.335-342, 2000.8
- 20) A. Asaoka, M. Nakano and T. Noda : Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.2, pp.99-110, 2000.4
- 21) H. Sekiguchi and H. Ohta : Induced anisotropy and time dependency in clay, *Proc.*, 9th ICSMFE, Vol.1, pp.289-292, 1977
- 22) 宇野晴彦, 田坂嘉章, 谷智之, 吉川和夫 : 軟岩空洞周辺の透水係数の変化と岩石供試体せん断時の透水特性, 岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 33巻, pp.421-426, 2004