

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
独立行政法人 土木研究所 寒地土木研究所

目 次

まえがき	1
I 共通編	
第 1 章 総則	4
1.1 目的	4
1.2 適用の範囲	7
1.3 用語の定義	8
1.4 泥炭性軟弱地盤の特性	11
1.4.1 泥炭性軟弱地盤の工学的特性	11
第 2 章 調査・設計一般	13
2.1 樋門設計の基本	13
2.1.1 柔構造樋門設計の基本	13
2.1.2 樋門構造の基本	14
2.1.3 軟弱地盤対策工の基本	15
2.2 地盤調査	18
2.2.1 地盤調査	18
2.2.2 原位置調査	20
2.2.3 調査位置および調査深度	27
2.2.4 室内土質試験	30
2.3 樋門の構造形式の選定	32
2.3.1 樋門本体の構造形式の選定	32
2.3.2 基礎形式の選定	35
2.4 泥炭性軟弱地盤における樋門と地盤対策工	37
2.4.1 樋門の設計・施工における地盤対策工	37
2.4.2 泥炭性軟弱地盤における地盤対策工の課題	38
2.5 樋門の設計結果総括図	40
第 3 章 地盤変位荷重	42
3.1 樋門の設計における地盤変位荷重	42
3.1.1 樋門周辺地盤における残留沈下分布の推定と地盤対策工	42
3.1.2 地盤変位荷重	44
3.1.3 変動幅を考慮した地盤変位荷重	46
3.2 地盤反力係数の算定	48
第 4 章 樋門周辺地盤の解析・検討	51
4.1 樋門周辺地盤の地盤挙動の解析・検討	51

4.1.1	樋門周辺地盤における地盤挙動	51
4.1.2	泥炭性軟弱地盤における樋門周辺地盤の沈下・変位	54
4.1.3	泥炭性軟弱地盤における樋門周辺地盤の不同沈下・変位	56
4.2	樋門周辺地盤の層別の力学特性とその構成モデル	59
4.2.1	カムクレイ系の弾塑性構成式に基づくFEM解析	59
4.2.2	樋門周辺地盤へのカムクレイ系のFEM解析の適用	60
4.2.3	層別の力学特性の構成モデルの選定	62
4.2.4	層別の土質パラメータの設定	65
4.2.5	層別の物性値のばらつきを考慮した土質パラメータの設定	72
4.3	樋門周辺地盤の地盤挙動の解析・検討	74
4.3.1	解析領域のモデル化	74
4.3.2	カムクレイ系のFEM解析のフロー	76
4.3.3	初期地盤応力（原地盤応力）解析	77
4.3.4	現状地盤応力（既設堤防の影響）解析	79
4.3.5	樋門の施工着手から施工後の地盤挙動の解析	81
4.3.6	堤防の法すべり・地盤破壊に対する検討	85
4.4	地盤対策工の解析・検討	87
4.4.1	地盤対策工のモデル化	87
4.4.2	地盤対策工を考慮した地盤挙動の解析・検討	90
第5章	樋門構造の基本	92
5.1	樋門本体	92
5.1.1	本体のスパン割・ブロック割	93
5.1.2	継手または接合部	95
5.2	翼壁	96
5.3	しゃ水工	97
第6章	樋門本体の設計	98
6.1	柔構造樋門の設計	98
6.2	地盤の残留沈下量の許容値	100
6.3	キャンバー盛土の設計	103
6.4	地盤対策工の設計	111
6.4.1	地盤沈下抑制対策工の設計の基本	111
6.4.2	大きな地盤沈下・変位に対応する地盤対策工	113
6.4.3	地盤対策工の選定	116
6.4.4	プレロード系工法	118
6.4.5	掘削置換工法	122
6.4.6	真空圧密工法	124
6.5	本体の縦方向の設計	127

6.5.1	本体縦方向の設計の基本	127
6.5.2	変動幅を考慮した地盤変位荷重	129
6.5.3	本体縦方向の解析モデル	132
6.5.4	本体縦方向の設計	140
6.6	継手の設計	142
6.6.1	可とう性継手	144
6.6.2	弾性継手	146
6.7	翼壁の設計	147
6.7.1	翼壁設計の基本	147
6.7.2	翼壁水路部の設計	150
6.7.3	翼壁水路部と樋門本体の接続部の設計	153
6.7.4	翼壁ウィング部の設計	156
6.7.5	翼壁水路部と翼壁ウィング部の接続部の設計	158
6.7.6	翼壁部における対策工の設計	160
6.8	取付水路の設計	163
6.9	しゃ水工の設計	166
6.10	ゲート形式の選定と門柱レスゲート	170
第 7 章	施工計画および施工管理	173
7.1	施工計画および施工管理に関する一般事項	173
7.2	施工時の調査および計測	177
7.3	堤防開削時の調査	179
7.4	土工事の施工	181
7.5	地盤対策工の施工	183
7.6	施工管理	185

II 基礎構造編

第 1 章 総則	187
1.1 適用の範囲	187
第 2 章 柔支持基礎の設計に関する一般事項	188
2.1 柔支持基礎の設計の基本事項	188
第 3 章 柔支持基礎の設計	191
3.1 柔支持基礎の設計	191
3.1.1 柔支持基礎の設計の基本	191
3.1.2 柔支持基礎の設計	194
3.2 柔支持基礎上の浮き直接基礎の設計	197
3.2.1 設計の基本	197

参考資料編

1. 参考文献	200
2. 性能設計	204
3. 関連資料	205
4. その他の関連資料	211

まえがき

北海道には、泥炭性軟弱地盤が広く分布している。河道改修や堤防の緩傾斜化工事に伴い、樋門の改築が増加しているが、泥炭性軟弱地盤は超軟弱地盤であり、柔構造樋門の設計・施工・維持管理には多くの課題がある。

「泥炭性軟弱地盤の柔構造樋門設計マニュアル H24.3」は、北海道開発局が平成 12 年～平成 22 年にかけて実施してきた“泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門設計”に関わる多くの課題とその対応策についての検討結果を整理・検討し、より現実的・合理的な柔構造樋門の設計・施工法の基本的事項を、「泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門の設計マニュアル」としてその素案をまとめたものである。

泥炭性軟弱地盤に関しては、「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」を初めとする図書・文献類の出版・改訂等が行われ、関連する「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・解析手法の適用性」等の多数の研究論文の報告等から、泥炭性軟弱地盤における樋門等の河川構造物の設計・施工に係わる多くの新しい知見や技術情報が得られており、これらの知見を活用することによって、柔構造樋門もその周辺堤防を含めてより安全で合理的・経済的な設計・施工・維持管理が可能になると期待される。

本マニュアルには、「柔構造樋門設計の手引き」に基づいて設計・施工された全国の多くの柔構造樋門の実績によって得られた知見から、マニュアルに修正・加筆すべき必要性が高いと判断された箇所について重点的に記述している。さらに「柔構造樋門設計の手引き」発刊以来の長年の懸案事項であった幾つかの課題については、泥炭性軟弱地盤のような軟弱地盤においては、この影響がより顕著になると考えられたため、設計の実務に必要となるより合理的と考えられる設計方法を提案することで対応すべきであると考え、現段階で学術的には十分明らかとされていない所に踏み込んで記述した箇所もある。

樋門は、河川堤防を横断する重要な河川管理施設であり、堤防・基礎地盤そして樋門本体の 3 者の相互作用、周辺地盤の応力・浸透の連成作用を考慮して設計することが必要な設計上の課題が極めて多い河川構造物である。

従来の設計では、樋門周辺地盤の沈下・変位分布を精度良く推定することは困難であるため、安全側の配慮としてより小さな沈下量の許容値を設定し、より大きな沈下量の推定値を用いる事例が少なくなかった。結果として、過大な地盤対策工が選定・設計され、樋門および周辺堤防の安全性、耐久性、コストの観点から課題が顕在化した事例もあったと指摘されている。

さらに近年では、レベル-2 地震動に対する耐震性能を確保するため、樋門本体および周辺堤防により高い靱性を確保することが必要とされており、この意味でも他の土木構造物に比較してより高度な設計・施工が要求される構造物の 1 つである。

加えて、泥炭性軟弱地盤においては、地盤が超軟弱であるため柔構造・柔支持の考え方をより徹底して追及することで、周辺堤防に親和性の高い構造とする必要があり、設計・施工上の配慮事項が極めて多いが参考とすべき他の類似の事例は多くない。

柔構造樋門の設計では、樋門周辺堤防・地盤における沈下・変位の影響および地盤対策工の効果の定量評価が、周辺堤防・樋門本体の長期に渡る安全性の確保やライフサイクルコストに大きな影響を及ぼすことが明らかになっている。

近年、寒地土木研究所で精力的に実施された泥炭性軟弱地盤の調査・研究の成果を活用するとともに、樋門の設計実務に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FEM解析と略記することがある）を適用することで、泥炭性軟弱地盤における樋門周辺堤防・地盤における沈下・変位の分布や長期に渡る沈下量、そして地盤対策工の効果をかなり高い精度で推定可能となると期待される。

本マニュアルは、泥炭性軟弱地盤におけるより柔構造・高靱性の樋門設計の基本指針となるべき重要事項を中心として、設計の実務に役立つと考えられる事項を整理したものである。

ここでは、樋門の耐震設計については直接触れていないが、本マニュアルの主旨は、樋門およびその周辺堤防の靱性を積極的に向上させることにあり、これはそのまま耐震性能さらには、耐地震水害性能を向上させることに直結する。樋門本体はもちろん地盤対策工の選定・設計に際しても常にこの点に十分配慮が必要である。

なお、本マニュアルは、柔構造樋門設計の手引きの発刊後に得られた多くの知見を中心として、本マニュアルにその具体的設計法を加筆して記述することが望ましいと判断した重要事項についてのみ記述しており、ここに記述のない事項は「柔構造樋門設計の手引き」に拠るものとする。

I 共通編

第1章 総則

1.1 目的

本マニュアルは、泥炭性軟弱地盤上に柔構造樋門の調査・設計・施工を実施するために必要な技術的事項について示すとともに、“柔構造樋門設計の手引き”の刊行後に得られた技術的知見の設計実務への応用および設計・施工上の留意事項について記述した。これによって泥炭性軟弱地盤上の柔構造樋門の設計技術の体系化を図り、樋門および周辺堤防の機能の確保と安全性の向上に資することを目的とする。

<解説>

樋門は、河川堤防を横断して設置される河川管理施設であり、樋門本体と周辺堤防との重量差・剛性差および地盤対策工の支持特性によって、その沈下・変位が発生する力学特性を有することから、樋門本体と周辺堤防との接触面の周辺土に応力緩和が発生しやすく、洪水時には接触面に沿って浸透流が卓越することにより、周辺堤防の安全性が損なわれることがある。

泥炭性軟弱地盤という特殊でより厳しい地盤条件において、周辺堤防と親和性の高い柔構造樋門として樋門本体および堤防の安全性を確保するためには、計画・設計・施工段階から施設の維持管理段階において配慮すべき事項が極めて多い。

「泥炭性軟弱地盤の柔構造樋門設計マニュアル」は、北海道開発局がこれまで実施してきた泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門設計に関わる多くの課題とその対応策についての検討結果を整理・検討し、泥炭性軟弱地盤におけるより合理的な柔構造樋門の設計法としてまとめたものである。

本マニュアルを作成した背景には、

- ① 樋門等の治水施設は、今後の河川災害の軽減に寄与し、ライフサイクルコストの低減・維持管理の軽減が可能となるように設計することが求められる。樋門およびその周辺堤防を将来に渡って安全・安心な構造とし、コスト削減を図るためには、柔構造樋門の特性を活用して周辺堤防との親和性を確保し、靱性の高い構造とすることが重要である。
- ② 「柔構造樋門設計の手引き」では、樋門を剛構造・剛支持から柔構造・柔支持とすることで、樋門本体および周辺堤防の安全性は大きく向上した。しかし、軟弱地盤等の地盤条件によっては、地盤改良工や基礎工等の地盤沈下抑制対策工によって、周辺堤防の安全性が損なわれ、またかなりのコストを要することがある。樋門の柔構造化を徹底し、地盤改良工の規模の削減を図る等の対応が有効と考えられる。
- ③ 「柔構造樋門設計の手引き (財)国土開発技術研究センター」に基づいて設計・施

工された全国の多くの柔構造樋門の実績によって得られた知見から、本マニュアルに記載する必要性が高いと判断された項目について重点的に記述した。「柔構造樋門設計の手引き」刊行以来の懸案事項の1つである樋門周辺地盤の沈下・変位の予測精度の向上については、泥炭性軟弱地盤のような軟弱地盤においては、この影響がより顕著になると考えられるため、より高精度な解が期待されるカムクレイ系弾塑性構成式に基づくFEM解析を用いて地盤解析を実施するものとした。

- ④ 今後は、堤防の緩傾斜化や樋門の老朽化等に伴う樋門の改築工事が増加する。樋門周辺地盤の絶対沈下量の抑制よりも不同沈下量の抑制を主眼として、キャンバ一盛土による地盤沈下補償工法を優先採用し、地盤沈下抑制対策工としては、プレロード系工法等による地盤の不同沈下の抑制を図る工法によることで、周辺堤防に親和性が高く、コスト縮減に配慮した樋門の設計が可能になると期待される。
- ⑤ 樋門の施工では、既設堤防を開削し堤防直下地盤を掘削して、樋門構築後に堤防の築堤盛土を実施する工程となることが一般的である。樋門周辺地盤の地盤の沈下・変位の予測精度の向上が求められている中で、“堤防の載荷・除荷・再載荷”の影響および既設堤防直下（過圧密地盤）と腹付けとなる新設堤防直下地盤（正規圧密地盤）の影響を適切に評価することが重要である。
- ⑥ 樋門の耐震設計については、ここでは触れないが、周辺堤防が有する極めて高い靱性に配慮した本体構造として耐震設計することが重要である。樋門は堤防横断構造物であり、泥炭性軟弱地盤の常時・地震時における周辺堤防の沈下・変位（不同沈下・不同変位）対策工の効果を精度良く推定できれば、耐震継手の開発によって、堤防と同等以上の靱性を確保する樋門本体の設計は可能であると考えている。
- ⑦ 最近では、道路橋示方書の例のように従来の“仕様規定型の設計法”に代えて“性能規定型の設計法”に移行する動きが加速している。「性能設計」では新技術や新工法が採用し易く、より合理的な設計・施工が可能になると期待されているが、本マニュアルはこれにも配慮している。

本マニュアルは、設計技術者が柔構造樋門の基本的考え方の理解を深め、設計の実務に役立つものとなるよう配慮して記述したが、新しい設計法を実務に展開することを前提として記述しており、内容に精粗があり説明不足となっている箇所も少なくないと考えている。調査・設計・施工の各段階で必要となる適切な対応を実施して、この方法の信頼性を高めて行くことが求められる。

また、施工時には必要な計測管理データを取得して、逆解析を実施するなどにより内

容を検証することが重要であり、本マニュアルは、この成果を整理して適時必要な改訂をすることが必要である。

なお、他の基準や手引きに記述のあるものについてはできるだけ重複を避け、参考図書を明示するにとどめた。

樋門の設計施工に関する技術図書としては、

- ① 柔構造樋門設計の手引き 平成10年11月 国土開発技術研究センター
- ② 土木構造物設計マニュアル（案）「樋門編」平成13年12月 国土交通省
- ③ 土木構造物設計マニュアル（案）に係わる設計・施工の手引き（案）平成13年12月 国土交通省
- ④ プレキャスト樋門設計・施工に関する技術資料 平成16年3月

等がある。また泥炭性軟弱地盤対策に関わる図書としては、

- ⑤ 泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル 平成23年3月 独立行政法人 土木研究所
寒地土木研究所

がある。

1.2 適用の範囲

本マニュアルは、北海道開発局管内の泥炭性軟弱地盤における樋門の設計に適用する。

<解説>

北海道開発局管内の樋門は、泥炭性軟弱地盤の分布や厳寒期における施工、既設堤防の緩傾斜化による函体の長大化等、我が国の中でも特に厳しい制約条件の中での施工を実施しているのが現状であり、設計上の多くの課題・問題点を抱えている状況にある。

泥炭性軟弱地盤において、安全でコスト縮減に配慮した樋門を設計・施工するためには、従来から柔構造樋門の設計の拠り所として取り扱われてきた「柔構造樋門設計の手引き 国土技術研究センター編 平成10年（以下“柔構造樋門設計の手引き”と記述する）」に準拠しつつも、最新の知見を取り入れた考え方が必要であり、本手引きに加えてより現地条件に即した設計法を提案して実務に供することが重要である。

また“柔構造樋門設計の手引き”の発刊から13年が経過し、柔構造樋門の施工実績も増加して、実施工で得られた課題や技術的知見も蓄積されてきている。これらの課題や技術的知見も踏まえ、北海道開発局における柔構造樋門の設計者の手引き書として、「泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門の設計マニュアル」をまとめたものである。

本マニュアルは、泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門設計に関わる課題とその対応策についての検討結果を整理・検討し、より実際に即した柔構造樋門の設計・施工法としてまとめ、加えて全国の多くの柔構造樋門の実績によって得られた知見から、加筆すべき必要性が高いと判断された箇所を中心に記述している。

本マニュアルは、泥炭性軟弱地盤という特殊な地盤を想定してとりまとめているが、軟弱粘性土地盤等の一般の軟弱地盤も範疇に含めて記述しており、軟弱地盤は、これに準拠するものとし、軟弱でない地盤の場合には“柔構造樋門設計の手引き”に準拠する。なお、軟弱でない地盤とは、その残留沈下量が20cmを越えない程度の地盤を想定している

なお、本マニュアルは、従来の通常規模の樋門をその適用範囲と想定して作成されている。よって、この記述をそのまま4連・5連等の大規模樋門に適用することは必ずしも妥当とは言えない。大規模樋門における個別の課題に対しては、ここに記述した多くの基本的考え方を参考として、別途適切な検討を実施する必要がある。このため、本マニュアルに記述のないものは“柔構造樋門設計の手引き”に拠るものとする。

1.3 用語の定義

用語の定義は、「柔構造樋門設計の手引き」で示されている用語以外のものについて示した。

・泥炭:

分解不十分な湿性植物の遺体が腐植・堆積してできたもので、「一般に、有機物含有量が 20% 以上であり、圧縮性は極めて大きくせん断強さは小さい」。経験的に自然含水比 $w_n \approx 200\%$ を目安として粘性土と泥炭に分けている。

・泥炭性軟弱地盤:

一般に、泥炭が表層部に堆積し、その下に軟弱粘性土層が続くような地盤で、極めて軟弱であることが多い。

・柔構造樋門:

周辺堤防とのより高い親和性を達成するために、樋門の全体系が柔構造および柔支持の考え方に基づいて設計された「たわみ性（周辺堤防・地盤への沈下・変位追随性）の高い樋門」の構造形式。

・高靱性構造:

破壊に要するエネルギーが大きいため、構造物が大きく変位・変形しても破壊しない粘り強い構造（反意語：脆性構造）

・地盤変位荷重:

地盤の沈下・変位による樋門本体等の地中構造物への影響荷重で、地盤の沈下分布および側方変位分布に地盤反力係数を乗じて樋門本体への函軸直角方向荷重および函軸方向荷重とする。（道路橋示方書では、地盤変動の影響として主荷重に相当する特殊荷重に分類している。）

・変動幅を考慮した地盤変位荷重:

地盤の沈下分布および側方変位分布の推定における多様な変動要素（例えば、地層の土質パラメータのばらつき等）を考慮して、設計上設定された地盤変位荷重の変動幅。

・不同沈下量:

樋門周辺地盤の沈下分布における最大沈下量と最小沈下量との差（樋門本体の呑口から吐口間で定義する）。本来は不同変位量（不同側方変位量）もあるが、本マニュアルにおける記述には、不同沈下量に含めて考えている。

・残留沈下量： W_r

樋門本体施工直後からの周辺地盤の埋戻し・築堤盛土荷重による樋門周辺地盤の沈下量で、本マニュアルでは、泥炭性軟弱地盤の地盤特性に配慮し、柔構造樋門設計の手引きの値の 1.5 倍（：45 cm、75 cm（キャンバー考慮））とした。

・地盤沈下補償対策工

キャンバー盛土は、樋門周辺地盤に推定される地盤沈下分布に対応した盛土形状とすることで、キャンバー盛土高さを負の沈下量として見なすことができ、地盤沈下のキャンバー盛土高さを補償する地盤沈下補償対策工である。キャンバー盛土高さを確実に補償することが可能な地盤対策工であり、他の対策工に優先して設置する。堤体材料と同じ材料を用いることで、樋門本体と周辺堤防との親和性を高める効果も期待される。

・補償後地盤沈下分布

樋門周辺地盤における基本ケース（地盤対策工無し）の地盤沈下分布からキャンバー盛土高分布を減じた地盤沈下分布を（キャンバー）補償後地盤沈下分布という。

・補償後地盤沈下量の最大値： W_{rc}

キャンバー盛土による沈下補償後の地盤沈下分布の最大値を補償後地盤沈下量の最大値という。

・地盤対策工実施後の残留沈下量

キャンバー盛土による地盤沈下補償対策工およびプレロード系工法等の地盤対策工を実施後の残留沈下量をいう。

・地盤対策工と地盤沈下抑制対策工

地盤対策工は、地盤沈下抑制対策および地盤破壊抑制対策（堤防の法すべり抑制対策も含む）をその主要な機能とするもので、キャンバー盛土工法も地盤対策工の1つとして位置づけた。なお、地盤対策工と地盤沈下抑制対策工とを明確に分離することは困難であり、本文中では、地盤対策工と地盤沈下抑制対策工とを明確に分けていない箇所が少なくない。

・カムクレイ系弾塑性構成式に基づくFEM解析

カムクレイモデルは、土の弾塑性理論を用いて、粘土等の弾塑性的な圧密・せん断挙動を統一的に表現した土の代表的な構成モデルである。

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FEM解析）は、一般に、カムクレイモデル、関口・太田モデル、修正カムクレイモデル等を適用したFEM解析ソフトであり、汎用のアプリケーションソフトも数多く開発されており、設計の実務に活用された実績も多い。

なお、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あり、さらに、弾粘塑性構成式に基づくFEM解析では、粘性土層の2次圧密（クリープ変形）を考慮することができ、泥炭地盤における2次圧密を良く近似できる（2次圧密に関する2つのパラメータが必要）ことが明らかになっている。

・初期地盤応力解析

既設堤防築堤前の自然地盤（人為の作用の無い地盤）における初期応力解析であり、河道の影響がないと推定される場合には、地表面はレベルと仮定して層別の自重解析により、初期応力を算定することが多い。

・現状地盤応力解析

樋門工事は、既設堤防に腹付盛土となる新設堤防の築堤工事や、既設樋門の改築に伴う工事となることが一般的であり、既設堤防の開削工事と腹付盛土となる新設堤防の築堤工事が伴うことが多い。現状地盤応力解析とは、樋門工事着手直前の既設堤防周辺における地盤内応力であり、初期地盤応力に既設堤防の影響が加わった現状（樋門工事着手直前）地盤応力である。

・地盤の変形係数：E0

樋門本体の縦方向の解析は、樋門本体を弾性床上の梁としてモデル化する。この解析における地盤反力係数を推定するための樋門本体直下地盤の鉛直方向の変形係数：E0をいう。

・分散型変位差処理：

少数の継手による本体スパン間の変位差（開口・折れ角・目違い）の処理方式を集中型の変位差処理といい、これに対して多数の接合部による本体ブロック間の変位差の処理方式を分散型変位差処理という。

・浮き基礎：

浮き基礎は、柔支持基礎の一つであり比較的剛性の高い基礎を支持層に到達させず、軟弱地盤に浮かせることで柔支持とする基礎形式である。浮き基礎には、浅い浮き基礎と深い浮き基礎がある。浅い浮き基礎には、“浮き直接基礎と浮き固化改良体基礎（浅層混合処理工法基礎）”等があり、深い浮き基礎には“浮き摩擦杭基礎や浮き固化改良体基礎”等がある。

・受働基礎：

地盤沈下や側方変位・側方流動等の周辺地盤の沈下・変位の影響を受ける基礎。

・TMM 工法、DMM 工法：

TMM 工法：トレンチャー式攪拌工法（浅層・中層混合処理工法）

DMM 工法：深層混合処理工法

1.4 泥炭性軟弱地盤の特性

1.4.1 泥炭性軟弱地盤の土質工学的特性

泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門の設計に当たっては、その計画・調査・設計から施工・維持管理に渡って、土質力学上の課題に十分配慮しなければならない

<解説>

(1) 土質特性

「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル 平成23年 3月 独立行政法人 土木研究所 寒地土木研究所」によれば、泥炭性軟弱地盤の土質特性は、下記のように記述されている。

「有機物含有量が20%以上」の土が表層部に堆積し、その下部に軟弱粘性土を有し、かつ、地下水位が高い地盤を一般に「泥炭性軟弱地盤」と呼んでいる。

典型的な泥炭性軟弱地盤では、泥炭層の厚さは3～5m程度で、その下の土層は地域によって異なるが、石狩・天塩地方では軟弱粘土層から成ることが多い。粘土層の厚さは、石狩地方では20mに及ぶこともあり、その下に支持層となる砂層または砂礫層が続く。泥炭層と粘土層の境界にはヘドロ層を挟んでおり、建設工事における障害の原因となることがある。釧路・十勝地方では3m程度の泥炭層で、その下は砂層となることが多い。

北海道における泥炭性軟弱地盤の分布状況は、図-1.1に示すようなものとなっている。各地域における泥炭の物理的、力学的性質を表-1.1に、また、軟弱粘土と対比したものを表-1.2に示す。これらの資料からも、泥炭特有な工学的性質として含水比、強熱減量、間隙比、圧縮指数などが極めて大きくせん断強さが著しく小さいことのほか、透水係数、せん断強さ、引張り強さなどに関する顕著な異方性を有することがわかる。圧縮特性については、固体部分に相当する植物繊維の圧縮変形、圧密過程における透水係数の変化などが、無視できないことから、粘土の場合に比べて沈下量または沈下の経時変化を高い精度で推定することは難しい。

一般に、圧縮量の大部分を占める初期圧縮は、比較的短時間に起こり、その後の長期的な圧縮は時間の対数に対しては、ほぼ直線的に変化することが知られている。さらに、地盤は必ずしも均一な工学的性質を有するものではないが、とくに泥炭地盤の場合には、面積100m²×深さ3mの範囲内で得た2800個のコーン支持力のデータ全体についての変動係数が40%以上と粘土地盤のそれに比べて明らかに大きく、含水比、有機物含有量その他の物理的性質についても、この数値を、若干下回るものの、かなり大きな変動係数を有するという調査結果が得られている。

出典：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル

(2) 泥炭性軟弱地盤と柔構造樋門

北海道における泥炭性軟弱地盤は、我が国で有数の超軟弱地盤であり堤防盛土に伴って大きな地盤の沈下、側方流動、側方変位、すべり破壊、支持力破壊等、極めて多くの土質力学上の課題を有する地盤である。樋門の設計・施工上は、地盤の沈下のみならず側方変位の影響が大きいため、樋門本体および周辺堤防の安全性を確保するための合理的な本体構造および地盤対策工、そしてそれを可能にする設計・施工上の配慮が極めて重要な課題となっている。

石狩川下流部の泥炭性軟弱地盤地帯においては、堤防の質的向上の一環として堤防の法勾配を緩傾斜にする丘陵堤工事が実施されつつあり、これに伴い今後も継続して樋門等の改築工事が進められることになる。丘陵堤工事は、既設堤防の川表・川裏に腹付けする工事となることが多いが、腹付け盛土による増加応力も大きいので、樋門の設計上は超軟弱地盤である泥炭性軟弱地盤の大きな残留沈下量および不同沈下の影響が大きな課題となると予想されている。

超軟弱地盤である泥炭性軟弱地盤において、柔構造樋門の適切な設計を実施するためには、泥炭性軟弱地盤の特性を理解して、予想される大きな地盤の沈下・側方変位に適切に対応するため、よりたわみ性が高く、高靱性構造の柔構造樋門とすることで樋門およびその周辺堤防の安全性を確保することが重要である。



図-1.1 北海道における泥炭性軟弱地盤分布図

出典：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル

第2章 調査・設計一般

2.1 樋門設計の基本

2.1.1 柔構造樋門設計の基本

堤防横断構造物である樋門は、周辺堤防・周辺地盤に親和性が高い柔構造樋門とし、高い靱性を確保することが求められる。泥炭性軟弱地盤においては、地盤が超軟弱であるため、樋門の工事中および工事後の超長期に渡って、周辺地盤の沈下・変位や塑性化の発生等の課題に対して、樋門本体およびその周辺堤防が安全でコスト縮減・周辺環境に配慮した設計とすることが求められる。

<解説>

(1) 堤防横断構造物としての柔構造樋門

堤防横断構造物である樋門の設計では、極めて靱性の高い周辺堤防に会わせて、周辺堤防・周辺地盤に親和性が高く、より高い靱性を有する柔構造樋門として設計・施工することが求められる。

(2) 樋門の周辺地盤・周辺堤防との親和性の確保

泥炭性軟弱地盤においては、地盤が超軟弱であるため、樋門等構造物の柔構造・柔支持の考え方をより徹底して追及することで、周辺堤防に親和性の高い構造とする必要があり、設計・施工上の配慮事項が極めて多い

柔構造樋門の設計では、樋門周辺堤防・地盤における沈下・変位の影響、および地盤対策工の効果の定量評価が、樋門工事中および周辺堤防・樋門本体の長期に渡る安全性の確保やライフサイクルコストに大きな影響を及ぼすことが明らかになっている。泥炭性軟弱地盤においては、地盤が超軟弱であるため、周辺地盤の沈下・変位や塑性化の発生等の課題は、対応を誤ればより深刻な課題になりかねない。

ここでは、樋門周辺地盤の地盤挙動の解析に、カムクレイ系弾塑性構成式に基づくFEM解析を適用することとした。これにより、より適切な地盤対策工等の選定・評価・設計が可能になると期待される。

(3) 環境影響評価

樋門は、支川あるいは排水路等が本川に合流する位置に設置される排水樋門、または本川から堤内地に流水を導入する目的で設置される取水樋門が一般的であり、本川と堤内地の支川・水路との連結点に設置される。

堤内地の水環境条件との関係で、魚類等の水棲生物の遡上・降下が容易となるよう配慮した樋門本体・翼壁・取り付け水路の設計が必要となる場合がある。

2.1.2 樋門構造の基本

樋門に要求される性能は、安全性、使用性、耐久性、環境との適合性、景観、維持管理のし易さなどがある。積雪寒冷地における樋門本体は、周辺堤防・地盤の沈下・変位の影響に加えて、厳しい環境条件下による凍害、塩害等の困難な課題を抱えており、関連する指針・マニュアル等に配慮して必要な検討を行わなければならない。

<解説>

樋門は制水機能を有する堤防横断構造物であり、水密性・耐久性の確保は、長期に渡る安全性の確保のみならず、ライフサイクルコスト削減の観点からも重要である。

樋門の函体は、周辺堤防・地盤の沈下・変位の影響で、常時函軸方向に引張り力が作用する。このため、軸引張力や曲げ引張力によるひび割れが発生し、函体の水密性や耐久性に影響を及ぼすおそれがある。したがって、「コンクリート標準示方書」（土木学会）を参考にひび割れ照査を行い、部材表面のひび割れ幅が過大とならないよう配慮する必要がある。

積雪寒冷地におけるコンクリート構造物は、凍害の影響を受け易く、凍害劣化により耐久性は著しく低下する。また、塩分の影響を受け易い海岸部に近い地域等では、凍害と塩害の複合劣化を受けることも考えられる。このため、環境条件が厳しい場所に樋門を設置する場合は、ライフサイクルコストや機能面の評価を行ったうえで、コンクリートの長寿命化を検討することを推奨する。具体的には、配合の見直し、高炉スラグやフライアッシュ等の混和材を使用した凍害に強い高耐久のコンクリート（改質コンクリート）や短繊維コンクリート等による対応、表面含浸材等による予防保全などが考えられる。なお、改質コンクリート、短繊維コンクリート等は、現時点で河川コンクリート構造物への適用事例が少ないため、試験施工や試験フィールド等によって実施することが望ましい。

また、樋門構造の長期に渡る耐久性の向上には、函軸方向の引張り力対応が重要であり、PRC構造の導入等によるより合理的な樋門構造とするための研究開発が必要である。

プレキャストコンクリート製の函体は、函軸方向に緊張材が配置されて軸力を導入するため、レベル-2地震動に対してもより靱性の高い構造とすることが可能である等、所要性能を発揮することが期待できる。プレキャストコンクリートは、品質の信頼性が高く、天候などの影響を受け難いことから現場工期が短縮できることなどの利点がある。このため、函体以外の部材についても、その構造特性、施工性、工期、経済性、維持管理の容易さなどを総合的に考慮して、プレキャストコンクリートの適用を検討することが望ましい。

2.1.3 軟弱地盤対策工の基本

樋門周辺地盤の沈下・変位対策工は、キャンバー盛土工法を優先採用し、推定された地盤沈下分布からキャンバー盛土によって補償された残差の地盤沈下分布に対して、地盤沈下抑制対策工により対応することを基本とする。

<解説>

(1) 樋門周辺地盤における沈下・変位

樋門の工事では、既設堤防の開削・掘削工事や腹付け盛土・嵩上げ盛土となる埋戻し・築堤工事に伴う周辺地盤内の応力の変動が著しく、泥炭性軟弱地盤においては、地盤が超軟弱であるため、この地盤内応力の変動に伴う地盤内の大きなひずみや塑性化の発生が課題となることが少なくない。この結果として、樋門工事中・工事終了後の周辺堤防・周辺地盤に、大きな沈下・変位の発生や法すべり・地盤破壊等の課題が顕在化することがある。

樋門の工事では、既設堤防の直下地盤は、過圧密領域となっているが、載荷・除荷・再載荷の影響があり、腹付け盛土となる新設堤防の直下地盤は正規圧密領域となっており、樋門工事の進捗に伴う周辺地盤の応力・ひずみ関係、沈下・変位分布は極めて複雑である。

樋門周辺地盤の沈下・変位対策工は、これらの極めて複雑な経時変化となる応力・ひずみ関係に配慮して、より柔軟に対応することの可能な柔構造・柔支持となる軟弱地盤対策工とすることが重要である。

(2) キャンバー盛土の優先採用

床付け面に設置されるキャンバー盛土は、樋門周辺地盤に推定される地盤沈下分布に対応するキャンバー盛土形状とすることで、地盤沈下分布をキャンバー盛土高分布の相当分を補償する確実な地盤沈下補償対策工である。

キャンバー盛土は、堤体土と同じ材料を用いるため、樋門の函体はその周囲を堤体土で囲われることになり、底版直下における地盤反力分布による応力集中の課題、ルーフィングに対する抵抗力、地震時における本体と周辺地盤との相互作用等に配慮すると、多くの点で有効であり、他の地盤沈下抑制対策工に優先して採用する。

地盤沈下抑制対策工は、キャンバー盛土によって減殺された残差分の地盤沈下に対応する対策工として設計する。

(3) 地盤沈下抑制対策工

カムクレイ系のFEM解析を用いた基本ケース（無対策）で推定された地盤沈下分布から、キャンバー盛土高分布を減じた分布（補償後地盤沈下分布）の最大値が、残留沈

下量の許容値を満足しない場合には、別途の沈下抑制対策を実施する必要がある。

補償後地盤沈下分布を詳細に吟味して、それに適合可能な地盤沈下抑制対策工とすることが必要である。

地盤沈下抑制対策工は、地盤沈下抑制・側方変位抑制効果を期待できる工法を選定することが必要となるが、地盤掘削時や盛土時において、床付け面や法面の安定が課題になることがあり、地盤破壊抑制対策工としての効果を期待する地盤対策工が必要になる場合もある。

(4) 地盤対策工

地盤沈下抑制対策工は、地盤沈下抑制・側方変位抑制効果を有するが、同時に地盤のすべり、盤ぶくれ等の地盤破壊に対する地盤対策工としての機能を有するものが多い。必要量の地盤沈下・側方変位抑制が可能で、必要により地盤破壊や堤防すべりに対しても有効な適切な工法を選定することが有利である。

条件によっては、地下水対策工を併用することが有効な場合がある。

(5) 樋門周辺地盤における地盤対策工の検討

キャンバー盛土の効果は、補償後地盤沈下分布として樋門本体の縦方向の解析に取り込むことで、また、地盤沈下抑制対策工等の地盤対策工は、カムクレイ系のFEM解析に取り込むことで定量的な評価が可能となる。

キャンバー盛土による地盤沈下補償対策工と地盤沈下抑制対策工等の地盤対策工とは機能が異なり、それぞれ独立に評価することが可能となるので、その選定・設計のフローは単純明快となる。

(6) 樋門周辺地盤における地盤対策工の評価と地盤変位荷重の算定

本マニュアルにおける主たる検討内容を、図-2.1 地盤対策工を考慮した樋門本体の解析・検討の概略フローに示す。

樋門周辺地盤における地盤対策工は、カムクレイ系FEM解析によって、周辺地盤の沈下・変位分布を算定することで、残留沈下量の最大値・沈下変位分布を評価する。

これに、キャンバー盛土による地盤沈下補償量を考慮して、補償後地盤沈下分布を算定し、土層の土質パラメータのばらつきを考慮した複数案の補償後地盤沈下分布をもって、樋門本体の設計荷重となる地盤変位荷重を算定する。

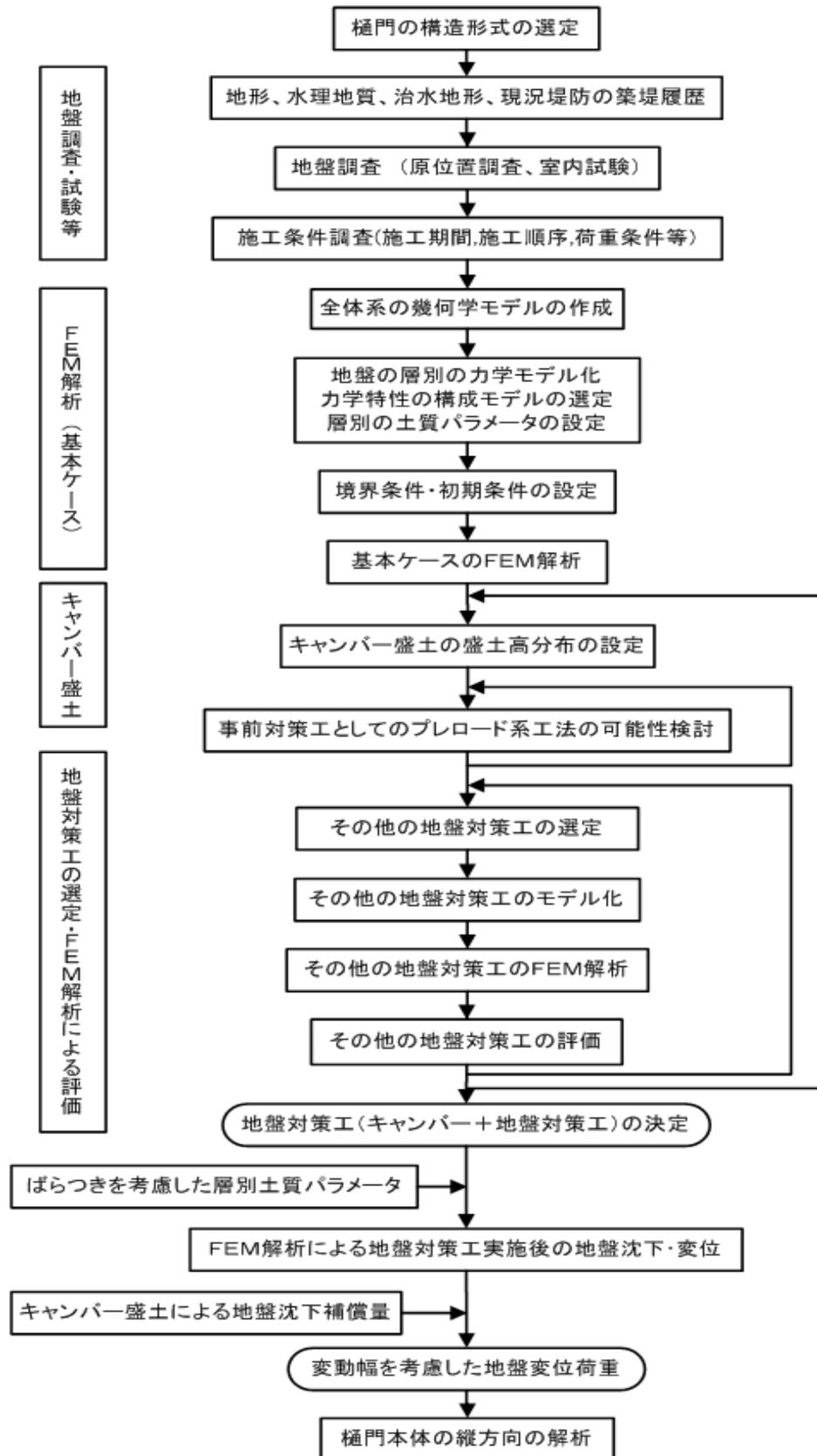


図-2.1 泥炭性軟弱地盤における樋門周辺地盤の地盤対策工を考慮した樋門本体の解析・検討の概略フロー

2.2 地盤調査

2.2.1 地盤調査

泥炭性軟弱地盤における地盤調査は、柔構造樋門の設計・施工において想定される地盤対策上の諸課題に適切に対処するため、泥炭性軟弱地盤の特性に配慮して、適切な調査項目・調査手法により必要な数量の調査を実施する。

<解説>

(1) 調査計画

泥炭性軟弱地盤における地盤調査は、樋門の構造形式の選定、地盤対策工の選定、基礎形式の選定、樋門本体の設計条件の決定、および仮設構造物などの設計・施工管理、樋門の維持管理までを考慮し、各段階において想定される地盤対策上の諸課題に適切に対処するため、軟弱層の深さや広がり等の分布、工学的特性を把握するために実施する。

泥炭性軟弱地盤においては、当該工事で発生する可能性のある障害や課題は、多様で深刻となることが少なくない。このため、既往の事例や既存資料などから発生しうる課題を的確に予測して、検討すべき課題と対応策を念頭に調査計画を立案することが重要である。

柔構造樋門の設計を適切に実施するためには、地盤の圧密・せん断変形などの地盤の変形挙動や築堤盛土のすべり・クラックの発生や地盤の支持力不足による塑性化等の課題に対する検討、地盤対策工を実施するために必要となる地盤情報を得る必要がある。

このためには、泥炭性軟弱地盤の堤防築堤予定位置や近傍に偏在する旧河道の分布、おぼれ谷の分布、泥炭層の分布、層相の変化、支持層の傾斜、砂層などの薄層の介在状況などを精度良く把握することが重要となる。

本マニュアルに基づく樋門設計では、泥炭性軟弱地盤における樋門周辺地盤の沈下・変位等の定量評価に、カムクレイ系の弾塑性構成式に基づくFEM解析を適用するため、地盤調査もこれに必要となる各種土質パラメータを取得することを主目的の1つとした調査とすることが重要であり、調査計画の立案に当たっては、この点に配慮が必要である。

(2) 泥炭性軟弱地盤における地盤調査

泥炭性軟弱地盤における地盤調査は、調査項目や調査方法そして調査数量も従来の地盤調査とはかなり異なるものとなると考えられる。なお、一般の軟弱地盤における地盤調査についても、基本的に泥炭性軟弱地盤における地盤調査と同様に実施するものとするが、調査項目・調査方法・調査数量は、地盤条件により変わり数量も増減する。

泥炭層は、極めて不均一に堆積しており同一の層内において位置による土質データのば

らつきが大きいいため、高度な数少ない土質試験を実施するより、簡易法により多くのデータを取得することの積み重ねに基づく評価が有効であると考えられる。サウンディング調査を重視した調査試験計画とすることが重要である。

北海道開発局では、従来から樋門の設計にサウンディング調査のデータを活用してきたが、これはボーリングデータを補完する位置づけであった。今後は、泥炭性軟弱地盤等地盤条件によっては、サウンディング調査をより重視した調査・設計を実施することが有効であると考えられる。このため、サウンディング調査から得られた情報を設計に活用するための各種土質パラメータの相関関係等、積極的・継続的に集積・整理・検討し、体系的にまとめていくことが必要である。

表-2.1 泥炭の土質パラメータの決定に必要な試験・調査法

分類	試験項目	詳細な検討	予備的な検討	得られる情報あるいは利用方法	
原位置試験	ボーリング	◎	◎	土層確認、サンプリング、地下水位測定	
	電気式コーン貫入試験	◎	○	土層推定、排水層確認	
	ダイヤルメータ試験	◎	○	静止土圧係数の決定	
	現場透水試験	◎	○	透水係数の決定	
室内試験	物理試験	土粒子の密度試験	◎	◎	初期間隙比の計算
		含水比試験	◎	◎	初期間隙比の計算、圧縮指数の推定
		強熱減量試験	◎	◎	有効せん断抵抗角、静止土圧係数、透水係数の推定
		湿潤密度試験	◎	◎	有効土被り圧の計算
	力学試験	段階載荷圧密試験	◎	◎	圧縮指数、膨張指数および透水係数の決定、過圧密比の計算
		CU三軸圧縮試験	◎	○	限界状態応力比の決定
		三軸K ₀ 圧密試験	◎	○	静止土圧係数の決定

◎は、必ず実施する必要がある試験・調査

○は、行うことが望ましい試験・調査

「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」

2.2.2 原位置調査

カムクレイ系のFEM解析の実施が予定される場合には、樋門構築予定位置における初期地盤応力を推定することが必要である。原位置調査は、既設堤防の影響等の無い自然地盤応力状態にあると推定される位置で実施する。

<解説>

(1) 原位置調査

カムクレイ系の弾塑性構成式に基づくFEM解析を用いて、より精度の高い樋門周辺地盤の沈下・変位等の地盤の挙動を推定するためには、それに必要な土質パラメータを設定する必要がある。土質調査・土質試験も、従来よりも詳細・高品質なものでなければならない。

必要となる地盤物性値は、“P67 表-4.1 カムクレイ系の構成モデルに必要な土質パラメータ” に示す6つである。これらのほとんどは、原位置試験や室内力学試験から直接求めることができるが、泥炭地盤は極めて不均質に堆積しており、土層の代表的な物性値（：パラメータ）を決定するために、数多くの試験を実施しなければならない。

解析の精度を確保するためには、調査・試験の質・量のバランスが重要であるが、不均質な泥炭地盤の物性値の決定に必要な三軸圧縮試験や圧密試験などの高価な試験を多数実施することは現実的でない。

数多くの簡易な試験あるいは連続的な情報を得ることのできる原位置試験から泥炭の物性値を「推定する方法」と高度な試験結果から直接「決定する方法」の両者をもって、土層全体の代表値を評価することが合理的と考えられる。また、泥炭性軟弱地盤における今後の樋門およびその周辺堤防の設計・施工に活かすためのデータの蓄積を図ることも重要である。

(2) 軟弱地盤における調査項目

軟弱粘性土地盤における調査目的別の一般的試験項目を表-2.2 に示す。なお、軟弱粘性土層が分布する場合は、原則として圧密試験を実施する。

試料採取は、調査目的や土質に応じたサンプラーを選定して行う。一般に広く用いられているサンプラーとしては、表-2.3 に示すものがある。

地盤の沈下・変位分布の推定精度を確保するため、地盤の成層分布を特定することが重要と判断される場合には、オールコア方式を実施する。

表-2.2 調査目的別の一般的な試験項目

調査目的	試験項目	備考
即時沈下・側方変位、圧密沈下	単位体積重量	既設堤防の湿潤重量
	N値	
	ボーリング孔内水平載荷試験	変形係数の推定
	リバウンド試験	変形係数の推定（除荷時）
	土の圧密試験	
	物理試験一式 ^注	既設堤防の湿潤重量等
地盤の支持堤防の安定	N値	
	一軸または三軸圧縮試験	
	ボーリング孔内水平載荷試験	
	平板載荷試験	
鉛直・水平土圧	N値	
	一軸または三軸圧縮試験	
	物理試験一式 ^注	
	盛土材の締固め試験	盛土材の物理試験 ^注 を行う
	地下水位	
液状化の判定	N値	
	振動三軸試験	特に入念な検討を行う場合
	物理試験一式 ^注	
	地下水位（被圧地下水水頭）	必要により間隙水圧を測定
仮設	一軸または三軸圧縮試験	
	物理試験一式 ^注	
	地下水位（被圧地下水水頭）	
	現場透水試験あるいは揚水試験	地下水位低下工法

^注：物理試験は、土粒子の密度試験、土の含水比試験、土の粒度試験、土の液性・塑性限界試験、土の湿潤密度試験を土質等を考慮して選択する。

表-2.3 主要なサンプラー

サンプラーの種類	主な対象土質	孔径 (mm)	備考
標準貫入試験	ほぼすべての土	66 以上	乱した試料
シンウォールサンプラー	N 値 3~4 以下の軟らかい粘性土	86 以上	乱れの少ない試料
デニソン型サンプラー	やや硬質の粘性土 N 値 5 以上、20~30 以下	116 以上	乱れの少ない試料
サンドサンプラー (三重管)	砂質土、N 値 50 以上まで可能なものもある	116 以上	乱れの少ない試料

表-2.4 軟弱地盤対策工法の種類とその地盤調査・試験項目

軟弱地盤対策工法の種類	代表的な適用土質型	原位置試験				物理試験						力学試験												
		N値	コーン貫入	ベーンせん断	孔内水平載荷	単孔式透水試験	含水比	土粒子密度	粒度分析	液性・塑性限界	湿潤密度	有機物含有量	一軸圧縮	圧密	三軸圧縮UU	三軸圧縮CU	三軸圧縮CD	動的三軸	配合試験	突き固め	CBR試験			
表層処理工法	粘性土		○	△	△		○	○	○	○	○	○	○	○	△									
置換工法	粘性土	○	△	△			○	○	○	○	○		○	○	△	△								
押え盛土工法	粘性土		○	△			○	○	○	○	○		○	○	△	△	△							
載荷重工法	粘性土		○	△	△		○	○	○	○	○		○	○	△	○	△							
ドレーン工法	粘性土		○	△			○	○	○	○	○		○	○	△	○	△							
地下水低下工法	粘性土		○				○	○	○	○	○		○	○	△	○								
	砂質土	○			△	○	○	○										△						
生石灰杭工法	粘性土		○	△	△		○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△							
締固め砂杭工法	粘性土		○	△			○	○	○	○	○		○	○	△	○	△							
	砂質土	○			△	△	○	○	○		△							△						
動圧密工法	砂質土	○			○	△	○	○	○		△							△						
	粘性土		○	△	○		○	○	○	○	○		○	○		△								
固結工法	粘性土		○	△			○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△				○			
	砂質土	○			△	△	○	○	○		△	△					△	△	○					
荷重軽減工法	粘性土		○	△			○	○	○	○	○		○	○	△	△	△							
盛土補強工法	砂質土						○	○	○								△				○	○	○	
	粘性土						○	○	○	○				△			△				○	○	○	
構造物による工法 (杭工法)	砂質土	○	△		○	○	○	○										△						
	粘性土	○	△		○		○	○	○	○			○	○	△									
緩速載荷工法	粘性土		○	△			○	○	○	○	○		○	○	△	○	△							

○：一般的に採用している方法 △：時々採用している方法

(3) 泥炭性軟弱地盤における調査内容

泥炭性軟弱地盤では、カムクレイ系の弾塑性構成式に基づくFEM解析を用いるため、以下の

- ① 解析の入力条件となる各種の土質パラメータを土質試験から直接的に求めるためには、高度で高コストの調査・試験を必要とする。泥炭性軟弱地盤においては、土質データの位置によるばらつきも大きいため、高度な土質試験を用いるより、簡易法によるデータの積み重ねに基づく評価が有効である。
- ② 近年、低コストの調査により得られたN値・qc・含水比・強熱減量等の幾つかの基本的土質データを用いて、必要な土質パラメータを推定する相関式の提案等の研究・調査が積極的に実施されており、設計の実務への適用性が広がっている。
- ③ 泥炭は、その成因、構造、工学的特性などが一般の粘土とは異なることから、泥炭性軟弱地盤の調査は、泥炭の特性を考慮した手法で行う。

(4) サウンディング試験

ボーリング調査は、その調査目的からオールコアボーリングとすることは少なく、圧密沈下等に影響の大きい薄い砂層や薄い粘土層の連続性を見落とすことがある。サウンディング試験は、鉛直方向に連続性の高いデータを採取可能であり、近年機械化も進んでデータの信頼性も向上しており、ボーリング調査を補完する調査として期待される。

従来から、一般にオランダ式コーン貫入試験、ピートサンプリング、含水比試験の組合せが適用されデータも蓄積されている。

表-2.5 に示すサウンディング試験等により調査するのがよい。

1) オランダ式コーン貫入試験

地盤の強さと大まかな土層構成を知ることができる。通常は、容量 2ton 型の二重管式とマントルコーン（断面積 10 cm²）を使用する。一般的には、オランダ式コーン貫入試験の調査深さは、機械の能力などから最大 20m 程度が限度となる。

2) ピートサンプリング

オランダ式コーン貫入試験と併用して軟弱土層の詳細な確認と含水比試験に供する試料をピートサンプラーによって採取する。

ピートサンプラーは、乱した泥炭試料を層序を変えないで採取するもので、コア採取部の構造によって、カバー付きとピストン型とがある。現在一般的にはカバー付き（図-2.2 参照）が用いられている。ピートサンプラーによる調査可能深さは 10m 程度である。

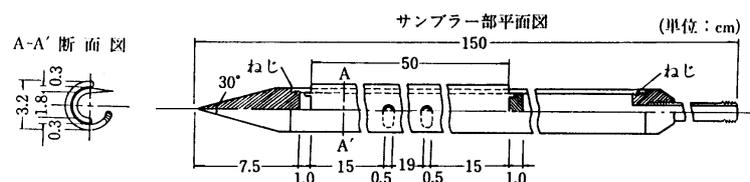


図-2.2 カバー付きピートサンプラー

3) サンプリング調査の留意事項

- ・ピートサンプリングは、容量的には深さ 7~10m が調査限度であるが、泥炭層（普通深さ 4~6m）に加えてその下位の軟弱粘土層等を 2m 程度確認することが望ましい。
- ・ピートサンプリングにおいては、原則として 1m ごと、あるいは代表土層から 2~3 箇の試料を採取して含水比試験を実施するのがよい。

表-2.5 サウンディング試験の調査内容

	調査可能深度 (m)	新設堤防				既設堤防				樋門周辺堤防				
		本調査	軟弱地盤調査 (粘性土)	軟弱地盤調査 (緩い砂)	透水性地盤調査	堤体漏水調査	軟弱地盤漏水調査	軟弱地盤調査 (粘性土)	軟弱地盤調査 (緩い砂)	本調査 (浅い基礎)	本調査 (深い基礎)	軟弱地盤調査 (粘性土)	軟弱地盤調査 (緩い砂)	透水性地盤調査
オートマチックラムサウンディング	30	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
オランダ式二重管コーン貫入試験	15~30	○	○					○		○	○	○		
スウェーデン式サウンディング	10~15	○		○	○	○	○		○	○	○		○	○
ベーンせん断試験	15		○						○			○		
電気式静的コーン貫入試験 (3成分等)	30	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

4) 電気式静的コーン貫入試験 (CPT)

電気式静的コーン貫入試験 (CPT) 等の新しいサウンディング試験法は、従来の試験法にない多くの特長を有しており、近年実績を増加させている。その代表例として電氣的静的コーン貫入試験についてその概要を記述する。

電氣的静的コーン貫入試験は、従来から使用されてきたオランダ式コーン貫入試験と比較して、多くの情報を連続したデータとして得ることができる。電氣的静的コーン貫入試験は、以下のような特長を有するのでボーリング調査の補完としてのみならず、とりわけ軟弱地盤においてはその特長を活かした調査法として活用されることが期待される。一方で、シルトや砂質土などでは周面摩擦のデータにばらつきが生じるなどの課題もあり、今後の研究開発が待たれる。

- ① 深度方向に変化する地盤の特性を連続するデータとして測定できる。
- ② 地盤の詳細な層序構成を短期間かつ直接的に把握でき、薄層を見逃すおそれがほとんど無い。
- ③ 有用な地盤情報を短時間で得ることができる。
- ④ コーンの先端抵抗： q_t 、周面摩擦： f_s 、間隙水圧： u を測定でき、さらに、各種の相関式を用いて、圧密係数： C_v 、透水係数： k 、圧密度： U 、非排水せん断強度： s_u 等を推定することが可能である。
- ⑤ 測定結果のばらつきが少なく、再現性も高い。ただし、機種によって測定値が異なる。

- ⑥ 試験方法は単純であり、コストが低廉である。
- ⑦ 土層毎に数多くのデータが得られることから、今後統計的な処理によるデータのより合理的な評価が可能になると期待される。

(5) 含水比試験

軟弱層の土質定数としての含水比：wを把握するため、ピートサンプラーによる乱した試料について実施する。

泥炭性軟弱地盤においては、含水比：wは、他の土質定数との相関性が高いことが知られている。

(6) 現場透水試験（回復法：地盤工学会基準（JGS 1314-2003））

場透水試験は、ボーリング孔を利用し、ベラーを用いて孔内の水を汲み上げ、回復法により孔内水位の回復過程（時間－孔内水位）を計測する非定常式現場透水試験を用いることを原則とする。

現場透水係数： k_f (cm/s) は、Hvorslev 式により求める。

$$k_f = 0.66d^2/L \log(2L/D)m$$

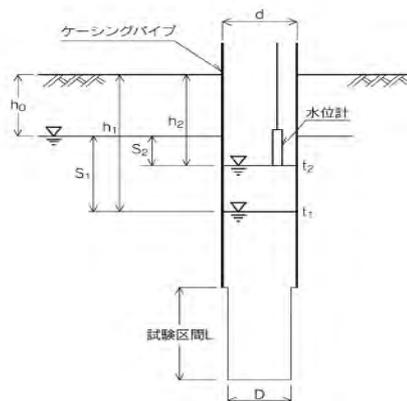
ここで、 d ：水位変動区間における（ケーシングパイプの）孔径(cm)

L ：試験区間(cm)

D ：試験区間の孔径(cm)

m ： $\log s-t$ 曲線における直線部分の勾配

s ：平衡水位と測定水位の水位差(cm)



図－2.3 現場透水試験（回復法）

「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」

2.2.3 調査位置および調査深度

カムクレイ系のFEM解析の実施が予定される場合には、樋門構築予定位置における初期地盤応力を推定することが必要である。原位置試験は、既設堤防の影響等の無い自然地盤応力状態にあると推定される位置で実施する。

<解説>

(1) 調査位置

樋門工事は、一般に既設堤防を開削し、樋門構築後に埋戻し腹付け盛土を含めた新設堤防を築堤する工程で実施される。

従来の設計では、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。これは、既設堤防による増加応力（自然地盤応力+堤防荷重応力）の影響を直接受けた土質データであり、堤防直下地盤の応力は堤防横断方向の位置によって異なる。

カムクレイ系のFEM解析では、既設堤防等による増加応力の影響を受けていない地盤データを用いることが必要であり、従来の堤防の天端（法肩）で実施されたボーリング調査データをそのまま適用することはできない。

カムクレイ系のFEM解析では、初期地盤応力解析（堤防盛土の影響の無い地盤の初期応力を設定する解析）が必要であり、調査計画・実施に当たっては、従来の調査とは視点が異なることに十分慎重な配慮をしなければならない。

既設堤防による増加応力の影響範囲外で実施されたボーリング調査、サウンディング調査等を用いることが必要になる。

図-2.5 に示す土質横断図の例では、3本のボーリングとサウンディングの結果があるが、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。

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。

堤防天端直下地盤の地層における調査・試験のデータは、初期地盤応力解析のデータとして、およびそれに連続する時系列データとして適用することはできないことに注意しなければならない。

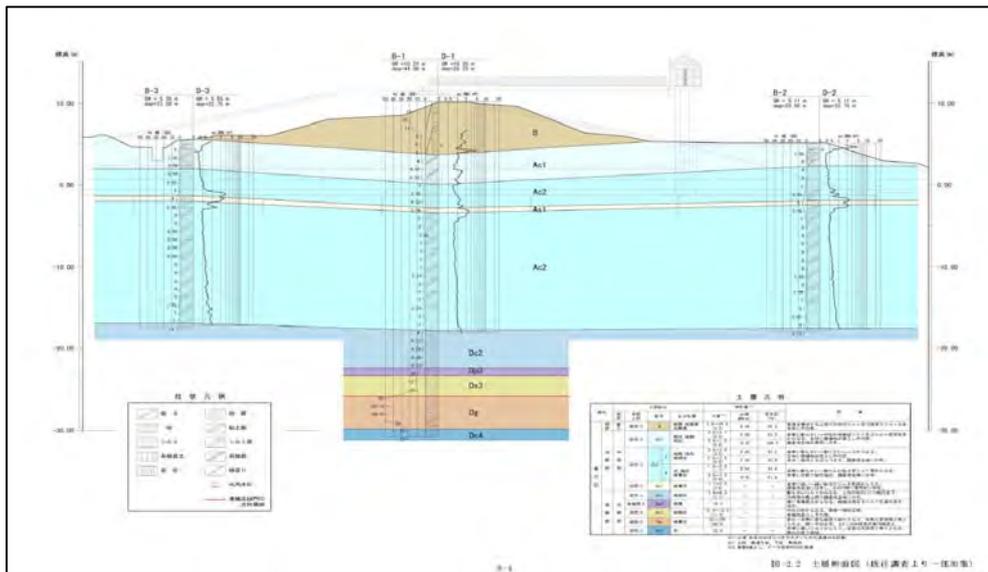


図-2.5 土質横断図の例

(2) 調査深度

樋門のサウンディング調査・ボーリング調査は、図-2.6、図-2.7 に示すように、原則として構造物の近傍において既設堤防と新設堤防の位置関係および樋門施設の配置そして上述した基礎地盤の特性に配慮して3本以上実施する。

既設堤防の直下に地盤改良が実施されている可能性が高いと想定されるなど、基礎地盤の特性が複雑であると想定される場合には、事前に関連するデータを収集整理して調査位置を設定するなどの検討が必要である。

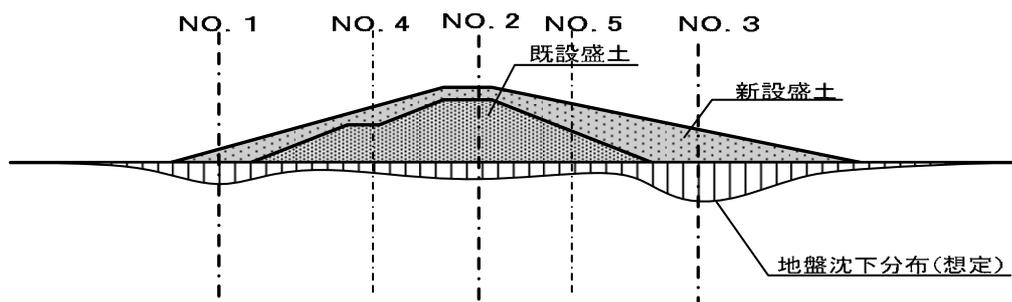


図-2.6 サウンディング調査・ボーリング調査位置の計画例 (1)

多連函体などで函体幅が広い樋門では、函体横方向（堤防縦断方向）の成層分布を把握するために、必要に応じてサウンディング調査等を併用する等により、図-2.7 に示すようにボーリング等の調査箇所を増加して堤防縦断方向の地盤条件を把握する。また、軟弱地盤等で翼壁長が長い・立壁高が高い等、構造条件が厳しいと予想される

場合や、既設堤防下に地盤改良工が実施されているなど、樋門直下地盤条件の変化が激しいと予測される場合には、地盤の不同沈下分布を念頭に入れた適切な位置に調査箇所を増加することも検討し、必要により追加調査を実施する。

次項(5) サウンディング調査に示すCPT等の調査法によれば、層境も精度良く把握できるので、成層分布が複雑である場合等では、サウンディング調査を追加することが望ましい。調査位置は、標準的には図-2.7に示す位置とするが、想定地質縦断図を作成して評価のうえ調査位置を選定するのがよい。

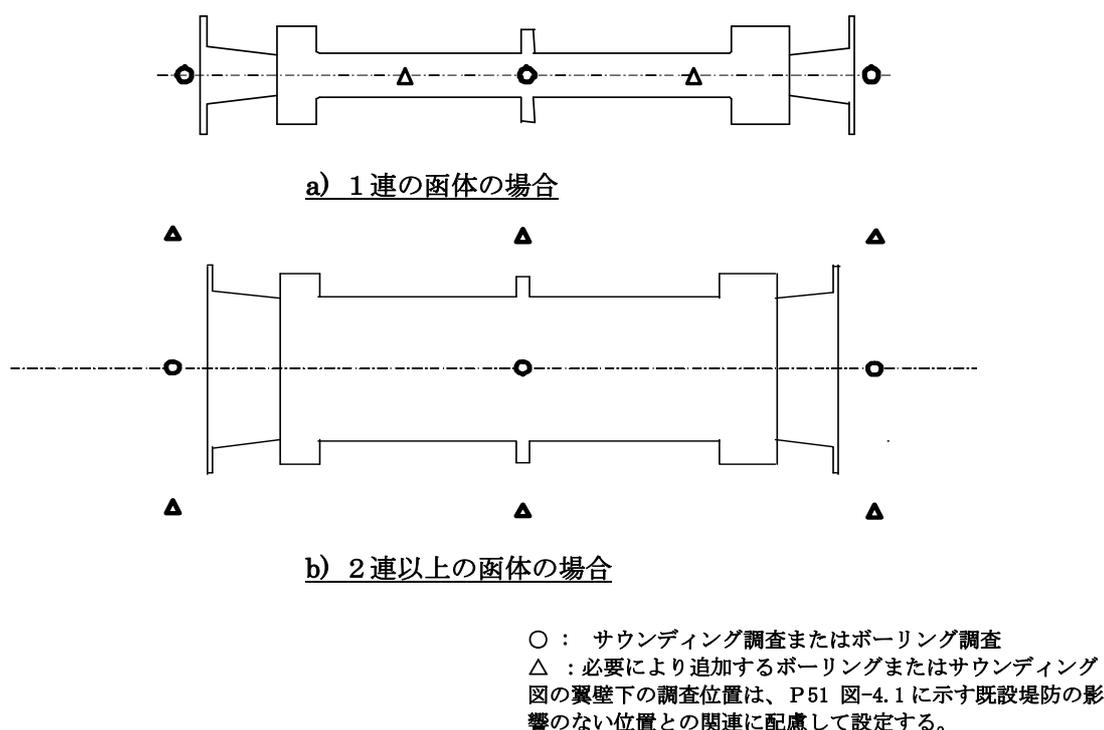


図-2.7 サウンディング調査・ボーリング調査位置の計画例(2)

調査の深度は、軟弱層の下の支持層位置を確認するため、良質な支持層が確認される深さまで行うことを原則とする。柔構造樋門では、支持層の支持力に期待する設計を実施することはないので、支持層の支持力の大きさを把握することは不要であるが、遮水矢板や地盤改良の先端が支持層に到達することで、被害が発生することがあり、支持層位置を確認することが重要である。

2.2.4 室内土質試験

室内土質試験は、地盤の物理的性質・力学的性質を求めるため、サンプリングにより得られた試料を用いて、必要な土質試験を実施する。

<解説>

(1) 室内土質試験

室内土質試験は、土質に応じて以下のものがあり、設計に必要となる物理・力学特性を得るために過不足の無いよう配慮して実施する。

1) 粘性土

① 粒度試験 ② 含水比試験 ③ 土粒子の密度試験 ④ 密度試験 ⑤ コンシステンシー試験 ⑥ 一軸圧縮試験 ⑦ 圧密試験 ⑧ 三軸圧縮試験 等

2) 泥炭等

① 含水比試験 ③ 土粒子の密度試験 ④ 圧密試験 ④ 強熱減量試験 等

3) 砂質土等

① 粒度試験 ② 含水比試験 ③ 土粒子の密度試験 等

表-2.6 泥炭における土質試験の実施頻度の例

試験項目	頻度	試験結果から求まる値	備考	
物理試験	土粒子の密度試験	3m程度もしくは各層1回, @ 1	土粒子の密度: ρ_s 間隙比: e 飽和度: S_r	JIS A 1202
	含水比試験	1m程度に1個 @ 3	自然含水比: W_n	JIS A 1203
	単位体積重量試験	3m程度もしくは各層1回, @ 1	単位体積重量: γ_t	JGS 0191
	強熱減量試験	3m程度もしくは各層2回, @ 2	強熱減量: L_t	JIS A 1226
	*粒度試験	3m程度もしくは各層1回, @ 1	粒径加積曲線 均等係数	JIS A 1204
	*液性限界・塑性限界試験	3m程度もしくは各層1回, @ 1	液性限界: W_L 塑性限界: W_p	JIS A 1205
力学試験	圧密試験	各層1回 @ 1	圧密諸定数を求める	JIS A 1217
	一軸圧縮試験	1m程度に1回 @ 2	一軸圧縮強度: q_u 非排水せん断強さ: S_u 鋭敏比: S_t 、変形係数: E_{50}	JIS A 1216
	一面せん断試験 もしくは三軸圧縮試験	各層1回 @ 1	強度増加率: S_u / p	一面せん断試験 JGS 0560 三軸圧縮試験は JGS 0522, 0523
	繰返し三軸試験 もしくは繰返しねじりせん断試験	各層1回 @ 1	せん断剛性率 履歴減衰率	三軸試験 JGS0542 ねじり試験 JGS0543

@ : シンウォール1回につき実施する試験数

ここで、シンウォールサンプリングは3mに1回を原則とするが、土層が複雑に変化する場合は各層ごとに行うものとする。

* : 軟弱粘性土の場合の追加試験

① 一軸圧縮試験

軟弱地盤の強度を把握する最も一般的な試験であるが、泥炭層に対しては、サンプリング時や試料整形時の乱れの影響を受け易いため精度が劣ることがあるので、泥炭層の特性を考慮して適用性を判断しなければならない。

② 三軸圧縮試験

粘性土や泥炭等の限界状態応力比： M は、有効せん断抵抗角： ϕ' から推定する。この ϕ' は、CU試験（圧密非排水三軸圧縮試験）によって推定することが望ましい。

③ 圧密試験

粘性土の圧密沈下を推定する場合には、圧密試験は必要不可欠である。泥炭層では、圧密試験は難しいが、圧密降伏応力や透水係数の圧密圧力依存性等の評価が重要であり、圧密試験を実施する。

④ 強熱減量試験

泥炭の場合は、強熱減量のほとんどが有機物量と考えてよいとされており、土粒子の密度や自然含水比と相関性が高い。有効せん断抵抗角： ϕ' は、強熱減量から推定することができる。

本マニュアルでは、既設堤防の影響を考慮した地盤の沈下・変位分布を推定することが求められる。このために、新規に実施することが望ましい地盤の調査・試験項目は、以下の2つがある。

① 既設堤防の単位体積重量

既設堤防の単位体積重量は、ボーリング調査においてサンプラーによって採取した試料を用いて土の湿潤密度試験（ノギス法、パラフィン法）を実施する。このため、既設堤防の堤体からの乱れの少ない試料採取が必要になる。サンプリングが困難な場合には、必要により砂置換法またはRI法を用いた調査を実施する。

② 砂質地盤等における除荷時の地盤の変形係数

砂質地盤等の砂層が卓越する地盤条件においては、除荷時の地盤の変形係数を求める実用的な調査法はないのが現状である。孔内水平載荷試験を用いて載荷・除荷試験を実施した事例はあるが、評価方法やコストに課題がある。“7.3 堤防開削時の調査”に記述したリバウンド調査のデータの集積が望まれる。

2.3 樋門の構造形式の選定

2.3.1 樋門本体の構造形式の選定

樋門本体の構造形式は、周辺堤防・地盤の沈下・変位の影響やその他の外力に対して、樋門本体・周辺堤防の安全確保が可能で使用性・耐久性が高く、耐震性の高い靱性を有する構造形式を選定する。

<解説>

(1) 高い函軸たわみ性を有する柔構造樋門

軟弱地盤における樋門には、築堤盛土に伴って発生する大きな周辺地盤の沈下・変位に適切に対応して、周辺堤防の安全性を確保する柔構造樋門として設計・施工することが求められている。

泥炭性軟弱地盤では、築堤盛土に伴って発生する地盤の沈下・変位量は、一般に極めて大きな値となることが多く、また、周辺の堤防や地盤にすべりや側方流動の発生を伴うことも少なくない。

最近では、堤防の治水安全度の向上を目的として、堤防の引堤・緩傾斜化・嵩上げ等を伴う堤防拡幅工事が進行しており、この場合には、腹付け盛土に伴って堤防横断方向に大きな不同沈下・変位の発生が予想され、地盤条件が厳しい場合には、新旧堤防の境界付近で不同沈下に伴う堤防すべり等の課題が発生することがある。このような厳しい条件のもとで、樋門本体および堤防の安全性・耐久性を確保するためには、より高い函軸たわみ性を有し堤防への親和性の高い柔構造樋門であると同時に、函体のひび割れの発生を抑制でき止水性の確保が可能で、使用性・耐久性の高い構造であることが求められる。

また、必要となる地盤対策工も柔構造・柔支持として検討・設計されなければならない。

(2) 高い靱性を有する柔構造樋門

“河川構造物の耐震性能照査指針(案) 平成 19 年 3 月”により、樋門等の河川構造物は、レベル-2 地震動に対して必要な耐震性能を確保することが求められる。

堤防は、一般に相当に高い靱性を有する土構造物であるが、高い靱性を有する柔構造樋門とすることは、本体構造・継手のさらなる耐震性能の向上が必要となることが多い。また、門柱等の設計にも耐震性能の確保のための配慮が必要である。

(3) 函体の構造形式

樋門本体の函体構造は、残留沈下量・側方変位量の大きさやその分布形状、キャンバー盛土形状、地盤対策工の特性、基礎形式等の条件等によって適用性が異なる。

このため、地盤沈下対策などを実施する場合は、想定される地盤対策工の特性や効果を検討した上で、函体構造の選定を行うのがよい。

函体の構造形式（「柔構造樋門設計の手引き」共通編 2.4.2 参照）の選定においては、函体の函軸構造形式の特性に十分に配慮することが重要である。柔構造樋門における函軸構造形式の特性は、地盤沈下・側方変位の最大値よりも不同沈下・変位に配慮することが重要である。腹付盛土等による影響で地盤の沈下分布・側方変位分布が複雑となることが予想される場合などでは、より高い函軸たわみ性を有する構造形式を採用することが望ましい。

函軸たわみ性は、函体構造形式、スパン割、継手（接合部）の変形能力に大きく依存する。函体構造と継手構造は密接に関係するので、函体構造を検討する場合は、継手構造との適合性に配慮する必要がある。

① RC構造

「柔構造樋門設計の手引き」では、樋門の構造形式は、周辺堤防・周辺地盤の沈下・変位に追随性の高い柔構造樋門として設計することが原則であるとしており、RC構造を中心にその設計法について記述している。

樋門は、堤体内部を貫通する構造物であり水密構造であることが要求されているが、従来からRC構造で設計されることが一般的である。RC構造では、ひび割れが発生することを前提とする設計法が採用されるが、地盤沈下・側方変位の影響等によるひび割れ幅を照査して、必要な安全性・耐久性を確保しなければならない。

軟弱地盤上のRC構造の樋門は、可とう性継手を適用した実績が多いが、地盤の側方変位の影響や胸壁に作用する土水圧等の軸方向荷重によって、継手に大きな開口が発生し、周辺堤防の安全性を損なうことがあり、スパン割や継手性能の確保に十分配慮する必要がある。

② 剛接合方式のプレキャスト構造

剛接合方式のプレキャスト樋門は、函体ブロックの接合部を剛接合とし、スパン毎を緊張材によって緊張して一体化を図り、スパン間には可とう性継手を設置して、可とう性継手によって函軸たわみ性を得る構造である。設計上は従来のRC構造の樋門とほぼ同じであり、継手部に変位（変位差）が集中する。継手部を貫通する函軸方向の緊張は困難であり、スパン毎の緊張になる。地盤の側方変位の影響や胸壁に作用する土水圧等の軸方向荷重によって、継手に大きな開口が発生することがあり、スパン割や継手性能の確保に十分配慮する必要がある。

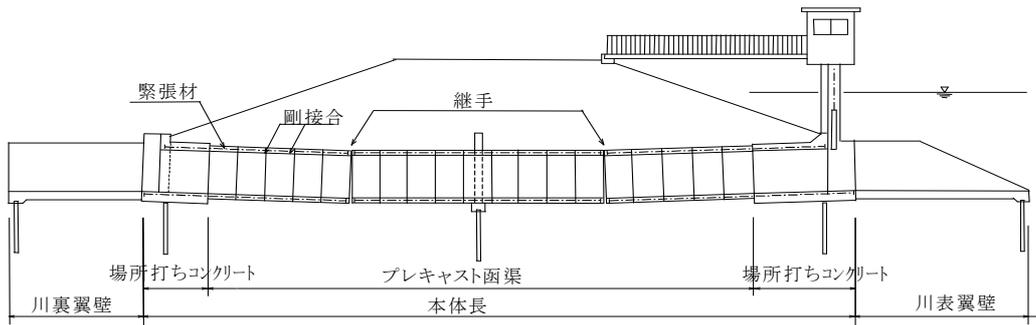


図-2.8 (剛接合+継手(2ヶ所))方式のプレキャスト樋門

③ 弾性接合方式のプレキャスト構造

弾性接合方式のプレキャスト樋門は、函体ブロックの接合部にF B接合ゴムの弾性体を挟み、本体の縦方向にP C鋼材等の緊張材によって緊張力を導入することによって、接合部における断面力伝達機能・弾性変形機能と止水機能を確保するもので、多数の弾性接合部による分散型変位差処理方式により、継手を要しないで、高い函軸たわみ性を確保できる。

函体ブロック長は、1.5~2 m 程度と短いため、1箇所あたりの弾性接合部の変形能力は大きくないが、分散型変位差処理方式とすることで、地盤の不同沈下・変位への追随性が高く、安全性・耐久性・経済性等多くの特長を有することから、合理的な柔構造樋門の代表的構造形式の1つとして注目されている。

なお、プレキャストブロックの設置から緊張材の緊張工の終了(すなわち函体工の終了)まで、コンクリートやモルタルの打設を必要とせず、現場工期が7日~10日程度と極めて短期間であるため、冬季の施工にも有利である。

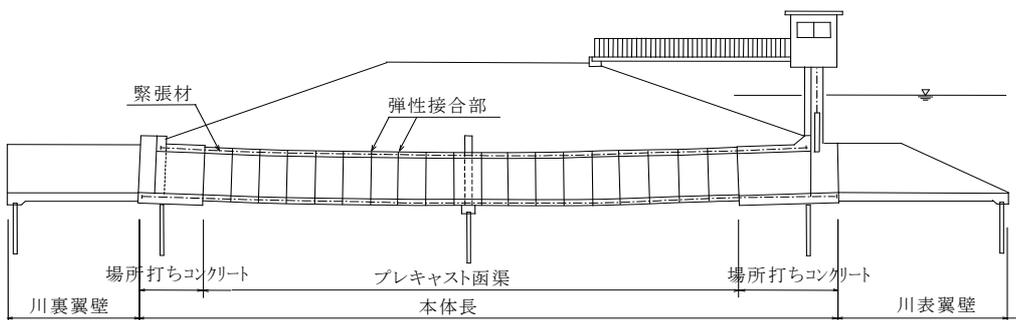


図-2.9 弾性接合方式のプレキャスト樋門

2.3.2 基礎形式の選定

軟弱地盤における柔構造樋門の基礎形式は、周辺地盤・周辺堤防への影響に配慮して、柔支持基礎とするのが原則である。柔支持基礎は、浮き直接基礎を優先して選定する。

<解説>

(1) 柔支持基礎

軟弱地盤における柔構造樋門の基礎形式は、柔支持基礎とするのが原則である。樋門の直下地盤が硬質層で、地盤の沈下・変位が少ない場合には、設計法の分類上は剛支持基礎とした設計法が採用されるが、樋門本体は柔構造樋門とすることが合理的である。

柔支持基礎には、浅い浮き基礎と深い浮き基礎とがあり、両者とも実績は少なからずあるが、樋門の直下・周辺地盤のように地盤の沈下・変位分布が3次元的に複雑な地盤への適用性を明確に考慮した設計法はないのが現状である。

(2) 補償基礎

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。

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。図-2.10 に補償基礎の考え方、図-2.11 に補償基礎の排土重量と函体重量比を示す。

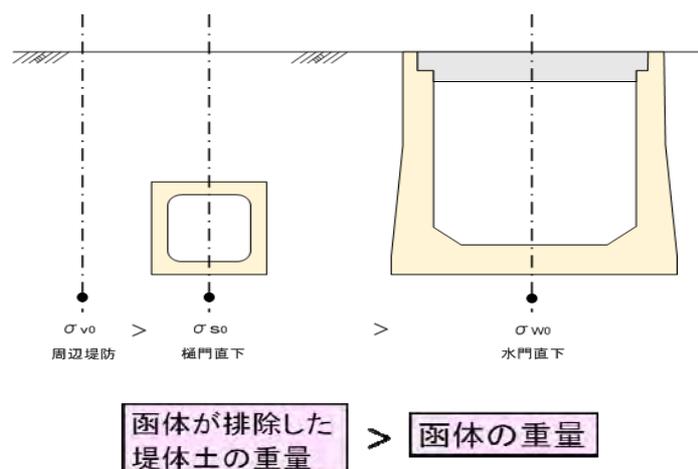


図-2.10 補償基礎の考え方

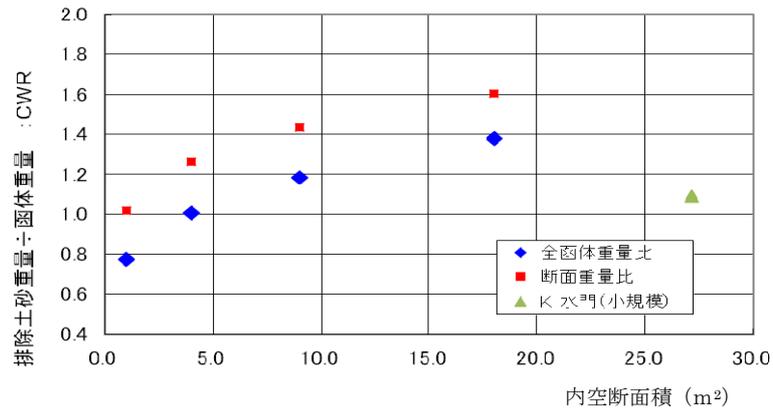


図-2.11 補償基礎の排土重量と函体重量比

(3) 浅い浮き基礎と深い浮き基礎

従来の浅い浮き基礎と深い浮き基礎は、深層混合処理工法等による浮き固化改良体基礎工法を樋門本体とは分離された基礎構造として利用したものがほとんどであり、設計上は地盤の沈下・変位の抑制対策工として、地盤改良工の1つとして取り扱われてきた事例が多い。

浅い浮き基礎は、浮き固化改良体を版状に構築した事例が多く、深い浮き基礎は、浮き固化改良体を群杭状あるいは格子状に構築した事例が多い。樋門の場合には、浮き基礎・すりつけ対策工の施工範囲が堤防縦断方向の狭い範囲に限定されるため、その3次元効果はかなり大きくなると推定され、浮き基礎として地盤の沈下・変位の抑制効果量を、必要とする精度で推定可能となる設計法が確立されていない。このため、FEM解析を用いて地盤の沈下・変位の抑制効果量の評価に当たってはこの点に十分配慮することが必要である。

2.4 泥炭性軟弱地盤における樋門と地盤対策工

2.4.1 樋門の設計・施工における地盤対策工

泥炭性軟弱地盤における樋門の設計・施工に伴う周辺堤防・周辺地盤の挙動は、複雑で予測困難な課題である。最新の知見に基づく信頼性の高い解析・検討を実施して、適切な地盤対策工を選定・設計し、樋門およびその周辺堤防の安全を確保するものとする。

<解説>

(1) 泥炭性軟弱地盤における樋門の設計・施工に予測される課題

泥炭性軟弱地盤における樋門工事においては、従来から厳寒期の極めて厳しい施工条件のもとで、河川堤防の開削から樋門等構造物構築のコンクリート工事そして埋戻し・築堤工事に至るあらゆる場面で、超軟弱地盤であることを素因とする堤防や地盤のすべり・側方流動、過大な沈下・変位の発生等、困難な課題に対処することを余儀なくされてきた。

このため、工事中に地盤に係わる想定内・想定外のトラブルに見舞われることも多く、工事の手戻りに多大な時間とコストを要することが少なくなかった。

現在では、多様な対策工が開発され、施工時の安全性は一昔前に比較して大きく向上したが、それでもこの多様で困難な課題が無くなったわけではなく、近接構造物への影響の抑制等さらなる新しい課題に取り組むことを余儀なくされている。

樋門は、堤防横断構造物であり、堤防の弱点部としてその耐用年数の長期に渡って、この宿命的課題とされている弱点の克服に努力が傾注されてきたが、周辺堤防そして構造物自身に設計・施工上の制約条件が極めて多く、開発された各種の地盤対策工等の活用にも制約が少なくない。

堤防横断構造物である樋門の設計・施工上の課題は、多様で困難な課題であることが多いため、設計・施工技術者には十分な経験と総合的判断能力とが要求される。

(2) 泥炭性軟弱地盤における土構造物および地盤への対応の最近の成果

近年では、泥炭性軟弱地盤における道路盛土等の土構造物の設計・施工に、寒地土木研究所をはじめとする関連機関・研究機関等による多くの調査・設計・施工法の研究・開発等の成果が公表されており、これらを活用することで、従来は不可能と考えられてきた多くの課題への対応が可能になりつつある。

より安全で合理的かつコスト縮減が可能となる柔構造樋門の設計・施工・維持管理を推進していくためには、これらの成果を河川堤防・堤防横断構造物である樋門等の設計・施工に活かすことが重要である。

2.4.2 泥炭性軟弱地盤における地盤対策工の課題

泥炭性軟弱地盤における樋門工事に伴う周辺堤防・周辺地盤の挙動は、複雑で予測が難しい課題である。最新の知見に基づく信頼性の高いFEM解析を用いて地盤挙動を予測し、適切な地盤対策工の選定・設計に活かすものとする。

<解説>

泥炭性軟弱地盤における堤防の築堤盛土に伴う沈下・変位およびその分布を把握することは、樋門等の堤防横断構造物の設計における最大の課題の1つである。堤体内の樋門本体縦断方向の設計においては、地盤の沈下・変位の影響が最大の荷重となるため、これをより適切に評価する必要がある。

(1) FEM解析による周辺堤防・周辺地盤の挙動予測

泥炭性軟弱地盤等の軟弱地盤では、盛土荷重の増加に伴って地盤内に塑性領域が広がり、過大な沈下・変位やすべり破壊が発生することがある。

地盤を取り扱う場合には、課題に応じて適切な解析手法を選定する必要がある。泥炭性軟弱地盤のような軟弱地盤では、時系列の大きな沈下・変位が課題となり、圧密とせん断の影響とを適切に考慮可能な“カムクレイ系の弾塑性構成式に基づく解析モデル”を適用するのが適切である。

泥炭性軟弱地盤における樋門等の河川構造物の設計に、土・水連成の弾塑性FEM解析を用いることなしには、周辺地盤・周辺堤防の大きな沈下・変位挙動を把握し、プレロード系工法や地盤改良工法による地盤対策工を設計することは困難であり、周辺地盤・周辺堤防の安全を確保することはできない。

本マニュアルでは、樋門の設計における周辺堤防・基礎地盤の沈下・変位やすべり、そして地盤対策工の効果の定量評価等の課題に対して、“カムクレイ系の弾塑性構成式に基づくFEM解析”を用いることを原則とするものとした。

なお、泥炭性軟弱地盤でない通常の地盤条件の場合においても、堤防の“載荷、除荷、再載荷”を伴う地盤のせん断変形と圧密沈下に伴う変形とを考慮する解析が必要であることから、カムクレイ系の弾塑性構成式に基づくFEM解析モデルあるいはそれに相当するFEM解析モデルを用いることが望ましい。

(2) 地盤対策工の効果・影響の評価

キャンバー盛土工法・プレロード系工法・掘削置換工法等の地盤対策工の選定・設計は、周辺堤防や樋門等構造物の安全性確保・コスト・工期に大きな影響を及ぼす。地盤沈下抑制対策工等の地盤対策工の効果・影響は、地盤対策工を適切にモデル化することで、FEM解析に取り込むことが有効である。

地盤対策工の工法・規模による地盤の沈下・変位抑制効果や地盤の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可能であり、その選定に当たっては、地盤および地盤対策工の効果を定量的に評価可能となる適切な解析法によることが重要である。

なお、樋門等の堤防横断構造物の設計では、全沈下・変位量でなく、不同沈下・変位量を抑制することを目的とすることが重要であり、地盤対策工の選定・設計においても、この点に配慮した検討が重要である。

(3) セメント系固化改良体における課題

セメント系固化改良体においては、改良体の表面の経時的劣化の発生が指摘されている。改良体の表面の劣化によって、改良体の耐力・支持力の低下が課題となることは無いと推定される。一方で、改良体表面の劣化による影響として、周面摩擦力の低下やルーフィングの経路となることの課題に対して、樋門周辺堤防の長期の安全性の確保に配慮が必要である。

樋門周辺堤防・地盤におけるセメント系改良体による地盤対策工は、従来から改良体の設計上必要となる富配合(セメント添加率が高い)区間と、施工上必要となる貧配合(セメント添加率が低い：一般には 70 kg/m^3 程度)区間とがあり、貧配合区間では改良体表面の劣化の影響がより大きいと推定される。

改良体の設置位置やその配置状況によっては、セメント系改良体の外周部が堤防横断方向に水みちを形成する可能性があるとして推定される。改良体の表面の劣化は、経時的に進行していくので、ルーフィングに対する新たな課題として、対応策を検討する必要がある。

2.5 樋門設計結果総括図

設計時における施工条件と施工時における施工条件との整合を図るため、設計者の意図を正確に施工者に伝達するための設計図を作成し、設計時における施工条件を明示するものとする。

<解説>

軟弱地盤における柔構造樋門の設計・施工においては、従来に増して設計と施工との連携が重要である。設計時に想定している施工条件が、施工時における施工条件と大きく異なる場合には、想定外の地盤や構造体の沈下・変位が発生する等の課題に直面することがある。

施工計画の立案に当たっては、第7章 施工計画および施工管理に関する一般事項の記述に配慮するとともに、掘削・盛土の施工順序、地盤沈下対策工の施工法、盛土材の仮置き場や運搬路の位置等について、設計時に想定している施工条件との相違を把握して、それによる地盤の沈下・変位への影響の程度について必要な検討を実施する。

また、設計で想定した地盤条件およびそれを前提として予測された地盤挙動が、施工現場で確認されつつ施工が進められることが必要である。地盤条件や地盤挙動が設計時の条件と大きく異なる場合には、施工計画の変更に伴う影響の程度を明確にし、対応策を検討することが重要である。

設計では、カムクレイ系の弾塑性構成式に基づくFEM解析を実施して、地盤の沈下・変位の経時変化や地盤対策工によるその抑制地盤を推定している。また、堤防・基礎地盤のすべり等の地盤破壊の可能性の有無についての想定もなされている。

施工時の主要時点における沈下・変位やすべりに対する安全性等の情報を予測値（参考値）として捉えることで、次ステップの施工に活かすことも有意義であると考えられる。

このため、施工者に設計者の意図を正確に伝達することを目的として、従来の設計図書に加えて設計図に“設計結果総括図”を加えるものとする。

この設計結果総括図は、設計者が施工者に伝えるべき設計条件および施工条件と設計結果の重要事項をまとめた図面であり、以下の項目

- ① 土質断面図（土性図）
- ② 樋門の三面図（主要寸法記載）
- ③ 地盤沈下量分布図（必要ケース）
- ④ 側方変位量分布図（必要ケース）
- ⑤ 沈下・変位の経時変化図（必要ケース）
- ⑥ 地盤対策工概要図

- ⑦ 施工中に想定される地盤破壊等の可能性
- ⑧ 動態観測概要図
- ⑨ 施工条件（設計条件のうち施工に係わるもの）
- ⑩ その他（施工者に伝達すべき事項）

が含まれているものとする。

第3章 地盤変位荷重

3.1 樋門の設計における地盤変位荷重

3.1.1 樋門周辺地盤における残留沈下分布の推定と地盤対策工

樋門本体の縦方向の設計では、樋門本体とその周辺堤防・地盤との相互作用を解析・検討する。樋門周辺地盤の残留沈下量を残留沈下量の許容値以下に抑制することで、樋門本体に発生する変位・断面力を抑制し、同時に周辺堤防・地盤への親和性を確保する設計とすることが必要である。

<解説>

樋門本体の縦方向の解析では、樋門本体を弾性床上の梁とモデル化し、周辺堤防・地盤の沈下・変位の影響を考慮して、樋門本体とその周辺堤防・地盤との相互作用を解析・検討する。樋門の周辺堤防・地盤の沈下・変位の影響が支配的な荷重となる。

泥炭性軟弱地盤等の軟弱地盤においては、地盤の沈下・変位は、相当に大きな量となることが少なくない。樋門周辺地盤の残留沈下量を、キャンバー盛土による地盤沈下補償工法や地盤沈下抑制対策工法等により、残留沈下量の許容値以下に抑制することで、その残留沈下分布を緩やかにすることが求められる。

(1) 樋門周辺地盤の残留沈下量分布

樋門のような地中構造物では、樋門本体縦断方向における周辺地盤の沈下・変位の影響は、地盤変位荷重として支配的な荷重（主荷重）となる。このため、周辺地盤の残留沈下・変位量分布を適切に推定・評価することが重要である。

樋門本体の縦方向の設計では、周辺地盤の残留沈下量を許容残留沈下量以下に抑制し、これによって樋門本体に発生する沈下・変位や断面力が過大とならず、周辺堤防の安全確保にも寄与するように配慮することが重要である。

(2) 地盤の残留沈下・変位量の抑制対策

泥炭性軟弱地盤等の地盤条件が厳しい場合には、地盤沈下補償対策工（キャンバー盛土工法）によって残留沈下量を減少させ、事前対策工としてのプレロード系工法、そしてその他の地盤沈下抑制対策工等による対応策によって、周辺地盤の残留沈下・変位量を適切な範囲に抑制することが有効であると考えられる。

図－3.1 に樋門周辺地盤における残留沈下量の推定の概略フローを示す。

周辺地盤の残留沈下量が、残留沈下量の許容値を越える場合は、キャンバー盛土による地盤沈下補償対策工を優先的に実施するが、それでも残留沈下量の許容値を越える場合は、プレロード系工法による事前対策工を検討し、さらには地盤沈下抑制対策工等を検討することになる。

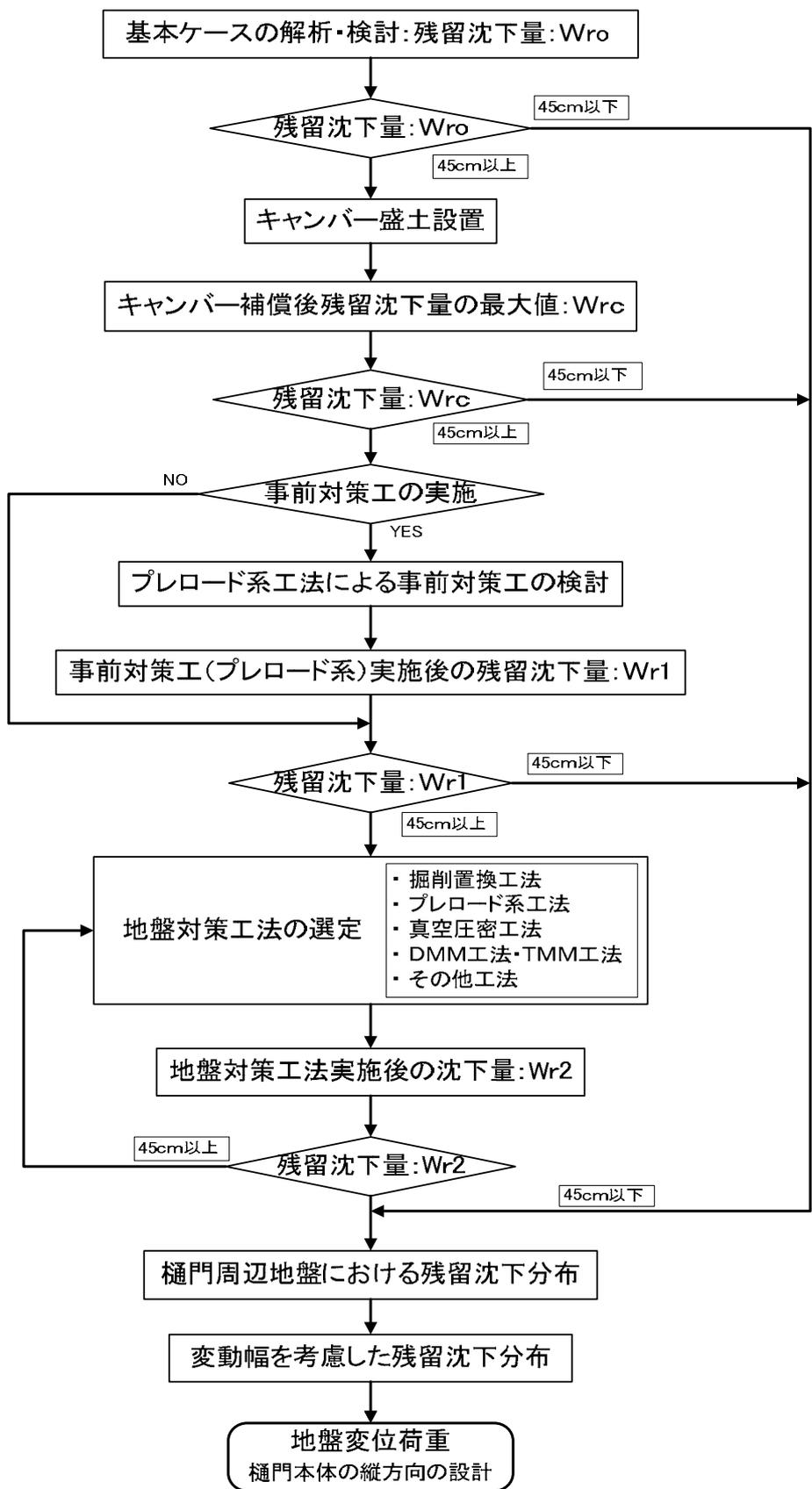


図-3.1 樋門周辺地盤における残留沈下量の推定の概略フロー

3.1.2 地盤変位荷重の算定

樋門本体の縦方向の解析では、樋門本体を弾性床上の梁とモデル化し、樋門の周辺堤防の沈下・変位の影響をこれに等価な地盤変位荷重として作用させる。地盤変位荷重は、地盤の残留沈下・変位に地盤反力係数を乗ずることで算定する。

<解説>

地盤変位荷重は、樋門本体の縦方向の解析における主荷重の1つであり、支配的な荷重である。樋門本体の縦方向の解析では、樋門本体を弾性床上の梁とモデル化し、樋門の周辺堤防・地盤の沈下・変位の影響をそれに等価な地盤変位荷重として考慮し、樋門本体とその周辺堤防・地盤との相互作用を解析・検討する。

(1) 地盤変位荷重の算定

弾性床上の梁とモデル化された樋門本体の縦方向の解析では、梁の特性、外力としての周辺堤防の沈下・変位の影響、そして弾性床と仮定された基礎地盤の鉛直方向地盤反力係数： k_v 、水平方向地盤反力係数： k_s を主要なパラメータとして解析する。

弾性床上の梁における地盤変位荷重は、地盤の沈下： w_g 、側方変位： u_g の影響に等価な荷重として、

$$\text{鉛直方向の地盤変位荷重} : k_v \cdot w_g$$

$$\text{函軸方向の地盤変位荷重} : k_s \cdot u_g$$

と表すことができる。

なお、樋門直下地盤は多層地盤となることが一般的であり、地盤の成層分布を考慮した地盤反力係数： k_v 、 k_s を用いることが必要である。

(2) 地盤対策工の効果

泥炭性軟弱地盤等の超軟弱地盤においては、地盤の沈下・変位の抑制を図る地盤対策工の設計が必要となることが多い。この地盤対策工は、地盤の沈下・変位の抑制を図ることのみを目的とするのではなく、円弧すべり防止・支持力向上・液状化抑制・その他の効果を期待して実施されることが多い。

地盤対策工は、一般に単一の対策工ではなく、キャンバー盛土工法に加えて、例えば、プレロード系工法や掘削置換工法そして各種の地盤対策工を併用して対応することが少なくない。複数の地盤対策工の組み合わせが必要となる場合には、地盤沈下・変位抑制対策工の効果も複合されたものであり、それぞれの対策工の効果を分離して評価することは困難であり、その効果を定量的に推定するためには、カムクレイ系のFEM解析等の解析法に拠らざるを得ないことが多い。

これらの対策工は、堤防の開削範囲の比較的限定された狭い範囲で実施されることが多く、すりつけ対策工等の影響も含めて3次元影響も少なくない。地盤対策工による地盤の沈下・変位の抑制効果の推定精度を確保するのは難しい課題であることを前提として地盤対策工を選定・設計すべきである。

この地盤対策工による地盤沈下抑制後の地盤沈下・変位分布を用いて、地盤対策工を考慮した地盤変位荷重を算定する。

なお、図-3.1の残留沈下量の推定の概略フローに示すように、地盤対策工による地盤沈下抑制後の地盤沈下・変位分布の算定までは、基本ケースの条件に基づく検討を実施する。しかる後、層別の物性値のばらつきを考慮した土質パラメータを用いたFEM解析により、変動幅を考慮した残留沈下量分布を算定し、これを基に数ケースの地盤変位荷重を算定する。

(3) 地盤反力係数

樋門本体縦断方向の地盤変位荷重は、地盤の沈下・変位分布に樋門本体直下地盤の地盤反力係数： k_v 、せん断地盤反力係数： k_s を乗じて算定する。

地盤反力係数は、地盤反力係数を推定するための地盤の変形係数： E_0 を用いて、“3.2 地盤反力係数の算定” に記述する方法 によって算定する。

3.1.3 変動幅を考慮した地盤変位荷重の算定

地盤変位荷重は、樋門周辺地盤における変動幅を考慮した地盤の沈下・変位分布に、樋門本体の函軸方向の区間毎に設定された地盤反力係数を乗じて、変動幅を考慮した地盤変位荷重とする。

<解説>

変動幅を考慮した地盤の沈下・変位分布は、地層毎のばらつきを考慮した変形特性を評価して、地盤の沈下・変位分布を推定し、これを基に変動幅を考慮した地盤変位荷重を算定する。

(1) 変動幅を考慮した地盤変位荷重

樋門本体の縦方向の解析に用いる地盤変位荷重は、変動幅を考慮した地盤の沈下・変位分布を算定し、この組み合わせの中から樋門本体の縦方向の解析において、より厳しい条件となると想定される 6～8 ケース程度の地盤の沈下・変位分布を抽出して、これに函軸方向の区間毎に設定された地盤反力係数を乗じて変動幅を考慮した地盤変位荷重とする。

地盤の沈下・変位分布には、多様な変動要因があると推定される。例えば、

- ① 泥炭性軟弱地盤は、極めて不均質に堆積しており、地盤の物性値は空間的なばらつきも大きいことが知られている。
- ② 例えば、図-2.5 土質横断図の例に示すように地盤の成層分布は、少ない数のボーリング調査・サウンディング調査に基づき想定された分布であり、その分布は調査技術者により個人差が出る場合がある。
- ③ 地盤の F E M 解析モデルは、土質断面図を基本としてモデル化するが、地質学的には同一層とみなされる層であっても、土質力学上は、深度方向に地層の物性値が変化している場合もある。
- ④ 図-6.4 不同沈下抑制対策工としてのプレロード系工法 に示すような不同沈下対策工では、盛土荷重の載荷初期に大きな沈下が発生するが、圧密度にして 80% を越えるような沈下発生後の残留沈下量を精度良く推定することは困難である。この残留沈下量の推定誤差を沈下の変動要因の 1 つに含めて考える。

等が考えられるが、ここではカムクレイ系の F E M 解析により、地盤の沈下・変位分布を推定するため、層別の地盤のパラメータのばらつきを考慮することで、地盤の沈下・変位分布の変動幅を考慮することが現実的であり、妥当であると考えられた。

“4.2.5 層別の物性値のばらつきを考慮した土質パラメータの設定” に記述した方法を用いることで、直接的に地盤変位荷重の変動幅を考慮した検討が可能であり、

変動幅を考慮した層別の変形特性値（設計パラメータ）を設定することで、変動幅を考慮した地盤変位荷重を推定する。

(2) 変動幅を考慮した地盤変位荷重算定上の留意事項

変動幅を考慮した地盤変位荷重の算定においては、以下の点に十分配慮する

- ① ここでは、より高い精度が期待されるFEM解析を用いて、地盤対策工による地盤沈下抑制効果を推定し、土質パラメータのばらつきを考慮した地盤の残留沈下・変位分布を算定して、数ケースの地盤変位荷重を推定する。このため、より合理的な樋門の設計が可能になると期待されるが、これは、基本となる地盤モデル・変形特性の設計値、地盤対策工のモデル化が適切に設定されていることが前提である。
- ② 樋門本体の縦方向に発生する断面力は、地盤変位荷重すなわち樋門周辺地盤の沈下・変位分布の影響が大きいが、より厳密には、地盤の沈下・変位の大きさと樋門本体の変位との差（すなわち、相対沈下・相対変位）および地盤剛性（地盤反力係数）との関連が大きい。地盤の沈下・変位が小さいから樋門本体の発生断面力が小さくなるとは限らないことに注意が必要である。
- ③ 変動幅を考慮した地盤変位荷重の計算ケースは、多ければ良いというものではない。地盤変位荷重を算定するための地盤のモデル化や荷重条件の設定における課題や地盤沈下抑制対策工の効果量の推定精度にも課題が多いので、総合的な判断により計算ケース数を設定する。

ことが必要である。

3.2 地盤反力係数の算定

樋門本体の直下地盤の地盤反力係数は、層別の変形係数から算定される多層地盤の換算変形係数を用いて、樋門本体の区間長、函体幅の影響を考慮して算定する。地盤反力係数は、地盤反力係数を推定するための地盤の変形係数：E₀を用いて、樋門本体の載荷幅などの影響を考慮して設定する。

<解説>

樋門本体の縦方向の設計では、樋門本体を弾性床土上の梁とモデル化する。樋門本体の直下地盤を弾性体と見なし、周辺地盤の沈下・変位の影響は、その地盤反力係数を介して地盤変位荷重として評価する。

地盤は、その地質学的堆積環境から多層地盤を形成していることが一般的であり、樋門本体直下地盤の鉛直方向地盤反力係数：k_v、水平方向せん断地盤反力係数：k_sは、多層地盤の換算変形係数：E_mを用いて算定し、樋門本体の長手方向には、スパン毎・本体幅の変化点で分割して、地盤反力係数を算定する。

地層の傾斜が激しい場合等では、スパンを細分した区間割り（本体の底版幅以下とする必要は無い）を用いて区間毎に地盤反力係数を算定するのが良い。なかでも、傾斜地盤において支持層が浅い場合には、その影響が大きいので、適切な区間割りとなるよう配慮が必要である。

(1) 多層地盤の換算変形係数：E_m

基礎地盤の土層が深さ方向に変化する場合は、(3.1)式によりその影響を考慮に入れ、換算変形係数：E_mを算出する。弱層が存在する場合には、層厚によらずその影響を考慮することが必要である。

$$E_m = \frac{\log \frac{(B + 2h_n \cdot \tan \theta) L}{(L + 2h_n \cdot \tan \theta) B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} \log \frac{(B + 2h_i \cdot \tan \theta)(L + 2h_{i-1} \cdot \tan \theta)}{(L + 2h_i \cdot \tan \theta)(B + 2h_{i-1} \cdot \tan \theta)}} \quad \text{-----} \quad (3.1)$$

ここに、

E_m B≠L のときの地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数
 {kN/m²}

B 載荷幅：本体幅 (m)

L 載荷奥行：区間長 (m)

- h_n 影響を調べなければならない深さ (m) で、載荷幅 B の 3 倍以上とする。
- h_i 細分する各層底面までの深さ (m)
- E_i 細分した第 i 番目の層の変形係数 (kN/m²)
- θ 荷重の分散角度で、 $\theta = 30^\circ$ とする。

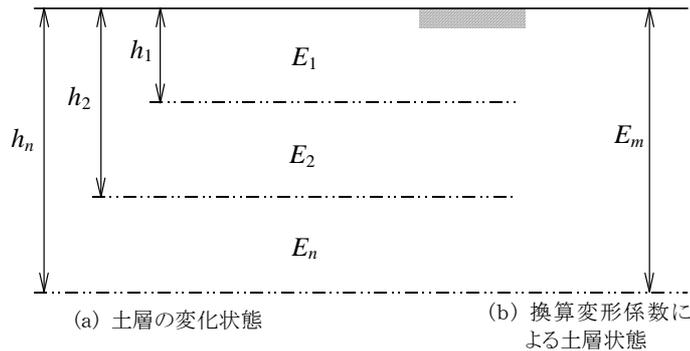


図-3.2 土層が深さ方向に変化する場合の換算変形係数

(2) 地盤反力係数を推定するための地盤の変形係数： E_0

樋門本体縦方向の解析に必要となる地盤反力係数： k_v 、 k_s は、地盤の変形係数： E_0 の関数として算出される。“地盤反力係数を推定するための地盤の変形係数： E_0 ”は、道路橋示方書 IV 下部構造編 に基づき算定する。

このとき E_0 、 α は、表-3.1の値を採用することを原則とする。樋門の設計では、標準貫入試験のN値または一軸圧縮試験から求めたデータを用いて E_0 を推定することが多い。

$$k_v = 1/30 \alpha \cdot E_0 \cdot (B_v/30)^{-3/4}$$

$$k_s = \lambda \cdot k_v \quad \text{-----} \quad (3.2)$$

ここに、

係数 λ は1/3~1/4とする。

地盤反力係数： k_v は、本体の絶対沈下・変位量に依存するのではなく、本体と地盤との相対沈下・変位に依存すると考えられる。地盤の残留沈下・変位量が多い場合においても、地盤反力係数： k_v 、せん断地盤反力係数： k_s は、地盤の変形係数： E_0 を用いて推定することができる。

表-3.1 地盤の変形係数 E_0 と α

次の試験方法による変形係数： E_0 (kN/m ²)	α	
	常時	地震時
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0=2800N$ で推定した変形係数	1	2
直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の繰り返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2

α ：地盤反力係数の推定に用いる係数

なお、サウンディング調査から E_0 を推定する場合は、

- ① “スウェーデン式サウンディングによる N 値・地耐力換算表”

“建築基礎設計のための地盤調査計画指針”

により、換算した N 値を用いる方法等がある。

- ② 多成分 (5 成分：先端抵抗、周面抵抗、間隙水圧、 P 波速度、 S 波速度) コーン貫入試験によれば、 P 波速度から E_0 を推定することが可能である。

第4章 樋門周辺地盤の解析・検討

4.1 樋門周辺地盤における地盤挙動の解析・検討

4.1.1 樋門周辺地盤における地盤挙動

堤防横断構造物である樋門は、その周辺堤防との親和性を確保するため、樋門周辺地盤の沈下・変位、地盤破壊等の地盤挙動を適切に評価し、必要により地盤対策工等の対応策を選定・設計する。

<解説>

泥炭性軟弱地盤等の軟弱地盤における河川堤防の築堤工事においては、過大とも思える地盤の沈下・変位の発生やすべり・側方流動等の地盤破壊を伴うことが少なくない。

堤防横断構造物である樋門の建設工事では、既設堤防の築堤からかなり長期の経年後の現状において、“既設堤防の開削・その直下地盤の掘削、樋門の構築、そして周辺地盤の埋戻し・新設堤防の築堤盛土”と、载荷・除荷・再载荷に伴う地盤内の応力変動は相当に急激であり、それに伴う地盤の沈下・変位の挙動も複雑である。

泥炭性軟弱地盤等の軟弱地盤における樋門工事では、予め、時系列の地盤挙動を推定して課題を抽出し、適切な対応が実施できる設計・施工計画とすることが求められる。このため、樋門周辺地盤の挙動の予測検討、地盤対策工の検討には、以下の点に配慮することが必要である。

(1) 泥炭性軟弱地盤における樋門周辺地盤の沈下・変位

泥炭性軟弱地盤は、圧縮性が極めて大きく強度が極めて小さいなどの特性を有しており、樋門周辺地盤は、载荷・除荷・再载荷に伴う時系列の変化量も含めて大きな沈下・変位が発生することが多い。

(2) 樋門周辺地盤の不同沈下・変位

新設堤防の直下地盤は、既設堤防の影響を受けて強度特性・変形特性が上昇している過圧密領域とは異なり、これらが低い正規圧密領域であり、新設堤防と既設堤防の接続部付近で不同沈下・変位が発生することが多い。

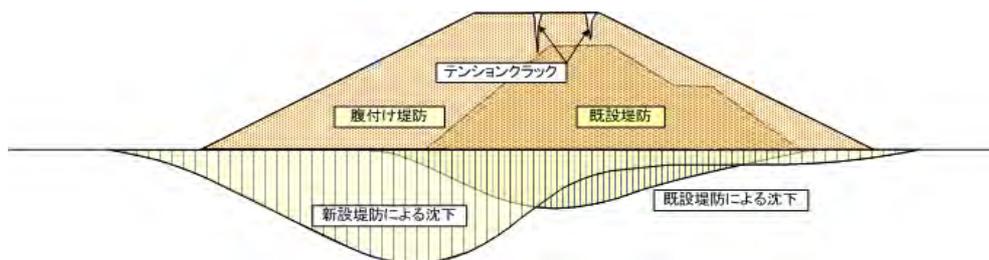


図-4.1 腹付け盛土による堤防天端のテンションクラック

堤防天端に発生したクラックの原因が、この不同沈下・変位であった事例も少なくない。

また、樋門本体の縦方向の設計においては、樋門周辺地盤の沈下・変位の影響をその主荷重として考慮する。この樋門周辺地盤の沈下・変位は、樋門本体の呑口から吐口に至る周辺地盤の沈下・変位であり、地盤条件が一様であれば図-4.3 に示す沈下形状を呈することが多い。

この樋門の周辺地盤の沈下・変位は、堤防荷重の“載荷・除荷・再載荷”の荷重ステップや載荷中による地盤内の応力レベルによって、また、正規圧密地盤・過圧密地盤との位置関係によって大きく変化する。

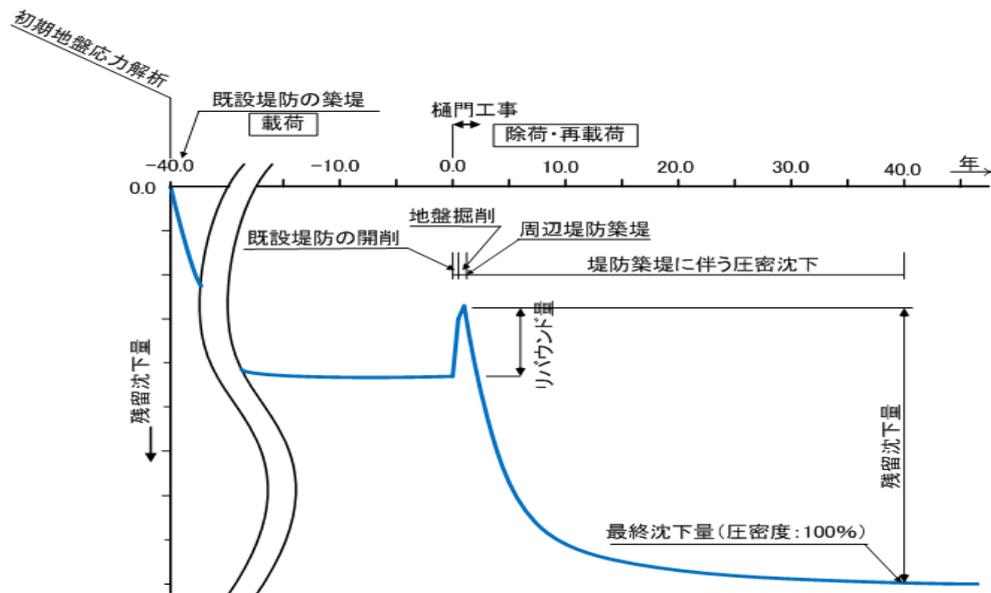


図-4.2 樋門周辺地盤における地盤沈下経時変化図

(3) 堤防の法すべり・地盤破壊

樋門施工の初期段階には、既設堤防の開削とともに既設堤防直下地盤を床付け面まで掘削する工程があり、堤防の法すべりや側方流動・盤膨れ等の地盤破壊の課題がある。樋門施工の終期段階には、函体側部の埋戻し・築堤盛土の工程があり、盛土時には既設堤防の法面・堤防直下地盤の安全性を確保することはもちろん、嵩上げ盛土や腹付け盛土に伴う新設堤防の直下・周辺地盤の安全性の確保が求められる。

(4) 樋門周辺地盤の沈下・変位の推定と解析手法

泥炭性軟弱地盤等の軟弱地盤において、かなり大きな地盤の沈下・変位を許容した適切な設計を実施していくためには、2次元（厳密には3次元）の広がりをもつ樋門周辺地盤の大きな沈下・変位およびその分布を精度良く推定することが求められる。

樋門の設計実務には、既に多様なFEM解析手法に基づく解析ソフトが適用されており、FEM解析による圧密変形解析も、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り、FEM解析が比較的手軽にできるようになっている中で、敢えて多数点の1次元の圧密変形解析を実施することの意義が問われることもある。

ここでは、泥炭性軟弱地盤等の軟弱地盤における地盤挙動の推定に、より適用性が高いと期待されるカムクレイ系のFEM解析手法（P59 4.2.1 参照）を用いて検討することを原則としている。

(5) 残留沈下量の許容値の大幅引き上げ

本マニュアルでは、樋門の周辺地盤における残留沈下量の許容値を従来の許容値（キャンバーなし：30cm、キャンバーあり：50cm）から大幅に引き上げた（キャンバーなし：45cm、キャンバーあり：75cm）。

これは、樋門の周辺地盤の沈下量を小さく抑える設計では、一般区間の堤防の沈下量と樋門の周辺地盤の沈下量との差が大きく、一般区間の堤防と樋門周辺堤防との河川堤防としての性能差が課題になると考えられるからである。樋門の周辺堤防の性能を一般区間の堤防の性能にできるだけ近づけるための配慮が重要である。

泥炭性軟弱地盤等の軟弱地盤における従来の樋門の施工は、地盤対策工によって周辺堤防・地盤の沈下・変位を大きく抑制した中での施工を実施することができた。このため、施工時に地盤に大きな沈下・変位が発生して、施工性に大きな支障が出ることはほとんど無く、この意味で施工性はかなり改善されていたと推定される。

一方で、これは樋門周辺堤防の基礎地盤が、一般区間の周辺堤防の基礎地盤と異質のものになっていることの証左でもあり、樋門周辺堤防の長期の安全性確保の観点から課題を残すものであった。

残留沈下量の許容値を大幅に引き上げることで、従来から堤防の弱点部と見なされてきた樋門周辺堤防の安全性の向上が期待され、一般区間の堤防との整合性もより高まるものと期待される。

本マニュアルでは、剛性の高い地盤対策工の採用はできるだけ控え、一般区間の堤防の施工で採用される工法と同様な工法を優先採用することで、樋門の周辺堤防の性能を確保することを企図している。

なお、樋門の施工は、より厳しい環境条件の厳冬期に実施することを余儀なくされることが多い。地盤対策工の検討には、冬期土工の施工管理にも十分配慮することが必要である。

4.1.2 泥炭性軟弱地盤における樋門周辺地盤の沈下・変位

泥炭性軟弱地盤において、周辺堤防に親和性の高い柔構造樋門の設計を実施するため、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重要であり、調査・解析・対応策の設計の各ステップで、これに必要となる対応を適切・確実に実施することが求められる。

<解説>

本マニュアルでは、柔構造樋門の設計における基本目標の1つを、“樋門周辺地盤の沈下・変位分布への対応を適切・確実に実施すること”として捉えている。

このためには、樋門周辺堤防の沈下・変位分布を精度良く推定し、適切な形状のキャンバー盛土による地盤沈下補償対策を実施のうえ、例えば、プレロード系工法等の適切な地盤沈下抑制対策工等を選定・設計して、柔構造樋門の周辺堤防への親和性を確保することが重要である。

(1) 周辺堤防に親和性の高い柔構造樋門

周辺堤防に親和性の高い柔構造樋門とは、樋門本体が樋門周辺地盤・周辺堤防の沈下・変位に追従して、樋門本体に大きな断面力が発生せず、樋門周辺地盤・周辺堤防に地盤変状の原因となる応力集中等を発生させない樋門である。

コンクリート構造の樋門本体は、相当に大きな剛性を有するため、柔構造樋門といえども周辺地盤・周辺堤防の沈下・変位に完全に追従させることは不可能である。

周辺堤防に親和性の高い柔構造樋門の設計とは、樋門周辺地盤・周辺堤防の変形性能と樋門本体の弾塑性応答性能とが整合の取れる設計であると考えられる。

(2) 樋門周辺地盤における沈下・変位の推定精度の確保

泥炭性軟弱地盤等の軟弱地盤において、樋門周辺堤防の沈下・変位分布を精度良く推定するためには、時系列の地盤の圧密沈下とせん断変形を2次元問題として捉え、地盤の応力履歴を考慮した解析、すなわち「地盤の初期応力状態から既設堤防の築堤、そしてその開削に伴う除荷さらに増設する堤防の再載荷の工程を考慮した解析検討」を実施することが必要になる。

樋門周辺堤防の沈下・変位の絶対値およびその分布を精度良く推定することは、なかなか困難な課題であるが、カムクレイ系のFEM解析を活用することによって、その推定精度は相当向上するものと期待される。

このためには、地盤調査から解析モデルの作成、そして基本ケースの解析結果の評価、その評価に基づくキャンバー盛土や地盤対策工の計画および解析モデルの作成、そしてその評価等に至る全ての設計段階で、粗漏が無いことを確認しつつ作業を進めることが

重要である。

本マニュアルでは、樋門周辺堤防・地盤の沈下・変位を精度良く推定することで、樋門本体およびその周辺堤防の長期に渡る安全性の確保と、コスト削減（LCCの削減）の両立を図ることを目論んでいる。

本マニュアルに則って、しかるべき調査・検討を実施することで、これを達成することは十分実現可能なテーマであると考えている。

4.1.3 泥炭性軟弱地盤における樋門周辺地盤の不同沈下・変位

泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門の設計は、樋門周辺地盤の沈下・変位（不同沈下・変位）に配慮した設計が重要である。必要となる地盤沈下抑制対策工も、樋門周辺地盤の絶対沈下量の抑制対策工としてではなく、不同沈下・変位の抑制を主目的とした対策工を設計する。

<解説>

地盤の残留沈下量の許容値は目安値であり、残留沈下量の絶対値でなくその分布となる不同沈下量を評価することが重要である。しかし、不同沈下量は相対値であり、直接的にこれを評価する手法をとることは困難である。

泥炭性軟弱地盤等の地盤条件が厳しい場合には、地盤の残留沈下量の許容値を目安値として捉え、“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、“構造物側のたわみ性・靱性を向上させる設計とする”ことで、樋門本体・周辺堤防への悪影響を抑制しつつ、地盤沈下量分布・側方変位分布へ対応することがより有効で現実的な設計であると考えられる。

(1) 樋門周辺地盤における不同沈下・変位

樋門の工事では、“既設堤防の開削、本体の構築、埋戻し・築堤盛土（一般に、堤防断面の拡大を伴う）”の工程があり、堤防の拡幅を伴う築堤盛土を実施する場合には、堤防盛土は、既設堤防の影響を受けた過圧密領域と、その影響の無い正規圧密領域を跨ぐ可能性が高い。

泥炭性軟弱地盤等の地盤条件が厳しい場合等では、既設堤防の影響により、新旧の接合部付近で不同沈下・変位が発生し易い。地盤条件・荷重条件によっては、堤防・基礎地盤にクラックやすべりが発生することもある。

このような地盤における樋門本体の縦断方向の設計では、新旧の接合部付近の不同沈下の影響を考慮することが重要な課題になることがある。

(2) 樋門周辺地盤における沈下・変位の抑制対策工

① 樋門周辺地盤における沈下・変位対策工の課題

樋門周辺地盤における沈下・変位の課題に対する従来の対策工は、周辺地盤に予想される大きな地盤沈下・変位を抑制し、砂質地盤が分布する場合には、同時に液状化対策工としての効果を期待するため、深層混合処理工法等の剛性の高い対策工を用いて地盤対策工とする事例が多かった。結果として、一般区間の堤防の基礎地盤に比較して樋門横断部の基礎地盤のみが剛性の高い構造となる事例が少なくなかった。これは、高いコストを要するだけでなく、従来の支持杭基礎の樋門と同様、経年に

より堤防の弱点部となる可能性が高く、また、高い靱性を有する一般区間の堤防に対して樋門周辺堤防の靱性が大きく低下するおそれが高い。これらは、樋門周辺堤防の長期の安全性の確保の観点から、早急に改善が必要な課題である。

樋門の周辺堤防においては、樋門への影響防止の観点から、周辺堤防と樋門等の堤防横断構造物との親和性を確保することが求められ、残留沈下量を抑制するための地盤対策工が必要になることが多い。

② キャンバー盛土による地盤沈下補償対策工の優先採用

図-4.3に示すように、樋門周辺地盤の沈下分布には、剛体沈下補償分と不同沈下補償分を含む沈下分布があり、キャンバー盛土を設置することで、樋門周辺地盤の沈下分布とキャンバー盛土の形状の差分だけ、その補償効果を見込むことができる。キャンバー盛土による地盤沈下の補償効果は確実な効果であり、他の地盤対策工に優先して採用するものとする。

③ キャンバー盛土の形状の評価

キャンバー盛土は、FEM解析モデルに組み込むのではなく、本体縦方向の解析において考慮する設計法を採用しているため、キャンバー盛土形状の評価は比較的容易である。キャンバー盛土形状の設定は、層別の物性データ（パラメータ）のばらつきを考慮して推定された複数ケースの変動幅を考慮した地盤沈下分布に対して、いずれのケースにも適合する盛土形状を設定して評価する。盛土形状を修正するのは容易な作業であり、少ない試行計算で評価できると推定される。

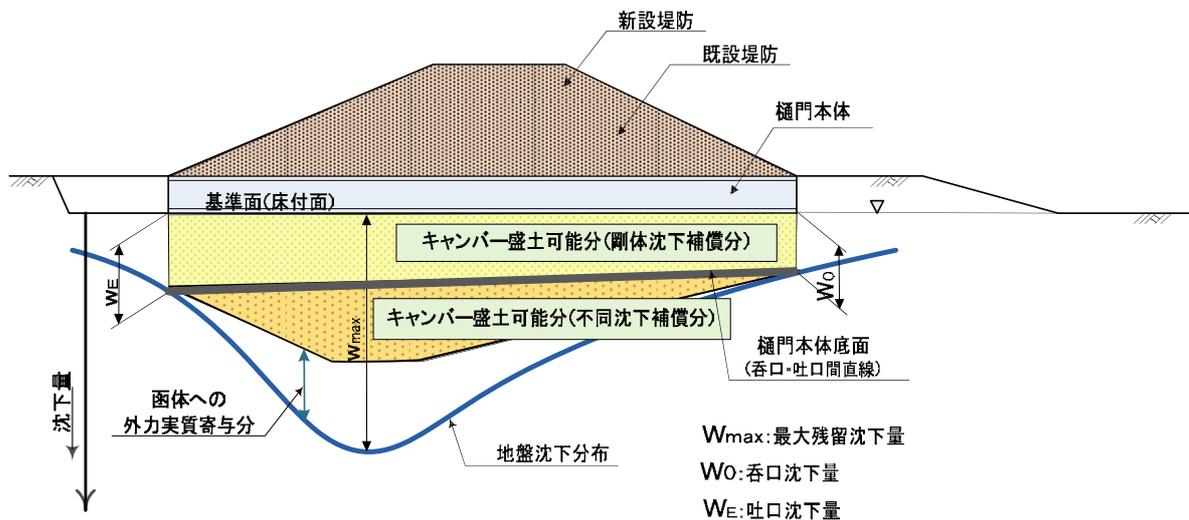


図-4.3 地盤沈下分布（不同沈下）の説明図

地盤沈下分布（不同沈下）の説明図について

① 地盤沈下分布および最大残留沈下量： W_{max}

新設堤防は、既設堤防への腹付け・嵩上げ盛土となるため、地盤沈下分布は、図の青の曲線のようになる（実際には、これより複雑な沈下分布になることが多いと推定される）。

腹付け盛土であれば、既設堤防の直下地盤は過圧密領域であり、最大残留沈下量： W_{max} は、一般に堤防のセンターより堤内側に発生する。

② 樋門の呑口・吐口位置での沈下量： W_0 、 W_E および不同沈下量の最大値

新設堤防が緩傾斜堤防等で、その法勾配が比較的緩い場合には、樋門の呑口・吐口位置での沈下量： W_0 、 W_E が負になることはなく、一般にはそれらのどちらかで最小沈下量となる。不同沈下量の最大値は、 $W_{max}-W_0$ 、 $W_{max}-W_E$ のどちらかになる。

③ 樋門の呑口・吐口位置での残留沈下量： W_0 、 W_E と地盤の剛体沈下補償分

樋門の呑口・吐口位置における残留沈下量（ W_0 、 W_E ）を結んだ直線と基準面（床付け面）とで形成される台形をここでは“剛体沈下補償分”と記述している。

泥炭性軟弱地盤等の軟弱地盤においては、全沈下面積に占めるこの剛体沈下分の面積がかなり大きくなると推定される。この沈下分は、樋門本体の断面力に寄与しない。また、この“剛体沈下補償分”をキャンバー盛土として上げ越し施工することは容易に可能である。

④ 樋門の呑口・吐口位置での残留沈下量および沈下勾配

樋門の呑口・吐口位置の残留沈下量（ W_0 、 W_E ）は、翼壁水路端部の沈下量でもある。また、川表側では沈下勾配： θ_0 が門柱の傾斜角となる。門柱の傾斜角が、ゲートの開閉機能の障害となる程大きな値になることは無いと推定されるが、キャンバー盛土の設置計画にはこれに配慮することも必要である。

⑤ 樋門本体の沈下・変位および発生断面力

樋門本体の沈下・変位および発生断面力は、地盤沈下分布（青い曲線）と樋門の呑口・吐口位置での地盤沈下量（ W_0 、 W_E ）を結んだ直線とに囲まれた範囲の大きさ及びその分布に依存する。ここに、キャンバー盛土（図における逆台形部）を設置すれば、樋門本体への実質の影響分は、図に示す“函体への外力実質寄与分”となり、これを減じることが樋門本体への影響を抑制することになる。これは、沈下量の絶対値に依存せず不同沈下量に依存する。

なお、これらの説明が成立するためには、この地盤沈下分布は、十分に高い推定精度が確保されていることが前提になっている。

4.2 樋門周辺地盤の層別の力学特性とその構成モデル

4.2.1 カムクレイ系の弾塑性構成式に基づくFEM解析

泥炭性軟弱地盤および軟弱粘性土地盤における樋門周辺地盤・周辺堤防の沈下・変位等の地盤挙動の予測解析においては、カムクレイ系の弾塑性構成式に基づくFEM解析を用いることを原則とする。

<解説>

泥炭性軟弱地盤および軟弱粘性土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、地盤挙動の予測解析にはカムクレイ系の弾塑性構成式に基づくFEM解析モデル（カムクレイ系のFEM解析）を用いることを原則とする。

対象となる土の圧密変形とせん断変形とを考慮できる力学挙動をシミュレート可能なモデルとしては、いわゆる土・水連成のBiotの多次元（2次元）圧密論に基づく弾性モデルが知られており、設計の実務への適用事例も少なくない。しかし、泥炭性軟弱地盤および軟弱粘性土地盤等の粘性土系地盤では、弾性モデルの適用は困難であり、弾塑性モデルによる必要がある。

本マニュアルでは、粘性土地盤のみならず、泥炭性軟弱地盤に適用性の高いことが確認されているカムクレイ系の弾塑性構成式に基づくFEM解析を用いることを原則とする。これ以外の解析手法による場合は、これと同等以上の性能を有するFEM解析手法であることを確認の上で用いることとする。

ただし、樋門の設計対象位置における地盤条件が、「泥炭性軟弱地盤および軟弱粘性土地盤等の粘性土系地盤でない」、「それらの層厚が薄い等で地盤の沈下・変位が大きくない」、「あるいはそれらの層が存在せず、地盤条件が比較的良好である」等の場合にはこれによらなくてよい。

4.2.2 樋門周辺地盤へのカムクレイ系のFEM解析の適用

泥炭性軟弱地盤および軟弱粘性土地盤において、カムクレイ系の弾塑性構成式に基づくFEM解析を活用して、樋門周辺地盤の地盤挙動を精度良く推定するためには、地盤のモデル化における全プロセスの信頼性を確保することが重要である。

<解説>

樋門設計の実務に、カムクレイ系の弾塑性構成式に基づくFEM解析を活用して、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。

(1) 泥炭性軟弱地盤へのカムクレイ系のFEM解析の適用性

“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が組み込まれた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。

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（参考資料リスト参照）である。

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向上が可能になると期待される。

(2) 関口・太田モデル、修正カムクレイモデル等のカムクレイ系のFEM解析

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わたる沈下の継続（2次圧密）が発生することがある。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、泥炭性軟弱地盤における2次圧密の課題に対しても、弾粘塑性モデルを適用することで対応可能であり、設計の実務に適用されている実績も少なくない。

泥炭性軟弱地盤のような特殊地盤においても、入力データとしての各種パラメータ等の特性に配慮した各種の調査・検討を実施することで、比較的精度が高い解を得ることができることが多くの論文・報文等で確認されている。

また、修正カムクレイモデルは、降伏曲面が楕円形であるため、降伏曲面が砲弾形であるオリジナルカムクレイモデルに対して、若干弾性域が広く砲弾形の先頭で特異点と

なる課題が無い等の特徴を有している。

カムクレイモデル、修正カムクレイモデル、関口・太田モデルによるFEM解析に必要な入力パラメータは、それぞれの構成式の特徴により、一部の入力パラメータに相違があるが、基本の入力パラメータは全て同じである。

(3) 一様でない地盤の成層分布、地層の特性値のばらつき

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り、同一地層内の地盤特性値も位置によってばらつきがあることが通常である。FEM解析を活用して、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り、これによって、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と期待される。

(4) 樋門の建設工事における“載荷・除荷・再載荷”の施工ステップ

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。

カムクレイ系のFEM解析においては、この施工ステップを忠実に反映する解析モデルを作成して、解析・検討することが重要である。

(5) 樋門工事における既設堤防による先行荷重の影響

新設される堤防は、既設堤防に裏腹付し嵩上げ盛土となることが多い。既設堤防直下地盤は、既設堤防の影響で先行圧密され、初期地盤応力状態とは大きく異なっていることが一般的である。カムクレイ系のFEM解析によりこれを考慮した解析を実施することが重要である。

(6) 樋門の耐震性能照査および耐震設計とFEM解析

樋門等の河川構造物のレベルー2地震動に対する耐震性能照査は、「河川構造物の耐震性能照査指針(案) H19.3」に基づき実施される。この指針(案)では、地盤の液状化に伴う堤防の変形を推定する方法として、“有限要素法を用いた自重変形解析法”を用いるものとしている。その初期地盤応力解析は、本マニュアルで使用するカムクレイ系のFEM解析における現状地盤応力解析(既設堤防の影響を考慮した地盤応力解析)に同じであり、本マニュアルで解析した結果は、そのまま河川構造物の耐震性能照査指針(案)におけるレベルー2地震動作用直前の地盤内応力分布(FL算定時の現地盤応力分布)として利用できる。

4.2.3 層別の力学特性の構成モデルの選定

原地盤の層別の力学特性の構成モデルは、その土質特性、応力-ひずみ関係等の力学特性から適切な構成モデルを選定する。

<解説>

原地盤の層別の力学特性の構成モデル（構成則）は、層別の応力-ひずみ関係等の力学挙動を適切に表現できる構成モデルを選定する。土は、一般にノーテンション・せん断降伏・ダイレタンシー等の非線形挙動を呈することが多く、層別の力学特性に応じてこの挙動を適切に表現できる構成モデルを選定することが重要である。

層別の力学特性の構成モデルは、盛土荷重の載荷・除荷・再載荷等に伴う対象層の力学挙動を推定し、それを適切に表現しうる構成モデルを選定すること重要であるが、このためには地盤工学に対する知識と経験そして地盤の挙動に対する洞察力とが必要になる。

(1) 原地盤の層別の力学特性の構成モデル

泥炭性軟弱地盤においても、原地盤は泥炭・粘性土のみで構成されているわけではなく、砂質土層・シルト層・礫層等を挟むことも多い。これらの原地盤の層別の力学特性の構成モデルは、それぞれの層の特性に配慮して最適な力学特性の構成モデルを選定する必要がある。

1) 原地盤の層別の力学特性の構成モデル

地盤モデルの代表的モデルには、以下のものがある。

- ① 弾性モデル
- ② 非線形弾性モデル
- ③ 弾塑性モデル
- ④ 土・水連成の弾性モデル
- ⑤ 土・水連成の弾塑性モデル
- ⑥ 土・水連成の弾粘塑性モデル

2) 地盤対策工の構成モデル

上記の①、②、③が適用されることが多い。

(2) 原地盤の層別の力学特性の構成モデルの選定

層別の力学特性の構成モデルは、実際にはプログラムソフトの側で用意されている幾つかの構成モデルの中から選定することになるが、入力する土質パラメータの質・量にも配慮して選定する。

① 粘性土層

粘性土層では、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

的に表現する粘性土の代表的な構成モデルであるカムクレイ系の弾塑性構成式を用いることを原則とする。

② 泥炭層、泥炭性の軟弱粘土層

泥炭性軟弱地盤は、圧縮性が極めて高い等の特有の工学的性質を有し、樋門工事における堤防の掘削・築堤盛土工事において、大きな沈下・変位が発生し、すべり破壊や側方流動等の地盤変状を伴うことも少なくないと推定される。

泥炭性軟弱地盤は、4.2.2の記述のようにカムクレイ系の弾塑性構成式の適用性が高いことが確認されており、これを用いることを原則とする。

また、泥炭地盤では、いわゆる2次圧密が発生することも少なくない。長期に渡る大きな沈下・変位は、周辺堤防のみならず周辺の各種構造物への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・設置規模の選定・設計が重要となる。

関口・太田モデルの弾粘塑性解析では、粘性土の2次圧密を考慮することが可能である。泥炭地盤における2次圧密は、粘性土地盤の2次圧密と同じ機構を有するものではないが、関口・太田モデルの弾粘塑性解析を準用することで、比較的高い推定精度が得られたという実績は少なくない。

③ 砂質土層、クッション材としての良質土層

砂質土層等の良質土は、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い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“載荷・除荷・再載荷”を伴うので、砂層の層厚が厚い等で、除荷・再載荷の影響が大きいと推定される場合には、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モデル(ダンカン・チャンモデル等)として取り扱うのがよい。

砂質土層、クッション材としての良質土層を弾性体としてモデル化したときは、その層内に過大な引っ張り応力あるいはせん断応力が発生していないことを照査することが重要である。

樋門の周辺地盤に大きな沈下・変位が発生することを前提としている解析では、弾性体と仮定した砂質土層が、過大な引っ張り力を分担して大きな沈下・変位抑制効果を発揮することがある。柔支持基礎による基礎の先端地盤や頭部地盤における砂質土層やクッション材は、この影響が大きいと推定されるので十分注意しなければならない。

特例的な扱いとなるが、砂質土層をカムクレイ系の弾塑性構成モデルとして取り扱う例もある(圧密降伏応力： p_c を、砂質土層の変形が常に弾性領域のみに入る大きな値に設定する)。

(3) 堤防の力学特性の構成モデル

新旧の堤体は、弾性体として扱うことが多いが、軟弱地盤等で堤防盛土による沈下・変位が大きい場合には、地盤の側方変位の影響も大きくなり、堤体の底面付近に大きな引っ張り領域が発生しやすくなる。また、腹付け盛土となる増設盛土直下地盤が軟弱地盤で、過圧密状態にある既設堤防直下地盤との沈下差が大きくなると、堤体にテンションクラックが発生することがある。

これらのテンションクラックに配慮すると、堤体はノーテンション（引っ張り応力の発生を許容できない）材として扱う構成モデルとすることが望ましい。堤体を弾性体として扱うことが妥当かどうかは、堤体と地盤との相対剛性（地盤の沈下・変位の大きさ）に大きく依存すると推定されるので、堤体を弾性体と仮定した試算検討により、弾性体として扱うことの妥当性を評価し、その構成モデルを設定することが望ましい。

4.2.4 層別の土質パラメータの設定

原地盤の層別の土質パラメータは、原位置調査・室内土質試験から求める方法、簡易設定法による方法、経験的手法に基づく方法等により、力学特性の構成モデルに適合する土質パラメータを設定する。

<解説>

原地盤の層別の土質パラメータは、層別の力学特性の構成モデルに適用する土質パラメータであり、ここではカムクレイ系のFEM解析における層別の構成式のパラメータの設定について記述する。

カムクレイ系のFEM解析は、精度の高い解析結果を得ることが期待される高度な解析であり、それに用いる土質パラメータも数が多くなる。

土質パラメータを決定するために必要な土質調査・試験法・調査・試験数量は、解析精度とのバランスで決定されるべきものである。土質調査・試験法も泥炭性軟弱地盤に適合するものでなければならない。

表-4.1 のほとんどは、原位置試験や室内力学試験から直接求めることができるが、泥炭地盤は極めて不均質に堆積しており、土層の代表的な物性値を決定するために、数多くの試験を実施しなければならない。数多くの簡易な試験あるいは連続的な情報を得ることのできる原位置試験から泥炭の物性値を「推定する方法」と、高度な試験結果から直接「決定する方法」の両者をもって、土層全体の代表値を評価することが合理的と考えられる。

また、詳細な調査が行われていない場合、限られた試験結果から地盤物性値を推定しなければならないことも少なくない。今後、積極的に各種のデータを蓄積・整理して、今後の設計・施工に活かすことが重要である。

(1) 層別の構成式のパラメータの設定法

層別の構成式のパラメータの設定法は、多様な方法があり、データの量・質から適切な方法で設定する。粘性土地盤、泥炭地盤においても、

- ① 地盤調査や室内土質試験から直接求める方法
- ② 相関式等を用いた簡易設定法
- ③ その他（経験的手法に基づく方法等）

等がある。

1) 地盤調査や室内土質試験から直接求める方法

泥炭性軟弱地盤においては、既往の調査で採取された多数の試料を用いた圧密試験データや三軸圧縮試験を整理して、図-4.4 に示す方法で算定する。

2) 相関式等を用いた簡易設定法

土質パラメータの設定に、数多くの三軸圧縮試験（CU試験）等の高価で時間を要する試験を実施することは現実的でない。これらの土質パラメータは、原位置試験で得られたデータを用いて相関式等を利用して、決定することが現実的であると考えられる。

泥炭性軟弱地盤における主要パラメータの簡易決定法として、寒地土木研究所が提案している方法には、

- ① 圧縮指数： C_c と自然含水比： W_n
- ② 強熱減量： L_i と有効せん断抵抗角： ϕ'
- ③ 正規圧密状態の静止土圧係数： K_{0NC} と有効せん断抵抗角： ϕ'
- ④ 過圧密状態の静止土圧係数： K_{0OC} とOCRおよび強熱減量： L_i

等があり、これらの相関式を用いることで容易にパラメータの設定が可能となっている（図-4.4、図-4.5 参照）。

3) その他の方法（経験的手法に基づく方法等）

その他の方法として、“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”は、その第7章等において幾つかの方法を提案している。

また、経験的手法に基づく方法としては、例えば圧縮指数： λ と膨張指数： κ との関係式等がある。圧密試験における除荷時の膨張量は、圧密リングの周面摩擦の影響を受け易い等から膨張指数の評価が困難であることが理由である。

両者の比は、一般に

$$\kappa / \lambda = 0.05 \sim 0.2$$

の範囲にあり、 $\kappa / \lambda = 0.1$ 程度の値が設定されることが多い。

その他のパラメータにも幾つかの方法があり、参考文献等から多くの関連情報を得ることができる。

(2) 粘性土層・泥炭層の土質パラメータ

粘性土層・泥炭層は、一般にカムクレイ系の構成モデルに分類する。カムクレイ系の構成モデルに必要な土質パラメータは、表-4.1 に示す通りである。

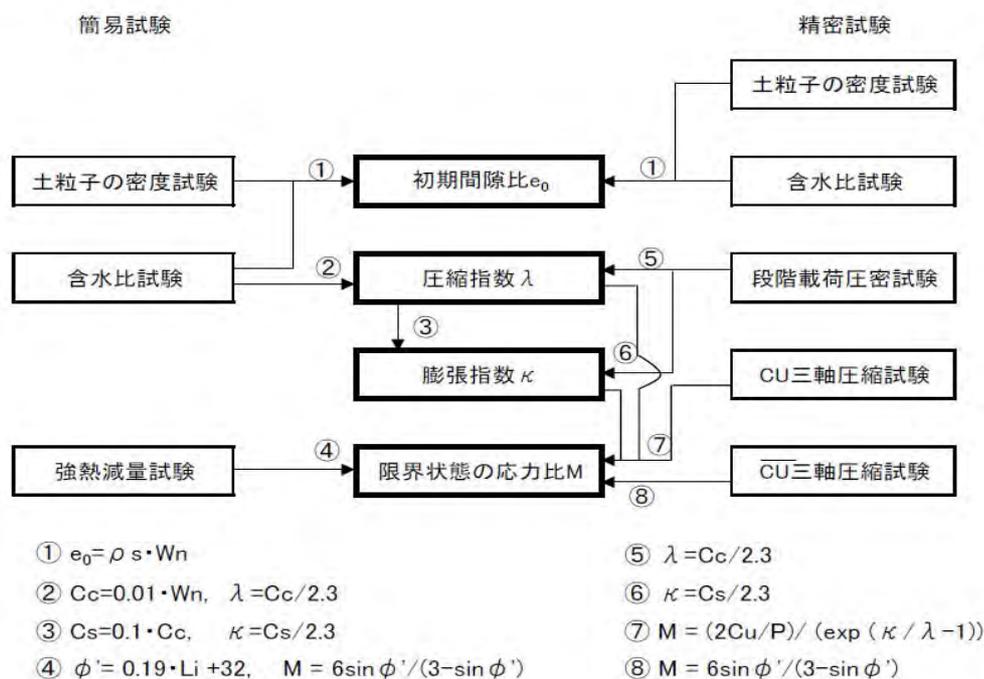
表-4.1 カムクレイ系の構成モデルに必要な土質パラメータ

項目	地盤物性値
圧密・せん断挙動	圧縮指数 λ 、膨張指数 κ 、限界状態応力比 M 、初期間隙比 e_0 、ポアソン比 ν
地盤の初期応力	有効土被り圧 σ_{v0} 、静止土圧係数 K_0
時間依存	初期透水係数 k_0 、透水係数の変化係数 C_k

「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」

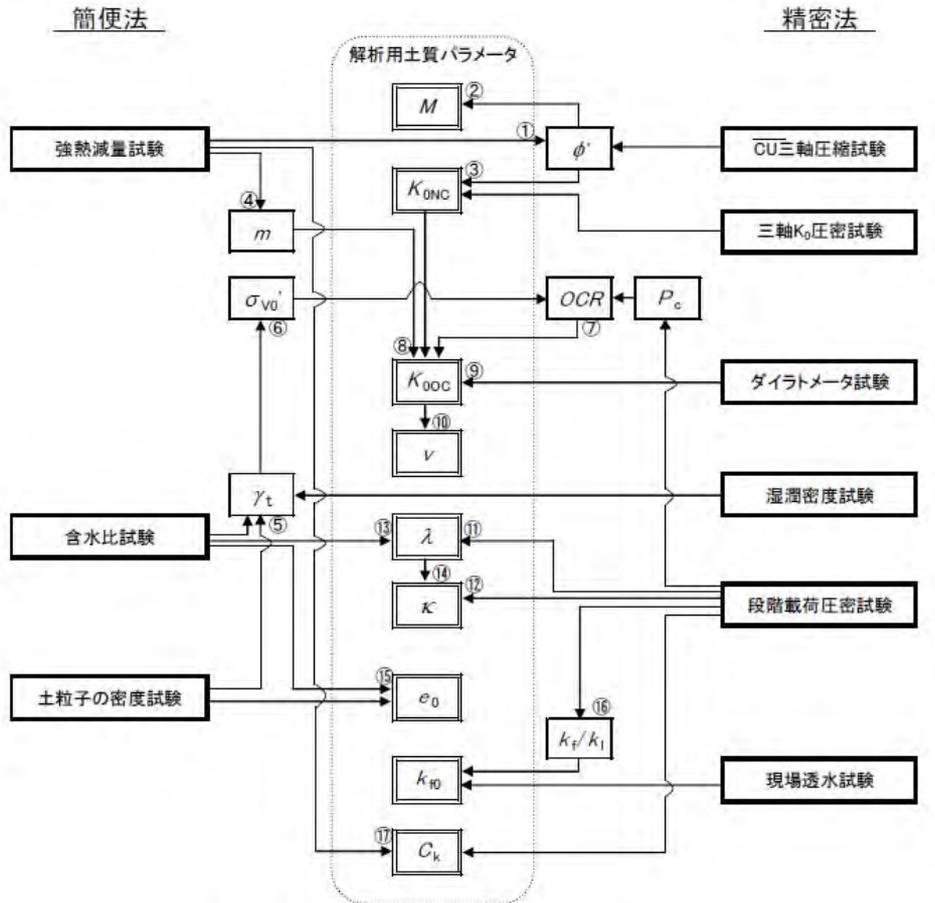
(3) 泥炭層の土質定数および土質パラメータの決定フロー

泥炭層の土質定数および土質パラメータの決定には、含水比試験等の簡易な物理試験や圧密非排水三軸試験等の精密な力学試験を用いることで、図-4.4、図-4.5のフローに従って算定することができる。



「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」

図-4.4 泥炭層の土質定数および土質パラメータの決定フローチャート



- : 必要な原位置試験・室内土質試験
- : 計算過程に必要な地盤定数
- : 解析用土質パラメータ

- | | | |
|---|-------------------------------|-------------------------------|
| ① $\phi' = 0.19 Li (\%) + 32$ | ⑦ $OCR = P_c / \sigma_{v0}'$ | ⑬ $C_o = 0.01 W_n (\%)$ |
| ② $M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$ | ⑧ $K_{0OC} = K_{0NC} OCR^m$ | ⑭ $C_s = 0.1 C_o$ |
| ③ $K_{0NC} = 1 - \sin \phi'$ Jaky (1948) | ⑨ $K_{0OC} = 0.54 K_D^{0.13}$ | ⑮ $e_0 = G_s W_n$ |
| ④ $m = 0.005 Li (\%) + 0.45$ | ⑩ $v = k_0 / (1 + k_0)$ | ⑯ $k_f / k_1 = 10$ |
| ⑤ $\gamma_t = G_s \gamma_w (1 + W_n) / (1 + G_s W_n)$ | ⑪ $\lambda = C_c / 2.3$ | ⑰ $C_k = 0.024 Li (\%) + 0.8$ |
| ⑥ $\sigma_{v0}' = \gamma_t h - P_w$ | ⑫ $\kappa = C_s / 2.3$ | |

※ここで、 P_w は水圧、 P_c は圧密降伏応力、 v はポアソン比である。
 ※⑤および⑮式は、飽和土のみに成り立つことに注意が必要である。
 泥炭地盤は、一般に地下水位が高く飽和状態にあることが多い。

「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」

図-4.5 泥炭層における土質パラメータの設定法

(4) 泥炭地盤の土質パラメータの設定方法

「泥炭性軟弱地盤の変形解析への各種構成モデル・解析手法の適用性 土木学会招待論文」では、釧路試験盛土および江別試験盛土において実施した試験・調査のデータを用いて、各種のカムクレイ系の弾塑性構成式に基づくFEM解析の適用性について比較検討を実施している。

その入力条件としての泥炭地盤の土質パラメータの設定に関して、表-4.2のように整理されている。

表-4.2 泥炭地盤の土質パラメータの設定方法の例

	地盤パラメータ	設定方法			設定根拠, 他
		泥炭	粘土	砂	
初期, 降伏応力	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	一軸圧縮試験の供試体密度		一般値	—
	圧密降伏応力 p'_c (kN/m ²)	圧密試験 (e -log p' 曲線) より		—	—
	静止土圧係数	K_{0NC}	$K_{0NC} = 1 - \sin \phi'$		—
K_{0OC}		$K_{0OC} = K_{0NC} OCR^m$ ⁴⁴⁾ $m = 0.005L_i + 0.45$ ⁴⁵⁾	$m = \sin \phi'$ ⁴⁶⁾	$K_{0OC} > 1.0$ のときは 1.0 とする	
初期応力	鉛直有効応力 σ'_{vt} (kN/m ²)	$\sigma'_{vt} = \gamma' \times h$			h : 地表面からの深度
	水平有効応力 σ'_{ht} (kN/m ²)	$\sigma'_{ht} = K \times \sigma'_{vt}$			正規圧密状態: $K = K_{NC}$, 過圧密状態: $K = K_{OC}$
降伏応力	鉛直有効応力 σ'_{v0} (kN/m ²)	$\sigma'_{v0} = \sigma'_{vt} \times OCR$			層厚が小さいときは一定値
	水平有効応力 σ'_{h0} (kN/m ²)	$\sigma'_{h0} = K_{0NC} \times \sigma'_{v0}$			—
弾塑性力学特性	弾性係数 E (kN/m ²)	—	$E = 2800N$		道路橋示方書 (2002) ⁴⁷⁾ より
	ポアソン比 ν	$\nu = K_{0NC} / (1 + K_{0NC})$			弾性論より
	圧縮指数 λ	$\lambda = 0.434C_c$		—	圧密試験 (e -log p' 曲線) より
	膨張指数 κ	$\kappa = 0.434C_s$		—	$\ln v$ - $\ln p'$ 関係を用いるときは, log v -log p' 曲線より, $\lambda^* = C_c^*$, $\kappa = C_s^*$
	初期間隙比 e_0	p'_c に対応する e			—
	限界状態応力比 M	$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$			—
	せん断抵抗角 ϕ' (deg.)	$(q/p')_{critical}$ に対応する ϕ' $\phi' = 0.19L_i + 32$ ⁴⁸⁾ $\phi' = 30$ $\phi' = 4.8 \ln N_1 + 21$ ⁴⁹⁾			三軸試験値 ($\bar{C}U$) がある場合 試験値がない場合
圧密, 透水特性	透水係数の初期値 k_0 (m/d)	p'_c に対応する k		現場透水試験	試験値がある場合 (泥炭, 粘土) 圧密試験 (e -log k 曲線)
	透水係数指数 λ_k	—		Creager の方法 ³⁶⁾	試験値がない場合 圧密試験 (e -log k 曲線) より

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・解析手法の適用性

土木学会論文集 C vol.66 No.1: 参考資料 45)

(5) 関口・太田モデルにおける粘性土層のパラメータの設定

関口・太田モデルにおける粘性土層のパラメータの設定に関しては、 I_p ：塑性指数とN値の2つのデータのみから、図-4.6に示す全てのパラメータを推定する方法が提案されている。この手順に従えば、粘性土層の全てのパラメータの設定が容易に可能である。

その主旨から、詳細な解析検討を実施するための予備検討として、あるいは精密法(圧密試験や三軸試験)や簡便法(相関式等)から得られたデータからの設計用のパラメータの照査法の1つとして活用することが有効であると考えられる。

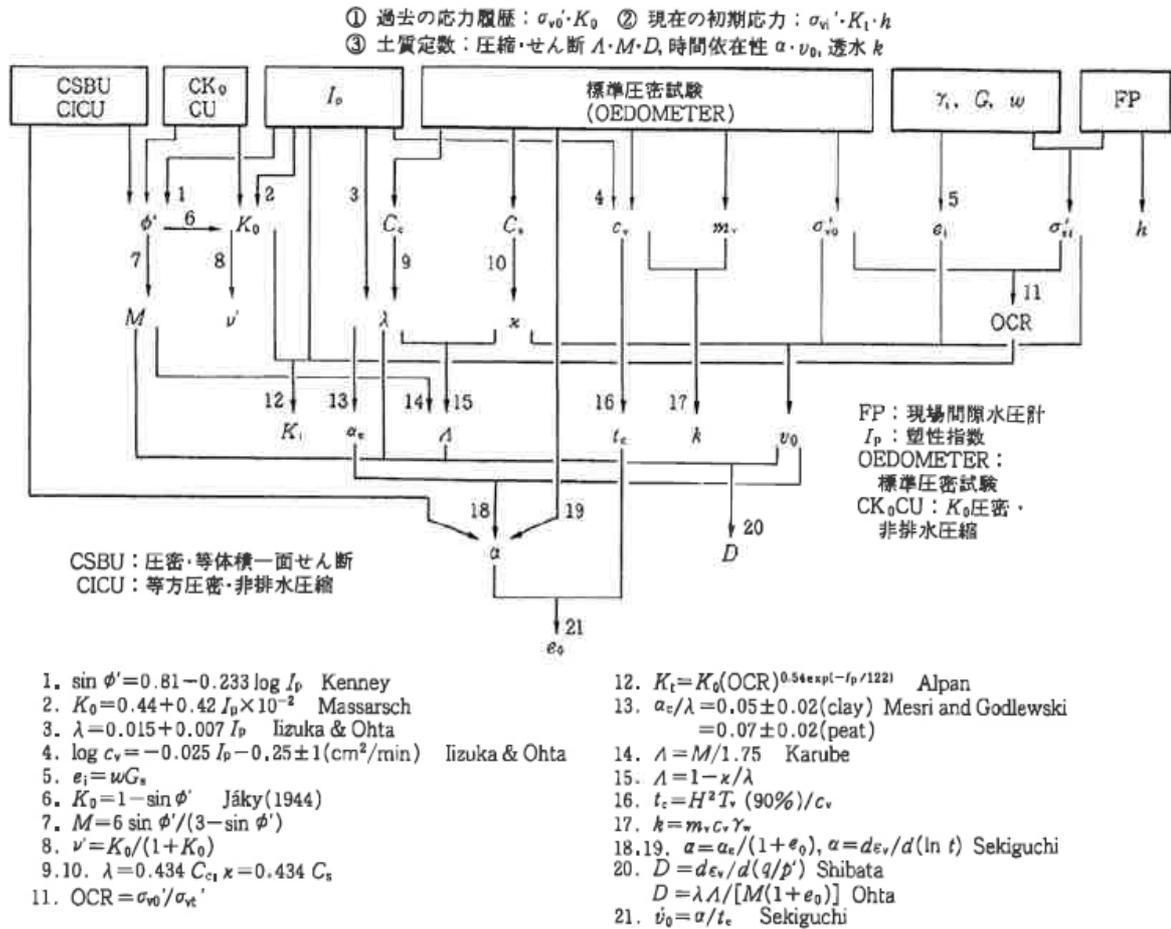


図-4.6 関口・太田モデルのパラメータ決定手順の例

設計用地盤常数の決め方 一土質編
 社団法人 地盤工学会

(6) 関口・太田モデルによる弾粘塑性解析

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) を考慮でき、また、“関口・太田モデルによる弾粘塑性解析” では、粘性土における 2 次圧密を考慮することが可能であり、軟弱地盤で大きな圧密沈下の発生が予測される地盤に適用されている事例も多い。

泥炭性軟弱地盤では、2 次圧密の影響が大きいと推定される場合があり、道路盛土において長期に渡って継続する大きな圧密沈下が課題となっている事例は少なくない。泥炭性軟弱地盤の 2 次圧密の影響は、弾粘塑性構成式を用いることで考慮することが可能である。泥炭の 2 次圧密は、粘性土地盤の 2 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が多くある。

4.2.5 層別の物性値のばらつきを考慮した土質パラメータの設定

樋門本体の縦方向の設計では、樋門本体および周辺堤防・周辺地盤の安全性を図るため、変動幅を考慮した地盤変位荷重を算定し、数ケースの外力条件を設定する。この1つの手段として、土層毎の土質パラメータにそのばらつきを考慮することで、変動幅を考慮した地盤の沈下・変位分布を推定する方法がある。

<解説>

樋門本体の縦方向の設計における主荷重である地盤変位荷重は、地盤沈下・変位分布の推定精度を確保することが困難であることが少なくないと推定され、その変動幅を考慮した設計とすることが合理的である。

変動幅を考慮した地盤変位荷重を推定する1つの手段として、土層毎にばらつきを考慮した数ケースの土質パラメータを設定して、変動幅を考慮した地盤沈下・変位分布を算定し、これをもとに、変動幅を考慮した数ケースの地盤変位荷重を算定する。

(1) 河川構造物における設計外力と樋門本体の縦方向の設計外力

一般に、水門・堰等の河川構造物の設計においては、考慮すべき多様な外力の種類・外力の大きさがあり、外力の組み合わせを考慮して数十ケースに及ぶ外力条件が設定されて、これらの全ての外力の組み合わせケースに対応して、必要な安全率を確保する構造とする設計法が採用されている。

一方で、泥炭性軟弱地盤における樋門本体の縦方向の設計においては、主荷重となる地盤変位荷重に対して、その他の外力の影響は遙かに小さいと推定されるため、従来から、地盤変位荷重以外の外力はほとんど考慮されていない。

樋門本体の縦方向の設計は、樋門およびその周辺堤防・周辺地盤の安全性を確保するための最も重要な設計課題の1つであるが、この主荷重は、地盤変位荷重であり、樋門周辺地盤における沈下・変位分布に地盤反力係数を乗じて算出される。

(2) 変動幅を考慮した地盤変位荷重

樋門周辺地盤における沈下・変位の分布を精度良く推定するため、ここではカムクレイ系のFEM解析を活用することで、これに対応することにした。

それでもなお、樋門周辺地盤における沈下・変位分布を精度良く推定することは困難であり、変動幅を考慮した地盤変位荷重を採用することで、樋門本体および周辺地盤の安全性を図るものとした。

① 変動幅を考慮した地盤変位荷重

樋門周辺地盤における沈下・変位分布に影響が大きいと推定される条件には、多様な項目があり、

- ・ 地層の層別パラメータのばらつき
- ・ 層別の地盤反力係数のばらつき
- ・ 層厚が厚い場合の深度別のパラメータ
- ・ 地層の分布形状
- ・ 地盤対策工の効果（変形特性・強度特性）のばらつき
- ・ 境界条件（水位変動）

等が考えられる。

ここでは、当面の対応として、沈下が卓越する層の土質パラメータ（沈下が卓越すると想定される1～2層のみ）を抽出して、そのばらつきの影響を考慮するものとするが、地盤条件が複雑で樋門周辺地盤における沈下・変位の分布の推定に誤差が大きいと推定される等、必要によりその他の項目も含めて検討するのがよい。

② 地層毎の物性値のばらつきを考慮した地盤変位荷重の算定

変動幅を考慮した地盤変位荷重は、地層毎（1～2層）の物性値のばらつき（すなわち、地層の層別パラメータのばらつき）を考慮した地盤の沈下・変位分布を推定し、これを元に数ケースの変動幅を考慮した地盤変位荷重を設定して樋門本体の縦方向の設計を実施する。

(3) 地層の物性値のばらつきを考慮した地盤の沈下・変位分布の算定

地層の物性値は、ばらつきを有しているのが常である。さらに、泥炭性軟弱地盤においては、空間的なばらつきも大きく、このため、数少ない土質試験データから地層の物性値を適切に設定することは困難である。

ここでは、当面の課題に対応するため、より実務的なレベルでの方策の1つとして、地層の物性値のばらつきを考慮して、樋門周辺地盤の沈下・変位分布を推定し、これをもとに数ケースの変動幅を考慮した地盤変位荷重を算定することとした。

ただし、地層毎の物性値のばらつきを考慮することで、地盤変位荷重のケースを闇雲に増加させることには意味がない。

泥炭層や軟弱粘性土層等の地盤の沈下・変位に影響の大きな1層または2層を抽出して、地層の物性値のばらつきを考慮し、変動幅を考慮した地盤の沈下・変位分布を算定する。

地層の物性値のばらつきを考慮するに当たっても、統計学の知識を導入してより論理的な算定法の提示が望まれたが、現段階では時期尚早の判断から、本マニュアルでは、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の標準的手法を示すことはせず、計算事例に例示的に示すに留めた。

当面は、設計者が現場条件に応じて、適切に変動幅を考慮した地盤の沈下・変位分布を推定するものとする。

4.3 樋門周辺地盤の地盤挙動の解析・検討

4.3.1 解析領域のモデル化

樋門周辺地盤の沈下・変位の推定は、地層の成層分布、層別の変形特性・強度特性、既設堤防の影響、盛土荷重の作用条件、施工条件、境界条件・初期条件を考慮して、適切な解析モデルにより解析・検討する。地盤対策工は、その特性を適切にモデル化してその効果・影響を検討・評価する。

<解説>

カムクレイ系のFEM解析に必要な入力データは、

- ① メッシュ（幾何学モデル）データ
- ② 層別の力学特性の構成モデルとその物性データ（層別パラメータ）
- ③ 境界条件・初期条件のデータ
- ④ 時系列（幾何学モデルの変更等）のデータ
- ⑤ 外力条件データ

である。

これらの項目の具体的な入力方法は、それぞれの解析プログラムソフトのマニュアルに詳細に記述されているので、ここではカムクレイ系のFEM解析を実施する上で、必要となる基本的留意事項のみについて記述する。

(1) 原地盤（初期地盤）のモデル化

原地盤とは、既設堤防の影響を受けていない原地盤（初期地盤）のことであり、原地盤の幾何学モデルは、“初期地盤の成層状況”および“原地盤の幾何学モデルの上に樋門周辺部となる既設堤防・新設堤防が付加される”ことを考慮した幾何学モデルを作成しなければならない。原地盤の幾何学モデルは、既設堤防・新設堤防等を付加することで、全体モデルとなる。

1) 原地盤（初期地盤）の成層状況

原地盤（初期地盤）の成層状況は、ボーリング試験・サウンディング試験等の原位置試験結果から、また、必要により物理探査結果や室内土質試験から求められる物性値を考慮して深度方向の成層状況を推定し、地層の層序、地層区分、支持層、地下水位等を勘案して地盤の幾何学モデルを作成する。

なお、ボーリング試験・サウンディング試験位置の選定にあたっては、作成されるべき幾何学モデルを適切に想定して位置決めすることが必要である。

2) 幾何学モデル（全体モデル）

FEMの解析領域は、全体モデルに取り込む領域の広さ（主として横方向）が課題になることが多い。樋門の周辺地盤の解析の場合には、堤防の築堤による影響が

ほとんど無視できる範囲までを対象とする。鉛直方向には、支持層までとして良いことが多いが、支持層と見なせる層が浅い場合には、支持層の上面を境界条件とするのではなく、これを1層として深度方向に延長して必要な深さを確保するのがよい。

(2) 地層境界の推定誤差に配慮した地盤のモデル化

ボーリング・サウンディング調査で得られた地盤の成層状況は、その地点のみのデータであり、その地点間は調査技術者により推定されたもので、地層境界は推定誤差を含む。この現状（調査時点）の成層状況は、初期地盤の成層状況を入力条件としたFEM解析によって推定された結果と整合することが必要であり、初期地盤の成層状況の推定に当たっては、地層境界の推定誤差に配慮することが重要である。

変動幅を考慮した地盤変位荷重の算定には、必要により地層境界のばらつきを考慮したケースを取り入れることが望ましい。

(3) 既設堤防・新設堤防のモデル化

既設堤防の断面形状・新設堤防の計画断面形状は、予条件であり、既設堤防の築堤履歴および樋門施工に伴う載荷・除荷・再載荷の工程に配慮して、堤防形状をメッシュに切りモデル化する。

地盤が軟弱で、堤防築堤時に段階載荷が必要となると想定される場合には、予めその段階載荷のステップを考慮したメッシュ分割とするのが良い。

(4) 境界条件・初期条件

境界条件は、領域境界における既知変位（一般に、 x 方向と y 方向）および初期水頭値である。

境界条件としての既知変位は、時系列で変化することはほとんど無いが、水頭値は、変化することが通常である。周辺地盤における地下水変動の長期観測データや河川水位の年変動データから、工事期間中の水頭変動の傾向を把握して、解析ステップ毎に与条件としての水頭値を設定する。

ただし、長期に渡る解析検討において、水頭値の時系列の変化を精度良く推定することは、ほとんど不可能であり、既往の計測データ等から月別の変動を考慮し、大きな水位上昇が想定される場合等では、想定される水頭値を入力して、それによる盤ぶくれやヒービングの等の影響について、その安全性を照査することが必要である。

(5) その他の留意事項

入力パラメータも解析ソフトによって同一ではないことがある。表-4.1に示すパラメータを基に、必要な変換を実施して入力条件とする。

4.3.2 カムクレイ系のFEM解析のフロー

樋門周辺地盤の地盤挙動の推定は、原地盤の初期条件、既設堤防の築堤履歴、樋門構築時の盛土の施工ステップ等に、解析モデルの変更、物性値の変更・境界条件等を適切にモデル化して、解析フローに基づきその効果・影響を検討・評価する。

<解説>

(1) 解析フロー

図-4.7に、カムクレイ系のFEM解析の一般的な解析フロー図を示す。

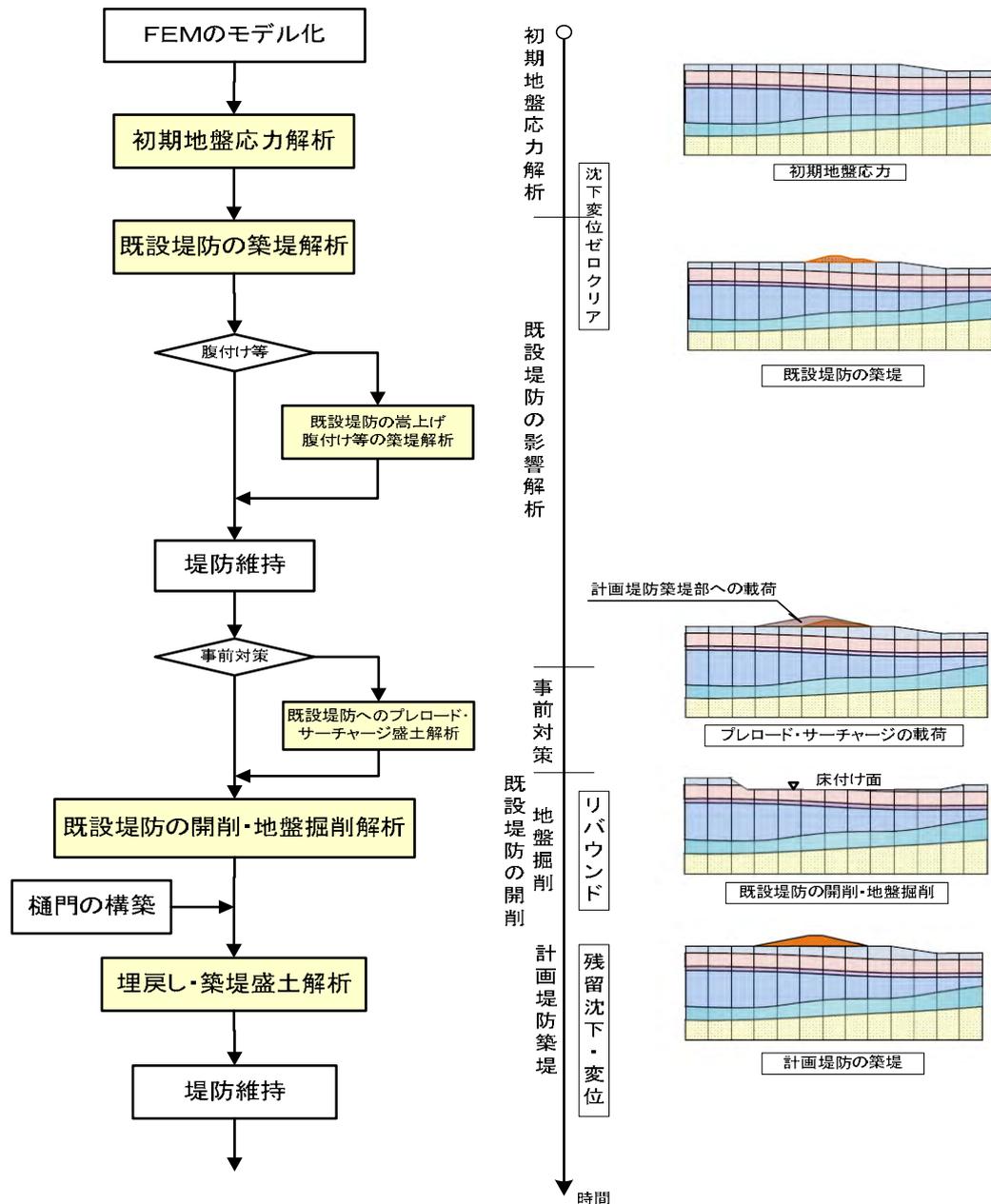


図-4.7 カムクレイ系のFEM解析による樋門周辺地盤挙動解析のフロー

4.3.3 初期地盤応力（原地盤応力）解析

樋門建設予定位置における地盤挙動を適切に推定するため、自重解析等により既設堤防築堤前の自然地盤における初期地盤応力を推定する。

<解説>

カムクレイ系弾塑性構成式に基づくFEM解析等の非線形の地盤解析では、樋門設置位置の自然地盤（人為の作用のない地盤）の初期地盤応力を精度良く推定することが重要である。

樋門構築に伴う樋門周辺地盤の沈下・変位分布として、既設堤防の開削から腹付け盛土・嵩上げ盛土となる新設堤防の築堤盛土荷重による樋門周辺地盤の挙動解析・地盤対策工の効果を精度良く推定するためには、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ならず、このためには樋門設置位置の初期地盤応力分布を精度良く把握することが不可欠である。

樋門の建設予定位置には、既設堤防が存在しているのが通常であり、いわゆるジャストポイントの地盤調査データでは、初期地盤応力状態を推定することはできない。樋門の建設予定位置における地盤の状況を代表すると推定される、既設堤防の影響範囲外の地盤調査で得られた地盤情報を用いて、初期地盤応力（原地盤応力）を推定する必要がある。

(1) 初期地盤応力解析

初期地盤応力解析は、層構成がレベルの水平地盤においては、一般に自重解析が用いられる。

地盤中の*i*点における σ_{vi} : 鉛直有効応力、 σ_{hi} : 水平有効応力は、

$$\sigma_{vi} = \sum \gamma_i \cdot h_i$$

$$\sigma_{hi} = K_0 \cdot \sigma_{vi}$$

ここに、

γ_i : 単位体積重量

h_i : *i*点の深さ

K_0 : 静止土圧係数

とすることが多い。

傾斜地盤等である場合には、弾性論を用いて応力分布を推定する（解析上は、全ての層を弾性体と仮定する）ことが多い。

なお、初期地盤に過圧密層が分布する（例えば、氷河期の氷河の影響等）と推定される場合には、解析ソフトでは、この影響を次の解析ステップの冒頭で考慮する事例が多い。

(2) 初期地盤応力解析における留意事項

堤防は、古くは自然状態の河道に合わせて築堤してきたが、河道変遷の影響等による引堤や災害を契機とした嵩上げ・腹付け盛土等が実施されて、現状の姿を呈している。

初期地盤応力解析は、過去の築堤等に伴う人為の影響を受けていない地盤条件で実施することが必要であり、古地図、治水地形分類図、迅速図、現況堤防の築堤履歴に関する資料等を参考に、解析断面となる原地形を推定する。

① 初期地盤応力解析に必要となる原地盤モデルの推定

原地盤モデルは、上記の資料や地質調査報告書の成果等を参考として、設計者が推定することになる。

初期地盤応力解析では、原地盤モデルを用いて自重解析を実施し、初期地盤応力を算定するのが一般的である。

② 初期地盤応力解析における層別の土質パラメータ

カムクレイ系の FEM 解析に必要となる層別の土質パラメータは、この初期地盤応力状態の地盤で取得した調査データを整理・検討して、初期地盤応力解析の入力条件とする。

このため、初期地盤応力状態でない地盤調査のデータは、直接の参考にできないことに注意しなければならない。

③ 初期地盤応力状態と推定される位置での地盤調査

泥炭性軟弱地盤等の非線形性の強い地盤の解析では、初期地盤応力の推定により慎重な調査検討が必要である。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。

4.3.4 現状地盤応力（既設堤防の影響）解析

現状地盤応力（樋門構築直前の既設堤防周辺の地盤内応力）解析は、初期地盤応力解析を引き継ぎ、既設堤防の築堤履歴を適切に評価・モデル化して解析する。

<解説>

本マニュアルでは、既設堤防の築堤による初期地盤応力への影響解析を“現状地盤応力解析”と定義している。設計対象となる樋門の構築直前の既設堤防の影響を含む樋門周辺地盤における地盤内応力解析 である。

“現状地盤応力解析”は、初期地盤応力解析結果を引き継ぎ、既設堤防の築堤履歴影響を適切に評価して、樋門工事着手直前の地盤内応力を解析する。

(1) 現状地盤応力（既設堤防の影響）解析

現状地盤応力とは、樋門工事着手直前における既設堤防周辺の地盤内応力であり、樋門工事による地盤への影響を検討する上での地盤の初期応力になる。すなわち、樋門工事における地盤の初期応力は、既設堤防の影響を受けた周辺地盤内応力であり、カムクレイ系の FEM 解析における初期応力（人為の作用のない地盤）とは異なることに注意が必要である。

樋門周辺堤防・地盤の沈下・変位を推定するためには、樋門構築直前の既設堤防による圧密沈下の進行状況やそれに伴う圧密降伏応力の増加の程度等を把握しておくことが必要である。

現状地盤応力解析は、“載荷・除荷・再載荷”における既設堤防の“載荷”に相当し、“除荷・再載荷”が新設樋門構築の影響解析に相当する。

既設堤防は、実際には数次に及ぶ堤防の嵩上げ・拡幅の築堤履歴があつて、現在の形状を呈しているものが多く、この築堤履歴を考慮することが必要となる。ただし、最終の築堤年次からの時間の経過が長く、既設堤防による圧密沈下が収束していると推定される場合には、現状の堤防断面を用いて現状地盤応力解析を実施して良い。

(2) 既設堤防の築堤履歴

樋門建設予定位置における現状地盤応力解析は、既設堤防の影響を考慮する解析である。一般に既設堤防は、過去の長い治水工事の歴史の中で、度重なる洪水被害により、計画高水流量の改訂による計画堤防断面の変更などに伴って、幾度か堤防の嵩上げ・拡幅が実施されていることが多い。

既往の資料により、堤防の築堤履歴が明らかな場合はこれを反映して、初期地盤応力解析からの現状の地盤応力に至る経緯を追跡する解析検討を実施することが望ましい。

また、最後の築堤時点からの時間が十分経過していない場合には、圧密沈下が進行中

である場合も考えられる。この場合は、必要な関連データの収集は困難でないと推定され、調査結果をもとに最後の築堤の時期・規模を特定して、解析検討に取り込むことが必要である。

一般には、古い堤防による圧密沈下は終了していると推定されるので、堤防の築堤履歴の全てを追う必要は無く、現状の形状の既設堤防が最後の築堤の時期に築造されたとして、現状地盤応力解析を実施することができるものと推定される。

いずれにしても、樋門建設予定位置の堤防の築堤履歴を調査して、その影響を適切に評価することが必要である。

4.3.5 樋門の施工着手から施工後の地盤挙動の解析

樋門周辺地盤の沈下・変位の推定は、地層の成層分布、層別の変形特性・強度特性、既設堤防の影響、盛土荷重の作用条件、施工条件、境界条件・初期条件等を考慮し、樋門の施工着手から施工後の長期に渡る樋門周辺地盤の挙動を解析・検討する。

<解説>

樋門周辺地盤における時系列の沈下・変位分布は、樋門の施工着手からの施工ステップを考慮した解析として、カムクレイ系のFEM解析等によって推定する。

ここでは、一般的であろうと推定される施工のフローを想定し、施工ステップを考慮したFEM解析を実施する場合の要点と想定される課題等について記述する。

樋門本体縦方向の解析に用いる地盤変位荷重（樋門周辺地盤の地盤沈下・変位の影響荷重）は、基本的にはFEM解析結果としての最終ステップの樋門周辺地盤の沈下・変位を用いることになる。

(1) 基本ケースの解析検討

基本ケースとは、地盤沈下補償工法（キャンバー盛土工法）や地盤沈下抑制対策工を実施しない場合の樋門周辺地盤の解析ケースである。

基本ケースでは、樋門本体構築後に実施される樋門周辺地盤の埋戻し・築堤盛土による樋門周辺地盤の沈下量の最大値が、残留沈下量の許容値を満足するかどうかを照査する。

基本ケースにおいて、樋門周辺地盤の沈下量の最大値が、残留沈下量の許容値を満足した場合でも、地盤の沈下・変位の分布によっては、地盤変位荷重を平滑化する目的で、キャンバー盛土を設置することが望ましいことがあると考えられる。

(2) 樋門工事着手から工事竣工までの解析検討

① プレロード系工法等の事前の地盤対策工の解析

樋門工事に先行して、腹付盛土・嵩上げ盛土等の新設盛土分の影響を最小限に抑制する工法として、プレロード系工法（プレロード工法、サーチャージ工法、高荷重強度プレロード工法等）の事前の地盤対策工がある。

地盤条件によっては、1～2年程度の期間を先行して盛土工事を実施することが必要となるが、工事が事前の地盤対策工と樋門工事との2つに分断され、地盤対策工の工事量は極めて少ないのが一般的である。

これらの工法は、地盤沈下抑制対策を主目的とすることが多いが、堤防開削や堤防直下地盤の掘削時における床付け面直下地盤の安定や掘削法面の安定等の課題に対する対策工としての効果を期待することができる。

従来の設計の考え方では、半年～2年程度の先行盛土の期間では、圧密沈下が未了であり採用できないとされた工法も、カムクレイ系のFEM解析等を活用することで、“不同沈下を抑制するプレロード系工法”として採用が可能であり、コスト縮減のみならず、樋門およびその周辺堤防の安全性の確保にも大きな効果が期待できる。

さらには、泥炭性軟弱地盤等においては、2～3ヶ月の短期間の先行盛土の期間でも、これを実施することで残留沈下量および不同沈下分布を大きく軽減できる可能性も高いと推定される（P119 図-6.4 参照）。

カムクレイ系のFEM解析では、これに対する定量評価が可能であり、この検討ケースの可能性を検討・評価すべきである。

② 既設堤防の開削および堤防直下地盤の掘削解析（“除荷解析”）

取水樋門・排水樋門等の樋門は、その目的・機能によりその敷高は周辺の現況地盤高から2～3m下がった位置に設定されることが多い。樋門構築位置およびその近傍（例えば、取付道路）は、既設堤防を開削し、開削した堤防の直下地盤を掘削して床付け面（樋門敷高-底版厚）を確保する施工になる。

この堤防開削・地盤掘削の解析ステップは、該当するメッシュを削除する“除荷解析”に相当する。

③ 既設堤防の開削後に実施される地盤対策工の解析

例えば、掘削置換工法や真空圧密工法等の地盤対策工は、既設堤防の開削後に実施される地盤対策工である。また、DMM工法は、重機の施工性の確保の観点から、その施工基面が計画敷高より高い位置に設定されることが多く、既設堤防撤去後の基礎地盤の根切り前に実施される地盤対策工となる。

この掘削置換工法の解析ステップは、該当するメッシュを段階的に削除・追加する“除荷・載荷”のステップとなるが、一般に床付け面直下の泥炭層を掘削置換するケースとなると推定され、掘削底面の盤ぶくれやヒービング等の課題に配慮することが必要である。

TMM工法やDMM工法では、該当するメッシュの力学モデルの構成式およびパラメータの変更に相当し、地盤対策工のモデル化については、II基礎構造編に記述する。

④ 樋門周辺地盤の埋戻し・築堤の影響解析

樋門周辺地盤の埋戻し・築堤は、該当するメッシュを段階的に追加することで、表現する“再載荷”のステップとなる。再載荷時には、地盤内の応力・歪み、沈下・変位が急増するので、新・旧の堤防の接合部付近で変状が発生し易い。盛土載荷速度・計測管理等に配慮する。

⑤ キャンバー盛土の評価

キャンバー盛土は、床付け面上に設置されるが、FEM解析ではこれを無視して、樋門本体の縦方向の解析時に地盤沈下補償対策工としてこれを考慮する。

解析・設計上は、このような単純化を図ることが有効であるが、計測管理における沈下・変位のデータの評価には、これを考慮することが重要である。

(3) 樋門竣工直後における評価

泥炭性軟弱地盤等の軟弱地盤においては、築堤盛土による樋門竣工直後の圧密沈下量・側方変位量の絶対値および進行速度は、かなり速いものと推定される。このため、その絶対値は変動幅を考慮した解析結果による評価とともに、その進行速度に配慮して評価することが重要である。

また、樋門竣工直後においては、粘性土層内の過剰間隙水圧は全ての箇所では消散過程にあるとは限らず、場所によっては過剰間隙水圧が上昇する（過剰間隙水圧勾配により間隙水の動きによる）ことがあり、円弧すべり等の地盤破壊が課題になることがあるので、このような課題があり得るかどうかを見極めておくことも重要である。

(4) 途中の解析ステップにおける評価

地盤条件や荷重条件等によっては、地盤沈下量が最大値となる最終ステップの解析結果ではなく、途中の解析ステップにおいて、より厳しい不同沈下・変位が発生することがあると推定される。なかでも側方変位は、最終ステップで最大値となるとは限らず、途中の解析ステップで最大値を取ることが少なくない。

キャンバー盛土は、最終ステップの解析結果を用いてその形状寸法を設定するが、キャンバー盛土の形状寸法によっては、途中の解析ステップにおいて、樋門周辺地盤の沈下分布が、樋門本体や継手へ無視できない影響を及ぼす可能性があると思定される。

また、樋門の呑口・吐口における側方変位量は、最終解析ステップで最大値になるとは限らず、盛土の進行とともに急激に側方へ変位するが、圧密の進行とともに変位の向きが反転して戻るケースもある。

これらの場合は、途中の解析ステップの解析結果としての樋門周辺地盤の沈下分布を1つの荷重ケースとして採用する。

樋門本体縦方向の解析における荷重ケースとしては、比較的短期間における荷重となるが、許容応力度の割り増しを考慮するレベルでない。このため、1つの荷重ケースとして採用し検討・評価する。

(5) 最終解析ステップにおける評価

圧密沈下が収束したと見なされる最終解析ステップでは、樋門周辺地盤における最大沈下量が算出される。このため、地盤変位荷重は、一般に最終解析ステップで最大値となると考えて良い。

最終解析ステップは、圧密沈下が収束すると推定される 30～50 年後という期間をとっての解析となる。この圧密沈下が収束するか否かの判定は、透水係数の入力値(透水係数の圧密度によって大きく変化することもある)に大きく依存することにも注意しなければならない。

なお、2次圧密を考慮する必要がある場合には、この最終解析ステップが極めて長期となることがあり、その収束の評価に戸惑うことがあるといわれているが、これについては、個別の判断に委ねるしかない。

4.3.6 堤防の法すべり・地盤破壊に対する検討

樋門の工事着手から工事直後の間は、樋門周辺地盤には“載荷・除荷・再載荷”に伴い地盤内の応力・ひずみが大きく変動するため、堤防の法すべりや地盤破壊の課題が発生し易い。堤防の法すべりや地盤破壊に対する検討は、既設堤防の影響・盛土荷重の作用条件・境界条件・施工条件等を考慮して、適切な解析モデルを用いて検討する。

<解説>

4章の冒頭にも記述したように、泥炭性軟弱地盤のような軟弱地盤においては、樋門工事着手から工事終了の間に、“既設堤防の開削・その直下地盤の掘削、樋門の構築、そして周辺地盤の埋戻し・新設堤防の築堤盛土”と、載荷・除荷・再載荷に伴う地盤内の応力変動は相当に急激であり、地盤の沈下・変位の挙動も複雑である。

これを原因として、堤防の法すべりや地盤破壊が発生することが少なくなく、事前に発生しうる課題の抽出とその適切な対応策を考慮した設計・施工計画とするため、堤防の法すべりや地盤破壊等の地盤破壊に対する検討を実施する必要がある。

河川堤防やその基礎地盤のすべり・支持力破壊に対する検討は、従来から円弧すべり計算によりこれを評価してきた。本方法は、仮定された円弧すべり面に沿う滑動力と抵抗力との関係から最小安全率を推定する方法で、比較的妥当な解が得られると評価されていることから、現在でも広く活用されている。

泥炭性軟弱地盤における樋門周辺堤防・地盤のすべり・支持力破壊に対する検討は、円弧すべり計算による方法および必要によりカムクレイ系FEM解析結果の応力経路図（p-q曲線）から、堤防・地盤のすべり・支持力破壊等について検討・評価する。

(1) 円弧すべり計算による評価

周辺地盤および堤防のすべり・地盤破壊に対する検討は、段階施工の必要な段階で堤防法面や施工基面・床付け面の等のすべりや支持力に対する安全性を円弧すべり計算によって評価する。円弧すべり計算の詳細については、河川砂防技術基準(案)等に詳述されており、ここでは省略する。

(2) 任意点の応力経路図（p-q曲線）による地盤の安全性評価

カムクレイ系弾塑性構成式に基づくFEM解析の結果として、任意点の応力経路図（p-q曲線）を用いて破壊線（CSL）への近接度から破壊安全度を推定することができる。樋門工事では、工事着手（既設堤防・基礎地盤開削）から工事終了（築堤終了）までに地盤内応力は、図-4.8に示すように大きく変動する。

経験的、あるいは解析から、地盤破壊の発生するおそれが高いと推定される範囲を抽出し、代表点を選定して応力経路図を描き評価することが望ましい。

本方法では、想定すべり面における全体としてのすべり安全率を評価することは不可能であるが、少ない要素における破壊安全度の情報と円弧すべり計算の情報とをつきあわせることで、堤防のすべりや地盤の支持力破壊に対して、より確度の高い情報を得ることができる。

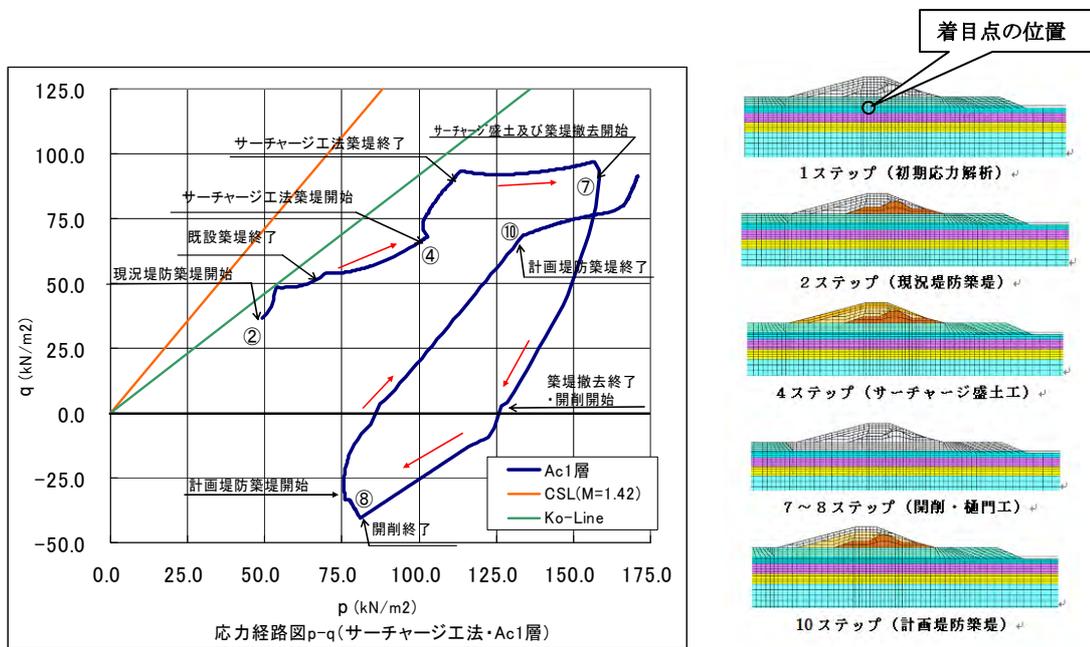


図-4.8 応力経路図（サーチャージ工法）の例

樋門の工事では、床付け面の高さが現地盤面よりかなり低い位置となることが少なくない。このため、床付け面におけるヒービング・盤ぶくれ等の課題に対して特に注意が必要である。カムクレイ系FEM解析は、土・水連成の弾塑性解析であり、床付け面直下地盤の過剰間隙水圧の影響も評価が可能である。河川水位・地下水位の変動や降雨の影響も大きいので、その評価には慎重な判断を要するが、設計・施工管理において、その情報を有効に活用することが重要である。

この方法は、施工の時系列で、堤防や地盤の破壊に対する安全性を定量評価するものであり、当面は参考値の扱いとなると推定されるが、実績を積み重ねることによってその信頼性を向上させる努力が必要であると考えられる。

(3) 地盤の安定の課題への対応策

地盤の安定の課題は、例えば、・盛土の荷重速度を遅くする。・予めプレロード工法・サーチャージ工法等によって地盤の強度増加を図る。・真空圧密工法と併用する。等で対応可能となる。

また、・FEM解析結果として得られる応力経路図(p-q曲線)によって評価する。・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。

4.4 地盤対策工の解析・検討

4.4.1 地盤対策工のモデル化

地盤対策工は、それに適合する力学特性の構成モデル、対策工の材料パラメータ、境界条件、施工条件等を考慮して、適切なモデル化を実施して、基本ケースのモデルに組み込み解析・検討する。

<解説>

地盤対策工は、その工種によりそれぞれ特有の機能・性能があり、その力学特性を考慮してこれを適切にモデル化し、解析の基本モデルに組み込み検討・評価することが重要である。

(1) 地盤対策工の選定

① 柔構造・柔支持の地盤対策工の選定

本マニュアルでは、かなり大きな地盤の残留沈下量を許容し、不同沈下・変位に対応することを重視した設計法を採用するため、より柔構造・柔支持の地盤対策工の選定が可能になる。

樋門周辺地盤の沈下抑制対策工の設計は、その絶対量を低減させることもあるが、不同沈下・変位を抑制し、同時に堤防・基礎地盤のすべり・破壊対策を考慮することが最も重要な設計課題になる。

② 地盤沈下抑制対策工による地盤沈下量の抑制

地盤沈下抑制対策工による地盤沈下量の抑制量は、FEM解析結果としての地盤沈下分布から、キャンバー盛土高分布を減ずることによって評価する。この地盤沈下抑制対策工によるFEM解析の最終実質的な地盤沈下分布が樋門本体に作用する荷重としての地盤変位荷重に相当する。

地盤沈下抑制対策工は、そのコストや工期・施工性を含めて、その施工範囲や規模が適切であるものを複数案選定して、適切にモデル化し、このキャンバー補償後の残留沈下量の最大値を残留沈下量の許容値以内に抑えることが可能な対策工とするものとする。

地盤の沈下分布は、キャンバー盛土形状と合わせて評価する。地盤沈下抑制対策工は、地盤沈下量の分布形状を適切に制御する対応策を検討することが重要である。

③ キャンバー盛土形状

キャンバー盛土形状は、FEM解析結果としての地盤沈下分布から、キャンバー補償後の残留沈下量分布、樋門本体のスパン割、継手の能力、キャンバー盛土高の最大値等に配慮して、適切な形状を設定する。

(2) 地盤対策工のモデル化

① 荷重重工法等の土工による地盤対策工

プレロード系工法・掘削置換工法等の土工による対策工では、土工の段階を解析ステップに反映させ、解析ステップ毎にメッシュの付加・削除によって土工を表現する。

地盤沈下抑制対策工は、同時に堤防のすべり・地盤破壊に対しても効果が大きいことがある。適切な範囲・適切な量で地盤の沈下・変位を抑制することが可能で、同時に地盤破壊の抑制に効果がある地盤対策工とする必要がある。

プレロード系工法では、荷重の段階荷重による地盤破壊の抑制、掘削置換工法では、掘削する床掘り面の盤膨れ・ヒービング等の課題があり、モデル化にあたっては、これに配慮することが必要である。土・水連成のモデルでは、盤膨れの課題についても評価が可能であるが、透水係数や境界条件としての水頭値等に変動幅が大きいことが多いので、これらにも配慮しなければならない。

② 高荷重強度プレロード工法等の地盤対策工

数枚の敷き鉄板の上に、砂利・鉍滓等を詰めた大型土嚢を荷重と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。

高荷重強度プレロード工法等は、荷重強度を制御する地盤対策工であり、モデル化に当たっても、外力条件として荷重強度を予条件とすることが容易である。この場合、袋詰め工等はその配置や連結方法により地表面に作用する引っ張り荷重を分担するので、これを評価することが有利になる可能性が高いと考えられる。

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、地盤内の応力状態を評価して、必要により段階荷重方法または地盤の塑性化対策工を検討する必要がある。

③ ドレーン系工法、真空圧密工法

ドレーン系工法、真空圧密工法等のモデル化は、ドレーン材の配置や透水性能等によりメッシュの切り方にも工夫が必要であり、詳細なモデル化については、関連する図書を参考にするのがよい。

なお、真空圧密工法は、例えば高荷重強度プレロード工法等のプレロード系工法と組み合わせ工法とすることで、より高い効果が得られることが期待される。

④ DMM工法・TMM工法等のセメント系固化工法

DMM工法は、ブロック状、杭状、格子状改良とする事例が多く、TMM工法は、ブロック状、版状、壁状改良とする事例が多いが、一体として挙動する改良ブロックの平面寸法が大きいほど剛性が高くなるので、モデル化に当たっては、隣接する改良ブロック間の挙動が緩衝することのないようにモデル化することが重要である。

なお、固化改良体は弾性材としてモデル化されている例が多い。

(3) 地盤対策工のモデル化の留意事項

① 地盤の安定

プレロード系工法等の採用によって、予め床付け面や周辺地盤の強度増加を図ることで、地盤の安定を確保することが有効であれば、現実的な対応策となると考えられる。

プレロード系工法等の土工においては、載荷速度が課題になることが少なくない。泥炭性軟弱地盤等で地盤条件が厳しい場合には、盛土荷重の載荷速度を制御して地盤の安定を確保しつつ段階施工をすることになる。ステップ解析によりこれを評価する。

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、必要により段階載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

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、施工直後にも発生することがある。必要により、円弧すべり計算等によって安全性を評価する。

カムクレイ系のFEM解析では、盛土の施工段階毎に、地盤の沈下・変位と同時に地盤内の応力レベルを照査（応力集中に伴う塑性化領域の有無・その広がりの評価）する等により、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。これを樋門の設計・施工・施工管理に積極的に活用することで、工事中の安全の確保に寄与する管理システムの構築が可能になると期待される。

4.4.2 地盤対策工を考慮した地盤挙動の解析・検討

地盤沈下抑制対策工等の地盤対策工は、これを適切にモデル化して基本ケースと同一のモデルに組み込んで解析し、その効果・影響を検討・評価する。

<解説>

地盤沈下抑制対策工等の地盤対策工は、対策工の力学的特性を適切にモデル化して基本ケースのモデルに組み込むことで、その効果・影響を解析・検討する。

地盤対策工は、工種毎にその力学挙動が異なるので、基本ケースのモデルに直接取り込むことが困難で、メッシュ分割の細分割等の調整が必要になることも多いが、基本ケースとの比較が適切に可能となるモデル化を実施する。

基本ケースの実施時に、比較検討対象となる地盤対策工のモデル化を考慮したモデル分割としておくのが有効である。

(1) 地盤対策工の効果・影響の解析検討

① プレロード工法等の土工による対策工法の解析

プレロード工法・サーチャージ工法、掘削置換工法等の選定・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、地盤対策工の効果は、他の地盤対策工に対して優位にあると推定され、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望ましい。

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。

② 円弧すべり等の地盤破壊に対する評価

FEM解析では、盛土の施工ステップ毎に、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、応力集中に伴う塑性化領域の有無、施工ステップ毎の塑性化領域の進展の程度等によって、要素の破壊安全性を評価することが可能である。

円弧すべり等の計算は、先ず、過去の類似例における検討事例等を参考に、どの時点で何処にどの規模のすべりが発生するかを想定することが重要である。また、その主要計算条件となる土層のパラメータも、土質試験データのみには依存するのではなく、過去の検討事例等を参考に総合的判断により設定することが必要である。

③ 地盤対策工の効果・影響

キャンバー盛土工法・プレロード工法・真空圧密工法・掘削置換工法等の選定・設計は、周辺堤防や樋門等構造物の安全性確保・コスト・工期に大きな影響を及ぼす。地

盤対策工の効果・影響は、地盤対策工を適切にモデル化して、FEM解析に取り込むことで、定量評価することが望ましい。

地盤対策工の工法・規模、そして地盤の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可能であり、その選定に当たっては、地盤および地盤対策工の効果を定量的に評価可能となる適切な解析モデル・解析法によることが重要である。

なお、樋門等の堤防横断構造物の設計では、全沈下量・変位量でなく、不同沈下量・変位量を抑制することを主目的とするが、地盤対策工の選定・設計においてもこの点に配慮した検討が重要である。

第5章 樋門構造の基本

5.1 樋門本体

柔構造樋門の樋門本体構造は、高いたわみ性・高い靱性を確保して、樋門周辺堤防に親和性が高く、長期にわたり樋門周辺堤防および樋門本体の安全性を確保することが可能となる構造となるよう設計する。

<解説>

樋門の設計における最重要課題の1つは、堤防の弱点部となる樋門周辺堤防および樋門本体の安全性を確保することにある。

このため、樋門周辺地盤においては、過大な沈下・変位の発生抑制および周辺堤防・周辺地盤の安定が求められ、樋門本体構造においては、“周辺堤防への親和性が高く、靱性の高い構造”とすることが求められる。

樋門本体を“周辺堤防への親和性が高く、靱性の高い構造”とするためには、樋門本体と周辺堤防との相互作用に配慮して、地盤沈下補償対策工（キャンバー盛土工法）や地盤沈下の抑制対策工（プレロード系工法等）によって、過大な沈下・変位の発生を防止するとともに、樋門本体構造をより柔構造・高靱性構造とすることが必要である。このため、スパン割や継手構造そして本体構造の耐震性能確保等の検討が重要となる。

樋門本体構造の性能は、樋門周辺堤防・地盤における不同沈下・変位の作用による影響、および地震時における砂質地盤の液状化に伴う周辺堤防の沈下・側方流動の影響およびその対策工の効果に依存する所が大きい。

樋門周辺堤防の沈下・変位分布の推定には、より高い推定精度の確保が期待できるカムクレイ系のFEM解析を用いることにした。これにより樋門本体に作用する荷重の推定精度が大きく向上すると期待される。

キャンバー盛土による地盤沈下補償対策工は、樋門周辺地盤の沈下分布をキャンバー盛土分だけ補償するため、樋門本体に作用する地盤変位荷重を直接低減させることが可能であり、樋門本体・周辺堤防の安全確保・コスト縮減に寄与する所が大きい。キャンバー盛土材も堤体材料と同じ良質土を用いることを前提とし、ある程度の層厚が確保されることで、樋門本体の周辺土の性能確保が可能になる。

樋門本体の設計においては、本体縦断方向の解析の合理化が必要であると考え、その主荷重となる地盤変位荷重は、樋門周辺地盤の沈下・変位分布の推定精度に依存することから、その変動幅を考慮した荷重とすることで対応するものとした。

樋門周辺堤防を堤防の弱点部としないためには、樋門本体構造の性能向上を図ることで、周辺堤防への親和性を図ることが必要不可欠である。

5.1.1 本体のスパン割・ブロック割

柔構造樋門の本体のスパン割・ブロック割は、樋門本体および周辺堤防・地盤の安全性を確保するため、周辺地盤の不同沈下・変位分布に無理なく追従して、周辺堤防に親和性の高い柔構造となるように適切に分割する。

<解説>

柔構造樋門の本体のスパン割・ブロック割は、本体および周辺堤防の安全性を確保するため、地盤の不同沈下・変位分布に無理なく追従して、本体および周辺堤防に応力集中や本体直下に空洞の発生等の悪影響の発生を抑制できるように適切な長さに分割する。

本マニュアルでは、地盤特性の不確実性・不均質性に配慮した複数ケースの地盤の沈下・変位分布を設計地盤変位荷重としているが、このいずれのケースにも対応可能なスパン割とすることが必要であり、従来に増してスパン割の比較検討が重要な検討事項となる。

弾性接合方式のプレキャスト樋門は、その高いたわみ性によって地盤の不同沈下・変位への適合性が高い。樋門の周辺地盤に大きな不同沈下・変位が発生することが予想される場合には、地盤対策工のみに依存するのではなく、樋門本体構造の靱性向上策を検討すべきである。

(1) RC構造の樋門・剛接合方式のプレキャスト樋門のスパン割

本体のスパン割の検討にあたっては、次の事項に留意する。

- ① 本体のスパン割りは、想定している複数ケースの地盤沈下分布・側方変位分布の全てのケースに適合するように計画する。
- ② 本体の最大スパン長は、原則として 15 m 程度以下とする。
- ③ 地盤に大きな不同沈下・変位が予想される場合には、できるだけ短いスパン（10m 程度以下）とすることが望ましい。
- ④ 継手形式および継手能力を考慮して、樋門本体・継手の安全性を確保すると同時に、継手周辺地盤の安全性の確保に配慮する。
- ⑤ 門柱部スパンの安定・過大な傾斜の発生防止を図るために、門柱部スパンは必要長さを堤体内部に貫入させ、スパン端部の継手に可とう性継手を用いる場合は、継手周辺地盤の安全性確保および門柱部スパンの安定性および門柱傾斜の影響について、十分な安全性を確保することが必要である。
- ⑥ キャンバー盛土を設置する場合は、複数ケースの地盤沈下分布形状からできるだけ不同沈下が少なくなるようにキャンバー盛土形状を設定したうえで、スパン割りを検討する。

(2) 弾性接合方式のプレキャスト樋門のブロック割

弾性接合方式のプレキャスト樋門は、ブロックの接合部にF Bゴムを挟んで、多数の弾性接合部における分散型変位差処理方式によって地盤の沈下・変位に追随する。このため、地盤の不同沈下・変位への適合性が高く靱性も高い。

函体のブロック長は、函体の断面規模やF B接合ゴムの特性にも依存するが、基礎地盤の不同沈下・変位の大きさに配慮して適切な長さとする。実績では 1.5～4.0 mとした事例もあるが 2.0 mとした事例が多い。

5.1.2 継手または接合部

柔構造樋門の継手または接合部は、樋門本体および周辺堤防の安全性を確保するため、必要な能力を有する柔構造・高靱性となるものを選定・設計する。

<解説>

柔構造樋門の継手または接合部は、隣接するスパンまたはブロック間の断面力伝達・変位差吸収および水密性確保の機能を有している。

柔構造樋門は、周辺地盤・周辺堤防の不同沈下・変位分布に無理なく追随することで、本体に発生する断面力を低減してクラックの発生を防止し、その水密性を確保する。さらに周辺地盤・周辺堤防の沈下・変位に追随することで、ルーフィングや樋門本体に接する地盤・堤体における塑性化の発生防止を図るものである。

この意味で、柔構造樋門の継手または接合部には、周辺地盤・周辺堤防との親和性の確保に大きく寄与しているといえる。柔構造樋門は、適切に配置された継手または接合部によってそのたわみ性を確保するものであり、そのたわみ性はスパン割と継手の能力またはブロック割と接合部の能力に依存するので、複数ケースの地盤の沈下・変位に基づく設計地盤変位荷重に対して、必要な能力を有する継手または接合部を選定・設計することが重要である。

継手の能力は、継手の種類や材質等により特性が異なる。選定された継手の変形特性を適切にモデル化して、本体の縦方向の解析を実施し継手の安全性を照査して、必要により特性を修正するなどの検討を実施しなければならない。

樋門本体の耐震性能は、継手の靱性に依存する所が大きいと推定されるため、常時に求められる高い変形性能の確保と同時に、耐震性能の高い高靱性の継手の開発が緊急の課題である。

プレキャスト樋門の接合部においても、耐震性能のさらなる向上を図ることが望まれるため、より高靱性となる機構・構造とすることが必要である。

5.2 翼壁

翼壁には、川表側翼壁および川裏側翼壁があり、それぞれが樋門本体と取付水路に接続して、水路として流水の流下機能と、翼壁背面からの土圧に対する抗土圧機能とを有している。翼壁の設計にあたっては、これらの機能を保全するため適切な対応策を考慮した設計とすることが必要である。

<解説>

翼壁には、川表側翼壁および川裏側翼壁がある。それぞれが樋門本体と取付水路に接続して、水路として流水の流下機能と、翼壁背面からの土圧に抗して水路機能を確保する抗土圧機能とを有している。

川表の翼壁は、樋門の吐口（または、呑口）であり、周辺の堤脚部の防護機能を果たしている。設計上は、川表翼壁は樋門の本体とは独立構造として設計される。川表翼壁において樋門本体と接続する水路部（翼壁水路部）は、RC構造のU型擁壁または逆T型水路として設計され、本川または取付け水路に接続する。

樋門本体と翼壁そして取付水路は、従来からそれぞれ独立にそれぞれの設計法を用いて設計されてきた。これらは、連続する水路として流水の流下機能を有しており、接続部において大きな目違い（段差）や開口が発生することのないよう配慮した設計とすることが重要である。

翼壁と樋門本体との接続部における目違い（段差）や開口（目開き）は、浸透流によるルーフィングの原因となることがあり、また翼壁と取付水路接続部の目違い（段差）や開口は、洪水流による土砂の吸い出しを惹起したり、河床洗掘・側方侵食の原因となることがある。接続部におけるこれらの課題に配慮して適切な対応策を考慮した設計とすることが必要である。

樋門本体は、軟弱地盤対応の周辺堤防・周辺地盤の沈下・変位を考慮した柔構造樋門としての設計法に基づいて設計されている。一方で翼壁の設計法は、抗土圧構造物として従来からの土圧論に基づく安定計算・断面力計算が実施されており、翼壁周辺地盤の沈下・変位は考慮されていない。

軟弱地盤において、翼壁と樋門本体との接続部、翼壁と取付水路接続部付近に変状が発生している事例が少なくないのは、軟弱地盤における翼壁等の抗土圧構造物の設計法が確立されていないのが最大の要因であると考えられ、今後のさらなる研究開発が必要である。

丘陵堤等では、堤防の緩傾斜化によって翼壁水路部は長くなり、また長くなることで広がりも大きくなる傾向がある。翼壁の設計は、従来以上に難しい課題が増加すると予想される。軟弱地盤における翼壁には現状においても課題が少なくないので、その計画・設計・施工法について体系的な取り組みが望まれる。

5.3 シャ水工

鋼矢板等のシャ水工は、シャ水壁に接続してシャルーフィング機能・シャパイピング機能を有するので、シャ水壁と一体として機能するように設計する。シャ水工からシャ水壁に伝達する断面力に対して安全な構造としなければならない。

<解説>

(1) シャ水工の機能

鋼矢板等のシャ水工は、シャ水壁に接続してシャルーフィング機能・シャパイピング機能を有する。名称はシャ水工であるが、浸透流を遮断する機能を期待するわけではなく、浸透流の影響としての樋門本体に沿うルーフィングやパイピングを遮断する機能（すなわち、浸透流の作用によって土粒子が移動・流亡することを遮断する機能）を期待するものである。

樋門の設計において、本体周辺のシャルーフィングは、最も重要な課題の1つであるが、その設計法は未だに確立されていない。実務的で合理的な設計法が提案されることが望まれるが、これは樋門本体直下における「応力浸透、浸透流の作用による土の浸透破壊、土の進行性破壊、浸透パイプフロー」の現象を伴う複雑で予測困難な課題である。

「柔構造樋門は、周辺堤防・周辺地盤の沈下・変位に追従して、樋門の周辺堤防の安全を確保する」という文節は、本マニュアルにおいて度々記述されているが、これは「樋門の直下地盤でルーフィング発生のトリガー(引き金)となる浸透流の作用による土の浸透破壊(ハイドロリックフラクチャリング)が発生しないような配慮である」ことを意味している。

この機能を確保するためには、シャ水工はシャ水壁と一体となっていないとてはならない。

(2) 鋼矢板によるシャ水工

シャ水工の壁体は、その上部は堤防に貫入しその下部は基礎地盤に根入れされている。このため、シャ水工は周辺堤防と基礎地盤の沈下・変位の影響を直接受け、シャ水壁を介して函体に伝達している。

地盤条件によっては、鋼矢板等のシャ水工に作用する正負の周面摩擦力や先端支持力の影響で本体直下地盤に空洞を発生させることがあり、また本体コンクリートにクラックの発生等の大きな影響を及ぼすことがある。周辺堤防・周辺地盤の沈下・変位に伴うシャ水工からシャ水壁・樋門本体への断面力の伝達による影響については、慎重に検討し必要により必要な対策工を実施する。

第6章 樋門本体の設計

6.1 柔構造樋門の設計

泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門の構造設計は、樋門本体およびその周辺堤防の機能と安全性を確保するために、樋門を構成する構造系全体としてのバランスに配慮した設計とすることが必要である。

<解説>

泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門の設計は、一般の軟弱地盤における柔構造樋門にまして設計・施工上の課題が多いため、樋門本体およびその周辺堤防の機能と安全性が損なわれることが無く、周辺環境に配慮した構造とするために、樋門本体のみならず樋門を構成する構造系全体として疎漏のない緻密な検討を実施することが求められる。

軟弱地盤における樋門では、その基礎工を含め翼壁・取付水路・しゃ木工・護床工・護岸工等まで含めて、樋門を構成する全体系の動態は堤防および基礎地盤との相互作用による影響を受けている。このため、樋門の構造設計は、樋門を構成する全体系としてのバランスに配慮された設計とすることが重要である。

(1) 樋門の制水機能の確保

樋門の周辺堤防の安全を確保するため、樋門の構造設計は樋門を柔構造として函軸たわみ性を確保し、樋門本体と周辺堤防・基礎地盤との相互作用を考慮した設計法を採用することで、周辺堤防に応力集中等による影響の発生を最小限に抑えることを設計目標の1つとしている。

このため、周辺堤防・周辺地盤に過大な沈下・変位が発生しないように抑制する対策工を実施する配慮が必要であるが、一方で、軟弱地盤においては周辺堤防・周辺地盤の沈下・変位をほとんど無視できるレベルに抑制することは困難であり、現実的でない。その設計に当たっては、樋門の制水機能・堤防としての機能、そして維持管理・運転管理機能の確保に支障のない範囲の沈下・変位レベルに抑制することが合理的であると考えられる。

(2) 樋門の構造設計

ここでは、泥炭性軟弱地盤における樋門周辺堤防・地盤における地盤挙動の解析・検討に、カムクレイ系弾塑性構成式に基づくFEM解析を適用することとした。このため樋門本体の縦断方向の設計において、その主荷重となる樋門周辺地盤における時系列の沈下・変位の推定精度の向上が可能になったことから、樋門本体の縦断方向の設計荷重をより適切に評価する手法を提案した。これにより、樋門本体の縦断方向の設計法は、従来の設計法から大きくバージョンアップすることが可能になったと考えており、樋門等

堤防横断構造物およびその周辺堤防の安全性の確保、耐震性能の向上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している。

(3) 樋門の運転管理・維持管理

樋門における運転管理・維持管理は、本体を構成するコンクリート構造物における課題もあるが、制水機能を有するゲートおよび操作機器において、多くの課題を有しており、これらについての検討が必要である。

門柱レスゲートについては、6.10 ゲート形式の選定と門柱レスゲート に記述する。維持管理・運転管理に配慮したゲート・操作機器およびそれに関連する事項については、本マニュアルとは別途に検討されることが必要である。

6.2 地盤の残留沈下量の許容値

樋門の設計は、樋門周辺地盤の残留沈下量が残留沈下量の許容値以内で実施することを原則とする。樋門周辺地盤の残留沈下量の予測値が残留沈下量の許容値を超える場合は、地盤沈下抑制対策工を実施して残留沈下量を許容値以内に抑制する。

<解説>

樋門における地盤の残留沈下量の許容値は、樋門の取水・排水機能の確保、樋門および周辺堤防の長期に渡る安全性の確保、および地盤沈下抑制対策工の設計における目標値の観点等から、残留沈下量の許容値（目安値）が設定されている。

泥炭性軟弱地盤においては、地盤が超軟弱であり、地盤の残留沈下量の許容値を従来の柔構造樋門設計の手引きに準拠すると、過大とも思える地盤対策工が必要になり、却って柔構造・柔支持の設計の基本を疎外するおそれが高い。

泥炭性軟弱地盤および柔構造樋門設計に関する最新の知見を活用することで、樋門周辺地盤の残留沈下量の許容値をより大きな値とすることが合理的である。

(1) 残留沈下量の許容値

樋門の設計は、樋門周辺地盤の残留沈下量がこの残留沈下量の許容値を越えない範囲で実施することが求められる。

表-6.1 残留沈下量の許容値

	残留沈下量の許容値 (cm)
キャンバーなし	45
キャンバーあり	75

泥炭性軟弱地盤を主対象とする本マニュアルでは、残留沈下量の許容値を従来の値（キャンバーなし：30cm、キャンバーあり：50cm）から大きく（50%増し）引き上げた。

地盤の沈下量分布は、沈下量の絶対値の大きさに係わらず大きく変化することはないと推定されるため、地盤の残留沈下量の絶対値が大きくなっても、設計上の課題は従前に比較して大きく増加することはないと考えている。これが、泥炭性軟弱地盤等の軟弱地盤を主対象とする本マニュアルにおいて、残留沈下量の許容値を大きく取れるとした最大の理由である。

この樋門周辺地盤の“不同沈下・変位量の抑制”の考え方は、地盤沈下抑制対策と樋門本体のたわみ性・靱性を向上させる設計とを一体的に捉えることで、樋門本体の堤防

への親和性は高まり、同時に堤防および樋門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。

なお、以下の理由

- ① 大規模樋門・多連樋門等で、大きな残留沈下量を許容すると、樋門の機能確保・構造性能に大きな支障があると推定される樋門
- ② 堤防に近接して家屋が連坦するなど、樋門の周辺地盤に大きな沈下量を許容することによる悪影響が予測される区間の樋門
- ③ 道路橋・鉄道橋等の橋梁や大規模水門等の堤防横断構造物に近接する樋門等から、この残留沈下量の許容値を採用することが困難である場合は、制約条件に応じて個別に許容値を設定することができる。

なお、この場合においても、本マニュアルの主旨を十分勘案して、特別に配慮した設計・施工法により、樋門本体および周辺堤防の長期にわたる安全性の確保に努めなければならない。

(2) 残留沈下量の許容値の考え方

本マニュアルにおける残留沈下量の許容値は、許容値としてかなり大きな値が設定されているが、これまでに得られた柔構造樋門の実績や、より高い沈下・変位の推定精度を確保することが可能と期待される解析手法の採用等により、十分実現可能な値であると推定している。

泥炭性軟弱地盤等においては、周辺地盤にかなり大きな沈下・変位が発生することを前提として、周辺堤防の安全確保にはこの大きな沈下・変位を抑制するのではなく、不同沈下・変位量の抑制を図ることで、大きな沈下・変位に対応できる柔構造樋門として設計することが望ましいと考えられる。

残留沈下量の許容値の適用の考え方を、P 43 図-3.1 樋門周辺地盤における残留沈下量の推定の概略フローに基づき説明する。

- ① 残留沈下量の許容値は、キャンバー盛土なしで 45 c m を許容しているが、この場合でも、可能な高さ (20~30 c m 程度) のキャンバー盛土を設定することが有利なことが多いと考えられる。
- ② 残留沈下量が 45~75 c m の間は、キャンバー盛土のみで対応することを優先して検討する。残留沈下量が 75 c m を越えた場合には、キャンバー盛土に加えて、地盤沈下抑制対策工の検討が必要である。
- ③ 地盤対策工は、地盤の支持力向上・盤ぶくれ防止等の地盤破壊の防止を主目的として実施することもある。この地盤対策工は、残留沈下量の許容値とは直接関係なしに選定されるが、地盤沈下抑制効果も有するので、それを考慮しなければならない。

(3) 大きな残留沈下量の許容値に配慮した設計法

柔構造樋門は堤防横断構造物であるが、これまでの実績から、樋門周辺地盤の残留沈下量の許容値(目安値)を設定して、樋門を柔構造として設計・施工することで、堤防の沈下・変位と樋門の沈下・変位との相対沈下・相対変位を抑制することが可能になり、初期コストのみならずLCCの観点から、さらには、超長期に渡る堤防基礎地盤の安定・浸透に対する安全性の確保が可能になると推定している。

最新の土質力学の理論を用い、必要にして十分な量の調査・解析検討を実施することで、泥炭性軟弱地盤等の特殊土を含めてその沈下・変位およびその分布、そして長期の沈下量を、さらには地盤対策工の効果をかなり高い精度で推定することが可能となってきた。最新の知見に基づく解析・設計法を用いることで、樋門周辺地盤の沈下・変位および地盤対策工の効果を精度良く推定可能となれば、泥炭性軟弱地盤等の超軟弱地盤におけるより大きな沈下・変位に適切に対応することが可能であると考えられる。

(4) 地盤沈下補償対策工としてのキャンバー盛土工法の優先採用

本マニュアルでは、地盤沈下補償対策工としてキャンバー盛土工法を優先採用することを原則としている。これは地盤の沈下・変位分布の推定にかなりの精度が確保されることを前提としたものであり、樋門の取水・排水機能の確保の観点からも、適切な設計がなされていれば、これによる特別の支障が発生することは考え難い。

また、この残留沈下量の許容値は目安値であり、樋門設計に当たってこの値を厳密に据えることは要しない。むしろ“不同沈下・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、地盤沈下補償対策工としてのキャンバー盛土工法を優先採用することで、プレロード工法等の周辺堤防の安全の確保がより容易・確実で、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。

6.3 キャンバー盛土の設計

キャンバー盛土は、柔構造樋門における樋門周辺地盤の地盤沈下補償対策工であり、実質的で効果的な地盤沈下対応策である。大きな残留沈下が発生する軟弱地盤においても、キャンバー盛土を適切な形状・高さとする事で、樋門本体に作用する地盤変位荷重を低減し、樋門本体と周辺堤防との親和性の向上を図ることが可能となるので、その特性を最大限活用すべきである。

<解説>

本マニュアルでは、樋門周辺地盤における残留沈下量の許容値を構造物の沈下量の許容値としてみれば、相当に大きな値で設定しており、地盤沈下対策工の選定・設計は極めて重要な課題である。

キャンバー盛土工法は、樋門周辺地盤の沈下補償対策工として最も基本的な工法であり、キャンバー盛土の特性を活用することで、樋門本体に作用する地盤変位荷重を低減し、周辺堤防との親和性の向上を図ることができ、樋門本体・周辺堤防の安全性の向上、地盤対策工法の縮減、コスト縮減が可能となると期待される。

(1) 地盤沈下補償対策工としてのキャンバー盛土工法

1) キャンバー盛土工法の基本

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（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、樋門施工後の沈下量の絶対値を低減する工法）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。

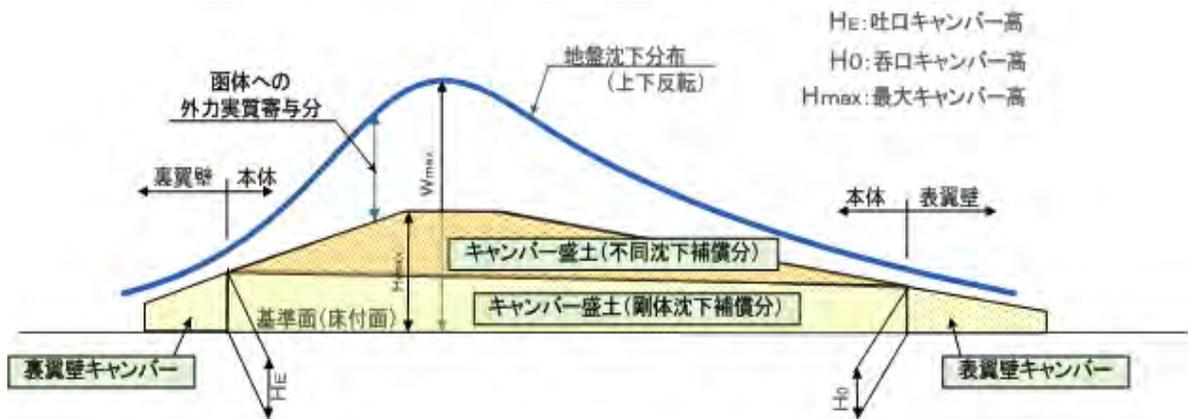


図-6.1 キャンバー盛土の計画図

キャンバー盛土の計画高の最大値は、残留沈下量の大きさ、本体長（堤防断面規模）や樋門の断面規模によって異なると推定されるが、ここでは当面の値として、表-6.2の値を設定する。

なお、残留沈下量が75cmを越える場合には、キャンバー盛土高の最大値を50cmに設定しており、現行のキャンバー盛土高の最大値：20cmを大きく越えるものとなっている。

キャンバー盛土高の最大値が50cmの場合は、剛体沈下補償分：最大値=20cm、不同沈下補償分：最大値=30cm程度を想定している。このうち、剛体沈下補償分は、実質的に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ため、キャンバー盛土の盛土高の最大値を30cmとした場合、不同沈下の軽減量が少なくなり、キャンバー盛土の価値は半減してしまう。このため、残留沈下量が75cmを超える場合、周辺堤防との親和性の向上、地盤対策工のコスト縮減等の多くの効果を期待でき、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キャンバー盛土の適用領域を拡大することが有利であると判断したものである。

表-6.2 キャンバー盛土の計画高の最大値

残留沈下量 (cm)	キャンバー盛土高の 最大値 (cm)
75cm未満	30
75cm以上	50

2) キャンバー盛土の効果を考慮した樋門本体縦方向の設計

樋門本体縦方向の設計において、キャンバー盛土の効果量は、地盤沈下からキャンバー盛土による地盤沈下補償分を減じることで、設計上の地盤沈下量が減少したとして評価する。具体的には、別途FEM解析で推定された地盤沈下分布からキャンバー盛土の形状による地盤沈下補償分を減じた（地盤沈下量-キャンバー盛土量）実質地盤沈下分布として、樋門本体縦断方向の設計に取り込み評価する。

樋門本体縦方向の縦方向の設計に考慮する地盤変位荷重は、この実質地盤沈下分布に地盤反力係数を乗じたものである。

キャンバー盛土は、4.3 樋門周辺地盤の地盤挙動の解析・検討におけるFEM解析には考慮せず、樋門本体縦方向の設計に考慮するものとする。

(2) 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20cm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、コスト縮減と周辺堤防への親和性を向上させることが可能になったと言える。

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、コスト増となり、周辺堤防への親和性の観点からも安全性が高いとは言えない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。

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

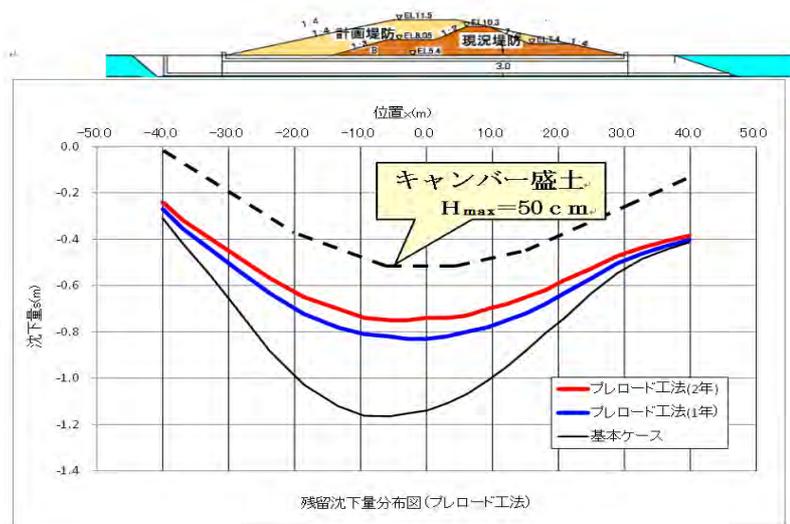


図-6.2 キャンバー盛土の設置図の例

(3) キャンバー盛土形状の設計

1) キャンバー盛土高

本マニュアルでは、残留沈下量が 75 cm を越える場合には、最大で 50 cm (剛体沈下補償分: 20 cm、不同沈下補償分: 30 cm) のキャンバーを設定可能としている。図-6.1 における剛体沈下補償分は、キャンバー形状で言えば、レベルキャンバーまたは片勾配キャンバーとなる。

地盤沈下補償対策工としてのキャンバー盛土は、確実にその効果を見込める地盤沈下への対応策であり、大きな地盤沈下の発生が推定される場合にも、地盤沈下抑制対策工に優先して最大限の活用を図り、しかる後地盤沈下抑制対策工は、このキャンバー盛土高および盛土形状に配慮して設計する。

2) 変動幅を考慮した地盤沈下分布に対応するキャンバー盛土

キャンバー盛土は、変動幅を考慮した地盤沈下分布の推定結果のいずれにも対応可能となるキャンバー盛土形状を計画設計する。

キャンバー盛土は、最も確実な効果が期待できる地盤沈下補償対策工であり、可能な限り地盤沈下分布に適合させる形状とすることが望ましいが、地盤沈下分布の推定精度や樋門本体のスパン割、施工性にも配慮してその形状を設定する。

3) 樋門供用開始時における地盤沈下量とキャンバー盛土高

地盤条件によっては、樋門供用開始時における地盤沈下量が小さく、相当量のキャンバー盛土が残っている可能性があり、樋門本体 (函路の底版) は、上に凸の形状となっている場合もあると推定される。これをもって、樋門の取水機能・排水機能の阻害があるので、上記のキャンバー量は認められないとするのは早計である。

水は、水路床勾配で流れるのではなく水面勾配で流れる。水路床が一時的に上に凸の

状態にあっても、流下能力を阻害する課題はほとんど無いと考えられる。

必要に応じて、不等流計算を実施して樋門供用開始時における流下能力を照査するものとし、これによって流下能力に不足が出れば、樋門供用開始時に残留するキャンバー盛土高の最大値を変更して再設定するものとする。

4) 本体の呑口・吐口の外側（川表側・川裏側）に繋げるキャンバー盛土

キャンバー盛土は、樋門本体の直下地盤だけでなく、本体の上下流の翼壁水路部に必要長さのキャンバー盛土を設置する。

翼壁水路部のキャンバー盛土は、本体の呑口・吐口部に推定される沈下量・沈下勾配、そして翼壁水路部の形状・寸法、そして構造、本体と翼壁水路部との接合部に設置される継手（一般に、可撓性継手となる）等に配慮して設定する。

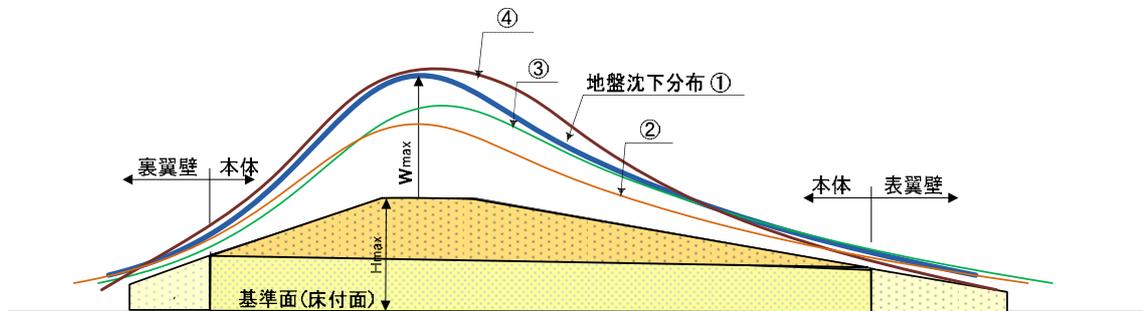


図-6.3 地盤沈下分布とキャンバー盛土の計画図

※①～④は数パターンによる沈下分布の計算結果を示す

(4) キャンバー盛土の設計における留意点

① キャンバー盛土形状とその設置範囲

キャンバー盛土は、樋門周辺地盤の沈下量の一部を補償する地盤沈下補償対策工である。キャンバー盛土は、樋門周辺地盤の沈下分布やその推定精度そしてキャンバー盛土の施工性に配慮して、キャンバー盛土形状（キャンバー盛土高の分布）を設定する。従来の設計では、図-6.1 の剛体沈下補償分が考慮されていなかったが、今後はこれを考慮することで、キャンバー盛土は、樋門本体直下地盤のみならず、川表・川裏の胸壁水路部直下地盤にも設置することが必要になる。

② 本体の-span割に配慮したキャンバー盛土形状

本体に発生する断面力は、樋門周辺地盤の沈下・変位分布、地盤反力係数の分布、span割、継手の特性、そしてキャンバー盛土形状等に影響される。樋門周辺地盤の沈下・変位分布が推定された段階で、本体の発生断面力を推定することは困難であるが、周辺地盤の沈下分布から、より適合性の高いキャンバー盛土形状を設定すること

と合わせて本体のスパン割を検討することが重要である。

本体のスパン端部は、盛土高の折れ点と合致させることが必要であり、盛土高の折れ点で、本体に適量の負の折れ角を設置することが、周辺堤防に親和性が高く、本体に発生する断面力が小さい周辺堤防への影響を低下させる。

キャンバー盛土の形状は、キャンバー盛土高の不同沈下分に大きく依存する。剛体沈下補償分は、レベルキャンバーまたは単勾配のキャンバーとなり、不同沈下分はこれに上乘せする形で、地盤沈下分布形状に配慮して設定することになる。

③ 時系列の地盤沈下に配慮したキャンバー盛土形状

キャンバー盛土は、上に凸の形状となっており、キャンバー盛土上に構築された樋門本体も同じ形状となる。樋門本体は、築堤盛土に伴う周辺地盤の沈下に伴って、最終的には下に凸の形状となるが、ここでは大きなキャンバー盛土高の採用を前提としているため、周辺地盤の沈下の過程で樋門本体・継手に発生する変位・断面力の照査が必要となる場合があると推定される。

また、継手部の折れ角も負から正に変化していく。継手の初期開口量によっては、折れ角の変化に伴う頂版端部または底版端部の接触による応力集中の課題に対しての検討が必要となる。特に樋門の内空高が高い場合には、折れ角の変化による開口量の変化が大きくなるので、この点に注意が必要であり、初期折れ角と最終折れ角との関係から、継手の設置時の初期開口の確保等、必要により対応策を検討しなければならない。

④ 門柱の傾斜に配慮したキャンバー盛土形状

門柱の樋門縦断方向の傾斜は、樋門周辺地盤の地盤沈下分布から推定可能である。キャンバー盛土の形状は、樋門周辺地盤の沈下分布のみならず翼壁側の沈下分布（図-6.1 参照）を考慮し、樋門本体端部での翼壁水路部との接合方法にも配慮して設定する。

門柱の傾斜は、本来は樋門本体の縦断方向の解析結果として得られるが、地盤沈下分布から得られる傾斜角と大きな相違はない。このため、キャンバー盛土の形状に配慮することで、門柱の傾斜を制御することが有効である。

⑤ 床付け面に砂礫層等の良質層が分布する場合のキャンバー盛土

床付け面に砂礫層等の良質層が分布する場合にも、最低厚として20cm程度のキャンバー盛土を設置するのが望ましい。これは、砂礫層等からの応力集中の影響の抑制効果を期待するためであり、樋門本体を堤体材料で囲うことで、地震時等においてもキャンバー盛土によるクッション材としての効果が期待できる。

⑥ 翼壁水路部におけるキャンバー盛土

樋門周辺地盤の沈下・変位は、翼壁水路部の地盤の沈下・変位に連続する。樋門の呑口沈下量・吐口沈下量が大きくなれば翼壁水路部においても、すりつけ対策工となる

キャンバー盛土を設置することが必要になる。

翼壁水路部と樋門本体との接合部付近は、堤防法尻付近にあるので、地盤沈下はかなり小さい値（場合によっては、負値：隆起）となることもあり、側方変位は最大値に近い値となることが多い。

軟弱地盤に建設された既設の樋門において、樋門本体と翼壁水路部との接合部に大きな段差が発生（樋門本体側が沈下）している事例が少なくなかった。設計時点でしるべき対応が必要であり、その詳細を6.7.2に記述する。

⑦ シャ水矢板への影響

キャンバー盛土の設置勾配は、初期の樋門本体（底版）の勾配と同じであり、圧密沈下収束時の勾配は逆勾配になる（正負が逆転する）。このため、シャ水矢板の天端の底版への埋込み部は、かなりの回転角が発生すると推定される。シャ水矢板頭部の底版への埋込み部の設計に配慮が必要である。

シャ水矢板の先端が、砂層等比較的良質な層に到達して、矢板先端の支持力が樋門本体の沈下を抑制して、樋門本体にクラックの発生等の悪影響を及ぼすことがある。樋門周辺地盤に大きな沈下を許容する設計では、圧密沈下の終了時に、キャンバー盛土高にも配慮してシャ水矢板の先端が良質層に到達しないことを確認することが必要である。

⑧ 胸壁・シャ水壁への影響

川表・川裏の胸壁およびシャ水矢板には、側方変位による水平力の作用がある。軟弱地盤においては、側方変位の影響についても考慮が必要である。さらに、胸壁・シャ水壁に接続する矢板には、胸壁・シャ水壁の回転角（底版と同じ）の影響がある。側方変位によるシャ水矢板への水平土圧については、シャ水矢板の変形後の水平変位差を考慮することが必要であるが、シャ水矢板は、堤防縦断方向にかなりの延長を有するので、地盤の側方変位も3次元の広がりをもつ水平変位として考慮することが必要な課題である。これらの影響を直接設計に反映させることは困難な課題であるが、可撓矢板の採用等でその直接的影響を避けることの是非を検討すべきである。

(5) キャンバー盛土工法と地盤対策工

地盤沈下抑制対策工等の地盤対策工は、キャンバー盛土工法を前提とした対策工法とすることが基本である。

この場合、地盤沈下補償対策工としてのキャンバー盛土の効果を最大限活用することで、地盤沈下抑制対策工は、この残差分の沈下量分布を分担すると考える。すなわち、地盤沈下抑制対策工は、基本ケースの“残留沈下量－キャンバー盛土高”の残差分のみの沈下抑制を分担するものである。

本マニュアルでは、FEM解析法を活用することで樋門周辺地盤の沈下分布の予測精

度を向上させることにしたが、これにも限界があると推定されるため、地盤沈下抑制対策工による効果にも期待する設計法を採用している。

キャンバー盛土工法と地盤沈下抑制対策工の組み合わせを考え、樋門本体構造を柔構造で高靱性の樋門とすることで、樋門およびその周辺堤防の安全とコスト削減を図ることは、総合的な判断を要する課題である。

(6) キャンバー盛土の施工上の配慮事項

キャンバー盛土の施工においては、掘削地盤面が湧水等により緩んでいたりと、含水比が高くぬかるんでいる場合には、キャンバー盛土厚が薄いと施工性が良くないため、最低でも 20 c m 以上の盛土厚を確保することが望ましい。

6.4 地盤対策工の設計

6.4.1 地盤沈下抑制対策工の設計の基本

地盤沈下抑制対策工は、樋門周辺地盤に推定される残留沈下量に対して、予め、キャンバー盛土による地盤沈下補償対策工による効果を見込んだ上で、その不足分の残留沈下量に対応する設計とする。

<解説>

泥炭性軟弱地盤においては、樋門周辺地盤に大きな地盤の沈下・変位が発生することが多い。樋門周辺地盤の残留沈下分布に対する対応策は、キャンバー盛土による地盤沈下補償効果に加えて、必要により地盤沈下抑制対策工の効果により対応する。

具体的には、樋門周辺地盤に推定される残留沈下量： W_{ro} から、キャンバー盛土による地盤沈下補償効果分を減じた残留沈下量： W_{rc} に対して、地盤沈下抑制対策工による効果をカムクレイ系のFEM解析等のFEM解析により評価し設計する。

地盤の沈下・側方変位の抑制対策工は、プレロード系工法を優先して採用する。また、泥炭層が地表面近くに分布している場合には、掘削置換工法により良質土に置換することを原則とする。

(1) 大きな残留沈下量に対応する地盤対策工の基本

泥炭性軟弱地盤において発生する大きな地盤の沈下・変位量を抑制するため、従来は樋門周辺地盤においても、大規模な地盤改良工を実施することが少なくなかった。しかし、樋門建設地点のみの地盤の沈下量を小さく抑える対策工の採用は、一般部堤防の設計の考え方との乖離が大きく、結果として樋門の周辺堤防と一般区間の堤防との境界付近の堤体に大きなせん断ひずみが蓄積して、クラックが発生する原因となることがあり、これを防止するための擦りつけ対策工の規模も大きくなることがあった。

大きな残留沈下量に対応する柔構造樋門を設計するためには、解決しなければならない課題も少なくないが、堤防の弱点部となり易い樋門の周辺堤防の安全性を優先して確保することが重要である。このためには、大きな沈下抑制効果の得られる対策工を実施して、沈下量を残留沈下量の許容値以下に抑制することが合理的であるとは言えず、残留沈下量の許容値を目安として不同沈下対策を優先した対策工を設計することが望ましいと考えられる。

「大きな地盤の沈下・変位に対応する柔構造樋門」の設計における基本的な考え方は、「樋門部の地盤対策工を一般部堤防基礎地盤の地盤対策工のレベルに近づけ、堤防の弱点となり易い樋門周辺堤防の挙動を一般部の堤防の挙動と同様になるように配慮して、樋門周辺堤防の安全性を図ると同時に、地盤改良工の縮減等を通じ、建

設コストの縮減を図る」ことにあると考えられる。

(2) FEM解析を用いた評価に基づく設計

カムクレイ系のFEM解析等のFEM解析を用いた地盤沈下抑制対策工の検討・評価は、地盤沈下・変位の予測検討（基本ケース）に用いた解析モデルと同一の解析モデルを使用し、これに対策工のモデルを付加することで解析・検討して評価することが原則である。

地盤沈下抑制対策工を考慮した樋門周辺地盤の地盤沈下・変位の推定精度を確保するためには、これが可能となる適切な解析モデルを設定することが重要であり、最近の論文・報文等に紹介された手法を参考とするなどにより、適切なモデルを組み立て解析し、その結果を反映する地盤沈下抑制対策工を設計する。

泥炭性軟弱地盤等における長期に渡る沈下・変位の進行は、樋門本体および周辺堤防の安全性に継続的に大きな影響を及ぼす。地盤の沈下・変位の進行状況を適切に予測できていれば、地盤沈下抑制対策工による地盤沈下・変位の抑制効果や樋門や周辺堤防の安全性も、周辺地盤の不同沈下・変位抑制の観点から評価することが可能である。

樋門本体の設計荷重となる周辺地盤の沈下・変位分布の推定にも、この解析結果を利用することになる。一般には、圧密沈下が収束した最終値で評価するが、必要によりキャンバー盛土による沈下補償分がゼロになる時点等、樋門本体・継手の変位・断面力に影響が大きいと推定される時点（時系列の沈下の前半（残留沈下の進行速度が速い時点））における評価を実施する。

これによって、樋門本体のスパン割・本体の構造検討、継手の選定・設計に反映する設計が可能になると考えられる。

(3) プレロード系工法の優先採用

プレロード系工法は、堤防周辺地盤の沈下・変位（不同沈下・変位）の抑制対策工として、最も合理的でコストの低廉な工法であり、プレロード系工法を優先して採用することが望ましい。

(4) 柔支持基礎・浮き基礎等

セメント系固化改良体等による柔支持基礎・浮き基礎については、II 基礎構造編による。

6.4.2 大きな地盤沈下・変位に対応する地盤対策工

泥炭性軟弱地盤における大きな地盤の沈下・変位に対する地盤対策工は、樋門周辺堤防の挙動と一般区間の堤防の挙動とに配慮して、樋門本体および周辺堤防に悪影響が発生しないように、キャンバー盛土の設置を前提とし、対応策の組合せを考慮した検討を実施して評価する。

<解説>

泥炭性軟弱地盤においては、地盤の沈下のみならず側方変位の影響も大きく、これらに対する対応策の成否が樋門およびその周辺堤防の安全性を支配することが少なくないため、地盤対策工の効果そしてその副次的作用等に対する配慮が必要である。

(1) 地盤対策工の設計

大きな地盤の沈下・変位に対応するためには、地盤の沈下・変位の抑制が主たる検討課題となるが、地盤の沈下・変位の抑制対策工は、同時に地盤の支持力増加、側方流動防止、液状化防止等の効果を有するものとなり、この結果として無対策部との境界部における段差の発生や浸透流の遮断に伴う地下水位の上昇・降下等の副次的効果を有するものとなるので、地盤の沈下・変位の抑制量が大きい場合には、その影響についても慎重な検討が必要である。

樋門周辺地盤の地盤対策工は、上述の課題から隣接する一般部の堤防の地盤対策工との整合性に配慮し、できるだけ柔構造として設計することが重要である。

これらは、

- ① 地盤沈下補償対策工としてのキャンバー盛土の採用
- ② 地盤沈下抑制対策工としてのプレロード系工法の優先採用、必要最小限の地盤対策工
- ③ 本体構造形式・地盤の不同沈下分布・変位分布に適合する適切なスパン割り
- ④ 継手および接合部の変形能力、キャンバー対応の継手および接合部、止水性の向上
- ⑤ 柔支持基礎の基礎方式、不同沈下・変位の抑制効果、擦り付け対策

等、単一の対策工による対応のみで可能となるものでなく、各種工法の組合せによって対応すべきである。

(2) 大きな地盤の沈下・変位に対応する地盤対策工

① プレロード系工法

プレロード系工法は、樋門の施工前に沈下・側方変位の抑制効果が得られ、不同

沈下・変位抑制効果が確実で信頼性が高く、堤防基礎地盤の均質性の保持が可能で、堤防への悪影響が最も少ない地盤対策工である。プレロード系工法は、圧密沈下促進のみならず側方変位の抑制、さらには、砂質地盤においては地震時の液状化対策工としても効果がある。このため、樋門の基礎地盤対策工としては可能な限りプレロード系工法を優先して採用するものとする。

泥炭性軟弱地盤においては、一次圧密時の圧密沈下速度はかなり速いので、地盤支持力が確保でき築堤が可能であれば、プレロード盛土により比較的短期間で大きな沈下抑制効果が得られる。プレロード系工法は、計画盛土施工時の残留沈下分布を考慮して、最終の地盤の沈下分布形状ができるだけ均等になるような盛土形状とすることを検討することが必要である。

泥炭性軟弱地盤においては、地盤の残留沈下量を抑制することを主目的とするのではなく、不同沈下を抑制するプレロード系工法とすることが有効な工法になると期待される。

比較的短時間で大きな地盤の沈下促進が得られることが多いので、工期に制約があるとしても、不同沈下を抑制するプレロード系工法を前提とした設計の可能性についても考慮することが必要である。地盤の支持力との関係で、段階盛土を余儀なくされることもあり、採用に当たっては、残留沈下・変位の影響や盛土のすべりに対する安全性の確保に十分な検討が必要である。

② 掘削置換工法

泥炭層は、一般に地盤の表層付近に分布していることが多く、圧縮性が高いため地盤の残留沈下量に占める泥炭層の沈下割合が極めて高い土層である。また、表層付近の泥炭層は有機物の分解が不十分な状態であることが多く、堤防の基礎地盤材料として課題が多い。このため、掘削除去して良質土(堤体土と同一の土質とすることを原則とするが、多量の礫分が混入しないように配慮する)に置換することを原則とする。

掘削置換工法を地盤の不同沈下対策工として活用する場合には、掘削深や掘削幅等の掘削置換形状を比較検討して決定するが、掘削時の掘削底盤の盤ぶくれやヒービング等の安定問題や掘削法面のすべり等の課題に対する対応策が課題になることが多い。施工時の安全性の確保に慎重な対応が必要である。

(3) 大きな地盤沈下・変位に対応する地盤対策工の設計上の留意事項

① プレロード系工法の優先採用と計測管理

圧密沈下量が大きく沈下の収束に長期間を要する軟弱地盤における樋門の設計・施工においては、プレロード系工法の優先採用を前提とした盛土築堤工事を計画・実施することで、プレロード盛土の段階施工を実施し、堤防および周辺地盤の安全

性を確保しつつ、沈下を制御することが望ましい。

この場合に、圧密沈下の時間曲線の推定精度の影響を把握することが重要であるが、変動幅を考慮した地盤変位荷重のなかで、これを適切に評価できているかどうかを見極めておくことが必要であり、7.2に記述する計測管理にも反映させることが重要である。

圧密沈下の時間曲線を施工時における計測管理の中だけで評価するのが困難である場合には、必要により長期の計測管理を実施する。

② すりつけ対策工

大きな地盤沈下・変位に対応する地盤対策工の設計が可能となった場合には、地盤対策工の実施範囲と未実施範囲との境界部に大きな沈下差が発生しないように、すりつけ対策工を実施しなければならない。

FEM解析を実施することを前提としているので、地盤の特性およびすりつけ対策工を適切にモデル化することで、この影響についてもかなりの精度で推定可能になると期待される。

③ 堤防縦断方向のすりつけ対策工

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等において、函体の周辺で地盤沈下量が最大となるため、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として考え、3次元で扱うべき課題であり2次元で扱う場合には手間を要する課題となる。

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ため、プレロード系工法等の採用により予め地盤の不同沈下を抑制するなどの配慮が必要である。

プレロード系工法においては、プレロード工法とサーチャージ工法とを組み合わせるのは容易であり、3次元の課題に対しても盛土形状を3次元形状として施工するのは困難でない。予め、標準パターンを設定するなどにより対応することも考えられる。

6.4.3 地盤対策工の選定

地盤対策工は、地盤対策の実施目的に適合する工法とし、樋門および周辺堤防への影響、地盤条件、施工条件、環境条件等を考慮し、副次的作用に配慮して施工能率、工期、工費および長期の信頼性確保の観点より適切な工法を選定する。

<解説>

(1) 地盤対策工の目的

地盤対策工の選定にあたっては、対策工の目的を明確にし、その副次的効果・副次的影響に配慮して、表-6.3などを参考に適切な工法を選定しなければならない。

表-6.3 地盤対策工の目的

目的		概要
地盤沈下抑制対策	地盤沈下の促進	プレロード工法等により、地盤の沈下を促進して、残留する沈下量を少なくする。
	地盤沈下の減少	盛土直後の地盤の沈下を少なくする。
	不同沈下の減少	プレロード工法等により、地盤の沈下分布の緩急を抑制して不同沈下を少なくする。
地盤沈下のすりつけ対策	堤体への悪影響防止	樋門の周辺堤防の沈下と一般部堤防の沈下との差をできるだけ少なくして、地盤の過大なせん断ひずみの発生を抑制する。
側方変位・側方流動対策	せん断変形・塑性変形等の抑制	盛土による基礎地盤のせん断変形に伴う側方変位および側方流動（塑性変形・粘性流動）を抑制する。
支持力対策 安定対策	強度低下の抑制	地盤の強度が盛土などの荷重によって低下することを抑制し安定を図る。
	強度増加の促進	地盤の強度を増加させることによって安定を図る。
	すべり抵抗の付与	盛土形状を変えたり地盤の一部を良質土に置換することによってすべり抵抗力を付与し安定を図る。
液状化対策	液状化防止	地盤の液状化を防止して、地震時の堤防の安定、過大な沈下・変位の発生を防止する。
浸透流対策	浸透流の影響防止	浸透流による堤防・基礎地盤におけるパイピング、ルーフィングを防止する。

地盤の沈下抑制対策工は、一般に地盤の沈下対策の効果のみならず、同時に支持力対策や液状化防止対策工等としての効果を有する。これらの効果はいずれも、定量的に評価するには課題が少なくないのが現状である。このため、地盤の沈下量を地盤の残留沈下量の許容値以内に抑制する対策工の構造寸法・諸元は、地盤の層構成・力学特性や既往実績データの評価等を踏まえ総合的観点から決定することが望ましい。

無処理地盤の残留沈下量が大きい場合でも、軟弱層の厚さが薄い場合等では比較的容易に地盤沈下を抑制でき、軟弱層が厚い場合には地盤沈下の抑制が困難となる

場合があり、地盤条件によっては、無処理地盤の残留沈下量が同じでも両者の地盤沈下対策工の規模は大きく異なるものになることがある。両者の地盤の沈下対策工の規模は、支持力対策等からその規模が決定されることもあり、これらに配慮して比較検討をすることが必要となる。

軟弱層が厚い等で、地盤の沈下・変位やすべりに課題が大きいと予想される場合には、沈下量の絶対値を抑制することより不同沈下量を抑制することを主目的とし、数年次の施工段階を考慮したプレロード系工法を実施することで、段階的に地盤の沈下促進・安定化を図るなどの地盤対策工とすることを検討すべきである。

(2) 地盤対策工の長期評価

地盤の沈下・変位の抑制対策工等の地盤対策工は、堤防および堤防周辺地盤に直接的に影響を及ぼす工法である。このため、その検討・評価に当たっては、検討対象の地盤対策工が圧密沈下終了時点のみならず、その後の超長期に渡って安定で地盤対策工の劣化等に伴う安全性の低下がない工法であり、周辺堤防・基礎地盤の安全性を確保できることが必要である。

カムクレイ系のFEM解析では、地盤対策工の適切なモデル化が可能であれば、定量的に時系列でその効果を推定することが可能である。しかし、これは一般には30～50年程度の圧密沈下の終了時点までの検討であり、その後の超長期に渡って、地盤対策工および周辺堤防が安全であることを確認するのは、別途の調査・検討が必要である。

樋門本体構造物では、LCCに配慮し周辺堤防の安全性に配慮した検討が求められるが、堤防の安全性への影響が大きい周辺地盤対策工は、LCCの評価はなかなか困難である。周辺地盤対策工は、長期的に安定で堤防の安全性に悪影響を及ぼすことのない対策工としなければならない。

現在、既設の剛支持樋門の更新に当たって、支持杭を原位置に残置せざるを得ない事例が増加している。樋門の支持杭は、打設ピッチがかなり離れているので、残置された支持杭の劣化に伴う影響は、大きくないと推定されるが、現時点では堤防直下の基礎地盤に残留された杭による周辺地盤への影響を定量評価することはできていない。

6.4.4 プレロード系工法

プレロード系工法は、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であり、プレロード系工法の特性を活かした解析検討・設計・施工計画検討を実施する。

<解説>

プレロード系工法には、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がある。

樋門周辺堤防においては、地盤の絶対沈下量の低減ではなく、地盤の不同沈下量の低減効果を期待する設計とすることが有利であり、プレロード系工法の活用により、樋門およびその周辺堤防の安全確保が可能で、よりコスト縮減となる周辺地盤対策工として活用すべきである。

(1) プレロード系工法

プレロード系工法は、従来から圧密沈下促進工法として検討・設計されてきた。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、プレロード系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、プレロード系工法の効用が過小評価されてしまった。

樋門周辺堤防においては、地盤の絶対沈下量の低減ではなく、地盤の不同沈下量の低減効果を期待する設計とすることが有利である。なかでも、泥炭性軟弱地盤においては、荷重載荷直後の沈下量が相当に大きいことが多いため、短期間のプレロード系工法の活用が有効（図-6.4 参照）と考えられる。

プレロード系工法による地盤の不同沈下量の低減効果を期待する設計・施工法は、早急に確立されるべき工法である。

1) プレロード系工法の効用

プレロード系工法は、以下に示す多様な特性を有している。

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

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と期待される。

泥炭性軟弱地盤等の軟弱地盤における樋門の設計は、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。

2) 不同沈下・変位対策工としてのプレロード系工法

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系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と期待される。

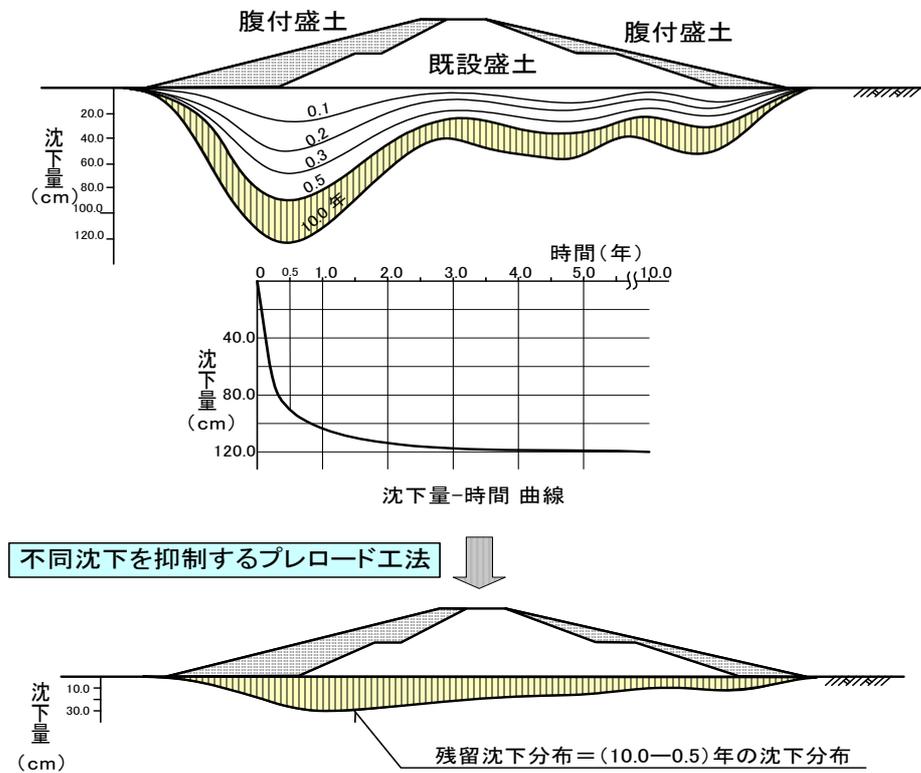


図-6.4 不同沈下対策工としてのプレロード系工法

(2) 事前対策工としてのプレロード系工法

プレロード系工法は、樋門工事に先立って樋門設置予定位置に事前対策工として実施することができれば、地盤の不同沈下対策工としてのみならず、樋門工事における堤防開削時・地盤掘削時の地盤の安定にも寄与する。

さらには、直下・周辺地盤において、沈下・変位の時系列の計測データを取得してお

くことで、樋門工事における地盤挙動をカムクレイ系のFEM解析等のFEM解析を用いて予測するための貴重なデータともなる。

これは、樋門の設計における周辺地盤の挙動予測に関するデータが少ない現状において、有効に活用すべきデータになると期待される。

(3) プレロード系工法のFEM解析上の留意点

カムクレイ系のFEM解析では、プレロード系工法のモデル化は、比較的容易であり困難な課題は少ない。盛土によるプレロード系工法では、盛土をメッシュに切り工事の進捗を考慮したステップ解析に取り込めば良く、モデル化は容易である。

高荷重強度プレロード工法には、必要により鉄板等の剛性を入力し、荷重強度の分布を入力すれば良く、モデル化は容易である。

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なると期待される。

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）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、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载荷期間が不十分で、圧密層内を十分に過圧密化できなかっ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りこれらの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の設定には、試行錯誤の検討が必要になることもある。

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地盤の不同沈下・不同変位を抑制する場合には、その荷重強度および载荷時間（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。

高荷重強度プレロード工法は、真空圧密工法と併用することで両者の特性を効果的に引き出せると推定されるため、対策工の検討に当たっては、これに配慮することが望まれる。

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 図-6.5 参照）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、

- 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。
- 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。
- 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。

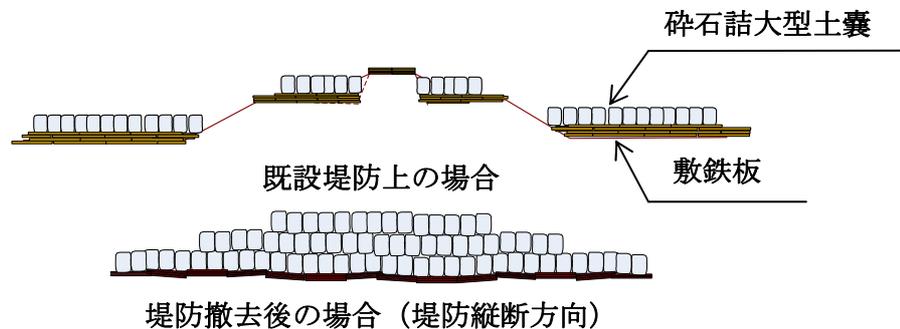


図-6.5 敷き鉄板方式のプレロード工法

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。

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つ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。

6.4.5 掘削置換工法

掘削置換工法は、表層付近に分布する軟弱な泥炭層を掘削置換することで、地盤沈下量の抑制や地盤の不同沈下分布の低減等の効果が高い。地盤の支持力の向上にも寄与し、堤防下の地盤内に異物が入らないため、泥炭性軟弱地盤における地盤対策工として施工条件に配慮のうえ積極的に採用する。

<解説>

泥炭性軟弱地盤において、表層付近に分布している泥炭層は特に軟弱である場合が多く、堤防基礎地盤の不同沈下対策や支持力対策が大きな課題となる。表層付近に分布する泥炭層等の軟弱層は、原則として撤去すべきであり、これまでも掘削置換工法が採用された実績は多い。

表層付近の泥炭層等の軟弱層厚が 2 m 程度以下である場合は、その全層を掘削して良質土（堤体土に同じ）に置換する工法とするのが良い。部分掘削置換工法は、軟弱層厚が 2 m 以上と厚い場合で全層を掘削するのに困難が伴う場合や、地盤の不同沈下抑制を主目的とする場合等で採用される。

(1) 軟弱地盤の不同沈下対策工

掘削置換工法は、これまでの実績から地盤沈下抑制対策工として効果が期待できるばかりでなく、置換深さや置換幅を変化させることによって沈下分布形状を制御できることが確認されており、これを地盤の不同沈下抑制対策工として積極的に活用すべきである。

置換深さについては、それを堤防横断方向に漸変させることで、地盤の不同沈下対策工としての効果が期待できる。カムクレイ系の FEM 解析等では、堤防横断方向の掘削置換形状を考慮した検討が容易に可能である。ただし、残置された腐植土層が将来、堤防および樋門等の構造物に悪影響が無いよう配慮しなければならない。

置換幅については、地盤沈下抑制量が大きい場合には掘削底面の幅より、掘削法面の勾配を緩くする等で、沈下のすりつけに配慮することが重要である。

(2) 本体横断方向の掘削置換形状

腐植土層は超軟弱であることから、それを掘削置換した範囲と残置された腐植土層との境界付近における埋戻し・築堤盛土による沈下・変位分布および応力分布についても配慮が必要である。本体横断方向の掘削置換形状も樋門本体や周辺堤防に悪影響が無いような形状とすることが必要であり、沈下板の配置もそれに配慮して設定する必要がある。

カムクレイ系の FEM 解析等によれば、本体横断方向の掘削置換形状も容易に検討

できる。

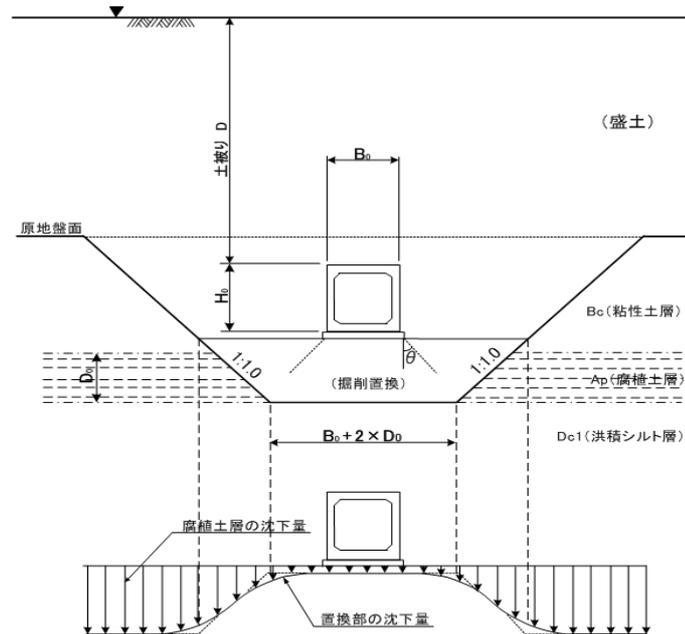


図-6.6 掘削置換工法の概念図

(3) 地盤掘削時の留意点

掘削置換工法は、泥炭層等の超軟弱層を掘削するため、地下水や伏流水の流出に伴い掘削法面のすべりや掘削底盤の盤ぶくれ・ヒービング等による地盤破壊の課題を惹起することがある。

掘削置換工法を採用する場合には、地下水の動態、河川水の変動、降雨・降雪の影響等に配慮して、地下水・伏流水の排除計画等、綿密な施工計画のもとで実施する必要がある。

(4) 本体直下の硬質地盤の掘削置換

掘削置換工法は、本体直下に軟弱層が分布する場合のみならず、硬質層が分布する場合にも有効である。特に、本体直下における硬質層の分布が一様でない場合には、硬質層を掘削置換することが重要である。

また、本体直下の全般にわたって硬質層が分布する場合にも、地震時には、地盤剛性の変化点に応力集中が発生する等に配慮すると、本体周辺を堤体土によって囲み、本体の直下で地盤剛性の変化点を設けないことは、地盤の不同沈下発生防止および本体の応力集中発生防止に効果が高いと推定される。

6.4.6 真空圧密工法

真空圧密工法は、泥炭性軟弱地盤に対しての圧密沈下促進効果が高いことが確認されており、施工制約条件が極めて多い樋門工事の中で、その特徴を活用することが可能となれば、樋門の周辺堤防への適用の可能性も少なくないと推定される。今後に期待される対策工の1つである。

<解説>

近年の真空圧密工法は、従来の大気圧載荷工法（真空圧密工法）に多くの改良が加えられ、泥炭性軟弱地盤に対しての圧密沈下促進効果が高いことが確認されており、急速に施工実績を伸ばしている。ただし、樋門工事に適用された実績は無い（あっても僅か）。樋門工事は一般に施工規模が小さく、ドレーン打設用の重機の課題が大きいためと推定される。

例えば、大規模樋門である場合や、樋門と機場の工事が一体である場合等で、改良規模が大きい場合には、その可能性は高いと期待されるため、コスト比較も含め、詳細な比較検討を実施することが望まれる。

(1) 真空圧密工法の特徴

真空圧密工法の特徴には、以下のものがあり、泥炭性軟弱地盤等の樋門周辺地盤における圧密沈下対策工として期待される。

- ① 対象地盤にせん断力を及ぼさずに盛土高2.5～3.0m相当の有効荷重の荷重による地盤強度増加があり、すべり破壊・支持力破壊に対する改良効果が高いため、早い盛り立て速度での盛土築造が可能となる。
- ② なかでも、泥炭地盤は圧密に伴う強度増加が著しいため、盛土の施工速度を早くすることができる。
- ③ 残留沈下の制限や側方変位の制約が厳しい現場においても、真空圧密工法を併用することで、プレロード系工法を適用することができる。
- ④ 単独のプレロード系工法の盛土工法に比較して、盛土材の搬入・搬出がなく、地盤強度に応じた段階施工も必要としない。
- ⑤ 真空圧が鉛直ドレーン先端にまで作用することで、地下水を強制的に吸引・排出することができ、短期間で均等な圧密沈下が生じる。
- ⑥ 軟弱地盤内に砂質土等の透水性の高い中間層が介在する場合には、真空圧により透水層内の水頭が広範囲で低下し、広域的な沈下を誘発する可能性がある。周辺地盤に沈下に伴う変状の発生が危惧される場合には対策工の検討を要する。

樋門部の堤防基礎地盤に真空圧密工法を適用する場合には、築堤時には地表面に設置

される水平集水管・水平ドレーン・気密シート等を撤去することが必要である。これは、床付け面の上にそれらを設置する必要層厚を残して、施工すれば良く特別の課題となることはない。

なお、真空圧密工法は、以下の2つの工法の実績があり、現場条件に応じて使い分けられる。

① 気密シート式真空圧密工法

対象地盤に鉛直ドレーンを打設し、地表面を気密シートで覆った後、真空ポンプを用いて地盤内の間隙水圧を低下させ（有効応力を増加させ）て、圧密沈下を図る工法である。

② キャップ付き真空ドレーン工法

気密シートを用いない工法で、鉛直ドレーン材と排水ホースをキャップで連結し、負圧シール効果が得られる1m程度の深度（粘性土層）まで鉛直に打ち込むことで気密性を確保し、真空ポンプを運転する工法である。気密シートが不要となり施工の省力化を図ることが可能であるが、泥炭層の場合には、シール層内の負圧は設計値よりも相当に小さくなるのが少なくないため、本工法を用いる場合にはシール層の評価が重要になる。

(2) 盛土工法併用の真空圧密工法

真空圧密工法は、対象地盤内の間隙水圧を強制的に低下させ、圧密を促進させる工法であるが、最近では盛土を併用した真空圧密工法の適用事例が増加している。

これは、真空圧密工法によって対象地盤内の間隙水圧を強制的に低下させることで、有効応力が増加して地盤内応力状態がより安全側になり、盛土の急速施工が可能となり、圧密沈下の促進に有利であるためである。

最近では、ドレーン材や気水分離システム等の施工システムの改良により、高い真空圧（70～90kPa程度）を安定的に作用させることが可能になり、より安全に急速施工が可能となった。

盛土放置期間中の間隙水圧の消散速度も高まり、真空運転期間の短縮が期待できるため、今後、プレロード系工法による盛土を併用した施工事例が増加するものと考えられる。その特徴を整理すると、

- ① 間隙水圧の低下に伴う負圧による対象地盤の拘束が、地盤の安定性を増加させるため、盛土の急速施工が可能となり工期短縮・コスト縮減が期待できる。
- ② 盛土工法では、盛土直下地盤に外向きの側方変位が発生する。真空圧密工法では、対象地盤内に内向きの側方変位が発生する。これらを併用することで、軟弱地盤の盛土工事で遭遇する課題の1つである側方変位を抑制することが可能であり、例えば、既設樋門等近接構造物への影響抑制を図ることができる。

- ③ 地盤を先行圧密させる効果だけでなく、軟弱地盤上での盛土構築期間の短縮化により、盛土後の放置期間をより長く取ることが可能となるので、残留沈下の抑制にも効果がある。
- ④ 盛土を併用した真空圧密工法のさらなる活用策として、高荷重強度プレロード工法との組み合わせがある。樋門設置位置における真空圧密工法と併用する盛土は、真空圧密の稼動終了直後、気密シート・水平ドレーン・有孔集水管・気水分離タンク等を撤去することが必要であり、盛土を開削することが必要になる。高荷重強度プレロード工法は、石詰め土嚢等の荷重強度の高い材料で盛土を代替することで、高い荷重強度の作用が可能であり、撤去工事も容易になる。
- ⑤ 残留沈下を抑制するためには、盛土施工に伴って発生した過剰間隙水圧を静水圧まで消散させる程度のポンプ運転日数が適切と考えられている。間隙水圧計の設置によりポンプ停止時期の施工管理が必要である。

6.5 本体の縦方向の設計

6.5.1 本体の縦方向の設計の基本

泥炭性軟弱地盤における柔構造樋門の設計にあたっては、樋門本体の制水機能および周辺堤防の安全性の確保が将来にわたって可能であり、運転管理・維持管理に配慮された構造となるよう設計しなければならない。

<解説>

樋門本体および周辺堤防・地盤の安全性を確保するためには、本体の縦方向の解析において、構造条件・荷重条件・境界条件等を適切にモデル化して解析することが重要である。

泥炭性軟弱地盤においては、樋門周辺堤防の築堤に伴う地盤の沈下・変位は、その絶対値が大きくなるのみならず、大きな不同沈下・変位が発生する可能性が高い。柔構造樋門の本体は、函体の構造形式を問わず本体の函軸方向の地盤変位（沈下・側方変位）分布にできるだけ追従し、地盤沈下・変位分布に適切に対応できるように設計しなければならない。

(1) 本体の縦方向の解析

軟弱地盤における柔構造樋門の本体縦方向は、樋門本体を浮き直接基礎として、複数ケース（6～8 ケース以上）の地盤変位荷重を含む荷重ケースを設定し、境界条件、継手部の連続条件、しゃ水矢板の影響等を適切にモデル化して解析する。

(2) 本体の変位・断面力

本体の変位・断面力は、設定された設計ケースのいずれに対しても必要な安全性が確保されるように設計する。

(3) 周辺堤防・基礎地盤の支持力

本体縦方向の解析結果から得られた各スパン端部の沈下・変位から、周辺堤防・基礎地盤の支持力に対して照査する。周辺堤防・基礎地盤の支持力に対して、必要な安全性が確保されていないなければならない。

(4) 樋門本体と翼壁部の目違い（段差）・開口対策

樋門本体と翼壁との接続部は、堤防断面における地盤沈下・側方変位と高水敷等の川表側の荷重分布の相違によって、目違い（段差）・開口が発生し易い。堤防本体部の地盤は沈下するのが一般的であるが、翼壁部は地盤条件と翼壁部の重量そして揚圧力の作用等の影響により、隆起し易い条件にある。また、側方変位の影響は、接続部付近で最大値をとることが多い。

このため、この部分の地盤の沈下分布の連続性に配慮するとともに、接続部は開口・目違い（段差）が生じても止水性が確保できる可とう性継手あるいは弾性継手等の隣接する函体間における変位差に対応可能な継手構造とするのがよい。

(5) 大きな地盤の沈下・変位に対応する樋門本体の設計上の留意事項

大きな地盤の沈下・変位に対応する地盤沈下・変位抑制対策工の選定・設計にあたっては、樋門本体の設計に係わる事項として以下の点に留意する必要がある。

① 樋門本体の函軸たわみ性

柔構造樋門とするためには、継手または接合部の変形機能によって本体の函軸たわみ性を確保するのが基本である。さらに大きな地盤の残留沈下量に対応し、必ずしも十分でない地盤の沈下・変位分布の推定精度に対応するには、不同沈下量が設計値より大きくなった場合でも樋門の安全が損なわれないように配慮しておく必要がある。

この方策としては、キャンバー盛土の盛土高分布を調整する等により、地盤の不同沈下を可能な限り抑制する対応を取る、プレロード系工法の荷重強度を調整する、または継手や接合部の変形能力を高める、あるいはより多数のスパン割りとし、継手や接合部の数を増加させる等がある。

地盤条件や荷重条件（腹付け盛土の載荷位置・荷重強度条件）が複雑である場合や地盤の残留沈下分布が複雑となる場合は、“変動幅を考慮した地盤変位荷重”の中にこの影響を考慮し、本体の縦方向の設計により適切に反映することができるように配慮した設計とすることが必要である。

② 継手および弾性接合部

継手およびプレキャスト函体等における弾性接合部は、ばね結合として適切にモデル化し、より合理的な設計を行って安全性を照査しなければならない。最近では、新しい継手または接合方法が開発されつつあるので、その選定にあたってはこれらの動向にも配慮する必要がある。

大きな残留沈下が推定される場合の継手形式としては、可とう性継手や弾性継手の適合性が高い。大きなキャンバー盛土を設置する場合には、キャンバー盛土天端の折れ角に対応できる継手構造を選定することが重要になる。プレキャスト函体等では、予めキャンバー折れ角に相当する折れ角を設定した継手を挟んだ函体を利用することを検討すべきである。

6.5.2 変動幅を考慮した地盤変位荷重

本体の縦方向の解析に考慮する荷重は、変動幅を考慮した地盤変位荷重として複数ケースを考慮する。必要により、荷重ケースの組合せを設定する。

<解説>

本体の縦方向の解析において、地盤変位荷重が支配的な荷重であるが、現状ではそれを精度良く推定することは困難である。樋門本体および周辺堤防の安全性を確保するためには、想定される範囲で地盤の沈下・変位分布の変動を考慮し、その変動幅の中で地盤変位荷重を設定することで対応することが必要である。

(1) 荷重ケース

本体の縦方向の解析は、必要な荷重の組合せケースを設定して解析する。計算ケースは、変動幅を考慮した地盤変位荷重として6～8ケース程度とする。地盤変位荷重は、その他の荷重に対して圧倒的に大きな影響を及ぼすため、計算ケースに不足がないかを慎重に検討しケース数を決定する。

なお、変動幅を考慮した地盤変位荷重は、主荷重とみなすべき荷重であり、安全率は全ケースで同一（割増係数：1.0）とする。

(2) 地盤変位荷重（地盤の沈下・側方変位の影響）

地盤の沈下・側方変位の影響は、その変動幅を考慮し、樋門の規模・重要度・地盤条件等に応じた複数ケース（原則として6～8ケース）の地盤変位荷重を考慮する。

① 地盤対策工の効果

地盤対策工の効果は、FEM解析に組み込むことで算定することが現実的である。しかし、それに必要となる力学特性の構成モデルおよびそれに必要なパラメータも地盤対策工の工種により、考え方が異なることが多いので、その地盤沈下抑制効果の推定精度にはかなりの開きがあるのが現実である。

また地盤対策工の地盤沈下抑制効果は、すりつけ対策工も含め3次元効果を勘案する必要があることが多くあり、その推定精度には大きな幅があることを前提とした設計が必要である。

② 地盤の圧密沈下の経時変化

かなりの地盤沈下量を許容する柔構造樋門では、地盤の不同沈下を低減することを設計目標とすることが合理的であり、圧密沈下の経時変化の特性を利用して、荷重の載荷強度や載荷範囲を制御することで、地盤の不同沈下を低減することができる。圧密特性のばらつきの結果としての圧密沈下の経時変化のばらつきに配慮した設計が必要である。

泥炭地盤においては、現場透水試験による透水係数が室内圧密試験による透水係数の10倍も大きいこと、また、圧密の進行に伴う透水係数の変化（減少）も著しいことが知られており、解析にはこれを考慮することが必要である。

(3) 地盤変位荷重の荷重ケース

樋門周辺地盤の沈下・変位は、樋門本体の設計における支配的な外力となる。設計ケースとして想定される6～8ケースの地盤変位荷重を考慮する。地盤変位荷重の荷重ケースは、次の事項を考慮して選定する。

① 地盤の残留沈下分布

- 本体や継手に発生する変位・断面力を精度よく推定するためには、地盤沈下分布・側方変位分布をできるだけ精度良く求めることが重要である。周辺堤防の安全性の照査では、地盤沈下量： w_g ・側方変位量： u_g の絶対値もあるが、本体と地盤との相対変位（ $w - w_g$ および $u - u_g$ ）に注目して検討する必要がある。
- 大断面堤防・多連樋門等で、軟弱地盤の層厚が厚く地盤の沈下すりつけ対策工の範囲が大きくなると想定される場合等では、既設堤防の影響を評価するために地盤内応力分布を考慮するなど、三次元的な地盤の沈下量分布について検討することが必要となることがある。

② 地盤の側方変位分布

地盤の残留沈下量が大きい場合には、側方変位も大きくなりさらに条件が厳しい場合には側方流動が発生することもありうる。このため、次の事項を考慮して地盤の側方変位に対する対応を検討し、側方変位分布を推定する。

- 樋門本体は、基礎地盤の側方変位および堤防のストレッチングに伴って呑口側・吐口側に変位し伸張する。本体の函軸方向引張力の増加・継手の開口を発生させ、本体・継手の安全が損なわれることがあるので、地盤対策工によってできるだけ抑制するのを基本とする。
- 側方変位抑制対策としては、地盤全体の強度増加が図れるプレロード系工法を基本とするが、必要により地盤改良工等による地盤対策等と合わせて比較検討する。

(4) その他の荷重

自重・水重等のその他の荷重の取り扱い、従来通りとする。

(5) キャンバー盛土高分布の設定

キャンバー盛土高の分布は、設計値をそのまま採用できるので、想定された各ケースの残留沈下分布からキャンバー盛土高分布を差し引いて、地盤変位荷重の分布を算定することができる。

キャンバー盛土高分布は、想定された各ケースの残留沈下分布、スパン割、継手の能力、川表・川裏の翼壁部におけるキャンバー盛土高分布に配慮して、無理のない形状とする。

なお、本体と翼壁との接続部に“予め設置する逆段差付きの可撓継手（P155 図-6.15 参照）”を設置する場合には、これにも配慮することが必要である。

6.5.3 本体の縦方向の解析モデル

本体の縦方向の解析にあたっては、地盤の沈下・変位の影響を考慮した弾性床土上の連続梁とモデル化し、本体および継手・接合部の構造特性そしてしゃ水壁の影響を適切に考慮可能な解析モデルを構築して解析する。

<解説>

(1) 解析モデル

本体の縦方向は、本体の函軸方向の弾性床土上の連続梁とモデル化する。本体を地盤の沈下・変位の影響を考慮した弾性床土上の梁、継手を結合条件に応じたばね、しゃ水壁を鉛直方向の荷重およびばねとしてモデル化する。柔構造樋門の本体の縦方向の解析モデルは、図-6.7 に示すようになる。

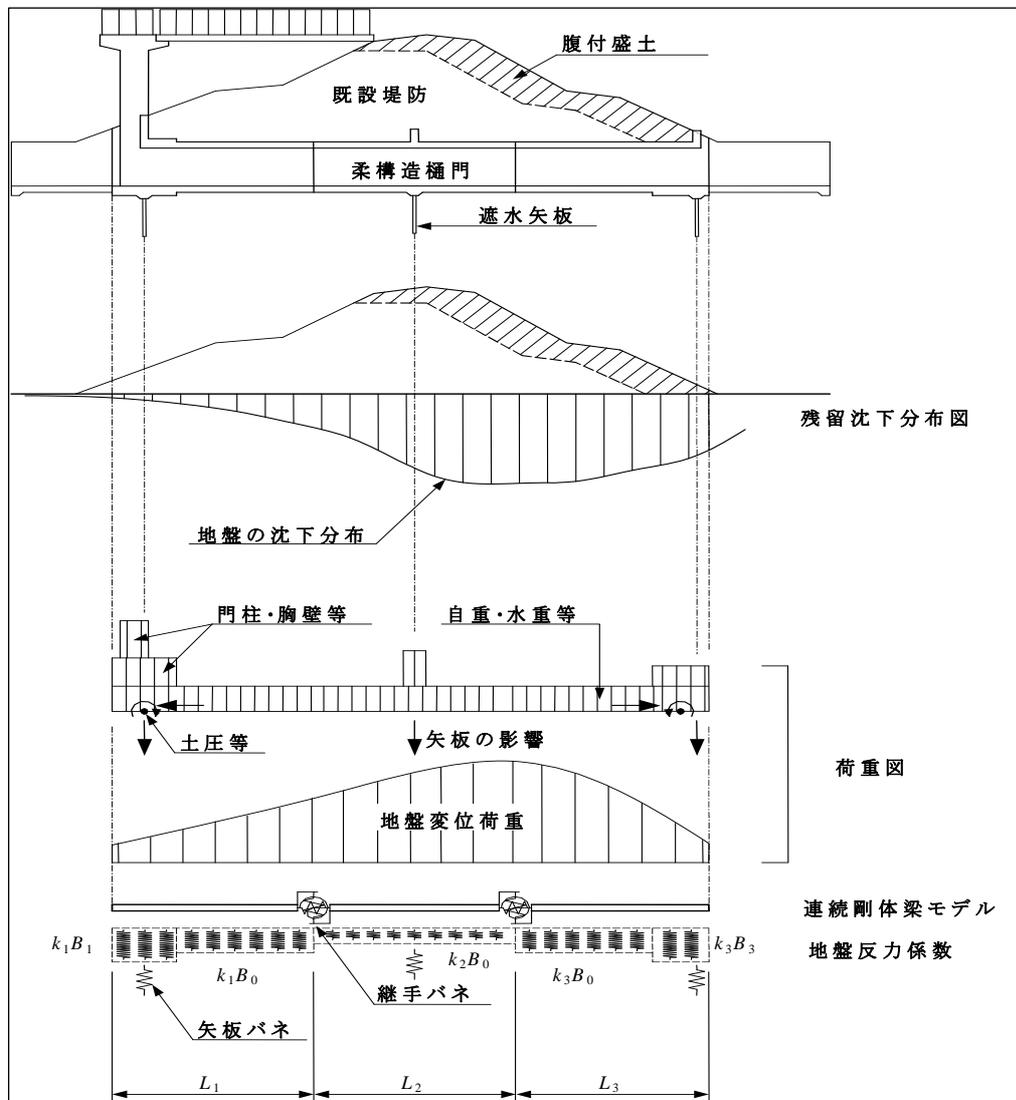


図- 6.7 柔構造樋門の縦方向の設計モデル（弾性継手の場合）

(2) 継手のモデル化

R C 構造およびプレキャスト構造の樋門の継手は、可とう性継手、弾性継手の 2 種に分類されている。本体縦方向の解析においては、継手の結合条件を 3 成分のばねでモデル化することを原則とする。

1) 継手の力学特性

樋門の継手の力学特性は、表-6.4 のように示される。一般に継手ばねは非線形の変形特性を有しており、その特性を考慮した解析を実施する。大きな地盤の沈下・変位を考慮する場合には、この非線形ばねは、非線形弾性(バイリニアールまたはトリリニアール)で表現するのが合理的である。

表-6.4 継手形式と継手変形特性

継手	特徴	変形特性	結合条件
可とう性継手	主部材はしゃ水機能を有するゴム製メンブレンであり、スパン間の相対変位を拘束しないため、各スパンは独立に挙動する。	開口、折れ角、目違いをほとんど拘束しないため断面力の伝達はない。	フリー
弾性継手	矩形断面の函体用の弾性継手は、現在開発途上にあり、いくつかの弾性継手が実験・試験施工段階にある。	継手ばねの大きさに応じて、スパン間の変位差に比例した断面力の伝達がある。	弾性 (軸ばね、せん断ばね、曲げばね)

表-6.5 継手のバネ特性

継手	継手の特性	バネ特性	備考
可とう性継手	函軸方向：フリー 函軸直角方向：フリー 回転：フリー	$K_F=0$ $K_S=0$ $K_M=0$	全てのバネはゼロ
弾性継手	函軸方向：フリー 函軸直角方向：フリー 回転：フリー	$K_F=K_F$ $K_S=K_S$ $K_M=K_M$	実験または FEM 解析によって推定する。

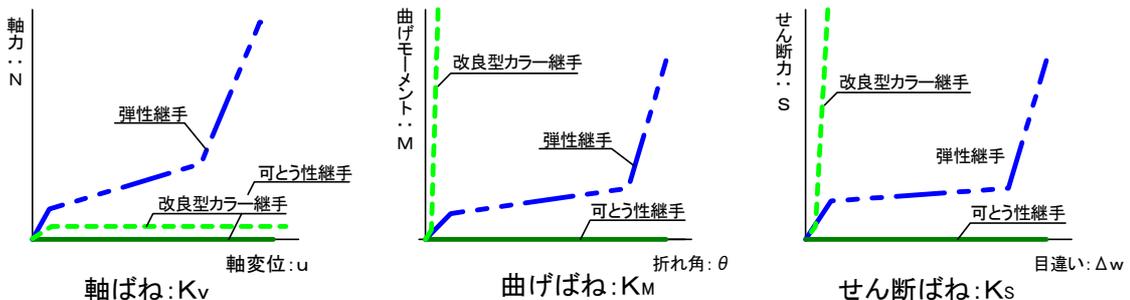


図-6.8 継手のばね特性のイメージ

(3) しゃ水矢板のモデル化

柔構造樋門は、既に多くの施工実績があるが、本体にクラック等の変状が発生した事例もいくつかある。この変状発生の原因の1つにしゃ水矢板の影響があり、しゃ水矢板の先端が比較的良好な中間支持層に到達して、支持効果を発揮したためと推定される事例があった。

しゃ水矢板から樋門本体に伝達する荷重は集中荷重となる。このしゃ水矢板の周面摩擦力の値は、柔構造樋門の縦断方向にとっては大きな値となることがあり、特に規模の小さな樋門の函体にとっては、この影響を慎重に取り扱う必要がある。

本体へ伝達する荷重の大きさは、しゃ水矢板に作用する負の周面摩擦力およびしゃ水矢板先端支持力・正の周面摩擦力と本体の地盤反力とのバランスから決定する。このため、柔構造樋門の縦断方向の解析モデルにおいてしゃ水矢板を明確にモデル化して取り込むことが必要である。

1) 従来の解析法におけるしゃ水矢板のモデル化の課題

樋門本体の縦方向の解析における従来のしゃ水矢板のモデル化の方法は、

- ① しゃ水矢板から本体に伝達する力として、矢板に作用する正・負の周面摩擦力を集中荷重として考慮する。
- ② しゃ水矢板周面の摩擦反力を矢板周面ばねによる反力として、しゃ水矢板を鉛直方向ばね支点としてモデル化する。

とすることが一般的であった。

この方法は、しゃ水矢板の周辺地盤の沈下としゃ水矢板との相対沈下について考慮しておらず、またしゃ水矢板の支持力を矢板周面ばねとして評価してきた。このため、解析は容易であるが、解析条件によっては外力荷重や矢板先端反力を過小評価することになった（一般的にしゃ水矢板は、矢板周面ばねとしてモデル化することが多く、地盤条件によっては、しゃ水矢板先端の支持条件を過小評価した）。

特に、しゃ水矢板の先端が比較的締まった中間砂層等に到達する場合には、先端支持条件を確実にモデル化しなければならない。

2) しゃ水矢板と周辺地盤との相互作用を考慮する解析法

しゃ水矢板の影響を適切に評価するためには、本体縦方向の解析の中に「しゃ水矢板と周辺地盤との相互作用」を考慮することが重要であり、「しゃ水矢板の負の周面摩擦力」と「しゃ水矢板先端の地盤内への貫入による影響」を適切に考慮することが重要である。

3) しゃ水矢板のモデル化における留意点

しゃ水矢板の影響をモデル化するにあたっては、以下の点に配慮するものとする。

- ① 盛土の築堤に伴う沈下による盛土中のしゃ水矢板に作用する負の周面摩擦力の影響を考慮する。しゃ水矢板に沿う地盤沈下および盛土沈下としゃ水矢板の沈下との相対沈下量は、一般に1cm以上あると想定されるので、しゃ水矢

板には、一般に負の周面摩擦力が作用すると考えることができる（条件によっては正の周面摩擦力が作用することもあると考えられるので、符号に配慮する）。

- ② しゃ水矢板天端位置の周辺盛土の沈下量は、基礎地盤の沈下量と盛土部（床付け面から矢板天端）の沈下量との和である。しゃ水矢板の周面摩擦力は盛土の沈下の影響を大きく受けるので、矢板の全長にわたって負の周面摩擦力が作用すると仮定する（一般に中立軸は矢板先端にあると仮定する）を考慮する。
- ③ しゃ水矢板先端の地盤沈下としゃ水矢板の沈下との相対沈下量を考慮して、しゃ水矢板の先端地盤反力の発生状況を推定する。
- ④ 本体縦方向の解析を行い、しゃ水矢板先端の地盤沈下としゃ水矢板の沈下との相対沈下量を推定する（しゃ水矢板先端の地盤内貫入量は、樋門本体縦方向の解析結果として算定される）。
- ⑤ しゃ水矢板先端の地盤内貫入量が、3.0～5.0 cm（しゃ水矢板の換算杭径：30～40 cmの10%程度）未満であれば、しゃ水矢板先端ばね反力を考慮する。

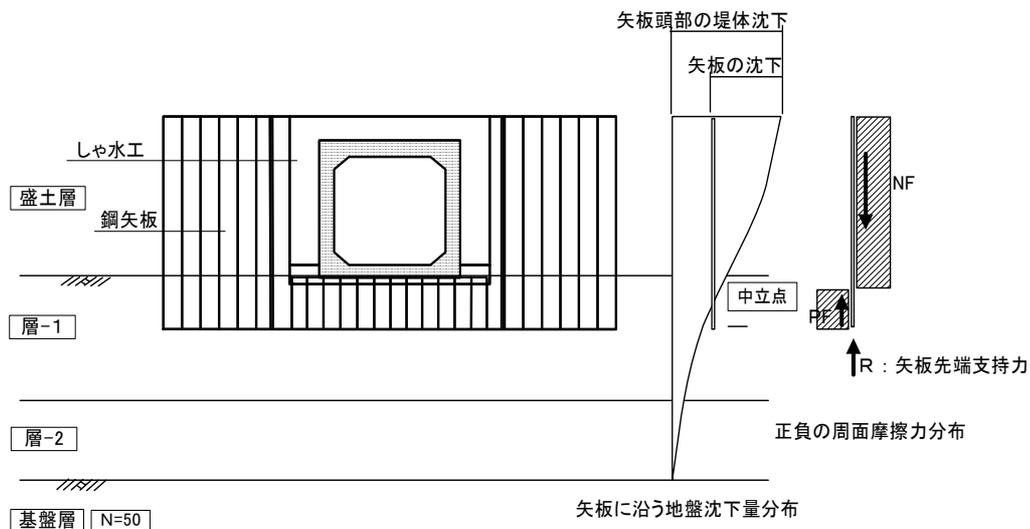


図-6.9 しゃ水矢板に沿う周面摩擦力分布と先端支持力

4) しゃ水矢板に作用する鉛直方向荷重と支持力

しゃ水矢板に作用する周面摩擦力の大きさ・分布としゃ水矢板の先端支持力については、周辺堤防・周辺地盤との相対沈下を考慮して算定する。

- ① しゃ水矢板に沿う地盤沈下としゃ水矢板の沈下との相対沈下を考える。
 - ・盛土の築堤に伴う沈下による盛土中のしゃ水矢板に作用する負の周面摩擦力・摩擦力の影響を考慮する。しゃ水矢板に沿う地盤沈下（盛土沈下）としゃ水矢

板の沈下との相対沈下量は、一般に1cm以上あると想定されるので、しゃ水矢板には、負の周面摩擦力が作用すると考えられる。

② しゃ水矢板の先端地盤反力を考慮する。

- しゃ水矢板先端の地盤沈下としゃ水矢板の沈下との相対沈下量を考慮して、しゃ水矢板の先端地盤反力を算定する。
- 本体縦方向の解析を行い、しゃ水矢板先端の地盤沈下としゃ水矢板の沈下との相対沈下量を推定する（しゃ水矢板先端の地盤内貫入量は、樋門本体縦方向の解析結果として算定される）。
- しゃ水矢板先端の地盤内貫入量が、3.0～5.0cm（しゃ水矢板の換算杭径：30～40cmの10%）未満であれば、しゃ水矢板先端ばね反力を考慮する。
一般に川表・川裏側では地盤の沈下量が小さいため、しゃ水矢板の沈下量は小さくなり、しゃ水矢板先端の地盤内貫入量($W_s - W_{gs}$)も小さくなるので、しゃ水矢板先端は、弾性ばね反力を考慮することが多くなると想定される。

しゃ水矢板先端の弾性ばね反力： R_{es} は、

$$R_{es} = K_{vs} \cdot (W_s - W_{gs})$$

ここに、

K_{vs} ：しゃ水矢板先端地盤ばね

W_s ：しゃ水矢板の先端の沈下量

W_{gs} ：しゃ水矢板の先端位置における地盤沈下量

と表すことができる。

ここで、しゃ水矢板先端地盤ばね： K_{vs} 、しゃ水矢板の先端位置における地盤沈下量： W_{gs} は既知量であり、しゃ水矢板先端の等価荷重： P_s を定義すれば、

$$P_s = K_{vs} \cdot W_{gs}$$

となり、これを外力として作用させることで、しゃ水矢板先端の地盤と矢板との相対変位量（矢板先端の地盤内貫入量）に見合う反力を得ることができる。

しゃ水矢板先端地盤ばねは、H型鋼杭の先端ばねで代替評価するものとする。「鉄道構造物等設計基準・同解説基礎構造物・坑土圧構造物」によれば、H型鋼杭の先端ばねは、設計鉛直地盤反力係数 k_v として、

$$k_v = f_{rk} \cdot (3.2 \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot B_v^{-3/4})$$

ここに、

f_{rk} ：地盤抵抗係数

α ： E_0 の算定方法に関する補正係数（N値の場合： $\alpha = 2$ ）

E_0 ：地盤の変形係数（KN/m²）

B_v ：杭先端の換算幅（ $B_v = A_v^{1/2}$ ）

A_v ：H型鋼杭先端の実断面積（m²）

を用いて算定する。

ここで、シートパイル基礎の設計では、実験結果に基づき地盤抵抗係数は、 $f_{rk}=1.0$ が採用されている。

- しゃ水矢板先端の地盤内貫入量が、3.0~5.0 cm以上であれば、しゃ水矢板先端地盤の極限反力を考慮する。一般に堤体中央部付近では地盤の沈下量が大きいためしゃ水矢板の沈下量は大きくなり、しゃ水矢板先端の地盤内貫入量が大きくなると想定されるので、極限支持力を考慮する可能性が高い。

しゃ水矢板先端の極限支持力： R_{us} は、

$$R_{us}=300 \cdot N \cdot A_{ps} \text{ (極限支持力)}$$

ここに、

N ：標準貫入試験のN値

A_{ps} ：しゃ水矢板の先端断面積（杭換算）

とすることができる。

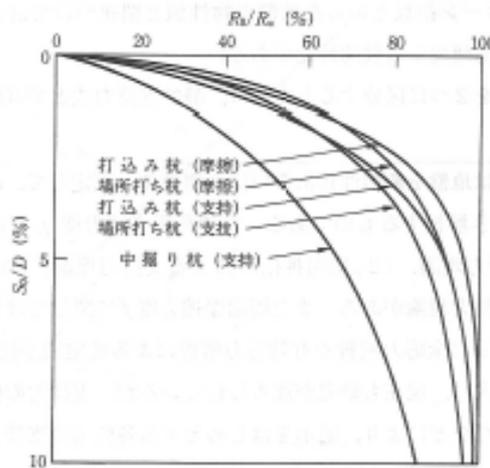


図-6.10 杭先端の支持力と沈下量/杭径との関係

(4) しゃ水矢板のモデルの入力条件

しゃ水矢板の影響を考慮した本体縦方向の解析は、しゃ水矢板に作用する負の周面摩擦力および支持条件に配慮して、

- ・しゃ水矢板に作用する負の周面摩擦力を考慮する（P135 図-6.9 参照）。
 - ：側方に可とう矢板の設置がある場合は、可とう矢板まで
 - ：側方に可とう矢板の設置がない場合は、外側4枚の矢板までを考慮する
 （現段階では、爪による断面力の伝達に関するデータがないが、爪の摩擦係数を0.5と仮定すれば、4枚程度の影響を考慮すればよいことになる）
- ・しゃ水矢板の先端支持条件は、設置位置によりそれぞれ異なる。地盤の残留沈下量分布は、川表・川裏法尻付近における沈下と堤防中央付近の沈下とで一般に大きく異なることが多い。このため、それぞれの設置位置毎にしゃ水矢板先端地盤の状況を判断して、先端支持条件を仮定する。
- ・しゃ水矢板の影響を考慮した樋門本体縦方向の解析結果により、しゃ水矢板先端地盤への貫入状況を評価して、必要により先端の支持条件を変更し、本体縦方向の解析を再実施する。

表-6.6 樋門本体の縦方向の解析におけるしゃ水矢板の入力条件

	入力項目	備考	
しゃ水矢板	位置	函体端部からの水平距離	函軸位置
	高さ	床付け面からの天端高さ	
	根入れ深さ	床付け面からの先端深さ	
	盛土部の周面積	しゃ水工含む	
	根入れ部の周面積	矢板の根入れ部の周面積	
	換算杭径	矢板の実断面積を換算する	B0+2.0mの範囲
地盤特性	床付け面の地盤沈下量	矢板位置	沈下解析
	しゃ水矢板先端の地盤沈下量	矢板位置毎	
	盛土部の周面摩擦力	負の周面摩擦力	
	基礎地盤の周面摩擦力	負の周面摩擦力：層毎	N値
	しゃ水矢板先端の地盤ばね	地盤貫入量4~5cm未満	
	しゃ水矢板先端地盤の極限支持力	地盤貫入量4~5cm以上	N値

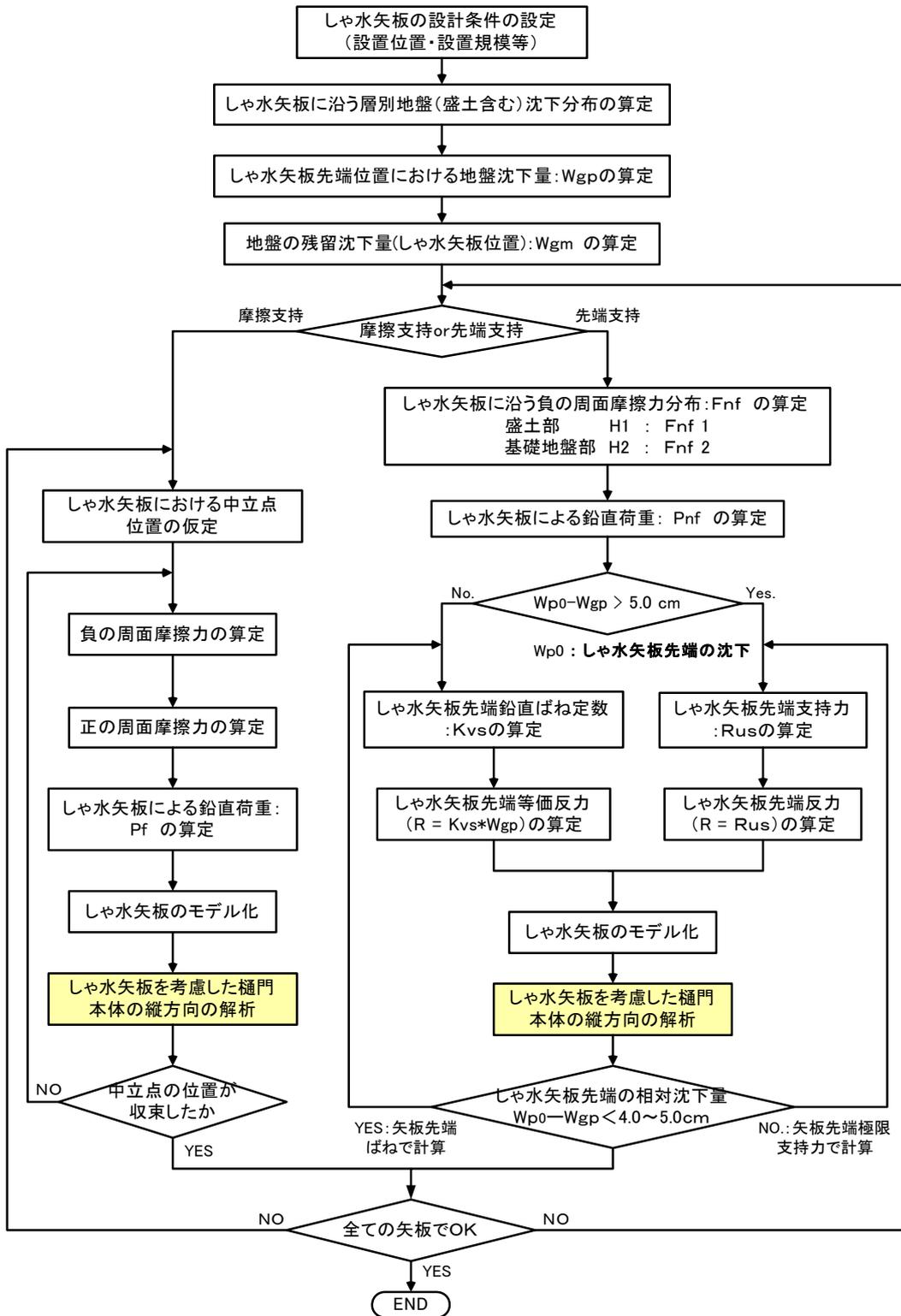


図-6.11 しゃ水矢板を考慮した樋門本体の縦方向の解析フロー

6.5.4 本体縦方向の設計

樋門本体の縦方向は、本体縦方向の解析結果に基づき算定された変位・断面力に対して、安全な構造となるように設計する。

<解説>

樋門本体の縦方向の設計は、本体縦方向の解析結果に基づき算定された函体および継手の変位に対して各部位に支障がなく、断面力に対して必要な耐荷力を有する構造となるように設計する。

(1) 本体の変位・断面力に対する照査

本体縦方向の解析結果に基づき算定された本体および継手の沈下・変位に対して、門柱の傾斜角度については、ゲートの構造形式やゲート規模によって異なるが、一般に2度以内であれば課題はほとんどないと考えられている。

なお、樋門竣工後数年を経ずして本体にひび割れが発生した既往事例としては、しゃ水矢板の先端支持力の影響が大きいと想定された事例であった。しゃ水矢板の先端が良質層に到達していないか再確認する必要がある。樋門周辺地盤に発生する大きな沈下を許容する設計では、本体の沈下に伴いしゃ水矢板の先端が良質層に到達することに対して注意が必要である。

本体の断面力に対しては、部材断面に発生するコンクリート・鉄筋および鋼材の応力度を算定し安全性を照査する。

本マニュアルでは、設定された複数の荷重ケースに対して、最大断面力の発生位置・大きさを照査し設計する。これにより、本体の安全性はより信頼性が高くなるものと期待される。

(2) 本体のひび割れの照査

樋門は、堤防を横断する水密性・耐久性が要求される河川管理施設であり、樋門本体のみならず周辺堤防の安全性そして樋門本体の耐久性に配慮してひび割れの照査を実施する必要がある。

本体の函軸方向には、地盤の沈下・側方変位の影響で曲げモーメントの作用のみならず軸引張り力の作用もある。これに起因すると考えられる輪切り方向のクラックの発生が少なくなかった。

泥炭性軟弱地盤においては、地盤の側方変位の影響が大きい場合があり、軸引張り力の作用が課題となることも少なくない。

樋門本体の縦断方向の設計にひび割れ幅の照査を実施することが必要である。一

方で、大きな軸引張り力の作用がある RC 構造の樋門では、ひび割れを制御して水密性を確保することは実現困難な課題であり、樋門に求められる水密性についてもその許容ひび割れ幅について再考する必要がある。樋門の函渠に求められる水密性は、函渠内の内水が堤防へ漏水・浸透して、ルーフィングを助長することが課題であり、許容ひび割れ幅は、漏水量に配慮して検討するのがよい。

洪水時に圧力管となる排水機場の吐き出し樋門の函渠の場合には、水密性の検討を実施するものとし、必要により函渠の内面に防水工を実施すること等を検討する。

RC 構造の函体の LCC を下げるためには、函渠の輪切り方向のクラックの発生に適切に対処して、その耐久性を高めることが重要であり、このための調査・検討が急がれる。

6.6 継手の設計

継手は、変形能力および発生断面力に対する耐力そして水密性に対する安全性に配慮して適切に選定し設計する。同時に、継手部の函体の安全性および継手部の函体周辺堤防・周辺地盤の鉛直方向・函軸方向の支持力について安全性を照査する。

<解説>

継手の設計は、継手の形式によって既製品の選定、製品規格の検討・選定および継手の構造設計の3種類の段階がある。

可とう性継手は、既製品であり、本体縦方向の解析結果に適合する能力を有する製品を選定する。弾性継手は、現段階では半製品であり、予め想定した製品の解析条件を設定して本体縦方向の解析を実施し、その結果に適合する能力を照査して製品を選定・設計する。

(1) 継手部の安全性の照査

継手は、その変形能力・耐荷力、水密性および継手部の周辺堤防・周辺地盤の支持力を照査してその安全性を確保する。

① 継手の変形能力

継手部の変位とは、継手を挟んで隣接するスパン間の相対変位（開口、目違い、折れ角）のことである。本体縦方向の計算結果により算定された継手部の変位に必要な安全率を考慮して、これに対応できる表-6.7 に示す変形能力を有するものとする。

表- 6.7 代表的な継手（1ヶ所当り）の変形能力の目安

継手種別	開口 (mm)	目違い (mm)	折れ角 (度)	摘要
可とう性継手	70~100	開口と同程度	開口量に制約される	変形能力が 100 mm を越えるものを利用する場合には、周辺堤防の安全性の確保について慎重な検討を要する。
弾性継手	継手の変形能力は、開発された弾性継手の種類によって異なる。			モデル工事に採用されたもの、および室内実験中のものがある。

② 継手部の耐力に対する安全性

継手部材に発生する応力に対して、継手本体および必要により継手が設置される函体接続部の安全性を照査する。

③ 継手の水密性

継手の水密性に対しては、一般に $p_w = 100 \text{ kN/m}^2$ 程度、大河川の下流部等では、 $p_w = 150 \text{ kN/m}^2$ 程度の水圧に対して必要な水密性を確保できることが求められる。

(2) 継手部周辺堤防・周辺地盤の地盤支持力の照査

① 降伏沈下量（一般には、降伏変位量と呼称される）

継手部周辺堤防・周辺地盤の鉛直支持力は、函体端部の沈下と周辺地盤の沈下との相対変位（降伏沈下量）で照査する（隣接する函体間の目違いではないことに注意を要する）。鉛直方向地盤支持力を照査するための許容沈下量は 5 cm とする。

② 降伏変位量（函軸方向の地盤支持力照査のための変位量）

継手部周辺堤防・周辺地盤の函軸方向の地盤支持力は、現段階では上述したような根拠は見あたらない。函軸方向の許容変位量は、当面、現行の可とう性継手の能力（開口量 = 10 cm ）を勘案して設定するが、今後継続的にデータを集積してその周辺堤防の安全性を確認する必要がある。ここでは、当面の値として函軸方向地盤支持力を照査するための許容変位量は、 5 cm とする。

6.6.1 可とう性継手

可とう性継手は、その変位・断面力および水密性に対する安全性を照査する。同時に、継手部の周辺堤防・周辺地盤の鉛直方向支持力・函軸方向支持力について安全性を照査する。

<解説>

継手の本来機能には、断面力伝達機能、変位差吸収機能、止水機能がある。可とう性継手は、変形能力が大きく、構造耐力の課題より周辺堤防・周辺地盤への影響の課題が大きい。可とう性継手は、止水機能を期待するゴム製のメンブレンが大きく伸張したときに、初めて函軸方向の引張り力を伝達する。平常時は止水機能を有し、断面力の伝達機能を有しないので、設計上は継手としての機能でなく可伸縮止水板としての機能を期待していることになる。

柔構造樋門の継手として実績が多いが、泥炭性軟弱地盤では地盤の側方変位の影響が大きく開口量が過大となることがあり、この場合には周辺堤防の安全性が脅かされる可能性が高いと考えられるので、周辺地盤の対策工も含めて慎重な検討が必要である。

(1) 可とう性継手

可とう性継手は、隣接するスパン間での力の伝達がないフリー結合とモデル化することができる。フリー結合とモデル化された可とう性継手には、断面力の発生はない。

開口量の許容値は 10 cm としている実績が多い。降伏沈下量は 5 cm としているので、沈下と変位の 2 乗和の平方根が可とう性継手の能力以内でなければならない。

泥炭性軟弱地盤等で、大きな側方変位の発生が見込まれる場合や地震時における地盤の側方変位を考慮する場合は、可とう性継手部に軸方向変位が集中することになり、周辺堤防の応力集中により塑性化やクラックあるいは潜在弱面が発生する可能性がある。この堤防内部の潜在弱面は、豪雨時・洪水時・地震時等において円弧すべりのすべり面の一部区間として顕在化する可能性があるとして想定されるため、その配置・能力の選定に慎重な配慮が必要である。

(2) 可とう性継手の設計上の留意点

可とう性継手は、隣接する函体間の断面力の伝達機能を有しないため、泥炭性軟弱地盤等の地盤条件によっては、地盤沈下に伴う目違いや折れ角の発生のみならず、過大な開口が発生することがあり、軟弱地盤における地盤の側方変位対策や地震時の堤防のストレッチング対策としての堤防および樋門直下地盤の土質改良も必要になることがある。

近年、大きな変形能力を有する可とう性継手が開発されており、函体の安全性はより高まるものと推定されるが、継手の能力は、周辺堤防・周辺地盤の地盤支持力の照査結果によって決まることも少なくないと考えられるので、これに配慮が必要である。変形能力が 200 mm を越える可とう性継手を用いると、地盤に大きな沈下・変位が発生した場合には、継手位置の周辺堤防に引っ張りひずみが集中することになり、堤防の安全性確保の観点から課題がある。さらに、地震時等の外力作用時に可とう性継手が円弧すべりのすべり面や堤防のテンションクラックを誘発することも考えられるため、可とう性継手の変形能力は 200 mm 以下とすることを原則とする。

可とう性継手は、集中型の変位差処理対策工であり、周辺堤防・周辺地盤の安全性の確保に慎重な検討が必要である。

(3) 耐圧ゴムプレート

地震時に基礎地盤が液状化する可能性が高い砂質土層が分布する場合等で、可とう性継手の開口が大きくなると推定される場合は、可とう性継手の変形能力を 200 mm 以下を採用しても、破断限界の開口量は 400 mm 程度となる可能性が高い。

可とう性継手部に大きな開口が発生することが推定される場合には、必要により、耐圧ゴムプレートを設置する。

6.6.2 弾性継手

弾性継手は、継手本体の変位・断面力、水密性に対する安全性、接続する函体の安全性を確保するよう適切に設計する。同時に、継手部の周辺堤防・周辺地盤の支持力について安全性を照査する。

<解説>

弾性継手は、従来のカラー継手・可とう性継手でない断面力伝達特性を有するもので、樋門の函体の新しい継手形式の1つとして期待されている。円管の弾性継手は、多様なものがあるが、矩形函体用の弾性継手としては、現段階では弾性アンカーバー継手とプレストレインドゴム継手の実績があるのみである。

弾性継手は、本体の靱性の向上、耐震性能の向上等に多くの可能性を有しており、耐震性能の高い弾性継手の開発は喫緊の課題である。

(1) 弾性継手

弾性継手は、一般に軸方向・軸直角方向・曲げ方向の3成分のばね結合（非線形弾性となることが多い）としてモデル化して、本体縦方向の解析を実施し、継手部に発生する変位・断面力を照査する。

周辺堤防・周辺地盤の照査項目・照査方法は、可とう性継手の場合と同じである。

将来は、数種類に規格化されて製品化されるものと想定されるが、現段階では個別に設計することが必要になる。

(2) 弾性継手の設計上の留意点

弾性継手の設計上の留意点を以下に示す。

- ① 継手の位置は、地盤の沈下・変位分布を考慮し、本体のスパン割の検討に含めて適切な位置に設定する。
- ② 使用する継手の変形能力は、予測される地盤の残留沈下および側方変位の推定精度を考慮して必要な余裕を確保する。
- ③ 継手のばねは、3成分の線形のばねまたは必要により、3成分の非線形ばねでモデル化する。

6.7 翼壁の設計

6.7.1 翼壁設計の基本

翼壁は、樋門本体とは分離した構造の抗土圧構造物として設計することを原則とする。翼壁水路部および翼壁ウィング部は、外力に対して安定・安全であると同時に、翼壁は樋門本体および取付水路に無理なく接続するように配慮しなければならない。

<解説>

川表・川裏の翼壁は、樋門本体に接続する水路の機能を有する抗土圧構造物であり、川表にあっては洪水時における樋門の吐口（または呑口）周辺の堤脚部の側方浸食に対する防護に大きな機能を果たしている。川表翼壁において樋門本体と接続する翼壁水路部は、一般にRC構造のU型擁壁または逆T型水路として設計され、本川または取付水路に接続する。

翼壁の設計の基本的考え方は、樋門本体とは分離した構造として設計することにある。これは、翼壁は、洪水時等の場合によっては流水によって流されることがあり得るとしていること、および樋門本体は堤防の中の地中構造物として、翼壁は抗土圧構造物として、両者の挙動は大きく異なるため、両者を分離して設計することが妥当であると考えられるためである。樋門本体および周辺堤防の安全性を確保するために、樋門本体と翼壁とは、それぞれ独立構造として設計することが原則であるが、両者の接続部に大きな目違い・開口が発生しないような配慮が必要である。

翼壁ウィング部は、翼壁水路部にほぼ直交して設置される抗土圧構造物である。翼壁水路部と翼壁ウィング部は、剛結される場合が一般的であるが、軟弱地盤である等で接続部にクラックの発生等が予測される場合等、必要により分離構造として継手を設置するものとする。

翼壁には、樋門本体と翼壁水路部との接続部における目違い（段差）・開口の発生や、翼壁水路部・翼壁ウィング部立壁におけるクラックの発生等の変状事例も多く、設計上の課題が少なくない。基本的には、翼壁の設計法についてまだ十分な検討がなされていないことに原因があると考えられる。翼壁の設計法を明確にすることが今後の大きな課題であるといえる。

翼壁設計における課題を列挙すると、

- ① 樋門本体と翼壁水路部との接続部における目違い(段差)・開口
- ② 樋門本体と翼壁水路部との接続部における止水板(可とう性継手)の変状
- ③ 翼壁水路部底版・立壁および翼壁ウィング部立壁のクラック
- ④ 翼壁水路部と翼壁ウィング部の接合部付近の立壁のせん断クラック
- ⑤ 翼壁背面の高水敷保護工および護岸の不同沈下・クラック

- ⑥ 川表翼壁と取付水路との接続部における取付水路の洗掘
- ⑦ 川表翼壁水路部における土砂の堆積
- ⑧ 川裏翼壁水路部と取付水路の段差（魚類等の遡上の阻害）
- ⑨ 本体と翼壁との接続部の止水板の破断に伴う堤体土の流出

等があり、相互に関連する事項も少なくない。

翼壁の従来の設計は、“安定計算”と“部材応力の計算”でしかなかった。翼壁は、軽量構造物であり、一般に排土重量の方がはるかに大きい。このため、周辺土の沈下・変位の影響が大きいので、周辺地盤の沈下変位の影響に配慮した設計が必要である。

翼壁は、翼壁水路部と翼壁ウィング部とが一体となった3次元構造として、軟弱地盤に浮かんだ構造物であると考えられる。このため、本来は3次元構造の浮き基礎として設計すべき構造系であるが、適切な設計法が無いのが現状である。

丘陵堤等の緩傾斜堤防における翼壁は、緩傾斜であるほど長大化する傾向がある。翼壁の設計には課題が少なくないが、長大化することでさらに課題が大きくなることが予想される。

今後は、顕在化している翼壁の課題に対応する設計法を含め、より体系的な取り組みが必要であり、調査・設計・施工・維持管理の各段階で、継続した調査データを集積することが望まれる。

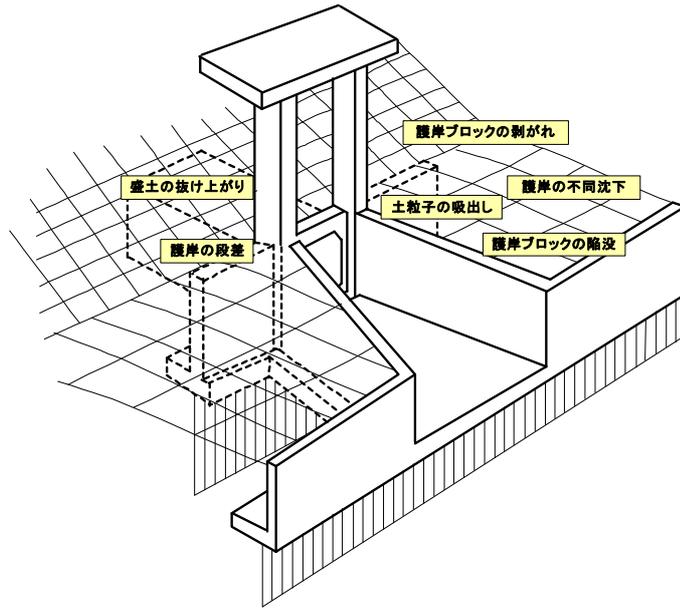


図-6.12 翼壁周辺における変状の例

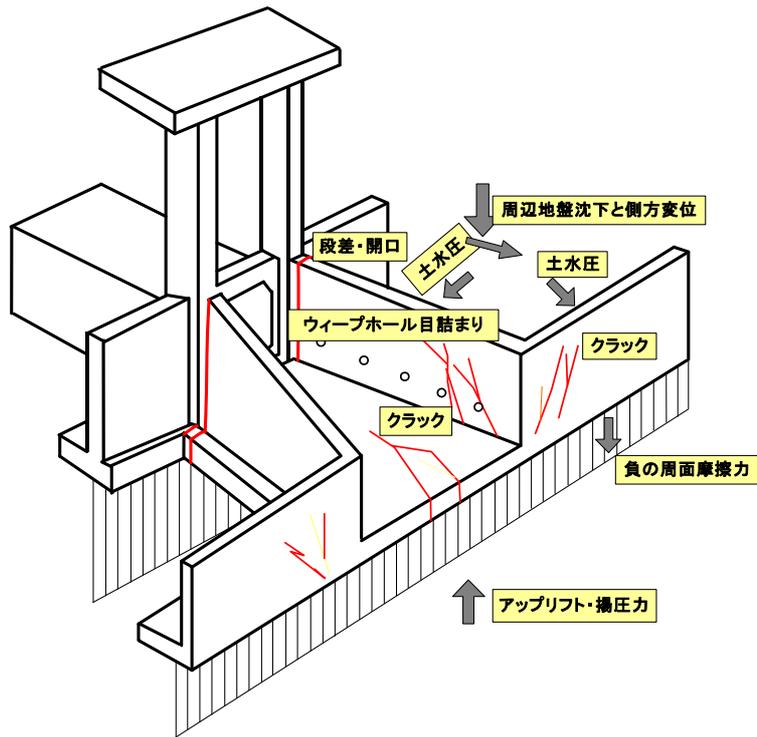


図-6.13 翼壁構造の変状とその主要外力の例

6.7.2 翼壁水路部の設計

翼壁水路部は、抗土圧構造物として翼壁水路部と翼壁ウィング部の周辺地盤の沈下・変位分布に配慮して設計することを原則とする。

<解説>

翼壁水路部は、地中構造物である樋門本体部とは異なり、翼壁背面の盛土高は小さく、埋戻しをした状態で樋門施工前に対する荷重の増分は、ゼロまたは負となる場合も少なくない。堤防盛土の影響で、法尻から高水敷にかけては即時沈下は沈下でなく隆起する場合も多い。

翼壁水路部の樋門本体との接続部における目違い・開口および翼壁水路部の縦断方向（流水方向）に発生する断面力を検討するためには、川表・川裏の翼壁水路部を含めた樋門の函軸方向の地盤の沈下・変位を検討することが重要である。また、翼壁水路部の両側に接続する翼壁ウィング部から大きな断面力が伝達する場合があるので、必要によりこの影響を考慮した検討を実施する。

翼壁の設計に当たっては、以下の課題に留意して検討が必要である。

(1) 樋門本体と翼壁水路部の構造形式と設計法

- ① 樋門本体は、横方向・縦方向ともに地中構造物として、翼壁は抗土圧構造物として各々独立に設計する。樋門本体の縦方向の設計においては、本体部のみを対象として解析検討を実施しており、翼壁部を含めた検討とはしていない。
- ② 翼壁水路部の設計においても、本来は、横方向と同様に縦方向の課題があるが、翼壁についての縦方向の解析は実施していないのが一般である。翼壁水路部の延長が長い場合等では、縦方向への配慮も重要である。
- ③ 堤防の築堤盛土による地盤沈下分布の推定においても、築堤盛土の影響のみを考慮し、高水敷における盛土の除荷・再載荷の影響を考慮した解析検討を実施していない。これは、翼壁部の形状が3次元の広がりをも有しており、荷重の作用が複雑であることも一因である。
- ④ 翼壁水路部は、樋門本体と取付水路とを接続する水路であるが、樋門本体とは異なり土被りが無く自重等の下向きの荷重がきわめて小さく、鉛直荷重は下向きでなく上向きのポテンシャルが大きい。
- ⑤ 軽量な水密構造物であり、浮力・過剰間隙水圧の作用も考慮しなければならない。しかも、周辺の地下水位（あるいは降雨による間隙水圧の上昇）はしばしば発生するものと推定される。
- ⑥ 翼壁は、3次元の広がりをも有する構造系（水路部＋ウィング部）であり、荷重の作用も3次元的である。翼壁を設計上2次元として扱うことが可能か3次元

として扱うかを判別することが必要である。

- ⑦ 翼壁水路部と翼壁ウィング部との接続部に、必要により継手を設置する。継手の必要性の判断基準および継手を有する翼壁の設計法を明確にすることも必要である。
- ⑧ 翼壁は、周辺土の沈下・変位の影響が大きいので、本来は周辺地盤の沈下・変位の影響を考慮した設計法による必要がある。
- ⑨ 翼壁は、荷重の作用も複雑であり、翼壁水路部は設計上は補償基礎としての取り扱いが必要であり、凍結土圧の影響や洪水時の流水の影響を考慮することも重要である。

(2) 翼壁水路部における外力

翼壁水路部は、抗土圧構造物として立壁には土水圧が作用する。一般に翼壁水路部は水密構造として設計され浮力（残留水圧）を受ける。

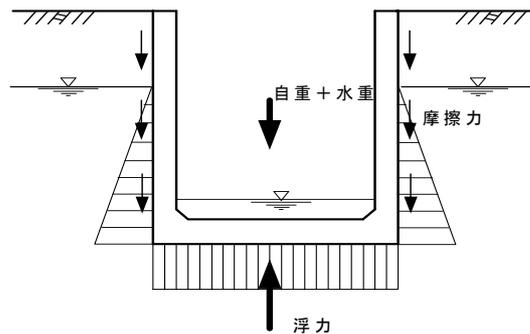


図-6.14 翼壁水路部に作用する浮力

- ① 常時において浮力の影響が自重を上回っているケースが一般的であると推定される（これに対して、水路部立壁の背面の摩擦力および翼壁ウィング部の逆T擁壁後趾上の土重および土のせん断面のせん断力で抵抗している）。洪水直後や降雨時に堤防および高水敷が飽和状態になれば、水路部は大きな浮力を受ける。
- ② 堤防は、降雨の作用により比較的容易に飽和状態になる。高水敷は、堤防からの浸透流の流出経路に当たり、ある一定量以上の降雨があれば高水敷部（翼壁の背面）は、容易に飽和状態になる（地下水位は、翼壁天端になる）。
- ③ 堤防の樋門横断部においては、翼壁ウィング部が浸透流を遮断するように設置されているので、翼壁の背面は地下水位が上昇し易い条件下にある。
- ④ 降雨の後で地下水位が上昇し、さらに地震力の作用があった場合は、側壁の背後のみならず翼壁の底版部に大きな過剰間隙水圧の発生が予想され、浮上り抵抗力は大きく低下するものと想定される。

- ⑤ 翼壁の背面の地下水位が長期にわたって高いと想定される事例が多い。これは、ウィープホールの機能阻害により翼壁背面の地下水位低下能力が不足しているためと推定され、ウィープホールの目詰まりの影響が大きいと考えられる。

(3) 翼壁水路部におけるキャンバー盛土の設置

本マニュアルでは、大きな残留沈下量の許容値を採用し、図-6.1 に示すように、キャンバー盛土は剛体沈下補償分を含めて考えることにしたため、翼壁水路部にもキャンバー盛土を設置することが必要になる。

翼壁水路部にキャンバー盛土を設置することを前提とすると、翼壁部の構造形式は従来とは変わる場合もあるが、翼壁水路部のキャンバー盛土は、片勾配になるため、キャンバー盛土を設置することで施工上の課題は少ないと考えられる。

(4) 翼壁の背面近傍の高水敷保護工の設計

翼壁天端の近傍における高水敷保護工のブロックに不同沈下が著しい事例が多いのは、以下の理由が考えられる。

- ① 翼壁背面地盤の凍結融解の影響
- ② 翼壁背面地盤における凍結深が翼壁立壁の近傍で大きく異なることによる影響
- ③ 洪水時における翼壁周辺の乱流の影響（吸い出し）
- ④ 翼壁背面地盤のルーフィングによる影響（土粒子の流亡）
- ⑤ 翼壁水路部の浮上りの影響
- ⑥ 周辺地盤の沈下（即時沈下・圧密沈下）
- ⑦ 埋戻し土の圧縮沈下（埋戻し土の特性・冬季施工の影響等）

このように、高水敷保護工のブロックの変状原因には多様なものがあるので、その主原因を突き止めることが重要であるが、このためには多くの翼壁の事例を比較調査することおよび複数の翼壁で経年にわたる長期計測データの積み重ねが必要である。

6.7.3 翼壁水路部と樋門本体の接続部の設計

翼壁水路部と樋門本体との接続部は、目違い（段差）および開口の発生を許容するが、変位差が過大とならず水密性を確保できるように必要な対策工を選定して設計する。

<解説>

翼壁水路部と樋門本体との接続部は、目違い（段差）および開口が発生している事例が多い。接続部に設置されている可伸縮止水板（一般に可とう継手）に変状が発生している事例もある。

樋門本体と翼壁水路部とは、それぞれ構造系が異なるため独立構造として設計しており、両者の接続部に目違い・開口の発生を防止する設計は現実的でない。接続部に変状の発生が無く水密性が確保できるように、過大な変位差が発生しないような設計上の配慮が必要である。

(1) 翼壁水路部の設計法

樋門本体は、基本的に地盤の沈下・変位を考慮した設計が実施されるが、翼壁水路部は、地盤の沈下・変位を考慮した設計法が採用されていない。翼壁の設計にこれを取り込むのは現状では課題が多く現実的でない。まずは、翼壁水路部周辺の地盤の沈下・変位分布を念頭において、その設計を実施することが必要である。

(2) 樋門本体と翼壁水路部との鉛直荷重条件

樋門本体と翼壁水路部との鉛直荷重条件としては、地盤沈下の影響および水重・自重そして浮力がある。設計にどのように取り込むかが課題である。

- ① 樋門本体は、堤防盛土による周辺地盤の沈下によって下向きの荷重を受ける。一方で、翼壁の水路部は自重・水重のみが下向きの荷重であり、周辺地盤は沈下する場合もあるが、浮き上がる場合も少なくない。翼壁水路部に下向きの荷重が作用するとは限らない。
- ② 高水敷がある場合等で、そのレベルが樋門構築前後で変わらない時は、翼壁水路部は水路部の地盤の掘削土量分が除荷荷重となり、これは翼壁水路部の自重よりかなり大きいので、翼壁水路部は上向きの荷重を受ける（補償基礎）。
- ③ 即時沈下分布は、法尻付近（荷重がゼロとなる付近）で沈下から隆起に変わることが多い。地盤沈下分布も樋門本体と翼壁水路部とで大きな相違があり、さらに高水敷の除荷の影響を考慮すると翼壁側は、さらに大きな隆起があることが推定される。
- ④ 翼壁水路部は、地下水位あるいは残留水位の影響で上向きの浮力を受ける。一般

にこの浮力は、自重・水重に対してかなり大きな値になる。

- ⑤ 翼壁水路部の鉛直方向下向き荷重は（翼壁自重＋水重）であり、一般には翼壁の体積が排除した土重に比較して遙かに小さい。このため、鉛直方向荷重分布は上向きのポテンシャルが大きいということになる。また、一般に翼壁水路部は本川側に向かって拡幅されており、鉛直方向荷重分布は水路部終端に向かうほど偏差の影響が大きくなる。ただし、翼壁ウィング部の影響がそれを相殺している。

このため、これを前提とした対応策について検討が必要である。

(3) 樋門本体と翼壁水路部との接続部の対策工

樋門本体と翼壁水路部との接続部の課題に適切に対応するためには、翼壁の水路部の縦方向の計算を、本体の縦方向の計算と整合するように配慮する必要がある。課題は、翼壁部の地盤沈下・側方変位分布の推定精度にあると考えられる。翼壁部は、除荷の影響が大きい場合が少なくないので、地盤沈下・側方変位分布の推定精度を確保することが難しいことが予測される。

① 変位差の発生を許容する設計

樋門本体と翼壁水路部との接続部に、目違い(段差)・開口の発生を許容する設計とする。その許容値の設定は、安全で効果的な対策工を検討の上、合理的な設計法および地盤の沈下・変位対策工と一体で考える必要がある。この場合、可とう性継手（可伸縮止水板）の利用を前提として検討することになる。

② 接続部における可とう性継手（可伸縮止水板）

接続部における変位差の多くは目違い（段差）に伴うものであり、一部に開口・折れ角の影響が加わっているものがある。適切な能力を有する可とう性継手(可伸縮止水板)を選定することが必要であるが、変形能力はできるだけ大きくしないで対応できる方策を検討することが重要である。

(4) 予め設置する逆段差付きの可とう性継手

樋門本体は、翼壁水路部に対して常に沈下する。翼壁水路部に作用する外力は、ほとんど常に上向き力が卓越する。

このため、樋門本体と翼壁水路部との接続部に発生する沈下差の吸収のため、必要により、予め可とう性継手に沈下による目違い(段差)の発生に相当する量の逆変位差（逆段差：10cm程度）を設置して施工するのが望ましい。

予め逆段差を有する可とう性継手は、図-6.15 予め設置する逆段差付きの可とう性継手の例に示すように、工場において予め必要量の段差（：10cm程度）を設置し、仮固定治具を用いてこの段差を仮固定しておき、本体に設置後に仮固定治具をはずすこと

でその機能を確保するものである。なお、逆段差：10 c mを確保するためには、20 c mの能力を有する可撓性継手を用いる必要がある。

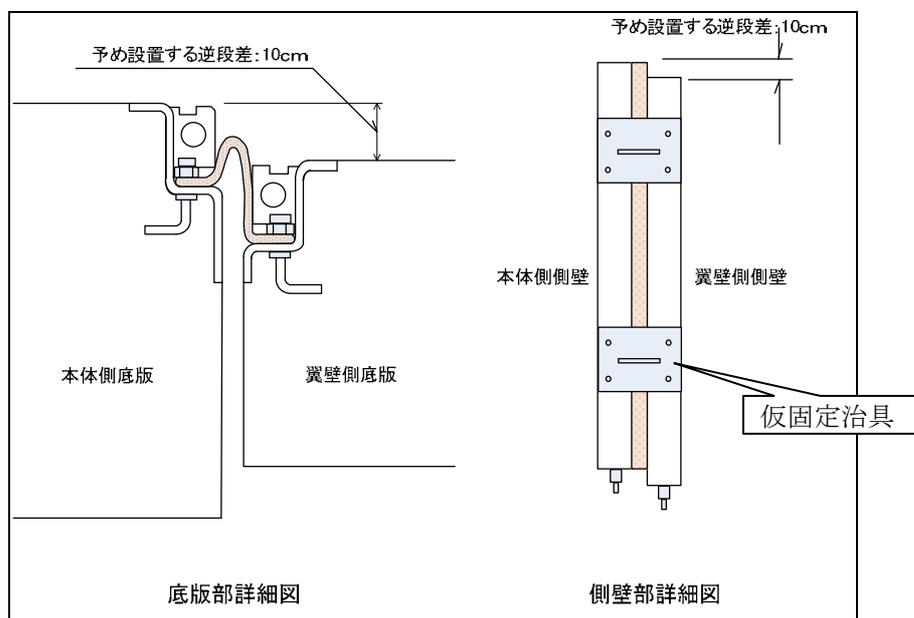


図-6.15 予め設置する逆段差付きの可とう性継手の例

6.7.4 翼壁ウイング部の設計

翼壁ウイング部は、翼壁水路部との断面力の伝達に配慮して、抗土圧構造物として設計する。軟弱地盤においては、地盤沈下分布の影響等、必要な荷重を考慮した設計を実施する。

<解説>

翼壁ウイング部は、一般には翼壁水路部の両翼に対称配置される抗土圧構造物である。L型擁壁あるいは逆T型擁壁で設計される事例が多いが、軟弱地盤における軽量構造物であり、本来はいわゆる浮き基礎として設計するのが望ましい。2次元検討で安定しない場合には、翼壁水路部を含めた全体系での安定を検討してもよい。

(1) 翼壁ウイング部の縦断方向の課題

① 地盤沈下分布

翼壁水路部は極めて軽量であり、翼壁背面の埋戻し盛土による翼壁ウイング部の縦断方向の地盤沈下分布（図-6.16 参照）は、均等にならない。ウイング部の延長が長い場合、地盤が軟弱である場合には、翼壁ウイング部縦断方向の地盤沈下分布を考慮した設計が必要である。

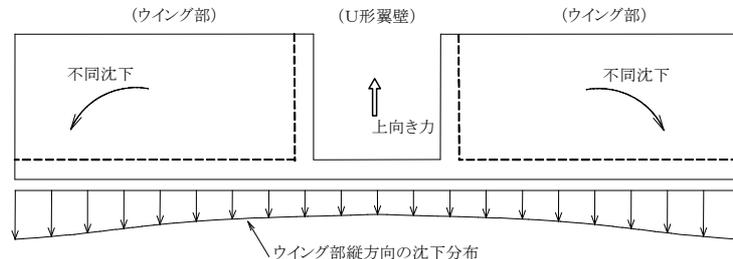


図-6.16 翼壁ウイング部の縦断方向の荷重分布

② 翼壁水路部の浮力の作用

翼壁水路部の底版には、大きな浮力の作用があるが、ウイング部への浮力は小さい。洪水直後や降雨直後には、水路部の浮力（間隙水圧）による浮上りに対してウイング部が抵抗する。このための接続部への応力集中はかなり大きくなると想定される。

(2) 翼壁水路部と翼壁ウイング部における荷重条件の相違

翼壁水路部と翼壁ウイング部の構造系の相違により、荷重条件も相違しており、これが翼壁の設計を困難なものにしている原因の1つである。翼壁水路部と翼壁ウ

ィング部とで土水圧の作用方向が 90 度ずれており、接続部において 3 次元荷重の作用の影響が大きい。

- ① 冬季における翼壁水路部と翼壁ウィング部の立壁背面土の凍結・融解の影響
- ② 地震時における翼壁部底版への過剰間隙水圧の作用
- ③ 翼壁水路部と翼壁ウィング部の荷重の相違
 - ・翼壁水路部：左右対称荷重、大きな浮力
 - ・翼壁ウィング部：水平土水圧、後趾上の鉛直土圧

(3) 翼壁のしゃ水矢板の基礎矢板としての機能

翼壁のしゃ水矢板は、このしゃ水対策工としての機能および立壁背面の主働土圧による受働側の抗土圧機能、そして矢板前面地盤の洗掘対策工としての機能を有している。さらに実際には、スカート矢板としての周面摩擦力による鉛直支持力への寄与も大きいものと推定される。このため、従来は底版前趾に埋め込む方式で結合されることが一般的であった。

しかし、周面摩擦力による鉛直支持力が大きいということは、その逆の現象としてしゃ水矢板に負の周面摩擦力が作用する場合には、翼壁を下方に引き込む作用が発生する。

この負の周面摩擦力は、翼壁のしゃ水矢板の全体に作用するものと想定される。矢板の抜けだし対策工として、しゃ水矢板の矢板頭部はひげ鉄筋を設置して翼壁底版に断面力を伝達させることを検討する。

6.7.5 翼壁水路部と翼壁ウィング部との接続部の設計

翼壁水路部と翼壁ウィング部は、それらの構造寸法・構造形式・地盤沈下分布・外力の大きさとその分布・地盤条件等を考慮して、その接続部を剛結合または継手構造として設計する。

<解説>

翼壁水路部と翼壁ウィング部との接続部は、それらの構造寸法・構造形式・地盤沈下分布・外力の大きさとその分布・地盤条件等で多様な方式が考えられる。両者を構造上一体化すべきかあるいは分離構造とすべきかを評価して、適切な継手を選定・設計することも重要な設計課題の1つである。

翼壁水路部と翼壁ウィング部との接続部では、翼壁水路部の立壁と翼壁ウィング部の立壁とがほぼ直交して設置される。このため、接続部には両者の立壁・底版に作用する土水圧の3次元作用荷重の影響がある。

壁高が高い場合には、土水圧等の3次元作用の結果として、両者の立壁にせん断クラックが発生している事例が少なくない。また、翼壁水路部の目地の開口は、翼壁ウィング部に作用する土水圧の影響によると考えられる事例が多い。壁高が高い場合、埋戻し土が良質土でない場合等では、土水圧の3次元作用について検討する必要がある。

土水圧や凍結土圧は、3次元荷重として作用するので、接続部に継手を設けて断面力を低減する、あるいは、扶壁形式として立て壁の剛性をより増加させることで3次元荷重に対抗する等の対応を考える必要がある。

(1) 剛結合の接続部

翼壁水路部と翼壁ウィング部の接続部は、一般に剛結合とされているが、土水圧の3次元作用荷重の影響（すなわち、接続部において両者の断面力の伝達）に配慮して設計しているわけではない。経験的に剛結合としているが、これを原因として変状が発生していると想定されるものもあり、剛結合として設計可能となる判定条件を整理する必要がある。当面は(2)に記述する以外のは剛結とする。

(2) 継手構造の接続部

泥炭性軟弱地盤の場合のように、翼壁周辺地盤の沈下・変位が大きいと予測される場合、翼壁立壁が高い場合、ウィング長が長い場合等では、ウィングの縦断方向の解析結果等を考慮し、必要により翼壁水路部と翼壁ウィング部との接続部に継手を設置する。

① スリップバー継手

スリップバー継手は、スリップバー（ダウエルバー）を接続部の片側の躯体コンクリートに埋め込み、相対する躯体コンクリートにスリップバーより径の大きな塩ビ管を埋め込むことにより、断面力の伝達機能と変位差の吸収機能を有する継手である。

断面力の伝達と変位差の吸収機能を有し実績は多いが、設置時のスリップバーと塩ビ管との相対位置関係が不明であり設計に考慮するのは困難である。

② 弾性アンカーバー継手

弾性アンカーバー継手は、ダウエルバー（スリップバー）を弾性材（CRゴム等）で拘束し接続部の躯体コンクリートに埋め込むことにより、断面力の伝達機能と変位差の吸収機能を有する弾性継手である。

弾性アンカーバー継手では、アンカーバー周囲のCRゴムの厚さは弾性継手として期待される必要厚を確保し、その変形能力、衝撃・振動吸収能力を確保する。アンカーバーとコンクリートとの間にゴム弾性体を挿入し空隙を作らないため、力学的により明確な断面力伝達機構を有する方式とすることが可能になり、応力集中の影響を除去できるとともに弾性継手として設計法も明示できる。

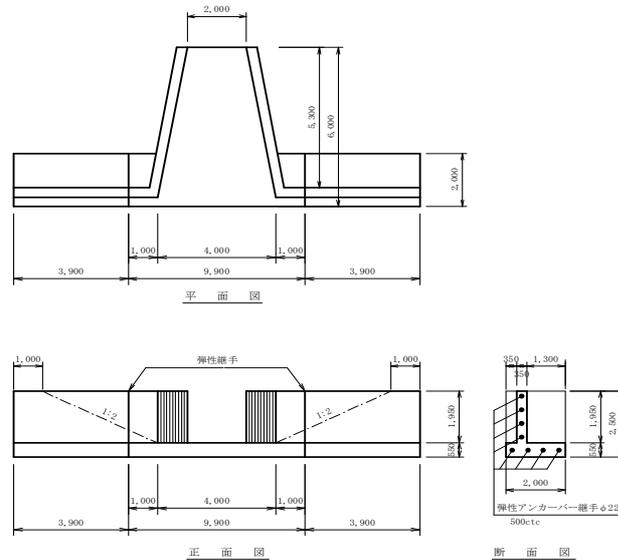


図-6.17 継手の設置例

翼壁の水路部とウィング部の接続部に設置する場合には、接続部の断面位置で開口・目違い・折れ角の全てが発生するため、継手の位置によって変位量が異なる。弾性アンカーバー継手は、継手が線状に連続するものでなく点の集合で継手の機能を有するので、継手部に無理な応力集中の発生を抑制することができる。

6.7.6 翼壁部における対策工の設計

翼壁部は、予想される課題に対応して適切な対策工を選定し、想定される設計・施工上の課題に配慮して対策工の設計を実施する。

<解説>

(1) 翼壁背面の埋戻し土・裏込材料

従来から翼壁背面の埋戻し土は、現地発生土が利用されている事例が少なくない。翼壁における多くの課題の要因として、翼壁背面の裏込部の土質の問題がある。裏込材料および埋戻し材料を良質土とすることが重要であり、基本的には、堤体材料として適合する材料を選定して適用すべきであると考えられる。裏込材と埋戻し材との境界には、浸透流による土粒子の吸い出し防止のためのフィルターゾーンが必要であり、裏込材を吸い出し防止マットで包む方策も考慮すべきである。

また、今後の課題として裏込部に水平浸透層を設けて、ウィープホールに接続して背面の地下水・残留水を抜き、同時に補強土としての効果を期待することも視野に検討すべきである。

(2) プレロード工法

翼壁部にプレロード盛土を実施することで、以下のような多様な効果が見込まれる。プレロード工法の採用は、翼壁の施工範囲を含めて本堤のみならず法尻から高水敷にかけて、実施することが望ましい。

- ・ 翼壁部の不同沈下量を低減でき、翼壁の安全性が向上する
- ・ 樋門本体と翼壁との接続部に発生する段差・開口を低減することができる
- ・ 翼壁周辺の沈下を低減し、天端護岸（高水敷護岸）の変状防止に寄与する
- ・ 樋門直下地盤に発生する側方変位を低減できる
- ・ 翼壁部の施工時における地盤支持力の向上に寄与する
- ・ 施工時の堤防の安定性の向上に寄与する
- ・ 翼壁部のトラフィカビリティ等の施工性が向上する

等の多様な効果が見込まれる。

プレロード工法の効果は、地盤沈下対策工のみならず地盤の不同沈下対策工として効果も期待される。樋門の設計上は、地盤沈下の絶対量よりもむしろ不同沈下対策工としての効果を期待した設計も重要である。プレロード工法は、載荷・除荷・再載荷の施工課程を考慮した設計の中に取り込んで評価されることが望ましい。これによってプレロード工法は、従来以上に重要な工法として位置づけられるものと期待される。

プレロード工法は、載荷・除荷・再載荷の施工課程を考慮した設計の中に取り

込んで評価する。

(3) 浮き上がり対策工

① 浮力（揚圧力）の軽減

翼壁水路部に作用する浮力（揚圧力）は、翼壁ウイング部に比較して相当大きい。また、翼壁水路部の地下水位は、常時かなり高く降雨の影響で容易に立壁天端高に到達する。地震時の安定・洪水直後の安定、凍結の影響抑制等に配慮すると、翼壁水路部における地下水位をウィープホール等によりできるだけ下げることが望ましい。

② 引抜き杭、スカート矢板

上向きの荷重が大きいと想定される場合には、底版部に打設する引抜き杭やスカート矢板によって、浮力に抵抗することも検討するべきである（すなわち、杭頭にひげ鉄筋を設置して引張り力に抵抗させる）。特にスカート矢板には、洗掘防止・抗土圧・支持力分担・ルーフィング防止等の多様な機能を期待できるので、地盤沈下に伴う負の周面摩擦力の作用に配慮してひげ鉄筋は原則として設置するものとする。

翼壁にはしゃ水矢板が設置されることが一般的であり、これらを浮力・揚圧力対策や地震時の過剰間隙水圧対策としても活用することが望ましい。

③ 改良型ウィープホール

翼壁等の抗土圧構造物は、構造物背面の地下水や洪水後の残留水による水圧を軽減するため、ウィープホールによって排水することを前提とした設計・施工がなされてきた。従来型のウィープホールは、フィルター材料の工夫等の多くの改良検討がなされてきたが、長期に渡って目詰まりを防止してウィープホールの機能を確保することは不可能であった。これは目詰まりの原因が、土粒子の付着ばかりでなく菌類の繁殖や微生物・昆虫類の生息に伴う目詰まり等多様な原因があるためである。改良型ウィープホールは、内管を抜き出しフィルターを洗浄して再設置することで機能を回復する二重管式ウィープホールであり、適切な維持管理によって長期にわたってウィープホールの機能を確保できるものと期待できる。

(4) 凍結圧対策

凍結圧対策については、適切な裏込材の材料を選定することが重要であると考えられる。火山灰土は、凍結圧対策に有効であると言われているが、翼壁の背面土に使用することに当たっての課題を整理することが必要であると考えられる。

(5) 翼壁立壁の壁高が高い場合の翼壁構造

翼壁の壁高が高い場合は、クラックの発生を避けるのが困難となる場合もあり、必要により扶壁方式を検討することが望まれる。立壁のクラック発生防止には、扶壁方式による効果は大きいと想定される。

6.8 取付水路の設計

取付水路は、本川河道・流水への影響、本川の流水による影響、翼壁の構造寸法・構造形式・外力の大きさ・地盤条件等を考慮し、その水路機能の確保のための維持管理に配慮して適切に設計する。

<解説>

川表取付水路は、本川の流水直角方向に設置されるため、本川河道に大きなインパクトを与えると同時に本川からも大きなインパクトを受ける構造物である。川表取付水路は、高水敷幅が広く取付水路の長さが長くなる場合には、翼壁からブロック張り（三面張り）水路そして素掘り水路に、その構造を漸変させる設計とすることが多い。

(1) 川表側（堤外）の取付水路

翼壁に接続する取付水路は、洪水時に洗掘や基礎材の吸い出しの危険があり、ブロック張り（三面張り）水路とされている事例がある。しかし、本川の流水直角方向に設置されるため、水路の3面をブロック張りとしても局所流（渦流）による影響で、ブロック下部の基礎材が洗掘（または、吸い出し）により流出して、段差が発生している事例が多い。

段差は、ブロック張り（三面張り）水路から素掘り水路に変化する地点においても多く発生している。素掘り水路では、河床洗掘・側方浸食によって法尻部の陥没・法面崩壊等が発生する。

堤外の取付水路は、本川と支川の合流部に設置されるので、両者の特性に配慮した構造形式の水路とすることが必要である。特に本川の河道特性は、堤外取付水路の安全性・強度・耐久性のみならず翼壁の安全性に大きく関与する。翼壁と取付水路との接続部における取付水路側の河床洗掘・側方浸食等の変状は、翼壁の安定を損なう原因となる可能性が高いため、新設樋門や改築・増設樋門の設計位置の近隣でこのような事例が見られる場合には、近隣の樋門の状況を勘案して対策工設計の基本方針を設定し、入念な対策工の検討を実施する必要がある。

(2) 川表側の取付水路の設計時の配慮事項

本川の河道特性は、地形区分（山間地、扇状地、谷底平野、自然堤防帯、デルタ等）、河床材料、河岸物質、勾配等により、河口からの距離でセグメントに分割して特徴づけることが可能である。堤外水路が本川河道のどの位置・どのセグメントに設置されるかを把握して、適合する取付水路を設計することが重要である。また、河道の曲線部で樋門の設置位置が攻撃斜面側にあり洗掘を受け易いか、あるいは逆に堆積し易いかの判断も重要である。

(3) 洗掘・側方侵食防止対策

川表取付水路の洗掘は、翼壁の先端（下流端）の取付水路の上流端および取付水路（ブロック護床・護岸）の下流端（素掘り水路の上流端）に発生している。

川表取付水路における洗掘は、本川洪水時の洪水流の影響が大きいと考えられるが、透過性の高いブロック護床・護岸においては、常時の流水の作用の影響も少ないと想定される。

① 洗掘防止矢板

翼壁が直接低水路に接続する場合は、翼壁の先端には全て洗掘防止矢板が設置されているが、取付水路のブロック護床・護岸の先端（下流端）には、洗掘防止矢板が設置されていない事例が多い。取付水路に洗掘や側方侵食のおそれがある。必要な長さや剛性のある洗掘防止矢板を設置するのが良いと考えられる。

② 側方侵食防止対策

取付水路は、土羽の構造とする例も少なくない。この場合には被災した場合には復旧とする考え方であり、一般には妥当な考え方である。しかし、翼壁との取り付け部付近は、中小洪水で容易には破壊されないとする考え方をするのが良いと考えられる。側方侵食防止対策工は、多様な工法があり、河道の特性セグメント割等を考慮して、適切な標準的工法を選定しておくことが望まれる。

表-6.8 河道のセグメント分類とその特徴

	セグメント M	セグメント 1	セグメント 2		セグメント 3
			2-1	2-2	
地形区分	← 山間地 → ← 扇状地 → ← 谷底平野 → ← 自然堤防 → ← デルタ →				
河床材料の代表 粒径：d _R	さまざま	2cm 以上	3~ 1cm	10~ 0.3cm	0.3cm 以下
河岸構成物質	河床・河岸に岩が出ていることが多い	表層に砂・シルトが載ることがあるが薄く、河床材料と同一物質が占める	下層は河床材料と同一で、細砂・シルト・粘土の混合物		シルト・粘土
勾配の目安	さまざま	1/60~1/400	1/400~1/5,000		1/5,000~水平
蛇行の程度	さまざま	曲がりが少ない	蛇行が激しいが、川幅水深比が大きい箇所では8の字蛇行または島発生		蛇行が大きいものもあるが、小さいものもある
河岸浸食の特徴	<ul style="list-style-type: none"> ・直線河道であればどここの河岸も浸食されうる ・浸食箇所の予測は困難 	<ul style="list-style-type: none"> ・砂礫堆(砂州)による水衝部で浸食が発生することが多い ・河道の平面形によっては水衝部が固定する、したがって、浸食危険箇所が固定性か移動性か、移動速度が速いか遅いかを把握することが重要 	<ul style="list-style-type: none"> ・浸食量はセグメント1ほど大きくない ・川幅水深比が小さな河川では、河道平面形によって浸食箇所が規定されている場合が多く、基本的には湾曲部外岸側が要注意 		<ul style="list-style-type: none"> ・砂州はほとんど発生しないため、浸食発生箇所は河道平面形に規定され、基本的には湾曲部外岸側が要注意 ・浸食量は少ない ・舟運が盛んな河川では航行波による河岸浸食も考慮する必要がある
低水路の平均深さ	さまざま	0.5~3m	2~8m		3~8m

6.9 しゃ水工の設計

しゃ水工は、樋門本体の周辺堤防・基礎地盤のパイピング（ルーフィング）を防止できる必要最小限の範囲に設置する。しゃ水矢板によって樋門本体およびその周辺堤防・周辺地盤に応力集中が発生しないような配慮が必要である。

<解説>

樋門のしゃ水壁に要求される機能は、しゃ水機能ではなくしゃパイピング・しゃルーフィング機能である。これまで、しゃ水矢板は確かに樋門の底版直下に発生した連続性の高い空洞を遮断することで、樋門周辺の堤防の安全性の確保に寄与してきた。この意味でしゃ水矢板に要求されている機能を果たしてきたということも事実である。

堤防断面内に設置されるしゃ水矢板は、堤体内の樋門周辺の浸透流の影響を制御するために設置されるが、浸透流の遮断に伴う影響・樋門本体への影響等樋門本体と周辺堤防に複雑な作用を及ぼしている。

しゃ水矢板は、パイピング（ルーフィング）を防止できる必要最小限の範囲に設置すべきであり、本体の周辺堤防・周辺地盤に応力集中が発生しないような設計上の配慮が必要である。

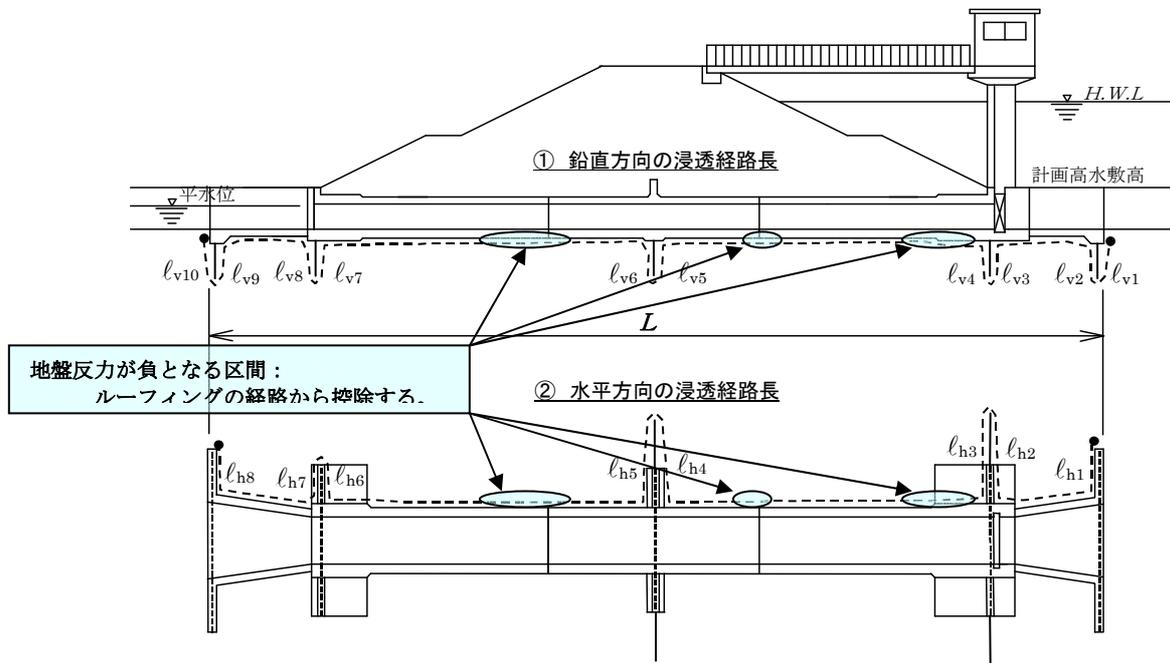


図-6.18 ルーフィングの経路

ルーフィングの検討は、浸透流の経路を考えている訳ではなく、発生が考えられるルーフィングの経路を考慮して土粒子の移動に関する安全性を評価するものである。しゃ水矢板の設置に伴う堤体浸透流への影響については、本体底版下の地盤反力強度を低下させることが多いことも考慮し、別途適切に配慮し必要な対応を検討する必要がある。

(1) ルーフィングの有効経路長を考慮する評価法

樋門の底版にルーフィングが発生するトリガーとなるのは、いわゆる水圧破碎現象であると考えられる。樋門の底版直下では、地盤内応力の低下が発生しやすい条件にあるので、水圧破碎が発生しないような設計上の配慮が必要である。

樋門の底版直下のルーフィングに対しては、従来から一般に Lane (レーン) の加重クリープ比によって評価されてきた。加重クリープ比による方法は、堤防の表裏の水頭差からの平均導水勾配とルーフィングの経路長(注)で検討する平均値問題として扱う経験に基づく評価法であり、水圧破碎を考える最小値問題とは本来異質のものである。後者の方法は底版直下地盤における水圧破碎後の進行性破壊の影響を考える必要があり、今後の検討事項は少なくない。

ここでは、単純に底版直下地盤において地盤反力が負になる区間を水圧破碎が発生したとみなし、ルーフィングの経路長から控除したルーフィングの有効経路長を考えるものとする。

この方法では、樋門本体縦方向の計算において、樋門と周辺地盤との相互作用の影響やしゃ水矢板の影響にも配慮した設計が可能になる。

樋門底版下のルーフィングに対する照査は、柔構造樋門の設計における最も重要な課題の1つとして、本体縦方向の解析に配慮すべき具体的項目として位置づけられることになる。

(2) しゃ水矢板のルーフィング防止機能とその影響の検討

樋門の開削調査事例等から、適切に配置されたしゃ水矢板は高いルーフィング防止機能を有していると推定された。

レーンの加重クリープ比に用いる平均動水勾配は、土層を1層と仮定しルーフィング経路から平均水頭を推定するものとなっているが、しゃ水矢板の先端が粘性土層に到達しているか否かはルーフィングの安全性の評価を大きく左右するものと考えられる。しゃ水矢板が複数の土層に貫入している場合についても、評価可能となることが望ましい。

ルーフィングに対する土の抵抗性は、土粒子の浸透抵抗性によって決定し、粘性土・礫質土で高くシルト質土で低い。ただし、礫質土ではマトリクスの構成材料に注

意が必要である。マトリクスにシルト質土が卓越する場合には、シルト質土の流亡による影響についても配慮が必要である。

しゃ水矢板に沿うルーフィング経路の水頭分布を把握するためには、層別の動水勾配の配分を考慮するのが良いと考えられる。しかし、レーンの加重クリープ比の基本的な適用性に配慮すると、モデルに考慮するレベルをどこに設定するのが妥当であるかが問われるところであり、上記の指摘に留めた。

(3) しゃ水壁の設置範囲

堤防の中の一部区間にしゃ水機能を有するしゃ水壁を設置することは、その壁の前後に人為的に大きな水頭差を設置することに繋がる。これは、浸透流の動水勾配を急にすることであり、局所の動水勾配から判断すれば、適切な方法でないことが分かる。また、堤防の設計の基本から考えても、堤防縦断方向の堤防のほぼ中央にしゃ水矢板が設置されることは望ましいことではない。このため、しゃ水矢板の設置範囲は必要最小限とすることを検討すべきである。

なかでも川裏側のしゃ水矢板は、最小限の設置範囲とすることが望ましく、必要によりしゃ水矢板に接してドレーン工の設置を検討する。

(4) 鋼矢板と可とう性鋼矢板

樋門のしゃ水工として、従来から鋼製のしゃ水矢板（鋼矢板）が採用されてきた背景には、その良好な施工性があげられる。現状では、函体・しゃ水壁との接続が容易で連続性が高い壁状の構造物を、施工性が良好で妥当なコストで構築する鋼矢板以外のより柔構造なしゃ水工で代替することは困難であると考えられる。鋼矢板によるしゃ水壁の構造改善および設計法の改良が現実的な選択肢であると考えられる。

今後の課題として、しゃ水矢板の設置範囲（設置長さ・設置深さ）の設定、そしてしゃ水矢板の周面に発生する正負の周面摩擦力の影響による本体への断面力伝達の遮断法等があげられる。

しゃ水工から樋門本体への断面力伝達の遮断方法として、しゃ水工としゃ水矢板との間に可とう性の膜材料を設置する可とう性鋼矢板を用いている事例があり、これが有効に機能していると想定される事例もある。

(5) 鋼矢板の爪の効果

鋼矢板には、隣接する鋼矢板を結合する爪があり、爪の効果により隣接する鋼矢板間の断面力の伝達が低減されていると想定される。樋門周辺堤防の開削調査事例等によれば、鋼矢板の爪は隣接する鋼矢板から伝達する鉛直方向力（軸力）低減効果が大きいものと推定されるが、爪の効果の定量評価には側方変位等の鋼矢板に作用する水

平方向の荷重の影響を考慮することが必要である。近年、ハット型鋼矢板等の実績も増加しているが、爪の断面力伝達機構はU型鋼矢板とは異なるものと想定されるので、これを含めての調査・研究が必要である。

また、現状では可とう性鋼矢板の必要性の有無を判定することが可能となる定量的な評価法はない。軟弱地盤等で周辺地盤の沈下・側方変位の影響が大きいと想定される場合や堤体と基礎地盤の変形特性が大きく異なる等で、しゃ水工の影響が大きいと想定される場合には、責任技術者の判断で可とう性鋼矢板を用いるものとする。

なお、しゃ水鋼矢板の施工現場で鋼矢板天端の不陸の発生を防止するため、爪部を溶接している事例があるが、これは爪の効果を殺ぐ行為であり、矢板天端の不陸の発生は特段の支障がないので溶接は不要である。

6.10 ゲート形式の選定と門柱レスゲート

門柱レスゲートは、無動力（内外水位差）で扉体を開閉する構造のものから、油圧駆動等で扉体を直接開閉（または回転）する構造等があり、従来方式の門柱式引上げゲートに無い多くの特長を有している。樋門のゲート形式の選定に当たっては、門柱レスゲートの特性に配慮し、総合的観点から比較検討を実施して選定する。

<解説>

(1) 樋門における従来方式のゲート

樋門のゲートは、洪水時に確実に閉操作が可能であることが求められる。従来は 確実に開閉し、かつ必要な水密性および耐久性を有する構造として、開閉装置の締め切り力を期待せず、自重により降下可能なローラーゲート（小規模樋門の場合には、スライドゲート）とすることが原則とされてきた。

東北地方太平洋沖地震では、津波が遡上した区間で津波の堤防越流や樋門・水門等の被災により、堤内地は甚大な被害を蒙った。ゲートの操作不能の課題は、停電や操作機器・制御装置等の設備機器の被災に伴うものが多く、多数の操作員が生命の危険に晒された。また、河川ゲートは自重降下等の機能によって何とか閉扉することはできたが、開扉ができないため堤防を越流した水の排水ができずに、緊急排水ポンプ車を総動員して排水に努めたが、排水量は小さいため堤内地が長期に渡って湛水し、家屋への浸水・交通の遮断、農地の塩水化等被害は拡大した。

(2) 門柱レスゲート

これらの課題を解決する手段の1つとして、樋門を門柱レス構造とすることに大きな期待がある。門柱レス構造のゲートでは、河川水位と堤内側水位との水位差で自動開閉機能を有しているため、洪水時・高潮時や津波時等河川側水位が高い時には、ゲートが自動閉鎖し、堤内側水位が高い時にはゲートは自動開扉する機構を有している。

近年、表-6.9 に示す理由等から門柱レスゲートの採用事例が増加している。

門柱レスゲートは、無動力（堤内外の水位差）で扉体を開閉する構造のものから、油圧駆動等で扉体を直接開閉（または回転）する構造のものもあり、門柱式引上げゲートのように扉体の上方に開閉装置用の操作台が不要で、管理橋も不要となり、操作の省力化や地震時・津波時の操作機器類の安全性向上、建設コストの縮減が図られ、景観にも優れる。

一方、門柱レスゲートは、土砂堆積が多い箇所や津波時・風浪時等の塵芥・漂流物の影響で開閉機能に支障が生じ易い形式が多いこと、最近の技術であり実績が少ないものがある、等多様な形式があり、設置位置の条件に合わせて検討すべき課題が少なくない。

表-6.9 門柱レスゲートの採用の背景

	門柱レスゲートの採用の背景
ゲートの運転管理	<ul style="list-style-type: none"> ・ゲート操作員の安全確保（負担軽減、洪水期の待機、樋門へのアプローチの困難性等） ・ゲート操作員の高齢化（緊急事態対応能力、運動能力等） ・ゲート操作に要する時間（閉操作・開操作の遅れ等）
柔構造樋門への適合性	<ul style="list-style-type: none"> ・本体（門柱部）の沈下・変位・傾斜への適合性 ・プレキャスト構造の本体への適合性
開閉機構（油圧式等）	<ul style="list-style-type: none"> ・無動力自動開閉ゲート（フラップゲート等）において、必要により油圧シリンダ式等による開閉操作（バックアップ機能）が可能 ・油圧式の開閉機構（クラッチ付）としての利用実績が増加している
操作環境・管理方法	<ul style="list-style-type: none"> ・無動力自動開閉（水圧、浮力、カウンターウェイト） ・遠方操作・複数門操作・集中管理（CCTV等） ・省力化・省エネ化 ・フェイルセーフ、フールプルーフ
門柱レス・管理橋レス	<ul style="list-style-type: none"> ・従来方式では、堤防の緩傾斜化により管理橋はより長くなる ・洪水流への悪影響の低減（門柱レス）
景観設計	<ul style="list-style-type: none"> ・周囲の自然景観との調和 ・周囲の自然や伝統文化に配慮した構造物とする
生態環境	<ul style="list-style-type: none"> ・魚類・水棲生物（常時水深）
メンテナンス	<ul style="list-style-type: none"> ・メンテナンス容易（油圧式等）
コスト縮減	<ul style="list-style-type: none"> ・門柱レス・操作台レス・管理橋レス・管理棟の縮小 ・LCCの縮減

門柱レスゲートの選定に当たっては、以下の機能・性能の評価に加えて

- ① ゲートの人為操作や動力を必要としないで、水位変化に自動的に対応して開閉動作を行い、確実に内水排除(取水)・逆流防止ができる。急速な水位上昇に対して安全に自動閉鎖できる。
- ② 波浪・風浪などによるゲートの有害な振動・揺動の発生が危惧される場合には、開閉機構の作動により防止できる。
- ③ 開閉機構によりゲートの任意開閉操作を可能とし、洪水時・高潮時の流木・塵芥の噛み込みなどへの対応や、設備の維持・管理が確実かつ容易である。
- ④ 泥炭性軟弱地盤において想定される樋門本体の傾斜・変位が発生した場合にも、所定の機能・性能が維持できる。
- ⑤ 耐久性が高く、LCCに優れる。

設置する地域の重要度を考慮して選定することが必要である。

(3) 今後の課題と対応

① 電源・制御設備の多重化、代替設備

重要度の高い区間に設置する樋門や高潮区間の樋門等では、従来の予備発電機に加えて、可搬式発動発電機（マイクロガスタービン等）による電源や制御設備の多重化を検討することで、非常時においても最低限のゲート機能の確保が可能となる設備とすることが必要である。

② 開閉機構

洪水時・津波時等におけるゲート開閉の確実性に対する課題に対して、バックアップ施設としてゲート操作に油圧機器を導入している事例は少なくない。近年では、無動力自動開閉機構と油圧式の開閉機構とを併用することを前提とする事例も増加している。

③ ハイブリッドアクチュエータ方式の油圧機器

東北地方太平洋沖地震の被害として、堤防が大きく沈下・変位した事例は極めて多い。地震動の作用時に堤防基礎地盤の砂質地盤の液状化や軟弱粘性土地盤の軟化等に伴う変状が発生し、この結果として堤防に大きな沈下・変位が発生した。

現状の油圧機器を用いたゲート操作は、堤防天端の操作室からゲート位置まで油圧配管が敷設されている。この油圧配管は、堤防の大きな沈下・変位によって、破断することは容易に考えられる。堤防は、地震時に大きな沈下・変位が発生することを前提とした設計法が採用されている。一方で、堤防の法面に敷設される油圧配管は、これに配慮された設計法が採用されていない。

ハイブリッドアクチュエータ方式では、油圧駆動装置と制御装置のついた電動機による油圧ポンプとがユニット化されており、油圧配管が不要である。このため、地震時・津波時においても油圧によるゲート操作が可能になると期待される。

門柱レスゲートでは、油圧式の開閉機構が採用される事例が多く、耐震性能の確保が求められる場合等では、ハイブリッドアクチュエータ方式の検討を急ぐ必要がある。

第7章 施工計画および施工管理

7.1 施工計画および施工管理に関する一般事項

柔構造樋門の施工に際しては、設計の成果を適切に反映して、必要な地盤調査を行い、地盤・盛土および樋門の沈下・変位などの計測計画、施工性および経済性・周辺環境にも配慮して施工計画を立案する。

<解説>

(1) 柔構造樋門の施工計画

泥炭性軟弱地盤は、地盤が極めて軟弱で圧縮性が高く、沈下・変位のみならずすべり破壊やトラフィカビリティの不足等の課題が発生しやすいので、樋門の施工にあたっては、既往の類似工事例における課題とその対処の成果等を教訓とし、当該現場の状況を確認して施工計画を立案することが重要である。

このためには、施工に先立ち必要な調査を実施して、樋門の構造上重要な箇所や施工時における留意事項等を含め、設計時における施工条件を理解して、発注者および設計担当者と綿密な協議を実施し、必要な変更を提案するなどの施工計画を立案することが重要である。

さらに地盤調査位置、既設構造物および埋設物などの位置と新設する構造物との位置関係を把握して、施工時における周辺環境への影響などを把握する。

柔構造樋門では、施工時の安全性・将来の安全性を確保するため、周辺地盤や構造物の沈下・変位等を計測・評価することが求められるが、これを体系化する計測管理を重視した施工によって、設計値を随時照査し、適時に必要な対応を実施することが、安全で経済的な構造物の施工に繋がる。

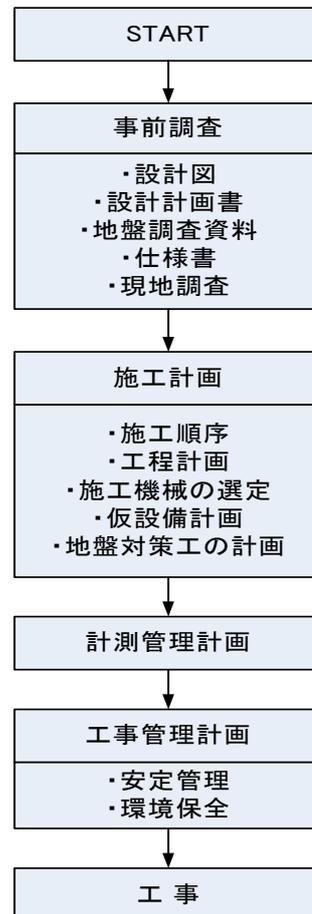


図-7.1 施工計画フロー

(2) 計測管理計画

柔構造樋門の施工で最も重要な計測管理項目の1つは、掘削・埋戻し・築堤に伴う基礎地盤・堤防および樋門の沈下量分布・変位分布およびその経時変化のデータである。

施工計画の立案に際しては、設計図書に示されている沈下量分布・側方変位分布その経時変化の予測図をもとに、施工順序、施工工程、仮設備配置計画等の施工計画と平行して計測管理計画を立案する。

1) リバウンド調査データ

堤防開削時におけるリバウンド調査データは、カムクレイ系のFEM解析結果としてのリバウンド分布と対比することで、その推定精度を評価することが可能である。この結果から、盛土による地盤の沈下分布を推定することが可能になるので、必要によりキャンバー盛土高さを変更する、地盤対策工の施工規模を変更する等にフィードバックするのがよい。

地盤の除荷時のデータの蓄積は、極めて少ないのが現状であり、今後の樋門設計の基本データの1つとして活用するため、積極的にリバウンド調査データを収集整理して蓄積を図ることが望ましい。

リバウンド分布を計測するためには、予めボーリングにより床付け面から20～30cm程度下に沈下板（アンカー）を設置して、堤防開削後にその標高を測定し、設置時の標高差よりリバウンド量を求めるのがよい。層別沈下計を設置することで層別の除荷時の変形特性を把握できる。

2) 地盤および函体の沈下・変位データ

埋戻し・築堤盛土の施工工程に合わせて、基礎地盤および樋門函体などの沈下・変位量の経時計測を行い、計測管理を行う。

地盤および函体の沈下・変位は、埋戻し・築堤盛土の実施位置との関連が高いため、築堤盛土の施工工程は盛土高のみならず盛土位置の情報も同時に整理することが必要である。

計測管理データの整理時には、計測値の経時変化だけでなく、その位置による分布（例えば、函軸に沿う地盤沈下分布や側方変位分布等）を整理する。

このデータを蓄積することで施工終了から始まる維持管理に活用するとともに、今後の柔構造樋門の設計・施工に役に立つ貴重なデータとして整理・蓄積することが重要である。

しかし、従来の沈下板のデータは、信頼性に乏しく計測管理・維持管理に活用するのが難しいのが現実であった。また、樋門周辺地盤の側方変位の計測は、適切な計測方法がないため、ほとんど実施されていないのが現実である。

地盤の沈下・変位分布を測定するための計測機器・計測方法の開発も緊急の課題

である。

3) 地盤の沈下・安定管理データ

軟弱地盤においては、盛土施工に伴う地盤の沈下・安定に関してトラブルが発生すると工事進捗に大きな支障となることがあり、計測管理を徹底することが重要である。

プレロード盛土や堤防の築堤盛土等の沈下・安定管理に関しては、「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル」に詳しいので、これによるものとする。

(3) 計測機器と計測頻度

表一7.1 に動態観測計器一覧表を、表一7.2 に標準的な計測頻度・計測期間を示す。観測機器類は、求める精度や計測頻度に応じて多様な機器が開発されているので、その選定にあたっては計測目的を明確にして、類似の事例等を参考にコストや耐久性等を検討することが必要である。

(4) 動態観測における留意事項

計測管理に動態観測結果を有効に活用するためには、以下の点に留意が必要である。

- ・重要な計測項目については、できるだけクロスチェックが可能となる計画とする。
- ・計測の初期値（日付、計器設置状況等）を明確にする。
- ・計測値は、時系列で整理するだけでなく、必ず例えば沈下分布等の座標軸等でも整理する。
- ・盛土の施工状況等、荷重の経時変化が明確となる図を添付する。

表-7.1 動態観測計器一覧表

計測種別	計器名	設置目的	計測対象	計測方法
沈下計測	① ロッド式地表沈下板	地表面に設置して、盛土による地盤の沈下量を計測する	基礎地盤	水準測量
	② 構造物ロッド沈下計	構造物にロッドを溶接等で設置して、沈下量を計測する	函体,遮水矢板,胸壁	水準測量
	③ ワイヤー式沈下板	ワイヤーを利用して函体内部より地盤の沈下量を計測する	函体側面地盤 函体直下地盤	手動計測
	④ グラウトホール沈下板	グラウトホール内に沈下板を設置し沈下量を計測する	函体直下地盤	水準測量
	⑤ 層別沈下計	ボーリング孔から地中に沈下板を設けて沈下量を計測する	堤体部基礎地盤の地中	水準測量
	⑥ 沈下測定鉤	構造物上に鉤を設置して構造物の沈下量を計測する	函体、門柱翼壁	水準測量
変位測定	⑦ 変位計目計	計測対象の変位（開口）を専用計器で計測する	継手部、接合部	計器計測
	⑧ 変位測定鉤	計測対象間に鉤を設置してその間の変位を計測する	継手部、接合部 函体断面変位	手動計測
	⑨ 孔内挿入式傾斜計	ボーリング孔内に設けた計測孔の変位を計測する	堤体法尻部 遮水矢板	計器計測
	⑩ 側方変位測定杭	堤体側方地盤に設けた杭の距離と高さを測量する	堤体内,基礎地盤	距離測量 水準測量
	⑪ 携帯式傾斜計	計測対象に計器を当てて傾斜を計測する	門柱	手動計測
	⑫ 水位観測孔	ボーリング孔を利用して観測孔を設けて孔内水位を計測する	地下水位	手動計測 計器計測
応力計測	⑬ 鉄筋計ひずみゲージ	鉄筋等に設置して、対象物の歪量を計測し発生応力を求める	函体、遮水矢板、胸壁	計器計測
	⑭ ロードセル（荷重計）	P C鋼材等の端部に設けて緊張力の変化を計測する	P C鋼材	計器計測
	⑮ 土圧計	構造物に作用する土圧を計測する	函体,胸壁,遮水矢板,改良体天端	計器計測
	⑯ 間隙水圧計	ボーリング孔から地中に計器を設置して土中の水圧を計測する	堤体部基礎地盤	計器計測

表-7.2 標準的な計測頻度・計測期間

計測種別	盛土完了後1ヶ月まで	盛土完了後3ヶ月まで	盛土完了後3ヶ月以降	供用後
沈下・変位 応力	1回/1~5日	1回/ 5~10日	1回/1ヶ月	1回~4回 /1年
側方変位 測定杭	1回/1~5日	1回/5~10日	必要の都度	

: 測定の間隔と期間は、土質や沈下状況等を考慮して適切に設定する

7.2 施工時の調査および計測

柔構造樋門の施工は、施工中の基礎地盤・堤防盛土そして樋門本体の安全性確保・品質確保そして工程管理を目的として、施工時の適切な時期・間隔で、地盤調査・計測・その他調査を行う計測管理を伴う施工を実施する。

<解説>

施工時に計測管理を実施して、次の施工ステップに反映することで、設計時の予測値との乖離の程度を把握し、地盤の破壊や沈下・変位を制御し、必要により適時・適切な対応策を実施する。変状や事故の発生を未然に防止するためには、予め計測データからの情報を評価・判断するための予測方法、想定される変状や事故に対する事前の対応策の検討・準備が必要である。

カムクレイ系のFEM解析では、これらの1次予測値としての地盤の沈下・変位分布や任意の計測位置における時系列のp-q曲線から破壊線(MSL)への近接度等の予測値が得られている。

計測管理は、計測することが目的となりがちな従来の方法から、計測と管理がより一体で評価可能となる本来の計測管理に近づける努力が必要である。

(1) 施工時の調査・計測

施工時における地盤破壊・堤防すべり・過大な沈下・変位の発生防止および樋門本体の安全性の確保のために、施工時の適切な時期・適切な間隔で、必要な調査・計測を実施する。

腹付け盛土の場合等では、新設盛土による増加応力(新設盛土の影響—既設盛土の影響)の大きい法尻付近では、基礎地盤の不同沈下が大きく、樋門・翼壁の構造上の課題となりやすい。このため、計測値を必要により設計時の沈下量の検討結果の妥当性を評価して、設計・施工法の修正などを考慮した計測管理することが重要となる。また、計測によって異常値が観測された場合の対応策、緊急事態への対策に対する事前準備が必要である。

(2) 調査・計測項目

施工時の調査・計測項目は、以下の項目がある。

1) 堤防開削調査

次節7.3の記述を参考とする。

2) 堤防開削時の基礎地盤のリバウンド調査

ボーリング調査孔等を利用して、予め基礎地盤に沈下板等を設置し、堤防開削時のリバウンド量・リバウンド分布を計測する。

3) 軟弱地盤対策工施工時の基礎地盤および堤防の沈下・変位調査

プレロード工法、掘削置換工法、深層混合処理工法等の施工時には、対策工の施工による周辺堤防・周辺地盤への影響や盛土法面・掘削法面の安定確保のための必要な調査・計測を実施する。

4) 堤防開削時の基礎地盤および堤防のすべり・地盤破壊調査

堤防開削時には、基礎地盤および堤防の安定が課題になる（周辺の地下水位が高い時には、盤ぶくれ・ヒービング等の影響等）ことが多い。

5) 築堤盛土時の基礎地盤および堤防の沈下・変位調査

樋門本体の施工および埋戻し・築堤盛土に伴う基礎地盤および樋門本体・継手の沈下・変位を計測する。また、築堤盛土時の堤防沈下・側方変位の確認、安定管理の資料とする。

6) 築堤盛土時の基礎地盤および堤防のすべり・地盤破壊調査

泥炭性軟弱地盤等の軟弱地盤においては、築堤盛土時の荷重強度の大きさ・分布と載荷速度が、基礎地盤の安定に大きな影響を及ぼすことがある。上記の地盤の沈下・変位の調査に会わせて安定管理を実施するのがよい。

7) 地盤調査・土質調査

基礎地層の成層分布や地下水位の確認および地盤の沈下管理などを行うことを目的として、ボーリング調査、サウンディング調査などを行う。

(3) 事前対策工としてのプレロード系工法実施時の調査・計測

事前対策工としてプレロード系工法を採用する場合には、盛土の直下・周辺地盤さらには地中において、沈下・変位の経時変化を計測することが重要である。

事前対策工としてのプレロード系盛土工事実施時における時系列の沈下・変位等の計測結果を活用することで、カムクレイ系のFEM解析の入力条件に反映させることで、より精度の高い残留沈下分布を推定することができ、樋門の設計・施工に活かすことができる。

樋門工事の設計・施工のタイミングを見計らうことで、プレロード系工法による原位置でのデータを活かすことが可能になり、より質の高い樋門工事の設計・施工が可能になると期待される。

7.3 堤防開削時の調査

樋門工事における既設堤防の開削時には、開削した土の材料特性・混入材料等の観察調査、開削法面における観測調査を実施して、既設堤防の安全性を確認すると同時に既設堤防に関するデータを蓄積する。

<解説>

既設堤防は、既存の築堤盛土の嵩上げや拡幅が繰り返された結果、複雑な土質構成となっているのが一般的である。これは、過去の治水工事の歴史を反映しその時代の技術・経済力を背景としたもので、堤体の土質や締め固め度は場所によって大きく異なり、均一であることはない。破堤等の堤防の被災は、この線状の連続構造物である土堤の一部の弱点部で発生するが、樋門設置位置は堤防の弱点部でもあり、既設堤防の開削に合わせて周辺堤防の土質特性・安全性を確認しておくことも必要である。

(1) 樋門設計に必要となる調査

本マニュアルでは、樋門周辺地盤の沈下・変位の推定にカムクレイ系のFEM解析を実施するものとしている。この方法では、既設堤防の直下地盤の過圧密の影響評価も重要な評価項目となる。

今後の解析・設計精度の向上のため、既設堤防の開削時には、

- ① 既設堤防の単位体積重量調査
- ② 堤防開削時のリバウンド分布調査

が重要な調査項目の1つとなる。

既設堤防の単位体積重量の測定を砂置換法による場合は、4箇所程度実施するのが望ましい。

また、リバウンド分布の調査には、ボーリング調査時に予め床付け面以下に沈下板を設置して、開削時にリバウンド分布を計測する。

(2) 既設堤防に関するデータを蓄積するための調査

堤防調査のために改めて堤防開削をすることは、課題が多く容易には実施できない。樋門工事等で既設堤防を開削する時に合わせて堤防開削時の開削法面における観測調査を実施することが望ましい。

樋門工事のような堤防開削の貴重な機会を有効に活用して、既設堤防のデータを蓄積すべきである。

表-7.3 既設堤防の開削時における調査項目と調査データ

	調査データ	備考
	① 既設堤防の単位体積重量	砂置換法、R I 法等による
	② リバウンド調査	沈下版（リバウンド調査用沈下版等）
既設堤防調査	写真撮影（スタッフ等による現寸対比）	撮影日時、カメラの機種、接写
	堤体の土層分布、構成材料	築堤履歴、耐浸透性の把握
	土層の観察データ（湿潤度、色彩等）	目視観察（木片等の異物、地下水浸出）
	土層毎の粒度分布	土質サンプル採取
	地盤対策工等（パイルネット・固結工法等）	既往工事の履歴
	堤体の変状（亀裂・空洞、パイピングホール）	
	洪水の痕跡、補修の跡、地震時流動化跡等	堤防開削工事の特筆事項
	湧水の状況	
整理項目	ボーリング調査データ	開削調査との対比
	開削時土質横断図	2断面（上流側・下流側）
	写真集	
	リバウンドデータ	
	その他の項目の図化・考察	既設堤防の安全性（浸透等）

7.4 土工事の施工

土工事においては、埋戻し・築堤盛土によって基礎地盤の一部に異常な沈下・変位が発生しないよう、適切な工法により薄層撒きだし薄層締固めを行う。施工管理として、地盤の沈下量・側方変位量および樋門本体の主要点の沈下・変位計測による沈下管理・堤防安定管理を実施する。

<解説>

樋門施工後の埋戻し・築堤工事は、成層盛土を基本として、所定の密度が得られるように締固めを行う。

軟弱地盤における樋門の土工事における主要な留意事項を以下に示す。

(1) 埋戻し・築堤盛土時の偏載荷

軟弱地盤における柔構造樋門の土工事において、最も注意が必要な課題の1つに、埋戻し・築堤盛土荷重の偏載荷の問題がある。

基礎地盤が全体的には弾性的な挙動となっても、盛土順序や締固め方法等によっては、継手・接合部の近傍地盤の一部に塑性化が発生するおそれがあり、不同沈下の発生原因となることがある。軟弱地盤では、地盤の支持力が小さいため、地盤の一部に荷重が集中して塑性化が発生すると、その周辺に沈下・変位が卓越する。塑性化の範囲が小さい場合には、全体破壊には至らないので築堤盛土工事は進捗するが、塑性化が発生した所では、地盤が軟化することが多いため、その後の荷重増加に伴ってその位置での沈下・変位が増加して不同沈下・変位を惹起し、樋門本体・周辺堤防に悪影響を及ぼすことがある。

柔構造樋門の設計では、地盤に部分的な塑性化が発生することを考慮していない。全体的な残留沈下（即時沈下+圧密沈下）分布が、設計沈下分布とほぼ同じであっても（すなわち、地盤は全体的には弾性理論と圧密理論が成立する条件にある）地盤に部分的な塑性化が発生することで、樋門本体や継手・接合部そして周辺堤防に悪影響を及ぼすことになる。盛土材料の仮置き、そして川表あるいは川裏側盛土の先行施工等の盛土荷重の偏載荷は避けなければならない。

土工事の期間のあらゆる時点で、樋門本体に及ぶ荷重の偏載荷の影響が無いよう注意が必要である。

(2) シャ水矢板の前後の埋戻し

函体周辺の埋戻し盛土の施工は、シャ水矢板の前後で断絶することになる。シャ水矢板前後の片側のみ先行して埋戻し締固めを行うことを避け、埋戻し盛土の施工高は、シャ水矢板の前後で大きな段差を付けないように配慮する。また、埋戻し盛土の締固めに当たっても薄層締固め（30cm以下とする）として、均等に盛り立てることが必要である。施工段階に応じて盛土荷重の函体への作用を一様に均一に増加させることが重要である。

(3) 堤防の安定管理

堤防の円弧すべり等に対する安定管理は、堤防の沈下と側方変位との関係を図化して、管理曲線との近接度を照査する安定管理図を用いる方法が利用されることがある。本手法については「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル」に準拠して実施するものとする。

柔構造樋門の沈下・側方変位管理と同じ調査項目・調査内容であり、施工管理の一環として位置づけられることが望ましい。

(4) 翼壁背面の土工

翼壁背面の土工は、翼壁への影響がかなり大きいと想定される。基礎地盤が軟弱地盤である場合および既設盛土あるいは既設高水敷の影響が無い場合には、土工の設計・施工法を慎重に検討する必要がある。

翼壁の周辺地盤が軟弱地盤である場合には、プレロード工法による対応が可能となるような設計および施工計画を立案することを優先して検討する。

(5) 冬期土工の留意事項

樋門の施工は、安全性および経済性を考慮して非出水期となる冬期に行われることも少なくない。冬期の施工は氷点下における作業を伴うなど気象条件が厳しく、築堤工などの盛土工事では、凍結土が混入するなどして、所定の品質が確保できない場合がある。さらに凍結土などが混入すると、夏期になって盛土の大きな沈下・変形量が発生することが報告されている。このように冬期施工の盛土工事では、凍結土が混入しないよう留意することが重要である。

寒地土木研究所の試験施工の結果では、凍結土の細粒化によって盛土品質向上効果が見込めることを確認し、20 cmの薄層締固めによることで凍結土が細粒化されて、85%の締固度を確保することが可能であった。

7.5 地盤対策工の施工

地盤対策工の施工には、工法固有の特性・制約条件に配慮し、地盤条件・施工条件に適合する施工機械・施工法を採用して、安全で品質の確保が可能な施工を実施する。

<解説>

泥炭性軟弱地盤は、極めて軟弱であることが多く、地盤対策工の施工のためのトラフィカビリティの確保に手間を要することも少なくない。地盤対策工の施工は、工法別に課題があり、また冬期施工においては冬期施工が故の課題もあるので、品質の確保に十分配慮する必要がある。

事前の施工計画において、過去の類似例の調査等、疎漏のない検討を実施するとともに、施工に当たっては、現場条件に十分配慮して安全で手戻りがないよう、予め発生しうる課題を予測するとともに、その対応策も検討しておくことが重要である。

(1) キャンバー盛土

キャンバー盛土の施工は、ブルドーザーおよびタンパー締固めなどにより築堤工事と同様な締固めを行い、締固め後に所定の高さとなるように実施する。規模の小さい盛土工であるが、盛土全体を均等に締め固め盛土端部や隅部などにおいて締固めが不十分とならないよう、降雨の影響や床付け面に浸出する地下水の影響にも配慮し、品質確保に注意して施工を行う。

キャンバー盛土のレベル管理は、盛土高の精度を確保することには限界があり、最終的には均しコンクリートのレベル管理に集約されるが、均しコンクリートのレベル管理にも手間を要する。均しコンクリートの表面に塗布する調整モルタルによって高さ調整する方法がより現実的である。

(2) プレロード系工法

プレロード系工法は、地盤の沈下促進のために樋門計画位置に盛土またはより単位体積重量の大きい材料（鋼材など）により載荷する工法である。盛土高さは、一般的には計画築堤高さとすることが多いが、すべり破壊に対する安全性を確保する高さとして、必要に応じて段階盛土を行うことがある。また、積極的に圧密を促進する場合は、サーチャージ盛土として計画築堤高さ以上とする場合もある。

プレロード盛土の施工では、沈下・変位の計測管理を行うとともに、今後の柔構造樋門の設計・施工において、より精度の高い沈下・変位量の推定を行うための参考資料とすることが必要である。

(3) 掘削置換工法

掘削置換工法は、泥炭層等の特に軟弱で堤防の基礎地盤に残置しておくことが望ましくない軟弱層の全部または一部を良質土で置き換える工法である。設計時には、軟弱層厚の分布を精度良く把握できていないことが多いので、施工に先立ってサウンディング調査等により軟弱層の深さ分布を把握し、できるだけ全層置換することが望ましい。同時に地下水の高さを計測し、掘削時における地下水の影響を検討して、必要な対策工を選定する必要がある。

なお、置換材料は堤体の築堤材料と同一とすることを原則とするが、排水性にも配慮が必要である。

(4) 浅層・中層混合処理工法

TMM工法等の浅層・中層混合処理工法は、沈下・変位の対象層の深度が 10m 程度以内の比較的浅い地盤に適用可能な工法で、セメント系固化材などを現地土と攪拌して固化する工法である。固化材の種類と添加量の決定は、現地土と固化材の配合試験を行い、所定の強度または所定の変形係数が得られる材料・添加量とする。

(5) 深層混合処理工法

DMM工法等の深層混合処理工法は、固化材と軟弱地盤土を原位置で混合攪拌する方式の相違によって、プロペラ状の攪拌翼を用いる機械攪拌方式と、高圧噴流で行う高圧噴射攪拌方式とに大別される。深層混合処理工法は、機械的混合攪拌工法が利用されることが一般的である。

DJM工法では、地盤内に粉体の改良材を空気輸送して攪拌翼によって地盤を混合攪拌するため、周辺地盤に変位が生じることがある。このため、周辺環境、近接物の有無、影響の把握などに留意する必要がある。

改良機材は重量が重いため、泥炭性地盤においてはトラフィカビリティの確保が困難な場合が多い。対策としては、施工に先立ち表層改良の実施、軽微な重量の機械の選択など、地盤条件を考慮して工法選定する必要がある。

7.6 施工管理

樋門本体工、地盤改良工、土工など樋門の施工管理においては、樋門の河川堤防としての機能、安全性かつ所定の品質が得られるよう、気象条件や環境条件などにも留意した管理を実施する。

<解説>

軟弱地盤における樋門工事は、樋門本体工、地盤改良工、基礎工、土工、仮設工など工種が多い施工となる。しかも、地盤の沈下・変位対策として、継手、プレキャストボックスカルバート、接合ゴム、PC鋼材など新工法・新材料を使用することも多く、材料が多岐にわたる。工事規模は小さいものの、工種工程が多い施工となり小規模多工程の工事である。

さらに、泥炭性軟弱地盤という特殊な地盤環境における施工で、堤防の安全性確保が重要であるため、基礎地盤・堤防・樋門本体・翼壁等の沈下・変位量の管理など高度な品質管理・施工管理が要求される。

高い品質を確保するためには、それぞれの施工法の特徴と課題などを十分に配慮し、施工場所における気温、降雪、凍結などの気象条件や周辺の土地利用などの環境条件にも留意することが必要である。

(1) 環境条件

建設工事で騒音・振動が地域環境に与える影響は大きく、泥炭性軟弱地盤においては振動に留意する必要がある。工事の実施にあたっては、北海道開発局制定「道路・河川工事仕様書」、「建設工事における騒音・振動対策技術指針」等により円滑な工事を図らなければならない。

(2) 維持管理

泥炭性軟弱地盤の沈下・変位は長期にわたることが想定される。樋門構築後においても、地盤の沈下、樋門の沈下・変位などの計測管理、目視管理を行い変状の有無を確認し、所定の機能が発揮できるよう管理する必要がある。

Ⅱ 基礎構造編

(柔支持基礎・浮き基礎
設計の基本事項)

第1章 総則

1.1 適用の範囲

柔構造樋門に適用可能な柔支持基礎として、浮き基礎工法を適用するのを原則とする。

<解説>

(1) 柔支持基礎と浮き基礎

柔支持基礎には、剛性が比較的低い地盤改良工を用いる方式と剛性が比較的高い基礎工を浮き基礎として用いる方式が考えられる。

深層混合処理工法等による固化改良体の浮き基礎工法は、「柔構造樋門設計の手引き」の基本的考え方のもとで既にかんりの設計・施工の実績を有しているが、浮き基礎工法としての設計法は確立されているわけではなく、抜け上がりの影響が見られる事例もあるので、より慎重な検討に基づく設計が必要である。

浮き基礎工法は、地盤改良工法との設計上の境界も不明確であるのが現状であり、柔構造樋門に適用性の高い柔支持基礎の設計・施工法の早期の確立が望まれる。

(2) 補償基礎としての設計法

2.3.2 基礎形式の選定 に記述したように、柔支持基礎や浮き基礎は、上からの荷重を良質土層に伝達して支持力を確保するのではなく、地盤の沈下・変位の抑制が主たる機能であり、補償基礎としての設計が必要になるため、その設計法も一般の基礎工の設計法とは異なり、FEM解析の中でモデル化し評価する。

全体系として地盤の大きな沈下・変位が発生する軟らかい地盤の中に、剛性が高い改良体を挿入して“周辺地盤の沈下・変位を抑制する浮き基礎”とすることは、変位・断面力の伝達機構等、柔・剛の接触面での挙動の評価が重要となる。

FEM解析は、連続体を扱う解析法であり、ジョイント要素を導入する等により対応可能となることもあるが、これを適切にモデル化して精度の高い解を得ることはなかなか困難な課題であることを前提として、解析結果を評価する必要がある。また、樋門の周辺地盤の沈下・変位の課題は、3次元の影響も大きいことも前述の通りである。

第2章 柔支持基礎の設計に関する一般事項

2.1 柔支持基礎の設計の基本事項

柔支持基礎は、周辺堤防・基礎地盤の条件、本体および基礎工の構造条件、施工条件等に配慮して、目的とする地盤対策工の効果や課題に対応して適切な浮き基礎工法を選定し設計する。

<解説>

柔支持基礎は、地盤沈下抑制対策を目的として設計されることが多いが、その他にも地盤沈下すりつけ対策、側方変位・側方流動対策、支持力・安定対策、液状化対策等の機能に期待して設計されることがある。

大きな残留沈下の発生が予想される泥炭性軟弱地盤において、地盤沈下抑制対策を主目的とした柔支持基礎として適用する場合には、地盤沈下抑制量が大きくなるとそれに伴う抜け上がり対策、すりつけ対策等に慎重な配慮が必要である。

(1) 地盤沈下抑制対策を主目的とする柔支持基礎

地盤沈下抑制対策を主目的とする柔支持基礎は、比較的大きな基礎の沈下・変位を許容することで、周辺地盤や周辺堤防に応力集中や応力緩和の影響の発生を抑制するように設計することが重要である。

大きな地盤沈下抑制対策効果を期待する設計とすると、すりつけ対策工等の設計が困難となることが予想される。柔支持基礎に期待する地盤沈下抑制対策効果には、その基礎の施工範囲の境界付近の地盤で大きな無理が発生する可能性が高く、深層混合処理工法等による浮き固化改良体基礎工法等を用いた深い浮き基礎に大きな地盤沈下抑制対策効果を期待する場合には、すりつけ対策工について慎重な調査・検討が必要である。

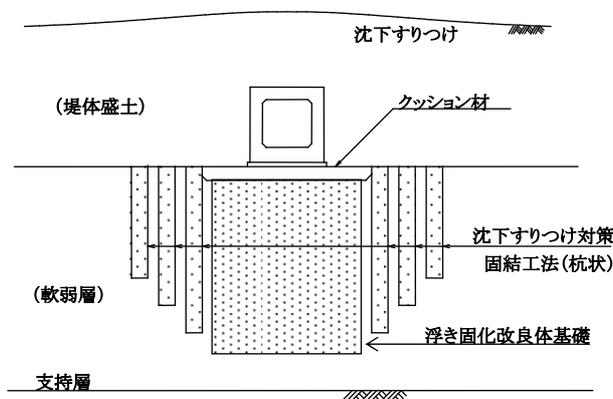


図-2.1 柔支持基礎とすりつけ対策工

深い浮き基礎による地盤沈下抑制効果は、基本的に周辺地盤の沈下に対して「浮き基礎の頭部に作用する鉛直荷重および浮き基礎周面に作用する負の周面摩擦力」と「浮き基礎の先端支持力および浮き基礎周面に作用する正の周面摩擦力」との釣り合いによって発揮されると考えられる。このため、深い浮き基礎に大きな地盤沈下抑制対策効果を期待すると、その結果として大きな負の周面摩擦力が発揮されることで、基礎体の抜け上がりの原因となり、樋門本体直下の基礎天端付近の周辺地盤に応力集中や緩みの発生を惹起することがあると推定される。

杭状改良体となる浮き固化改良体基礎では、杭毎に異なる抜け上がり量が発生することがある。深い浮き基礎に大きな地盤沈下抑制効果を期待することは、浮き基礎周面に作用する負の周面摩擦力の影響が大きいことを考慮しなければならず、基礎体の抜け上がり対策について十分配慮した設計としなければならない。この意味で、柔支持基礎と周辺地盤とを一体として地盤改良体とみなす設計ではなく、基礎工とみなす設計とすることが必要であると考えられる。

柔支持基礎の基礎形式の選定にあたっては、残留沈下量および残留沈下分布を考慮して、これに適合する適切な対応方法を考慮する必要がある。従来は、すりつけ対策工および浮き基礎頭部にクッション材として厚さ 50 c m 程度の良質土を設置することで対処してきた。これらは、樋門本体の応力集中の軽減に大きく寄与しているものと推定されるが、それらの効果についての定量的評価はなされていない。クッション材は、堤体土と同一材料を用いることを原則とするが、地震時に不安定とならない液状化抵抗性能の高い材料とすべきである。

(2) 圧密沈下等の大きな地盤沈下が予測される地盤における浮き基礎

泥炭性軟弱地盤では、堤防の腹付け盛土や地下水の汲み上げなどによる地下水位の低下によって、地盤の有効応力が増加すると圧密沈下が発生する。このような地盤に深い浮き基礎を設置すると、上述した課題が発生する可能性が高い。このため、圧密沈下を生じる地盤中に浮き基礎を設ける場合は、周辺地盤の沈下抑制が周辺堤防・樋門本体および基礎地盤に及ぼす影響について検討しなければならない。

(3) 側方流動等の大きな地盤移動が予測される地盤における浮き基礎

側方流動等の大きな地盤移動が予測される地盤における側方変位・側方流動対策、支持力・安定対策として、深層混合処理工法等の深い浮き基礎が採用された実績は少なくない。

深い浮き基礎を、主働基礎として設計するかあるいは受働基礎として設計するかは、盛土荷重の影響もあるが、地盤の成層分布の影響が大きい場合が多い。樋門本体の直下地盤よりもその下部層が軟弱層である場合には、深い浮き基礎の設置規模

によっては却って軟弱層の側方移動による樋門本体・周辺堤防への影響を増加させる原因となることがあると推定される。

この場合には、深い浮き基礎は受働基礎として設計する必要がある。樋門には、胸壁・しゃ水壁に接続してしゃ水矢板が設置されるが、軟弱地盤の場合には基礎矢板として背面土圧を受ける構造とする設計とすることもある。深い浮き基礎を受働基礎として設計する場合には、基礎矢板への影響にも配慮した設計が求められる。

側方流動の課題は、地震時の検討を実施する場合に大きな課題となることがあり、地震時に不安定となる砂層等における液状化対策工として、浮き基礎工法を選定・設計するに当たっては側方流動の影響に対して慎重な検討が必要である。

第3章 柔支持基礎の設計

3.1 柔支持基礎の設計

3.1.1 柔支持基礎の設計の基本

柔構造樋門の支持方式は、柔支持基礎とすることを原則とする。柔支持基礎は、周辺堤防への影響を最小とするように適切な浮き基礎工法を選定し、適切な解析手法を用いて設計する。

<解説>

柔構造樋門の基礎方式には、柔支持基礎・浮き基礎を原則とする。基礎地盤が良好である場合には、樋門本体は直接基礎として設計する。

(1) 柔支持基礎

柔支持基礎とは、軟弱地盤において支持層に頼らないで樋門本体を支持する支持方式であり、樋門本体の重量より排土重量の方が大きい樋門に適合する基礎形式である。これにより、軟弱地盤における樋門周辺堤防の支持特性にできるだけ近似した支持特性を発揮することで、周辺堤防への影響を最小とするように配慮された柔構造樋門の設計が可能になる。

柔構造樋門の支持方式は、柔支持基礎とすることを原則とする。柔支持基礎は、樋門本体および周辺地盤に比較的大きな沈下・変形を許容して、地盤の沈下・変位に追従する柔構造樋門を柔支持する。結果として樋門本体や周辺堤防に応力集中等の問題の発生を軽減することができる。

(2) 浮き基礎

柔支持基礎には、現段階では浮き基礎のみがある。浮き直接基礎は、実績が多いが、軟弱地盤の場合には、地盤改良等の地盤対策工を実施して地盤の沈下・変位を抑制した上で、樋門本体を浮き直接基礎とした設計法が採用される。

深層混合処理工法は、軟弱地盤対策工等で多くの実績を有しており、樋門の基礎工法の1つとしても実績は多い。本工法は「柔支持樋門設計の手引き」において固化改良体基礎工法に分類されているが、いわゆる浮き基礎（浮き固化改良体基礎工法）として利用することを原則とする。

深層混合処理工法等の固化改良体基礎工法は、軟弱地盤対策工として地盤沈下の抑制のみならず、すべりの防止・液状化防止・支持力増強、その他の目的でも利用されるため、地盤条件によっては着底方式が採用される事例が少なからずあった。しかし、着底方式を採用することで剛支持となり、改良範囲・改良率等が大きくなり、結果として多大な建設コストを要しているものもある。

なかには、過大な改良規模となり堤防および樋門の基礎として必要以上に剛な構造

となっている例もある。堤防にクラックの発生等の悪影響が顕在化している事例もあり、剛支持方式は採用してはならない。

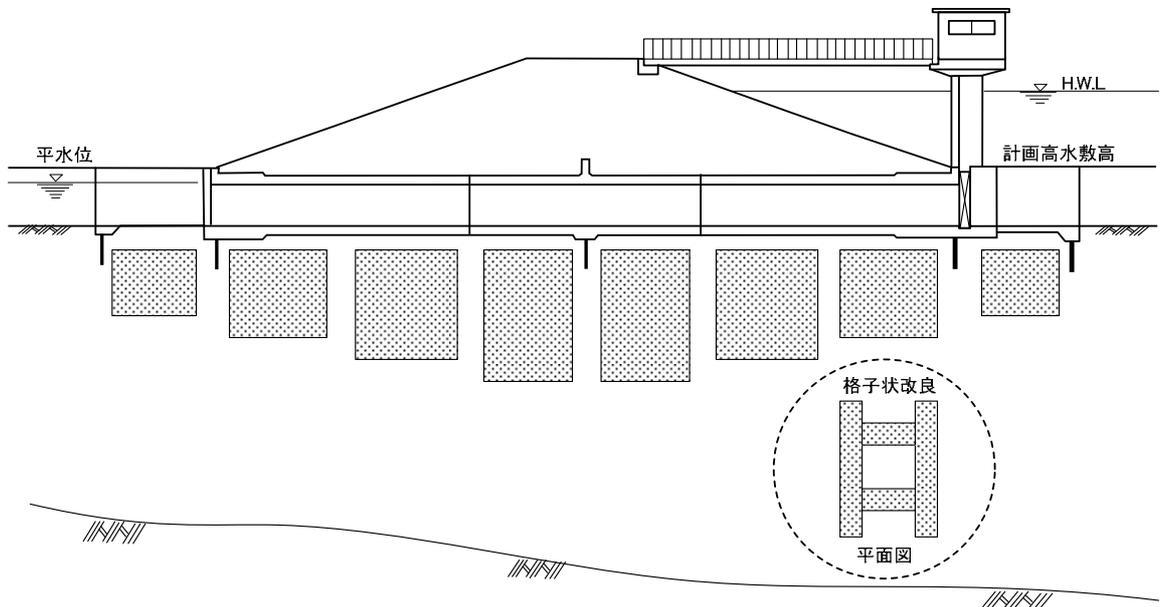


図-3.1 TMM工法による浮き基礎の例

(3) その他の浮き基礎

樋門以外のその他の構造物の浮き基礎として、近年ではコスト縮減の観点からパイルドラフト基礎やシートパイル基礎等の浮き基礎が提案され活用されている。これらの浮き基礎は、基本的に主働基礎として解析・設計がなされる。

一方で柔構造樋門の場合には、地盤の沈下・変位との相互作用を考慮する受働基礎としての解析・設計が必要であり、柔構造樋門に適合する解析・設計法を開発しそれを用いる必要がある。

この意味で、現在提案されているこれらの浮き基礎の設計法は、そのままでは樋門本体の設計に適用することはできない。しかし、今後レベル-2 地震動対応の設計が求められるケースでは、堤防の沈下・変位に起因する水平荷重に対して、基礎工に荷重を分担する設計が成立する可能性があると考えられる。

① パイルドラフト基礎

パイルドラフト基礎は、直接基礎と摩擦杭基礎の中間的な基礎形式であり、もともと建物の絶対沈下量や不同沈下を許容値内に収めるために開発された工法である。基礎スラブ底面における地盤の鉛直抵抗力と摩擦杭の鉛直支持力の両方の支持力を同時に期待することで、合理的な設計を行いコスト縮減を図るものであ

る。水平荷重に対してもラフトと摩擦杭の荷重分担を考慮することができるが、力学モデルの構築において鉛直方向の設計より困難な課題が多い。

② シートパイル基礎

シートパイル基礎は、直接基礎の周囲をシートパイルで囲うことで、直接基礎のシートパイルによる水平抵抗の分担・鉛直支持力（地震時における引き抜き力も含む）の分担や地盤の拘束効果を得ることを狙うものであり、さらに土留工兼用のシートパイルとすることでコスト縮減を図る工法である。

これらの基礎形式は、今後翼壁の基礎形式の1つとして活用できる可能性は高いと考えられるが、翼壁は3次元的広がりを持つ構造物であり、また、周辺地盤の沈下・変位の影響も大きいと考えられ、受働基礎としての設計が必要になるので将来の課題になると考えられる。

3.1.2 柔支持基礎の設計

柔支持基礎は、適切な浮き基礎工法を選定し、適切な解析手法を用いて周辺堤防・樋門本体への影響を最小とするようその規模・配置等を設計すると同時に、その副次的効果・副次的作用に配慮した設計としなければならない。

<解説>

柔支持基礎には、剛性が比較的高い基礎工を浮き基礎として用いる方式が適用されているが、浮き基礎工法を設計するための適切な設計法は無いのが現状である。

柔支持基礎の設計にあたっては、この背景に十分配慮して、周辺堤防・樋門本体への影響を最小とするようその規模・配置等を設計すると同時に、その副次的効果・副次的作用に配慮した設計としなければならない。

(1) 浮き基礎

浮き基礎には、浅い浮き基礎と深い浮き基礎がある。浅い浮き基礎には、浮き直接基礎・浅層混合処理工法基礎等があり、深い浮き基礎には、浮き摩擦杭基礎や深層混合処理工法等の浮き固化改良体基礎等がある。

浮き基礎工法は、一般に地盤の沈下・変位の抑制を目的として設計されるが、その副次的効果・副次的作用にも配慮することが必要である。工法によっては、基礎地盤の浸透流を遮断することで、堤防に悪影響を及ぼすこともあると考えられる。また、沈下抑制後の沈下のすりつけ対策にも十分配慮が必要である。

(2) 浅い浮き基礎

① 浮き直接基礎

浮き直接基礎は、軟弱地盤上に設置された樋門本体を直接基礎として設計するもので、「地盤の沈下・変位の影響を考慮した弾性床上の梁」とモデル化し、地盤変位荷重を主荷重とみなして解析する。

新設堤防の断面規模が既設堤防の断面規模に対して大きくない等で、増加荷重が大きくない場合には、プレロード系工法等により地盤の残留沈下・不同沈下を低減することで、軟弱地盤上に浮き直接基礎を設置することが可能となる。また、泥炭性軟弱地盤等の超軟弱地盤の場合にも増加応力が大きくないので、浅層混合処理工法基礎等によって、地盤の残留沈下・不同沈下を抑制することで、樋門本体を浮き直接基礎として設計することが可能である。

② 浅層・中層混合処理工法基礎

浅層・中層混合処理工法は、設計上地盤改良工法として扱う場合と浅層・中層混合処理工法基礎として扱う方法がある。従来は、地盤改良工法の1つとして設計することが一般的であった。地盤改良工法として扱う場合には、浅層混合処理範

囲を1つの土層と仮定して、解析している事例が多い。

浅層混合処理工法基礎として扱う場合には「弾性床上の版」あるいは「弾性床上的ブロック」とモデル化して設計する方法も考えられる。

(3) 深い浮き基礎

深い浮き基礎は、基礎の先端を支持層に到達させない固化改良体基礎工法等の群杭基礎等を利用して、支持層に頼らない支持を達成しようとするもので、ある程度の地盤の沈下を許容しつつ不同沈下を抑制し、樋門本体や周辺堤防そして基礎地盤に応力集中が発生してそれらに悪影響を及ぼすことのないように柔構造樋門の本体を浮き支持しようとするものである。

固化改良体基礎工法では、基礎体の周面摩擦力および基礎先端の支持力によって支持されると考えられるが、設計法は確立されていない。

深い浮き基礎は、樋門の基礎としてのみならず、沈下の擦り付け対策工として活用されるべき主要な工法の一つであり、今後のデータの集積によって評価手法が確立されることが必須の課題である。現段階で得られたデータからは、浮き基礎の長さ（深さ）が短い場合に予想を越える沈下となる場合が多いことが知られており、必要な根入れ長を有する浮き基礎とする配慮が望まれる。一方で、浮き基礎の長さ（深さ）が長い場合には、基礎体の抜け上がりによる影響が大きな課題となることがある。

浮き基礎の事例は、実績を増加しており、耐震対策工としても今後の活用が期待される工法であるが、その設計法についてはまだ試行錯誤の段階にある。

(4) 柔支持基礎の設計へのFEM解析の適用

浅層・中層・深層混合処理工法による固化改良体基礎工法では、固化改良体を適切にモデル化（例えば、ブロック、版、壁、梁等）することで、カムクレイ系のFEM解析等に取り込むことにより、周辺地盤・周辺堤防との相互作用に配慮した解析解を得ることはできる。

固化改良体を適切にモデル化することが可能であれば、周辺地盤の沈下・変位等を評価することは、可能であると考えられる。これは、軟弱地盤対策工等で多くの解析検討の実施例から評価されていることであり、設計実務においても活用されつつあるので、それらを参考とすることで対応可能と推定される。

しかし、このFEM解をもってそのまま柔支持基礎の設計とすることは時期尚早である。その理由として下記の

- ・周辺地盤との境界面における挙動をモデル化することが困難（例えば、ジョイント要素等もあるが）である。

- ・全体系としては、2次元的な挙動と見なせても、改良体は3次元的な挙動の影響が少なくないと推定される。

- ・固化改良体材料の力学特性の構成モデル・材料パラメータの設定が困難である。ことが考えられる。

ただし、他に有効と推定される設計法は無いのが現状であり、定量的な評価が可能となるFEM解析結果を利用して、過去の類似の設計事例や、簡易計算法と対比しつつ設計することになると想定される。

(5) 想定される課題に対する対応策

セメント系改良体の表面劣化の課題に対しては、以下のような対応策が考えられる。

1) 改良体の劣化低減剤の利用

セメント系改良材に付加混合する数種の改良体劣化低減材が市販されている。改良対象土の性状に応じて、セメント系改良材に対して必要量の劣化低減剤を添加することで、改良体の劣化を抑制することができる。

2) 貧配合となる改良体の設置制限

貧配合となる改良体は、例えば堤防の裏法肩より堤内側のみ設置することを許容し、堤防の裏法肩より堤外側には、原則として設置しないこととする。

また、ルーフィングに対する連続性を排除するため、貧配合となる改良体の設置範囲に制限を課し、富配合と貧配合との範囲を適切に配分することが望ましい。

3) 改良体の配置

ルーフィングに対しては、そのルート of 連続性を切ることが重要であり、改良体の平面形状・配置を工夫して、堤防横断方向のルーフィングのルートが短絡しないような配慮が必要（図-3.1TMM工法による浮き基礎の例）である。

4) しゃ水壁の設置

本体の底版・側壁に沿うルーフィングのルートの遮断には、遮水矢板が設置されている。これとは別にルーフィングのルートの連続性を遮断するため、必要な位置に遮水壁を設置する。

5) 表法における表面遮水工の設置

表法における表面遮水工は、表法から浸入する浸透流を遮断する。

3.2 柔支持基礎上の浮き直接基礎の設計

3.2.1 柔支持基礎上の浮き直接基礎の設計の基本

柔支持基礎上の浮き直接基礎としての樋門本体は、適切な解析手法を用いて解析し、周辺堤防・周辺地盤に空洞化や塑性化等の影響が発生しないように設計することを原則とする。

<解説>

樋門は、一般に樋門本体の重量よりそれが排除する土の重量のほうが大きいため、軟弱地盤において堤防が安定している限り、樋門が不安定となることはない。浮き直接基礎は、この考え方にに基づき樋門本体を軟弱地盤に浮かせて支持させる設計法が採用される。

柔支持基礎上の浮き直接基礎としての樋門本体の設計目標の基本は、本体の周辺堤防・周辺地盤との親和性を高くすることで、「周辺堤防・周辺地盤に空洞化や塑性化が発生しない」ことにある。

具体的には、柔支持基礎による地盤の沈下・変位の抑制効果を考慮した地盤変位荷重を、浮き直接基礎としての樋門本体の入力条件として、柔構造樋門の縦方向の解析を実施し、周辺堤防・周辺地盤の支持力を照査するものである。

(1) 周辺堤防・周辺地盤の支持力の照査

浮き直接基礎の設計における周辺堤防・周辺地盤の照査条件は、以下の2つであり、本体の縦方向の解析結果を用いて評価する。

① 函体と周辺堤防・周辺地盤とに負の相対変位が発生しない

「柔構造樋門設計の手引き」においては、「函体の周辺堤防・周辺地盤に空洞化が発生しない」としながら、一方で、設計計算上の誤差・スパン長・相対剛性そして継手のコスト等に配慮して、負の相対変位として5 cmを許容してきたが、これは5 cmの空洞を許容していると誤解される表現であった。

このため、本マニュアルでは「軟弱地盤においては、地盤条件によっては大きな不同沈下が発生するおそれも高く、柔構造樋門のより高いたわみ性を確保するため、負の相対変位が発生しないことを原則とする」こととし、具体的な数値目標を示さないこととした。

設計実務上は、上述した設計計算上の誤差等の事項や地盤変位荷重の組み合わせ等に配慮して、責任技術者の判断で評価するものとする。

② 函体の周辺堤防・周辺地盤の降伏変位量が許容値以内である

函体端部や継手部の周辺堤防・周辺地盤に部分的塑性化が発生しない限界値として、6.6に記述した内容と同じ降伏沈下量・降伏変位量で照査する。

(2) クッション材の地盤反力係数

柔支持基礎上の浮き直接基礎としての樋門本体の設計の基本事項は、6.5 本体の縦方向の設計に同様であるが、ここでは、浮き固化改良体基礎等の柔支持基礎と浮き直接基礎の本体とは直接接続する設計法によらず、クッション材（堤体土を基本）を介して、変位・応力の伝達を図る考え方を採用している。

この意味で、柔支持基礎・クッション材・浮き直接基礎の3者の相互作用を考慮することが重要である。解析上はクッション材を1つの地層とみなしてその変形係数を推定し、「柔構造樋門設計の手引き」の3.2 地盤反力係数の算定に記述されている多層地盤の換算変形係数： E_{m0} を算定し、これを介して浮き直接基礎およびクッション材を考慮した地盤反力係数を算定する。

参考資料編

参考文献・参考資料目次

1. 参考文献
2. 性能設計概念に基づいた実用的土質定数設定法 (参考文献)
3. 地盤の変形特性等の関連資料
 - 3.1 砂質地盤における再載荷時の変形係数
 - 3.2 ひずみレベルを考慮した地盤の変形係数
 - 3.3 深層混合処理工法の改良柱体の変形係数： E_p
 - 3.4 過圧密の粘性土地盤の再載荷時における再圧縮指数： $C_v r$
4. その他の関連資料
 - 4.1 取り替え可能二重管式ウィープホール
 - 4.2 地盤の沈下計・層別沈下計

1. 参考文献

- 1) 地盤工学会：土質試験の方法と解説（第一回改訂版）、pp. 216-217、2000.
- 2) 土質工学会・高有機質土の力学的性質および試験方法に関する研究委員会：高有機質土の工学、土質工学会、1991.
- 3) 坂口 豊：泥炭地の地学、東京大学出版会、p. 18、1974.
- 4) 北海道開発局建設部河川工事課編：泥炭性軟弱地盤における河川堤防の設計・施工指針、財団法人 北海道開発協会、1982.
- 5) 能登繁幸：泥炭地盤工学、技報堂出版、pp. 67-68、1991.
- 6) 日本道路協会：道路土工－軟弱地盤対策工指針、pp. 55-70、1986.
- 7) 北海道開発土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル、pp. 42-63、2002.
- 8) 黒川国夫、根岸正充、木村誠一：軟弱地盤の側方流動と杭基礎、北海道開発局土木試験所月報、No. 414、pp. 1-13、1987.
- 9) 松尾 啓、網干壽夫、吉国 洋、森脇武夫：泥炭の弾塑性モデルについて、土質工学論文報告集、Vol. 30、No. 4、pp. 211-218、1990.
- 10) 福田文彦、三田地利之、下倉 宏、大沼 敏：パソコンを用いた高有機質土地盤の弾－塑性有限要素解析、高有機質土地盤の諸問題に関するシンポジウム発表論文集、pp. 207-214、1993.
- 11) 稲垣太浩、三嶋信雄、武部篤治、藤山哲雄、石黒 健、太田秀樹：軟弱地盤上の道路盛土に対する性能設計の試み、土木学会論文集、No. 771/Ⅲ-68、pp. 91-110、2004.
- 12) 対馬雅己：泥炭性有機質土のせん断特性に関する実験的研究、土質工学会論文報告集、Vol. 24、No. 3、pp. 159-167、1984
- 13) 山口晴幸：ディスクッション・泥炭性有機質土のせん断特性に関する実験的研究、土質工学会論文報告集、Vol. 25、No. 3、pp. 217-220、1985.
- 14) 佐々木晴美：泥炭地盤の工学的性質の均一性に関する一考察、土木学会年次学術講演会講演概要集（第3部門）、pp. 284-285、1973.
- 15) 柴田健司、平井弘義：弾塑性構成式による軟弱粘土の変形挙動解析、熊本大学工学部研究報告、Vol. 36、No. 1、pp. 1-9、1987.
- 16) 能登繁幸、荻野治雄：泥炭の時間－圧密量曲線予測の試み、第19回土質工学研究発表会講演集、pp. 223-224、1984.
- 17) 山口晴幸、松尾 啓、大平至徳、木暮敬二：泥炭および泥炭地盤の土質工学的性質、土木学会論文集、No. 370/Ⅲ-5、pp. 271-280、1986.
- 18) 及川 洋：自然含水比をパラメータにした軟弱土の e - $\log P$ 曲線および $\log C_v$ - $\log P$ 曲線の予測方法、土木学会論文集、No. 412/Ⅲ-12、pp. 43-49、1989.

- 19) 宮川 勇：泥炭地の性質について、土木試験所月報、第50号、1957.
- 20) 大平至徳：泥炭、基本的性質と調査・設計、施工技術、Vol. 4、No. 6、pp. 148-164、1971.
- 21) 能登繁幸：「修正された泥炭地盤の沈下予測式」の簡略化、開発土木研究所月報、No. 460、pp. 37-41、1991.
- 22) 林 宏親：泥炭地盤の圧密沈下とその予測、基礎工、No. 6、2006.
- 23) 宮川 勇、柴田恒夫、高野 隆：K0 圧密による有機質土の強度特性に関する 2、3 の考察、土木学会東北支部技術研究発表会講演概要集、pp. 44-46、1974.
- 24) 小田美明、三田地利之：飽和粘土の三軸K0 圧密試験方法について、土木学会論文集、No. 448/Ⅲ-19、pp. 45-52、1992.
- 25) ニツ川健二、菊池 純：札幌市米里地区における泥炭地の対策工と地盤沈下特性、土質工学会北海道支部技術報告集、No. 28、pp. 191-200、1988.
- 26) 太田秀樹：地盤工学・基礎理論シリーズ「泥炭地盤の変形解析—基礎理論から応用まで—」、地盤工学会、pp. 67-72、2002.
- 27) 浅岡 顕、高稲敏浩、野津光夫：各種構造物の実例にみる地盤改良工法の選定と設計—5. 地盤改良と土質力学(その2)、土と基礎、Vol. 47、No. 2、pp. 49-54、1999.
- 28) 竜田尚希、稲垣太浩、三嶋信雄、藤山哲雄、石黒 健、太田秀樹：軟弱地盤上の道路盛土の供用後長期変形挙動予測と性能設計への応用、土木学会論文集、No. 743/Ⅲ-64、pp. 173-187、2003.
- 29) 地盤工学会北海道支部・泥炭地盤の広域沈下に関する研究委員会：北海道の泥炭地盤の沈下と対策、pp. 4-5、2002.
- 30) 井上靖武、三木博史、落合英俊、増田博行：浮き型低改良率セメントコラム (F-LCC) 工法の道路盛土での改良効果、第48回地盤工学シンポジウム、pp. 177-184、2003
- 31) 井上靖武、森昌文、三木博史、落合英俊：有明海沿岸地域の地盤と地質—有明海沿岸道路の試験盛土工、基礎工、Vol. 30、No. 3、pp. 22-25、2002
- 32) 林宏親、西川純一、澤井健吾：泥炭地盤における低改良率の深層混合処理について、北海道開発土木研究所月報、No. 595、pp. 10-16、2002
- 33) 林宏親、能登繁幸、島谷登：北海道泥炭のセメント安定処理について、高有機質土に関するシンポジウム発表論文集、pp. 101-106、1989
- 34) 城戸優一郎、西本聡、林宏親、橋本聖：地盤改良におけるフローティング式低改良率深層混合処理工法の効果、第47回地盤工学会北海道支部・技術報告集、pp. 77-84、2007
- 35) 岩崎公俊：フラット・ダイラトメータ試験による静止土圧係数の評価、第30回土質工学研究発表講演集pp. 271-272、1999.

- 36) 林 宏親、三田地俊之、西本 聡：泥炭地盤の変形挙動解析に用いる土質パラメータの決定法、地盤工学会北海道支部技術報告集No. 48, pp. 283-290, 2008
- 37) 城戸優一郎、西本聡、林宏親、橋本聖：泥炭性軟弱地盤における浮き型・低改良率深層混合処理の改良効果、寒地土木研究所月報、No. 650、pp. 45-52、2007
- 38) (財) 土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法 設計・施工マニュアル、pp. 84-85、2004
- 39) 林 宏親、西本 聡、大場久義：泥炭地盤における道路の長期沈下とライフサイクルコスト、第50回北海道開発局技術研究発表会発表概要集(CD-R)、2007
- 40) 橋本 聖、西本 聡、林 宏親：トレンチャー式攪拌工法の改良強度に関する評価～「より良く、より早く、より安く」3拍子揃った浅層改良工法を確立するために～、寒地土木研究所月報、No. 641、2006. 10
- 41) 城戸優一郎、西本 聡、林 宏親、橋本聖：泥炭性軟弱地盤における浮き型・低改良率深層混合処理の改良効果(その2) - 道路供用後、1年3ヶ月間の追跡調査 -、寒地土木研究所月報、No. 679、2009. 12
- 42) 林 宏親、西本 聡、橋本 聖：泥炭地盤における盛土の地震時沈下量に関する検討、寒地土木研究所月報 NO. 676 , 2009. 9
- 43) 林 宏親：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、寒地土木研究所報告 第128号、2007. 1
- 44) 西本 聡、林 宏親、橋本 聖、梶取 真一、牧野 正敏、五十嵐 匡、高松 茂：泥炭性軟弱地盤対策工の最適化に関する研究、寒地土木研究所報告
- 45) 三田地 利之、山添 誠隆、林 宏親、荻野 俊寛：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・解析手法の適用性、土木学会論文集C vol. 66 NO. 1, 1-20, 2010. 1
- 46) 澤井 健吾、西本 聡、林 宏親：泥炭性軟弱地盤における電気式静的コーン貫入試験の適用、
- 47) 木村 孟、A. N. Schofield、太田 秀樹、関口英雄、日下部 治：講座「カムクレイに学ぶ」“講座を始めるにあたって、カムクレイから遠心模型まで、模索－新事実発見－の時代、流れ則の応用－カムクレイモデル－、ダイレイタンシーの研究－日本における動向－、カムクレイのその後の発展、カムクレイと数値解析、カムクレイと遠心実験、講座を終わるにあたって、土と基礎 1993. 3～1994. 3
- 48) 坪田 邦治、中島 啓、西垣 誠：軟弱地盤における築堤盛土による周辺地盤沈下対策工の考察、土木学会論文集C vol. 63 NO. 3, 323-334, 2007. 8
- 49) 水野 健太、土田 孝、小林 正樹、渡部 要一：水平変位の予測精度に着目した粘土の構成モデルと現地計測事例による検証、土木学会論文集C vol. 63 NO. 4, 0. 3, 936-953, 2007. 11

- 50) 土田 孝：港湾・空港施設を対象とした統一様式による地盤性能報告書の作成方法に関する研究、平成20年度（財）港湾空港建設技術サービスセンター研究開発助成報告書 H. 22. 4. 30
- 51) 野田 利弘、山口 栄輝、堤 成一郎：カムクレイモデルと骨格構造が発達した土の弾塑性モデル、土と基礎 2004. 8
- 52) 鵜飼 恵三、若井 昭彦、他：地盤技術者のためのFEMシリーズ①初めて学ぶ有限要素法、地盤工学会
- 53) 鵜飼 恵三、若井 昭彦、他：地盤技術者のためのFEMシリーズ②弾塑性有限要素法がわかる、地盤工学会 H15. 8
- 54) 若井 昭彦、石井 武司、荻迫 栄治：地盤技術者のためのFEMシリーズ③弾塑性有限要素法をつかう、地盤工学会 H15. 8
- 55) 松尾 稔、他：土質データのばらつきと設計、土質工学会 H5. 11
- 56) 三島 信雄、落合 正水、石黒 健、藤山 哲雄他：設計用地盤常数の決め方ー土質編一、地盤工学会 H19. 12
- 57) 仁井 克明、新舎 博、他：原地盤のばらつきを考慮した沖合人工島の圧密沈下の解析的検討、第42回地盤工学研究発表会
- 58) 池上 正春、佐藤 秀樹、一場 竹洋、小沢 大造、志村 浩美、寺師 昌明、大石 幹太：Ca 溶出に伴う改良土の劣化と物性変化、土木学会第58回年次学術講演会

2. 性能設計概念に基づいた実用的土質定数設定法

「性能設計概念に基づいた実用的土質定数設定法」については、ここには土木学会論文集からタイトル部のみ紹介する。

土木学会論文集C Vol.63 No.2, 553-565, 2007. 6

性能設計概念に基づいた実用的土質定数設定法

渡部 要一¹・植田 智幸²・三枝 弘幸³・田中 政典⁴・菊池 喜昭⁵

¹正会員 (独) 港湾空港技術研究所 地盤・構造部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬三丁目1-1)
E-mail: watabe@ipc.pari.go.jp

²正会員 佐伯建設工業 (株) 建設本部 技術部 (〒101-8632 東京都千代田区東神田一丁目7-8)
E-mail: ueda-t@sacki-const.co.jp

³正会員 東亜建設工業 (株) 技術研究開発センター (〒230-0035 神奈川県横浜市鶴見区安善町1-3)
E-mail: h_saegusa@toa-const.co.jp

⁴正会員 (独) 港湾空港技術研究所 地盤・構造部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬三丁目1-1)
E-mail: tanakam@pari.go.jp

⁵正会員 (独) 港湾空港技術研究所 地盤・構造部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬三丁目1-1)
E-mail: kikuchi@pari.go.jp

各種施設の設計基準に、性能規定による信頼性設計が本格的に導入されつつある。本論文では、このような動向に対応した実用的な土質定数設定法を提案している。性能照査に用いる土質定数は、地盤工学会基準JGS4001に基づき設定される。特性値は原則として導出値の平均値であるが、単なる導出値の算術平均ではなく、統計的な平均値の推定誤差を勘案しなければならない。しかし、実際には、堆積状況のばらつき、調査・試験法に起因した誤差、限られたデータ個数等を勘案した上で、地盤パラメータに対して統計処理をすることが要求される。提案する方法は、平均値あるいは近似値に対して変動係数に応じた補正を施すだけの単純なものであるが、JGS4001と整合したかたちで、試験法に起因したばらつきやデータ解釈の信頼性が特性値に反映される。

Key Words : soil parameters, characteristic value, performance based design, design code, variability

3. 関連資料

関連資料として、カムクレイ系FEM解析に用いるパラメータ等の 地盤の変形特性に参考になると考えられる資料を添付した。

3.1 カムクレイ系FEM解析に用いるパラメータ等

表-3.1 カムクレイ系FEM解析に用いるパラメータの一覧表

記号	内容
PI	塑性指数 (Plasticity index)
ϕ'	有効応力に関する内部摩擦角
M	破壊基準パラメータ: 限界応力比(critical state parameter)
Λ	非可逆比(irreversibility ratio)
K_0	静止土圧係数(coefficient of earth pressure at rest)
ν'	有効ポアソン比 (Poisson's ratio in term of effective stress)
K_i	原位置での静止土圧係数(coefficient of in-situ earth pressure at rest)
C_c	圧縮指数
λ	圧縮指数(compression index)
α_e	—————
α	二次圧密係数(coefficient of secondary consolidation)
V_0	初期体積歪み速度 (initial volumetric strain rate)
m_v	体積圧縮係数(coefficient of volumetric compression)
K	透水係数(coefficient of permeability)
C_v	圧密係数
t_c	一次圧密に要する時間(time required for the completion of primary condition)
D	ダイラタンシー係数(coefficient of dilatancy)
γ_t	単位体積重量
σ_{v_0}	先行鉛直応力(preconsolidation vertical stress)
σ_{v_i}	原位置の鉛直応力
OCR	過圧密比(overconsolidation ratio)
e_i	原位置の間隙比(void ratio in-situ)
e_0	先行鉛直応力に対する間隙比(void ratio corresponding to the preconsolidation vertical stress)
G_s	土粒子の比重
h	静水圧
z	位置水頭
w	含水比

表-3.2 主要パラメータの推定式の例

(1)	$\sin \phi' = 0.81 - 0.233 \cdot \log(\text{PI})$	Kenney(1959)
(2)	$M = \frac{6 \cdot \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$	
(3)	$\Lambda = 1 - \frac{\kappa}{\lambda} = \frac{M}{1.75}$	Karube(1975)
(4)	$K_0 = 0.44 + 0.0042 \cdot \text{PI}$	Massarsch(1979)
	$K_0 = 1 - \sin \phi'$	Jaky(1944)
(5)	$v' = \frac{K_0}{1 + K_0}$	
(6)	$e_i = w \cdot G_s$	
(7)	$\gamma_t = G_s \cdot \gamma_w \cdot \frac{1 + w}{1 + G_s \cdot w}$	
(8)	$\sigma_{vi}' = \gamma_t \cdot z - p_w$	
(9)	$\text{OCR} = \frac{\sigma_{vo}'}{\sigma_{vi}'}$	
(10)	$K_i = K_0 \cdot (\text{OCR})^{0.54 \cdot \exp(-\text{PI}/122)}$	Alpan(1967)
(11)	$e_0 = e_i - \lambda \cdot (1 - \Lambda) \cdot \ln(\overline{\text{OCR}})$	$\overline{\text{OCR}} = \frac{1 + 2 \cdot K_0}{1 + 2 \cdot K_i} \cdot \text{OCR}$
(12)	$\lambda = 0.434 \cdot C_c$	
(13)	$e_0 = 3.78 \cdot \lambda + 0.156$	
(14)	$m_v = \frac{3 \cdot \lambda}{(1 + e_0) \cdot (1 + 2 \cdot K_0) \cdot \sigma_{vo}'}$	
(15)	$k = m_v \cdot c_v \cdot \gamma_w$	
(16)	$t_c = t_{90} = \frac{H^2 \cdot T_{v(U=90\%)}}{c_v}$	
(17)	$\frac{\alpha_e}{\lambda} = \begin{matrix} 0.05 \pm 0.02(\text{clay}) \\ 0.07 \pm 0.02(\text{peat}) \end{matrix}$	Mesri & Godlewski(1977)
(18)	$\alpha = \frac{\alpha_e}{1 + e_0}$	Sekiguchi(1977)
(19)	$\dot{v}_0 = \frac{\alpha}{t_c}$	Sekiguchi(1977)
(20)	$D = \frac{\lambda \cdot \Lambda}{M \cdot (1 + e_0)}$	Ohta(1971)
(21)	$\lambda = 0.015 \pm 0.007 \cdot \text{PI}$	
(22)	$\log c_v (\text{cm}^2/\text{min}) = -0.025 \cdot \text{PI} - 0.25 \pm 1$	

3.2 砂質地盤における再載荷時の変形係数

砂質地盤（過圧密の砂質地盤）における再載荷時の変形係数は、日本建築学会の「建築基礎構造設計基準」によれば、図-3.1のように示されるとしている。

砂質地盤における再載荷時の変形係数： E_{sr} と正規圧密の地下水面下の砂質地盤の変形係数： E_{sm} との比： η_s は、

$$\eta_s = 5.6N / 0.7N = 8$$

となる。

なお、粘性土地盤では、即時沈下と圧密沈下とを厳密に分けて考えることができないため、図-3.1に相当する資料は作成されていない。

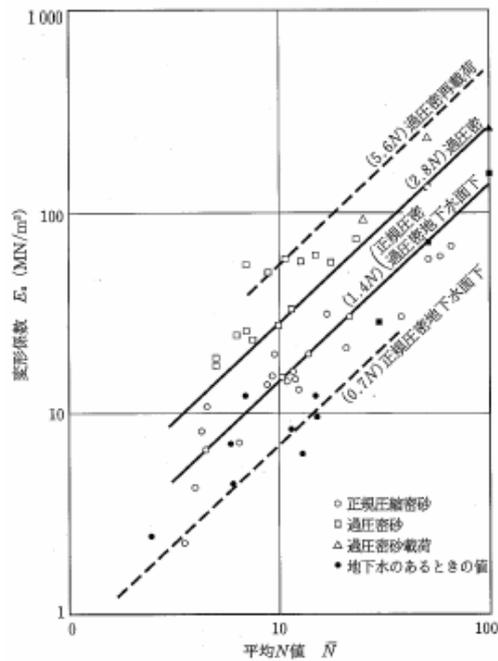


図-3.1 砂質地盤の E_s と N 値の関係

3.3 ひずみレベルを考慮した地盤の変形係数

土の応力-ひずみレベル関係は、強い非線形性を示すことが知られている。割線弾性係数： E_s と初期接線弾性係数： E_i との比は、土の軸歪みの関係で表示すると下図のようになる。

設計でしばしば用いられる $E_s = 7N$ (700N) と $28N$ (2800N) のひずみレベルの範囲と、ひずみレベルが $10^{-5} \sim 10^{-6}$ の範囲での $E_s = 140N$ (14000N) では、20倍の開きがある。

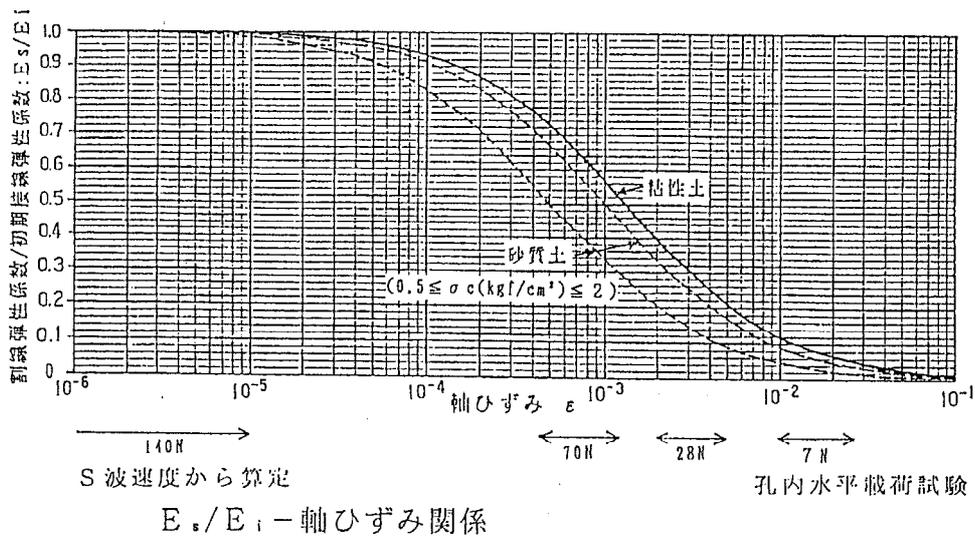


図-3.2 地盤のひずみレベルの範囲とその変形係数

「杭基礎に関する最近の動向 講習会資料 (社)地盤工学会関西支部」

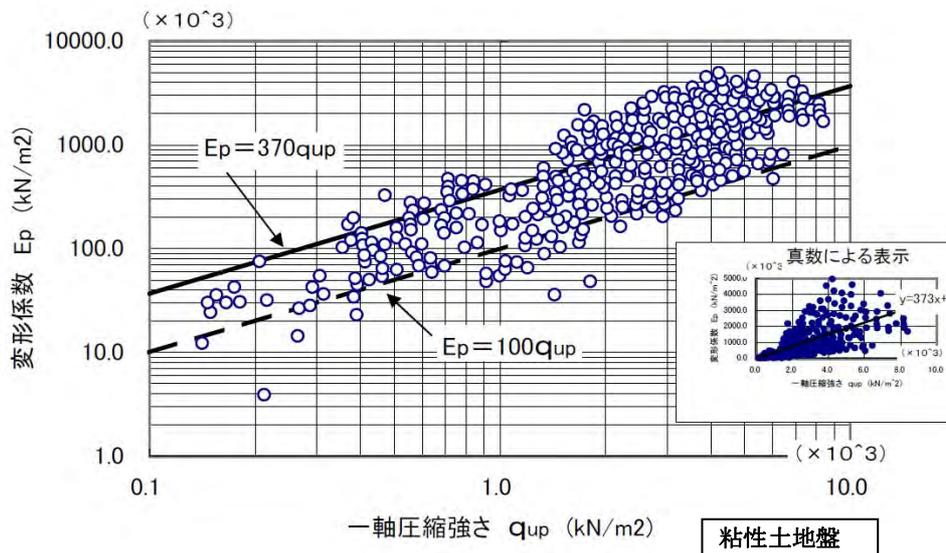
3.4 深層混合処理工法の改良柱体の変形係数： E_p

CDM・DJM等の深層混合処理工法の改良柱体の設計基準強度は、一般的に一軸圧縮強度： $q_{up} = 200 \sim 500 \text{ kN/m}^2$ 程度である。これはせん断強度に換算して未改良の粘性土系地盤のその約 100 倍程度と考えられている（参考文献 38）。

改良柱体のせん断強度： C_p は、改良柱体の一軸圧縮強度： q_{up} と $C_p = q_{up}/2$ の関係にある。セメント系固化材で粘性土系地盤を改良した場合の改良柱体の一軸圧縮強度： q_{up} と設計用の変形係数： E_p の関係は、安全側の配慮のもとで、

$$E_p = 100q_{up}$$

とすることが多い。



図－3.3 改良体の一軸圧縮強さと変形係数の関係

一方で、実際に発現した変形係数： E_{pr} は、本図から最小二乗法によって

$$E_{pr} = 370q_{up}$$

程度とするのが妥当であると考えられ、リバウンドの計測結果から逆解析する場合等では、実際に発現した変形係数： E_{pr} を用いるのがよいと考えられる。

3.5 過圧密の粘性土地盤の再載荷時における再圧縮指数： C_{vr}

過圧密の粘性土地盤では、増加応力が圧密降伏応力： p_c より小さい範囲における再載荷時の再圧縮指数： C_{vr} は、増加応力が圧密降伏応力： p_c より大きい範囲における圧縮指数： C_c に対してほぼ10倍の大きさを有するとされている。すなわち

$$C_{vr}/C_c \doteq 10$$

である。

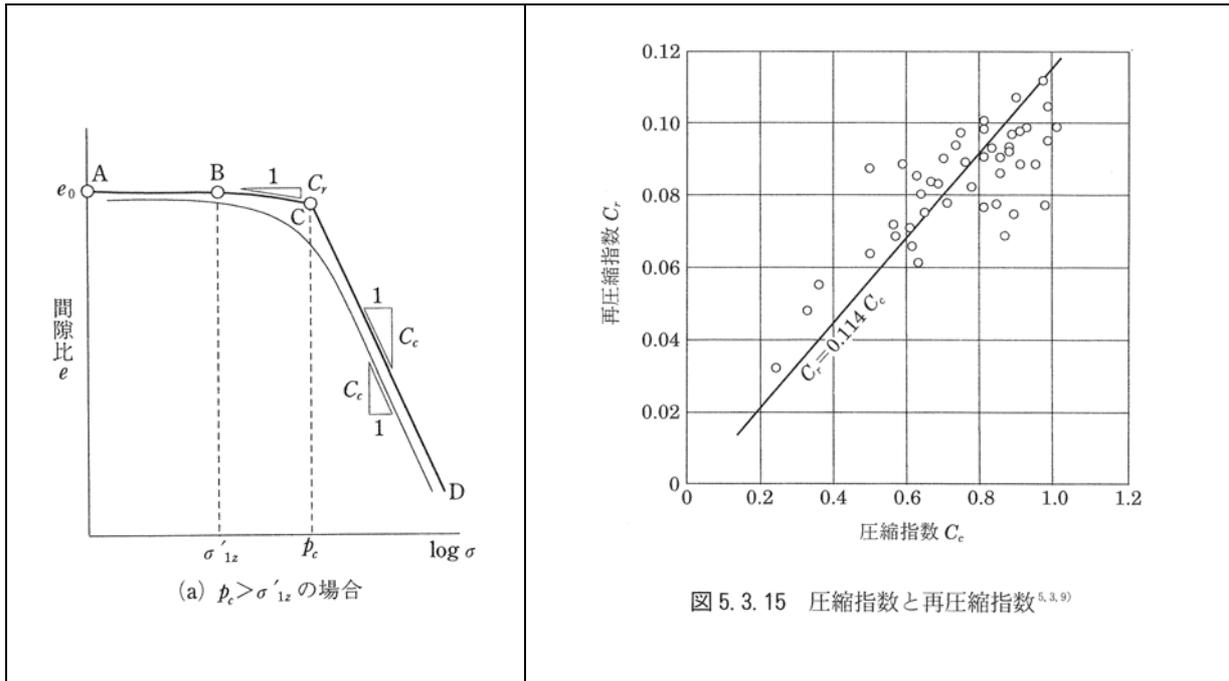


図-3.4 過圧密の粘性土地盤の再圧縮指数

4. その他の関連資料

4.1 取り替え可能な二重管式ウィープホール

ウィープホールは、翼壁等の背面地盤の地下水低下を目的として、立壁の壁面に埋め込み背面の地下水の排水機能を期待して設置される。

従来型のウィープホールは、設置後数年経過すると目詰まりによって機能していない事例が極めて多いのが現状である。また、裏面の裏込土砂へ突出する部分のドレーン管（兼吸出し防止フィルター材）は、背面土の圧密沈下等により破損または脱落することがあり、この場合にはウィープホールからの土砂の流出が問題となる。

これらの課題に対して、

- ① 目詰まりに対しては、ウィープホール内管を引き抜き、孔内洗浄（必要により交換）することによりフィルター材等の目詰まりが解消できる。
- ② ドレーン管の破損・脱落対策として、背面側の外管は鋼製管とした。

ウィープホール内管を取り替え可能とした二重管式ウィープホールとすることで、維持管理が容易になり、翼壁の変状対策に有効であると期待される。

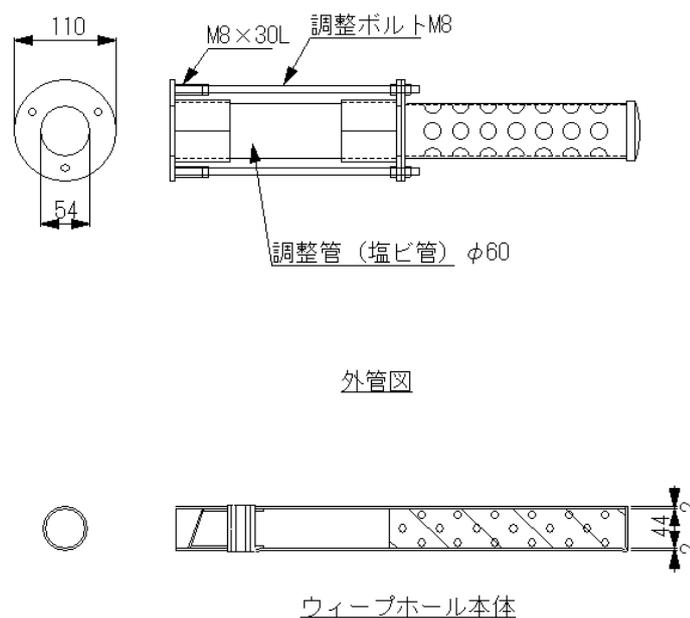


図-4.1 取り替え可能な二重管式ウィープホール参考図

4.2 地盤の沈下計、層別沈下計

本マニュアルの有効性や課題を把握するためには、樋門周辺地盤の地盤沈下・変位の計測精度の向上は、早急に解決を図ることが必要となる重要な課題である。従来方式の沈下版による計測では、計測されたデータの信頼性が確保されているかどうか評価することさえ難しい。

本マニュアルによる設計では、床付け面のリバウンド分布を測定することも重要なテーマの1つとなる。また、今後の柔構造樋門の設計の基本データを収集するため、当面の間はできれば、層別のリバウンド分布を計測できることが望ましい。

「河川堤防の漏水対策技術（第3版） H16.8（財）北海道河川防災研究センター」のp 223 には、不同沈下観測用沈下計として、図-4.2 に示すロッド式沈下計と層別沈下計が紹介されている。

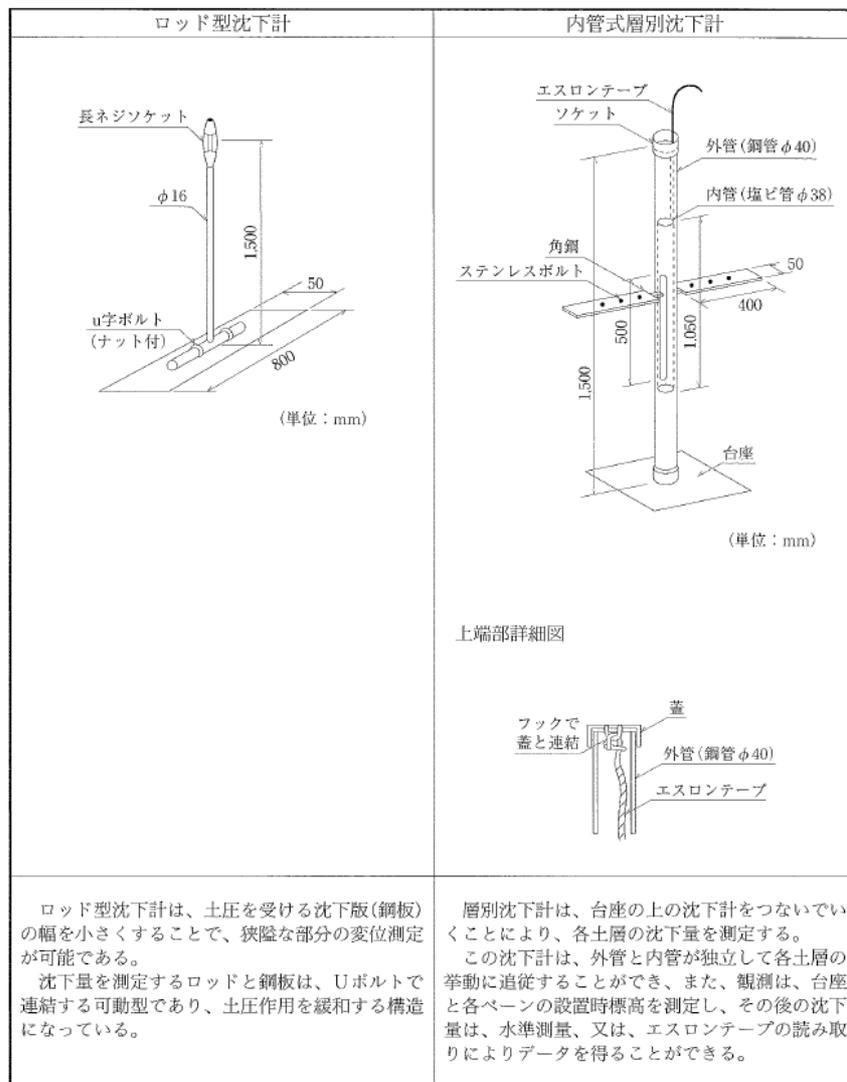


図-4.1 ロッド式沈下計と層別沈下計