

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

中	村	吉	男 ^{*1}
大	根	義	男 ^{*2}
成	田	国	朝 ^{*3}
奥	村	哲	夫 ^{*3}
野	村	健一	郎 ^{*4}
島	崎		勝 ^{*5}
水	野	孝	浩 ^{*6}

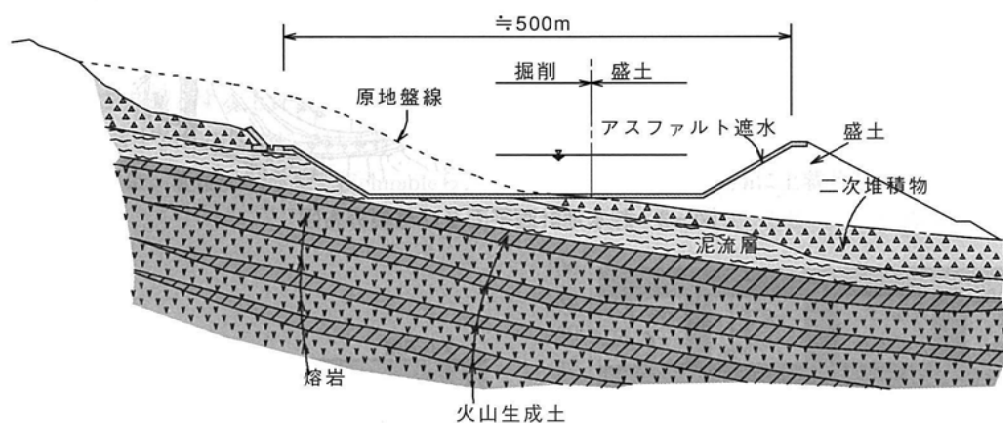
1. はじめに

本論文は、中規模地震により被災し損傷したアスファルト表面遮水壁型アースダムに対する補修方法を提案し、これを実施した内容に関するものである。先ず、遮水壁の亀裂発生の原因を究明するため、地震応答解析並びに繰返し載荷実験を行い地震時における遮水壁のひずみに着目し議論した。この結果、遮水壁は地震により生じるひずみの累積により破壊することが知れた。このため、補修には大規模地震にも耐え得る柔軟性に富むアス

ファルト合材を開発し、これを用いた。開発したアスファルト混合物の破壊ひずみは、通常用いられる混合物のそれより約10倍大きく、加えて、施工性・劣化特性も向上することが判明した。

2. 地震による被害と考察

東富士ダムは富士山の東側山麓に建設された農業用ダムで、1971年に完成した。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、本堤部を構築している。築堤材料は、主として火山



図—1 東富士ダム模式横断面

*1 株式会社アイコ 専務取締役

*2 博士（工学）愛知工業大学 総長補佐

*3 博士（工学）愛知工業大学 都市環境学科 教授

*4 博士（工学）大成ロテック株式会社 生産技術本部 技術部長

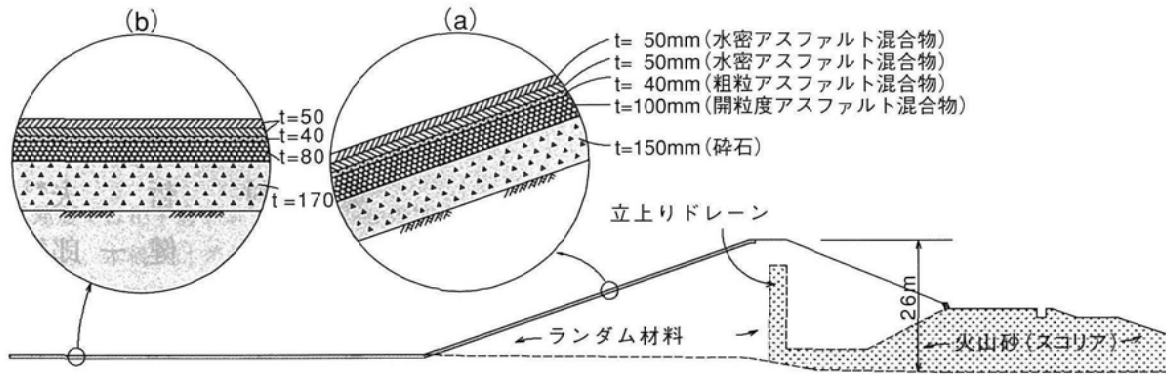
*5 修士（工学）大成ロテック株式会社 生産技術本部 技術研究所 課長代理

*6 大成ロテック株式会社 生産技術本部 技術部係長

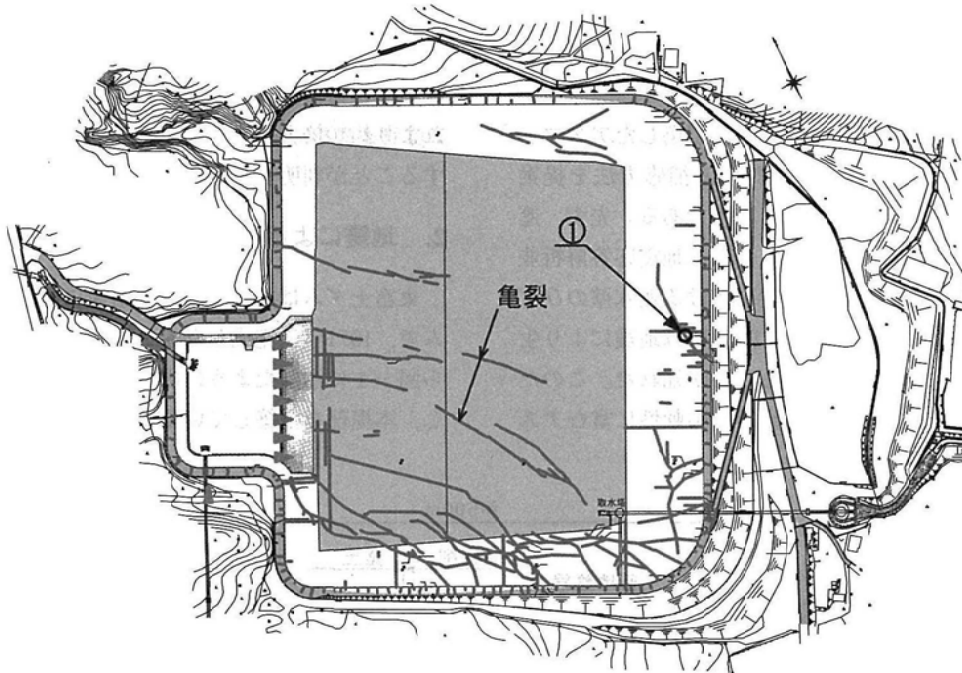
生成物の砂質土（スコリア）であり透水性も高い。このため堤体ばかりでなく池敷全体に亘ってアスファルト舗装が施工された。図一2にダムの標準断面図¹⁾，また同図(a)，(b)にそれぞれ斜面の及び池敷部の舗装構造を示し

た。

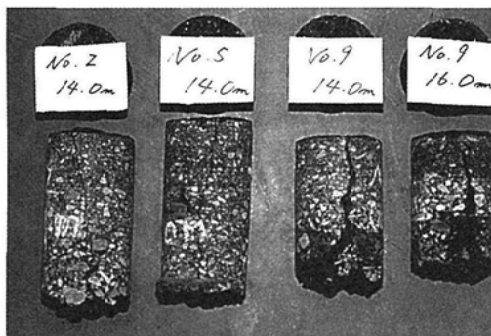
1996年3月6日23時35分頃，ダム北方約15km，河口湖付近を震源とする山梨東部地震（マグニチュード5.8）が発生した。堤底部及び堤頂部には最大加速度のみが観



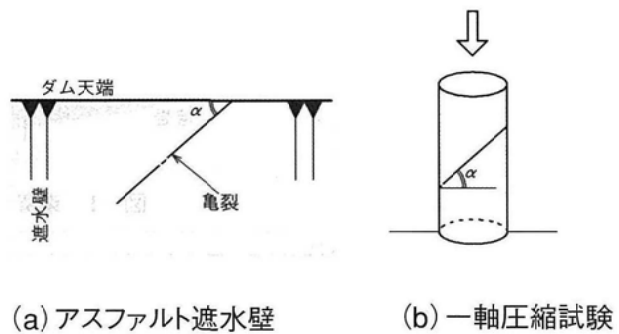
図一2 標準断面及び遮水壁構造図



図一3 貯水池計画平面及び亀裂分布図



写真一1 遮水壁のクラック
(図一3の①より採取)



図一4 亀裂の角度と方向

測可能な地震計が設置されており、この記録によると堤底部 (α_B) 及び堤頂部 (α_T) の最大加速度はそれぞれ、 $\alpha_B=85\text{gal}$ と $\alpha_T=380\text{gal}$ が観測²⁾された。

地震発生時の貯水位は満水位の約2/3であった。地震発生後、貯水を降下させ貯水池周辺を始め堤体及び池敷部について被害状況の調査が行われた。この結果、ダム本体の被害は発見されなかったが、図—3及び写真—1に示したように堤体斜面及び池敷部のアスファルト舗装部には数多くの亀裂が確認された³⁾。亀裂の規模は最大約10cmに達し、舗装厚全体に亘っているものも少なかった。

アスファルト舗装面に発生した亀裂は、堤頂方向に対して35～80度に分布し、その平均角度は約64度であった。この値は、図—4に示すようなアスファルト混合物のテストピースに対し一軸圧縮試験を行った際、観測される破壊面 (α) とほぼ一致しており、アスファルト舗装部が地震外力により斜面方向に圧縮され、亀裂発生に至ったことを意味するものと思われる。

3. ダムの動的応答解析

3.1 解析方法

(1) 入力地震波

東富士ダムに地震当時設置されていた地震計は、前述したように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が、震央距離が約13kmに位置する三保ダムではこの地震の強震記録⁴⁾ (ダム軸直方向の最大加速度は、下流法尻で138.2gal、底設監査廊で84.4gal、天端で243.9gal) が観測されている。三保ダムは角礫凝灰岩を主体とした基礎岩盤に構築された堤高95mの中央コア型ロックフィルダムであり、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。そこで、東富士ダムの基礎における地震動は、三保ダムの記録をもとに、重複反射理論⁵⁾ (Schnableら、

1972) を適用し求めることとした。東富士ダムの基礎は、基盤の安山岩を覆うように厚さ600m⁶⁾の泥流層が堆積していると考えられており、また、近傍の調節池の弾性波探査結果をもとに、泥流層は剛性の異なる3層構造とみなしそれぞれの剛性率Gを定めた。これより、図—5に示す地震波形が得られ、観測波と地表面における応答波のフーリエスペクトルは図—6に示すとおりであり、観測波の卓越振動数は8～10Hzであるのに対し、応答波は1～2Hzの長周期の振動が卓越する。

(2) 動的物性値

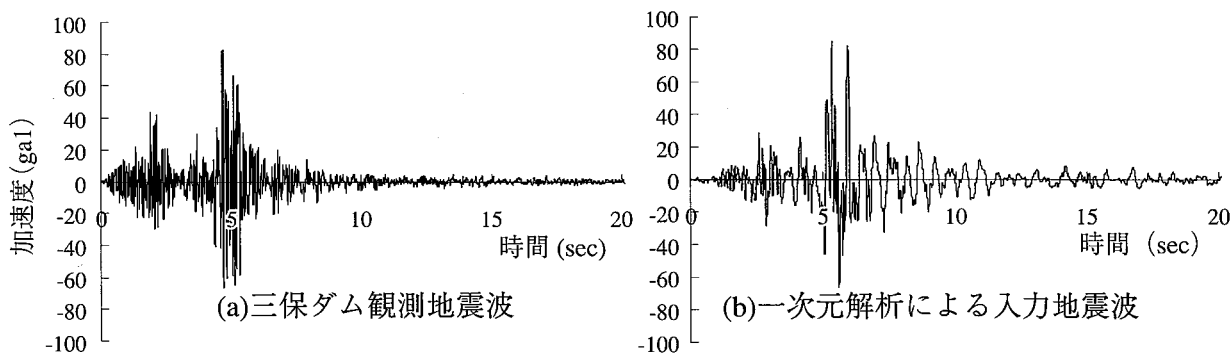
地震後、堤体の安定性を確認するため、堤体の13箇所まで調査ボーリングが実施された。この調査結果から、堤体自体の損傷は確認されなかった。スコリア材料の動的変形特性は、圧密排水条件で、供試体の寸法 $\phi 50\text{mm} \times \text{H}100\text{mm}$ の繰返し三軸試験により求めた。

解析は、堤体最大断面に対して行った。使用した動的解析プログラム⁷⁾⁸⁾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、材料の動的性質は、次式で示される Hardin-Drnevich モデルで表現した。

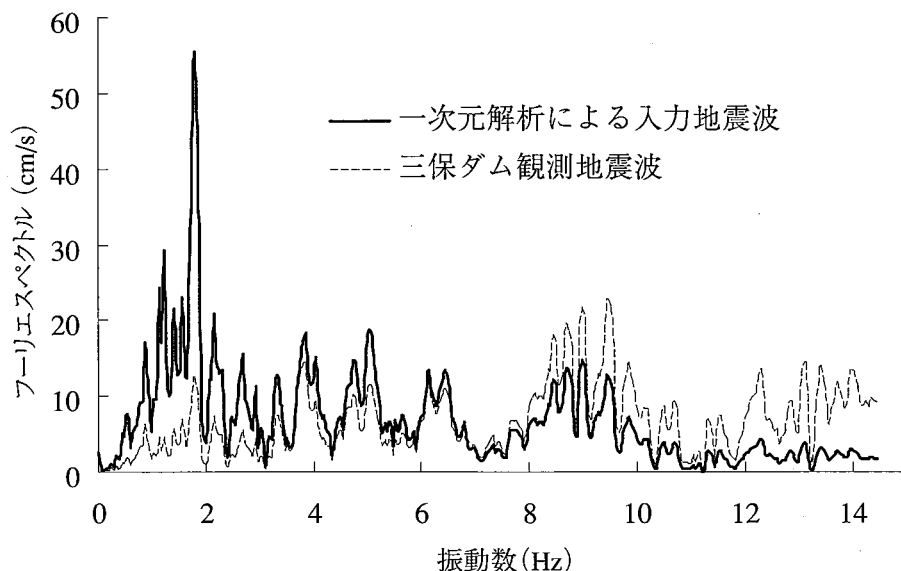
$$G/G_0 = \frac{1}{1 + (\gamma/\gamma_r)} \quad h/h_0 = \frac{\gamma/\gamma_r}{1 + (\gamma/\gamma_r)} + h_d \quad (1)$$

ここで、(γ_r , G_0 , h_0)のパラメーターは表—1に示すとおりであり、スコリア材料については前出の実験値をまた、ランダム材料は類似した土質特性を持つ材料の値⁹⁾を用いた。なお、ランダム材料の物性値は、 $G_0=(35\sim50) \times (\sigma'_m/P_a)^{0.47}$ の範囲で変化させ試算を行い、 $\alpha_T/\alpha_B \approx 4.5$ が得られる値 ($G_0=40(\sigma'_m/P_a)^{0.47}$) を採用した。

また、減衰については堤体材料自体による内部減衰の他に堤体と基礎岩盤の境界における逸散減衰がある。 $h_d=0.10$ は、逸散減衰として金井の式¹⁰⁾ (妹沢等、1963) より堤体と基礎の速度インピーダンス比から求めたものであり、この量を h に上載させた。



図—5 三保ダム観測地震波と入力地震波の比較



図—6 三保ダム観測地震波と入力地震波のフーリエスペクトル

表—1 堤体材料の動的物性値

	剛 性 率	減衰比	規 準 ひ ず み
ランダム材料	$G_0 = 40.0 \times (\sigma_m'/P_a)^{0.47}$	$h/h_0 = 0.14$	$\gamma_r = 4.8 \times 10^{-3} \times (\sigma_m'/P_a)^{0.75}$
火山砂(スコリア)	$G_0 = 47.5 \times (\sigma_m'/P_a)^{0.76}$	$h/h_0 = 0.12$	$\gamma_r = 9.4 \times 10^{-4} \times (\sigma_m'/P_a)^{0.60}$

P_a : 大気圧

(3) 入力加速度

堤体の入力加速度は、① $\alpha_B = 85\text{gal}$ とした場合、及び② $\alpha_B = 200\text{gal}$ とした場合の2ケースについて行った。前者のケースは当該地震によってアスファルト舗装に発生した亀裂発生の原因を議論し明らかにするためのものであり、後者のケースは、堤体に設計地震強度が作用した場合の被害を予測し、補修に使用する舗装材料が具備すべき変形能を検討するためである。

3.2 解析結果

(1) 卓越周期

応答解析による堤体の固有振動数は、 $\alpha_B = 85\text{gal}$ において1.91Hz、 $\alpha_B = 200\text{gal}$ とした場合は1.64Hzであり入力地震動の卓越振動数1～2 Hzの範囲にある。このことは、この地震による堤体の応答挙動は一次モード状態で振動し、堤頂部では振動がかなり増幅され、振動実験や実ダムで観測された加速度応答倍率¹¹⁾を遙かに上回る $\alpha_B/\alpha_i \div 4.5$ が観測されたことをよく説明しているものと考えられる。

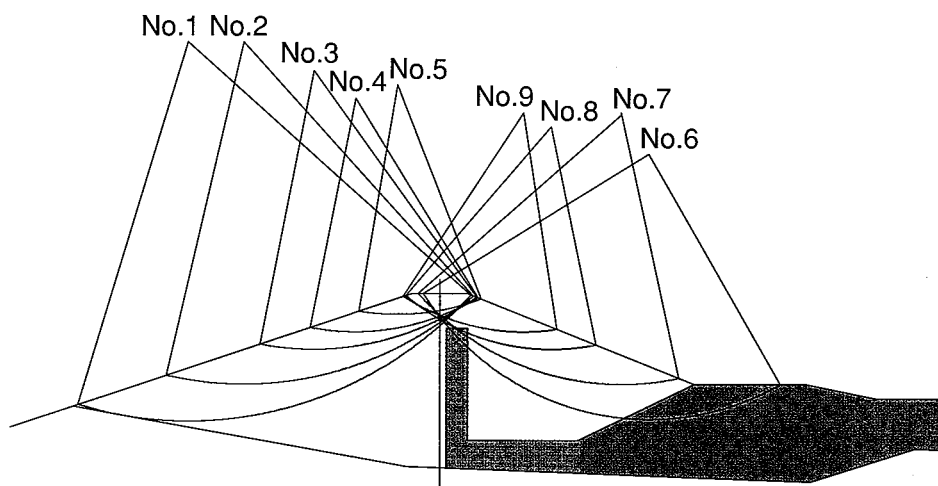
(2) 降伏加速度

Makdisi & Seed (1977)¹²⁾はNewmark (1960)¹³⁾の手法をもとに、震度法による円弧すべり面法による安定計算において安全率が1.0となる加速度(震度より換算)を

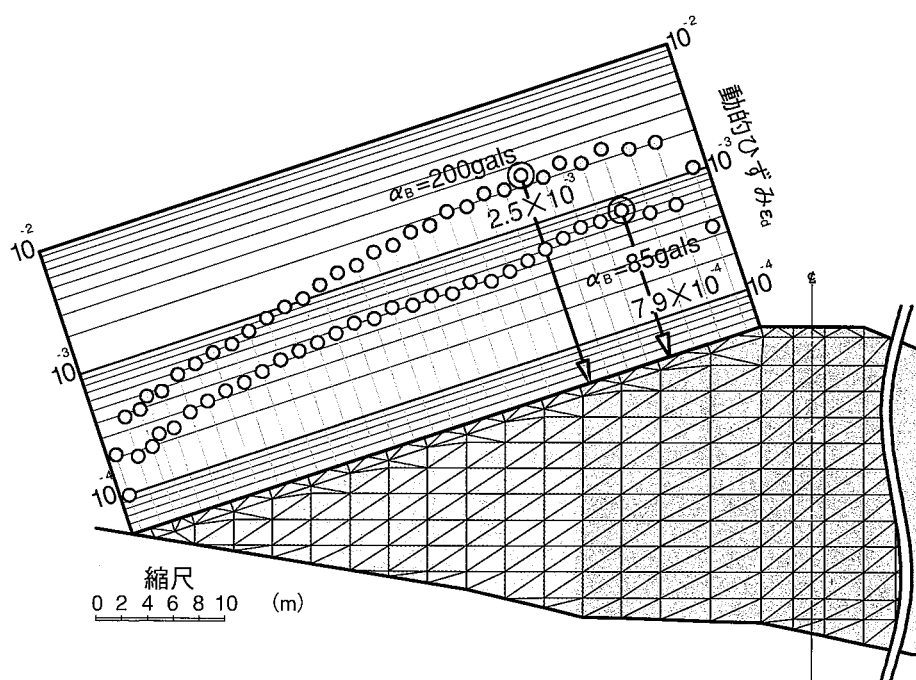
降伏加速度と定義し、すべり土塊の平均加速度がこの値をこえた場合、すべり面に沿って変位するものとして永久変位量を算定する手法を提案した。堤体材料の平均強度を用い、設計震度($K_h = 0.20$)を与え安定計算を行うと、図—7に示すNo.1(上流斜面)、No.6(下流斜面)で臨界円が得られる。表—2は同図に示した9つのすべり円弧の降伏加速度と平均最大水平加速度を示したものであり、 $\alpha_B = 200\text{gal}$ の地震動においてもすべり土塊の

表—2 降伏加速度と最大平均加速度

円弧番号	降伏加速度 (gals)	最大平均加速度 (gals)	
		$\alpha_B = 85\text{gals}$	$\alpha_B = 200\text{gals}$
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—7 円弧すべり面



図—8 上流斜面部の動的ひずみの分布

平均最大加速度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。

(3) ひずみ分布

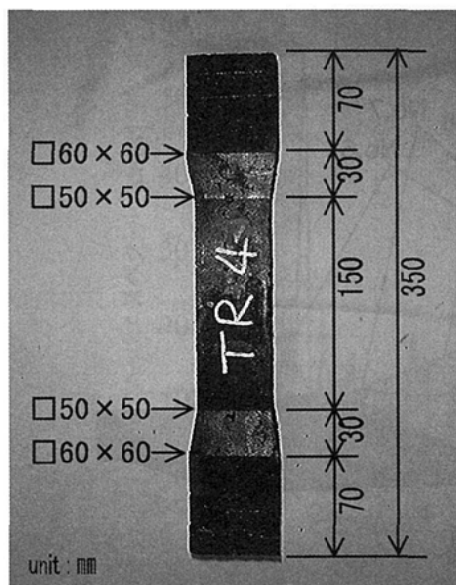
アスファルト遮水壁と堤体が共に振動するものと仮定すれば、遮水壁は斜面に沿って圧縮と引張の繰返し作用を受けることになる¹⁴⁾。いま、斜面上の節点変位を、斜面方向を軸とした節点変位に変換し、相隣り合う節点間の相対変位を求め節点距離で除したひずみ量を動的ひずみと称する。動的ひずみを時刻歴毎に求め、その最大値を斜面に沿ってプロットし整理すると図—8が得られる。同図に示す通り、動的ひずみの最大値は堤体の中高

部で発生し、その値は、 $\alpha_B=85\text{gal}$ で $\epsilon_{dmax}=7.9 \times 10^{-4}$ であり、 $\alpha_B=200\text{gal}$ で $\epsilon_{dmax}=2.5 \times 10^{-3}$ である。

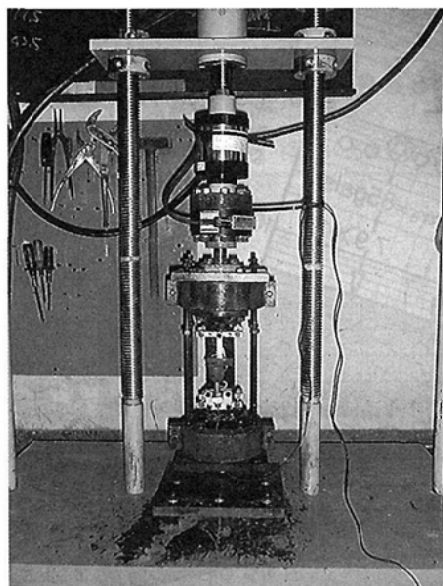
4. アスファルト遮水壁の動的性質

(1) 実験装置と方法¹⁵⁾

地震応答解析でみられるように、地震時において堤体斜面には斜面方向の繰返し荷重が卓越し作用する。この種の繰返し作用に対し、斜面に沿って舗設されたアスファルト遮水壁がいかなる挙動を示すのかを考察するため破壊ひずみと載荷回数、振動数の関係に着目した繰返し載荷実験を行った。



写真一2 供試体形状



写真一3 実験装置

供試体は固定部での応力集中を避けるため写真一2のようなダンベル形状とし、基準密度となるよう計量・調整した試料を2層に分けて型枠に敷均し、小型タンパで締め固めて作製した。供試体端部は硫黄モルタルを用いて固定枠に取付け、養生槽で1日養生（温度0℃）した後、写真一3に示す実験装置にセットし、電気油圧サーボシステムにより載荷重を制御し供試体を垂直方向に加圧（正弦波による繰返し載荷）する。

(2) 実験材料と条件

実験に使用したアスファルト（バインダー）は、一般に水密用アスファルト混合物に使用されるストレートアスファルト（針入度60～80）と低温での変形性能の改善

を目的として開発された低弾性アスファルト（以下スーパーフレックスファルトと呼ぶ）の2種類であり、これらを用いた同一配合のアスファルト混合物を作成した。載荷荷重は正弦波によるひずみ制御で行い、試験温度は地震が生じた気温を参考とし0℃、載荷速度（振動数）は1 Hz、2 Hz、4 Hzの3種類とした。

(3) 実験結果

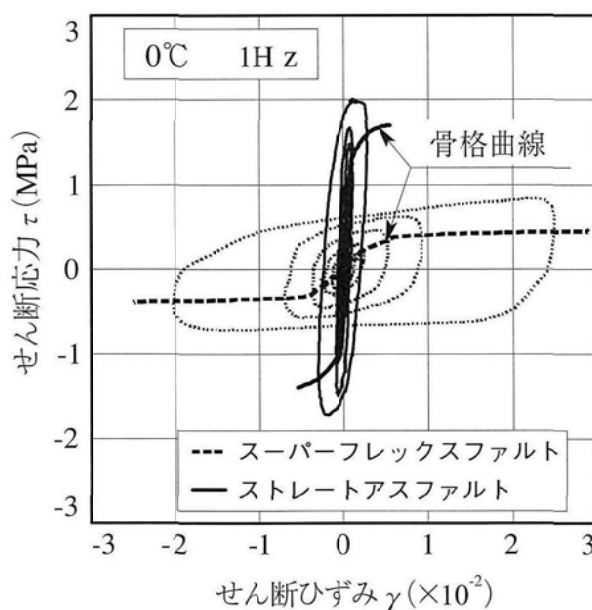
1) 動的物性値の算定：実験で計測された荷重 P 、変位 d より弾性係数 E 、せん断剛性率 G 、垂直応力 σ 、せん断応力 τ 、縦ひずみ ϵ 、せん断ひずみ γ を求めた。算定に当たってポアソン比 ν を0.5と仮定した。

$$\sigma = \frac{P}{A}, \quad \tau = \frac{\sigma}{2}, \quad \epsilon = \frac{d}{H}, \quad \gamma = (1 + \nu) \epsilon,$$

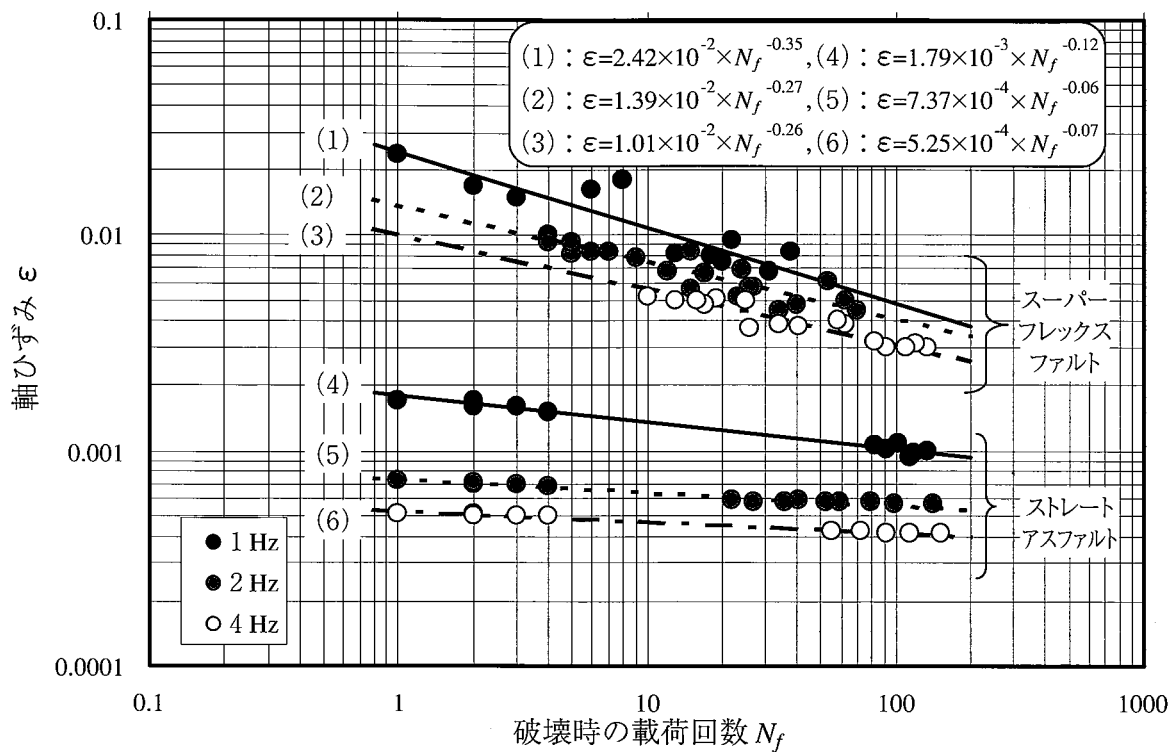
$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}, \quad G = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2)$$

（A：供試体断面積，H：供試体高さ）

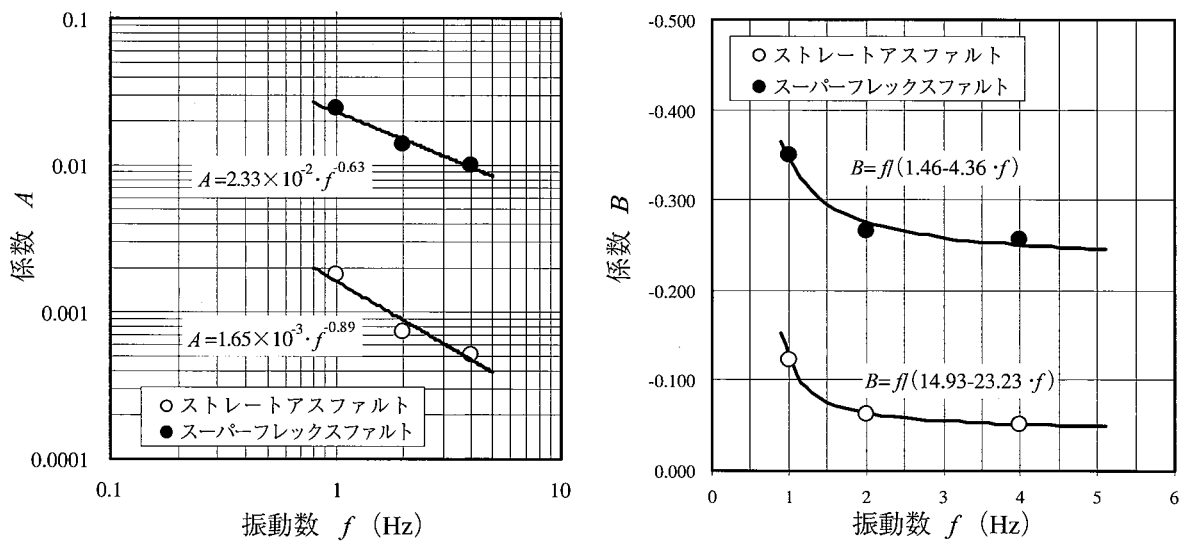
2) $\tau \sim \gamma$ 関係：図一9は0℃、1 Hzで行った2種類のアスファルト混合物における $\tau \sim \gamma$ の関係を示したものであり、骨格曲線と履歴曲線を併記している。図中、実線がストレートアスファルト混合物、波線がスーパーフレックスファルト混合物の試験結果である。骨格曲線は、各応力～ひずみの履歴曲線においてせん断ひずみが最大・最小となる点を連続描いたものである。ストレートアスファルトの骨格曲線は脆性材料のような線形弾性体を呈し、スーパーフレックス混合物の骨格曲線は、降伏点を超えて塑性変形が増長する延



図一9 $\tau \sim \gamma$ の履歴曲線と骨格曲線



図—10 $\epsilon \sim N_f$ の関係



図—11 係数A, Bと振動数の関係

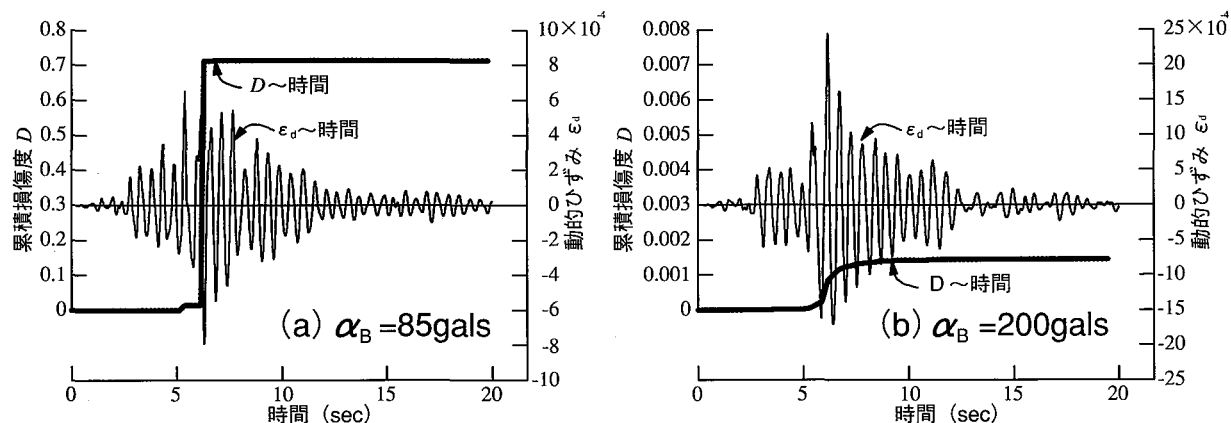
性材料のような挙動を示す。

- 3) 疲労破壊特性：図—10は試料が破壊するまでの載荷回数 (N_f) と軸ひずみ (ϵ) の関係を示したものである。破壊する軸ひずみ ϵ は振動数 f に依存し、 f の増加に伴い ϵ は減少する傾向を示す。スーパーフレックスファルト混合物の破壊ひずみはストレートアスファルトの破壊ひずみに比べ、6～9倍大きな値を有し変形能が高い。

同図に示す N_f と ϵ の関係は $\epsilon = A \times N_f^B$ 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と載荷時の振動数 f との関係を整理すると図—11に示す通りとなり、それぞれ図中に示す累乗近似と双曲線近似が成り立つ。

5. アスファルト遮水壁の地震被害に対する考察

図—12(a)は $\alpha_B = 85\text{gal}$ での解析で、動的ひずみが最



図—12 累積損傷度及び動的ひずみの時刻歴変化

大 ($\epsilon_{dmax} = 7.9 \times 10^{-4}$) となる箇所での動的ひずみの時刻歴を示したものである。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を交差するまでの時刻歴区間 (Δt) を半波 (0.5サイクル) とし、この間での動的ひずみの極大値もしくは極小値をひずみ振幅 ($\Delta \epsilon$) とみなす。このことは、 $\Delta \epsilon$ の振幅を持つ1/2回の振動が生じたこと等価であり、この場合の振動数は $\Delta t \times 2$ の逆数で評価できこれを等価振動数 (f_{eq}) と定義する。そして、振動数 f_{eq} 、ひずみ $\Delta \epsilon$ の振動によりアスファルトが破壊する回数 N_f は図—11に示した f と A, B の関係及び図—10の ϵ と N_f の関係より求められるので、半波毎の損傷度は $\Delta D = 1/(2 \cdot N_f)$ となり一連の地震動に対しこれを累積 ($D = \sum \Delta D$) することにより遮水壁の損傷度を評価することができる。

図—12(a)に併記した $D \sim$ 時間の関係は、ストレートアスファルトに対し行った実験結果を適用したものであり、この場合の D は0.71となる。鋼材などではマイナー則の観点からは $D > 1.0$ で破壊することとなるが、現地のアスファルトは施工後既に30年以上もたっていることなどを考慮すれば、 $D = 0.7$ での破壊は十分考えられる範囲にある。また図—12(b)は同様に $\alpha_B = 250\text{gal}$ の解析結果に対し、スーパーフレックスファルト混合物の実験結果を適用したものであり、 $D = 0.003$ が得られた。この場合の最大動的ひずみは 2.5×10^{-3} であり、ストレート

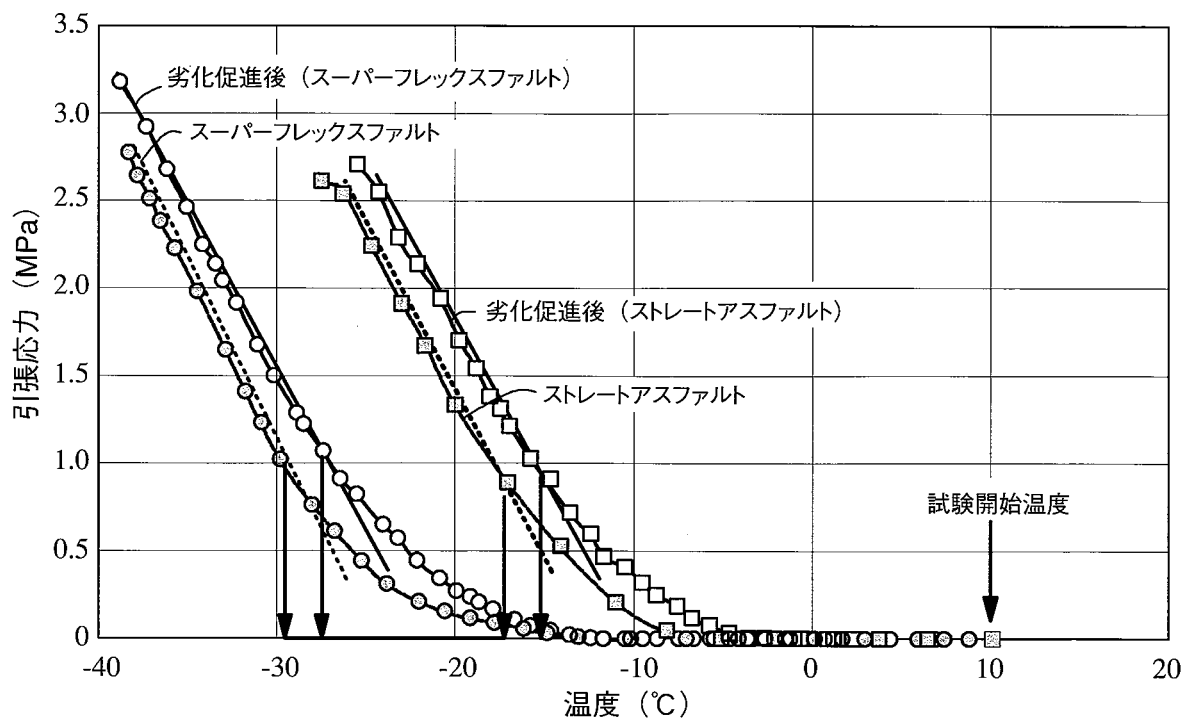
アスファルトの変形能力を遙かに上回っている。

6. 遮水壁の補修材料

遮水壁の補修は、損傷した水密アスファルト舗装部を切削・削除し、感温性が低く、広い温度域において変形性能が優れているスーパーフレックスファルトを用いた水密アスファルト混合物によりオーバーレイを行った。施工に先立ち、供用高温域における塑性流動に対する抵抗性を調べるためスロープフロー試験を実施した。スロープフロー試験は、夏期の舗装表面温度を想定し試験温度60度とし、斜面勾配1:2.5 (約22°) でアスファルトのフロー値を測定するものである。この結果は、表—3に示す通りでありスーパーフレックスファルトを使用した水密アスファルトはストレートアスファルト (60/80) を用いたそれに比べ1/3程度のフロー値となっており供用高温域における塑性流動に対する抵抗性が高く、斜面安定性に優れていることがわかる。また、耐候性を評価するため、劣化促進させた試料に対し低温亀裂試験を行った。劣化促進は米国SHRP試験法のひとつであるPAV (Pressure Aging Vessel) を適用し、各アスファルトを酸素及び熱により劣化促進させた。低温亀裂試験は、試験体の両端を拘束し、一定の温度勾配で温度を低下させていき、引張応力の増加傾向から応力緩和の限界温度 (応力緩和限界点) を求め、応力緩和能力を評価す

表—3 スロープフロー試験結果の一例 (1/100mm)

種類	24時間後のフロー値	48時間後のフロー値
スーパーフレックスファルト混合物	68	68
ストレートアスファルト混合物	191	191



図一13 劣化促進による低温亀裂試験結果の一例

る試験である。これら試験結果は、図一13に示すとおりであり、通常水密アスファルトコンクリート用いられるストレートアスファルト(60/80)と比較してスーパーフレックスを用いたアスファルト混合物は供用劣化後の応力緩和性が極めて高い。

7. 結 論

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、セメント混合物などと比較してたわみ性や応力緩和性に富み、堤体変形への追従性に優れるという特長を持つ。加えて、アスファルト遮水壁に適用される水密アスファルト混合物は、道路などで使用される通常のアスファルト混合物と比較してアスファルト量が多いことから、より変形追従性に優れるものである。しかしながら、アスファルト混合物のたわみ性や応力緩和性は、温度の変化や載荷速度の変化により影響されるものであり、一般的には載荷速度が増大し、温度が低下することで、アスファルト混合物の特長であるたわみ性や応力緩和性が低下する。これらは、アスファルトの有する粘弾性状や感温性に起因するものである。従って、アスファルト遮水型ダムのアスファルト遮水壁は、地震における急速な堤体変形により生ずる急速かつ大きなひずみや、急速ひずみの累積により破壊し、クラックなどの発生に至ることがある。

アスファルト遮水壁の地震時の損傷原因として二つのカテゴリーが考えられ、その一つは地震中の応答による場合であり、他方は堤体の滑動による永久変形に起因する場合である。遮水壁に損傷が生じた際の地震力は、すべり土塊の降伏加速度に達していないことが、当該地震による遮水壁の損傷要因は、地震中の応答によるものと考えられ、地震外力により斜面方向に圧縮・引張の繰返作用により亀裂発生に至ったものと思われる。

また、本文で報告した耐震型の水密アスファルトコンクリートは、アスファルトの粘弾性状や感温性に着目して開発した特殊改質アスファルトを使用したものであり、ストレートアスファルトを使用する一般的な水密アスファルトコンクリートと比較して、

- ① 感温性が低く、広い温度域において数倍の圧縮変形や引張変形に対する追従性（破壊ひずみ）を有すること。
 - ② 応力緩和性に富み、ひずみの累積による破壊に対する抵抗性が高いこと。
 - ③ 変形追従性が高いにもかかわらず、同等以上の斜面安定性を有し、施工性が高い。
- などを特長とする。

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.
- 3) 静岡県：「東富士ダム山梨東部地震被害調査報告書」，1996， 6.
- 4) Acceleration Records on Dams and Foundations No.2 : Japan commission on Large Dams, 2002, 4
- 5) 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
- 6) 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
- 7) Idriss, I.M., Lysmer, R. Hwong and H.B. Seed : 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
- 8) 成田国朝他：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.
- 9) 大根義男他：フィルダムの耐震設計に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第339号， pp.127-136, 1983, 11.
- 10) Katsutada Sezawa : Kiyoshi Kanai : Damping in Seismic Vibrations of a Surface Layer due to an Oliquely Incident Disturbance. Earthquake Research Institute No.14, 1963.
- 11) Yoshio OHNE, "Design and construction of Dam", Technology Report of Aichi Institute of Technology, 2000, 4.
- 12) Makdisi,F.I and H.B.Seed : A simplified procedure for estimating earthquake induced deformation in dams and embankments, Report, No.UBC/EERC-77/9, Univ. Calif., Berkeley, 1977.
- 13) Newmark, N.M. : Effects of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique 15, No.2, 139-160, 1960.
- 14) Yoshio OHNE et al : Earthquake Damage and its Remedial Measure for Earth Dam with an Asphalt Facing, UJNR/JSDE WORKSHOP ON EARTHQUAKE ENGINEERING FOR DAM, 2002, 6.
- 15) Yoshio Nakamura et al : Improvement of Impervious Asphalt Mixture for High Ductility against Earthquake Excitation,4th Int. Con. on Dam Eng. (Nanjing), pp.647-656, 2004.