

土地改良事業計画設計基準及び運用・解説

設 計
「頭 首 工」

付録 技術書

技 術 書 目 次

【関連基準】《関連運用》

第1章 頭首工の歴史的経緯	76
1.1 頭首工の語源の由来	76
1.2 頭首工の歴史的変遷	76
1.3 頭首工築造位置の変遷	80
1.4 フローティングタイプ取水堰	82
1.5 魚 道	82
1.6 頭首工と史跡	83

第2章 頭首工の施設構成・構造諸元	86

【2 頭首工の定義】 《2 頭首工の定義》

第3章 頭首工設計の標準的な手順	91
3.1 頭首工の標準的な設計手順	91
3.2 環境との調和に配慮した設計に関する 基本的な考え方	92

【5 設計の手順】 《5 設計の手順》

第4章 頭首工の設計に必要となる各種調査方法	94
4.1 河川の状況調査	94
4.2 治水、利水に関する調査	100
4.3 地形調査	101
4.4 地質調査	102
4.5 環境調査	105
4.6 工事施工条件調査	106
4.7 管理に関する調査	108

【6 調 査】	《6-1 調査項目》
	《6-2 河川の状況調査》
	《6-3 治水、利水に関する調査》
	《6-4 地形調査》
	《6-5 地質調査》
	《6-6 環境調査》
	《6-7 工事施工条件に関する調査》
	《6-8 管理に関する調査》

第5章 河床変動の検討方法	111
5.1 河床形成の自然条件	111
5.2 河川工作物等の設置が河床形成に及ぼす影響	112
5.3 河床変動調査の要点	112
5.4 河床変動の推定方法	113
5.5 平衡河床の推定	118
5.6 河床材料の採取法	119

【6 調 査】	《6-2 河川の状況調査》
【7 基本設計】	《7-6 頭首工の位置》

第6章 河床の形状及び河道計画	120
6.1 河道及び河床材料の特性	120
6.2 流水による砂礫の移動とその性質	124
6.3 河道計画上の諸問題	136

【7 基本設計】	《7-6 頭首工の位置》

第7章 頭首工の基本諸元	145
7.1 位置の選定と取水位の決定	145
7.2 取入れ方式及び取入れ方法	146
7.3 形式の選定	146
7.4 可動堰可動部の敷高	148
7.5 堰固定部設置の制限条件	150
7.6 径間長と流下断面内の関係	151
7.7 構造令及び河川管理施設等構造令施行規則の 関係条文とその解説	152
7.8 構造令の適用事例	157
7.9 両端の堰柱及び管理橋の橋脚の位置	160
7.10 構造令関係条文の適正な運用	161
第8章 堰上流に及ぼす治水上の影響の検討	162
8.1 複合堰による堰上げ水位の計算	162
8.2 堰上流の背水計算	171
第9章 水理模型実験	176
9.1 水理模型実験の意義	176
9.2 水理模型実験における主な検討事項	176
9.3 水理模型実験に必要な資料	177
9.4 河川実験の相似率	179
9.5 実験結果の評価	180
9.6 水理模型実験事例	180
9.7 河床変動現象の数値解析	183
第10章 取入口の水理設計	199
10.1 取入口の位置	199
10.2 取入口の形状設計	199
10.3 取入口の流入量	201
10.4 取入口の水位計算	202
第11章 フローティングタイプ頭首工の 浸透路長、浸透量の計算	216
11.1 パイピング	216
11.2 浸透量の計算	227
第12章 頭首工設計の基本	236
12.1 頭首工設計の基本	236
12.2 重要度区分の設定	239
12.3 荷重	252
12.4 荷重の組合せ	269
12.5 許容応力度	273
12.6 耐震設計に用いる諸係数及び設定事項	275

【7 基本設計】	《7-6 頭首工の位置》
	《7-7 取入れ方式》
	《7-8 頭首工を構成する各施設の配置》
	《7-9 取水堰の堰頂標高》
	《7-10 取水堰の敷高等》
【10 取水堰】	《7-11 可動部の径間長》
	《10-1 取水堰の形態》
	《10-2 取水堰の形式》
	《10-9 洪水吐きの設計》

【7 基本設計】	《7-5 設計洪水位》

【5 設計の手順】	《5 設計の手順》

【7 基本設計】	《7-2 設計取水量》
	《7-3 設計取水位》
【9 取入口】	《9-1 取入口の構造》
	《9-2 取入口の設計》

【10 取水堰】	《10-7 固定堰のエプロン》
	《10-20 可動堰の床版及びエプロン》
	《10-21 止水壁及び阻壁の構造》
	《10-22 止水壁の設計》
	《10-23 阻壁の設計》

12.7	耐震設計手法	290
第13章	固定堰の設計	333
13.1	固定堰の断面形の決定	333
13.2	エプロンの設計	335
13.3	固定堰の構造設計	336
第14章	可動堰の設計	339
14.1	可動堰の水力設計	339
14.2	可動堰の構造設計	346
14.3	配筋手法	383
第15章	土砂吐きの水力設計	395
15.1	土砂の流入現象	395
15.2	取入口前面における堆砂現象	395
15.3	土砂吐き水路の水力設計に関する 基本的な考え方	395
15.4	急流河川と緩流河川の土砂吐き水路設計上の 相違点及び接点部の設計方針	396
15.5	急流河川における土砂吐きの水力設計法	396
15.6	緩流河川における土砂吐きの水力設計法	399
15.7	土砂吐きの幅の決定	400
15.8	設計に必要な資料	400
15.9	平均粒径移動限界時の河川流量の算定	401
15.10	土砂吐き水路の計算例(急流河川の場合)	401
第16章	護床工の設計	405
16.1	護床工設計の基本的な考え方	405
16.2	流水領域の判定	405
16.3	護床工の水力設計	408
16.4	護床工の構造設計	413
16.5	護床工の実施例(標準図)	415
16.6	護床工の設計計算例	416
16.7	その他の減勢工法	419
第17章	頭首エグゼットの種類と設計	425
17.1	ゲートの種類	426
17.2	ゲート各部の一般的名称	426
17.3	各種ゲートの特徴	426
17.4	設計一般	433
17.5	開閉装置	445
17.6	保護装置及び付属装置	450

【10 取水堰】	《10-3 固定堰の基本断面形》
	《10-4 固定堰に作用する荷重》
	《10-5 固定堰の安定計算》
	《10-6 固定堰の基本断面形の修正》
	《10-7 固定堰のエプロン》

【10 取水堰】	《10-17 堰柱に作用する荷重》
	《10-18 堰柱の安定計算》
	《10-20 可動堰の床版及びエプロン》

【10 取水堰】	《10-10 土砂吐きの設計》

【10 取水堰】	《10-24 護床工の構造》
	《10-25 護床工の設計》

【10 取水堰】	《10-19 ゲートの設計》

第 18 章 頭首工基礎の種類と設計	453
18.1 頭首工基礎の機能	453
18.2 基礎工法の選定	453
18.3 基礎工法の種類と基礎設計の基本	456
18.4 液状化対策	473
18.5 直接基礎の設計	475
18.6 フーチングの設計	487
18.7 杭基礎の設計	490
18.8 ケーソン基礎	528
第 19 章 魚道の設計	558
19.1 一般事項	558
19.2 調 査	559
19.3 魚類等の生理・生態	560
19.4 魚道設計条件	560
19.5 魚道の位置	561
19.6 魚道形式の種類	563
19.7 魚道の水理設計	566
19.8 魚道形式の選定	566
19.9 附帯施設	566
19.10 既設魚道の改善策	567
19.11 迷入・降下魚対策	569
19.12 魚道機能の保全管理	570
19.13 魚道の評価	572
第 20 章 沈砂池の一般的設計手法	575
20.1 位置の選定	575
20.2 流入導水路	575
20.3 流入土砂礫と沈砂容積	575
20.4 沈砂池の水理構造	576
20.5 流入拡大移行部	577
20.6 沈砂溝の通水幅と深さ	578
20.7 沈砂溝の長さ	579
20.8 沈砂溝の底勾配	581
20.9 沈砂溝下流端幹線水路への接続	582
20.10 排砂管の水理構造	583
20.11 附帯設備	586
20.12 沈砂池設計事例	586
第 21 章 溪流取水工の設計	589
21.1 溪流取水工が具備すべき条件	589
21.2 溪流取水工の型式	589
21.3 溪流取水工の位置の選定	598
21.4 水理構造設計	598

【11 附帯施設】	《11-4 魚道の設計》

【11 附帯施設】	《11-5 沈砂池》

21.5	形状設計	604
21.6	設計事例	607
21.7	附帯施設	611

第22章	取水・放流管理施設	612
22.1	取水管理施設	612
22.2	放流管理施設	618
22.3	自動制御システム	621

【12 管理施設】	《12-1 操作設備》

第23章	護岸及び高水敷保護工	627
23.1	取付け護岸	627
23.2	堤防護岸	628
23.3	高水敷保護工	628
23.4	護岸及び高水敷保護工の設計	628

【11 附帯施設】	《11-6 護岸及び高水敷保護工》

第24章	管理施設	629
24.1	監視操作制御設備	629
24.2	受配電設備	633
24.3	管理橋	637
24.4	その他の管理施設	639
24.5	施設の管理	646

【12 管理施設】	《12-1 操作設備》
	《12-2 管理橋》
	《12-3 その他の管理施設》

第25章	エプロンの表面保護	648
25.1	コンクリート表面保護工法の種類と概要	649

第26章	地震被害からみた設計上の留意点	651
26.1	耐震性に関する留意点	651

第27章	既設頭首工の耐震性能照査	654
27.1	耐震性能照査の基本	654
27.2	重要度区分の設定	654
27.3	荷重	655
27.4	荷重の組合せ	655
27.5	許容応力度	655
27.6	耐震性能照査に用いる諸係数及び設定事項	656
27.7	耐震性能照査手法	656
27.8	既設頭首工の物性値・設計条件等の適切な設定	657
27.9	耐震性能の確保のための整備水準	662
27.10	耐震補強	668

【10 取水堰】	《10-26 既設頭首工の耐震性能照査》

第 28 章 保全管理	671
28.1 頭首工の保全管理	671
28.2 機能と性能	672
28.3 性能低下の特徴とその評価	674
28.4 補修・補強工法	676
28.5 対策工法選定に当たっての留意事項	679
28.6 対策工法施工後のモニタリング	680
28.7 浸透破壊につながる変状発見時の対応	680
 第 29 章 頭首工の施工に関する設計上の留意点	681
29.1 施工計画	681
29.2 仮設工事	682
29.3 本工事	690
 第 30 章 頭首工用語集	697
 第 31 章 参考文献	715

第 1 章 頭首工の歴史的経緯

頭首工は農業用水を河川から取水する必要の大きいわが国において古くから発達した取水施設である。古くは自然取入れの時代から近年の全可動堰までその時代の背景や築造技術によって、取水方式や堰の型式も変遷してきた。ここではその語源の由来や歴史的・技術的な経緯について紹介する。

1.1 頭首工の語源の由来

頭首工という用語は、明治末期以来用いられてきており、1902 年（明治 35 年）発行の上野英三郎、有働良夫共著「土地改良論」には、「河深大に水量十分に且つ水位高きときは用水路の頭首に於いて水門或は坎樋を設くるのみにして足る然れども多くの場合には低水量の多からざるため堰堤を以て川を堰き水を溜め水面を高むるを要す而して堰堤の上流に於いて沈澱したる土砂を掃除する為に掃除樋を要し此に加ふるに洪水の時に際し堰堤水門等の破損を防ぐために遁樋を設け多量の水を放流せしむ此等の工事を総称して頭首工（Head Work）と云う」と記されている。このように河川から取水する場合に、用水路の Head つまり頭首部に設けられる水門、堰堤、掃除樋等の施設を総称して頭首工と呼んできたようである。

1.2 頭首工の歴史的変遷

古くから日本人の主食の米は水田で栽培され、多量の水を必要とし、その水は頭首工によって取水してきた。したがって、頭首工の構築については古来から幾多先人達が苦労を重ね、技術が未熟であった昔から今日に至るまでの多くの実績と豊富な研究があり、わが国の特技として発達してきたものである。

1.2.1 古い時代

古代農業は、焼畑から水田に移って谷川からの水を利用して谷地田を開発した。

古い時代においては、技術はもちろんのこと材料もみるべきものがなかったので、取水堰はほとんど設けずに自然取入れとし、自然取入れの可能な場所まで取入口を求めて導水路を開削するといったものが多く、水位の堰上げあるいは河川内導水を必要とする場合は取水期だけ一時的に役立つ仮設の堰を設けていたところもある。いずれも半川締切が多かった。

これには、牛杣・蛇籠・そだなどを用いてそれぞれ単独に使用したり、これらを組合わせてさらに土砂・礫を被覆したものがある。例えば、岡山県高梁川湛井堰（1183 年築造）は、木杣に詰石した底杣と上杣からなり、延長約 230 m の全川締切り斜め堰である。ミオ筋部の上杣は非かんがい期には洪水対策・土砂掃流の目的で撤去し、かんがい期に毎年設置していた。堰から坎樋（取入口）に導水するため、巻石・小波戸を設けて、増水時には水勢を和らげ坎樋を保護する役割を果たしていた。また、1649 年に築造された三重県雲出川雲出頭首工のように改修まで昔の型を踏襲し、石詰め竹蛇籠の上に乱杭を打込んだ。このように、石造の時代までの間の技術はすべてこれらの材料が使用されてきた。

17 世紀になると、石材の豊富な地方では、これを材料にして積石工又は張石工の堰がみられるようになった。岡山県吉井川田原井堰は、河川全体を締切る巻石造りの斜め堰で、1700 年の築造から

1986年の改築に至るまで昔の姿を留めていた。

いずれの材料を使用しても当時の技術では河川の大洪水に対して永久的に耐えることは困難であり、これを少しでも緩和するために、ほとんどの堰は斜め堰（斜め湾曲堰）で、単位幅当たりの洪水越流量を少なくし決壊を少なくするように工夫されてきた。

また、1790年築造の福岡県筑後川山田堰は、永年の洪水で再三被災（1980年の被災で一部コンクリートで原形復旧）しながらも現在に至っている。さらに、洪水越流水勢を相殺させるように八の字型にした熊本県球磨川遥拝堰は、1608年加藤清正の築造によるものと伝えられ、有名である。

取入口に工夫を凝らしたものもある。佐賀県川上川大井手堰石井樋は、1615年成富兵庫茂安によって土砂流入防止策を施した取入口を有する堰として築造された。いわゆる、象の鼻・天狗の鼻・亀石で有名である。この堰は洪水時には流勢を減殺し、取水時には取入口への土砂流入防止、余水吐きによる排砂と流量調節等の近代頭首工の機能を備えた堰である。

また、従来にない新しい材料での取水堰がある。1909年築造の愛知県矢作川旧明治用水頭首工は、服部長七の発明による人造石（石灰・砂・粘土を混合し凝固させたもの）造り張石工のアーチ型取水堰であり、起伏ゲートを備えた可動堰と閘門・流筏路・魚道等の附帯設備をもつ近代取水堰の原型のような頭首工である。

1.2.2 コンクリート堰時代

取水堰の構造に一大革命をもたらしたのはコンクリートである。コンクリートとして実用化されたのは1897年ごろである。20世紀に入ってから急増し、今日においては河川中の構造物はすべてコンクリートを用いている。

河川中の構造物がコンクリートによって恒久性をもつと、洪水時に河川に及ぼす影響が大きく変わった。特に堰の上流に及ぼす影響は昔の仮設的なものに比べると著しく大きくなる。このため固定堰の一部分又はその全部に可動ゲートを設けて洪水時の河川に対する影響をなくす可動堰が出現した。また、可動堰の発達は今までの工法では構築不可能な地点を、頭首工の位置として選定できるようになり、いろいろな工法が比較検討されながら頭首工の位置が決められるようになった。

1926年築造された長野県天竜川西天竜頭首工はこの代表的なものであり、鉄筋コンクリートを本体とする全可動堰で、ゲート1門の径間を大きくするための工夫としてローリングゲートを採用した、いわゆる近代的な頭首工と当時称された。これと、1932年築造の富山県愛本堰、1937年築造の埼玉県六堰はそれぞれローリングゲートを採用した当時の可動堰の代表的なものである。

1950年代後半になると、土地改良事業の受益面積の増大と頭首工技術に対する信頼度が高まり、合口事業による取水の合理化と維持管理の近代化が行われ、大河川に大型頭首工が築造された。

この時代はゲートに関する技術の進歩が著しく、長径間ゲートを可能とした。1径間の長さが30mに及ぶローラゲートがあり、ゲートの縦横比も1:10以上のものが可能となり、ますますこの傾向は増大し、河川中の堰柱の数をできるだけ少なくするための研究・開発が進められていた。

洪水時の堰柱の影響を少なくするために長径間ゲートを考慮することは前述のとおりであるが、これにはおのずから限界があり、また長径間になっても河川中に設置された堰柱の影響は皆無とはいえない。そこで洪水時にゲートを巻上げないで、洪水中は倒伏させる方法を採用した起伏堰が急速に研究・開発され実施されてきた。起伏堰は倒伏のためのヒンジをゲートの最下部に設け、起立に当たっては油圧による遠隔操作を行う方式が最も多く、したがって、1門最大50m程度の長径間にすることができ、かつ低い堰柱でよい。この油圧式起伏ゲートは全国的に採用され、頭首工にお

ける新分野が開かれ、可動堰の革命といっても過言ではないとさえいわれた。1956 年築造の和歌山県紀の川新六ヶ頭首工はこの例である。さらに、1960 年築造の長野県千曲川埴科頭首工、1962 年築造の北海道石狩川神竜頭首工は、全門（取入口スライドゲート、土砂吐き・洪水吐きローラゲート、洪水吐き起伏ゲート）を油圧式遠隔操作方式とし、ゲート維持管理費の軽減と高水敷部の管理橋を廃止する等工事費の低廉化を図った。

頭首工維持管理の大きな課題の一つである洪水時の水の制御については、取水堰ゲートの自動倒伏によって洪水の疎通により堰体の安定を図り治水上の影響がないように工夫・築造されてきた。古くは大井手堰（前出）の戸立て（角落しゲート）、旧明治用水頭首工（前出）の立切放水門（起伏ゲート）、甘五里堰（千葉県養老川、1925 年）の楯堰、上須戸堰（埼玉県福川 1929 年）の起伏堰（木造扉）、栃山川分水堰（静岡県栃山川、1929 年）の浮力を利用した対重つき半自動式扇形扉、愛谷堰（福島県夏井川、1932 年）の中間軸自動起伏ゲート（鉄扉）、また平野堰（三重県志登茂川、1934 年）は従来の手動巻上げ角落し式ゲートで洪水氾濫に悩まされ、フロート利用の自動式テント（ラジアル）ゲートに改造、豊田堰（茨城県小貝川、1935 年）は中間軸鉄製回転扉で設定水位を超えると自動的に転倒するものである。これらはみな、地元管理者の知恵によるものでいかに維持管理に苦勞してきたかが分かる。このような洪水時における適切な維持管理の方法への願望が根底にあったので、油圧式自動起伏ゲートが可動堰の革命といわれるほど多くの頭首工で採用されたものと思われる。

これまでの取水堰（固定部・可動部）の敷高は、現況河床横断面形になるべく合わせるようにしたもので、土砂吐きはミオ筋の河床平衡勾配から定め、洪水吐き敷高は土砂吐き敷高より幾分高く設定し、固定堰天端は取水水位を確保するようにしたものであった。

1.2.3 河川管理施設等構造令以後

1968 年河川管理施設等構造令第一次案、1976 年 10 月に河川管理施設等構造令が施行されると、取水堰の形態は大きく変わった。

可動堰可動部の径間長は計画高水流量に応じ最小径間長が定められている。また、流下断面は当該計画横断面に係る流下断面内には堰柱を除く固定部を設けてはならないと規定された。

このようなことから、有堤地帯は一般に全可動堰となり、その取水堰の敷高は河川改修計画横断面形に合致させることになった。このため、取水堰の設計の基本である、現況河床に馴染みよく敷高を定めることができなくなった。一方、長径間ゲートが要求されるようになり、取水堰は大型化してきた。また、ゲート等の構造の原則は「ゲートは確実に開閉し（引上げ式ゲートをいう）かつ必要な水密性及び耐久性を有する構造のものとする」また「重要な河川（計画高水流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上）には原則として起伏堰を設けるべきではない」ということから、重要な河川では長径間ローラゲートが設置されるようになった。

取水堰の長径間ローラゲート化により、取水管理・放水管理等のゲート操作は容易ではなくなった。長径間ゲートの開度による上流たん水位の変動、下流放流による河川の急激な水位上昇や、長径間ゲートの微小開度による流量調節はゲート操作上困難であり、さらに土砂流による水密ゴムの損傷、振動発生のおそれ等の問題がある。このようなことから、アンダーフローからオーバーフローで流量調節するようになってきた。

そこで、流量調節（水位調節）・取入口への流下ゴミ対策を容易にするために、起伏ゲート付きローラゲートの採用が多く、次表のような事例がある。

頭 首 工 名	所 在 地	河 川 名	堰 の 種 類	最大径間長(m)	可動部延長(m)	築 造 年
土砂吐きローラゲートに起伏ゲート付き						
太 田 頭 首 工	群 馬 県	渡 良 瀬 川	全 可 動 堰	RG 35	125	1978
坂 根 合 同 堰	岡 山 県	吉 井 川	全 可 動 堰	RG 42	260	1979
名 取 川 頭 首 工	宮 城 県	名 取 川	全 可 動 堰	RG 36.6	124.8	1984
岡 本 頭 首 工	栃 木 県	鬼 怒 川	全 可 動 堰	RG 40	340	1986
北 空 知 頭 首 工	北 海 道	石 狩 川	全 可 動 堰	RG 38.1	130.8	1987
調節ゲートに起伏ゲート付き						
新 田 原 井 堰	岡 山 県	吉 井 川	全 可 動 堰	RG 40.4	202	1984
大 島 頭 首 工	新 潟 県	信 濃 川	全 可 動 堰	RG 31.5	138	1992
牟 呂 松 原 頭 首 工	愛 知 県	豊 川	全 可 動 堰	RG 37.1	165.4	1994

このように、取水堰の大型化によって、頭首工建設費の増大並びにゲート扉体・操作機器の点検・補修、再塗装費、管理人への高度な管理技術の要求、維持管理費の増大等新たな問題が生じてきた。

一方、前述のとおり重要河川では可動堰の革命といわれた起伏ゲートの設置は非常に厳しい条件となり、一級河川の直轄区間での設置はできなくなった。ただし、中小河川で起伏ゲート・ゴム堰の起伏ゲートの設置に適した条件のところでは現在も採用されている。特に後者のゴム堰は、1957年米国で最初に設置され、日本では1965年東京都多摩土地改良事務所の多摩川水系平井川原小宮堰(1.0 m (高さ)×10.0 m (幅)×1 (個数))に設置された。その後、1974年多摩川宿河原堰の災害を契機に河川管理構造物(特に固定堰)の在り方が問題となり、確実に倒伏するゲートということでゴム堰が注目を集め、ゴム袋体材質・工法等の研究開発が進められた。さらに河川管理施設等構造令施行規則の一部改正(ゴム堰堰高の上限基準の緩和)等もあって、各地の中小河川の頭首工に1980年頃から築造の事例が多くなり、近年は一級直轄区間においても大規模ゴム堰が築造されるようになった。2006年に完成した石部頭首工(滋賀県野洲川)は、洪水吐き4門(径間長45.6 m)にゴム堰を採用した複合堰であり、ゴム堰としては日本最大級である。

このゴム堰は、洪水時に河川の水位が所定の標高に達すると安全装置が自動的に作動して機械的に自動倒伏するという特徴があるので、増水時のゲート操作は容易で、しかも上下部工の建設費・維持管理費等他の形式に比べて低廉であることは、頭首工ゲート形式として古くからの願望であったゲート形式といえる。ただし、起伏ゲートの宿命ではあるが、洪水時を含め常時扉体(ゴム袋体)が河床版上にさらされていることはゲートには過酷であり、転石や流下物の多い河川の場合には、袋体や固定金具が摩耗、損傷を受けやすくなる。したがって、ゴム堰設置地点の河道条件を考慮し、袋体や固定金具の摩耗、損傷防止対策を検討する必要がある。全可動堰の場合、洪水時は全門開扉して通水するので、計画河川横断形に築造しても、洪水後は元の河川横断形になる傾向があり可動堰敷上に堆砂するおそれがあるので、十分留意して計画する必要がある。

一方、溪流河川では新たな形式の溪流取水工が実用化され各地に築造されている。従来溪流河川からの取水は、簗輪頭首工(富山県早月川、1957年)のように取水規模の大きいものは、河川中流部に多くの実績のある取水堰方式で築造した事例がある。しかし、一般には取水規模が小さく、水位変動の少ない淵がある場合は取入口だけの自然取入口方式で取水していた。そして、中山間地域の農業用水、畑作地帯の営農用水、さらにはダムの流域変更用の取水施設等溪流河川からの小規模

な取水需要のために溪流取水工方式が研究開発され、1970 年頃からは、バースクリーン底部取水方式、バースクリーン後方取水方式等種々の溪流取水工形式のものが築造されている。特に三重用水地区（独立行政法人水資源機構）、夜間瀬地区（長野県営かん排事業）は、溪流小河川における複数の溪流取水工群と貯水池による水資源の有効活用を図ったものである。また、溪流取水工の理論を応用した自然取水方式で成功したものに羽根川頭首工（新潟県羽根川、1974 年）がある。

以上、歴史的変遷の概要を記述したが、頭首工は利水と治水の両者を満足させ、それぞれ河川の状態に満足したものを数多く築造している。しかし、これら頭首工の設計思想は河川管理施設等構造令施行後難しい立場にあることは否めない。特に、①大型取水堰ゲート敷上の堆砂の問題があるので、これらに関する全可動堰の設計理論、②これに関連して土砂吐きの在り方、③魚類等の生態系に配慮した頭首工施設と放水管理、④農水・上工水を含めて洪水時の取水管理、⑤ゲート操作を含めた維持管理等の構造令後の新たな問題がある。

今後、新設・改修される頭首工は、自然環境や生態系の保全及び河川の景観等にも配慮し、河川の状態に適した設計・施工とし、しかも維持管理の容易なものとするのが重要である。

1.3 頭首工築造位置の変遷

頭首工の築造位置はその時代の背景と築造技術によって変遷してきた。

1.3.1 中流部を中心に築造

日本農業の中心である稲作は大量の水を必要とするため、古くから河川の中流、下流部の扇状地に水田が拓かれた。

上野英三郎他共著「土地改良論」（明治 35 年）によれば、頭首工の位置は「頭首工は一般に河が山間部より出る所に置くを可とす此の如き場所にては土地及河の勾配急にして最短水路に由りてかんがいすべき土地に達するを得べし加之河中一般に狭くして河底亦堅固なるが故に堰堤の長構造の性質及事業費を節し得べし洪水量大なる河にありては時として、河中大なる所を撰ぶのを止むを得ざることあり之れ堰堤を越え流去する水深を減じ其破壊の憂を減ぜんが為めなり如此場所は安全なりと雖も事業費大なるの損失あり要するに頭首工の位置は最も安全にして最も僅少の費にて最も短き分水路によりて耕地に達し得る如き所を撰ぶにあり其位置は又河の真直なる部分たるべし然るときは土砂の沈殿すること少きければなり更に一の注意すべきは水の速度が用水路中の速度に超過せざるが如き點を撰ぶべし、然らざれば用水路中に土砂の沈殿すればなり。」とある。要するに、この時代の頭首工の位置は、河川が山間部より平野部に移る地点がよいとされ、数多くの頭首工がこのような地点に築造されてきた。

また、その築造技術も急流河川の構造物として発達してきた。事例として次の頭首工があるが、この他にも多くの頭首工がある。

明治用水頭首工（愛知県矢作川	1957 年）、	岩出頭首工（和歌山県紀の川	1958 年）
高梁川合同堰（岡山県高梁川	1965 年）、	遥拝頭首工（熊本県球磨川	1967 年）
北海頭首工（北海道空知川	1968 年）、	愛本頭首工（富山県黒部川	1973 年）
太田頭首工（群馬県渡良瀬川	1978 年）、	新田原井堰（岡山県吉井川	1984 年）
北空知頭首工（北海道石狩川	1987 年）等		

1.3.2 下流部への移行

河川下流部水田の大河川からの取水は、洪水に対応しながらも河床変動のため取入口及び導水路は年々上流に移っている。例えば、愛知県木曽川の宮田用水は、創設以来 300 年の間に約 5 回取入口が変わり、その間約 8,000 m も上流に移している。

昭和 30 年代以降は緩流河川の頭首工理論の確立、土木基礎技術並びにゲート技術の進歩、水資源の有効利用等から大河川の緩流部における頭首工が築造されるようになった。

前記、宮田用水では 1962 年に木曽川下流部に犬山頭首工（複合堰、可動部 $L=238$ m、ケーソン基礎）が築造されている。

この他にも河川下流部に大型頭首工がある事例は、次のとおりである。

石狩川頭首工（北海道石狩川 1964 年、複合堰、可動部 $L=40$ m、ケーソン基礎）

利根大堰（埼玉県利根川 1968 年、全可動堰 $L=400$ m、鋼管杭基礎）

馬飼頭首工（愛知県木曽川 1977 年、全可動堰 $L=387$ m、鋼管杭基礎）

坂根合同堰（岡山県吉井川 1979 年、全可動堰 $L=260$ m、鋼管杭基礎）等

1.3.3 上流部への移行

稲作農家は河川中下流部の扇状地のみでなく営農団地の規模は極めて小さい山間部の谷あいでもその用水を求めて水田を拓いてきた。一方、畑地帯総合土地改良パイロット事業等の畑作地帯でも営農用水等のための小規模取水施設が必要となってきた。さらに、利水用ダム建設地点が山間僻地となり流域面積が小さく、これを補うため、流域変更により貯水量を増加させる方式が採用された。このように溪流河川からの取水の需要が多くなった。

山間溪流部からの取水地点では一般に流域が小さく、河床勾配が急なために流量変動が急激で、多量の土砂礫・転石・流木等が流下し、しかも維持管理が困難な場所であるので築造技術の開発が望まれていた。

溪流河川からの取水は、水位変動が少なく淵があって、自然取水方式の可能な地点では自然取入れで取水していた。この方式に羽根川頭首工（前出）がある。この頭首工の下流側には砂防堰堤があり河川水位の低下がないので、取入口の位置を河川湾曲部凹岸側中央直下流付近に選定したことで土砂の流入が少なく成功している。また、簗輪頭首工（前出）のように、取水規模の大きい頭首工では河川中流部で多くの実績のある取水堰方式で築造している事例もある。

一方、溪流河川に適した取水施設、溪流取水工方式の研究・開発が進められていた。この方式はすでにフランス電力局では開発されていた。また、電力会社では、山間部の溪流河川からの小流量を集水して発電する溪流取水工を築造した。

農業用水用としては、ダム流域変更用に、杖川頭首工（石川県手取川、1968 年築造）、しろがね頭首工（北海道美瑛川、1981 年築造）が溪流取水工方式（バースクリーン底部取水方式：チロルタイプ）で築造された。

また、かんがい用水用に、御勅使川頭首工（山梨県御勅使川、1973 年築造）、平川頭首工（長野県平川、1980 年築造）等も溪流取水工方式で築造されている。

その後、研究開発されたバースクリーン後方取水方式に、河内谷川取水工・冷水取水工（三重県河内谷川・冷水、1986 年築造）、大沢取水工（長野県雑魚川、1962 年築造）等がある。なお、前者は三重用水事業（8 溪流取水工）、後者は夜間瀬かん排事業（6 溪流取水工）によるもので、いずれも溪流小河川における複数の溪流取水工群によって降雨時の出水時に取水し、これを貯水池に

導水して、水資源の活用を図るものである。

積雪寒冷地での問題点の一つに、冬期に雪と凍結のために取水ができるかどうかがある。石山頭首工（北海道小林川、1979 年築造）は、冬期調査の結果、取水に支障がないことが分かった。

以上いずれの溪流取水工も、それぞれの取水堰には過酷な河川であるので課題はあるが、研究の結果取水機能を満足している。

「頭首工は、用水計画並びに河川の状況に適したもので利水機能を満足し、河川管理上支障がなく、経済的でなければならない」。すなわち、河川は溪流部・急流部・緩流部とそれぞれ状況が異なるので、その状況に適した頭首工を計画・設計する。

1.4 フローティングタイプ取水堰

頭首工の大きな課題に、古くから取入口における防砂と確実な取水及び浸透性地盤上の取水堰の安定がある。前者は土砂吐き理論の確立で一応達成されたが、後者は減勢工理論の研究が進んだにもかかわらず現在もお現場では悩んでいるところである。

1960 年頃までは、流下水勢による影響から堰体を保護するための下流河床保護工としては、エプロン・護床工で平面的にエネルギーを消去する方法と、減勢工理論を用いてエプロン内の静水池（1954 年築造、長野県千曲川上田頭首工他古くから数多くある）・デフレクター・ノッチドシル（1957 年、愛知県矢作川明治用水頭首工）・階段式減勢工（神奈川県多摩川二ヶ領用水頭首工他古くから数多くある）等の減勢工を用いた取水堰があった。

頭首工の築造位置が土砂流の多い急流河川であるため、静水池型式のものはエプロンの摩耗を助長し被災の原因となるものがあった。このことは同じ水理構造物の減勢工であっても、ダム之余水吐き・水路構造物とは異なる大きな要因である。そこで、設計基準第一回改定時には、「固定堰は越流水脈型を原則とし、大きなエネルギーをもつ洪水時の越流水に対しては河床に水平に設けたエプロン・護床工で平面的にエネルギーを消去していく方法をとった。いいかえれば、堰下流に静水池を設けて一挙にエネルギーを消去する水路のような考え方にたたないことである」といっている。

河川構造令が制定された後は、固定堰が少なく全可動堰が多くなり、ゲート敷高とエプロンは河床勾配と平行に計画されるようになった。このようなケースでの減勢工の研究は十分とはいえず、現在のところ水平エプロン方式が一般的な工法となっている。

一方、取水堰築造後の河床低下によるエプロン・護床工の改築・補修の必要が生じたケースでは、階段式減勢工型式が有利とされる事例も報告されている。

いずれにしても、河川の状態が溪流・急流・緩流であるか、土砂流がどの程度であるか等、河川の状況に応じた適切な設計をすることが重要である。

2022 年 5 月には、これまでに例のない頭首工の大規模な漏水事故が発生し、その原因はパイピングによる浸透破壊と結論付けられている。このため、特に砂質地盤上に設けるフローティングタイプの堰においては、引き続きパイピング対策を考慮した適切な設計がなされていることが重要である。

1.5 魚 道

近年、土地改良法改正、河川法改正や環境基本法制定などの社会情勢の変化により、頭首工の築造・補修改修及び維持管理に際して、魚類を中心とした河川生態系に対する配慮が従来以上に重要なものとなってきている。

魚道の形式は、従来プール（隔壁）タイプの全面越流型が大部分で、水路タイプの平面型・粗石付き斜路型・導流壁型等があった。いずれの形式のものにも移動状態の良好なものがあるが、一方、魚道内通水量が過大なため流速が大きく移動に適さないものや、河床低下により集魚場所が変化し、魚道入り口に集魚しないといった問題も一部に発生している。また、魚道下り口と取入れ口が近接している場合や、取入れ口の流速が速いなどの要因から迷入が多く生じたり、降下する魚類に対する配慮がなされていないため、河川の流れとともに流下して堰上を通過し損傷するといった障害も発生している。

今後の魚道整備は、従来の形式の他にプール（隔壁）タイプでは越流式の部分越流型（アイスハーバー型）、水路タイプではデニール式・斜路式の粗石付き斜曲面型等いろいろの形式が開発されているので、現地の流況や魚類等に対応可能な形式を考えた上で、河川を移動する魚類等が最も少ない支障で通過できるような構造とすることが大切である。また、降下対策や迷入対策に留意し、魚道本体はもちろんのこと、呼び水施設や附帯施設を含めて十分機能するように検討することが重要である。

1.6 頭首工と史跡

頭首工には築造者の偉業をたたえ、構築上の土木技術的、歴史的な由来と文化財としての価値判断から史跡として指定されたものがある。また、これに準ずるような史跡的な頭首工もある。

(1) 高知県指定史跡 山田堰（昭和4年（1929年）3月指定される）

野中兼山の築造によるもので、工事は1636～1664年の28年間に要した。取水堰は、四ツ杵構築法で、延長324.0 m・幅10.8 m・高さ1.5 mで、使用材料は松材4万本・石材3,669 m²とある。附帯施設は、砂吐き3カ所・水越（下流責任放流施設）1カ所があり、取入口は閘（水門）が3門あって、上井・中井・舟入の三大溝渠を疎通した。昭和50年（1975年）、物部川合同堰（新堰）ができるまで、再三の洪水による被災にもかかわらず復旧を重ねて310有余年の間、約2,100 haの水田をかんがいしながらも生活用水としても利用され地域住民の生活安定に多大なる恩恵を与えてきた（一級河川物部川：計画洪水量4,740 m³/s、河川勾配1/255）。

(2) 岡山県指定史跡 田原井堰（昭和34年（1959年）3月指定される）

田原井堰は、昭和25年（1950年）12月15日岡山県重要美術品史蹟名勝天然記念物保存顕彰条例に基づき「田原井堰は宏大にして堅牢な大工事で…その技術の卓越している等後世に永く伝え保存する価値の高いものである」の事由から「県史蹟」に指定された。さらに、昭和34年（1959年）3月27日岡山県文化財保護条例に基づき「県史蹟」に再指定されたものである。

この堰は、1700年津田永忠によって築造された。吉井川の河川幅210 mのところへ石造り斜めやや湾曲堰で、規模は、延長490 m・幅約30 m・堤体巻石面積約15,000 m²・堰体面傾斜角（勾配）1/60～1/100、捨石群（堰堤下流側に河床保護のための巨石群で現在の護床工）約31,000 m²、附帯施設は、舟通し1カ所（延長218 m・幅10.9 m）、筵堰1カ所、土砂吐き1カ所である。

1986年新田原井堰が完成すると、旧堰は撤去された。田原井堰の関係資料は、田原井堰資料館（昭和61年（1986年）建設）に保存されている。農業水利施設の資料がこのように収蔵されているのは全国的にも珍しいことである。

(3) 国指定史跡 福岡県山田堰（山田石堰）（平成元年（1989年）指定、ただし取入口以降の堀川で、取水堰は河川施設工作物であることから除外された）

この堰は、古賀百工の築造によるもので1790年に完成した。筑後川全川締切り堰で、堰全体を

「石畳」(25,370 m²)とし、要所要所に巨石の「抱え石」を配置する。規模は、堰延長 148 m・堰幅員 172 m で、附帯施設は舟通し 2 カ所・土砂吐き 1 カ所である。築造後再三にわたり崩壊・流失する等被災しながらも復旧してきたが、1980 年の洪水でまたも被災し、堰体水叩き・護床工の一部はコンクリートで原形復旧している。

なお、堀川（幹線用水路）には三連・二連水車があり、昔ながらののどかな田園風景が残されている。

また、平成 26 年（2014 年）には、国際かんがい排水委員会の国際執行理事会において、世界かんがい施設遺産に登録された。

(4) 旧明治用水頭首工

愛知県矢作川に 1909 年築造されたもので、服部長七の発明による人造石造りである。取水堰はアーチ形平面形状で、中央部に筏通し（幅 9.0m）、その両側に魚道（それぞれ幅 1.8m）があり、堰堤可動部は起伏ゲート付きの放水門 4 門と排砂門 5 門（幅 1.8 m、高さ 3.18 m）があり、洪水時には自動倒伏し、起立は人力で復元して棒で支えた。堰堤左岸側には閘門式舟通し（幅 1.8 m、高さは上流側扉 3.0 m、下流側扉 4.9 m）等のある規模で、近代的な構造・設備を有したものでは全国で最も古い頭首工といわれている。

昭和 59 年（1984 年）には産業考古学会の現地調査が行われ、調査結果から産業考古学会（現産業遺産学会）推薦産業遺産になっている。また、平成 28 年（2016 年）11 月には、国際かんがい排水委員会の国際執行理事会において、世界かんがい施設遺産に登録された。

(5) 石井樋（大井手堰）

1615 年成富兵庫茂安が、水利に乏しい佐賀の城下町の生活用水や川副、鍋島方面のかんがい用水として、川上川の清流を多布施川に引き入れるために、川砂を除いた用水をどうして流すか、水量をどうして調節するかに心魂を傾けた工事である。取水堰には戸立て（角落しゲート）を設けて洪水と土砂を排除し、象の鼻・天狗の鼻・亀石の機構で水流を迂回させて石井樋で取水し、余水は島と井樋との間から本流に戻している。この築造は今日でも日本土木史に残る貴重なものといわれている。

地元佐賀市と大和町では石井樋の復元と付近の公園化の要望を、昭和 62 年（1987 年）10 月に建設省に陳情していたが、平成 5 年度（1993 年度）に国土交通省の直轄事業として石井樋地区歴史的水辺整備事業が着工され、平成 17 年（2005 年）12 月に約 13 年の歳月を要して石井樋の復元と整備事業が完成した。

以上の他にも、世界かんがい施設遺産に登録されるなど、史跡的な価値のあるもの、保存されているものもあると思われる。これらはみな先人が試行錯誤しながら長年月をかけて、それぞれの河川になじんだ形式の堰を築造してきたものである。また、これらの施設を長い間維持管理してきた多くの先人の偉業に改めて敬服するとともに、これらの事業は農業土木の誇りでもある。

引 用 文 献

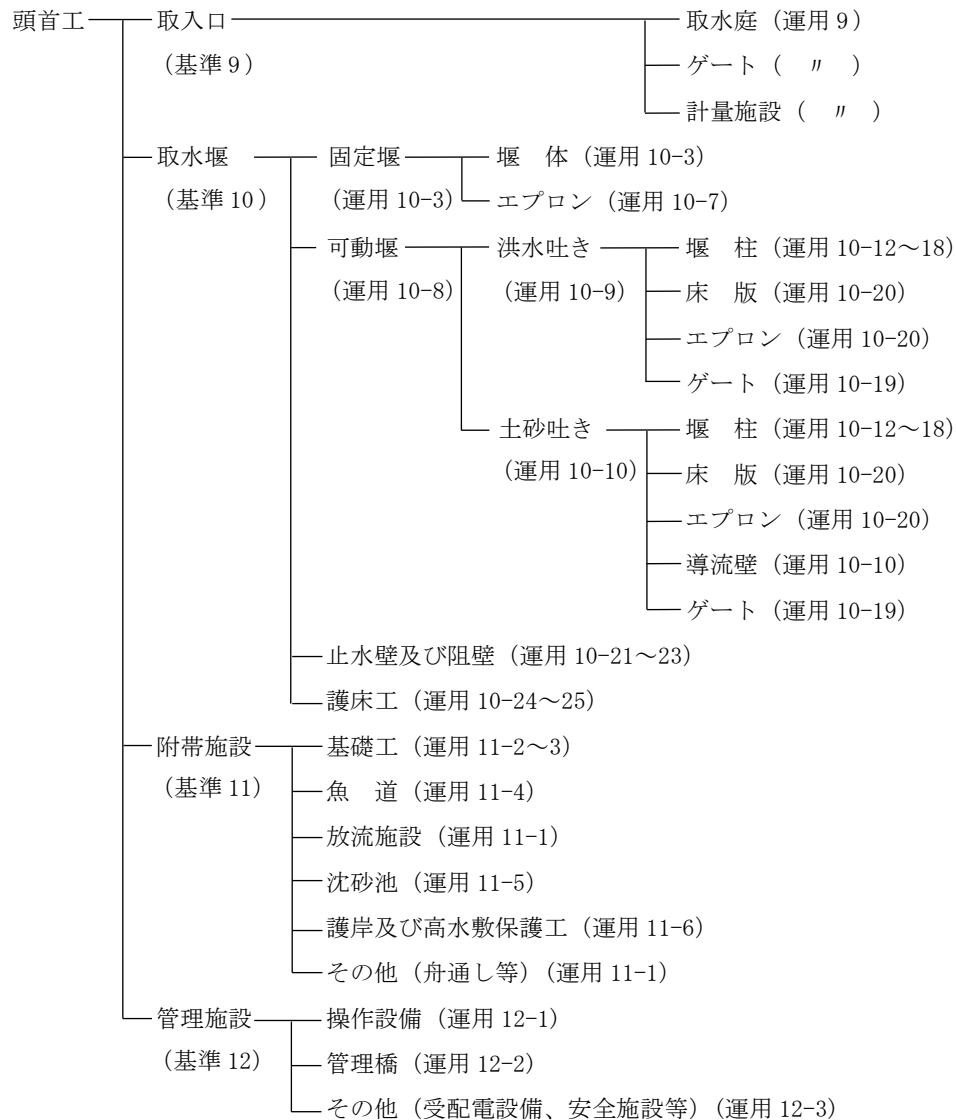
- 1) 農業土木学会：農業土木工事図譜 取水施設編（1965）
- 2) 中谷 強：急流河川に設けられる頭首工の取水構造について、農業土木研究、No. 24-5, p. 285～289（1956）
- 3) 古屋千人：溪流取水工の設計について、水と土、No. 20（1975）
- 4) 大山忠清：防砂と流量制御をもつ溪流取水工、水と土、No. 31（1978）
- 5) 鈴木文雄：水とともに、水と土、77号（1989）

- 6) 山本光男：汎用バースクリーン後方取水型溪流取水工の開発（1990）
- 7) 土佐山田町：山田堰物部川水利史（1984）
- 8) 和気町田原井堰資料館：田原井堰とその歴史的背景（1986）
- 9) 山田堰土地改良区：山田井堰堀川 300 年史（1981）
- 10) 明治用水百年史編集委員会：明治用水百年史（1979）

第2章 頭首工の施設構成・構造諸元

関連条項 [基準 2、運用 2]

一般的、標準的な頭首工は、次に示すような施設で構成される場合が多い。



ここで示しているのは、あくまでも一般的・標準的な構成で、これ以外の施設が追加されるものやこのような構成をとらない頭首工も存在する。

なお、図中 () で示す数字は、各施設について規定した基準及び運用の条文である。

また、標準的な頭首工の構造、一般的な諸元の呼び名については、**図-2.1** と **表-2.1** に示す。

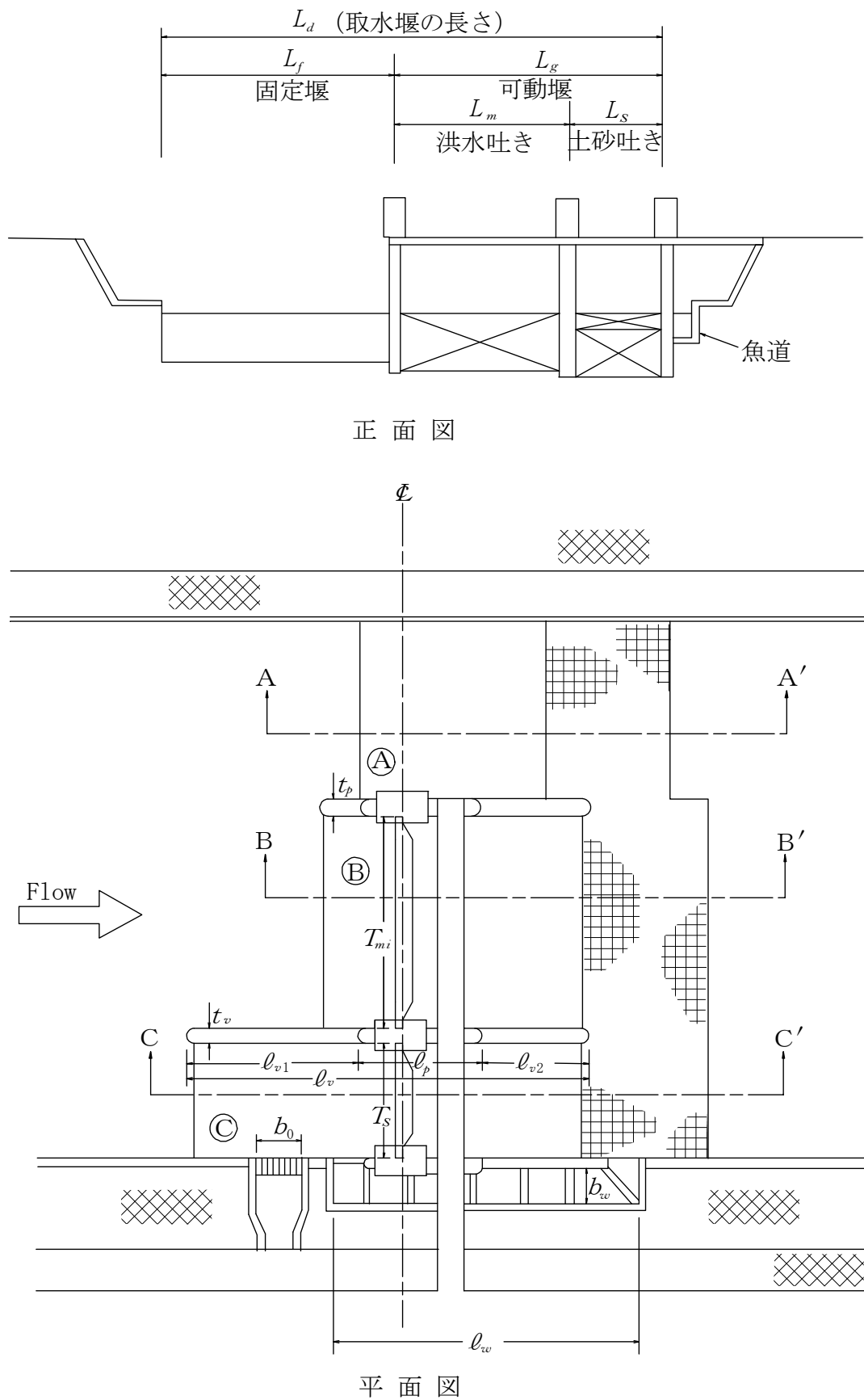


図-2.1 頭首工の標準的諸元説明図 (a)

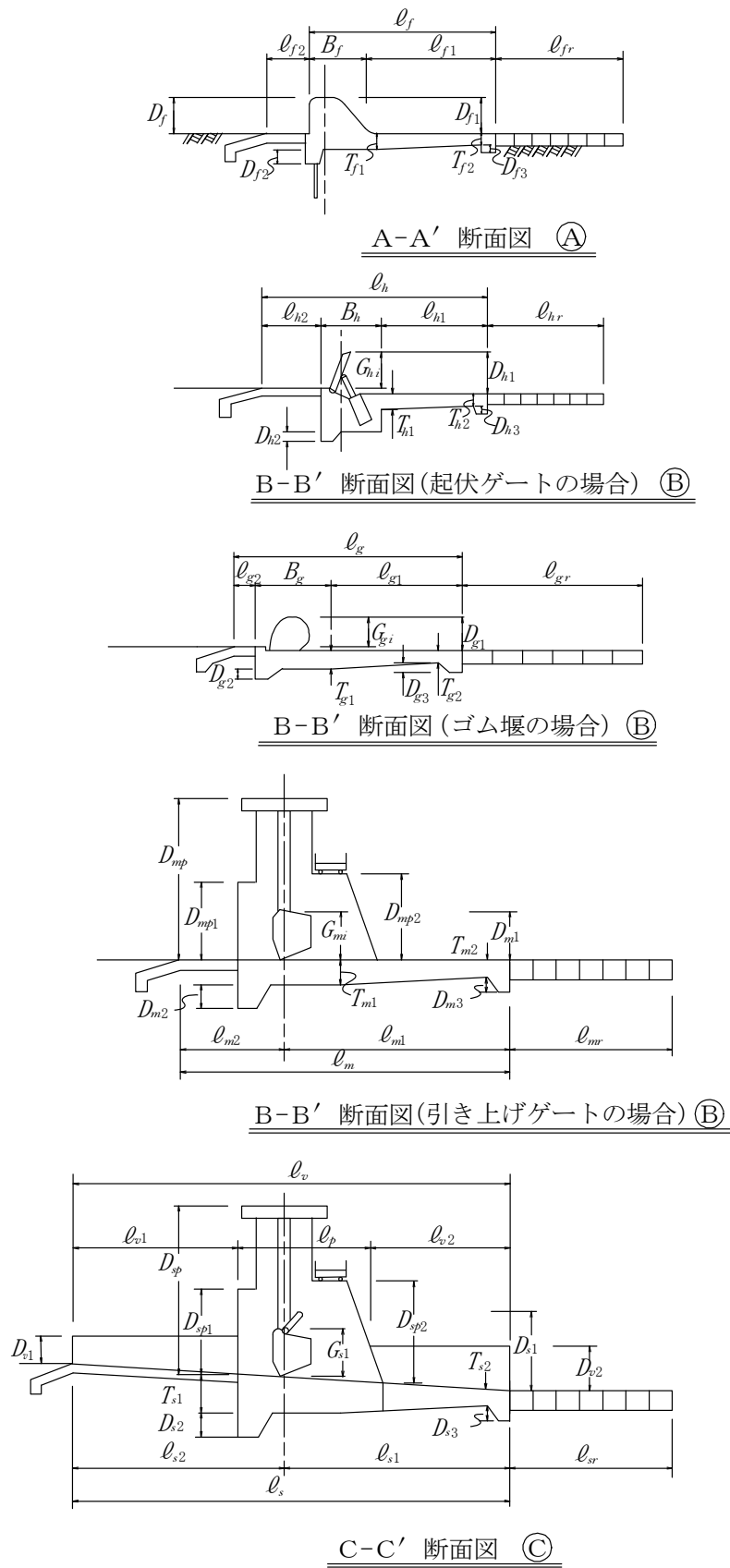


図-2.1 頭首工の標準的諸元説明図 (b)

表-2.1 頭首工の諸元表

区 別	記 号	名 称	区 別	記 号	名 称	区 別	記 号	名 称
固 定 堰	L_f	固定堰の幅 (堰長)		ℓ_{mr}	洪水吐きの護床工の長さ	転倒ゲート	B_h	堰体の長さ
	B_f	固定堰の堰体の長さ		t_p	堰柱厚さ	(洪水吐き)	ℓ_{h1}	エプロンの長さ (下流)
	ℓ_f	固定堰の長さ					ℓ_{h2}	エプロンの長さ (上流)
	ℓ_{f1}	固定堰のエプロンの長さ (下流)					ℓ_h	洪水吐きの長さ
	ℓ_{f2}	固定堰のエプロンの長さ (上流)	可 動 堰	L_s	土砂吐きの幅 (堰長)		D_{h1}	堰上げ高さ
	D_f	固定堰の高さ	(土砂吐き)	ℓ_p	土砂吐きの堰体の長さ		D_{h2}	止水壁深さ
	D_{f1}	固定堰の堰上げ高さ		ℓ_s	土砂吐きの長さ		D_{h3}	阻壁高さ
	D_{f2}	止水壁		ℓ_{s1}	土砂吐きのエプロンの長さ (下流)		T_{h1}	最大エプロン厚さ
	D_{f3}	阻壁高さ		ℓ_{s2}	土砂吐きのエプロンの長さ (上流)		T_{h2}	最小エプロン厚さ
	T_{f1}	最大エプロン厚さ		t_v	導流壁の厚さ		G_{hi}	転倒ゲートの高さ
	T_{f2}	最小エプロン厚さ		D_{v1}	導流壁の高さ (上流)		ℓ_{hr}	護床工の長さ
	ℓ_{fr}	固定堰の護床工の長さ		D_{v2}	導流壁の高さ (下流)			
				ℓ_v	導流壁の長さ	ゴ ム 堰	B_g	堰体の長さ
可 動 堰	L_g	可動堰の幅 (堰長)		ℓ_{v1}	導流壁の長さ (上流)	(洪水吐き)	ℓ_{g1}	エプロンの長さ (下流)
(洪水吐き)	L_m	洪水吐きの幅 (堰長)		ℓ_{v2}	導流壁の長さ (下流)		ℓ_{g2}	エプロンの長さ (上流)
	ℓ_m	洪水吐きの長さ		G_{s1}	ローラゲートの高さ		ℓ_g	洪水吐きの長さ
	ℓ_{m1}	洪水吐きのエプロン長さ (下流)		G_{s2}	2 段式ゲートの高さ		D_{g1}	堰上げ高さ
	ℓ_{m2}	洪水吐きのエプロン長さ (上流)		ℓ_{sr}	土砂吐きの護床工の長さ		D_{g2}	止水壁深さ
	D_{m1}	洪水吐きの堰上げ高さ		D_{s1}	土砂吐きの堰上げ高さ		D_{g3}	阻壁深さ
	D_{m2}	洪水吐きの止水壁		D_{s2}	土砂吐きの止水壁深さ		T_{g1}	最大エプロン厚さ
	D_{m3}	洪水吐きの阻壁高さ		D_{s3}	土砂吐きの阻壁深さ		T_{g2}	最小エプロン厚さ
	D_{mp}	堰柱高さ		T_{s1}	最大エプロン厚さ		G_{gi}	ゴム堰の高さ
	D_{mp1}	堰柱水切り高さ (上流)		T_{s2}	最小エプロン厚さ		ℓ_{gr}	護床工の長さ
	D_{mp2}	堰柱水切り高さ (下流)		D_{sp}	堰柱高さ			
	G_{mi}	第 i 番目の洪水吐きゲート高さ		D_{sp1}	堰柱水切り高さ (上流)	取 入 口	b_o	取入口の幅
	T_{m1}	最大エプロン厚さ		D_{sp2}	堰柱水切り高さ (下流)			
	T_{m2}	最小エプロン厚さ		T_s	ゲートの幅 (径間長)	魚 道	ℓ_w	魚道の長さ
	T_{mi}	第 i 番目のゲート幅 (径間長)					b_w	魚道の幅

なお、エプロンと床版は以下のとおりである。

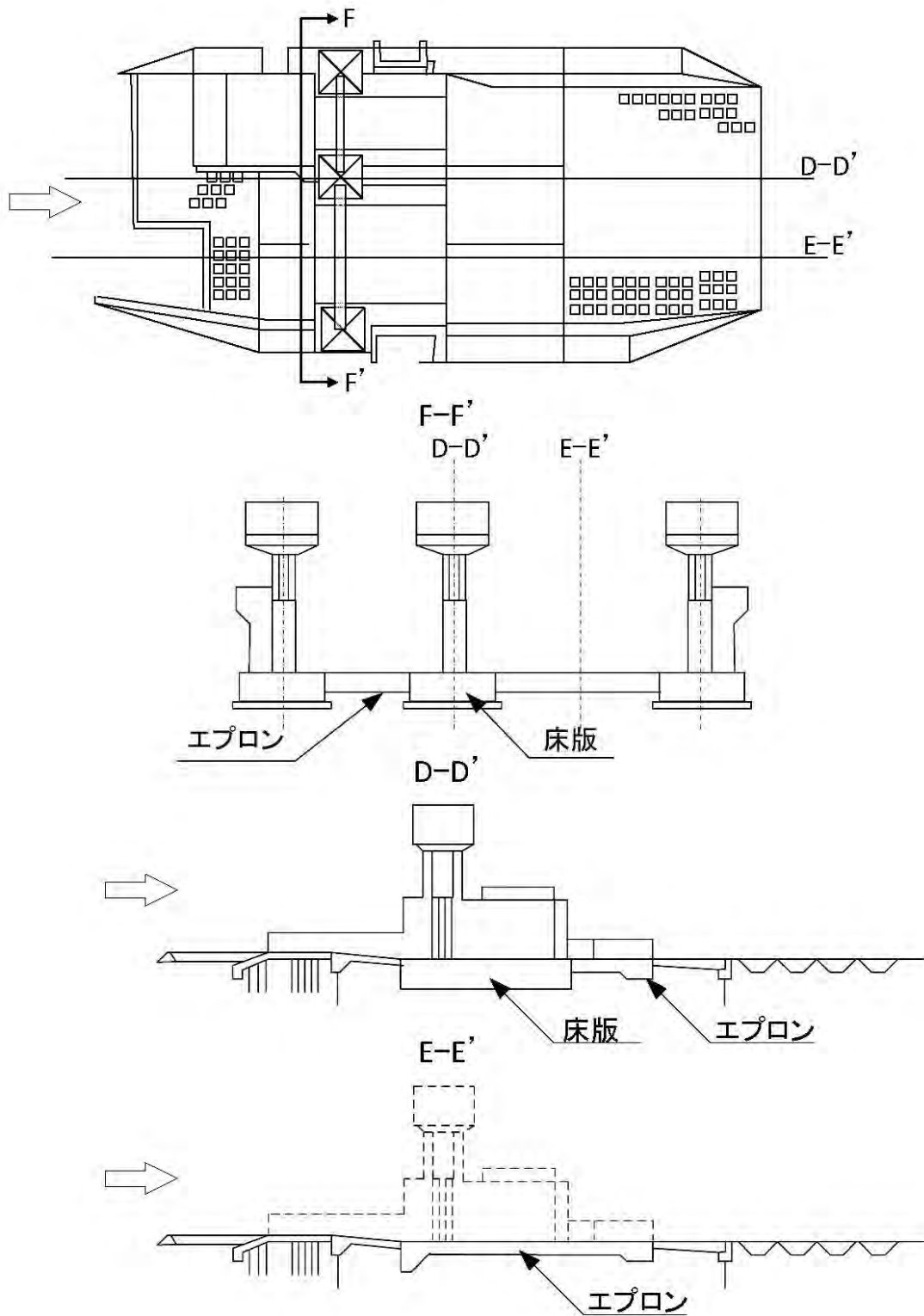


図-2.2 エプロン及び床版の区分

第3章 頭首工設計の標準的な手順

関連条項 [基準 5、運用 5]

3.1 頭首工の標準的な設計手順

基準 5 及び運用 5 では、頭首工の設計手順に関する基本事項を規定している。標準的な設計手順の概念図を例示すると、次のようになる。

実際の設計作業においては、ここで示すそれぞれの過程の内部においても、細かなフィードバックが繰り返されることになる。

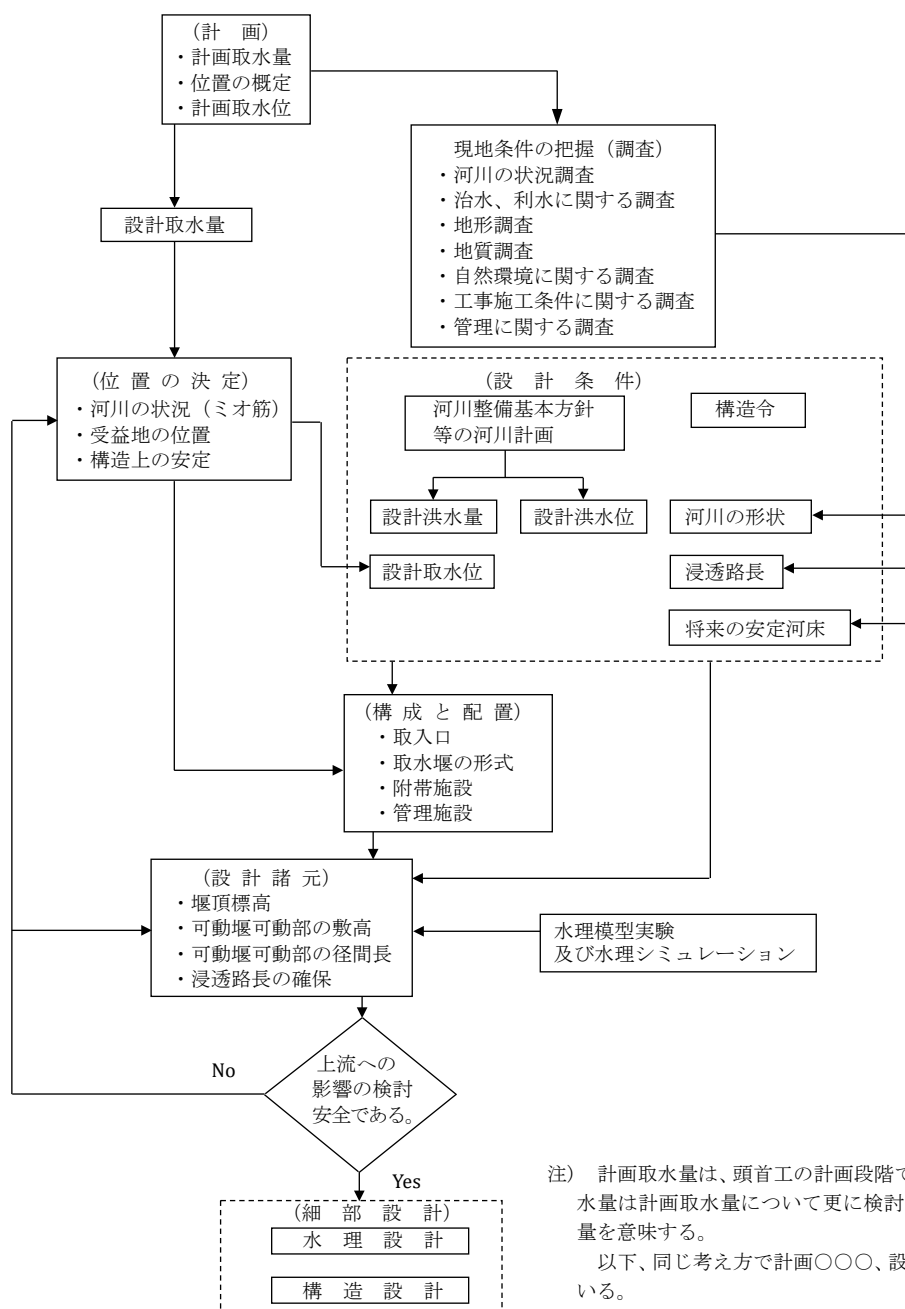


図-3.1-1 頭首工設計の手順

3.2 環境との調和に配慮した設計に関する基本的な考え方

農業農村整備事業の実施に当たっては、環境への負荷や影響の回避・低減により、生物多様性や景観に配慮し、持続可能な社会の実現に寄与することが必要である。

景観に配慮した設計においては、地域住民や有識者等の意見を踏まえ、設計条件に従って整備対象施設の機能性、安全性、施工性、維持管理等を考慮し、総合的な検討を行う。検討に当たっては、設計条件としての規模・配置・形、色彩、肌理（きめ）、素材等の十分な検討を行うとともに、当該施設だけでなく、周辺景観も考慮することが必要である。

河川に設ける工作物である頭首工は、その位置や形式などについては河川法に基づく「河川管理施設等構造令」に従って設計されるが、施設全体の色彩、ゲート及びゲート巻上機、建屋の形状・色彩、管理橋の色彩、高欄の形状などの景観配慮対策の検討が必要である。それに加えて、河川区域内には遮蔽物が少ないことから、近隣の橋梁、河川堤防上の道路及び高水敷の遊歩道がある場合などは、それぞれから頭首工が視認しやすくなるため、適切な景観配慮対策を検討することが必要である。

また、河川は、森林及び農地、都市等を連続した空間として結びつける、国土の生態系ネットワークの重要な基軸であり、流域の中にまとまった自然環境を保持している貴重な空間である。このため、頭首工の設計においては、魚類を中心とした豊かな生物多様性の維持を念頭におき、生物の移動経路の確保や良好な生育・生息環境の確保に配慮することが重要である。魚類を対象とした環境配慮については、19章 魚道の設計を参照されたい。

なお、環境との調和に配慮した設計の流れを図-3.2-1に示す。詳細な検討方法や事例については、『環境との調和に配慮した事業実施のための調査計画・設計の技術指針』、『農業農村整備事業における景観配慮の技術指針』等を参照されたい。



周辺の里山景観との調和に配慮したゲート機械室



周辺住宅の建築様式と調和した管理棟

写真-3.2-1 景観に配慮した頭首工の例

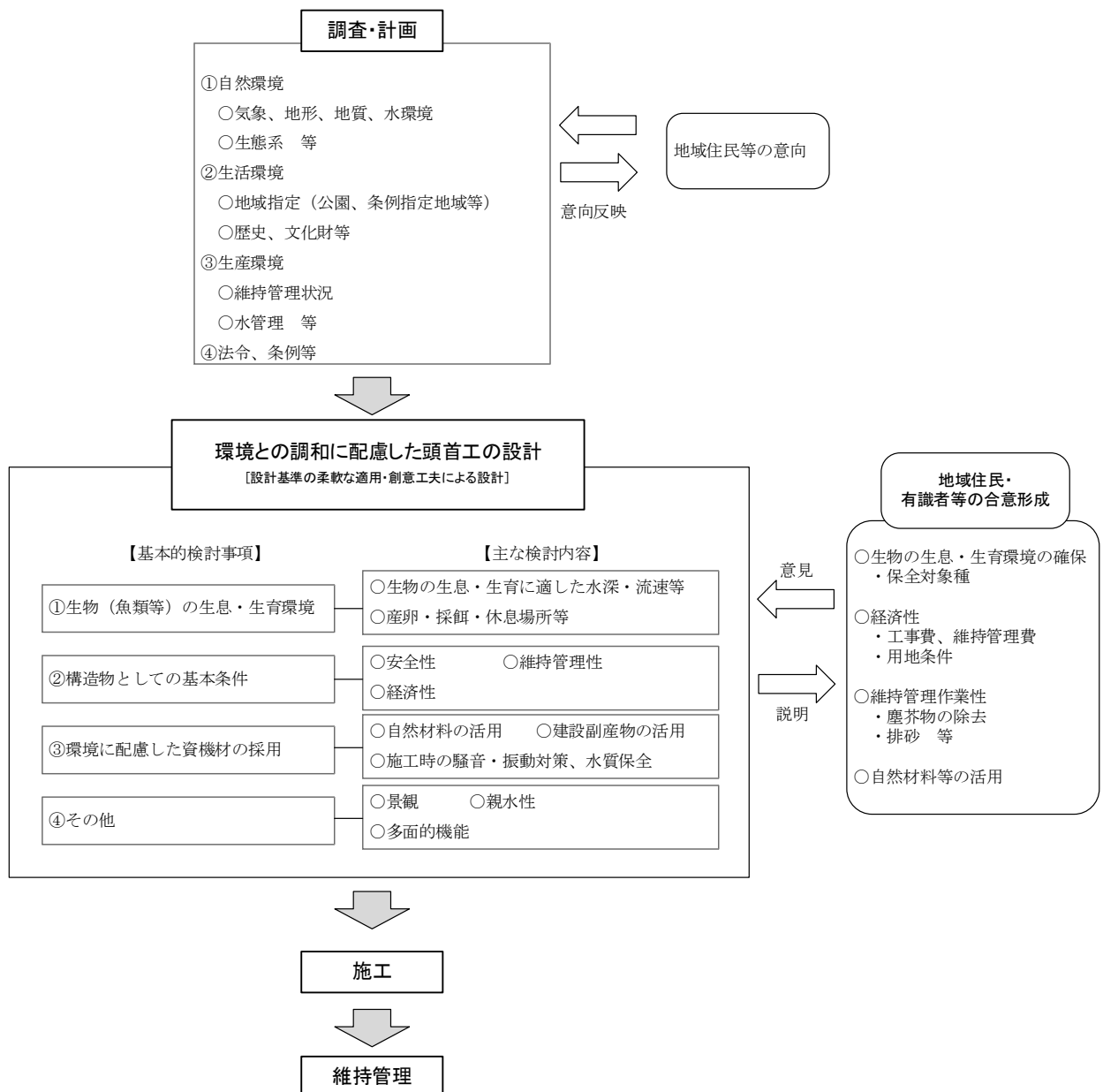


図-3.2-1 環境との調和に配慮した設計の流れ

第4章 頭首工の設計に必要な各種調査方法

関連条項 [基準 6、運用 6-1～6-8]

頭首工は、土地改良事業計画の用水計画の要となる場合が多い。したがって、調査に当たっては、設計、施工に必要な調査の他、自然環境や維持管理の段階まで考慮した調査をする必要があり、以下に述べる各項目について、より効率的、効果的な調査計画を立てて行うことが重要である。

4.1 河川の状況調査

4.1.1 流況調査

流況に関する調査では、流量状況、水位と流量、流砂量をそれぞれ把握する。

(1) 流量状況

流量状況調査では、河川の流量の観測記録から流況表（又は流況図）を作成し、次の流量を求める（運用 6-2 参照）。

- ① 豊水流量（1 年を通じて 95 日はこれを下回らない流量）
- ② 平水流量（1 年を通じて 185 日はこれを下回らない流量）
- ③ 低水流量（1 年を通じて 275 日はこれを下回らない流量）
- ④ 渇水流量（1 年を通じて 355 日はこれを下回らない流量）
- ⑤ 年平均流量（日平均流量の総計を当年日数で除した流量）
- ⑥ かんがい期平均流量（当該地域の水田かんがい期間中の日平均流量の総計を当該かんがい期間の日数で除した流量）

流況表（又は流況図）を作成するに当たっては、頭首工計画地点に水位、流量観測所を設け、できるだけ長期間の記録をとっておくことが望ましい。当該地点に記録がない場合は近傍の観測記録を収集し、これらの記録から推算する。

これらの実測値に基づく流量を整理した値は、今日ではほとんどの地点で、他事業などによる人工的な流況調整が行われたあとのものである場合が多い。

したがって、特に③～⑥の値については、他水利計画がどのように関与しているかを明らかにしておくことが必要である。

具体的には、頭首工設置地点を含む上下流河川におけるダム等の流況調整機能を有する施設の位置、取入口等の位置、反復水等の流入地点等、及びそれに関連する関係水量を明示した系統図を添付する。

(2) 水位と流量

河川の水位及び流量に関する観測記録から水位－流量曲線図を作成する。

水位－流量曲線図は、当該地点に観測所を設け、できるだけ数多くの観測値から作成するのが望ましいが、記録がない場合、あるいは観測記録が少ない場合は、上下流の観測値などから推算する。

流量観測は、原則として流速計測法による。流速計測による観測が困難な場合は、三点水位法によることができる。

ア 流速計測法

この方法は流速計を用い、流速と断面積から流量を計算するものである。実施に当たっては、次の点に留意する。

- (ア) 計測の精度を増すために水深、流速とも可能な限り同一横断面上を2回以上測定し、測定値に著しい差異がある場合は再度測定する。
- (イ) 流速測線は、原則として横断方向に等間隔にとる。国土交通省 河川砂防技術基準 調査編では表-4.1-1のように定めている。ただし、横断面形状や流速分布が複雑な場合は、これより狭い間隔にする。

表-4.1-1 流速測線間隔

水面幅 (B) m	水深測線間隔 (M) m	流速測線間隔 (N) m
10 以下	水面幅の 10～15 %	$N = M$
10～20	1	2
20～40	2	4
40～60	3	6
60～80	4	8
80～100	5	10
100～150	6	12
150～200	10	20
200 以上	15	30

- (ウ) 流速測点は流速測線上鉛直方向に水深の2割、8割の位置の流速を測定する二点法を採用することを標準とする。

なお、流速計のサイズによっては、水深が小さい場合に2割水深において流速計感部が水面上にはみ出す、8割水深で必要位置に設置できない等により二点法をとるのが困難な場合がある。二点法をとるために必要となる水深は以下により算定できることから、その必要水深以下の場合は水深6割における一点法を基本とする。

a ロッドにより測定を行う場合

二点法の必要水深 = (ロッドの最下端と流速計の中心の間の距離) × 5

b 流速計に錘をつけて測定する場合

二点法の必要水深 = (錘の最下端と流速計の中心の間の距離) × 5

- (エ) 死水域との境界には水深測線を設ける。

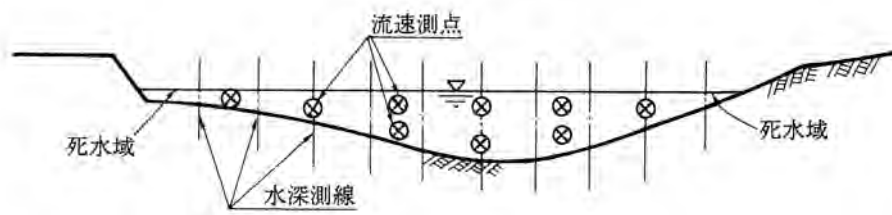


図-4.1-1 流速計測法の一例

イ 三点水位法（三点水位法の原理）

三点水位法とは、粗度係数が不明である水路の流量を求める方法である。この方法ではある水路区間の3カ所の断面形と水位を同時測定する。これによって通水断面形が明らかとなり、粗度係数を仮定することにより流量が得られる。

仮定した粗度係数は、流量の流れの条件が3カ所の断面積と水位を満足する値でなければならない。この流れの条件を満足する値を求めるために最も汎用性のある解析方法として不定流の基礎式（運動方程式と連続式）を用いる方法が適当である*¹。

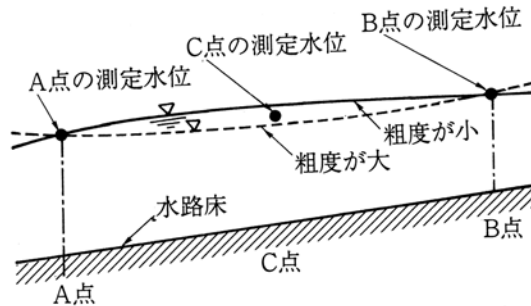


図-4.1-2 三点水位法の理論

いま、図-4.1-2 に示すように、上、下流端の境界条件として現地測定水位を計算の上下流境界水位として用い、粗度係数を適当に仮定して不定流計算を実施し、計算水面形を図示して、C点の実測値と比較する。

一般に、この仮定した粗度係数が大きければ水面形は低く、小さければ相対的に高くなる。したがって、仮定した粗度係数によって得られるC点の計算水位と実測値とが一致すれば、このときの粗度係数と流量が求めるものである。これを三点水位測定法による流量検出という。

<結果の求め方>

一般には、粗度係数を大、中、小の三つ程度を仮定してそれぞれのケースの計算結果を図-4.1-3 のようにグラフ表示すればよい。

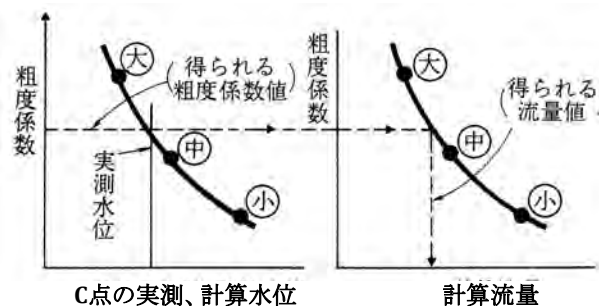


図-4.1-3 三点水位法による流出検出

*¹ 三点水位法により流量を求める場合の一解析方法に次の方法がある。

白石・岩崎・松本：数理モデルにおける現地定数の推定法と現地現象の相似性について一開水路モデルを中心として、農業土木試験場報告、No. 13（1975）

＜応用的な用い方＞

三点水位法の原理を用いれば、現地条件によって、次のうちいずれかが適用可能である。

- (ア) 一定水路区間、3点の水位の同時測定結果を用いる方法
- (イ) 限界流が発生する落差工（あるいは堰）を下流端としてこの天端高を求め、さらに上流側2点の水位の同時測定結果を用いる方法
- (ウ) 同一水路において上、下流離れた区間にそれぞれ2点ずつの同時水位測定結果を用いる方法

このうち(ア)の方法については前述のとおりであり、ここでは(イ)、(ウ)について解説する。

- (イ)の方法：この場合、上流端の境界条件に測定水位を用い、下流端ではゲート頂上等で限界流となる境界条件を与える。このとき粗度係数の大小によって図-4.1-4に示すような水面形の相違が得られるから、あとは図-4.1-3の手法を行えばよい。

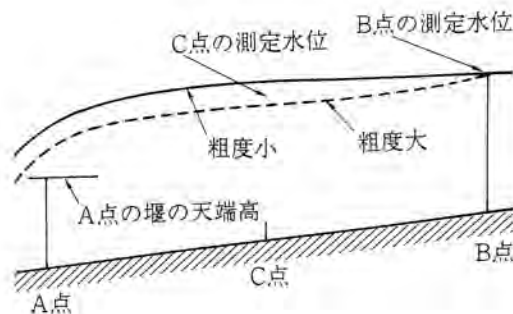


図-4.1-4 水面形の相

- (ウ)の方法：同一水路のうち離れて設定したⅠ、Ⅱ水路区間のそれぞれの上、下流端を水位境界として与え、粗度係数を適当に仮定して計算すれば粗度係数と流量の関係がわかり、図-4.1-5のようなグラフが得られる。すなわち、図中の交点が求める流量と粗度係数となる。

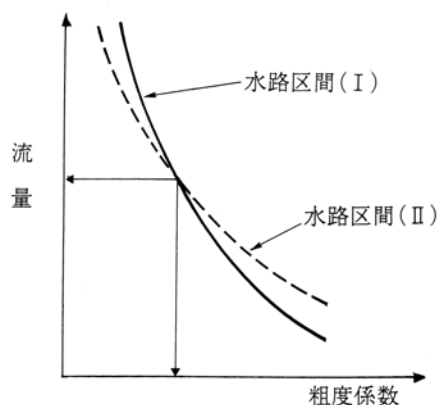


図-4.1-5 粗度係数と流量の関係

＜適用上の注意＞

- a 計算結果の信頼性の点では測点間の水位差はなるべく大きい方がよい。
- b 求める水路区間の流れが等流での解析は不可能である。
- c 不等流的な流れをしている水路区間での解析に適している。
- d 測定区間は、aの注意事項を守って決められるが、不定流計算を行う距離間隔は、河川

水面幅の2倍程度以上とする。

(3) 流 砂 量

取入口の敷高、沈砂池の設置の要否とその規模及び排砂回数を決定するため河川の流砂量を測定する。

流砂は浮遊砂と掃流砂に大別される。

浮遊砂とは、ある時間河床に接することなく水中に浮いて流れるものであり、掃流砂とは、河床を跳躍しながら流れるもの、あるいは河床に沿って流れるものをいう。このうち取入口から水路に流入するものは、取入口の敷高が高ければ浮遊砂だけと考えられるから、浮遊砂量を測定する。

浮遊砂量は、各断面で変化し同じ断面内でも一様な分布をしないので、普通一般には次の測定方法が用いられる。

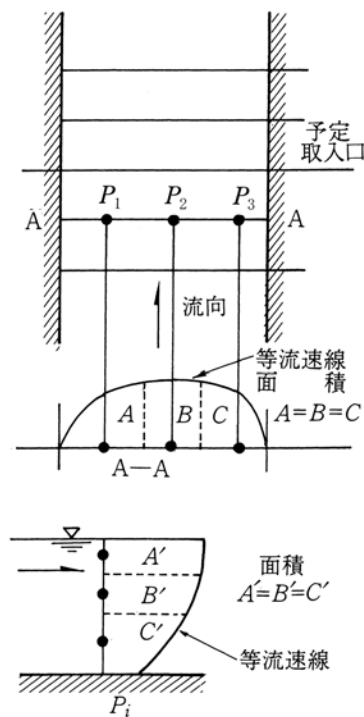


図-4.1-6 流砂量の測定点

採取に当たり予定取入口付近で、中小洪水時に河川の横断方向に数点の測点を設け流速測定を行う。

測点流速分布状況から浮遊砂の横断及び鉛直方向の採取点を決定する。例えば、図-4.1-6は横断方向3点、鉛直方向3点の9点で採取する場合を示している。横断・鉛直方向に土砂採取の倍程度の地点の流速を測定し、各鉛直断面について流速分布図を作成し、次に平面流速分布図を作成する。これらの流速分布図において、平面的に3点の採取点 P_1 、 P_2 、 P_3 を $A=B=C$ となるように分割し、それぞれのA-A線上の midpoint として選定する。

さらに、鉛直的には、 $A'=B'=C'$ となるように鉛直分布図を分割し、それぞれの中点に鉛直方向の採取点を決める。

この各採取点から採取した資料を分析し、量及び粒径を測定しておく。掃流土砂については50～200m間隔で、頭首工設置予定地点から上流へ1kmぐらいいわたって、数断面をとって

推定する。

4.1.2 河床等の状況

河床等の状況調査は、次の(1)～(3)について行う。

(1) ミ オ 筋

ミオ筋とは、河道内において流水の集中によって形成される流路のことである。したがって、頭首工の位置は、ミオ筋が取入れようとする岸に近く、安定しているところを選ばねばならない。ミオ筋には土砂吐きを設けることになるが、その際土砂吐きの設計資料として平水量のほか、河床材料（平均粒径）が移動を始める程度の洪水量とその度数について調査する。また、現在形成されているミオ筋の幅員、水深、勾配等を調査して流れ得る最大流量を推算する。

ミオ筋の移動しやすい河川においては、ミオ筋移動状況の調査は極めて重要なことで、特に取水堰を設けない場合、あるいは中流以下の河幅が広く、流れが乱流となる河川においては、既往における流心の変化状態を古い地図あるいは河跡図その他の資料について調査するとともに、上下流における河流の湾曲状態、河岸の岩盤、洗掘状況、さらに橋梁その他の構造物の影響等について検討し推定する。そのためには上下流にわたり河川測量測定を行うことが重要である。

(2) 河 床 勾 配

取入口の敷高の標高を決定する場合や、取水堰を設ける場合の基礎あるいは附帯施設の設計を行う場合には、河床の将来の上昇、あるいは低下等その変化を推定することが極めて重要である。そのためには、まず現在の河床が平衡状態にあるか、又は低下あるいは上昇しつつあるかについて調査する（「第5章 河床変動の検討方法」を参照）。

(3) 河 床 材 料

頭首工設置予定地点を中心に上下流 200～500m ごとに数点採取し、粒度分布と比重を求める。この採取地点は平面図に明示する（採取方法は、「第5章 河床変動の検討方法」を参照）。河床材料の調査資料は、河川の粗度係数の推定、河床変動の推定、沈砂池設置の要否の決定、水理模型実験の基礎資料などにする。

4.1.3 感潮河川における塩分の浸入

感潮河川に設置する頭首工の設計に当たっては、取入口に塩水が浸入しないようにするため、塩水遡上区間の見積りを行い、塩水遡上区間を避けて頭首工を設置する場合や、水門の操作（管理）によって対処する場合がある。前者については以下に述べる見積り方法があるが、後者については水理模型実験で検証する。しかし、前者についても水理模型実験で検証することが望ましい。

感潮河川の塩分の浸入形態は、①塩水クサビ型、②海水塩分逆流区間、③完全混合型に大別できる。

塩水クサビ型とは、一般に日本海沿岸の河川等によく見られる塩分の浸入形態であり、表層には淡水流下があり、その下層には塩分があって逆流し、その淡・塩境界層は歴然としている。

海水塩分逆流区間とは、一般に河川流量が少なく、しかも干満の潮位差の大きい場合に発生し、わが国では太平洋、瀬戸内海、九州地方に見られる現象である。河口からある区間を外海の塩水がほぼそのままの濃度で河口から河川内に浸入する形態であり、塩分は上下方向に完全に混合する結果、鉛直方向にほぼ同一の塩分濃度分布を持つ。その上流側に塩水クサビのようなものが付属するのが普通である。

また、干満の差の大きい外国の低平デルタ地帯の河川等には、完全混合型の塩分分布が見られる場合がある。

以上の塩水浸入形態を精度高く推算する方法は、現在ではないと考えられるので、近似値を求めてこれを解析する。近似解法として次の方法がある。

(1) 感潮河川の不定流解析

感潮河川の水利計算法として流れの基礎方程式を、直接差分法あるいは特性曲線法を用いて数値積分する方法がある。さらに完全混合型の塩分濃度等については、水流の基礎方程式と拡散方程式を組み合わせ、数値解析が行える*2。河口に非常に近くて水深が深く流量の少ない場合には、潮位曲線から次式で近似的な流速を求めることができる。

$$V = \frac{1}{n} \sqrt{R \left(i_0 - \frac{1}{gh} \cdot \frac{dh}{dt} \right)} \dots\dots\dots (4.1-1)$$

ここに、 V ：流速 (m/s)

n ：粗度係数

R ：径深 (m)

i_0 ：河床勾配

g ：重力加速度 (m/s²)

h ：水深 (m)

t ：時間 (s)

(2) 塩水クサビの形状

塩水クサビの河川内浸入距離は、河川流量との関係が大きい。その解析方法はスカイフ・シェーンフェルド (Schijf-Schönfeld)*3 の方程式を数値積分すれば、河床勾配との関連において、塩水クサビ浸入距離、淡水深及び塩水深を求めることができる。ほかにファーマー・モーガン (Farmer-Mörgan)*3 等の公式があるが、これは河床勾配の項が入っていないし、また塩水クサビ存在のための河川水面の変化を求めることができない。

4.2 治水、利水に関する調査

河川管理者が治水上定める計画、構造物の設置状況、河川上下流への排水の流入状況及び河川の利用状況等を把握するため治水、利水に関する調査が必要になる。

4.2.1 河川整備基本方針等の治水計画

頭首工を設けようとする河川に、河川管理者が治水上定めた、次の(1)～(4)の計画がある場合は、それらの計画に定められている計画高水流量、計画高水位、計画横断形及び河川改修工事の年度計画等について調査する。

- (1) 河川法の規定により定められている河川整備基本方針。
- (2) 河川整備基本方針が定められるまでは工事実施基本計画。
- (3) 河川整備基本方針が近い将来変更される予定で、その内容がほぼ確定している場合は、その変更予定の計画。
- (4) 暫定改良工事実施計画 (河川整備基本方針において定められた河川の総合的な保全と利用に関する基本方針に沿って計画的に実施すべき改良工事の暫定的な工事のうち実施計画をいう。)

*2 中村 充・白石英彦：数理モデルによる非定常現象の解析―湾・河川・湖におけるシミュレーション―、農業土木試験場報告、No.9、p. 137～158。(1971)

*3 水理公式集第5編、7.2 参照 (1971)

なお、河川整備基本方針又は工事実施基本計画が定められておらず、近い将来河川改修の予定がない場合は原則として現況に即する。

4.2.2 河川上下流への排水の流入状況

特に平水時における上下流の排水の状況を調査し、取水堰による平水時の堰上げが上下流の排水に与える影響について明らかにする。このため上下流の排水施設の目的、機能及び規模、並びに流入河川の状況について調査する。

4.2.3 堤防、橋梁、その他の構造物

堤防、橋梁、その他の構造物について、根固めの構造や径間等を調査し、それらの構造物の規模、諸元を明らかにする。

4.2.4 河川の利用状況

かんがい用水、発電用水等の取水状況、漁業の状況、その他の河川の利用状況について調査を行う。

- (1) 慣行による取水堰の堤体の構造に関する申合せ、分水放流を必要とする水量等について調査し、事情によっては慣行上の申合せと実情を対比検討する。
- (2) 発電等による水位の変動、番水の慣行及びその実情。
- (3) 舟運がある場合は、舟の大きさ、運行の量、時期等を調査し、さらに事情によってはこれに代わるべき施設の検討に必要な事項についても調査する。
- (4) 生息する魚の種類、量、遡上時期等を調査し、魚道設計に必要な資料を収集する（よりよき設計のために「頭首工の魚道」設計指針参照）。
- (5) その他、伏流水の利用等、河川が利用されている状況について調査し、必要な資料の収集を行う。

4.3 地形調査

頭首工設置予定地域の資料収集と地形図を作成するために地形調査が必要になる。測量については、最初は既存の資料収集から開始し、粗から密へと進めて行く。

4.3.1 資料収集

国土地理院発行の地形図（縮尺：1/25,000 又は 1/50,000）、国土基本図（縮尺：1/2,500 又は 1/5,000）、土地利用図（国土庁土地分類図）、航空写真（1/10,000）及び地方自治体（市町村等）発行の図面（縮尺：1/1,000～1/10,000）等を収集し、調査計画の立案や設計に役立てる。

この他に、河川管理者が、工事実施基本計画や河川改修計画を策定するに当たって作成する測量成果図も収集するとよい。

4.3.2 航空写真

頭首工の取水口の設置地点は、ミオ筋が安定していることが必要である。航空写真は河川の蛇行状態を大局的に把握し、取入口の設置地点決定に当たっての有用な資料となる。

4.3.3 平面測量

平面図は頭首工自身の設計に必要なばかりでなく、仮締切、仮設備等の計画設計にも必要である。頭首工付近の河川の湾曲、ミオ筋の状態及び高低を測量する（表-4.3-1 参照）。

4.3.4 縦・横断測量

縦・横断図は頭首工の設計のほか、背水など水理計算の資料とする。測量に当たっては、河川計画上用いている水準点の標高と当該頭首工計画における水準点標高は、事前に調整しておく（表-4.3-1 参照）。

4.3.5 用地測量

用地測量は、構造物設置に伴う河川敷の占用、民地の買収及び借上げ等を利用される（表-4.3-1 参照）。

表-4.3-1 地形調査の項目と調査計画

測量図	測量の方法	測量の範囲	縮 尺	等高線間隔	測点間隔	備 考
航空写真		上流 注) 下流 注)	1/10,000			測量作業方法、精度は「農林水産省測量作業規定」による。
平 面 図	直接測量	上流：蛇行長の1.5倍 下流：蛇行長の1.0倍	1/1,000～ 1/3,000 頭首工地点 1/200～ 1/500	河床 0.2～0.5 m その他 1.0 m		
縦 断 図	直接測量	上、下流それぞれ 2.0 km 程度	縦：1/100 横：平面図に合わせて 1/1,000～ 1/3,000		頭首工地点から上流及び下流 100 m の範囲は 20 m その他は 200 m	
横 断 図	直接測量		横：1/200 ～1/500 縦：1/100 ～1/200		縦断図に同じ	
用 地 図	直接測量	買収、補償の範囲 (分筆が必要な場合は、その筆全体の図面が必要になる)	用地図、求積図共に 1/500			
その他 仮設	直接測量		平面図 1/200～1/500	平面図に 準ずる		

注) 河川の安定性を判断する場合は、上流、下流とも 10km 程度。蛇行が安定している場合は、「平面図」に準じる。

4.4 地 質 調 査

基礎地盤や河床堆積物の状況等に応じて適切な支持力を有する基礎構造を設計するため、また、上部構造についても地盤の状況を考慮した合理的な設計を行うため、あらかじめ基礎地盤に関して十分調査を実施する。これらの調査及び試験の方法について解説する。

4.4.1 ボーリング

ボーリングは、これによって河床物質の種類を識別し、地盤の構造を明らかにするとともに土質試験のための試料を採取し、また孔内で各種の原位置試験を実施する目的にも利用される。

また、ボーリングの補完用として、電気探査法あるいは河幅の広い大規模な頭首工では、弾性波探査が有効であり併用されることがある。

ボーリングの位置は取水堰の中心線だけでなく、エプロン下流端、土砂吐き上下流延長線上等にも適当な間隔に、できれば方眼状に設けて地質図が描けるようにすることが望ましい。

その他、伏流水遮水の目的から兩岸そで部に余裕をもって調査をすることが必要である。

例えば、フローティング基礎が予想される河床であっても、努めて基礎岩盤を確認しておくことが工法の比較に役立つことがあるし、また、ケーソン基礎を施工する際に、1基ごとの予定位置にボーリングを実施することによって、手戻りのない合理的な施工ができ、工事費の節減に役立つ。

4.4.2 試掘

試掘は、地層と地質を直接肉眼で鑑定することが可能であるとともに、試掘坑内で試験試料の採取、支持力試験等を実施することができる最も確実な方法といえる。

4.4.3 支持力試験

支持力試験として、一般に次の方法が行われる。

(1) 標準貫入試験

この試験は最も手軽に地盤の性質が求められるので、現在ではロータリーボーリング調査と併用して実施されるのが一般的である。テルツァギー・ペック (Terzaghi-Peck) は、砂、粘土の N 値について次の区分を与えている。

表-4.4-1 N 値の判定

砂		粘 土	
N 値	比 密 度	N 値	コンシステンシー
0~4	非 常 に 緩 い	0~2	非 常 に 軟 ら か い
4~10	緩 い	2~4	軟 ら か い
10~30	普 通	4~8	普 通
30~50	密 で あ る	8~15	堅 い
50 以上	非常に密である	15~30	非 常 に 堅 い
		30 以上	盤 状

標準貫入試験は砂質地盤で精度が高く、粘土の場合は試料から求めた一軸圧縮強度による計算のほうがよいといわれる。

経験的に粘土の一軸圧縮強度 q_u と N 値との関係は

$$q_u = 12.5 N \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots\dots\dots (4.4-1)$$

その他 N 値は、砂地盤のせん断抵抗角など基礎の設計に関連ある事項に対していろいろと利用することができるので、ボーリング実施の際には必ず併用して測定しておくといよい。

(2) 載荷試験

載荷試験には平板載荷試験と杭頭の載荷試験がある。いずれも極限支持力まで載荷して破壊を生じさせて確認するもので、載荷の方法として、①直接重量物を載せる方法、②フレームをアンカーとし、これに反力をとらせてジャッキで荷重を加える方法、③レバーを使って載荷する方法等がある。

載荷は徐々に増大し、その間の荷重度、時間、沈下量について観測し、記録図を作成し解析する。

頭首工では、平板載荷試験を行うことは少ないが、杭基礎、特に鋼管杭を使用する場合には杭打ち試験の後で杭頭の載荷試験を実施した方がよい。

これについては、「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」（地盤工学会）が参考になる。

4.4.4 現場透水試験

基礎の工法は、水替えが可能かどうかによって決定されることが多い。直接コンクリートとするかプレパックド工法、ケーソン工法を採用するかといった問題は、工事費に影響する。ウェルポイント工法は、湧水量からポンプ容量及びパイプの間隔や径が決定されることになるが、そのためには事前に現場透水試験を行うことが必要になる。

現場透水試験としてボーリング孔又は試掘坑を利用して、透水試験を行うか、あるいはポンプ井を設けて揚水を行い、その周囲に設けた観測井の地下水位から地盤の透水係数を求めることが最も確実である。

やむを得ない場合は、粒度試験を行って有効径から公式を使って透水係数(k)を求めることも行われる。

4.4.5 杭打ち試験

杭基礎を利用する場合には、試験打ちを行って支持力を推定する。杭及び杭打ち機の諸元が既知で、試験によって杭打ち機の作動諸元、杭の貫入量、リバウンド量などを観測し、数多い杭打ち公式の中から適切なものを選んで数値を代入すれば、杭の許容支持力を求めることができる（「第18章 頭首工の基礎の種類と設計」を参照）。

しかし、杭打ち試験は、本質的には動的な試験であって、これから静的支持力を求めることは根本的に無理があり、便法に過ぎないことを知らなければならない。そのためにも杭頭の載荷試験を併用することが望ましい。

4.4.6 矢板打込み調査

玉石混じりの砂礫層の地盤では、矢板の打込みが可能かどうかをあらかじめ試験して、止水壁、仮締切り等の施工に支障を来さないようにする。

4.4.7 河床砂礫堆積状況調査

河川は、長年月の間に数多くの洪水によってそのミオ筋を移動していることが多い。基礎掘削の途中旧ミオ筋の玉石、礫層に遭遇して、水みちがついているため水替え不能に陥ったり、仮締切りの下層がパイピングを起こして破壊されるなどの失敗を招くことがあるから、ボーリングの試料を詳細に検討しておく。

4.4.8 地下水調査

取水堰の設置により、周辺の水田の排水や、井戸水に影響を与える場合があるので、前述の現場透水試験等により十分調査しておく。

4.4.9 基礎地盤に対する試験

構造物の基礎地盤に対する JIS 試験、及びその他一般に行われる試験を表-4.4-2、表-4.4-3 に示す。

表-4.4-2 構造物基礎地盤に対する JIS 試験

試験項目	JIS 規格番号	直接基礎	杭 基 礎		ウェル・ケーソン 基礎
			打込み杭	場所打ち杭	
土粒子の密度試験	A 1202				
含水比試験	A 1203	○		○	○
粒度試験	A 1204	○	○	○	○
液性限界試験	A 1205				
塑性限界試験	A 1205				
突固め試験	A 1210				
土の密度試験	A 1214	○	○	○	○
一軸圧縮試験	A 1216	○	○	○	○
圧密試験	A 1217	○	○	○	
透水試験	A 1218	○	○	○	○
標準貫入試験	A 1219	◎	◎	◎	◎

記号◎：必要度の高い試験、調査 ○：場合により必要となる試験、調査

表-4.4-3 構造物基礎地盤に対して一般的に行われる試験

試験項目	試験方法 の 基 準	直接基礎	杭 基 礎		ウェル・ケーソン 基礎
			打込み杭	場所打ち杭	
直接せん断試験	地盤材料試験 の方法と解説				
三軸圧縮試験	〃		○		○
現場透水試験	地盤調査の 方法と解説			○	○
揚水試験	〃			○	○
地盤平板載荷試験		○			
杭打ち試験	〃		○		
垂直・水平載荷試験	〃		○	◎	○
静的円すい貫入試験	〃				
動的円すい貫入試験	〃		○		
間げき水圧試験	〃			○	○

記号◎：必要度の高い試験、調査 ○：場合により必要となる試験、調査

4.5 環境調査

河川は自然環境の一部を構成する重要な要素であることから、頭首工の建設に当たっては、自然生態系や景観に関する条件を把握し、これらに配慮した設計を行う。

4.5.1 生物環境調査

自然生態系に配慮した設計を行うため、植物、魚介類、昆虫、水鳥などの周辺に棲息する生物にとって、頭首工の設置による水量、水質、瀬や淵、ミオ筋、河床構造等の変化がどのように関わってくるのかを十分検討する。

例えば、頭首工には原則として魚道を設置するため、一般的には以下の調査が必要である。

(1) 調査項目

- ア 魚介類の種類
- イ 遡上時期、遡上目的、遡上量、現存量
- ウ 体長、体高
- エ 遊泳特性

(2) 調査方法

- ア 文献調査
- イ 聞き取り調査
- ウ 統計資料調査
- エ 観察による方法（陸上からの観察、水中での観察）
- オ 捕獲による方法（刺し網、投網、捕獲籠）
- カ その他（魚群探知機等）

4.5.2 景観に関する調査

頭首工建設予定地点が、自然公園法、自然環境保全法、景観法等の法令により指定された地域及び田園環境整備マスタープランの環境配慮地域で良好な自然景観を有している地域等となっている場合は、建設される施設が周囲の景観と調和するよう検討する。

なお、景観と調和するためには、頭首工周辺の景観を構成する要素（河川の形状、水の流れ、自然生態、遠景、建築物、歴史的・文化的資源等）を把握する必要があるが、その詳細については「農業農村整備事業における景観配慮の手引き」（平成18年5月）等を参考にされたい。

4.6 工事施工条件調査

工事による環境への影響、工事を規制する法規並びに用地及び権利関係等を把握するために行う各種の立地条件調査について解説する。

4.6.1 工事施工に関する気象、流況、地下水、河床の状況

気象及び流況は、工事期間、工事期間中の施工可能日数等工程の決定や仮締切りの高さの決定等に寄与する要素である。また、洪水波形は、降雨、出水に対する工事中断の時期の判断資料として重要なものである。

仮締切り等の仮設計画を立てる場合、河川流量、河川水位を必要とするが、これらの実測値が得られない場合が多い。この場合、近傍の河川の流量資料か、雨量から推算することとなる。雨量から推算する場合は、年最大日雨量、年最大時間雨量、年最大10分間雨量等必要な資料をでき得るかぎり長い期間にわたって収集する。

積雪寒冷地にあつては、コンクリートの凍害防止対策や、除雪計画を立てるため気温や積雪についても調査する。

頭首工による堰上げにより堰外地の地下水に影響を及ぼすおそれがある場合には、その範囲と度合いを調査し、対策を立てるための資料を収集しておく必要がある。また、河川の堤防や高水敷が完備している場合であっても、付近の地形の状況からみて河川改修以前は溪流等が流入していたことが予想される場合がある。このような場合、頭首工による堰上げが堤防や高水敷に影響を及ぼすおそれがあるので、あらかじめ十分な対策を講じるために、入念な調査を行う。

河床の状況については、仮締切矢板の打込み工法の決定や、転流した場合の河床の洗掘の予測等のために調査する。

4.6.2 工事用資機材

工事用材料には、生コンクリート、鋼材、木材等いろいろあるが、工場製品については一時的に大量に使用する場合もあるのでそれらの供給が可能であるかどうか、設計変更で急に増加した場合の供給がどうかについても調べておく。

また、建設機械等の機材は、出来高に大きく影響するので、現場条件に適した機能、規格のものが工事期間中確保できるかどうか、さらに交換部品の確保、予備機械の必要の有無等についても調査検討する。

4.6.3 資機材の搬出入

工事用材料、ゲート等の工場製品、建設機械等大量の資材あるいは重量物、長尺物を運搬する必要がある生じるので、途中の道路、橋梁等の状態を十分調査しておく必要がある。場合によっては、これらを補修するか、一部新設するか、あるいは重量物、長尺物を分解する必要も生じてくる。

4.6.4 工事用動力源

頭首工工事では、短期間に相当な容量の動力源が必要となる。一般には電力を用いている。そのためには供給可能な電力容量、送配電線の位置及び分岐点の位置等を調査しておく必要がある。電力が簡単に得られない場合は自家発電によるか、内燃機関による。

最も動力を必要とするのは排水ポンプであるので、その点を十分比較検討できるよう調査しておく。

4.6.5 騒音振動等対策

頭首工の設置に伴う堰・ゲートからの落下水・放流水による振動・騒音及び工事に伴う振動騒音、交通阻害等については、十分な調査を実施し、適切な設計、施工方法を検討する。特に、市街地近傍における事業実施においては、工法の選定、工事の安全対策等に細心の注意を払う。

4.6.6 用地補償に関する調査

用地補償に関する調査事項には、一般に次のようなものがある。

- (1) 建設に伴う施設用地
- (2) 工事に必要な借地、補償
- (3) その他（漁業調査等）

頭首工は施設の大半が河川区域内に築造される場合が多い。したがって、施設に係る用地については河川区域内にあっては占用、管理棟等河川区域外に設置される施設については私有地を買収す

ることとなる。

工事期間中に必要な土地については、河川の高水敷等が河川の流水の流下に支障を来たさないと判断され許可される場合には占有を、その他については私有地の借上げによることとなる。このため、次の (7) 土地調査、(4) 物件調査を行う。

(7) 土地の取得及び使用区域が決定すると、その区域内の土地の権利内容を、一筆ごとに調査する。調査の目的は、土地の不動産番号、所在、地番、地目、地積、地図の写し、権利関係、収益性、立地条件等を把握することにある。調査結果について、当該土地の所有権登記名義人、その他の権利者を確認の上、土地調書を作成する。

(4) 土地の取得及び使用区域内に建物その他の工作物があるときは、それらの物件について、建物の不動産番号、所在、家屋番号、種類、構造、床面積、用途、規模、品質、経過年数、権利関係等を調査する。立竹木がある場合は、樹種、樹齢、用途、品質、権利関係等の調査を行う。調査の結果について、土地調査と同様に当該建物の所有権登記名義人、及び当該物件の所有者その他の権利者を確認の上、物件調書を作成する。

漁業補償のための漁獲量調査は、相当長期間の資料を必要とするので、関係漁業組合又は、関係官公署等の協力を得て調査することが多い。

回遊性魚類の遡上に影響を及ぼさないよう魚道を設ける場合には、その設計に必要なデータを調査しておく。また、回遊性魚類の遡上時期には工事等による河川水の汚濁が許されない場合があるので、その影響範囲を調査しておく。

なお、河川の汚濁基準については、環境省や都道府県で定めているものを参考に工事中の水質、濁水処理施設の設置場所、放流位置等について関係機関と協議・調整を行う。

鉱業権、祖鉱権、採石権等の有無について経済産業局及び県等において調査を行う。

4.7 管理に関する調査

4.7.1 管理組織及び体制の把握

設備の高性能化、集中管理化をどの程度取り入れるのか、また、それをどのように運営するのかなどの受益者の意志を十分把握する。

4.7.2 気象・水象の観測項目の把握

頭首工の管理を適正に行うため、頭首工地点及び近傍の気象・水象・河川状況等のデータを収集する。これらのデータを整理・分析する中から観測すべき項目を明らかにする。

一般的に観測が必要とされる項目には次のようなものがある。

(1) 天 候

毎日の晴・曇・雨・雷・雪等の状況を記録しておくことは、流出解析・環境評価や他の観測地の点検の上で重要である。

(2) 気 温

気温の観測は、流出解析に際しての雨・雪の判定、積雪量・融雪量の計算、あるいは蒸発量・蒸発散位の計算等のための基礎資料として重要である。

(3) 降水量

利水及び高水管理のため、特に洪水時等においてはゲート操作のための基本的な情報源として降水量観測は重要である。これには自記雨量計を用いることを原則とする。

積雪地帯では、降雪量の観測も重要である。降雪量の観測は、ヒーター付きの雨量計等を用いて降水量として観測し、降雪量に換算する。積雪尺を流域内の適当な場所に複数設置しておく、春先の融雪流出量の予想に役立つことが多い。

(4) 頭首工地点の水位・流入量・放流量

頭首工の水位（頭首工地点の河川の水位）の観測は、利水管理上、洪水時等の頭首工の安全管理上及びゲート操作上、必要な流入量予測のため重要である。

流入量は、頭首工直上流の河川水位から水位流量曲線を用いて算定されるほか、頭首工水位の変化と取水量、放流量との関係から計算によって求められる。放流量は、ゲートの開度及び頭首工水位の変化等から計算によって求められる。したがって、観測は自記水位計によることを原則とする。

(5) 河川の水位

洪水時等の流入量の予測を行う場合、又は上・下流域の安全確保を図るため、河川水位の情報を得る必要がある場合には、頭首工の上流又は下流に自記水位計等を設置する。流量は水位計のデータから算定する。なお、流量の正確な測定を期するため定期的に流量観測を行い、水位と流量の関係について検証を行うことが重要である。

(6) 取水量

頭首工本来の目的は、必要な農業用水を取水し、計画的な利水を行うことであり、そのために取水量の把握は不可欠である。取水量の算定法には、用水路に設置された水位計のデータに基づき、水位流量曲線から算定する方法や頭首工の水位及び取入口のゲート開度から算定する方法等がある。

4.7.3 利水管理

頭首工の利水管理に当たっては、受益者の営農状況等を把握の上、河川流況を勘案しつつ、適切な取水量の確保に努める。

4.7.4 高水管理

高水時において頭首工の高水管理をどのように行うのか、また、どのようなゲート操作を行うのかについて把握する。そのため、次に掲げる項目について土地改良施設管理基準を参考に把握する。

- (1) 気象・水象状況の把握方法
- (2) 流入量の予測方法
- (3) 機械器具等の点検整備方法
- (4) 放流時の関係機関への通知、一般への周知徹底方法
- (5) ゲートの操作方法
- (6) 放流の際の関係機関への通知
- (7) 放流の際の一般への周知
- (8) 記録
- (9) 資材確保及び洪水対策

4.7.5 構造物・設備の管理

取水堰、附帯施設の機能及び安全を確保するための適正な管理内容について把握する。

- (1) 維持管理の内容

- (2) 必要となる計測装置の規模・数量
- (3) 点検項目

第5章 河床変動の検討方法

関連条項[基準 6、運用 6-2]

[基準 7、運用 7-6]

頭首工の取水堰の敷標高を決定する際には、その地点の現況から将来における安定河床を推定しておくことが極めて重要になる（運用 7-6 参照）。

ここでは、頭首工設置地点における河床変動の検討方法について解説する。

河床変動の検討に当たっては、まず、現況の河床が平衡状態にあるのか、又は低下あるいは上昇状態にあるのかを調査することが必要であり、次に、将来、頭首工の設置、頭首工設置地点の上下流における河川工作物の設置、河川改修の実施によって、頭首工設置地点の河床がどのように変化するか推定を行うことが必要となる。

5.1 河床形成の自然条件

自然状態にある河川は、次に掲げる三つの条件によって形成されている。

- (1) 水源から河口に至るまでの水平距離と落差
- (2) 流域の地形、地質、植生、及び崩壊特性
- (3) 降雨分布特性、河川を通過する流量と波形、及びその頻度

このうち、(1)の条件は海面より河川の水位が低くならないという大きな制限がある。(2)、(3)の条件について、その影響をフローチャートで示すと、図-5.1-1 のようになる。

降雨分布特性や崩壊特性等の現地特性は、一般に非常に不確定的である場合が多く、上流部の河床形成にはこの発生確率の影響が大きい^{*1}。しかし、土砂の移動速度は遅いので、崩壊地点より下流では、漸次、供給土砂量は場所的に平均化される。

また、流水の状態も射流から常流に移行するので、これによっても平均化が促進され、流れの強さに見合った流砂量を取り下流の河床形成がなされる。さらに、場所的な掃流力の違いによって下流に供給される土砂の粒度分布も異なってくる。これについては崩壊土砂量中の粒度分布や、流路内で流下中の土砂の摩擦現象の考慮が必要となる^{*2}。

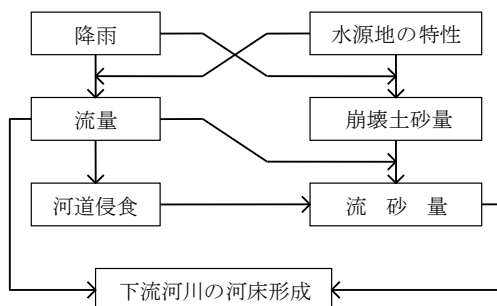


図-5.1-1 河床形成の影響の連鎖

^{*1} 河床変動及び安定河床を推定するには、上流で流量と供給土砂量を境界条件として与える必要がある。しかし、この流量がわかっていても供給土砂量の見積りが困難である場合が多く、このことは土砂水理学の進展を阻害する最大の要因でもある。

^{*2} 摩擦による細粒化現象については、H. Sternberg の法則がある。しかし、実際には、これによる細粒化の影響が小さく、小粒径のものが選択的に下流に流下すると考えなければ説明がつかない。最近では、粒径別流砂量式やあるいは粒度分布の連続式を用いて、いわゆる選択流速を考慮した河床形成理論が提案されている。

5.2 河川工作物等の設置が河床形成に及ぼす影響

河川内にダム、頭首工等の取水施設、砂防堰堤、床固め工等の河川工作物の設置、あるいは河川改修、砂利採取が行われるような場合には、自然状態とは別の二次的な意味での河床変動を引き起こして、これらに見合った平衡河床が形成されるようになる。このような場合には、一般的に、次のような傾向がみられる。

- (1) 上流にダムや砂防堰堤等が築造されれば、これより下流への流下土砂量は減少する。また、その直下流地点より、河床を構成する砂礫は粗粒化現象を伴って河床低下が生じ、漸次、この傾向が下流に及ぶようになる。
- (2) 一方、ダムや砂防堰堤の上流側は河床が上昇する傾向がある。
- (3) 取入口の統合等により、下流にある既設の取水堰が撤去されれば、河床低下が発生して、これが上流側に進行する。
- (4) 多量の砂利採取等が行われれば、その上下流に順次、河床低下現象が発生する。
- (5) その他、河川改修により流路短縮等によって掃流力が変化すればこれによる影響を受ける。

5.3 河床変動調査の要点

上記の諸条件に対して、河床の現状を知るためにはマクロな観点から、次の事項を調査することが望ましい。

(1) 河川の平面形

河川は適切な蛇行によって安定する性質を持っており、特に流路の安定性に注意する。

調査に当たっては、現状の河川が単断面であるか、複断面であるか、平水時の流路は規則正しいか、あるいは網状であるか、さらには洪水時の流心がどのような位置を通るか等を検討することが望ましい。

また、砂礫堆の形成はどのようなになっているか等詳細な観測によって現状を正しく確認することは河床変動の検討に大いに役立つ。

これらの調査のために、航空写真を利用することは有効な手段である。ここに砂礫堆とは、淵（ふち）で始まり寄洲で終わる河床形態をいい、蛇行が半波長のものを一つの砂礫堆とよんでいる。

(2) 縦断勾配

当該河川の縦断形を明らかにしておくことが望ましい。

縦断形の変化する地点は、河床変動を生じやすいので将来の河床変動の予測を行う場合に縦断勾配は重要な意味を持つ。

この縦断勾配の調査と併せて、縦断勾配の経年変化及び縦断方向の河床材料粒径の変化を明らかにしておくことがよい。

(3) 河床材料の採取

河床材料の調査は河道の解析に用いるばかりでなく河道の変動を知る手がかりともなるので、過去に行われた採取分析の実績も収集することが望ましい。

採取に当たっては、位置、場所、日時を明らかにしておくことはもちろん、外的条件としての洪水の規模と発生回数等を含めて、過去、現在における河床材料の変化状態を比較することも河道の変動を知るために重要である。

5.4 河床変動の推定方法

5.4.1 必要とする資料

一般に、流砂を含む流れの解析には次の項目に関する情報が必要となる。

- (1) 通水断面、現況の河床勾配
- (2) 粗度係数、河床の粒度分布
- (3) 水利構造物があれば、その諸元
- (4) 支配断面、あるいは $H \sim Q$ 関係
- (5) 供給土砂量と粒度分布の推定

この他に、さらに過去の流量記録、河床変化記録、水利施設における管理操作記録等を参考とする。しかし、これらすべての詳しい資料が入手できることは少ないので、得られた資料と解析主眼から解析方法及び解析結果の妥当性を吟味することが大切である。

5.4.2 解析方法の種類

流れが擬似等流、又は断面が単純に変化する不等流である場合には、解析解を用いる方法がある。しかし、現実には、このような単純化ができる場合はまれであり、河道を短区間に分割して計算を行うのが一般的である。この方法は、流れの基礎式として流れを不定流とするか定流とするか、また、流砂量の取り扱いを、一様粒径で近似するか粒径別の表示で行うかによって、表-5.4-1に示すような(I)～(IV)の四つの組み合わせ方法を選択して計算する。

表-5.4-1 河床変動の解析方法

	解 析 主 眼	用いる基礎式
(I)	流れ、河床及び粒度分布の時間的・場所的に変化する過渡現象	不定流の基礎式、粒径別流砂量式、河床・粒度の連続式
(II)	流れ及び河床の時間的・場所的に変化する過渡現象	不定流の基礎式、一様粒径の流砂量式、河床の連続式
(III)	場所的な粒径変化を考慮する河床変化、粗粒化現象	不等流の基礎式、粒径別流砂量式、河床・粒度の連続式
(IV)	一定区間が一様粒径で近似できる範囲の河床変化	不等流の基礎式、一様粒径の流砂量式、河床の連続式

この中で、(I)の方法は河床粒径の粒度分布が広範囲であるような河川において、土砂吐きゲートを操作した際に発生する非定常な現象、あるいは大洪水時の出水特性を考慮した現象を解析するのに適している。また、(II)の方法は河口河床のように粒径が比較的均一な場所で、河口ゲート操作時の水流と河床の非定常的な変化を把握するのによい。(III)は比較的長区間を解析する場合、あるいは上流においてダム等の建設により供給土砂が遮断された場合の粗粒化(armoring アーマリング)を伴う河床低下等、場所的な河床粒径の差異を含めなければ説明のつかないときの解析に適している。(IV)は従来よく行われてきた、最も簡明な方法であって、短区間の解析、あるいは傾向把握に適している。

通常の河川における河床変化あるいは安定河床を求めるには、(III)、(IV)のどちらかの方法を用いれば十分であろう。

5.4.3 解析の例

(Ⅲ)の方法によって解析する場合の例を以下に示す。

この方法は河川を短区間に分割して、不等流の基礎式、粒径別流砂量式、及び河床と粒度の連続式を用いて河床砂礫を未知量として取り扱い、この区間の河床変動量を計算するものである。

(1) 流れの計算法（水面追跡計算法）

不等流の基礎式は、下流側条件を与えれば、上流側水深を未知量とする高次方程式となるから、試算法、ニュートン法、あるいはルンゲクッタ法等を用いてこの値を求める。

あとは順次この操作を上流側に進めれば、全区間の水深 h と流速 V が求められる。

いま、基礎式の摩擦損失項 (ΔH_f) にマニング式を適用すれば、

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{d}{dx} \cdot \left(\frac{V^2}{2} \right) + \frac{d}{dx} (h + Z) + \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots (5.4-1)$$

となる。ここに、 V 、 R （径深）は h の関数として与えられる。例えば、河川断面が台形で近似できる場合には、初期河床高 Z における河床幅を $B(Z) = B$ とし、法面勾配を $1 : a$ とすれば、流量を Q として、

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{h(B + ah)} \quad \dots\dots\dots (5.4-2)$$

$$R = \frac{A}{L} = \frac{h(B + ah)}{B + 2h\sqrt{1 + a^2}} \quad \dots\dots\dots (5.4-3)$$

である。ここで、 ΔX 離れた上流側的水深を見い出すために、**図-5.4-1** に示すように、下流側、上流側の水理量に添字 1、2 をつけ、**式 (5.4-1)** を分離すれば、

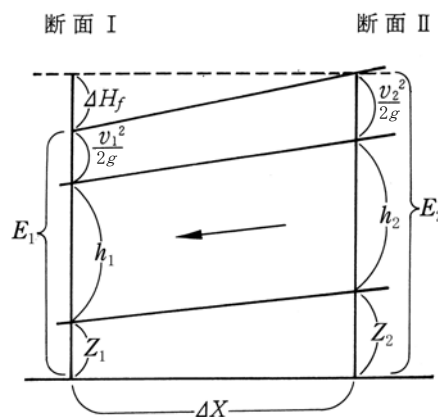


図-5.4-1 ΔX 離れた上流側的水深

$$E_1 = h_1 + Z_1 + \frac{1}{2g} V_1^2 = h_1 + Z_1 + \frac{1}{2g} \cdot \frac{Q^2}{h_1^2 (B + ah_1)^2} \quad \dots\dots\dots (5.4-4)$$

$$E_2 = h_2 + Z_2 + \frac{1}{2g} \cdot \frac{Q^2}{h_2^2 (B + ah_2)^2} = E_1 + \Delta H_f \quad \dots\dots\dots (5.4-5)$$

したがって、上流側水深 h_2 に関する式は、式 (5.4-5) から

$$f(h_2) = h_2^3 + (Z_2 - E_1 - \Delta H_f)h_2^2 + \frac{Q^2}{2g} \cdot \frac{1}{(B + ah_2)^2} \dots\dots\dots (5.4-6)$$

となる。また、式 (5.4-6) を微分すれば

$$f'(h_2) = 3h_2^2 + 2(Z_2 - E_1 - \Delta H_f)h_2 - \frac{aQ^2}{g} \cdot \frac{1}{(B + ah_2)^3} \dots\dots\dots (5.4-7)$$

となる。ここで ΔH_f は ΔX を比較的短くとおけば式 (5.4-8) で十分である*³。すなわち、

$$\Delta H_f = \frac{n^2 V_1^2}{R_1^{4/3}} \cdot \Delta X = \frac{n^2 Q^2 (B + 2h_1 \sqrt{1 + a^2})^{4/3}}{h_1^{10/3} (B + ah_1)^{10/3}} \Delta X \dots\dots\dots (5.4-8)$$

である。したがって、下流側水深 h_1 を定めれば、式 (5.4-4) から E_1 、式 (5.4-8) から ΔH_f が定まるので、式 (5.4-6)、式 (5.4-7) の関数形が求められる。上流側的水深を求めるには、初期近似値として、 $h_2 = h_1$ を与え

$$h_2 = h_2' + \frac{f(h_2)}{f'(h_2)} \dots\dots\dots (5.4-9)$$

の操作を必要な精度が得られるまで繰り返せばよい*⁴。このようにして全区間の水深と流速が求められる。

(2) 河床の計算法

ア 初期条件として河床標高（通水断面）、河床の粒度分布、境界条件として下流水位、流量が与えられたものとする。次に、前項の計算により不等流計算を行って、全区間の水深と流速を求める。

イ アの計算結果に基づいて、各断面における掃流力を計算する。掃流力 τ_0 はマンニングの抵抗則を用いれば、定義から

$$\tau_0 = \rho g n^2 V^2 R^{-1/3} \quad (\text{kN/m}^2) \dots\dots\dots (5.4-10)$$

ここに、 ρ ：水の密度（ t/m^3 ）

g ：重力の加速度（ m/s^2 ）

V ：流速（ m/s ）

R ：径深（ m ）

n ：粗度係数

ウ イの計算結果に基づいて、各断面における粒径別掃流砂量を求める。

この場合、浮遊砂については計算対象から除外する。

*³ 計算 1 区間の距離 ΔX が長い場合には、 $\Delta H_f = n^2 \left(\frac{V_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{V_2^2}{R_2^{4/3}} \right)$ とする。

*⁴ 通常、左辺の h_2 と右辺で与えた h_2' の差異が 1 mm 以下になるまで繰り返すが、繰り返しの回数は 3 回程度である。ただし、計算区間の長短に応じ、この累積誤差を考慮して 1 区間の近似計算精度を決定する。

粒径別流砂量式としては、佐藤・吉川・芦田式に粒度分布を付加した次式を用いる。

$$q_{Bi} = f(d_i) \cdot \frac{\varphi(\tau_0/\rho)^{3/2} F(\tau_0/\tau_{ci})}{\{(\sigma/\rho) - 1\}g} \dots\dots\dots (5.4-11)$$

$$n \geq 0.025 : \varphi = 0.623$$

$$n < 0.025 : \varphi = 0.623 (40n)^{-3.5}$$

ここに、 q_{Bi} : d_i の流砂量

d_i : 全粒径範囲を大きさによっていくつかに分けた場合、その 1 区分における平均的な粒径

$f(d_i)$: d_i が河床材料中に占める割合

τ_{ci} : d_i に対する限界掃流力

σ : 砂の比重

F : 係数 (表-5.4-2 参照)

表-5.4-2 係数 F の値

τ_0/τ_c	0.8	0.9	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
F	0	0.02	0.05	0.42	0.70	0.83	0.90	0.96	0.97	0.985	0.99	0.995	0.998	1.00

さらに、式 (5.4-11) における粒径別限界掃流力 τ_{ci} は、Egiazaroff の式を芦田・道上が修正した式 (5.4-12) を用いる。

$$\left. \begin{array}{l} \frac{d_i}{d_m} \geq 0.4 \text{ の場合} : \frac{\tau_{ci}}{\tau_{cm}} = \left\{ \frac{\log 19}{\log(19d_i/d_m)} \right\}^2 \frac{d_i}{d_m} \\ \frac{d_i}{d_m} < 0.4 \text{ の場合} : \frac{\tau_{ci}}{\tau_{cm}} = 0.85 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5.4-12)$$

ここに、 d_m : 平均粒径

τ_{cm} : 平均粒径に対応する限界掃流力であり、近似的に

$$\frac{\tau_{cm}}{(\sigma - \rho)g d_m} \doteq 0.05 \text{ としてよい。}$$

エ 全粒径範囲を N 区分したものとすれば、単位時間における断面 I と断面 II の掃流砂量の差は粒径別に表示すれば、

$$B_2 \cdot q_{Bi2} - B_1 \cdot q_{Bi1} = \Delta Q_{Bi} \dots\dots\dots (5.4-13)$$

ここに、 B_1 、 B_2 : それぞれ断面 I、II における河床幅 (m)

q_{Bi1} 、 q_{Bi2} : それぞれ断面 I、II における粒径別単位幅当たりの流砂量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)

ΔQ_{Bi} : I、II 区間に単位時間当たり堆積 (あるいは洗掘) される粒径別流砂量 (m^3/s)

また、このときの、全堆積 (あるいは洗掘) 量を ΔQ_B (m^3/s) とすれば、式 (5.4-14) となる。

$$\Delta Q_B = \sum_{i=1}^N \Delta Q_{Bi} \dots\dots\dots (5.4-14)$$

I～II区間 ΔX における河床の Δt 時間における変動量は、

$$\Delta Z = \frac{\Delta Q_B}{(1-\lambda)B_m} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta X} \dots\dots\dots (5.4-15)$$

ここに、 Δt : 計算時間間隔 (s)

ΔZ : Δt 時間における河床変動量 (m)

ΔX : I～II間断面間距離 (m)

λ : 河床砂礫の間隙率 (0.4～0.5)

B_m : $(B_1 + B_2)/2$ (m)

したがって、いま、 t 時間における河床高を $Z(t)$ とし、 $t + \Delta t$ 時間後における河床高を $Z(t + \Delta t)$ とすれば

$$Z(t + \Delta t) = Z(t) + \Delta Z \dots\dots\dots (5.4-16)$$

となる。

また、粒度分布は次のようにして求められる。すなわち、時間 t において d_i が河床上に占める割合を $f(d_i)t$ とすれば、河床上昇の場合は式(5.4-17)、河床低下の場合には式(5.4-18)となる。

$$\Delta f(d_i) = \frac{\{\Delta Q_{Bi} - f(d_i)t \cdot \Delta Q_B\}}{a(1-\lambda)B_m} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta X} \dots\dots\dots (5.4-17)$$

$$\Delta f(d_i) = \frac{\{\Delta Q_{Bi} - f_0(d_i)t \cdot \Delta Q_B\}}{a(1-\lambda)B_m} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta X} \dots\dots\dots (5.4-18)$$

ここに、 $\Delta f(d_i)$: Δt 時間における $\Delta f(d_i)$ の変動量

a : 河床表層部分で砂礫の交換が行われる厚さ(交換層)で、河床上の最大粒径程度の値

$f_0(d_i)$: 交換層より下の層での粒径 d_i の占める割合

したがって、 Δt 時間後の粒度分布は、式(5.4-19)となる。

$$f(d_i)_{t+\Delta t} = f(d_i)t + \Delta f(d_i) \dots\dots\dots (5.4-19)$$

以上のような計算を、対象とする区間について下流から上流に行えば、 Δt 時間後の新しい河床高と粒度分布が求められる。これらの操作を繰り返すことによって時間的、場所的な変化を得ることができる。

この方法は、その解析計算に相当な労力を要するので詳細な河床変動の解析が必要となった場合には、電子計算機の利用が不可欠である。

また、一様粒径で近似させてよいと判断されるときには、式(5.4-11)、式(5.4-13)、式(5.4-14)の添字 i を除いて計算を行えばよい。

さらに、式(5.4-10)、式(5.4-13)の関係で、 $\tau_0 \geq 3\tau_{cm}$ となる場合には、流砂量の粒径別の効果が失われるから、このときも一様粒径の流砂量式を用いればよい。表-5.4-3は、各方法を用いる場合の判断基準の参考表である。

表-5.4-3 河床変動の診断参考表

解析法 現地状況	(Ⅲ) を用いる場合	(Ⅳ) を用いる場合
河川の位置	中、上流部	下、中流部
対象とする区間	中、長区間	短区間
河床粒径分布	広範囲	比較的均一
上下流の 粒径変化	大きい	小さい
河床表層と河床 下の粒径変化	大きい	小さい
掃流力の大きさ	$\tau_{cm} \leq \tau_0 < 3\tau_{cm}$	$\tau_0 \geq 3\tau_{cm}$
備考	物理的イメージの強い河床と粒度分布の場所的、時間的变化がわかる。しかし、現地資料が整備されていない場合には、初期条件、境界条件、として与える粒度分布などの未知量が多くなるので得られた結果の妥当性に対する判断がやや難しい。	計算が簡単で、時間的に河床変化の傾向がわかる。未知量(仮定値)がないので計算結果を明瞭に理解できる。

(解析法の区分は表-5.4-1による)

5.5 平衡河床の推定

(1) 自然河川における平衡河床

通常の自然河川では流水によって河床材料は移動し、堆積、洗掘を繰り返している。したがって、厳密な意味では「自然河川には河床の平衡状態はあり得ない」という方が正確である。しかし、ある限られた期間においては、変動が少なくつり合いのとれた平衡状態に近似した河床が形成されている。頭首工の計画及び設計では、この状態を安定河床として用いることができる。

安定河床を求めるに当たっては、どの程度の流量によって平衡河床が形成されるのかを明らかにすることが重要である。

この平衡状態を形成する流量は支配流量として位置付けることができる。

(2) 支配流量の意味

現在の河川形態を形成した流量が、その河川の支配流量である。

河川には様々な洪水が発生し、それぞれの洪水によって河床が変動する。河床の変動は主として流砂量によってもたらされる。いいかえれば、長年月にわたって最も多くの流砂量をもたらす確率洪水流量である。

(3) 支配流量の推定法

まず確率洪水量を明らかにする。ついで比較的安定していると思われる断面を選び、その低水路幅の中で、それぞれの確率洪水量によって生ずる流砂量を算定する。この流砂量を確率洪水年で割り、これを年単位流砂量とする。各確率洪水量に応じた年単位流砂量を比較し、最大となるものを、その河川の支配流量として決定する。

(4) 安定縦断形状の推定

河川の縦断形状は一般に次式によって表される。

$$Z = Z_0 - \frac{i_0}{\alpha} (1 - e^{-\alpha x}) \dots \dots \dots (5.5-1)$$

ここに、 Z_0 : $x = x_0$ (河川上流端) 点における河床高
 i_0 : $x = x_0$ (河川上流端) 点における河床勾配
 Z : x 地点の河床高
 α : 摩耗係数

最近の研究から、河川の安定条件として、次のような仮説が立てられている。

- ① 河川勾配によって粒径が制御される。
- ② 安定河床においては α 値は一定である。
- ③ 支配流量は長年月にわたって最も多くの土砂を輸送する確率洪水量である。
- ④ 支配流量の河川の低水路幅 b との間には密接な関係がある。
- ⑤ 支配流量と安定蛇行路（波長 L_w と振幅 B_w ）との間に密接な関係がある。
- ⑥ 安定河川においては、縦断方向に支配流量時の流砂量は一定である。

これらに関する具体的な事項については、文献「河川工作物の水理設計」*5 が参考になる。

5.6 河床材料の採取法

河床材料の調査資料は河川の粗度係数の推定、河床の変動計算、沈砂池の設置要否の判定及び水理模型実験等の基礎資料となる。

試料の採取は河川の規模にもよるが、一般に200～500 mごとに少なくとも数点（平面的に2～3点、深さ方向に2～3点）採取し、粒度分布と比重を求める。また、この採取地点は平面図に明示しておく。

なお、採取地点の選定及び採取の方法については表-5.6-1の要領による。

表-5.6-1 河床材料の資料の採取方法

	要 点	備 考
採取地点の選定	① 河川湾曲の曲率半径の小さい場所は避ける。 ② ミオ筋の水際に近い地点を選定する。 ③ その他砂礫堆の前線や局所的な深掘れ地点での採取は避ける。	河川の流れは全幅にわたって均等ではなく、主流が左右に振れながら流下する。このとき、二次流の影響や場所的な掃流力の違いによって、横断方向の河床粒径にも相当な相違のあることがあるので、平均的な地点を選定するよう心がけねばならない。
採取方法	① 一見して、河床表層の粒度分布とかけ離れていると思われる玉石、転石などは採取しない。この大きさと河床上の分布状況を現地で記録する。 ② ①によって玉石、転石などを除外したあとで、河床表層部のみを採取する。表層部の厚さは最大粒径(質量通過百分率90%径。以下同じ)とする。 なお、平面的な寸法は1.0×1.0 mとする。採取した全量は4分法で分割し、その最小限度は35 kg以上とし、結論的には代表値を表示できる量でなければならない。すなわち、粒径が小さいときは35 kgで十分であるが、大きいときはこれより多い量で分析する必要がある。 ③ つぎに下層部の採取を行う。深さは表層より1.0 m地点と2.0 m地点の2カ所である。採取の平面寸法は1.0×1.0 mとし、各地点での採取厚さは最大粒径程度とする。	大粒径の玉石、転石などの分布状況は粒度分布への影響が大きいため重要な資料となる。また、河床表層部と下層部とを分け採取し、分析することは選択流送を考慮する場合や静的平衡河床を推定するために特に必要となる。

*5 川合 亨・松本良男：河川工作物の水理設計、農業土木学会（1982）

第6章 河床の形状及び河道計画

関連条項 [基準 7、運用 7-6]

参考文献 [頭首工の設計]

前節で河床の変動についての検討方法を述べたが、ここでは河川の縦断方向における勾配や形態の変化等について、より具体的な計算方法を解説する。

6.1 河道及び河床材料の特性

6.1.1 河川縦断方向の流量、河川幅、粒径

一般に河川は、水源山間部から平野部への流れの過程において支流を集め、流量を次第に増やし、これに比例して河川幅を拡大する。さらに河川の取扱いを面倒にしているものに河床砂礫の粒径の変化がある。河床砂礫の粒径は流路を下るにつれて、次第に小さくなっていく。

ここで、粒径の逓減に関するステンベルグ (Sternberg) の理論的な考え方^{*1}を紹介し、参考に供したい。ステンベルグは粒子の重さの減少は流下距離内に河底の摩擦によって成される仕事に比例すると仮定し、 P を粒子の重さ、 ϕ を個体面の摩擦係数、 x を流程、 C を比例定数として次の微分方程式を作った。

$$-dP = C(\phi P dx) \dots\dots\dots (6.1-1)$$

これを積分して式 (6.1-2) を得た。

$$P = P_0 e^{-C\phi x} = P_0 e^{-\alpha x} \dots\dots\dots (6.1-2)$$

したがって、粒径 d は式 (6.1-3) となる。

$$d = d_0 e^{-\alpha x/3} \dots\dots\dots (6.1-3)$$

P_0 、 d_0 は起点における粒子の重さと粒径で、 $\alpha = C\phi$ は川石の摩耗係数

しかし、砂礫が小さくなるのは摩耗ばかりではなく、破碎されるという事実もある。また、下流方向への粒径が小さくなるのは水し（篩）作用によることに留意すべきである。この水し作用に大きな影響力をもつのは河床勾配と考えられる。このようなことから河床勾配の間にも密接な関係があることがわかる。

そこで、シュリッツ (Shulits) はショックリッヒ (Shocklitsch) の調査にかかる多数の河川の縦断形状と河床砂礫の粒径分布との対照表を吟味して「河床勾配は粒の重さに正比例する」との結論に達し、川石の摩耗法則を併用して指数関数的な縦断形状式を導いた。すなわち、河床勾配 i 、川石の重さを P 、摩耗係数を α とすれば、式 (6.1-4) となる。

$$i = \sigma P = \sigma P_0 e^{-\alpha x} = i_0 e^{-\alpha x} \dots\dots\dots (6.1-4)$$

σ は比例定数で、 $i_0 = \sigma P_0$ は起点における河床勾配に当たる。次に、ある基準面からの河底の高度を Z で表せば、 $i = -dZ/dx$ であるから、式 (6.1-5) が得られる。

^{*1} 野満隆治・瀬野錦蔵：新河川学、地人書館（1961）

$$i = -\frac{dZ}{dx} = i_0 e^{-\alpha x} \dots\dots\dots (6.1-5)$$

これを積分して、かつ起点の高さを Z_0 とすれば、式 (6.1-6) となる。

$$Z = Z_0 - \frac{i_0}{\alpha} (1 - e^{-\alpha x}) \dots\dots\dots (6.1-6)$$

しかし、上式の α 値の決定が問題である。参考文献^{*2}では、 α 値は流程 x 区間における落差 H と上・下流河床勾配の変化度合の関数として示されることがわかった。すなわち、 x 地点の河床勾配を i とすれば、 α 値は式 (6.1-7) で与えられる。

$$\alpha = \frac{i_0 - i}{H} \dots\dots\dots (6.1-7)$$

今後の問題は、安定縦断形における下方へのふくらみの度合いであり、 i_0 値がこれに大きな影響力をもつこともわかる。

6.1.2 河床勾配と粒径の大きさ

河川の縦断方向における河床勾配の変化と、砂礫の平均粒径の変化の関係を明らかにした文献はない。河床勾配から砂礫の平均粒径を推定することができれば河川を理解し、解析するために非常に都合がよい。川合^{*3}は河床勾配が緩やかな河川の下流域においては、大きな礫を輸送する流水力がないことに着目し、流水の力は河床勾配によって強く制御されるものと考えた。したがって、河床勾配 i と砂礫の平均粒径 d_m との間に何らかの関係があることを推定し、数多くの河川の資料と台湾の濁幹線（農業用水路、流砂を伴う）の資料を中心にして図-6.1-1 のような関係図を作成した。

図-6.1-1 の実線①は、式 (6.1-8)、②は式 (6.1-9) で表される。

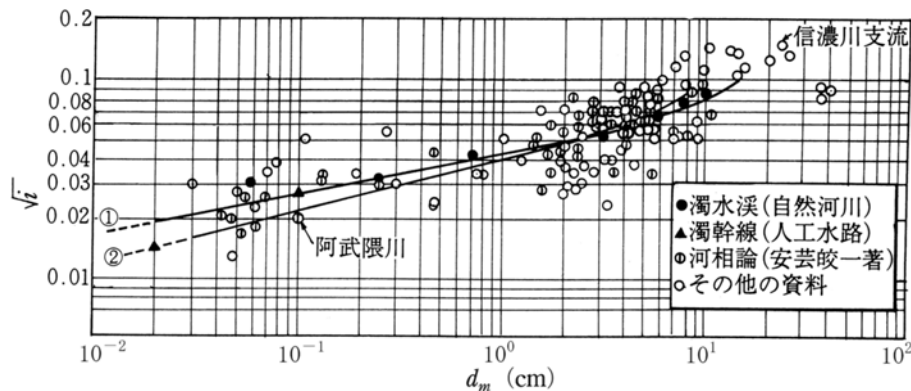


図-6.1-1 河床勾配と平均粒径の関係

$$d_m = 1.2 \times 10^5 i^{2.5} - 1.1 \times 10^6 i^3 \dots\dots\dots (6.1-8)$$

式 (6.1-8) は m 単位で与えられている。

^{*2} 川合 亨・松本良男・加藤 敬：河床の定安河道計画に関する一考察—鬼怒川(佐貫～勝瓜区間)を例として—、農土誌 48 (12) p. 905～915 (1980)

^{*3} 川合 亨：河川の流砂機構に関する考察、農土試技報 B (水理)、No. 35 (1975)

$$d_m = 19.86 \times 10^4 (\sqrt{i})^{3.764} - 39 \times 10^6 (\sqrt{i})^{6.31} \dots\dots\dots (6.1-9)$$

式(6.1-9)はcm単位で与えられている。式(6.1-9)は式(6.1-8)に新しい資料を追加して修正したものである。したがって、実用上の目安を得るためには式(6.1-9)を用いた方がよい。これらの式の適用範囲は $\sqrt{i} < 0.1$ である。

なお、図-6.1-1は本川の途中へ急勾配の支流が合流する場合を除いた。したがって、この図-6.1-1の適用は堤防河川であり、沖積扇状地の下流の場合である。

6.1.3 河床砂礫の粒径分布とその性質

いま、河川における砂礫の粒径分布の特徴を挙げると、次のとおりである。

- (1) 洪水後における河床表面の各粒径は、流水抵抗の最も小さい状態で安定していることが観察される。すなわち、急流河川では、河床表面が魚のうろこ状を呈している状態である。一般に一個の石の最長径は流れの方向と同じ向きとなる。
- (2) 河床表面の砂礫粒径は大きく、最大粒径程度の表層厚さを除いた下部では細粗混合状態となっている。これは洪水時における砂の移動状態が砂堆(dunes)であり、細粗入り混って移動するためである。しかし、洪水の減水期には大きな粒径のものから順次停止し、小さい粒径のものはかなり流水力が小さくなるまで移動するためと考えられる。
- (3) 河川湾曲部における砂礫粒径は凹岸側が大きく、凸岸側が小さい。
- (4) 沖積扇状地より下流の河川では粒径の大きいほど、その比重が大きい傾向をもつという興味深い調査結果もある。しかし、このような調査資料は少ないので今後の課題として留意すべきであろう。
- (5) 一般性がないようにみえる河床材料の構成には、分析の結果かなりの法則性をもっているようである。いま菊岡^{*4}が提案した「自然河川における河床材料標準粒度(d/d_m)表」(表-6.1-1)を紹介する。

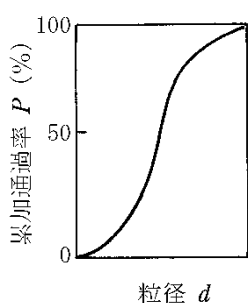


図-6.1-2 各粒径と通過率

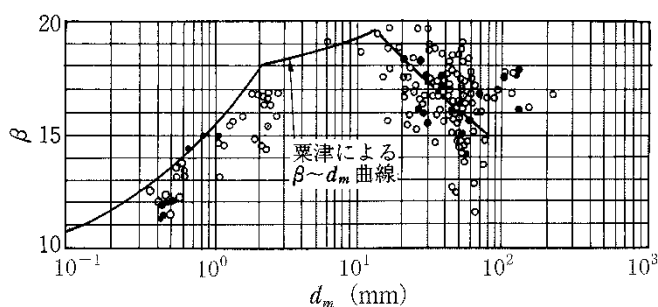


図-6.1-3 β と d_m の関係

まず、平均粒径 d_m の算定は、図-6.1-2から式(6.1-10)によって与えられる。

$$d_m = \sum_{P=0}^{P=100} d \Delta P / \sum_{P=0}^{P=100} \Delta P \dots\dots\dots (6.1-10)$$

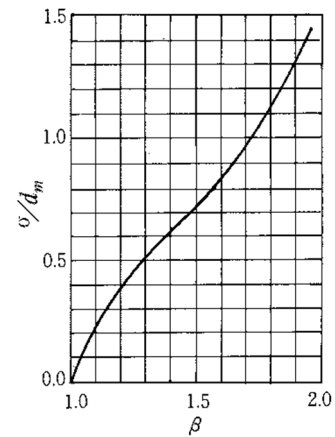
ΔP : 各粒径 d に対する通過率

^{*4} 菊岡保人：自然河川における河床材料の粒度分布について、農土誌、36(3) p.149～152 (1968)

次に、栗津の提案している平均粒径 d_m と混合係数 β の関係は図-6.1-3 で示される。混合係数 β は粒度分布曲線におけるクレマー (Kramer) の均等係数 M から次のように与えられる。

$$M = \sum_{d=0}^{d=50} \Delta P \cdot d / \sum_{d=50}^{d=100} \Delta P \cdot d \cdots \cdots (6.1-11)$$

$$\beta = \frac{(2+M)}{(1+2M)} \cdots \cdots (6.1-12)$$



次に、混合係数 β と分散を表示する σ/d_m の関係は図-6.1-4 である。さらに各分散値に対する自然河川の河床材料標準粒度 (d/d_m) は表-6.1-1 で示されることを菊岡は提案した。

表-6.1-1 自然河川における河床材料標準粒度 (d/d_m) 表

通 過	$\sigma/d_m=0.3$	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3
2.5	0.54	0.33	0.24	0.13	0.070	0.036	0.012	0.004	0.001		
5.0	0.58	0.42	0.28	0.17	0.002	0.050	0.019	0.007	0.002		
10.0	0.64	0.49	0.35	0.23	0.14	0.085	0.037	0.016	0.006	0.002	0.001
15.0	0.71	0.58	0.44	0.31	0.20	0.14	0.070	0.036	0.016	0.008	0.004
20.0	0.78	0.68	0.55	0.42	0.30	0.20	0.13	0.080	0.046	0.025	0.013
25.0	0.83	0.74	0.62	0.50	0.38	0.28	0.19	0.13	0.076	0.046	0.027
30.0	0.88	0.79	0.70	0.60	0.48	0.39	0.28	0.20	0.19	0.080	0.052
35.0	0.93	0.86	0.80	0.70	0.60	0.51	0.39	0.26	0.21	0.14	0.094
40.0	0.97	0.94	0.90	0.83	0.72	0.66	0.54	0.43	0.33	0.24	0.17
45.0	0.99	0.97	0.94	0.90	0.86	0.78	0.68	0.52	0.45	0.35	0.26
50.0	1.00	0.99	0.98	0.98	0.95	0.91	0.84	0.73	0.61	0.48	0.37
55.0	1.02	1.02	1.02	1.04	1.05	1.02	0.96	0.87	0.75	0.61	0.49
60.0	1.04	1.07	1.11	1.13	1.17	1.12	1.12	1.02	0.85	0.75	0.63
65.0	1.07	1.12	1.18	1.23	1.28	1.30	1.27	1.20	1.09	0.96	0.83
70.0	1.10	1.18	1.27	1.33	1.39	1.42	1.43	1.40	1.32	1.23	1.14
75.0	1.12	1.22	1.32	1.42	1.50	1.54	1.60	1.60	1.53	1.50	1.43
80.0	1.17	1.27	1.40	1.53	1.63	1.71	1.77	1.80	1.83	1.85	1.83
85.0	1.22	1.33	1.48	1.62	1.75	1.88	2.02	2.12	2.20	2.33	2.35
90.0	1.28	1.43	1.58	1.73	1.93	2.12	2.30	2.51	2.72	2.92	3.10
92.5	1.32	1.46	1.63	1.82	2.03	2.28	2.48	2.75	2.90	3.20	3.45
95.0	1.37	1.54	1.73	1.94	2.20	2.47	2.74	3.02	3.02	3.58	3.88
97.0	1.50	1.70	1.93	2.18	2.45	2.75	3.10	3.40	3.32	4.10	4.60
99.0	1.68	1.95	2.25	2.56	2.89	3.25	3.64	4.05	4.05	4.99	5.50
100.0	1.80	2.13	2.50	2.92	3.35	3.83	4.37	4.90	5.52	6.15	6.85
U. C.	1.625	2.184	3.171	4.913	8.357	18.06	30.27	63.75	141.7		

ここに、統計確率の分散 σ^2 は任意の粒径を $x(=d)$ として、式 (6.1-13) で表される。

$$\sigma^2 \doteq \frac{1}{100} \sum \Delta P \cdot x^2 - d_m^2 \dots\dots\dots (6.1-13)$$

ΔP : 任意の粒径 $x(=d)$ に対する通過率

表-6.1-1 によれば、 $d/d_m = 1$ の値は σ/d_m によって、その通過率 (%) を異にすることがわかる。しかし、実用的には $d_{60} \doteq d_m$ と考えてもよい。

6.2 流水による砂礫の移動とその性質

6.2.1 限界掃流力*⁵

流水力がある限界以上になると河床の土砂は移動を始める。この限界の力を限界掃流力(critical tractive force)と呼んでいる。この限界掃流力は流砂量理論の基本となるものである。この土砂移動解析の初期の段階においては、土砂を移動させるような流れの速度を、その河床を形成している粒子の大きさや形の関数と考えていたようである。その後、近代流体力学の境界せん断(boundary shear)の概念が受け入れられるようになり、ボァー(P. Du Boys (1879))はローヌ(Rhône)河における観測に基づいて掃流力(土砂を移動させようとする流水の力)を水流の水面勾配と単位面積上の流体の重量との積で表して、以後の掃流力理論の基礎を作った。次に、シールズ(Shields (1936))は河床砂礫粒子の運動が、境界層理論における層流底層の厚さ δ と粒子の平均粒径 d_m との関係によると考え、無次元量 $\tau/\{g(\sigma' - \rho)d_m\}$ と d_m/δ との関係を考えて。

τ : 掃流力 σ : 砂礫粒の密度 ρ : 水の密度 g : 重力の加速度

このシールズ(Shields)による実験結果と関係図は、その後の限界掃流力理論の基礎となっている。

ついで、アインシュタイン(H. A. Einstein (1942))は土砂粒子の運動に確率概念を導入した理論を発表した。

また、日本でも数多くの研究者がこの問題に取り組んできた。この中でも岩垣(1956)、佐藤・吉川・芹田(1958)及び土屋(1963)らの研究は注目されよう。しかし、いずれの研究結果もシールズ(Shields)の実験結果と同程度である。現在のところ、わが国では次の岩垣公式がよく用いられるようである。

$$\left. \begin{aligned} R_* \geq 671 : u_{*c}^2 &= 0.05 \left\{ \left(\frac{\sigma}{\rho} \right) - 1 \right\} g d_m \\ 162.7 \leq R_* \leq 671 : " &= \left(0.01505 \left\{ \left(\frac{\sigma}{\rho} \right) - 1 \right\} g \right)^{25/22} v^{-3/11} d_m^{31/22} \\ 54.2 \leq R_* \leq 162.7 : " &= 0.034 \left\{ \left(\frac{\sigma}{\rho} \right) - 1 \right\} g d_m \\ 2.14 \leq R_* \leq 54.2 : " &= \left(0.1235 \left\{ \left(\frac{\sigma}{\rho} \right) - 1 \right\} g \right)^{25/32} v^{7/16} d_m^{11/32} \\ R_* \leq 2.14 : " &= 0.14 \left\{ \left(\frac{\sigma}{\rho} \right) - 1 \right\} g d_m \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2-1)$$

$R_* = [\{(\sigma/\rho) - 1\}g]^{1/2} d_m^{3/2} / v$ 、 u_{*c} : 限界摩擦速度、 v : 動粘性係数

*⁵ 本間 仁・安芸咬一編：物部水理学、岩波書店(1962)

式 (6.2-1) において、 $(\sigma/\rho)=2.65$ 、 $\nu=0.01\text{cm}^2/\text{s}$ (20.3°C)、 $g=980\text{cm/s}^2$ とすれば、式 (6.2-2) が得られる。

$$\left. \begin{aligned} d_m \geq 0.303\text{cm} : u_{*c}^2 &= 80.9d_m \\ 0.118 \leq d_m \leq 0.303\text{cm} : u_{*c}^2 &= 134.6d_m^{31/22} \\ 0.0565 \leq d_m \leq 0.118\text{cm} : u_{*c}^2 &= 55.0d_m \\ 0.0065 \leq d_m \leq 0.0565\text{cm} : u_{*c}^2 &= 8.41d_m^{11/32} \\ d_m \leq 0.0065\text{cm} : u_{*c}^2 &= 226d_m \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2-2)$$

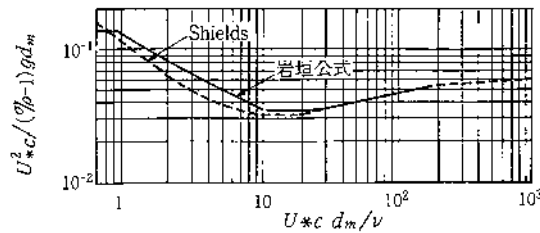


図-6.2-1 限界掃流力無次元表示

式 (6.2-2) における d_m は平均粒径の表示となっているが、岩垣の場合は均一粒径を取り扱っている。しかし、混合粒径における平均粒径として取り扱っても差し支えない。式 (6.2-2) は、いわゆる岩垣の簡易公式と呼ばれるものである。図-6.2-1 は岩垣が作成したものであり、シールズ (Shields) の実験結果も併せて記入されている。

6.2.2 実験水路における河床形態変化

自然河川における河床形態を理解するためには、まず実験水路における現象を理解することが大切である。一般に実験水路は直線形であり、自然河川のように蛇行していないこと、勾配を任意に与えることができること、勾配と粒径の大きさとの関係は直接結びつかないことなどを認識し、実験水路の結果は直ちに自然河川の現象を再現していると錯覚しないよう注意すべきである。

しかし、実験水路での実験は基本的な諸性状を明らかにするものであり、解析することによって、より有用な理論への発展が期待される。特に自然河川では洪水時の濁流のために河床変動を目視することが不可能であるが、実験水路では土砂移動中の現象を目視することができる利点がある。

ところで、流水力がある強さに達すると河床の粒子が移動を始め、その強さの増加につれて、河床面がいろいろな形状に変化する。

いま、実験水路の勾配を段階的に変化させて河床面の変化の状態（二次元的な表現）を観察すると図-6.2-2 のように示すことができる。

図-6.2-2(a) は、いわゆる砂れん（漣）(ripples) であり、流水力が小さく、僅かの土砂の移動によって河床表面に凹凸ができる程度である。この砂れんは河床粒径が 1 mm 以下で発生しやすい。さらに流水力が增大すると(a)から(b)へ移行する。(b)は砂堆 (dunes) と呼ばれ、土砂は砂堆の表面を滑動あるいは転動する。これの連続移動が行われ、その前面になだれ落ちる。この砂堆前面は土砂の安息角で形成される。このような現象の繰り返しによって砂堆の前面は時間とともに下流へ移動する。一方、流水は砂堆の前面で不連続となるため渦が発生し、これが水表面に達するとあたかも湯が沸き出したときにみられるような波紋 (boil) を生ずる。また、水表面全体の形は砂堆頂部

上で低く、砂堆頂部直下流の断面拡大部上では高くなる。

この砂堆の規模は流水力の増大とともに発達するが、平均水深の $1/6$ 程度が限界といわれている。さらに流水力が増大すると流水力によって、その頂部が削り取られる現象となり、次第に砂堆の頂部は低くなり、ついに (b) から (c) へ移行する。(c) は平滑河床 (plane bed) と呼ばれるもので、流砂の移動が激しい。このような流れの領域ではフルード数が 1 に近いためにエネルギーのわずかな変化は大きな水面変動を生じさせ、不安定な流れとなる。この結果、流水力の増大とともに (d) 波状河床 (Standing wave) へと移行する。この波状河床は水面形と河床形が相似形をなすのが特徴である。さらに流水力が強くなると (e) 反砂堆 (antidunes) へ移行する。

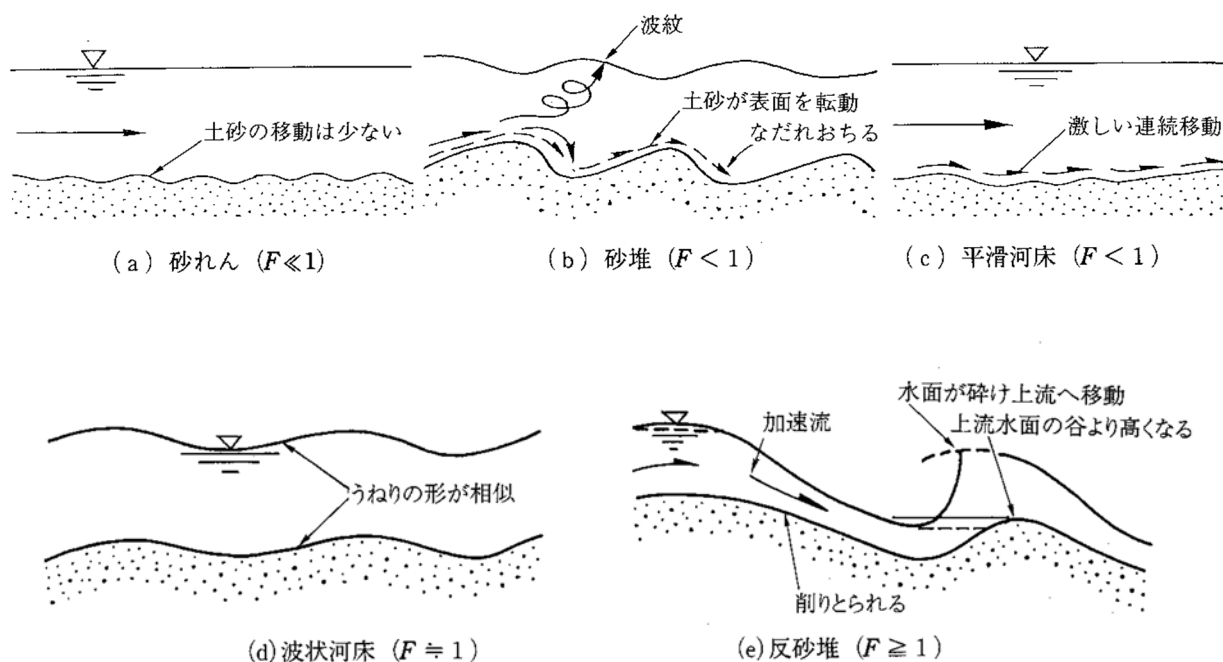


図-6.2-2 河床形状説明図 (Simons ら^{*6}の区分方法)

この反砂堆の特徴は加速流（射流）と跳水の繰り返しとなり、加速流の部分では河床面が削りとられる。この削りとられた土砂は跳水部（砂堆前面）に堆積する。この結果、砂堆の頂部は上流へ前進するようになる。これが反砂堆と呼ばれる理由である。

以上は、実験水路の勾配を段階的に変化させることにより明らかになった河床形態である。しかし、自然河川においては同一地点で河床勾配が変化しないので、ある定められた場所において、すべての河床状態は発生しないと考えるよい。

6.2.3 自然河川における河床形態変化

移動床をもつ水路に水を流すと、その流水力に応じて河床形態が様々に変化していくことが実験水路の中でみられる。実験水路では流れの強さを、その水路の勾配を変えることによって与えることができる。しかも河床材料の大きさを変えなくても発生する。ここに問題がある。

自然河川では水源地から海に至るまで、その勾配が次第に緩やかとなり、流量が漸次増大し、か

^{*6} Simons, D. B. and E. U. Richardson: Forms of bed roughness in alluvial channels, Trans. of ASCE, Vol. 128, Part. 1, p. 284~302 (1963)

つ、粒径が次第に小さくなっていく。特に自然河川の大きな特徴は、一般に、勾配に粒径が比例する事実がある。これは自然の法則性によって変化するもので人工的に作り出される実験水路の河床形態とはその意味するところは大きく異なっている。このあるがままの自然現象は自然を忠実に観察し、そして考えることによって理解される。自然河床における河床形態は、それぞれの地点における平面形、河床勾配、粒径の大きさ及び河川幅などによって変化する。いま、河床形態の代表的なものを井口の著書^{*7}を中心にして挙げれば、次の9種類に区分される（図-6.2-3 参照）。

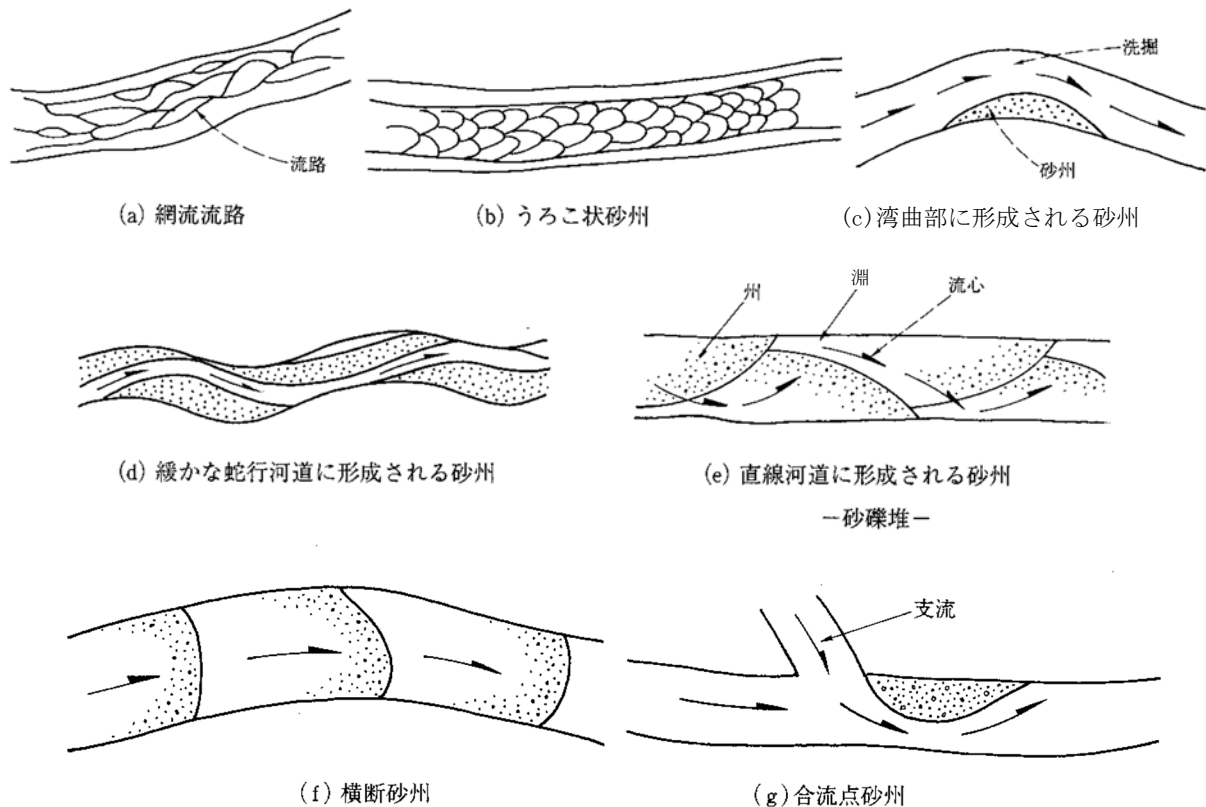


図-6.2-3 自然河川の河床形態

- (1) 砂れん（漣）(ripples)
- (2) 砂堆 (dunes)
- (3) 網流流路 (braided Channels)
- (4) うろこ状砂州 (linguloid bars)
- (5) 湾曲部に形成される砂州 (point bars)
- (6) 緩やかな蛇行河道に形成される砂州 (bars formed in meandering rivers)
- (7) 直線河道に形成される砂州-礫堆 (alternate bars formed in straight channels-SAREKITAI)
- (8) 横断砂州 (transverse bars)
- (9) 合流点砂州 (tributary bars)

砂れんや砂堆は実験水路でもみられる。これらは砂州に比べて非常に小さな河川形状であり、砂州の上に形成されることも多い。河床粒子の大きさが 1 mm 以上になると砂れんが発生しないで、

*7 井口昌平：川を見る、東京大学出版会（1979）

直ちに砂堆が形成されるという実験結果もある。

網流流路は急流河川で河幅が広い場合に発生する。この河床の特徴は洪水後に流量が少なくなると、広い河道内を流路がいく筋かに分かれて流れる。このような河川は流水に対する抵抗が大きく、流路が安定しないために治水、利水とも扱い難い。黒部川（富山県）などはこの例である。

うろこ状砂州は河床に、魚のうろこのような形に形成される砂州のことをいう。この河床形態は河川勾配が比較的緩やかで、粒子が小さく水深に対して河幅が非常に広いところに現われる。しかし、河幅が狭くなると、うろこ状砂州は砂礫堆へ変化していくという興味深い現象が存在する。

湾曲部に形成される砂州は、河道が大きく蛇行しているところにみられる。その特徴は凸岸に沿って大きな砂州が発達し、水は凹岸に沿って流れる。この砂州の位置はほとんど変化しない。この現象は酒匂川（神奈川県）の山間部などにみられる。

緩やかな蛇行河道に形成される砂州の特徴は、凸岸の頂部から凹岸にかけて砂州が発達し、水は凸岸頂部の上流面にぶつかるように流れる。このような河道に形成される砂州の位置はほとんど変化せず、流れの流心線もほぼ一定し、水衝部が固定される。吉野川（徳島県）の河口から 14～25 km 区間などはこの例である。

直線河道で左右岸交互に形成される砂州を砂礫堆といっている。河道が直線であるにもかかわらず、水は左右交互に州の間を縫うように流れる。すなわち、蛇行河道の場合と同様に深掘れ部は左右交互に現れ、その横断形は深掘れ地点でみると左右非対称となる。さらに、蛇行河道の州と異なると、砂礫堆は下流へ移動するので、側岸のある任意の地点を長時間観察すると、あるときは淵であったり、あるときは州となったりする。このような現象は治水上の護岸工や利水上の砂防という観点からまことに都合が悪い。このような例は実験水路でよく再現される。

横断砂州は外国の大河川でかつ粒子の小さい河床に発達するようである。この砂州の規模はかなり大きい。今後、日本においても粒子の小さい大河川において観察され、他の砂州との区分を明確にできるかもしれない。この砂州はゆっくり下流へ移動するといわれている。合流点砂州は、緩流河川に河床勾配の大きい支流が合流するところにみられる。この砂州は支流の合流点直下流に発達するもので湾曲部に形成される砂州と同様、その位置は固定している。

6.2.4 移動床流れにおける流水抵抗

河川における流れの水面形を求めるには、流水抵抗（いわゆる粗度係数）の見積もりが非常に重要である。

この流水抵抗は粒径の大きさ、砂礫の移動によって形成される河床形状とその規模、流砂濃度、湾曲による曲率、断面形、側岸の樹木の状態、水制工及び水温によって影響を受ける。

いま、理解を容易にするために、実験水路（二次元流）における流水抵抗の変化から説明する。実験水路における流水抵抗は図-6.2-4 の実線のように示される。

この図-6.2-4 の縦軸は、 $N_s = n\sqrt{g}/d_m^{1/6}$ であり、流れの抵抗値を無次元表示したものである。横軸は $\tau_* / \tau_{*c} = ghi / u_{*c}^2$ であって、流水力の無次元表示である。

h : 水深、 i : エネルギー勾配、 u_{*c} : 粒子の限界摩擦速度、 n : マニング（Manning）の粗度係数、 d_m : 河床砂の平均粒径、 g : 重力の加速度

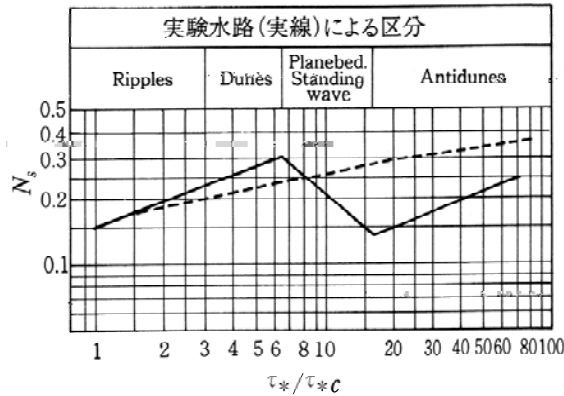


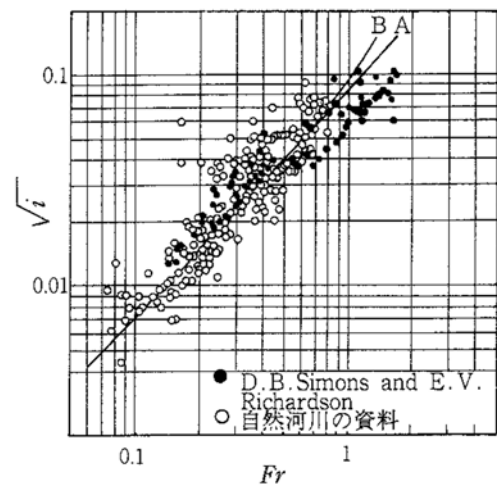
図-6.2-4 移動床における流水抵抗

図-6.2-4 からわかるように、砂れん (ripples) から堆砂 (dunes) へ、さらに堆砂 (dunes) の発達につれて、その流水抵抗が増大し、堆砂 (dunes) のある限界に達したのちは急激にその抵抗を減ずる。これは河床形態が凹凸の大きい堆砂 (dunes) から流水抵抗の小さい平滑河床 (plane bed) に移行するためである。さらに、流水力が大きくなり、フルード数が1に近くなると流れが不安定となり、波状河床 (standing wave) の状態となる。これより反砂堆 (antidunes) の発達につれて流水抵抗が増大する。

以上は流れの強さによって、河床形態が変化し、この形態変化が流水抵抗の変化として現れることを示したものである。これに対して、図-6.2-4 の破線は数多くの自然河川の調査から、帰納した杉尾の整理方法に基づき、木曽川、阿武隈川、矢作川及び揖斐川の資料から算定した結果の平均線である^{*2}。これから明らかなことは、流水力によってその流水抵抗が変化することである。

なお、河床材料が細粒 (例えば、0.105 mm 以下) のときには流量の増大に伴いマンニングの n 値が減ずるという調査結果^{*8}もある。特に移動床の場合には河床勾配、粒径の大きさ、流れの領域及び流水力によって n 値は変化するので単純に流量と粗度を結びつけるわけにはいかない。実際の調査においては、計測の精度 (断面形、水深、流速など) にも十分配慮する必要がある。今後より多くの研究を必要とする分野である。

次に自然河川における流水抵抗は簡単な解析の結果、幾何学的条件としての勾配 (重力に寄与する)、流水力としての流量 (河床を変形させる力) 及び流れの領域を示すフルード数 (流水抵抗を含む) が選ばれることがわかった。ここで、流量条件をパラメーターとして河床勾配 i とフルード数 Fr について、数多くの資料を整理した結果、河床勾配が $1/10,000 \sim 1/100$ の範囲 ($0.01 \leq Fr \sqrt{i} \leq 0.1$) では、流量の大小による影響は比較的小さく、実験水路の資料も自然河川の資料もすべて河床勾配 i とフルード数 Fr の関係で統一的に表現しても差し支えないものと考えられること^{*3}がわかった。

図-6.2-5 河床勾配 i とフルード数 Fr の関係

*8 水理公式集：土木学会 (1976)

この結果は図-6.2-5 である。この B 線は杉尾の方法ともほぼ一致する。

この図-6.2-5 の B 線を式で表せば、式 (6.2-3) となる。

$$F_r = 9.82(\sqrt{i})^{0.933} - 300(\sqrt{i})^{3.5} \dots\dots\dots (6.2-3)$$

この式を用いることにより、単位幅流量 q と水深 h の関係及びこれらの条件におけるマンニングの粗度係数 n 値は式 (6.2-4)、式 (6.2-5) によって求められる。

$$h = (q^2 / gF_r^2)^{1/3} \dots\dots\dots (6.2-4)$$

$$n = h^{5/3} i^{1/2} / q \dots\dots\dots (6.2-5)$$

この式 (6.2-5) の h と q 値は、式 (6.2-4) の条件を満足した関係値でなければならない。なお、式 (6.2-4) において、水深 h を与えて単位幅流量 q を求めるには、 $q = F_r \sqrt{gh^3}$ とすればよい。

6.2.5 砂礫堆の形成と水流蛇行

頭首工を設計する上で、その設置位置については安定したミオ筋を選定し、将来の河川状況を見据えて決定しなければならない。そのためには、以下に述べる視点をもつことが大切である。

それは、河床における砂礫堆の形成である。

河川の蛇行やミオ筋の変動は、この砂礫堆の形成と移動が要素の一つとなっている。

(1) 砂礫堆の形成とミオ筋

砂礫堆は洪水時に河川の主流が蛇行することで形成される。

その後、洪水が減少し、河床の低いところを連ねてミオ筋が形成される。下図の包丁のような形状をした一つの砂礫堆が左右に反転しながら上下流に連続している形態であり、根元付近の細い部分が水深の深い「淵」をなし、下流に向かって広がる浅い「瀬」となって、対岸の淵に流れ込む。平水時のミオ筋は、左右交互の「州」の間を縫うように瀬と淵を交互に繰り返し河道幅一杯を左右に大きく蛇行する。上下流に連続した砂礫堆の形状を実験水路における砂床の横断測量図によって詳しく見ると、淵に当たる部分で大きく深掘れし、瀬と洲において高い面が広がっている。

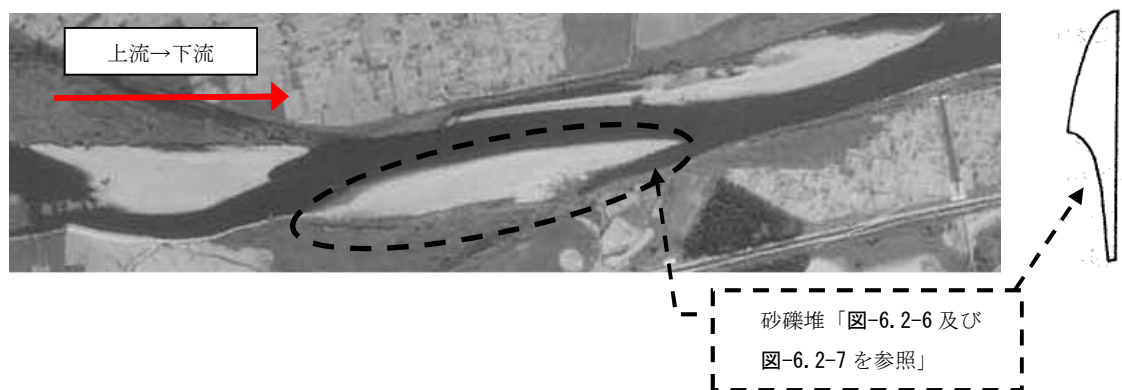


写真-6.2-1 「河川の砂礫堆と水流の蛇行（秋田県雄物川、1987 年国土地理院撮影（T0-87-2X、C3B-6））」

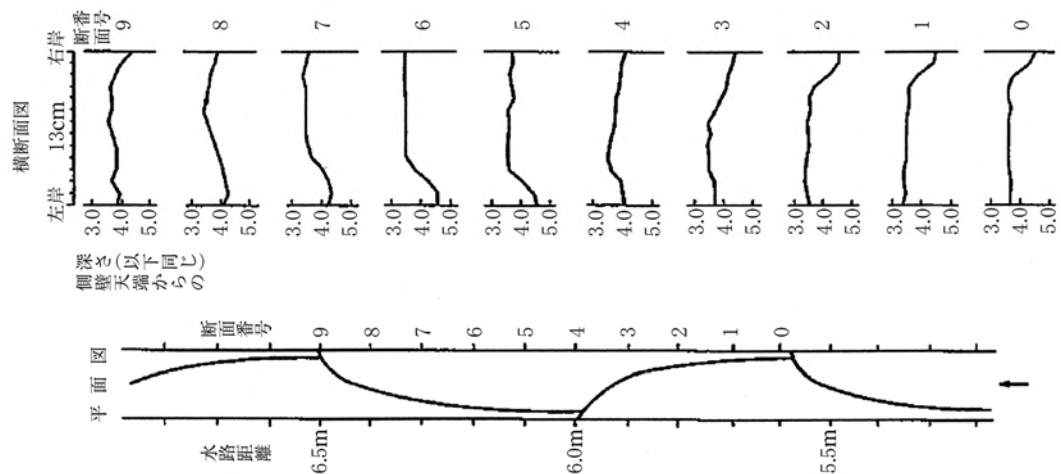


図-6.2-6 砂礫堆形成時の河床横断面図

(2) 洪水時の水流蛇行と砂礫堆の移動

平水時に認められる上下流に連続した砂礫堆の形状は、その後の洪水時にも継続して存在し、砂礫堆の形状に応じて、集中と発散を繰り返し、左右に大きく蛇行する。洪水流の集中部は、砂礫堆の淵の下流部付近に現れ、そこから斜め対岸方向の瀬と州に向かって発散する。

水流の集中部は左右交互の河岸に沿って現れ、水衝部と呼ばれる。河床では盛んに砂礫を運び出して河床を洗掘し、発散して流速が落ちる砂礫堆前縁付近に堆積する。この洗掘と堆積によって、砂礫堆はその形状と接続パターンを保持しつつ下流に移動する。

砂礫堆の連続した形態を読み取ることによって、平水時のミオ筋蛇行と洪水時の水流蛇行との関係を的確に把握することができ、洪水前後にミオ筋が変化し、取水口が閉塞するなどの弊害が、この砂礫堆の移動現象によっていることがわかる。

写真は直線水路実験において砂礫堆が下流へ移動する様子を撮影したものである。

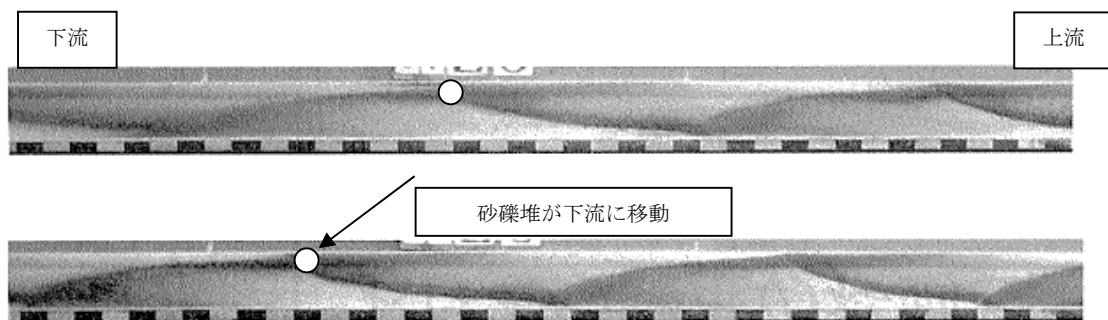


写真-6.2-2 直線水路実験における砂礫堆の移動

(3) 砂礫堆の安定

緩やかなカーブを持つ河道や小さな振幅で蛇行する河道においては、砂礫堆は下流へ移動していくが、ある限度を越えて蛇行が強くなると移動が抑えられる。この砂礫堆の移動と安定の限界は、蛇行の波長と蛇行角から導かれることが後述(例:6.3.5 河川の蛇行と安定)のとおりわかっている。

砂礫堆の位置が安定すると、ミオ筋と堆砂域も一定化するので、安定した取水につながる。

(4) 単列及び複列砂礫堆の形成条件

洪水時の河川の流れは、水深に比べて河道幅が数十倍や数百倍にも及ぶ浅い流れである一方で、河床面では砂礫がはげしく掃流されている。砂礫堆は、このような特徴を持つ開水路流れによって形成される。三輪は、その形成条件を B/h (河道幅/水深) と v^2/gh (フルード数) とによって、次のように明らかにした。

$$\text{単列砂礫堆： } 9 < (B/h) \times (v^2/gh) < 50 \dots\dots\dots (6.2-6)$$

$$\text{複列砂礫堆： } 50 < (B/h) \times (v^2/gh) \dots\dots\dots (6.2-7)$$

単列砂礫堆とは、これまでに説明してきた砂礫堆を指し、1本のミオ筋が左右に蛇行した形態になる。扇状地河道のように、水深に対して河道幅が非常に広がる場合、この単列砂礫堆が下図のように横断方向にも連続して形成されることになり、複列砂礫堆が形成される。原理的には、1列の砂礫堆に1本のミオ筋が対応するので、砂礫堆の列数に応じた複数本のミオ筋が現れる。扇状地河川の一見無秩序に乱れたようにみえる網流も、基本的にはこの複列砂礫堆の形成によっている。

複列砂礫堆も下流へ移動するがこの移動に関しては抑止することができない。そのため、複列砂礫堆が形成されている河川ではミオ筋変動による取水口への堆砂などのトラブルが絶えないことがわかっている。

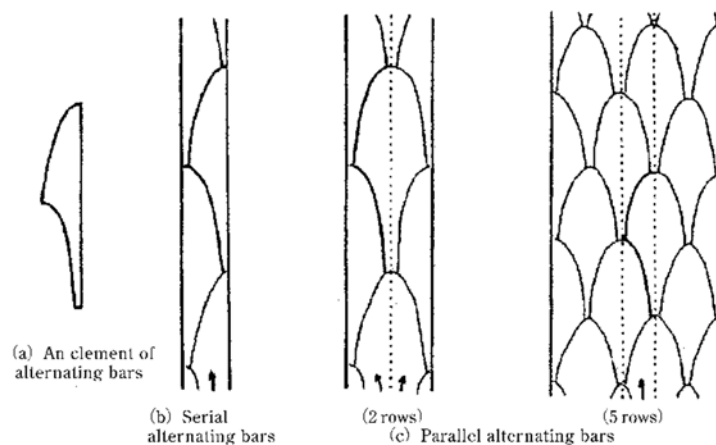


図-6.2-7 単列砂礫堆と複列砂礫堆の関係

(5) 砂礫堆による堆砂域とその変化への対応

河道を横断する堰や床止め工が設置されていて、仮に上下流に段差があっても、砂礫堆形状の連続性と下流への移動性は損なわれない。このため、頭首工の計画・設計に当たって砂礫堆の認識を深めておくことが重要である。

砂礫堆が形成された河川では、先の横断測量図に見られるような特有の3次元的な河床形状をなしている。堰が建設された場合、寄洲では敷上に堆砂のおそれがある一方で、淵部では、下流河床の洗掘のおそれがある。砂礫堆が移動する場合には、移動につれて堆砂部と洗掘部が変化し、新たなトラブルの発生が懸念される。

砂礫堆形成の観点から、トラブルの少ない堰の計画・設計のためには、次のような配慮が必要である。

まず、位置選定が重要であり、ミオ筋変化が激しい区間は避ける。

単列砂礫堆の形成区間において、横断河床がほぼ水平な地点を選定する。

次に計画河床高に合わせるために現河床よりも低い敷高に設置する場合は、頭首工前後河床を計画河床にあわせ上流側を1.5砂礫堆長、下流側を0.5砂礫堆長程度掘削し、洪水のたびに堆砂状況を調査することが望ましい。

ただし、具体的な対応方法は個々の河川状況によって異なるので、一律に適用することは難しい。

このような砂礫堆形成の対処法を検討する場合には、水理模型実験等を行い、事後検証を行うことが望ましい。

6.2.6 流砂量

流砂量は河床の変動に大きく影響し、河床変動解析や河道の安定計画には非常に重要な要素となっている。

流砂は、掃流砂と浮遊砂に大別される。掃流砂は主として、河床面に沿って移動、滑動あるいは跳躍して移動する流砂をいい、浮遊砂は流れの乱れによる拡散現象のために流水中を浮遊して輸送される流砂をいう。

一般に粒子の小さい場合に浮遊となり、粒子の大きい場合には掃流状態が卓越する。

流砂にはその他 wash load という区分もあり、これは河床砂礫よりも細かい粒子からなる流砂部分であるといわれている。この流砂はそれ自身河床変動にあまり影響しないが、水の密度の増加という二次的な意味で流砂量に影響するといわれている。また、流砂量は水温が低いほど増加するという観測結果もある。

流砂量を見積るための流砂量式に、掃流砂量式と浮遊砂量式があり、それぞれについて数多くの式が提案されている。その代表的な式は水理公式集に掲載されている。それらのうち取り扱いが容易で、かつ河床変動の計算において利用度の高いと思われるものを述べる。

<掃流力、摩擦速度>

まず、流砂量を求めるために必要な掃流力、摩擦速度等の計算方法を整理する。

$$\begin{aligned}\tau_0 &= \rho g R I_e \\ u_* &= \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \\ \tau_* &= \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho - 1)gd} \\ \tau_{*c} &= \frac{u_{*c}^2}{(\sigma/\rho - 1)gd} \\ \tau_c &= \rho u_{*c}^2\end{aligned}$$

ここで、 τ_0 ：掃流力、 ρ ：水の密度、 g ：重力の加速度、 R ：径深（幅の広い水路では h （水深）としてもよい） I_e ：エネルギー勾配、 u_* ：摩擦速度、 τ_* ：無次元掃流力、 τ_{*c} ：無次元限界掃流力、 τ_c ：限界掃流力、 σ ：砂の密度、 d ：平均粒径、 u_{*c} ：限界摩擦速度である。 u_{*c} は岩垣公式（6.2.1の式（6.2-2）参照）から求められる。

<掃流砂量式>

q_B ：掃流砂量（単位幅・単位時間当たりの体積（ m^3/s ））

(1) 芦田・道上の式

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}} = 17\tau_*^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right) \dots\dots\dots (6.2-8)$$

ここに τ_{*c} : 無次元限界掃流力

(2) マイヤー-ピーターミュラー式 (Meyer-peter Muiller (1948))

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}} = 8(\tau_* - 0.047)^{3/2} \dots\dots\dots (6.2-9)$$

(3) 佐藤・吉川・芦田の式 (1958)

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}} = \tau_*^{3/2} \phi F \dots\dots\dots (6.2-10)$$

ここで、 ϕ : マニングの粗度係数 n によって変化する係数 ($n \geq 0.025$ のとき $\phi = 0.62$ 、 $n \leq 0.025$ のとき $\phi = 0.62(40n)^{-3.5}$ 、 $F: \tau/\tau_c$ (図-6.2-9 参照) の関数である。本式は下記のように表現されることも多い。

$$\frac{q_B}{u_* d} = \frac{u_*^2 \phi F}{(\sigma/\rho-1)gd} \dots\dots\dots (6.2-11)$$

式 (6.2-10) と式 (6.2-11) の関係を以下に示す。

$$\frac{q_B}{u_* d} = \alpha \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho-1)gd} \quad \text{ここで } \alpha : \text{係数}$$

$$\frac{q_B(\sigma/\rho-1)g}{u_*^3} = \alpha$$

$$\text{ここで、} \tau_* = \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho-1)gd}$$

$$u_* = \sqrt{\tau_*(\sigma/\rho-1)gd} \quad \text{より}$$

$$\frac{q_B(\sigma/\rho-1)g}{\tau_*^{3/2}(\sigma/\rho-1)^{3/2}g^{3/2}d^{3/2}} = \alpha$$

$$\frac{q_B}{\tau_*^{3/2}\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}} = \alpha$$

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}} = \alpha \tau_*^{3/2}$$

<浮遊砂量式>

q_s : 浮遊砂量 (単位幅・単位時間当たりの体積 (m³/s))

① レーン-カリンスキの式 (Lane-Kalinske (1949))

$$q_s = qC_a P \exp\left(\frac{6a\omega_0}{khu_*}\right) \cdot P \int_0^1 \left[\int_0^1 \left[1 + \frac{1}{k} \frac{1}{\phi} \left(1 + \ln \frac{h}{\eta} \right) \right] \exp\left(-\frac{6a\omega_0}{kku_*} \eta\right) d\eta \right] d\phi \dots\dots\dots (6.2-12)$$

$$q_s = qC_0P, \quad C_0 = 5.55 \Delta F(\omega_0) \left[\frac{1}{2} \left(\frac{u_*}{\omega_0} \right) \exp \left\{ - \left(\frac{\omega_0}{u_*} \right)^2 \right\} \right]^{1.61} \quad (6.2-13)$$

ここに、 q : 単位幅流量、 $P : \omega_0/u_*$ 、 κ 及び $\varphi = v/u_*$ の関数で $n/h^{1/6}$ をパラメーターとして図-6.2-8 に示す。(ただし、 $n : \text{s/m}^{1/3}$ 、 $h : \text{ft}$)、 C_0 : 河床 ($z=0$) における濃度 (ppm)、 $\Delta F(\omega_0)$: 沈降速度 ω_0 なる砂粒が河床砂礫中に占める割合 (%)、 v : 断面平均流速、 u_* : 摩擦速度、 $\eta = z/h$ 、 a : 基準面高

② 板倉・岸の式

$$\Omega = \frac{\tau_*}{B_*} \cdot \frac{\int_{a'}^{\infty} \xi \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi}{\int_{a'}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi} + \frac{B_* \eta_0}{\tau_*} - 1 \quad (6.2-14)$$

$$a' = \frac{B_*}{\tau_*} - \frac{1}{\eta_0}$$

$$\Omega = 14\tau_* - 0.9 \quad (6.2-15)$$

以上は、わが国における代表的な掃流砂量式である。その他アインシュタイン (Einstein (1942)、カリンスク・ブラウン (Kalinske Brown (1949)) などの式があるが、水理公式集を参照されたい。

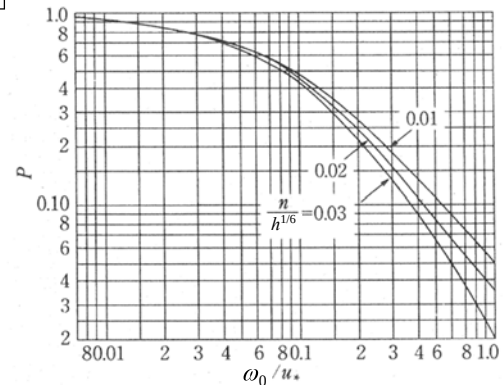


図-6.2-8 Lane-Kalinske 式の P

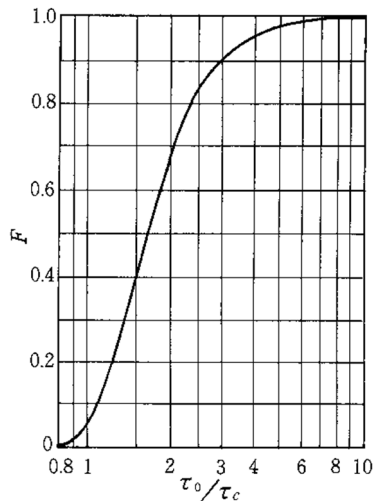


図-6.2-9 τ_0/τ_c に関する F 値
(佐藤・吉川・芦田による)

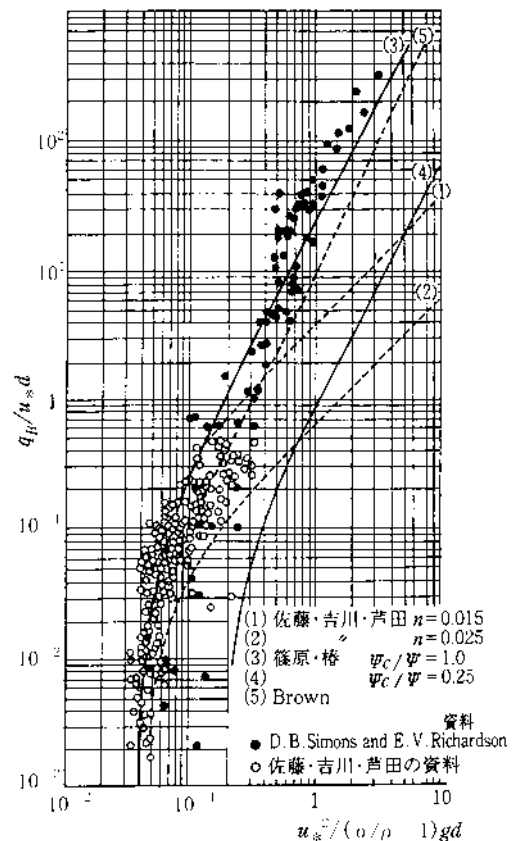


図-6.2-10 諸氏の掃流砂量式と
Simons らの実験値との比較

6.3 河道計画上の諸問題

6.3.1 洪水流出の波形と河床変動

一般に洪水流量は時間とともに変化し、その波形は流域の地形状態、降雨強度と降雨の持続時間及び河道の貯留状態などによって変化する。

一方、洪水流速と河床底質の移動速度との間には非常な違いがある。つまり、流水の速度に比較すれば、河床変動に寄与する掃流砂量の移動速度は非常に遅いことを認識する必要がある。

このような現象は、最大洪水量（洪水波形のピーク流量、図-6.3-1 参照）に対して、河床形は瞬時に応答しないことを意味している。すなわち、洪水のピーク流量は一瞬の事象であって、砂礫の移動はこれに追従することができないからである。とくに急流河川においては最大洪水（例えば、何十年に1回発生するような洪水）によっては、河床形が支配されないと考えてよいであろう。

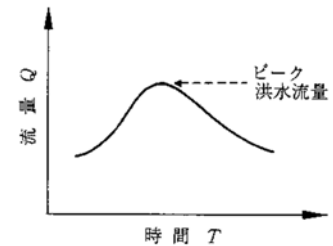


図-6.3-1 洪水流量の時間的変化

6.3.2 河道形成の支配要素

河川は、その流域に降った雨の集まりの結果として形づくられるものである。しかし、その流れの過程においては流域の地形、地質及び植生が大きな影響を及ぼす。ここで、河道形成の支配的要素を明らかにするためには、まず河川の現状認識と河床変動の論理を明確にすることが必要である。

(1) 河川の現状認識

- ア 上流から下流に向かって河床勾配が次第に緩やかとなる。
- イ 上流から下流に向かって河床粒子が次第に小さくなる。
- ウ 上流から下流に向かって河川幅が広がり、流勢が衰える。
- エ 河道は一般に蛇行する。
- オ 流量がある一定量以上になると土砂が移動する。
- カ 河川には様々な洪水が発生する。この発生の再現期間は、洪水量が大きくなるとともに長くなる。
- キ ダムを築造すると、これより下流の河床が低下する（流砂のバランスがくずれる）。
- ク 砂利採取を行えば直ちに河床が低下する。

(2) 河床変動の論理

- ア 河床変動に最も大きな影響を与えるのは流砂量である。
- イ 長年月にわたり最も多くの土砂を運ぶ能力をもつ確率洪水量は河床変動に大きな役割を果たす。このような流量を支配流量と呼ぶ。
- ウ 支配流量によって低水路及び低水路幅が形づくられる。
- エ 河道が安定であるためには流砂量が一定でなければならない。
- オ 河道が安定であるためには、支配流量に対する適正な蛇行の波長と振幅が形成されねばならない。
- カ 河道が安定であるためには、適正な河川幅（人工堤防）が与えられねばならない。この河川幅と最大水深は支配流量に対する低水路の蛇行形を基本とし、計画高水流量を流下させうる規模（容量）を必要とする。

ところで、水に与えられる外力は重力のみであり、河川においてはその勾配がこの力を受持つ。

河床変動に寄与するものは流砂量であり、支配流量によってこれを表現することができる。河道の安定には、その蛇行形が重要な意味をもっているので、これの安定となる法則性を見出し、人工堤防によって、決定することが必要である。

以上を要約すると、河道形成の支配要素は、河川勾配、支配流量及び蛇行形の三つに集約される。

このうちの支配流量とは2年確率洪水の場合は輸送される流砂量を1/2とし、5年確率洪水の場合には、これを1/5にし、このように各確率洪水量によって輸送される流砂量について、それぞれ年単位流砂量を求め、これを比較し、年単位流砂量が最大となる流量である。川合の研究によると、鬼怒川の勝瓜頭首工上流付近では5年確率洪水量が支配流量であることが判明した。

6.3.3 河川の合流とその問題点

河川が合流すると流量が増大し、かつ掃流力が大きくなる。この結果、河川幅と水深を増大し、水面勾配が多少緩やかになるのが一般的な形態である。

ところで、合流する両河川の河床勾配、流量、流砂量、合流角度及び出水の時間的な関係（両者の時差）等によって、合流点付近や、これより下流の蛇行路に与える影響は非常に大きい。

この合流形成には三つのパターンがある。すなわち、急流と急流、急流と緩流及び緩流と緩流である。

図-6.3-2(a)は急流と急流の合流の場合であり、このような条件では両者の出水の時間的なズレによって、合流後の河道には幾筋もの水みちが発生する。いわゆる網流流路となる。この網流流路の場合には河床の変動が激しく、治水、利水ともに扱い難い河川といわねばならない。このような

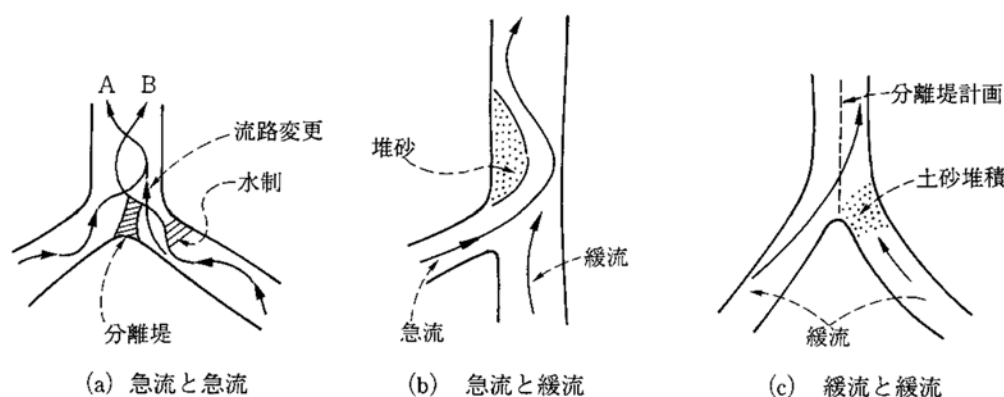


図-6.3-2 河川の合流

河川においては、合流後における流路の一本化が計画される。流路一本化の方法には、分離堤と水制工が併用されることが大切である。すなわち、分離堤の長さの調節と水制工の適正な配置と規模が実験的に検討され、合流後における流路を一本化するわけである。

図-6.3-2(b)は、緩流河川に急流河川が合流する場合であり、常に緩流河川は急流河川に押され、合流後の蛇行路は安定する。このような例は最上川や北上川にみることができる。

図-6.3-2(c)は、緩流河川と緩流河川の合流で、この図では左岸の河川の出水が右岸より早い場合の例を示した。このような場合には、左岸の河川の出水によって運ばれた土砂は右岸河川の合流点付近に堆積する。このような状態のところへ引き続いて右岸河川の洪水がでてきた場合には、この

堆積土砂を短時間に掃流することができないので(土砂の移動速度は水の速さに比して小さいため)右岸河川の合流点直上流において水位が上昇し、最悪の場合には堤防を越流し、破堤することもありうる。このような現象は木曽三川(木曽川、長良川、揖斐川)にみられる。これの解決方法には海までそれぞれの河川を分離させる工法がある。すなわち、分離堤工法である。また、河口閉塞なども、このような現象として理解できる。

6.3.4 河川湾曲部の流れと取水位置

河川湾曲部の流れの現象と取水時の防砂という二つの観点から、取水位置の決定は、蛇行河川の湾曲部凹岸側の通常ミオ筋(thalweg)が最も岸に接近するところで、一般には淵をなし、流路が安定しているような場所を選ぶべきである。

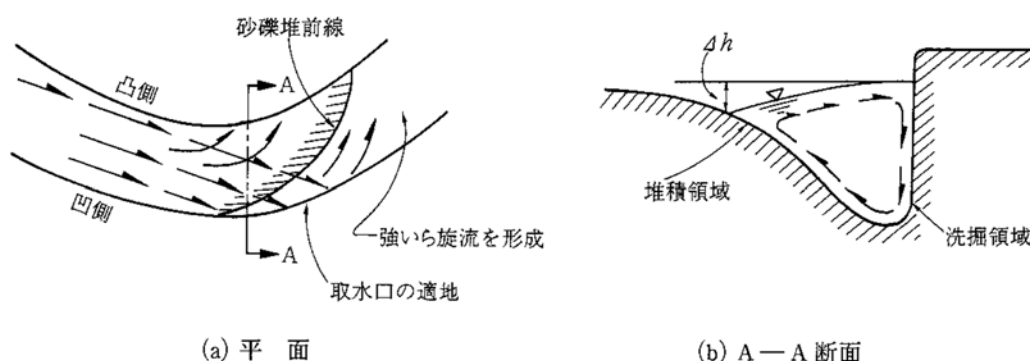


図-6.3-3 自然河川の湾曲部の流れ

洪水時には、図-6.3-3(a)に示したように、慣性力の大きい表層流は凹岸側に衝突し、慣性力の小さい底層流は流れの空白を埋めるべく凸岸側へ向かう流れとなる。

凹岸側に衝突した流れは、水位が盛り上がり水の圧力が上昇する。ある限界に達したのち、水の流れは側岸に沿って下降し、河床面に達すると凸岸側の下流方向に、その流れを転ずる。すなわち、湾曲部頂点から下流では一種の螺旋流を形成する。この結果、河床を転動した砂礫は凹岸側を下降した流れによって、凹岸側まで接近することはできず、図-6.3-3(a)のように砂礫堆前線を形成する。以上のような流れの現象は、河川からの取水において防砂を考えた位置の選定に大きなヒントを与えてくれる。すなわち、取水口は凹岸側の頂点直下流付近に設けることが望ましいといえよう。

6.3.5 河川の蛇行と安定

自然河川における河川の安定は、直線水路では得られないと考えてよいであろう。それではどの程度の蛇曲によって砂州が安定するのであろうか。

ここに、木下・三輪の興味ある実験結果がある^{*9}のでそれを示す。

砂礫堆の前進が止まる場合と止まらない場合の条件を、図-6.3-4に示す。すなわち、主流部が下流側河岸の途中に衝突しているか否かによる。図-6.3-4(a)は途中で衝突し、(b)は衝突しない。

このことは、図-6.3-5で示される幾何学的条件での低水路幅 b と蛇行長 $L_m (= L_w/2, L_w: \text{波長})$ に支配されることを意味している。

*9 木下良作・三輪 式：砂礫堆の位置が安定化する流路形状、新砂防、27 (3)、p.12. (1974)

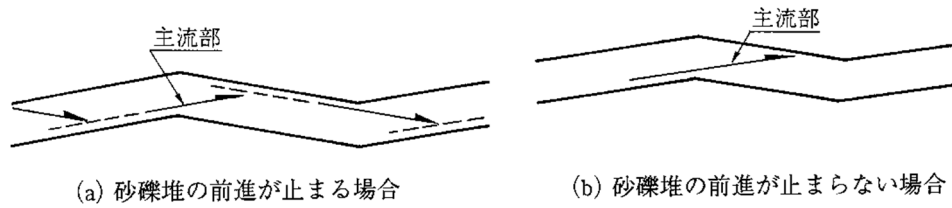


図-6.3-4 砂礫堆の移動停止条件

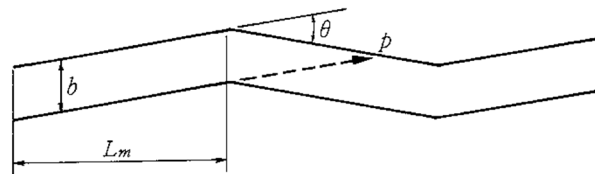


図-6.3-5 蛇曲の幾何学的条件

また、 L_m/b と直線蛇曲の角度 θ によって、砂礫堆の移動限界は図-6.3-6 により示される。

以上は実験水路の中での現象であるが、自然河川でもこのようなことがいえるであろうか。三輪は、実際河川の砂礫堆の移動・安定と河川屈曲角度との関係を調べ、図-6.3-7 のように示した。この図によれば、砂礫堆の移動限界は河道屈曲角度がほぼ 25° にあることがわかる。

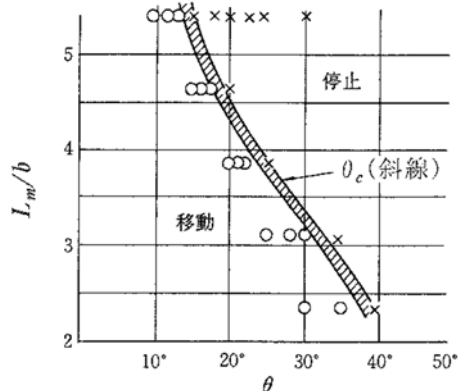
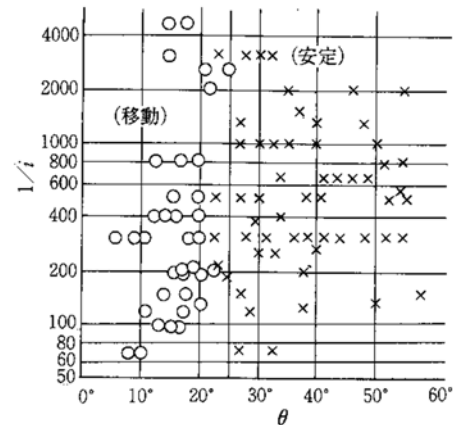
図-6.3-6 屈折蛇曲水路における θ_c 図-6.3-7 実際河川の砂礫堆の移動・安定と河道屈曲角度との関係(三輪) (i : 河床勾配)

Fig. 1 Sine-generated curve 実験蛇行水路
Experimental channels with sine-generated curve meander

$$\phi = \omega \sin 2\pi[(s/m) - 0.5]$$

ただし、

- ϕ : 水路距離 s において、蛇行形の接線が谷軸となす角度
- ω : 蛇行線が谷軸となす最大偏角
- s : 蛇行線に沿って測った水路距離
- m : 1 蛇行について、蛇行線に沿って測った水路距離
- θ : 蛇行水路の曲頂点を結んで測定した角度
- λ : 蛇行波長

図-6.3-8 Sine-generated curve 形状の蛇行水路

その他、まだ実用化段階には至っていないが、図-6.3-4のような屈折蛇行水路ではなく、実河川の蛇行形状に近いといわれている Sine-generated curve 形状の蛇行水路（図-6.3-8）を対象とした同様の検討も行われているので参考として掲載する。

表-6.3-1 Sine-generated curve 形状の蛇行水路を対象とした実験におけるミオ筋の安定・不安定結果

ω	2.5°	5.0°	7.5°	10.0°	12.5°	15.0°	17.5°	20.0°	22.5°
λ / B	I II III	I II III	I II III	I II III	I II III	I II III	I II III	I II III	I II III
18		○ ○ ○	● ○ ●	● ○ ●	● ○ ●	●			
16	○ ○ ○	● ●	● ○ ●	● ● ●	● ● ●				
14		○ ○ ○	● ○ ●	● ○ ●	● ● ●				
12	○ ○	○ ○	○ ○ ○	○ ○ ●	● ● ●	● ●	● ●		
10	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○ ○	○ ● ●	● ● ●	● ●	● ●	
8					○ ○ ○	● ● ○	● ● ●		
6							○ ○ ○	● ● ●	● ● ●
θ	3.0°	6.5°	9.5°	13.0°	16.0°	19.0°	22.0°	22.5°	28.5°

○：ミオ筋が変動する場合 ●：ミオ筋が安定する場合 θ ：蛇行水路の曲頂点を結んで測定した角度（Fig.1の θ ）
判定結果のアンダーラインは、三輪ら（1999）による砂州移動の判定と今回のミオ筋変動の判定とが一致しない場合を意味する。

I：勾配 1/200 の水路に 0.06～0.10cm の範囲にふるい分けられた砂を使用

II：勾配 1/100 の水路に 0.06～0.10cm の範囲にふるい分けられた砂を使用

III：勾配 1/100 の水路に 0.10～0.20cm の範囲にふるい分けられた砂を使用

一方、河川流量と河床勾配あるいは河床粒子の大きさを基本要素として蛇行の波長 L_w を求める式を提案したものに、次のようなものがある。

(1) 藤芳による方法^{*10}

$$L_w = \beta v (B_w / i)^{0.5} \dots\dots\dots (6.3-1)$$

v ：流速、 B_w ：蛇行の振幅、 i ：河床勾配、 β ：河状によって定まる定数であり、3.5～4.5 の範囲の値をとる（図-6.3-9 参照）

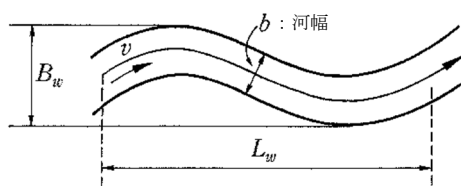


図-6.3-9 流心の蛇行

(2) 増田^{*11}らは、北海道の諸河川を調査し、式（6.3-2）を与えている。

$$L_w = 600 (q_m^2 / g d_m^5)^{0.257} \cdot d_m \dots\dots\dots (6.3-2)$$

q_m ：年平均流量（ m^3 / s ）、 d_m ：平均粒径（mm）、 g ：重力の加速度（ m / s^2 ）

ただし、この原式は蛇行長 $L_m (= L_w / 2)$ として示されている。すなわち、定数は 300 であるが、蛇行の波長 L_w で表現するために定数を 2 倍し、600 としたものである。

^{*10} 藤芳義男：河川の蛇行と災害、佐々木図書出版（株）（1949）

^{*11} 増田懋隆・上月 武・後藤 哲：護岸根固工に関する調査研究、北海道開発局、土木試験所月報、No. 253（1974）

(3) 川合ら^{*2}は鬼怒川の実験値に基づき、式(6.3-3)を与えた。

$$L_w = 425(Q_g / \sqrt{g})^{0.44} \cdot d_m^{-0.1} \dots\dots\dots (6.3-3)$$

Q_g : 支配流量 (m³/s)、 d_m : 平均粒径 (mm)

これらの式は蛇行長 L_w を求める式であるが、木下・三輪の研究のように蛇曲角度 θ と低水路幅 b 及び蛇行長 L_m が重要であることにより、波長 L_w に対する振幅 B_w を明らかにしておく必要がある。

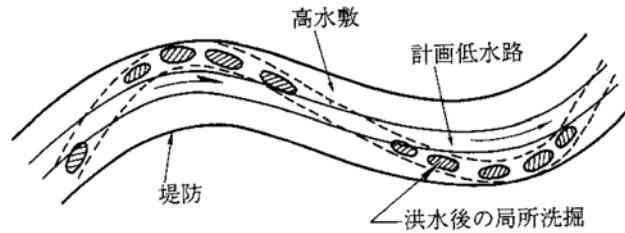


図-6.3-10 低水路計画の失敗例

藤芳は多くの事例から、振幅 B_w は波長 L_w の10～20%であるといっている。川合ら^{*2}による鬼怒川(佐貫頭首工-勝瓜頭首工区内)の調査結果では、 $B_w \doteq 0.2L_w$ であった。また、川合ら^{*2}は蛇曲角度 25° を条件とした簡易な解析から $B_w \doteq 0.2L_w$ の妥当性を明らかにした。

ところで、低水路の線形を間違えると、計画洪水時に所定の計画洪水水位を上回ることがある。

図-6.3-10はその失敗例である。この例では、低水路の線形が河川の中央を通るように計画された。

しかし、大洪水流過後には高水敷に点々と局所洗掘(穴ボコ)が生じ、高水敷の維持管理に不都合が生じている。この穴ボコを破線のようにつなぐと一つのきれいな蛇行形が描かれる。すなわち、穴ボコは洪水時における流心の通過位置である。

結論として、低水路の線形は河川の中央に設けることは不適當であり、洪水時の流心の位置と一致させねばならない。

6.3.6 河川計画の問題点

河川は河床勾配の変化点、いわゆる山間部から平野部への移行部において、その河床が変動しやすい性質をもっている。また、流れには射流と常流があり、河川流においても例外ではない。移動床である河川においては経験的に河床勾配 i が $1/140$ 以上のとき射流とみることができる^{*12}。もちろん、土砂の移動がない小流量時の現象は別である。

このことは、 $i > 1/140$ の河川は下流の水理条件に関係なく、土砂を押し出す力を持っていることを意味している。一方、これより河床勾配の緩やかな下流河川においては流れが常流となるために、下流の水位条件の制約を強く受けることになる。さらにつけ加えるならば、射流と常流の接点において、流水による粒径のふるい分け作用が激しく行われることになり、河床の変動も激しいということを意味している。すなわち、粒径の選別を行いながら流砂量のバランスを求めて変動するわけである。したがって、このような部分の河床の安定には人工的な管理を必要とするものと思われる。

この河床勾配の変化点における(流水方向における変化点の移動をも含めて)流砂の選別機構に関する研究は非常に興味深い課題である。

^{*12} 佐藤清一：河道の設計について、土木学会誌、42(4)(1957)

6.3.7 河川の断面改修効果

河川の改修とその意味について、理解しておくことは頭首工の計画に役立つ。ここでは、佐藤^{*12}の論文から、その要点を紹介する。

河川の土砂運搬の形態を厳密に定義することは困難であるが、粒子のほとんどが浮遊の状態で運搬される河川を浮遊流砂河川、掃流の状態で運搬される河川を掃流流砂河川と便宜的に分類している。

(1) 浮遊流砂河川における河川断面改修の効果

浮遊土砂が土砂流送の主体を占めるような河川部分における断面改修、すなわち、浚渫、水制工等の工事を行った場合の効果について、吉川は次のような大まかな検討を行っている。ただし、河川断面は幅 B の長方形とし、流量及び河床材料は断面改修の前後を通じて変わらないものとする。

ア 河川幅を変化させないで水深を少し増す改修をした場合、改修前の流量 Q は Chezy の式より式 (6.3-4) のとおりである。

$$Q = CBH^{3/2}I^{1/2} \dots\dots\dots (6.3-4)$$

H : 水深、 I : 水面勾配、 C : Chezy の流速係数

改修後の流量は式 (6.3-5) となり、 Q 、 B 、 C を一定とすれば、式 (6.3-6) の関係が近似的に役立つ。

$$Q = CB(H + \Delta H)^{2/3}(I - \Delta I)^{1/2} \dots\dots\dots (6.3-5)$$

ΔH : 水深の変化量、 ΔI : 勾配の変化量

$$\frac{3\Delta H}{H} = \frac{\Delta I}{I} \dots\dots\dots (6.3-6)$$

次に、水深の変化に対する流砂量 q_s の変化を調べてみる。改修前の流砂量 $q_s \propto H^2 I$ は改修後には、式 (6.3-7) となる。

$$q_s' \doteq q_s \left(1 - \frac{\Delta H}{H} \right) \dots\dots\dots (6.3-7)$$

すなわち、断面改修により水深を 10% 増したとすれば ($\Delta H/H = 0.1$)、浮遊流砂量は 10% 減少することとなり、せっかく浚渫しても、やがて埋戻されていくことが予想される。

イ 水面勾配を変えないようにして河幅を狭める改修をした場合には、改修後の流量 Q は、式 (6.3-8) となる。

$$Q = CB'H^{3/2}I^{1/2} \dots\dots\dots (6.3-8)$$

ここに、 B' 、 H' : それぞれに改修後の河川幅と水深

いま、改修により $B' = \beta B$ に狭めたとすれば、改修後の水深 H' は式 (6.3-9) となる。このときの全断面の流砂量 Q_s' は式 (6.3-10) である。

$$H' = (1/\beta)^{2/3} H \dots\dots\dots (6.3-9)$$

$$\begin{aligned} Q_s' &= B'q_s' = \frac{H'^2 I}{H^2 I} \cdot B'q_s \\ &= (H'/H)^2 (B'/B)Q_s = (1/\beta)^{1/3} Q_s \dots\dots\dots (6.3-10) \end{aligned}$$

いま、河川幅を 10% 狭めれば ($\beta = 0.9$)、 $Q_s' = 1.036Q_{s0}$ すなわち、浮遊流砂量は改修前に比し

て3.6%の増となる。このことは、浮遊流砂の多い河川において、水深を維持するために河川幅を狭めた方がよいということを意味している。ただし、改修前後において流量が変化しない場合である。

(2) 掃流流砂河川における河川断面改修の効果

断面改修後も流量 Q 及び粗度係数 n は変わらず、流れは等流であるとして、大略の検討を行えば、次のようである。

ア 河幅 B を変えずに水深 H を少し増減した場合、改修後の掃流砂量 Q_B' は式(6.3-11)で表される。

$$Q_B' = \left(1 \pm \frac{7}{2} \frac{\Delta H}{H}\right) Q_B \cdots \cdots (6.3-11)$$

いま、掘削により水深が10%だけ増しても($\Delta H/H = 0.1$)、掃流砂量はもとの35%減となり上流からの掃流砂量が減らない限り河床はまもなく埋戻されていく。

イ 水深を変えずに河幅を狭めた場合、改修後の掃流砂量 Q_B' は次のように表される。

$$Q_B' = \frac{0.21 + 0.79\beta}{\beta^{9/10}} \cdot Q_B \cdots \cdots (6.3-12)$$

ここに、 $\beta = B'/B$, B' : 改修後の河川幅。いま、仮に河川幅を10%狭めれば $Q_B' = 1.01Q_B$ となり、上流からの掃流砂量が変わらない限り河床は徐々に下っていくものと期待される。

もう少し、掃流砂量について説明を加えるならば、掃流力は流量を一定と考えた場合、勾配を大きくした方が一般にその流砂能力を増大するということができる。

6.3.8 河川改修の注意点

流れの性質を理解し、かつ河床が流水力によって移動されるということを認識することによって、次の事項は容易に了解できる。

(1) 河川の一部のみの断面幅を拡大しても有効とはならない

これは、流れの基本的な性質として理解されねばならない。例えば、図-6.3-11のような断面での水理計算においては、破線より下側の河積が無効河積であるから、この部分は計算から除かねばならない。

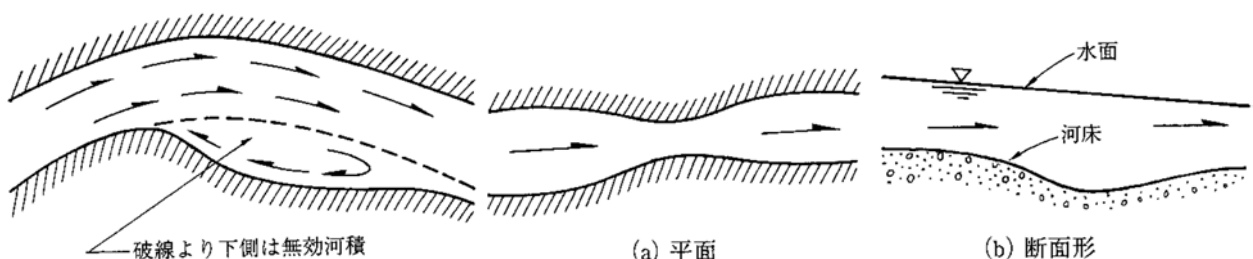


図-6.3-11 自然河川における無効河積

図-6.3-12 河川狭さく部の形

(2) 巨視的にみた河床勾配と蛇行形は非常に重要である

現在の河床勾配は過去の歴史的なバランスの結果をそこに具現しているものであり、あまり安

易に変更すべきではないと思われる。また蛇行路も、それなりの原因によって形成されているものであり、河川改修に当たっては、このような事実も十分尊重する。

(3) 安定河川の狭さく部における水面形と河床形

これは、式 (6.3-12) の最終形状を示しているものである。安定している条件では狭さく部の水面形は図-6.3-12 のようになることが実験的に明らかにされている。これは移動床河川の特徴である。

(4) 水の力はエネルギー勾配に比例する

ある流量を自然の状態（重力の作用のみ）で流そうとすれば、エネルギー勾配が必要となる。特に注意すべきは河口部における河床掘削である。いかに水深を増大し通水断面積を大きくしても、エネルギー勾配がゼロであれば水は流れないことを理解すべきである。水の流れに必要なことはエネルギー勾配であることを絶対に忘れてはならない。断面積が大きければ水が流れるという錯覚に陥らないように注意する。

6.3.9 頭首工付近の流れ

まず、河床勾配 i がいくらであることを明らかにすることが大切である。経験的には移動床河川では、 $i > 1/140$ において射流であり、コンクリート水路では $n \approx 0.015$ のとき $i > 1/450$ で射流となることがわかっている。

流れが射流であるならば上流への背水の影響は少ないとみることができるので、頭首工付近の流れが常流であるのか射流であるのかを判断するためにも河床勾配は重要な意味をもっている。

次に、頭首工の敷標高は現河床より高いか低い（現状の河床に対してであって、計画河床ではない）を確認する。

頭首工の敷高は現河床と同じかそれ以下であれば、流量が変わらない限り上流への堰上げ背水は生じないであろう。

頭首工付近の流れを検討する場合に、最も不確定要素となるものは将来における安定河床標高である。河川の河床縦断形は自然の法則性に合致したものとして決定しなければならない。この研究は徐々に進行しているが、河川工学者すべての合意を得るにはかなりの時間を要するであろう。現在のところ、長年月の測量結果をもとに、その変動要因を分析し、現状の縦断形を尊重しながら確定すべきものと考えられる。

第7章 頭首工の基本諸元

関連条項 [基準 7、運用 7-6～11]

[基準 10、運用 10-1、2、9]

頭首工の基本設計は、その後に行う詳細設計の基礎となるもので、当該頭首工に求められる機能に関する条件と、これを満足するための基本的な諸元を決定するものである。ここでは、本設計において決定すべき頭首工の基本的な諸元の項目を明らかにし、それぞれの項目の具体的な内容について解説する。

7.1 位置の選定と取水位の決定

頭首工の位置の選定は、河川の状況によるが、次のような順序で行う。

- (1) かんがい地域への設計取水量が決定されると、これに必要な導水路が計画される。この導水路の上流端における水位と同標高程度の河川水位の位置を見出す。これが、頭首工計画位置の第一の仮定位置である。
- (2) 上記の位置から河川の上流において、確実な取水と洪水時の防砂の条件を満足する位置は、一般に河川湾曲部凹岸側中央直下流付近である。ここが、頭首工の取入口の位置となる。
- (3) 次に計画取水位を決定しなければならない。計画取水位は第(1)項を満足し、ついで取水時の防砂と沈砂池の計画に必要な条件を満足しなければならない。
- (4) 取水時の防砂のためには、頭首工上流側の流速を 0.4 m/s 程度にするように堰上げなければならない。この条件は僅かな配慮で可能であり、必ず検討した方がよい。
- (5) また、沈砂池の計画上、これらの自然排砂を可能とするのに必要な水頭は 3.0 m 以上と考えればよい。
- (6) なお、取入口敷高は、原河床より最大洪水深の $1/6$ 以上高くすることも防砂の点からも望ましい。

以上を総合的に検討し、位置の選定と取水位の決定を誤らないようにすることが大切である。特に注意すべきことは、防砂を主眼として決定した取水位が第(1)項の仮定値より高くなったとしても、導水路の途中で落差工等でそのエネルギーを吸収することが可能である。その他各種の水路構造物の計画が可能となりメリットが大きい。農業用水のトラブルのほとんどは土砂の流入によって生じていることを思えば、防砂を主眼として計画することが重要である。

次に、技術的・経済的に検討すべき事項は以下のとおりである。

- ① ミオ筋が取入れようとする川岸に近く、常に安定して、洪水による河床の変化の少ない地点であること。
- ② 渇水時でも確実な取水ができる地点であること。
- ③ 取水とともに著しい土砂の流入が生じない地点であること。
- ④ 堰上げによる上下流への影響が少ない地点であること。
- ⑤ 構造上の安定が得られ、かつ工事費が安くできる地点であること。
- ⑥ 維持管理に便利な地点であること。

以上の諸条件を総合的に考えて最も有利な地点を選定する。一般に頭首工の工事費は、堰上げ高

さの大小によって左右される。したがって、頭首工の位置によって生じる堰上げ高さの大小による工事費の増減、河幅の変化に伴う頭首工工事費並びに導水路工事費の増減を常に比較して適当な位置を定めなければならない。

7.2 取入れ方式及び取入れ方法

7.2.1 取入れ方式

取入れ方式は、河川又は湖沼の自然水位から直接取水する自然取入れと、水位を一定に保つために堰上げ施設を設けて取水する堰上げ取入れとに区分される。

自然取入れは、取水位（河川水位）が安定していることが絶対条件である。一般に河川は、河床低下するので、これに伴って取水位（河川水位）が低下し、設計取水量の取入れが困難となり、ついには取入れが不能となる。しかし、取入口下流部の河床に岩が露頭して、将来とも河床低下がないところや、直下流部に砂防堰堤等がある、河川水位の低下のおそれがないところでは、取入口の位置の選定がよければ自然取入れは可能である。

堰上げ取入れは、受益地へ導水するための取水位を確保するために取水堰を設けて、堰上げて取水する方式で、大多数の頭首工はこの方式である。

なお、特殊両岸取入れの場合は、取水堰に近い方の取入口が堰上げ取入れで、それより上流側にある取入は、自然取入れとなる。

7.2.2 取入れ方法

取入れ方法には、片岸取入れと両岸取入れとがある。

受益地が片岸にある場合は、受益地側の取入れに良好な河岸に取入口を設ければよい。しかし、受益地が両岸にある場合は、両岸取入れとするか、片岸で全設計取水量を取水し、適当な施設で分水し導水するかを十分検討しなければならない。

また、河川の状況を見ると、溪流河川では片岸取入れ方法に限られる。しかし、急流河川においても片岸取入れ方法とし、両岸に用水を配分する必要がある場合は、片岸で全設計取水量を取水し、取水直後堤体内サイホンで対岸に導水するか、あるいは適当な位置で水管橋又はサイホンで対岸に導水する方法がよい。これは多くの場合、取入口の位置として、一方が洗掘領域で良好であれば、その対岸は堆砂領域となり土砂が堆積するので、取入口の位置としては不適当となるからである。緩流河川でも片岸取入れを原則とするが、河川の直線部で堰上げの大きい全可動堰タイプの場合は、取入口前面の堆砂をゲート操作によって掃砂できるので、両岸取入れ方法は可能である。また、ミオ筋の安定が十分確かめられる場合は、特殊両岸取入れ方法がよい場合がある。

7.3 形式の選定

7.3.1 取水堰の形態

取水堰の形態には、全固定堰・複合堰・全可動堰がある。

固定堰と可動堰の複合堰は、可動堰（土砂吐き・洪水吐き）の敷高を河川の河床横断形に馴染みよく階段状に定め、全体の河積は縮小しないように留意しながら計画し、数多く築造されていた。しかし、河川管理施設等構造令（以下「構造令」という）第37条（流下断面との関係）の規定により、現在では山間狭さく部の溪流河川で固定堰の事例が一部にはあるが、一般には全部全可動堰形態であり、可動堰の敷高は河川改修計画横断形に合致させ河川流下断面内に固定部を設置することは原

則として認められない。

7.3.2 取水堰の形式

取水堰を岩盤の上に直接築造する場合は、フィックスド型 (fixed type)、また浸透性地盤 (砂礫地盤等) 上に築造する場合は、フローティング型 (floating type) と区分している。

フィックスド型の場合は、取水堰基礎が着岩しているので、堰体の安定上は問題なく、護床工等も不要であるので工事費も低廉でよい。フローティング型は堰体基礎面のパイピング及び越流水による下流河床洗掘が生じるので、これらの対策は十分検討する必要がある (取水堰の災害の大部分はこのフローティング型である)。前者のパイピングに対しては、止水壁によって、後者の洗掘に対しては、エプロン・阻壁及び護床工で堰体の安全を確保している。なお、堰越流水の減勢工法にはいろいろな工法がある。

7.3.3 ゲート形式

頭首工のゲート形式は、それぞれの工種によってその使用目的が異なるので、河川の状況・河川管理上の安全性・水利機能の信頼性及び経済性を考慮して選択する。ゲート形式は一般に引上げ式 (ローラゲート・スライドゲート) と起伏ゲート (鋼製起伏ゲート・ゴム引布製起伏ゲート) がある。

(1) 洪水吐きゲート

洪水吐きは、洪水を安全に流下させるために設けるものであるから、一般に低扉高・長径間ゲートとなる。ゲート形式は、河川の状況・頭首工の規模等によって選定する。

一般に引上げ式ゲートで、長径間の場合は長径間ローラゲート (シェルタイプ) が多い。また、中小河川で河川の状況によっては起伏ゲート (鋼製起伏ゲート・ゴム引布製起伏ゲート) が用いられる。起伏ゲートは、設置位置の条件が厳しいので、その採用に当たっては河川の状況等から十分検討する。

ローラゲートと起伏ゲートには、次のような長所と短所がある。

ア ローラゲートの長所は、①洪水時には引上げるので土砂礫の流下による扉体の損傷はない。②ゲート敷部に段差を設ける必要がない。③点検整備が容易である。④扉体は開閉が確実にできる。⑤扉高が大きくとも構造上問題がない。

短所としては、①堰柱による河積の縮小がある。②ゲート工事費・土木工事費並びに維持管理費ともにかさむ。③出水時のゲート操作には十分な配慮が必要である。

イ 起伏ゲートの長所は、①堰柱が小規模であるので河積阻害率が小さい。②ゲート工事費並びに土木工事費とも低廉である。③小動力でゲート操作ができるので維持管理費が少なくてよい。④洪水時には無動力で自動的に倒伏できるので管理が容易である。⑤ゴム引布製起伏ゲートの場合は完全倒伏が容易である。

短所としては、①洪水時扉体が河床にあるので流下土砂礫による損傷が大きい。②頭首工位置の選定が重要である。③扉体起立の状態で長期間の使用 (通年取水) の場合は問題がある。④扉体及び支持機構が常に水中にある場合は点検整備が容易でない。⑤完全倒伏に時間を要する。

また、起伏ゲートの設置位置に対する問題としては、①土砂流下量の少ない河川であること。特に転石のある河川では問題がある。②ゲートの上下流エプロンには敷高差 (落差) が必要で

ある。③扉体及び支持機構は下流側濁水位より上に設置しないと点検補修が容易でない。④構造令の制限により、原則としてゲート起立時における天端高さは計画高水位の 1/2 以下とし、かつ高さは 3 m 以下としなければならない。ただし、洪水時においても土砂、竹木その他の流下物によって倒伏が妨げられない構造とするときには、この制限はない。

(2) 土砂吐きゲート

土砂吐きゲートは、土砂吐き水路内の堆砂を掃流通過させる機能が重要であるので、掃流・排砂しやすいゲート形式を選定する。

オーバーフロー型の起伏式ゲートは、ごみなどを流下させたり、下流への放流設備としては望ましいが、土砂吐き水路内の土砂を排除するためには効率が悪い。また排砂時、この扉体の上を多量の土砂礫が通過するため扉体の損傷が大きい。一方、引上げ式ゲートは開扉と同時に排砂ができ、洪水時にはゲートを水面上に引上げるので扉体の損傷はない。このようなことから土砂吐きゲート形式は、起伏型は不適當であり、引上げ式ゲートがよい。オーバーフロー型の長所を取入れて、流量調節又はごみを流下させたりする機能を兼ね備え維持管理を容易にした起伏ゲート付 2 段ローラゲートが近年多く用いられている。また、このゲート形式は、土砂吐きに接して魚道がある場合は、起伏ゲートからの越流が呼び水となり魚道入り口への集魚に効果があり、さらに魚道出口付近では起伏ゲートでの土砂吐き水路の表面水を流下させ遡上魚は下層部を遡上できるので取入口への迷入・吸引防止にも効果がある。

(3) 取入口ゲート

取入口ゲートは、堤防に接して設けられるものであるから洪水時には止水性の高い四方水密方式のゲート形式が要求される。一般に引上げ式が多く、緊急時に自重降下が可能なラック式開閉装置が望ましい。

(4) 魚道ゲート

取水堰のたん水位が大きく変動する場合で、この水位変化に対応できない魚道形式では、魚道出口（入水口）で流量（水位）を調節しなければならない。主なゲート形式には、角落し、連動起伏式ゲート・昇降駆動式ゲートがある。

頭首工の魚道は、洪水時には冠水し、流木・土砂等による障害のおそれがあるので、いずれのゲート形式もその点に配慮して維持管理の容易なゲート形式を選定する。

7.4 可動堰可動部の敷高

7.4.1 河床横断形

計画河床横断形は、河川整備基本方針に従って、主要な地点の横断形が定められており、取水堰設置地点では上下流の横断形から示されることとなる。こうした計画横断形は河床部を画一的な直線で描かれている場合が少なくないが、この横断形に基づいて改修工事が済んだ場合であっても、自然が形成する河床は平らなものにならないのが一般である。

特に頭首工設置地点はミオ筋が岸寄りに安定しているところとなるため、この傾向が強い。計画横断形が定められているが、まだ改修工事の済んでいない場合も、改修後には現況河床と同傾向を示すものと考えられる。したがって、このように現実の河床と計画横断形が異なる場合、あるいは明らかにそのことが想定される場合には、河川管理者と協議して、「流下断面を縮小することなく、計画横断形を変更」してもらい、自然河川の横断形とできるだけ相似形になるように敷高を定めるとよい。

7.4.2 可動部敷の揚床

河川改修工事が未了のため、現況の河床高より計画河床高が低いことが起きる場合がある。このような場合は、取水堰の前後の河床を掘削して施工することになるが、完成後洪水時に可動部敷上に堆砂が起こってゲートの完全かつ安全な操作に支障を与えることがないようにする必要がある。

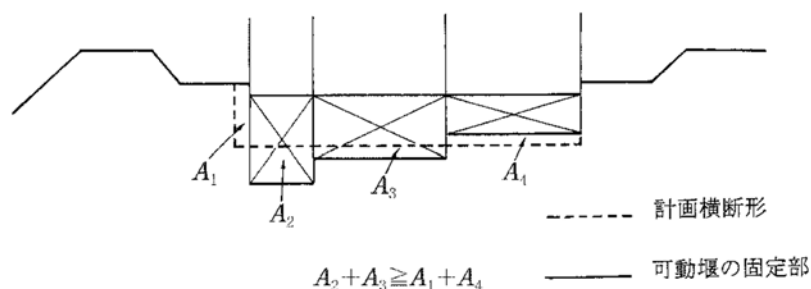


図-7.4-1 計画横断形を変更する場合の例

このため、敷高を計画河床により多少揚床させ、上下流のエプロンを含む敷部を広頂堰として機能させ、敷上に堆砂を起こさないようにする方法がある。これは、堰体及び上下流のエプロン部の粗度効果による流速増加に伴う水面低下現象を利用して、治水上影響を与えない範囲か、又は与える場合は必要な措置を講じた上で揚床させるものである。

なお、この場合、揚床部については河川縦断形が変更され、これが計画河床高となるのでこれらについては河川管理者と十分協議する。しかし、前述の方法をもってしても、なお可動部敷が現況河床高を下回り、その差が著しい場合は、次に述べる「7.4.3 その他の対応」について検討する。可動堰のゲートに起伏ゲートを採用する場合は、ゲート倒伏時にゲートを格納するため少なくともゲートの厚み分だけゲートのヒンジ部で段差をつける必要がある（ゲート格納部だけくぼみをつけることは堆砂によりゲートが倒伏しないおそれ大きい）。このためにも、最小限の揚床が必要である。

なお、治水上影響を与えない範囲で敷高を揚床した場合は、流速増加に対して、河床部にはエプロン及び護床工で、堤防又は河岸には護岸工により適切な措置を講じる。

7.4.3 その他の対応

現況河床高と計画河床高が著しい差がある場合、可動部の敷高設定に当たって上記のほか考慮すべきこととして、(1)暫定計画の策定、(2)臨時の敷高の設置、(3)完成後の河床の浚渫等がある。

(1) 暫定計画は、本計画に基づく計画横断形で一気に改修工事を実施するより段階的に施工し、早急に部分効果を上げることが適当な場合等、に定められるものである。暫定計画が定められているときは、暫定計画で定めたこの横断形を計画横断形とみなして構造令を適用することができる特例規定が構造令第75条に定められている。堰にこの特例規定を適用することができるのは、計画横断形に合わせて設けたときに、「その機能の維持が著しく困難となる場合その他特別の事情により著しく不適当であると認められる場合」に限られるが、可動堰可動部の敷上に堆砂するおそれがある場合は、まさしくこれに該当するものである。

このため、当該地点の計画横断形での改修が相当先になる見込みのときは、河川管理者は暫定計画の策定について検討するよう努めることとされている。したがって、河川管理者と協議し、

策定可能な場合は、暫定の計画横断形を基準に敷高の検討を行う。しかし、暫定計画はある地点から上流部全体について策定すべき性格のものであり、ある短い区間だけに限って定められるものではなく、かつ短期間の協議で定められるものでもないので、事前に協議を行う必要がある。

- (2) 臨時の敷高の設置については、本来の敷高は計画横断形を基準として設け、その上に当該地点の河川改修工事が行われるまでの間、臨時の敷高（ゲートの戸当り部）を設けて対応しようとするものである。

この方法による対応は、射流水路を形成する必要のある土砂吐き部に適用することは困難であり、また、洪水吐き部についても、今日までの実績、経験が少ないので、臨時の敷高の設計については、個々に技術的検討を十分に行うことが必要である。

- (3) 河床の浚渫は、完成後の維持管理の範ちゅうに入ることであるが、可動部の敷高の決定に当たっては、浚渫による維持管理で具体的対応が可能かどうかを明らかにしておく必要がある。

敷高を揚床した場合、あるいは暫定計画の横断形を基準として敷高を設けた場合であっても、現況河床高と著しい差がある場合は、施工時に堰を中心として上下流の河床を掘削した部分も、再三にわたり洪水を受けると、順次埋没してきて敷上に堆砂するおそれがある。このため埋没した分は浚渫して施工時に整形した河床を保つようにする必要がある。

このことについては河川管理者にあっても、河川改修工事の一環として可能な範囲で河床の浚渫等の処理に努めることとなっているので、河川管理者とも協議してルールを定めておくことが望ましい。

7.5 堰固定部設置の制限条件

堰固定部設置に対する制限条件は、構造令第 37 条（流下断面との関係）において、次のように規定されている。

「可動堰の可動部（流水を流下させるためのゲート及びこれを支持する堰柱に限る。次条及び第 39 条において同じ。）以外の部分（堰柱を除く。）及び固定堰は、流下断面（計画横断形が定められている場合には、当該計画横断形に係る流下断面を含む。以下この条、第 58 条第 1 項及び第 61 条第 1 項において同じ。）内に設けてはならない。ただし、山間狭さく部であること、その他河川の状況、地形の状況等により治水上の支障がないと認められるとき、及び河床の状況により流下断面内に設けることがやむを得ないと認められる場合において、治水上の機能の確保のため適切と認められる措置を講ずるときは、この限りでない。」

流下断面は、「流水の流下に有効な河川の横断面をいう。」と構造令に定義されているが、堰設置位置の上下流と縦断的又は平面的につながらない局部的な深掘れ又は死水域と認められる部分は含まれない。

流下断面内に固定部を設けることができるのは、(1)山間狭さく部や深い掘込み河道などで堰上げ背水が生じても治水上の支障がないと認められるときと、(2)河床の状況により流下断面内に設けないと機能確保ができないなどやむを得ないと認められる場合に、治水上の機能確保のため適切な措置を講ずるときである。

(1)のケースは、堰を設ける地点に堤防（計画を含む）がない場合で堰の設置による影響が上流部にある堤防に及ばない場合、又は上流部にある家屋や農地に浸水するおそれがない場合が該当する。

(2)の「適切な措置」は、阻害される断面の流下能力に相当する断面を低水路又は河幅の拡大により確保し、堤防をかさ上げすることによる方法は原則として行わない。ただし、地形の状況により、

計画高水位を上げてもおお河岸の高さとの間に構造令第20条第1項に定める値（表-7.5-1 参照）以上の余裕がある場合は河積を広げる措置を必要としない。

表-7.5-1 構造令第20条第1項の表

項	計画高水流量 (単位: m^3/s)	計画高水位に加 える値(単位: m)	備 考 小河川の特例(構造令第76条・同規則第36条第2号)
1	200 未満	0.6	河川管理上支障があると認められる場合を除き、計画高水位が堤内地盤高より高く、かつ、その差が0.6 m 未満である区間においては、計画高水流量が50 m^3/s 未満であり、かつ、堤防の天端幅が2.5 m 以上である場合は、計画高水位に0.3 m を加えた値以上とすることができる。
2	200 以上 500 "	0.8	
3	500 " 2,000 "	1.0	
4	2,000 " 5,000 "	1.2	
5	5,000 " 10,000 "	1.5	
6	10,000 以上	2.0	

固定堰を設けることによる堰上げ背水計算に当たっては、固定堰の上流側には天端高まで堆砂するものとし、堰地点を起点に現況河床勾配の1/2の勾配で堆砂したとする河積条件で計算するとよい。

7.6 径間長と流下断面内の関係

法河川の流下断面内に設ける可動堰の可動部の径間長については、構造令第38条に原則規定が、また、可動堰の可動部の一部を土砂吐き又は舟通しとしての効用を兼ねたものとする場合の特例規定が第39条にそれぞれ定められている。いずれも計画高水流量に応じて確保すべき径間長が規定されているものである。構造令上はこの規定に適合した径間長を持ち径間部分のゲート及びこれを支持する堰柱を可動堰の可動部と称しており、径間長が規定未満の径間部分については可動部とみなしていない（本設計基準では、ゲートをもって物理的に可動する部分は、例え規定未満の径間長であっても可動部として取り扱っているので、構造令上の取扱いと混同しないように注意する必要がある）。

堰と流下断面の関係が前節「7.5 堰固定部設置の制限条件」の解説にあるように、構造令第37条に規定されている。ここに、本文規定（ただし書き規定を除くの意）として、「可動堰の可動部（流水を流下させるためのゲート及びこれを支持する堰柱に限る）以外の部分（堰柱を除く）及び固定堰は、流下断面（計画横断形が定められている場合には、当該計画横断面形に係わる流下断面を含む）内に設けてはならない。」とあって、構造令第38条、第39条の本文規定に適合しない径間長部分は、構造令上「流水を流下させるためのゲート」とみなされていないので、固定堰等と同様に原則として規定長未満の径間部分は流下断面内に設けることができない。

ただし、次の二つの条件のいずれかに該当する場合は、規定長未満の径間長のものを設置することができる。すなわち、(1)「山間狭さく部であることとその他河川の状況、地形の条件等により治水上の支障がないと認められるとき」と、(2)「河床の状況により流下断面内に設けることがやむを得ないと認められる場合において、治水上の機能の確保のため適切と認められる措置を講ずるとき」である。

(1)のケースは、堰を設ける地点に堤防（計画を含む）がない場合で、当該径間部分を無効河積とみなしたときに生ずる上流への堰上げ背水位と堤防又は河岸の高さとの間に構造令第20条1項の規定による余裕高以上の余裕が確保されるときである。

(2)の「適切な措置」は、当該径間部分の無効河積相当の流積を低水路又は河幅の拡大によって確保することなどであって、計画高水位を高くすること、すなわち、堤防をかさ上げすることによっ

て確保することは原則として行わない。ただし、地形の状況により計画高水位を上げててもなお河岸の高さとの間に堤防の高さの規定である構造令第 20 条第 1 項の表（表-7.5-1 参照）の値以上の余裕がある場合は、特別拡幅の措置を必要としない。

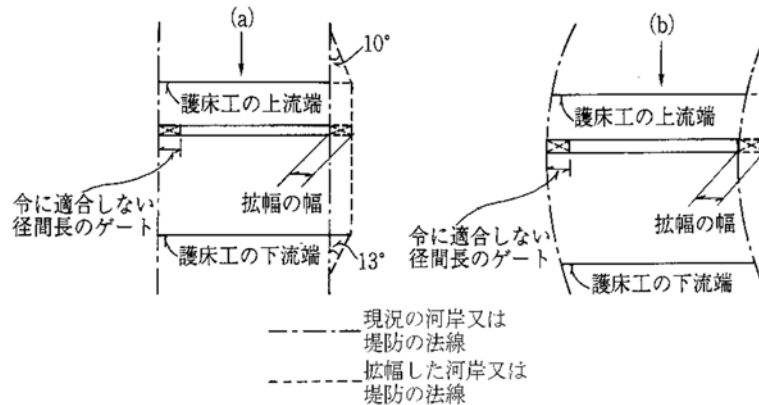


図-7.6-1 低水路又は河幅を拡幅した場合の措置

なお、低水路又は河幅を拡大する場合は、図-7.6-1 に示すように、堰の護床工（エプロンのみの場合はエプロン）の上流端から下流端までの間は拡大した低水路幅又は河幅を維持し、護床工の上流端から上流側の低水路の河岸又は堤防には、水理的に無理のないように取り付ける。河川の屈曲部における拡幅は図-7.6-1 (b) に示すように滑らかな法線で拡幅を行えばよい。

7.7 構造令及び河川管理施設等構造令施行規則の関係条文とその解説

堰の径間長の原則を規定する構造令第 38 条、第 39 条及びこれを受けた河川管理施設等構造令施行規則(以下「規則」という)第 17 条、第 18 条、第 19 条の条文と、その解説について述べる。

7.7.1 構造令第 38 条、規則第 17 条、規則第 18 条関係

（可動堰の可動部の径間長）

【構造令第 38 条】

- (1) 可動堰の可動部の径間長（隣り合う堰柱の中心線間の距離をいう。以下この章において同じ。）は計画高水流量に応じ、表-7.7-1 の下欄に掲げる値以上（可動部の全長（両端の堰柱の中心線間の距離をいう。次項において同じ。）が、計画高水流量に応じ、同欄に掲げる値未満である場合には、その全長の値）とするものとする。ただし、山間狭さく部であること、その他河川の状況、地形の状況等により治水上の支障がないと認められるときは、この限りではない。
- (2) 前項の表（表-7.7-1）一の項の中欄に該当する場合において、可動部の全長が 30 m 未満であるときは、前項の規定にかかわらず可動部の径間長を 12.5 m 以上とすることができる。

表-7.7-1 構造令第38条第1項の表

上 欄	中 欄	下 欄
項	計画高水流量(単位 1 秒間につき立法メートル)	径間長(単位メートル)
一	500 未満	15
二	500 以上 2,000 未満	20
三	2,000 以上 4,000 未満	30
四	4,000 以上	40

- (3) 第1項の表(表-7.7-1)三の項又は四の項の中欄に該当する場合において、第1項の規定によれば径間長の平均値を 50 m 以上としなければならない、可動堰の構造上適当でない認められるときは、同項の規定にかかわらず、国土交通省令で定めるところにより、可動部の径間長をそれぞれ同表三項又は四の項の下欄に掲げる値未満のものとすることができる。
- (4) 第1項の表四の項の中欄に該当する場合においては、第1項の規定にかかわらず、流心部以外の部分に係わる可動堰の可動部の径間長を 30 m 以上とすることができる。この場合においては、可動部の径間長の平均値は、前項の規定の適用がある場合を除き、40 m 以上としなければならない。
- (5) 可動堰の可動部が起伏式である場合においては、国土交通省令で定めるところにより、可動部の径間長を前各項の規定によらないものとすることができる。

(可動堰の可動部の径間長の特例)

【規則第17条】

構造令第38条第3項に規定する場合における可動部の径間長は、同条第1項の規定による径間長に応じた径間数に1を加えた値で可動部の全長を除して得られる値以上とすることができる。ただし、可動部の径間長の平均値が 30 m を超えることとなる場合においては、流心部以外の部分に係わる可動部の径間長を 30 m 以上とすることができる。

(可動堰の可動部が起伏式である場合における可動部の径間長の特例)

【規則第18条】

構造令第38条第5項に規定する場合における可動部の径間長は同条第2項に該当する場合を除きゲート直高が 2 m 以下の場合、ゲートの縦の長さとの比の値が 10 分の 1 となる値(15 m 未満となる場合は、15 m)以上とすることができる。

(構造令第38条、規則第17条、第18条の解説)

- (1) 径間長とは、隣り合う堰柱の中心線間の距離であり、可動堰の全長は両端の堰柱の中心線間の距離である。堰柱の内面間の距離は一般に純径間又は実径間と呼ばれる。堰が1径間である場合の径間長は構造令第38条第1項の表-7.7-1の値に関係なくその全長の値でよい。しかし、低水路部分のみに1径間の堰を設ける場合で、堰柱から河岸又は堤防までの距離が十分あるときは、できるだけ構造令第38条第1項の表の値以上の径間長とすることが望ましく、少なくとも構造令第39条第1項(表-7.7-2参照)の第3欄に掲げる値以上は確保するものとする。ただし、起伏ゲートの場合は堰柱による流通障害が少ないので低水路幅に相当する径間長でよいし、構造令第37条のただし書きを適用できる場合は当然低水路幅に合わせたものでよい。
- (2) 計画高水流量(Q = 設計洪水量)が 500 m³/s 未満の場合で可動部の全長が 30 m 未満である場合は第1項の 15 m 以上という基準に対して 12.5 m を限度として2径間にすることができるもの

である。ここにいう可動部の全長というのは、前記 7.6 に記述のとおり、構造令第 37 条のただし書き規定を適用した径間部分は、構造令上可動部と称しないので、このような径間部分を除いた両端の堰柱の中心線間の距離のことである。

構造令第 38 条 3 項の規定は、計画高水流量 Q が $2,000 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q < 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 及び $4,000 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q$ の場合で、第 1 項の規定では径間長が 50 m 以上となる場合に規則第 17 条の規定によりもう 1 径間増やすことができるものである。条文に、「可動堰の構造上適当でないと認められたときは」とあるように、ゲートの構造を考慮して定められた緩和規定である。近年 50m を超える長径間の堰もあるが、いずれも扉体の高さが高いもので、一般の頭首工のように高さが 2 m 前後のものはゲートの縦横比が小さい細長いものとなって、ネジレその他構造上の困難な問題がある。

- (3) 規則第 17 条のただし書きは、径間長の平均値が 30 m を超えることとなる場合で、流心部と流心部以外の部分が区別できる河道であれば、流心部の径間長を長くして、その分だけ流心部以外の部分の径間長を 30 m を限度として短くすることができる意である。これは、第 1 項において特に不等径間割が禁じられているわけではないが、次の(4)に解説する第 4 項の趣旨と整合させたものである。

第 3 項の規定の運用上注意を要することは、次の第 4 項の規定を適用して径間割りをした結果、50 m 以上の径間部分が生じたからといってこの第 3 項の本文規定を適用してもう 1 径間を増やすことはできない。あくまで第 1 項の規定で等径間割りをした結果、すべての径間が 50 m 以上となったときに、この第 3 項の緩和規定が適用できるものと解すべきものである。

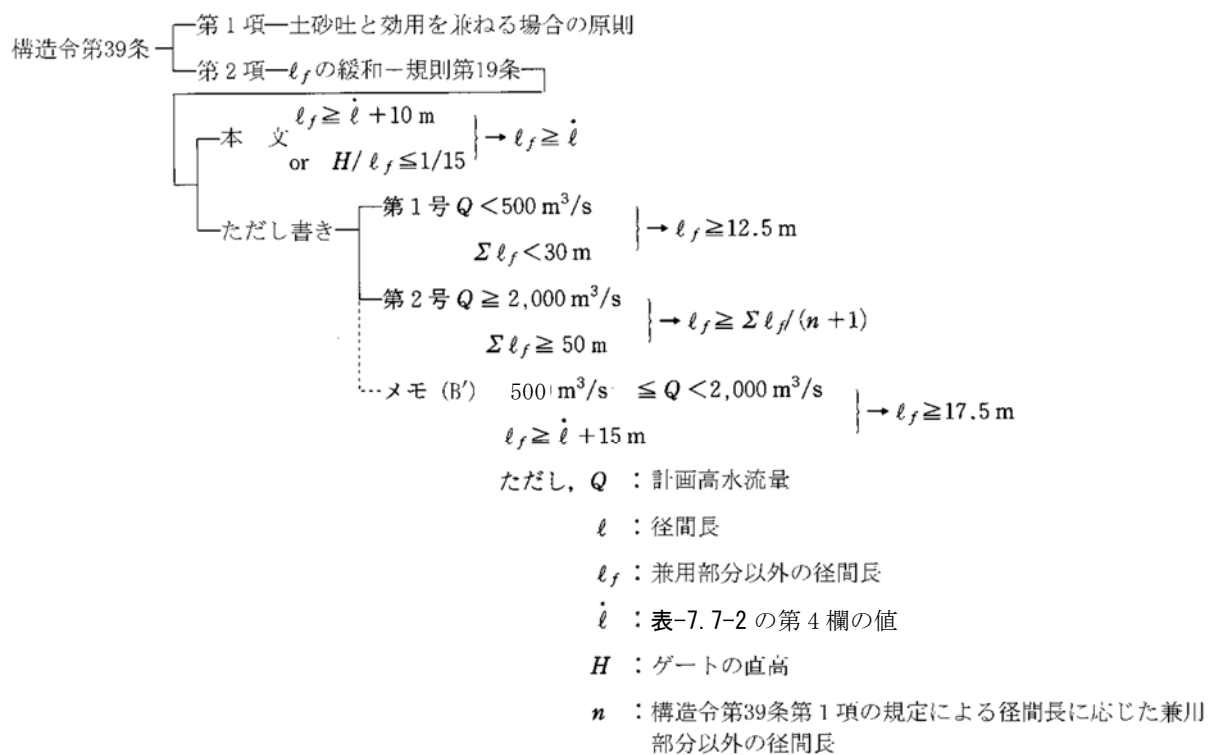
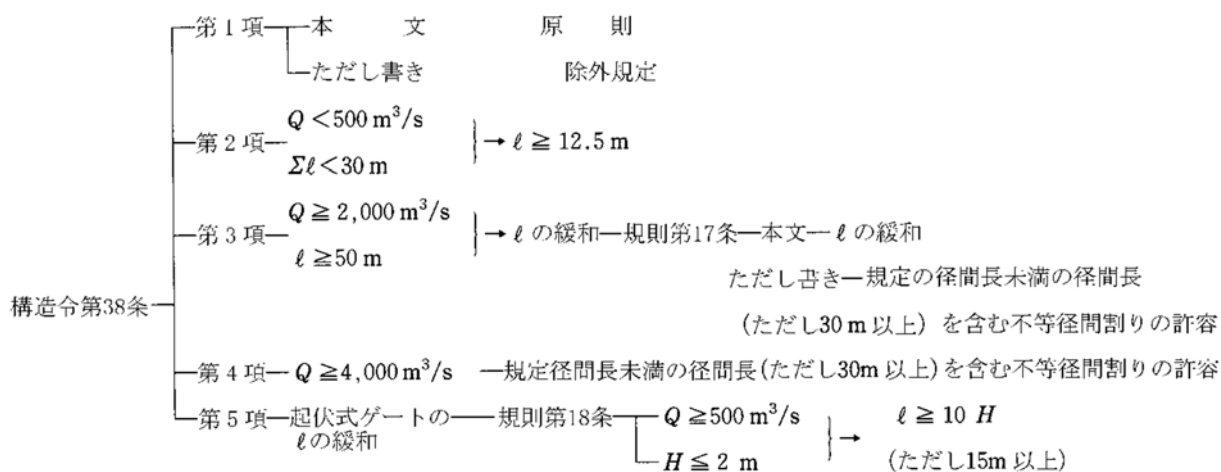
- (4) 構造令第 38 条第 4 項の規定は、計画高水流量が $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の場合には第 1 項の規定から決まった径間数を変えない限り、流心部以外の部分では 30 m 以上であれば原則規定値である 40 m 未満の径間部分を設けてもよいという意味である。

この第 4 項の規定は、流心部が固定していると認められる河川の区間に適用できるものであるが、堰の設置により流心部が固定されることとなる場合は、その流心部を前提としてこの規定を適用することができる。

- (5) 構造令第 38 条第 5 項と規則第 18 条の規定により、可動部のゲートが直高 2m 以下の起伏ゲートである場合は、第 1 項の規定にかかわらず、15 m を限度としてゲートの縦横比が 1:10 となる値まで径間長を短くすることができるものである。このことは、前述したゲートの構造上の問題と起伏ゲートの堰柱が低く、洪水時の流木等流下物に対し支障となることが少ないことを合わせ考慮して緩和されているものである。構造令第 38 条第 2 項に該当する場合が除かれているのは、この第 5 項が 15 m を限度としているのに対し、第 2 項では 12.5 m まで許容されており、この第 2 項の規定の方が優先するからである。

なお、起伏ゲートは規則第 21 条^{*1}（可動堰の可動部が起伏式である場合におけるゲートの構造）の規定により、ゲートの起立時における、河床からの高さは 3 m 以下で、かつ、原則として、低水路の河床の高さと計画高水位との中間位以下（治水上適切と認められる措置を講ずるときは緩和規定がある）としなければならない。

^{*1} ゴム布引製起伏堰、鋼製起伏堰ともに、平成 3 年 7 月 10 日付で規則の一部改正により、ゲート起立時における上端の高さの制限がなくなった。



メモ(B')

・河川管理施設等構造令及び規則の取扱いについて(ダム関係を除く)

昭和51年9月30日

農業農村整備事業のための河川協議の実務

図-7.7-1 構造令第38条、第39条及び規則の構成図

7.7.2 構造令第 39 条、規則第 19 条関係

(可動堰の可動部の径間長の特例)

【構造令第 39 条】

- (1) 可動堰の可動部の一部を土砂吐き又は舟通しとしての効用を兼ねるものとする場合においては、前条第 1 項の規定にかかわらず、当該部分の径間長は、計画高水流量に応じ、次の表-7.7-2 の第 3 欄に掲げる値以上とすることができる。この場合においては、可動部の径間長の平均値は、同条第 2 項に該当する可動堰の可動部を除き、同表の第 4 欄に掲げる値以上でなければならない。

表-7.7-2 構造令第 39 条第 1 項の表

第 1 欄	第 2 欄	第 3 欄	第 4 欄
項	計画高水流量(単位 1 秒間につき立法メートル)	可動部のうち土砂吐き又は舟通しとしての効用を兼ねた部分の径間長(単位メートル)	可動部の径間長の平均値(単位メートル)
一	500 未満	12.5	15
二	500 以上 2,000 未満	12.5	20
三	2,000 以上 4,000 未満	15	30
四	4,000 以上	20	40

- (2) 前項の規定によれば可動堰の可動部のうち土砂吐き又は舟通しとしての効用を兼ねる部分以外の部分の径間長が著しく大となり、当該部分のゲートの構造上適当でなく、かつ、治水上の支障がないと認められる場合においては国土交通省令で定めるところにより、可動部の径間長を同項後段の規定によらないものとするすることができる。

(可動堰の可動部のうち土砂吐き等として効用を兼ねる部分以外の部分の径間長の特例)

【規則第 19 条】

構造令第 39 条第 2 項に規定する場合における可動部の径間長は、可動堰の可動部のうち土砂吐き又は舟通しとしての効用を兼ねる部分以外の部分（以下にこの条において「兼用以外の部分」という）の径間長が計画高水流量に応じ、同条第 1 項の表の第 4 欄に掲げる値を 10 m 以上超えることとなる場合、又はゲートの縦の長さとの横の長さの比の値が 15 分の 1 となる場合においては、当該径間長は同表-7.7-2 の第 4 欄に掲げる値以上とすることができる。ただし、次の各号の一に該当する場合においては、可動部の径間長を当該各号に定める値以上とすることができる。

- 一 計画高水流量が 1 秒間につき 500 m³ 未満であり、かつ、兼用部分以外の部分の可動部の全長が 30 m 未満である場合 12.5 m
- 二 計画高水流量が 1 秒間につき 2,000 m³ 以上であり、かつ、兼用部分以外の部分の径間長が 50 m 以上である場合

構造令第 39 条第 1 項の規定による径間長に応じた径間数に 1 を加えた値で兼用部分以外の部分の可動部の全長を除して得られる値。

(構造令第 39 条、規則第 19 条の解説)

構造令第 39 条第 1 項の規定は、可動堰の可動部の一部を土砂吐き等と兼ねる場合に、土砂吐き等の径間長をその機能確保上、前記 7.7.1 の構造令第 38 条第 1 項の規定より緩和し、構造令第 39 条第 1 項の表-7.7-2 の第 3 欄の値以上とすることができるものである。しかし、平均径間長を

第4欄の値以上とすることは、径間数は構造令第38条第1項の規定により決まるものと変えないということである。

「同条第2項に該当する可動堰の可動部を除き」とあるのは、例えば、可動部の全長が25mの場合、構造令第38条第2項によれば12.5mの2径間とすることができるものが、うち1径間を土砂吐き等と効用を兼ねた場合には、平均径間長が15m以上なければならないことから1径間とせざるを得ず、構造令第38条第2項の規定がいかされないこととなる。このため、この場合に該当するものは、1径間を土砂吐き等と効用を兼ねても平均径間は同表の第4欄の値以上なければならないという規定からは除外されているものである。

なお、土砂吐き等と効用を兼ねる径間部分の数については、構造令上規定されていないが、土砂吐き等の機能確保上必要な最小限の径間数にとどめるべきである。しかし、兩岸取水しなければならないときなどは、一般に兩岸寄りにそれぞれ1径間ずつ土砂吐きが必要なことはいうまでもない。

第2項及び規則第19条は上記第1項の規定により径間割りをした結果、平均径間長を規定値以上とするため土砂吐き等の径間部分以外の部分の径間長が著しく長大なものとなる場合の緩和規定である。すなわち、まず、規則第19条の本文規定により、①表-7.7-2の第4欄の値より10m以上長くなる場合と、②ゲートの縦横比が1:15より長くなる場合は、表-7.7-2第4欄の値を限度として短くすることができるものである。

さらに、規則第19条のただし書きによって、条件によっては径間長を表-7.7-2の第4欄の値以下とすることができる。この場合の前提条件は上記①又は②の条項に該当するときである。

- (1) 計画高水流量が500 m³/s未満で、かつ、兼用部分以外の部分の可動部の全長が30m未満の場合は、12.5m以上とすることができるもので、例えば可動部の全長が37.5mの場合には12.5mの土砂吐き1径間と、12.5mの洪水吐き2径間とにすることができる。
- (2) 計画高水流量が2,000 m³/s以上の場合で、かつ、径間長が50m以上となるときはもう1径間増すことができるもので、条文中「構造令第39条第1項の規定による径間長に応じた径間数」とは、兼用部分以外の部分の径間数をいうものである。
- (3) 上記規則第19条ただし書きの第一号及び第二号は、計画高水流量が500 m³/s未満と、4,000 m³/s以上の場合の緩和規定であり、500 m³/s以上2,000 m³/s未満のものについては除かれている。しかし、この場合にあっては径間長が著しく大となる場合があり、表-7.7-2の第4欄の値より15m以上、すなわち35m以上の径間長が生ずることとなる場合は、運用上当該径間長を17.5m以上とすることができる。このことは、構造令第38条第1項のただし書き「河川の状況、地形の状況等により治水上の支障がないと認められるとき」の運用によるもので、可動部の拡幅等の措置が困難又は不適當であること及び治水上の支障がないと認められる場合の運用基準である。

7.8 構造令の適用事例

7.8.1 構造令第39条第2項及び規則第19条本文の適用例

図-7.8-1は、計画高水流量(Q)が4,000 m³/s以上で、可動部の全長又は河幅(図において B)が140mの場合、①構造令第38条、第1項の規定によれば径間長(ℓ)は40m以上でなければならないので、径間長は $140\text{m} \div 3 = 46.7\text{m}$ で3径間となる。②構造令第39条第1項の規定に基づいて、径間長20mの土砂吐き等を片岸に1径間設ける場合、兼用部分以外の部分の全長は $140\text{m} - 20\text{m} = 120\text{m}$ となり、第1項の後段の「可動部の径間長の平均値は……、同表の第4欄に掲げる値

以上でなければならない。」により、当該部分は径間長 60 m で 2 径間としなければならない。③ここで、構造令第 39 条第 2 項及び規則第 19 条本文の規定を適用すれば、兼用部分以外の部分の径間長 60 m は、表-7.7-2 の第 4 欄の値を 10 m 以上超えているので当該部分の径間長を表-7.7-2 の第 4 欄の値 40 m 以上とし、径間長 40 m で 3 径間とすることができる。

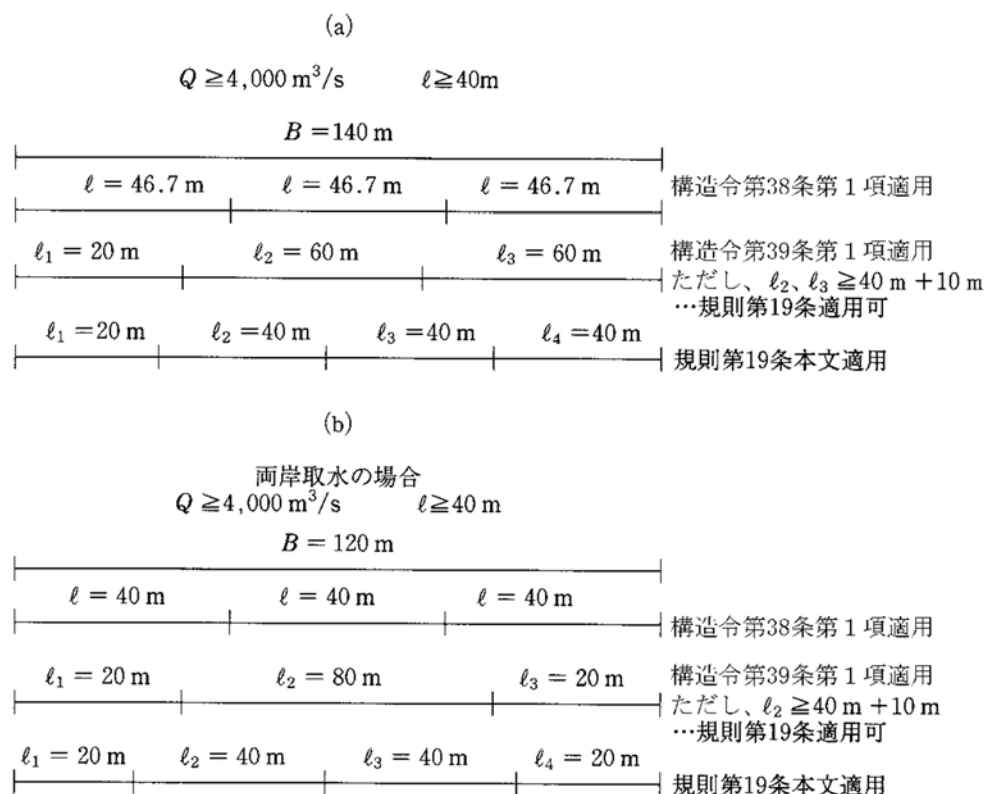


図-7.8-1 構造令第 39 条第 2 項及び規則第 19 条本文の適用例

また、両岸取水で、土砂吐きを両岸にそれぞれ 1 径間設ける場合、土砂吐き、舟通しをそれぞれ 1 径間設ける場合など、土砂吐き等を 2 径間設ける場合の一例が図-7.8-1 の (b) である。計画高水流量が $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上で、可動部の全長又は河幅が 120 m の場合、①構造令第 39 条第 1 項の規定に基づいて径間長 20 m の土砂吐き等を 2 径間設けるとすれば、兼用部分以外の部分の全長は $120 \text{ m} - 40 \text{ m} = 80 \text{ m}$ となり、第 1 項の後段の規定「可動部の径間長の平均値は……、同表の第 4 欄に掲げる値以上でなければならない。」により、当該部分は径間長 80 m で 1 径間としなければならない。②ここで、構造令第 39 条第 2 項及び規則第 19 条本文の規定を適用すれば、兼用部分以外の部分の径間長 80 m は、構造令 39 条表-7.7-2 の第 4 欄の値 40 m を 10 m 以上超えているので、当該部分の径間長を同表-7.7-2 第 4 欄の値 40 m 以上とし、径間長 40 m で 2 径間とすることができる。

7.8.2 構造令第 39 条第 2 項及び規則第 19 条ただし書き第 2 号の適用例

計画高水流量が、 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上で、可動部の全長が 120 m の場合（一般的には大河川の低水路に堰を設ける場合等に発生する。）

- (1) 構造令第38条第1項の規定によれば径間長は40 m以上でなければならないので、径間長は $120 \text{ m} \div 3 = 40 \text{ m}$ で3径間となる。
- (2) 第39条第1項の規定に基づいて径間長20 mの土砂吐き等を片岸に1径間設ける場合は兼用部分以外の部分の全長は $120 \text{ m} - 20 \text{ m} = 100 \text{ m}$ となり、当該部分は径間長50 mで2径間となる。
- (3) ここで、兼用部分以外の部分の径間長は第39条表-7.7-2の第4欄の値40 mを10 m以上超えているが、もう1径間増し、兼用部分以外の部分の全長100 mを径間数3で除して得られる値は33.3 mあり、同表-7.7-2の第4欄の値40 m以下となつて、規則第19条本文規定は運用することができない。

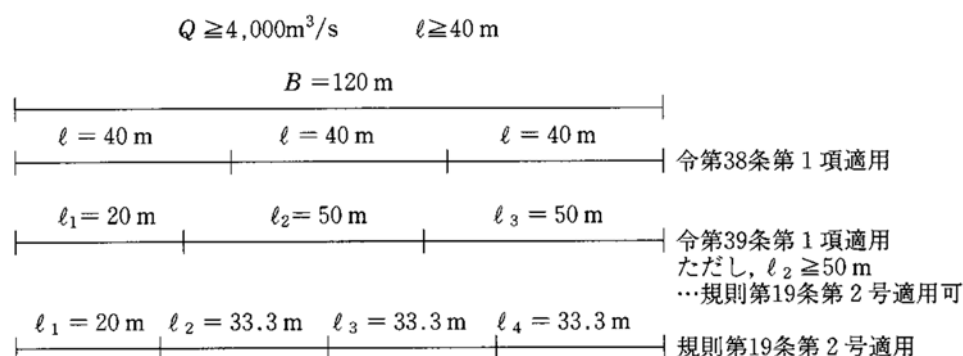


図-7.8-2 構造令第39条第2項及び規則第19条第2号の適用例

- (4) しかし、兼用部分以外の部分の径間長が50 mであるため規則第19条ただし書き第2号に該当するので、当該部分の径間を1径間増し、3径間として、兼用部分以外の部分の全長100 mを3で除して得られる値33.3 mとすることができる。したがって、20 mで1径間、33.3 mで3径間とすることができる。

7.8.3 構造令第39条第1項及び構造令第38条第1項ただし書き…前記構造令第39条、規則第19条の解説③の運用基準適用例

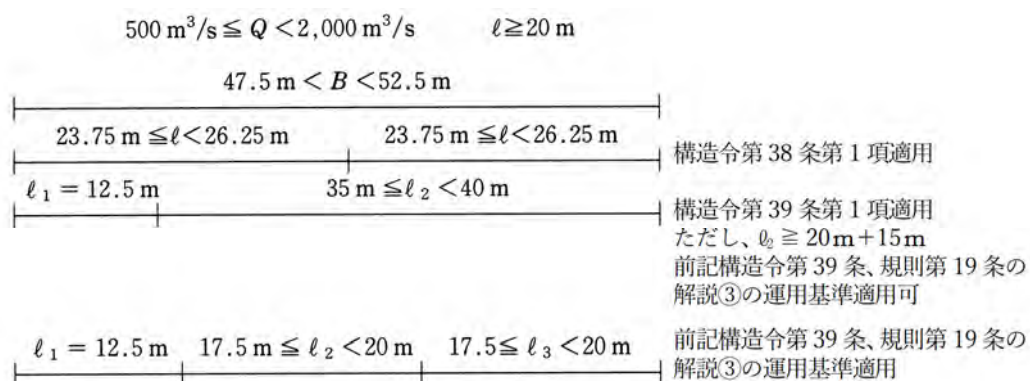


図-7.8-3 ③の運用基準の適用

7.9 両端の堰柱及び管理橋の橋脚の位置

7.9.1 両端の堰柱の位置

両端の堰柱の位置は、構造令上具体的な規定はない。しかし、構造令第36条第2項にある「……洪水の流下を妨げず、付近の河岸及び河川管理施設の構造に著しい支障を及ぼさず、適切に配慮された構造」とする必要がある。このため、次のことに配慮して定める。

- (1) 両端の堰柱は堤防の定規断面を著しく侵さないように配慮する。定規断面内に著しく食い込むと堤防の弱点となるからである。一方、定規断面外に設けると堰柱と堤防法面との間は無効河積と見なさざるを得ない狭いものとなって流通障害になる。したがって、一般には堰柱の内面（ゲート側）を堤防法面と計画高水位との交点に合わせるか、それよりやや堤防側に控えて設ける。

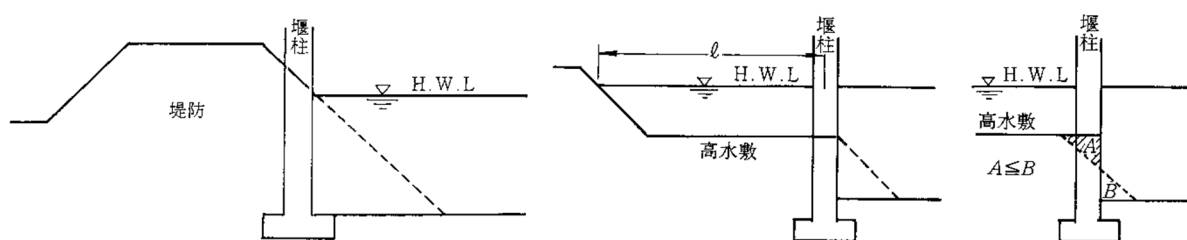


図-7.9-1 両端の堰柱の位置

- (2) 取水堰が低水路に設けられ、両端の堰柱が低水路の河岸に設けられる場合は、原則として低水路の河岸の法肩線に堰柱の内面を合わせる。低水路の断面積が上下流に比べて著しく大きくなる時や起伏ゲートの場合は、従前の低水路の断面積と等値となるまで堰柱を流心側に出して差し支えない。

7.9.2 両端の堰柱と堤防（川岸）間の河積の取り扱い

低水路部あるいはこれに相当する部分に取水堰を設ける場合は、高水敷の幅によって、堤防又は両端の堰柱の間に実質上短い径間長が出現することがある。図-7.9-1における l は、少なくとも構造令第39条第1項の表-7.7-2 第3欄の値以上確保することとする。ただし、河幅の状況等により上記の値を確保することが極めて困難な場合で l が同表-7.7-2 第3欄の値の $2/3$ 以上あるときは、河川管理者と協議打ち合わせにより、規則第16条に定められた護岸長より少なくとも上下流おのおの5m以上延長し、かつ護岸高は河岸又は堤防高まで実施する等の特別の措置を講ずる場合は有効河積とみなすことができる。また、これ以外の場合は当該部分の河積を無効河積とみなして、水理上の支障がないことを確かめるか、又は、水理上の機能の確保のため適切と認められる措置を講ずる必要がある。

7.9.3 管理橋の橋脚の位置

取水堰に設けられる管理橋の径間長は、構造令第67条第2項において「堰又は水門と効用を兼ねる橋」として、橋の径間長の規定から適用除外となっている。しかし、堰の可動部の区間については堰の径間長の規定でおのずから定まるが、岸から直近の堰柱に至る管理橋の区間については規定がないことになる。このため、運用基準として、河岸又は堤防から直近の堰柱の間に架ける橋（「兼用部分以外の部分」）に橋脚を設ける場合（図-7.9-1における l が長い場合）は、原則として橋の径

間長を規定した構造令第 63 条及びこれに係わる規則第 28、29 条を準用する。

橋の径間長に関する構造令は、構造令第 63 条が 4 項から成っており、かつ、関連規則が 2 条あって非常に複雑なものとなっているので、詳細は構造令によること。

基本的には基準径間長 (L) の次式があり、橋の径間長はこの L 以上でなければならないものであるが、これに様々な特例規定、緩和規定、除外規定がある。

$$L = 20 + 0.005Q \dots\dots\dots (7.9-1)$$

ここに、 L : 基準径間長 (m)、 Q : 計画高水流量 (m^3/s)

管理橋の兼用部以外の部分の径間長は、構造令の橋に係わる規定長（緩和規定等により必ずしも上記の L ではない。）以上を原則とするが、運用基準における緩和として、図-7.9-2 において、兼

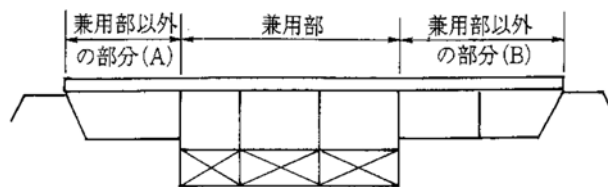


図-7.9-2 管理橋の橋脚

用部以外の部分(A)及び(B)を一つの橋とみなして、この部分の平均径間長が規定長以上であればよい。この場合に、例えば(A)の部分には管理橋を架けない場合も、この部分を1径間とみなして、(A)、(B)合わせて平均径間長を満足していればよい。また、以上の措置によっても、なお、当該部分の径間長が 80 m 以上となる場合で、当該管理橋の必要性、堰設置地点の変更、低水路の法線の変更等についての検討の上、特にやむを得ないと認められるときは、もう1径間増やすことができる。

7.10 構造令関係条文の適正な運用

個々の堰の径間割りに当たっては、低水路や河幅を拡幅する等の措置も組合せ、当該堰に最も適合した条文の適用によって合理的な設計を行う必要がある。

また、堰柱による河積の阻害率（堰柱の幅の合計が計画高水位における有効河幅に占める割合）は 10%以下とすることが望ましい。

なお、構造令第 39 条第 1 項の表-7.7-2 の第 3 欄の値は、土砂吐き等の径間長を定めたものではなく、土砂吐き等を「流水を流下させるためのゲート」、すなわち洪水吐きの機能を兼ねるものにするための径間長の最小限度値を示したものであるから、設計に当たっては、土砂吐きや舟通しの機能確保のため適正な径間長とする必要がある。このため、この表の第 3 欄の値では土砂吐き等の機能の確保が困難な場合は、基準に満たない径間長の土砂吐き等を設け、構造令第 37 条ただし書きの「河床の状況により流下断面内に設けることがやむを得ないと認められる場合において、治水上の機能の確保のため適切と認められる措置を講ずるとき」を適用することができるものである。

第8章 堰上流に及ぼす治水上の影響の検討

関連条項[基準7、運用7-5]

設計洪水量が流下したときの当該堰上流に生じることとなる水位による、治水上の支障がないことを確認したり、又は治水上の機能の確保のため適切と認められる処置を講じる場合には、必要に応じ水理計算を行い、安全性の検討を行うことが必要である。ここではその計算例を解説する。

8.1 複合堰による堰上げ水位の計算^{*1}

計算の条件として設計洪水量、河床から測った固定堰の堰頂及び可動堰の敷までの高さ、固定堰及び可動堰（有効河積とみなすことができる洪水吐き部、土砂吐き部及び舟通し部）の全長又は実径間長、下流水深（下流水頭）を既知とする。取水堰を設計洪水量が流下するときの堰上流水深を求めるには、次の方法によって求めることができる。

- (1) 取水堰構成各部のすべてが潜越流のときは、堰全体を含む運動量方程式から設計洪水量に対する上流水深を求める。

あるいは、下流水深が堰高に比して十分大きいときは、堰、堰柱の渦動損失、上下流断面間の摩擦損失を考慮して、ベルヌーイ（Bernoulli）の式から上流水深を求める。

- (2) 取水堰構成各部のうち一部でも完全越流になるときは、上流水深を仮定し、各部の流量の和

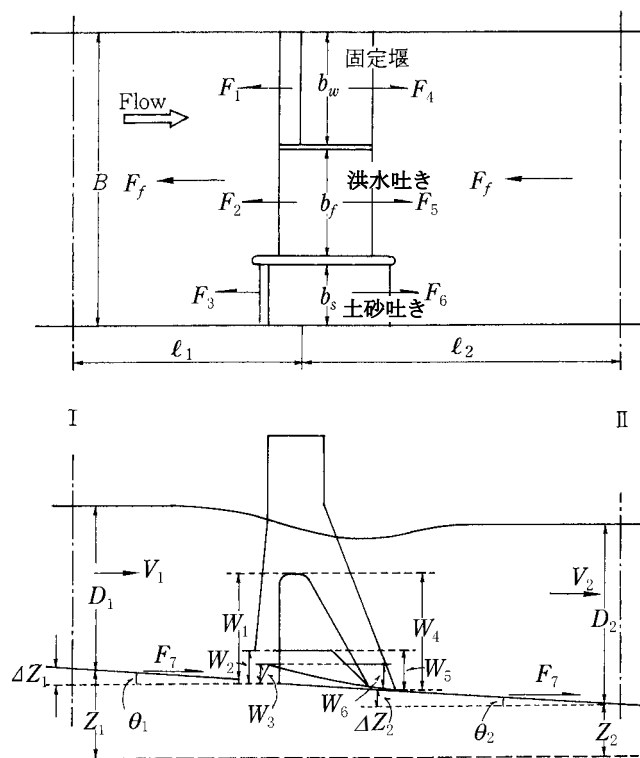


図-8.1-1 取水堰の上下流図

^{*1} 松下 玄：複合堰の流れ、三重大学農学部報、No. 39（1970）

として取水堰全流量を求め、この繰り返しにより、上流水深～全流量曲線を作る。これから設計洪水量に対する上流水深を求める。

8.1.1 取水堰構成各部の流れが全部潜越流のとき

(1) 設計洪水量に対する上流水深の求め方

取水堰中、最も高い堰の高さ W_h と下流水深 D_2 の比 W_h/D_2 を求める。

$W_h/D_2 > 0.3$ のときは、以下に述べる(2)運動量方程式による方法によって上流水深を求める。

$W_h/D_2 \leq 0.3$ のときは、後に述べる(3)河川水面追跡法による方法によって、堰、堰柱による渦動損失や摩擦損失水頭を考慮して、ベルヌーイの式から上流水深を求める。

(2) 運動量方程式による方法

取水堰を含んだ河川の上下流断面間に運動量方程式を作り、与えられた設計洪水量 Q 、下流水深 D_2 に対する上流水深を求める。

$$w \frac{BD_1^2}{2} + \frac{wQ^2}{gBD_1} = w \frac{BD_2^2}{2} + \frac{wQ^2}{gBD_2} + F_1 + F_2 + F_3 + F_f - F_4 - F_5 - F_6 - F_7 \dots\dots\dots (8.1-1)$$

ここに、 w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

B : 堰の全幅 (m)

D_1 : 上流水深 (m)

D_2 : 下流水深 (m)

Q : 設計洪水量 (m³/s)

g : 重力の加速度 (m/s²)

F_1 、 F_2 、 F_3 : 固定堰、洪水吐き敷、土砂吐き敷から上流側へ働く反力

F_4 、 F_5 、 F_6 : 固定堰、洪水吐き敷、土砂吐き敷から下流側へ働く反力

F_7 : 底面からの反力の水平分力

F_f : 上下流断面間の摩擦応力の水平分力

また、 $F_1 \sim F_7$ 及び F_f は次式で表される。

$$F_1 = wb_w \left(D_1 W_1 - \frac{W_1^2}{2} \right) \quad F_2 = wb_f \left(D_1 W_2 - \frac{W_2^2}{2} \right)$$

$$F_3 = wb_b \left(D_1 W_3 - \frac{W_3^2}{2} \right) \quad F_4 = \alpha_w wb_w \left(D_2 W_4 - \frac{W_4^2}{2} \right)$$

$$F_5 = \alpha_f wb_f \left(D_2 W_5 - \frac{W_5^2}{2} \right) \quad F_6 = \alpha_s wb_s \left(D_2 W_6 - \frac{W_6^2}{2} \right)$$

$$F_7 = wB(D_1 \Delta Z_1 + D_2 \Delta Z_2)$$

$$F_f = wA_1 \frac{Q^2 n_1^2 \ell_1}{R_1^{4/3} A_1^2} + wA_2 \frac{Q^2 n_2^2 \ell_2}{R_2^{4/3} A_2^2}$$

ここに、 b_w 、 b_f 、 b_s : 固定堰、洪水吐き、土砂吐きの幅 (m)

W_1 、 W_2 、 W_3 : 固定堰、洪水吐き、土砂吐きの上流側の底板からの高さ (m)

W_4 、 W_5 、 W_6 : 固定堰、洪水吐き、土砂吐きの下流側の底板からの高さ (m)

α_w 、 α_f 、 α_s : 固定堰、洪水吐き敷、土砂吐き敷から下流側へ働く反力の補正係数

ΔZ_1 、 ΔZ_2 : 下流断面の底板と取水堰位置の底板との標高差 (m)

A_1 、 A_2 : 上、下流断面積 (m²)

n_1 、 n_2 : 堰上、下流区間の粗度係数

ℓ_1 、 ℓ_2 : 堰から上、下流断面までの水平距離 (m)

R_1 、 R_2 : 上、下流断面における径深 (m)

以上の $F_1 \sim F_7$ 及び F_f を式 (8.1-1) に代入し、 $\xi = D_2/D_1$ 、 $F_{r2} = V_2/\sqrt{gD_2}$ 、 $h_e = F_f/wA_2$ として整理すると、式 (8.1-2) が得られる。

$$\xi^3 + a\xi^2 + C\xi + \frac{1}{2F_{r2}^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (8.1-2)$$

ここで、

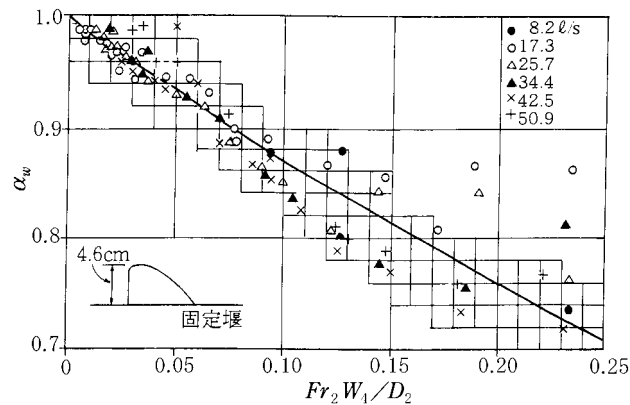
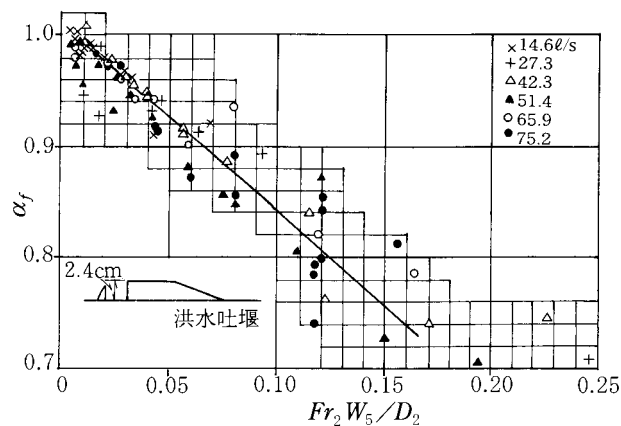
$$\begin{aligned} a = & \frac{b_w}{BF_{r2}^2} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{W_1}{D_2} \right)^2 + \alpha_w \frac{W_4}{D_2} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{W_4}{D_2} \right) \right\} + \frac{b_f}{BF_{r2}^2} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{W_2}{D_2} \right)^2 \right. \\ & \left. + \alpha_f \frac{W_5}{D_2} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{W_5}{D_2} \right) \right\} + \frac{b_s}{BF_{r2}^2} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{W_3}{D_2} \right)^2 + \alpha_s \frac{W_6}{D_2} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{W_6}{D_2} \right) \right\} \\ & - \frac{1}{2F_{r2}^2} - 1 - \frac{h_e}{D_2 F_{r2}^2} + \frac{\Delta Z_2}{D_2 F_{r2}^2} \\ C = & -\frac{1}{F_{r2}^2} \left(\frac{b_w}{B} \frac{W_1}{D_2} + \frac{b_f}{B} \frac{W_2}{D_2} + \frac{b_s}{B} \frac{W_3}{D_2} - \frac{\Delta Z_1}{D_2} \right) \end{aligned}$$

いま、 $\kappa = C - \frac{a^2}{3}$ 、 $\lambda = \frac{2a^3}{27} - \frac{aC}{3} + \frac{1}{2F_{r2}^2}$ とおくと式 (8.1-2) の解は式 (8.1-3) になる。

$$\left. \begin{aligned} \xi &= 2\sqrt{\frac{-\kappa}{3}} \cos \frac{\theta + 2n\pi}{3} - \frac{a}{3} \quad (n=0,1,2) \\ \cos \theta &= -\frac{\lambda/2}{\sqrt{-\kappa^3/27}} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (8.1-3)$$

式 (8.1-3) は、正の 2 根 ξ_1 、 ξ_2 と負根 ξ_3 をもつが、正根の一つは常流、他は射流時の解を示す。ここでは常流時に対応する根をとる。

なお、反力の補正係数 α_w 、 α_f は、それぞれ図-8.1-2 及び図-8.1-3 により決める。 α_s は 1.0 とする。

図-8.1-2 固定堰の Fr_2 と α_w の関係図-8.1-3 洪水吐き堰の Fr_2 と α_f の関係

設計洪水量 Q 、下流水深 D_2 が与えられると、式 (8.1-3) から、 ξ と上流水深 D_1 が求められる。

可動堰が引き上げ式ゲートのときは堰柱による損失を考える。

損失は式 (8.1-4) に示したドオブュイッソン (D'Aubuisson) 公式による。式 (8.1-3) による D_1 に、式 (8.1-4) によって堰柱による水位変化量 h_p を求めて加える。

$$h_p = \frac{Q^2}{2g} \left\{ \frac{1}{C^2 b_2^2 D_2^2} - \frac{1}{B^2 (D_2 + h_p)^2} \right\} \dots\dots\dots (8.1-4)$$

ここに、 B : 上流断面河川幅

b_2 : $B - \sum t$

t : 堰柱1本の幅

C : 係数 (表-8.1-1 参照)

式 (8.1-4) は、両辺に h_p を含むので逐次計算法によって求める。まず、右辺 $h_p = 0$ として、第1近似値 h_{p1} を求め、さらに、この h_{p1} を右辺に代入して、第2近似値 h_{p2} を求める。

表-8.1-1 堰柱の形状と C の値

b_2 / B	*0.9	0.8	0.7	0.6	0.5
前 後 端 部 直 角	0.96	1.02	1.02	1.00	0.97
前 後 端 部 半 円 形	0.99	1.13	1.20	1.26	1.31

(注) $b_2 / B = 0.9$ については、少し大きめの数値であるので注意する。

同様の繰り返しにより、 h_p が求められる。 $D_1 + h_p$ が求める上流水深である。

可動堰が起伏ゲートのときは堰柱の影響は考慮しない。河川低水敷に取水堰が設けられ、高水敷には管理橋の堰柱のみ存在するときも、上記と同様の手法による。

なお、表-8.1-1 に示す係数はヤネルの公式 (D. L. Yarnell (1934)) の係数である。

ヤネルの公式は堰柱の堰上げ水位について広範囲な文献による研究と各種類の堰柱について多くの実験により堰柱堰上げ公式の検証を行い、その結果、ドオブュイッソン公式が極端な高流速の場合を除き、係数 C に適当な数値を与えることにより正確な堰上げ水位を与えることや係数 C は脚柱形状の他に通水幅比 $\{1 - (Nt/B)\}$ (N = 脚注の本数、 t : 堰柱1本の幅、 B : 河川幅) によって変わることを示した。

また、ドオブュイッソン公式は、過大な損失水頭を算出すると共に、式型に堰柱密度が密になるほど1本当たりの損失が小さくなるという水理学的矛盾が見られるが、ヤネルの公式は、堰柱密度により係数を変化させることで、この矛盾を避け一部を除いて近似的には適当な損失水頭を与えることがわかっている。

そのため、本技術書では、式はドオブュイッソン公式として、その係数は、ヤネルの公式の係数を使用している。

なお、ドオブュイッソン公式における係数 C は、前後端部半円形堰柱の場合 0.92、前後端部直角堰柱の場合は 0.80 と示されている。

(3) 河川水面追跡法による方法

潜越流時の取水堰の渦動損失水頭 h_e を

$$h_e = \zeta \frac{V_2^2}{2g} \dots\dots\dots (8.1-5)$$

と表すとき、実験によると (固定堰、洪水吐き、土砂吐き部から成り、引上げ式ゲート用堰柱 1~2 本ある場合)、 ζ は $Wh/D_2 \leq 0.3$ (Wh : 取水堰中で、最も高い堰の堰高、 D_2 : 下流水深) のときは取水堰の構成や堰型に無関係に Wh/D_2 で整理できる。

$Wh/D_2 \leq 0.3$ のとき、 ζ は式 (8.1-6) で表される。

$$\zeta = 2.0 \left(\frac{W}{D_2} \right) - 0.10 \dots\dots\dots (8.1-6)$$

堰柱による渦動損失 h_{pe} は式 (8.1-7) による。

$$h_{pe} = f \frac{V_2^2}{2g}, \quad f' = \frac{1}{C^2} - 1, \quad f = f' \left(1 - \frac{Nt}{B} \right)^2 \dots\dots\dots (8.1-7)$$

C : ヤネルの公式の係数 (表-8.1-1 参照)

B : 河川幅

t : 堰柱 1 本の幅

N : 堰柱数

可動堰が起伏ゲートのとき及び堰柱 1~2 本のときは堰柱の影響は考慮しない。損失水頭が求められるとき、通常の河川水面追跡法により、堰上流水深が求められる。

堰による損失式 式 (8.1-5) と、堰柱による損失式 式 (8.1-7) と摩擦損失を考慮すると、上下流断面間に式 (8.1-8) が得られる。これを試算法により解くと、上流水深が求められる。

$$Z_1 + D_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + D_2 + \frac{V_2^2}{2g}(1 + \zeta + f) + \frac{V_1^2 n_1^2 \ell_1}{R_1^{4/3}} + \frac{V_2^2 n_2^2 \ell_2}{R_2^{4/3}} \dots\dots\dots (8.1-8)$$

記号は、前述(2)の場合と同じ。

(4) 可動堰径間長が構造令の規定に満たない場合

可動堰径間長が構造令の規定に満たないときは、その可動堰部を計算上は通水しないものとして取り扱う。前述の(2)運動量方程式による方法によって算出する場合は、運動方程式の検査面を当該可動堰の外側にとり、当該堰から反力が式 (8.1-1) に示した値の代わりに、上流側に $wbD_1^2/2$ 下流側に $wbD_2^2/2$ の反力が働くものとする。これにより、式 (8.1-2) の項が変わる (b : 当該堰の長さ)。

当該堰が土砂吐き部であるとする、式 (8.1-2) は次のようになる。

$$\xi^3 + a'\xi^2 + C\xi + \frac{1}{2F_{r2}^2} \left(1 - \frac{b_s}{B} \right) = 0 \dots\dots\dots (8.1-9)$$

式 (8.1-9) の a' 表示式は、式 (8.1-2) の a 表示式の第 4 項の土砂吐き部に該当する項が変わる。

$$a' = \frac{b_w}{BF_{r2}^2} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{W_1}{D_2} \right)^2 + \alpha_w \frac{W_4}{D_2} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{W_4}{D_2} \right) \right\} + \frac{b_f}{BF_{r2}^2} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{W_2}{D_2} \right)^2 + \alpha_f \frac{W_5}{D_2} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{W_5}{D_2} \right) \right\} + \frac{b_s}{2BF_{r2}^2} - \frac{1}{2F_{r2}^2} - 1 - \frac{h_e}{D_2 F_{r2}^2} + \frac{\Delta Z_2}{D_2 F_{r2}^2}$$

C 表示式は変わらない。

$$\kappa = C - \frac{a'^2}{3}, \quad \lambda = \frac{2a'^3}{27} - \frac{a'C}{3} + \frac{1}{2F_{r2}^2} \left(1 - \frac{b_s}{B} \right)$$

とおくと、式 (8.1-9) の解は、式 (8.1-3) で与えられる。

(3)の河川水面追跡法による方法では特に変更するところはない。

8.1.2 固定堰部が完全越流の時

(1) 取水堰流量と上流水深の求め方

取水堰流量は式 (8.1-10) による。

$$Q = q_w + C_{f1}q_{f1} + C_{f2}q_{f2} + \dots\dots\dots C_{s1}q_{s1} + \dots\dots\dots (8.1-10)$$

ここに、 Q : 取水堰流量 (m^3/s)

q_w : 固定堰流量 (m^3/s)

q_{f1} 、 q_{f2} 、…… : 洪水吐き部流量 (m^3/s)

q_{s1} 、…… : 土砂吐き部流量 (m^3/s)

C_{f1} 、 C_{f2} …、 C_{s1} … : 堰柱による縮流係数 (引き上げ式ゲートの場合で、堰柱両側の敷高の差が 1.0 m 以下のときは 1.0 、 $1.0 \sim 3.0 \text{ m}$ のときは 0.95 、 3.0 m 以上のときは 0.9 とする。起伏ゲートの場合は常に 1.0 とする。)

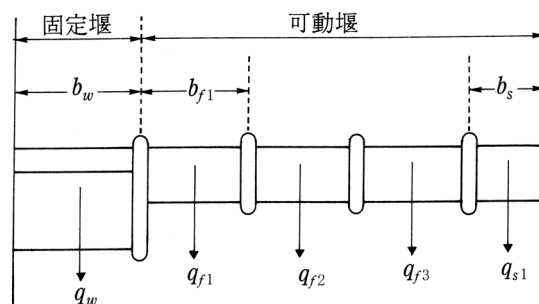


図-8.1-4 取水堰各部流量

計算手順は次のとおりである (記号は図-8.1-5 参照)。

- ア 上流水深 D_1 を仮定し、下流水深との関係から、堰構造部の流れの状態を判定し、固定堰部に完全越流が生じることを確認する。
- イ 仮定した D_1 について、後に述べる(2)及び(3)の方法により、各部の流量、 q_w 、 q_f 、 q_s を算出し、 C_{f1} 、 C_{s1} を定めて、式 (8.1-10) から Q を求める。
- ウ 構造令規定未満の径間長をもつ可動堰部の流量は、式 (8.1-10) の計算の際、除外する。
- エ $Q \sim D_1$ 曲線から設計洪水量に対する上流水深を求める。

(2) 固定堰流量

ア 完全越流の条件

堰頂から測った上下流水深比 d_2/d_1 の値が、 $2/3$ より小さいときは完全越流と考える。

$$d_2/d_1 \leq 2/3 \dots\dots\dots (8.1-11)$$

イ 完全越流時の流量係数

堰流量を式 (8.1-12) で表すときの流量係数は越流水深 (水頭) によって変化する。

$$\begin{aligned} q_w &= m b_w \sqrt{2g} d_1^{3/2} = K b_w d_1^{3/2} \\ &= m_0 b_w \sqrt{2g} h_1^{3/2} = K_0 b_w h_1^{3/2} \dots\dots\dots (8.1-12) \end{aligned}$$

ここに、 b_w : 堰の長さ

d_1 、 h_1 : それぞれ堰頂を基準にした上流水深、水頭

堰頂まで堆砂が予想される場合を考えると、 $m_0 = 0.385$ 、 $K_0 = 1.70$ (m/s 単位) となる。
 m_0 、 K_0 と m 、 K の換算は表-8.1-2 による。

表-8.1-2 m_0 、 $K_0 \sim m$ 、 K 換算表

h_1/W	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	1.50	2.00	3.00
d_1/W	0.20	0.39	0.58	0.77	0.96	1.41	1.84	2.68
m_0/m 、 K_0/K	0.99	0.98	0.97	0.95	0.94	0.92	0.90	0.87

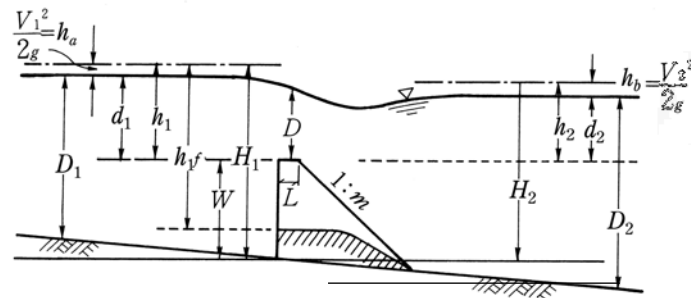


図-8.1-5 固定堰完全越流縦断面図

(3) 洪水吐き、土砂吐き部の潜越流時流量

洪水吐き部又は土砂吐き部だけの潜越流時の流量は、運動量方程式 式 (8.1-1) で取水堰構成各部のうち、他の部分の幅員を 0 としたもので表すことができる。流量について整理すると、式 (8.1-13) が得られる。

$$q = b \sqrt{\frac{\frac{D_1^2}{2} - \frac{D_2^2}{2} + (D_1 \Delta Z_1 + D_2 \Delta Z_2) + \alpha \left(D_2 W_2 - \frac{W_2^2}{2} \right) - \left(D_1 W_1 - \frac{W_1^2}{2} \right)}{\frac{1}{g} \left(\frac{1}{D_2} - \frac{1}{D_1} \right) + b \left(\frac{n_1^2 \ell_1}{R_1^{4/3} A_1} + \frac{n_2^2 \ell_2}{R_2^{4/3} A_2} \right)}} \dots\dots\dots (8.1-13)$$

ここで、 W_1 、 W_2 : それぞれ敷頂の直近上下流河床からの高さ (m)

α : 敷下流面からの反力の補正係数で、図-8.1-3 による。土砂吐き部では $\alpha = 1.0$ とする。(記号は図-8.1-1 参照)

図-8.1-3 によると、 α_f は $F_{r2} W_2 / D_2$ の関数である。洪水吐き部流量の算出では、まず、 $\alpha_f = 1.0$ として第 1 近似値 q_1 を求め、式 (8.1-10) から全流量 Q を、そして F_{r2} を知る。これを用いて α_f を図-8.1-3 から知り、再び式 (8.1-13) から第 2 近似値 q_2 、式 (8.1-10) から Q_2 と逐次近似法により流量を求める。

8.1.3 堰上げ水位の計算手順の例

(1) 固定堰をもち、堰長と河川幅が一致し、可動堰数は数種に段差があり、可動堰のゲートが引き上げ式ゲートあるいは起伏ゲートの場合

与条件 計画洪水量 : Q_d (m³/s)

堰下流水深 : D_2 (m)

河川幅 : B (m)

粗度係数 : n

手順① 固定堰高さ W_4 と D_2 の比 W_4/D_2 を求める。 $W_4/D_2 \leq 0.3$ のときは 8.1.1 取水堰構成

各部の流れが全部潜越流のときの(3)河川水面追跡法の方法による。すなわち、式 (8.1-6) から ζ 、引き上げ式ゲートのときは式 (8.1-7) から f を知り、式 (8.1-8) から上流水深を求める。

手順② $W_4/D_2 > 0.3$ のとき、まず全構造物の流れが潜越流であると仮定し、8.1.1 の(2)の運動量方程式による方法によって式 (8.1-3) から上流水深 D_1 を求める。引き上げ式ゲートのときは式 (8.1-4) により、堰柱による水位変化量 h_p を求め、 D_1 に加え上流水深とする。次に、堰頂から測った上下流水深 d_1 、 d_2 を求め、式 (8.1-11) により潜越流であることを確認する。

手順③ 上記②から固定堰の流れが完全越流であることが分かったとき、まず上流水深を仮定し、取水堰各部の流量を式 (8.1-12)、式 (8.1-13) から求め、式 (8.1-10) から全流量を求める。仮定した D_1 と Q から $D_1 \sim Q$ 曲線を作り、これから Q_d に対する上流水深を知る。

手順④ 可動堰径間に規定長未満のものがあるとき

手順①では、特に変える必要はない。

手順②では、当該可動堰を検査面外に出して計算する。

手順③では、当該可動堰流量を加えないで全流量を求め、 $D_1 \sim Q$ 曲線を作る。

(2) 全部が可動堰で河川低水敷に取水堰があり、高水敷には管理橋の橋脚がある場合で、引き上げ式ゲート、又は起伏ゲートのとき

与条件 Q_d 、 D_2 、河川断面形

手順① W/D_2 を求める。 $W/D_2 \leq 0.3$ のときは、8.1.1 の(3)河川水面追跡法の方法による。すなわち、低水敷にある取水堰については式 (8.1-6) から ζ 、引き上げ式ゲートのときは式 (8.1-7) から f を求める。次に、高水敷部を含む全断面についての摩擦損失を求める。

区間の摩擦損失は、 $\frac{V^2 N^2 \ell}{R^{4/3}}$ で求められる。

ここに、 V : 当該区間の平均流速 (m/s)

ℓ : 当該区間の長さ (m)

R : 当該区間の径深 (m)

N : 断面全体の複合粗度係数で次式で求められる。

$$N = \frac{AR^{2/3}}{(A_h R_h^{2/3} / n_h) + (A_h' R_h'^{2/3} / n_h') + (A_\ell R_\ell^{2/3} / n_\ell)}$$

A : 全体の通水断面積 (m²)

A_h 、 A_h' : 高水敷部の面積 (m²)

A_ℓ : 低水敷部の面積 (m²)

R_h 、 R_h' : 高水敷部の径深 (m)

R_ℓ : 低水敷部の径深 (m)

n_h 、 n_h' : 高水敷部の粗度係数

n_ℓ : 低水敷部の粗度係数

ここで、 $R_h = \frac{A_h}{S_h}$ 、 $R_h' = \frac{A_h'}{S_h'}$ 、 $R_\ell = \frac{A_\ell}{S_\ell}$

であるが、 S_h 、 S_h' 、 S_ℓ (高水敷、低水敷部の潤辺長) には、高水敷、低水敷部の流水の境界面は含まない。

上流水深は式(8.1-8)の n_1 を N_1 、 n_2 を N_2 で置き換えた式に前記の ζ 、 f 、 N_1 、 N_2 を代入し、試算法によって求める。

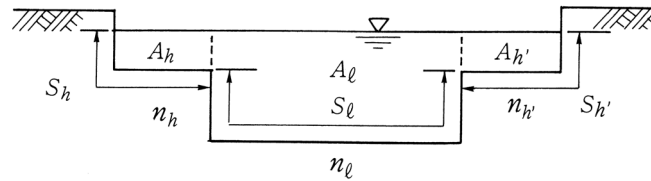


図-8.1-6 各部の面積、潤辺長、粗度係数

手順② $W/D_2 > 0.3$ のときは、8.1.1の(2)運動量方程式による方法により上流水深を求めるが、この場合、高水敷の流れの影響を考える必要がある。

高水敷水深が小さく高水敷部流量を無視できるときは、近似的に全流量が低水敷部に集中するとして、式(8.1-3)により、上流水深を求める。

高水敷部流量が無視できないときは、

ア 低水敷部流量として、設計洪水量 Q_d より小さい流量 Q_ℓ' を仮定する。

イ Q_ℓ' を用いて式(8.1-3)から上流水深 D_1' を求める。

ウ D_1' と与えられている D_2 及び上、下流断面底標高から、この区間の水面勾配を求め、これを高水敷部流れのエネルギー勾配 I_e とする。

エ 高水敷部流量 Q_h' を式(8.1-14)から求める。

$$Q_h' = \frac{1}{n_h} \sqrt{\frac{2I_e}{(1/R_{h1}^{4/3} A_{h1}^2) + (1/R_{h2}^{4/3} A_{h2}^2)}} \dots\dots\dots (8.1-14)$$

ここに、 n_h : 高水敷部の粗度係数

R_{h1} : 上流側断面における高水敷部の径深 (m)

R_{h2} : 下流側断面における高水敷部の径深 (m)

A_{h1} : 上流側断面における高水敷部の通水断面面積 (m²)

A_{h2} : 下流側断面における高水敷部の通水断面面積 (m²)

オ $Q_h' + Q_\ell'$ と設計洪水量 Q_d を比較し、両者が異なるときは一致するまで Q_ℓ' の仮定を変えて計算を繰り返す。両者が一致したときの D_1' が求める上流水深である。

カ 引き上げ式ゲートのときは、堰柱による影響を、オの D_1' に加えて上流水深とする。

8.2 堰上流の背水計算

8.2.1 計算による方法

(1) 逐次計算法

この方法は、ベルヌーイの定理により局部的に逐次計算する方法である。

取水堰設置地点より上流部河川の縦横断面図をもとにして、だいたい一様な断面及び勾配を有する多数の区間に分割し、各区間はそれぞれ平均した一様の断面と底勾配とを有するものとし、各区間の長さをそれぞれ $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ とする。

それぞれの区間の水位を求めるに当たっては、取水堰地点の水深は堰上げ高 h_0 であり、これは既知であるから、これを基準として上流区間の水深 $h_1, h_2, h_3, \dots, h_i$ を逐次求めればよい。

第1区間の終点の水深 h_1 を求めるには、一応これを h_1 と仮定して式(8.2-1)に代入して、試

算により $h_1 \doteq h_1'$ あるいは $h_1 - h_1' < 0.01\text{m}$ まで代入計算を繰り返す。次に、その h_1 を基準として上流端の水深 h_2 を同様の方法で求め、逐次 $h_3 \cdots h_n$ まで求めていく。その仮定に当たっては、トルクミット、リュールマン、ブレッセラの方法を用いて概略計算すれば便利である。

計算された各区間の水位を結んだ曲線を背水曲線とする。

$$\Delta h_i = h_{i-1} - h_i = Z_i - Z_{i-1} + \alpha \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_i^2} - \frac{1}{A_{i-1}^2} \right) - \frac{1}{2} \left(\frac{1}{R_i^{4/3} A_i^2} + \frac{1}{R_{i-1}^{4/3} A_{i-1}^2} \right) n_i^2 Q^2 x_i \cdots \cdots (8.2-1)$$

ここに、 Q : 設計洪水量 (m^3/s)

A_i : i 断面における流積 (m^2)

R_i : i 断面における径深 (m)

n_i : i 区間の粗度係数

x_i : 区間の距離 (m)

Z_i : i 断面の基線から河床までの距離 (m)

α : 速度水頭の補正係数

g : 重力の加速度 (m/s^2)

潤辺の粗度が部分的に異なる場合の区間の平均粗度係数を求めるためには、各区間の上下流端における断面の等値粗度係数を求め、それぞれの区間の等値粗度係数を平均したものをその区間の平均粗度係数とすればよい。

等値粗度係数 n_e は、指数公式から次のように求める。

マンニング公式 $V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$ から、等値粗度係数 n_e は、

$$n_e = \left\{ \frac{1}{\sum p} (p_1 n_1^{1.5} + p_2 n_2^{1.5} + \cdots + p_n n_n^{1.5}) \right\}^{2/3} \cdots \cdots (8.2-2)$$

ここに、 $\sum p = p_1 + p_2 + p_3 + \cdots + p_n$ で求められ、なお、次の近似式で求めてもよい。

$$n_e = \frac{1}{\sum p} (p_1 n_1 + p_2 n_2 + \cdots + p_n n_n) \cdots \cdots (8.2-3)$$

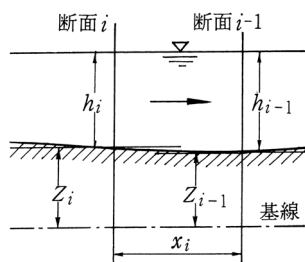


図-8.2-1 i 区間の諸量

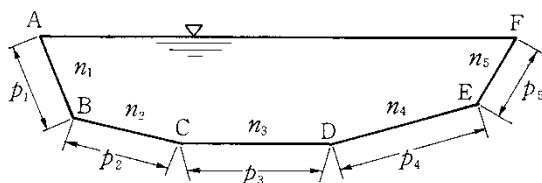


図-8.2-2 潤辺の粗度が異なる場合

表-8.2-1

部分	粗度係数	潤辺長
A B	n_1	p_1
B C	n_2	p_2
C D	n_3	p_3
	$\cdot$	$\cdot$
	$\cdot$	$\cdot$
	n_n	p_n

〔参考〕 逐次計算法による背水計算の手順をフローチャートで示すと、図-8.2-3 のとおりである。

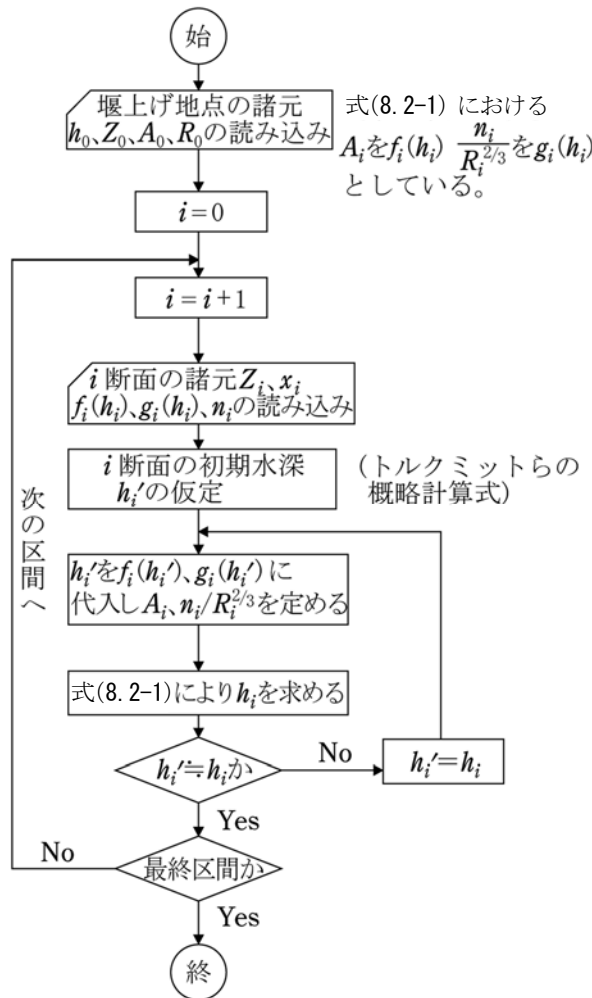


図-8.2-3 逐次計算法による背水計算の設計手段

(2) 井田の方法^{*2}

この方法は、流水が高水敷を有する複断面を流下する場合に比較的良好に適合する。(1)の逐次計算法と同様に、当該河川を大体一様な断面及び勾配を有する多数の区間に分割し、式(8.2-4)、式(8.2-5)によって逐次上流側水深を求める。

エネルギー式

$$\left\{ H_2 + \frac{D_2}{2g} \left(\frac{Q_2}{A_2} \right)^2 \right\} - \left\{ H_1 + \frac{D_1}{2g} \left(\frac{Q_1}{A_1} \right)^2 \right\} = h_e \quad \dots\dots\dots (8.2-4)$$

エネルギー損失式

$$h_e = \frac{1}{2} \left(\frac{N_1^2 Q_1^2}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{N_2^2 Q_2^2}{A_2^2 R_2^{4/3}} \right) \Delta X \quad \dots\dots\dots (8.2-5)$$

^{*2} 井田至春：広幅剪水路の定常流～断面形の影響について、土木学会論文集、No. 69 (1969)

ここに、
 H : 水深 (m)
 D : 補正係数
 g : 重力の加速度 (m/s^2)
 Q : 流量 (m^3/s)
 A : 断面積 (m^2)
 h_e : 損失エネルギー (m)
 N : 合成粗度係数
 R : 径深 (m)
 ΔX : 区間距離 (m)

(添字 1 は下流断面、添字 2 は上流断面を表す)

また、補正係数、合成粗度係数、径深は次式で表される。

$$D = \alpha \frac{A^2 \int_0^B \frac{h^3}{n^3} d\xi}{\left(\int_0^B \frac{h^{5/3}}{n} d\xi \right)^3}$$

$$N = \frac{\int_0^B h^{5/3} d\xi}{\int_0^B \frac{h^{5/3}}{n} d\xi}$$

$$R = \left(\frac{1}{A} \int_0^B h^{5/3} d\xi \right)^{3/2}$$

ここに、
 α : エネルギー補正係数 (0.95 ~ 1.1、通常 1.0 としてよい場合が多い)
 B : 河川幅 (m)
 h : 水深 (m)
 n : 粗度係数

実際の計算に当たっては前記の積分を行う代わりに図-8.2-4 のように、各水位に対して一定の水深、一定の粗度係数を持つと考えられる柱状の要素に断面を分割し、おのこの柱状要素を合計して求めても差し支えない。

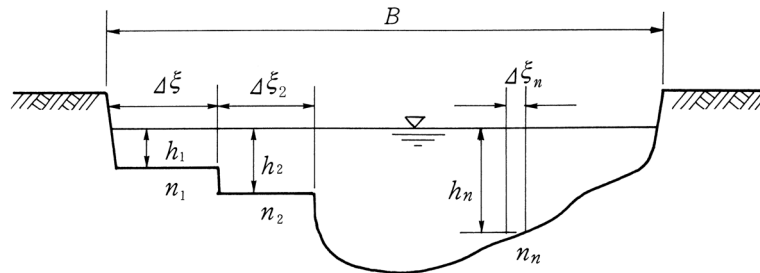


図-8.2-4 断面の分割

8.2.2 図式計算法 (Escoffier の方法)

近似的に一様断面と仮定できるような長さ $x_1, x_2, \dots, x_n$ の区間に分け、各区間を分ける断面を $1, 2, \dots, i-1, i, i+1, \dots, n$ とする。流れがすべて常流状態ならば下流端 0 で境界条件水位 $H_0 = (h_0 + Z_0)$ が与えられる。

このエスコフィエ (Escoffier) の方法又は、エスコフィエレーヌ (Raytchine) - シャトラン (Chatelain) の方法は逐次法を図解法にしたもので、式を次の形で書く。

$$(Z_i + h_i) - (Z_{i-1} + h_{i-1}) = -Q^2 \left\{ \left(\frac{\alpha}{2gA_i^2} - \frac{n_i^2 x_i}{2R_i^{4/3} A_i^2} \right) - \left(\frac{\alpha}{2gA_{i-1}^2} + \frac{n_i^2 x_i}{2R_{i-1}^{4/3} A_{i-1}^2} \right) \right\} \dots \dots \dots (8.2-6)$$

そこで、

$$F'_{i-1} = \frac{\alpha}{2gA_{i-1}^2} - \frac{n_i^2 x_i}{2R_{i-1}^{4/3} A_{i-1}^2}$$

$$F''_i = \frac{\alpha}{2gA_i^2} - \frac{n_i^2 x_i}{2R_i^{4/3} A_i^2} \dots \dots \dots (8.2-7)$$

とすれば、式 (8.2-6) は

$$(Z_i + h_i) - (Z_{i-1} + h_{i-1}) = -Q^2 (F''_i - F'_{i-1}) \dots \dots \dots (8.2-8)$$

各断面ごとに水位 $(Z_i + h_i)$ に対応する断面積 (A_i)、径深 (R_i) を実測して、それぞれ F'_i 、 F''_i を計算して、図-8.2-5 のように図表をまとめる。図-8.2-5 において与えられた境界条件

$$h = h_{i-1}, Z = Z_{i-1} \dots \dots \dots (8.2-9)$$

によって曲線 F'_{i-1} の A 点を知り、これを通して、 $-Q_2$ の傾き ($\theta = \tan^{-1}(-Q^2)$) をもつ直線を引く。この直線が F'_i と交わる点を水位の軸で読めば、 i 地点の水位 $H_i = (h_i + Z_i)$ が求まる。この水位と F'_i 曲線との交点 C を通って $-Q_2$ の傾きをもつ直線を引き、この直線が F''_{i+1} と交わる点 D が $i+1$ 地点の水位 H_{i+1} を与える。

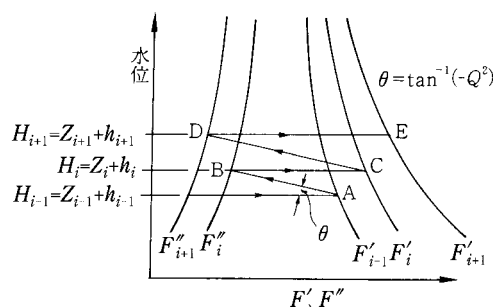


図-8.2-5 エスコフィエの方法

第9章 水理模型実験

関連条項[基準 5、運用 5]

頭首工の機能、施工に伴う河道への影響を検討するために、設計の段階において水理模型実験を企画する場合が多い。ここでは、頭首工の水理模型実験を実施する上での留意事項や課題などについて解説する。

9.1 水理模型実験の意義

自然河川の現象は種々の要素から成り立っており、非常に複雑であるため問題を純理論的に単純化して取り扱うことによって、その目的を達成することができない場合が多い。例えば、流水の力によって砂礫が移動し、砂礫の移動によって河床が変化する。その河床の形状変化によって粗度係数が変化し、水位も変化してくる。これらの現象には洪水量の規模や発生の確率的要因が加わり、一層複雑さを増してくる。さらに河川には蛇行があり、その湾曲部の水の流れは河床の変化に影響を与える。さらに、水位は横断方向に水平ではなく、また、部分的には水の流れない貯留領域のあることも忘れてはならないし、水深の大小、樹木の繁茂状況によって変化してくる。このように要素が多元的で複雑である自然現象を解明するために、水理模型実験は有力な手段となってくる。

9.2 水理模型実験における主な検討事項

水理模型実験は、頭首工の機能検討、建設に伴う河道への影響調査に加えて、実施案形状の抽出を行うもので、そこにおける検討事項は次のとおりである。

9.2.1 頭首工の取水機能に関する検討

(1) 取入口とミオ筋

ミオ筋の安定性、取水時における土砂流入を極力防止できる位置の選定及び土砂吐き、可動堰、固定堰の機能が十分発揮できるよう検討することが最も重要であり、さらに河川の平水量と河床材料の大きさから取水条件の適性について検討する。

(2) 堰構造の安全性

水理的には堰上流の局所洗掘防止工法と、下流護床工法について検討する。特に堰下流の洗掘防止に関しては洪水時及び取水時における流水現象を十分把握する。

(3) 堰敷上の堆砂防止とゲート操作

河川の洪水流況と土砂の移動状態、現河床と堰の通水横断面形状及び流水抵抗の関係から検討する。

また、ゲート操作は、出水時における堰及びゲートの安全性を考慮すると同時に取入口前庭に土砂が堆積しないように検討する。

なお、洪水後に堰敷上に堆砂が生ずるような場合は、これの掃砂方式も考える。さらに取水位の保持とともに取水時の防砂にも注意し、かつ責任放流のある場合にはこれの計量方法についても検討する。

(4) 魚道及び舟通しの位置

魚類の習性、舟運の利用度を考慮し、河川の洪水現象とミオ筋及び取水方法からその位置を検討する。

(5) 沈砂池の必要性の有無と排砂方式

河床材料の大きさ、取水条件及び地形条件から検討する。

9.2.2 頭首工建設に伴う河道への影響の検討

(1) 頭首工計画地点の堆砂状況を含む河道の特性

現地と模型との相似性に関連して、頭首工計画地点付近の河道特性、堆砂状況、水理特性等を把握する。

(2) 頭首工建設に伴う河川への水理的影響

頭首工建設に伴う河道への治水上の影響を検討する。

(3) 将来の河川計画の検討

頭首工の建設により、頭首工上下流では河川改修が必要となる。このとき暫定的な河道への影響も併せて検討する。

9.2.3 治水上の諸問題に関する検討

(1) 洪水時の堰上げ背水

堰の敷高、堰柱間隔と流水に対する方向及び現河床の横断面形と堰の断面形状との関係が影響する。

(2) 取水時の堰上げ背水

堰上流耕地の排水及び堤防からの浸透水についても十分検討する。

(3) 下流河川への影響

現河床の横断面形と堰の断面計画、堰の断面形状との関係が重要であり、さらに堰による締切り方向も下流の蛇行路が変化しないよう考慮する。

9.3 水理模型実験に必要な資料

水理模型実験を行う場合は、その目的をあらかじめ実験担当者と打ち合わせを行い、表-9.3-1に示す必要資料のうちから当該実験に必要な資料を整える。

表-9.3-1 実験に必要な諸資料

① 模型製作に必要な資料			② 実験に必要な資料			③ その他の資料		
番号	資料名	内 容	番号	資料名	内 容	番号	資料名	内 容
1	平面図	縮尺：1/1,000-3,000 範囲：当該河川の模型製作に必要な範囲は実験の目的によって異なるため、あらかじめ実験担当者との協議する。	1	既往洪水表	模型下流端に相当する箇所のものである。 最近の洪水については (a)洪水直前の河床横断面図 (b)洪水時の流量—水位—時間曲線 (c)水面勾配 (d)洪水直後の河床	1	河床材料	粒度分布と比重を求める。 採取場所 500m ごと。 採取場所の位置と標高を平面図に明示する。
2	横断面図	縮尺：縦 1/100、横 1/1,000 範囲：上流 1.5 蛇行長、下流 1.0 蛇行長程度 間隔：模型で 50～100cm 程度 現地ではほぼ 50m 程度 横断面図には露出した岩、コンクリート構造物などについて明記し河床の固定部分と移動部分とを区別する。 また、模型製作を考えた、基準点から追加距離とその点の標高を数値で示す。	2	計画洪水量		2	写真とスケッチ	主要な箇所
3	縦断面図	縮尺：縦 1/100、横 1/100 最深河床高、堤防高、既往最大痕跡水位、計画高水位を記入する。	3	流量—水位—時間曲線（洪水波型）		3	航空写真	河川の蛇行路がよく分かるもの。
4	河中構造物の位置、形状、標高測量図	護岸、水制、樋管、水門、井堰、橋梁及び岩などを模型を再現できるようにする。	4	既往最大洪水時の痕跡水位と水面勾配	河床の安定をどのように考えて治水計画を立てているか。			
			5	年度ごとの実測横断面図				
			6	粗度係数 (n) の実測資料				
			7	河川改修計画の考え方	河床の安定をどのように考えて治水計画を立てているか。			
			8	聞き込み調査資料				
			9	流域面積				

(注) 模型区域に横断杭を設ける場合は、直角座標系で杭位置を与えるのが最も便利で効率がよい。したがって、現地での模型製作のために測量を行う際は、あらかじめこのことを考慮し、直角座標系で求めておけば機械的に縮尺できて精度向上に役立つ。

9.4 河川実験の相似率

自由水面を持つ河川の流れは主として重力と慣性力に支配されるため、フルードの相似率が適用できる。通常用いられている原型と模型の縮尺比は次のとおりである。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{長さ} : (L_p / L_m) = L_r & \text{面積} : (A_p / A_m) = L_r^2 \\ \text{流速} : (v_p / v_m) = L_r^{1/2} & \text{流量} : (Q_p / Q_m) = L_r^{5/2} \\ \text{粗度係数} : (n_p / n_m) = L_r^{1/6} & \text{体積} : (M_p / M_m) = L_r^3 \\ \text{掃流力} : (\tau_{0p} / \tau_{0m}) = L_r \end{array} \right\} \dots\dots\dots (9.4-1)$$

ここに、添字 p は原型、 m は模型を表す。

移動床実験では、河床面の形が時間の経過とともに変化する。水流の他に砂の移動も含んだ移動床実験の場合には、河川の流れとともに、それに伴い時々刻々と変化する河床変形も現地と模型で相似にすることが要求される。

移動床実験では、河床状態の時間的変化が重要な観測対象となるが、河床の変形、土砂の移動などはフルード則で表すことはできない。

河床物質移動の相似条件として次のものがある。

- (1) 流砂の移動限界水深の相似
- (2) 流砂量に関する相似
- (3) 河床断面形状に関する相似
- (4) 底質の移動状態に関する相似

これらをすべて同時に満足させることはできないが、従来、限界掃流力に着目した以下の方法で頭首工付近の洗掘、堆積などの現象を含む河床の状態変化の解析、予測などのための実験を行い、よい結果を得ている。

河床物質に対する縮尺比は限界掃流力比と等しくすることから、岩垣の限界掃流力公式を用いて与えられ、その一般形は次のように示される。

$$\frac{\tau_{0p}}{\tau_{0m}} = L_r = \frac{\phi_p d_p}{\phi_m d_m} \dots\dots\dots (9.4-2)$$

ここに、 ϕ は岩垣公式の関数形であり、粒径によって異なった形となる。

また、流砂量に関する時間縮尺比 T_{sr} は次式で示される。

$$T_{sr} = \frac{Q_{Br} / B_r}{q_{Br}} = \frac{L_r^2}{q_{Br}} \dots\dots\dots (9.4-3)$$

ここに、 Q_{Br} : 全量砂量比、 B_r : 河川幅の比、 q_{Br} : 単位幅当たりの流砂量比

いま、流砂量公式としてブラウン (Brown) のものを用いれば、次のように表すことができる。ブラウンの流砂量公式は

$$q_B = 10(Sgd^3)^{1/2} \phi^{2.5} \dots\dots\dots (9.4-4)$$

$$\text{ここに、} \phi = \frac{U_*^2}{Sgd}$$

U_* : 流水の摩擦速度

S : $\{(\sigma / \rho) - 1\}$

σ : 河床材料の密度

ρ : 水の密度

g : 重力の加速度

d : 河床材料の粒径

流砂量比 q_{Br} は、

$$q_{Br} = \frac{q_{Bp}}{q_{Bm}} = \left(\frac{S_p}{S_m} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{d_p}{d_m} \right)^{3/2} \left(\frac{\phi_p}{\phi_m} \right)^{2.5} = \frac{L_r^{5/2}}{\left(\frac{S_p}{S_m} \right)^2 \cdot \left(\frac{d_p}{d_m} \right)} \dots\dots\dots (9.4-5)$$

となる。

9.5 実験結果の評価

従来の実験においては、縮尺比 L_r は 100 程度が最も多かった。具体的には河床の平均粒径が 2～3 cm 以上、河川勾配が 1/1,000 以上の条件であり、実験による定量的評価が可能と考えられる。

上記の条件より粒径が小さく、河川勾配が緩やかになると、河床材料に対する慣性力等の物理的現象が再現不能となり、定性的な評価にならざるを得ない。このような領域では数値解析を補うことにより解決することとなる。模型の縮尺比 L_r は 50 程度まで大きくし、模型の移動床材料に石炭粉を利用した例がある。

9.6 水理模型実験事例

事例 1

農村工学研究所（現国立研究開発法人農研機構 農村工学研究部門）が国営事業所から依頼されて行った水理模型実験の事例を紹介する。本事例では、模型は頭首工の上流側に約 2,350 m、下流側に約 850 m、併せて約 3,200 m の区間を 1/80 の縮尺で再現するように作製された。模型における移動床として、市販の硅砂のうち現地の河床材料の平均粒径 14.4 mm の 1/80 に最も近い平均粒径を有するものが敷き詰められた。

以下に実験の一部状況写真（写真-9.6-1・写真-9.6-2 洪水発生前、写真-9.6-3 洪水発生後）を掲載し説明する。

写真中で発生させている洪水の規模は既往最大流量（5,500 m³/s）であるが、現場の状況に応じて、様々な規模の洪水を発生させて検討を行う必要がある。

本事例では、ゲート開放時流量（100 m³/s）～平均年最大流量（1,000 m³/s）までの洪水についても実験の対象としている。

なお、水理模型実験では、これらの流量に対して上記で説明している相似率を乗じた値を用いている。

実験後の河床形状を計測し、実験前の河床状況と比較することにより、頭首工周辺の河床が将来どのように変化するか定量的に評価できる。

(1) 実験装置全景

写真-9. 6-1 は実験の初期条件である洪水発生前の状況であり、頭首工の上流では砂を敷き詰めた移動床としている。この敷き詰められた砂が洪水発生後にどのように移動するかを評価する。特に、頭首工上流の中州が洪水によってどのような影響を受けるかが、本事例における焦点の一つである。

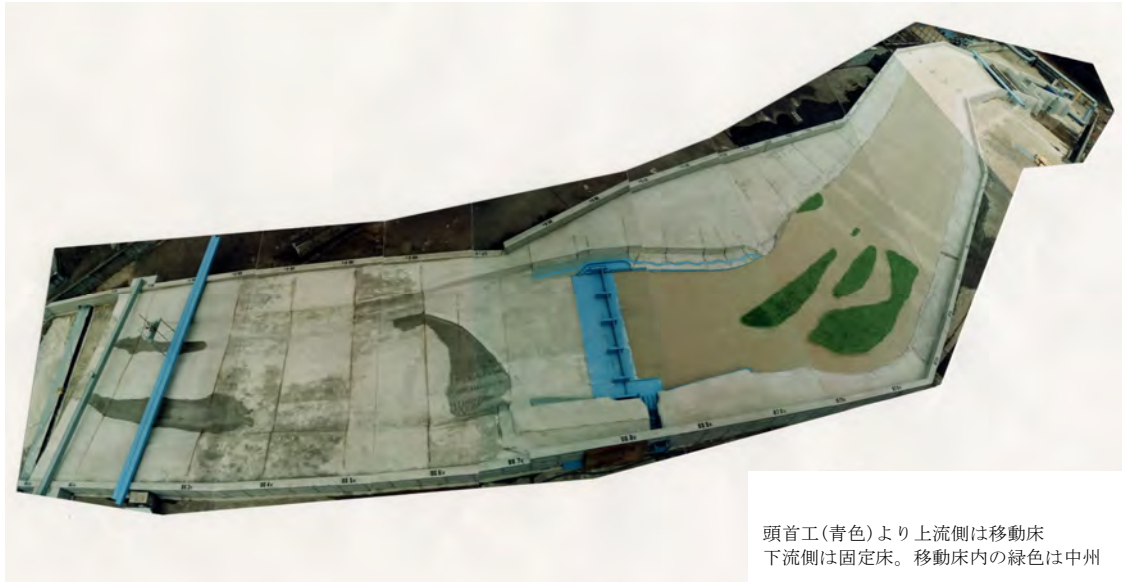


写真-9. 6-1 洪水発生前

(2) 下流側から見た頭首工周辺

写真-9. 6-2 は洪水発生前の状況である。頭首工の堰柱等が写真中央に、頭首工上流の中州が写真上方に写っている。

写真-9. 6-3 は洪水発生後の状況である。頭首工上流の中州は洪水により流され、頭首工付近に堆積している。写真左側（右岸側）と写真右側（左岸側）で土砂の堆積状況が異なっている。



写真-9. 6-2 洪水発生前

写真-9. 6-3 洪水発生後 (5,500 m³/s)

上記以外にも上流にある中州の状態や取入口付近の堆砂状況やフラッシュによる掃砂効果等が実験により確認できる。

事例 2

農村工学研究所（現国立研究開発法人農研機構 農村工学研究部門）が国営事業所から依頼されて行った水理模型実験の事例を紹介する。本事例は洪水に伴って河道湾曲部内岸側に発生した大規模な堆砂を取水口に近づけないようにする水制工の検討である。

本実験で使用した模型は、頭首工の上流側に約 1,400 m、下流側に約 2,200 m、併せて約 3,600 m の区間を 1/50 の縮尺で再現するように作製された。模型における移動床は、平均粒径 0.8 mm の粒径加積曲線を有するものが敷き詰められた。ただし、現地における頭首工上流の湾曲部外岸側では岩盤が露出していたため、模型における該当部分は固定床として砂を敷き詰めなかった。

この模型に水制工を配置して堆砂抑制効果を検証した。

検証方法は掃流砂の堆砂位置及び限界掃流力から推定される浮遊砂の堆砂状況によって評価した。以下に模型及び現地状況の写真を示す。



写真-9.6-4 洪水発生後の模型状況（水制工なし）



写真-9.6-5 洪水発生後の模型状況（水制工あり）

上記の水理模型実験をもとに現地で水制工を設置した。

その結果、水制工が機能していることが現地状況からもわかる。



写真-9.6-6 上流側から見た現地状況（水制工施工中）



写真-9.6-7 上流側から見た現地状況
（水制工完成後の状況）

9.7 河床変動現象の数値解析

頭首工の施工に伴う河道への影響等を検討するための手段の一つである河床変動の数値解析(以下、河床変動解析という)について解説する。なお、解説する具体的な内容は、河床変動解析において一般的に用いられている有限差分法である。

9.7.1 河床変動解析の概要

(1) 必要性

頭首工の施工に伴う河道への影響等を検討するため、設計の段階において水理模型実験が企画されることが多いことは、本章の冒頭で述べた。水理模型実験は、多くの場合、信頼性の高い結果を与えてくれる。しかしながら、結果を得るまでに多大な時間、労力、費用を要するため、実験条件を限定せざるを得ない。また、その結果を条件の異なる他の地区にそのまま適用することはできない。

一方、近年では、計算機能力の向上に伴って数値解析の技術が発展している。河床変動現象についても 5.4 河床変動の推定方法のような 1 次元解析のみではなく 2 次元解析が可能となり、平面的な洗掘や堆砂の傾向をかなり高い精度で推定できるようになってきている。数値解析の長所は、要する時間、労力、費用が水理模型実験と比べて非常に少ないことである。しかし短所として、実際には 3 次元現象である河床の変動を 2 次元にモデル化して扱うため、湾曲部の外岸側や構造物の周辺等、3 次元性の強い流れが生じる箇所における河床変動現象に対しては、相対的に推定精度が低くなる。そのため、水理模型実験と数値解析を適切に組み合わせ、頭首工の施工に伴う河道への影響等を効率よく検討することが重要である。

(2) 実施手順

河床変動解析とは、ある時刻における河道内の河床高、水深、流速等の空間分布から、微小時間経過後のそれらの空間分布を、流れと河床変動の基礎方程式を数値的に解くことによって求めるものである。長時間経過後の空間分布については、微小時間についての計算を繰り返すことにより得られる。具体的には、以下の手順で実施される。

ア 解析の対象範囲を定める。

イ 河川縦横断測量等を利用して解析の対象範囲を多数の格子に分割する。

ウ 各格子に河床高、水深、流速等の初期値を配置し、解析開始前における対象範囲のそれらの空間的な分布を表現する。その際、頭首工のエプロンや護床工等の人工構造物が存在する区間における格子については、他との識別をしておく。

エ 解析の対象範囲の上流端と下流端に、境界条件として水深、流速、流砂量等の時系列を設定する。これらの境界条件によって、既知であるウの状態(初期条件)から、頭首工の建設や改修に伴う河道への影響等を評価したい未知の状態までの間に生じると想定される洪水を表現する。

オ エの境界条件の経時変化に伴う初期値の変化を追跡する。ただし、ウで識別した格子については、構造物上では洗掘が生じないように工夫する必要がある(9.7.5(7)参照)。

9.7.2 流れの基礎方程式

流れの基礎方程式は、連続式と運動方程式から構成される。連続式は水の質量の輸送を表し、運

動方程式は水の運動量の輸送を表す。これらの式は、デカルト座標系、直交曲線座標系、極座標系、一般座標系等のうち、いずれの座標系で数値解析を行うかによって記述が異なる。

(1) デカルト座標系における基礎方程式

デカルト座標系とは、互いに直交する直線を座標軸とする座標系のことであり、直交座標系とも呼ばれる。デカルト座標系(x 、 y)における流れの連続式は式(9.7-1)、運動方程式は式(9.7-

2) 及び式(9.7-3)のように記述される。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots (9.7-1)$$

$\left[\begin{matrix} h \text{ の} \\ \text{時間} \\ \text{勾配} \end{matrix} \right] \left[\begin{matrix} M, N \text{ の} \\ \text{空間勾配} \end{matrix} \right]$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial (uM)}{\partial x} + \frac{\partial (vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial (z+h)}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left(-\overline{u'^2} h \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(-\overline{u'v'} h \right) \quad \dots\dots\dots (9.7-2)$$

$\left[\begin{matrix} M \text{ の} \\ \text{時間} \\ \text{勾配} \end{matrix} \right] \left[\begin{matrix} M \text{ の対流} \\ \text{(慣性力)} \end{matrix} \right] \left[\begin{matrix} x \text{ 軸方向の} \\ \text{水面勾配} \end{matrix} \right] \left[\begin{matrix} \text{河床面} \\ \text{からの} \\ \text{摩擦} \end{matrix} \right] \left[\begin{matrix} \text{水深平均レイノルズ応力の} \\ \text{空間勾配} \rightarrow M \text{ の拡散} \end{matrix} \right]$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial (uN)}{\partial x} + \frac{\partial (vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial (z+h)}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left(-\overline{u'v'} h \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(-\overline{v'^2} h \right) \quad \dots\dots\dots (9.7-3)$$

$\left[\begin{matrix} N \text{ の} \\ \text{時間} \\ \text{勾配} \end{matrix} \right] \left[\begin{matrix} N \text{ の対流} \\ \text{(慣性力)} \end{matrix} \right] \left[\begin{matrix} y \text{ 軸方向の} \\ \text{水面勾配} \end{matrix} \right] \left[\begin{matrix} \text{河床面} \\ \text{からの} \\ \text{摩擦} \end{matrix} \right] \left[\begin{matrix} \text{水深平均レイノルズ応力の} \\ \text{空間勾配} \rightarrow N \text{ の拡散} \end{matrix} \right]$

t : 時間

z : 河床高

h : 水深

(u, v) : x, y 軸方向の水深平均流速

(M, N) : x, y 軸方向の単位幅流量 ($M = h u$ 、 $N = h v$)

ρ : 水の密度

g : 重力加速度

(τ_x, τ_y) : x, y 軸方向の底面せん断力

$$\tau_x = \frac{\rho g n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{\frac{1}{h^3}}, \quad \tau_y = \frac{\rho g n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{\frac{1}{h^3}} \quad \dots\dots\dots (9.7-4)$$

n : マニングの粗度係数

$-\overline{u'^2}$ 、 $-\overline{u'v'}$ 、 $-\overline{v'^2}$: 水深平均レイノルズ応力

$$-\overline{u'^2} = \varepsilon \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial x} \right) - \frac{2}{3} k, \quad -\overline{u'v'} = \varepsilon \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right), \quad -\overline{v'^2} = \varepsilon \left(\frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) - \frac{2}{3} k \quad \dots\dots\dots (9.7-5)$$

ε : 渦動粘性係数

$$\varepsilon = \frac{\kappa}{6} u_* h \quad \dots\dots\dots (9.7-6)$$

κ : カルマン定数 (=0.4)

u_* : $\sqrt{u^2 + v^2}$ に対する摩擦速度 (摩擦速度については 6.2.6 流砂量 参照)

k : 水深平均乱れエネルギー

$$k = 2.07 u_*^3 \quad \dots\dots\dots (9.7-7)$$

ここで、式(9.7-2)及び式(9.7-3)における対流とは、慣性によってそれまでの運動が継続されようとすることに相当し、拡散とは、水の粘性によって運動が均一化されようとすることに相当する。これらに関する項は、対流項及び拡散項と呼ばれる。

(2) 一般座標系における代表的な基礎方程式

河川は蛇行していることが少なくない。また、河川における横断測量断面はすべてが平行ではなく、河川の湾曲に応じて流下方向とほぼ直角に設定されている。このため、デカルト座標系よりも一般座標系で数値解析を実施する方が、河岸形状の表現や計算格子の作成において有利である。デカルト座標系と一般座標系における計算格子の違いを図9.7-1に示す。

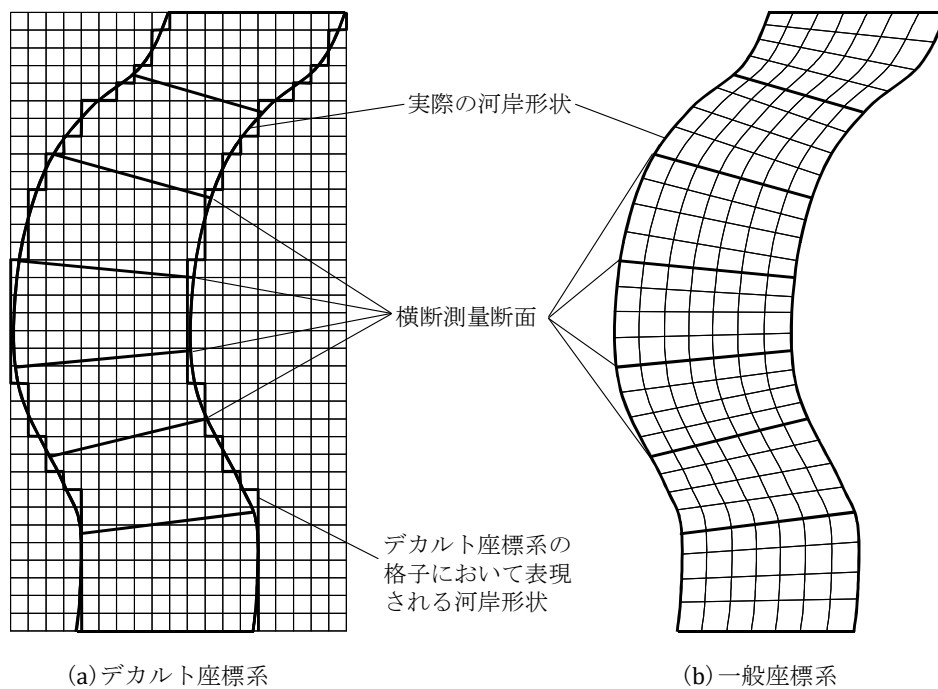


図9.7-1 デカルト座標系と一般座標系における河川の計算格子の違いのイメージ

デカルト座標系 (x, y) の基礎方程式を一般座標系 (ξ, η) に変換する場合、式(9.7-1)～(9.7-3)における x 若しくは y による偏微分(空間微分)に対して次の変換を行う。

$$\frac{\partial}{\partial x} = \frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial}{\partial \xi} + \frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{\partial}{\partial \eta}, \quad \frac{\partial}{\partial y} = \frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial}{\partial \xi} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \frac{\partial}{\partial \eta} \dots\dots\dots (9.7-8)$$

ここで、式(9.7-8)における各係数については、以下の関係が成り立つ。

$$\begin{aligned} \frac{\partial \xi}{\partial x} &= J \frac{\partial y}{\partial \eta}, \quad \frac{\partial \xi}{\partial y} = -J \frac{\partial x}{\partial \eta}, \quad \frac{\partial \eta}{\partial x} = -J \frac{\partial y}{\partial \xi}, \quad \frac{\partial \eta}{\partial y} = J \frac{\partial x}{\partial \xi} \\ J &= 1 / \left(\frac{\partial x}{\partial \xi} \frac{\partial y}{\partial \eta} - \frac{\partial x}{\partial \eta} \frac{\partial y}{\partial \xi} \right) \dots\dots\dots (9.7-9) \end{aligned}$$

このような座標変換の結果、一般座標系 (ξ, η) における流れの連続式式(9.7-10)と運動方程式式(9.7-11)及び式(9.7-12)が得られる。

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{h}{J}\right) + \frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{Uh}{J}\right) + \frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{Vh}{J}\right) = 0 \quad \dots\dots\dots (9.7-10)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{M}{J}\right) + \frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{UM}{J}\right) + \frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{VM}{J}\right) \\ &= -gh\left\{\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{1}{J}\frac{\partial \xi}{\partial x}(z+h)\right) + \frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{1}{J}\frac{\partial \eta}{\partial x}(z+h)\right)\right\} - \frac{\tau_x}{J\rho} \\ & \quad + \frac{\partial}{\partial \xi}\left\{\frac{1}{J}\frac{\partial \xi}{\partial x}(-\overline{u'^2}h)\right\} + \frac{\partial}{\partial \eta}\left\{\frac{1}{J}\frac{\partial \eta}{\partial x}(-\overline{u'^2}h)\right\} + \frac{\partial}{\partial \xi}\left\{\frac{1}{J}\frac{\partial \xi}{\partial y}(-\overline{u'v'}h)\right\} + \frac{\partial}{\partial \eta}\left\{\frac{1}{J}\frac{\partial \eta}{\partial y}(-\overline{u'v'}h)\right\} \\ & \quad \dots\dots\dots (9.7-11) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{N}{J}\right) + \frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{UN}{J}\right) + \frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{VN}{J}\right) \\ &= -gh\left\{\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{1}{J}\frac{\partial \xi}{\partial y}(z+h)\right) + \frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{1}{J}\frac{\partial \eta}{\partial y}(z+h)\right)\right\} - \frac{\tau_y}{J\rho} \\ & \quad + \frac{\partial}{\partial \xi}\left\{\frac{1}{J}\frac{\partial \xi}{\partial x}(-\overline{u'v'}h)\right\} + \frac{\partial}{\partial \eta}\left\{\frac{1}{J}\frac{\partial \eta}{\partial x}(-\overline{u'v'}h)\right\} + \frac{\partial}{\partial \xi}\left\{\frac{1}{J}\frac{\partial \xi}{\partial y}(-\overline{v'^2}h)\right\} + \frac{\partial}{\partial \eta}\left\{\frac{1}{J}\frac{\partial \eta}{\partial y}(-\overline{v'^2}h)\right\} \\ & \quad \dots\dots\dots (9.7-12) \end{aligned}$$

ここで、水深平均レイノルズ応力は次式で求められる。

$$\begin{aligned} -\overline{u'^2} &= \frac{\partial}{\partial \xi}\left(\varepsilon\frac{\partial \xi}{\partial x}u\right) + \frac{\partial}{\partial \eta}\left(\varepsilon\frac{\partial \eta}{\partial x}u\right) + \frac{\partial}{\partial \xi}\left(\varepsilon\frac{\partial \xi}{\partial x}u\right) + \frac{\partial}{\partial \eta}\left(\varepsilon\frac{\partial \eta}{\partial x}u\right) - \frac{2}{3}k \\ -\overline{u'v'} &= \frac{\partial}{\partial \xi}\left(\varepsilon\frac{\partial \xi}{\partial y}u\right) + \frac{\partial}{\partial \eta}\left(\varepsilon\frac{\partial \eta}{\partial y}u\right) + \frac{\partial}{\partial \xi}\left(\varepsilon\frac{\partial \xi}{\partial x}v\right) + \frac{\partial}{\partial \eta}\left(\varepsilon\frac{\partial \eta}{\partial x}v\right) \quad \dots\dots\dots (9.7-13) \\ -\overline{v'^2} &= \frac{\partial}{\partial \xi}\left(\varepsilon\frac{\partial \xi}{\partial y}v\right) + \frac{\partial}{\partial \eta}\left(\varepsilon\frac{\partial \eta}{\partial y}v\right) + \frac{\partial}{\partial \xi}\left(\varepsilon\frac{\partial \xi}{\partial y}v\right) + \frac{\partial}{\partial \eta}\left(\varepsilon\frac{\partial \eta}{\partial y}v\right) - \frac{2}{3}k \end{aligned}$$

式 (9.7-11) 及び式 (9.7-12) における対流項で対流速度として用いられている (U 、 V) は、 ξ 、 η 軸方向の水深平均流速の反変成分であり、 x 、 y 軸方向の水深平均流速 (u 、 v) から次のように変換される。

$$U = \frac{\partial \xi}{\partial x}u + \frac{\partial \xi}{\partial y}v \quad , \quad V = \frac{\partial \eta}{\partial x}u + \frac{\partial \eta}{\partial y}v \quad \dots\dots\dots (9.7-14)$$

先に、一般座標系における基礎方程式を用いる場合の長所を述べた。一方、短所として、式 (9.7-11) ～ (9.7-14) のように基礎式に含まれる項の数がデカルト座標系よりも大幅に増え、その差分計算が煩雑になる。また、一般座標系の数値解析の精度は、同じ格子の大きさであってもデカルト座標系よりも低いものであり、さらに、隣り合う格子同士の曲がり (図-9.7-1 参照) の角度が大きくなるにつれて低下するため、格子の作成に当たっては十分な注意が必要となる (9.7.5(3) 参照)。

(3) 一般座標系における他の基礎方程式

9.7.2(2)では、一般座標系における運動方程式として、 Δt 経過後の値を求めるべき変数(以下、未知変数)をデカルト座標系における物理成分 M 、 N とし、対流項における対流速度には一般座標系における反変成分 U 、 V を使用する式 (9.7-11) 及び式 (9.7-12) を紹介した。座標変換の

基本である式(9.7-8)及び式(9.7-14)に単純に従って得られたこの型式は、流体力学に関する数値解析を専門とする数値流体力学の分野では、一般座標系における運動方程式として代表的なものである。この型式では、水の質量と運動量の保存性が高い数値解析を行えることが確認されている。

一方、河川工学の分野では、9.7.2(2)の型式の他にも様々なものを使用されている。それらのうち比較的多く用いられているものを、9.7.2(2)の型式とともに、表-9.7-1に概要を整理した。これら各型式の使い分けについては、学識経験者に相談することが望ましい。

表-9.7-1 一般座標系における流れの運動方程式

	未知変数 デカルト座標系物理成分 対流速度 一般座標系反変成分	未知変数 一般座標系反変成分 対流速度 一般座標系反変成分	未知変数 一般座標系反変成分 対流速度 一般座標系反変成分	未知変数 一般座標系反変物理成分 対流速度 一般座標系反変物理成分
導出方法	・式(9.7-2)、式(9.7-3)における空間微分に対して、式(9.7-8)による座標変換を行う。対流速度は式(9.7-14)により変換する。得られるのは、式(9.7-11)、式(9.7-12)である。	・第1式は、式(9.7-11)に$\partial\xi/\partial x$を乗じたものと、式(9.7-12)に$\partial\xi/\partial y$を乗じたものを加えて得られる。 ・第2式は、式(9.7-11)に$\partial\eta/\partial x$を乗じたものと、式(9.7-12)に$\partial\eta/\partial y$を乗じたものを加えて得られる。 ・すべての速度は式(9.7-14)により一般座標反変成分に変換する。 ・単位幅流量についても、式(9.7-14)と同様の手順で一般座標反変成分に変換する。	・第1式は、式(9.7-2)に$\partial\xi/\partial x$、式(9.7-3)に$\partial\xi/\partial y$を乗じ、両式を加えて得られる。 ・第2式は、式(9.7-2)に$\partial\eta/\partial x$、式(9.7-3)に$\partial\eta/\partial y$を乗じ、両式を加えて得られる。 ・すべての速度は式(9.7-14)により一般座標反変成分に変換する。 ・単位幅流量についても、式(9.7-14)と同様の手順で一般座標反変成分に変換する。	・$\partial\xi/\partial x$、$\partial\xi/\partial y$、$\partial\eta/\partial x$、$\partial\eta/\partial y$を単位反変ベクトルを用いて無次元化して$\partial\tilde{\xi}/\partial x$、$\partial\tilde{\xi}/\partial y$、$\partial\tilde{\eta}/\partial x$、$\partial\tilde{\eta}/\partial y$を得る。 ・第1式は、式(9.7-2)に$\partial\tilde{\xi}/\partial x$、式(9.7-3)に$\partial\tilde{\xi}/\partial y$を乗じ、両式を加えて得られる。 ・第2式は、式(9.7-2)に$\partial\tilde{\eta}/\partial x$、式(9.7-3)に$\partial\tilde{\eta}/\partial y$を乗じ、両式を加えて得られる。 ・一般座標系反変物理成分は、式(9.7-14)において係数を上記の無次元化したものに置き換えて得られるものである。
特徴	・座標変換の基本的に単純に従って得られる型式である。 ・水の質量と運動量の保存性が高い数値解析を行えることが確認されている。 ・河川工学の分野では、近年はこの型式が用いられることが少ない。	・座標変換の方法は独自のものである。 ・この型式における変数配置では、河岸侵食等による計算格子の変形に対応しやすい。 ・本型式における項数は、式(9.7-11)、式(9.7-12)の倍程度となる。	・座標変換の方法は独自のものである。 ・対流項に対してCIP法を適用しやすい型式である。 ・CIP法は他の方法よりも精度は高いが、計算は複雑である。 ・本型式における項数は、式(9.7-11)、式(9.7-12)の倍程度となる。	・座標変換の方法は独自のものである。 ・一般座標系の成分のみで表示する場合は、他の型式よりも境界条件の設定が容易になる。 ・本型式における項数は、式(9.7-11)、式(9.7-12)の倍程度となる。
代表的な事例	・清水ら(1991) ・川島・福岡(1995)	・長田(2001) ・竹林(2005)	・伊東・清水(2003)	・渡邊ら(2002)

(注) 反変物理成分とは、反変成分は長さの単位が計算格子の幅で無次元化されているのに対し、これを物理空間の次元に戻したものである。

9.7.3 デカルト座標系における流れの基礎方程式の数値解析方法

ここでは、デカルト座標系における流れの基礎方程式に対する数値解析の方法を紹介する。一般座標系における基礎方程式に対して数値解析を行う場合には、デカルト座標系の方法に対して、変数の配置方法、対流速度の設定方法、差分の考え方等においていくらかの追加と変更を行う必要があるが、原理的には変わらない。

(1) 変数の配置

デカルト座標系では、河床の標高 z 、水深 h 、流速 u 及び v 、単位幅流量 M 及び N を計算格子において図-9.7-2のようにスタガード配置させることが、従来より一般的である。このような配置は、水の質量と運動量の保存性が高い数値解析を行う上で非常に有利である。

また、式(9.7-1)～(9.7-3)に対して数値解析を行う際には、未知変数、すなわち、各式において t による偏微分項すなわち時間勾配項で対象とされる変数を中心とし、大きさが $\Delta x \times \Delta y$ のコントロールボリューム(検査区間ともいう)を考え(図-9.7-2)、このコントロールボリュームに基づいて差分計算を行う。

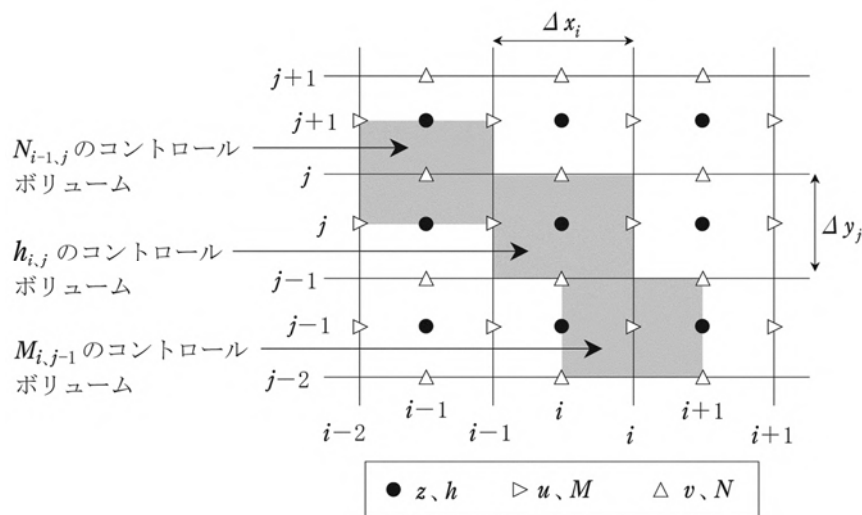


図-9.7-2 デカルト座標系における変数のスタガード配置とそのコントロールボリューム

(2) 時間差分

式(9.7-1)～(9.7-3)における時間勾配項に対する数値解析(以下、時間差分)のうち、最も簡単な手法はオイラー陽解法である。この手法を用いた場合、式(9.7-1)は次式のようにになる。

$$h_{i,j}^{n+1} = h_{i,j}^n - \Delta t \left(\frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} \right) \dots\dots\dots (9.7-15)$$

より高い精度が必要な場合は、クランク-ニコルソン法、ルンゲ-クッタ法、アダムス-バッシュホース法等が用いられることもある。時間差分に用いられるこれらの数値解析方法の詳細については、専門書等を参照されたい。

(3) 対流項を除く空間差分

式 (9.7-1)～(9.7-3)における x 若しくは y による偏微分項すなわち空間勾配項のうち、対流項を除いた項に対する数値解析（以下、空間差分）では、図-9.7-3におけるコントロールボリュームの上下左右で差分をとる。例えば、 θ を中心とするコントロールボリュームにおいて α の空間差分を考える場合、図-9.7-3のように計算する。ここで、コントロールボリュームの上下左右の端に α が存在しない場合、図-9.7-4のように周辺から単純平均によって補間する。

2 階微分が含まれる拡散項では、まず上下左右の端を中心として差分をとる（図-9.7-5(a)）、次にそれらの値を用いてコントロールボリュームの中心で差分をとる（図-9.7-5(b)）ことになる。

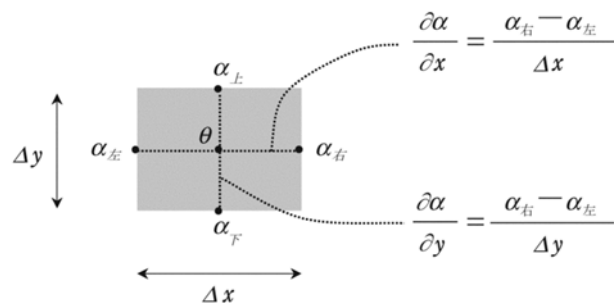
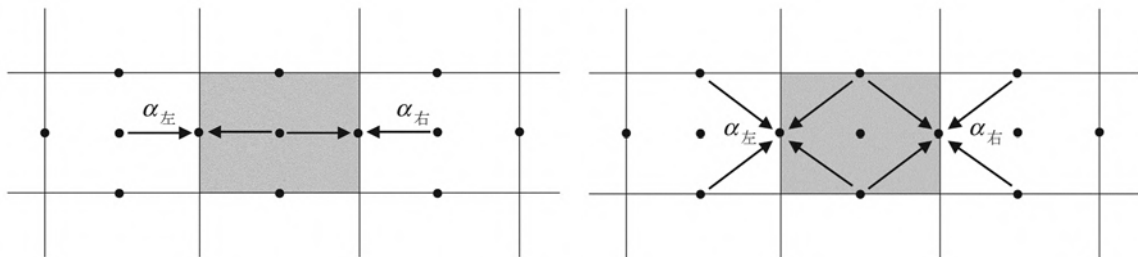


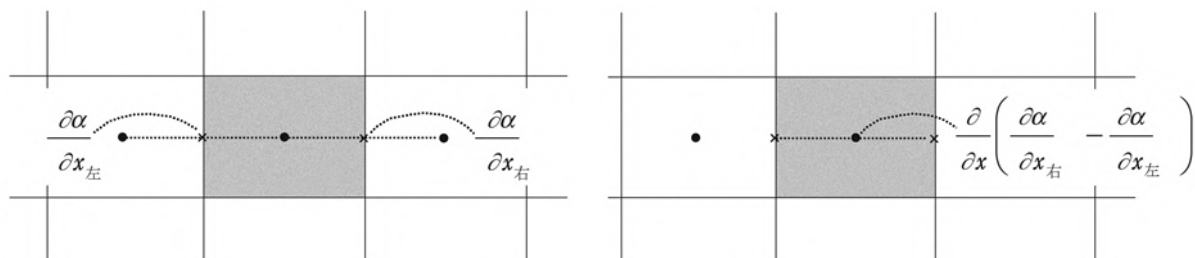
図-9.7-3 コントロールボリュームと空間差分



(a) 2 点の平均をとる例

(b) 4 点の平均をとる例

図-9.7-4 コントロールボリュームの左右で差分をとる際の周辺からの補間



(a) 左右端を中心とした差分

(b) 中心での差分

図-9.7-5 二階微分に対する差分の例

(4) 対流項の差分

式 (9.7-2) 及び式 (9.7-3) における対流項の差分計算では、コントロールボリュームの上下左右の端で、対流速度 u 、 v については図-9.7-4(a)のように近傍の2点の平均をとる。一方、輸送さ

れる M 、 N については同様の平均をとる（2次精度中心差分）と、計算が不安定になる場合がある。このような場合は、中心差分ではなく上流差分が行われる。比較的簡単な上流差分として、図-9.7-6(a)のように近傍2点のうち上流側の1点の値を用いる方法（1次精度上流差分）や、図-9.7-6(b)のように近傍の2点に上流側の1点を加えた3点に2次曲線をあてはめて内挿する方法（QUICK）等がある。対流項の差分に用いられるこれらの数値解析方法の詳細については、専門書等を参照されたい。

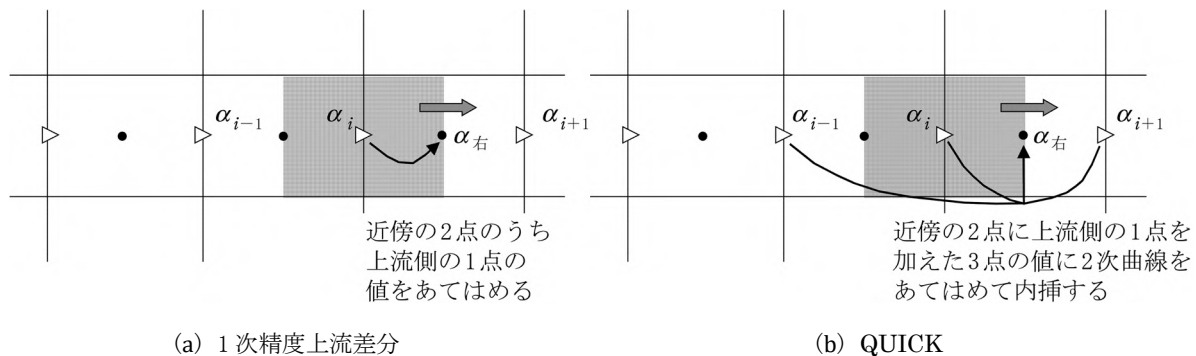


図-9.7-6 対流項の空間差分

(5) 1次元移流方程式の数値解析結果

9.7.3(4)で説明した対流項の数値解析方法の違いが結果に及ぼす影響を、1次元移流方程式を例として紹介する。ここで、移流方程式とは式(9.7-16)によって定義される。

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + c \frac{\partial \theta}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (9.7-16)$$

θ : 輸送される物理量

c : θ の対流速度 (定数)

式(9.7-16)は、ある物理量 θ の x 軸方向の空間分布が、形を変えずに一定速度 c で移動する現象を表す。

θ を $0 < x < 1$ に分布する余弦波と矩形波とし、この範囲で θ の波形を周回させた場合について、数値解析で再現計算を行った結果が図-9.7-7である。厳密解ではどれだけ周回させても初期値と同じ波形になるのに対し、二次精度中心差分による解析結果では、余弦波の場合は位相のずれが生じており、矩形波の場合は移動の過程で非物理的な振動が生じている。これらの位相のずれや振動は時間の周回数の増加とともに大きくなり、解析結果は非常に不安定な状態である。一次精度上流差分による解析結果では、このような位相のずれや振動は生じておらず、解析結果の安定性は高いが、周回数の増加とともに θ の分布が平滑化されている。QUICKによる解析結果では、初期値の波形が比較的保存されており、ここで用いた3手法の中ではQUICKが最も再現精度の高い方法である。

なお、数値解析結果の再現精度については、扱う物理量の分布形状や、計算格子の密度にも影響される。このため、ここで比較した差分の方法を用いれば、常に図-9.7-7と同程度の精度の解析結果が得られるわけではない。

また、TVDスキームやCIP法を用いれば、QUICKより再現精度の高い解析結果が得られるが、一方で差分計算が複雑となる。これらの数値解析方法の詳細については、専門書等を参照されたい。

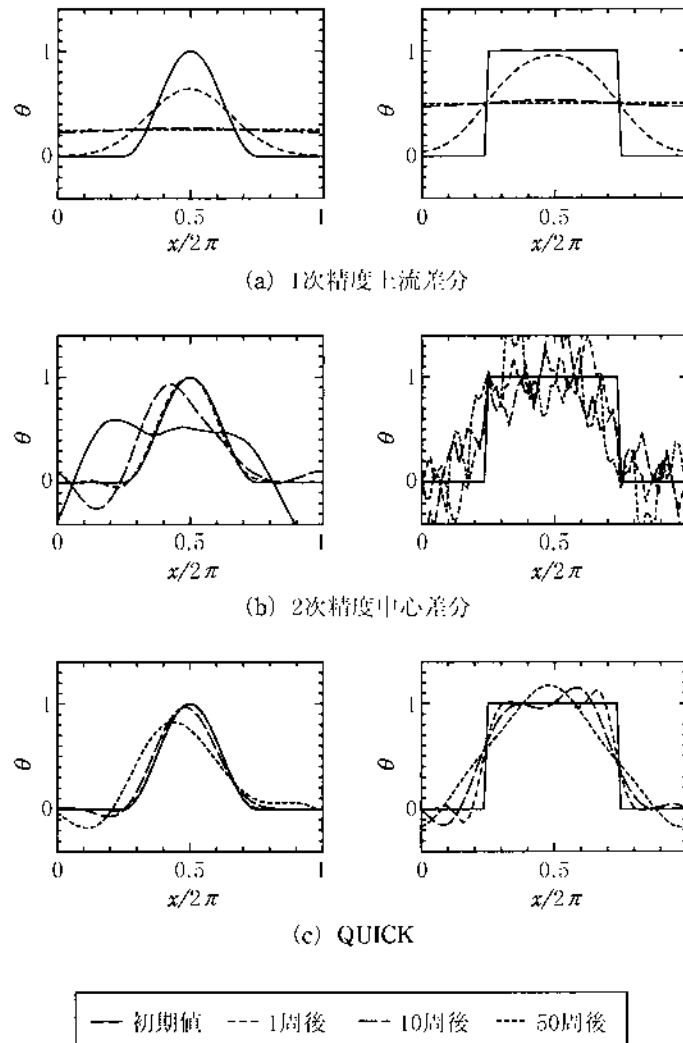


図-9.7-7 空間差分の方法の違いと移流方程式の数値解析結果

9.7.4 河床変動の基礎方程式

(1) 土砂の輸送形態

流れによって輸送される土砂は、6.2.6 流砂量で述べたように、その輸送形態によって掃流砂と浮遊砂に分類される。このうち掃流砂とは、比較的大きい粒径の土砂により構成され、河床と間断なく接触し、転動、滑動、小跳躍の繰り返しによって移動するものである（図-9.7-8）。浮遊砂とは、比較的小さい粒径の土砂により構成され、水流の乱れによる拡散の影響を受けて移動するものである（図-9.7-8）。ただし、両者とも水と土砂が混合して流れている現象であることには変わりなく、これらの区別は取り扱いの簡便さから行われている。

9.6 水理模型実験事例のように、頭首工周辺の河床変動現象では主に掃流砂の影響のみが問題となることが多い。このため、以降では掃流砂のみを扱うこととする。

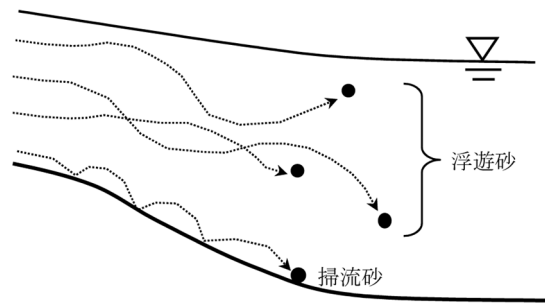
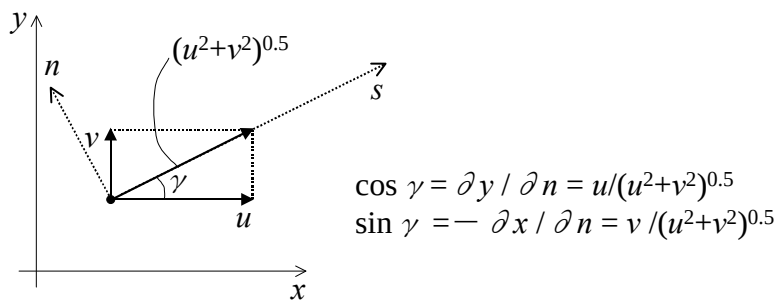


図-9.7-8 掃流砂と浮遊砂の輸送形態の違いのイメージ

(2) 2次元の掃流砂量の式

河床変動を1次現象として扱う場合は、6.2.6 流砂量で紹介した掃流砂量（単位幅・単位時間当たりの体積[m³/s]）の算出式 式(6.2-8)～(6.2-10)を、5.4 河床変動の推定方法のように x 軸方向にそのまま適用すればよい。

一方、本節で説明している2次元の河床変動計算では、式(6.2-8)～(6.2-10)を x 、 y 軸それぞれの方角にそのまま適用するだけではなく、2次流の影響を考慮するための流砂量の式も用いられる場合が多い。この場合は、流線方向(s 軸方向) (図-9.7-9)の流砂量 q_{Bs} を式(6.2-8)～(6.2-10)から求め、 s 軸と直交する方向(n 軸方向) (図-9.7-9)の流砂量 q_{Bn} を式(9.7-17)の長谷川の式等から算出する。

図-9.7-9 x 、 y 軸方向と s 、 n 軸方向の関係のイメージ

$$q_{Bn} = q_{Bs} \left(-N_* \frac{h}{r} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \frac{\partial z}{\partial n} \right) \dots \dots \dots (9.7-17)$$

N_* : 係数 ($N_* = 7.0$ とすることが多い)

R : 流線の曲率半径 (下記の式については竹林 (2005) 参照)

$$\frac{1}{r} = \frac{u \left(u \frac{\partial v}{\partial x} - v \frac{\partial u}{\partial x} \right) + v \left(u \frac{\partial v}{\partial y} - v \frac{\partial u}{\partial y} \right)}{(u^2 + v^2)^{\frac{3}{2}}} \dots \dots \dots (9.7-18)$$

τ_{*c} : 無次元限界掃流力 (6.2.6 流砂量参照)

τ_* : 無次元掃流力 (6.2.6 流砂量参照)

μ_s : 河床材料の静止摩擦係数 ($\mu_s = 1.0$ とすることが多い)

μ_k : 河床材料の動摩擦係数 ($\mu_k = 0.45$ とすることが多い)

$\frac{\partial z}{\partial n}$: 河床標高の n 軸方向の勾配 (下記の式については図-9.7-9 参照)

$$\frac{\partial z}{\partial n} = \frac{\partial z}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial n} + \frac{\partial z}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial n} = -\frac{\partial z}{\partial x} \sin \gamma + \frac{\partial z}{\partial y} \cos \gamma \quad \dots\dots\dots (9.7-19)$$

s 、 n 軸方向の流砂量 (q_{Bs} 、 q_{Bn}) からデカルト座標系 x 、 y 軸方向の流砂量 (q_{Bx} 、 q_{By}) 及び一般座標系 ξ 、 η 軸方向の流砂量 (q_B^ξ 、 q_B^η) を算出する手順は下記のようなになる。

$$q_{Bx} = q_{Bs} \cos \gamma - q_{Bn} \sin \gamma, \quad q_{By} = q_{Bs} \sin \gamma + q_{Bn} \cos \gamma \quad \dots\dots\dots (9.7-20)$$

$$q_B^\xi = \frac{\partial \xi}{\partial x} q_{Bx} + \frac{\partial \xi}{\partial y} q_{By}, \quad q_B^\eta = \frac{\partial \eta}{\partial x} q_{Bx} + \frac{\partial \eta}{\partial y} q_{By} \quad \dots\dots\dots (9.7-21)$$

なお、6.2.6 流砂量及びここで紹介した掃流砂量の式は、いずれも平衡状態を仮定したものであり、また、水路実験から得られたデータをもとに作成されたものである。そのため、これらを非平衡状態となる洪水時の河床変動に対して用いる場合は、可能な限り現地で流砂量の観測を行い、対象とする河川における適合性を確認することが必要である。

(3) 2次元の流砂の連続式

デカルト座標系における2次元の河床変動計算では、式(9.7-20)で得られる流砂量を式(9.7-22)の流砂の連続式に代入して行う。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{Bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{By}}{\partial y} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (9.7-22)$$

λ : 河床材料の空隙率

数値解析を実施する際の q_{Bx} 、 q_{By} の配置は、それぞれ図-9.7-2における u 、 v と同じ位置とする。

一般座標系における2次元の河床変動計算では、式(9.7-21)で得られる流砂量を式(9.7-23)の流砂の連続式に代入して行う。

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{z}{J} \right) + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{q_B^\xi}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{q_B^\eta}{J} \right) \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (9.7-23)$$

9.7.5 河床変動解析を実施する際の検討事項

(1) 必要な資料

河床変動解析を実施する場合に必要な資料は、基本的に水理模型実験(表-9.3-1)と同じである。このうち航空写真については、可能な限り古いものも含めて収集し、今後の河床変動を知りたい箇所における砂州やミオ筋のこれまでの変化を把握しておくことが必要である。河床変動解析では、使用した数値解析手法や、後述する解析範囲、計算格子、境界条件等が不適切であっても、何らかの結果が得られるため、解析結果の妥当性の検討は必須である。その際に、過去の航空写真から得られる情報は非常に有用となる。

(2) 解析範囲

解析範囲の上流端としては、河床の変動があまり生じず、平衡状態を仮定した流砂量の式を適用しても支障がないとみなせる地点を選ぶべきである。加えて、上流端では河川の水深と流量を与える必要もあるため、水位が観測されており、かつ、水位と流量の関係を推定できる地点である必要もある。これらの条件を満たす地点を上流端として選出することになるが、この位置で設定する境界条件（後述 9.7.5(6)参照）は必ずしも実際の現象を忠実に表すことができるわけではないことから、その違いを緩和するため、可能な限り、河床の変動を着目している範囲（以下、検証範囲）から離れた位置とする方がよい。

下流端も、上流端と同様に水位が観測されており、かつ、水位と流量の関係を推定できる地点である必要があるが、上流端ほど検証範囲から離れた位置とすることを重視する必要はない。

(3) 計算格子

計算格子は、図-9.7-1のように河川縦横断測量の結果（表-9.3-1）を補間して計算格子を作成する。各格子は、デカルト座標系（ x 、 y ）における位置と、河床の標高に関するデータを有することになる。

前述の測量結果に対する補間は、等間隔若しくは等比間隔で点を追加する等、機械的に行わざるを得ないため、実際の地形を高い精度で再現できない。また、そのような計算格子の使用によって、解析結果には新たな誤差が生じる。そのため、一般的には計算格子は密である方が解析結果の精度は高くなるが、河床変動解析ではある一定以上細かい計算格子としても解析結果の精度は向上せず、計算時間が増大するだけとなる。計算格子の大きさの目安としては、河川幅、河川の蛇行形状、横断測量の間隔等にもよるが、50～200 m の範囲でとられることが多い。

なお、9.7.2(2)で述べたように、一般座標系であっても、隣り合う格子同士の曲がり（図-9.7-1 参照）の角度は可能な限り小さくなるように作成する必要がある。計算格子の作成に当たっては学識経験者に相談することが望ましい。

(4) 粗度係数

流れが河床から受ける抵抗の影響は式（9.7-4）によって評価されるが、この式では粗度係数が用いられる。この粗度係数としては、実測値があればそれを利用できるが、通常はないことが多い。このような場合には、現地の河床材料の粒径（表-9.3-1）から粗度係数の第一次近似値を推定し、既往洪水の再現計算を行いながらその値を微調整する。第一次近似値の推定には、各種の水理学のテキストを参照されたい。

(5) 初期条件

各格子における河床の標高の初期値の設定に当たり、現状に対する将来予測を行う場合は、9.7.5(3)で計算格子を作成する際に、直近の河川縦横断測量の結果をそのまま用いればよい。頭首工の施工若しくは改修による影響を評価する場合は、直近の河川縦横断測量の結果の一部を施工若しくは改修後のデータに置き換えて用いればよい。

各格子における水深の初期値については平水時の平均的な値を与え、流速及び流量の初期値についてはゼロとする場合が多い。しかし、これらについては明確な決まりはないため、設定に当たっては学識経験者に相談することが望ましい。

(6) 境界条件

初期条件の時点から、頭首工の建設若しくは改修に伴う河道への影響等を評価したい時点までの

期間に発生すると考えられる洪水を、境界条件として解析範囲の上下流端で発生させる。その際、既往最大洪水等、単一の洪水のみを発生させる場合や、河床材料が輸送され始めるときの洪水より規模の大きな過去の洪水で、各種データが観測されているものすべてを発生させる場合がある。ここで、河床材料が輸送され始めるときの洪水としては、平均年最大洪水が用いられることが多いが、河床材料の粒径や洪水特性によってその規模が異なるので、その選定には十分な注意が必要である。また、どのような洪水を対象とするかについても同様であり、学識経験者に相談することが望ましい。

解析範囲の上下流端の計算格子に与える水深、流量については、過去の観測データがあればそれを利用し、なければ解析対象範囲に対する一次元不等流解析（5.4 河床変動の推定方法）の結果を利用する。流砂量に関しては、6.2.6 流砂量及び9.7.4(2)で紹介した掃流砂量の式を用いて、境界条件として設定した水深と流量に応じた値を算出する。

(7) その他の注意事項

頭首工周辺の河床変動現象を数値解析によって評価する場合、頭首工のエプロン、護床工等の人工構造物が存在しない区間に対しては、本節で説明した河床変動解析をそのまま適用できる。一方、これら人工構造物が存在する区間に対しては、構造物上では洗掘が生じないように、堆砂の有無や量により場合分けして、流砂量（式（6.2-8）～（6.2-10）、式（9.7-17））を計算する必要がある。

また、実際は3次元現象である河床の変動を2次元にモデル化して扱うため、9.7.1(1)で述べたように、3次元性の強い流れが生じる箇所における河床変動現象に対しては推定精度が低くなる。そのため、河床変動解析は、水理模型実験におけるケース数の絞り込み等のための予備検討に用い、最終的な検討には水理模型実験を実施するのが望ましい。

9.7.6 河床変動解析の事例

多摩川の二ヶ領宿河原堰は、昭和24年に建設された際には幅約310 mのうち約270 mが固定堰であったが、平成11年に全面可動堰に改築された。このような改築が行われると、固定堰の上流側に堆積していた土砂が堰下流へ流出する河床変動が生じることが予想される。このような現象を把握することは、堰及び河道を維持管理する上で重要である。そのため、宿河原堰周辺の河床の横断測量が改築後に定期的に行われている。一方、測量は現状を把握する上で重要な手段であるが、それとは別に、固定堰の可動堰化が河床に及ぼす影響を事前に予測できれば、頭首工の建設位置の変更や、9.6 水理模型実験事例で紹介した事例のような付帯構造物の設置等、適切な対処が可能となる。そこで、これまでの測量結果に対する河床変動解析の再現計算が行われ、本解析の将来予測としての適用の可能性が検討された。

再現計算を行う期間は、平成11年2月（新堰竣工直後）から平成14年3月とされた。解析範囲（9.7.5(2)）は写真-9.7-1のように設定され、初期条件（9.7.5(5)）として平成11年2月の河床形状が与えられた。境界条件（9.7.5(6)）には、前述の期間のうち、解析範囲における河床材料の平均粒径がほぼ全体で移動し始める流量を超える洪水（平成11年8月の洪水と平成13年9月の洪水）が与えられた。

前述の期間における河床標高の変化量の測量結果を図-9.7-10、河床変動解析の結果を図-9.7-11に示す。これらの比較より、河床変動解析の結果は堰周辺の洗掘や堆積の傾向をおおむね再現しているといえる。堰上流24.0 km地点までの河床変動量の実測値は-59千 m^3 、解析値は-66千 m^3 で

あり、河床変動解析は河床の将来的な変動を予測する手法として期待できる。ただし、堰下流では広く露出する固結シルト層により砂州の浸食が抑制されていたこと等については十分に再現されておらず、今後、解析精度を向上させる余地も残されている。



写真-9.7-1 解析範囲(国土地理院ホームページ
(<http://mapbrowse.gsi.go.jp/airphoto/>)から引用)
(注) 上流端及び下流端はおよその位置である

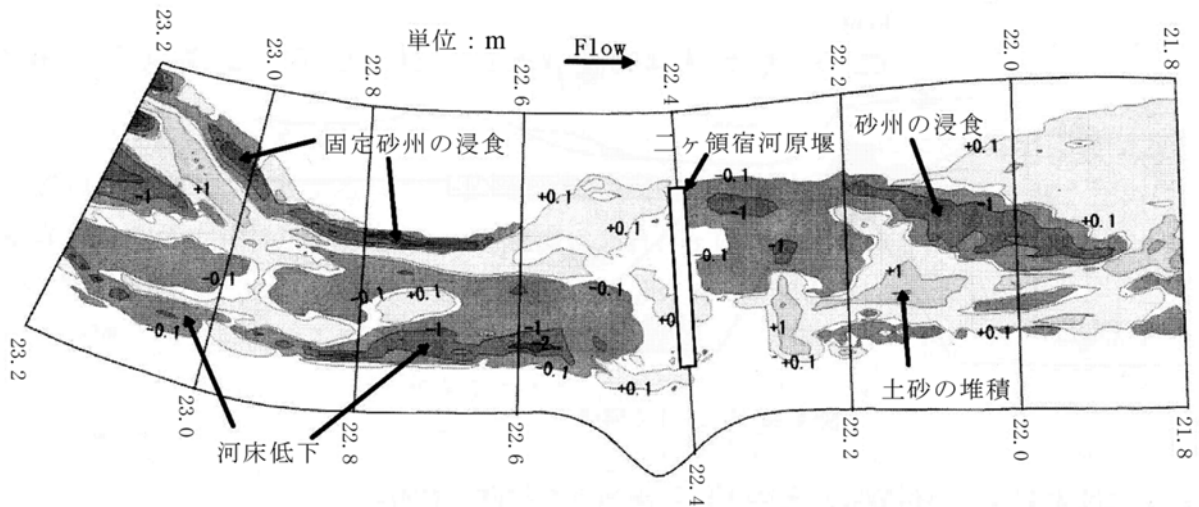


図-9.7-10 平成11年2月から平成14年3月における河床変動量の実測値
(福岡(2005) から引用)

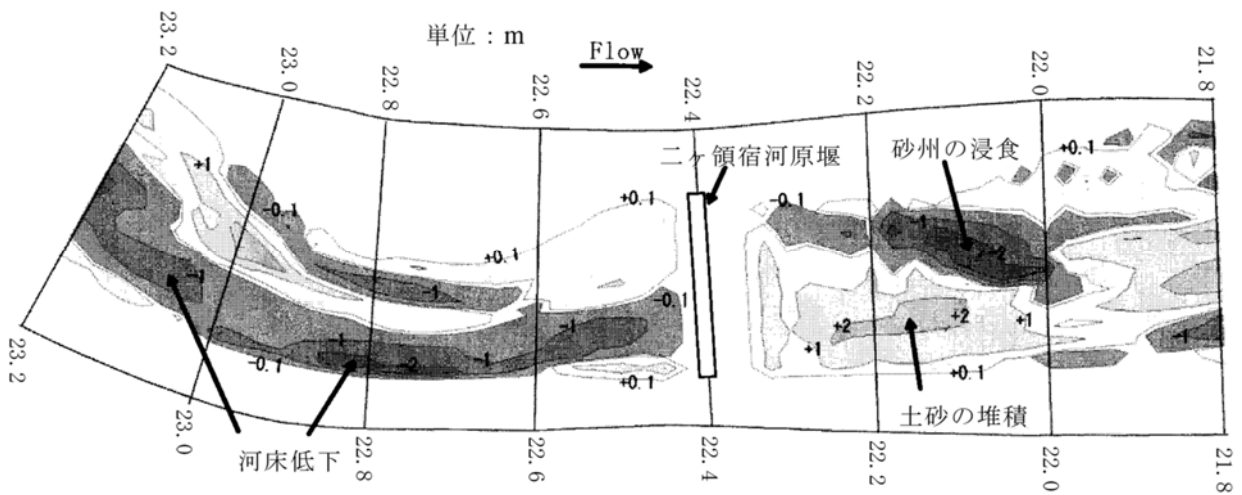


図-9.7-11 平成11年2月から平成14年3月における河床変動量の解析値
(福岡(2005) から引用)

第 10 章 取入口の水理設計

関連条項[基準 7、運用 7-2、3]

[基準 9、運用 9-1、2]

取入口に求められる第一義的な機能は、かんがいに必要な用水量を河川から確実に取入れ、用水路へ導くことであるが、一般に河川はその流量が変動し、洪水時には、著しい土砂や浮遊物を運ぶものである。したがって、取入口として必要な機能には、取水量の調節が容易であること、土砂や浮遊物の流入を防止することが求められる。このため、取入口には、取水ゲート、制水ゲート、門柱、スクリーン、樋管(堤防横断暗きよ等)、取水庭、排砂口、計量施設等の附帯設備が設けられ、これらの施設の維持管理が容易であることも重要な要素となる。

ここでは、これらの取入口に求められる機能を満足する構造とするための、具体的な水理設計手法について解説する。

10.1 取入口の位置

自然取入れの場合は、ミオ筋が河岸に接して、十分水深が大きく流れが安定しているところで、しかも将来とも河川水位が設計取水位より低下しないことが絶対条件である。一般的に河川水位の低下が予想され、自然取入れに適した地点は少ない。しかし、河床に岩盤が露頭したり、下流に砂防堰堤等がある河床低下がない場合は、河道を十分検討して位置を定めることが必要である。

取水堰のある場合は、河川水位を取水堰によって調節するので、ミオ筋が河岸に接している地点を選定すればよい。一般には土砂吐きに接して設ける。

受益地が両岸にある場合には、原則として片岸取入れとし、対岸には堤体内逆サイホン等で導水することが望ましい。しかし、緩流河川で、堰上げ水位が大きい場合は、両岸に土砂吐きを設けて両岸取水が可能な場合もある(例：遥拝頭首工、坂根合同堰)。

また、片岸は取水堰から取水し、対岸はミオ筋の安定した上流地点に取入口を設ける(自然取入れの場合と同様)特殊両岸取水の場合もある(例：北空知頭首工、犬山頭首工)。

取入口の前面は、自然に形成されている河岸壁面と一致させなければならない。河岸壁面より突出させたり、また引込ませたりすることは、絶対に避けなければならない。これは突出させれば洪水による大きな破壊力を受ける。一方、引込ませれば、ここに流れの陰ができて洪水中に含まれている浮遊土砂の流入沈積を招くことになる。

10.2 取入口の形状設計

10.2.1 敷 高

自然取入れの敷高は、設計取水位より $0.4H$ (図-10.2-1(a)参照) 以内が望ましい。これは、一般に、河川の含砂量の鉛直分布は $0.6H$ 辺りから急増し、 $0.8H$ のところが最大とされているので、含砂量の少ない上方の水を取る(H は取入口前の河川の水深)。また、豊水時の河川水位は渇水時に比してかなり高いのが普通であるから、土砂の流入を防止するために上・下の二段ゲート方式をとり、常時の取水には、下段ゲートの上から越流させ、表面取水を行うなどの対策を採ることがある。

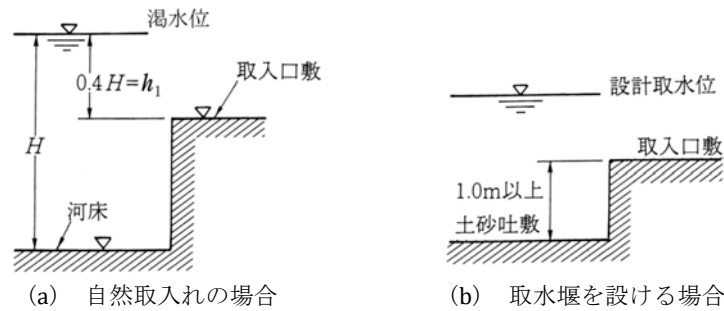


図-10.2-1 取入口敷高

一般に、取水堰を設ける場合の取入口敷高は、土砂吐き敷より 1.0m 以上あげて土砂の流入を防ぐ。また、河床から取入口敷までの高さは、最大洪水深の 1/6 以上とすることも一つの目安である。これは洪水時に河床に形成される堆砂高の限界値を考慮したものである。また、取入口敷高は土砂吐き導流壁高と同じか、若しくはこれ以上の標高にすることが望ましい。しかし、土砂吐きの幅が取入口の幅より大きい場合には、このことはあまり問題にはならない。

10.2.2 取入れ流速

一般に、取入口の流入流速は 0.6～1.0 m/s 程度を標準とする。

取水時の接近流速（取入口上流側河川内の流速）を 0.4 m/s 以下とすることによって、農業水路に流入して有害となる粒径 0.30mm 以上の土砂の流入を防止できる。従って、流入流速を大きくとれば、取入口の断面は小さくなる一方、土砂が流入しやすくなる。また、水中植物の繁茂が懸念される水路の最小許容流速は 0.70m/s 程度とされている。以上のようなことから、流入流速は 0.6～1.0m/s 程度が標準的な範囲である。

10.2.3 取入れ幅

取入れ幅は取入口敷高、設計取水位、流入流速を与えることにより式 (10.2-1) で求められる。

$$B = \frac{Q}{h_1 V} \dots \dots \dots (10.2-1)$$

ここに、 B : 取入れ幅 (m)

Q : 設計取水量 (m^3/s)

h_1 : 流入水深（設計取水位－敷高標高）(m)

V : 流入流速 (m/s)

求めた幅が大きい場合は、ゲートの縦横比や取水管理等を考慮して適当な門数に分ける。堰柱の形状は、流速による縮流をできるだけ小さくし、その損失水頭を小さくするよう考慮する。

10.2.4 スクリーン

一般に制水門の直前に取り付け、浮遊物の除去が容易であるように 1:0.3 程度に傾斜させ、上部は丸味をつけ、かつ熊手などの先端が横ケタに引っかからないよう取り付ける (図-10.2-2 参照)。

なお、傾斜した区間でごみが滞留する場合には、擁壁面に直角に取り付けるなどの工夫が必要である。

また、魚類が水路内に流入するのを防ぐため、塵よけスクリーンの他にフィッシュスクリーンを

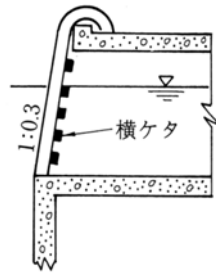


図-10.2-2 スクリーン

設けることがあるが、この場合は塵よけスクリーンの後部につける。近年、取水口以降の水路形式に管水路が多用され、かつ中小規模の頭首工においては管理人の常駐が困難な状況になりつつあり、浮遊物の確実な除去への要望がより強くなっている。自動除塵機等は水路内に設置されるのが一般的であるが、頭首工の計画・調査時に一体施設として考えておくことも必要である。

10.2.5 取水庭

取水庭は、取入口から導水路入口までの間の流入した水流を滑らかに整えるために設ける漸縮の取付部で、導流壁を設けて偏流を避けるようにすることが多い。取水庭が高水敷部でオープンになっている場合は、洪水時に土砂や流木の堆積が生じ、撤去に多大な労力と費用を必要とする事例がある。これらを防ぐとともに高水敷部の流れを乱さないためにも暗きょ構造とすることが望ましい。

10.3 取入口の流入量

取入口の流入型式を水理学的にみた場合、①越流式、②孔口式の2通りがある(図-10.3-1 参照)。

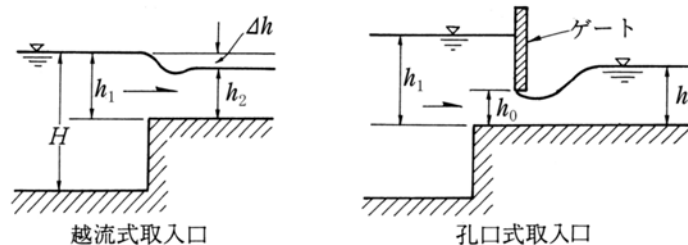


図-10.3-1 取入口の型式

10.3.1 越流式取入口

この場合の流入量計算は、越流の状態が通常潜り堰であるから、式(10.3-1)を用いる。

$$Q = m(B - n \cdot k \cdot h_1) h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad \dots\dots\dots (10.3-1)$$

ここに、 Q : 流入量 (m^3/s)

m : 損失水頭の係数で取入口のように段のある場合の流入損失係数は、0.8～0.85 位^{*1} (ただし、土砂吐き導流壁等の影響がある場合は更に小さくなる)

^{*1} 川合 亨：頭首工の水理設計に関する研究(Ⅱ)、農業土木試験場報告、No. 9 (1971)

- n : 取水口の数×2
 k : 水口の形状に伴う係数で堰柱の前面が半円形か突円形の時 0.02～0.04
 B : 取入口の流入全幅 (m)
 h_1 : 取入口敷高から測った河川の水深 (m)
 h_2 : 取入口の水深 (m)
 g : 重力の加速度 (m/s^2)

もし、

$$h_2 < \frac{2}{3} \left(h_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) \dots\dots\dots (10.3-2)$$

のときは完全越流の公式による。

10.3.2 孔口式取入口

取水時における土砂流入防止の観点から表面取水方式が一般的であるが、渇水時から平水時には表面取水方式とし、豊水期に孔口式取入れとなるよう設計する場合がある（自然取入れ方式であって二段ゲートとするとときと同じ）。

孔口式にすると流量の増大はゲート上流側水深の平方根に比例するため、越流式よりも感度が鈍い利点がある。孔口式において、ゲート下流水深が流入量に影響しない場合について、その計算式を示せば、式（10.3-3）のとおりである。

$$Q = m \cdot B \cdot h_0 \sqrt{2g \left(h_1 - \frac{h_0}{2} \right)} \dots\dots\dots (10.3-3)$$

- ここに、 Q : 流入量 (m^3/s)
 m : 係数で 0.62～0.66（設計は、 $m = 0.65$ 位として、完成後実測により係数を定めておけばよい）
 h_0 : ゲートの開度 (m)
 B : 取入口の流入幅 (m)
 h_1 : 取入口敷高から測った河川の水深 (m)
 g : 重力の加速度 (m/s^2)

10.4 取入口の水位計算

取入口の水位計算は、設計取水位を求めることを目的として行う。この場合の計算は用水路起点の水位を既知として、次に掲げる各種損失水頭のうち必要な物をそれぞれ計算し、これらを用水路起点の水位に加える。この場合の流量は設計取水量とする。

損失水頭には、①流入によるもの、②段によるもの、③堰柱によるもの、④スクリーンによるもの、⑤摩擦によるもの、⑥断面急拡あるいは漸拡によるもの、⑦断面急縮あるいは漸縮によるもの、⑧湾曲によるもの、⑨取水量制御のためのゲート等の損失（設定水位制御等に必要損失水頭）、⑩計量のための損失（堰式流量計などで限界流を発生させるための必要落差を損失水頭として計上）等がある。

取入口の水位計算の順序は、

- (1) 設計取水量を既知として取入口の形状をあらかじめ概定する。
- (2) この形状に基づいて各損失水頭を計算する。
- (3) 各損失水頭の合計を用水路起点水位に加えて取水水位を概定し、取入口の細部設計を行い、再度損失水頭の検算を行う。

10.4.1 流入による損失水頭及び水位変化量

$$\Delta h_e = h_e + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) = f_e \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \dots\dots\dots (10.4-1)$$

ここに、 Δh_e : 流入による水位変化量 (m)

h_e : 流入損失水頭 (m)

f_e : 流入損失係数

V_1 : 流入前の断面の平均流速 (m/s)

V_2 : 流入後の断面の平均流速 (m/s)

流入損失係数 f_e は流入口の平面形状によって決まる (図-10.4-1 参照)。流入前の断面の平均流速 V_1 の影響は、頭首工の場合は無視してよい。

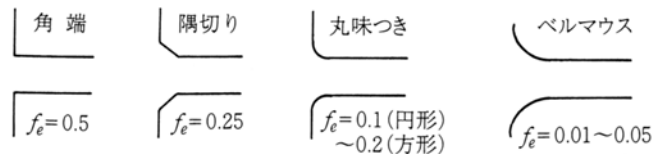


図-10.4-1 流入口の形状と流入損失係数

10.4.2 段による損失水頭及び水位変化量

$$\Delta h_c = h_c + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) = f_c \cdot \frac{V_2^2}{2g} + \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \dots\dots\dots (10.4-2)$$

ここに、 Δh_c : 段による水位変化量 (m)

h_c : 段による損失水頭 (m)

f_c : 段による損失係数

V_1 : 流入前の断面の平均流速 (m/s)

V_2 : 流入後の断面の平均流速 (m/s)

段による損失係数 f_c は、流入前の通水断面積 A_1 (m²) と流入後の通水断面積の A_2 (m²) との比によって決まる (表-10.4-1 参照)。

ここで、流入前後の通水断面積は、 $A_1 = B \cdot H_1$, $A_2 = B \cdot H_2$ として求める。

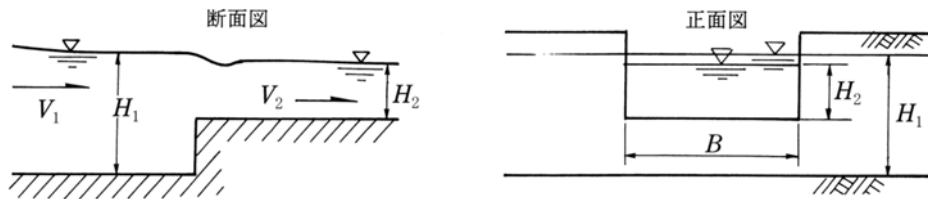


図-10.4-2 段による水位変化

表-10.4-1 段による損失係数

A_1 / A_2	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	(1.0)
f_c	0.50	0.50	0.49	0.49	0.46	0.43	0.38	0.29	0.18	0.07	(0)

また、段落ちによる損失水頭及び水位変化量は、式 (10.4-3) 及び式 (10.4-4) で求める。

$$\Delta h_t = h_t + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \dots \dots \dots (10.4-3)$$

$$\frac{h_t}{h_2} = f \left(F_{r2}, \frac{\Delta Z}{h_2} \right) \dots \dots \dots (10.4-4)$$

ここに、 Δh_t : 段落ちによる水位変化量 (m)

h_t : 段落ちによる損失水頭 (m)

ΔZ : 段落ち高 (m)

F_{r2} : 下流断面 2 におけるフルード数

h_2 : 下流断面 2 における水深 (m)

V_1 : 段落ち前の平均流速 (m/s)

V_2 : 段落ち後の平均流速 (m/s)

g : 重力の加速度 (m/s^2)

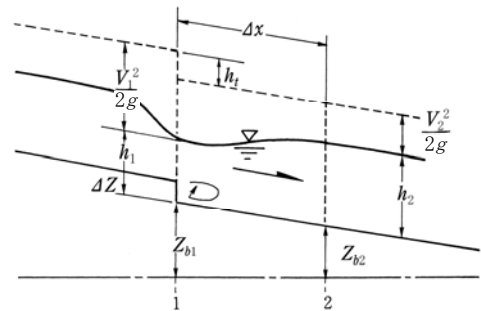


図-10.4-3 段落ちの水流

段落ちによる損失水頭 h_t は式 (10.4-4) のように F_{r2} 、 $\Delta Z / h_2$ の関数で表され、図-10.4-4 で求められる。

また、与えられた $\Delta Z / h_2$ に対して、 F_{r2} がある限界を超えると段落ち点が支配断面になる。図-10.4-5 がこの限界条件 (a 曲線は急な段落ち、b 曲線は緩やかな段落ちに対する条件) で、曲線より下の領域が支配断面の生じない、すなわち式 (10.4-4) が成立する範囲である。なお、下流断面 2 は段落ち地点から $30 \cdot \Delta Z$ のところにとる。

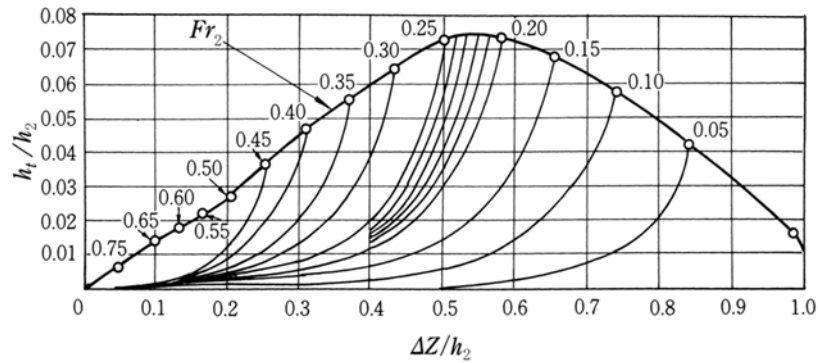


図-10.4-4 段落ちの全損失水頭 h_t の計算図

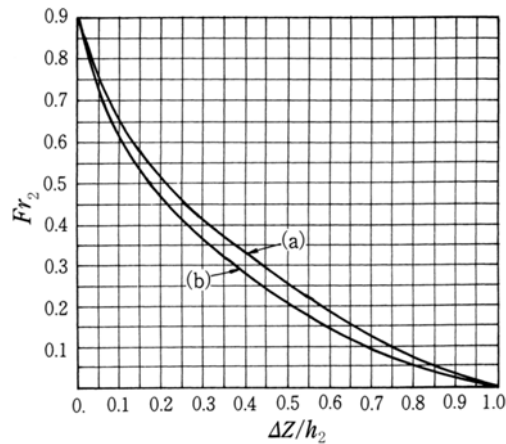


図-10.4-5 段落ち点が支配断面になる限界条件

10.4.3 堰柱による水位変化量

ドオブュイッソン (D'Aubuisson) の公式を使用する。

$$\Delta h_p = \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{c^2 b_2^2 (H_1 - \Delta h_p)^2} - \frac{1}{b_1^2 H_1^2} \right) \dots\dots\dots (10.4-5)$$

ここに、 Δh_p : 堰柱による水位変化量 (m)

Q : 流量 (m³/s)

c : 堰柱の平面形状によって定まる係数 (表-10.4-2 参照)

b_1 : 堰柱上流側の水路幅 (m)

$b_2 = b_1 - \sum t$: 水路幅から堰柱幅の総計を控除した幅 (m)

t : 堰柱 1 基の幅 (m)

H_1 : 堰柱上流側の水深 (m)

式 (10.4-5) は両辺に Δh_p を含んでいるので、試算を行って Δh_p を求める。

表-10.4-2 堰柱の平面形状による係数 c の値

b_2/b_1	注) 0.9	0.8	0.7	0.6	0.5
前後端部直角	0.96	1.02	1.02	1.00	0.97
前後端部半円形	0.99	1.13	1.20	1.26	1.31

注) $b_2/b_1=0.9$ については、少し大きめの数値であるので注意する。

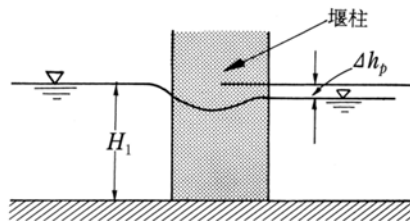


図-10.4-6 堰柱による水位変化

10.4.4 スクリーンによる損失水頭及び水位変化量

(1) 維持管理と損失水頭

スクリーンによる損失水頭は、図-10.4-7 に示すような、ごみの付着やバーの汚れなどにより増大する。これに対し、スクリーンの水理設計とは、維持管理によってスクリーン損失をいかなる範囲に抑制できるか、を見積もることである。特に、頭首工の取入口は水源河川に接しているため、ごみの付着は避けられない。ある事例では、ごみの付着を考慮しない場合のスクリーンロス計算値 1 cm に対し、スクリーンの前後に約 1 m の水位差が生じている^{*2}。損失水頭を過小に見積もると、施設の維持管理が困難なものになってしまう。

水源河川を流下するごみの質・量を把握するためには、同一河川にある水利施設の調査が有効である。また、施設改修の場合には、旧施設での状況の聞き取りが可能である。これらの調査により、水理計算のもととなる情報が得られる。

水源河川のごみに関する情報が不十分であるからといって、ごみの付着を考慮しない水理計算を行ってはならない。このような場合には、経験値^{*3}を採用する方法もある。

ごみの付着や汚れを考慮した損失水頭をとると、地形上の制約により施設の配置が困難となる場合には、除塵機能を強化して対応すべきであろう。

*2 野崎伸也：愛知用水・豊川用水における水路施設管理からみた設計上の問題点について、水と土 10、p. 51～59. (1972)

*3 アメリカ開拓局設計基準^{*4}では、計算式を示しながらも、「スクリーンを超える流速が 1.0、1.5、2.0 ft/s のとき、それぞれ 0.1、0.3、0.5 ft 程度の損失水頭を見込む」としている。また、文献^{*5}では、ポンプ場に設置されるスクリーンに適用する損失水頭として、機械による除塵を行うとき 0.1～0.15 m、人力による除塵を行うとき 0.3 m を示している。

*4 アメリカ開拓局：Design Standard No. 3, Canals and Related Structures, Paragraph 2-25d (1967)

*5 (社)農業土木事業協会：Pumping Station Engineering Handbook、p. 260. (1991)

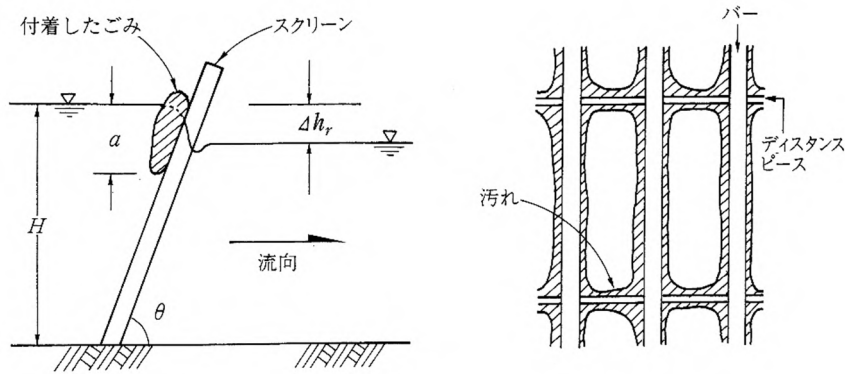


図-10.4-7 ごみの付着と汚れ

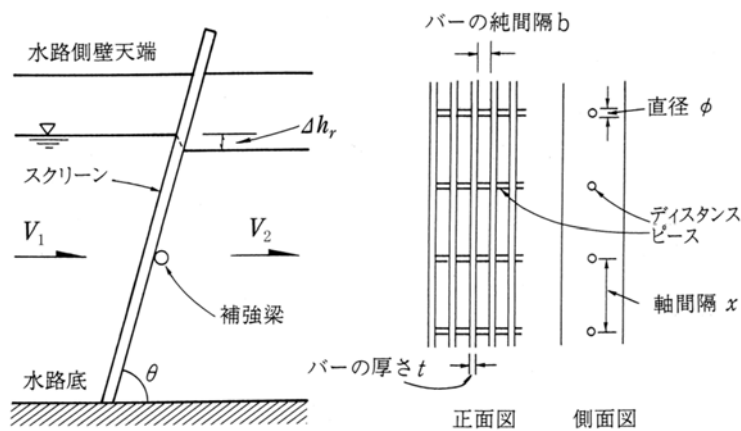


図-10.4-8 スクリーン略図

(2) 計算による決定法^{*6}

ア 取入口のスクリーン

頭首工取入口のスクリーンの損失水頭は、図-10.4-7 のようなごみの付着を考慮し、式(10.4-6) 及び式(10.4-7) により求めることができる^{*9} (記号は図-10.4-7、図-10.4-8 参照)。

$$\Delta h_r = h_r + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) = f_r \frac{V_1^2}{2g} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \dots\dots\dots (10.4-6)$$

$$f_r = 6.69 \sin \theta \left(\frac{t}{b} \right)^{4/3} \exp \left(0.074 \gamma_w \frac{a}{H} \right) \dots\dots\dots (10.4-7)$$

ここに、 Δh_r : スクリーンによる水位変化量 (m)

h_r : スクリーンによる損失水頭 (m)

V_1 : スクリーン上流側での平均流速 (m/s)

V_2 : スクリーン下流側での平均流速 (m/s)

^{*6} 近年、農業用水路への設置例がみられる V 字型スクリーンについては、文献^{*7}、^{*8} に特徴や損失水頭が述べられている。

^{*7} 菊岡武男：V 字型バーを有する緩傾斜式スクリーンについて、近畿農政局土地改良技術事務所技術速報 21、p. 86～95. (1985)

^{*8} 榊原正典・大久保捨雄：セミクロズド管水路の水管理と節水化対策、農土誌 55(11)、p. 11～16. (1987)

^{*9} 鈴木光剛・豊田 勝・三沢真一：ゴミ混入流の特性とスクリーンロスについて、農土誌 46(2)、p. 87～92. (1978)

- g : 重力の加速度 (m/s^2)
 f_r : スクリーンによる損失係数
 a : ごみの付着高さ (m)
 H : スクリーン上流側の水深 (m)
 γ_w : 湿潤ごみの単位体積重量 (kg/m^3) *10
 θ : スクリーンの傾斜角 ($^\circ$)
 t : スクリーンのバーの厚さ (m)
 b : スクリーンのバーの目の大きさ (純間隔, m)

式 (10.4-7) は、長方形断面のバーからなり、ディスタンスピースを有するスクリーンでの実験から求められたものである。 a の値は、堰頂標高等に影響を与えるので、設置場所のごみの量 (近傍の実績など) 及び除塵計画などから決定することが望ましい。調査により a を決定できない場合には、スクリーンの管理なども含め a/H を 0.1 程度とする。

ごみの付着だけでなく、汚れの影響が大きいことも予想される場合には、経験値を参考にして損失水頭を決定することができる。このとき、その設計損失水頭で管理できるよう除塵方法を検討することが必要である。

イ ごみの付着が無視できる場合

次のような場合に限り、スクリーンへの浮遊ごみの付着は無視できる。

- (ア) スクリーンの除塵装置が常に連続運転され、確実に除塵できる場合
- (イ) 上流に除塵施設があり、ごみの流下がごく少ない場合

このとき、スクリーンの損失水頭の計算式は、Kirschmer の示した式 (10.4-8) *11 により計算できる *12。また、バーの汚れとディスタンスピースの影響は、式 (10.4-8) をもとにした式 (10.4-9) により考慮できる *13。

$$h_r = \beta \sin \theta \left(\frac{t}{b} \right)^{4/3} \cdot \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots (10.4-8)$$

$$\begin{aligned}
 h_r &= K \cdot f_r \cdot \frac{V_1^2}{2g} = K \cdot (f_b + f_d) \cdot \frac{V_1^2}{2g} \\
 &= K \left\{ \beta \cdot \sin \theta \left(\frac{t}{b} \right)^{4/3} + \left(0.715 \frac{t}{b} + 0.030 \right) \frac{\phi^{1.90}}{x \sin \theta} \right\} \cdot \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots (10.4-9)
 \end{aligned}$$

ここに、 f_b : バーのみによる損失係数

f_d : ディスタンスピースのみによる損失係数

K : 汚れ係数

β : スクリーンのバーの断面形状による係数 (図-10.4-9 参照)

*10 新川右岸排水機場及び新井郷川排水機場の実測結果は 200 kg/m^3 である。

*11 O. Kirschmer: Untersuchungen über den Gefällsverlust an Rechen. Mitteilungen des Hydraulischen Instituts der Technischen Hochschule München. 1, p. 21~41. (1926)

*12 スクリーンによる損失水頭の計算式は、Kirschmer のほかにも Fellenius の式や Spangler の式などがある。これらについては、文献 *14 に紹介されている。

*13 中村和正・島崎昌彦・吉野秀雄: スクリーンの損失水頭の設計値と実態の相違について—ディスタンスピースの影響の算定と汚れ係数の導入—、農工研技報、No. 189, p. 45~54. (1994)

*14 Ven Te Chow (石原竹籐次郎訳): 開水路の水理学Ⅱ、丸善、p. 470~471. (1962)

x : ディスタンスピースの軸間隔 (mm)

ϕ : ディスタンスピースの直径 (mm)

汚れ係数には、標準的に $K=3$ が示されている^{*15} が、除塵機で除去できない部分に藻や泥の付着が進み、これを上回る K ($=10\sim20$) が測定された例^{*16} もある。汚れの状態は、それぞれの水源により大きく異なるので、近傍の類似のスクリーンの実態を参考にすることが望ましい。

なお、文献^{*17} には、汚れの影響を考慮する別の方法が示されている。これは、汚れの付着により、バーの純間隔 b が Δb だけ減少し、厚さ t が Δt だけ増加したとして、式 (10.4-8) の t 、 b に $t+\Delta t$ 、 $b-\Delta b$ をそれぞれ代入する方法である。

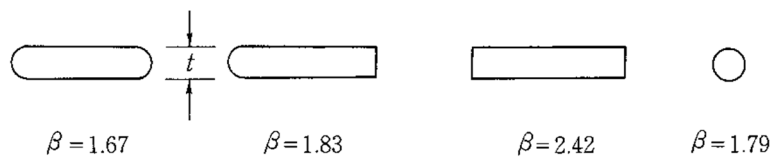


図-10.4-9 スクリーンのバーの断面形状による係数

(3) その他の注意点

計算によって、スクリーンによる損失水頭を求める場合には以下の点に注意が必要である。

ア 水深が大きいところでは、スクリーンの面全体を支持するために図-10.4-8 のように補強梁が設けられる。これによる損失水頭は無視できないとされ、補強梁1本当たりの損失水頭を求めるために、式 (10.4-10) が示されている^{*18}。

$$h_b = (0.203D + 0.208) \cdot V_1^{3.04} \quad (\text{ただし、} h_b < D \text{ の範囲で適用}) \dots\dots\dots (10.4-10)$$

ここに、 h_b : 補強梁による損失水頭 (m)

D : 補強梁の直径 (m)

イ スクリーンが自動除塵機能を有する場合に、水路底部に待機するレーキや補助スクリーンが、実通水断面を縮小してしまうことがある。また、取入口直上流の河床部に堆積した塵芥（石礫や古タイヤなど）がこれと同様の作用をすることがある。このような条件は損失水頭を増大させる原因となり、 V_1 を決めるときには注意が必要な場合がある^{*15}。

10.4.5 摩擦による損失水頭

計算区間で断面変化がある場合の区間 L における摩擦損失水頭は、式 (10.4-11) により計算する。

$$h_f = \frac{Q^2 L}{2} \left(\frac{n_1^2}{R_1^{4/3} \cdot A_1^2} + \frac{n_2^2}{R_2^{4/3} \cdot A_2^2} \right) = \frac{L}{2} \left(\frac{n_1^2 V_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{n_2^2 V_2^2}{R_2^{4/3}} \right) \dots\dots\dots (10.4-11)$$

^{*15} 土木学会：水力公式集（昭和38年増補改訂版）、p. 147. (1963)

^{*16} 中村和正・吉野秀雄・島崎昌彦・櫻井 實：開水路中の除塵施設の水力計算の留意事項と維持管理、農土誌 61(2)、p. 13～18. (1993)

^{*17} 千秋信一：発電水力演習、学献社、p. 95. (1969)

^{*18} 榊原正典・大久保捨雄：開水路用除じんバースクリーンの水力特性 ―セミクローズドパイプラインの水管理と節水化対策 (Ⅷ)―、第45回農土学会京都支部要旨集、p. 192～193. (1988)

ここに、 h_f : 摩擦による損失水頭 (m)

Q : 流量 (m^3/s)

L : 水路区間長 (m)

n : 粗度係数

R : 径深 (m)

A : 通水断面積 (m^2)

V : 平均流速 (m/s)

ただし、 n 、 R 、 A 及び V の添字 1、2 は当該区間の始点、終点を示す。

断面変化がなく、同一断面の場合の区間 L における摩擦損失水頭は、式 (10.4-12) により計算する。

$$h_f = \frac{2gn^2}{R^{1/3}} \cdot \frac{L}{R} \cdot \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (10.4-12)$$

ここに、 h_f : 摩擦による損失水頭 (m)

n : 粗度係数 (コンクリート水路の場合、 $n = 0.014 \sim 0.015$)

V : 平均流速 (m/s)

L : 水路の長さ (m)

R : 径深 (m)

また、長い水路において等流状態が成立するとみなしうる場合は、摩擦による損失水頭は次のように表される。

$$h_f = I \cdot L \quad (I : \text{水路勾配、} L : \text{水路延長})$$

10.4.6 断面急拡による損失水頭及び水位変化量

$$\Delta h_{se} = h_{se} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) = h_e + h_f + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \dots\dots\dots (10.4-13)$$

$$h_e = f_e \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots (10.4-14)$$

$$h_f = \frac{n^2 \ell}{2} \left(\frac{V_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{V_2^2}{R_2^{4/3}} \right) \dots\dots\dots (10.4-15)$$

ここに、 Δh_{se} : 断面急拡による水位変化量 (m)

h_{se} : 断面急拡による損失水頭 (m)

h_e : 急拡幅による形状損失水頭 (m)

h_f : 断面 1、2 間の摩擦損失水頭 (m)

f_e : 急拡幅による形状損失係数

(図-10.4-11 参照)

V_1 : 断面急拡前の平均流速 (m/s)

V_2 : 断面急拡後の平均流速 (m/s)

g : 重力の加速度 (m/s^2)

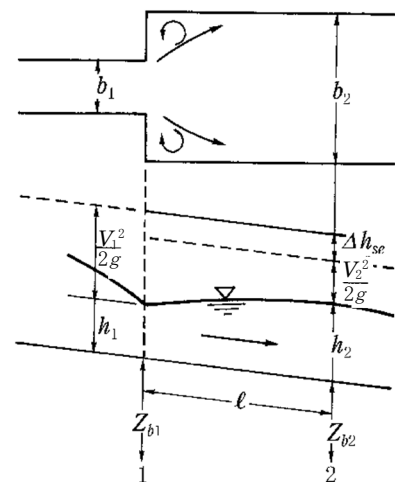


図-10.4-10 断面急拡部の水

- R_1 : 断面急拡前の径深 (m)
 R_2 : 断面急拡後の径深 (m)
 n : 粗度係数
 ℓ : 断面 1、2 間の距離 (m)

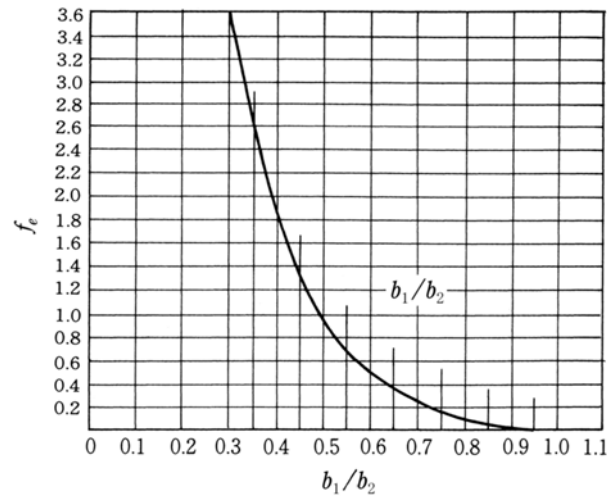


図-10. 4-11 急拡幅による形状損失係数

急拡幅による形状損失係数 f_e は急拡前後の水路幅の比 b_1/b_2 によって決まる(図-10. 4-11 参照)。与えられた b_1/b_2 に対してフルード数 $Fr_2 = V_2 / \sqrt{gh_2}$ の値がある程度を超えると、急拡幅地点の水深は限界水深になり支配断面が生ずる。

図-10. 4-12 の各曲線の上側の領域は、常流状態しか現れない常流遷移領域であるが、下側の領域では急拡幅地点が支配断面になり、下流に射流が生ずる射流遷移領域である。図-10. 4-11 の f_e は常流遷移領域に対するものである。

なお、断面 1、2 の距離は、 $\ell \doteq 30(b_2 - b_1)$ 程度とするとよい。

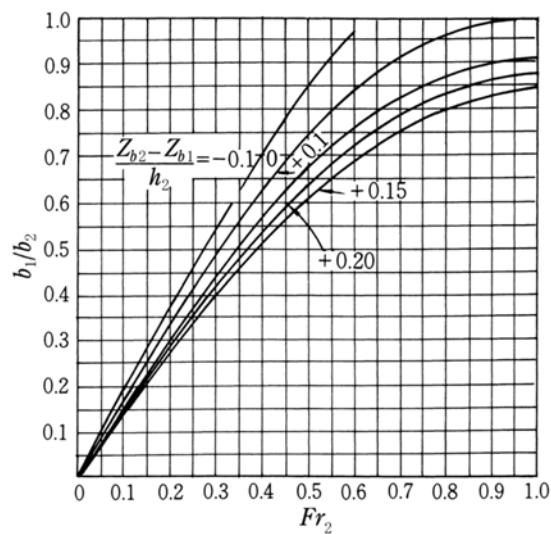


図-10. 4-12 急拡幅地点が支配断面になる限界条件

10.4.7 断面漸拡による損失水頭

$$h_{ge} = f_{ge} \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = f_{ge} \left\{ 1 - \left(\frac{A_1}{A_2} \right) \right\}^2 \cdot \frac{V_1^2}{2g} = f_{ge} f_{se} \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots (10.4-16)$$

ここに、 h_{ge} : 漸拡による損失水頭 (m)

f_{ge} : 漸拡損失係数 (図-10.4-13 参照)

f_{se} : 急拡損失係数 (表-10.4-3 参照)

V_1 : 漸拡前の平均流速 (m/s)

V_2 : 漸拡後の平均流速 (m/s)

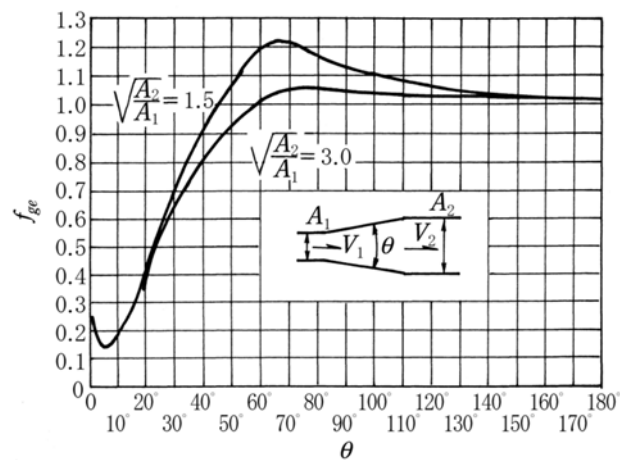


図-10.4-13 漸拡損失係数

表-10.4-3 急拡損失係数

A_1 / A_2	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	(1.0)
f_{se}	1.0	0.81	0.64	0.49	0.36	0.25	0.16	0.09	0.04	0.01	(0)

10.4.8 断面急縮による損失水頭及び水位変化量

$$\Delta h_{sc} = h_{sc} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) = h_c + h_f + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \dots\dots\dots (10.4-17)$$

$$h_c = f_c \frac{V_2^2}{2g} \dots\dots\dots (10.4-18)$$

$$h_f = \frac{n^2 \ell}{2} \left(\frac{V_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{V_2^2}{R_2^{4/3}} \right) \dots\dots\dots (10.4-19)$$

ここに、 Δh_{sc} : 断面急縮による水位変化量 (m)

h_{sc} : 断面急縮による損失水頭 (m)

h_c : 急縮幅による形状損失水頭 (m)

h_f : 断面急縮前後の区間における摩擦損失水頭 (m)

f_c : 急縮幅による形状損失係数 (図-10.4-15 参照)

V_1 : 断面急縮前の平均流速 (m/s)

V_2 : 断面急縮後の平均流速 (m/s)

g : 重力の加速度 (m/s²)

R_1 : 断面急縮前の径深 (m)

R_2 : 断面急縮後の径深 (m)

n : 粗度係数

ℓ : 急縮前後断面間の距離 (m)

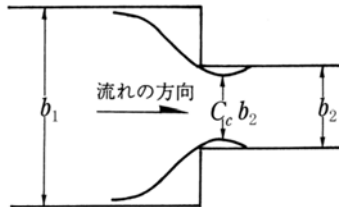


図-10.4-14 断面急縮部

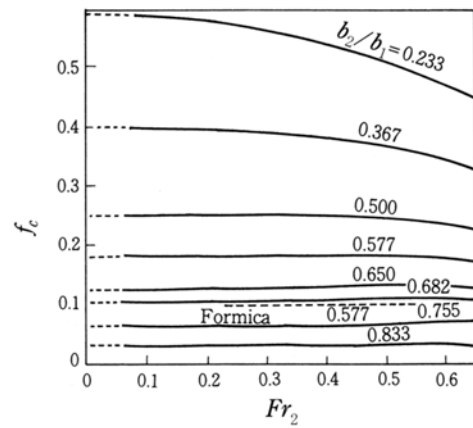


図-10.4-15 急縮部のエネルギーの損失

断面急縮幅による形状損失係数 f_c は、フルード数 Fr_2 及び急縮前後の水路幅の比 b_2/b_1 によって決まる (図-10.4-15 参照)。

急縮部における遷移状態の判定は図-10.4-16 で行う。図-10.4-15 の f_c 全領域に対して適用できるものである。なお、図-10.4-14 の C_c は収縮係数で、図-10.4-16 で決められる。

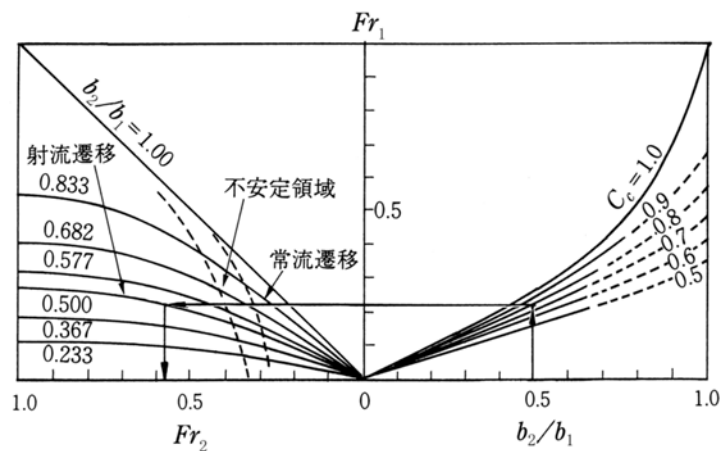


図-10.4-16 急縮部の遷移 (開水路)

10.4.9 断面漸縮による損失水頭

$$h_{qc} = h_c + h_f = f_{qc} \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + I_m \cdot L \quad \dots\dots\dots (10.4-20)$$

$$\Delta h_{qc} = h_{qc} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \dots\dots\dots (10.4-21)$$

ここに、 h_{qc} : 漸縮による損失水頭 (m)

h_c : トランジションの漸縮による損失水頭 (m)

h_f : トランジションの区間 L における摩擦損失水頭 (m)

Δh_{qc} : 漸縮による水位変化量 (m)

V_1 : 漸縮前の平均流速 (m/s)

V_2 : 漸縮後の平均流速 (m/s)

g : 重力の加速度 (m/s²)

I_m : トランジションの区間 L の平均エネルギー勾配 $I_m = \frac{I_1 + I_2}{2}$

I_1 、 I_2 : トランジション前後のエネルギー勾配

L : トランジションの長さ (m)

f_{qc} : 漸縮による損失係数

(f_{qc} の値はトランジションの形状によって異なり表-10.4-4 にサイホン、暗きよ及びトンネルの出入口に設置するトランジションにおける損失係数を例示する)

ただし、

$$L = \frac{B-b}{2} \cot \theta \quad \dots\dots\dots (10.4-22)$$

L : オープントランジションの長さ (m)

B : 開水路の水面幅 (m)

b : クローズドトランジション又は暗きよ、フルームの水面幅 (m)

θ : 漸縮角 (°) (一般に、漸縮角は 10° 以下とする)

表-10.4-4 の値は、サイホン、トンネル、暗きよの流積がこれらに接続する上下流の開水路の流積より相当小さく、流入側(入口)では漸縮、流出側(出口)では漸拡となる場合の実験値である。なお本実験では、オープントランジションの長さは側壁と水路中心線とのなす角度 θ が 12°30' となるようにとられた。

また、この取付角度がこれよりも大きくなると漸拡による水頭損失は急激に増加するとされている。

表-10.4-4 オープントランジションの各形状における漸縮及び漸拡による損失係数

オープントランジションの形状変化の状態		漸縮係数 f_{qc}	漸拡係数 f_{qe}
直線形	長方形断面の幅を狭めながら移行させ、その端部で長方形開口部と接続する場合	0.10	0.20
直線形	長方形断面の幅を狭めながら移行させ、その端部にクローズドトランジションを設けるか、又はオープントランジションにフィレットを設けて滑らかに円形開口部と接続する場合	0.20	0.30
台形直線形	台形断面と長方形断面との間をねじった壁面で移行させ、その端部で長方形開口部と接続する場合	0.20	0.30
台形直線形	台形断面と長方形断面との間をねじった壁面で移行させ、その端部にクローズドトランジションを設けるか、又はオープントランジションにフィレットを設けて滑らかに円形開口部と接続する場合	0.30	0.40
台形屈曲形	台形断面と長方形断面との間を屈曲した壁面で移行させ、その端部で長方形開口部に接続する場合	0.30	0.50
台形屈曲形	台形断面と長方形断面との間を屈曲した壁面で移行させ、その端部で円形開口部に接続する場合	0.40	0.70

10.4.10 湾曲による水位変化量

ブジネスクーラメイヤー (Boussinesq-Lahmeyer) の式によると、次のとおりである。

$$\frac{I}{I_0} = 1 + \frac{3}{4} \sqrt{\frac{b}{R}} \dots\dots\dots (10.4-23)$$

ここに、 I_0 : 底面勾配

b : 流路幅 (m)

I : 水面勾配

R : 曲率半径 (m)

$$\Delta h_b = L(I - I_0) \dots\dots\dots (10.4-24)$$

ここに、 Δh_b : 湾曲による水位変化量 (m)

L : 湾曲部の中心距離 (m)

第11章 フローティングタイプ頭首工の浸透路長、浸透量の計算

関連条項[基準 10、運用 10-7、20～23]

浸透性地盤上に堰を設ける場合は、地盤内を浸透する流水の作用による基礎地盤の破壊防止を考える必要がある。ここでは、その抑制に対して有効な浸透路長の確保や浸出勾配による検討方法を解説する。

11.1 パイピング

浸透性地盤上で堰により水位を堰上げると、上下流の水位差（ ΔH ）の水頭によって地盤内を浸透する流水が地盤を構成する土粒子の最小粒径のものを移動させようとする。この作用が進行すると地盤内に水孔を作り、やがて空洞ができて基礎の破壊に至る。このような作用をパイピングという。

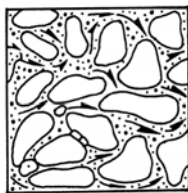


図-11.1-1 広い範囲にわたって砂粒子が洗い出されていく状態^{*1}

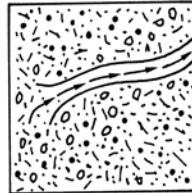


図-11.1-2 パイプ状の空洞が生じ、水みちが発達していく状態^{*1}

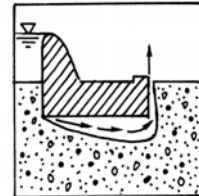


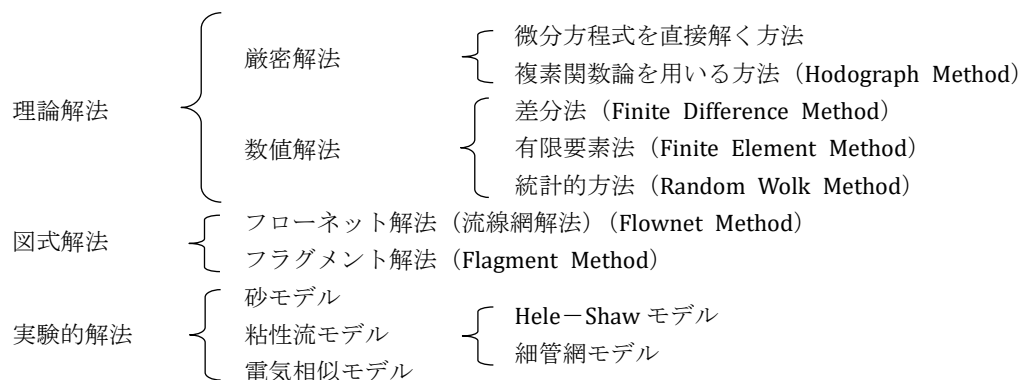
図-11.1-3 継目侵食^{*1}
(roofing)

図-11.1-1 は基礎地盤が広範囲に洗い出されていく状態、図-11.1-2 は基礎地盤中にいわゆるパイプ状の空洞が生じつつある状態の模式図である。

取水堰にとって直接的に危険を与えるのは図-11.1-3 のとおり、取水堰の基底とその下の地盤との間に、洗い出しによる連続した空洞ができることである。これを継目侵食又はルーフィング（roofing）という。

【参 考】 透水現象の解析の種類

透水現象を解析する方法を列挙すると、次のように分類される。



^{*1} Heinnrich Sommer: Erosionsuntersuchungen bei Brüchen an unterströmten Rheindeichee, Wasserwirtschaft, 70 Jahrgang, Heft 3 (1980)

パイピングの検討手法としては、後述するように従来から使用しているブライ・レーンの式等の経験式を用いる手法、テルツァギー式を用いる手法、有限要素浸透解析法や弾塑性有限要素法などの理論式をもとにした解析による手法がある。

現時点ではブライ・レーン式の経験式によるパイピングの検討が行われているが、頭首工の設計では、実河川における浸透現象の詳細を把握した上で設計する必要があるため、有限要素法における浸透解析や弾塑性有限要素法における浸透破壊解析の検討も行うことが望ましい。ただし、これらの解析手法は、経験式よりも正確に浸透現象を捉えるという知見がある反面、照査方法が定められておらず、長期的なパイピング現象の把握が難しいので、ブライ・レーン式の検証手法として用いることが望ましい。

なお、解析に使用するソフトは必ずベンチマークによる検証を行う必要がある。

ここで紹介した弾塑性有限要素法は解析手法の新たな知見であり、実施工における実績がないので〔参考〕として後述するが、この手法により、浸透破壊に至る限界水頭差だけでなく、浸透破壊に至るまでの地盤の変形や応力分布、ひずみ分布が得られるので複雑な地盤の検討指標となる。

11.1.1 浸透路長によるパイピングの検討

パイピングの防止のためには、堰基礎面や取り付け擁壁の背面に沿う浸透路の長さ（クリープの長さ、creep length）を確保することが必要になる。

確保すべき浸透路長は、次の二つの方法で求めた値のうち大きい値をとることにより求めることができる。

なお、基礎地盤や上下流水位などの現場の条件と、ブライ・レーン式の計算条件（計算に用いるブライの C 、レーンの重みつきクリープ比 C' 等の値）が整合していることが重要である。

(1) ブライ (Bligh) の方法

$$S \geq C \cdot \Delta H \dots\dots\dots (11.1-1)$$

ここに、 S : 堰の基礎面に沿って測った浸透路長（実際の経路とは異なる）(m)

C : 基礎地盤の種類によって異なる係数（表-11.1 参照）

ΔH : 上下流最大水位差 (m)

(2) レーン (Lane) の方法

レーンは鉛直浸透路長を 1 とした場合、水平浸透路長の効果は鉛直浸透路長の 1/3 と定め、その和を上下流水位差で割ったものを重みつきクリープ比 (weighted creep ratio) として、表-11.1 のとおり定めた。

$$L \geq C' \cdot \Delta H \dots\dots\dots (11.1-2)$$

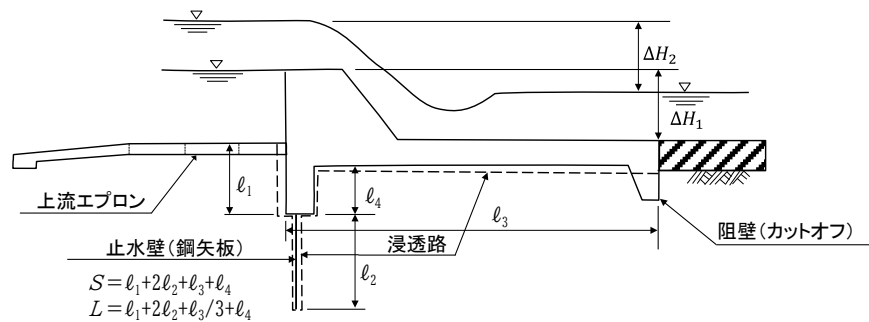
ここに、 L : 重みつき浸透路の長さ (m) で、 $L = \sum \ell_v + 1/3 \sum \ell_h$

ℓ_v : 鉛直方向（傾斜角 45° 以上）の浸透路長

ℓ_h : 水平方向（傾斜角 45° 以下）の浸透路長

C' : 基礎地盤の種類によって異なる係数（表-11.1 参照）

ΔH : 上下流の最大水位差 (m)



（注 1）下流側エプロンの下流端に設ける阻壁は下流側河床の洗掘から堰体を防御する目的で設置するものであるため、浸透路長計算にその延長は含めない。

（注 2） ΔH ：上下流最大水位差は、 ΔH_1 と ΔH_2 とのうち大きい方を取る。

ΔH_1 ：渇水時における上下流の水位差（m）

ΔH_2 ：洪水時における上下流の水位差（m）

なお、 ΔH_1 と ΔH_2 は、エプロン下流端での水位差を示す。

図-11.1-4 浸透路長

表-11.1 プライの C とレーンの重みつきクリープ比 C'

基礎地盤	プライの C	レーンの重みつきクリープ比 C'
微細砂又は沈泥	18	8.5
細 砂	15	7.0
中 砂	—	6.0
粗 砂	12	5.0
微 粒 礫	—	4.0
中 粒 礫	—	3.5
礫及び砂の混合	9	—
玉石を含んだ粗粒礫	—	3.0
玉石と礫を含んだ転石	—	2.5
転石、礫と砂	4～6	—
軟 粘 土	—	3.0
中 粘 土	—	2.0
重 粘 土	—	1.8
硬 粘 土	—	1.6

上記プライ・レーンの式から得られた必要浸透路長を確保するため、普通堰体及び下流側エプロンによる水平方向の浸透路長に加えて止水壁を設ける。垂直浸透路は浸透の抑制に有効なばかりでなく、揚圧力の減殺にも有効であるので、堰体の上流端から基礎地盤中に垂直に止水壁を設けるのがよい。（図 11.1-4 参照）

堰体の上流端に設ける止水壁の長さは、少なくとも基礎地盤が微粒礫より粗い場合には、堰上げ水深と同じ程度以上、粗砂より細かい場合には、堰上げ水深の 1.5 倍程度以上確保することが望ましく、玉石等を含んでいて鋼矢板の施工が困難な場合も掘削施工によるカットオフにより、この止水壁の最小施工長を確保するようにする。

また、透水性地盤が単一でない場合には、最も必要浸透路長が長くなる（プライの C とレーンの重みつきクリープ比 C' が大きくなる）層を基準に止水壁（鋼矢板）の長さを検討しておくことも重要である。

止水壁の施工の困難性等により、全体の浸透路長が不足するときは、下流エプロンの延長、2 列以上の止水壁の設置、上流エプロンも浸透路長へ加算する等により確保する。止水壁を 2 列に入れるときは、二つの止水壁の長さの合計よりその間隔を大きくすることが必要で、もしそれよりも間隔が狭いときは、垂直浸透路の長さを止水壁の長さの 2 倍にして計算してはならない。

下流側エプロンの下流端に設ける阻壁は下流側河床の洗掘から堰体を防御するためのものである。揚圧力軽減のため阻壁にウィーブホールを設けることがあるが、かえってパイピングを起こさせることになりかねないため、設置する場合は目詰まりや土砂の吸い出しによる空洞化等の対策を十分検討する必要がある。

また、上流側エプロンも通常浸透路に見込まない。止水壁の鋼矢板の打込みが困難な場合等で、上流側エプロンを浸透路に見込む必要があるときは、施工継目の止水性を確保するため、止水板を入れるほかダウエルバー方式あるいはキー方式の継手を設け、不等沈下に対応できる構造とする。

下流側エプロンの施工継目には当然止水板及び継手が必要である。上下流の水位差 ΔH は、一般にゲート天端高とエプロン下流端の高さの差とするが、河床低下が予測される河川にあっては若干余裕を考慮することが望ましい。

堰体を取り付く左右岸の河岸や堤防も一般的に透水性地盤であり、堰上げ水の浸透に対して、取り付け擁壁と堰軸線の延長線上に設ける止水壁又は上流側擁壁の下部に設ける止水壁により必要な浸透路長を確保する。

この場合は三次元的に浸透路を検討する必要がある。堰軸線方向に止水壁を設けるときは、図-11.1-5 における A~B~C の浸透路で確保する。このときの止水壁の下端は床版・エプロンの下に設けた止水壁と同じ深さとし、上端はゲート天端高と同一とする。この場合、取入口側ではこの止水壁の一部を取入れ樋管を利用して設けてもよい。必要な浸透路長の範囲内の下流側擁壁には浸透線以下にウィーブホールを設けない方がよい。また、上流側擁壁を止水壁として利用するときは、同様に浸透路長に見込んでいる範囲内には堰上げ水位以下にはウィーブホールを設けない方がよい。

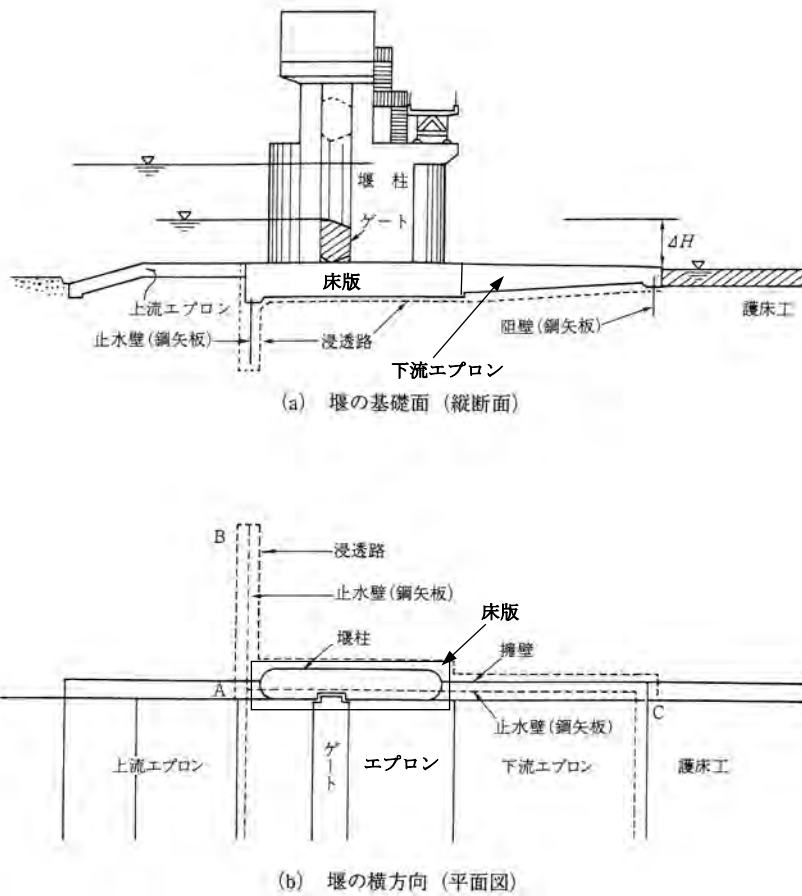


図-11.1-5 浸透路長

11. 1.2 浸出勾配によるパイピングの検討^{*2*3}

一般に、浸透流が下流側河床へ現れるときの浸出勾配 (exit gradient、動水勾配) について検討することがパイピング作用の防止につながる。

図-11.1-6 において、砂を詰めた容器 (通水断面積 A 、砂の深さ L) の連通管から注水し、砂中を通水させて、容器と連通管の水位差 h とする (その他の記号は図-11.1-6 参照)。

砂底面に対する水流の上向きの力 F は、

$$F = (h + D + L)\gamma_w A \dots\dots\dots (11.1-3)$$

ここに、 γ_w = 水の単位体積重量

容器内の砂と水の合計重量 W は、

^{*2} D. W. Taylor: Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley & Sons (1948)

^{*3} 菊岡武男: アースダムの安定計算参考資料、第1回農業土木技術研修テキスト (1953)

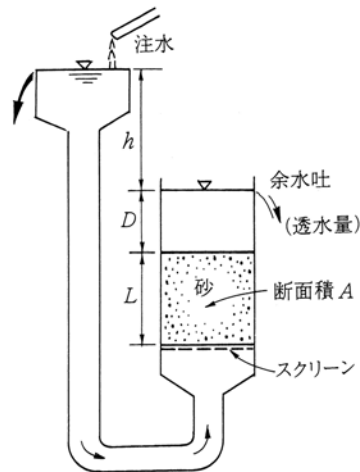


図-11.1-6 浸透水流におけるクイックサンド発生実験装置

$$W = \frac{S+e}{1+e} \gamma_w L A + \gamma_w D A \quad \dots\dots\dots (11.1-4)$$

ここに、 S = 砂の真比重、 e = 砂の間隙比

容器内面と砂の摩擦を無視し、式 (11.1-3) の F が、式 (11.1-4) の W より大になると、容器内の砂は洗い出され、いわゆるボイリング (boiling) 発生の限界のときで、式 (11.1-3) と式 (11.1-4) を等値とすると、

$$(h + D + L) \gamma_w A = \frac{S+e}{1+e} \gamma_w L A + \gamma_w D A \quad \dots\dots\dots (11.1-5)$$

上式から

$$\frac{h}{L} = \frac{S+e}{1+e} - 1 = \frac{S-1}{1+e} \quad \dots\dots\dots (11.1-6)$$

また、 φ を砂の間隙率とすると

$$\varphi = \frac{e}{1+e} \times 100 \quad (\%) \quad \dots\dots\dots (11.1-7)$$

式 (11.1-7) から

$$1 - \frac{\varphi}{100} = \frac{1}{1+e} \quad \dots\dots\dots (11.1-8)$$

式 (11.1-6) 及び式 (11.1-8) から

$$\frac{h}{L} = \left(1 - \frac{\varphi}{100}\right) (S-1) \quad \dots\dots\dots (11.1-9)$$

上式から、上向き動水勾配 h/L が $\left(1 - \frac{\varphi}{100}\right) (S-1)$ に等しくなるとき、ボイリング現象を起こし始めることがわかる。そのときの勾配を限界勾配と称し、一般の砂地盤基礎における φ 及び S の値から、限界勾配はおおよそ 1 とみなしてよいであろう。

式 (11.1-5) の誘導過程では、容器内の全重量と、その全重量を押し上げようとする力について考察したが、容器内の砂粒子のみを考えると、次のようになる。

水中の砂の有効重量 W_1 は、

$$W_1 = \frac{S-1}{1+e} \gamma_w LA \dots\dots\dots (11.1-10)$$

図-11.1-6 の水頭 h は長さ L の砂体を通して砂を押し上げようとする間に消費される。すなわち、次式で示される上向きの力 F_1 が粘性摩擦となって消費されていることになる。

$$F_1 = h \gamma_w A \dots\dots\dots (11.1-11)$$

ゆえに、ボーリングが起り始める限界のときは、下向きの力 W_1 と上向きの力 F_1 が等しいときであるから、式 (11.1-10) と式 (11.1-11) を等置して、

$$h \gamma_w A = \frac{S-1}{1+e} \gamma_w LA$$

上式から、

$$\frac{h}{L} = \frac{S-1}{1+e} \dots\dots\dots (11.1-12)$$

上式は式 (11.1-6) と同じ式形である。

上向きの力 F_1 は、等流では砂体容積 ($A \cdot L$) を通して分布するから、砂体の単位容積当たりの上向きの力は次式のとおりとなる。

$$\frac{h \gamma_w A}{LA} = \frac{h}{L} \gamma_w = i \gamma_w \dots\dots\dots (11.1-13)$$

ここに、 i = 動水勾配

すなわち、「等質な砂体内の流水圧力は、流れの方向に作用し、その大きさは単位容積当たりである」と表現することができる。

パイピングに対する検討は一般に次式によって検討される。

$$i \gamma_w \leq i_e \gamma_w = \gamma_s = \frac{S-1}{1+e} \gamma_w \dots\dots\dots (11.1-14)$$

i_e : 限界動水勾配

γ_s : 土の単位体積重量

透水現象を解析して限界動水勾配 (i_e) によりパイピングに対する安全性を検討する方法として、有限要素法 (FEM) による浸透解析、図式解決 (流線網) 等がある。いずれの場合も動水勾配が限界動水勾配以下であればパイピングに対して安全であると判断できる。砂地盤基礎の場合は、 i_e は ϕ 及び S の値からおよそ 1 とみなしてよいが、現実には、 $i = 0.5 \sim 0.8$ でパイピングが生じることがあるので、安全率を考慮する必要がある。安全率の大きさは論者により異なるが、3~5 の範囲で判断する。

有限要素法（FEM）による浸透解析では、対象となる断面を有限要素（三角形や四角形のメッシュ）で分割モデル化し、数学的に近似解を解く方法が用いられる。

その際には、材料定数として地盤の透水係数が必要となるため、現場透水試験や室内透水試験において得られた透水係数を考慮して入力値とする。このとき用いる透水係数は材料数を指定することで、現場での地盤構造を反映した複雑な分布も可能である。

また、有限要素浸透流解析に用いる有限要素メッシュの例を図-11.1-7 に示す。ここでは 4 節点アイソパラメトリック要素を例とした。1 要素の大きさは、要素の 1 辺が上流エプロン、堤体、下流エプロンを合わせた長さの 1/50～1/20 程度の大きさを目安として用いるとよい。また領域は、堰堤体基礎のパイピングが下流端付近に集中することから、上下流とも堤体幅程度の余裕幅を見込むとよい。また、浸透解析では堰堤体は空間的に固定されているとみなし、要素に入れる必要はない。境界条件は、初期水頭を与えるが定常状態ではポテンシャル分布は任意の初期水頭で同じ分布形状を示すため、与える初期水頭は任意の水頭でよい。また、十分な余裕幅を見込んでおけば、水頭境界は余裕幅領域の要素上部のみでよい。

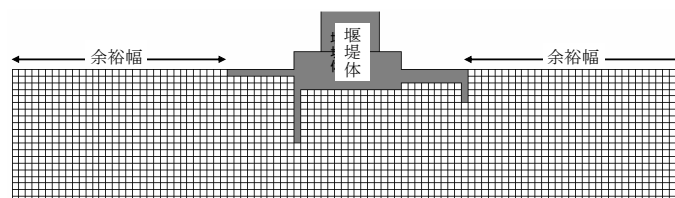


図-11.1-7 有限要素メッシュ例

なお、この方法の利点としては、①非均質や異方性の取り扱いが簡単、②任意の境界条件に適用するように要素の形状と大きさを変えることが容易、③三次元浸透問題にも適用可能であることが挙げられる。

パイピングに対する安全性を評価するには、有限要素法による浸透解析で求めた各要素の動水勾配の値と限界動水勾配から判断する。

また、限界流速により検討することもあり、この場合は有限要素法で求めた各要素の流速が、次式により求めた限界流速以下であればよい。

$$v = \sqrt{\frac{\gamma_s \cdot g}{A \cdot \gamma_w}} = \sqrt{\frac{2}{3}(S-1)d \cdot g} \dots\dots\dots (11.1-15)$$

- v : 限界流速
- g : 重力加速度
- γ_s : 土粒子の水中重量
- A : 土粒子の浸透流を受ける断面積
- γ_w : 水の単位体積重量
- S : 土粒子の真比重
- d : 粒経

ここに示した v は、土中の間隙を流れる水の実際の流速であり、数値解で得られるダルシー（Darcy）の平均流速との間には、次のような関係がある。

$$v_0 = \left\{ 1 - \left(1 - \frac{e}{1+e} \right)^{2/3} \right\} v$$

ここに、 v_0 : ダルシーの平均流速

e : 間隙比

なお、上記の限界流速式は、土粒子の周りの小さな渦、計算粒径からはずれた微粒子の不安定性などが無視されており、過大に評価される傾向にあるとされている。

11.1.3 テルツァギー (Terzaghi) の方法による検討

テルツァギーの方法は浸透破壊に至る限界水頭差を求める解析方法である。Terzaghi は矢板背面地盤において、根入れ深さ (D) と根入れ深さの半分 ($D/2$) の幅を持つ土塊に働く力の釣り合いを用いて、パイピングの安全性を評価した。この手法を堰基礎地盤に応用するには、図-11.1-8 のように下流端の根入れを D として矢板背面地盤と同様に根入れ深さの半分 ($D/2$) の幅を持つ土塊を想定する。この土塊の水中有効重量が土塊底面に作用する揚力と等しくなった水頭差を、パイピングの生じる浸透破壊水頭差とする。

土塊に働く水中有効重量 W は以下の式となる。

$$W = \frac{1}{2} D^2 B \frac{S-1}{1+e} \gamma_w \dots\dots\dots (11.1-16)$$

ここで、 γ_w は水の単位体積重量、 S は土粒子の真比重、 e は間隙比、 B は奥行き方向の堰幅である。

土塊底面に作用する平均過剰間隙水圧の計算のためには、有限要素法による浸透解析を用いてフローネットを作成する必要がある。解析によって得られたフローネットより土塊底部に作用する過剰間隙水圧は、一様ではなく堰から離れるにつれて図-11.1-8 中に示されるような曲線で表される。この土塊の底面に作用する平均過剰水圧 (h_a) の計算は、土塊底部 ($D/2$) の範囲に存在する要素に作用する過剰間隙水圧の算術平均で十分である。

$$h_a = \left(\frac{h_1 + h_2 + \dots + h_N}{hN} \right) h \dots\dots\dots (11.1-17)$$

$$= C_0 h$$

ここで、 $h_1, h_2, \dots, h_N$ は土塊底面に存在する N 個の各要素の過剰間隙水圧 (水頭)、 C_0 は水頭に対する過剰間隙水圧の低減率である。以上より、土塊底面に作用する揚力 U は

$$U = \frac{1}{2} DB \gamma_w C_0 h \dots\dots\dots (11.1-18)$$

よって、破壊水頭差 h_c は、式 (11.1-16)、式 (11.1-18) より

$$h_c = \left(D \frac{S-1}{1+e} \right) / C_0 \dots\dots\dots (11.1-19)$$

有限要素浸透解析の結果を用いた Terzaghi の方法では、水頭差が式 (11.1-19) で得られた破壊水頭差 h_c でバイリングが生じると考えられる。

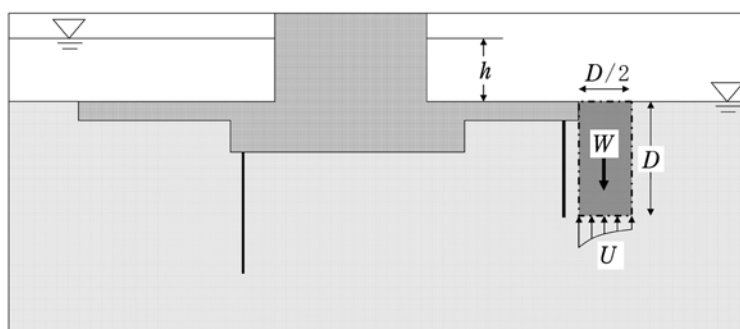


図-11.1-8 堰基礎地盤における Terzaghi の浸透土塊の概念図

[参 考] 弾塑性有限要素法による検討

弾塑性有限要素法は、有限要素浸透解析の結果である浸透力を外力として入力する有効応力解析を行うことで検討を行う手法であり、その解析の流れは図-11.1-9 に示すとおりである。

外力として入力するときに各要素の浸透力は、仮想仕事の原理より各節点力に変換しておく必要がある。入力する各節点における浸透力は、地盤の状態が定常であると仮定すれば、各節点において水頭差に、ある低減率を乗じたものとなる。このため、浸透解析は任意の水頭差 h で行い、各節点で低減率を求めておけばよい。

弾塑性解析では、解析に用いる材料定数としてポアソン比、内部摩擦角、粘着力、ダイレイタンス角、弾性係数等が必要である。各要素の水中単位体積重量には飽和単位体積重量から単位体積に作用する浮力を引いた値を用いる。

構成式には降伏条件に Mohr-Coulomb モデルを採用し、塑性ポテンシャルには Drucker-Prager モデルを適用する MC-DP モデルを採用することが望ましい。ここで、降伏条件 Mohr-Coulomb モデルを採用するのは、Mohr-Coulomb モデルが土質力学の問題を解く基礎となっており、比較的良好な実験結果を表現しうるのである。また、塑性ポテンシャルに Drucker-Prager モデルを採用するのは、 π 平面上に特異点を持たないため解析上扱いやすいためである。

浸透力を外力として全節点に入力する際は、水頭差として 1 ステップに 50 cm 程度の浸透力を目安に増加させていく。解が未収束であるステップを浸透破壊の限界水頭差とみなすことができる。弾塑性解析における収束計算は、変位ノルム、荷重ノルム、エネルギーノルム等で行い、収束条件は 1/1,000 程度として計算する。解の安定が悪い場合は、入力する 1 ステップの浸透力を小さくして再試行するとよい。

弾塑性有限要素解析による検討を行う上での注意点として、密あるいは中密な砂地盤や過圧密粘土地盤では、応力ひずみ関係でピーク強度から残留強度に落ちるひずみ軟化が生じる点が挙げられる。原地盤不かく乱土の土質試験において、ひずみ軟化を示す地盤であることが確認されたとき、その地盤の土質試験で得られたせん断抵抗角 ϕ は、応力ひずみ関係においてピーク時のせん断抵抗角であることが多い。しかし、実際の地盤のせん断抵抗角 ϕ はピーク時と残留時の間のいずれかのせん断抵抗角 ϕ となるので、このような地盤に対してピーク時のせん断抵抗角で解析を行った場合、地盤の破壊現象を過大に見積もってしまう可能性があり注意が必要である。そのため、このような地盤に対しては、せん断帯幅、ひずみ軟化等を考慮した弾塑性解析を行うことが望まれる。

パイピング現象が複雑な現象であり有限要素法による計算だけでは予測できない点もあるため、解

析結果にかかる安全率はクリープ比などで用いられている経験的な値を参考に決める必要がある。

なお、解析に使用するソフトは、使用前に必ずベンチマークを行い、信頼性の高いソフトを使用しなくてはならない。

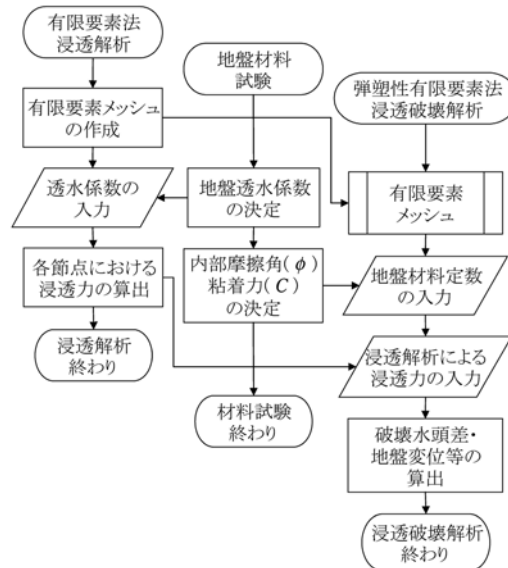


図-11.1-9 弾塑性有限要素法を用いた浸透破壊解析フローチャート

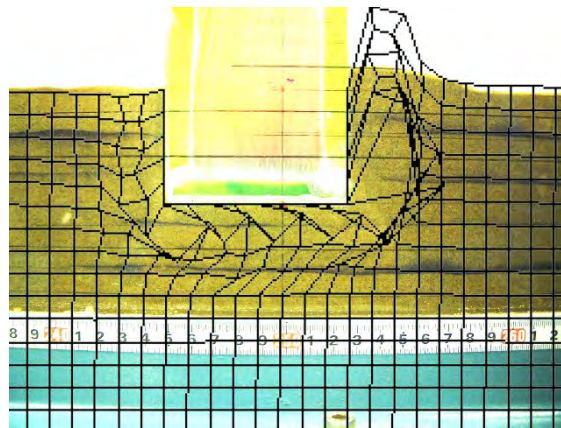


図-11.1-10 実験画像と弾塑性有限要素解析による要素変位画像（イメージ図）

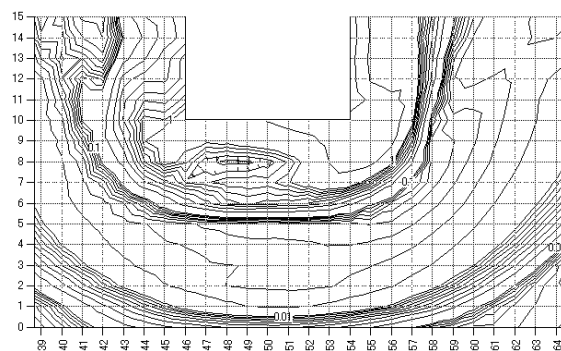


図-11.1-11 最大せん断ひずみコンターライン（イメージ図、等高線は対数表示）

11.2 浸透量の計算

浸透量の検討は、渇水量が取水量に対してあまり大きくない場合等に、浸透量を所定の範囲内に収めるために行うもので、次の計算方法がある。これらの計算方法は施工時の仮締切工法や水替え工法の設計の検討にも用いられる。

11.2.1 流線網による浸透量の計算

(1) 図式解法（流線網による方法）*4

流線網とは、透水層内における二次元流動を流線（Stream Line）と等ポテンシャル線（Equipotential Line 等位線）とによって表す図形である。

流線網においては、相隣る 2 本の流線によって形成される流管（Flow Channel）内の浸透流量 Δq は、それぞれに等しく、また相隣る 2 本の等ポテンシャル線が表すポテンシャル水頭差 Δh はそれぞれに相等しいように描かれている（図-11.2-1 参照）。

図-11.2-1 において、相隣る 2 本の等ポテンシャル線と、相隣る 2 本の流線で囲まれる領域（例えば、abcd）を考える。

この領域において、等ポテンシャル線の間隔を Δn 流線の間隔を ΔS とする。水頭勾配は

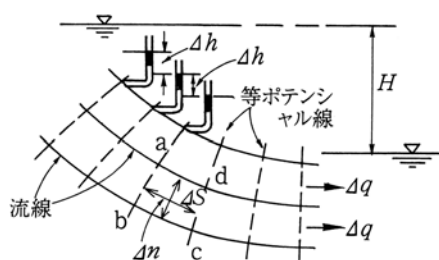


図-11.2-1 流線網説明図

$\Delta h / \Delta n$ であるから、この領域を通る流速はダルシー則（Darcy Law）により、浸透係数を κ とすると、

$$v = \kappa \frac{\Delta h}{\Delta n} \dots\dots\dots (11.2-1)$$

奥行を単位長さにとると、この領域の流管断面積は $\Delta S \times 1$ であるから、

$$\Delta q = v(\Delta S \times 1) \dots\dots\dots (11.2-2)$$

式 (11.2-1) と式 (11.2-2) から

$$\Delta q = \kappa \frac{\Delta h}{\Delta n} \Delta S \dots\dots\dots (11.2-3)$$

*4 田町正誉：農業水工学例解、土地改良新聞社(1954)

1本の流管内では流れは連続していて、 $\Delta q = \text{一定}$ であるから、式(11.2-2)から $v = \Delta q / \Delta S$ となり、 v は ΔS に反比例する。ゆえに、流線の間隔が狭いところでは v は大となり、また間隔が広いところでは v は小となる。

また、式(11.2-3)より

$$\Delta q = \kappa \Delta h \frac{\Delta S}{\Delta n} \dots\dots\dots (11.2-4)$$

上式から Δh 及び Δq が一定であるためには、 $\Delta S / \Delta n$ は一定でなければならない。すなわち、相隣る流線と相隣る等ポテンシャル線で囲まれる網目の2辺の比は一定でなければならない。

流線網は、一般に $\Delta S / \Delta n \doteq 1$ になるような近似正方形で描かれる。

このような流線網において、流管数を n_f 、流れの領域を等ポテンシャル線により分割される数を n_d とする。また、流れの領域の上、下流の水位差を H （水頭差）とすると、 $\Delta h = H / n_d$ であるから、この流れの領域の浸透流量（奥行は単位長にとる）は、式(11.2-2)より

$$Q = n_f \cdot \Delta q = \frac{n_f}{n_d} \kappa H \frac{\Delta S}{\Delta n} \dots\dots\dots (11.2-5)$$

上式において、 $\Delta S / \Delta n = 1$ とすると、

$$Q = \frac{n_f}{n_d} \kappa H \dots\dots\dots (11.2-6)$$

(2) 流線網図形の基本的要件^{*4}

流線網は、ある程度経験と既往の事例を参考にしながら描くものであるが、当然2次元流動の理論に合致していなければならない。流線網が有する基本的要件は、次のとおりである。

ア すべての流線と等ポテンシャル線は必ず直交する。

イ 構造物と透水層の接する面（線）、及び不透水層面（線）は一つの流れの面（線）であり、等ポテンシャル面（線）はすべてそれに直交する。

ウ 流れの面（流線）は、すべての流入面及び流出面に直交する。したがって、流入面及び流出面は、それぞれ等ポテンシャル面（線）である。

エ それぞれの流線及び等ポテンシャル線は、連続したなめらかな曲線よりなる。

オ 流線は構造物の凸出部で密集し、凹入部では間隔が広がるようになる。

カ 流線網のそれぞれの網目は曲線で囲まれた近似正方形であるが、細分していくに従って、正方形の図形に近づいていく。

(3) 流線網の事例

ここでは、流線網の単純な事例として、3例（図-11.2-2～図-11.2-4）を示すことにする。この場合、基礎地盤の水平、鉛直方向の浸透係数（ κ_h 、 κ_v ）はそれぞれ等しく、 $\kappa_h = \kappa_v (= \kappa)$ と表している。

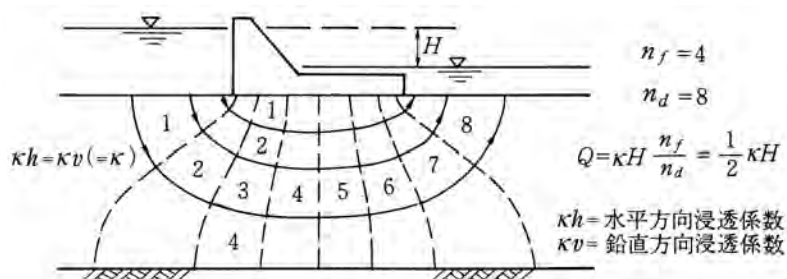


図-11.2-2 水平不透層が有限の深さにあるとき*5

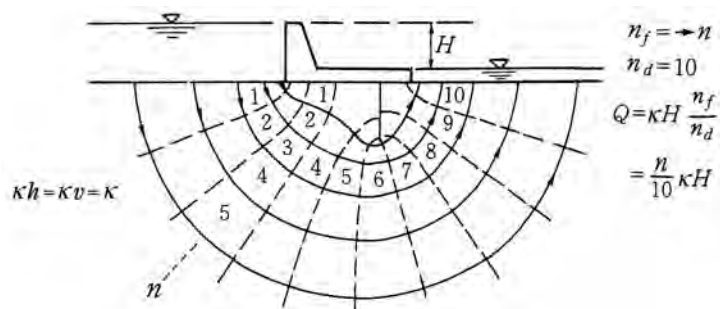


図-11.2-3 水平透水層が深い場合で、かつ図のと通りの止水矢板があるとき*6

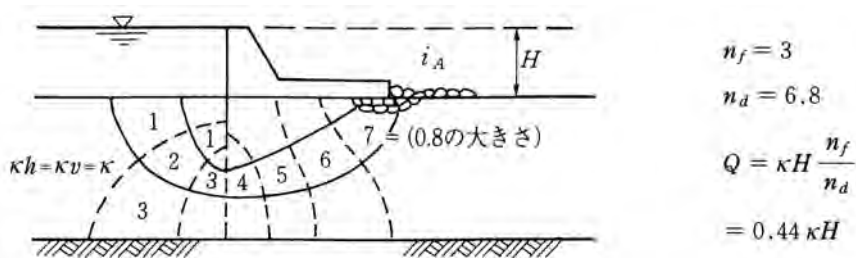


図-11.2-4 堰上流端に止水矢板、下流端にフィルタードレーンがある場合

11.2.2 数値計算による浸透量の計算

(1) 止水矢板がない場合

$$q = \kappa \cdot K'(h_1 - h_2) / 2K \dots\dots\dots (11.2-7)$$

ここに、 q : 単位幅当たり浸透量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)

 κ : 透水係数 (m/s)
$$h_1$$
 : 上流水深 (m)
$$h_2$$
 : 下流水深 (m)

C : 堰の長さの $1/2$

H : 透水層の深さ (m)

*5 S. Leliavsky: Design Textbook in Civil Engineering, Vol. 3, Design of Dams for Percolation and Erosion, Chaman & Halls (1965)

*6 H. R. Cedergren: Seepage, Drainage & Flownets, 2nd Ed. , Wiley & Sons (1977)

K : κ^* を母数とする第一種完全だ円積分値

K' : $\kappa'^* = \sqrt{1 - \kappa^{*2}}$ を補母数とする第一種完全だ円積分値

κ^* : $\tanh(\pi C / 2H)$

注) $\tanh$ はハイパボリックタンジェント

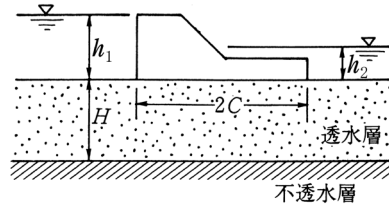


図-11.2-5 止水矢板がない場合

計算の手順は、透水層の深さ (H) と堰底幅 ($2C$) から κ^* を計算し、次に図-11.2-6 で K 、 K' を求めて、式 (11.2-7) にこれを代入して浸透量 (q) を求める。

なお、この場合、 $q / \kappa(h_1 - h_2)$ と $2C / H$ の関係が図-11.2-7 に示されているので、この図を用いて浸透量 (q) を求めることもできる。

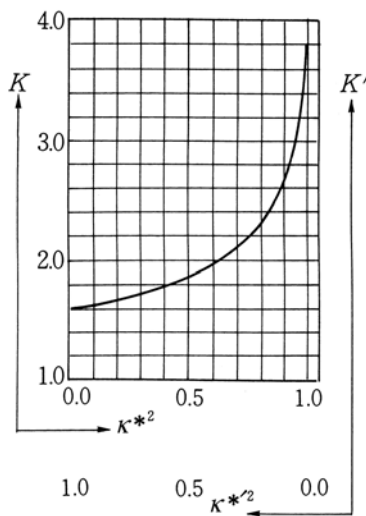


図-11.2-6

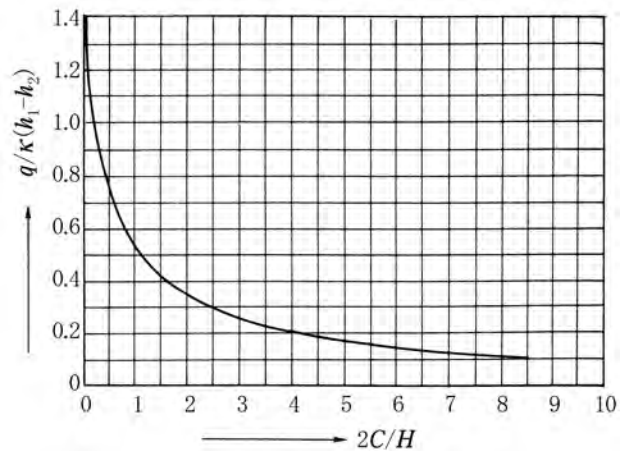


図-11.2-7

(2) 止水矢板がある場合

$$q = \kappa K' (h_1 - h_2) / 2K \quad \dots\dots\dots (11.2-8)$$

ここに、 q : 単位幅当たり浸透量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)

κ : 透水係数 (m/s)

h_1 : 上流水深 (m)

h_2 : 下流水深 (m)

C : 堰の長さの $1/2$ (m)

H : 透水層の深さ (m)

D : 止水矢板の深さ (m)

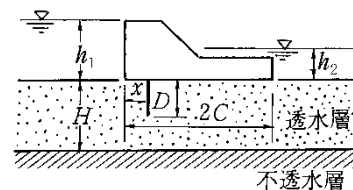


図-11.2-8 止水矢板がある場合

x : 堰上流端から止水矢板までの距離 (m)

K : κ^* を母数とする第一種完全だ円積分値

K' : $\kappa'^* = \sqrt{1 - \kappa^{*2}}$ を補母数とする第一種完全だ円積分値

$$\kappa^* = \frac{ab \pm m^2 - \sqrt{(m^2 - b^2)(m^2 - a^2)}}{m(a + b)} \dots\dots\dots (11.2-9)$$

$$m = \operatorname{cosec} \frac{\pi D}{2H} \dots\dots\dots (11.2-10)$$

$$b^2 = 1 + \cot^2 \frac{\pi D}{2H} \tanh^2 \left\{ \frac{\pi C}{H} \left(1 - \frac{x}{2C} \right) \right\} \dots\dots\dots (11.2-11)$$

$$a^2 = 1 + \cot^2 \frac{\pi D}{2H} \tanh^2 \left(\frac{\pi x}{2H} \right) \dots\dots\dots (11.2-12)$$

注) $\tanh$ はハイパボリックタンジェント

計算の手順は、透水層の深さ (H)、堰の長さ ($2C$) 及び堰上流端から止水矢板までの距離 (x) から κ^* を計算し、次に図-11.2-6 で K 、 K' を求めて、式 (11.2-8) にこれを代入して浸透量 (q) を求める。

上流端に止水矢板がある場合 (図-11.2-9 参照) は、式 (11.2-11)、式 (11.2-12) において、 $x = 0$ とすれば、求められる。

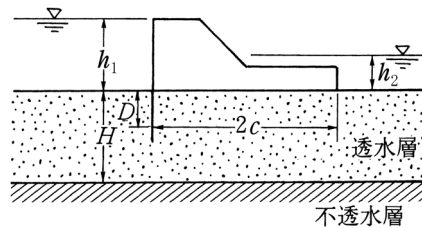


図-11.2-9 上流端に止水矢板がある場合

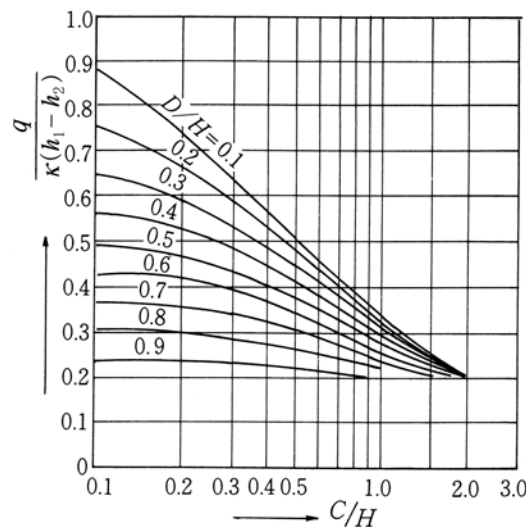


図-11.2-10 $C/H, D/H$ に対する $q / \kappa(h_1 - h_2)$

この場合の計算を簡便にするため、図-11.2-10 を用いて C/H と D/H の値に対する $q/\kappa(h_1-h_2)$ の値を求め、 κ 、 h_1 、 h_2 を与えて q を算定する。

(3) 仮締切矢板の場合^{*7}

ア 半無限とみなしうる浸透性地盤に深さ t の矢板を打込んだ場合図-11.2-11 に示したように矢板の下流側掘削深さが 0 である場合には上流側水深を H_1 、下流側水深を H_2 、水頭差を H 、矢板の根入れ深さを d とすると、この場合の浸透流の形状は共焦点だ円群となり、等ポテンシャル線は共焦点双曲線群となる。すなわち流線は流線関数を ψ とすると

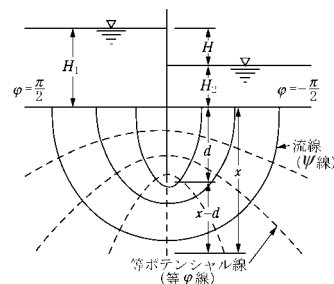


図-11.2-11

$$\frac{x^2}{d^2 \sinh^2 \psi} + \frac{y^2}{d^2 \cosh^2 \psi} = 1 \dots\dots\dots (11.2-13)$$

で与えられる。

ここで、下流側地表面における流速分布を求めると、式 (11.2-13) に $y = 0$ を代入し、

$$\psi = \sinh^{-1} \frac{x}{d}$$

を x について微分して y 方向の分速度

$$v_y = \frac{\partial \psi}{\partial x} = -\frac{1}{\sqrt{d^2 + x^2}}$$

を得る。この式は流速が矢板に沿った線上で最大となり、矢板から遠ざかるに従って双曲線状に減少することと、矢板の根入れが大であるほど流速 v は小さくなることを示している。また式 (11.2-13) において $x = 0$ を代入し上下流の水位差 H に対する動水ポテンシャルの浸透による変化量 H/x を乗じると

$$\psi = \frac{H}{\pi} \cosh^{-1} \frac{y}{d}$$

となり、この式から x 方向の分速度は次式で与えられる。

$$v_x = -\frac{\partial \psi}{\partial y} = -\frac{H}{\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{y^2 - d^2}}$$

いま矢板の先端 $y = d$ から任意の深さ $y = z$ までの単位幅当たりの浸透流量 q は次式で計算される。

$$q = -\kappa \frac{H}{\pi} \int_z^d \frac{1}{\sqrt{y^2 - d^2}} dy = \kappa \frac{H}{\pi} \cos^{-1} \frac{z}{d} = \kappa \frac{H}{\pi} \log_e \left(\frac{z}{d} + \sqrt{\left(\frac{z}{d} \right)^2 - 1} \right)$$

^{*7} 最上武雄・福田秀夫共編：現場技術者のための土質工学、鹿島出版会 (1959)

イ 半無限とみなしうる浸透性地盤上に幅 B の平面締切りを設けた場合

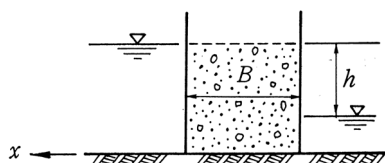


図-11.2-12

$$q = \kappa h \frac{1}{\pi} \log_e \left\{ \frac{2x}{B} + \sqrt{\left(\frac{2x}{B} \right)^2 - 1} \right\} \dots\dots\dots (11.2-14)$$

ウ 厚さ T の浸透性地盤上に深さ t の矢板を打込んだ場合

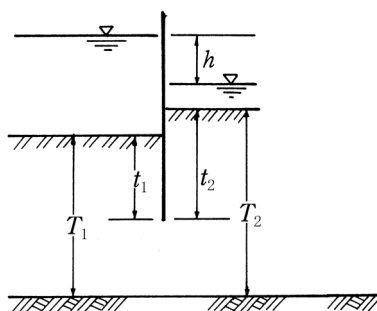


図-11.2-13

$$q = \kappa h / \left(\sqrt[3]{\frac{t_1}{T_1 - t_1}} + \sqrt[3]{\frac{t_2}{T_2 - t_2}} \right) \dots\dots\dots (11.2-15)$$

エ 厚さ T の浸透性地盤上に根入れ深さ t 、幅 B の締切りを設けた場合

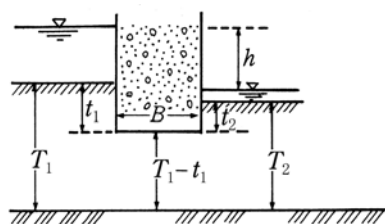


図-11.2-14

$$q = \kappa h / \left(\sqrt[3]{\frac{t_1}{T_1 - t_1}} + \frac{B}{T_1 - t_1} + \sqrt[3]{\frac{t_2}{T_2 - t_2}} \right) \dots\dots\dots (11.2-16)$$

$t_1 = t_2 = t, T_1 = T_2 = T$ の場合

$$q = \kappa h / 2 \left\{ \sqrt{\frac{t}{T-t}} + \frac{B}{2(T-t)} \right\} \dots\dots\dots (11.2-17)$$

なお、浸透量の計算に用いる透水係数 κ の求め方には次のような方法がある。

(ア) ヘーゼン (Hazen) の実験式

$$\kappa = C(0.7 + 0.03t)d_e^2 (\text{cm/s}) \dots\dots\dots (11.2-18)$$

ここに、 κ : 透水係数 (cm/s)

d_e : 有効径、ふるい分け粒度加積曲線における 10% 粒径 (cm)

t : 水の温度 (°C)

C : 係数で 50~150、一般に 115、よく締まった砂では 70 くらいまで下がる。

(イ) テルツァギー (Terzaghi) の公式

$$\kappa = (460 \sim 800) \frac{\mu_0}{\mu_t} \left(\frac{\lambda/100 - 0.13}{\sqrt{1 - \lambda/100}} \right)^2 d_e^2 \dots\dots\dots (11.2-19)$$

ここに、 μ_0 : 温度 10°C のときの粘性係数

μ_t : 温度 t °C のときの粘性係数

d_e : 有効径 (= d_{10}) (cm)

λ : 砂の間隙率 (%)

実験によれば、砂が平滑な球形のときには係数が 800 になり、不規則なときには 460 であるという。

(ウ) 透水係数の概略値

表-11.2-1 透水係数の概略値 (クレーガーの提案値)

D_{20} (mm)	κ (cm/s)	土質分類	D_{20} (mm)	κ (cm/s)	土質分類
0.005	0.000003	粗粒粘土	0.18	0.00685	微粒砂
0.01	0.0000105	細粒シルト	0.2	0.0089	
0.02	0.00004	粗砂シルト	0.25	0.014	
0.03	0.000085		0.3	0.022	中粒砂
0.04	0.000175		0.35	0.032	
0.05	0.00028		0.4	0.045	
0.06	0.00046	極微粒砂	0.45	0.058	
0.07	0.00065		0.5	0.075	粗粒砂
0.08	0.0009		0.6	0.11	
0.09	0.0014		0.7	0.16	
0.1	0.00175	微粒砂	0.8	0.215	
0.12	0.0026		0.9	0.28	
0.14	0.0038		1	0.36	砂礫
0.16	0.0051		2	1.8	

出典：土質工学ハンドブック (1985)

(エ) 現場における透水係数の測定

透水係数の測定は、ボーリング孔、又は試掘坑による揚水試験によるのが一般的である。

第 12 章 頭首工設計の基本

12.1 頭首工設計の基本

12.1.1 本技術書適用に当たっての留意事項

本技術書では、頭首工として備えるべき標準的な機能についての設計方法を記述している。

そのため、既存の施設が本技術書に示されている標準的な機能を満足していない施設である場合で、新たにその機能を追加する場合は、本技術書、関連する技術書等を参考にして適切に設計されたい。

ただし、本技術書で新たな機能を追加する施設として想定しているのは、ゲート、エプロン、魚道、沈砂池であり、本体に係る堰柱、基礎については想定していないので、その場合は、関連する技術書等を参考にして適切に設計されたい。

また、現時点で本技術書に記述される標準的な機能を備え、それ以上の新たな機能を追加する場合は、関連する技術書等を参考にして適切に設計されたい。

図-12.1-1 に本設計基準適用の考え方について示す。

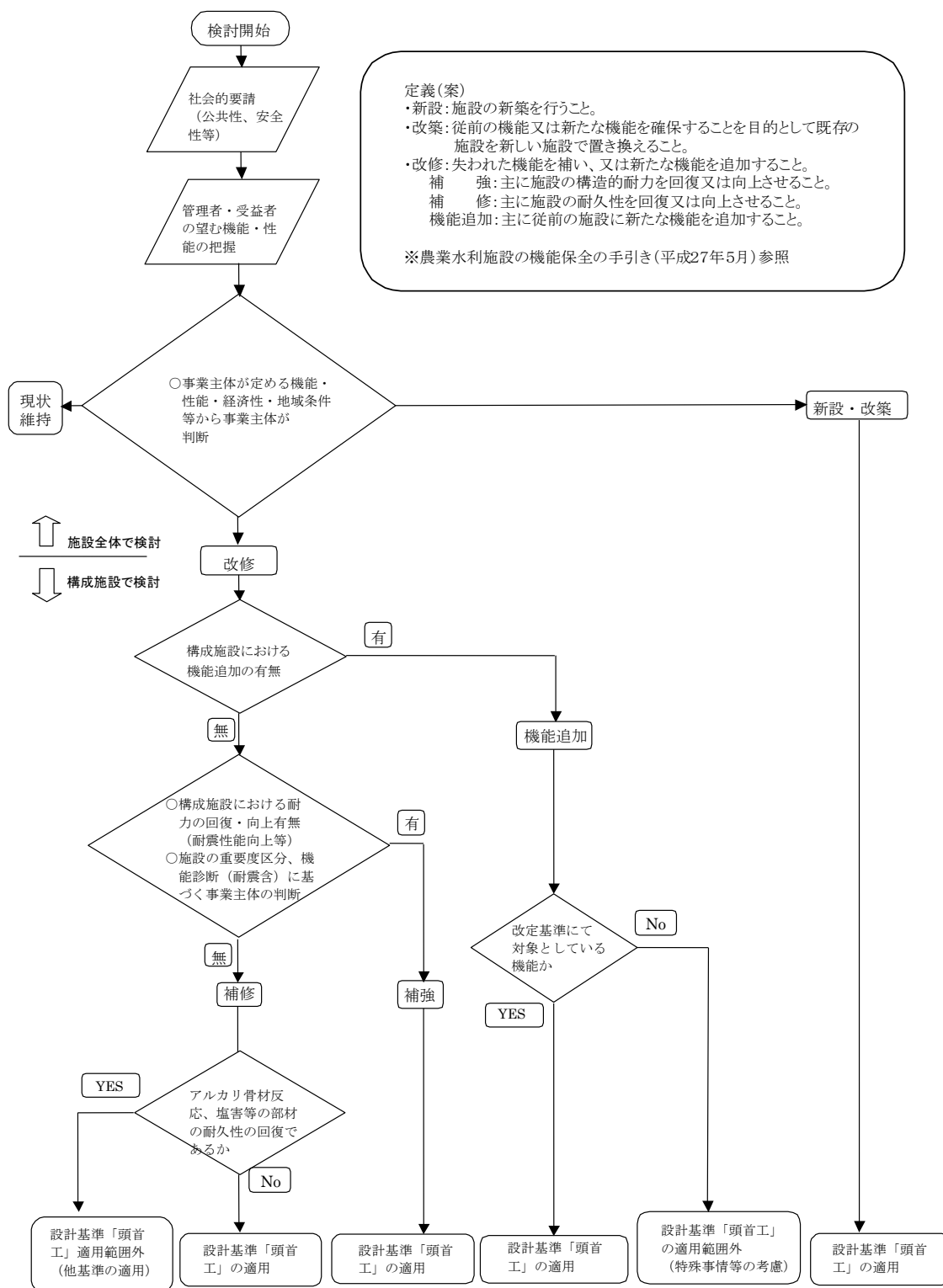


図-12.1-1 施設の新設、改築、改修（補強、補修、機能の追加）と設計基準適用の考え方（頭首工）

12.1.2 頭首工耐震設計の基本方針

頭首工の設計に当たっては、社会的な要請を背景として、近年の技術的進展に基づく耐震設計手法等を導入して頭首工に必要な機能と安全性能を確保することが求められている。

耐震設計の導入に当たっては、頭首工の重要度を区分し、必要な安全性と地震被害の影響度などを勘案して、重要度に応じた耐震設計を行うものとする。

したがって、耐震設計の基本的な考え方は、頭首工の重要度に応じて、地震動の大きさによる施設の機能維持、構造物の崩壊及び人命への二次災害の防止、さらに経済的損失を極力抑えることにある。

兵庫県南部地震（平成 7 年 1 月 17 日）は、多種多様な構造物に甚大な被害をもたらした。主な原因は、地震の強さがこれまでの設計で想定していた範囲をはるかに超えたことと考えられている。

このことを踏まえ、旧基準（平成 20 年 3 月）では、①レベル 1 地震動とレベル 2 地震動という二つの異なる設計地震動を用いること、②土地改良施設の耐震性能は、構造物の重要度及び損傷を受けた場合の危険度などにより、目標とする耐震性能を設定することを基本とした。また、従来想定しているよりも大きな地震動（レベル 2 地震動）に対しては、道路橋示方書の平成 14 年版等においても構造物にひび割れが発生した後の塑性域の変形性能（エネルギー吸収性能）について考慮する考え方が導入されるようになり、頭首工における耐震設計においても同様に考えて設計するものとした。

また、土地改良事業設計指針「耐震設計」（平成 27 年 5 月）では、東北地方太平洋沖地震（平成 23 年 3 月 11 日）において東北地方から関東地方の広範囲にわたって、河川堤防のほか、多種多様な構造物に甚大な被災が生じたものの、土地改良施設の構造物に地震動そのものによる致命的な被害が少なかったこと、また、河川構造物等の他分野の動向を踏まえ道路橋示方書の平成 14 年版を適用することとした。

それ以降、河川堤防、水門・樋門などの河川構造物については、東北地方太平洋沖地震による課題を踏まえた耐震性能照査指針の改定がなされている状況にある。土地改良施設である頭首工も河川構造物の類似構造物であることから、関連基準・指針として、河川構造物の耐震性能照査指針・解説の令和 2 年版を適用するものとした。

なお、同指針において耐震設計手法が改定された場合には、本基準の次回改定の際に、その適用について検討を行うこととする。

本章は、頭首工の耐震設計上の構成要素を次の 10 工種に区分し、頭首工の重要度に対する考え方や構造特性に基づいて適用する地震動、タイプを定め、さらに、耐震設計法やその照査法、照査項目等を定めたものである。

なお、既設頭首工の耐震性能照査を実施する際の留意事項は、「第 27 章 既設頭首工の耐震性能照査」において解説する。

頭首工の耐震設計上の構成要素

- ①取入口 ②固定堰 ③堰柱 ④ゲート ⑤エプロン ⑥魚道 ⑦沈砂池 ⑧護岸 ⑨基礎工
⑩水管理施設

12.2 重要度区分の設定

12.2.1 耐震設計に用いる地震動

耐震設計では、施設の供用期間中に発生する確率が高いレベル 1 地震動、及び発生確率は低い、大きな強度をもつレベル 2 地震動を考慮する。なお、重要度区分が AA 又は A 種の施設においてレベル 2 地震動を考慮する場合は必ず、レベル 1 地震動、レベル 2 地震動の 2 段階について検討を行う。ただし、**12.2.2 施設の重要度区分**に示す重要度区分が AA 又は A 種の頭首工であっても、その構成要素のうち取入口、固定堰、沈砂池、魚道、護岸については、一般に損傷による影響は低いいためレベル 1 地震動のみを検討する。

(1) レベル 1 地震動

レベル 1 地震動の検討においては、耐震設計上の構成要素の構造物特性に応じて、地震動に対する固有周期を考慮しない場合と固有周期を考慮する場合に分けて検討する。

なお、レベル 1 地震動は、多くの土木構造物に対して従来から設定されていた地震動に相当する。

ア 固有周期を考慮しない場合

固有周期を考慮しないレベル 1 地震動は、取入口、固定堰、沈砂池、魚道、護岸及び堰柱以外の基礎に適用するものであり、従来の設計水平震度に相当する水平震度を採用する。

イ 固有周期を考慮する場合

固有周期を考慮するレベル 1 地震動は、堰柱及び堰柱の基礎に適用するものであり、固有周期に応じた速度応答スペクトルから求めた設計水平震度を採用する。

(2) レベル 2 地震動

レベル 2 地震動は、東北地方太平洋沖地震のような陸地近傍に発生する大規模なプレート境界型地震（タイプⅠ）や、兵庫県南部地震のような内陸直下型地震（タイプⅡ）による断層近傍の地震動は、土地改良施設に与える影響は極めて大きいと考えられる。

レベル 2 地震動を用いる頭首工の堰柱及び堰柱基礎は、タイプⅠ及びタイプⅡの 2 種類の地震動を考慮する。また、近年では、中央防災会議、地震調査研究推進本部、地方自治体等による各地域の想定地震動の公開、強震観測網の整備等、地震動に関する情報の公開、提供が広く行われている。そのため、耐震設計に用いる地震動が、これらの地震動を用いて適切に推定できる場合において、その結果に基づいてレベル 2 地震動を設定してもよい。なお、これらの想定地震動が、**12.7.2 設計水平震度**で算出される地震動を下回る場合においては、日本国内には存在が明らかになっていない活断層が存在することを考慮し、**12.7.2 設計水平震度**で算出された地震動による耐震設計を行うものとする。

(3) 入力地震動

耐震設計に用いる入力地震動は、構造物の種別、耐震性能、地域特性、振動特性、地盤特性等を考慮し、適切に設定しなければならない。

(4) 設計水平震度の標準値の適用と照査方法

レベル 1 地震動に対する固有周期を考慮しない場合の設計水平震度の標準値を表-12.2-1 に示す。

また、レベル 1、レベル 2 地震動で固有周期を考慮する場合の地震動のレベル別、タイプ別及び耐震設計法別に、過去の地震測定記録からパターン化された 3 種類の設計水平震度の標準値のグラフを表-12.2-2 に示す。

レベル1地震動の耐震設計は、構造物の応力状態が弾性域内であることを原則とし、照査方法は、許容応力度法による。

一方、レベル2地震動の耐震設計は、構造物が塑性域となることを許容するものであり、照査方法には、地震時保有水平耐力法、応答変位法等がある。

ただし、本基準においては、応答変位法に関する解説は示さない。

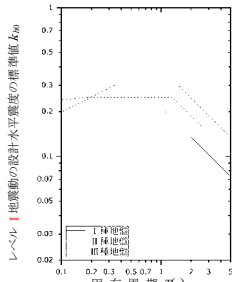
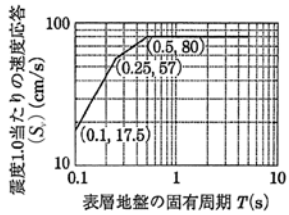
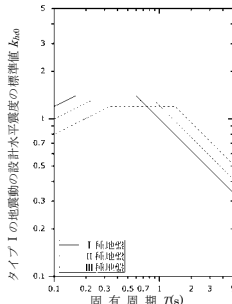
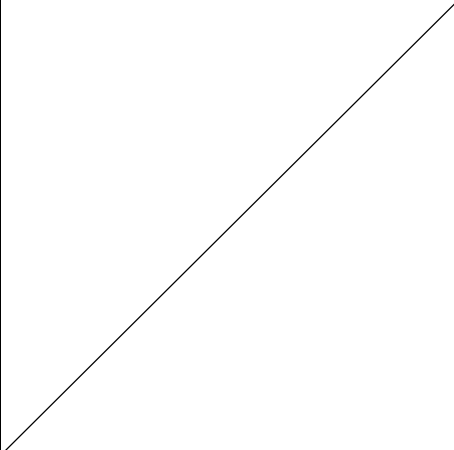
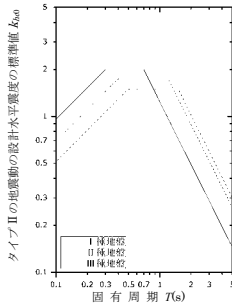
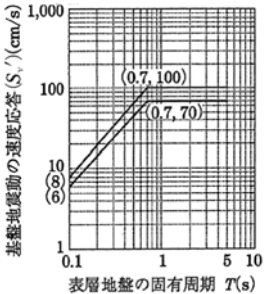
上述した各種の耐震設計手法の比較を表-12.2-3に示す。

表-12.2-1 設計水平震度の標準値 (k_{hg0}) (固有周期を考慮しないもの)

地震動 レベル	地盤種別			備考
	I 種	II 種	III 種	
レベル1	0.12	0.15	0.18	固定堰
	0.16	0.20	0.24	固定堰以外

注) 地盤種別については、12.6.2を参照のこと

表-12.2-2 設計水平震度の算定に適用する設計水平震度の固有振動数による変化の標準値

標準値及び速度応答スペクトル		設計水平震度の算定に適用する設計水平震度の固有振動数の変化の標準値		水平変位振幅の算定に用いる速度応答スペクトル	
地震時レベル及びタイプ		地上構造物 (震度法 (固有周期を考慮する、固有周期と構造物特性係数を考慮する)、地震時保有水平耐力法)		地中構造物 (応答変位法)	
レベル 1 地震動		① ・震度法 (固有周期を考慮する設計水平震度を用いる)		④ ・応答変位法	
レベル 2 地震動	タイプ I (プレート境界型)	② ・地震時保有水平耐力法 ・震度法 (固有周期と構造物特性係数を考慮する設計水平震度を用いる)			
	タイプ II (内陸直下型)	③ ・地震時保有水平耐力法			
				⑤ ・応答変位法	

注 1) 固有周期を考慮しない震度法では、あらかじめ構造物の区分、地盤種別、地震動レベルにより設計水平震度が定められており、固有周期を用いないため、表-12.2-2 には示していない。

2) ①のグラフは、レベル 1 地震動の頭首工堰柱、杭基礎 (杭使用の決定) に適用する。

3) ②及び③のグラフは、レベル 2 地震動 (タイプ I、II) の頭首工堰柱、杭基礎等に適用し、地震時保有水平耐力法において用いる。

表-12.2-3 耐震設計手法の比較

耐震設計法	震度法 (固有周期を考慮しない)	震度法 (固有周期を考慮する)	地震時保有水平耐力法
基本的な考え方	- 地震力を静的な力(慣性力)に置き換え、それを構造物に作用させて計算する方法。 (慣性力) = (震度) × (重量) - 固有周期の比較的短い剛な地上構造物に使用。 - 部材の照査は許容応力度法により行う。	- 構造物の固有周期を考慮した震度を考えて計算する方法。 - 設計震度の設定以外の計算過程は震度法と同じ。 - 固有周期の比較的長い柔な地上構造物に使用。 - 部材の照査は許容応力度法により行う。	- 基本的な考え方は震度法(固有周期と構造物特性係数を考慮する)と同様で、構造物の非線形域の特性を考慮した固有周期により震度を考えて計算する方法。 - 部材の照査は地震時保有水平耐力法による。 - レベル2地震動に用いられ、レベル1地震動には用いられない。
耐震設計に用いる設計水平震度の算定式	$k_{hg} = C_Z \cdot k_{hg0}$ ここに、 k_{hg} : 設計水平震度 C_Z : 地域別補正係数 k_{hg0} : 設計水平震度の標準値 k_{hg0} は固定堰の場合、地盤種別がⅠ、Ⅱ、Ⅲ種に対し、レベル1地震動では0.12、0.15、0.18を標準とする。固定堰以外では同様に、0.16、0.20、0.24を標準とする。	$k_h = C_Z \cdot k_{h0}$ ここに、 k_h : 設計水平震度 C_Z : 地域別補正係数 k_{h0} : 設計水平震度の標準値 k_{h0} は、地盤種別と固有周期により求める。	$k_{hc} = C_Z \cdot C_s \cdot k_{hc0}$ $C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_s - 1}}$ ここに、 k_{hc} : 設計水平震度 C_Z : 地域別補正係数 C_s : 構造物特性補正係数 k_{hc0} : 設計水平震度の標準値 μ_s : 許容塑性率 $k_{hg} = C_Z \cdot k_{hg0}$ レベル2地震動の杭基礎の安定性の判定でフーチングに作用させる場合に用いる。
備 考	k_{hg} は、取入口、沈砂池、魚道、護岸、固定堰に適用する。	レベル1地震動の頭首工堰柱及び堰柱基礎に適用する。	- 耐力算定で横拘束筋を考慮し、終局耐力は最大耐荷力より小さい値とする。 - レベル2地震時の頭首工堰柱、杭基礎に適用する。

12.2.2 施設の重要度区分

頭首工の耐震設計を行うに当たっては、表-12.2-4に示す重要度に応じてAA種、A種、B種の3種類に区分する。

重要度区分は、土地改良事業の実態を踏まえ、以下に挙げる二つの事項により被災による影響を総合的に判断して決定する。

(1) 被災による二次災害

被災による二次災害は、頭首工施設が崩壊することによる第三者への被害で、特に人命・財産やライフラインへの影響を判断する。

(2) 被災による本来的機能に与える影響

被災による本来的機能に与える影響は、次のア～ウの事項をもとに、地域の生産活動の影響を判断する。

ア 代替施設の有無

イ 基幹施設としての重要度

ウ 復旧の難易度

代替施設の有無は、バイパス水路の有無や他の関連施設からの供給が可能かどうか、基幹施設としての重要度は、水路システムのなかで上流に位置するかどうかなどの判断を行う。また、復旧の難易度は、復旧工事の施工性の難易度を示す。

頭首工の重要度区分は、表-12.2-4 に示す各区分の内容を評価して設定するものとする。

表-12.2-4 頭首工の重要度区分

区 分	内 容	判断する上での参考指標
重要度 AA 種 (原則すべての頭首工においてレベル2地震動を考慮する)	次の①～③の何れかに該当する施設 ①被災により治水上重大な影響を及ぼす施設。	・洪水ハザードマップによる被害想定区域等を勘案する。 ・河川整備計画等に基づく堤防の改修状況を勘案する。
	②被災により利用上重大な影響を及ぼす施設。	・生活用水や工業用水の利水状況を勘案する。 ・上部工を一般道路 ¹⁾ として供用している。 ・大規模な頭首工であり農業水利上重要な施設である。 (例えば、支配面積がおおむね 5,000 (畑 2,000) ha 以上 ²⁾ の施設。) ・被災により施設の機能復旧まで多大に時間を要する施設。(砂防指定地域等)
	③被災により災害リスク管理上重大な影響を及ぼす施設。	・上部工が地域防災計画に位置付けられている。
重要度 A 種 (原則すべての頭首工においてレベル2地震動を考慮する)	AA 種、B 種以外の施設	
重要度 B 種 (原則レベル1地震動を考慮する)	地震による被災の可能性が小さく、また被災した場合でも治水上の影響が極めて小さいと考えられるもの。	・固定堰や床止工等 ³⁾ 。 ・山間狭窄部や平野部において背後地盤が高い箇所 ⁴⁾ に設置された取水堰を設けない自然取入れ方式の取入口。 ・溪流取水工等。

備 考)

- 1) 一般道路とは、道路法第三条の適用(高速自動車国道、一般国道、都道府県道、市町村道)をうける道路をいう。
- 2) 支配面積5,000 (畑2,000) ha 以上は、一つの例示として示しているものであることから、地区の状況に応じて勘案する。
- 3) 「河川構造物の耐震性能照査指針(案)」(国土交通省河川局治水課)では、固定堰及び床止工等については適用外と考えられている。
- 4) 「山間狭窄部」は、当該地点に堤防を設ける必要のない所であり、しかも工作物の設置によって洪水の流下が妨げられても、その上流部に治水上の支障を及ぼさない所という概念である。また、「平野部において背後地盤が高い箇所」は、一連区間において堤防を設ける必要がなく、しかも工作物の設置によって洪水の流下が妨げられても、その上流部に治水上の支障を及ぼさないことから山間狭窄部と同じ取扱いとしたものである。

12.2.3 保持すべき耐震性能

(1) 耐震性能の定義

耐震性能とは地震の影響を受けた頭首工構造物の性能であり、その定義は表-12.2-5 のとおりである。

ここで、耐震性能の定義(損傷度)とは、目標とする耐震性能を満足させるためには構造物をどの程度の損傷に留めておくべきか、またそれを判断する照査項目とその具体値としての照査基準を決めることである。

表-12.2-5 耐震性能の定義

性能	定義（損傷度）
1. 健全性を損なわない	降伏状態を超えるような損傷を生じないこと。（補修不要）
2. 限定された損傷に留める。 （機能維持）	施設の機能の回復をより速やかに行うために、3. の状態より余裕を持った状態にあること。（頭首工堰柱等の場合）。 （場合により、補修必要）
3. 致命的な損傷を防止する。 （修復容易）	塑性化を考慮する部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復を容易に行い得る状態にあること。（補修必要）

注）「限定された損傷に留める。（機能維持）」及び「致命的な損傷を防止する。（修復容易）」は、河川構造物である頭首工に適用するものであり、他の構造物については、構造物の特性を踏まえ別途規定するものとする。

(2) 重要度区分と耐震性能の関係

重要度区分と耐震性能の一般的な関係は、原則として表-12.2-6 に示す耐震性能を確保する。頭首工の各構成要素ごとの関係を、表-12.2-7～表-12.2-9 に示す。

表-12.2-6 重要度区分と耐震性能の関係

重要度区分	レベル 1 地震動	レベル 2 地震動
重要度 AA 種	健全性を損なわない。	限定された損傷に留める。（機能維持）
重要度 A 種	健全性を損なわない。	致命的な損傷を防止する。（修復容易）
重要度 B 種	健全性を損なわない。	（対象としない）

(3) 頭首工の構成要素と保持すべき耐震性能

頭首工が保持すべき耐震性能は、頭首工の重要度区分と各構成要素ごとにレベル 1 地震動、レベル 2 地震動に対して、表-12.2-7～表-12.2-9 のいずれかの耐震性能を保持することを基本とする。

なお、構成要素ごとの耐震性能の考え方は次のとおりである。頭首工の構成要素の定義については、12.1.2 を参照のこと。

ア 頭首工の堰柱及び堰柱基礎は、二次災害の度合いや経済性などを考慮して、原則として重要度区分 B 種の場合は、レベル 2 地震動に対して耐震設計を行わなくてもよい。

イ 堰柱、ゲート及び堰柱基礎以外の各構成要素においては、重要度区分が AA 種又は A 種であっても構造特性や経済性などを考慮して、原則としてレベル 2 地震時の耐震設計を行わなくてもよい。ただし、ゲート操作室、建屋等の管理施設においては、重要度区分に応じてレベル 2 地震動の耐震設計を行うものとする。

ウ エプロンは、通常平板状の構造となるので、地震時慣性力が問題になることはない。このため、揚圧力に対する安定性の照査のみを行い、耐震設計は行わなくてもよい。

エ 水管理施設（機側操作室の巻上機、機側操作盤等）の耐震設計における地震動は、機器・装置を支持する構造物に作用する地震動を想定するものとし、その地震動に応じた耐震性能を確保する。

表-12.2-7 重要度 AA 種の頭首工における構成要素ごとの耐震性能

構成要素	レベル 1 地震動	レベル 2 地震動
1 取入口	健全性を損なわない	—
2 固定堰	健全性を損なわない	—
3 堰柱	健全性を損なわない	限定された損傷に留める
4 ゲート	健全性を損なわない	限定された損傷に留める ¹⁾
5 エプロン	—	—
6 魚道	健全性を損なわない	—
7 沈砂池	健全性を損なわない	—
8 護岸	健全性を損なわない	—
9 堰柱基礎工	健全性を損なわない	限定された損傷に留める

注 1) ゲートでいう「限定された損傷に留める」とは、ゲートの開閉機能に支障をきたさない程度の損傷に留めることをいう。

表-12.2-8 重要度 A 種の頭首工における構成要素ごとの耐震性能

構成要素	レベル 1 地震動	レベル 2 地震動
1 取入口	健全性を損なわない	—
2 固定堰	健全性を損なわない	—
3 堰柱	健全性を損なわない	致命的な損傷を防止する
4 ゲート	健全性を損なわない	限定された損傷に留める ¹⁾
5 エプロン	—	—
6 魚道	健全性を損なわない	—
7 沈砂池	健全性を損なわない	—
8 護岸	健全性を損なわない	—
9 堰柱基礎工	健全性を損なわない	限定された損傷に留める

注 1) ゲートでいう「限定された損傷に留める」とは、ゲートの開閉機能に支障をきたさない程度の損傷に留めることをいう。

表-12.2-9 重要度 B 種の頭首工における構成要素ごとの耐震性能

構成要素	レベル 1 地震動	レベル 2 地震動
1 取入口	—	—
2 固定堰	健全性を損なわない	—
3 堰柱	健全性を損なわない	—
4 ゲート	健全性を損なわない	—
5 エプロン	—	—
6 魚道	—	—
7 沈砂池	—	—
8 護岸	—	—
9 堰柱基礎工	健全性を損なわない	—

(4) 管理施設の耐震性能

大規模地震が発生した場合においても、土地改良事業で整備する施設等の機能を確実に確保するためには、頭首工と頭首工の管理に係る建築物及び重要設備等（操作・監視設備及び水管理制御システム）の耐震性能の整合性を図る必要がある。原則として、表-12.2-10 によるものとするが、重要度区分が AA 及び A に係る施設であっても、建築物構造体の耐震安全性の分類がⅢ類となる建築物があるため、表-12.2-11 も併せて参照されたい。

表-12.2-10 耐震性能の整合に関する組合せ

頭首工の 重要度区分	建築物構造体の 耐震安全性の分類 (建築物の耐震クラス)	重要設備等の 用途別分類	重要設備等の 耐震クラス
AA	Ⅱ類 (特定)	重要	S
A			
B	Ⅲ類（一般）	重要	A

(注)表-12.2-10 の適用に当たって、留意すべき点は次のとおり。

ア 建築物の耐震安全性

建築物の耐震安全性の分類については、国家機関の建築物及び附帯施設の営繕等を行うに当たり、地震等による災害時に官庁施設として必要な機能の確保を図ることを目的に定められた「官庁施設の総合耐震・対津波計画基準」に基づき設定する。なお、耐震安全性の分類に係る目標は、表-12.2-12 に示すとおりである。

頭首工の管理に係る建築物において、施設の機能不全による重大な水害(二次災害)の防止及び災害応急対策活動等に係る建築物は、「構造体：『Ⅱ類』、建築非構造部材：『A類』、建築設備：『甲類』」とする。

頭首工を管理するための施設にあつて、雨量や水位等を観測する施設の建築物については、「構造体：『Ⅱ類』、建築非構造部材：『B類』、建築設備：『乙類』」とする。

また、遠方から頭首工及び地区内施設を操作・監視するための中央管理所に係る建築物の耐震安全性の分類については、対象となる土地改良施設の重要度区分に基づき設定する。

それ以外の施設は、「構造体：『Ⅲ類』、建築非構造部材：『B類』、建築設備：『乙類』」とする。

イ 重要設備等の用途別分類及び耐震クラス

重要設備等の用途別分類については、「電気設備計画設計技術指針(高低圧編)」、「水管理制御方式技術設計指針(計画設計編)」に基づき、「配電盤・制御盤の耐震設計指針」(日本電機工業会(JEMA)技術資料 JEM-TR144)によるものとし、用途別分類(重要又は一般)は表-12.2-13 に示す。

耐震クラスの決定に当たっては、用途別分類及び表-12.2-14 に示す建築物の耐震クラス(特定又は一般)の組合せによりに分類する。また、表-12.2-10 に示す土地改良施設の重要度区分、建築物の耐震安全性の分類を基に「S」または「A」クラスに区分する。耐震クラス毎の設計用震度は、表-12.2-15 によるものとし、上記の関連する指針等に基づき照査する。

表-12.2-11 土地改良事業で整備する建築物の耐震安全性の分類

施設分類		建築物の耐震安全性の分類			主な活用内容 ・用途	備考
		構造体	建築非構造部材	建築設備		
頭首工	管理所	Ⅱ類	A類	甲類	二次災害に対する機能確保	
	ゲート操作室	Ⅱ類	A類	甲類	〃	
	取水設備建屋	Ⅲ類	B類	乙類	農業水利施設	※1
中央管理所	頭首工	Ⅱ類	A類	甲類	農業水利施設	土地改良施設の重要度区分がAA種及びA種の管理を行う場合
	その他施設	Ⅲ類	B類	乙類	農業水利施設	上記以外の場合

※1：取水設備建屋は、放流設備機能との一体性を考慮して耐震安全性の分類を設定するものとし、単独施設の場合は上表のとおり、一体性を有する場合は「構造体：『Ⅱ類』、建築非構造部材：『A類』、建築設備：『甲類』」とする。

表-12.2-12 耐震安全性の分類に係る目標

部位	分類	耐震安全性の目標
構造体	I類※1	大地震動後、構造体の補修をすることなく建築物を使用できることを目標とし、人命の安全確保に加えて十分な機能確保が図られるものとする。
	Ⅱ類	大地震動後、構造体の大きな補修をすることなく建築物を使用できることを目標とし、人命の安全確保に加えて機能確保が図られるものとする。
	Ⅲ類	大地震動により構造体の部分的な損傷は生じるが、建築物全体の耐力の低下は著しくないことを目標とし、人命の安全確保が図られるものとする。
建築非構造部材	A類	大地震動後、災害応急対策活動等を円滑に行ううえ、又は危険物の管理の上で支障となる建築非構造部材の損傷、移動等が発生しないことを目標とし、人命の安全確保に加えて十分な機能確保が図られるものとする。
	B類	大地震動により建築非構造部材の損傷、移動等が発生する場合でも、人命の安全確保と二次災害の防止が図られていることを目標とする。
建築設備	甲類	大地震動後の人命の安全確保及び二次災害の防止が図られているとともに、大きな補修をすることなく、必要な設備機能を相当期間継続できることを目標とする。
	乙類	大地震動後の人命の安全確保及び二次災害の防止が図られていることを目標とする。

※1：本技術書でI類に分類している施設はない。

※官庁施設の総合耐震・対津波計画基準を一部引用

表-12.2-13 重要設備等の用途別分類

用途別分類	施設名	理由
重要	頭首工設備	河川本川に堰止める形で設置する土砂吐き及び洪水吐きゲートは、電気盤を介した電動機での巻き上げ操作でなければ、実用的な巻き上げ速度での操作が行えず、河川の流下断面を阻害し、重大な水害(二次災害)を引き起こすおそれがある。
一般	用水路付帯設備等	水害や干ばつなどの二次災害の可能性が小さく、当該設備が水管理設備でのコントロールの対象外の場合は「一般」とする。

表-12.2-14 建築物の耐震クラス

建築物の耐震クラス (重要設備等の耐震クラス)	内容
特定 (S)	大地震動後、構造体の大きな補修をすることなく建築物を使用できることを目標とし、人命の安全確保に加えて機能確保が図られている建築物。
一般 (A)	大地震動によって構造体の部分的な損傷は生じるが、建築物全体の耐力の低下は著しくないことを目標とし、人命の確保が図られている建築物。

表-12.2-15 設備機器の設計用標準水平震度

設備機器の設置場所	設備機器の耐震クラス	
	耐震クラス S	耐震クラス A
上層階、屋上	2.0	1.5
中間階	1.5	1.0
1 階及び地階	1.0	0.6

12.2.4 構成要素ごとの耐震設計法

構成要素ごとの耐震設計法は、以下の各項による。また、頭首工の構成要素ごとの重要度別の耐震性能、設計地震動、設計水平震度、耐震設計法及び照査法は、表-12.2-16～表-12.2-18 に示すとおりである。

なお、各構成要素の設計に当たっては、「12.3 荷重」、「12.4 荷重の組合せ」、「12.5 許容応力度」、「12.6 耐震設計に用いる諸係数及び設定事項」、「12.7 耐震設計手法」、「13.3 固定堰の構造設計」、「14.2 可動堰の構造設計」、「18.5 直接基礎の設計」、「18.7 杭基礎の設計」などによる。

(1) 取入口、沈砂池、魚道、護岸の耐震設計法

取入口、沈砂池、魚道、護岸は、原則としてレベル 1 地震時における耐震設計を許容応力度法で行うものとし、固有周期を考慮しない震度法を適用して部材の応力度及び安定性（滑動、転倒、基礎地盤支持力）等を照査するものとする。なお、河川堤防を横断するような取入口については、河川協議などを踏まえ、必要に応じて関連する技術書等を参考にレベル 2 地震動に対する耐震設計を行う。

(2) 固定堰の耐震設計法

固定堰の耐震設計は固有周期を考慮しない震度法により、安定性（滑動、転倒、基礎地盤支持

力)等を照査するものとし、地震動はレベル1地震動のみとする。

設計に当たっては、「13.3 固定堰の構造設計」を参照する。

なお、固定堰の耐震設計の留意点は以下のとおりである。

ア 液状化の影響がある場合には土質定数を低減してレベル1地震時における検討を行うが、詳細については「12.7.5 液状化の判定」、「18.4 液状化対策」、その他を参照するものとする。

イ 堰柱との接合については、レベル2地震時における堰柱及び堰柱基礎の位相の変化や塑性残留変位等を考慮して、その接合方法を十分に検討する必要がある。

(3) 堰柱の耐震設計法

頭首工堰柱の耐震設計の基本は以下のとおりとするが、詳細については「12.7 耐震設計手法」、及び「14.2 可動堰の構造設計」その他を参照するものとする。

ア レベル1地震動の場合には、固有周期を考慮した震度法により、設計地震動を与え、許容応力度法により応力度を照査する。

イ レベル2地震動の場合には、固有周期、地盤種別、許容塑性率を考慮したタイプI、タイプIIの設計地震動に対し静的解析法による地震時保有水平耐力法により、破壊形態の判定、耐力(水平、せん断)の照査や残留変位量等を照査する。

(4) 堰柱の基礎の耐震設計法

ア 直接基礎の場合

堰柱の直接基礎の耐震設計の基本は以下のとおりであるが、詳細については「18.5 直接基礎の設計」その他によるものとする。

(7) レベル1地震動における耐震設計は土地改良事業設計指針「耐震設計」に準じて、固有周期を考慮する震度法により設計地震動を与え、滑動、転倒、基礎地盤支持力、沈下量等の安定性並びにフーチングの許容応力度を照査する。

(4) レベル2地震動における耐震設計は、レベル1地震時の照査を(7)の規定により行った場合、レベル2地震時に対する照査は行わなくてよい。

ただし、レベル2地震時においては、基礎の浮き上がりによりレベル1地震時よりも大きな断面力がフーチングに作用するので、フーチングを塑性化させないように部材の安全性のみについて照査する。

イ 杭基礎の場合

堰柱における杭基礎の耐震設計の基本は、以下のとおりであるが、詳細については「18.7 杭基礎の設計」、及び土地改良事業設計指針「耐震設計」その他によるものとする。

(7) レベル1地震動における耐震設計は、固有周期を考慮する震度法により設計地震動を与え、杭の押込み力、引抜き力、水平力を許容値以下とし、杭基礎各部に生じる応力度を許容応力度以下になることを照査する。

(4) レベル2地震動における耐震設計は、地震時保有水平耐力法による設計水平震度に対し、基礎が降伏に達しないことを照査する。

ただし、堰柱が設計水平地震動に対して十分大きな地震時保有水平耐力を有している場合、又は、液状化の影響がある場合等やむを得ない場合には、堰柱基礎に塑性化が生じることを考慮してもよいが、この場合には、「18.3.8 基礎工の地震時保有水平耐力法」に規定する許容塑性率、許容残留変位以下となることを照査する。

(5) ゲートの耐震設計

可動堰のゲートの構造計算に用いる設計震度は、本体（堰柱）の耐震設計で用いられる地震動を適用するものとする。

また、ゲートの耐震設計は、耐震性能に応じた照査を行う必要があるが、関連する技術書等を参考に照査の検討を行ってもよい。

なお、大規模かつ重要な頭首工においてレベル 2 地震動に対する照査が必要と判断される場合には「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」（国土技術政策総合研究所資料 2005. 3）の文献等も参考に照査の検討を行ってもよい。

(6) 照査方法と照査項目（レベル 1 地震動）

構成要素ごとのレベル 1 地震動の耐震照査法と照査項目を表-12.2-16 に総括する。

表-12.2-16 レベル 1 地震動における耐震照査法と照査項目

構成要素	耐震性能	耐震設計法	照査法	照査項目			備考
				応力	変形	安定性	
1 取入口	健全性を損なわない	震度法	許容応力度法	応力度		滑動、転倒、基礎地盤支持力	
2 固定堰	健全性を損なわない	震度法	—	—		滑動、転倒、基礎地盤支持力	
3 堰柱	健全性を損なわない	震度法	許容応力度法	応力度		滑動、転倒、基礎地盤支持力	基礎は 9 参照
4 ゲート	健全性を損なわない	震度法	許容応力度法	応力度	許容変位量 ¹⁾	—	
5 エプロン	—	—	—	—		—	
6 魚道	健全性を損なわない	震度法	許容応力度法	応力度		滑動、転倒、基礎地盤支持力	
7 沈砂池	健全性を損なわない	震度法	許容応力度法	応力度		滑動、転倒、基礎地盤支持力	
8 護岸	健全性を損なわない	震度法	許容応力度法	応力度		滑動、転倒、基礎地盤支持力	
9 堰柱基礎工	健全性を損なわない	震度法	許容応力度法	応力度	許容変位量 ¹⁾	滑動、転倒、基礎地盤支持力、杭の押込力、引拔力	

注 1) 許容変位量は、18.3.5 許容変位量と残留変位量を参照する。

(7) 照査方法と照査項目（レベル 2 地震動）

ア 重要度区分 AA 種

重要度区分 AA 種における、構成要素ごとのレベル 2 地震動の耐震照査法と照査項目を表-12.2-17 に総括する。

表-12.2-17 レベル2地震動における耐震照査法と照査項目

構成要素	耐震性能	耐震設計法	照査法	照査項目			備考
				応力	残留変形	安定性	
1 取入口 ⁴⁾	—	—	—	—	—	—	
2 固定堰	—	—	—	—	—	—	
3 堰柱	限定された損傷に留める	地震時保有水平耐力法	地震時保有水平耐力法	耐力	許容残留変位量 ¹⁾	—	
4 ゲート	限定された損傷に留める ³⁾	2)	2)	2)	2)	—	
5 エプロン	—	—	—	—	—	—	
6 魚道	—	—	—	—	—	—	
7 沈砂池	—	—	—	—	—	—	
8 護岸	—	—	—	—	—	—	
9 堰柱基礎工	限定された損傷に留める	地震時保有水平耐力法	地震時保有水平耐力法	耐力 応力度	許容残留変位量 ¹⁾	基礎の降伏 応答塑性率	

注1) 堰柱の許容残留変位量は、14.2.2(11)を参照し、堰柱基礎工の許容残留変位量は、18.3.5 許容変位量と残留変位量を参照する。なお、3.堰柱と9.堰柱基礎工の塑性化は、どちらか一方としなければならない。

注2) ゲートにおいては、12.2.4(5)を参照

注3) ゲートでいう「限定された損傷に留める」とは、ゲートの開閉機能に支障をきたさない程度の損傷に留めることをいう。

注4) 取入口は、河川協議等によりレベル2地震動の耐震設計の必要が生じる場合がある。

イ 重要度区分A種

重要度区分A種における、構成要素ごとのレベル2地震動の耐震照査法と照査項目を表-12.2-18に総括する。

表-12.2-18 レベル2地震動における耐震照査法と照査項目

構成要素	耐震性能	耐震設計法	照査法	照査項目			備考
				応力	残留変形	安定性	
1 取入口 ⁴⁾	—	—	—	—	—	—	
2 固定堰	—	—	—	—	—	—	
3 堰柱	致命的な損傷を防止する	地震時保有水平耐力法	地震時保有水平耐力法	耐力	許容残留変位量 ¹⁾	—	
4 ゲート	限定された損傷に留める ³⁾	2)	2)	2)	2)	—	
5 エプロン	—	—	—	—	—	—	
6 魚道	—	—	—	—	—	—	
7 沈砂池	—	—	—	—	—	—	
8 護岸	—	—	—	—	—	—	
9 堰柱基礎工	限定された損傷に留める	地震時保有水平耐力法	地震時保有水平耐力法	耐力 応力度	許容残留変位量 ¹⁾	基礎の降伏 応答塑性率	

注1) 堰柱の許容残留変位量は、14.2.2(11)を参照し、堰柱基礎工の許容残留変位量は、18.3.5 許容変位量と残留変位量を参照する。なお、3.堰柱と9.堰柱基礎工の塑性化は、どちらか一方としなければならない。

注2) ゲートにおいては、12.2.4(5)を参照

注3) ゲートでいう「限定された損傷に留める」とは、ゲートの開閉機能に支障をきたさない程度の損傷に留めることをいう。

注4) 取入口は、河川協議等によりレベル2地震動の耐震設計の必要が生じる場合がある。

12.3 荷重

構造設計に当たって考慮すべき荷重は、構造物の重要度、形式、使用材料、設置場所、施工方法、自然状況等に応じて、自重、水圧、浮力又は揚圧力、土圧、風荷重、氷荷重、雪荷重、自動車荷重、衝撃荷重、群集荷重、地震荷重等、必要な荷重を考慮する。

頭首工を構成する各施設の構造設計を行うに当たっては、本技術書によるほか、「日本産業規格（JIS）」、「コンクリート標準示方書」、「道路橋示方書・同解説」、その他の必要な規定等に従わなければならない。なお、管理橋の荷重等については本項では対象としない。

12.3.1 自重

自重の計算に用いる単位体積重量は、調査や試験により、現地で使用する材料実重量から求めるのが理想的であるが、これらの調査や試験には一般に手間がかかる上に、調査結果に基づく適正な設計数値（単位体積重量）の決定には豊富な技術的経験と判断を必要とするため、通常は、表-12.3-1に示す一般的な単位体積重量を用いることが多い。

ただし、実験等により実重量が明らかな材料、又は他の基準等により定められている場合は、その値を用いる。

表-12.3-1 単位体積重量

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	材料	単位体積重量 (kN/m ³)
鋼、鋳鋼	77.0	アスファルトコンクリート舗装	22.5
鋳鉄	71.0	コンクリートブロック練積	22.5
アルミニウム合板	27.5	コンクリートブロック空積	19.5
鉄筋コンクリート	24.5	プレストレストコンクリート	24.5
無筋コンクリート	23.0	花こう岩	27.0
モルタル	21.0	砂岩	26.0
アスファルト(防水用)	11.0	水	9.8

注1) コンクリートの単位体積重量については、現場で使用するコンクリートの実重量が明らかな場合、その実重量値を使用する。

2) 海水の単位体積重量は、水の1.03倍とする。

堰本体の自重 W_0 は次のように算出する。

$$W_0 = w \cdot V \text{ (kN)} \dots\dots\dots (12.3-1)$$

ここに、 w : 単位体積重量 (kN/m³)

V : 堰の体積 (m³)

機械室、ゲート、巻上げ機、管理橋等の自重は、実態に合わせて計算する。

12.3.2 固定堰の水圧

(1) 固定堰の静水圧

固定堰の静水圧は、越流堰の場合、設計洪水時の堰頂から測った上流水深を h_1 とし、下流水深が堰頂以下の場合はその条件において計算する。

下流水位が堰頂上 h_2 だけ上にある場合は、図-12.3-1 の $h_2 \leq 2/3 h_1$ の範囲において堰頂上の水流は射流となり、水脈が湾曲するため堰頂上には負圧現象が起こることが考えられるので、上流面、堰頂上及び下流側の静水圧を次のように仮定する。

上流面 ab には、 b において $\left[h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right]$ 、 a においては $\left[h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + D_f \right]$ となる台形荷重、堰頂上 bc には、 b において h_1 、 c において 0 となる三角形荷重、下流面 cd には、 c において 0、 d において $(h_2 + D_f)$ となる静水圧を受けるものと仮定する。ただし、堰頂上の静水圧は不安定なものであるから bc の幅が小で、 h_1 に応じた越流型としたものでは、これを省略した方が安全側になる。

次に、 $h_2 > \frac{2}{3} \left[h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right]$ となって潜り堰の状態をとるときは、まず、 $h_2 = \frac{2}{3} \left[h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right]$ となる状態

を最も危険な場合として考え、前記の静水圧状態において安定条件を満足させるように断面を定め、次に念のため最大の水位となった時に、 bc 及び cd におおのこの水深に相当する静水圧を受けるものとして安定を検討する。図-12.3-2 に潜り堰の場合における静水圧を示す。

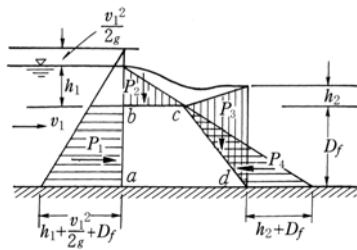


図-12.3-1 完全越流の静水圧

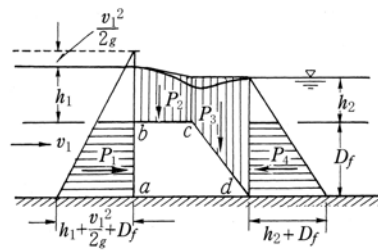


図-12.3-2 潜り堰の静水圧

(2) 固定堰の動水圧

固定堰においては、地震時の動水圧は特に考える必要はない。流速が大きいときは垂直面に $\frac{V^2}{2g}$ の 2 倍に相当する静水圧が作用するはずであるが、堆積土砂の土圧を同時に考えるときはその必要はない。

12.3.3 可動堰の水圧

可動堰においては、ゲート及び堰柱の各々に静水圧及び動水圧が作用する。可動堰のゲート及び堰柱が受ける水圧の模式図を図-12.3-3 に示す。

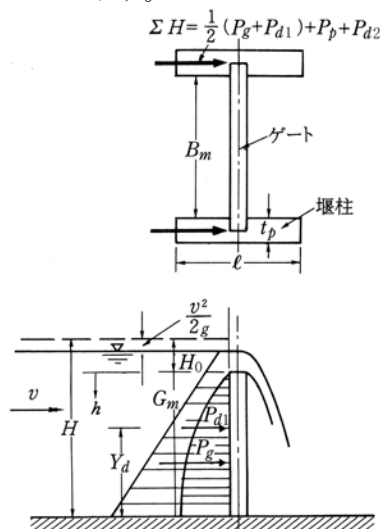


図-12.3-3 可動堰が受ける水圧

- (1) 可動堰のゲートが受ける静水圧 (
- P_g
-)

可動堰のゲートが受ける静水圧 P_g は、次のように算出する。

$$P_g = \frac{1}{2} \cdot w_0 (H^2 - H_0^2) B_m \quad (\text{kN}) \quad \dots\dots\dots (12.3-2)$$

ここに、 w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

H : ゲート敷上の水深 (m) (図-12.3-3 参照)

H_0 : ゲート天端から全水頭面までの距離 (m)

B_m : 純径間長 (m) (図-12.3-3 参照)

- (2) 可動堰の堰柱が受ける静水圧 (
- P_p
-)

可動堰の堰柱が受ける静水圧 P_p は、次のように算出する。

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot w_0 \cdot H^2 \cdot t_p \quad (\text{kN}) \quad \dots\dots\dots (12.3-3)$$

ここに、 t_p : 堰柱の厚さ (m)

- (3) 可動堰のゲートが受ける動水圧 (
- P_{d1}
-)

可動堰のゲートが受ける動水圧 P_{d1} は、次のように算出する。

$$P_{d1} = P_d \cdot B_m \quad (\text{kN}) \quad \dots\dots\dots (12.3-4)$$

ここに、 B_m : 純径間長 (m) (図-12.3-3 参照)

P_d : 動水圧強度

ゲート頂上から可動部敷までの任意の点の動水圧強度 P_d は、ウェスタガード (Westergaard) 法により以下に算出する。

$$P_d = \frac{7}{8} \cdot w_0 \cdot k_h \sqrt{H \cdot h} \quad (\text{kN/m}^2) \quad \dots\dots\dots (12.3-5)$$

ここに、 w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

k_h : 設計水平震度

H : 全水頭で、この場合はゲートの全高 (m)

h : ゲート頂上から可動部敷までの任意の水深 (m)

式 (12.3-4)、式 (12.3-5) から動水圧の圧力の合計は

$$P_{d1} = \frac{7}{12} \cdot w_0 \cdot k_h \cdot B_m \cdot H^2 \quad (\text{kN}) \quad \dots\dots\dots (12.3-6)$$

動水圧の合力の作用点 Y_d は、 $Y_d = (2/5) \cdot H$ の点である。

- (4) 可動堰の堰柱が受ける動水圧 (
- P_{d2}
-)

可動堰の堰柱が受ける動水圧 P_{d2} は、水位、堰柱の形状・寸法を考慮し、堰柱の状態により次のように算出する。

表-12.3-2 構造物形状別動水圧算定式の適用区分¹⁾

堰柱の状態	算 定 式
片面にのみ水が存在する堰柱 (端部堰柱等の壁状構造物)	式 (12.3-7) による。(ウェスタガード法)
周辺を完全に水で取り囲まれた堰柱 (中央堰柱等の柱状構造物)	式 (12.3-8) による。(後藤・土岐モデル)

ア 片面にのみ水が存在する堰柱

(ア) ウェスタガード法

$$\left. \begin{aligned} p_{d2} &= \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot w_0 \cdot b \cdot H^2 \\ H_{ew} &= \frac{2}{5} \cdot H \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.3-7)$$

ここで、 P_{d2} : 構造物に作用する全地震時動水圧 (kN)

K_h : 設計水平震度

w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

H : 水深 (m)

H_{ew} : 水路底面から地震時動水圧の合力作用点までの距離 (m)

b : 地震時動水圧の作用方向に対して直角方向の躯体幅 (m)

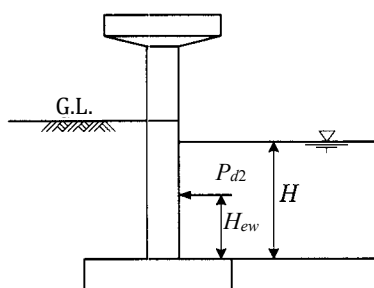


図-12.3-4 壁状構造物に作用する動水圧（ウェスタガード法）

イ 周辺を完全に水で取り囲まれた堰柱

周辺を完全に水で取り囲まれた堰柱に作用する地震時動水圧の合力及びその作用位置は、式 (12.3-8)、式 (12.3-9) により算出するものとする。

$$\left. \begin{aligned} &\frac{b}{H} \leq 2.0 \text{ の場合} \\ &\quad P_{d2} = \frac{3}{4} k_h \cdot w_0 \cdot A_0 \cdot H \cdot \frac{b}{a} \left(1 - \frac{b}{4H} \right) \\ &2.0 < \frac{b}{H} \leq 4.0 \text{ の場合} \\ &\quad P_{d2} = \frac{3}{4} k_h \cdot w_0 \cdot A_0 \cdot H \cdot \frac{b}{a} \left(0.7 - \frac{b}{10H} \right) \\ &4.0 < \frac{b}{H} \text{ の場合} \\ &\quad P_{d2} = \frac{9}{40} k_h \cdot w_0 \cdot A_0 \cdot H \cdot \frac{b}{a} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.3-8)$$

$$H_g = \frac{3}{7}H \dots\dots\dots (12.3-9)$$

ここで、 p_{d2} : 構造物に作用する地震時動水圧の合力 (kN)

k_h : 設計水平震度

w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

H : 水深 (m)

H_g : 地盤面から地震時動水圧の合力作用点までの距離 (m)

b : 地震時動水圧の作用方向に対して直角方向の躯体幅 (m)

a : 地震時動水圧の作用方向の躯体幅 (m)

A_0 : 構造物の断面積 (m²)

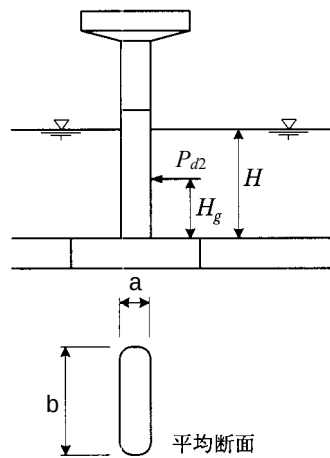


図-12.3-5 柱状構造物に作用する地震時動水圧

12.3.4 浮力又は揚圧力

構造物の安定計算や構造計算において浮力又は揚圧力を考慮する必要がある場合、これらの荷重は鉛直上方向に作用させる。

浮力又は揚圧力は、間隙水や水位の変動を考慮して適切に設定するものとする。一般に構造物の前後に水位差が生じる場合には揚圧力を考えた方が合理的である。

揚圧力を考慮する場合、底面に対し上流端及び下流端においてその水深に揚圧力係数を乗じたものが作用するものとした台形荷重を考える。揚圧力係数は岩着又は不透水層まで達する矢板で囲まれている場合は、 $\mu = 0.4$ 、それ以外の場合は $\mu = 1.0$ とする。

なお、計算に際しては台形を二つに分ける方が便利である。上流側における揚圧力を U_1 、下流側における揚圧力を U_2 とすると、

$$\left. \begin{aligned} U_1 &= \frac{1}{2} \cdot w_0 \mu B_2 h_1 \\ U_2 &= \frac{1}{2} \cdot w_0 \mu B_2 h_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.3-10)$$

全揚圧力 U は、

$$U = U_1 + U_2 = \frac{1}{2} \cdot w_0 B_2 \mu (h_1 + h_2) \text{ (kN/m)} \dots\dots\dots (12.3-11)$$

ここに、 w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m^3)
 B_2 : 堰体底幅 (m)
 h_1, h_2 : 上流及び下流の水深 (m)
 μ : 揚圧力係数

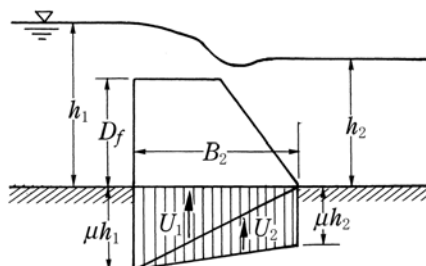


図-12.3-6 揚圧力

12.3.5 土圧

土圧は一般的に鉛直土圧と水平土圧に大別される。端部堰柱、護岸工等に作用する水平土圧はランキン、クーロン土圧公式又は、試行くさび法によるものとする。埋設構造物に作用する鉛直土圧は鉛直土圧公式又は、マーストン公式によるものとし、水平土圧は静止土圧公式、ランキン土圧公式、クーロン土圧公式及びスパングラ公式等によるものとする。

(1) 土圧区分

土圧は壁の変位の状況と土圧の作用方向によって、主働土圧、受働土圧、静止土圧に区分する。また、常時と地震時に区分する。

ア 主働土圧：壁の変位の方向と同じ方向に作用する土圧

イ 受働土圧：壁の変位の方向と逆方向に作用する土圧

ウ 静止土圧：壁が変位を伴わない場合の土圧

主働土圧、受働土圧及び静止土圧の概念図を、図-12.3-7 に示す。なお、下図は土圧の概念を示すモデルであることから、一般的な土留め壁を一例として示すものである。

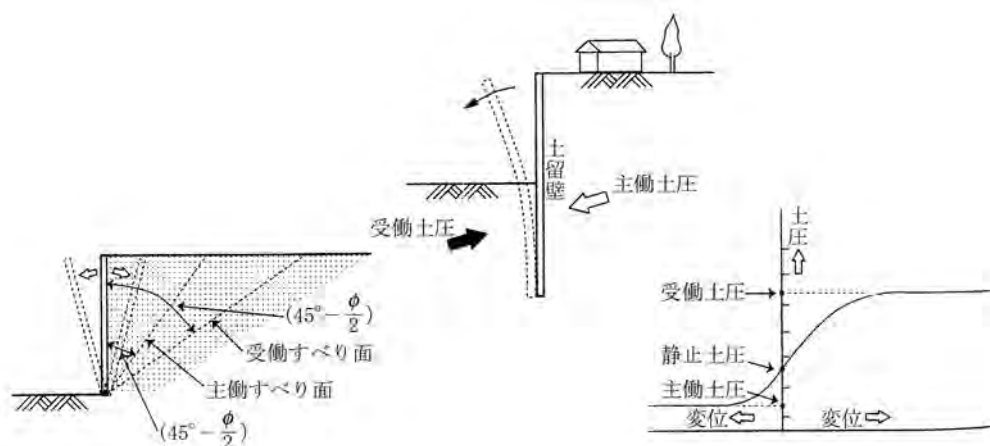


図-12.3-7 土圧区分概念図

(2) 土圧公式の分類と適用

構造物に作用する土圧は、構造物が土圧により変形・移動を伴うかどうかで変化するため、構造物の条件にあった土圧公式を適用することが必要である。構造物のタイプを、下記のア～ウに分類し、これに適用する土圧公式及びその適用条件を表-12.3-3に示す。

適用土圧公式（基本式）

ア ボックスカルバート等移動変形の少ない構造物：静止土圧公式

イ 変形のみを考慮する構造物：ランキン土圧公式又は、
クーロン土圧公式

ウ 安定計算を伴う構造物：クーロン系試行くさび法
(堰柱・擁壁等)：クーロン土圧公式

ただし、堰柱の地震時土圧は、12.3.13 地震時土圧に示す手法で算出する。

表-12.3-3 構造条件と適用土圧公式

構造分類		水平土圧			その他荷重		備考
		常 時	地震時	壁 面 摩擦角	輪荷重	水圧 区分	
①	移動変形を伴わない (暗きょ等)	静止土圧公式	無 視	無視	等分布荷重換算 (平面一方向)	有	
②	変形有、移動無 (沈砂池フルーム水路等)	ランキン土圧公式 クーロン土圧公式	クーロン地震 時土圧公式	考慮	フリューリッヒ公式	有	
③	移動変形を伴う (堰柱・擁壁等)	クーロン系試行く さび法	試行くさび重 量の慣性力	考慮	等分布荷重換算	有	

※壁面摩擦角については、表-12.3-8を参照

土圧の計算方法については、土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」を参考として算出すること。

12.3.6 堆砂による土圧 (P_e)

堆砂による土圧は静水圧に更に土圧が加わるものとする。堆砂の深さは堰体の状態により適宜定める。土圧 P_e は次のように算出する。

$$P_e = \frac{1}{2}(w_1 - w_0)C_0 H_e^2 \cdots \cdots \cdots (12.3-12)$$

ここに、 P_e : 単位長さ当たりの堆砂による土圧 (kN/m)

w_1 : 堆砂の単位体積重量 (kN/m³)

w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

C_0 : 土圧係数 (0.4~0.5)

H_e : 堆砂の高さ (m)

12.3.7 風荷重 (P_w)

風荷重は、鉛直投影面積に作用するものとして、 $P=3\text{ kN/m}^2$ に形状係数を乗じた値とし、次のように算出する。

$$P_w = P \cdot C \cdot A \cdots \cdots \cdots (12.3-13)$$

ここに、 P_w : 風荷重 (kN)

P : 荷重強度 (3 kN/m²)

A : 鉛直投影面積 (m²)

C : 形状係数

形状係数は、平面形状に対して 1.2

トラス形状・風上側に対して 1.6

トラス形状・風下側に対して 1.2

円筒形状 (1 本もの) に対して 0.7

とする。

12.3.8 氷荷重 (P_i)

一般には考慮する必要はないが、寒冷地において結氷厚が 10cm 以上となる場合には、冬期水位を対象として次のように考慮する。

$$P_i = p_i \cdot A_i \text{ (kN)} \dots\dots\dots (12.3-14)$$

ここに、 p_i : 氷圧 (196 kN/m² とする)

A_i : 結氷と接するゲートあるいは堰柱の面積 (m²)

12.3.9 雪荷重

雪荷重を考慮する必要のある地方においては、その地方の実状に応じて適切な値を定めるものとする。積雪の単位容積重量は、一般的には 3.5 kN/m³ に積雪深を乗じて求める採用例が多い。ただし、群集荷重と比較して大きいほうを採用する。また、路面において自動車荷重と組み合わせる場合は 1.0 kN/m² を見込む。

12.3.10 自動車荷重及び衝撃荷重

自動車荷重を考慮する場合、土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」を参考とし、安全な設計となるよう適切な荷重を見込むこととする。

12.3.11 群集荷重

群集荷重は歩道等について考慮し、鉛直荷重の大きさは次による。

大型自動車の入らない耕作道等については、3 kN/m²、公道の歩道 (路面等で大型自動車が入る場合を含む) は、5 kN/m² を標準とする。ただし、自動車荷重と群集荷重は同時に作用しないものとする。

12.3.12 慣性力

地震の影響は、12.6.2 地盤種別により設計水平震度を算定し、震度法により慣性力 F を求める。

また、構造物躯体に作用する慣性力は、耐震設計法の種類にかかわらず考慮しなければならない。

表-12.3-4 慣性力の算定

耐震設計方法	地 震 動	固有周期の算定	慣性力に用いる震度	慣 性 力
震 度 法	レベル 1 地震動	必要に応じて弾性剛性を適用した固有周期を考慮	固有周期を考慮しない設計水平震度 k_{hg} 固有周期を考慮する設計水平震度 k_h	$F = W \cdot k_{hg}$ $F = W \cdot k_h$ W : 躯体自重 (以下、同じ)
地震時保有水平耐力法	レベル 2 地震動	降伏剛性を適用した固有周期を考慮	固有周期 T 、低減係数より算定した設計水平震度 $k_{hc} = C_z \cdot C_s \cdot k_{hc0}$ $C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}}$ C_z : 地域別補正係数 C_s : 構造物特性補正係数 k_{hc0} : 設計水平震度の標準値	$F = W \cdot k_{hc}$

注) μ_a は完全弾性型の復元力特性を有する構造系の許容塑性率で、鉄筋コンクリートの場合には次式により算出する。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y}$$

ここに、 δ_u : 終局変位
 δ_y : 降伏変位
 α : 安全係数

12.3.13 地震時土圧

地震時土圧は、構造物の種類、土質条件、設計地震動のレベル、地盤の動的挙動等を考慮して、適切に設定するものとする。

- (1) 堰柱において、背面土が良質な材料で密に締固められた条件であり、構造物の壁面が鉛直かつ埋戻し・盛土面が水平の場合は、レベル 1 地震動、並びにレベル 2 地震動のいずれに対しても適用可能な修正物部・岡部法を原則として用いるものとする。

ア 修正物部・岡部法を以下に示す。

堰柱において地震時土圧を算定する場合は、原則としてレベル 1 地震動及びレベル 2 地震動のいずれにも適用できる式 (12.3-15) を用いるものとする。すなわち、地震時土圧は分布荷重とし、その主働状態における土圧強度を算出するものとする。

$$P_{ea} = \gamma_t h K_{EA} + q' K_{EA} \dots\dots\dots (12.3-15)$$

ここに、 P_{ea} : 深さ h (m) における地震時主働土圧強度 (kN/m²)

K_{EA} : 地震時主働土圧係数で、式 (12.3-16) により算出してよい。

$$\left. \begin{array}{l} \text{(7) 背面が土とコンクリートの場合} \\ \text{砂及び砂礫 } K_{EA} = 0.21 + 0.90 k_h \\ \text{砂質土 } K_{EA} = 0.24 + 1.08 k_h \\ \text{(4) 背面が土と土の場合} \\ \text{砂及び砂礫 } K_{EA} = 0.22 + 0.81 k_h \\ \text{砂質土 } K_{EA} = 0.26 + 0.97 k_h \end{array} \right\} \dots\dots\dots (12.3-16)$$

k_h : 地震時土圧の算出に用いる設計水平震度

γ_t : 土の単位体積重量 (kN/m³)

q' : 地震時の地表載荷荷重 (kN/m²)

また、 q' は地震時に確実に作用するもののみとし、活荷重は含まないものとする。

なお、背面土が良質な材料で密に締固められた条件以外の場合、下記(2)の物部・岡部法を適用する。

[参 考]地震時主働土圧について

「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」(日本道路協会)では、レベル2地震動において従来使用してきた物部・岡部の方法を適用すると、想定されるすべり土塊領域が非常に大きくなり、実際の現象と異なるといった問題点が生ずることから、以下の条件により修正物部・岡部法に基づいて算出される地震時土圧係数を簡易な式(12.3-16)により与えている。

背面土は良質な材料で密に締固めるため、地盤のせん断抵抗は、ピーク強度を発現した後、残留強度へと低下する。したがって、ここでは橋台の背面土は、表-12.3-5に示す程度の単位重量が確保できる砂、砂礫、砂質土で入念に施工されることを前提に、土質に応じた背面土のせん断抵抗角のピーク角度 ϕ_{peak} と残留強度 ϕ_{res} を表-12.3-6のように仮定した。表-12.3-6に示すせん断抵抗角の値は、密な砂質材料に対して、すべり破壊が生じる際の状態に近いと考えられる平面ひずみ状態でのせん断抵抗角に粘着力の影響も反映させて想定したものである。

表-12.3-5 土の単位重量 (kN/m^3)

地 盤	土 質	緩いもの	密なもの
自然 地盤	砂及び砂礫	18	20
	砂 質 土	17	19
	粘 性 土	14	18
盛 土	砂及び砂礫	20	
	砂 質 土	19	
	粘 性 土	18	

- 注 1) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれの表中の値から 9 を差し引いた値としてよい。
- 2) 碎石は砂利と同じ値とする。また、ずり、岩塊等の場合は種類、形状、大きさ及び間隙等を考慮して定める必要がある。
- 3) 砂利混じり砂質土、あるいは砂利混じり粘性土にあつては、混合割合及び状態に応じて適当な値を定める。
- 4) 地下水位は施工後における平均値を考える。

表-12.3-6 地震時土圧算定のための土質定数

	ϕ_{peak}	ϕ_{res}
砂及び砂礫	50°	35°
砂 質 土	45°	30°

- (2) (1)以外の条件の場合、堰柱におけるレベル 1 地震動に対しては物部・岡部法を適用してもよい。

ア レベル 1 地震動の場合、地震水平土圧は物部・岡部法を適用するとともに、埋戻し土の粘着力の有無に応じて以下の算式により求める。

(7) 地震時主働土圧

a 粘着力を無視する場合

(a) 非飽和土の場合

$$P_{ea} = (1 - k_v) \left\{ \gamma_t h K_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} K_{EA} \right\} \dots\dots\dots (12.3-17)$$

$$P_{EA} = (1 - k_v) \left\{ \frac{1}{2} \gamma_t h^2 K_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} h K_{EA} \right\} \dots\dots\dots (12.3-18)$$

ここに、 P_{ea} : 地震時主働土圧強度 (kN/m²)

P_{EA} : 地震時主働土圧 (kN/m)

K_{EA} : 地震時主働土圧係数

γ_t : 土(背面土)の単位体積重量 (kN/m³)

h : 地表面から土圧強度(又は土圧)を求めようとする位置までの深さ (m)

q : 単位斜面面積当たりの等分布荷重 (kN/m²)

α : 構造物背面又は仮想背面が鉛直面となす角 (°) (反時計回りを正とする)

β : 構造物背面の地表面が水平面となす角 (°) (反時計回りを正とする)

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \dots\dots\dots (12.3-19)$$

ここに、 ϕ : 背面土の内部摩擦角 (°)

δ : 構造物背面と土との摩擦角又は仮想背面における摩擦角 (°)

(反時計回りを正とする)

ただし、 $90^\circ \leq \alpha + \delta + \theta$ となる場合には適用できない。

また、 $\phi - \beta - \theta < 0$ となる場合には、 $\phi - \beta - \theta = 0$ として計算する。

$$\theta = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v} \dots\dots\dots (12.3-20)$$

ここに、 k_h : 地震時土圧の算出に用いる設計水平震度

k_v : 地震時土圧の算出に用いる設計鉛直震度

(鉛直方向を考慮しない場合、 $k_v = 0$)

k_h 、 k_v の変化による θ の値を、表-12.3-7 に示す。

表-12.3-7 k_h 、 k_v をパラメータとした θ の値

$k_h \backslash k_v$	0	0.05	0.10	0.15	0.20
0.1	5° 40'	6° 20'	6° 40'	6° 50'	7° 10'
0.2	11° 20'	11° 50'	12° 30'	13° 20'	14° 00'
0.3	16° 40'	17° 30'	18° 30'	19° 30'	20° 30'
0.4	21° 50'	22° 50'	24° 00'	25° 10'	26° 30'

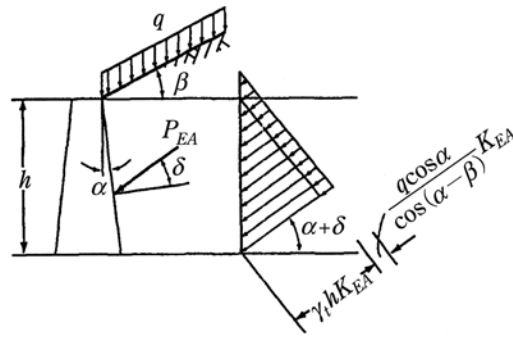


図-12.3-8 地震時主働土圧

(b) 飽和土の場合

この場合には、次式により得られる土圧強度及び土圧のほか、水圧を考慮する。

$$P'_{ea} = (1 - k_v) \left\{ \gamma' h K'_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} K'_{EA} \right\} \dots\dots\dots (12.3-21)$$

$$P'_{EA} = (1 - k_v) \left\{ \frac{1}{2} \gamma' h^2 K'_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} h K'_{EA} \right\} \dots\dots\dots (12.3-22)$$

ここに、 P'_{ea} : 地震時主働土圧強度 (kN/m²)

P'_{EA} : 地震時主働土圧 (kN/m)

K'_{EA} : 地震時主働土圧係数

$$K'_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta')}{\cos \theta' \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta + \theta') \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta')}{\cos(\alpha + \delta + \theta') \cos(\alpha - \beta)} \right\}^2} \dots\dots (12.3-23)$$

$$\theta' = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v} \cdot \frac{\gamma_t}{\gamma'} \dots\dots\dots (12.3-24)$$

ここに、 γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m³)

その他の記号は式 (12.3-17) に同じ。

b 粘着力を考慮する場合

粘着力を考慮する場合には、粘性土の自立高さを考慮して土圧強度を式 (12.3-25)、土圧を式 (12.3-26) により算定する。

$$P_{ea} = \gamma_t (h - z_0) K_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} K_{EA} \dots\dots\dots (12.3-25)$$

$$P_{EA} = \frac{1}{2} \gamma_t (h - z_0)^2 K_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} h K_{EA} \dots\dots\dots (12.3-26)$$

ここに、 z_0 : 粘性土の自立高さ (m)

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma_t} \tan \left[45^\circ + \frac{\phi}{2} \right] \dots\dots\dots (12.3-27)$$

ここに、 c : 土の粘着力 (kN/m²)

その他の記号は式 (12.3-17) に同じ。

なお、式 (12.3-25)、式 (12.3-26) によることが適当でない場合には、原則としてクーロン、物部理論に基づいて算定するものとする。

(イ) 地震時受働土圧

a 粘着力を無視する場合

(a) 非飽和土の場合

$$P_{ep} = (1 - k_v) \left\{ \gamma_t h K_{EP} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} K_{EP} \right\} \dots\dots\dots (12.3-28)$$

$$P_{EP} = (1 - k_v) \left\{ \frac{1}{2} \gamma_t h^2 K_{EP} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} h K_{EP} \right\} \dots\dots\dots (12.3-29)$$

ここに、 P_{ep} : 地震時受働土圧強度 (kN/m²)

P_{EP} : 地震時受働土圧 (kN/m)

K_{EP} : 地震時受働土圧係数

$$K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta + \theta') \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\alpha - \delta - \theta) \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \dots\dots\dots (12.3-30)$$

ただし、 $\phi + \beta - \theta < 0$ となる場合には適用できない。

その他の記号は式 (12.3-17) に同じ。

(b) 飽和土の場合

$$P'_{ep} = (1 - k_v) \left\{ \gamma' h K'_{EP} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} K'_{EP} \right\} \dots\dots\dots (12.3-31)$$

$$P'_{EP} = (1 - k_v) \left\{ \frac{1}{2} \gamma' h^2 K'_{EP} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} h K'_{EP} \right\} \dots\dots\dots (12.3-32)$$

ここに、 P'_{ep} : 地震時受働土圧強度 (kN/m²)

P'_{EP} : 地震時受働土圧 (kN/m)

K'_{EP} : 地震時受働土圧係数

$$K'_{EP} = \frac{\cos^2(\phi + \alpha - \theta')}{\cos \theta' \cos^2 \alpha \cos(\alpha - \delta - \theta') \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta - \theta')}{\cos(\alpha - \delta - \theta') \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \dots\dots\dots (12.3-33)$$

ただし、 $\phi + \beta - \theta' < 0$ となる場合には適用できない。

その他の記号は式 (12.3-17)、式 (12.3-21) に同じ。

b 粘着力を考慮する場合

$$P_{ep} = \gamma_t (h + z'_0) K_{EP} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} K_{EP} \dots\dots\dots (12.3-34)$$

$$P_{EP} = \frac{1}{2} \gamma_t (h + 2z'_0) h K_{EP} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} h K_{EP} \dots\dots\dots (12.3-35)$$

ここに、 z'_0 : 地震時受働土圧における粘性土の自立高さ (m)

$$z'_0 = \frac{2c}{\gamma_t} \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots (12.3-36)$$

その他の記号は式(12.3-17)に同じ。

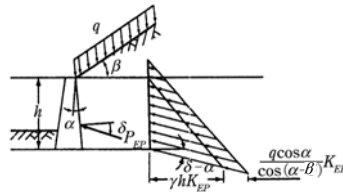


図-12.3-9 地震時受働土圧

(3) 擁壁及びフルーム水路の地震時土圧の算定

擁壁については試行くさび法を用いるものとし、土地改良事業計画設計基準・設計「農道」に準じ、フルーム水路は土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」に準じて、地震時土圧を算定する。

ア 適用土圧公式

コンクリート擁壁の設計に用いる土圧は、壁背面の傾斜や土との壁面摩擦にも対応できるクーロン系の土圧公式を適用し、擁壁背面の複雑な断面形状に対して的確に対応できる「試行くさび法」により算定することを原則とする。

ただし、フルーム水路及びブロック積擁壁（水路）の土圧算定については、式(12.3-37)に示すクーロン公式を用いるものとする。

$$P_{ea} = (1 - k_v) \left\{ \gamma_t \cdot h + q \cdot \frac{\sin \theta}{\sin(\theta + \beta)} \right\} K_{EA} \dots\dots\dots (12.3-37)$$

ここに、 P_{ea} : 地震時主働土圧強度 (kN/m²)

k_v : 設計鉛直震度

γ_t : 土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 背面地表面からの深さ (m)

q : 載荷重強度 (kN/m²)

α : 壁背面の傾斜角 (°)

β : 壁背面土の傾斜角 (°)

K_{EA} : 地震時主働土圧係数

イ 壁面摩擦角

壁面摩擦角 δ の値は、過去の実験結果を参考にすると、擁壁の場合常時において、 $\phi/2 \leq \delta \leq 2/3\phi$ 、また地震時において、 $0 \leq \delta \leq 1/2\phi$ といわれているが、一般の設計の際には表-12.3-8の値を用いるものとする。ただし、擁壁背面の排水が十分でないと考えられる場合は、安全性を考えて $\delta = 0$ とする。

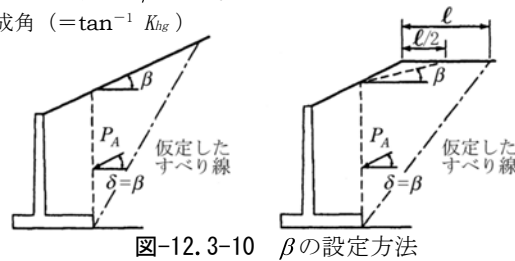
表-12.3-8 壁面摩擦角 δ の値

擁壁の種類		重力式擁壁 もたれ式擁壁 ブロック積擁壁	逆T型擁壁 L型擁壁	
計算の種類		安定計算	安定計算	部材計算
摩擦角の種類		土とコンクリート	土と土	土とコンクリート
壁面摩擦角	常時	$\frac{2}{3}\phi$	※1 β (図-12.3-10)	$\frac{2}{3}\phi$
	地震時	$\frac{1}{2}\phi$	※2 $\tan\delta = \frac{\sin\phi\sin(\theta+\Delta-\beta)}{1-\sin\phi\cos(\theta+\Delta-\beta)}$ ただし、 $\sin\Delta = \frac{\sin(\beta+\theta)}{\sin\phi}$	$\frac{1}{2}\phi$

※1 $\beta \geq \phi$ のときは、 $\delta = \phi$ とする。

※2 $\beta + \theta \geq \phi$ のときは、 $\delta = \phi$ とする。

θ : 地震合成角 ($=\tan^{-1} K_{hg}$)

図-12.3-10 β の設定方法

ウ 土の粘着力

土の粘着力は締固めの度合い、含水状態、経時変化などの影響により、その評価が難しいこと、また、こね返しの影響で粘着力が減少することから、一般的な設計においては粘着力 $c = 0$ とする。

エ 地震時の土圧

地震時土圧の算定には、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。

オ 土圧の作用面及び作用位置

土圧の作用面は、重力式擁壁及びもたれ式擁壁についてはコンクリート背面とし、逆T型擁壁及びL型擁壁の部材計算においてはコンクリート背面、安定計算においてはかかと版を通る鉛直な仮想背面とする。

また、土圧の作用位置は、試行くさび法の場合は土圧が三角形分布になるものと仮定し、壁高 H の1/3点と考える。

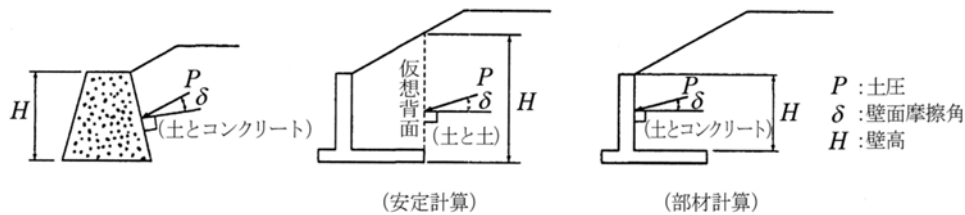


図-12.3-11 土圧の作用面及び作用位置

カ 試行くさび法による土圧の算定

試行くさび法は極値法ともいわれ、図解法又は数値計算などによって図-12.3-12に示すよう

に、壁下端から発生するすべり面の方向を種々に変化させ、それぞれのすべり面と壁背面に挟まれる土くさびに作用する力の釣合いから壁に作用する土圧の極大値を求め、これを主働土圧とする方法である。

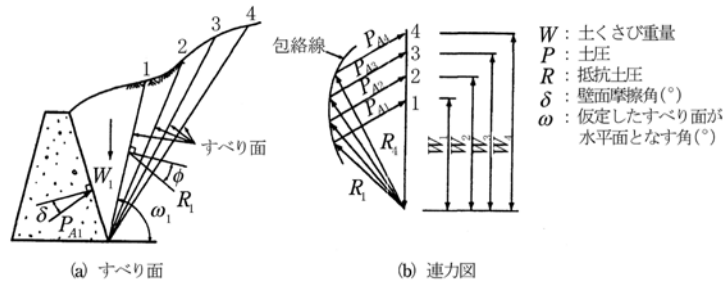


図-12.3-12 主働すべり面、主働土圧の決定法

土圧を図解によって求める方法としては、クーロン系の土圧論に基づくクルマン (Cul-mann) の図式解法が一般的である。クルマンの図式解法を示せば、以下のとおりである。(図-12.3-13 参照)

- A点より水平面に対し ϕ の角度をもった直線A-Gを引く。
- 任意に仮定したすべり面A-1、A-2、……につきABCD1、ABCD2、……の重量 W_1 、 W_2 、……を計算し、適当なスケールでA-G上にプロットする。
- W_1 、 W_2 、……からA-Gに対し ε の角度をもった直線を引き、これとすべり面A-1、A-2、……の交点をH、J、……とし、これらを曲線で結ぶ。
- 最後に上記の手順で得られた曲線A、H、J、……上にA-Gと平行な接線を引き、接点をTとすれば、主働土圧合力の大きさがT-Wに、またすべり面が直線A-Tに求まる。

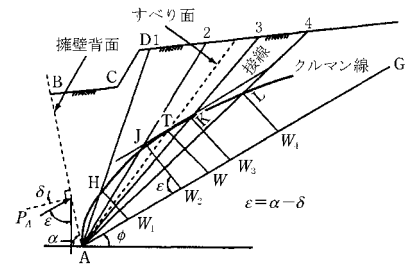


図-12.3-13 クルマンの図解法

(7) 地震時の土圧

地震時においては、図-12.3-15(a)に示すように、土くさびの重心に、慣性力(= $K_{hg} \cdot W$)が作用するものと考え、連力図は図-12.3-15(b)のように描くことができる。

a 地震時の主働土圧

$$P_{EA} = \frac{\sin(\omega_{EA} - \phi + \theta)}{\cos(\omega_{EA} - \phi - \delta - \alpha) \cos \theta} W \quad \dots\dots\dots (12.3-38)$$

$$\left. \begin{aligned} P_{EAH} &= P_{EA} \cos(\delta + \alpha) \\ P_{EAV} &= P_{EA} \sin(\delta + \alpha) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.3-39)$$

$$h_P = \frac{1}{3} H \quad \dots\dots\dots (12.3-40)$$

ここに、 P_{EA} : 地震時の主働土圧 (kN/m)

P_{EAH} : 地震時の主働土圧の水平成分 (kN/m)

P_{EAV} : 地震時の主働土圧鉛直成分 (kN/m)

ω_{EA} : 仮定したすべり面が水平面となす角 (°)

θ : 地震合成角 (= $\tan^{-1} k_{hg}$) (°)

k_{hg} : 設計水平震度

δ : 地震時の壁面摩擦角 (表-12.3-6 参照) (°)

ϕ : 背面土の内部摩擦角 (°)
 α : 壁背面と鉛直面のなす角 (°)
 h_p : 土圧の作用点までの鉛直距離
 H : 壁高 (m)
 W : 土くさび重量 (kN)

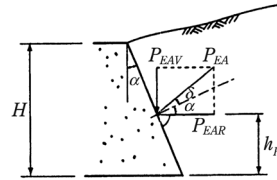


図-12.3-14 地震時主働土圧の水平成分と鉛直成分

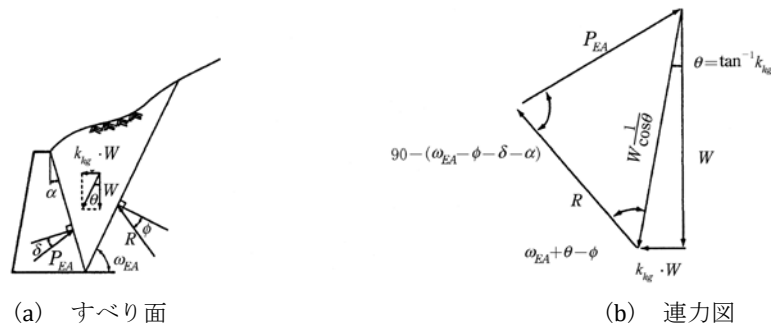


図-12.3-15 地震時主働土圧の考え方

b 地震時の受働土圧

$$P_{EP} = \frac{\sin(\omega_{EP} + \phi - \theta)}{\cos(\omega_{EP} + \phi + \delta - \alpha) \cos \theta} W \dots\dots\dots (12.3-41)$$

ここに、 P_{EP} : 地震時受働土圧 (kN/m)

ω_{EP} : 仮定したすべり面が水平面となす角 (°)

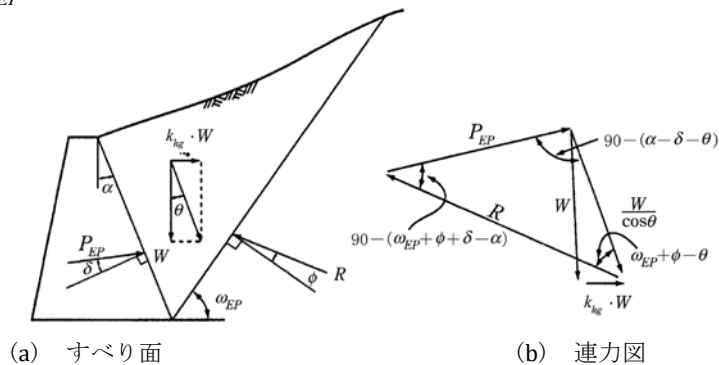


図-12.3-16 地震時受働土圧の考え方

(4) 杭の地震時受働土圧強度の算定

地震時保有水平耐力法における杭の軸直角方向の抵抗特性及びフーチング前面地盤の抵抗特性を算定する場合の地震時の受働土圧強度は、以下により求める。

ア 杭の軸直角方向の抵抗特性

水平方向地盤ばね定数 k_{HE} を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値 P_{HU} を有する弾塑性型モデルとするが、ここで、 $P_{HU} = \eta_p \alpha_p P_u$ で、地震時受働土圧強度 P_u を用いて算定される。

地震時の受働土圧強度はクーロンの土圧係数 K_{EP} を用いて、式 (12.3-42)、式 (12.3-43) により求める。

$$P_u = K_{EP} \sum (\gamma_{ti} \cdot h_i + q') + 2c\sqrt{K_{EP}} \dots\dots\dots (12.3-42)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin \phi}{\cos \delta_E}} \right\}^2} \dots\dots\dots (12.3-43)$$

ここに、 P_u : 地震時の受働土圧強度 (kN/m²)

γ_{ti} : 地盤 i 層の土の単位体積重量 (kN/m³)

h_i : 地盤 i 層の層厚 (m)

q' : 地震時の耐震設計上の地盤面での載荷荷重 (kN/m²)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

δ_E : 地震時の壁面摩擦角 ($-\phi/6$) (°)

イ フーチング前面地盤の水平抵抗特性

フーチング前面の地盤が長期的に安定して存在するか、あるいは埋戻された地盤が原地盤以上の強度を有する場合で、土質が良質で設計上水平抵抗を期待できる場合は、フーチング前面の水平抵抗を考慮してよい。

フーチング前面地盤の水平抵抗特性は、水平方向地盤ばね定数 k_{HE} を求め、これを初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値 P_{HU} を有する弾塑性型モデルとするが、ここで、 $P_{HU} = \alpha_{pPEP}$ で、深さ z における地震時の地盤の受働土圧強度 P_{EP} を用いて算定される。

地震時の地盤の受働土圧強度 P_{EP} は、式 (12.3-44) により、 K_{EP} は式 (12.3-43) により求める。

$$P_{EP} = K_{EP} \cdot \sum (\gamma_{ti} \cdot h_i + q') + 2c\sqrt{K_{EP}} \dots\dots\dots (12.3-44)$$

12.4 荷重の組合せ

(1) 可動堰の安定計算ケース

可動堰の安定計算では、次のケースにおける安定条件を標準としてそれぞれ照査する。

- ア 洪水時で開扉の場合において、常時の上下流方向の安定 (ケース 1)
- イ 低水時で閉扉の場合において、常時の上下流方向の安定 (ケース 2)
- ウ 低水時で閉扉の場合において、地震時の上下流方向の安定 (ケース 3)
- エ 低水時で閉扉の場合において、地震時の堰軸線方向の安定 (ケース 4)
- オ 空虚時で開扉の場合において、常時の上下流方向の安定 (ケース 5)
- カ 空虚時で開扉の場合において、地震時の上下流方向の安定 (ケース 6)
- キ 空虚時で開扉の場合において、地震時の堰軸線方向の安定 (ケース 7)

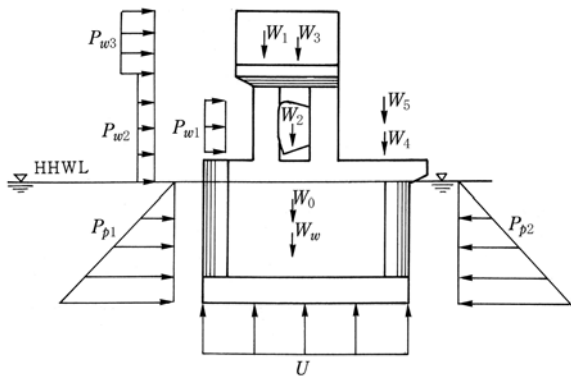
各安定ケースにおける荷重の組合せは、表-12.4-1 が一般的である。

可動堰の安定計算は、各堰柱ごとに、当該堰の計画条件及び設計条件から想定される検討ケースを策定し、それぞれのケースに最も不利となるように荷重を組み合わせて検討を行う必要がある。

表-12.4-1 可動堰安定計算における組合せ荷重

計算ケース			1	2	3	4	5	6	7
荷重項目									
条 件	水 位 状 況		洪水時	低水時	低水時	低水時	空虚時	空虚時	空虚時
	扉 体 開 閉		開 扉	閉 扉	閉 扉	閉 扉	開 扉	開 扉	開 扉
	常 時 ・ 地 震 時		常 時	常 時	地震時	地震時	常 時	地震時	地震時
	方 向		上下流	上下流	上下流	堰 軸	上下流	上下流	堰 軸
						左右岸			左右岸
鉛 直 荷 重	W_0	堰 柱 自 重	○	○	○	○	○	○	○
	W_1	機 械 室 自 重	○	○	○	○	○	○	○
	W_2	扉 体	○	○	○	○	○	○	○
	W_3	卷 上 機	○	○	○	○	○	○	○
	W_4	管 理 橋	○	○	○	○	○	○	○
	W_5	雪 荷 重		○					
	W_w	水 重	○	○	○	○			
	U	揚 圧 力	○	○	○	○			
	W_e	背 面 土 重				○			○
水 平 荷 重	$k_h W_0$	堰 柱 慣 性 力			○	○		○	○
	$k_h W_1$	機 械 室 〃			○	○		○	○
	$k_h W_2$	扉 体 〃			○	○		○	○
	$k_h W_3$	卷 上 機 〃			○	○		○	○
	$k_h W_4$	管 理 橋 〃			○	○		○	○
	$k_h W_5$	積 雪 〃							
	P_{w1}	風 荷 重 (扉 体)	○				○		
	P_{w2}	風 荷 重 (堰 柱)	○	○			○		
	P_{w3}	風 荷 重 (機 械 室)	○	○			○		
	P_g	静 水 圧 (扉 体)		○	○				
	P_p	静 水 圧 (堰 柱)	○	○	○				
	P_{d1}	動 水 圧 (扉 体)			○				
	P_{d2}	動 水 圧 (堰 柱)			○	○			
	P_{e1}	堆 砂 土 圧		○	○				
	P_i	氷 荷 重		○					
	P_{e2}	土 圧 (側 面)				○			○
	$k_h W_e$	背 面 土 慣 性 力				○			○

ケース 1



ケース 2

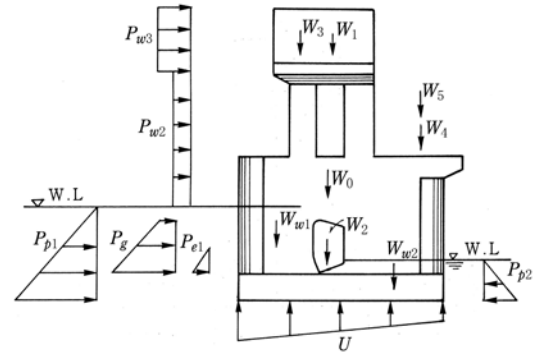
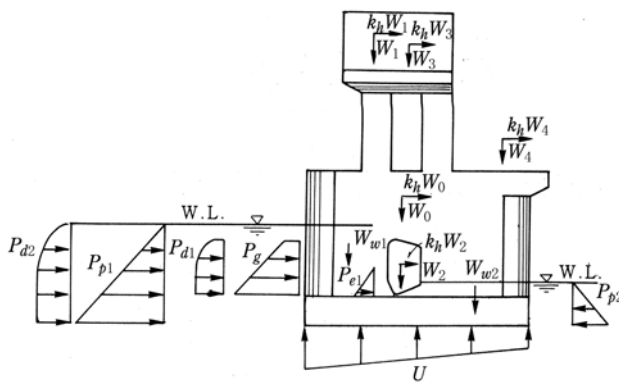


図-12.4-1(a) 堰柱安定計算における荷重条件

ケース 3



ケース 4

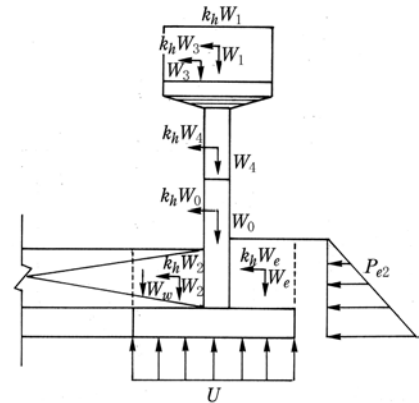
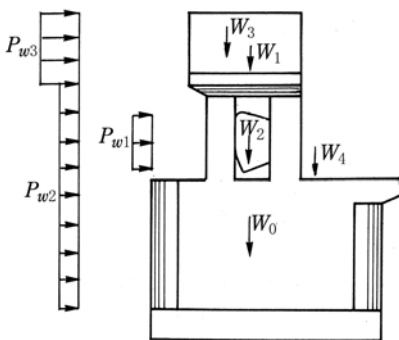
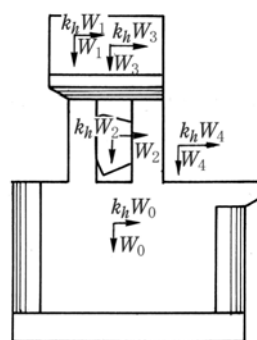


図-12.4-1(b) 堰柱安定計算における荷重条件

ケース 5



ケース 6



ケース 7

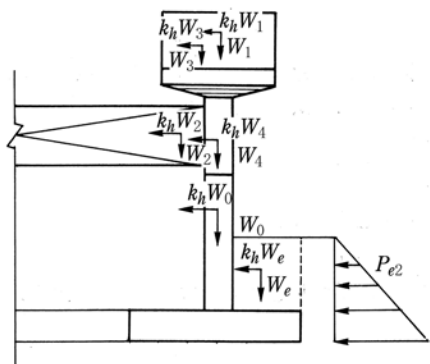


図-12.4-1(c) 堰柱安定計算における荷重条件

(2) 固定堰の安定計算ケース

堰体は、次のケースにおける安定条件を満たさなければならない。

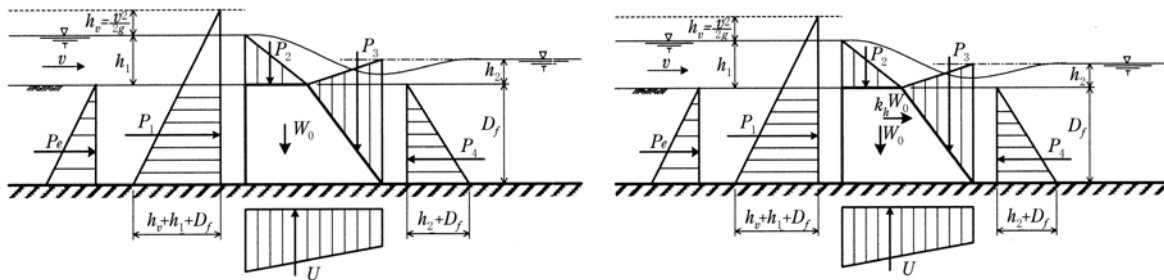
ア 洪水時において、常時上下流方向の安定（ケース 1）

イ 低水時において、地震時上下流方向の安定（ケース 2）

各安定ケースにおける荷重の組合せは表-12.4-2 が一般的である。

表-12.4-2 固定堰安定計算における組合せ荷重

計算ケース			1	2
荷重項目				
条件	水 位 状 況		洪水時	低水時
	常 時 ・ 地 震 時		常 時	地震時
	方 向		上下流	上下流
鉛直荷重	W_0	堰 体 自 重	○	○
	P_2	静水圧（上流）	○	○
	P_3	静水圧（下流）	○	○
	U	揚 圧 力	○	○
水平荷重	$k_h W_0$	堰 体 慣 性 力		○
	P_1	静水圧（上流）	○	○
	P_4	静水圧（下流）	○	○
	P_e	堆 砂 土 圧	○	○



ケース 1(常時)

ケース 2(地震時)

図-12.4-2 固定堰の安定計算における荷重条件

12.5 許容応力度

頭首工に用いる材料の許容応力度及び許容応力度の割増し係数は、表-12.5-1～表-12.5-4 の値とする。

表-12.5-1 無筋コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

設計基準強度 σ_{ck}		18	21	24	備 考
許容応力度					
圧 縮 (σ_{ca})		4.5	5.0	5.4	$\sigma_{ca} \leq \frac{\sigma_{ck}}{4}$
曲げ引張 (σ_{ta})		0.25	0.29	0.29	$\sigma_{ta} \leq \frac{\sigma_{tk}}{7}$
支 圧 (σ'_{ca})		5.4	5.9	5.9	$\sigma'_{ca} \leq 0.3\sigma_{ck}$

注 1) σ_{ck} は、コンクリートの 28 日設計基準強度 (表-12.5-2 も同様)

2) σ_{tk} は、コンクリートの設計基準引張強度 (JIS A I113 によって定める)

表-12.5-2 鉄筋コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

設計基準強度 σ_{ck}			18	21	24	30	40 以上	備 考
許容応力度								
曲げ圧縮 (σ_{ca})			7	8	9	11	14	
せん断	斜め引張鉄筋 の計算をしない 場合 (τ_{al})	梁 の 場 合	0.4	0.42	0.45	0.5	0.55	
		スラブの場合 ¹⁾	0.8	0.85	0.9	1.0	1.1	
	斜め引張鉄筋 の計算をする 場合 (τ_{al})	せん断力のみの 場合 ²⁾	1.8	1.9	2.0	2.2	2.4	
付着	丸 鋼 (τ_{0a1})		0.7	0.75	0.8	0.9	1.0	
	異形鉄筋 (τ_{0a2})		1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	
支 圧 (σ'_{ca})			5.4	6.3	7.2	9.0	12.0	$\sigma'_{ca} \leq 0.3\sigma_{ck}$

注 1) 押抜きせん断に対する値である。

2) ねじり影響を考慮する場合には、この値を割増することができる。

表-12.5-3 鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm²)

鉄筋の種類		許容引張応力度 (σ_{sa})				備 考
		一般の部材の場合	疲労強度より定める場合	水に接する部材の場合	輪荷重が直接載荷する場合	
SR235	常 時	137	137	137	137	
	地震時	205	205	205	205	
SD295A、B	常 時	176	157	157	137	
	地震時	264	264	264	264	
SD345	常 時	196 ²⁾	176	176 ²⁾	137	
	地震時	294	294	294	294	

注 1)：SD345 が適用できる構造物は次のような場合とする。

- ①特に大規模で地震時が支配的となり、経済的で有利な場合
- ②市場性により SD295A、B の入手が困難な場合
- ③ひび割れ等に対する十分な検討を行う場合
- ④河川協議（道路協議）等による場合

2)：次の場合：常時の SD345 の許容引張応力度は SD295A、B と同一とする。

- ①道路協議（河川協議）等による場合
- ②たわみ、ひび割れの検討を行わない場合

表-12.5-4 許容応力度の割増し係数

種 別	荷重、外力等の組合せ	割増し係数
無筋コンクリート	地震の影響を考えた場合	1.50
鉄筋コンクリート	温度変化及び乾燥収縮を考えた場合	1.15
	地震の影響を考えた場合	1.50
	温度変化、乾燥収縮及び地震の影響を考えた場合	1.65

12.6 耐震設計に用いる諸係数及び設定事項

頭首工の耐震設計では、地震動レベル・構造物の種類や振動特性及び地形地質等の条件を適切に定める必要がある。耐震設計に用いる諸係数及び設定事項は、以下のとおりである。

- (1) 地域別補正係数
- (2) 地盤種別
- (3) 固有周期
- (4) 耐震設計上の地盤面

12.6.1 地域別補正係数

地域別補正係数は、地域区分に応じて表-12.6-1 の値とする。ただし、設置地点が地域区分の境界線上にある場合は、係数の大きい方をとる。

表-12.6-1 地域別補正係数

地域 区分	地域別補正係数			対象地域
	C_z	C_{1z}	C_{2z}	
A1	1.0	1.2	1.0	千葉県のうち館山市、木更津市、勝浦市、鴨川市、君津市、富津市、南房総市、夷隅郡、安房郡 神奈川県 山梨県のうち富士吉田市、都留市、大月市、上野原市、西八代郡、南巨摩郡、南都留郡 静岡県 愛知県のうち名古屋市、豊橋市、半田市、豊川市、津島市、刈谷市、西尾市、蒲郡市、常滑市、稲沢市、新城市、東海市、大府市、知多市、豊明市、田原市、愛西市、清須市、弥富市、あま市、海部郡、知多郡、額田郡、北設楽郡のうち東栄町 三重県（津市、松阪市、名張市、亀山市、いなべ市、伊賀市、三重郡菰野町を除く。） 和歌山県のうち新宮市、西牟婁郡、東牟婁郡 徳島県のうち那賀郡、海部郡
A2	1.0	1.0	1.0	A1、B1、B2、C 地域以外の地域
B1	0.85	1.2	0.85	愛媛県のうち宇和島市、北宇和郡、南宇和郡 高知県(B2 地域に掲げる地域を除く。) 宮崎県のうち延岡市、日向市、児湯郡(西米良村及び木城町を除く。)、東臼杵郡のうち門川町
B2	0.85	1.0	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、美唄市、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、北広島市、石狩市、北斗市、石狩郡、松前郡、上磯郡、亀田郡、茅部郡、二世郡、山越郡、檜山郡、爾志郡、奥尻郡、瀬棚郡、久遠郡、島牧郡、寿都郡、磯谷郡、虻田郡、岩内郡、古宇郡、積丹郡、古平郡、余市郡、空知郡、夕張郡、樺戸郡、雨竜郡、上川郡（上川総合振興局）のうち東神楽町、上川町、東川町及び美瑛町、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、つがる市、平川市、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、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、珠洲市、鳳珠郡 鳥取県のうち米子市、倉吉市、境港市、東伯郡、西伯郡、日野郡 島根県、岡山県、広島県 徳島県のうち美馬市、三好市、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、三豊市、小豆郡、香川郡、綾歌郡、仲多度郡 愛媛県（B1 地域に掲げる地域を除く。） 高知県のうち長岡郡、土佐郡、吾川郡（いの町のうち旧伊野町の地区を除く。） 熊本県（C 地域に掲げる地域を除く。） 大分県（C 地域に掲げる地域を除く。） 宮崎県（B1 地域に掲げる地域を除く。）
C	0.7	0.8	0.7	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（上川総合振興局）のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町及び下川町、中川郡（上川総合振興局）、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 熊本県のうち荒尾市、水俣市、玉名市、山鹿市、宇土市、上天草市、天草市、玉名郡、葦北郡、天草郡 大分県のうち中津市、豊後高田市、杵築市、宇佐市、国東市、東国東郡、速見郡 鹿児島県（奄美市及び大島郡を除く。） 沖縄県

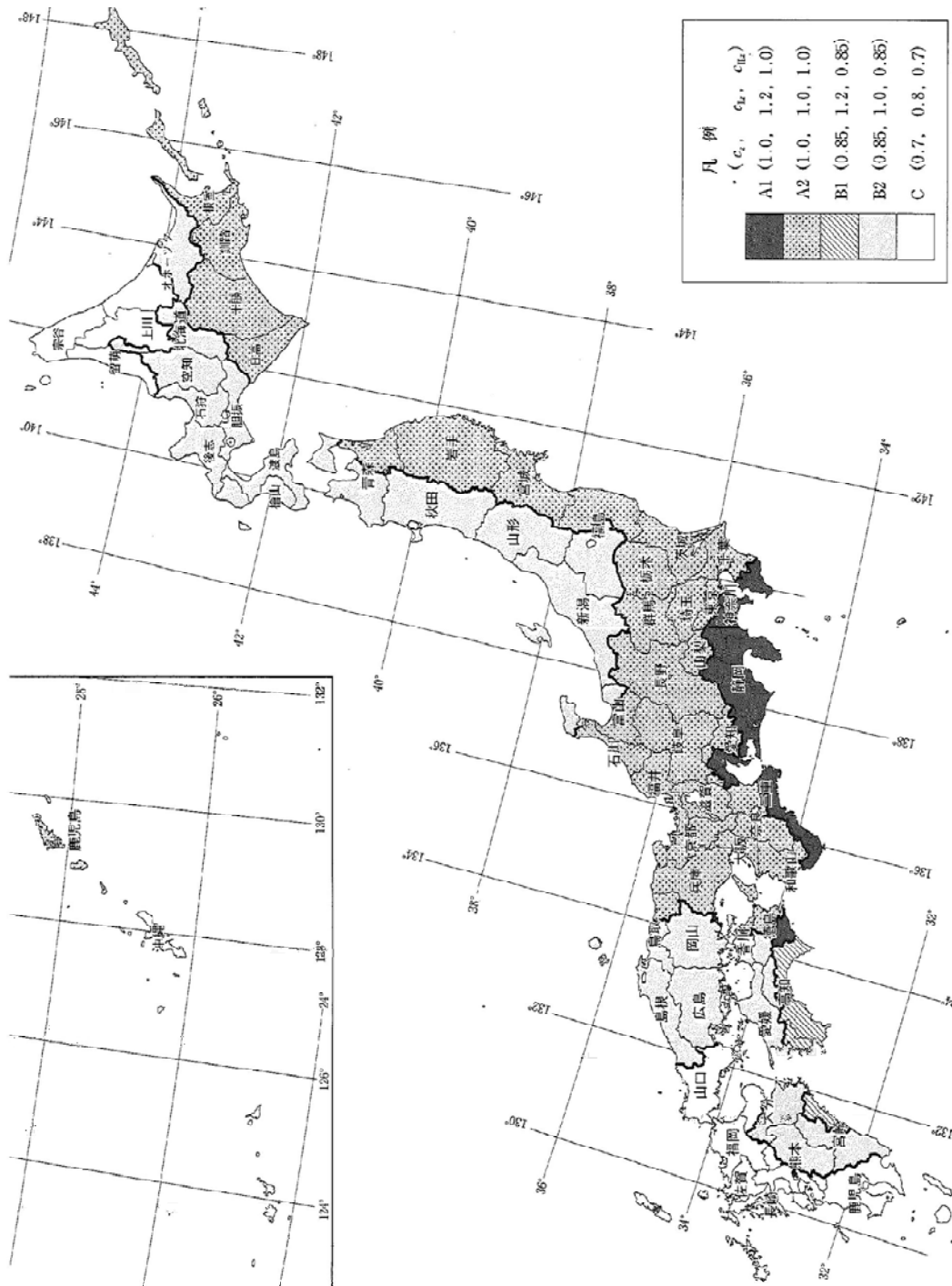


図-12.6-1 地域別補正係数の地域区分

12.6.2 地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、12.7.1 耐震設計の基本及び 12.7.2 設計水平震度に示す設計地震動を設定する場合に、地盤条件の影響を考慮するために必要があり、微小ひずみ領域における表層地盤の基本固有周期である地盤の特性値 T_G をもとに表-12.6-2により区別する。また、地盤の特性値 T_G は、式(12.6-1)で算出するが、地表面が基盤面と一致する場合はⅠ種地盤とする。

表-12.6-2 耐震設計上の地盤種別

地 盤 種 別	地 盤 の 特 性 値 T_G (s)
Ⅰ 種	$T_G < 0.2$
Ⅱ 種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
Ⅲ 種	$0.6 \leq T_G$

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \dots\dots\dots (12.6-1)$$

ここに、 T_G ：地盤の特性値 (s)

H_i ： i 番目の地層の厚さ (m)

V_{si} ： i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

なお、地盤種別の概略の目安は、Ⅰ種地盤は良好な洪積地盤及び岩盤、Ⅲ種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤 (N 値 4 以下)、Ⅱ種地盤はⅠ種地盤及びⅢ種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤と考えてよい。ここでいう沖積層は、崖崩れ等による新しい堆積層、表層、埋立土並びに軟弱層を含み、沖積層のうち締まった砂層、砂礫層、玉石層については、洪積層として取り扱って良い。

せん断弾性波速度 V_{si} の値は弾性波探査や PS 検層などの現位置試験によって測定することが望ましいが、実測値がない場合や試験ができない地層などは、式(12.6-2)によって推定して良い。

なお、 N 値は各層の平均 N 値など層を代表する値とし、むやみに計算を煩雑にする必要はない。

$$\left. \begin{array}{l} \text{粘性土層の場合 } V_{si} = 100 N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 25) \\ \text{砂質土層の場合 } V_{si} = 80 N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 50) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (12.6-2)$$

ここに、 V_{si} ：平均せん断弾性波速度 (m/s)

なお、 N 値が 0 の場合は、 $V_{si} = 50$ m/s とする。

N_i ：標準貫入試験による i 番目の地層の平均 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、地表面から i 番目の地層の番号。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 以上の地層の上面、若しくはせん断弾性波速度が 300 m/s 程度以上の地層の上面をいう。

また、耐震設計上の基盤面とは、対象地点に共通する広がりを持ち、耐震設計上振動するとみなす地盤 (表層地盤) の下に存在する十分堅固な地盤の上面とする。ここで、十分堅固な地盤とは、せん断弾性波速度 300 m/s 程度以上の値を有している剛性の高い地層とする。

なお、地表面の形状が、堤体や盛土等、地表面が平坦でない場合は、地盤の震動が構造物に与える影響を考える必要がある。例えば、図-12.6-2(a)に示すように堤体内にフーチングを設ける場合は、下部構造の振動が堤体の振動に影響されるため堤体の天端を地表面とみなし、図-12.6-2(b)に

示すようにフーチングを堤体下の地盤内に設ける場合には周辺の平均的な地表を地表面とみなし地盤の特性値 T_G を求める。

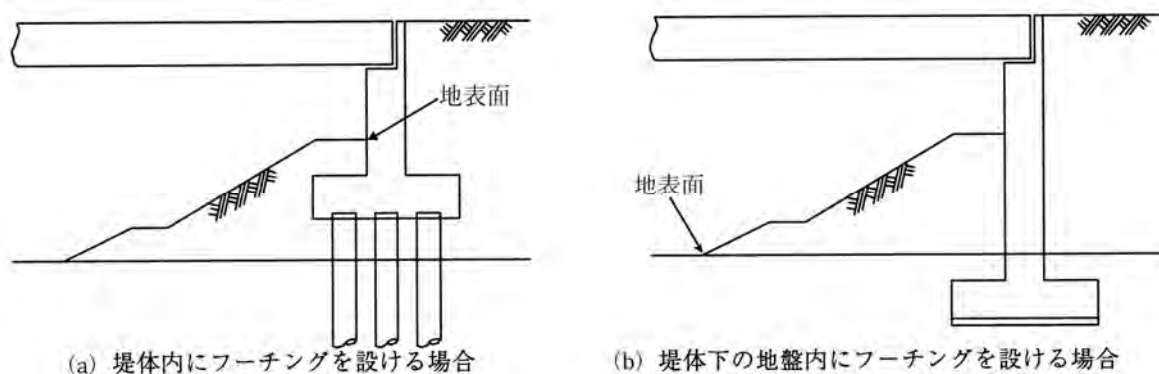


図-12.6-2 堤体や盛土における地表面のとり方

また、相当深く標準貫入試験を行っても耐震設計上の基盤面が現れない場合等、 T_G が算出できない場合は、図-12.6-3 により近似的に地盤種別を区分しても良い。

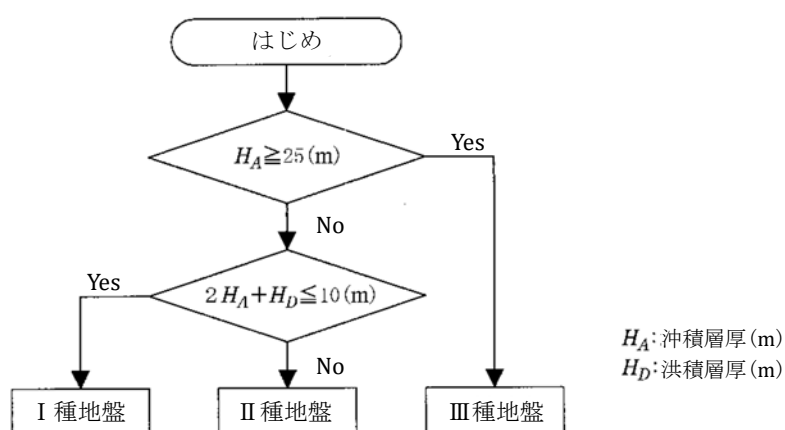


図-12.6-3 沖積層厚 H_A と洪積層厚 H_D による地盤種別の区分

12.6.3 固有周期

(1) 基本事項

地震動は、地震の発生から終わりまで、様々な周期の揺れが混在し、過去の地震の記録から 1 秒以下の短周期に対する加速度スペクトルが大きいことがわかっている。

また、構造物には、振動に関する固有周期（構造物固有の揺れやすいタイミング）があり、地震動の周期と合致した場合には揺れが大きくなる。これを共振現象と言い、耐震設計では、この影響を考慮し設計に用いる加速度スペクトルを設定することが必要となる。

なお、固有周期の算出は、構造部材及び基礎の変形の影響を考慮するものとし、レベル 2 地震動の照査を行う場合は、部材の塑性化を考慮する。また、地震時に液状化を起す場合やごく軟弱な粘性地盤などで不安定となる地盤がある場合は、土質定数の低減を見込まないで固有周期を算出する。これは、地盤が遷移的に不安定となっていく過程と振動特性のメカニズムが未解明なことや、土質定数を低減させて固有周期を求めると長周期となり設計地震力を過小に見積もる可能性があるため、安全側の設計地震力を求めることに配慮したものである。

(2) 固有周期の算出のモデル

固有周期の算出のモデルは、堰柱の耐震設計モデルをもとに、下記の3モデルに区分する。

- ア 1 基の下部構造（堰柱）とそれが支持している上部構造（機械室・管理橋などのうち一つを有する）部分からなる一本柱モデル
- イ 柱にテーパを有し断面変化がある1本柱モデルや2本の柱を有する1層ラーメンモデル
- ウ 複数の断面を有し変化する柱構造や3本以上の柱を有したりする多層モデル

(3) 部材の剛性

部材の剛性は、各地震動レベルごとに下記のとおりとする。

- ア レベル1地震動に対する耐震性能の照査では、地震時の応答値が部材のひび割れ耐力以下となるので全断面有効とした剛性を用いる。
- イ レベル2地震動に対する耐震性能の照査では、限定された部材位置が塑性化するので、その部材の降伏剛性を用いる。

なお、降伏剛性は、14.2.2 レベル2地震動に示す部材非線形モデルをもとに表-12.6-3により求めることができる。

表-12.6-3 降伏剛性の算出方法

構造モデル	降伏剛性の算出方法
1本柱モデル	部材の降伏剛性は、堰柱の降伏耐力 P_y と降伏変位 δ_y の比で表される割線剛性 K_y とする。
1層ラーメンモデル	各部材の降伏剛性は、塑性ヒンジ部における初降伏曲げモーメント M_{y0} と初降伏曲率 ϕ_y の比で表される割線剛性 K_y とする。
多層モデル	

(4) 固有周期の基本式

構造物の固有周期は、構造物の種類や剛性・構成・重量分布などの条件により変化し、振動次数によっても変化する。しかし、一般的な構造物は、1次周期（最も変位が大きくなる周期で1次モードと呼ばれる）が卓越して現れ、それに対する固有周期は1自由度の力学系を仮定して算出することが近似的に可能である。

この場合の固有周期 T は、一般式として、近似的に式(12.6-3)にて与えることが可能である。

$$\begin{cases} T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} \\ \delta = \frac{W}{K} \end{cases} \dots\dots\dots (12.6-3)$$

- ここに、 T : 固有周期 (s)
 W : 堰柱の等価重量 (kN)
 K : 柱のバネ定数 (kN/m)
 g : 重力の加速度 ($=9.8 \text{ m/s}^2$)
 δ : 固有周期を算出する場合の変位 (m)

このことから、堰柱の固有周期は、複雑な形状の構造物を1自由度系のモデルに置き換えて算出することを基本とする。

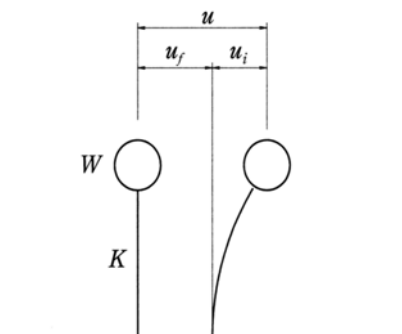


図-12.6-4 1自由度系モデル
 $(u$: 1自由度系の変位、 u_f : 地動変位、 u_i : W による変位)

そこで、固有周期は、式(12.6-3)の下式を上式に代入すれば、式(12.6-4)を得る。

$$T = 2.01\sqrt{\delta} \dots\dots\dots (12.6-4)$$

ここに、 T ：設計振動単位の固有周期 (s)

δ ：固有周期を算出する場合の変位 (m)

なお、別途、固有値解析により固有周期を求める場合は、これを式(12.6-3)若しくは式(12.6-4)の T としてよい。

また、水平方向分散支承や免震支承を管理橋に用いることにより1自由度系とならないことがわかっている場合や構造が複雑で固有値解析にて1次モードが支配モードとならない場合は、動的解析による照査を行わなくてはならない。

(5) 固有周期を算出する場合の変位 δ

固有周期を算出する場合の変位 δ は、各モデルにあった方法にて算出する。

ア 1本柱モデル

設計振動単位が図-12.6-5に示すような1本柱モデルの変位量は、耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングを含めた堰柱構造の重量の80%と、それが支持している上位の構造部分の全重量に相当する力を慣性力の作用方向に作用させた場合の上位の構造部分の慣性力の作用位置における値とする。

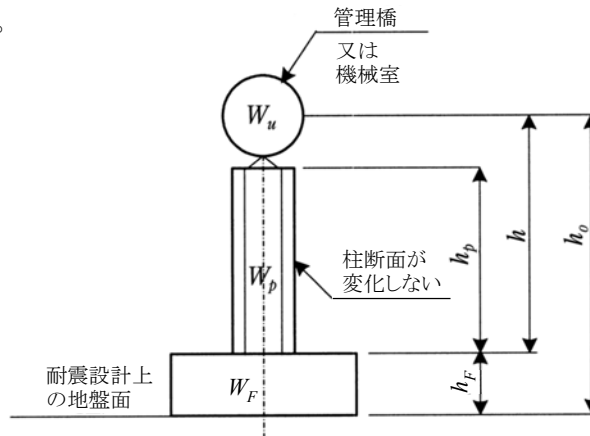


図-12.6-5 1本柱モデルの模式図

また、変位 δ は、式(12.6-5)により算出することができる。

$$\delta = \delta_p + \delta_0 + \theta_0 \cdot h_0 \dots\dots\dots (12.6-5)$$

ここに、 δ_p ：堰柱躯体の曲げ変位 (m)

δ_0 ：基礎の水平変位 (m)

θ_0 ：基礎の回転角 (rad)

h_0 ：耐震設計上の地盤面から上位にある質点位置までの高さ (m)

(7) 曲げ変形 δ_p

曲げ変形 δ_p は、式(12.6-6)により算出できる。

$$\delta_p = \frac{W_u h^3}{3EI} + \frac{0.8W_p h_p^3}{8EI} \dots\dots\dots (12.6-6)$$

ここに、 W_u ：対象とする堰柱部柱が支持する上位にある構造の重量 (kN)

W_p ：堰柱部柱の重量 (kN)

EI ：堰柱部柱の曲げ剛性 (kN・m²)

h ：堰柱部柱下端から堰柱部柱が支持する上位構造の重量の慣性力作用位置までの高さ (m)

h_p ：堰柱構造躯体高 (m)

(イ) 基礎の変形 δ_0 、 θ_0

基礎の変形は、式 (12.6-7) による。

$$\left. \begin{aligned} \delta_0 &= \frac{H_0 A_{rr} - M_0 A_{sr}}{A_{ss} A_{rr} - A_{sr} A_{rs}} \\ \theta_0 &= \frac{-H_0 A_{rs} + M_0 A_{ss}}{A_{ss} A_{rr} - A_{sr} A_{rs}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.6-7)$$

ここに、 H_0 、 M_0 ：耐震設計上の地盤面における水平力 (kN) とモーメント (kN・m)

A_{ss} 、 A_{sr} 、 A_{rs} 、 A_{rr} ：基礎の抵抗を表す動的バネ定数で、複数ある基礎のバネを式 (12.6-8) に示す四つのバネにて表現した等価バネ定数であり、基礎天端に単位水平力と単位モーメントをそれぞれ別々に作用させた時の水平変位と回転角から式 (12.6-8) により算出する。

$$\left. \begin{aligned} A_{ss} &= \frac{\theta_{0M}}{\delta_{0H} \theta_{0M} - \delta_{0M} \theta_{0H}} \\ A_{sr} &= \frac{\delta_{0M}}{\delta_{0H} \theta_{0M} - \delta_{0M} \theta_{0H}} \\ A_{rs} &= \frac{-\theta_{0H}}{\delta_{0H} \theta_{0M} - \delta_{0M} \theta_{0H}} \\ A_{rr} &= \frac{\delta_{0H}}{\delta_{0H} \theta_{0M} - \delta_{0M} \theta_{0H}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.6-8)$$

ここに、 δ_{0H} 、 θ_{0H} ：基礎天端に単位水平力を与えたときに基礎天端に生じる水平変位と回転角 (m/kN、rad/kN)

δ_{0M} 、 θ_{0M} ：基礎天端に単位モーメントを与えたときに基礎天端に生じる水平変位と回転角 (m/kN、rad/kN)

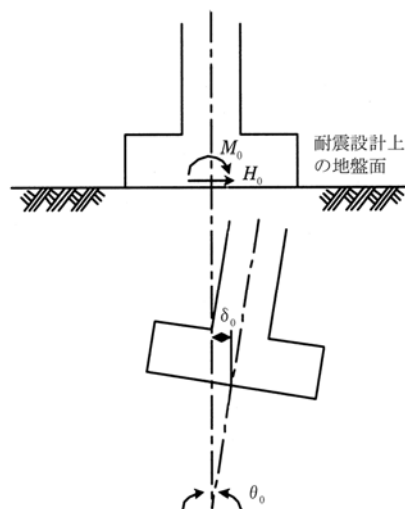


図-12.6-6 耐震設計上の地盤面における荷重と変位

なお、基礎の変形に用いる式 (12.6-7) の H_0 、 M_0 は、式 (12.6-9) にて与えられる。

$$\left. \begin{aligned} H_0 &= Wu + 0.8(W_p + W_F) \\ M_0 &= Wu \cdot h_0 + 0.8W_p \left(\frac{h_p}{2} + h_F \right) + 0.8W_F \frac{h_F}{2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.6-9)$$

ここに、 W_F : 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング又はケーソンの重量 (kN)
 h_F : 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング又はケーソンの高さ (m)

イ テーパーを有し断面変化がある 1 本柱モデル及び 2 本の柱を有する 1 層ラーメンモデル

設計振動単位が図-12.6-7 に示すようなテーパーを有し断面変化がある 1 本柱モデルや 2 本の柱を有する 1 層ラーメンモデルの変位量は、ア 1 本柱モデルと同様に式 (12.6-5) により求める。

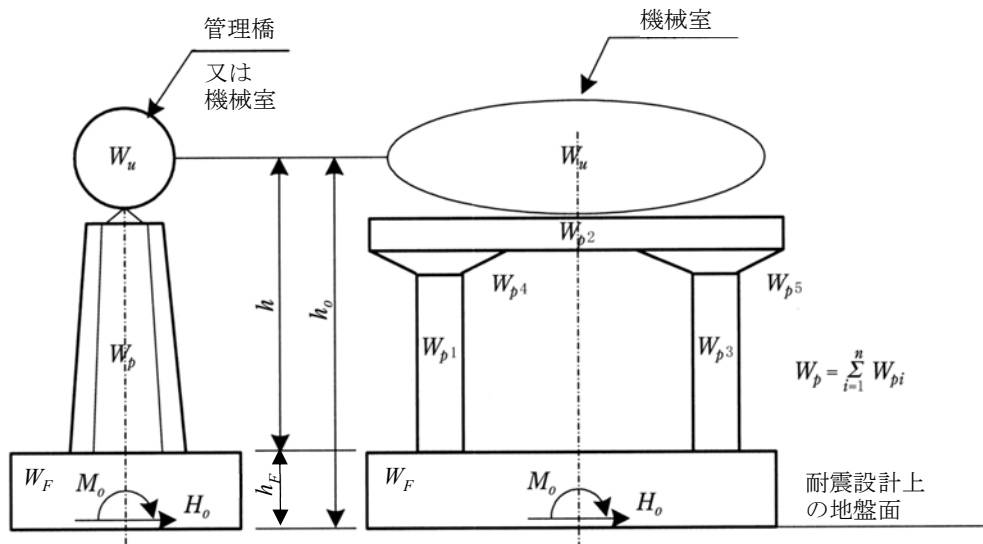


図-12.6-7 柱にテーパーを有する 1 本柱モデルや 2 本の柱を有する 1 層ラーメンモデルの模式図

(ア) 曲げ変形 δ_p

このモデルの堰柱構造躯体の曲げ変形 δ_p は、式(12.6-11)による等価重量を用いて式(12.6-10)により算出してもよい。

$$\left\{ \begin{aligned} \delta_p &= \frac{Wh^3}{3EI} \dots\dots\dots (12.6-10) \\ W &= W_u + 0.3W_p \dots\dots\dots (12.6-11) \end{aligned} \right.$$

ここに、 W : 堰柱構造躯体の等価重量 (kN)

W_u : 対象とする堰柱部柱が支持する上位にある構造の重量 (kN)

W_p : 堰柱部柱の重量 (kN)

(イ) 基礎の変形 δ_0 、 θ_0

基礎に関する変位 δ_0 及び基礎の変形 θ_0 の算出に用いる H_0 、 M_0 は、それぞれ式(12.6-7)、式 (12.6-9) による。

ウ 複数の断面を有し変化する柱構造や 3 本以上の柱を有したりする多層モデル

設計振動単位が、断面変化を伴う場合や複数の下部構造（堰柱＋門柱）とそれが支持している上部構造部分（機械室や管理橋）からなる場合の固有周期を求める変位 δ は、式 (12.6-12) により算出する。

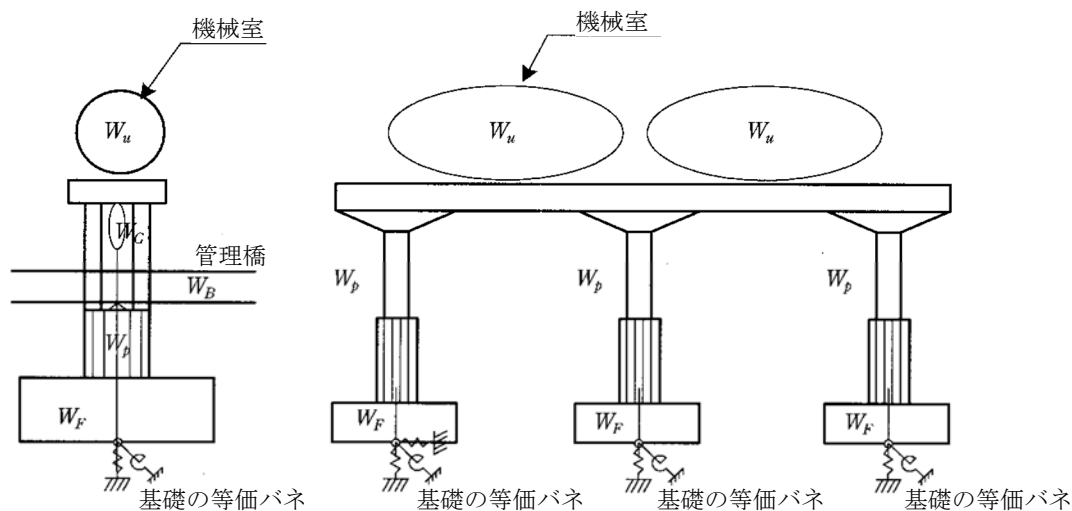


図-12.6-8 複数の断面を有し変化する柱構造や3本以上の柱を有したりする多層モデルの模式図

$$\delta = \frac{\int w(s)u(s)^2 ds}{\int w(s)u(s)ds} \dots\dots\dots (12.6-12)$$

ここに、 $w(s)$ ：各構造部材 s における重量 (kN/m)

$u(s)$ ：耐震設計上の地盤面より上の各構造部材の重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合にその方向に生じる各構造部材位置 s における変位 (m)

$\int$ は、設計振動単位全体に関する積分を示す。

なお、離散型の骨組構造にモデル化する場合は、式 (12.6-12) の δ は、式 (12.6-13) により求めても良い。

$$\delta = \frac{\sum_i (W_i u_i^2)}{\sum_i (W_i u_i)} \dots\dots\dots (12.6-13)$$

ここに、 W_i ：各構造部材節点 i の重量 (kN)

u_i ：耐震設計上の地盤面より上の各構造部材の重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合にその方向に生じる各構造部材節点 i の変位 (m)

Σ は設計振動単位全体に関する和を示す。

また、離散化の具体的な手法は、以下の手順による。

- (7) 各構造の剛性と重量の分布を算出し、以下の方法により構造物全体を骨組みモデル化する。
また、モデル化は、以下のように行う。
 - a 部材の剛性を算出する。
 - b 構造物の背面土がある場合の重量及び地盤の変形等の影響を無視してもよい。

- c 基礎地盤の変形の影響は、基礎の抵抗を表す等価バネによって考慮する。
- d 管理橋及び堰体の位置は、構造の重心位置とする。
- e 管理橋の可動支承の摩擦の影響は無視する。
- f 堰柱と管理橋の間の相対変位に対する拘束条件は、一般には支承形式に応じて表-12.6-4によってもよい。ここで、固定支承の鉛直軸まわりの拘束条件は支承の構造を考えると固定であると考えられるが、計算の簡便さを考慮して一般には自由としてもよい。
- g ゴム支承等の剛性を利用して慣性力の分散を図る場合には、その剛性をバネとしてモデル化してもよい。ただし、固定部材によって水平変位を拘束する固定型ゴム支承又はすべり機構を有する可動型ゴム支承（すべり型ゴム支承）を用いる場合には、原則として固有周期及び慣性力の算出に際してゴム支承の剛性を考慮しないものとする。

表-12.6-4 支承部のモデル化の例

支承条件	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向	橋軸回り	橋軸直角回り	鉛直軸回り
固定支承	拘束	拘束	拘束	拘束	自由	自由
可動支承	自由	拘束	拘束	拘束	自由	自由
ゴム支承	バネ*	バネ*	拘束**	拘束**	自由**	自由**
免震支承	バネ*	バネ*	拘束**	拘束**	自由**	自由**

注1) *の条件は、橋軸方向及び橋軸直角方向の両方向にゴム支承あるいは免震支承で支持される場合について示した。

2) **の条件は、厳密にはバネ支持となるが、解析結果への影響は一般に小さいため、このようにしてよいものとした。

3) 変位制限構造等により支承の移動を拘束する場合には、その条件をモデル化に考慮する。

- (イ) 上記(ア)のモデルに上部構造及び耐震設計上の地盤面から上の下部構造の重量に相当する力を慣性力の作用方向に静的に作用させ、その方向に生じる変位を m 単位で求める。

(6) 地盤反力係数の基準値

地盤のバネを求めるときの地盤反力係数は、式 (12.6-14) による。

$$\left. \begin{aligned} k_{H0} &= \frac{1}{0.3} E_D \\ k_{V0} &= \frac{1}{0.3} E_D \\ E_D &= 2(1+\nu_D)G_D \\ G_D &= \frac{\gamma}{g} t V_{SD}^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.6-14)$$

ここに、 k_{H0} ：水平方向地盤反力係数の基準値 (kN/m²)

k_{V0} ：鉛直方向地盤反力係数の基準値 (kN/m²)

E_D ：地盤の動的変形係数 (kN/m²)

ν_D ：地盤の動的ポアソン比

一般の沖積及び洪積地盤 地下水位以浅 0.45

地下水位以深 0.5

軟岩 0.4

硬岩 0.3

γ_t : 地盤の単位体積重量 (kN/m^3)

g : 重力の加速度 9.8 (m/s^2)

V_{SD} : 地盤のせん断弾性係数 (m/s)

$$V_{SDi} = C_v \cdot V_{si} \quad (i \text{ は } I \text{ 番目地層を指す})$$

C_v : 地盤ひずみによる補正係数

$$= 0.8 \quad (V_{si} < 300 \text{ m/s})$$

$$= 1.0 \quad (V_{si} \geq 300 \text{ m/s})$$

V_{si} : 式 (12.6-2) によるせん断弾性波速度 (m/s)

ただし、建設地点で実測されたせん断弾性波速度 V_{si} がある場合は、この値を用いてもよい。

G_D : 地盤の動的せん断変形係数 (kN/m^2)

(7) 基礎の抵抗を表すバネ定数

基礎の抵抗を表すバネ定数式 (12.6-8) は、直接基礎については式 (12.6-15) に、杭配置が対称で鉛直杭のみで構成される杭基礎は式 (12.6-16) に、また、ケーソン基礎については式 (12.6-17) にて算出することができる。

ア 直接基礎

$$\left. \begin{aligned} A_{ss} &= k_{SB} A_B \\ A_{sr} &= A_{rs} = 0 \\ A_{rr} &= k_v I_B \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.6-15)$$

ここに、 k_{SB} : 底面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

k_v : 底面の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

A_B : 底面の面積 (m^2)

I_B : 底面の断面 2 次モーメント (m^4)

イ 杭基礎の基礎の抵抗を表すバネ定数

対象で鉛直杭のみで構成される場合の杭基礎は、式 (12.6-16) にて簡便に算出することができる。

$$\left. \begin{aligned} A_{ss} &= nK_1 \\ A_{sr} &= A_{rs} = -nK_2 \\ A_{rr} &= nK_4 + K_{VP} \sum_{i=1}^n y_i^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.6-16)$$

ここに、 n : 杭の総本数 (本)

y_i : i 番目の杭の杭頭の y 座標 (m)

K_1 : 杭頭部に回転を生じないようにして杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/m)

K_2 : 杭頭部に回転を生じないようにして杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角曲げモーメント (kN/m)

K_4 : 杭頭部に移動を生じないようにして杭頭部を単位量だけ回転させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m/rad}$)

K_{VP} : 杭の軸方向バネ定数 (kN/m)

ウ ケーソン基礎

ケーソン基礎では 6 種類の地盤抵抗要素があり、杭基礎のように解析的に基礎の地盤バネ定数を算出することができない。よって、ケーソン基礎の場合においては、以下のように基礎の地盤バネ定数を算出する。なお、6 種類の地盤抵抗要素の地盤反力係数の算出に用いる地盤の変形係数は、動的変形係数である。

<手 順>

ケーソン天端に水平力 $H = H_0$ とモーメント $M = M_0$ の 2 ケースをそれぞれ別々に作用させケーソン天端での水平変位と回転角をそれぞれ求める。

- ・基礎構造物に作用させるケース及びその結果

水平力 $H = H_0$ を作用させた時 : 水平変位 $\delta = \delta_{0H}$ 回転角 $\theta = \theta_{0H}$

モーメント $M = M_0$ を作用させた時 : 水平変位 $\delta = \delta_{0M}$ 回転角 $\theta = \theta_{0M}$

- ・上記の値を式 (12.6-17) に当てはめ行列式を解くことにより基礎の抵抗を表す動的バネ定数を求めることができる。

$$\begin{bmatrix} A_{ss} & A_{sr} \\ A_{rs} & A_{rr} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} H_0 & 0 \\ 0 & M_0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_{0H} & \delta_{0M} \\ \theta_{0H} & \theta_{0M} \end{bmatrix}^{-1} \dots\dots\dots (12.6-17)$$

ここに、 H_0 : 仮定した水平力 (kN)

M_0 : 仮定したモーメント (kN・m)

δ_{0H} : H_0 が作用したときの基礎天端の変位 (m)

θ_{0H} : H_0 が作用したときの基礎天端の回転角 (rad)

δ_{0M} : M_0 が作用したときの基礎天端の変位 (m)

θ_{0M} : M_0 が作用したときの基礎天端の回転角 (rad)

12.6.4 耐震設計上の地盤面

(1) 耐震設計上の地盤面の定義と設定

耐震設計上の地盤面は、設計地震動の入力位置で、その面より上方の構造部分に地震力を作用させるがその面よりも下方の構造部分には地震力を作用させないという耐震設計上仮定する地盤面のことである。

耐震設計上の地盤面の設定方法は、常時における設計上の地盤面と同じとする。ただし、杭基礎のように基礎全体のフーチング重量の影響が大きい場合の耐震設計では、常時の設計上の地盤面をフーチング上面とした場合でも、フーチングの慣性力を考慮する。

また、表-12.6-5 に示すように、地震時に地盤反力が期待できない土層がある場合は、この土層の下面とする。これは、現地盤より深さ 10m 程度までの地盤の良否が基礎の水平抵抗に大きく影響すること、また、地震時の地盤と構造物の動的相互作用など未解明な部分が多数あり安全側の設計とするためである。

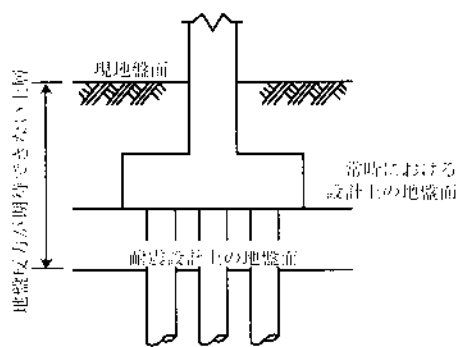
なお、耐震設計上の地盤反力を期待できない土層は、表-12.6-5 のとおりである。

表-12.6-5 耐震設計上の地盤反力を期待できない土層

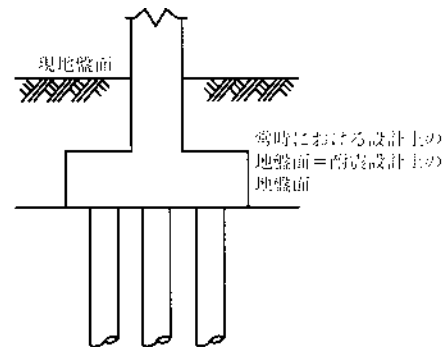
砂質土層のうち 液状化層	12.7.5 に示す砂質土層の液状化の判定で、土質定数の低減係数 D_E を 0 とする土層
ごく軟弱な粘性土層 及び シルト質土層	現地盤面から 3 m 以内にある粘性土及びシルト質土で一軸圧縮試験又は、原位置試験により推定される一軸圧縮強度が 20 kN/m^2 以下の土層

(2) 地盤反力が期待できない土層がある場合

ア 耐震設計上の地盤面は図-12.6-9(a)及び図-12.6-9(b)に示すとおり、前記(1)に示す常時における設計上の地盤面とする。ただし、ごく軟弱な土層、あるいは液状化する砂質土層で耐震設計上地盤反力が期待できない土層がある場合には、耐震設計上の地盤面はその層の下面に設定する。



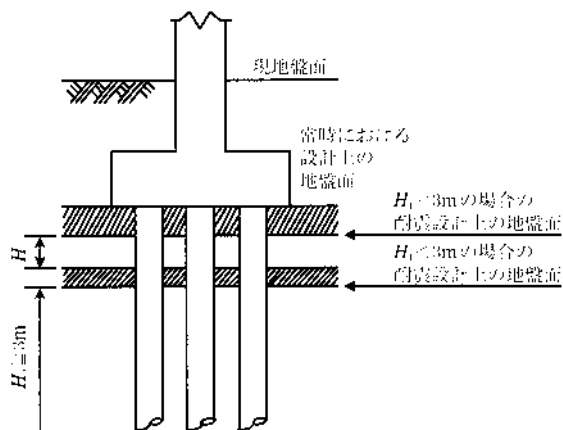
(a) 地盤反力が期待できない土層がある場合



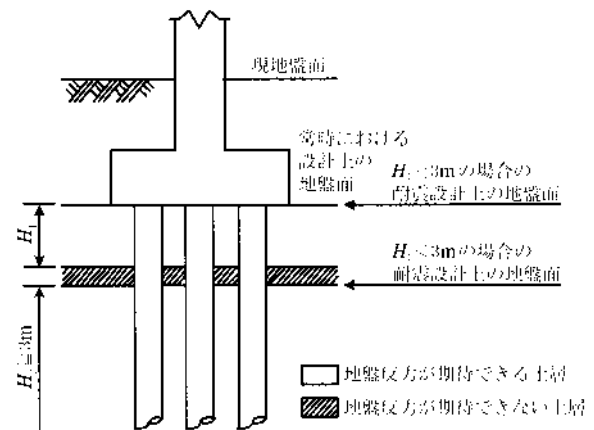
(b) (a) 以外の場合

図-12.6-9 耐震設計上の地盤面

イ 地盤反力が期待できない土層が互層状態で存在する場合には、図-12.6-10に示すように、耐震設計上の地盤面は少なくとも層厚が 3 m 以上の地盤反力が期待できる土層の上面としてよい。現在のところ、地盤反力が期待できない土層がそれ以前の地盤反力が期待できる土層に及ぼす影響を定量的に評価することはできないが、既往の震災事例等を踏まえて上記のように設定したものである。



(a) 常時における設計上の地盤面に接して地盤反力が期待できない土層がある場合



(b) (a) 以外の場合

図-12.6-10 中間に地盤反力が期待できる土層がある場合の耐震設計上の地盤面

(3) 耐震設計上の土質定数の低減

ア 前記(1)によりごく軟弱な土層と判断された土層は、耐震設計上、その土質定数を0とする。

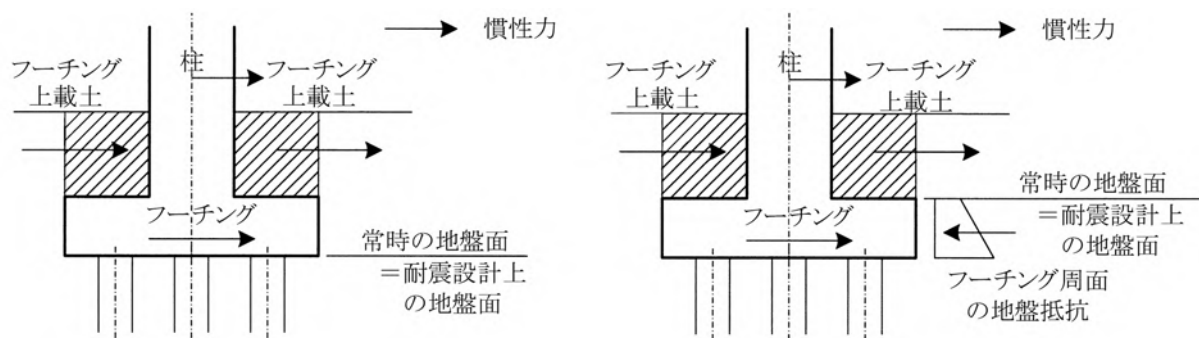
イ 「水平地盤における液状化判定」により液状化が生じると判定された砂質土層は、液状化に対する抵抗率 FL の値に応じて 12.7.5 液状化の判定に示す低減係数 D_E により土質定数を低減させる。

(4) 土質定数を耐震設計上0あるいは低減させる土層の取扱い

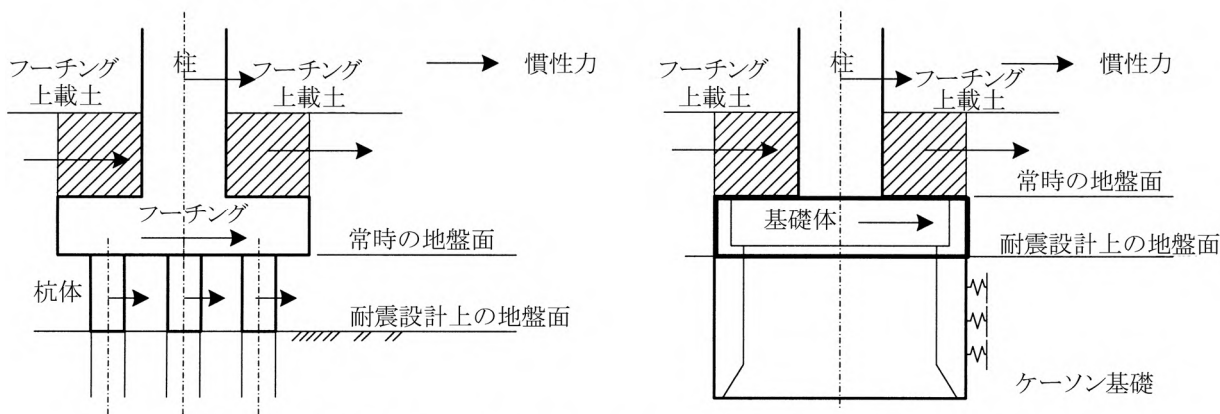
土質定数を耐震設計上0あるいは低減させる土層であっても、その重量を低減することはできない。

(5) 耐震設計上の基礎部分の慣性力のかけ方

耐震設計を行う上で基礎部分の慣性力のかけ方の留意点は、耐震設計上の地盤面より上方の躯体、フーチング等には、地中であっても慣性力を考慮する。慣性力はフーチング等の重量から、排除した土の重量を差し引いた重量により求める。ただし、地盤反力が期待できない土層が存在する場合は、この土層の下面より上方の構造物部分には、その重量に慣性力を考慮する。



(a) 耐震設計上の地盤面＝常時の地盤面の場合の慣性力のかけ方



(b) 地盤反力が期待できない土層がある場合の慣性力のかけ方

図-12.6-11 耐震設計上の基礎部分の慣性力のかけ方

12.7 耐震設計手法

12.7.1 耐震設計の基本

耐震設計は、レベル1地震動、レベル2地震動の大きさの異なる二つの設計地震動に対し、重要度に応じた所定の耐震性能を有するよう照査することを基本とする。なお、レベル2地震動を考慮する場合は、レベル1地震動、レベル2地震動の2段階照査を行う。

耐震性能は、頭首工構成要素ごとに、1)健全性を損なわない 2)限定された損傷に留める 3)致命的な損害を防止する、の三つの耐震性能を設定する。

(1) 耐震性能の損傷度と照査方法

ア 損傷度の考え方

目標とする耐震性能を満足するためには、構造物の損傷度をどの程度に留めておくべきか表示することが求められる。例えば、機能が完全に保持されるためには、構造物は健全性を損なわない、つまり、降伏状態を超えるような損傷を受けずに補修が不要である状態に留めておく必要があり、人命の安全性を確保するためには、補修が必要となる損傷を許容するが、構造部材の耐力が維持され、構造物全体の崩壊を防止しなければならない。このように、目標とする耐震性能を満足するには、構造物の損傷度を明瞭にわかりやすく表現しなければならない。表-12.7-1にそれらの関係を示す。

表-12.7-1 耐震性能の定義と損傷度との関係

耐震性能	定義（損傷度）
1. 健全性を損なわない。	降伏状態を超えるような損傷を生じないこと。（補修不要）
2. 限定された損傷に留める。 （機能維持）	施設の機能の回復をより速やかに行うために、3.の状態より余裕を持った状態にあること。（頭首工堰柱等の場合）。（場合により、補修必要）
3. 致命的な損傷を防止する。 （修復容易）	塑性化を考慮する部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復を容易に行い得る状態にあること。（補修必要）

イ 照査項目

表示された耐震性能を満足しているか否かを判断する照査項目とその具体値を決めておく必要がある。本基準では、構成要素ごとに要求する耐震性能を示した。そして、照査項目として、次のように分類した。

特に、計画上レベル2地震動を考慮すべき AA 種及び A 種の構造物では、部材の塑性化を許し、塑性変形能力を考慮した設計を行う。このために、力に着目するだけでなく変位（若しくは部材の曲率）についての照査が必要となる。

表-12.7-2 から表-12.7-3 にレベル1地震動及びレベル2地震動に対する照査項目を示す。

ウ レベル1地震動に対する照査項目

レベル1地震動に対しては、地震後においても地震前と同じ機能を保持することができるよう、健全性を損なわない耐震性能を確保する。

レベル1地震動に対する照査は、部材の力学特性が弾性域を超えないかの照査を行う。ここで、部材の力学特性が弾性域を超えていない状態は、部材のコンクリート又は鋼材に生じる応力度が許容応力度内となる状態である。

また、基礎の支持に対しては、実変位量が許容変位量以下及び軸方向力が許容支持力（押込力・引抜力）以下となるようにする。

表-12.7-2 構造物と照査項目（レベル1地震動）

構成要素	耐震性能	損傷度	照査項目と照査基準		照査法
			応力度	変形、支持力	
堰 柱	健全性を損なわない	鉄筋の降伏状態を超えるような損傷を生じない（補修は不要）	応力度 ＜許容応力度	残留変位を 許容しない	許容 応力度法
取入口					
魚 道					
沈砂池					
護 岸					
基礎工				変位量 ＜許容変位量 軸方向力 ＜許容支持力	

注) レベル1地震動に対しては、すべての構造物において弾性域の範囲で行うため、力のつり合いのみの照査で安全性を確保することにする。固定堰、ゲートの耐震設計法については、「12.2.4 構成要素ごとの耐震設計法」を参照のこと。

エ レベル2地震動に対する照査項目

レベル2地震動は、12.7.1(2)に示すとおりレベル1地震動に比べ5～10倍（タイプⅡの場合）の加速度応答スペクトルを想定するので、従来からの部材の耐力や基礎の支持力を弾性域に留める設計は、部材寸法や配筋量が増大し現実的ではなく、部材が弾性域を超えることを前提とした上で、部材にじん性を与えエネルギーを吸収させる設計を行う必要がある。

そこで、レベル2地震動の設計は、構造体（躯体及び基礎）としての弾塑性を明確にできる地震時保有水平耐力法を用い、部材が弾性域を超えて崩壊していく過程（ひび割れ耐力、降伏耐力、終局耐力）を適切に把握していく。

ここで構造体の弾塑性設計として留意すべき点は、部材が塑性化した場合に図-12.7-1に示すように力の増分に対して変形の増分の割合が大きくなり非線形な特性が顕著になることである。そのため、部材の耐力を保持しながら最大変位や残留変位などの塑性変形をどこまで許容させながら、また、エネルギーの吸収をいかに図るかという判断が必要である。この点において、許容応力度法による照査は、弾性域を前提としているため、基本的に地震時保有水平耐力法を用いて照査する。

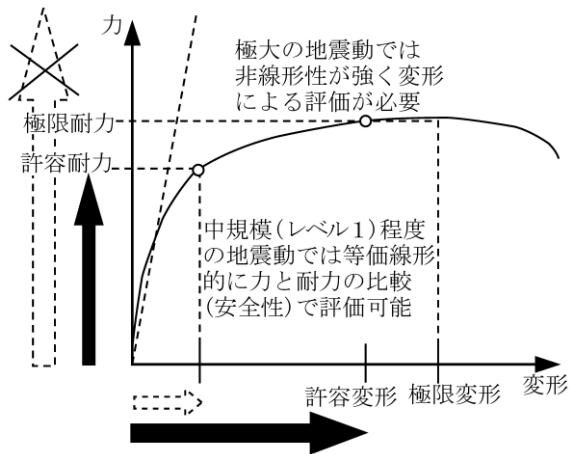


図-12.7-1 力の体系から変形の体系へ（塑性変形を考慮する）

表-12.7-3 構造物と照査項目（レベル2地震動）

重要度 区 分	構成 要素	耐震性能	損傷度	照査項目と照査基準		照査法
				耐力	変形、支持力	
AA 種	堰柱	限定された 損傷に留める（機能維持）	施設の機能の回復をより速やかに行うために、「致命的な損傷を防止する」の状態より余裕を持った状態にあること。	慣性力 ＜地震時保有水平耐力	残留変位 ＜許容残留変位	地震時保有水平耐力法
	堰柱基礎		副次的な塑性化に留める。*	設計水平耐力 ＜基礎の降伏耐力 作用せん断力 ＜せん断耐力	変位量 ＜許容変位量 押込力・引抜力 ＜極限支持・引張力	
A 種	堰柱	致命的な損傷を防止する（修復容易）	塑性化を考慮する部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復を容易に行い得る状態にあること。	慣性力 ＜地震時保有水平耐力	残留変位 ＜許容残留変位	地震時保有水平耐力法
	堰柱基礎	限定された損傷に留める（機能維持）	副次的な塑性化に留める。*)	設計水平耐力 ＜基礎の降伏耐力 作用せん断力 ＜せん断耐力	変位量 ＜許容変位量 押込力・引抜力 ＜極限支持・引張力	

注 1) * 基礎の損傷度として副次的な塑性化に留めるとは、基礎に 12.7.2(2)イ. (イ) に示す荷重が作用したとき基礎本体と地盤を考慮した降伏耐力（構造物毎の基礎の許容塑性率）以下にすることである。

オ 照査に用いる解析方法と解析モデル

部材の非線形を考慮したレベル2地震動の耐震設計には、地震時保有水平耐力法を基本とする。ただし、剛性や質量が極端に異なる部材で構成された複雑な施設の場合や施設形状が左右非対称である場合、振動単位内で地盤条件が著しく異なる場合等の理由により、必ずしも1次振動モードが卓越せず高次振動モードが卓越する場合や2次以上の次数の固有周期が比較的大きい場合、または、2次以降のモードの有効質量比が大きい場合や主たる塑性化の生じる部位

が明確ではない場合等には、構造物全体を1自由度系と置き換えることが困難になるため、動的照査法を用いて耐震設計を行う必要がある。

なお、土地改良施設であるファームポンド(PC、RC)、暗渠(ボックスカルバート)等のレベル2地震動の破壊に対する安全性の照査は、限界状態設計法により行われている。

レベル2地震動の耐震設計法の基本は、部材が塑性化することにより、荷重と変形の関係が線形関係から非線形関係の弾塑性を考えている。このことは、各限界状態での変形の基準(限界状態：ひび割れ時、降伏時、終局時)を明確にして、部材又は構造物としての耐力と変形を分離しないで行う照査法となる。

弾塑性の非線形特性は、エネルギー一定則が成り立つとしたバイリニア型でモデル化しエネルギー吸収特性(構造物特性補正係数)や変形性能(最大変位量や残留変位量)を評価していく。

各設計法の特徴は、以下のとおりである。

(7) 地震時保有水平耐力法

エネルギー一定則を適用し、終局限界状態時の許容残留変位 δ_{Ra} (m) で規定する。変位は曲げモーメント(M)-曲率(ϕ)の関係から、許容応答塑性率 μ_a 、応答塑性率 μ_R より残留変位を算定し、許容残留変位 δ_{Ra} と比較照査を行う。残留変位は、地震発生後でもゲートを確実に開閉でき、修復が容易に行うことができるよう、14.2.2 レベル2地震動に示す重要度区分に応じた許容残留変位以下であることを照査する。

地震時保有水平耐力法は、弾塑性応答と弾性応答の両者の入力エネルギーが同量となるエネルギー一定則という考え方のもとで、弾性応答変位から簡易に非線形応答変位を推定する方法であるが、一般に構造系の振動周期が長くなると、推定精度が悪くなることに留意が必要である。

(4) 動的照査法

動的照査は、地震力を実際と同様に時々刻々動的に変化する波として入力し、振動方程式に基づいた動的解析法にて、地震動に対する構造物各部位に生じる変位や断面力などの応答値と許容値を比較して照査を行う。

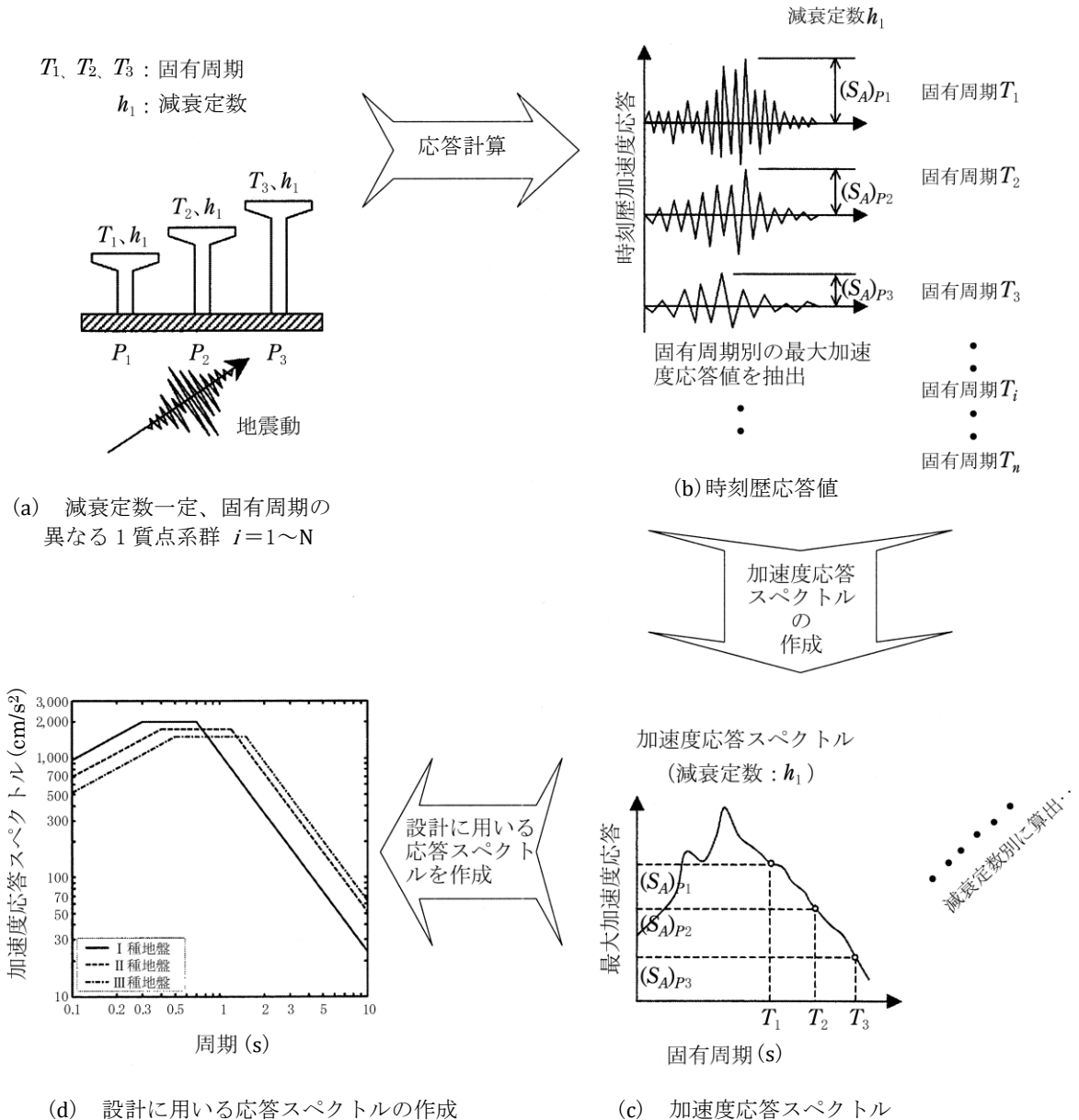
(2) 加速度応答スペクトル

加速度応答スペクトルは、ある地震動における1質点系の応答値を、絶対加速度の最大値を縦軸に、固有周期を横軸に、減衰定数をパラメータとして表したものであり、静的解析にて1自由度系構造物の耐震設計を行う上で地震動の動的な挙動を静的な荷重に変換するという重要な意味をもっている。これは、静的解析に用いる設計水平震度が、減衰定数の補正を行った加速度応答スペクトルを重力加速度にて除し無次元化した値と定義されるからである。

応答スペクトルには、加速度応答スペクトルのほかに変位応答スペクトル、速度応答スペクトルなど着目する応答値がある。この中で、加速度応答スペクトルは、1質点系振動モデルに置換可能な構造物の応答特性を表す重要な指標であるが、加速度に着目し、固有周期を有する1自由度振動系にある地震動を作用させた場合の構造物の減衰定数をパラメータとして最大応答値を求め、これと固有周期との関係をプロットしたものである。

以下に加速度応答スペクトルの概念とその意味を示す。まず、図-12.7-2(a)のように同一の台の上に1自由度系(1質点系)を並べる。これらは、固有周期が T_1 、 T_2 、 $T_3 \cdots T_n$ であり、減衰定数はいずれも h_1 である。次に、ある加速度波形でこの基盤を振動させると、図-12.7-2(b)のよう

な時刻歴応答が求められる。これらの最大応答加速度を求め、固有周期と、最大応答加速度、 $(S_A)_{p1}$ 、 $(S_A)_{p2}$ 、 $(S_A)_{p3} \cdots (S_A)_{pn}$ の関係をプロットすると、図-12.7-2(c)のように応答スペクトルが得られる。さらに、固有周期の異なる多くの1自由度系について同様に最大応答加速度を求めると、減衰定数 h_1 の加速度応答スペクトルと固有周期の相関関係として加速度応答スペクトルを得ることができる。なお、異なる減衰定数について同様なことを繰り返せば、材質が異なるなどに応じて減衰定数に対する曲線を得ることも可能である。



ア 加速度応答スペクトル

加速度応答スペクトルは、12.7.2 設計水平震度に示す震度法や 12.7.3 震度法に示す地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度のもととなるので以下に示した。

(ア) レベル 1 地震動

レベル 1 地震動の加速度応答スペクトルは、耐震設計上の地盤面において与えるものとし、式(12.7-1)により算出する。

$$S = C_Z C_D S_0 \dots\dots\dots (12.7-1)$$

ここに、 S : レベル 1 地震動の加速度応答スペクトル (1cm/s² 単位に丸める)

C_Z : 地域補正係数

C_D : 減衰定数補正係数で、各構造の減衰特性により補正する。

S_0 : 減衰定数を 0.05 としたときのレベル 1 地震動の標準加速度応答スペクトルであり、地盤種別及び固有周期に応じて表-12.7-4 の値とする。

表-12.7-4 レベル 1 地震動の標準加速度応答スペクトル

地盤種別	振動単位の固有周期 $T(s)$ に対する $S_0(cm/s^2)$		
I 種	$T < 0.10$ $S_0 = 431 T^{1/3}$ ただし $S_0 \geq 160$	$0.10 \leq T \leq 1.10$ $S_0 = 200$	$1.10 < T$ $S_0 = 220/T$
II 種	$T < 0.20$ $S_0 = 427 T^{1/3}$ ただし $S_0 \geq 200$	$0.20 \leq T \leq 1.30$ $S_0 = 250$	$1.30 < T$ $S_0 = 325/T$
III 種	$T < 0.34$ $S_0 = 430 T^{1/3}$ ただし $S_0 \geq 240$	$0.34 \leq T \leq 1.50$ $S_0 = 300$	$1.50 < T$ $S_0 = 450/T$

本表は、減衰定数を 0.05 とした場合の標準加速度応答スペクトルである。

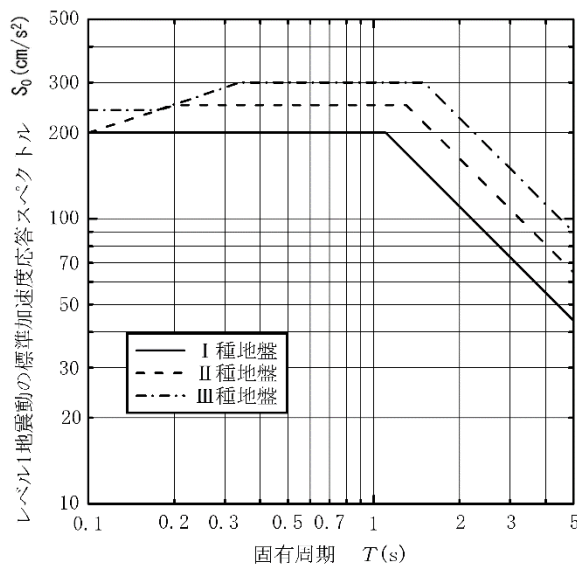


図-12.7-3 レベル 1 地震動の標準加速度応答スペクトル S_0

(イ) レベル 2 地震動

レベル 2 地震動の加速度応答スペクトルは、耐震設計上の地盤面において与えるものとし、地震動のタイプに応じてそれぞれ式 (12.7-2) 及び式 (12.7-3) により算出する。

$$S_I = C_{1Z} C_D S_{I0} \dots \dots \dots (12.7-2)$$

$$S_{II} = C_{2Z} C_D S_{II0} \dots \dots \dots (12.7-3)$$

ここに、 S_I : レベル 2 地震動 (タイプ I) の加速度応答スペクトル (1 cm/s² 単位に丸める)

S_{II} : レベル 2 地震動 (タイプ II) の加速度応答スペクトル (1 cm/s² 単位に丸める)

C_{1Z} : レベル 2 地震動 (タイプ I) の地域補正係数

C_{2Z} : レベル 2 地震動 (タイプ II) の地域補正係数

C_D : 減衰定数補正係数で各構造の減衰特性により補正する。

S_{I0} : 減衰定数を 0.05 とした場合のレベル 2 地震動 (タイプ I) の標準加速度応答スペクトルであり地盤種別及び固有周期に応じて表-12.7-5 の値とする。

S_{II0} : 減衰定数を 0.05 とした場合のレベル 2 地震動 (タイプ II) の標準加速度応答スペクトルであり地盤種別及び固有周期に応じて表-12.7-6 の値とする。

表-12.7-5 レベル 2 地震動 (タイプ I) の標準加速度応答スペクトル

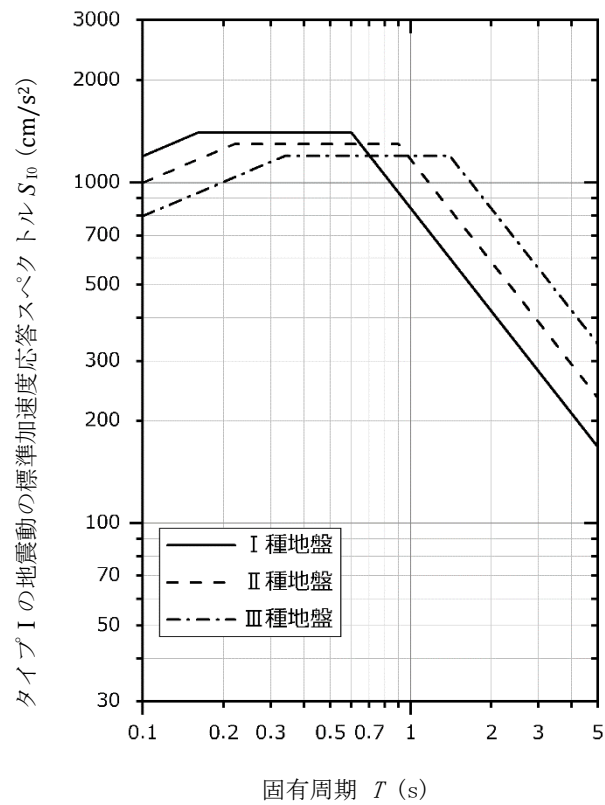
地盤種別	振動単位の固有周期 T (s) に対する S_{I0} (cm/s ²)		
I 種	$T < 0.16$ $S_{I0} = 2579 T^{1/3}$	$0.16 \leq T \leq 0.60$ $S_{I0} = 1400$	$0.60 < T$ $S_{I0} = 840/T$
II 種	$T < 0.22$ $S_{I0} = 2153 T^{1/3}$	$0.22 \leq T \leq 0.90$ $S_{I0} = 1300$	$0.90 < T$ $S_{I0} = 1170/T$
III 種	$T < 0.34$ $S_{I0} = 1719 T^{1/3}$	$0.34 \leq T \leq 1.40$ $S_{I0} = 1200$	$1.40 < T$ $S_{I0} = 1680/T$

本表は、減衰定数を 0.05 とした場合の標準加速度応答スペクトルである。

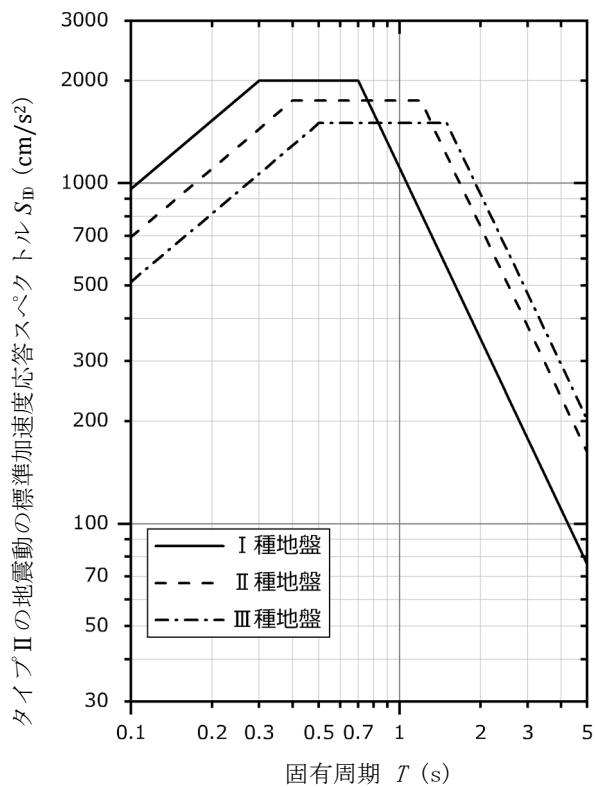
表-12.7-6 レベル 2 地震動 (タイプ II) の標準加速度応答スペクトル

地盤種別	振動単位の固有周期 T (s) に対する S_{II0} (cm/s ²)		
I 種	$T < 0.30$ $S_{II0} = 4463 T^{2/3}$	$0.30 \leq T \leq 0.70$ $S_{II0} = 2000$	$0.70 < T$ $S_{II0} = 1104/T^{5/3}$
II 種	$T < 0.40$ $S_{II0} = 3224 T^{2/3}$	$0.40 \leq T \leq 1.20$ $S_{II0} = 1750$	$1.20 < T$ $S_{II0} = 2371/T^{5/3}$
III 種	$T < 0.50$ $S_{II0} = 2381 T^{2/3}$	$0.50 \leq T \leq 1.50$ $S_{II0} = 1500$	$1.50 < T$ $S_{II0} = 2948/T^{5/3}$

本表は、減衰定数を 0.05 とした場合の標準加速度応答スペクトルである。



(a) タイプ I の地震動の標準加速度応答スペクトル S_{10}



(b) タイプ II の地震動の標準加速度応答スペクトル S_{10}

図-12.7-4 レベル 2 地震動の標準加速度応答スペクトル

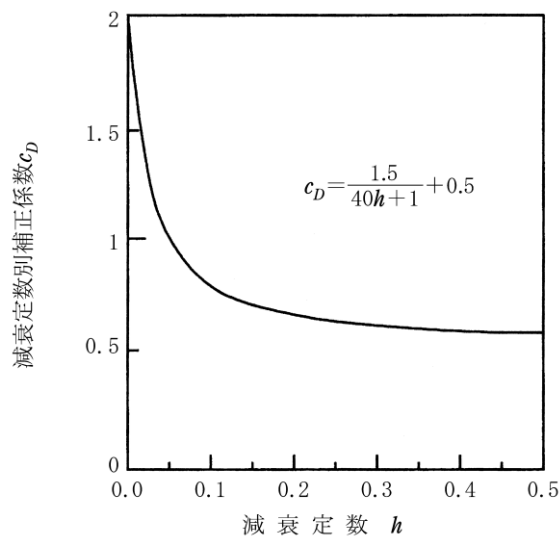
(ウ) 減衰定数の標準値

減衰定数は、部材の粘性特性により生じる粘性減衰、部材の塑性的性質から生じる履歴減衰、振動エネルギーの地下逸散減衰などからなり、構造物を構成する部材等の構造特性によって変化する。以下に各構造要素の等価減衰定数の参考値を表-12.7-7に示す。

表-12.7-7 各構造要素の等価減衰定数の標準値

応答範囲	線形部材としてモデル化する場合		非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合	
構 造 部 材	鋼 構 造	コンクリート構 造	鋼 構 造	コンクリート構 造
管理橋などの上部構造	0.02	0.03	—	
管理橋ゴム支承	0.03（使用する支承の実験より得られた等価減衰定数）		—	
管理橋免震支承	有効設計変位に対する等価減衰定数		0	
堰柱構造	0.03	0.05	0.01：コンクリートを充てんしない場合 0.02：コンクリートを充てんする場合	0.02
基礎構造	0.1：Ⅰ種地盤上の基礎及びⅡ種地盤上の直接基礎 0.2：上記以外の条件の基礎		—	

※上部構造、管理橋ゴム支承及び基礎構造については、一般には線形要素によりモデル化され、非線形要素によるエネルギー吸収を解析上では考慮しないため、非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合の減衰定数の標準値は示していない。

図-12.7-5 減衰定数別補正係数 c_D

イ 耐震設計の区分

平成 14 年度以前の道路橋示方書では、構造物の弾性域の振動特性を考慮して、地震による荷重を静的に作用させて設計する耐震設計法を震度法、構造物の非線形域の変形性能や動的耐力を考慮して、地震による荷重を静的に作用させて設計する耐震設計法を地震時保有水平耐力法とそれぞれ定義されていた。平成 14 年 3 月の道路橋示方書の改定から地震時保有水平耐力法も、震度を用いて静的な値に置き換えて耐震設計を行うという観点では、構造物に動的に作用する地震力を震度と構造物の重量の積として与えられる静的な力に置き換える震度法の一つの手法とすることができ、地震時保有水平耐力法も震度法に基づいて行うものとなっており、平成 24 年 3 月の道路橋示方書及び河川構造物の耐震性能照査指針（令和 2 年版）においても同様である。

一方、本基準では、図-12.7-6 に示すように従来の本基準における耐震設計の区分を踏襲することとし、レベル 1 地震動では震度法を適用し、レベル 2 地震動では基本的には地震時保有水平耐力法を適用する。

河川構造物の耐震性能照査指針・解説（令和 2 年版）（道路橋示方書（H24.3 版））

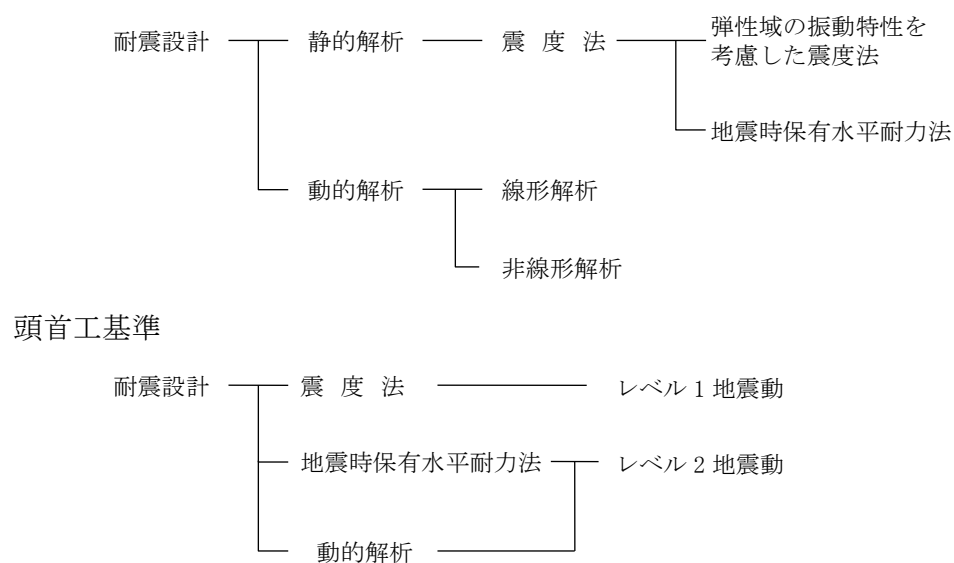


図-12.7-6 耐震設計の区分

12.7.2 設計水平震度

設計水平震度は、地震動の波形を減衰定数により補正された加速度応答スペクトルを重力加速度にて除したものである。このことから、震度法や地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度は、振動特性が1自由度系の振動であれば動的挙動と同等の照査を行っていることになる。

(1) レベル1地震動

ア 固有周期を考慮する場合

固有周期を考慮する振動単位的设计水平震度は、式(12.7-4)により算出する。ただし、式(12.7-4)による値が0.1を下回る場合は、0.1とする。

$$k_h = C_z k_{h0} \dots\dots\dots (12.7-4)$$

ここに、 k_h : レベル1地震動の設計水平震度 (小数点以下2桁に丸める)

k_{h0} : レベル1地震動の設計水平震度の標準値 (表-12.7-8 参照)

C_z : 地域別補正係数

表-12.7-8 レベル1地震動の設計水平震度の標準値

地盤種別	固有周期 $T(s)$ に対する k_{h0} の値		
I 種	$T < 0.10$ $k_{h0} = 0.431 T^{1/3}$ ただし $k_{h0} \geq 0.16$	$0.10 \leq T \leq 1.10$ $k_{h0} = 0.2$	$1.10 < T$ $k_{h0} = 0.213 / T^{2/3}$
II 種	$T < 0.20$ $k_{h0} = 0.427 T^{1/3}$ ただし $k_{h0} \geq 0.20$	$0.20 \leq T \leq 1.30$ $k_{h0} = 0.25$	$1.30 < T$ $k_{h0} = 0.298 / T^{2/3}$
III 種	$T < 0.34$ $k_{h0} = 0.430 T^{1/3}$ ただし $k_{h0} \geq 0.24$	$0.34 \leq T \leq 1.50$ $k_{h0} = 0.30$	$1.50 < T$ $k_{h0} = 0.393 / T^{2/3}$

ただし、土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に際する設計水平震度は、式(12.7-5)により算出する。

$$k_{hg} = C_z k_{hg0} \dots\dots\dots (12.7-5)$$

ここに、 k_{hg} : レベル1地震動の地盤面の設計水平震度

k_{hg0} : レベル1地震動の地盤面の設計水平震度の標準値

C_z : 地域別補正係数

表-12.7-9 レベル1地震動の地盤面の設計水平震度の標準値

地盤種別	k_{hg0} の値	備 考
I 種	0.16	
II 種	0.20	
III 種	0.24	

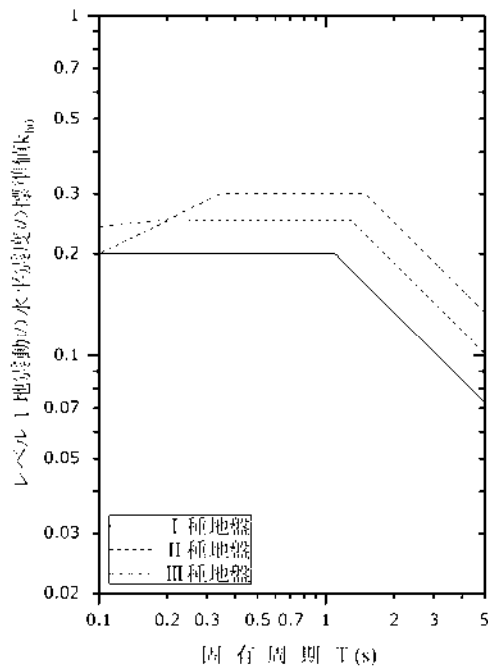


図-12.7-7 レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値

イ 構造物の固有周期を考慮しない場合

構造物の固有周期を考慮しない場合は、式 (12.7-4) の設計水平震度の標準値 k_{h0} を表-12.7-10 の値により算出する。

表-12.7-10 構造物の固有周期を考慮しない場合の設計水平震度の標準値

地盤種別	設計水平震度の標準値 k_{h0} の値		備 考
	固定堰	取入口・沈砂池・魚道・護岸	
I 種	0.12	0.16	
II 種	0.15	0.20	
III 種	0.18	0.24	

(2) レベル 2 地震動

ア 固有周期を考慮する場合

(ア) レベル 2 地震動 (タイプ I) の設計水平震度

地震動 (タイプ I) の設計水平震度は、式 (12.7-6) により算出するものとする。ただし、設計水平震度の標準値 k_{hc0} に地域別補正係数 C_{1z} を乗じた値が 0.4 を下回る場合には、設計水平震度は 0.4 に構造物特性補正係数 C_s を乗じた値とする。また、設計水平震度が 0.4 に地域別補正係数 C_{1z} を乗じた値を下回る場合には、設計水平震度は 0.4 に地域別補正係数 C_{1z} を乗じた値とする。

$$k_{hc} = C_s C_{1z} k_{hc0} \dots\dots\dots (12.7-6)$$

ここに、 k_{hc} : レベル 2 地震動 (タイプ I) の設計水平震度 (小数点以下 2 けたに丸める)
 k_{hc0} : レベル 2 地震動 (タイプ I) の設計水平震度の標準値で、固有周期 T (s) 及び地盤種別に応じて下表の値とする。

C_s : 許容塑性率から算出される構造物特性補正係数

(振動単位毎の構造物の部材設計毎に設定する)

C_{1z} : レベル 2 地震動 (タイプ I) の地域別補正係数

表-12.7-11 レベル2地震動 (タイプ I) の設計水平震度の標準値 k_{hc0}

地盤種別	固有周期 $T(s)$ に対する k_{hc0} の値		
I 種	$T < 0.16$ $k_{hc0} = 2.58 T^{1/3}$	$0.16 \leq T \leq 0.6$ $k_{hc0} = 1.40$	$0.6 < T$ $k_{hc0} = 0.996/T^{2/3}$
II 種	$T < 0.22$ $k_{hc0} = 2.15 T^{1/3}$	$0.22 \leq T \leq 0.9$ $k_{hc0} = 1.30$	$0.9 < T$ $k_{hc0} = 1.21/T^{2/3}$
III 種	$T < 0.34$ $k_{hc0} = 1.72 T^{1/3}$	$0.34 \leq T \leq 1.4$ $k_{hc0} = 1.20$	$1.4 < T$ $k_{hc0} = 1.50/T^{2/3}$

ただし、土に起因する慣性力及び地震時土圧の算出並びに液状化の判定に際しては、地盤面における水平震度 k_{hg} を用いるものとし、地盤種別が I 種、II 種、III 種に対して設計水平震度の標準値 k_{hg0} を、それぞれ、0.50、0.45、0.40 として式 (12.7-7) にて算出した値とする。

$$k_{hg} = C_{1z} k_{hg0} \dots\dots\dots (12.7-7)$$

ここに、 k_{hg} : レベル 2 地震動 (タイプ I) の地盤面における設計水平震度

k_{hg0} : レベル 2 地震動 (タイプ I) の地盤面における設計水平震度の標準値

(イ) レベル 2 地震動 (タイプ II) の設計水平震度

地震動 (タイプ II) の設計水平震度は、式 (12.7-8) により算出するものとする。ただし、設計水平震度の標準値 k_{hc0} に地域別補正係数 C_{2z} を乗じた値が 0.6 を下回る場合には、設計水平震度は 0.6 に構造物特性補正係数 C_s を乗じた値とする。また、設計水平震度が 0.4 に地域別補正係数 C_{2z} を乗じた値を下回る場合には、設計水平震度は 0.4 に地域別補正係数 C_{2z} を乗じた値とする。

$$k_{hc} = C_s C_{2z} k_{hc0} \dots\dots\dots (12.7-8)$$

ここに、 k_{hc} : レベル 2 地震動 (タイプ II) の設計水平震度 (小数点以下 2 けたに丸める)

k_{hc0} : レベル 2 地震動 (タイプ II) の設計水平震度の標準値で、固有周期 $T (s)$ 及び地盤種別に応じて下表の値とする。

C_s : 許容塑性率から算出される構造物特性補正係数

(振動単位毎の構造物の部材設計毎に設定する)

C_{2z} : レベル 2 地震動 (タイプ II) の地域別補正係数

表-12.7-12 レベル2地震動 (タイプ II) の設計水平震度の標準値 k_{hc0}

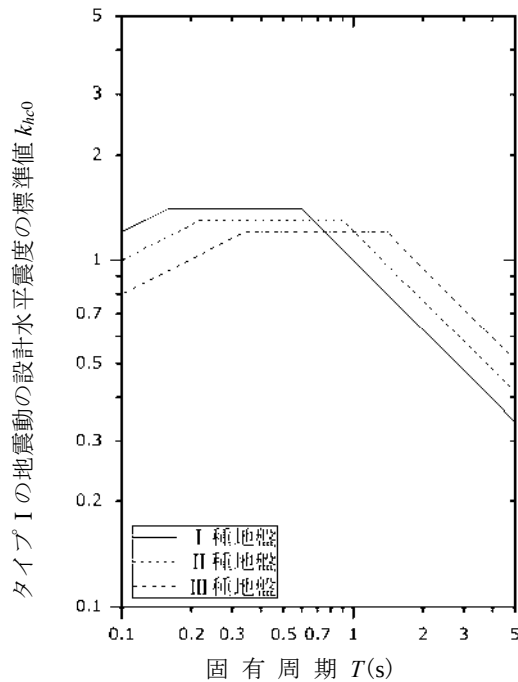
地盤種別	固有周期 $T(s)$ に対する k_{hc0} の値		
I 種	$T < 0.30$ $k_{hc0} = 4.46 T^{2/3}$	$0.30 \leq T \leq 0.70$ $k_{hc0} = 2.0$	$0.70 < T$ $k_{hc0} = 1.24/T^{4/3}$
II 種	$T < 0.40$ $k_{hc0} = 3.22 T^{2/3}$	$0.40 \leq T \leq 1.20$ $k_{hc0} = 1.75$	$1.20 < T$ $k_{hc0} = 2.23/T^{4/3}$
III 種	$T < 0.50$ $k_{hc0} = 2.38 T^{2/3}$	$0.50 \leq T \leq 1.50$ $k_{hc0} = 1.5$	$1.50 < T$ $k_{hc0} = 2.57/T^{4/3}$

ただし、土に起因する慣性力及び地震時土圧の算出並びに液状化の判定に際しては、地盤面における水平震度 k_{hg} を用いるものとし、地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種に対して、設計水平震度の標準値 k_{hg0} を、それぞれ、0.80、0.70、0.60 として式 (12.7-9) にて算出した値とする。

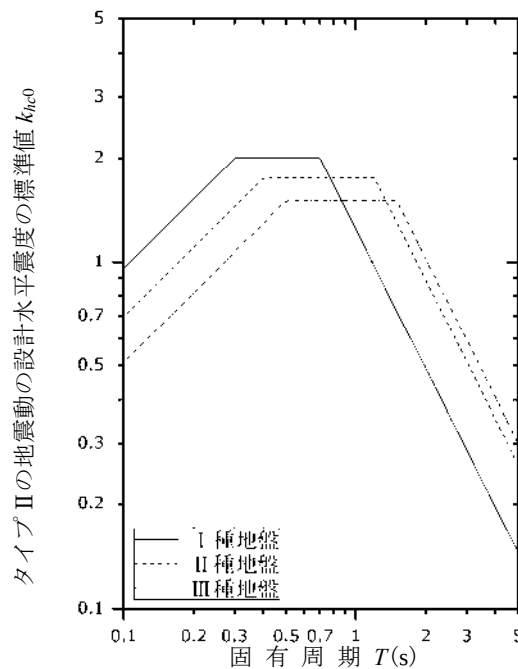
$$k_{hg} = C_{2Z} k_{hg0} \dots\dots\dots (12.7-9)$$

ここに、 k_{hg} : レベル2地震動（タイプⅡ）の地盤面における設計水平震度

k_{hg0} : レベル2地震動（タイプⅡ）の地盤面における設計水平震度の標準値



(a) レベル2地震動（タイプⅠ）の設計水平震度の標準値



(b) レベル2地震動（タイプⅡ）の設計水平震度の標準値

図-12.7-8 レベル2地震動の設計水平震度の標準値

イ 基礎に作用する設計水平震度

レベル 2 地震動時の基礎に作用する荷重は、堰体（堰柱・門柱）の実荷重と耐力の関係により下記のとおりとする。

(ア) 堰柱に生じる応答が弾性域（降伏耐力以下）に留まる場合

基礎に作用する荷重＝橋脚基部に生じる発生断面力

(イ) 堰柱に生じる応答が塑性域に達する場合

基礎には、堰柱の柱耐力以上の耐力を持たせることを基本とするので下記の荷重（設計水平震度）を作用させる。

a 耐震設計を一本柱モデル又は 1 層ラーメンモデルにて行った場合

$$k_{hp} = C_{dF} P_u / W \quad \dots\dots\dots (12.7-10)$$

ここに、 k_{hp} ：地震時保有水平耐力法による基礎の照査に用いる設計水平震度

C_{dF} ：同上補正係数＝1.1

P_u ：基礎が支持する橋脚の終局水平耐力（N）

W ：地震時保有水平耐力法に用いる等価重量（N）

b 耐震設計を多層モデルにて行った場合

$$k_{hpi} = C_{dF} k_{hui} \quad \dots\dots\dots (12.7-11)$$

ここに、 k_{hpi} ：地震時保有水平耐力法による各構造物基礎の照査に用いる設計水平震度

C_{dF} ：同上補正係数＝1.1

k_{hui} ：非線形静的解析において 1 堰柱の一つの塑性ヒンジが終局に達したときの水平震度（上部構造の終局として定義される）

(ロ) 基礎の応答塑性率及び応答変位を算出するための設計水平震度

堰柱の柱が、設計水平震度 k_{hc} に対し十分な終局水平耐力を有している場合には、基礎の塑性率を満足させ安全性を確認することがある。

この時の基礎の設計水平震度は、式（12.7-12）以下の値を用いる。

$$k_{hyF} = C_D C_Z k_{hc0} \quad \dots\dots\dots (12.7-12)$$

ここに、 k_{hyF} ：応答値を算出するための設計水平震度

k_{hc0} ：レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値

C_D ：減衰定数別補正係数 直接基礎＝1.0

上記以外＝2/3

C_Z ：地域別補正係数

12.7.3 震 度 法

震度法は、不規則な振動である地震動の影響を静的な力に置き換える地震力算定方法である。震度法に用いる設計水平震度の算定方法は、下記の 2 種類に区分する。

(1) 構造物の固有周期を考慮しないもの

(2) 構造物の固有周期を考慮するもの

・ 構造物の特性

上記(1)は、震度法と従来から呼ばれてきた一般的な耐震設計方法であり、慣性力が一様で比較的剛性の高い構造物に適用するが、上記(2)は、修正震度法ともいい、堰柱はもとより長大橋や搭状構造物等のように固有周期が長めの構造物に適用し、固有周期を考慮し、補正した設計水平震度を用いる。

・ 震度法に用いる設計水平震度の算定方法の適用区分

構造物の種類、地震動レベル、躯体の慣性力等、地上・地中の別等により、表-12.7-13のとおり適用される。

表-12.7-13 設計水平震度の算定方法の適用区分

設計水平震度の算定方法	耐震設計法	構造物	地震動レベル	照査方法
固有周期を考慮しない	震度法	護岸	レベル1	許容応力度法
		魚道・沈砂池	レベル1	
		取入口	レベル1	許容応力度法
		杭基礎	レベル1	
固有周期を考慮する	震度法	堰柱	レベル1	許容応力度法
		杭基礎 (杭仕様の決定)	レベル1	

・ 土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に際しては、固有周期を考慮しない設計水平震度を用いるものとする。

(1) 震度法（固有周期を考慮しない）

ア 適用区分

固有周期を考慮しない設計水平震度を用いる震度法は、構造物の重量が水平方向に静的外力として作用する考え方で、剛性が高く固有周期の短い構造物である擁壁、開水路の耐震設計に適用するほか、地中構造物の慣性力の算定等に適用する。断面照査は許容応力度法を用いる。

イ 震度法（固有周期を考慮しない）の基本

構造物の重量 W に設計水平震度 K_h を乗じた $W \times k_h$ を、構造物の重心位置に地震力として静的に作用させる。設計震度で想定している地震の規模は、構造物の供用期間中に発生する確率が高い中規模程度の地震であり、この地震に対して基礎構造物及び地盤が変形しても元に戻り、弾性領域に収まるように、応力度、支持力、変位を定める。

震度法の仮定は、慣性力が一様で比較的剛性の高い構造物が平行に運動（並進運動）する場合で、全地震力 $W \times k_h$ を重心位置で代表させる。しかし、構造物が回転運動を起こしたり、たわみ振動をする構造物の場合には地震力は一様とならず、全地震力を重心点で代表させることはできなくなるため、震度法の仮定が成り立たなくなる。

$$\text{慣性力} = (\text{構造物の重量 } W) \times (\text{設計水平震度 } k_h) \dots\dots\dots (12.7-13)$$

ウ 設計手順

一般的な震度法（固有周期を考慮しない）による設計フローを図-12.7-9に示し、その設計手順を以下に示す。

- (7) 設計しようとする構造物の立地する地盤によって、設計水平震度の標準値を求める。
 (4) 基本的な設計水平震度は、設計水平震度の標準値に地域別補正係数を乗じる、式(12.7-14)により算出する。

$$k_{hg} = C_Z k_{hg0} \dots\dots\dots (12.7-14)$$

ここに、 k_{hg} : 地盤面における設計水平震度

C_Z : 地域別補正係数 (表-12.6-1 参照)

k_{hg0} : 地盤面における設計水平震度の標準値

- (7) 対象構造物の断面を仮定する。
 (8) 設計震度に構造物の重量を乗じて、構造物に作用する慣性力(地震力)を算定する。
 (9) 構造物の安定照査及び断面照査を行い、不適正な構造であれば断面を変更して再び照査する。「12.2 重要度区分の設定」の「耐震設計法」と「照査法」の組合せで示すように、断面照査は許容応力度法により行う。

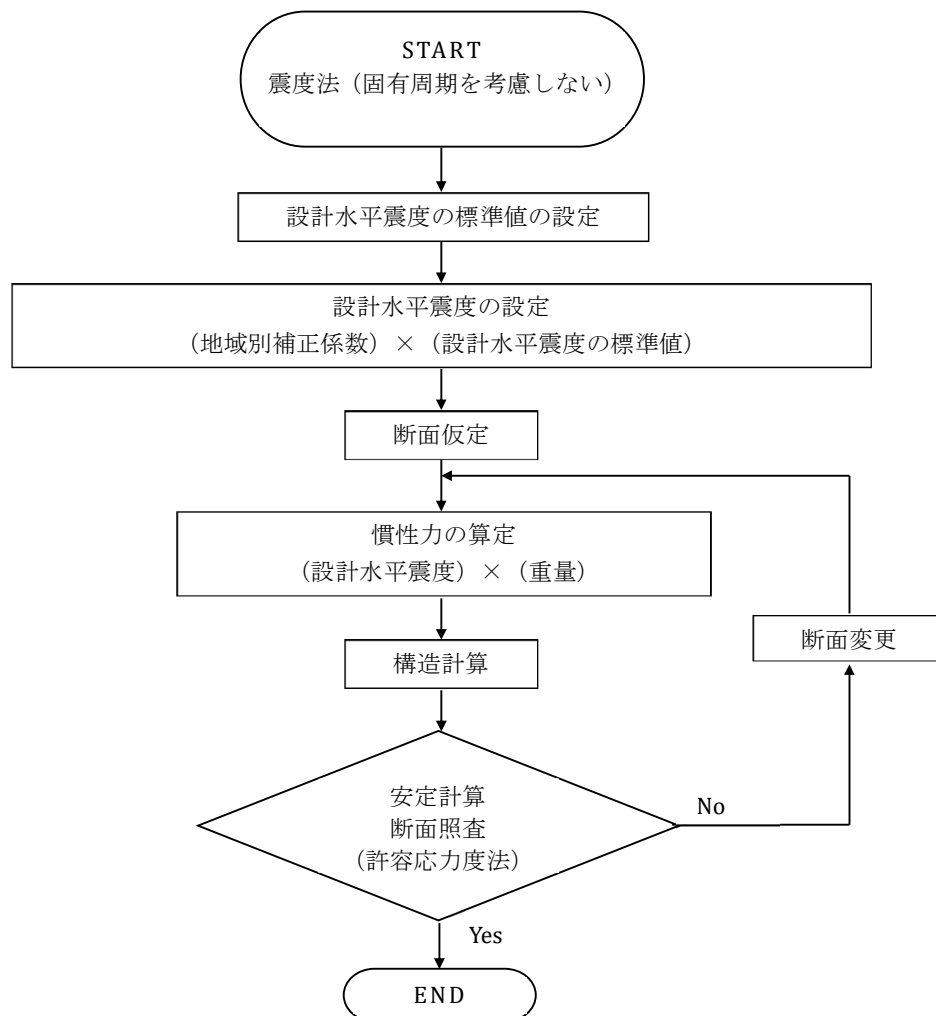


図-12.7-9 一般的な震度法による設計フロー (固有周期を考慮しない)

(2) 震度法（固有周期を考慮する）

ア 適用区分

固有周期が長めの構造物である頭首工の堰柱をはじめ、ファームポンド（PC）、橋梁、及び杭基礎（杭仕様の決定）のレベル 1 地震動に適用する。また、断面照査も震度法（固有周期を考慮しない）と同様に許容応力度法を用いる。

震度法（固有周期を考慮しない）との違いは、構造物の固有周期により設計水平震度を補正する点である。なお、設計水平震度を決めた後の耐震計算の過程は震度法（固有周期を考慮しない）と同じであり動的な地震力を静的な力に置き換えていることに変わりはない。

イ 基本的な考え方

(ア) 震度法（固有周期を考慮する）は、修正震度法とも呼ばれていたが、図-12.7-10 の設計フローに示すとおり、震度法（固有周期を考慮しない）との違いは、構造物の固有周期により設計水平震度を補正する点である。

固有周期を考慮する設計水平震度の算定方法は、式（12.7-15）による。

$$k_h = C_Z k_{h0} \dots\dots\dots (12.7-15)$$

ここに、 k_h : レベル 1 地震動の設計水平震度

C_Z : レベル 1 地震動の地域別補正係数

k_{h0} : レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値

(イ) 表-12.7-13 及び図-12.7-10 に示すとおり、断面照査については、固有周期を考慮しない設計水平震度を用いる震度法と、固有周期を考慮する設計水平震度を用いる震度法は、どちらも許容応力度法によるものとしており、水平震度の算定方法が異なるのみである。

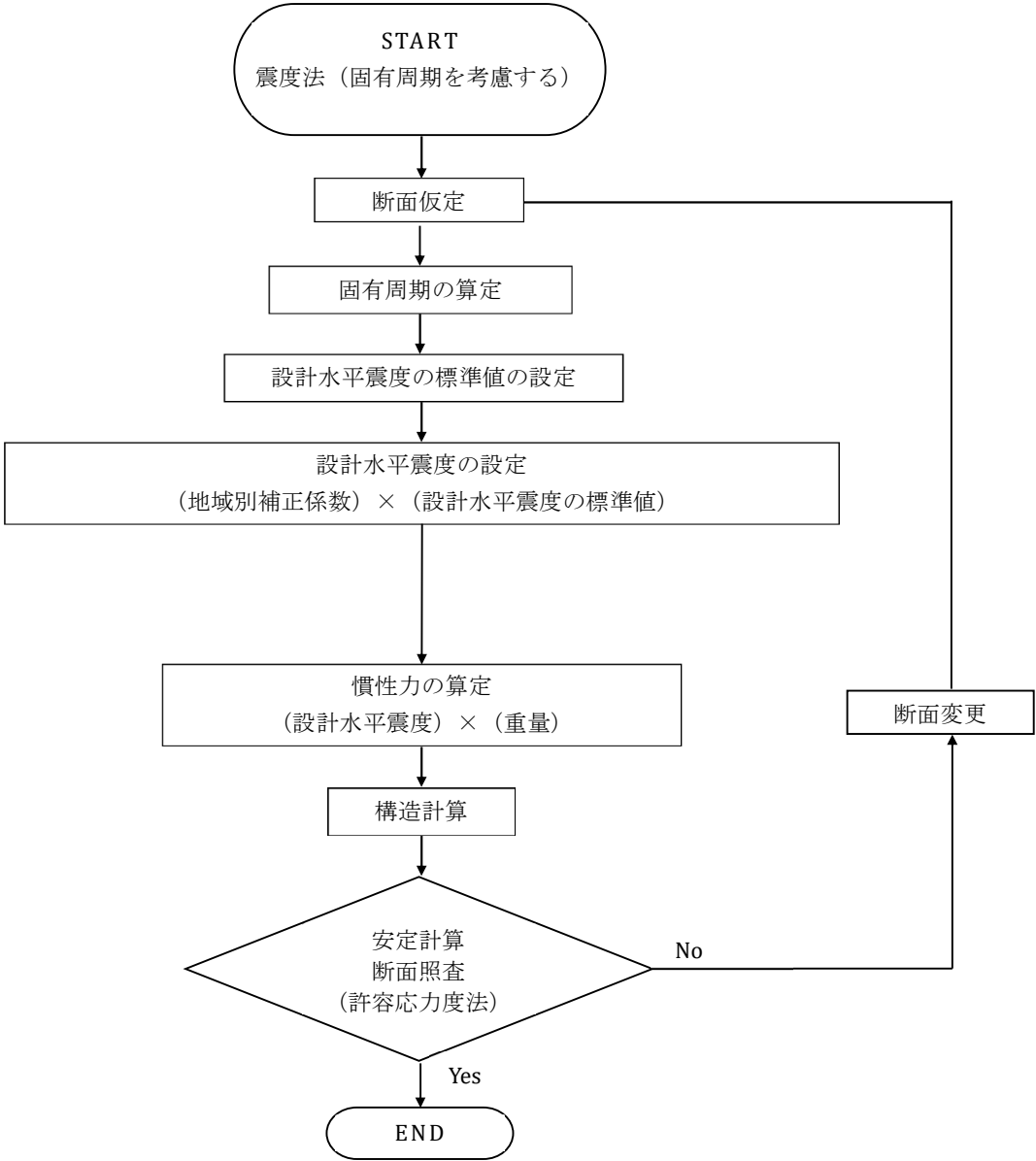


図-12.7-10 震度法による設計フロー (固有周期を考慮する)

12.7.4 地震時保有水平耐力法

(1) 基本事項

レベル2地震動に対し、頭首工の堰柱等、地震の影響が支配的な構造部材は、塑性ヒンジの発生によるエネルギー吸収能力(じん性)を考慮した設計水平震度に相当する慣性力を用いて、地震時保有水平耐力法により耐震設計を行うものとする。

規模の大きい地震が生じた場合、構造部材の強度を向上させるだけで地震に抵抗するには限界があるため、構造部材が塑性域に入っても適切な粘りを持たせ、エネルギー吸収能力を高めることにより構造部材に生じる損傷を限定される範囲に留め、同時に構造系全体としての崩壊を防止することが重要である。

地震時保有水平耐力法では、図-12.7-11 地震時保有水平耐力に示すように主たる塑性ヒンジがどこに生じるかを想定し、主たる塑性ヒンジにおいて確実にエネルギー吸収を図り、構造物全体としての安全性を確保する。例えば、堰柱基部に主たる塑性ヒンジが生じる場合には、基礎やその他の部位は、堰柱基部を水平耐力以上に設計し、設計で想定した箇所に塑性ヒンジを誘導しながら構造物全体系の崩壊までに至らないようにする設計法である。

このことから、1本柱構造であれば、1カ所の部材の損傷が全体の損傷となるが、ラーメン構造などでは、1カ所の部材の損傷が全体の崩壊にならないこととなる。

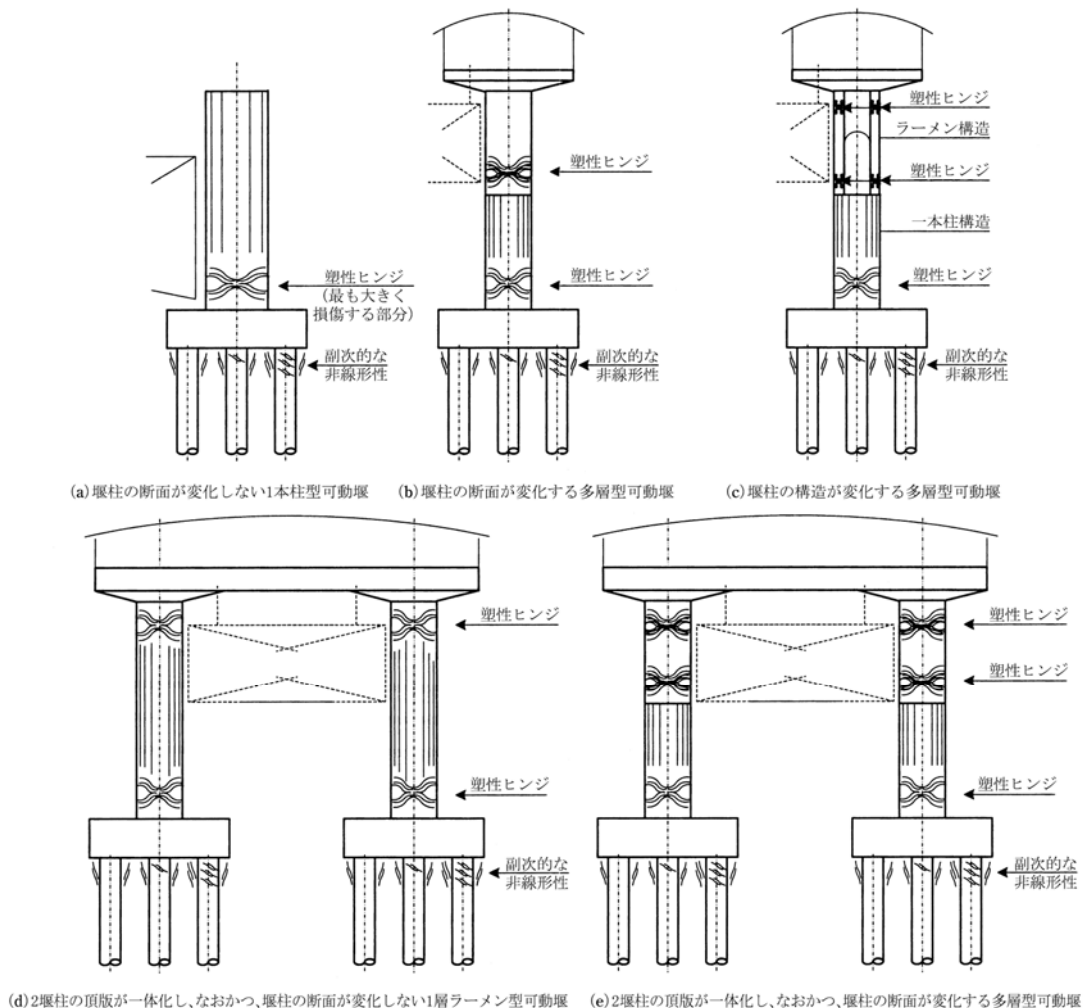
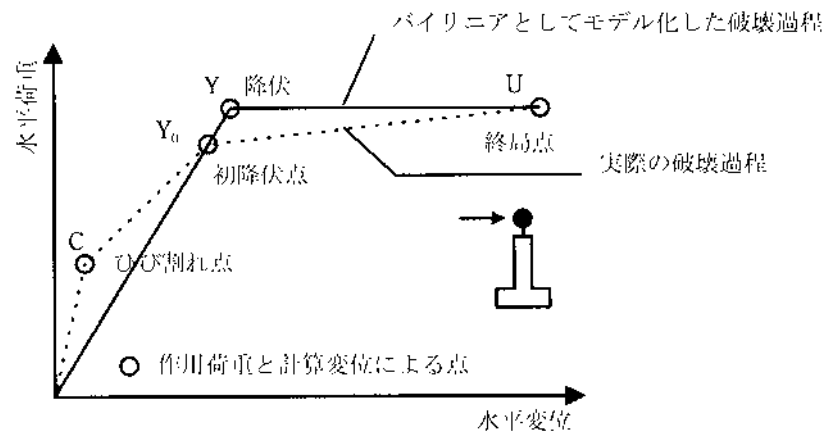
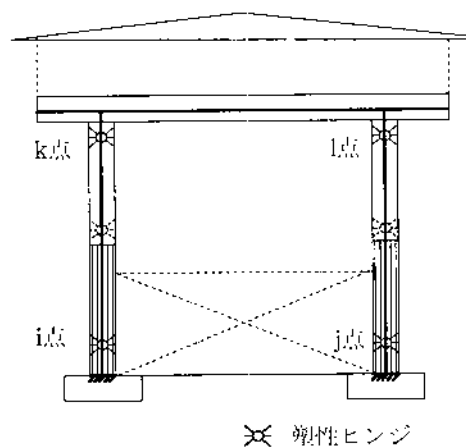
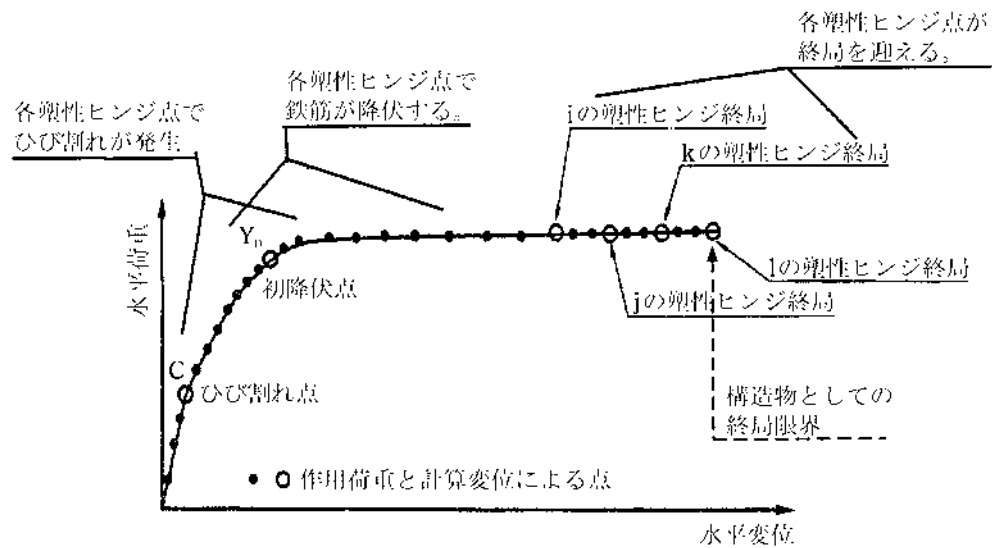


図-12.7-11 塑性ヒンジの発生位置の例



(a) 一本柱形式の破壊過程



(b) 1層ラーメン形式や多層形式の崩壊過程

図-12.7-12 構造物の破壊過程

(2) 構造物の破壊現象

図-12.7-13は、鉄筋コンクリート橋脚模型の正負交番繰返し载荷実験を一例として、橋脚の水平変位と損傷の進展状況を示したものである。ここで、 $1\delta_y$ は橋脚の降伏変位の単位である。これによれば、鉄筋コンクリート橋脚の損傷は、ひび割れの発生、ひび割れの進展、被りコンクリートの剥離、軸方向鉄筋の座屈・破断によって最終的に破壊に至る過程をたどる。

また、鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力と水平変位の関係は図-12.7-14に示すようになり、弾性状態から、軸方向鉄筋の降伏により水平耐力が一定になり、その後の被りコンクリートの剥離や軸方向鉄筋の座屈・破断等により水平耐力が低下するというように、損傷の進展とともに水平抵抗が変化する。構造物に損傷が生じるということを考慮して耐震設計を行うためには、このような構造物の挙動(損傷の進展、水平耐力ー水平変位関係)を十分把握することが重要である。

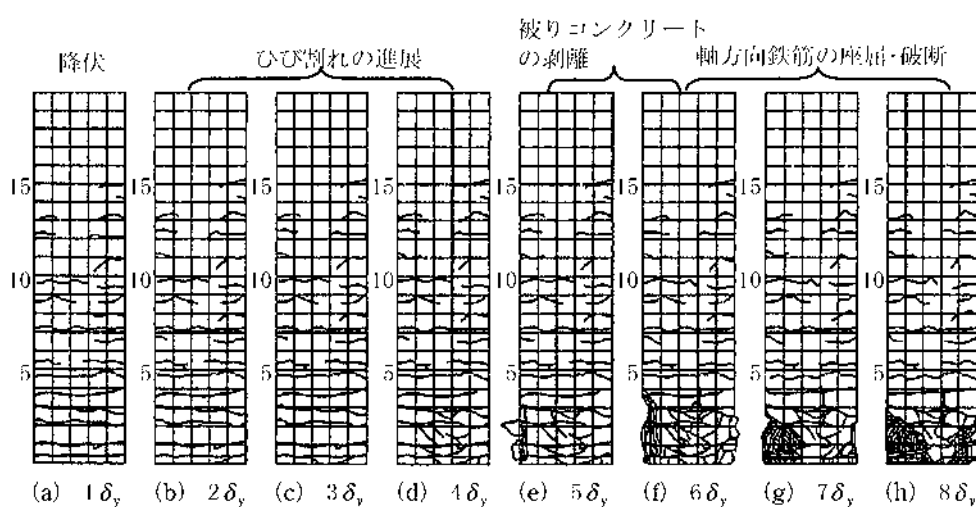


図-12.7-13 鉄筋コンクリート部材の損傷進展の一例

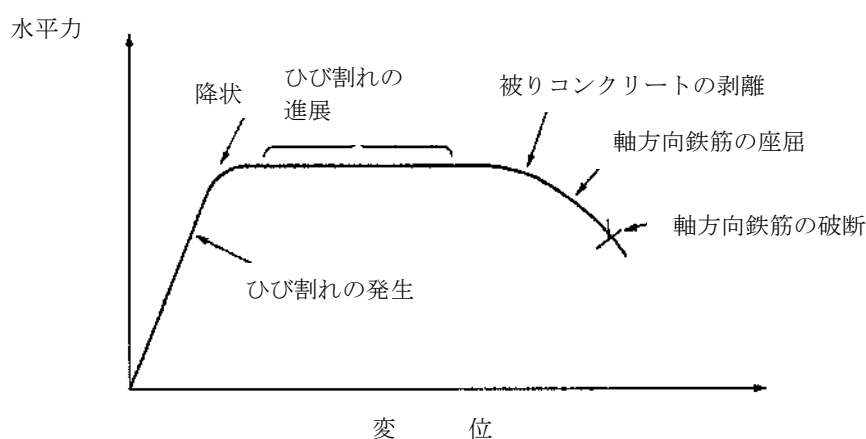


図-12.7-14 鉄筋コンクリート部材の耐力と変位の関係

(3) RC 部材の崩壊の種類

鉄筋コンクリートの耐震性は、その破壊形式が重要である。RC 構造物は、曲げ破壊型・曲げ損傷からせん断破壊移行型・せん断破壊型とあるが、曲げ破壊型の崩壊過程を得るように計画しエネルギーを吸収させることが有利となる。

1 本柱式 RC 橋脚の曲げ破壊とせん断破壊の崩壊の様子を図-12.7-15 に示す。

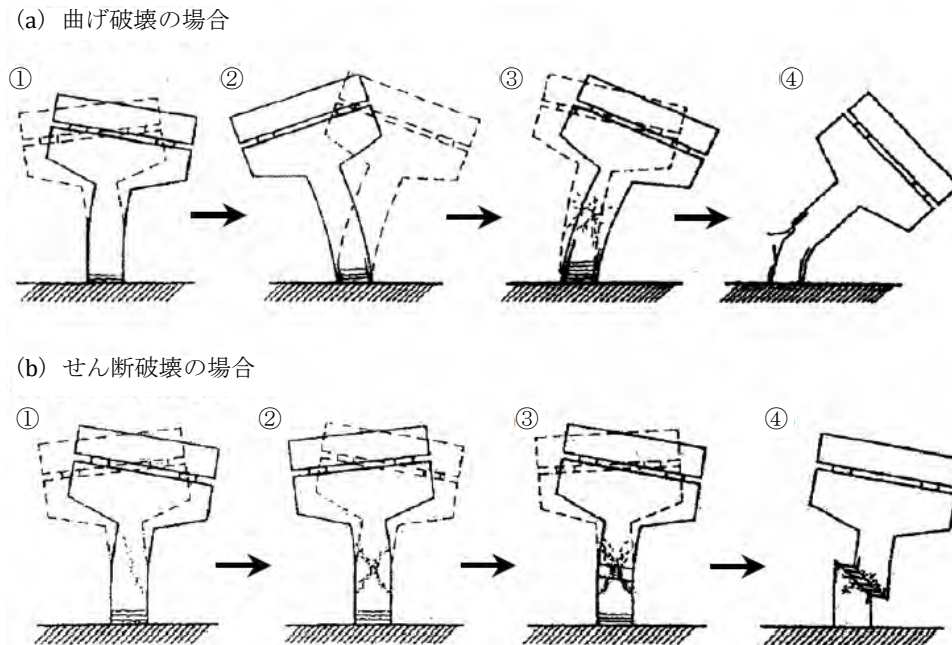


図-12.7-15 RC部材の崩壊過程

ア 曲げ破壊における崩壊過程

- (ア) 柱基部（曲げモーメント最大点）において、曲げひび割れが水平に発生する。
- (イ) 曲げひび割れが進展し、主鉄筋の引張応力が徐々に増加する。主鉄筋はやがて降伏し、基部に塑性ヒンジが形成される。
- (ロ) 変形量の増大によって被りコンクリートが次第に剥離し、塑性ヒンジが拡大する。
- (ハ) 条件によって異なるが、主鉄筋の座屈（圧縮側）又は破断（引張側）、及び圧縮側コンクリートの圧縮破壊によって、耐力が低下する。これは、比較的粘りのある安定的な破壊であり、耐震設計上望ましい。

イ せん断破壊における崩壊過程

- (ア) 柱基部で、曲げ破壊の場合とほとんど変わらないように、コンクリートの曲げひび割れが水平に発生する。
- (イ) 曲げひび割れ、せん断ひび割れが、進展していく。柱中央部ではせん断ひび割れが斜めに発生することがあり、壁式の断面であると剛性が高くコーベルの崩壊のようになる。
- (ロ) せん断ひび割れが局所的に発達し、帯鉄筋の降伏を助長する。
- (ハ) せん断破壊は、コンクリート全断面を切断するごとく崩壊するので急激な耐荷力の低下を招き、粘りが乏しく、脆性的な破壊となる。このことから、地震のエネルギーは、一気に部材のせん断に変化するのでエネルギーの吸収が行われなく、耐震設計上好ましくない。

なお、部材塑性後の鉄筋の座屈や引張破断・横補強筋のフックのはずれ、これによる内部（コア）コンクリートの流出など、計画上考慮していない部分の局所的な破壊も考えられる。そこで、一般部分の耐力の検討、鉄筋の継ぎ手構造やピッチ、フックの形状を十分考慮し、靱性のある構造としていくことが重要である。

ウ セン断破壊型とした場合のデメリット

せん断破壊型とした場合には、下記のデメリットが発生する。

- (ア) 地震の作用力が部材の塑性化により十分なエネルギーが吸収されない。このことから、躯体に作用する地震力（設計水平震度）が大きく、部材断面など構造を大きくする必要がある。
- (イ) 大規模地震が作用した場合、脆性的破壊を起こし、横方向に崩落又は上下の部材がずれる。
- (ウ) このことから、堰柱が支持している機械室・門柱及び管理橋を支持することができず、これらが、堰柱とともに崩落することがある。
- (エ) また、ずれが生じるので、応急処置を含めて基本的に復旧ができない。
このことから、曲げ破壊型とした部材設計が必要である。

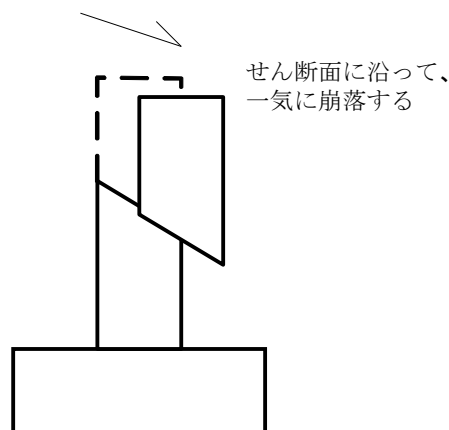
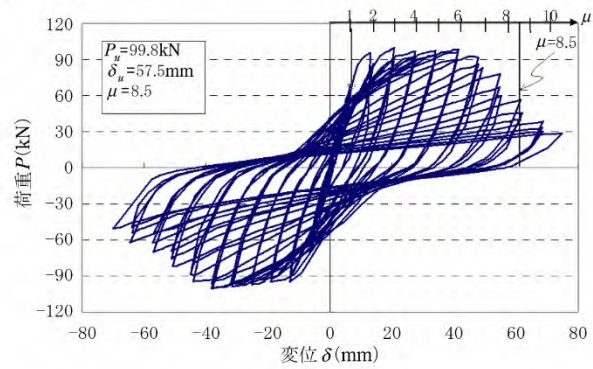
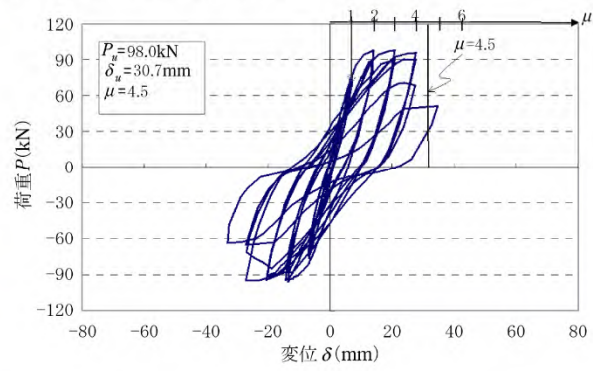


図-12.7-16 セン断破壊型の崩壊模式図

①S20試験体(曲げせん断耐力比 2.51, 曲げ破壊)



②S10試験体(曲げせん断耐力比 1.08, 曲げせん断破壊)



③S05試験体(曲げせん断耐力比 0.72, せん断破壊)

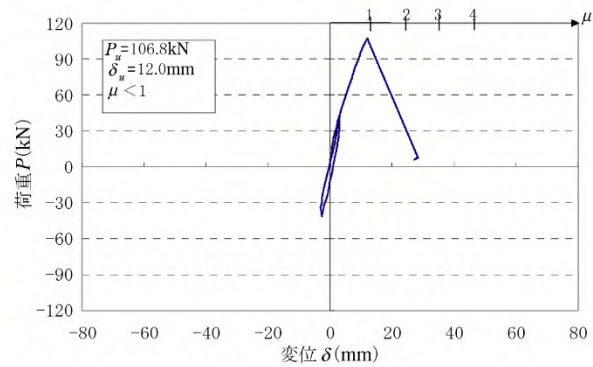
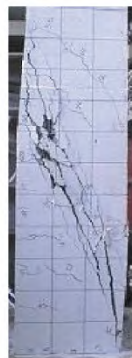


図-12.7-17 正負交番変位制御型繰返し載荷実験の実験結果

なお、図-12.7-17は、図-12.7-18に示すように部材の弾塑性の骨組み（荷重-変位の包括線）を表している。

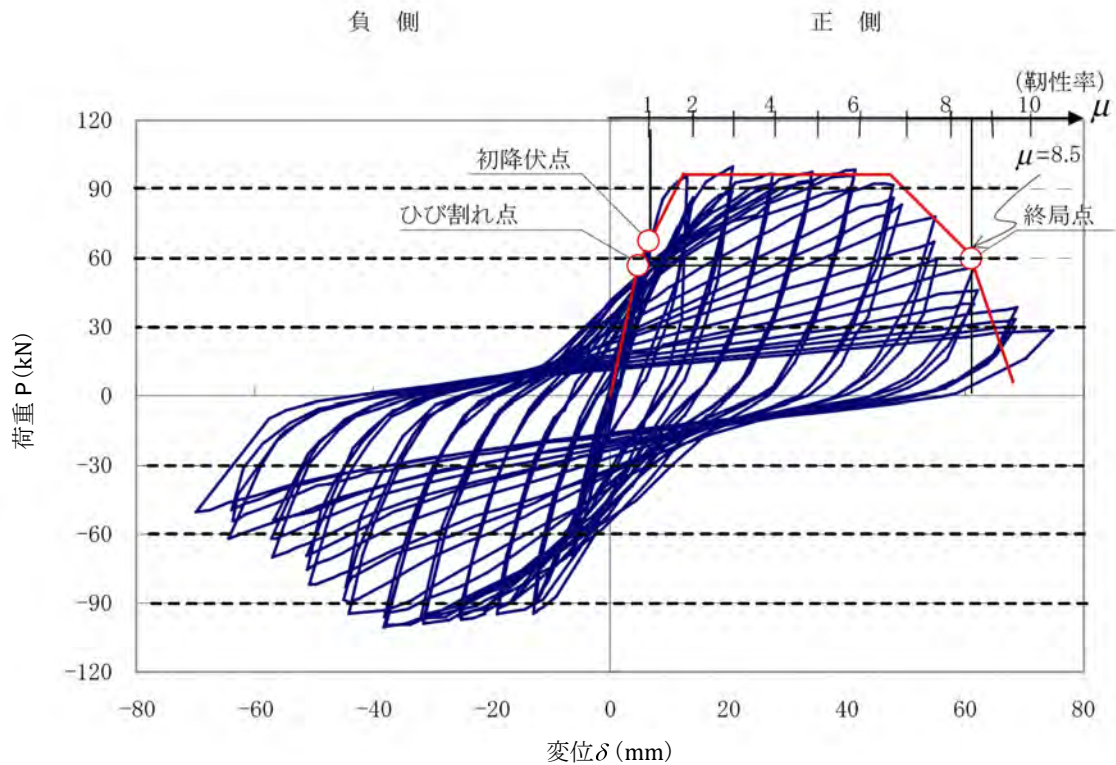
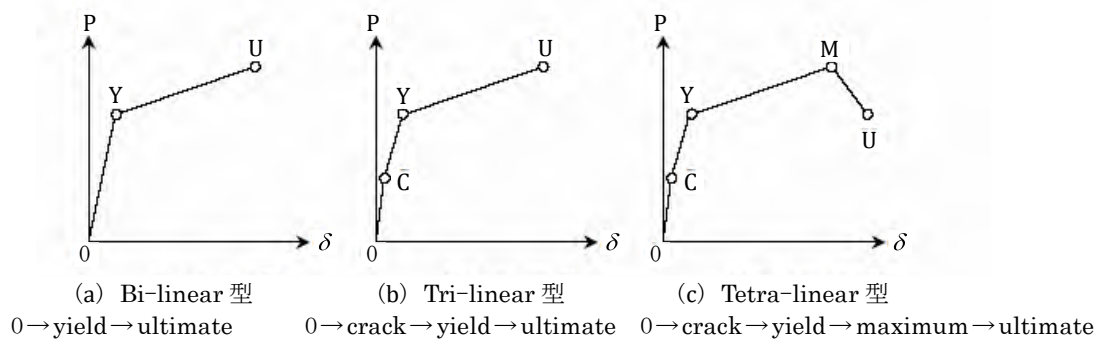


図-12.7-18 正負交番実験の意味

また、この実験結果から、地震時保有水平耐力法などに用いる部材の弾塑性特性は、図-12.7-19のようにモデル化して用いることとなる。



(C: crack、Y: yield、M: maximum、U: ultimate)

図-12.7-19 骨格曲線に関する種々のモデル化

具体的な照査時は、この特性を考慮した材料の弾塑性特性より各破壊時の耐力と変位を14.2.2(7)の各限界耐力と変位（曲率）によりモデル化することとなる。

(4) エネルギー一定則を用いた非線形応答

構造物の非線形域の挙動を考慮して耐震設計するためには、非線形応答を適切に求める必要がある。地震時の非線形応答を求める手法には動的解析法などがあるが、地震時保有水平耐力法は、動的な現象を静的に置換えて非線形応答を求める耐震設計法であり、1 質点系の振動を基本にしたエネルギー一定則を用いて弾性地震応答から非線形地震応答を求める。

地震時保有水平耐力法による耐震設計では、例えば、堰柱基部に主たる塑性ヒンジが生じ、これに伴う長周期化と安定したエネルギー吸収の増大を前提として、非線形応答に基づく弾性地震力の低減効果も見込んでいる。

ここで、エネルギー一定則とは、弾塑性復元力特性を有する 1 質点系構造物が地震動を受けた場合には、弾塑性応答と弾性応答の両者の入力エネルギーがほぼ同量になるという考え方に基づく近似的な解析法である。すなわち、柱構造の上位にある質点の慣性力の作用位置において構造物に水平荷重を作用させた場合に、その位置における水平変位 δ - 水平力 P の関係は、図-12.7-20 のように簡略化して表すことができる。柱基部が塑性域に入った場合には、 $\triangle OAB$ と $\square OCDE$ の面積が等しくなるように弾塑性応答が生じるというものである。したがって、塑性域に入っても橋脚の水平耐力が急激に減少することなく変形できる領域が大きければ、塑性域に入る水平力 P_y (地震の応答値) は小さくなる。

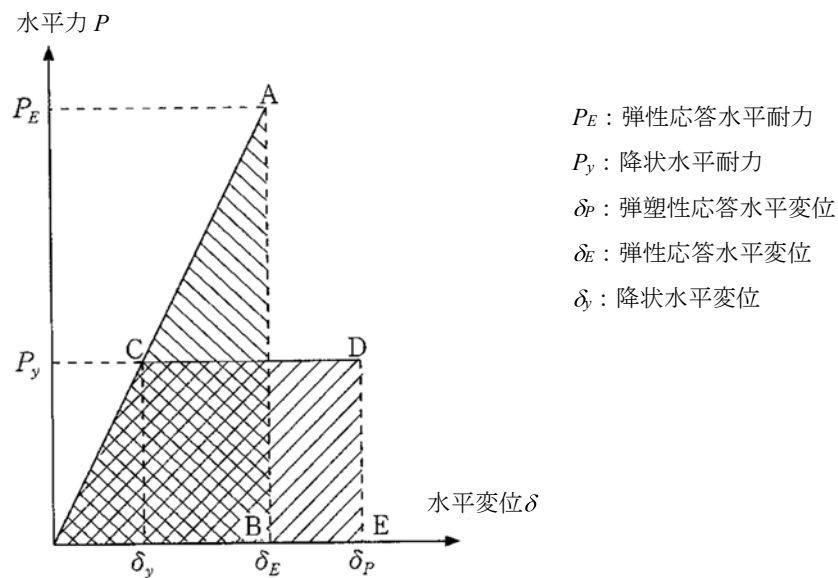


図-12.7-20 弾塑性応答変位

なお、可動堰には、堰柱や門柱・機械室及び管理橋などで複数の大きな質点が存在する構造物で荷重増分法（プッシュオーバー解析）にて照査を行った場合でも、前述の 1 本柱における水平力を震度ととらえることによりエネルギー一定則が適用できる。

(5) 設計の流れ

地震時保有水平耐力法による 1 本柱型堰柱の設計フローを図-12.7-21 に示す。その手順は以下のとおりとなる。

ア 設計した断面に基づき、降伏剛性を用いた堰柱の固有周期を算定する。

イ 固有周期、許容塑性率 μ_a を考慮して構造物特性補正係数 C_s を求め設計水平震度 k_{hc} を算定する。

ウ 設定した断面に基づき、堰柱の地震時保有水平耐力 P_a を算出する。

エ 地震時保有水平耐力の照査を行う。

$$P_a \geq k_{hc} W \quad \text{ここに、} P_a : \text{地震時保有水平耐力 (kN)} \\ W : \text{等価重量 (kN)}$$

オ 次式により橋脚の残留変位 δ_R の照査を行う。

$$\delta_{Ra} \geq \delta_R \quad \text{ここに、} \delta_{Ra} : \text{許容残留変位 (m)} \\ \delta_R : \text{地震時の残留変位 (m)}$$

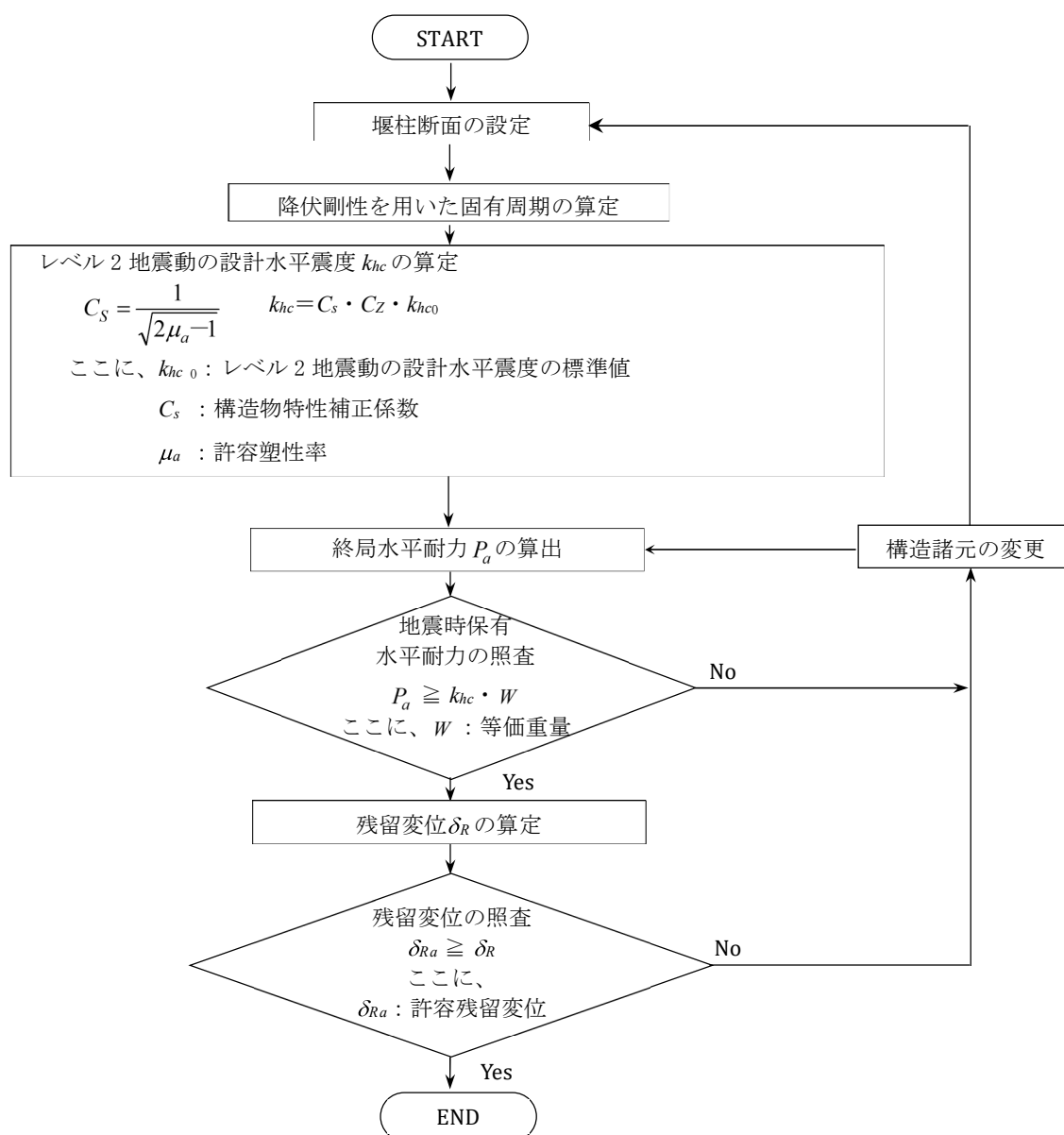


図-12.7-21 堰柱（1本柱形式）の地震時保有水平耐力法による設計フロー

12.7.5 液状化の判定

(1) 液状化の判定方法

砂質地盤のような地盤条件にある頭首工は、耐震設計を必要とする構成要素の液状化の判定を行う。

液状化の判定は、以下の三種類あるが、頭首工では、アの簡易な判定法とし、その中でも、 F_L 値法とする。

ア 一般の土質調査・試験結果をもとにした簡易な判定法

イ 室内液状化試験や地震応答解析を行う詳細な判定法

ウ 模型振動台実験や原位置液状化試験を行う判定法

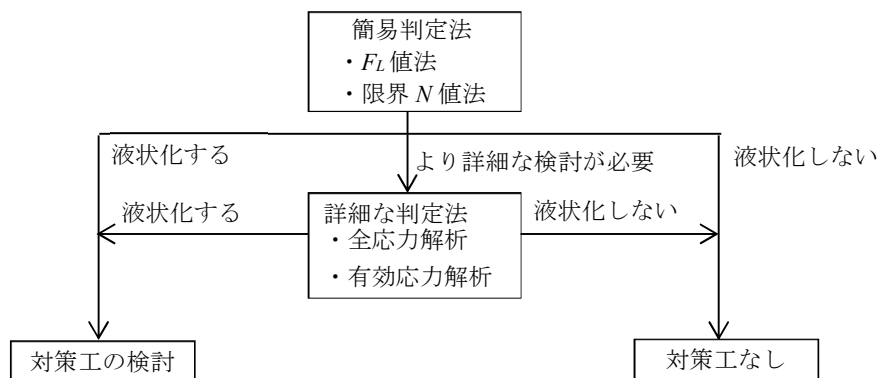


図-12.7-22 液状化判定フロー図

なお、簡易判定法は、標準貫入試験結果から得られる N 値を用いる方法となるが、 F_L 値法の他に「限界 N 値法」として、深さ方向に重み付けして積分した値を用いた液状化可能性指数 (P_L) によるものもある。

(2) 液状化の判定を行う必要がある砂質土層

構造物の基礎地盤の砂質土層が、以下の三つの条件すべてに該当する場合には、頭首工に影響を与える液状化が生じる可能性がある。そこで、液状化の判定を行い、土質定数の低減など適切に評価し構造物が安全でなくてはならない。

ア 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

イ 細粒分含有率 F_c が 35% 以下の土層、又は、 F_c が 35% を超えても塑性指数 I_p が 15 以下の土層

ウ 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

(3) F_L 値法

F_L 値法は、まず地盤内のある深さの液状化強度比（せん断応力で表した液状化強度と有効拘束圧の比） R を、 N 値や粒径等から求める。次に、その土に地震時に加わる繰返しせん断応力比 L を地表最大加速度などから推定して、両者の比をとって液状化に対する抵抗率（又は、安全率とも呼ぶ） F_L を次式で求める。

$$F_L = \frac{R}{L} = \frac{R_{\max}}{L_{\max}} \dots\dots\dots (12.7-16)$$

ここに、 R 、 $R_{\max}$ ：液状化強度比

L 、 $L_{\max}$ ：繰返しせん断応力比

算定の結果、 $F_L \leq 1$ であれば液状化の可能性があり、 $F_L > 1$ であれば可能性が小さいと判断する。なお、ここで **max** と記す場合には、地震荷重のもとでの液状化強度比と繰返しせん断応力比を、記さない場合には一様振幅荷重のもとでの意味を表している。図-12.7-23 に、 F_L 値法の基本的なフロー図を示す。

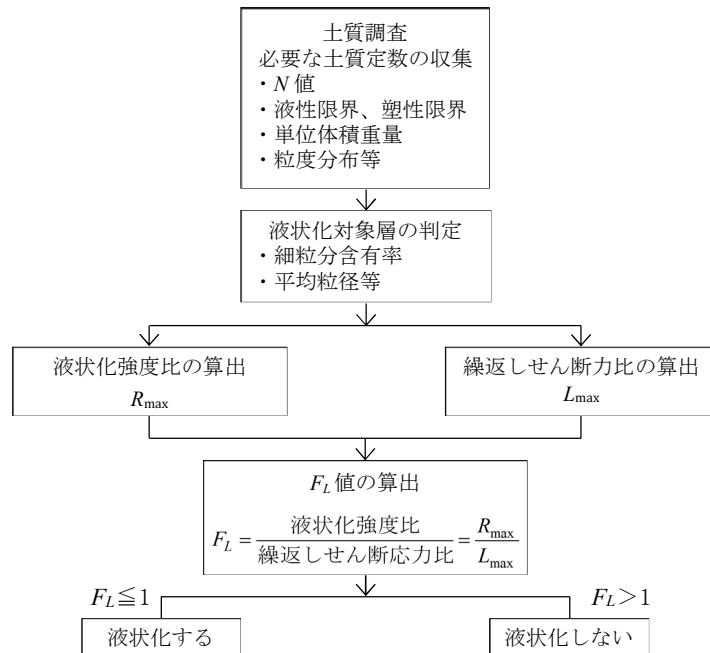


図-12.7-23 F_L 値法の基本的な検討フロー

(4) F_L 値法による液状化の判定

液状化判定の検討は、レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動に対し行うものとする。

また、液状化の判定には、通常標準貫入試験が実施された深度において F_L 値が得られるが、土層ごとに平均的な F_L 値にて実施する。

$$F_L = R/L \dots\dots\dots (12.7-17)$$

$$R = C_w R_L \dots\dots\dots (12.7-18)$$

$$L = \gamma_d k_{hg} \sigma_v / \sigma'_v \dots\dots\dots (12.7-19)$$

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015x \dots\dots\dots (12.7-20)$$

$$\sigma_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (x - h_w) \dots\dots\dots (12.7-21)$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w) \dots\dots\dots (12.7-22)$$

(レベル1地震動およびレベル2地震動 (タイプ I) の場合)

$$C_w = 1.0 \dots\dots\dots (12.7-23)$$

(レベル2地震動 (タイプⅡ) の場合)

$$C_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3 R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \dots\dots\dots (12.7-24) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases}$$

ここに、 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

γ_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_{hg} : 液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度

(表-12.7-14 の標準値に表-12.6-1 地域別補正係数を乗じた値)

σ_v : 全上載圧 (kN/m²)

σ'_v : 有効上載圧 (kN/m²)

x : 地表面からの深さ (m)

γ_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (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 (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 (kN/m³)

h_w : 地下水位の深さ (m)

表-12.7-14 液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度 k_{hg0}

地盤種別	レベル 1	レベル 2 (タイプ I)	レベル 2 (タイプ II)
I 種	0.12	0.50	0.80
II 種	0.15	0.45	0.70
III 種	0.18	0.40	0.60

繰返し三軸強度比

繰返し三軸強度比 R_L は式 (12.7-25) により算出する。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{(0.85N_a+2.1)/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7+1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5}} & (14 \leq N_a) \end{cases} \dots\dots\dots (12.7-25)$$

ここで、

【 $D_{50} < 2$ mm の場合】

$$N_a = c_1(N_1 + 2.47) - 2.47 \dots\dots\dots (12.7-26)$$

$$N_1 = 170 \cdot N / (\sigma'_v + 70) \dots\dots\dots (12.7-27)$$

注：式 (12.7-27) の σ'_v には、標準貫入試験を行ったときの有効上載圧 (kN/m²) を代入する。

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq F_c < 10\%) \\ (F_c + 20)/30 & (10\% \leq F_c < 40\%) \dots\dots\dots (12.7-28) \\ (F_c - 16)/12 & (40\% \leq F_c) \end{cases}$$

【 $D_{50} \geq 2 \text{ mm}$ の場合】

$$N_a = \{1 - 0.36 \log_{10} (D_{50}/2)\} N_1 \dots\dots\dots (12.7-29)$$

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 100 kN/m^2 相当に換算した N 値

N_a : 粒度の影響を考慮した補正 N 値

c_1 : 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 $75 \mu\text{m}$ 以下の土粒子の通過質量百分率)

D_{50} : 50% 粒径 (mm)

(5) 土質定数の低減

(4)により液状化が生じると判定された砂質土層は、液状化に対する抵抗率 F_L の値に応じて、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-12.7-15 の土質定数の低減係数 D_E を乗じて算出し耐震設計を行う。なお、 $D_E=0$ の場合は、耐震設計上の土質定数を 0 とした土層として取り扱う。

表-12.7-15 土質定数の低減係数 D_E

F_L の範囲	現地盤面 からの深度 $x(\text{m})$	動的せん断強度比 R	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	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

なお、 D_E を乗じて低減させる土質定数は、地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度を指す。

また、 F_L は、標準貫入試験が実施された深度において得られるが、 D_E を求めるためには、通常は、1 m 程度間隔で F_L を算出し、土層毎に平均的な F_L を求めて、これにより表-12.7-15 により D_E を求める。

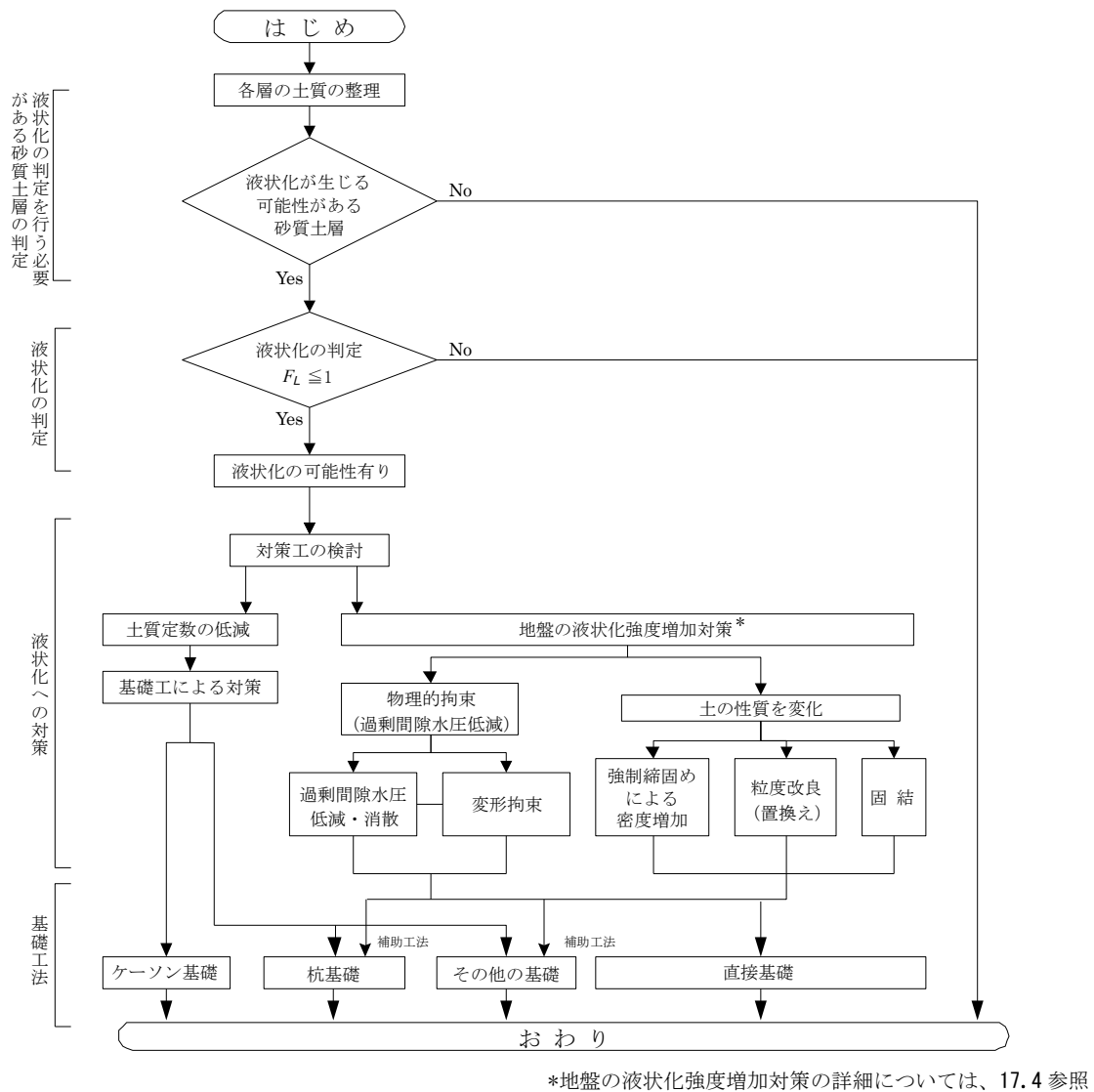


図-12.7-24 液化化の対策検討フロー

12.7.6 許容応力度法

部材の各断面に作用する応力度が、部材を構成する材料の許容応力度以下であることを確認することにより、安全性、使用性等を確保する設計法である。

許容応力度は、式 (12.7-30) で算定される。

$$\sigma_a = \frac{\sigma_0}{\nu} \dots\dots\dots (12.7-30)$$

ここに、 σ_a : 許容応力度

σ_0 : 材料の強度

ν : 安全率

設計計算は各材料を弾性体として仮定して行われるので、「弾性設計法」とも呼ばれる。許容応力度を、部材を構成する各材料の力学特性（応力-ひずみ関係）に応じて適切に設定することにより、各材料は常時の荷重に対して弾性範囲内にあるように設計され、これによって破壊に対する安全性が確保される。また、同時に、過大な変形や変位による使用性の低下や、過大なコンクリートのひび割れ幅発生による耐久性の低下に対する安全性も間接的に考慮される。

この設計法は非常に簡便であり、実績も豊富である。しかし、以下のような問題点が指摘されている。

- (1) 材料の力学特性が非線形を示す場合、断面力とそれにより材料に発生する応力度が比例しないため、破壊に対する安全率と許容応力度を定める際の安全率が必ずしも一致しない。すなわち、構造物又は部材の終局状態に対する安全率が不明確であり、破壊に対する安全性を一定に保つためには合理的ではない。
- (2) 材料強度や作用荷重のばらつき、構造解析における誤差、部材寸法のばらつき、構造物の重要度等の不確定要因を一つの安全率に総括して考慮している。そのため、各不確定要因と安全率との関係が不明確である。

12.7.7 動的解析

(1) 動的解析の適応

動的解析は、地震時における構造物の動的な挙動を地震力を実際と同様に時々刻々動的に変化する波として入力し、振動力学に基づいた動力学にて解析して地震動に対する構造物各部位に生じる変位や断面力などの応答値にて構造物の安全性を照査する設計法である。

適用は、レベル2地震動の耐震設計にて一自由度系モデルを前提とした地震時保有水平耐力法の静的解析法の適応が困難である場合で、エネルギー一定則の適用が限定される場合や複数の振動モードに支配される場合・耐震設計を多自由度系モデルにて表現できるもの・多層モデルにて上部構造が自由振動するなどして振動特性が複雑な構造物に適用する。

図-12.7-25 に動的解析法のフローを示す。

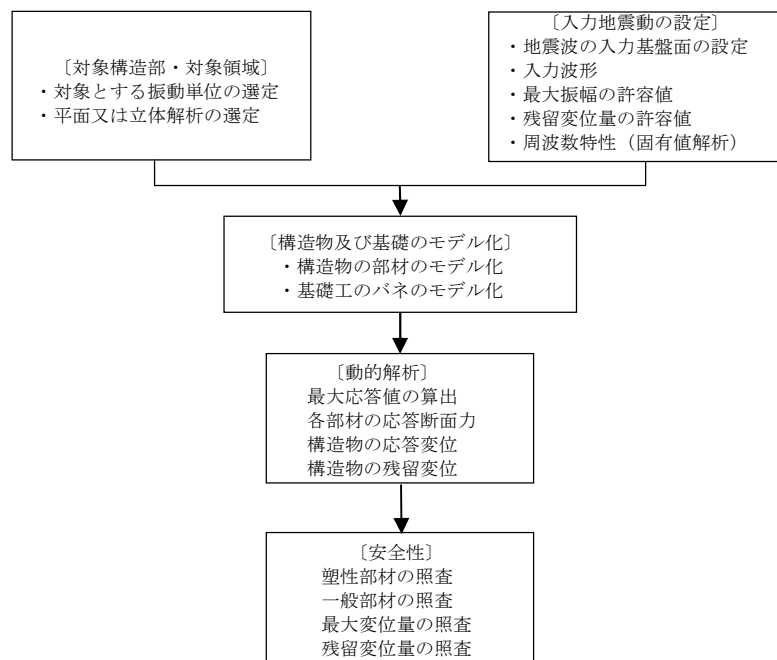


図-12.7-25 動的解析による構造安全性の照査フロー（堰柱の例）

(2) 動的解析手法

動的解析法は、地震動のレベルや解析の目的に応じて適切なものを選定する。図-12.7-26 と表-12.7-16 は動的解析法の種類と目的を示したものである。

レベル1 地震動に対する耐震性能の照査では、構造物が弾性挙動することを想定しているため、線形動的解析が実行できる手法を用いる。一方、レベル2 地震動に対する耐震性能の照査のように、部材などに非線形挙動を想定する場合には、非線形動的解析、あるいは、非線形部材を等価な線形部材にモデル化する等価線形化法に基づく線形動的解析を行う。

非線形動的解析では、一般に時刻歴応答解析法を用いるが、解析結果として最大応答値のみを近似的に求めるだけであれば、等価線形化法による応答スペクトル法を用いることもできる。しかし、応答スペクトル法は、電算機の処理能力や、エネルギー一定則に従った解析上の制限や非線形に等価として置き換える必要があること、そして、電算機の処理能力の大幅な向上を考慮すれば解析に用いるメリットはない。

時刻歴応答解析法は、弾塑性域の堰柱の加速度、速度、変位、断面力などの時々刻々の応答を算出する方法である。微小の時間間隔(一般には 1/100 秒、あるいは、これより短い時間間隔)に離散化した地震動データを用いて、運動方程式を微小時間間隔ごとに数値的に積分する方法(逐次積分法)である。

線形解析の場合は、橋の基本的な振動特性である固有周期や振動モードを求めるとともに、線形状態での振動の時刻歴応答、あるいは、最大応答を求める。

構造物の非線形挙動は求めることはできないが、着目する部位の断面力が塑性化に至るレベルかどうかといったことが容易に判断することができることから、非線形動的解析の予備検討に活用することもできる。

また、等価線形化法は、非線形性を等価な線形モデルにより表す手法(例えば、当該部材に生じる変位やひずみに相当する割線剛性(等価剛性)と減衰定数(等価減衰定数)を用いる)であり、橋の非線形域での振動を近似的に求めることができる。等価線形化法においては、非線形性を適切にモデル化した上で等価剛性と等価減衰定数を定め、解が収束するまで一般に繰返し計算が必要となる。

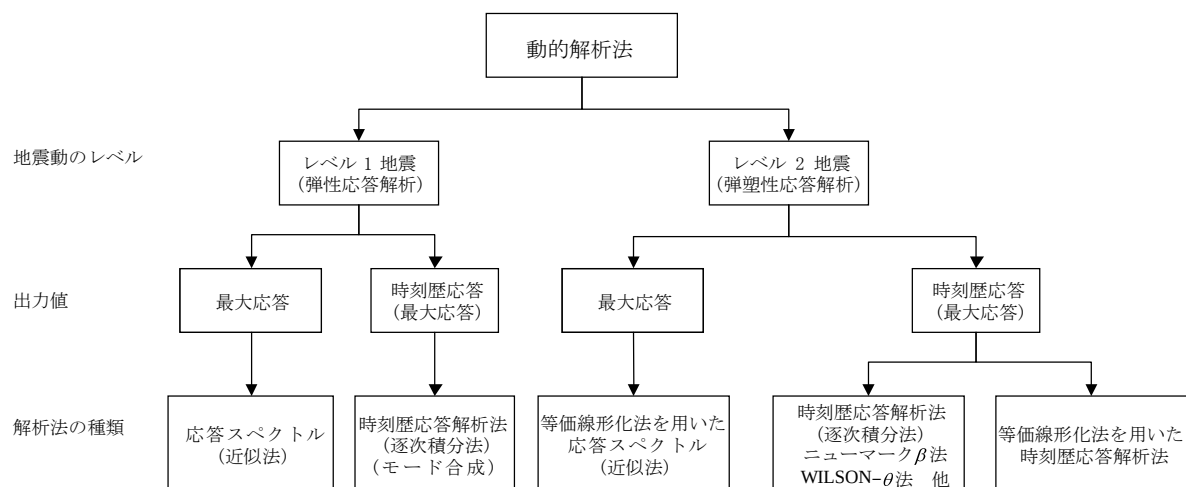


図-12.7-26 動的解析法の種類

表-12.7-16 動的解析法の種類と目的

動的解析法		目的
線形動的解析 (等価線形化法)	固有振動解析	固有周期、振動モードの算定
	時刻歴応答解析法	時刻歴応答の算定 非線形部位の検討、非線形動的解析結果のチェック
	応答スペクトル法	最大応答値（近似解）の近似的な算定 非線形部位の検討、非線形動的解析結果のチェック
非線形動的解析	時刻歴応答解析法	非線形時刻歴応答の算定

(3) 照査項目

動的解析により安全性を照査する場合は、以下の点を確認する。

- ア 解析モデルで想定した箇所以外に塑性化が生じていないこと。
- イ 当該部材に塑性化が生じることにより構造物全体系が不安定にならないこと。
- ウ 塑性化を考慮してはならない一般部材に塑性化が生じていないこと。

(4) 動的解析に用いる地震動波形の例

レベル2地震動（タイプⅠ）

地盤種別	地震名	記録場所	振幅調整後の最大 加速度 (cm/s ²)	継続時間 (s)
Ⅰ種地盤	平成15年(2003年)十勝 沖地震	清水道路維持出張所構内地盤上EW成分	-537.820	120
	平成23年(2011年)東北 地方太平洋沖地震	開北橋周辺地盤上EW成分	-794.793	240
		新晩翠橋周辺地盤上NS成分	-692.867	240
Ⅱ種地盤	平成15年(2003年)十勝 沖地震	直別観測点地盤上EW成分	619.142	120
	平成23年(2011年)東北 地方太平洋沖地震	仙台河川国道事務所構内地盤上EW成分	674.896	240
		阿武隈大堰管理所構内地盤上NS成分	509.199	240
Ⅲ種地盤	平成15年(2003年)十勝 沖地震	大樹町生花観測点地盤上EW成分	506.015	120
	平成23年(2011年)東北 地方太平洋沖地震	山崎振動観測所地盤上NS成分	-574.178	240
		土浦出張所構内地盤上EW成分	-690.620	240

レベル2地震動（タイプⅡ）

地盤種別	地震名	記録場所	振幅調整後の最大 加速度 (cm/s ²)	継続時間 (s)
Ⅰ種地盤	平成7年(1995年)兵庫 県南部地震	神戸海洋気象台地盤上NS成分	-812.020	30
		神戸海洋気象台地盤上EW成分	765.884	30
		猪名川架橋予定地点周辺地盤上NS成分	780.046	30
Ⅱ種地盤	平成7年(1995年)兵庫 県南部地震	JR西日本鷹取駅構内地盤上NS成分	686.831	40
		JR西日本鷹取駅構内地盤上EW成分	-672.639	40
		大阪ガス葦合供給所構内地盤上N27W成分	736.334	40
Ⅲ種地盤	平成7年(1995年)兵庫 県南部地震	東神戸大橋周辺地盤上N12W成分	-591.034	50
		ポートアイランド内地盤上NS成分	-557.427	50
		ポートアイランド内地盤上EW成分	619.186	50

(5) モデル化

レベル 2 地震動の動的解析に用いる非線形モデルは、地震時保有水平耐力法に用いるプッシュオーバー解析弾塑性ヒンジモデルと同じとする。

12.7.8 限界状態設計法（参考）

本技術書における耐震性能照査については、レベル 1 地震動は許容応力度法、レベル 2 地震動は地震時保有水平耐力法を基本とする。一方、他の土地改良施設では、レベル 1 地震動は許容応力度法、レベル 2 地震動は限界状態設計法を適用しているものもある。

今後、頭首工の耐震性能照査において、限界状態設計法の導入も想定されること、現時点では、レベル 2 地震動に対する耐震性能照査において、限界状態設計法を適用する場合もあることも想定し、ここでは、同設計法による耐震性能照査の基本的な考え方を以下に示す。

(1) 適 用

レベル 2 地震動による構造物の破壊に対する安全性の照査を限界状態設計法により行う場合は、以下による。

レベル 2 地震動に対する構造物の耐震性能は、「致命的な損傷を防止する」というレベルを目標とすることから、構造物躯体の終局限界状態を想定し、部材の終局耐力を求め、設計地震動による断面力が曲げ破壊及びせん断破壊に対して致命的な損傷を防止できるかどうかを照査する。

また、曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係、若しくは水平力と水平変位の関係をエネルギー一定則が成立する形のバイリニア型で定義し、部材の材料非線形性を考慮する。なお、必要に応じ変位などについて照査する。

(2) 手 法

限界状態設計法は、大規模なレベル 2 地震動に対し、構造物躯体の塑性域まで考慮して、構造物の耐震性能を評価する合理的耐震設計を行う代表的な設計法の一つである。部材のひび割れ、初降伏、降伏及び終局状態を考慮し、降伏状態からの塑性域を考慮して部材の耐力や、応答塑性率などによる変形について照査を行うことから、健全性を損なわない場合や致命的な損傷を防止する等の構造物の耐震性能に関連付けた耐震設計が可能であり、性能照査型の設計が可能である。

限界状態設計法自体は、構造物躯体の断面解析における照査法であり、設計に用いる地震動の評価は直接定義していない。そのため、地表以上の構造物の地震動の評価については、設計水平震度 k_{hc2} をもとに慣性力で評価することになる。一方、暗きょ（ボックスカルバート）等の地下構造物については、地震動を速度応答スペクトルで評価し、応答変位法によって地盤のせん断変位から、構造物への作用力を算定する。

(3) 耐震設計における限界状態設計法の位置付け

レベル 2 地震動に対する耐震設計においては、地震動の大きさが極めて大きく、変形が非線形領域に大きく入り、地震荷重を力として据えることが難しくなり、エネルギーを考えた変形による安全性評価が必要となる。

すなわち、耐力の照査と併せて、変形に関する判断規準(限界状態)を規定して、安全性を評価するという限界状態設計法を適用することもできる。

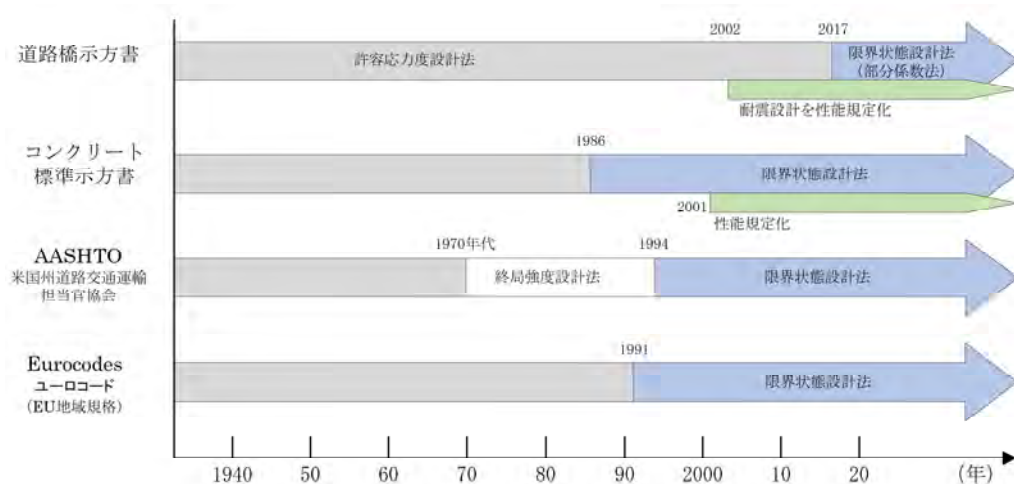


図-12.7-27 設計法の変遷

(4) 限界状態の定義

限界状態とは、「構造物が要求性能を満足しなくなる限界の状態」のことである。検討すべき限界状態は、一般に、耐久性、安全性、使用性及び復旧性に対して設定する。また、地震時の安全性と地震後の使用性や復旧性を総合的に考慮する場合にもそれに対応する適切な限界状態を設定するものとする。

「コンクリート標準示方書【設計編】」（2017年制定）によれば、各要求性能の限界状態は以下のように設定するとされている。また、要求性能に対する限界状態、照査指標および考慮する設計作用の例を表-12.7-17に示す。なお、他機関では、これらによらない場合がある。

ア 安全性

安全性は、一般に構造物の破壊・崩壊に対する限界状態を設定するのがよい。なお、これ以外の安全性の限界状態は、構造物の用途・機能に応じて別途設定する必要がある。これには、走行安全性・歩行安全性のように構造物の利用側の安全に関する要求性能と、付帯設備の脱落、かぶりコンクリートの剥落等、構造物に起因した第三者への公衆災害に対する要求性能等がある。

イ 構造物の耐荷力

破壊に関する構造物全体系としての性能は、構造物を構成する各部材の状態と密接な関係にある。構造物の破壊に関する安全性は、構造物が複数の部材により構成されている場合、一部の部材が破壊しても、構造物全体系として破壊しないことを照査すればよい。構造物の耐荷力に関しては、一般に以下の限界状態を設定するのがよい。

断面破壊：設計耐用期間中に生じる全ての作用に対して、構造物が耐荷能力を保持することができる性能を表す限界状態。

疲労破壊：設計耐用期間中に生じる全ての変動作用の繰返しに対して、構造物が耐荷能力を保持することができる性能を表す限界状態。

ロ 構造物の安定

設計耐用期間中に生じる全ての作用に対して、構造物が変位、変形、メカニズムや基礎構造物の変形等により不安定とならないことを保持できる性能を表す限界状態。

イ 使用性

使用性には、構造物が正常に使用できるための性能として、使用上の快適性や構造物のそれ以外の用途・機能から定まる限界状態として、一般に以下の限界状態を設定するのがよい。なお、これらの限界状態の限界値は、構造物の用途・機能に応じて設定するものとする。

(ア) 外観

コンクリートのひび割れ、表面の汚れ等が不安感や不快感を与えず、構造物の使用を妨げないようにするための限界状態。

(イ) 騒音、振動

構造物から生じる騒音や振動が、周辺環境に悪影響を及ぼさず、構造物の使用を妨げないようにするための限界状態。

(ロ) 乗り心地、歩き心地

車両や歩行者が快適に走行および歩行できる限界状態。

(エ) 水密性

水密性を要するコンクリート構造物が、漏水や透水、透湿により用途、機能を損なわないための限界状態。

(オ) 損傷

構造物に変動作用、環境作用等の原因による損傷が生じ、そのまま使用することが不適当な状態とならない限界状態。

ウ 復旧性

復旧性には、構造物の修復性に関して、物理的特性に基づく限界状態を設定するのがよい。

表-12.7-17 要求性能、限界状態、照査指標と設計作用の例

要求性能	限界状態	照査指標	考慮する設計作用
安全性	断面破壊	力	全ての作用（最大値）
	疲労破壊	応力度・力	繰返し作用
	変位変形・メカニズム	変形・基礎構造による変形	全ての作用（最大値） 偶発作用
使用性	外観	ひび割れ幅、応力度	比較的しばしば生じる大きさの作用
	騒音・振動	騒音・振動レベル	比較的しばしば生じる大きさの作用
	車両走行の快適性等	変位・変形	比較的しばしば生じる大きさの作用
	水密性	構造体の透水量 ひび割れ幅	比較的しばしば生じる大きさの作用
	損傷（機能の維持）	力・変形等	変動作用等
復旧性	修復性	力・変形等	偶発作用（地震の影響等）

(5) 限界状態設計法が具備すべき条件

限界状態設計法は、「いくつかの限界状態を設定し、設計時点における各種の不確定要因を設計変量として考慮することにより、構造物又は部材が限界状態に達する確率を許容限度以下とするための設計体系」と定義できる。すなわち、限界状態設計法が具備すべき条件として、以下の事項を挙げることができる。

ア 限界状態の定量的な定義

(4)で述べた各限界状態が、定量的及び明確に定義されていなければならない。例えば、安全性の限界状態は、構造物の耐荷力や安定等の限界状態とし、力、応力度、変形・基礎構造による変形等の物理量を指標として設定する。使用性の限界状態は、構造物に求められる用途・機能、使用目的に応じて、応力度、ひび割れ幅、変位・変形等の物理量を指標として設定する。また、復旧性の限界状態は、構造物の修復性に関して、力・変形等の物理量を指標として設定する。

イ 設計時点における不確定要因の合理的な取扱い

構造物の設計時点においては、以下のような種々の不確定要因が存在する。

(7) 使用期間中に作用する外力の変動、並びに実際に作用する外力と設計荷重との差異

(4) 材料強度のばらつき、断面寸法の誤差、材料試験結果を実構造物へ適用する際に含まれる不確実さによる部材及び構造物の強度のばらつき

(7) 施工精度のばらつき

(5) 解析、設計計算における仮定、近似

これらの不確定要因を合理的に考慮することにより、構造物又は部材が限界状態に達する確率を許容限度以下にすることが可能となる。

限界状態設計法には、設計時点における不確定要因を確率事象としてとらえ、確率論（信頼性理論）により限界状態に達する確率を直接求めるものから、工学的判断により全く確定論的に設計を行うものまで種々の方法がある。その中で、限界状態設計法に基づく設計基準類に一般的に採用されている部分安全係数設計法は、作用の変動及び材料強度のばらつきを統計データに基づいて確率論的に扱い、他の不確定要因は部分安全係数と呼ばれる安全係数で考慮する方法である。

(6) 安全係数と修正係数

部材の応答値や限界値の計算を行う上で、作用、材料強度さらに、部材寸法などのばらつきや、構造解析の不確実性等について、「コンクリート標準示方書【設計編】」（2017年制定）に準じて考慮する。

ア 安全係数

(7) 安全係数は、材料係数 γ_m 、作用係数 γ_f 、構造解析係数 γ_a 、部材係数 γ_b 及び構造物係数 γ_i とする。

(4) 材料係数 γ_m は、材料強度の特性値からの望ましくない方向への変動、供試体と構造物中との材料特性の差異、材料特性が限界状態に及ぼす影響、材料特性の経時変化等を考慮して定める。

(7) 作用係数 γ_f は、作用の特性値からの望ましくない方向への変動、作用の算定方法の不確実性、設計耐用期間中の作用の変化、作用の特性が限界状態に及ぼす影響等を考慮して定めるものとする。

(5) 構造解析係数 γ_a は、応答値算定時の構造解析の不確実性等を考慮して定めるものとする。構造解析係数 γ_a は、一般に 1.0 としてよい。

(4) 部材係数 γ_b は、部材耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつきの影響、部材の重要度、すなわち対象とする部材がある限界状態に達したときに、構造物全体に与える影響等を考慮して定めるものとする。

部材係数 γ_b は、限界値算定式に対応して、それぞれに定める。

(カ) 構造物係数 γ_i は、構造物の重要度、限界状態に達したときの社会的影響等を考慮して定めるものとする。

構造物係数 γ_i は、一般に 1.0～1.2 としよ。

イ 安全性の照査

部材断面の破壊を対象とする限界状態による安全性照査においては、作用の特性値から設計応答値を求める過程で作用係数 γ_f と構造解析係数 γ_a の二つの安全係数を、また、材料強度から設計限界値を求める過程で材料係数 γ_m と部材係数 γ_b の二つの安全係数を設定し、さらに設計応答値と設計限界値を比較する段階で構造物係数 γ_i を設定した。これらの安全係数は、その数値はともかく、概念的には他の限界状態に対しても適用できる。性能照査の流れに対する安全係数を図-12.7-28に示す。また、安全係数により配慮されている内容を表-12.7-18に標準的な安全係数の値を表-12.7-19に示す。

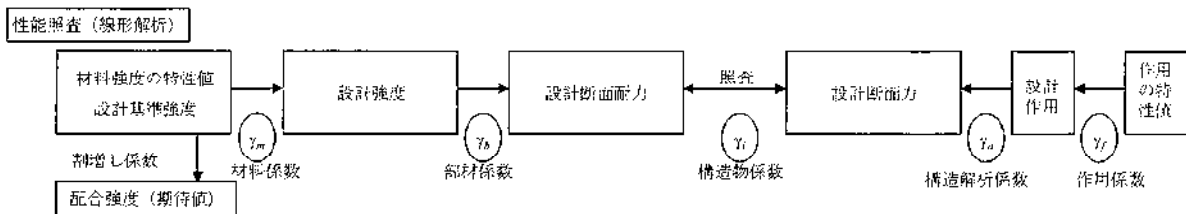


図-12.7-28 性能照査における安全係数

表-12.7-18 安全係数により配慮されている内容

配慮されている内容		取り扱う項目
断面耐力	1. 材料強度のばらつき (1) 材料実験データから判断できる部分 (2) 材料実験データから判断できない部分（材料実験データの不足・偏り、品質管理の程度、供試体と構造物中との材料強度の差異、経時変化等による）	特性値 f_k 材料係数 γ_m
	2. 限界状態に及ぼす影響の度合	部材係数 γ_b
	3. 部材断面耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつき、部材の重要度、破壊性状	
断面力	1. 作用のばらつき (1) 作用の統計的データから判断できる部分 (2) 作用の統計的データから判断できない部分（荷重の統計的データの不足・偏り、設計耐用期間中の荷重の変化、荷重の算定方法の不確実性等による）	特性値 F_k 作用係数 γ_f
	2. 限界状態に及ぼす影響の度合	構造解析係数 γ_a
	3. 断面力等の算定時の構造解析の不確実性	
構造物の重要度、限界状態に達したときの社会的経済的影響等		構造物係数 γ_i

表-12.7-19 標準的な安全係数の値

安全整数 要求性能 (限界状態)	材料係数 γ_m		部材係数	構造解析係数	作用係数	構造物係数
	コンクリート γ_c	鋼材 γ_s	γ_b	γ_a	γ_f	γ_i
安全性 (断面破壊)	1.3	1.0 又は 1.05	1.1 ～ 1.3	1.0	1.0 ～ 1.2	1.0 ～ 1.2
安全性 (疲労破壊)	1.3	1.05	1.0 ～ 1.3	1.0	1.0	1.0 ～ 1.1
使用性	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

ウ 修正係数

材料強度及び作用に関して、特性値とは別の体系の規格値又は公称値が決まっている場合は、これらの特性値は規格値又は公称値を修正係数によって変換する。

(7) 修正係数は、材料修正係数 ρ_m 及び作用修正係数 ρ_f とする。

(イ) 材料修正係数 ρ_m は、材料強度の特性値と規格値との相違を考慮して定める。

(ウ) 作用修正係数 ρ_f は、作用の特性値と規格値又は公称値との相違を考慮して、それぞれの限界状態に応じて定める。

(7) 地震動の評価

限界状態設計法では地震動の評価を定義していないことから、固有周期と構造物特性係数を考慮する設計水平震度 k_{hc} や応答変位法による速度応答スペクトル S'_v を別途算定して適用することとした。

ア 固有周期と構造物特性係数を考慮する設計水平震度 k_{hc} を用いる場合

地震時保有水平耐力法と同様に、構造物の塑性変形によるエネルギー吸収能力を考慮し、構造物特性係数 C_s を適切に決定して設計水平震度の標準値 k_{hc0} を低減させた設計水平震度 k_{hc} を算定する。

イ 速度応答スペクトルを用いる場合

地中構造物、例えば暗きょ（ボックスカルバート）など地震時の挙動が地盤変位に支配される場合は、速度応答スペクトルを用いる。速度応答スペクトルは「水道施設耐震工法指針」のレベル 2 地震動に対する設計用速度応答スペクトル S'_v を採用する。

(8) 照 査

照査を行うには、以下に示す項目に留意して、設計地震力の下で部材に発生する断面力や変位（曲率）を算定しなければならない。また、部材の断面耐力を求めるとともに、曲げモーメントー曲率の関係式を求める必要がある。

ア 設計水平震度を用いて、静的な計算を行う場合は、力学特性を線形とした線形モデルを用いてもよい。ただし、この場合の剛性は降伏剛性とする。なお、断面力、変位はエネルギー一定則等、適切な方法によって求める。

イ 不静定構造物の場合には、構造物全体系が崩壊しないことを確かめるために、崩壊機構を追跡できる増分解析（プッシュオーバー解析）による非線形静的解析を実施する。対象構造物としては、ラーメン橋脚や杭基礎（複数杭）等がある。

レベル 2 地震動に対する耐震設計における照査内容は、重要度 AA 種の橋梁と頭首工については、「致命的な損傷を防止する」以外に「限定された範囲に留める」と定義される耐震性能を考慮する。一方、これ以外の重要度 A 種の構造物については、「致命的な損傷を防止する」のレベルのみについて、検討することになっている。

第13章 固定堰の設計

関連条項[基準10、運用10-3～7]

固定堰は、取水時に必要な水位を確保し、洪水の流下に著しい支障を与えず、水理的、構造的に安全な断面となるよう設計する必要がある。ここでは、一般的な固定堰の設計に関する諸事項を解説する。

13.1 固定堰の断面形の決定

13.1.1 基本断面形の概定

固定堰堰体の基本断面形は、上流面を垂直あるいはこれに近い勾配とし、下流面を緩勾配として堰頂に幅を与えた台形断面が一般的である（図-13.1-1(a)越流水脈型）。

このほかにも、石礫が流下する場合に、砂防堰堤のように上流面勾配を緩やかにし下流面を急にして落下する石礫による破壊を防止する考え方もある（図-13.1-1(b)砂防堰堤型）。また、水勢減殺の目的をもって、下流法先に水承をつけずに、越流水をエプロンに垂直に落下させて勢力を減殺する考え方もある。

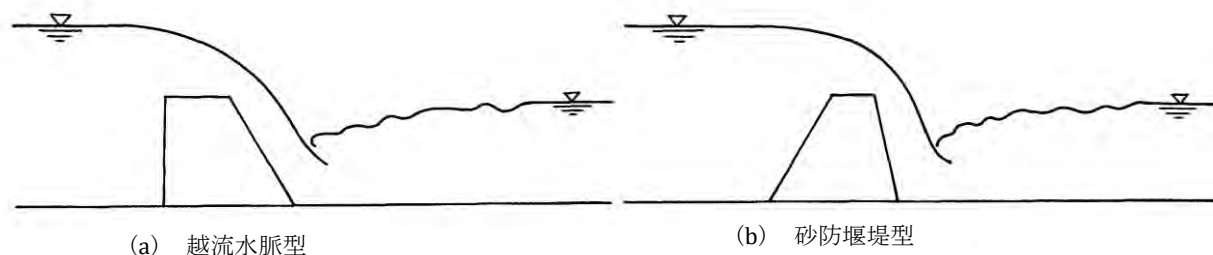


図-13.1-1 固定堰の基本断面形

13.1.2 基本断面形の修正

概定した基本断面形は、越流水脈と堰体とが離れないように修正する必要がある。基本断面の修正は、水理的な条件と、施工の容易性について配慮して決める必要がある。以下に、一般的な断面修正の手法について述べる。

(1) 上流堰頂端の修正

上流堰頂端は、 $h_1 + h_v = h$ （越流水頭）として

$$a=0.125h, b=0.28h \dots\dots\dots (13.1-1)$$

となる1/4だ円とするのが望ましいが、1/4半円形にしてもよい。

(2) 下流面の修正

下流面は種々の修正断面が考えられるが、越流水脈と堰体とが離れないように修正することが基本で、そのためには、 $x^2 = \alpha hy$ なる放物線とし、 α の値を1.78より大として、その放物線から下流面に接するようになるのが一般的である。そのため、図-13.1-2において、 E を原点とし、 x, y 軸を図のようにとり、 y 軸と下流法面との交点を O とし、 $OE=d$ とすれば、曲線式は、

$$x^2 = 4m^2 dy \dots\dots\dots (13.1-2)$$

となり、堰頂より d だけ下がったところで下流面に接することになる。

ただし、この場合は

$$4(d/h)m^2 > 1.78 \dots\dots\dots (13.1-3)$$

であることを要する。なお、堰頂にある幅を与える必要があるときは、 x 軸上、 E 点から適宜水平の部分設ければよい。

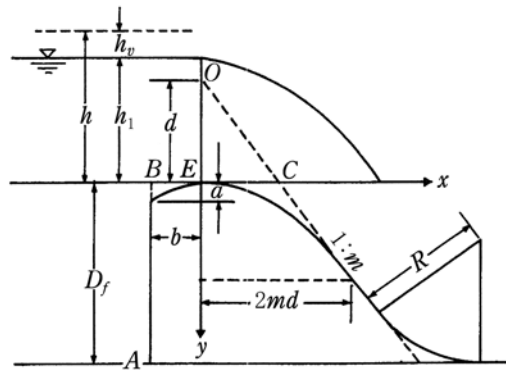


図-13.1-2 基本断面形の修正

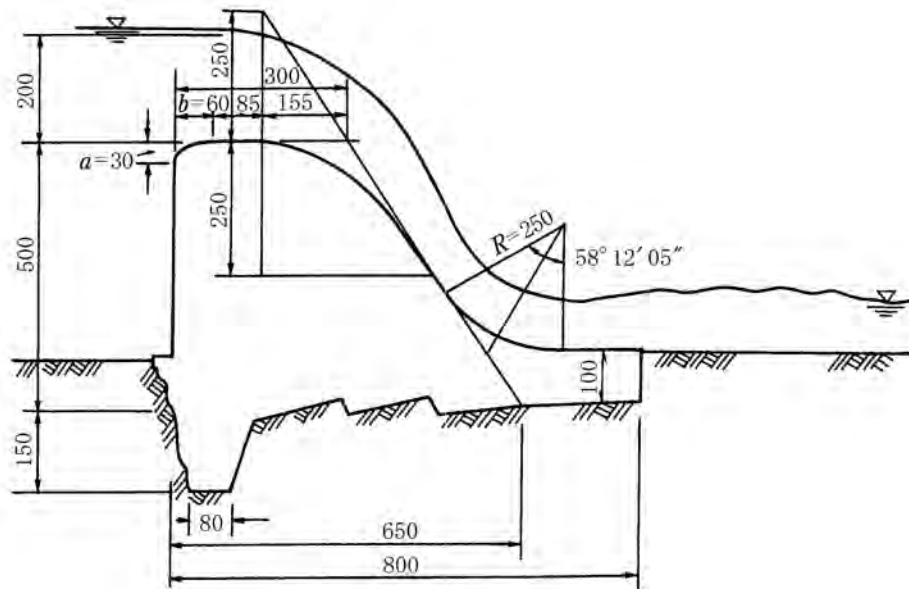


図-13.1-3 台形断面の例

(3) 水承

水承 (bucket) は流量が小さく基礎岩盤の良い低い堰の場合を除き、越流堰の堰体法先の部分において落下水脈を水平方向に偏向させるために設けるもので、その目的は水の落下衝突による洗掘を防止するためである。この曲線をエッチベリーは堰堤高の $1/2 \sim 1/3$ を半径とする円弧としている。水承が十分に有効であるためには、地盤に対して接線となるようにする必要があり、堰が高く越流水量が多いほど水承の半径を大きくして岩盤との接合点に急激な変化を与えないようにする。また、半径は岩盤の良否により変化させるとともに、岩質の悪いもの又は砂礫の地盤においては、堰体下流の洗掘の防止設備 (エプロン) を設ける。

13.2 エプロンの設計

13.2.1 下流エプロン

越流水による堰体下流の洗掘を防ぐために、下流面にエプロンを設ける。エプロンの長さは式 (13.2-1)、厚さは式 (13.2-2) により決定できる。

$$\ell_1 = 0.6C\sqrt{D_1} \dots\dots\dots (13.2-1)$$

ここに、 ℓ_1 : 下流エプロンの長さ (m)

D_1 : エプロン下流端の上面から堰頂までの高さ (m)

C : ブライの C (表-11.1 参照)

$$t \geq \frac{4}{3} \cdot \frac{w_0(\Delta H - H_f)}{\gamma - w_0} \dots\dots\dots (13.2-2)$$

ここに、 t : 考える点の厚さ (m)

ΔH : 上下流の最大水位差 (m)

H_f : 考える点までの浸透水の損失水頭 (m)

γ : 堰及びエプロンの材料の単位体積重量 (kN/m^3)

$4/3$: 安全率

w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

$w_0 (\Delta H - H_f)$ は任意の地点における揚圧力の強度を示し、全浸透路長を S 、任意の点までの浸透路長を S' とすれば $H_f = (\Delta H / S)S'$ となる。

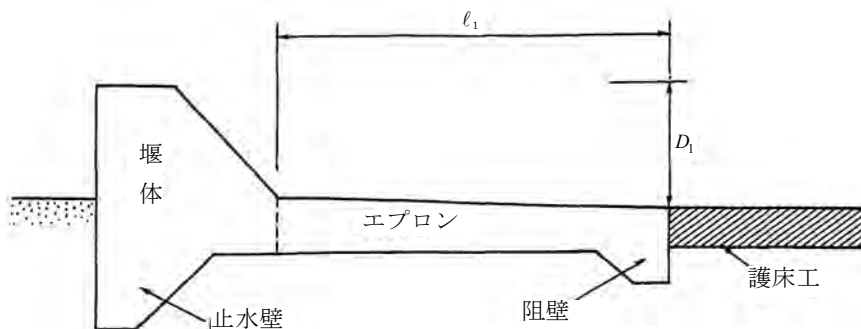


図-13.2-1 エプロン長さ

下流端における厚さは、式 (13.2-2) によれば非常に小さくなる可能性がある。

なお、杭基礎、ケーソン基礎の場合には、18.7 杭基礎の設計及び18.8 ケーソン基礎の規定に準じる。

それぞれの条件に対する安定性は、次の式(13.3-1)～式(13.3-4)によって照査する。なお、荷重は、12.4を参照する。

(1) 転倒に対する安定

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} - \frac{B_2}{2} \leq \frac{B_2}{6} \quad (\text{常時}) \quad \leq \frac{B_2}{3} \quad (\text{地震時}) \dots\dots\dots (13.3-1)$$

(2) 滑動に対する安定

$$S_L = \frac{\Sigma V}{\Sigma H} \cdot f \geq 1.5 \quad (\text{常時}) \quad \text{又は} \quad \geq 1.2 \quad (\text{地震時}) \dots\dots\dots (13.3-2)$$

ただし、岩盤上に築造する場合は、底面せん断摩擦抵抗を取り、その安全率(n)を4以上とする。この場合、 $f = \tan \phi$ を採用する。

$$n = \frac{\tau_0 B_2 + f \Sigma V}{\Sigma H} \geq 4.0 \dots\dots\dots (13.3-3)$$

(3) 地盤支持力に対する安定

ア 合力の作用点が中央1/3内にあるとき

$$q = \frac{\Sigma V}{B_2} \left(1 \pm \frac{6e}{B_2} \right) \leq q_a \dots\dots\dots (13.3-4)$$

イ 合力の作用点が中央1/3外にあるとき

$$q = \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{\Sigma V}{B_2 - 2e} \right) \leq q_a \dots\dots\dots (13.3-5)$$

ここに、 e : 偏心距離 (底面中心から合力が底面を切る点までの距離) (m)

M : 底面上流端に関するモーメント (kN・m/m)

V : 鉛直荷重 (kN/m)

H : 水平荷重 (kN/m)

B_2 : 堰体底幅 (m)

S_L : 滑動に対する安全率 (常時 1.5、地震時 1.2)

f : 躯体コンクリートと基礎地盤の摩擦係数 ($f = \tan \phi$)

τ_0 : 底面のせん断抵抗 (kN/m²)

n : 安全率

q : 底面の両端に生じる地盤反力度 (kN/m²)

q_a : 地盤の許容支持力度 (kN/m²)

なお、揚圧力の作用は不明なこともあるので、基礎地盤によっては、揚圧力が作用しない場合についての q を計算して検討しておく。

13.3.3 設計地震動

(1) 一般

固定堰の地震時における照査方法は従来から震度法を適用してきており、固定堰の安定は、転倒、滑動、基礎地盤支持力、基礎の変位の各照査項目について照査する。

固定堰は一般に堰高 2m～15m 程度まで広範囲にわたっており、構造特性上固有周期の非常に短い構造物であることから、設計地震動は、「土地改良事業設計指針「耐震設計」」における類似の構造物として、擁壁、開水路の設計地震動を適用し、レベル 1 地震動に対して照査する。

ただし、堰高の特に高いもの、又は特殊な構造の固定堰については、レベル 2 地震動に対して別途検討する。

(2) 固定堰の設計水平震度の標準値

固定堰の設計水平震度の標準値は、上記により表-13.3-1 に示す値を用いる。

表-13.3-1 固定堰の設計地震動

地盤種別	I 種	II 種	III 種
レベル 1 地震動	0.12	0.15	0.18

第 14 章 可動堰の設計

関連条項[基準10、運用10-17、18、20]

可動堰には一般に洪水吐きと土砂吐きの2種類がある。洪水吐きの主たる機能は、取水時の水位を確保し、洪水時の通水を妨げないことであり、土砂吐きの主たる機能は、取入口前面に堆積する土砂を適時排除することにより、用水路への土砂の流入を防止することである。可動堰の設計において最も重要な諸元は、敷高、径間長、堰天端標高であり、これらに関する必要な規定事項は、設計基準の関係条項において定められている。ここでは、基準で定めていない、可動堰の設計の手法などについて解説する。なお、可動堰のうち土砂吐きの水理設計に関する技術的な事項については、「第 15 章 土砂吐きの水理設計」に解説をしているので、これについても参照されたい。

14.1 可動堰の水理設計

図-14.1-1 において、 ℓ_0 は、広頂堰として機能させ粗度効果を発揮させるため、設計洪水位における上流水深 h_1 の 2 倍以上とすることが望ましい。また、勾配は原則として計画河床勾配に平行に設けるのが一般的である。

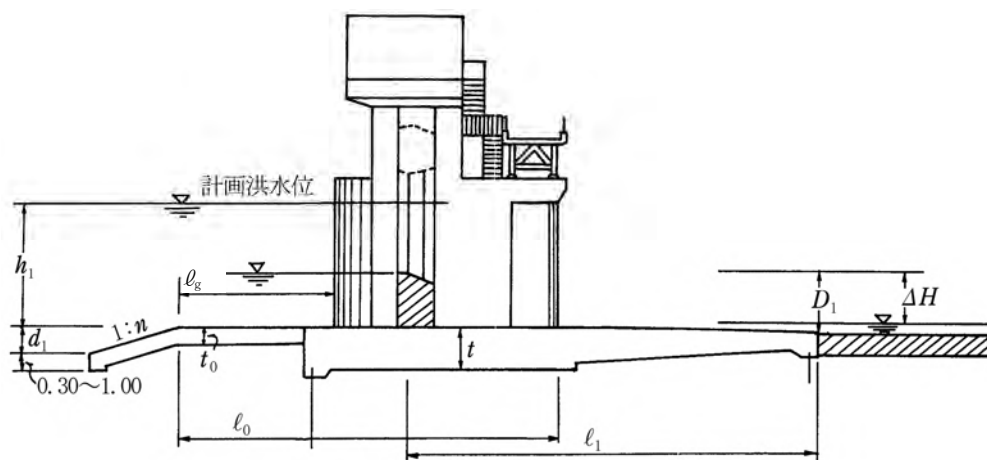


図-14.1-1 洪水吐き断面説明図

一般的には、長さ ℓ_0 のうち、堰柱上流部 ℓ_g は堰柱幅の 3 倍程度とする。また、厚さ t_0 は、下流エプロンの最大厚さ t の $1/2 \sim 2/3$ 程度とする。これより上流へは、3 割の逆勾配を与え、その先端は現河床より $d_1 = 1.5\text{m}$ 程度貫入させるのが一般的であるが、河川の状況により局所洗掘に対する効果が異なるので十分な検討が必要である。

なお、現場条件等により局所洗掘が懸念される場合、上流エプロンを平坦にし、上流護床工の設置を検討する場合もある。

ゲート戸当り部より下流の堰体及び堰体下流のエプロンの長さ ℓ_1 は式(14.1-1)、厚さ t は式(14.1-2)により求める。

$$\ell_1^{*1} = 0.9C\sqrt{D_1} \dots\dots\dots (14.1-1)$$

ここに、 ℓ_1 : 下流エプロンの長さ (m)

D_1 : エプロン下流端の上面からゲート天端までの高さ (m)

C : ブライの C (表-11.1 参照)

$$t \geq \frac{4}{3} \cdot \frac{w_0(\Delta H - H_f)}{\gamma - w_0} \dots\dots\dots (14.1-2)$$

ここに、 t : 考える点の厚さ (m)

ΔH : 上下流の水位差 (m)

H_f : 考える点までの浸透水の損失水頭 (m)

γ : 堰及びエプロンの材料の単位体積重量 (kN/m³)

4/3 : 安全率

w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

$w_0(\Delta H - H_f)$ は、任意の地点における揚圧力の強度を示し、全浸透路長を S 、任意の点までの浸透路長を S' とすれば、 $H_f = (\Delta H / S)S'$ となる。

式 (14.1-2) によれば、下流端における厚さが極端に小さくなる可能性がある。この場合は、河川の状況、頭首工の規模にもよるが、最小厚さは、一般河川の場合 50 cm、流下転石が多い場合は 60 cm とするのが一般的である。

下流端は洗掘や河床低下に備えて現河床より若干低い標高に設定するとともに阻壁を設ける。なお、堰体は不同沈下によるたわみは絶対避けねばならないので、適切な基礎工が必要である。

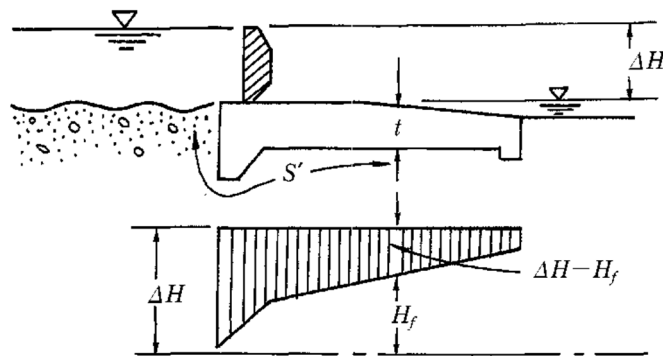


図-14.1-2 エプロンの厚さの説明

*1 ブライの原典によれば、スルース堰 (Sluice weir) の場合の ℓ_1 は、 $\ell_1 = 1.1C\sqrt{D_1}$ である。ここでいうスルース堰とは、固定堰と土砂吐きからなる堰の土砂吐きを意味する。したがって、スルース堰における流水の状況が通常の可動堰における水理現象と異なること。また、この式は過大な数値を与えること等が指摘されており、このことから過去の頭首工設計基準 (昭和 42 年 10 月制定) で ℓ_1 、 $\ell_1 = 0.6C\sqrt{D_1} \times 1.5 = 0.9C\sqrt{D_1}$ が適用された。この式により設計施工された実施例からは、適当な長さを与えていると判断されること、及びブライの式に代わる適当な式がないこと等から、ここでは式 (14.1-1) を紹介した。

【参 考】 上流エプロンの形状

- (1) 上流エプロンの形状については、従来からエプロンの上流端を 1:3 の逆勾配にして根入れさせることを推奨してきた。この効果について、農林水産省農村工学研究所（現国立研究開発法人農研機構 農村工学研究部門）で実験を行い、次の結果が得られている。

ア 掃流力が大きい条件下では、局所洗掘防止に有効である。

イ 掃流力が小さい条件下では、形状による差異はない。

したがって、頭首工を河川の上・中流部に設置する場合は有効であると考えられるが、定量的な解析はまだなされていないので、設計に当たっては河床の状況（局所洗掘の状況、流砂量、河床勾配、河床材料等）に留意する。

なお、洗掘危険度がある程度高い現地条件では、直（1:0）形状とすると根入れ深さが過大となり、かえって 1:3 形状より不経済となる。この境界が 1:3 形状と直形状の施工区分の目安となる。

参考として実験の要約と各地で建設された頭首工の洗掘状況の調査結果を示す。

(2) 実験の要約

ここでは、頭首工構成各部の中で、勾配がきつく局所洗掘が最も起こりやすいと考えられる土砂吐き部を対象に実験を行った。実験水路内には単純化した土砂吐き形状を再現した（図-14.1-3）。

ア 実験条件

エプロン上流端形状（3 ケース）：直（1:0）、1:3、1:1

初期砂面：エプロンの上流にエプロン敷頂と同じ高さで砂を水平に敷いた。

実験砂中央粒径：約 0.4 mm

実験流量：210/s

送水時間：20～35 時間

上流からの給砂：なし

移動床上の無次元掃流力：0.058～0.284

移動床上の砂粒レイノルズ数：7.66～12.95

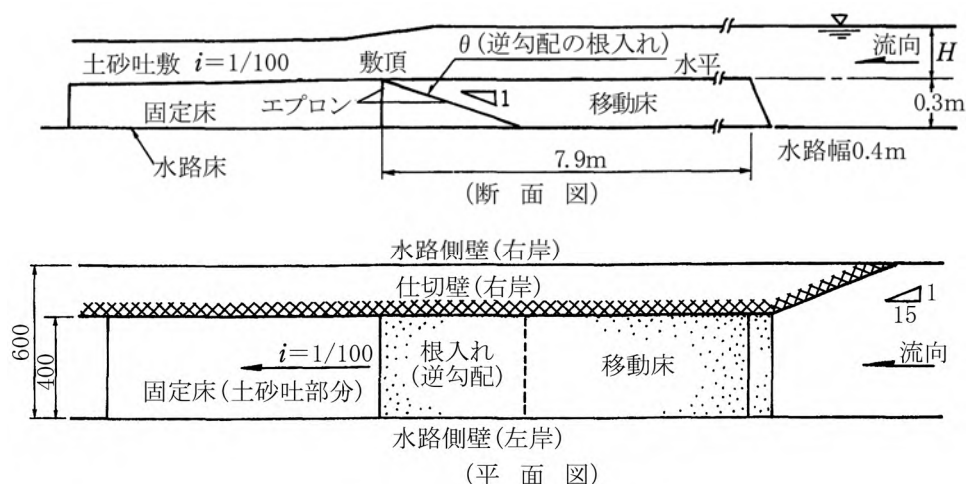


図-14.1-3 土砂吐き形状図

イ 実験結果

(7) エプロン直上流の砂面変動の状況

a 河川の掃流力が強い状況下でのエプロン直上流の砂面変動

(a) 直形状

直形状の洗掘状況を模式的に示すと図-14.1-4 のようになる。直形状の局所洗掘は、砂堆の谷がエプロン上流面に進行してきた時に、その谷部と、露出したエプロン上流面の間に発生する縦渦により生じたものである。局所洗掘の深さは進行してくる砂堆の谷底より深いものであるが恒常的でない。ある程度掘れると、そこが死水域となって、渦も弱まり徐々に埋戻される。次に砂堆の山がきた時には完全に埋戻されてしまう。つまり、直形状のエプロン直上流砂面高は、砂堆の谷→山→谷→……の進行に伴って、洗掘（砂堆の谷より深い）→埋戻し（砂堆の山と同高の砂面高）→洗掘→……という経過をたどる。

(b) 1:3 形状

1:3 形状のエプロン直上流の砂面変動の状況を図-14.1-5 に示す。1:3 形状では、直形状と異なり、砂堆の谷が進行してきても局所洗掘は生じなかった。エプロン直上流の砂面高は、砂堆の谷の進行に伴ってそれと同高に低下するだけであった。直形状のように渦が巻くこともなく、エプロン上流面では常に掃流状態が維持されていた。

進行してきた砂堆の山は、この掃流で流されて、エプロン斜面上をはい上がる。これによりエプロン上流面の砂面形状は、その上流の河床地形に対しなじみのよいものとなっていた。

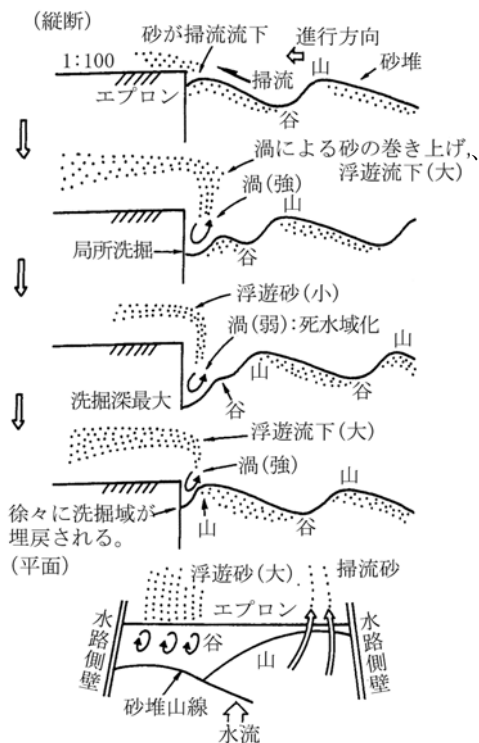


図-14.1-4 直 (1:0) 形状でのエプロン上流の砂面の変化

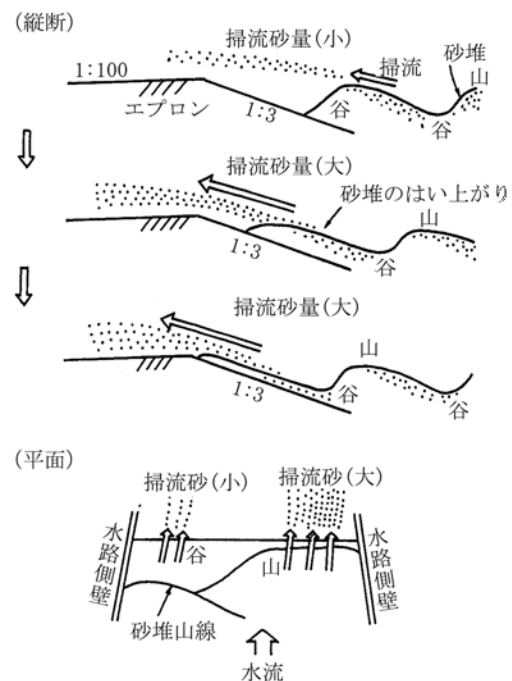


図-14.1-5 1:3 形状でのエプロン上流の砂面の変化

1:3 形状のエプロン直上流砂面高は、砂堆の谷→山→谷→……………の進行に伴って、砂堆の谷と同標高→砂堆の山より高い砂面高（砂堆の山のはい上がりにより）→砂堆の谷と同標高→……………という経過をたどる。

b 河川の掃流力が弱い状況下でのエプロン直上流の砂面変動

いずれのケースでも、さらに時間がたち、水路内全体で河床が低下(水深が増加)して、流砂が静止状態に近づくと、エプロン直上流の砂面高は河床波高と一致するようになった。すなわち、局所洗掘も砂堆のはい上がりも起こらず、エプロン直上流の砂面高は進行してくる砂堆の山、谷の高さに追従した。

(a) 洗掘深の変化

・ 相対洗掘深の変化

直形状と 1:3 形状についてエプロン直上流洗掘深の変化を図-14.1-6 に示す。図中、縦軸は 60 分ごとに“エプロン上流面での砂堆の谷の最深値 (b_*) (エプロン直上流洗掘深)”を“エプロン上流近傍(上流 25 cm 地点)を通過する砂堆の谷の最深値 (b)”で割ったものである。ここでは、“相対洗掘深”と称している。したがって、この値が 1 より大きいとエプロン上流面で洗掘を生じていることになる。

以下は、すべてエプロン上流面が露出した状態での状況である。

直形状では、河床が低下(エプロン上流面が露出)し始め砂堆が発達するにつれ、相対洗掘深が大きくなっている。送水後 60~120 分では相対洗掘深が 2.3 近くとなっている。その後、全体河床の低下に伴い、掃流力が低減するにつれ相対洗掘深も漸減している。送水時期(60 分以前)の、掃流力が大きい時に相対洗掘深が比較的小さかったのは、エプロン上流面露出高が小さくかつ砂堆の発達が不十分だったためと思われる。

一方、1:3 形状では、送水初期の、掃流力の強い段階から常に相対洗掘深がほぼ 1.0 であり、洗掘が生じていないことが明らかである。むしろ、掃流力の強い条件下で、砂堆の山がエプロン上をはい上がりエプロン上流面を保護する状況となっていた。

以上をまとめると、

- ① 直形状では、エプロン上流面(根入れ部)露出、砂堆発達、掃流力が強い条件下で間欠的な局所洗掘を生じる。
- ② 1:3 形状は、掃流力の強い条件(①と同条件も含む)下でも、洗掘は生じない。むしろ、砂堆がはい上がり河床になじみよい形状となる。
- ③ 掃流力が弱いと形状による差異はない。エプロン直上流砂面高は進行してくる砂堆に追従するだけである。

したがって、直形状は、条件によっては洗掘の危険性がある。1:3 形状は洗掘に対し安全性が高いといえる。

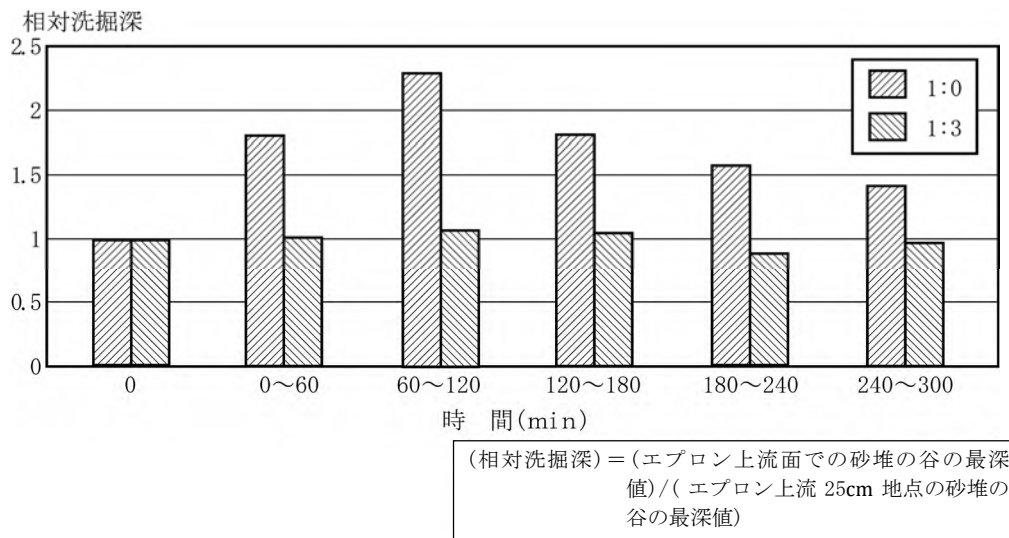


図-14.1-6 洗掘深の変化

(3) 頭首工実態調査の結果

ア 上流エプロン形状と河床状況について

(ア) 調査データ

基幹水利施設台帳（頭首工編）の 379 件より、昭和 42 年度以降の頭首工を中心に全国調査した結果、有効データとして 210 件が得られ、項目ごとに有効データのみを集計し整理した。

(イ) 調査件数（地域別）

地域名	北海道	東北	関東	北陸	東海	近畿	中四国	九州	計
件数	34	45	27	18	9	29	26	22	210

(ウ) データ整理結果

a 上流エプロン形状

洪水吐き上流エプロンの形状で 3 割の逆勾配を採用しているのは、有効データ数の約 42% (57 件)である。さらに 3 割以外の逆勾配も含めると約 64% (86 件)となる。特に洪水吐き上流の 3 割勾配が明文化された昭和 53 年度以降はその比率が伸びている（図-14.1-7）。

b 河床形状等

逆勾配を採用している 86 カ所の頭首工のうち有効データ数 83 カ所（図-14.1-8）を見てみると、上流側護床工のない場合が約 84% (70 件)である。そのうちの上流側河床状況については、異常なしか、若干洗掘はあるが支障のないものがほとんどであり（図-14.1-9）、逆勾配の効果があることがわかる。

なお、（図-14.1-10）の河床勾配別での洗掘状況を見ると、急流河川（1/140～1/800）での洗掘がほとんどである。

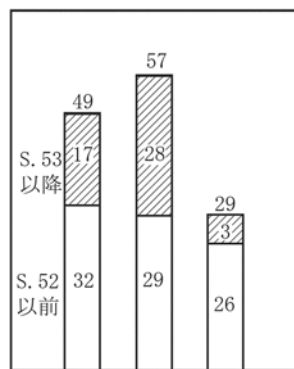


図-14.1-7 上流エプロン形状

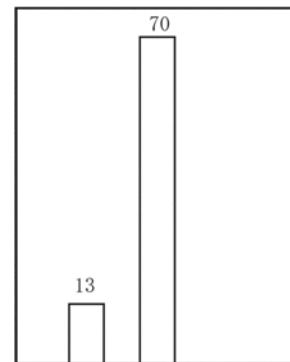


図-14.1-8 上流護床工の有無
(逆勾配の場合)

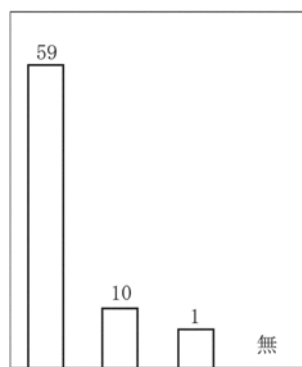


図-14.1-9 上流側河床状況
(逆勾配有、護床工無)

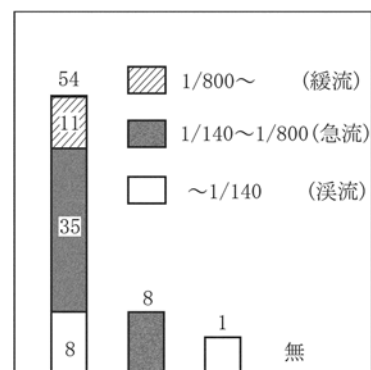


図-14.1-10 河川勾配別洗掘状況
(逆勾配有、護床工無)

14.2 可動堰の構造設計

14.2.1 常時及びレベル1地震動

(1) 堰柱の安定計算

堰柱の安定計算は、次の項目について行う。

- ア 転倒に対して安全であること
- イ 滑動に対して安全であること
- ウ 地盤支持力に対して安全であること
- エ 各部材の応力が許容応力度以内であること

まず堰柱に作用する荷重(外力)の合力を次式により求める。

$$X_0 = \frac{\Sigma(V \cdot X)}{\Sigma V}, Y_0 = \frac{\Sigma(H \cdot Y)}{\Sigma H} \dots\dots\dots (14.2-1)$$

$$\Sigma M = \Sigma(V \cdot X) + \Sigma(H \cdot Y) \dots\dots\dots (14.2-2)$$

ここに、 X_0 : 鉛直力の合力の作用線と基準点との距離 (m)

Y_0 : 水平力の合力の作用線と基準点との距離 (m)

ΣV : 鉛直力の合力 (kN)

ΣH : 水平力の合力 (kN)

$\Sigma(V \cdot X)$: 鉛直力によるモーメントの合計 (kN・m)

$\Sigma(H \cdot Y)$: 水平力によるモーメントの合計 (kN・m)

ΣM : モーメントの合計又は合力によるモーメント (kN・m)

(2) 転倒についての検討

堰柱は、底面に対する合力の作用点が中央 1/3 以内にあればよい。式 (14.2-3) により偏心距離を求め、式 (14.2-4) の条件を満足させる必要がある。

$$e = \left| \frac{\Sigma M}{\Sigma V} - \frac{\ell}{2} \right| \dots\dots\dots (14.2-3)$$

$$e \leq \ell/6 \text{ (常時)}, \text{又は } e \leq \ell/3 \text{ (地震時)} \dots\dots\dots (14.2-4)$$

ここに、 e : 偏心距離

ℓ : 底辺の長さ

堰柱が鉄筋コンクリート構造の場合は、各支点において式 (14.2-5) を満足する必要がある。

$$\Sigma M_r > \Sigma M_t \dots\dots\dots (14.2-5)$$

ここに、 ΣM_r : 転倒に抵抗するモーメントの合計 (kN・m)

ΣM_t : 転倒させようとするモーメントの合計 (kN・m)

(3) 滑動についての検討

底面コンクリート基礎の場合は、打継面に働く最大せん断応力 $\tau_{\max}$ を式 (14.2-6) から求め、コンクリートの許容せん断応力以内であればよい。

$$\tau_{\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{\Sigma H}{A} \dots\dots\dots (14.2-6)$$

ここに、 $\tau_{\max}$: 最大せん断応力 (kN/m²)

A : 底面の面積 (m²)

底面が岩盤又は砂礫の場合は拡面基礎とするので十分安全であるが、滑動については、式(14.2-7)を満足する必要がある。

$$S_L = \frac{\Sigma V}{\Sigma H} \cdot f \geq 1.5 \quad (\text{常時}) \text{ 又は、} \geq 1.2 \quad (\text{地震時}) \dots\dots\dots (14.2-7)$$

ここに、 S_L : 滑動に対する安全率

f : 地盤に対する摩擦係数

(4) 地盤支持力に対する検討

底面における地盤反力度を式(14.2-8)または式(14.2-9)により求め、基礎地盤又は基礎コンクリートの許容支持力度以内であれば、通常安全である。

ア 合力の作用点が中央 1/3 内にあるとき

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{\ell}\right) \leq q_a \dots\dots\dots (14.2-8)$$

イ 合力の作用点が中央 1/3 外にあるとき

$$q = \frac{4}{3d} \cdot \left(\frac{\Sigma V}{\ell - 2e}\right) \leq q_a \dots\dots\dots (14.2-9)$$

ここに、 q : 底面の両端に生じる地盤反力度 (kN/m²)

q_a : 基礎地盤又は基礎コンクリートの許容支持力度 (kN/m²)

d : 底面の奥行き (m)

(5) 部材の応力度についての検討

堰柱を構成する各部材について、コンクリート、鉄筋等の応力度を求め、それぞれについて、許容応力度以内にあることを確認する。

堰柱の応力計算は、一般に頂版、堰柱上部、堰柱下部、堰柱床版部に分けて計算する。

それぞれの応力は外力に対して、形状ごとに、版構造、柱構造、門形ラーメン構造、床版に固定された片持梁、及び堰柱に固定された片持梁又はラーメン構造として曲げモーメント及び軸方向力を求めて検討する。

転倒については通常上下流方向については問題ないが、堰軸方向については、堰柱が洪水時の障害とならぬようその幅をなるべく小さく定めてあるので、堰柱の幅の範囲では必ずしも上記の条件が満足されない場合がある。このような場合は、フーチングを設け合力の作用点が底面内に納まるようにするとともに、鉄筋を用いて堰柱の両側に生ずる引張り力、又は、圧縮力が許容応力の範囲内となるように検討する。

14.2.2 レベル 2 地震動

(1) 耐震設計手法

レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査を静的解析にて行う場合は、地震時保有水平耐力法による。

ア モデル化

耐震設計のモデル化は、表-14.2-1、図-14.2-1 に示す振動単位をもとに一基の堰柱をすべてモデル化することとする。なお、管理橋に水平方向分散支承や免震支承を使用する場合は、隣接する堰柱が結合された振動単位となるのですべてをモデル化することが必要である。

表-14.2-1 モデル化における振動単位

モデル	設計振動単位
1 本柱モデル	設計振動単位は、1 基の堰柱とこれが支持している管理橋又は機械室からなる構造系とする。
1 層ラーメンモデル	堰柱・門柱など 2 層構造となる場合・機械室や管理橋がある場合・堰柱にラーメン構造を含む複雑な構造の場合の設計振動単位は、全体系としてモデル化した構造系とする。これは、複数の箇所塑性化が生じる可能性がありその程度によって構造系内で断面力の再配分が生じる場合はこの影響を適切に考慮する必要があるからである。
多層モデル	

ここで、1 層ラーメンモデルでも柱が 3 本以上ある場合は、多層モデルとして、また、1 本柱モデル、1 層ラーメンモデルであっても多層モデルにてモデル化しても良い。これは、多層モデルが最も汎用的で複雑な構造を取り扱えるからである。

また、堰柱+門柱の可動堰は多層モデルとなるが、表-14.2-1 の理由により安易に 1 本柱モデルと 1 層ラーメンモデルとに分離するような耐震設計を行ってはならない。

慣性力は、構造物の重量に 12.2.1 による設計水平震度を乗じた水平力とし、これを設計振動単位の慣性力の作用方向に作用させるものとする。慣性力の作用方向は、堰軸方向と流水方向の 2 方向とする。なお、管理橋の支承条件を可動支承としている場合は、管理橋の死荷重反力の 1/2 を重量に加算するものとする。

地震時保有水平耐力法は、エネルギー一定則を適用しているためその適用性に注意する必要がある。これは、構造が単純で 1 次振動モードが卓越している場合であり、複数の箇所塑性化が生じる場合や柱断面が変化するような場合は、支配モードが高次振動モードとなることがあること、断面変化にて剛性が低い層がある場合などは、連成振動を起こす可能性があるので本手法の適用には十分注意が必要である。

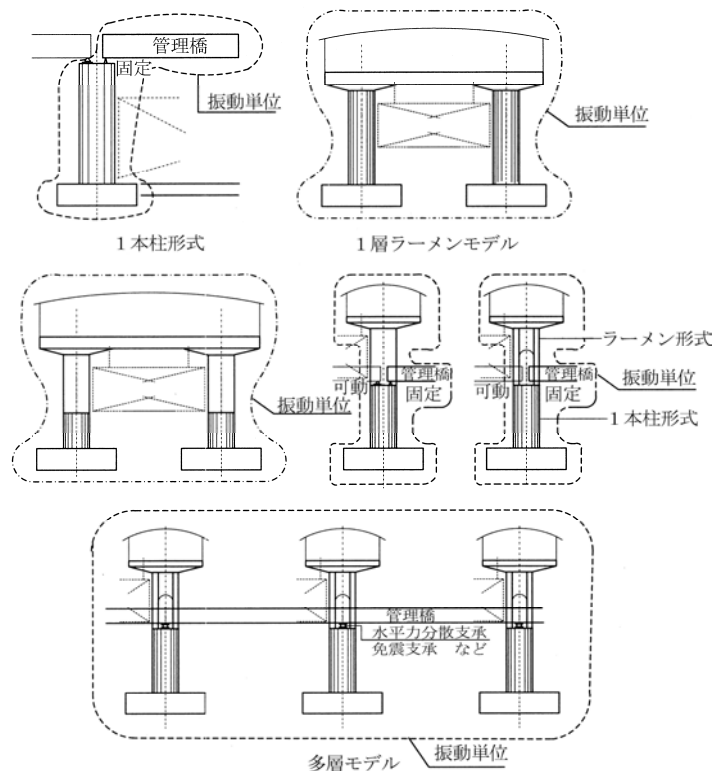


図-14.2-1 堰柱におけるモデル化の振動単位

(2) 構造物の降伏と終局状態

堰柱の降伏状態と終局状態は、構造全体系として定義する。これは、一部の部材の塑性化がすぐさま崩壊には至らず構造体としての応力の再分配が行われ構造系としての耐力が存在しうるからである。

降伏状態としては、構造体が弾性変形後、部材の一部が降伏を迎え、変位が急増する状態であり、終局状態は、柱や梁部材の想定した塑性ヒンジが終局を迎えた場合で構造的に不安定となった状態を指す。

このことから、各モデルの降伏と終局は、表-14.2-2 に示すとおり定義する。

表-14.2-2 構造物の降伏状態と終局状態の定義

モデル	降伏状態	終局状態
1 本柱モデル	柱基部の断面が降伏耐力に達した状態	柱基部の断面が終局耐力に達した状態
1 層ラーメンモデル	初降伏を複数ある塑性ヒンジ部の中で一カ所が降伏耐力に達した状態	複数ある塑性ヒンジ部がすべて終局耐力に達した状態 又は 一つの塑性ヒンジ部の局率が終局曲率の 2 倍となった状態
多層モデル		

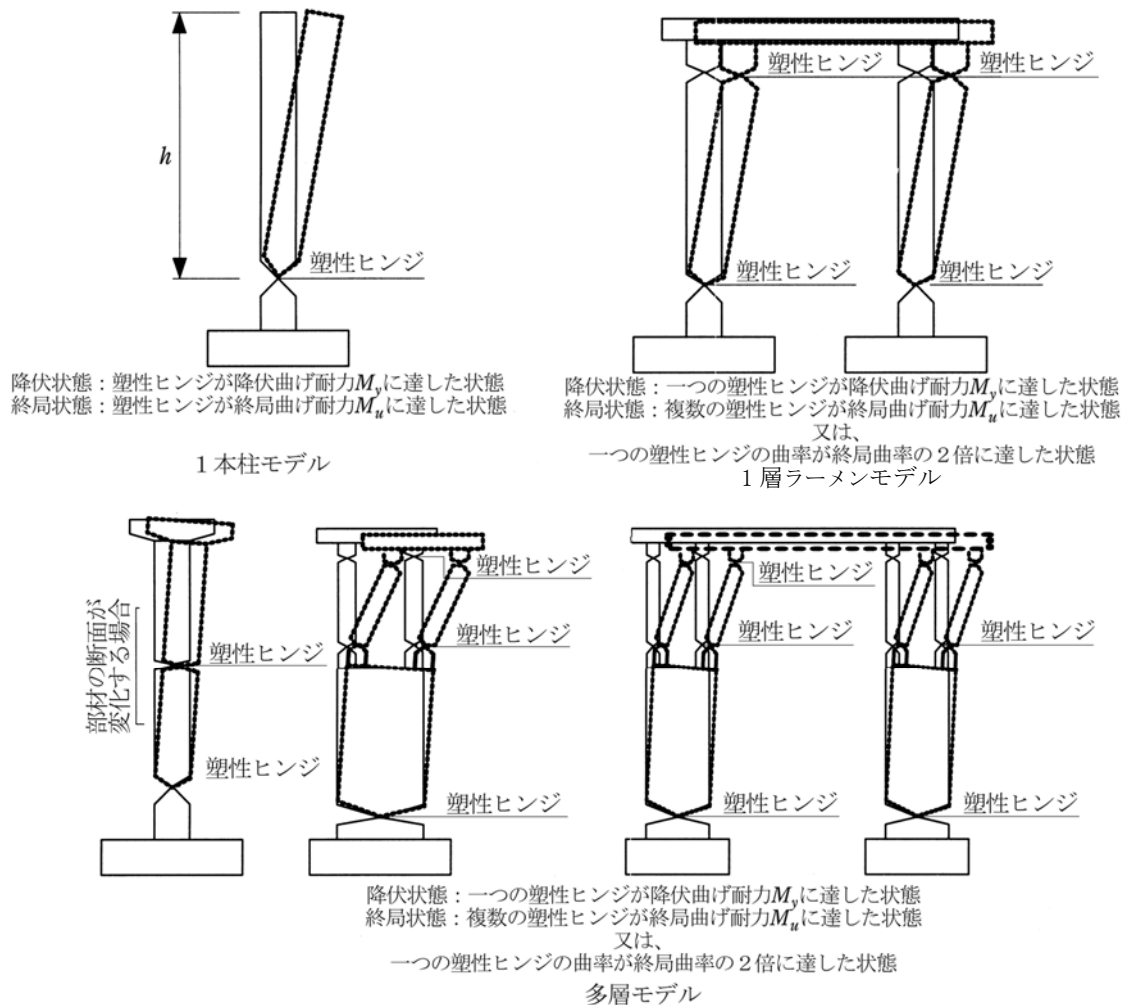


図-14.2-2 限界状態模式図

(3) 構造物特性補正係数

構造物特性補正係数は、エネルギー一定則による地震時スペクトルが構造物の応答スペクトルの比で部材の塑性化による実作用荷重の低減を表す。また、12.6.2 地盤種別に示す設計水平震度の標準値を構造物特性補正係数 C_s により実設計水平震度に変換する意味を持つ。

そこで、構造物特性補正係数 C_s は、構造部材の塑性化の程度などの力学特性を 14.2.2 (4)～14.2.2 (6) のモデルによる弾塑性特性を考慮して適切に定めることとなる。

完全弾塑性型の復元力特性を有する 1 自由度振動系にモデル化できる構造系で、主たる塑性化を堰柱の基部にのみ考慮する場合の構造物特性補正係数 C_s は、式 (14.2-10) により算出する。

$$C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \dots\dots\dots (14.2-10)$$

ここに、 C_s : 構造物特性補正係数

μ_a : 完全弾塑性型の復元特性を有する構造系の許容塑性率

14.2.2 (4)～14.2.2 (6) のモデルによる弾塑性特性から算出する。

なお、ラーメン構造や多層構造の場合は、構造全体系の許容塑性率を用いる必要がある。そこで、プッシュオーバー解析により降伏荷重(震度)とその変位、終局荷重(震度)とその変位により許容塑性率を求め、この値を式 (14.2-10) により構造物特性補正係数 C_s を算出する。

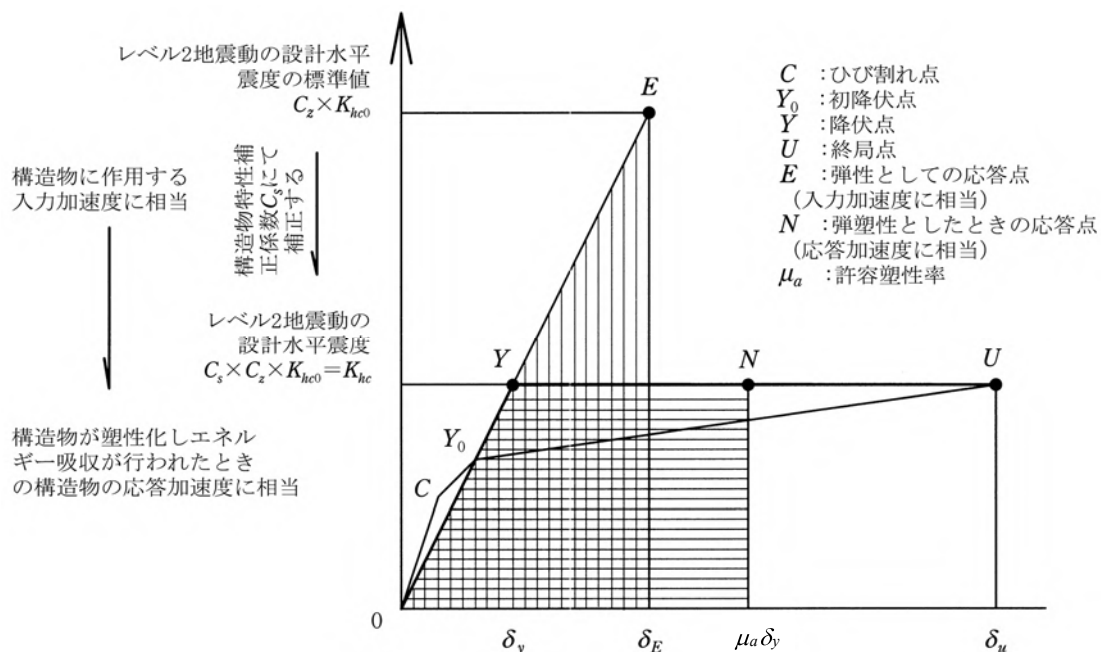


図-14.2-3 エネルギー一定則と構造物特性補正係数の関係

(4) 1 本柱モデルの堰柱の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

ア 破壊形態の判定

1 本柱モデルの堰柱の破壊形態は、式 (14.2-11) により判定する。

$$\left. \begin{array}{l} P_u \leq P_s : \text{曲げ破壊型} \\ P_s < P_u \leq P_{s0} : \text{曲げ損傷からせん断破壊移行型} \\ P_{s0} < P_u : \text{せん断破壊型} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (14.2-11)$$

ここに、
 P_u : 鉄筋コンクリート堰柱の終局水平耐力 (N)
 P_s : 鉄筋コンクリート堰柱のせん断耐力 (N)
 P_{s0} : 14.2.2 (8) に規定する正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数を 1.0 として算出される堰柱のせん断耐力 (N)

イ 地震時保有水平耐力

地震時保有水平耐力は、部材の破壊形態により式 (14.2-12) により算出する。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{曲げ破壊型} & P_a = P_u \text{ (ただし、} P_c < P_u \text{)} \\ \text{曲げ損傷から} & \\ \quad \text{せん断破壊移行型} & P_a = P_u \\ \text{せん断破壊型} & P_a = P_{s0} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (14.2-12)$$

ここに、
 P_a : 堰柱の地震時保有水平耐力 (N)
 P_c : ひび割れ水平耐力 (N)

ウ 可動堰の許容塑性率

1 本柱モデルの堰柱の許容塑性率 μ_a は、破壊形態に応じて以下により算出する。

(ア) 曲げ破壊型と判定された場合の許容塑性率は、式 (14.2-13) により算出する。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \dots\dots\dots (14.2-13)$$

ここに、
 μ_a : 許容塑性率
 δ_u : 堰柱の終局変位 (mm)
 δ_y : 堰柱の降伏変位 (mm)
 α : 安全係数 (表-14.2-3 参照)

表-14.2-3 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート堰柱の許容塑性率を算出する場合の安全係数

重要度区分	タイプⅠの地震動に対する 許容塑性率の算出に用いる 安全係数 α	タイプⅡの地震動に対する 許容塑性率の算出に用いる 安全係数 α
AA	1.5	1.5
A	1.2	1.2

エ 水平耐力及び水平変位の算出

1 本柱モデルの堰柱のひび割れ水平耐力 P_c 、降伏水平耐力 P_y 及び終局水平耐力 P_u 、並びに降伏変位 δ_y 及び終局変位 δ_u は、タイプ I 及びタイプ II の地震動それぞれに対して以下の条件により算出する。

- (ア) 維ひずみは、中立軸からの距離に比例する。
 (イ) 水平力－水平変位の骨格曲線は図-14.2-6 に示す完全弾塑性型とする。

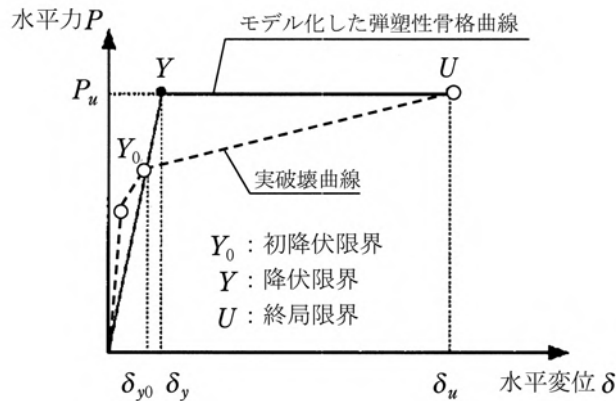


図-14.2-6 1本柱モデルの可動堰の水平力－水平変位関係のモデル化

- (ウ) ひび割れ水平耐力 P_c は、14.2.2(7)に示すひび割れ曲げ耐力 M_c を用い式 (14.2-14) により算出する。

$$P_c = \frac{M_c}{h} \dots\dots\dots (14.2-14)$$

ここに、 M_c : ひび割れ曲げ耐力 M_c
 h : 堰柱の基部から堰柱が支持している上部構造の重心の位置までの距離 (mm)

- (エ) 降伏限界は、完全弾塑性型骨格曲線における弾性限界とする。また、降伏水平耐力 P_y 並びに降伏変位 δ_y は、それぞれ、式 (14.2-15) 及び式 (14.2-16) により算出する。

$$P_y = \frac{M_u}{h} \dots\dots\dots (14.2-15)$$

$$\delta_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \delta_{y0} \dots\dots\dots (14.2-16)$$

ここに、 P_y : 完全弾塑性型骨格曲線とした場合の降伏水平耐力 (N)
 δ_y : 完全弾塑性型骨格曲線とした場合の降伏変位 (mm)
 δ_{y0} : 堰柱基部断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏する時の水平変位 (以下「初降伏変位」という。) (mm)
 M_u : 堰柱基部断面の終局曲げモーメント (N・mm)
 M_{y0} : 堰柱基部断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏する時の曲げモーメント (N・mm)

- (オ) 終局限界は、軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時とする。また、終局水平耐力並びに終局変位は損傷断面に生じる塑性ヒンジを考慮して、それぞれ、式 (14.2-17) 及び式 (14.2-18) により算出する。

$$P_u = \frac{M_u}{h} \dots\dots\dots (14.2-17)$$

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(h - L_p/2) \dots\dots\dots (14.2-18)$$

ここに、 L_p ：塑性ヒンジ長 (mm) で、式 (14.2-19) により算出する。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \dots\dots\dots (14.2-19)$$

ただし、 $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$

D ：断面高さ(mm)(円形断面の時は直径、矩形断面の時は解析方向に対する断面寸法)

ϕ_y ：堰柱基部断面における降伏曲率 (1/mm)

ϕ_u ：堰柱基部断面における終局曲率 (1/mm)

オ 安全性の照査

(ア) 重要度 AA の堰柱

重要度 AA の 1 本柱モデルの堰柱の照査は、式 (14.2-20) 及び式 (14.2-21) により照査する。

$$k_{hc}W \leq P_a \dots\dots\dots (14.2-20)$$

$$\delta_R \leq \delta_{Ra} \dots\dots\dots (14.2-21)$$

ここに、 k_{hc} ：レベル 2 地震動の設計水平震度

W ：地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (N)

$$W = W_u + C_p W_p \dots\dots\dots (14.2-22)$$

C_p ：等価重量換算係数 (表-14.2-4 参照)

W_u ：堰柱が支持している質点の重量 (N)

W_p ：堰柱の重量 (N)

P_a ：地震時保有水平耐力 (N)

δ_R ：堰柱の残留変位 (mm)

$$\delta_R = C_R(\mu_r - 1)(1 - \gamma)\delta_y \dots\dots\dots (14.2-23)$$

C_R ：残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート構造の場合は 0.6 とする。

γ ：可動堰の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、鉄筋コンクリート構造の場合は 0 とする。

δ_y ：堰柱の降伏変位 (mm)

μ_r ：堰柱の最大応答塑性率

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{C_z k_{hc0} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \dots\dots\dots (14.2-24)$$

k_{hc0} ：レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値

C_z ：地域別補正係数

δ_{Ra} : 堰柱の許容残留変位 (mm)で堰柱下端から堰柱が支持している質点慣性力位置の値

表-14.2-4 等価重量算出係数 C_p

曲げ破壊型又は曲げ損傷からせん断破壊移行型	せん断破壊型
0.5	1.0

(4) 重要度 A の堰柱

重要度 A の 1 本柱モデルの堰柱の照査は、式 (14.2-20) 及び式 (14.2-21) により照査する。

(5) 1 層ラーメンモデルの堰柱の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

1 層ラーメンモデルの堰柱の地震時保有水平耐力及び許容塑性率は、以下のように算出する。
なお、流心方向などで、1 本柱形式としてモデル化できる場合は、14.2.2(4)にて行ってよい。

ア 破壊形態

1 層ラーメンモデルの堰柱に対しては、以下で判定する破壊形態に応じて、イ～ウにより地震時保有水平耐力及び許容塑性率を算出する。

なお、梁部材に塑性ヒンジが生じる場合には、地震後において、主荷重の作用により、梁に脆性的な破壊を生じないように、オを満足させる。

1 層ラーメンモデルの堰柱の破壊形態は、終局水平耐力に相当する慣性力を作用させた場合に、各塑性ヒンジ位置において生じるせん断力 S_i と各塑性ヒンジ位置のせん断耐力 P_{si} 及び P_{s0i} から式 (14.2-25) により判定する。

$$\left. \begin{array}{l} S_i \leq P_{si} : \text{曲げ破壊型} \\ P_{si} < S_i \leq P_{s0i} : \text{曲げ損傷からせん断破壊移行型} \\ P_{s0i} < S_i : \text{せん断破壊型} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (14.2-25)$$

ここに、 S_i : 終局水平耐力に相当する慣性力を作用させた場合に i 番目の塑性ヒンジ位置に生じるせん断力 (N)

P_{si} : i 番目の塑性ヒンジ位置のせん断耐力 (N)

P_{s0i} : 正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数を 1.0 として算出する i 番目の塑性ヒンジ位置のせん断耐力 (N)

イ 地震時保有水平耐力

1 層ラーメンモデルの堰柱の地震時保有水平耐力 P_a は、式 (14.2-26) により算出する。

$$\left. \begin{array}{l} \text{曲げ破壊型} \\ \text{曲げ損傷からせん断破壊移行型} \\ \text{せん断破壊型} \end{array} \right\} \begin{array}{l} P_a = P_u \\ P_a = P_u \\ P_a = P_i \end{array} \dots\dots\dots (14.2-26)$$

ここに、 P_u : 鉄筋コンクリートラーメン可動堰の終局水平耐力 (N)

P_i : 塑性ヒンジ位置に生じるせん断力がせん断耐力を上回る時の水平力 (N)

ウ 許容塑性率

1 層ラーメンモデルの堰柱の許容塑性率 μ_a は、式 (14. 2-27) により算出する。

$$\mu_a = \begin{cases} 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} & (\text{曲げ破壊型}) \\ 1.0 & (\text{曲げ損傷からせん断破壊移行型、せん断破壊型}) \end{cases} \dots\dots\dots (14. 2-27)$$

ここに、
 μ_a : 許容塑性率
 δ_u : 可動堰の終局変位 (mm)
 δ_y : 可動堰の降伏変位 (mm)
 α : 安全係数 (表-14.2-3 参照)

エ 各終局限界の荷重及び変位の算出

1 層ラーメンモデルの堰柱の降伏変位 δ_y 、終局水平耐力 P_u 、及び終局変位 δ_u は以下の条件により算出する。

- (ア) 解析に当たっては、各柱部材に作用する軸力の変化及び複数箇所での塑性ヒンジの形成を考慮できる解析モデルを使用する。具体的には、塑性ヒンジバネの発生を考慮できる骨組みフレームにてプッシュオーバー解析を行うことである。
- (イ) 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリートラーメン可動堰の終局限界は、複数箇所に形成される塑性ヒンジが少なくとも一つは終局限界に達していない状態若しくは塑性ヒンジの断面に生じる曲率が当該断面の終局曲率の 2 倍に達する状態のうちいずれか早い状態とする。

オ 梁のせん断耐力の照査

梁に塑性ヒンジが生じる場合には、式 (14. 2-28) により、梁に生じるせん断力に対する照査を行う。

$$V_b / P_{si} \leq 1 \dots\dots\dots (14. 2-28)$$

ここに、
 V_b : 荷重作用時において、梁に作用するせん断力 (N)
 P_{si} : i 番目の塑性ヒンジ位置のせん断耐力 (N)

カ じん性を向上させる細目

1 層ラーメンモデルの堰柱の各部材のうち、塑性ヒンジが形成される柱上端部、柱下端部及び梁両端部では、塑性ヒンジ長の 4 倍の区間において 14. 3 配筋手法に示す鉄筋コンクリートのじん性を向上するための構造細目による。

キ 降伏限界及び終局限界の算出手順

1 層ラーメンモデルの堰柱の降伏限界、終局限界における水平変位及び水平耐力は、14. 2. 2 (7)及び 14. 2. 2 (9) により部材の弾塑性特性を算出し、以下の手順によりモデルを作成し求める。

(ア) 塑性ヒンジのモデル

塑性ヒンジは、柱部材の上端、下端、梁部材の端部に生じる可能性があるため、1 層ラーメン可動堰のモデル化に際しては、完全弾塑性型の曲げモーメント-曲率関係を考慮できる塑性回転バネを設ける。

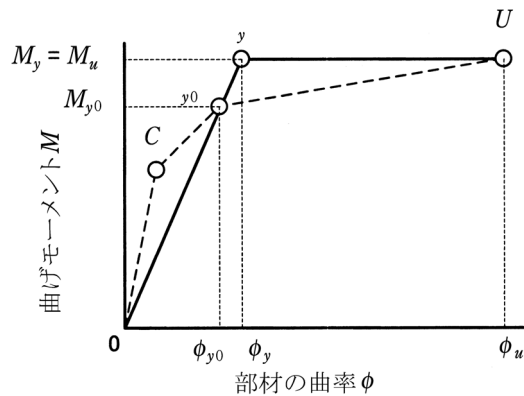


図-14.2-7 塑性回転バネの曲げモーメントと曲率の関係

(イ) 柱下端の塑性ヒンジの位置

柱下端部で塑性回転バネを設ける位置は、可動堰基部の塑性ヒンジ長 L_p の $1/2$ だけ上の点とする。

(ウ) 柱梁節点部での塑性ヒンジの位置

柱梁節点部で塑性回転バネを設ける位置は、ハンチの有無に応じて、図-14.2-8 に示す点とする。

基本の位置は(イ)と同じ考え方とし、図-14.2-8(a)のとおり、柱つけ根より $L_p/2$ とする。また、図-14.2-8(c)のようにハンチの勾配が $1:1$ 以上の急な断面変化をもつ側では、塑性回転バネはハンチの外から塑性ヒンジ長 L_p の $1/2$ の距離だけ離れた点に設ける。逆に、図-14.2-8(b)のようにハンチの勾配が $1:1$ 未満で緩やかな断面変化をもつ側では、ハンチの影響を無視し、ハンチの中に塑性回転バネを設けてよい。ただし、この場合には、ハンチのつけねとなる断面が、塑性回転バネを設けた断面よりも先に降伏曲げモーメントに達しないことを確認する。

ここで、式 (14.2-19) により L_p を算出する際の h としては、柱に対しては基部から梁軸線までの高さの $1/2$ を、また、梁に対しては、一方の柱の中心から他方の柱の中心までの距離の $1/2$ をとる。 D は、断面高さをとればよいが、ハンチの中に塑性ヒンジがある場合は、節点部つけね部分の断面高さをとってよい。

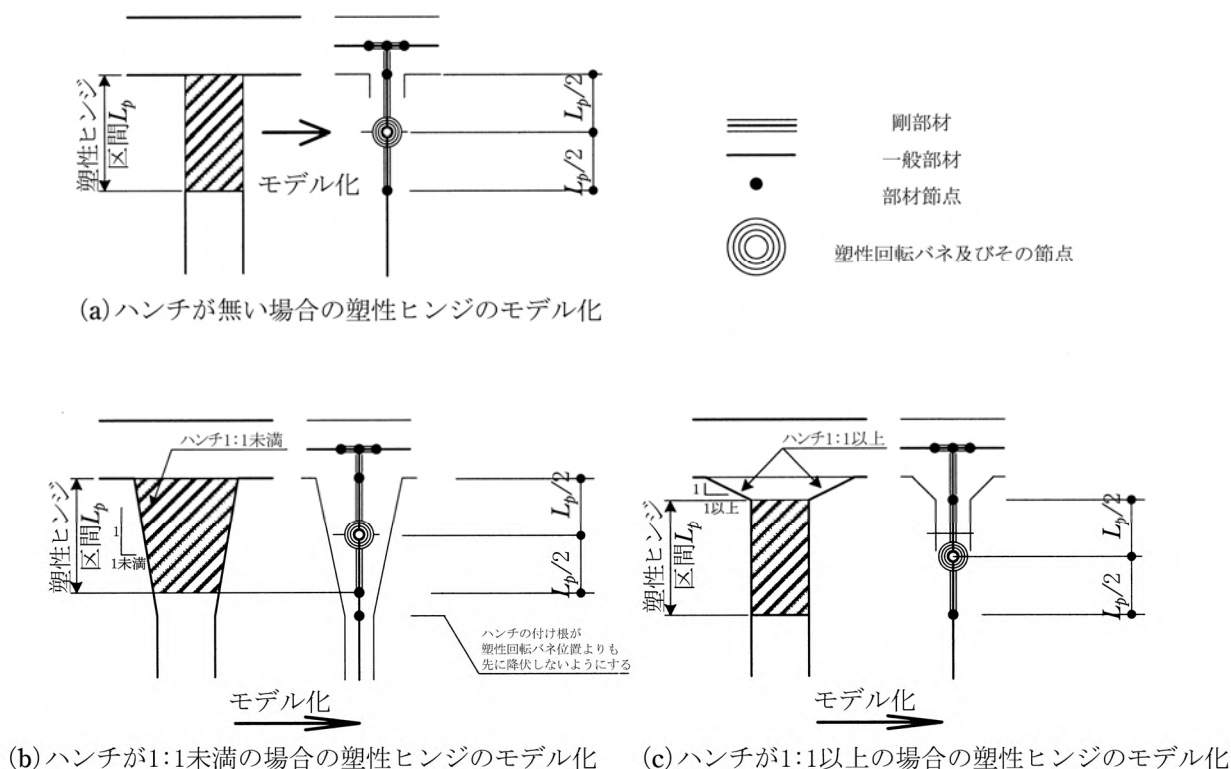


図-14.2-8 塑性回転バネの格点部におけるモデル化

(エ) 降伏限界の曲げ剛性

剛域以外の柱、梁を表す線形部材の剛性としては、降伏限界の曲げ剛性 EI_y を用いるものとし、式 (14.2-29) により算出する。なお、算出に用いる初降伏曲げモーメントと曲率は、死荷重作用時の軸力をもとに算出した値としてよい。

$$EI_y = \frac{M_u}{\phi_y} = \frac{M_{y0}}{\phi_{y0}} \dots\dots\dots (14.2-29)$$

ここに、 EI_y : 降伏曲げ剛性 (N・mm²)

M_u : 終局曲げモーメント (N・mm)

ϕ_y : 降伏曲率 (1/mm)

M_{y0} : 初降伏曲げモーメント (N・mm)

ϕ_{y0} : 初降伏曲率 (1/mm)

(オ) 軸力 N と終局曲げモーメント M_u の関係

塑性回転バネが塑性化する前の初期剛性は、式 (14.2-29) により求める。また、塑性域への判定は、塑性回転バネに作用する曲げモーメントが降伏曲げモーメント (= 終局曲げモーメント M_u) を上回った場合に、着目する塑性回転バネは塑性域に入ったと判定しモデルの変更を行う。

なお、終局曲げモーメント M_u に対して軸力の影響が大きい場合は、軸力 N_i を負 (引張)

の値も含めていろいろに変化させた場合の終局曲げモーメントをあらかじめ計算しておき、**図-14.2-9**に示すような「軸力 N_i - 終局曲げモーメント M_u 」の相関関係を得ておくのがよい。

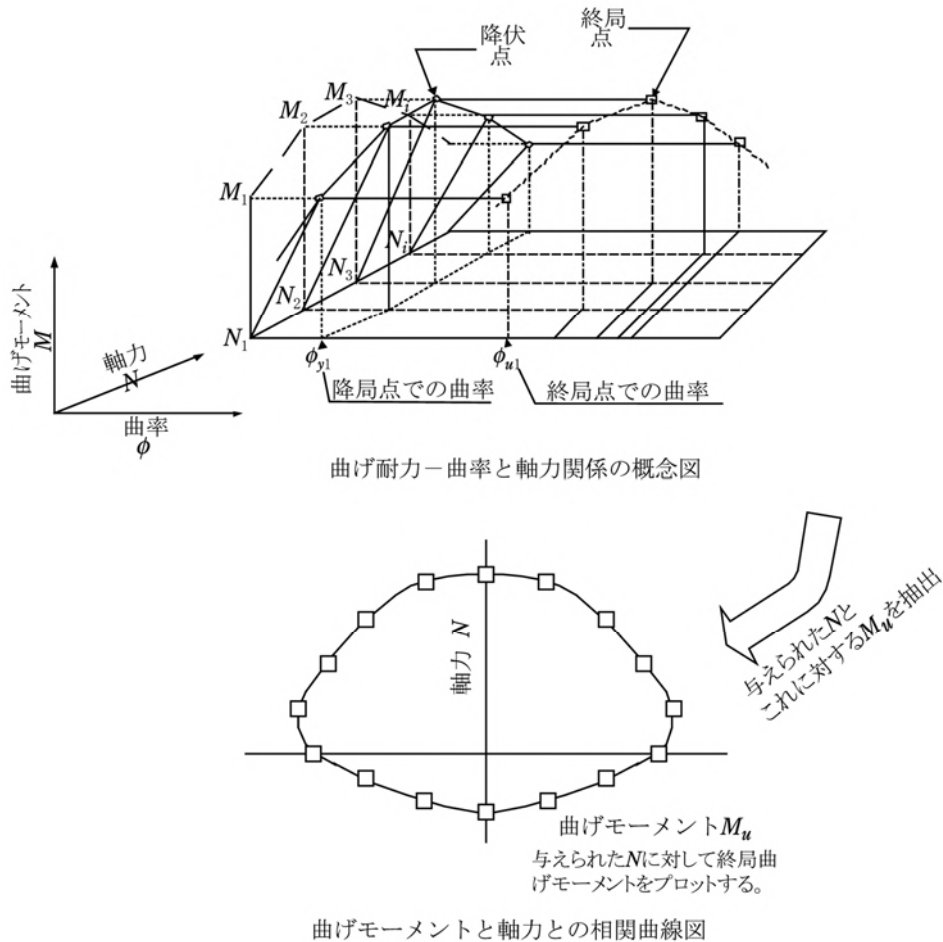


図-14.2-9 軸力-終局曲げモーメントの相関関係

(カ) 水平力と水平変位の関係

(オ)の常時の軸力による初期剛性を用いて、上部構造の慣性力の作用位置において水平変位を静的に漸増させる。この時、塑性回転バネ位置に生じる軸力に応じた終局曲げモーメント M_u を求め、塑性回転バネに生じる曲げモーメントが M_u に達した時には、それ以後の塑性回転バネの接線剛性(2次剛性 γ)を0とする。このようにして、水平変位を漸増させ、**図-14.2-10**に示すように着目する上部構造の慣性力の作用位置(機械室の重心位置)における水平力と水平変位関係を求める。これにより、仮定したすべての塑性回転バネの中から(ア)に規定した塑性ヒンジを特定することができる。

また、規定した塑性ヒンジが降伏に達したときに各塑性ヒンジに生じるせん断力を S_i とする。同時に塑性ヒンジに生じる塑性回転角-水平変位の関係が**図-14.2-11**のように求められる。

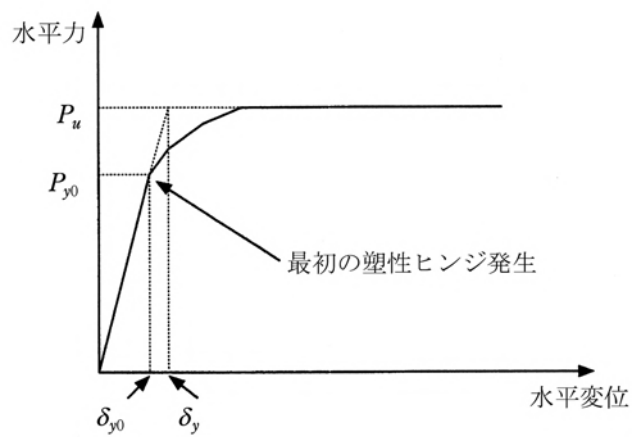


図-14.2-10 プッシュオーバー解析から得られる水平力－水平変位関係

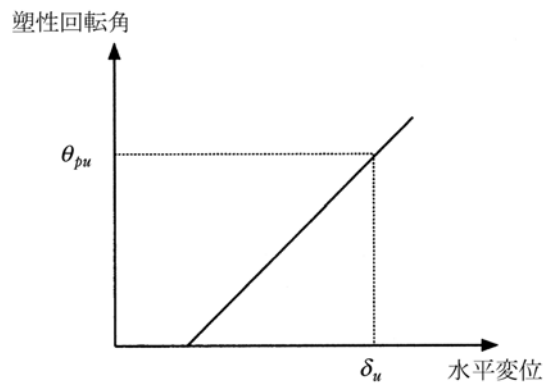


図-14.2-11 塑性ヒンジに生じる塑性回転角－水平変位関係

(キ) 降伏変位

図-14.2-10 に示す水平力の最大値を終局水平耐力 P_u とする。また、1 番目の塑性ヒンジが降伏に達するときの水平変位を δ_{y0} 、水平力を P_{y0} として、式 (14.2-30) により降伏変位 δ_y を求める。

$$\delta_y = \delta_{y0} \frac{P_u}{P_{y0}} \dots\dots\dots (14.2-30)$$

ここに、 δ_y : 降伏限界の水平変位 (mm)

δ_{y0} : 1 つ目の塑性ヒンジが降伏に達するときの水平変位 (mm)

P_u : 終局水平耐力 (N)

P_{y0} : 1 番目の塑性ヒンジが降伏に達するときの水平力 (N)

(ク) 破壊型

(カ)で求めたせん断力 S_i がすべての塑性ヒンジ位置においてせん断耐力 S_i を下回る場合には、曲げ破壊型と判定する。1 カ所以上の塑性ヒンジ位置において、せん断力 S_i がせん断耐力 P_{s0i} を上回るが、正負交番作用の影響に関する補正係数 C_c を 1.0 として算出するせん断耐力 P_{s0i} を下回る場合には、曲げ損傷からせん断破壊移行型と判定する。

1 カ所以上の塑性ヒンジ位置において、せん断力 S_i が荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数 C_c を 1.0 として算出するせん断耐力 P_{s0i} を上回る場合にはせん断破壊型と判定し、地震時保有水平耐力と許容塑性率を求める。この際、いずれかの塑性ヒンジにおいて最初にせん断力 S_i がせん断耐力 P_{s0i} を上回るときの水平力をせん断耐力 P_s とする。

(ケ) 終局の定義

各塑性ヒンジの終局塑性回転角を式 (14. 2-31) により算出する。

$$\theta_{pu} = (\phi_u / \phi_y - 1) L_p \phi_y \dots\dots\dots (14. 2-31)$$

ここに、 θ_{pu} : 塑性ヒンジ部の終局塑性回転角

ϕ_y : 降伏限界の曲率 (1/mm)

ϕ_u : 終局限界の曲率 (1/mm)

L_p : 塑性ヒンジ長 (mm)

ただし、 ϕ_y 、 ϕ_u は、終局水平耐力 P_u に達したときの軸力作用時の値である。

設定した塑性ヒンジごとに終局塑性回転角 θ_{pu} と(ケ)にて求めた塑性回転角－水平変位関係を比較してすべての塑性ヒンジがすべて θ_{pu} に達したとき、若しくは、規定した塑性ヒンジのいずれかの断面の終局曲率の 2 倍に達した時のいずれか早い方の水平変位を終局変位 δ_u とする。

ク 安全性の照査

安全性の照査は、1 本柱モデル堰柱と同様に行う。

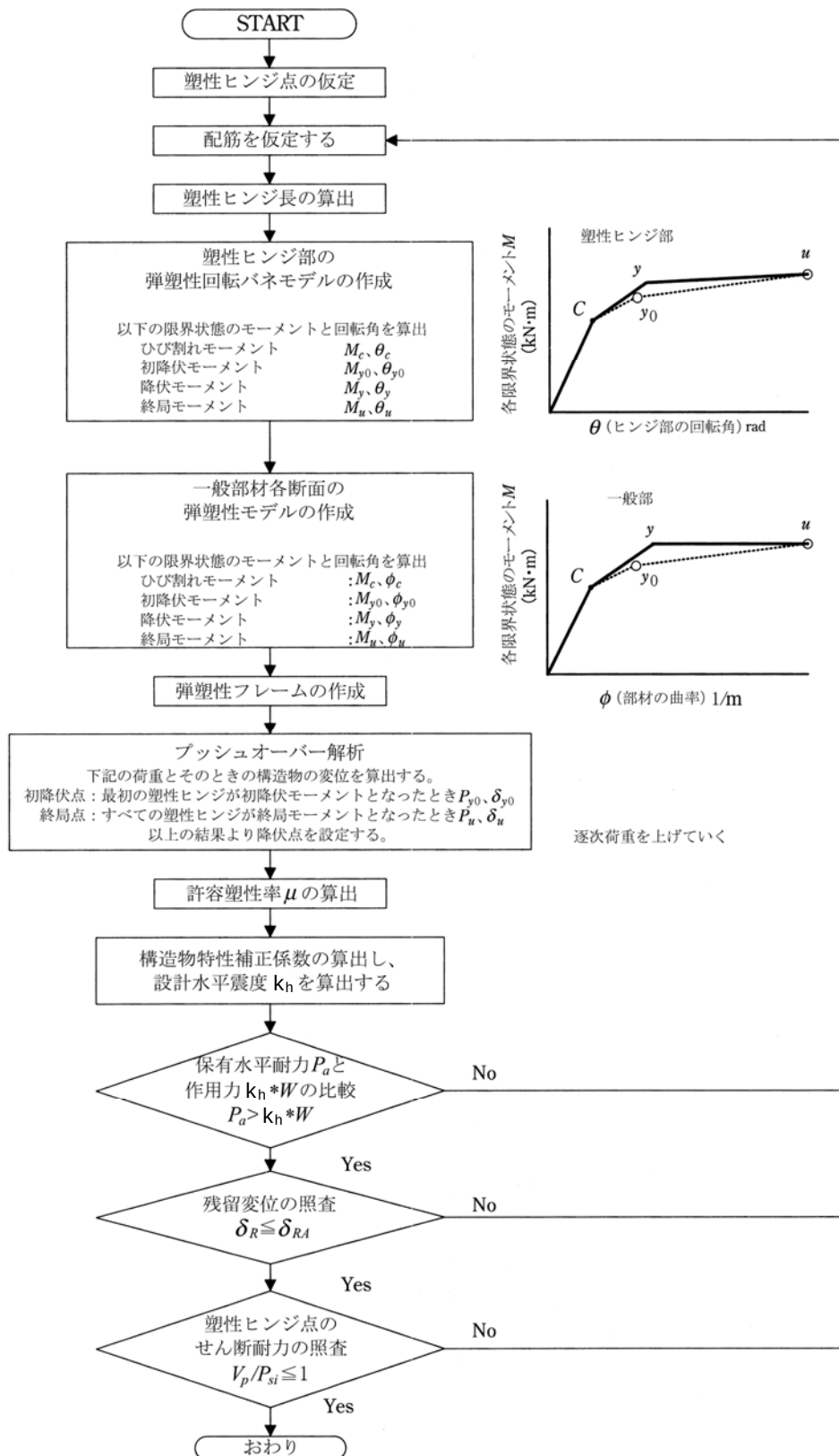


図-14.2-12 1層ラーメンモデル堰柱の保有水平耐力法検討フロー

(6) 多層モデルの堰柱の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

ア 破壊形態

破壊形態は、多層構造であることから、曲げ破壊よりせん断破壊が先行することがないようにすることを原則とする。

イ 地震時保有水平耐力

地震時保有水平耐力は、図-14.2-13 に示すようにプッシュオーバー解析より得られる全体系バイリニアモデルの降伏水平震度 k_{hy} とする。

ウ 許容塑性率

許容塑性率は、プッシュオーバー解析による降伏変位と終局変位を用いて式 (14.2-32) による。

$$\mu_a = \begin{cases} 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} & (\text{曲げ破壊型}) \\ 1.0 & (\text{曲げ損傷からせん断破壊移行型、せん断破壊型}) \end{cases} \dots\dots\dots (14.2-32)$$

ここに、 μ_a : 許容塑性率

δ_u : 可動堰の終局変位 (mm)

δ_y : 可動堰の降伏変位 (mm)

α : 安全係数 (表-14.2-3 参照)

エ モデル化

プッシュオーバー解析のモデル化は、1 層ラーメンモデルと同様に 14.2.2 (7) 及び 14.2.2 (10) により部材の弾塑性特性を算出して行う。このとき、解析は、1 層ラーメンモデル手順の 14.2.2 (5) キ (ハ) の水平力を構造物へ作用する震度として置き換えた弾塑性解析となる。

なお、プッシュオーバー解析ツールは多数あるが、使用に当たっては、必ず解析精度を確認する。

オ 構造物の初降伏時と終局時の定義

構造物の初降伏時と終局時は、以下のとおり定義する。

初降伏時	k_{hy0}	複数ある塑性ヒンジのうち最初に降伏した震度
終 局 時	k_{hu}	複数ある塑性ヒンジ部がすべて終局耐力に達した震度又は先に終局状態に達した塑性ヒンジ部の曲率が終局曲率の 2 倍となった震度

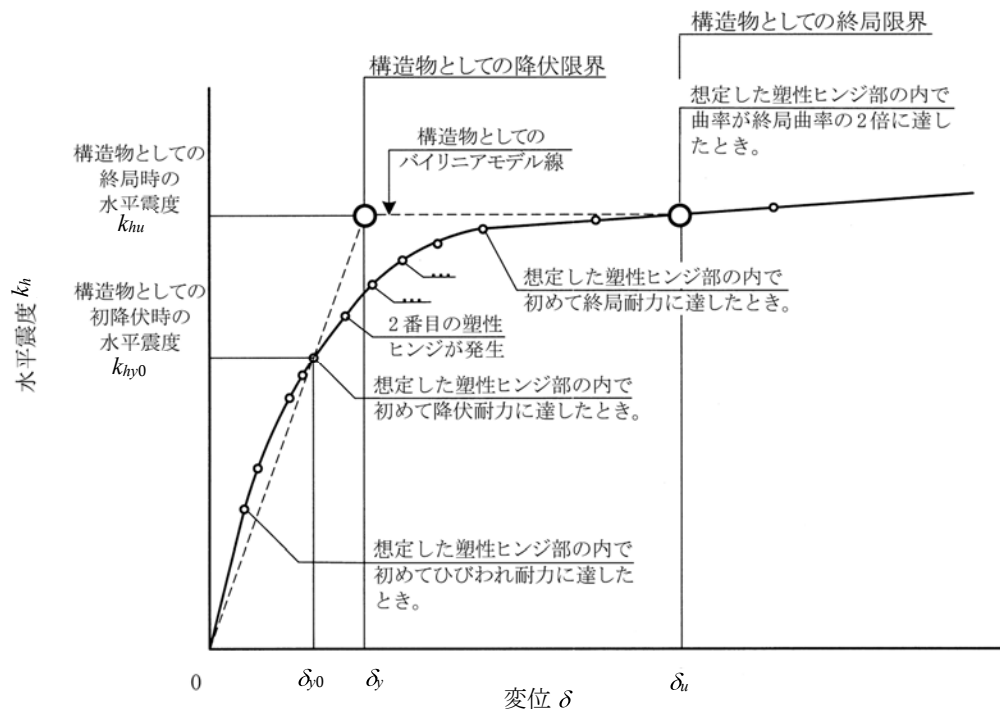


図-14.2-13 全体系モデルにおける弾塑性の関係

カ 安全性の照査

(ア) 重要度 AA の多層形式の可動堰

重要度 AA の多層モデルの堰柱の照査は、式 (14.2-33) 及び式 (14.2-34) により照査する。

$$k_{hc} \leq k_{hy} \quad \dots\dots\dots (14.2-33)$$

$$\delta_R \leq \delta_{Ra} \quad \dots\dots\dots (14.2-34)$$

ここに、 k_{hc} : レベル 2 地震動の設計水平震度

k_{hy} : 構造物全体の降伏設計水平震度

δ_R : 可動堰の残留変位 (mm)

δ_{Ra} : 堰柱の許容残留変位 (mm)

$$\delta_R = C_R(\mu_r - 1)(1 - \gamma)\delta_y \quad \dots\dots\dots (14.2-35)$$

C_R : 残留変位補正係数で、0.6 とする。

γ : 堰柱の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、0 とする。

δ_y : 堰柱の降伏変位 (mm)

μ_r : 構造物全体の最大応答塑性率

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{C_Z k_{hc0}}{k_{hu}} \right)^2 + 1 \right\} \quad \dots\dots\dots (14.2-36)$$

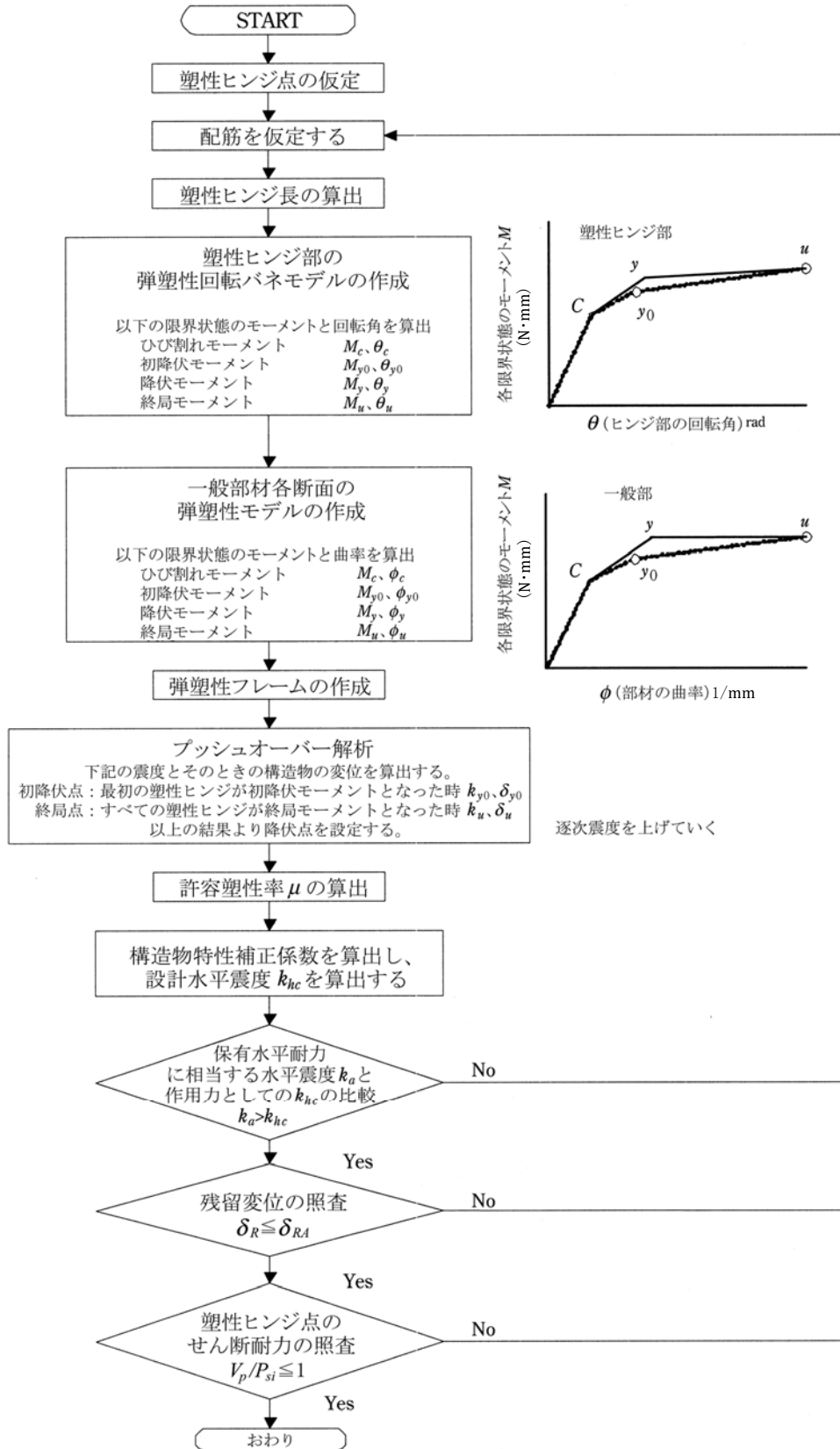
k_{hc0} : レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値

k_{hu} : 構造物全体の終局限界水平震度

C_Z : 地域別補正係数

(イ) 重要度 A の多層形式の可動堰

重要度 A の多層モデルの堰柱の照査は、式 (14.2-33) 及び式 (14.2-34) により照査する。



(7) 部材の曲げに対する限界値

部材の曲げ限界には、ひび割れ限界・降伏限界・終局限界があり、その曲げ耐力・水平耐力及び水平変位等は、以下の方法にて求める。

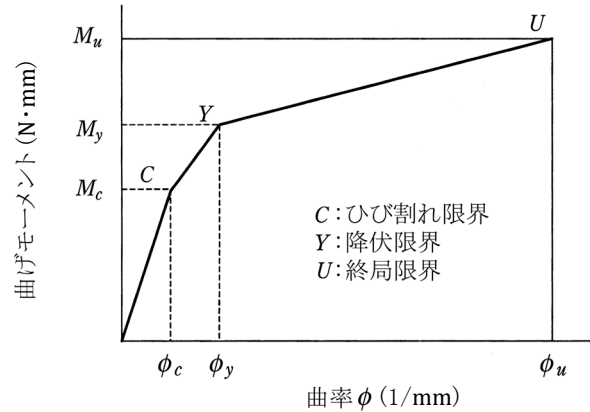


図-14.2-15 各限界状態における曲げ耐力と曲率の関係

ア 部材ひび割れ時の曲げモーメント M_c 及び曲率 ϕ_c

部材ひび割れ時の曲げモーメント及びその時の曲率を下式により算出する。この場合、対象とする躯体の高さを m 分割し計算を実施する。ただし、分割数は、 $n = 50$ としてよい。

$$M_c = W_i \times (\sigma_{bt} + N_i / A_i) \quad \dots\dots\dots (14.2-37)$$

$$\phi_c = M_c / E_c I_i \quad \dots\dots\dots (14.2-38)$$

ここに、 M_c : 検討 i 番目断面におけるひび割れ曲げモーメント (N・mm)

ϕ_c : ひび割れ曲率 (1/mm)

W_i : 部材の断面係数 (mm³)

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張応力度 (N/mm²)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \times \sigma_{ck}^{2/3}$$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

N_i : 検討 i 目断面の軸力 (N)

A_i : 検討 i 番目の軸方向鉄筋を考慮した柱の換算断面積 (mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

I_i : 検討 i 番目の軸方向鉄筋を考慮した柱の断面二次モーメント (mm⁴)

イ 部材中立軸及び曲げ耐力の算出の一般式

部材中立軸は、軸力と、部材端部からの下記に示す式にて算出する。この場合、平面保持の仮定が成立するものとして求めた中立軸からの距離に比例する錐ひずみ及びこれに対応する応力度が各微小要素内では一定としている。なお、部材要素分割数は、 $n = 50$ とする。また、この場合、コンクリートの引張応力は無視する。

$$N_i = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \Delta A s_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \Delta A s_{sj} \quad \dots\dots\dots (14.2-39)$$

ここに、 σ_{cj} : 検討 j 番目の微小要素のコンクリート応力度 (N/mm²)

σ_{sj} : 検討 j 番目の微小要素の鉄筋応力度 (N/mm²)

ΔA_{cj} : 検討 j 番目の微少要素のコンクリート断面積 (mm^2)

ΔA_{sj} : 検討 j 番目の微少要素の鉄筋断面積 (mm^2)

N_i : 着目断面 i に作用する軸力 (N)

また、曲げ耐力 M_i 及びその時の曲率 ϕ_i は、以下の式により算出する。

$$M_i = \left[\sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \times X_j \times \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \times X_j \times \Delta A_{sj} \right] \dots \dots \dots (14.2-40)$$

$$\phi_i = \varepsilon_{c0} / X_0 \dots \dots \dots (14.2-41)$$

ここに、 M_i : 着目断面 i に作用する曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

ϕ_i : 着目断面 i の曲率 ($1/\text{mm}$)

X_j : 図心から検討 j 番目の微少要素までの距離 (mm)

ε_{c0} : コンクリートの圧縮縁ひずみ

X_0 : コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

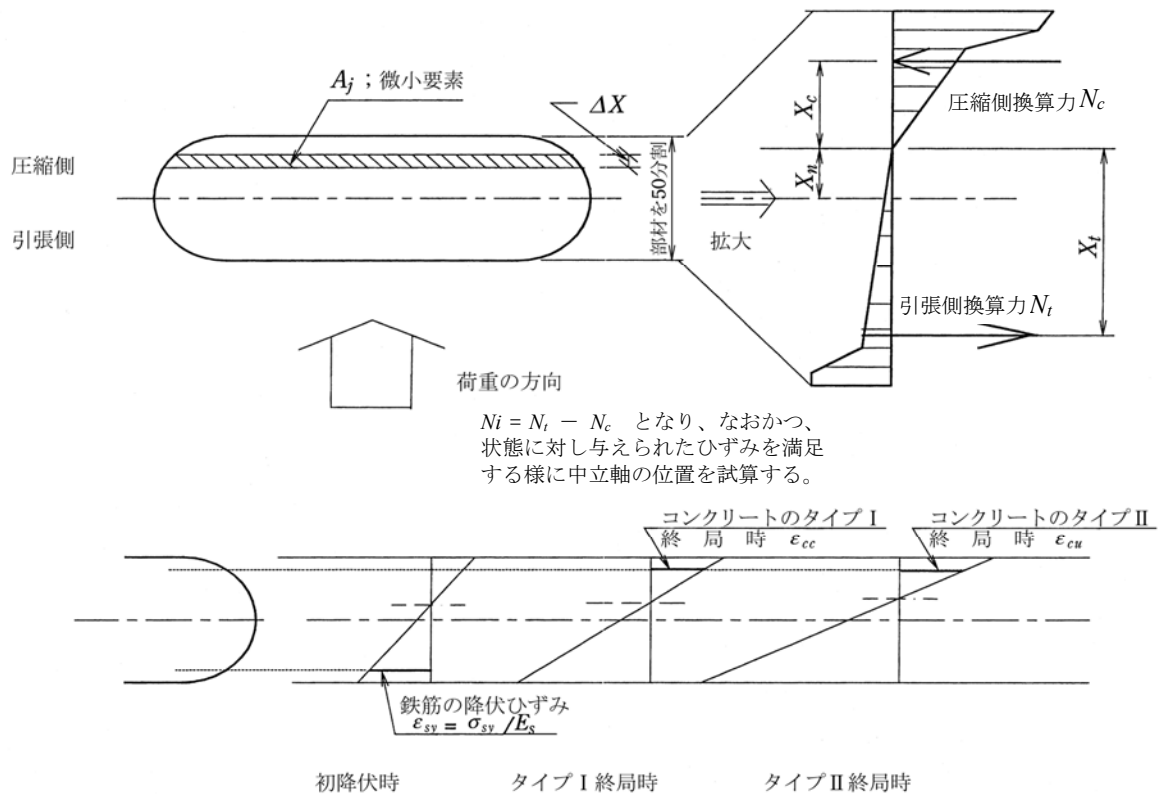


図-14.2-16 部材耐力算出時の部材ひずみ模式図

ウ 曲げ耐力 M_x 及び曲率 ϕ_x

初降伏時の耐力 M_{y0} 、その曲率 ϕ_{y0} 及び終局時の曲げ耐力 M_u 、その曲率 ϕ_u は、表下記に示す条件の下で式 (14.2-39)、式 (14.2-40)、式 (14.2-41) の連立式が成立するように中立軸の位置を試算により変化させ収束させた値となる。

表-14.2-5 各限界状態での条件

限界状態	条 件	備 考
初降伏時 M_{y0} ϕ_{y0}	- 最も外側に配置された鉄筋が降伏ひずみに達した $\varepsilon_{sy} = \sigma_{sy} / E_s$ - 最も外側に配置された鉄筋が降伏強度 σ_{sy} に達した	$E_s : 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
終局時 M_u ϕ_u	- コンクリートの圧縮ひずみが終局ひずみに達した - 最も外側に配置された鉄筋が終局応力度 σ_{su} に達した	コンクリートの終局ひずみ タイプ I 地震動 : ε_{cc} タイプ II 地震動 : ε_{cu}

エ 降伏時の曲率 ϕ_y 及び降伏変位 δ_y

降伏時の曲率 ϕ_y 及び降伏変位 δ_y は、下式により算出する。

$$\phi_y = \left(\frac{M_u}{M_{y0}} \right) \times \phi_{y0} \quad \dots\dots\dots (14.2-42)$$

$$\delta_y = \left(\frac{M_u}{M_{y0}} \right) \times \delta_{y0} \quad \dots\dots\dots (14.2-43)$$

ここに、 M_u : 終局時の曲げ耐力 (N・mm)
 M_{y0} : 初降伏時の曲げ耐力 (N・mm)
 ϕ_{y0} : 初降伏時の曲率 (1/mm)
 δ_{y0} : 初降伏時の変位 (mm)

オ 材料の応力度－ひずみ曲線

(ア) コンクリートの応力度－ひずみ曲線

コンクリートの応力度－ひずみ曲線は、式 (14.2-44) により算出する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= \begin{cases} E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & (\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}) \end{cases} \\ n &= \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \\ \sigma_{cc} &= \sigma_{ck} + 3.8 \alpha \rho_s \sigma_{sy} \\ \sigma_{cc} &= 0.002 + 0.033 \beta \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \\ E_{des} &= 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}} \\ \varepsilon_{cu} &= \begin{cases} \varepsilon_{cc} & (\text{タイプ I 地震動}) \\ \varepsilon_{cc} + \frac{0.2 \sigma_{cc}}{E_{des}} & (\text{タイプ II 地震動}) \end{cases} \\ \rho_s &= \frac{4 A_h}{s \cdot d} \leq 0.018 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14.2-44)$$

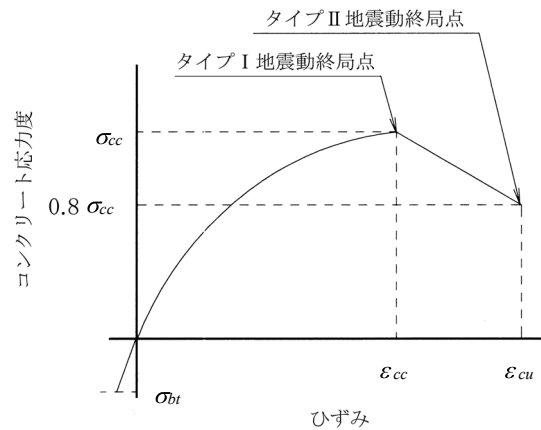


図-14.2-17 コンクリートの応力度とひずみの関係

- ここに、
 σ_c : コンクリート応力度 (N/mm²)
 σ_{cc} : 横拘束筋で拘束されたコンクリート強度 (N/mm²)
 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 ε_c : コンクリートひずみ
 ε_{cu} : 横拘束筋で横拘束されたコンクリートの終局ひずみ
 ε_{cc} : コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ
 E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

ρ_s : 横拘束筋の体積比

A_h : 横拘束筋 1 本当たりの断面積 (mm²)

s : 横拘束筋の間隔 (mm)

d : 横拘束筋の有効長で帯鉄筋や中間帯鉄筋により分割拘束されるコアコンクリートの辺長のうち最も長い値。ただし、中間帯鉄筋を直角フックとした場合は、実コアコンクリート辺長の 1.5 倍とする。

σ_{sy} : 横拘束筋の降伏強度 (N/mm²)

α 、 β : 断面補正係数

円形断面	$\alpha = 1.0$ 、 $\beta = 1.0$
矩形・中空円形 中空矩形断面	$\alpha = 0.2$ 、 $\beta = 0.4$

(イ) 鉄筋の応力度－ひずみ曲線

鉄筋の応力度－ひずみ曲線は、下記のようにモデル化する。

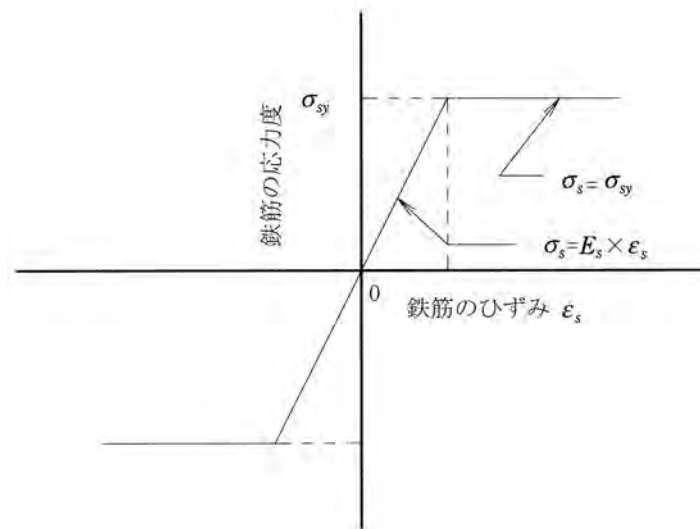


図-14.2-18 鉄筋の応力度とひずみ曲線

ここに、 σ_{sy} : 鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

σ_s : 鉄筋の応力度 (N/mm²)

E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

ε_s : 鉄筋のひずみ

カ 各断面の部材曲げ耐力の分割

部材曲げ耐力の算出に用いる分割方法及び微小断面までの距離の取り扱いは、以下のとおりである。

(ア) コンクリート部分の分割

断面を n 等分した細片に分割して計算する。通常、 n は、50 分割で十分である。

a 矩形断面

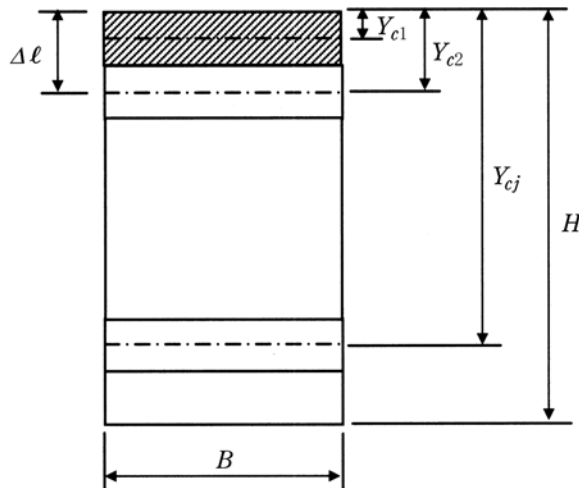


図-14.2-19 矩形断面の耐力算定分割

$$\left. \begin{aligned} \Delta \ell &= \frac{H}{n} \\ \Delta A_j &= \Delta \ell \cdot B \quad (j = 1, 2, 3 \cdots n) \\ Y_{cj} &= (j-1) \cdot \Delta \ell + \frac{\Delta \ell}{2} \quad (j = 1, 2, 3 \cdots n) \end{aligned} \right\} \cdots \cdots \cdots (14.2-45)$$

ここに、 B : 断面幅 (mm)

H : 断面高 (mm)

n : コンクリート断面の分割数

$\Delta \ell$: コンクリート断面の細片の長さ (mm)

ΔA_j : コンクリート断面の細片の断面積 (mm²)

Y_{cj} : 圧縮縁からコンクリート細片図心までの距離 (mm)

b 円形断面

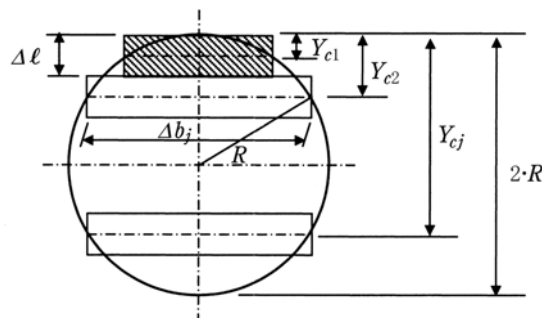


図-14.2-20 円形断面の耐力算定用分割

$$\left. \begin{aligned} \Delta \ell &= \frac{2 \cdot R}{n} \\ Y_{cj} &= (j-1) \cdot \Delta \ell + \frac{\Delta \ell}{2} \quad (j = 1, 2, 3 \cdots n) \\ \Delta b_j &= 2 \cdot \sqrt{R^2 - (Y_{cj} - R)^2} \quad (j = 1, 2, 3 \cdots n) \\ \Delta A_j &= \Delta \ell \cdot \Delta b_j \quad (j = 1, 2, 3 \cdots n) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14.2-46)$$

ここに、 R : コンクリート断面の半径 (mm)

n : コンクリート断面の分割数

$\Delta \ell$: コンクリート断面の細片の高さ (mm)

Δb_j : コンクリート断面の細片の断面幅 (mm)

ΔA_j : コンクリート断面の細片の断面積 (mm²)

Y_{cj} : 圧縮縁からコンクリート細片図心までの距離 (mm)

(イ) 軸方向主鉄筋

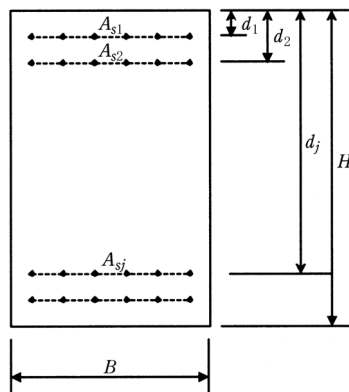


図-14.2-21 軸方向主鉄筋(矩形断面)

ここに、 B : 断面幅 (mm)

H : 断面高 (mm)

d_j : 圧縮縁から鉄筋図心までの距離 (mm)

A_{sj} : 鉄筋量 (mm²) ($j = 1, 2, 3 \cdots n_d$)

n_d : 鉄筋の配置段数

軸方向鉄筋は、主鉄筋と側鉄筋に分けて考える。主鉄筋は、圧縮鉄筋、引張鉄筋にそれぞれ圧縮縁からの距離と、その位置で鉄筋量を与える。

(ウ) 側鉄筋

側鉄筋は、均等に分布する帯状の鉄筋として扱う。

コンクリートの分割長 $\Delta\ell$ になる分割数を決定し、側鉄筋を細片に分割する。

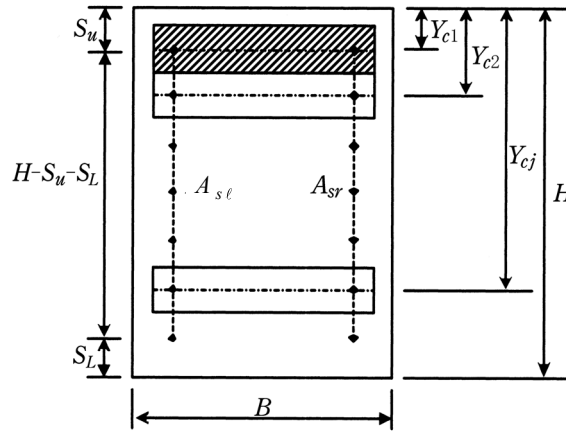


図-14.2-22 側鉄筋

$$\begin{aligned}
 n_s &= \frac{H - S_u - S_L}{\Delta\ell_s} \\
 \Delta\ell_s &= \frac{H - S_u - S_L}{n_s} \\
 \Delta A_{ss} &= (A_{s\ell} + A_{sr}) \cdot \frac{\Delta\ell_s}{H - S_u - S_L} \\
 Y_{cj} &= S_u + (j-1) \cdot \Delta\ell_s + \frac{\Delta\ell_s}{2} \quad (j = 1, 2, 3 \cdots n_s)
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} n_s \\ \Delta\ell_s \\ \Delta A_{ss} \\ Y_{cj} \end{aligned}} \right\} \cdots \cdots (14.2-47)$$

ここに、 B : 断面幅 (mm)

H : 断面高 (mm)

S_u : 断面圧縮側の鉄筋無効長 (mm)

S_L : 断面引張側の鉄筋無効長 (mm)

$A_{s\ell}$: 左側鉄筋の全鉄筋量 (mm^2)

$\frac{A_{s\ell}}{H - S_u - S_L}$ の鉄筋量が $(H - S_u - S_L)$ の幅に均等に分布しているものとする。

A_{sr} : 右側鉄筋の全鉄筋量 (mm^2)

$\frac{A_{sr}}{H - S_u - S_L}$ の鉄筋量が $(H - S_u - S_L)$ の幅に均等に分布しているものとする。

$\Delta\ell$: コンクリート分割長 (mm)

n_s : 側鉄筋の分割数

$\Delta\ell_s$: 側鉄筋の分割長 (mm)

ΔA_{ss} : 側鉄筋の細片の断面積 (mm^2)

Y_{cj} : 圧縮縁からコンクリート細片図心までの距離 (mm)

(エ) 断面の曲げ耐力

a コンクリートの圧縮力 C

$$C = \sum_{j=1}^n \Delta A_j \cdot \sigma_{cj} \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (14.2-48)$$

ここに、 ΔA_j : 細片の面積 (mm^2)

σ_{cj} : 細片の中心でのコンクリートの応力度 (N/mm^2)

n : コンクリート断面の分割数

b 軸方向主鉄筋 T_1

$$T_1 = \sum_{j=1}^{n_d} A_{sj} \cdot \sigma_{sj} \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (14.2-49)$$

ここに、 A_{sj} : 各段の主鉄筋の断面積 (mm^2)

σ_{sj} : 各段の主鉄筋の応力度 (N/mm^2)

n_d : 主鉄筋の配置段数

c 側鉄筋 T_2

$$T_2 = \sum_{j=1}^{n_s} \Delta A_{ss} \cdot \sigma_{ssj} \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (14.2-50)$$

ここに、 ΔA_{ss} : 細片の面積 (mm^2)

σ_{ssj} : 細片の中心での応力度 (N/mm^2)

n_s : 側鉄筋の分割数

d 断面耐力

作用軸力 N と内力がつり合う中立軸 x を求めれば、曲げ耐力 M_y は、

$$N = C + T_1 + T_2 \dots\dots\dots (14.2-51)$$

$$M_y = \sum_{j=1}^n \Delta A_j \cdot \sigma_{cj} (Y_0 - Y_{cj}) + \sum_{j=1}^{n_d} A_{sj} \cdot \sigma_{sj} (Y_0 - Y_{sj}) + \sum_{j=1}^{n_s} \Delta A_{ss} \cdot \sigma_{ssj} (Y_0 - Y_{ssj}) \dots\dots\dots (14.2-52)$$

より求まる。

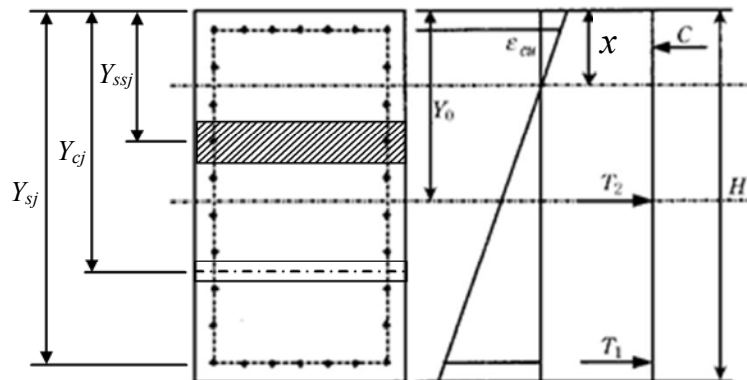


図-14.2-23 終局曲げ耐力

(8) 各断面の部材せん断耐力の算出

部材のせん断耐力は、コンクリートが負担する部分と帯鉄筋が負担する部分に分けて算出される。これは、コンクリートが負担するせん断耐力は、コンクリートが負担できる平均せん断応力度から、また、帯鉄筋が負担するせん断耐力は、鉄筋の降伏点から求めるからである。

以下にその算出式を示す。

$$P_s = S_c + S_s$$

$$S_c = C_c C_e C_{pt} \tau_c b d \dots\dots\dots (14.2-53)$$

$$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 a}$$

ここに、 P_s : せん断耐力 (N)

S_c : コンクリートが負担するせん断耐力 (N)

τ_c : コンクリートが負担することのできる平均せん断応力度 (N/mm²)

表-14.2-6

σ_{ck} (N/mm ²)	21	24	27	30	40
τ_c (N/mm ²)	0.33	0.35	0.36	0.37	0.41

C_c : 荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数

表-14.2-7

地震動	補正係数
タイプ I	0.6
タイプ II	0.8

C_e : 部材断面有効高 d に関する補正係数

表-14.2-8

d (m)	1 以下	3	5	10 以上
C_e	1.0	0.7	0.6	0.5

C_{pt} : 軸方向引張主鉄筋比 p_t に関する補正係数

表-14.2-9

P_t (%)	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C_{pt}	0.9	1.0	1.2	1.5

b : せん断耐力を算定する方向に直角な方向の断面の幅 (mm)

d : せん断耐力を算定する方向に平行な方向の有効高 (mm)

P_t : 軸方向引張主鉄筋比で、中立軸よりも引張側にある主鉄筋の断面積の総和を bd で除した値

S_s : 帯鉄筋が負担するせん断耐力 (N)

A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋される帯鉄筋の断面積 (mm²)

σ_{sy} : 帯鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

θ : 帯鉄筋と鉛直軸とのなす角度 (°)

a : 帯鉄筋の間隔 (mm)

なお、コンクリートの設計基準強度、断面の有効高、軸方向引張鉄筋比が中間の値にある場合は、線形補間によって求める。

また、式(14.2-53)に用いる部材断面の有効高 d の取り方は、矩形断面、円形断面の場合について、図-14.2-24、図-14.2-25に示す。

矩形断面では、有効高は圧縮縁から側方鉄筋を無視した引張鉄筋の重心位置までの距離とする。円形断面では、円形断面を面積の等しい正方形断面に置き換え、置き換えられた正方形断面の圧縮縁から、引張鉄筋の重心位置までの距離を有効高とする。なお、円形断面での幅の取り方としては面積の等しい正方形断面の幅とする。

ア 矩形断面での有効高 d

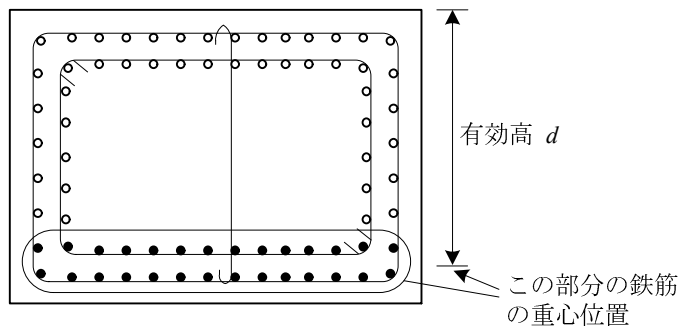


図-14.2-24 有効高 d

イ 円形断面での有効高 d 及び有効幅 b

鉄筋は、全鉄筋量 A_s が円周上に均一に分布しているものとする。

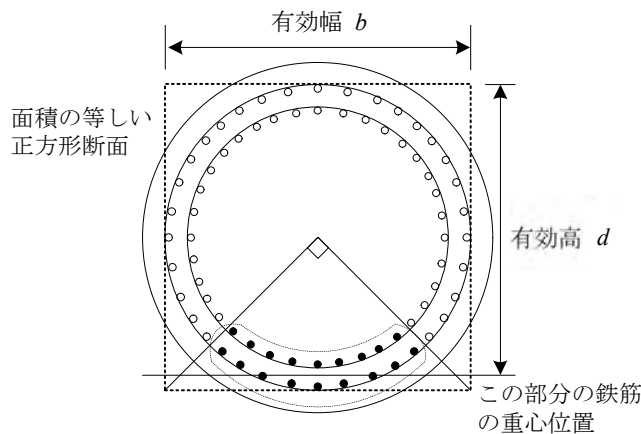


図-14.2-25 有効高及び有効幅

(9) プッシュオーバー解析に用いるモデル

プッシュオーバー解析は、多層モデルの堰柱やこれに類似するラーメン構造に用いる。この解析には、構造物のモデル化と非線形となる部材のモデル化が必要となる。

ア 構造物のモデル化

構造物のモデル化は、部材を質点と線材からなる3次元又は2次元の集合体として骨組みフレームモデルとする。これは、従来からコンクリート構造物の地震時の応答解析においてよく

用いられてきた構造モデルで、構造物あるいは部材の質量をある位置に集中させ、質量の中心点(質点)と地盤あるいは質点同士を棒部材で結合するからである。梁と柱からなる骨組み構造物では、この構造モデルが有効で、数多くの適用事例が報告されているからである。

なお、部材のモデル化においては、せん断変形は無視しても良い。これは、軸外方向は主として曲げ変形だけを算定し、その方向のせん断変形は非常に小さいからである。ただし、曲げモーメントの発生に応じてせん断力も生じることから、せん断力に対する照査は必要である。

図-14.2-26 に最も一般的な堰柱と門柱を有する堰柱のモデル化の例を示す。

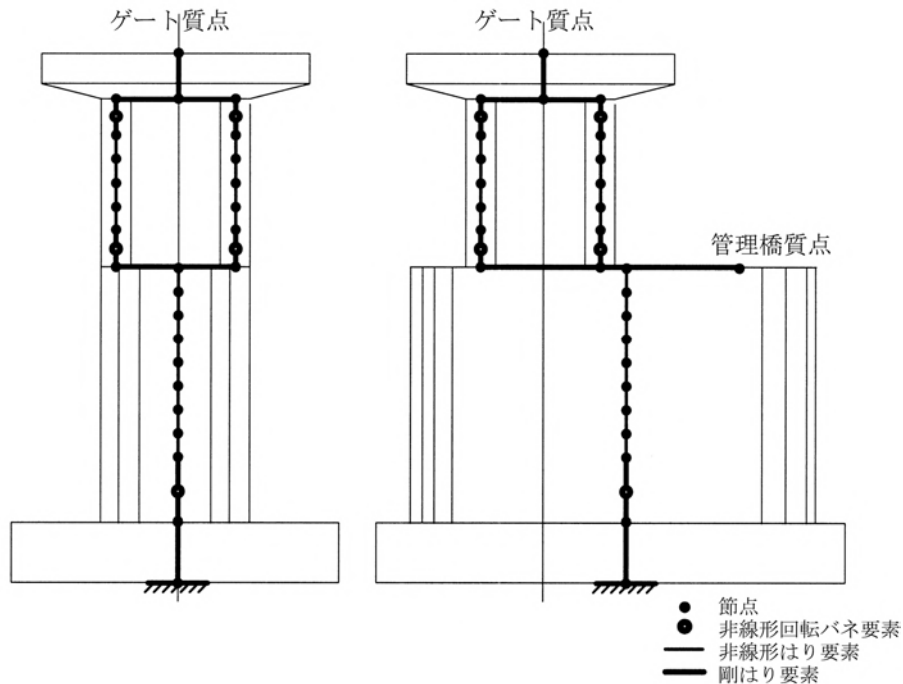


図-14.2-26 堰柱と門柱を有する堰柱(多層モデル)の骨組みフレームモデルの例

イ 部材の非線形モデル

塑性ヒンジ部及び一般部に区分し表-14.2-10 に示す。

表-14.2-10 部材モデル

位置	塑性ヒンジ部	一般梁要素部
部材モデル	曲げモーメント M - 回転角 θ	曲げモーメント M - 曲率 ϕ
弾塑性モデル	トリリニア型 $M - \theta$	トリリニア型 $M - \phi$

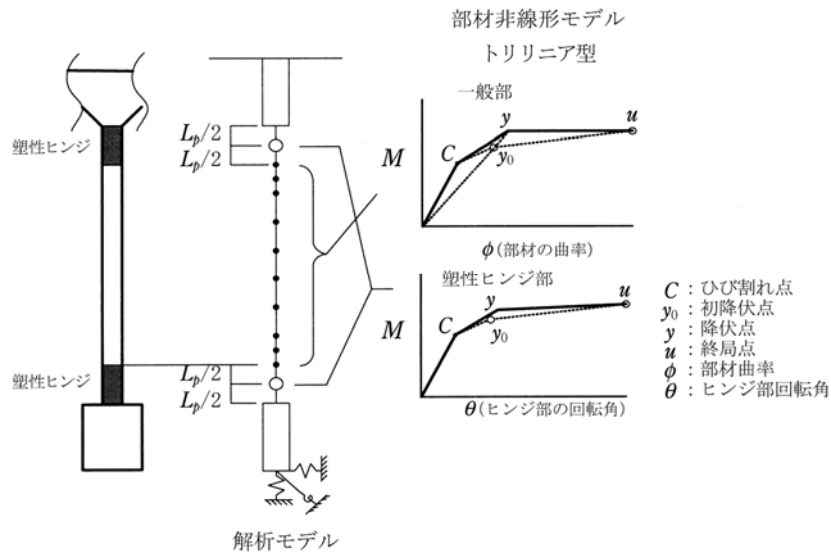


図-14.2-27 部材の解析モデル図

ウ 非線形回転バネモデル（トリリニア型）

塑性ヒンジ部は、非線形回転バネモデルとして、14.2.2 (7)に示す各限界状態の耐力の値を用いて式(14.2-54)にて算出する。

$$\left. \begin{array}{ll}
 \text{ひび割れ時} & M_{pc} = \beta_p \cdot M_c \\
 & \theta_{pc} = \phi_c \cdot L_p \cdot \frac{1 + \alpha_p^2}{2\beta_p} \\
 \text{降伏限界} & M_{py} = \beta_p \cdot M_y \\
 & \theta_{py} = \phi_y \cdot L_p \cdot \frac{1 + \gamma_p \cdot \alpha_p}{2\beta_p} \\
 \text{終局限界} & M_{pu} = M_u \\
 & \theta_{pu} = \theta_{py} + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p
 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (14.2-54)$$

$$\text{ここに、} \alpha_p = 1 - \frac{L_p}{h}$$

$$\beta_p = 1 - \frac{L_p}{2h} = \frac{1 + \alpha_p}{2}$$

$$\gamma_p = \frac{\phi_c}{\phi_{y0}} + \left[1 - \frac{\phi_c}{\phi_{y0}} \right] \left(1 - \frac{L_p}{L'} \right)$$

$$L' = \left(1 - \frac{M_c}{M_{y0}} \right) h$$

L_p : 塑性ヒンジ長 (mm)

$$L_p = 0.2h - 0.1D$$

(ただし、 $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$)

h : 部材の回転角 0 の位置から塑性ヒンジまでの距離 (mm)

D : 断面高さ (mm)

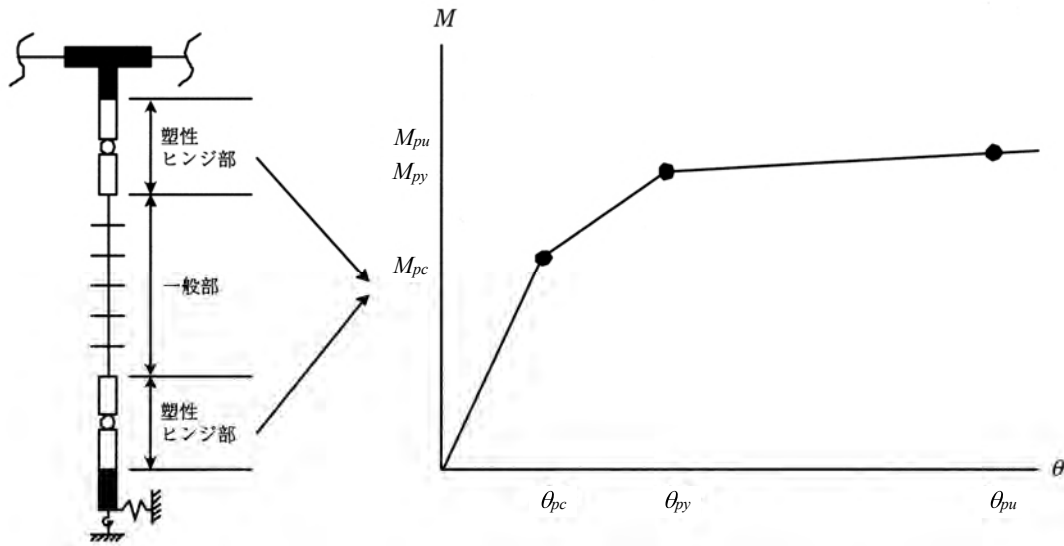


図-14.2-28 塑性ヒンジの曲げモーメントと回転角の関係（トリリニア型）

エ 一般部材の非線形モデル（トリリニア型）

堰柱の塑性ヒンジ部以外の一般部材は、14.2.2 (7)に示すひび割れ限界（ M_c 、 ϕ_c ）、初降伏限界（ M_{y0} 、 ϕ_{y0} ）、終局限界（ M_u 、 ϕ_u ）を用いて、曲げモーメントと曲率の非線形特性の骨格曲線を図-14.2-29 のトリリニア型でモデル化する。

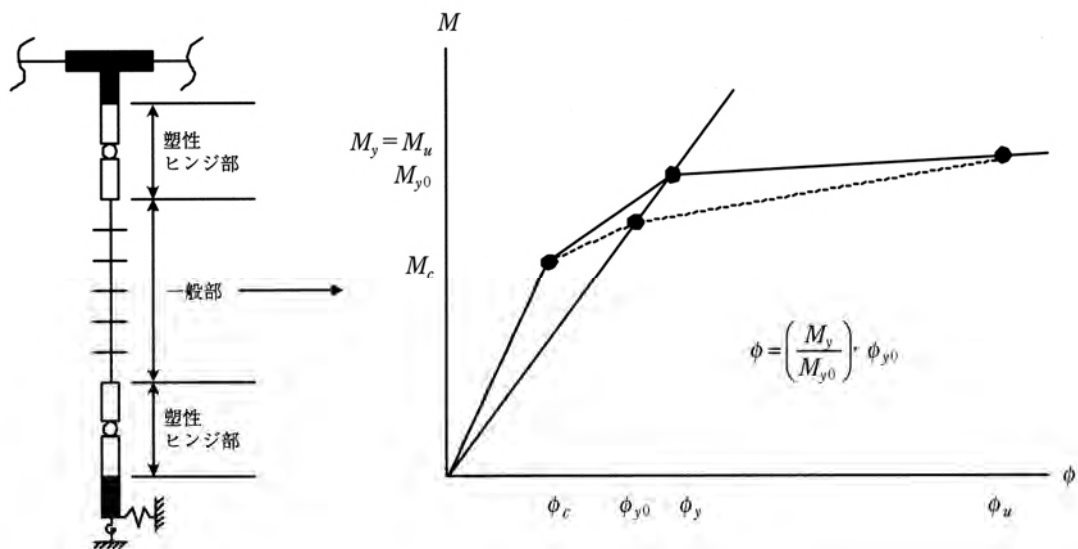


図-14.2-29 一般部材の曲げモーメントと曲率の関係（トリリニア型）

オ 機械室床版（梁構造）の取扱い

機械室床版は、床版上面に機械があり、震災後の軽微な補修も困難であるので塑性化させないように計画する。

(10) 塑性化を考慮しない部材の耐力

ア 材料の応力度－ひずみ曲線

塑性化を考慮しない部材の応力度－ひずみ曲線は、以下のとおりとする。

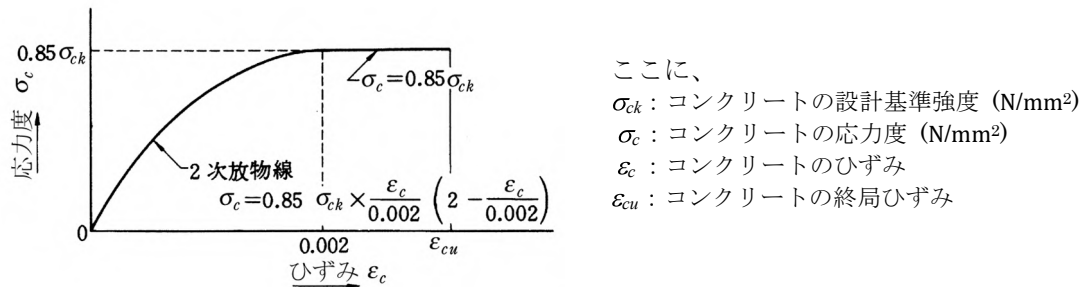


図-14.2-30 コンクリートの応力度－ひずみ曲線

表-14.2-11 コンクリートの終局ひずみ

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	$\sigma_{ck} \leq 50$	$50 < \sigma_{ck} < 60$	$60 \leq \sigma_{ck}$
終局ひずみ ε_{cu}	0.0035	0.0035 から 0.0025 の 間を直線補間	0.0025

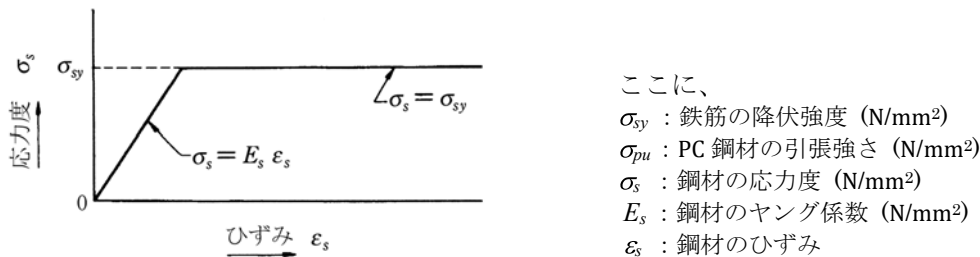


図-14.2-31 鉄筋の応力度－ひずみ曲線

イ 曲げ耐力

エネルギー吸収を期待しない部材の耐力は、各部材の照査項目により下記により算出する。
 なお、部材曲げ耐力の状態は、次のとおりである。

表-14.2-12 各耐力の発生状態

ひび割れ曲げ耐力	コンクリートの引張縁の応力が「ひび割れコンクリート曲げ引張応力度 σ_{bt} 」となる時のモーメント
降伏曲げ耐力	最も外側に配置された引張鉄筋が降伏ひずみ ε_{sy} 及び降伏強度 σ_{sy} に達した時のモーメント
終局曲げ耐力	圧縮側鉄筋の位置におけるコンクリートのひずみが終局ひずみ ε_{cu} に達した時、又は、最も外側に配置された引張側鉄筋のひずみが終局ひずみ ε_{su} に達した時

(ア) ひび割れ曲げ耐力

$$M_c = Z_c \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A_c} \right) \dots\dots\dots (14.2-55)$$

ここに、 M_c : ひび割れ曲げモーメント (耐力) (N・mm)
 Z_c : コンクリートの断面係数 (mm³)
 σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²) = $0.23\sigma_{ck}^{2/3}$
 N : 軸方向力 (N)
 A_c : コンクリートの断面積 (mm²)

(イ) 降伏曲げ耐力 (主鉄筋が降伏する時)

$$M_y = Cy_1 + Ty_2 \dots\dots\dots (14.2-56)$$

ここに、 M_y : 降伏曲げモーメント (N・mm)
 C : コンクリートの圧縮応力度の合力 (N)
 T : 鋼材引張力の合力 (N)
 y_1 : 部材断面図心から C までの距離 (mm)
 y_2 : 部材断面図心から T までの距離 (mm)

なお、上記 C 、 T 及び y_1 、 y_2 は、試算により下式を満足するように決定する。なお、ここで、試算の初期条件としては、 ε_{sy} : 引張鋼材の降伏ひずみ ($= \sigma_{sy}/E_s$) を与えることとなる。

$$N = C - T \dots\dots\dots (14.2-57)$$

$$\frac{x}{\varepsilon_c} = \frac{d - x}{\varepsilon_{sy}} \dots\dots\dots (14.2-58)$$

ただし、 N : 軸方向力 (N)
 x : コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
 ε_c : コンクリート圧縮縁のひずみ
 d : 部材有効高
 ε_{sy} : 引張鋼材の降伏ひずみ ($= \sigma_{sy}/E_s$)

(ウ) 終局曲げ耐力 (コンクリートが終局ひずみとなる時)

$$M_u = Cy_1 + Ty_2 \dots\dots\dots (14.2-59)$$

ここに、 M_u : 終局曲げモーメント (N・mm)
 C : コンクリートの圧縮応力度の合力 (N)
 T : 鋼材引張力の合力 (N)
 y_1 : 部材断面図心から C までの距離 (mm)
 y_2 : 部材断面図心から T までの距離 (mm)

なお、上記 C 、 T 及び y_1 、 y_2 は、試算により下式を満足するように決定する。なお、ここで、試算の初期条件としては、「 ε_{cu} : コンクリート終局ひずみ」を与えることとなる。

$$N = C - T \dots\dots\dots (14.2-60)$$

$$\frac{x}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d - x}{\varepsilon_s} \dots\dots\dots (14.2-61)$$

ただし、 N : 軸方向力 (N)

x : コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

ε_{cu} : コンクリートの終局ひずみ

d : 部材有効高 (mm)

ε_s : 引張鋼材のひずみ

(エ) 軸力が作用しない場合の降伏及び終局曲げ耐力

$$M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \left(d - \frac{1}{2} \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{0.85 \sigma_{ck} \cdot b} \right) \dots\dots\dots (14.2-62)$$

ここに、 M_u : 終局曲げモーメント (N・mm)

A_s : 引張主鉄筋の全断面積 (mm²)

σ_{sy} : 引張主鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

d : 部材断面の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

(オ) セン断耐力

せん断耐力は、14.2.2 (8)と同様に算出する。

(II) 許容残留変位量

頭首工における可動堰の許容残留変位量は以下のとおりとするが、許容残留変位量の検討の際には、門柱部と堰柱部を分けて検討するものとし、門柱部の検討の際には、許容残留変位量から堰柱部の残留変位量を引いた値で検討する。

さらに、下表の下段に示した注意事項に留意して適用する。

表-14.2-13 各耐力の発生状態

重要度区分	耐震性能 (堰柱)		許容残留変位 (堰柱)
AA 種	レベル 2 地震動	限定された損傷に留める (機能維持)	$H/100$ を超えない、又は戸当り余裕のうち小さい値以内 ^{2)、3)}
	レベル 1 地震動	健全性を損なわない	—
A 種	レベル 2 地震動	致命的な損傷を防止する (修復容易)	$H/100$ を超えない ^{3)、4)}
	レベル 1 地震動	健全性を損なわない	—
B 種	レベル 1 地震動	健全性を損なわない	—

注 1) 許容残留変位の $H/100$ は、「道路橋示方書・同解説 (平成 24 年 3 月) V 耐震設計編」p. 102 に「許容残留変位としては、……地震による損傷を限定された範囲に留め、橋としての機能の回復を速やかに行うことを目標としていることから、これらの事項を考慮して許容残留変位を橋脚高さの $1/100$ と定めている。」との記載があり、これを準用した。

2) AA 種の場合、レベル 2 地震動において許容残留変位 $H/100$ 又は戸当り余裕 100mm を確保していれば、ゲートの開閉性を妨げない構造になると想定しているが、扉高によっては門柱が高くなり許容残留変位が厳しくなる場合もある。

3) 重要度区分 AA 種及び A 種の許容残留変位量は、上表に示す許容残留変位量以内であっても、管理橋がある場合、安全に通行する機能が確保されているか検討を行うことが必要である。

4) 重要度区分 A 種において、ゲートの扉高が高く許容残留変位以内にならない場合は、取水機能を保持するために検討を行うことが必要である。(角落しの設置又は非常ポンプの設置等)

14.3 配筋手法

本節は、堰柱のレベル 2 地震動に対する耐震性能を確保するためのものであり、他の構成要素については、技術書「水路工」などそれぞれの基準により行う。

鉄筋コンクリート部材の設計は、設計計算のみに基づいて行うものではなく、設計計算上の仮定が成り立つための前提条件を満足させること、設計計算では着目していない二次応力、局部応力等による部材の損傷を生じさせないようにすること、構造上の弱点部を作らないように配慮すること、若しくはその部分の補強となること等を考慮して行う。また、鉄筋の配置に当たっては、施工性等を検討することが必要である。

14.3.1 最小鉄筋量及び最大鉄筋量

(1) 最小鉄筋量

ア 曲げ部材

曲げを受ける部材では、コンクリートのひび割れとともに耐力が減じて急激に破壊することのないように、部材の最大抵抗曲げモーメントがひび割れ曲げモーメント以上となるように軸方向引張鉄筋を配置する。

これは、コンクリートの引張強度は小さく、曲げに対する鉄筋コンクリート部材の耐力は、その引張側に配置される軸方向引張鉄筋により大きく支配されるからである。

このことから、コンクリート断面に比較して軸方向引張鉄筋量が極端に少ない部材は、図-14.3-1 の実線のように、設計で想定していない大きな曲げを受けると、コンクリートのひび割れとともに耐力が急激に減じ脆性破壊を起こす。このような急激な脆性破壊を防ぐためには軸方向引張鉄筋を図-14.3-1 の一点鎖線のように部材の降伏曲げモーメントをひび割れ曲げモーメント以上となるようにすることが必要である。

しかし、他の要因から部材断面が決定される場合は、設計荷重に対して十分に余裕のあることがある。そこで、前述の破壊過程を満足するには過大な配筋となる場合があるので、部材に生じる曲げモーメントの 1.7 倍がひび割れ曲げモーメント以下の場合にはこれによらなくてもよい。

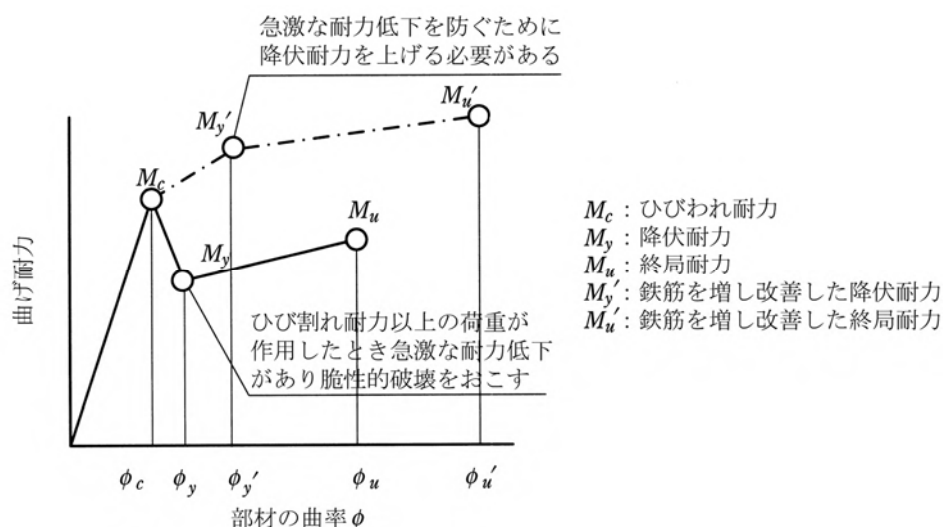


図-14.3-1 曲げ部材の最小鉄筋量の意味

イ 軸方向部材

柱や壁のように軸方向力が支配的な部材は、軸方向鉄筋を設計で想定した以上の偏心荷重が作用した場合にも部材が脆性的に破壊しないように、また、コンクリートに局部的な弱点があってもその部分に応力が集中することのないように配置する。

軸方向鉄筋量は、式(14.3-1)に示す計算上必要なコンクリート断面積 A' の0.8%以上とする。

$$\left. \begin{aligned} A' &= \max(A'_1, A'_2) \\ A'_1 &= N_a / (0.008\sigma_{sa} + \sigma_{ca}) \\ A'_2 &= N_u / (0.008\sigma_{sy} + 0.85\sigma_{ck}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14.3-1)$$

ここに、 N_a : 常時、レベル1地震時に対する照査時の軸方向圧縮力 (N)

N_u : レベル2地震時に対する照査時の軸方向圧縮力 (N)

σ_{sa} : 鉄筋の許容圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{ca} : コンクリートの許容軸圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{sy} : 圧縮鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

ウ 2次応力に対して

コンクリート部材では、コンクリートの乾燥収縮や温度の影響などによってひび割れが生じる可能性がある。そこで、このひび割れ幅を有害でない程度に抑えるには、十分な鉄筋を配置することが有効であり、鉄筋コンクリート部材断面にその表面に沿う長さ1m当たりにつき500mm²以上の断面積の鉄筋を300mm以下の間隔で配置する。なお、ア、イの軸方向鉄筋は、この目的を兼ねている。

(2) 最大鉄筋量

曲げを受ける部材では、鉄筋の降伏よりもコンクリートの破壊が先行し脆性的な破壊が生じないように、軸方向引張鉄筋を配置するものとする。これは、軸方向引張鉄筋が多くなると鉄筋の降伏よりもコンクリートの破壊が先行し、脆性的な破壊が生じるおそれがあるからである。したがって、軸方向引張鉄筋は、その鉄筋量が釣合鉄筋量以下となるように配置する。

ここで、釣合鉄筋量は、軸方向引張鉄筋が降伏点に達すると同時にコンクリートの縁圧縮ひずみとその終局圧縮ひずみに達するような引張鉄筋量のことである。

一般には部材の軸方向引張鉄筋量を部材断面幅に部材断面の有効高を乗じた有効断面積の2%以下とする。

また、鉄筋が過密に配置される場合には、コンクリート打設等の施工性が低下する。したがって、軸方向力を受ける部材の軸方向鉄筋は、部材の全断面積の6%程度以下とする。

14.3.2 構造細目

(1) 鉄筋の被り

鉄筋の被りは、コンクリートと鉄筋との付着を確保し、鉄筋の腐食を防ぎ、水流や火災に対して鉄筋を保護する等のために必要な量を確保する。また、水中又は土中にある部材については、維持管理の困難さも考慮し、水中で施工するコンクリート部材については、コンクリートの品質、

締固めの困難さ、施工精度等も十分に考慮しなければならない。

そこで、鉄筋の被りは、鉄筋の直径以上、かつ、表-14.3-1 に示す値以上とする。なお、表-14.3-1 に示す値は最小値であり、関連する基準等に基づいて適切に定める。

表-14.3-1 鉄筋の被り (mm)

部材の種類 環境条件	梁	柱壁	フーチング
大気中	35	40	—
水 中 及び 土 中	—	70	70

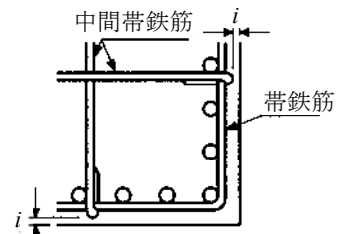


図-14.3-2 鉄筋の被り

(2) 鉄筋のあき

鉄筋のあきは、施工時のコンクリートの充填性と構造的にコンクリートと鉄筋が十分に付着し両者が一体となって働くように下記のとおり確保する。

ア 鉄筋のあきは、40 mm 以上かつ粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上とする。

イ 鉄筋のあきは、アの規定によるほか、鉄筋の直径の 1.5 倍以上とする。

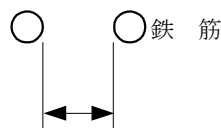


図-14.3-3 鉄筋のあき

(3) 鉄筋の定着

鉄筋の端部は、鉄筋とコンクリートが一体となって働くように、確実に定着する。そこで、下記のように計画する。

ア 鉄筋の端部は、次の規定のいずれかの方法によりコンクリートに定着する。

(ア) コンクリート中に埋込み、鉄筋とコンクリートとの付着により定着する。

(イ) コンクリート中に埋込み、フックをつけて定着する。

(ウ) 定着板等を取付けて機械的に定着する。

ただし、引張鉄筋に丸鋼を用いる場合は、フックをつけて定着する。

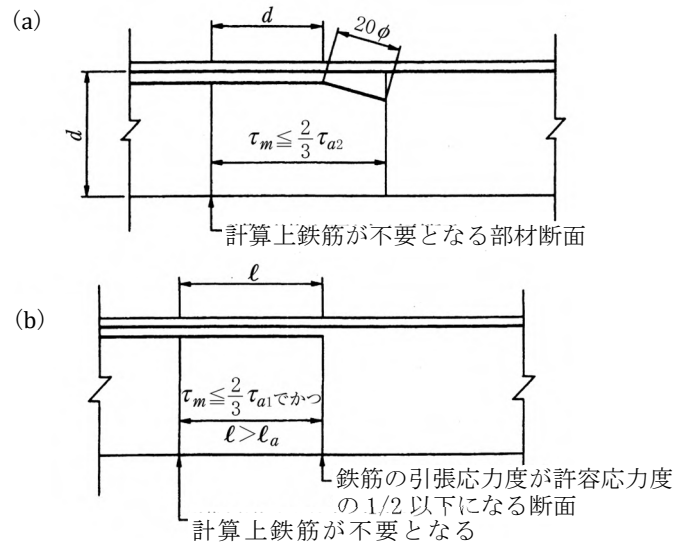
イ 鉄筋とコンクリートの付着により定着する場合の定着長は、(4) イ及び ウに規定する鉄筋の重ね継手長に等しい長さ以上とする。

ウ フックをつけて引張鉄筋を定着する場合の定着長は、イによる定着長の 2/3 倍以上とする。

また、フックをつけて圧縮鉄筋を定着する場合の定着長はイの規定によるものとし、フックの効果を考慮しない。

エ 梁の正鉄筋は、計算上必要としなくなった断面位置から部材の有効高に等しい長さだけ伸ばして曲げ上げるか、又は、そのまま伸ばして圧縮部のコンクリートに定着する。ただし、正鉄筋の本数の 1/3 以上は、曲げ上げずに支点を越えて圧縮部のコンクリートに定着する。

オ 梁の負鉄筋は、計算上必要としなくなった断面位置から部材の有効高に等しい長さだけ伸ばして曲げ下げるか、又は、そのまま伸ばして圧縮部のコンクリートに定着する。ただし、負鉄筋の本数の 1/3 以上は、曲げ下げずに反曲点を越えて支間の $L/16$ 以上、かつ、部材の有効高に等しい長さだけ伸ばして定着する。

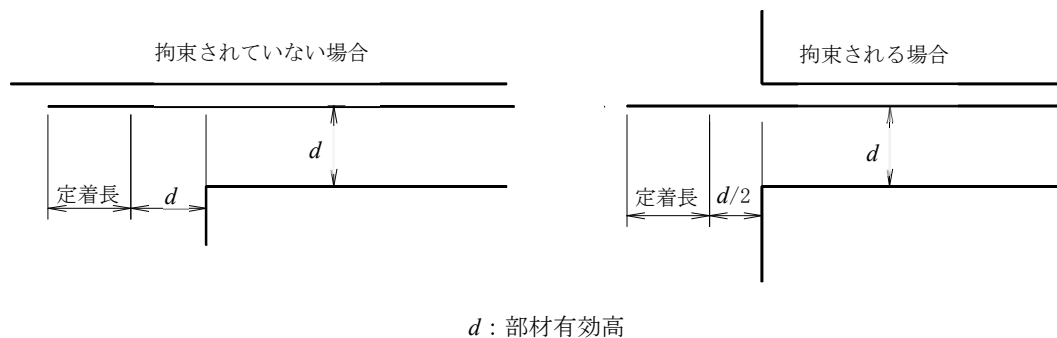


τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度
 τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度
 τ_{a2} : 斜引張鉄筋と共同して負担する場合の許容せん断応力度
 ℓ_a : 鉄筋の定着長

図 14.3-4-1 梁の引張部に主鉄筋を定着する場合

カ 梁の折曲げ鉄筋の端部は、所定の被りを確保した上で、部材の上面又は下面にできる限り接近させ、さらにそれに平行に折曲げ、圧縮部のコンクリートに定着する。この場合には、フックをつけた異形棒鋼及びフックをつけない異形棒鋼の定着長は、それぞれ鉄筋の直径の 10 倍及び 15 倍以上とする。

キ 片持梁等の固定部における鉄筋は、断面力が十分に伝達される長さだけ伸ばし、フックをつける等により定着する。



d : 部材有効高

図-14.3-4-2 梁の引張部に主鉄筋を定着する場合

(4) 鉄筋の継手

鉄筋を継ぐ場合は、部材の弱点とならないようにする。そこで、下記のように計画する。

ア 鉄筋の継手位置は、一断面に集中させないものとする。また、応力が大きい位置では、鉄筋の継手を設けないのが望ましい。これは、継手が一断面に集中すると、その位置の部材の強度が低下するおそれがあるからである。特に重ね継手が一断面に集中すると、この部分のコンクリートの行きわたりが悪くなり、さらに部材の強度の低下が予想される。そのため、鉄筋の継手は互いにずらして設け、一断面に集中させないようにしなければならない。なお、互いにずらすとは、重ね継手、ガス圧接継手等の種類に係わらず、継手の端部同士を鉄筋直径の 25 倍以上ずらすことをいう。

重ね継手あるいは段落し位置が打継目と重なる場合には構造上の弱点となるため、これらは打継目から 1m 程度以上離すことが望ましい。

イ 引張鉄筋に重ね継手を用いる場合は、式 (14. 3-2) により算出する重ね継手長 ℓ_a 以上、かつ、鉄筋の直径の 20 倍以上重ね合わせる。また、重ね継手部には、継鉄筋 1 本の断面積の 1/3 以上の断面積を持つ横方向鉄筋を配置して補強する。

$$\ell_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}} \phi \dots\dots\dots (14. 3-2)$$

ここに、 ℓ_a : 付着応力度より算出する重ね継手長 (mm)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

τ_{0a} : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)

ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

引張鉄筋に重ね継手を用いる場合は、その部分のコンクリートが鉄筋に沿って割裂して脆性的な破壊が生じやすいので、重ね継手部には、このひび割れが生じないように横方向鉄筋で十分に補強する。軸方向鉄筋に直径 35 mm 以上の鉄筋を用いる場合、継手部には横方向鉄筋として D16 を 150 mm 間隔、又は、これと同等以上の量の鉄筋を配置する。なお、この部分に配置されたスターラップや帯鉄筋は、横方向鉄筋とみなしてよい。

ウ 圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合は、式 (14. 3-2) により算出する長さ ℓ_a の 80% 以上、かつ、鉄筋の直径の 20 倍以上重ね合わせる。

エ 丸鋼に重ね継手を用いる場合は、その端部に半円形フックを設ける。

オ 引張鉄筋に、機械的継手、スリーブ継手、溶接継手、ガス圧接継手等を用いる場合は、鉄筋の種類、直径、応力状態、継手位置等を考慮して継手部の強度を定める。なお、溶接継手やガス圧接継手を適用する場合には、十分な管理を行う。

(5) 軸方向鉄筋

軸方向鉄筋は、以下に示す計画とする。

ア 軸方向鉄筋は直径 16 mm 以上の異形棒鋼とする。

イ 軸方向鉄筋は 2 段以下に配置するのが望ましい。

ウ 鉄筋コンクリート部材に用いる鉄筋の最大径は 51 mm 以下とするのがよい。また、太径鉄筋を用いる場合、ひび割れ制御、応力分散等の面で不利となるため、一般には 32 mm 以下の鉄筋を用いるのがよい。

エ 軸方向鉄筋を数段に配置すると、コンクリートの打込みや締固めが困難となるため、2 段以

下に配置するのが望ましい。

(6) スターラップ

ア 梁やフーチングにせん断補強を目的としてスターラップを配置する場合には、有効に働くように配置する。

- (ア) スターラップは直径 13 mm 以上の異形棒鋼とする。
- (イ) スターラップは、部材全体にわたって配置する。
- (ウ) 梁のスターラップは、引張鉄筋を取り囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。また、圧縮鉄筋がある場合は、引張鉄筋及び圧縮鉄筋を取り囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。
- (エ) フーチングのスターラップは、フーチング下面及び上面に配置される水平方向鉄筋を取り囲みフックをつけてコンクリートに定着するか、又は、水平方向鉄筋にフックをかけて定着する。
- (オ) 梁に計算上スターラップを配置する必要がある場合、スターラップの間隔は、梁の有効高の 1/2 以下かつ 300 mm 以下とする。また、計算上スターラップを必要としない場合においても、スターラップを梁の有効高以下の間隔に配置する。
- (カ) フーチングに計算上スターラップを配置する必要がある場合、スターラップの間隔は、フーチングの有効高の 1/2 以下とする。また、計算上スターラップを必要としない場合においても、スターラップをフーチングの有効高以下の間隔に配置する。

(7) 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状

ア 鉄筋の曲げ形状は、加工が容易にでき、かつ、鉄筋の材質が傷まないように、また、コンクリートに大きな支圧応力を発生させないような形状とする。

そこで、下記のとおり計画する。

(ア) 鉄筋のフック

- a 丸鋼のフックには、半円形フックを用いる。
- b 異形棒鋼のフックには、半円形フック、直角フックあるいは鋭角フックを用いる。
- c 鉄筋のフックは、曲げ加工する部分の端部から次に示す値以上まっすぐに伸ばす。また、フックの曲げ内半径は、(イ)の規定による。
 - (a) 半円形フック：鉄筋の直径の 8 倍又は 120 mm のうち大きい値
 - (b) 鋭角フック：鉄筋の直径の 10 倍
 - (c) 直角フック：鉄筋の直径の 12 倍

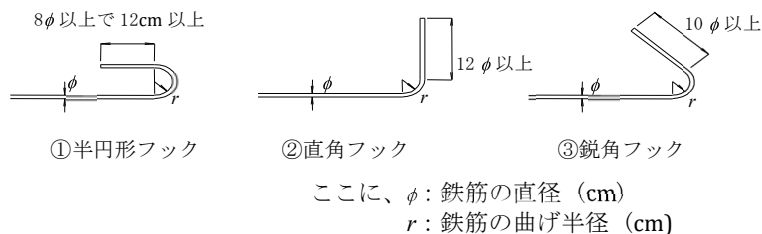


図-14.3-5 鉄筋のフックの曲げ形状

(イ) 鉄筋の曲げ形状

鉄筋の曲げ内半径は、次の規定による。なお、曲げ内半径は、曲げ加工される鉄筋の内側

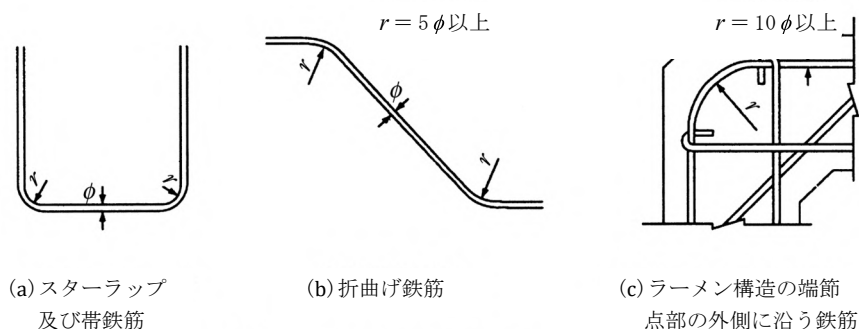
の半径とする。

- a 鉄筋のフックの曲げ内半径は、表-14.3-2 の値以上とする。
- b スターラップ及び帯鉄筋の曲げ内半径は、表-14.3-2 の値以上とする。
- c 折曲げ鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の 5 倍以上とする。ただし、コンクリート部材の側面から鉄筋の直径の 2 倍に 20 mm を加えた距離（鉄筋の直径 $\times 2 + 20$ mm）以内にある鉄筋を折曲げ鉄筋として用いる場合には、その曲げ内半径は、鉄筋の直径の 7.5 倍以上とする。
- d ラーメン構造の端節点部の外側に沿う鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の 10 倍以上とする。

表14.3-2 鉄筋の内曲げ半径

種類	記号	曲げ内半径 r	
		フック	スターラップ及び帯鉄筋
丸鋼	SR235	2ϕ	1ϕ
異形棒鋼	SD295A、B	2.5ϕ	2ϕ
	SD345	2.5ϕ	2ϕ

ここに、 ϕ ：鉄筋の直径(mm)



ここに、 ϕ ：鉄筋の直径 (mm)
 r ：鉄筋の曲げ内半径 (mm)

図-14.3-6 鉄筋の内曲げ半径

14.3.3 鉄筋コンクリート部材のじん性を向上させるための構造細目

重要度区分 AA、A に該当する堰柱は、レベル 2 地震においてコンクリート部材のじん性を高め塑性化させることにより地震エネルギーの吸収を図っている。このことは、レベル 2 地震動を対象とした耐震設計では、じん性に配慮した配筋の構造細目が適切に行われなくては成り立たないことを意味している。

したがって、塑性ヒンジを形成する断面とその遷移域となる領域では、被りコンクリートが剥落して軸方向鉄筋や帯鉄筋が露出することを念頭に置く必要があり、このような損傷が生じても鉄筋コンクリート部材としての機能を保持する必要がある。そこで、鉄筋コンクリート部材のじん性を確保するためには、軸方向鉄筋や帯鉄筋・中間帯鉄筋の構成の役割そしてこれらの鉄筋の中に存在する内部コンクリートの重要性を十分認識しておく必要があり、安易な配筋やひび割れ誘発目地の計画などには十分注意する。

(1) 鉄筋の機能

帯鉄筋及び中間帯鉄筋は、部材のじん性とせん断耐力の二つの機能を同時に有している。

表-14.3-3 帯鉄筋及び中間帯鉄筋の機能

曲げ耐力	帯鉄筋による軸方向鉄筋のはらみだし防止 中間帯鉄筋のフックによる帯鉄筋のはらみだし防止
せん断耐力	帯鉄筋及び中間帯鉄筋のせん断補強

また、鉄筋コンクリート構造物に配置される鉄筋の名称と機能は、表-14.3-4 に示すとおりである。

表-14.3-4 じん性を向上させるための鉄筋と機能

鉄筋の名称	機 能	耐震性区分
軸方向鉄筋	部材軸方向に配置される正若しくは負の曲げモーメントに対する主鉄筋	曲げ耐力
配力鉄筋	応力を分布させる目的で、軸方向鉄筋と直角に配置される鉄筋	
せん断補強筋	せん断力に抵抗するように配置される鉄筋 スターラップ・斜め引張鉄筋があり、帯鉄筋や中間帯鉄筋は、これを兼ねることができる。	せん断耐力
スターラップ	せん断補強筋の一種で、軸方向鉄筋を取り囲み、これに直角に配置する鉄筋	せん断耐力
帯鉄筋	軸方向鉄筋を所定の間隔ごとに取り囲んで配置される横方向鉄筋。 軸方向鉄筋の座屈防止、軸方向圧縮力によるコンクリートの横方向のひずみを拘束してコンクリートの圧縮強度を十分に利用すること、及びせん断力を分担することを目的として配置する。	曲げ耐力 と せん断耐力
中間帯鉄筋	一断面内を横切るように配置される横方向鉄筋。 部材断面の寸法が1 mを超える大型断面では、帯鉄筋が面外にはらみだす可能性があるので、内部コンクリートを拘束するとともに、軸方向鉄筋の座屈防止、せん断力を分担することを目的として配置する。	曲げ耐力 と せん断耐力
横拘束筋	コンクリートの圧縮強度を大きくするために、コンクリートを横拘束する鉄筋で帯鉄筋や中間帯鉄筋により構成される。	曲げ耐力向上

(2) 軸方向鉄筋の継手

耐震性能の照査で想定している橋脚の塑性変形時においても地震時保有水平耐力が確実に保持できるように、塑性化を考慮する領域では軸方向鉄筋の継手を設けてはならない。

塑性化を考慮する領域は、実際に塑性ヒンジ化する断面領域とその遷移領域で図-14.3-8 に示すように、塑性ヒンジ長の4倍の区間内とする。なお、堰軸方向と堰直角方向で塑性ヒンジ長が異なる場合には、塑性化を考慮する領域の算出には塑性ヒンジ長の長い方の値を用いる。

ただし、施工上の事由により、やむを得ず塑性化を考慮する領域で軸方向鉄筋の継手を設ける場合には、確実な継手構造を選定する。機械的継手、スリーブ継手、溶接継手、ガス圧接継手等を用いる場合には、鉄筋の種類、直径、応力状態、継手位置等を考慮して試験を行い、継手部の強度を定める。

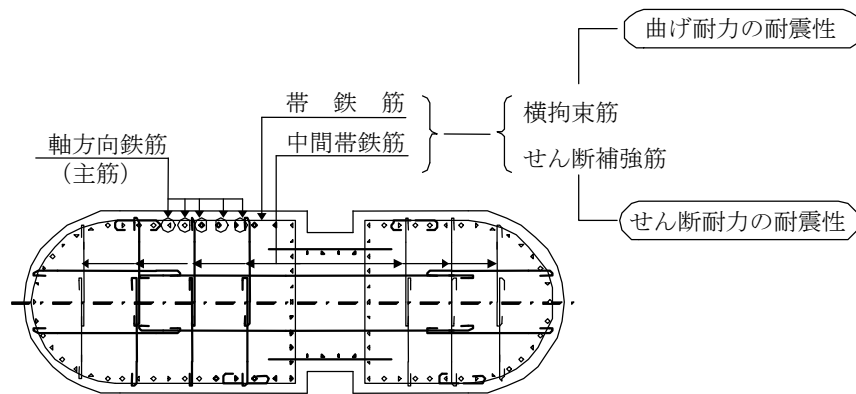


図-14.3-7 耐震性能を向上させる鉄筋の構成

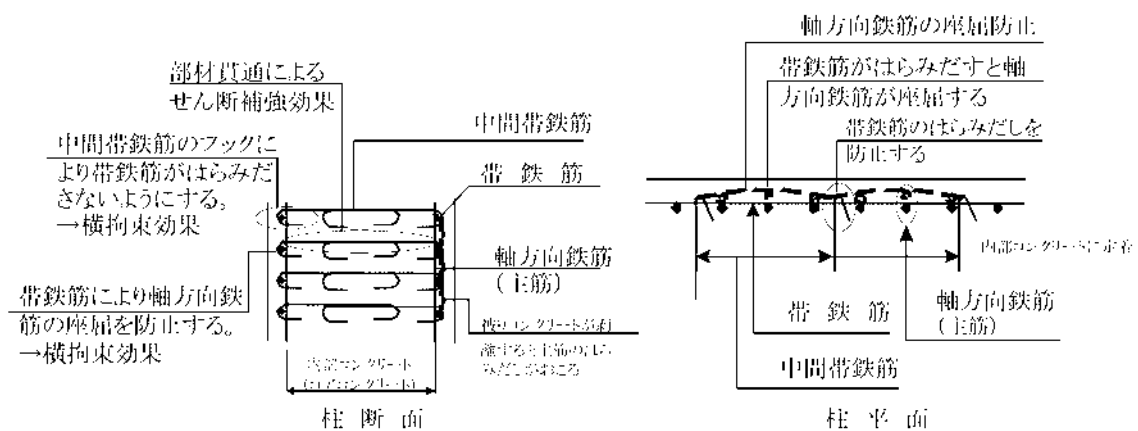


図-14.3-8 帯鉄筋及び中間帯鉄筋の機能

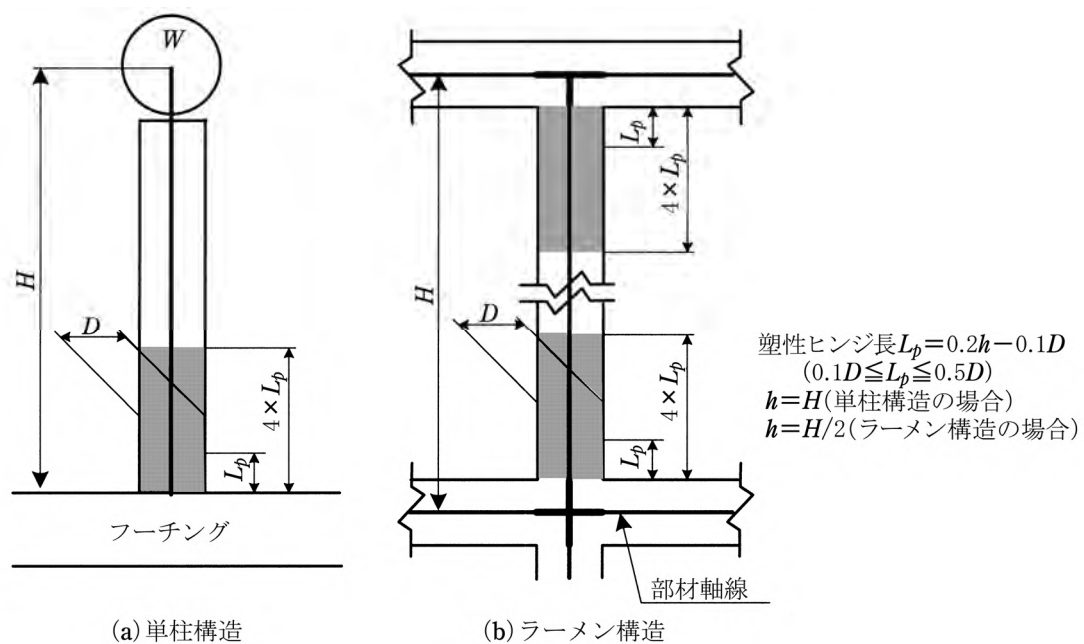


図-14.3-9 塑性ヒンジを考慮する領域

(3) 帯鉄筋及び中間帯鉄筋の配置

帯鉄筋及び中間帯鉄筋は、耐震性能の照査で想定している塑性変形時においても、塑性化を考慮する領域では、軸方向鉄筋の座屈抑制効果と内部コンクリートの拘束効果を確実に保持できるような形式及び間隔で配置する。

帯鉄筋は、直径 13 mm 以上かつ、軸方向鉄筋の直径よりも小さい異形棒鋼とし、(1)の塑性化を考慮する領域における帯鉄筋間隔は、帯鉄筋の直径に応じて表-14.3-5 に示す値以下、かつ、断面高さの 0.2 倍以下とする。ただし、塑性化を考慮する必要がない一般部材の帯鉄筋の間隔は、最大 300 mm まで変化させることができるが、その間隔は、徐々に変化させるものとし、急変させてはならない。

表-14.3-5 帯鉄筋間隔の上限値

帯鉄筋の直径 ϕ (mm)	$13 \leq \phi < 20$	$20 \leq \phi < 25$	$25 \leq \phi < 30$	$\phi \geq 30$
帯鉄筋間隔の上限値(mm)	150	200	250	300

ア 帯鉄筋の計画

帯鉄筋は、軸方向鉄筋を取り囲むように配置し、端部は 14.3.2 (7)のいずれかのフックをつけてコンクリート断面を確実に拘束できるように端部にフックをつけて内部コンクリートに定着させる。これは、地震時に正負交番の繰返し変形を受け、被りコンクリートが剥落し、内部コンクリートが損傷することを考慮しておく必要があることから、このような損傷に至っても内部コンクリートを確実に拘束し軸方向鉄筋の座屈を防止しなければならないためである。

表-14.3-6 フックの形状

フックの形式	直線部分長
半円形フック	帯鉄筋の直径の8倍又は120mmのうち大きい値
鋭角フック	帯鉄筋の直径の10倍
直角フック	帯鉄筋の直径の12倍

フックの曲げ内半径 r は、帯鉄筋の直径の2.5倍以上とし、曲げ内半径は、曲げ加工される鉄筋の内側の半径である。

また、直角フックは内部コンクリートから抜けだしやすいことから、塑性ヒンジ長の 4 倍の区間では用いないのがよいが、施工上やむを得ない場合は、図-14.3-10 のように被りコンクリートが剥離してもフックがはずれないように帯鉄筋重ね継手部分に中間帯鉄筋のフックをかけ抜け出さないようにする。

帯鉄筋を継ぐ場合は、矩形断面の隅角部以外では帯鉄筋の鉄筋径の 40 倍以上を重ね合わせるとともにフックを設け、矩形断面の隅角部で帯鉄筋を継ぐ場合は半円形フック若しくは鋭角フックにより軸方向鉄筋に定着すれば継手長を設けなくてよい。

なお、帯鉄筋の強度を確実に伝達できるように、十分な施工管理を行った上で溶接継手を用いることもできる。

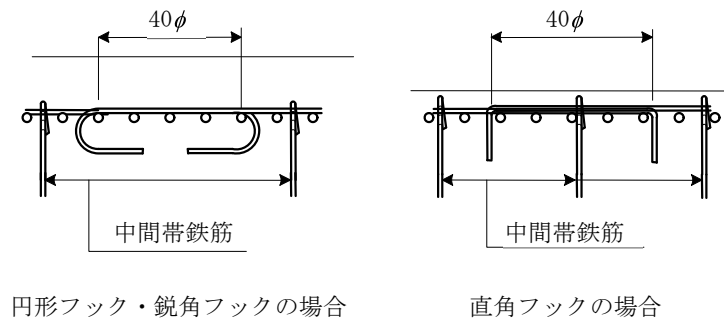


図-14.3-10 帯鉄筋の定着例

なお、安定した拘束効果が得られるようにするために、帯鉄筋の継手位置は橋脚高さ方向に隣接する帯鉄筋相互について千鳥配置になるようにする。

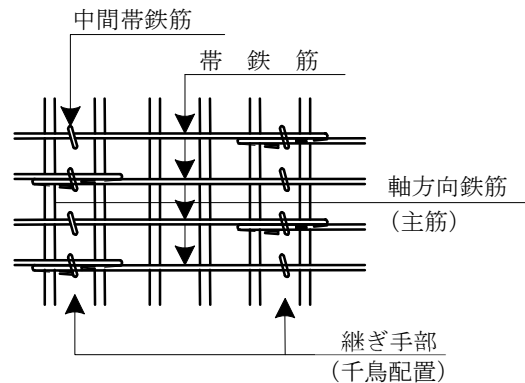


図-14.3-11 帯鉄筋千鳥配置模式立面図

イ 中間帯鉄筋の計画

中間帯鉄筋は、内部コンクリートの拘束効果を高めるために配置する。そこで、中間帯鉄筋は、以下を満足させる。

- (ア) 中間帯鉄筋は、原則として帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋を用いる。
- (イ) 中間帯鉄筋は、原則として長辺方向及び短辺方向に配置する。
- (ウ) 中間帯鉄筋の断面内配置間隔は、原則として 1m 以内とする。
- (エ) 中間帯鉄筋は、帯鉄筋の配置されるすべての断面で配筋する。
- (オ) 中間帯鉄筋は、原則として断面周長方向に配筋される帯鉄筋にフックをかける。なお、軸方向鉄筋が 2 段配筋の場合には、最も外側に配筋される帯鉄筋にフックをかければよい。
- (カ) 帯鉄筋にかける側の中間帯鉄筋の端部は、14.3.2(7)に規定する半円形フック若しくは鋭角フックにより、柱内部のコンクリートに定着することを原則とする。

ただし、施工上の制約などによりやむを得ない場合には、一方のフックを直角フックとしても良い。この場合、フックの位置が千鳥状になるように中間帯鉄筋を配筋する。ただし、塑性化を考慮する領域では、計算上の横拘束筋の有効長として、実有効長の 1.5 倍の値を用

いる。

なお、2 組の鉄筋を躯体内部で継ぐ構造とする場合には、躯体外側のフックは、半円形フック若しくは、鋭角フックとし、躯体内側のフックは、いずれのフックとしても良い。

- (※) 中間帯鉄筋がせん断補強筋として確実に機能することを前提にすれば、中間帯鉄筋としては、1 本物の鉄筋あるいは 2 組の鉄筋を継いだもののどちらも使うことが可能である。ただし、断面寸法が大きくなると、両端に半円形フック若しくは鋭角フックを有する 1 本の中間帯鉄筋を施工するのが困難となるため、通常は 2 組の鉄筋を継いだ中間帯鉄筋とすればよい。ここで、2 組の鉄筋の継手構造としては、重ね継手や機械的継手、溶接継手等がある。重ね継手とする場合には、重ね継手長は中間帯鉄筋の直径の 40 倍以上とする。