

柔構造槌門 設計の手引き

(財) 国土技術研究センター 編

山海堂

門槌構造柔 設計の手引き

(財) 国土技術研究センター 編

山海堂



プレキャスト PC 函体 (北海道開発局)



プレキャスト PC 函体 (関東地方建設局)



プレキャスト PC 函体 (九州地方建設局)

柔構造樋門の施工事例(2)



鉄筋コンクリート函体 (九州地方建設局)



ダクタイル鋳鉄管 (北海道開発局)



ダクタイル鋳鉄管 (中部地方建設局)



鋼製管体 (北陸地方建設局)



推進工法, ダクタイル鋳鉄管 (関東地方建設局)



推進工法, ダクタイル鋳鉄管 (中国地方建設局)



柔構造樋門の施工事例(4)



プレキャスト PC 管体 (北陸地方建設局)



ラバーゲート (中国地方建設局)



可とう性矢板 (九州地方建設局)



グラウトホール (九州地方建設局)

まえがき

治水施設のうち河川堤防を横断して設けられる樋門は、それ自体が堤防としての機能を有しているが、樋門の函体と堤体土との重量・剛性等の相違から函体と周辺土は密着し難く、特に地盤の沈下が大きい軟弱地盤における支持杭基礎の樋門においては、函体底版下の基礎地盤や周辺堤防に空洞が発生する例が少なくない。この空洞は洪水時の河川堤防の安全を脅かす重大な課題として認識され、その対策が急がれていた。

これらの問題に対処するため、建設省は、(財)国土開発技術研究センターに対策工法の調査・検討を委託し『河川構造物等の軟弱地盤対策工法検討委員会』（委員長吉川秀夫 当時早稲田大学教授）を設置して活動してきたところである。委員会では、樋門の変状事例の資料整理、設計・施工上の課題等の調査・検討から、空洞化の原因とメカニズムとを解明し、その対応策を検討して新しい樋門の設計・施工法を調査研究した。その成果は、特定技術活用パイロット事業等の多くの試験施工結果を踏まえて改良が加えられた。この結果、樋門は周辺堤防の安全性の確保を優先して考えるべきであり、この観点から樋門の設計法を従来の「支持杭による剛支持方式」から「直接基礎を主体とする柔支持方式」に転換すべきであるとの結論に達した。

「柔構造樋門設計の手引き」は、樋門の設計法として柔構造・柔支持の設計法を採用するものとし、建設省土木研究所機械施工部土質研究室(室長 三木博史氏)を始めとする関連する研究室の指導のもとに、(財)国土開発技術研究センターがまとめたものである。内容には、施工の省力化や合理化を可能とするためのプレキャスト化等の新技術・新工法等を取り入れると同時に、今後の技術開発の妨げにならないように配慮して記述している。

本書は、現段階での実績および技術的知見に基づいて作成したものであり、樋門の設計思想を従来と大きく変えたため、検討の内容が多岐にわたり、記述した内容も設計の実務に必要なところは学術的に十分明らかにされていない

い部分に踏み込んでいるところも少なくない。この点については、実際の現場に適用しつつ必要な改良を積み重ねることで、設計法としての完成度を高めることができると考えている。このため、本書によって樋門の設計を行う場合は、設計の基本的な考え方を理解したうえで責任技術者の判断に委ねられるべき事項も多いことに留意が必要である。

樋門の設計・施工は、堤防・基礎地盤・樋門本体の3者の相互作用、言い換えれば変位・応力・浸透の影響を同時に考慮しなければならないため、他の土木構造物の設計とは異質な点も多く、設計・施工上の課題が十分には解決していない部分も少なくない。このため今後継続的な調査研究を行い、適時対応していく必要性が多く残されている。

本書の主旨が正しく理解され、樋門の設計・施工に有効に活用されて、質の高い樋門が整備されることを期待している。

平成10年11月

財団法人 国土開発技術研究センター
(現 国土技術研究センター)
理事長 豊田 高司

目 次

I 共 通 編

第1章 総 則	3
1.1 目 的	3
1.2 適用の範囲	4
1.3 用語の定義	5
第2章 設計一般	11
2.1 設計計画の基本	11
2.2 設置位置	12
2.3 調 査	13
2.3.1 調査一般	13
2.3.2 地盤調査	14
2.3.3 耐震設計のための調査	20
2.3.4 施工条件調査	21
2.4 構造形式の選定	23
2.4.1 樋門の構造形式の選定	23
2.4.2 函体の構造形式の選定	29
2.4.3 継手の構造形式の選定	36
2.4.4 基礎形式の選定	40

第3章 荷 重	43
3.1 荷重の種類	43
3.2 死 荷 重	44
3.3 地盤変位の影響	44
3.4 活 荷 重	45
3.5 土 圧	47
3.6 水 圧	53
3.7 負の周面摩擦力の影響	56
3.8 プレストレス力	56
3.9 コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響	57
3.10 地震の影響	59
3.11 温度変化の影響	59
3.12 風 荷 重	61
3.13 雪 荷 重	61
3.14 その他の荷重	62
第4章 使用材料	63
4.1 材料の規格	63
4.1.1 コンクリート	63
4.1.2 鋼 材	64
4.1.3 その他の材料	64
4.2 設計計算に用いる物理定数	65
4.3 許容応力度	67
4.3.1 コンクリート	67
4.3.2 鉄 筋	70
4.3.3 構造用鋼材	71
4.3.4 P C 鋼 材	73
4.3.5 その他の材料	75

4.3.6	許容応力度の割増し	75
第5章 基礎地盤の検討77		
5.1	設計のための地盤定数	77
5.2	地盤の変形係数および地盤反力係数	78
5.3	地盤の沈下量および地盤の側方変位量	83
5.3.1	一般	83
5.3.2	即時沈下量	84
5.3.3	圧密沈下量	85
5.3.4	側方変位量	87
第6章 構造の基本89		
6.1	本体	89
6.1.1	本体の構造	89
6.1.2	函体の断面	90
6.1.3	本体長	91
6.1.4	継手	91
6.1.5	函体端部の構造	92
6.1.6	胸壁	93
6.1.7	門柱	94
6.1.8	ゲート操作台および上屋	95
6.1.9	しゃ水壁	95
6.1.10	ゲート、戸当り、開閉装置	96
6.1.11	管理橋	97
6.1.12	二連以上の函体端部の断面	97
6.2	翼壁	98
6.3	しゃ水工	100
6.4	取付水路	103
6.5	水叩き	103

6.6	取付水路の護岸	104
6.7	取付護岸および護床工	105
6.8	階 段	106
6.9	付 属 施 設	106
第7章	樋門の設計	107
7.1	設計の基本方針	107
7.2	設計に関する一般事項	108
7.2.1	本体の設計の基本	108
7.2.2	本体の設計に用いる荷重および荷重の組合せ	109
7.2.3	コンクリート構造の部材設計	110
7.2.3.1	部材設計の原則	110
7.2.3.2	コンクリート部材断面の応力度の算出	112
7.2.3.3	せん断力が作用するコンクリート部材の設計	113
7.2.3.4	プレストレストコンクリート部材の引張鉄筋	116
7.2.4	鋼構造の部材設計	118
7.2.4.1	部材設計の原則	118
7.2.4.2	軸方向力と曲げモーメントを受ける部材	118
7.3	残留沈下量の許容値	119
7.4	地盤対策工の検討	124
7.4.1	一 般	124
7.4.2	キャンバー盛土	127
7.4.3	地盤の沈下・側方変位対策	128
7.4.4	地盤改良工法の選定	130
7.5	両体の横方向の設計	139
7.5.1	設計の基本	139
7.5.2	コンクリート構造	139
7.5.2.1	鉄筋コンクリート構造	139
7.5.2.2	プレストレストコンクリート構造	140

7.5.3 鋼構造	141
〔参考〕管厚計算式	144
7.6 本体の縦方向の設計	149
7.6.1 設計の基本	149
7.6.2 設計法	150
7.6.3 函軸構造	159
7.6.4 スパン割	161
7.6.5 コンクリート構造	162
7.6.5.1 鉄筋コンクリート構造	162
7.6.5.2 プレストレストコンクリート構造	164
7.6.6 鋼構造	173
7.6.7 継手の設計	173
7.7 胸壁の設計	181
7.8 門柱の設計	182
7.9 シャ水壁の設計	185
7.10 管理橋の設計	185
7.11 ゲート・戸当り・開閉装置の設計	186
7.12 翼壁の設計	186
7.13 シャ水工の設計	188
7.14 構造細目	191
7.14.1 コンクリート構造	191
7.14.1.1 函体の最小部材厚	191
7.14.1.2 函体の最小鉄筋量	191
7.14.1.3 鉄筋のかぶり	192
7.14.1.4 鉄筋の継手	194
7.14.1.5 緊張材の配置	195
7.14.1.6 緊張材の定着	195
7.14.1.7 緊張材の防食	196
7.14.2 鋼構造	198
7.14.2.1 管体の最小部材厚	198

vi 目 次

7.14.2.2 鋼管の継手	198
7.14.2.3 ダクタイル鋳鉄管の継手	199
7.14.2.4 防 食	199
第8章 仮 設	201
8.1 仮設計画	201
8.2 仮 縮 切	201
8.3 切回し水路	202
8.4 堤防開削	202
8.5 土 留 工	202
第9章 施工および施工管理に関する一般事項	205
9.1 施工のための調査	205
9.2 施工計画	206
9.3 土工事の施工	206
9.4 地盤改良工の施工	207
9.5 施工管理	208

II 基礎構造編

第1章 総 則	213
1.1 適用の範囲	213
1.2 用語の定義	213
第2章 基礎の設計に関する一般事項	215
2.1 基礎の設計の基本事項	215

2.2	圧密沈下を生じる地盤の基礎	216
2.3	側方流動を生じる地盤の基礎	216
第3章	直接基礎	219
3.1	設計の基本	219
3.2	荷重の分担	220
3.3	地盤の許容支持力	220
3.3.1	地盤の許容鉛直支持力	220
3.3.2	地盤の許容せん断抵抗力	227
3.4	地盤反力度および変位, 断面力の計算	228
第4章	柔支持基礎	233
4.1	設計方針	233
4.2	浮き直接基礎	235
4.2.1	設計の基本	235
4.2.2	荷重の分担	236
4.2.3	地盤の支持に対する安定	237
4.2.4	地盤反力度および変位, 断面力の計算	238
4.3	浮き固化改良体基礎	239
4.3.1	設計の基本	239
4.3.2	改良体の配置と強度	241
4.3.3	荷重の分担	244
4.3.4	基礎の残留沈下量	244
4.3.5	基礎の許容支持力	248
4.3.5.1	基礎底面地盤の許容鉛直支持力度	248
4.3.5.2	基礎の周面摩擦力度および基礎底面の鉛直支持力度	249
4.3.5.3	基礎底面地盤の許容せん断抵抗力	250
4.3.5.4	負の周面摩擦力	251
4.3.5.5	地盤反力係数	252

viii 目 次

4.3.6 地盤反力度および変位, 断面力の計算	255
4.3.7 改良体の応力度の照査	258
第5章 周辺堤防の対策	261
5.1 地盤の沈下すり付け対策	261
5.2 堤体のすべりに対する安定	266
参考資料	269
1. 浮き杭基礎	269
2. 地盤の沈下すり付け対策	278

III 耐震設計編

第1章 総 則	283
1.1 適用の範囲	283
1.2 用語の定義	283
1.3 樋門の重要度の区分	285
第2章 設計計画	287
2.1 地震対策の基本方針	287
2.2 耐震設計の基本方針	289
第3章 荷重および設計条件	293
3.1 荷重の種類と組合せ	293
3.2 地震の影響	294
3.3 地震時慣性力	295

3.4	地震時土圧	296
3.5	地震時動水圧	300
3.6	耐震設計上の地盤種別	300
3.7	耐震設計上土質定数を低減させる土層	302
3.7.1	一般	302
3.7.2	砂質地盤の液状化の判定	302
3.7.3	ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層	306
3.7.4	土質定数を低減させる土層とその取扱い	306
3.8	耐震設計上の地盤面	308
第4章	設計水平震度	311
4.1	一般	311
4.2	設計水平震度	311
4.2.1	構造物の耐震設計に用いる設計水平震度	311
4.2.2	地盤の液状化の判定に用いる設計水平震度	312
4.3	設計水平震度の補正係数	313
第5章	樋門の耐震設計	319
5.1	設計の基本	319
5.2	本体の耐震設計	319
第6章	周辺堤防の検討	321
6.1	一般	321
6.2	液状化対策	322
6.3	堤防の安定	326

I 共 通 編

第1章 総 則

1.1 目 的

本書は、河川堤防内に設ける樋門の調査・設計を実施するために必要な技術的事項について示したもので、これによって樋門に係る技術の体系化を図り、もって堤防および樋門の安全性の維持と向上に資することを目的とする。

【解 説】

樋門は、河川堤防を貫通して設置される管渠構造物であって、洪水時における堤防の安全を脅かす最大の課題の一つとして、従来から堤体内構造物と堤体との接触面に沿う浸透流の影響が重要であると認識されてきた。この浸透流による影響はルーフィングと呼ばれるが、樋門本体と周辺堤防との重量差・剛性差に基づく両者間の沈下差・変位差によって、接触面のなじみが悪くなり、接触面に沿う浸透流が卓越することによって発生することは「河川管理施設等構造令」の解説に詳述されているとおりである。

樋門および周辺堤防の安全性を確保するためには、樋門の設計・施工にあたって、周辺堤防の安全性を優先して確保することが必要であり、このためには、樋門の構造形式を柔構造樋門とすることを優先して検討することが求められる。本書の基本的な考え方を理解して、樋門および周辺堤防の安全性の維持と向上に努めなければならない。

1.2 適用の範囲

本書は河川区域内に設置するすべての樋門の設計に適用する。その基本的事項については河川管理施設等構造令、同令施行規則および河川砂防技術基準によらなければならない。ただし、高規格堤防設置区間に設置する樋門等で、本書により難しい場合は、本書によらないことができる。

【解説】

1) 本書を適用する樋門とは、河川堤防を横過して設けられる函渠（管渠を含む）構造物で、河川堤防の機能を備えた施設であり、以下の目的で設置される施設をいう。

- ・堤内地の雨水、工場等からの排水を目的として設置されるもの
- ・河川からの取水を目的として設置されるもの
- ・その他、舟運等のために設けられるもの

2) 本書は、I 共通編、II 基礎構造編、III 耐震設計編で構成されている。各編の適用区分は次のとおりである。

I 共通編：荷重等の各編に共通する事項および樋門および関連施設等の構造と設計

II 基礎構造編：樋門本体および翼壁等の基礎構造

III 耐震設計編：樋門本体および周辺堤防の耐震設計

3) 適用範囲

- ・本書は、現行の技術水準における樋門設計の基本的考え方を示したものであり、今後開発されるであろう新技術・新工法に基づいて適切に設計・施工される場合、高規格堤防設置区間の樋門、および本書と同等以上の効力があると認められる設計を行う場合は、本書の一部を適用しないことができる。
- ・本書では、樋門の構造形式として柔構造樋門を基本としている。柔構造樋門は、樋門本体等にかかなり大きな沈下・変位を許容するなど、他の土木施設の構造物に比べて異質なところが多いため、設計法が確立してい

ない。今後の実績の積重ねや新技術・新工法の開発によりその設計法を修正する必要性が残されている。このため、本書により難しい条件がある場合は、責任技術者の判断により本書によらないことができる。この場合も本書の基本的考え方を尊重しなければならない。

- ・樋門の施工方法として推進工法等の特殊工法で行う場合については、本書では触れていない。採用する工法の特性に配慮し、しゃ水機能の確保等について特別な検討を行う必要がある。
 - ・樋門の耐震設計は、周辺堤防の耐震設計の考え方との整合性に配慮し、特に重要な樋門を除いて、当面レベル1地震動（樋門の供用期間中に1～2度発生する確率を有する地震動強さ）相当の地震時の設計外力で設計するものとした。
- 4) 本書に定める内容について、関係諸法令（法律、政令、建設省令等）に別に定めがある場合においては、これらの諸法令によるものとする。また、本書に定める以外の事項については下記の基準等に準拠するものとする。
- ・河川管理施設等構造令
 - ・建設省河川砂防技術基準（案）
 - ・ダム・堰施設技術基準（案）
- 5) 本書の内容は、技術水準の向上、関係法令の改廃等に応じて改定するものとする。

1.3 用語の定義

この編に用いる用語の意味は次のとおりとする。

- 樋 門：樋門および樋管の総称でその規模、管渠の構造によらず樋門と称するものとした。
- 柔 構 造 樋 門：樋門の全体系が柔構造および柔支持の設計の考え方により設計された樋門の構造形式
- 剛 支 持 樋 門：樋門の全体系が剛支持の設計の考え方により設計された樋門の構造形式

- 柔構造函体：基礎地盤の沈下等の地盤変位に追従できる樋門本体（縦長の構造体）の構造形式
- 柔支持：基礎を良質な支持層に着底させないで、比較的大きな基礎の沈下を許容する支持方式
- 剛支持：基礎を良質な支持層に着底あるいは根入れして、基礎の沈下をほとんど生じさせない支持方式
- 函軸構造形式：函体（樋門本体）の函軸構造を函軸たわみと函軸変位の特性で分類，定義した構造形式
- 函軸たわみ性構造：主に継手の変形能力によって，樋門本体の鉛直変位を許容する函軸構造
- 函軸弾性構造：函軸方向のパネ部材（継手や緊張材等）の弾性変形によって，函体（樋門本体）の函軸変位を制御する函軸構造
- たわみ性管：管に作用する鉛直土圧に対して管体が断面方向にたわむことによる側面土圧を利用して安定する円管
- 継手形式：継手の変形性能を開口・目違い・折れ角の特性によって分類，定義した構造形式
- 残留沈下量：将来予測される函体施工直後からの函体直近における地盤の沈下量，および地盤の沈下対策として実施された地盤改良後の床付け面あるいは基礎上面における沈下量
- 相対変位(沈下)量：函体とその直近の地盤の沈下量の差
- 函体の不同沈下量：函体の函軸方向の最大沈下量と最小沈下量の差
- 抜け上がり：函体や基礎の沈下が周辺地盤の沈下より少ないために堤体表面に生じる段差現象
- 継手の開口：隣接する函体スパン間の軸線部の函軸方向の開き
- 継手の目違い：隣接する函体スパン間の軸線に生じる段差
- 継手の折れ角：隣接する函体スパン間の軸線の交差角
- キャンバー盛土：函体を上げ越すために設けられる床付け面上の低盛土

P C 函 体：緊張材によって部材に緊張力が導入されたコンクリート製函体

アクティブテンション：函軸方向に弾性継手材を配置して全スパンを緊張することにより函軸弾性を得る PC 函体

パッシブテンション：樋門本体の函軸全体に緊張材を配置し、緊張を行わずに樋門本体の函軸方向変位を制御する PC 函体

プレストレインドゴム：アクティブテンション方式により事前に圧縮して用いる函体接合部におけるゴム弾性体

アンボンド工法：緊張材とコンクリートが付着しないように緊張材をポリエチレン等で被覆して使用する工法

プレキャストブロック：短いプレキャストブロックを所定の場所に設置し、
工法 数ブロックを緊張材を用いて一体化する工法

接 合 部：一体化される相互のプレキャストブロックの接続部分（接合部に設置する弾性材の変形を考慮することで継手として扱う場合もある）

【解 説】

共通編にはここで示した用語のほかに、“II 基礎構造編”および“III 耐震設計編”の用語の定義で示した用語も使用している。特に基礎構造に関しては樋門特有の用語として定義しているものがあるので、それぞれの編の用語の定義を参照されたい。以下に、上記の用語のうち主要な用語について補足した。

1) 残留沈下量

残留沈下量は、堤体盛土荷重などにより将来予測される函体施工直後からの函体直近における地盤の沈下量、および地盤の沈下対策として実施された地盤改良後の床付け面あるいは基礎上面における沈下量 S で、即時沈下量 S_i と圧密沈下量 S_c の和であり、一般にはその最大値を指す。

残留沈下量を算定する位置は、図 1-1-2 に示すように函体直近の基礎地盤面とする。この位置に設定したのは、函体の挙動に影響を与える函体周辺地盤の沈下量を地盤変位として設計に考慮するためであり、周辺地盤の沈下と

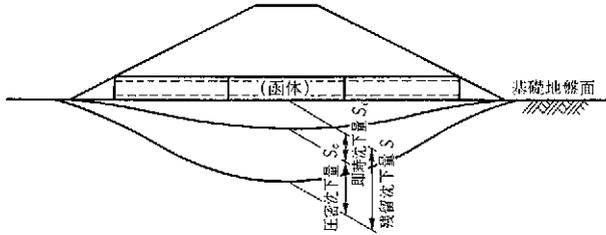


図 1-1-1 地盤の残留沈下量の分布例



図 1-1-2 残留沈下量の算定位置

はこの位置の基礎地盤面の沈下を指す。

2) 相対変位(沈下)量

相対変位(沈下)量とは、函体の沈下量 S_0 と函体直近における地盤の沈下量 S_g の差であり、この量が負値となる場合は函体底版下に空洞化が生じることを意味する(実際には図 1-2-3 に示すような沈下分布となるのが通常であり、負の値がすべて空洞量となることを示すものではない)。

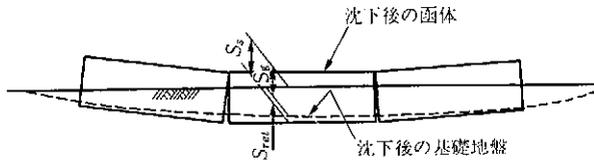


図 1-1-3 相対沈下量

3) 函体の不同沈下量

函体の不同沈下量とは、沈下した函体の任意の 2 点の沈下量差である。一般には樋門本体の函軸方向の基準線に対する函体の最大沈下量 S_{max} と最小沈下量 S_{min} の差をいう。

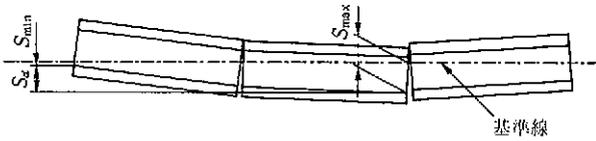


図 1-1-4 函体の不同沈下量

4) 抜け上がり (δ_0)

抜け上がりは、函体や基礎の沈下が周辺地盤の沈下よりも少ないことにより堤体表面に生じる段差現象をいう。抜け上がりは、剛支持基礎によって函体部が周辺地盤に比べて沈下しないために生ずることが主原因の一つであるが、函体周辺の盛土材の圧縮によっても生じることがある。抜け上がりによって函体上面に鉛直土圧の応力集中が生じる。

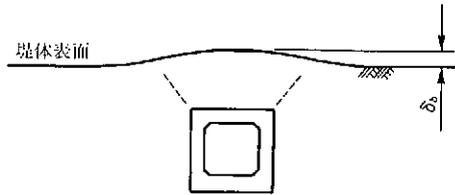


図 1-1-5 抜け上がり

5) 継手の開口 (Δu)、継手の目違い (Δw)、継手の折れ角 ($\Delta \theta$)

継手の開口・目違い・折れ角は、図 1-1-6 に示すように隣接する函体スパン間の軸線における相対的変位状態を表す量である。

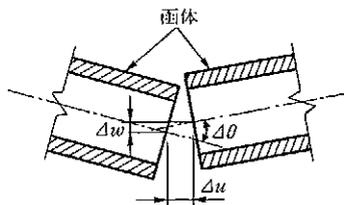


図 1-1-6 函体の開口、目違い、折れ角

6) キャンバー盛土

キャンバー盛土は、樋門本体の函軸方向の不同沈下を軽減することを主目

的として、あらかじめ予測される地盤の沈下量分布の一部に対応して設置される上げ越し盛土である。キャンパー量は、一般に樋門本体の端部と中央部の高低差をいう。

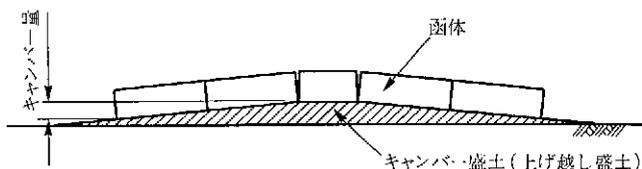


図 1-1-7 キャンパー盛土

7) PC 函体

PC 函体とは、函体の断面方向および函軸方向に緊張力を導入してプレストレス構造として設計する構造形式の函体をいう。PC 函体の代表的なものとしては、図 1-1-8 に示すように複数のプレキャスト函体ブロックを両軸方向の緊張材で一体化するプレキャストブロック工法による方法がある。

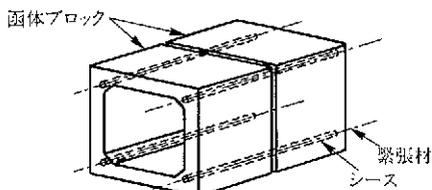


図 1-1-8 プレキャストブロック工法による PC 函体

第2章 設計一般

2.1 設計計画の基本

樋門は、河川整備計画等に適合し、堤防の機能と安全を損なわず、周辺の環境に配慮した構造としなければならない。

【解説】

- 1) 樋門は、当該河川の河川整備計画等の計画に適合し、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水に対して安全な構造でなければならない。
- 2) 樋門は、計画高水位以下の水位の流下を妨げることなく、付近の河岸および河川管理施設等の構造に支障を及ぼさず、ならびに樋門に接続する河床、高水敷等の洗掘の防止について適切に配慮した構造とする。
- 3) 樋門は、排水・取水等の制水機能を確保すると同時に、洪水時に樋門の周辺が弱点となって堤体漏水の原因とならないように、樋門の周辺堤防の機能の確保に十分留意しなければならない。樋門は、河川堤防を横断する施設であり、堤防と一体となって挙動しないと構造物と周辺堤体との密着性が損なわれ、洪水時にその接触面に沿うルーフィングが発生して周辺堤体土が流亡し、堤防の安全性に重大な脅威となることがある。このため、樋門の設計・施工にあたっては、周辺堤防への影響に十分配慮しなければならない。
- 4) 樋門の建設にあたっては、周辺の河川環境との調和を図り、環境保全に配慮するとともに、地域の水環境および景観が損なわれないように配慮

しなければならない。

- 5) 樋門は所要の耐震性を確保しなければならない。樋門の耐震性は、周辺堤防の耐震性を確保することにより大きく向上する。このため、地震による地盤の液状化を防止するなど周辺堤防の安定を確保することが重要である。

2.2 設置位置

樋門は、原則として河状が安定し、洪水時に堤防の弱点とならないように配慮した位置に設ける。

【解説】

- 1) 樋門の設置位置は、堤内地の地形、地盤高、水路系統、水路敷高および洪水時の本川の特性等を調査し、本川の湾曲部、水衝部、河床の不安定な箇所を極力避けて計画するとともに、排出水の水質等により他の利水施設ならびに周辺環境に支障を及ぼさない地点とすることが好ましい。

地形条件等の制約から旧河道の位置に設置せざるを得ない場合は、調査段階からそれに配慮した計画とし、設計にあたっては旧河道部の地盤条件・水理地質特性等に十分配慮して周辺堤防の安全性の確保に努めなければならない。

同様に、地盤が軟弱な場所や液状化の可能性のある場所に設置することはできるだけ避けるべきである。避けきれない場合は、予測される課題を整理しその対策について十分検討しなければならない。

- 2) 堤防の機能と安全性を確保するため、樋門の数は必要最小限とすべきであり、可能な限り統廃合に努めなければならない。
- 3) 既設構造物とやむを得ず近接する場合は、堤体の弱体化および既設構造物に影響を与えないように補強等の対策について十分検討する必要がある。
- 4) 樋門の函軸方向は、構造の複雑化を避けて施工の確実性を図るため、原則として堤防法線に直角に配置する。支川の合流形状、本川と対岸の距離等の理由でやむを得ず斜角とする場合においては、構造上および施工上の

安全性の確保について十分に配慮する必要がある。

2.3 調 査

2.3.1 調 査 一 般

樋門を設計する場合は、次の調査を行う。

- (1) 測量
- (2) 地盤調査
- (3) 耐震設計のための調査
- (4) 施工条件調査

【解 説】

樋門を設計する場合は、地盤調査等の調査を適切に行い、現場条件を十分反映した設計・施工を行うことが肝要である。

標準的な調査項目を以下に示す。

- (1) 測 量
 - ・平面測量
 - ・中心線測量
 - ・堤防横断測量
 - ・堤防縦断測量
- (2) 地 盤 調 査
 - a) 予 備 調 査
 - ・既存の地質調査資料の収集
 - ・地表地質踏査
 - ・ボーリング、サウンディングなどによる概略調査
 - b) 本 調 査
 - ・ボーリング、サウンディングなどによる詳細調査
 - ・現位置試験
 - ・室内土質試験

- ・地下水調査
- ・その他、設計に必要な試験等

c) 補足調査

- ・本調査を補足する調査

(3) 耐震設計のための調査

- ・耐震設計に必要な土質定数を設定するための調査
- ・液状化の判定を行うために必要な調査

(4) 施工条件調査

施工条件調査は、施工時に影響を与える近接構造物、工事用道路の路線選定や各種使用機械の選定および建設公害や災害防止等に係わる条件など、施工時に配慮すべき条件を明らかにし、施工に必要な資料を得るものとする。

また、既設樋門の改築の場合は、当該樋門の諸元および変状（例えば空洞化等）の程度等を把握する。

2.3.2 地盤調査

地盤調査は、ボーリング調査・原位置試験および室内土質試験の組合せで実施する。調査位置は、原則として樋門の計画位置とし、必要に応じてその周辺について行う。

【解説】

地盤調査の目的は、土層構成、土質、地下水の状況などを把握し、設計に必要な地盤性状および土層の特性等の条件を把握することにある。この目的を達成するために、地盤調査は段階的に進めることが望ましい。

1) 予備調査

次に示すような場合には、必要に応じて予備調査を行うものとする。

- ・計画地点の地盤情報がないために本調査の計画が十分に行えない場合。
- ・樋門の設置位置の適性を地盤性状から概略的に判断する場合。

2) 本調査

ボーリングは、図1-2-1に示すように函軸方向に3個所以上行うことを標準とし、成層状態が明らかな場合は、ボーリングを減らして、サウンディング（スウェーデン式サウンディングやオランダ式二重管コーン貫入試験等）を併用してもよい。成層状態が複雑であると想定される場合は、サウンディングを併用するなど、支持地盤の傾斜や中間砂層の連続性などを確認するのがよい。

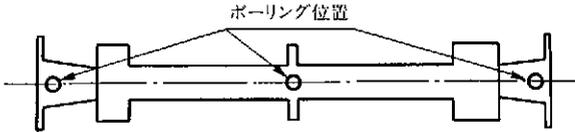


図1-2-1 ボーリング調査位置の例

調査位置は、構造物の規模、土層の性状、仮設計画等に配慮し、多連函体の場合や堤防縦断方向の土層の変化が予想される場合は、函軸直角方向についても調査を行うものとする。

調査深度は、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。良質な支持層としては、砂層・砂礫層では N 値が大略30以上、粘性土層では N 値が大略20以上を目安とし、これらの層厚が3~5m以上連続している必要がある。支持層が沖積層である場合は、沖積層全層の調査を行っておくことが望ましい。

また、ボーリング調査終了後のボーリング孔は、被圧地下水の水みちや漏水の原因とならないように適切な材料を用いて充填しなければならない。

なお、本調査において軟弱地盤、または透水性地盤の存在が判明した場合には、引き続き4) b) に示す軟弱地盤および透水性地盤の調査項目を考慮した補足調査を実施する。

3) 補足調査

次に示すような場合には、適切な方法による補足調査を行うことが望ましい。

- ・軟弱層の深さが著しく変化していたり、複雑な土層構成であったため、土層の連続性を明確にできない。
- ・必要な場所における試料採取の不足等によって、地盤の特性が的確に

把握できない。

- ・設計段階で選定された対策工法を設計するための設計条件が決定できない。
- ・液状化の可能性がある場合に動的な調査・試験を追加するなど、さらに詳細な検討を必要とする場合。

4) 調査項目

a) 一般的な調査項目

地盤調査の一般的な調査方法により得られる情報とその利用法は、表1-2-1のように示される。具体的な調査項目はこれらを参考として選定する。

b) 軟弱地盤および透水性地盤の調査項目

樋門を建設する際に問題となる地盤は、以下に示す軟弱地盤と透水性地盤の二つの地盤である。

i) 軟弱地盤とは、次のような地盤をいう。

① 粘性土地盤の場合は次による。

- ・標準貫入試験による N 値が3以下の地盤
- ・オランダ式二重管コーン貫入試験値が $3 \text{ kgf/cm}^2 \{294 \text{ kN/m}^2\}$ 以下の地盤
- ・スウェーデン式サウンディング試験において $100 \text{ kgf} \{981 \text{ kN}\}$ 以下の荷重で沈下する地盤
- ・一軸圧縮強さ q_u が $0.6 \text{ kgf/cm}^2 \{58.8 \text{ kN/m}^2\}$ 以下の地盤
- ・自然含水比が40%以上の沖積粘土の地盤

② 有機質土地盤

③ 砂地盤の場合は次による。

- ・標準貫入試験による N 値が10以下の地盤
- ・粒径のそろった細砂の地盤

ii) 透水性地盤とは、次のような地盤をいう。

- ・表層が砂礫または粗砂の地盤
- ・難透水性の薄い表層の下に、連続した砂礫層または粗砂層が存在する地盤

軟弱地盤上に樋門を建設する場合には、圧密沈下等の地盤の沈下、地

表 1-2-1 調査方法

目的	調査方法	得られる情報	主な利用法	備考	
土層構成の把握 土質定数の概略推定	ボーリング	<ul style="list-style-type: none"> 土層区分(分類, 厚さ) 地下水位, 支持層の位置 	<ul style="list-style-type: none"> 土層構成の把握 		
	標準貫入試験 (ボーリングと併用)	<ul style="list-style-type: none"> N値 資料採取による土質の分類 	<ul style="list-style-type: none"> 砂の内部摩擦角(ϕ)の推定 砂地盤の液状化の判定 粘土の一軸圧縮強さの(q_u), 粘着力(c)の推定 杭の鉛直支持力の推定 土の變形係数(E_s)の推定 水平方向地盤反力係数(k_h)の推定 	一般にボーリングと併用して用いる。これらの調査結果から推定される土性値は、あくまで概略値として用いるべきである。	
	サウンディング	<ul style="list-style-type: none"> オランダ式二管コーン貫入試験 スウェーデン式サウンディング試験 	<ul style="list-style-type: none"> コーン支持力(q_c) 貫入量 1m あたりの半回転数 	<ul style="list-style-type: none"> N値の推定 粘土の一軸圧縮強さの(q_u), 粘着力(c)の推定 N値の推定, 粘土の一軸圧縮強さの(q_u), 粘着力(c)の推定 	一般に概略的な調査として、あるいはボーリング間の土層の連続性を把握するために用いる。
地盤の變形特性	原位置試験 ボーリング孔内水平載荷試験	<ul style="list-style-type: none"> 地盤の變形係数(E_s) 水平方向地盤反力係数(k_h) 	<ul style="list-style-type: none"> 地盤の即時沈下(S_t), 側方変位量(R)の推定 	軟弱地盤では本試験を実施するのが望ましい。	
地盤の鉛直支持力	平板載荷試験	<ul style="list-style-type: none"> 地盤の極限支持力(q_u) 鉛直方向地盤反力係数(k_v) 變形係数(E_s) 	<ul style="list-style-type: none"> 地盤の支持力の推定, 水平方向地盤反力係数(k_h)の推定 	特に入念な検討を行う場合に調査する。	
土質定数の推定	室内土質試験	物理試験 (土粒子の密度, 含水比, 空隙率, 粒度, 液性・塑性限界試験など)	<ul style="list-style-type: none"> 土の判別分類 土粒子の密度, 含水比 湿潤密度 粒度分布 液性・塑性限界 	<ul style="list-style-type: none"> 砂地盤の液状化の判定 地盤の透水係数(k)の推定(粒度試験結果より) 粘土の圧縮指数(C_c), 圧密係数(c_p)の推定(液性・塑性限界試験結果より) 	一般に粘性土を対象として行う。土の力学特性の推定値は、あくまで概略値として用いるべきである。
		一軸圧縮試験	<ul style="list-style-type: none"> 土の一軸圧縮強さ(q_u) 變形係数(E_s) 	<ul style="list-style-type: none"> 土の粘着力(c)の推定 水平方向地盤反力係数(k_h)の推定 	盛土材の土質定数を求める場合、盛土の安定を検討する場合には、この試験が必要である。
		三軸圧縮試験	<ul style="list-style-type: none"> 土の粘着力(c) 内部摩擦角(ϕ) 變形係数(E_s) 	<ul style="list-style-type: none"> 地盤の支持力の推定 土の強度増加率の推定 水平方向地盤反力係数(k_h)の推定 	
圧密沈下量の推定	圧密試験	<ul style="list-style-type: none"> 圧密降伏応力(p_c) $e \sim \log P$ 曲線 圧密係数(C_c) 体積圧縮係数(m_v) 	<ul style="list-style-type: none"> 粘土層の圧密沈下量(S_c), 圧密時間の推定 	軟弱粘性土地盤の場合は、この試験が必要である。	
地下水対策 透水性地盤	地下水調査	地下水測定	<ul style="list-style-type: none"> 各帯水層の地下水位 間隙水圧 流向・流速 	<ul style="list-style-type: none"> 水圧分布の測定 被災の有無の判定 砂地盤の液状化の判定, 工法選定の資料 	堤防開削の場合には調査することが望ましい。
		現場透水試験 室内透水試験 揚水試験	<ul style="list-style-type: none"> 地盤の透水係数(k) 地盤の貯留係数(S) 	<ul style="list-style-type: none"> 工法選定の資料 	透水性地盤や重要な構造物の場合には、調査することが望ましい。地盤の透水係数を求める方法としては、揚水試験が最も信頼性が高い。

盤の側方流動，砂質地盤の液状化，開削のり面や仮設土留の安定，周辺堤防のすべり等についての検討が必要となる。

透水性地盤の場合には，透水性地盤を通じたパイピングや漏水等の問題がある。

このため，樋門の基礎地盤が上記に示す軟弱地盤や透水性地盤である場合は，原則としてボーリングおよび標準貫入試験に加えて，各々の課題に対応した原位置試験等の調査・試験を実施する。一般には，次のような調査を行う。

なお，透水性地盤の調査については，「建設省河川砂防技術基準(案)」によるものとする。

① 軟弱な粘性土地盤の調査

地盤の変形特性を把握するために最も信頼性の高い方法は，ボーリング孔を利用した孔内水平載荷試験であり，各層を代表する深度を選定して実施する。

採取試料から，土質，強度，圧密特性を明らかにするために，シンウォールサンブラまたはフォイルサンブラを用いて乱さない試料を採取する。採取した試料について，物理試験（土粒子の密度，含水比，粒度，湿潤密度，液性・塑性限界等），一軸圧縮試験，圧密試験，三軸圧縮試験，その他の試験等の室内土質試験を地盤の状況に応じた必要性を考慮して行う。

ボーリング調査の補助として，主に軟弱層の深さ，層厚，広がり，原位置強度特性などについて詳細に調べることを目的としてオランダ式二重管コーン貫入試験，スウェーデン式サウンディング試験，必要に応じて三成分コーン試験のいずれかを行う。

② 有機質土地盤の調査

調査はボーリングの補助として，主に軟弱層の深さ，層厚，広がりなどについて詳細に調べることを目的としてオランダ式二重管コーン貫入試験を行う。可能であればボーリング孔を利用した孔内水平載荷試験を行うことが望ましい。

乱さない試料を採取することが可能な場合は，採取試料から，強度，

圧密特性を明らかにするために、上記の軟弱な粘性土地盤に準じた室内土質試験を行う。有機分が多いなどで乱さない試料を採取することが困難な場合は、適切な方法で乱した試料を深度方向にできるだけ多く採取して含水比試験、強熱減量試験等を行う。

③ 緩い砂地盤の調査

ボーリング孔を利用して孔内水平載荷試験を行う。また、被圧水頭の影響が予測される場合では、間隙水圧の測定を行う。

乱さない試料を採取することは一般に困難であるので、標準貫入試験で得られる試料を用いて、地震時の液状化の判定を行うに必要な土層の物理定数を求めるための物理試験（土粒子の密度、含水比、粒度等）を行う。液状化の判定を行う必要のある土層の条件は“Ⅲ 耐震設計編”に示した。

必要があればボーリング調査の補助として、軟弱層の深さ、層厚、広がり、原位置強度特性などについて詳細に調べることを目的としてスウェーデン式サウンディング試験を行う。

表 1-2-2 試験等の数量の日安

試験項目		試験数量
標準貫入試験		1回/mを原則とする。
原位置試験	ボーリング孔内水平載荷試験	基礎底面から開削幅の3倍程度の深さの範囲
	平板載荷試験	適宜
室内土質試験	土粒子の密度試験	1個/3mまたは1個/各層
	土の含水比試験	採取した試料すべて
	土の粒度試験	1個/3mまたは1個/各層
	土の液性・塑性限界試験	1個/3mまたは1個/各層
	土の湿潤密度試験	1個/3mまたは1個/各層
	土の一軸圧縮試験	2個/3mまたは2個/各層
	土の圧密試験	2個/各層
	土の三軸圧縮試験	適宜

5) 試験等の数量

標準的な室内土質試験および原位置試験の数量は、表 1-2-2 を目安とすればよい。

2.3.3 耐震設計のための調査

耐震設計を行う場合は、耐震設計の内容に対応した調査を行う。

【解説】

表 1-2-3 に耐震設計に必要な土質定数とその調査法の概要を示す。具体的な調査項目はこれらを参考として選定する。

表 1-2-3 耐震設計に必要な土質定数とその調査法

目的	調査方法	得られる情報	他の定数からの推定	備考
設計震度 地盤種別	PS 検層	・S波速度 V_s	・ N 値から推定可	必要に応じて調査する
	ボーリング	・層区分と層厚		一般に調査する
液状化 判定	標準貫入試験	・ N 値		一般に調査する
	土の粒度試験 (乱した試料で可)	・平均粒径 D_{50} ・細粒分含有率 F_c		
	土粒子の密度試験	・土粒子の密度		
	乱さない試料の 振動三軸試験等	・液状化強度 ・変形特性		特に入念な検討を行う場合に調査する
地盤の 変形特性	PS 検層	・S波速度 V_s	・ N 値から推定可	必要に応じて調査する
	土の湿潤密度試験	・単位体積重量	・土質別推定可	一般に調査する
FEM 等の 変形解析	PS 検層	・S波速度 V_s	・ N 値から推定可	特に入念な検討を行う場合に調査する
	土の湿潤密度試験	・単位体積重量	・土質別推定可	
	乱さない試料の 振動三軸試験等	・液状化程度に応じた変形係数 ・軟弱粘性土の繰返しせん断応力等に応じた変形係数	・既往のデータの集積は少ない	
対策工	現場透水試験	・透水係数	・透水係数は粒径 D_{10} 、 D_{20} から推定可	対策工を検討する場合は、調査することが望ましい
	揚水試験	・透水係数 ・貯留係数		

2.3.4 施工条件調査

施工条件調査は、必要に応じて次の調査を行う。

- (1) 既存資料の調査
- (2) 自然条件の調査
- (3) 環境条件の調査

【解説】

(1) 既存資料の調査

施工個所付近で過去に樋門等の河川構造物の施工例がある場合、設計施工全般について参考になることが多い。したがって、実施例の設計図書、施工記録および関係資料を収集するとともに、その当時の関係者の体験を聴取するなどの調査を行うのがよい。

既設樋門を改築する場合も同様である。

(2) 自然条件の調査

施工に係わる自然条件で調査対象となるものには次のものがある。

- ・地盤（トラフィカビリティ）
- ・気象（降雨・降雪，気温，凍結）
- ・河相（水深，水位変動，河床変動，側方侵食，流速，波，水質）
- ・地下水（水位，水質，利用状況）

河川における工事では、水量，水深，流速等を把握する必要があるが、特に仮締切，水替え，瀬替え工事ではそれらの季節的変動の把握が大切である。このために、水位・流量の季節変動などの水文統計資料を収集・整理することが望ましい。

基礎の施工においては、地下水の変動による周辺への影響について注意する必要がある。特に、掘削による湧水とそれに伴う地盤の沈下や地下水低下対策工，および施工中のボーリング，ヒービング，盤ぶくれ，地盤の沈下に伴う近接構造物の変状などが生じないように配慮することが重要である。

地下水調査は、ボーリング孔を利用した観測井や既設井戸を利用した地下水観測により季節的地下水変動を把握したり、透水性地盤等の調査では、揚

水試験，トレーサを用いた試験を実施することがある。

(3) 環境条件の調査

a) 社会環境条件で調査対象となるものには次のものがある。

- ・隣接構造物
- ・地下埋設物
- ・地上障害物
- ・農・漁業，水利
- ・航路，航行船舶
- ・資機材運搬路
- ・史跡，文化財，観光
- ・法・条例等の規制

支障物件としては，隣接構造物，地下埋設物，地上障害物などがあり，これらが作業空間（広さ，高さ，深さ）の制約条件となる場合がある。また，これらの構造物に影響を与えない施工方法を検討する必要がある。

b) 生活環境条件で調査対象となるものには次のものがある。

- ・騒音
- ・振動
- ・地盤変形
- ・水質汚濁
- ・家屋被害
- ・悪臭
- ・法・条例等の規則

c) 自然環境条件

必要に応じて，水棲生物の生息状況等の自然環境条件調査を行う。

2.4 構造形式の選定

2.4.1 樋門の構造形式の選定

樋門の構造形式は、基礎地盤の残留沈下量および基礎の特性等を考慮して選定するものとし、原則として柔構造樋門とする。

【解 説】

1) 樋門の構造形式の概要と相違

樋門の構造形式は、地盤の沈下への対応特性から柔構造樋門と剛支持樋門の二つに区分して扱うことができる。各々の構造形式が備えるべき主要条件を、表 1-2-4 に、また各々の構造形式に適合する基礎形式を図 1-2-2 に示し

表 1-2-4 樋門の構造形式とその特徴

樋門の構造形式		柔構造樋門	剛支持樋門	備 考
主要 構造				
	地盤の残留沈下量への対応	本体の沈下を許容する	本体の沈下をほとんど許容しない	
	基礎形式	柔支持基礎	剛支持基礎	図 1-2-2 参照
	継手構造	カラー継手 ¹⁾ 可とう性継手 弾性継手	カラー継手 ¹⁾ 可とう性継手 弾性継手	2.4.3 参照
函軸構造 形式	函軸たわみ特性	函軸たわみ性構造	函軸非たわみ性構造 函軸たわみ性構造	2.4.2 参照
	函軸変位特性 ²⁾	函軸自由変位構造 函軸弾性構造		
	門柱、ゲート、管理橋	傾斜に対応できる構造	—	

¹⁾：カラー継手は、予想される変位に対し函体とカラーのクリアランスで対応できる範囲で適用するものとし、その構造特性を考慮して適用しなければならない(2.4.3 参照)。

²⁾：耐震性に配慮すれば、函軸弾性構造が望ましい。

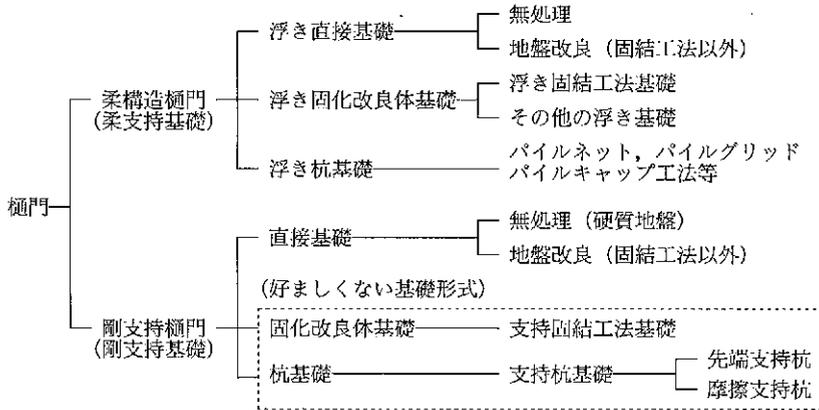


図 1-2-2 樋門の構造形式と基礎形式

た、この二つの構造形式は、基本となる設計思想が根本的に異なるので、設計・施工において両者は明確に区分し、両形式の混用や両形式の中間的な採用等の中途半端な適用は避けなければならない。

なお、本書は樋門の構造形式として好ましい柔構造樋門を中心に記述しており、直接基礎を除く剛支持樋門（剛支持基礎）については、記述していない。このため、本書による樋門の設計に適用する基礎形式は、図 1-2-21 に示す分類によるものとする。

2) 樋門の構造形式の選定

堤防内に設置される樋門の構造形式は、地盤あるいは基礎の沈下・変位に追随し、周辺堤防に悪影響を与えることが少ない柔構造樋門とするを原則とする。杭基礎等を用いた剛支持樋門は、図 1-2-3 に示すような函体周辺の空洞化や堤防のクラック発生等によって堤防機能を損なう恐れが高いため、特殊な制約条件がある場合を除いて適用してはならない(2.4.4 参照)。

樋門の構造形式の選定にあたっては、地盤の残留沈下量等の地盤条件、地盤対策工の必要性と効果、周辺堤防への影響、樋門の重要度、耐震性、経済性、施工性および基礎形式と函軸構造形式の適性などについて、周辺堤防を含む樋門の構造系全体に配慮した比較検討を行わなければならない。

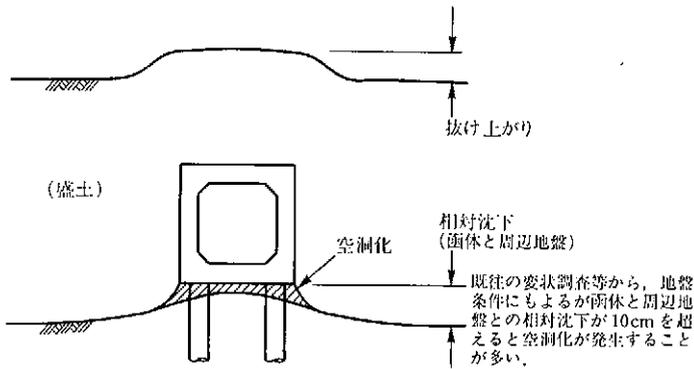


図 1-2-3 杭基礎の函体底版下の空洞化現象

3) 地盤の残留沈下量

樋門は一般に既設堤防を開削してあるいは新設堤防の下に構築される構造物であり、堤防盛土による地盤の沈下等の地盤変位の影響を避けられない。樋門本体の縦方向の設計においては、地盤の残留沈下量分布をもとに、これに追随する樋門本体とすることで周辺堤防への影響を抑制することが求められる。しかし、一般に地盤の成層状態や変形特性等の地盤条件は複雑で、地盤の沈下量を精度良く推定することは困難である。また、地盤変位への追従性に配慮した樋門の構造形式は、函体や継手の構造形式、スパン割、基礎形式そして門柱、ゲート形式等の樋門本体の特性を総合的に検討して選定すべきものである。このため、地盤の残留沈下量の許容値を確定的に設定することは無意味であるので、目安値(7.3参照)として示すこととした。地盤の残留沈下量(1.3参照)の許容値は、弾力的に運用することが可能であるが、大きな残留沈下量を許容する場合は、樋門の機能の確保について十分検討しなければならない。

柔支持基礎(柔構造樋門)において大きな残留沈下量を許容したのは、樋門の沈下を許容することが樋門周辺の堤体の機能を確保するうえで望ましく、試験施工等において適切な設計・施工のもとで、この沈下量に対応できる柔構造の樋門構造とすることが十分可能であることが明らかになったことによるものである。したがって、沈下が問題となる地盤条件の場合は、柔構造樋門とすべきである。地盤の残留沈下量は、一般に新設の樋門よりも改築

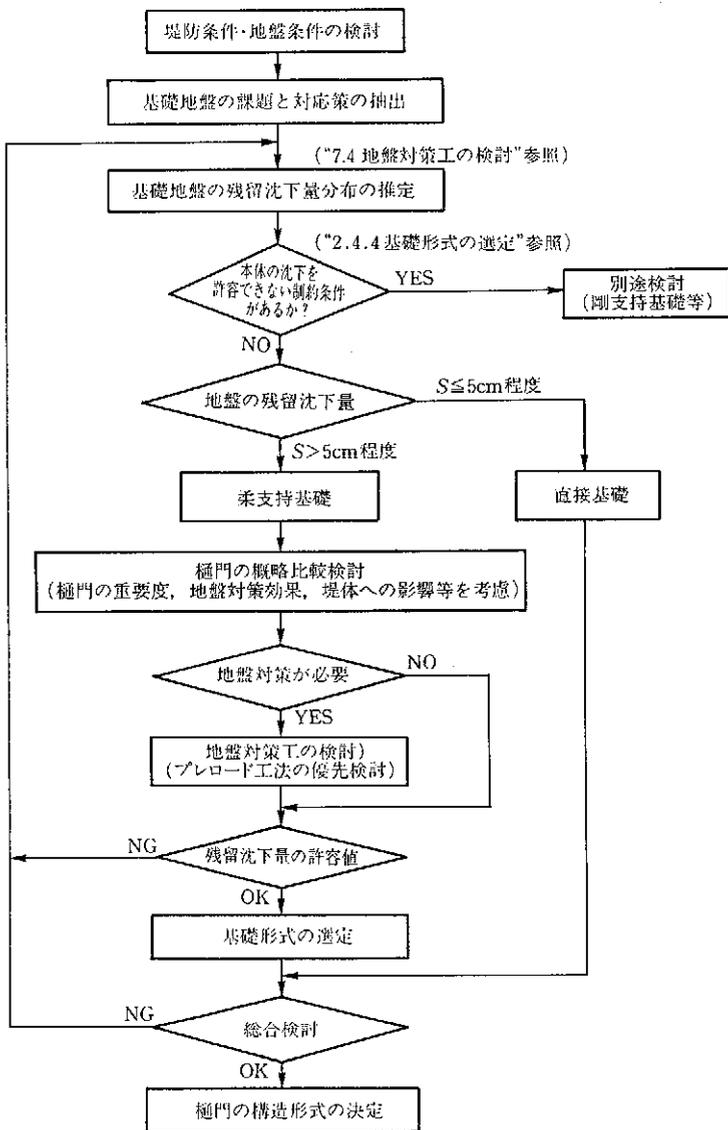


図 1-2-4 地盤の残留沈下量を指標とした樋門の構造形式の選定の流れ

の樋門の場合が複雑な分布を示すことが多いので、その推定にあたっては地盤条件や荷重条件に十分注意する必要がある。

地盤の残留沈下量を抑制する工法としては、堤防への悪影響がほとんどなく確実に経済性に勝るプレロード工法を優先的に検討したうえでキャンバー盛土その他の工法を併用することが望ましい。

図1-2-4には地盤の残留沈下量を一つの指標として、樋門の構造形式の選定の流れを示したが、その構造形式は地盤の残留沈下量のみで決定するものではないので、総合的観点から比較検討が必要である。

4) 柔構造樋門

柔構造樋門は、樋門本体を函軸たわみ性構造（柔構造）とし、その基礎を柔支持基礎（図1-2-21参照）として樋門本体が地盤の沈下分布に追従できる構造系となるように設計するものである。このため、主荷重として土かぶり荷重に代えて地盤変位（沈下・側方変位）を用いて設計するものである。

柔構造樋門は、軟弱地盤における樋門の空洞化対策の検討過程で提案され、試験施工等によって適用性を評価して実用化されたものである。その特長は、函軸方向の函体が周辺堤防の沈下に追従するため、函体底版下の空洞発生が抑制され、周辺堤防への悪影響を最小限に抑えることが可能となることであ

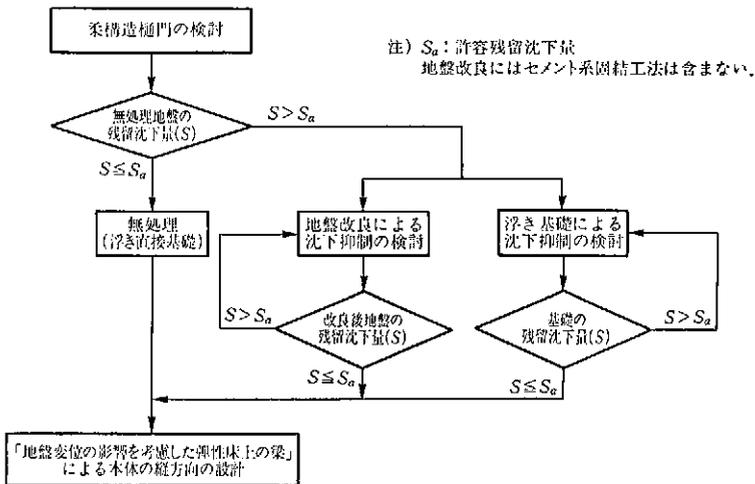


図1-2-5 残留沈下量と柔構造樋門本体の縦方向の設計法

る。

a) 設計の要点

柔構造樋門を適用する基礎および地盤の残留沈下量は、図 1-2-5 に示すように検討することができるが、大きな残留沈下量を許容する場合は、キャンパー盛土の併用を考慮することが望ましい。

樋門本体のスパン割は、予測される地盤の残留沈下量分布に対応する函軸たわみ性を確保することが重要である。また、スパンの接続部の変形に適合する継手を選定することが重要である。一般に継手のみが隣接する函体の変位差を吸収するものであり、樋門本体の変形能力はスパン割と継手の変形能力によって大きく影響される。

本体の縦方向の設計には、地盤の残留沈下量および側方変位量の分布を地盤変位（沈下・側方変位）の影響として荷重項に考慮する。浮き基礎とする場合は、基礎工は樋門本体等と結合しない構造とし、樋門本体は原則として浮き直接基礎として設計する。

なお、樋門の沈下を許容することによって、流水の疎通能力に支障があると予測される場合は、断面の余裕を確保する等で対応しなければならない。

b) 設計・施工上の留意事項

柔構造樋門は、樋門の比較的大きな沈下を許容するという従来と異なる考え方に基づく設計法であるため、以下の留意点に配慮して設計・施工を行う必要がある。

- ・柔構造樋門の挙動は、地盤変位（沈下・側方変位）分布に大きく依存するので、残留沈下量の推定精度を上げるように十分配慮する。
- ・地盤の残留沈下量の抑制を目的として事前に地盤対策（地盤改良等）を行う場合は、できるだけ沈下量を小さい値に抑制すると同時に沈下分布をできるだけ均等にするように努める。
- ・沈下対策としては、可能な限りプレロード工法を優先的に採用する。
- ・樋門本体のスパン割は、地盤の残留沈下量分布にスムーズに対応するように計画する。
- ・使用する継手の変形能力は、地盤の沈下の予測精度を勘案して適切な

余裕を確保し安全な構造とする。

- ・ 函体の沈下によって流水の疎通能力に支障があると予想される場合には、予想される沈下量の大きさに対応できる断面の余裕を確保する。
- ・ シャ水矢板の先端が中間支持層に到達する場合等では、その支持効果が樋門本体に過大な断面力の発生などの悪影響を及ぼすことがあるので、スパン割やシャ水矢板の設置位置・長さの設定などに十分な配慮が必要である。
- ・ 樋門本体の端部（門柱部）の安定のためには、本体端部のスパン長を短くせず中央部のスパン長とのバランスに配慮して適当に長いスパン長とすることが有効である。
- ・ 門柱・ゲート・操作機器類および管理橋は、樋門本体の沈下に伴う門柱の傾斜に対応できる構造とする。
- ・ 柔構造樋門の施工は、沈下計測などの動態観測を併用した情報化施工によって行うことが望ましい。

5) 樋門の地震対策

樋門は、“Ⅲ 耐震設計編”に示すように樋門の重要度に応じた耐震性を確保する。樋門の耐震性は、周辺堤防の耐震性に依存するところが大きいいため周辺堤防の耐震性を確保することが重要であり、このために周辺堤防を対象とした液状化対策を優先して実施する必要がある。樋門の周辺堤防の地震時の安定が確保されれば、樋門の耐震性は大きく向上すると考えられる。

なお、樋門の重要度としてB種に区分される樋門のうち特に重要な樋門は、一般の樋門以上の耐震性を確保することが望ましいが、その設計法は今後の課題となっている。

2.4.2 函体の構造形式の選定

函体の函軸構造は、函体の断面構造および継手の構造特性を考慮して樋門の構造形式に適合した構造とする。

【解 説】

樋門の本体は、函体とそれを接続する継手そして胸壁等の主要部材によっ

て構成される。函体の構造形式は、断面構造形式と函軸構造形式に分けられる。2.4.1に示す樋門の構造形式は、主として函体の函軸構造の違いを表現するものであり、函体の函軸方向の変形能力（たわみ、軸変位）の差違によって規定される。函体の函軸構造形式の選定においては、函体および継手の構造特性と地盤変位分布を考慮するとともに、基礎形式を含む全体系としての樋門の構造形式との適合性に配慮する必要がある。

1) 函体の断面構造形式

函体の断面構造形式は、断面のたわみ特性の違いから図1-2-6に示すように剛性函体とたわみ性函体に分類できる。

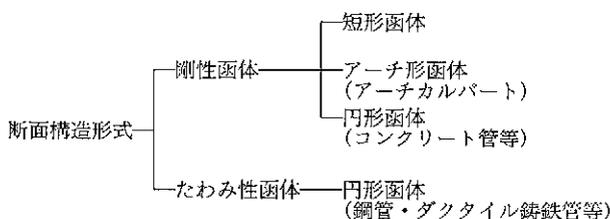


図1-2-6 函体の断面構造形式

a) 剛性函体

剛性函体は、施工法の違いから場所打ちコンクリート構造とプレキャストコンクリート構造に分けられる。プレキャストコンクリート構造としてはRC構造とPC構造があるが、一般には函体ブロック間の接合部の止水を確保するためにプレストレスが導入されることが多く、この場合にはPC構造となる。

① 矩形函体

矩形函体は、場所打ちコンクリート構造として最も実績のある構造である。さらに施工の省力化や現場工期の短縮を図るためにプレキャストコンクリート構造の函体の実績も増加しつつある。

② アーチ形函体

アーチ形函体は、矩形函体の上部をアーチ形としたもので土かぶり厚さが大きい場合などで部材厚を厚くしない等で経済性が図れる場合がある。一般にアーチ部の施工が難しいので工場製作のプレキャストコンク

リート構造としての利用が望まれる。また、函体外形をアーチ形とすることによって鉛直土圧の応力集中を緩和できるので堤防に悪影響を与えることが少ない構造といえる。

③ 円形管体

円形管体は、施工性から場所打ちコンクリート構造とすることが難しいので、一般にプレキャストコンクリート構造となる。

樋門の函体にプレキャストコンクリート構造の管を適用する場合は、継手部の水密性や変形特性に十分配慮した設計とする必要がある。

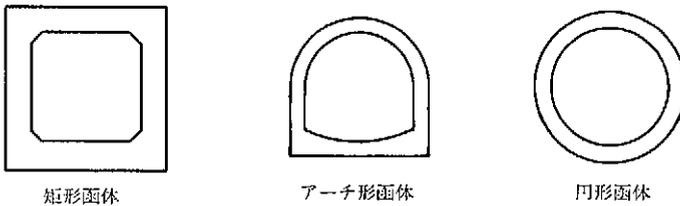


図 1-2-7 函体の形状

b) たわみ性函体

たわみ性函体は、部材が薄肉でたわみ性を持ち、鉛直土圧により断面がたわむことにより函体両側面の土砂を圧縮し、これによって発生する抵抗土圧を受けることによって安定するとした設計法が採用される。たわみ性函体としては、鋼管とダクタイル鋳鉄管その他があり各々の特徴は次とおりである。

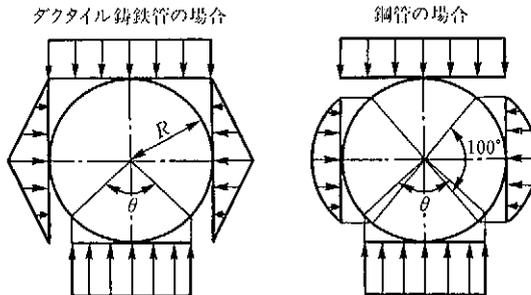


図 1-2-8 たわみ性函体の土圧分布

① 鋼 管

鋼管は、引張強度が大きいため、

- ・ひび割れが生じないため水密性が高い。
- ・スチールベローズ継手を用いることにより、大きな変形に耐える構造形式とすることができる。
- ・比較的大きなキャンパー量に対応することができる。

などの特徴がある。一方で、一般に長所と考えられている、

- ・函軸たわみ性がある。
- ・軽量であり、基礎工が不要である。

等については、実際には適用する現場ごとに判断が必要な項目であり、一般論でいえば、函軸たわみ性については、実際には継手を設置して継手によって函軸たわみ性を得る必要があるという点で剛性函体と大差はないといえる。また、軽量であることについては、軽量であることが、例えば断面の大きい函体において地震時の過剰間隙水圧の上昇によって浮き上がるなど、短所となる可能性もある。

また、比較的大きい断面の函体等において、断面の変形・応力度からリブ付管とすることがあるが、施工性や防食の面で樋門としては好ましくない。

函体形状は、矩形とすることも可能であるが、矩形はりブによる補強を必要としたり、継手の可とう性の確保が難しいなど問題があるので円形管を基本とすべきである。

なお、樋門は土中および水際の腐食性環境に設置されるので、鋼管を用いる場合は、防食についての検討が必要である。

② ダクタイル鋳鉄管

ダクタイル鋳鉄管は、水道管等の埋設管としての実績が多く、その耐久性は実証されているといえる。特徴は次のように示される。

- ・メカニカル継手を用いることにより、水密性を確保しつつ大きな可とう性が確保できる。
- ・継手は、ボルト締めのみで溶接がないので施工が速い。
- ・腐食に対して比較的強い。

- ・内面の防食としてモルタルライニングが規格化されている。
- ・製品は $\phi 2\,600$ mm まで規格化(JIS)されており、 $\phi 2\,900$ mm まで製作されている。
- ・溶接が適さないので、門柱部との取合いに工夫が必要となる。
- ・製作長 ($L=4.0\sim 6.0$ m) の制約から継手が多くなる。

③ その他のたわみ性管

その他のたわみ性管としては、高耐圧ポリエチレン管、FRP管、FRPM管(強化プラスチック複合管)、MRP管(金属複合ポリエチレン管)等が考えられる。これらのたわみ性管は、断面のたわみ性と函軸たわみ性をあわせ持つ樋門の函体への適用が期待される。しかし、その特性から函体の周辺土を良質土とする必要があること、しゃ水鋼矢板の影響を受けやすいこと、胸壁や門柱との結合、しゃ水壁の構造等の検討課題も多い。

このため、樋門の函体としてこれらのたわみ性管を適用する場合は十分検討して安全を確かめる必要があり、今後さらなる調査・検討が望まれている。

2) 函体の函軸構造形式

函体の函軸構造は、函軸たわみ特性と函軸変位特性に分けて次のように分類することができる。

a) 函軸たわみ特性

函軸たわみ特性とは、函体(樋門本体)の函軸鉛直方向の鉛直変位に関する構造特性で、図1-2-9のように分類できる。

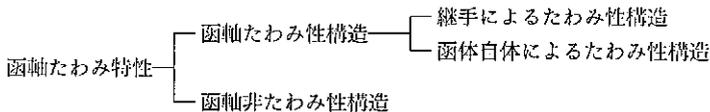


図1-2-9 函軸たわみ特性

① 函軸たわみ性構造

函軸たわみ性構造には、函体自体の剛性が高い場合に継手を配置し、その継手部の変形能力を利用して函軸たわみ性を得る“継手によるたわ

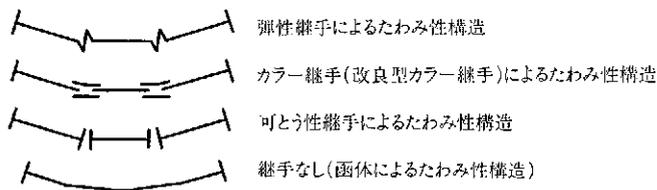


図 1-2-10 函軸たわみ性構造の概念図

み性構造”と、継手によらずに函体自体で函軸たわみ性を得る“函体自体によるたわみ性構造”に大別できる。函体によるたわみ性構造については、一般にそのたわみ角は極めて小さく、実用に耐える函軸たわみ量を確保することは難しい。このため、函軸たわみ性は、継手の変形能力を利用して達成されることが多い。

柔構造樋門は、この函軸たわみ性構造を具現化したものである。

② 函軸非たわみ性構造

函軸非たわみ性構造は、樋門本体に継手がない 1 スパンの場合や継手の変形能力が不十分で、地盤の沈下分布に対して十分追従できない函軸構造をいう。

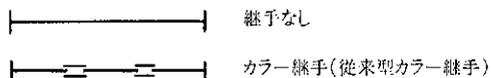


図 1-2-11 函軸非たわみ性構造の概念図

b) 函軸変位特性

函軸変位特性とは、函体（樋門本体）の函軸方向の水平変位に関する構造特性で、図 1-2-12 のように分類できる。

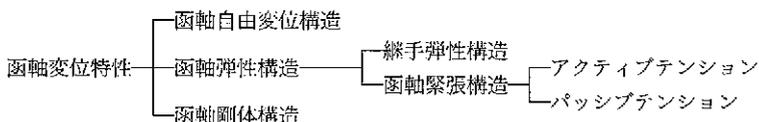


図 1-2-12 函軸変位特性

① 函軸自由変位構造

函軸自由変位構造とは、継手が函体（樋門本体）の函軸方向変位を拘

束しない函軸構造をいう。

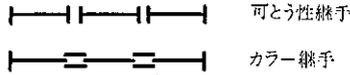


図 1-2-13 函軸自由変位構造の概念図

② 函軸弾性構造

i) 継手弾性構造

継手弾性構造とは、継手自体の弾性的挙動によって函軸弾性を得るものである。代表的なものとしては、スチールペローズ継手を使用した鋼製函体や、一般に耐震継手と呼ばれる継手を使用したダクタイル鋳鉄管等がある。

ii) 函軸緊張構造

函軸緊張構造とは、アンボンド工法の緊張材を函軸全体に配置してPC函体とするもので、緊張力の導入量の大きさによって以下の2方式に分けられる。

・アクティブテンション

各継手部にゴム等の弾性体を設置して、これを全スパン緊張により圧縮し、継手部の弾性体および緊張材の弾性によって、圧縮方向および引張方向の函軸弾性挙動を可能とするものである。

・パッシブテンション

地盤の側方変位等による継手の開口を防止する目的で用いるもので、函軸方向に緊張材を配置するが、函体設置直後においては継手部に緊張力が作用しない範囲の緊張力を導入しておき、盛土による函体（楯

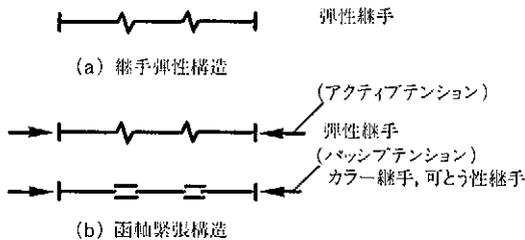


図 1-2-14 函軸弾性構造の概念図

門本体)の函軸方向変位に伴って緊張材に緊張力を作用させ、函体の函軸方向変位を抑制するものである。

③ 函軸剛体構造

函軸剛体構造は、函体(樋門本体)の函軸方向変位を許容できない構造であり、具体的には継手のない1スパンの樋門が該当する。

2.4.3 継手の構造形式の選定

函体の継手は、継手に求められる機能、函体構造との適合性を考慮して選定する。

【解説】

函体の継手は、①函体内外の水圧に対する水密性、②継手部の変位に対応できる変形能力、③隣接するスパンからの断面力の伝達などの機能を確保するとともに、函体構造と適合する構造形式を選定する必要がある。

隣接するスパン(函体)を結合する継手の構造形式は、スパン間での変形特性すなわち断面力の伝達特性によって表1-2-5に示すような3種類に分類することができる。

表1-2-5 継手形式と変形特性およびその設計モデル

継手形式	変形特性	設計モデル
可とう性継手	継手の開口、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少ない。	フリー
カラー継手	継手の目違いを拘束するが、開口、折れ角をほとんど拘束しない。このため、せん断力のみを伝達する。	ヒンジ (函軸方向はフリー)
弾性継手	継手バネの大きさとスパン間の変位差に応じた断面力の伝達がある。	函軸方向バネ、せん断バネ、曲げバネ

継手の変形特性は、継手バネの大きさで表現すれば上記のすべての継手を弾性継手として扱うことが可能であり、各々の継手のバネ定数を確定できれば設計上は弾性継手として設計することが望ましい。

継手形式と代表的な継手構造の一例を以下に示す。なお、ここに示す継手以外の構造の開発も進められており、それらの継手の樋門の函体への適用性

が確認できれば適用してもよい。

1) 可とう性継手

可とう性継手は、ゴムメンブレン等で止水性と可とう性を確保するもので、スパン間の相対変位を拘束することが最も少ない構造である。このため、函体スパン相互間の軸力、せん断力、曲げモーメントの伝達がほとんどない。

可とう性継手は、開口、目違いを生じやすいので、函体の沈下を許容する場合は、函体の沈下による影響が継手の変位（開口、目違い）として集中しないように、樋門本体のスパン割を適切に行うとともに、地盤の側方流動等の挙動に十分配慮する必要がある。

また、函体内面に設ける可とう性継手に対して、図1-2-16に示すような函体外側に設ける継手も開発されており、函体の内側に設ける可とう性継手と組み合わせて用いられた例がある。

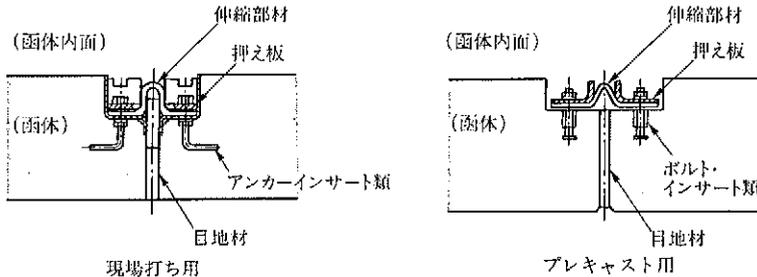


図1-2-15 可とう性継手の例

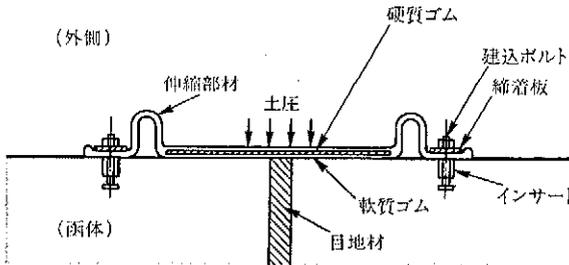


図1-2-16 外側に設ける可とう性継手の例

2) カラー継手

従来の函体で採用されてきた継手である。カラー継手の折れ角は構造的に

許容する範囲内に限定されるが、目違いを拘束するため、せん断力を伝達させる働きがある。一方、開口に対する拘束はほとんどない。

カラー継手は、開口に伴う可とう継手材および止水板の破断や、折れ角に伴うカラー近傍の函体への応力集中等が生じやすいので、変形の余裕等に十分配慮する必要がある。

函体設置時における初期開口およびカラーと函体のクリアランスは、函体の必要変形量（設計変形量＋余裕）を許容できる適正な値とする。

従来のカラー継手においては、カラーと函体との遊間および隣接する函体の接触面の遊間に1～2 cm厚の目地材（発泡ゴム：硬度30程度）を設置するのが一般的であった。目地材は遊間を詰めることによって間隙をなくし、土砂などの混入を防止するのが目的であり、隣接するスパン間の力はコンクリートの直接の接触によって伝達された。このため、地盤の沈下や地震等の外力による応力集中によって、カラー継手の近傍のコンクリートにひび割れ等の変状の発生が多くみられたものと考えられる。

継手として折れ角に対応するためには、コンクリートの直接の接触による応力集中を避けることが重要であり、このため必要な位置にゴム等の弾性材をはさんで隣接するスパン間の力の伝達を図る新しいカラー継手（改良型カラー継手）とすることが必要である。ここでは、このコンクリートにおける応力集中を避ける機能を有するゴムを応力分散ゴムと呼ぶこととする。このゴム等の弾性材は、長期にわたる弾力性と耐久性を確保できる材料（CRゴム：硬度50以上）とする必要がある。なお、応力分散ゴムの間にはさむ目地

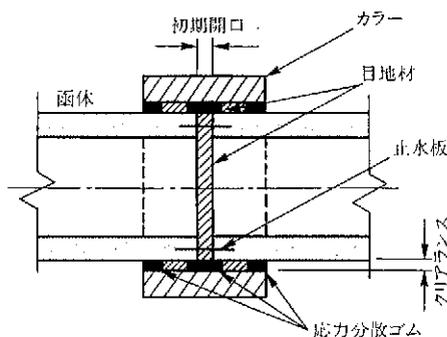


図 1-2-17 改良型カラー継手の例

材は、発泡ゴム（硬度 30 程度）とする。また、開口に対応するためには抜き出し防止ストッパーの機能を付加することが必要である。信頼性の高い改良型カラー継手の開発は緊急の課題である。

3) 弾性継手

弾性継手は、継手部における弾性バネによって軸力、せん断力、曲げモーメントを継手部の変位（隣接するスパンの相対変位）に応じて分配する機能があるため、適当な弾性バネを確保することによって過大な変位を抑制し、

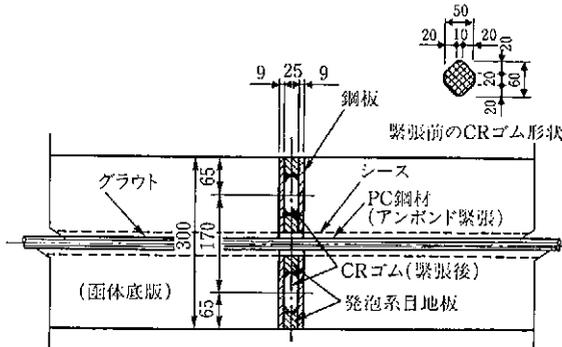


図 1-2-18 弾性継手の例（プレストレインドゴム継手）

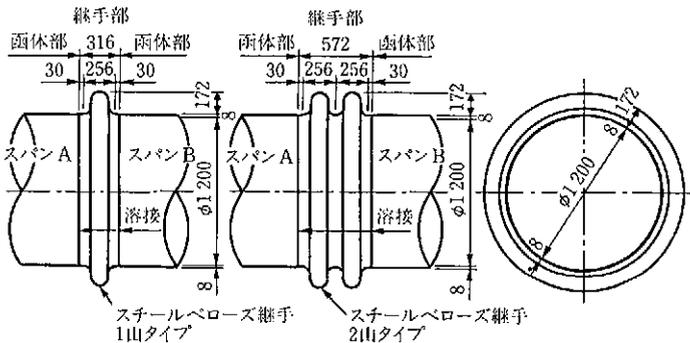


図 1-2-19 弾性継手の例（スチールベローズ継手）

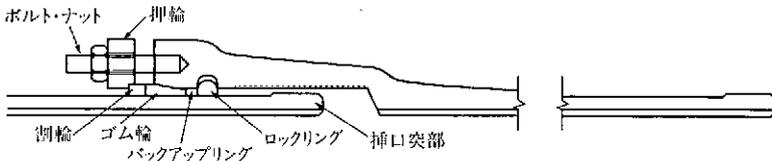


図 1-2-20 弾性継手の例（S 形ダクタイル鋳鉄管の継手）

函体の応力を緩和することができる。

例としては、プレストレインドゴム継手、スチールベローズ継手、ゴムベローズ継手等があげられる。ダクティル铸铁管（S形）で用いられるメカニカルソケット継手も弾性継手の一種である。

2.4.4 基礎形式の選定

樋門の基礎形式は、地盤の残留沈下量、樋門の構造特性および周辺堤防への影響等を考慮して選定するものとし、原則として直接基礎とする。

【解 説】

1) 基礎形式の選定

樋門の基礎形式は、図 1-2-21 に示すように分類することができる。樋門の挙動は、地盤の変形特性、基礎の支持特性、樋門の構造形式等によってほぼ

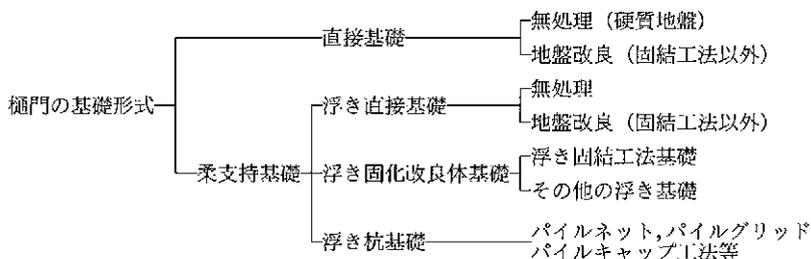


図 1-2-21 樋門の基礎形式

表 1-2-6 基礎形式と設計計算法

基礎形式		設計計算法
直接基礎 ¹⁾		直接基礎
柔支持基礎	浮き直接基礎	浮き直接基礎
	浮き固体化改良体基礎	原則として浮き直接基礎 ²⁾
	浮き杭基礎	原則として浮き直接基礎 ²⁾

¹⁾：残留沈下量が5cmを超える場合は、柔支持基礎とする。

²⁾：基礎工の特性によってはその影響を地盤反力係数等により適切に評価した設計法による必要がある。

決定されるので、樋門の構造特性と整合する基礎形式とする必要がある。

樋門の基礎形式は、地盤の残留沈下量、樋門の構造特性および周辺堤防への影響等を考慮して検討し、原則として周辺堤防への悪影響が少ない直接基礎または柔支持基礎を選定する。

樋門の基礎の設計は、表 1-2-6 のように区分して行う。浮き固化改良体基礎、浮き杭基礎を原則として直接基礎または浮き直接基礎として設計するのは、これらの基礎は樋門本体と結合させないで構造的に分離して適用するためである。

2) 直接基礎

直接基礎における地盤の残留沈下量の許容値の目安は、5 cm 程度以下とすることが望ましい。一般にこの条件に該当するのは、地盤が硬質地盤の場合や、堤防高が比較的小さくサーチャージ盛土を考慮したプレロード工法によって地盤を過圧密となるよう改良した場合などが考えられる。地盤の残留沈下量が、5 cm 程度を超える場合および地盤改良を行ってもそれを超える場合は、柔支持基礎として設計するのがよい。

3) 柔支持基礎

柔支持基礎には、基礎地盤が無処理、あるいは地盤改良を行って浮き直接基礎とする場合や浮き固化改良体基礎や浮き杭基礎によって沈下を抑制する場合などの樋門の沈下を許容する基礎全般が含まれる。

柔支持基礎は、柔支持基礎上面の残留沈下量を許容値以内に抑制し、残量沈下量分布による樋門本体の不同沈下を軽減するためにキャンバー盛土を考慮することができる。キャンバー盛土は、7.4.2 の解説に示すように設計用の残留沈下量を低減させる効果を期待することができる。この効果によって、キャンバー盛土は地盤改良と同等な沈下対策工の一つと考えることができる。また、キャンバー盛土は樋門本体の不同沈下対策としても有効である。このため、大きな残留沈下量を許容する場合はキャンバー盛土の併用を検討すべきである。

a) 浮き直接基礎

樋門は地中構造物であり、一般に函体はそれが排除した堤体土の重量より軽いため函体直下の鉛直支持力が問題になることは少ない。この意味で

浮き直接基礎は、設計上は排土重量を補償した基礎（浅い浮き基礎）と位置付けられる。樋門本体の端部函体（門柱部）は土かぶり小さく、端部函体単独では浮き直接基礎としての条件を満足しないことがあるが、樋門本体のスパン割等に配慮し、門柱や胸壁等からの荷重をバランスよく隣接するスパンや基礎地盤に伝達させることによって、比較的軟弱な地盤に浮かせて支持させることが可能となる。

b) 浮き固化改良体基礎・浮き杭基礎

浮き固化改良体基礎および浮き杭基礎は、基礎の先端を支持層に着底させないで支持層に頼らない支持を実現する浮き基礎である。これらの浮き基礎の特長は、基礎によって沈下抑制効果が得られると同時に、函体および基礎の抜け上がりを抑制して、堤体への悪影響や樋門本体に対するさまざまな障害を緩和することができることである。

浮き固化改良体基礎および浮き杭基礎上に設置する樋門本体は、原則として浮き直接基礎として設計するが、基礎工の特性によってはその影響を地盤反力係数を区分的に設定する等により適切に評価した設計法による必要がある。

浮き固化改良体基礎および浮き杭基礎は、樋門の基礎として好ましい特性を有しており実用化に向けた研究も進められているが、設計法が十分には確立していないため、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望まれている。

第3章 荷重

3.1 荷重の種類

樋門の設計にあたっては、次の荷重を考慮する。

- (1) 主荷重
 - 1) 死荷重
 - 2) 地盤変位の影響
 - 3) 活荷重
 - 4) 土圧
 - 5) 水圧
 - 6) 負の周面摩擦力の影響
 - 7) プレストレス力（函体等にプレストレスを導入する場合）
 - 8) コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響の影響
- (2) 従荷重
 - 9) 地震の影響
 - 10) 温度変化の影響
 - 11) 風荷重
- (3) 主荷重に相当する特殊荷重
 - 12) 雪荷重
- (4) その他
 - 13) その他の荷重

【解説】

ここで示した荷重は、樋門を設計するときに考慮しなければならない荷重の種類を列挙したものであるので、建設地点の諸条件や構造特性などによって適宜選定する。

3.2 死荷重

死荷重は、適切な単位体積重量を用いて算出する。実重量の明らかなもの、および試験結果が得られているものはその値を用いる。

【解説】

死荷重の算出には表 1-3-1 に示す単位体積重量を用いてもよい。土の単位体積重量については 5.1 の解説に示した。

表 1-3-1 材料の単位体積重量の一般値 (kgf/m³) {kN/m³}

材 料 名	単位体積重量	材 料 名	単位体積重量
鉄筋コンクリート	2 500{24.5}	セメントモルタル	2 150{21.1}
プレストレストコンクリート	2 500{24.5}	砂・砂利・碎石	1 900{18.6}
無筋コンクリート	2 350{23.0}	石 材	2 600{25.5}
鋼・铸鋼・鍛鋼	7 850{77.0}	木 材	800{7.85}
ダクタイル铸鉄	7 150{70.1}	歴青材 (防水用)	1 100{10.8}
铸 鉄	7 250{71.1}	アスファルト舗装	2 300{22.6}

3.3 地盤変位の影響

地盤変位の影響としては、次の変位分布を考慮する。

- (1) 地盤の沈下による地盤変位 (沈下)
- (2) 地盤の水平変位による地盤変位 (側方変位)

【解 説】

地盤変位の影響とは、地盤の変位が樋門本体に与える影響のことであり、設計上は解析対象物の軸線上の地盤変位分布として扱う。

(1) 地盤の沈下による地盤変位（沈下）

地盤の沈下による地盤変位（沈下）としては、樋門の施工後に生じる地盤の残留沈下量分布とする。

(2) 地盤の水平変位による地盤変位（側方変位）

地盤の水平変位による地盤変位（側方変位）としては、樋門の施工後に生じる基礎地盤の側方変位量分布とする。

3.4 活 荷 重

活荷重は、自動車荷重および群集荷重とする。

(1) 自動車荷重は、原則として 25 tf {245 kN} 荷重とし、衝撃を考慮する。この自動車荷重を上載荷重として考慮する場合は、1.0 tf/m² {9.8 kN/m²} を標準とする。

(2) 群集荷重は、原則として 350 kgf/m² {3.43 kN/m²} とする。

【解 説】

(1) 自動車荷重

自動車荷重は道路横断方向には制限なく載荷させるものとし、堤防上における樋門本体の函軸方向の単位長さあたりの荷重は次式による。

$$P_{t+i} = \frac{2 \cdot T}{B} (1+i) \quad (1-3-1)$$

ここに

P_{t+i} : 自動車後輪による活荷重 (tf/m) {kN/m}

T : 自動車の 1 後輪荷重 ($T=10$ tf) { $T=98$ kN}

B : 自動車占有幅 ($B=2.75$ m) { $B=2.75$ m}

i : 衝撃係数 (i) は表 1-3-2 の値とする。

また、自動車後輪による活荷重は、地表面より設置幅 0.2 m で堤防縦断方

表 1-3-2 衝撃係数 (i) と自動車後輪による活荷重

土かぶり (h)	4.0m 未満	4.0m 以上
衝撃係数	0.3	0
P_{vi} (tf/m){kN/m}	9.45{92.7}	7.27{71.3}

向にのみ 45° の角度をもって地中に分布するものとする。したがって函体上面に作用する活荷重は次のようになる。なお、前輪の影響は原則として考慮しなくてよいが、函体幅が大きいなどで前輪の影響を考慮する必要がある場合および円形管体等で上記により難しい場合は、「道路土工—カルバート工指針（日本道路協会）」に示される計算方法に準じて算定してよい。

a) 土かぶり 4.0 m 未満の場合

$$P_{vi} = \frac{P_{t+i} \cdot \beta_t}{W} = \frac{P_{t+i} \cdot \beta_t}{2h + 0.2} \quad (1-3-2)$$

ここに

P_{vi} : 自動車後輪による函体上面の活荷重強度 (tf/m²) {kN/m²}

β_t : 断面力の低減係数で表 1-3-3 の値とする。この低減係数は、 T 荷重によって算出される断面力を車両制限令に基づく後輪荷重によって算出される断面力に換算する係数である。活荷重により函体に生じる断面力の大きさは正比例するので、設計時に用いる荷重に低減係数を乗じるものとする。

W : 活荷重強度の分布幅 (m) {m}

h : 函体の土かぶり厚さ (m) {m}

表 1-3-3 断面力の低減係数 (β_t)

土かぶり	土かぶり $h \leq 1\text{m}$ かつ内空幅 $B' \geq 4\text{m}$ の場合	左記以外の場合
β_t	1.0	0.9

b) 土かぶり 4.0 m 以上の場合

土かぶり 4.0 m 以上の場合には、鉛直荷重として函体上面に一律に 1.0 tf/m² {9.8 kN/m²} の荷重を考慮する。

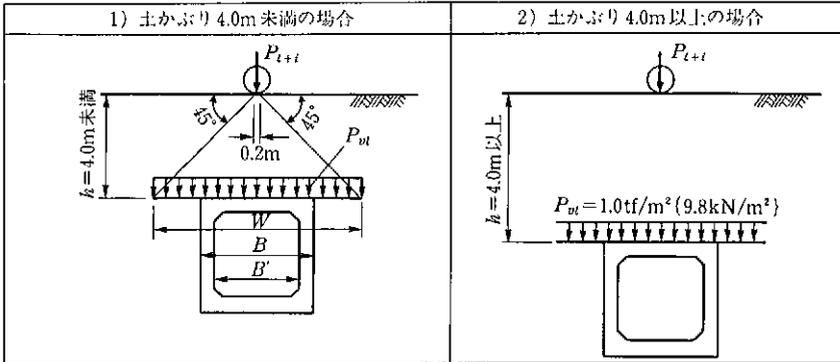


図1-3-1 自動車荷重

c) 上載荷重として考慮する場合

上載荷重は、自動車荷重等の活荷重を便宜的に等分布荷重に換算して扱うものであり、一般に 1.0 tf/m^2 $\{9.8 \text{ kN/m}^2\}$ としてよい。

(2) 群集荷重

管理橋および操作台等に負載する群集荷重は、原則として 350 kgf/m^2 $\{3.43 \text{ kN/m}^2\}$ とし、地震時には考慮しないものとする。

3.5 土 圧

樋門の設計に考慮する土圧は、次のとおりとする。

(1) 函体に作用する土圧

1) 函体上面に作用する鉛直土圧は、土かぶり厚さに基づいて算出する。

2) 水平土圧

① 剛性函体の側壁に作用する土圧は、静止土圧とする。

② たわみ性函体の側面に作用する土圧は、構造特性に応じて算出する。

(2) 胸壁・翼壁等に作用する土圧は、構造体の変位特性に応じて静止土圧または主動土圧とする。

【解説】

(1) 函体に作用する土圧

a) 鉛直土圧

函体上面に作用する鉛直土圧は、次式により算定する、

$$P_{vd} = \alpha \cdot \gamma \cdot h \quad (1-3-3)$$

ここに

P_{vd} : 鉛直土圧強度 (tf/m²) {kN/m²}

α : 鉛直土圧係数で、函体の形状、土かぶり、基礎の支持条件に応じて表 1-3-4 に示す値とする、

γ : 土かぶり土等の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}

h : 函体の土かぶり厚さ (m) {m}

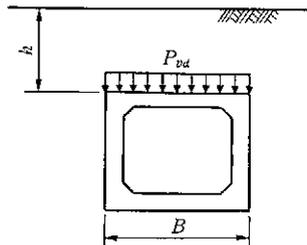


図 1-3-2 鉛直土圧

表 1-3-4 鉛直土圧係数

条 件	α	
次の条件のいずれかに該当する場合 ・良好な地盤上に設置する直接基礎の函体で土かぶりが10m以上でかつ内空高が3mを超える場合 ・杭基礎等 ¹⁾ で盛土の沈下に函体が抵抗する場合	$h/B < 1$	1.0
	$1 \leq h/B < 2$	1.2
	$2 \leq h/B < 3$	1.35
	$3 \leq h/B < 4$	1.5
	$4 \leq h/B$	1.6
上記以外の場合 ²⁾	1.0	

¹⁾: 剛支持の固化改良体基礎を含む、

²⁾: 盛土の沈下とともに函体が沈下する場合で、柔構造樋門の柔支持基礎の場合を含む、

ただし、

h : 函体の土かぶり厚さ (m) {m}

B : 函体の外幅 (m) {m}

α : 鉛直土圧係数

b) 水平土圧

① 剛性函体

剛性函体の側壁に作用する静止土圧は、次式により算定する。

$$P_{hd} = K_0 \cdot \gamma \cdot h \quad (1-3-4)$$

ここに

P_{hd} : 任意の深さの水平土圧強度 (tf/m²) {kN/m²}

K_0 : 静止土圧係数 (通常は $K_0 = 0.5$ と考えてよい)

γ : 土の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}

h : 任意の深さ (m) {m}

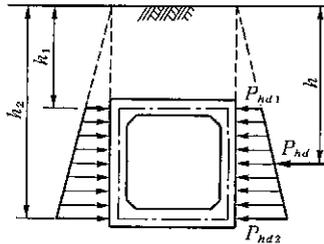


図 1-3-3 水平土圧

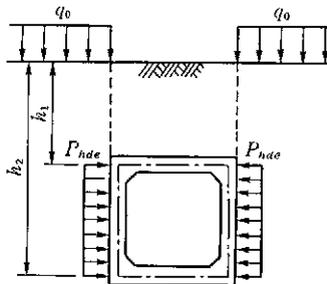


図 1-3-4 上載荷重による水平土圧

活荷重による水平土圧は、土かぶり厚さに関係なく函体両側面上載荷重を載荷させて、次式により算定する。

$$P_{hde} = K_0 \cdot q_0 \quad (1-3-5)$$

ここに

P_{hde} ：上載荷重による水平土圧強度(tf/m²) {kN/m²}

K_0 ：静止土圧係数（通常は $K_0=0.5$ と考える）

q_0 ：上載荷重 $q_0=1.0$ tf/m² {9.8 kN/m²}

② たわみ性函体

たわみ性函体の設計は、構造特性に応じた各々の設計法による（7.5.3参照）。

(2) 胸壁・翼壁に作用する土圧

胸壁・翼壁に作用する土圧は、原則として表1-3-5の区分に従って適用する。

表 1-3-5 土圧の区分

種別		常時	地震時
胸壁		静止土圧	地震時主働土圧
翼壁	U形タイプ	静止土圧	地震時静止土圧
	逆T形タイプ	主働土圧	地震時主働土圧

胸壁が一体化される函体端部は、地震時には変位すると想定されるため胸壁の設計に考慮する地震時土圧は、地震時主働土圧とした。このため、本体が1スパン等で地震時に函体（胸壁）の変位が拘束されることが確かな場合は、地震時静止土圧とするのがよい。

逆T形タイプの翼壁は、水叩きによって底版位置の水平変位が拘束される場合も回転変位は拘束されないため常時、地震時ともに主働土圧としてよい。

なお、胸壁および翼壁の設計における地震時の取扱いは、7.7、7.12による。地震時土圧の算定は“Ⅲ 耐震設計編”に示した。

a) 静止土圧

胸壁・翼壁に作用する静止土圧は、次式による。

$$P_{hd} = K_0 (\gamma \cdot h + q_0) \quad (1-3-6)$$

ここに

P_{hd} : 任意の深さの水平土圧強度 (tf/m²) {kN/m²}

K_0 : 静止土圧係数 (通常は $K_0=0.5$ と考えてよい)

γ : 土の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}

h : 任意の深さ (m) {m}

q_0 : 上載荷重 (tf/m²) {kN/m²}

なお、背面土の傾斜の影響は、図 1-3-5 に示す影響範囲を $\xi=45^\circ$ と仮定して、この範囲の土重および上載荷重を載荷重に換算してもよい。

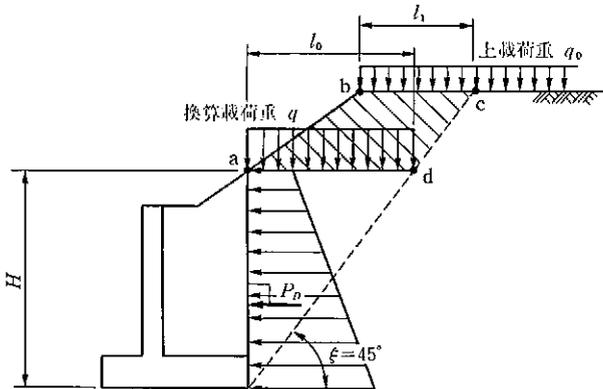


図 1-3-5 背面土の換算載荷重

一般に静止土圧は、擁壁背面の地表面の形状は擁壁天端から水平として定義される。この方法は実用上の利便性に配慮して提案したものであり適用条件に留意が必要である。

b) 主働土圧

主働土圧は、次式による。

$$P_a = K_A (\gamma \cdot h + q_0) \tag{1-3-7}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \tag{1-3-8}$$

$$\cot(\xi_A - \alpha) = -\tan(\phi + \delta + \theta - \alpha) + \sec(\phi + \delta + \theta - \alpha) \sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi - \alpha)}} \quad (1-3-9)$$

ここに

P_a : 任意の深さの主働土圧強度 (tf/m²) {kN/m²}

K_A : 主働土圧係数

ξ_A : 主働崩壊角(度) {度}

γ : 土の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}

h : 任意の深さ (m) {m}

q_0 : 上載荷重 (tf/m²) {kN/m²}

α : 地表面と水平面のなす角 (度) {度}

θ : 壁背面と鉛直面のなす角 (度) {度}

ϕ : 土の内部摩擦角 (度) {度}

δ : 土圧作用面の種別に応じた壁面摩擦角 (度) {度}

土と土の場合: $\delta = \phi$

土とコンクリートの場合: $\delta = \phi/3$

ただし, $\phi - \alpha < 0$ のときは $\sin(\phi - \alpha) = 0$ とする

上載荷重 q_0 は必要に応じて考慮する。

ここで用いている角度は反時計回りを正とする。

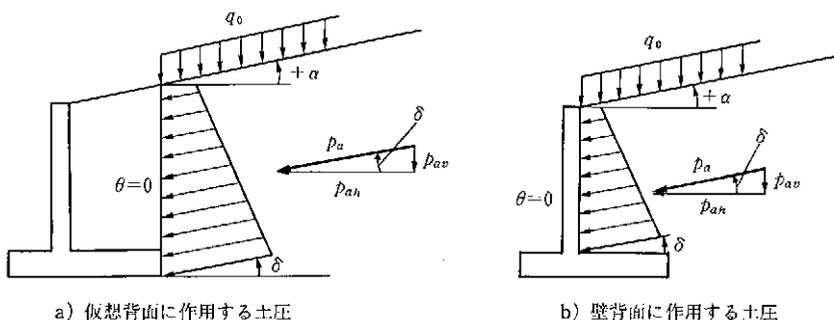


図 1-3-6 主働土圧

3.6 水 圧

構造物の水中にある部分および地中の地下水位以下にある部分には、静水圧・残留水圧・揚圧力等の水圧を考慮する。

【解 説】

1) 静 水 圧

静水圧は、次式により算出する。

$$P_h = \gamma_w \cdot h \quad (1-3-10)$$

ここに、

P_h ：水面より h の深さの静水圧強度 (tf/m²) {kN/m²}

γ_w ：水の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}

h ：水面よりの深さ (m) {m}

2) 胸壁・翼壁に作用する残留水圧

胸壁・翼壁の前面の水位と背面の水位の間に水位差を生じる場合は、この水位差に伴う残留水圧を考慮しなければならない。

残留水位 (RWL) は、外水位が低下した場合などでの胸壁・翼壁の背後の地盤中に残留する水位であり、次のように定めてよい (図 1-3-7 参照)。

a) HWL < GL の場合

① GWL < WL のとき

$$RWL = (HWL - WL) \times 2/3 \quad (1-3-11)$$

② GWL > WL のとき

$$RWL = (HWL - GWL) \times 2/3 \quad (1-3-12)$$

b) HWL > GL の場合

① GWL < WL のとき

$$RWL = (GL - WL) \times 2/3 \quad (1-3-13)$$

② GWL > WL のとき

$$RWL = (GL - GWL) \times 2/3 \quad (1-3-14)$$

ここに、

RWL：残留水位
 HWL：計画高水位
 GWL：自然地下水位
 WL：前面水位
 GL：構造物背後の地盤高

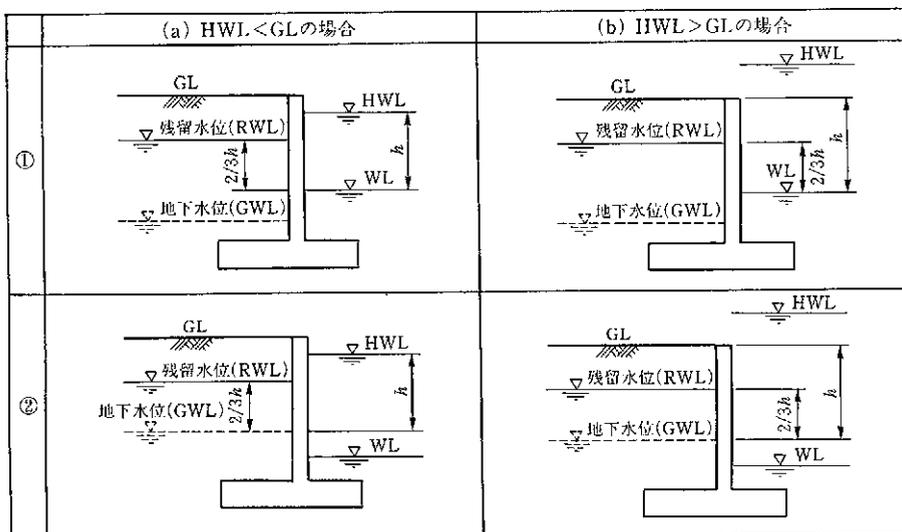


図 1-3-7 残留水位の設定方法（常時）

c) 前面水位は、常時の場合には低水位 (LWL)，地震時の場合には平水位とする。

d) 地震時では残留水位はないものとし，胸壁・翼壁の背後の設計水位は

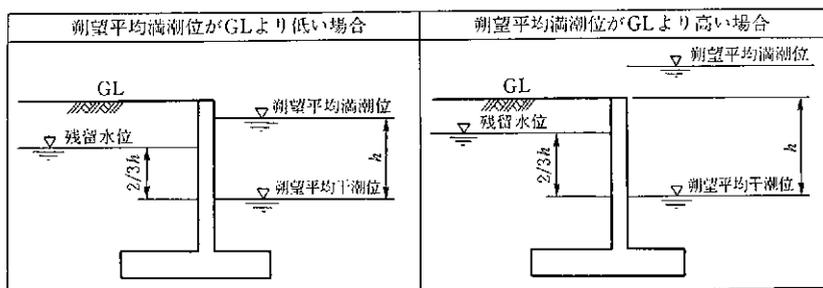


図 1-3-8 感潮区間の残留水位

自然地下水位と平水位の高いほうの水位とする。

e) 常に潮位差の影響を受けている感潮区間の残留水位は、常時および地震時とも前面潮位差に応じて図 1-3-8 のように定めてよい。

3) 揚 圧 力

揚圧力は、胸壁・翼壁と基礎地盤との接触面に垂直に作用するものとし、対象構造物の上下流、あるいは前面・背後の水位により求める。

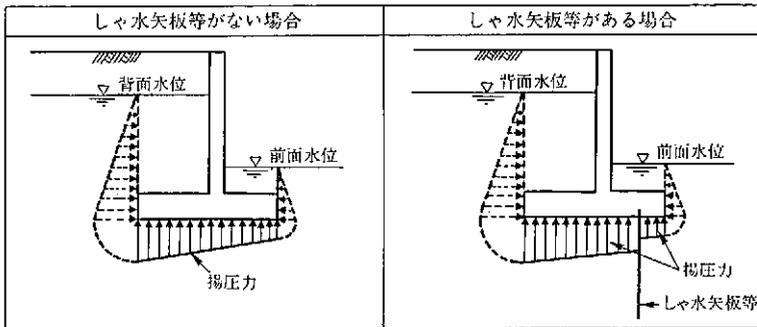


図 1-3-9 揚圧力

なお、揚圧力の作用が明らかな場合には、これを考慮しなければならないが、その作用が明らかでない場合にも、経年的な水の浸透あるいは構造物の設置状態によってこれらの力が作用することが予測される。したがって、設計は安全側になるようにその作用を考えるのがよい。

例えば、安定計算のうち転倒や滑動などの計算には考慮し、支持の計算には無視する方法等が考えられる。

4) その他の水圧

その他の水圧としては、流水圧、地震時動水圧、地震および風による波浪高さによる水圧等がある。これらの水圧は構造物の規模と当該地点の条件に応じて考慮する。

3.7 負の周面摩擦力の影響

基礎およびしゃ水矢板等に負の周面摩擦力が作用する場合には、設計にこの影響を考慮する。

【解説】

負の周面摩擦力とは、構造物周辺の地盤が構造物より大きく沈下するときに構造物周面に鉛直下向きの摩擦力が生じることである。地盤が沈下する場合は、負の周面摩擦力の大きさ、分布を適切に評価し、基礎およびしゃ水矢板等の設計にこの影響を考慮する。

軟弱地盤の層厚が厚い等で負の周面摩擦力の影響が大きいと予想される場合には、しゃ水矢板等から樞門本体へ伝達する負の周面摩擦力の影響についても考慮する必要がある。

3.8 プレストレス力

函体にプレストレスを導入する場合には、設計にこれを考慮する。

- (1) プレストレス力は、プレストレッシング直後のプレストレス力および有効プレストレス力について考慮する。
- (2) プレストレッシング直後のプレストレス力は、緊張材の緊張端に与えた引張力に、必要な損失を考慮して算出する。
- (3) 有効プレストレス力は、(2)項の規定により算出するプレストレッシング直後のプレストレス力に、必要な損失を考慮して算出する。

【解説】

(1) 考慮するプレストレス力

プレストレス力は、プレストレスを与えた直後(プレストレッシング直後)のプレストレス力とその後に生じるコンクリートのクリープ、乾燥収縮および緊張材のリラクセーションが終わったときの有効プレストレス力について

考慮しなければならない。

(2) プレストレッシング直後のプレストレス力

ポストテンション方式のプレストレッシング直後のプレストレス力は、緊張材の緊張端に与えた緊張力に、以下に示す影響による損失を考慮して算出する。

- ① コンクリートと継手材の弾性変形
- ② 緊張材とシースの摩擦
- ③ 函体と均しコンクリートの摩擦
- ④ 緊張材を定着する際のセット

(3) 有効プレストレス力

有効プレストレス力は、次に示すコンクリートのクリープおよび乾燥収縮と緊張材の見かけのリラクセーションとによるプレストレス力の損失量をプレストレッシング直後のプレストレス力より減じることによって算出する。

- ① コンクリートのクリープ
- ② コンクリートの乾燥収縮
- ③ 緊張材のリラクセーション

3.9 コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響

コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響は、コンクリートの材令による強度の発現等を考慮して設定する。

【解 説】

コンクリート部材の設計に考慮するコンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響は、次のとおりとする。

1) コンクリートのクリープひずみ

コンクリートのクリープひずみは次式により算定することができる。

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_c} \varphi \quad (1-3-15)$$

ここに、

ϵ_{cc} : コンクリートのクリープひずみ

σ_c : 持続荷重による応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

E_c : コンクリートのヤング係数 (kgf/cm²) {N/mm²}

φ : コンクリートのクリープ係数

コンクリートのクリープひずみについては、作用する持続荷重による応力度がコンクリートの圧縮強度の40%程度以下の場合、式(1-3-15)が成立すると考えてよい。一般には、コンクリートの圧縮強度の40%を超える持続荷重による応力度が作用することはないので、式(1-3-15)が用いられるが、40%を超える場合には別途試験などによりクリープひずみを定めなければならない。

2) コンクリートのクリープ係数

プレストレスの損失量および不静定力を算出する場合のコンクリートのクリープ係数は、表1-3-6の値を標準とする。

表1-3-6 コンクリートのクリープ係数

持続荷重を載荷するときのコンクリートの材令 (日)		4~7	14	28	90	365
クリープ係数	早強ポルトランドセメント使用	2.6	2.3	2.0	1.7	1.2
	普通ポルトランドセメント使用	2.8	2.5	2.2	1.9	1.4

コンクリートのひずみは、作用する持続荷重を取り除くと回復するクリープひずみと回復しないクリープひずみの和であると考えられる。一般に、プレストレスの損失量を算出する場合は、クリープひずみをこれら2成分に分けて算出しても、あるいは分けずに算出しても結果的に大差ないので、表1-3-6に示すクリープ係数をそのまま用いてよい。なお、持続荷重を載荷したときのコンクリートの材令が表1-3-6に示す値の間にある場合のクリープ係数は直線補間による値を用いてよい。

3) コンクリートの乾燥収縮度

プレストレスの損失量を算出する場合のコンクリートの乾燥収縮度は、表1-3-7の値を標準とする。

表 1-3-7 コンクリートの乾燥収縮度
(普通および早強ポルトランドセメント使用の場合)

プレストレスを導入するときの コンクリートの材令 (日)	3以内	4~7	28	90	365
乾 燥 収 縮 度	25×10^{-5}	20×10^{-5}	18×10^{-5}	16×10^{-5}	12×10^{-5}

コンクリートそのものの乾燥収縮度は表 1-3-7 に示す値より一般に大きい
が、部材に配置される鋼材の影響などを考慮して、プレストレスの損失量を
算定する場合は表 1-3-7 に示す値を用いてよいこととした。なお、プレス
トレスを導入するときのコンクリートの材令が表 1-3-7 に示す値の間にある場
合の乾燥収縮度は直線補間による値を用いてよい。

4) 2)項または3)項により難しい場合

2)項または3)項により難しい場合は、部材周辺の湿度、部材断面の形状寸法、
荷重が作用するときのコンクリートの材令などを考慮して別途定めるものと
する。

特にコンクリート材令の若い時期にプレストレスングを行う場合などで
は、上記の諸要因を考慮して試験により別途定めるか、あるいは、適切な方
法によって推定してもよい。

3.10 地震の影響

地震の影響については、耐震設計編による。

【解 説】

地震の影響は、樞門の設計に必ず考慮しなければならない荷重である。そ
の具体的な取扱いは“Ⅲ 耐震設計編”による。

3.11 温度変化の影響

温度変化の影響は、構造特性に応じた適切な値を設定する。

【解説】

温度変化の影響は、一般に大気中にある構造物に対して考慮し、水中または土中にある構造物には原則として考慮しなくてよい。ただし、土中に埋設する構造物でも使用する材料の温度依存特性により、施工時の材料温度の影響が完成後に無視できない残留応力となる場合等では必要に応じてその影響を検討しなければならない。

1) 基準温度

設計に用いる基準温度は $+20^{\circ}\text{C}$ を標準とする。ただし、気候寒冷地方においては $+10^{\circ}\text{C}$ を標準とする。

基準温度の値は、気温の特性が地方によって異なることから、気温が普通の地方と寒冷な地方（北海道、東北地方など）に分けるものとする。

2) 温度変化の範囲

設計に用いる温度変化の範囲は次のとおりとし、特に検討した場合には実状に応じて定めることができる。

- ① コンクリート構造の温度昇降は、15度としてよい。
- ② 鋼構造の温度変化の範囲は、 -10°C から $+50^{\circ}\text{C}$ までとする。ただし、気候寒冷地方においては -30°C から $+50^{\circ}\text{C}$ までとする。部材間あるいは部材各部における相対的な温度差は15度とする。

構造物における温度の昇降は基準温度の差として考慮する。

設計に用いる温度変化の範囲が上記により難しい場合は、立地条件、構造材料の性質等を考慮して実状に応じて定めてよい。

3) 線膨張係数

線膨張係数は次のとおりとする。この構造以外の線膨張係数は、原則として試験等によって求める。

- ① コンクリート構造物における鋼材およびコンクリートの線膨張係数は 10×10^{-6} とする。
- ② 鋼構造物における鋼の線膨張係数は 12×10^{-6} とする。

3.12 風 荷 重

風荷重は、地域特性に応じた値とする。

【解 説】

門柱および上屋等に作用する風荷重は、設計基準風速を 40 m/s として一般に、 300 kgf/m^2 { 2.94 kN/m^2 } とし、地域特性に応じてこの値以上とすることができる。

風荷重の方向は、原則として水平とし、同時に 2 方向には作用しないものとする。

管理橋に作用する橋軸直角方向の風荷重は、一般には考慮しなくてよいが、桁高が大きくなる場合やトラス構造等では考慮しなければならない。

なお、暴風時に管理橋が浮き上がる可能性がある場合は、水平方向と同程度の風荷重を鉛直上向きに作用させた検討が必要である。

3.13 雪 荷 重

雪荷重は、原則として雪の単位体積重量と積雪深の積として求める。

【解 説】

雪の単位体積重量は、地域、季節などにより大幅に異なるので実態にあわせて決定するものとするが、一般に多雪地方においては、 350 kgf/m^3 { 3.43 kN/m^3 } を見込めばよい。

設計に用いる積雪深は、既往の積雪記録、構造物上での積雪状態などを考慮して設定する。

雪荷重は、積雪のない地方では考慮する必要はない。ただし、積雪が少ないために積雪深を決定できない場合は、雪荷重を 100 kgf/m^2 { 0.98 kN/m^2 } としてよい。

3.14 その他の荷重

その他に堤防および樋門の安全を図るうえで必要な荷重を考慮する。

【解 説】

その他の荷重としては、次に示すものがある。これらの荷重は、必要に応じて考慮する。

- ① 施工時荷重
- ② 堤体内の過剰間隙水圧
- ③ 津波の影響
- ④ 風浪による波圧の影響
- ⑤ 流木や船舶の衝突荷重の影響

第4章 使用材料

4.1 材料の規格

4.1.1 コンクリート

コンクリートは、用途に応じて適切な強度を定めなければならない。

【解説】

コンクリートは原則として、表1-4-1の最低設計基準強度以上のものを用いる。

表1-4-1 コンクリートの最低設計基準強度 (kgf/cm²) {N/mm²}

部材の種類		最低設計基準強度
鉄筋コンクリート部材	現場製作	210(20.6)
	工場製作	400(39.2)
プレストレストコンクリート部材	現場製作	360(35.3)
	工場製作	400(39.2)

工場製作の鉄筋コンクリート部材およびプレストレストコンクリート部材(プレキャスト部材)の最低設計基準強度は、部材厚を薄くするなどのプレキャスト部材の特性を得るため、400 kgf/cm² {39.2 N/mm²} とした。

4.1.2 鋼材

鋼材などは、日本工業規格（JIS）に適合するものを標準とする。

【解説】

標準とする主要鋼材の規格を表 1-4-2 に示す。

表 1-4-2 標準とする鋼材（JIS）

鋼材の種類	規 格		鋼材記号
1. 構造用鋼材	JIS G 3101	一般構造用圧延鋼材	SS400, SS490
	JIS G 3106	溶接構造用圧延鋼材	SM400, SM490, SM490Y, SM520
2. 鋼 管	JIS G 3443	水輸送用塗覆装鋼管	STW290, STW370, STW400
	JIS G 3444	一般構造用炭素鋼鋼管	STK400, STK490
	JIS A 5525	鋼管杭	SKK400, SKK490
	JIS A 5530	鋼管矢板	SKY400, SKY490
3. 鋼矢板	JIS A 5528	熱間圧延鋼矢板	SY295
4. ダクタイル 鋳鉄管	JIS G 5526	ダクタイル鋳鉄管	FCD420
	JIS G 5527	ダクタイル鋳鉄異径管	FCD420
5. 線 材	JIS G 3536	PC 鋼線および PC 鋼よ り線	SWPR7AN, SWPR7AL SWPR7BN, SWPR7BL SWPR19N, SWPR19L
6. 鋼 棒	JIS G 3112	鉄筋コンクリート用鋼棒	SD295A, SD295B, SD345
	JIS G 3109	PC 鋼棒	SBPR 785/1030 SBPR 930/1080 SBPR 930/1180 SBPR 1080/1230

4.1.3 その他の材料

本章に示す以外の材料を用いる場合は、JIS 等の規格に適合する、ある

いは試験によってその品質が確認されていなければならない。

【解 説】

本書は、本章で規定した以外の材料の使用を禁止しているわけではなく、適用すべき規格の標準を示したものである。したがって、本章に示す以外の材料を用いる場合は、JIS等の規格に適合している、あるいは試験等によってその品質を確かめて、強度その他の設計値を定めなければならない。

4.2 設計計算に用いる物理定数

設計計算に用いる物理定数は、材料の物理特性を考慮して定められた値を用いる。

【解 説】

設計計算に用いる物理定数の値は次の値を用いてよい。

1) コンクリート

a) コンクリートのヤング係数は、表 1-4-3 の値とする。

表 1-4-3 コンクリートのヤング係数 (kgf/cm²) {N/mm²}

設計 基準強度	210 {20.6}	240 {23.5}	270 {26.5}	300 {29.4}	360 {35.3}	400 {39.2}	500 {49.0}
ヤング 係数	2.35×10 ⁵ {2.30×10 ⁴ }	2.5×10 ⁵ {2.45×10 ⁴ }	2.65×10 ⁵ {2.60×10 ⁴ }	2.8×10 ⁵ {2.75×10 ⁴ }	3.0×10 ⁵ {2.94×10 ⁴ }	3.1×10 ⁵ {3.04×10 ⁴ }	3.3×10 ⁵ {3.24×10 ⁴ }

b) コンクリートのせん断弾性係数は、次式により算出する。

$$G_c = \frac{E_c}{2.3} \tag{1-4-1}$$

ここに、 G_c ：コンクリートのせん断弾性係数 (kgf/c m²) {N/mm²}

E_c ：コンクリートのヤング係数 (kgf/cm²) {N/mm²}

2) 鋼 材

設計計算に用いる鋼材の物理定数は、表 1-4-4 の値とする。

表 1-4-4 鋼材の物理定数

種 類	物理定数の値
鋼のヤング係数	$2.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ $\{2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2\}$
PC 鋼線, PC より線, PC 鋼棒のヤング係数	$2.0 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ $\{1.96 \times 10^5 \text{N/mm}^2\}$
ダクタイル鉄のヤング係数	$1.6 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ $\{1.57 \times 10^5 \text{N/mm}^2\}$
鋼のせん断弾性係数	$8.1 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$ $\{7.94 \times 10^4 \text{N/mm}^2\}$
鋼のポアソン比	0.30
ダクタイル鉄のポアソン比	0.28

なお、プレストレスの損失量を算出する場合の PC 鋼材の見かけのリラクセーション率は、表 1-4-5 の値を標準とする。

ただし、PC 鋼材が高温の影響を受ける場合の鋼材の見かけのリラクセーション率は、表 1-4-5 値に 2% を加算することを原則とする。

表 1-4-5 PC 鋼材の見かけのリラクセーション率 (%)

PC 鋼材の種類	リラクセーション率
PC 鋼線, PC 鋼より線	5
PC 鋼棒	3

表 1-4-5 により難しい場合は、PC 鋼材の引張応力度に応じて測定されたリラクセーション率から、コンクリートのクリープ、乾燥収縮などの影響を考慮して別途に PC 鋼材の見かけのリラクセーション率を定めるものとする。

3) その他

継手等に用いられるプレストレインドゴム (ゴム弾性体) は、一般にクロロプレンゴム (CR ゴム) が用いられる。クロロプレンゴムについて検討する場合の物理定数は、表 1-4-6 の値を参考にしてよい。

表 1-4-6 弾性ゴムの物理定数の参考値

ゴムの種別	硬度	ゴムのせん断弾性係数 $G(\text{kgf/cm}^2)$ $\{\text{N/mm}^2\}$	破断ひずみ (%)
クロロプレンゴム (CR ゴム)	30~60	3.0 $\{0.3\}$ ~10.0 $\{1.00\}$	700~400

4.3 許容応力度

4.3.1 コンクリート

コンクリートの許容応力度は、コンクリート標準示方書等の規定を考慮して定める。

【解説】

設計計算に用いるコンクリートの許容応力度は、次の値を用いてよい。

1) 鉄筋コンクリート部材

コンクリートの許容応力度は、表 1-4-7 の値によるのを原則とする。

表 1-4-7 コンクリートの許容応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

コンクリートの設計基準強度 (σ_{ca})		210	240	270	300	360	400
		{20.6}	{23.5}	{26.5}	{29.4}	{35.3}	{39.2}
圧縮 応力度	曲げ圧縮応力度	70 {6.9}	80 {7.8}	90 {8.8}	100 {9.8}	120 {11.8}	135 {13.2}
	軸圧縮応力度	55 {5.39}	65 {6.37}	75 {7.35}	85 {8.34}	105 {10.30}	115 {11.28}
せん断 応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 (τ_{a1})	3.6 {0.35}	3.9 {0.38}	4.2 {0.41}	4.5 {0.44}	5.1 {0.50}	5.5 {0.54}
	斜引張鉄筋と協同して負担する場合 (τ_{a2})	16 {1.57}	17 {1.67}	18 {1.77}	19 {1.86}	21 {2.06}	22 {2.16}
	押抜きせん断応力度	8.5 {0.83}	9 {0.88}	9.5 {0.93}	10 {0.98}	11 {1.08}	11.5 {1.13}
付着応力度(異形鉄筋)		14 {1.37}	16 {1.57}	17 {1.67}	18 {1.77}	19 {1.86}	20 {1.96}

コンクリートの設計基準強度は、従来の重力単位を基準として表記した。しかし、レディミクストコンクリート (JIS A 5308-1996) は SI 単位系に移行しているため、製品を指定する場合は、この呼び強度を使用する必要がある。

設計基準強度 210 kgf/cm² の場合は呼び強度 21 (N/mm²) の製品を指定すればよいが、このことは 214 kgf/cm² の製品を要求することとなる。このように呼び強度で指定したコンクリートは、設計基準強度に比べて若干安全側の誤差があるが、特に配合設計を行わずに呼び強度 (JIS A 5308-1996) のレディミクストコンクリートを使用することでよい。

2) プレストレストコンクリート部材

プレストレストコンクリートの許容応力度は、表 1-4-8 の値とする。

プレストレストコンクリートは、部材断面にある程度の引張応力度が生じることを許容する、いわゆるパーシャルプレストレスングとし、7.2.3.4 に規定する引張鉄筋を配置することにより、じん性 (ねばり強さ) に富んだ部材を設計することになっている。ただし、ある程度プレストレスを多めに導入しておくことにより、ひび割れに対する安全度を高めるため表 1-4-8 の⑦、⑩および⑪の許容引張応力度は小さめに定めている。

表 1-4-8 の⑧は、持続的に作用する荷重に対してコンクリートのひび割れを防ぐため、コンクリートに引張応力度が生じないこととしたものである。

表 1-4-8 の⑨は、プレキャストブロック工法の接合部は設計荷重作用時にフルプレストレス状態とすることが前提であり、このため函体コンクリートに引張応力を生じさせないための規定である。

3) 許容支圧応力度

鉄筋コンクリート部材およびプレストレストコンクリート部材のコンクリートの許容支圧応力度は次式により算出する。

$$\sigma_{ba} = \left(0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b} \right) \sigma_{ck} \quad (1-4-2)$$

ただし、 $\sigma_{ba} \leq 0.5 \sigma_{ck}$

ここに、 σ_{ba} : コンクリートの許容支圧応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

A_c : 局部荷荷の場合のコンクリート面の全面積 (cm²) {mm²}

A_b : 局部荷荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (cm²) {mm²}

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²) {N/mm²}

表 1-4-8 プレストレストコンクリートの許容応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

コンクリートの設計基準強度 (σ_{ck})		360 {35.3}	400 {39.2}	500 {49.0}	
曲げ圧縮応力度	プレストレッシング直後	①長方形断面の場合	175 {17.2}	190 {18.6}	210 {20.6}
		②T形断面および箱形断面の場合	165 {16.2}	180 {17.7}	200 {19.6}
	主荷重	③長方形断面の場合	140 {13.7}	150 {14.7}	170 {16.7}
		④T形断面および箱形断面の場合	130 {12.7}	140 {13.7}	160 {15.7}
軸圧縮応力度	⑤プレストレッシング直後		130 {12.7}	145 {14.2}	160 {15.7}
	⑥その他		100 {9.8}	110 {10.8}	135 {13.2}
曲げ引張応力度	⑦プレストレッシング直後		14 {1.37}	15 {1.47}	18 {1.77}
	⑧主荷重に対して		0 {0}	0 {0}	0 {0}
	主荷重	⑨プレキャストブロック工法の場合	0 {0}	0 {0}	0 {0}
		⑩その他の場合		14 {1.37}	15 {1.47}
⑪軸引張応力度		0 {0}	0 {0}	0 {0}	
⑫付着応力度 (異形棒鋼)		19 {1.86}	20 {1.96}	20 {1.96}	

コンクリートの許容支圧応力度は、式(1-4-2)を用いて算出するが、その際、次の事項に注意しなければならない (図 1-4-1 参照)。

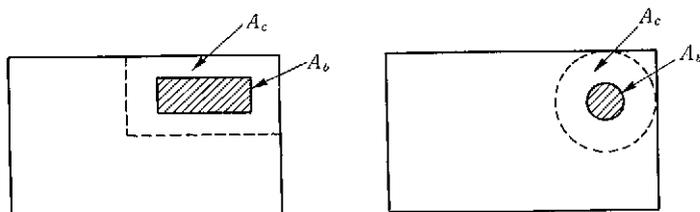


図 1-4-1 支圧面積のとり方

- ① A_c と A_b の重心位置は一致すること。
- ② A_c の幅、長さはそれぞれ A_b の幅、長さの 5 倍以上になってはならない。
- ③ A_b が多数ある場合、各々の A_c は重複してはならない。
- ④ A_b の背面は支圧力作用方向に直角な方向に生じる引張力に対し格子状の鉄筋などで補強しなければならない。

4.3.2 鉄筋

鉄筋の許容応力度は、コンクリート標準示方書等の規定を考慮して定める。

【解説】

鉄筋の許容応力度は、次の値を用いてよい。

表 1-4-9 鉄筋の許容応力度 (kgf/cm^2) $\{N/\text{mm}^2\}$

鉄筋の種類		SD295A SD295B	SD345
引張応力度	常時の基本値	① 一般の部材 ¹⁾	1 800{176.5}
		② 厳しい環境下の部材 ²⁾	1 600{156.9}
	③ 地震時の基本値	1 800{176.5}	2 000{196.1}
	④ 重ね継手長あるいは定着長の算定	1 800{176.5}	2 000{196.1}
圧縮応力度		1 800{176.5}	2 000{196.1}

¹⁾ 通常的环境や常時水中、土中の場合

²⁾ 一般の環境に比べて乾湿の繰返しが多い場合や有害な物質を含む地下水位以下の土中の場合（海洋環境などでは別途かぶりなどについて考慮する）。

- 1) 鉄筋の許容応力度は、直径 51 mm 以下の鉄筋に対しては表 1-4-9 の値とする。また、必要に応じて高強度鉄筋の適用を検討してもよい。
 - a) 鉄筋の許容応力度の適用
 - ・操作台、管理橋は、原則として“①一般の部材”の許容応力度を適用する。
 - ・上記以外の本体等は、原則として“②厳しい環境下の部材”の許容応力度を適用する。
 - b) 鉄筋をガス圧接およびアーク溶接する場合は、SD 295 B または SD 345 を用いるものとする。
- 2) ガス圧接継手の許容応力度は、十分な管理を行う場合は、母材の許容応力度と同等としてよい。
- 3) 鉄筋と他の鋼材とのアーク溶接によるすみ肉溶接部の許容せん断応力度は、表 1-4-10 の値とする。

表 1-4-10 アーク溶接によるすみ肉溶接部の許容せん断
応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

鉄筋の種類	SD295B	SD345
工場溶接	1 050{103.0}	1 050{103.0}
現場溶接	上記の90%	

ただし、鉄筋よりも強度の劣る鋼材と接合する場合の許容せん断応力度は、鋼材の許容せん断応力度を用いるものとする。

4.3.3 構造用鋼材

構造用鋼材の母材部および溶接部の許容応力度は、鋼構造物設計指針等の規定を考慮して定める。

【解説】

構造用鋼材の母材部および溶接部の許容応力度は、表 1-4-11 の値とする。ただし、これらは板厚 40 mm 以下の場合の値であり、また、圧縮および鋼管のせん断については座屈を考慮しない場合の値である。強度の異なる鋼材を

表 1-4-11 構造用鋼材の許容応力度 (kgf/cm²){N/mm²}

鋼材記号			SS400, SM400 SMA400W, STW400 STK400, SKK400 SKY400	SY295	SM490 STK490 SKK490 SKY490	SM490Y SM520 SMA490W
母材部	引張 圧縮 せん断	引張	1 400{137.3}	1 800{176.5}	1 900{186.3}	2 100{205.9}
		圧縮	1 400{137.3}	1 800{176.5}	1 900{186.3}	2 100{205.9}
		せん断	800{78.5}	1 000{98.0}	1 100{107.9}	1 200{117.7}
溶接部	工場溶接 グループ 溶接	引張	1 400{137.3}	1 800{176.5}	1 900{186.3}	2 100{205.9}
		圧縮	1 400{137.3}	1 800{176.5}	1 900{186.3}	2 100{205.9}
		せん断	800{78.5}	1 000{98.0}	1 100{107.9}	1 200{117.7}
	すみ肉溶接	せん断	800{78.5}	1 000{98.0}	1 100{107.9}	1 200{117.7}
	現場溶接	引張 圧縮 せん断	各応力度について工場溶接の90%とする。			

接合する場合は強度の低い鋼材に対する値を用いる。ただし、SS 400 は溶接構造に用いてはならない。

SS 400 については、従来、溶接構造に対しても用いてきたが、JIS では化学成分として、P と S の量のみを規定し、溶接性を確保するための化学成分については規定されていない。JIS 規格材であれば無制限に使用可能との誤解を避けるために、運用上、SS 400 の適用を非溶接部材に限定することとした。ただし、板厚 22 mm 以下の SS 400 を仮設資材に用いる場合や、形鋼の薄い鋼板などの SM 材の入手が困難な場合は、事前に溶接性に問題ないことを確認したうえで使用することができる。

構造用鋼材のその他の許容応力度は、「ダム・堰施設技術基準（案）」による。

ダクトイル鑄鉄管 (FCD 420) の機械的性質は、表 1-4-12 に示すとおりで

表 1-4-12 ダクトイル鑄鉄管の機械的性質 (JIS G 5526, JIS G 5527)

引張強さ (kgf/cm ²){N/mm ² }	伸 び (%)	ブリネル硬さ (HB)
4 280{420}以上	10以上	230以下

ある。

4.3.4 PC 鋼材

PC 鋼材の許容応力度は、コンクリート標準示方書等の規定を考慮して定める。

【解 説】

PC 鋼材の許容引張応力度は、表 1-4-13 の値とする。

表 1-4-13 PC 鋼材の許容引張応力度

応力度の状態	許容引張応力度	備 考
(1) プレストレッシング中	$0.80\sigma_{pu}$ あるいは $0.90\sigma_{py}$ のうち小さいほうの値	σ_{pu} : PC 鋼材の引張強さ σ_{py} : PC 鋼材の降伏点 (kgf/mm ²) {N/mm ² }
(2) プレストレッシング直後	$0.70\sigma_{pu}$ あるいは $0.85\sigma_{py}$ のうち小さいほうの値	
(3) 設計荷重作用時	$0.60\sigma_{pu}$ あるいは $0.75\sigma_{py}$ のうち小さいほうの値	

PC 鋼材の許容引張応力度を条文に従って算出した結果を表 1-4-14 に示す。

表 1-4-14 PC 鋼材の許容引張応力度 (kgf/mm²) {N/mm²}

PC 鋼材			プラストレス シング中	プレストレス シング直後	設計荷重 作用時	
PC 鋼線 (JIS G 3536)	SWPRIA	2.9mm	156.9{1538}	137.3{1346}	117.6{1154}	
	SWPRIA	4mm	135.8{1332}	119.8{1175}	102.7{1007}	
	SWPD1N	5mm	130.4{1279}	115.9{1137}	99.4{975}	
	SWPD1L	6mm	125.6{1232}	111.4{1092}	95.4{936}	
		7mm	121.6{1193}	108.2{1061}	92.7{909}	
		8mm	117.2{1149}	105.0{1030}	90.1{883}	
		9mm	112.5{1103}	101.2{992}	86.7{851}	
	SWPRfBN	5mm	139.7{1370}	122.9{1205}	105.3{1033}	
	SWPRfBL	7mm	130.9{1284}	115.5{1133}	99.1{971}	
	8mm	126.2{1237}	119.1{1099}	96.0{942}		
PC 鋼より線 (JIS G 3536)	SWPR2N, SWPR2L	2本より2.9mm	157.0{1540}	137.8{1351}	118.1{1158}	
	SWPD3N, SWPD3L	3本より2.9mm	156.5{1535}	137.6{1349}	117.9{1156}	
	SWPR7AN	7本より9.3mm	134.3{1317}	122.8{1204}	105.3{1032}	
	SWPR7AL	7本より10.8mm	134.3{1317}	123.0{1206}	105.4{1033}	
		7本より12.4mm	134.4{1318}	123.0{1206}	105.4{1033}	
		7本より15.2mm	135.0{1324}	123.5{1211}	105.9{1038}	
	SWPR7BN	7本より9.5mm	145.3{1425}	132.8{1302}	113.8{1116}	
	SWPR7BL	7本より11.1mm	146.0{1431}	132.8{1302}	113.8{1116}	
		7本より12.7mm	145.0{1422}	132.4{1298}	113.4{1112}	
		7本より15.2mm	147.5{1447}	139.3{1323}	115.6{1134}	
	SWPR19N	19本より17.8mm	145.3{1425}	137.3{1300}	113.6{1114}	
SWPR19L	19本より19.3mm	145.7{1429}	132.1{1295}	113.2{1110}		
	19本より20.3mm	143.0{1402}	130.4{1279}	111.8{1096}		
	19本より21.8mm	145.2{1424}	130.7{1282}	112.0{1099}		
PC 鋼棒 (JIS G 3109)	A種	2号	SBPR 785/1030	72.0{707}	68.0{667}	60.0{589}
	B種	1号	SBPR 930/1080	85.4{837}	77.1{756}	66.1{648}
		2号	SBPR 930/1180	85.4{837}	80.7{791}	71.1{698}
C種	1号	SBPR 1080/1230	99.1{972}	87.8{861}	75.3{738}	
細径異形 PC 鋼棒 (JIS G 3137)	B種	1号	SBPDN 930/1080 SBPDL 930/1080	85.4{837}	77.1{756}	66.1{648}
	C種	1号	SBPDN 1080/1230 SBPDL 1080/1230	99.1{972}	87.8{861}	75.3{738}
	D種	1号	SBPDN 1275/1420 SBPDL 1275/1420	115.8{1136}	101.4{994}	86.9{852}

4.3.5 その他の材料

本章に示す以外の材料の許容応力度は、試験結果あるいは実績等を考慮して定めなければならない。

4.3.6 許容応力度の割増し

従荷重を考慮する場合は、許容応力度を割増しすることができる。

【解 説】

従荷重を考慮する場合の許容応力度を割増しは、次の値を用いてよい。

1) 鉄筋コンクリート構造、鋼構造

従荷重を考慮した場合の許容応力度の割増係数は、表 1-4-15 の値とする。

表 1-4-15 許容応力度の割増係数

荷 重 の 組 合 せ	割増係数
	鉄筋コンクリート構造および鋼構造
① 主荷重	1.00
② 主荷重+温度変化の影響	1.15
③ 主荷重+風荷重	1.25
④ 主荷重+温度変化の影響+風荷重	1.35
⑤ 地震の影響	1.50
⑥ 施工時荷重	1.50

なお、鉄筋の許容応力度を割増す場合については、荷重の組合せに応じて表 1-4-9 の①、②の許容応力度に対しては表 1-4-15 の①～④の割増係数を、また表 1-4-9 の③の許容応力度に対しては表 1-4-15 の⑤、⑥の割増係数を用いるものとする。

2) プレストレストコンクリートの許容引張応力度の割増し

従荷重を考慮した場合のプレストレストコンクリートの許容引張応力度

は、表 1-4-16 の値とする。ただし、地震の影響を考慮する場合は許容応力度を示さずに、7.2.3.2(2)の解説に示す方法より照査すればよいこととした。

表 1-4-16 プレストレストコンクリートの許容引張応力度(kgf/cm²){N/mm²}

荷重の組合せ	設計基準強度 (kgf/cm ²)	360	400	500
	{N/mm ² }	{35.3}	{39.2}	{49.0}
① 主荷重+温度変化の影響	19 {1.86}	20 {1.96}	23 {2.26}	
② 主荷重+風荷重	24 {2.35}	25 {2.45}	28 {2.75}	
③ 主荷重+温度変化の影響+風荷重	24 {2.35}	25 {2.45}	28 {2.75}	
④ 地震の影響	—	—	—	
⑤ 施工時荷重	24 {2.35}	25 {2.45}	28 {2.75}	

第5章 基礎地盤の検討

5.1 設計のための地盤定数

地盤の諸定数は、地盤調査および土質試験の結果等や周辺の施工データを総合的に判断して定める。

【解説】

設計のための地盤の諸定数は、一般に地盤調査および土質試験から求められる。標準貫入試験は、地盤性状の把握のために有効であるが、 N 値のみに頼らずに、各種の試験を併用し総合的に評価して地盤定数を設定しなければならない。

1) 土の単位体積重量

盛土等の土の単位体積重量は、土質試験結果により求めることが望ましいが、土質試験を行うことが難しい場合は、表 1-5-1 の値を用いてもよい。また、地方特有の土質からなる土を用いる場合等で、表 1-5-1 の値を用いるこ

表 1-5-1 土の単位体積重量の標準値 (tf/m³) {kN/m³}

土質	飽和重量	湿潤重量
礫質土	2.1 {20.6}	2.0 {19.6}
砂質土	2.0 {19.6}	1.9 {18.6}
粘性土	1.9 {18.6}	1.8 {17.7}

注) 水中重量は飽和重量からそれぞれ 1.0 {9.8} を差し引いた値としてよい。

とが不適当と判断される場合は、別途決定してもよい。

2) 地盤の変形係数

地盤の変形係数には、地盤の即時沈下および側方変位等を推定する場合に用いる E_s と、地盤反力係数の推定等に用いる E_0 がある。地盤の変形係数は、次の試験から求めてよい。

- ① 平板載荷試験
- ② ボーリング孔内水平載荷試験
- ③ 供試体の一軸または三軸圧縮試験
- ④ 標準貫入試験の N 値

3) 粘着力およびせん断抵抗角

力学試験結果がない場合は、既往調査結果および N 値などから推定してもよい。

4) 圧密特性

地盤の圧密特性は、供試体の圧密試験から推定するものとする。しかし、圧密試験から得られる圧密係数は、一般に誤差が大きいので圧密係数の決定に際しては、付近の盛土の動態観測等の実績を参考として考慮することが望ましい。

5.2 地盤の変形係数および地盤反力係数

地盤の変形係数は、地盤調査、土質試験の結果を十分検討して推定する。地盤反力係数は、原則として地盤の変形係数を用いて、基礎の載荷幅などの影響を考慮して定める。

【解説】

1) 地盤の変形係数

地盤の変形係数 E_s および E_0 は、5.1 に記述した方法で推定することができる。

a) 地盤の即時沈下・側方変位等を推定するための地盤の変形係数 E_s

地盤の即時沈下および側方変位等を推定するために用いる地盤の変形係

数 E_s は、ボーリング孔内で測定した変形係数、一軸圧縮試験の E_{s0} および三軸圧縮試験より求めた変形係数を用いる。また、標準貫入試験の N 値より推定する場合は、 $E_s = 7N$ {700 N} 程度としてよい。

b) 地盤反力係数を推定するための地盤の変形係数 E_0

地盤反力係数を推定するための地盤の変形係数 E_0 は、表 1-5-2 による。

表 1-5-2 E_0 と α

次の試験方法による変形係数 E_0 (kgf/cm ²) {kN/m ² }	α	
	常時	地震時
直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
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 $E_0 = 28N$ {2800 N} で推定した変形係数	1	2

c) 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、特に弱い層が存在する場合などでは、次式によりその影響を考慮に入れ、換算変形係数 E_{sm} 、 E_{om} を算出する必要がある。

$$E_m = \frac{\log \frac{(B+2h_n \cdot \tan \theta)L}{(L+2h_n \cdot \tan \theta)B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} \log \frac{(B+2h_i \cdot \tan \theta)(L+2h_{i-1} \cdot \tan \theta)}{(L+2h_i \cdot \tan \theta)(B+2h_{i-1} \cdot \tan \theta)}} \quad (1-5-1)$$

ここに、

E_m : $B \neq L$ のときの地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kgf/cm²) {kN/m²}

B : 載荷幅 (m) {m}

L : 載荷奥行 (m) {m}

h_n : 影響を調べなければならない深さ (m) {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) {m}

E_i : 細分した第 i 番目の層の変形係数 (kgf/cm²) {kN/m²}

θ : 荷重の分散角度で, $\theta = 30^\circ$ { $\theta = 30^\circ$ } とする。

なお, 載荷幅, 載荷奥行については, E_{Sm} を求めるときは堤体幅, 開削幅とし, E_{0m} を求めるときは函体幅, スパン長とする。

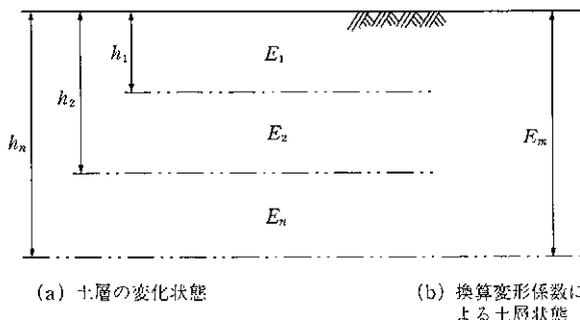


図 1-5-1 土層が深さ方向に変化する場合の換算変形係数

2) 鉛直方向地盤反力係数

地盤反力係数の推定方法を以下に示す。この方法は地盤の変形係数を用いた推定法の一つにすぎないが, 算定にあたっては, 検討時点の圧密度等の地盤の特性や基礎の設置条件を考慮して, 総合的に検討することが望ましい。

直接基礎および浮き直接基礎の樋門の設計等に用いる鉛直方向地盤反力係数は次式による。

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{30}\right)^{-\frac{3}{4}} \quad \left\{ k_v = k_{v0} \cdot \left[\frac{B_v}{0.3}\right]^{-\frac{3}{4}} \right\} \quad (1-5-2)$$

ここに,

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kgf/cm³) {kN/m³}

k_{v0} : 直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kgf/cm³) {kN/m³} で, 各種土質試験, 調査により求めた変形係数から推定する場合は, 次式により求める。

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \alpha \cdot E_0 \quad \left\{ k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha \cdot E_0 \right\} \quad (1-5-3)$$

B_v : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (cm) {m} で, 表

1-5-3 に示す方法で求める。

E_0 : 表 1-5-2 に示す方法で測定または推定した、設計対象位置での地盤の変形係数 (kgf/cm²) {kN/m²}

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数で、表 1-5-2 に示す。

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (cm²) {m²}

D : 底版の幅 (cm) {m}

l : 函体のスパン長 (cm) {m}

$$\beta : \text{函体の特性値 (cm}^{-1}\text{) } \{m^{-1}\} \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{k_v D}{4EI}}$$

$E \cdot I$: 函体の曲げ剛性 (kgf · cm²) {kN · m²}

表 1-5-3 基礎の換算載荷幅 B_v (cm) {m}

函体剛性の評価	B_v	摘要
剛体	$\sqrt{A_v}$	$\beta \cdot l \leq 1.5$ の場合
弾性体	$\sqrt{D/\beta}$	$\beta \cdot l > 1.5$ の場合

函体の B_v を算定する際の k_v は常時の値で代表させるものとする。

鉛直方向地盤反力係数および水平方向せん断地盤反力係数についても、基礎地盤の成層状態に配慮した換算変形係数 E_{om} から算定する。

3) 水平方向せん断地盤反力係数

直接基礎および浮き直接基礎の樋門の設計に用いる水平方向せん断地盤反力係数は、次式により推定することができる。ただし、函体の挙動に関連する水平方向せん断地盤反力係数を適切に推定した場合は、その値を用いてもよい。

$$k_s = \lambda \cdot k_v \tag{1-5-4}$$

ここに、

k_s : 水平方向せん断地盤反力係数 (kgf/cm³) {kN/m³}

λ : 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断反力係数の比、
 $\lambda = 1/3 \sim 1/4$ とする。

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kgf/cm³) {kN/m³}

4) 水平方向地盤反力係数

矢板の設計等に用いる水平方向地盤反力係数は次式による。

$$k_h = k_{h0} \cdot \left(\frac{B_h}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \quad \left\{ k_h = k_{h0} \cdot \left[\frac{B_h}{0.3} \right]^{-\frac{3}{4}} \right\} \quad (1-5-5)$$

ここに、

k_h : 水平方向地盤反力係数 (kgf/cm³) {kN/m³}

k_{h0} : 直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kgf/cm³) {kN/m³} で、各種土質試験、調査により求めた変形係数から推定する場合は、次式により求める。

$$k_{h0} = \frac{1}{30} \alpha \cdot E_0 \quad \left\{ k_{h0} = \frac{1}{0.3} \alpha \cdot E_0 \right\} \quad (1-5-6)$$

B_h : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (cm) {m} で、一般に弾性体基礎の水平抵抗に關与する地盤としては、 $1/\beta$ 程度まで考えればよい。

$$B_h = \sqrt{D/\beta}$$

E_0 : 表 1-5-2 に示す方法で測定または推定した、設計対象位置での地盤の変形係数 (kgf/cm²) {kN/m²}

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数で、表 1-5-2 に示す。

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (cm) {m}

$1/\beta$: 水平方向に關与する地盤の深さ (cm) {m} で、矢板の長さ以下とする。

$$\beta : \text{基礎の特性値 (cm}^{-1}\text{) } \{m^{-1}\} \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}}$$

$E \cdot I$: 基礎の曲げ剛性 (kgf · cm²) {kN · m²}

5.3 地盤の沈下量および地盤の側方変位量

5.3.1 一般

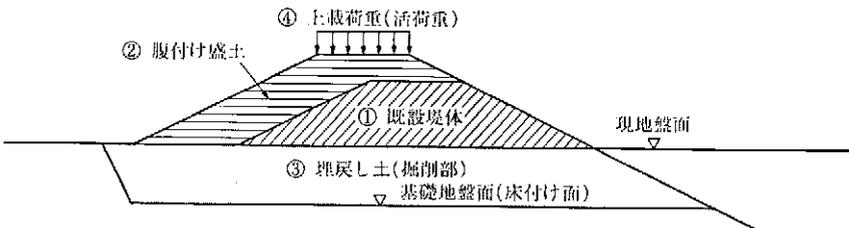
- (1) 地盤の沈下量および側方変位量は、地盤調査、土質試験等の結果を十分検討して算定する。
- (2) 地盤の沈下量は、砂質土では即時沈下量、粘性土では即時沈下量と圧密沈下量を考慮する。

【解説】

樋門本体の函軸方向の地盤の残留沈下を把握することは、樋門を設計するうえでの基本要件である。このため、地盤条件の良否にかかわらず樋門本体の函軸方向の地盤の沈下を算定することが必要である。

本体の縦方向の設計に考慮する地盤の沈下は、次に示すように函体直近の基礎地盤を対象として、床付け面位置における函体設置後の残留沈下量分布として、即時沈下量分布と圧密沈下量分布の和を求める。

- ① 即時沈下量 S_i は、プレロード等の事前載荷重の有無にかかわらず、函体施工以後に行う床付け面より上の盛土の全荷重を用いて算出する。
- ② 圧密沈下量 S_c は、函体施工以後に行う盛土荷重のうち、地盤の初期鉛直応力に対して増分となる荷重を用いて算出する。



即時沈下：計算対象荷重＝①＋②＋③
 圧密沈下：計算対象荷重＝②（既設堤体による基礎地盤の圧密が終了（ $U=100\%$ ）している場合）
 注）④は必要に応じて考慮する。

図 1-5-2 沈下計算に考慮する荷重区分（例）

既設堤防の開削による地盤のリバウンドは、その後の即時沈下量を推定する情報として利用できる。

また、沈下対策としてプレロード工法を用いる場合は、プレロード期間中の動態観測データがその後の残留沈下量を推定するうえで精度のよい情報となり得るので、このデータに基づいて残留沈下量を見直し、修正設計を行うことが望ましい。

5.3.2 即時沈下量

即時沈下量は、原則として盛土等の載荷による地盤のせん断変形に伴う沈下として算定する。

【解 説】

即時沈下量 S_i は、地盤を弾性体とみなして弾性変位量として求めることができる。

樋門の設計に考慮する即時沈下量の算定は、即時沈下が卓越する土層までの深さを対象とし、地盤改良を行う場合は、地盤改良による効果を適切に考慮して算出する。

堤体横断方向の即時沈下量分布は、以下に示す参考式を用いて算定してもよい。この参考式は、堤体を等価な複数の帯状荷重に近似して沈下量の分布を求めるものであり、道路土工指針に用いられている方法と基本的に同じである。

$$S_{ix} = \sum_{i=1}^n \frac{-3a_i \cdot q_i}{E_m \cdot \pi} \log \sin \left(\tan^{-1} \frac{a_i}{H} \right) \cdot \left\{ 1.0 - \frac{0.75}{\pi} \left[\left(1 + \frac{x}{a_i} \right) \log \left| 1 + \frac{x}{a_i} \right| + \left(1 - \frac{x}{a_i} \right) \log \left| 1 - \frac{x}{a_i} \right| \right] \right\} \quad (1-5-7)$$

ここに、

S_{ix} : 函軸方向 x の位置の基礎地盤の即時沈下量 (m) {m}

q_i : 盛土荷重 (tf/m²) {kN/m²}

E_m : 式(1-5-1)による地盤の換算変形係数 (tf/m²) {kN/m²}

$2a_i$: 載荷幅 (m) {m}

H : 即時沈下の影響を考慮する深さ (m) {m}

n : 等分布荷重数

x : それぞれの等分布荷重のセンターからの距離 (m) {m}

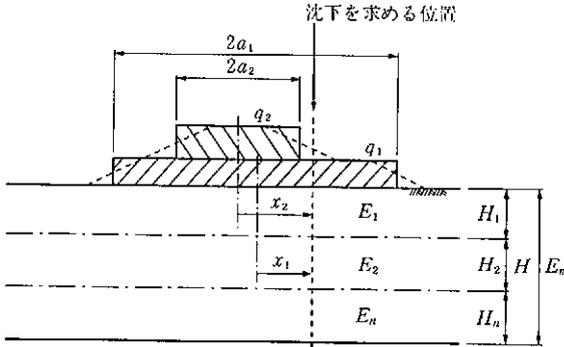


図 1-5-3 即時沈下の計算モデル

5.3.3 圧密沈下量

粘性土層の圧密沈下量は、盛土等による地盤内の鉛直応力の増分に対して算定する。

【解 説】

1) 圧密沈下量の計算

圧密沈下量 S_c は、層区分された粘性土層ごとに求めた合計とし、次式を用いることができる。

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H \tag{1-5-8}$$

ただし、正規圧密状態にある粘性土の場合は、次式を用いてもよい。

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \cdot H \tag{1-5-9}$$

体積圧縮係数を用いる場合は、次式による。

$$S_c = m_v \cdot \Delta p \cdot H \tag{1-5-10}$$

ここに、

S_c : 圧密沈下量 (m) {m}

e_0 : 粘性土の初期間隙比

e_1 : 粘性土の圧密後の間隙比で、圧密試験で得られる $e \sim \log p$ 曲線に粘性土層の中央深度の $p_0 + \Delta p$ を適用して求める。

C_c : 粘性土層の圧縮指数

H : 粘性土層の層厚 (m) {m}

P_0 : 盛土前の有効土かぶり圧 (tf/m²) {kN/m²}

Δp : 盛土荷重による増加応力 (tf/m²) {kN/m²}

m_v : 粘性土層の平均体積圧縮係数 (m²/tf) {m²/kN}

なお、二次圧密沈下量が卓越する場合は、その沈下量を別途考慮する必要がある。

2) 圧密沈下時間の計算

圧密沈下時間の計算は、次式を用いて算定することができる。

$$t = \frac{T_v \cdot d^2}{c_v} \quad (1-5-11)$$

ここに、

t : 圧密度 U に達するに要する時間 (日)

T_v : 表 1-5-4 に示す圧密度 U に対応する時間係数

表 1-5-4 圧密度と時間係数

U (%)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
T_v	0.008	0.031	0.071	0.126	0.197	0.287	0.403	0.567	0.848	∞

c_v : 圧密係数 (m²/日) {m²/日}

d : 最大排水距離 (m) {m}

両面排水のとき: $d = H/2$

片面排水のとき: $d = H$

H : 層厚 (m) {m}

U : 圧密度 (%) $U = S_t / S_c$

S_t : 求めようとする時間での沈下量 (m) {m}

S_c : 最終沈下量 (m) {m}

圧密層が2層以上ある場合には、次式によって、ある一定の圧密係数を有する単層に換算して計算することができる。

$$H' = H_1 \sqrt{\frac{C_{v0}}{C_{v1}}} + H_2 \sqrt{\frac{C_{v0}}{C_{v2}}} + \dots + H_n \sqrt{\frac{C_{v0}}{C_{vn}}} \quad (1-5-12)$$

ここに、

H' : 換算層厚 (m) {m}

H_i : i 番目の層厚 (m) {m}

c_{vi} : i 番目の層の圧密係数 (m²/日) {m²/日}

c_{v0} : 任意の層の圧密係数 (m²/日) {m²/日}

5.3.4 側方変位量

側方変位量は、原則として盛土等によって生じる地盤のせん断変形に伴う水平変位として算定する。

【解 説】

側方変位量は、地盤を弾性体とみなして弾性変位量として求めることができる。

樋門の設計に考慮する側方変位量の算定は、側方変位が卓越する層までを対象とする。

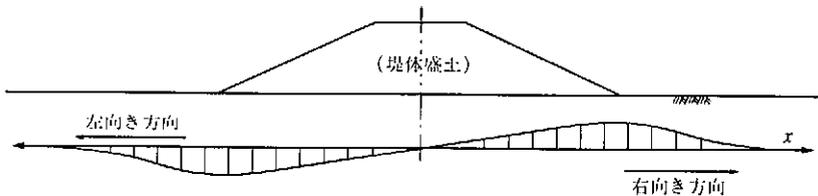


図 1-5-4 側方変位分布

参考式として Giroud の導いた堤体を等価な複数の帯状荷重に近似して側方変位量を求める方法を示す (出典 H. G. Poulos & E. H. Davis : ELASTIC SOLUTIONS FOR SOIL AND ROCK MECHANICS, JOHN WILEY & SONS, p.58)。

ただし、地盤の水平変位が、地盤の側方流動や流動化によって生じる場合は適用しない。このような場合は、樋門本体や基礎に及ぼす影響が大きいので別途詳細な検討が必要である。

$$R_{ix} = \sum_{i=1}^n \frac{-(1+\nu)(1-2\nu)q_i \cdot a_i}{E_m \cdot \pi} \left[\frac{b_i}{2a_i} \log \frac{(a_i-x)^2 + b_i^2}{(a_i+x)^2 + b_i^2} + \frac{a_i-x}{a_i} \tan^{-1} \frac{b_i}{a_i-x} - \frac{a_i+x}{a_i} \tan^{-1} \frac{b_i}{a_i+x} \right] \quad (1-5-13)$$

ここに、

R_{ix} : 函軸方向 x の位置の地盤の側方変位量 (m) {m}

q_i : 盛土荷重 (tf/m²) {kN/m²}

E_m : 式(1-5-1)による地盤の換算変形係数 (tf/m²) {kN/m²}

ν : 地盤のポアソン比で、通常 $\nu = 0.3 \sim 0.45$ 程度である。

$2a_i$: 載荷幅 (m) {m} 堤体幅 $B = 2a_i$

$2b_i$: 載荷奥行 (m) {m} 平均開削幅 $L = 2b_i$

n : 等分布荷重数

x : それぞれの等分布荷重のセンターからの距離 (m) {m}

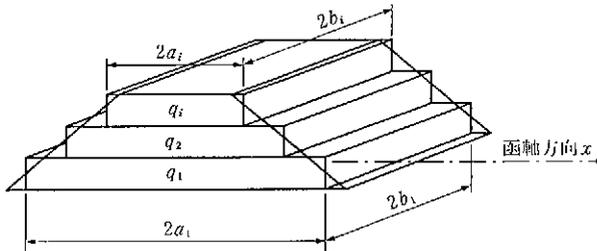


図 1-5-5 側方変位の計算モデル

第6章 構造の基本

6.1 本 体

6.1.1 本体の構造

樋門の本体は、原則として函体、継手、胸壁、門柱、ゲート操作台、しゃ水壁等で構成する。設計にあたっては、各構造部位の機能の確保と同時に全体系としての安定に配慮した構造としなければならない。

【解 説】

樋門の本体には、ゲート、戸当り、開閉装置、管理橋、付属設備等も含まれる。本体に加えて樋門にはその他に翼壁、水叩き、しゃ水工、取付水路、護床・護岸、管理用階段、その他の付属設備等によって構成されるのが普通である。

樋門の構造の基本構成および各部の名称は、図1-6-1による。

なお、本体内部の水替えや異常時の仮ゲート機能の確保のために川裏側には角落し等を設置できる構造とすることが望ましい。背後地、規模等を考慮し、重要な樋門については、川裏側に予備ゲートを設けることがある。

設計にあたっては、各構造部位の機能の確保と同時に全体系としての安定に配慮した構造としなければならない。

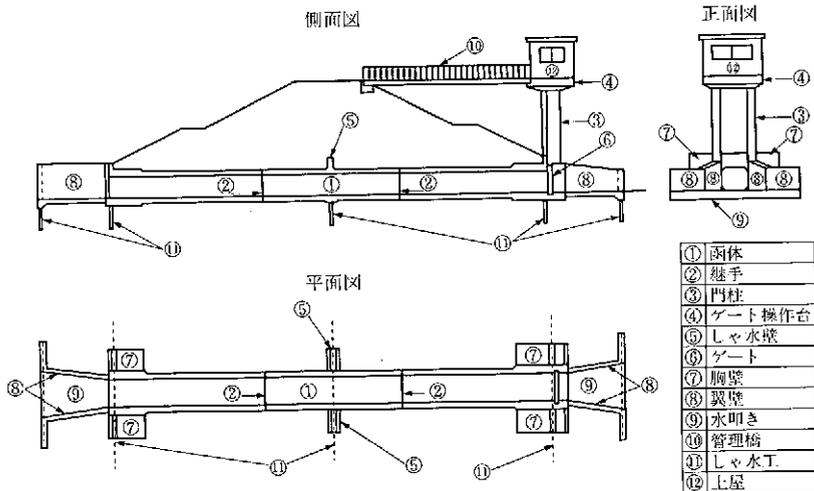


図 1-6-1 樋門の各部の名称（コンクリート構造の場合）

6.1.2 函体の断面

函体の断面は、水路の計画流量および形状、余裕高等を考慮して定める。

【解説】

函体の断面形状としては、矩形・円形・アーチ形等のものがある（図 1-2-7 参照）。また、矩形の場合には中間に隔壁を設け、多連にする場合がある。

函体の最小寸法は、維持管理の容易性等を考慮して原則として内径 1.0 m 程度以上とする。ただし、小規模の樋門で堤内地盤高が計画高水位以上の場合等では、これ以下に縮小することができる。

函体の沈下を許容する場合は、沈下量を断面の余裕高に加算する等で断面の流下能力を確保しなければならない。

なお、樋門によって水生生物等の生態系に影響を及ぼすことが予想される場合は、本体および水叩き部に適切な水深を確保できるような配慮が必要である。

6.1.3 本体長

本体長は、堤防断面をできるだけ切り込まないように決定しなければならない。

【解説】

樋門の本体長は、敷高および通水断面等の樋門の機能の確保のために、堤防断面を切り込まざるを得ない場合においても、切込みを必要最小限とするように努めなければならない。

必要最小限の切込みとは、函体頂版の天端から胸壁の天端までの高さを1.5 m 以下とすることであり、胸壁が護岸の基礎として機能することを考慮して、図1-6-2のように0.5 m 程度とすることが望ましい。

本体長を決定する際の堤防断面は、計画断面を用いることを原則とする。

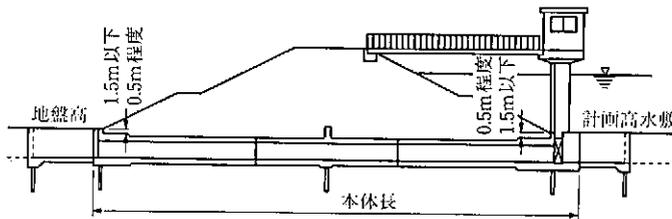


図1-6-2 樋門の本体長

6.1.4 継手

継手は、水密性と必要な可とう性を確保し、耐久性・施工性等に配慮した構造とする。

【解説】

継手は、その設置位置によって樋門本体のスパン割を規定する。

継手に必要とされる機能には次のものがある。

- ・函体の水密性を確保する。
- ・継手の変形によって、樋門本体の不同沈下・地震・コンクリートの収

縮等の影響から函体の損傷を防止する。

- ・柔構造樋門の場合は、継手の変形能力によって函体（樋門本体）の函軸たわみ性を達成する。
- ・函体の断面力を継手の変形特性に応じて、隣接する函体に伝達する。

継手は、樋門の構造形式および地盤の残留沈下分布に対応できるスパン割（7.6.4参照）を検討して適切な位置に設けるが、できるだけ堤体中央部付近を避ける必要がある。このために継手は2個所以上とすることが望ましいが、スパン長や継手部の安全性に配慮して、その設置位置を決定する。

6.1.5 函体端部の構造

函体端部は、門柱・胸壁・しゃ水矢板等から伝達する荷重に対して安全で安定した構造とする。

【解説】

函体端部には、門柱からの荷重および胸壁に作用する土圧力による荷重等が作用するため、これらの荷重に対して安全な構造としなければならない。

コンクリート構造の函体では、図 1-6-3 のように函体端部の部材厚を増して補強することが望ましい。ただし、大規模な樋門等で部材厚が大きい（50 cm 以上）場合、および十分な検討によって安全が確認された場合は、補強の必要はない。

なお、函体端部の底版厚さは、下部戸当りの箱抜きや PC 函体においては、緊張材の定着のための必要厚さを考慮して決定するものとし、胸壁の底版厚さと同一とすることを原則とする。

函体端部の予期せぬ不同沈下を防止して安定を図るためには、図 1-6-4 に示すように函体端部（門柱部）を短いスパンとせず一般部の函体と一体化する等で比較的長いスパン長を確保することが有効である。

端部スパン長が比較的短く、可とう性の継手を利用する場合には端部スパンの安定が確保されても、変位・変形が問題になることがあるので十分な検討が必要である。

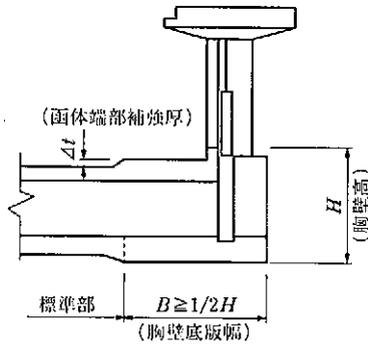


図 1-6-3 函体端部の構造 (門柱部)

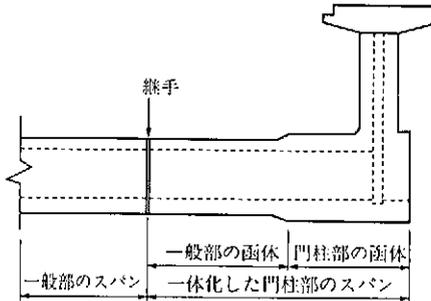
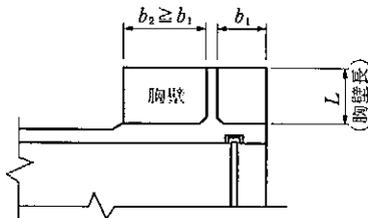


図 1-6-4 端部スパンのスパン割の例

6.1.6 胸 壁

胸壁は、本体と一体構造とし、設計上も一体として取り扱う。

【解説】

胸壁は、本体と一体構造とし、その基礎形式も同一形式としなければならない

ない。胸壁の横方向の長さは1.0 m程度とし、函体上面からの高さは、6.1.3を考慮して決定する。

胸壁の断面形状は、逆T形を標準とし、図1-6-3に示すように底版幅(B)は、胸壁高(H)の $1/2 H$ 以上で、後趾(b_2)の長さは前趾(b_1)の長さ以上とするものとし、7.8に示す函体側壁に配置される斜め補強筋の配筋を考慮した長さとするのが望ましい。

6.1.7 門 柱

門柱は、ゲートの開閉が容易で、流水の抵抗を極力少なくできる構造とする。

【解 説】

門柱の天端高の決定には、ゲートの管理に必要な高さ、管理橋の桁下と計画高水位との余裕および樋門の沈下を許容する場合は門柱の沈下量を考慮して検討しなければならない。また、操作機器類および管理橋は、門柱の傾斜に対応できる構造とする。

ゲートの管理に必要な高さとしては、図1-6-5に示すように引上げ余裕高(50 cm程度)と吊下げ金具等の付属品の高さを考慮する。

戸当りについては、次の点を考慮して決定する。

- ① 底部戸当り面は、原則として函体底版と同一平面とする。
- ② 門柱部の戸当りは、ゲートが取り外せる構造とする。

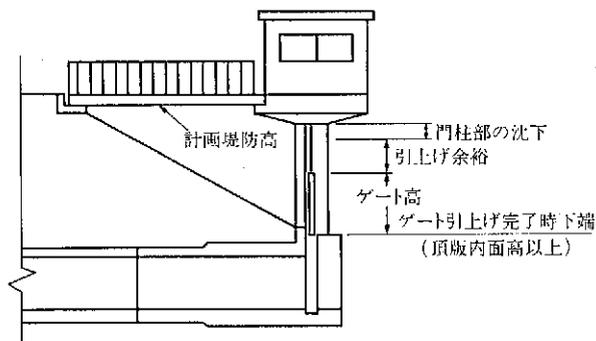


図1-6-5 ゲートの引上げ余裕高

6.1.8 ゲート操作台および上屋

ゲート操作台は、開閉装置の設置とゲートの操作に必要な広さを有するものとし、上屋を設けることが望ましい。

【解説】

ゲート操作台は、開閉装置の操作に必要な広さに十分な余裕を確保する等、操作性に配慮した形状寸法とする。樋門の沈下を許容する場合は、門柱部の沈下量を考慮してゲート操作台の下端高を設定しなければならない。

ゲート操作台には、樋門の規模の大小を問わず上屋を設けることが望ましい。上屋の設計は、「ダム・堰施設技術基準（案）」の開閉装置室に準じるものとし、その形状や色彩が景観を損なわないように配慮しなければならない。

小規模の樋門で上屋を設けることが適当でない場合は、ゲート操作時の状況を勘案し、安全性に配慮した防護施設を設けるものとする。

6.1.9 シャ水壁

樋門の本体には、原則として1個以上のシャ水壁を設ける。

【解説】

シャ水壁は、次の事項を考慮して決定する。

- ① シャ水壁の高さおよび幅は、図1-6-6に示すように原則として1.0 m以上とする。

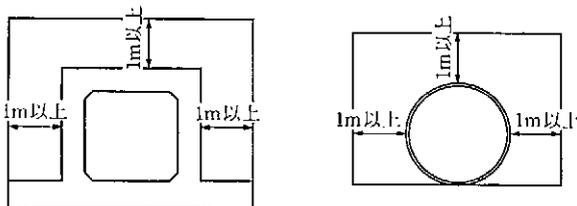


図1-6-6 シャ水壁の設置例

- ② 土かぶり小さい樋門で、シャ水壁の高さを1.0 mとすることが不適当な場合は適当な範囲まで縮小することができる。

- ③ 堤防断面が大きい場合やしゃ水矢板が長くなる場合は、しゃ水壁を2個所以上設けてしゃ水効果を実確にすると同時にしゃ水工による本体への影響を分散させるのがよい。
- ④ 掘込み河道等の堤防に設ける樋門で、堤内地盤高が高く浸透流に対する安全が確保される場合は、しゃ水壁を設けなくてもよい。
- ⑤ しゃ水壁の厚さは、しゃ水工の接続等を考慮して決定するが、コンクリート構造の場合にしゃ水鋼矢板を接続する場合は、使用する鋼矢板の高さ、鉄筋径、鉄筋のかぶりを考慮して定める。

6.1.10 ゲート、戸当り、開閉装置

ゲート、戸当り、開閉装置は、洪水時等のゲート操作時において確実な操作が可能な構造とする。

【解説】

樋門のゲートは原則として、ローラーゲートとする。ただし、スライドゲートは扉体面積 2 m^2 程度以下の小断面の場合に適用することができる。

戸当り部の部材厚は、図 1-6-7 に示すとおりとする。

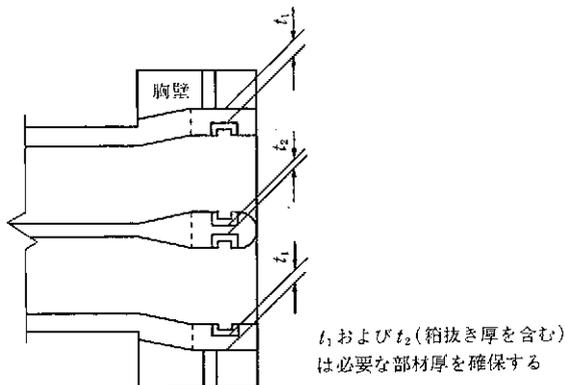


図 1-6-7 戸当り部の部材厚

門柱の傾斜が予想される場合は開閉装置への影響について検討し、門柱の傾斜によって、ネジ部の偏磨耗、軸受の損傷、摩擦抵抗の増大などの障害が

生じないように配慮しなければならない。

開閉装置は、緊急時に自重による降下可能なラック式開閉装置を用いることが望ましい。また、特に小規模な場合を除いて操作性のよい電動とすることが望ましい。

都市河川等で洪水の到達時間が速く、ゲートの操作のタイミングが重要な河川や、ゲート操作時の安全が十分確保できない場合等では、ゲートの遠隔操作を検討すべきである。

6.1.11 管理橋

管理橋の幅員は、1.0 m 以上とする。

【解説】

管理橋の幅員は1.0 m 以上とし、橋体は原則として1スパンとする。

管理橋には、高さ110 cm 以上の高欄を設けるものとする。

桁下高は、計画高水位に余裕高を加えた高さ以上とし、地盤の沈下等の影響を考慮して決定する。

支承には、地震および暴風による浮上がりに対応できる落橋防止装置を設ける。

6.1.12 二連以上の函体端部の断面

二連以上の函体端部の断面は、原則として標準部と同一の通水断面を確保する。

【解説】

二連以上の函体の隔壁の端部は、ゲート戸当りのため標準部の隔壁より厚くなる場合は、図1-6-8に示すように函体端部の通水断面を標準部より縮小しないで、標準部と同一の通水断面を確保することを原則とする。

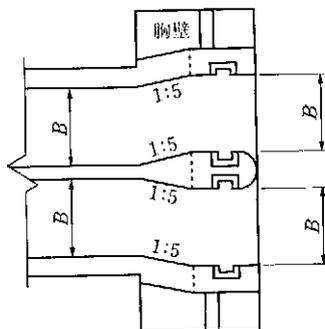


図 1-6-8 函体端部の通水断面の確保

6.2 翼 壁

翼壁は、原則として本体と分離した自立構造とし、堤防を十分保護できる範囲まで設ける。

【解 説】

1) 翼壁の構造

翼壁は、原則として樋門本体と分離させるが、樋門本体との接続部は可とう性継手あるいは可とう性のある止水板および伸縮材等を使用して、変位差が生じても水密性を確保できる構造とする(図 1-6-9 参照)。また、樋門本体と翼壁の段差を防止する必要がある場合は、接続部にせん断防止キー(ダウエルバー)を設ける。ただし、せん断防止キーを設けることで翼壁の変位が本体に悪影響を与えることがあるので、段差が大きくなると予想される場合

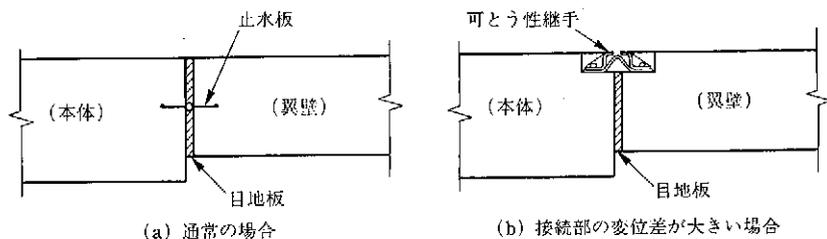


図 1-6-9 樋門本体と翼壁の接続部の例

は、せん断防止キーを設けずに伸縮量の大きい可とう性継手等に対応することが望ましい。

翼壁の構造は、図1-6-10に示すようなU形タイプを標準とするが、翼壁幅が広く、U形タイプとすることが適当でない場合は、逆T形タイプを適用してもよい。

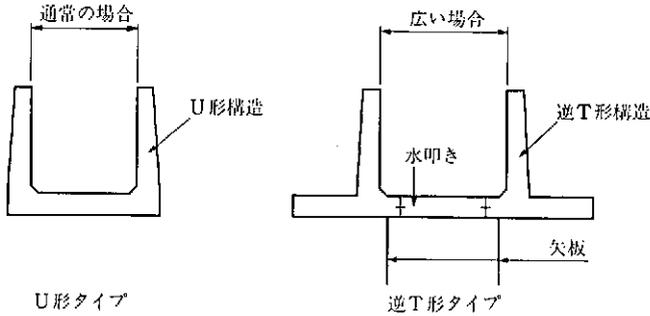


図1-6-10 翼壁の構造

2) 翼壁の範囲

翼壁は、堤防または堤脚の保護を目的とするので、図1-6-11に示すように原則として堤防断面以上の範囲まで設けるものとする。

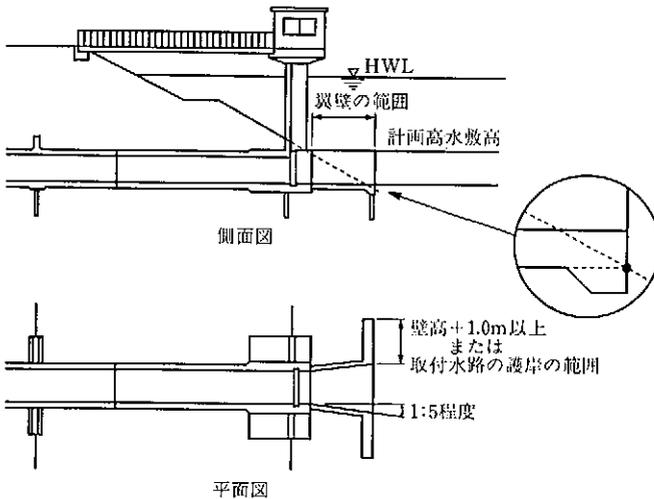


図1-6-11 翼壁の範囲

平面形状は図 1-6-11 に示すように 1:5 程度で漸拡させることを標準とするが、本川および支川の河状を考慮して決定する。

翼壁の端部は、水路の洗掘等を考慮し、堤防に平行な取付水路の護岸の範囲、または翼壁端部の壁高に 1.0 m を加えた値のいずれか大きいほうの長さとする。

6.3 しや水工

本体には、本体に沿う函軸方向の浸透流の影響を抑制するため適切な位置にしや水工を設ける。

【解 説】

しや水工は、函体と一体として設置されるしや水壁・胸壁とそれらの下部・側部に接続して設けるしや水矢板等によって、樋門本体と堤防との接触面に沿って生じる本体の函軸方向の浸透流の影響を抑制するために設けるものである。

1) しや水工の配置

しや水工は、一般的には図 1-6-12 に示すように配置するが、土質条件、堤防断面形状、考慮する水頭差、浸透経路長 (7.13 参照) などを総合的に検討して決定する。

翼壁部の下部に設けるしや水矢板等は、翼壁構造に応じて図 1-6-13 のように配置する。

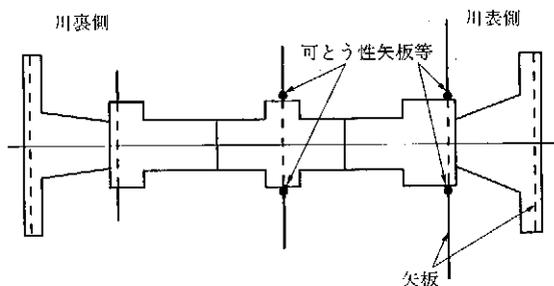


図 1-6-12 しや水工の配置

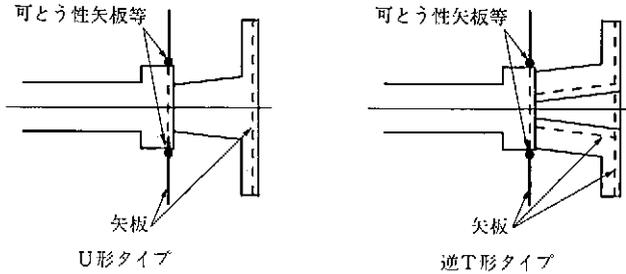


図 1-6-13 翼壁構造としゃ水矢板等の配置

2) しゃ水工の構造と長さ

鋼矢板をしゃ水工として用いる場合は、鋼矢板の型式は、施工性等を考慮して選定し、長さは2 m程度以上で設置間隔の1/2以下とする。

しゃ水矢板等の材質を鋼矢板以外の可とう性材料とすることも考えられるが、この場合は材料の強度、耐久性、しゃ水効果について十分な検討を行う。

基礎地盤が良好な場合の直接基礎で鋼矢板の施工が困難な場合は、深さ1 m程度のコンクリートのカットオフとしてよい。

3) 堤体内浸透流に対する配慮

堤防開削後の堤防の埋戻し（築堤）土の土質等によっては、掘削埋戻しの境界面に沿って浸透流が卓越することがある。この対応策としては、しゃ水工を水平方向（堤防縦断方向）に開削のり面まで延長することが有効と考えられる。洪水時の浸透流から堤防の安全を確保するためには、堤体内への浸透水の浸入を抑制し、堤体内に浸入した浸透水は速やかに排水するのが基本である。樋門周辺においても同様な配慮が必要であり、川裏側のしゃ水工によって、堤体内に浸透水を滞留させないようにしなければならない。このため、洪水時の堤体内浸透流に対してしゃ水工を水平方向に延長する場合は、図 1-6-12 で示すように、川表側の胸壁位置から堤体中央付近までのしゃ水工を対象とするのがよい。

堤内側支川または水路の河床と本川の河床との落差が大きい場合には、常に内水が堤外に浸透し、ルーフィングの原因となることがあるので、その対応に配慮が必要である。

4) しゃ水鋼矢板に作用する負の周面摩擦力に対する配慮

函体の周辺地盤の沈下によって、しゃ水鋼矢板には負の周面摩擦力が作用する。しゃ水鋼矢板は表面積が大きいので、この影響は大きな集中荷重となって樋門本体に作用し、クラックを発生させる等の悪影響を与えたり、しゃ水鋼矢板が樋門本体等から脱落してしゃ水機能が損なわれることがある。この対応策として次の事項に配慮するとともに、必要に応じて本体の縦方向の設計には、しゃ水鋼矢板から樋門本体に伝達する負の周面摩擦力の影響（集中荷重等）を考慮するべきである。

- ① しゃ水鋼矢板の樋門本体等との接続部は、負の周面摩擦力によって樋門本体等から脱落させないために図 1-6-14 のように、しゃ水鋼矢板にヒゲ鉄筋を設けて樋門本体等と結合する等の脱落防止措置を行う。

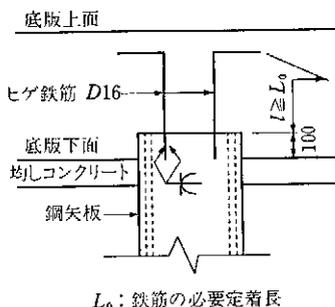


図 1-6-14 鋼矢板にヒゲ鉄筋を用いた例

- ② しゃ水鋼矢板を水平方向に延長する場合は、樋門本体との取付部に可とう性矢板を設置して、その外側に延長したしゃ水鋼矢板から伝達する負の周面摩擦力の影響をしゃ断する方法がある（図 1-6-15 参照）。

基礎の周辺地盤が過大な沈下を生じると、上記の方法によっても可と

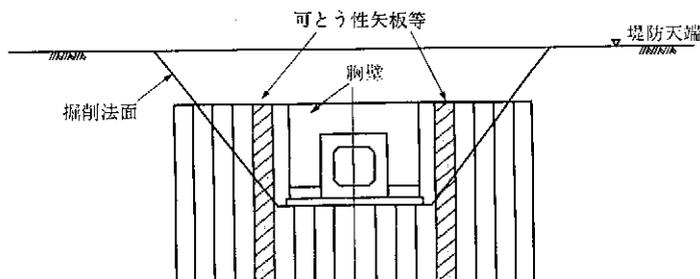


図 1-6-15 水平方向（堤防縦断方向）のしゃ水鋼矢板

う性矢板のゴムが破断することがあるので、残留沈下のすり付け対策に十分配慮する必要がある。

5) シャ水鋼矢板の支持抵抗に対する配慮

シャ水鋼矢板の先端が中間砂層等の比較的良好な土層に根入れされると、シャ水鋼矢板の先端支持力や正の周面摩擦力によって支持抵抗が大きくなる。直接基礎（浮き直接基礎を含む）形式の樋門において、シャ水鋼矢板の支持抵抗が大きくなると函体がシャ水鋼矢板を支点とする長い梁状態となり、函体に予期せぬ大きな断面力が発生するなどの悪影響を与える恐れがある。浸透流に対して長いシャ水鋼矢板が必要となる場合は、特に注意が必要であり、設置位置を増加させてシャ水鋼矢板の長さを短くする、あるいはシャ水鋼矢板の接続部を可とう性構造とするなどの配慮が必要である。

本体の縦方向の設計には、必要に応じてシャ水鋼矢板の支持抵抗の影響を考慮するべきである（7.6.2 参照）。

6.4 取付水路

川表の取付水路は、本川洪水時に堤防に及ぼす影響を最小限かつ治水
上問題のない範囲にとどめるような構造とする。また、高水敷の上下流
の一体的利用を損なわないように配慮する。

【解 説】

川表の取付水路は、原則として堤防法線に直角に設ける。また、取付水路によって高水敷が上下流に分断されることによりその一体的利用が損なわれないように、取付水路の横断や親水性などに配慮する必要がある。

6.5 水 叩 き

本体の呑口部、吐口部に接続する取付水路には、必要に応じて水叩き
を設ける。

【解説】

水叩きの長さは翼壁と同一とする。

水叩きの先端は、流水による洗掘およびしゃ水工との接続に配慮した構造とする。

6.6 取付水路の護岸

取付水路の護岸は、流水の作用により浸食され、樋門としての機能を損ねることのない構造とする。河岸防御ラインより堤防側の部分については堤防防御機能の保持にも留意した構造としなければならない。

【解説】

河岸防御ライン*1より堤防側の取付水路には、原則として護岸・高水敷保護工・水路肩保護工・護床工を設け、洪水時に浸食作用を受けて高水敷のもつ堤防防護機能を低下させたり、堤防防護上悪影響のある乱流による影響を防ぐ必要がある。河岸防御ラインより低水路側の取付水路は、流水の作用により大きく浸食されて取付水路が閉塞する等の樋門としての機能を損なうこ

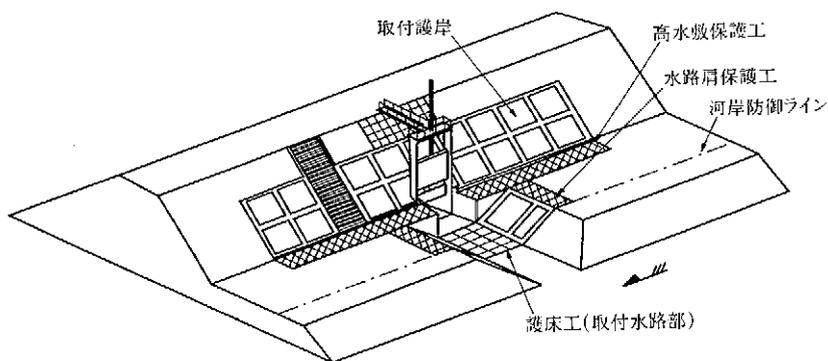


図 1-6-16 取付水路の護岸の例

*1：河岸防御ラインとは、堤防の安全性と低水路の安定性を確保するために、措置（河岸侵食防止工）を講ずる必要が生じるラインをいう（河道計画策定の手引き（案）河川局治水課）。

とのないよう、高水敷の耐浸食性等に留意し、必要に応じてのり面保護工・護床工等の保護工を設けるものとする。

6.7 取付護岸および護床工

取付護岸および護床工は、流水による洗掘等から堤防を防護できる構造とする。

【解説】

取付護岸は、樋門の端部（胸壁または翼壁）より上下流それぞれ10m、あるいは施工時の開削幅の大きいほうの範囲以上とし、既設護岸と近接する場合は、その区間を空けずに連続させるものとする。

管理橋下の堤防のり面は、原則として図1-6-17に示す程度の範囲に護岸を設けるものとする。

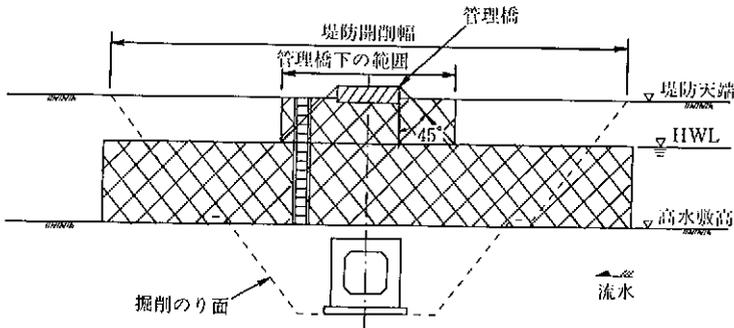


図1-6-17 堤防開削の場合の取付護岸の例

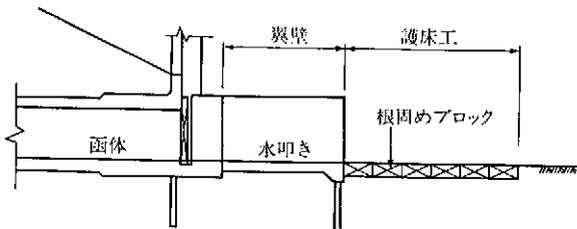


図1-6-18 取付水路の護床工

現況低水路法線が河岸防御ラインと一致している場合は、低水護岸および本川部護床工を設ける。現況低水路法線が河岸防御ラインよりも低水敷側にある場合で、河道法線形状・高水敷の耐浸食強度・本川河床変動状況等から、取付水路と本川接合部で著しい浸食が発生し、河岸防御ラインを侵される恐れがあるとみなされる場合には低水護岸および本川護床工を設けるものとする。

6.8 階 段

樋門の堤防のり面には、原則として管理用の階段を設ける。

【解 説】

階段は、川表・川裏のそれぞれの堤防のり面に一直線となるように設けることが望ましい。

一般に、樋門の下流側に設置する例が多い。

6.9 付 属 施 設

樋門には、維持管理および安全に必要な付属施設を設ける。

【解 説】

樋門の、川表および川裏には、必要に応じて水位標識を設けるものとし、取付位置は翼壁および門柱付近とする。

川表および川裏の胸壁および翼壁には、必要に応じて転落防止用の防護柵を設ける。また、必要に応じて適切な位置に照明を設ける。

第7章 樋門の設計

7.1 設計の基本方針

樋門の設計にあたっては、堤防および樋門の安全性、基礎地盤および堤体の土質特性、樋門の構造特性、基礎の構造特性等を考慮するとともに、施工および維持管理に配慮しなければならない。

【解説】

樋門の設計においては、樋門が堤防横断構造物であることに配慮し、樋門の安全性を確保することはもちろんではあるが、むしろ周辺堤防の安全性の確保を優先して考えることがなされなければならない。「河川管理施設等構造令」にも詳細に記述されているように、樋門は構造物とその周辺堤防との密着性の課題があり、洪水時にその接触面に沿うルーフィングが発生して樋門周辺の堤体土が流失し、堤防に重大な脅威となることがある。このため「基礎地盤と堤体および樋門本体の3者の相互作用」に配慮した設計としなければならない。すなわち、周辺堤防における「応力・変位そして浸透」に対する安全性の確保に十分配慮することが重要であり、この意味では「樋門の設計は、樋門を設置することによる周辺堤防の安全性の低下をいかに抑制するか」にかかっていると見える。

本書の規定に従って設計の具体的作業を進めるにあたっては、常にここに示す基本方針に留意しなければならない。

7.2 設計に関する一般事項

7.2.1 本体の設計の基本

本体は、函軸方向の地盤変位分布をできるだけ精度よく推定して、地盤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。

【解説】

樋門は堤防横断構造物であり、その設計にあたっては、周辺堤防と地盤との相互作用に十分配慮しなければならない。このため、地盤の特性、樋門の構造形式、基礎形式のいかんにかかわらず函軸方向の地盤の残留沈下量分布を求め、必要に応じて沈下対策等の地盤対策を実施するとともに、適切な樋門の構造形式を選定しなければならない。

既往の樋門の変状事例調査結果によれば、堤体の変状としては、「堤体のクラック、抜け上がり、空洞化、水みち」の発生が多く、函体の変状としては、「継手部開口、函体クラック、不同沈下等」の発生が多い。これらの変状の原因について分析した結果、「地盤変位（即時沈下・圧密沈下、側方変位）、負の周面摩擦力そして函体の函軸方向に沿う浸透流（ルーフィング・吸出し）」が主要因であることが推定されている。これらの変状は、いずれも函体の縦方向の問題に起因しており、横方向の問題として顕在化しているものは堤体のクラックを除いてほとんどない。また、上述の主要因の単独作用でなく複合作用の結果と推定されるが、これらの中で地盤変位は最も基本的な主要因であると考えられる。

このため、樋門の設計においては、その構造形式や支持形式の相違にかかわらず函体の函軸方向の地盤変位分布を精度よく推定し、地盤変位分布に対応した設計を行うことが基本であるといえる。

7.2.2 本体の設計に用いる荷重および荷重の組合せ

本体の設計に考慮する荷重および荷重の組合せは、それぞれの構造体の設計法に基づき適切に設定する。

【解説】

1) 設計に適用する堤防断面

設計に適用する堤防断面は、原則として余盛りを考慮した施工断面とする。また、将来的に嵩上げ盛土する等の堤防断面の変更が想定される場合は、必要に応じてこの影響を設計に考慮する。

2) 函体の横方向の荷重

函体の横方向の設計に考慮する荷重の種類は、表 1-7-1 のとおりとする。

表 1-7-1 函体の横方向の設計に考慮する荷重の種類

荷重種別		函体の横方向の設計
死荷重	函体自重	○
活荷重	自動車荷重	○
土 圧	鉛直土圧・水平土圧	○
水 圧	地下水圧	△
	内水圧等	△

○：考慮する，△：条件によって考慮する

3) 本体の縦方向の荷重

本体の縦方向の設計に考慮する荷重の種類は、表 1-7-2 のとおりとする。

表 1-7-2 本体の縦方向の設計に考慮する荷重の種類

荷重種別		本体の縦方向の設計モデル		摘要
		弾性床上の梁	地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁	
死荷重	本体自重 (門柱・胸壁等を含む)	○	○	
	内水重	○	○	
地盤変位による影響	地盤変位(沈下)	×	○	
	地盤変位(側方変位)	×	△	
活荷重	自動車荷重	○	△ ¹⁾	
土圧	鉛直土圧	○	×	
	胸壁に作用する土圧	○	○	
水圧	胸壁に作用する水圧	○	○	
負の周面摩擦力による影響		△	△	しゃ水鋼矢板等
プレストレス力	PC 函体	△	△	
地震の影響		○	○	
雪荷重		△	△	門柱, 管理橋

○：考慮する，△：条件によって考慮する，×：考慮しない

¹⁾：地盤変位(沈下)の算定で上載荷重(活荷重)を考慮している場合は，考慮しない。

7.2.3 コンクリート構造の部材設計

7.2.3.1 部材設計の原則

コンクリート構造の部材の設計は，以下による。

(1) 鉄筋コンクリート部材

- ① 部材の設計に用いる断面力は，原則として弾性理論により算出する。

② 部材の設計は、原則として許容応力度設計法によって行う。

(2) プレストレストコンクリート部材

プレストレストコンクリート部材の設計は、プレストレスを導入する目的に合致した設計法によって行う。

【解説】

(1) 鉄筋コンクリート部材の設計

- ① 許容応力度法により部材断面を決定する場合には、コンクリート部材、鋼部材を問わず、その部材に生じる軸方向力、せん断力、曲げモーメントは弾性理論によって求めるものとした。なお、コンクリート部材の曲げ剛性、せん断剛性は、計算を簡略化するため鋼材を無視し、コンクリートの全断面を有効として算定した値を用いてよい。
- ② 一般に、部材の設計法には許容応力度設計法と限界状態設計法があるが、樋門における現状の設計体系を考慮して、許容応力度設計法で設計することを原則とした。

(2) プレストレストコンクリート部材の設計

- ① プレストレストコンクリート部材を利用する目的の一つに工場製作のプレキャスト函体を用いて、多数の函体ブロックを現場で一体化するプレキャストブロック工法がある。

プレキャストブロック工法では、複数のブロックを接合する接合部の設計が重要である。本体の縦方向の接合部は、原則としてプレストレス接合とする。

- ② 一般にプレストレストコンクリート部材は、設計荷重作用時にひび割れが発生しないように設計するのが原則である。しかし、地震の影響などまれにしか生じない荷重を含む荷重の組合せに対してもひび割れが生じないように大きなプレストレスを導入することは、コンクリートの圧縮破壊の原因ともなり、必ずしもよい設計とはいえない。したがって、このような場合にはひび割れが生じてもよいこととし、引張鉄筋を配置して補強することとした。

7.2.3.2 コンクリート部材断面の応力度の算出

部材断面に生じるコンクリートおよび鋼材の応力度は、以下により算出する。

(1) 鉄筋コンクリート部材

- ① 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。
- ② コンクリートの引張強度は無視する。
- ③ 鉄筋とコンクリートのヤング係数比は 15 とする。

(2) プレストレストコンクリート部材

- ① 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。
- ② コンクリートの全断面を有効とするのを原則とする。
- ③ 鋼材とコンクリートのヤング係数比は、使用する材料のヤング係数比より算出する。

【解 説】

(1) 鉄筋コンクリート部材

- ① 部材断面のひずみ分布は、平面保持の法則に従うものとする。
- ② コンクリートの引張強度は無視する。したがって、鉄筋のみで部材断面に生じる引張力を負担するものとして、曲げモーメントに対する応力度の算出をしなければならない。

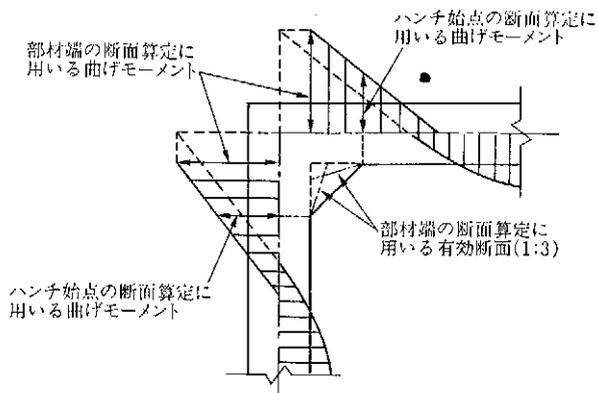


図 1-7-1 部材端の断面の検討に用いる曲げモーメント

- ③ 鉄筋コンクリートの設計に使用する鉄筋とコンクリートのヤング係数比 (n) は、従来から 15 としており、この値の妥当性は確かめられているので従来どおりの値とした。

部材端の断面の検討に用いる曲げモーメントは、図 1-7-1 のように計算により得られた曲げモーメントを部材の内面に等高移動させたものとする。また、ハンチは 1:3 の傾きまでを有効とすることができる。

(2) プレストレストコンクリート部材

地震の影響を含む荷重の組合せにおいて、コンクリートの全断面を有効として算出したコンクリートの引張応力度が 30 kgf/cm^2 (2.9 N/mm^2) を超える場合は、コンクリートの全断面を有効とせずコンクリートの引張強度を無視するのがよい。

本体の函軸方向に導入する緊張力による部材の応力度の計算は、一般に次による。

a) 函軸弾性を得るために函軸方向に緊張力を導入するする場合

継手部および接合部の弾性材を圧縮して函軸弾性を得るために函軸方向に導入する緊張力による応力度は、原則として緊張力を軸力（外力）とみなして鉄筋コンクリート部材に準じて算出する。

ただし、十分な検討を行って安全が確かめられた場合は、プレストレストコンクリート部材およびプレストレスト鉄筋コンクリート（PRC）部材として設計することができる。

b) 複数の函体ブロックを一体化するために函軸方向に緊張力を導入する場合

複数の函体ブロックを一体化するために函軸方向に導入する緊張力（プレキャストブロック工法）による応力度は、原則として設計荷重作用時において接合部に引張応力が発生しないフルプレストレスト状態となるプレストレストコンクリート部材として設計する。

7.2.3.3 せん断力が作用するコンクリート部材の設計

部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度は、次式により算出する。

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d} \quad (1-7-1)$$

ここに、

τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度
(kgf/cm²) {N/mm²}

S : 部材断面に作用するせん断力 (kgf) {N}

d : 部材断面の有効高 (cm) {mm}

b : 部材断面幅 (cm) {mm}

【解説】

(1) コンクリート部材のせん断応力度の照査

コンクリート部材のせん断応力度の照査は、図 1-7-2 に示すように $x=0 \sim x=2d$ の範囲内で行うものとする。ただし、分布荷重の場合は $x=0, x=2d$ の 2 個所で行うものとする。この場合の許容せん断応力度は通常の応力度に次式で求められる α の値を乗じたものとしてよい。

$$\alpha = 2 - \frac{x}{2d} \quad (1-7-2)$$

ただし、 $1 \leq \alpha \leq 2$

ここに、

x : 照査位置の支点からの距離 (cm) {mm}

d : 部材の有効高さ (cm) {mm}

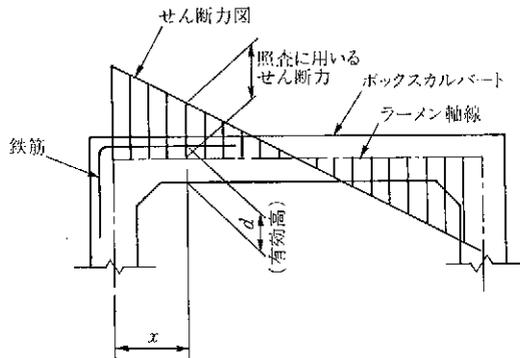


図 1-7-2 部材のせん断応力度の照査位置

(2) コンクリートのみでせん断力を負担することができない場合

コンクリートのみでせん断力を負担することができない場合には、式(1-7-3)により算定される断面積以上の斜引張鉄筋を配置する。

なお、この場合は、斜引張鉄筋が負担するせん断力の1/2以上をスターラップで負担させるのを原則とする。

式(1-7-3)は斜引張鉄筋が部材軸と直交する場合で、部材の有効高さが変化しないときの算定式を示す。

$$\left. \begin{aligned} A_w &= \frac{1.15 \cdot S_h' \cdot a}{\sigma_{sa} \cdot d} \\ S_h' &= S - S_c \end{aligned} \right\} \quad (1-7-3)$$

ここに、

A_w : 間隔 a で配筋される斜引張鉄筋の断面積 (cm²){mm²}

S_h' : 間隔 a で配筋される斜引張鉄筋が負担するせん断力 (kgf)
{N}

S : 部材断面に作用するせん断力 (kgf){N}

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (kgf·cm){N·mm}

S_c : コンクリートが負担するせん断力 (kgf){N}

$$\text{鉄筋コンクリートの場合} \quad S_c = \frac{1}{2} \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot d$$

τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する許容せん断応力度
(kgf/cm²){N/mm²}. ただし、荷重の組合せを考慮した許容
応力度の割増しをしてはならない。

d : 部材断面の有効高 (cm){mm}

b : 部材断面幅 (cm){mm}

a : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (cm){mm}

σ_{sa} : 斜引張鉄筋の許容引張応力度 (kgf/cm²){N/mm²}

- ① コンクリートが負担するせん断力 S_c を算定する場合の τ_{a1} は、許容応
力度の割増しを行ってはならない。
- ② 部材の有効高が変化したり、斜引張鉄筋が部材軸方向と直交しない場
合には、それらの影響を考慮する。

(3) スターラップの配置

- ① スターラップは、引張鉄筋を取り囲み、フックを付けて圧縮部のコンクリートに定着しなければならない。また、圧縮鉄筋がある場合は、引張鉄筋および圧縮鉄筋を取り囲み、原則としてフックを付けて圧縮部のコンクリートに定着する。
- ② 梁部材断面に計算上スターラップを配置する必要がある場合、原則としてスターラップの間隔は梁の有効高の 1/2 以下かつ 30 cm 以下としなければならない。

7.2.3.4 プレストレストコンクリート部材の引張鉄筋

(1) 設計荷重作用時に部材断面のコンクリートに引張応力が生じる場合は、引張応力が生じるコンクリート部分に(2)項に規定する引張鉄筋を配置する。

(2) 引張応力が生じる部材断面に配置する引張鉄筋の断面積は、次の値以上とする。

$$1) A_s = \frac{T_c}{\sigma_{sa}} \quad (1-7-4)$$

ここに、 A_s ：引張鉄筋の断面積 (cm²) {mm²}

T_c ：コンクリートに生じる引張応力の合力 (kgf) {N}

σ_{sa} ：引張鉄筋の許容引張応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

2) 引張応力が生じる部分のコンクリートの断面積の 0.5 %

【解説】

(1) プレストレストコンクリート部材の設計においては、コンクリートに許容応力度以下の引張応力度が生じてもよいとしている。しかし、コンクリートに引張応力が生じる場合には、引張応力の生じる部分に鉄筋を配置し、ひび割れが生じた場合でもその幅が大きくなるのを防ぐとともに、部材のじん性を増すこととした。

アンボンド工法などで緊張材とコンクリートが付着していない部材では、想定した荷重より大きな荷重が作用するとひび割れが分散されないため、集中して大きなひび割れが発生することになり、PC鋼材の腐食などが

生じやすくなる。これを防ぐため、引張鉄筋を引張縁近くに配置して、ひび割れの分散を図るものとした。

なお、プレキャストブロック工法の場合は、引張応力度が発生しないフルプレストレス状態とするので、その意味においては引張鉄筋は不要であるが、運搬時・設置時等の施工時に必要な最小限の鉄筋を配置する。

- (2) 引張鉄筋量の算出方法を規定したものである。ただし、この規定は地震の影響を含まない荷重の組合せについてであり、地震の影響を含む荷重の組合せについては7.2.3.2(2)の解説を参照する。

式(1-7-4)および2)の条件は、次式のように表すことができる(図1-7-3参照)。

$$A_s = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_{ct}}{2\sigma_{sa}} \quad (1-7-5)$$

ただし、 $A_s \geq 0.005 b \cdot x$

ここに、

A_s : 引張鉄筋量 (cm²) {mm²}

b : 部材引張縁の幅 (cm) {mm}

x : 部材引張縁から中立軸までの距離 (cm) {mm}

σ_{ct} : 設計荷重作用時に部材引張縁に生じるコンクリートの引張応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

σ_{sa} : 引張鉄筋の許容引張応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

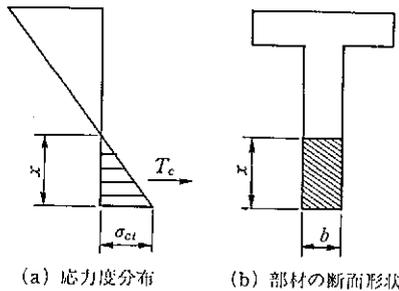


図1-7-3 引張鉄筋の算出の考え方

7.2.4 鋼構造の部材設計

7.2.4.1 部材設計の原則

部材は製作、運搬、検査、塗装、維持管理に配慮し、部材各部はなるべく単純にするように設計する。

【解説】

複雑な構造を採用すると製作、運搬、検査、塗装、維持管理などに種々支障がある。また、設計計算も煩雑であり、条件によっては予期しない大きな二次応力が生じることにもなるので、構造の各部はなるべく単純なものがよい。

運搬に不便なものは運搬中に破損する原因となるほか、輸送路の状況によっては運搬が不可能となる恐れがある。検査の不便な箇所は、検査が十分に行き届かないため、欠点を残す恐れがある。塗装に便利な構造でなければ塗り残しの原因になり、鋼材の腐食を早めることになる。なお、門柱部の鋼材は滞水が腐食の原因となりやすいから、排水孔や水切りなどにより排水が完全に行える構造としなければならない。

7.2.4.2 軸方向力と曲げモーメントを受ける部材

軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける部材は、軸方向力を引張および圧縮に分けて照査を行う。

【解説】

1) 軸方向力が引張の場合

$$\left. \begin{aligned} \sigma_t + \sigma_{bt} &\geq \sigma_{ta} \\ -\sigma_t + \sigma_{bc} &\geq \sigma_{cat} \\ -\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} &\leq 1 \end{aligned} \right\} \quad (1-7-6)$$

2) 軸方向力が圧縮の場合

$$\left. \begin{aligned} -\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} &\leq 1 \\ -\sigma_c + \sigma_{bc} &\geq \sigma_{cat} \end{aligned} \right\} \quad (1-7-7)$$

ここに、

σ_t, σ_c : それぞれ照査する断面に作用する軸方向力による引張および圧縮応力 (kgf/cm²) {N/mm²}

σ_{bt}, σ_{bc} : それぞれ照査する断面に作用する曲げモーメントによる最大引張応力および最大圧縮応力 (kgf/cm²) {N/mm²}

σ_{ta} : 許容軸方向引張応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

σ_{cat} : 局部座屈に対する許容応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

σ_{ca} : 弱軸回りの許容軸方向圧縮応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

σ_{ba} : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}. なお、曲げモーメントが弱軸回りに作用する場合には局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限值を用いてよい。

7.3 残留沈下量の許容値

基礎地盤の残留沈下量は、樋門の構造特性を損なわず周辺堤防に悪影響を及ぼさない値まで抑制する。

【解 説】

樋門の設計における基礎地盤の残留沈下量とは、函体設置以後に生じる函体直近の地盤の沈下量のことであり、函体の変位等に直接影響する沈下量をさすものとする。

1) 地盤の残留沈下量 (S)

地盤の残留沈下量 S は、即時沈下量 S_t と圧密沈下量 S_c を合計した沈下量の最大値とする。

2) 残留沈下量の許容値 (S_a) の目安

地盤の許容残留沈下量の目安は、樋門の基礎形式に応じて表 1-7-3 のとお

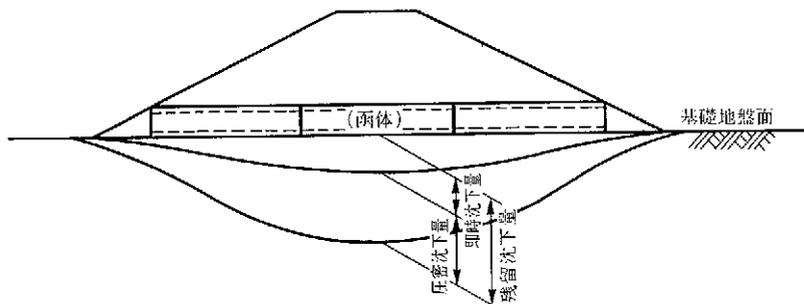


図 1-7-4 地盤の残留沈下量の分布例

りとする。残留沈下量がこの目安値を超える場合は、この値以内に抑制することが望ましい。

地盤の残量沈下量の許容量は、原地盤の残留沈下量の大きさ、残留沈下量の分布、沈下抑制工法の信頼性・確実性、地盤条件・荷重条件の他、樋門の構造形式や構造材料、スパン割、継手形式、キャンバー盛土等を考慮して総合的に較量評価すべきものであり、表 1-7-3 に示す目安値にかかわらず責任技術者の判断で弾力的に運用することができる。

柔構造樋門においてキャンバー盛土 (7.4.2 参照) を考慮する場合は、図 1-7-5 に示すように残留沈下量からキャンバー量を控除して設計用の残留沈

表 1-7-3 残留沈下量の許容値 (S_a) の目安 (cm) {cm}

	柔支持基礎	直接基礎
残留沈下量 ↑ 小 ↓ 大	浮き杭基礎 ¹⁾ 浮き直接基礎 浮き固化改良体基礎 ¹⁾ ----- 30~50cm 程度を目安 (キャンバー盛土 ²⁾ -----	-----5cm 程度を目安-----

¹⁾ 浮き固化改良体基礎および浮き杭基礎上の樋門本体は、原則として浮き直接基礎として設計するが、基礎工の特性によってはその影響を地盤反力係数等により適切に評価した設計法による必要がある。

²⁾ キャンバー盛土を考慮する場合は、その適用条件 (7.4.2 参照) に十分配慮して設定しなければならない。

下量とすることができる。

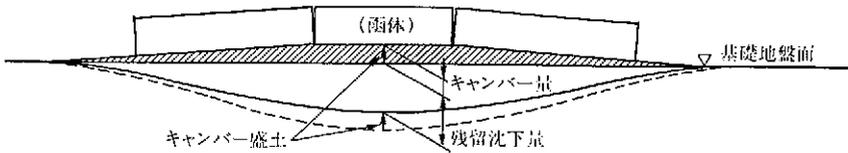


図1-7-5 キャンバー盛土を考慮する場合の残留沈下量

3) 堤防盛土条件と残留沈下量

堤防築堤には、図1-7-6に示すパターンがあり、残留沈下量を算定する場合は、これらの堤防盛土条件を適切に考慮しなければならない。これらの堤防盛土条件を考慮した残留沈下量の検討手順は図1-7-7のように整理される。

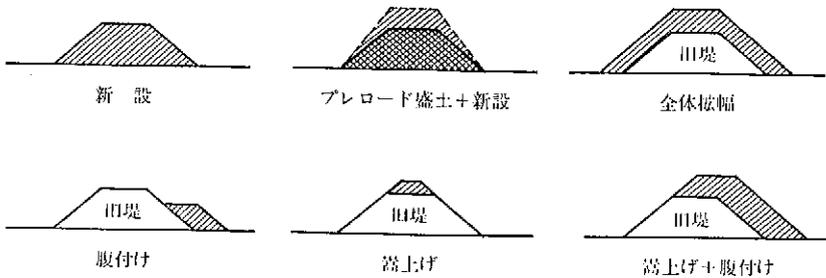


図1-7-6 堤防築堤のパターン

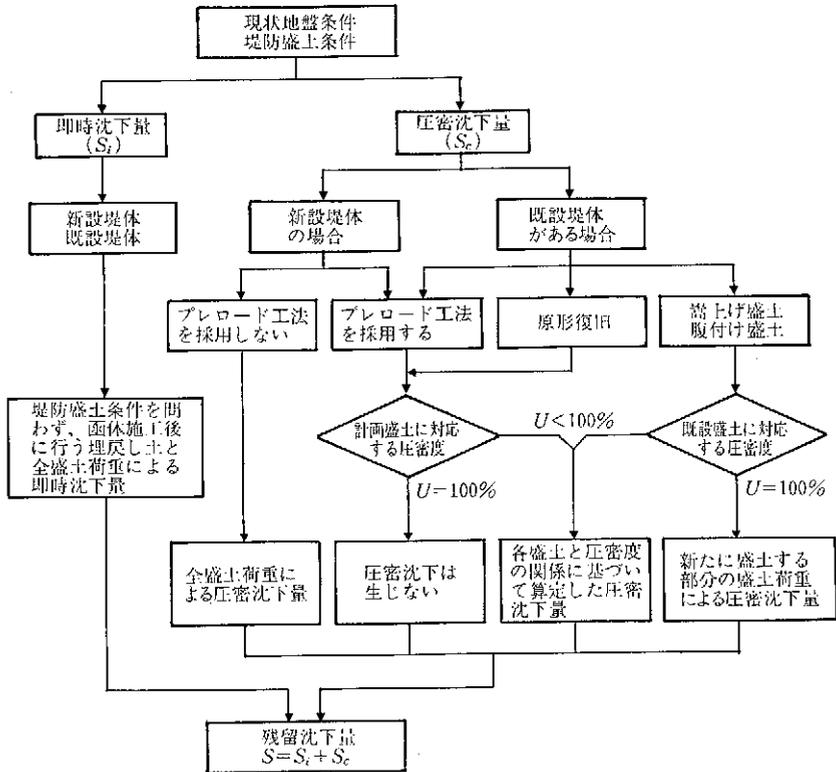
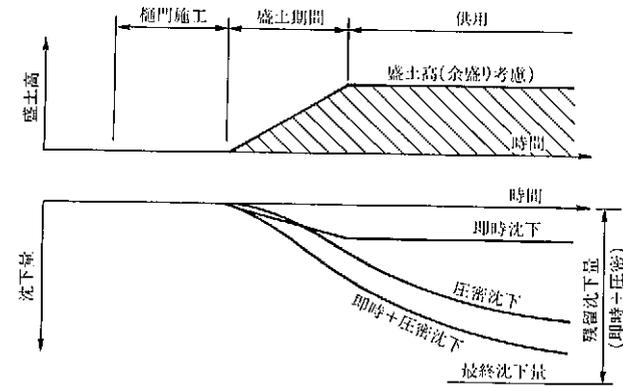
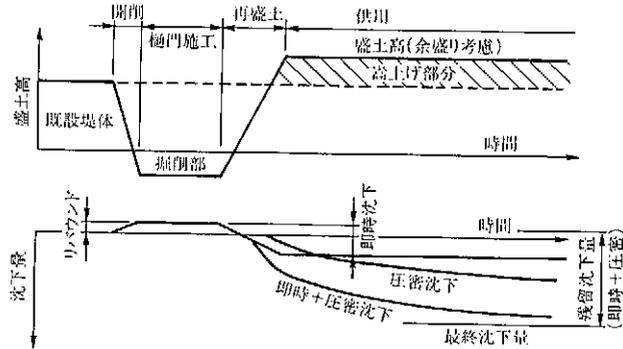


図 1-7-7 残留沈下量の検討手順

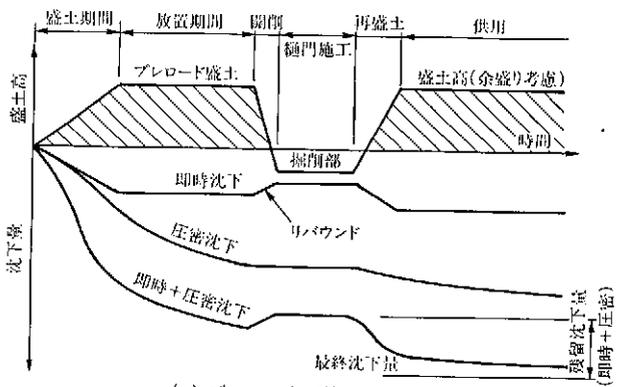
設計に考慮する残留沈下量は、函体施工後の地盤の沈下量であり、代表的な堤防盛土条件による施工経過と沈下の進行は図 1-7-8 のように示される。なお、この図は掘削底面（床付け面）の沈下挙動を経時変化で示したものであり、リバウンドの大部分は、開削による除荷によって発生し、床付け面の掘削時に除去されるので施工時の床付け面の整正後に生じるリバウンド量はわずかである。このため、一般に設計で考慮する即時沈下の影響を考える場合は、リバウンド量を見捨て、その後生ずる即時沈下量を考慮すればよい。



(a) 新設盛土の場合



(b) 嵩上げ盛土・腹付け盛土の場合



(c) プレロード工法による場合

図1-7-8 堤防盛土条件と沈下挙動

7.4 地盤対策工の検討

7.4.1 一般

樋門の設計にあたっては、地盤の変形特性等の土質特性が樋門および周辺堤防の安全に及ぼす影響について検討し、必要な対策を行わなければならない。

【解説】

樋門を設計するにあたって、事前に検討すべき地盤対策等の検討項目としては次のものがある。

- ① 沈下・側方変位対策
- ② 支持力対策
- ③ 浸透流対策
- ④ 周辺堤防における沈下すり付け対策
- ⑤ 地震対策
- ⑥ 近接構造物対策
- ⑦ 流水対策

これらの対策は堤防の安全を確保するために必要であると同時に、樋門の変状を防止するためにも必要であるから、対策の必要性および対策工の検討を行う場合は、対策工の効果とその組合せについてあわせて検討する必要がある。

1) 沈下・側方変位対策

(7.4.3参照)

2) 支持力対策

直接基礎および浮き基礎基礎の樋門の設計において次のような場合は、基礎地盤の支持力対策を検討する必要がある。

- ・施工時のトラフィカビリティが確保できない。
- ・施工時の門柱部や函体の地盤反力が、基礎地盤の施工時の許容支持力を

超える。

施工時の支持力が不足するとプレキャスト函体ブロックの据付けに支障が生じたり、函体が不同沈下することがあるので、このようなことが予想される場合は、表層置換および表層改良等の対策を行うことが望ましい。表層を置換する場合の置換材は、堤体材料としての条件を満足する必要がある(7.4.4 参照)。

3) 浸透流対策

樋門等の堤防横断施設における最大の課題の一つは、堤体内構造物と地盤および堤体との接触面に沿うルーフィングである。堤防横断構造物は、一般に堤防を開削して構造物を構築し、構造物設置後に堤体を盛土する施工法が採用される。このため、堤体の重量によって構造物周辺の地盤および堤体が沈下・変位し、構造物と周辺堤防との間に沈下差・変位差が発生するのは避け難い。軟弱地盤であれば圧密沈下の影響で両者に大きな沈下差が発生するのはまれではなく、また軟弱地盤でなくとも堤体の圧縮沈下や地盤の即時沈下による影響があるので、構造物と構造物周辺の地盤および堤体との相対沈下・相対変位が発生する。この原因は、堤体と構造物との重量差に基づくものであるが、相対沈下・相対変位の量は基礎の支持形式や構造物の剛性によって大きく異なるものとなる。特に軟弱地盤における支持杭形式の樋門において、函体底板下等の構造物周辺の空洞が堤防の安全性に大きな脅威となっていることは、「河川管理施設等構造令」の解説等において詳述されておりである。

この構造物周辺の空洞は、地盤の沈下を原因とするものであるが、河川の水位変動(中小洪水、潮位変動等)や降雨による堤体内の間隙水圧の上昇等による構造物周辺のルーフィングに伴う土粒子の吸出しの繰返し作用によって、水みちが進展・拡大していき、連続した大きな空洞が形成されるものである。洪水時に大漏水を惹起し破堤に至ることを未然に防止するためには、事前に樋門周辺の空洞の発生を抑制する対策を行うことが重要である。

以上のように、樋門の周辺は、漏水上の弱点となりやすく、応急処置が困難な場合が多いので、浸透流に対する検討を十分に行う必要がある。樋門周辺の浸透流に対しては、しゃ水工として設けるしゃ水矢板等によって必要な

浸透経路長を確保する方法が確実である(6.3, 7.13 参照)。洪水時の浸透流に対しては、必要に応じて川裏側に吸出し防止に配慮したドレーンを設けるなどについても検討すべきである。

4) 周辺堤防における沈下すり付け対策

軟弱地盤等において、沈下抑制を行う場合などでは、基礎と周辺地盤との沈下差が大きくなるために堤体にクラックを生じるなどの悪影響を与えることがある。このようなことを防止するには、函体の抜け上がりによる影響について検討し、沈下の段差が急激に生じないように地盤の沈下すり付け対策を実施する必要がある。

5) 地震対策

地震による地盤の液状化によって、堤防が破壊したり、函体の変状することがある。これらの被害に対する函体の復旧は、堤防に比べて容易ではないから、地震時であっても函体は致命的被害を受けないことが必要である。このため、基礎地盤に地震時に液状化する土層がある場合は、液状化対策を検討する必要がある。

砂質土層においては、液状化に至らないまでも過剰間隙水圧の上昇によって、また軟弱地盤においては、軟弱層の軟化によって、地盤の沈下や側方変位が生じることがある。これらの地震の影響についても検討が必要である。

6) 近接構造物対策

既設構造物に近接して樋門を設置する場合などにおいては、樋門を単独に新設する場合と異なり、周辺構造物に影響を与えたり、逆に影響を受けたりするケースが多い。このようなことが予想される場合はその影響の程度を事前に検討し、影響が避けられない場合は適切な対応策を行う必要がある。

7) 流水対策

既設堤防の開削後に埋め戻した堤防は、締固めが十分でなかったり、樋門周辺は乱流が起きやすいなど、流水による洗掘を受けやすい状態にある。このため、護岸の範囲や根入れなどを十分検討するとともに、高水敷保護工などの必要性についても検討する必要がある。

7.4.2 キャンバー盛土

本体の不同沈下対策として、地盤の沈下分布に対応した適切な高さのキャンバー盛土を設置することができる。

【解説】

残留沈下量の一部に対応するキャンバー盛土を行い、函体を上げ越して設置することによって、地盤の沈下に伴う樋門の沈下量を実質的に少なく抑えることが可能であり、樋門本体の不同沈下を軽減することができる。このように函体の下に設ける盛土をキャンバー盛土と呼んでいる。

一般に、キャンバー量の決め方としては、次の二つの考え方がある。

- ① 即時沈下分布相当量をキャンバー量とする。
- ② 即時沈下分布+ある期間の圧密沈下分布相当量をキャンバー量とする。

①の場合は、即時沈下の推定精度が高ければ盛土完了時にはキャンバー量がほとんど沈下し、供用時にキャンバーが残ることがない。②の場合は、樋門本体の不同沈下をより小さくすることができる。

ただし、キャンバー量が供用後も長期にわたって残留すると、樋門の疎通

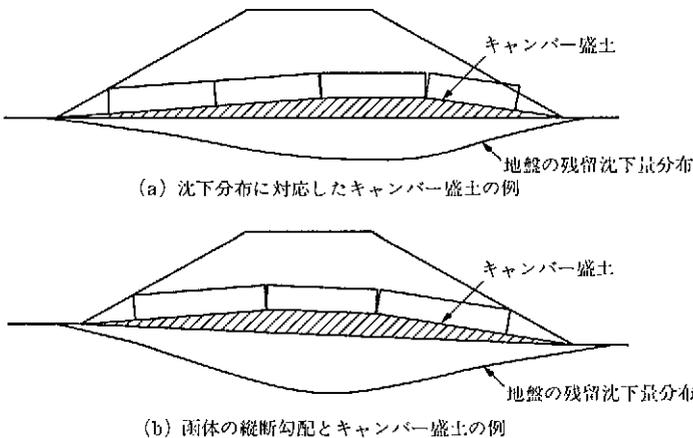


図 1-7-9 キャンバー盛土

能力を損なうことがあるので、その設定にあたっては、沈下量の推定精度を考慮した検討が必要である。

また、使用する継手は、キャンパー量および残留沈下量を考慮した函体の変位量に対応できる変形能力を有するものとし、この継手が沈下に対応して容易に変形が可能となるように施工上で配慮しなければならない。

キャンパー量は、以上の諸条件および沈下速度や函体長などを考慮して決定する必要があるが、その最大値はおおむね 20 cm 程度以下とすることが望ましい。

7.4.3 地盤の沈下・側方変位対策

地盤の沈下・側方変位対策を行う場合は、地盤性状との適合性、堤防への影響、堤防の耐震性向上等を考慮して適切な工法を選定する。

【解説】

1) 沈下対策

樋門の施工に伴う地盤の沈下は、樋門の構造形式のいかんを問わず樋門の設計に必ず考慮しなければならない重要な検討項目である。したがって、調査段階での調査位置・方法・動態観測等を適切に計画し、沈下量の推定精度の確保に十分に配慮する必要がある。

沈下・側方変位対策の検討にあたっては、対策工と地盤性状との適合性、対策工による堤防への影響、地震対策としての堤防の耐震性向上等を考慮するとともに、地盤の沈下以外の地盤の課題に対しての効果や、その他の対策工との組合せに配慮する必要がある。

沈下対策工の一つであるプレロード工法は、樋門の施工前に沈下抑制効果が得られ、確実に信頼性が高く、堤体の均質性も保持できるので堤防への悪影響が最も少ない対策工である。このため、積極的にプレロード工法を採用すべきである。

なお、函体の底版下に空洞が発生した場合、その対策としてグラウトによって空洞を充填することが有効である。グラウトは、底版上から注入すれば効果的であるから、底版にグラウトホールを設置しておくことが望ましい(図

1-7-10 参照).

グラウトホールの設置間隔は、5 m 程度でしゃ水矢板の位置、グラウトの能力に応じて決定する。また、このグラウトホールを利用して、底版下地盤に空洞測定用沈下板を設けることで空洞の発生を観測することができる。

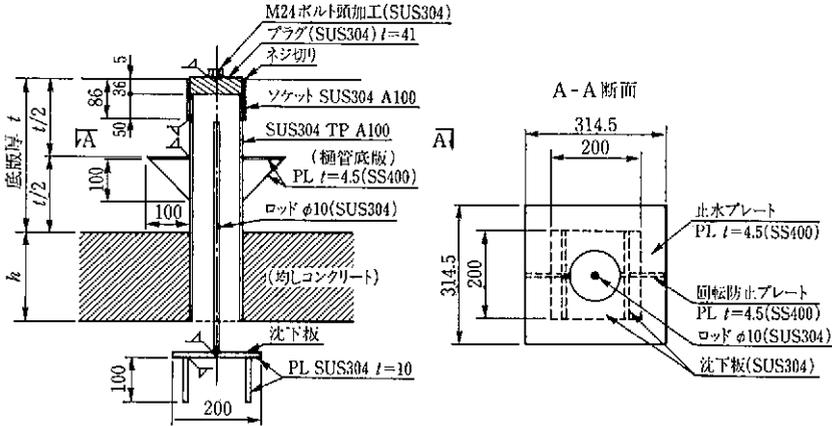


図 1-7-10 グラウトホールの例

2) 側方変位対策

堤防盛土等の施工によって地盤は、沈下とともに水平変位を生じる。本書では地盤の弾性的な水平変位を側方変位とし、地盤内に塑性化領域が卓越して生じる塑性的な側方への変位を側方流動、地震による地盤の液状化に伴って生ずる地盤の水平移動を流動化（Ⅲ 耐震設計編 参照）として別途扱いとした。

側方変位は、一般に盛土のすべり安全率が小さい場合や、盛土施工速度が地盤の強度増加を上回ると大きくなる定性的傾向があり、この中に占める側方流動の割合が大きくなるとすべり破壊に至る。

側方変位量を低減させるためには次のような対策が行われる。沈下対策によっても側方変位量を減少させることができる。

- ・プレロードや緩速盛土施工等によって地盤の強度増加を図る。
- ・地盤改良によって地盤の強度を改善する。

いずれの場合も、側方変位対策は沈下対策とあわせて検討し、対策後においても側方変位の影響が大きいと予測される場合は、函体の函軸構造を、函

軸緊張構造として函体の水平変位を抑制することを検討すべきである。

側方流動が発生するかどうかは、堤体の円弧すべり安全率 $F_s=1.5$ 程度を目安に判断することができる。側方流動対策としては、一般に地盤改良等によって地盤の強度を改良することが望ましい。しかし、側方流動量は地盤性状によって異なり、その予測は一般に困難であるので付近の類似の施工事例を参考として対策の必要性を判断するのがよい。

7.4.4 地盤改良工法の選定

地盤改良工法は、改良効果、地盤条件、施工条件、環境条件、堤防への影響、周辺地盤・近接構造物への影響、経済性等を考慮して選定する。

【解説】

地盤改良工法は、各々の工法によって、得られる効果が異なることは当然であるが、改良工法の効果は一般に単一ということではなく、主目的とする効果と、それに付随した二次的効果をあわせ持つことが多いので、必要とする目的やその効果を十分に検討する必要がある。

1) 地盤改良の目的

地盤改良の一般的な目的としては、下記の4項目がある。

① 圧密沈下の抑制

- ・堤体盛土、構造物等の荷重による地盤の圧密沈下
- ・樋門本体と翼壁の接合部に生ずる沈下・不同沈下
- ・地盤の沈下に伴う函体の抜け上がり、函体周辺土の緩みの形成・空洞化の発生・応力低減
- ・函体および基礎工に及ぼす負の周面摩擦力の影響
- ・地下水低下に伴う地盤の圧密沈下、水位回復時の膨張

② せん断変形の抑制、せん断破壊の防止、土圧の軽減

- ・基礎地盤のせん断変形、せん断破壊に伴う堤体盛土の変状
- ・地盤の支持力不足
- ・偏載荷重、土圧による地盤・構造物の変位・変状
- ・堤体盛土等の荷重による地盤の側方流動

- ・掘削斜面の破壊，掘削底面のヒービングによる地盤の緩み
- ③ 漏水防止，しゃ水
 - ・堤体および基礎地盤の漏水（浸透，パイピング）
 - ・樋門本体に沿う浸透水の浸出（ルーフィング）
 - ・浸透圧による地盤破壊（ハイドロリックフラクチャリング）
 - ・浸透流による土粒子の流亡，吸出し
- ④ 液状化の防止，振動の軽減
 - ・砂質地盤における地震時の液状化
 - ・地震時の過剰間隙水圧発生によるすべり抵抗の減少
 - ・本体の浮き上がり防止

2) 地盤改良工法

a) 置換工法

置換工法は，一般に置換すべき軟弱層の層厚が薄い場合に採用される工法であり，置換厚もほぼ2m程度とすることが多い。

置換工法は一般に支持力対策として用いられることが多いが，樋門の基礎に適用する場合は，沈下抑制対策であるという側面を重視する必要がある。置換部は下層が軟弱であったり，あるいは地下水のために十分に締固めができない場合が多いので，施工性について十分検討する必要がある。

i) 置換の形状

置換形状は，置換部と非置換部の不同沈下による堤体への影響を少なくするように，掘削勾配を緩くする等で配慮することが重要であり，沈下抑制を目的とした最小置換形状は，図1-7-11のようになる。

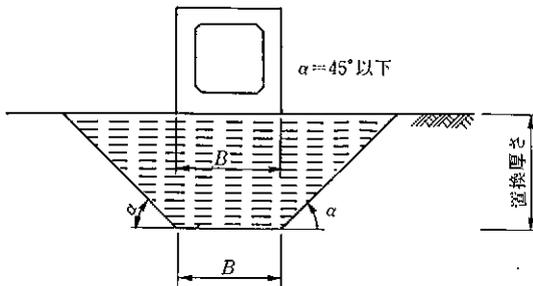


図1-7-11 沈下抑制を目的とした置換形状の例

ii) 置換材料

一般に堤体材料として望ましい土の条件は、おおむね次のとおりであるといわれており、置換材料の選定にあたってはこれを参考とするとよい。

- ・粒度分布がよい。
- ・細粒分（75 μm 以下）が土質材料の 15 % 以上
これは不透水性を確保するための条件である。
- ・シルト分のあまり多くない土
シルト分が多いと降雨等による含水比の増加でせん断抵抗が低下しやすい。
- ・細粒分（75 μm 以下）のあまり多くない土
細粒分が 50 % 以上のものは、乾燥時にクラックが入る危険性が指摘されている。

b) 表層混合処理工法

表層混合処理工法には、セメント系および石灰系の改良材が用いられる。支持力に関しては、改良地盤もあわせて基礎地盤がみかけ上 2 層系地盤として扱うことができることなどから、改良目標強度は、一軸圧縮強度 $q_u = 2 \sim 5 \text{ kgf/cm}^2$ { $0.2 \sim 0.5 \text{ N/mm}^2$ } であることが多い。

施工法は、大きく分けて以下の 3 工法に代表される。

- ・オーガーによる攪拌式（フロート式、泥上覆帯式）
- ・スタビライザー系の攪拌式（車輪式、覆帯式、泥上覆帯式）
- ・路上混合式（バックホー等による）

これらの工法の、堤防基礎地盤への適用性は次のようである。

i) オーガーによる攪拌式（フロート、泥上覆帯式）

本工法は主に超軟弱地盤用であり、粘性土でも強度がヘドロ等に比べ大きい場合、あるいは砂質土の場合等では、その施工能力に限界がある。また施工機械も一般に大型であり特殊な条件下での利用に限定される。

改良深さは、改良地盤対象がヘドロ等の軟弱地盤である場合には、2~5 m とかなりの深さまで施工可能である。

ii) スタビライザー系の攪拌式（車輪式、覆帯式、泥上覆帯式）

車輪式は路床・路盤用で、軟弱地盤では施工不能となる場合がある。

その他の覆帯式は、施工中のトラフィックビリティが確保できれば、粘性土、砂質土を問わず施工が可能であるが、小型機は一般に施工能力が小さい。

改良深さは一般的には路床・路盤用では、0.5～1.0 m 程度であるが、軟弱用では、1.2～2.0 m 程度までの改良が可能である。スタビライザー系は、他の工法に比べ施工が速い。

iii) 路上混合式（バックホウ等による）

バックホウ、ツインヘッダー、クラムシェル等による路上混合法は、最も単純な方法であり比較的小規模の改良工事に用いられることが多い。バックホウによる路上混合の場合、バックホウの能力、施工性等により、施工深さの限界は2～3 m である。

工費としても、特殊なプラント・施工機械を用いないため他工法に比して廉価であるが、改良地盤の強度の均質性に問題があるので、慎重な施工管理が必要である。

c) プレロード工法

プレロード工法による効果は、次のように考えられる。

- ・プレロードによって圧密促進を図り、事前に残留沈下量を抑制し、それによって樋門本体や翼壁の不同沈下量を低減させる。
- ・地盤の強度増加を図り、堤防の安定と地盤の支持力を増加させる。

プレロード工法は、その沈下抑制効果の程度によって次の2種に分類することができる。

i) 圧密を促進するプレロード工法

一般にプレロード工法とは、圧密沈下を促進させる工法であり放置期間が圧密を終了させるほど十分にあれば極めて有効な工法である。

実際に既設堤防を開削して樋門を新設する、あるいは既設樋門を撤去して新設する場合等においては、基礎地盤の圧密が終了している（あるいは圧密度が極めて高い）ことはまれではない。

ii) 地盤を過圧密とするプレロード工法

地盤を過圧密とするプレロード工法は、プレロード盛土を計画盛土高以上に載荷し、計画の最終沈下量より大きな沈下量となるまで放置する

ことによって圧密沈下を抑制するものである(図1-7-12参照)。このように、地盤を計画盛土に対して過圧密状態とすれば圧密沈下抑制効果はより確実となる。

なお、この場合でも計画盛土による即時沈下は、設計に考慮しなければならない。

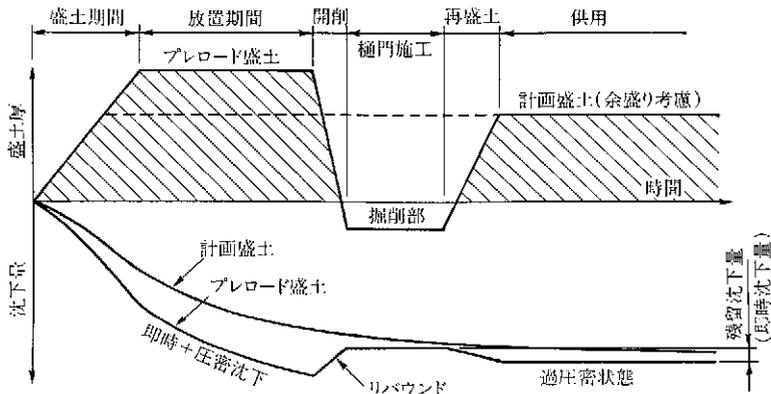


図1-7-12 地盤を過圧密状態としたプレロード工法の効果

プレロード盛土の载荷範囲は、軟弱層の深さ、盛土高、盛土幅等を考慮して検討する必要があるが堤防縦断方向については図1-7-13に示す範囲程度以上が目安となる。

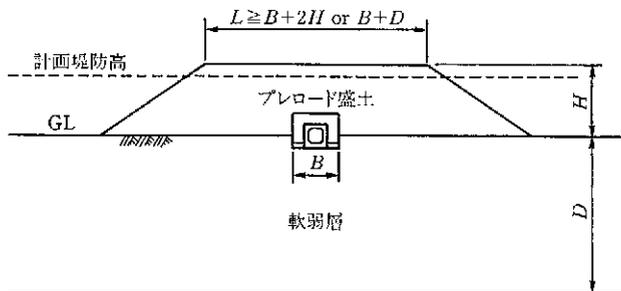


図1-7-13 プレロード盛土の载荷範囲の目安

d) パーチカドレーン工法(圧密促進工法)

パーチカドレーン工法は、粘性土等の圧密層に鉛直な排水柱を多数設置することで排水距離を短縮して、圧密沈下を促進する工法である。この

場合排水層のサンドマットが堤防の耐浸透性に悪影響を与えないような配慮が必要である。バーチカルドレーン工法は、一般に海成粘土等における層厚の大きい均質な粘性土地盤に対しては有効であるが、陸成粘土等で地盤中に砂層を挟在する場合や連続したサンドシームを有する場合等では、バーチカルドレーンを用いなくとも比較的短期間に圧密が進行する場合があります。設計に際しては地盤の状況を的確に把握することが重要である。

e) サンドコンパクションパイル工法 (SCP 工法)

本工法は、衝撃荷重あるいは振動荷重によって砂を地盤中に圧入し砂杭を形成させるものであり、緩い砂質地盤に対しては液状化の防止のために、粘土質地盤では支持力を向上させたり沈下量の減少を図る目的で用いられる。

サンドコンパクションパイルを軟弱な粘土質地盤や泥炭質地盤に施工すると、打込みによって地盤を乱し、一時的に著しい強度低下をもたらすことがあるので注意しなければならない。

本工法の原理は、砂質地盤と粘土質地盤の場合により異なる。

i) 砂質地盤

打設時の振動による締固め効果と砂の圧入による締固め効果を併用したもので、砂質地盤の間隙比を減少させ、密度を増してせん断強さの増大を図るものである。

ii) 粘土質地盤

軟弱な粘土質地盤中に多数の砂杭が打込まれると、砂杭と粘性土により構成された複合地盤となる。この複合地盤上に載荷すると、パイル砂と粘性土とはその物理的、力学的な性質が異なるため、載荷重は砂杭に多く分担される。その結果、粘性土に加わる応力は軽減し、圧密沈下量も小さくなる。また、せん断強さは粘性土より砂のほうが大きいので、粘性土と置き換えた分だけ地盤の強度は増加する。このほか、バーチカルドレーンと同様に排水柱としての効果も期待できる。

f) 振動締固め工法

緩い砂質地盤の沈下は短時間で終了するから沈下の時間的問題はほとんどない。しかし、無処理の場合での沈下量は無視し得ない量となることが

多い。締固め工法は、主にこれらの緩い砂質地盤の強度増加を図り、沈下抑制、液状化防止のための改良に適している。

工法としては、パイプロフローテーション工法、ロッドコンパクション工法などがある。両工法とも、地盤に振動を与えて、土粒子の再堆積により密度の増大を図るものである。作業孔には、一般に砂利などの補給材を投入するが、堤体下に透水性の高い状態をつくることは好ましくないので、これを行う場合は透水性地盤に準じた検討が必要である。

また、工事区域周辺に影響が及ぶことがあるので採用にあたっては十分な配慮が必要である。

g) 深層混合処理工法

深層混合処理工法は、塊状、粉末状あるいはスラリー状の主として石灰、セメント系の安定材を地中に供給して、原位置の軟弱土と強制混合することによって原位置で深層に至る強固な安定処理土（改良体）を形成する工法である。

深層混合処理工法は、盛土のすべり防止、沈下の低減、側方流動防止などを目的として使用されることが多い。また、他の工法よりも施工時の騒音・振動など、周辺環境への影響が比較的小さいなどの理由により、構造物や民家が近接している個所で採用される場合がある。

なお、深層混合処理工法によって得られる改良体の強度は、一般に原位置の軟弱土の強度に比べてかなり大きい。このため、樋門の基礎地盤に用いる場合は、基礎（浮き固結工法基礎）として設計するものとしている。

h) 生石灰パイル工法

生石灰パイル工法は、生石灰を粘土質地盤中にサンドドレーン工法と同様な方法でパイル状に打設し、生石灰の消化吸水と続いて起こる水和物生成と毛細管吸水作用により粘性土中の含水量低下を図り、ひいては地盤の強度増加および沈下量の低減を期待するものである。

生石灰パイル工法は、上載荷重を必要とせず、しかも短期間にその効果を発揮する長所を有するが、滞水砂層に貫入したり、地表水に触れている場合はその効果を著しく減ずるほか、吸水作用により高熱を発生するのでその取扱い、貯蔵について衛生および保安上の注意が必要となる。

i) パイルネット工法

パイルネット工法は、北海道の泥炭質地盤において早期に盛土を立ち上げるために用いるなど多くの実績があり、築堤時の地盤の沈下抑制・周辺地盤の変位抑制に効果がある。

パイルネット工法は、適切な設計・施工が実施されれば、堤防の沈下対策工の一つとして十分期待のできる工法であると判断される。また、樋門の浮き基礎としての適用や、樋門周辺の地盤の沈下すり付け対策への適用も可能と考えられる。

3) 地盤改良工法の選定

地盤改良工法の選定にあたっては、各種の制約条件を考慮する必要があるが、概略の選定条件は表 1-7-4 等を参考としてよい。

表1-7-4 地盤改良工法の概略選定表

地盤改良工法			置換工法	表層混合処理工法	プレロード工法	パネカルドレーン工法	SCP工法	振動締め工法	深層混合処理工法	生石灰パイル工法	パイルネット工法	
												選定条件
地盤条件	土質および層厚	砂質土	10m以下	△	○	○	—	○	○	△	×	△
			10m以上	×	×	○	—	○	○	△	×	△
		粘性土	10m以下	○	○	○	△	△	×	○	○	○
			10m以上	×	×	△	△	△	×	○	○	△
		腐植土	3m以下	○	○	○	×	×	×	△	△	△
			3m以上	×	×	○	△	△	×	△	△	○
	中間層	透水層がある	—	—	○	—	—	—	△	×	○	
		不透水層がある	—	—	△	○	○	△	○	○	○	
		硬い層がある	—	—	○	×	△	△	×	×	△	
	支持層	透水層とみなせる	△	—	○	—	—	—	○	×	—	
不透水層とみなせる		○	—	△	○	○	○	○	△	—		
堤防への影響（不同沈下等）			○	△	○	△	△	△	△	△	○	
施工条件	施工深度	3m以下	○	○	—	×	×	×	△	△	△	
		3～10m	×	×	—	○	△	○	○	○	○	
		10～20m	×	×	—	○	○	△	○	○	△	
		20～30m	×	×	—	△	△	△	○	△	△	
		30m以上	×	×	—	△	△	×	○	△	×	
	施工工期	十分長い	○	○	○	△	△	△	△	△	△	
		ある程度長い	○	○	△	○	○	○	△	△	○	
		短い	○	○	△	△	△	○	○	○	△	
	施工実績が多い		○	△	○	○	△	△	△	○	△	
	作業空間が狭い		○	○	△	△	△	△	△	△	○	
トラフィカビリティが悪い		○	○	○	△	△	△	△	△	△		
環境条件	低振動・低騒音		○	○	○	△	×	×	△	△	△	
	地下水に対する影響		○	○	○	○	△	△	△	△	○	
	隣接構造物に対する影響		○	○	△	△	×	×	○	○	△	
	周辺地盤の変形抑制		○	○	△	△	△	△	○	○	○	
工法の効果	沈下促進		—	—	○	○	○	○	—	—	—	
	沈下抑制		○	○	—	—	—	—	○	○	○	
	強度増加		○	○	○	○	○	○	○	○	—	
	盛土の安定		○	○	○	△	○	○	○	○	○	
	側方流動抑制		○	○	△	△	△	△	○	○	○	
	液状化抑制		○	○	△	△	○	○	△	△	△	
	透水性低減		○	○	—	×	×	×	△	△	—	
経済性			○	○	○	○	△	△	△	△	△	

○：適合する，△：検討を要する，×：不適合となる場合がある，—：該当しない

注) 深層混合処理工法は，機械攪拌式を対象としている。

7.5 函体の横方向の設計

7.5.1 設計の基本

- (1) 函体の横方向の設計には、函体の断面構造および材料特性に応じた設計法を適用する。
- (2) 荷重は、函体横方向に最も不利な断面力が生じるように作用させる。

【解説】

- (1) 函体の断面構造には、その形状から矩形、円形、アーチ形があり、さらに、円形管体は剛性管とたわみ性管に分けられる。函体の横方向の設計にあたっては、これらの断面構造および材料特性に応じた設計法を適用する。
- (2) 函体の横方向の設計にあたっては、考慮すべき荷重および荷重の組合せは7.2.2に示すものがある。これらの荷重のうち、最も不利な組合せについて部材計算を行わなければならない。

7.5.2 コンクリート構造

7.5.2.1 鉄筋コンクリート構造

矩形函体の設計モデルは、原則として箱型フレームとする。

【解説】

矩形函体は、函体をフレーム構造にモデル化し、この軸線に荷重を作用させて計算する。

円形の剛性函体は、函体の材質や基礎地盤の性状および埋設形式を考慮して適切な設計法を適用しなければならない。

1) 設計モデル

函体の横方向の設計モデルは「箱型フレーム」としてフレーム軸線に荷重

を作用させて計算を行う。フレーム軸線は断面の中心線を用いる。また、通常は節点部の剛域を無視して行ってよい。

2) 検討ケース

検討ケースは、計画地点の条件に応じて必要な組合せを考慮して設定する。検討ケース例を図 1-7-14 に示す。

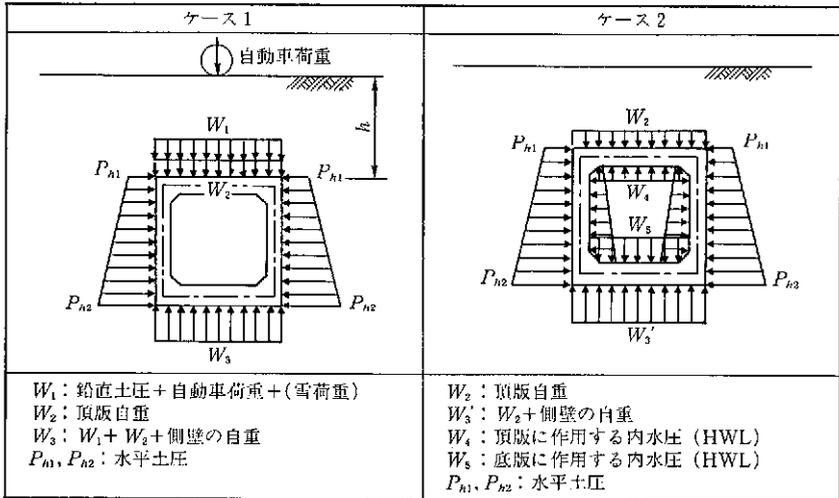


図 1-7-14 函体の横方向の検討ケースの例

検討にあたっては、次の事項に留意しなければならない。

- ① 横方向の設計は、各スパンごとに最も危険な断面を選定し、各々の荷重条件に対して安全となるように検討する。
- ② ケース 2 は、函体が排水機場等に接続する等で、函体に内水圧が作用する場合を示した。内水圧作用時の検討においては、考えられる最小の外圧（鉛直土圧、水平土圧等）とする必要がある。多連の函体において、その一部の断面にのみ内水圧を作用させる場合は、内水圧が偏載荷となるのでこれを考慮して検討する。

7.5.2.2 プレストレストコンクリート構造

(1) プレストレストコンクリート部材の設計は、原則としてパーシャ

ルプレストレスとして算定する。

- (2) プレストレストコンクリート部材のコンクリートおよび鋼材の応力度は、各々の材料の許容応力度以内でなければならない。

【解説】

プレストレストコンクリート構造の樋門本体の函軸方向の構造特性の一つとして、函軸方向に緊張材を配置してプレストレスを導入し、函軸たわみ性を確保しつつ函軸方向の変位を抑制する方式がある。本方式による場合、函体の横方向は鉄筋コンクリートとして扱う場合とプレストレストコンクリートとして扱う場合がある。

- (1) プレストレストコンクリート函体の横方向の設計において、部材厚を薄くして耐力を向上させる目的で頂版・底版にプレストレスを導入することがある。この場合の部材の設計はパーシャルプレストレスとして設計することを原則とする。
- (2) プレストレストコンクリート部材の安全確認は、コンクリートおよび鋼材の応力度がそれぞれの許容応力度以内であることを照査することにより行う。

7.5.3 鋼 構 造

- (1) 鋼構造の円形管体の設計には、断面剛性等の構造特性に応じた設計法を適用する。
- (2) 円形管体の部材の応力度は、使用材料の許容応力度以内でなければならない。
- (3) 円形管体の断面たわみ率は、適切に定めた許容断面たわみ率以下でなければならない。

【解説】

- (1) 断面たわみ性の円形管体（鋼管・ダクトイル鋳鉄管等のたわみ性函体）の設計法は、いくつか提案されているが評価が定まっていない。このため、統一された設計法が確立されるまでは、“日本水道協会規格（JWWA）”に

定める管厚計算に準拠した〔参考〕に示す管厚計算式を用いて行うものとする。なお、常時の鉛直土圧係数は、 $\alpha=1.0$ としてよい。

ここに、基礎の設計支持角 β の考え方は、次のとおりとする(図1-7-15参照)。

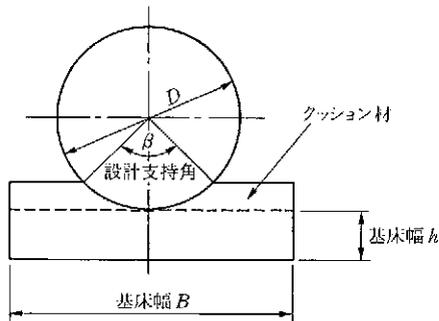


図1-7-15 断面たわみ性の円形管体の設計支持角 β

グタイル鋳鉄管：管底支持角($\beta=2\theta$)，鋼管：基礎支持角($\beta=\theta$)

- ・管体の基礎地盤および管体周辺は十分な締固めを行うことが前提であるので、通常は $\beta=90^\circ$ としてよい。ただし、管体周辺の盛土材が高含水比の粘性土である場合、あるいは管体周辺の盛土材の締固めが十分に行えない等のために円形管体側面の抵抗土圧が十分発揮できないと推定される場合は、 $\beta=60^\circ$ として設計する。
- ・ $\beta=120^\circ$ とする場合は、管体周辺の盛土材が砂質系の良質土で十分な締固めが行えるものでなければならない。

基礎の形状寸法は、表1-7-5による。また、設計に考慮する活荷重は3。

表1-7-5 基礎幅および基礎厚の目安

D ：呼び径

基礎地盤の種類	基礎幅 B	最小基礎厚 h	摘要
普通地盤	$2D$	$0.2D$ または、 30cm 以上	
軟弱地盤	$2D\sim 3D$	$0.3D$ または、 50cm 以上	
岩盤等	$1.5D$	50cm 以上	固結工法等による固い改良地盤を含む

- 4に示す自動車荷重（輪荷重）とする。
- (2) 円形管体の部材の安全は、上述した管厚計算式等によって求めた応力度が、当該材料の許容応力度以内であることを照査することで確認する。
 - (3) たわみ性管として設計される普通鋼管およびダクタイル鋳鉄管の許容断面たわみ率は、一般に3.0%が用いられている。樋門の管体においても3.0%とする。

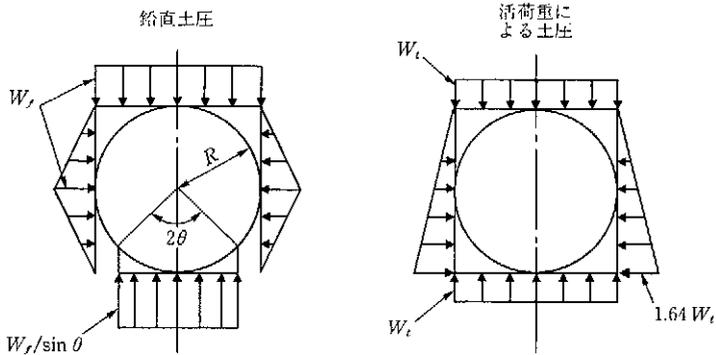
管体の断面たわみ率は、横方向の計算で求まる変形量と管径の比として算出する。

なお、管体の内面にモルタルライニングを行う場合も、同様とする。

〔参考〕管厚計算式

1. ダクタイル鋳鉄管の管厚計算

ダクタイル鋳鉄管の管厚は、参考図-1 に示す荷重分布に基づいて求める。



参考図-1 各荷重に対する荷重分布

・管厚

応力から求められる必要管厚 t は、河川構造物として考慮するダクタイル鋳鉄管の強度の安全率を土圧および活荷重に対して $F=2.2$ (10%増) とした次式で算定する。

$$t = d \cdot \sqrt{\frac{1.05(K_f \cdot W_f + K_t \cdot W_t) \cdot F}{S}} \quad \text{参考式-1}$$

管頂、管底の兩者について計算し、大きいほうを採用する。

管厚 T は必要管厚に腐食代および管厚公差余裕を見込んで決定する。したがって管厚 T は、 $(t + \text{腐食代 } 1 \text{ mm})$ に管厚公差 10% (最低 1 mm) を加えた厚さとして、次式により求められる。

$$t + 0.1 \geq 1.0 \text{ の場合} \quad T = (t + 0.1) \times 1.1 \text{ (cm) \{cm\}}$$

$$t + 0.1 < 1.0 \text{ の場合} \quad T = (t + 0.1) + 0.1 \text{ (cm) \{cm\}}$$

T の直近上位規格管厚 T' を求める。

・変形量

鉛直方向変形量 ΔX は、次式で算定する。

$$\Delta X = \frac{0.75 \cdot d^4 (K_f \cdot W_f + K_t \cdot W_t)}{t'^3 \cdot E} \quad \text{参考式-2}$$

ただし、 t' は規格管厚 T' より管厚公差を差し引いた管厚とする。
ここに、

T : 管厚 (cm){mm}

T' : 規格管厚 (cm){mm}

t : 応力から求められる必要管厚 (cm){mm}

ΔX : 鉛直方向の変形量 (cm){mm}

d : 管口径 (cm){mm}

W_f : 鉛直土圧強度 (kgf/cm²){N/mm²}

W_t : 活荷重 (自動車荷重) による土圧強度 (kgf/cm²){N/mm²}

S : 管材の引張強さ (kgf/cm²){N/mm²}

E : 管材の弾性係数 (kgf/cm²){N/mm²}

K_f : 管底支持角によって定まる係数 (参考表-1 参照)

K_t : 管頂 0.076 管底 0.011

K_f' : 管底支持角によって定まる係数 (参考表-2 参照)

K_t' : 0.03

参考表-1 管底支持角 (2θ) によって定まる係数值 (K_f)

管底支持角	60°	90°	120°
管 頂	0.132	0.121	0.108
管 底	0.223	0.160	0.122

参考表-2 管底支持角 (2θ) によって定まる係数值 (K_f')

管底支持角	60°	90°	120°
K_f'	0.100	0.084	0.070

2. 鋼管管厚計算式

鋼管の管厚計算は、次式による。

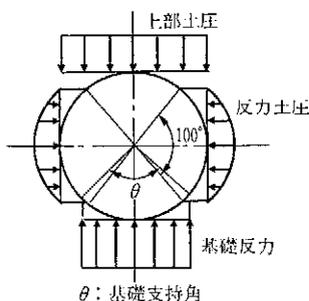
・変形量

$$\Delta X = \frac{2 \cdot K_x (W_b + W_t) R^4}{E \cdot I + 0.061 E' \cdot R^3}$$

参考式-3

・ 曲げ応力度

$$\sigma_b = \frac{2}{f \cdot Z} (W_v + W_t) \times \frac{K_b \cdot R^2 \cdot EI + (0.061K_b - 0.083K_x) E' \cdot R^5}{EI + 0.061E' \cdot R^3} \quad \text{参考式-4}$$



参考図-2 土圧の分布モデル

ここに,

 σ_b : 外圧による管底部曲げ応力度 ΔX : 水平方向の変形量 (cm) {mm} f : 形状係数 $f=1.5$ Z : 管の単位幅の断面係数 $Z = t^2/6$ (cm³/cm) {mm³/mm} t : 管厚 (cm) {mm} W_v : 鉛直土圧強度 (kgf/cm²) {N/mm²} W_t : 活荷重 (自動車荷重) による土圧強度 (kgf/cm²) {N/mm²} E' : 土の反力係数 (kgf/cm²) {N/mm²} (参考表-3 参照) R : 管の平均半径 (cm) {mm} E : 鋼の弾性係数 $E = 2.1 \times 10^6$ kgf/cm² { 2.06×10^5 N/mm²} I : 管の単位幅の断面二次モーメント $I = t^3/12$ (cm⁴/cm) {mm⁴/mm} K_x : 水平方向変形係数 (参考表-5 参照) K_b : 管底における曲げモーメント係数 (参考表-5 参照)

土の反力係数 E' の標準値における締固め程度と施工方法の関係は通常, 参考表-4 のように考える。

参考表-3 土の反力係数 E' (kgf/cm^2) $\{N/\text{mm}^2\}$

土の種類 (統一分類法による)	締固め度による E' (kgf/cm^2) $\{N/\text{mm}^2\}$		
	締固めなし	締固め I (軽度の締固め)	締固め II (中程度の締固め)
細粒土 ($LL > 50$) 中程度の塑性から高塑性までの土 CH, MH, CH-MH	利用できるデータがない；有資格の土質技術者に相談のこと。その他の場合は $E' = 0$ を使用のこと。		
細粒土 ($LL \leq 50$) 中程度の塑性から塑性のない土まで CL, ML, ML-CL (粗粒部分25%以下)	3.5 {0.34}	14 {1.37}	28 {2.75}
細粒土 ($LL \leq 50$) 中程度の塑性から塑性のない土まで CL, ML, ML-CL (粗粒部分25%以上) 細粒土を含む粗粒土 GM, GC, SM, SC (12%以上の細粒土を含む)	7 {0.69}	28 {2.75}	70 {6.86}
細粒土をほとんど含まないか全く含まない粗粒土 GW, GP, SW, SP (12%以下の細粒土を含む)	14 {1.37}	70 {6.86}	140 {13.7}

参考表-4 締固め程度と施工方法

締固め程度	函体側面の締固め方法
締固めなし	(タコ突+突棒) で一層仕上がり厚30cm 程度
締固め程度 I (軽度の締固め)	(タンパーまたはコンパクタ+突棒) で3回以上、一層仕上がり厚30cm 程度
締固め程度 II (中程度の締固め)	過去の実績や現地試験等により施工方法及とそれに伴う E' の値が確実に期待できる場合

備考：本表は、以下に示す資料を参考に作成した。

- ① A. K. Howard : Modulus of Soil Reaction Values for Buried Flexible Pipe.
- ② 土地改良事業標準設計 (解説書) : 農林水産省構造改善局

参考表-5 基礎支持角 (θ) によって定まる係数值

基礎支持角	K_0	K_x
60°	0.189	0.103
90°	0.157	0.096
120°	0.138	0.089

設計に用いる E' は、一般に「締固め I (軽度の締固め)」を用いる。ただし、土質、土留工法等によっては、 E' の値を低減してよい。
なお、管厚公差は考慮しなくてよい。

7.6 本体の縦方向の設計

7.6.1 設計の基本

- (1) 本体の縦方向の設計には、樋門の構造形式・基礎形式の特性そして地盤の残留沈下量の影響に配慮した設計手法を適用する。
- (2) 荷重は、本体に最も不利な断面力あるいは変位を生じるように作用させる。
- (3) 本体と地盤との相対沈下量、相対水平変位量は、許容値以内とし、本体の地盤反力度は、地盤の許容支持力度以内でなければならない。
- (4) 本体に発生する断面力に対して、安全でなければならない。

【解 説】

- (1) 樋門本体の縦方向は、一般に函体、胸壁、しゃ水壁、継手およびしゃ水矢板と結合して構成した構造であり、また、基礎形式にも多様な形式がある(2.4.4参照)。本体の縦方向の設計にあたっては、それらの特性を適切に考慮した設計手法を設定しなければならない(7.6.2参照)。さらに、ここでは地盤の残留沈下量の大きさによって梁の基本式を地盤変位を考慮する方法と考慮しない方法に分けているので、その適用条件に配慮した設計手法を適用する。
- (2) 本体の縦方向の設計にあたって考慮すべき荷重および荷重の組合せは7.2.2に示すものがある。このうち設計結果に大きな影響を及ぼす項は、地盤変位(沈下)による影響である。このため、函軸に沿う地盤の残留沈下量分布を精度よく推定することが重要である。
- (3) 地盤の残留沈下量には許容値(7.3参照)が設定されており、樋門本体の変位は地盤の変位に支配されるので、樋門本体の沈下・側方変位は照査する必要がない。樋門本体と地盤の相対沈下は、正負の値がありそれぞれ5cmを許容値とする(Ⅱ基礎構造編、浮き直接基礎参照)。

7.6.2 設計法

本体の縦方向の設計は、原則として以下による。

- (1) 直接基礎の本体は、「弾性床土上の梁」としてモデル化する。
- (2) 柔構造樋門の本体は、「地盤変位の影響を考慮した弾性床土上の梁」としてモデル化するものとし、函体と基礎地盤の相対剛性に依りて次の2方法によることができる。
 - ① 函体を弾性梁として解く方法
 - ② 函体を剛体として解く方法

【解説】

- (1) 直接基礎の本体の縦方向の設計

a) 「弾性床土上の梁」の基本式

弾性床土上の梁の基本式は次式によるものとし、直接基礎において地盤の残留沈下量が5 cm程度以下の樋門に適用する。

$$\frac{EI}{B} \cdot \frac{d^4 w}{dx^4} + k_v \cdot w = q \quad (\text{たわみ}) \quad (1-7-8)$$

$$\frac{EA}{U} \cdot \frac{d^2 u}{dx^2} + k_s \cdot u = p \quad (\text{函軸変位}) \quad (1-7-9)$$

ここに、

w : 函体の変位 (たわみ) {cm}{m}

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kgf/cm³) {kN/m³}

B : 函体の幅 (cm) {m}

EI : 函体の剛性 (kgf・cm²) {kN・m²}

q : 函軸鉛直方向荷重 (kgf/cm²) {kN/m²}

u : 函軸方向変位 (cm) {m}

k_s : 水平方向せん断地盤反力係数 (kgf/cm³) {kN/m³}

U : 函体の周長 (cm) {m}

EA : 函体の函軸方向剛性 (kgf) {kN}

p : 函軸方向荷重 (kgf/cm²) {kN/m²}

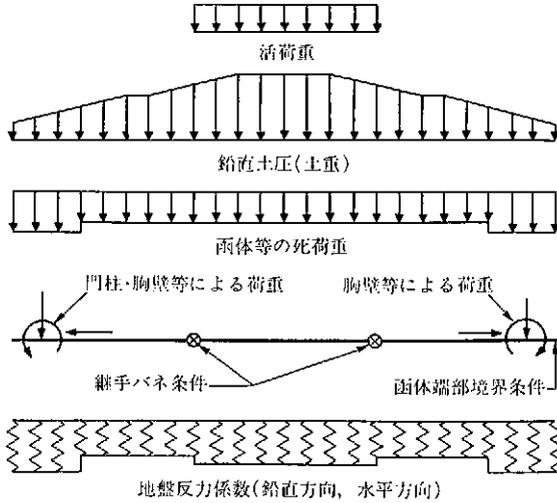


図 1-7-16 弾性床上的の梁の設計モデル

b) 計算条件

i) 計算に必要な諸条件

直接基礎の本体の縦方向の計算に必要な諸条件を以下に示す。その適用は一般に、表 1-7-6 のとおりである。

- ① 函体諸元 (スパン割, 断面諸元)
- ② スパンの結合条件 (継手の変形特性)
- ③ 境界条件 (樋門本体の左端, 右端の支持条件)
- ④ 鉛直方向地盤反力係数・水平方向せん断地盤反力係数
- ⑤ 鉛直土圧 (自動車荷重を含む場合がある)
- ⑥ その他の外力 (函体・門柱等の自重, 土重, 水重, 土圧等)
- ⑦ シャ水鋼矢板等の影響 (鋼矢板と函体との結合条件, 鋼矢板諸元, 鋼矢板に作用する正負の周面摩擦力の影響等)

表 1-7-6 剛支持樋門の本体の縦方向の設計に必要な条件量

基本式	考慮すべき条件	
	一般に考慮	必要に応じて考慮
弾性床上的の梁	① ② ③ ④ ⑤ ⑥	⑦ ⑧

⑧ 緊張材の影響（緊張材の諸元，配置，緊張力，各種ロス等）

ii) 鉛直土圧（土かぶり荷重）

鉛直土圧としては，函体直上の土重を考慮する。「弾性支承上の梁」では原則として鉛直土圧には，鉛直土圧係数（表 1-3-4 参照）を考慮する。鉛直土圧係数は，樋門本体の函軸方向の土かぶり厚さに応じて変化させるのがよい。

iii) スパンの結合条件

スパンの結合条件は，(2) c) iv) に示すように使用する継手の特性にあわせて設定する。

iv) シャ水鋼矢板の影響

シャ水鋼矢板の影響は，(2) c) vi) に示す方法で検討するのが望ましい。

v) 境界条件

樋門本体の両端の境界条件は，一般には両端ともフリーと考えられる場合が多い。川裏側が吐出水槽に連結する場合等では，その接続条件に応じた境界条件を設定する必要がある。

(2) 柔構造樋門の本体の縦方向の設計

a) 「地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁」の基本式

地盤変位（沈下・側方変位）を考慮した弾性床上の梁の基本式は，次式によるものとし，浮き直接基礎等の柔支持基礎の樋門本体に適用する。

$$\frac{EI}{B} \cdot \frac{d^4 w}{dx^4} + k_v(w - w_g) = q \quad (\text{たわみ}) \quad (1-7-10)$$

$$\frac{EA}{U} \cdot \frac{d^2 u}{dx^2} + k_s(u - u_g) = p \quad (\text{函軸変位}) \quad (1-7-11)$$

ここに，

w ：函体の変位（たわみ：cm{m}）

w_g ：地盤変位（沈下：cm{m}）

k_v ：鉛直方向地盤反力係数（kgf/cm³）{kN/m³}

B ：函体の幅（cm）{m}

EI ：函体の剛性（kgf・cm²）{kN・m²}

q ：函軸鉛直方向荷重（kgf/cm²）{kN/m²}

- u : 函軸方向変位 (cm) {m}
- u_g : 地盤変位 (函軸方向の側方変位 : cm) {m}
- k_s : 水平方向せん断地盤反力係数 (kgf/cm³) {kN/m³}
- U : 函体の周長 (cm) {m}
- EA : 函体の函軸方向剛性 (kgf) {kN}
- p : 函軸方向荷重 (kgf/cm²) {kN/m²}

式(1-7-10)の右辺の函軸鉛直方向荷重 q には、土かぶり土重(鉛直土圧)は考慮しないものとする。

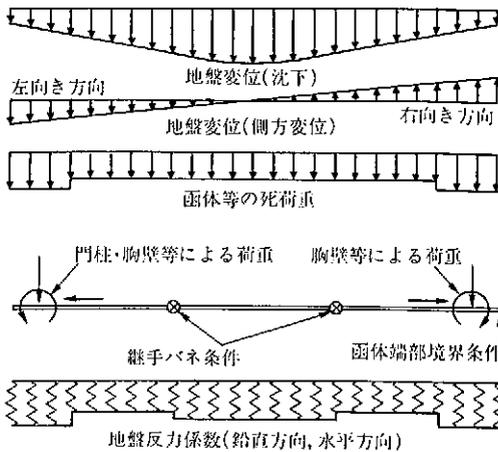


図 1-7-17 地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁の設計モデル (柔構造樋門)

b) 基本式の解法

「地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁」を解くには、函体と基礎地盤の相対剛性に依じて、次の二つの方法によることができる。

- ① 函体を弾性梁として解く方法 (函体の剛性 (EI , EA) を有限とする)

$$w = A \cdot e^{\beta x} \cdot \cos \beta x + B \cdot e^{\beta x} \sin \beta x + C \cdot e^{-\beta x} \cdot \cos \beta x + D \cdot e^{-\beta x} \cdot \sin \beta x \tag{1-7-12}$$

- ② 函体を剛体として解く方法 (函体の剛性 (EI , EA) を無限とする)

$$w = A + B \cdot x \tag{1-7-13}$$

ここに、

$$w : \text{函体の変位 (cm) \{m\}}$$

$$\beta: \text{函体の特性値} \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{K_b D}{4EI}} \quad (\text{cm}^{-1}) \{ \text{m}^{-1} \}$$

A, B, C, D : 積分定数

①と②は、函体と基礎地盤の相対剛性 βl (l : 函体のスパン長) を表1-7-7に従って評価することで使い分けることができる。

表1-7-7 函体と基礎地盤の相対剛性の評価

相対剛性 βl	函体のモデル
$\beta l \leq 1.5$	剛体
$\beta l > 1.5$	弾性梁 (弾性体)

函体を弾性梁とする①の方法と、函体を剛体とする②の方法の計算法の主要な相違を模式的に示すと、図1-7-18のようになる。函体を剛体とする②の方法は、計算が比較的容易であり、 $\beta l > 1.5$ であれば弾性梁とする①の方法との実用上の差異はないと考えてよい。

一般に、コンクリート製函体における相対剛性 βl はかなり小さいので剛体と仮定してよい。しかし、管径の比較的小さい管体等では $\beta l > 1.5$ となる場合があるので、このような場合は弾性梁として設計しなければならない。

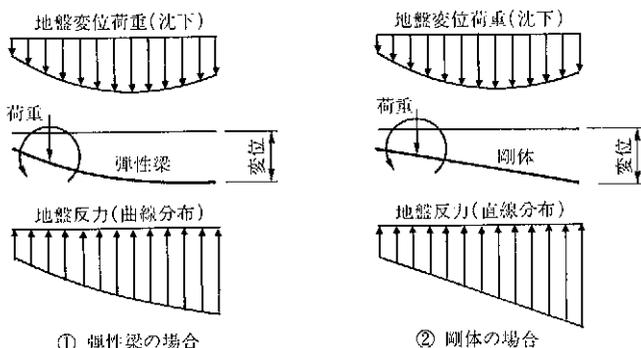


図1-7-18 弾性梁の場合と剛体の場合のモデル図 (1スパン)

c) 計算条件

i) 計算に必要な諸条件

柔構造樋門の本体の縦方向の計算に必要な諸条件を以下に示す。その

適用は一般に、表 1-7-8 のとおりである。

- ① 函体諸元（スパン割，断面諸元）
- ② スパンの結合条件（継手の変形特性）
- ③ 境界条件（樋門本体の左端，右端の支持条件）
- ④ 鉛直方向地盤反力係数・水平方向せん断地盤反力係数
- ⑤ キャンパー量の函軸方向分布
- ⑥ 地盤変位の影響（基礎地盤の沈下量および側方変位量の函軸方向分布）
- ⑦ その他の外力（函体・門柱等の自重，土重，水重，土圧等）
- ⑧ 初期折れ角（キャンパー盛土施工時の継手部設置角）
- ⑨ しゃ水鋼矢板等の影響（鋼矢板と函体との結合条件，鋼矢板諸元，鋼矢板に作用する正負の周面摩擦力の影響等）
- ⑩ 緊張材の影響（緊張材の諸元，配置，緊張力，各種ロス等）

表 1-7-8 柔構造樋門の本体の縦方向の設計に必要な条件量

基本式	考慮すべき条件	
	一般に考慮	必要に応じて考慮
地盤変位の影響を考慮した 弾性床上の梁	① ② ③ ④ ⑤ ⑦ ⑨	⑤ ⑧ ⑩

ii) 地盤反力係数 (k_v, k_s)

地盤の地盤反力係数は、5.2 で記述した方法で算定するが、地盤改良や浮き基礎等の地盤対策を実施する場合には、その影響を考慮して地盤反力係数を算定しなければならない。この方法は地盤改良工法や浮き基礎による改良効果を地盤の変形係数に換算することが基本となるが、具体的な方法は工法やその規模によって異なるので工法の原理に配慮して適切な値を設定する。

浮き固化改良体基礎や浮き杭基礎については、基礎工およびクッション材の影響を樋門本体のスパンを適当な区間に区分して考慮するのがよい。

iii) 地盤変位の荷重換算

堤体内の函体は、堤体の自重による周辺地盤の即時沈下・圧密沈下・側方変位等の地盤変位による影響を受ける。これらの周辺地盤の変形は、それを地盤変位として解析モデルの中に組み込んで、地盤と構造物との相互作用を解くことができる。

地盤変位は、一般に函体に沿って一様分布とならないので、直接それを解析モデルに取り込むためには、フーリエ級数によって近似する等の方法による必要がある。しかしこの方法は解法が複雑になる、より簡便な方法として地盤変位を鉛直方向地盤反力係数を介して等価な荷重に換算する方法がある。函軸に沿う地盤変位分布は既知量であるから式(1-7-10, 1-7-11)において k_v , w_g , k_s , u_g を各々右辺に移項して微分方程式を解くものである。

① 地盤変位(沈下)等価荷重(q_g)

地盤変位(沈下)に等価な荷重強度 q_g は、地盤変位 w_g に鉛直方向地盤反力係数 k_v を乗じた次式で算定できる。

$$q_g = k_v \cdot w_g \quad (1-7-14)$$

② 地盤変位(側方変位)等価荷重(p_g)

地盤変位(側方変位)に等価な荷重強度 p_g は、地盤変位 u_g に水平方向せん断地盤反力係数 k_s を乗じた次式で算出できる。

$$p_g = k_s \cdot u_g \quad (1-7-15)$$

この地盤変位等価荷重 p_g は、函体と地盤の相対変位が小さい場合に有効である。函体と地盤との相対変位が大きいと、函体と地盤との間ですべりが生じ p_g が一定値に近くなると想定されるので、適用にあたってはこのことに対する配慮を必要とする。

函体と地盤との相対水平変位が大きい場合は、函体と地盤との摩擦力(あるいは付着力)を軸方向荷重とすることで対応する方法が実際的であると考えられる。

iv) スパンの結合条件

スパンの結合条件は、使用する継手の特性にあわせて設定する。一般には、下記の条件が適用されることが多い。

① 可とう性継手

結合条件をフリーとする。

② カラー継手

結合条件をヒンジとする。ただし、函軸方向はフリーとする。

③ 弾性継手

結合条件として継手の函軸方向バネ、せん断バネ、曲げバネを考慮する。

弾性継手は、隣接するスパン間の断面力の伝達が、継手部に発生する両者の変位差に比例すると仮定するものである。すなわち、 $n-1$ スパンと n スパンの継手において、以下の関係式を式(1-7-8) (1-7-9) (1-7-10) (1-7-11)の微分方程式の中に組み込むことによって解が得られる。

$$F_n = F_{n-1} + K_F \cdot \Delta u \quad (1-7-16)$$

$$S_n = S_{n-1} + K_S \cdot \Delta w \quad (1-7-17)$$

$$M_n = M_{n-1} + K_M \cdot \theta \quad (1-7-18)$$

ここに

F_n, F_{n-1} : スパン n の左端・スパン $n-1$ の右端の軸力 (kgf) {kN}

S_n, S_{n-1} : スパン n の左端・スパン $n-1$ の右端のせん断力 (kgf) {kN}

M_n, M_{n-1} : スパン n の左端・スパン $n-1$ の右端の曲げモーメント (kgf·cm) {kN·m}

K_F : 継手の函軸方向バネ定数 (kgf/cm) {kN/m}

K_S : 継手のせん断バネ定数 (kgf/cm) {kN/m}

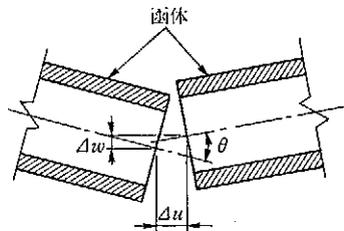


図 1-7-19 継手の変位

K_M : 継手の曲げバネ定数 (kgf·m/rad) {kN·m/rad}

$\Delta u, \Delta w, \theta$: 継手の開口 (cm) {m}, 目違い (cm) {m}, 折れ角 (rad)
{rad}

v) キャンバー盛土の考慮

キャンバー盛土を考慮する場合は、単純にキャンバー量だけ地盤の沈下量が減ずると考えてよい。すなわち前述した微分方程式において、キャンバー量を既知変位分布として取り込むことができる。具体的には前式において、地盤変位 w_g を

$$w_g = w_{g0} - w_c \quad (1-7-19)$$

ここに、

w_g : 地盤変位 (沈下: cm) {m}

w_{g0} : 地盤変位 (残留沈下量分布: cm) {m}

w_c : キャンバー量 (cm) {m}

とすることでよい。ただし、継手の構造によってはキャンバー盛土上における継手設置方法に応じた初期折れ角の影響を考慮しなければならない。

vi) シャ水鋼矢板の影響

シャ水鋼矢板の影響は、三成分のバネとして評価するのが望ましい。このうち軸方向のバネは、負の周面摩擦力の影響を無視でき鋼矢板先端が良好な土層に到達していない場合は次式で推定できる。

$$K_V = a \cdot \frac{A_P \cdot E_P}{l} \quad (1-7-20)$$

ここに、

K_V : 鋼矢板の軸方向バネ定数 (kgf/cm) {kN/m}

A_P : 鋼矢板の純断面積 (cm²) {m²}

E_P : 鋼矢板の弾性係数 (kgf/cm²) {kN/m²}

l : 鋼矢板長 (cm) {m}

$$a = \lambda \cdot \tanh \lambda \quad (1-7-21)$$

$$\lambda = l \sqrt{\frac{C_S \cdot U}{A_P \cdot E_P}} \quad (1-7-22)$$

U : 鋼矢板の周長 (cm) {m}

C_s : 鋼矢板と周面地盤のすべり係数 (kgf/cm³) {kN/m³}

C_s については、杭基礎を対象として $C_s \sim N$ 関係を砂質土と粘性土地盤に対して調査し、特に粘性土においてバラツキが大きいものの、おおむね次の関係式が得られている。

$$C_s = \frac{N}{15} (\text{kgf/cm}^3) \quad \{ C_s = \frac{N}{0.0015} \text{kN/m}^3 \}$$

なお、鋼矢板の先端が比較的良好な砂層等に到達する場合は、鋼矢板先端バネの影響が卓越するので別途適切な方法で推定する必要がある。

負の周面摩擦力の作用が見込まれる場合は、外力として考慮するのがよい。

vii) 境界条件

樋門本体の両端の境界条件は、一般には両端ともフリーと考えられる場合が多い。川裏側が吐出水槽に連結する場合等では、境界条件を単純支持とする等その接続条件に応じた境界条件を設定する必要がある。

7.6.3 函軸構造

本体の縦方向の設計モデルは、函体の函軸構造・継手の構造特性、胸壁・しゃ水壁等の構造特性および基礎形式等を考慮して設定する。

【解説】

樋門の函体の函軸構造特性には函軸方向の特性、函軸直角(鉛直)方向の特性および継手部・接合部の構造特性の組合せにより多様な形式がある(2.4.2参照)。本体の縦方向の設計にあたっては、これらを適切に反映した設計モデルを設定する必要がある。

1) 函軸構造特性

コンクリート構造の函体の函軸構造の例を、表 1-7-9 に示した。この表に示した函軸構造は、適用可能と考えられる代表的な例を示したものである。

2) 継手部・接合部の構造特性

本体の縦方向の計算における継手部・接合部は、連続梁のスパン間の結合(連続)条件として取り扱われる。継手部・接合部の構造特性は、函軸たわみ

表 1-7-9 コンクリート構造の函体の函軸構造の例

○：適合する，△：検討を要する
 ×：適合しない，-：該当しない

構造種別	施工種別	函軸構造形式		継手の適応性		函軸変位の制御	概念図	摘要
		カラー	可とう性	弾性	強度			
RC函体	現場打ち	-	-	○	○	△		
PC函体	プレキャスト	△	-	○	-	×		単スパン緊張 (フルプレストレス)
								単スパン緊張 (フルプレストレス)
PC函体	プレキャスト	-	-	○	○	○		全スパン緊張 接合部をモルタル接合とする部分と プレストレストレイアウトを継手とする部 分を適切に配置して複スパン緊張と する場合もある。
								単スパン緊張・全スパン緊張 単スパン緊張はフルプレストレス、 全スパン緊張はバッキングテンション とすることで可とう性継手を採用す る場合もある。
PC函体	現場打ち	-	-	○	○	○		全スパン緊張 (アクティベーション)
								全スパン緊張 (バッキングテンション) 両体の安全が確かめられればRC函体 とすることも可能。

性を大きく左右するので、残留沈下分布との適合性に配慮した位置に配置する必要がある。また、継手形式は、カラー継手、可とう性継手、弾性継手に大別されるが、その変形特性は各々の構造特性によって大きく異なるので継手構造の特性に応じた設計モデルとしなければならない。

プレキャスト函体における接合部は、一般に剛接合と仮定する場合と弾性接合と仮定する場合がある。

3) 胸壁・しゃ水壁等の構造特性

胸壁・しゃ水壁には、一般にしゃ水矢板が結合されている。しゃ水矢板は負の周面摩擦力の影響等を受けやすいので、その構造特性を考慮した設計モデルとする必要がある。

4) 基礎

基礎は、各々の基礎形式の構造特性に適合した設計モデルとする必要がある(図1-2-2, II 基礎構造編 参照)。

7.6.4 スパン割

本体の函軸方向は、地盤の残留沈下量分布、堤防の横断形状、樋門の構造形式、基礎および地盤の変形特性、基礎形式等を考慮して適切なスパン割とする。

【解説】

樋門本体の最大スパン長は、樋門の構造形式によらず20m程度以下とする。ただし、大きな沈下を許容する柔構造樋門では不同沈下の影響が避けられないので、地盤条件および構造特性に応じて上記より短かい最大スパン長を設定することが望ましい。特に、成層状態や地盤条件が複雑な場合やしゃ水矢板が比較的良好や層に到達していて矢板の支持効果が大きい場合等では、樋門本体に過大な断面力が発生して、函体や継手部に変状をきたすことがあるので、最大スパン長をより短くする等の対応が必要になる。

柔構造樋門は、函軸たわみ性を確保するために地盤の残留沈下量分布に対応したスパン割とする必要がある。適切なスパン長を決定するためには、図1-7-20に示す手順を試行して検討するのがよい。

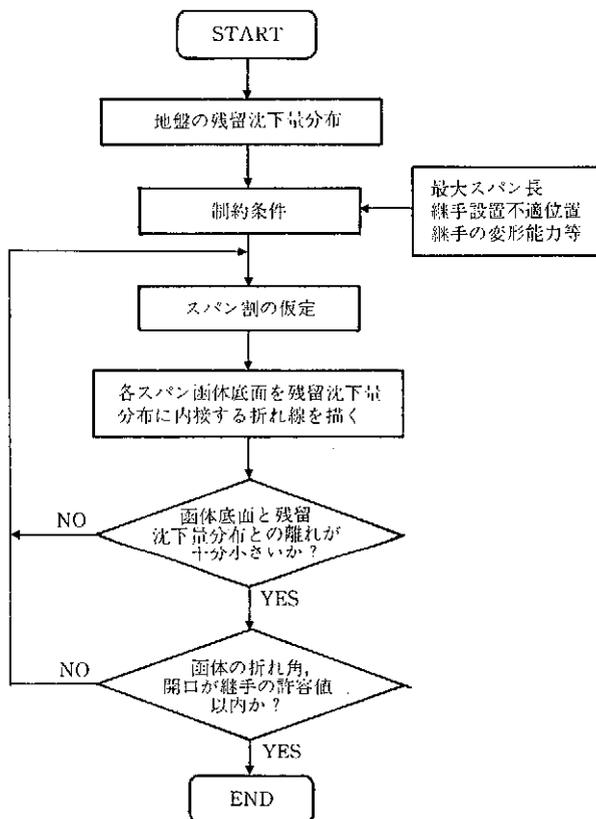


図 1-7-20 柔構造樋門の樋門本体のスパン割の検討手順

7.6.5 コンクリート構造

7.6.5.1 鉄筋コンクリート構造

鉄筋コンクリート部材のコンクリートおよび鉄筋の応力度は、各々の許容応力度以内でなければならない。

【解説】

- 1) 矩形函体の本体の縦方向の設計では、図 1-7-21 に示すように T 形断面にモデル化して設計することができる。

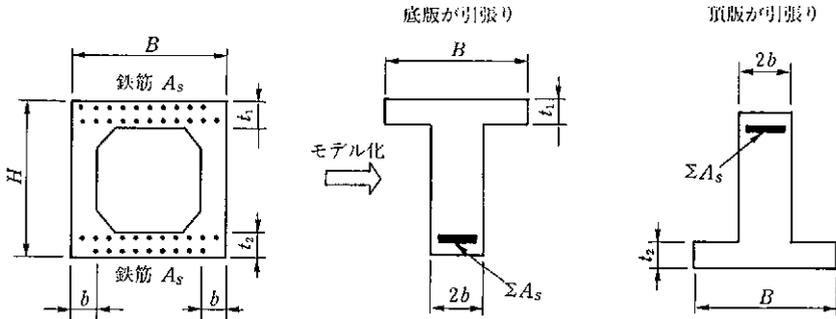


図 1-7-21 矩形函体のモデル化

2) 鉄筋コンクリート断面計算は次により計算する。

- ① 仮定した主鉄筋量に対して、T形断面としての中立軸を求める。
 単鉄筋として計算する場合の中立軸の位置は、次式で求める。

$$x = \frac{n \cdot A_s \cdot d + b \cdot t^2 / 2}{n \cdot A_s + b \cdot t} \quad (1-7-23)$$

ここに、 x ：中立軸の位置 (cm){mm}

n ：鉄筋コンクリートの弾性係数比 ($n=15$)

A_s ：引張鉄筋量 (cm^2){ mm^2 }

d ：梁の有効高さ (cm){mm}

b ：突縁 (フランジ) 幅 (cm){mm}

t ：突縁 (フランジ) 厚さ (cm){mm}

② 中立軸の位置により、応力度計算上の断面は次のように計算する。

- i) 中立軸が壁 (ウェブ) 内にあるときは、T形断面とする。
 ii) 中立軸が頂版または底版内にあるときは、矩形断面とする。

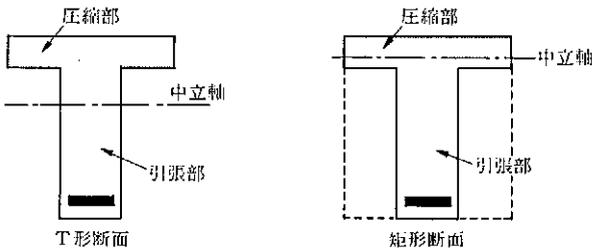


図 1-7-22 鉄筋コンクリート函体の断面の計算方法

7.6.5.2 プレストレストコンクリート構造

函軸方向に緊張力を導入する場合は、緊張力の導入の目的に対応した適切な設計を行う。

【解説】

函軸方向に緊張力を導入する目的としては、次のような場合がある。

- ① 弾性継手材を圧縮して、函軸弾性を得るために継手部に導入する緊張力
 - ② 複数の函体ブロックを一体化するために接合部に導入する緊張力
- 同時に上記の二つを目的とする緊張力を導入する場合は、原則として各々独立した緊張材を配置する。

1) 函軸弾性を得るために函軸方向に導入する緊張力

函軸方向変位に対応できる函軸弾性を得るために、函軸方向にアンボンド工法による緊張材を配置して緊張力（プレストレス）を導入する。一般に函体全スパンを対象に緊張するので全スパン緊張と呼ばれる。

緊張力の導入量によって次の二つに分けられる。

- ① 弾性継手材の圧縮に必要な比較的大きな緊張力を導入する（アクティブテンション）。
- ② 側方変位対策等の函軸変位を抑制するために必要な比較的小きな緊張力を導入する（パッシブテンション）。

①の場合は、継手部の弾性継手材を圧縮して、弾性継手（プレストレインドゴム継手）とするためのものであり、②の場合は、函体施工時には緊張力を導入しないで定着する、あるいは導入するとしても継手部に影響を与えない範囲の緊張力を導入するものである。いずれの場合も函軸方向の水平力に緊張材が抵抗することになるので、緊張材は水平力の最大値に耐えるよう設計する必要がある。

函軸弾性を得る方法としては、継手部の弾性継手材を緊張材によって圧縮する方法が一般的である。プレキャストブロック工法は、(2)に示すように複数の函体ブロックを一体化する工法であるが、接合部に平ゴム等の弾性体を設置して単スパン緊張を行い、接合部の弾性挙動を利用して構造系を函軸

弾性とし函体スパンを弾性体として扱う方法も考えられる。このような接合部を利用した函軸弾性構造は、接合部の変形能力を大きく設定できないので止水能力の確保等その設計には十分な配慮が必要である。特に、残留沈下量の推定精度が十分でないとは判断されるときは、接合部の水密性を確保するため、別途シャ水機能を確保するための対応を考慮しなければならない。

なお、両軸方向の緊張方式は、函体が沈下・水平変位するときに継手部の機能を確保するためアンボンド方式としなければならない。

2) 複数の函体ブロックを一体化するために函軸方向に導入する緊張力

複数の函体ブロックを一体化するために函軸方向に緊張力を導入する（プレキャストブロック工法）場合は、接合部に無収縮モルタルや接合ゴムなどを介して、設計荷重作用時に接合部に引張応力が発生しないフルプレストレス状態（実際には、安全性を考慮して接面応力の最小値を $5 \text{ kgf/cm}^2 \{0.5 \text{ N/mm}^2\}$ とする）となる緊張力を導入することによって、函体ブロックを一体化し、接合部の水密性を確保する。一般に1スパンを対象に緊張するので単スパン緊張と呼ばれる。

3) 考慮するプレストレス力

プレストレス力は、プレストレスを与えた直後（プレストレス直後）のプレストレス力とその後に生じるコンクリートのクリープ、乾燥収縮および緊張材のリラクセーションが終わったときの有効プレストレス力について考慮しなければならない。

4) プレストレッシング直後のプレストレス力

ポストテンション方式のプレストレス直後のプレストレス力は、緊張材の緊張端に与えた緊張力に、以下に示す影響による損失を考慮して算出する。

a) コンクリートと継手材の弾性変形

弾性変形の影響としては、接合部にモルタルを充填して連結する方式ではコンクリートの弾性変形を考慮するものとし、弾性継手材または接合部にゴム等の弾性体をはさんでプレストレスを導入する場合等では、コンクリートと継手材の弾性変形の影響を考慮しなければならない。

i) コンクリートの弾性変形

緊張工は一般に相対する2本の緊張材またはグループごとにプレストレッシングされるので、コンクリートの弾性変形による緊張材の引張応力度の損失は、緊張段階においてすでに定着された緊張材の引張力が順次低減する。これらを考慮して損失量を算出しなければならない。

ポストテンション方式のコンクリートの弾性変形による緊張材の引張応力度の平均損失量は、次式により算出してよい。

$$\Delta\sigma_p = \frac{1}{2} n \cdot \sigma_{cpg} \cdot \frac{N-1}{N} \quad (1-7-24)$$

ここに、

$\Delta\sigma_p$: 緊張材の引張応力度の損失量 (kgf/cm²) {N/mm²}

n : ヤング係数比 $n = E_p/E_c$

E_p : 緊張材のヤング係数

E_c : 緊張時の材令におけるコンクリートのヤング係数

σ_{cpg} : プレストレッシングによる緊張材の図心位置でのコンクリートの応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

N : 緊張材の緊張回数 (2本の緊張材を1組ずつ緊張する場合は、緊張材本数/2とする)

ii) コンクリートと継手材の弾性変形

弾性継手材または接合部にゴム等の弾性体をはさんでプレストレスを導入する場合は、コンクリートと継手材の弾性変形の影響を考慮して緊張力の損失量を求める必要がある。一般に継手材の弾性変形による損失はかなり大きいので、緊張材の引張応力度は段階緊張ごとに低減する。このため、再緊張が可能な緊張方式とすることが望ましい。

コンクリートと継手材の弾性変形による緊張力の損失量を求める方法は確立されていないが、次の参考式により求めてもよい。

$$\Delta P_e = \frac{1}{2} \cdot P_{av} \cdot \frac{\Delta l}{\Delta l_p} \quad (1-7-25)$$

ここに、

ΔP_e : コンクリートと継手材の弾性変形による緊張力の平均損失量 (kgf) {N}

P_{av} : 緊張材の平均引張力 (kgf) {N}

Δl : コンクリートと継手材の弾性変形による弾性短縮量 (cm)
{mm}

Δl_p : 弾性変形のないものとしたときの緊張材の伸び量 (cm)
{mm}

ア) 緊張材の平均引張力 (P_{av})

$$P_{av} = \frac{P_{av1} + P_{av2}}{2} \quad (1-7-26)$$

ここに,

P_{av1} : 緊張端の引張力で緊張材のジャッキの位置の引張力とする。

$$P_{av1} = P_i \text{ (kgf) } \{N\}$$

P_{av2} : 中央部の引張力で緊張材の引張端から中央までの長さの緊張材とシースの摩擦ロスを考慮する。 $P_{av2} = P_x'$ (kgf)
{N}

イ) コンクリートと継手材の弾性変形による弾性短縮量 (Δl)

$$\Delta l = \Delta l_1 + \Delta l_2 \quad (1-7-27)$$

ここに,

Δl_1 : コンクリートの弾性短縮量 (cm) {mm}

$$\Delta l_1 = L \cdot \frac{\sigma_c}{E_c}$$

Δl_2 : 継手材の弾性短縮量 (cm) {mm}

$$\Delta l_2 = t \cdot \frac{\sigma_R}{E_R}$$

L : コンクリートの弾性短縮を考える長さ (cm) {mm}

$$L = \frac{L_1 + L_2 + L_3 + \dots + L_n}{2} \quad (\text{図 1-7-23 参照})$$

E_c : コンクリートのヤング係数 (kgf/cm²) {N/mm²}

σ_c : コンクリートの平均圧縮応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

$$\sigma_c = (\sigma_{c1} + \sigma_{c2}) \times \frac{1}{2}$$

σ_{c1} : 緊張端のコンクリートの圧縮応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

$$\sigma_{c1} = \frac{P_t}{A_c}$$

σ_{c2} : 中央部のコンクリートの圧縮応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

$$\sigma_{c2} = \frac{P_t - \Delta P_1 - \Delta P_2}{A_c}$$

P_t : 導入時の全緊張力 (kgf) {N}

ΔP_1 : 函体と均しコンクリートの摩擦ロス (kgf) {N} $\Delta P_1 \doteq \Delta P_f$

ΔP_2 : 緊張材とシースの摩擦ロス (kgf) {N} $\Delta P_2 \doteq \Delta P_s$

A_c : コンクリート (函体) の断面積 (cm²) {mm²}

t : 継手材の弾性短縮を考える長さ (cm) {mm}

$$t = \frac{t_1 + t_2 + \dots + t_{n-1}}{2} \quad (\text{図 1-7-23 参照})$$

E_R : 継手材の変形係数 (kgf/cm²) {N/mm²}

σ_R : 継手材の平均圧縮応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

$$\sigma_R = (\sigma_{R1} + \sigma_{R2}) \times \frac{1}{2}$$

σ_{R1} : 緊張端側の継手材の圧縮応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

$$\sigma_{R1} = \frac{P_t}{A_R}$$

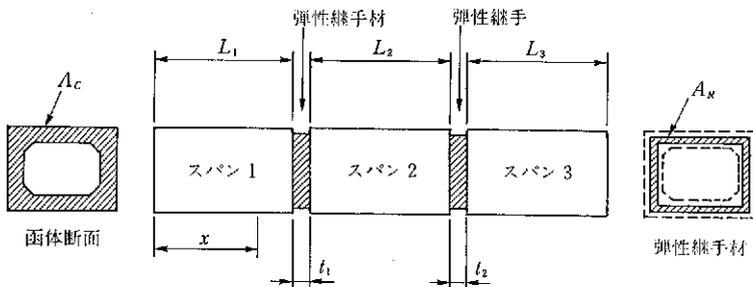


図 1-7-23 プレストレス直後の弾性短縮量の算定モデル

σ_{R2} : 中央部側の継手材の圧縮応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

$$\sigma_{R2} = \frac{P_i - \Delta P_1 - \Delta P_2}{A_R}$$

ウ) 弾性変形のないものとしたときの緊張材の伸び量 (Δl_p)

$$\Delta l_p = l \cdot \frac{\sigma_p}{E_p} \quad (1-7-28)$$

ここに,

l : 緊張材の伸び量を考慮する長さ (cm) {mm}

$$l = \frac{L_1 + L_2 + L_3 + \dots + L_n}{2} + \frac{l_1 + l_2 + \dots + l_{n-1}}{2} \quad (\text{図 1-7-23 参照})$$

E_p : 緊張材のヤング係数 (kgf/cm²) {N/mm²}

σ_p : 緊張材の平均引張応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

$$\sigma_p = \frac{P_{av}}{A_p}$$

P_{av} : 緊張材の平均引張力 (kgf) {N}

A_p : 緊張材の断面積 (cm²) {mm²}

b) 緊張材とシースの摩擦

緊張材引張力の摩擦による損失は、主としてシーすと PC 鋼材との摩擦によって生じるが、工法によっては定着具の摩擦とジャッキ内部の摩擦があるので、これらの摩擦による影響についても考慮する必要がある。

シーすと緊張材との摩擦の影響を考慮した緊張材の引張力は、シーそおよび緊張材の種類、配置の形状などにより異なるものである。一般に緊張材の引張力は、緊張材の図心線の角変化と緊張材の長さを考慮して次式により算出することができる。

$$P_x = P_i \cdot e^{-(\mu\alpha + \lambda x)} \quad (1-7-29)$$

ここに,

P_x : 設計断面における緊張材の引張力 (kgf) {N}

P_i : 緊張材のジャッキの位置の引張力 (kgf) {N}

μ : 緊張材の角変化 1 ラジアンあたりの摩擦係数

α : 緊張材の角変化 (ラジアン)

$$\alpha = \sum_{i=1}^n \alpha_i$$

λ : 緊張時の長さ 1 m あたりの摩擦係数

x : 緊張材の引張端から設計断面までの長さ (m) {mm}

緊張材の長さが 40 m 程度以下、緊張材の角変化が $\pi/6$ ラジアン (30°) 程度以下の場合には次式により、摩擦の影響を考慮した緊張材引張力を算出してよい。

$$p_x = P_i (1 - \mu \cdot \alpha - \lambda \cdot x) \quad (1-7-30)$$

これらの式における μ および λ の値は、一般に表 1-7-10 の値を用いてよい。なお、あらかじめ摩擦を減少させるための措置を施す場合には、従来の実験値等を参考に摩擦係数を別途定めてよい。

表 1-7-10 PC 鋼材とシースの摩擦係数

PC 鋼材の種類		λ	μ
アンボンド工法		0.002	0.30
ボンド工法	鋼線束	0.004	0.30
	鋼より線	0.004	0.30
	鋼棒	0.003	0.30

c) 函体と均しコンクリートの摩擦

樞門本体の函軸方向のプレストレスの導入時に函体が均しコンクリート上を移動する場合の函体と均しコンクリートの摩擦による緊張力の損失は、次の参考式により求めてよい。

$$\Delta P_f = f \cdot W \quad (1-7-31)$$

ここに、

ΔP_f : 函体と均しコンクリートの摩擦による緊張力の損失量 (kgf)
{N}

f : 摩擦係数 (表 1-7-11 を参考にしてもよい)

W : 函体重量 (緊張端から設計断面までの区間に対する重量)

$$W = A \cdot \gamma_c \cdot x$$

A : 断面積 (cm²) {mm²}

表 1-7-11 函体と均しコンクリートの摩擦係数の目安

施工法	摩擦低減の方法	摩擦係数 f
現場打ちコンクリート	均しコンクリート上にビニールフィルムを二重敷きした場合	1.0程度
プレキャストコンクリート	均しコンクリート上に塩化ビニール製プレートを2枚重ねとした場合	0.3~0.5程度

γ_c : コンクリートの単位体積重量 (kgf/cm³) {N/mm³}

x : 緊張端から設計断面までの区間長 (cm) {mm} (図 1-7-23 参照)

d) 緊張材を定着する際のセット

定着具のセットの影響による緊張材引張力の損失量は、各 PC 工法によって異なる。ねじ式およびぼたん式の定着方式においては、セット量が僅少であるのでその影響を無視できるが、くさび式の定着方式では比較的大きなセット量が生じるのでその影響を考慮して、緊張材引張力の損失量を算出しなければならない。

PC 鋼材とシースとの間に摩擦がない場合、セットの影響による PC 鋼材のプレストレス損失量は、次式により算出してよい、

$$\Delta P = E_p \cdot A_p \cdot \Delta l / l \quad (1-7-32)$$

ここに、

ΔP : PC 鋼材のセットの影響による PC 鋼材引張力の損失量 (kgf) {N}

l : PC 鋼材の長さ (cm) {mm}

Δl : セット量 (cm) {mm}

A_p : PC 鋼材の断面積 (cm²) {mm²}

E_p : PC 鋼材のヤング係数 (kgf/cm²) {N/mm²}

PC 鋼材とシースとの間に摩擦がある場合には比較的煩雑な計算になるので、図解法によって求めてもよい、

5) 有効プレストレス力

有効プレストレス力は、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮と緊張材の見かけのリラクゼーションとによるプレストレス力の損失量をプレストレ

ッシング直後のプレストレス力より減じることによって求めてよい。

コンクリートとPC鋼材との間に付着がある場合、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるPC鋼材引張応力度の損失量は、次式により算出してよい。

$$\Delta\sigma_{pp} = \frac{n \cdot \varphi \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_s}{1 + n \cdot \frac{\sigma_{cpl}}{\sigma_{pt}} \cdot \left(1 + \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (1-7-33)$$

ここに、

$\Delta\sigma_{pp}$: コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるPC鋼材応力度の損失量 (kgf/cm²) {N/mm²}

φ : 表 1-3-6 に示すコンクリートのクリープ係数

ε_s : 表 1-3-7 に示すコンクリートの乾燥収縮度

n : ヤング係数比 $n = E_p / E_c$

E_p : 表 1-4-4 に示す値 (kgf/cm²) {N/mm²}

E_c : 表 1-4-3 に示す値 (kgf/cm²) {N/mm²}

σ_{cp} : PC鋼材の位置におけるコンクリート断面の持続荷重による応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}。この場合の持続荷重は、プレストレッシング直後のプレストレス力および死荷重とする。

σ_{pt} : プレストレッシング直後のPC鋼材の引張応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

σ_{cpl} : PC鋼材の位置におけるプレストレッシング直後のプレストレス (kgf/cm²) {N/mm²}

ただし、死荷重の一部がプレストレス導入後に作用する場合には、必要に応じてその影響を考慮するのがよい。

PC鋼材のリラクセーションによるPC鋼材引張応力度の損失量は、次式により算出してよい。

$$\Delta\sigma_{pr} = \gamma \cdot \sigma_{pt} \quad (1-7-34)$$

ここに、

$\Delta\sigma_{pr}$: PC鋼材のリラクセーションによるPC鋼材応力度の損失量 (kgf/cm²) {N/mm²}

γ : 表 1-4-5 規定する PC 鋼材の見かけのリラクセーション率
 σ_{pt} : プレストレッシング直後の PC 鋼材の引張応力度 (kgf/cm²)
 {N/mm²}

7.6.6 鋼 構 造

鋼構造の管体の縦方向の設計は、函軸構造の適切なモデル化に基づいて行う。

【解 説】

鋼管およびダクタイル鋳鉄管を函体とする本体の縦方向の設計にあたっては、2.4.2に基づいて、函軸構造および継手について適切なモデル化を行わなければならない。

設計モデルは、7.6.3 に準じるが、構造細目に規定した鋼管およびダクタイル鋳鉄管の継手は、いずれも弾性継手と仮定できるので、これに基づく函軸構造は継手弾性による函軸弾性構造としてよい。

7.6.7 継手の設計

継手は、次の機能を満足するように設計する。

- (1) 函体内外の水圧に対する水密性を確保する。
- (2) 継手部の変位は、継手の変形能力以内にある。
- (3) 継手部の断面力は、継手の耐力に対して安全である。

【解 説】

継手の水密性に対しては、一般に $p_w=1.0 \text{ kgf/cm}^2$ {98 kN/m²}、または $p_w=1.5 \text{ kgf/cm}^2$ {147 kN/m²} 程度の水圧に対して安全であることが求められる。継手部の変位とは、継手をはさ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。

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あるいは小さなバネ定数を有する弾性結合とモデル化することができる。フリー結

合とみなす場合には、計算上は各スパンが各々独立したものと考えて縦方向の計算を行い、これより得られる開口、目違い、折れ角の値が使用する継手の許容値以内であることを照査する。

本体の縦方向の設計に側方変位等の影響を考慮しない場合は、地盤性状や施工条件によっては、開口、目違いが過大に生じることがあるので、その可能性について検討する必要がある。

2) カラー継手

カラー継手は、一般に継手部でせん断力のみ伝達するヒンジ結合(ただし、函軸方向はフリー)とモデル化することが多い。

継手の変形能力は、カラー継手のクリアランスを求める以下の参考式で検討することができる。すなわち、図 1-7-24 においてカラーと函体のクリアランス C (カラーの内空高 - 函体の外高) が次式を満足すればよい。

$$C > \theta^3 \cdot \frac{W}{6} - \theta^2 \cdot \frac{H}{2} + \theta \cdot \frac{W}{2} \quad (1-7-35)$$

また、折れ角による底版部の開口 T は次式で得られる。これに本体の縦方向の計算で得られる継手部の函軸方向変位 u を加えることで開口量を推定することができる。

$$T = H \cdot \left(\frac{\theta}{2} + \frac{\theta^3}{24} \right) \quad (1-7-36)$$

ここに C : カラーと函体のクリアランス (D-H) (cm) {m}

T : 継手開口 (cm) {m}

H : 函体の外高 (cm) {m}

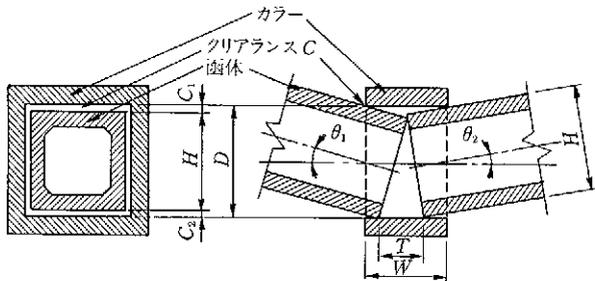


図 1-7-24 カラー継手の変形

W : カラーの長さ (cm){m}

D : カラーの内空高 (cm){m}

θ : 継手平均変位角 (rad){rad} $\theta = \frac{\theta_1 + \theta_2}{2}$

地盤性状や施工条件によっては、開口が過大に生じることがあるので、本体の縦方向の設計に地盤の側方変位等の影響を考慮することが望ましい。

3) 弾性継手

弾性継手は、バネ結合としてモデル化することができる。

a) プレストレインドゴム継手

プレストレインドゴム継手の場合には、コンクリート函体にはさまれたゴム材のバネを適切に評価する必要がある。

i) ゴムの材質

ゴムの材質は、「JIS K 6353 水道用ゴム」に規定する I 類 A の規格に適合するものとする。ただし、天然ゴムは水質等によっては微生物に侵食されることがあるので、合成ゴムの使用が望ましい。

プレストレインドゴム継手のゴム材としては、クロロプレンゴム (硬度 50 度) を平板状あるいは六角形断面とした例がある。

ii) ゴム材のバネ定数

ゴム材のバネ定数は、ゴムの材質、形状、応力レベルにより異なるので、ゴムの応力ひずみ曲線を用いて、ゴム材の変形状態のひずみレベルに対応した値を設定しなければならない (図 1-7-25 参照)。

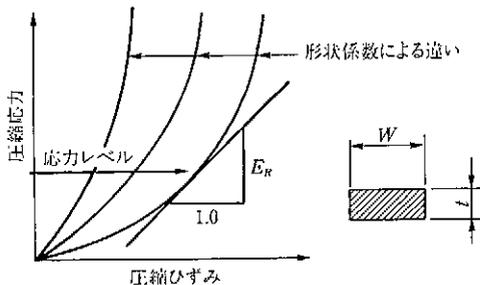


図 1-7-25 ゴム材の応力ひずみ曲線 (平ゴムの場合)

プレストレインドゴム継手のバネ定数の算定法は確立されていないが、以下の参考式で推定することができる。

$$K_{JF} = E_R \cdot \frac{(ab - a_0 \cdot b_0)}{t} \quad (1-7-37)$$

$$K_{JS} = \frac{G \cdot A}{t} \quad (1-7-38)$$

$$K_{JM} = \frac{E_R}{12} \cdot \frac{(a^3 \cdot b - a_0^3 \cdot b_0)}{t} \quad (1-7-39)$$

ここに

K_{JF} : 軸方向バネ定数 (kgf/cm) {kN/m}

K_{JS} : せん断バネ定数 (kgf/cm) {kN/m}

K_{JM} : 曲げバネ定数 (kgf·cm/rad) {kN·m/rad}

E_R : ゴム材の変形係数 (kgf/cm²) {kN/m²}

a, a_0, b, b_0 : ゴム材の寸法 (cm) {m}

G : ゴム材のせん断弾性係数 (kgf/cm²) {kN/m²}

A : ゴム材の支圧面積 (cm²) {m²}

t : ゴム材の厚さ (cm) {m}

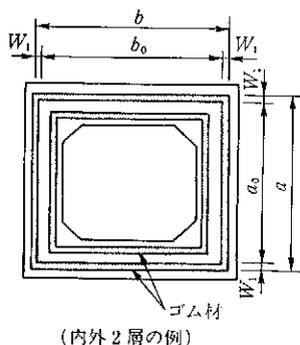


図 1-7-26 平ゴムを使用したプレストレインドゴム継手

iii) 変形能力の検討

プレストレインドゴム継手の変形能力の検討は、水密性を確保しつつ残留沈下量分布に対応できる函軸たわみ性が得られるように、スパン割の検討とあわせて実施する。

プレストレインドゴム継手の変形挙動は、図 1-7-27 に示すように設計

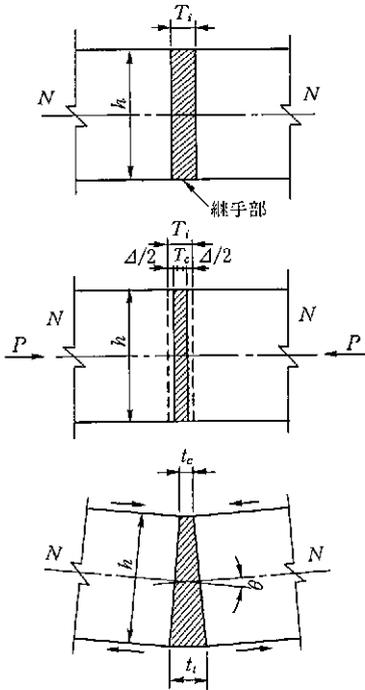


図 1-7-27 プレストレインドゴム継手の変形挙動

- ① プレストレス導入前
ゴムの初期厚さ(T_i)を確保して施工する。
- ② プレストレス導入直後
プレストレス力(P)によってゴム材を設計荷重作用時の変形に対応できる厚さ(T_c)まで圧縮する。
- ③ 設計荷重作用時
函体の変形によってゴム材は、
 - ・圧縮側(t_c)はゴム材の許容圧縮応力度以内にしなければならない。
 - ・引張側(t_t)は初期厚さ(T_i)から余裕厚を控除した厚さ以内として止水機能を確保する。このときの許容最小圧縮応力度(面圧)は、内外水圧を考慮して設定する。

荷重作用時に引張側となるゴムの縁応力が圧縮状態を確保できていなければならない。

継手の仕様に基づいて縦方向の計算を行い、その結果が図 1-7-27 の③を満足し、かつ必要な余裕も確保する必要がある。

b) スチールベローズ継手, ゴムベローズ継手

スチールベローズ継手のバネ定数は、一般に次の算定式で求められる。なお、この継手には弾性限界値があり、それを超過すると塑性変形となるのでバネ定数を設定するにあたっては、これに配慮しなければならない。

$$K_{JF} = \frac{2 \cdot E \cdot D_m \cdot t^3}{3 \cdot (0.5 \cdot w \cdot H^5)^{0.5} \cdot m} \quad (1-7-40)$$

$$K_{JS} = \frac{1.5 \cdot K_{JF} \cdot D_m^2}{L^2} \quad (1-7-41)$$

$$K_{JM} = \frac{\pi \cdot K_{JF} \cdot D_m^2}{1.44 \times 10^3} \quad (1-7-42)$$

ここに、

K_{JF} : 軸方向バネ定数 (kgf/cm) {kN/m}

K_{JS} : せん断バネ定数 (kgf/cm) {kN/m}

K_{JM} : 曲げバネ定数 (kgf·cm/deg) {kN·m/deg}

E : 鋼材のヤング率 (kgf/cm²) {kN/m²}

D_m : ベローズ部平均径 (cm) {m}

t : 板厚 (cm) {m}

m : 山の数

w : ベローズの山のピッチ (cm) {m}

H : ベローズの山の高さ (cm) {m}

L : 継手部有効長さ (cm) {m}

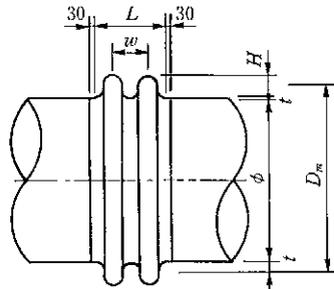


図 1-7-28 スチールベローズ継手 (2山タイプ)

ゴムベローズ継手のゴムの変形によるバネ定数は、山数に逆比例する実験参考式として概略次のように表される。

$$\left. \begin{aligned} K_{JF} &= (27.0 \cdot D^{1.15}) / n \\ K_{JS} &= (5.0 \cdot D^{1.17}) / n \\ K_{JM} &= (0.10 \cdot D^{3.13}) / n \end{aligned} \right\} \quad (1-7-43)$$

ここに、

K_{JF} : 軸方向バネ定数 (kgf/cm) {kN/m}

K_{JS} : せん断バネ定数 (kgf/cm) {kN/m}

K_M : 曲げバネ定数 (kgf・cm/deg) {kN・m/deg}

D : 継手呼び径 (cm) {m}

n : ペローズの山数

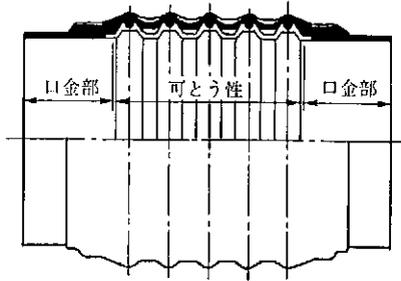


図 1-7-29 ゴムペローズ継手

c) ダクタイル鋳鉄管の継手

S形ダクタイル鋳鉄管の継手(メカニカルソケット継手)は、管軸方向変位と折れ角を許容し、管の抜け出しを防止するロックリング機構を備えた構造であり、その変形特性は図 1-7-30 のように示される。

日本ダクタイル鉄管協会では、この継手の抜け出し試験および曲げ試験を行っており、この結果に基づいて軸方向バネ定数と曲げバネ定数を推定することができる。

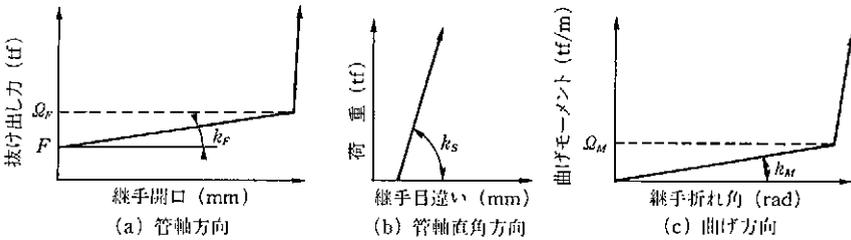


図 1-7-30 S形ダクタイル鋳鉄管の継手の変形特性

軸直角方向せん断バネ定数は、次のような仮定によって推定している。

すなわち、S形ダクタイル鋳鉄管の継手の受口管と挿口管において、図 1-7-31 に示すように受口管の接触部を仮定し、その鉄の弾性から次式によって軸直角方向せん断バネ定数 k_s を推定している。

$$K_{JS} = \frac{\pi \cdot D \cdot X \cdot E_D}{6T} \quad (1-7-44)$$

ここに、

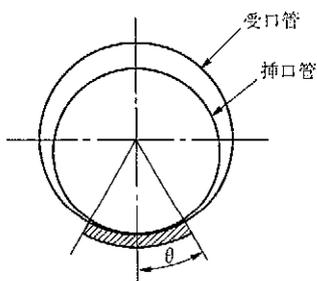
K_{JS} : せん断バネ定数 (kgf/cm) {kN/m}

D : 呼び径 (cm) {m}

X : X の寸法 (cm) {m} (図 1-7-32 参照)

E_D : ダクタイル鋳鉄のヤング係数 (kgf/cm²) {kN/m²}

T : 受口管厚+挿口管厚 (cm) {m}



(受口管と挿口管の接触長は $2\theta=60^\circ$ とすると $\pi \cdot D/6$ となる)

図 1-7-31 受口管と挿口管の接触部分

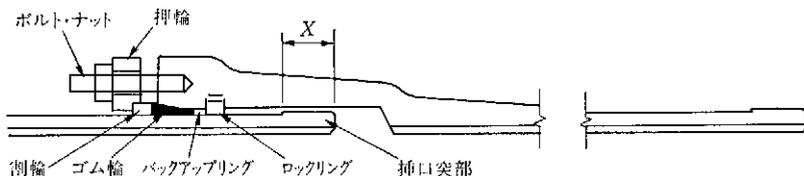


図 1-7-32 S 形ダクタイル鋳鉄管の継手

4) 継手の変形能力

継手の変形能力 (開口, 目違い, 折れ角) の目安は, 表 1-7-12 のとおりである。

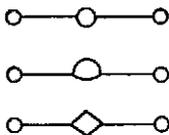


図 1-7-33 止水板の代表的な形状

表 1-7-12 代表的な継手（1 箇所あたり）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		70~300	開口と 同程度	開口量に 制約される	
カラー継手		止水板の変形 能力による	数 mm	函体とカラーの クリアランスによる	
弾性 継手	プレストレインドゴム 継手	20~40程度	数 mm	開口量に 制約される	
	スチールベローズ継手	30~80	開口の 1/2程度	3 度程度	φ1.2m~3.2m 1 山タイプ
	ゴムベローズ継手	80~140	100~300mm 程度	6~4度程度	φ1.0m~2.6m 3~5山タイプ
	メカニカル継手(S,US形) (ダクタイル鋳鉄管)	75~85	数 mm	1.8~1.5度	φ1.0m~2.6m の 場合

5) 止 水 板

カラー継手のように継手の構造で止水が確保できない場合は、継手部に止水板を設けて継手の止水性を確保する必要がある。止水板には、図 1-7-33 のような形状のものがあるが、止水板を選定する場合は、設計で考慮した継手の変形量に対応できる変形能力を有するものとする。

7.7 胸壁の設計

胸壁の縦壁および底版は、原則として本体に固定された片持梁として設計する。

【解 説】

胸壁は樋門本体と一体構造とし、胸壁の縦壁および底版は各々が樋門本体に固定された片持梁として設計することを原則とする。

縦壁の計算には、主働側の土圧・残留水圧等を考慮し受働側の土圧・水圧

は考慮しないものとする（図1-7-34参照）。

底版の設計には、自重・土重・揚圧力・地盤反力等を考慮する（図1-7-35参照）。底版の地盤反力は、計算条件によってその大きさが異なる場合があるので、安全性に配慮して荷重条件を設定しなければならない。

検討ケースとしては、常時および地震時について行う。

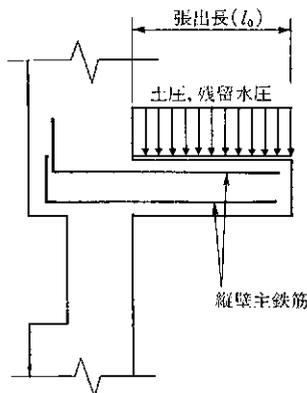


図1-7-34 縦壁の設計

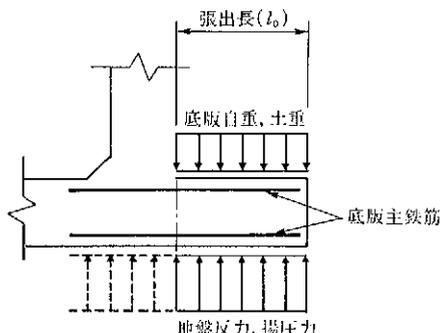


図1-7-35 底版の設計

7.8 門柱の設計

門柱は函体頂版を固定端として、横方向は門形フレーム、縦方向は片持梁として設計する。

【解説】

門柱は、横方向と縦方向について設計する。

① 門柱の横方向は、函体頂版に固定された門形フレームとして設計を行う。

② 門柱の縦方向は、函体頂版に固定された片持梁として設計を行う。標準的な荷重条件を図1-7-36に示す。検討ケースとしては、常時、地震時、風荷重作用時、必要に応じて温度変化時について行う。

常時の設計には、風荷重を考慮しない。風荷重作用時の許容応力度の割増

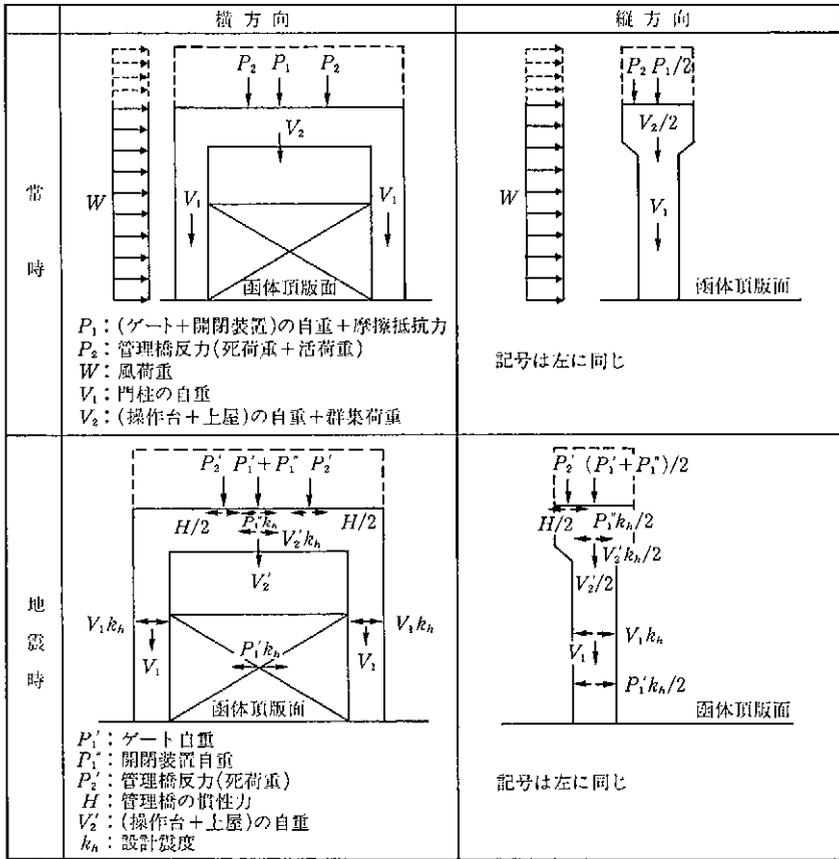


図 1-7-36 標準的な荷重条件

しは、表 1-4-15 による。地震時の管理橋の慣性力は、支承の条件(可動、固定)に応じて算出する。

門柱の設計に考慮する有効断面には、原則として戸当りの箱抜き部分の二次コンクリートを考慮しないものとする。

門柱の横方向の設計においては、図 1-7-37 ①に示すように柱断面を区分して設計してもよい。区分した断面の設計に用いる断面力は、曲げモーメントに対しては剛比で、軸力およびせん断力に対しては面積比で配分する。

門柱の縦方向の設計においては、図 1-7-37 ②に示すように柱断面を矩形断

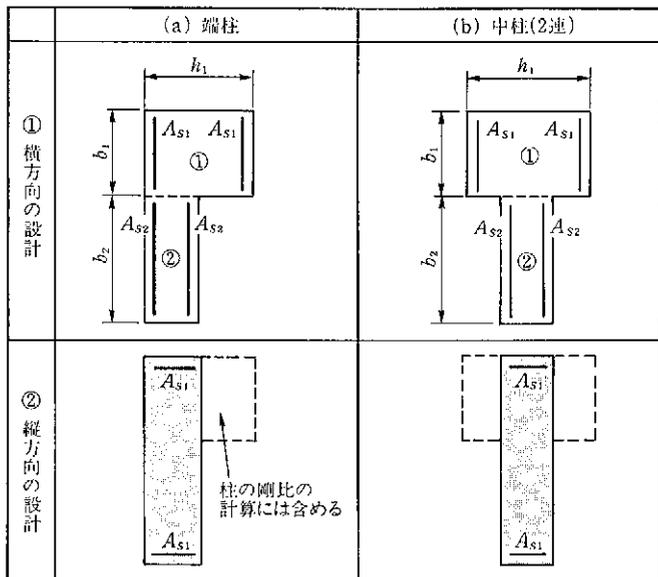


図 1-7-37 門柱の有効断面の考え方

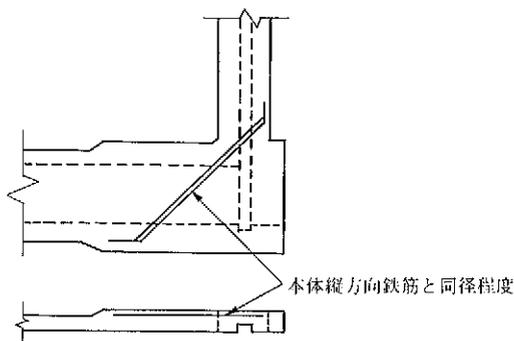


図 1-7-38 門柱と函体接続部の配筋

面として設計してもよい。それぞれの柱（端柱および中柱）の設計断面力は、縦方向全体の断面力をそれぞれの柱の全断面積を考慮した剛比で配分する。

なお、門柱と函体頂版の接続部は、図 1-7-38 に示すような斜め補強筋あるいはその他の方法で補強することが望ましい。

7.9 シャ水壁の設計

シャ水壁は、函体およびシャ水工との接続部の止水に配慮し、本体あるいはシャ水工から伝達する力に対して安全な構造となるように設計する。

【解説】

シャ水壁は、函体と堤体との接触面に沿って生じる浸透水(ルーフィング)や地盤の弱線に沿うパイピングを防止するものである。したがって、現場打ちコンクリートの場合は、シャ水壁と函体は一体構造とし、プレキャスト構造の場合等で一体構造とすることが困難な場合は、止水性に十分配慮した構造としなければならない。

また、シャ水壁は、シャ水矢板等のシャ水工と一体となって浸透流による悪影響を防止するものである。このため、シャ水壁には、函体およびシャ水工に作用する周面摩擦力の影響等による力が伝達される。シャ水壁の各部はこれらの力に対して安全な構造としなければならない。

7.10 管理橋の設計

管理橋は、原則として単純梁として設計する。

【解説】

管理橋の設計の詳細は、「ダム・堰施設技術基準(案)」による。

鋼主桁とする場合の支間長に対するたわみ量は、活荷重作用時で1/600以下とする。

管理橋の支承は、地震時の落橋被害を最小限に抑えるために原則として門柱側を固定とし、堤防側を可動とするのがよい。また、柔構造樋門の場合は、門柱の傾斜を考慮して可動側支承の遊間を設定する必要がある。

7.11 ゲート・戸当り・開閉装置の設計

樋門に設置するゲート・戸当り・開閉装置は、制水機能が確保されるように設計する。別に定められている基準等に基づいて設計する。

【解説】

ゲート・戸当り・開閉装置の設計の詳細は、「ダム・堰施設技術基準（案）」による。

柔構造樋門の場合で門柱部が沈下・傾斜することが予想されるときは、ゲートに作用する水圧の増加や傾斜によるゲート開閉への影響防止対策を考慮する必要がある。

7.12 翼壁の設計

翼壁は、原則として本体と分離した自立構造として設計する。

【解説】

翼壁は、樋門本体と分離し自立構造として設計する。ただし、翼壁長が短いために翼壁を自立構造とすることが不適当な場合、および函体端部の安定を図るために翼壁の一部を樋門本体と一体化することが望ましい場合は、樋門本体と一体化してもよい。翼壁と樋門本体との接続部は、段差が生じやすいので、樋門本体の沈下性状と整合させるように配慮することが望ましい。

検討ケースとしては、常時および地震時について行う。

翼壁の一般的な安定照査条件は、表 1-7-13 のとおりとする。ただし、U 形タイプの翼壁の場合は、滑動および転倒の照査は行わなくてよい。揚圧力による浮き上がりに対する安全率は、U 形タイプおよび逆 T 形タイプともに、 $F_s=4/3$ とする（図 1-7-39 参照）。

なお、U 形タイプの側壁の設計では、側壁に作用する土圧や水圧の鉛直成分および側壁の自重は、通常は無視してよい。

表 1-7-13 翼壁の安定照査条件

	滑動 (安全率)	転倒 (荷重の偏心距離 e)	地盤支持 ¹⁾ (最大地盤反力度)
常時	$F_s=1.5$	$ e \leq \frac{B}{6}$, B : 底版幅	常時の許容支持力以内
常時 (揚圧力考慮)	$F_s=1.2$	$ e \leq \frac{B}{3}$, B : 底版幅	
地震時			地震時の許容支持力以内

¹⁾ : 柔支持基礎の地盤支持に対する安定は、基礎地盤の降伏変位量によって照査し、必要に応じて施工時の地盤の支持力を照査する (II 基礎構造編参照)。

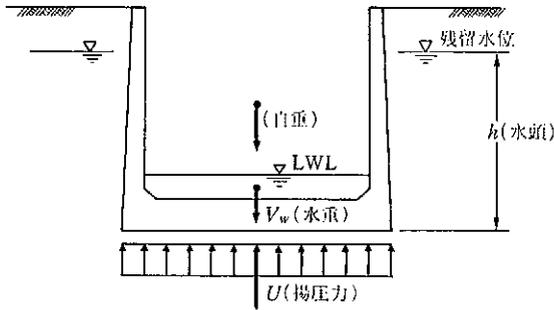


図 1-7-39 浮上がりに対する検討

翼壁の端部 (ウィング部分) の設計においては、原則として単位幅あたりで安定を確保する。ただし、翼壁のウィング部が水路部と一体とみなしうる場合は、翼壁全体に作用する外力に対し一体とみなせる底版の範囲を安定計算に考慮してもよい (図 1-7-40 参照)。

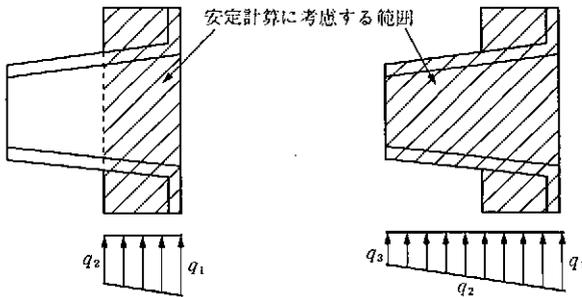


図 1-7-40 翼壁の安定に考慮する底版の範囲の考え方

7.13 シャ水工の設計

シャ水工は、ルーフィング等の浸透流による影響に対して安全となるように設計する。

【解説】

シャ水工のシャ水効果は、ルーフィング等の浸透流による影響に対してシャ水矢板等によって必要な浸透経路長を確保することで得ることができる。

ルーフィング等の浸透流は樋門本体と堤防の接触面に沿って卓越するが、この浸透流によって土粒子が運搬されると水みちが進展・拡大して空洞を形成し、大量の浸透水が流れるようになって堤防の安全性を脅かす。これを防ぐために、シャ水工の設計では浸透流の流れそのものでなく、土粒子が運搬されるか否かを問題にしなければならない。すなわち、浸透流の流速を土粒子の運搬限界速度以内に抑えることがシャ水工の目的であるといえる。函体直下の地盤は地盤の沈下に伴う応力緩和や空洞化の影響があり、浸透流が卓越するので、とりわけ、函体直下付近の浸透流に対する安全を確保することが重要である。

シャ水矢板等のシャ水工の配置は、打設長（シャ水工の鉛直方向）および打設範囲（シャ水工の水平方向）の二つの方向について検討する。打設長の目安は、(式 1-7-45) に示すレインの提案に基づく加重クリープ比による方法により検討する。打設範囲の目安は、提案された方法がないため、当面、(式 1-7-45) に準拠して検討することとする。浸透経路長の設定にあたっては、函体底版下に空洞が発生する場合は、その区間の抵抗長さ（浸透経路長）を低減しなければならない。

シャ水工の配置にあたっては、6.3 の解説を考慮しなければならない。水平方向のシャ水工の範囲は、浸透流が水平方向に卓越する性質があるので、シャ水壁および胸壁から最低でも 2 m 程度以上確保することが望ましいが、堤防開削幅を大きく切り込んで設ける必要はない。

$$C \leq \frac{\frac{L}{3} + \Sigma l}{\Delta H} \quad (1-7-45)$$

ここに、

C : 加重クリープ比 (表 1-7-14 参照)

C_v : シャ水工の鉛直方向の加重クリープ比

C_h : シャ水工の水平方向の加重クリープ比

L : 本体および翼壁の函軸方向の浸透経路長 (m) {m}

Σl : シャ水矢板等の鉛直方向および水平方向の浸透経路長 (m)
{m}

l_v : 鉛直方向の浸透経路長

l_h : 水平方向の浸透経路長

ΔH : 内外水位差 (m) {m}

表 1-7-14 加重クリープ比 C (Lane の原典より)

区 分	C
極めて細かい砂またはシルト	8.5
細 砂	7.0
中 砂	6.0
粗 砂	5.0
細砂利	4.0
中砂利	3.5
栗石を含む粗砂利	3.0
栗石と礫を含む砂利	2.5
軟らかい粘土	3.0
中くらいの粘土	2.0
堅い粘土	1.8

なお、粘土とシルトの加重クリープ比は大きく異なるため、粘土の加重クリープ比を用いる場合は、その土層の判定に十分留意し、確実に粘土層であ

ることを確認しなければならない。しゃ水矢板等先端の比較的浅い位置に粘土層がある場合は、川表側のしゃ水矢板等をこの層に 50 cm 程度以上根入れすることが望ましい。

また、地盤が互層の場合は、浸透流が常に浸透抵抗の小さいところを流れることを念頭において浸透経路を検討する必要がある（図 1-7-42 参照）。

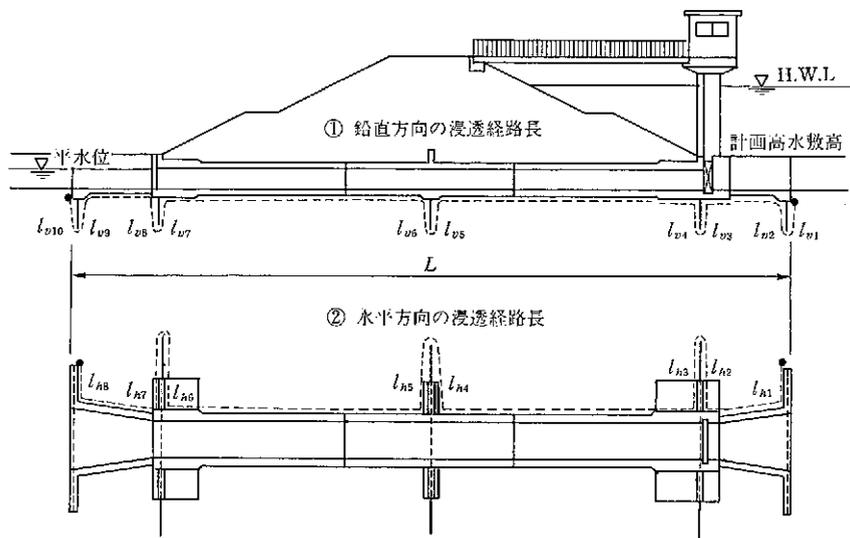


図 1-7-41 シャ水工の浸透経路長

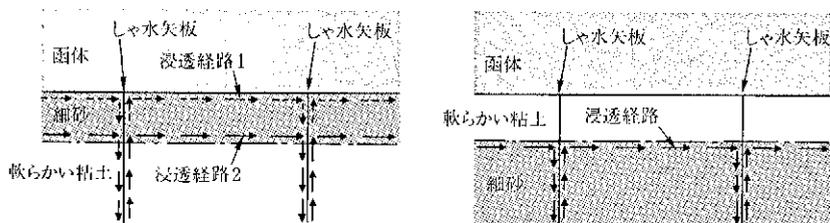


図 1-7-42 互層地盤の鉛直方向の浸透経路の検討例

7.14 構造細目

7.14.1 コンクリート構造

7.14.1.1 函体の最小部材厚

函体の最小部材厚は、原則として次のとおりとする。

- (1) 現場打ちコンクリートの最小部材厚は 35 cm 以上とする。
- (2) 工場製作のプレキャストコンクリートの最小部材厚は 20 cm 以上とする。

【解 説】

函体の最小部材厚は、使用されるコンクリートの強度、耐久性、施工（製作）誤差等を考慮して定めたものである。工場製作のプレキャストコンクリートは、一般に高強度のコンクリート（設計基準強度が 400 kgf/cm^2 { 39.2 N/mm^2 } 以上）が使用され、その品質も良好であることなどから、現場打ちコンクリートよりも函体の最小部材厚を小さくしてよいこととした。ただし、工場製作のプレキャストコンクリートで強度、耐久性などの品質が実験等で確認されている場合は、この規定によらなくてよい。

小型（ $1.25 \times 1.25 \text{ m}$ 程度以下）の現場打ちコンクリート函体の最小部材厚は、30 cm とすることができる。

7.14.1.2 函体の最小鉄筋量

鉄筋コンクリート構造の函体の最小鉄筋量は以下のとおりとする。

- (1) 函体横方向の最小鉄筋量は、コンクリート有効断面積の 0.2% 以上とする。
- (2) 函体縦方向の最小鉄筋量は、コンクリート有効断面積の 0.3% 以上とする。

【解 説】

コンクリート有効断面積とは断面の有効高さに腹部の幅を乗じたものとす

る。

函体縦方向の最小鉄筋量は、T型断面とモデル化する場合の引張鉄筋比として示した。ここで、コンクリート有効断面積を求めるときの腹部の幅はウェブの幅とする。ただし、必要鉄筋断面積の4/3以上の鉄筋が配置される場合は、この規定によらなくてもよい。

鉄筋の最小径は $D 13$ とする。

7.14.1.3 鉄筋のかぶり

鉄筋のかぶりは原則として表 1-7-15 によるほか、鉄筋の直径以上とする。

表 1-7-15 鉄筋の最小かぶり (cm) {cm}

部材の種類 使用材料	函体, 胸壁 しゃ水壁, 門柱, 翼壁	ゲート操作台
現場打ちコンクリート ^リ	7.5	3.0
工場製作の プレキャストコンクリート	3.0	2.0

^リコンクリートを水中または土中に直接打ち込む場合を除く。

【解 説】

鉄筋のかぶりは、函体、胸壁、しゃ水壁、門柱、翼壁が土中および水際の腐食性環境に設置される構造物として、また、ゲート操作台が大気中の一般の環境に設置される構造物としての最小値（純かぶり）を規定したものである。したがって、酸性河川や、海水の影響のある個所等に樋門を設置する場合で、その環境が特に厳しい腐食性環境と認められる場合、および流水その他によるすり減りの恐れがある部分ではこのかぶりの割増しを検討しなければならない。

工場製作のプレキャストコンクリートは、現場打ちコンクリートに比較して品質管理がよく、コンクリートの品質も良好であることなどから、鉄筋のかぶりを現場打ちコンクリートよりも小さい値とした。ただし、工場製作のプレキャストコンクリートのうち遠心力締固め等で製造されるコンクリート

杭等は、この規定によらなくてよい。

防錆効果の確認された特殊鉄筋を用いる場合、および品質の確認された保護層を設ける場合には、別途かぶりを定めてよい。

なお、コンクリートを水中または土中に直接打ち込む構造物のかぶりは10 cm 以上とするのが望ましい。

1) RC 構造の鉄筋のかぶり

一般的な RC 構造の樋門の鉄筋のかぶりは、 D 29 以下を対象として表 1-7-16 のように示される。

表 1-7-16 RC 構造の鉄筋の最小かぶり (mm) {mm}

部材の種類	適用箇所	鉄筋の純かぶり	主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離
函 体	底版下面 (川表・裏側端部を含む)	100	115
	その他 (川表・裏側端部を含む)	75	90
門柱および操作台	操作台	30	65
	柱	75	110
	下部戸当り上面	40	60
胸 壁 翼 壁	縦壁前・背面の縦筋	75	90
	縦壁水平筋上端	75	95
	つま先・かかと版上面	75	90
	つま先・かかと版下面	100	115
	端 部	100	110

2) 工場製作のプレキャスト部材の鉄筋のかぶり

工場製作のプレキャスト部材は、一般の鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリート構造物の場合に比べて、それぞれ水セメント比が小さくなること、締固めが十分行われていること、型枠の寸法が正確で配筋についても管理が行きとどいていること、部材寸法が小さくひび割れが発生しにくいこと等を期待して鉄筋のかぶりを小さくすることを許容している。このため、プレキャスト部材であっても上記の条件を満足しないと推定される場合

の両体の鉄筋のかぶり、5 cm 以上とすることが望ましい。

7.14.1.4 鉄筋の継手

鉄筋の継手は、重ね継手を標準とし、継手位置は、原則として一断面に集中させてはならない。また、応力の大きい位置には、原則として鉄筋の継手を設けてはならない。

【解説】

- 1) 鉄筋の重ね継手長は、次式により求まる長さ以上で、かつ鉄筋の直径の20倍以上とする。

なお、重ね継手長は、5*D* ピッチ程度となるように切り上げて使用するのがよい。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{0a}} \cdot D \quad (1-7-46)$$

ここに、

l_a : 付着応力度より求まる重ね継手長 (cm) {mm}

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

τ_{0a} : コンクリートの許容付着応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

D : 鉄筋径 (cm) {mm}

- 2) 十分な管理を行う場合は、 D 29 以上でガス圧接継手を用いることができる。ガス圧接継手は施工が悪いと継手部の強度が低下するので、施工には十分注意する必要がある。このため、圧接工の資格を有する技術者に圧接作業を行わせなければならない。
- 3) 引張鉄筋に、機械式継手、スリーブ継手、溶接継手などを用いる場合は、土木学会などで定めたものがある場合は、それらを参考にして継手部の強度を定めるものとし、それ以外は原則として、鉄筋の種類、直径、応力状態、継手位置などを考慮して試験を行い、継手部の強度を定めるものとする。
- 4) 鉄筋の定尺長は、現場への搬入や施工性等を考慮して決定しなければならないが、通常は 12 m を標準としてよい。

7.14.1.5 緊張材の配置

緊張材は、函体に有害な影響を与えない適切な位置に配置する。

【解説】

接合部に弾性体（クロロプレンゴム等）を用いるプレキャストブロック工法等で緊張材の定着部と接合部が近接している場合には、緊張材の配置によっては接合部に図 1-7-43 に示すような反力が生じる場合がある。この反力分布によって函体に引張応力が発生し、函体の断面やブロック長、緊張材の配置、緊張力の大きさ等の条件によっては緊張時に端部函体にクラックが発生する恐れがある。このようなことを防止し、プレストレス力を均等に導入するためには緊張材をできるだけ均等に配置するとともに、緊張順序にも配慮する必要がある。

アンボンド工法に使用する緊張材は、ポリエチレン等で被覆され、これに対応するためにシースも太径となるので、緊張材の配置にあたっては、壁厚や配筋との関係や施工性等について検討しなければならない。

継手部を貫通する緊張材には、継手部の変形による影響（主にせん断力）が作用するので、この影響に対応できる構造とする必要がある。対応方法としては、函体端面のシースをラップ状にする、せん断キーを設けるなどが考えられる。

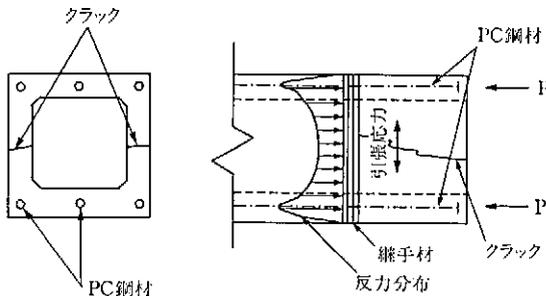


図 1-7-43 全スパン緊張時の応力集中による影響の概念図

7.14.1.6 緊張材の定着

両軸緊張を目的とするアンボンド工法の緊張材は、原則として定着部

の1.0 m以上を函体コンクリートと付着により一体化する。

【解説】

アンボンド工法においては、緊張材とコンクリートとの付着を生じさせないので、定着部のみに緊張力が集中して作用することになり、定着範囲が少ないとコンクリートの支圧破壊や割裂破壊の原因となる場合がある。これを防ぎ応力分散を図る目的で、定着部のアンボンドケーブルの被覆材を少なくとも1.0 m以上を取り除いたうえでグラウトを行い、函体コンクリートと一体化する等で定着することが必要である。

初期緊張力が少ないパッシブテンション等で、定着部の安全を確かめて施工後に増締めを行う場合等では、上記の方法によることができないので別途支圧対策を検討するものとする。

7.14.1.7 緊張材の防食

緊張材として腐食の可能性のある材料を用いる場合は、適切な防食対策を行う。

【解説】

PC 函体の PC 鋼材は、特に定着部、函体ブロックの接合部、継手部において腐食する恐れがある。このため、PC 鋼材に対しては、以下に示すような防食対策を行うものとする。

1) 定着部

定着部の跡埋め施工に際しては、樋門本体のコンクリート面をチップング等により粗面にし、十分吸水させた後に無収縮モルタル等を用いて施工する。このとき、PC 鋼材および定着具には防食に必要なかぶり(50 mm 以上が望ましい)を確保し、図 1-7-44 に示すようにコンクリート表面には塗膜防水処理することを原則とする。

アンボンド PC 鋼材が定着部直下で破断すると破断片が飛散する危険性がある。このような危険性を防止するためにも、定着部では防錆と同時に図 1-7-44 に例示するような防護が必要である。

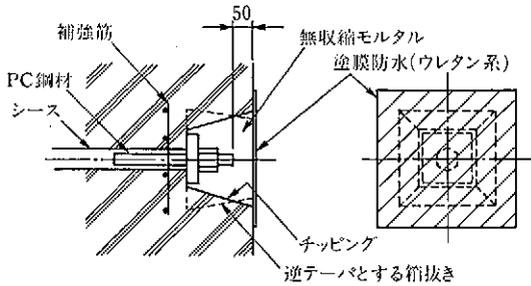


図 1-7-44 ポストテンション方式の定着部の跡埋め処理例

2) 接 合 部

PC鋼材を用いたプレキャスト函体ブロックの接合部は、接合面に沿う浸透水を防ぐための防水処理を行うものとする (図 1-7-45 参照)。

ただし、腐食の恐れのない緊張材を用いる場合、および耐腐食性被覆されたアンボンドケーブルを用いる場合は、この限りでない。

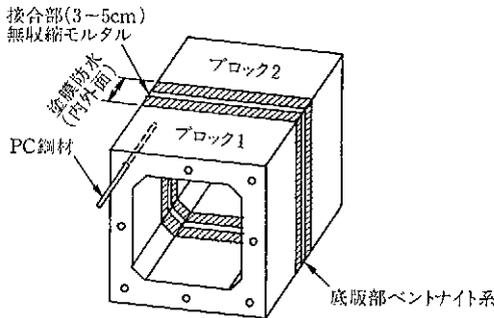


図 1-7-45 接合部の防水処理例

3) 継 手 部

継手部を貫通する全スパン緊張の緊張材は、腐食しない材料、あるいは耐腐食性被覆されたアンボンドケーブルを用いるものとする。

なお、アンボンド工法においては、緊張工および供用時の伸縮によってアンボンドケーブルの被覆材が損傷ないように配慮する必要がある。

7.14.2 鋼構造

7.14.2.1 管体の最小部材厚

鋼管およびダクタイル鋳鉄管の最小部材厚は、原則として次のとおりとする。

- (1) 鋼管の最小部材厚は 8 mm 以上とする。
- (2) ダクタイル鋳鉄管の最小部材厚は 10 mm 以上とする。

【解説】

鋼管およびダクタイル鋳鉄管を両体として使用する場合の最小部材厚を規定したものである。ただし、ここで規定した部材厚は、長期的に機能する有効厚を示したものであり、実際の使用にあたっては設置される環境に対応した耐腐食性を別途考慮しなければならない (7.14.2.4 防食 参照)。

7.14.2.2 鋼管の継手

鋼管の継手は、原則としてベローズタイプとし、管体の接合は、溶接またはフランジ接合とする。

【解説】

鋼管の継手は、スチールベローズ継手およびゴムベローズ継手等のベローズタイプとし、管体との接合はいずれの場合も溶接またはフランジ接合とするを原則とする。溶接する継手部の鋼材は、異種金属接触腐食を防止するために管体と同材質とする等の配慮が必要である。

スチールベローズ継手は、図 1-7-46 に示すように 1 山タイプと 2 山タイプがあり、継手の折れ角等の変形性能やバネ定数に違いがある。

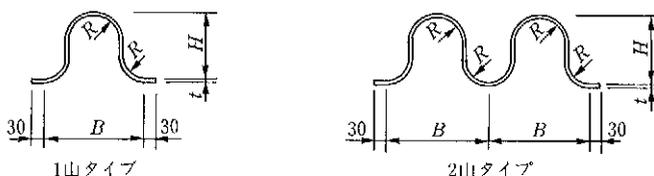


図 1-7-46 スチールベローズ継手のベローズ部の断面

スチールベローズ継手はせん断バネが大きく、使用位置、使用方法によっては大きな断面力が発生するので、例えば吐出水槽との接続部等では継手を二つ一組にして用いる等の配慮が必要である。

7.14.2.3 ダクティル鑄鉄管の継手

ダクティル鑄鉄管の継手は、伸縮性と可とう性を持ち離脱防止機構を具備していることを原則とする。

【解 説】

ダクティル鑄鉄管の継手は、伸縮両方向の管軸方向変位と折れ角を許容し、離脱防止機構を具備したS形ダクティル鑄鉄管等(JIS G 5526・5527)を用いることを原則とする。

S形ダクティル鑄鉄管の継手は、メカニカルソケット式であるため、一般に目違いは拘束されるが、せん断力に対しては複数の継手の変位差で対応できる。開口および折れ角に対しては、圧縮されたゴム材によってバネが生じる。このため、このタイプの継手は弾性継手として扱うことが適当である。

なお、継手の開口は、継手の許容値内となるように設計し、離脱防止抵抗を期待しないことが望ましい。

7.14.2.4 防 食

鋼材は、設置部の環境に対応した耐腐食性を確保しなければならない。また、函体内面の防食材は、磨耗および水質に配慮されたものとする。

【解 説】

函体等に用いる鋼材は、設置部の腐食に対する環境条件に対応した耐腐食性を確保しなければならない。耐腐食性を確保するには、塗覆装等により防食処理を施す方法と、腐食代を見込む方法がある。

空中部分の門柱等の鋼材の防食法は、管理橋等の鋼材の塗装材料に準じてよい。

1) 鋼製管体の防食

鋼製管体の防食を塗装で行う場合の塗装材料は、表 1-7-17 を参考に検討してよい。

表 1-7-17 鋼製管体の塗装材料

塗装箇所	塗 装 材 料
外 面	アスファルトビニロンクロス
	ウレタンエラストマー
内 面	ガラスフレーク入りタールエポキシ
	ウレタンエラストマー

2) ダクタイル鋳鉄管の防食

ダクタイル鋳鉄管の防食は、腐食代と塗覆装の組合せによることを標準とし、表 1-7-18 に示す値とする。

表 1-7-18 ダクタイル鋳鉄管の防食の標準

塗覆装箇所	塗覆装材料	腐食代 (mm)	塗覆装厚 (mm)
外 面	合成樹脂系塗料	1.0	0.1
内 面	モルタルライニング	—	4~15

注) モルタルライニングは JIS A 5314 による。

第 8 章 仮 設

8.1 仮 設 計 画

樋門の施工にあたっては、施工期間中の治水上の安全ならびに施工の安全の確保に必要な仮設計画を立案する。

8.2 仮 締 切

仮締切は、河積の阻害が最小限となるように、また、仮締切の設置によって周辺堤防へ悪影響を与えないように計画し、その構造は設計水位に対応できるものとする。

【解 説】

仮締切の計画にあたっては、設置時期および期間・設計水位・平面形状・高さ・天端幅・取付位置等について検討しなければならない。

仮締切工の設計水位は、仮締切の設置時期および期間、設置目的に応じて定める。

仮締切工の代表的な構造形式としては、土堤式、鋼矢板自立式、鋼矢板二重式がある。

鋼矢板二重式とする場合は、「鋼矢板二重式工法仮締切設計指針(案)」による。

8.3 切回し水路

切回し水路は、原則として現況機能を確保するように計画する。

【解説】

ただし、これによれない場合は、洪水時における対応を別途考慮しなければならない。

8.4 堤防開削

堤防開削は、原則としてオープン掘削による。

【解説】

オープン掘削ののり面は、土質等に応じた安定勾配とする。オープン掘削が採用できない場合は、堤防への影響を小さくするように検討を行い、適切な土留工法を選定する。

なお、掘削底面は、盤ぶくれ等に対して安定でなければならない。

8.5 土留工

土留工は、土圧・水圧等の外力および地下水による影響に対して安全な構造とする。

【解説】

土留工は、土圧・水圧等の設計外力に対して安全な構造となるように設計するとともに、ボーリング、ヒーピングを防止できる有効な根入れを確保する必要がある。また、被圧地下水層がある場合は、盤ぶくれに対する掘削底面の安定の検討を行い、必要に応じて対策を行う。

ボーリング、ヒーピング、盤ぶくれは下記のように説明されるが、これら

は複合現象として生じる可能性があるので、掘削底面の安定は総合的に検討する必要がある。

ポイリング：砂質地盤において、掘削底面と土留壁背面側の水位差が大きい場合に掘削底面地盤内の上向きの浸透流により掘削面が持ち上がり、やがて突発的に液状化して砂の粒子が湧き上がる現象（図1-8-1参照）。

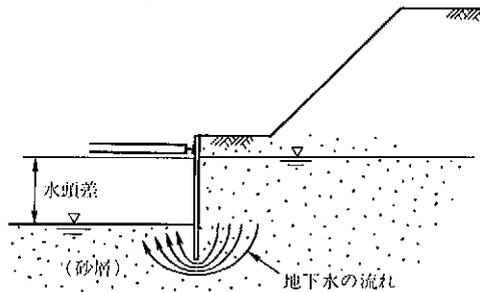


図1-8-1 ポイリング (砂地盤)

ヒービング：粘性土地盤において、土留壁背面の土が掘削底面にまわりこみ、掘削面がふくれ上がる現象（図1-8-2参照）。

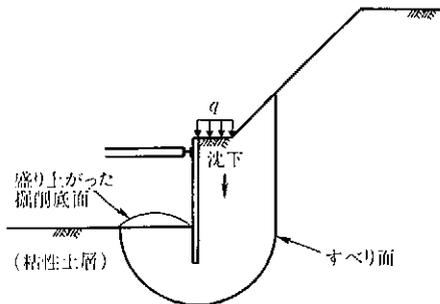


図1-8-2 ヒービング (粘性地盤)

盤ふくれ：掘削底面以深に難透水層が存在し、さらにその下に被圧帯水層がある場合に、その被圧水圧が被圧帯水層より上面の地盤の抵抗力より大きいときに、掘削面がふくれ上がる現象（図1-8-3参照）。

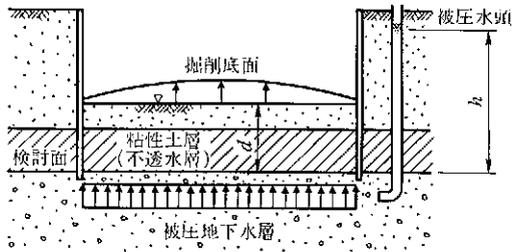


図1-8-3 盤ぶくれ

第9章 施工および施工管理に関する一般事項

9.1 施工のための調査

樋門の施工にあたっては、必要に応じて施工および施工管理に必要な調査を行う。

【解説】

施工の着手時には、すでに設計時に種々の調査が完了しており、一般に工法をはじめ仮設備、使用機械、作業方法、工期など施工上の事項についても概略の検討がなされている。しかし、安全で確実な施工を実施するためには、設計時に行った種々の調査結果を施工者の目で見直し、必要に応じて施工および施工管理に必要な調査を行う。

1) 土質、地下水などの調査

土質、地下水などの状況についての事前調査は、必要な精度を満足していない場合があるので、排水対策やトラフィカビリティの確保などの検討にあたっては、調査結果を十分見直し、必要に応じて新たにボーリングや各種の試験を補足するなどより綿密な調査を行う必要がある。

2) 施工中の調査

施工中には、騒音・振動や地下水の水位・水質の測定や近接構造物の挙動の観測など、周辺に及ぼす影響について必要に応じて調査を実施しなければならない。

また、函体および堤防の挙動について注意を払い、必要に応じてその動態観測等を行うことによって、その動態を常に把握しておかなければならない。

9.2 施工計画

樋門の施工にあたっては、施工計画を立案する。

【解説】

樋門の施工は、現場作業に依存する部分が多く、多様な工種の組合せによって行われる。加えて、軟弱地盤における施工は、地盤性状などによって対応策が種々異なり、施工方法の適・不適や技術の優劣、施工計画時点の検討の精粗が完成した構造体の安全性に著しい影響を与え、場合によっては堤防・樋門の機能に重大な支障をきたすことがある。したがって、あらかじめ設計上の諸条件を熟知して施工上必要な諸事項について十分な検討を加え、全過程を通じて設計で与えられた諸元や機能を満足し、また安全な施工ができるような計画を立案する必要がある。

また、洪水時の対策および施工に伴って生じる周辺への影響を考慮した環境の保全対策や作業の安全対策についても検討する必要がある。

9.3 土工事の施工

- (1) 堤防の開削にあたっては、掘削底面のヒービング、ボイリング、盤ぶくれおよび湧水の可能性を検討し、適切に対処する。
- (2) 堤防の盛土は、堤防および基礎地盤の著しい変形や破壊を未然に防止し、常に安定な状態を保持しながら施工する。特に、函体周辺の締固めを入念に行う。

【解説】

1) 床付け面の施工

堤防の開削時には、掘削のり面の安定確保に留意するとともに、掘削底面のヒービング、ボイリング、盤ぶくれおよび湧水に対しては、基礎地盤を乱さないように適切に対処しなければならない。

床付け面は開削による荷重の除去に伴って緩むことが多い。このため、乱さないで施工するとともに転圧によって締め固めることが望ましい。排水不良の場合は、排水対策を別途実施してドライ施工で行う必要がある。床付け面に湧水がある場合は、ボーリングによる水みちがつくられる可能性があるため、対策を検討しなければならない。

キャンバー盛土の施工は、キャンバー盛土下端付近まで掘削し、新たに適切な盛土材を用いて盛土することが望ましい。

2) 盛土の施工

樋門本体の沈下形状を設計で想定した沈下形状に近づけるためには、盛土を函軸に沿って水平に盛り上げる必要がある。

函体周辺の転圧は、局所的な変状を引き起こさないようタンパー等によって行う。この場合、函体の両側の転圧は均等に行い、偏土圧による函体の移動等が生じないように配慮が必要である。円形管体等でタンパー等による転圧も困難な部分は、人力によって入念に転圧しなければならない。

盛土の施工速度は、急速施工を行うと地盤の側方流動量の増大を招き、盛土の安定管理上も問題となることがあるから、地盤強度に応じた速度を設定する必要がある。

9.4 地盤改良工の施工

地盤改良工の施工は、工法の原理、設計内容および留意事項を十分理解し、施工計画に基づいた適切な施工法による。

【解説】

地盤改良工の施工は、地盤性状や作業環境の変化に左右されやすく、また現場作業が主体であり、完了後の全体の品質の確認が困難であるため絶えず十分な施工管理を実施しなければならない。さらに施工条件に変更が生じた場合には、施工計画を速やかに修正して適正な施工の実施に努めなければならない。

9.5 施工管理

樋門の施工管理は、樋門の構造特性に応じた方法を立案して行う。

【解説】

柔構造樋門は、施工途中における地盤の沈下・変形等の挙動に対しても追従性を示すので、樋門の構造特性や地盤性状に応じた施工管理計画を立案する必要がある。

1) 施工管理上の留意事項

施工管理計画の立案にあたっては、以下の事項を考慮する。

- ・地盤改良工および柔構造樋門の施工時においては、基礎地盤および樋門本体の沈下・変位等の挙動を動態観測によって把握し、状況に応じた対策、必要に応じて修正設計が適切に行えるような観測施工によって行うことが望ましい。
- ・柔構造樋門は、施工途中においても沈下が進行するので、構造物の高さを設計値で管理することは一般に困難である。このため、構造物の高さは、定期的に計測してその動態を記録しておく必要がある。
- ・基礎地盤の圧密沈下の影響が大きいと予測される場合には、可能な限り供用後も計測を継続して樋門の動態を把握することが望ましい。

2) 長期の計測のための配慮

圧密沈下が大きい地盤条件における樋門の維持管理においては、樋門および周辺堤防の沈下・変位等のデータが重要となる場合がある。このような場合に備えて、長期のモニタリングに耐えるような材質と防護方法に配慮して以下の計測内容に対応できるように準備し、施工直後の計測値を整理しておくことが望ましい。

- ・本体の沈下動態を把握するために、主要な計測点に沈下測定びょうを設ける。
- ・継手の開口、目違い、折れ角を計測するために、継手の両側に測定びょうを設ける。

- 函体底版下の空洞の有無を測定するために、グラウトホールに沈下板を設置する。
- 樋門の周辺堤防の沈下動態を把握するために、盛土法肩付近に沈下板等を設置する、あるいは施工時で用いた沈下板がある場合は、必要な個数を存置する。

II 基礎構造編

第1章 総 則

1.1 適用の範囲

この編は、樋門本体および翼壁等の基礎構造に適用する。

【解 説】

この編は、樋門本体および翼壁等の基礎構造の設計を行うにあたっての基本的な考え方を示したものである。

この編に規定していない事項については、“I 共通編 1.2”に示す基準等による。

本編で示した柔支持基礎は樋門の基礎形式として新しい基礎形式と位置づけられるものであるが、樋門への適用事例が多くない。このため、本編の記述では十分でないところも少なくないので、必要に応じて本編のほかに適切な参考図書を適用して設計してもよい。

なお、柔支持基礎のうち浮き固化改良体基礎および浮き杭基礎は、実績が少なく、設計手法もまだ十分には確立していないが、樋門周辺の堤体の安全性の確保に寄与するところが大きいと考えられるため、この基礎形式の適用についても検討していくことが望ましい。

1.2 用語の定義

この編に用いる用語の意味は次のとおりとする。

- 直接基礎：荷重を構造物底版を介して浅い支持地盤に直接伝達する浅い基礎
- 浮き直接基礎：基礎を良質な支持層に支持させずに、支持層に頼らないで支持する浅い浮き基礎
- 浮き固化改良体基礎：セメント系固結工法等の固化改良体を良質な支持層に着底させずに、支持層に頼らないで支持する柔支持基礎
- 浮き杭基礎：杭先端を良質な支持層に着底させずに、支持層に頼らないで支持する柔支持基礎
- 仮想地中連続壁基礎：設計上、剛体の地中連続壁とみなした固結工法等による改良部
- 地盤の降伏変位量：基礎底版の地盤反力度が弾性状態から塑性状態へ移行する限界の相対変位量（基礎底版の沈下量と地盤の沈下量の差）

【解説】

廻門の基礎の設計は、ほかの土木構造物の基礎の設計と異なるところが多く、このため、使用される用語も特殊なものやほかの基準等で用いられる用語と異なるところがある。このため、本編を使用するにあたって、その他の基準との混用を避け、誤解が生じないように用語を定義した。

第2章 基礎の設計に関する一般事項

2.1 基礎の設計の基本事項

基礎の設計にあたっては、次の事項等を考慮する。

- ① 堤体条件および地盤条件
- ② 本体の構造特性
- ③ 基礎の構造特性
- ④ 施工条件
- ⑤ 環境条件

【解説】

基礎形式の選定にあたっては、“I 共通編 2.3”に基づく調査結果により、樋門の施工後（埋戻し直後）から生じる残留沈下量を算定し、この残留沈下量の大きさおよびその分布に対する適切な対応方法を考慮する必要がある。

柔構造樋門に適用する柔支持基礎は、基礎の沈下を許容することで、函体底板下の空洞化や堤体や樋門本体への応力集中を抑制することが可能となり、堤体への悪影響を少なくすることができる。

なお、樋門本体には原則として異種の基礎形式を併用してはならない。これは、各々の基礎形式の支持機構に大きな相違があり、特に地震時の挙動に著しい差異が認められるなど両者間の荷重分担は単純ではなく十分な安全を期し難いからである。

翼壁はそれ自体独立した構造体として設計されるが、樋門本体と同等の一連の機能を分担するものであるから、その基礎は樋門本体と同一の基礎形式

とすることを原則とする。

2.2 圧密沈下を生じる地盤の基礎

圧密沈下を生じる地盤中に基礎を設ける場合は、地盤の沈下が堤体、樋門および基礎に及ぼす影響および必要な対策工について検討する。

【解説】

軟弱地盤は、堤防の腹付け盛土等によって、あるいは広域地盤沈下がそうであるように地下水の汲み上げなどによる地下水位の低下によって有効応力が増加すると圧密沈下が生じる。このような地盤に基礎を設けると、基礎と周辺地盤との相対沈下によって函体および基礎の抜け上がりや負の周面摩擦力による基礎の不同沈下が生じ、堤体および樋門本体にクラックを発生させる等の悪影響を与えたり、函体周辺の空洞化の原因となることがある。このため、圧密沈下を生じる地盤中に基礎を設ける場合は、地盤の沈下が堤体、樋門本体および基礎に及ぼす影響について検討しなければならない。

基礎と周辺地盤との相対沈下によって堤体に悪影響が生じることが予想される場合は、地盤の沈下すり付け等の対策を行わなければならない(5.1 参照)。

2.3 側方流動を生じる地盤の基礎

基礎周辺地盤が側方流動する恐れがある場合は、その影響について検討し適切に対応する。

【解説】

地盤が軟弱であると堤体盛土はすべり破壊の危険がある。堤体の円弧すべり安全率が小さいと地盤の側方流動が生じ、この側方流動によって樋門本体および基礎が大きく変位することがある。このようなことがないように、地盤が側方流動する恐れがある場合は、その影響について検討し、必要な対策

工を実施しなければならない(5.2 参照)。

側方流動の判定の目安として種々提案されているが、一般的に円弧すべり安全率 $F_s=1.5$ 程度以上あれば側方流動の可能性が少ないと判断することが可能である。なお、側方流動は“Ⅰ 共通編 5.3.4”に示す側方変位とは異質の現象として扱っている。

地震による地盤の液状化に伴う流動化については、“Ⅲ 耐震設計編”に基づいて検討する。

第3章 直接基礎

3.1 設計の基本

- (1) 直接基礎は、地盤の残留沈下量が小さい場合に適用する。
- (2) 樋門の本体は、基礎地盤の支持力に対して安全でなければならない。
- (3) 翼壁等の直接基礎は、転倒、滑動および基礎地盤の支持力に対して安全でなければならない。

【解 説】

- (1) 直接基礎の残留沈下量の許容値の目安は、“I 共通編 7.3”に示すように5 cm 程度である。地盤改良等の沈下対策を考慮する場合も同様とする。残留沈下量は、床付け面位置での値とする。
- (2) 直接基礎の樋門本体の安定は、本体の縦方向の計算で得られる最大地盤反力度が基礎地盤の許容支持力度以内であることを照査することで行う。一般には、降伏変位置(4.2.3参照)で照査することによい。
 樋門本体の転倒、滑動については、一般にその照査を省略してよい。ただし、川表および川裏の樋門本体の端部スパン長が短い継手部に可とう性継手を用いて胸壁高が比較的高い等の場合は、必要に応じて端部スパンの転倒、滑動の検討を行うものとする。
- (3) 翼壁等の一般的な直接基礎の安定条件を規定したものである。なお、U形タイプの翼壁の場合は、転倒、滑動の照査を省略してよい。

3.2 荷重の分担

- (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみで抵抗させる。
- (2) 水平荷重は、原則として基礎底面の水平せん断地盤反力のみで抵抗させる。

【解 説】

- (1) 直接基礎は、側面の摩擦抵抗を期待しないものとし、鉛直荷重は鉛直地盤反力のみで抵抗させるものとした。

樋門本体の側面には、周辺堤体の沈下等によって負の周面摩擦力が作用することが多いため、樋門本体の側面の摩擦抵抗を期待してはならない。

- (2) 直接基礎の場合は、水平荷重に対して原則として根入れ部の抵抗を無視し、基礎底面の水平せん断地盤反力のみで抵抗させるものとした。

樋門本体の周面は、堤体盛土の側方変位に伴う函軸方向の摩擦力を受ける可能性があるため、基礎底面以外の抵抗を考慮しないものとする。なお、側方変位の影響を本体の縦方向の計算に考慮する場合は、この限りでない。

翼壁等の前面根入れ部は、洪水時に洗掘される可能性があるため、根入れ部の受働抵抗は考慮しないものとする。

3.3 地盤の許容支持力

3.3.1 地盤の許容鉛直支持力

- (1) 地盤の許容鉛直支持力

地盤の許容鉛直支持力は、荷重の偏心傾斜および基礎の沈下量を考慮して定めるものとする。この場合、地盤の極限支持力に対して表 2-3-1 に示す安全率が確保されていなければならない。

表 2-3-1 安全率

常時	地震時	施工時
3	2	2

(2) 地盤の極限支持力

- 1) 静力学公式で求められる荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力は、次式による。

$$Q_u = A' \left\{ \alpha \cdot k \cdot c \cdot N_c + k \cdot q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \right\} \quad (2-3-1)$$

ここに、

Q_u : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力 (tf)
{kN}

c : 地盤の粘着力 (tf/m²) {kN/m²}

q : 載荷重 (tf/m²) {kN/m²} $q = \gamma_2 D_f$

A' : 有効載荷面積 (m²) {m²}

γ_1, γ_2 : 支持地盤および根入れ地盤の単位体積重量 (tf/m³)
{kN/m³}

ただし、地下水位以下では、水中単位体積重量を用いる。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m) {m}

$$B_e = B - 2e_B$$

B : 基礎幅 (m) {m}

e_B : 荷重の偏心量 (m) {m}

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m) {m}

α, β : 基礎の形状係数

k : 根入れ効果に対する割増係数

N_c, N_q, N_r : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

- 2) 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力を平板載荷試験により求める場合には、載荷試験の結果により確認した地盤の粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ を用いて式(2-3-1)に従って算出する。

【解説】

(1) 地盤の許容鉛直支持力

地盤の極限支持力は、荷重の偏心と傾斜を考慮しないと過大に見積り、危険側の結果を得るので、偏心傾斜荷重に対して支持力計算を行うのを原則とした。

一般に、載荷面積が増大すると、同一荷重強度に対する基礎の沈下量は増大する。このため、許容鉛直支持力の決定にあたっては基礎の沈下量を考慮する必要がある。しかしながら、地盤の極限支持力は、必ずしも沈下量と関係付けられたものではないので、基礎の過大な沈下を避けるため、特に常時においてのみ最大地盤反力度を表 2-3-2 に示す値程度に抑えるものとする。表 2-3-2 は基礎の沈下量および設計の実情などを考慮し、良質な支持層における最大地盤反力度の上限値を示したものである。

岩盤の極限支持力は、亀裂・割れ目などにより左右されるため、地盤定数の評価には不確定な要素が多く、支持力推定式により極限支持力を推定することは困難である。

表 2-3-2 常時における最大地盤反力度の上限値

地盤の種類	最大地盤反力度 (tf/m ²) {kN/m ² }
砂礫地盤	70 {700}
砂地盤	40 {400}
粘性土地盤	20 {200}

岩盤においては設計の実績を考慮し、母岩の一軸圧縮強度を目安として最大地盤反力度を表 2-3-3 に示す上限値程度に抑えるのがよい。

(2) 地盤の極限支持力

a) 静力学公式による場合

i) 形状係数

基礎底面の形状係数は表 2-3-4 を用いる。

ii) 根入れ効果に対する割増係数

一般に極限支持力の計算においては、有効な根入れ深さは単に載荷重として取り扱い、この層のせん断抵抗力を見込まないので安全側の結果

表 2-3-3 岩盤の最大地盤反力度の上限値

岩盤の種類		最大地盤反力度(tf/m ²){kN/m ² }		目安とする値(kgf/cm ²){N/mm ² }	
		常時	地震時	一軸圧縮強度	孔内水平載荷試験による変形係数
硬岩	亀裂が少ない	250{2 500}	375{3 750}	100{10} 以上	5 000{500} 以上
	亀裂が多い	100{1 000}	150{1 500}		5 000{500} 未満
軟岩・土丹		60{ 600}	90{ 900}	10{1.0} 以上	

表 2-3-4 形状係数

形状係数	基礎底面の形状		
	帯状	正方形	長方形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B'}{L}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B'}{L}$

B' : 有効載荷幅, L : 長さ, ただし, $\frac{B'}{L} > 1$ の場合, $\frac{B'}{L} = 1$ とする.

を得ると考えられる。

特に、支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な層に根入れされている場合には、極限支持力を小さく見積ることになる。したがって、このような場合には次式で計算される根入れ効果に対する割増係数 k を乗じて極限支持力の割増しをしてよいことにした。

$$k=1+0.3\frac{D_f'}{B'} \tag{2-3-2}$$

ここに、

k : 根入れ効果に対する割増係数

B' : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m){m}

D_f' : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ (m){m}

iii) 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

本規定に用いる支持力係数 N_c, N_q, N_γ は、地盤のせん断破壊を前提と

し Terzaghi の支持力公式を傾斜荷重に対し拡張して算定したものである。

N_c : 図 2-3-1 に示す傾斜を考慮した支持力係数で、地盤のせん断抵抗角および荷重の傾斜 $\tan\theta$ から求められる。

$$\tan\theta = H_B / V \quad (2-3-3)$$

ここに、

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (tf) {kN}

H_B : 基礎底面に作用する水平荷重 (tf) {kN}

N_q : 図 2-3-2 に示す傾斜を考慮した支持力係数で、地盤のせん断抵抗角 ϕ および荷重の傾斜 $\tan\theta$ から求められる。

ただし、 ϕ と $\tan\theta$ の組合せによっては、 N_q の値が θ_{cr} 線の上側 (I の領域) で見出せない場合がある。この場合には、 θ_{cr} 線の下側 (II の領域) を用いる。このとき $\tan\theta$ は上載荷重 q と粘着力 c の比 q/c で示された線が限界で、その値より小さくならない。

N_γ : 図 2-3-3 に示す傾斜を考慮した支持力係数で、地盤のせん断抵抗角 ϕ および荷重の傾斜 $\tan\theta$ から求められる。

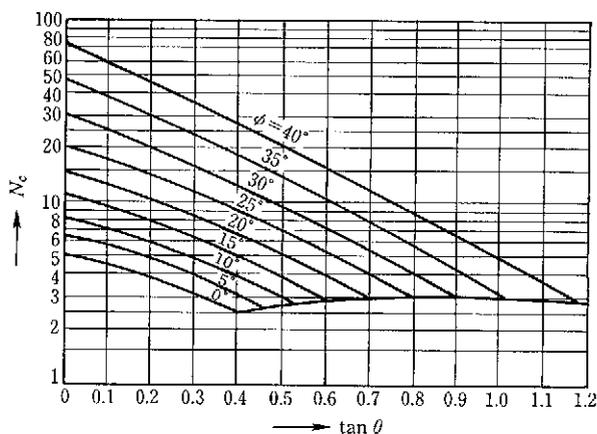


図 2-3-1 支持力係数 N_c を求めるグラフ

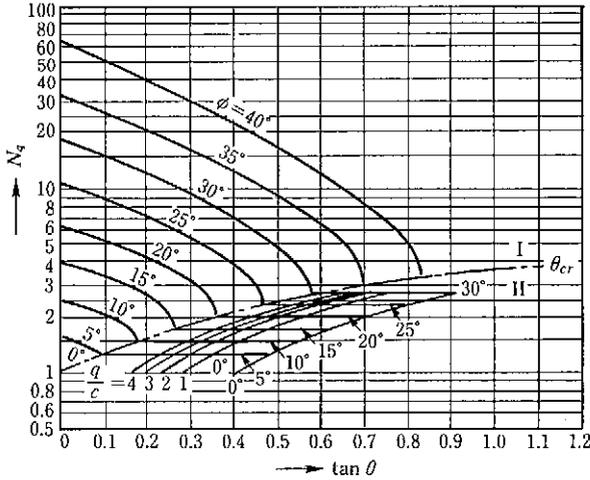


図2-3-2 支持力係数 N_q を求めるグラフ

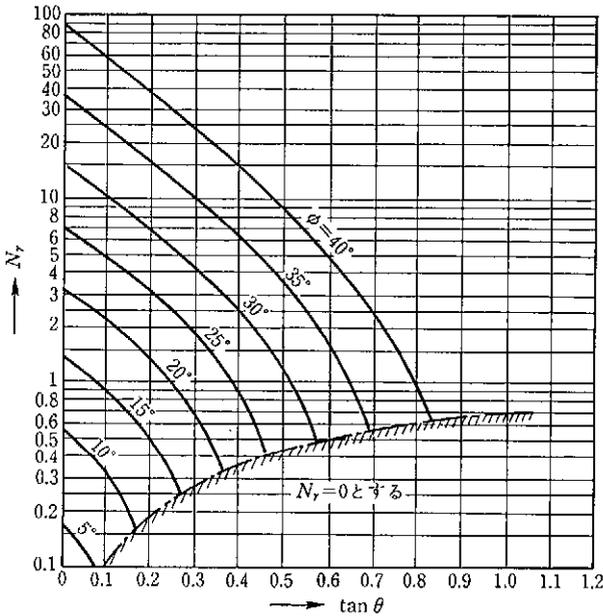


図2-3-3 支持力係数 N_y を求めるグラフ

iv) 基礎の有効載荷幅

有効載荷幅は、次式で求める。

$$B' = B - 2e_B$$

$$(2-3-4)$$

ここに、

B' ：基礎の有効載荷幅 (m){m}

B ：基礎幅 (m){m}

e_B ：荷重の偏心量 (m){m} ただし、 $e_B = M_B / V$ で求める

M_B ：基礎底面に作用するモーメント荷重 (tf·m){kN/m}

V ：基礎底面に作用する鉛直荷重 (tf){kN}

b) 平板載荷試験による場合

荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力を平板載荷試験により求める場合には、鉛直中心載荷試験である平板載荷試験の結果をそのまま用いることができないので、本規定では、土質試験の結果や、過去の経験から推定して求めた c , ϕ を平板載荷試験の結果に当てはめて確認し、これによって確認した c , ϕ を用いて式(2-3-1)に従って支持力計算を行うものとした。

c , ϕ の確認式は次式による。

$$Q_u = \frac{\pi \cdot B^2}{4} (1.3 \cdot c \cdot N_c + 0.3 \cdot B \cdot \gamma_1 \cdot N_\gamma) \quad (2-3-5)$$

ここに、

Q_u ：平板載荷試験によって求めた極限支持力 (tf){kN}。極限支持力を求めることが困難な場合には、降伏支持力を求め、これの 1.5 倍を極限支持力としてよい。

B ：載荷板直径 (m){m}

c ：土の粘着力 (tf/m²){kN/m²}

γ_1 ：地盤の単位体積重量 (tf/m³){kN/m³}

N_c, N_γ ：鉛直荷重に対する支持力係数

載荷試験結果から c , ϕ を確認する場合、例えば砂質土でははじめに土質試験結果や既往の資料から適当な c を仮定し、これに対する ϕ を求める。また粘性土では、はじめに ϕ を仮定し、これに対する c を求める。これらの c , ϕ は土質試験結果を参照して総合的に判断して決めなければならない。

3.3.2 地盤の許容せん断抵抗力

- (1) 基礎底面における許容せん断抵抗力は基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力を、表 2-3-5 の安全率で除した値とする。

表 2-3-5 安全率

常 時	地震時
1.5	1.2

- (2) せん断抵抗力は地盤調査、土質試験の結果を十分に検討して次式により求める。

$$H_u = c_B \cdot A' + V \cdot \tan \phi_B \quad (2-3-6)$$

ここに、

H_u ：基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (tf) {kN}

c_B ：基礎底面と地盤との間の付着力 (tf/m²) {kN/m²}

ϕ_B ：基礎底面と地盤との間の摩擦角 (度) {rad}

A' ：有効載荷面積 (m²) {m²}

V ：基礎底面に作用する鉛直荷重 (tf) {kN}。ただし、浮力を差し引いた値とする。

【解 説】

- (2) せん断抵抗力は、基礎底面と地盤との間の付着力および摩擦角に支配されるから、これらの値は地盤条件、施工条件などを十分に調査して決めるのが望ましい。一般的には基礎底面と地盤との間の付着力および摩擦角(摩擦係数)として表 2-3-6 の値を採用してよい。

なお、土のせん断抵抗角は、地震時でも常時と同じであると考えてよい。

基礎底面の滑動に対する安全率は、一般に次式により求めることができる。なお、滑動に対する抵抗力として基礎前面土の受働土圧は、原則として考慮しないものとする。

表 2-3-6 摩擦角と付着力

条 件	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan \phi_B$)	付着力 c_B
土とコンクリート	$\phi_B = \frac{2}{3} \phi$	$c_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$c_B = 0$
土と土または岩と岩	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

ただし、 ϕ ：支持地盤のせん断抵抗力角（度）{度}， c ：支持地盤の粘着力（tf/m²）{kN/m²}

$$F_s = \frac{H_u}{H} \quad (2-3-7)$$

ここに、

F_s ：滑動に対する安全率で表 2-3-5 の値とする。揚圧力を考慮する場合の安全率は、1.2 とする。

H_u ：基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力（tf）{kN}

H ：底版下面における全水平荷重（tf）{kN}

翼壁には一般にしゃ水矢板が結合されるので、必要に応じて滑動に対する抵抗としてしゃ水矢板の影響を考慮することができる。この場合は、しゃ水矢板を基礎矢板としてⅢ型以上を用いて設計しなければならない。矢板頭部は応力伝達に支障がないように底版に十分貫入させ鉄筋等を用いて結合しなければならない。

3.4 地盤反力度および変位，断面力の計算

- (1) 樋門本体の直接基礎底面における地盤反力度および変位，断面力は、原則として本体を「弾性床上の梁」として算出する。
- (2) 翼壁等の直接基礎底面における地盤反力度および変位は、原則として基礎を剛体とし、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数および水平方向せん断地盤反力係数を用いて算出する。

【解 説】

- (1) 樋門本体の地盤反力度および変位，断面力

榎門本体の直接基礎底面における地盤反力度および変位、断面力は、本体を「弾性床上の梁」とする縦方向の計算により算出する（I 共通編 7.6 参照）。

(2) 翼壁等の地盤反力度および変位

翼壁等の直接基礎の地盤反力度および変位は、基礎を剛体として算出してよいこととした。ただし、底版幅が長いなどで基礎を剛体と仮定することが適当でない場合は、基礎を弾性体として算出しなければならない。荷重は底面地盤のみで支持させることとする。

a) 地盤反力度

基礎底面形状が長方形の場合の地盤反力度は、以下の方法によって計算することができる。底面形状が長方形以外の場合は、長方形に換算する等で計算してもよい。

① 荷重の作用位置が底版の核内にある場合

(台形分布： $e < \frac{B}{6}$)

$$q_{\max}, q_{\min} = \frac{V}{L \cdot B} + \frac{6M_B}{L \cdot B^2} \quad (2-3-8)$$

② 荷重の作用位置が底版の核外にある場合

(三角形分布： $e \geq \frac{B}{6}$)

$$q_{\max} = \frac{2V}{L_x} \quad (2-3-9)$$

ここに、

V ：基礎底面に作用する鉛直荷重 (tf) {kN}

M_B ：基礎底面図心に作用するモーメント (tf・m) {kN・m} $M_B = Ve$

e ：荷重の偏心距離 (m) {m}

x ：底面反力の作用幅 (m) {m} $x = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right)$

x が B より小さいときには三角形分布となり、 x が B より大きいときには台形分布となる。

q_{\max} : 基礎底面における最大地盤反力度 (tf/m²) {kN/m²}

q_{\min} : 基礎底面における最小地盤反力度 (tf/m²) {kN/m²}

B : 基礎幅 (m) {m}

L : 基礎の奥行 (m) {m}

基礎の転倒に対する安定条件として、荷重の偏心距離 e は、常時においては $|e| \leq B/6$ を、地震時および浮力等を考慮した場合には $|e| \leq B/3$ を満足しなければならない。必要に応じて基礎欠板(しゃ水矢板)の影響を考慮することができる。

b) 弾性変位量

基礎の弾性変位量は次の方法により計算することができる。

① 鉛直変位量

基礎底面中心の鉛直変位量は、次式で求める。

$$\delta_v = \frac{1}{k_v} \cdot \frac{V}{A} \quad (2-3-10)$$

ここに、

δ_v : 基礎底面中心の鉛直変位量 (cm) {m}

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kgf) {kN}

A : 基礎底面積 (cm²) {m²}

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kgf/cm³) {kN/m³}

② 回転角

基礎の回転角は、次式で求める。

$$\alpha = \frac{M_B}{I \cdot k_v} \quad (2-3-11)$$

ここに、

α : 基礎の回転角 (rad) {rad}

M_B : 基礎底面に作用するモーメント (kgf·cm) {kN·m}

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kgf/cm³) {kN/m³}

I : 基礎底面の図心に関する断面二次モーメント (cm⁴) {m⁴}. ただし、荷重の作用位置が底面の核外にある場合には、次の関係式で求めた断面二次モーメント I_x を用いるものとする。

$$I_x = \alpha \cdot I$$

$$\alpha = \frac{X^2}{B^3}(3B - 2x)$$

I_x : 荷重の作用位置が底面の核外にある場合の底面の断面二次モーメント (cm⁴){m⁴}

B : 基礎幅 (m){m}

x : 底面反力の作用幅 (cm){m}

③ 水平変位量

基礎底面の水平変位量は、次式で求める。

$$\delta_H = \frac{1}{k_s} \cdot \frac{H_B}{x \cdot L} \quad (2-3-12)$$

ここに、

δ_H : 基礎底面の水平変位量 (cm){m}

H_B : 基礎底面に作用する水平力 (kgf){kN}

x : 底面反力の作用幅 (cm){m}

L : 基礎の奥行 (cm){m}

k_s : 水平方向せん断地盤反力係数 (kgf/cm³){kN/m³}

第4章 柔支持基礎

適用上の注意

柔支持基礎のうち浮き固化改良体基礎および浮き杭基礎は、実績が少なく、設計手法もまだ確立していないため、ここでは設計の基本的事項のみ記述した。

これらの基礎は、適切な設計・施工のもとで樋門の周辺堤防および樋門本体の安全を確保することが期待できる。このため、入念な設計検討を実施したうえで積極的に採用し、実績を重ねその設計・施工法を確立する必要がある。

本基礎を用いた樋門の設計は、ここに記述した設計の基本的事項を尊重し、責任技術者の判断で適切な方法により実施するものとする。また、樋門の施工にあたっては、動態観測を併用した情報化施工としてデータを蓄積することが望まれる。

4.1 設計方針

柔支持基礎は、良質な支持層に着底させないで、基礎の沈下を適切な範囲まで許容しつつ、安定するように設計する。

【解説】

柔支持基礎（図 2-4-1 参照）は、基礎の沈下を構造物が許容できる適切な

範囲まで許容することによって、構造物を設置することによる周辺堤防や樋門への応力集中や本体底版下の空洞の発生等のさまざまな弊害を軽減することを可能とする基礎である。

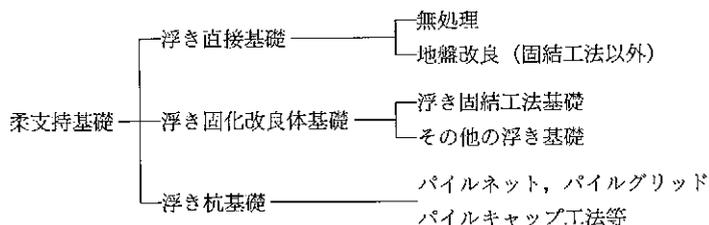


図 2-4-1 柔支持基礎

柔支持基礎を樋門に適用することによって、次の効果が期待できる。

- ・ 本体の抜け上がりを抑制し、堤体への悪影響を軽減する。
- ・ 基礎および樋門等に作用する負の周面摩擦力の影響を低減する。
- ・ 樋門への土圧の応力集中等を低減し、本体の安全性が向上する。

浮き固化改良体基礎および浮き杭基礎によって地盤の沈下抑制を図る必要がある場合は、基礎底面を良質な支持層に着底させないで、荷重分布や基礎工底面下の沈下対象層の分布を考慮し、必要に応じて基礎工の根入れ長さを区分ごとに変えるなどで適切な沈下を許容するように設計する。沈下抑制効果の検討は、各々の基礎の特性を考慮した方法によって行うが、その上に設置される樋門等の構造物は原則として浮き直接基礎として設計する。

基礎の沈下を許容できる適切な範囲は、地盤条件から決まる量や上部工の条件から決まる量があり、一律に設定することは困難である。このため、当面「I 共通編 7.3」に示す残留沈下量の許容値の目安によるものとする。

浮き固化改良体基礎および浮き杭基礎の安定は、主として基礎工の周面摩擦力によって獲得されるものであり、適切な根入れ長さを確保することが必要となる。樋門の基礎工が分担すべき荷重は、通常、盛土荷重であり、樋門の周辺堤防が安定であり、樋門本体が地盤の沈下に追従すれば、基礎工が分担すべき荷重は少ないと考えられる。実際には、門柱部の荷重の影響や地盤の沈下を抑制することによる負の周面摩擦力の影響を分担することになる。一般に後者の影響が大きいため、基礎工は地盤の沈下を抑制することに伴う

負の周面摩擦力を安全に支持することができる根入れ長さが必要であるといえる。いい換えれば、正負の周面摩擦力のバランスがとれる根入れ長さが必要であり、このためかなり深い根入れ長さとなる場合が多い。

4.2 浮き直接基礎

4.2.1 設計の基本

- (1) 浮き直接基礎は、原則として地盤の残留沈下量が許容値以内の場合に適用する。
- (2) 樋門の本体の支持に対する安定は、基礎地盤の降伏変位量で照査する。
- (3) 翼壁等の浮き直接基礎は、転倒、滑動に対して安定でなければならない。支持に対する安定は、基礎地盤の降伏変位量で照査する。

【解 説】

浮き直接基礎の樋門は、軟弱な基礎地盤において支持層に頼らないで安定を図ろうとするものである。基礎地盤内に基礎を設けないので、樋門を設置することによる周辺堤防への悪影響を緩和することが可能であり、プレロード工法等の地盤改良工法を併用する場合の適応性や経済性にも優れている。基礎地盤が良質でない場合でも、浮き直接基礎とすることによって樋門の安定が確保できる場合が多いので、積極的にこの支持形式の採用を検討することが望ましい。

なお、柔支持基礎として浮き固化改良体基礎および浮き杭基礎を採用する場合も、その上に設置する樋門は、原則として浮き直接基礎として設計するものとしている。

- (1) 浮き直接基礎の残量沈下量の許容値の目安は、“I 共通編 7.3”に示した。浮き直接基礎を適用する地盤の残留沈下量は、ここで示した値以下とすることが望ましい。地盤改良等の沈下対策を考慮する場合も同様とする。浮き固化改良体基礎および浮き杭基礎によって沈下抑制を図る場合の残留

沈下量は、基礎上面の値とする。

- (2) 樋門は地中構造物であり、一般に函体はそれが排除した堤体土の重量より軽いため函体直下の鉛直支持力が問題になることは少ない。この意味で浮き直接基礎は、設計上は排土重量を補償した基礎と位置づけられる。このため、浮き直接基礎は、地盤の支持力の照査を省略することができる。また、樋門本体の端部スパン長が適切に設定されていれば門柱部の転倒、滑動の問題もほとんど考えられないので、通常は、転倒、滑動の照査も行わなくてよい。このため、樋門の地盤支持に対する安定は、本体の縦方向の設計で得られる樋門本体と地盤との相対沈下量を用いて基礎地盤の降伏変位量で照査することとした（4.2.3 参照）。
- (3) 翼壁等の浮き直接基礎の場合は、転倒、滑動については3章に準じて照査し、地盤の支持に対する安定は、上記と同様に残留沈下量および基礎地盤の降伏変位量で照査する。ただし、U形タイプの翼壁の場合は、転倒、滑動の照査を省略してよい。

4.2.2 荷重の分担

- (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみで抵抗させる。
- (2) 水平荷重は、原則として基礎底面の水平せん断地盤反力のみで抵抗させる。

【解 説】

- (1) 樋門本体の側面には、周辺堤体の沈下等によって負の周面摩擦力が作用することが多いため、浮き直接基礎は、側面の摩擦抵抗を期待しないものとし、鉛直荷重は鉛直地盤反力のみで抵抗させるものとした。
- (2) 樋門本体の周面は、堤体盛土の側方変位に伴う函軸方向の摩擦力を受ける可能性があるため、浮き直接基礎の場合は、水平荷重に対して原則として根入れ部の抵抗を無視し、基礎底面の水平せん断地盤反力のみで抵抗させるものとした。なお、側方変位の影響を本体の縦方向の設計に考慮する場合は、この限りでない。

4.2.3 地盤の支持に対する安定

樋門本体と基礎地盤の相対変位量は、基礎地盤の降伏変位量以内でなければならない。

【解 説】

1) 樋門の地盤支持に対する安定

浮き直接基礎の樋門の地盤支持に対する安定は、本体の縦方向の設計で得られる樋門本体と地盤との相対変位量（相対沈下量）が許容値以内であることを照査することで行う。

樋門の函体底版直下地盤の支持力照査は、地盤の局部せん断破壊に対する検討として降伏変位量で照査するものとした。

樋門本体と地盤との相対変位量は、図2-4-2に示すように発生する。ここで正負の相対変位量の許容値は次のとおりとする。

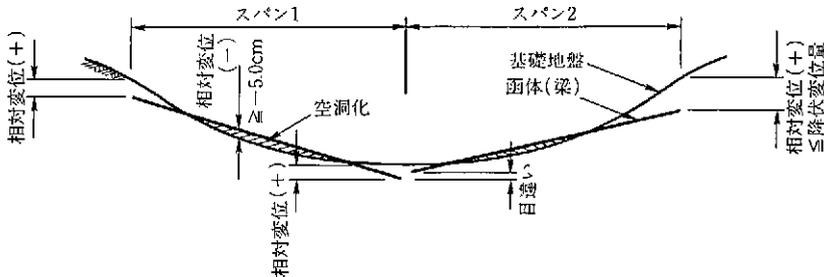


図2-4-2 樋門本体と基礎地盤の相対変位（2スパンの場合）

- ① 樋門本体と地盤との正の相対変位量は、基礎地盤の降伏変位量を超えないものとする。基礎地盤の降伏変位量としては、基礎幅の1.0%かつ5.0cm以内であれば基礎地盤の弾性変形以内とみなすことが可能と考えられている。降伏変位量は、常時・地震時ともに同一値を用いるものとする。
- ② 樋門本体と地盤との負の相対変位量（空洞量）は、許容値を超えないものとする。負の相対変位量は、函体底版下の空洞化を判定する目安であり、この値をできるだけ小さく抑える必要があるが、函体底版下の空

洞量の分布は、“I 共通編 図 1-2-3”に示すような分布をすると考えられるので計算上の負の相対変位量がそのまま空洞量となるわけではないと考えてよい。このため、許容値としては、計算精度等も考慮して -5.0 cm以内を目標とする。

樋門は、地盤の全般せん断破壊の安全性に対する地盤の支持力の照査を省略することができる。しかし、支持力に余裕のない地盤では、施工時に門柱部等が不同沈下する可能性があるため、必要に応じて施工時の地盤の支持力を照査する必要がある。この場合は、3.3 に準じて根入れ効果の項を無視した地盤の許容支持力を算出して照査する。

2) 翼壁等の支持に対する安定

翼壁等の浮き直接基礎の支持に対する安定は、基礎地盤の降伏変位量で照査するものとする。

翼壁等の支持に対する安定が満足しない場合は、翼壁の構造をU形タイプに変更する、基礎地盤の表層処理を行う、浮き基礎形式とする等、樋門本体の挙動と大きな差が生じないように対処するものとし、翼壁部のみ杭基礎とする等の樋門本体と異なる基礎形式を採用することは原則として避けるものとする。

4.2.4 地盤反力度および変位、断面力の計算

- (1) 樋門本体基礎底面における地盤反力度および変位、断面力は、原則として本体を「地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁」とモデル化して算出する。
- (2) 翼壁等の基礎底面における地盤反力度および変位、断面力は、原則として基礎を剛体とし、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数および水平方向せん断地盤反力係数を用いて算出する。

【解説】

(1) 樋門本体の基礎底面の地盤反力度および変位、断面力

樋門本体の基礎底面における地盤反力度および変位、断面力は、本体を「地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁」とモデル化する縦方向の計算により

算出する（I 共通編 7.6 参照）。

(2) 翼壁等の基礎底面の地盤反力度および変位，断面力

翼壁等の基礎底面の地盤反力度および変位，断面力は，基礎を剛体として算出してよいこととした。ただし，底版幅が長いなどで基礎を剛体と仮定することが適当でない場合は，基礎を弾性体として算出しなければならない。

地盤反力度および変位は，3.4 に準じて求めるものとする。また，地盤の許容せん断抵抗力は，3.3.2 によって求めるものとする。

4.3 浮き固化改良体基礎

4.3.1 設計の基本

- (1) 浮き固化改良体基礎は，原則として基礎上面の残留沈下量が許容値以下となるように設計する。
- (2) 浮き固化改良体基礎は，鉛直荷重および水平荷重に対して安定でなければならない。

【解 説】

浮き固化改良体基礎は，盛土荷重等の外力と周辺地盤の沈下による基礎周面の負の周面摩擦力に対して，基礎周面の正の摩擦力および基礎底面の鉛直支持力によって支持する浮き基礎である。浮き固化改良体基礎の正負の周面摩擦力の大きさは，周辺地盤と基礎との相対沈下の大きさに依存する。浮き固化改良体基礎の設計は，4.3.6 に基づくモデルを用いることが基本となるが基礎周面の摩擦力を鉛直せん断地盤反力として取扱いができるのはその関係が線形であることが前提である。鉛直せん断地盤反力は，かなり小さな相対沈下で極限值に達することが知られており，一般に周面摩擦力として扱うことが必要となる。

- (1) 浮き固化改良体基礎の残留沈下量の許容値の目安は，“I 共通編 7.3”に示した。浮き固化改良体基礎の残留沈下量は，ここで示した値以下とすることが望ましい。このときの残留沈下量は，基礎上面での値とする。

浮き固化改良体基礎を樋門の基礎として用いる場合は、樋門の底版反力を浮き固化改良体基礎に均等に伝達するために、原則として基礎上面に厚さ 50 cm 以上のクッション材を敷設し、樋門は原則として浮き直接基礎として設計する (図 2-4-3 参照)。

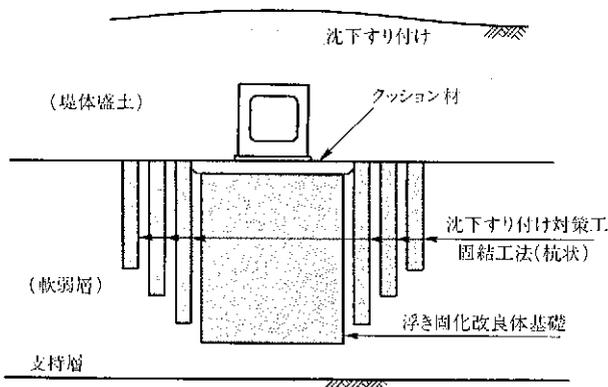


図 2-4-3 浮き固化改良体基礎の例

(2) 浮き固化改良体基礎はある程度沈下を許容することで効果を得るものであるから、支持層に着底させずに目標とする沈下抑制効果を得るように設計する。圧密沈下終息時においても浮き固化改良体基礎先端が支持層に着底しないよう配慮しなければならない。浮き固化改良体基礎の先端が比較的良好な中間砂層等に到達するあるいは貫通する場合は、剛支持の特性を併せ持つことになるので、入念な検討が必要である。

また、浮き固化改良体基礎の根入れが十分に確保されていないと支持力が不足して不同沈下を惹起する恐れがあるので、沈下抑制効果が確実に得られる深さまで根入れする必要がある。

浮き固化改良体基礎の沈下抑制量が大きい場合は、浮き固化改良体基礎端部において生じる沈下の段差が堤体に及ぼす影響を検討し、必要に応じて沈下すり付け対策工を実施しなければならない。

4.3.2 改良体の配置と強度

改良体は、樋門の構造特性・地盤の特性等を考慮して配置し、基礎として必要な強度を有しなければならない。

【解説】

1) 改良体の配置と設計モデル

浮き固化改良体基礎の改良体の配置は、一般に格子状、杭状が採用される。浮き固化改良体基礎の設計は、いずれの場合も表2-4-1に示すように仮想地中連続壁基礎あるいは仮態ケーソン基礎とモデル化して行う。設計に使用する壁厚 t は、図2-4-4に示すように格子状配置の場合はその有効厚を、杭状配置の場合は、基礎幅・奥行の各々の1/2としてよい。

設計モデルとしては、モデル化の精粗に応じて多様な方法が考えられるが、当面は剛体と仮定することによりよいものとした。

表2-4-1 浮き固化改良体基礎の設計モデル

改良体の配置	設計モデル
格子状	仮想地中連続壁基礎（剛体） 仮想ケーソン基礎（剛体）
杭状	

注)：杭状配置の場合の改良率は30%程度以上が必要と考えられる。

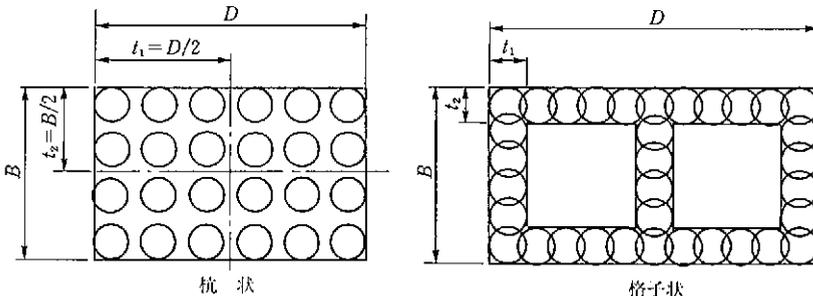


図2-4-4 浮き固化改良体基礎の改良体の配置と壁厚の考え方

2) 改良体の配置上の配慮

- ① 継手部直下の改良体は、柔構造樋門の継手の変形機能を阻害しないよう

に配置しなければならない。浮き固化改良体の沈下分布を、樋門本体の継手部の変形に対応させるためには、継手部直下の改良体のピッチを調整するなど改良体を連続させないで縁を切ることが望ましい（図2-4-5参照）。

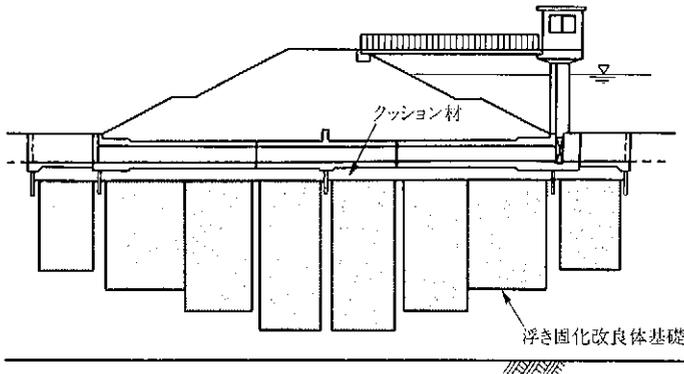


図2-4-5 浮き固化改良体基礎の例

改良深度も、地盤の残留沈下量分布を考慮して、図2-4-5に例示するように区分ごとに深度を変える等の配慮も必要である。特に改良体先端付近およびそれ以深の地盤の変形特性を十分配慮した配置としなければならない。

- ② シャ水矢板が改良体と一体となることで樋門に悪影響を与えることがある。また、シャ水矢板直下の改良体がシャ水矢板の施工性を損なうことがある。このようなことがないように浮き固化改良体基礎の改良体の配置を計画し、シャ水矢板周辺の改良体がシャ水矢板と一体化しないようにしなければならない。

3) 改良体の強度

改良体の強度は、土の物理的性質、化学的性質、安定材の特性、施工条件（混合条件、養生条件等）に影響される。このため、改良体の配合設計にあたっては、室内配合試験（地盤工学会基準 JGS T 821-1990）等の強度試験または本施工と同一条件下で行う現地試験を行う必要がある。

改良体の許容圧縮応力度は、改良体の設計基準強度に基づいて次式により求める。

$$\sigma_{ca} = \frac{1}{F_s} \cdot \overline{q_{uch}} \quad (2-4-1)$$

$$\overline{q_{uch}} = \gamma \cdot \lambda \cdot \overline{q_{uf}} \quad (2-4-2)$$

ここに、

σ_{ca} : 改良体の許容圧縮応力度 (kgf/cm²) {N/mm²} (表 2-4-2 参照)
 F_s : 改良体の設計基準強度に対する安全率 (通常, 常時 $F_s=3$, 地震時 $F_s=2$)

$\overline{q_{uch}}$: 改良体の設計基準強度 (kgf/cm²) {N/mm²}

表 2-4-2 固化改良体の一般的な許容圧縮応力度 (σ_{ca})

工 法		許容圧縮応力度(kgf/cm ²) {N/mm ² }		備 考
		適用範囲の目安	望ましい値	
機械攪拌工法	スラリー式	2~10{0.2~1}	5{0.5} 以上	砂質土・粘性土
	粉体式	1~10{0.1~1}		
高圧噴射攪拌工法	単管式	3~30{0.3~3}	10{1} 以上	砂質土
	二重管式	30{3}		砂質土
	三重管式	20~30{2~3}		砂質土
注入工法		1~5{0.1~0.5}	3{0.3} 以上	

γ : 現地処理土の強度のバラツキを考慮した係数
 一般に 0.5 程度が用いられる。

λ : 現地処理土と室内配合試験の強度比 $\lambda = \frac{\overline{q_{uf}}}{\overline{q_{uf}}}$

一般に, λ は, 砂地盤では 0.65~1.0 程度, 粘性土では 0.5 程度, 有機質土では 0.5 程度となっている。

$\overline{q_{uf}}$: 室内配合試験の一軸圧縮強度の平均値 (kgf/cm²) {N/mm²}

$\overline{q_{uf}}$: 現地処理土の一軸圧縮強度の平均値 (kgf/cm²) {N/mm²}

改良体をオーバーラップして用いる場合は, 有効断面 (断面有効係数 a) および杭間のオーバーラップ部の影響 (杭間のオーバーラップ部の信頼度係数 β) を別途考慮する。

改良体の許容せん断応力度 τ_a と許容引張応力度 σ_{ta} は, 次のように定める

ことができる。

$$\tau_a = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ca} \quad (2-4-3)$$

$$\sigma_{ta} = 0.15\sigma_{ca} \leq 2.0 \text{ kgf/cm}^2 \{0.196 \text{ N/mm}^2\} \quad (2-4-4)$$

ここに、

τ_a : 改良体の許容せん断応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

σ_{ta} : 改良体の許容引張応力度 (kgf/cm²) {N/mm²}

改良体の設計基準強度は、室内配合試験または本施工と同一条件で行う現地試験を実施して決定するが、比較検討などにおいて室内配合試験結果がない場合は、表 2-4-2 を参考として設定してもよい。

4.3.3 荷重の分担

- (1) 鉛直荷重は、原則として基礎底面地盤の鉛直地盤反力、基礎周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させる。
- (2) 水平荷重は、原則として基礎底面地盤の鉛直地盤反力と水平せん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力、側面地盤の水平せん断地盤反力、周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させる。

【解 説】

浮き固化改良体基礎を樋門の基礎として設計する場合の荷重は、原則として本体の縦方向の計算から求められる反力（鉛直地盤反力、水平地盤反力）、および基礎上部の盛土の重量と必要に応じて活荷重（上載荷重）を考慮する。

浮き固化改良体基礎は、鉛直荷重および負の周面摩擦力の大きさが、周辺地盤の沈下と基礎の沈下との相対沈下によって変化するので、これを考慮した設計とすることが必要である。浮き固化改良体基礎を 4.3.6 に基づいてモデル化する場合、基礎の鉛直せん断地盤反力は正負の周面摩擦力の大きさを超えないものとする。

4.3.4 基礎の残留沈下量

浮き固化改良体基礎上面の残留沈下量は、改良部および改良部先端以

深の地盤を対象として求める。

【解 説】

浮き固化改良体基礎の残留沈下量あるいは沈下抑制効果は、改良体の圧縮沈下量および改良体先端以深に分布する軟弱層等の沈下対象層の沈下量（即時沈下量，圧密沈下量）をもって浮き固化改良体基礎上面の沈下量としてよい。

1) 改良部の沈下量

改良部の沈下量（即時沈下量）は、改良部内の未改良地盤の影響を無視し、改良体のみ平均沈下量として次式により求めることができる。

$$S_i = \frac{P \cdot L}{E_p \cdot A_m} \quad (2-4-5)$$

$$A_m = a_p \cdot A \quad (2-4-6)$$

ここに、

S_i ：改良部の即時沈下量 (cm) {m}

P ：改良部の上面に作用する全鉛直荷重 (kgf) {kN}

L ：改良部の根入れ長 (cm) {m}

A ：基礎と仮定した改良部の面積 (cm²) {m²}

A_m ：改良部の面積 (cm²) {m²}

E_p ：改良体の変形係数 (kgf/cm²) {kN/m²}

改良体の変形係数は、現地処理土の一軸圧縮強度の平均値 $\overline{q_{ur}}$ に対応する値とする（改良体の設計基準強度から逆算する場合は、4.3.2の解説を参考にして $\overline{q_{ur}}$ を推定してもよい）。

改良体の変形係数 E_{s0} は、DJM工法では改良体の一軸圧縮強さ q_u との関係から $E_{s0} = 70 \sim 200 q_u$ 程度となっており100 q_u が平均的な値である。

a_p ：改良面積率

改良面積率は、基礎と仮定した改良部の面積に対する改良体有効面積の比率とする。

なお、鉛直荷重は函体底面反力と函体両側の土重の和とする。基礎底面反

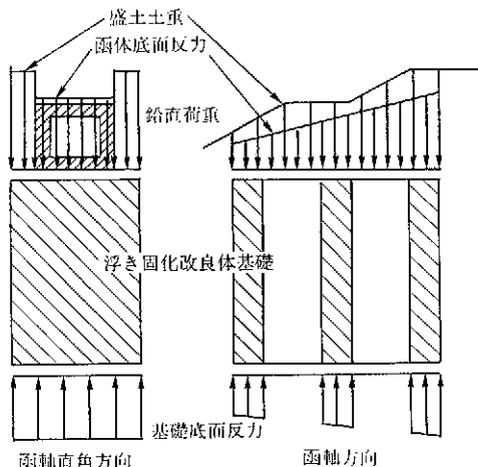


図2-4-6 改良部の沈下量の算定に考慮する荷重

力は、4.3.6の計算結果を用いて算定するのが望ましいが、浮き固化改良体基礎上の総荷重を用いてもよい。

改良部の沈下量を求める方法として、一般には体積圧縮係数を用いて改良体と未改良地盤の応力分担比と改良率から得られる沈下低減率を、無処理地盤の推定沈下量に乗じて求める方法が用いられてきた。この方法では、無処理地盤の沈下量の推定が必要となるため、ここではより単純な方法として上式によることとした。

2) 基礎底面地盤の沈下量

基礎底面以深に即時沈下や圧密沈下が発生する可能性のある土層が分布する場合は、対象層の地盤の沈下量を求めるものとする。地盤の沈下計算の対象層に作用する鉛直応力は、図2-4-7に示すように浮き固化改良体基礎底面から 30° の範囲に分布するものとして、通常の即時沈下計算および圧密沈下計算を行って地盤の沈下量を求めることができる。このとき、底面地盤に作用する荷重は、基礎底面反力分布を用いることでよい。

3) 簡便法による沈下量の算定

浮き固定改良体基礎の沈下抑制効果は、浮き固化改良体基礎の上面に作用する荷重および周辺地盤の沈下に伴う負の周面摩擦力を考慮して求めることが望ましいが、固化改良の改良率が30%程度以上の場合には、改良部先端以

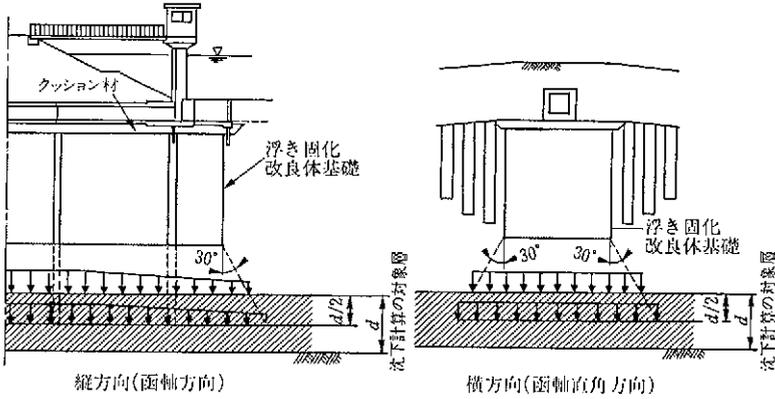


図 2-4-7 固化改良体基礎の応力分散の考え方

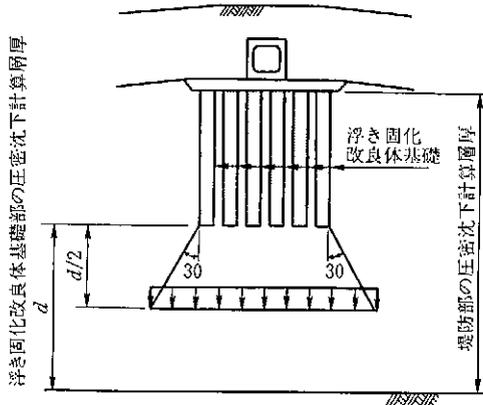


図 2-4-8 浮き固化改良体基礎の応力分散の考え方

深の地盤の沈下量は次に示す簡便法によって推定してもよい。

簡便法による基礎の残留沈下量は図 2-4-8 に示すように基礎底面地盤に作用する荷重の分散位置を浮き固化改良体基礎底面として通常の即時沈下計算および圧密沈下計算を行って求める。

本図は、浮き固化改良体基礎の直下地盤の沈下を算出する場合に用いることが可能であるが、周辺堤防の沈下の影響を考慮していない。周辺堤防の地盤の沈下量分布は堤防部の盛土荷重分布と改良体基礎の形状によって大きく異なるが、堤防縦断方向の地盤の沈下量分布を求めるためにはこの影響を考慮する必要がある。

4.3.5 基礎の許容支持力

4.3.5.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度

浮き固化改良体の基礎底面地盤の許容鉛直支持力度は、基礎底面地盤の極限支持力度と沈下量を考慮して定める。

【解説】

浮き固化改良体の基礎底面地盤の許容鉛直支持力度は、次式による。

$$q_a = \frac{1}{F_s} \left(q_d - \frac{W_s}{A} \right) + \frac{W_s}{A} \quad (2-3-7)$$

$$q_d = \alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \quad (2-3-8)$$

ここに、

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (tf/m²) {kN/m²}

F_s : 表 2-4-3 に示す安全率

表 2-4-3 安全率

常 時	地震時
3	2

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (tf/m²) {kN/m²}

A : 改良体の底面積 (内部土は含まない) (m²) {m²}

W_s : 改良体に置き換えられる部分の土の有効重量 (tf) {kN}

c : 基礎底面地盤の粘着力 (tf/m²) {kN/m²}

γ_1 : 基礎底面地盤の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}

ただし、地下水位以下では、水中単位体積重量を用いる。

γ_2 : 基礎底面上部地盤の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}

ただし、地下水位以下では、水中単位体積重量を用いる。

α, β : 基礎の形状係数

B : 基礎幅 (m) {m}

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m) {m}

N_c, N_q, N_r : 支持力係数 (荷重の傾斜 $\tan\theta$ の影響は無視してよい.)

1) 基礎の形状係数は、表 2-3-4 による。

2) 支持力係数は、図 2-3-1, 図 2-3-2, 図 2-3-3 による。

基礎底面地盤の極限支持力度 q_u は、表 2-4-4 を参考として定めてもよい。

表 2-4-4 極限支持力度 q_u の目安値

地盤種別	極限支持力度 q_u (tf/m ²){kN/m ² }
砂礫層および砂層 ($N \geq 30$)	300{3 000}
砂礫層および砂層 ($10 \leq N < 30$)	150{1 500}
粘性土層	$3q_u$ { $3q_u$ }

ただし、 q_u は一軸圧縮強度 (tf/m²){kN/m²}

4.3.5.2 基礎の周面摩擦力度および基礎底面の鉛直支持力度

浮き固化改良体基礎の周面摩擦力度および基礎底面の鉛直支持力度は、周辺地盤の沈下と基礎の沈下との相対沈下量に応じて分担される鉛直荷重と負の周面摩擦力を考慮して求める。

【解 説】

浮き固化改良体基礎の周面摩擦力度および底面鉛直支持力度は、基礎のモデルに応じて 4.3.5.1 に準じて求めることができる。ただし、周辺地盤の沈下と基礎の沈下を考慮して基礎の許容鉛直支持力を求める場合の安全率は表 2-4-5 に示す値とする。

表 2-4-5 安全率

	常 時	地震時
周面摩擦力	1.2	1.1
底面鉛直支持力	1.5	1.1

浮き固化改良体基礎は、周辺地盤の沈下に伴って沈下するが、基礎下部付近に発生する鉛直せん断地盤反力および基礎底面の鉛直地盤反力による沈下抑制効果によって周辺地盤の沈下量よりも少ない沈下量となる。このとき基礎周面の摩擦力および底面の地盤反力は、基礎周面摩擦支持力度および底面

地盤の鉛直支持力度を超えてはならない。必要な長さの根入れが確保された浮き基礎であれば、改良部が沈下すれば負の周面摩擦力が減じるので、基礎周囲の正の周面摩擦力度および基礎底面地盤の地盤反力度は過大にならないと考えられる。このため、鉛直支持力度に対する安全率は表 2-4-5 に示す値とした。

4.3.5.3 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力

浮き固化改良体基礎の許容せん断抵抗力は、基礎底面と地盤とに働くせん断抵抗力と変位量を考慮して定める。

【解説】

基礎底面地盤の許容せん断抵抗力は、次式により求める。改良体を杭状配置とする場合は、基礎内部土の影響を無視して求めるものとする。

$$H_a = \frac{A_1 \cdot c + W_s' \cdot \tan \phi + A_e \cdot c_B + V \cdot \tan \phi_B}{F_s} \quad (2-3-9)$$

ここに、

H_a ：基礎底面地盤の許容せん断抵抗力 (tf) {kN}

F_s ：表 2-4-6 に示す安全率

表 2-4-6 安全率

常時	地震時
1.1	1.1

A_1 ：基礎内部土の底面積 (m²) {m²}

c ：基礎底面地盤の粘着力 (tf/m²) {kN/m²}

W_s' ：基礎底面位置での内部土の有効重量 (tf) {kN}

ϕ ：基礎底面地盤の土のせん断抵抗角 (度) {度}

A_e ：基礎底面の有効載荷面積 (内部土は含まない) (m²) {m²}

c_B ：基礎底面と地盤との間の付着力 (tf/m²) {kN/m²}

V ：基礎底面に作用する鉛直力 (tf) {kN}

ただし、浮力を差し引いた値とする。

ϕ_B ：基礎底面と地盤との間の摩擦角 (度) {度}

4.3.5.4 負の周面摩擦力

浮き固化改良体基礎は、基礎周面に働く負の周面摩擦力の影響について検討する。

【解 説】

浮き固化改良体基礎に作用する負の周面摩擦力の影響は、次式によって検討することができる。

正負の周面摩擦力の中立点の位置およびその分布は、浮き固化改良体基礎と周辺地盤との相対沈下の影響が大きいため、外力の大きさ、基礎周面の摩擦力の大きさ等に配慮のうえ適切な計算モデルを用いて推定する。ただし、地震時には負の周面摩擦力を考慮する必要はない。

$$\frac{R_n}{A} + \frac{R_{nf}}{A} \leq \frac{1}{1.5} \left(q_a + \frac{U \cdot \sum l_j f_j + U' \cdot \sum l'_i f'_i - W_s}{A} \right) + \frac{W_s}{A} \quad (2-4-10)$$

ここに、

R_n ：仮想地中連続壁基礎に作用する長期持続荷重（基礎自重を含む）(tf) {kN}

R_{nf} ：負の摩擦荷重 (tf) {kN} で、次式により求める。

$$R_{nf} = U \cdot \sum f_j l_j \quad (2-4-11)$$

l_j ：基礎外周面の負の周面摩擦力を考慮する各層の層厚 (m) {m}

f_j ：基礎外周面の負の周面摩擦力を考慮する各層の最大周面摩擦力度 (tf/m²) {kN/m²} で、式(2-4-19) (2-4-20)により計算するが、この場合は $N \leq 2$ の軟弱層であっても無視してはならず、土質試験により得られた粘着力により、最大周面摩擦力を算出しなければならない。

U ：基礎の外周長 (m) {m}

U' ：基礎の内周長 (m) {m}

l_i ：基礎外周面の周面摩擦力を考慮する各層の層厚 (m) {m}

l'_i ：基礎内周面の周面摩擦力を考慮する各層の層厚 (m) {m}

ただし、 $\sum l'_i \leq l_o$ とする。

- l_0 : 図 2-4-9 に示す内部土短辺長 (m) {m}
- f_i : 基礎外周面の周面摩擦力を考慮する各層の最大周面摩擦力度 (tf/m^2) { kN/m^2 } で, 式 (2-4-19) (2-4-20) により計算する.
- f_i' : 基礎内周面の周面摩擦力を考慮する各層の最大周面摩擦力度 (tf/m^2) { kN/m^2 } で, 式 (2-4-19) (2-4-20) により計算する.
- A : 基礎の底面積 (内部土は含まれない) (m^2) { m^2 }
- q_a : 基礎底面の極限支持力度 (tf/m^2) { kN/m^2 }
- W_s : 仮想地中連続壁基礎に置き換えられる部分の土の有効重量 (tf) { kN }

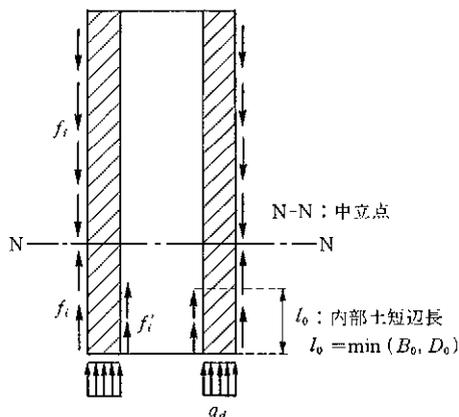


図 2-4-9 負の周面摩擦力を受ける仮想地中連続壁基礎の検討

4.3.5.5 地盤反力係数

浮き固化改良体基礎の樋門本体の設計に用いる地盤反力係数は、改良部の平均変形係数およびその下部に分布する層の変形係数の影響を考慮して求める。

【解説】

浮き固定改良体基礎の樋門本体の設計に用いる地盤反力係数は、以下に示す算定式によって求めることができる。浮き固化改良体基礎においては支持層の傾斜および改良体の深さの変化の影響等によって地盤反力係数は樋門本体のスパンごとに一定とはならない。このような場合は、改良部のブロック

単位ごとに地盤反力係数を設定する等の配慮が必要である。

1) 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数

基礎底面の鉛直方向地盤反力係数は、“I 共通編 5.2”により求める。ただし、鉛直方向の載荷面積 A_v は、基礎の底面積 A とする。

2) 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数

基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は、次式により求める。

$$k_s = 0.3 \cdot k_v \quad (2-4-12)$$

ここに、

k_s : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数 (kgf/cm³) {kN/m³}

k_v : 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 (kgf/cm³) {kN/m³}

3) 基礎前面の水平方向地盤反力係数

基礎前面の水平方向地盤反力係数は、次式により求める。ただし、このときの補正係数 α_h は 1.5 としてよい。

$$k_H = \alpha_h \cdot k_{H0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \quad \left\{ k_H = \alpha_h \cdot k_{H0} \left[\frac{B_H}{0.3} \right]^{-\frac{3}{4}} \right\} \quad (2-4-13)$$

ここに、

k_H : 基礎前面の水平方向地盤反力係数 (kgf/cm³) {kN/m³}

k_{H0} : “I 共通編 5.2”により求められる水平方向地盤反力係数 (kgf/cm³) {kN/m³}

α_h : 補正係数

B_H : 基礎前面の換算載荷幅 (cm) {m} $B_H = B_e \quad (\leq \sqrt{B_e \cdot L_e})$

B_e : 基礎の有効前面幅 (cm) {m} 長方形断面の場合 : $B_e = B$

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (cm) {m}

4) 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数

基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数は、次式により求める。

$$k_{SHD} = 0.6 \cdot k_{HD} \quad (2-4-14)$$

ここに、

k_{SHD} : 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数 (kgf/cm³) {kN/m³}

k_{HD} : 基礎側面の水平方向地盤反力係数で次式により求める。

(kgf/cm³) {kN/m³}

$$k_{HD} = \alpha_k \cdot k_{HO} \left(\frac{D_H}{30} \right)^{-3/4} \quad \left\{ k_{HD} = \alpha_k \cdot k_{HO} \left[\frac{D_H}{0.3} \right]^{-3/4} \right\} \quad (2-4-15)$$

D_H : 基礎側面の換算載荷幅 (cm) {m} $D_H = D_e (\leq \sqrt{D_e \cdot L_e})$

D_e : 基礎の有効側面幅 (cm) {m} 長方形断面の場合 : $D_e = D$

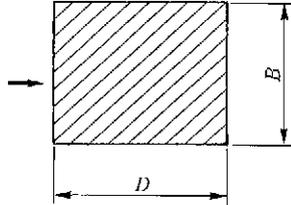


図 2-4-10 基礎の有効載荷幅

5) 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数

一般に基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数は考慮しないが、考慮する場合は次式により求める。

$$k_{SVR} = 0.3 \cdot k_H \quad (2-4-16)$$

ここに、

k_{SVR} : 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kgf/cm³) {kN/m³}

6) 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数

一般に基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数は考慮しないが、考慮する場合は次式により求める。

$$K_{SVD} = 0.3 \cdot k_{HD} \quad (2-4-17)$$

ここに、

k_{SVD} : 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kgf/cm³) {kN/m³}

なお、改良体を比較的大きな格子状配置とする場合の基礎先端付近の側壁・隔壁内周面の鉛直せん断地盤反力は、一般には図 2-4-11 に示すように前背面や側面の鉛直方向せん断地盤反力係数を割増すことにより考慮してよい。

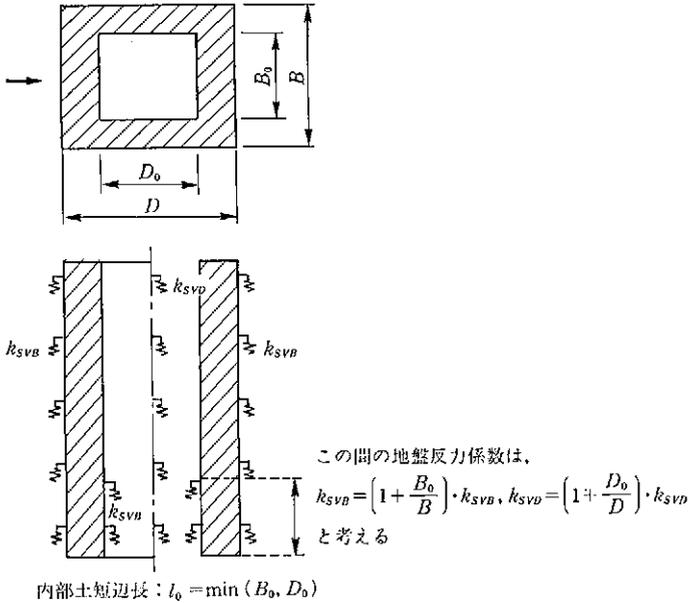


図 2-4-11 内周面の鉛直せん断地盤反力

4.3.6 地盤反力度および変位，断面力の計算

浮き固化改良体基礎の地盤反力度および変位，断面力は，浮き固化改良体基礎を適切にモデル化し，周辺地盤の沈下の影響を考慮して求める。

【解 説】

周辺地盤の沈下・変位を考慮した浮き固化改良体基礎の設計・計算モデルは確立されていない。周辺地盤の沈下・変位と浮き固化改良体基礎の沈下・変位との相対沈下・変位が比較的小さい場合には，浮き固化改良体基礎を仮想地中連続壁基礎あるいは仮想ケーソン基礎とモデル化して，周辺地盤の沈下・変位を考慮した計算モデルとすることができる。

相対沈下・変位が小さくない場合には，周面摩擦力の分布を的確に推定することができる計算モデルとすることが望ましい。

1) 基礎周面の地盤抵抗のモデル化

浮き固化改良体基礎の設計に考慮する抵抗要素としては，基礎前面の水平

方向地盤反力係数 k_H 、基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数 k_F 、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 k_V および水平方向せん断地盤反力係数 k_S の4種類の地盤反力係数を評価することとする。基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 k_V は、改良体の配置に応じて適切に設定する必要がある (図 2-4-12 参照)。

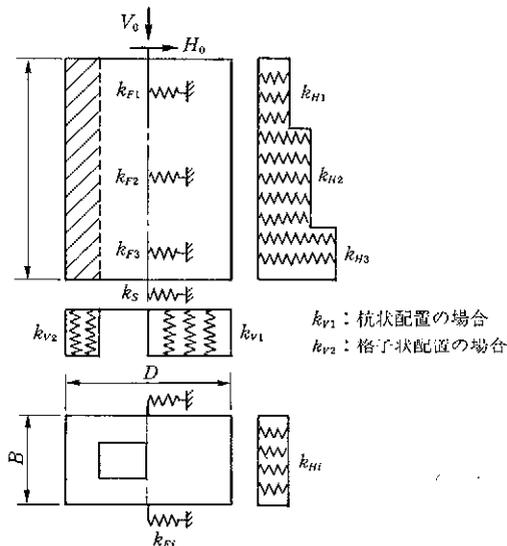


図 2-4-12 固化工改良体基礎の計算モデル例 (3層地盤の場合)

2) 地盤反力度の上限値

基礎前面の水平地盤反力度、側面の水平方向せん断地盤反力度および周面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値は、それぞれの位置での受働土圧強度および最大周面摩擦力度を表 2-4-7 に示す補正係数で除した値とする。

表 2-4-7 補正係数

	常時	地震時
基礎前面の水平地盤反力度	1.5	1.1
基礎側面の水平方向せん断地盤反力度	1.5	1.1
基礎周面の鉛直方向せん断地盤反力度	3.0	1.1

a) 受働土圧強度

受働土圧強度は、土質試験の結果に基づいて、次式に示す受働土圧係数を用いて求める。

$$\left. \begin{aligned} K_p &= \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta \cdot \cos \alpha}} \right)^2} \\ K_{EP} &= \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \cdot \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cdot \cos \alpha}} \right)^2} \end{aligned} \right\} \quad (2-4-18)$$

ここに、

K_p : 常時の受働土圧係数

K_{EP} : 地震時の受働土圧係数

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度) {度}

δ : 常時の仮想地中連続壁と土の摩擦角 (度) {度} で $-\phi/3$ とする。

δ_E : 地震時の仮想地中連続壁と土の摩擦角 (度) {度} で $-\phi/6$ とする。

α : 地表面と水平面のなす角 (度) {度}、一般に $\alpha=0$ としてよい。

b) 最大周面摩擦力度

最大周面摩擦力度は、土質試験の結果に基づき、次式により求める。

① 砂質土

$$f = \min [0.5 \cdot N, (c + p_0 \cdot \tan \phi)] \leq 20.0 \quad (2-4-19)$$

② 粘性土

$$f = (c + p_0 \cdot \tan \phi) \leq 15.0 \quad (2-4-20)$$

ここに、

f : 最大周面摩擦力度 (tf/m²) {kN/m²}

N : 標準貫入試験の N 値

c : 土の粘着力 (tf/m²) {kN/m²}

p_0 : 壁面に作用する静止土圧強度 (tf/m²) {kN/m²}

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度) {度}

なお、仮想地中連続壁基礎先端の内部土短辺長の区間においては、内周

面および隔壁の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値を図2-4-11の地盤反力係数と同様の方法で、前背面や側面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値に含めてよい。

4.3.7 改良体の応力度の照査

浮き固化改良体基礎の改良体は、荷重によって改良体に生じる応力度が、許容応力度以下となるように設計する。

【解 説】

1) 改良体の圧縮応力度

改良体頭部の圧縮応力度は、次式により求める。改良体に生じる鉛直荷重強度は、本体の縦方向の計算結果としての地盤反力強度(図2-4-13における q に相当)を用いて、改良体で全荷重を分担する場合の改良体頭部の圧縮応力度を求めることができる。改良体の設置状況に応じて側方拘束圧を考慮してもよい。改良率は地盤反力強度の大きさに応じて区分的に変えるのが有効である。

$$\sigma_c - P_h \leq \sigma_{ca} \quad (2-4-21)$$

ここに、

σ_c : 改良体頭部に生じる圧縮応力度 (kgf/cm²) {kN/m²} $\sigma_c = q_c$

q_c : 改良体に生じる鉛直荷重強度 (kgf/cm²) {kN/m²}

P_h : 改良体に作用する側方拘束圧 (kgf/cm²) {kN/m²}

σ_{ca} : 改良体の許容圧縮応力度 (kgf/cm²) {kN/m²}

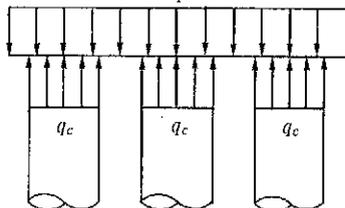


図2-4-13 改良体に生じる鉛直荷重強度

2) 改良体のせん断応力度

改良体頭部のせん断応力度は、次式により求める。

$$\tau_c = \frac{Q_D}{\sum(A_c \cdot x)} \leq \tau_a \quad (2-4-22)$$

ここに、

τ_c : 改良柱体頭部に生じるせん断応力度 (kgf/cm²) {kN/m²}

Q_D : 基礎上面に作用する水平力で改良体が分担する函体底版の水平せん断地盤反力を用いる。(kgf) {kN}

A_c : 底版内にある改良柱体の断面積 (cm²) {m²}

τ_a : 改良柱体の許容せん断応力度 (kgf/cm²) {kN/m²}

x : 改良長 L の改良幅 b に対する比による改良体の断面積の補正係数 (表 2-4-8 による)

L : 改良長 (m) {m}

b : 改良体の水平力の検討方向に対する改良幅 (m) {m} (図 2-4-14 参照)

表 2-4-8 改良体断面積の補正係数

L/d	x
$L/b \leq 3$	1.0
$3 < L/b \leq 5$	0.75
$5 < L/b$	0.5

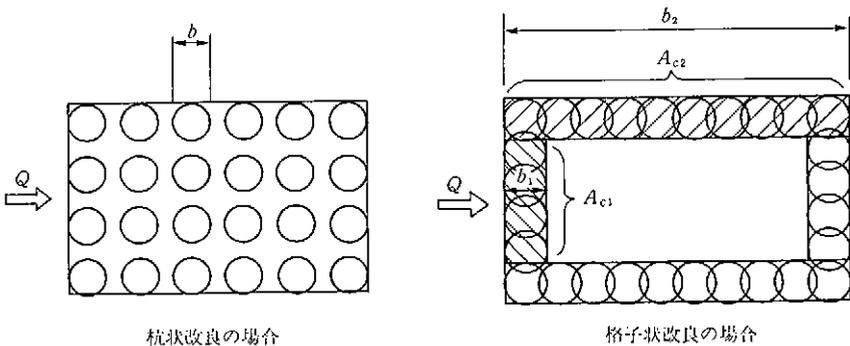


図 2-4-14 改良幅 b の考え方

$\sum(A_c \cdot x)$ は、図 2-4-14 に示すように L/b の値が同一となるものを 1 ブロックと考え、それぞれのブロックに対して x の値を決定し、

$$\sum(A_c \cdot x) = A_{c1} \cdot x_1 + A_{c2} \cdot x_2 + \cdots \cdots \cdots + A_{ci} \cdot x_i \quad (2-4-23)$$

を計算する。

ここに、

A_{c1} : 1番目のブロックにある改良体の断面積の合計 (cm²) {m²}

x_1 : 1番目のブロックにおける L_1/b_1 を計算し表 2-4-8 より求めた値

A_{ci} : i 番目のブロックにある改良体の断面積の合計 (cm²) {m²}

x_i : i 番目のブロックにおける L_i/b_i を計算し表 2-4-8 より求めた値

第5章 周辺堤防の対策

5.1 地盤の沈下すり付け対策

基礎等による地盤の沈下抑制の影響が、周辺堤防に悪影響を与えることが想定される場合は、原則として地盤の沈下すり付け対策を行うものとする。

【解説】

堤体内に設けられる樋門の基礎あるいは地盤改良等による地盤の沈下抑制の影響によって、基礎を含む樋門本体部と周辺地盤との相対沈下による局所的な沈下の段差を生じ、この段差が周辺堤体に悪影響を与えると想定される場合は、原則として地盤の沈下すり付け対策を行うものとする。地盤の沈下すり付け対策は、引堤等の新設盛土や腹付け盛土あるいは嵩上げ盛土などで圧密沈下が卓越する場合と既設堤防を開削する場合で即時沈下が卓越する場合に分けて次のとおりとする。

1) 地盤の沈下すり付け対策の検討

地盤の沈下すり付け対策を検討するか否かは、表 2-5-1 によって判断してよい。この表に該当する場合は、地盤の沈下すり付け対策を検討するが、地

表 2-5-1 地盤の沈下すり付け対策を検討する目安

基礎工等	基礎の沈下と周辺地盤の沈下の関係 (図 2-5-1 参照)
浮き固化改良体基礎等 (地盤改良を含む)	基礎端部における沈下の段差 ΔS が 30cm を超える場合

盤の沈下すり付けの効果を定量的に推定する実用的な方法は開発されていない。このため、既往の実績を参考とするなど、より多くの情報から判断することが望ましい。

2) 圧密沈下が卓越する場合の地盤の沈下すり付け対策

a) 地盤の沈下すり付け対策に考慮する残留沈下量

圧密沈下が卓越する場合の地盤の沈下すり付け対策で考慮する残留沈下量は、図 2-5-1 に示すように樋門の埋戻し盛土終了後（樋門供用後）に残留する圧密沈下量を対象として次のように求めてよい。

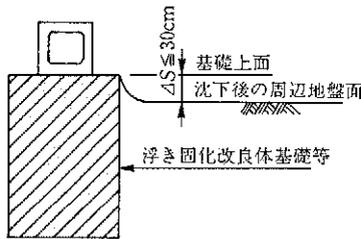


図 2-5-1 基礎および函体と周辺地盤との段差

$$S_{res} = S_g - S_f \quad (2-5-1)$$

ここに

S_{res} ：地盤の沈下すり付けに考慮する残留沈下量 (cm) {m}

S_g ：盛土終了後に残留する周辺地盤の圧密沈下量 (cm) {m}

S_f ：盛土終了後に残留する基礎上面の圧密沈下量 (cm) {m}

圧密沈下が卓越する場合の地盤の沈下すり付けに考慮する残留沈下量は、一般的には函体設置後からの圧密沈下量のみを対象として求め、即時沈下量は盛土終了と同時に終了すると考えることで考慮しないものとした。

なお、盛土終了後に残留する圧密沈下量を求める場合は、圧密沈下時間の推定精度が一般に高くないので、付近の盛土やプレロード盛土等による沈下データに基づいて求めることが望ましい。

b) 地盤の沈下すり付けの考え方

地盤の沈下すり付けの目的は、局所的な沈下の段差が、堤体に亀裂などの変状を生じさせるなどの悪影響を与えないようにすることである。

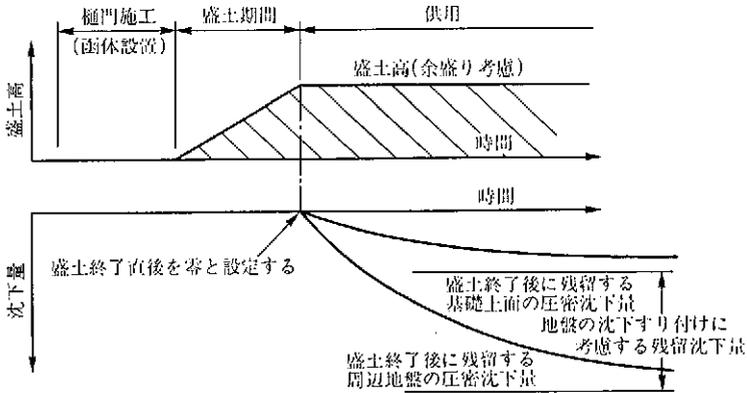


図 2-5-2 地盤の沈下すり付けに考慮する残留沈下量

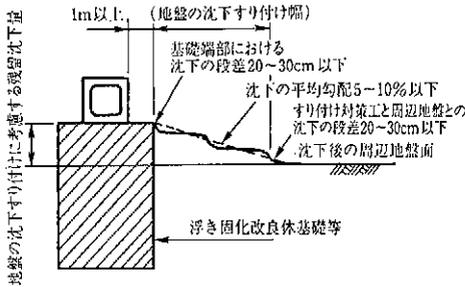


図 2-5-3 地盤の沈下すり付けの考え方

表 2-5-2 地盤の沈下すり付け幅の目安

地盤の沈下すり付け対策がない場合の沈下の段差	沈下すり付け幅	摘要
10 cm 以下	検討を要しない	
10~30 cm	$B_w \geq 0.5 H$ かつ $B_w \geq 3.0 \text{ m}$	B_w, H : 図2-5-4参照
30~60 cm	$B_w \geq H$ かつ $B_w \geq 6.0 \text{ m}$	〃
60 cm を超える	上記に準じるが、さらに検討を要する。 沈下すり付けの原則を考慮して検討する。	

B_w : 地盤の沈下すり付け幅, H : 盛土厚

このために、沈下の段差の大きさを堤体に悪影響を与えない範囲に抑えるとともに、沈下の平均勾配も緩くする必要がある。これらの許容値については、今後の研究に負うところが多いが、沈下すり付け対策を検討する場合の目安としては、沈下の段差を20~30 cm以内とし、沈下の平均勾配は5~10%以内とするのが望ましいと考えられる(図2-5-3参照)。

地盤の沈下すり付け幅の目安は、図2-5-3のように設定してもよいが、地盤条件によっては必ずしも十分安全であるとは限らないので、地盤の沈下抑制量が大きい場合等では詳細な検討によって必要な幅を確保することが望ましい。

c) 地盤の沈下すり付け対策工

地盤の沈下すり付け対策工法としては、杭状の浮き固化改良体による方法、木杭を含む既製杭を用いた浮き杭(群杭)による方法、開削のり面勾配やプレロード盛土を利用して地盤の沈下量を調整する方法、そのほかの地盤改良工法による方法などが考えられる。すり付け対策は、一般には本体の基礎部に適用される工法・材料と異質なものでないのが望ましいと考えられるが、液状化対策工等の他の対策工との関連に配慮して総合的観点から選定する必要がある。

浮き固化改良体を用いて地盤の沈下すり付け対策を行う場合は、格子状改良とせず隣接する改良体が独立して挙動するように、低改良率(10~30

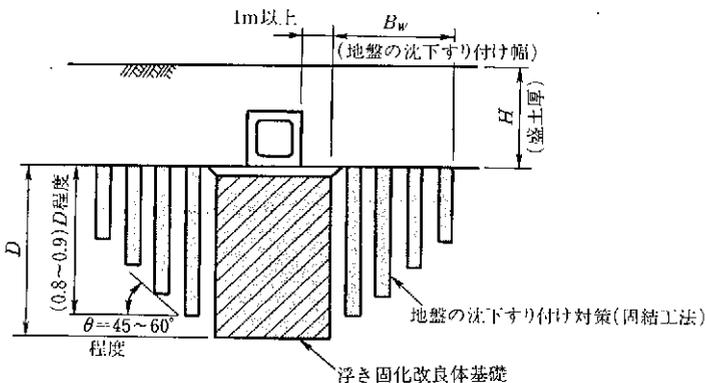


図2-5-4 基礎周辺の地盤の沈下すり付け対策の例

%程度)の全面杭状改良とし、杭体に大きな負の周面摩擦力が作用しない改良率とする必要がある(図2-5-4参照)。

地盤の沈下すり付け対策を、杭状の浮き固化改良体および浮き杭等によって行う場合は、支持層に着底させないものとし、設計にあたっては浮き杭基礎の考え方を参考にするとよい。浮き固化改良体の強度は、4.3.2の解説に示す改良体の強度の考え方に準じて設定する。

3) 即時沈下が卓越する場合の地盤の沈下すり付け対策

既設堤防を開削して樋門を設置する場合には、腹付け高や嵩上げ高によっても異なるが一般に即時沈下が卓越する。即時沈下が卓越する場合の地盤の沈下すり付け対策で考慮する残留沈下量は、原則として樋門の設置後に残留する即時沈下量を対象としてよいが、圧密沈下が無視できない場合はそれを考慮する。

すり付け対策範囲は、地盤の沈下抑制量の大きさによっても変わるが、地盤の沈下の影響範囲は、開削範囲を大幅に上回ることはない。よってすり付け対策工も無対策時の開削範囲を下回る設置範囲でよいと考えるものとした。

a) 地盤の沈下すり付け対策工の設置幅

即時沈下が卓越する場合の地盤の沈下すり付け設置幅は、次のように決定してよい。

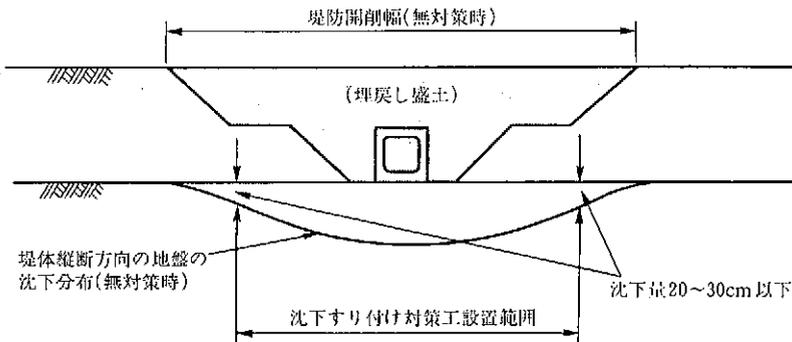


図2-5-5 堤防縦断方向の地盤の沈下分布(無対策地盤)とすり付け対策工設置範囲

- ① 地盤改良等による地盤の沈下抑制対策工および地盤の沈下すり付け対策工で、そのすり付け効果が定量的に推定できる場合には、それによってすり付け対策工設置幅を決定する。
- ② 基礎工による地盤の沈下抑制対策および地盤の沈下すり付け対策工等で、沈下すり付け対策工の効果を定量的に予測し難い場合には、埋戻し盛土による無対策時の堤防縦断方向の地盤の沈下量分布を算定し、図 2-5-5 によってすり付け対策工設置幅を決定する。
- ③ 腹付け盛土や嵩上げ盛土によって、地盤の沈下が見込まれる場合は、地盤の沈下すり付け対策工の設置端部の地盤の沈下量との差で評価する。

b) 地盤の沈下すり付け対策工

地盤の沈下すり付け対策工は、(2)に準じて設計する。

5.2 堤体のすべりに対する安定

基礎を含む周辺堤体および基礎地盤は、すべり等の影響に対して安定でなければならない。

【解 説】

1) 堤体および基礎地盤のすべりに対する安定検討

堤体および基礎地盤のすべりに対する安定は、すべり面を円形と仮定する円弧すべり計算によって評価することができる。

円弧すべりの許容安全率は、樋門の重要度等を考慮して設定するが、少なくとも $F_s=1.2$ 以上とする。

$$F_s = \frac{\sum \{c_u \cdot l + W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi_u\}}{\sum (W \cdot \sin \alpha)} \quad (2-5-2)$$

ここに、

F_s ：全応力法による円弧すべり安全率

c_u, ϕ_u ：全応力に関する土の粘着力 (tf/m²) {kN/m²} および内部摩擦角 (度) {度}

W : 各分割細片の全土重 (tf/m) {kN/m}

l : 各分割細片における円弧すべりの長さ (m) {m}

α : 各分割細片のすべり円弧の接線方向と水平面のなす角(度)
{度}

2) 基礎の影響の考慮

樋門の基礎として用いられる浮き固化改良体基礎は、一般に現地盤に比較して強度が大きく、堤防を横断して設けられるので基礎をせん断する円弧すべりが生じることはないと考えられる。

一方で、地盤の沈下すり付け対策を行う場合や液状化対策でのり尻部のみに固化改良体を設置する場合は、改良部の下を通るすべりあるいは改良部の一部を通るすべりが発生することも想定されるので、必要に応じて堤体および地盤のすべりに対する安定について検討する必要がある。

固結工法を杭状改良で行う場合の円弧すべりの検討において改良部を複合地盤として扱うときの平均せん断強さは、次式で求めてもよい。

$$\bar{c} = c_p \cdot a_p + \alpha \cdot c_0 (1 - a_p) \quad (2-5-3)$$

ここに、

\bar{c} : 改良後の平均せん断強さ (kgf/cm²) {kN/m²}

c_p : 改良柱体のせん断強さ (kgf/cm²) {kN/m²}

c_0 : 原地盤のせん断強さ (kgf/cm²) {kN/m²}

α : 改良柱体の圧縮ひずみに対応する原地盤強度の低減率

a_p : 改良面積率

浮き固化改良体基礎等の改良体の安定の検討法として「港湾の施設の技術上の基準・同解説、1989、日本港湾協会」における深層混合処理工法、あるいは「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)、建設省土木研究所」等があるので、これらを参考にするとよい。

浮き杭基礎で杭長が長くない場合には、杭先端の下部地盤を通るすべりに対する安定が問題になることがある。

3) 側方流動に対する安定

地盤が軟弱である場合に堤防盛土を行うと、地盤内に塑性化領域が卓越して生じる塑性的な変位、すなわち側方流動が生じることが知られている。側

方流動が生じると、その影響が基礎や函体に作用して函体の変位を助長する恐れがある。

このため、基礎地盤が側方流動することが明らかな場合は、側方流動対策を検討しなければならない。地盤が側方流動するか否かの目安は、一般に円弧すべり安全率 $F_s=1.5$ 程度で判断してよいとされているが、粘性土の特性や類似の条件での実績等を考慮して総合的な判断が必要である。

側方流動対策としては、一般に地盤改良等によって樋門周辺の堤体の円弧すべり安全率を $F_s=1.5$ 程度以上となるように地盤の強度を改良することが望ましい。

参考資料

1. 浮き杭基礎

(1) 設計の基本

- (a) 浮き杭基礎は、原則として基礎の残留沈下量が許容値以下となるように設計することを原則とする。
- (b) 浮き杭基礎は、鉛直荷重および水平荷重に対して安定でなければならない。

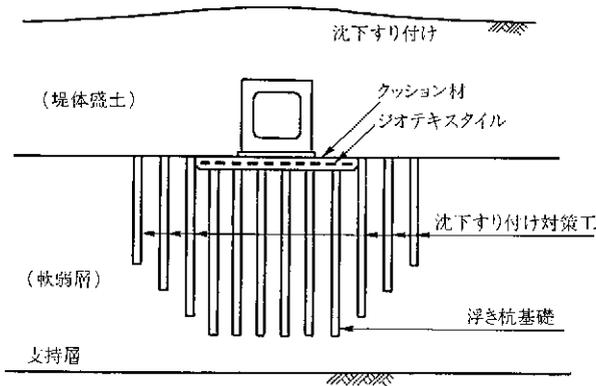
【解 説】

浮き杭基礎は、杭と樋門本体の底版とで鉛直荷重を分担する構造系（杭と底版が結合されている場合にはパイルドラフト基礎と呼ばれることがある）であり、浮き杭基礎と浮き直接基礎の両者の特性を有する。この構造特性を有効に利用することにより、合理的な柔構造樋門の設計が可能となると考えられる。この場合、樋門本体の縦方向の設計は、「地盤変位の影響を考慮した弾性支承上の梁または地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁」となる。浮き杭基礎では杭と樋門本体の底版とが荷重を分担することになるので、その分担割合を把握することが設計上の最大の課題となる。この分担割合は、地盤の沈下と杭および樋門本体の沈下との相対量によって大きく変化すると予想されるが、それを的確に予測するためには地盤の非線形変形特性を考慮しなければならない。ここではその設計法を詳細には記述していない。

- (a) 浮き杭基礎の許容残留沈下量の許容値の目安は、“I 共通編 7.3”に示した。浮き杭基礎の残留沈下量は、ここで示した値以下とすることが望ましい。このときの残留沈下量は、基礎上面での値とする。

浮き杭基礎を樋門の基礎として用いる場合は、荷重を浮き杭基礎に均等に伝達するために、原則として基礎上面に厚さ 50 cm 以上のクッション材

およびジオテキスタイルを敷設し、樋門は原則として浮き直接基礎として設計する（参考図-1 参照）。



参考図-1 浮き杭基礎の例

(b) 浮き杭基礎は、ある程度沈下を許容することで効果を得るものであるから支持層に着底させてはならない。圧密沈下終息時においても浮き杭基礎先端が支持層に着底しないよう配慮しなければならない。浮き杭基礎の先端が比較的良好な中間砂層等に到達するあるいは貫通する場合は、剛支持層の特性を併せ持つことになるので、入念な検討が必要である。

また、浮き杭基礎は、必要十分な根入れが確保されていないと不同沈下を惹起し、堤体および樋門の変状の原因となる恐れがあるので、沈下抑制効果および杭の支持力が確実に得られる深さまで根入れする必要がある。

浮き杭基礎の沈下抑制量が大きい場合は、浮き杭基礎端部において生じる沈下の段差が堤体に及ぼす影響を検討し、必要に応じて沈下すり付け対策工を実施しなければならない。

(2) 浮き杭の配置

杭は、原則として函軸直角方向については対称配置とし、函体底面幅内に2列以上配置する。

【解説】

樋門の函軸直角方向の不同沈下を防ぐために、杭は函体の中心に対して左

右対称配置とし、函体底面幅内に少なくとも2列以上配置して樋門を均等支持するようにしなければならない。浮き杭の一種と考えられるパイルネット工法の杭間隔は、1.5 m程度とする実績が多い。

(3) 荷重の分担

浮き杭基礎の荷重の分担は、基礎の沈下および支持特性を考慮して算定する。

【解説】

浮き杭基礎の荷重の分担は、浮き杭基礎の沈下および支持特性を考慮して決定するが、基本的な考え方としては、次に示すようになろう。

- ① 鉛直荷重は原則として、杭の周面摩擦力および本体底版下の地盤で支持させる。
- ② 水平荷重は原則として、樋門本体底版下の地盤で支持させる。

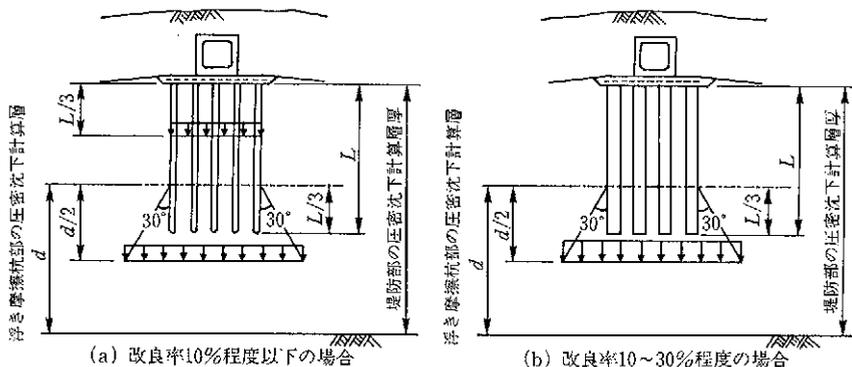
(4) 基礎の残留沈下量

浮き杭基礎の残留沈下量は、浮き杭の構造特性と地盤の相互作用を考慮して算定する。

【解説】

浮き杭基礎の残留沈下量あるいは沈下抑制効果を推定する方法としては、杭先端以下の地盤の沈下分布と杭間地盤の沈下分布を考慮し、各杭の正負の周面摩擦力の極限釣合いを解く方法が有望と考えられている。

簡略的に浮き杭基礎の沈下抑制効果を求めるには、次に示す方法によることができる。この場合の荷重は盛土荷重とするが、地盤の応力分担を考慮する必要がある。杭による改良率（改良部の面積に対する杭頭面積の比率）が10%程度以下の場合には、参考図-2の(a)に示すように杭間地盤と杭先端部地盤の沈下を考慮し、杭による改良率が10～30%程度の場合には、参考図-2の(b)に示すように杭の先端部地盤のみを考慮して、通常の即時沈下計算および圧密沈下計算を行って求めることができる。なお、杭間地盤に伝達する応力を推定するためには杭による改良率と杭と地盤との応力分担比を考慮する必要がある。



参考図-2 浮き杭基礎の応力分散の考え方

参考図-2は、浮き杭基礎の直下地盤の沈下を算出する場合に用いることが可能であるが、周辺堤防の沈下の影響を考慮していない。周辺堤防部の地盤の沈下分布は堤防部の盛土荷重分布と浮き杭基礎の形状によって大きく異なるが、堤防縦断方向の地盤の沈下量分布を求めるためにはこの影響を考慮して別途計算する必要がある。

(5) 基礎の許容支持力

1) 杭の鉛直支持力

浮き杭の鉛直支持力は、周辺地盤の沈下の影響を考慮して算定する。

【解 説】

浮き杭の鉛直支持力は、以下に示す杭の鉛直支持力および杭に作用する負の周面摩擦力の影響を考慮して求める。

杭による改良率が10%程度(あるいは $2.5D$, D :杭径)以下の場合には、杭の鉛直支持力に群杭効果の影響を考慮しなくてよい。杭による改良率が10~30%程度の場合には、群杭効果についても検討することが望ましい。

a) 杭の軸方向押込み支持力

1本の杭の軸方向押込み支持力は、次式により算出する。

$$R_a = \frac{1}{F_s} (R_u - W_s) + W_s - W \quad \text{参考式-1}$$

ここに、

R_a : 杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力 (tf) {kN}

F_s : 参考表-1 に示す安全率

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (tf) {kN}

W_s : 杭で置き換えられる部分の土の有効重量 (tf) {kN}

W : 杭および杭内部の土の有効重量 (tf) {kN}

なお、杭の自重が小さい場合には、次式を用いてもよい。

$$R_a = \frac{1}{F_s} R_u \quad \text{参考式-2}$$

参考表-1 安全率

杭の支持特性	常時	地震時
周面摩擦	1.2	1.1
先端支持	1.2	1.1

b) 杭の極限支持力

地盤から決まる杭の極限支持力 (R_u) は、次式により推定してもよい。

$$R_u = q_a \cdot A_p + U \cdot \sum (l_i \cdot f_i) \quad \text{参考式-3}$$

ここに、

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (tf) {kN}

A_p : 杭先端面積 (m²) {m²}

q_a : 杭先端で支持する単位面積あたりの極限支持力度 (tf/m²)
{kN/m²}

U : 杭の周長 (m) {m}

l_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m) {m}

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (tf/m²) {kN/
m²}

c) 杭周面に働く最大周面摩擦力度

杭周面に働く最大周面摩擦力度 (f_i) は、杭の施工方法、地盤種別に従って参考表-2 から推定してよい。

参考表-2 最大周面摩擦力度 (tf/m²) {kN/m²}

地盤の種類	施 工 法		
	打込み杭工法	場所打ち杭工法	中掘り杭工法
砂質土	0.2N (≦10) {2N (≦100)}	0.5N (≦20) {5N (≦200)}	0.1N (≦5) {1N (≦50)}
粘性土	c または N (≦15) {c または 10N (≦150)}	c または N (≦15) {c または 10N (≦150)}	0.5c または 0.5N (≦10) {5c または 5N (≦100)}

2) 負の周面摩擦力

浮き杭基礎は、杭周面に働く負の周面摩擦力の影響について検討する。

【解 説】

杭に作用する負の周面摩擦力は、杭周辺の地盤が沈下するときに杭周面に鉛直下向きの摩擦力として発生する。樋門における負の周面摩擦力の特徴は、不均等な盛土荷重および沈下量分布により、杭ごとにその大きさが異なることである。

a) 圧密沈下を生じるおそれのある地盤を貫いて打設される支持杭では、杭周面に下向きに作用する負の周面摩擦力を検討しなければならない。

負の周面摩擦力の検討に用いる荷重は、杭頭に伝達する鉛直力 P_0 と圧密沈下する層およびその上層に働く負の周面摩擦力との和として求める。慣性力を考慮する地震時の検討には負の周面摩擦力を考慮する必要はない。

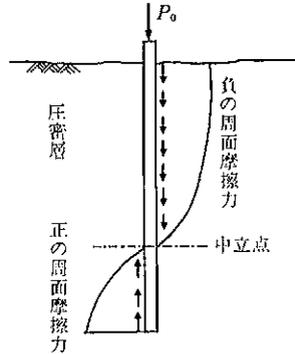
b) 負の周面摩擦力の検討

① 中立点の位置

負の周面摩擦力が作用する範囲としては、中立点より上を考えればよいが(参考図-3 参照)、その位置は地盤の沈下量、先端支持地盤の硬さによって変化し、一律に与えることはできない。特にデータがない場合の中立点の位置は、圧密層の 2/3 程度の深さと仮定してよい。

② 鉛直支持力の検討

負の周面摩擦力を考慮した許容支持力は、次式により求める。



参考図-3 負の周面摩擦力と中立点

$$R'_d = \frac{1}{1.5} (R'_d - W'_s) + W'_s - (R_{nf} + W) \quad \text{参考式-4}$$

ここに、

R'_d ：負の周面摩擦力を考慮した許容支持力 (tf) {kN}

R'_d ：中立点より下にある地盤による杭の極限支持力 (tf) {kN}

R_{nf} ：負の周面摩擦力 (tf) {kN} すなわち、中立点より上のある層の最大周面摩擦力の和。最大周面摩擦力は参考表-2 に準じて計算するが、この場合は $N \leq 2$ の軟弱層であっても無視してはならない。

W'_s ：中立点より下方の杭で置き換えられる部分の土の有効重量 (tf) {kN}

W ：杭および杭内部の土砂の有効重量 (tf) {kN}

③ 杭体応力度の検討

負の周面摩擦力を考慮した杭体応力度は、次式により求める。

$$1.2 \times (P_0 + R_{nf} + W') \leq \sigma_y \cdot A_p \quad \text{参考式-5}$$

ここに、

P_0 ：杭頭に伝達する鉛直力 (tf) {kN}

R_{nf} ：負の周面摩擦力 (tf) {kN}

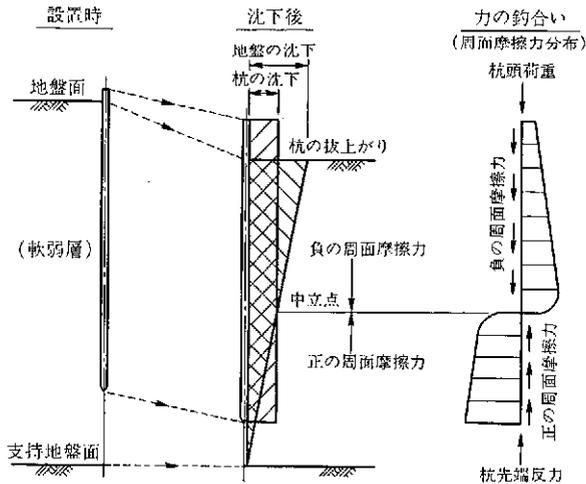
W' ：中立点より上方の部分の杭の有効重量 (tf) {kN}

σ_y ：杭材料の降伏応力度 (tf/m²) {kN/m²}

A_p : 照査断面での杭の純断面積 (m^2) { m^2 }

c) 浮き杭の沈下抑制メカニズム

浮き杭の沈下抑制メカニズムは、参考図-4 に示すように周辺地盤の沈下による負の周面摩擦力の作用によって浮き杭が沈下するが、周辺地盤の沈下に応じて杭下部の正の周面摩擦力が大きくなり、杭頭荷重、杭先端反力および正・負の周面摩擦力の各々の合力が釣り合うところで停止するとする考え方がある。浮き杭基礎においては、負の周面摩擦力の影響が大きいため調査・設計検討においてこの点に慎重な配慮が必要である。なお、しゃ水矢板にも同様な負の周面摩擦力の作用があるが、しゃ水矢板は樋門本体に結合されているため樋門本体の縦方向の計算にこの影響を考慮する必要がある。



参考図-4 浮き杭の沈下と周面摩擦力

(6) 杭のパネ定数

浮き杭基礎の杭のパネ定数は、原則として既往の載荷試験に基づく推定式や土質試験の結果によるか、鉛直載荷試験による荷重—変位量曲線から推定する。

【解説】

浮き杭基礎の杭のバネ定数は、以下に示す一般的な杭基礎の設計に用いる算定式に準じて求めることができるが、負の周面摩擦力の影響を考慮する必要がある。この意味では鉛直載荷試験の結果も同様である。

a) 杭の軸方向バネ定数

杭の軸方向バネ定数 K_V は、杭の鉛直載荷試験による杭頭荷重～杭頭沈下量曲線から求めることが望ましいが、一般的な杭基礎の設計にあたっては、支持力と同様、次式に示す推定式によって求めることができる。

$$K_V = a \cdot \frac{A_P \cdot E_P}{l} \quad \text{参考式-6}$$

ここに、

K_V : 杭の軸方向バネ定数 (kgf/cm) {kN/m}

A_P : 杭の純断面積 (cm²) {m²}

E_P : 杭体の弾性係数 (kgf/cm²) {kN/m²}

l : 杭長 (cm) {m}

a : 杭種別および施工方法別に杭の根入れ比 (l/D) との関係で求まる係数で、参考表-3 で算定する。

参考表-3 a の算定式

杭種と施工方法	a の算定式
打込み鋼管杭	$0.014(l/D) + 0.78$
打込みPHC杭	$0.013(l/D) + 0.61$
場所打ち杭	$0.031(l/D) - 0.15$
中掘り鋼管杭	$0.009(l/D) + 0.39$
中掘りPHC杭	$0.011(l/D) + 0.36$

注) : D は杭径 (cm) とする。

- ① 参考表-3 は、原則として根入れ比が 10 以上の杭に適用するものとする。したがって、 $l/D < 10$ の杭では、類似した条件の載荷試験記録などを参考にして総合的に K_V を決定するのが望ましい。
- ② 打込み杭などの A_P は杭頭 (上杭) の純断面積を採用する。

(7) 杭体の設計

浮き杭基礎の杭の断面力は、地盤変位の影響等の外力および地盤性状を考慮して求めるものとし、杭体各部は、断面力に対して安全でなければならない。

【解 説】

浮き杭の杭体に発生する断面力は、周辺地盤の沈下や側方変位等の地盤変位の影響および杭頭に作用する荷重、そして周面摩擦力等の反力分布から推定することができる。これらを評価のうえ断面力に対する杭体の安全を照査する。

(8) 杭と底版の結合

浮き杭と樋門本体の底版は、原則として結合しないものとする。

【解 説】

浮き杭基礎では、一般に各杭は一樣に沈下することはない。このため、浮き杭を樋門の底版と結合すると、杭の不同沈下の影響による杭頭から伝達する杭ごとに異なる力が樋門本体に作用することになる。樋門本体の設計は、この杭頭から伝達する力を考慮して安全性を評価することが必要である。この伝達力を適切に配分することが可能であれば合理的な設計が可能となるが、現状では実測値がほとんどない。このため、浮き杭と樋門本体の底版は、原則として結合しないものとした。

浮き杭と底版を結合した構造を採用する場合は、上記の課題に対する検討を行って安全を確かめなければならない。

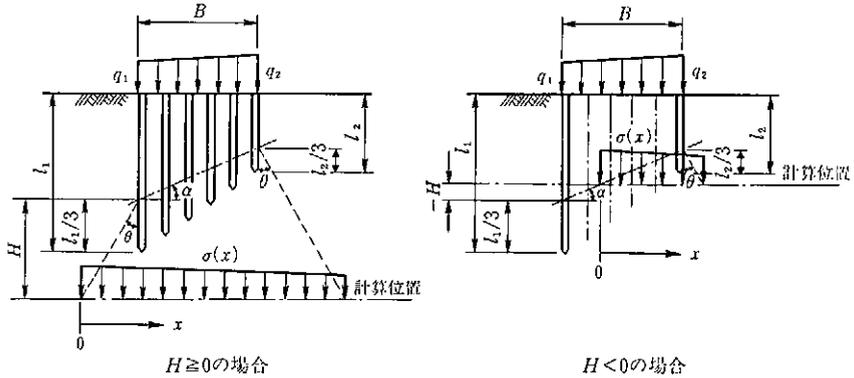
2. 地盤の沈下すり付け対策

浮き杭によって地盤の沈下すり付けを行う場合は、適切な杭長および杭間隔を設定する。

【解 説】

杭状改良の浮き固化改良体および浮き杭を用いた地盤の沈下すり付けの検

討において、杭長が変化する場合の地中応力分布は、参考図-2 の考え方を拡張し、簡略式として参考図-5 および参考式-7, 8 のように算出することができる。



参考図-5 杭長が変化する浮き杭基礎の地中応力分布の考え方

$H \geq 0$ の場合

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{\sigma(x)} &= \frac{1}{q_1 - \frac{x}{W_1 + W_2}(q_1 - q_2)} \left(\frac{W_1}{B} + \frac{2x \cdot \tan \alpha \cdot \tan \theta}{W_1 + W_2} \right) \\ W_1 &= 2H \cdot \tan \theta + B \\ W_2 &= B \cdot \tan \alpha \cdot \tan \theta \end{aligned} \right\} \text{参考式-7}$$

$H < 0$ の場合

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{\sigma(x)} &= \frac{1}{q_1' - \frac{x(q_1 - q_2)}{B(1 + \tan \alpha \cdot \tan \theta)}} \left[1 + \frac{2x \cdot \tan \alpha \cdot \tan \theta}{\left(B + \frac{H}{\tan \alpha} \right) (1 + \tan \alpha \cdot \tan \theta)} \right] \\ q_1' &= q_1 + \frac{H}{B \cdot \tan \alpha} (q_1 - q_2) \end{aligned} \right\}$$

参考式-8

III 耐震設計編

第1章 総 則

1.1 適用の範囲

この編は、樋門およびその周辺堤防の耐震設計に適用する。

【解 説】

この編は、樋門およびその周辺堤防の耐震設計を行うにあたって守らなければならない諸規定を示したものである。

耐震設計編は、樋門の耐震性を向上させることを目的に、樋門の耐震設計法が確立されていない状況において、現時点の知見に基づいて当面の考え方を示したものであり、必ずしも共通編・基礎構造編と同一に位置付けられる精度を有していない。したがって、この編に規定していない事項や、実務に適用し難い事項がある場合は、“I 共通編 1.2”に示す基準その他の関連する図書等を参考にして検討するものとする。また、この編に記述する内容と同等以上の検討を実施する場合には、この耐震設計編を適用しなくてよい。

1.2 用語の定義

この編に用いる用語の意味は次のとおりとする。

地震の影響：耐震計算に用いる慣性力，地震時土圧，地震時動水圧，地震時の地盤変位，液状化，流動化などの，工学的に評価した構造物に及ぼす地震の影響の総

称

- 震 度 法：地震動に起因する力(地震時慣性力，地震時土圧，地震時動水圧)を，地震による荷重として構造物に静的に作用させて計算する耐震計算法
- 慣 性 力：物体の重量と設計水平震度の積で与えられる力
- 設 計 水 平 震 度：耐震設計において，慣性力を算定するために物体の重量に乗じる係数
- 液状化判定用設計水平震度：耐震設計において，地盤の液状化を判定するために用いる設計水平震度
- 地 域 別 補 正 係 数：しばしば規模の大きい地震が起こった地域を基準とした場合の他地域での設計水平震度の補正係数
- 地 盤 種 別：地震時における地盤の振動特性に応じて，工学的に分類する地盤の種別
- 耐震設計上の地盤面：耐震設計において地表面と仮定する地盤面
- 液 状 化：地震動による間隙水圧の急激な上昇により，飽和した砂質土層がせん断強度を失い，土の構造に破壊が生ずること
- 流 動 化：液状化に伴い，地盤が水平方向に移動すること
- 過 剰 間 隙 水 圧：定常状態の間隙水圧を基準として，それを上回る間隙水圧

1.3 樋門の重要度の区分

樋門は、重要度に応じて表 3-1-1 に示すように区分する。

表 3-1-1 重要度の区分

重要度の区分	対象となる樋門
A種	下記以外の樋門
B種	地震による被災時の2次災害の可能性およびその規模、立地条件、施設の機能・規模、復旧の難易度等を勘案して重要と認められる樋門

【解 説】

樋門の重要度は、地震による被災時の2次災害の可能性、立地条件、施設の機能、施設の規模、復旧の難易度等を勘案してA種の樋門とB種の樋門の二つに区分する。重要度の区分がB種とされる樋門とは、以下の条件等に該当する場合である。

2次災害の可能性：堤内地地盤高が朔望平均満潮位（湖沼および堰上流区間にあっては、平常時の最高水位）+1.0 m、計画津波高のいずれかより低い区間に設けられる樋門のうち、地震により被災すると2次災害の発生が予想される樋門等

立 地 条 件：背後地の重要度が高い、都市河川等で計画高水位に達する洪水の発生確率が高い場所に設けられる樋門等

施 設 の 機 能：都市用水等の取水樋門等

施 設 の 規 模：施設規模が大きい樋門等

復 旧 の 難 易 度：被災した場合の復旧が困難、代替施設がない樋門等

なお、B種の樋門には万が一被災した場合の2次災害の重大性等その重要度が特に高い樋門があり、これを特に重要な樋門として細分する。

第2章 設計計画

2.1 地震対策の基本方針

樋門の地震対策の検討にあたっては、堤内地の状況、地形・地質・地盤条件などを考慮し、樋門の重要度に応じて耐震性の高い構造形式を選定すると同時に、基礎および周辺堤防を含む樋門の全体系が十分な耐震性を有するように配慮する。

【解説】

1) 樋門が確保すべき耐震性

過去の地震による水門、樋門の被害事例によれば、地震により函体の亀裂、継手の開口、門柱の亀裂・傾斜、翼壁・胸壁の目地の開き等の被害が発生しているが、水門、樋門の機能を損なうような被害事例は少ない。また、震度IV以下の地震動での被害例はない。一部、水門、樋門の機能上の支障が生じるような樋門の函体の破断や、水門の床版の破損が生じたところでは、これらの構造物周辺での噴砂や河川堤防の沈下がみられていることから、地盤の液状化が被害の大きな原因と推定される。

このように地震によって樋門の機能を損なうような大きな被害を受けた例はほとんどないが、大きな被害を受けた場合には、河川水が堤内側に浸入したり、函体の閉塞による排水不良が生じるなどによって堤内側の湛水による2次災害が想定される。また、早期復旧が困難であることが多く、被災後の洪水や高潮によって河川水等が堤内側に浸入し、2次災害を引き起こす恐れがある。

このため、樋門の確保すべき耐震性は、地震後における樋門の最低限の機能確保の観点から、多少の変形は許容するものの、浸水等による2次災害となるような大変形、破壊はしないような「地震力に対して所要の安全性」を有する構造を目標とすべきである。

樋門の耐震設計では、堤内地の状況、地形・地質・地盤条件などを考慮し、樋門の重要度に応じて耐震性の高い構造形式を選定することが重要である。

2) 樋門の周辺堤防の地震対策

土構造物である河川堤防は、土構造物であるがゆえに地震により被災した場合でも早期の復旧が容易であるため、その特性を考慮した耐震構造とすることが可能である。一方、樋門はコンクリートと鋼材を主体とした構造物であり、万一被災した場合に短期間で復旧することは困難である。このため、樋門の周辺堤防は、一般区間の堤防と同等以上の耐震性が確保されている必要があり、周辺堤防の耐震性が低い場合には、あらかじめ周辺堤防の地震対策を検討することが基本である。周辺堤防の耐震性が確保されることによっ

表 3-2-1 堤防の耐震性を向上させる河川改修工事の例

河川改修工事		効果	適用性
川表側対策	高水敷造成	高水敷部の上載荷重を増大させて液状化を抑制することで、堤防本体への液状化による影響を軽減する。門弧すべり対策としても有効である。	○
	表腹付け 緩傾斜堤防	表のり面部の上載荷重を増大させて液状化を抑制する。緩傾斜とすることで、変形を緩和する効果がある。	○
	根固め工	根固めにより堤脚部分の上載荷重が増すので、液状化の発生を若干抑制する効果がある。	△
	鋼矢板等	鋼矢板等によって液状化による地盤の流動化を抑制して、堤体の沈下・変形を軽減する。	△
川裏側対策	高規格堤防 裏腹付け 緩傾斜堤防	裏のり面部の上載荷重を増大させて液状化を抑制する。緩傾斜とすることで、変形を緩和する効果がある。	○
	裏のり尻ドレーン	過剰間隙水圧の消散効果により液状化を抑制する。洪水時の浸透流対策としての併用も可能である。	△

て、樋門の耐震性は大きく向上すると考えられる。

樋門の地震被害は、地盤の液状化による周辺堤防の変状が大きな原因となっている。支持杭基礎等の樋門では、構造物自体が安定であっても、地震時の液状化による函体底版下の空洞化によりパイピングが発生し、それが破堤の原因となるなど2次災害を引き起こす可能性がある。このため、周辺堤防の地震対策としては地盤の液状化対策を優先的に行う必要がある。液状化対策等の検討にあたっては、堤防の耐浸透性等の堤防機能の確保等についても考慮し、周辺堤防の治水機能を損なわないように十分配慮しなければならない。

3) 河川改修工事と地震対策

樋門の耐震性を向上させるためには、周辺堤防の耐震性を確保することが重要であるが、河川改修工事によっても堤防の耐震性を強化することが可能である。表3-2-1に示す河川改修工事は、堤防の耐震性を向上させる効果があるので、河川改修工事による地震対策についても検討し、総合的見地から堤防全体の耐震性を高めるように努めることが肝要である。

2.2 耐震設計の基本方針

- (1) 樋門の耐震設計にあたっては、周辺堤防の地震対策を優先して実施する。
- (2) 本体等の構造物の耐震設計は、原則として震度法によって行う。

【解説】

- (1) 樋門の耐震性を向上させるためには、次の事項に配慮する必要がある。
 - ① 樋門の耐震性を向上させるには、周辺堤防を含む樋門の全体系の耐震性を向上させることが重要である。とりわけ、周辺堤防の挙動が樋門の耐震性を左右するため、周辺堤防の耐震性の確保を優先して実施する。
 - ② 砂質地盤の液状化や軟弱粘性土層のすべり等による地盤の変状が生じる可能性がある沖積地盤上では、地震時に樋門の被害が発生する可能性が高い。一般に樋門の構造を強化することによってこれらの変状に対抗

することは難しいので、特に、砂質地盤においては液状化を抑制することを設計目標とする必要がある。

- ③ 地震の影響によって、樋門の周辺堤防はのり尻側に変位しようとする。このような地盤の側方変位あるいは側方流動に対しては、樋門の函体の函軸構造形式を函軸緊張構造とすることで対応するのが有効と考えられる。

- (2) 樋門は地中構造物であるため、地震の影響を慣性力に置き換える震度法による耐震設計はなじまず、むしろ周辺地盤の変位・変形によってその挙動が支配されると考えられている。既往の調査によると、地震後に残留する堤体および地盤の永久変位は、一般に地震動の作用中の動的変位より大きいことが認められている。地震時の地盤変位量の推定法については、いくつか提案されているが設計の実務に適用するにはパラメータの設定など課題も多く、実際の地震時の挙動と対比する等によってその精度を評価するなどの今後の検証が残されている。

これらの状況から、樋門の耐震設計は、当面実績のある震度法によるものとした。しかし、必要に応じて地震後に残留する地盤の永久変位量（地震時の地盤変位）を樋門の設計（本体の縦方向の設計）に考慮して耐震性を評価することが望ましい。

a) 樋門の耐震設計法

樋門の耐震設計は、樋門の重要度に応じて必要とされる耐震性能を確保することを目標として行う。樋門の重要度は、1.3に規定するようにA種とB種に区分される。A種の樋門およびB種の樋門(特に重要な樋門を除く)は、過去の地震発生の際の時間的経過に基づいて樋門の供用期間中に1～2度発生すると考えられる強さの地震動（レベル1地震動）に対して損傷することなく、また、B種の樋門のうち特に重要な樋門は、レベル1地震動に対して損傷することなく、陸地近傍で発生する大規模なプレート境界地震に加えて、兵庫県南部地震のような内陸の直下の地震による地震動も対象とした発生確率の極めて低い地震動（レベル2地震動）に対しては、限定された損傷にとどめることを目標とする。

樋門は、当該施設の重要度の区分に応じて表3-2-2に示す耐震設計を行

表 3-2-2 樋門で考慮する耐震設計法

設計部位 重要度の区分		周辺堤防	本体 (本体の縦方向の設計)	胸壁, 門柱, 翼壁
A種		—	震度法 ¹⁾	震度法
B種	重要な樋門	液状化の判定 堤体のすべりに 対する安定	震度法 ²⁾	震度法
	特に重要な樋門		レベル2地震動を考慮した設計	

¹⁾: 本体の縦方向の設計に胸壁, 門柱から伝達される地震の影響を考慮する。

²⁾: 本体の縦方向の設計に胸壁, 門柱から伝達される地震の影響および地震時鉛直土圧を考慮する。

うものとする。ここに示した耐震設計法は、レベル1地震動を考慮した震度法による耐震設計を示したものであり、レベル2地震動は考慮していない。

B種の樋門のうち特に重要な樋門や大型堰等の重要構造物に近接して設けられる樋門は、必要に応じてレベル2地震動を考慮した設計を行うことが望ましいが、その設計法の確立は今後の課題として本耐震設計編では触れていない。

b) 段階的な耐震性向上への対応

樋門の耐震設計に考慮する地震力(地震震度)や地震の影響の考え方は、今後の検討において耐震性を向上させる方向で見直される可能性がある。このため、規模の大きな樋門や重要度の高い樋門などでは、今後の耐震性向上に対応できるように、追加対策や補強対策が容易に行えるような構造とするなどで配慮しておくことが望ましい。

c) 継続的な追跡調査

樋門の今後の耐震設計および地震対策を検討する際の資料とするため、耐震設計を行った樋門の継続的な追跡調査を実施することが望ましい。

(3) 耐震設計の一般的手順

樋門の耐震設計の一般的な手順を、図 3-2-1 に示す。

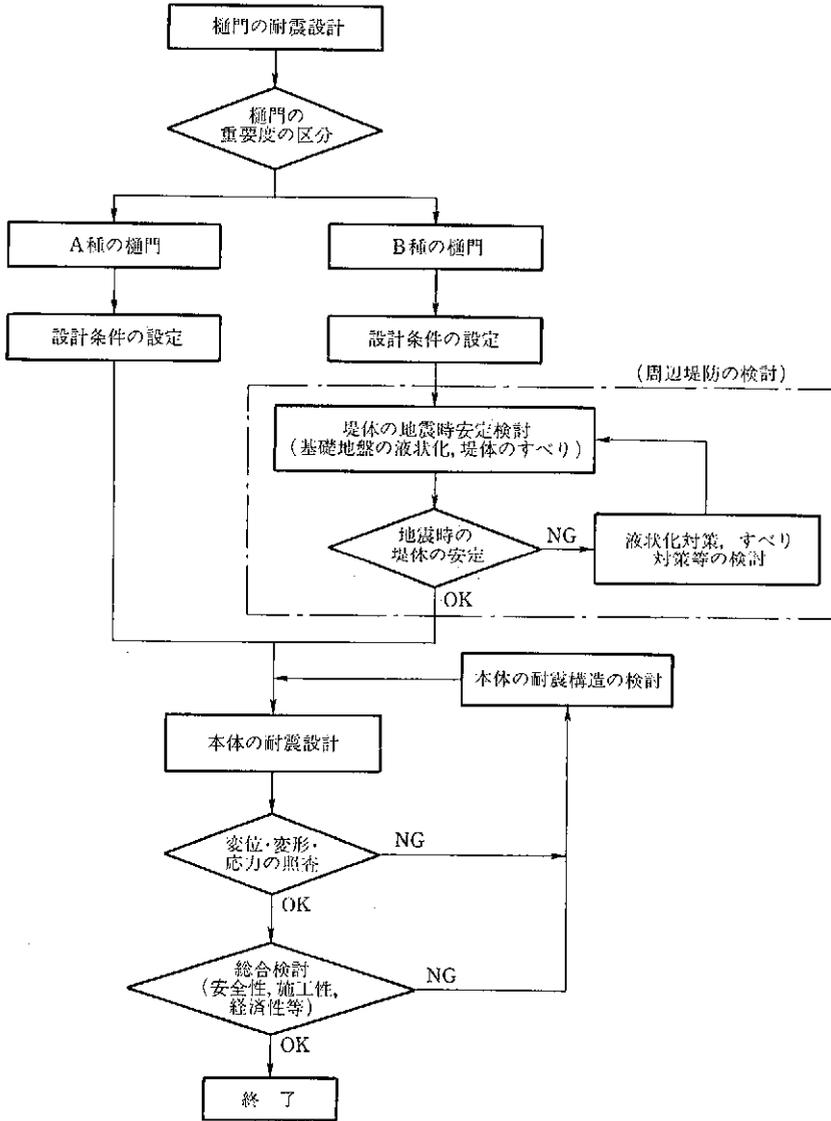


図 3-2-1 樋門の耐震設計の流れ

第3章 荷重および設計条件

3.1 荷重の種類と組合せ

(1) 耐震設計にあたっては、次の荷重を考慮する。

1) 主荷重

- ① 死荷重
- ② 土圧
- ③ 水圧
- ④ 負の周面摩擦力の影響
- ⑤ 有効プレストレス力

2) 従荷重

- ⑥ 地震の影響

(2) 荷重は、設計対象部位に最も不利な応力、変位、その他の影響が生じるように作用させる。

【解 説】

(1) 荷重の種類

ここで示した荷重は、耐震設計において考慮しなければならない荷重の種類を列挙したものである。建設地点の諸条件や構造特性などによって選定する。

また、耐震設計においては一般に活荷重は考慮する必要はないが、自動車荷重等の活荷重の影響が大きいと認められる場合は、上載荷重として 0.5 tf/m^2 { 4.9 kN/m^2 } を考慮する。

(2) 荷重の組合せ

耐震設計で考慮する荷重の組合せは、表 3-3-1 を考慮して設計対象部位に最も不利な応力、変位、その他の影響が生じるように作用させるものとする。

なお、本体の縦方向の設計における地震時の計算は、平常時（地震時の計算のための常時）の変位・応力状態に対して地震時の付加荷重が作用すると考えて、平常時の計算結果に地震の影響を考慮した計算結果を重ね合わせて評価する方法によるのがよい。

表 3-3-1 耐震設計の荷重の組合せの目安

設計部位	荷重	死荷重	負の周面摩擦力の影響	有効プレス トレス力	地震の影響			
					地震時 鉛直土圧	地震時 水平土圧	地震時 動水圧	慣性力
周辺堤防		○	—	—	—	△	△	○
本体	横方向	△	—	△	—	△	△	—
	縦方向	○	△	△	△	○	△	△
胸壁		○	—	△	—	○	△	△
門柱		○	—	△	—	△	△	○
翼壁		○	△	△	—	○	△	○

凡例 ○：考慮すべき荷重，△：条件によって考慮する荷重

3.2 地震の影響

地震の影響としては、次の荷重を考慮する。

- (1) 地震時慣性力
- (2) 地震時土圧
- (3) 地震時動水圧

【解説】

(1) 地震時慣性力

地震時慣性力は、原則として地上部の構造物に対して震度法による耐震設

計を行う場合に考慮する。

(2) 地震時土圧

地震時土圧としては、地震時鉛直土圧と地震時水平土圧がある。地震時鉛直土圧は、B種の樋門（特に重要な樋門を除く）において必要に応じて考慮する。地震時水平土圧は、A種・B種の樋門の胸壁、翼壁等に考慮するが、函体には考慮しなくてよい。

(3) 地震時動水圧

地震時動水圧は、水深が比較的大きい等で動水圧の影響が大きい場合に考慮する。

3.3 地震時慣性力

構造物の重量に起因する地震時慣性力は、構造物の重心を通過して水平方向に作用するものとし、次式によって算定する。

$$H_E = k_h \cdot W \tag{3-3-1}$$

ここに、

H_E ：地震時慣性力 (tf) {kN}

k_h ：4.2.1に規定する設計水平震度

W ：構造物の重量 (tf) {kN}

【解説】

慣性力の作用方向は、一般に構造物に不利な水平一方向に作用させればよ

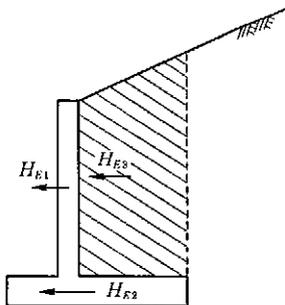


図 3-3-1 地震時慣性力

い。

擁壁等において構造物といっしょに振動し、構造物に大きな影響を与える土塊部分（負載重量）に対して慣性力を考慮する場合には、土塊の重量に設計水平震度を乗じて求めるものとする。

3.4 地震時土圧

- (1) 地震時鉛直土圧は、地震の影響による地盤の沈下を考慮して算出する。
- (2) 地震時水平土圧は、設計水平震度を考慮して算出する。

【解説】

(1) 地震時鉛直土圧

函体に作用する地震時鉛直土圧を考慮する場合は、次式により算定する。

地震時鉛直土圧係数は、地盤の液状化・地盤内の過剰間隙水圧の上昇・軟弱な粘性土層の軟化等に伴う地震後の基礎地盤面の沈下の影響を鉛直土圧の増分として考慮するための係数である。

$$p_{ve} = \alpha_E \cdot \gamma \cdot H \quad (3-3-2)$$

ここに

p_{ve} ：地震時鉛直土圧強度 (tf/m²) {kN/m²}

α_E ：地震時鉛直土圧係数で、函体の形状、土かぶりに応じて式 (3-3-3) に示す値とし、図 3-3-3 の範囲で使用する。

γ ：土かぶり土の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}

H ：函体の土かぶり厚さ (m) {m}

ΔS ：地震の影響による函体と周辺地盤との不同沈下量 (m) {m}

$$\alpha_E = 16.0 \times \left(\frac{\Delta S}{H} \right)^{\frac{2}{3}} \times \frac{\left(\frac{H}{B} \right)^{\frac{4}{3}}}{\left(\frac{H}{B} \right)^{\frac{4}{3}} + 1.4} + 1.1 \quad (3-3-3)$$

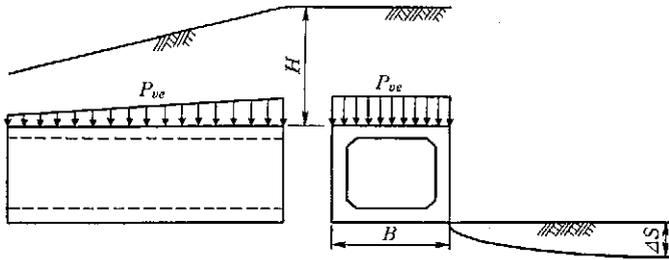


図 3-3-2 地震時鉛直土圧

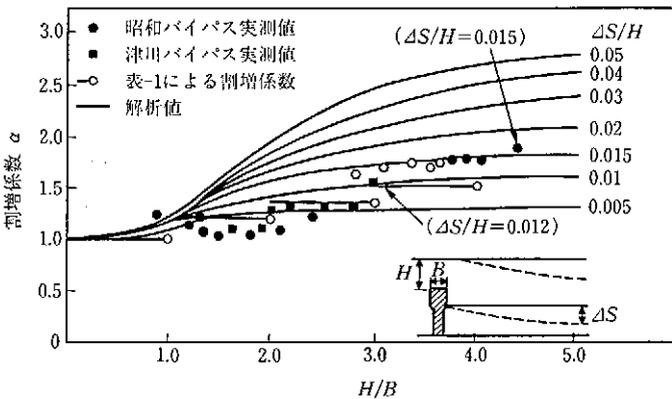


図 3-3-3 鉛直土圧の割増し係数 α と H/B との関係

(参考文献：軟弱地盤上のカルバートに作用する土圧，土と基礎，1984年6月)

地震時鉛直土圧係数の値は室内の静的実験により得られた結果を準用したものであり、共通編に示す常時の鉛直土圧係数と本質的には同じものである。この実験値は周囲の地盤の沈下を比較的急激に発生させたときの値（図 3-3-3 参照）であり、地震の影響による地盤の永久変位の発生過程と類似の現象とみなすことができるものと考えられる。このため、地震直後の地盤の沈下の影響を考慮する一方法として適用するものとした。

地震時鉛直土圧係数は、樋門本体の縦方向の設計における荷重として考慮する。函体と周辺地盤との不同沈下量 ΔS の推定は、確立された推定方法がないため、地盤の永久変位量の推定法として提案されている方法やその他の方法等によって適切に推定する。既往地震における堤防の被災事例から $\Delta S/H$

を推定すると $\Delta S/H > 0.05$ となるのがほとんどであり、当面は $\Delta S/H = 0.05$ の値を用いてよい。

(2) 地震時水平土圧

a) 地震時主働土圧

胸壁等に作用する地震時主働土圧は、次式による。

$$p_{Ea} = K_{EA}(\gamma \cdot h + q_0) \quad (3-3-4)$$

$$K_{EA} =$$

$$\frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_E) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (3-3-5)$$

$$\begin{aligned} \cot(\xi_{EA} - \alpha) = & -\tan(\phi + \delta_E + \theta - \alpha) \\ & + \sec(\phi + \delta_E + \theta - \alpha) \sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta_E + \theta_0) \cdot \sin(\phi + \delta_E)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}} \end{aligned} \quad (3-3-6)$$

ここに

p_{Ea} : 任意の深さの地震時主働土圧強度 (tf/m²) {kN/m²}

K_{EA} : 地震時主働土圧係数

ξ_{EA} : 地震時の主働崩壊角 (度){度}

γ : 土の湿潤単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}

h : 任意の深さ (m){m}

q_0 : 地震時の上載荷重 (tf/m²) {kN/m²}

α : 地表面と水平面のなす角 (度){度}

θ : 壁背面と鉛直面のなす角 (度){度}

ϕ : 土の内部摩擦角 (度){度}

δ_E : 土圧作用面の種別に応じた地震時壁面摩擦角 (度){度}

土と土の場合: $\delta_E = \phi/2$

土とコンクリートの場合: $\delta_E = 0$

θ_0 : 地震時合成角 (度){度} $\theta_0 = \tan^{-1}k_h$ または $\theta_0 = \tan^{-1}k'_h$

k_h : 設計水平震度 (4.2 参照)

$$k'_h : \text{水中の見かけの水平震度} \quad k'_h = \frac{\gamma \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2 + q'_0}{\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + q_0} \cdot k_h$$

γ_{sat} : 土の飽和単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}

γ' : 土の水中単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}

h_1 : 水面上の土層厚さ (m) {m}

h_2 : 水面下の土層厚さ (m) {m}

ただし、 $\phi - \alpha - \theta_0 < 0$ のときは $\sin(\phi - \alpha - \theta_0) = 0$ とする。また、 q'_0 は地震時に確実に作用するもののみとし、活荷重は原則として含まないものとする。

ここで用いている角度は反時計回りを正とする。

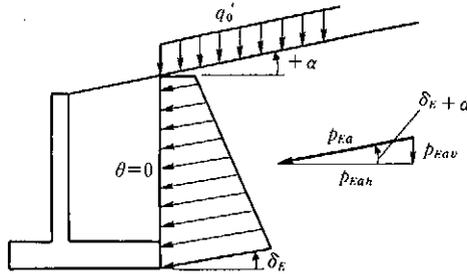


図 3-3-4 地震時主働土圧

b) 試行くさび法による地震時主働土圧

地震時主働土圧の算定には、試行くさび法において土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させる方法を用いることができる (図 3-3-5 参照)。

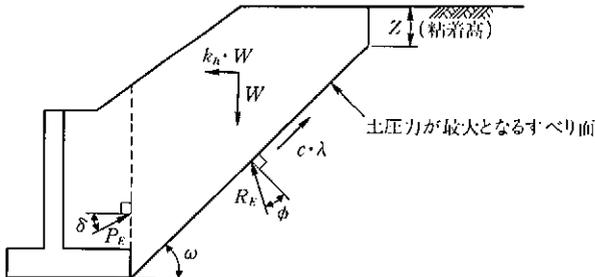


図 3-3-5 試行くさび法による地震時主働土圧

c) 地震時静止土圧

翼壁等に作用する地震時静止土圧は、次式による。

$$P_{0E} = P_0 + (P_{HE} - P_H) \quad (3-3-7)$$

ここに

P_{0E} : 地震時静止土圧合力 (tf) {kN}

P_0 : 常時の静止土圧合力 (水平成分) (tf) {kN}

P_{HE} : 主働土圧状態を仮定した場合の地震時の土圧合力の水平成分 (tf) {kN}

P_H : 主働土圧状態を仮定した場合の常時の土圧合力の水平成分 (tf) {kN}

3.5 地震時動水圧

地震時動水圧は、動水圧の影響が大きいと予測される場合等、必要に応じて考慮する。地震時動水圧の作用方向は、慣性力の作用方向と一致させる。

【解説】

地震時動水圧は、「ダム・堰施設技術基準（案）」に準拠する。

3.6 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、原則として次式で算出される地盤の特性値 T_G をもとに、表 3-3-2 により区分する。地表面が基盤面と一致する場合は I 種地盤とする。

$$T_G = 4 \cdot \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad (3-3-8)$$

ここに、

T_G : 地盤の特性値 (sec) {sec}

H_i : i 番目の土層の厚さ (m) {m}

V_{si} : i 番目の土層の平均せん断弾性波速度 (m/sec) {m/sec}

粘性土層の場合 $V_{si} = 100N_i^{\frac{1}{3}}$ ($1 \leq N_i \leq 25$)

砂質土層の場合 $V_{si} = 80N_i^{\frac{1}{3}}$ ($1 \leq N_i \leq 50$)

N_i : 標準貫入試験による i 番目の土層の平均 N 値

i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分されるときの、地表面から i 番目の土層の番号。基盤面とは、粘性土層の場合は N 値が 25 以上、砂質土層の場合は N 値が 50 以上の土層の上面、もしくはせん断弾性波速度が 300 m/sec {m/sec} 程度以上の土層の上面をいう。

表 3-3-2 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 T_c (sec) (sec)
I 種	$T_c < 0.2$
II 種	$0.2 \leq T_c < 0.6$
III 種	$0.6 \leq T_c$

【解 説】

T_c を式(3-3-8)で求め難い場合 (相当深くまでボーリング調査を行っても基盤面が現れない場合など) には、表 3-3-3 により地盤種別分類を行ってもよい。

表 3-3-3 沖積層厚と洪積層厚による地盤種別

地盤種別	対象地盤
I 種	沖積層厚が 25m 未満で、かつ、沖積層の 2 倍と洪積層厚の和が 10m 以下の地盤
II 種	沖積層厚が 25m 未満で、かつ、沖積層の 2 倍と洪積層厚の和が 10m を超える地盤
III 種	沖積層厚が 25m 以上の地盤

(ダム・堰施設技術基準(案)より)

3.7 耐震設計上土質定数を低減させる土層

3.7.1 一般

樋門の周辺地盤の地震時安定性は、砂質土層については3.7.2の規定により、また、粘性土層およびシルト質土層については3.7.3の規定により、それぞれ判定する。

【解説】

樋門の基礎地盤が地震時に液状化する可能性がある場合は、液状化の判定を行わなければならない。

3.7.2 砂質地盤の液状化の判定

以下の三つの条件すべてに該当する沖積層の飽和砂質土層は、地震時に液状化が生じる可能性があるため、液状化の判定を行う。

- ① 地下水位が現地盤面から10 m以内にあり、かつ現地盤面から20 m以内の深さに存在する飽和土層。
- ② 細粒分含有率 F_c が35 %以下、または F_c が35 %を超えても塑性指数 I_p が15以下の土層。
- ③ 平均粒径 D_{50} が10 mm以下で、かつ10 %粒径 D_{10} が1 mm以下である土層。

【解説】

1) 液状化の判定方法

液状化の判定方法は、原則として道路橋示方書の方法によるものとする。ただし、判定を行うにあたっては、次の留意事項を考慮する。

- ・ 洪積土は兵庫県南部地震を含む既往の地震において液状化したという事例は確認されていない。洪積土は一般に N 値が高く、また、続成作用により液状化に対する抵抗が高いため、一般には液状化の可能性は低い。

しかし、一部の地域において低い N 値を示したり、あるいは続成作用を喪失した洪積土層が存在することから、このような洪積土層については液状化の判定を行うのが望ましい。

- ・液状化の判定は、樋門の周辺堤防について行い、その際に樋門の存在を考慮しなくてよい。しかし、樋門の断面が大きい場合などで函体直下地盤の有効上載圧 σ'_v が著しく小さくなる場合は、函体直下の地盤の液状化についても検討する必要がある。

なお、液状化する土層を改良した場合は、改良効果を推定して改良後の土質定数を用いる。

2) 道路橋示方書の方法による液状化の判定

地震時に液状化の判定を行う土層に対して、液状化に対する抵抗率 F_L を次式により算出し、この値が 1.0 未満の土層は液状化するものとする。

$$F_L = R/L \quad (3-3-9)$$

$$R = c_w \cdot R_L \quad (3-3-10)$$

$$L = r_d \cdot k_{hc} \cdot \sigma'_v / \sigma'_v \quad (3-3-11)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015 x \quad (3-3-12)$$

$$\sigma_v = \{ \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (x - h_w) \} / 10 \quad (3-3-13)$$

$$\sigma'_v = \{ \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w) \} / 10 \quad (3-3-14)$$

(タイプ I の地震動の場合)^{注)}

$$C_w = 1.0 \quad (3-3-15)$$

(タイプ II の地震動の場合)^{注)}

$$c_w = \left\{ \begin{array}{ll} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3 R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{array} \right\} \quad (3-3-16)$$

ここに、

F_c : 細粒分含有率(%) (粒径 $75 \mu\text{m}$ 以下の土粒子の通過質量百分

注) タイプ I およびタイプ II の地震動とは、いずれもレベル 2 地震動に含まれる地震動でありそれぞれ、プレート境界型の大規模な地震および兵庫県南部地震のような内陸直下型地震を想定している。震度法 (4.2.2 参照) による場合の c_w は、タイプ I の地震動の値を用いてよい。

率)

 I_p : 塑性指数 D_{50} : 平均粒径 (mm) {mm} D_{10} : 10 % 粒径 (mm) {mm} F_L : 液状化に対する抵抗率 R : 動的せん断強度比 L : 地震時せん断応力比 c_w : 地震動特性による補正係数 R_L : 繰返し三軸強度比で、3)により求める r_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数 k_{hc} : 液状化の判定に用いる設計水平震度で、レベル1地震動に対しては4.2.2の規定により $k_{hc} = k_s$ として求める σ_v : 全上載圧 (kgf/cm²) {kN/m²} σ'_v : 有効上載圧 (kgf/cm²) {kN/m²} x : 地表面からの深さ (m) {m} γ_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³} γ_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³} γ'_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³} h_w : 地下水位の深さ (m) {m}

液状化の判定を行う必要がある土層の粒度の上限値として、従来の道路橋示方書・耐震設計編(平成2年2月)では、平均粒径 D_{50} が2 mm 以下とされていたが、兵庫県南部地震を含む最近の地震において平均粒径が2 mm を超える礫質土の液状化が観察されたことを踏まえ、上記のように改めた。ただし、ここに示す粒径は、標準貫入試験により得られる試料を粒度分析して求めた値によるものとする。標準貫入試験の試料は、粒子破砕などの影響により、原位置に比べて粒度が細くなる。この程度は粒子の硬さや粗さにより必ずしも一定の関係があるわけではないが、標準貫入試験の試料の平均粒径

10 mm はおおむね原位置の平均粒径 20 mm 程度あるいはそれ以上に相当する。

また、10%粒径 D_{10} を 1 mm 以下としたのは、粗粒で均等係数の低い礫質土では透水性が高く液状化しにくいことを考慮したものである。なお、砂質土と礫質土は、平均粒径 D_{50} が 2 mm 未満であるか以上であるかにより区分する。

3) 繰返し三軸強度比

繰返し三軸強度比 R_L は次式により算出する。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882 \times \sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882 \times \sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \quad (3-3-17)$$

ここに、

<砂質土の場合>

$$N_a = c_1 \cdot N_1 + c_2 \quad (3-3-18)$$

$$N_1 = 1.7 \cdot N / (\sigma'_v + 0.7) \quad (3-3-19)$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq F_c < 10\%) \\ (F_c + 40) / 50 & (10\% \leq F_c < 60\%) \\ F_c / 20 - 1 & (60\% \leq F_c) \end{cases} \quad (3-3-20)$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq F_c < 10\%) \\ (F_c - 10) / 18 & (10\% \leq F_c) \end{cases} \quad (3-3-21)$$

<礫質土の場合>

$$N_a = \{1 - 0.36 \cdot \log_{10}(D_{50}/2)\} N_1 \quad (3-3-22)$$

ここに、

R_L : 繰返し三軸強度比

N : 標準貫入試験から得られる N 値

N_1 : 有効上載圧 1 kgf/cm²{98.1 kN/m²} 相当に換算した N 値

N_a : 細粒分の影響を考慮した補正 N 値

c_1, c_2 : 細粒分含有率による N 値の補正係数

F_c : 細粒分含有率(%) (粒径 75 μ m 以下の土粒子の通過質量百分率)

D_{50} : 平均粒径 (mm)

4) 液状化抵抗率 F_L の算出位置

液状化抵抗率 F_L の算出位置は、原則として図 3-3-6 に示すように盛土天端中央部と川表側および川裏側のり尻平坦部の 3 個所以上とし、それぞれの土かぶりを考慮して液状化抵抗率を算出する。

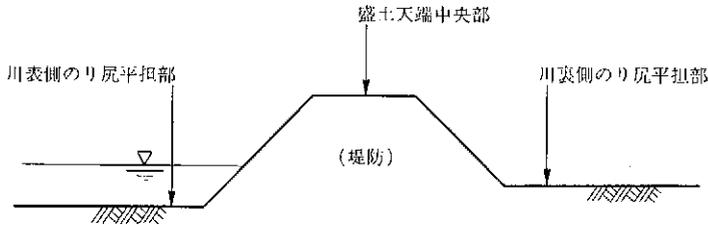


図 3-3-6 液状化抵抗率の算出位置

3.7.3 ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層

基礎地盤面から 3 m 以内にある粘性土層およびシルト質土層で、一軸圧縮試験または原位置試験により推定される一軸圧縮強度が 0.2 kgf/cm^2 { 20 kN/m^2 } 以下の土層は、耐震設計上ごく軟弱な土層とする。

【解 説】

一般に、一軸圧縮強度が 0.2 kgf/cm^2 { 20 kN/m^2 } 以下の粘性土あるいはシルト質土は、試験時に供試体を自立させることが困難な程度に軟弱であるため、地震時に基礎を有効に支持する作用は期待できない。このため、このような土層をごく軟弱な粘性土層あるいはシルト質土層とみなすこととした。

3.7.4 土質定数を低減させる土層とその取扱い

- (1) 3.7.2 の規定により液状化すると判定される砂質土層は、耐震設計上土質定数を低減させる。
- (2) 3.7.3 の規定によりごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層と判定された土層は、その土質定数を零とする。

【解説】

(1) 液状化する砂質土層の取扱い

地震時に液状化すると判定される砂質土層があるために堤防の安定が確保できない場合は、地盤改良等の液状化対策によって堤防の安定を確保することが基本である。

砂質土層の一部の液状化を許容しても堤体の安定が図れ、同時に対策工によって樋門周辺の堤体の安全が確保できる場合は、液状化をある程度許容した設計も可能と考えられる。しかし、現状における耐震設計の精度は高くないので、液状化対策によって地盤の液状化に対する抵抗を高めておくことが望ましい。

地盤の液状化を考慮して基礎の設計を行う場合の土質定数は、液状化に対する抵抗率 F_L の値に応じて耐震設計上土質定数を低減させるものとする。液状化すると判定された場合の土質定数は、その土層が液状化しないものとして求めた土質定数に表 3-3-4 の低減係数 D_E を乗じて算出する。

ここで、 D_E を乗じて低減させる土質定数とは、地盤反力係数、地盤反力度の上限値および最大周面摩擦力度をさすものとする。

過剰間隙水圧 Δu の発生量と液状化抵抗率 F_L の関係は、非排水繰返し三軸試験の結果から近似的に次式のように示される。図 3-3-7 はこの関係を表したものである。

表 3-3-4 土質定数に乗じる低減係数 D_E

F_L の範囲	現地盤面からの深度 x (m) {m}	低減係数 D_E	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

ここに、 R ：動的せん断強度比

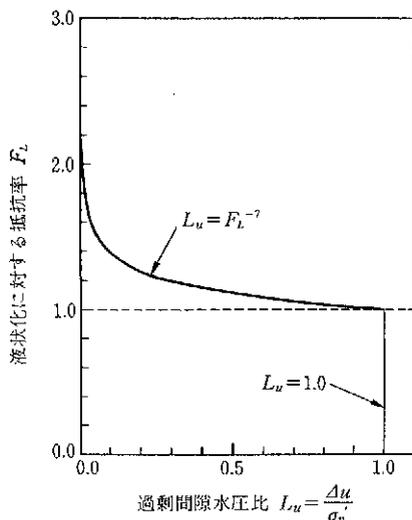


図 3-3-7 液状化に対する抵抗率 F_L と過剰間隙水圧比 L_u の関係

$$L_u = \Delta u / \sigma'_v = \begin{cases} F_L^{-7} \dots\dots\dots (F_L \geq 1) \\ 1 \dots\dots\dots (F_L < 1) \end{cases} \quad (3-3-23)$$

ここに、

L_u : 過剰間隙水圧比 $L_u = \Delta u / \sigma'_v$

Δu : 過剰間隙水圧 (kgf/cm²) {kN/m²}

σ'_v : 有効上載圧 (kgf/cm²) {kN/m²}

(2) ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層の取扱い

ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層に該当する土層がある場合は、耐震設計上その土質定数を零とし、土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。ただし、変形係数を零とすると解析が不能となる場合は、解析が可能となる値 (1/100 程度) まで低減して用いてもよい。

3.8 耐震設計上の地盤面

耐震設計上の地盤面は、一般に常時の設計における設計地盤面とする。

ただし、3.7.4に規定する耐震設計上土質定数を零とする土層がある場合は、耐震設計上の地盤面をその土層の下面に設定する。

【解説】

樋門の基礎地盤に地震時に液状化する砂質土層がある場合は、一般に液状化を抑制する対策を行うことが基本であるので、この規定に該当するのはごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層がある場合に限られる。ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層に対しても、地盤の改良などによって地盤の耐震性を向上させて、耐震設計上の地盤面を常時の設計における設計地盤面と同一とすることが望ましい。

第 4 章 設計水平震度

4.1 一 般

- (1) 設計水平震度は、4.2の規定により算出する。
- (2) 耐震設計上の地盤面以深の構造部分，土および水に対しては，設計水平震度は考慮しないものとする。

4.2 設計水平震度

4.2.1 構造物の耐震設計に用いる設計水平震度

構造物の耐震設計に用いる設計水平震度は，次式により算出する。ただし，次式による値が 0.1 を下回る場合には 0.1 とする。

$$k_h = C_z \cdot C_s \cdot k_{h0} \quad (3-4-1)$$

ここに，

k_h ：設計水平震度（小数点以下 2 桁に丸める）

k_{h0} ：構造物の耐震設計に用いる設計水平震度の標準値で，表 3-4-1 による。

C_z ：4.3 に規定する地域別補正係数

C_s ：4.3 に規定する構造物特性別補正係数

表 3-4-1 構造物の耐震設計に用いる設計水平震度の標準値

地盤種別	I 種	II 種	III 種
k_{s0}	0.16	0.20	0.24

4.2.2 地盤の液状化の判定に用いる設計水平震度

地盤の液状化の判定に用いる設計水平震度は、地震の影響、樋門の重要度等を考慮して設定する。

【解 説】

B種の樋門の設計に考慮する地盤の液状化の判定に用いる設計水平震度は、式(3-4-2)により算出する。なお、1.3によりB種の樋門のうち特に重要な樋門や大型堰等の重要構造物に近接して設けられる樋門では、よりレベルの高い耐震性が求められることがある。このような場合は必要に応じてレベル2地震動に対応する地盤の液状化の判定に用いる設計水平震度を別途設定して地盤の液状化の判定を行うものとする。

$$k_s = c_z \cdot k_{s0} \quad (3-4-2)$$

ここに

k_s ：設計水平震度（小数点以下2桁に丸める）

k_{s0} ：地盤の液状化の判定に用いる設計水平震度の標準値で、表3-4-2による。

c_z ：4.3に規定する地域別補正係数

表 3-4-2 地盤の液状化の判定に用いる設計水平震度の標準値

地盤種別	I 種	II 種	III 種
k_{s0}	0.12	0.15	0.18

4.3 設計水平震度の補正係数

(1) 地域別補正係数

地域別補正係数は、地域区分に応じて表3-4-3の値とする。ただし、対象地点が地域区分の境界線上にある場合は、係数の大きいほうの値とする。

表3-4-3 地域別補正係数

地域区分	補正係数 c_z	対象地域
A	1.0	下記2地域以外の地域
B	0.85	「Zの数値, R_i および A_i を算出する方法ならびに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」(昭和55年11月27日建設省告示第1793号) 第1項 (Zの数値) 表中(二)に掲げる地域
C	0.7	「Zの数値, R_i および A_i を算出する方法ならびに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」(昭和55年11月27日建設省告示第1793号) 第1項 (Zの数値) 表中(三)におよび(四)に掲げる地域

(2) 構造物特性格別補正係数

構造物特性格別補正係数 c_s は、構造物種別に応じて表3-4-4の値とする。

表3-4-4 構造物特性格別補正係数 c_s

構造物種別	樋門	樋門周辺の堤防
補正係数 c_s	1.0	0.75

【解説】

(1) 地域別補正係数

地震発生頻度の少ない地域においても、地震発生頻度の高い地域と同一の設計水平震度を用いることは合理的でないため、地震発生頻度の高い地域に対して地域別補正係数によって補正することとした。

表 3-4-5 地域別補正係数の地域区分

地域区分	補正係数 C_z	対象地域	建設省告示第1793号第1項中の表
A	1.0	北海道のうち釧路市、帯広市、根室市、沙流郡、新冠郡、 静内郡、三石郡、浦河郡、様似郡、幌泉郡、河東郡、上川 郡(十勝支庁)、河西郡、広尾郡、中川郡、足寄郡、十勝郡、 釧路郡、厚岸郡、川上郡、阿寒郡、白糠郡、野付郡、標津 郡、目梨郡 青森県のうち三沢市、十和田市、八戸市、上北郡、三戸郡、 岩手県、宮城県 福島県のうち福島市、二本松市、相馬市、原町市、いわき 市、伊達郡、相馬郡、安達郡、田村郡、双葉郡、石川郡、 東白川郡 茨城県、栃木県、群馬県、埼玉県、千葉県、東京都、神奈 川県、長野県、山梨県 富山県のうち富山市、高岡市、氷見市、小矢部市、砺波市、 新湊市、中新川郡、上新川郡、射水郡、婦負郡、東砺波郡、 西砺波郡 石川県のうち金沢市、小松市、七尾市、羽咋市、松任市、 加賀市、鹿島郡、羽咋郡、河北郡、能美郡、石川郡、江沼 郡 静岡県、愛知県、岐阜県、三重県、福井県、滋賀県、京都 府、大阪府、奈良県、和歌山県、兵庫県 鳥取県のうち鳥取市、岩美郡、八頭郡、気高郡 徳島県のうち徳島市、鳴門市、小松島市、阿南市、板野郡、 阿波郡、麻植郡、名西郡、名東郡、那賀郡、勝浦郡、海部 郡 香川県のうち大川郡、木田郡 鹿児島県のうち名瀬市、大島郡	(一)
B	0.85	北海道のうち札幌市、函館市、小樽市、室蘭市、北見市、 夕張市、岩見沢市、網走市、苫小牧市、美瑛市、芦別市、 江別市、赤平市、三笠市、千歳市、滝川市、砂川市、歌志 内市、深川市、富良野市、登別市、恵庭市、伊達市、札幌 郡、石狩郡、厚田郡、浜益郡、松前郡、上磯郡、亀田郡、 芽部郡、山越郡、檜山郡、爾志郡、久遠郡、奥尻郡、瀬棚 郡、島牧郡、寿都郡、磯谷郡、虻田郡、岩内郡、古宇郡、	(二)

<p>B</p>	<p>0.85</p>	<p> 稔丹郡, 古平郡, 余市郡, 空知郡, 夕張郡, 樺戸郡, 雨竜郡, 上川郡(上川支庁)のうち東神楽町, 上川町, 東川町および美瑛町, 勇払郡, 網走郡, 斜里郡, 常呂郡, 有珠郡, 白老郡 青森県のうち青森市, 弘前市, 黒石市, 五所川原市, むつ市, 東津軽郡, 西津軽郡, 中津軽郡, 南津軽郡, 北津軽郡, 下北郡 秋田県, 山形県 福島県のうち会津若松市, 郡山市, 白河市, 須賀川市, 喜多方市, 岩瀬郡, 南会津郡, 北会津郡, 耶麻郡, 河沼郡, 大沼郡, 西白河郡 新潟県 富山県のうち魚津市, 滑川市, 黒部市, 下新川郡 石川県のうち輪島市, 珠州市, 鳳至郡, 珠洲郡 鳥取県のうち米子市, 倉吉市, 境港市, 東伯郡, 西伯郡, 日野郡 鳥取県, 岡山県, 広島県 徳島県のうち美馬郡, 三好郡 香川県のうち高松市, 丸亀市, 坂出市, 善通寺市, 観音寺市, 小豆郡, 香川郡, 綾歌郡, 仲多度郡, 三豊郡 愛媛県, 高知県 熊本県のうち熊本市, 菊池市, 人吉市, 阿蘇郡, 菊池郡, 上益城郡, 下益城郡, 八代郡, 球磨郡 大分県のうち大分市, 別府市, 臼杵市, 津久見市, 佐伯市, 竹田市, 日田郡, 玖珠郡, 大分郡, 直入郡, 大野郡, 北海部郡, 南海部郡 宮崎県 </p>	<p>(二)</p>
<p>C</p>	<p>0.7</p>	<p> 北海道のうち旭川市, 留萌市, 稚内市, 紋別市, 士別市, 名寄市, 上川郡(上川支庁)のうち鷲栖町, 当麻町, 比布町, 愛別町, 和寒町, 剣淵町, 朝日町, 風連町および下川町, 中川郡(上川支庁), 増毛郡, 留萌郡, 苫前郡, 天塩郡, 宗谷郡, 枝幸郡, 礼文郡, 利尻郡, 紋別郡 山口県, 福岡県, 佐賀県, 長崎県 熊本県のうち八代市, 荒尾市, 水俣市, 玉名市, 本渡市, 山鹿市, 牛深市, 宇土市, 飽託郡, 宇土郡, 玉名郡, 鹿本郡, 葦北郡, 天草郡 大分県のうち中津市, 日田市, 豊後高田市, 杵築市, 宇佐 </p>	<p>(三)</p>

C	0.7	市, 西国東郡, 東国東郡, 速見郡, 下毛郡, 宇佐郡 鹿児島県 (名瀬市および大島郡を除く)	(三)
		沖縄県	(四)

表 3-4-3 に示す地域区分をの具体的な対象地域を表 3-4-5 に掲げる。また、表 3-4-3 に従って作成した地域区分図を図 3-4-1 に示す。

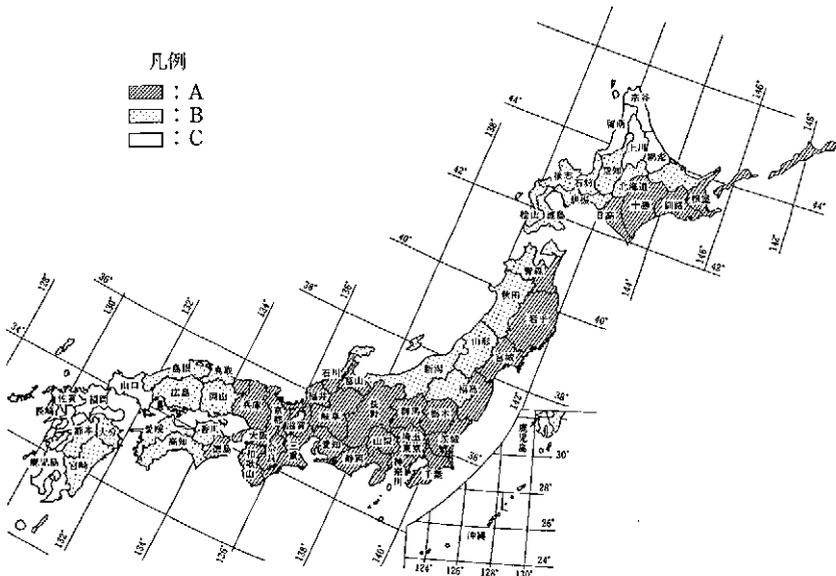


図 3-4-1 地域区分図

(2) 構造物特性格補正係数 (c_s)

樋門の構造物特性格補正係数は、1.0 とする。

樋門周辺の堤防の構造物特性格補正係数は、0.75 とする。ただし、堤防の形状効果を考慮する場合は、0.75 に表 3-4-6 に示す補正係数を乗じて用いてもよい。この係数は、対象とする堤防の B/H が大きくなる場合には、作用する地震力は最大で 2 割程度の低減ができるという解析結果に基づいて設定したものである。

表 3-4-6 堤防形状による補正係数

B/H	$B/H \leq 10$	$10 < B/H \leq 20$	$B/H > 20$
補正係数	1.0	0.9	0.8

ここに、 B ：堤防幅、 H ：堤防高さ

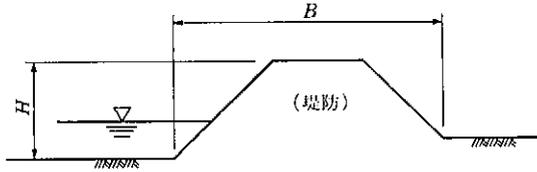


図 3-4-2 堤防形状 B/H

第5章 樋門の耐震設計

5.1 設計の基本

樋門の耐震設計は、適切な耐震設計法を選定して行う。

【解説】

樋門の耐震設計は、原則として次の耐震設計法によるものとする。

1) 函体の横方向の設計

函体の横方向は、地震時に周辺土と一体として挙動すると考えられ、既往の調査でも地震の影響による函体の横方向の被害事例はほとんどない。このため、常時の設計のみを行い、地震時の検討は省略する。

2) 本体の縦方向の設計

本体の縦方向の設計は、適切な耐震設計法を選定して行うものとし、原則として樋門の重要度に応じて表3-2-2に示す適用区分によるものとする。

5.2 本体の耐震設計

本体の耐震設計は、本体の縦方向の設計に地震の影響を考慮することで行う。

【解説】

本体の縦方向の設計に考慮する地震の影響を以下に示す。ここで、計算に使用する地盤反力係数等の地盤定数は、地震時の地盤定数とする。なお、そ

の他の計算条件等は，常時と基本的に同様でありそれらは共通編に示した。

- 1) A種の樋門の耐震設計は，胸壁および門柱から伝達される地震の影響を本体の縦方向の設計に考慮する。
- 2) B種の樋門（特に重要な樋門を除く）の耐震設計は，胸壁および門柱から伝達される地震の影響と地震時鉛直土圧を本体の縦方向の設計に考慮する。

第6章 周辺堤防の検討

6.1 一般

樋門の周辺堤防の耐震設計にあたっては、基礎地盤および堤体の耐震性について検討し、所要の耐震性を確保しなければならない。

【解説】

樋門の耐震性は、周辺堤防の耐震性に大きく依存する。また、周辺堤防の耐震性が確保されない状態で樋門の耐震性を高めても樋門の機能を確保することは困難である。このため、樋門の耐震設計にあたっては、樋門の周辺堤防の耐震性について検討し、耐震性が十分でない場合は必要に応じて対策を実施して、所要の耐震性を確保する必要がある。

所要の耐震性とは、堤防の基礎地盤は地震時に液状化しない、または基礎地盤の一部が液状化しても流動化等の有害な沈下・変形が生じない、および堤防および地盤は地震の影響によるすべり破壊を生じないことである。基礎地盤の一部の液状化を許容するのは、薄層や局部的液状化が発生しても全体的な液状化に至らず、堤防の安定に影響がないと判断される場合であり、有害な沈下・変形とは、それが堤防の安定を左右する場合のことである。

以上の条件を満足させるために、周辺堤防について次の検討を行うものとする。検討には、樋門の存在は考慮しないものとする。

① 堤防基礎地盤の液状化に対する抵抗率： $F_L \geq 1.0$ (3.7.2参照)

② 堤体の地震時円弧すべり安全率（過剰間隙水圧考慮）： $F_{sd} \geq 1.0$

(6.3参照)

③ 堤体の地震時円弧すべり安全率(慣性力考慮)： $F_{sa} \geq 1.0$ (6.3 参照)

6.2 液状化対策

樋門の周辺堤防の基礎地盤が液状化する場合は、原則として液状化対策を行う。

【解説】

1) 液状化対策の基本方針

堤防と一体構造物である樋門の地震による被害事例は多くないが、被害事例はいずれも地盤の液状化に伴う地盤および周辺堤防の変形に起因すると考えられるものである。このため、周辺堤防の耐震対策は地盤の液状化対策を優先して実施するのが原則である。樋門の耐震性のみを向上させると地盤の液状化時に構造物自体の安定が保たれたとしても両体底版下に空洞が発生する等により2次災害の危険が生じるような事態を招くこともある。

したがって、液状化対策の目標としては、樋門の周辺堤防の耐震性を優先して確保し、樋門の若干の変位を許容しても地盤の液状化および流動化等の液状化による影響を防ぐことで、2次災害の発生を防止することに重点をおくものとする。

また、対策工を実施した樋門およびその周辺が、地震後に抜け上がるなどの変状の発生を抑制するために、接続する一般部の堤防との耐震対策の整合性を図る必要がある。

樋門は、河川堤防内に築造され、堤防と同等な機能を併せ持つので、地盤改良等の液状化対策を検討する場合は、液状化対策工が同時に地盤の沈下対策工等の効果を併せ持つことを考慮して設計しなければならない。

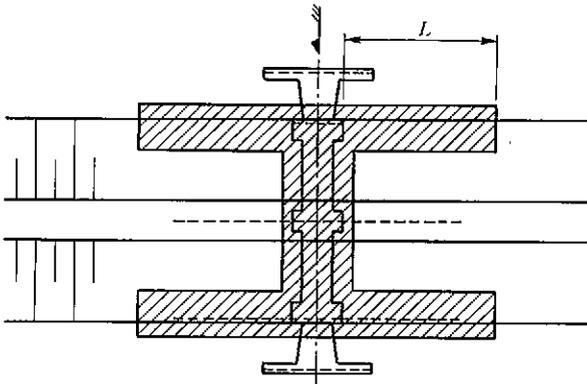
堤防の液状化対策工法としては表3-6-1に示すものがある。対策工法の選定にあたっては、工法の適用性、効果、信頼性、経済性等を総合的に考慮しなければならない。

樋門の液状化対策の基本的な考え方を、樋門を新設する場合(改築を含む)および、既設樋門を補強する場合に分けて次に示す。

2) 新設樋門の液状化対策

樋門直下の地盤を液状化し難いように改良するのが最も確実である。この場合、対策工法としては締固め・固結工法等が有効である。固結工法を採用する場合は、その部分のみが固くなり、周辺地盤とのなじみが悪くなる可能性があることに十分留意し、沈下のすり付け対策にも十分な配慮が必要である。

液状化対策は、堤防の規模、液状化層の深度等を考慮して検討する必要があるが函体直下およびのり尻部を優先して行う必要がある。対策範囲は液状化対象層の下端までを最小の改良深度とすることを原則とし、かつ改良体自体の安定および周辺堤防の地震時の円弧すべりに対する安定を確保できる範囲とする。周辺堤防の地震時の円弧すべりに対する安定を確保するために必要な対策範囲としては図3-6-1に示す範囲を目安とする。



L: シャ水矢板打設範囲+2m以上、または10mの長いほう

図3-6-1 堤防の液状化対策の範囲の目安

また、液状化対策を固結工法によって行う場合は、改良部だけが抜け上がって改良体周辺部の堤体にクラックを生ずる等の悪影響を与えることがあるので、改良体を支持層に着底させる必要がある場合などではその影響について十分に検討を行い、必要に応じて改良体の周辺に沈下のすり付け対策を考慮する必要がある。

表 3-6-1 堤防の液状化対策

工 法		工法の概要と特徴	
押え盛土工法 置換工法		押え盛土によりよりり尻部地盤を圧密する。液状化の可能性のある地盤を液状化しない材料で置き換える。無振動・無騒音、用地確保の必要あり。	
地盤系 対策 工法	振動締め 工法	サンドコンパクションパイル工法	鋼管ケーシングを地中に貫入させ、引抜き時に砂を圧入して締め固めた砂杭を打設し、同時に周辺地盤を側方に圧縮する。粘性土地盤にも適用可能。
		振動棒工法	特殊圧入ロッドの振動圧入と、地表面からの砂・砂利等の補給材の充填により地盤を締め固める。施工が機動性に富み、能率がよい。
		低振動締め工法 (パイプロフローテーションミニSCP ディープパイロ)	高周波パイプロや高周波のパイプロフロットを用いて、周囲の地盤や砂・礫等の補給材を締め固める。他の締め固め工法と比較して騒音・振動が少なく、周辺地盤の変形も少ない。
	静的締め 工法	コンパクショングラウティング工法	流動性の極めて小さいソイルモルタルを、ボーリング孔を利用して地盤中に圧入し、球根状の固結体を連続的に造成することにより、周辺地盤を締め固める。設備が小規模で低振動・低騒音、斜め施工が可能である。
		特殊石灰パイル工法	スパイラルケーシングを回転貫入させて、特殊硬練生石灰の混合材料を杭状に打設し、パイルの膨張圧で砂質地盤を静的に締め固める。低騒音・低振動、粘性土地盤にも適用可能。
	ドレーン工法	グラベルドレーン工法	ケーシングオーガを回転貫入させて、地中に砕石パイルを造成して鉛直排水機能を確保し、過剰間隙水圧の消散を図る。低振動・低騒音、締め固め式により締め固めも可能。
プラスチックドレーン工法		地盤中にプラスチックボードドレーン材を打設して鉛直排水機能を確保し、過剰間隙水圧の消散を図る。低振動・低騒音、粘性土地盤にも適用可能。グラベルドレーンと比較すると狭隙部への適用性が高い。	
構造系 対策 工法	固結工法	深層混合処理工法	地盤にセメント等の安定材を攪拌混合して固化する。低振動・低騒音、施工の信頼性が高い。
		高圧噴射攪拌工法	ボーリング孔を利用して、先端ノズルよりセメントグラウトなどを高圧噴射させて地盤を固化する。設備が小規模、騒音・振動の問題が少ない。
		注入固化工法	ボーリング孔を利用して、セメントグラウトなどを注入して地盤を固化する。設備が小規模、騒音・振動の問題が少ない。
	鋼材を用いた工法	自立（鋼管）矢板工法	堤体の変状防止（安定確保）工法と考える。側方変位、すべりに対する効果がある。
自立（鋼管）矢板工法（排水機能付き）		液状化時の過剰間隙水圧の消散を図り、せん断変形を抑制する。矢板の受働土圧抵抗が期待できる。液状化抑制、側方変位・すべりに対する効果がある。	

工法の特徴と留意点

設計・施工の留意点	環境条件			環境条件			コスト	施工実績
	振動騒音	地盤変異	地下水しゃ断	粒径	液状化層厚	適応深度(m)		
置換掘削時の堤防の安定確保に十分配慮する。押え盛土による周辺地盤の引込み沈下・側方変位の影響検討が必要。	小	小	なし	問題なし	浅層部に効果あり	3m程度の液状化層に適用	安い	普通
周辺地盤に側方変位等が生じるので、一般に適用は困難である。採用する場合は、その影響対策の検討が必要。	大	大	なし	細粒分に注意	厚くても効果あり	30	安い	多い
周辺地盤に側方変位等が生じる可能性が高いので、一般に適用は困難である。採用する場合は、その影響対策の検討が必要。	大	大	なし	細粒分に注意	厚くても効果あり	20	安い	普通
周辺地盤に側方変位等が生じる可能性があるため、十分な検討が必要。	中	小	なし	細粒分に注意	厚くても効果あり	20	安い	普通
固結体が連続するように十分な施工管理が必要。堤体内空打ち部のボーリング孔の跡埋め処理を確実に。また、周辺地盤に側方変位等が生じるので、十分な検討が必要。	小	小	あり	大礫不適	厚くても効果あり	ボーリング可能深度	普通	少ない
周辺地盤に側方変位が生じる可能性があるため、十分な検討が必要。削孔部の跡埋め処理を確実に。	小	小	なし	大礫不適	厚くても効果あり	15	安い	少ない
縮固め式による場合は、振動による影響対策を検討する。縮固め式によらない場合、地震後にある程度の沈下が生じる可能性がある。ドレーン頭部に水平排水層が必要となるため、川表側に適用する場合は堤体浸透流の検討が必要。	小	小	なし	大礫不適	厚いと効果落ちる	25	普通	多い
ドレーン頭部に水平排水層が必要となるため、川表側に適用する場合は堤体浸透流の検討が必要。また、地震後にある程度の沈下が生じる可能性がある。	小	小	なし	大礫不適	厚いと効果落ちる	25	普通	普通
周辺地盤に側方変位・地盤隆起等が生じる可能性が高いので、排土式の採用等十分な検討が必要である。	小	中	あり	大礫不適	厚くても効果あり	30	普通	多い
二重管、三重管工法では近接施工が可能であるが、隣地底版直下近傍では空洞の影響があり十分な施工管理を要する。	小	施工法による	あり	大礫不適	厚くても効果あり	ボーリング可能深度	高い	少ない
注入工法では、地盤条件によっては均質で一体化した固結体を得られない場合があるので、十分な検討が必要。	小	小	あり	細粒分に注意	厚くても効果あり	ボーリング可能深度	高い	少ない
パイプロ打設の場合は、振動による周辺地盤の沈下についての検討が必要。地下水流および浸透流への影響を検討する。変形をある程度許容する必要がある。	施工法による	小	あり	礫注意	一般に浅層対象	5m程度の液状化層に適用	普通	普通
パイプロ打設の場合は、振動による周辺地盤の沈下についての検討が必要。変形をある程度許容する必要がある。	施工法による	小	あり	礫注意	一般に浅層対象	10m程度の液状化層に適用	普通	少ない

3) 既設樋門の液状化対策

既設樋門を補強する場合は、一般に樋門直下の地盤を改良することは困難であるため、周辺堤防の基礎地盤に対する液状化対策を行うことによって、既設樋門の耐震性の向上を図ることを第一義として実施する。

液状化対策工法を選定する場合は、施工スペースの条件による1次選定を行うなど施工条件に配慮する必要がある。土質データが十分に得られていない場合は、必要に応じて地盤調査を実施する。

6.3 堤防の安定

樋門の周辺堤防は、所定の地震力に対して安全でなければならない。

【解 説】

堤防の地震時円弧すべり安全率の計算法を以下に示すが、地震時の堤防の安定については「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)、建設省土木研究所」を参考にするとよい。

1) 砂質土層の過剰間隙水圧 Δu を考慮した地震時円弧すべり安全率

$$F_{sd} = \frac{\sum \{c' \cdot l + (W - u_0 \cdot b - \Delta u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi'\}}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (3-6-1)$$

ここに、

F_{sd} : 過剰間隙水圧を考慮した地震時円弧すべり安全率

c', ϕ' : 有効応力に関する土の粘着力 (tf/m²) {kN/m²} およびせん断抵抗角 (度) {度}

W : 各分割細片の全土重 (tf/m) {kN/m}

l : 各分割細片における円弧すべりの長さ (m) {m}

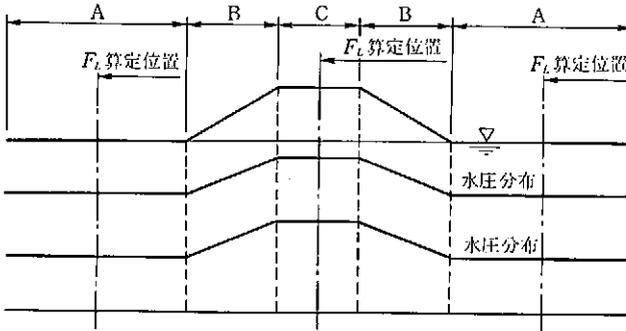
b : 各分割細片の幅 (m) {m}

u_0 : 常時地下水によって発生する間隙水圧 (tf/m²) {kN/m²}

Δu : 地震動によって発生する過剰間隙水圧 (tf/m²) {kN/m²}

α : 各分割細片のすべり円弧の接線方向と水平面のなす角 (度) {度}

過剰間隙水圧分布は、図3-6-2に示すように、それぞれの範囲において一定値、かつのり面の範囲ではそれらの値を1次補間する単純化した方法によって設定してよい。



A：のり尻水平地盤部の水圧分布，B：A C間の1次補間，C：盛土天端中央直下地盤の水圧分布

図3-6-2 過剰間隙水圧分布の設定

2) 慣性力を考慮した地震時円弧すべり安全率

$$F_{sh} = \frac{\sum [c' \cdot l + \{(W - u_0 \cdot b) \cdot \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha\} \tan \phi'] \times R}{\sum \{W \cdot \sin \alpha \cdot R + k_h \cdot W \cdot y\}} \quad (3-6-2)$$

ここに、

F_{sh} ：慣性力を考慮した地震時円弧すべり安全率

c', ϕ' ：有効応力に関する土の粘着力 (tf/m²) {kN/m²} およびせん断抵抗角 (度) {度}

W ：各分割細片の全土重 (tf/m) {kN/m}

l ：各分割細片における円弧すべりの長さ (m) {m}

b ：各分割細片の幅 (m) {m}

u_0 ：常時地下水によって発生する間隙水圧 (tf/m²) {kN/m²}

k_h ：堤防の設計水平震度 (4.2.1 参照)

α ：各分割細片のすべり円弧の接線方向と水平面のなす角 (度) {度}

R ：円弧の半径 (m) {m}

y ：円弧中心より細片重心までの鉛直距離 (m) {m}

3) 強度定数の設定

- a) 強度定数 c, ϕ は、砂質土においては排水強度定数 c', ϕ' あるいは c_a, ϕ_a 、粘性土においては非排水強度定数 c_u, ϕ_u とし、室内土質試験により求めることを原則とする。なお、室内土質試験結果がない場合には、便宜的に N 値等から推定することもできる。
- b) 沖積正規圧密粘性土の強度定数は、土質試験位置と他の地点では圧密荷重が異なるとかなりの差が生じる。このような場合には、試験位置での粘着力 c_0 から他の地点の粘着力 c_n を次式で推定してもよい。

$$c_n = \frac{c_0 \cdot \sigma_v'}{\sigma_{v0}'} \quad (3-6-3)$$

ここに、

σ_{v0}' : c_0 を求めた地点の有効上載圧 (kgf/cm²) {kN/m²}

σ_v' : 強度を求めたい他の地点の有効上載圧 (kgf/cm²) {kN/m²}

編集事務局	猪	股	純
	宇	賀	夫
	三	背	範
	奥	澤	豊
	榎	本	文
	上	村	俊
	堀		誠
			治

柔構造樋門設計の手引き (財)国土技術研究センター 編

平成 10 年 11 月 30 日 第 1 刷発行 (定価はカバーに)
平成 19 年 7 月 5 日 第 9 刷発行 (表示してあります)

発行 (財)国土技術研究センター

〒105-0001 東京都港区虎ノ門 3-12-1 (ニッセイ虎ノ門ビル 7 階)

電話 03-4519-5001

発売 株式会社 山海堂

松元龍治

☎ 113-8430 東京都文京区本郷 5-5-18

電話 03-3816-1617

振替 00140-3-194982

検印
省略

乱丁本・落丁本は小社生産部宛にお送り下さい。
送料小社負担にてお取り替えいたします。

Printed in Japan

© 1998

ISBN 4-381-01063-9 C 3051

床止め構造設計 の手引き

(財)国土技術研究センター編集
A5判 152頁 ◎定価2,730円

河道特性や水理特性を考慮した、これからの床止め構造設計法を詳述

過去の被災事例やこれまでの調査研究成果をもとに建設省河川砂防技術基準(案)同解説を補完する技術書として、床止め工を設置する河道の特性や周辺の水理的な特性を考慮した、床止め工の設計方法を取りまとめた。

<主要目次>

第1章 総説

●本書の目的 ●本書の性格と特徴 ●床止めの種類と目的 ●用語 ●設計手順

第2章 落差工

●落差工の計画 ●落差工の設計方針 ●型式の選定 ●直壁型落差工の設計細目

第3章 帯工

●帯工の計画 ●帯工の設計

参考資料

- 洪水時の床止め周辺部での現象
- 水叩き・護床工長の検討例
- 河道特性調査
- 河道変動計算の事例(A川の事例)
- 直壁型床止めの設計例
- 計算断面ピッチの考え方

(価格は本体価格)

発行/山海堂

護岸の力学設計法

(財)国土技術研究センター編著
B5判 164頁 ◎定価4,725円

護岸の力学的な安定性を確保する最低限の諸元を照査する手法を示した。

これまで体系的な力学的設計論が確立しておらず、過去の経験等に基づいてなされてきた護岸設計に、力学的な安定性を確保する最低限の諸元を照査する手法を示した。一般の基準書とは異なり、設計者自身が本書に示す各構造モデルの特徴と河道特性を十分理解した上で判断することが期待される。

<主要目次>

I. 共通編

●総則 ●設計一般 ●荷重 ●使用材料 ●基礎地盤の検討 ●構造の基本 ●
●専門の設計 ●仮設 ●施工および施工管理に関する一般事項

II. 基礎構造編

●総則 ●基礎の設計に関する一般事項 ●直接基礎 ●柔支持基礎 ●周辺堤防の
対策

III. 耐震設計編

●総則 ●設計計画 ●荷重および設計条件 ●設計水平震度 ●橋門の耐震設計
●周辺堤防の検討

参考資料

(価格は税別)

発行/山海堂

改訂 [解説] 工作物設置許可基準

(財) 国土技術研究センター編
河川管理技術研究会編
A5判 264頁 定価2,940円

河川法改正による「工作物設置許可基準の改正」(平成10年1月通達)に対応した河川関係者必携の解説書。新たに光ファイバケーブル、地下工作物、船舶係留施設を追加し、河川区域内の工作物の設置基準を完全網羅。

<主要目次>

●総則 ●堰 ●水門及び排水機場 ●取水塔 ●伏せ越し ●管類等/光ファイバケーブル類 ●集水埋渠 ●橋 ●潜水橋 ●道路 ●自転車歩行者専用道路 ●坂路 ●階段 ●安全施設 ●架空線類 ●河底横過トンネル ●地下工作物 ●船舶係留施設 ●添付資料

河川法第24条/河川法第26条/河川法施行規則第15条/河川敷地の占用許可について(局長通達)/河川敷地の占用許可について(事務次官通達)/工作物設置許可基準について/堤内地の堤脚付近に設置する工作物の位置等について/河川区域内における樹木の伐採・植樹基準について/農業用工作物の河川環境に関するガイドライン(案)について/農業用工作物の河川環境に関するガイドライン(案)の用語について/河川環境管理基本計画の策定について/橋梁の標準的な協議フロー及び審査項目(案)について/橋梁部における河川管理用通路の取り扱いについて/橋梁の構造となる隅切り、右折レーン及び歩道の取り扱いについて(議事録)/堤防と道路との兼用工作物管理協定(準則)について/堤防と道路との兼用工作物管理協定(準則)についての解説/堤防と道路との兼用工作物管理協定の公示について/堤外地の橋梁下にアンダークロス道路を設置することについて/河川区域外の土地に自転車歩行者専用道路を設置する場合の取り扱いについて/河道内の上下流に工作物を近接して設置する場合の離隔距離について(構造令規則第29条)/河床下の工作物の埋設深さについて(構造令第72条)/架線電線の高さについて(通産省令「電気設備に関する技術基準を定める省令」第74条、第116条)/鉄塔間の径間について(通産省令「電気設備に関する技術基準を定める省令」第130条)/河底横過トンネルの埋設深さについて/計画的な不法係留船対策の促進について/【参考】船舶係留施設の設計

(価格は本体価格)

発行/山海堂

ISBN4-381-01063-9

C3051 ¥3800E



9784381010636

定価(本体3800円+税)



1923051038008

樋門の設計・施工は周辺堤防の安全性の確保を優先すべきとの観点に立ち、従来の「支持杭による剛支持方式」から「直接基礎を主体とする柔支持方式」に転換されつつある。本書は新技術・新工法等を取り入れると同時に、今後の技術開発の進展に配慮して記述した。

