論文

アスファルト表面遮水壁型ダムの耐震評価に関する研究

中村 吉男1 島崎 勝2 成田 国朝3 奥村 哲夫3 大根 義男3

Safety Evaluation of Asphalt Face Dam during Earthquake

Yoshio NAKAMURA Masaru SHIMAZAKI Kunitomo NARITA Tetsuo OKUMURA Yoshio OHNE

アスファルト混合物は、速度依存性や温度依存性を有する材料であることから、冬期あるいは寒 冷地における地震の発生は、混合物が最も損傷を受け易い条件を与える。本研究は、冬期に発生 した地震により被災したアスファルト表面遮水壁の被害の特長を論じるとともに、斜面部の遮水 壁に生じた亀裂の要因を疲労破壊の観点から考察し、ひずみの累積による損傷度を指標として、 地震時における表面遮水壁の破壊判定手法を提案するものである。

キーワード:アスファルト遮水壁,改質アスファルト,地震被害,累積損傷度,耐震設計

1. はじめに

築堤材料の制約により堤体部だけでは遮水性が十分 確保できない場合や、気象条件により施工日数が限ら れるフィルダムの建設において、貯水池表面にアスフ アルト混合物を舗設して遮水性を確保する表面遮水壁 型ダムが採用されることが少なくない。この場合、遮 水壁に求められる機能は、①水密性、②斜面安定性 (強度、変形抵抗)、③たわみ性(堤体への追随性)、 ④耐久性、⑤施工性等が挙げられるが、耐震設計上、 最も重要と考えられる事項は、地震時における堤体の 変形に対して遮水壁の追随性を確保することである。

アスファルト混合物は,アスファルトの有する粘性 的な性質により,セメント系混合物等と比較してたわ み性や応力緩和性に富み,変形の追従性に優れるとい う特長を持つ。しかし,変形速度や温度により力学特 性が変化する,温度依存性や速度依存性を有する材料 であるため,温度が低く載荷速度が上昇すると変形性 能が低下するので,冬期あるいは寒冷地における地震 の発生は,遮水壁が最も損傷を受け易い条件を与える。

一方,地震による遮水壁の損傷原因には,二つのカ テゴリーが考えられる。その一つは,地震中の繰り返 し変形によるものであり,他方は,堤体自体の滑動に よる永久変形に起因するものである。

本研究では,地震により被災した実ダムの遮水壁の 被害状況から,遮水壁の損傷原因と特長について考察 した。次に,地震応答解析を行い,加速度応答に基づ いて堤体の円弧すべり破壊に対する安定性を吟味する とともに,遮水壁に生じる動的ひずみの特性を論じた。 そして,ひずみの蓄積に伴う累積損傷度の概念を用い て,アスファルト遮水壁の破壊判定を行う一手法を提 示した。この評価手法は,遮水壁の耐震設計法の展開 に一助を加えたと考えている。

2. 東富士ダムの概要

東富士ダム¹⁾は、静岡県御殿場市の郊外に位置し、 隣接する東富士演習場の米軍使用に伴う補償事業の一 環として、1971年に建設された農業用のダムである。

ダムは地形的,地質的制約から,図-1 に示したよう に山側を掘削し,これを盛土材料として本堤部を構築 している。火山地帯のこの地方では,歴史的に貯水池 の築造が困難であり,水源流量も極度に少ないことか ら,渇水年には深井戸からの揚水の利用が計画された。

[「]株式会社アイコ 専務取締役

²大成ロテック株式会社 生産技術本部技術研究所 課長

³愛知工業大学 工学部都市環境学科土木工学専攻 教授

このため、漏水対策が設計上の重要な課題であり、ダ ム型式には、堤体ばかりでなく池敷全体に亘ってアス ファルト舗装を行う内面舗装型均一ダムが採用された。

ダムの標準断面と舗装構造は図-2 に示すように、上 流斜面勾配は 1:3.0,下流斜面勾配は 1:2.5 で小段が設 けられ、遮水壁の厚さは斜面部で 24 cm (表層 5 cm, 中間層 5 cm,基層 4 cm,排水層 10 cm),底面部で 14 cm (表層 5 cm,中間層 5 cm,基層 4 cm)となっている。

ダムサイトの地質は,古富士火山と新富士火山によ る噴出物で構成されている。古富士火山の噴出物は火 山泥流堆積物,砂,火山角礫岩,および火砕流堆積物 等を主体とし,中腹の一部に溶岩流が見られる。一方, 古富士火山活動が終わった後,新たに噴火を繰り返し た新富士火山活動では,溶岩流出と火山砕屑物(火山 角礫,火山弾,火山砂,火山灰等)を噴出する噴石活 動が数百回起こったとされている。そして,1回の噴火 活動において溶岩流出が無く,噴石活動を主体とする 場合や,溶岩流出後,僅かに噴石活動を行う場合もあ り,噴火活動は不規則であった。この期間に形成され た地層は,細粒土から粗粒土さらには巨大礫,溶岩と いった種々の地層が交互に堆積し層相変化が著しい。

築堤材料は主として、均等係数 Uc=2~3 の均質な火 山生成物である砂質土(スコリア)と、安山岩ないし 玄武岩の岩塊を含む粘土混じり火山砂礫よりなる泥流 堆積物である。スコリア材料の透水係数は、10⁻²~10⁻³ cm/s オーダーであるのに対し、層相変化の激しい泥流 堆積物は 10⁻²~10⁻⁵ cm/s オーダーであり透水~半透水性 を呈す。



図-1 東富士ダム模式横断図



図-2 東富士ダムの標準断面と舗装構造

3. 地震による遮水壁の損傷

3.1 地震の概要

1996 年 3 月 6 日 23 時 35 分頃,ダム北方約 15 km, 河口湖付近を震源とする山梨東部地震(マグニチュー ド 5.8)が発生した。東富士ダムに当時設置されていた 地震計は,最大加速度のみ記録される形式のものであ り,地震波形自体は得られていない。観測された最大 加速度は,堤底部では a_B =85 gal,堤頂部では a_i =380 gal であった²⁾。

気象庁富士山測候所御殿場基地(標高 EL.468.00)の 観測記録によると、地震発生時の気温は、23 時:1.3℃、 24 時;0℃である。理科年表(文部省国立天文台編)³⁾ によれば、高度 11 km までの気温変化率は、-6.5℃/km であるとされており、御殿場基地より 202 m 高い EL.670.00 に位置するダムサイトの気温は、観測値より 1.3℃(= $-6.5 \times 202/1000$)低い 0~-1.3℃であったも のと推定される。

水密アスファルトの脆化点(延性破壊から脆性破壊 に移行する温度)は 5℃程度⁴⁾と考えられるから,地 震発生時の気温は遮水壁が脆性破壊を生じる厳しい気 象条件であったといえる。

地震発生時の貯水位は満水位の約 2/3 であり,地震 発生後,貯水を降下させ貯水池周辺を始め堤体および 池敷部について被害状況の調査が行われた。この結果, ダム本体には何ら被害は発見されなかったが、図-3 に 示したように堤体斜面および池敷部のアスファルト舗 装部に数多くの亀裂が確認され、亀裂の発生箇所と亀 裂の総延長は表-1 に示すとおりであった⁵⁾。

3.2 遮水壁の亀裂

図-4 は、地震直後に発見された遮水壁斜面部の亀裂 の一例である。亀裂は斜面を斜めに横切って発生して おり、最大幅は 10~15 mm に達していた。亀裂の規模

(深度)を確認するため, 亀裂が長く連続している箇 所からコア採取を行った。図-5 は, 採取したコアの状 況を示したものであり, 亀裂の深さは最大 10 cm, すな わち, 表層と中間層を合わせた防水層を貫通するもの が少なくなかった。また, 補修工事において確認され た亀裂の深さは, 図-6 に示すとおり舗装部を貫通し, 基礎処理層(砕石)にまで達しているものも存在した。

亀裂の発生は、アスファルト混合物の柔軟性が低下 する低温での地震動の作用に起因していると考えられ るが、その他にも遮水壁の構造的要因や材料特性の経 年変化等、地震被害の特長から次の事項が影響してい るものと推定される。

- 施工継目
- ② 異種材料(セメントコンクリート;以下コンク リートと呼称する)構造物との接合
- ③ アスファルト混合物の劣化



図-3 貯水池計画平面および亀裂分布図

表-1 亀裂発生箇所と亀裂の延長

発生箇所	延長		
①遮水壁	斜面部; 2,088m, 底面部; 1,649m (合計; 3,737m)		
②溢流堰と遮水壁接合部	131m		
③遮水壁と天端接合部	1,297m		
④天端舗装道路 845m			



図-4 地震直後に観察されたアスファルト遮水壁の 斜め亀裂(1996年3月8日撮影)



図-5 コア採取による遮水壁の亀裂深さの確認



①中間層,②基層,③排水層,④基礎処理層, 表層はオーバーレイのため切削されている。

図-6 開削調査による亀裂深さの確認



図-7 施工継目による亀裂の間隔(図-3 詳細 A の拡大)

施工継目の開口

図-7 に示すように斜面部の遮水壁には、ダム軸に対 し垂直方向に発達する直線的な亀裂が存在し、その間 隔は、3.02~3.10 m であった。施工記録によると、ア スファルト混合物は、ウインチポータルで牽引したフ ィニシャーにより 3.0 m 幅で敷均すとされている。施 工継目の間隔と亀裂間隔が概ね一致していることから、 この種の垂直亀裂は、施工継目が地震により開口した ものと考えてよい。

(2) コンクリート構造物との接合部における亀裂

貯水池上流の北西部には流入工が設置されている。 その構造は、図-8 に示すように溢流堰を設けて流入土 砂を一次沈砂する計画となっている。そして、溢流堰 と池敷底面のアスファルト遮水壁は、厚さ 25 cm のコ ンクリートライニングにより接続されている。コンク リートライニングとアスファルト遮水壁の接合部に発 生した亀裂は、図-9 に示すように溢流堰軸に垂直なも のと平行するものに大別される。そして, 垂直亀裂は, 図-10 と図-11 に示されるように、コンクリートライニ ングの打継目箇所の延長方向に進展していることが特 長的である。すなわち、この亀裂は、地震力がコンク リートライニングの継目とアスファルト遮水壁の接合 部に集中して生じたものと推定される。一方、平行方 向の亀裂は、主としてコンクリート構造物の接合境界 部でアスファルト遮水壁の変形が阻害されたことによ り生じたものと推定されるが、図-12に示すように遮水

壁基礎の不同沈下により発生したものも散見される。

(3) アスファルト遮水壁の劣化

アスファルトは,施工時の熱による揮発や空気によ る酸化、紫外線や気象の影響により重縮合を起こして 徐々に分子量の大きい成分に移行する性質を有する。 これによりアスファルトは固く脆くなるので、この現 象をアスファルトの「老化」と呼んでいる。一般に、 老化したアスファルトの物理性状は、針入度の低下や 軟化点の上昇に現れる。化学性状はアスファルト組成 の移行、赤外線吸収スペクトルによるカルボル基 (C=0)の増加、分子量の増大等の変化に認められると されている ⁶⁾。アスファルト遮水壁の老化現象を調べ るため,図-3に示した3箇所(斜面2箇所; No.1, No.2, 底面 1 箇所; No.3) で遮水壁のコアリングを行い,ア スファルト混合物の曲げ試験と、上述の物理・化学試 験を行った。なお、斜面部の試料採取においては、亀 裂の集中度に応じて,集中箇所(No.1)と非集中箇所 (No.2) を選定した。



図-8 溢流堰部の横断図



図-9 コンクリートライニングとの接合部に発生した アスファルト遮水壁の亀裂分布(図-3詳細 B)



図-10 コンクリートライニングの打継目により 生じた亀裂 (N-13)





図-11 コンクリートライニングの打継目により 生じた亀裂(A-32)



図-12 不同沈下によるアスファルトの亀裂



図-13 ひずみ速度と破壊ひずみ(曲げ試験)



図-14 曲げ供試体における密度の比較



図−15 解析モデル図



図-16 剛性率・減衰比のひずみ依存曲線 (スコリア材の実験結果)

表-2	堤体材料の動的物性値	直
-----	------------	---

材料	剛性率	減衰比	規準ひずみ
泥流堆積物	$G_0=40.0 imes (\sigma_m'/p_a)^{0.47}$	<i>h</i> ₀ =0.14	$\gamma_r = 4.8 \times 10^{-3} \times (\sigma_m'/p_a)^{0.75}$
スコリア	$G_0=47.5 \times (\sigma_m'/p_a)^{0.76}$	<i>h</i> ₀ =0.12	$\gamma_r = 9.4 \times 10^{-4} \times (\sigma_m'/p_a)^{0.60}$

*p*_a: 大気圧

図-13 は、表層部の曲げ試験結果(試験温度 5℃,ひ ずみ速度 5×10⁻⁵1/sec)を既往事例⁷⁾と比較したもので ある。本地区で採取した試料の破壊ひずみは、同一温 度条件での既往事例の 50%以下であり、特に、No.1 の 亀裂集中箇所から採取した試料の破壊ひずみが小さい ことがわかる。また、図-14 は曲げ試験に用いた供試体 の密度を比較したものである。No.1 と No.2 の密度は、 基層部では、大差ないが、表層部では No.2 の密度が No.1 の密度を大きく上回り、亀裂集中箇所での舗装体 のゆるみが示唆される。一方、物理・化学試験は、 「アスファルト混合物からのアスファルト回収方法」

(JPI-5S-31)⁸⁾ に準拠し,混合物からアスファルトを 抽出して行った。この結果,No.2,No.3の針入度,軟化 点はほぼ同値を示したが,No.1の針入度はこれらに比 べ 10~15%低く,軟化点も高い温度を示した。赤外線 吸収スペクトル分析では大きな差は認められなかった が,分子量の多いアスファルテンの含有量は,No.3の 13%に対し,No.1,No.2 は 1%程度増加し,老化が進行 していることが分かった。ただし,建設当時のオリジ ナルアスファルトの物性値が不明であるので,この結 果から,当該アスファルトの老化がどの程度まで進行 していたかは判断できなかった。

アスファルト表面遮水壁を有するアースダムの地 震応答解析

4.1 解析モデルと入力物性値⁹⁾

斜面部に発生した亀裂のメカニズムを調べるため, ダム最大断面について地震応答解析を行った。解析モ デルは図-15 に示すとおりであり,天端幅 8 m,上流斜 面勾配 1:3.0,下流斜面勾配 1:2.5,ダム軸上での盛土高 さは H=23.7 m である。

解析に使用した動的解析プログラム^{10,11)}は、等価線 形化法を土台とし、比例減衰の考え方に基づいている。 また、材料の動的変形特性(剛性率 *G* と減衰比 *h*)の ひずみ依存性は、次式の Hardin-Drnevich モデルで表現 した。

$$G/G_0 = \frac{1}{1 + (\gamma/\gamma_r)} \quad h = h_0 \frac{\gamma/\gamma_r}{1 + (\gamma/\gamma_r)} + h_d \qquad (1)$$

ここで, *γ*, *G*₀, *h*₀の値や拘束圧依存性は表-2 に示す とおりである。スコリア材料については,供試体寸法 ϕ 50 mm×H100 mm の繰り返し三軸試験により求めた 物性値であり関係曲線を図-16 に示す。泥流堆積物の物 性値は、 $G_0=(35\sim50)\times(\sigma_m'/p_a)^{0.47}$ の範囲で変化させ試 算を行い、観測された加速度応答倍率 $\alpha_{l}/\alpha_{B}=4.5$ が得 られる値 ($G_0=40(\sigma_m'/p_a)^{0.47}$)を採用した。なお、減衰 については、堤体材料の内部摩擦に基づくものの他に、 堤体と基礎岩盤の境界における逸散減衰 h_d を考える必 要がある。本論文では、金井の式¹²)に基づいて、堤体 と基礎の速度インピーダンス比から $h_d=0.10$ と試算し、 この値を上載せすることにした。

4.2 入力波形

東富士ダムに当時設置されていた地震計は、最大加 速度のみ記録される形式のものであり, 地震波形自体 は得られていない。このため, 地震応答解析に際して は、当該地震において、震央距離約 13 km に位置する 三保ダム(角礫凝灰岩が主体の基礎岩盤に構築された 堤高 95 m の中央コア型ロックフィルダム) で観測され た強震記録の波形¹³⁾をもとに、重複反射理論¹⁴⁾を適 用して入力波形を求めることとした。すなわち、東富 士ダムは泥流堆積物を基礎とする土質基礎上のアース ダムであるから、図-17 に示すように基礎の下位 600 m に存在する基盤(安山岩)¹⁵⁾に三保ダムの強震記録を 与え、堤敷部で計算される応答波形を入力地震波とし て採用した。一次元モデルの作成に当たっては、入力 波である三保ダムの地震波が、Vp=4,200 m/s (Vs=2,000 m/s 程度)の硬質岩盤¹⁶⁾で得られた地震波形であるこ と,およびダムの基礎は前述した複雑な地質構成によ り成り立っていることを考慮し、硬質岩盤上に堆積す る剛性の異なる 3 層構造とした。各層の物性値(剛性 率 G) は、調節池の基礎地盤調査における弾性波探査 の結果に基づいて定めた。

三保ダムの観測地震波と一次元解析により得られた 地震波形を図-18 に比較した。また、図-19 は二つの地 震波の加速度フーリエスペクトルを比較したものであ る。観測波の卓越振動数は 8~10 Hz であるのに対し, 応答波は 1~2 Hz の長周期の振動が卓越する結果とな った。応答解析では、継続時間は変えずに最大加速度 が,被災時の観測値 a_B =85 gal と設計地震である a_B = 200 gal になるように加速度を縮尺した 2 つの地震波を 用いた。



4.3 堤体の安定性

地震応答解析の結果より,仮想すべり円弧内で平均 化した加速度と,同じ円弧の安定計算で安全率を1.0 に 至らしめる降伏加速度を比較する方法で,堤体のすべ り破壊に対する安全性の定量的な評価を行った。ここ で,降伏加速度は,表-3 に示す堤体材料の物性値の平 均値を用いて計算した。

一方,仮想すべり面の平均加速度は,図-20 に示す ように,円弧すべり土塊中の各節点の水平応答加速度 *a_{hi}(t)と*,その節点を囲む要素の面積で配分した質量 *m_i* を用いて,すべり土塊の平均加速度*a(t)*を次式で算定 し,地震動継続時間中の最大値を平均加速度とした。

$$m_{i} = \frac{1}{3}(m_{j}A_{j} + m_{k}A_{k} + m_{m}A_{m}) \quad (2)$$
$$\alpha(t) = \sum_{i=1}^{N} (m_{i} \times \alpha_{hi}(t)) / \sum_{i=1}^{N} m_{i} \quad (3)$$

ここに,

α(t):時刻tにおける土塊の平均加速度
 α_{hi}(t):要素iの時刻tにおける水平加速度
 m_i:節点iの質量
 N:仮想すべり面より上の土塊の全節点数

図-21 に示す No.1 (上流斜面), No.6 (下流斜面) のすべり面は,設計震度 (K_h =0.20)を与えた時の臨界 円である。この円弧を均等に縮小して,選んだ 9 個の 仮想すべり円弧の降伏加速度と,すべり土塊の平均加 速度の関係を表-4 に整理した。 α_B =200 gal の地震動に おいても平均加速度の値は降伏加速度より小さく,す べり破壊に対する安全性は確保されているものと判断 される。

4.4 遮水壁のひずみ分布

図-22 は a_B =200 gal の計算において, 天端の応答変 位が最大となる時刻歴の変形モードを示したものであ り, 中標高部での変形が卓越していることがわかる。 堤体と遮水壁が一体に挙動するものと考え, 図-23 に示 したように, 上流斜面上の各節点の変位($\overline{\delta}$)の斜面 に沿う成分(δ)に着目し, 相隣る節点間の δ の相対 値を点間距離(L)で除して遮水壁に生じる動的ひずみ を定義した。図-24 は, 時刻歴毎に求めた動的ひずみの 最大値を上流斜面に沿ってプロットしたものである。 動的ひずみの最大値は堤体の中高部で発生し、 α_B =85 gal で ε_{dmax} =7.9×10⁴、 α_B =200 gal で ε_{dmax} =2.5×10⁻³が得ら れた。最大ひずみの発生箇所は、地震時に発生する遮

表-3 堤体材料の静的物性値

項目	泥流堆積層	スコリア	
土粒子密度(t/m ³)	2.80 - 2.84 (2.82)	2.81 - 2.84 (2.82)	
自然含水比(%)	14.2 - 21.3 (17.9)	14.7 - 27.9 (23.0)	
湿潤密度 (t/m ³)	1.91 - 2.13 (2.03)	1.31 - 1.39 (1.32)	
粘着力 (kN/m ²)	10-38 (20)	5-10 (9)	
内部摩擦角(deg)	21-30 (25)	33 - 38 (35)	

():平均值



図-20 節点の質量



図-21 仮想すべり円弧

表-4 降伏加速度と最大平均加速度

区分	降伏加速度 (gal)	平均加速度(gal)		
		$\alpha_{\rm B}$ =85gal	$\alpha_{\rm B}$ =200gal	
No.1	323	116	202	
No.2	382	148	251	
No.3	500	212	380	
No.4	627	264	468	
No.5	882	353	658	
No.6	304	171	300	
No.7	372	186	369	
No.8	485	212	480	
No.9	608	239	571	



図-22 堤体の変形モード



図-23 動的ひずみの定義



図-24 上流斜面部の動的ひずみの分布

水壁のひずみが集中する箇所と考えられ,石井ら¹⁷⁾の 行った,三次元弾性模型の振動実験においても, 亀裂 の発生は堤頂より堤高の 1/4~1/5 下がった位置から生 じると報告されている。

5. アスファルト遮水壁の耐震評価

5.1 アスファルト混合物の繰り返し載荷試験⁹⁾

地震時には堤体斜面内に繰返し荷重が作用し, 亀裂 発生やすべり破壊等の被害が懸念される。この種の繰 り返し作用に対し,水密アスファルト混合物がいかな る挙動を示すかを調べるために,繰り返し載荷試験を 行った。図-25 は繰り返し載荷試験におけるひずみの片



図-25 ひずみ片振幅と破壊回数の関係



図-26 係数Aと振動数fの関係



図-27 係数 B と振動数 f の関係

振幅 ε と破壊時の繰り返し回数 N_fの関係を示したもの である。図中 SfAs 混合物とは低温性状の改善(低温域 での変形性,応力緩和性の向上)および高温域での流 動変形に対する抵抗性の改善を意図して開発した特殊 改質アスファルトを用いた混合物であり,StAs60/80 混 合物は、水密アスファルト混合物に一般に使用される ストレートアスファルト 60/80 を用いた混合物である。 $\epsilon \sim N_f$ 関係は両対数紙上で直線関係にあり、(4)式の形 で近似され、疲労曲線の一種と見なし得る。ここで、 係数 A, Bと載荷振動数 f との関係を整理し、図-26 と 図-27 に示す。A と f は両対数紙で直線関係にあり、ま た、B は f の増加に対し漸近値を持つような傾向にある から、それぞれ次の回帰式(5),(6)で近似した。

$$\varepsilon = A \times N_f^B \tag{4}$$

$$A = \alpha \times f^{\beta} \tag{5}$$

$$B = \frac{f}{(\gamma + \lambda \times f)} \tag{6}$$

5.2 累積損傷度を用いた遮水壁の耐震評価

地震時において遮水壁には不規則に変化するひずみ が生じる。ここでは,累積損傷則を適用した遮水壁の 損傷評価を行った。

累積損傷則では、ひずみ振幅 ε_{di} の繰り返し載荷が行われたときの疲労寿命(破壊回数)を N_i としたとき、同振幅の n_i 回の繰り返し載荷では繰り返し比 (n_i/N_i) の損傷が生じると考える。そして、一連の地震波により生じる累積損傷度 Dを、各ひずみ振幅に対応する損傷 (n_i/N_i) の線形和で定義し、この値が 1 に達したとき破壊が生じるものとする。

遮水壁に生じる動的ひずみは,振幅や振動数が時系 列で複雑に変化するので,累積損傷則を適用するため には,動的ひずみの時刻歴から損傷を支配するひずみ 振幅や振動数等の因子を抽出し,その頻度を求める必 要がある。ここでは以下の手順で求めた。

図-28 は、動的ひずみの時刻歴を模式的に示したも のである。同図において、動的ひずみ ϵ_d がゼロ線を交 差してから次のゼロ線と交差するまでの区間 (Δt_i) を 半波 (0.5 サイクル)とし、この間の動的ひずみの極大



図-28 等価振動数 (fev)

値もしくは、極小値をひずみ振幅($\Delta \epsilon_i$)とみなす。 これは、 $\Delta \epsilon_i$ の振幅を持つ 1/2 回の振動が生起したこ とを意味し、振動数は便宜的に $\Delta t_i \times 2$ の逆数で評価で きる。この振動数を等価振動数(f_{ev})と呼ぶことにす る。

等価振動数 f_{ev} を図-26 と図-27 に示した回帰式に適 用すると,係数 A,B が算定できる。係数 A,B はひずみ ϵ と破壊回数 N_f の関係を与え,振幅 $\Delta \epsilon_i$ に対する破 壊回数は $N_f=(\Delta \epsilon_i/A)^{1/B}$,損傷度 ΔD は $\Delta \epsilon_i$ の半波の作 用により $\Delta D=1/(2 \cdot N_f)$ となる。遮水壁の累積損傷度は, 一連の地震動に対し ΔD を時系列的に加え合わせる $(D=\Sigma \Delta D)$ ことにより求まる。

図-29 は、等価振動数 f_{ev} と動的ひずみ ϵ_d の関係を示したものであり、応答解析で得た一次固有振動数を併記した。等価振動数は一次固有振動数に近い値を示し、斜面部のひずみは一次モードに近い状態での応答値と考えられる。

図-30 は a_B =85 gal の解析において,図-24 に示した 動的ひずみが最大となる箇所での動的ひずみと累積損 傷度の時刻歴を示したものである。同図に示した D~ 時間の関係は,被災時の遮水壁材料である StAS60/80 混合物の疲労特性を適用したものであり,累積損傷度 は D=0.71 と計算される。累積損傷則では,D>1.0 で 破壊するとしているが,現地のアスファルトは施工後 既に 30 年以上も経過しており,アスファルトの老化に よる疲労強度の低下を考慮すれば,D=0.7 での破壊は 十分考えられる。なお,SfAs 混合物の疲労特性を適用 して累積損傷度を求めると,D=3.86×10⁻⁵であり,遮水 壁の破壊の可能性は極めて低い。

一方, α_B =200 gal の計算における動的ひずみと累積 損傷度の時刻歴は, 図-31 は示すように, D=0.0015 が 得られる。この箇所の動的ひずみの最大値は ϵ_{dmax} =2.5 ×10⁻³, 等価振動数は f_{ev} は 1.77Hz (図-29 b) 参照) で ある。動的ひずみの最大値が半波作用した場合の損傷 度を StAs60/80 混合物の疲労特性を適用して求めると, A=9.63×10⁻⁴, B=-6.73×10⁻², N_f =6.9×10⁻⁷, ΔD = 1/(2×6.9×10⁻⁷)≫1.0 となり, 被災し損傷した遮水壁の 補修を StAs80/60 混合物で行った場合, 設計地震動の作 用により遮水壁の損傷は免れないことがわかる。

図-30 と図-31 に示した D~時間関係を比較すると,



図-29 等価振動数 fev と動的ひずみ εd の関係

表-4 損傷度支配因子 (α_B=85 gal, StAs60/80 混合物)

時刻	$f_{ev}(Hz)$	ε _d	N_f (目)	ΔD
5.11 秒	2.04	6.81×10 ⁻⁴	33.5	1.49×10 ⁻²
6.14 秒	2.26	7.98×10^{-4}	0.7	6.98×10 ⁻¹

SfAs 混合物の疲労特性を用い求めた図-31 では主要動 t=5.0~9.0 秒で損傷が徐々に進行する傾向が見られるが, StAs60/80 混合物の疲労特性を用いた図-30 では、t=6 秒で急激にDが増加する。表-4 はDが明瞭に上昇した 6 秒付近の2 時刻で,損傷度を支配する因子について整 理したものである。 f_{ev} が 2.04→2.26*Hz* に、 ε_d が 6.81× $10^4 \rightarrow 7.98 \times 10^4$ に変化することにより N_f が急激に低下 することが知れる。これは、係数 B が 0 に近い、すな わち図-26 に示した $N_f \ge \varepsilon_d$ 関係における直線の傾きが 小さいことに起因しているものと考えられる。当然な がら、図-30 と図-31 に示したD は絶対値が違うので両 者を同一視して議論することは出来ないが、StAs60/80 混合物は、SfAs 混合物に比べ損傷が急激に進行する可 能性が高いことを示唆している。



6. 結論

本研究で得られた成果と知見をまとめると,以下の ように整理される。

- (1) アスファルト表面遮水壁の地震被害の中で,構造的な要因で発生した遮水壁の亀裂は,施工継目,異種材料による構造物との接続箇所での変形抑制,応力集中,不同沈下などによることがわかった。
- (2) 地震による遮水壁の損傷原因は、地震中の繰り返し変形によるものと、堤体自体の滑動による永久変形に起因するものが考えられ、永久変形が起こらない地震動の作用においても、ひずみの累積により遮水壁は破壊する可能性があることがわかった。
- (3) 地震時におけるアスファルト表面遮水壁の破壊 について、ひずみの累積に伴う損傷度から破壊 判定を行う一つの評価法を提示した。実地震に

より被災・損傷した遮水壁に適用し,補修材料 として特殊改質アスファルトを用いた混合物の 有効性が確認され,遮水壁の補修方法や耐震設 計法の展開に一助を加えたと考えている。

参考文献

- 1) 静岡県:東富士ダムの調査設計報告書, 1970.3
- 2) 静岡県:東富士ダム山梨東部地震記録, 1996.5
- 文部省国立天文台編:理科年表 2001, 丸善, p. 気 195 (389), 2001
- 4) 中村吉男,島崎 勝,成田国朝,奥村哲夫,大根義男:耐震を目的としたアスファルト遮水壁材料の開発,ダム工学,20 (3),160-171,2010
- ・静岡県:東富士ダム山梨東部地震被害調査報告書, 1996.6
- 6) 三宅淳一,大城 薫,壁谷紀郎:アスファルト表面 遮水壁型ダム表面保護層アスファルトの経年変化に ついて-沼原ダムの事例-,電力土木 No. 252, 83-91, 1994
- 7) 重松和男,加形 護:フィルダム表面アスファルト 遮水壁工法について,ダム工学,No.8,45-59,1992
- 石油学会:アスファルト混合物からのアスファルト 回収方法(JPI-5S-31)
- 9) 中村吉男,大根義男,成田国朝,奥村哲夫,野村健 一郎,島崎 勝,水野孝浩:アスファルト表面遮水 壁型アースダムの地震被害と補修:第40回ダム技術

講演検討会テキスト, pp. 43-52, 2008.2

- 10) Idriss, I.M., Lysmer, J., Hwong, R. and Seed, H.B.: QUARD-4, A Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structure by Variable Damping Finite Element Procedures, *EERC Report No.73-16*, University of California Berkeley, California, 1973
- 11) 成田国朝,建部英博,奥村哲夫,大根義男:ロック フィルダムの動的応答特性について,愛知工業大学研 究報告, No. 17, pp. 133–141, 1982
- Sezawa, K. and Kanai, K.: Damping in Seismic Vibrations of a Surface Layer due to an Oliquely Incident Disturbance. *Earthquake Research Institute* No.14, 1963
- 13) Acceleration Records on Dams and Foundations No.2: *Japan commission on Large Dams*, 2002.4
- 14) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B.: -Shake- A computer program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered sites, *EERC* 77-12, University of California Berkeley, California, 1972
- 15) 日本の地質4 中部地方I,日本の地質「中部地方
 I」,共立出版株式会社,p.188,1988
- 16) 岩下友也,井根 健,吉田 等:フィルダムの堤敷 における地震時動的相互作用と堤敷観測波からの基 盤入射波の推定,ダム工学,8(4),270-282,1998
- 17) 石井 清, 上條 實:蛇尾川上部ダムのアスファルトコンクリートしゃ水壁の設計, 大ダム, No. 126, 61-69, 1988

(2010年6月11日 受理)

The asphalt mixtures have rather strong dependencies on strain rate and temperature in their mechanical behaviors, so that they are likely suffered serious damages during earthquake in winter seasons or in chill regions. In the present paper, some characteristic features of severe cracking damages, observed during an earthquake in winter in asphalt facing impervious zone of an earth dam, are first studied. FEM dynamic response analysis of the embankment is then made to understand its behavior during earthquake, in order to examine overall stability against circular sliding and cracking potential due to cyclic strain developed in the impervious zone. The concept of accumulated damage is introduced to evaluate earthquake cracking damages in the facing zone of asphalt mixture, and the usefulness of the proposed method is confirmed by applying it to the present case studies.

Key words : asphalt facing, improved asphalt, earthquake damage, accumulated damage, earthquake resistant design