樋門の耐震性能照査

応用技術株式会社/東京都市大学 吉川研究室

平成 19 年 3 月に国土交通省河川局治水課より「河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説」(以下,指針(案))が示された.これによると、従来のレベル1地震動に加え、最大級の強さを持つ地震動であるレベル2 地震動に対する耐震性能照査が追加/規定された.

本報では、河川構造物の中の樋門を対象として、その役割と主要構成部位を紹介するとともに、樋門の耐震性能照査の概要を述べ、具体的な耐震性能照査事例(静的照査法)を提示するものである.

| 1. は | じめに1 |
|--|---|
| 1.1 | 樋門の役割1 |
| 1.2 | 樋門の分類1 |
| 1.3 | 耐震性能照查対象部位1 |
| | |
| 2. 指 | 針(案)に従った耐震性能照査2 |
| 2.1 | 耐震性能照査実施における準拠指針2 |
| 2.2 | 地震動について3 |
| 2.3 | 耐震性能について |
| | |
| 3. 樋 | 門の耐震性能照査方法4 |
| 3.1 | 門柱部4 |
| 3.2 | 函渠部7 |
| | |
| | |
| 4. 門 | 柱部の耐震性能照査事例 |
| 4. 門 4.1 | 柱部の耐震性能照査事例 |
| 4. 門 4.1 4.2 | 柱部の耐震性能照査事例 |
| 4. 門 4.1 4.2 4.3 | 柱部の耐震性能照査事例 |
| 4. 門 4.1 4.2 4.3 | 柱部の耐震性能照査事例 |
| 1 4.1 4.2 4.3 5. 函 | 柱部の耐震性能照査事例 8 対象構造物 8 レベル1 地震動に対する照査 9 レベル2 地震動に対する照査 13 渠部の耐震性能照査事例 19 |
| 4. 門 4.1 4.2 4.3 5. 函 5.1 | 柱部の耐震性能照査事例 8 対象構造物 8 レベル1地震動に対する照査 9 レベル2地震動に対する照査 13 渠部の耐震性能照査事例 19 対象構造物 19 |
| 門 4.1 4.2 4.3 5. 函 5.1 5.2 | 柱部の耐震性能照査事例 8 対象構造物 8 レベル1 地震動に対する照査 9 レベル2 地震動に対する照査 13 渠部の耐震性能照査事例 19 対象構造物 19 レベル2 地震動に対する照査 20 |
| 門 4.1 4.2 4.3 5. 函 5.1 5.2 | 柱部の耐震性能照査事例 8 対象構造物 8 レベル1地震動に対する照査 9 レベル2 地震動に対する照査 13 渠部の耐震性能照査事例 19 対象構造物 19 レベル2 地震動に対する照査 19 20 レベル2 地震動に対する照査 20 20 |
| 円 4.1 4.2 4.3 5. 函 5.1 5.2 6. ま | 桂部の耐震性能照査事例 8 対象構造物 8 レベル1地震動に対する照査 9 レベル2地震動に対する照査 13 渠部の耐震性能照査事例 19 対象構造物 19 レベル2地震動に対する照査 20 とめ 23 |
| 4. 門 4.1 4.2 4.3 5. 函 5.1 5.2 6. ま | 柱部の耐震性能照査事例 8 対象構造物 8 レベル1地震動に対する照査 9 レベル2地震動に対する照査 13 渠部の耐震性能照査事例 19 対象構造物 19 レベル2地震動に対する照査 20 とめ 23 |

目 次

1. はじめに

1.1 樋門の役割

河川には、洪水時の氾濫を防ぐ目的で堤防が両岸に築造されるが、一方では、河川からの取水および 河川への排水を困難にする. 樋門・樋管は、河川堤防を横断して(堤防内に水路を構築して)、河川に 対する取水と排水を容易にするものである. 通例, 函渠構造物の場合を樋門, 管路状の場合, 樋管と呼 ぶ. さらに、水門は、堤防を分断してゲートを設置し、これは、ゲート閉鎖時は堤防の役割を果たし、 本川に横断して構築される堰とは区別される.

写真-1.1 は、河川構造物の写真を示すもので、順に、樋門、水門の事例を示している.本報では、樋門を取扱う.

1.2 樋門の分類

樋門の分類方法には、規模(連数等)の違い、機能(取水、排水等)の違い、ゲート形式(引上げ式ゲート、 フラップゲート、マイターゲート等)の違い等による場合もあるが、本報の主題である耐震性能照査に着 目すれば樋門の分類は基礎の形式で行うことが妥当で、以下の2つに大別できる.

・剛支持樋門: 杭あるいはケーソン基礎とし地震時の変形に対して高い剛性で抵抗する形式

・柔構造樋門:直接基礎とし地震時にある程度の変形を許容し抵抗する形式

近年では、堤防内に設置される樋門の構造形式は、地盤あるいは基礎の沈下・変位に追随し、周辺堤防に悪影響を与えることが少ない後者の形式とすることを原則とし、前者は、函渠部周辺の空洞化や堤防のクラック発生等によって堤防機能を損なう恐れが高いので、特殊な制約条件がある場合を除いて適用してはならないとされている[12].本報では、柔構造樋門について記述する.

1.3 耐震性能照查対象部位

図-1.1 に一般的な樋門を示す.新設を設計する際には①~⑪についてそれぞれ設計を行うが,耐震性 能照査の対象は門柱部(③,④),函渠部(①,②),ゲート部(⑤)である.

門柱部は函渠部上面より門柱をゲートの開閉より決まる高さまで立ち上げ上端に操作台を設置し、こ れを支持する.門柱の断面には、構造的に重要な部分とゲートの開閉に必要な部分(戸当り等)に分け られる.操作台は、ゲートの開閉に係る機器とゲートの自重、上屋の自重を支持する.また、門柱と操 作台は剛に接合されている.



(a)樋門

(b)水門

写真-1.1 各種河川構造物: 左/樋門, 右/水門(出典: http://www.kohan-studio.com/fg/)

函渠部は函体部と継手部からなる構造である. 函体部は,施工法の違いから,場所打ち鉄筋コンクリート構造とプレキャストコンクリート構造に分けられる. プレキャストコンクリート構造としては RC 構造と PC 構造があるが,一般には函体部ブロック間の接合部の止水を確保するためにプレストレスが 導入されることが多く,この場合には PC 構造となる. その他に鋼管,ダクタイル鋳鉄管等を用いる場 合もある. 函渠部は,堤防内の水路となる部分である. 水量に応じて一連,二連あるいは三連などのよ うに形式が異なるが,どれも取水・排水のための水路である.

ゲート部は取水・排水を停止する時, 函渠部前面に移動し函渠部の水路を塞ぐ役目を担っている. 一 般的に樋門で用いられるゲートの形式は, 引上げ式ゲート (スライドゲート, ローラーゲート), フラ ップゲート, マイターゲートである. 操作の確実な点では引上げ式ゲートが最も優れており, 他の2種 は不完全閉塞又は開閉不能を起こしやすい. 一般的には治水上重要な河川においては引上げ式ゲートを 原則とし, フラップゲート, マイターゲートの採用は適宜, 検討を要する. なお, [13]では特に小規模 な場合を除き, ローラーゲートを標準としている.



図-1.1 樋門の各部の名称(出典:http://www.mlit.go.jp/tec/sekisan/sekkei/pdf/himon-M.pdf)

2. 指針(案)に従った耐震性能照査

2.1 耐震性能照査実施における準拠指針

本報では、樋門の耐震性能の照査を実施するにあたり、下記の基準等を適用して行う.

①指針(案) I. 共通編([1])

- ②指針(案) IV. 水門・樋門及び堰編([2])
- ③指針(案)一問一答,平成19年11月版([3])
- ④指針(案)計算事例⑨([4])
- ⑤道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編([5])
- ⑥道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編([6])
- ⑦改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[I]([7])
- ⑧地震時保有水平耐力法に基づく水門・堰の耐震性能照査に関する計算例([8])

2.2 地震動について

レベル1地震動は河川構造物の供用期間中に発生する 確率が高い地震動であり、震度法による従来の耐震設計 で考慮されていた地震動のレベルを踏襲するように定 められている.

ー方、レベル2地震動は、対象地点において現在から 将来にわたって考えられる最大級の強さを持つ地震動 として、発生頻度が低いプレート境界型の大規模な地震 を想定したレベル2-1地震動と、発生頻度が極めて低い マグニチュード7級の内陸直下型地震を想定したレベル 2-2地震動の2種類が設定されている.

ここで、レベル2-1 地震動は、大きな振幅が長時間繰 返して作用する地震動であり、レベル2-2 地震動は継続 時間は短いが構造物の地震応答に対して支配的な影響 を及ぼす周期帯域において極めて大きな振幅を有する 地震動である.先の東北地方太平洋沖地震はレベル2-1 地震動、兵庫県南部地震はレベル2-2 地震動に分類され る.それぞれの地震動の水平震度の標準値を図-2.1 に示 した.耐震性能照査に用いる水平震度の標準値は、樋門 の固有周期と地盤種別(I~Ⅲ種地盤)を用いて設定す る.設定された値に各種係数(地域別補正係数,構造物 特性補正係数)を乗じて補正を行った値が耐震性能照査 で用いる水平震度となる.

ただし、レベル 2 地震動については、中央防災会議、 地震調査研究推進本部、地方自治体等により活断層の調 査、断層を特定した上での地震動の評価等が進められ、 この結果も公表されてきている.そこで、これら個別の 評価に基づいてレベル2地震動の水平震度を設定しても 良いとされている.指針(案)と個別の評価で異なる水 平震度が算出された場合には、大きな値を採用して、安 全側の照査を行うのが一般的である.

なお,水平震度の標準値は規模の大きい地震が起こる 可能性が高い地域において適用すべき標準的な値とし て定められている.従って,これに該当しない地域にお いては,標準値を地域別補正係数(強震帯地域:1.0,中 震帯地域:0.85,弱震帯地域:0.7)によって補正してい る.このようにした理由は,地震発生頻度の少ない地域 において,地震発生頻度の高い地域と同一の水平震度を 用いることは,合理的でないためである.



2.3 耐震性能について

各地震動と樋門の耐震性能(地震の影響を受けた樋 門の性能)の組み合わせを表-2.1 に示す.

レベル1 地震動に対する耐震性能は従来の耐震設計 と同様に、地震後においても機能回復のための修復を せず、地震前と同じ機能を保持することができるよう

表-2.1 耐震性能と地震動

| 地震レベル | 耐震性能 | 備考 | | |
|--------|-------|--------------|--|--|
| レベル1 | 1 | 全ての樋門が該当する。 | | |
| レベル2-1 | 971+9 | 治水上又は利水上の重要度 | | |
| レベル2-2 | 4天(40 | によって判断する。 | | |

に、地震によって樋門としての健全性を損なわない性能を確保する必要がある.つまり、損傷しないこ とを前提としているので耐震性能照査における構造解析は弾性解析で実施すれば良い.

一方,レベル2地震動に対する耐震性能は2つある.耐震性能2として地震後においても樋門として の機能を保持する性能と,耐震性能3として地震による損傷が限定的なものにとどまり,樋門としての 機能の回復が速やかに行い得る性能の2つであり,樋門の重要度によって設定する.何れにしても,樋 門の損傷を許容している.これは,耐震性能照査における構造解析において損傷が起きる場合には,そ れを忠実に再現し,考慮する必要があることを表している.よって,構造解析は非線形解析で行うこと になる.この部分が従来との大きな相違点である.

構造解析において非線形性は,境界(接触,摩擦等)によるもの,幾何(座屈,大変位等)によるもの,材料(塑性,クリープ等)によるものの3つがある[14]. 殆どの樋門がRC構造であることを考慮すると, 上記の非線形性は材料非線形を指していると考えられる.また,[4]では,M・o特性を用いて非線形性 を考慮することが示されている.M・o特性は部材の曲げ特性を表し,また,材料非線形を考慮した特性 である.([9],[10],[11]参照)

3. 樋門の耐震性能照査方法

3.1 門柱部

門柱部の照査方法について以下に概要を示す.なお, 詳細については「4.門柱部の耐震性能照査事例」に具体 の例を示し順次説明を加える.また,解析のフローを図 -3.1に示す.

<レベル1地震動に対する照査>

<u>1.条件整理</u>

水平震度の標準値を算出するために地盤種別の判定 を行う(地盤変形解析を行う際に実施).更に,構造図, 配筋図の確認,操作台に作用している積載荷重(操作台 上屋重量,管理橋からの反力,ゲート重量等)と,これ らの載荷位置の確認を行う.

2.モデル化

モデル化においては躯体の寸法,積載荷重,門柱,操 作台の断面寸法から決まる断面定数(断面積,断面二次 モーメント等)を忠実に表現することが重要である.更 に,ゲート重量,管理橋からの反力についても慣性力が 作用するようにモデル化することが必要である.

| 1冬供救田 |
|------------------|
| |
| ・地盤種別の判定(Ι~Ⅲ種地盤) |
| ・構造図 |
| ・配筋図 |
| ·操作台上屋重量 |
| ・管理橋による反力 |
| ・ゲート重量 |

| $9 \mp \overline{7}$ | ニルル | |
|----------------------|-----|--------------|
| 2. L / | | |
| ・門 | 柱: | 線形梁部材(弾性梁要素) |
| ・操作 | 乍台: | 線形梁部材(弾性梁要素) |



| のたり所生の | ᆂᆂᄷᆇᆡᄔ | |
|--------|--------|--|
| ・谷部位の | 心刀昇出 | |
| | | |

| 応力度< | 許容応力度×1.5 | |
|----------|----------------|--|
| 図-3.1(a) | 耐震性能照査フロー(門柱部) | |

3.固有值解析

[2]では簡易的な方法で算出する例も示されているが,電算の機能を用いて算出する方が現実的である. 水流直角方向については門型ラーメン構造として解析を実施し,水流方向については門柱部分を切り出 して片持ち梁として解析を行う.この時,2連以上の樋門の場合は中柱が存在する.この場合,水流方 向の解析では条件の異なる門柱全てを切り出して解析モデルを作成し,それぞれの解析を行う.

<u>4.水平震度の算出</u>

「1.条件整理」で判定した地盤種別と「3.固有値解析」で算出した固有周期を図-2.1(a)に照らし合わ せ水平震度の標準値を定める.この値に地域別補正係数を乗じて水平震度を算出する.ただし,算出の 結果,値が 0.1 を下回る場合は 0.1 とする.

<u>5.構造解析</u>

解析は荷重制御による震度法により行う.「4.水平震度の算出」で得られた水平震度を慣性力として作 用させて構造解析を実施し,各部位の断面力を抽出する.水流方向の解析では,慣性力の作用する方向 を変えて2ケース(ケース1:川裏⇒川表,ケース2:川表⇒川裏)の解析を実施する. 6.照査

「5.構造解析」で抽出した断面力に対して各断面における鉄筋の引張応力度,コンクリートの圧縮応力度,せん断応力度を算出し地震時の割増(1.5倍)を考慮した許容応力度と比較を行う.

<レベル2地震動に対する照査>

<u>7.モデル化</u>

「2.モデル化」で作成した解析モデルに対して各部 材の曲げ特性を M-φ特性として鉄筋, コンクリートの 材料非線形性を考慮したモデルを作成する.

8.固有值解析

レベル 2 地震動に対する固有周期は各部材の降伏剛 性を用いて算出する.ここで,降伏剛性とは,部材の 曲げ変形による降伏時の割線剛性をいい,部材の降伏 耐力と降伏変位の比により求める(図-3.2 参照).レベ ル1 地震動時の線形解析で用いた剛性に比べ,小さい 値となるので固有周期は長くなる.

| フェデル化 |
|--|
| 1. L 7 70 L |
| ・門 柱:非線形梁部材(M-φ要素) |
| ・操作台:非線形梁部材(M-φ要素) |
| 注)横拘束筋の効果を見込める場合は、 |
| L2-1とL2-2で異なるモデルとなる。 |
| |

8.固有値解析
 ・固有周期算出(非線形解析)
 9.プッシュオーバー解析

・終局状態の確認(曲げorせん断破壊)

10.破壊形態の判定
 ・せん断力とせん断耐力の比較
 注)L2-1とL2-2でせん断耐力は異なる。

──<u>11.構造物特性補正係数算出</u>
・プッシュオーバー解析の結果を使用

| <u>19 水平</u> 震度の質出 | |
|--------------------------------|-----------------|
| 12.小丨 展及 0 开田 | |
| レベル2-1地震動の |)算出(下限値:0.4×cz) |
| ・レベル2-2地震動の |)算出(下限值:0.6×cz) |
| | |



図-3.1(b) 耐震性能照査フロー(門柱部)

9. プッシュオーバー解析

非線形性を考慮した解析モデルに対して水平震度を 構造物としての終局を迎えるまで漸増させ解析を実施 する.ここで,構造物としての終局とは,ある部材がヒ ンジを迎えたときではなく,あくまで構造物を全体系で 捉え,ヒンジ箇所が多数発生し構造物が全体として水平 力を負担出来なくなるまでを表す.

10.破壊形態の判定

構造物としての終局時に,部材に発生したせん断力と せん断耐力を比較し,破壊形態の判定を行う.判定は, 曲げ破壊型,曲げ損傷からせん断破壊移行型(以降,移 行型),せん断破壊型の3つとされている[6].ここでの 判定では優劣をつけるのではなく,この後の照査におけ る係数を決めるために実施するものである.



| 耐震性能 | レベル 2-1地震動 | レベル 2-2地震動 | |
|------|---------------|---------------|--|
| 2 | 3.0 | 1.5 | |
| 3 | 2.4 | 1.2 | |

11.構造物特性補正係数の算出

「9.プッシュオーバー解析」で得られた降伏変位 δ_y ,終局変位 δ_u を用いて解析対象の許容塑性率 μ_a を算出する ((1)式). その時の安全係数 α は、耐震性能(2 又は 3)、対象地震動(レベル 2-1 地震動又 はレベル 2-2 地震動)によって異なる(表-3.1 参照). 算出した許容塑性率を用いて構造物特性補正係 数 c_s を算出する ((2)式). なお、 c_s を考慮出来るのは「10.破壊形態の判定」で曲げ破壊型となった場合だけである. その他の破壊形態となった場合は c_s を 1.0 として扱う.

$$\mu_{\alpha} = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \dots \tag{1}$$

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_{\alpha} - 1}} \dots \tag{2}$$

レベル 2-1 地震動の場合は、「1.条件整理」で判定した地盤種別と「8.固有値解析」で算出した固有周期を図-2.1(b)に照らし合わせ水平震度の標準値を定める.この値に地域別補正係数 c_z を乗じた値(0.3 を下回る場合は 0.3 とする.)に c_s を乗じて水平震度を算出する.(0.4 に c_z を乗じた値より小さくなる場合は、0.4 に c_z を乗じた値を水平震度とする.)

レベル 2-2 地震動の場合は、上記の図-2.1(b)を図-2.1(c)に 0.3 を 0.6 と読み替える.

13.照查

「12.水平震度の算出」で定まった水平震度によって決まる慣性力と「9.プッシュオーバー解析」で求めた解析対象の地震時保有水平耐力の比較を行う.更に,構造物の残留変位と許容残留変位の比較を行う.ここで,耐震性能2と耐震性能3の大きな相違点として許容残留変位が挙げられる.耐震性能3では門柱下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの1/100を許容残留変位としているのに対して,耐震性能2では,ゲートの開閉性から決定される許容残留変位とされている.これは,耐震性能2では地震後も機能を保持する必要があるためである.

3.2 函渠部

函渠部の照査方法について以下に概要を示す. なお, 詳細については「5. 函渠部の耐震性能照査事例」に具体 の例を示し順次説明を加える. また,解析のフローを図 -3.3 に示す. 門柱部と違い, 函渠部の指針(案)に従っ た耐震性能照査はレベル2地震動についてだけ行えば良 い. なお,地盤変形解析で液状化判定を実施するが,そ の結果,液状化しないと判定された場合は函渠部の照査 は不要となる. これは,液状化しなければ地盤の変位が 小さいため, 函渠部に作用する外力が小さくなるためで ある.

<レベル2地震動に対する照査>

<u>1.条件整理</u>

地盤種別の判定,構造図,配筋図の確認を行う. 2.外力の設定

別途実施した地盤変形解析における函渠底面の変位 を抽出する.門柱部の自重,胸壁に作用する常時の静止 土圧の算出を行う.

なお,地盤変形解析とは,地盤の液状化を考慮した地 盤の剛性低下モデルを用い,有限要素法による自重変形

 ・地盤変形解析より函体底面の変位算出 L2-1地震動時とL2-2地震動時の2ケース
 ・門柱の自重算出

1.条件整理

構造図

· 配筋図

2.外力の設定

・胸壁に作用する土圧の算出

・地盤種別の判定(I~Ⅲ種地盤)

<mark>3.モデル化</mark> ・函 体:非線形梁部材(M-φ要素)

・バネ値:上限値を持った地盤の非線形バネ

4.応力解析 ・応答変位法による非線形解析



図-3.3 耐震性能照査フロー(函渠部)

解析を実施するものである.また,地盤変形量は地震における液状化に伴う地盤の剛性低下による変形, および地震後における地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う体積圧縮による変形の両方を考慮して求める. 3.モデル化

躯体のモデル化は、曲げ特性を鉄筋、コンクリートの材料非線形を考慮した M-φ特性とし、門柱部 と同様に躯体の寸法、積載荷重、断面定数を忠実に表現し、継手がある場合は、継手部分の特性も考慮 して行う.

地盤バネは2種類設定する.1つは鉛直方向の地盤反力係数を剛性としたバネで、下向きの上限値を 地盤極限支持力、上向きの上限値を鉛直土圧としたバイリニア型の非線形バネとする.もう1つは水平 方向のせん断反力係数を剛性としたバネで、上限値を周辺摩擦力度としたバイリニア型の非線形バネと する.

4.構造解析

解析は、変位制御による応答変位法により行う.地盤変形解析で得られた地盤の変位を、地盤バネを 介して躯体に作用させる.地盤バネを介すことで、地盤バネの上限値を超えた荷重は躯体には伝わらな いことになる.

<u>5.照査</u>

「4.構造解析」で得られた躯体に発生した曲げモーメントとせん断力を、断面の終局曲げモーメント および、せん断耐力と比較する.継手部分については、構造解析で得られた変位から開口量(相対変位) を算出し継手の性能である許容値と比較を行う.

4. 門柱部の耐震性能照査事例

4.1 対象構造物

図-4.1 に本報で用いた解析対象の構造寸法,門柱,操作台の配筋図を示す.なお,レベル1地震動に 対しては耐震性能1,レベル2地震動に対しては耐震性能2とした.

<使用材料>

・コンクリート:24[N/mm²]

・鉄筋:SD345





図-4.1 解析対象の構造寸法および断面の配筋情報

4.2 レベル1 地震動に対する照査

門柱部のレベル1地震動に対する耐震性能照査を「3.2 門柱部について」に従って行う.

<u>1.条件整理</u>

- ・地盤種別:Ⅱ種地盤
- · 積載荷重: 図-4.2 参照

<u>2.モデル化</u>

解析モデルは、フレームモデルとし、図-4.2にモデル化の状況を示す.



図-4.2 門柱部の解析モデル

3.固有值解析

本報では、ソルバーを用いて固有値解析を実施し、各方向(水流直角方向、水流方向)の固有周期を 算出する.算出した固有周期を表-4.1 に示す.

水流直角方向の解析結果を見た場合,有効質量比の各成分(水流直角方向,上下方向,水流方向)は, 水流直角方向では2次モード,上下方向では6次モード,水流方向では1次モードが81%,71%,76% で全質量の大半を占めていることが確認できる.よって,着目している解析方向(水流直角方向)の固 有周期は2次モードの0.074[sec]となる.

同様に水流方向の解析結果を見た場合,有効質量比の各成分は,水流直角方向では1次モード,上下 方向では5次モード,水流方向では2次モードが74%,88%,74%で全質量の大半を占めているので, 着目している解析方向(水流方向)の固有周期は2次モードの0.071[sec]となる.

4.水平震度の算出

図-2.1(a)を用いて水平震度の標準値を算出する.また,[1]には図-2.1(a)に対する算出式も示されてお り今回はこれを用いて算出した.算出した水平震度の標準値に地域別補正係数を乗じて水平震度を算出 する.以下に方向ごとに算出した結果を示す.

表-4.1(a) 固有值解析結果(水流直角方向)

| | 固有 | | 刺激係数 | | | 有効質量比 | Ł |
|----|-------------|------------|-------|-------|------------|-------|------|
| 次数 | 周期 [sec] | 水流 直角方向 | 上下方向 | 水流方向 | 水流 直角方向 | 上下方向 | 水流方向 |
| 1 | 0.081 | 0.00 | 0.08 | -4.48 | 0 | 0 | 76 |
| 2 | 0.074 | 4.62 | 0.00 | 0.00 | 81 | 0 | 0 |
| 3 | 0.042 | 0.85 | 0.00 | 0.00 | 3 | 0 | 0 |
| 4 | 0.013 | 0.00 | -2.02 | -0.68 | 0 | 15 | 2 |
| 5 | 0.011 | 0.99 | 0.00 | 0.00 | 4 | 0 | 0 |
| 6 | 0.010 | 0.00 | 4.31 | -0.22 | 0 | 71 | 0 |

表-4.1(b) 固有值解析結果(水流方向)

| | 固有 | | 刺激係数 | | 1 | 有効質量は | Ł |
|----|-------------|------------|------|-------|------------|-------|------|
| 次数 | 周期 [sec] | 水流 直角方向 | 上下方向 | 水流方向 | 水流 直角方向 | 上下方向 | 水流方向 |
| 1 | 0.143 | 3.12 | 0.00 | 0.85 | 74 | 0 | 5 |
| 2 | 0.071 | 0.85 | 0.00 | -3.12 | 6 | 0 | 74 |
| 3 | 0.013 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | 0.013 | 1.13 | 0.00 | 0.31 | 10 | 0 | 1 |
| 5 | 0.010 | 0.00 | 3.40 | 0.00 | 0 | 88 | 0 |
| 6 | 0.006 | -0.31 | 0.00 | 1.14 | 1 | 0 | 10 |

| <レベル1 地震動に対する水平震度算出結果> | |
|---|---|
| ・水流直角方向 | ・水流方向 |
| Ⅱ種地盤,固有周期 0.074[sec]より | Ⅱ種地盤,固有周期 0.071[sec]より |
| $k_{h0} = 0.427T^{\frac{1}{3}}$ ただし $k_{h0} \ge 0.20$ | $k_{h0} = 0.427T^{\frac{1}{3}}$ ただし $k_{h0} \ge 0.20$ |
| $= 0.427 \times 0.074^{\frac{1}{3}} = 0.179$ | $= 0.427 \times 0.071^{\frac{1}{3}} = 0.177$ |
| よって | よって |
| $k_{h0} = 0.20$ | $k_{h0} = 0.20$ |
| ここで | ここで |
| c_z = 1.0 (強震帯地域)より | c_z = 1.0 (強震帯地域) より |
| $k_h = c_z k_{h0}$ | $k_h = c_z k_{h0}$ |
| $k_h = 1.0 \times 0.20 = 0.20$ | $k_h = 1.0 \times 0.20 = 0.20$ |

5.構造解析

算出した水平震度を作用させて構造解析を実施した.図-4.3に解析結果を示す.



図-4.3 構造解析結果

6.照查

構造解析の結果,水流直角方向では門柱柱脚,門柱柱頭,操作台端部(門柱間部)で曲げモーメント・ せん断力が比較的大きいことが確認できる.また,水流方向では門柱柱脚で曲げモーメント・せん断力 が最大となっている.これらの断面力を抽出した結果を表 4-2 に示す.

表・4.2の断面力を用いて各位置で応力度を算出し、照査を実施した結果を表 4・3 に示す.

なお、許容値については、地震時の割増として、許容応力度の1.5倍とした.

| | 軸力 | 曲げモーメント | せん断力 |
|-------|--------|---------|-------|
| | kN | kN•m | kN |
| L門柱柱脚 | -84.6 | -39.8 | 22.5 |
| L門柱柱頭 | -31.8 | 27.1 | 12.3 |
| R門柱柱脚 | -173.5 | -44.7 | 26.6 |
| R門柱柱頭 | -120.7 | 38.0 | 16.4 |
| 操作台左端 | 4.5 | 26.3 | -11.4 |
| 操作台右端 | -8.7 | -18.2 | -77.5 |
| | | | |

表-4.2(a) 水流直角方向断面力の抽出

表-4.2(b) 水流方向断面力の抽出(川裏⇒川表)

| | 軸力 | 曲げモーメント | せん断力 |
|------|--------|---------|------|
| | kN | kN•m | kN |
| 門柱柱脚 | -129.0 | -79.2 | 24.9 |

表-4.2(c) 水流方向断面力の抽出(川表⇒川裏)

| | 軸力 | 曲げモーメント | せん断力 |
|------|--------|---------|-------|
| | kN | kN•m | kN |
| 門柱柱脚 | -129.0 | 79.2 | -24.9 |

表-4.3(a) 水流直角方向照查結果

| | | コンクリート | | | | | | | | 鉄筋 | | | | | | |
|-------|-------------------|--------|-------------------|------|-------------------|---|-------------------|------|-------------------|----|-------------------|------|-------------------|---|-------------------|------|
| | | 归 | 縮 | | | せ | ん断 | | 引張 | | | | 圧縮 | | | |
| | σс | | σca | 判定 | τ | | τa | 判定 | σs | | σsa | 判定 | σ's | | σ sa | 判定 |
| | N/mm ² | | N/mm ² | TIKE | N/mm ² | | N/mm ² | TIKE | N/mm ² | | N/mm ² | TIKE | N/mm ² | | N/mm ² | TIKE |
| L門柱柱脚 | 2.46 | < | 12 | OK | 0.07 | < | 0.63 | OK | 48.29 | < | 300 | OK | 16.84 | < | 300 | OK |
| L門柱柱頭 | 1.44 | < | 12 | OK | 0.04 | < | 0.63 | OK | 56.64 | < | 300 | OK | 4.93 | < | 300 | OK |
| R門柱柱脚 | 1.94 | < | 12 | OK | 0.09 | < | 0.63 | OK | 44.29 | < | 300 | OK | 13.57 | < | 300 | OK |
| R門柱柱頭 | 2.07 | < | 12 | OK | 0.05 | < | 0.63 | OK | 33.01 | < | 300 | OK | 15.84 | < | 300 | OK |
| 操作台左端 | 0.8 | < | 12 | OK | 0.06 | < | 0.63 | OK | 47.1 | < | 300 | OK | 4.25 | < | 300 | OK |
| 操作台右端 | 0.59 | < | 12 | OK | 0.15 | < | 0.63 | OK | 28.05 | < | 300 | OK | 3.99 | < | 300 | OK |

表-4.3(b) 水流方向(川裏⇒川表)照查結果

| | | コンクリート | | | | | | | 鉄筋 | | | | | | | |
|------|-------------------|--------|-------------------|----|-------------------|---|-------------------|----|-------------------|---|-------------------|----|-------------------|---|-------------------|----|
| | | Ь | E縮 | | せん断 | | | 引張 | | | 圧縮 | | | | | |
| | σс | | σca | 和守 | τ | | τa | 和守 | σs | | σ sa | ぎる | σ's | | σ sa | 和守 |
| | N/mm ² | | N/mm ² | 刊足 | N/mm ² | | N/mm ² | 刊足 | N/mm ² | | N/mm ² | 刊足 | N/mm ² | | N/mm ² | 刊足 |
| 門柱柱脚 | 2.13 | < | 12 | OK | 0.06 | < | 0.63 | OK | 49.81 | < | 300 | OK | 19.63 | < | 300 | OK |

表-4.3(c) 水流方向(川表⇒川裏)照查結果

| | | コンクリート | | | | | | | 鉄筋 | | | | | | | |
|------|-------------------|--------|-------------------|----|-------------------|---|-------------------|----|-------------------|---|-------------------|----|-------------------|---|-------------------|----|
| | | Ъ | E縮 | | せん断 | | | 引張 | | | | 圧縮 | | | | |
| | σс | | σca | 和守 | τ | | τa | ぎる | σs | | σsa | ぎる | σ's | | σ sa | ぎる |
| | N/mm ² | | N/mm ² | 刊足 | N/mm ² | | N/mm ² | 刊足 | N/mm ² | | N/mm ² | 刊足 | N/mm ² | | N/mm ² | 刊足 |
| 門柱柱脚 | 2.37 | < | 12 | OK | 0.06 | < | 0.63 | OK | 36.62 | < | 300 | OK | 21.94 | < | 300 | OK |

4.3 レベル2 地震動に対する照査

門柱部のレベル2地震動に対する耐震性能照査を 「3.2 門柱部」に従って行う.なお、本報で対象と した門柱部は、横拘束筋の効果を見込める構造とし て検討しているが、参考のため横拘束筋の効果を見 込まない場合の相違点について適宜,説明を加える.

<u>7.モデル化</u>

各断面の M-φ特性を図-4.4 に示す. M-φ特性は 軸力の影響により変化する. 図-4.4 は軸力を 100[kN]として表示している. 実際の解析では, ソ ルバー内で軸力を算出し, 適宜, 軸力変動を考慮し た M-φ特性で解析を実施している.

図中のマークは,原点の次の点から順に,Mc(コ ンクリート初期ひび割れ),My(引張鉄筋の降伏), Mu(終局状態)を表す.

各図において横拘束筋を考慮した場合(この場合, レベル 2-1 地震動とレベル 2-2 地震動では異なる特 性となる.)と、考慮していない場合のグラフを示 す.なお、操作台については横拘束筋の効果を見込 んでいないため、全ての M- φ 特性が同じになる.

レベル 2-1 地震動の $M - \phi$ 特性とレベル 2-2 地震動 の $M - \phi$ 特性を比較すると、明らかに、後者の靭性 が高いことが確認できる (Mu 時の曲率が大きい). また、横拘束筋を見込まない場合は、レベル 2-1 地 震動よりも靭性が低いことが確認出来る.

8.固有值解析

M・φ特性については、横拘束筋の効果で3種類得 られることを示した.しかし、前述(3章)したよ うに、横拘束筋の効果は、コンクリートが最大圧縮 応力に達する時のひずみや終局ひずみで現れる.よ って、鉄筋の降伏までは、上記3者に違いが無いた め、3者の固有値解析は同じ結果となる.



図-4.4 解析に用いた M- φ 特性

表-4.4(a) 固有值解析結果(水流直角方向)

| | 固有 | | 刺激係数 | | 有効質量比 | | | | |
|----|-------------|------------|-------|-------|------------|------|------|--|--|
| 次数 | 周期 [sec] | 水流 直角方向 | 上下方向 | 水流方向 | 水流 直角方向 | 上下方向 | 水流方向 | | |
| 1 | 0.214 | 0.00 | 0.08 | -4.48 | 0 | 0 | 76 | | |
| 2 | 0.187 | 4.71 | 0.00 | 0.00 | 84 | 0 | 0 | | |
| 3 | 0.059 | 0.36 | 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 | | |
| 4 | 0.036 | 0.00 | -0.92 | -0.67 | 0 | 3 | 2 | | |
| 5 | 0.024 | -0.03 | -0.08 | -1.60 | 0 | 0 | 10 | | |
| 6 | 0.023 | 1.25 | 0.00 | -0.04 | 6 | 0 | 0 | | |

固有値解析結果 (水流方向) 表-4.4(b) 刺激係数 有効質量比 固有 次数 周期 水流 水流 上下方向 水流方向 上下方向 水流方向 [sec]直角方向 直角方向 0.850 409 3 12 0.00 74 0 6 1 2 0.192 -0.85 0.00 3.13 6 0 74-0.31 103 0.036-1.120.00 0 1 $\mathbf{4}$ 0.0170.310.00 -1.13 0 101 0.00 0 0 $\mathbf{5}$ 0.013 0.00 0.00 0 6 0.013 0.66 0.00 0.18 3 0 9. プッシュオーバー解析

M-φ特性の違いによる3ケースのプッシュオーバー解析の結果を図-4.5に示す. 横軸は門柱部の頂部 変位,縦軸は水平震度であり、グラフの最後の地点が構造物として終局を迎えた地点である.

全てのグラフで共通する事項として,変位が 10[mm]程度の時に初降伏を迎えている.ここまでの履歴は3モデルで同じである.その後,終局を迎えるまでの履歴に大きな差異が生じている.

水流直角方向の解析では、図-4.6 に示すように最初に操作台の一部がヒンジを迎え、その後、圧縮側の門柱脚部,引張側の門柱脚部,操作台の一部の順でヒンジを迎え、合計4箇所にヒンジが形成された. ここで、終局判定について水流直角方向の解析では、操作台、門柱の何れか4箇所にヒンジが形成されたた. た時点を構造物としての終局とした.一方、水流方向の解析では、門柱脚部で終局を迎えた時点を構造 物としての終局とした.



10.破壊形態の判定

プッシュオーバー解析で得られた構造物の終局時のせん断力とせん断耐力を比較し、構造物の破壊形 態の判定を行った[6].水流直角方向の解析では、門柱脚部、門柱柱頭、操作台で破壊形態の判定を行っ た(レベル1 地震動で照査した位置).水流方向の解析では、門柱脚部のみで破壊形態の判定を行った (レベル1 地震動で照査した位置).判定結果を表 4-5 に示す.全てのケースの全ての部位で曲げ破壊 型になることが確認できる.(横拘束効果なしの場合はプッシュオーバー解析の結果が異なるので表-4.5 の判定結果とは異なる.結果については紙面の都合で割愛する.)

表-4.5(a) レベル 2-1 地震動 破壊形態の判定(水流直角方向)

| | 紋目時 | | せん聞 | 所耐力 | | 判定結果 | | | |
|-------|----------------------|--------|---------------|--------|--------|------|-------|-------|--|
| 部位 | 秋 市内 せん断力 P | Sc | \mathbf{Ss} | Ps | Ps0 | P/Ps | P/Ps0 | 部材判定 | |
| | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [-] | [-] | [-] | |
| L門柱脚部 | 184.3 | 78.2 | 212.9 | 291.1 | 343.2 | 0.63 | 0.54 | 曲げ破壊型 | |
| L門柱柱頭 | 90.8 | 78.2 | 212.9 | 291.1 | 343.2 | 0.31 | 0.26 | 曲げ破壊型 | |
| R門柱脚部 | 189.9 | 78.2 | 212.9 | 291.1 | 343.2 | 0.65 | 0.55 | 曲げ破壊型 | |
| R門柱柱頭 | 96.0 | 78.2 | 212.9 | 291.1 | 343.2 | 0.33 | 0.28 | 曲げ破壊型 | |
| 操作台1 | 366.4 | 110.7 | 322.3 | 433.0 | 506.8 | 0.85 | 0.72 | 曲げ破壊型 | |
| 操作台2 | 432.2 | 110.7 | 322.3 | 433.0 | 506.8 | 1.00 | 0.85 | 曲げ破壊型 | |

表-4.5(b) レベル 2-1 地震動 破壊形態の判定(水流方向)

| | 終局時 | | せん聞 | 所耐力 | 判定結果 | | | |
|----------|-----------|--------|---------------|--------|--------|------|-------|-------|
| 部位(載荷方向) | せん断力 P | Sc | \mathbf{Ss} | Ps | Ps0 | P/Ps | P/Ps0 | 部材判定 |
| | [KIN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [-] | [-] | [-] |
| 門柱(裏⇒表) | 167.4 | 95.2 | 496.7 | 591.9 | 655.4 | 0.28 | 0.26 | 曲げ破壊型 |
| 門柱(表⇒裏) | 208.0 | 95.2 | 496.7 | 591.9 | 655.4 | 0.35 | 0.32 | 曲げ破壊型 |

表-4.5(c) レベル 2-2 地震動 破壊形態の判定(水流直角方向)

| | 終局時 | | せん聞 | せん断耐力 | | | 判定結果 | | | |
|-------|-----------------|--------|---------------|--------|--------|------|-------|-------|--|--|
| 部位 | また せん断力 P | Sc | \mathbf{Ss} | Ps | Ps0 | P/Ps | P/Ps0 | 部材判定 | | |
| | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [-] | [-] | [-] | | |
| L門柱脚部 | 184.0 | 104.3 | 212.9 | 317.2 | 343.2 | 0.58 | 0.54 | 曲げ破壊型 | | |
| L門柱柱頭 | 89.0 | 104.3 | 212.9 | 317.2 | 343.2 | 0.28 | 0.26 | 曲げ破壊型 | | |
| R門柱脚部 | 189.6 | 104.3 | 212.9 | 317.2 | 343.2 | 0.60 | 0.55 | 曲げ破壊型 | | |
| R門柱柱頭 | 95.4 | 104.3 | 212.9 | 317.2 | 343.2 | 0.30 | 0.28 | 曲げ破壊型 | | |
| 操作台1 | 366.4 | 147.6 | 322.3 | 469.9 | 506.8 | 0.78 | 0.72 | 曲げ破壊型 | | |
| 操作台2 | 430.7 | 147.6 | 322.3 | 469.9 | 506.8 | 0.92 | 0.85 | 曲げ破壊型 | | |

表-4.5(d) レベル 2-2 地震動 破壊形態の判定(水流方向)

| | 紋目哇 | | せん断耐力 | | | | 判定結果 | | | | |
|-----------|--------------------|---------------|---------------|--------|--------|------|-------|-------|--|--|--|
| 部位 (載荷方向) | ポジの内内 せん断力 P | \mathbf{Sc} | \mathbf{Ss} | Ps | Ps0 | P/Ps | P/Ps0 | 部材判定 | | | |
| | [KIV] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [-] | [-] | [-] | | | |
| 門柱(裏⇒表) | 167.4 | 127.0 | 496.7 | 623.7 | 655.4 | 0.27 | 0.26 | 曲げ破壊型 | | | |
| 門柱(表⇒裏) | 208.0 | 95.2 | 496.7 | 591.9 | 655.4 | 0.35 | 0.32 | 曲げ破壊型 | | | |

11.構造物特性補正係数の算出

構造物特性補正係数の算出結果を表-4.6 に示す.ここで,破壊形態の判定結果が移行型又はせん断破 壊型となった場合は,構造物特性補正係数を1.0 とすることが[6]に示されている.

今回は全ての部位で曲げ破壊型となったことより、 構造物特性補正係数を考慮する必要がある.レベル 2-1 地震動とレベル 2-2 地震動の終局変位(δ u)を 比較すると、レベル 2-2 地震動の終局変位(δ u)の ほうが大きい値となっている.その結果、構造物特性 補正係数はレベル 2-2 地震動のほうが小さい値にな る.(横拘束効果なしの場合、各種の値が異なるので 表-4.6とは異なる値となる.算出結果は紙面の都合で 割愛する.)

12.水平震度の算出

図-2.1(b), (c)を用いて水平震度の標準値を算出する. また, [1]には, 図-2.1(b), (c)に対する算出式も示さ れており今回はこれを用いて算出した.算出した水平 震度の標準値に地域別補正係数,構造物特性補正係数 を乗じて水平震度を算出する.以下に地震動ごと, 方 向ごとに算出した結果を示す.(横拘束効果なしの場 合,各種の値が異なるので水平震度は下記の値と異な る.算出結果は紙面の都合で割愛する.)

| <u> </u> | - 6060 . 1 . | |
|----------|---------------|----------|
| 表•4.6(a) | c sの算出 | (水流直角万回) |

| | | レベル2-1 | レベル2-2 |
|-----------|--------------------|--------|--------|
| 破壊形態 | | 曲げ破壊 | 曲げ破壊 |
| 初降伏時水平震度 | k _{y0} | 1.329 | 1.329 |
| 初降伏時変位 | δ_{y0} (mm) | 8.6 | 8.6 |
| 終局時水平震度 | k _{hu} | 1.843 | 1.994 |
| 終局変位 | $\delta_{u}(mm)$ | 66.8 | 112.7 |
| 降伏変位 | δ_y (mm) | 11.7 | 11.7 |
| 安全係数 | α | 3.0 | 1.5 |
| 許容塑性率 | μ_{a} | 2.576 | 6.742 |
| 構造物特性補正係数 | Cs | 0.49 | 0.28 |

表-4.6(b) c_sの算出(水流方向 川裏⇒川表)

| | | レベル2-1 | レベル2-2 |
|-----------|--------------------|--------|--------|
| 破壊形態 | | 曲げ破壊 | 曲げ破壊 |
| 初降伏時水平震度 | k _{y0} | 0.949 | 0.949 |
| 初降伏時変位 | δ_{y0} (mm) | 7.8 | 7.8 |
| 終局時水平震度 | k _{hu} | 1.345 | 1.345 |
| 終局変位 | $\delta_{u}(mm)$ | 168.9 | 373.0 |
| 降伏変位 | $\delta_y(mm)$ | 11.0 | 11.0 |
| 安全係数 | α | 3.0 | 1.5 |
| 許容塑性率 | $\mu_{\rm a}$ | 5.770 | 22.875 |
| 構造物特性補正係数 | Cs | 0.31 | 0.15 |

| 表-4.6(c) _c | sの算出(フ | ×流方向 川 | 表⇒川裏) |
|-------------|--------------------|--------|--------|
| | | レベル2-1 | レベル2-2 |
| 破壊形態 | | 曲げ破壊 | 曲げ破壊 |
| 初降伏時水平震度 | k _{y0} | 1.264 | 1.264 |
| 初降伏時変位 | δ_{y0} (mm) | 10.0 | 10.0 |
| 終局時水平震度 | k _{hu} | 1.672 | 1.672 |
| 終局変位 | $\delta_{u}(mm)$ | 120.7 | 249.0 |
| 降伏変位 | δ_y (mm) | 13.2 | 13.2 |
| 安全係数 | α | 3.0 | 1.5 |
| 許容塑性率 | μ_{a} | 3.714 | 12.899 |
| 構造物特性補正係数 | ¢ Cs | 0.39 | 0.20 |

| <レベル 2-1 地震動に対する水平震度算出結果> | |
|---|--|
| ・水流直角方向 | ・水流方向 |
| Ⅱ種地盤,固有周期 0.187[sec]より | Ⅱ種地盤,固有周期 0.192[sec]より |
| $k_{h10} = 0.85$ | $k_{h10} = 0.85$ |
| $c_z = 1.0$ (強震帯地域) | $c_z = 1.0$ (強震帯地域) |
| よって $k_{h10} \times c_z = 0.85 > 0.3$ | よって $k_{h10} \times c_z = 0.85 > 0.3$ |
| ここで | ここで |
| $c_s = 0.49$ | $c_{sa} = 0.31$ (川裏⇒川表) |
| | <i>c_{sb}</i> = 0.39 (川表⇒川裏) |
| $k_{h1} = c_s c_z k_{h10}$ | $k_{h1} = c_s c_z k_{h10}$ |
| $k_{h1} = 0.49 \times 1.0 \times 0.85 = 0.42 > 0.4$ | $k_{h1a} = 0.31 \times 1.0 \times 0.85 = 0.26$ |
| | $k_{h1b} = 0.39 \times 1.0 \times 0.85 = 0.33$ |
| | 0.4 を下回ることより |
| | $k_{h1a} = 0.40 \times 1.0 = 0.40$ (川裏⇒川表) |
| | $k_{h1b} = 0.40 \times 1.0 = 0.40$ (川表⇒川裏) |

| <レベル 2-2 地震動に対する水平震度算出結果> | |
|--|---|
| ・水流直角方向 | ・水流方向 |
| Ⅱ種地盤,固有周期 0.187[sec]より | Ⅱ種地盤,固有周期 0.192[sec]より |
| $k_{h20} = 3.22T^{\frac{2}{3}}$ | $k_{h20} = 3.22T^{\frac{2}{3}}$ |
| $= 3.22 \times 0.187^{\frac{2}{3}} = 1.053$ | $= 3.22 \times 0.192^{\frac{2}{3}} = 1.072$ |
| $c_z = 1.0$ (強震帯地域) | $c_z = 1.0$ (強震帯地域) |
| よって $k_{h20} \times c_z = 1.053 > 0.6$ | よって $k_{h20} \times c_z = 1.072 > 0.6$ |
| ここで | ここで |
| $c_{s} = 0.28$ | <i>c_{sa}</i> = 0.15 (川裏⇒川表) |
| | <i>c_{sb}</i> = 0.20 (川表⇒川裏) |
| $k_{h2} = c_s c_z k_{h20}$ | $k_{h2} = c_s c_z k_{h20}$ |
| $k_{h2} = 0.28 \times 1.0 \times 1.053 = 0.29$ | $k_{h2a} = 0.15 \times 1.0 \times 1.072 = 0.16$ |
| | $k_{h2b} = 0.20 \times 1.0 \times 1.072 = 0.21$ |
| 0.4 を下回ることより | 0.4 を下回ることより |
| $k_{h2} = 0.40 \times 1.0 = 0.40$ | $k_{h2a} = 0.40 \times 1.0 = 0.40$ (川裏⇒川表) |
| | $k_{h2b} = 0.40 \times 1.0 = 0.40$ (川表⇒川裏) |

<u>13.照査</u>

<地震時保有水平耐力について>

照査結果を表・4.7 に示す. レベル 2-1 地震動, レ ベル 2-2 地震動共に, プッシュオーバー解析で確認 した地震時保有水平耐力が水平震度から算出した 作用外力を大きく上回っていることが確認出来る.

(横拘束効果なしの場合,各種の値が異なるので表 -4.7とは異なる値となる.算出結果は紙面の都合で 割愛する.)

表-4.7(b) 照査結果(水流方向 川裏⇒川表)

| | | | A THE |
|-----------|---|------------------|------------------|
| | | レベル2-1 | レベル2-2 |
| 破壊形態 | | 曲げ破壊 | 曲げ破壊 |
| 水平震度 | k _{hc} | 0.40 | 0.40 |
| 終局時水平震度 | k _{hu} | 1.345 | 1.345 |
| 地震時保有水平耐力 | Pa(kN) | 235.0 | 235.0 |
| 上部構造重量 | Wu (kN) | 147.0 | 147.0 |
| 門柱重量 | Wp(kN) | 55.6 | 55.6 |
| 等価重量算定係数 | ср | 0.5 | 0.5 |
| 等価重量 | W(kN) | 174.7 | 174.7 |
| 躯体慣性力 | $\mathbf{k}_{\mathrm{hc}} 	imes \mathbf{W}$ | 69.9 | 69.9 |
| 作用外力 | P(kN) | 69.9 | 69.9 |
| 照查結果 | | Р < Раより О.К. | P < Paより O.K. |

表-4.7(a) 照查結果(水流直角方向)

| | | レベル2-1 | レベッレ2-2 |
|-----------|------------------|------------------|------------------|
| 破壊形態 | | 曲げ破壊 | 曲げ破壊 |
| 水平震度 | k _{hc} | 0.42 | 0.40 |
| 終局時水平震度 | k _{hu} | 1.843 | 1.994 |
| 地震時保有水平耐力 | Pa(kN) | 373.4 | 403.9 |
| 上部構造重量 | Wu(kN) | 147.0 | 147.0 |
| 門柱重量 | Wp(kN) | 111.1 | 111.1 |
| 等価重量算定係数 | ср | 0.5 | 0.5 |
| 等価重量 | W(kN) | 202.5 | 202.5 |
| 躯体慣性力 | $k_{hc} 	imes W$ | 85.1 | 81.0 |
| 作用外力 | P(kN) | 85.1 | 81.0 |
| 照查結果 | | Р < Раより О.К. | P < Paより O.K. |

表-4.7(c) 照查結果(水流方向 川表⇒川裏)

| | | レベル2-1 | レベル2-2 |
|-----------|------------------|------------------|------------------|
| 破壊形態 | | 曲げ破壊 | 曲げ破壊 |
| 水平震度 | k _{hc} | 0.40 | 0.40 |
| 終局時水平震度 | k _{hu} | 1.672 | 1.672 |
| 地震時保有水平耐力 | Pa(kN) | 292.2 | 292.2 |
| 上部構造重量 | Wu (kN) | 147.0 | 147.0 |
| 門柱重量 | Wp(kN) | 55.6 | 55.6 |
| 等価重量算定係数 | ср | 0.5 | 0.5 |
| 等価重量 | W(kN) | 174.7 | 174.7 |
| 躯体慣性力 | $k_{hc} 	imes W$ | 69.9 | 69.9 |
| 作用外力 | P(kN) | 69.9 | 69.9 |
| 照查結果 | | Р < Раより О.К. | P < Paより O.K. |

<残留変位について>

照査結果を表-4.8 に示す. レベル 2-1 地震動, レベル 2-2 地震動共に, 残留変位が許容残留変位以下 となっていることが確認できる.表中の δ_{ra1} はゲートの開閉性から決定される許容値であるが, 図-4.7

に示した式の計算過程でルートの中が負の値になったため算出不可とした.この取り扱いについては [3]に詳細が示されている.よって,本報では,門柱 高さの 1/100 を許容残留変位として照査を実施した. (横拘束効果なしの場合,各種の値が異なるので表

-4.8 とは異なる値となる. 算出結果は紙面の都合で 割愛する.)

| 表-4.8(b) | 照査結果 | (水流方向 | 川裏⇒ | 川表) | |
|----------|------|-------|-----|-----|--|
|----------|------|-------|-----|-----|--|

| | | レベル2-1 | レベル2-2 |
|---|----------------------|---------------------|---------------------|
| 破壊形態 | | 曲げ破壊 | 曲げ破壊 |
| cz・k _{he0} 下限値(2-1:0.3、2-2:0. | 6) | 0.850 | 1.073 |
| 応答塑性率 | μ r | 0.816 | 0.899 |
| 降伏変位 | δ _y (mm) | 11.0 | 11.0 |
| | δr_{a1} (mm) | 算出不可 | 算出不可 |
| 許容残留変位 | $\delta_{ra2}(mm)$ | 43.5 | 43.5 |
| | $\delta_{ra(mm)}$ | 43.5 | 43.5 |
| 残留変位 | $\delta_{Ra}(mm)$ | 0.0 | 0.0 |
| 照查結果 | | δr < δra より Ο.Κ. | δr < δra より Ο.Κ. |

表-4.8(a) 照查結果(水流直角方向)

| | | レベル2-1 | レベル2-2 |
|---|----------------------------|---------------------|---------------------|
| 破壊形態 | | 曲げ破壊 | 曲げ破壊 |
| cz・k _{hc0} 下限値(2-1:0.3、2-2:0. | 6) | 0.850 | 1.054 |
| 応答塑性率 | $\mu_{\rm r}$ | 0.731 | 0.764 |
| 降伏変位 | $\delta_y(mm)$ | 11.7 | 11.7 |
| | $\delta r_{a1}(mm)$ | 算出不可 | 算出不可 |
| 許容残留変位 | $\delta_{ra2}(mm)$ | 43.5 | 43.5 |
| | $\delta_{ra(mm)}$ | 43.5 | 43.5 |
| 残留変位 | $\delta_{\rm r}({\rm mm})$ | 0.0 | 0.0 |
| 照査結果 | | δr < δra より Ο.Κ. | δr < δra より Ο.Κ. |

表-4.8(c) 照查結果(水流方向 川表⇒川裏)

| | | レベル2-1 | レベル2-2 |
|---|---------------------|---------------------|---------------------|
| 破壊形態 | | 曲げ破壊 | 曲げ破壊 |
| cz・k _{he0} 下限値(2-1:0.3、2-2:0. | 6) | 0.850 | 1.073 |
| 応答塑性率 | $\mu_{\rm r}$ | 0.754 | 0.821 |
| 降伏変位 | $\delta_y(mm)$ | 13.2 | 13.2 |
| | $\delta r_{a1}(mm)$ | 算出不可 | 算出不可 |
| 許容残留変位 | $\delta_{ra2}(mm)$ | 43.5 | 43.5 |
| | $\delta_{ra(mm)}$ | 43.5 | 43.5 |
| 残留変位 | $\delta_{Ra}(mm)$ | 0.0 | 0.0 |
| 照查結果 | | δr < δra より Ο.Κ. | δr < δra より Ο.Κ. |

θRu(rad)=許容残留変形角

 $\theta \operatorname{Ra} = 2\cos^{1}\left(\frac{h^{2}-4b^{2}}{-4bt+h\sqrt{h^{2}+4t^{2}-4b^{2}}}\right)$ h: n-> pingin (2d: pickin) b: pi-9/9mi $\theta \operatorname{Ra} = 2\cos^{1}\left(\frac{h^{2}-4b^{2}}{-4bt+h\sqrt{h^{2}+4t^{2}-4b^{2}}}\right)$ h: n-> pingin (2d: pickin) b: pi-9/9mi $\theta \operatorname{Ra} = 2\cos^{1}\left(\frac{h^{2}-4B^{2}}{-4BL+h\sqrt{h^{2}+4L^{2}-4B^{2}}}\right)$ h: n-> pingin (2d: pickin) b: pi-9/9mi $\theta \operatorname{Ra} = 2\cos^{1}\left(\frac{h^{2}-4B^{2}}{-4BL+h\sqrt{h^{2}+4L^{2}-4B^{2}}}\right)$ h: n-> pingin (2d: pickin) b: pi-9/9mi $\theta \operatorname{Ra} = 2\cos^{1}\left(\frac{h^{2}-4B^{2}}{-4BL+h\sqrt{h^{2}+4L^{2}-4B^{2}}}\right)$ h: n-> pingin (2d: pickin) b: pi-9/9mi $\theta \operatorname{Ra} = 2\cos^{1}\left(\frac{h^{2}-4B^{2}}{-4BL+h\sqrt{h^{2}+4L^{2}-4B^{2}}}\right)$ h: n-> pingin (2d: pickin) b: pi-9/9mi $\theta \operatorname{Ra} = 2\cos^{1}\left(\frac{h^{2}-4B^{2}}{-4BL+h\sqrt{h^{2}+4L^{2}-4B^{2}}}\right)$ h: n-> pingin (2d: pickin) b: pi-9/9mi $\theta \operatorname{Ra} = 2\cos^{1}\left(\frac{h^{2}-4B^{2}}{-4BL+h\sqrt{h^{2}+4L^{2}-4B^{2}}}\right)$ h: n-> pingin (2d: pickin) b: pi-9/9mi $\theta \operatorname{Ra} = 2\cos^{1}\left(\frac{h^{2}-4B^{2}}{-4BL+h\sqrt{h^{2}+4L^{2}-4B^{2}}}\right)$ h: n-> pingin (2d: pickin) b: pi-9/9mi $\theta \operatorname{Ra} = 2\cos^{1}\left(\frac{h^{2}-4B^{2}}{-4BL+h\sqrt{h^{2}+4L^{2}-4B^{2}}}\right)$ h: n-> pingin (2d: pickin) b: pi-9/9mi $\theta \operatorname{Ra} = 2\cos^{1}\left(\frac{h^{2}-4B^{2}}{-4BL+h\sqrt{h^{2}+4L^{2}-4B^{2}}}\right)$ h: n-> pingin (2d: pickin)
h: n-> pingin (2d: pickin) b: pi-9/9mi $\theta \operatorname{Ra} = 2\cos^{1}\left(\frac{h^{2}-4B^{2}}{-4BL+h\sqrt{h^{2}+4L^{2}-4B^{2}}}\right)$ h: n-> pingin (2d: pickin)
h: n-> pingin (2d: pickin) b: pi-10/9mi $\theta \operatorname{Ra} = 2\cos^{1}\left(\frac{h^{2}-4B^{2}}{-4BL+h\sqrt{h^{2}+4L^{2}-4B^{2}}}\right)$ h: n-> pingin (2d: pickin)
h: n-> pingin (2d: pickin)
h: n-> pingin (2d: pickin) b: pingin (2d: pickin)
h: n-> pingin (2d: pickin



5. 函渠部の耐震性能照査事例

5.1 対象構造物

図-5.1 に本報で用いた解析対象の縦断図を示す.表・5.1 に整理した地盤の条件を示す.表・5.1 のうち, 「液状化する,しない」については,別途実施した地盤変形解析を行う前に[6]に従って実施した液状化 判定の結果を表す.なお,判定の結果,液状化する層があるため本解析対象の函渠部の照査は必要とな る.図-5.2 には函体の断面寸法および配筋図を示す.レベル2 地震動に対しては,耐震性能2 とした. <使用材料>

- ・コンクリート: 24[N/mm²]
- ・鉄筋:SD345



図-5.1 解析対象

表-5.1 地盤条件一覧

| 土層 区分 | 土層名 | 液状化 | 要素 モデル (材料特性) | 層厚 (m) | N (回) | γ (kN∕m3) | σ 'v (kN/m2) | α ·E0 (kN/m2) | v | G (kN/m2) | C (kN/m2) | φ (°) |
|----------|-----|-----|---------------------|-----------|----------|--------------|-----------------|------------------|-------|--------------|--------------|----------|
| 砂質土 | В | しない | MC/DP | 4.86 | 5.0 | 18.6 | 45.2 | 14000 | 0.333 | 5251 | 0 | 30.6 |
| 粘性土 | Ac1 | しない | MC/DP | 1.00 | 7.0 | 18.0 | 99.4 | 19600 | 0.333 | 7352 | 42 | 0.0 |
| 砂質土 | As1 | する | MC/DP | 1.75 | 15.0 | 18.0 | 119.1 | 42000 | 0.333 | 15754 | 0 | 33.5 |
| 礫質土 | Ag1 | する | MC/DP | 0.80 | 12.0 | 18.0 | 130.5 | 33600 | 0.333 | 12603 | 0 | 32.1 |
| 粘性土 | Ac2 | しない | MC/DP | 1.75 | 6.0 | 19.0 | 142.9 | 16800 | 0.333 | 6302 | 36 | 0.0 |
| 砂質土 | As2 | する | MC/DP | 1.05 | 15.0 | 18.0 | 156.4 | 42000 | 0.333 | 15754 | 0 | 32.6 |
| 粘性土 | Ac3 | しない | MC/DP | 1.05 | 5.0 | 19.0 | 166.3 | 14000 | 0.333 | 5251 | 30 | 0.0 |
| 砂質土 | As3 | しない | MC/DP | 1.45 | 10.0 | 18.0 | 178.1 | 28000 | 0.333 | 10503 | 0 | 30.2 |
| 粘性土 | Ac4 | しない | MC/DP | 1.65 | 9.0 | 19.0 | 192.9 | 25200 | 0.333 | 9452 | 54 | 0.0 |
| 砂質土 | As4 | しない | MC/DP | 6.05 | 43.0 | 19.0 | 231.4 | 120400 | 0.333 | 45161 | 0 | 36.3 |





5.2 レベル2 地震動に対する照査

函渠部のレベル2地震動に対する耐震性能照査を「3.2 函渠部」に従って行う.

<u>1.条件整理</u>

- ・地盤種別:Ⅱ種地盤
- ・積載荷重:図-5.3参照(地盤の変位については別途実施した地盤変形解析より算定)

・継手の許容値:水平 5.0[cm], 鉛直 10.0[cm]

2.外力の設定

解析で考慮する外力を図-5.3に示す.



図-5.3 外力条件

3.モデル化

解析モデルは、フレームモデルとし、図-5.2、3 に示した寸法でモデル化した. スパン 1 における断面が異なる界面は剛結合とし、スパン 1、2 とスパン 2、3 の界面はフリーとした. また、各要素の曲げ特性は M-φ特性とした. 横拘束筋の効果を見込んでいないため、レベル 2-1 地震動と 2-2 地震動に対するモデルは同じである. ただし、荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数が異なる(レベル 2-1 地震動: 0.6、レベル 2-2 地震動: 0.8)のでせん断耐力は異なる値となる. 図-5.4 に解析モデルを示す.

函体の断面の M-φ特性を図-5.5 に示す. また, 鉛直方向の地盤バネと水平方向の地盤バネを図-5.6 に示す. (数値は代表値としてスパン2の値を示す.)



図-5.4 函渠部の解析モデル



図-5.5 解析に用いた M- φ 特性





4.構造解析

死荷重載荷後,強制変位で地盤変位を作用させて構造解析を実施した.図-5.7に函体部の変位と地盤の変位,図-5.8に函体に発生した曲げモーメント,せん断力を示す.





<u>5.照査</u>

図-5.7 の変形図において函体部はスパンごとに剛体として変位をしている.この変位の平均値と,地 盤変位の平均値を比較すると全てのグラフにおいて函体部の変位(平均値)が地盤の変位(平均値)に 追随していることが確認できる.ここで,平均を取った際の最大値と最小値の差が大きい場合は((d) のスパン2参照) 函体自体も変形する場合がある.

水平変位((a),(c)参照)については、両端のスパン(スパン1,3)が左右に大きく変位し、中央スパン(スパン2)の変位が小さいことが確認できる.これは、地震時の地盤の変形において、中央部の盛 土が下方に沈み込んだ際にもともとその位置にあった盛土が左右に押し出されたため、堤防の中央から 左右に遠ざかるに従って地盤の変位が大きくなったためである.更に、スパン1は全ての位置で変位が マイナスのため左に大きく移動し、スパン3はその逆である.また、スパン2は平均変位が0.0[cm]の ため、水平方向には変位していないことになる.このため、継手1、2が開き許容値の5[cm]を超える 結果となった.

鉛直変位((b),(d)参照)については、両端のスパン (スパン 1,3) が中央部に向かって剛体として傾斜している.中央スパン (スパン 2) の地盤変位の大きい(d)では、函体部が剛体のままでは地盤の変形に追随出来なくなり函体部自体が変形していることが確認出来る.つまり、この位置で降伏したことを表す.これは、図-5.5(b)の M- ϕ 特性より My を読み取ると凡そ、2500[kN・m]であり、また、図-5.8(b)より発生曲げモーメント読み取ると凡そ、2500[kN・m]であることからも確認できる.

また,スパン2が他のスパンより大きく下方に変位し継手部が開いているが,許容値の10[cm]は超 えない結果となった.

図-5.8(a), (b)の図中階段状に示した点線(青,緑)は各断面の曲げ耐力を表す.スパン1の負方向の 曲げ耐力が卓越しているが,これは,常時で配筋が決まり,その径が他より2ランク高いためである. 曲げ耐力の照査結果は,発生曲げモーメントが,この点線の内側に入っているため全ての部材で発生曲 げモーメントが函体の曲げ耐力以下であることが確認できる.

図-5.8(c),(d)の図中階段状に示した点線(青,緑)は各断面のせん断耐力を表す.せん断耐力の照査 結果は,発生せん断力が,この点線の内側に入っているため全ての部材で発生せん断力が函体のせん断 耐力以下であることが確認できる.また,表-5.2に照査結果を示す.

| | 曲げ耐力 | せん断耐力 | 継手1 | 継手 2 |
|-------------|------|-------|-----|------|
| レベル 2-1 地震動 | OK | OK | NG | NG |
| レベル 2-2 地震動 | OK | OK | NG | NG |

表-5.2 照查結果

6. まとめ

門柱部については、レベル1地震動に対する照査における応力度を確認すると、かなり、許容値に対して余裕を持って、耐震性能1を満たす.

レベル 2 地震動に対する照査では、破壊形態の判定が曲げ破壊型となったことより、水平震度は cs を考慮して算出した値のため、ほぼ全てが、[1]で定めた下限値となっている.結果として、地震時保有 水平耐力が作用外力を大きく上回り、耐震性能 2 を満たす結果となった.また、残留変位については、 プッシュオーバー解析で降伏を迎えた水平震度が照査に用いる水平震度を大きく上回り、弾性範囲内で 照査していることになる.結果として残留変位が 0.0[mm]となり,こちらも耐震性能 2 を満たす.

函体部については、曲げ耐力、せん断耐力の照査では、耐震性能2を満たす結果となったが、地盤の 変位が比較的大きいために生じた継手の相対変位が大きく、許容値を超えたため、耐震性能2は満たさ ない、よって、函体部は、耐震性能3を満たすに留まる結果となった、表-6.1に照査結果を示す.

| | 門柱部 | 函渠部(耐力) | 函渠部(継手) |
|-------------|-----------|-----------|-----------|
| レベル1地震動 | 耐震性能1を満たす | 照查対象外 | 照查対象外 |
| レベル 2-1 地震動 | 耐震性能2を満たす | 耐震性能2を満たす | 耐震性能3を満たす |
| レベル 2-2 地震動 | 耐震性能2を満たす | 耐震性能2を満たす | 耐震性能3を満たす |

表-6.1 照查結果一覧

<参考文献>

[1]国土交通省河川局治水課:河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説 — I. 共通編—, 平成19 年3月

 $(http://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/bousai/wf_environment/structure/index.html)$

[2]国土交通省河川局治水課:河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説 ―Ⅳ. 水門・樋門及び堰

編一, 平成 19 年 3 月

(http://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/bousai/wf_environment/structure/index.html) [3]国土交通省河川局治水課:河川構造物の耐震性能指針(案)・同解説 一問一答, 平成 19 年 11 月

(http://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/bousai/wf_environment/structure/index.html) [4]国土交通省河川局治水課:河川構造物の耐震性能指針(案)・同解説 計算事例⑨,平成19年3月 [5]社団法人 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編,丸善株式会社,平成14年3月 [6]社団法人 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編,丸善株式会社,平成14年3月 [7]建設省河川局監修 社団法人日本河川協会編:改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設 計編[1],山海堂,平成9年10月

[8]独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ(震動):地震時保有水平耐力法に基づく水門・堰の耐 震性能照査に関する計算例,平成20年3月(http://www.pwri.go.jp/team/doshitsu/pdf/4103.pdf)

[9]吉川弘道,青戸拡起,甲斐義隆:数値シミュレーションで考える 構造解析,建通新聞社,平成21 年11月

[10]吉川弘道:鉄筋コンクリート構造物の耐震設計と地震リスク解析,丸善株式会社,平成20年2月 [11]吉川弘道:鉄筋コンクリートの解析と設計,丸善株式会社,平成16年2月

- [12] (財)国土技術研究センター編:柔構造樋門設計の手引き、山海堂、平成10年11月
- [13]中沢弌仁,岩松幸雄,工藤真之助,村椿良範:樋門・樋管の設計と考え方,鹿島出版会,平成8年 3月

[14] 岸正彦:構造解析のための有限要素法実践ハンドブック,森北出版株式会社,平成18年5月