

水門・樋門の水平震度算出に関する一考察

解析事業部 防災情報部

富高 裕資
金井 眞

1. はじめに

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))が提示された。本指針(案)の特徴は、従来の耐震設計で考慮されていた設計震度に相当するレベルの地震動(レベル 1 地震動)に加え、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であるレベル 2 地震動に対する河川構造物の耐震性能の照査について記述されたことである。

しかし、指針(案)には、詳細なモデル化、照査等の手法が明記されておらず現状 2 種類の手法について適宜採用し性能照査を行っている。

本報では、水門・樋門の門柱部について、モデル化の手法の異なる解析モデル A,B を用いてレベル 2-1 地震動、レベル 2-2 地震動に対するプッシュオーバー解析を実施し、それぞれのケースで水平震度を算出し比較検討を行う。(解析ケースは 4 ケース)

ここで、レベル 1 地震動とは、河川構造物の共用期間中に発生する確率が高い地震動である。また、レベル 2 地震動とは、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である。また、レベル 2-1 地震動とは、構造物の耐用期間中に発生頻度が低いプレート境界で発生する大規模な地震を想定した地震動であり、

レベル 2-2 地震動とは、構造物の耐用期間中に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動を想定した地震動である。

2. レベル 2 地震動に対する照査フロー

レベル 2 地震動に対する照査においては、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、構造部材が塑性化しても適切な粘りを持たせ、エネルギー吸収性能を高めること

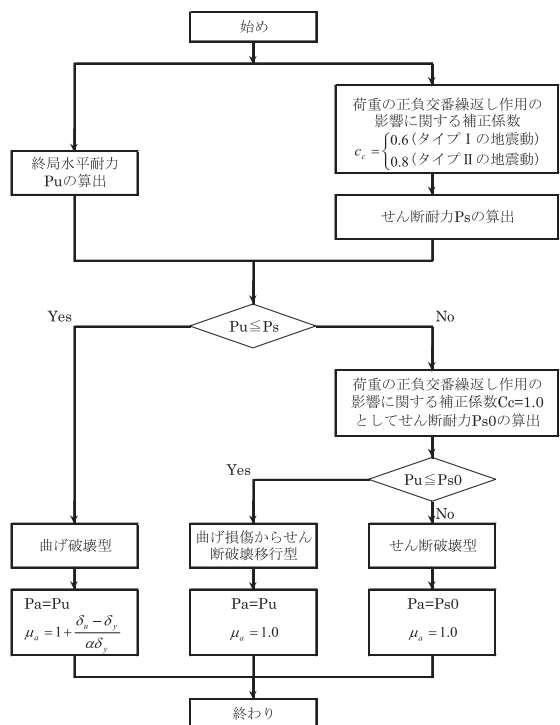


図 1 レベル 2 地震動に対する照査フロー

により構造部材に生じる損傷を許容できる範囲にとどめることが重要である。地震時保有水平耐力法は、このような観点から河川構造物の耐震性能を照査することができる静的照査法の1つである。構造物の塑性域を考慮する為に解析では、非線形解析が求められている。図1にレベル2地震動に対する照査方法のフローを示す。

3. 解析対象

3.1 材料定数

コンクリート、鉄筋の機械的性質を表1,2に示す。

3.2 寸法諸元

解析対象とした樋門の諸元を図2に示す。

3.3 解析モデルの概要

手法の異なる2種類の解析モデルで比較した。解析モデルAは、道路橋示方書・同解説(V耐震

設計編)(以下、道示V)の「10.8 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率」の手法として塑性ヒンジ位置の梁要素のみ非線形とした解析モデルとした。

解析モデルBは、指針(案)に基づく計算例(発注者講習会資料)の手法として梁要素を全て非線形とした解析モデルとした。

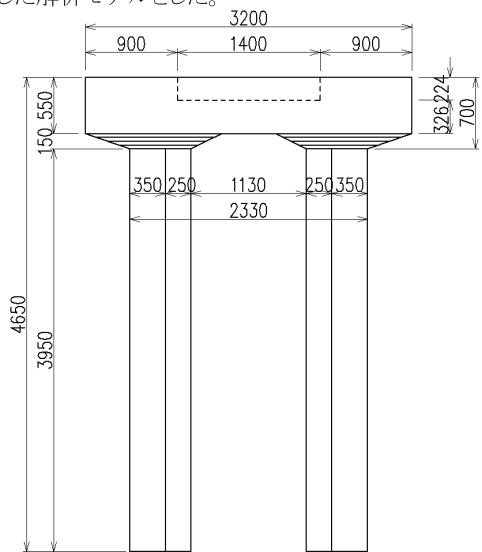


図2(a) 門柱部正面図

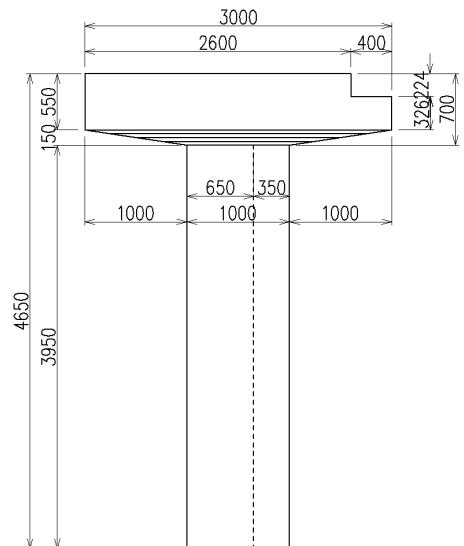


図2(b) 門柱部側面図

表1 コンクリートの機械的性質

	記号	値	単位
圧縮強度	σ'_{ck}	24	[N/mm ²]
引張強度	σ_{bt}	1.91	[N/mm ²]
ヤング係数	E_c	2.50×10^4	[N/mm ²]
ポアソン比	ν_c	0.167	[-]
せん断弾性係数	G_c	1.07×10^4	[N/mm ²]
線膨張係数	α_c	1.00×10^{-5}	[1/°C]
単位重量	γ_c	24.5	[kN/m ³]

表2 鉄筋の機械的性質

	記号	値	単位
降伏点	σ_{sy}	345	[N/mm ²]
破断強度	σ_{su}	518	[N/mm ²]
ヤング係数	E_s	2.00×10^5	[N/mm ²]
ポアソン比	ν_s	0.300	[-]
せん断弾性係数	G_s	7.69×10^4	[N/mm ²]
線膨張係数	α_s	1.00×10^{-5}	[1/°C]
単位重量	γ_s	77.0	[kN/m ³]

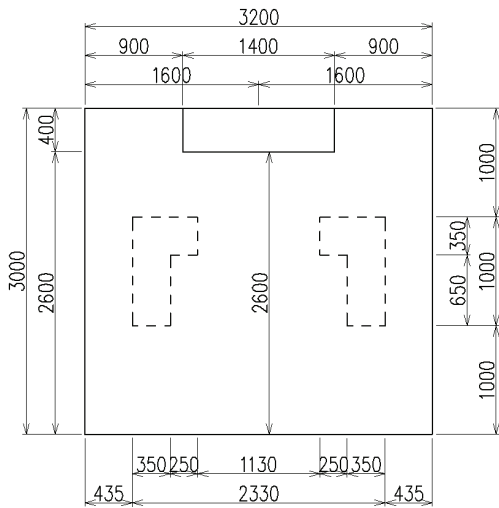
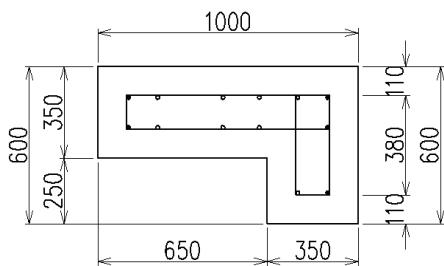
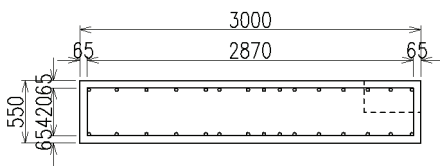


図 2(c) 操作台平面図



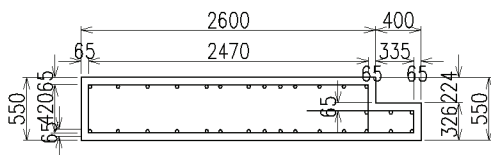
主鉄筋: D19, D16、せん断補強筋: D13

図 2(d) 門柱断面図



主鉄筋: D19, D16、せん断補強筋: D13

図 2(e) 操作台端部断面図



主鉄筋: D19, D16、せん断補強筋: D13

図 2(f) 操作台中央部断面図

4. 解析結果

4.1 プッシュオーバー解析の結果

図 3 にレベル 2-1 地震動、図 4 にレベル 2-2 地震動に対する門柱部水流直角方向のプッシュオーバー解析の水平震度(荷重)ー変位関係を示す。ここでの変位は、操作台中央の変位とした。

図中●印は解析を実施した際に何れかの部位が最初に降伏に達した時(初降伏時)を表す。今回の解析では、全てのケースで引張側となる門柱の脚部が最初に降伏に達した。

図中▲印は解析を実施した際に門型ラーメン構造としての最大耐力に達した時(終局時)を表す。今回の解析では、全てのケースで 2 本の門柱の柱頭、柱脚(合計 4 箇所)の位置が終局曲げモーメントに達した時が構造物としての終局状態となった。

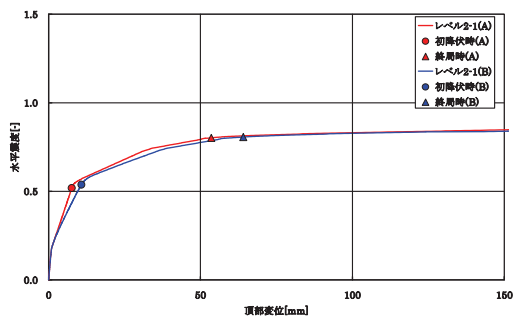


図 3 プッシュオーバー解析結果(レベル 2-1)

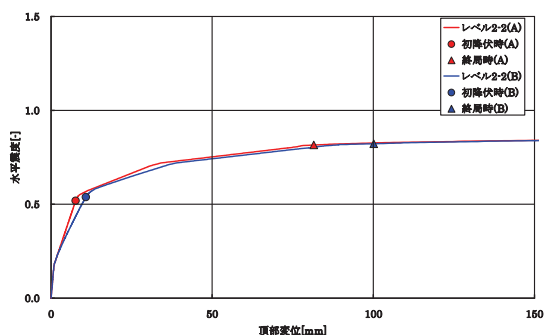


図 4 プッシュオーバー解析結果(レベル 2-2)

4.2 構造物特性補正係数の算出

プッシュオーバー解析で得られた初降伏時変位、終局時変位を用いて許容塑性率を算出した。その際、安全係数は耐震性能 2 を想定した為、表中の値とした。算出した許容塑性率を用いて構造物の粘り強さを表す構造物特性補正係数を算出した。それぞれの算出結果を表 3 に示す。尚、算出は以下の式による。

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

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

δ_y : 初降伏時変位

δ_u : 終局時変位

α : 安全係数

μ_{α} : 許容塑性率

c_s : 構造物特性補正係数

4.3 水平震度の算出

水平震度は構造物特性補正係数 c_s (表 3 参照)、地域別補正係数 c_z (強震帯地域とし 1.0 とする。)、図 5,6 に示す水平震度の標準値の積で算出する。算出した結果を図 7,8 に示す。尚、図 5~8 の I 種、II 種、III 種は地盤種別を表す。

表 3 各ケースの構造物特性補正係数

	記号	レベル2-1地震動		レベル2-2地震動		単位
		モデルA	モデルB	モデルA	モデルB	
初降伏時変位	δ_y	7.63	10.78	7.63	10.78	[mm]
終局時変位	δ_u	53.53	64.07	81.54	100.11	[mm]
安全係数	α	3.0		1.5		[-]
許容塑性率	μ_{α}	3.01	2.65	7.46	6.52	[-]
構造物特性補正係数	c_s	0.45	0.48	0.27	0.29	[-]

5. 考察

5.1 プッシュオーバー解析について

図 3 はレベル 2-1 地震動に対する解析モデル A,B の結果、同様に図 4 はレベル 2-2 地震動に対する結果を表す。

図 3,4 共に、初降伏時の変位には大きな差は生じていないが、終局時の変位には大きな差が生じている。この差はモデル化の手法の違いを表す。

解析モデル A の非線形部位は 2 本の門柱の柱頭、柱脚の合計 4 箇所なのに対して解析モデル B は全ての部位を非線形とした。この為、プッシュオーバー解析で漸増荷重を载荷した時に解析モデル A は非線形部位とした 4 箇所で局所的に変形し全体としての変位が小さくなったのに対して解析モデル B は全体がなじむように変形した為、全体の変位が大きくなったと考えられる。

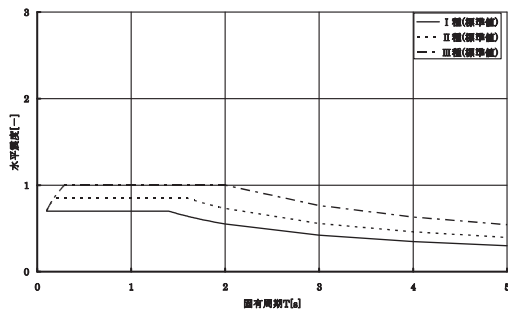


図 5 レベル 2-1 水平震度の標準値

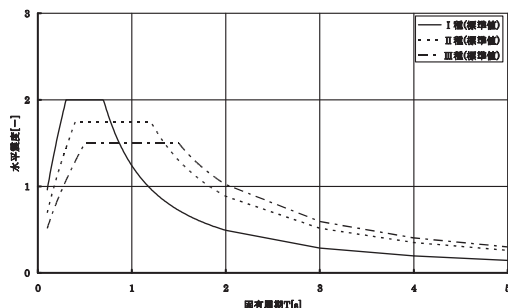


図 6 レベル 2-2 水平震度の標準値

図 3,4 の終局時変位を比較すると解析モデル A,B 共にレベル 2-2 地震動(図 4)の方が大きくなっている。今回は新設を想定し、横拘束筋の効果を見込んでいる。そのため、レベル 2-2 地震動(図 4)の靱性が大幅に向上した結果である。

5.2 水平震度算出について

水平震度は水平震度の標準値、地域別補正係数、構造物特性補正係数の積である。今回は地域別補正係数を固定とした為、水平震度は構造物特性補正係数に比例する。但し、水平震度には下限値(0.4)が設けられており、3 つの数値の積がこれを下回る場合は下限値となる。尚、構造物特性補正係数を有効な数値とみなせるのは、破壊形態の判定を実施した際に曲げ破壊型となった場合だけである。本報では破壊形態の判定を省略したが、解析モデル A,B 共に曲げ破壊型となった。ここで、破壊形態が移行型、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 として扱う事になり、結果として水平震度は図 3,4 に示した値になる。(0.4 を下回る場合は 0.4 とする。)

図 7 では、解析モデル A,B の I, II 種地盤ではほとんどの固有周期において水平震度が下限値の 0.4 となっているのに対して III 種地盤だけは固有周期が 0.2~3.0 程度の時解析モデル A と解析モデル B に明確な差が生じている。

I 種地盤では水平震度の標準値が最大で 0.7 の為、構造物特性補正係数(解析モデル A=0.45、解析モデル B=0.48)を乗じると全ての固有周期において水平震度が下限値の 0.4 を下回る。II 種地盤では水平震度の標準値が最大で 0.85 のため同様に構造物特性補正係数を乗じるとほとんどの固

有周期で下限値の 0.4 を下回る。(一部 $0.85 \times 0.48=0.408$ となる。)III 種地盤では固有周期が 0.2~3.0 程度で水平震度の標準値が比較的大きく、構造物特性補正係数を乗じても下限値を下回らないため解析モデル A,B の構造物特性補正係数の差が水平震度にも表れる結果となった。

図 8 では固有周期が 0.2~1.6 程度の範囲において全ての地盤種別で解析モデル A,B に明確な差が生じている。これは、レベル 2-1 地震動に比べてレベル 2-2 地震動の水平震度の標準値が大きいため構造物特性補正係数を乗じても下限値にならない為である。

図 7,8 の結果より、水平震度算出に構造物特性補正係数が大きな影響を与えている事が確認できた。構造物に作用する慣性力を小さくする為には、自重を下げるか水平震度を下げるかの 2 通りが考

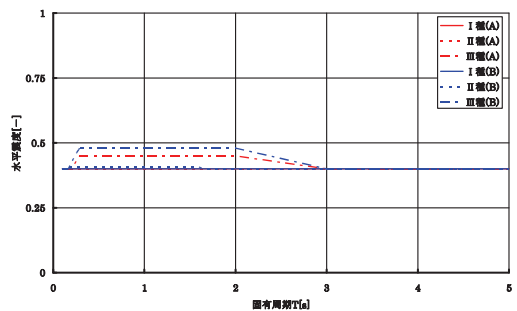


図 7 レベル 2-1 水平震度算出結果

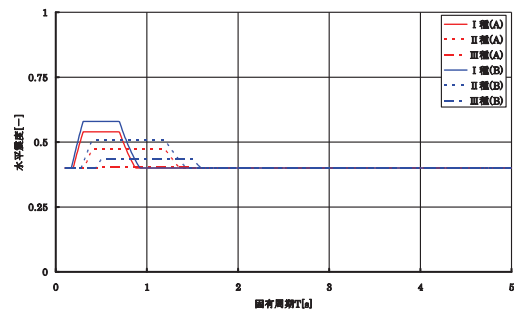


図 8 レベル 2-2 水平震度算出結果

