

**泥炭性軟弱地盤における  
柔構造樋門設計マニュアル計算事例**

**平成 25 年 4 月**

**北海道開発局 建設部 河川工事課  
独立行政法人 土木研究所 寒地土木研究所**

## 目 次

1. はじめに	1-1
1.1 「泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門設計マニュアル」の要旨	1-1
1.2 「泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門設計マニュアル」の適用範囲	1-2
2. カムクレイ系FEM解析による地盤対策工の解析・検討	2-1
2.1 カムクレイモデルまたは関口・太田モデルによるFEM解析	2-1
3. 堤防の沈下抑制対策工としてのプレロード系工法の活用	3-1
3.1 堤防の不同沈下・側方変位抑制対策工としてのプレロード工法	3-2
3.1.1 補償基礎の考え方	3-2
3.1.2 樋門周辺堤防におけるプレロード工法の特性	3-2
3.2 プレロード系工法による対策効果の推定	3-4
3.2.1 プレロード系工法による地盤対策工の評価	3-4
3.2.2 FEM解析の活用によるプレロード系工法の効果の推定法	3-6
3.3 カムクレイ系FEM解析によるプレロード系工法の効果の推定	3-8
3.3.1 プレロード系工法の特性とその活用法	3-8
3.3.2 カムクレイ系FEM解析によるプレロード工法の入力方法	3-9
4. カムクレイ系弾塑性構成式に基づくFEM解析モデルによる解析・検討	4-1
4.1 カムクレイ系FEM解析の基本条件	4-1
4.2 地盤解析フロー	4-2
4.3 試算検討による初期地盤応力解析と既設堤防地盤応力解析との対比	4-6
4.3.1 “初期地盤応力からの解析”および“既設堤防地盤応力からの解析”	4-6
4.3.2 “初期地盤応力からの解析”と“既設堤防地盤応力からの解析”の解析条件	4-7
4.3.3 解析検討結果	4-7
4.4 地盤調査における留意事項	4-9
5. カムクレイ系のFEM解析による地盤沈下・変位分布の推定	5-1
5.1 地盤と堤防の解析モデル	5-1
5.2 基本ケース（地盤対策工なし）の解析	5-3
5.2.1 基本ケースの解析ステップ	5-3
5.2.2 地盤の層別パラメータの設定	5-5
5.2.3 基本ケースの解析結果	5-6
5.3 プレロード工法の検討	5-9
5.3.1 プレロード工法の解析ステップ	5-9

5.3.2 プレロード工法の解析結果	5-10
5.4 サーチャージ工法の検討	5-12
5.4.1 サーチャージ工法の解析ステップ	5-12
5.4.2 解析結果	5-13
5.5 高荷重強度プレロード工法の解析	5-15
5.5.1 高荷重強度プレロード工法の解析ステップ	5-15
5.5.2 解析結果	5-17
5.6 掘削置換工法の解析	5-19
5.6.1 置換工法の解析ケース	5-19
5.6.2 解析結果	5-20
5.7 セメント系固化改良体工法の解析	5-22
5.7.1 基本ケースⅡの解析	5-22
5.7.2 浅層・中層・深層混合処理工法の解析	5-27
5.7.3 樋門周辺堤防の沈下・変位の試算検討結果	5-35
5.7.4 試算検討結果の個別評価	5-36
5.7.5 その他の評価項目	5-40
6. キャンバー盛土工法	6-1
6.1 地盤沈下補償対策工としてのキャンバー盛土工法	6-1
6.2 キャンバー盛土工法の検討	6-2
6.2.1 キャンバー盛土工法	6-2
6.2.2 キャンバー盛土工法の評価	6-4
7. 堤防縦断方向のすりつけ対策工の検討	7-1
7.1 解析条件	7-1
7.2 解析結果とその評価	7-5
8. カムクレイ系のFEM解析用パラメータの決定法	8-1
8.1 泥炭地盤の土質パラメータの算定方法	8-1
8.2 簡易的な土質試験から得られた試験値に基づく土質パラメータの算定	8-2
8.2.1 簡易的な試験から得られた泥炭地盤の試験値	8-2
8.2.2 泥炭性軟弱地盤の土質パラメータの算定	8-2
9. ばらつきを考慮した地層の土質パラメータの設定	9-1
9.1 基本ケース（プレロード2年）の地層別沈下量の把握	9-1
9.2 関口・太田モデルの簡易設定法による粘性土の影響検討	9-2
9.3 沈下卓越層のばらつきを考慮した土質パラメータの設定	9-7

9.4 土質パラメータのばらつきを考慮した解析検討	9-17
9.4.1 土質パラメータのばらつきを考慮した検討ケース	9-17
9.4.2 土質パラメータのばらつきを考慮したFEM解析結果	9-18
10. 計算事例の考察と当面の対応策	10-1
10.1 考察	10-1
10.2 当面の対応策	10-4

## 1. はじめに

北海道における柔構造樋門の設計は、その手引き書として作成された「泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門設計マニュアル（平成 25 年 4 月 北海道開発局建設部河川工事課）」に基づき実施する。

本書は、このマニュアルに準拠した柔構造樋門の設計の実務に役立てることを目的として「泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門設計マニュアル計算事例」として整理したものである。

### 1.1 「泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門設計マニュアル」の要旨

「柔構造樋門設計の手引き（案）平成 10 年 11 月（財）国土開発技術研究センター」の発刊から 13 年が経過し、北海道開発局における柔構造樋門の設計・施工の実績も大きく進展した。北海道の泥炭性軟弱地盤等の超軟弱地盤においては、樋門の周辺地盤に築堤盛土による大きな沈下・変位が発生することを避けられない。最近の研究開発の成果として、より高い撓性と靱性を確保する柔構造樋門とすることで、樋門の周辺堤防および樋門構造が、長期的に安全で大きなコスト削減が可能となると期待されている。

柔構造樋門設計・施工の 10 年を超える成果をもとに、北海道における柔構造樋門の設計の手引き書として、「泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門設計マニュアル」をまとめた。本設計マニュアルの主要テーマである泥炭性軟弱地盤における堤防や樋門周辺地盤の解析・設計手法や対応策等は、(独)土木研究所 寒地土木研究所でこれまでに蓄積してきた多くの知見から導出されたあるいは参照したものである。なお、本設計マニュアルは、泥炭性軟弱地盤にかぎらず北海道における全ての地盤に対応することを前提に作成されている。

「泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門設計マニュアル」では、樋門周辺地盤の挙動の推定に、カムクレイ系の弾塑性構成式に基づく FEM 解析を活用することを謳っている。

“カムクレイ系の弾塑性構成式に基づく FEM 解析”は、弾塑性理論を用いて粘土の弾塑性的な圧密・せん断挙動を統一的に表現した粘性土の代表的な構成モデルに基づく FEM 解析であり、カムクレイモデルや関口・太田モデル、修正カムクレイモデル等の力学モデルを組み込んだ FEM 解析は、軟弱地盤における地盤と構造物の設計・施工の実務において広く適用されている。

一方で、樋門等の構造物の設計マニュアル類において“カムクレイ系の弾塑性構成式に基づく FEM 解析”を適用することを原則とすると謳っているものは無く、この意味で本マニュアルは異例のことでもある。

この背景については、上記マニュアルの“4 章 樋門周辺地盤の解析・検討”に詳述されているので、これを参照して頂きたい。

カムクレイ系の FEM 解析を活用することで、軟弱粘性土地盤や泥炭性軟弱地盤等に

おける樋門周辺地盤の挙動の推定精度の向上が可能になり、より合理的な樋門の設計が可能になると期待される。

このカムクレイ系の弾塑性構成式は、泥炭性軟弱地盤に適用可能であることは、「招待論文 “泥炭性軟弱地盤の変形解析への各種構成モデル・解析モデルの適用性 三田地、山添、林、荻野 土木学会論文集C vol. 66 No.1” を初めとする多様な研究成果の示す通り（マニュアル本文：参考資料リスト参照）である。

樋門周辺地盤の地盤挙動を精度良く推定するためには、地盤調査から堤防・基礎地盤のモデル化、層別の地盤パラメータの決定等、FEM解析の入力条件となる地盤のモデル化の全プロセスにおいて、その信頼性を確保することが重要である。

しかし、カムクレイ系のFEM解析を設計実務に取り込み、それをういた設計法が軌道に乗るためには多くの試行錯誤が必要になると推定される。

ここでは、その試行錯誤を少しでも減じ、設計実務における報告書作成の一助として「泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門設計マニュアル 計算事例」を整理した。

なお、本計算事例は、上記マニュアルに準拠して柔構造樋門の設計にカムクレイ系の弾塑性構成式を活用することを念頭に作成されてはいるが、地盤工学あるいは関連分野でFEM解析を実施した経験者を念頭に作成されており、FEM解析の入門者向けに作成したものではない。また、検討内容も必要最小限としており、必ずしも設計現場のニーズに適切に応えられるものでもないと推定される。

FEM解析の入門者向けには、例えば、地盤工学会の“地盤技術者のためのFEMシリーズ①、②、③”等を初めとする多様な書籍があるので、それらを参考にされたい。

## 1.2 「泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門設計マニュアル」の適用範囲

「泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門設計マニュアル」は、泥炭性軟弱地盤に限らず北海道における全ての地盤に適用するものとする。

本マニュアルでは、地盤の沈下・変位の推定にカムクレイ系のFEM解析を適用することを基本としているが、予備設計等で地盤の残留沈下量が20cm以下の場合には、これによらず、従来法（弾性論に基づく即時沈下+Terzaghiの一次元圧密論に基づく圧密沈下）を用いて良い。

## 2. カムクレイ系FEM解析による地盤対策工の解析・検討

カムクレイ系弾塑性構成式に基づくFEM解析は、粘性土の弾塑性の圧密・せん断挙動を統一的に表現できる土の構成式に基づく解析モデルを組み込んだ解析法であり、泥炭性軟弱地盤における樋門の周辺地盤において、土層毎に適切な土質パラメータを入力することで、精度の高い解を得ることができ、合理的・経済的な柔構造樋門の設計が可能になると期待される。

柔構造樋門の設計の実務にFEMを活用するためには、各種のパラメータの決定プロセスに対する信頼性を向上させることが重要であり、地盤調査から堤防・基礎地盤のモデル化を含めて、解析結果の信頼性を確保することが重要である。

これは、解析技術者の力量に依存するところが少なくないが、同時に解析結果を評価するのに十分な地盤工学・土質力学の知識と経験とを併せ持つ地盤関係の総合技術者（土質部門の技術士等）・照査技術者の役割が重要である。

### 2.1 カムクレイモデルまたは関口・太田モデルによるFEM解析

軟弱地盤等における地盤の挙動を適切に評価し、対策工を考慮した設計を適切に実施するためには、カムクレイ系の弾塑性構成式（カムクレイモデルや関口・太田モデル等）に基づくFEM解析モデルを用いることを前提に検討することが望ましい。

なかでも、関口・太田モデルは自然地盤の初期応力状態（ $K_0$  圧密：異方圧密）を考慮することが可能で、弾粘塑性モデルとすれば泥炭性軟弱地盤における二次圧密にも対応可能であり、設計の実務に適用されている実績も多い。

泥炭性軟弱地盤のような特殊地盤においても、土質パラメータの入力値に配慮すれば、比較的精度が高い解を得ることができる（側方変位（側方流動）が過大評価されることが指摘されている。）ことが多くの論文・報文等で確認されている。

最近の市販の解析ソフトは、汎用性が高く解の発散等の課題に対しても配慮されているので、使い勝手は向上しており、適切な入力条件を設定することができれば、泥炭性軟弱地盤においても、より合理的な柔構造樋門の設計が可能になると期待される。

#### (1) カムクレイ系弾塑性構成式に基づく解析

カムクレイモデルや関口・太田モデル等による弾塑性FEM解析は、粘性土地盤の汎用解析モデルであるが、泥炭性軟弱地盤においてもその土質パラメータの設定に特別な配慮をすることで、高い適用性を有することが(独)土木研究所 寒地土木研究所を初めとする最近の研究成果で明らかになっている。

##### ① 泥炭性軟弱地盤等の軟弱粘性土

北海道の泥炭性軟弱地盤は、我が国有数の極めて軟弱で特異な軟弱地盤であり、

沖積粘土等による軟弱地盤とは異なり、圧縮性が極めて高い等の特有の工学的性質を有する課題が多い地盤である。樋門工事における堤防の掘削・盛土工事において、大きな沈下・変位が発生し、すべり破壊や側方流動等の変状を伴うことが少なくない。また、長期に渡る大きな沈下・変位は、堤内地における法尻周辺地盤への影響が課題になることがある。法尻周辺の土地利用条件によっては、維持管理コストへの影響も大きく、軟弱地盤対策工の適用性の評価が重要である。

## ② 砂質土

砂質土等の良質土は、一般に“弾性体”と仮定して計算されてきた事例が多い。粘性土層や泥炭性の軟弱地盤が卓越して、砂質土等の良質土層の影響が大きくなると想定される場合は、弾性体として扱うこともあるが、樋門工事においては堤防の開削から築堤盛土までの“載荷”、“除荷”、“再載荷”を伴い、過大なせん断応力や引っ張り応力の発生が課題となることが少なくないので、載荷時の変形係数と除荷時の変形係数とを考慮可能となる非線形弾性材（例えば、ダンカン・チャンモデル等）や弾塑性材として取り扱うのがよい。

## ③ 関口・太田モデルによる弾粘塑性解析

泥炭性軟弱地盤では、いわゆる二次圧密が大きな値となることが多い。“関口・太田モデルの弾粘塑性解析”では、粘性土の二次圧密を考慮することが可能である。泥炭の二次圧密は、粘性土地盤の二次圧密とは同じ機構を有するものではないが、これを準用した関口・太田モデルの弾粘塑性解析によって、高い精度の検討結果が得られた実績は少なくない。図 2-1 にその事例の1つを示す。

## (2) プレロード系工法等による地盤対策工の効果・影響

### ① プレロード系工法等の土工による対策工法

プレロード工法・サーチャージ工法・掘削置換工法、そして真空圧密工法等の選定・設計は、周辺堤防や樋門等構造物の安全性確保・工期に大きな影響を及ぼす。

これらの土工を基本とする地盤対策工を、適切にモデル化して精度の高い沈下・変位の予測が可能となれば、地盤対策工の効果・影響は、他のいかなる地盤対策工に対して優位にあると考えられ、樋門等堤防横断構造物の周辺堤防における基本の地盤対策工として、再評価されることが可能になると期待される。

地盤対策工の工法・規模そして塑性化の有無を推定することで、最適な対策工法の選定、対策工の規模の最適化を図ることが重要であり、その選定に当たっては、適切な初期応力解析による地盤の評価が重要である。

これらの特性を活用することで、より合理的な地盤対策工の設計が可能である。また、数枚の敷き鉄板の上に、砂利・鉾滓等を詰めた大型土嚢を載荷重として載荷する高荷重強度プレロード工法やサーチャージ工法も検討する価値がある。

ただし、プレロード荷重（サーチャージ荷重）によるすべり発生等の課題に対



しては、要素の応力状態を評価して、必要により段階载荷方法またはすべり対策工を検討する必要がある。

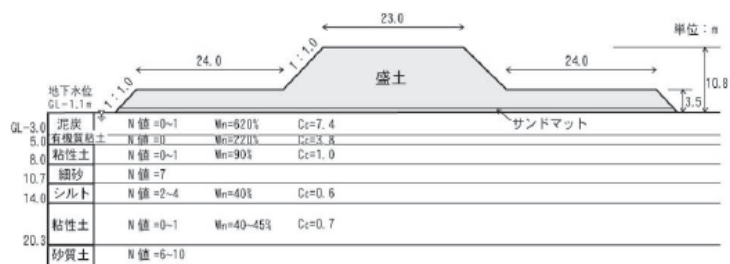
② すべり等の地盤破壊に対する評価

カムクレイ系のFEM解析では、地盤の沈下・変位と同時に地盤内の応力レベルを照査することで、盛土の施工ステップの段階毎に、すべりや塑性化領域の発展等の安全性評価が可能である。FEM解析に併用して円弧すべり計算でその安全性を確認するなどの検討を実施して評価することが望ましい。

③ 弾粘塑性解析による二次圧密を考慮した事例

泥炭性軟弱地盤における二次圧密を考慮した沈下量の経時変化を“弾粘塑性モデル”で解析した事例“道央圏連絡道路・美原バイパスの盛土の解析事例 林宏親 西本 聡”を図 2-1 に示す。

この解析結果により、二次圧密係数として適切な値を推定できれば、精度の高い解析結果を得ることができる。



道央圏連絡道路・美原バイパス盛土の解析モデル

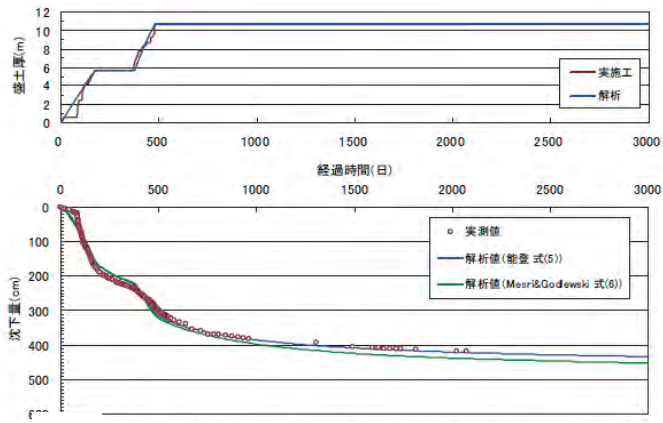


図-8 盛土中央での実測地表面沈下と二次圧密係数を変化させた解析値の経時変化

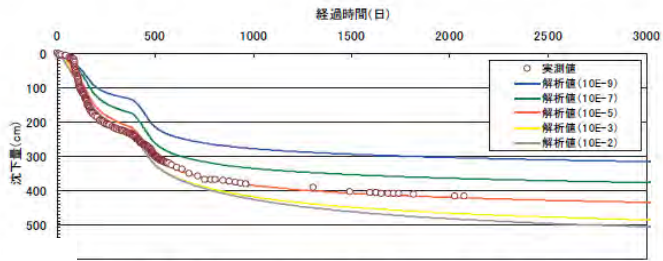


図-9 盛土中央での実測地表面沈下と初期体積ひずみ速度を変化させた解析値の経時変化

図 2-1 プレロード盛土による沈下量-時間曲線

### 3. 堤防の沈下抑制対策工としてのプレロード系工法の活用

樋門設計における堤防の軟弱地盤対策工法の1つとして、プレロード系工法（プレロード工法、サーチャージ工法等）は、従来から圧密沈下促進工法として検討・設計されてきた。

しかし、樋門の工事では、堤防の開削を伴うのでその工期は非洪水期のみの短期間となることが多く、結果として十分なプレロード期間が確保できないという理由で採用されない事例がほとんどであり、プレロード工法の効用を十分に活用できなかった。

圧密沈下促進工法という名称によって、プレロード工法の効用が過小評価されてしまうことになったのは残念であり、堤防の軟弱地盤対策工法として早急に再評価されるべきであると考えられる。プレロード系工法の効用は、2.1に示すように多様であり、柔構造樋門の周辺地盤対策工として優先して採用されるべき地盤対策工の1つである。

なかでも、泥炭性軟弱地盤等の軟弱地盤における柔構造樋門の場合には、樋門周辺地盤の絶対沈下量ではなく、不同沈下・変位量を目標範囲に抑える設計が重要であると考えており、プレロード系工法の特徴を活かした設計・施工を実施することで、周辺堤防との親和性を確保した靱性の高い柔構造樋門の構築が可能になり、同時に大きなコスト縮減も達成できると期待される。

泥炭性軟弱地盤等の軟弱地盤において、周辺堤防への親和性がより高く、樋門本体の靱性確保が容易に可能となる柔構造樋門を適切に設計するためには、プレロード系工法を優先採用することが必要であり、このためには、より精度の高い解が得られるカムクレイ系弾塑性構成式に基づくFEM解析を活用することで、設計精度の向上・信頼性を確保していくことが焦眉の急の課題である。

### 3.1 堤防の不同沈下・側方変位抑制対策工としてのプレロード工法

#### 3.1.1 補償基礎の考え方

樋門の函体の重量は、それが排除した堤体の重量より軽量であるため、樋門横断部の堤防の沈下量が周辺堤防の沈下量より大きくなることはなく、樋門横断部の基礎地盤にコストの高い大がかりな地盤対策工を実施する必然性はない。

図 3-1 に補償基礎の考え方を示す。函体断面積が大きくなる（空隙の面積が大きくなる）ほど、函体が排除した堤体土の重量が函体の重量より軽くなるのが分かる。

堤防横断構造物である樋門の直下・周辺地盤に、セメント系固化材等の剛性の高い地盤改良を実施することは、不要となることが少なくないと考えられる。

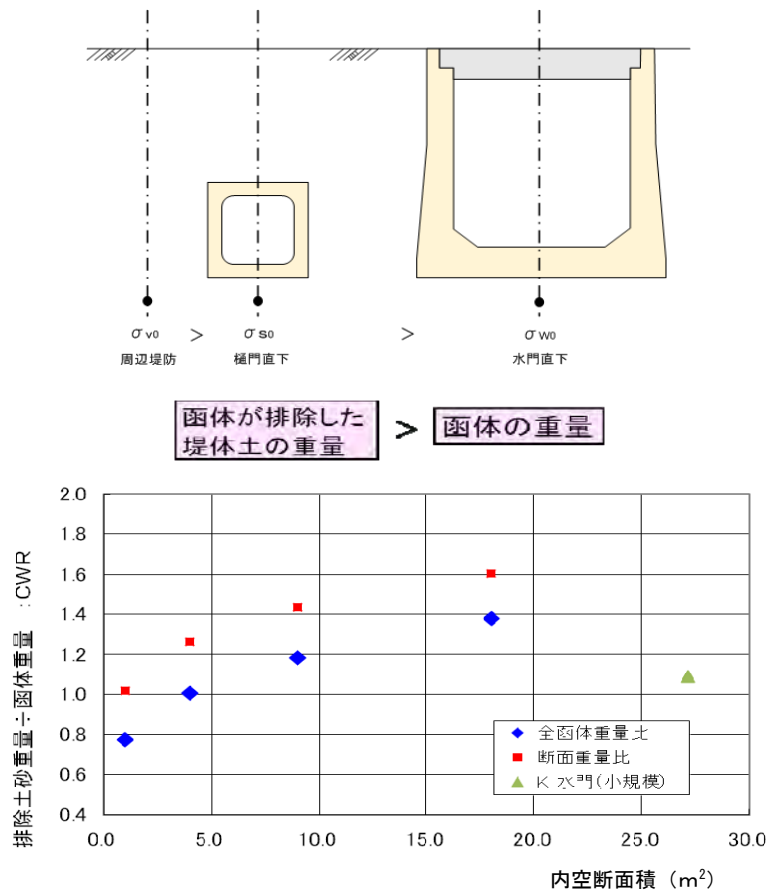


図 3-1 補償基礎（排土重量/函体重量）の考え方

#### 3.1.2 樋門周辺堤防におけるプレロード工法の特徴

##### (1) 周辺堤防・周辺地盤に親和性の高い柔構造樋門とプレロード工法

樋門の設計では、周辺堤防・周辺地盤に親和性の高い柔構造樋門とすることが求められる。また、レベル-2 地震動に対しては、極めて靱性の高い周辺堤防に合わせ、高い靱性を有する樋門（堤防横断構造物）として設計することが求められる。

プレロード工法は、堤体内・地盤内に異物を挿入することがなく、地盤の不同沈下・不同変位量の低減によって、周辺堤防・周辺地盤に親和性の高い柔構造樋門の設計が可能になることが少なくないと期待される。

### (2) 不同沈下・不同変位対策工としてのプレロード工法

柔構造樋門では、周辺堤防・周辺地盤に相当量の残留沈下量を許容する設計が採用される。このため、地盤沈下量の絶対量の低減ではなく、地盤の不同沈下・不同変位量の低減という観点からプレロード工法を見直すことで、その活用範囲を大きく広げることができる期待される。

### (3) プレロード工法の特徴

プレロード工法は、以下に示す多様な特性を有しており、これらを活用することで、より合理的でコスト縮減が可能となる対策工となる。

- ① 圧密沈下の促進による残留沈下量の低減
- ② 圧密沈下の促進による地盤の不同沈下量の低減
- ③ 地盤の変形係数の増加による地盤沈下量・側方変位量・不同沈下量の低減
- ④ 樋門周辺地盤と堤防一般区間の地盤沈下の擦りつけ
- ⑤ 地盤支持力の向上
- ⑥ 砂層の過圧密履歴効果による液状化抑制
- ⑦ 地盤内に異物を含まない（耐ルーフィング、耐久性）

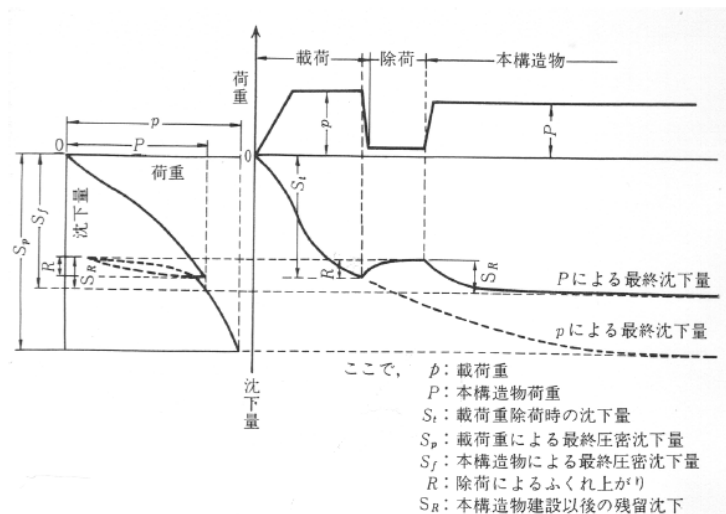


図 3-2 プレロード工法の荷重-沈下量説明図

## 3.2 プレロード系工法による対策効果の推定

プレロード系工法は、堤体やその基礎地盤に異物を含まず、堤防の長期の安全性を確保する上で有利であり、ライフサイクルコストに優れる。従来、プレロード工法は、設計時に想定した所要の沈下量に到達するまでに極めて長い時間を要し、盛土時にすべりや側方流動による影響が大きいと推定されて、採用に至らないことが多く、地盤を直接固化・改良する地盤改良工法が選定されるケースが多かった。

結果として、深層混合処理工法等のセメント系の剛性の高い改良体による地盤改良が選定され、樋門の直下地盤と一般区間の堤防の直下地盤との剛性の乖離が課題になることが少なくなかった。剛性の高い改良体による対策工は、長期に渡る堤防の安全性への影響、地震時における一般区間堤防直下地盤との剛性差に基づく影響、コストの観点から課題が多いため、プレロード系工法等の再検討が必要であると考えられる。

### 3.2.1 プレロード系工法による地盤対策工の評価

#### (1) プレロード工法による地盤沈下抑制量の推定

従来のプレロード工法の検討・設計は、プレロード盛土による圧密沈下計算を実施し、その効果として、プレロード期間の圧密沈下量で評価することが多く、樋門施工時の除荷・再載荷の影響等を考慮せずに、沈下の時間曲線を推定する方法が採用されたが、相当の手間を要する割に精度に不安を残した検討であった。

具体的には、一様でない地盤の成層分布、既設堤防による先行荷重の影響、段階荷重の影響等を単純化したモデル化により、即時沈下（一般に、半無限一様地盤）と圧密沈下（一般に、1次元解析）を加算してそれを推定したが、大きな手間と時間を要するわりに推定精度の確保が困難であった。

樋門の設計における周辺堤防・基礎地盤の沈下・変位の抑制工法として、最も基本的で3.2.1の①～⑦の特性を有するプレロード工法の課題は、その設計に手間を要するにも拘わらず、沈下量（沈下・変位）の推定精度の確保が困難であるという所にある。

プレロード工法が採用されなかった最大の理由の1つが、慣用予測式等の適切な設計法がなかったということであると推定される。

#### (2) 不同沈下量の抑制対策としての効果

泥炭性軟弱地盤は極めて高圧縮であるため、“目標の圧密沈下量とするのに極めて長い時間を要する”、“盛土荷重を制御して地盤の安定を図りつつ段階盛土が必要となる”などの課題に対して、適切な対応が困難となることが少なくなかった。

前者の課題に対しては、地盤沈下量の最大値を、残留沈下量の許容値以内に抑える（「柔構造樋門の設計の手引き H10.11」）ことではなく、視点を変えて“地盤沈

下量の絶対値でなく、地盤の不同沈下量を低減することを目標に据え、同時に構造物側の靱性を向上させる設計とする”ことで対応が可能である。後者の地盤の安定の課題は、例えば真空圧密工法と併用する等で対応可能となる。また、後述するFEM解析や松尾・川村の方法による安定管理等を併用する等で対応が可能になる。

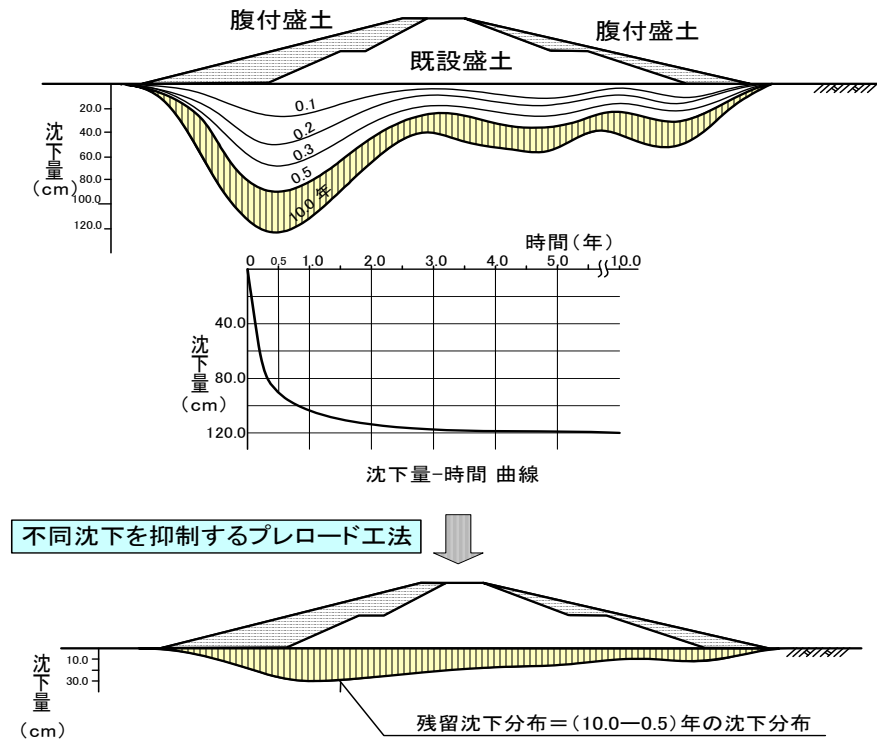


図 3-3 不同沈下を抑制するプレロード工法

今後は、残留沈下量の許容値を目標に据えることを優先せず、より積極的に“不同沈下量・不同変位量の抑制”を目標に据えることで、樋門周辺地盤における対策工の設計の自由度が増し、プレロード工法等のよりコスト縮減が可能な工法の選択肢が増加するものと期待される。

この考え方は、

- ・キャンバー盛土による不同沈下への対応
- ・ばらつきを考慮した地盤沈下・変位分布への対応
- ・構造物の靱性を向上させる設計
- ・継手の能力向上

と一体で考えることで、構造物の堤防への親和性は高まり、同時に構造物の耐震性能も向上する。より合理的な設計が可能になると期待される。

### 3.2.2 FEM解析の活用によるプレロード系工法の効果の推定法

#### (1) 樋門の設計実務へのFEM解析の活用

性能設計への移行が進行しつつある現在、盛土等の土構造物においても地盤変形量を照査し評価する事例が増加しつつある。近年、設計実務にFEM解析を積極的に取り入れる事例が増加している背景には、“汎用性が高い、複雑な境界条件・初期条件の設定が可能で対策工のモデル化が容易、プレ・ポスト処理に手間を要しない、解析結果の各種図化が可能、コスト・利便性に優れる”等の理由があるものと推定される。

樋門等の周辺堤防およびその周辺地盤の沈下・変位の推定精度の向上に、FEM解析を用いることで、より適切な地盤対策工の選定・設計が容易になり、樋門等構造物およびその周辺堤防の安全性の確保とライフサイクルコストの縮減に寄与するところが大きいと期待される。

現在では、FEM解析による圧密変形解析は、多くの市販ソフトが販売され、実務設計において活用されている。ソフトウェアがよりユーザーフレンドリーになるにつれて、FEM解析が比較的手軽にできるようになっている。

#### (2) カムクレイ系の弾塑性FEM解析によるプレロード工法の評価

プレロード工法による地盤の沈下・変位抑制効果の推定精度の向上やすべり等の課題に対して、ここでは、“カムクレイ系弾塑性構成式に基づくFEM解析（カムクレイ系の弾塑性FEM解析）”を用いることにした。

カムクレイ系の弾塑性FEM解析を用いる理由は、以下の事項が挙げられる。

##### ① カムクレイ系の弾塑性FEM解析

柔構造樋門の本体縦方向の設計では、堤防の築堤に伴う地盤の沈下・変位を荷重と見なして検討する。従来の設計法では、弾性理論解に基づく地盤の弾性沈下分布（せん断変形の鉛直成分）と Terzaghi の圧密理論に基づく一次元圧密沈下の重畳によって堤防横断方向の沈下分布を推定してきた。これに対し、カムクレイ系弾塑性構成式に基づくFEM解析では、土・水連成による2次元の弾塑性解析を実施することで、圧密変形とせん断変形とを同時に扱うことが可能となる。

##### ② 一様でない地盤の成層分布・層別特性

河川堤防直下・周辺地盤における成層分布は、河道変遷の影響が大きく、一様でないことが一般的である。このような地盤条件においては、従来の弾性論と1次元の圧密計算法では、より合理的に初期応力解析や圧密沈下解析を実施して地盤の沈下・変位分布を精度良く推定する、ということは不可能である。



FEM解析では、地盤の成層分布を考慮したメッシュ分割による幾何学モデルを作成することで、地盤の成層分布やその特性値による影響について、より近似度の高い地盤のモデル化が可能となる。層毎にその特性値（土質パラメータ）を設定することが可能であり、より精度の高い地盤の沈下・変位分布を推定することができる。

③ 泥炭性軟弱地盤等の高圧縮性粘性土の特性

北海道の泥炭性軟弱地盤は、極めて高い圧縮特性を示すことが知られており、即時的沈下（荷重載荷直後の沈下）と二次圧密沈下（Terzaghiの圧密理論に基づく一次圧密沈下によらない沈下で、クリープ的な変形に基づく沈下）が顕著であることが知られている。泥炭の特殊な工学的性質を考慮して、適切な土質パラメータ（圧密に伴う透水係数の変化、二次圧密係数、初期堆積ひずみ係数等）を設定する弾粘塑性解析によってこれを考慮することが可能である。

④ 不同沈下・不同変位の影響の評価

樋門の縦断方向の設計は、地盤変位荷重の推定が最も重要な検討項目の1つであるが、これを別の言葉で表現すると、“不同沈下・不同変位の影響の定量評価”であると言える。FEM解析を利用することで、不同沈下・不同変位を最小化することを目的としたプレロード系工法の検討が有効である。

⑤ 樋門工事における既設堤防による先行荷重の影響の評価

樋門の建設工事においては、ほとんど常に“既設堤防および周辺地盤の掘削”、“樋門本体の構築”、“堤防盛土の築堤”の施工ステップを伴う。除荷時・再載荷時の地盤の挙動は、初期の“載荷時”の挙動と大きく異なる。この施工ステップを考慮した解析を実施することが必要である。すなわち、“載荷”、“除荷”、“再載荷”の解析ステップを考慮できる解析法による必要がある。

また、増設する堤防は、既設堤防への腹付け盛土・嵩上げ盛土となることが一般的であり、樋門本体・完成堤防は、既設堤防直下地盤における過圧密領域と腹付け堤防直下地盤における正規圧密領域とを跨ぐことになり、地盤内の応力履歴は複雑である。

⑥ 樋門工事における地盤対策工の影響の評価

堤防に近接して家屋・各種構造物がある等で、供用後に発生する残留沈下への対応が課題になる等の制約条件がある場合には、影響防止対策工を考慮した検討が必要になることは当然のことであるが、このためには、影響量を高い精度で予測して、対策工の工種・その諸元を決定する必要がある。

### 3.3 カムクレイ系FEM解析によるプレロード系工法の効果の推定

プレロード工法（プレローディング工法、載荷重工法）は、予め計画盛土と等しい盛土によって載荷し、地盤の即時沈下と圧密沈下を事前に促進させ、工事終了後に発生する残留沈下量・残留変位量、残留不同沈下量・残留不同変位量を軽減することおよび地盤の強度増加を目的として採用される。

軟弱地盤における柔構造樋門の工事の基本対策工として、位置づけられる工法であり、サーチャージ工法・高荷重強度プレロード工法は、プレロード工法の延長上にある工法と考えられる。

泥炭性軟弱地盤においては、泥炭層の特性によっては大きな残留沈下量と長期に渡る沈下の継続（二次圧密）が発生することがあり、これについては、弾粘塑性解析による対応が考えられる。

プレロード系工法の効果量の推定は、カムクレイ系のFEM解析を活用することで、より精度が高く合理的な設計が比較的容易に可能になると期待される。

#### 3.3.1 プレロード系工法の特性とその活用法

##### (1) プレロード工法

泥炭性軟弱地盤における腹付け盛土を伴う樋門では、大きな不同沈下の発生が予測されることが多いため、不同沈下・不同変位対策工としてのプレロード工法を活用することで、より合理的でコスト縮減が可能となる対策工とすべきである。

不同沈下・不同変位対策工としての効果を期待したプレロード工法として、盛土高・盛土形状・盛土期間等の組み合わせを含むケースを考慮した解析を行い、プレロード工法の特性・可能性を検討する。

##### (2) サーチャージ工法

サーチャージ除荷後の圧密層内には、過圧密領域が形成される。一般に過圧密粘土の二次圧密は、正規圧密粘土のそれよりも小さいので、圧密層内の過圧密領域と過圧密比（OCR と表示）を大きく取ることができれば、二次圧密に起因する長期沈下の低減が可能であり、泥炭性軟弱地盤においては、その効果を期待することが可能な場合には有効に活用すべきである。

一方で、サーチャージ荷重の大きさと載荷期間が不十分で、圧密層内を十分に過圧密化できなかつたことが要因と考えられる長期沈下の低減不足の事例があり、精度の高い解析検討によってこのような課題に適切に対応することが重要である。

サーチャージ荷重として可能な荷重強度の設定範囲は、盛土や地盤内の応力分布から塑性化の範囲の広がり配慮して決定するが、実現可能なサーチャージ荷

重強度の範囲を把握しておくことができれば、施工管理にも有効である。

### (3) 高荷重強度プレロード工法

プレロード工法を活用して不同沈下・不同変位を抑制する場合には、その荷重強度および載荷時間（圧密沈下の影響もある場合）を制御できることが望ましい。

樋門の場合には、狭い施工範囲で大きな不同沈下の発生を抑制することが必要となることが多い。敷き鉄板や砕石詰大型土嚢等、単位体積重量の大きな材料を用いて、必要とする範囲に高い荷重強度を与え、同時に荷重強度を段階的に変化させることで、より効果的・より機動的・よりコスト縮減が可能な高荷重強度プレロード工法が実現できると期待される。

#### 1) 敷き鉄板方式のプレロード工法

敷き鉄板方式（敷き鉄板+砕石詰大型土嚢等）のプレロード工法には、前述した盛土方式のプレロード工法の効果に加えて、

- ① 敷き鉄板は、盛土に対して単位体積重量が約 4.3 倍と大きいいため、容易に必要な地盤沈下量を得ることができる。
- ② 荷重強度や盛土形状の制御が容易であり、不同沈下の抑制に効果が高い。すなわち対策工を実施しないときの沈下量分布から、最大沈下量を示す範囲の盛土の荷重強度を沈下分布に応じて制御したプレロード盛土とすることで、不同沈下を抑制することが容易である。
- ③ 樋門の周辺のみと比較的狭い領域におけるプレロード工法が可能であり、不同沈下抑制や地盤沈下の擦りつけ効果が期待できる。

の効果を期待できる。

#### 2) 敷き鉄板方式のプレロード工法による荷重強度の制御

荷重強度と載荷時間との 2 つを同時制御するプレロード工法は、実務的には多様な方策があると考えられ、その検討内容も多様になると考えられるが、荷重強度を制御することの効果について、詳細に検討することが望ましい。

特に、腹付盛土を伴う場合等、大きな不同沈下が推定される地盤条件・荷重条件の場合には、高荷重強度プレロード工法は、より合理的な工法になると期待される。

不同沈下を低減するための敷き鉄板方式のプレロード工法は、プレロード盛土とのすり付けにも配慮が必要となるが、敷き鉄板の載荷範囲、載荷厚さ、載荷期間を制御することになる。数ケースの試算検討によって敷き鉄板方式による不同沈下の抑制の可能性を検討する。

### 3.3.2 カムクレイ系 FEM 解析によるプレロード工法の入力方法

プレロード系工法のこれらの特性を活用するため、より精度の高い地盤の沈下・

変位の予測精度を確保することを目的とした“カムクレイ系弾塑性構成式に基づくFEM解析”による解析検討を実施して、その対策効果を検討する。

(1) プレロード盛土のモデル化

カムクレイ系のFEM解析では、プレロード系工法の載荷重は、一般に土重であり、これを追加メッシュとして原モデルに付加することで対応することが可能である。除荷時には、追加したメッシュを削除することで対応するよい。

(2) 時系列の解析

カムクレイ系のFEM解析は、土・水連成の構成モデルであり、解析解として節点位置での時系列の沈下・変位・間隙水圧を出力する。計算時間ピッチの与え方等は、透水係数と載荷重強度との関連で経験を要する課題である。実際には、なかなか収束値を得られないことがあり、市販ソフトのマニュアルの記述等を参考に試行錯誤による対応を要することがある。

## 4. カムクレイ系弾塑性構成式に基づくFEM解析モデルによる解析・検討

### 4.1 カムクレイ系FEM解析の基本条件

ここでは、以下に示す工法についてカムクレイ系弾塑性構成式に基づくFEM解析を用いた樋門の周辺地盤の変形解析を行い、地盤の沈下・側方変位分布から、地盤の沈下・変位抑制効果の評価および組み合わせ工法等の対応策を検討する。

#### (1) 検討の基本ケース

解析検討は、下記に示す工法について試算検討を行った。

なお、カムクレイ系弾塑性構成式に基づくFEM解析を実施する上で、その初期地盤応力解析を実施することが必須となるが、これを冒頭に加えている。

- ④ 初期地盤応力解析と既設堤防地盤応力解析との対比
- ① 基本ケース（地盤対策工なし）
- ② プレロード工法
- ③ サーチャージ工法
- ④ 高荷重強度プレロード工法
- ⑤ 掘削置換工法
- ⑥ キャンバー盛土工法

#### (2) 解析検討で目的とする主要成果項目

##### ① 樋門周辺地盤へのカムクレイ系FEM解析の適用性

泥炭性軟弱地盤においても、3.1に記述した“美原バイパスの盛土の解析事例”を初めとして、カムクレイ系弾塑性構成式に基づくFEM解析の適用性は、極めて高いことが報告されている。河川堤防の地盤解析に適用された事例も少なくない。ところで、樋門の場合には、既設堤防の築堤から堤防開削、樋門構築、そして埋戻し・築堤盛土の工程があり、この間に地盤対策工の工程が挿入される。このためいわゆる時系列のp-q曲線（応力経路図：4.2.6 考察（4）参照）は、複雑な応力経路を描くことになる。樋門周辺地盤では、地盤の破壊等の課題にも慎重な配慮が求められる。

##### ② 不同沈下・不同変位分布の推定

一般に、地盤対策工は地盤沈下量（の最大値）を抑制することを目的として計画実施される。樋門の場合には、残留沈下量（およびその分布）を抑制することが必要であり、地盤の不同沈下・不同変位量を抑制することが重要であり、このための地盤対策工の選定およびその効果の定量的評価が必要である。

##### ③ 組み合わせ工法の評価

地盤対策工は、組み合わせ工法とすることがより有効であると考えられ、キャンバー工法を基本とした組み合わせ工法とすることが望ましいと推定される。

これを適切に評価するためには、樋門本体および継手との関連性を検討する必要があり、柔構造で高靱性の樋門とすることとの関連性が高いため、今後の詳細検討を要する課題である。

### (3) 地盤・堤防モデル

地盤・堤防モデルは、千歳川堤防を横断する樋門を想定して、堤防の断面・地盤条件をモデル化した。千歳川堤防では、河道の拡幅計画に伴い引堤が実施され、堤防は裏腹付けとなるケースが多いと推定される。

このため、不同沈下対策が重要なテーマになるものと推定され、今回の解析検討事例として適切であると判断した。

## 4.2 地盤解析フロー

樋門の工事では、既設堤防の開削から樋門を構築し新設堤防の築堤まで多様な工事工程となることが多く、さらには既設樋門の撤去工事や排水機場の工事と一体となる場合等、工事に伴う樋門周辺地盤の応力履歴を考慮すると、地盤解析のフローは単純ではない。

ここでは、標準的な樋門工事を想定したケースとして、図 4-1 に樋門の周辺堤防の地盤解析フローチャートを示す。

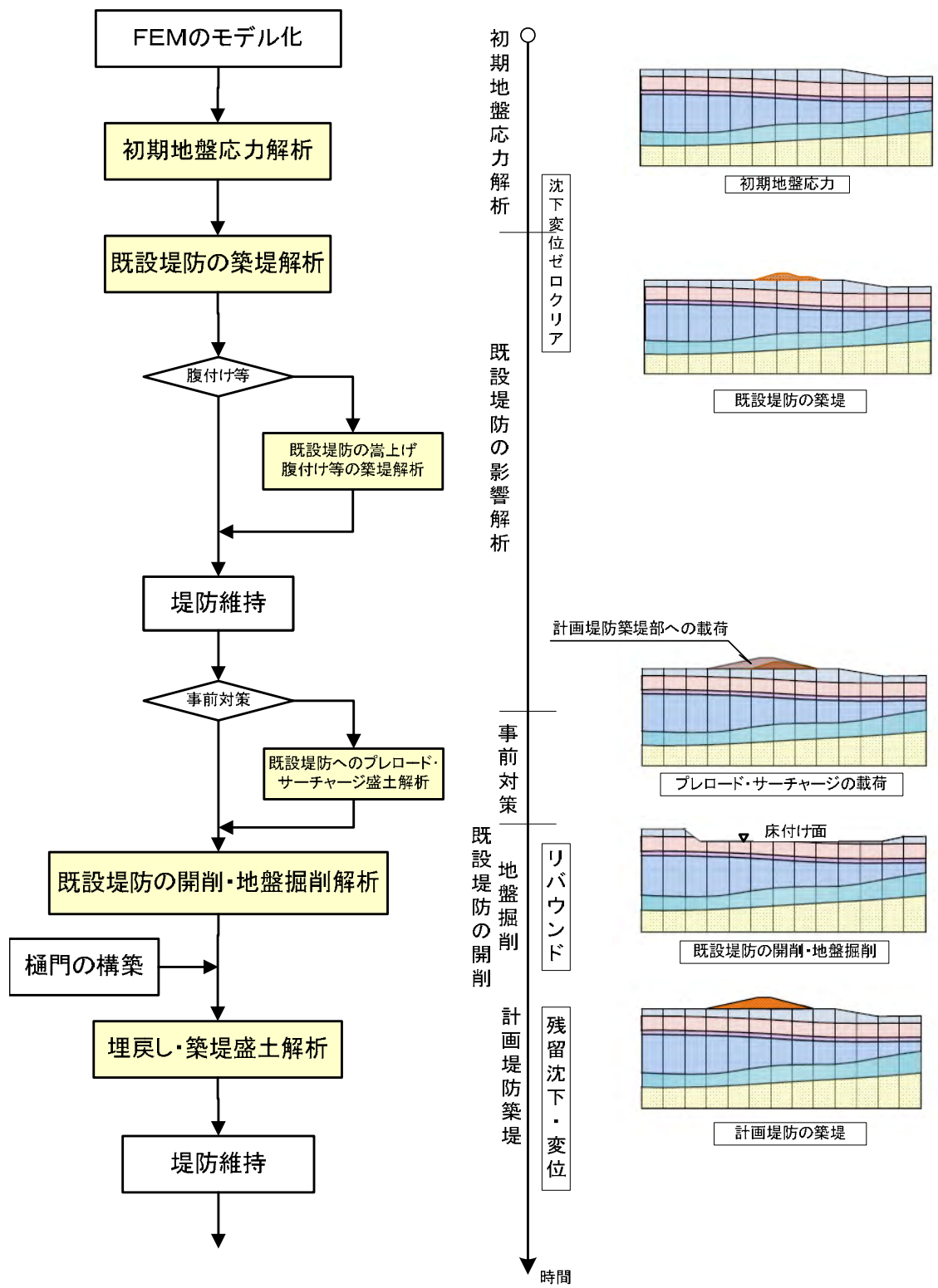


図 4-1 樋門の周辺堤防の地盤解析フローチャート

#### 4.2.1 初期地盤応力（堤防築堤前の自然地盤内応力）解析

“カムクレイ系弾塑性構成式に基づくFEM解析”を適切に実施するためには、原位置における自然地盤（人為の作用のない地盤）の応力状態をできる限り精度良く推定することが重要である。実際には、樋門の建設予定位置には、既設堤防があるのが通常であり、この影響の範囲外で初期地盤応力を推定する必要がある。原位置調査の調査位置の選定も含めて、事前に初期地盤応力を推定するに適した調査位置を選定することが重要である。

これは、弾塑性構成式に基づく応力-ひずみ関係が非線形であるため、応力の増分が同じであっても、どの応力状態から载荷が始まるかで生じるひずみ（沈下・変位）が異なるためであり、泥炭性軟弱地盤等の非線形性の強い地盤の解析では、初期地盤応力状態（既設堤防築堤前の自然地盤内応力）の推定に慎重な調査検討が必要である。

#### 4.2.2 既設堤防地盤応力（樋門構築直前の地盤内応力）解析

##### (1) 既設堤防地盤応力解析

既設堤防地盤応力解析とは、既設堤防による初期地盤応力への影響解析であり、具体的には樋門構築直前の樋門直下・周辺地盤における地盤内応力解析を意味する。

初期応力解析の重要性については、4.1.2 に記述したが、樋門構築直前の地盤内応力分布を精度良く把握しておかなければ、地盤対策工の効果を精度良く推定することは不可能であり、このためには、初期応力を精度良く推定することが必要であるということであり、樋門工事の影響解析は、樋門構築直前の地盤内応力に作用する荷重の影響解析である。

##### (2) 樋門工事の影響解析における解析ステップ

河川堤防は、長い治水の歴史の中で洪水災害を契機として、自然状態の河道に合わせて築堤され、長期に渡る嵩上げ・腹付け・拡幅等が繰返されて現状の堤防形状が形成されている。

樋門の構築においては、この長期に渡る河川堤防の直下・周辺地盤の応力履歴に、既設堤防・地盤の開削、樋門の構築、埋戻し・築堤盛土等の正負の荷重による大きな作用を及ぼすことになる。

樋門直下周辺地盤の応力分布を精度良く推定するためには、地盤の初期応力および長期に渡る既設堤防の応力履歴の影響を精度良く推定することが必要であり、このため、堤防横断構造物である樋門の周辺堤防・周辺地盤の解析に、“カムクレイ系弾塑性構成式に基づくFEM解析”を適用する場合には、



自然環境下で生成された地盤の初期応力状態 → 既設堤防の築堤  
 → 既設堤防・地盤の開削 → 樋門構築・新設堤防の築堤

の施工ステップを踏んだ解析を実施することが必要になる。

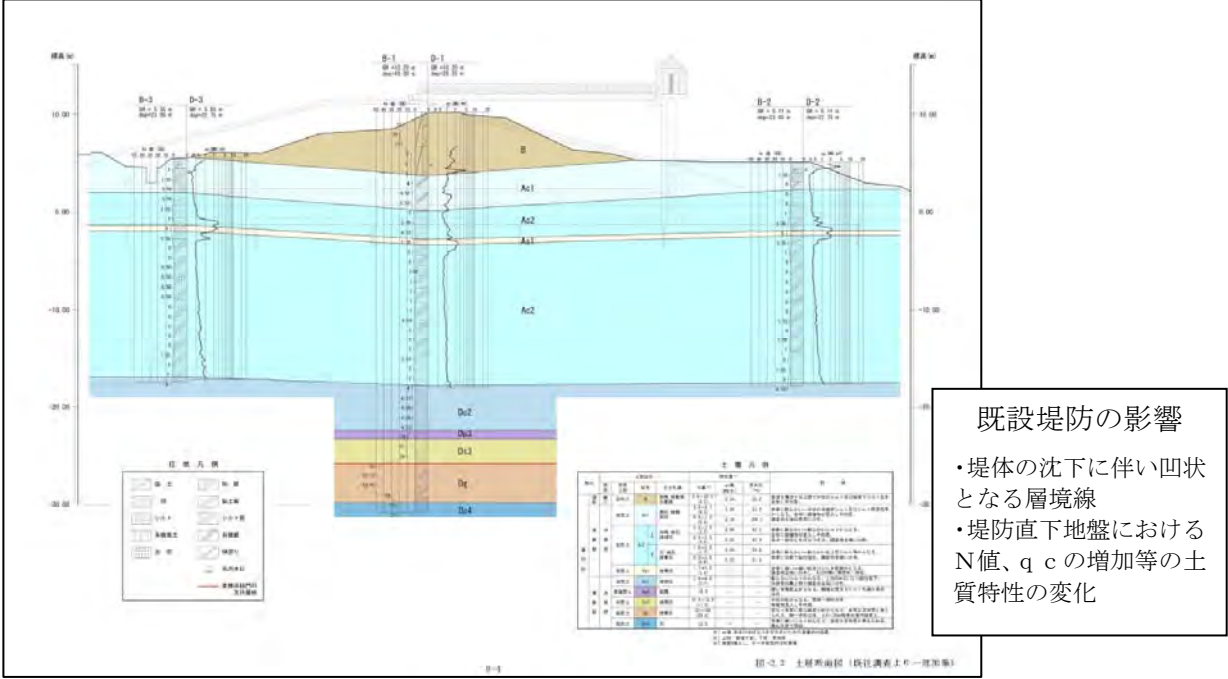


図 4-2 堤防横断の土質横断図の例

### 4.3 試算検討による初期地盤応力解析と既設堤防地盤応力解析との対比

樋門工事に伴う地盤の沈下・変位や地盤内応力をより高い精度で推定するためには、地盤の初期応力状態を精度良く推定することが重要である。これは、カムクレイ系の弾塑性構成式に基づくFEM解析に限らず、全ての地盤解析に要求される初期条件である。

樋門は、河川堤防を横断する構造物であり、樋門直下・周辺地盤の沈下・変位や応力をより高い精度で推定するためには、自然環境下で生成された地盤の初期応力状態から、既設堤防の築堤そして計画堤防による堤防断面の拡幅による影響を考慮したステップ解析を実施しなければならない。

#### 解析の名称とその解析ステップ

㉑ 初期地盤応力からの解析：

初期地盤応力解析 → 既設堤防影響解析 → 計画堤防解析

㉒ 既設堤防地盤応力からの解析：

既設堤防解析（一般に瞬間載荷解析） → 計画堤防解析

すなわち、樋門構築時・構築後の周辺堤防・周辺地盤の解析には、㉑ 初期地盤応力からの解析 を実施することが必要である。

これに用いる地盤パラメータは、初期地盤応力時の値（初期値）を入力する。地盤の沈下・変位は、土・水連成挙動の結果として時系列に算出されるため、カムクレイ系弾塑性構成式において必要なパラメータのほとんどは、初期地盤応力時の値（初期値）として入力する必要があるからである。

#### 4.3.1 “初期地盤応力からの解析” および “既設堤防地盤応力からの解析”

今回の‘柔構造樋門設計マニュアル計算事例’における全ての解析は、“㉑ 初期地盤応力からの解析”を実施している。この時、既設堤防の影響解析は、実際には、既設堤防も段階施工された可能性が高いが、この影響は無視できるとしても結果に大きな差はないと推定されるため、既設堤防解析では細分された段階載荷を考慮していない。

ここでは、解析ステップの第1ステップとなる‘初期地盤応力解析’を削除した“㉒ 既設堤防地盤応力からの解析”を実施して、‘初期地盤応力解析’を実施しないことの影響について検討する。

ところで、レベル-2地震動に対する堤防の耐震性能照査検討で実施されている解析検討では、地震力作用直前の現況応力解析が重要となるが、これには“㉑ 初期地盤応力からの解析”が必要となることは今回に同じである。

#### 4.3.2 “初期地盤応力からの解析”と“既設堤防地盤応力からの解析”の解析条件

##### (1) 解析モデル

地盤・堤防の解析モデルは、図 5-1 解析モデルを用いる。

##### (2) 既設堤防地盤応力からの解析条件

“㊸ 既設堤防地盤応力からの解析”においては、通常、堤防を弾性体と仮定し瞬間載荷（堤防自重の瞬間載荷）を実施する。この時、地盤に係わる入力パラメータは、㊸ 初期地盤応力からの解析に同じパラメータを使用している。

#### 4.3.3 解析検討結果

“㊸ 初期地盤応力からの解析”

“㊹ 既設堤防地盤応力からの解析”

の解析結果から、両者の相違について評価する。

##### (1) 地盤沈下の経時変化

“㊹ 既設堤防地盤応力からの解析”では、既設堤防のある形状モデルに重力を作用させて地盤応力を算定（：瞬間載荷）し、開削（：除荷）そして築堤盛土（：再載荷）のステップとなるが、既設堤防の盛土時からの経時変化は考慮されていない（図 4-3 青色線部）。

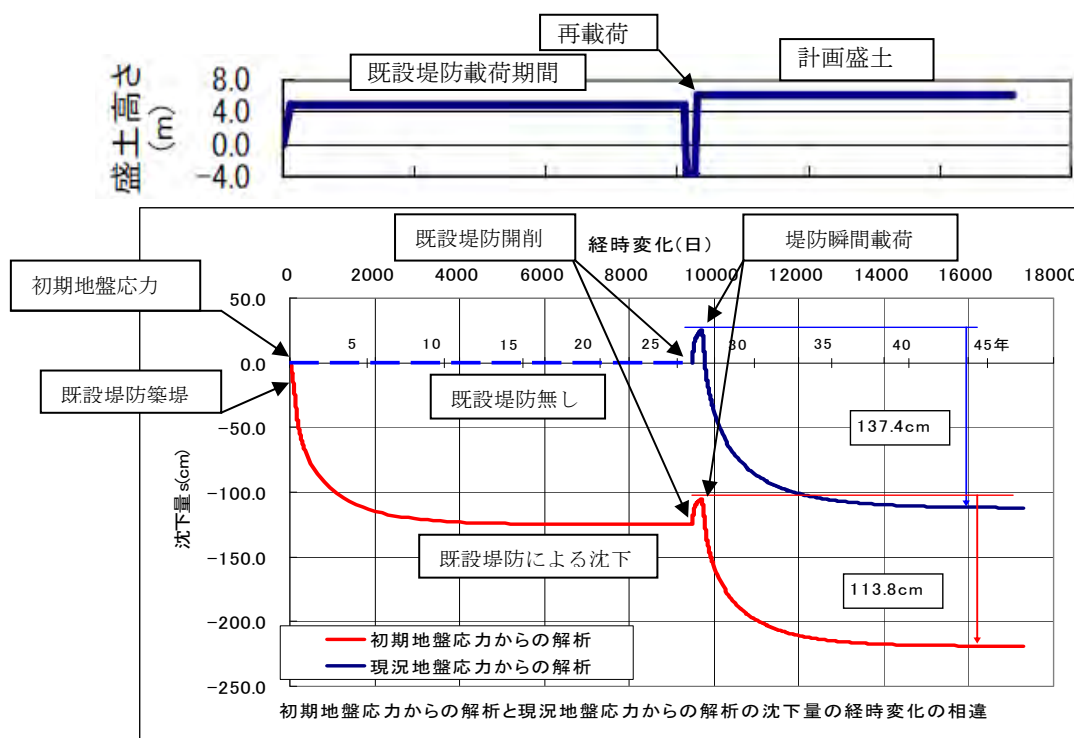


図 4-3 初期地盤応力からの解析と現況地盤応力からの解析の沈下量の経時変化の相違

(2) 地盤沈下・変位分布

“㊦ 既設堤防地盤応力からの解析”では、初期地盤応力時の入力パラメータを用いて既設堤防解析をしているため、既設堤防による地盤沈下量が大きくなっている。

ただし、既設堤防・直下地盤にボーリング調査等を実施して、地盤のパラメータを取得しても、それは、ボーリング実施地点のみに特有のデータ（堤防による増加応力の影響を受けている）であり、地層毎の地盤の特性を直接反映するものでない。

すなわち、表法尻・裏法尻そして川表・川裏の“㊦ 既設堤防地盤応力からの解析”のデータとして、堤防天端直下地盤の地層データを適用することはできない。

“㊦ 初期地盤応力からの解析”としなければならない。

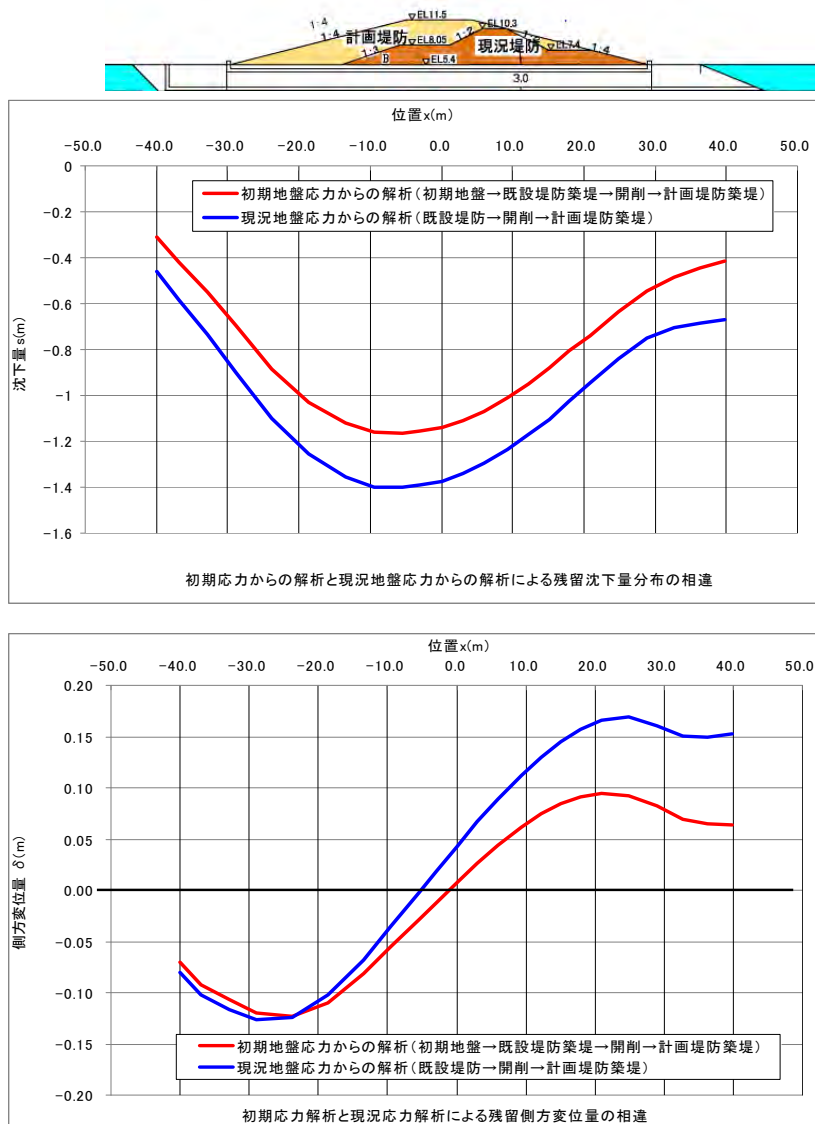


図 4-4 “初期地盤応力からの解析”と“既設堤防地盤応力からの解析”との比較

#### 4.4 地盤調査における留意事項

地盤調査は、このカムクレイ系の弾塑性構成式に基づくFEM解析に適用する地層別のパラメータを取得することを主目的とした調査とすることが必要である。

ボーリング調査・サウンディング調査等の原位置試験も、初期地盤応力状態と見なしうる地点（既設堤防による増加応力の影響範囲外）で実施することが必要になる。

従来設計では、堤防の天端（法肩）で実施されたボーリング調査データを主たる調査データとして利用してきた。当然であるが、これは既設堤防による増加応力の影響を受けた土質データであり、カムクレイ系の弾塑性構成式に基づくFEM解析ではこのデータを直接用いることはできない。

既設堤防による堤防直下地盤内の増加応力の影響は、堤防横断方向に一律ではないため、従来のモデル化の考え方は見直されるべきである。

参考図（図4-2）の土質横断図では、3本のボーリングと3本のサウンディングの調査結果があり、川表・川裏で実施されたqc値は良く相似しており、両者の相関が極めて高い値になっていると推定される。

今後は、既設堤防等による増加応力の影響を受けていない（自然環境下で生成された地盤の初期応力状態）データを用いることが必要である。

泥炭性軟弱地盤においては、地層別のパラメータを推定するために、サウンディング調査によって得られた多数のデータからの相関式を利用したパラメータの推定がより現実的な選択肢となっており、ボーリング調査よりサウンディング調査を重視した調査試験計画を立案することが重要である。

## 5. カムクレイ系のFEM解析による地盤沈下・変位分布の推定

### 5.1 地盤と堤防の解析モデル

#### (1) 地盤と堤防の解析モデル

図 5-1 に示す解析モデルは、千歳川の堤防断面と地層構成を参考とし、地盤は泥炭層が分布する地盤を想定した。既設堤防断面は、高さ  $H=4.9\text{m}$  の法面勾配 2 割～3 割の小段を有する堤防を、裏腹付けにより、堤防高さ  $H=6.1\text{m}$  の法面勾配 4 割の計画堤防とするモデルである。

モデル樋門の断面形状は、本体長  $L=58.8\text{m}$ 、内空幅  $B \times$  内空高さ  $H=2.0\text{m} \times 2.0\text{m}$  を想定している。

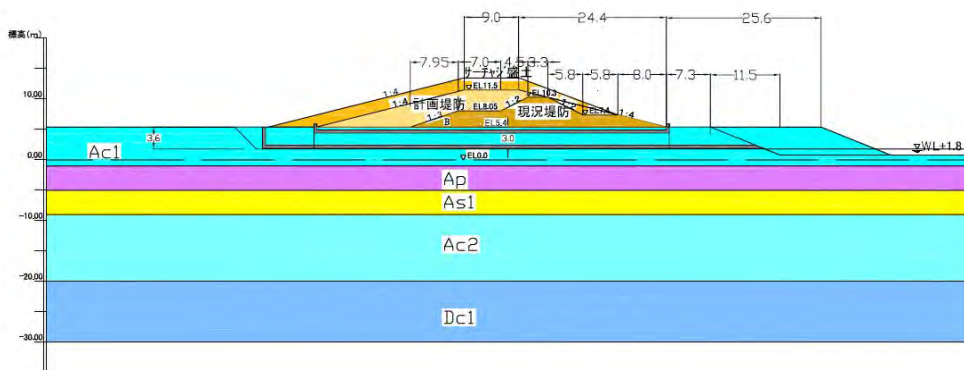


図 5-1 解析モデル

表 5-1 モデル堤防断面諸元

	既設堤防	計画堤防
堤防天端幅 B	3.3m	9.0m
堤防高 H	4.9m	6.1m
法面勾配	2～4 割	4 割
堤防敷幅 $B_0$	42.3m	57.8m

表 5-3 モデル樋門の形状と地盤高

	樋門諸元など
本体長	58.8m
内空幅 B	2.0m
内空高さ H	2.0m
敷高 (T.P.)	T.P. +2.4m
地盤高さ (T.P.)	T.P. +5.4m
樋門根切り地盤高さ	T.P. +1.8m

表 5-2 モデル地盤の地盤高

	高さなど
計画堤防高さ	T.P. +11.5m
旧堤防高さ	T.P. +10.3m
河床高	T.P. +0.8m
敷高 (T.P.)	T.P. +2.4m
地盤高さ (T.P.)	T.P. +5.4m
樋門根切り地盤高さ	T.P. +1.8m
地下水位	T.P. +1.8m

## (2) 地層のモデル化

各地層のモデル化については、泥炭地盤を勘案して基本的に沖積粘性土（Ac1層、Ap層、Ac2層、）は弾塑性材料とし、その他は弾性材料として取り扱う。

表-5.1 地層の構成モデル

地層	地盤モデル
Ac1層	修正カムクレイ
Ac1層	修正カムクレイ
Ap層	修正カムクレイ
As層	弾性
Ac2層	修正カムクレイ
Dc層	弾性

▽ 地下水位

## (2) 解析断面および境界条件

解析断面および境界条件は、以下に示すように設定した。

解析幅は、一般に法尻から軟弱層厚の2~3倍の範囲、地震時液状化にともなう地盤変形解析（自重変形解析）を行なう場合は法尻から堤防敷幅の5倍程度の範囲とするが、ここでは便宜的に、以下に示す範囲としている。

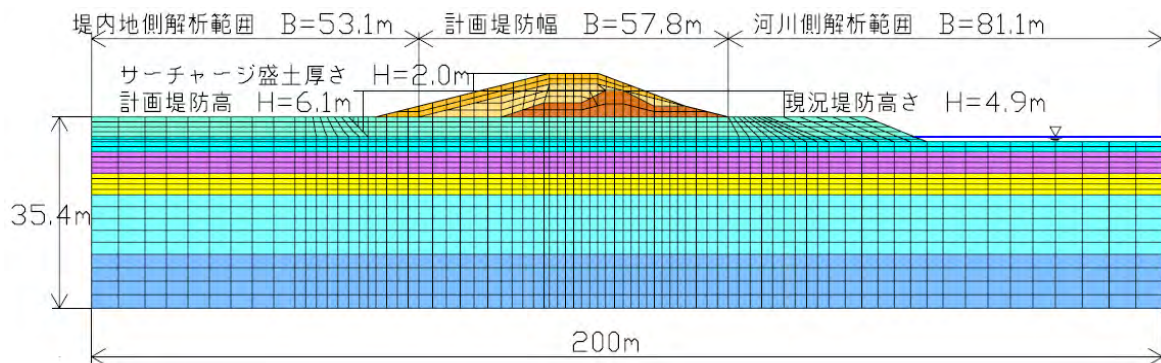


図 5-2 解析断面

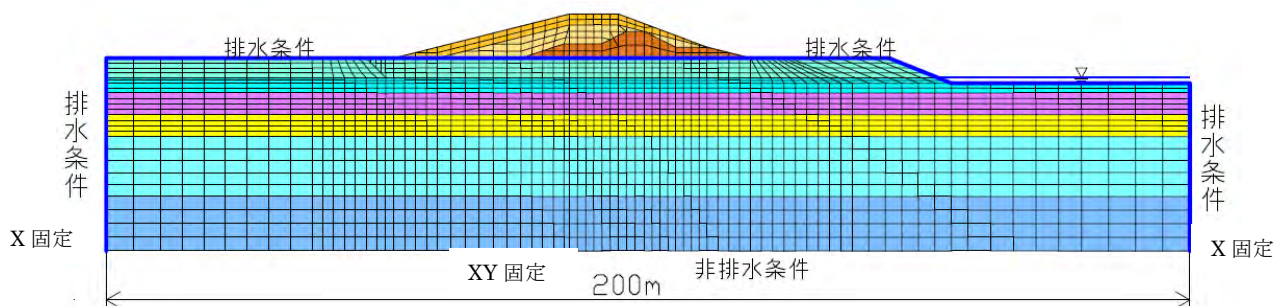


図 5-3 境界条件



## 5.2 基本ケース（地盤対策工なし）の解析

### 5.2.1 基本ケースの解析ステップ

地盤対策工を実施しない基本ケースの解析ステップは、一般的な築堤盛土の施工履歴を考慮して表 5-4 に示すように設定した。

#### ① 初期応力解析

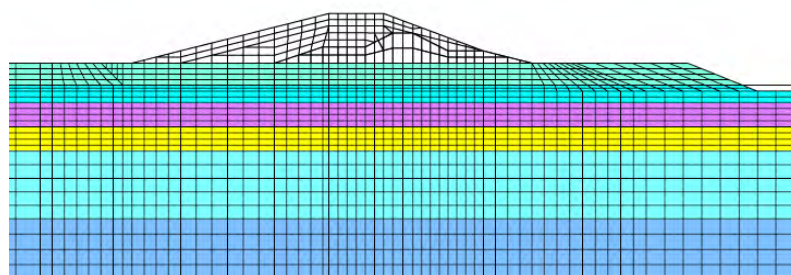
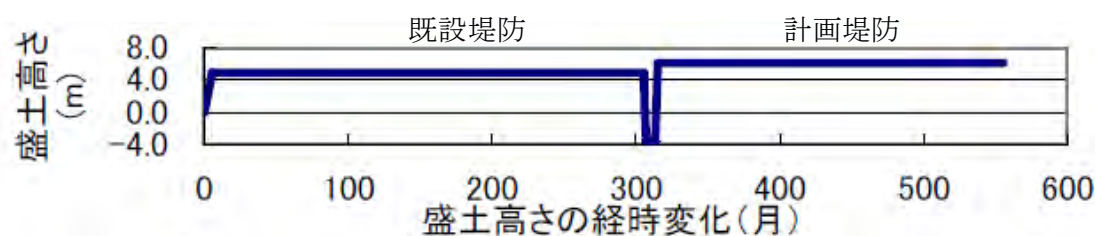
初期応力解析は、既設堤防の無い原地盤を想定した地盤内応力解析である。表-4.6 に示す地盤のパラメータは、この原地盤の初期応力状態のパラメータである。

#### ②既設堤防の築堤解析

既設堤防（既設堤防）は、初期応力状態の地盤に既設堤防を築堤し、その後 25 年間維持するものと仮定（既設堤防も、実際は数次に分けて施工されていると推定されるがこの影響は僅かであると考えられる）した。

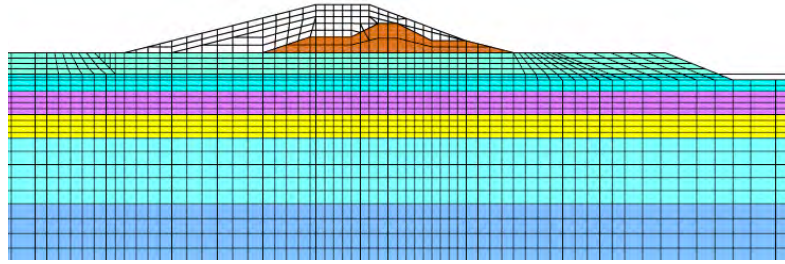
表 5-4 解析ステップ

ステップ番号	工程	期間(ヶ月)	盛土高さ(m)
1	初期応力解析	—	0.0
2	現況堤防築堤	5.5	4.9
3	維持期間	300(25年)	4.9
4	現況堤防撤去	0.6	0.0
5	開削	1.2	-3.6
6	樋門施工期間	6.0	-3.6
7	埋戻し	0.8	0.0
8	計画堤防築堤	2.3	6.1
9	維持期間	240(20年)	6.1

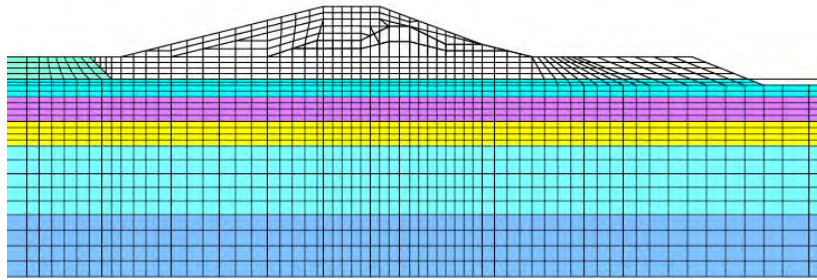


1 ステップ（初期応力解析）

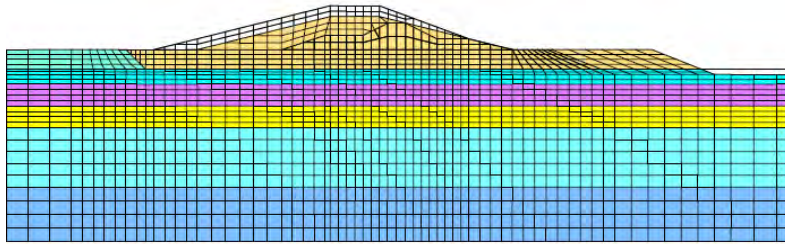




2ステップ (既設堤防築堤)



5～6ステップ (開削・樋門工)



8ステップ (計画堤防築堤)

図 5-4 基本ケースの解析ステップ図(堤防部拡大図)

## 5.2.2 地盤の層別パラメータの設定

地盤の層別パラメータの設定は、千歳川下流部における地層の深度、堆積条件を考慮して、一部泥炭層に置き換えするなどアレンジして設定した。

表 5-5 FEM 解析モデルの層別パラメータ

記号	新規築堤	旧盛土	Ac1 地下水上	Ac1 地下水下	pt	As1	Ac2	Dc
	弾性	弾性	弾塑性	弾塑性	弾塑性	弾性	弾塑性	弾性
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.6	17.6	15.9	15.9	10.5	19.4	15.3	16.1
$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	8.8	7.8	6.1	6.1	0.7	9.6	5.5	6.3
N	7	5	4	4	2	10	2	4
E (kN/m <sup>2</sup> )	19,600	14,000	11,200	11,200	5,600	28,000	5,600	11,200
$\nu$	0.33	0.33	0.33	0.33	0.2	0.33	0.33	0.33
$\lambda$ (kN/m <sup>2</sup> )	14,300	10,200	8,200	8,200	1,600	20,400	4,100	8,200
$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	7,400	5,300	4,200	4,200	2,300	10,500	2,100	4,200
k (m/d)	8.64E-02	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-04
(%)	-	-	-	-	50	-	-	-
$\phi'$ (°)	-	-	35	35	42	-	35	-
IP	-	-	19.9	19.9	-	-	32.7	-
Gs	-	-	2.64	2.64	-	-	2.68	-
ei	-	-	1.19	1.57	-	-	2.05	-
Cc	-	-	0.51	0.51	3.72	-	1.06	-
$\lambda$	-	-	0.22	0.22	1.62	-	0.46	-
OCR	-	-	2.21	1.66	1.57	-	1.30	-
K <sub>0</sub>	-	-	0.43	0.43	0.34	-	0.43	-
K <sub>i</sub>	-	-	0.61	0.54	0.43	-	0.47	-
$\nu'$	-	-	0.30	0.30	0.25	-	0.30	-
C <sub>s</sub>	-	-	0.06	0.06	0.37	-	0.13	-
$\Lambda$	-	-	0.88	0.88	0.90	-	0.88	-
M	-	-	1.42	1.42	1.70	-	1.42	-
$\lambda_k$	0.09	0.08	0.16	0.16	0.87	0.24	0.32	0.17
e <sub>0</sub>	0.52	1.0	1.17	1.56	6.84	0.93	2.04	1.29
D	-	-	0.063	0.054	0.109	-	0.093	-

### 5.2.3 基本ケースの解析結果

樋門床付け面での、計画堤防中央位置（赤）、河川側L=15.0m位置（青）および堤内地側L=15.0m位置（緑）での地盤沈下の経時変化を示す。既設堤防による計画堤防中央位置での圧密沈下量は  $s=125\text{cm}$ 、既設堤防開削によるリバウンド量は  $r=21.0\text{cm}$ 、計画堤防築堤による沈下量は  $114\text{cm}$  となった。同様に残留沈下量は  $s=114\text{cm}$  である。

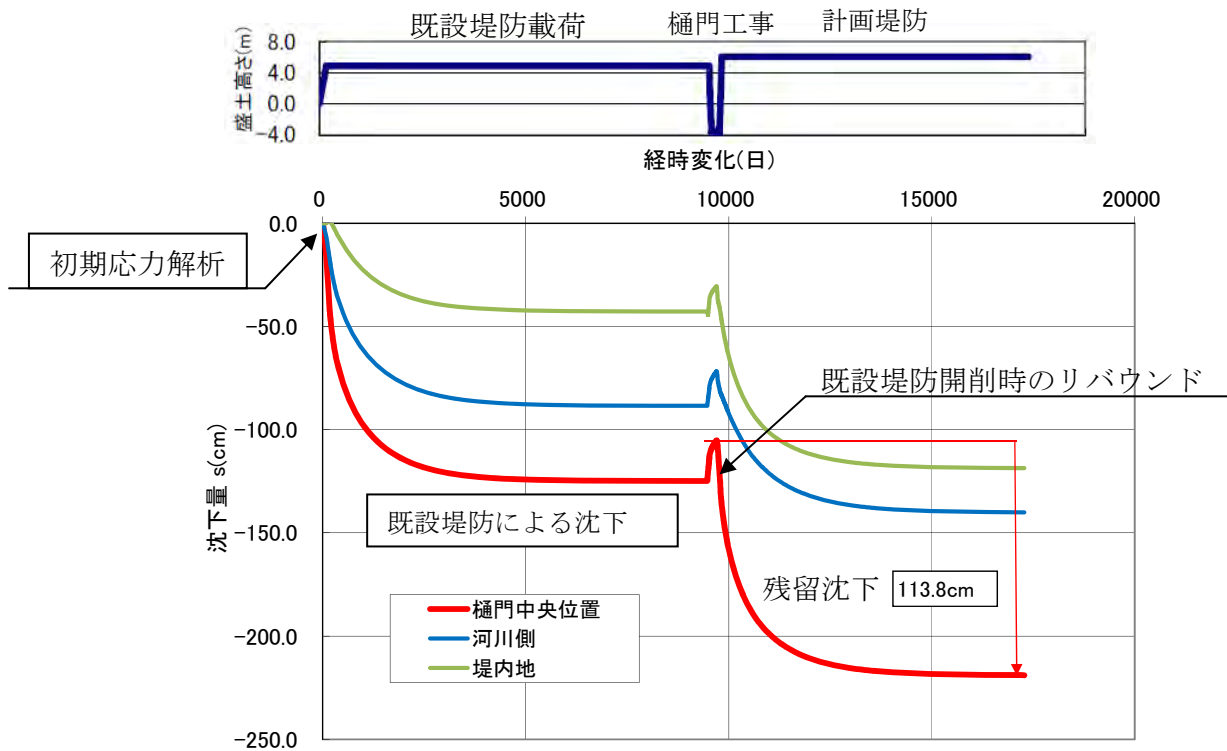
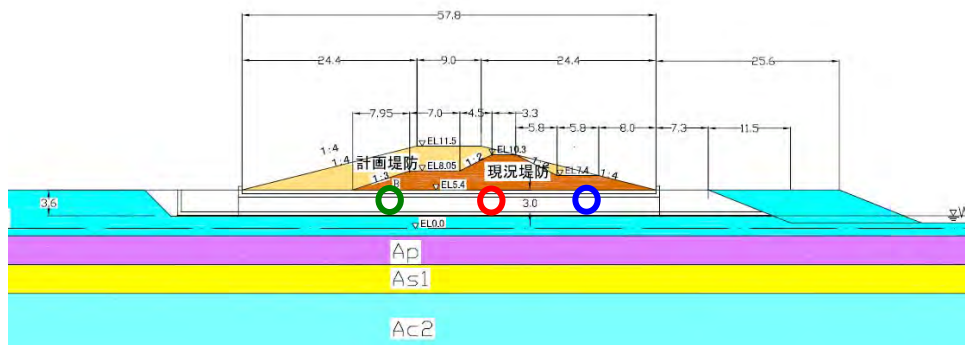


図 5-5 基本ケース（地盤対策工なし）の沈下量の経時変化図



経時変化の着目位置

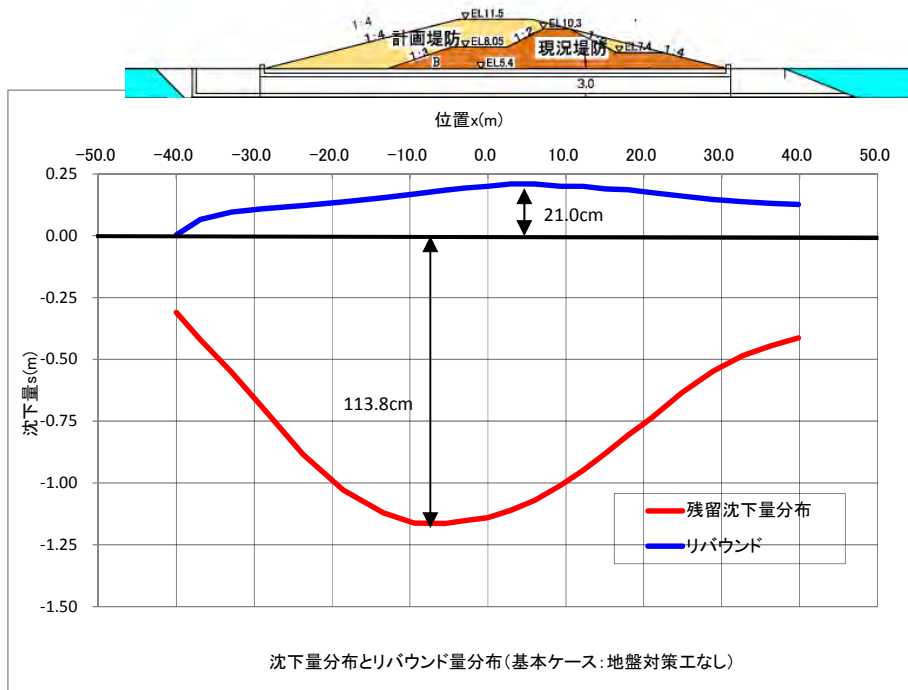


図 5-6 沈下量分布図 (基本ケース：地盤対策工なし)

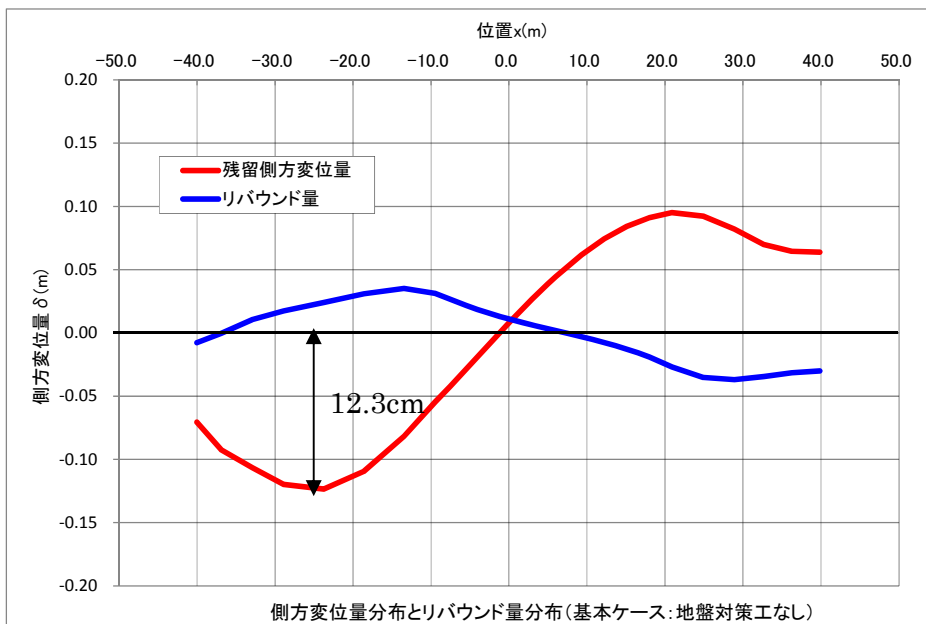


図 5-7 側方変位量分布図 (基本ケース：地盤対策工なし)

図 5-8 に変位図 (既設堤防築堤 25 年経過時) を示す。堤防直下の沈下量は  $\delta = 168\text{cm}$  となった。この沈下量は、千歳川の現況の堤防の沈下量 ( $\delta = 150\text{cm}$ ) に相当する沈下量である。

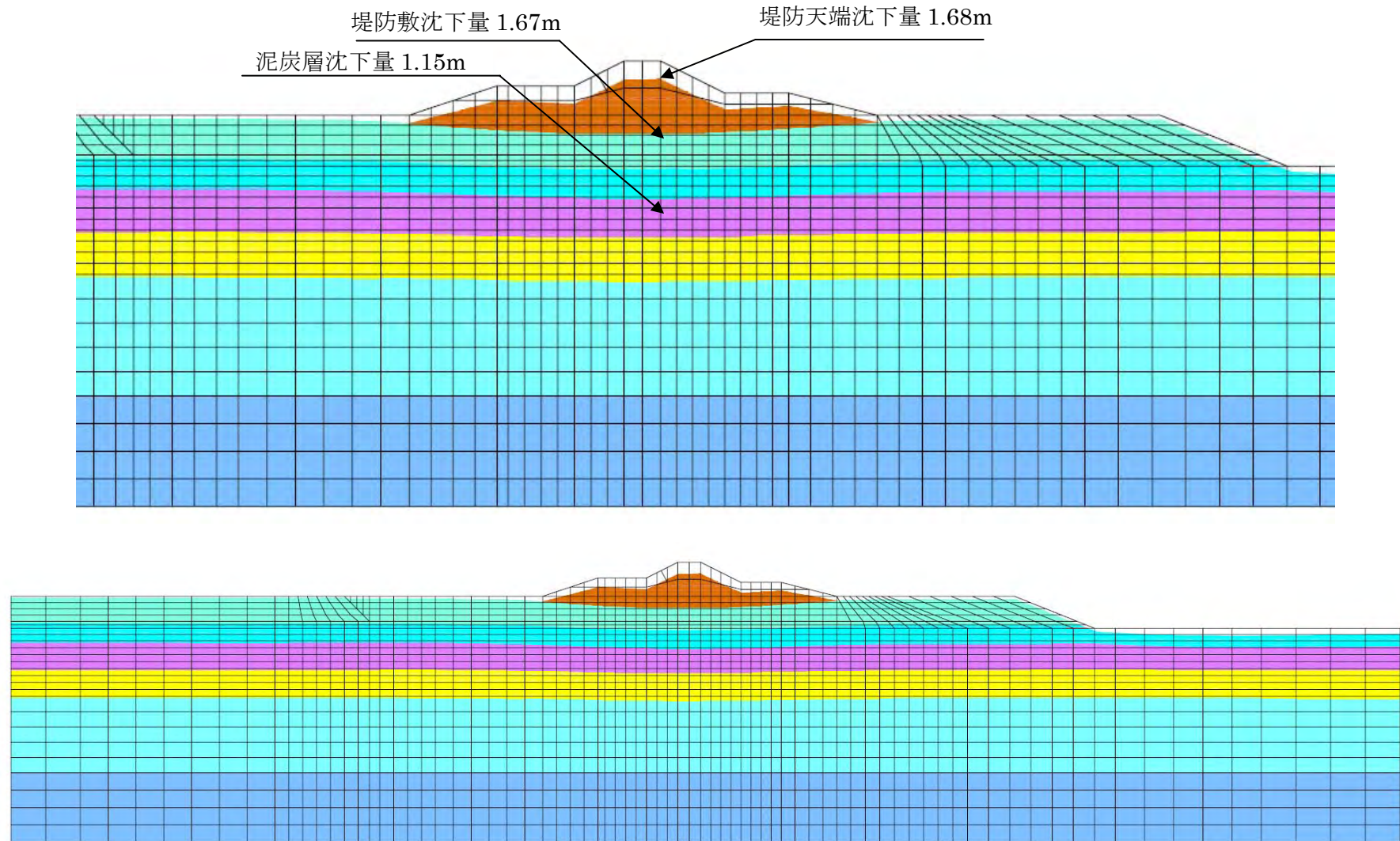


図 5-8 変位図 (基本ケース : 既設堤防築堤 25 年経過時)



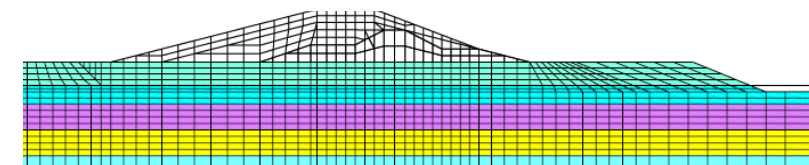
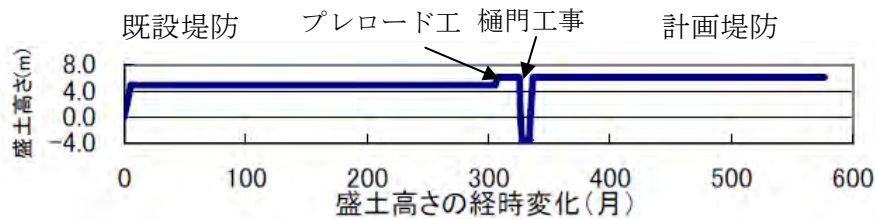
### 5.3 プレロード工法の検討

#### 5.3.1 プレロード工法の解析ステップ

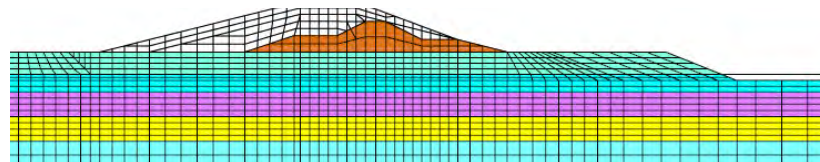
事前対策工（樋門工事着手前に実施する地盤対策工）としてのプレロード工法の解析ステップは、一般的な築堤盛土の施工履歴を考慮して表-4.5 に示すように設定した。プレロード放置期間は 12 ヶ月と 24 ヶ月の 2 ケースの検討を行う。

表 5-6 プレロード工法の解析ステップ

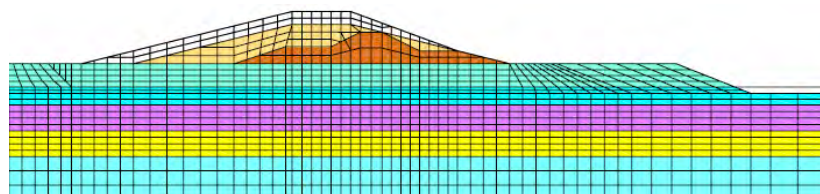
STEP	摘要	期間(ヶ月)		盛土高さ(m)	備考
		ケース1	ケース2		
1	初期応力解析	-	-	0	
2	現況堤防築堤	5.5	5.5	4.9	
3	維持期間	300(25年)	300(25年)	4.9	
4	プレロード盛土築堤	2.0	2.0	6.1	
5	維持期間	12.0	24.0	6.1	現時点
6	プレロード盛土撤去	0.9	0.9	0	
7	開削	1.2	1.2	-3.6	
8	樋門施工	6.0	6.0	-3.6	
9	埋戻し	0.8	0.8	0	
10	計画堤防築堤	2.3	2.3	6.1	
11	維持期間	240(20年)	240(20年)	6.1	



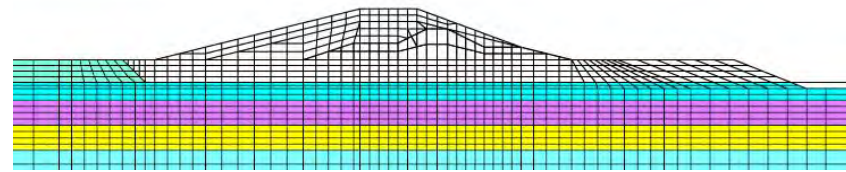
1 ステップ (初期応力解析)



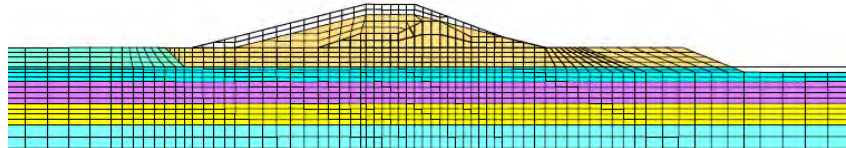
2 ステップ (既設堤防築堤)



4 ステップ (プレロード盛土工)



7～8ステップ（開削・樋門工）



10ステップ（計画堤防築堤）

図 5-9 プレロード工法の解析ステップ図（堤防部拡大）

### 5.3.2 プレロード工法の解析結果

現況（既設堤防撤去時）以降の樋門根切り高さでの沈下量経時変化を示す。

残留沈下量は、プレロード工法1年では  $s=82.7\text{cm}$ 、プレロード工法2年では  $s=74.7\text{cm}$  となる。

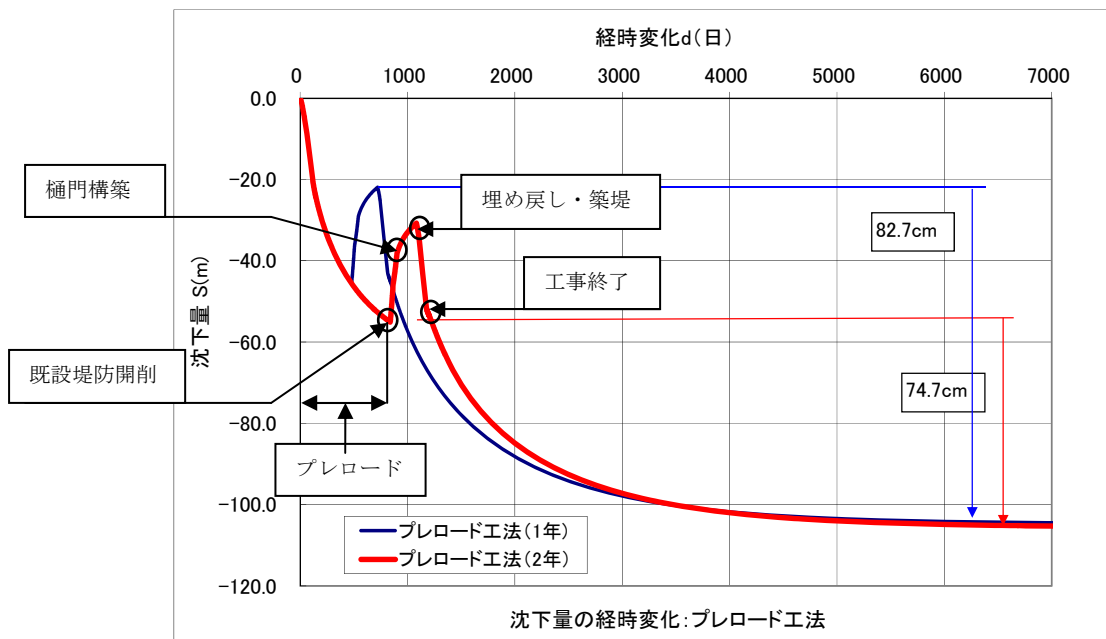


図 5-10 プレロード工の沈下量の経時変化図

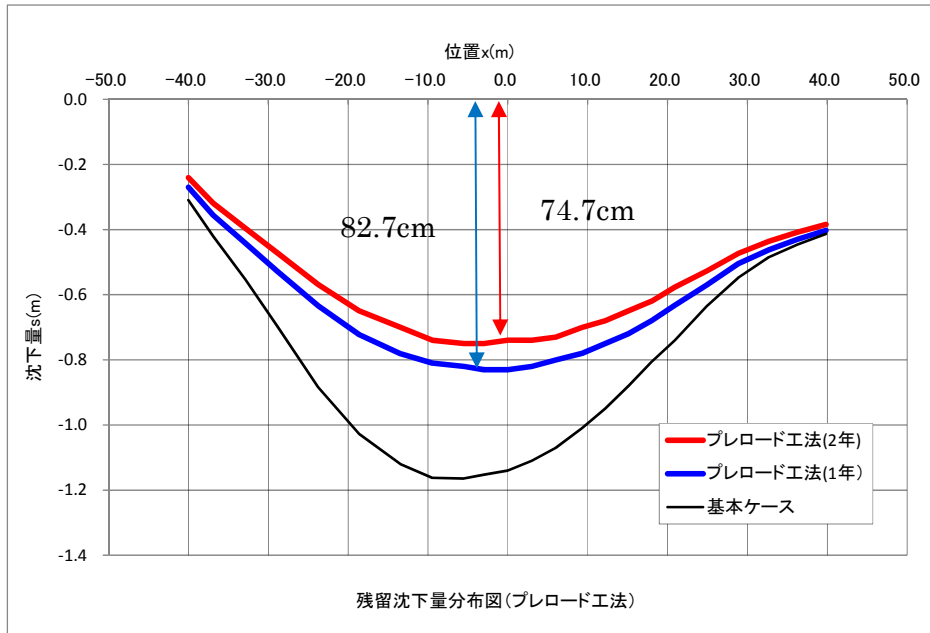


図 5-11 沈下量分布図 (プレロード工法)

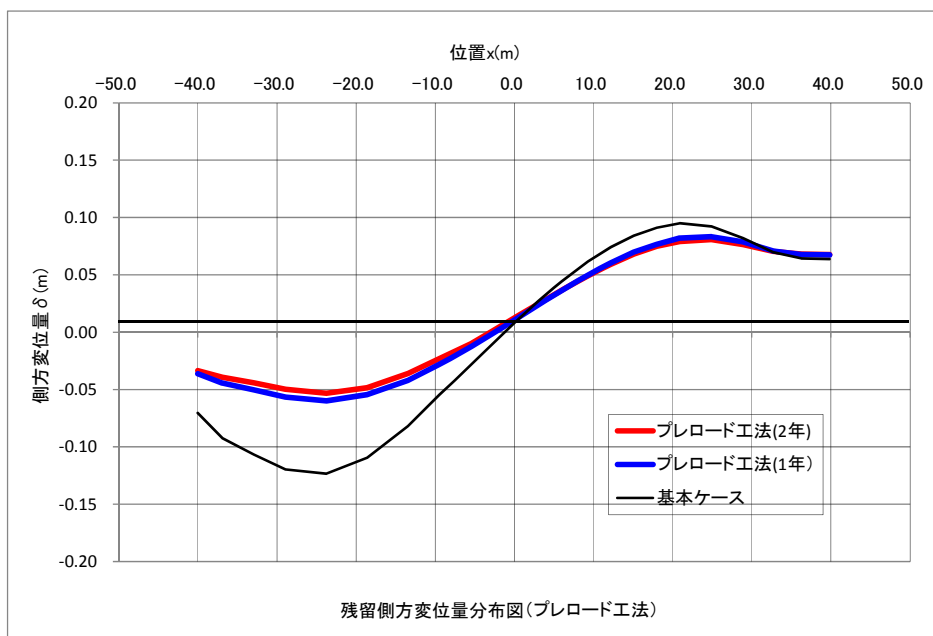


図 5-12 側方変位量分布図 (プレロード工法)



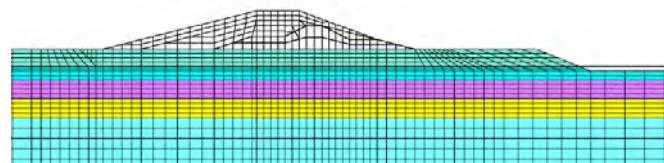
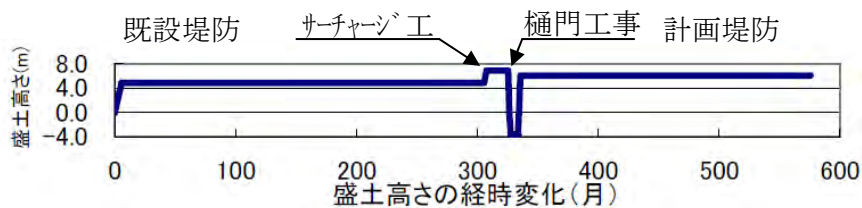
## 5.4 サーチャージ工法の検討

### 5.4.1 サーチャージ工法の解析ステップ

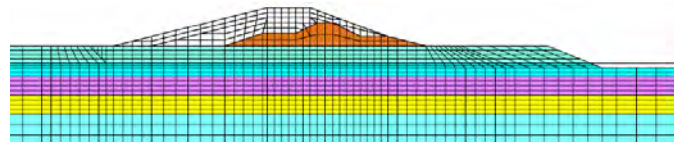
事前対策工としてのサーチャージ工法の解析ステップは、一般的な築堤盛土の施工履歴を考慮して表-4.5に示すように設定した。サーチャージ工法の盛土高さは、計画堤防に対して、 $\Delta H=2.0\text{m}$ のオーバーチャージするものとした。なお、サーチャージ放置期間は6ヶ月、1年、2年の3ケースについて行う。

表 5-7 サーチャージ工法の解析ステップ

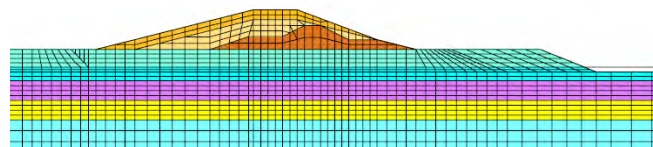
STEP	摘要	期間(ヶ月)			盛土高さ(m)	備考
		ケース1	ケース2	ケース3		
1	初期応力解析	-	-	-	0	
2	現況堤防築堤	5.5	5.5	5.5	4.9	
3	維持期間	300(25年)	300(25年)	300(25年)	4.9	
4	サーチャージ盛土築堤	6.0	6.0	6.0	6.1	
5	維持期間	6.0	12.0	24.0	6.1	現時点
6	サーチャージ盛土撤去	0.9	0.9	0.9	0	
7	開削	1.2	1.2	1.2	-3.6	
8	樋門施工	6.0	6.0	6.0	-3.6	
9	埋戻し	0.8	0.8	0.8	0	
10	計画堤防築堤	2.3	2.3	2.3	6.1	
11	維持期間	240(20年)	240(20年)	240(20年)	6.1	



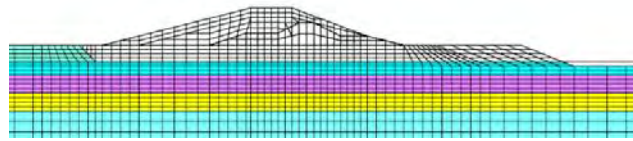
1 ステップ (初期応力解析)



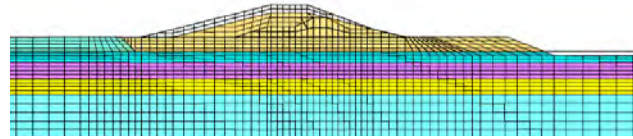
2 ステップ (既設堤防築堤)



4 ステップ (サーチャージ盛土工)



7～8ステップ（開削・樋門工）



10ステップ（計画堤防築堤）

図 5-13 サーチャージ工法の解析ステップ図（堤防部拡大）

#### 5.4.2 解析結果

経時変化図では、樋門根切り高さでの、計画堤防中央位置での地盤沈下の経時変化を示す。計画堤防中央位置での残留沈下量は、サーチャージ工6ヶ月で $s=82.7\text{cm}$ 、1年で $62.8\text{cm}$ 、2年で $51.4\text{cm}$ となった。

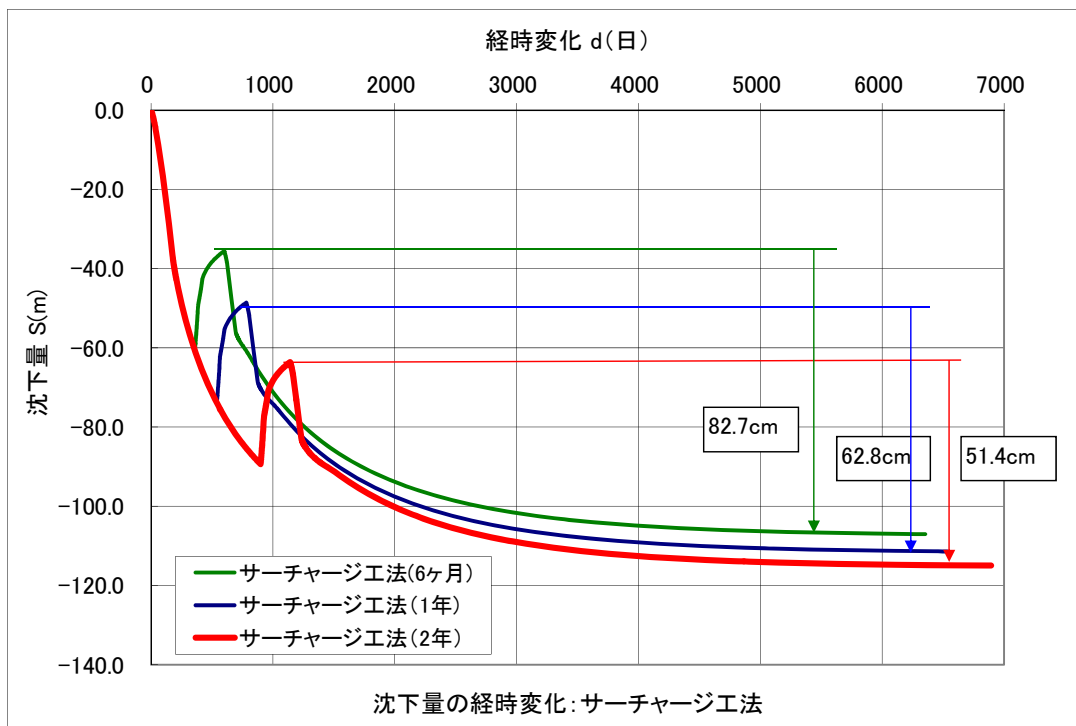


図 5-14 サーチャージ工の沈下量の経時変化図

サーチャージ工の沈下分布図を図 5-15 に示す。サーチャージ盛土の少ない河川側は残留沈下量が多いのに対して、堤内地側の残留沈下量が少ない。また、残留側方変位量は、サーチャージ盛土期間が 6 ヶ月でも 2 年でもほぼ同じ大きさとなった。6 ヶ月程度のサーチャージ盛土期間があれば、側方変位量抑制の効果が期待できる。

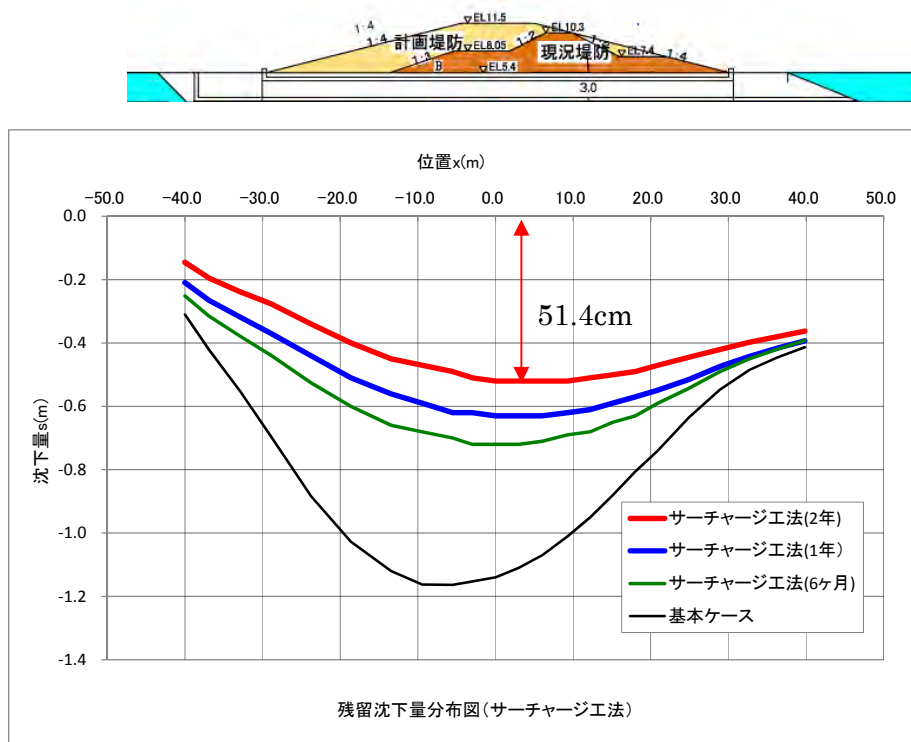


図 5-15 沈下量分布図 (サーチャージ工法)

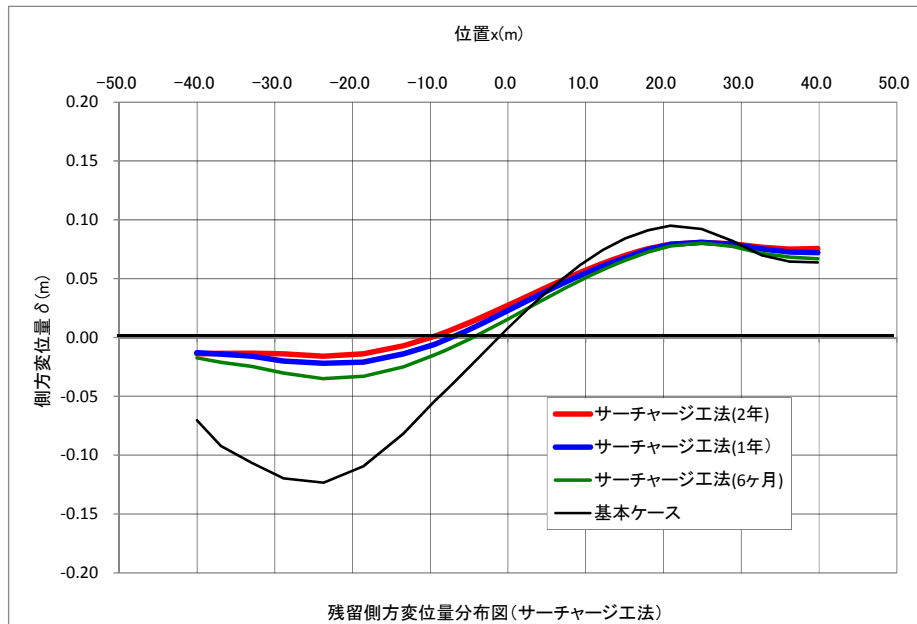


図 5-16 側方変位量分布図 (サーチャージ工法)

## 5.5 高荷重強度プレロード工法の解析

### 5.5.1 高荷重強度プレロード工法の解析ステップ

#### (1) 荷重強度分布の設定

高荷重強度プレロード工法は、堤防開削後に実施するプレロード工法を想定し、高い荷重強度により、比較的短時間でプレロード効果を期待する工法とした。

荷重に敷鉄板・大型土嚢等を想定して、計画堤防中央付近に最大  $q=160\text{kN/m}^2$ （敷鉄板 80 枚で高さ 200cm 相当）、法尻部は  $q=40\text{kN/m}^2$ （敷鉄板 20 枚で高さ 50cm 相当）を荷重する。高荷重強度プレロード工法の解析ステップは、一般的な築堤盛土の施工履歴を考慮してに表 5-8 に示すように設定した。プレロード放置期間は 3 ヶ月と 6 ヶ月の 2 ケースとする。

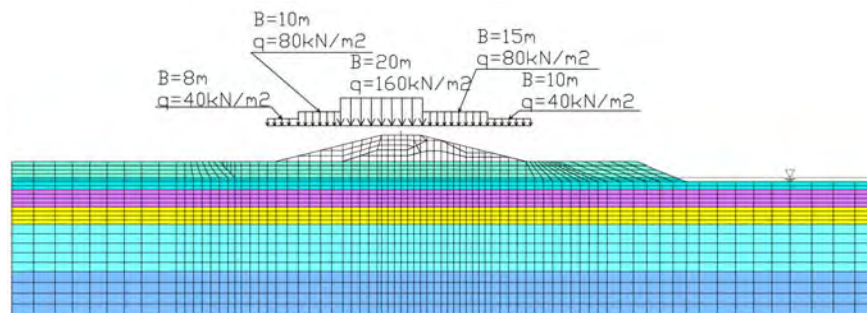
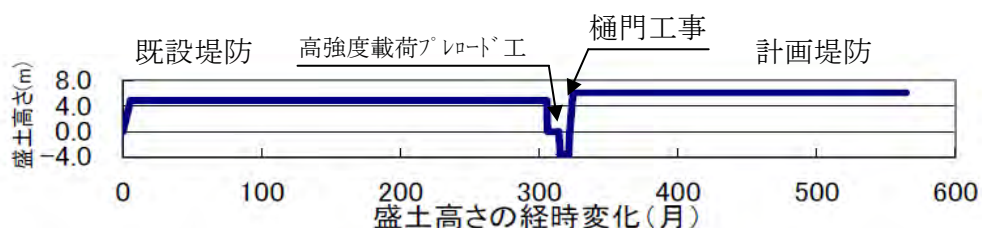
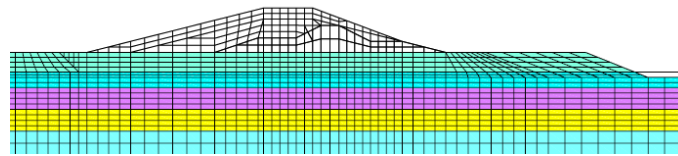


図 5-17 高荷重強度プレロード工法の荷重強度と荷重幅

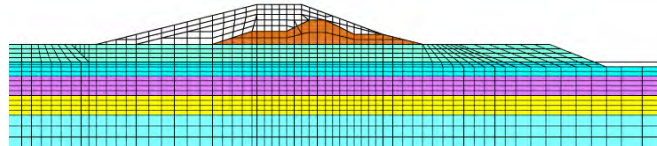
表 5-8 高荷重強度プレロード工法の解析ステップ

STEP	摘要	期間(ヶ月)		盛土高さ(m)	備考
		ケース1	ケース2		
1	初期応力解析	-	-	0.0	
2	現況堤防築堤	5.5	5.5	4.9	
3	維持期間	300(25年)	300(25年)	4.9	現時点
4	現況堤防撤去	0.6	0.6	0.0	
5	高荷重強度荷重	1.0	1.0	0.0	
6	維持期間	3.0	6.0	0.0	
7	高荷重強度撤去	1.0	1.0	0.0	
8	開削	1.2	1.2	-3.6	
9	樋門施工	6.0	6.0	-3.6	
10	埋戻し	0.8	0.8	0.0	
11	計画堤防築堤	2.3	2.3	6.1	
12	維持期間	240(20年)	240(20年)	6.1	

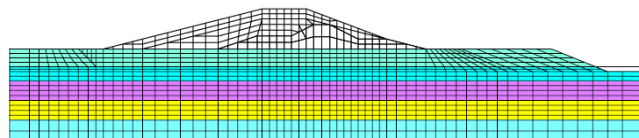




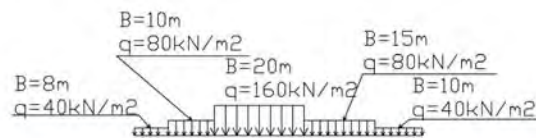
1 ステップ (初期応力解析)



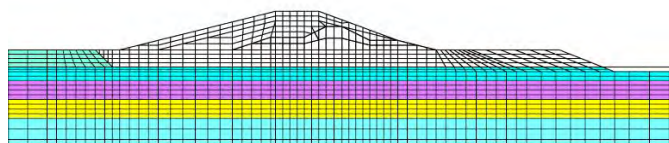
2 ステップ (既設堤防築堤)



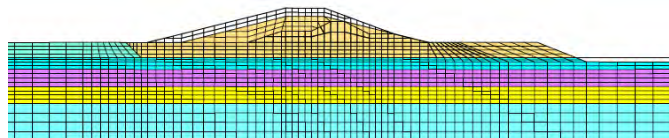
4 ステップ (既設堤防撤去)



5 ステップ (高荷重強度載荷)



7～8 ステップ (開削・樋門工)



10 ステップ (計画堤防築堤)

図 5-18 高荷重載荷プレロード工法の解析ステップ図(堤防部拡大)

## 5.5.2 解析結果

高荷重強度プレロード工法による沈下量の経時変化図では、根切り面における計画堤防中央位置での地盤沈下量の経時変化を示す。計画堤防中央位置での残留沈下量は3ヶ月で $s=65.3\text{cm}$ 、6ヶ月で $s=56.9\text{cm}$ となった。

この高荷重強度プレロード工法6ヶ月の残留沈下量は、事前対策工としてのサーチャージ工法の1年( $s=51.4\text{cm}$ )に匹敵する残留沈下量がえられており、圧密促進効果が高い。実際には、樋門の単独工事では6ヶ月の載荷期間を取ることは難しいと考えられるが、揚排水機場等のその他の工事を含む等、工事条件によっては、この載荷期間を取れる場合もある。

また、泥炭性軟弱地盤では、載荷初期の沈下が著しいことが多くあり1~3ヶ月の短期の載荷期間で、大きな沈下量を得ることが可能な場合があると推定される。この場合には、キャンバー工法を前提とし、図3-3 不同沈下を抑制するプレロード工法と同じ考え方を採用することで対応が可能となることもあると考えられる。

さらには、真空圧密工法と組み合わせる等で、より高い効果を得ることが可能と考えられるが、詳細な検討を要する課題である。

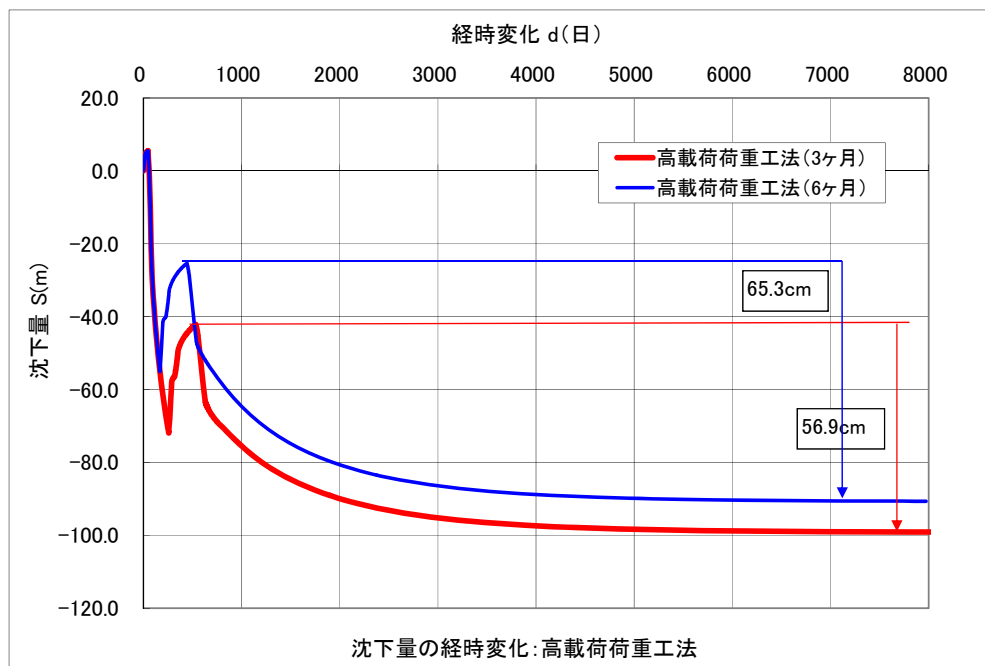


図 5-19 高荷重強度プレロード工法による沈下量の経時変化図



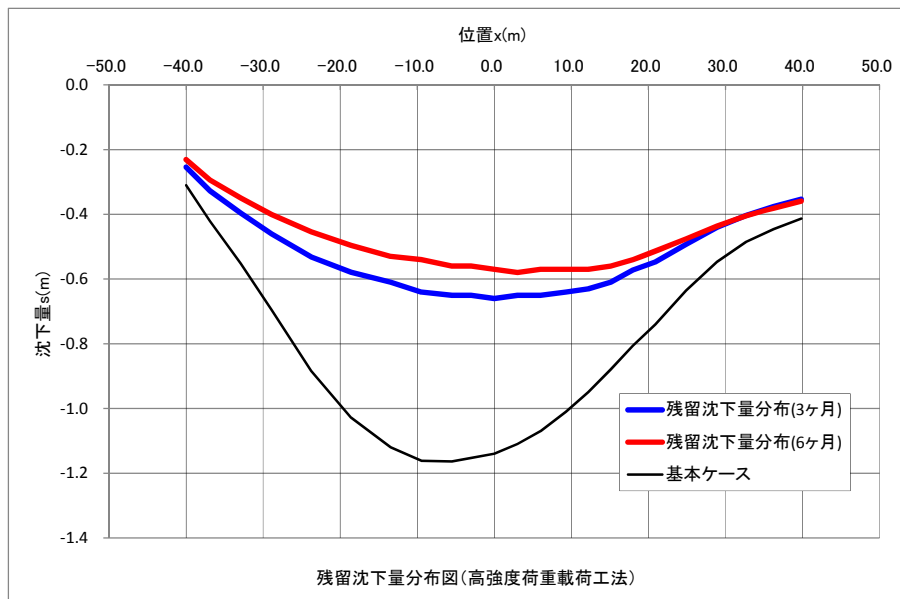
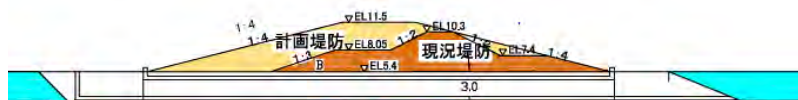


図 5-20 沈下量分布図 (高荷重強度プロット工法)

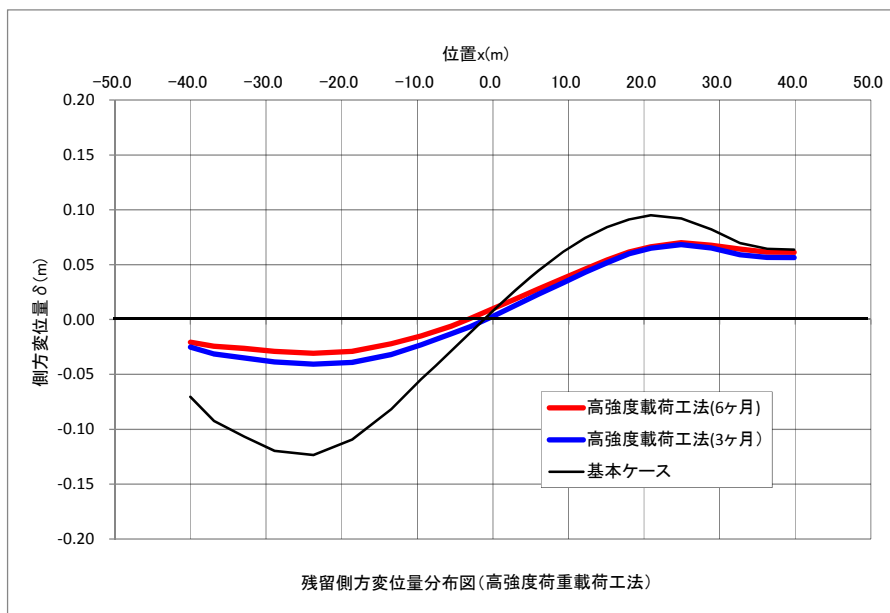


図 5-21 側方変位量分布図 (高荷重強度プロット工法)

## 5.6 掘削置換工法の解析

### 5.6.1 置換工法の解析ケース

ここでは、プレロード工法と置換工法とを併用した時の効果について検討する。図 5-22 に示すように樋門直下の Ac1 層の置換（実際には、表層に軟弱な泥炭層が堆積することが多く、これを置換することが多い）を行う。置換厚は  $h=2.8\text{m}$  とする。

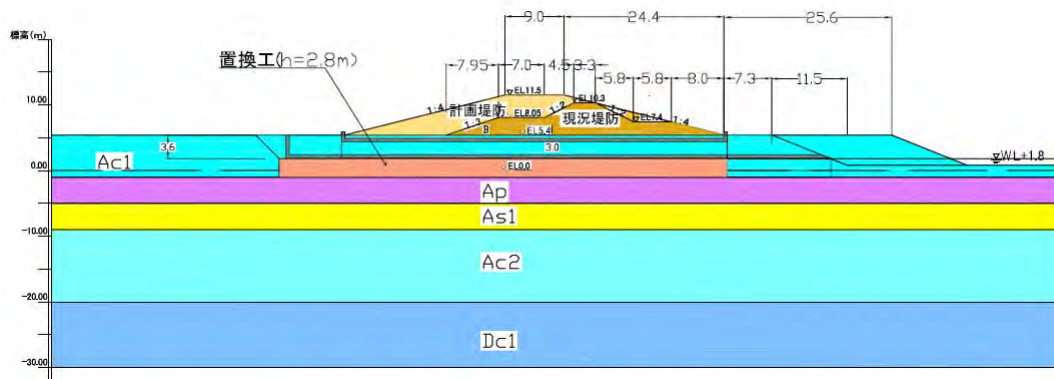


図 5-22 置換工法モデル図

解析ステップを下表に示す。プレロード工法（2年）の解析ステップに着色部（茶色）の置換工法を追加した。

表 5-9 解析ステップ

STEP	解析STEP	期間(ヶ月)	盛土高さ(m)	備考
1	初期応力解析	-	0	
2	現況堤防築堤	5.5	4.9	
3	維持期間	300	4.9	
4	プレロード盛土築堤	2.0	6.1	
5	維持期間	24	6.1	現時点
6	プレロード盛土撤去	0.9	0	
7	開削	1.2	-3.6	
8	掘削置換工	0.5	-6.4	
9	樋門施工	6	-3.6	
10	埋戻し	0.8	0	
11	計画堤防築堤	2.3	6.1	
12	維持期間	240	6.1	

置換土は、堤体土と同じ材料を用いるものとして、弾性材料とした。



## 5.6.2 解析結果

残留沈下量は  $s = 43.6\text{cm}$ 、残留側方変位量は  $\delta = 5.65\text{cm}$  となった。これは、プレロード工法（2年）と比較すると、沈下量で  $31.1\text{cm}$ 、側方変位量で  $2.46\text{cm}$  の改善である。

表 5-10 解析結果の比較

工法	残留沈下量 $s(\text{cm})$	残留側方変位量 $\delta(\text{cm})$
置換工法併用プレロード工法	43.6	5.65
プレロード工法	74.7	8.11

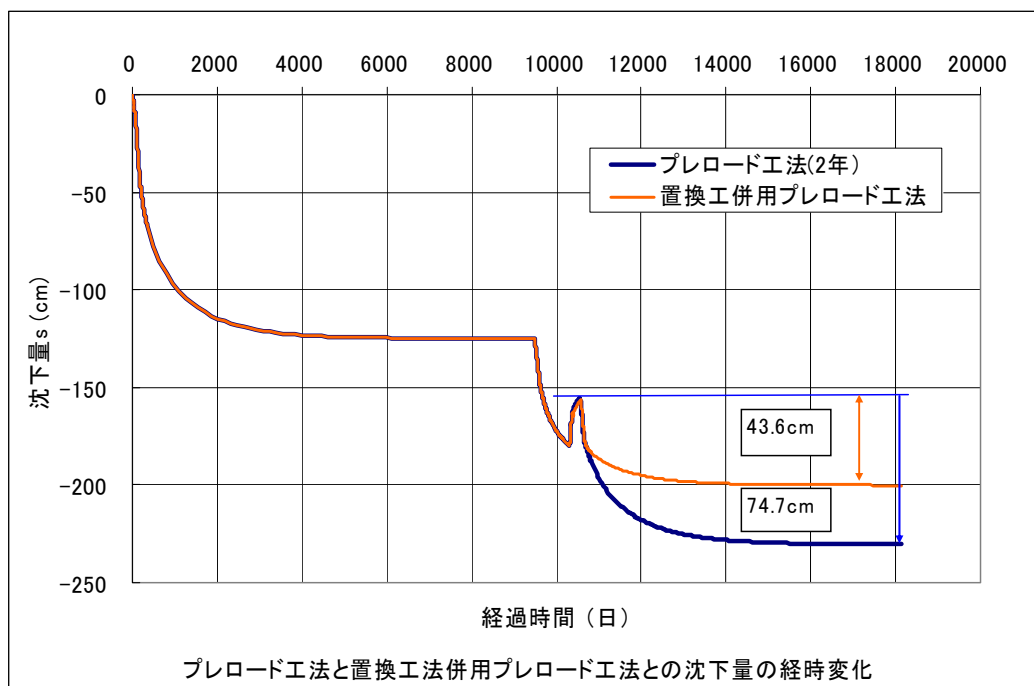


図 5-23 置換工法併用プレロード工法（2年）の沈下量の経時変化図

なお、置換工法の併用に際しては、掘削深さがより増加するため、開削時に床付け面に向けて上向き浸透流が発生することが想定される。

カムクレイ系のFEM解析では、土・水連成の解析が実施されるため、上昇浸透流による床付け面の安定性（盤ぶくれ）についても評価できる。

実際には、床付け面が不安定になり、解析結果が得られないという結果となることも少なくない。これは、掘削時における床付け面の  $p$ - $q$  曲線や、間隙水圧の経時変化を追跡することで、その状況を把握できる。

置換工法を採用する場合には、地下水低下工法を併用する必要があることが多い。

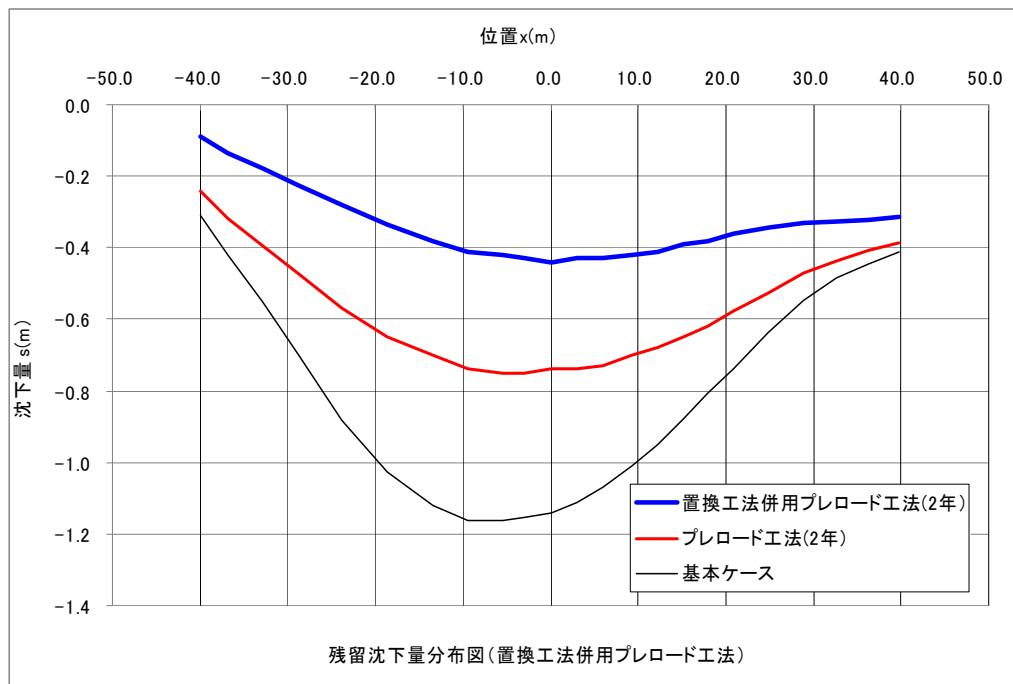


図 5-24 沈下量分布図 (置換工法併用プレロード工法)

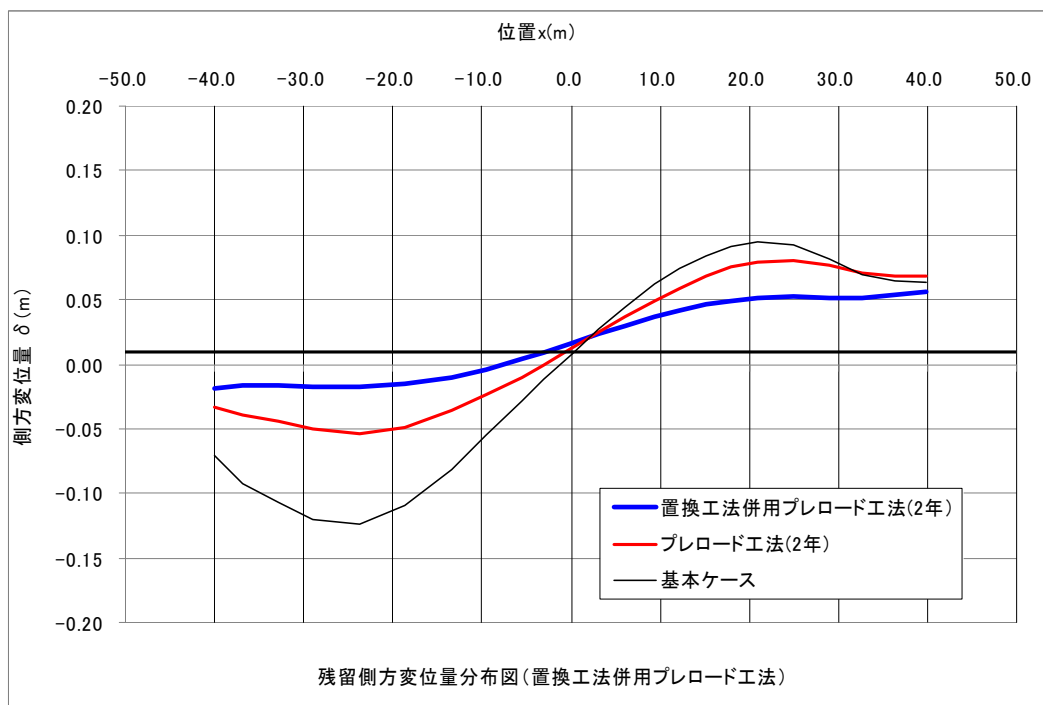


図 5-25 側方変位量分布図 (置換工法併用プレロード工法)

## 5.7 セメント系固化改良体工法の解析

地層が傾斜した地盤のモデル（基本ケースⅡ）を用いて、浅層・中層・深層混合処理工法の検討を行う。なお、深層混合処理工法の解析モデルは、地盤モデルを浅層・中層混合処理工法モデルにおけるAs層をAc3層と差し替え、より厚い軟弱層厚とするモデルとした。

### 5.7.1 基本ケースⅡの解析

#### (1) 基本ケース-Ⅱの解析モデル

基本ケースⅡのモデルの堤防断面は、基本ケースⅠと同じ断面として、地層構成を図5-26に示すように泥炭層が浅く分布した地層とした。

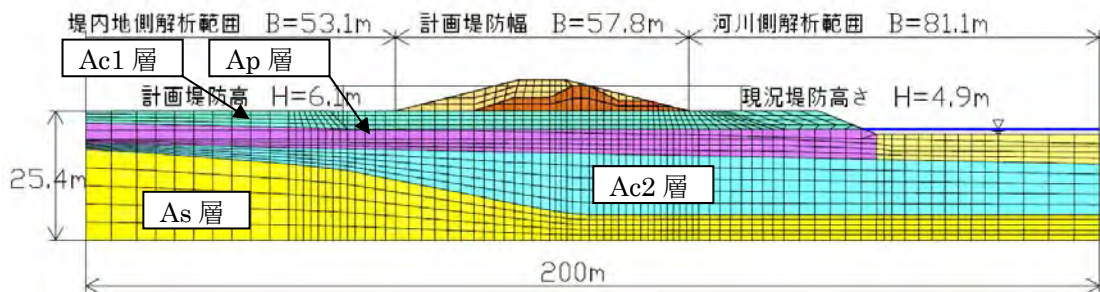


図 5-26 解析モデル

#### (2) 基本ケース-Ⅱの地層のモデル化

各地層のモデル化については、泥炭地盤を勘案して基本的に沖積粘性土（Ac1層、Ap層、Ac2層、）は弾塑性材料とし、その他は弾性材料として取り扱う。

表 5-11 地層の構成モデル

地層	地盤モデル
Ac1層	修正カムクレイ
Ap層	修正カムクレイ
Ac2層	修正カムクレイ
As層	弾性

▽ 地下水位

#### (3) 基本ケース-Ⅱの解析断面および境界条件

解析断面および境界条件は、以下に示すように設定した。

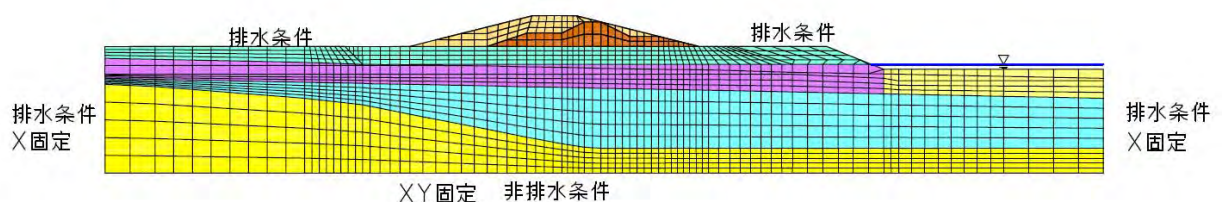


図 5-27 境界条件図

#### (4) 基本ケースの解析ステップ

地盤対策工を実施しない基本ケースの解析ステップは、一般的な築堤盛土の施工履歴を考慮して表 5-4 に示すように設定した。

##### ① 初期応力解析

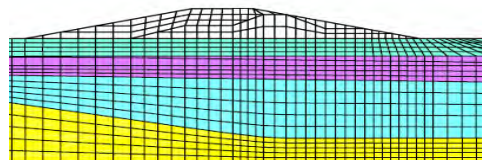
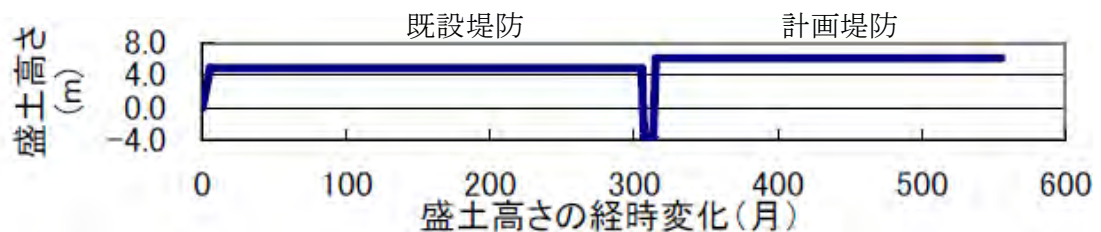
初期応力解析は、既設堤防の無い原地盤を想定した地盤内応力解析である。表-4.6 に示す地盤のパラメータは、この原地盤の初期応力状態のパラメータである。

##### ②既設堤防の築堤解析

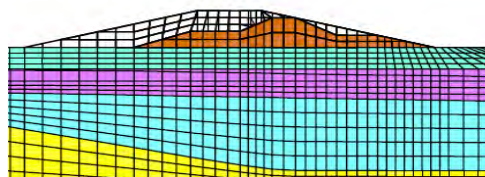
既設堤防（既設堤防）は、初期応力状態の地盤に既設堤防を築堤し、その後 25 年間維持するものと仮定（既設堤防も、実際は数次に分けて施工されていると推定されるがこの影響は僅かであると考えられる）した。

表 5-12 解析ステップ

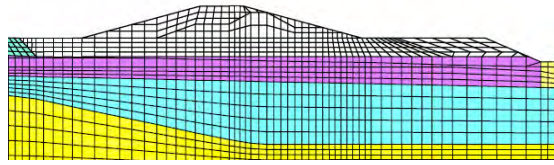
ステップ番号	工程	期間(ヶ月)	盛土高さ(m)
1	初期応力解析	—	0.0
2	現況堤防築堤	5.5	4.9
3	維持期間	300(25年)	4.9
4	現況堤防撤去	0.6	0.0
5	開削	1.2	-3.6
6	樋門施工期間	6.0	-3.6
7	埋戻し	0.8	0.0
8	計画堤防築堤	2.3	6.1
9	維持期間	240(20年)	6.1



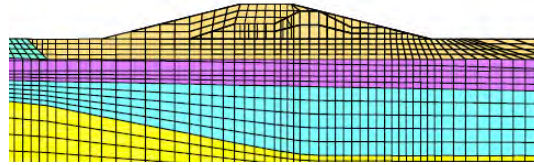
1 ステップ（初期応力解析）



2 ステップ（既設堤防築堤）



5～6ステップ（開削・樋門工）



8ステップ（計画堤防築堤）

図 5-28 基本ケースの解析ステップ図(堤防部拡大図)

(5) 層別の土質パラメータの設定

層別の土質パラメータの設定は、石狩川月形町付近における地層の層序、堆積条件を考慮して設定した。

表 5-13 層別の土質パラメータ

地層	記号	新規築堤	旧築堤	Ac1	pt	Ac2	As1
				地下水土			
モデル	-	弾性	弾性	弾塑性	弾塑性	弾塑性	弾性
湿潤単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.6	17.6	15.9	10.5	15.3	19.4
水中単位体積重量	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	8.8	7.8	6.1	0.7	5.5	9.6
N値	N	7	5	4	2	2	10
変形係数	E (kN/m <sup>2</sup> )	19,600	14,000	11,200	5,600	5,600	28,000
ポアソン比	$\nu$	0.33	0.33	0.33	0.2	0.33	0.33
ラム定数	$\lambda$ (kN/m <sup>2</sup> )	14,300	10,200	8,200	1,600	4,100	20,400
ラム定数	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	7,400	5,300	4,200	2,300	2,100	10,500
透水係数	k (m/d)	8.64E-02	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-04
強熱減量	(%)	-	-	-	50	-	-
有効応力に関する内部摩擦角	$\phi$ (°)	-	-	40.4	42	35	-
塑性指数	IP	-	-	5.0	-	32.7	-
含水比	w <sub>n</sub> (%)	-	-	45.0	372	76.5	-
土粒子の比重	G <sub>s</sub>	-	-	2.64	-	2.68	-
原位置の間隙比	e <sub>i</sub>	-	-	1.19	-	2.05	-
圧縮指数	C <sub>c</sub>	-	-	0.51	3.72	1.06	-
圧縮指数	$\lambda$	-	-	0.05	1.62	0.46	-
過圧密比	OCR	-	-	1.70	1.34	1.30	-
静止土圧係数	K <sub>0</sub>	-	-	0.46	0.33	0.43	-
	m	-	-	-	0.70	-	-
原位置での静止土圧係数	K <sub>i</sub>	-	-	0.61	0.41	0.48	-
有効ポアソン比	$\nu'$	-	-	0.32	0.25	0.30	-
膨潤指数	C <sub>s</sub>	-	-	0.06	0.37	0.13	-
膨潤指数	$\kappa$	-	-	0.00	0.16	0.06	-
非可逆比	A	-	-	0.94	0.90	0.88	-
限界応力比	M	-	-	1.65	1.72	1.42	-
透水係数の変化係数	C <sub>k</sub>	-	-	-	2.00	-	-
透水係数の変化率	$\lambda_k$	0.09	0.08	0.16	0.87	0.32	0.24
$\beta$	-	-	-	1.15	-	1.05	-
先行鉛直応力に対する間隙比	e <sub>0</sub>	0.52	1.0	1.19	6.90	2.04	0.93
ダイラテンシー係数	D	-	-	1.31E-02	1.07E-01	9.35E-02	-

(6) 解析結果

樋門床付け面での、計画堤防中央位置での地盤沈下の経時変化を示す。既設堤防による計画堤防中央位置での圧密沈下量は  $s=75.5\text{cm}$ 、既設堤防開削によるリバウンド量は  $r=25.9\text{cm}$ 、計画堤防築堤による沈下量は  $117\text{cm}$  となった。Ac2層の残留沈下量は  $s=109.7\text{cm}$  である。

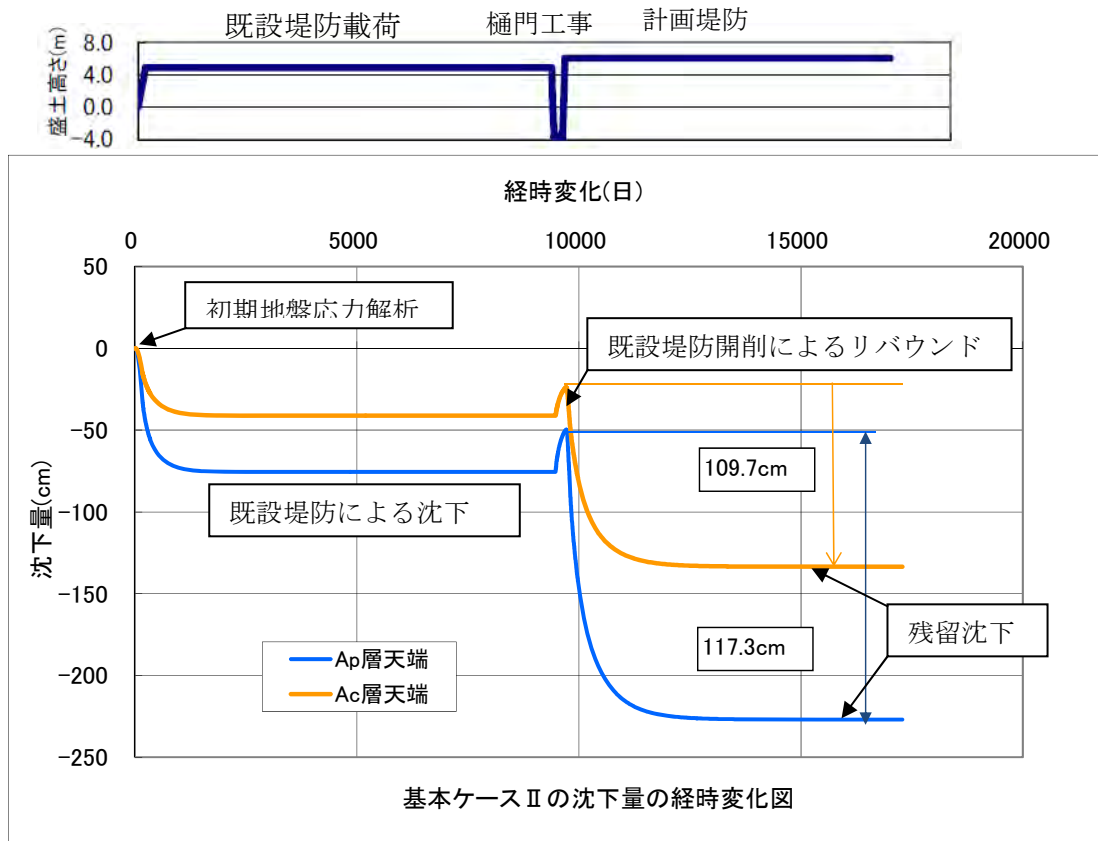


図 5-29 基本ケースII (地盤対策工なし) の沈下量の経時変化図

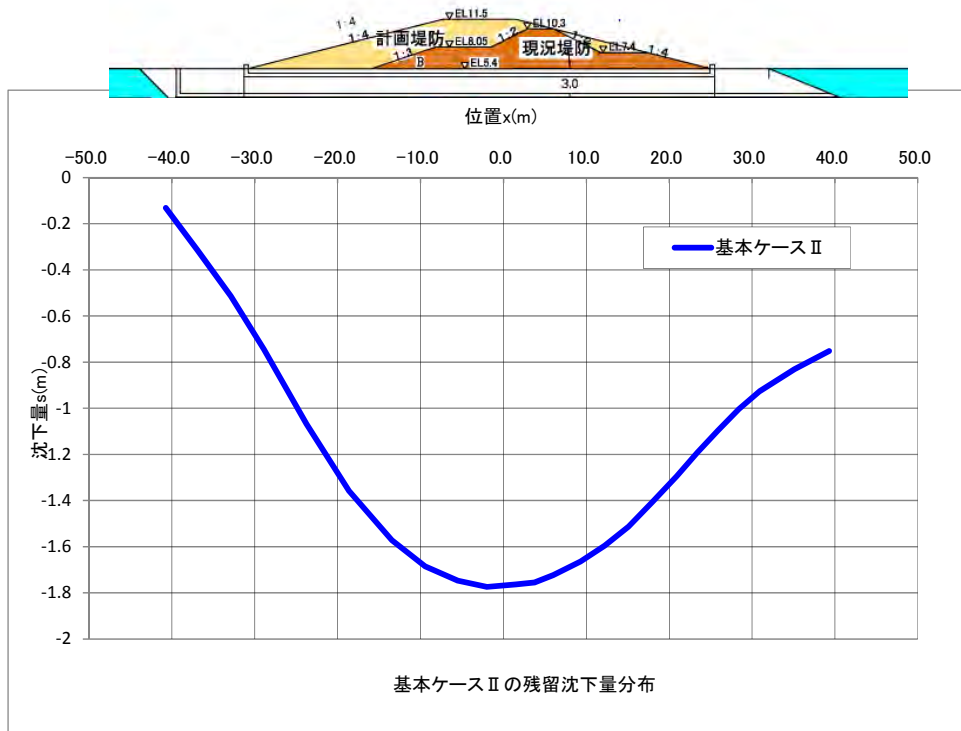


図 5-30 残留沈下量分布図 (基本ケースⅡ：地盤対策工なし)

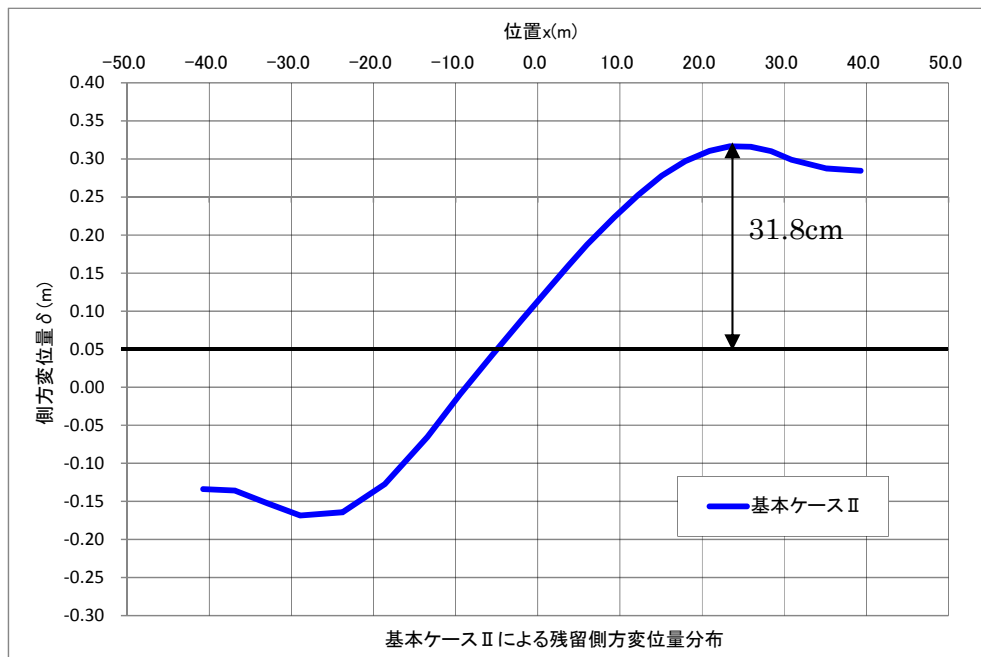


図 5-31 側方変位量分布図 (基本ケースⅡ：地盤対策工なし)



## 5.7.2 浅層・中層・深層混合処理工法の解析

### (1) 解析条件

#### 1) 検討ケース

浅層・中層・深層混合処理工法の解析条件を示す。

表 5-14 検討ケース

検討ケース	地盤改良工法	改良形状	改良体諸元
基本ケースⅡ	無対策	—	
CASE-1	プレロード工法	—	
CASE-2	浅層混合処理工法	版状	h=3.0m
CASE-3	プレロード工法+浅層混合処理工法	版状	h=3.0m
CASE-4	プレロード工法+中層混合処理工法	格子状	h=9m

深層混合処理工法の解析条件を示す。

表 5-15 深層混合処理工法の検討ケース

検討ケース	地盤改良工法	改良形状	改良体諸元
CASE-5	プレロード工法	—	—
CASE-6	深層混合処理（杭状モデル）	杭状	h=2.5~13.5m

#### 2) 解析モデル

基本ケースⅡのモデルの堤防断面は、基本ケースⅠと同じ断面として、図 5-32 に示すように傾斜地盤とした。

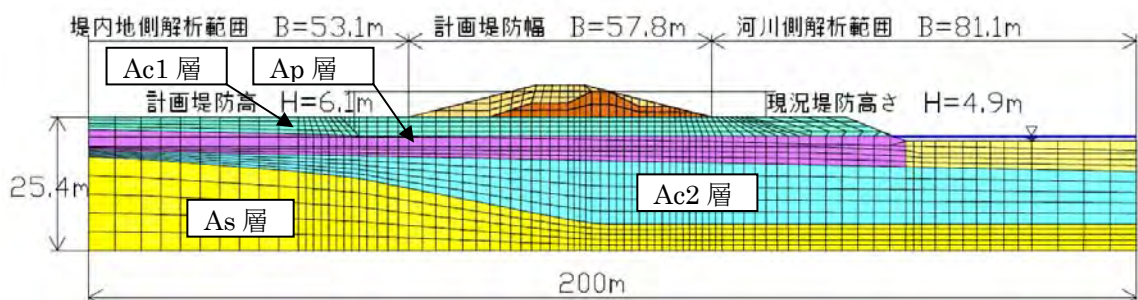


図 5-32 解析モデル



### 3) 地層のモデル化

各地層の構成モデルは、泥炭地盤を勘案して沖積粘性土：Ac1層、Ac2層、泥炭層：Ap層は弾塑性材料（カムクレイ）とし、As層・改良体は弾性材料として取り扱う。

表 5-16 地層の構成モデル

地層	地盤モデル
Ac1層	修正カムクレイ
Ap層	修正カムクレイ
Ac2層	修正カムクレイ
As層	弾性

▽ 地下水位

### 4) 境界条件

境界条件は、以下に示すように設定した。

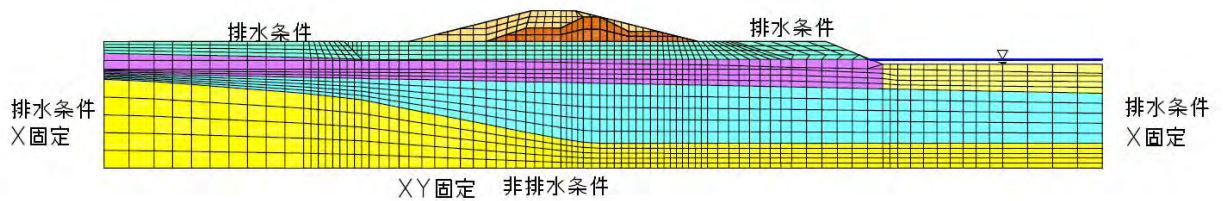
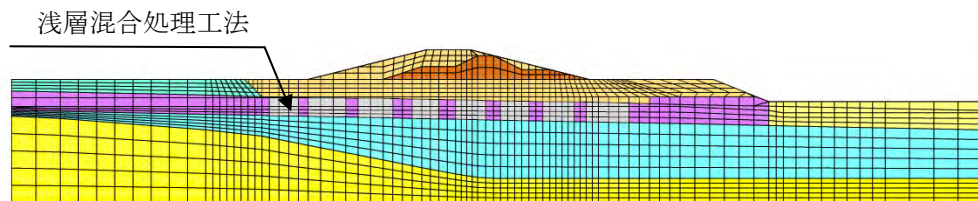


図 5-33 解析条件概念図

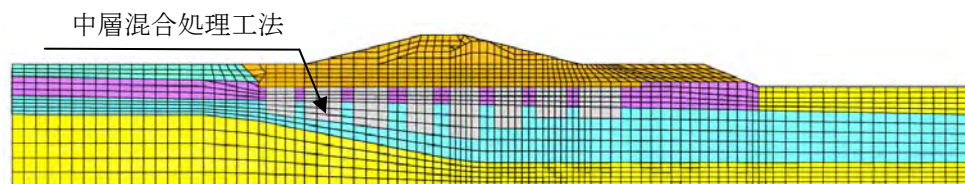
### 5) 解析断面

CASE-1 のプレロード工法のモデルは、図 5-34 に示す。

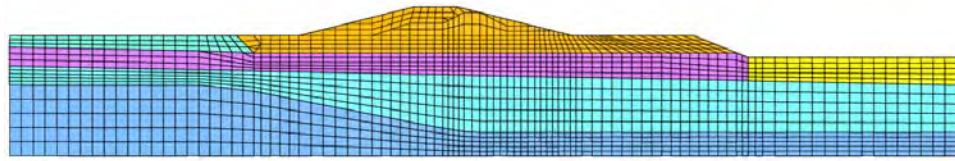
CASE-5～CASE-6 の解析モデルは、深層混合処理工法のモデルとするため、As層をAc2層に置き換え（As層を削除）、基盤面まで粘性土とする。



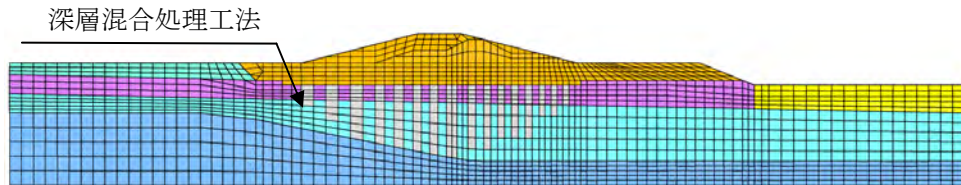
CASE-2、3 浅層混合処理工法モデル



CASE-4 中層混合処理工法モデル



CASE-5 プレロード工法モデル



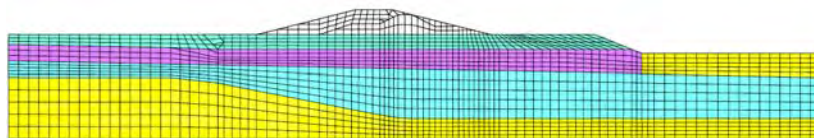
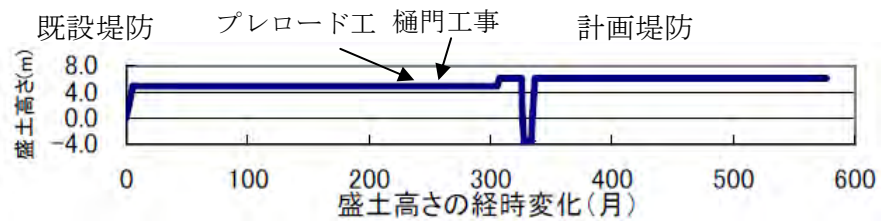
CASE-6 深層混合処理工法モデル

図 5-34 解析断面

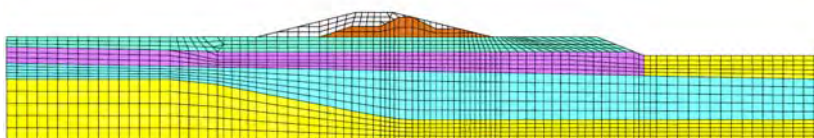
4) 解析ステップ

表 5-17 解析ステップ

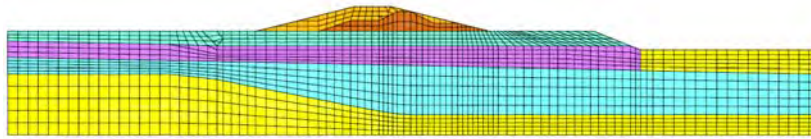
STEP	摘要	期間(ヶ月)	盛土高さ(m)	備考
1	初期応力解析	-	0	
2	現況堤防築堤	5.5	4.9	
3	維持期間	300(25年)	4.9	現時点
4	プレロード盛土築堤	2.0	6.1	
5	維持期間	12.0	6.1	
6	プレロード盛土撤去	0.9	0	
7	開削	1.2	-3.6	
8	地盤改良工	1.0	-3.6	
9	樋門施工	6.0	-3.6	
10	埋戻し	0.8	0	
11	計画堤防築堤	2.3	6.1	
12	維持期間	240(20年)	6.1	



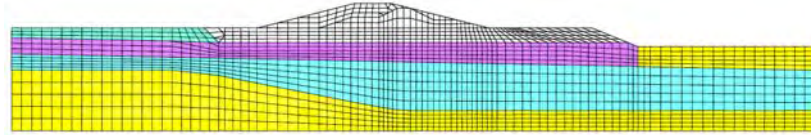
1 ステップ (初期応力解析)



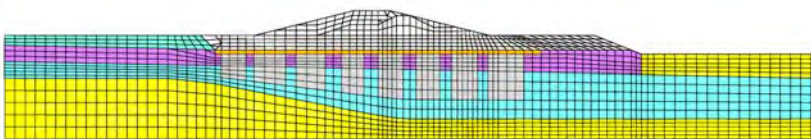
2 ステップ (既設堤防築堤)



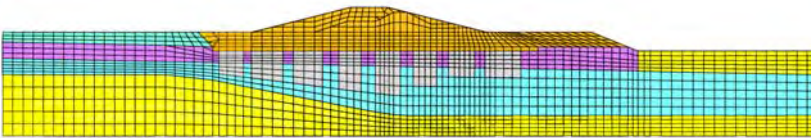
4 ステップ (プレロード盛土築堤)



6~7 ステップ (開削工)



8 ステップ (地盤改良工)



11 ステップ (計画堤防築堤)

図 5-35 基本ケースの解析ステップ図

### 5) 改良体の特性

改良体の特性は、基本ケースⅡと同様とする。改良体の変形係数は改良率を考慮して以下に示すように設定した。

表 5-18 改良体の変形係数

	地盤改良	変形係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν
CASE-2	浅層混合処理工法	70,000	0.33
CASE-3	中層混合処理工法	35,000	0.33
CASE-5	深層混合処理工法	15,000	0.33

## (2) 解析結果

CASE-1 のプレロード工法だけでも残留沈下量が 177cm に対して 109cm となり改良効果が高い。CASE-2 と CASE-3 の検討結果を比較すると、固結工法による地盤改良工法だけよりもプレロード工法を併用した方が、改良効果が高い。

プレロード工法および固結工法を併用すると側方変位量に対しても効果が高い。

表 5-19 検討結果（浅層・中層混合処理工法）

検討ケース	地盤改良工法	残留沈下量	残留側方変位量
基本ケースⅡ	無対策	177	31.8
CASE-1	プレロード工法	109	23.4
CASE-2	浅層混合処理工法	116	15.7
CASE-3	プレロード工法+浅層混合処理工法	78	14.0
CASE-4	プレロード工法+中層混合処理工法	57.8	12.7

CASE-6 の深層混合処理工法のモデルはプレロード工法を併用しないケースを検討した。法尻部では増加荷重が少ないので、改良体の長さは堤防センター部よりも短くしても効果が高い。

表 5-20 検討結果（深層混合処理工法）

検討ケース	地盤改良工法	残留沈下量	残留側方変位量
CASE-5	無処理	192	29.3
CASE-6	深層混合処理（杭状モデル）	63.3	15.5

地盤改良工法のモデルで改良効果が高いのは、混合処理工法のサンドマットを弾性モデルとして解析を行った結果、引張応力がサンドマットや改良体に集中したことが原因と考えられる。サンドマットなどの砂材料のモデル化は、弾性モデルとするのではなく、ノーテンションとすることが反映できるモデル化が必要と考える。

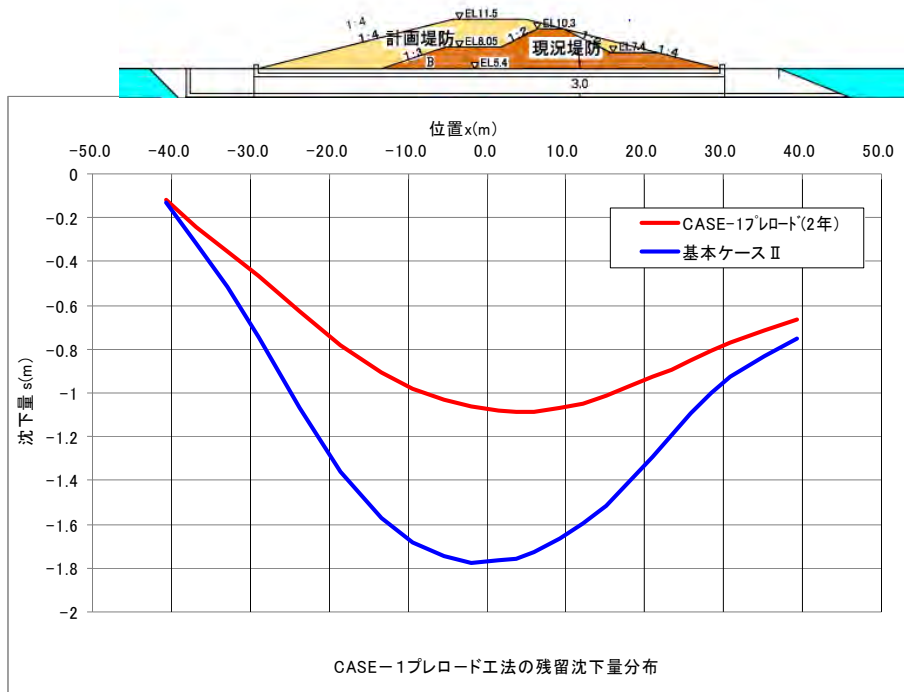


図 5-36 沈下量分布図 (CASE-1 : プレロード工法)

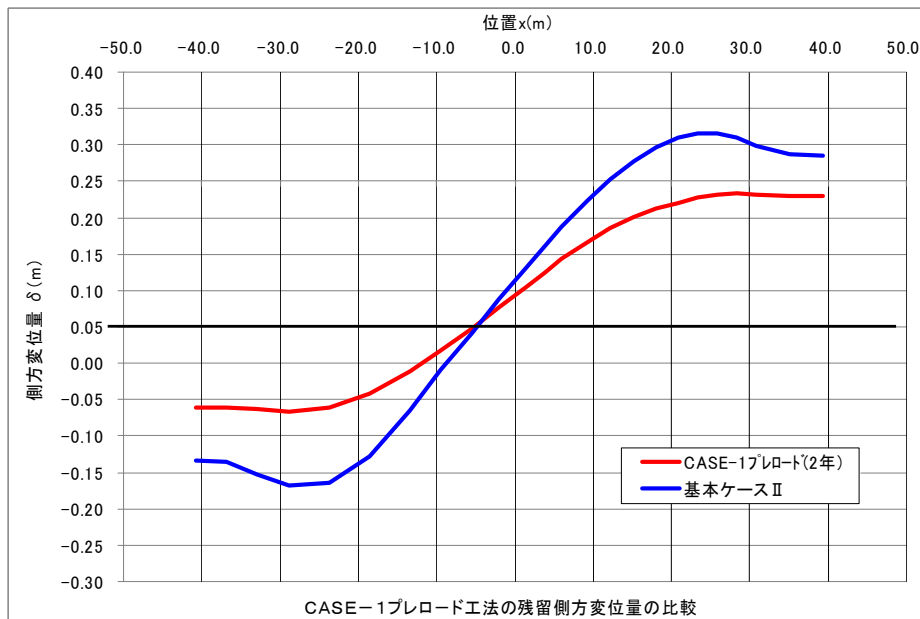


図 5-37 側方変位量分布図 (CASE-1 : プレロード工法)

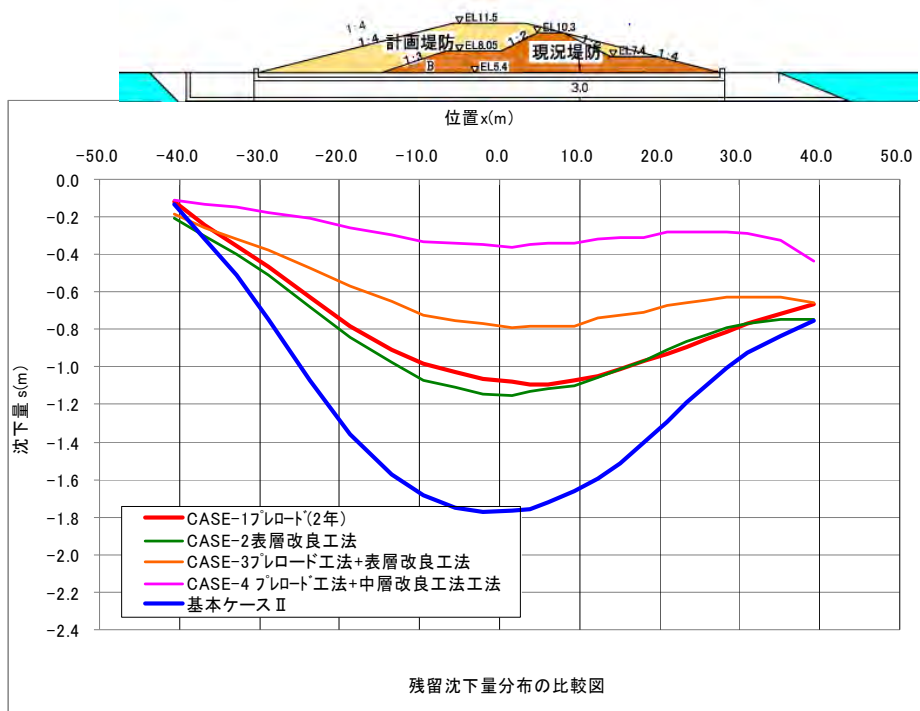


図 5-38 沈下量分布図 (CASE-2~CASE-4)

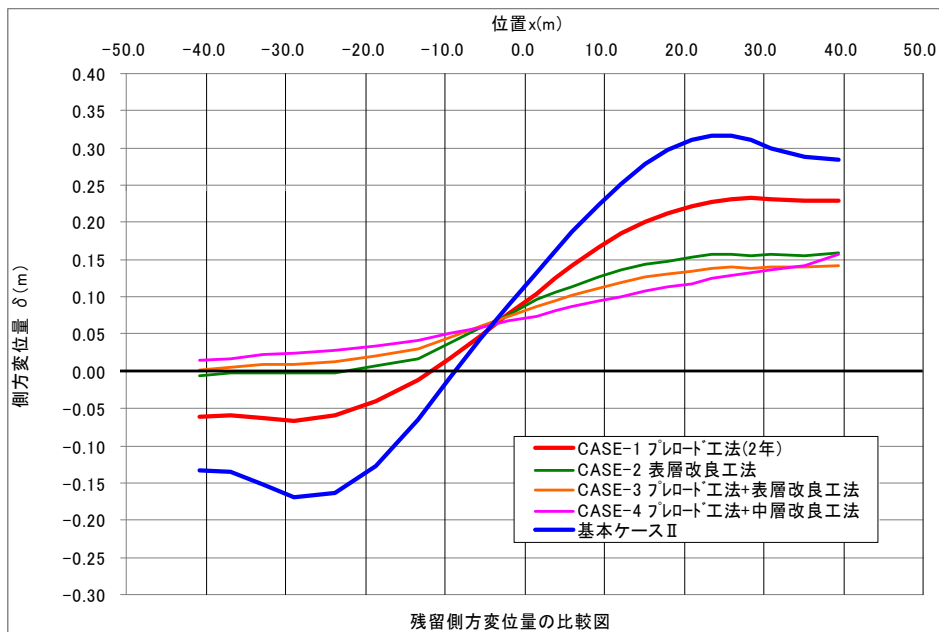


図 5-39 側方変位量分布図 (CASE-2~CASE-4)



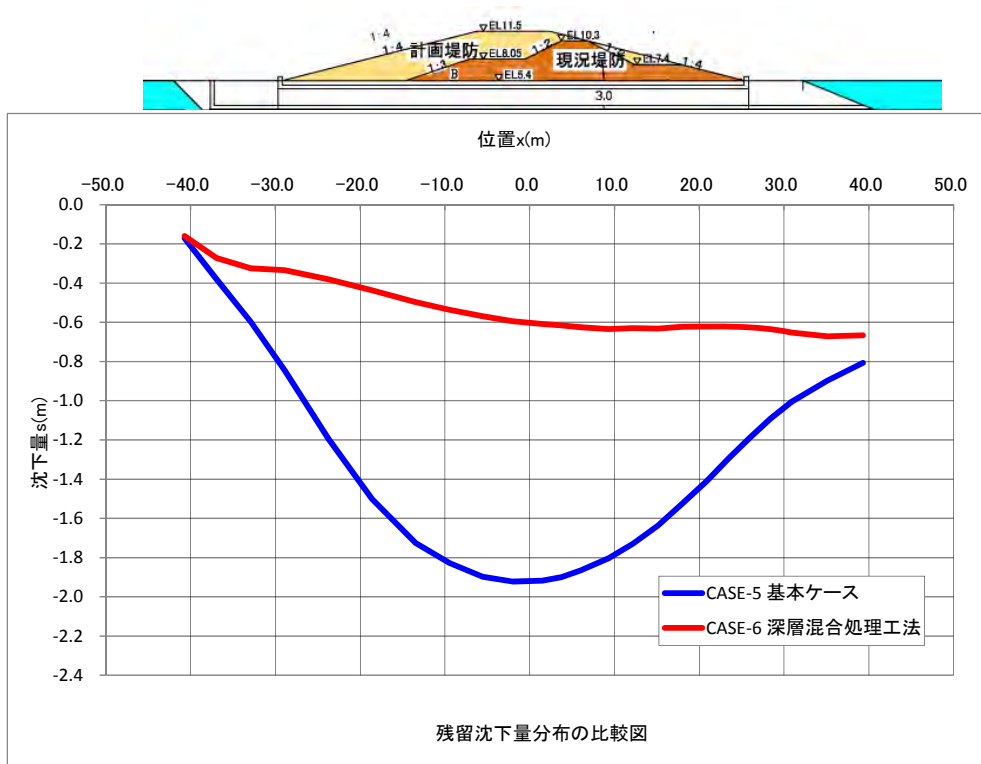


図 5-40 沈下量分布図 (CASE-5~CASE-6 深層混合処理工法)

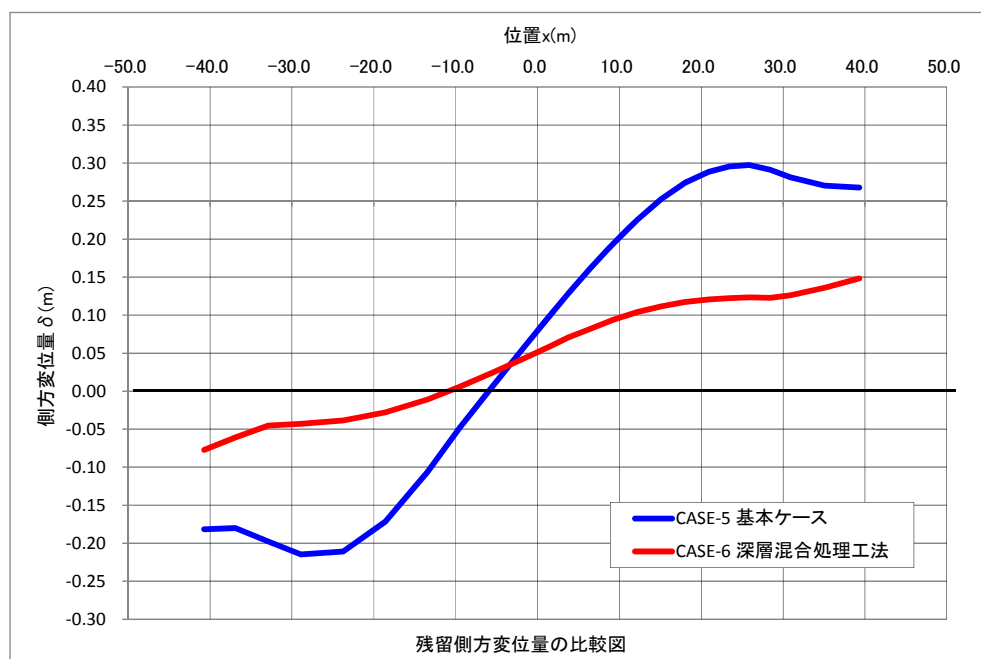


図 5-41 側方変位量分布図 (CASE-5~CASE-6 深層混合処理工法)

### 5.7.3 樋門周辺堤防の沈下・変位の試算検討結果

#### (1) 試算検討結果の考察

今検討では、既設堤防の腹付盛土による堤防拡幅工事における樋門の改築工事を想定して、圧密沈下による残留沈下量が 1.1m を越える泥炭性軟弱地盤における樋門 (2.0×2.0×58m) の設計における周辺堤防・周辺地盤における沈下・変位の推定およびその対策工の検討を実施した。

この様なケースにおいては、従来は「堤防拡幅工事における圧密沈下量は、1.1m を越えその収束に 40 年を要するため、樋門の設計・施工には、周辺堤防の沈下対策工として大がかりな地盤対策工を必要とする。」とした設計がなされることが一般的であった。そして、樋門の周辺堤防・周辺地盤に大がかりとなる地盤対策工が実施される樋門工事が実施されてきたと推定される。これは、結果的に柔構造樋門を剛支持 (または半剛支持) する考え方になり、柔構造樋門の基本的考え方にそぐわない方策であった。

この考え方を廃し、柔構造樋門を柔支持するためには、周辺堤防・周辺地盤における沈下・変位をより高い精度で推定して、有効な地盤対策工を選定・設計することが望ましく、樋門本体の設計は、堤防と樋門本体との相互作用を考慮した設計とすることが必要である。

周辺堤防の沈下も絶対沈下量を問題とするのではなく、不同沈下量を考えて設計することが重要である。この不同沈下量 (不同変位量) を精度良く推定することが可能となれば、樋門本体を、周辺堤防に親和性が高く、耐震性能の高い高靱性となる構造として設計・施工することが可能になると期待された。

#### (2) 試算検討結果の考察

今検討では、“柔構造樋門設計マニュアル”における泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門の設計法の可能性を追求する手段として、本マニュアルの基本的考え方に準拠し、“カムクレイ系弾塑性構成式に基づく FEM 解析”を活用することで、周辺堤防の沈下・変位を精度良く推定し、地盤対策工の効果を定量的に評価することができ、実現可能な地盤対策工の評価が可能であるかどうかを検討した。

地盤対策工の効果を含めて、周辺堤防・周辺地盤の沈下・変位およびその分布を精度良く推定できるかどうかについては、試験施工や今後の施工データの積み重ねが必要であるが、少なくとも、解析・検討結果として算出された定量的データが、これまでの関連する多くの類似の実績値から評価して、当たらずとも言えども遠からずの解を得ていると判断された。

これまでの柔構造樋門の調査・計測結果から、周辺堤防・周辺地盤の沈下・変位分布をより高性能の解析法によって精度良く推定可能となれば、周辺堤防により親和



性が高く・合理的・コスト縮減が可能な地盤対策工の選定が可能になると推定された。

このカムクレイ系のFEM解析を用いることで、従来は困難であった地盤対策工の選定・設計が定量的な評価により柔構造樋門の設計の合理化を図ることが可能となると推定された。

従来から、樋門構造物を周辺堤防と親和性の高い構造として設計・施工することで、より安全でコスト縮減が可能な樋門の構築が可能であるとしてきたが、これを簡潔明快に説明可能となる合理的な設計法は無いのが現実であった。今回、このカムクレイ系のFEMを活用することで、周辺堤防の時系列の沈下・変位を数値として目に見える形で表現が可能となった。

これらの地盤対策工は、古くから知られている基本的な地盤対策工であるが、精度の高い設計法が無かったために、半ば見捨てられてしまった土工中心の工法である。

解析検討の結果、それぞれの工法の特徴を活かした設計・施工をすることで、周辺堤防へ親和性がより高く安全でコスト縮減が可能な堤防横断構造物である樋門の設計が可能になると期待された。

#### 5.7.4 試算検討結果の個別評価

##### (1) 基本ケース

基本ケース（地盤対策工無し）では、残留沈下量が113.8cmとなり、残留沈下量の許容値(45cm、75cm：キャンバーあり)を満足しない。また、地盤沈下分布は川裏側の腹付盛土（偏載荷）の影響で、沈下量のピークが川裏側に偏っている。このため、何らかの地盤対策工が必要である。

##### (2) プレロード工法

プレロード工法（計画盛土高：期間：1年,2年）では、残留沈下量が1年：82.7cm、2年：74.7cmとなり、プレロード期間：1年では残留沈下量の許容値（45cm、75cm：キャンバーあり）を満足しない。このため、何らかのさらなる地盤対策工が必要である。プレロード期間：2年では、キャンバー盛土を併用すると残留沈下量の許容値は満足する。

ここでは、その他のプレロード系工法の地盤対策工を検討してみる。

##### (3) サーチャージ工法

サーチャージ工法（計画盛土高+2.0m：期間：0.5年）は、残留沈下量が82.7cmとなり、残留沈下量の許容値（45cm、75cm：キャンバーあり）を満足しない。しかし、サーチャージ期間：1.0年、2.0年とすると、残留沈下量がそれぞれ、62.8cm

51.4 cmとなり、いずれもキャンバー盛土を設置することで残留沈下量の許容値を満足する。

サーチャージ工法では、不同沈下量（1年：6 cm、2年：9 cm）・最大側方変位量（1年：7 cm、2年：8 cm）も大幅に低減しており、沈下分布も腹付盛土となる堤内側のサーチャージ盛土による沈下が大きくなるため、残留沈下量は堤内側が小さくなって、沈下の偏分布が修正されている。

サーチャージ期間の縮減や、残留沈下分布の平滑化には、サーチャージ盛土高の変更や高荷重強度サーチャージ工法とするなどのさらなる工夫が容易に採用可能であり、サーチャージ工法は、期待される工法であると考えられる。

また、川表で30cm、川裏で20 cm程度（計算精度に配慮が必要である）の片勾配のキャンバー盛土を設置することで、本体を安全に設計することは十分可能になると推定される。

#### (4) 高荷重強度プレロード工法

高荷重強度プレロード工法は、堤防開削直後に床付け面（あるいは、堤防天端、法面）に敷き鉄板を敷設して載荷する工法であり、ここでは、床付け面に3ヶ月、6ヶ月の載荷期間と仮定した。図 5-20 に示す残留沈下量の分布図で見ると、高荷重強度プレロード工法は、サーチャージ盛土工法に匹敵する効果が得られており、工期や載荷重強度およびその分布を制御することは容易であるので、不同沈下の抑制にかなり有効な工法であると推定される。

床付け面直下に軟弱な泥炭層が分布して、沈下・変位が大きく、掘削・盛土時の地盤の安定にも課題が多いと推定される場合等では、掘削面の高さを床付け面から1~2 mの高さに設定して、ここに高荷重強度プレロード盛土を短期間載荷することで、浅層部の地盤の強化と沈下の促進を図ることが有効であると推定される。泥炭層は、載荷直後に大きな沈下が発生することが多く、高荷重強度プレロード工法により、この特性を有効に活用することが可能になると期待される。

さらには、真空圧密工法（コストを含め、樋門工事への適合性の検証を要する）と組み合わせが可能となれば、より大きな効果を得ることが可能になると推定される。

#### (5) 組み合わせ工法

プレロード工法等の土工による工法は、樋門の周辺堤防の地盤対策工として優先して検討すべき工法であり、多様な組み合わせ工法とすることで、より安全で効果の高い工法として、期待される。床付け面の直下に泥炭層が分布する場合等では、掘削置換工法は、優先して検討されるべき工法であるが、本検討には含まれていない。

#### (6) 不同沈下対策工としてのキャンバー盛土工法

キャンバー盛土工法は、堤体材料と同じ材料を用いて床付け面に必要高さ分布となるキャンバー盛土を設置することで、容易に不同沈下対策工としての機能を期待することができる。

地盤の沈下・変位分布の推定精度が正確であったとしたら、残留沈下分布を内接する多角折れ線となるキャンバー盛土を設置することで、本体縦断方向の不同沈下分布をほぼ0とすることができ、発生断面量を大幅に低下することが可能になる。

残留沈下量を低下させる目的で、プレロード工法、サーチャージ工法、高荷重強度プレロード工法等の地盤対策工を計画・実施し、工事が進捗してキャンバー盛土設置予定日に計画沈下量分布を達成できなかった場合等においても、キャンバー盛土工法を用いて、容易に不同沈下量を調整することが可能である。

これは、当初設計には含まれていない効果であるが、キャンバー盛土工法を不同沈下量の調整対策工法として活用することで、樋門および周辺堤防の全体系として、より高い安全性の確保が可能になると期待される。コストも極めて僅かである。

樋門本体が周辺地盤の沈下に追随可能となる柔構造樋門として設計されるならば、周辺堤防の安全性もより向上することが期待される。

この意味で、キャンバー盛土工法は泥炭性軟弱地盤等における樋門周辺堤防に大きな沈下が発生する場合において優先採用することを前提として、地盤対策工の選定・設計を検討すべきである。

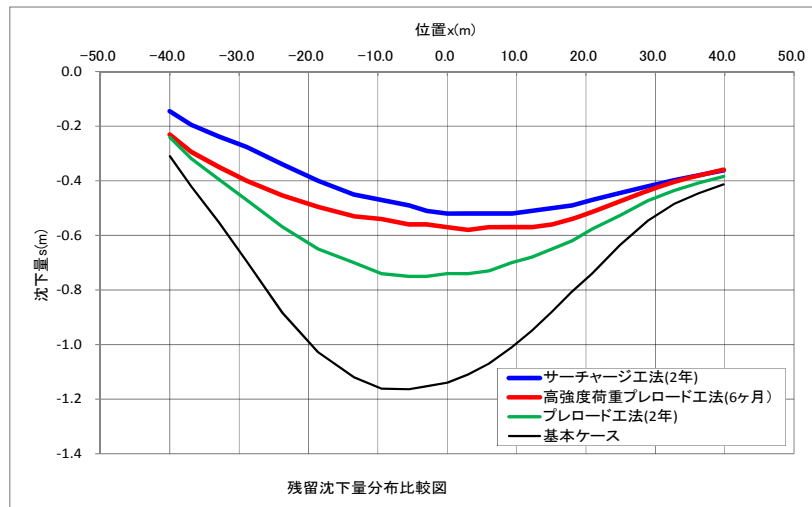


図 5-42 残留沈下量分布の比較図

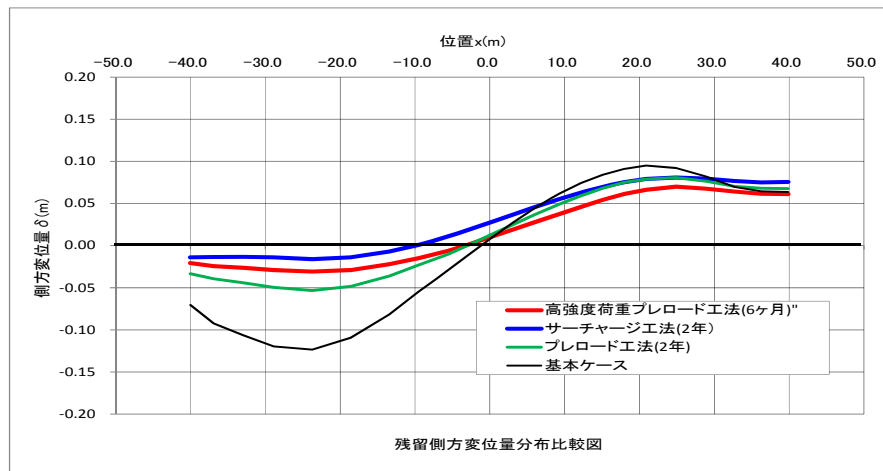


図 5-43 残留側方変位量分布の比較図

(表) 5-21 残留沈下量・両端部傾斜角の比較

	期間	残留沈下量(cm)	門柱部傾斜角(度)	
			川裏	川表
基本	-	113.8	1.94	-1.3
プレロード	1年	82.7	1.13	-0.91
プレロード	2年	74.7	1.03	-0.73
サーチャージ	6ヶ月	71.4	0.91	-0.78
サーチャージ	1年	62.8	0.82	-0.55
サーチャージ	2年	51.4	0.70	-0.39
高強度載荷工法	3ヶ月	65.3	0.70	-0.74
高強度載荷工法	6ヶ月	56.9	0.56	-0.54

### 5.7.5 その他の評価項目

#### (1) p-q 曲線（応力経路図）を用いた堤防・基礎地盤の安定性評価

これまでの検討により、カムクレイ系弾塑性構成式に基づく FEM 解析を活用することで、樋門工事における地盤対策工の効果を含めて、地盤の時系列の沈下・変位分布の予測が十分可能であることが期待された。

一方で、樋門工事においては、地盤の沈下・変位のみならず、掘削法面の安定や床付け面の盤ぶくれ等の地盤の破壊問題、そして築堤工事期間における盛土や基礎地盤の安定や支持力等の課題がある。これらの地盤の破壊に関する課題は、樋門工事の施工中に発生することが多いが、施工後にも発生することがあり注意が必要である。

カムクレイ系弾塑性構成式に基づく FEM 解析では、これらの地盤の破壊等の課題についても、必要十分な評価点位置を確保することで、工事の進捗に応じた多くの時系列の基本的情報を得ることが可能である。

#### (2) 応力経路図の例

ここでは、4.2.4 サーチャージ工法 における応力経路図の例を示す。

図 5-45、図 5-46 に示す p-q 曲線は、下図の Ac1 層、泥炭層において着目した点における応力経路図である。

樋門工事においては、既設堤防の開削から最終的に築堤盛土の完成までに、地盤内の応力（p：平均有効応力、q：偏差応力）は時系列に大きく変化していることが分かる。この任意点の地盤内応力が、CSL：限界状態線に対してどの位置にあるかを照査することで、地盤内の破壊安全度を評価する（実際には、多くの点の情報で総合的に評価する）ことができる。

樋門工事においては、地盤内の応力は実際には 3 次的に評価することが必要である。このため、2 次元の解析のみで地盤内の破壊安全度を評価することには課題があるが、p-q 曲線によってかなり多くの情報を得ることが可能となると期待される。

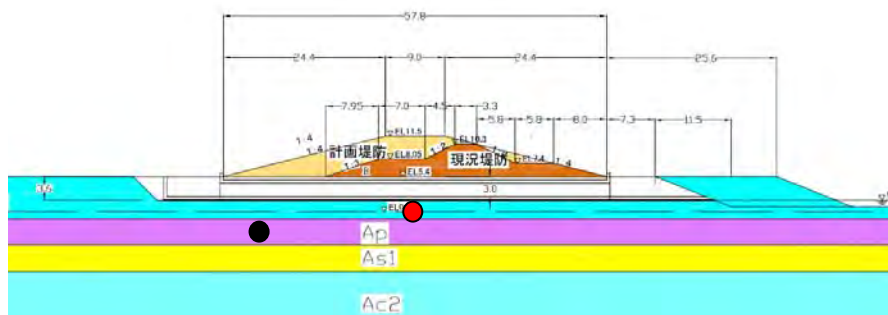


図 5-44 応力経路検討位置図（●：Ac1 層、●：泥炭層）

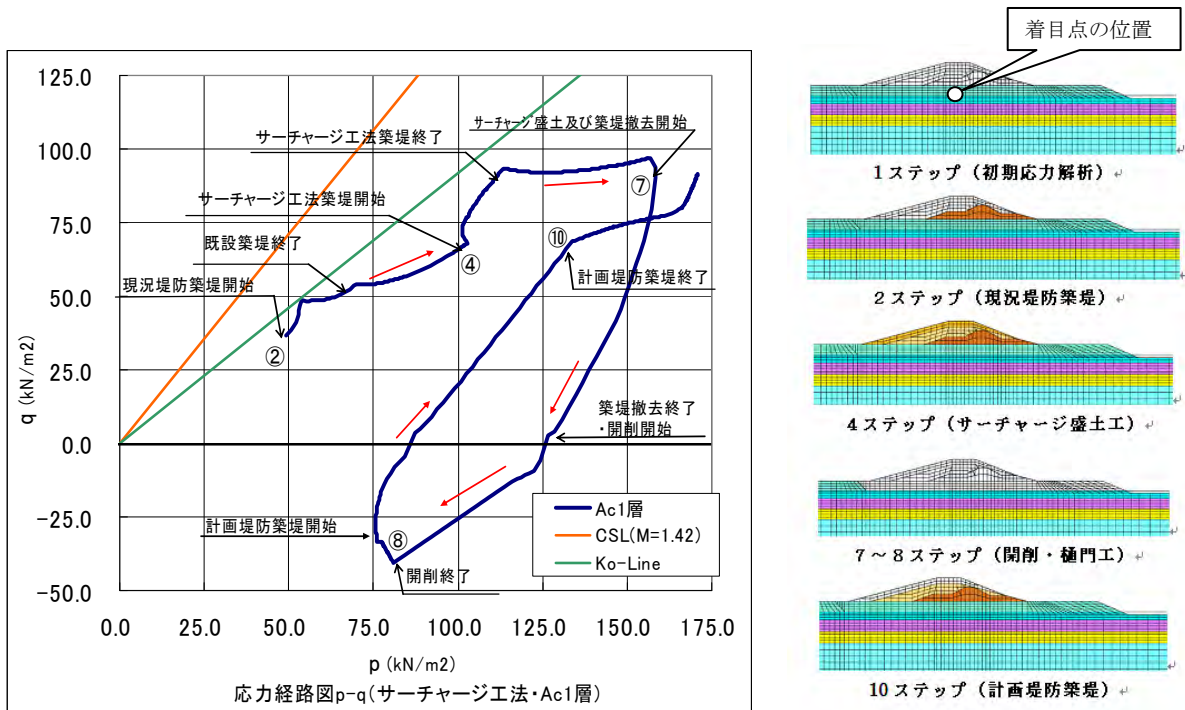


図 5-45 応力経路図：Ac1層（サーチャージ工法・荷重期間2年）

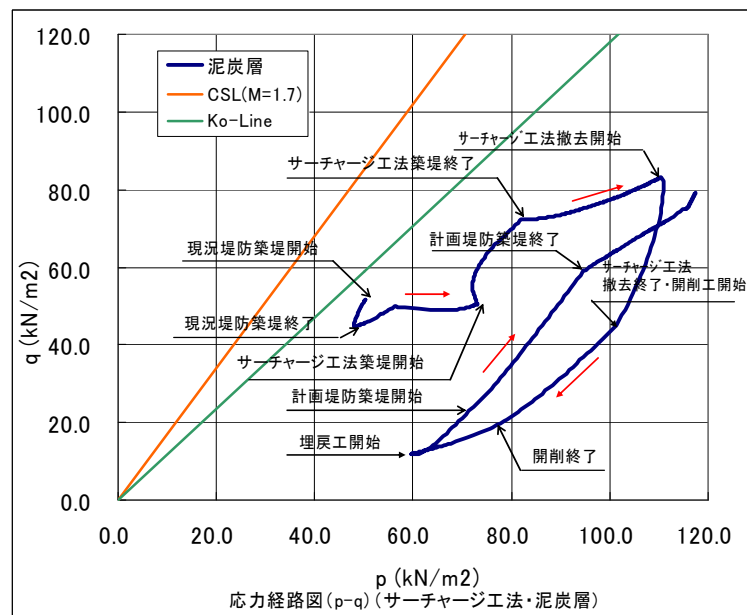


図 5-46 応力経路図：泥炭層（サーチャージ工法・荷重期間2年）

(2) 地中における側方変位量分布（サーチャージ工法の例）

樋門根切り面の残留側方変位量の最大値を示す位置（河川側  $x=22.9\text{m}$ 、堤内側  $x=-23.75\text{m}$ ）において、地中部におけるサーチャージ工法による残留側方変位量の効果について整理する。

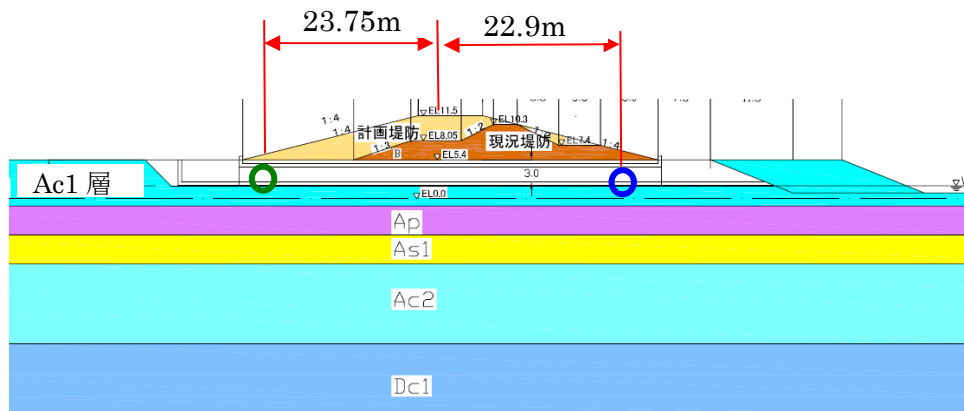


図 5-47 側方変位分布推定の着目点

表 5-22 に対策工の無い基本ケースとサーチャージ工法（2年）の残留側方変位量の比較を示す。

表 5-22 樋門根切り面における側方変位量

	側方変位量(cm)				効果量 (cm)	
	基本ケース (対策工なし)		サーチャージ工法			
	堤内側	河川側	堤内側	河川側	堤内側	河川側
Ac1層 (樋門敷高)	-12.4	9.4	-1.6	8.0	10.8	1.4

サーチャージ盛土厚が高い堤内側は、側方変位量の抑制効果が高く、サーチャージ盛土厚の少ない河川側は抑制効果が低い。

地中部においては、Ac1層、pt層、Ac2層において、サーチャージ工法による側方変位量の抑制効果が見られる。

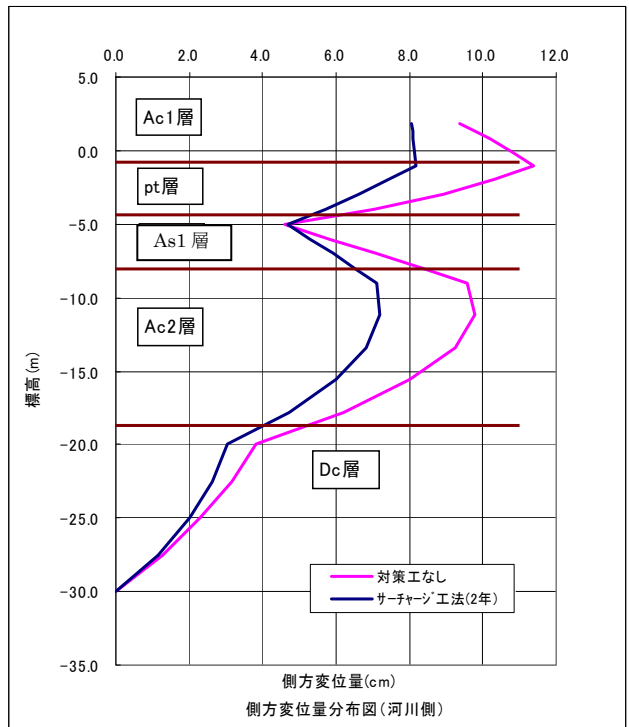


図 5-48 x=22.9m 位置における地中方向の側方変位分布

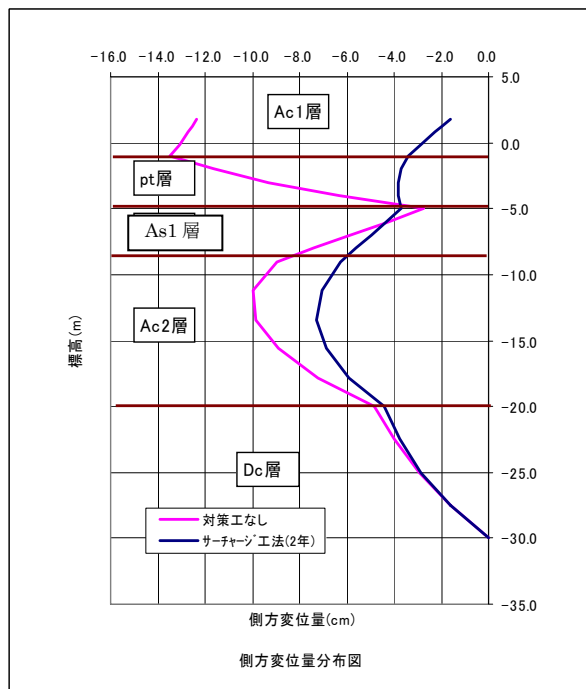


図 5-49 x=-23.75m 位置における地中方向の側方変位分布



## 6. キャンバー盛土工法

### 6.1 地盤沈下補償対策工としてのキャンバー盛土工法

キャンバー盛土工法は、地盤沈下抑制対策工ではなく、地盤沈下補償対策工である。キャンバー盛土工法自体は、至極単純な工法であり、確実な地盤沈下補償効果が得られる信頼性の高い工法である。

従来の設計では、残留沈下量の許容値が小さく抑えられてきたので、地盤沈下抑制対策工の効果に期待する設計が実施され、結果としてキャンバー盛土工法は、優先度の低い対策工であった。

泥炭性軟弱地盤においては、堤防周辺地盤の沈下はより大きくなると推定されるため、柔構造樋門の設計法は、より大きな残留沈下量の許容値を設定する設計法を採用することが望ましいと考えられた。これは、樋門本体と樋門周辺堤防の親和性の確保の観点からも、そして樋門周辺堤防と一般区間の堤防との整合性の観点からも、重要な基本方針の転換である。

その結果、キャンバー盛土工法の位置づけも大きく変わるようになった。具体的には、地盤沈下抑制対策工を優先採用するのではなく、キャンバー盛土工法を優先採用して、地盤沈下抑制対策工を最小限とすることがより合理的な対策工であると考えた。

実の所は、従来方式のキャンバー盛土は、キャンバー盛土高が小さかったため、その効果を実感できなかったことが原因であったと考えられる。

これは、カムクレイ系のFEM解析を活用することで、より精度の高い地盤の沈下分布の推定精度を確保することが可能となったことも、大きな理由の1つである。

ここでは、キャンバー盛土の設置法について検討する。

地盤沈下補償対策工：地盤沈下を抑制するのではなく、床付け面の上に予め負の沈下量に相当する上げ越し盛土（キャンバー盛土）を設置し、負の沈下量は、堤防の築堤によって発生する沈下量によって消費され、その結果として樋門施工後の地盤沈下量を低減する地盤沈下補償対策工であり、確実な地盤沈下対策が可能である。

## 6.2 キャンバー盛土工法の検討

### 6.2.1 キャンバー盛土工法

キャンバー盛土工法は、キャンバー盛土分の沈下補償対策工であり、柔構造樋門の周辺地盤における地盤沈下対策工として最も信頼性の高い工法である。

函体の周囲を堤体土（キャンバー盛土は、堤体土と同じ材料を用いる）で囲うことで、周辺堤防との親和性も高まり、地震時における函体と周辺堤防・周辺地盤との相互作用もより無理のないものとなる。施工者からも床付け面の地下水の浸出や雪解けに伴うぬかるみから、最低でも 30 c m の厚さを確保したいとの要望がある。

コストも他のいかなる地盤沈下対策工よりも低廉であり、柔構造樋門ではこれを活用することが重要であり、キャンバー盛土工法は他の地盤沈下対策工に優先して実施すべき対策工である。

#### (1) キャンバー盛土に期待される機能

キャンバー盛土工法は、従来の手引きの運用では、キャンバー盛土高を 20 c m 程度以下とする設計が実施されてきた。キャンバー盛土を設置することで、実質的にキャンバー盛土高分の地盤沈下量を低減することが可能となり、周辺堤防への親和性を向上させることが可能になりコスト縮減となったと言える。

一方で、軟弱地盤においては地盤の推定沈下量が大きくなることが多く、従来の設計の考え方では、結果的に地盤沈下を抑制する地盤改良工法に依存する設計となることで、周辺堤防への親和性の観点から安全性が高いとは言えず、結果としてコスト増となる対策工となった事例が少なくない。

ここに示すキャンバー盛土工法を活用することで、以下の効果が期待される。

- ① 本マニュアルでは、より大きな残留沈下量の許容値を設定しており、キャンバー盛土工法による地盤沈下の補償機能を有効に活用可能と考えられる。
- ② キャンバー盛土工法は、地盤の残留沈下量および不同沈下量を軽減する最も確実で効果の高い対応策である。しかし、側方変位対策工としての効果はほとんど無い。
- ③ 樋門周辺地盤の沈下・変位分布の推定精度の向上を図ることで、キャンバー盛土を最適な形状とすることが可能となり、樋門本体・周辺堤防に発生する応力集中の影響を大きく軽減する周辺堤防に親和性の高い樋門の設計が可能になる。
- ④ プレロード系工法等の採用により、周辺地盤の沈下・変位分布が計測されていれば、施工時のデータを逆解析することで、築堤盛土による沈下・変位分布をより高い精度で予測することが可能である。

プレロード盛土時の計測データを用いて逆解析をすることは、時間を要する作業となり、特別な事由がない場合は実施困難であると推定される。しかし、

この計測データから、築堤盛土後の沈下・変位が設計時の予測に対してどのように変化するかを見定めて、必要によりキャンバー盛土高分布を見直すことが重要である。キャンバー盛土工法は、不同沈下分布を容易に調整が可能であり、それに要するコストも極めて僅かである。

- ⑤ キャンバー盛土の盛土材料は、堤体材料と同一とすることが原則であり、これにより周辺堤防と完全に親和する。函体の周囲を堤体材料で囲むため、底版直下地盤の地盤反力に対する耐荷力の確保およびルーフィングに対する耐力が向上する。床付け面に露出する地盤は軟弱地盤であることが多いが、堤体材料と同一の材料で盛土することで地盤面の施工性の向上を図ることができる。盛土材料が砂質材に富む場合には、地震時に閉封飽和域の液状化の課題があるため、その粒度組成に配慮が必要である

(2) キャンバー盛土高の最大値： $W_c \max$

キャンバー盛土の盛土高の最大値： $W_c \max$  は、地盤対策工を実施しない場合（基本ケース）の残留沈下量： $w_r$  によって以下の2つに

残留沈下量： $w_r$  が 75 cm 以下  $W_c \max = 30 \text{ cm}$

残留沈下量： $w_r$  が 75 cm 以上  $W_c \max = 50 \text{ cm}$

分けて考えることが有効であると考えられる。

泥炭性軟弱地盤においては、残留沈下量： $w_r$  が 1.5m を超過するような大きな地盤沈下が発生することが稀ではないと推定される。

このような大きな残留沈下量が発生する場合には、樋門の呑口から吐口の全体にわたる沈下（剛体沈下補償分：20 cm）も少なくない。この沈下量は、将に剛体沈下量でありレベルキャンバーあるいは片勾配キャンバー対応分であって、この剛体沈下補償分の 20 cm（=50-30）は、樋門および周辺地盤にひずみや断面力を及ぼすものではない。

むしろ、残留沈下量： $w_r$  が 1m を越える場合等で、キャンバー盛土の盛土高の最大値： $W_c \max$  が 30 cm しか取れないのであれば、キャンバー盛土の価値は半減してしまう。

本マニュアルでは、泥炭性軟弱地盤においては残留沈下量が上記の 75 cm を越えることが少なくないことを想定して作成されている。地盤対策工に依存する沈下抑制量が大きくなる分、周辺堤防や樋門本体への負担が大きくなり、周辺堤防・樋門本体の安全性が低下し、地盤対策工のコストが増加する。LCC も増加してしまう。地盤沈下補償対策工としてのキャンバー盛土の特性を最大限活用すべきである。

## 6.2.2 キャンバー盛土工法の評価

### (1) 解析事例によるキャンバー盛土の考察

キャンバー盛土の有効性を評価するために、カムクレイ系FEM解析による計算結果の地盤沈下分布を用いて、キャンバー盛土を設置してみた。

図 6-1～図 6-7 にキャンバー盛土の設置例を示す。実際には、沈下分布に配慮してスパン割をより詳細に設定することが必要であるが、ここでは、基本的なキャンバー盛土形状について図化した（残留沈下量が最も少ないケースを対象とした）ものである。

これから、キャンバー盛土高の最大値は、残留沈下量の大きさに依存する所が大きく、その大きさを 30 c m に設定することはかなり損失が大きいことが分かる。

上記のように、残留沈下量が 75 c m 以下で最大キャンバー盛土高を 30 c m とし、また残留沈下量が 75 c m 以上で最大キャンバー盛土高 50 c m の設定も十分安全側であり、泥炭性軟弱地盤においてキャンバー盛土を活用するためには、この 2 段階方式が望ましいと考えられる。

### (2) キャンバー盛土工法の評価

マニュアルには、キャンバー盛土工法は地盤沈下補償対策工であり、他の工法に優先して設置すべき地盤対策工であると記述した。例えば、図 6-1 の基本ケースで考えてみる。

仮に、この沈下量分布の推定精度が十分に高いとした場合、最大値：100 c m となるキャンバー盛土を設置することが可能である。キャンバー盛土を 100 c m とすることで、施工上大きな課題は無いように考えられる。本体のスパン割や可とう継手の設計・施工に僅かな工夫が必要になるかも知れないが、致命的となる課題の発生は無いように考えられる。

この結果、地盤沈下抑制対策工は不要となる。函体はほとんど完全に堤防と同じ材料で包まれることになる。本体構造を周辺堤防より高い靱性を確保できる柔構造樋門とすることで、樋門の周辺堤防は一般区間の堤防とほぼ同じとなり、常時・洪水時・地震時において、樋門周辺堤防が弱点部となるリスクを大幅に軽減することに繋がると期待される。

今回のマニュアルでは、キャンバー盛土高の最大値=50 c m とした。この実績を評価して、将来的にはより大きなキャンバー盛土高の設定が可能となるかの検討が必要である。

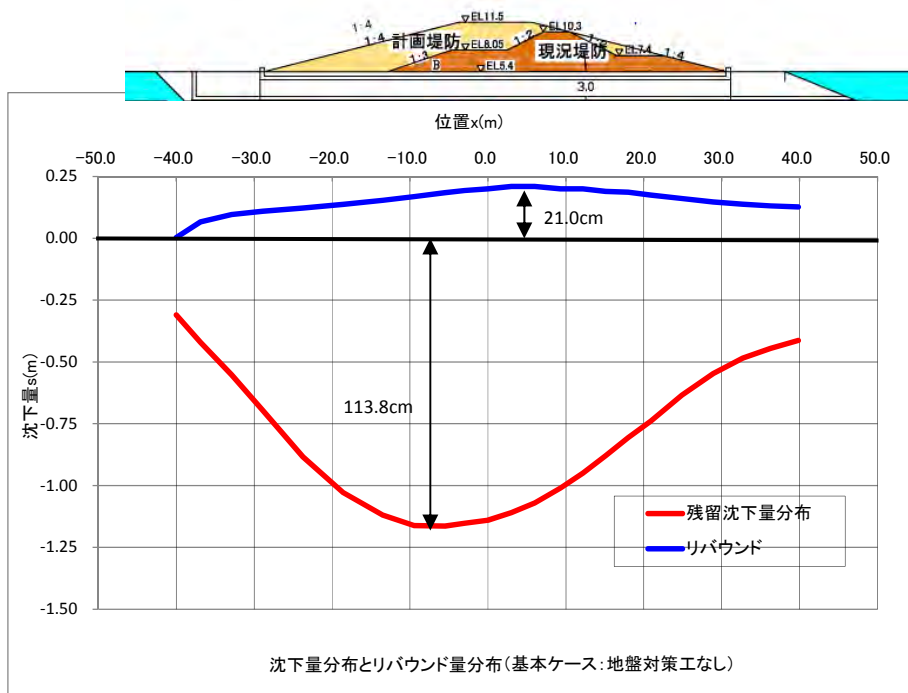


図 6-1 沈下量分布図 (基本ケース:地盤対策工なし)

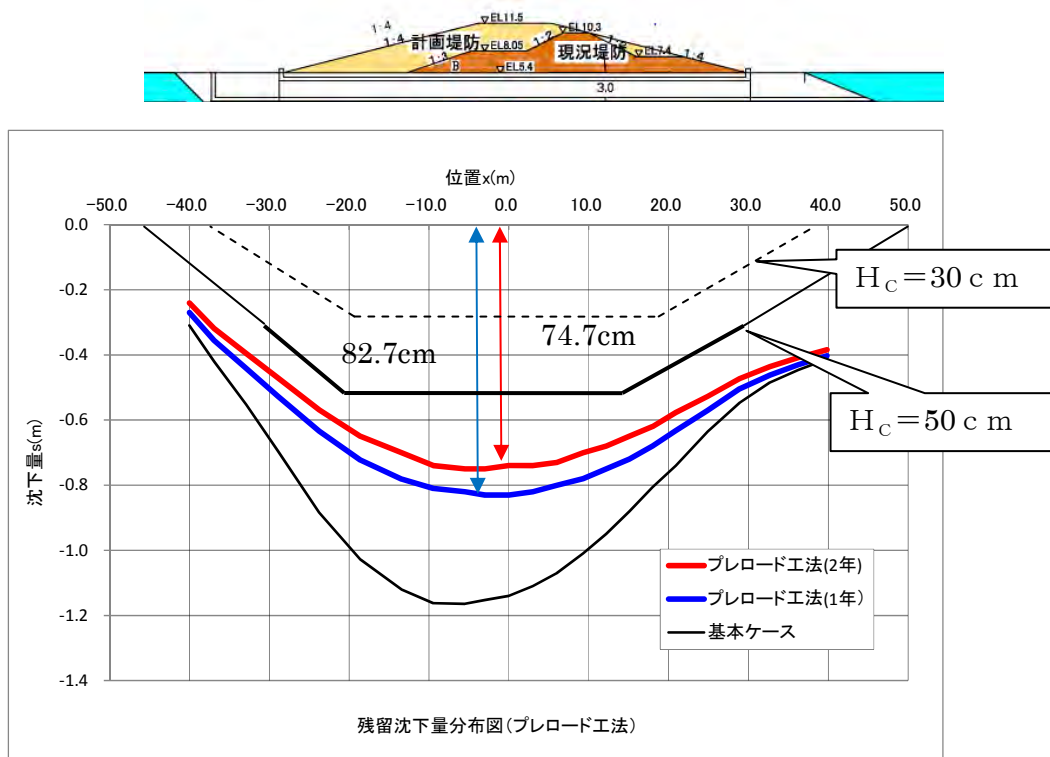


図 6-2 沈下量分布図 (プレロード工法)

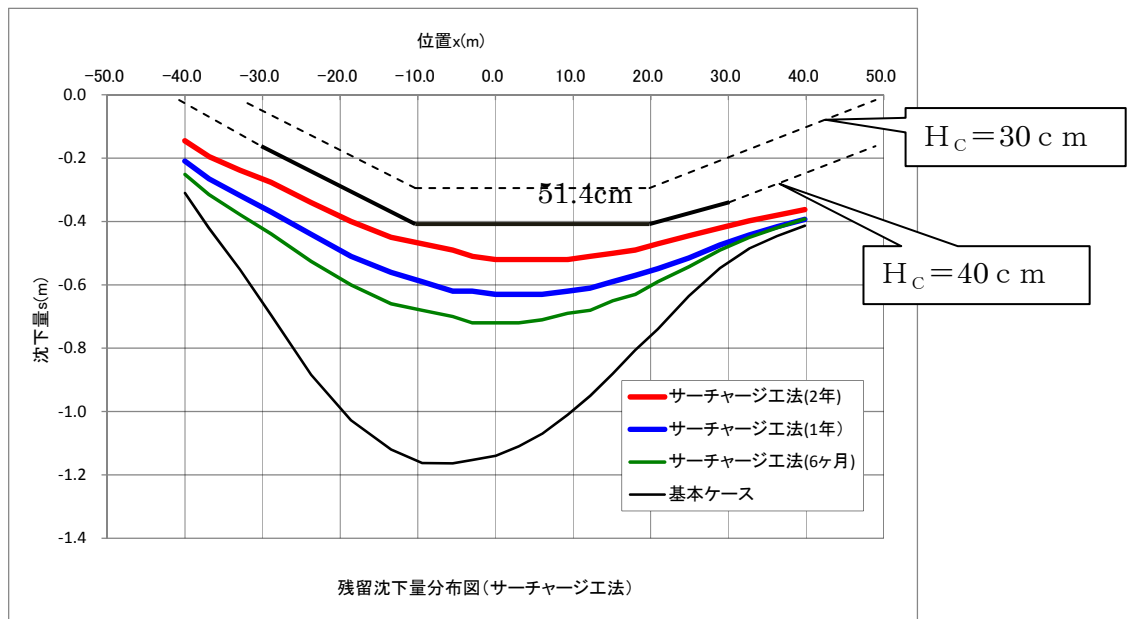


図 6-3 沈下量分布図 (サーチャージ工法)

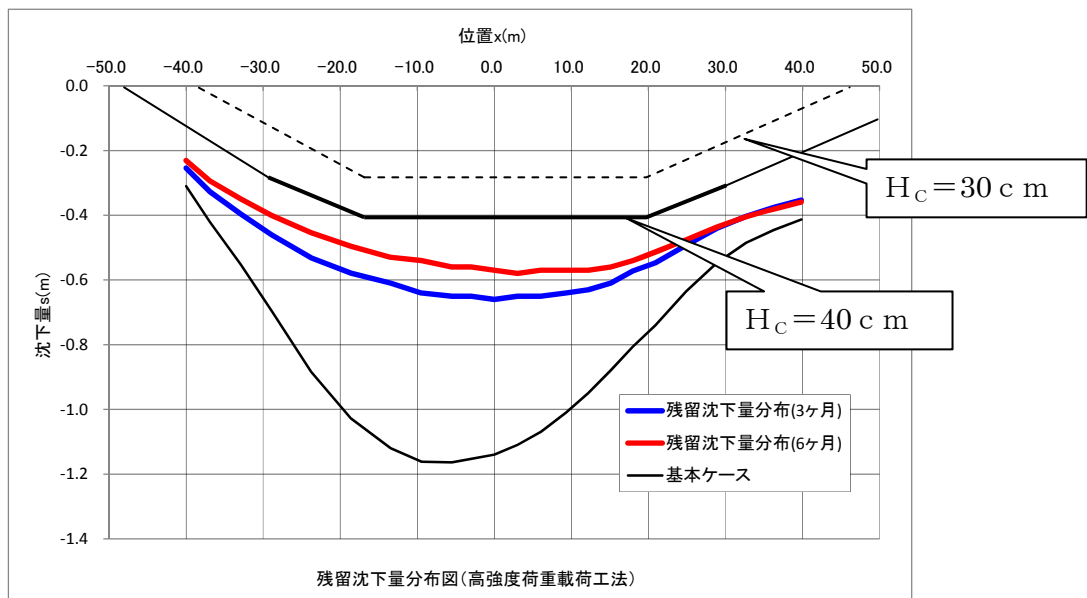
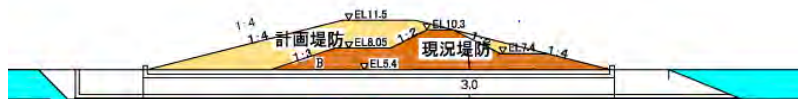


図 6-4 沈下量分布図 (高荷重強度プレロード工法)

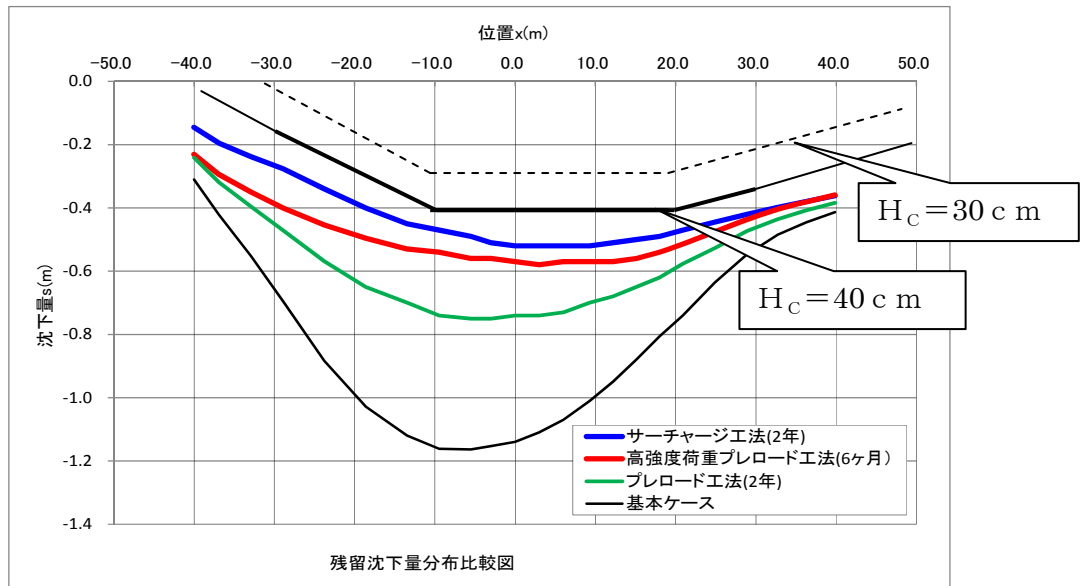


図 6-5 残留沈下量分布の比較図

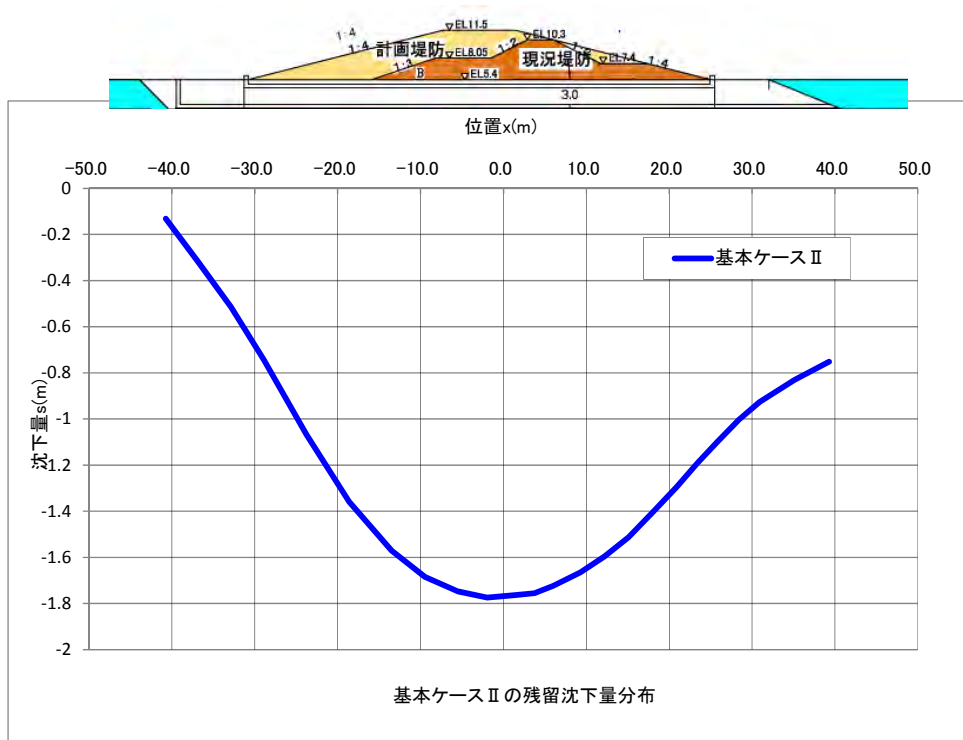


図 6-6 残留沈下量分布図 (基本ケース II : 地盤対策工なし)

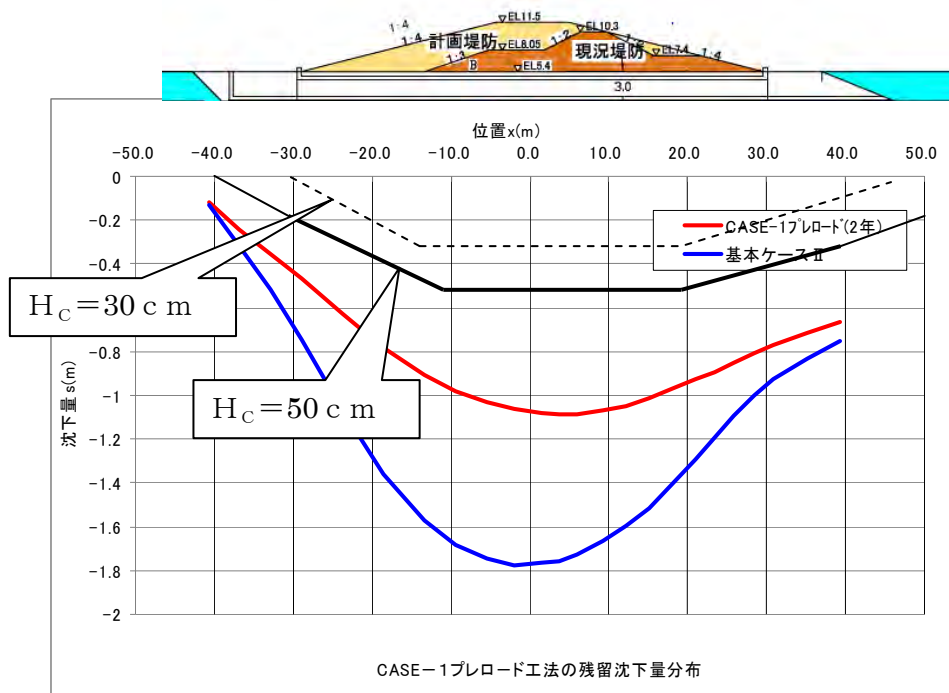


図 6-7 沈下量分布図 (CASE-1 : プレロード工法)

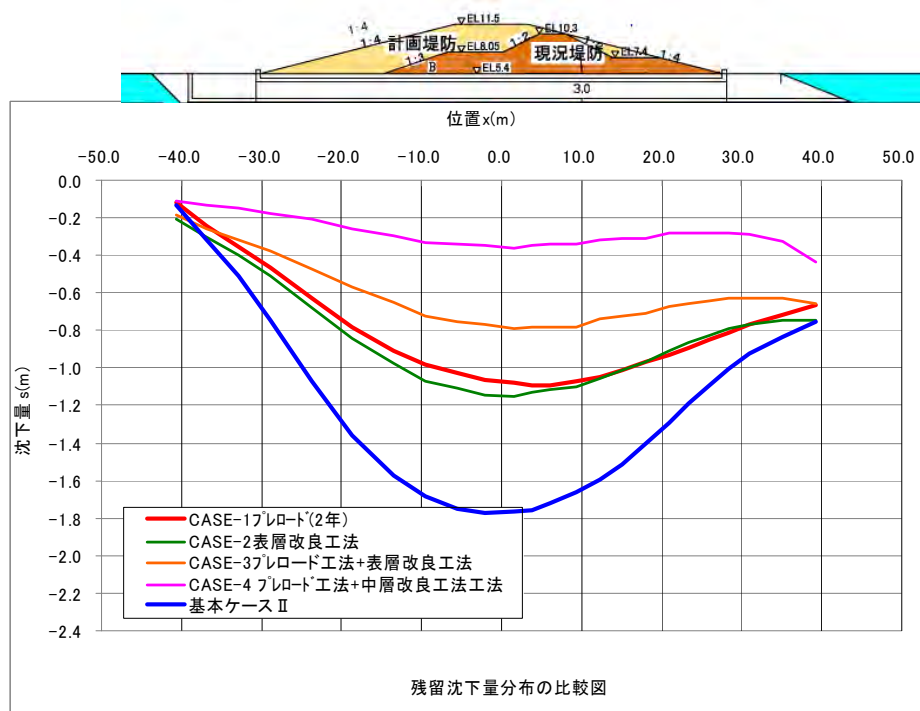


図 6-8 沈下量分布図 (CASE-2~CASE-4)



## 7. 堤防縦断方向のすりつけ対策工の検討

泥炭性軟弱地盤のように地盤の残留沈下量が大きい場合には、堤防縦断方向においても、函体の周辺地盤の埋戻し盛土荷重の荷重強度が大きい場合には、函体の周辺で地盤沈下が最大となるため、すりつけ対策工が必要となることが多い。

堤防横断方向の地盤沈下抑制対策工は、堤防縦断方向の地盤沈下抑制対策工を考慮に入れて選定・設計されなければならない。

堤防縦断方向のすりつけ対策工は、堤防横断方向の地盤沈下抑制対策工と一体で考えるべき課題、すなわち本来3次元で扱うべき課題である。

ここでは、堤防縦断方向のすりつけ対策工として試算検討5ケースを実施する。堤防縦断方向のすりつけ対策工は、従来から深層混合処理工法等による杭状改良による実施事例が少なくなかった。深層混合処理工法の解析における地盤モデルは、浅層・中層混合処理工法モデルにおけるAs層をAc3層として差し替え利用する。

堤防縦断方向のすりつけ対策工は、地盤の沈下・変位が大きいと推定される場合には、既設堤防断面と新設堤防断面とで別途に検討を要し、さらにはそれらの接続部での対策工も課題となると推定される。

### 7.1 解析条件

#### 1) 検討ケース

堤防縦断方向のすりつけ対策工の試算検討の検討ケースを以下に示す。

表 7-1 検討ケース

検討ケース	地盤改良工法	改良形状	改良体諸元	軟弱層厚
基本ケース1	無対策	—	—	中
CASE-A	プレロード工法	—	—	中
CASE-B	プレロード工法+浅層混合処理工法	版状	h=3.0m 改良率 100%	中
CASE-C	プレロード工法+中層混合処理工法	格子状	h=9.0m 改良率 50%	中
基本ケース2	無対策	—	—	厚い
CASE-D	プレロード工法	—	—	厚い
CASE-E	プレロード工法+深層混合処理工法	杭状	h=2.5 ~ 13.5m 改良率 35%	厚い

#### 2) 解析モデル

前述の堤防横断方向の基本ケースⅡにモデルのセンター位置での地層分布と同じとした。境界条件も基本ケースⅡと同じである。

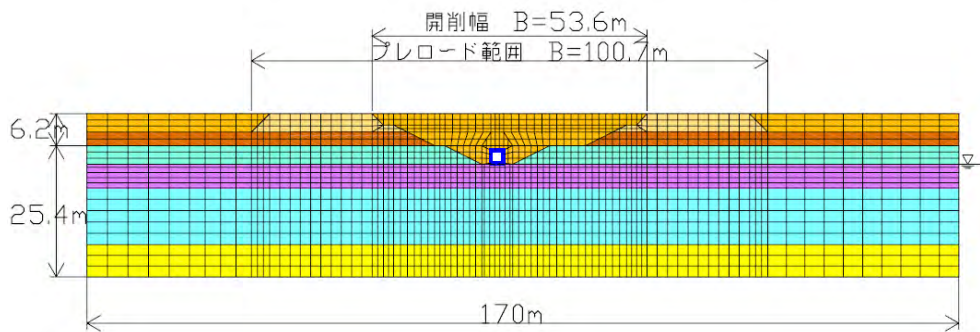


図 7-1 堤防縦断方向の解析モデル

開削断面の法面勾配は、既設堤防以下の深さでは 1 : 2 として、プレロード盛土部では 1 : 1 とした。小段幅は  $b=2.0\text{m}$  とし、地盤高と同じ高さの小段では施工性に配慮して  $b=7.0\text{m}$  とする。基本ケース 1 および 2 の場合の開削断面は、プレロード盛土（黄色部分）がない開削断面となる。

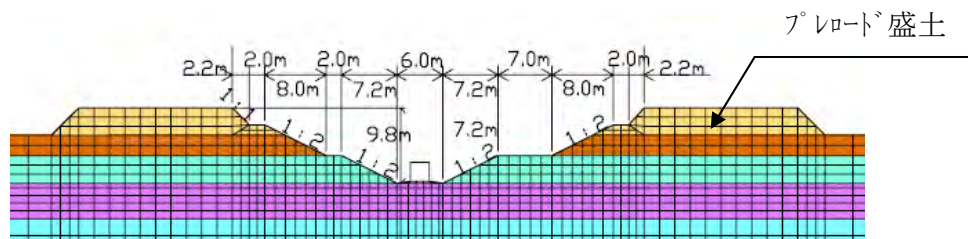


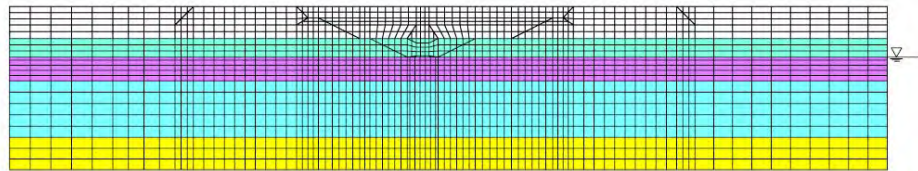
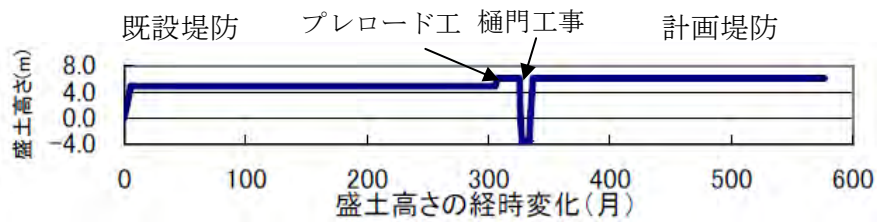
図 7-2 開削断面諸元 (CASE-A~E)

### 3) 解析ステップ

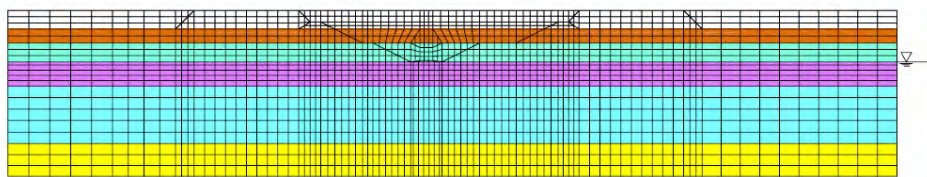
縦方向の解析ステップは固結工法の解析ステップと同一とする。基本ケース 1 および基本ケース 2 の場合は、STEP 4 のプレロード盛土築堤および STEP 5 の維持期間の無いケースである。

表 7-2 縦方向解析の解析ステップ

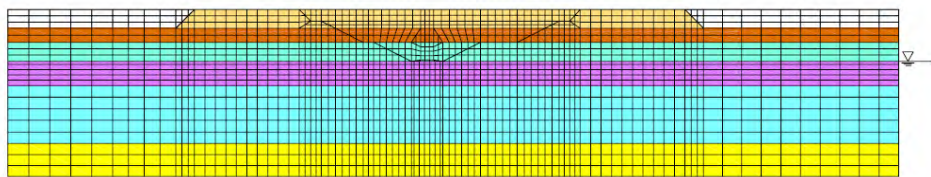
STEP	摘要	期間(ヶ月)	盛土高さ(m)	備考
1	初期応力解析	-	0	
2	現況堤防築堤	5.5	4.9	
3	維持期間	300(25年)	4.9	現時点
4	プレロード盛土築堤	2.0	6.1	
5	維持期間	12.0	6.1	
6	プレロード盛土撤去	0.9	0	
7	開削	1.2	-3.6	
8	地盤改良工	1.0	-3.6	
9	樋門施工	6.0	-3.6	
10	埋戻し	0.8	0	
11	計画堤防築堤	2.3	6.1	
12	維持期間	240(20年)	6.1	



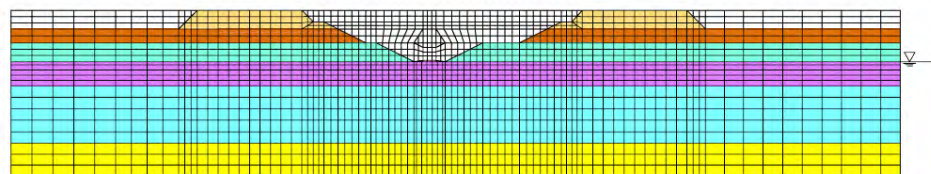
1 ステップ (初期応力解析)



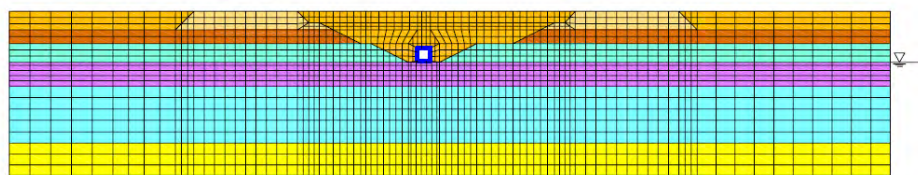
2 ステップ (既設堤防築堤)



4 ステップ (プレロード盛土工)



7~8 ステップ (開削・樋門工)



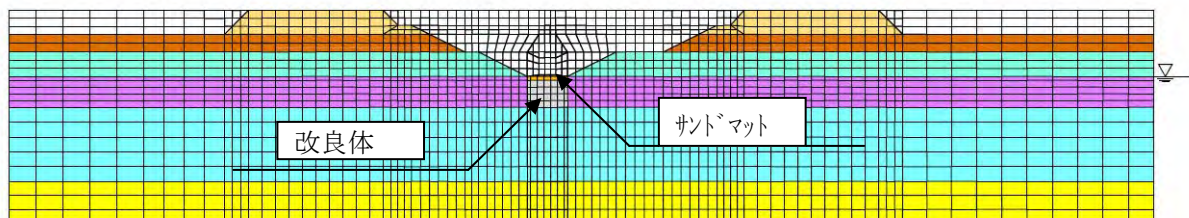
10 ステップ (計画堤防築堤)

図 7-3 堤防縦断方向の解析ステップ図

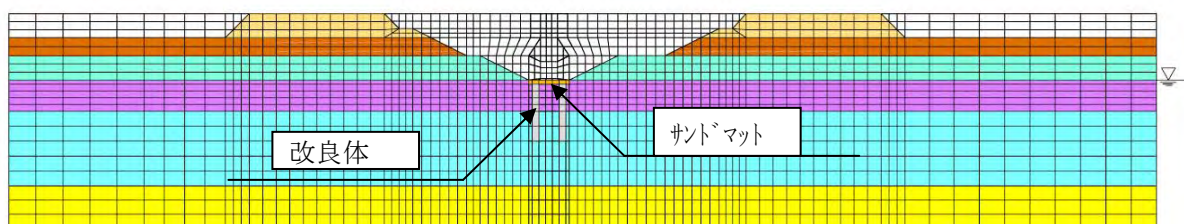


#### 4) 地盤改良工法解析モデル図

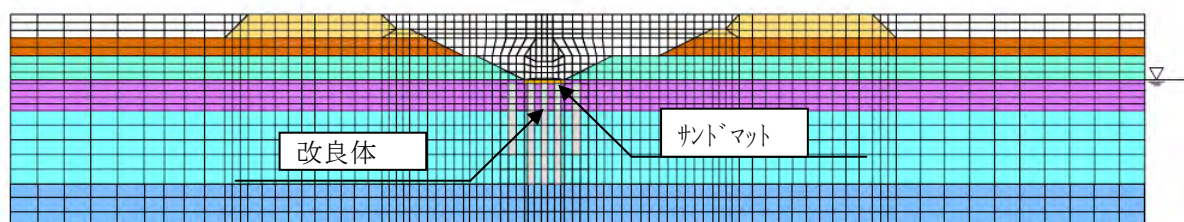
各開削時の地盤改良施工時のモデルを示す。



浅層混合処理工法モデル図



中層混合処理工法モデル図



深層混合処理工法モデル図

図 7-4 地盤改良工法の解析モデル図

#### 5) 地盤定数の設定

地盤定数の設定は、基本ケースⅡと同様とする。改良体の変形係数は改良率を考慮して以下に示すように設定した。

表 7-3 改良体の変形特性

	地盤改良	変形係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν
CASE-2	浅層混合処理工法	70,000	0.33
CASE-3	中層混合処理工法	35,000	0.33
CASE-5	深層混合処理工法	15,000	0.33

## 7.2 解析結果とその評価

### (1) 解析結果

基本ケース1および基本ケース2の無対策時の沈下量分布は、他の地盤対策工法の検討ケースと比較すると、全体的に沈下量が大きく、樋門根切り面付近では特に大きく沈下した形状を示す。一方、地盤対策工法を採用したケースでは、残留沈下量および不同沈下量とも大きく減少し、地盤対策工法による効果が大きいものと考えられる。

表 7-4 解析結果

検討ケース	地盤対策工法	残留沈下量 Smax(cm)	不同沈下量 (cm)
基本ケース1	無対策	106	37.2
CASE-A	プレロード工法	41.0	20.0
CASE-B	プレロード工法+浅層 混合処理工法	32.9	13.3
CASE-C	プレロード工法+中層 混合処理工法	33.7	14.7
基本ケース2	無対策	183	51
CASE-D	プレロード工法	114	38
CASE-E	プレロード工法+深層 混合処理工法	73	8

CASE-Aは、プレロード期間（2年）とした。図7-4によれば大きな効果が得られており、このプレロード期間を確保できれば、すりつけ対策工として有利な工法であると考えられる（実際には、堤防横断方向のプレロード工法としての検討も含めて必要期間・プレロード形状の検討が必要である）。

CASE-BおよびCASE-Cの浅層改良工法および中層改良工法では、残留沈下量および不同沈下量ともほぼ同じ結果となった。中層改良工法の方が改良深度は深いものの改良率の違いによる。なお、X=-40m位置で沈下量が増加しているのは、プレロード盛土範囲外での計画堤防の築堤による。

CASE-B、CASE-Cの地盤改良工法のモデルで改良効果が高いのは、混合処理工法のサンドマットを弾性モデルとして解析を行った結果、引張応力がサンドマットに集中したことが原因と考えられる。サンドマットなどの砂材料のモデル化は、弾性モデルとするのではなく、ノータンションとすることが反映できるモデル化が必要である。

CASE-Dは、プレロード期間（2年）であるが、図7-6によれば沈下量の絶対値の効果は十分大きい、CASE-Aとは異なり不同沈下分の低減効果がかなり少ない。軟弱層厚が厚い場合には、このような沈下形態になることがある。プレロード工法のみでは、すりつけ対策工として十分でないと考えられる。

深層混合処理工法の CASE-E では、すりつけの改良杭を打設している効果もあり、不同沈下量が他のケースよりも減少している。CASE-E のケースも CASE-B、CASE-C と同様にサンドマットと改良杭とを弾性材と仮定している。このため、サンドマットと改良杭が、門形ラーメンとして作用した効果により、沈下抑制効果が高くなっている。結果、サンドマットには大きな引っ張り力が発生している、

サンドマットのモデル化は前述したとおり、ノーテンションとすることが反映できるモデル化が必要と考える。

これらの解析結果は、3次元解析結果の値ではないので、そのまま評価することは困難であり、特に絶対値で評価するべきではないが、不同沈下量で評価することはかなり有効であると推定される。

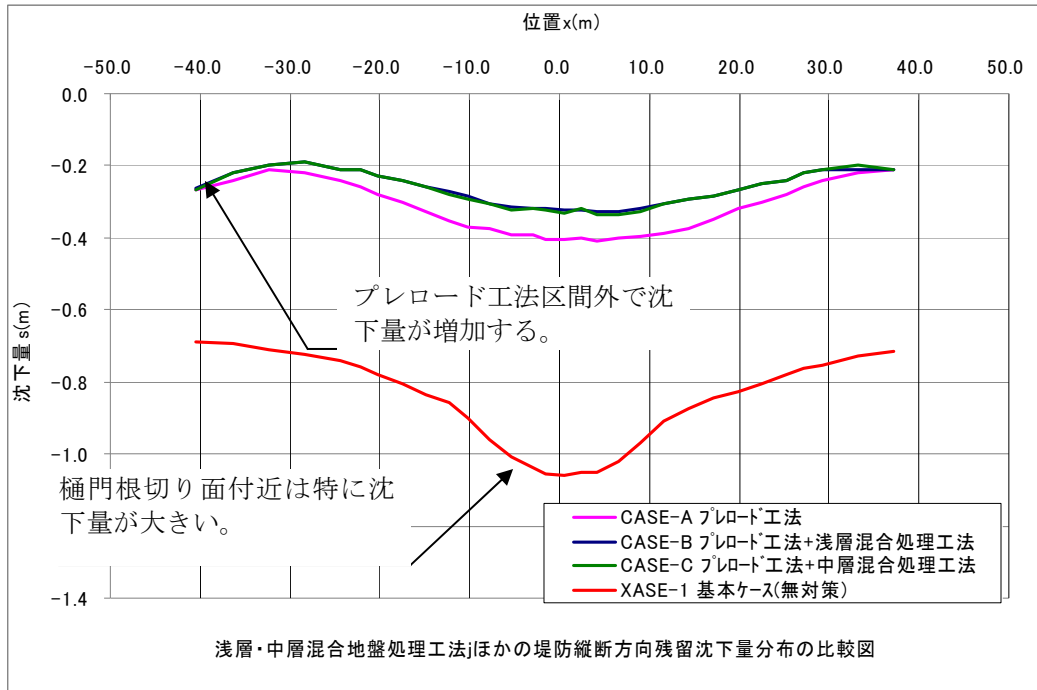
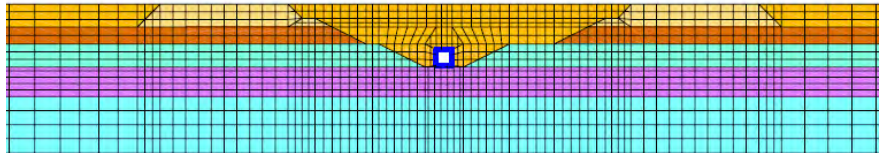


図 7-5 堤防縦断方向の残留沈下量分布図(CASE-A,B,C)

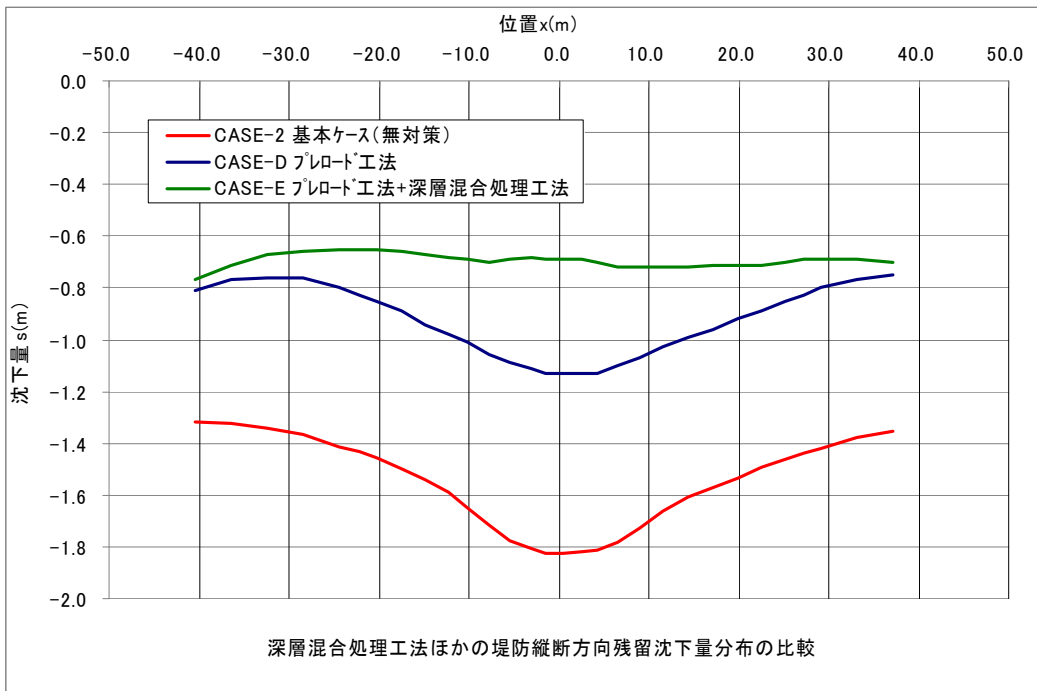


図 7-6 残留沈下量分布図 (CASE-D、CASE-E 深層混合処理工法)

## (2) すり付け対策工としてのプレロード系工法の評価

プレロード工法・サーチャージ工法等のプレロード系工法は、堤防横断方向の検討でも記述したように優先的に検討されるべき地盤対策工の1つであり、堤防横断方向の検討で採用された工法およびその施工諸元（施工範囲・施工高さ等）

“3章 堤防の沈下抑制対策工としてのプレロード系工法の活用“で記述したように、プレロード系工法は優先的に検討すべき地盤対策工の1つであり、すり付け対策工としても、縦断方向のすり付け対策工としての効果を同時に評価することが重要である。

本来は、プレロード工法であるが、部分的にはすり付け対策工としての効果を期待したサーチャージ工法である対策工とするのが有効・有利であるケースが少なくないと考えられる。

すり付け対策工の効果を含めたプレロード工法の効果を確認するためには、本来3次元のFEM解析を要するが、現状では手間・コスト等で現実的でなく、当面は、堤防断面方向、堤防縦断方向で検討することで評価することになる。

2次元解析においても、すり付け効果を考慮するためには、横断方向2～3断面（樋門の直近断面、斜面部等）、縦断方向2～3断面（既設堤防、新設堤防等）、となかなか大変である。



## 8. カムクレイ系のFEM解析用パラメータの決定法

### 8.1 泥炭地盤の土質パラメータの算定方法

泥炭地盤におけるカムクレイ系のFEM解析用の土質パラメータの算定方法には、自然含水比試験や強熱減量試験などの簡易な土質試験から得られたパラメータから算定する方法と、圧密試験や三軸試験などの精密試験から得られた土質定数から泥炭地盤の変形解析の土質パラメータを算定する方法とがある(図 8-1)。

ここでは、簡易試験による土質パラメータの算定方法について検討する。

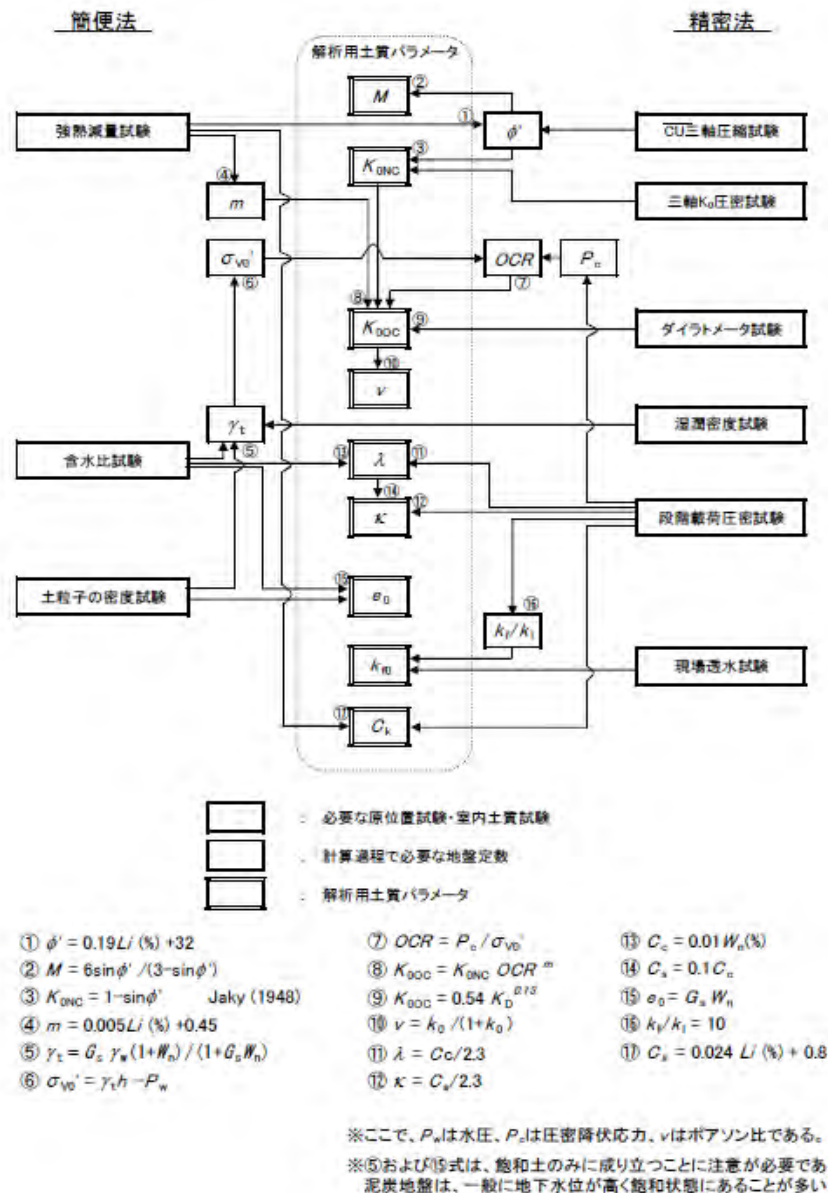


図 8-1 泥炭地盤のカムクレイ系のFEM解析用土質パラメータの決定法

出典：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル 平成 23 年 3 月(独)土木研究所 寒地土木研究所

## 8.2 簡易的な土質試験から得られた試験値に基づく土質パラメータの算定

“泥炭地盤の変形挙動解析に用いる地盤定数の評価法に関する研究 林宏親 (2007年1月(独)土木研究所 寒地土木研究所)”は、泥炭地盤において実施された簡易的な土質試験から得られた試験値に基づくカムクレイ系のFEM解析用土質パラメータの算定法について詳述されており、ここにその代表例を示す。

### 8.2.1 簡易的な試験から得られた泥炭地盤の試験値

簡易試験から得られた泥炭地盤の土質試験値として、湿潤密度: $\gamma_t$ 、自然含水比: $W_n$ 、強熱減量: $Li$  を以下に示す。

表-8.1 泥炭性地盤の土質試験値

土質定数	単位	試験値
湿潤単位体積重量 $\gamma_t$	kN/m <sup>2</sup>	10.5
自然含水比 $W_n$	%	372
強熱減量 $Li$	%	50

### 8.2.2 泥炭性軟弱地盤の土質パラメータの算定

#### 1) 有効応力に関する内部摩擦角 $\phi'$

強熱減量試験と三軸圧縮試験  $\overline{CU}$  から得られた  $Li$  と  $\phi'$  の関係を示す。

$$\phi' = 0.19 Li + 32$$

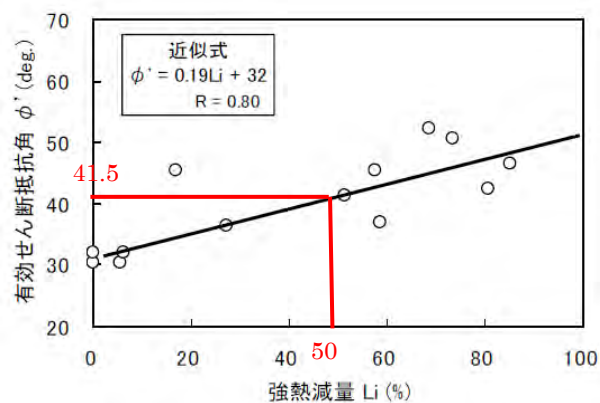


図 8-2 泥炭の強熱減量( $Li$ )と有効せん断抵抗角( $\phi'$ )の関係

ここで、 $Li = 50\%$ より、

$$\begin{aligned} \phi' &= 0.19 \times 50(\%) + 32 \\ &= 41.5^\circ \end{aligned}$$

となる。

1) 限界応力比 : M

限界応力比 : M は、圧密非排水条件での有効せん断抵抗角  $\phi'$  から以下の式によって求まる。

$$M = 6 \times \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$$

ここで、 $\phi' = 41.5^\circ$  より、

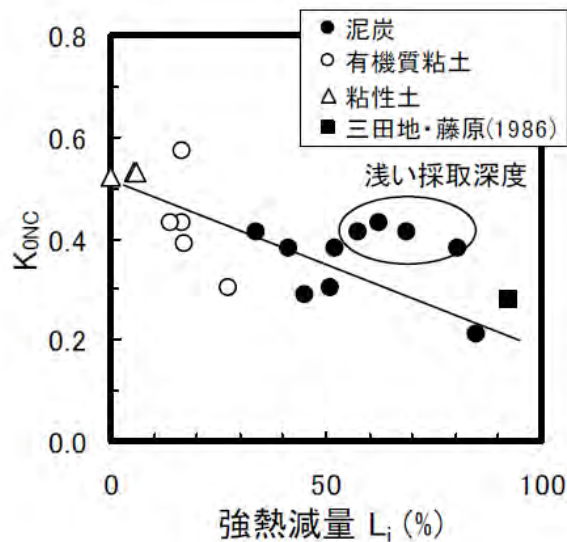
$$\begin{aligned} \phi' &= 6 \times \sin 41.5^\circ / (3 - \sin 41.5^\circ) \\ &= 1.70 \end{aligned}$$

となる。

2) 正規圧密状態での静止土圧係数 :  $K_{oNc}$

正規圧密状態での静止土圧係数 :  $K_{oNc}$  は、強熱減量 :  $Li$  または圧密非排水条件での有効せん断抵抗角 :  $\phi'$  (Jaky の式) から以下の式によって求まる。

$$K_{oNc} = 0.5 - 0.003 \times Li (\%)$$



ここで、 $Li = 50\%$  より、

$$\begin{aligned} K_{oNc} &= 0.5 - 0.003 \times 50 (\%) \\ &= 0.35 \end{aligned}$$

となる。

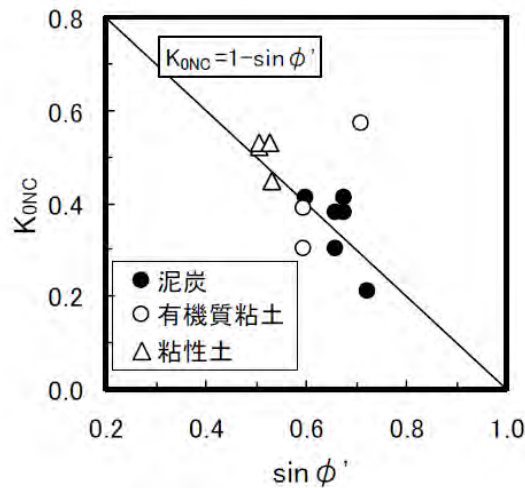


図 8-3 Sin φ' と正規圧密領域の K<sub>0</sub>

$K_{0NC} = 1 - \sin \phi'$  (Jaky の式)

ここで、 $K_{0NC} = 41.5^\circ$  より、

$$K_{0NC} = 1 - \sin 41.5^\circ$$

$$= 0.34$$

となる。

ここでは、Jaky の式により  $K_{0NC} = 0.34$  とする。

### 3) 原位置応力状態を考慮した静止土圧係数 $K_{0oc}$

過圧密状態の  $K_0$  については出典を参考に、 $K_0$  は応力履歴に依存して、OCR の関数として以下に示すように表現できるとされている。

$$K_{0oc} = K_{0NC} \times OCR^m$$

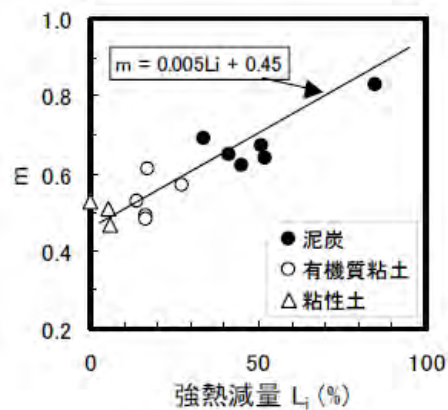


図 8-4 強熱減量  $L_i$  と  $m$  との関係

ここで、 $m = 0.005 \times Li (\%) + 0.45$

$Li = 50$  より、

$$m = 0.005 \times 50 + 0.45$$

$$= 0.70$$

よって、 $K_{oNc} = 0.34$ 、 $OCR=1.57$  より、

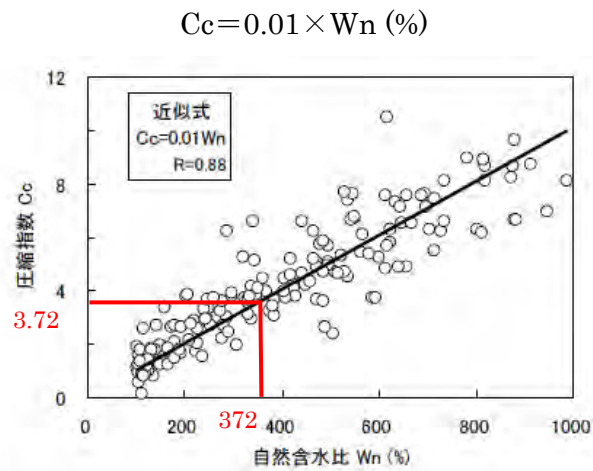
$$K_{ooc} = 0.34 \times 1.57^{0.70}$$

$$= 0.46$$

となる。

#### 4) 圧縮指数 : $C_c$

北海道の泥炭地盤から採取された資料 173 個を用いて自然含水比  $W_n$  と圧縮指数  $C_c$  の関係を整理した関係式から、圧縮指数  $C_c$  を算定する。



ここで、 $W_n = 372\%$ より、

$$C_c = 0.01 \times 372(\%)$$

$$= 3.72$$

となる。

よって $\lambda = C_c / 2.3$ より

$$= 3.72 / 2.3$$

$$= 1.61$$

となる。

#### 5) 膨張指数 : $C_s$

泥炭層では、膨張指数 :  $C_s$  は、図 8-6 に示すように圧縮指数 :  $C_c$  との相関が高いことが知られている。

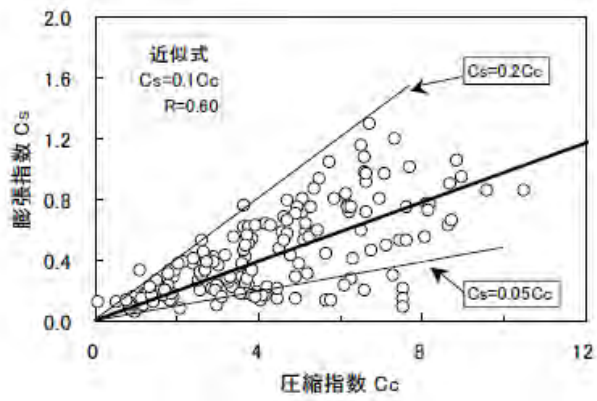


図 8-6 圧縮指数 :  $C_c$  と膨張指数 :  $C_s$  との関係

図 8-6 より、 $C_s = 0.1 \times C_c$  とし、

$$C_c = 3.72 \text{ より、}$$

$$C_s = 0.1 \times 3.72$$

$$= 0.37$$

となる。

よって  $\kappa = C_s / 2.3$  より

$$= 0.37 / 2.3$$

$$= 0.16$$

となる。

## 9. ばらつきを考慮した地層の土質パラメータの設定

地層の土質パラメータのばらつきは、地盤の沈下・変位への影響が卓越すると予想される地層を抽出して、主要な土質パラメータのばらつき考慮した複数の入力パラメータを設定する。

### 9.1 基本ケース（プレロード2年）の地層別沈下量の把握

前述のプレロード（2年）のケースにおける地層別残留沈下量を以下に示す。

表 9-1 層別沈下量

地層	層厚(m)	各層天端での 残留沈下量 (cm)	層別残留沈下 量(cm)	寄与率(%)
Ac1層	2.8	74.7	7.1	9.5
Ap層	4.0	67.6	19.8	26.5
As層	4.0	47.8	2.1	2.8
Ac2層	11.0	45.7	38.6	51.7
Dc層	10.0	7.1	7.1	9.5

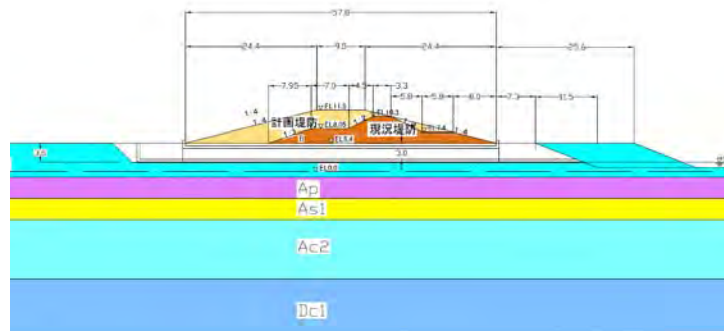


図 9-1 モデルケースの層別参考図

沈下量が卓越する地層は、Ac2層およびAp層であり、この2層において、土質パラメータのばらつきを考慮した地盤の沈下・変位を検討する。

## 9.2 関口・太田モデルの簡易設定法による粘性土の影響検討

関口・太田モデルでは、N値と塑性指数：IPから、全ての土質パラメータを推定することが可能な簡易設定法が提案されている。詳細な解析検討の実施前に、簡易設定法によるデータを用いた解析を実施して、対象とする解析モデルの凡その特性を把握しておくことは有意義である。関口・太田モデルの簡易設定法における粘性土の土質パラメータは、塑性指数：IPから図8-2に基づき設定する。

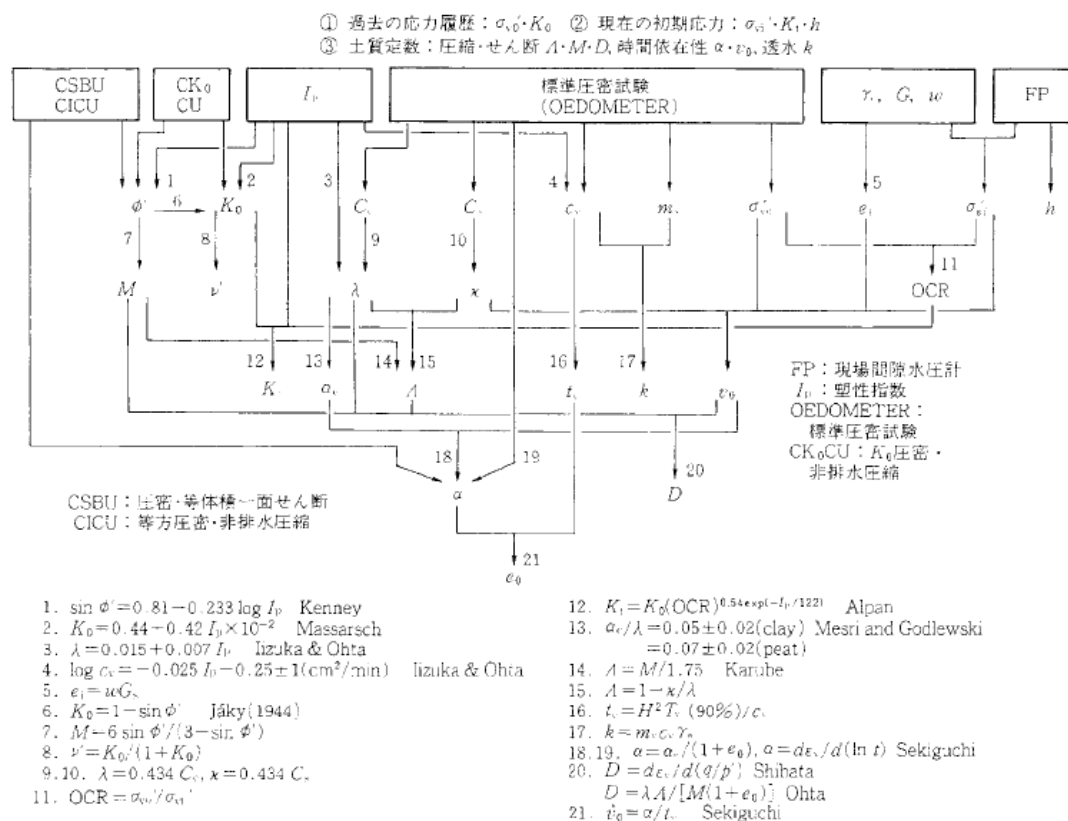


図 9-2 関口・太田モデルによるパラメータの設定

※出典：設計用地盤定数の決め方（社）地盤工学会

泥炭を除く粘性土のパラメータを関口・太田モデル簡易設定法により算定した一覧表を表-6.3に示す（表中の黄色欄が、塑性指数：IPのばらつきを考慮した結果、新たに算定されたパラメータである）。

塑性指数：IPから有効応力に関する内部摩擦角： $\phi'$ 、静止土圧係数： $K_0$ 、圧縮指数： $\lambda$ などを算定する。また、圧密特性から圧縮指数： $C_c$ や膨張指数： $C_s$ 、せん断変形特性から内部摩擦角： $\phi'$ や変形係数： $E$ のばらつきを考慮したパラメータを設定する。

透水係数： $k$ は、圧密試験による透水係数と現場透水試験による透水係数では異なることが多く、特に、泥炭層では現場透水試験によるデータが重要であることが知られており、そのばらつきの幅も大きいので、これを考慮する。



(1) 塑性指数：IPによる簡易設定法

関口・太田モデルでは、粘性土層の塑性指数：IPから他の全てのパラメータを設定することが可能な簡易設定法が提案されている。

関口・太田モデルの簡易設定法では、圧密試験や三軸圧縮試験のデータが無くとも、塑性指数：IPのみから他の全てのパラメータを設定することが可能であり、土質パラメータのばらつき考慮した検討の前処理として、例えば、沈下・変位量の最大値・最小値の範囲を把握するためにこれを利用する。

1) 塑性指数：IP

粘性土層の塑性指数：IPは、15～90の範囲にあるのが一般的であり、塑性指数：IPをパラメータとして、簡易設定法による粘性土層の土質パラメータの影響を網羅的に調べるために、塑性指数：IPを下表の4ケースを設定して解析する。

表 9-2 塑性指数：IPによる簡易設定法を用いるケース

ケース	IP 20	IP 40	IP 60	IP 80
IP	20	40	60	80

2) 簡易設定法により設定された土質パラメータ

ここでは、基本ケース（プレロード工法：2年）において、沈下量が卓越すると推定されたAc2層を選定し、表-9.2の4ケースについて、本層の土質パラメータを関口・太田モデルの簡易設定法を用いて設定した。

表 9-3 に簡易設定法によって、設定された土質パラメータの一覧表を示す。前述のプレロード工法（2年）の比較ケースは、表 5-6 のケース2を参考としている。

表 9-3 関口・太田モデルの簡易設定法によるパラメータ一覧表 (ケース IP)

パラメータ	記号	IP20	IP40	IP60	IP80	フレード工法(2年)	備考
塑性指数	IP	20.0	40.0	60.0	80.0	32.7	試験値
有効応力に関する内部摩擦角	$\sin \phi'$	0.51	0.44	0.40	0.37	0.46	$\sin \phi' = 0.81 - 0.233 \log(IP)$
〃	$\phi' (^{\circ})$	30.5	25.9	23.3	21.5	27.2	$\phi' = \text{Asin} \phi' \cdot 180 / \pi$
静止土圧係数	$K_0$	0.52	0.61	0.69	0.78	0.58	$K_0 = 0.44 + 0.0042 \cdot IP$
圧縮指数	$\lambda$	0.16	0.30	0.44	0.58	0.24	$\lambda = 0.015 + 0.007 \cdot IP$
圧密係数	$C_v$ (cm <sup>2</sup> /min)	1.28	0.78	0.47	0.29	0.93	$\log C_v = -0.025 \cdot IP - 0.25 \pm 1$
原位置の間隙比	ei	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	$ei = w_n \cdot G_s$
含水比	wn (%)	76.5	76.5	76.5	76.5	76.5	試験値
土粒子の比重	$G_s$	2.68	2.68	2.68	2.68	2.68	試験値
静止土圧係数・Jaky(1944)	$K_0$	0.49	0.56	0.60	0.63	0.54	$K_0 = 1 - \sin \phi'$
限界応力比	M	1.22	1.02	0.91	0.84	1.08	$M = 6 \cdot \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$
有効ポアソン比	$\nu'$	0.34	0.38	0.41	0.44	0.37	$\nu' = K_0 / (1 + K_0)$
圧縮指数	$\lambda$	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	$\lambda = 0.434 C_c$
膨潤指数	$\kappa$	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	$\kappa = 0.434 C_s$
圧縮指数	$C_c$	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	試験値
膨潤指数	$C_s$	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	試験値
過圧密比	OCR	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	$OCR = \sigma v_0' / \sigma v_i'$
原位置での静止土圧係数	$K_i$	0.59	0.67	0.75	0.84	0.64	$K_i = K_0(OCR) 0.54 \exp(-IP/122)$
$\alpha e$ (clay)		7.75E-03	1.48E-02	2.18E-02	2.88E-02	1.22E-02	$\alpha e / \lambda = 0.05 \pm 0.02$
$\alpha e$ (peat)		1.09E-02	2.07E-02	3.05E-02	4.03E-02	1.71E-02	$\alpha e / \lambda = 0.07 \pm 0.02$
非可逆比	$\Lambda$	0.70	0.58	0.52	0.48	0.62	$\Lambda = M / 1.75$
非可逆比	$\Lambda$	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	$\Lambda = 1 - C_s / C_c$
一次圧密に要する時間	tc(day)	554.9	914.9	1508.5	2487.1	762.3	$tc = t_{90} = 0.848 \cdot H^2 / c_v$
層厚	H(m)	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	
透水係数	k (m/sec)	4.24E-08	4.55E-08	3.81E-08	2.87E-08	4.63E-08	$k = m_v \cdot c_v \cdot \gamma_w$
〃	k (m/day)	3.66E-03	3.93E-03	3.29E-03	2.48E-03	4.00E-03	
体積圧縮係数	$m_v$ (m <sup>2</sup> /kN)	1.30E-03	2.29E-03	3.16E-03	3.93E-03	1.94E-03	$m_v = 3 \lambda / \{ (1 + e_0)(1 + 2K_0) * \sigma v_0' \}$
湿潤単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	試験値
原位置の鉛直応力	$\sigma v_i'$	57.70	57.70	57.70	57.70	57.70	計算値
二次圧密係数	$\alpha$	2.55E-03	4.88E-03	7.24E-03	9.64E-03	4.03E-03	$\alpha = \alpha e / (1 + e_0)$
先行鉛直応力に対する間隙比	e0	2.04	2.02	2.00	1.98	2.03	$e_0 = ei - \lambda \cdot (1 - \Lambda) \cdot \ln(OCR / \beta)$
$\beta$	-	1.07	1.06	1.05	1.05	1.06	$\beta = (1 + 2K_i) / (1 + 2K_0)$
ダイラタンシー係数	D	2.92E-02	5.58E-02	8.28E-02	1.10E-01	4.60E-02	$D = \lambda \cdot \Lambda / \{ M \cdot (1 + e_0) \}$
初期体積歪み速度	$\dot{v}_0$ (1/day)	4.60E-06	5.33E-06	4.80E-06	3.88E-06	5.28E-06	$\dot{v}_0 = \alpha / tc$
透水係数の変化率	$\lambda_k$	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	$\lambda_k = 0.7 \cdot C_c / LN(10)$

※黄色欄：Ipの簡易設定法によって算定されたパラメータ

(2) FEM解析結果

関口・太田モデルの簡易設定法によって、Ac2層の土質パラメータのみを変更（他層は、変更無し）したデータを用いた解析結果を図9-3、図9-4、図9-5に示す。基本ケース（プレロード工法：2年）は、表9-4および図9-4ではIP40のケースに近似しているが、図9-3ではIP60のケースに近似している。

表 9-5 ケース I P の解析結果

検討ケース	地盤改良工法	残留沈下量 Smax(cm)	残留側方 変位量 $\delta x$ max(cm)	リバウンド量 (cm)
IP 20	プレロード工法	57.0	8.81	29.2
IP 40	プレロード工法	76.0	10.8	38.5
IP 60	プレロード工法	97.0	12.5	47.7
IP 80	プレロード工法	119.0	14.0	57.7
基本ケース	プレロード工法 (プレロード2年)	74.7	8.11	24.3

IPが小さい場合は、既設堤防築堤時の沈下量が小さく、樋門施工後の残留沈下量も小さい。また、IPが大きい場合は既設堤防築堤時の沈下量が大きく、樋門施工後の残留沈下量も大きい結果となった。IPが大きくなると残留沈下量が大きくなるのは、M（限界応力比）が小さくなるため $\Lambda$ が小さくなるからである（ $\Lambda = M/1.75$ ）。この結果、リバウンド量が増加することの影響が大きいものと考えられる。

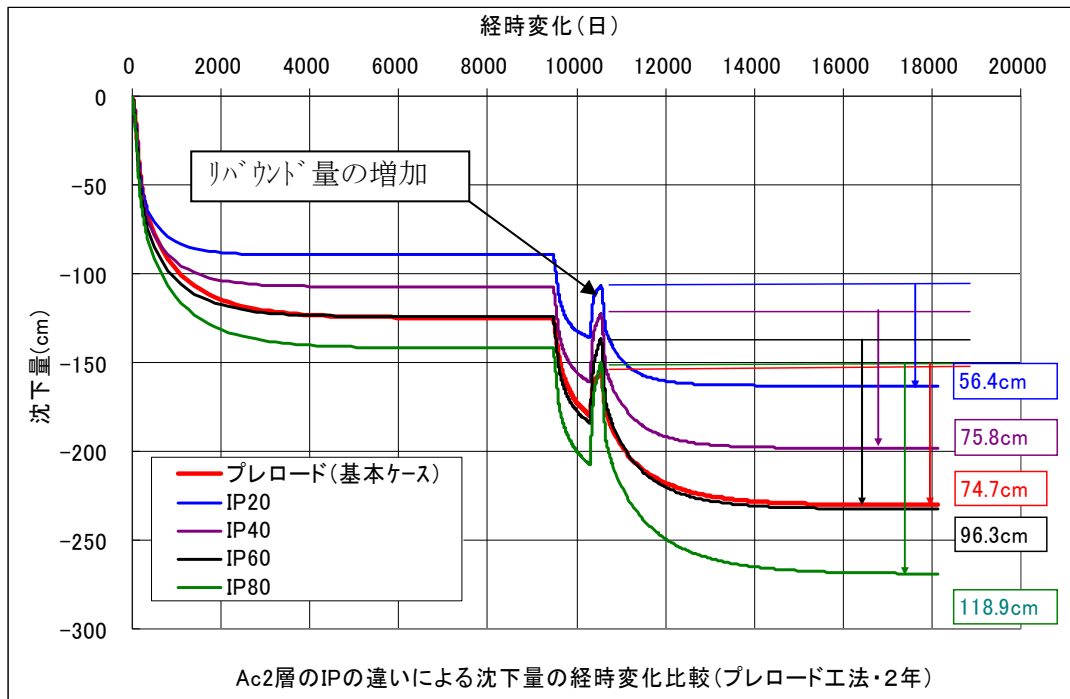


図 9-3 塑性指数 IP と沈下量の経時変化との関係

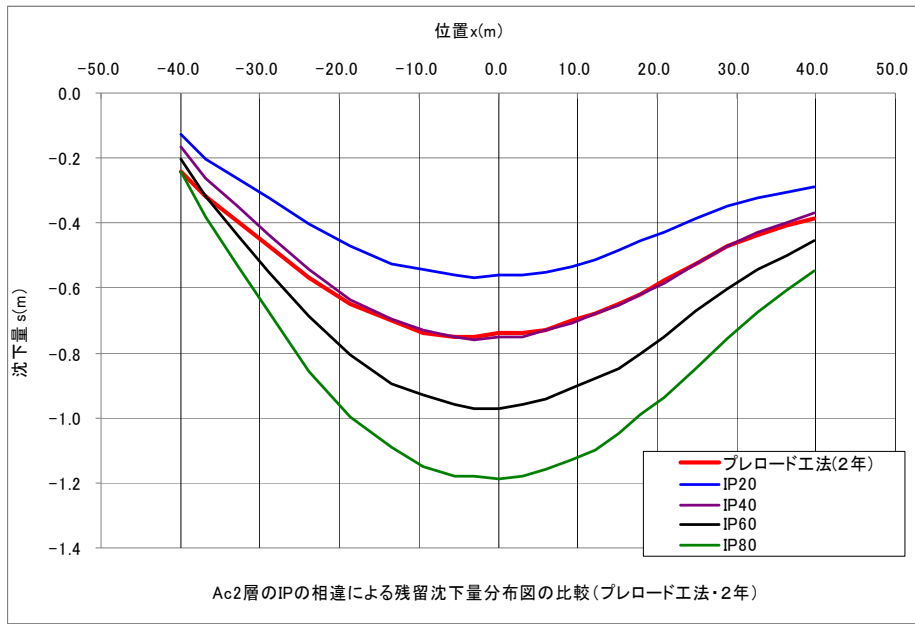


図 9-4 塑性指数  $I_p$  と残留沈下量との関係

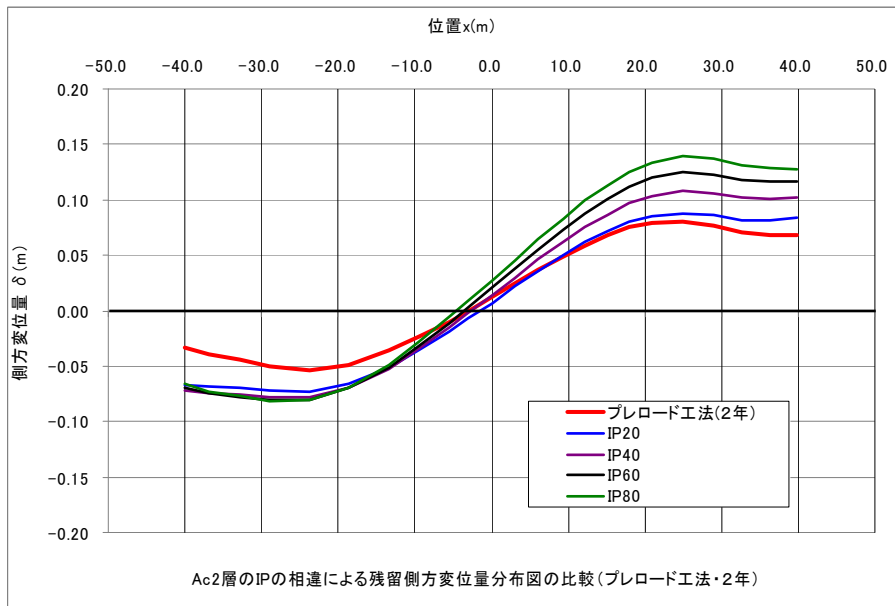


図 9-5 塑性指数  $I_p$  と残留側方変位量との関係

図 9-4 の残留沈下量図によると、川裏側（分布図左側）では  $I_p$  の大きさによる残留沈下量の差が少なく、図 9-5 の残留側方変位量図によると、同じく川裏側で残留側方変位量の差がほとんどない。

一方、川表側（分布図右側）はそれぞれのケースで残留沈下量および残留側方変位量とも差が出る結果となった。これは、川裏側はプレロード盛土量が多いことから、プレロードによる効果と考えられる。

### 9.3 沈下卓越層のばらつきを考慮した土質パラメータの設定

ばらつきを考慮する土質パラメータの設定法を以下に示す。

表 9-6 ばらつきを考慮する対象層と土質パラメータ

対象層	土層パラメータ	記号	ばらつきを考慮する関係式ほか
Ap	内部摩擦角	$\phi'$	Li- $\phi'$ 関係式
Ap	圧縮指数	Cc	Wn-Cc関係式
Ac2	圧縮指数	Cc	e-Cc関係式
Ap	膨張指数	Cs	Cc-Cs関係式
Ap	透水係数	kx, ky	10・kx, 10・ky, 0.1・kx, 0.1・ky
Ap, Ac2	透水係数	kx, ky	100・kx, 100・ky, 0.01・kx, 0.01・ky

#### (1) 泥炭の強熱減量:Li-有効せん断角: $\phi'$ 関係

強熱減量:Li と CU 三軸圧縮試験から得られた有効せん断角: $\phi'$ の関係は、

$$\phi' = 0.19 \cdot Li + 32$$

で示されている。

この観測値と予測値との差を残差:Rとして、残差の標準偏差をばらつきと考える。ここでは、有効せん断角: $\phi'$ の測定値と、強熱減量:Li から算定された有効せん断角: $\phi'$ との残差の標準偏差を求めて、この偏差をばらつきとして考慮したパラメータを設定する。

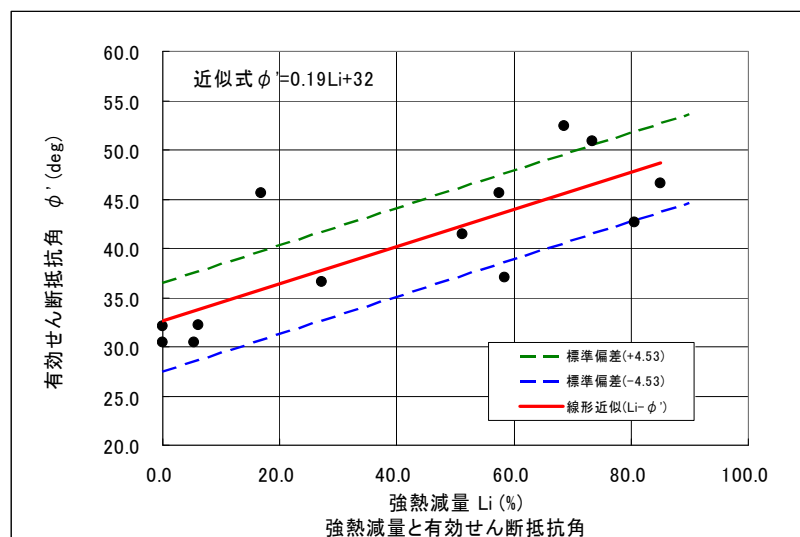


図 9-6 強熱減量 Li と CU 三軸圧縮試験から得られた  $\phi'$  の関係

出典：泥炭地盤の変形挙動解析に用いる地盤定数の評価法に関する研究 林宏親 (2007年1月(独)土木研究所 寒地土木研究所 ) に加筆

#### 1) 有効せん断角: $\phi'$ のばらつき範囲の設定

図 9-6 のデータ数  $n=13$ 、残差合計  $\sum R^2=246$  から、その分散  $V$  は

$$\sum R^2 \div (n-1) = 246 \div (13-1)$$

$$=20.5$$

よって、標準偏差 SD は、

$$SD=20.5^{0.5}=4.53$$

以上から、標準偏差 SD の±4.53 の範囲をばらつきとする。

よって、有効せん断角:  $\phi'$  のばらつきの範囲は、

$$\phi' = 0.19 \cdot Li + 36.5$$

$$\phi' = 0.19 \cdot Li + 27.5$$

とする。

表 9-7 有効せん断角:  $\phi'$  のばらつきを考慮したパラメータ一覧表 (ケース  $\phi 1$ )

地層	記号	新規築堤	旧盛土	Ac1	Ac1	pt	As1	Ac2	Dc
				地下水上	地下水下				
モデル	-	弾性	弾性	弾塑性	弾塑性	弾塑性	弾性	弾塑性	弾性
湿潤単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.6	17.6	15.9	15.9	10.5	19.4	15.3	16.1
水中単位体積重量	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	8.8	7.8	6.1	6.1	0.7	9.6	5.5	6.3
N値	N	7	5	4	4	2	10	2	4
変形係数	E (kN/m <sup>2</sup> )	19,600	14,000	11,200	11,200	5,600	28,000	5,600	11,200
ポアソン比	$\nu$	0.33	0.33	0.33	0.33	0.2	0.33	0.33	0.33
ラム定数	$\lambda$ (kN/m <sup>2</sup> )	14,300	10,200	8,200	8,200	1,600	20,400	4,100	8,200
ラム定数	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	7,400	5,300	4,200	4,200	2,300	10,500	2,100	4,200
透水係数	k (m/d)	8.64E-02	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-04
強熱減量	(%)	-	-	-	-	50	-	-	-
有効応力に関する内部摩擦角	$\phi'$ (°)	-	-	35	35	46	-	35	-
塑性指数	IP	-	-	19.9	19.9	-	-	32.7	-
含水比	wn (%)	-	-	45.0	59.7	372	-	76.5	-
土粒子の比重	Gs	-	-	2.64	2.64	-	-	2.68	-
原位置の間隙比	ei	-	-	1.19	1.57	-	-	2.05	-
圧縮指数	Cc	-	-	0.51	0.51	3.72	-	1.06	-
圧縮指数	$\lambda$	-	-	0.22	0.22	1.62	-	0.46	-
過圧密比	OCR	-	-	2.21	1.66	1.57	-	1.30	-
静止土圧係数	$K_0$	-	-	0.43	0.43	0.28	-	0.43	-
	m	-	-	-	-	0.70	-	-	-
原位置での静止土圧係数	Ki	-	-	0.61	0.54	0.38	-	0.48	-
有効ポアソン比	$\nu'$	-	-	0.30	0.30	0.22	-	0.30	-
膨潤指数	Cs	-	-	0.06	0.06	0.37	-	0.13	-
膨潤指数	$\kappa$	-	-	0.03	0.03	0.16	-	0.06	-
非可逆比	$\Lambda$	-	-	0.88	0.88	0.90	-	0.88	-
限界応力比	M	-	-	1.42	1.42	1.89	-	1.42	-
透水係数の変化係数	Ck	-	-	-	-	2.00	-	-	-
透水係数の変化率	$\lambda_k$	0.09	0.08	0.16	0.16	0.87	0.24	0.32	0.17
$\beta$	-	-	-	1.20	1.12	-	-	1.05	-
先行鉛直応力に対する間隙比	e0	0.52	1.0	1.17	1.56	6.90	0.93	2.04	1.29
ダイレタンシー係数	D	-	-	6.33E-02	5.35E-02	9.73E-02	-	9.35E-02	-

表 9-8 有効せん断角:  $\phi'$  のばらつきを考慮したパラメータ一覧表 (ケース  $\phi 2$ )

地層	記号	新規築堤	旧盛土	Ac1	Ac1	pt	As1	Ac2	Dc
				地下水上	地下水下				
モデル	-	弾性	弾性	弾塑性	弾塑性	弾塑性	弾性	弾塑性	弾性
湿潤単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.6	17.6	15.9	15.9	10.5	19.4	15.3	16.1
水中単位体積重量	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	8.8	7.8	6.1	6.1	0.7	9.6	5.5	6.3
N値	N	7	5	4	4	2	10	2	4
変形係数	E (kN/m <sup>2</sup> )	19,600	14,000	11,200	11,200	5,600	28,000	5,600	11,200
ポアソン比	$\nu$	0.33	0.33	0.33	0.33	0.2	0.33	0.33	0.33
ラム定数	$\lambda$ (kN/m <sup>2</sup> )	14,300	10,200	8,200	8,200	1,600	20,400	4,100	8,200
ラム定数	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	7,400	5,300	4,200	4,200	2,300	10,500	2,100	4,200
透水係数	k (m/d)	8.64E-02	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-04
強熱減量	(%)	-	-	-	-	50	-	-	-
有効応力に関する内部摩擦角	$\phi'$ (°)	-	-	35	35	37	-	35	-
塑性指数	IP	-	-	19.9	19.9	-	-	32.7	-
含水比	wn (%)	-	-	45.0	59.7	372	-	76.5	-
土粒子の比重	Gs	-	-	2.64	2.64	-	-	2.68	-
原位置の間隙比	ei	-	-	1.19	1.57	-	-	2.05	-
圧縮指数	Cc	-	-	0.51	0.51	3.72	-	1.06	-
圧縮指数	$\lambda$	-	-	0.22	0.22	1.62	-	0.46	-
過圧密比	OCR	-	-	2.21	1.66	1.57	-	1.30	-
静止土圧係数	$K_0$	-	-	0.43	0.43	0.40	-	0.43	-
	m	-	-	-	-	0.70	-	-	-
原位置での静止土圧係数	Ki	-	-	0.61	0.54	0.55	-	0.48	-
有効ポアソン比	$\nu'$	-	-	0.30	0.30	0.28	-	0.30	-
膨潤指数	Cs	-	-	0.06	0.06	0.37	-	0.13	-
膨潤指数	$\kappa$	-	-	0.03	0.03	0.16	-	0.06	-
非可逆比	$\Lambda$	-	-	0.88	0.88	0.90	-	0.88	-
限界応力比	M	-	-	1.42	1.42	1.51	-	1.42	-
透水係数の変化係数	Ck	-	-	-	-	2.00	-	-	-
透水係数の変化率	$\lambda_k$	0.09	0.08	0.16	0.16	0.87	0.24	0.32	0.17
$\beta$	-	-	-	1.20	1.12	-	-	1.05	-
先行鉛直応力に対する間隙比	e0	0.52	1.0	1.17	1.56	6.90	0.93	2.04	1.29
ダイレタンシー係数	D	-	-	6.33E-02	5.35E-02	1.22E-01	-	9.35E-02	-

(2) 泥炭の自然含水比 :Wn—圧縮指数: Cc

泥炭の自然含水比 :Wn と圧縮指数: Cc 関係は、図 9-7 に示すように

$$C_c = 0.01 \cdot W_n$$

である。

この観測値と予測値との差を残差Rとして、残差の標準偏差をばらつきと考え、圧縮指数:Cc の測定値と自然含水比:Wn から算定された圧縮指数:Cc (Cc=0.01Wn) との残差の標準偏差を求めて、この偏差をばらつきとして考慮したパラメータを設定する。

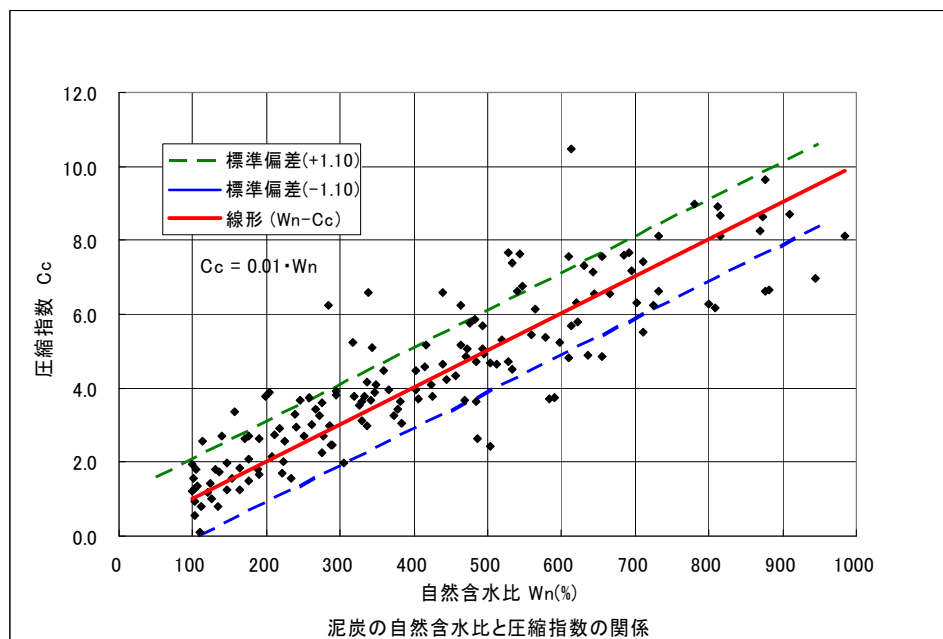


図 9-7 泥炭の自然含水比(Wn)と圧縮指数(Cc)の関係

出典：泥炭地盤の変形挙動解析に用いる地盤定数の評価法に関する研究 林宏親 (2007年1月(独)土木研究所 寒地土木研究所 ) に加筆

1) 圧縮指数:Cc のばらつき範囲の設定

図 9-8 のデータ数 n=155、残差合計  $\sum R^2=187$  から、その分散 V は

$$\begin{aligned} \sum R^2 \div (n-1) &= 187 / (155-1) \\ &= 1.21 \end{aligned}$$

よって、標準偏差 SD は、

$$SE = 1.21^{0.5} = 1.10$$

この標準偏差 SD は、 $0.01W_n \pm 1.10$  の範囲をばらつきとする。

よって、圧縮指数:Cc のばらつきの範囲は、

$$C_c = 0.01 \cdot W_n \pm 1.10$$

とする。



表 9-9 圧縮指数 Cc のばらつきを考慮したパラメーター一覧表 (ケース Cc1)

地層	記号	新規築堤	旧盛土	Ac1		pt	As1	Ac2	Dc
				地下水上	地下水下				
モデル	-	弾性	弾性	弾塑性	弾塑性	弾塑性	弾性	弾塑性	弾性
湿潤単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.6	17.6	15.9	15.9	10.5	19.4	15.3	16.1
水中単位体積重量	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	8.8	7.8	6.1	6.1	0.7	9.6	5.5	6.3
N値	N	7	5	4	4	2	10	2	4
変形係数	E (kN/m <sup>2</sup> )	19,600	14,000	11,200	11,200	5,600	28,000	5,600	11,200
ポアソン比	$\nu$	0.33	0.33	0.33	0.33	0.2	0.33	0.33	0.33
ラム定数	$\lambda$ (kN/m <sup>2</sup> )	14,300	10,200	8,200	8,200	1,600	20,400	4,100	8,200
ラム定数	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	7,400	5,300	4,200	4,200	2,300	10,500	2,100	4,200
透水係数	k (m/d)	8.64E-02	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-04
強熱減量	(%)	-	-	-	-	50	-	-	-
有効応力に関する内部摩擦角	$\phi$ (°)	-	-	35	35	42	-	35	-
塑性指数	IP	-	-	19.9	19.9	-	-	32.7	-
含水比	wn (%)	-	-	45.0	59.7	372	-	76.5	-
土粒子の比重	Gs	-	-	2.64	2.64	-	-	2.68	-
原位置の間隙比	ei	-	-	1.19	1.57	-	-	2.05	-
圧縮指数	Cc	-	-	0.51	0.51	4.82	-	1.06	-
圧縮指数	$\lambda$	-	-	0.22	0.22	2.09	-	0.46	-
過圧密比	OCR	-	-	2.21	1.66	1.57	-	1.30	-
静止土圧係数	K <sub>0</sub>	-	-	0.43	0.43	0.33	-	0.43	-
	m	-	-	-	-	0.70	-	-	-
原位置での静止土圧係数	Ki	-	-	0.61	0.54	0.45	-	0.48	-
有効ポアソン比	$\nu'$	-	-	0.30	0.30	0.25	-	0.30	-
膨潤指数	Cs	-	-	0.06	0.06	0.48	-	0.13	-
膨潤指数	$\kappa$	-	-	0.03	0.03	0.21	-	0.06	-
非可逆比	$\Lambda$	-	-	0.88	0.88	0.90	-	0.88	-
限界応力比	M	-	-	1.42	1.42	1.72	-	1.42	-
透水係数の変化係数	Ck	-	-	-	-	2.00	-	-	-
透水係数の変化率	$\lambda_k$	0.09	0.08	0.16	0.16	0.87	0.24	0.32	0.17
$\beta$	-	-	-	1.20	1.12	-	-	1.05	-
先行鉛直応力に対する間隙比	e0	0.52	1.0	1.17	1.56	8.77	0.93	2.04	1.29
ダイレタンシー係数	D	-	-	6.33E-02	5.35E-02	1.12E-01	-	9.35E-02	-

表 9-10 圧縮指数 Cc のばらつきを考慮したパラメーター一覧表 (ケース Cc2)

地層	記号	新規築堤	旧盛土	Ac1		pt	As1	Ac2	Dc
				地下水上	地下水下				
モデル	-	弾性	弾性	弾塑性	弾塑性	弾塑性	弾性	弾塑性	弾性
湿潤単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.6	17.6	15.9	15.9	10.5	19.4	15.3	16.1
水中単位体積重量	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	8.8	7.8	6.1	6.1	0.7	9.6	5.5	6.3
N値	N	7	5	4	4	2	10	2	4
変形係数	E (kN/m <sup>2</sup> )	19,600	14,000	11,200	11,200	5,600	28,000	5,600	11,200
ポアソン比	$\nu$	0.33	0.33	0.33	0.33	0.2	0.33	0.33	0.33
ラム定数	$\lambda$ (kN/m <sup>2</sup> )	14,300	10,200	8,200	8,200	1,600	20,400	4,100	8,200
ラム定数	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	7,400	5,300	4,200	4,200	2,300	10,500	2,100	4,200
透水係数	k (m/d)	8.64E-02	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-04
強熱減量	(%)	-	-	-	-	50	-	-	-
有効応力に関する内部摩擦角	$\phi$ (°)	-	-	35	35	42	-	35	-
塑性指数	IP	-	-	19.9	19.9	-	-	32.7	-
含水比	wn (%)	-	-	45.0	59.7	372	-	76.5	-
土粒子の比重	Gs	-	-	2.64	2.64	-	-	2.68	-
原位置の間隙比	ei	-	-	1.19	1.57	-	-	2.05	-
圧縮指数	Cc	-	-	0.51	0.51	2.62	-	1.06	-
圧縮指数	$\lambda$	-	-	0.22	0.22	1.14	-	0.46	-
過圧密比	OCR	-	-	2.21	1.66	1.57	-	1.30	-
静止土圧係数	K <sub>0</sub>	-	-	0.43	0.43	0.33	-	0.43	-
	m	-	-	-	-	0.70	-	-	-
原位置での静止土圧係数	Ki	-	-	0.61	0.54	0.45	-	0.48	-
有効ポアソン比	$\nu'$	-	-	0.30	0.30	0.25	-	0.30	-
膨潤指数	Cs	-	-	0.06	0.06	0.26	-	0.13	-
膨潤指数	$\kappa$	-	-	0.03	0.03	0.11	-	0.06	-
非可逆比	$\Lambda$	-	-	0.88	0.88	0.90	-	0.88	-
限界応力比	M	-	-	1.42	1.42	1.72	-	1.42	-
透水係数の変化係数	Ck	-	-	-	-	2.00	-	-	-
透水係数の変化率	$\lambda_k$	0.09	0.08	0.16	0.16	0.87	0.24	0.32	0.17
$\beta$	-	-	-	1.20	1.12	-	-	1.05	-
先行鉛直応力に対する間隙比	e0	0.52	1.0	1.17	1.56	5.02	0.93	2.04	1.29
ダイレタンシー係数	D	-	-	6.33E-02	5.35E-02	9.87E-02	-	9.35E-02	-

### (3) 粘性土の間隙比:e と圧縮指数:Cc との関係式

粘性土の間隙比:e と圧縮指数:Cc との関係式から圧縮指数:Cc のばらつきを算定する。表-9.1 は、港湾や鉄道・道路において得られた間隙比:e と圧縮指数:Cc の関係式の平均値、分散、変動係数である。この下表から圧縮指数:Cc の標準偏差を求めて変動幅とする。

表 9-11 圧縮指数:Cc の分布

e の範囲	地域	サンプル数 (n)	平均値	分散	変動係数
0.0~2.0	港湾	109	0.449e-0.190	0.011	0.202
	鉄道,道路	103	0.497e-0.236	0.017	0.205
2.0~3.0	港湾	75	0.552e-0.427	0.027	0.181
	鉄道,道路	40	0.406e-0.060	0.013	0.221
3.0~4.0	港湾	19	0.319e + 0.300	0.051	0.165
	鉄道,道路	15	0.139e + 1.257	0.191	0.250

※出典：信頼性設計のための土質の統計的性質 土と基礎 Vol.25, No.11, 1977

#### 1) 圧縮指数:Cc のばらつき範囲の設定

表 9-11 から間隙比:e のデータの標準偏差を算定して、分散:V および標準偏差:SE を算定する。

表-9.10 間隙比:e の分布

e の範囲	サンプル数 (n)	分散	標準偏差	(n-1)・V
0.0~2.0	109	0.011	0.105	1.188
	103	0.017	0.130	1.734
2.0~3.0	75	0.027	0.164	1.998
	40	0.043	0.207	1.677
3.0~4.0	19	0.051	0.226	0.918
	15	0.191	0.437	2.674
合計	361	0.0283	0.168	10.189

であり、標準偏差 SD は±0.168 の範囲をばらつきとする。

表 9-12 圧縮指数:Cc のばらつきを考慮したパラメーター一覧表 (ケース Cs3)

地層	記号	新規築堤	旧盛土	Ac1	Ac1	pt	As1	Ac2	Dc
				地下水上	地下水下				
モデル	-	弾性	弾性	弾塑性	弾塑性	弾塑性	弾性	弾塑性	弾性
湿潤単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.6	17.6	15.9	15.9	10.5	19.4	15.3	16.1
水中単位体積重量	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	8.8	7.8	6.1	6.1	0.7	9.6	5.5	6.3
N値	N	7	5	4	4	2	10	2	4
変形係数	E (kN/m <sup>2</sup> )	19,600	14,000	11,200	11,200	5,600	28,000	5,600	11,200
ポアソン比	$\nu$	0.33	0.33	0.33	0.33	0.2	0.33	0.33	0.33
ラム定数	$\lambda$ (kN/m <sup>2</sup> )	14,300	10,200	8,200	8,200	1,600	20,400	4,100	8,200
ラム定数	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	7,400	5,300	4,200	4,200	2,300	10,500	2,100	4,200
透水係数	k (m/d)	8.64E-02	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-04
強熱減量	(%)	-	-	-	-	50	-	-	-
有効応力に関する内部摩擦角	$\phi'$ (°)	-	-	35	35	42	-	35	-
塑性指数	IP	-	-	19.9	19.9	-	-	32.7	-
含水比	wn (%)	-	-	45.0	59.7	372	-	76.5	-
土粒子の比重	Gs	-	-	2.64	2.64	-	-	2.68	-
原位置の間隙比	ei	-	-	1.19	1.57	-	-	2.05	-
圧縮指数	Cc	-	-	0.51	0.51	3.72	-	1.23	-
圧縮指数	$\lambda$	-	-	0.22	0.22	1.62	-	0.53	-
過圧密比	OCR	-	-	2.21	1.66	1.57	-	1.30	-
静止土圧係数	K <sub>0</sub>	-	-	0.43	0.43	0.33	-	0.43	-
	m	-	-	-	-	0.70	-	-	-
原位置での静止土圧係数	Ki	-	-	0.61	0.54	0.45	-	0.48	-
有効ポアソン比	$\nu'$	-	-	0.30	0.30	0.25	-	0.30	-
膨潤指数	Cs	-	-	0.06	0.06	0.37	-	0.15	-
膨潤指数	$\kappa$	-	-	0.03	0.03	0.16	-	0.07	-
非可逆比	$\Lambda$	-	-	0.88	0.88	0.90	-	0.88	-
限界応力比	M	-	-	1.42	1.42	1.72	-	1.42	-
透水係数の変化係数	Ck	-	-	-	-	2.00	-	-	-
透水係数の変化率	$\lambda_k$	0.09	0.08	0.16	0.16	0.87	0.24	0.37	0.17
$\beta$	-	-	-	1.20	1.12	-	-	1.05	-
先行鉛直応力に対する間隙比	e0	0.52	1.0	1.17	1.56	6.90	0.93	2.03	1.29
ダイラテンシー係数	D	-	-	6.33E-02	5.35E-02	1.07E-01	-	1.08E-01	-

表 9-13 圧縮指数:Cc のばらつきを考慮したパラメーター一覧表 (ケース Cs4)

地層	記号	新規築堤	旧盛土	Ac1	Ac1	pt	As1	Ac2	Dc
				地下水上	地下水下				
モデル	-	弾性	弾性	弾塑性	弾塑性	弾塑性	弾性	弾塑性	弾性
湿潤単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.6	17.6	15.9	15.9	10.5	19.4	15.3	16.1
水中単位体積重量	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	8.8	7.8	6.1	6.1	0.7	9.6	5.5	6.3
N値	N	7	5	4	4	2	10	2	4
変形係数	E (kN/m <sup>2</sup> )	19,600	14,000	11,200	11,200	5,600	28,000	5,600	11,200
ポアソン比	$\nu$	0.33	0.33	0.33	0.33	0.2	0.33	0.33	0.33
ラム定数	$\lambda$ (kN/m <sup>2</sup> )	14,300	10,200	8,200	8,200	1,600	20,400	4,100	8,200
ラム定数	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	7,400	5,300	4,200	4,200	2,300	10,500	2,100	4,200
透水係数	k (m/d)	8.64E-02	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-04
強熱減量	(%)	-	-	-	-	50	-	-	-
有効応力に関する内部摩擦角	$\phi'$ (°)	-	-	35	35	42	-	35	-
塑性指数	IP	-	-	19.9	19.9	-	-	32.7	-
含水比	wn (%)	-	-	45.0	59.7	372	-	76.5	-
土粒子の比重	Gs	-	-	2.64	2.64	-	-	2.68	-
原位置の間隙比	ei	-	-	1.19	1.57	-	-	2.05	-
圧縮指数	Cc	-	-	0.51	0.51	3.72	-	0.89	-
圧縮指数	$\lambda$	-	-	0.22	0.22	1.62	-	0.39	-
過圧密比	OCR	-	-	2.21	1.66	1.57	-	1.30	-
静止土圧係数	K <sub>0</sub>	-	-	0.43	0.43	0.33	-	0.43	-
	m	-	-	-	-	0.70	-	-	-
原位置での静止土圧係数	Ki	-	-	0.61	0.54	0.45	-	0.48	-
有効ポアソン比	$\nu'$	-	-	0.30	0.30	0.25	-	0.30	-
膨潤指数	Cs	-	-	0.06	0.06	0.37	-	0.11	-
膨潤指数	$\kappa$	-	-	0.03	0.03	0.16	-	0.05	-
非可逆比	$\Lambda$	-	-	0.88	0.88	0.90	-	0.88	-
限界応力比	M	-	-	1.42	1.42	1.72	-	1.42	-
透水係数の変化係数	Ck	-	-	-	-	2.00	-	-	-
透水係数の変化率	$\lambda_k$	0.09	0.08	0.16	0.16	0.87	0.24	0.27	0.17
$\beta$	-	-	-	1.20	1.12	-	-	1.05	-
先行鉛直応力に対する間隙比	e0	0.52	1.0	1.17	1.56	6.90	0.93	2.04	1.29
ダイラテンシー係数	D	-	-	6.33E-02	5.35E-02	1.07E-01	-	7.86E-02	-

(4) 泥炭の圧縮指数:  $C_c$ —膨張指数:  $C_s$

泥炭の圧縮指数: $C_c$ と膨張指数: $C_s$ の関係は、図 9-8に示すように、全体的には、

$$C_s = 0.05 \cdot C_c \sim 0.2 \cdot C_c$$

の範囲にあり、平均的には

$$C_s = 0.1 \cdot C_c$$

にあると評価できる。

この観測値と予測値との差を残差 $R$ として、残差の標準偏差をばらつきと考えた。ここでは、膨張指数  $C_s$  の測定値と圧縮指数  $C_c$  から算定された膨張指数  $C_s$  との残差の標準偏差を求めて、この偏差をばらつきとして考慮したパラメータを設定する。

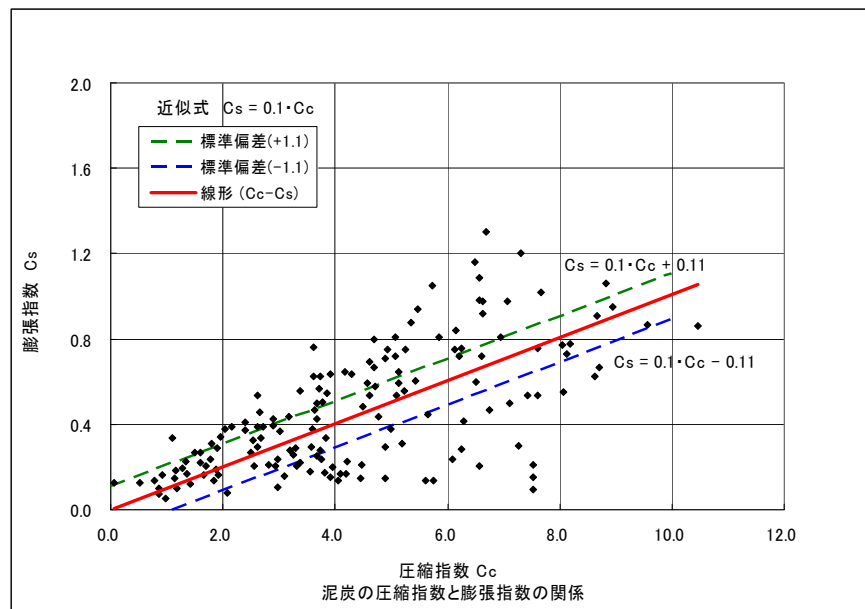


図 9-8 圧縮指数  $C_c$  と膨張指数  $C_s$  との関係

出典：泥炭地盤の変形挙動解析に用いる地盤定数の評価法に関する研究 林宏親 (2007年1月(独)土木研究所 寒地土木研究所 ) に加筆

1) ばらつき範囲の設定

図 9-8 の標準偏差  $SD$  は、

$$SD = 0.0483^{0.5} = 0.22$$

この標準偏差  $SD$  は  $0.22$  であり、以上から  $0.1 \cdot C_c \pm 0.22$  の範囲をばらつきとする。

$$C_s = 0.1 \cdot C_c \pm 0.22$$

とする。

表 9-14 膨張指数 Cs のばらつきを考慮したパラメータ一覧表 (ケース Cs1)

地層	記号	新規築堤	旧盛土	Ac1	Ac1	pt	As1	Ac2	Dc
				地下水 <sub>上</sub>	地下水 <sub>下</sub>				
モデル	-	弾性	弾性	弾塑性	弾塑性	弾塑性	弾性	弾塑性	弾性
湿潤単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.6	17.6	15.9	15.9	10.5	19.4	15.3	16.1
水中単位体積重量	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	8.8	7.8	6.1	6.1	0.7	9.6	5.5	6.3
N値	N	7	5	4	4	2	10	2	4
変形係数	E (kN/m <sup>2</sup> )	19,600	14,000	11,200	11,200	5,600	28,000	5,600	11,200
ポアソン比	$\nu$	0.33	0.33	0.33	0.33	0.2	0.33	0.33	0.33
ラム定数	$\lambda$ (kN/m <sup>2</sup> )	14,300	10,200	8,200	8,200	1,600	20,400	4,100	8,200
ラム定数	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	7,400	5,300	4,200	4,200	2,300	10,500	2,100	4,200
透水係数	k (m/d)	8.64E-02	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-04
強熱減量	(%)	-	-	-	-	50	-	-	-
有効応力に関する内部摩擦角	$\phi'$ (°)	-	-	35	35	42	-	35	-
塑性指数	IP	-	-	19.9	19.9	-	-	32.7	-
含水比	wn (%)	-	-	45.0	59.7	372	-	76.5	-
土粒子の比重	Gs	-	-	2.64	2.64	-	-	2.68	-
原位置の間隙比	ei	-	-	1.19	1.57	-	-	2.05	-
圧縮指数	Cc	-	-	0.51	0.51	3.72	-	1.06	-
圧縮指数	$\lambda$	-	-	0.22	0.22	1.62	-	0.46	-
過圧密比	OCR	-	-	2.21	1.66	1.57	-	1.30	-
静止土圧係数	$K_0$	-	-	0.43	0.43	0.33	-	0.43	-
	m	-	-	-	-	0.70	-	-	-
原位置での静止土圧係数	Ki	-	-	0.61	0.54	0.45	-	0.48	-
有効ポアソン比	$\nu'$	-	-	0.30	0.30	0.25	-	0.30	-
膨潤指数	Cs	-	-	0.06	0.06	0.59	-	0.13	-
膨潤指数	$\kappa$	-	-	0.03	0.03	0.26	-	0.06	-
非可逆比	$\Lambda$	-	-	0.88	0.88	0.84	-	0.88	-
限界応力比	M	-	-	1.42	1.42	1.72	-	1.42	-
透水係数の変化係数	Ck	-	-	-	-	2.00	-	-	-
透水係数の変化率	$\lambda_k$	0.09	0.08	0.16	0.16	0.87	0.24	0.32	0.17
$\beta$	-	-	-	1.20	1.12	-	-	1.05	-
先行鉛直応力に対する間隙比	e0	0.52	1.0	1.17	1.56	6.90	0.93	2.04	1.29
ダイラテンシー係数	D	-	-	6.33E-02	5.35E-02	9.99E-02	-	9.35E-02	-

表 9-15 膨張指数 Cs のばらつきを考慮したパラメータ一覧表 (ケース Cs2)

地層	記号	新規築堤	旧盛土	Ac1	Ac1	pt	As1	Ac2	Dc
				地下水 <sub>上</sub>	地下水 <sub>下</sub>				
モデル	-	弾性	弾性	弾塑性	弾塑性	弾塑性	弾性	弾塑性	弾性
湿潤単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.6	17.6	15.9	15.9	10.5	19.4	15.3	16.1
水中単位体積重量	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	8.8	7.8	6.1	6.1	0.7	9.6	5.5	6.3
N値	N	7	5	4	4	2	10	2	4
変形係数	E (kN/m <sup>2</sup> )	19,600	14,000	11,200	11,200	5,600	28,000	5,600	11,200
ポアソン比	$\nu$	0.33	0.33	0.33	0.33	0.2	0.33	0.33	0.33
ラム定数	$\lambda$ (kN/m <sup>2</sup> )	14,300	10,200	8,200	8,200	1,600	20,400	4,100	8,200
ラム定数	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	7,400	5,300	4,200	4,200	2,300	10,500	2,100	4,200
透水係数	k (m/d)	8.64E-02	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-02	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-04
強熱減量	(%)	-	-	-	-	50	-	-	-
有効応力に関する内部摩擦角	$\phi'$ (°)	-	-	35	35	42	-	35	-
塑性指数	IP	-	-	19.9	19.9	-	-	32.7	-
含水比	wn (%)	-	-	45.0	59.7	372	-	76.5	-
土粒子の比重	Gs	-	-	2.64	2.64	-	-	2.68	-
原位置の間隙比	ei	-	-	1.19	1.57	-	-	2.05	-
圧縮指数	Cc	-	-	0.51	0.51	3.72	-	1.06	-
圧縮指数	$\lambda$	-	-	0.22	0.22	1.62	-	0.46	-
過圧密比	OCR	-	-	2.21	1.66	1.57	-	1.30	-
静止土圧係数	$K_0$	-	-	0.43	0.43	0.33	-	0.43	-
	m	-	-	-	-	0.70	-	-	-
原位置での静止土圧係数	Ki	-	-	0.61	0.54	0.45	-	0.48	-
有効ポアソン比	$\nu'$	-	-	0.30	0.30	0.25	-	0.30	-
膨潤指数	Cs	-	-	0.06	0.06	0.15	-	0.13	-
膨潤指数	$\kappa$	-	-	0.03	0.03	0.07	-	0.06	-
非可逆比	$\Lambda$	-	-	0.88	0.88	0.96	-	0.88	-
限界応力比	M	-	-	1.42	1.42	1.72	-	1.42	-
透水係数の変化係数	Ck	-	-	-	-	2.00	-	-	-
透水係数の変化率	$\lambda_k$	0.09	0.08	0.16	0.16	0.87	0.24	0.32	0.17
$\beta$	-	-	-	1.20	1.12	-	-	1.05	-
先行鉛直応力に対する間隙比	e0	0.52	1.0	1.17	1.56	6.90	0.93	2.04	1.29
ダイラテンシー係数	D	-	-	6.33E-02	5.35E-02	1.14E-01	-	9.35E-02	-

(6) 透水係数：kのばらつき考慮

現場透水試験による透水係数：kfと圧密試験での段階载荷試験から得られた透水係数：kf<sub>c</sub>を比較すると、現場透水試験による透水係数：kf<sub>0</sub>が、泥炭地盤では13～30倍、粘性土の場合3倍程度大きい範囲にある。

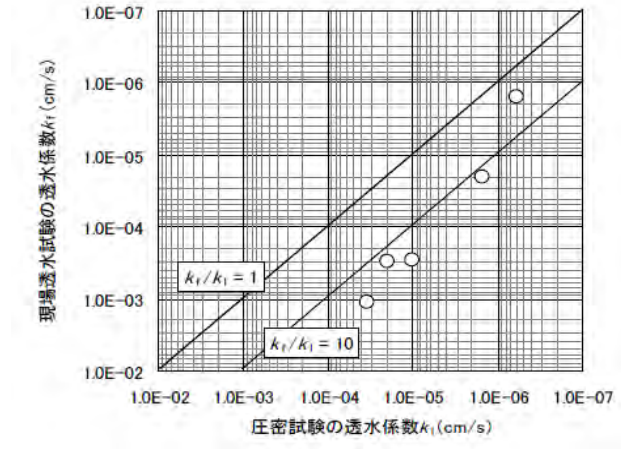


図 9-9 現場透水試験の透水係数 kf<sub>0</sub>と段階载荷試験から得られた透水係数 kf<sub>c</sub>。

出典：泥炭地盤の変形挙動解析に用いる地盤定数の評価法に関する研究 林宏親 (2007年1月(独)土木研究所 寒地土木研究所)

以上から、検討ケースkk1およびkk2では、Ap層とAc2層の透水係数kを0.1倍および10倍とした。また、ケースkk3およびkk4では、Ap層の透水係数kを0.01倍および100倍とした。以下にその検討ケースを示す。

表 9-16 ばらつきを考慮した透水係数 (ケースkk1～kk4)

検討ケース	対象層	透水係数(m/day)
ケースkk1	Ap	$8.64 \times 10^{-3}$
	Ac2	$8.64 \times 10^{-3}$
ケースkk2	Ap	$8.64 \times 10^{-1}$
	Ac2	$8.64 \times 10^{-1}$
ケースkk3	Ap	$8.64 \times 10^{-4}$
ケースkk4	Ap	8.64

## 9.4 土質パラメータのばらつきを考慮した解析検討

### 9.4.1 土質パラメータのばらつきを考慮した検討ケース

前述のばらつきを考慮した地層の変形特性値の設定で算定された検討ケースを以下に示す。

表 9-17 土質パラメータのばらつきを考慮した検討ケース

検討ケース	対象層	対象パラメータ	記号	パラメータのばらつき	ばらつき算定法
$\phi'1$	Ap	内部摩擦角	$\phi'$	$\phi'+4.53$	残差の標準偏差
$\phi'2$	Ap	内部摩擦角	$\phi'$	$\phi'-4.53$	残差の標準偏差
Cc1	Ap	圧縮指数	Cc	Cc+1.1	残差の標準偏差
Cc2	Ap	圧縮指数	Cc	Cc-1.1	残差の標準偏差
Cc3	Ac2	圧縮指数	Cc	Cc+0.168	標準偏差
Cc4	Ac2	圧縮指数	Cc	Cc-0.168	標準偏差
Cs1	Ap	膨張指数	Cs	Cs+0.22	残差の標準偏差
Cs2	Ap	膨張指数	Cs	Cs-0.22	残差の標準偏差
kk1	Ap, Ac2	透水係数	kx, ky	0.1・kx, 0.1ky	-
kk2	Ap, Ac2	透水係数	kx, ky	10・kx, 10ky	-
kk3	Ap	透水係数	kx, ky	0.01・kx, 0.01・ky	-
kk4	Ap	透水係数	kx, ky	100・kx, 100ky	-

解析方法は 5.3 プレロード工法の検討を基本ケースとして、同様な解析モデル、境界条件、解析ステップで行う。

#### 9.4.2 土質パラメータのばらつきを考慮したFEM解析結果

カムクレイ系モデルを用いた土質パラメータのばらつきを考慮したFEM解析結果を表 9-18 に示す。

ケース IP の Ac1 層、Ac2 層の  $\phi'$ 、 $\lambda$ 、 $K_o$ 、 $K_i$  などのパラメータを関口・太田モデルの簡易算定法による塑性指数： $I_p$  から算定した結果、基本ケース（プレロード2年）よりも残留沈下量は小さくなるが、残留側方変位量は大きくなった。

ケース  $\phi'1$ 、ケース  $\phi'2$  の泥炭層の内部摩擦角  $\phi'$  の変動幅を考慮した検討ケースでは、内部摩擦角  $\phi'$  の変動に伴い、静止土圧係数  $K_o$ 、 $K_i$ 、有効ポアソン比  $\nu'$ 、ダイレイタンシー係数  $D$  の値も変動した。しかしながら、プレロード2年の基本ケースと比較すると、大きな変動は生じなかった。

ケース Cc1、ケース Cc2 の泥炭の自然含水比  $W_n$  と圧縮指数  $C_c$  の  $W_n-C_c$  関係式から算定した圧縮指数  $C_c$  の変動は、膨張指数  $C_s$ 、間隙比  $e_o$ 、ダイレイタンシー係数  $D$  に影響するものの、残留沈下量および残留側方変位量とも、基本ケース（プレロード2年）と大きな差は生じなかった。

ケース Cc3、ケース Cc4 では、一般的な粘性土の間隙比  $e_o$  と圧縮指数  $C_c$  の関係から算定した変動幅を考慮した。残留沈下量および残留側方変位量とも、最も小さい値となった。

ケース Cs1、ケース Cs2 では、泥炭の圧縮指数  $C_c$  と膨張指数  $C_s$  の関係から変動幅を算定した。膨張指数  $C_s$  が大きくなるケース Cs1 では、基本ケース（プレロード2年）よりも、残留沈下量および側方変位量とも大きくなる。逆に膨張指数  $C_s$  が小さくなるケース Cs2 では残留沈下量および側方変位量とも小さくなる。

泥炭層および Ac2 層の透水係数のばらつきを考慮したケース kk1~kk4 では、透水係数  $k$  を小さくすると、圧密および変形の速度が遅くなり残留沈下量、残留側方変位量とも大きくなるが、変形係数  $k$  を大きくすると、圧密および変形の進行速度が速くなり、残留沈下量、残留側方変位量とも小さくなる。

表 9-18 に解析結果の一覧を図 9-10~図 9-21 に各ケースの残留沈下量分布および残留側方変位分布を示す。



表 9-18 土質パラメータのばらつきを考慮した解析結果一覧

検討ケース	対象層	対象パラメータ	記号	パラメータのばらつき	ばらつき算定法	残留沈下量 最大値	残留側方変 位量最大値	沈下分布 の選定	選定理由
$\phi'1$	Ap	内部摩擦角	$\phi'$	$\phi'+4.53$	残差の標準偏差	74.1	7.65	-	
$\phi'2$	Ap	内部摩擦角	$\phi'$	$\phi'-4.53$	残差の標準偏差	75.3	8.62	-	
Cc1	Ap	圧縮指数	Cc	Cc+1.1	残差の標準偏差	75.5	822	-	
Cc2	Ap	圧縮指数	Cc	Cc-1.1	残差の標準偏差	73.1	8.62	-	
Cc3	Ac2	圧縮指数	Cc	Cc+0.168	標準偏差	69.0	7.9	-	
Cc4	Ac2	圧縮指数	Cc	Cc-0.168	標準偏差	55.9	7.26	○	沈下量の減少
Cs1	Ap	膨張指数	Cs	Cs+0.22	残差の標準偏差	79.7	8.77	○	沈下量の増加 不同沈下量の増加 側方変位量の増加
Cs2	Ap	膨張指数	Cs	Cs-0.22	残差の標準偏差	69.5	7.19	-	
kk1	Ap、Ac2	透水係数	kx、ky	0.1・kx, 0.1ky	-	78.7	7.96	-	
kk2	Ap、Ac2	透水係数	kx、ky	10・kx, 10ky	-	68.1	7.2	-	
kk3	Ap	透水係数	kx、ky	0.01・kx, 0.01・ky	-	79.2	8.71	○	沈下量の増加 不同沈下量の増加
kk4	Ap	透水係数	kx、ky	100・kx, 100ky	-	65.3	6.1	-	
フレート2年 (基本ケース)	-	-	-	-	-	74.7	8.11	-	

(2) 残留沈下量と残留側方変位量

土質パラメータのばらつきを考慮した解析結果から、残留沈下量分布と残留側方変位量分布について考察するため、基本ケースを含めた5ケースの残留沈下量分布と残留側方変位量分布を図 9-19 に示す。

表 9-19 残留沈下量および残留側方変位量

検討ケース	対象層	対象パラメータ	パラメータのばらつき	残留沈下量 最大値 Smax(cm)	残留側方変位量 最大値 $\delta$ max(cm)	沈下分布の選定	選定理由
IP	Ac1、Ac2	塑性指数	IPによる パラメータ設定	68.0	9.96	○	側方変位量の増加
Cc4	Ac2	圧縮指数	Cc=0.168	55.9	7.26	○	沈下量の減少
Cs1	Ap	膨張指数	Cs+0.22	79.7	8.77	○	沈下量の増加 不同沈下量の増加 側方変位量の増加
kk3	Ap	透水係数	0.01・kx, 0.01・ky	79.2	8.71	○	沈下量の増加 不同沈下量の増加
プロット2年 (基本ケース)	-	-	-	74.7	8.11	○	基本ケース

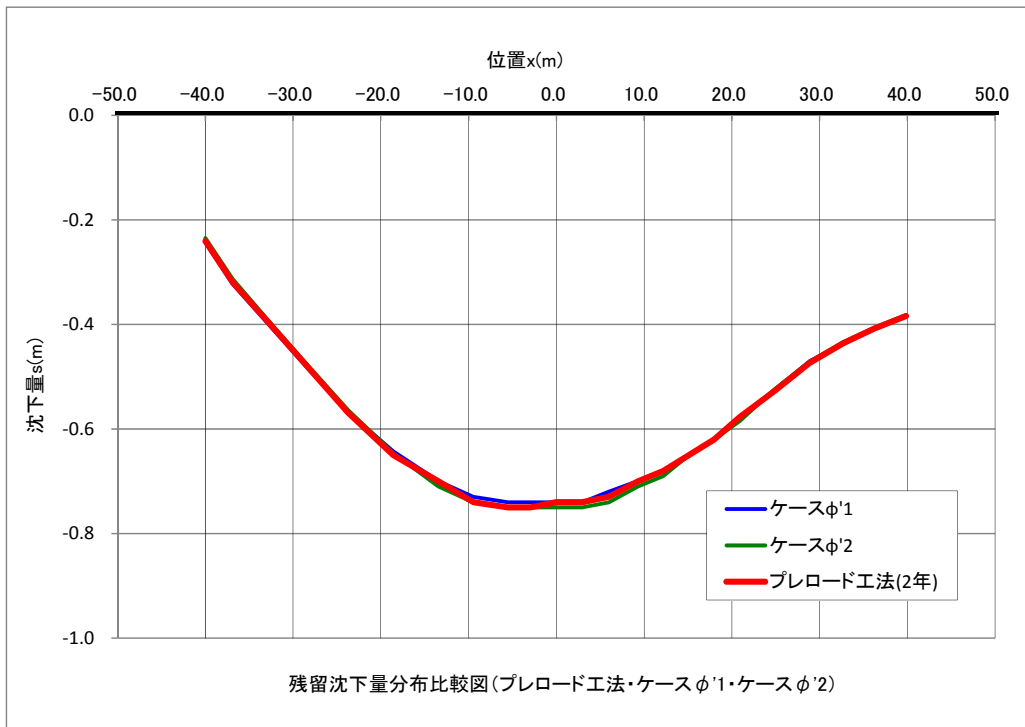


図 9-10 沈下量分布図 (ケースφ'1・ケースφ'2)

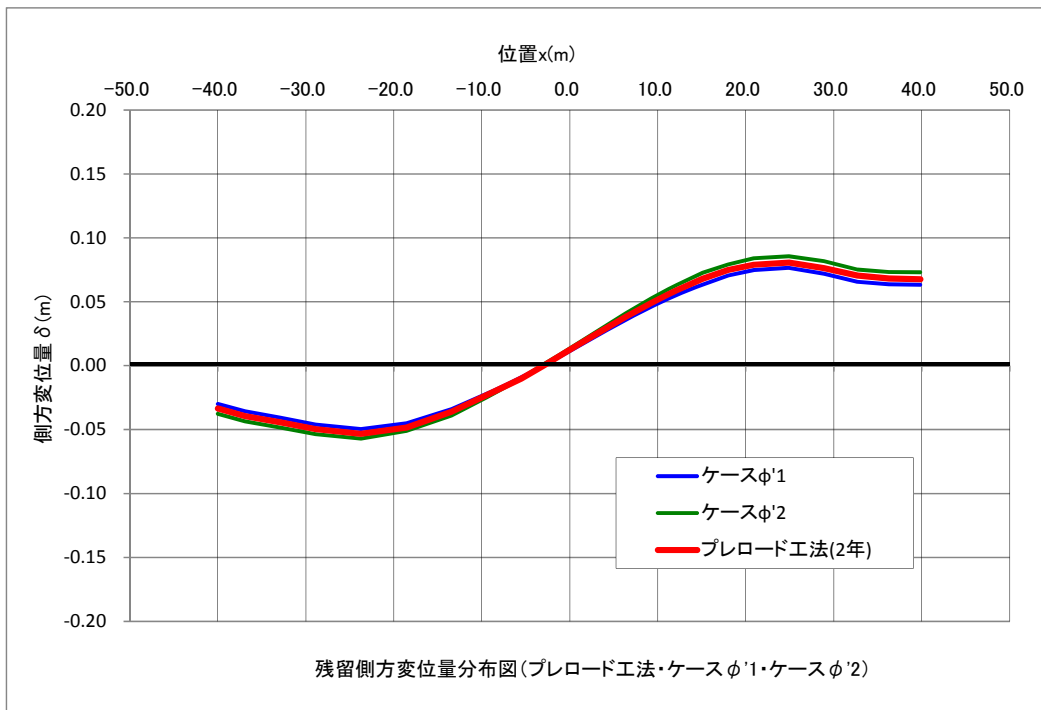


図 9-11 側方変位置量分布図 (ケースφ'1・ケースφ'2)

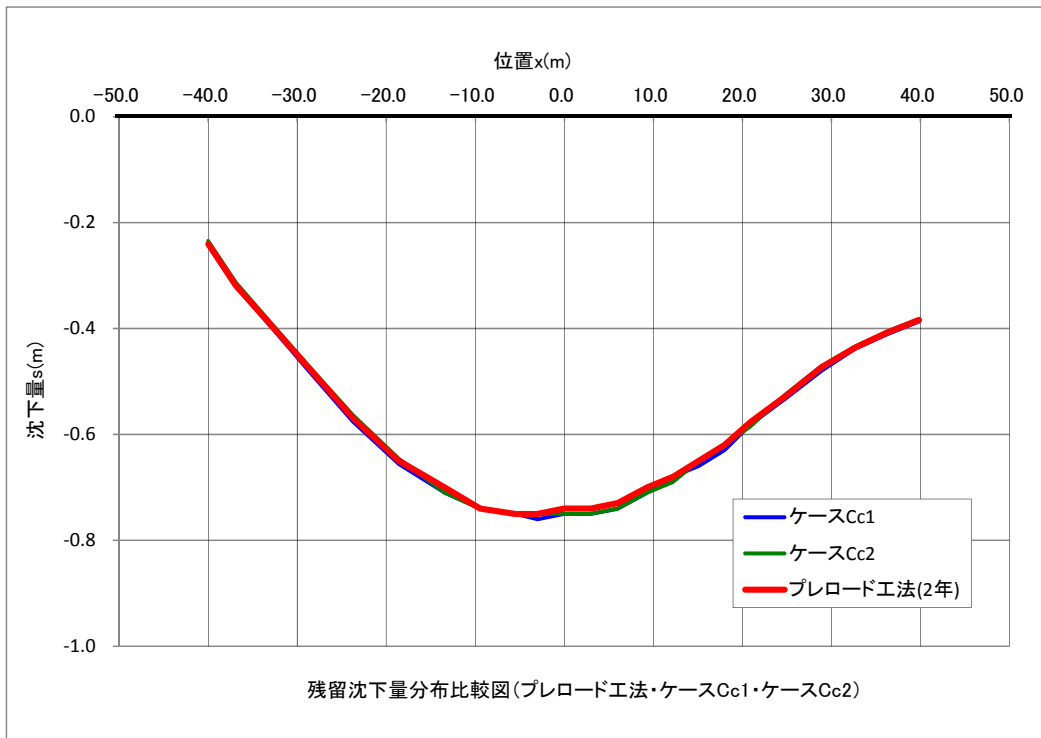


図 9-12 沈下量分布図 (ケース Cc1・ケース Cc2)

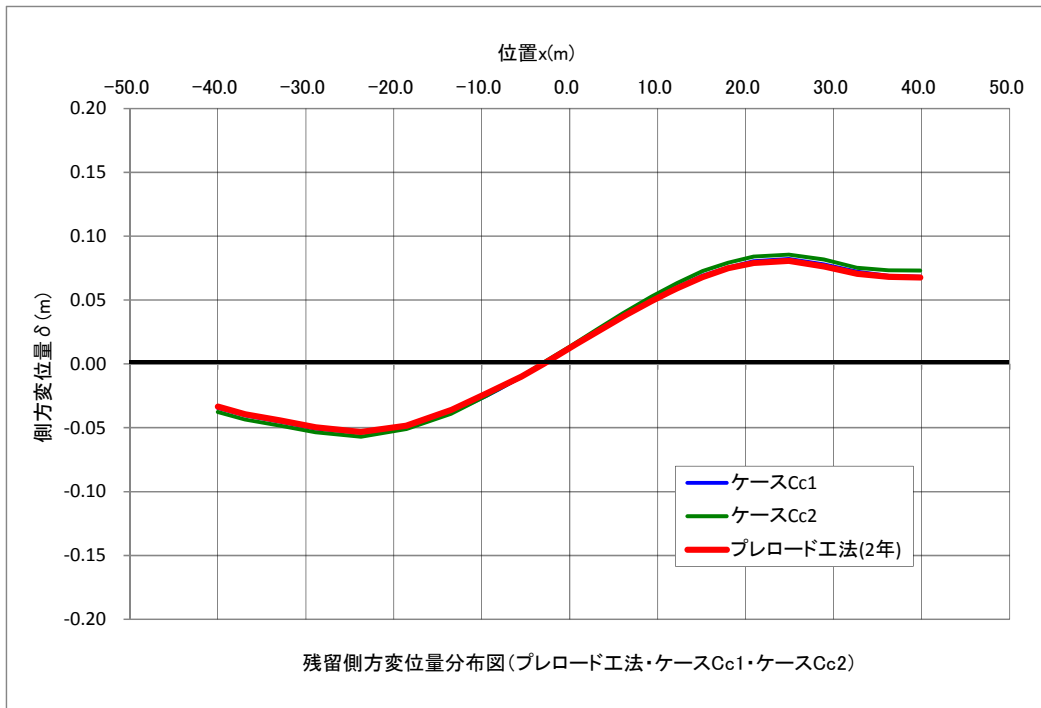


図 9-13 側方変位量分布図 (ケース Cc1・ケース Cc2)

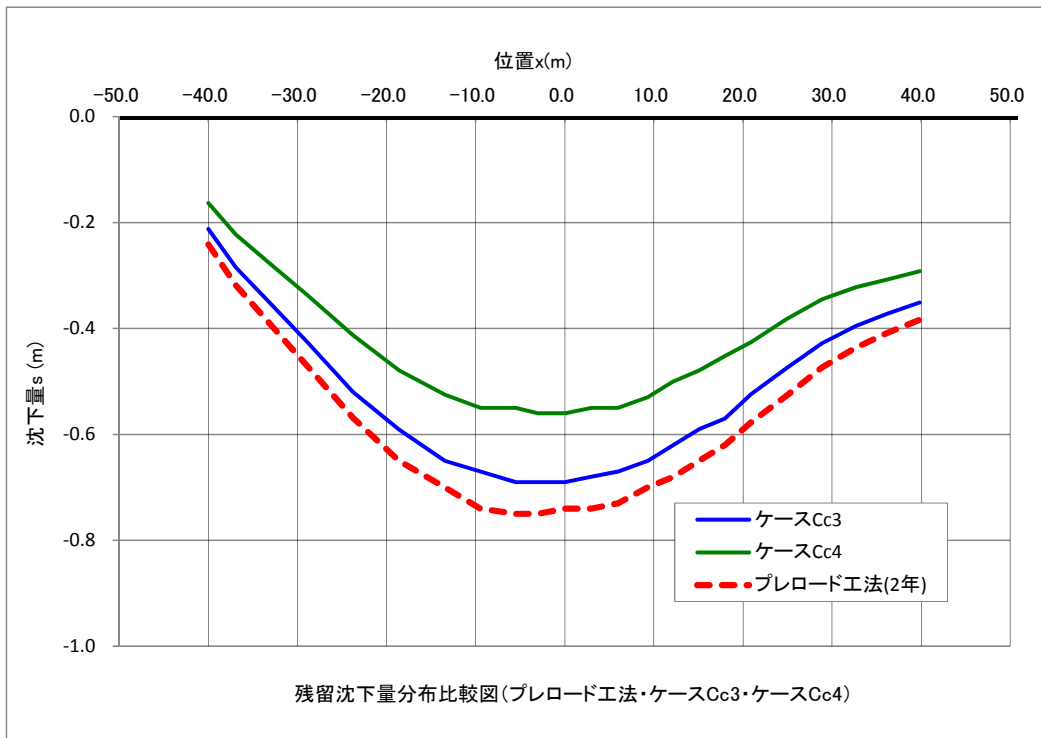


図 9-14 沈下量分布図 (ケース Cc3・ケース Cc4)

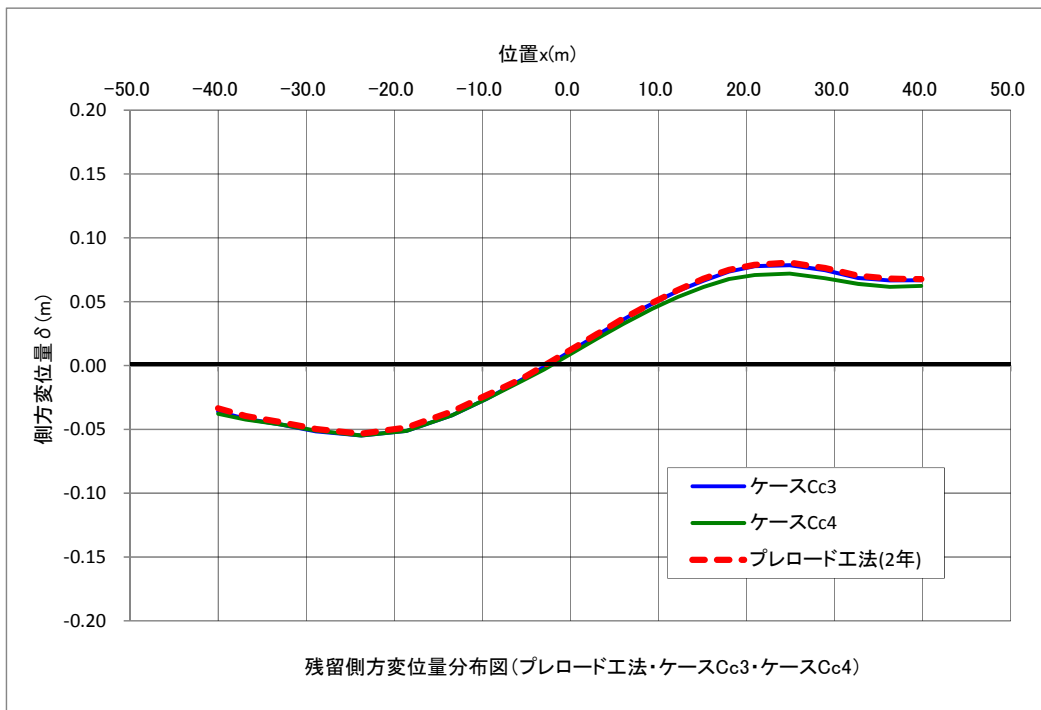


図 9-15 側方変位量分布図 (ケース Cc3・ケース Cc4)

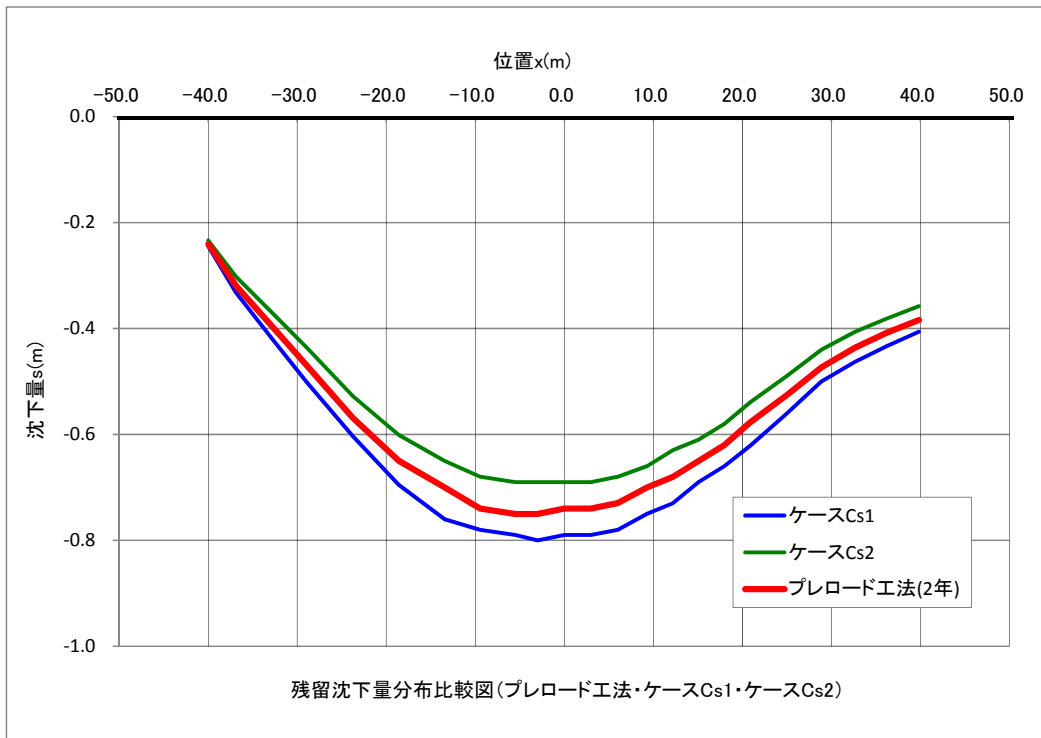


図 9-16 沈下量分布図 (ケース Cs1・ケース Cs2)

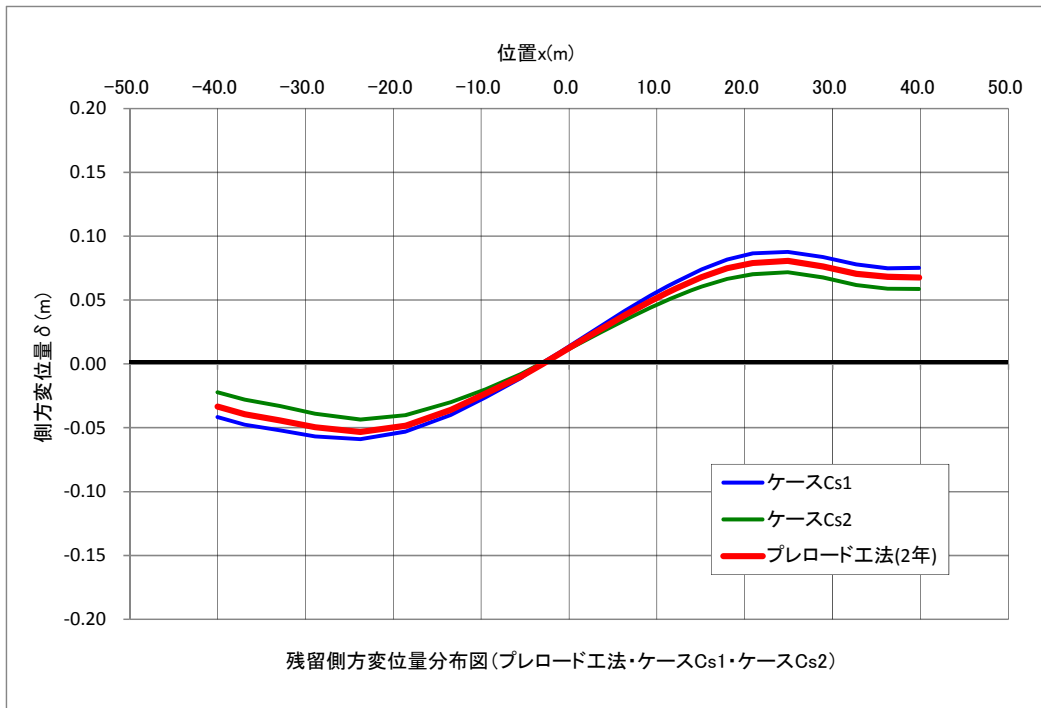


図 9-17 側方変位量分布図 (ケース Cs1・ケース Cs2)

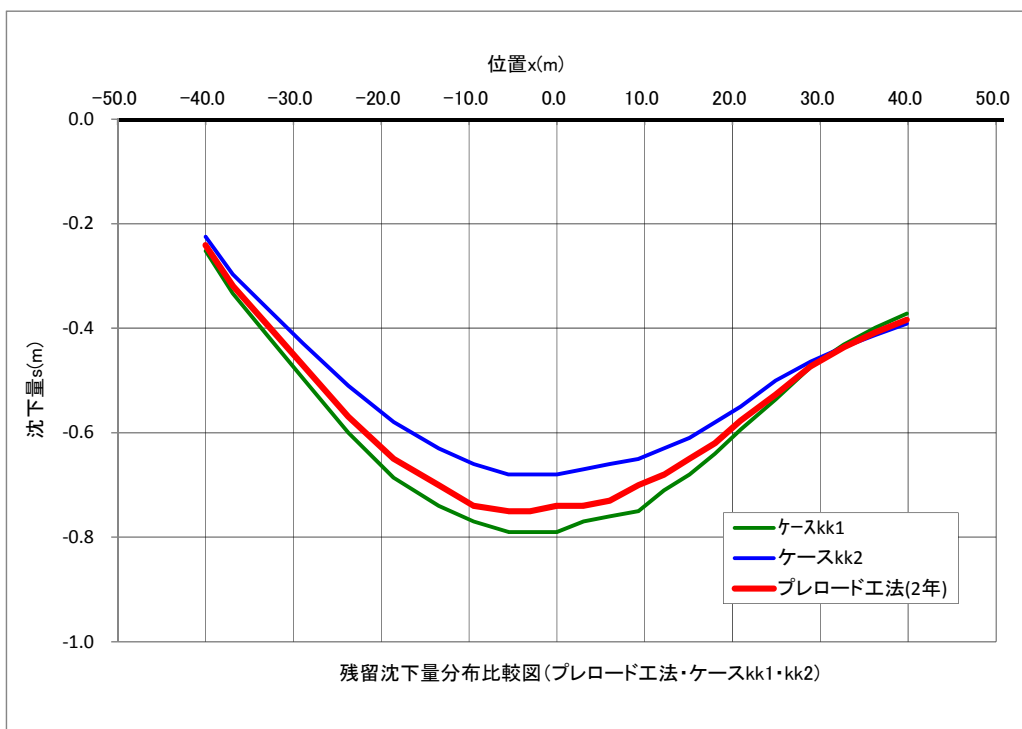


図 9-18 沈下量分布図 (ケース kk1・ケース kk2)

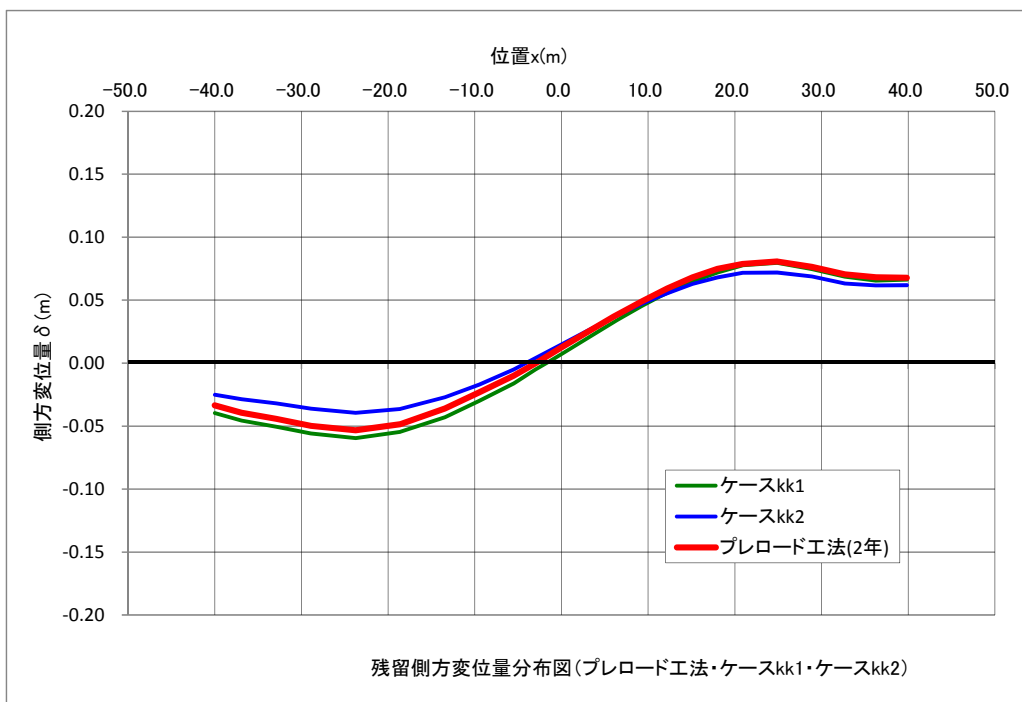


図 9-19 側方変位量分布図 (ケース kk1・ケース kk2)

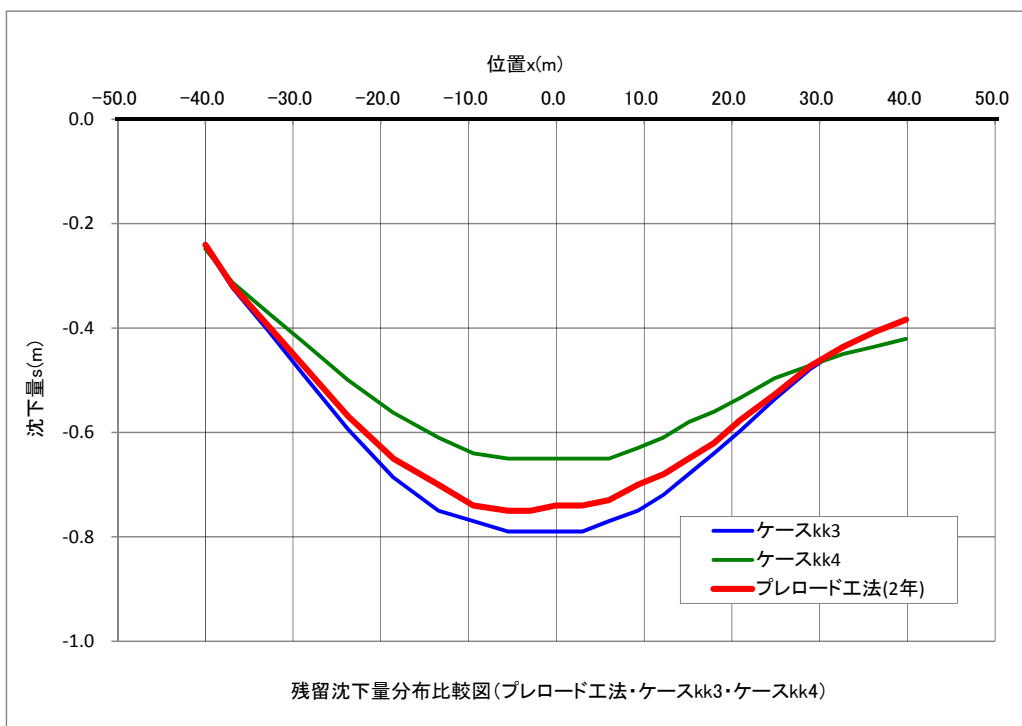


図 9-20 沈下量分布図 (ケース kk3・ケース kk4)

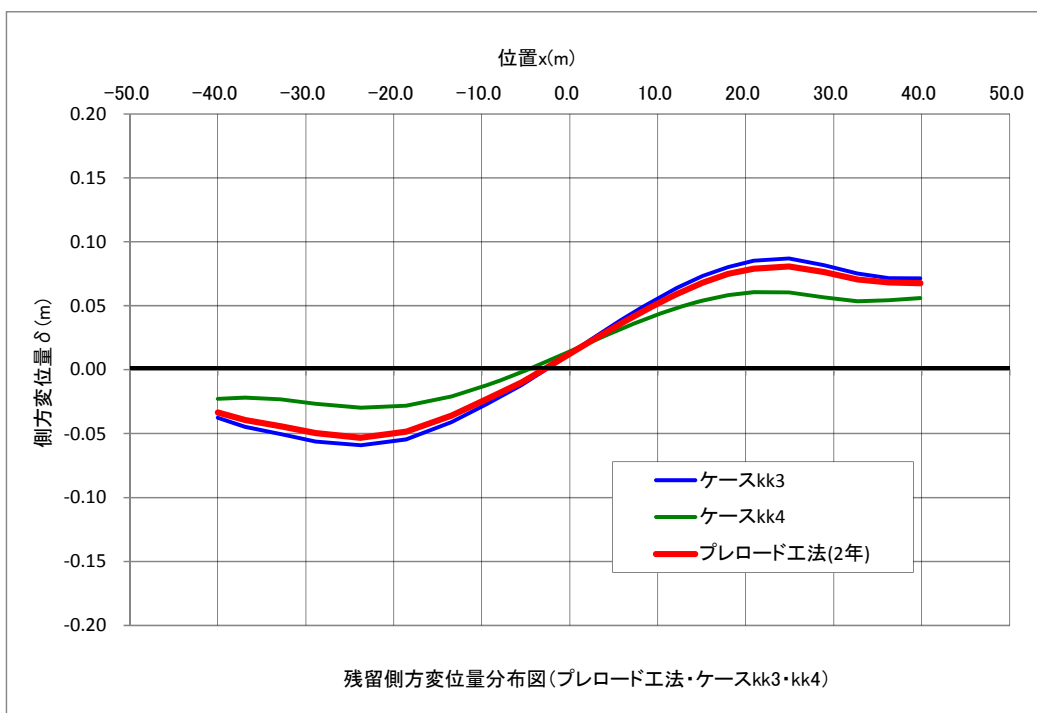


図 9-21 側方変位量分布図 (ケース kk3・ケース kk4)



## 10. 計算事例の考察と当面の対応策

柔構造樋門の設計においては、その主荷重となる地盤変位荷重を如何に精度良く推定するかが大きな課題の 1 つである。地盤変位荷重は、樋門周辺地盤の沈下・変位分布に地盤反力係数を乗じたものであるため、“樋門周辺地盤の沈下・変位分布を精度良く推定する”ことが求められることになる。

今検討では、“泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門設計マニュアル”に準拠し、カムクレイ系の FEM 解析を用いることで、多様な地盤対策工をモデル化して、樋門周辺地盤の沈下・変位分布を推定した。カムクレイ系の FEM 解析によって、樋門の周辺地盤の特有の地盤特性・応力履歴を考慮した解析を実施することで、より精度の高い沈下・変位分布の推定が可能になるものと考えている。

さらに、地盤は均質であることはなく、地質学的には同一の層と見なしうる場合にも、深さにより位置によりその特性は大きく変化している。このため、如何に高度な解析手法を用いることにしても、地盤の沈下・変位を正確に推定することは不可能である。

このため、カムクレイ系の FEM 解析の土質パラメータの設定に当り、そのばらつきを考慮して、複数案の樋門周辺地盤の沈下・変位分布を得ることで、この複数の地盤変位荷重を設計荷重として樋門本体の設計に取り込むことが合理的であると考えた。

9 章では、カムクレイ系の FEM 解析において、ばらつきを考慮する土質パラメータの設定法とその試算検討を実施した。

ここでは、これまでの検討結果から当面の対応策について検討した。

### 10.1 考察

#### (1) 計算事例の考察

本計算事例では、柔構造樋門の設計の実務者に“泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門設計マニュアル”に記述しているカムクレイ系の FEM 解析の理解を深め、ミスの発生を未然に防止し、より合理的で安全・経済的な柔構造樋門の設計に資するため、カムクレイ系の FEM 解析の活用法の具体例を示すこととした。

カムクレイ系の FEM 解析を活用するための留意点等についても気がつく範囲で記述した。

具体的には、

- ① カムクレイ系の FEM 解析のモデル化
- ② カムクレイ系の FEM 解析による解析ステップ
- ③ カムクレイ系の FEM 解析における土質パラメータの決定法
- ④ ばらつきを考慮した土質パラメータの設定法
- ⑤ ばらつきを考慮した土質パラメータを用いた FEM 解析結果等について検討した。

## (2) 解析結果の考察

### ① 有効内部摩擦角： $\phi'$ の影響

有効内部摩擦角： $\phi'$ は、強度に係わる土質定数であり、 $M$ ：限界強度比、 $D$ ：ダイレイタンス係数に直接関わるが、通常では、沈下・変位に影響はないと推定される。例えば、法尻付近の任意点： $P_A$ の $p$ - $q$ 曲線を描いた時に、 $M$ ラインを超える場合等では、その影響として $P_A$ の近傍において、側方変位・沈下が急激に変化することがあり得ると推定される。

なお、“泥炭地盤の変形挙動解析に用いる地盤定数の評価法に関する研究林宏親”によれば、“盛土の周辺の側方変位に大きな影響を及ぼし、過小な $M$ を与えると極端に大きな水平変位量となる。”とあり、法尻付近で $P_A$ の $p$ - $q$ 曲線が $M$ ラインを超えたことが影響したものと推定される。今回、有効内部摩擦角： $\phi'$ を変えたことで沈下量分布はほとんど変化しないが、法尻付近の側方変位分布に変化が出たのは、その影響ではないかと推定している。

### ② 圧縮指数： $C_c$ 、膨潤指数： $C_s$ の影響

圧縮指数： $C_c$ は、地盤の沈下・変位に直接関わる土質定数であり、沈下への影響は大きいと推定される。一方で、膨潤指数： $C_s$ は、除荷時の隆起量（リバウンド量）・側方変位量への影響が大きいと推定される。また、法尻付近の側方変位が卓越する領域での影響も小さくないと想定される。

膨潤指数： $C_s$ が大きく除荷荷重（樋門の場合には、既設堤防開削と基礎地盤の掘削があり除荷荷重はかなり大きい。）が大きい場合には、リバウンド量が大きくなると推定され、築堤荷重載荷による沈下量は大きくなると推定される。

### ③ 変形係数： $E$ の影響

砂層や堤体土を弾性体とモデル化する場合の変形係数： $E$ は、解析の全体モデルに占める砂層や堤体土の割合や総沈下量・総変位量への寄与率を評価した上で、その影響を考える必要がある。泥炭性軟弱地盤においては、一般には砂層の影響は少ないが、砂質土層が卓越する場合には、変形係数： $E$ の影響は大きくなると推定される。

さらに、総沈下量・総変位量が大きい場合には、弾性体と仮定した該当層に、過大な引っ張り応力・せん断応力の発生が無いかをチェックする必要がある。

なお、初期地盤応力解析時に全体系を弾性体と仮定して応力分布を推定する場合があるが、これはその後の解析ステップの沈下・変位に影響を及ぼすことはない。

### ④ 透水係数： $k$ の影響

透水係数： $k$ は、変動幅が極めて大きく、空間的ばらつきもあり、さらには圧密沈下の進行に伴う $k$ の減少の影響も大きいことが知られており、透水係数： $k$ の設定には、上記の参考資料を初めとして多くの関連資料を参考に検討する必要

がある。

ここでは、単純に透水係数の倍率を 1/10、1/100、10、100 として設定しただけで、最終沈下量のみで比較している。

地盤境界部の排水条件にも依存するが、透水係数が大きくなれば、盛土荷重の増加により層内の水が抜けやすく、強度増加の発生により、最終沈下量は少なくなる。実際には、載荷速度の影響もあり、樋門施工直後や数年後の沈下・変位量が課題になることがある。

透水係数の影響は、最終時点ではなく、むしろ中間時点での影響が大きいと想定されるため、透水係数の評価には十分な配慮が必要であると考えられる。

### (3) FEMのモデル化から解析結果、結果の評価、対応策

カムクレイ系のFEM解析を実行して、解析結果を得るまでにも、解析モデルの作成、メッシュの切り方、境界条件の設定、解析ステップや時間ステップの設定法、解析結果の評価に至るまで多くの課題がある。

カムクレイ系のFEMのような非線形のFEM解析は、弾性解析のFEMとは異なる所も少なくないので、初心者が直接扱うことは控えるべきである。周辺地盤に大きな沈下・変位を許容する樋門設計そのものが、相当に困難な課題であり、経験者が直接関与するものでなければ、適切な設計結果を得ることは覚束ない。

本マニュアルでは、カムクレイ系のFEM解析を実務設計ツールとして適用することを前提としている。このため、解析者の入力ミスや適用限界を超えた値の入力、さらには、解析ソフト側において過剰とも思えるデフォルトが掛けられているものが少なくなく、本来なら解が得られないはずのものが解を得てしまう等によって、誤った設計をしてしまうおそれがある。本マニュアルでは、解析結果の評価や誤った設計に対する対処法等については触れていない。

これらの課題については、設計受注者の側で、適切な人材の配置等従来の樋門設計とは異なる特別の配慮をすることで対処しなければならないと推定される。

また、解析モデルの作成等の入力方法に関しては、解析ソフト、プレ・ポストソフトとの関連性が高く、最近では講習会等も頻繁に開催されており、ここでは省略する。

## 10.2 当面の対応策

本計算事例においては、“泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門設計マニュアル”の本文に記述しきれなかった“ばらつきを考慮した土質パラメータの設定方法”について具体的に記述した。ここに記述する方法は、樋門周辺地盤の沈下・変位を推定して、樋門本体の設計における主荷重である地盤変位荷重を推定するものである。

その手順は、

- ① 地盤の沈下・変位が卓越する層を選定して、ばらつきを考慮した土質パラメータを設定（6～8 ケース）する。
- ② カムクレイ系のFEM解析を実施して、樋門周辺地盤の沈下・変位分布を推定する。
- ③ この6～8 ケースの沈下・変位分布をもとに本体縦方向の設計に用いる地盤変位荷重を算定する。

である。

本手法は、泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門設計の実務に必要となる主荷重の推定法として、適切な方法が見あたらないため、当面の対応策として提案するものであり、今後より論理的・合理的な手法の開発が必要である。

### (1) ばらつきを考慮した土質パラメータの設定

柔構造樋門の設計における主荷重は、周辺地盤の沈下・変位分布であり、泥炭性軟弱地盤においては、この沈下・変位が相当に大きくなるため、地盤沈下抑制対策工が必要になることが少なくなく、これによる地盤沈下抑制効果を含めた周辺地盤の沈下・変位の分布を推定することが重要になる。

樋門本体は、考慮すべき全ての作用荷重に対して安全となるように設計しなければならない。周辺地盤の沈下・変位の影響は、主荷重となる地盤変位荷重として扱うものとしており、構造物の設計荷重としてその安全性を確保するためには、地盤変位荷重の精度を確保することが求められる。この周辺地盤の沈下・変位分布は、より高い精度の確保が期待されるカムクレイ系のFEM解析によって求めるものとした。

さらに、FEM解析における入力値となる土質パラメータのばらつきを考慮した解析を実施して、複数案（6～8 ケース）の周辺地盤の沈下・変位分布を算定することで、樋門本体の設計荷重としての荷重ケースの増加により、本体構造の安全性を確保するものとした。

土質パラメータのばらつきを考慮した設計法は、確立された方法が無いのが現状であり、ここでは、以下に示す方法で実施した試行例として計算例を示した。

樋門本体の設計荷重を推定するためには、ここに参考として示す土質パラメータのばらつきを考慮して、樋門周辺地盤の沈下・変位分布を推定する方法以外にも、多様な方法があると推定される。

## (2) 補正係数を考慮した土質パラメータの設定

性能規定に基づく信頼性設計では、地盤調査・試験によって得られたデータからの単なる算術平均値としての土質定数ではなく、統計的な処理により平均値の推定誤差を勘案して、設計用の土質定数を設定することが求められている。

ここでは、FEM解析の入力条件となる土質パラメータの設定に際して、“性能設計概念に基づいた実用的土質定数設定法 土木学会論文集 Vol.63 NO.2、553-565、2007.6”の考え方にに基づき、これを準用する可能性について検討した。

表 10-1 補正係数： $b_1$ の値

変動係数 : $C_v$	補正係数： $b_1$	
	設計で安全側に寄与する定数	設計で危険側に寄与する定数
$C_v < 0.1$	1.00	1.00
$0.10 \leq C_v < 0.15$	0.95	1.05
$0.15 \leq C_v < 0.25$	0.90	1.10
$0.25 \leq C_v < 0.40$	0.85	1.15
$0.40 \leq C_v < 0.60$	0.75	1.25
$0.6 \leq C_v$	結果の解釈やモデル化の再検討・再調査を要する。	

性能設計概念に基づいた実用的土質定数設定法

土木学会論文集C vol.63 No.2 渡部、植田、三枝、田中、菊池

この検討結果、樋門の実務においては、実際に得られる層別データの数はかなり限定されること、およびデータの変動係数が0.6を越えることが相当に多いと推定され、統計処理をすることが現実的でないことが判明した。

このため、当面は表 10-1 を参考として利用するものとした。具体的には、周辺地盤において実施した地盤調査結果を含め、周辺で実施された過去の調査・試験等を整理したデータ等から、主対象層（沈下・変位の影響が卓越する層）における変動係数の値を直接推定して、補正係数を適切な範囲で設定し、設計用土質パラメータ（ポアソン比を除く）に補正係数を乗じて適用することが現実的であると考えた。

## (3) 当面の対応策

ここでは、マニュアルに記述ができなかった事項について、当面の対応策について記述する。「牽強付会」と言われようとも、当面はこの方法に準拠するのが現実的（責任技術者の判断に委ねる所も少なくない）と思われる。

適時必要な改良を実施しつつ、改訂していくことが必要であると考えている。

### 1) ばらつきを考慮した土質パラメータの設定

実際にはデータが少なく、その変動係数を推定することが困難である場合が少なくないと推定される。この場合には以下の方法を適用する。

- ① 先ずは、関連する周辺のデータを収集・整理して、対象とする土層の特性データから、その平均値および変動係数を推定する。
- ② さらには、参考資料に示すより広い範囲のデータからこれらを推定する。
- ③ 表-10.2 や参考資料等を参考に、変動係数を仮定する。
- ④ 変動係数が 0.6 を越える場合には、補正係数： $b_1$  は 1.3～1.4（場合によっては 0.6～0.7）と設定してみる。
- ⑤ これらは、粘性土層を念頭にした方法である。泥炭層の場合には、変動係数は、表 10-5 に示すようにさらに大きいため、補正係数： $b_1$  は、さらに大きくなると推定されるが、当面は④と同じとする。
- ⑥ 粘性土層であれば間隙比： $e$  を、また、泥炭層であれば自然含水比： $w_n$ 、強熱減量： $L_i$  等をもとに、その変動係数を考慮して、目的とする土質パラメータとの相関式を用いてそれを推定することも有効であると考えられる。
- ⑦ 粘性土層であれば、9.2 関口・太田モデルの簡易設定法による粘性土の影響検討 に記述した塑性指数： $IP$  を変動させることで、主要な土質パラメータの影響を検討することも有効であると考えられる。

表 10-2 変動係数の例（参考値）

項目	変動係数	備考
初期間隙比： $e_0$	0.10～0.30	
圧密降伏応力： $p_y$	0.20～0.60	
圧縮指数： $C_c$	0.10～0.40	
圧密係数： $C_v'$	0.30～0.60	
変形係数： $E_m$	0.40～0.80	N 値から $E_p$ ( $1 \leq N \leq 10$ )
	0.30～0.70	一軸圧縮試験： $E_{50}$

#### (4) ばらつきを考慮した地盤変位荷重に基づく樋門の縦方向の設計

樋門本体の縦方向の設計は、この 6～8 ケースの地盤変位荷重を用いて、これらのいずれのケースも満足する性能を有する構造とする。

今回実施した極めて限定されたデータを用いた解析・検討のみで、土質パラメータのばらつきを考慮した地盤変位荷重に基づく樋門の設計の是非をいうのは、軽率のそしりを免れない。

これは十分承知の上で、ここでは沈下が卓越する層において、その沈下・変位に影響が大きいと推定される土質パラメータを適切な範囲に設定することで、柔構造樋門の設計荷重となる樋門周辺地盤の沈下・変位分布を推定するものとした。

参考資料

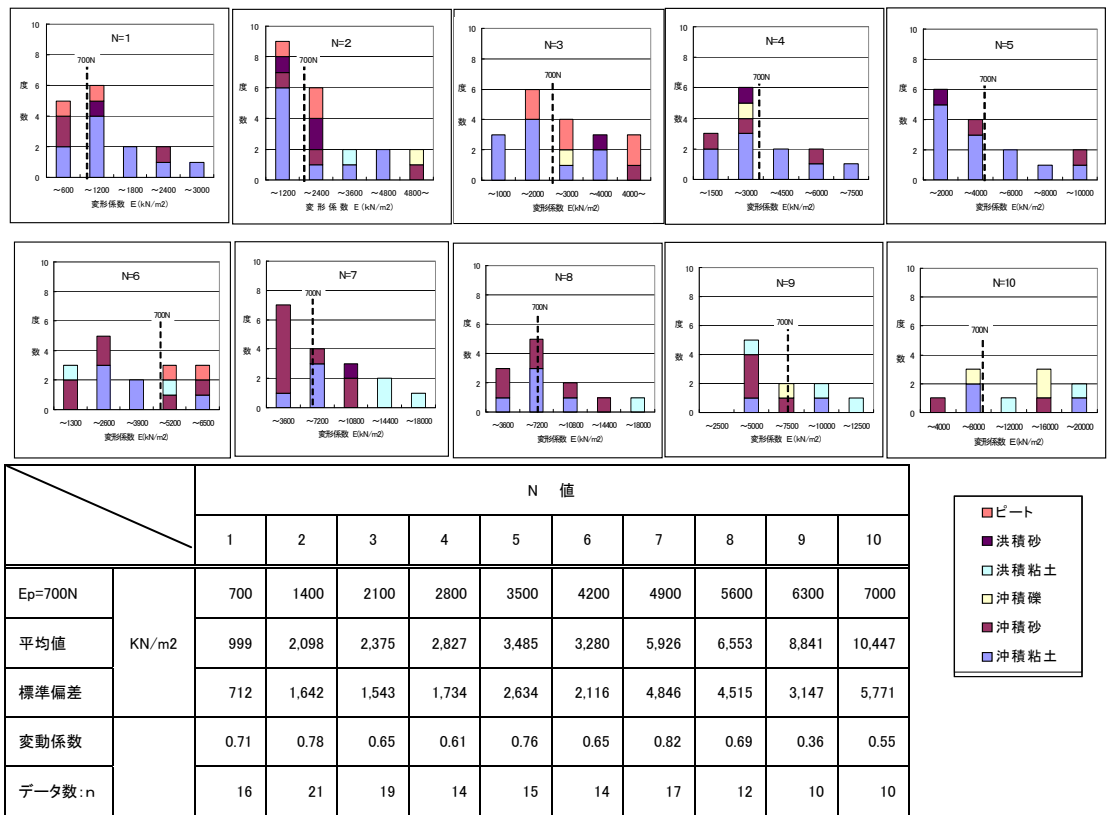


図 10-1 軟弱地盤における N 値と変形係数:  $E_p$  の関係 (N=1~10)

表 10-3 東京周辺地盤における変形係数:  $E_{50}$  の変動係数の例 (参考値)

土質	データ No.	平均 (kgf/cm2)	標準偏差 (kgf/cm2)	変動係数
シ ル ト ・ 粘 土	1	26.64	15.67	0.59
	2	20.92	10.20	0.49
	3	90.39	36.16	0.40
	4	18.34	14.97	0.82
	5	24.19	10.05	0.42
	6	17.35	16.00	0.92
ロ   ム	7	50.61	32.77	0.65
	8	33.73	12.85	0.38
	9	78.19	47.94	0.61
	10	39.72	25.77	0.65

出典：土質データのばらつきと設計 土質工学会

(4) 粘性土の圧密沈下特性

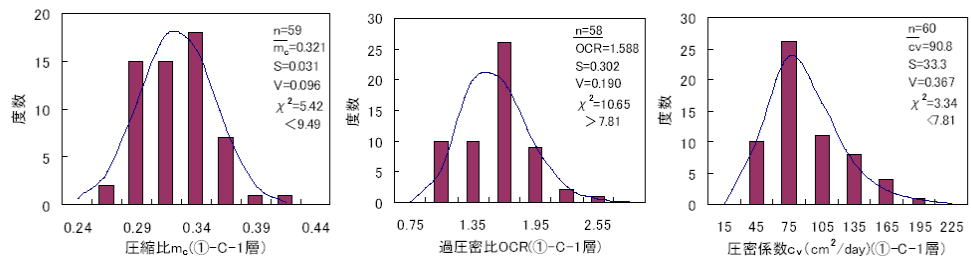


図 10-2 埋立て地盤における圧密特性値の例

表 10-4 埋立て地盤における圧密特性値の例

土質定数	項目	①-C-1	①-C-2	②-C	③-C-1	分布形状
圧縮比 $m_c$	設計値	0.307	0.325	0.186	0.233	正規分布
	平均	0.321	0.335	0.172	0.273	
	標準偏差	0.031	0.03	0.031	0.093	
	変動係数	0.096	0.09	0.183	0.339	
過圧密比 OCR	設計値	1.3	1.3	2.5	2.5	対数 正規分布
	平均	1.588	1.667	2.557	2.471	
	標準偏差	0.302	0.265	1.168	0.608	
	変動係数	0.19	0.159	0.457	0.246	
圧密係数 $c_v$	設計値 ( $\text{cm}^2/\text{day}$ )	100	100	1000	1000	対数 正規分布
	平均 ( $\text{cm}^2/\text{day}$ )	90.8	88.9	1906	1968	
	標準偏差 ( $\text{cm}^2/\text{day}$ )	33.3	20.6	1147	1223	
	変動係数	0.367	0.231	0.602	0.622	

D滑走路埋立部の圧密沈下—感度分析を踏まえた沈下予測—

埋立(I)工区 河村健輔・三木隆之、埋立(IV)工区 澤資浩

表 10-5 圧縮指数：Ccの分布の例

eの範囲	地域	サンプル数 (n)	平均値	分散	変動係数
0.0~2.0	港湾	109	0.449 e - 0.190	0.011	0.202
	鉄道, 道路	103	0.497 e - 0.236	0.017	0.255
2.0~3.0	港湾	75	0.552 e - 0.427	0.027	0.181
	鉄道, 道路	40	0.406 e - 0.060	0.043	0.224
3.0~4.0	港湾	19	0.319 e + 0.300	0.051	0.165
	鉄道, 道路	15	0.139 e + 1.257	0.191	0.250

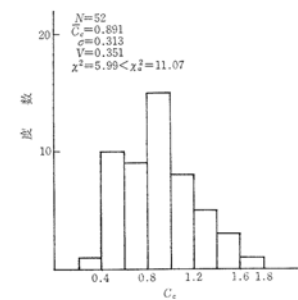


図 10-3 Ccの度数分布の例 (大井埠頭粘土)

出典：土質基礎の信頼性設計 土質工学会



表 10-6 間隙比の例

e の範囲	地域	サンプル数：n	平均値	分散	変動係数
0.0~2.0	港 湾	109	0.449 e -0.190	0.011	0.202
	鉄道・道路	103	0.497 e -0.236	0.017	0.255
2.0~3.0	港 湾	75	0.552 e -0.427	0.027	0.181
	鉄道・道路	40	0.406 e -0.060	0.043	0.224
3.0~4.0	港 湾	19	0.319 e +0.300	0.051	0.165
	鉄道・道路	15	0.139 e +1.257	0.191	0.250

出典：土質データのばらつきと設計 土質工学会

表 10-7 泥炭と軟弱粘土の均一性の比較の例

	項目	変動係数	
		泥炭	軟弱粘土
物理的性質	自然含水比	0.27	0.17
	湿潤密度	0.15	0.06
力学的性質	コーン支持力	0.57	0.35

出典：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル

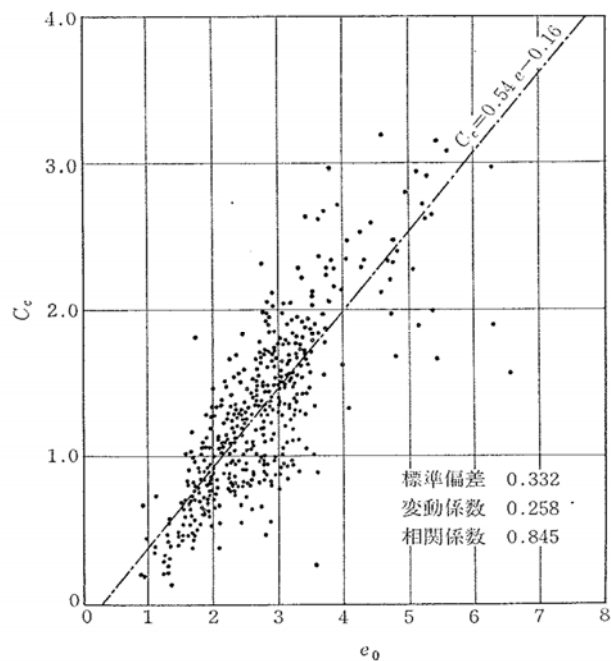


図 10-4 圧縮指数：Cc と初期間隙比：e<sub>0</sub> の関係の例

(日本各地の港湾地域の沖積粘土)

出典：土質基礎の信頼性設計 土質工学会

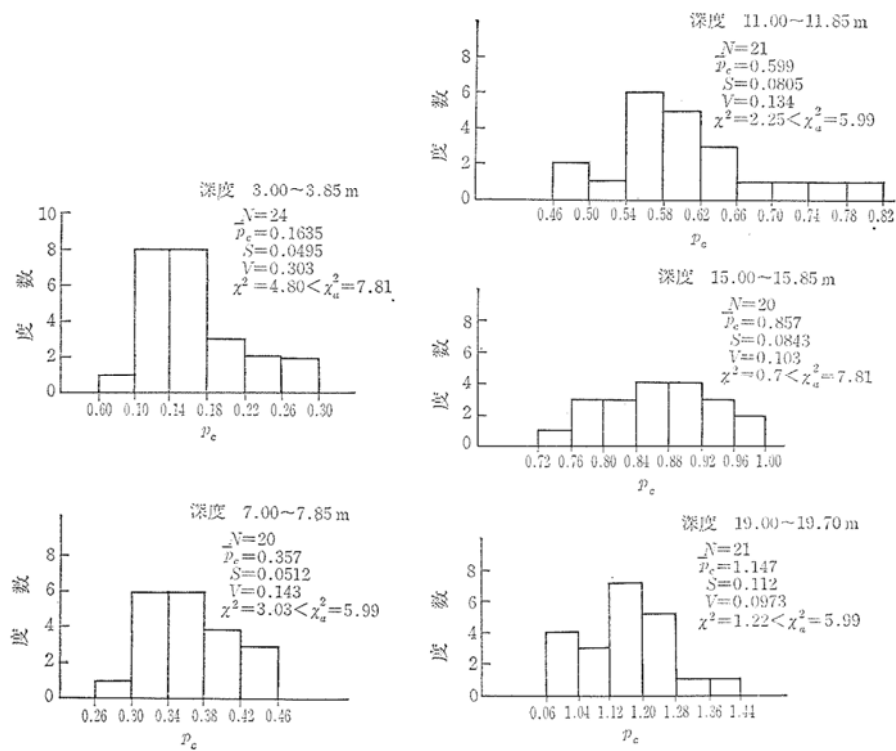
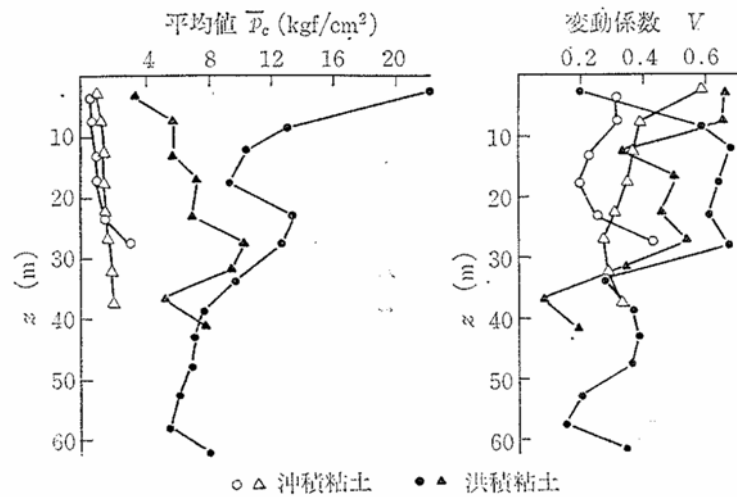


図 10-5 圧密降伏応力： $p_y$ の度数分布の例



図中の圧密降伏応力： $p_c$ は、 $p_y$ に読み替える。

図 10-6 圧密降伏応力： $p_y$ の深さ 5m 毎の平均値と変動係数の関係例

出典：土質基礎の信頼性設計 土質工学会

表 10-8 圧密圧力：p 別に見た  $\log c_v'$  の統計的性質の例

地点	圧密圧力 $p$ ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )	0.25~ 0.40	0.55~ 0.68	1.20~ 1.40	2.20~ 2.80	4.30~ 4.80	5.20	8.80
大阪南港	平均値	-1.007	-1.265	-1.547	-1.663	-1.568	—	-1.590
	分散	0.046	0.087	0.060	0.010	0.020	—	0.030
	変動係数	0.200	0.233	0.158	0.060	0.091	—	0.109
	サンプル数	28	28	33	23	22	—	18
尼崎港	平均値	-1.113	—	-1.429	-1.602	—	—	—
	分散	0.035	—	0.043	0.083	—	—	—
	変動係数	0.168	—	0.145	0.180	—	—	—
	サンプル数	10	—	10	13	—	—	—
広島港東部	平均値	-0.280	-0.510	-0.647	-0.817	-0.812	—	—
	分散	0.026	0.040	0.070	0.064	0.104	—	—
	変動係数	0.575	0.410	0.410	0.310	0.398	—	—
	サンプル数	12	17	16	16	19	—	—
福山港	平均値	-0.836	-1.443	-1.517	-1.512	-1.497	-1.491	—
	分散	0.106	0.052	0.015	0.016	0.006	0.017	—
	変動係数	0.390	0.158	0.082	0.083	0.051	0.087	—
	サンプル数	21	22	19	21	10	22	—

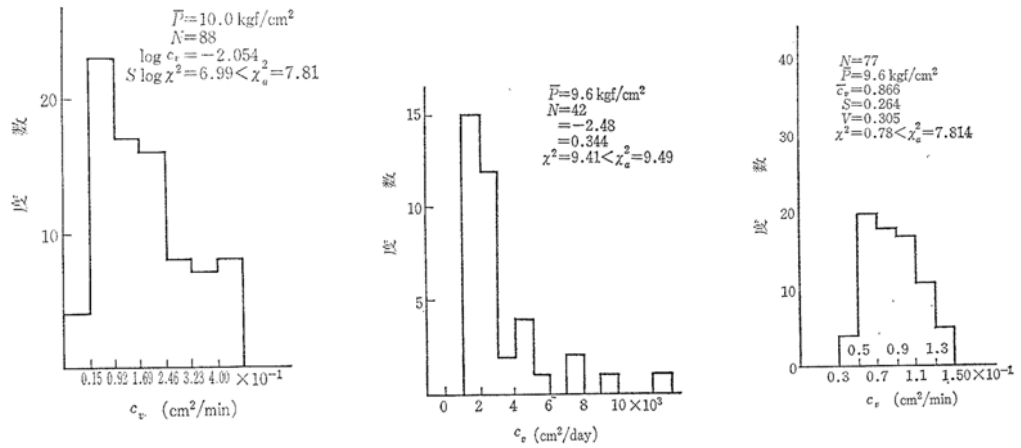


図 10-7 圧密係数： $C_v'$  の度数分布の例

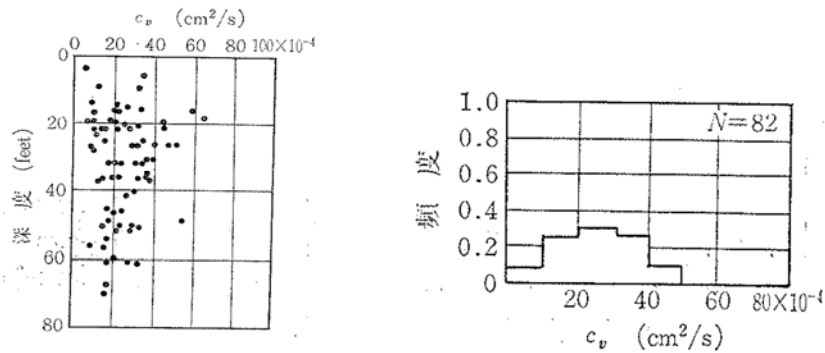


図 10-8 圧密係数： $C_v'$  の度数分布の例

出典：土質基礎の信頼性設計 土質工学会