

## 鋼製砂防構造物の耐衝撃設計法について

## THE IMPACT RESISTANT DESIGN METHOD OF STEEL CHECK DAM STRUCTURE

石川信隆\*

Nobutaka ISHIKAWA

\*工博 防衛大学校 教授 土木工学科(〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

キーワード: 土石流, 耐衝撃設計法, 鋼製砂防ダム, 弾塑性衝撃応答解析  
(Debris flow, Impact resistant design method, Steel check dam, Elasto-plastic impact response analysis)

## 1. 緒言

1991年6月30日雲仙普賢岳で大規模火砕流の後に土石流が発生し多くの被害を出した。また1996年12月6日長野県小谷村の蒲原沢における死者13名の災害, さらに1997年7月10日鹿児島県出水市で発生した死者12名の大災害など, 土石流発生による災害は我が国においていとまがない。

土石流の危険流域は全国で約79,000箇所あり, そのうち約8割がまだ未整備の状態であるといわれている<sup>1)</sup>。砂防ダムは, 従来, 土石やコンクリートを材料とした重力式構造が採用されてきたが, 昭和43年頃から鋼材を使用した鋼製砂防構造物が開発されてきた<sup>2)</sup>。鋼材は, 周知のように強度が大きく, 韌性に富んでいるため, 土石流のような大きな外力を対象とした構造物にも適している。また, 工場で製品を生産し現地に運搬して施工するため, 品質均一化に富み, 施工性が良いため工期短縮や積雪寒冷期における急速施工も可能である。さらに, 工事用資機材も少ないため, 輸送コストの大きい現場や工事用道路が十分でない現場に施工する場合にも適している。ここでは, まず鋼製砂防構造物の種類と特色を述べ, 透過型砂防ダムの中のスリットダムB型を対象としてその耐衝撃設計法(安全性照査法)について紹介するものである。

## 2. 鋼製砂防構造物の種類と特色

鋼製砂防構造物を機能および構造形式で分類すると, 図-1のようになり<sup>2)</sup>, そのうち鋼製砂防ダムは不透過型と透過型に分れる。不透過型ダムは, 土石流中の砂礫の貯留を目的とし, 土石流対策としては保全対象

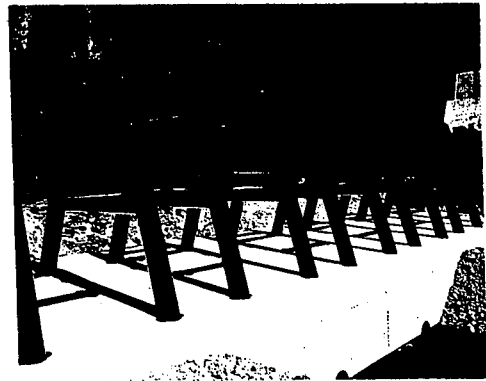
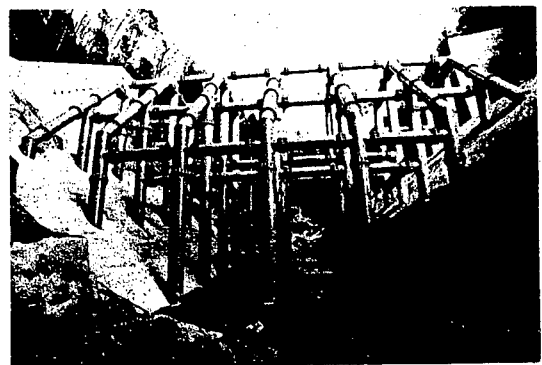


写真-1 鋼製スリットダムB型

写真-2 格子型ダム<sup>2)</sup>

や人家の直上流部にこの不透過型を設けることになっている。これに対し, 透過型ダムは, 流下する土石流の貯留または減勢および水と土砂の分離を図る目的で, 土石流の発生もしくは流下堆積する可能性のある土石流区域に設置される。ここでは, 以下の中空鋼管を用いた2つの鋼製砂防ダムの特色を述べる。

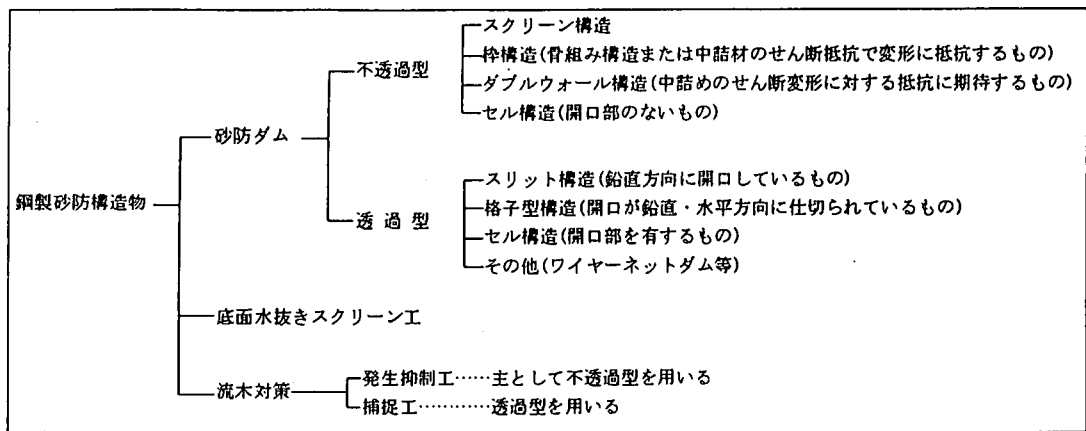


図-1 鋼製砂防構造物の機能および構造形式による分類

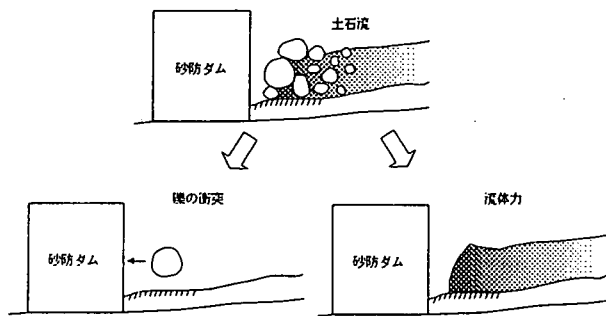


図-2 土石流荷重

は約1～2m程度(約10 tonf)と言われているが、雲仙普賢岳水無川や与田切川流域では、直径約3m～6m(約30～270 tonf)あるいはそれ以上の巨礫も見つかっている。このような大重量を有する巨礫の流下速度は、3～10m/s程度、泥流的な土石流では最大約20m/sの値も報告されている。したがって、砂防ダムを設計する際の土石流の外力評価としては、図-2のように第1としては土石流中の先頭部に含まれる巨礫の衝突による荷重と、第2は土石流内の泥状の流体圧による荷重の2つが考えられる<sup>4)</sup>。

### (1) 鋼製スリットダムB型

写真-1に示すように立体フレームタイプとして土石流の衝突角度が流心方向と多少ずれても安定度の高い構造であり、通常鋼管内にはコンクリートは充填されていない。したがって、巨礫の衝突に対して、鋼管のへこみと全体の塑性変形で礫の運動エネルギーを吸収する。

### (2) 格子型砂防ダム

写真-2に示すように約600mmφの鋼管を立体格子状に組み合わせた剛結合構造物であり、大規模な土石流に対して安全な透過型ダムである。スリットダムB型と同じく巨礫の衝突に対して鋼管のへこみと全体の塑性変形でエネルギーを吸収する。

## 3. 土石流外力の設定

一般に、土石流は図-2に示すように、巨礫が集まった段波状先頭部を持っており、しばしば流木などを巻き込み、高速で流下するため、大きな破壊力がある。先頭部が通過した後は、比較的粒径も小さく濃度も低くなっていく<sup>3)</sup>。この先頭部に含まれる巨礫の最大径

## 4. 鋼製透過型砂防ダムの耐衝撃設計法

### 4.1 現行設計法の考え方

一般に、鋼製砂防ダムは安定計算と構造計算の2つにより設計が行われている。ここで、安定計算とは、自重、堆砂圧、土石流による流体力を与えて、①ダムの自重および外力の合力の着点点が堤底の中央1/3内にあること(転倒条件)、②堤底が基礎地盤との間または基礎地盤内で滑動しないこと(滑動条件)、③基礎地盤に作用する最大荷重強度が地盤の許容支持力度以内にあること(沈下条件)を満足するように検討が行われる<sup>2)</sup>。

一方、構造計算とは、礫の衝突に対する安全性の照査つまり破壊の判定を行うものであり、ここではこれを耐衝撃設計と位置づけている。さて、現行設計法の許容変形量の設定は、透過型ダムとしての機能を喪失しない範囲、つまり巨礫の衝突により構造物に相当大きな塑性変形を生じても土石流捕捉後の堆積圧に抵抗しうる状態(例えば、スリットダムB型では構造物の許容最大変形量をフレーム高さの2%)、または部材の局部に大きな変形が生じても、構造系全体として耐荷力を失っていない状態(例えば、格子型ダムでは構造

部材1本の最大変形が弾性限界の20倍)としている。しかし、これらの現行設計法には以下の問題点がある。

(1) スリットダムB型や格子型ダムは立体骨組構造であるが、解析において3次元の取り扱いがなされていない。

(2) 中空鋼管断面のへこみ変形を考慮する際、動的効果や巨礫の衝突形状に関する影響が考慮されていない。

(3) 鋼管部材の許容塑性変形について、鋼管の肉厚効果や動的効果が考慮されていない。

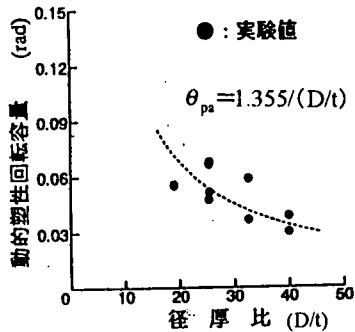


図-3 動的塑性回転容量～径厚比関係 (実験式)

#### 4.2 中空鋼管を用いた鋼製砂防ダムの耐衝撃設計法

以上の問題点を解決するため、ここでは、まず中空鋼管の局部変形(へこみ変形)<sup>5)</sup>と動的効果(ひずみ速度効果)を考慮した3次元弾塑性衝撃応答解析プログラム<sup>6)</sup>(SABO-3D)を開発した。次に、その耐衝撃設計法の手順を示す。

- ①まず入力する外力条件、すなわち巨礫の直径、重量、衝突速度を設定する。
  - ②構造物の形状および寸法を入力する。
  - ③3次元弾塑性衝撃応答解析プログラム(SABO-3D)を用い、衝突位置を想定して部材に発生する応答塑性回転角を求める。
  - ④算定された応答塑性回転角が部材の動的塑性回転容量を上回らないことをチェックする。
- すなわち、

$$\theta_{p,max} \leq \theta_{pa} \quad (1)$$

ただし、

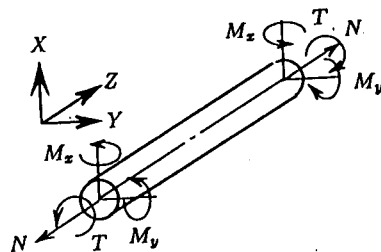
$\theta_{p,max}$  : 計算された最大応答塑性回転角

$\theta_{pa}$  : 許容動的塑性回転角

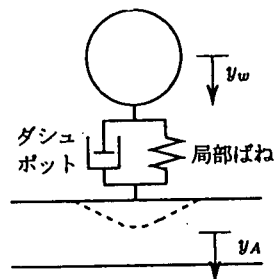
ここで鋼管に発生するひずみ速度が  $\dot{\epsilon} = 10^{0.5}/\text{sec}$  程度(土石流中の巨礫の衝突時のひずみ速度は  $\dot{\epsilon} = 10^{-1}/\text{sec} \sim 10^{0.5}/\text{sec}$  程度)において、はりに局部座屈が形成される時点の許容塑性回転容量  $\theta_{pa}$  は、高速載荷実験により図-3のように次式のように求められる<sup>7)</sup>。

$$\theta_{pa} = 1.355 / (D/t) \quad (2)$$

- ⑤式(1)の判定の結果、式(1)を満足しない場合は再度②の修正を行い、式(1)を満足するまで繰り返す。



(a) 部材要素モデル



(b) 衝突点のモデル化  
図-4 解析モデル

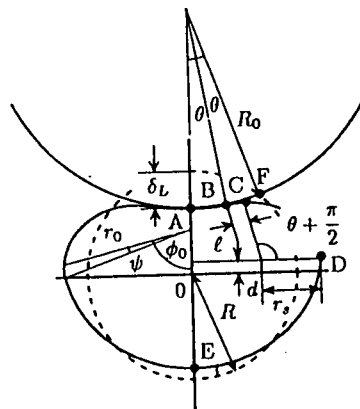


図-5 局部変形断面形状<sup>5)</sup> (解析モデル)

### 5. 3次元弾塑性衝撃応答解析プログラム (SABO-3D) の概要

#### (1) 解析モデルと局部変形の算定式

図-4 (a) に示すように各部材要素には2軸曲げ、軸力およびねじりモーメントが作用するものとする。

また衝突点には図-4 (b) のように局部ばねとダッシュポットを用いて、局部変形を考慮した衝撃力を次式によって求めることとする。

$$y_w \geq y_A \text{ のとき } P = P_L + C_w(\dot{y}_w - \dot{y}_A) \quad (3a)$$

$$y_w < y_A \text{ のとき } P = 0 \quad (3b)$$

ただし、 $C_w (= 2h\sqrt{mk'})$  : 局部減衰係数、 $h$  : 局部減衰係数で、ここでは  $h = 0.04$  を用いた。 $k'$  : 局部ばね定数で、 $\partial P_L / \partial \delta_d$  より求められる。 $m$  : 巨礫の質量。 $y_w$  : 巨礫 (重錘) 変位、 $y_A$  : はり変位。また  $P_L$  は局部変形により生ずる局部ばね力で、高速載荷実験結果により次式で表される<sup>5)</sup>。

$$P_L = \frac{1}{4} K \sigma_{y,d} t^2 \left( \frac{\delta_d}{D} \right)^{0.8} \quad (4)$$

ただし、 $D$  : 鋼管径、 $t$  : 肉厚、 $\delta_d = y_w - y_A$  : 局部変形量、 $K$  : 局部変形係数で、ここでは  $K = 185 (D_0 > 3.5D)$  または  $K = 161 (D_0/D)^{0.11} (D_0 \leq 3.5D)$  を用いる。 $D_0$  : 巨礫の径、また、 $\sigma_{y,d}$  は動的降伏応力で、次式より求められる。

$$\frac{\sigma_{y,d}}{\sigma_{y,s}} = 1.202 + 0.04 \log \dot{\epsilon} \quad (5a)$$

ただし、 $\sigma_{y,s}$  : 静的降伏応力、 $\dot{\epsilon}$  : 応答ひずみ速度。

ここで、ひずみ速度  $\dot{\epsilon}$  は、部材断面の外縁の曲げ変形から次式のように求められる。

$$\dot{\epsilon} = \frac{d\epsilon}{dt} = \frac{D}{2} \cdot \frac{d\phi}{dt} \quad (5c)$$

ただし、 $d\phi/dt$  :  $\Delta t$  間における曲率増分。

#### (2) 衝突点における局部変形の影響

中空鋼管部材に巨礫が衝突した際には、衝突点において局部変形が発生し、曲げ剛性および塑性曲げモーメントが低下する。ここでは、局部変形断面形状を図-5のようにそらまめ型に仮定して、その形状を逐次決定できる計算プログラム (LOCAL-2D) を開発した<sup>5)</sup>。

#### (3) 降伏条件式と応答塑性回転角の算定

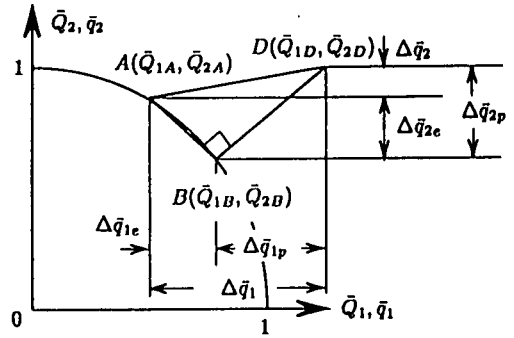


図-6 応答塑性変形の算定法

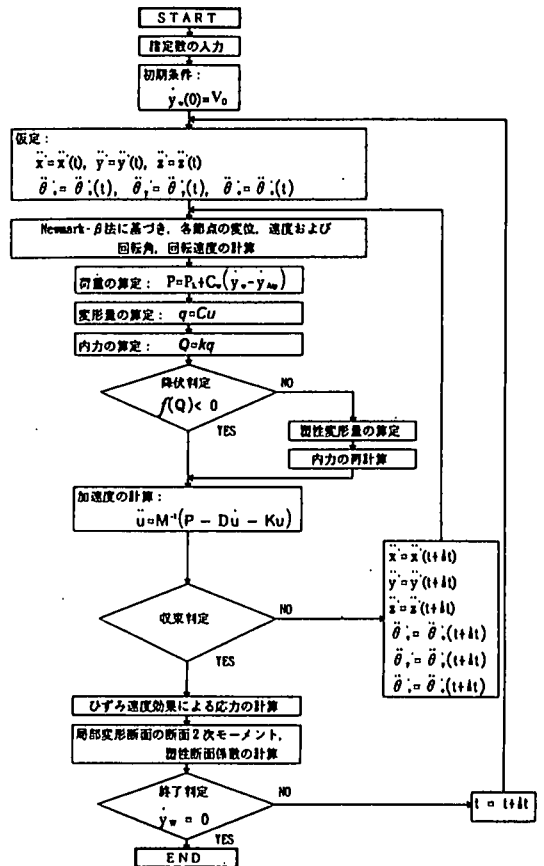


図-7 3次元弾塑性衝撃解析プログラム (SABO-3D) の計算フローチャート

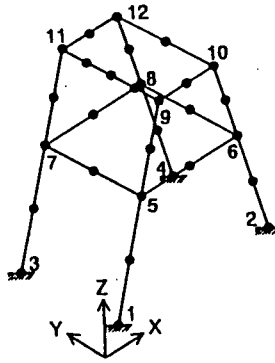
本解析における降伏条件は、2軸曲げモーメント  $M_x$ 、 $M_y$ 、軸力  $N$  およびねじりモーメント  $T$  を考慮する。

$$\left( \frac{N}{N_p} \right)^2 + \left( \frac{T}{T_p} \right)^2 + \left( \frac{M_x}{M_{px}} \right)^2 + \left( \frac{M_y}{M_{py}} \right)^2 = 1 \quad (6)$$

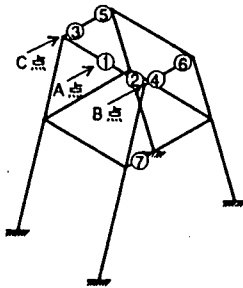
ただし、 $M_{px}$ 、 $M_{py}$ 、 $N_p$ 、 $T_p$  : 2軸曲げモーメント塑性容量、軸力塑性容量およびねじりモーメント塑性容量。

表-1 節点座標

	X	Y	Z
1	0.0	0.0	0.0
2	657.4	0.0	0.0
3	0.0	400.0	0.0
4	657.4	400.0	0.0
5	120.0	0.0	400.0
6	537.4	0.0	400.0
7	120.0	400.0	400.0
8	537.4	400.0	400.0
9	210.0	0.0	700.0
10	447.4	0.0	700.0
11	210.0	400.0	700.0
12	447.4	400.0	700.0



(a) 節点番号



(b) 衝突位置

図-8 鋼製スリットダムB型の解析モデル

表-2 部材諸元

	鋼管径 (mm)	肉厚 (mm)	部材長 (cm)
1-5	609.6	25	417.6
3-7	"	"	"
5-9	"	"	313.2
7-11	"	"	"
5-7	"	"	400.0
9-11	"	"	"
2-6	"	16	417.6
4-8	"	"	"
6-10	"	"	313.2
8-12	"	"	"
6-8	"	"	400.0
10-12	"	"	"
5-6	"	"	417.4
7-8	"	"	"
9-10	"	14	237.4
11-12	"	"	"

なお、降伏条件への局部変形の影響は、その点の強軸まわりの塑性曲げモーメントのみを低下させることにより考慮した。

次に、応答塑性変形は図-6に示す降伏曲面から(この場合2次元で示すが、4次元でも同様)から直交条件を満足するように次のように得られる。

$$\bar{q}_p = \bar{q} - \bar{q}_e \quad (7)$$

ただし、 $\bar{q}$  : 無次元化弾塑性曲げ回転角,  $\bar{q}_e$  : 無次元化弾性曲げ回転角で、 $\bar{q}_e = k^{-1} \bar{Q}$ 。  $k^{-1}$  : 部材要素の3次元柔性マトリックス,  $\bar{Q}$  : 部材要素の無次元化内力ベクトル。

#### (4) 解析手順

計算手順は、3次元運動方程式を Newmark- $\beta$ 法により解くこととなる(図-7参照)が、まず初期条件として巨礫の衝突速度  $v_0$  を与える。以後、加速度の収束計算を行い、ひずみ速度効果を考慮した応力計算を行ったうえで最終的に巨礫の運動が停止した時点、つまり巨礫の速度が0となった時点で終了する。なお、本解析では、巨礫が構造物に接触した時点を時刻の起点 ( $t=0$ ) とし、構造物の各節点の変位は  $t=0$  にお

ける各節点位置からの移動量とした。

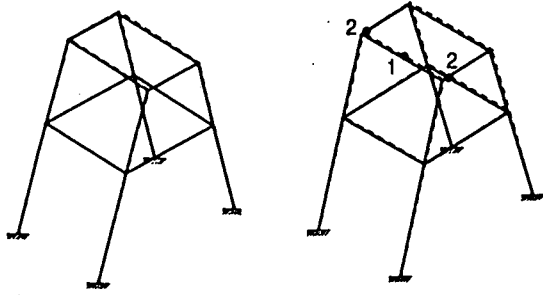
## 6. 鋼製スリット型ダムB型の計算例

### (1) 1個の巨礫が衝突する場合

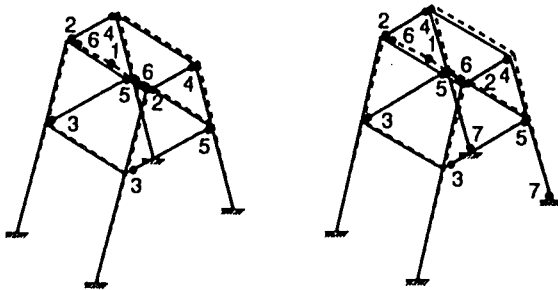
いま図-8(a)に示すような鋼製スリットダムB型(モデルの節点座標は表-1, 部材諸元は表-2に示す)を図-8(b)のA点に直径2m(重量約10tonf)の巨礫が速度10m/secで衝突した場合の変形過程を図-9に示す。図中の・印および数字は、塑性ヒンジ発生位置および順番を示す。図-9より部材が逐次降伏していく過程が認められるが、最大応答塑性回転角は  $\theta_{p,max} = 0.0115 \text{ rad}$  で、これは図-8(b)の④の位置つまり図-8(c)の2番目の塑性ヒンジの位置の値である。一方、許容塑性回転容量は、 $\theta_{p,d} = 1.355 / (609.6 / 14) = 0.0311 \text{ rad}$  で、これより式(1)の条件を満足しているため、安全であると判定される。

### (2) 巨礫が繰り返し衝突する場合<sup>9)</sup>

土石流中には巨礫が多数含まれており、砂防ダムに複数個の巨礫が衝突する場合も当然ありうる。



- (a)  $t = 10 \text{ msec}$   
 $\delta_T = 9.6 \text{ cm}$   
 $\delta_L = 8.7 \text{ cm}$   
 $\delta_B = 0.9 \text{ cm}$   
 $\theta_{p,max} = 0 \text{ rad}$
- (b)  $t = 20 \text{ msec}$   
 $\delta_T = 17.3 \text{ cm}$   
 $\delta_L = 15.2 \text{ cm}$   
 $\delta_B = 2.1 \text{ cm}$   
 $\theta_{p,max} = 0 \text{ rad}$



- (c)  $t = 30 \text{ msec}$   
 $\delta_T = 22.2 \text{ cm}$   
 $\delta_L = 17.6 \text{ cm}$   
 $\delta_B = 4.6 \text{ cm}$   
 $\theta_{p,max} = 0.007 \text{ rad}$
- (d)  $t = 48 \text{ msec}$   
 (応答終了)  
 $\delta_T = 23.8 \text{ cm}$   
 $\delta_L = 18.2 \text{ cm}$   
 $\delta_B = 5.6 \text{ cm}$   
 $\theta_{p,max} = 0.0115 \text{ rad}$

図-9 変形過程 ( $W=10\text{tonf}$ ,  $V_0=10\text{m/sec}$ )

図中の数字は塑性ヒンジの発生順を示す。

$\delta_T$ : 載荷点①の全変位,  $\delta_L$ : 載荷点①の局部変形,  $\delta_B$ : 載荷点①のはり変位,  $\theta_{p,max}$ : 2番目塑性ヒンジの塑性回転角

ここでは、まず 1 回目の衝突に対してはこれまでと同じ解析を行う。次に 2 回目の衝突に対しては、1 回目の衝突による応答が終了した時点での衝突点における局部変形量、すなわち局部変形により低下した断面 2 次モーメントおよび塑性曲げモーメント、ならびに構造物の塑性変形量(残留変形量)を記録し、これを 2 回目の計算において初期条件として与えて 1 回目と同様に計算を行う。

図-10(a), (b)は、重量 10tonf の巨礫が B 点にそれぞれ衝突速度  $V_0=10\text{m/sec}$  で 2 回繰り返し衝突した場合の荷重～全変位関係を示したものである。

また図-10(a), (b)に重量 10tonf の巨礫がそれぞれ衝突速度  $V_0=17.3\text{m/sec}$  および  $V_0=21.2\text{m/sec}$  で単一衝突した場合の結果も併記した。ここで、繰り返し衝突の場合の変位は、各衝突時における変位を加算して累積変位により示している。なお、 $V_0=10\text{m/sec}$  で 3 回、または  $V_0=15\text{m/sec}$  で 2 回繰り返し衝突することにより構造物に

与える運動エネルギーは、それぞれ  $V_0=17.3\text{m/sec}$  または  $V_0=21.2\text{m/sec}$  で単一衝突する場合の運動エネルギーに等しい( $E=152\text{tonf}\cdot\text{m}$  または  $E=230\text{tonf}\cdot\text{m}$ )。

図-10(a), (b)より、同じ運動エネルギーをもつ単一衝突の場合の荷重～変位曲線は、繰り返し衝突の荷重～累積変位の包絡線に相当していることがわかる。

また表-3に応答終了時に部材に発生した応答塑性回転角を大きな順に 3 つ示している。発生位置の番号は図-8(b)の番号に対応している。表-3(a), (b)より同一運動エネルギーの場合は、繰り返し衝突による塑性回転角が単一衝突の場合の結果にほぼ等しいことがわかる。

よって、発生位置図-8④の限界塑性回転容量  $\theta_{pd}$  は

$$\theta_{pd} = 1.355 / (609.6/14) = 0.031 \text{ rad} \text{ であるので,}$$

(a)  $W=10\text{tonf}$ ,  $V_0=10\text{m/sec}$  の場合は 2 回目で

$$\theta_{p,max} = 0.039 > \theta_{pd}$$

(b)  $W=10\text{tonf}$ ,  $V_0=15\text{m/sec}$  の場合は 1 回目で

$$\theta_{p,max} = 0.034 > \theta_{pd}$$

となり、破壊とみなされる。

次に、1 回目と 2 回目の衝突位置が異なる場合を調べる。いま重量  $W=10\text{tonf}$  の巨礫が 1 回目  $V_0=15\text{m/sec}$  で B 点に衝突し、2 回目に  $V_0=15\text{m/sec}$  で A 点、B 点、C 点に衝突した場合の応答塑性回転角を表-4に示す。表-4より、2 回目に別の位置に衝突した場合には、巨礫の運動エネルギーを新たな衝突点における局部変形で吸収するため、表-3(b)の 2 回目に同一位置へ衝突する場合よりも小さな応答塑性回転角となっていることが確認される。

### (3) 現行設計法との比較

現行設計法では、スリットダム B 型の許容最大変位量をフレームの高さの 2% として静的弾塑性解析を行って巨礫の運動エネルギーを構造物の全体変形で吸収するものとして設計が行われている。ただし、局部変形の影響は考慮していない。

図-11(a)は、現行設計法による最大衝突点変位～衝突速度関係を示したもので、2% 変位に相当する衝突速度を求めると  $V_c=8.7\text{m/sec}$  となる。

一方、本法によると図-11(b)のように  $V_c=14.8\text{m/sec}$  となり、本法の方が約 1.7 倍大きく、エネルギー的には約 3 倍までの巨礫の運動エネルギーに耐えられることを意味する。つまり、衝突速度一定の条件下では逆に約 1/1.7 の経済的な設計が可能となることを示唆している。

表-3 同じ位置へ繰り返し衝突する場合

(a)  $W = 10 \text{ tonf}$ ,  $V_0 = 10 \text{ m/sec}$ , 3回衝突

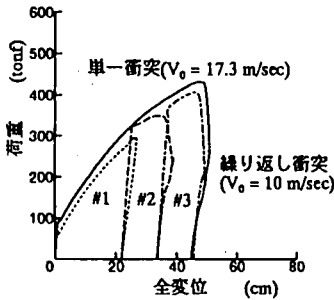
	繰り返し衝突 ( $W=10\text{tonf}$ , $V_0=10\text{m/sec}$ )						単一衝突 ( $W=10\text{tonf}$ , $V_0=17.3\text{m/sec}$ )	
	1回目		2回目		3回目		塑性回転角	発生位置
	塑性回転角	発生位置	塑性回転角	発生位置	塑性回転角	発生位置		
1	0.011	4	0.039	4	0.048	4	0.046	4
2	0.009	6	0.032	6	0.039	6	0.037	6
3	0.005	7	0.024	7	0.034	7	0.033	7

(b)  $W = 10 \text{ tonf}$ ,  $V_0 = 15 \text{ m/sec}$ , 2回衝突

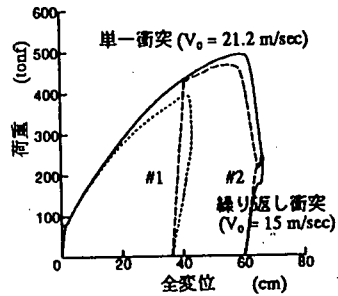
	繰り返し衝突 ( $W=10\text{tonf}$ , $V_0=15\text{m/sec}$ )				単一衝突 ( $W=10\text{tonf}$ , $V_0=21.2\text{m/sec}$ )	
	1回目		2回目		塑性回転角	発生位置
	塑性回転角	発生位置	塑性回転角	発生位置		
1	0.034	4	0.084	4	0.084	4
2	0.027	6	0.067	6	0.062	6
3	0.022	7	0.057	7	0.050	7

表-4 1回目と2回目の衝突位置が異なる場合 ( $W=10\text{tonf}$ ,  $V_0=15\text{m/s}$ )

	1回目衝突		2回目衝突					
	B点衝突		A点衝突		B点衝突		C点衝突	
	塑性回転角	発生位置	塑性回転角	発生位置	塑性回転角	発生位置	塑性回転角	発生位置
1	0.034	4	0.039	1	0.084	4	0.036	3
2	0.027	6	0.039	4	0.067	6	0.034	4
3	0.021	7	0.035	3	0.057	7	0.028	5

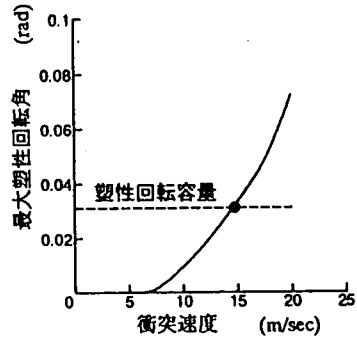
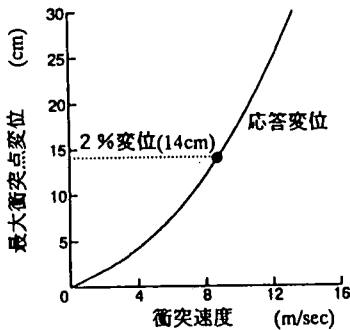


(a)  $V_0=10\text{m/s}$  が3回



(b)  $V_0=15\text{m/s}$  が2回

図-10 繰り返し衝突の場合 (図-8 (b)のB点に衝突) の荷重~衝突点変位関係 ( $W=10\text{tonf}$ の場合)



(a) 現行設計法による最大衝突点変位~衝突速度関係 (b) 本設計法による最大塑性回転角~衝突速度関係

図-11 現行設計法との比較

## 7. 結論

鋼製砂防構造物の耐衝撃設計法について、特に中空鋼管を用いた鋼製砂防ダムを対象として3次元弾塑性応答解析法(SABO-3D)を開発すると共に、これを用いた安全性照査法を示したものである。

本研究で得られた成果を示すと以下のとおりである。

(1) 局部変形とひずみ速度効果を考慮した3次元弾塑性解析プログラム(SABO-3D)を開発することができ、これを用いて巨礫の衝突速度、重量および衝突位置を変えて構造物の応答特性を調べることができた。

(2) 中空鋼管を用いた鋼製透過型砂防ダムの終局限界を、鋼管はり部材に局部座屈が発生した時点と定義して、限界動的塑性回転許容量の式を提案し、これを設計基準とすることができた。

(3) SABO-3Dを用いて、上記の設計基準を満足するかどうかの安全性照査を行うことができた。

(4) 繰り返し衝突の場合も同一運動エネルギーならば単一衝突の場合と同じ結果になることが確認された。

(5) 現行設計法と比較し、一例として本法は衝突速度で約1.7倍、つまり運動エネルギーで約3倍まで耐えうることが判明した。

謝辞: 本研究は、元防衛大学校助手星川辰雄氏の学位論文の一部を取りまとめたものであり、ここに同氏に深く謝意を表するものである。

## 参考文献

- 1) 国土庁: 防災白書(平成9年版), 大蔵省印刷局平成9年6月.
- 2) 砂防・地すべり技術センター鋼製砂防構造物委員会: 鋼製砂防構造物便覧, 平成5年版.
- 3) 高橋保, 水山高久: 土砂災害の予知と対策5 土石流(その1): 土と基礎, Vol. 32, No. 3, pp. 59~66, 1984年3月.
- 4) 大同淳之: 土石流が構造物に作用する衝撃力, 第2回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム論文集, pp. 89~94, 1991年.
- 5) 星川辰雄, 石川信隆, 彦坂熙, 阿部宗平: 局部変形とひずみ速度効果を考慮した鋼管固定はりの衝撃応答変位, 土木学会論文集, No. 513/I-31, pp. 101~115, 1995年4月.
- 6) 星川辰雄, 石川信隆, 彦坂熙, 水山高久, 阿部宗平: 鋼製透過型砂防構造物の弾塑性衝撃応答解析と耐衝撃設計法, 土木学会論文集, No. 549/I-37, pp. 159~173, 1996年10月.
- 7) 星川辰雄, 石川信隆, 彦坂熙, 阿部宗平: 鋼管はり部材の動的終局限界に関する一考察, 土木学会論文集, No. 525/I-33, pp. 139~152, 1995年10月.
- 8) 星川辰雄: 鋼製透過型砂防ダムの動的塑性回転許容量に基づく耐衝撃設計法に関する研究, 九州大学学位請求論文, 平成7年9月.