

アスファルト表面遮水壁型ダムの
耐震性向上に関する研究



2011 年（平成 23 年）1 月

中村 吉男

アスファルト表面遮水壁型ダムの耐震性向上に関する研究

研究論文の概要

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ァ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（堤体変形への追従性），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、遮水壁の追従性を確保することである。

1996年3月6日、山梨県の河口湖付近を震源とするM=5.8の地震が発生し、震源から約15km離れたアスファルト表面遮水壁型のアースフィルダムが被災した。地震による堤体部の損傷はダムの健全度を損なうものではなかったが、堤体を覆う斜面及び池敷の遮水壁には数多くの亀裂が発生し、全面的な補修が必要となった。

本論文は、この中規模地震により生じた遮水壁の亀裂の発生要因を究明し、機能損失を起こしたアスファルト表面遮水壁の合理的な補修方法を論じたものである。その研究目的は、補修材料として更に大きな地震動にも耐え得る柔軟性に富むアスファルトの開発、遮水壁材料の品質改善効果を調べるための試験方法の策定、ひずみの累積による損傷度を指標としたアスファルト表面遮水壁の耐震評価の提案であり、これらを設計・施工上の検討事項として議論し、考察せんとするものである。

本論文は全6章で構成される。各章の内容は次のとおりである。

第1章「序論」では、ダムの果たしてきた役割を概観し、ダムの将来展望として、耐震補強工事やリハビリテーションの観点から、既設ダムの健全度を評価し長寿命化を図ることの重要性を述べるとともに、解決すべき具体的な検討課題を既往の研究成果を参照しながら整理し、本研究の目的を明らかにする。

第2章「表面遮水壁の損傷原因と対策の実例」では、本研究を進める前段階として、表面遮水壁の損傷原因と被害対策に関する実例を整理し、事例調査を通して、本論文の課題である地震時における遮水壁材料の品質改善とアスファルト表面遮水壁の耐震評価の重要性を提示する。そして、アスファルト混合物の特長である温度とひずみ速

度の依存性、すなわち温度が低くひずみ速度が上昇すると変形性能が低下することから、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、遮水壁材料の改善及びその耐震評価において、低温域での力学特性の把握が重要な論点であることを指摘する。

第3章「アスファルト表面遮水壁材料の品質改善」では、まずアスファルトの粘弾性的性質や感温性に着目して、低温域での変形性能を改善した特殊改質アスファルトを開発し、その基本性状を明らかにした上で、BBR試験によりアスファルト単体の低温クリープ性能の改善効果を吟味する。次に、この特殊改質アスファルトを用いた混合物と、一般に使用される水密アスファルト混合物の曲げや引張・圧縮による変形性能を、温度及び载荷速度の依存性の観点から比較検討する。さらに、低温域でのひび割れ抵抗性や高温時の耐流動性並びに疲労破壊に至る損傷の進展等の諸因子について総括的な考察を行い、アスファルト遮水壁の構築や補強工事への適用性を検討する。

第4章「アスファルト表面遮水壁の耐震評価」では、実地震により被災・損傷したダムの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。そして、遮水壁の損傷要因が地震時の繰り返し変形によるものであることを明らかにし、震度法による耐震設計の合理性について議論する。地震時における遮水壁の破壊判定については、堤体斜面（遮水壁）に沿う動的ひずみに着目し、動的ひずみの最大値と静的な力学試験から得られる破断ひずみを単純比較する方法と、動的ひずみの累積による損傷度を指標とした破壊判定法を提示する。いずれの評価方法も速度依存性を考慮しているが、前者はひずみ速度を平均化する過程において安全側の処置が講じられるため、両評価は比較的一致した結果を得ることが判明した。また、この中で、設計上配慮すべき安全率について、限界状態設計法で使用される安全係数の概念が適用できることを指摘した。最後に、特殊改質アスファルト混合物を用いた遮水壁の耐震性に言及し、品質改善の有効性を確認する。

第5章「アスファルト表面遮水壁の設計・施工に対する提言」では、遮水壁の補修時における舗設断面の考え方や塑性変形を伴う地震動に対する堤体及び遮水壁の耐震補強について二三の検討を加え、品質改善型アスファルト混合物の製造及び施工法に対する問題点や施工における留意事項について提言する。

第6章「結論」では、前章までに議論した事項を項目毎に要約し、今後の問題点について言及する。

Improvement on Earthquake Resistance of Asphalt Facing Embankment Dam

SUMMARY

A medium-scale earthquake happened to cause severe damages on the asphalt facing zone of an earth-dam. Many cracks appeared on the slope surface especially near the crest and on the bottom surface of the reservoir, though the dam body itself was scarcely damaged. Due to viscous natures of bitumen, asphalt mixtures are in general highly flexible, accompanying much stress relaxation, and can follow large deformation without serious damages, as compared with cement mixtures. It is well known, however, that under low temperature in winter season and under high rate of cyclic loading during earthquake, asphalt mixtures are often to be damaged by reducing flexibility due to their temperature and strain rate dependencies on mechanical behaviors.

This paper focuses on such causes and influential factors associated with cracking in the dam during earthquake and rational remedial measures for the damaged asphalt facing zone. The objectives of the paper are then listed as, 1) development of a new asphalt bitumen to improve flexibility nature of asphalt mixtures to have much more resistance against stronger earthquake, 2) proposal of appropriate experimental methods to prove effectiveness of improvement as a facing material, 3) proposal of evaluation methods of earthquake resistance of asphalt facing impervious zone, on the basis of the concept of accumulation of damage caused by dynamic strain developed in the facing zone.

Development of new asphalt bitumen is discussed in Chapter 3, from viewpoints of visco-elasticity and sensitivity to temperature, in order to improve flexibility under low temperature, and also to have sufficient resistance against flow under high temperature. Several laboratory tests are carried out to investigate mechanical properties of the asphalt mixtures made with this new bitumen, and the results are compared with those of usual straight asphalt mixtures to verify improvement of high flexibility and stress relaxation, and of high ductility under low temperature and cyclic loading conditions.

FEM dynamic response analysis of the asphalt facing earth dam is made in Chapter 4 to understand its behavior during earthquake. Overall stability is discussed first for circular sliding surfaces to reveal sufficient safety of the dam body and effectiveness of the present method of earthquake resistant design of embankment dam. Cyclic strain developed in the facing zone is then evaluated to investigate cracking potential of the zone through two approaches. One is the way to examine safety by comparing the maximum cyclic strain with the tensile strain at failure, and the other to introduce the accumulated damage as a threshold index. The concept of safety factors used in the limit state design method is also introduced in these two approaches to discuss their applicability as practical design method.

目 次

第 1 章 序論

1.1	はじめに	1
1.2	本研究の背景と目的	3
1.3	本研究に関連する既往の研究成果	5
1.3.1	表面遮水壁を有するフィルダムの設計・施工の変遷	5
1.3.2	アスファルト混合物の力学特性に関する研究	9
1.3.3	表面遮水壁の耐震評価に関する研究	17
1.4	本論文の構成と内容	22
	参考文献	24

第 2 章 表面遮水壁の損傷原因と対策の実例

2.1	はじめに	29
2.2	表面遮水壁の損傷	30
2.2.1	鉄筋コンクリート表面遮水壁の損傷事例と補修	30
2.2.2	アスファルト表面遮水壁の損傷事例と補修	32
2.3	東富士ダムの事例	40
2.3.1	東富士ダムの概要	40
2.3.2	地震の概要	41
2.3.3	表面遮水壁の亀裂と老化現象	43
2.4	まとめ	50
	参考文献	52

第 3 章 アスファルト表面遮水壁材料の品質改善

3.1	はじめに	55
3.2	低温域における変形性能の改善を目的としたアスファルトの開発	55

3.2.1	アスファルトの改質技術	55
3.2.2	特殊改質アスファルトの基本性状	57
3.2.3	低温域における特殊改質アスファルトの特性	58
3.3	特殊改質アスファルト混合物の力学特性	61
3.3.1	試験材料	61
3.3.2	単純曲げ試験	63
3.3.3	一軸圧縮試験	67
3.3.4	単軸引張試験	68
3.3.5	低温亀裂に対する抵抗性の評価	83
3.3.6	スロープフロー試験	90
3.3.7	繰り返し載荷試験	92
3.4	まとめ	97
	参考文献	99

第4章 アスファルト表面遮水壁の耐震評価

4.1	はじめに	103
4.2	アスファルト表面遮水壁型アースダムの地震応答解析	103
4.2.1	有限要素法による地震応答解析	103
4.2.2	解析モデルと入力物性値	106
4.2.3	入力波形	107
4.2.4	堤体の安定性	112
4.3	アスファルト表面遮水壁の耐震評価	125
4.3.1	表面遮水壁のひずみ分布	125
4.3.2	表面遮水壁の耐震評価方法	133
4.3.3	被災時の地震動 ($\alpha_B=85gal$) における表面遮水壁の損傷評価	137
4.3.4	L1,L2地震動における表面遮水壁の損傷評価	140
4.4	まとめ	147
	参考文献	150

第5章 アスファルト表面遮水壁の設計・施工に対する提言	
5.1 はじめに	153
5.2 補修工事の概要	153
5.2.1 舗設断面	153
5.2.2 切削施工における留意事項	157
5.3 特殊改質アスファルトの施工性	159
5.4 L2地震動における堤体及び遮水壁の補強に対する提言	164
参考文献	167
第6章 結論	169
謝辞	173
図表及び写真のリスト	175
付録 東富士ダムアスファルト遮水壁補修工事の概要	付-1

第1章 序論

1.1	はじめに	1
1.2	本研究の背景と目的	3
1.3	本研究に関連する既往の研究成果	5
1.3.1	表面遮水壁を有するフィルダム設計・施工の変遷	5
1.3.2	アスファルト混合物の力学特性に関する研究	9
1.3.3	表面遮水壁の耐震評価に関する研究	17
1.4	本論文の構成と内容	22
	参考文献	24

第1章 序 論

1.1 はじめに

堰を造り、水を貯めることは、人類の歴史において、人間のなす最も重要な事業であり、古来より人類は貯水池を造り灌漑用水を確保して農業を営み、生活用水とエネルギーを得、洪水から生命財産を守り、より高度な文明を築いてきた。このように、水資源の恵みを享受し、地球上の水資源量の空間的・時間的変動に対応して水災害を軽減するための最も効果的な手段はダム建設であり、ダムは文明の誕生と共に歩んできた社会の基幹的な施設と言える。

我が国において、ダムが果たしてきた役割¹⁾は、①灌漑用水、②上水・工業用水、③発電、④洪水調節である。これらを概観してみると、第一の役割として、有史以来、19世紀後半に至るまで、日本の経済を支えた稲作農業の発展に寄与した「ため池と農業用ダム」が挙げられる。水田稲作灌漑のための「ため池」の構築技術は、紀元3世紀頃、中国から朝鮮半島を経て伝えられものと考えられている。狭山池²⁾（大阪府、アースダム、堤高18.5m、堤頂長997m、7世紀前半）や満濃池³⁾（香川県、アースダム、堤高32.0m、堤頂長156m、8世紀）は建設後数回に亘る改築がなされ、現在も利用されている。19世紀半ばまでに構築された受益面積2ha以上のため池・農業用ダムの数は約17,000基で、現在では64,000基在り、規模の小さいものを含めると約210,000基存在している⁴⁾。

ダムの第二の役割は、19世紀後半から20世紀初頭の開国間もない時期に、港湾都市を中心とする都市の衛生面を支えた上水道資源としての役割である。1877～1887年の10年間で、公衆衛生および衛生学的に安全でない水の供給を原因とし、発症した水系感染症（コレラ、赤痢、腸チフス）の患者は82万人、死亡者は37万人にのぼった⁵⁾。これらの予防のための対策として、コレラ侵入の恐れが多い港湾都市を中心に上水道の整備が進められた。このうち、近傍河川の水量が乏しく安定的な取水が困難であった長崎、神戸、函館の当時の主要な3つの港湾都市では、上水道の水源として貯水ダムが建設された。この時代に建設されたダムには五本松ダム（神戸市、重力式コンクリートダム、堤高33.3m、堤頂長110m、竣工1900年）や本河内低部ダム（長崎市、重力式コンクリートダム、堤高26.3m、堤頂長115m、竣工1903年）など、現

在もなお運用されているダムがいくつかある。

ダムの第三の役割は、明治・大正・昭和前期における我が国の生活・産業をエネルギー面で支えた水力発電ダムである。1910年頃から1960年頃の半世紀の間、水力発電は電力の60%を担っていた。発電による電灯の普及は、青少年層の夜間の勉学を助け、識字率を高めることに貢献し、国力の充実、文化の向上に寄与した。また、大型水力発電所の開発により電力料金は引き下げられ、低廉な電力を利用する工業が興ることとなった。木曾川水系の大井ダム（関西電力㈱、重力式コンクリートダム、堤高53.1m、堤頂長276m、竣工1924年）に代表されるダム水路式発電が、日本の主要地域の産業発展や都市の近代化に大きく貢献し、その後、黒部川や木曾川では、河川沿いにダム式発電所が建設された。

第四の役割は、洪水調節を含む多目的ダムが第二次世界大戦後の我が国の復興に果たした役割である。食料とエネルギーは共に不足し、加えて戦争による山林の荒廃や大型台風の来襲によって洪水災害が頻発し、戦後復興のためには、洪水調節による治水対策の推進、電力増強および灌漑用水の確保は喫緊の課題であった。そのため、アメリカのTVAをモデルに、ダムを核とする国土総合開発によりその解決が図られた。

大干ばつに見舞われた知多半島（農地面積30,675ha）に木曾川から導水する愛知用水とその水源である牧尾ダム（愛知用水公団、ロックフィルダム、堤高105m、堤頂長264m、竣工1961年）は、高品質・高生産性の多様な農業を可能とした他、対象地域の都市化と工業の発展に大きく貢献した^{6,7)}。天竜川の佐久間ダム（電源開発㈱、重力式コンクリートダム、堤高155.5m、堤頂長293.5m、竣工1956年）は戦後の大規模水力開発の先駆けとなった。これらのダム建設では、アメリカ人技術者による指導や大型土木施工機械を導入したダム建設方法を取り入れ、新しいダムの設計・施工技術が確立された。

高度成長期においては、大都市への人口・産業集積に対応した都市用水の供給と治水安全度向上のための洪水調整が重要な役割を占めるようになった。大都市圏への人口集中や工業の拡大による水需要の急激な増加は、過度な地下水の利用をもたらし、各大都市圏では広範囲な地盤沈下が生じた。このため、地下水の利用を規制し、地表水の利用に転換することが求められ、これらの地方の水系ではダム事業が計画され実施された。このように、1950年代後半に始まる高度成長時代から安定成長時代にかけては、社会の要請に応じて、主として洪水調節、都市用水及び電力の確保のため、多

目的ダム及び水力発電ダムの建設が続けられ、しかもダムは大型化し、日本は世界でも屈指の大ダムを有する国になった。

以上のように、ダムを核とする水資源の開発は国策の一つとして推進されてきたが、貯水能力を表す貯水容量では全てのダムを合わせても 222 億 m^3 に過ぎず、貯水容量約 400 億 m^3 のフーバーダム（アメリカ合衆国、重力式アーチダム、堤高 221.4m, 堤頂長 379m, 竣工 1936 年）一基分にも満たない。これは、急峻な河川を有する日本の地形条件によるものである。近年の地球温暖化の影響による気候変動に起因する局所的な集中豪雨による洪水や旱魃による渇水の増大⁸⁾を考慮すれば今後ともダム建設は必要不可欠であることは論を待たない。しかし、新規ダムの建設に対しては、必ずしも合意形成が図られているわけではない。ダムによる生態系への影響、ダムの寿命と費用便益、水没者の人権、自然環境の保全に対する社会の要望の高まり並びに地形・地質条件から効率的なダムサイトの減少などによって、先進諸国においては、ダムの新規建設は困難な状況に陥っている。したがって、ダムの役割を将来にわたって着実に果たしていくためには、既設ダムの良好な維持管理と有効利用の推進が重要である。

前述した狭山池は 1,400 年の間に 6 回の大改修⁹⁾を行っており、時代のニーズに即した社会基盤施設として整備されてきた。また、50 年代～60 年代には急ピッチでダム建設が進められ、建設後 50 年以上経ったダムが急増し、施設の老朽化による補修・改修が必要となっている。第 5 回世界水フォーラムで発表¹⁰⁾されたユネスコのレポートでは、人口増加と気候変動への対応策の一つとして既設貯水池の容量増加あるいは有効利用を水管理の重要適応策としている。ダムの安全性と機能維持、向上のためには、嵩上げや耐震補強工事、リハビリテーションの観点から、既設ダムの健全度を評価し長寿命化を図ることが一層重要である。

1.2 本研究の背景と目的

ダムは構築される材料の種類によりコンクリートダムとフィルダムに大別される。前者の代表例は重力ダムやアーチダムであり、後者は自然に存在する土（アース）、岩塊（ロック）などを用いて築造するダムの総称である。フィルダムは設計上、材料の配置、遮水方法などの構造型式により細分化される¹¹⁾。材料の配置による分類では、主要築堤材料が土である場合をアースフィルダム、岩塊である場合をロックフィルダムと呼び、堤体の大部分が均一な材料で構成される均一型と遮水性の異なる材料を配

置するゾーン型とに大別される。さらに、ゾーン型は遮水部を堤体内に設けるか上流斜面に配置するかにより内部遮水壁型と表面遮水壁型に分けられる。内部遮水壁型については、遮水壁がダム軸線上に全て含まれる場合を中央遮水壁型、含まれない場合を傾斜遮水壁型と細分する。内部遮水壁の材料は、主に土質材料（土質コア）が利用されるが、アスファルト混合物を用いることもある。

本研究で対象とする、表面遮水壁型は、遮水材料によって①木製、②鋼製、③鉄筋コンクリート、④アスファルト混合物の各遮水壁に細分される。この型式のダムは、不透水性材料が確保できない場合や、気象条件などの制約により施工日数が限られる場合に採用されることが多い。構造上、遮水は堤体上流面で行い遮水壁背面には完全な排水系統を設けるので、堤体内に水が浸透することはなくダムのせん断破壊に対する抵抗性が高まることから上流斜面勾配を急にでき、堤体積を減らすことが出来るという利点がある。しかし、剛性の異なる人工材料により堤体を被覆することは新たな問題点が提起されることとなる。すなわち、土構造物は一般に圧密沈下によって安定性は向上するものであるが、遮水壁はこの変形に対し追従する変形能力を有するものでなければならない。また、堤体は貯水圧や地震時の慣性力の作用により繰り返し変形が生じるが、堤体と遮水壁の剛性が著しく異なれば、振動性状の相違により遮水壁周辺の土に緩みや隙間を惹起し、さらに遮水壁には、不同沈下や応力集中により亀裂が生じ、遮水効果が消失することになる。遮水効果の消失は、貯水時の漏水のみならず堤体の水理的破壊現象やせん断破壊など斜面崩壊の一原因ともなりかねない危険性を含んでおり、遮水壁には堤体や付帯構造物に追従変形する適切な剛性と、亀裂などに十分余裕のある強度・変形能力を有する材料配合が要求される。

1996年3月6日、山梨県の河口湖付近を震源とするM=5.8の地震が発生し、震源から約15km離れたアスファルト表面遮水壁型のアースフィルダムが被災した¹²⁾。地震による堤体部の損傷はダムの健全度を損なうものではなかったが、堤体を覆う斜面及び池敷の遮水壁には数多くの亀裂が発生し全面的な補修が必要となった。本論文は、この中規模地震により生じた遮水壁の亀裂の発生要因を究明し、機能損失を起こしたアスファルト表面遮水壁の合理的な補修方法を論じたものである。その研究目的は、補修材料として更に大きな地震動にも耐え得る柔軟性に富むアスファルトの開発、遮水壁材料の品質改善効果を調べるための試験方法の策定、ひずみの累積による損傷度を指標としたアスファルト表面遮水壁の耐震評価の提案であり、これらを設計・施工

上の検討事項として議論し、考察せんとするものである。

1.3 本研究に関連する既往の研究成果

1.3.1 表面遮水壁を有するフィルダム設計・施工の変遷

近代的なロックフィルダムダムの草創は、1850年代にカリフォルニアにおけるゴールドラッシュに際し、金の採掘のための水を確保するため、鉱山技術者が岩塊と木材を利用して建設した木製表面遮水壁型ダムであると言われている¹³⁾。

First Bowman ダム¹⁴⁾ (アメリカ合衆国, 木製表面遮水壁型ロックフィルダム, 堤高 30m, 堤頂長 128m, 竣工 1876 年) は, 記録に残る最古の木製表面遮水壁型ダムであり, 1901 年に建設された Skagway ダム¹⁴⁾ (アメリカ合衆国, 鋼製表面遮水壁型ロックフィルダム, 堤高 21m, 堤頂長 122m, 竣工 1909 年) は鋼材が遮水壁 (Steel Facing) に利用された代表的なダムである。木材や鋼材は可撓性に富むという利点を有するが, 木材は他材料と比べ強度が低く耐久性に劣り, 鋼材は高価であることと施工が煩雑であるという欠点を持つ。このため, 木材や鋼材は次第に用いられなくなり, 鉄筋コンクリート遮水壁が主流をなすこととなった。しかし, 草創期のロックフィルダムの盛り立ては, 現在のように振動ローラーで締め固めるものではなく岩塊を 20~30m の高所から落下させ畳築する方法 (投石工法) であった。堤体の沈下が大きく, 遮水壁は継目を中心として部材にまで亀裂などの損傷を招き, 多量の漏水を引き起こすので, 遮水壁は定期的な補修を必要とした。したがって, この型式のダムは, 完成後に貯水池を空虚にして, 点検と補修が出来る条件のあるとき採用すべきとされた¹⁵⁾。

1940 年代以降, 遮水壁の損傷による漏水の多さから, 鉄筋コンクリート表面遮水壁型のダムは敬遠されるようになり, 土質コアを有するダム型式がより多く選択されるようになった。しかし, 1950 年代半ばから鉄筋コンクリート表面遮水壁型ダムの設計にも本質的な改善がなされるようになった。スコットランドの Invernesshire に建設された Quoich ダム (イギリス, 鉄筋コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム, 堤高 38m, 堤頂長 320m, 竣工 1955 年) は, 現在の施工と同様な方法, すなわち, オーバーサイズをカットして粒度調整を行ったロック材を層状に撒きだし, 振動ローラーで転圧し締め固めることによる盛り立てが行われた。この結果, 堤体の沈下は, 従前の投石工法に比べ 1/10 以下となり, 遮水壁の損傷による漏水は極めて減少した。Terzaghi は 1958 年 6 月, ASCE 講演のロックフィルダムに関するシンポジウムで,

表-1.1 我が国における鉄筋コンクリート表面遮水型ロックフィルダムの実績

区分	ダム名	管理者	完工年	堤高 (m)	上流 斜面勾配	スラブ厚 (m)	スラブ幅 (m)
旧型	小湫	岐阜県	1952	18.4	1:1.3	0.3~0.45	—
	石淵	国土交通省	1953	53.0	1:1.2~1.4	0.3~0.6	10
	野反	東京電力(株)	1956	44.0	1:1.3	0.3~0.6	12
	皆瀬	国土交通省	1963	66.5	1:1.35	0.3~0.6	10
新型	徳山(上流二次締切)	水資源機構	2002	38.0	1:1.5	0.3	15
	苫田(鞍部ダム)	国土交通省	2004	28.5	1:2.0	0.35	15
	稲葉(貯水池法面)	大分県	2010	—	1:1.0, 1:1.4	0.5~1.0	6~12

ロックを転圧することにより表面遮水壁型ダムは有望なダム型式となることを予測した。また、クレーンで積んだ粗石積みよりも最大粒径の小さい粒度の良い締め固めたロックフィルの方が変形は小さいことを指摘した¹⁶⁾。

また、鉄筋コンクリート表面遮水壁型ダムは転圧工法による盛り立てを契機とし、ロックフィルの締め固めに関する技術以外にも様々な改良がなされ経済性と施工技術の向上が図られて、海外では現在、主要な型式の一つとなっている¹⁷⁾。このように、鉄筋コンクリート表面遮水壁型ダムは、投石工法により構築されたダムと転圧工法によるものとは構造型式が大きく異なり、前者を旧型、後者を新型と呼び区別している。表-1.1は、我が国における鉄筋コンクリート表面遮水型ロックフィルダムの実績を示したものである。1952~1963年の間に旧型の鉄筋コンクリート表面遮水型ロックフィルダムが4基建設されたが、上述したとおり漏水が多く、皆瀬ダム以降40年間この型式のダムが採用されておらず、2000年代に入り試行的に新型のダムが建設されるようになった。

一方、ロックフィルダムの上流斜面に、アスファルト遮水壁(Asphalt Facing)を設け、ダムの止水を確保する最初の試みは、ドイツのSorpe川にあるAmeckerダム(堤高12.0m,遮水面積2,500m²)において行われた。このダムでは、粘土材料による遮水壁を上流面に設けて使用されていたが、漏水が増大したため、1934年に漏水防止工として厚さ6cmのアスファルト混合物が上流斜面に舗設されたと記録されている¹⁸⁾。当時、既に干拓堤防などの規模の小さい水利構造物にアスファルト混合物は利用されていたが、ダムのような大規模な構造物には使用されるには至っていなかった。その後、1952年にドイツのGenkelダム(ドイツ, 堤高43m, 堤頂長200m, 竣工1952年)

表-1.2 我が国におけるアスファルト表面遮水型ダムの実績

種別	名称	管理者	完工年	規模				
				堤高 (m)	上流 斜面勾配	主たる 築堤材料	遮水 壁厚 (cm)	構造
フ イ ル ダ ム	孫沢	宮城県	1967	13	1:3, 1:2	アスファルト	16	単層
	大津岐	電源開発(株)	1968	52	1:1.7	ロックフィル	30	多層
	二の倉	青森県	1968	37	1:2.0	アスファルト	27	多層
	新高野山	東京電力	1971	33	1:1.8	ロックフィル	22(27)	単層
	深山	農水省	1971	75	1:1.9	ロックフィル	35.5	多層
	多々良木	関西電力(株)	1973	64.5	1:1.8	ロックフィル	33	多層
	月光川	山形県	1978	48	1:1.7	ロックフィル	33	多層
	双葉	北海道開発局	1979	59	1:1.85	ロックフィル	30(40)	多層
	大門	山梨県	1986	65.5	1:1.9~3.2	ロックフィル	30	多層
	南川	宮城県	1986	19.6	1:2.0	ロックフィル	16	単層
	八汐	東京電力(株)	1993	90.5	1:2.0	ロックフィル	37	多層
調 整 池 ・ 貯 水 池	須山	静岡県	1964	7.5	1:2.5	アスファルト	10(20)	単層
	東富士	静岡県	1971	22	1:1.25~3.0	アスファルト	24	単層
	沼原	電源開発(株)	1973	50	1:2.5	アスファルト	30	多層
	藤木	山梨県	1975	8.7	1:2.5	ロックフィル	18	単層
	時雨	東京都	1976	24.2	—	ロックフィル	—	—
	上之原	群馬県	1986	11.5	1:2.0	ロックフィル	17	単層
	万場	農水省	1989	28.6	1:2.7	アスファルト	26	多層
	泉	新潟県上越市	1992	14.5	1:2.0	—	19	単層
	小丸川	九州電力(株)	2006	65.5	1:2.5	ロックフィル	30	多層
	京極	北海道電力(株)	建設中	22.6	1:2.5	ロックフィル	36	多層

が本格的なアスファルト遮水壁型ダムとして出現するまでの約 20 年間、材料特性や舗設機械の研究が広範囲に実施され、それが今日の技術の基本となっている。

我が国においては、1957 年、長浦干拓堤防で試験施工されたのが始まりであり、1960 年の鍋田干拓堤防が本格的な工事の第 1 号である¹⁹⁾。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、セメント系混合物など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っている。また、水密性が高いことから、ダムサイト近傍で遮水材料の入手が困難な場合や、貯水池内に透水性の高い地層が広く分布する箇所でのこの型式によるダムが計画される。鉄筋コンクリート

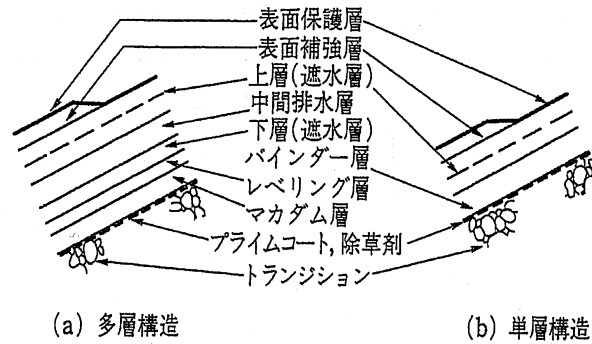


図-1.1 アスファルト表面遮水壁の標準断面構成²⁰⁾

表-1.3 アスファルト表面遮水壁各層の主な機能²⁰⁾

名称	主な機能	厚さ (mm)
表面保護層	紫外線による上層の劣化防止	1~3
(表面補強層)	構造上あるいは施工上、弱点となりやすい部分の遮水層の補強	40~50
上層	遮水層	50~60×2
中間排水層	漏水の検知および排出	70~100
下層	漏水と地山からの湧水の分離 堤体への漏水浸透防止 (遮水)	40~60
レベリング層	遮水層厚さ確保のための不陸調整層	40~50
マカダム層	トランジションとの結合、舗設基盤	40~60
バインダー層	マカダムおよびレベリング両層の機能	70~100
(下部補強層)	構造上あるいは施工上、応力の集中しやすい部分の補強	50~100
トランジション	支持力、排水性、平坦性、凍上防止層	200~300 以上

* レベリング層、マカダム層をそれぞれ設けなくて両層の機能を兼ねて、一層でバインダー層として設ける場合もある。

表面遮水壁型ダムが敬遠され、土質コア型ロックフィルダムの建設が主流になった中で、アスファルト表面遮水壁型ダムは、表-1.2に示すように水力発電所や農業用のダム、貯水池などで数多く建設された。アスファルト遮水壁の構造は、図-1.1に示すように、上下の遮水層の間に排水機能を持つ層を設けた多層構造と、遮水層の間に排水層を設けない単層構造の2つに大別される。前者における標準的な層の構成は5層以上であり、各層の名称及び主な機能と厚さの例を表-1.3に示す。図-1.2は、既設ダムの堤高と遮水壁厚さの関係を示したものである。図より、堤高20~30m程度のダムでは単層構造、それ以上の堤高となるダムでは多層構造とするのが一般的である。

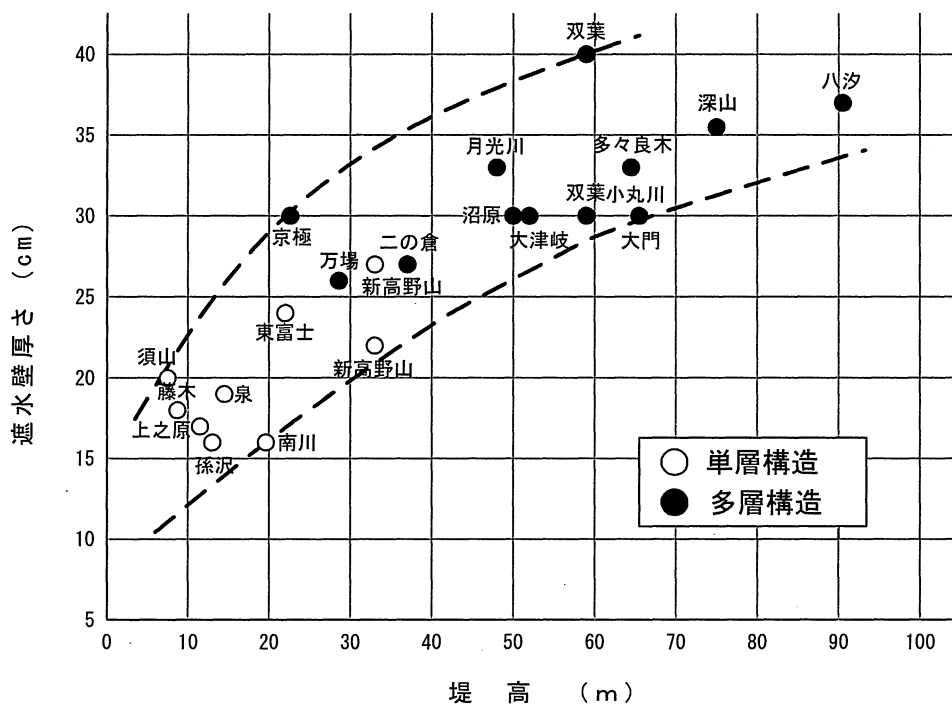


図-1.2 堤高と表面遮水壁厚さの関係 (文献 21) に加筆)

1.3.2 アスファルト混合物の力学特性に関する研究

本項では、アスファルト及びアスファルト混合物の粘弾性的性質の基本的な考え方や実験上の問題点、及び現在までの研究成果をまとめ、第3章で行われる試験結果の評価・考察に必要な基本的事項を整理する。

(1) 力学特性における温度と時間の依存性

アスファルト混合物の力学特性は、温度と時間（ひずみ速度）に依存することが知られている²²⁻²⁸。図-1.3は、温度及びひずみ速度と破壊ひずみの関係を模式的に表したものであり、混合物の破壊ひずみは、温度が高くひずみ速度が低い程大きく、逆に、温度が低くひずみ速度が高い程小さくなるといわれている。また、破壊形態も温度とひずみ速度に依存し、温度が小さくひずみ速度が高い場合は、脆性的な破壊を示すのに対し、温度が高くひずみ速度が低くなるにしたがって延性的破壊へと変化し、さらには流動を伴う展性的な破壊を呈するようになる。したがって、温度が低くひずみ速度が上昇すると変形性能は低下するので、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ことになり、遮水壁の耐震評価は低温域での力学特性の把握が重要な論点となる。

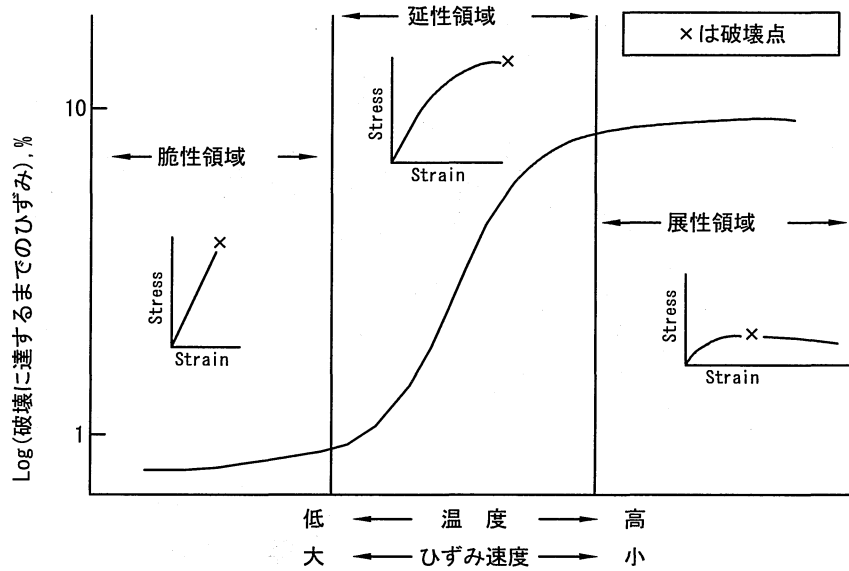


図-1.3 破壊ひずみの温度・時間の依存を表す模式図

(2) 破断ひずみ

アスファルト混合物の引張特性（破断ひずみ）を評価する試験方法として、直接引張試験と間接引張試験（割裂試験，曲げ試験）がある。我が国では、これらの試験方法は規格化されていないが、表面遮水壁の設計においては慣用的に中央一点載荷型の曲げ試験が用いられ破断ひずみの評価がなされている。米国では、AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) により道路舗装の試験・設計の高度化のためのプロジェクト研究「SHRP(Strategic Highway Research Program)」(1988～1992年)が精力的に進められ、その成果として様々な規格が提案されている²⁹⁾。

直接引張試験は、試験対象区間の全体に渡り引張応力が作用し、表面遮水壁の純引張状態を再現した試験方法として従来から着目されてきた試験である。しかし、供試体の端部処理が結果の良否を左右するため、引張試験の中でも技術的に難しい試験方法であるとされている²⁵⁾。

西内³⁰⁾は、直接引張試験における供試体の断面と長さが試験結果に及ぼす影響を調べるため、有限要素法による弾性解析を行った。解析は、二次元平面応力状態とし、試験体の端部は片側を固定、反対側の端面に強制変位を与えることにより引張試験を再現した。解析結果は図-1.4に示すように載荷軸上の要素のひずみを強制変位と供試体長さから求めた平均ひずみで除して正規化した値に着目し、①引張りひずみは、供試体端部から供試体長の約15%離れた区間では、最大10%のひずみが集中し、この区

間は補強が必要である。②試験体で一様なひずみを計測するためには、断面一辺長の2倍以上の長さが必要であることを指摘している。そして、解析結果を考慮して、端部での剥離や応力集中による破壊が生じにくい工夫を施し、試験体の中央に長さ6cmのひずみゲージを貼り付けた5×5×10cmの角柱供試験体を用いて直接引張試験を行った。試験体の破断は、全試験中64%でひずみ計測区間に近い箇所が生じ、温度が高くひずみ速度の遅い、すなわち、変形のしやすい条件で行った試験ほど結果のバラツキが大きい。その要因として変形しやすい試験体ほど破壊の進展が遅いので、偏心した引張力を受けやすいとしている。

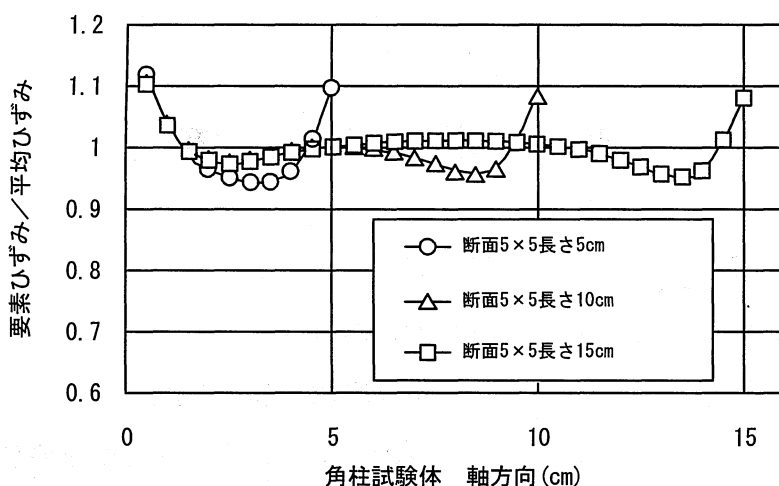


図-1.4 荷重軸方向の正規化された引張ひずみの分布³⁰⁾

割裂試験 (Split Test) は、一名 Brazilian test と呼ばれ、引張強度を間接的に測定する間接引張試験法の一つである。この試験法はもともとコンクリートの引張強度を求めるために提案された実験手法であるが、脆い材料に対しても一般的に通用すると言う考え方によりアスファルト混合物の引張試験にも適用されるようになった³¹⁾。この手法の理論的背景は弾性論に基づいている。すなわち、円筒供試験体 (直径 b , 長さ d) の直径方向に集中荷重 P を載荷した場合、鉛直中心線上の水平応力分布は弾性論から一様な引張応力 S で与えられ次式のようなになる。

$$S = \frac{2P}{\pi b d} \text{----- (1.1)}$$

この方法は近年アメリカ・カナダで広く普及し、さらに繰り返し荷重・疲労研究にも用途が拡大している。この試験では、強さのほか破壊ひずみ、変形係数も求められ、

マーシャル供試体をそのまま利用でき、抜き取りコアにも応用可能で、用途は広いとされている³²⁾。

割裂試験において引張りひずみを直接求める試みは数多くなされている³³⁻³⁵⁾。ひずみ測定の方法は供試体中央部に非接触変位計やひずみゲージを設置して横方向と縦方向の変形量を測定する方式が採られている。図-1.5 は Kennedy^{36,37)}らによって解析された割裂試験の応力分布を示したものであり、この方法で測定される横方向の変位量には純粋引っ張りによる変形と上からの圧縮による横変形が同時に含まれる。写真-1.1 はアスファルト混合物の割裂試験における破壊時の供試体状況を示したものであるが、載荷部では、載荷板が供試体に貫入して圧縮破壊を起こしている様子が認められる。また、成田³⁸⁾は土の割裂試験の有限要素解析を通じ、破壊に近づくにつれ応力分布にゆがみが生じ弾性公式の適用が難しくなること、また載荷板近傍で圧縮破壊が発生し、これによる誤差が生じることなどを指摘している。このことは、応力～ひずみ関係において非線形挙動を示すアスファルト混合物にも当てはまる。図-1.6 は、鉛直方向に変位制御で定速載荷した場合の、横方向、すなわち引張りひずみの時間変化を示したものであるが、引張りひずみは時間に比例して発生していない。遮水壁の破壊判定はひずみ量とひずみ速度が支配的な要因であり、ひずみ速度を降伏点までの平均値（ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ ）で考えるか降伏点における接線勾配（ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_2$ ）で評価するかにより結果はかなり異なり、割裂試験におけるひずみ速度の定義は重要な問題点として提起される。

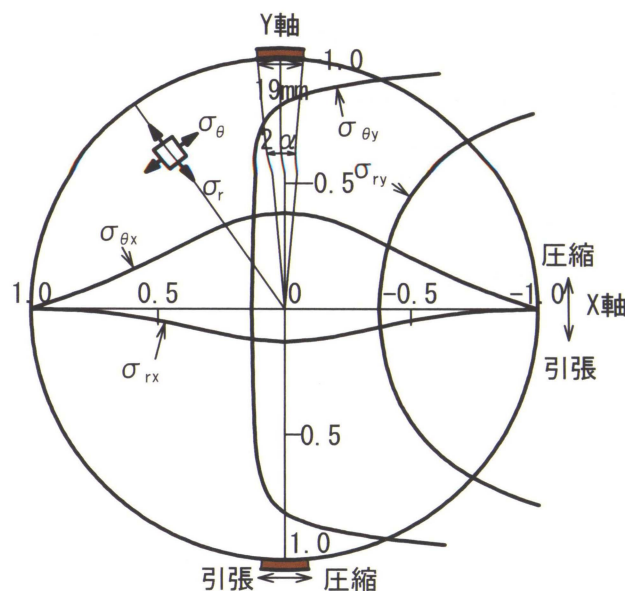


図-1.5 Kennedy らによって解析された割裂試験の応力分布^{36,37)}

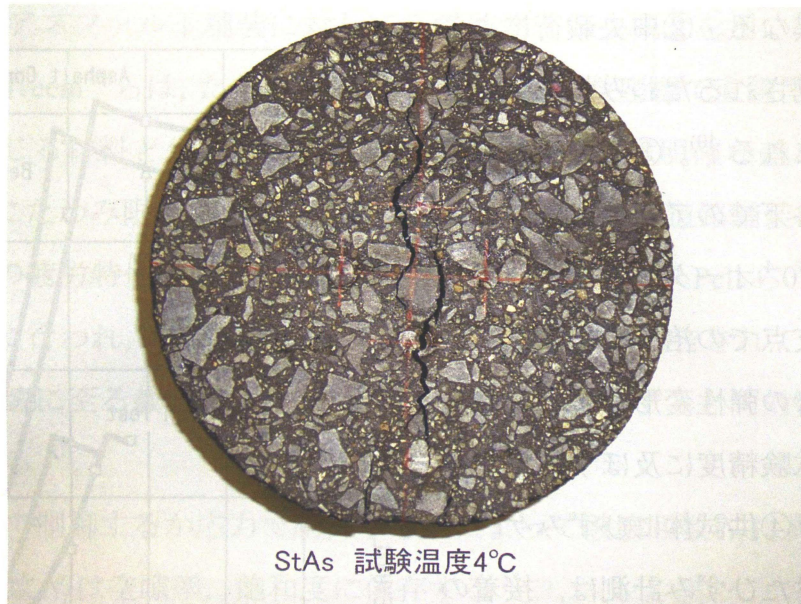


写真-1.1 アスファルト混合物の間接引張試験後の供試体状況

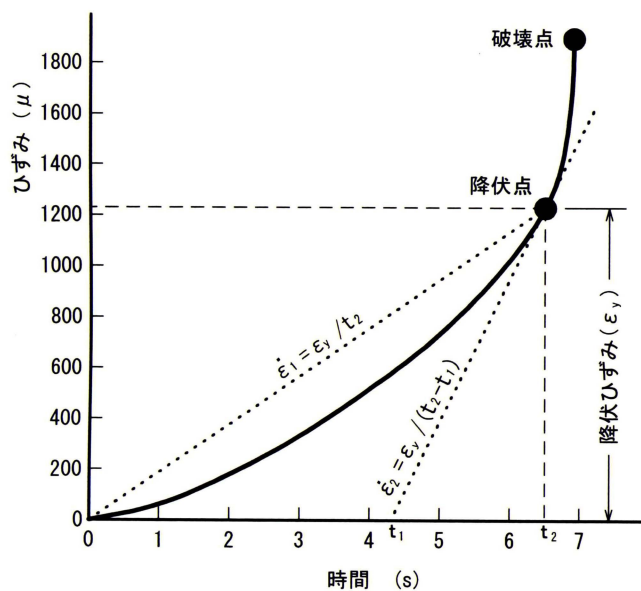


図-1.6 割裂試験における引張ひずみの経時変化³⁵⁾

曲げ試験は、曲げ理論により引張応力とひずみを算定する間接引張試験法である。この試験は道路舗装において路盤の不同沈下に伴う舗装部の曲げ作用と荷重条件が対応していることから、アスファルト混合物の力学特性を把握する上で主流をなす試験方法である。しかし、既往の研究成果において、試験法としての曲げ試験の欠点について次のような指摘がある。①初等曲げ理論式は梁の高さが梁の長さに比べ十分小さい場合に適用できるものであり³⁹⁾、供試体の形状や載荷方法により得られる強度、

ひずみ特性が異なる。②中央載荷による曲げ試験で計測されるたわみ量には、せん断効果が含まれる⁴⁰⁾。③低温域で載荷速度の速い条件下でのアスファルト混合物のひずみは 10^{-4} オーダーと非常に小さく、載荷点、支点での治具のめりこみや供試体支承部での弾性変形量がたわみ量に加味され、試験精度に及ぼす影響が少なくない^{41,42)}。④供試体にひずみゲージを直接貼り付けたひずみ計測は、接着の問題があり正確なひずみを測定することは難しい^{41,42)}。⑤非弾性挙動を示す材料に対して、弾性論に基づく曲げ試験の適用がどの程度の信頼性を持つか明確でない、など根本的に重要な問題をかかえている。このように、曲げ試験では梁の曲

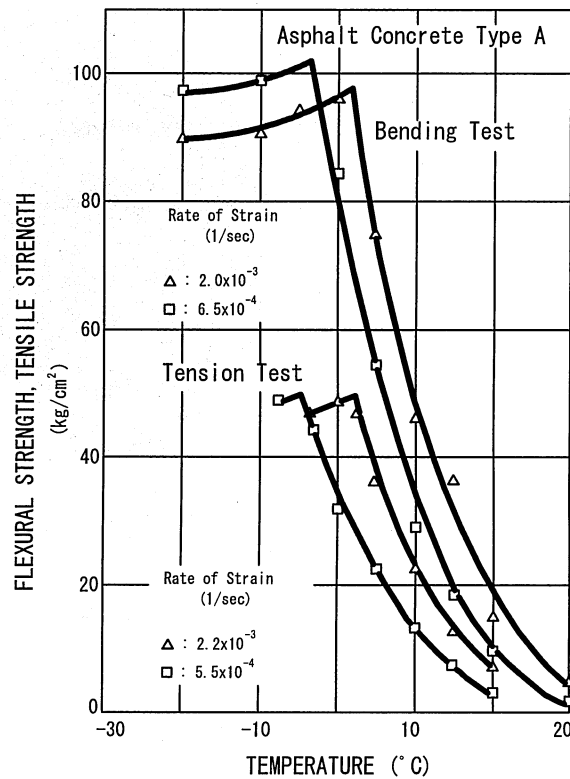


図-1.7 曲げ試験と直接引張試験における破壊強度と温度の関係⁴³⁾

げ理論によって中央の載荷重から応力分布が算定されるが、破壊に近づくとともに塑性域の拡大や中立軸の移動が考えられ、単純な理論から計算される引張強度は大きく算出される可能性がある。図-1.7は森吉らによる曲げ試験と直接引張試験で求めた引張強度と温度の関係を示したものである⁴³⁾。両試験法による強度は0°C付近において、曲げ試験 100kgf/cm² (≒10MPa) に対し直接引張試験では半分の 50kgf/cm² (≒5MPa) であり試験法により著しく強度特性が異なることを示している。

本研究においては、混合物の定性的な特性を把握する場合に試験が容易な曲げ試験を用い、破壊判定を行うなど定量的な物性値を把握するための試験は、合理性が高い単軸方式により行う計画とした。

(3) 疲労・動的性状

交通荷重の繰り返し作用が舗装に悪影響を与えることを初めて示唆したのは Porter⁴⁴⁾と Grumm⁴⁵⁾であるが、彼らは疲労の概念を提唱するには至らなかった⁴⁶⁾。以後、アメリカではたわみ量と荷重の載荷回数の関係を調べる研究が進められ、1948

年 Hveem⁴⁷⁾がアスファルト舗装に対して疲労破壊という概念を用いてこの現象を論じた。さらに Hveem⁴⁸⁾らは、たわみ量と疲労寿命が両対数座標で直線関係にあること、ひび割れを生じる材料と生じなかった材料の疲労特性には明確な差があることを見出し、舗装体にたわみ限界値があることを示した。その後、道路舗装におけるアスファルト混合物の疲労特性に関する研究は、Monismithら^{49,50)}、Pellら⁵¹⁾、笠原ら⁵²⁾によって精力的に行われ、研究成果として次のような事項が報告されている。

- ① 疲労破壊に至る載荷回数 N_f は、載荷応力またはひずみと両対数紙上で直線関係にある⁵⁰⁾。
- ② ひずみで制御するか応力で制御するかによって破壊回数 N_f は異なる。
- ③ 破壊回数 N_f は空隙率、飽和度に依存する⁵¹⁾。
- ④ 疲労の進行につれて変形係数は低下する。
- ⑤ 異なる応力・ひずみ振幅の組み合わせ載荷に対しても、ダメージの累積加算によって処理できる⁴⁹⁾。

一方、水利アスファルト混合物の疲労破壊に関する検討は、比較的周期の長い貯水位の水位変動に対する繰り返し載荷を対象とした検討が主流であり⁵³⁾、地震による繰り返し載荷と遮水壁の疲労破壊を関連させた研究はみあたらない。

(4) 水密性

アスファルト表面遮水壁の止水性は、適切な配合のアスファルト混合物を締め固めることにより確保される。図-1.8 は遮水層の透水係数と空隙率の関係を示したものであり⁵⁴⁾、空隙率を4%以下に管理し舗設すれば、透水係数 $k \leq 1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ が得られる。したがって、遮水壁自体の水密性に関して設計上の論点となることはほとんどない。ただし、実際の施工では、舗設継目や構造物との接続部などは水密性が問題となることが多く、構造物の設計及び施工上の課題とされる。

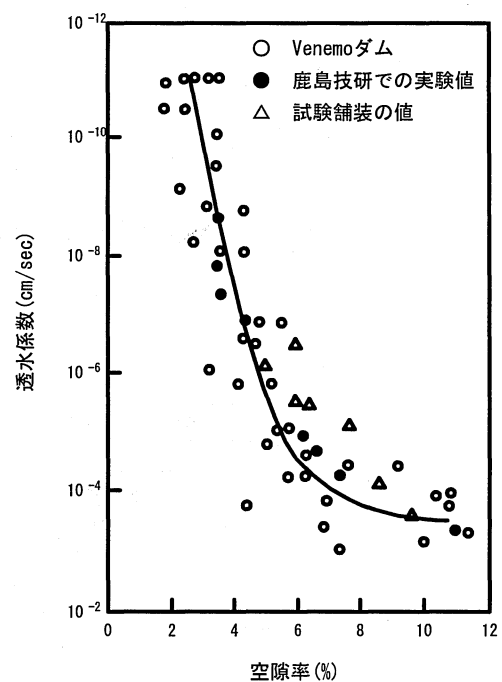


図-1.8 遮水アスファルト混合物の空隙率と透水係数の関係⁵⁴⁾

(5) 劣化特性

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基の増加、分子量の増大などの変化に認められるとされている⁵⁵⁾。遮水層に用いる混合物はアスファルト量が多く、密実で水と空気はほとんど透過しないから、表面保護層が完全な場合には、道路舗装に見られるような老化現象は生じ難い。したがって、保護層の健全度が遮水層の老化現象に大きく係わることになる。秋山ら⁵⁶⁾は、高さ1m、斜面勾配1:2.0の盛土斜面に遮水層を舗設して、自然環境下で暴露試験を行い、保護層（アスファルトマスチック2mm塗布）の有無による遮水層の劣化特性を調べた。図-1.9は、遮水層の表層0~5mmと表層から5mm以下の2箇所から回収したアスファルトの針入度を、原アスファルトの針入度の百分率で表した残留針入度の経時変化を示したものである。保護層を塗布していない試料の表面から回収したアスファルトの5年経過後の残留針入度は54%であり、これより深部から回収したものは83%程度となっている。保護層を塗布している試料では、表層部及び深部いずれも保護層なしの試料の深部と同値を示しており、保護層が遮水用アスファルト混合物の劣化防止に有効であるとしている。

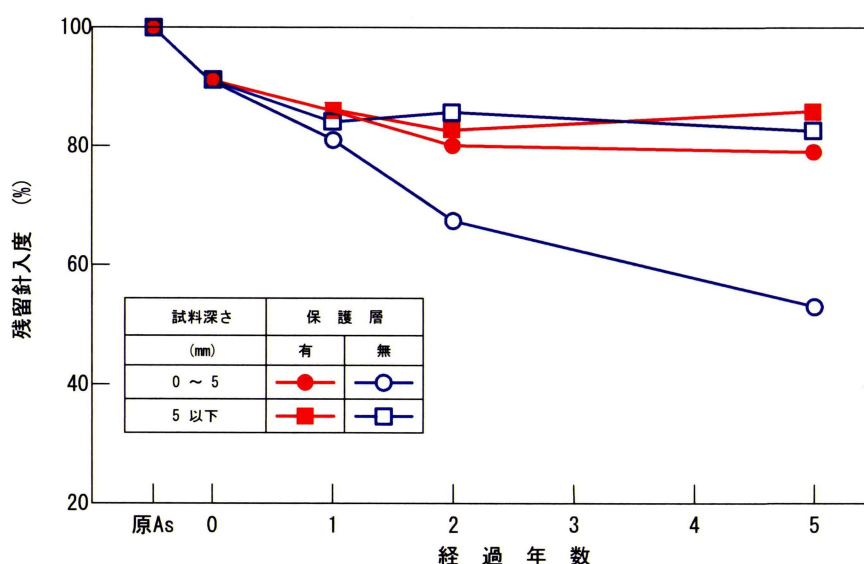


図-1.9 残留針入度の経時変化⁵⁶⁾

(6) 改質アスファルトの利用

道路舗装の分野では、高温時の耐流動性（わだちの軽減）の改良や、寒冷地の温度応力によるひび割れ防止対策を目的として、ストレートアスファルトにポリマーやゴムなどの添加材を加えて品質改善を行った改質アスファルトの研究が古くから行われている。しかし、遮水壁材料に関し、改質アスファルトを用いて低温脆性、たわみ性及び応力の緩和性状などの性能向上を対象とした研究事例は少なく、施工性の改善などの議論も遅滞している。地震時の急速な堤体変形に伴う脆性破壊や繰り返し載荷による疲労破壊が生じやすいと考えられる低温域において、アスファルトの特長である変形の追従性や応力緩和能力を保持させるためには改質アスファルトの利用が不可欠であり、現在、設計・施工に反映する形の研究成果の蓄積が期待されている。

1.3.3 表面遮水壁の耐震評価に関する研究

(1) フィルダムの耐震設計

ダム設計に地震を考慮するようになったのは関東地震(1923年, M7.9)以降のことである。1925年物部長穂により発表された「貯水用重力堰堤の特性並びに其合理的設計法」⁵⁷⁾において重力式ダムの設計に震度法概念を取り入れ、水平震度として0.1～0.2が提案された。提案された震度法を取り入れて設計された最初のダムは、1930年に完成した小牧ダム(堤高75m)であり⁵⁸⁾、以降我が国のダムは震度法を基本として設計が行われている。

フィルダムについては、1934年に物部長穂が「地震に因する動水圧を考慮せる重力堰堤の断面決定」⁵⁹⁾においてダム型式別の設計震度を提案し、フィルダムの設計震度としてダム底部を0.15、頂部を0.2～0.3とした。1957年に国際大ダム会議日本国内委員会により「ダム設計基準」⁶⁰⁾が制定され、国内のダムにおける統一的な耐震設計法が採られるようになった。この設計基準では、設計震度に強震域と弱震域の地域区分を導入し、フィルダムがロックフィルダムとアースダムに区分されたが、フィルダムにおいて堤頂と底部の設計震度は同じ値としており、上記物部の提案とは異なるものであった。

一方、米国などでは、初期の設計を除き40年程度前から耐震設計に震度法は用いられなくなった。その第1の理由は、震度法で用いられる震度の値は、重力加速度の10～15%で地盤加速度のピーク値(peak ground acceleration; PGA)より小さく、震度

の合理的説明あるいは決定が困難であること。第2に堤体が著しく剛でない限り、堤体は剛体的に挙動することなく、増幅して応答するが、震度法はこのことが反映されていないことによる。

我が国では現在も基本断面の決定に震度法を用いる理由は、この方法により設計したダム地震被害は軽微であり、機能障害が生じるような被害はなく、経験的に安全側に機能してきたことによるものと考えられる。また、1991年に修正震度法を取り入れた「フィルダムの耐震設計指針（案）」が出され⁶¹⁾、フィルダムの地震応答特性を考慮して、地盤の設計震度に対して堤体の各部で増幅するような慣性力を作用させて安定計算を行う設計手法が示された。このように震度法は、ダムの形状を決定するための簡便的かつ実用的な設計法として現在に至るまで重要な役割を果たしている。

兵庫県南部地震(M=7.3)の地震動は極めて強く、社会基盤施設に甚大な被害をもたらした。大規模地震に対する土木構造物の安全確保に対する社会的な要請が高まった。そして、将来発生しうる大規模地震に対する各種構造物の安全性の評価について、土木学会から3次（1次；1995年⁶²⁾、2次；1996年⁶³⁾、3次；2000年⁶⁴⁾）にわたる提言がなされ、次のような設計法が提示された。

① 構造物の建設地点において、発生確率の異なるレベル1(L1)、レベル2(L2)という二段階の地震動を設定すること（二段階設計法の提言）。

② これら地震動と構造物の重要度に応じて必要な耐震性能を規定し、その性能を当該構造物が保有していることを照査すること（性能規定型設計の提言）。

さらに、これらの提言を踏まえ、各種土木構造物の耐震設計における共通事項として「土木構造物耐震設計等に関するガイドライン（案）」⁶⁵⁾がまとめられ、各レベルで対象とする地震動が次のように定義された。

① L1地震動は当面許容応力度設計法などの従来型設計に用いる地震動とする。

② L2地震動は構造物の損傷過程に立ち入って安全性を照査するための地震動であり、現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さを持つ地震動とする。

また、このガイドラインでは、ダムの耐震性能として最も基本的な機能である貯水機能に着目し次の二つの耐震機能を設定している。

① 耐震機能Ⅰ；地震によって構造的な損傷が生じないこと。

② 耐震機能Ⅱ；地震によって構造的な損傷が生じた場合でも、構造的な損傷が復

旧可能であり、ダムの貯水機能が保持されること。

L1 地震動に対しては耐震機能 I を、L2 地震動に対しては地震時の堤体及び基礎岩盤の損傷過程や損傷様式を考慮した上で耐震機能 II を満足することとしている。表-1.4 にガイドラインで示されたダムの耐震性能 II に関する要件を示す。具体的には L2 地震動に対しては貯水機能に影響しない範囲では、堤体のクラックの発生や堤体の変形を容認している。したがって、フィルダムでは動的解析を用いた塑性変形や残留変形を精度良く評価する必要があり、実務面での耐震性能の照査方法は、「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）」⁶⁶⁾に示され試行されることとなった。

表-1.4 耐震性能 II に関してダムの貯水機能が保持されるための要件

ダムの種類	要件
コンクリートダム	<ul style="list-style-type: none">・ダムが転倒・滑動しないこと・堤体及び基礎地盤に貫通するクラックが生じないこと・ダムが決壊に至らないこと
フィルダム	<ul style="list-style-type: none">・遮水壁及び基礎地盤に貫通するクラックが生じないこと・貯水が堤体を越流しないこと・ダムが決壊に至らないこと

(2) 鉄筋コンクリート遮水壁の耐震評価

フィルダムが地震時にどのような挙動を示すかを把握することは、堤体の安定性の検討あるいは耐震設計法を確立するための基礎的事項の一つである。アースフィルダムや土質コア型ダムとは構造的に異なる表面遮水壁を有するフィルダムでは、上流面に設置した遮水壁が堤体の動的性状に影響を及ぼし、その相互作用がダムの安定性、耐震性を議論する上で極めて重要な因子となる。

田村ら^{67,68)}は、遮水壁（連続体）が堤体の動的性状に与える影響を、せん断梁理論を用いて定性的に調査し、空虚時の堤軸直交方向の基本振動数は、遮水壁の存在により増加するが、その割合は堤高の増加と共に減少することを指摘している。また、彼らは、上下、水平 2 次元の振動台を用いて、遮水壁のない均一モデルと、遮水壁をモルタルで模擬したモデルによる実験から、両者の破壊性状と遮水壁のひずみ分布について考察し、次のような知見が得られたとしている。

- ① 入力加速度の増加とともに堤体上部に向かうにつれ応答加速度が増加するが、その倍率は一般に均一模型の方が大きい。
- ② 斜面の破壊は、均一型においては上下流斜面がほぼ対称に進行するが、遮水壁があると上流側の破壊が抑制され、下流側の破壊が先行する。
- ③ 滑りが発生する時の堤頂の加速度は、均一型と遮水壁型によらずおおよそ一定である。
- ④ 加振振幅の増加による遮水壁のひずみは、振幅が大きくなるのみならず、バイアスがかかり、堤頂部では引っ張り方向に、斜面中央から低標高部側は圧縮方向に偏る傾向が認められ、遮水壁のひずみ分布は堤体変形の影響を強く受ける。

有賀^{69,70)}は、コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム地震時における破壊状況を模型実験により検討した。この実験では、砕石（花崗岩）を用い、高さ 1.0m のダム模型を作製し、遮水壁は石膏により模擬され、加振は 10Hz の正弦波により行われている。この結果、ダム基礎での入力加速度が 550gal~600gal になると、堤高の 2/3 の高さの遮水壁（石膏板）に亀裂破壊が生じること、遮水壁の機能が健全である限りダム模型は破壊しないが、遮水機能が保持されない場合、ダム模型はいとも簡単に破壊したと述べている。鈴木・渡辺^{71,72)}は、ジョイント要素を導入した有限要素法による 3次元地震応答解析を行い、堤体とコンクリート表面遮水壁の接続面の剥離及び滑りについて検討している。この結果、表面遮水壁の剥離の可能性は極めて少ないが、境界部の滑りは発生することが予測され、滑りを軽減させるためには遮水壁の継目の効果が重要であると指摘している。また、松本は⁷³⁾、鉄筋コンクリート遮水壁を有するロックフィルダムの地震時挙動に関する既往の解析的研究には、①ロックフィルの塑性変形（永久変形、地震による沈下）の予測に主眼を置いたものと、②地震動を受けている間の遮水壁の応力あるいはひずみに着目したものに分かれることを指摘し、遮水壁の地震時ひずみを解析的に評価する上で、コンクリートとこれを支えるクッションゾーンの適合条件が課題であるとしている。そして、Noorzai ら⁷⁴⁾による設計極限地震を用いた Kavar ダムの動的解析結果から、地震時に発生するスラブの引張応力はかなり大きい鉄筋で対応可能であり、地震動を受けている間の遮水壁の挙動より、ロックフィルの塑性変形（永久変形、地震による沈下）に注視した設計を行うべきであるとしている。

(3) アスファルト表面遮水壁の耐震評価

松本ら⁷⁵⁾は、アースフィルダムの二次元動的解析を行い、地震時におけるアスファルト表面遮水壁の損傷評価を行った。この評価方法は、上流斜面の表層部に発生する引張りひずみに着目し、笠原・森吉ら^{76,77)}の行ったアスファルト混合物の力学特性を利用して、引張りひずみから表面遮水壁に発生する引張応力を求め、これとアスファルト混合物の破壊強度を比較するものである。石井ら⁷⁸⁾は、八汐ダム設計に際し、地震時に発生する遮水壁のひずみの大きさとその発生位置並びにひずみ速度を二次元動的解析により予測した。そして、温度条件、ひずみ速度を種々変化させた引張試験（曲げ）、圧縮試験、せん断試験を行い、それぞれの降伏ひずみを求め、解析値との比較により遮水壁の破壊判定を行った。また、同時に模型振動実験を行って、判定方法の妥当性を検証している。田代ら⁷⁹⁾は、小丸川上部調整池のアスファルト表面遮水壁の耐震設計において、コンクリート構造物の限界状態設計法⁸⁰⁾の考えに基づいて遮水壁の安全照査を行った。小丸川上部調整池の遮水壁は上下2層の多層構造となっており、L1地震動を対象とする使用限界状態では、上部遮水層が破壊しないこと、L2地震動を対象とした終局限界状態では、遮水機能の確保を下部遮水層に求め上部遮水層の破壊を許容するものとしている。そして、安全性の評価は、遮水壁に発生すると考えられる最大ひずみを室内試験（静的曲げ試験）により求められる降伏ひずみで除し、この値と安全係数（構造係数）を対比することにより評価している。なお、最大ひずみと降伏ひずみの設定根拠となる解析と室内試験の双方には不確定要素を伴うことから、解析値と試験値に限界状態設計法で規定されている材料係数、荷重係数、構造解析係数などを考慮して両者の設定を行うこととしている。高野ら⁸¹⁾は、曲げ試験の代わりに割裂試験を用いて同様な方法で京極上部調整池のアスファルト表面遮水壁の耐震評価を行っている。

以上、アスファルト遮水壁の耐震評価では、地震時に発生する遮水壁の最大ひずみを動的解析により予測し、これを静的試験で求めた許容ひずみと対比して遮水壁の破壊判定を行うことが一般的である。しかし、この方法には材料の動的特性や疲労による損傷の進展などの概念は反映されておらず、解析結果と試験方法の関連性がいま一つ明確にされていない。

1.4 本論文の構成と内容

本論文は、中規模地震を受け、遮水壁の全面に多数の亀裂が発生して機能損失を起こしたアスファルト表面遮水壁型アースフィルダムの合理的な補修方法について検討したものである。研究内容は、地震により生じた遮水壁の亀裂発生要因の究明、補修材料として更に大きな地震動にも耐え得る柔軟性に富む改質アスファルトの開発、遮水壁材料の品質改善効果を調べるための方法、ひずみの累積による損傷度を指標としたアスファルト表面遮水壁の耐震評価の提案であり、これらを設計・施工上の検討事項として議論し、考察を加えた。

本論文は全6章で構成される。各章の内容は次のとおりである。

第1章「序論」では、ダムの果たしてきた役割を概観し、ダムの将来展望として、耐震補強工事やリハビリテーションの観点から、既設ダムの健全度を評価し長寿命化を図ることの重要性を述べるとともに、解決すべき具体的な検討課題を既往の研究成果を参照しながら整理し、本研究の目的を明らかにする。

第2章「表面遮水壁の損傷原因と対策の実例」では、本研究を進める前段階として、表面遮水壁の損傷原因と被害対策に関する実例を整理し、事例調査を通して、本論文の課題である地震時における遮水壁材料の品質改善とアスファルト表面遮水壁の耐震評価の重要性を提示する。そして、アスファルト混合物の特長である温度とひずみ速度の依存性、すなわち温度が低くひずみ速度が上昇すると変形性能が低下することから、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、遮水壁材料の改善及びその耐震評価において、低温域での力学特性の把握が重要な論点であることを指摘する。

第3章「アスファルト表面遮水壁材料の品質改善」では、まずアスファルトの粘弾性的性質や感温性に着目して、低温域での変形性能を改善した特殊改質アスファルトを開発し、その基本性状を明らかにした上で、BBR試験によりアスファルト単体の低温クリープ性能の改善効果を吟味する。次に、この特殊改質アスファルトを用いた混合物と、一般に使用される水密アスファルト混合物の曲げや引張・圧縮による変形性能を、温度及び載荷速度の依存性の観点から比較検討する。さらに、低温域でのひび割れ抵抗性や高温時の耐流動性並びに疲労破壊に至る損傷の進展などの諸因子について総括的な考察を行い、アスファルト表面遮水壁の構築や補強工事への適用性を検討する。

第4章「アスファルト表面遮水壁の耐震評価」では、実地震により被災・損傷したダムの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。そして、表面遮水壁の損傷要因が地震時の繰り返し変形によるものであることを明らかにし、震度法による耐震設計の合理性について議論する。地震時における遮水壁の破壊判定については、堤体斜面（遮水壁）に沿う動的ひずみに着目し、動的ひずみの最大値と静的な力学試験から得られる破断ひずみを単純比較する方法と、動的ひずみの累積による損傷度を指標とした破壊判定法を提示した。いずれの評価方法も速度依存性を考慮しているが、前者はひずみ速度を平均化する過程において安全側の処置が講じられるため、両評価は比較的一致した結果を得ることが判明した。また、この中で、設計上配慮すべき安全率について、限界状態設計法で使用される安全係数の概念の適用性について述べ、最後に、特殊改質アスファルト混合物を用いた表面遮水壁の耐震性に言及し、品質改善の有効性を確認する。

第5章「アスファルト表面遮水壁の設計・施工に対する提言」では、遮水壁の補修時における舗装断面の考え方や塑性変形を伴う地震動に対する堤体及び遮水壁の耐震補強について二三の検討を加え、品質改善型アスファルト混合物の製造及び施工法に対する問題点や施工における留意事項について提言する。

第6章「結論」では、前章までに議論した事項を項目毎に要約し、今後の問題点について言及する。

参考文献

- 1) (社)日本大ダム会議ダムの役割調査分科会：ダムの役割, 大ダム, No.194, pp.4-88, 2006
- 2) 大阪府立狭山池博物館：常設展示案内, 大阪府立狭山池博物館図録1, p.33,2002
- 3) 讃岐ため池誌編さん委員会編：讃岐ため池誌, pp. 57-94, 香川県農林水産部土地改良課, (株)ぎょうせい, 2000
- 4) 農林水産省構造改善局：長期要防災事業量調査, 1996
- 5) 厚生省：水道制度百年史, p.5, 1990
- 6) 大根義男：戦後の復興とこれからの日本, NPO 養賢科学技術研究所 pp.103-123, 2010
- 7) 水資源開発公団中部支社：愛知用水二期水利用計画概要, 1982
- 8) 山本聡：気候変動が水資源に与える影響, 大ダム, No.195, pp.168-176, 2006
- 9) 西田一彦：狭山池における古代技術の発掘と保存, 地盤工学会関西支部（平成9年度講話会）,1997
- 10)United Nations World Water Assessment Program, World Water Development Report, Third Edition: Water in Changing World, March, 2009
- 11)山口柏樹, 大根義男：フィルダムの設計と施工, 技報堂出版, pp.8-14, 1973
- 12)静岡県：「東富士ダム山梨東部地震記録」,1996,5
- 13)United States Committee on Large Dams: Development of Dam Engineering in the United States, pp.919-924, 1988
- 14)J. D. Galloway: The Design of Rock-fill Dam, Trans. ASCE, Vol.104, pp.1-92, 1939
- 15)W. P. Creager: Design and Construction of Earth Dams and Rock-Fill Dams with their Core Walls and Diaphragms, Q. 13, General Report, 4th ICOLD, New Delhi, 1951
- 16)J. B. Cooke: Progress in Rockfill Dams, ASCE, GE, Vol.110, No.10, pp.1383-1414, 1984
- 17)坂本忠彦, 松本徳久, 福永和久：海外のCFRDの動向, ダム技術, No.162,pp.8-22, 2000
- 18)伊藤 勤：フィルダムのアスファルトしゃ水壁, 昭和45年度ダム技術講演討論会テキスト集Ⅱ, pp.113-144, 1972
- 19)水工アスファルト研究会編：水工アスファルト, p.1,1976, 鹿島出版会
- 20) (社)土木学会：土構造物および基礎委員会「舗装工学」編集委員会：舗装工学, 丸善(株), p.439,1995
- 21)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, pp.45-59,1992
- 22)工藤忠夫, 菅原照雄: 水工用アスファルト混合物のクリープ挙動に関する研究, 土木学会論文集, No.201,pp.113-112,1972
- 23)菅原照雄: アスファルト混合物の力学性状について, 土木学会論文集, No.207,pp.73-81,1972
- 24)森吉昭博, 上島 壯, 菅原照雄: アスファルト混合物の破壊強度に関する研究, 土木学会論文集, No.210,pp.57-64,1973
- 25)上島 壯, 森吉昭博, 菅原照雄: アスファルト混合物の破壊ひずみに関する研究, 土木学会論文集, No.221,pp.73-80,1974
- 26)菅原照雄, 上島 壯, 森吉昭博: アスファルト混合物の低温領域における破壊時のレオロジー的挙動, 土木学会論文集, No.234,pp.131-141,1975
- 27)森吉昭博, 菅原照雄: アスファルト混合物の流動を伴う領域の曲げ包絡線に関する研究, 土木学会論文集, No.251,pp.107-112,1976
- 28)菅原照雄, 笠原 篤: アスファルトの性状のアスファルト混合物の力学性状に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.268,pp.109-118,1977
- 29)AASHTO. AASHTO Provision Standards-June 1997 Interim Edition June 1997.
- 30)西内達雄: 直接引張試験を用いた低温下のアスファルト混合物の破断ひずみに対する評価, 土木学会第 56 回年次講演会概要集, (V-072), pp.144-145, 2001
- 31)山之内浩, 卷内 浩, 上島 壯: 圧裂試験によるアスファルト混合物の破断強さについて, 土木学会第 23 回年次学術講演概要集, IV-115, pp.321-322, 1968
- 32)菅原照雄: アスファルト混合物の物性, 土木工学会論文集, 第 348 号/V-1, pp.27-36, 1984
- 33)山田裕之, 上島 壯, 菅原照雄: インダイレクト・テンション法によるアスファルト混合物の変形係数測定法に関する研究, 土木学会北海道支部論文報告集, V-30, pp.622-627,1984
- 34)楠原和典, 高野 準: 間接引張試験による水工アスファルト混合物の低温時力学性状—アスファルト表面遮水壁の合理的設計に向けてのアプローチ—, 土木学会北海道支部論文報告集第 56 号(A), pp.600-605, 2000.2
- 35)中井雅司, 浅沼芳雄, 楠原和典, 若本貴宏: 水工アスファルト混合物の低温時力学試験法, 電力土木 No.291, pp.93-97, 2001.1

- 36)Anagnos, J. N. and Kennedy, T.W. : Practical Method of Conducting the Indirect Tensile Test, Research Report 98-10, Center for Highway Research, The University of Texas,1972
- 37)Texas Univ. at Austin Center for High way Research : Fatigue and Resilient Characteristics of Asphalt Mixtures by Repeated-Load Indirect Tensile Test. 1975
- 38)成田国朝：フィルダムの亀裂発生機構に関する研究，東京工業大学学位請求論文，p83，1977
- 39)栗谷川裕造，秋葉正一，木田哲量，能町純雄：繰り返し曲げ試験による舗装用混合物の材料定数推定に関する実験，土木工学論文集 No.564/V-35，pp.211-220，1997,5
- 40)佐藤弘史，栗谷川裕造，秋葉正一，木田哲量：曲げ試験を用いたアスファルト混合物の Mr 推定に関する研究（その 2），土木学会第 51 回年次学術講演会概要集，V-41，pp.82-83，1996
- 41)田代幸英，五十川秀弥，江藤芳武，草場敏宏：破壊ひずみに着目したアスファルトコンクリートの評価法とその性状，土木学会第 54 回年次学術講演会概要集，V-204，pp.408-409，1999
- 42)笹田俊治，江崎哲朗，三谷泰浩，田代幸英：水工アスファルト混合物の曲げ引張特性に関する実験的検討，電力土木 No.315，pp.13-23，2005
- 43)森吉昭博，上島 壮，菅原照雄：アスファルト混合物の破壊強度に関する研究，土木学会論文報告集，第 210 号，pp.57～64，1973
- 44)Porter, O. J.: Foundation for Flexible Pavements, HPRB Research Record ,No.22, pp.100-143, 1943
- 45)Grumm, F. J.: Designing Foundation Courses for Highway Pavements and Surfaces, California Highway and Public Works, Vol.20, No.3. pp.6-9,1942
- 46)Monismith, C, L.: Flexibility Characteristics of Asphaltic Paving Mixtures, Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol.27, pp.74-106, 1958
- 47)Hveem, F. N. and Carmany, R, M.: The Factors Underlyning the Rational Design of Pavements, HRB Research Record, No.28, pp.101-136, 1948
- 48)Hveem, F. N.:Pavement Deflection and Fatigue Failures, HRB Bulletine, No.114, pp.43-87, 1955
- 49)Monismith, C, L. and Deacon, A.: Fatigue of Asphalt Paving Mixture, Proc. ASCE, Vol.95, No.TE2, 1969
- 50)Monismith, C, L.: Asphalt Mixture Behavior in Repeated Flexure, IER Report No. TE –

- 63-2, TE-64-2, TE-65-9, University of California, 1963,1964,1965 (respectively)
- 51) Pell, P.S. and Cooper, K. E.: The effect of Testing and Mix Variables on the Fatigue Performance of Bituminous Materials, Proceeding AAPT, Vol.44, 1975
- 52) 笠原 篤, 菅原照雄: アスファルト混合物の動的応答に関する研究, 土木学会論文集, No.215, pp.75-83, 1973
- 53) 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, pp.61-69, 1988
- 54) 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, pp.45-59, 1992
- 55) 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, 電力土木, No.252, pp.83-91, 1994
- 56) 秋山吉弘, 貝沼憲男, 前原雅幸, 篠原俊彦, 伊藤隆彦: 表面遮水用アスファルト混合物の屋外暴露試験結果, 土木学会第 49 回年次学術講演会講演集, V-37, pp.74-75, 1994
- 57) 物部長穂: 貯水用重力堰堤の特性並びに其の合理的設計方法, 土木学会誌, pp.995-1157, 第 11 卷, 第 5 号, 1925
- 58) 国土開発技術研究センター: ダムの耐震設計, p.55, 1982
- 59) 物部長穂: 地震に因する動水圧を考慮せる重力堰堤の断面決定, 内務省土木試験報告, No.26, 1934
- 60) 日本大ダム会議: ダム設計基準, 1957.4
- 61) 建設省河川局開発課監修: フィルダムの耐震設計指針 (案), 1991
- 62) (社) 土木学会: 土木構造物の耐震基準案等に関する提言 (第一次提言), 1995.5
- 63) (社) 土木学会: 土木構造物の耐震基準案等に関する提言「第二次提言」, 1996.5
- 64) (社) 土木学会: 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会: 土木構造物の耐震性能と耐震設計等に関する第 3 次提言と解説, 2000.6
- 65) (社) 土木学会: 地盤工学委員会耐震基準省委員会: 土木構造物の耐震設計ガイドライン (案) 耐震基準作成のための手引き, 耐震基準小委員会活動報告書, 2001.9
- 66) 大規模地震に対するダム耐震性照査指針 (案)・同解説, 国土交通省河川局, 2005.3
- 67) 田村重四郎, 孔 憲京, 小長井一男: コンクリート表面遮水壁ロックフィルダムの固有振動数について, 土木学会第 46 回年次学術講演会概要集 I -528,

pp.1094-1095, 1991

- 68) 田村重四郎, 孔 憲京, 小長井一男: コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダムの破壊性状に関する実験的研究, 土木学会第 47 回年次学術講演会概要集 I -608, pp.1390-1391, 1992
- 69) 有賀義明: コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダムの地震時変形挙動, 地震工学研究発表会講演概要, Vol.22, pp.563-566, 1993
- 70) 有賀義明: コンクリート表面遮水壁の破壊に関する模型振動実験, 土木学会第 49 回年次学術講演会概要集 I -436, pp.870-871, 1994
- 71) 鈴木 隆, 渡辺哲行: 表面遮水型ダムの 3 次元動的挙動解析, 土木学会第 47 回年次学術講演会概要集 I -609, pp.1392-1393, 1992
- 72) 渡辺哲行, 川上 剛: フィルダムの 3 次元地震応答に関する基本動特性, 地震工学研究発表会講演概要, Vol.22, pp. 571-574, 1993
- 73) 松本徳久: ロックフィルと CFRD, ダム工学会第 6 回講演会概要集, pp.1-18, 2001
- 74) J. Nooraei, E. Mohammadian: Dynamic response of the Kavar CFRD in southern Iran, Hydropower & Dams, Issue Six, 1999, pp.70-78
- 75) 松本徳久, 安田成夫, 小川 優, 岩田充弘: 表面遮水壁型ダムの亀裂調査, 土木技術資料, Vol.26, No.10, pp.541-546, 1984
- 76) 笠原 篤, 菅原照雄: 不規則なひずみ波形に対するアスファルト混合物の動的応答に関する研究, 土木学会論文報告集, 第 277 号, pp.123~132, 1978
- 77) 森吉昭博, 上島 壮, 菅原照雄: アスファルト混合物の破壊強度に関する研究, 土木学会論文報告集, 第 210 号, pp.57~64, 1973
- 78) 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, pp.61-69, 1988
- 79) 田代幸英, 大内 周, 栗津善文, 松田智行: アスファルト全面表面遮水壁型調整池の耐震性評価, ダム工学, Vol.11, No.1, pp.15-25, 2001
- 80) (社) 土木学会: コンクリート標準示方書 (平成 8 年制定) 設計編, p.15, 1996
- 81) 高野 準, 中井雅司, 小山田和: 京極発電所上部調整池アスファルト表面遮水壁の設計, 電力土木, No.300, pp.104-110, 2002

第2章 表面遮水壁の損傷原因と対策の実例

2.1	はじめに	29
2.2	表面遮水壁の損傷	30
2.2.1	鉄筋コンクリート表面遮水壁の損傷事例と補修	30
2.2.2	アスファルト表面遮水壁の損傷事例と補修	32
2.3	東富士ダムの事例	40
2.3.1	東富士ダムの概要	40
2.3.2	地震の概要	41
2.3.3	表面遮水壁の亀裂と老化現象	43
2.4	まとめ	50
	参考文献	52

第2章 表面遮水壁の損傷原因と対策の実例

2.1 はじめに

1993年、処女湛水時に決壊した溝后ダム（中華人民共和国，鉄筋コンクリート表面遮水壁型グラベルダム，堤高84m，堤頂長265m，竣工1989年）の事例は，遮水壁を有するフィルダムの唯一の事故として数多くの教訓を与えた¹⁻³。ダムの築堤材料は，細粒分を含む砂礫であり，堤体には適切なドレーンが配置されていなかった。パラペットとメインスラブの継目が施工不良であり，この箇所からの漏水が排水されず堤体を飽和させ，浸透破壊を惹起したことが事故の主たる原因である。以降，中国では鉄筋コンクリート表面遮水壁を直接支持するクッション材は，5mm以下を30～50%含むこと，砂礫ダムではドレーン配置を義務づけた。クッション材の仕様は，鉛直継目から漏水があったときは，半透水性の性質から浸透を抑制する機能を持たせるためのものである。Zhangら⁴は，瞬時的な（transient）浸透を数種類想定し，ダムが決壊に至る過程を飽和－不飽和の浸透理論を用いた解析により再現した。この結果から，貯水が鉄筋コンクリート遮水壁の頂部から堤体に浸透した場合，堤体の高部に浸潤面が形成されることを見出した。そして，内部浸食や浸透破壊を誘発する水理条件や築堤材料の土質条件に基づきダムの内部浸食の起こりやすさ（susceptibility）を評価することによって，ダムの崩壊過程を図-2.1の様に説明した。写真-2.1⁵は，決壊後のダムの状況を示したものである。この事故は，「適切なドレーンを有しない漏水量の多いダムは危険である」という教訓を与え，遮水壁の止水機能の消失は，貯留効果の低下のみならず堤体の水理的破壊やせん断破壊を惹起する危険性を含み，遮水壁の止水

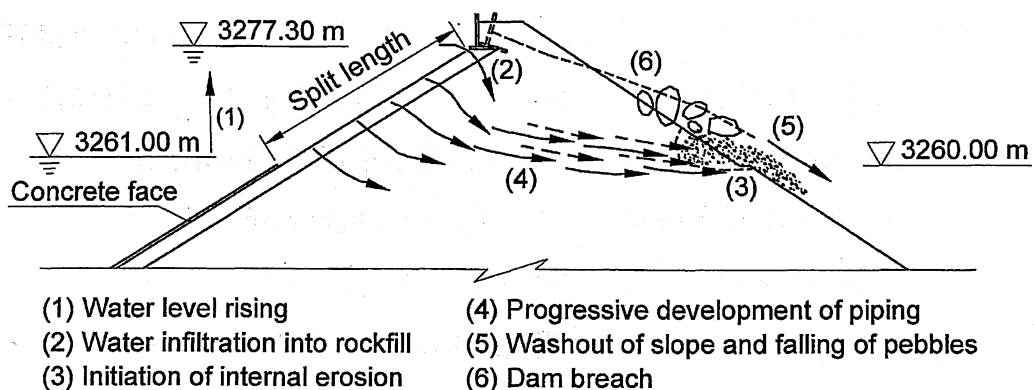


図-2.1 浸透流解析から予測された破壊の経緯⁴⁾



写真-2.1 決壊後の溝后ダム⁵⁾

機能の重要性を示唆している。

本章では、本研究を進める前段階として、表面遮水壁の損傷原因と被害対策に関する実例を整理し、事例調査を通して、本論文の課題である地震時における遮水壁材料の品質改善とアスファルト表面遮水壁の耐震評価の重要性を提示する。

2.2 表面遮水壁の損傷

2.2.1 鉄筋コンクリー表面遮水壁の損傷事例と補修

皆瀬ダム(国土交通省, 鉄筋コンクリート表面遮水型ロックフィルダム, 堤高:66.5m, 堤頂長:220m, 竣工1963年)は秋田県に建設された, 旧型の鉄筋コンクリート表面遮水型ロックフィルダムである。堤体は図-2.2の標準断面⁶⁾に示すとおり捨石工法により構築されており, 試験湛水時には数十cmの不同沈下を生じ, これに伴って遮水壁の継目部は相当の損傷を受けた。試験湛水後補修を行い, 運用されたが, 1964年6月16日13:02頃発生した新潟地震により, 表面遮水壁の伸縮目地が長さ10mにわたり破損し, 堤頂は約14cm沈下した。図-2.3⁷⁾は, 沈下及び水平変位の経年変化を示したものである。図にはこのダムにおいて影響のあったと思われる4つの地震の発生時期を示したが, 新潟地震が最も大きな影響を与えていることが分かる。遮水壁の亀裂や継目部の開口に対しては, 竣工以来一定期間毎に補修が行われたが, 損傷箇所が広

く分布していることから、部分補修ではなく全面的な補修を基本として補修方法が議論された。補修方法の選定において、全面的に遮水壁を覆う場合の新しいフェーシング材料には、遮水性、沈下に順応できる可撓性、施工性及び経済性が期待される。種々の工法を比較検討した結果、図-2.4⁸⁾に示すように遮水性と可撓性に優れたグラベルマスチック (Gravel mastic ; アスファルトと骨材を加熱混合し流動状態にある混合物) を旧遮水壁に打設 (型枠を設け流し込む) することに決定された。補修後の漏水量は激減し、補修工法の適用性が確認されている。

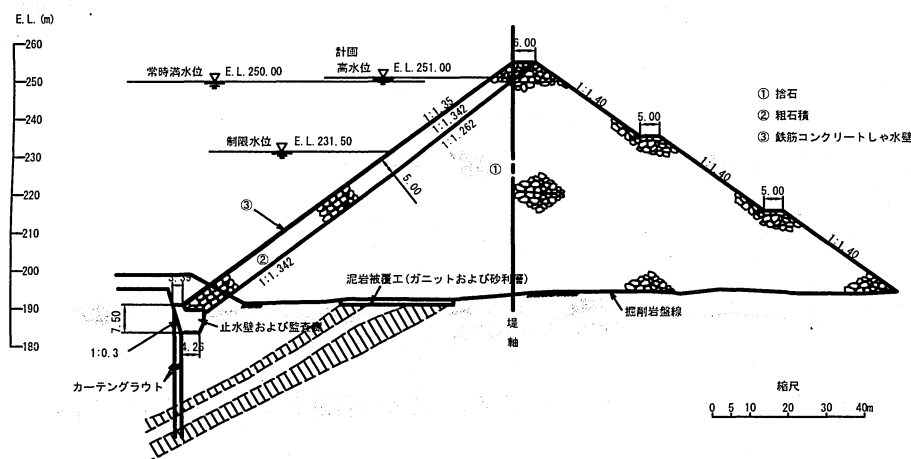


図-2.2 皆瀬ダム標準断面図⁶⁾

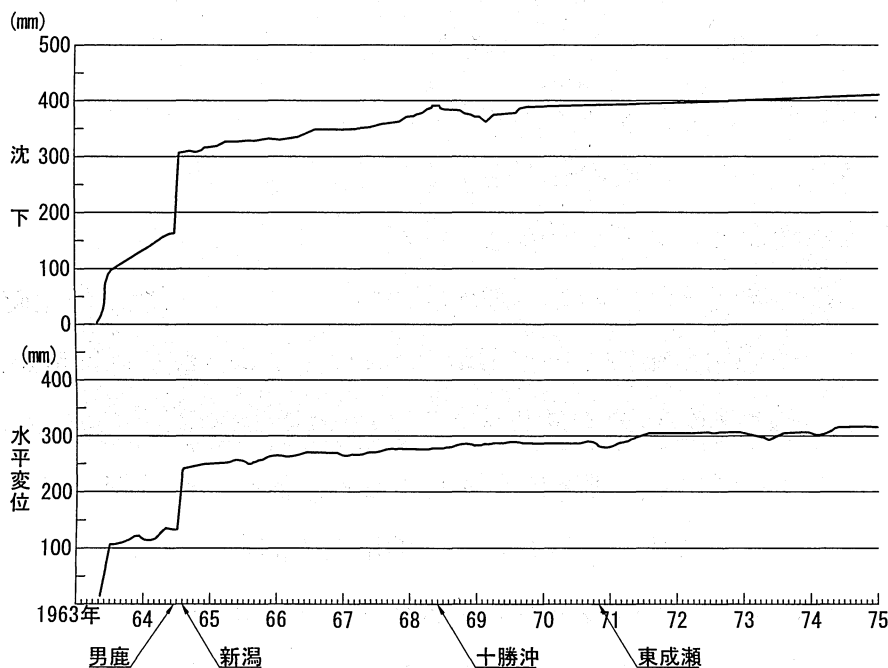


図-2.3 皆瀬ダム堤体の変形の経年変化⁷⁾

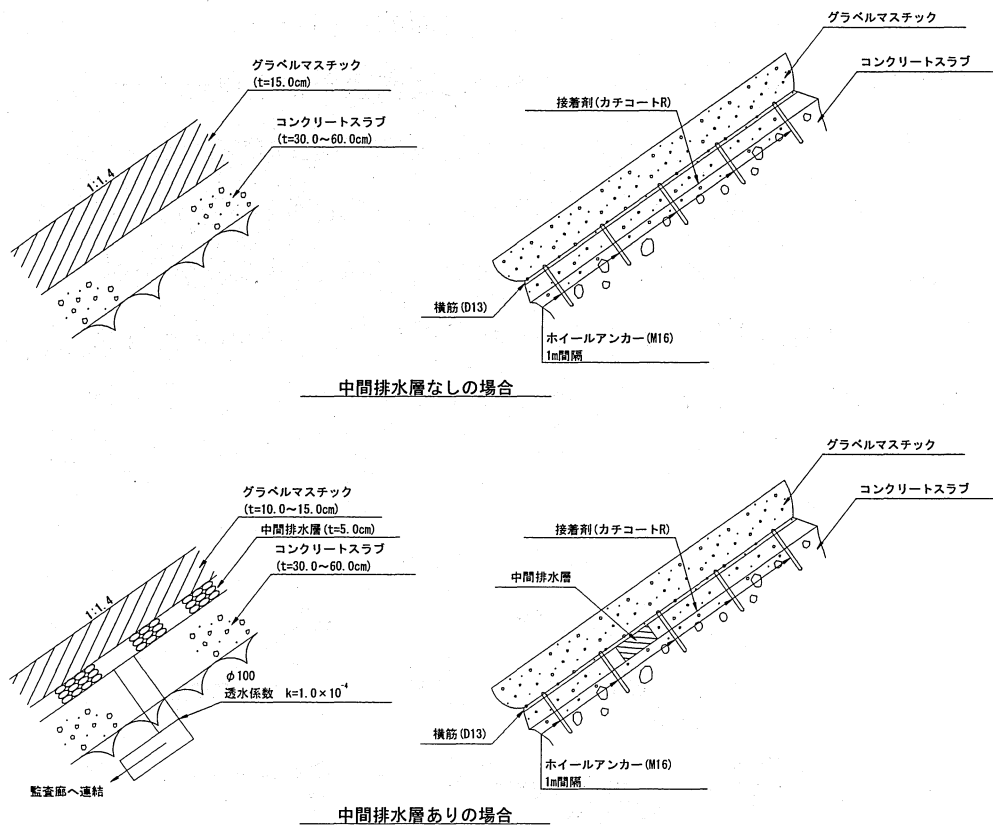


図-2.4 グラベルマスチックによる皆瀬ダム遮水壁の補修⁸⁾

2.2.2 アスファルト表面遮水壁の損傷事例と補修

(1) ブリスタリング

ブリスタリング (Blistering) とは、“火膨れ”と訳され、火傷のあとに皮膚が水ぶくれを起こし膨れあがるように保護層や表層が膨れ上がる現象を呼ぶ。これは、透気性の小さいアスファルト遮水層の層下面あるいは層間に閉じこめられた空気、水、水蒸気やガスが太陽光などの熱や水圧の減少に伴って膨張し、上部の遮水層を持ち上げることによるものと考えられている。遮水層のブリスタリングは、発生時期により2種類に大別される。一つは舗設中あるいは舗設直後でまだ舗装体の温度が高いうちに、主としてローラーの冷却と付着を防止する目的で使用する水が舗装体内に閉じこめられ、舗装体の温度で気化し、舗装体を隆起させる。他の一つは舗装完了後、数ヶ月あるいは数年経過した後に発生するもので、供用上の問題になる。

また、発生部位により、①保護層のブリスタリング、②2層に舗設された遮水層の上層の1層目と2層目の境界で発生するブリスタリング、③遮水層の1層目の内部で発生するブリスタリングの3種類に分類される。①では直径数 cm、膨れ上がりの高

さは2～3cm程度が多い。②は最も多く発生しているもので、上層を2層で舗設するとき、下の層に水分が残されたまま舗設した場合や流木などの外力による損傷部あるいはピンホールなどから、上層の1層目と2層目の境界に浸入した水が太陽光で熱せられ、気化・膨張した場合などに発生する。通常、直径は30～50cmで、大きいものは直径1m、高さ10数cmに及ぶこともある。膨らみが激しい場合は、写真-2.2に示すように頂部に放射状の亀裂が発生し、そのまま放置すると遮水機能を損失する原因となる。③は②と似た現象で、混合物中の水分や外力などによる亀裂から水が浸入した場合などに発生する。また、遮水層に発生したブリスタリングをそのまま放置しておくと、その下方に第2、第3のブリスタリングを誘発する可能性がある。したがって、発生の初期に補修を行えば、それが大きな欠陥につながることはないと考えられる。

ブリスタリングの対策としては、吸水率の小さい骨材の使用と骨材の十分な乾燥、既舗設表面・継目の湿気の除去等が挙げられる。また、補修方法は、ふくらみを破り、入念に乾燥させてから再加熱し、ニーディング（Kneading）^{*}締め固めを行うが、ふくらみの大きいものは、写真-2.3、2.4に示すようにその箇所を除去し、発生箇所を新規混合物により打換える必要がある。

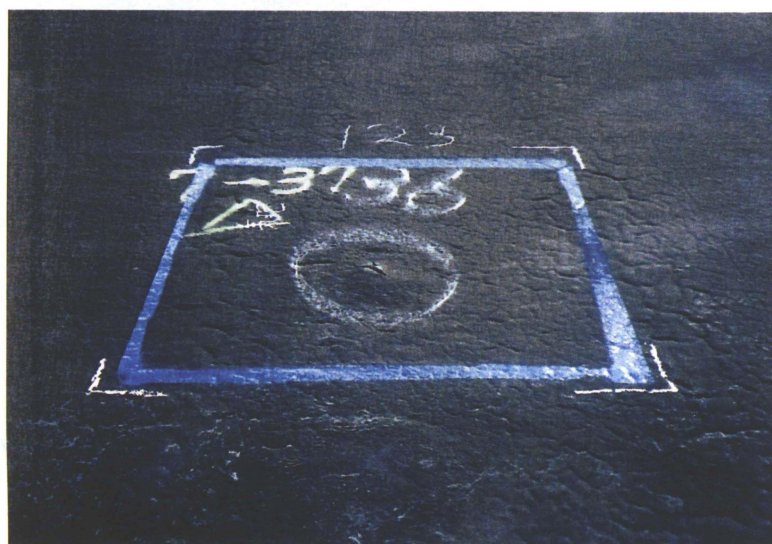


写真-2.2 ブリスタリング

^{*}土やアスファルト混合物などに対するこねかえし作用を総称してニーディングと呼ぶ。アスファルト舗装においては、タイヤローラーや振動ローラーの転圧時に混合物中のモルタルをもみ上げる作用を指し、これにより初期転圧時に生じる上下の密度差が解消され、表面付近が緻密化する。



写真-2.3 ブリスタリングの除去



写真-2.4 新規混合物による打換え

(2) スロープフロー

アスファルト遮水層や保護層のアスファルトマスチックが、斜面方向に流動する現象をいう。多くは局部的にマスチックが軟質であったり、厚さが厚くなり過ぎていることが原因で、写真-2.5のような“ダレ”現象が生じる。極希であるが、写真-2.6に示すような、遮水壁層にわたる構造的なスロープフローも生じる。スロープフローの防止材としてアスベストが使用されてきた^{9,10)}。発癌性物質であるアスベストは、原則的に使用禁止とされ、近年施工されたダムでは代替品として植物繊維（Cellulose Fiber）が用いられている¹¹⁾。



写真-2.5 マスチックのダレ



写真-2.6 遮水層のスロープフロー

(3) 削状痕，摩耗

アスファルト遮水壁に降雪，氷結した雪氷が滑落した際，あるいは水位変動の繰り返しなどで保護層，さらには遮水層が摩耗する。積雪寒冷地にあるダムでは，雪氷の滑落による摩耗や削状痕などの損傷を受けやすい。また，流木によると考えられる削状痕がいくつかのダムで見られる。図-2.5は双葉ダム（国土交通省，アスファルト遮水壁，堤高 61.4m，堤頂長 248m，竣工 1987 年）の遮水壁の損傷分布¹²⁾を示したものである。図中の凡例については次のとおりである。

膨れとは表層混合物が盛り上がる現象である。これは，前記ブリスタリングに起因

するもので、直径 10～30cm、高さ 0.5～1.0cm 程度のものを指す。亀裂は、表層混合物がひび割れを起こす現象で、亀裂の幅は 0.1～1.0mm 程度である。ポットホールとは、表層混合物に発生する器状の穴のことで、その規模は直径 2～9cm、深さ 0.5～3.0cm である。マスチックの損傷は、保護層のアスファルトマスチックが雪氷に擦過されて薄くなり、削り取られて遮水アスファルト混合物が露出する現象を指す。ジョイント部の変状は、ジョイント部が連続的に 1～2mm 程度盛り上がる状態を呼ぶ。双葉ダムは北海道でも有数の極寒の豪雪地に位置し、これらの損傷は、急激な温度変化の繰り返しが主な要因の一つと考えられ、低温特性の品質を改善した改質アスファルトの利用が検討されている。

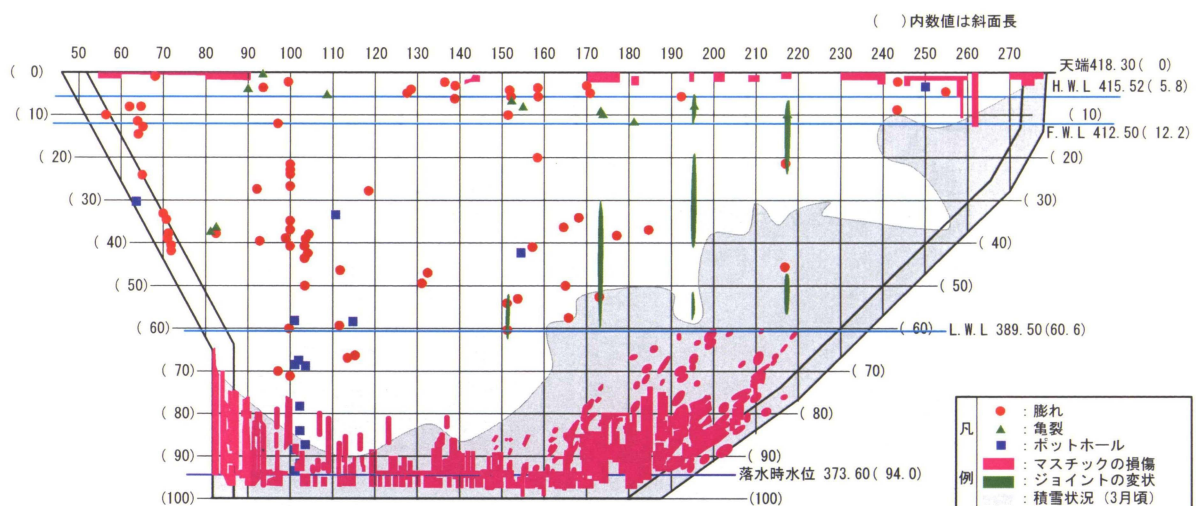


図-2.5 双葉ダム遮水壁の損傷分布図¹²⁾

(4) コンクリート構造物との接合部の剥離

アスファルト舗装とコンクリート構造物の接合部に水圧や地震荷重などの外力が作用した場合、剛性の小さいアスファルト舗装部にひずみが集中し剥離や亀裂が生じることがある。このため、接合部の形状、接合部材料及び施工方法などが重要な課題として提起される。図-2.6¹³⁾は、カットオフと遮水壁の接合部の設計例を示したものである。設計上の配慮として、遮水壁に補強層を設けること、接合部付近のトランジションの一部を密粒度アスコンで置換し、カットオフの頂部に曲率(R=2.0m)を設けるなどにより遮水壁へ集中するひずみを緩和させている。また、図-2.7¹⁴⁾に示すように、グラベルマスチックによる緩衝層を設け、ガラスグリッドによりアスファルト混合物

のせん断補強を行うことも検討されている。このように接合部の設計は十分配慮し、施工されており、国内のダムいくつかに堤体の不同沈下などで構造物との接合部が剥離した例があるものの、当該部より漏水したとの報告はみられない。

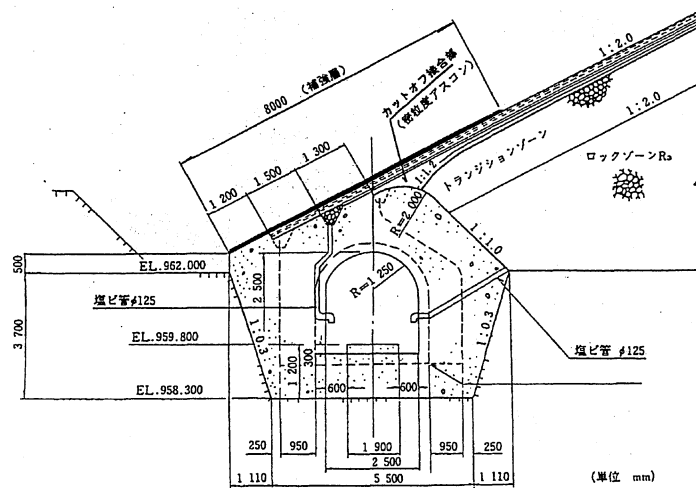


図-2.6 カットオフと遮水壁の接合部 (八汐ダムの例) ¹³⁾

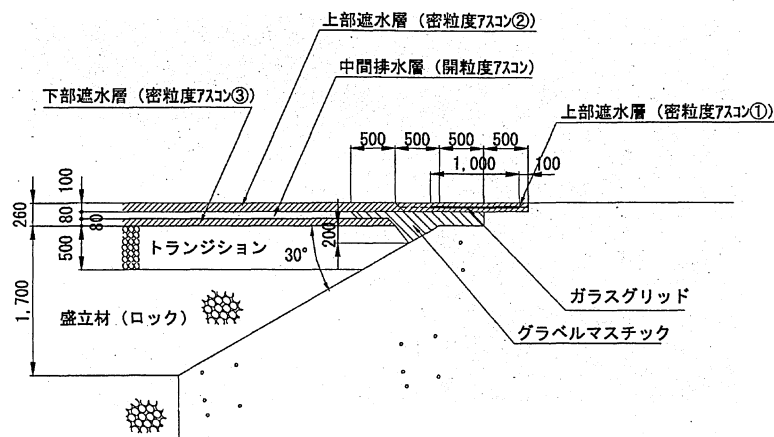


図-2.7 遮水壁とコンクリート構造物の接合の基本構造 (小丸川調整池の例) ¹⁴⁾

(5) 老化及びマッドカーリングによる保護層と遮水層表面の荒れ

紫外線の劣化により保護層表面に荒れが生じ、微細な亀甲状の亀裂が観察される場合がある。また、乾燥した粘土等が亀裂を生じ捲れ上がることを、マッドカーリング (mud-curing) 現象と呼ぶ ^{15,16)}。この現象による遮水壁の損傷は、舗装体の表面に付着した高含水比の粘着性堆積物が乾燥、収縮し捲れ上がり、その下位に存するアスファルト混合物を持ち上げ、中心より外側へ引っ張られることにより起こる。図-2.8 は概

念図であり、写真-2.7にマッドカーリングに起因した遮水壁の損傷状況を示す。保護層は、前述した雪氷の擦過や老化現象及びマッドカーリング現象により損傷する。これらに対する補修の実例として、保護層を剥ぎ取って全面的に補修した沼原調整池、藤木調整池の事例^{17,18)}や、保護層が完全に剥削され遮水層にまで劣化が生じ打換えを行った、須山調整池¹⁹⁾、高野山ダム事例の²⁰⁾が報告されている。

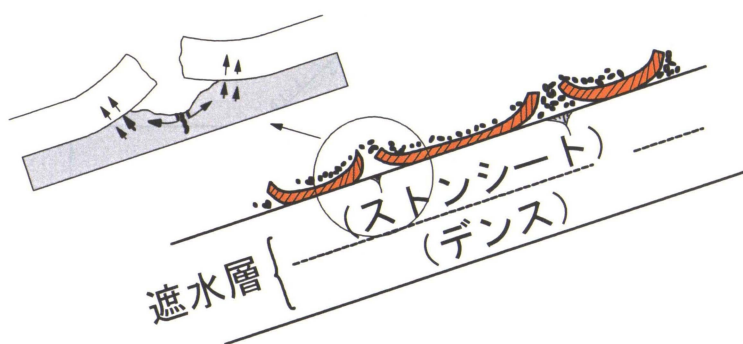


図-2.8 マッドカーリングによる遮水層の損傷



写真-2.7 マッドカーリングに起因する遮水層の荒れ

(6) 地震による損傷

ロサンゼルス貯水池（アメリカ合衆国，ゾーン型フィルダム，竣工 1977 年）はロサンゼルス市に水を供給する目的で，建設され，堤体は南側に位置する主ダム（堤高 130 フィート）と，北側に位置する副ダム（堤高 80 フィート）より構成される。両堤体ともダム基礎は岩盤である。ダム型式は図-2.9 に示すようにゾーン型フィルダムであり，上流斜面と天端はアスファルト混合物により覆工されている。ダムは，1994 年 1 月 17 日に発生したノースリッジ（Northridge）地震（M.6.7）の震央から 6.1 マイ

ルに位置している。堤体およびダムサイトには地震計が設置されており、水平方向の最大加速度は主ダムの基礎で0.35g, 右岸アバットメント部で0.43g, ダム天端で0.56g, 北部副ダム天端で0.65gであった。主ダムの上流斜面に覆工されているアスファルトライニングに最大幅2インチの縦亀裂が発生したが, トレンチ調査より亀裂は浅いことが確認された。また, 北部副ダムでは, 左岸取付部付近の天端に最大幅1インチ, 深さ6インチの横亀裂が生じた。管理者はこれらの亀裂を地震3ヶ月後に充填剤 (Polyflex Type III) を注入し, 補修を施した (写真-2.8)。写真に示すとおり, アスファルトライニングに生じた亀裂は, 後述する東富士ダムと同様, 縦・横亀裂に加え斜め亀裂が多数生じている。なお, 地震による変位量は, 本ダムの最大断面で3.5インチの沈下, 下流方向に最大2.2インチを観測した。北部副ダムは1.2インチの沈下, 下流方向に最大0.02インチの変位量を観測した。

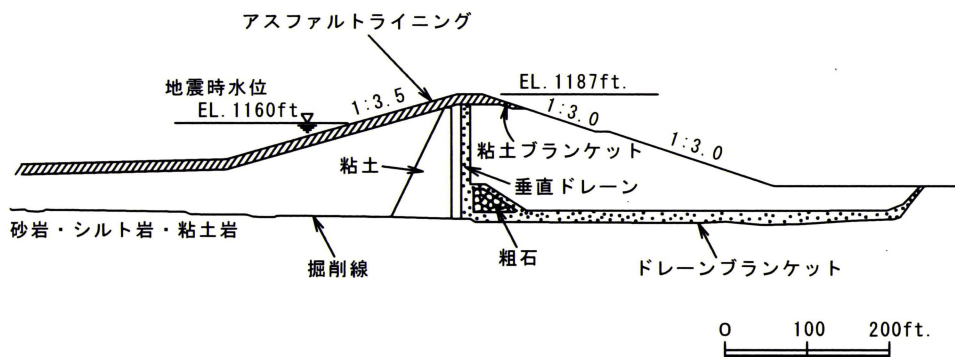


図-2.9 ロサンゼルス貯水池主ダムの断面図²¹⁾

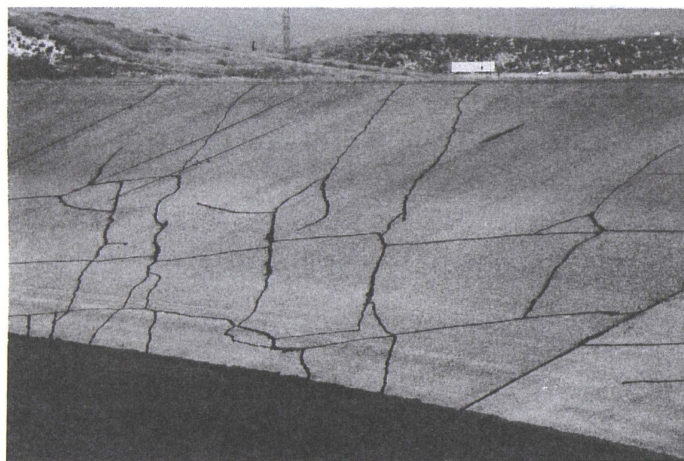


写真-2.8 ロサンゼルス貯水池主ダム上流斜面におけるアスファルトライニングの亀裂の補修状況²¹⁾

2.3 東富士ダムの事例

2.3.1 東富士ダムの概要

東富士ダム²²⁾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-2.10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。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-2.11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24cm（表層5cm,中間層5cm,基層4cm）、底面部で14cm（表層5cm,中間層5cm,基層4cm）となっている。

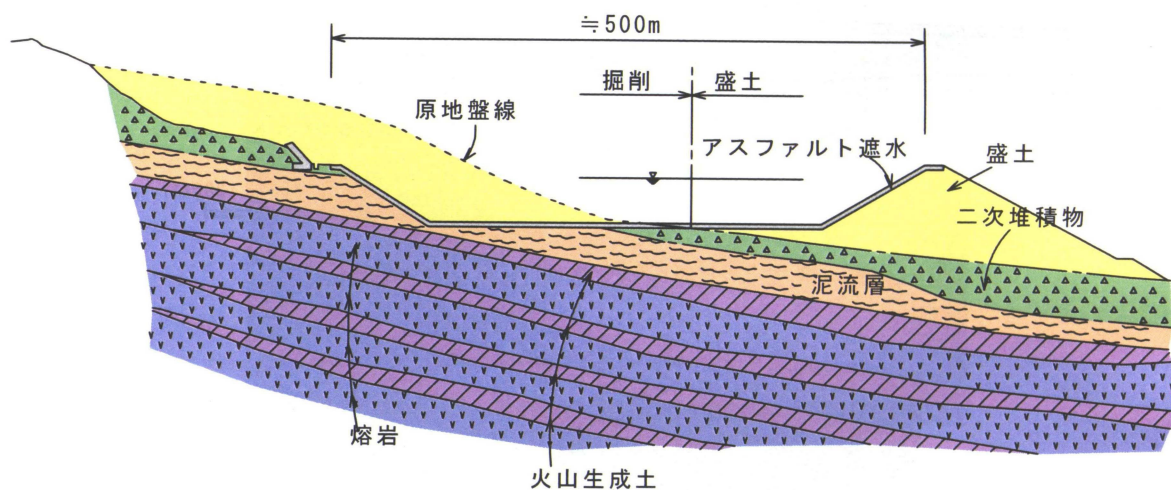


図-2.10 東富士ダムの模式横断図

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、及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 $U_c=2\sim3$ 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、 $10^{-2}\sim10^{-3}\text{cm/s}$ 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 $10^{-2}\sim10^{-5}\text{cm/s}$ オーダーであり透水～半透水性を呈す。

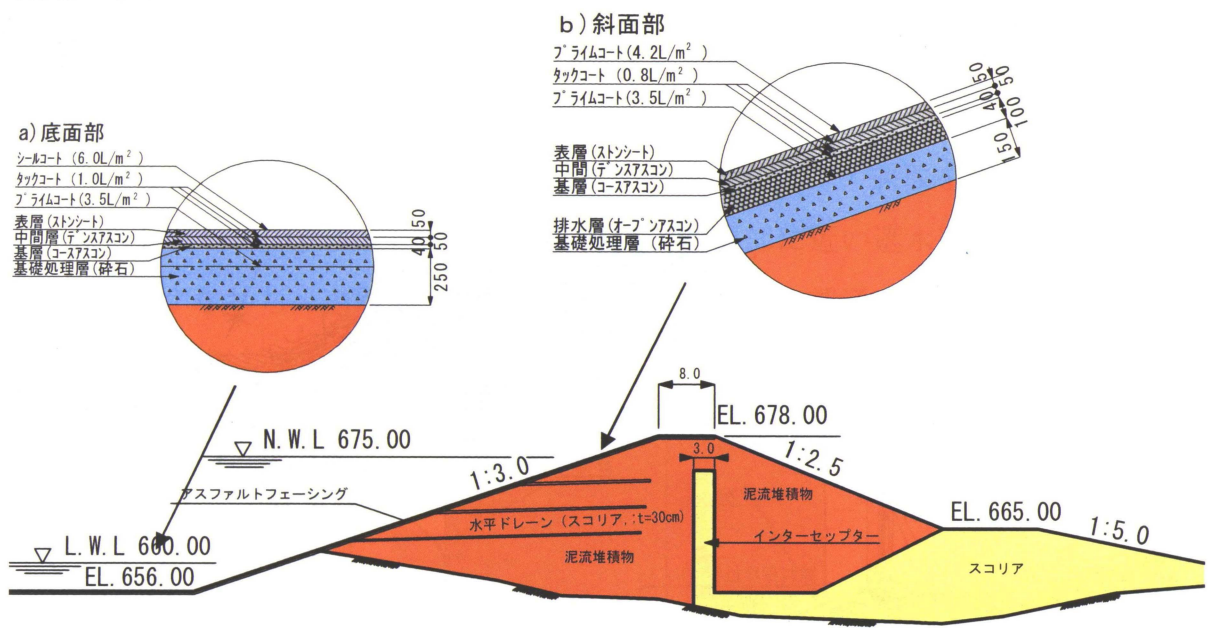


図-2.11 東富士ダムの標準断面と舗装構造

2.3.2 地震の概要

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。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 $\alpha_B=85\text{gal}$ 、堤頂部では $\alpha_T=380\text{gal}$ であった²³⁾。

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)²⁴⁾に

よれば、高度 11km までの気温変化率は、 $-6.5^{\circ}\text{C}/\text{km}$ であるとされており、御殿場基地より 202m 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°C ($=-6.5 \times 0.202/1.0$) 低い $0 \sim -1.3^{\circ}\text{C}$ 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°C 程度²⁵⁾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、ダム本体には何ら被害は発見されなかったが、図-2.12 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-2.1 に示すとおりであった²⁶⁾。

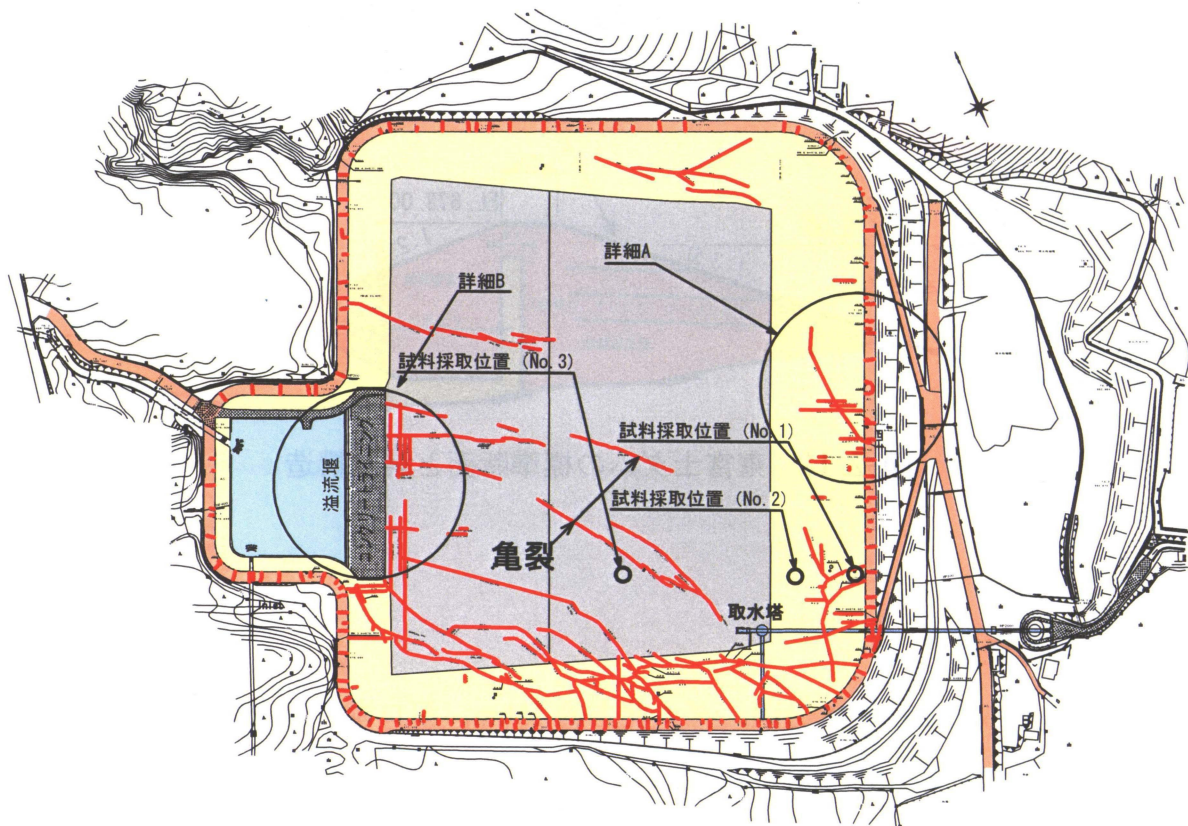


図-2.12 貯水池計画平面及び亀裂分布図

表-2.1 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

2.3.3 表面遮水壁の亀裂と老化現象

写真-2.9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10～15mm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。写真-2.10は、採取したコアの状況を示したものであり、堤頂部に近い遮水壁の亀裂の深さは最大10cm、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、写真-2.11に示すとおり舗装部を貫通し、基礎処理層（碎石）にまで達しているものも存在した。



写真-2.9 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)

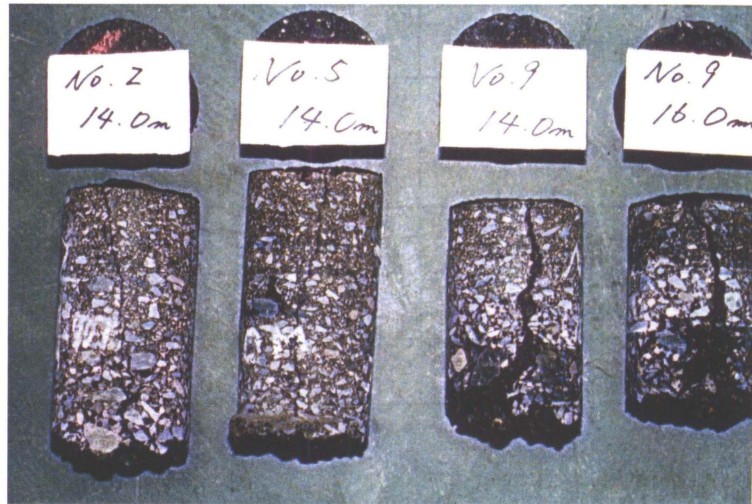
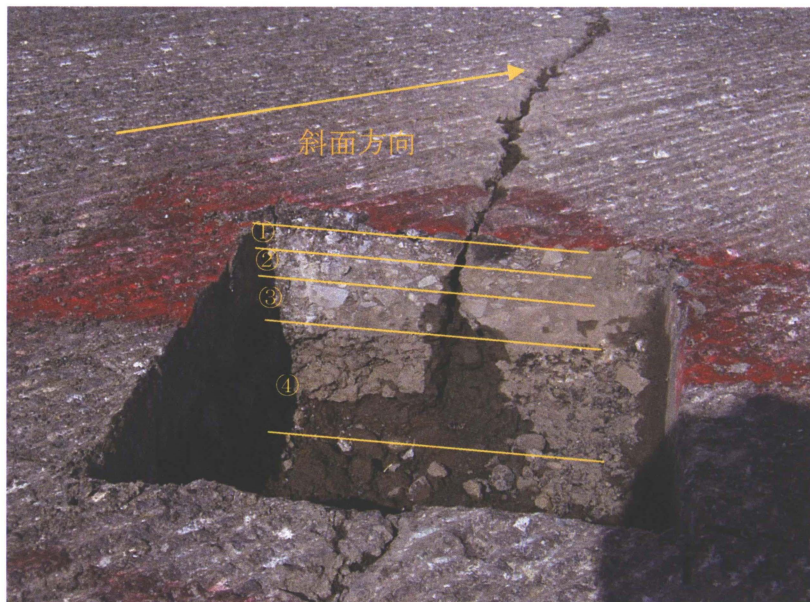


写真-2.10 コア採取による遮水壁の亀裂深さの確認



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。

写真-2.11 開削調査による亀裂深さの確認

表面遮水壁の亀裂の発生は、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ものと考えられるが、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①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称する）構造物との接合、③アスファルト混合物の老化などが影響しているものと推定される。遮水壁の一連の損傷は、設計地震動より小さな

中規模地震で生起しており、遮水壁を補修する材料は、更に大きな地震動にも耐え得る柔軟性に富むアスファルトの開発が必要であるものと考えられる。

(1) 施工継目の開口

図-2.13 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、3.02~3.10m 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 3.0m 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。なお、開口部の補修は打換えなどにより行うこととなるが、この際、打継目を十分加熱して接着性を高める、あるいは充填材を打継目に投入し表面処理を施すなどの対策が必要である。

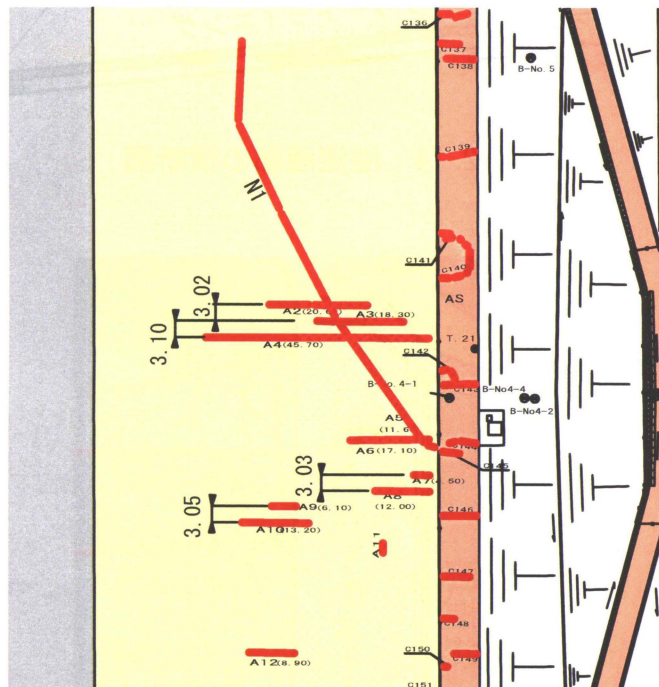


図-2.13 施工継目による亀裂の間隔 (図-2.12 詳細 A の拡大)

(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-2.14 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 25cm 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-2.15 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、写真-2.12 と写真-2.13 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、写真-2.14 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。

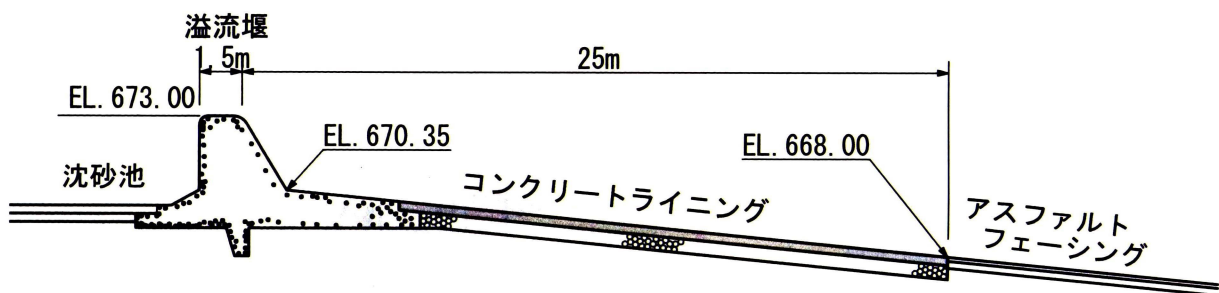


図-2.14 溢流堰部の横断図

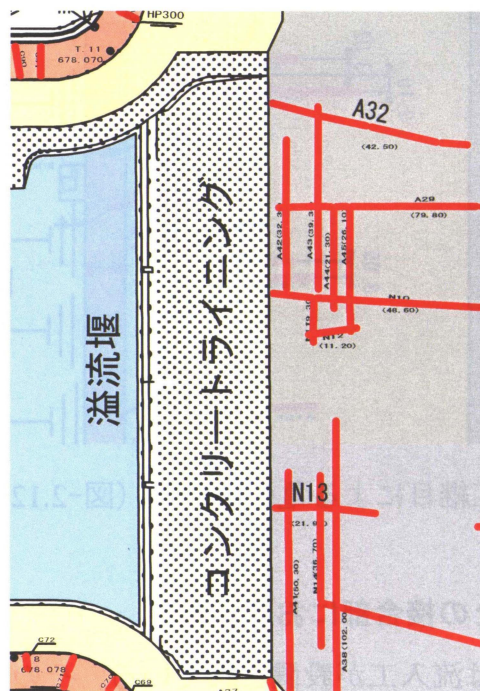


図-2.15 コンクリートライニングとの接合部に発生したアスファルト表面遮水壁の亀裂分布 (図-2.12 詳細 B の拡大)

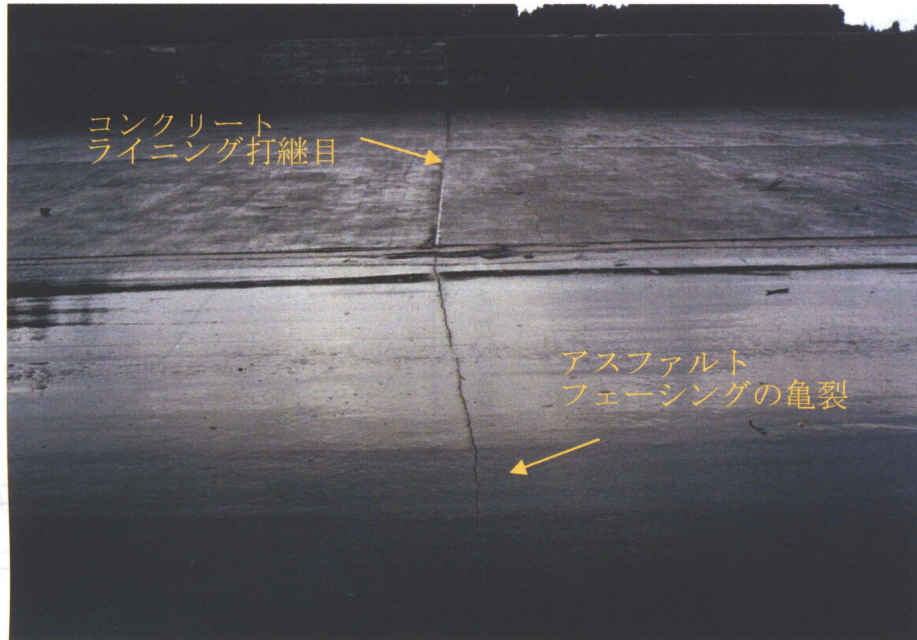


写真-2.12 コンクリートライニングの打継目により生じた亀裂(N-13)

a)下流側より望む



b)上流側より望む

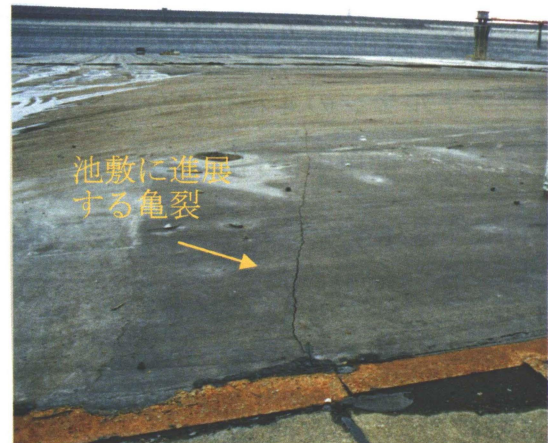


写真-2.13 コンクリートライニングの打継目により生じた亀裂(A-32)



写真-2.14 不同沈下によるアスファルトの亀裂

(3) アスファルト遮水壁の老化現象

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、化学性状はアスファルト組成の移行に認められるとされている²⁷⁾。アスファルトの成分は、分子量の小さい方から、飽和分、芳香族分、レジン、アスファルテンの4種類に分類され、これらは、供用中における熱、酸素、水、紫外線などの影響により、飽和分→芳香族分→レジン→アスファルテンへと組成が移行し分子量が増大する²⁸⁾。

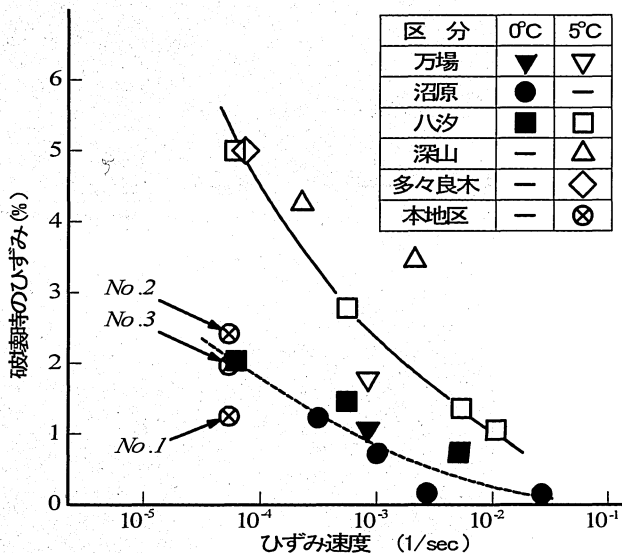


図-2.16 ひずみ速度と破壊ひずみ(曲げ試験)

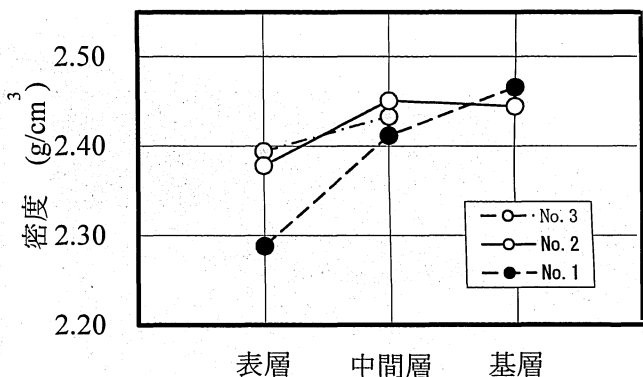


図-2.17 曲げ供試体における密度の比較

アスファルト遮水壁の老化現象を調べるため、図-2.12 に示した3箇所(斜面部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-2.16は、表層部の曲げ試験結果(試験温度5°C, ひずみ速度 5×10^{-5} 1/sec)を既往事例²⁹⁾と比較したものである。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-2.17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)³⁰⁾に準拠し、混合物からアスファルトを抽出して行った。図-2.18,19は、回収したアスファルトの針入度と軟化点を示したものである。No.2, No.3の針入度と軟化点はほぼ同値を示すが、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。また、アスファルトの組成分析結果を図-2.20に示す。各試料の芳香族分とレジンの成分比を比較すると、No.1はNo.2, No.3に比べて芳香族分が減少しレジンが増加する傾向にあり、老化が進行していることが分かる。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し難い。

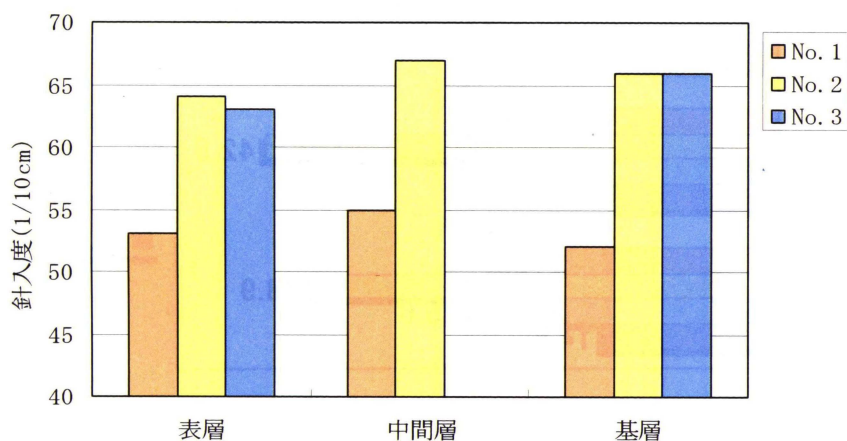


図-2.18 回収したアスファルトの針入度

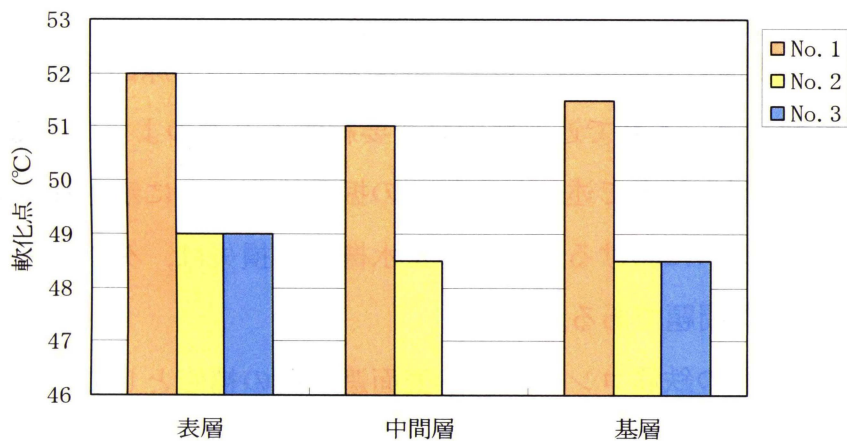


図-2.19 回収したアスファルトの軟化点

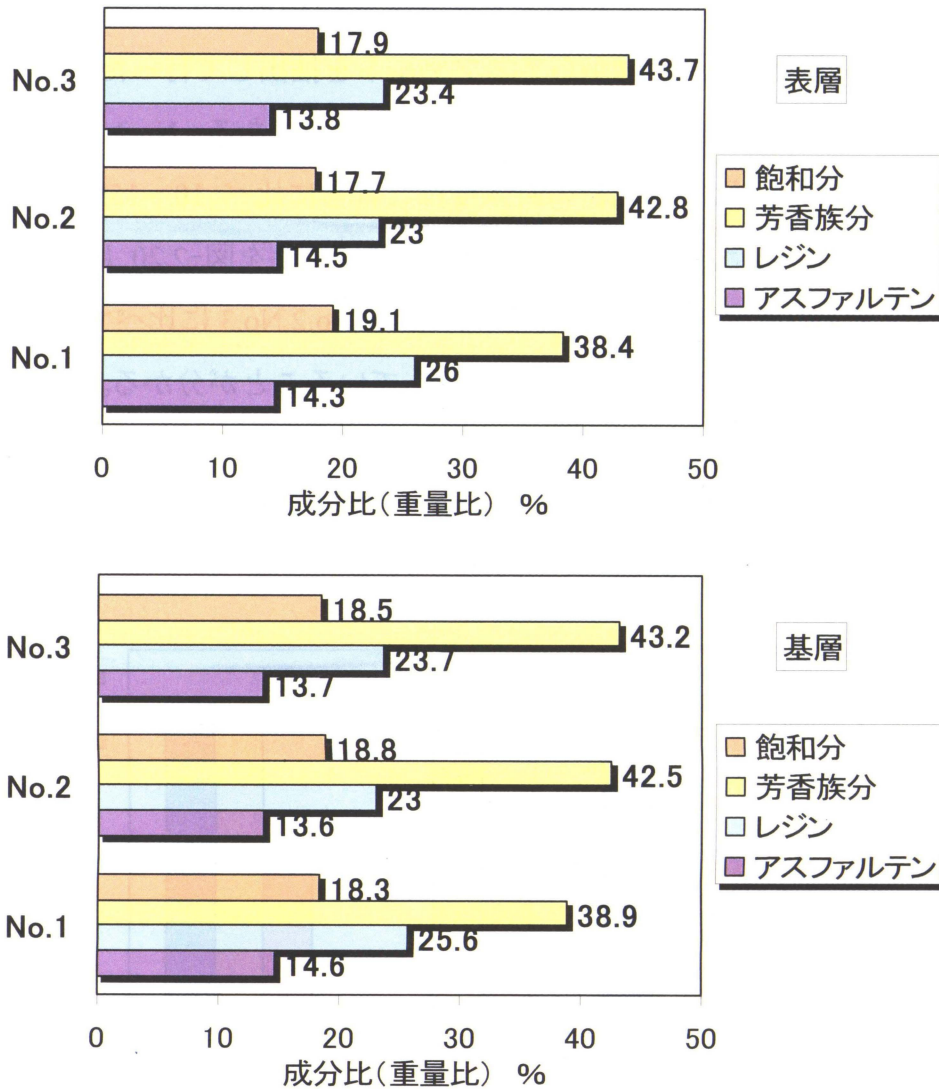


図-2.20 回収したアスファルトの組成分析結果

2.4 まとめ

本章は、本研究を進める前段階として、表面遮水壁の損傷原因と被害対策に関する実例について整理した。本章で述べた内容を要約すると次のようになる。

- (1) 溝后ダムの決壊例や前章で述べた有賀らの振動模型実験に示されるように、表面遮水型のフィルダムにおける遮水壁の止水機能の損失は、ダムの浸透破壊を惹起する極めて深刻な問題である。
- (2) 漏水量の多い旧型の鉄筋コンクリート表面遮水壁の補修として、遮水性と可撓性に優れたグラベルマスチックが採用された。補修後の漏水量は激減し、補修工法の適用性が確認されている。
- (3) ブリスタリングはアスファルト混合物で生じる特有の現象であり、施工上の留意

すべき対策はあるものの、これを防ぐための決定的な打開策はなく、現状では早期発見、早期補修が原則である。

- (4) アスファルトは、熱、酸化、紫外線や温度変化などにより老化が進行し、また、雪氷の滑落による摩耗や削状損傷などの損傷から、アスファルト遮水層を切削しオーバーレイを行う大規模な補修を実施した例が報告されている。
- (5) 東富士ダムの地震被害の中で、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。これらは、(6)、(7)に示すような設計・施工上の措置で対処可能と考えられる。
- (6) 施工継目は、地震時及び供用劣化に伴う応力緩和能力の低下により開口する場合がある。このため、打換えなどにより補修する際には、打継目を十分加熱して接着性を高める、あるいは充填材を打継目に投入し表面処理を施すなどの対策が必要である。
- (7) 不同沈下の発生が懸念される構造物の接続箇所では、堤体や埋戻しの転圧を十分に行うと伴に、接合部はグラベルマスチックなどの可撓性の高い材料で置換し、ガラスグリッドなどにより補強を行う必要がある。
- (8) 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る。東富士ダムの表面遮水壁やロサンゼルス貯水池のアスファルトライニングに見られるように、堤体に永久変形が起こらない地震動の作用においても、アスファルト遮水壁は破壊する可能性がある。
- (9) 東富士ダムの遮水壁の損傷は、設計地震動より小さな中規模地震で生起しており、遮水壁を補修する材料は、更に大きな地震動にも耐え得る柔軟性に富むアスファルトの開発が必要である。
- (10) アスファルト混合物の力学的な特長として、温度とひずみ速度の依存性が挙げられる。これは、温度が低くひずみ速度が上昇すると変形性能が低下することを意味し、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。
- (11) 遮水壁の補修方法を検討するためには、遮水壁材料の改善及びその耐震評価において、低温域での力学特性の把握が重要な論点となる。

【参考文献】

- 1) Zuyu CHEN: Breaching of The Gouhou Face Sand and Gravel Dam, International Symposium on High Earth-Rockfill Dams, Beijing, 1993
- 2) 松本徳久：付録. 陳祖煜「溝后コンクリート表面遮水壁型グラベルフィルダムの決壊」：ダム技術, No.88, pp.26-32, 1994
- 3) 山村 勤：中国 Gouhou (溝后)ダムの崩壊について, 電力土木, No.249, pp.95-100, 1994
- 4) L.M.Zhang and Q.Chen: Seepage Failure Mechanism of The Gouhou Rockfill Dam During Reservoir Water Infiltration, Soil and Foundations, Vol.46, No.5, pp.557-568, 2006
- 5) 陳 祖煜：1997年9月27日愛知工業大学での講演会において大根義男博士に寄贈された資料
- 6) (社) 発電水力協会編：最新フィルダム工学, p.604, 1972
- 7) 松本徳久, 高橋三雄, 佐藤文夫：皆瀬表面遮水壁型ダムの補修, 大ダム, No.115, pp.56-62, 1986
- 8) 国土交通省国土技術政策総合研究所：ダムの補修事例に関する調査, 国土技術政策総合研究所資料, No.262, pp.4.334-360, 2005
- 9) 伊藤隆彦, 貝沼憲男, 秋山吉弘：各種添加剤の遮水用アスファルト混合物の流動防止効果に関する研究, 土木学会第48回年次学術講演会概要集, V-436, pp.898-899, 1995
- 10) 貝沼憲男, 篠原俊彦, 伊藤隆彦：表面しゃ水壁型ダム用アスファルト混合物の流動防止材の研究, 土木学会論文集, No.516/VI-27, pp.109-119, 1995
- 11) 栗津善文, 大久保秀男, 草場敏宏：小丸川発電所上部調整池アスファルト遮水壁の舗設試験, 電力土木, No.301, pp.30-34, 2002
- 12) 国土交通省国土技術政策総合研究所：ダムの補修事例に関する調査, 国土技術政策総合研究所資料, No.262, pp.4.261-296, 2005
- 13) 伊藤金通：八汐ダムの設計・施工と湛水時の挙動について, 大ダム, No.152, pp.1-17, 1995
- 14) 田代幸英, 大内 周, 森 二郎：アスファルト遮水壁とコンクリート構造物の接合に関する検討, ダム工学 17(1), pp.39-83, 2007
- 15) 高橋正明：マッドカーリング現象, ASPHALT, Vol.34, No.170, pp.80-81, 1992

- 16) 遠藤 靖, 品田一男, 壁谷紀郎, 門沢忠雄: アスファルト舗装表面における Mud Curling 現象について, 土木学会第 27 回年次学術講演会講演概要集 V, pp.303-304, 1972
- 17) 三宅淳一, 栗島 敏, 壁谷紀郎: 沼原ダムアスファルト遮水壁表面保護層の経年変化と補修について, 大ダム, No.149, pp.16-25, 1994
- 18) 武井賢司, 加形 護; アスファルトフェーシングにおける表面保護層の補修事例ー山梨県藤木調整池表面保護層補修工事報告ー, ASPHALT, Vol.28, No.144, pp.69-76, 1985
- 19) 吉村勇夫: 須山調整池におけるアスファルト舗装修繕工事, 舗装, Vol.22, No.7, pp13-18, 1987
- 20) 土居賢彦, 日馬謙一, 浦田道彦: アスファルト遮水壁補修技術の開発と高野山ダム遮水壁補修工事への適用, 電力土木, No.302, pp.84-89, 2002
- 21) (社) 土木学会耐震工学委員会: 1994 年ノースリッジ地震震害調査報告書: 第 7 章ダム, pp189-191, 1997
- 22) 静岡県: 「東富士ダムの調査設計報告書」, 1970.3
- 23) 静岡県: 「東富士ダム山梨東部地震記録」, 1996.5
- 24) 文部省国立天文台編: 理科年表 2001, 丸善, p.気 195(389), 2001
- 25) 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, Vol.20, No.3, pp-160-171, 2010
- 26) 静岡県: 「東富士ダム山梨東部地震被害調査報告書」, 1996.6.
- 27) 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ー沼原ダムの事例ー, 電力土木 No.252, pp.83-91, 1994
- 28) 藤代光雄, 岩井誠次: アスファルトの組成と経時変化について, ASHALT, Vo.15, No.85, pp.21-24, 1972
- 29) 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, pp.45-59, 1992
- 30) 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)

第3章 アスファルト表面遮水壁材料の品質改善

3.1	はじめに	55
3.2	低温域における変形性能の改善を目的としたアスファルトの開発	55
3.2.1	アスファルトの改質技術	55
3.2.2	特殊改質アスファルトの基本性状	57
3.2.3	低温域における特殊改質アスファルトの特性	58
3.3	特殊改質アスファルト混合物の力学特性	61
3.3.1	試験材料	61
3.3.2	単純曲げ試験	63
3.3.3	一軸圧縮試験	67
3.3.4	単軸引張試験	68
3.3.5	低温亀裂に対する抵抗性の評価	83
3.3.6	スロープフロー試験	90
3.3.7	繰り返し載荷試験	92
3.4	まとめ	97
	参考文献	99

第3章 アスファルト表面遮水壁材料の品質改善

3.1 はじめに

アスファルトは温度により液体から固体まで相変態を伴う材料である。温度による硬軟の変化は、一般に感温性として評価され、感温性の高いアスファルトは夏場の高温で流動しやすく、冬場には脆くなりやすいとされている。このため、供用面から感温性の低い材料が求められるが、反面、混合物製造時のアスファルトと骨材の混合や混合物の敷き均し・転圧等の施工性に対しては、高温時に粘度が低下しやすい感温性の高い材料ほど扱いやすい。一方、アスファルト混合物の破壊形態は、温度やひずみ速度に依存し、同一配合材料においても、脆性破壊、延性破壊、流動を伴う展性破壊へと変化する。延性破壊や展性破壊を呈する温度及びひずみ速度の領域では、変形性能が高く基盤等の変形に追従しうるが、温度が低く、変形速度が大きくなり脆性破壊を呈する領域では、変形に対する追従性はそれほど期待できない。したがって、地震等の変形速度の大きな外力が、低温域で作用した場合、アスファルト混合物は最も損傷を受けやすい条件となり、耐震性に優れたアスファルトの開発において、低温域での変形性能の改善が着目すべき重要な課題として挙げられる。

本章では、まずアスファルトの粘弾性や感温性に着目して、低温での変形性能を改善した特殊改質アスファルトを開発し、アスファルト単体の低温クリープ性能を評価する BBR 試験により改善効果を吟味する。次に、この特殊改質アスファルトを用いた混合物と、一般に使用される水密アスファルト混合物の曲げや引張・圧縮による変形性能及び低温域でのひび割れ抵抗性や疲労特性について比較議論を行い、アスファルト遮水壁の建設や補強工事への適用性について考察する。

3.2 低温域における変形性能の改善を目的としたアスファルトの開発

3.2.1 アスファルトの改質技術

(1) 改質アスファルトの歴史

アスファルトにゴムを添加して、その性質を改善しようとする試みは古くから行われ、1898年フランスでゴム入りアスファルトの製法特許が取得されている。1930年頃から粉末ゴムや粒子状ゴムが出現し、少量のゴムを添加するアスファルトの改質方

法が進歩し、オランダやイギリスで試験舗装が始まった。1936年に施工されたオランダの試験舗装では顕著な改質効果が認められ、1937年のイギリスのゴム入りロードアスファルトは舗設後22年経過してもなお良好な状態にあると報告されている¹⁾。

我が国では、昭和17年(1942年)ゴムラテックス入りアスファルト乳剤が初めて用いられ、昭和27年(1952年)には生ゴム混入のゴム入りアスファルトが東京都で試験的に採用された。そして、昭和29年(1954年)冬期のタイヤチェーン使用による舗装の耐摩耗性を高めるため、国道36号線札幌～千歳間の舗装工事で取り上げられた。現在では、ストレートアスファルトに特殊な添加剤や操作を加えて性質を改善したものを総称して改質アスファルトと呼び、舗装施工便覧²⁾において舗装の機能に応じた品質が規定され、品質を評価するための試験法が標準化されている。

(2) 改質アスファルトの種類と特長

改質アスファルトには、アスファルトにゴムや樹脂などの高分子を添加したゴム及び樹脂入りアスファルトやブローイング操作(加熱した空気を吹き込む操作)によって感温性を改善し60℃粘度を高めたセミブローンアスファルトがある。これらの改質アスファルトは、使用する材料の違いによって2種類に分類される。その一つは改質材料としてゴム系の高分子材料を添加した改質アスファルトI型と称されるもので、タフネス、テナシティや伸度が増加し、アスファルトの感温性や低温時の脆性の改良により流動や摩耗に対する抵抗性が高まる。すなわち、アスファルトにゴムを添加することによる改質効果³⁾は、ゴムの種類、性質、形状ならびに製造方法、製造条件さらには添加量、使用方法によって異なるが、一般に共通した性質の変化は次のとおりであり、これらの特長は添加するゴムの量が多くなるほど顕著になる。

- ①針入度を低くし軟化点を高める。
- ②感温性を低下させる。
- ③凝集力および付着力を高める。
- ④弾性および衝撃抵抗を高める。
- ⑤耐老化性を高める。
- ⑥粘性が増し作業性を低下させる。

他の一つは、高分子材料として熱可塑性樹脂とゴムを併用したもの、あるいは熱可塑性樹脂を単独に使用したものからなる改質アスファルトII型で、熱可塑性樹脂は、

アスファルト中でゲル構造をつくるため高温時の流動抵抗と疲労特性が向上するとされている。また、セミブローンアスファルトは上述したように、ブローイングすることにより組成変化（アスファルテンが多く、レジンが少なく、オイル分の芳香族が少なくなる）を生じさせ、60℃粘度を高めることによってアスファルト舗装の供用時における混合物の流動抵抗性を向上させ重交通道路のわだち掘れへの対策を図ろうとするものである。わだち掘れ現象は60℃付近で最も生じやすいとされ、これより1960年頃からバインダーの主要コンシステンシーとして60℃粘度が提案され、塑性流動対策用のバインダーとして60℃粘度を規定したセミブローンアスファルトが導入されるに至った。また、近年、高空隙率（20%程度）の加熱アスファルト混合物を表層あるいは表層と基層に設け、降雨時の車両走行の向上、交通騒音の低減を目的とした機能性舗装では、結合材（バインダー）として60℃粘度、タフネス、テナシティ、軟化点などを改質アスファルトⅡ型より高め改良した高粘度改質アスファルトが使用されている。このように、アスファルトの改質技術は高温時の流動変形の防止、低温時の柔軟性の増大、接着性の向上及びゴムの弾性の付与を図るものであるが、アスファルト改質の基本として、高温性状の改良を指向した場合は熱可塑性樹脂の添加、低温性状の改良を指向した場合はゴムの添加、広い温度範囲での改良を考える場合は両者の併用や加流等が行われる。

3.2.2 特殊改質アスファルトの基本性状

開発した特殊改質アスファルト（以下 SfAs と呼ぶ）は、アスファルトの改質で広く使用されている熱可塑性エラストマーの一種であるスチレン・ブタジエン・スチレンブロック共重合体（SBS）を主要な改質材として使用した。SBSは、アスファルト中のマルテン分を吸着することで膨潤するため、比較的少ない添加量でアスファルト中にゴムの連続的なネットワークを形成し、広い温度域で高い改質効果を付与するものである。このため、現在普及している道路舗装用の改質アスファルトでは、高温時の耐流動性（わだちの軽減）の改良や、寒冷地の温度応力によるひび割れ防止対策を目的として、要求性能に応じたSBSの適正な添加量が研究されており、例えば、ポリマー改質アスファルトⅡ型は、SBS濃度5%未満が一般的であり、排水性舗装に適用するポリマー改質アスファルトH型のSBS添加量は10%以上であるものが多い。SfAsは、SBSの添加量を増すことで感温性を低下させ、低温域での卓越した変形性の

保持と応力緩和性の向上，及び供用高温域（60℃程度）での流動変形に対する抵抗性など，相反する条件を満たす改善を意図したものであるが，アスファルト量が多い水密アスファルト混合物は，通常の舗装用アスファルト混合物に比べて施工性が低く，改質材の増加により更に施工性の低下が懸念されるため，SBS の添加量をポリマー改質アスファルトⅡ型とポリマー改質アスファルト H 型の間値である 8%前後とし，SBS の他に数種類の特種添加材を選定して試作・検討し，適正な添加量を決定した。

SfAs の基本性状を表-3.1 に示す⁴⁾。SfAs 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（以下 StAs60/80 と呼ぶ）と比較して，針入度が大きく，軟化点が高い。これを針入度と軟化点から算出される針入度指数（PI）⁵⁾で表すと，SfAs が PI=9.3，StAs60/80 が PI=-0.95 となる。ストレートアスファルトの PI は，一般に -2.0 ～ 2.0 の範囲といわれており，マイナス側にあるほど感温性が高く，温度変化に対して敏感であり，逆にプラス側ほど感温性が低く，温度に鈍感であると評価される。したがって，SfAs は StAs60/80 と比較して，感温性が極めて低いといえる。一方，SfAs の 60℃粘度が StAs60/80 と比較して非常に高いことも特長の一つである。60℃粘度は，アスファルト舗装の供用温度上限付近（日本では夏期に舗装表面温度が 60℃程度になる）におけるアスファルトのコンシステンシーを表す工学指標の一つであり，SfAs が StAs60/80 と比較して塑性流動に対する変形抵抗性が高いことを示している。更に，SfAs の-10℃における曲げひずみは，StAs60/80 と比較して 8 倍程度大きく，低温域におけるたわみ性が極めて高いことがわかる。

表-3.1 アスファルトの基本性状

項目	単位	SfAs	StAs60/80
針入度	1/10mm	177	69
軟化点	℃	84.0	48.0
引火点	℃	321	316
60℃粘度	Pa・s	11,300	208
曲げひずみ (-10℃)	($\times 10^{-3}$)	384	49
針入度指数(PI)	—	9.3	-0.95

3.2.3 低温域における特殊改質アスファルトの特性

SfAs の低温域における応力緩和性を評価するため BBR 試験（Bending Beam

Rheometer test) ⁶⁾を実施した。BBR 試験はアスファルトの低温域における粘弾性（クリープ）の特性を測定するためのものであり、低温ひび割れの判断材料を与える。試験方法の詳細は SHRP(Strategic Highway Research Program)で規格化されており、127mm×12.7mm×6.35mm の梁状に成形した供試体を 100mm 間隔の支持具に載せ、三点曲げ試験として梁中央に一定荷重(980mN)を 4 分間载荷し、時間に対する変形量を測定する。試験機の外観及び概略を写真-3.1, 図-3.1 に示す。



写真-3.1 BBR 試験機の外観

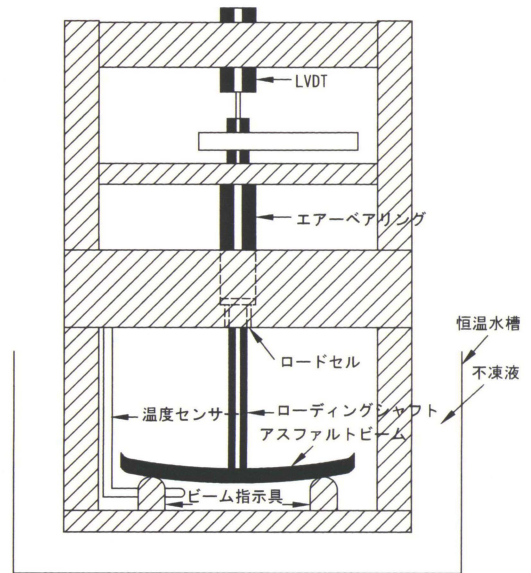


図-3.1 BBR 試験の概略図

BBR 試験の結果は、硬さの指標である S -値と、変形速度の指標である m -値により評価される。

S -値はクリープスティフネス(Creep Stiffness)とよばれるものであり、この値は温度 T と時間 t により変化するため以下のように表される。

$$S(T,t) = \frac{\sigma(T,t)}{\varepsilon(T,t)} = \frac{PL^3}{4bh\delta(T,t)} \text{----- (3.1)}$$

ここで、 P : 荷重(N)

L : スパン長さ(mm)

b : 供試体の幅(mm)

h : 供試体の高さ(mm)

$\delta(T,t)$: たわみ量(mm)

$\sigma(T,t)$: 曲げ強度(MPa)

$\varepsilon(T,t)$: 曲げひずみ

また、 m -値は、図-3.2 に示すように、時間に対して S -値をプロットした対数紙上での曲線の傾きは次式で表される。

$$m(T,t) = \left| \frac{d \log S(T,t)}{d \log t} \right| \text{-----} (3.2)$$

弾性体は $S(T,t) = \text{const}$ であるので式(3.2)において $m(T,t) = 0$ となる。また、粘性体は、 $\sigma(T,t) = \text{const}$ において $\varepsilon(T,t)$ は時間の一次関数で表され、 $\varepsilon(T,t) = (\sigma(T,t)/\eta) \cdot t$ となり、 $S(T,t)$ は次式で表される。

$$S(T,t) = \eta/t \text{-----} (3.3)$$

ここで、 η : 粘性係数

式(3.2)と式(3.3)より粘性体の m -値は、次式のとおりとなる。

$$\begin{aligned} m(T,t) &= \left| \frac{d \{ \log(\eta/t) \}}{d \log t} \right| \\ &= \left| \frac{d \log \eta}{d \log t} - \frac{d \log t}{d \log t} \right| = 1 \end{aligned} \text{-----} (3.4)$$

したがって、 S -値が小さいことは温度低下に伴い発生する温度応力が小さく、また m -値が大きいことは発生した温度応力を緩和する能力が高いことを示し、低温亀裂の発生抑制効果を判断する指標となる。

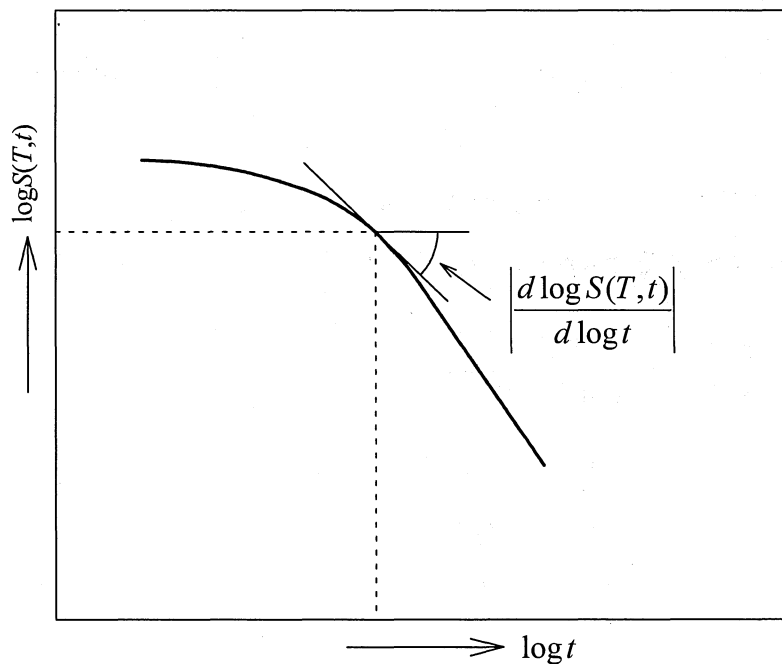


図-3.2 S -値の時間変化

図-3.3 は、試験開始 60 秒後の S -値、 m -値と試験温度の関係を示したものである。いずれのアスファルトにおいても、温度が低下すると S -値は増加し、逆に m -値は低下する。ここで、SfAs の S -値～温度の関係曲線を温度軸に沿って約 10°C 高温側に平行移動すると、StAs60/80 の曲線にほぼ重なる。このことは、SfAs は StAs60/80 の持つ性質を、より低温域で有していることを意味する。同様の傾向は m -値にも見られ、SfAs は低温域で StAs60/80 と同等の大きさの m -値を示し、低温性状が向上していることがわかる。

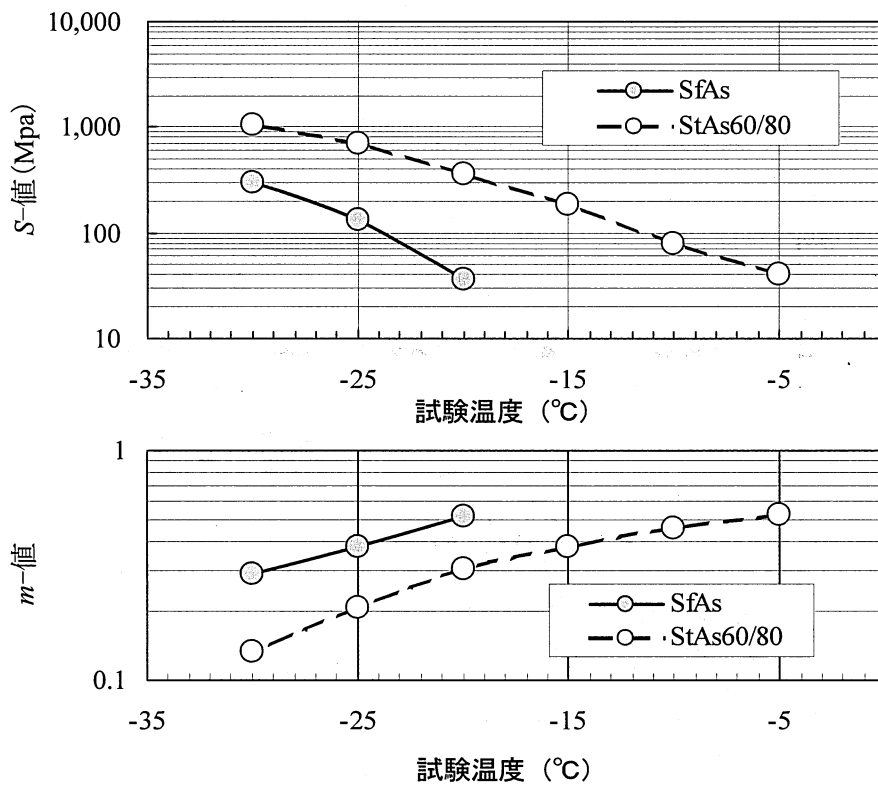


図-3.3 BBR 試験の結果

3.3 特殊改質アスファルト混合物の力学特性

SfAs を用いたアスファルト混合物の低温時の変形能力を、同時に行った StAs60/80 混合物の試験結果と比較検討した。

3.3.1 試験材料

遮水壁に用いられるアスファルト混合物は、アスファルト、骨材、フィラー（石粉）などにより構成され、混合物の水密性及びたわみ性はアスファルト量と骨材粒度に支

表-3.3 骨材の粒度組成

既往ダム		本研究	
粒径(mm)	通過百分率 (%)	粒径(mm)	通過百分率 (%)
20	100	19.0	100.0
13	90~100	13.2	98.4
5	60~90	4.75	75.9
2.5	50~80	2.36	60.4
0.6	30~50	0.600	40.6
0.3	20~35	0.300	28.7
0.15	10~25	0.150	16.3
0.074	8~15	0.075	12.9

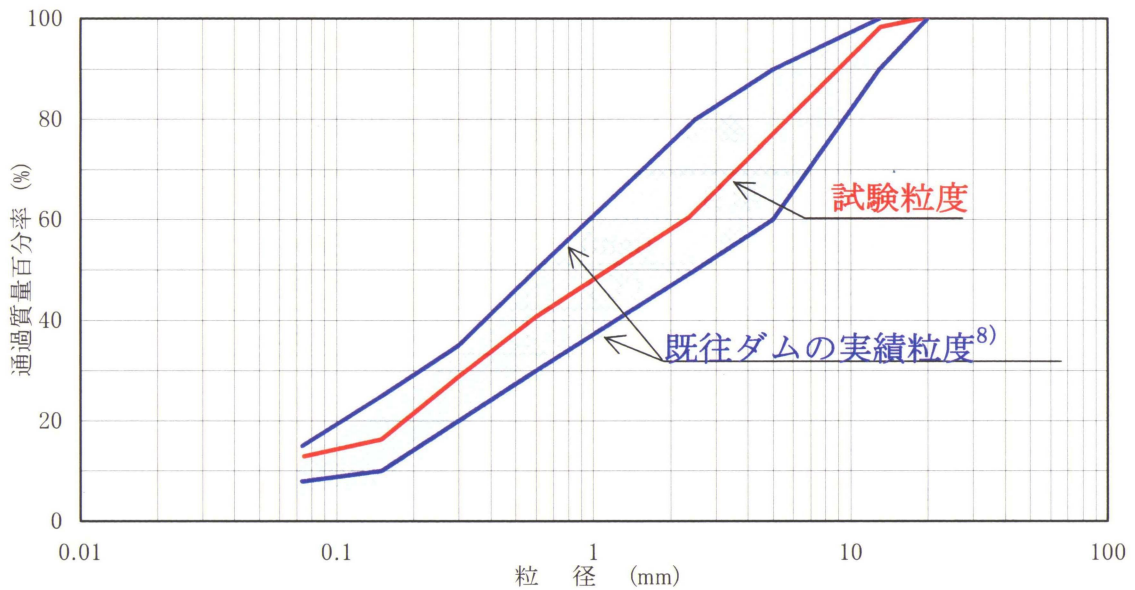


図-3.5 骨材の粒度組成

3.3.2 単純曲げ試験

たわみに対する抵抗性を評価するため、表-3.4 に示す試験仕様で二点支持中央載荷の単純曲げ試験を行った。試験結果の整理では、計測される荷重とたわみ量から、弾性公式を適用し、式(3.5)、(3.6)を用いて曲げ強度(σ_b)と曲げひずみ(ε_b)を算定する。

一般に、アスファルト混合物の破壊強度および破壊ひずみは、強度が最大値となる点により定義される。図-3.6,3.7 は、載荷速度の最も大きい 50mm/min の試験における $\sigma_b \sim \varepsilon_b$ 曲線を示したものである。図より、曲線形状は温度に依存し、低温域では脆

性的な破壊を示す線形関係を呈し、温度が上昇することにより破壊ひずみが大きくなる延性的な形状へと変化することがわかる。

図-3.8 は、載荷速度の最も大きい 50mm/min の試験において、試験温度と曲げ強度の関係を示したものである。同図に示すように、アスファルト混合物の試験温度と曲げ強度の関係は、山形の曲線を呈し、ピーク時の温度を脆化点と呼んでいる⁹⁾。菅原らは、配合を種々変化させたアスファルト混合物の曲げ試験からアスファルト混合物の破壊形態を考察し、脆化点より低い温度においては脆性的な破壊を、高温側では延性的な破壊を呈することを見いだした^{10,11)}。SfAs 混合物の脆化点は、StAs60/80 混合物の 5°C と比較して 15°C 以上低い結果となっており、StAs60/80 混合物が脆性破壊を呈する温度領域 5°C ~ -10°C において、SfAs 混合物は延性破壊の様相を示している。

表-3.4 単純曲げ試験の仕様

項目	仕様
供試体寸法 (mm)	50×50×300
試験温度 (°C)	-30~15 (5°C 毎)
載荷速度 (mm/min)	0.05, 0.5, 5.0, 50

$$\sigma_b = \frac{3PL}{2bh^2} \text{-----} (3.5)$$

$$\varepsilon_b = \frac{6h\delta}{L^2} \text{-----} (3.6)$$

ここで、

σ_b : 曲げひずみ (MPa)

ε_b : 曲げひずみ

P : 荷重 (N)

L : スパン長さ (mm)

b : 供試体の幅 (mm)

h : 供試体の高さ (mm)

δ : たわみ量 (mm)

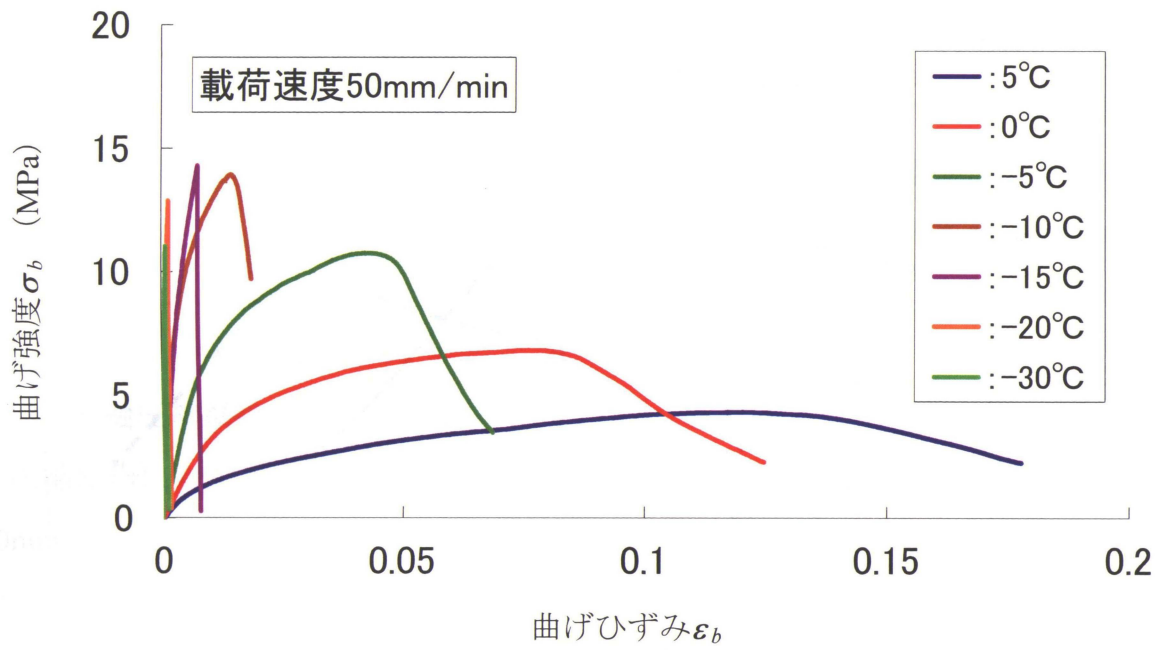


図-3.6 SfAs 混合物の曲ひずみと曲げ強度の関係

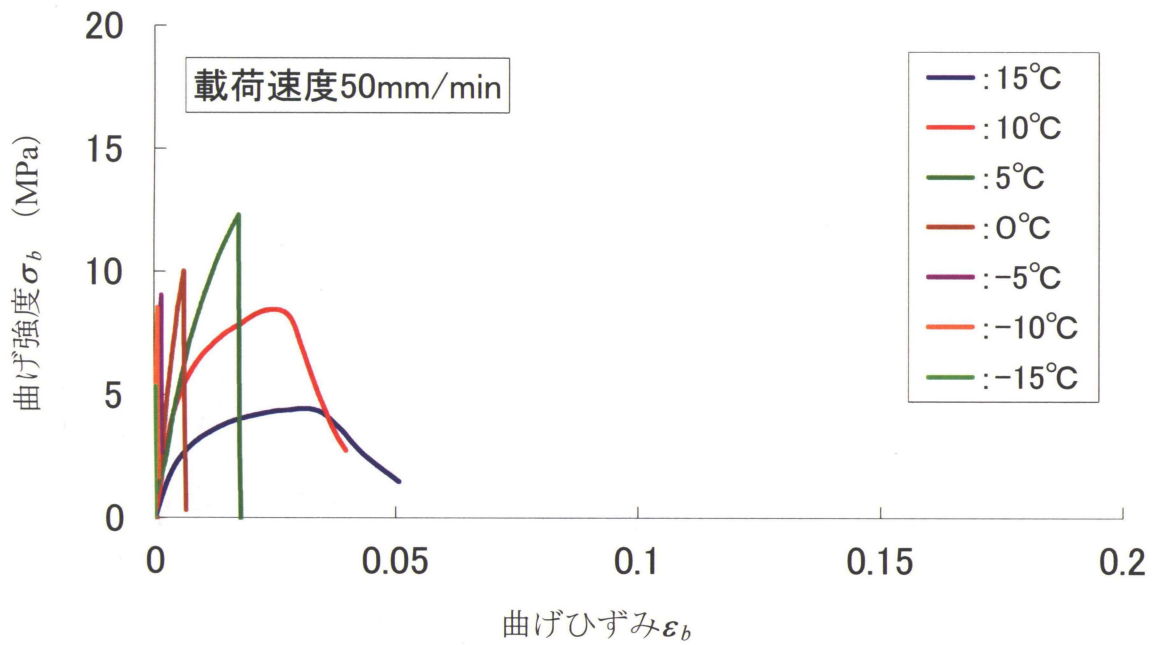


図-3.7 StAs60/80 混合物の曲げひずみと曲げ強度の関係

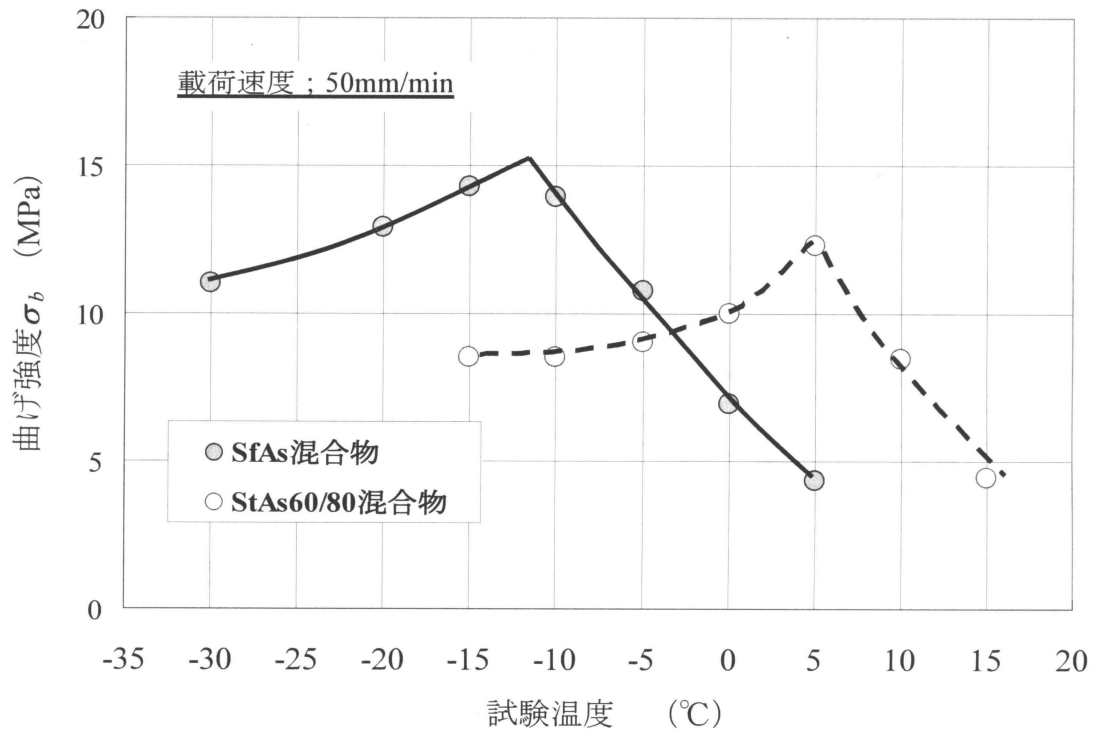


図-3.8 試験温度と曲げ強度の関係

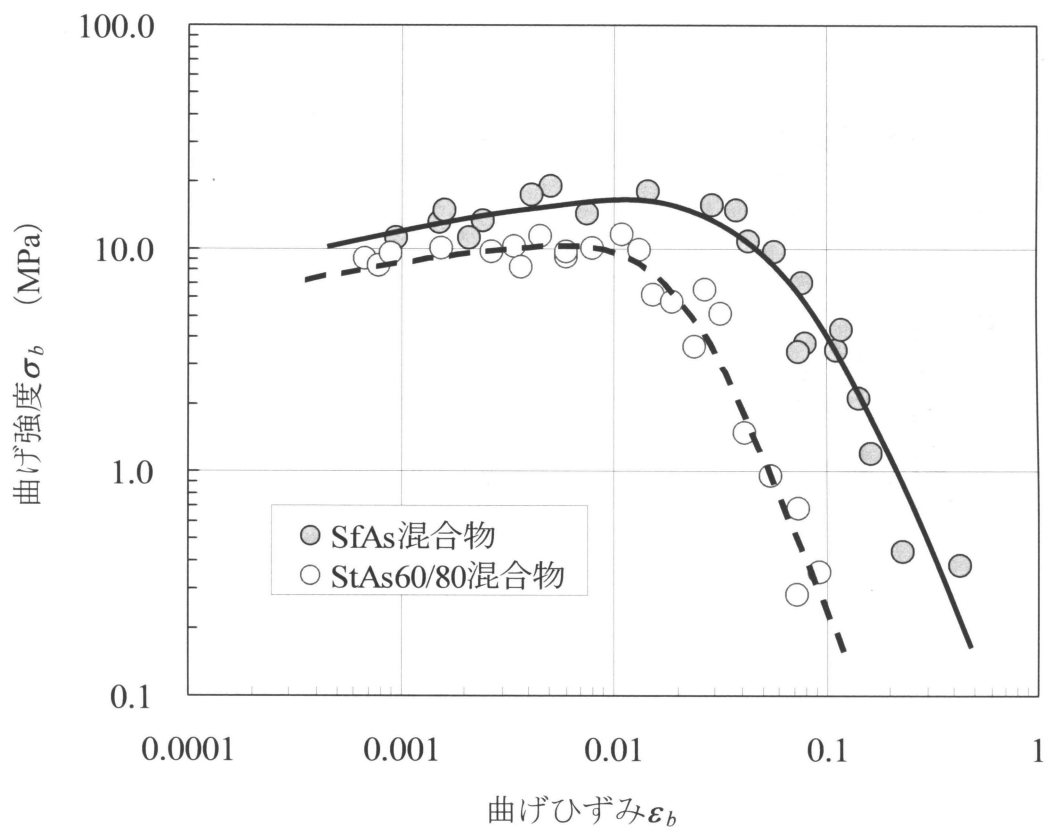


図-3.9 曲げ強度と破壊時のひずみの関係

一方、図-3.9 は、破壊点の曲げ強度とひずみの関係を示したものである。一般に、この関係において描かれる曲線は、破壊包絡線¹²⁻¹⁵⁾と呼ばれ、その形状は、混合物の配合（骨材及びバインダーの量）やバインダーの性状等に支配されるといわれている。SfAs 混合物の破壊包絡線は、St60/80 混合物の破壊包絡線の上側に位置し、応力レベルに関わらず、同じ曲げ強度において StAs60/80 混合物より大きな破壊ひずみを示し、高いたわみ性を有していることがわかる。

3.3.3 一軸圧縮試験

圧縮変形に対する抵抗性を調べるために一軸圧縮試験を実施した。供試体は寸法 60mm×60mm×150mm の切出し六面カット、試験温度は-5,0,5°Cの3条件、載荷速度は0.01(1/sec)とした。試験結果を表-3.5に整理した。①StAs60/80混合物と②SfAs混合物の試験値の比率(②/①)で比較してみると、試験温度にほとんど関係なく、破壊応力 σ_{cf} で約0.4倍、破壊ひずみ ϵ_{cf} で約7.1倍、静的弾性係数 $E_{cf}(=\sigma_{cf}/\epsilon_{cf})$ で約0.05倍を示しており、両者の変形能力にはオーダー的な違いがあることがわかる。すなわち、この温度範囲における圧縮変形は、SfAs混合物が延性的であるのに対し、St60/80混合物は脆性的であり、図-3.8の-3°C以上に見られる関係にあるものと考えられる。

表-3.5 一軸圧縮試験の結果

試験温度 °C	種類	破壊応力 σ_{cf} (MPa)	破壊ひずみ ϵ_{cf}	静的弾性係数 E_{cf} (MPa)
5	①StAs 混合物	17.19	0.0116	1,482
	②SfAs 混合物	6.49	0.0851	76
	②/①	0.38	7.34	0.05
0	①StAs 混合物	24.42	0.0089	2,744
	②SfAs 混合物	8.47	0.0679	125
	②/①	0.35	7.63	0.05
-5	①StAs 混合物	32.59	0.0062	5,256
	②SfAs 混合物	12.01	0.0398	302
	②/①	0.37	6.42	0.06

3.3.4 単軸引張試験

(1) 試験方法及び内容

引張変形に対する抵抗性を評価するために単軸引張試験¹⁶⁾を実施した。単軸引張試験は一軸圧縮試験と直接対比される最も明瞭な力学試験であるが、一方では供試体の端部処理が結果の良否を左右するため、引張試験の中でも技術的に難しい試験方法であるとされている。本研究では、固定部での応力集中を避けるため、供試体は写真-3.2のようなダンベル形状とし、配合試験により定めた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き均し、小型タンパで締め固めて作製した。

供試体端部は写真-3.3に示すとおり、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、ひずみ速度 $\dot{\epsilon} \approx 3 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-1}$ 1/secの範囲で定変位速度による引張载荷を行った。なお、供試体の固定は当初接着剤や供試体をボルトで貫通して行ったが、接着剤による場合は付着面で剥離し供試体が抜けることが多く、またボルトによる固定では固定部で破断するなど十分な成果が得られなかったため、硫黄に珪砂を混合したモルタルを用いて固定した。硫黄は、熱可塑性の性質を有し常温では結晶化してセメントコンクリートと同程度の強度を有するが、112.8℃で液体になる。凝固点が高く熱を与えるのを止めると急激に固まるため、供試体の固定には適している。载荷の制御は電気油圧サーボシステムで行い、荷重は容量29.4kNのロードセル、軸方向の変位量は供試体凹部（最小断面部）側面に取付けた非接触型変位計（分解能：0.001mm）を用いて計測した。試験装置とその概観を図-3.10、写真-3.4に示す。

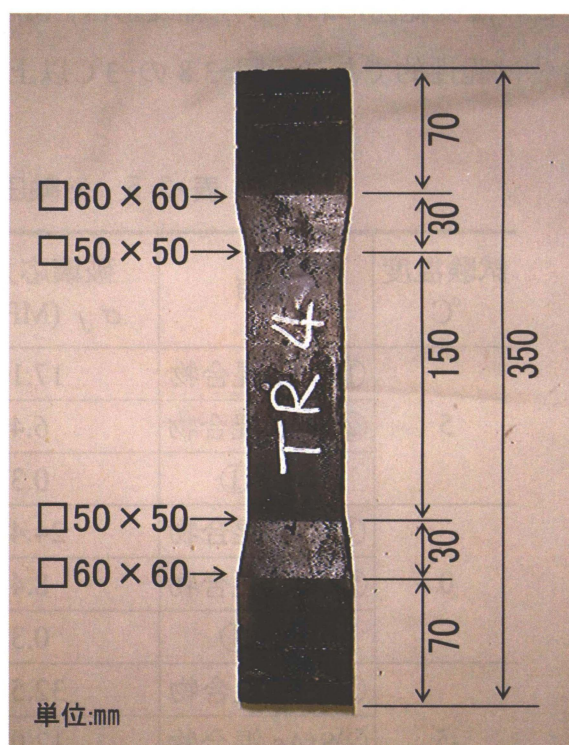


写真-3.2 供試体の形状

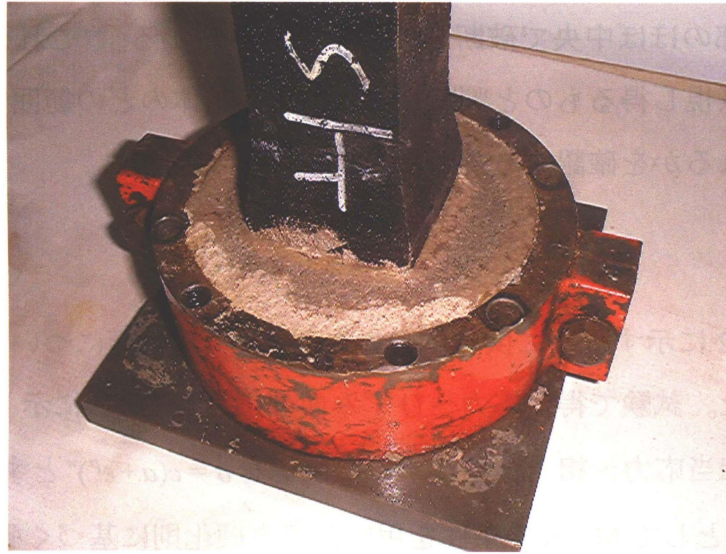


写真-3.3 供試体の固定

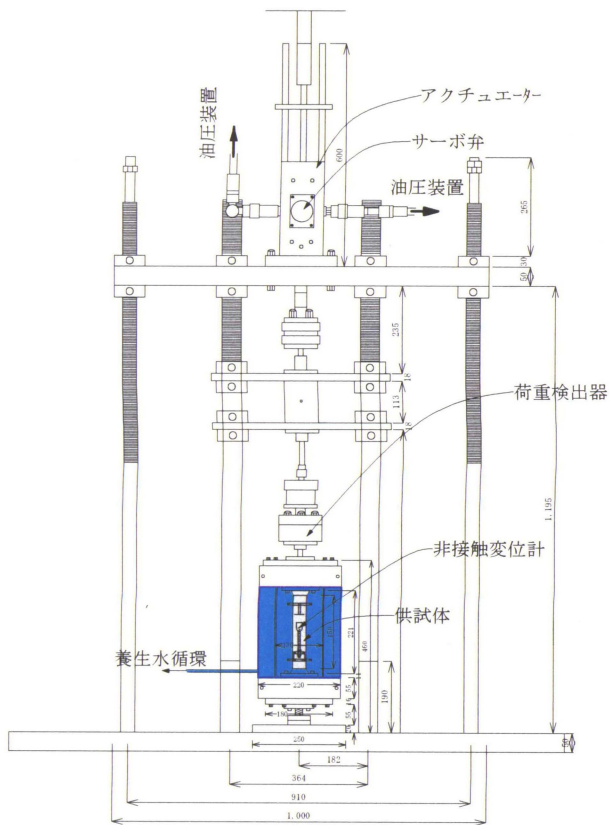


図-3.10 試験装置の概略

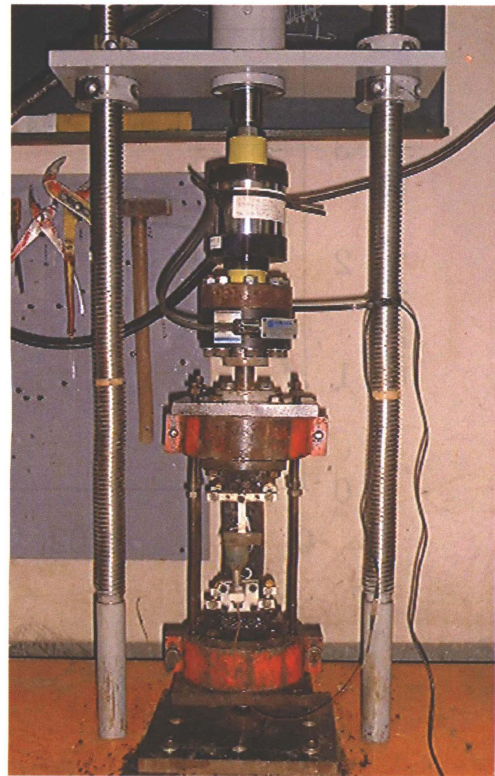


写真-3.4 試験装置の概観

(2) 数値解析

図-3.11 は SfAs 混合物の応力～ひずみ曲線であり，同一条件 ($\dot{\epsilon} \doteq 1 \times 10^{-2} 1/\text{sec}$) で行った3つの供試体は類似した関係を得ている。また，写真-3.5 に示したように，供試体は最小断面部のほぼ中央で破断していることが分かる。これより，供試体端部での応力集中は無視し得るものと判断されるが，供試体のどの範囲まで応力，ひずみの一様性が保たれるかを確認するために，FEM 解析を行った。

1) 解析方法

解析は，図-3.12 に示すように供試体の対称性から 1/4 断面について行い，平面応力問題として扱った。試験で得た応力～ひずみ曲線は，図-3.11 に示したように非線形を呈するので，相当応力～相当塑性ひずみの関係を $\bar{\sigma} = c(a + \epsilon^n)$ とする n 乗硬化則で近似し，降伏関数として Mises の条件を用いた等方硬化則に基づく弾塑性解析¹⁷⁾を行った。

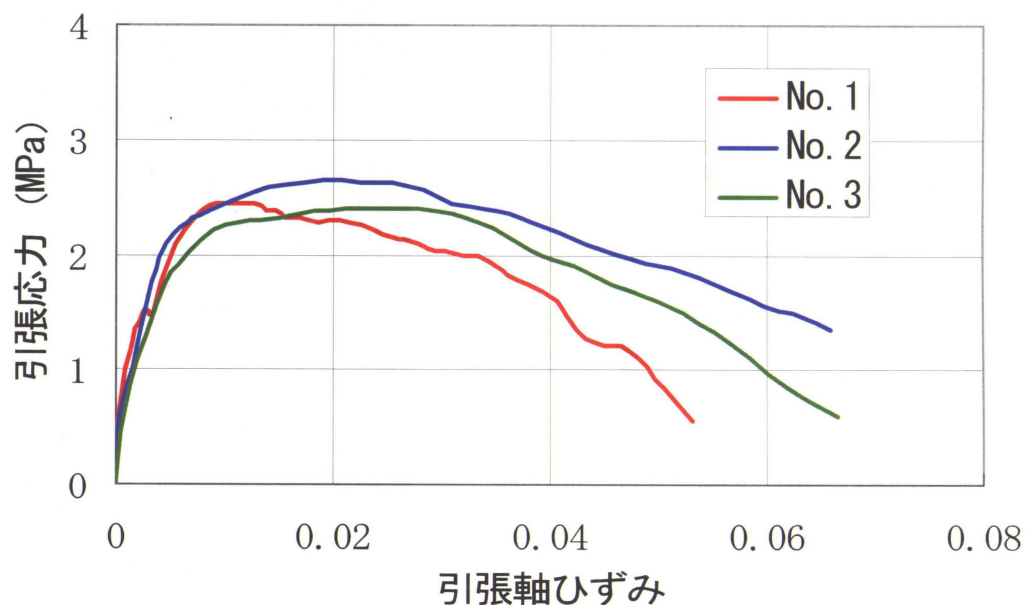


図-3.11 応力～ひずみ曲線

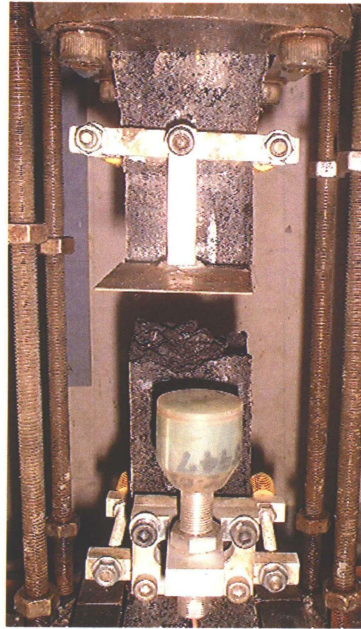


写真-3.5 供試体の破断状況

2) n 乗硬化則による応力～ひずみ曲線の近似

非線形性を有する応力と塑性ひずみ ε^p の関係を表す実験式の代表的なものに、次のような2つの形式がある。 σ_y を降伏応力として、

$$\varepsilon^p = \left(\frac{\sigma - \sigma_y}{K} \right)^{1/m}, \quad \text{または} \quad \sigma = \sigma_y + K(\varepsilon^p)^m \quad \text{-----} \quad (3.7)$$

および

$$\varepsilon^p = (\sigma/c)^{1/n} - a, \quad \text{または} \quad \sigma = c(a + \varepsilon^p)^n, \quad \sigma_y = ca^n \quad \text{-----} \quad (3.8)$$

降伏応力 $\sigma_y = 0$ とすれば式(3.7), (3.8)はいずれも次のような n 乗硬化則に帰一する。

$$\varepsilon^p = (\sigma/c)^{1/n}, \quad \text{または} \quad \sigma = c(\varepsilon^p)^n \quad \text{-----} \quad (3.9)$$

Ramberg-Osgood は、全ひずみ ε に対して

$$\varepsilon = \sigma/E + (\sigma/\lambda)^m, \quad \text{または} \quad \varepsilon^p = (\sigma/\lambda)^m \quad \text{-----} \quad (3.10)$$

と表しており、 $\lambda = c$, $1/m = n$ とおけば明らかなように、塑性ひずみに対して式(3.9)の n 乗硬化則を用いたものと等価である。

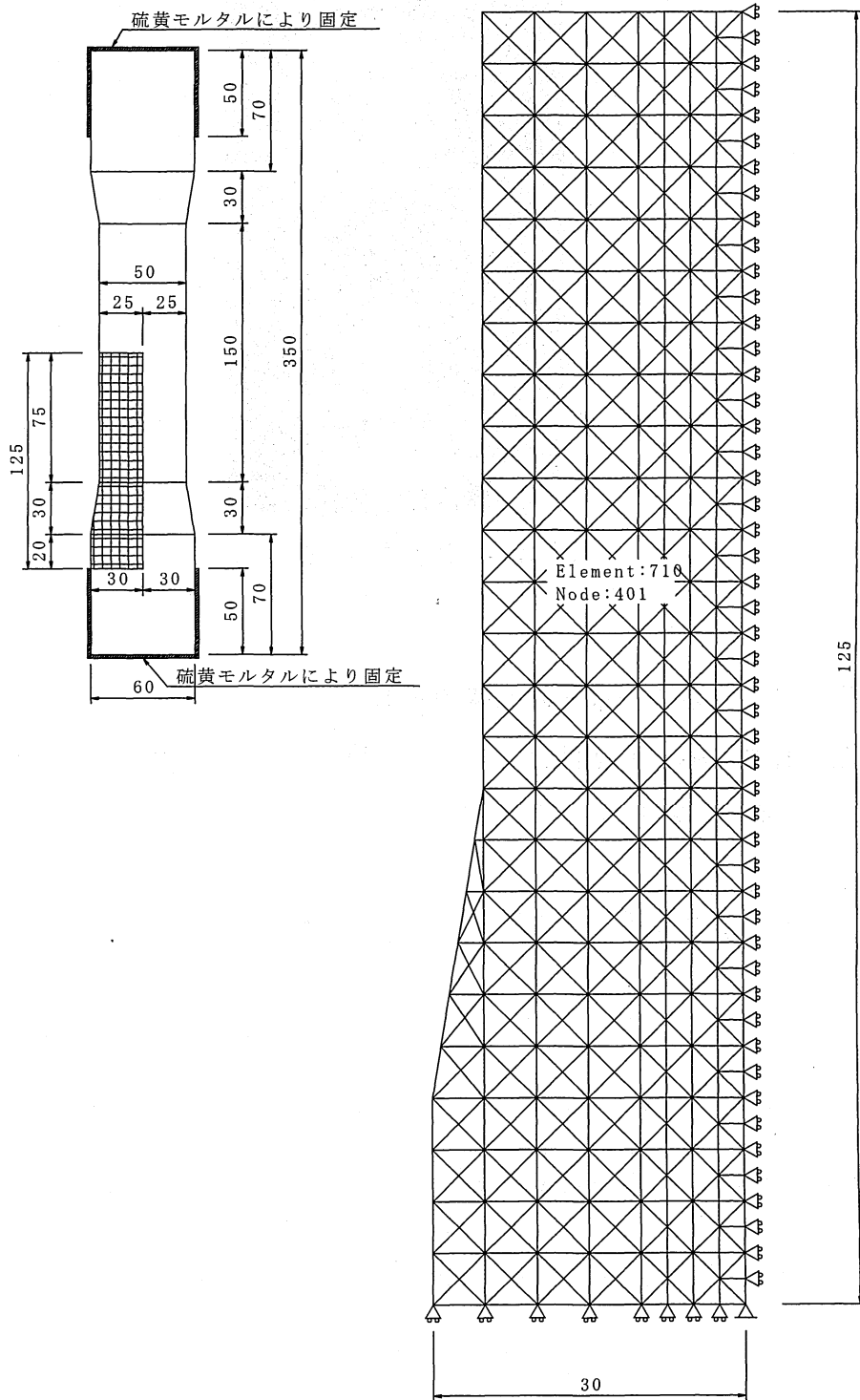


図-3.12 供試体の有限要素モデル

【パラメータ a の決定】

まず図-3.13 のように $\sigma \sim \varepsilon^p$ 曲線を描き、次に公比 r の等比級数列をなす 4 つの応力レベル $\sigma_0, \sigma_1 = r\sigma_0, \sigma_2 = r^2\sigma_0, \sigma_3 = r^3\sigma_0$ を選定し、図よりこれらに対応するひずみ $\varepsilon_0, \varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ を読み取ると式(3.11)より a を求めることが出来る。

$$a = \frac{(\varepsilon_2^2 - \varepsilon_1 \cdot \varepsilon_3) / \{(\varepsilon_1 + \varepsilon_3) - 2 \cdot \varepsilon_2\}}{\dots} \quad (3.11)$$

なお、式(3.11)が成立つことは次のとおりである。

$\sigma_0 = c \cdot (a + \varepsilon_0)^n, \sigma_1 = r \cdot \sigma_0 = c \cdot (a + \varepsilon_1)^n, \sigma_2 = r^2 \cdot \sigma_0 = c \cdot (a + \varepsilon_2)^n, \sigma_3 = r^3 \cdot \sigma_0 = c \cdot (a + \varepsilon_3)^n$ 両辺の対数をとって、引算を行えば式(3.12)、式(3.13)が得られる。

$$\frac{1}{n} \log_{10} r = \log_{10} \frac{a + \varepsilon_1}{a + \varepsilon_0} = \log_{10} \frac{a + \varepsilon_2}{a + \varepsilon_1} = \log_{10} \frac{a + \varepsilon_3}{a + \varepsilon_2} \quad (3.12)$$

$$\frac{a + \varepsilon_1}{a + \varepsilon_0} = \frac{a + \varepsilon_2}{a + \varepsilon_1} = \frac{a + \varepsilon_3}{a + \varepsilon_2} \quad (3.13)$$

式(3.13)の 2 番目の等式をパラメータ a について解けば、式(3.11)が得られる。式(3.13)の比例関係を用いて整理すると式(3.14)が得られ、実験式 $\sigma = c \cdot (a + \varepsilon_p)^n$ が成立するためには、公比 r の等比級数列をなす応力 $\sigma_0, \sigma_1, \dots$ から、式(3.14)で得られる $\Delta \log_{10}(\Delta \varepsilon_p)$ の値が十分な精度で一致していることが必要である。

$$\frac{1}{n} \log_{10} r = \log_{10} \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{\varepsilon_1 - \varepsilon_0} = \log_{10} \frac{\varepsilon_3 - \varepsilon_2}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} = \dots = \Delta \log_{10}(\Delta \varepsilon_p) \quad (3.14)$$

【パラメータ c, n の決定】

定数 c と n の決定は、 $\sigma = c \cdot \varepsilon_p^n$ のパラメータを定めることに帰着する。 $\sigma = c \cdot \varepsilon_p^n$ の関係は、両対数グラフにおいて直線関係にあり、この関係を最小二乗法により近似すれば、式(3.15)に示す $\log_{10} \cdot c$ と n が係数として求められる。

$$\log_{10} \sigma = \log_{10} \cdot c + n \cdot \log \varepsilon^p \quad (3.15)$$

具体的には以下の手順により行う。

- ① 図-3.14 に示すように、応力ひずみ曲線の初期弾性率 (E_i) より弾性域と塑性域を区分し弾性ひずみ (ε^e) と塑性ひずみ (ε^p) を分離する。

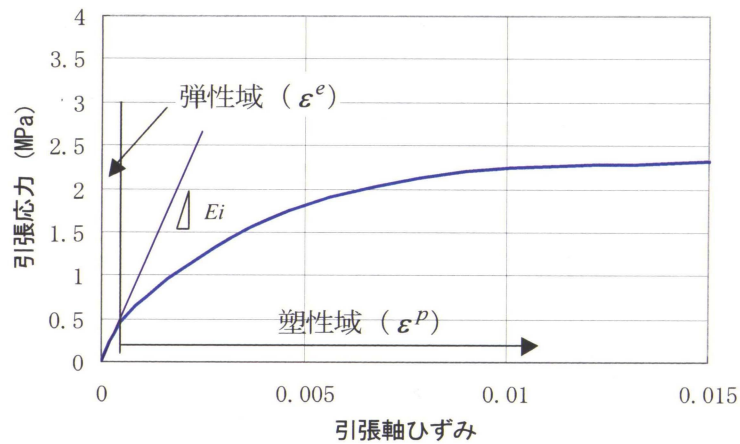


図-3.13 弾性ひずみと塑性ひずみ分離

- ② 試験値から σ_0, σ_3 を設定し $\sigma_3 = r^3 \cdot \sigma_0$ から公比 r を求め、 σ_1, σ_2 に相当する ε_1 と ε_2 を試験曲線から読み取り (図-3.14 参照), (3.11) により a を求める。

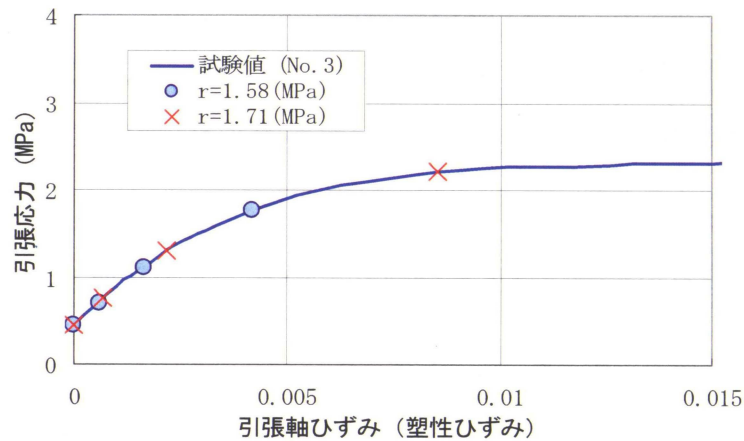


図-3.14 公比 r をなす応力, ひずみの選定

- ③ $r=1.58, 1.71$ (MPa) における応力とひずみの組み合わせは, 表-3.6 に示すとおりであり, 解析では, 平均値 $a=1.28 \times 10^{-4}$ を採用した。
- ④ 図-3.15 に示す両対数グラフにプロットした塑性ひずみと引張応力の関係から c, n を求め, $c=14.162, n=0.3849$ を得る。

表-3.6 公比 r をなす応力に対応する塑性ひずみと a 値

項目	$r=1.58\text{MPa}$		$r=1.71\text{MPa}$	
	σ (MPa)	ϵ	σ (MPa)	ϵ
0	0.45	0.00	0.45	0.00
1	0.70	5.97×10^{-4}	0.76	6.197×10^{-4}
2	1.11	1.65×10^{-3}	1.29	2.392×10^{-3}
3	1.76	4.18×10^{-3}	2.21	8.512×10^{-3}
a	1.53×10^{-4}		1.03×10^{-4}	

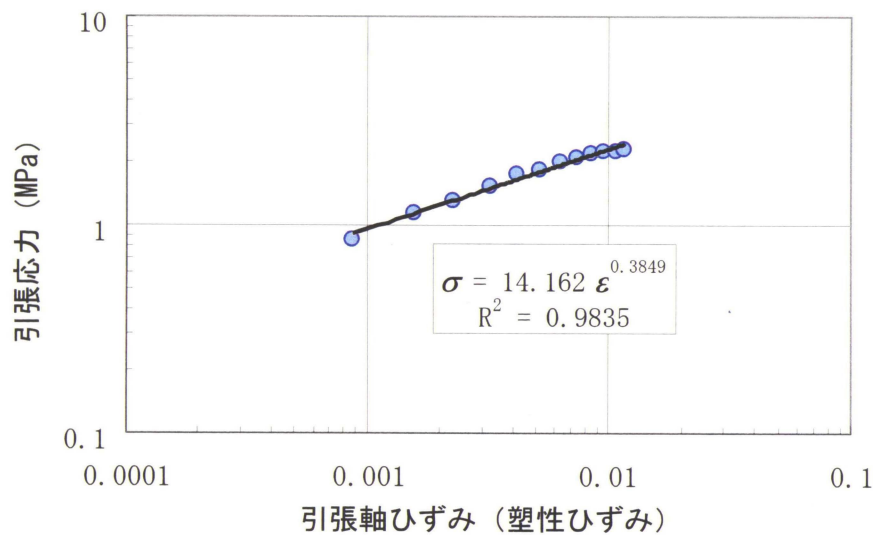


図-3.15 塑性ひずみと引張応力の関係

3) 解析結果

図-3.16 は No.3 供試体について、試験値を実線で、解析値を○印で表し、比較したものである。両者はかなり良く一致しており、解析による応力～ひずみ関係の再現性は良好であると思われる。また、図-3.17(a)は、引張軸ひずみ 6.16×10^{-3} 時点の、供試体内の軸方向応力 σ_y とひずみ ϵ_y の分布を示したものである。ここで、 ϵ_y は供試体の中心軸上において等間隔の区間を考え、各区間の相対変位量を区間長で除して計算した値である。これらの数値を見ると、最小断面区間の 75mm の約 8 割に相当する 60mm 以内の区間で応力、ひずみとも一様性が保持されていることが分かる。図-3.17(b)は、この時点における主応力の分布状況を描いたものである。最小断面内の引張主応力は引張試験の軸方向応力と一致し、相直交する主応力はほぼゼロの値を示しており、単軸条件下での試験が再現されていることがわかる。

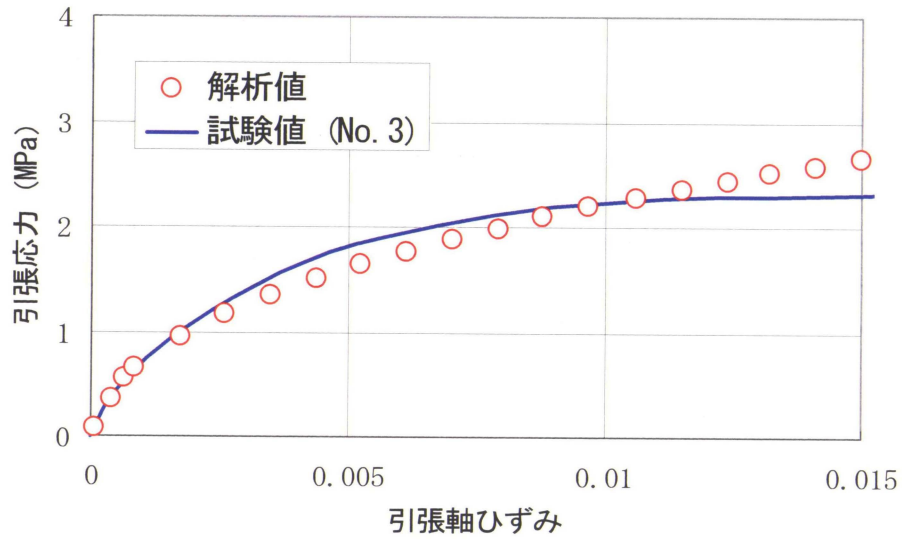
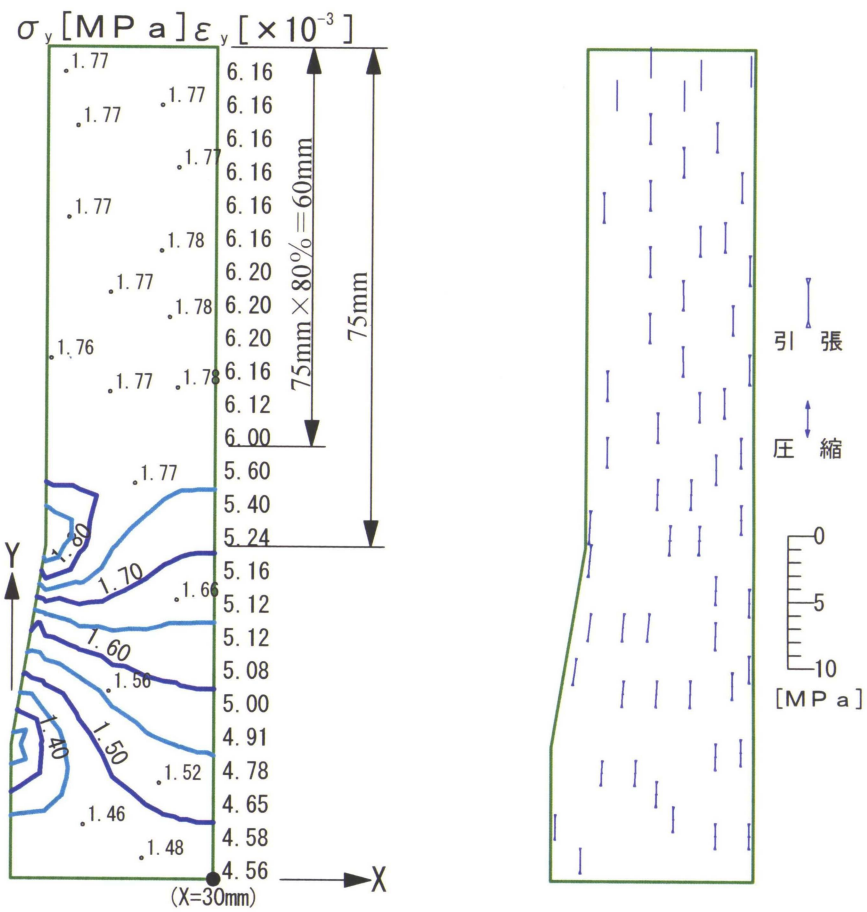


図-3.16 試験値と解析値の比較



(a) 軸方向 σ_y, ϵ_y

(b) 主応力

図-3.17 供試体内部の応力とひずみの分布

(3) 試験結果

1) 引張り破断ひずみ

図-3.18 は、単軸引張試験における荷速度と破断ひずみの関係を整理したものである。図には高野ら^{18,19)}が行った、アスファルト量 7.4%、針入度 80/100 のストレートアスファルト (StAs80/100) を用いた遮水用アスファルト混合物の間接引張試験の結果と 3.3.2 項で述べた曲げ試験から、以下に示す共役梁理論に基づき、せん断と曲げによるたわみを分離し試験値を補正した結果を併記した。曲げ試験及び単軸試験結果で得られた SfAs 混合物の破断ひずみは、荷速度に関わらず、StAs60/80 混合物に比べ 10 倍以上の大きさを示し、引張変形に対する抵抗性が高いことがわかる。なお、ひずみ速度と破断ひずみの関係において、曲げ試験結果による破壊ひずみは、補正後においても単軸引張試験結果で得られる破断ひずみより概して大きく、破断ひずみを過大に評価する傾向にあることが示唆される。

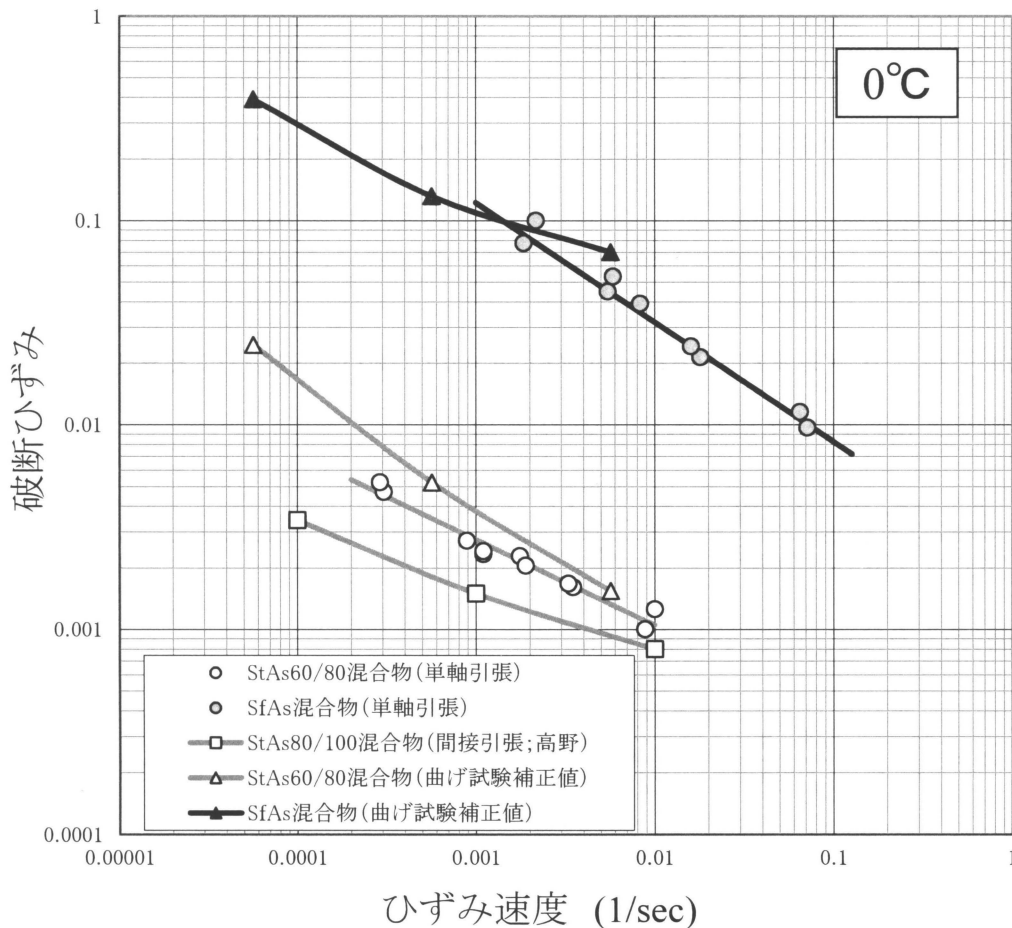


図-3.18 荷速度と破断ひずみの関係

2) 曲げ試験におけるせん断と曲げによるたわみ量

中央に集中荷重 W を受ける両端単純支持梁について、中央部の曲げ及びせん断によるたわみ量を求める。図-3.19 のように、集中荷重を梁のごく微小な距離 dx 上に作用する等分布荷重と仮定すると、共役梁に作用する仮想集中荷重は式(3.16)で与えられる。

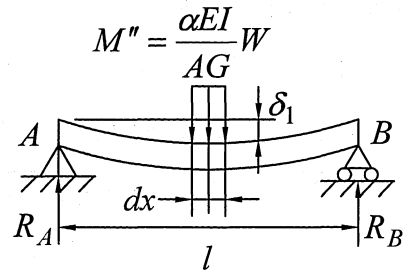


図-3.19 集中荷重のせん断による共役梁

$$M'' = \frac{\alpha EI}{AG} W \text{ ----- (3.16)}$$

この仮想集中荷重による共役梁の中央における曲げモーメントは $M''l/4$ となるので、これを曲げ剛性 EI で除した値が集中荷重による梁中央のたわみ (δ_1) となり式(3.17)で与えられる。

$$\delta_1 = \frac{1}{EI} \times \frac{\alpha EI W}{AG} \times \frac{l}{4} = \frac{\alpha W l}{4AG} \text{ ----- (3.17)}$$

一方、曲げモーメントのみによる梁中央のたわみ (δ_2) は式(3.18)で与えられる。

$$\delta_2 = \frac{W l^3}{48EI} \text{ ----- (3.18)}$$

矩形断面では、 $\alpha = 2/3$ および $I = bh^3/12$, $A = bh$ であり、さらに $E = 2(1+\nu) \cdot G$ の関係を考慮すると δ_1 と δ_2 の比は次式のとおりとなる。

$$\frac{\delta_1}{\delta_2} = \frac{12\alpha EI}{AGl^2} = \frac{1.5Eh^2}{Gl^2} = \frac{3(1+\nu)h^2}{l^2} \text{ ----- (3.19)}$$

なお、曲げ応力は式(3.20)で与えられ、

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot y = \frac{M}{I} \cdot \frac{h}{2} = \frac{P/2 \cdot l/2 \cdot h}{2I} = \frac{Plh}{8I} \text{ ----- (3.20)}$$

剛性 EI は式(3.18)より次式を得る。

$$EI = \frac{W l^3}{48\delta_2} \text{ ----- (3.21)}$$

式(3.20), 式(3.21)および $\sigma = E \cdot \varepsilon$ を考慮して曲げの主ひずみを求めると式(3.22)を得る。

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{Wlh}{8EI} = \frac{48Wlh\delta_2}{8Wl^3} = \frac{6\delta_2 h}{l^2} \text{----- (3.22)}$$

また, 梁の最大せん断ひずみ(γ)は, 中立面で得られ次式で評価できる。

$$\gamma = \frac{\tau_{\max}}{G} = \frac{\alpha W}{AG} = \frac{\alpha W}{bhG} \text{----- (3.23)}$$

曲げ試験の供試体寸法は, $l = 300\text{mm}, h = 50\text{mm}, b = 50\text{mm}$ であり, $\nu = 0.0 \sim 0.5$ とすると式(3.19)よりせん断と曲げによるたわみの比は次のとおりとなり, せん断によるたわみは, 曲げによるたわみの 10%程度発生することになる。

$$\frac{\delta_1}{\delta_2} = \frac{12\alpha EI}{AGl^2} = \frac{1.5Eh^2}{Gl^2} = \frac{3(1+\nu)h^2}{l^2} = (3 \sim 4.5) \times \left(\frac{50}{300}\right)^2 = 0.08 \sim 0.125 \text{---- (3.24)}$$

図-3.18 に示した曲げ試験の補正值は, 試験で得られた破壊時の全たわみ ($\delta = \delta_1 + \delta_2$)から, せん断によるたわみ($\delta_1 \doteq 0.1 \cdot \delta_2$)を差し引いてひずみ速度と曲げ破壊ひずみを計算した。

3) 圧縮特性との比較

図-3.20 は, 試験温度 0°C , 載荷速度 $\dot{\varepsilon} \doteq 1 \times 10^{-2} 1/\text{sec}$ で行った単軸引張試験と一軸圧縮試験の応力～ひずみ曲線を, 圧縮を正, 引張を負として, 同一図上に整理したものである。StAs60/80 混合物はほぼ線形の応力～ひずみ関係を呈し, ピーク強度に達した後, 強度が著しく低下する脆性的な挙動を示す。これに対し, SfAs 混合物は延性材料としての挙動が明瞭であり, 降伏点を超えても応力が低下せずに塑性変形が進行するなど, 変形性能に大きな違いが認められる。

表-3.7 は, 破壊点に着目し, 破壊応力 (圧縮 σ_{cf} , 引張 σ_{tf}), 破壊ひずみ (圧縮 ε_{cf} , 引張 ε_{tf}) 及び破壊応力を破壊ひずみで除した静的弾性係数 (圧縮 E_{cf} , 引張 E_{tf}) の関係を整理したものである。StAs60/80 混合物と SfAs 混合物の諸量を圧縮と引張で比較すると (③と⑥の値), 圧縮と引張の破壊応力の比は 0.35 と 0.31 で差がないのに対し, 破壊ひずみの比は約 2 倍の差が生じている (7.63 と 16.17)。同様な傾向は, 同一混合物での引張/圧縮の値 (⑦, ⑧) でも見られ, この要因として StAs60/80 混合物は,

破壊に至る亀裂の進展が引張と圧縮で異なり，引張における亀裂の進展は圧縮に比べ急激に進行することが挙げられる。すなわち，図-3.21 と図-3.22 は，同一混合物での応力ひずみ曲線を比較したものであり，SfAs 混合物のひずみ硬化は引張と圧縮で類似し $E_{tf} \doteq E_{cf}$ であるのに対し，StAs60/80 混合物は， $E_{tf} > E_{cf}$ であり，引張りにおけるひずみ硬化はほとんど認められないことから理解される。

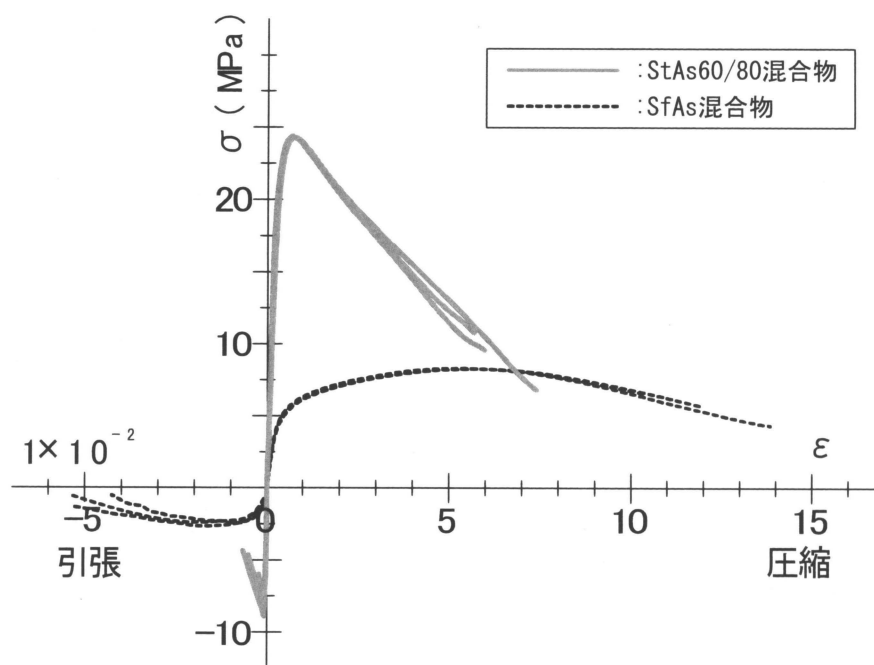


図-3.20 単軸引張と一軸圧縮の応力～ひずみ曲線の比較

表-3.7 一軸圧縮試験と単軸引張試験の比較

区分	種類	破壊応力 σ_{cf}, σ_{tf} (MPa)	破壊ひずみ $\epsilon_{cf}, \epsilon_{tf}$	静的弾性係数 E_{cf}, E_{tf} (MPa)
圧縮試験	①StAs 混合物	24.42	0.0089	2,744
	②SfAs 混合物	8.47	0.0679	125
	③=②/①	0.35	7.63	0.05
引張試験	④StAs 混合物	8.61	0.0012	7,175
	⑤SfAs 混合物	2.65	0.0194	137
	⑥=⑤/④	0.31	16.17	0.02
引張/圧縮	⑦=④/①	0.35	0.13	2.61
	⑧=⑤/②	0.31	0.28	1.02

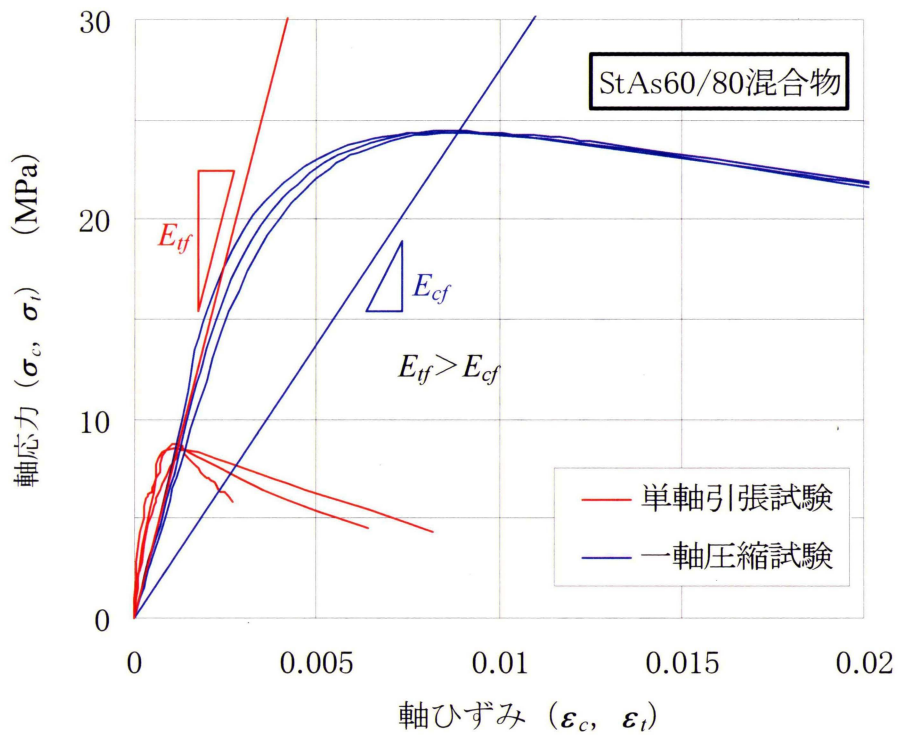


図-3.21 応力～ひずみ曲線の比較 (St60/80 混合物)

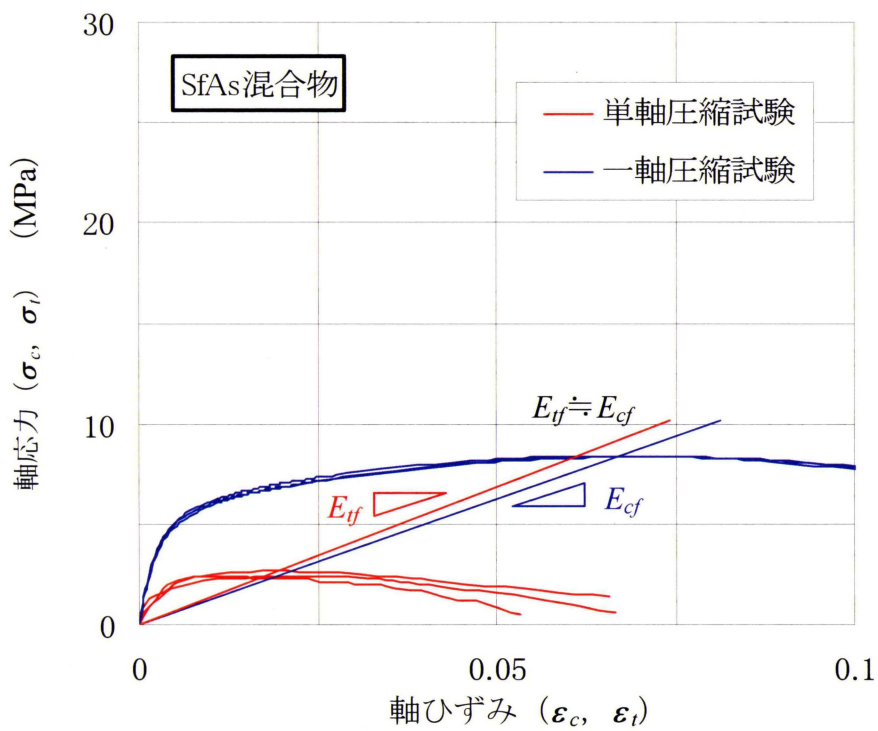


図-3.22 応力～ひずみ曲線の比較 (SfAs 混合物)

4) せん断強度

一軸圧縮強度と引張強度のモール円を表示し、2つの応力円に接する包絡線からせん断強度を求めると図-3.23 のようになる。

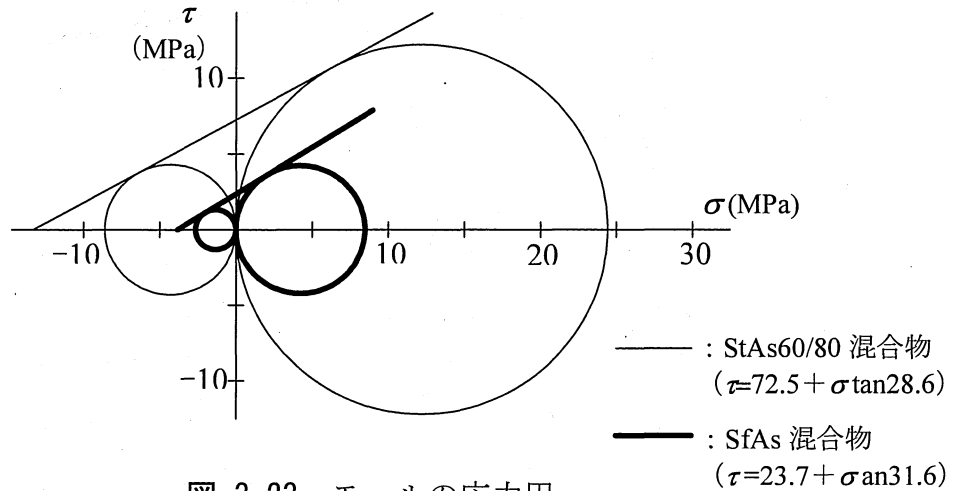


図-3.23 モールの応力円

表-3.8 遮水壁用アスファルト混合物のせん断強度

項目	沼原 ²⁰⁾	上之原 ²¹⁾	南川 ²²⁾	万場 ²³⁾	SfAs 混合物	StAs60/80 混合物
$c(\times 10^{-1}\text{MPa})$	1.3	1.9	1.0	0.54	23.7	72.5
ϕ (°)	36.5	32.0	31.0	38.0	31.6	28.6
試験条件	60°C, v=0.01/min, スミス法	60°C, v=0.005/min, 側圧=0.05~ 0.49MPa (モール法)			0°C, v=0.6/min	

既往ダムの三軸圧縮試験結果によると、遮水壁用アスファルト混合物のせん断強度は表-3.8 に示すように、内部摩擦角 $\phi=30\sim 40^\circ$ 、粘着力 $c=0.05\sim 0.2\text{MPa}$ の範囲にある。一軸圧縮強度と引張強度から求めたせん断強度と既往試験値を比較すると、試験温度やひずみ速度 (v) といった試験条件が異なるにもかかわらず、内部摩擦角は既往値の下限値に近い値を得ている。一方、既往試験における混合物の力学的挙動は、試験温度から想定して展性域にあるものと考えられ、粘着力はオーダー的な相違が認められる。混合物は骨材とアスファルトからなり、遮水層のアスファルト混合物の骨材は、粒度特性 (図-3.5 参照) から土質分類において、砂質土に属する。一般的に、締め固めた砂質土の内部摩擦角は $\phi=30\sim 35^\circ$ と考えてよく、混合物と砂質土の内部摩擦角は類似することから、混合物のせん断強度のうち、摩擦成分は骨材粒度が支配し、粘着力成分はアスファルトの性質が強く影響するものと解釈される。

3.3.5 低温亀裂に対する抵抗性の評価

アスファルト舗装では、一般にコンクリート舗装に不可欠である目地は設けない²⁴⁾。これは、粘弾性体であるアスファルト混合物には、舗装体の温度変化により発生する内部応力が時間の経過とともに消失する応力緩和性状が備わっているからである。しかし、応力の緩和能力は、硬いアスファルトほど乏しく、このため低温にさらされる寒冷地の舗装や、老化の進んだ舗装では温度変化に伴い発生する応力（以下温度応力と称する）に起因するひび割れが発生しやすい。したがって、温度応力によるひび割れ抵抗性を評価することは、アスファルト混合物における低温性状の改善効果を判断する上での指標となり得る。

(1) 試験方法及び内容

温度応力により発生するひびわれには、①温度の一樣な低下に伴い発生する応力やひずみが、アスファルト混合物の強度または許容ひずみを越えた時点で生じるもの、②温度が低下、その温度が持続された際に、応力が長時間緩和されないことにより生じるもの、③温度変化の繰り返しに伴い、温度応力を繰り返し受けることによる疲労に起因するもの、そして、④これらの要因の複合によるものが考えられる。

表-3.9 既往の温度応力測定試験方法の比較

試験方法	供試体寸法 (cm)	装置・養生	温度範囲 (°C)
Monismith ら ²⁵⁾	2.54×2.54× 30.48	インバール製の温度 応力载荷用フレーム (気乾養生)	+60~-12.2
Tuckett ら ²⁶⁾	7.62×7.62× 19.05	鋼製のアングルとアル ミ合金棒を組み合 わせた温度応力载荷 用フレーム (気乾燥養 生)	+46.1~-9.4
八谷ら ²⁷⁾	4.0×4.0×25.0	インバール製の温度 応力測定用フレーム (液中養生)	+10~-20
菅原ら ²⁸⁾	2.5×2.5×25.0	インバール製のロッ ドとロードセルを組 み合わせた温度応力 载荷装置 (液中養生)	+10~供試体が破 壊(破断)するまで

アスファルト混合物の温度応力の測定は、拘束したアスファルト混合物供試体に温度変化を与え、発生する内部応力を測定することにより行う事ができる。試験方法は統一され、規格化されたものではなく、表-3.9 に示すように Monismith ら²⁵⁾、Tuckett ら²⁶⁾、八谷ら²⁷⁾及び菅原ら²⁸⁾によって試行されている²⁹⁾。

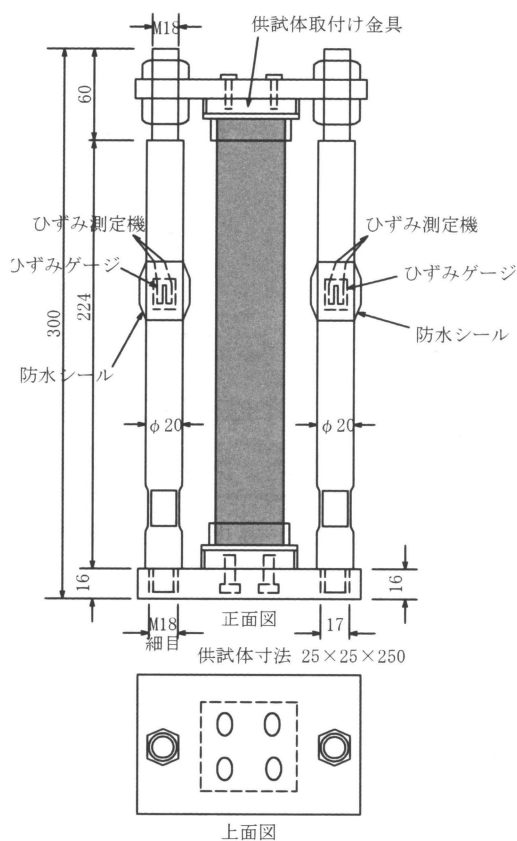


図-3.24 温度応力载荷用フレームの例(単位：mm)

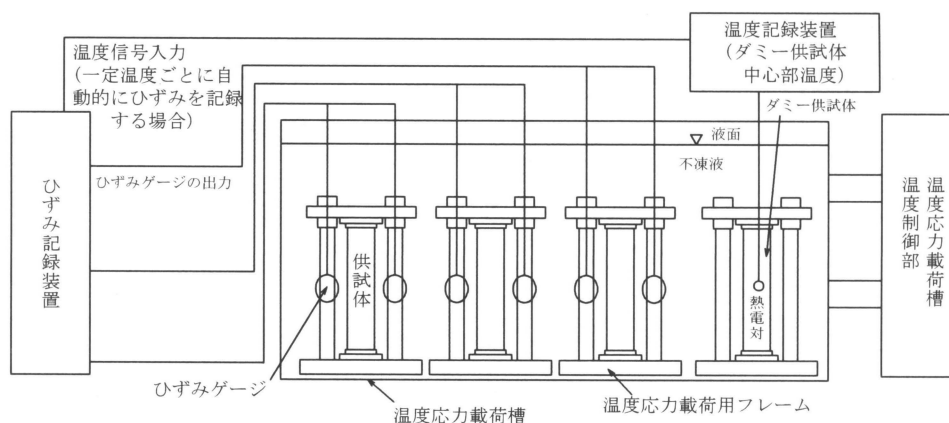


図-3.25 温度応力载荷試験装置の概略

本研究で実施した低温亀裂試験は、基本的に八谷らの試験方法に準拠し、柱状の供試体の一軸方向を拘束して、温度変化を与え、発生する荷重を測定することにより温度応力を求めるものである。すなわち、図-3.24 に示すように、25×25×250mm の供試体の両端をインバール製フレームに固定し、図-3.25 に示すように循環するナイブラインに浸して温度変化（開始温度 10℃、温度勾配-3℃/時間）を与え、フレームのひずみを測定して供試体に発生する応力を算出するものである。

試験手順の流れ及び要点は、図-3.26 のフローに示すとおりであり、温度応力载荷フレームのキャリブレーション、温度応力の算出方法は次に示すとおりである。

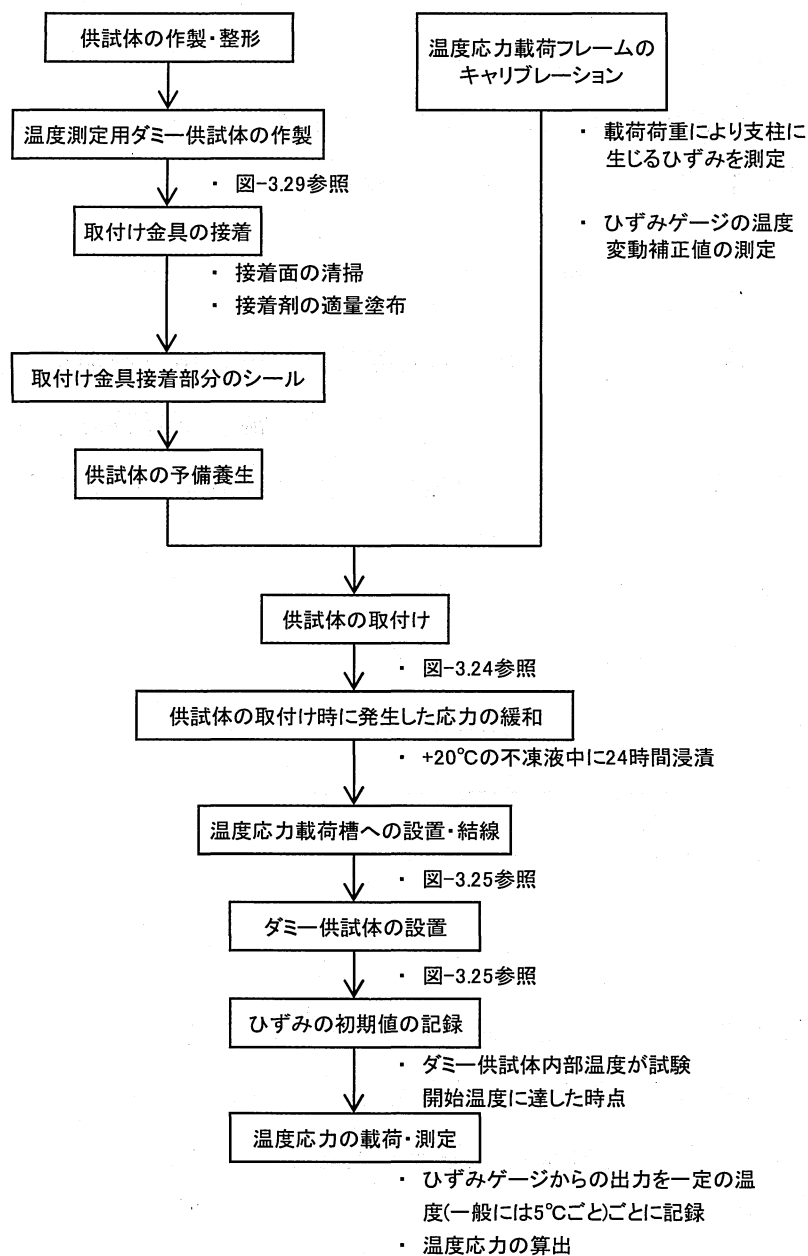


図-3.26 試験方法の手順

【温度応力載荷フレームのキャリブレーション】

温度変化に伴い供試体に発生する応力は、供試体を固定した温度応力載荷フレームの支柱に生じるひずみから算出する。また、ひずみゲージの出力は、拘束されていない状態でも温度により変化するので、試験に先立ち、「温度応力載荷フレームの支柱に生じるひずみと荷重の関係」および「温度変化に伴うひずみゲージの出力の補正值(ひずみゲージの温度補正值)」を、以下のように測定する。

① 温度応力載荷フレームの支柱に生じるひずみと荷重の関係

温度応力載荷フレームの支柱に生じるひずみと荷重の関係は図-3.27 に示すように、温度応力載荷フレーム単体を万能試験機に設置し、0~5kNの圧縮荷重を0.1~0.5kNの間隔で載荷し、荷重増加時および荷重減少時各々についてフレームに生じるひずみを測定し、両者の相関式を求める(図-3.28 参照)。

② ひずみゲージの温度補正值

ひずみゲージの温度補正值は、温度応力載荷フレーム単体を温度応力載荷槽の不凍液中に浸し、例えば+10~-50℃の温度変化を与え、温度下降時および上昇時の各々について、5~10℃間隔でひずみの出力を記録し、両者の相関式を求める(図-3.28 参照)。

【温度応力の算出】

測定温度ごとの供試体に発生する応力は、次式により算出する。

$$x = \varepsilon - e \text{-----} (3.25)$$

$$P = ax - b \text{-----} (3.26)$$

$$\sigma = P / A \text{-----} (3.27)$$

ここに、

x : 測定温度で温度応力載荷フレームの支柱に生じたひずみ($\times 10^{-6}$)

ε : 測定温度で測定器に表示・記録されたひずみ($\times 10^{-6}$)

e : 温度応力載荷開始温度を基準温度とした際の、測定温度におけるひずみの温度補正值($\times 10^{-6}$)

P : 測定温度で発生した荷重 (kN)

a, b : 温度応力载荷フレームの、ひずみと荷重の相関式の係数

σ : 測定温度で発生した温度応力 (MPa)

A : 供試体の断面積 (cm^2)

なお、供試体の温度は図-3.29 に示すように、ダミー供試体に熱電対を埋設し測定する。

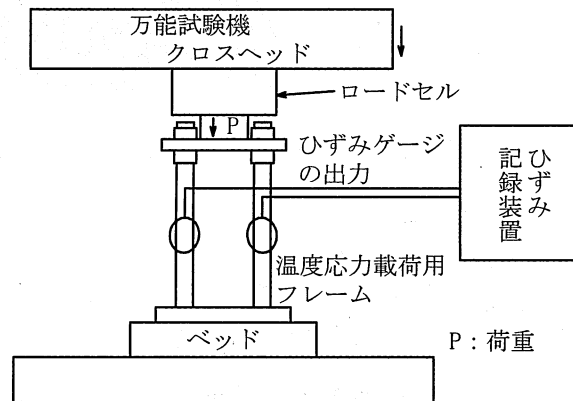


図-3.27 载荷フレームに生じるひずみのキャリブレーションの概略

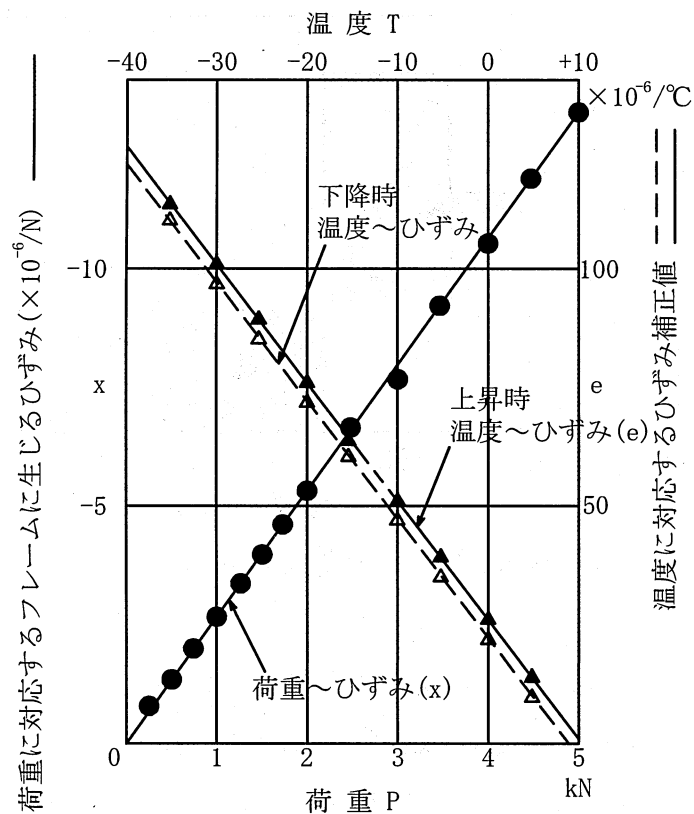


図-3.28 フレームのキャリブレーション

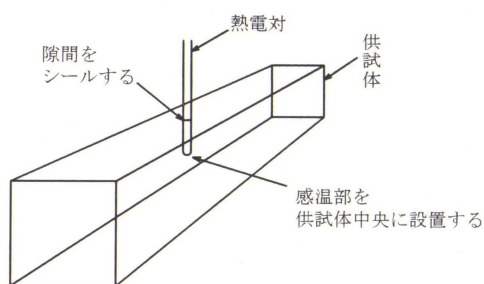


図-3.29 ダミー供試体の熱電対埋設

(2) 試験結果

この試験における温度と供試体に発生する応力の関係は、図-3.30 の概念図における曲線部と直線部で説明される。曲線部は、アスファルトの持つ粘性効果が発揮され、供試体応力が逐次緩和される温度領域である。そして、温度が更に低下すると、粘性効果が消失して弾性的な挙動が現れるため、温度変化に対する応力の発生割合は直線的に変化し、やがて破断に至る。本研究では、曲線部から直線部へ移行する温度を応力緩和限界点、破断に至る温度を破断点と呼び、これらを低温亀裂の評価指標とする。

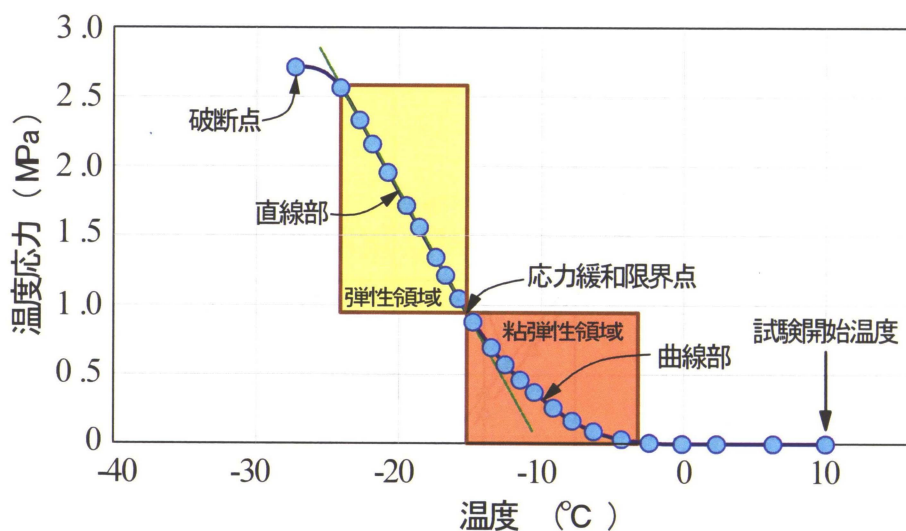


図-3.30 低温亀裂試験の概念図

低温亀裂試験は、供用劣化による影響を取り入れるために、米国 SHRP 試験法の一つである PAV(Pressure Aging Vessel)³⁰⁾ を適用し、酸素及び熱により劣化させたアスファルトを用いた混合物（劣化促進後試料と呼ぶ）と、無処理の劣化させない試料について行った。PAV による劣化促進は、図-3.31 に示すように、TFOT 皿に 50g



写真-3.6 PAV 試験の外観

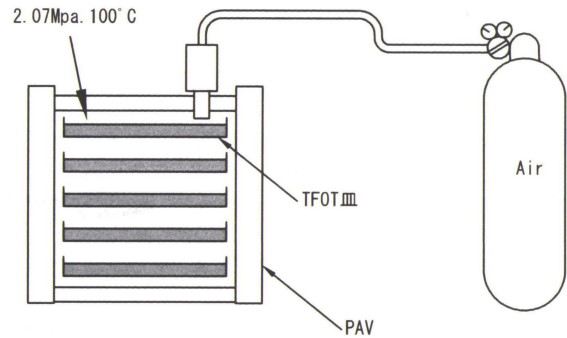


図-3.31 PAV 試験装置

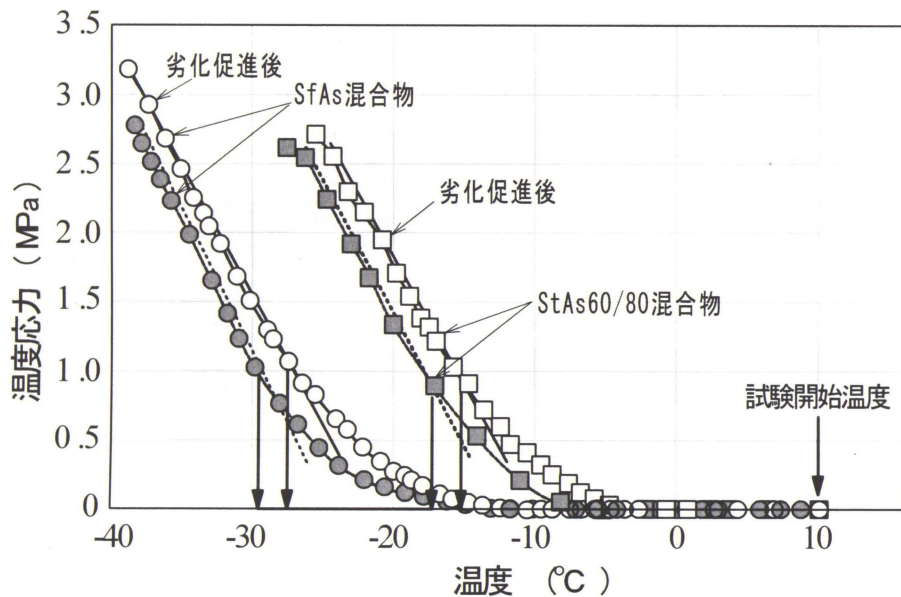


図-3.32 低温亀裂試験

のアスファルトを入れ、温度 100°Cに達した時点から、2.07Mpa の圧縮空気を送り、この空気雰囲気中で 20 時間加圧劣化させるものである。PAV 試験の外観を写真-3.6 に示す。試験結果は図-3.32 に示すように、劣化促進させない試料では、StAs60/80 混合物の破断点は-28°Cであるのに対し、SfAs 混合物は約-40°Cでも破断に至っていない。また、劣化促進させた試料の応力緩和限界点は、SfAs 混合物で-28°C、StAs60/80 混合物で-16°Cであり、両者とも劣化促進させない試料と比較して2°Cほど高い。しかし、両混合物の応力緩和限界点は10°C以上の差があり、SfAs 混合物が低温域の温度緩和能力に相対的に優れていることが確認された。

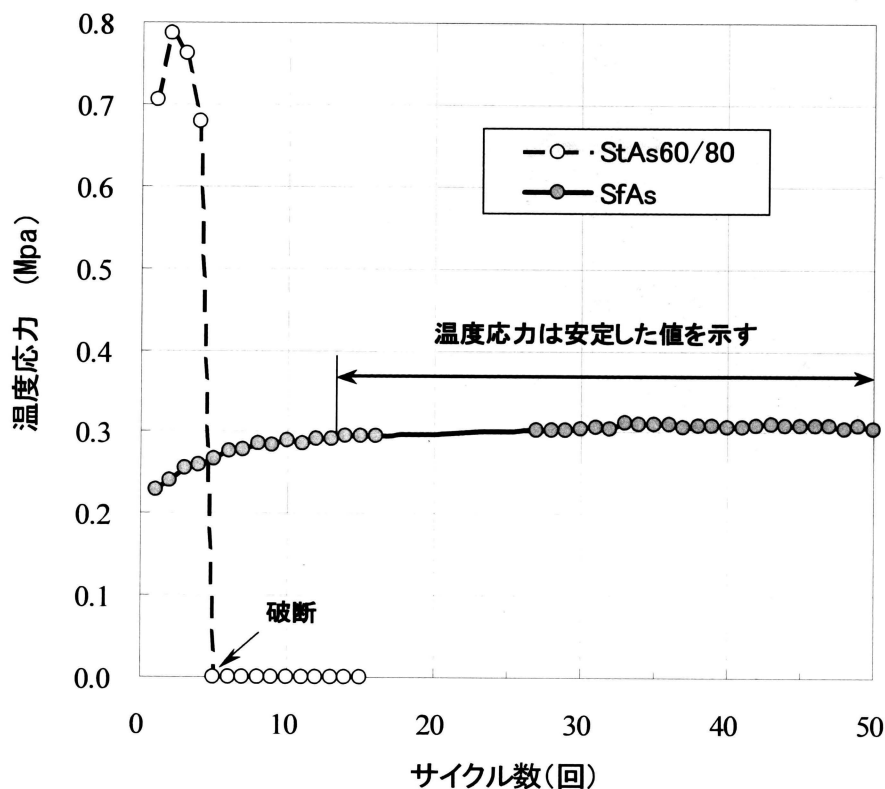


図-3.33 繰り返し低温亀裂試験

次に、温度応力の蓄積に伴う疲労ひび割れ破壊を再現するために、一定の温度勾配の下で温度の上昇と降下を繰り返す、繰り返し低温亀裂試験を行った。この試験では、温度勾配を $\pm 10^{\circ}\text{C}/\text{時間}$ とし、試験温度範囲は、一般にアスファルト混合物に温度ひび割れが発生すると言われていた温度³¹⁾を参考に、 $-10\sim-25^{\circ}\text{C}$ とした。図-3.33 は繰り返しサイクル数と温度応力の関係を示したものである。SfAs 混合物の温度応力は 15 サイクル程度から安定し、その後 50 サイクルまで発生応力の低下は認められない。これに対し、StAs60/80 混合物は 2 サイクルで温度応力がピークを示し、5 サイクルで破断した。このように、SfAs 混合物は、繰り返し温度応力による疲労ひび割れに対しても抵抗性が極めて高いことが実証された。

3.3.6 スロープフロー試験

水密アスファルト混合物は、その要求機能から道路舗装用のアスファルト混合物に比べてアスファルト量が多い。このため、夏期高温時において、自重による斜面下方への流動（ダレ現象）が生じ、場合によってはダイレイタンス現象により密度を減

じて骨材とアスファルトが分離し、水密性が損なわれることがある。この現象に対する抵抗性を調べるため、一般にスロープフロー (slope flow) 試験が実施される。この試験は、夏期の舗装表面温度を想定して試験温度を 60°C に設定し、図-3.34 に示すような斜面勾配 1:2.5 (約 22°) の架台にアスファルト混合物の供試体(90×250×50mm)を設置し斜面下方への供試体のフロー値を測定するものである。

試験結果は、図-3.35 に示すようにいずれの混合物も 8 時間程度で変形は収束しているが、SfAs 混合物の 48 時間後のフロー値は、StAs60/80 混合物に比べて 2.8 倍小さく高温供用時において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。

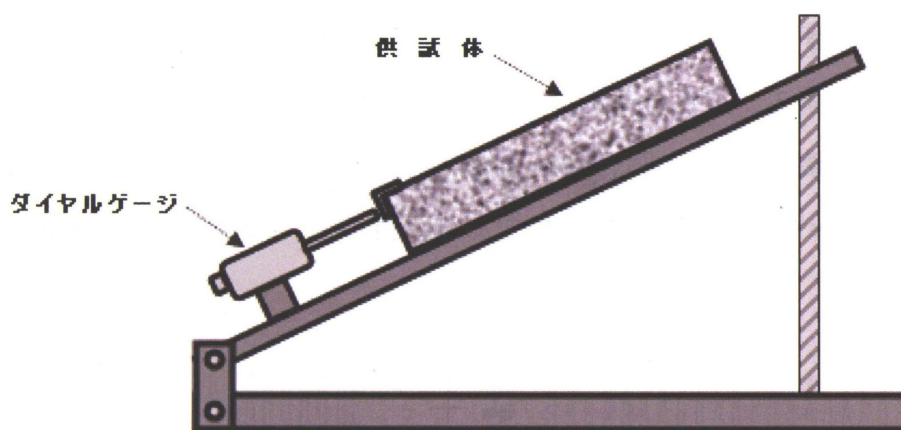


図-3.34 スロープフロー試験模式図

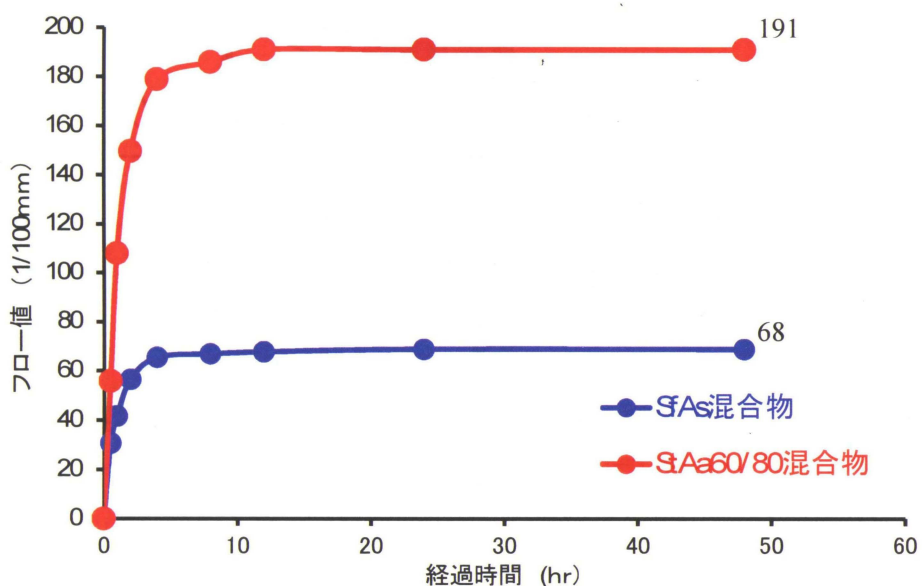


図-3.35 スロープフロー試験結果

3.3.7 繰り返し载荷試験

地震時には堤体斜面内に繰り返し荷重が作用し、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、前述の単軸引張試験機を用い、ひずみ制御で正弦波の繰り返し载荷を行った。試験温度は、地震によりアスファルト表面遮水壁に亀裂が生じたアースダム の被災時の温度を参考に 0°C とし、载荷速度 (振動数) は、このダムの地震応答解析³²⁾により得られた一次固有周期 (1~2Hz) を参考に 1Hz, 2Hz, 4Hz の 3種類とした。

図-3.36 は、破壊回数 (N_f) がほぼ等しい試験結果を選定して、StAs60/80 混合物と SfAs 混合物の繰り返し応力~ひずみ曲線を比較したものである。ここで、破壊回数は、一定のひずみ振幅で繰り返し载荷した際、供試体が破断した繰り返し回数で、疲労寿命に相当する。図に示した試験は振動数 $f=2\text{Hz}$ の例であり、付加したひずみの片振幅 (ϵ) と破壊回数 (N_f) は、StAs60/80 混合物において $\epsilon=5.86 \times 10^{-4}$, $N_f=22$, SfAs 混合物において $\epsilon=6.90 \times 10^{-3}$, $N_f=24$ であり、付加したひずみの片振幅には約 10 の差がある。

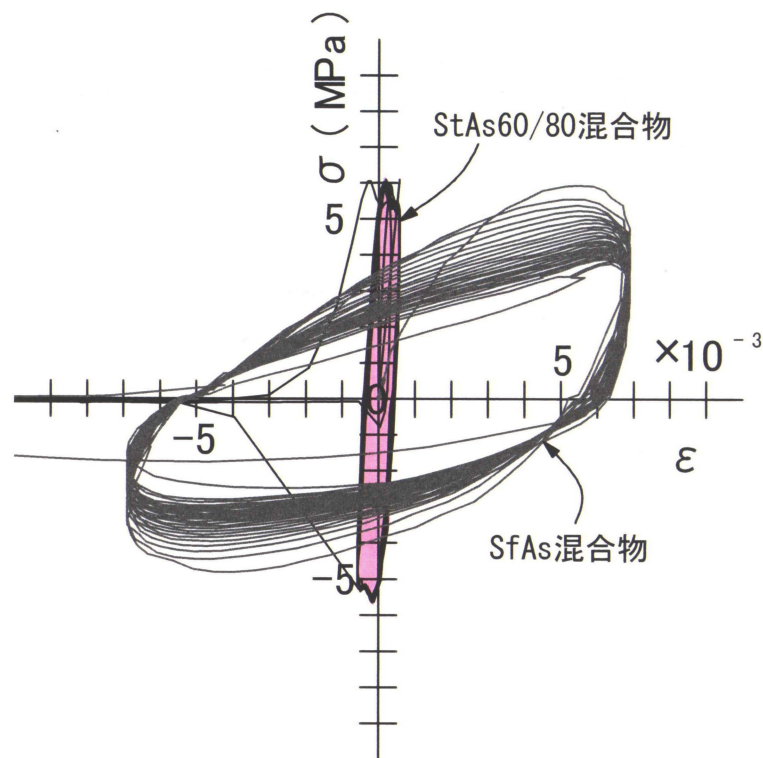


図-3.36 繰り返し応力~ひずみ曲線の一部 (0°C , $f=2\text{Hz}$)

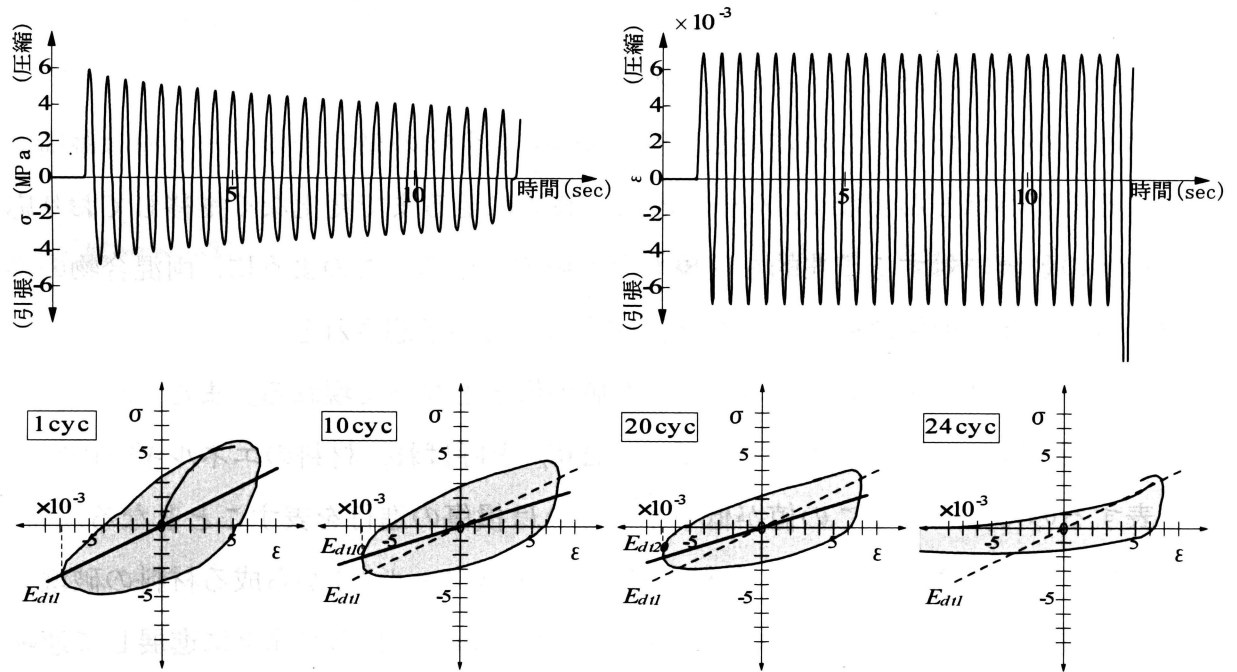


図-3.37 SfAs 混合物の繰返し載荷試験の一例
(0°C , $f=2\text{Hz}$, 軸ひずみ $\epsilon=6.90 \times 10^{-3}$)

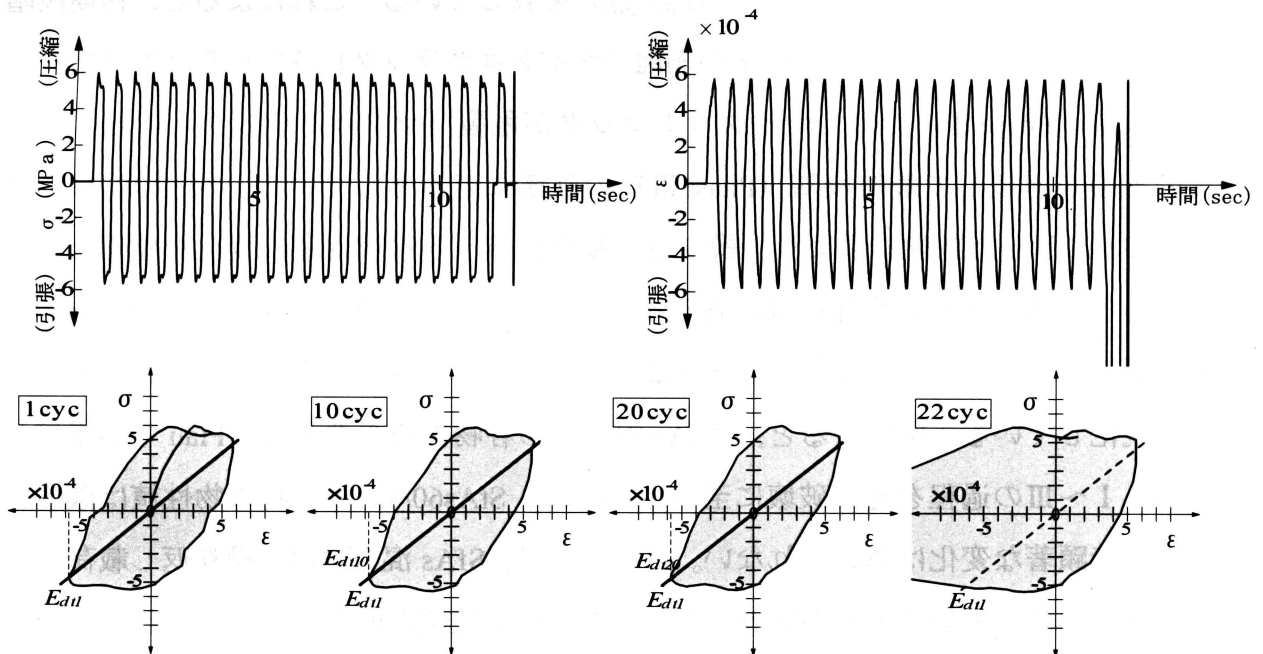


図-3.38 StAs60/80 混合物の繰返し載荷試験の一例
(0°C , $f=2\text{Hz}$, 軸ひずみ $\epsilon=5.86 \times 10^{-4}$)

図-3.37 と図-3.38 は、この試験結果における軸応力、ひずみの時刻歴と代表的なサイクルにおける履歴曲線を示したものである。SfAs 混合物の軸応力のピーク値 (σ_p)

は、載荷回数の増加に伴い減少し、かつループで囲まれる面積 (ΔW) 及び履歴曲線において引張時の最大ひずみが生じる点と原点との傾きから求めた動的弾性率 (E_d) は徐々に小さくなる。これに対し、StAs60/80 混合物の軸応力のピーク値は載荷回数による低下がほとんどなく、ループ形状も破壊に至るまで変化なく推移しており応力緩和等の破壊に対する予兆的な現象もなく破壊に至る。このように、両混合物の繰り返し載荷に伴う損傷過程は、かなり相違することが予想される。

材料の損傷は、弾性率や応力のピーク値の低下となって現れる。また、ループで囲まれる面積は、一般に消費エネルギー (ΔW) と呼ばれ、材料のエネルギーの吸収能を表すので、やはりこの値が低下することは損傷の進行を表すこととなる。特に、アスファルト混合物のように、骨材と結合材(アスファルト)から成る材料の破壊は、両者の剥離を契機としマイクロクラックが形成され、これらが徐々に進展して連続したクラックに発達し生じるものと解釈されている。Piau³³⁾, Lefevre ら³⁴⁾は、繰り返し載荷に伴う動的弾性率の変化を損傷の過程と関連づけ図-3.39 のように説明している。すなわち、(a) 図は載荷に伴う履歴曲線の変化、(b) 図は載荷回数 N と初期弾性率 E_{d1} に対する動的弾性率 E_{dN} の変化 (E_{dN}/E_{d1}) を表している。これによると、初期段階 (Phase I) は骨材とアスファルトの剥離 (マイクロクラック) が生じる段階であり、第二段階 (Phase II) では、マイクロクラックが亀裂 (マクロクラック) に発展し、この亀裂が連続して最終段階 (Phase III) の破壊に至るとしている。図-3.40 は、図-3.37,38 に示した試験結果より、繰り返し載荷に伴う各種物性値の変化を整理したものである。図に示した物性値は、各サイクルで得られる引張側のピーク応力 (σ_{tpi})、動的弾性率 (E_{dit})、消費エネルギー (ΔW_i) であり、これらを1サイクル目の値で除し正規化している。図によると、SfAs 混合物の各物性値の変化は、Piau らが指摘している I ~ III の過程を経て破壊に至っているが、StAs60/80 混合物の物性値は破壊に至るまで顕著な変化は認められない。このことは、SfAs 混合物は、繰り返し載荷に伴い供試体内部で亀裂の進展が徐々に生じ、これが物性値の低下となって現れるものと想定される。一方、物性値の変化が顕著に現れない StAs60/80 混合物は、急激な亀裂の進展により破壊に至ると解釈される。一般に、クラックの進展に対する抵抗性 (進みにくさ) は破壊靱性と呼ばれ、SfAs 混合物は、StAs60/80 混合物が急激な亀裂の進展を伴う脆性的な破壊を呈する条件下においても、アスファルト混合物特有の靱性を有した延性的な破壊現象を示すと考えられる。

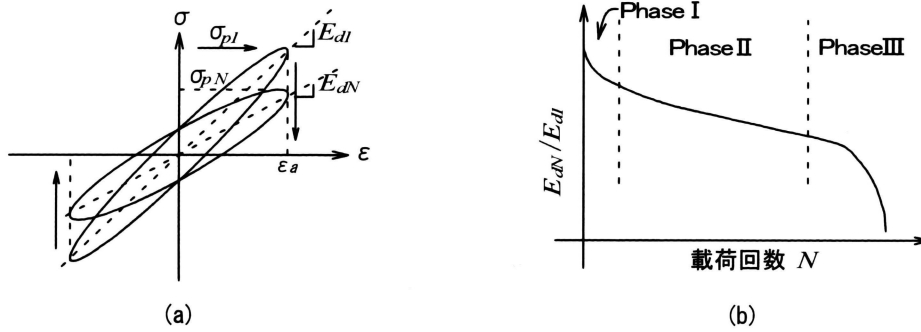


図-3.39 繰り返し载荷における動的弾性係数の変化

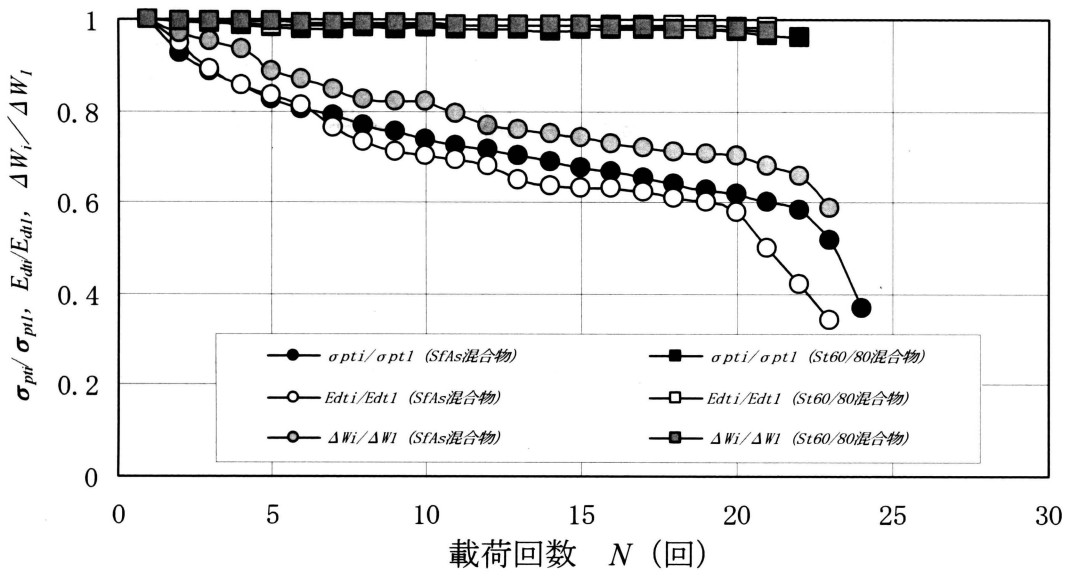


図-3.40 繰り返し载荷における動的物性値の変化

図-3.41 は一連の試験において、SFAs 混合物の各サイクルにおける引張応力のピーク値と载荷回数（ $N_i - 1$ ）の関係を示したものである。縦軸は1サイクル後のピーク値 σ_{pti} を1サイクル目の値 σ_{pt1} で除して正規化し、横軸は1サイクル後の载荷回数（ $N_i - 1$ ）を破壊時の载荷回数（ $N_f - 1$ ）で除して正規化している。図より、载荷による破壊時の応力低下の割合は、 $\sigma_{pti}/\sigma_{pt1} = 0.2 \sim 0.7$ の範囲にあり、条件により異なるが、概略 $(N_i - 1) / (N_f - 1) = 0.1, 0.9$ で変曲点が認められ、Piau らが述べる骨材とアスファルトの剥離、亀裂の進展、破断等の破壊形態がうかがわれる。一方、StAs60/80 混合物の場合は図-3.42 に示すとおり、破壊に至るまでの応力低下は小さく、僅かな応力低下で破壊に至る脆性的な崩壊を呈する。

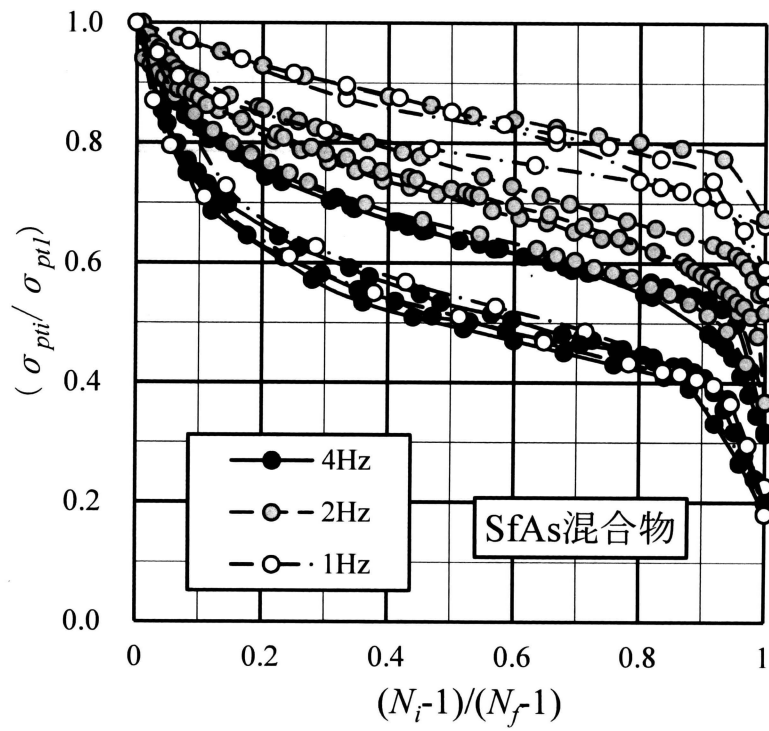


図-3.41 载荷に伴う引張応力の低下 (SfAs 混合物)

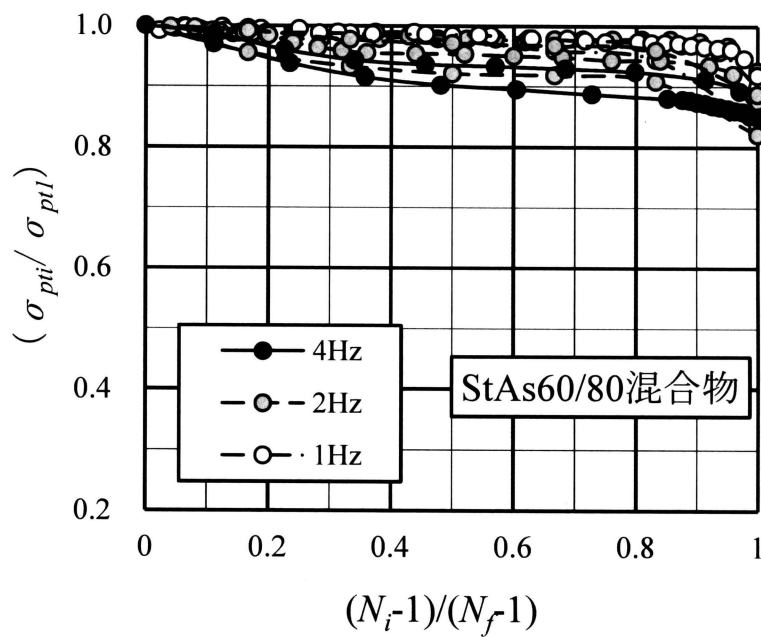


図-3.42 载荷に伴う引張応力の低下 (StAs60/80 混合物)

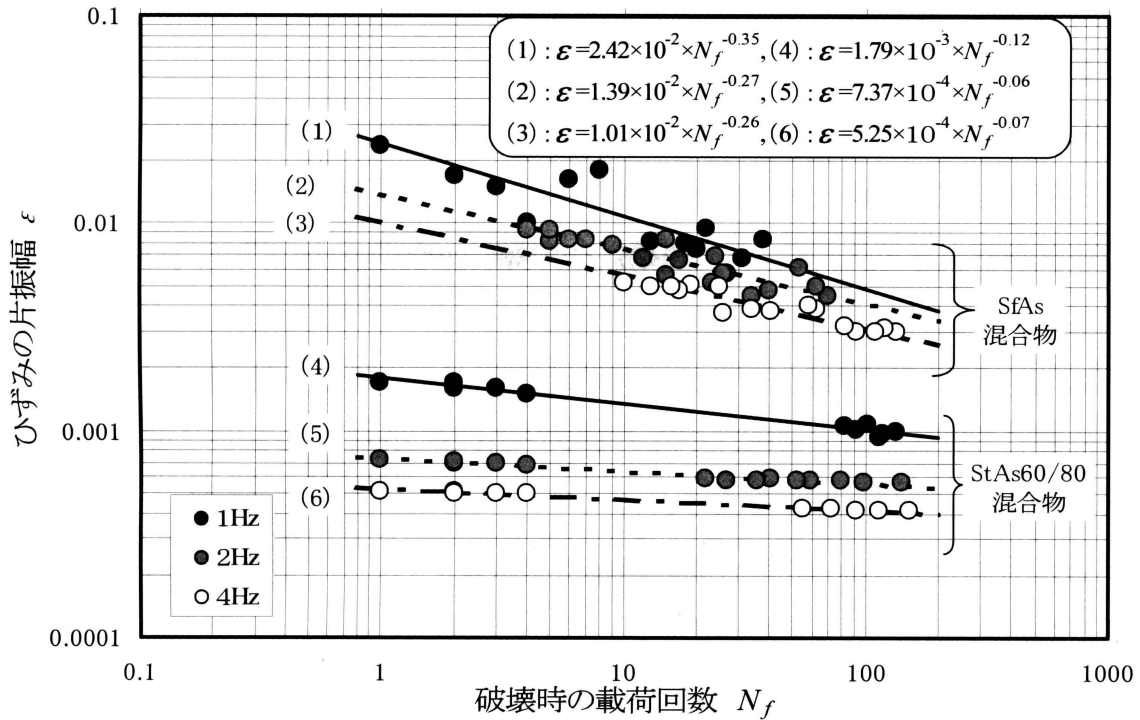


図-3.43 ひずみ片振幅と破壊回数の関係

図-3.43 は繰り返し载荷試験におけるひずみ片振幅 ϵ と N_f の関係を示したものである。 $\epsilon \sim N_f$ 関係は両対数紙上で直線関係にあり、 $\epsilon = A \times N_f^B$ の形で近似され、疲労曲線の一種と見なし得る。SfAs 混合物と StAs60/80 混合物を比較すると、SfAs 混合物は6～9倍変形能が高く、従来の水密アスファルト混合物に比べて疲労破壊に対する抵抗性が高いものと判断される。

3.4 まとめ

本章では、StAs60/80 に SBS 等の数種の添加剤を加えた感温性の低い特殊改質アスファルト(SfAs)を開発し、バインダーの性状を把握した。そして、これを用いた混合物の力学試験を行い、表面遮水壁材料としての変形性能、ひび割れ抵抗性、疲労特性に関する品質の改善について検討した。本章で得られた内容を要約すると、以下のように整理される。

- (1) SfAs は、StAs60/80 に比べ針入度が大きく軟化点が高いため感温性が極めて低い材料であり、加えて -10°C の曲げひずみは8倍程度大きく低温域におけるたわみ性が改良されている。
- (2) 低温域の応力緩和性を評価する BBR 試験における SfAs の S -値と m -値は、

StAs60/80 に比べ 10°C以上低温側で同様な値を示しており、SfAs は低温脆性や応力緩和性が向上している。

- (3) SfAs の 60°C粘度は、StAs60/80 に比べ 50 倍程度高く、供用高温域での塑性流動による変形抵抗性が向上する。
- (4) 曲げ試験による SfAs 混合物の脆化点は、StAs60/80 混合物よりも 15°C以上低く、低温脆性に優れる。
- (5) SfAs 混合物の曲げ試験による破壊包絡線は、StAs60/80 混合物の破壊包絡線の上側に位置し、破壊応力と破壊ひずみの関係において SfAs 混合物は、StAs60/80 混合物に比べ高いたわみ性を有している。
- (6) SfAs 混合物と StAs60/80 混合物の単軸引張試験において、破断ひずみは 10 倍以上の差が認められ、引張抵抗が高い。
- (7) SfAs 混合物は、低温亀裂試験により得られる応力緩和限界点が StAs60/80 混合物よりも 10°C以上低く、応力緩和性が高い。
- (8) 繰り返し载荷試験において、StAs60/80 混合物が脆性的な破壊を示すのに対し、SfAs 混合物の繰り返し変形に対する発生応力の低下割合は大きく、応力緩和性が高く、疲労破壊に対する抵抗性が向上する。
- (9) SfAs 混合物は、スロープフロー試験におけるフロー値が StAs60/80 混合物の 1/3 程度であり、一般に変形追従性の改善に伴って機能低下が懸念される斜面での塑性流動（スロープフロー）に対しても、安定性が向上する。

以上のように、耐震性を考慮し、低温域での変形追従性や応力緩和性などの変形性の改善を目的に開発した特殊改質アスファルト（SfAs）を用いたアスファルト遮水混合物は、従来から使用されてきた水密アスファルト混合物の変形性能に比べ高い変形追従性、応力緩和性を有しており、アスファルト遮水壁の建設や補強・補修工事への適用性が高いものと考えられる。

【参考文献】

- 1) RRL: Bituminous Materials in road construction, HMSO, 1962
- 2) 日本道路協会：舗装施工便覧，平成 18 年版，pp.17-25
- 3) 南雲貞夫，阿部頼政：土木学会編新体系土木工学 27 歴青系材料，pp,154-155，技報堂出版
- 4) Nakamura, Y., Ohne, Y., Narita, K. and Okumura, T: Improvement of Impervious Asphalt Mixture for High Ductility against Earthquake Excitation, *4th Int. Conference on Dam Engineering*, pp.647-656, 2004.
- 5) 南雲貞夫，阿部頼政：土木学会編新体系土木工学 27 歴青系材料，pp,74-76，技報堂出版
- 6) 舗装調査・試験法便覧〔第 2 分冊〕,第Ⅲ章試験編 1. 舗装用素材，(社)日本道路協会 pp. [2] -266-274
- 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, pp.45-59,1992
- 8) 加形 護：水利構造物の材料特性，舗装，Vol.22, No.7, pp.4-9,1987
- 9) Sugawara, T.: Mechanical Response of Bituminous Mixture under Various Loading Condition, *Proc.3rd, International Conference On the Structure Design of Asphalt Pavements*, Vol.1, pp.343-353, London, 1972
- 10) 中島昭雄，上島壯，森吉昭博，菅原照雄：舗装用アスファルト合材の流動性と脆性，第 9 回日本道路会議論文集,pp.139-140，1969
- 11) 森吉昭博，上島壯，菅原照雄：アスファルト混合物の破壊強度に関する研究，土木学会論文報告集，No.210,pp57-64,1973
- 12) 森吉昭博，菅原照雄：アスファルト混合物の流動を伴う領域の曲げ破壊包絡線に関する研究，土木学会論文報告集，No.251, pp.107-112, 1976
- 13) 渡辺隆，渡辺暉彦，元田良孝：アスファルト混合物の一軸圧縮破壊特性，土木学会論文報告集，No.243,pp.91-98,1975
- 14) 渡辺暉彦，渡辺隆，柳沢茂樹：アスファルト混合物の破壊包絡線について，土木学会第 32 回年次学術講演会概要集，V-132, p.242, 1976
- 15) 森吉昭博，菅原照雄：流動を伴う領域におけるアスファルト混合物のレオロジーならびに破壊挙動について，土木学会論文報告集，No.279, pp.127-135, 1978

- 16) 中村吉男, 島崎勝, 奥村哲夫, 成田国朝, 大根義男: 遮水用アスファルト混合物の単軸引張試験の試み, 土木学会第 59 回年次学術講演会概要集, pp.1107-1108, 2004
- 17) 井上達雄, 田中喜久昭, 長岐滋: 固体力学と相変態の解析, 大河出版, pp.56-85, 1995
- 18) 高野 準, 中井雅司, 小山田和: 京極発電所上部調整池アスファルト遮水壁の設計, 電力土木, No.300, pp.104-110, 2002
- 19) Jun TAKANO, Masaki YABU, Teruo SUGAWARA: The Rational Design and Construction System of Asphalt Facing in A Cold Heavy Snow Region, *International Conference Hydropower 2004*
- 20) 水工アスファルト研究会編: 水工アスファルト, 鹿島出版会, p.243, 1976
- 21) 群馬県: 上之原貯水池アスファルトフェーシング配合試験結果, 1984
- 22) 井関喜久夫, 大山清孝: 南川ダムのアスファルト・フェーシングの設計と施工, ダム技術, Vol.5-4, pp.79-98, 1987
- 23) 農林水産省東海農政局: 万場調整池表面遮水用アスファルト混合物配合試験報告書, 1986
- 24) 南雲貞夫, 阿部頼政: 土木学会編新体系土木工学 27 歴青系材料, pp.55-56, 技報堂出版
- 25) C. L. Monismith, G. A. Secor, K. E. Secor: Temperature Induced Stresses and Deformation in Asphalt Concrete, AAPT, Vol.34, pp.248-285, 1965
- 26) G. M. Tuckett, G. M. Jones, G. Littlefield: The Effects of Mixture Valuables on Thermally Induced Stresses in Asphaltic Concrete, AAPT, Vol.39, pp.703-744, 1970
- 27) 八谷好高, 福手勤, 佐藤勝久: 老化に伴うアスファルトコンクリートの性状変化, 港研報告 Vol.22, No.2, pp.268-287, 1983
- 28) 菅原照雄, 森吉昭博: アスファルト混合物の温度応力破壊に関する研究, 日加化学技術協議「寒冷地舗装」, 第 2 回ワークショップ発表論文集, 土木研究所資料第 2133 号, pp.82-95, 1984
- 29) 野村建一郎, 藤澤信明: アスファルト混合物の温度応力測定試験, 舗装 27-10, pp.29-36, 1992
- 30) 舗装調査・試験法便覧〔第 2 分冊〕, 第 III 章試験編 1. 舗装用素材, (社)日本道路協会 pp. [2] -257-265

- 31) 高橋守人:積雪寒冷地の舗装の現状と問題点, 土木技術,54 卷,2 号,p.74,1999
- 32) Y.Nakamura, Y.Ohne, K.Narita, T.Okumura, K.Nomura, M.Shimazaki, T.Mizuno :
Earthquake damaged and remedial works for an earth dam with asphalt facing, 75th
Annual Meeting of ICOLD,IV-34 pp.1-12, 2007
- 33) Piau,J.M. : Thermomechanical modeling of the behavior of bituminous mixes: *Bulletin de
Liaison du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*,163,pp.41-55,1989
- 34) Lefevre et al: Asphalt material fatigue test under cyclic loading: An Interpretation based
on a visco elastic Model including unilateral Damage: *Proceeding of the 2nd Eurasphalt
& Eurobitume Congress-Barcelona2000*,Vol. I , pp.433- 441,2000

第4章 アスファルト表面遮水壁の耐震評価

4.1	はじめに	103
4.2	アスファルト表面遮水壁型アースダム地震応答解析	103
4.2.1	有限要素法による地震応答解析	103
4.2.2	解析モデルと入力物性値	106
4.2.3	入力波形	107
4.2.4	堤体の安定性	112
4.3	アスファルト表面遮水壁の耐震評価	125
4.3.1	表面遮水壁のひずみ分布	125
4.3.2	表面遮水壁の耐震評価方法	133
4.3.3	被災時の地震動($\alpha_B=85\text{gal}$)における表面遮水壁の損傷評価	137
4.3.4	L1,L2地震動における表面遮水壁の損傷評価	140
4.4	まとめ	147
	参考文献	150

第4章 アスファルト表面遮水壁の耐震評価

4.1 はじめに

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塑性変形（永久変形、地震による沈下）に起因するものである。1.3.3 項で述べたように、フィルダムの耐震設計では、L1 地震動での堤体の滑動は許されず、L2 地震動では貯水機能が保持される範囲内で塑性変形が許容される。したがって、L1 地震動での遮水壁の耐震評価は地震中の繰り返し変形が、L2 地震動ではこの変形に加えて塑性変形に起因する遮水壁の損傷評価が必要となる。

本章では、まず実地震により被災・損傷したダムの地震応答解析を行い、堤体の耐震健全度を円弧すべり破壊の観点から、加速度応答に基づいて照査する。そして、遮水壁の損傷要因が地震時の繰り返し変形によるものであることを明らかにし、震度法による耐震設計の合理性について議論する。次に、地震時における遮水壁の破壊判定について、堤体斜面（遮水壁）に沿う動的ひずみに着目し、動的ひずみの最大値と引張試験から得られる破断ひずみを単純比較する方法と、動的ひずみの累積による損傷度を指標とした破壊判定法を提示する。ここでは、被災時の地震動に加えて、L1,L2 規模まで拡大した地震動に対して両評価法の適用性を吟味し、遮水壁の耐震性に関して設計上配慮すべき安全率の取り方について二三考察を加える。最後に、特殊改質アスファルト混合物を用いた遮水壁の耐震性に言及し、品質改善の有効性を確認する。

4.2 アスファルト表面遮水壁型アースダムの地震応答解析

4.2.1 有限要素法による地震応答解析

(1) 運動方程式

剛体基礎に即知の加速度 \ddot{U}_G が入力される時の多自由度系の運動方程式は一般に、

$$[M]\ddot{U}_r + [C]\dot{U}_r + [K]U_r = -[M]\ddot{U}_G \quad \text{-----} \quad (4.1)$$

で与えられる。ここで、 $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ はそれぞれ構造系の質量、減衰、剛性マトリックス、 U_r は構造内系の質点の相対変位ベクトルであり、絶対変位ベクトル U と

$U = U_r + U_G$ の関係にある。

上式において $[M]$ は有限要素分割と材料密度から決まる定マトリックスである。
 $[K]$ は材料剛性（剛性率 G ）の非線形性によって要素ごとに、そのひずみレベルに対応して変化するマトリックスである。 $[C]$ については現状では確とした決定法がないので、ここでは Rayleigh ダンピングを考え、 $[M]$ と $[K]$ の線形結合で表されると仮定する。すなわち、 a, b を比例定数として、

$$[C] = a[M] + b[K] \text{-----} \quad (4.2)$$

とする。 a, b の決め方にはいろいろな方法が考えられるが、ここでは材料の減衰特性と対応させる Powell¹⁾の方法を採用し、

$$a = h\omega_1, \quad b = h/\omega_1 \text{-----} \quad (4.3)$$

で表わされると仮定する。ここに、 h は減衰比、 ω_1 は構造系の基本固有振動数である。減衰比 h は剛性率 G と同様に材料非線形性によって要素ごとに、ひずみレベルに対応して変化する量である。また、 ω_1 も剛性率 G の変化に対応して変化するの、やはりひずみ依存性がある。材料の非線形性、すなわち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、Hardin-Drnevich モデル^{2,3)}で表現した。

Hardin-Drnevich モデルは、Kondner⁴⁾が三軸圧縮試験による軸応力と軸ひずみの関係において提案した双曲線モデルをせん断応力 (τ) とせん断ひずみ (γ) の関係に適用したものである。これは、式 (4.4)、図-4.1 に示すように、せん断強度 τ_f と初期剛性率 G_0 をパラメータとして、せん断応力がせん断強度 τ_f に漸近する骨格曲線を表現したものである。また、規準ひずみ ($\gamma_r = \tau_f / G_0$) は、割線剛性率が初期剛性率の 50% になるひずみで定義され、非線形性を表現する上で重要な指標となる。

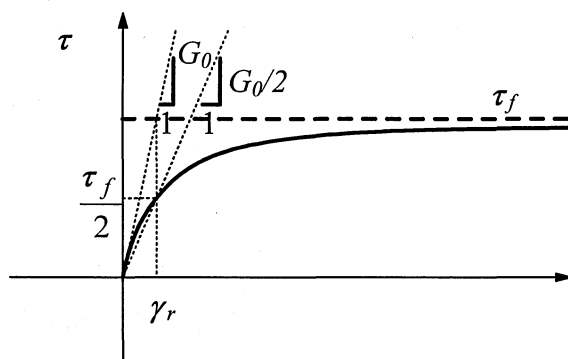


図-4.1 Hardin-Drnevich モデルの骨格曲線

$$\tau = G \times \gamma = \frac{G_0 \times \gamma}{1 + \gamma/\gamma_r} \text{-----} \quad (4.4)$$

(2) 解析手順

図-4.2 は非線形応答計算の解析手順を示したものであり、まず要素に一定の初期せん断ひずみ $\gamma_0(=1 \times 10^{-4})$ を与えて各要素の G, h を Hardin-Drnevich 式により決定し、剛性マトリックス $[K]$ 、減衰マトリックス $[C]$ を作成する。入力地震波を与え、運動方程式 (4.1) を直接積分法により微少時間毎に解く。積分の方法は Newmark の β 法を用い、 $\beta=1/4$ とする。応答が定常になった時点において各要素で発生する最大せん断ひずみ γ_m を調べると、その値は最初に仮定した値 γ_0 と異なる。そこで今度は、一連の地震波を与えた時に各要素に発生する γ_m の 65%をとり、Hardin-Drnevich 式より各要素の G, h を計算し直し再び一連の入力地震波を与えたときの応答を調べる。このように G, h を修正しながら前回の γ_m と今回の γ_m が各要素で一定誤差範囲にはいるまで繰り返し計算を行う。今回の計算では収束条件を 10%以内とした。なお、最大ひずみの 65%を採ることの意味は、入力される外力が不規則に変化する地震波と動的変形特性試験の試験条件である正弦波による繰り返し载荷に等価性を持たせることにあり、渡辺ら⁵⁾は実地震波の記録と解析結果の比較により整合性があることを報告している。

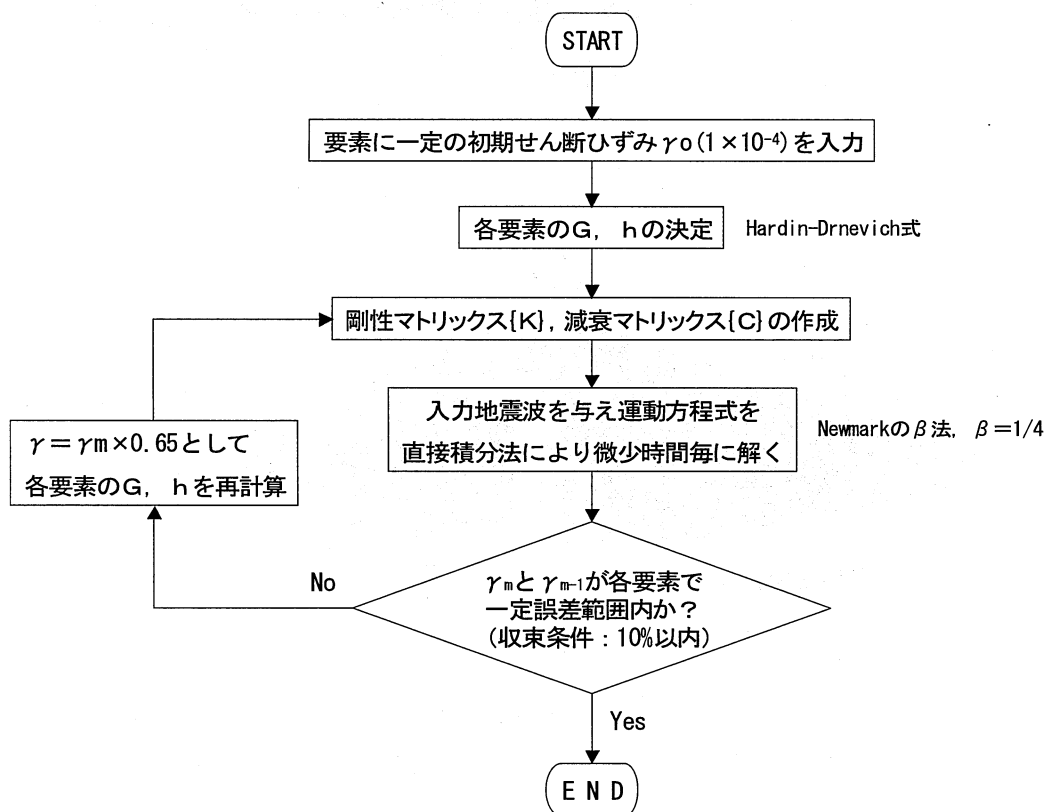


図-4.2 等価線形化法による地震応答解析

4.2.2 解析モデルと入力物性値^{6,7)}

斜面部に発生した遮水壁の亀裂の要因を調べるため、東富士ダム最大の断面について地震応答解析を行った。解析モデルは図-4.3 に示すとおりであり、天端幅 8m、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=23.7m である。

解析に使用した動的解析プログラム^{8,9)}は、前節で示した様に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。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 モデルで表現している。

$$G/G_0 = \frac{1}{1+(\gamma/\gamma_r)} \quad h = h_0 \frac{\gamma/\gamma_r}{1+(\gamma/\gamma_r)} + h_d \quad (4.5)$$

ここで、 γ_r 、 G_0 、 h_0 の値や拘束圧依存性は表-4.1 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 $\phi 50\text{mm} \times H100\text{mm}$ 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-4.4 に示す。泥流堆積物の物性値は、 $G_0 = (35 \sim 50) \times (\sigma'_m/p_a)^{0.47}$ 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 $\alpha_t/\alpha_B \doteq 4.5$ 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¹⁰⁾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。

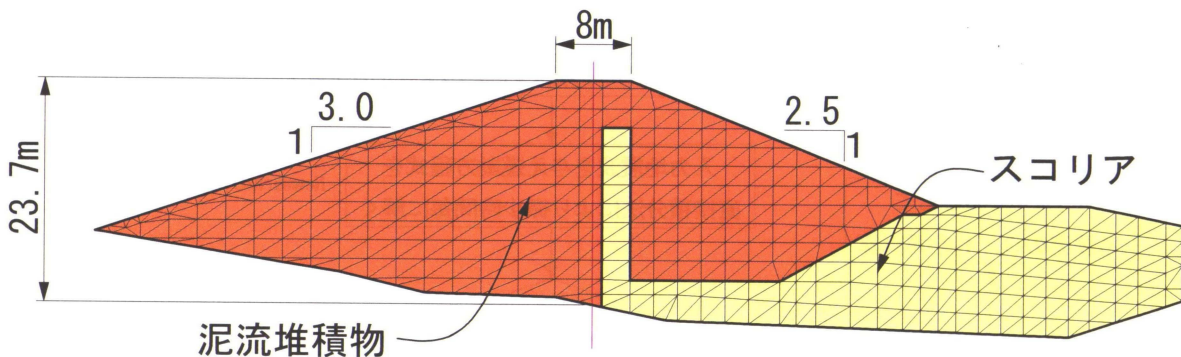


図-4.3 解析モデル図

表-4.1 堤体材料の動的物性値

材料	剛性率	減衰比	規準ひずみ
泥流堆積物	$G_0=40.0 \times (\sigma'_m/p_a)^{0.47}$	$h_0=0.14$	$\gamma_r=4.8 \times 10^{-3} \times (\sigma'_m/p_a)^{0.75}$
スコリア	$G_0=47.5 \times (\sigma'_m/p_a)^{0.76}$	$h_0=0.12$	$\gamma_r=9.4 \times 10^{-4} \times (\sigma'_m/p_a)^{0.60}$

p_a : 大気圧

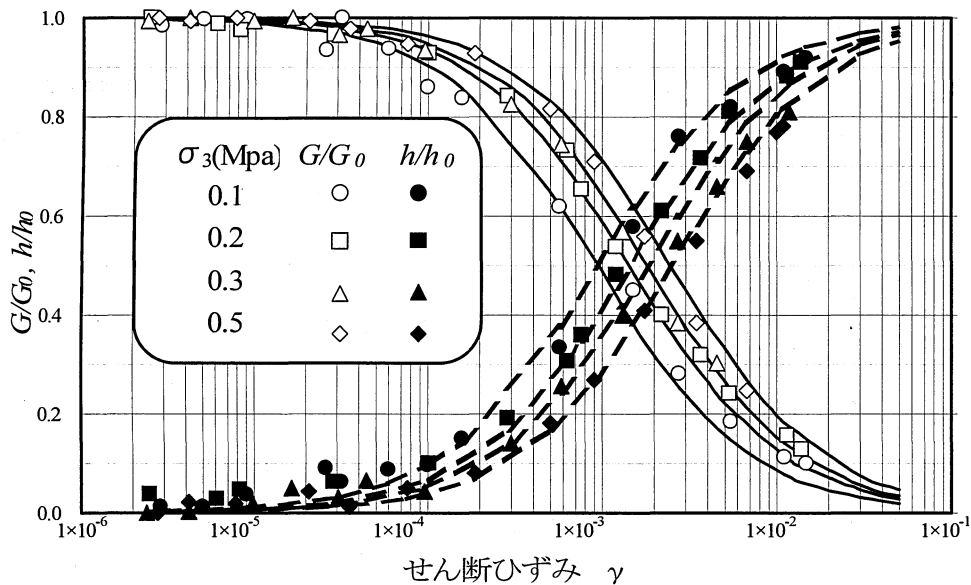


図-4.4 剛性率・減衰比のひずみ依存曲線（スコリア材の実験結果）

4.2.3 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 13km 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 95m 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¹¹⁾をもとに、重複反射理論¹²⁾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-4.5 に示すように基礎の下位 600m に存在する基盤（安山岩）¹³⁾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、 $V_p=4,200\text{m/s}$ ($V_s=2,000\text{m/s}$ 程度)

の硬質岩盤¹⁴⁾で得られた地震波形であること、及びダム基礎は2.3.1項で述べたように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-4.6に比較した。また、図-4.7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8~10Hz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 $\alpha_B=85\text{gal}$ と設計地震(L1地震動)である $\alpha_B=200\text{gal}$ 及びL2地震動として $\alpha_B=350\text{gal}$ になるように加速度を縮尺した3つの地震波を用いた。

なお、L2地震動の設定は、図-4.8に示

すダムサイト近傍の第四紀断層(活断層)地震が生じた場合を想定し、表-4.2に示す諸元により、以下に示す3つの加速度推定式で算出した値の最大値とした。

田村・岡本式¹⁵⁾

$$\log A = 0.5K + 0.01K \cdot \Delta + 3.0 \quad \text{----- (4.6)}$$

$$K = -0.043M^2 + 0.89M - 4.93$$

土研式(川島ら¹⁶⁾)

I種地盤(良好な洪積地盤及び岩盤)

$$\log A = 0.216M - 1.218 \log(\Delta + 30) + 2.994 \quad \text{----- (4.7)}$$

II種地盤(I種に属さない洪積地盤及び軟弱でない沖積地盤)

$$\log A = 0.313M - 1.218 \log(\Delta + 30) + 2.366$$

ここに、 A : 最大加速度(gal), M : マグニチュード, Δ : 震央距離(km)。

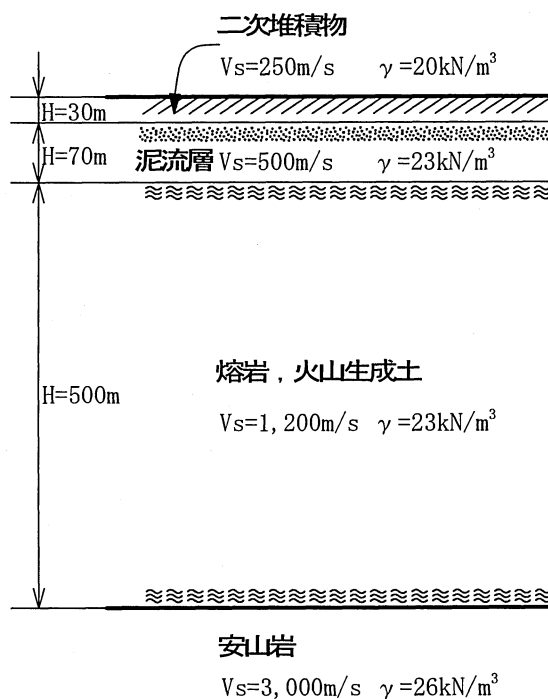


図-4.5 重複反射の一次元モデル

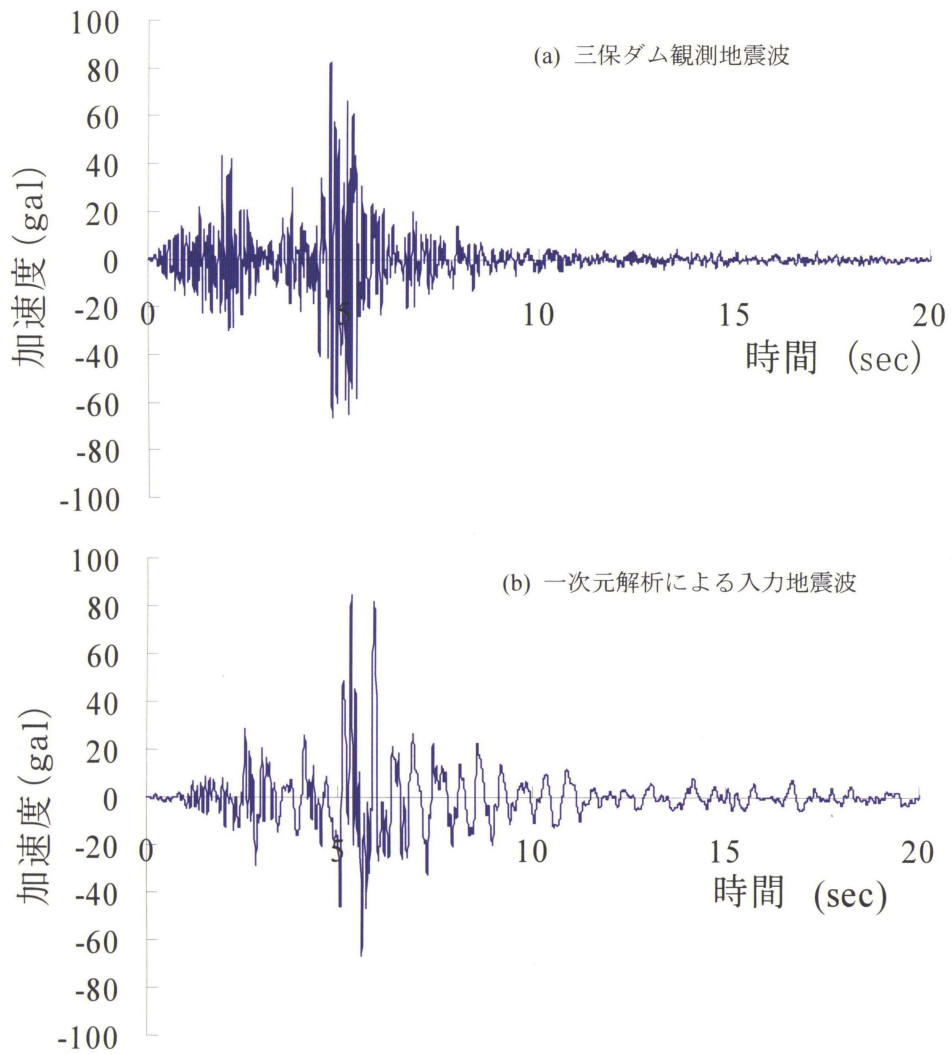


図-4.6 三保ダム観測地震波から求めた地震波

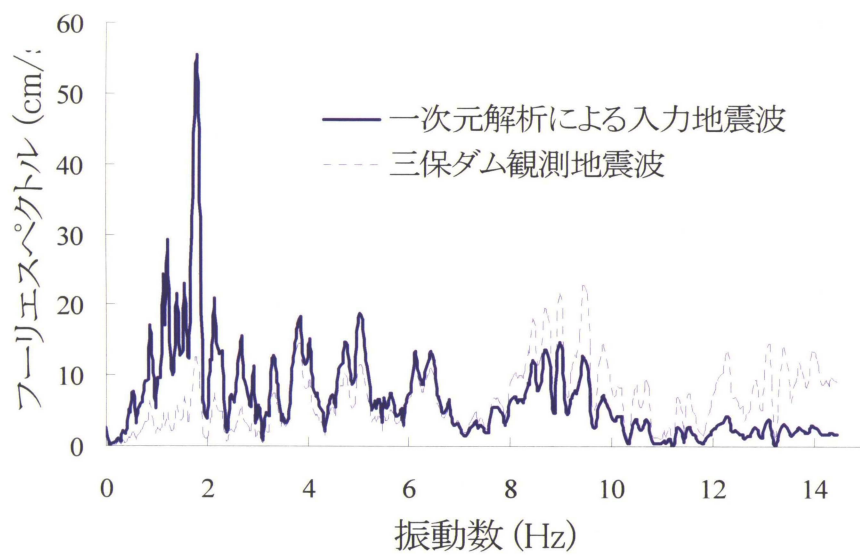


図-4.7 三保ダム観測地震波と入力地震波のフーリエスペクトル

表-4.2 ダムサイト近傍の第四紀断層地震による推定最大加速度

断層名	確実度	活動度	想定長さ L (km)	年代 (10 ⁴ 年)	平均 変位速度 (m/10 ³ 年)	想定 地震規模 (M) [松田の式]	想定 再来期間(年) [原子力委員会式]	震央 距離 (km)	想定最大加速度(gal)			備考
									田村・岡本式	(土研式)1985年		
									1979年	I種地震	II種地震	
塩沢断層系	I	A~B	18	7~50	0.03 ~ 2	6.9	690 ~ 46,013	13.0	297.3	312.8	344.0	玄倉断層が同時に活動した場合
神縄・国府津・松田断層	I	A	30	-	-	7.3	-	24.8	287.1	284.1	341.6	3断層が同時活動
北伊豆活断層系	I	A~B	37	-	-	7.4	-	33.2	262.2	251.0	308.6	丹那断層を含めた
大宮+入山+安居山	I	A	25	-	0.6 ~ 5	7.2	418 ~ 3,482	27.3	262.7	256.0	301.0	3断層が同時活動
道志川断層に連続	II	B~C	22.8	-	-	7.1	-	18.0	295.5	302.2	347.5	断層が連続した場合,長さは読図

注)・活動度は平均変位速度による分類 A:1.0m以上/1,000年, B:0.1~1.0m/1,000年, C:0.01~0.1m/1,000年

・年代は変位基準面の時代(年前)

・確実度, 活動度, 長さ, 年代, 平均変位速度の出典は「新編日本の活断層」¹⁷⁾

・震央距離は「新編日本の活断層」¹⁷⁾より測定

・ $\log L = -2.9 + 0.6M$ (松田の式¹⁸⁾)

4.2.4 堤体の安定性

堤体の加速度分布から、入力加速度 (α_B) の違いにより堤体の応答特性を概観してみる。図-4.9~4.11 は、 α_B が最大となる時刻 $t=5.34$ 秒を含む半周期 ($t=5.25\sim 5.95$ 秒) の堤体内の水平加速度分布を示したものである。 $\alpha_B=85\text{gal}$ の $t=5.65$ 秒、 $\alpha_B=200\text{gal}$ 、 350gal の $t=5.85$ 秒のダム中心軸における水平加速度応答分布に見られるように、 α_B が大きくなるに従って堤体基礎と堤頂部の水平加速度応答は位相差が大きくなる事が分かる。また、 $\alpha_B=85\text{gal}$ の解析結果では、一次モードに近い振動を示すが、 $\alpha_B=200\text{gal}$ での $t=5.25$ 、 5.95 秒、におけるダム軸付近の加速度応答には二次モードの振動が出現し、 $\alpha_B=350\text{gal}$ の解析結果では二次モードの応答がさらに顕著となる。すなわち、 $\alpha_B=85\text{gal}$ の地震動では堤体全体が一体となって振動しているのに対し、 α_B が大きくなるにしたがって堤頂付近の振動が卓越し、堤体のすべり破壊は堤頂部より進行することが予測される。

地震時の堤体のすべり破壊に対する安全性は、一般に震度法を適用して評価され、円形すべり面を仮定した簡便分割法では式(4.8)で安全率が定義される。すなわち、図-4.12 に示すように、各帯辺に作用する地震慣性力 $k_h W$ は、すべり面上の拘束圧の低下 ($k_h W \sin \alpha$) として分子の低下を、滑動モーメントの増加 ($k_h W \cos \alpha \times y / \cos \alpha$) として分母の増加を招来し、安全率を低下させる要因となる。本研究では、以下において、堤体がすべり破壊する時の震度¹⁹⁾、つまり式(4.8)で $F_s=1$ に至らしめる震度を降伏震度(k_y)、対応する加速度を降伏加速度 $\alpha_y (=k_y \times g)$ と称する。

$$F_s = \frac{\sum [\{ W \cos \alpha - k_h W \sin \alpha \} \tan \phi + cL]}{\sum \left\{ W \sin \alpha + \left(\frac{y}{r} \right) k_h W \right\}} \quad (4.8)$$

ここに	F_s :	すべり安全率	k_h :	水平震度
	r :	すべり円の半径	y :	円弧中心点と帯片中高点との鉛直距
	W :	帯片重量	α :	帯片のすべり面角度
	L :	円弧長さ	c :	粘着力
	ϕ :	せん断抵抗角		

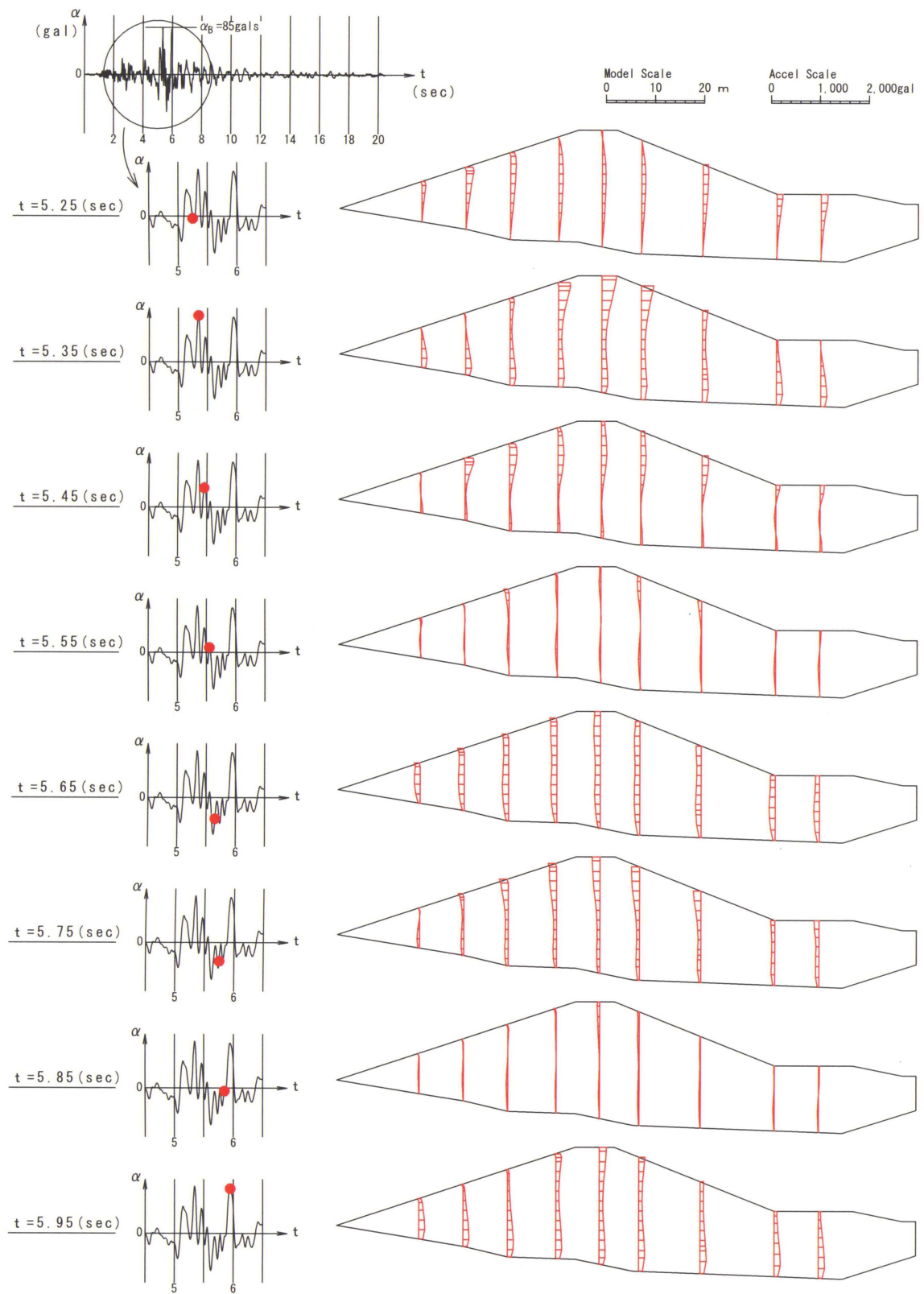


図-4.9 堤体内の加速度分布 ($\alpha_B=85\text{gal}$)

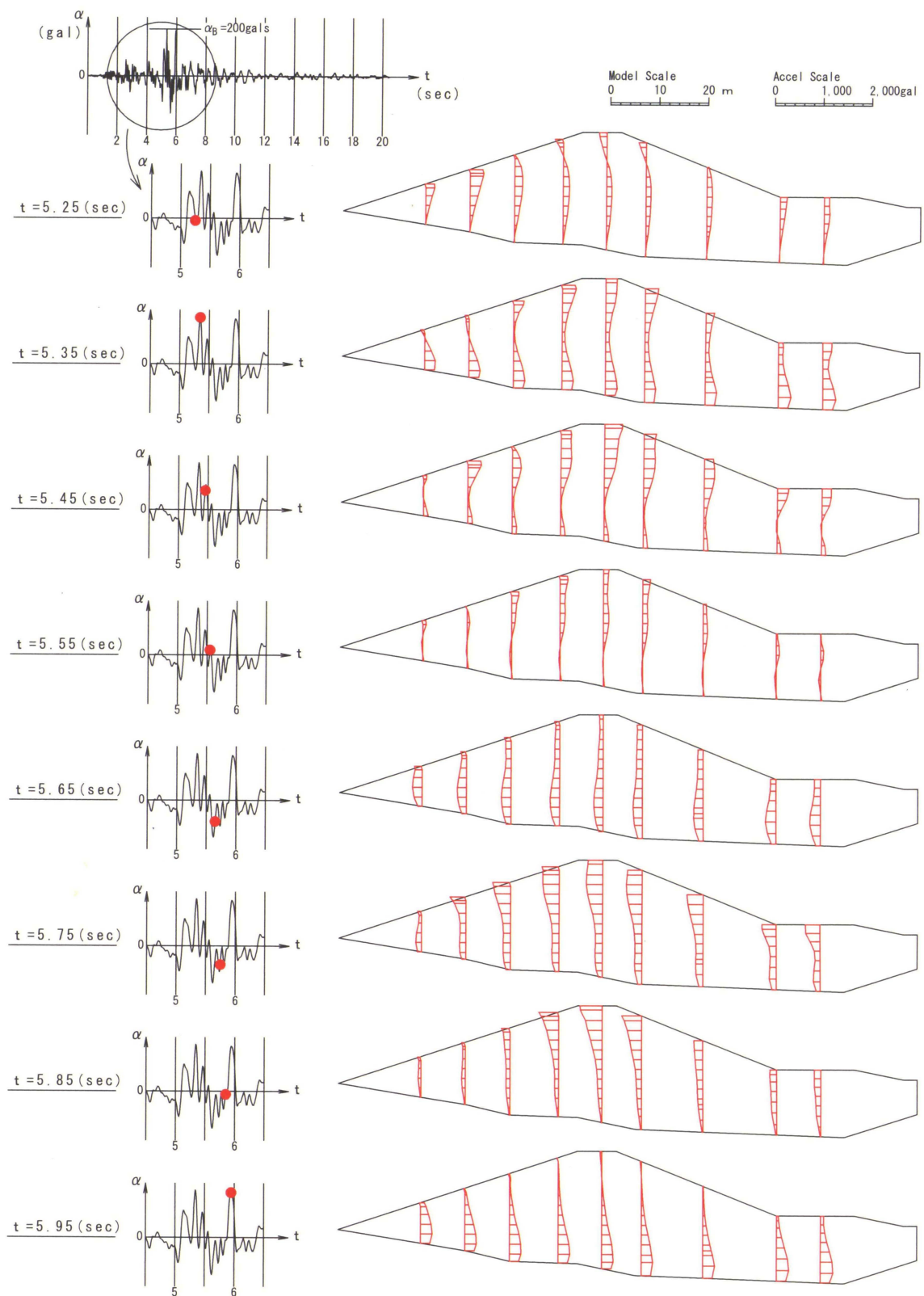


図-4.10 堤体内の加速度分布 ($\alpha_B=200\text{gal}$)

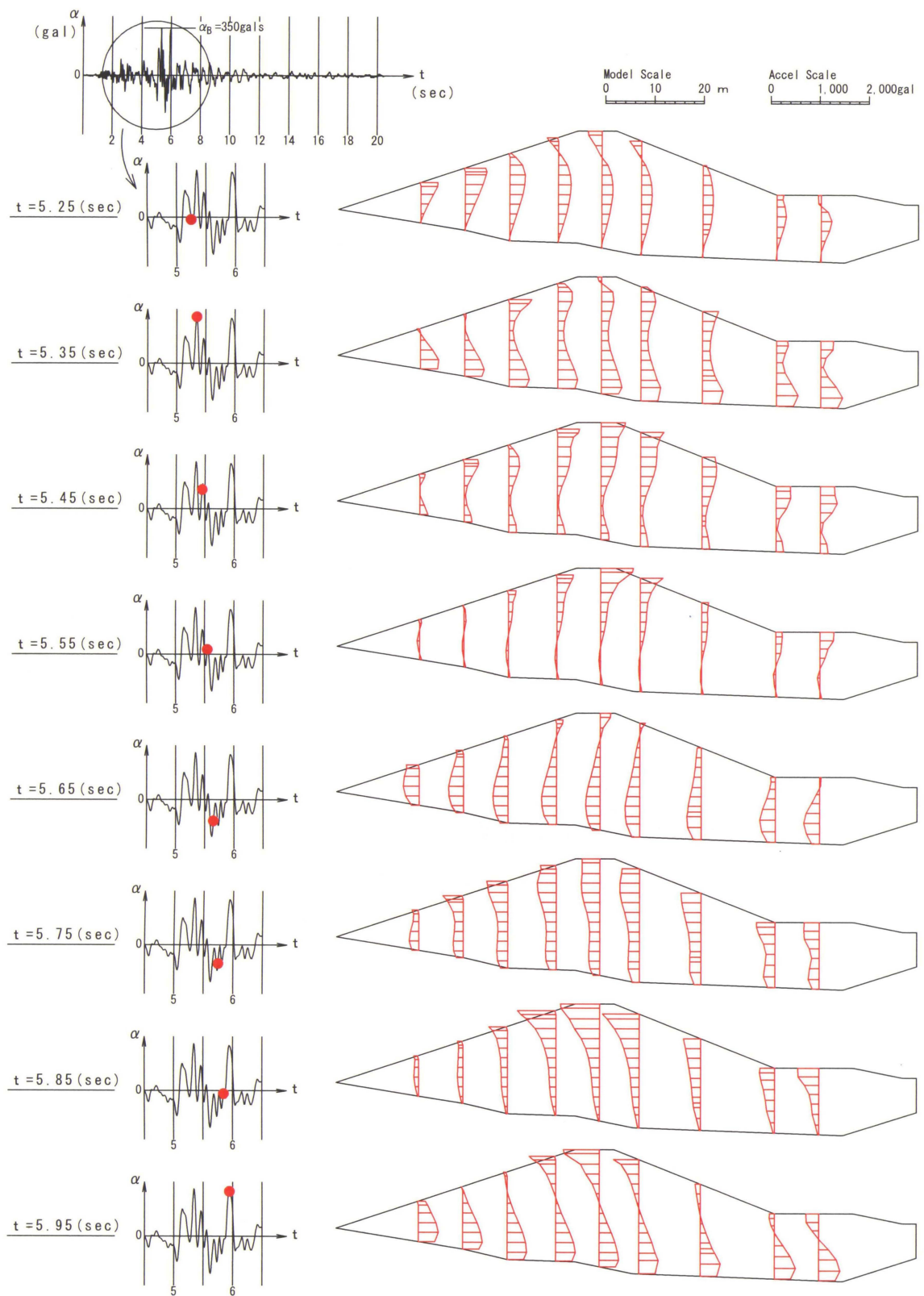


図-4.11 堤体内の加速度分布 ($\alpha_B=350\text{gal}$)

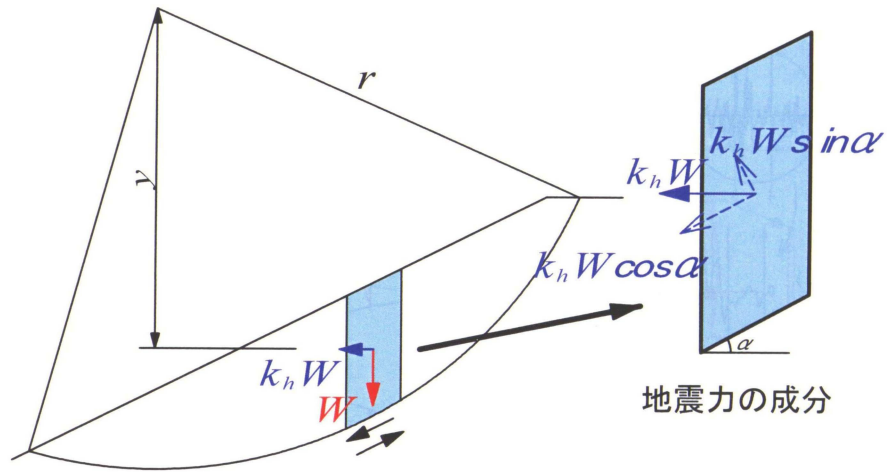


図-4.12 円弧すべりを用いた分割法

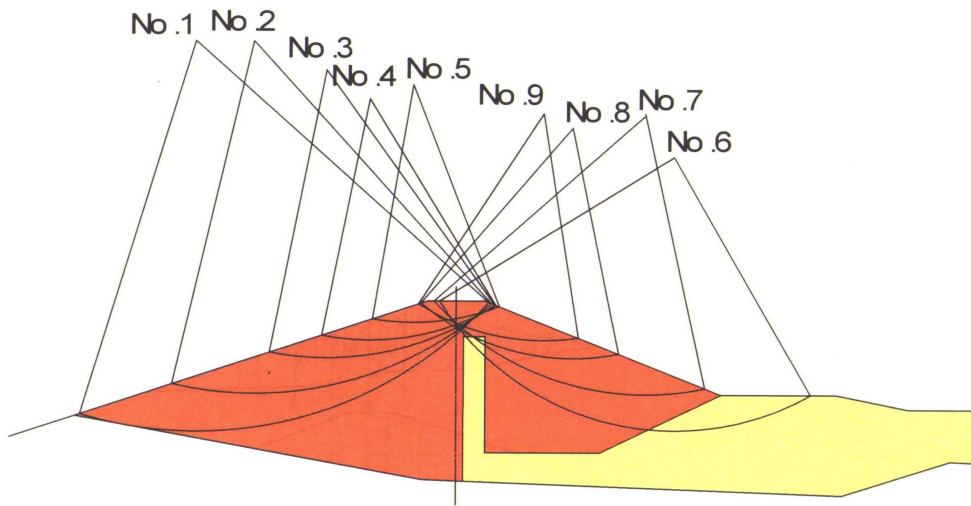


図-4.13 仮想すべり円弧

図-4.13 は、対象としたダム堤体に対して、仮想すべり面を幾つか設定したものである。すなわち、表-4.3 に示す堤体材料の物性値（平均値）を用い、上流・下流斜面それぞれに対して設計震度 ($k_h=0.20$) を与えて臨界円を求めると No.1 及び No.6 が得られるので、これらの円弧を等分に縮小して、合計 9 個のすべり円を設定した。これら 9 個のすべり面それぞれについて、式(4.8)で震度 k_h を変化させて安全率 F_s を計算し、 $k_h \sim F_s$ 関係を描いたものが図-4.14 である。この図に基づいて、すべり破壊： $F_s=1$ に相当する震度 k_h を読み取ると、各すべり円弧に対応する降伏震度 k_y が得られる。これら k_y の値は、降伏加速度 α_y の形で後述の表-4.4 に掲載してある。

表-4.3 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)

():平均値

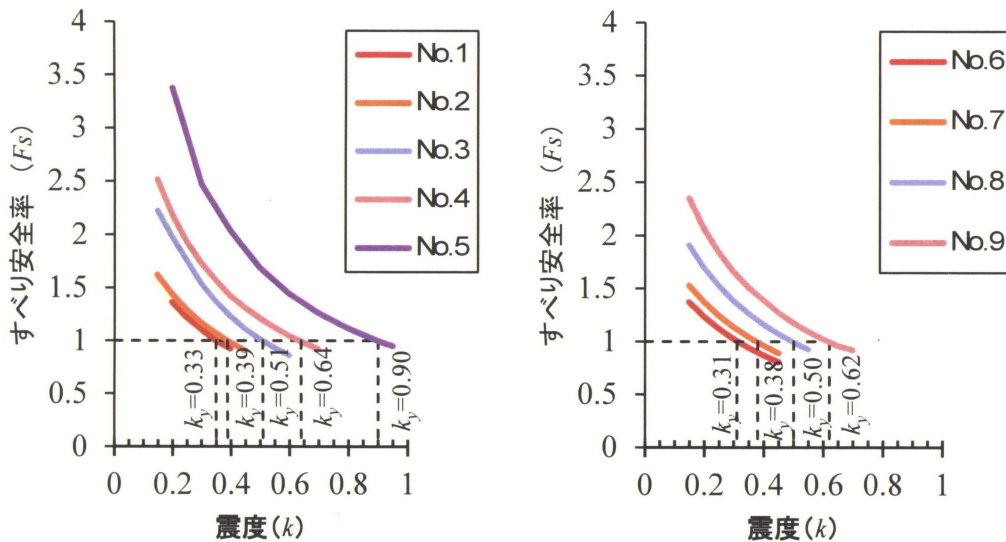
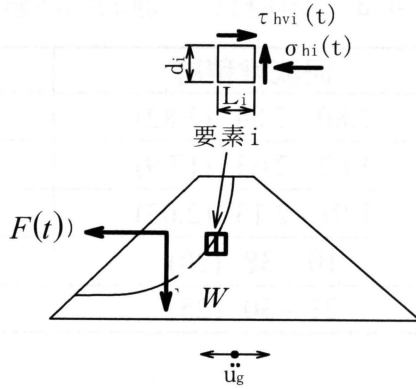


図-4.14 降伏震度の算定

さて、震度法と地震応答解析を結びつける試みとして Chopra²⁰⁾は動的震度($k_{dh}(t)$)を定義している。地震応答解析では、地震波に対し堤体内の応力分布が明らかになるから、図-4.15 に示すように、あるすべり土塊を想定した時、土塊に作用する地震力の総和はすべり線上における応力の積分値に等しいという考えが成り立つ。本研究では、動的震度と同様な概念に基づくすべり土塊の平均加速度を次のように算定した。図-4.16 に示すように、すべり土塊内の節点 i が支配する質量 (m_i) は、その節点を取り囲む要素の質量を分配すればよいから、節点 i に寄与する隣接要素の面積を (A_j, A_k, A_m) とすると、式(4.9)で与えられる。したがって、節点 i の時刻 t における水平加速度を $\alpha_{hi}(t)$ とすると、土塊全体の平均加速度 $\alpha(t)$ は、土塊内の各節点に働く慣性力 $m_i \alpha_{hi}(t)$ の総和を土塊の全質量 ($\sum m_i$) で除して、式(4.10)の形になる。



$$F(t) = \sum_{i=1}^n [\tau_{hvi}(t)L_i + \sigma_{hi}(t)d_i] \quad , \quad k_{hd}(t) = \frac{F(t)}{W}$$

図-4.15 地震応答解析における地震力 ($F(t)$) の算定

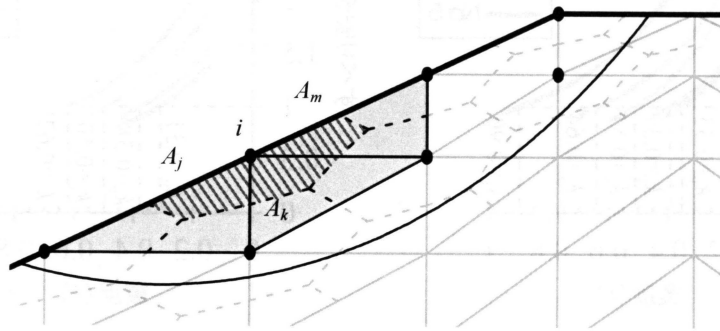


図-4.16 節点の質量

$$m_i = \frac{1}{3}(\rho_j A_j + \rho_k A_k + \rho_m A_m) \quad \text{-----} \quad (4.9)$$

$$\alpha(t) = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i \times \alpha_{hi}(t))}{\sum_{i=1}^N m_i} \quad \text{-----} \quad (4.10)$$

ここに

- $\alpha(t)$: 時刻 t における土塊の平均加速度
- $\alpha_{hi}(t)$: 節点 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
- A : 節点を囲む要素の節点に寄与する面積
- ρ : 要素の密度

図-4.17~4.19は、 $\alpha_B=85\text{gal}$, 200gal , 350gal の3種類の地震動について、9つのすべり土塊の加速度時刻歴を示したものであり、各円弧に対応する降伏加速度(α_y)の値を併記した。なお、加速度の符号は、すべり土塊の滑動方向を考慮し、上流斜

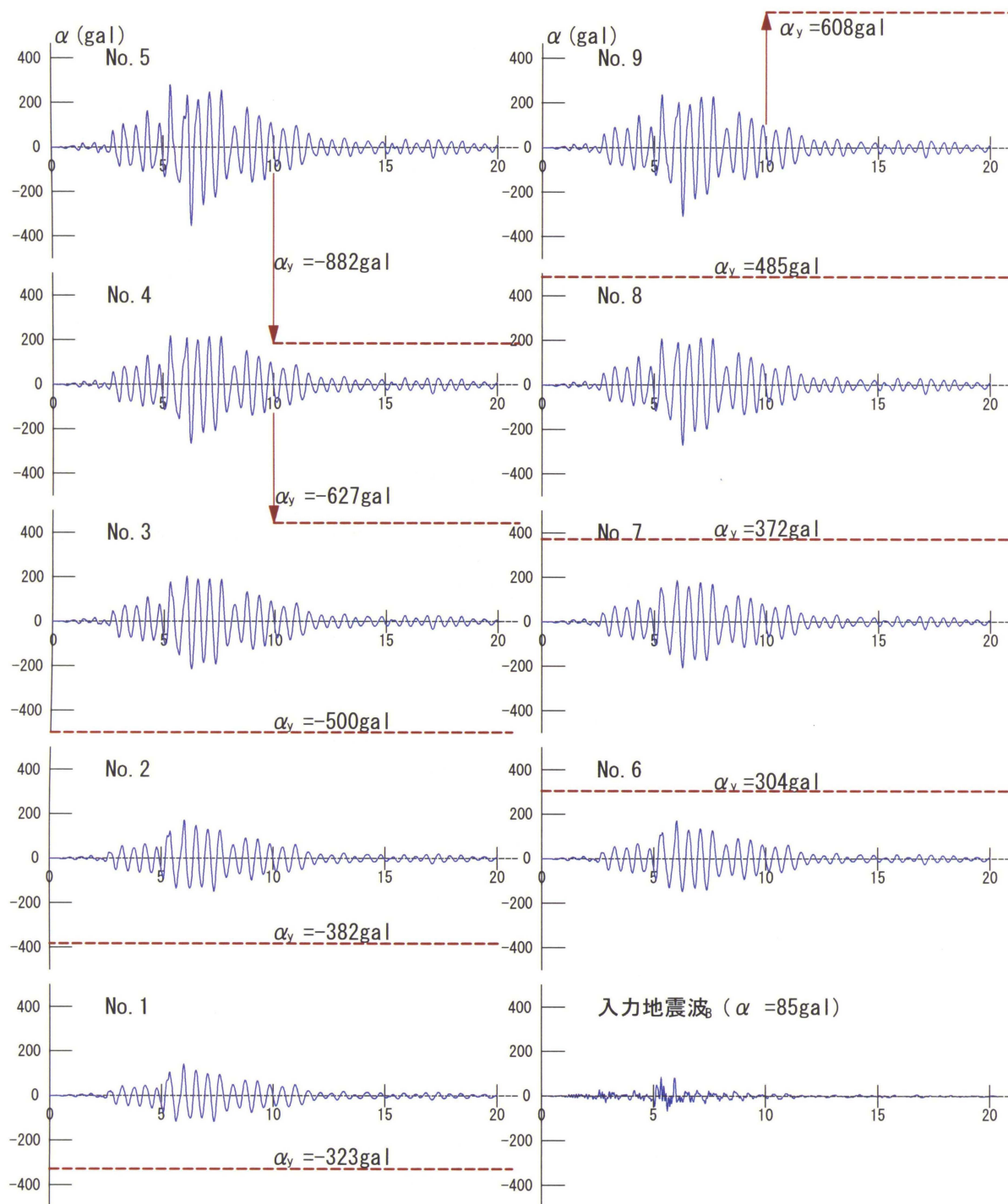


図-4.17 すべり土塊の加速度の時系列変化 ($\alpha_B=85\text{gal}$)

面方向のすべりに対応する加速度は負値を下流斜面方向のすべりに対応する加速度は正值をとる。図より特長的な事項を列挙すると次のように整理される。

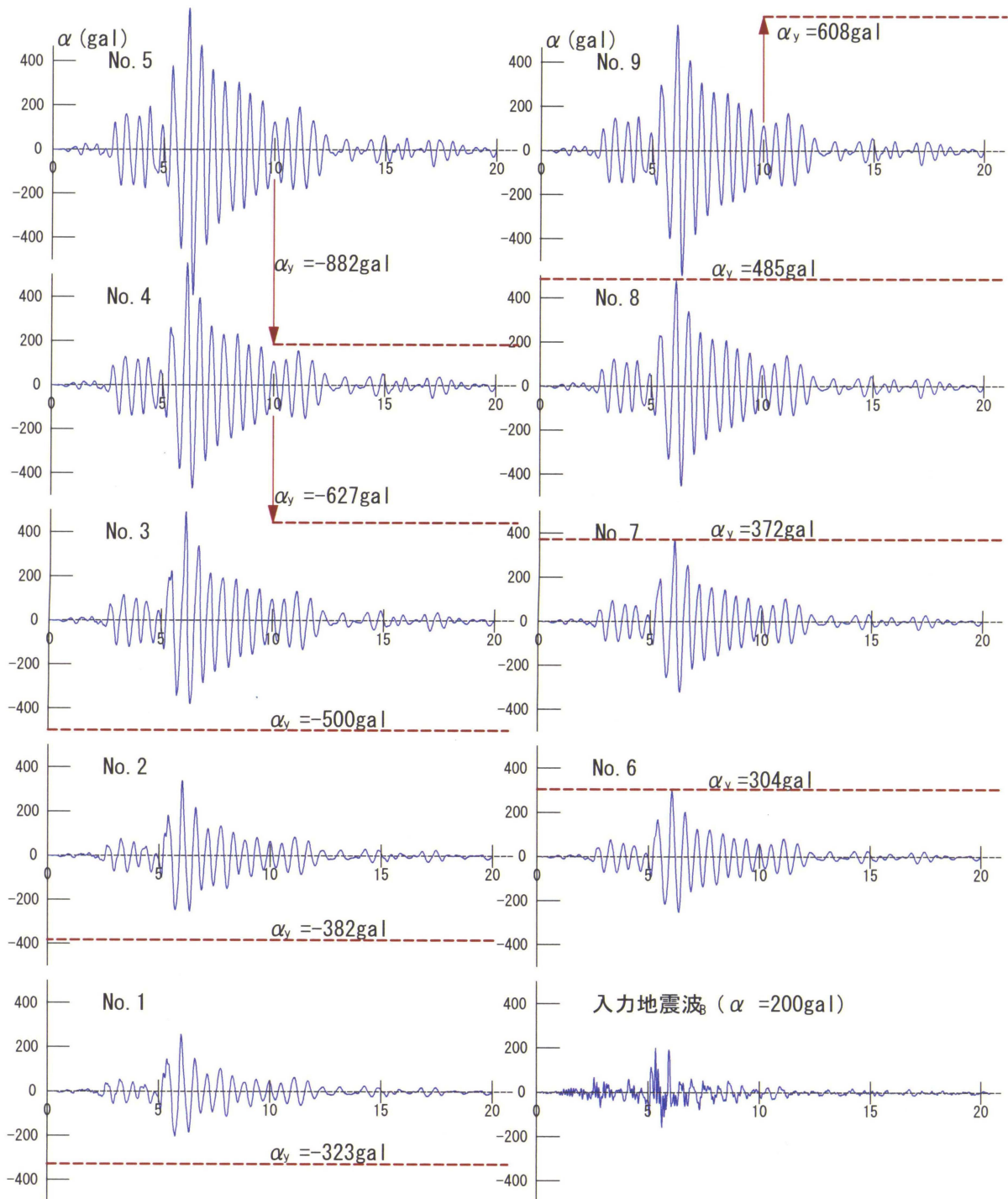


図-4.18 すべり土塊の加速度の時系列変化 ($\alpha_B=200\text{gal}$)

- ① 堤体内の加速度応答は入力地震波に見られる様な高周波成分が消失し、時刻歴波形に丸味がおびる。この傾向は、堤頂部のすべりほどまた α_B が大きくなるほど顕著になる。

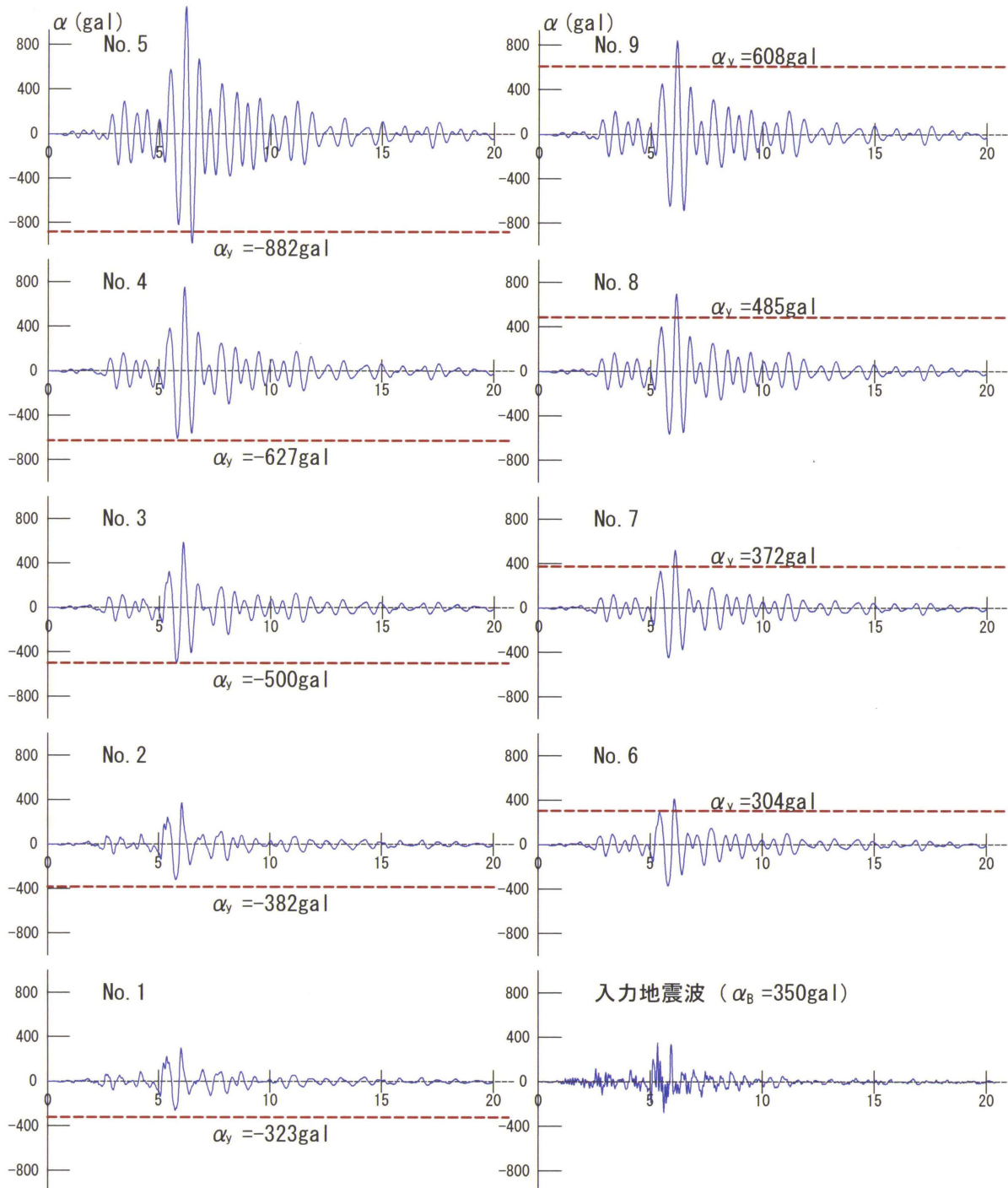


図-4.19 すべり土塊の加速度の時系列変化 ($\alpha_B=350\text{gal}$)

- ② 入力地震波には $t=5.0\sim 8.0$ 秒間に 5 波の主要動が存在し、 $\alpha_B=85\text{gal}$ では応答のピーク値が入力波に類似した形状を示す。これに対し、 $\alpha_B=200\text{gal}$ (L1 地震動) では $t=6.0$ 秒付近に明瞭なピーク値が出現し、主要動は 2 波で代表され、 $\alpha_B=350\text{gal}$ (L2 地震動) では主要動は 1.5 波の突出したピークをもつ波形を呈す。
- ③ $\alpha_B = 85\text{gal}$, 200gal におけるすべり土塊の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、塑性変形が生じることはない。したがって、被災したダムの上水壁の損傷は、地震中の繰り返し変形によるものと考えられる。
- ④ $\alpha_B = 350\text{gal}$ においても上流斜面円弧 No.1~No.4 の平均加速度は降伏加速度以下であるが、上流斜面の高標高部のすべり円弧 No.5 と下流斜面の全円弧の平均加速度は降伏加速度を上回り塑性変形が生じる可能性が高い。

降伏加速度 α_y を超える加速度が土塊に作用した時すべり変形(滑動)が生じるという考え方は Newmark¹⁹⁾により提唱され、地震応答解析に基づいて土塊のすべり変形量(以後、塑性変形量と呼ぶ)を求める方法が種々提案されている²¹⁻²⁴⁾。一般に土塊の塑性変形量は降伏加速度を超える加速度(超過加速度)を 2 回積分して求めることができる。すなわち、線形加速度法²⁵⁾、式(4.11)~式(4.13)によれば、すべり土塊の加速度 ($\alpha(t)$) から降伏加速度 (α_y) を差し引いた超過加速度 ($\ddot{\alpha}(t)$) より速度 ($\dot{\alpha}(t)$)、変位 ($\alpha(t)$) は順次積分して求まる。図-4.20 に円弧 No.9 の塑性変形量の計算例を示す。

$$\ddot{\alpha}(t) = \alpha(t) \cdot \alpha_y \text{----- (4.11)}$$

$$\dot{\alpha}_{t+\Delta t} = \dot{\alpha}_t + (\ddot{\alpha}_t + \ddot{\alpha}_{t+\Delta t}) \cdot \frac{\Delta t}{2} \text{----- (4.12)}$$

$$\alpha_{t+\Delta t} = \alpha_t + \dot{\alpha}_t \cdot \Delta t + \left(\frac{\ddot{\alpha}_t}{3} + \frac{\ddot{\alpha}_{t+\Delta t}}{6}\right) \cdot (\Delta t)^2 \text{----- (4.13)}$$

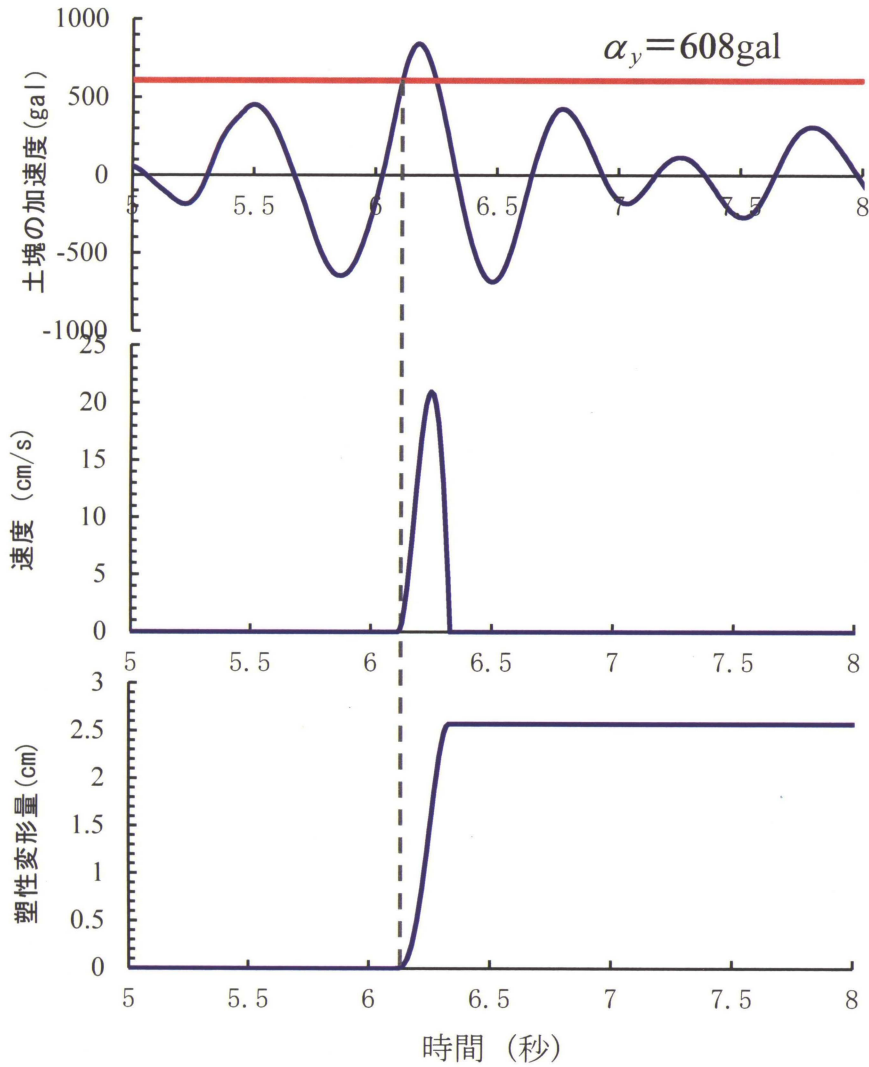


図-4.20 すべり土塊の塑性変形量の算定例（円弧 No.9）

表-4.4 降伏加速度と最大平均加速度及び塑性変位量

区分	降伏加速度 (gal)	平均加速度 (gal)			
		$\alpha_B=85\text{gal}$	$\alpha_B=200\text{gal}$	$\alpha_B=350\text{gal}$	
上流斜面	No.1	323	116	202	263 (-)
	No.2	382	148	251	320 (-)
	No.3	500	212	380	493 (-)
	No.4	627	264	468	606 (-)
	No.5	882	353	658	984 (0.48cm)
下流斜面	No.6	304	171	300	411 (1.12cm)
	No.7	372	186	369	521 (1.18cm)
	No.8	485	212	480	698 (2.78cm)
	No.9	608	239	571	842 (2.57cm)

表-4.4 は入力加速度と各円弧の降伏加速度及び平均加速度（地震動継続時間中の最大値）の関係を示したものであり、 $\alpha_B = 350\text{gal}$ の欄には、式(4.11)～式(4.13)で計算した塑性変形量を併記した。塑性変形量は最大 2.8cm であり、東富士ダムの余裕高 3.0m に比べかなり小さく、L2 地震動でも越流に対する安全性は十分確保されると判断される。

Makidisi-Seed²²⁾は、サンフェルナンド地震(1971年 M=6.5)、カーンカントリー地震(1952年, M=7.5; Taft 波)で観測された強震記録と、Seed-Idriss²⁶⁾が M=8.25 を想定して作成した人工地震波を用いて、等価線形化法による地震応答解析を行った。解析では、3種類の地震波に対して堤体の物性値、堤高、入力加速度を変化させ、降伏加速度(α_y)と土塊の平均加速度を比較し、超過加速度を2回積分することにより塑性変形量を求めている。そして、計算結果から、降伏加速度とすべり土塊の平均化された加速度の地震動継続時間中の最大値(α)の比から近似的に塑性変形量を推定する方法として、図-4.21に示すような関係を提示した。図の横軸は、 α_y を α で除して正規化し、これに対応する塑性変形量を縦軸にプロットして整理している。M=6.5 では、 $\alpha_y/\alpha = 0.2$ において塑性変形量は 10~70cm の範囲にあり、 $\alpha_y/\alpha = 0.5$ では 12cm 以下となる。同様に M=8.25 の計算では、 $\alpha_y/\alpha = 0.2$ において塑性変形量は 300~700cm の範囲にあり、 $\alpha_y/\alpha = 0.5$ では 70cm 以下となる。M が大きい地震²⁷⁻²⁹⁾ほど地震動の継続時間が長く、地震時に作用する繰り返し載荷回数も増加するので、 α_y/α が同じ値であっても M が大なるほど塑性変形量は大きくなる。本研究で行った東富士ダムにおける L2 レベルのマグニチュードは、表-4.2に示したように M=6.9~7.4 を想定している。図-4.21に示すように円弧 No.5 ~No.9 の塑性変形量 0.48~2.8cm は、Makidisi-Seed の計算結果とオーダー的に一致した値を示しているが、Makidisi-Seed が示す M=7.5 の範囲の上限値に近い個所にプロットされており、本研究での計算方法は、塑性変形量を若干大きく評価する傾向にあるものと考えられる。

降伏加速度 (α_y) と平均加速度 (α) は、実務で使用されている震度法による安定計算の震度の概念と密接に関係し、堤体に作用する加速度を表している。図-4.21に示すように α_y/α が小さくなるほど塑性変形量は大きくなることから、地震力を考慮した円形すべりによる安定計算を適用し、安全率 $F_s \geq 1.2$ を確保する我が

国の耐震設計法³⁰⁾は降伏加速度に対しても安全率を見込むこととなり、地震時の塑性変形を抑制する意味があるものと考えられる。また、表-4.4 に示したように、降伏加速度及び平均加速度はともに堤底から堤頂に向かって縮小した円弧ほど大きくなるが、降伏加速度に比べ平均加速度の増加傾向が卓越し、 α_y/α の値は堤頂に向かう円弧ほど小さく、塑性変形量が大きくなる傾向を示す。したがって、塑性変形量の抑

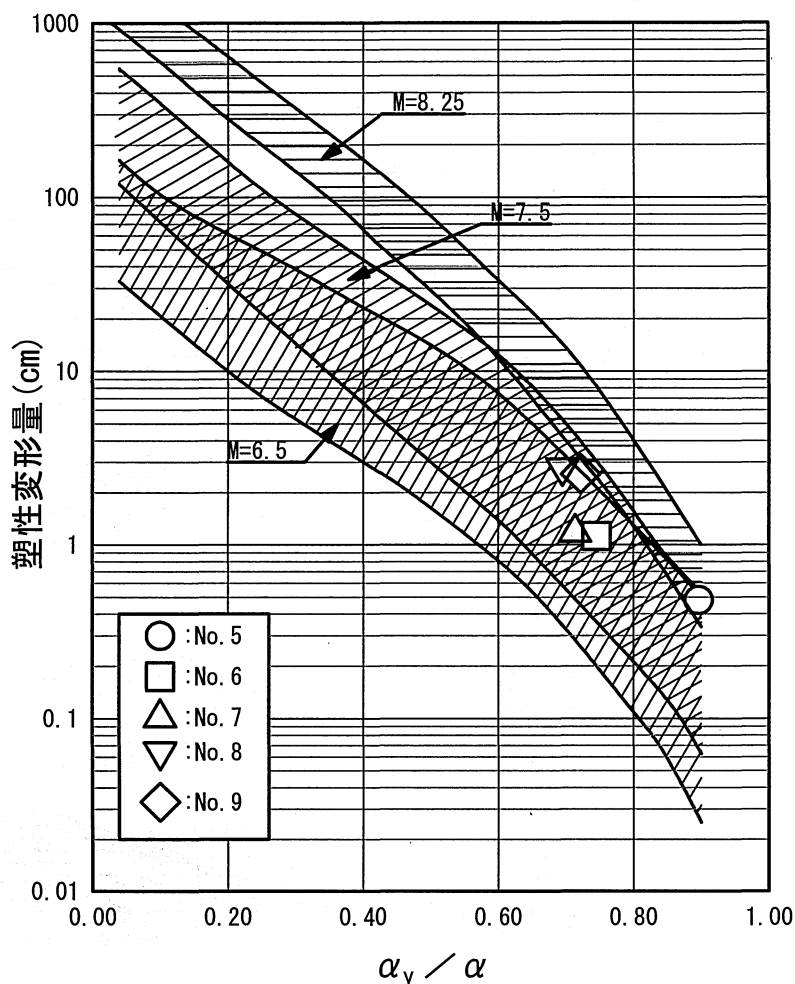


図-4.21 α_y/α と塑性変形量の関係

制の観点からは、震度を堤頂方向に増幅させる修正震度法を適用する耐震設計指針(案)³¹⁾は現行の震度法に比べより合理的であるものと考えられる。

4.3 アスファルト表面遮水壁の耐震評価

4.3.1 表面遮水壁のひずみ分布

図-4.22～4.24 は、図-4.9～4.11 の加速度時刻歴に対応して堤体の変形状態を描いたものである。変位応答も加速度応答と類似の傾向を示し、入力加速度 (α_B) が大きくなるに従って堤体基礎と堤頂部の変位の位相差が大きくなることが分かる。すなわち、 $\alpha_B=85\text{gal}$ の場合一次モードに近い水平変位が卓越するのに対し、 $\alpha_B=200\text{gal}$ では $t=5.75, 5.85$ 秒の天端変位に見られるように、鉛直動が誘発され、ダム中心軸にはせん断変形が認められる。 $\alpha_B=350\text{gal}$ ではこの傾向がさらに顕著となり、中高部での変形が卓越することが知れる。

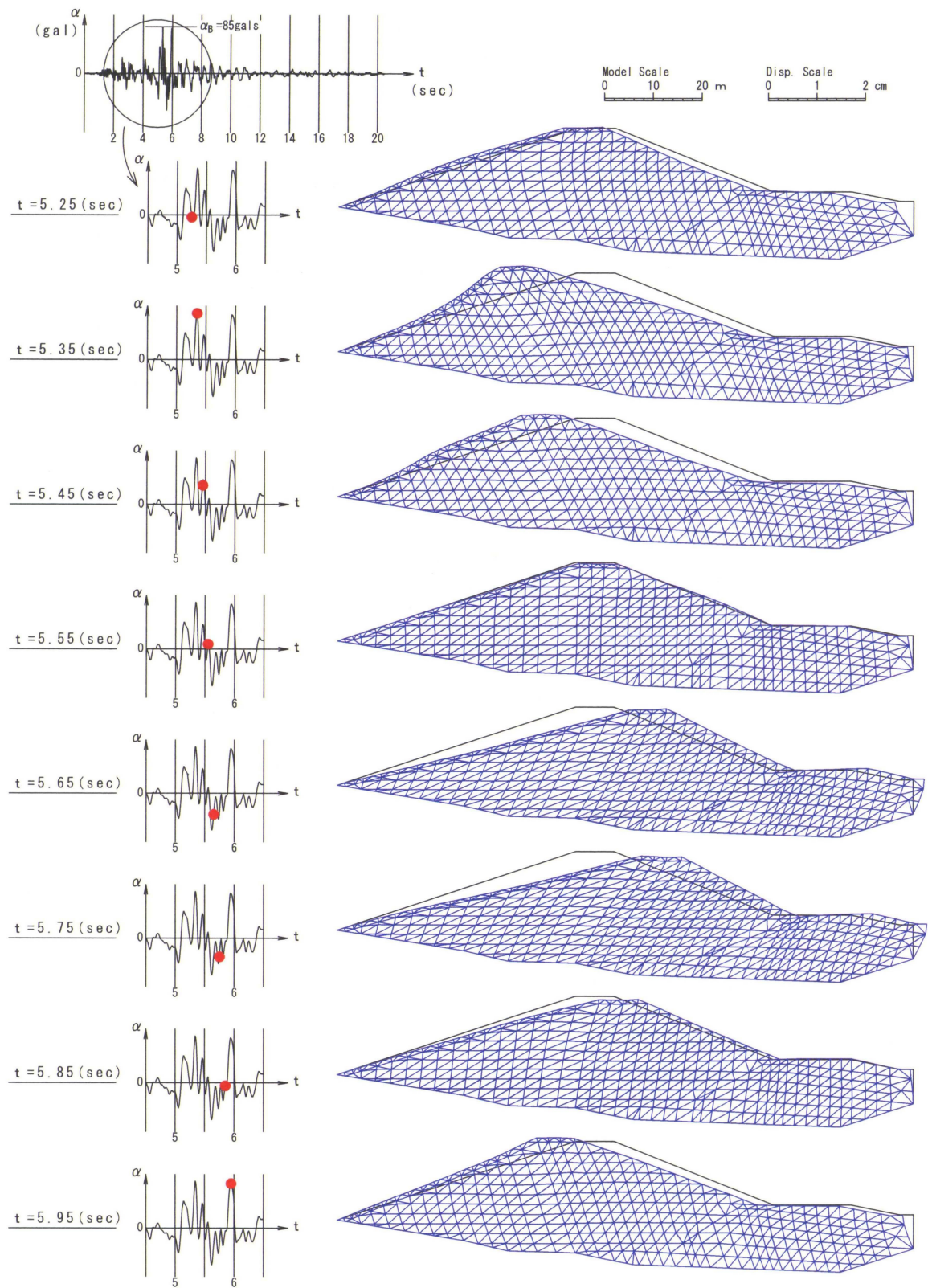


図-4.22 堤体の変形モード ($\alpha_B=85\text{gal}$)

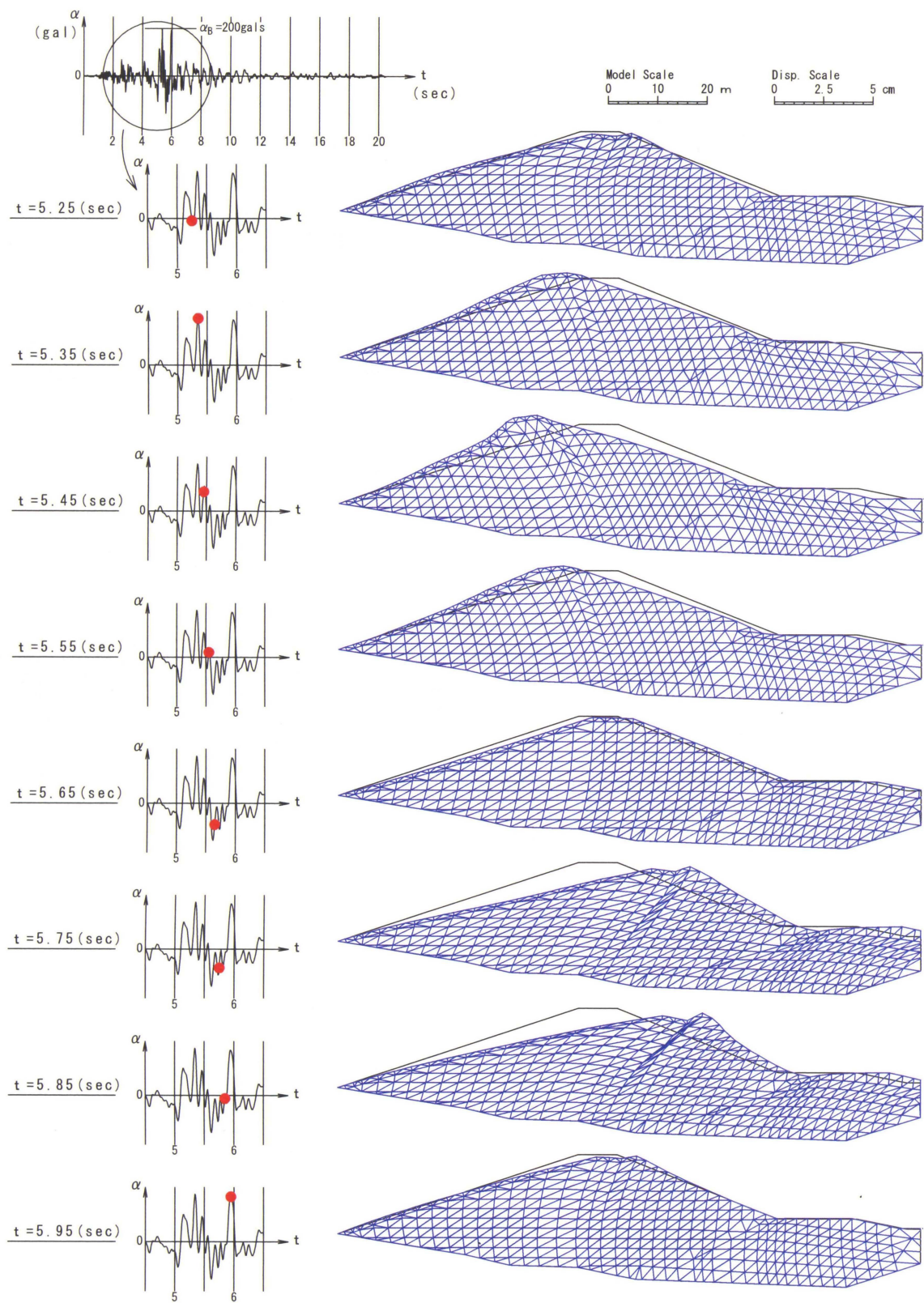


図-4.23 堤体の変形モード ($\alpha_B=200\text{gal}$)

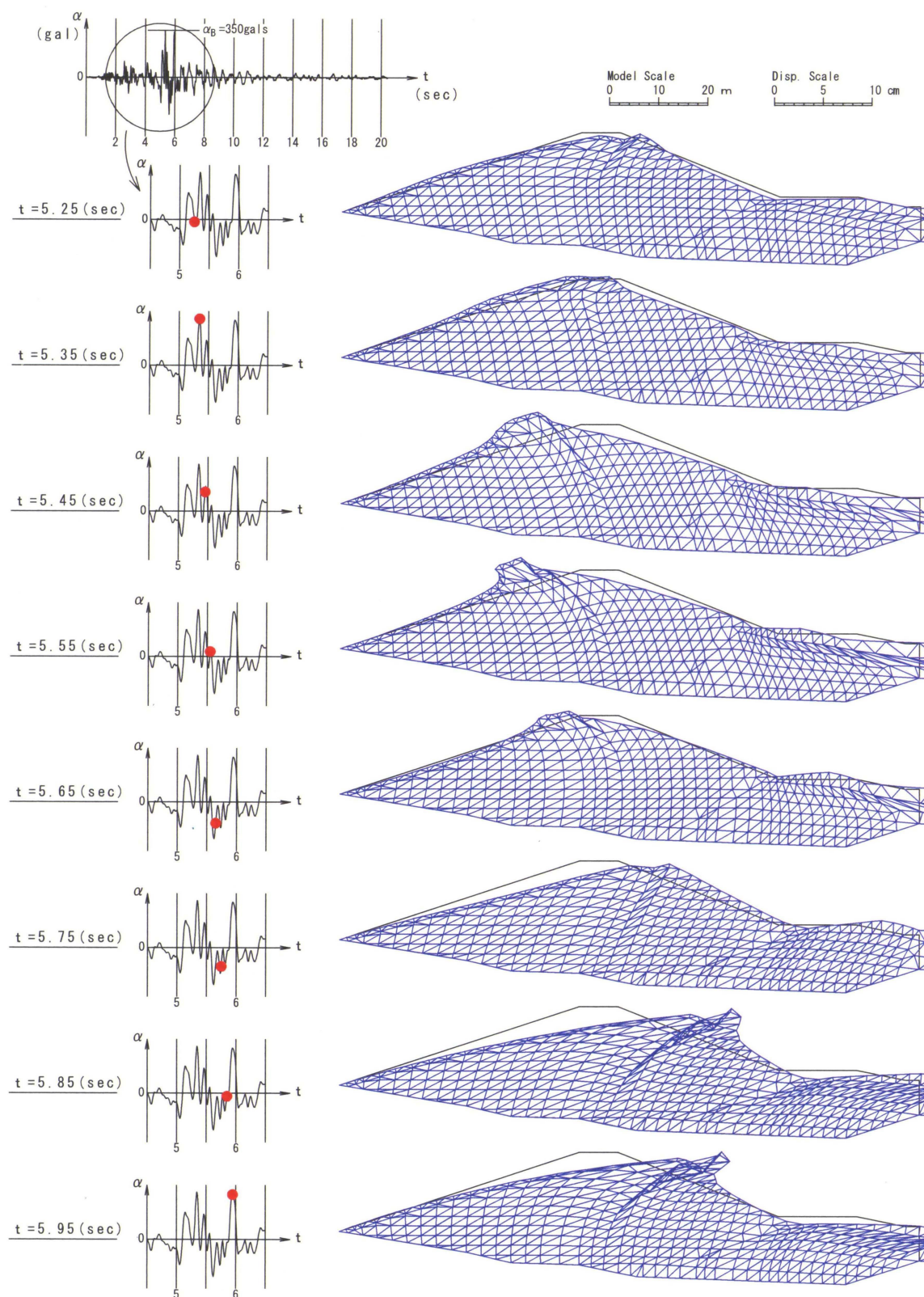


図-4.24 堤体の変形モード ($\alpha_B=350\text{gal}$)

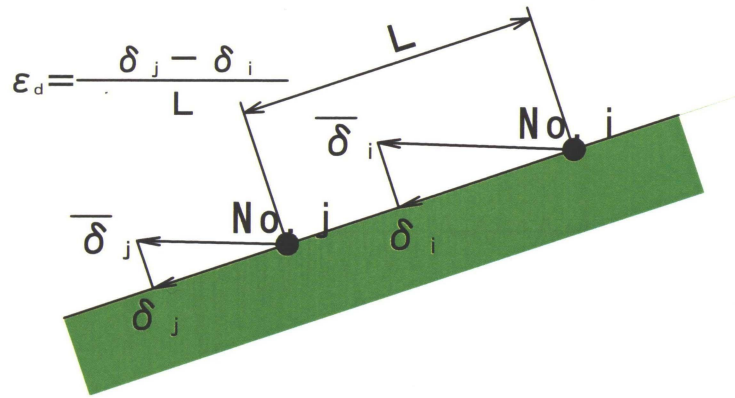


図-4.25 動的ひずみの定義

堤体と遮水壁が一体に挙動するものと考え、図-4.25 に示すように、上流斜面上の各節点の変位 ($\bar{\delta}$) 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 (ϵ_d) を式(4.14)で定義した。

$$\epsilon_d = \frac{\delta_j - \delta_i}{L} \text{----- (4.14)}$$

図-4.26～4.28 は、上流斜面に沿う 7 区間：P-①～P-⑦において動的ひずみの時刻歴を示したものである。これらの図を見ると、動的ひずみの時刻歴は図-4.17～4.19 に示したすべり円弧の加速度の時刻歴と共通した特長をもち、入力地震波に含まれる高周波成分が消失し、波形に丸味がおびる。この傾向は、堤頂部ほど、また α_B が大きくなるほど顕著になる。入力地震波には、 $t=5.0\sim 8.0$ 秒間に 5 波の主要動が存在する。主要動に対応する動的ひずみの応答値は、 $\alpha_B=85\text{gal}$ の場合は、比較的均等な応答値を示すのに対し、 $\alpha_B=200\text{gal}$ (L1 地震動) では $t=6.0$ 秒付近に明瞭なピーク値が出現し、主要動は 2 波で代表され、 $\alpha_B=350\text{gal}$ (L2 地震動) では主要動は 1.5 波の突出したピークをもつ波形を呈す。

図-4.29 は、各区間で求めた動的ひずみの最大値 (ϵ_{dmax}) 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、 $\alpha_B=85\text{gal}$ で $\epsilon_{dmax}=7.9 \times 10^{-4}$ 、 $\alpha_B=200\text{gal}$ で $\epsilon_{dmax}=2.5 \times 10^{-3}$ 、 $\alpha_B=350\text{gal}$ で $\epsilon_{dmax}=1.1 \times 10^{-2}$ 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水壁のひずみが集中する箇所と考えられ、石井ら³²⁾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。

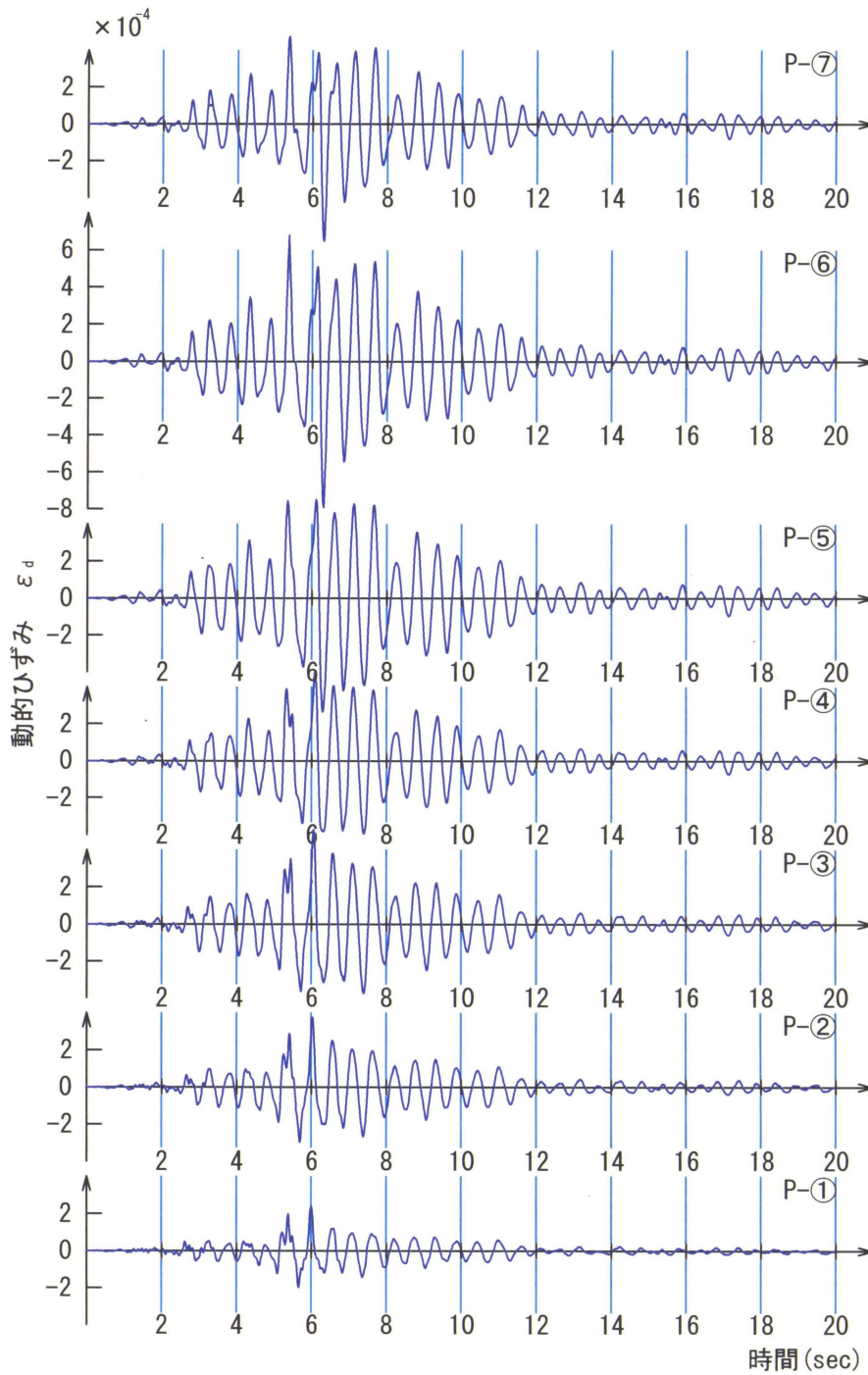
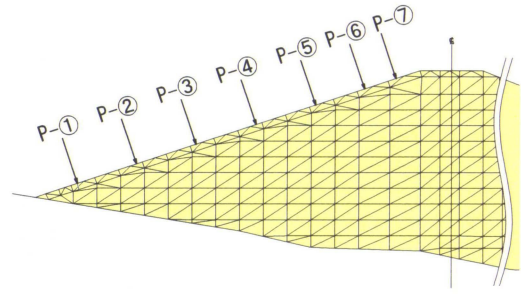


図-4.26 動的ひずみの時刻歴変化 ($\alpha_B=85\text{gal}$)

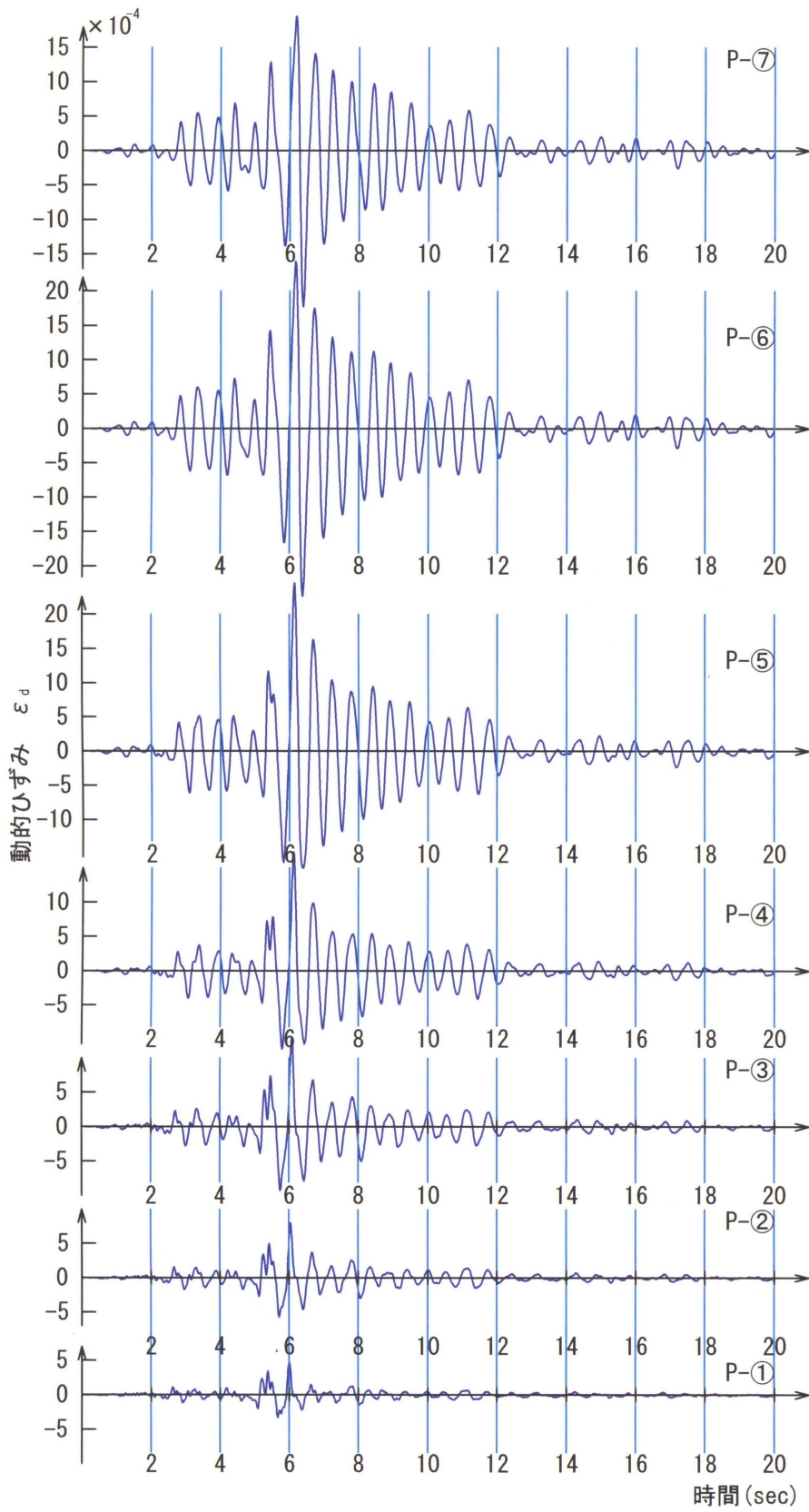


図-4.27 動的ひずみの時刻歴変化 ($\alpha_B=200\text{gal}$)

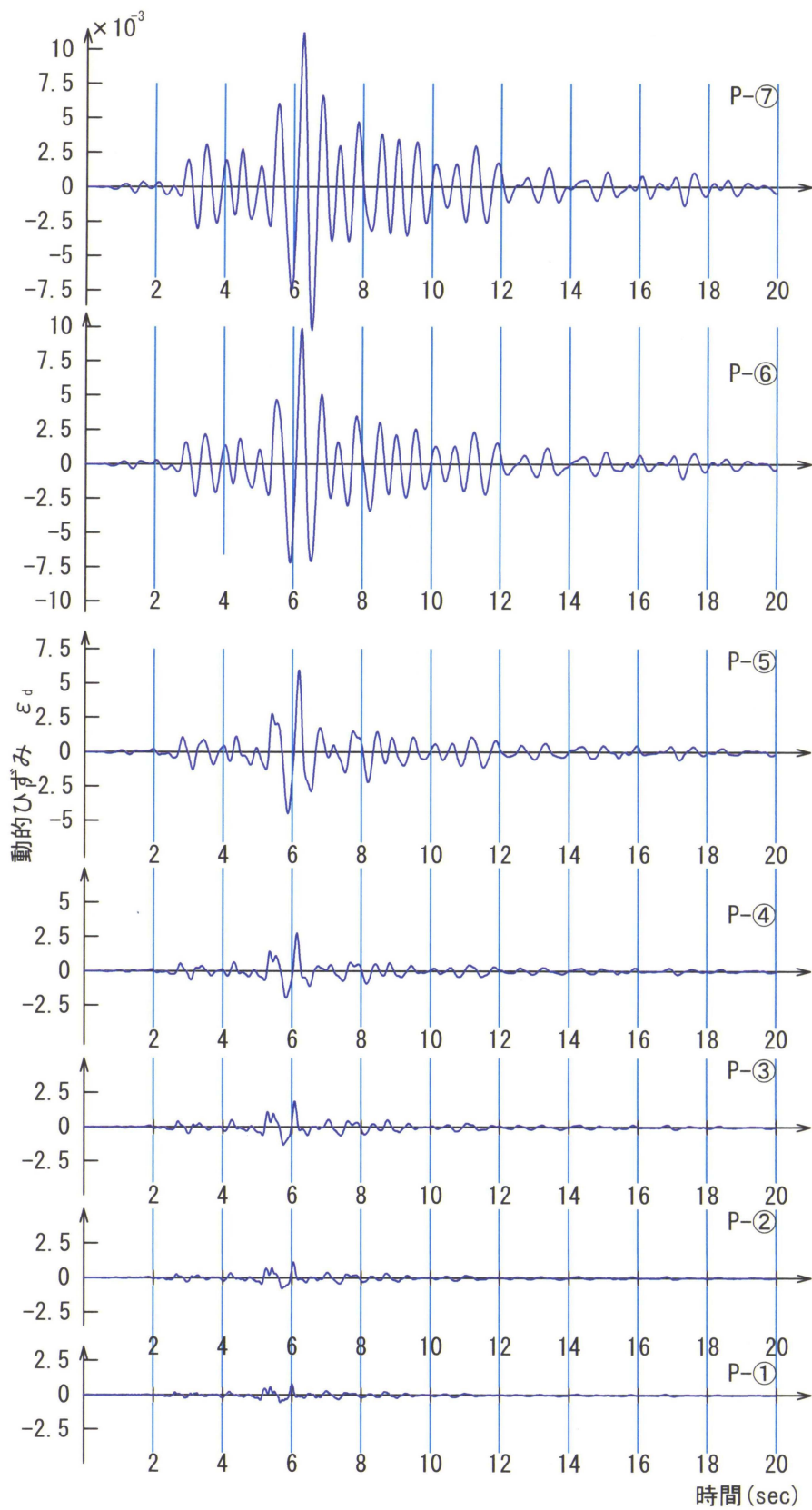


図-4.28 動的ひずみの時刻歴変化 ($\alpha_B=350\text{gal}$)

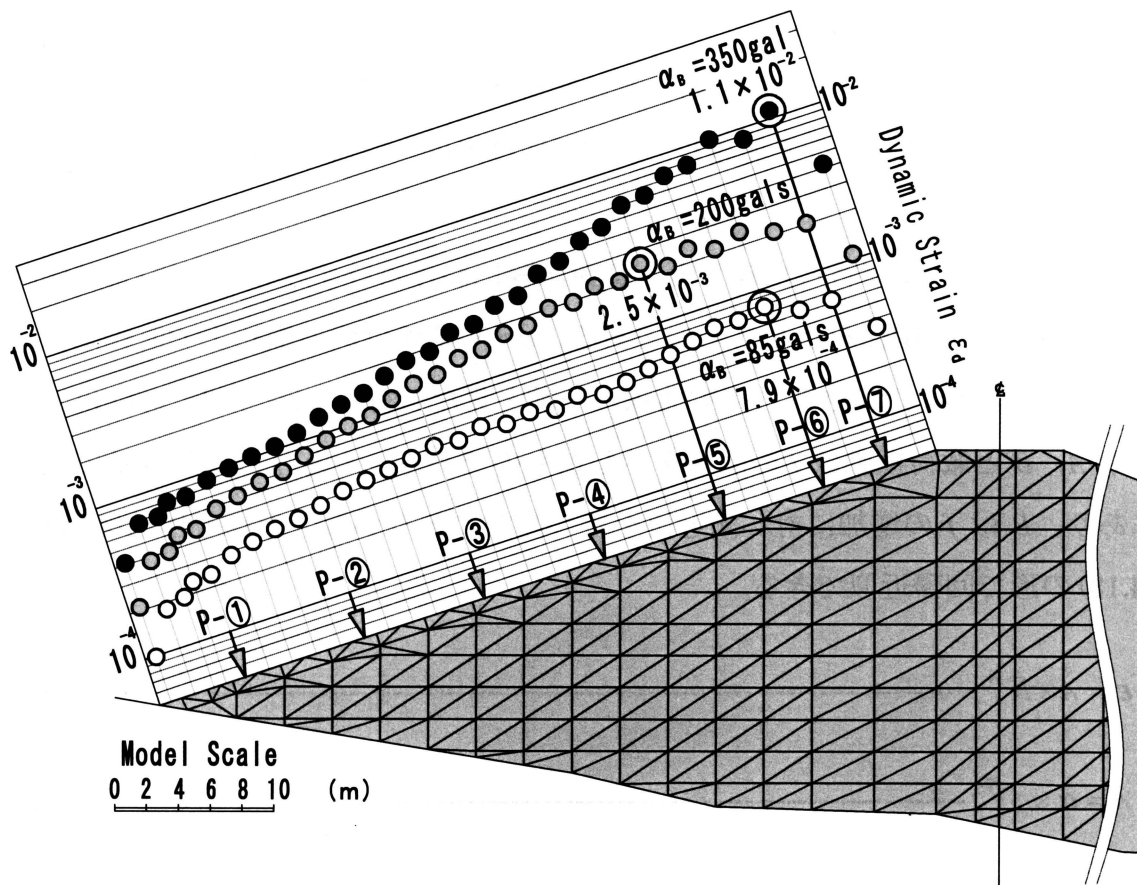


図-4.29 上流斜面部の動的ひずみの分布

4.3.2 表面遮水壁の耐震評価方法

表面遮水壁の耐震評価については、遮水壁内に発生する動的ひずみに着目して、以下の2つの評価方法を提示し、各手法の適用性を議論することとした。

(1) 破断ひずみによる評価

破断ひずみによる評価方法とは、動的ひずみの最大値 (ϵ_{dmax}) と単軸引張試験で得られる破断ひずみ (ϵ_f) を、ひずみ速度 ($\dot{\epsilon}$) を介して単純比較する方法である。ひずみ速度は、動的ひずみの最大値が発生する周期において、動的ひずみがゼロ線と交差してから ϵ_{dmax} に達するまでの時間 (Δt ; $\dot{\epsilon} = \epsilon_{max} / \Delta t$) で除して求める。また、 $\dot{\epsilon}$ における遮水壁の耐力に相当する破断ひずみは、第3章で行った単軸引張試験結果 (図-3.18) から求め、 ϵ_f と ϵ_{dmax} の比をとった式 (4.15) の安全率で遮水壁の破壊判定を行う。

$$F_s = \frac{\epsilon_f}{\epsilon_{dmax}} \text{-----} (4.15)$$

(2) 累積損傷度による評価

累積損傷度による評価法とは、繰り返し载荷試験の結果を利用して、動的ひずみによる損傷度を時刻歴に沿って加算し、疲労（累積損傷）の概念に基づいて破壊評価を行う方法である。

図-4.30 は、第3章で行った繰り返し载荷試験におけるひずみの片振幅 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。 $\varepsilon \sim N_f$ 関係は両対数紙上で直線関係にあり、式(4.16)の形で近似され、疲労曲線的一种と見なし得る。図-4.31, 4.32 は、式中の係数 A , B と载荷振動数 f の関係を示したものである。 A と f は両対数紙で直線関係にあり、 B は f の増加に対し漸近値を持つ傾向にあるから、それぞれ式(4.17)及び式(4.18)の形で回帰近似できる。

$$\varepsilon = A \times N_f^B \quad \text{----- (4.16)}$$

$$A = \alpha \times f^\beta \quad \text{----- (4.17)}$$

$$B = \frac{f}{(\gamma + \lambda \times f)} \quad \text{----- (4.18)}$$

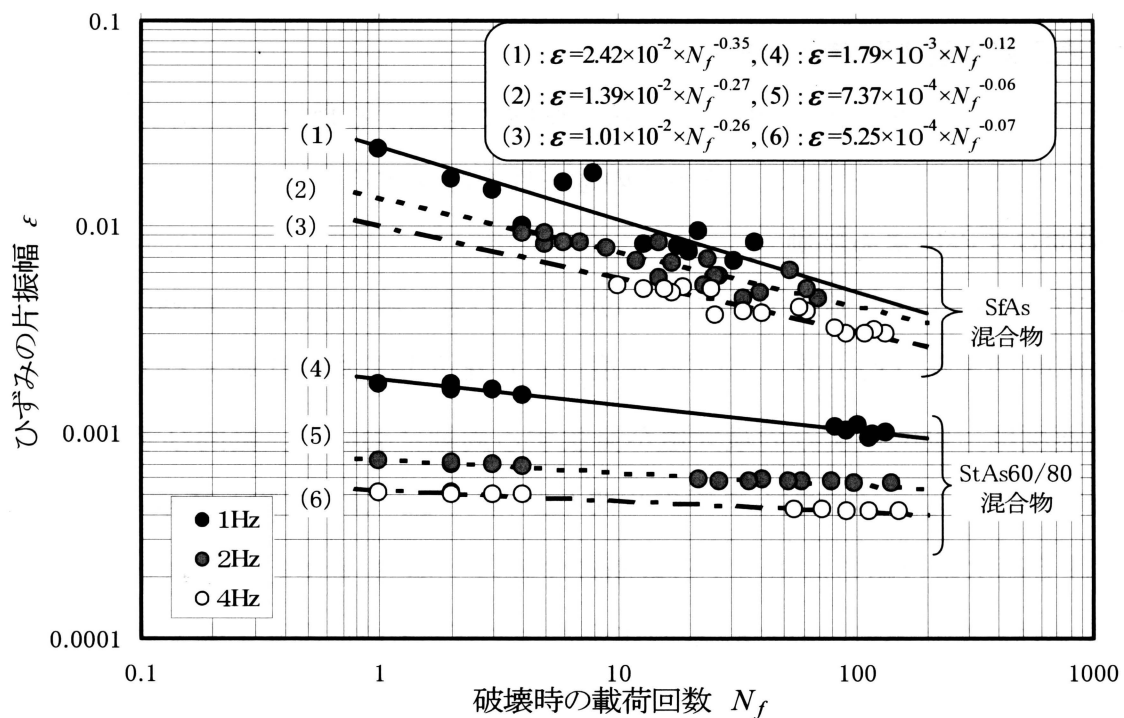


図-4.30 ひずみ片振幅と破壊回数の関係

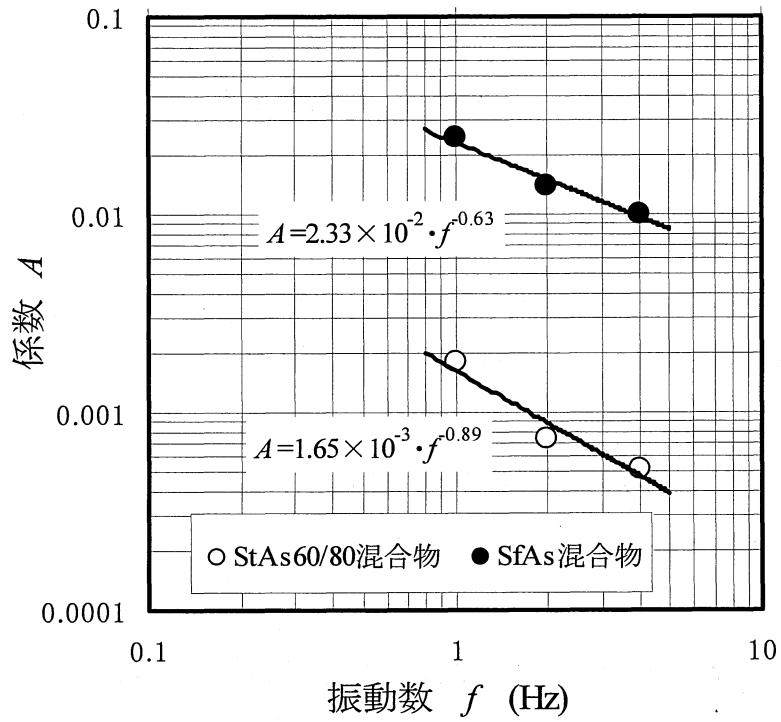


図-4.31 係数 A と振動数 f の関係

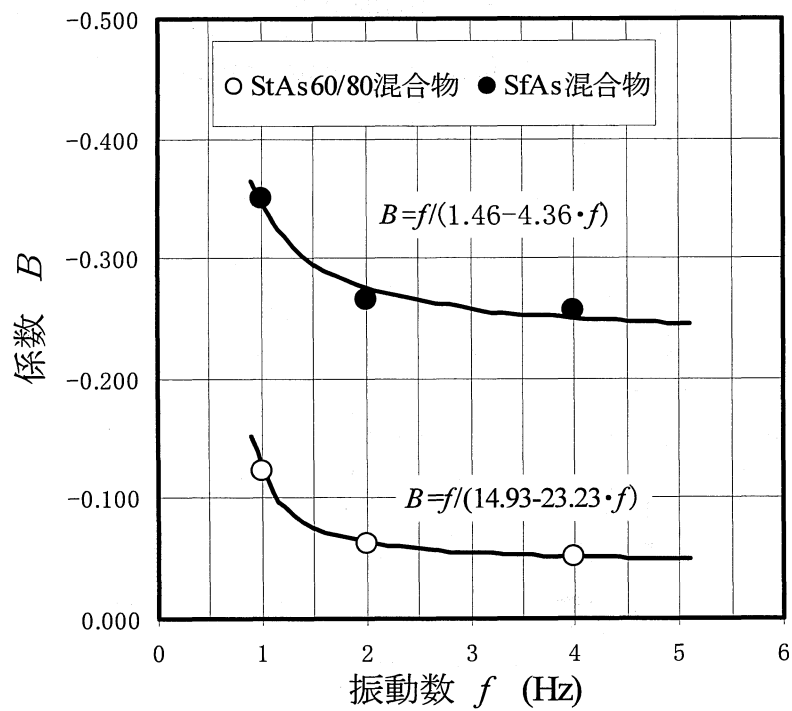


図-4.32 係数 B と振動数 f の関係

累積損傷則では、ひずみ振幅 ε_{di} の繰り返し载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 回の繰り返し载荷では繰り返し比 (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-4.33 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値、もしくは極小値をひずみ振幅 ($\Delta \varepsilon_{di}$) とみなす。これは、 $\Delta \varepsilon_{di}$ 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_{eq}) と呼ぶことし、 f_{eq} の値を図-4.31 と図-4.32 に示した回帰式に適用して、係数 A, B を算定する。係数 A, B はひずみ ε と破壊回数 N_f の関係を与え、振幅 $\Delta \varepsilon_i$ に対する破壊回数は $N_{fi} = (\Delta \varepsilon_i/A)^{1/B}$ 、損傷度 ΔD は $\Delta \varepsilon_i$ の半波の作用により $\Delta D = 1/(2 \cdot N_{fi})$ 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 ($D = \sum \Delta D$) ことにより求まる。

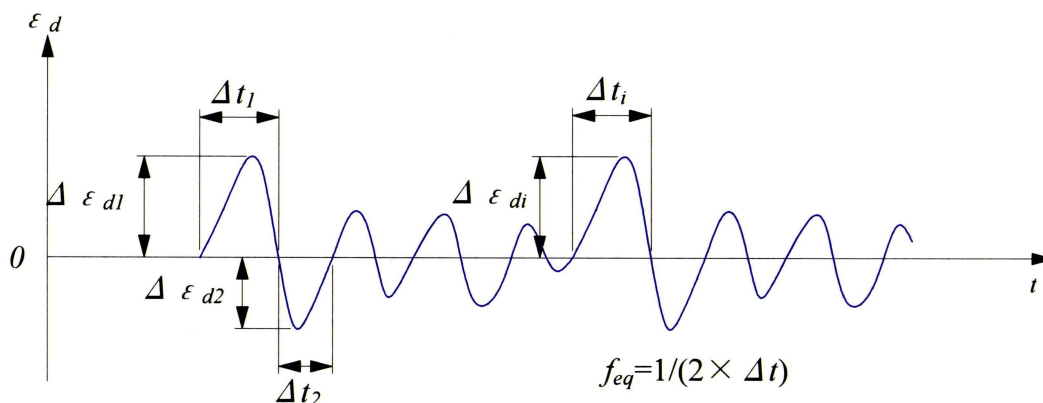


図-4.33 等価振動数 (f_{eq})

4.3.3 被災時の地震動 ($\alpha_B=85\text{gal}$) における表面遮水壁の損傷評価

被災時の地震動 ($\alpha_B=85\text{gal}$) において、動的ひずみが最大値となる P-⑥区間の箇所 (図-4.29)、StAS60/80 混合物の材料特性を用いて、破断ひずみによる方法で損傷評価を行うと次のようになる。ここで、ひずみ速度は、動的ひずみの最大値を極値とする 1/4 周期内で平均化して定めている。

$$\varepsilon_{d\max} = 7.90 \times 10^{-4}, \quad \Delta t = 6.310 - 6.215 = 0.095$$

$$\dot{\varepsilon} = 7.90 \times 10^{-4} / 0.095 = 8.28 \times 10^{-3}, \quad \varepsilon_f = 1.13 \times 10^{-3}$$

$$F_s = \varepsilon_f / \varepsilon_{d\max} = 1.13 \times 10^{-3} / 7.90 \times 10^{-4} = 1.44$$

図-4.34 は、動的ひずみと破断ひずみを比較して破壊判定を行う図であり、ひずみ速度 ($\dot{\varepsilon}$) との関係で示している。実線は StAS60/80 混合物の単軸引張試験で得られた ($\dot{\varepsilon} \sim \varepsilon_f$) 関係、●印は上記の動的ひずみの最大値に対応するプロットであり、ひずみ速度 $\dot{\varepsilon} = 8.28 \times 10^{-3}$ において、両者の比として安全率 $F_s = 1.44$ が得られる。図中の○印は、動的ひずみとひずみ速度の時々刻々の変化を細かく調べたために、時刻歴に沿って $\Delta t = 0.01$ 秒毎にひずみ量 ε_d とひずみ速度 $\dot{\varepsilon}$ を読み取り、プロットしたものである。これら○印の値と実線の破断ひずみを比較して破壊判定を行うと、最小の安全率は $F_s = 1.76$ となり、動的ひずみの最大値 ($\varepsilon_{d\max}$) を用いた先の評価値 ($F_s = 1.44$) の方が 20% 程度安全側の値を与えることが知れる。この点

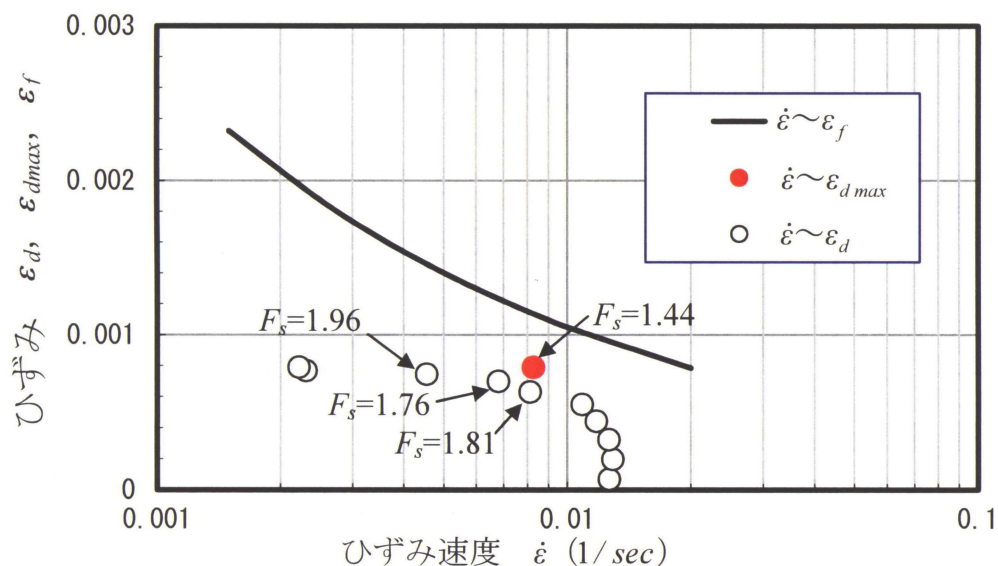


図-4.34 P-⑥におけるひずみ速度と動的ひずみ、破断ひずみの関係

は他の区間においても同様の傾向として見られるので、本法による評価では最大ひずみ (ε_{dmax}) 時点で判定すればよいと結論されよう。

図-4.35 は、同様手順で P-①～P-⑦区間における動的ひずみの最大値 ε_{dmax} とひずみ速度 ($\dot{\varepsilon}$) の関係を示したものである。図に示すように、 ε_{dmax} のプロットは2つのグループに分かれ、斜面中央より下部の P-①～④区間は $\dot{\varepsilon}=2\sim3\times 10^{-3}$ の範囲にあり、斜面上部の P-⑤～⑦区間は $\dot{\varepsilon}=6\sim8\times 10^{-3}$ の範囲をとることがわかる。 F_s の最小値は斜面上部の P-⑥区間で得られ、先に示した $F_s=1.44$ となる。この評価法では、 $F_s < 1.0$ で遮水壁が破壊すると見なすのが正当な考え方であるが、現地のアスファルトは施工後既に 25 年以上も経過しており、アスファルトの老化による変形能の低下を考慮すれば、 $F_s=1.44$ での破壊は十分考えられる。

図-4.36 は、P-⑥区間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 $D > 1.0$ で破壊が生ずるとしており、 D の逆数は安全率に相当し、 $F_s=1/0.71=1.41$ を得る。前記の破断ひずみによる評価方法では、ひずみ速度を平均化する過程において安全側の処置が講じられていることに留意する必要があるが、P-⑥区間に関して評価法が相違しても破壊判定結果はほぼ一致した結果が提示されたことになる。

P-①～⑦区間に関する 2 つの評価結果 (F_s と D) を総括し、表-4.5 に示す。破断ひずみによる評価は、P-⑤～⑦区間の安全率に極端な差が認められないのに対し、

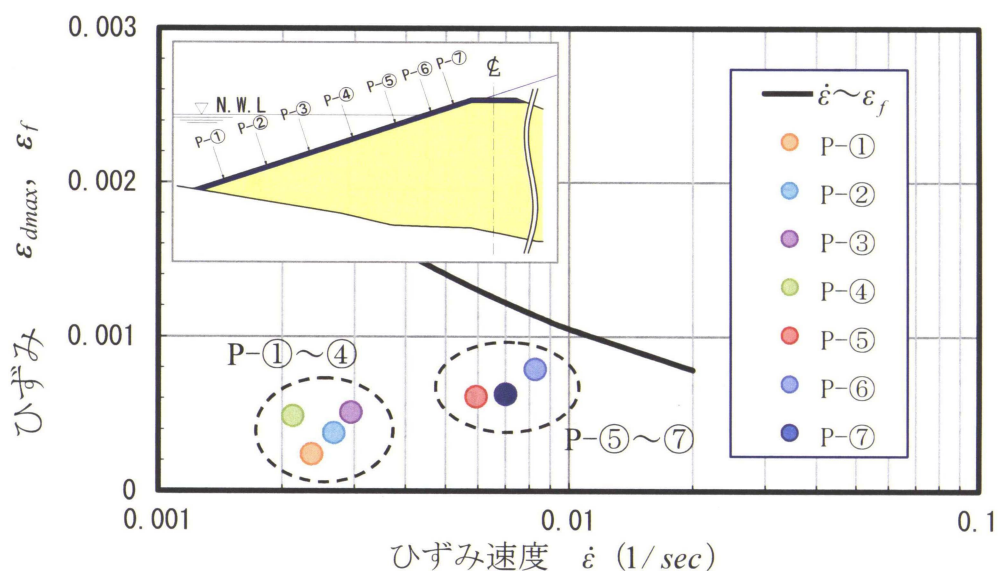


図-4.35 $\dot{\varepsilon} \sim \varepsilon_{dmax}$, ε_f の関係 ($\alpha_B=85gal$; St60/80 混合物)

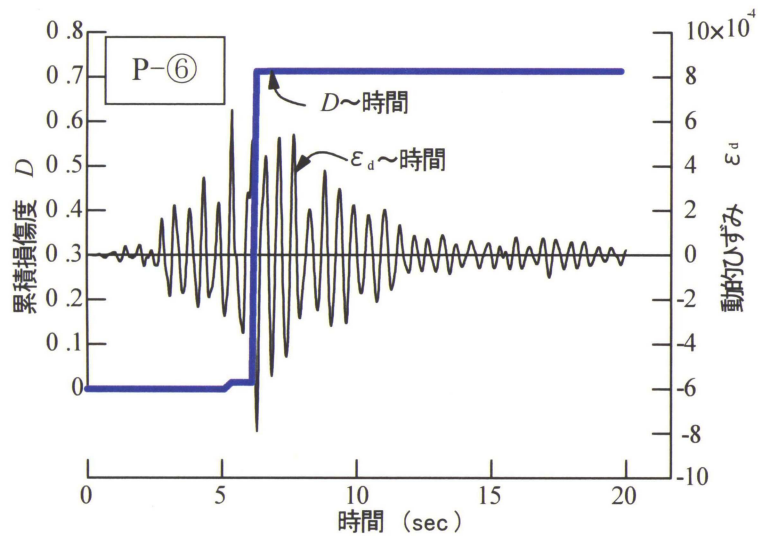


図-4.36 D, ϵ_d の時刻歴変化 ($\alpha_B=85\text{gal}$; St60/80 混合物)

表-4.5 被災地震動 ($\alpha_B=85\text{gal}$) における遮水壁の損傷評価

位置	破断ひずみによる評価				損傷度による評価
	$\dot{\epsilon}(1/\text{sec})$	ϵ_f	$\epsilon_{d\max}$	F_s	D
P-①	2.37×10^{-3}	1.92×10^{-3}	2.39×10^{-4}	8.03	3.33×10^{-3}
P-②	2.68×10^{-3}	1.82×10^{-3}	3.77×10^{-4}	4.83	1.15×10^{-6}
P-③	2.95×10^{-3}	1.75×10^{-3}	5.11×10^{-4}	3.42	1.03×10^{-4}
P-④	2.13×10^{-3}	2.00×10^{-3}	4.87×10^{-4}	4.12	2.21×10^{-5}
P-⑤	5.95×10^{-3}	1.30×10^{-3}	6.13×10^{-4}	2.13	1.36×10^{-3}
P-⑥	8.28×10^{-3}	1.13×10^{-3}	7.90×10^{-4}	1.44	7.13×10^{-1}
P-⑦	7.01×10^{-3}	1.22×10^{-3}	6.29×10^{-4}	1.93	8.86×10^{-2}

累積損傷度による評価では、P-⑥区間とP-⑤、⑦区間の D 値にはオーダー的な違いが見られる。これは、StAs60/80混合物の場合、図-4.30に示した $N_f \sim \epsilon_d$ 関係の直線の傾きが小さく（係数 $B \doteq 0$ ）、 ϵ_d の微小な変化に対し N_f が急激に増加し、波数が鋭敏に効いたことに起因している。

以上より、被災地震による遮水壁の損傷は、P-⑥区間を中心とした斜面の上位部で生じ、安全率及び累積損傷度の評価結果から斜面下位の遮水壁は地震による繰り返し載荷が直接的な損傷要因とはならないものと推察される。StAs60/80混合物の力学特性、すなわち低温（0℃）で応力緩和能力が消失し脆性破壊を呈することを

考慮すると、下位の遮水壁の破壊の要因の可能性の一つとして、上位の遮水壁の破壊が地震中に伝播したことによると考えられる。

4.3.4 L1, L2 地震動における表面遮水壁の耐震性の評価

(1) 安全係数の設定

提案した評価方法を実際の設計に適用する場合、材料試験における試験値のばらつきや材料の経年劣化に対する不確定要素及び、解析値に対する余裕度を見込む必要がある。これらについては、現在確たる方法が提案されておらず、田代ら³³⁾、高野ら³⁴⁾はコンクリート構造物の限界状態設計法と耐震設計法^{35,36)}の考え方を導入しアスファルト表面遮水壁の耐震評価を行っている。

コンクリート構造物の限界状態設計法では、材料特性に対する安全性（材料係数、部材係数）と荷重に対する安全性（構造解析係数、荷重係数）を分離して考え、表-4.6に示す安全係数を設定している。遮水壁の耐震評価においては、破断ひずみと疲労寿命、解析値（動的ひずみ）が主たる評価因子となる。荷重条件は地震動規模により定まり、また本研究で行った解析では、部材耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばら

表-4.6 安全係数に考慮すべき内容³⁵⁾

安全係数	考慮されるべき事項
材料係数 (γ_m)	材料強度の特性値からの望ましくない方向への変動、供試体と構造物中との材料特性の差異、材料特性が限界状態に及ぼす影響、材料特性の経時変化等を考慮して定めるものとする。
部材係数 (γ_b)	部材耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつきの影響、部材の重要度、すなわち対象とする部材がある限界状態に達したときに、構造物全体の与える影響等を考慮して定めるものとする。
荷重係数 (γ_f)	荷重の特性値からの望ましくない方向への変動、荷重の算定法の不確実性、設計耐用期間中の荷重の変化、荷重の特性が限界状態に及ぼす影響を考慮して定めるものとする。
構造解析係数 (γ_a)	応答値算定時の構造解析の不確実性等を考慮して定めるものとする。一般に 1.0 としてよい。
構造係数 (γ_i)	構造物の重要度、限界状態に達したときの社会的影響を考慮して定めるものとする。一般に 1.0~1.2 としてよい。

表-4.7 安全係数により考慮されるべき事項

要求性能	区分	γ_m	γ_b	γ_f	γ_a	γ_i
安全性 (断面破壊) 注1)	①	1.3	1.1~1.3	1.0~1.2	1.0	1.0~1.2
	②	1.3	1.0	1.0	1.1	1.1
安全性 (疲労破壊) 注2)	①	1.3	1.1~1.3	1.0~1.1	1.0	1.0~1.1
使用性 注3)	①	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	②	1.3	1.0	1.0	1.1	1.0
	③	1.0	1.0	1.0	1.0	1.1

① 2007年制定コンクリート標準示方書設計編³⁵⁾に掲載されている標準値

② 小丸川揚水発電所上部調整池表面遮水壁の設計での採用値³³⁾

③ 京極発電所上部調整池表面遮水壁の設計での採用値³⁴⁾

注1:2002年制定コンクリート標準示方書構造性能照査編³⁶⁾による終局限界状態に相当する。

注2:2002年制定コンクリート標準示方書構造性能照査編³⁶⁾による疲労限界状態に相当する。

注3:2002年制定コンクリート標準示方書構造性能照査編³⁶⁾による使用限界状態に相当する。

つきにより解析値が影響を受けることはない。したがって、考慮すべき安全係数として材料係数と構造解析係数を適宜定め、安全率や損傷度を算定すればよい。また、構造係数は概念的に安全率 (F_s)、累積損傷度 (D) と対比されるものであり、構造物の安全性を最終的に判断する係数である。コンクリート標準示方書による安全係数の標準値と田代ら、高野らが設定した数値を対比し表-4.7に示す。L1,L2地震動に対する表面遮水壁の耐震評価は、遮水壁断面の破壊の有無を議論することから、要求性能は表-4.7に示す断面破壊に対する安全性を検討対象と考えた。

前節で行った破断ひずみの評価結果から安全係数 γ_m と γ_a を設定する。破断ひずみ (ϵ_f) を材料係数 (γ_m) で除し遮水壁の設計耐力 ($\epsilon_r = \epsilon_f / \gamma_m$) とする。そして、動的ひずみに (ϵ_{dmax}) に構造解析係数 (γ_a) を乗じて遮水壁の設計応答値 ($\epsilon_a = \epsilon_{dmax} \times \gamma_a$) とすると、遮水壁の安定性は両者の比をとり、構造係数を乗じて式 (4.19) を満足すればよい。

$$\gamma_i \cdot \varepsilon_a / \varepsilon_r \leq 1.0 \text{ ----- (4.19)}$$

ここに、 ε_r : 設計耐力, ε_a : 設計応答値

γ_i : 構造係数

式(4.15)より破断ひずみの安全率は、 $F_s = \varepsilon_f / \varepsilon_{dmax}$ で与えられるから、これを式(4.19)に代入し整理すると次式を得る。

$$F_s = \gamma_i \cdot \gamma_m \cdot \gamma_a \geq 1.0 \text{ ----- (4.20)}$$

表-4.7の安全性(断面破壊)の安全係数を参考に、 $\gamma_i=1.0$, $\gamma_m=1.3$, $\gamma_a=1.1$ とすると、 $F_s=1.0 \cdot 1.3 \cdot 1.1=1.43$ となり前節で求めた $F_s=1.44$ と一致した値を得るので、以降の計算では安全係数を $\gamma_i=1.0$, $\gamma_m=1.3$, $\gamma_a=1.1$ とし遮水壁の耐震評価を行う。

(2) 安全係数を用いた被災地震における遮水壁の耐震評価

安全係数を用いて被災地震の遮水壁の損傷評価を行うと、図-4.37, 4.38に示す結果が得られる。安全係数は、破断ひずみによる評価(P-⑥区間での F_s)により設定しているため、同箇所は $F_s=1.0$ となる。一方、損傷度による評価では、P-⑥, ⑦区間で $D<1.0$ と算定されるが、安全係数を考慮することによりP-⑤~⑦区間は破壊域へと進展する。このように、破断ひずみによる評価に比べ累積損傷度の評価の方が若干厳しい評

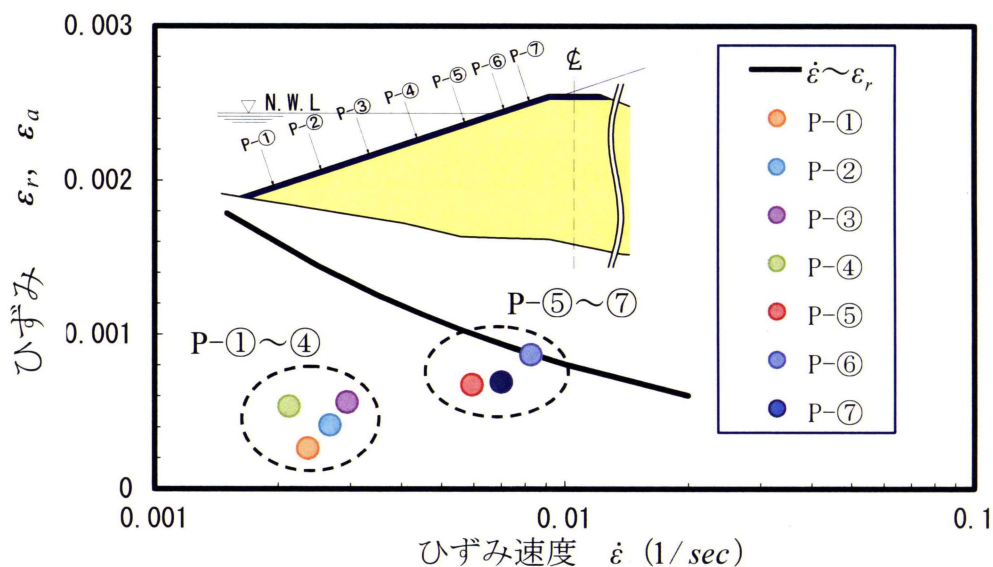


図-4.37 $\dot{\varepsilon} \sim \varepsilon_r, \varepsilon_a$ の関係 ($\alpha_B=85\text{gal}$; St60/80 混合物)

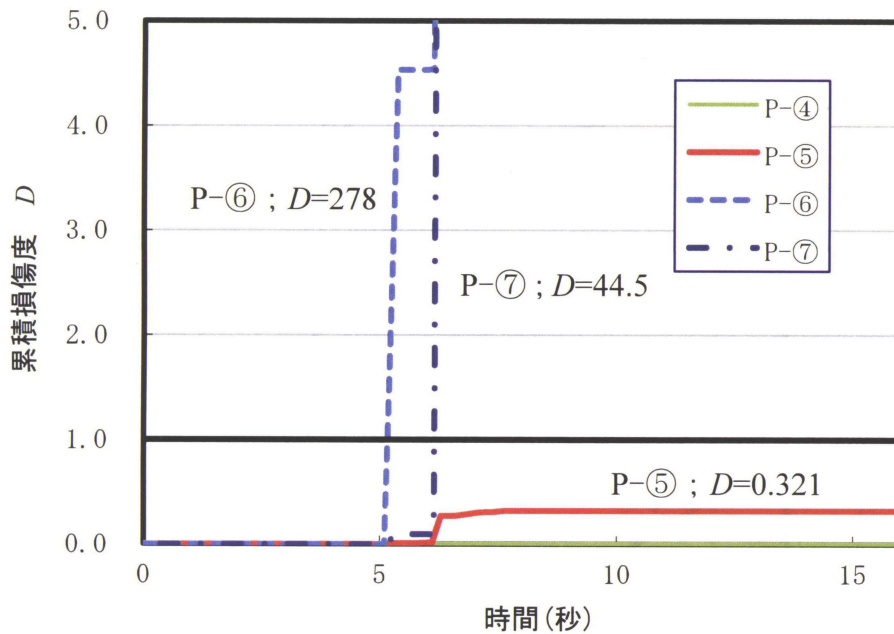


図-4.38 安全係数を考慮した D の時刻歴変化 ($\alpha_B=85\text{gal}$; St60/80 混合物)

価結果を与えるが、いずれの方法でも遮水壁全域において遮水壁が破壊する結果とはならない。

(3) L1 地震動 ($\alpha_B=200\text{gal}$) における遮水壁の耐震評価

L1 地震動における耐震評価では、StAs80/60 混合物と SfAs 混合物の材料特性の比較により遮水壁の耐震性の向上について吟味した。StAs80/60 混合物の場合は、図-4.39, 4.40 に示すように、遮水壁のほぼ全域 (P-②~⑦区間) にわたって $F_s \leq 1.0$, $D > 1.0$ となり遮水壁は破壊する。一方、SfAs 混合物の場合は、図-4.41, 4.42 より F_s , D とともに十分安全な値 ($F_s \geq 7.3, D \leq 7.60 \times 10^{-3}$) を示し、L1 地震動に対して遮水壁は十分耐力があると考えてよい。また、図-4.40 の D ~時間関係から StAs80/60 混合物の破壊に至る過程をみると、P-②~④区間は $t \approx 6$ 秒で急激に D 値が増加し、P-⑤~⑦区間は $t=3 \sim 5$ 秒の間で破壊する。これに対し、SfAs 混合物の疲労特性を用い求めた図-4.42 では主要動 $t=5.0 \sim 9.0$ 秒で損傷が徐々に進行する傾向が見られる。当然ながら、図-4.40 と図-4.42 に示した D 値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。

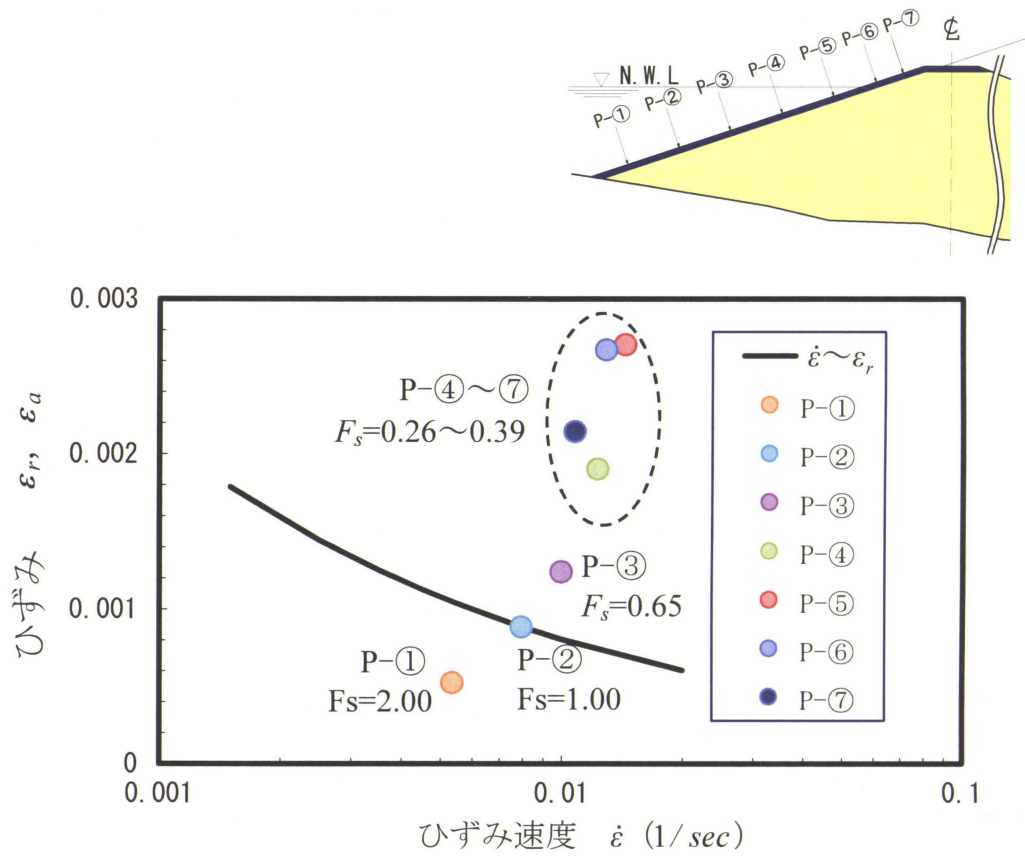


図-4.39 $\dot{\epsilon} \sim \epsilon_r, \epsilon_a$ の関係 ($\alpha_B=200\text{gal}$; St60/80 混合物)

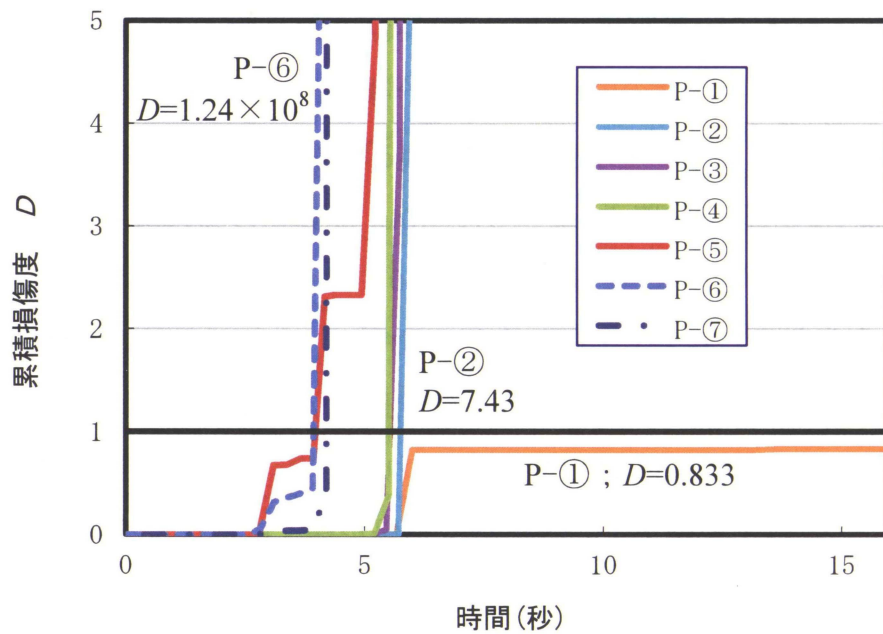


図-4.40 安全係数を考慮した D の時刻歴変化 ($\alpha_B=200\text{gal}$; St60/80 混合物)

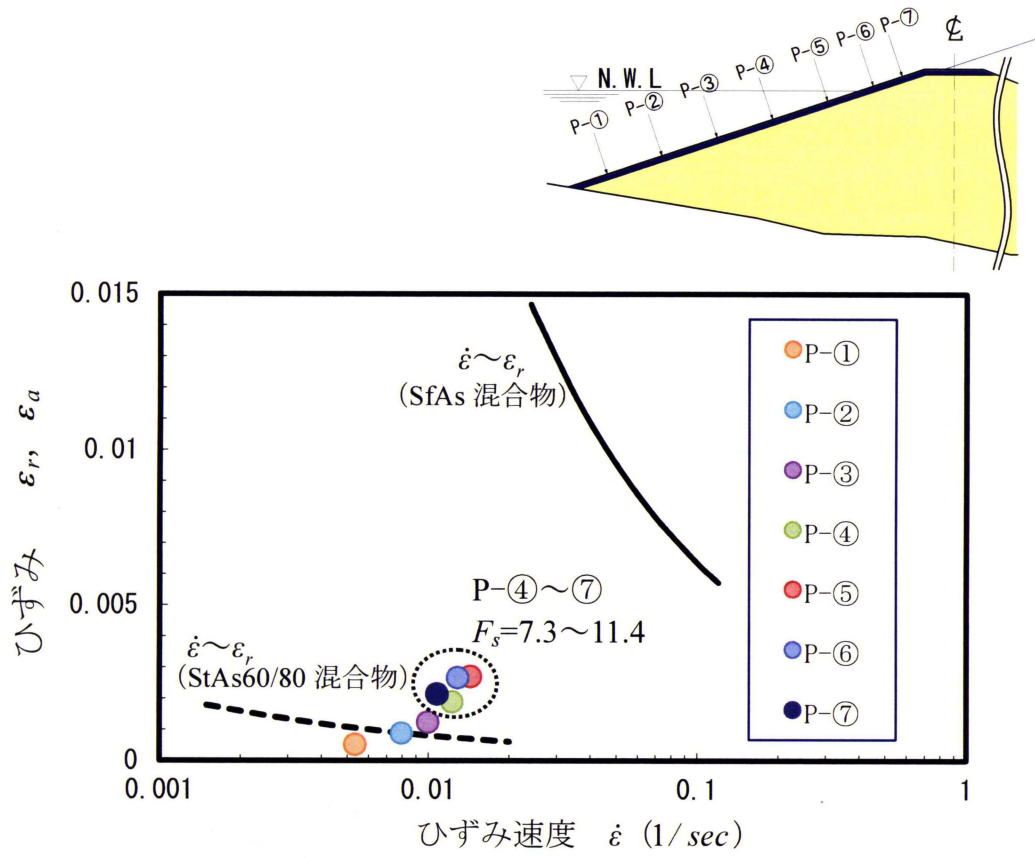


図-4.41 $\dot{\epsilon} \sim \epsilon_r, \epsilon_a$ の関係 ($\alpha_B=200\text{gal}$; SfAs 混合物)

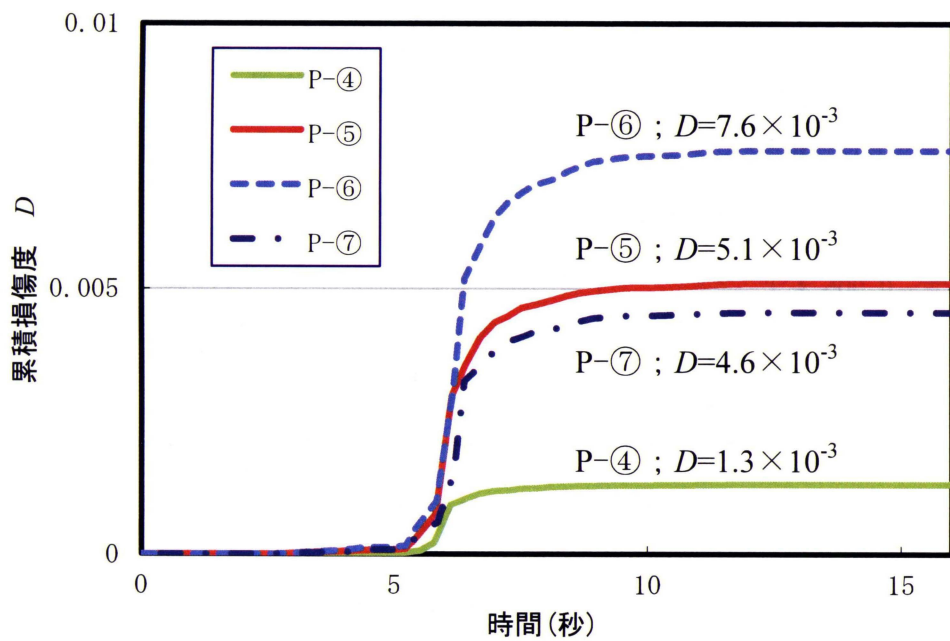


図-4.42 安全係数を考慮した D の時刻歴変化 ($\alpha_B=200\text{gal}$; SfAs 混合物)

(4) L2 地震動における遮水壁の耐震評価

図-4.43, 4.44 は, SfAs 混合物の材料特性を適用し $\alpha_B=350\text{gal}$ (L2 規模の地震) における遮水壁の破壊判結果を示したものである。破断ひずみによる評価では P-⑥, ⑦ 区間で, 設計応答値 ε_a が断面耐力 ε_r を上回る。累積損傷度による評価では P-⑦ 区間が $D>1.0$ となり, いずれも堤頂部に近い遮水壁の破断が予測される。L2 地震動においては満水面以下の遮水壁の安全性の確保が重要であるが, 東富士ダムの満水面は P-⑤区間の近くにあるので, 著しい漏水を伴うような遮水壁の損傷は回避できると考えられる。また, 図-4.44 に示す損傷度の累積過程は, 図-4.42 に示した $\alpha_B=200\text{gal}$ と同様, 損傷が徐々に進行する傾向が見られ, 損傷が急激に進行し破壊に至る脆性的な挙動 (図-4.38, 4.40) とは異なり破壊靱性を有する挙動を示すことから, 堤頂付近の破壊現象が堤底部へ伝播する損傷の可能性は少ないものと推察される。

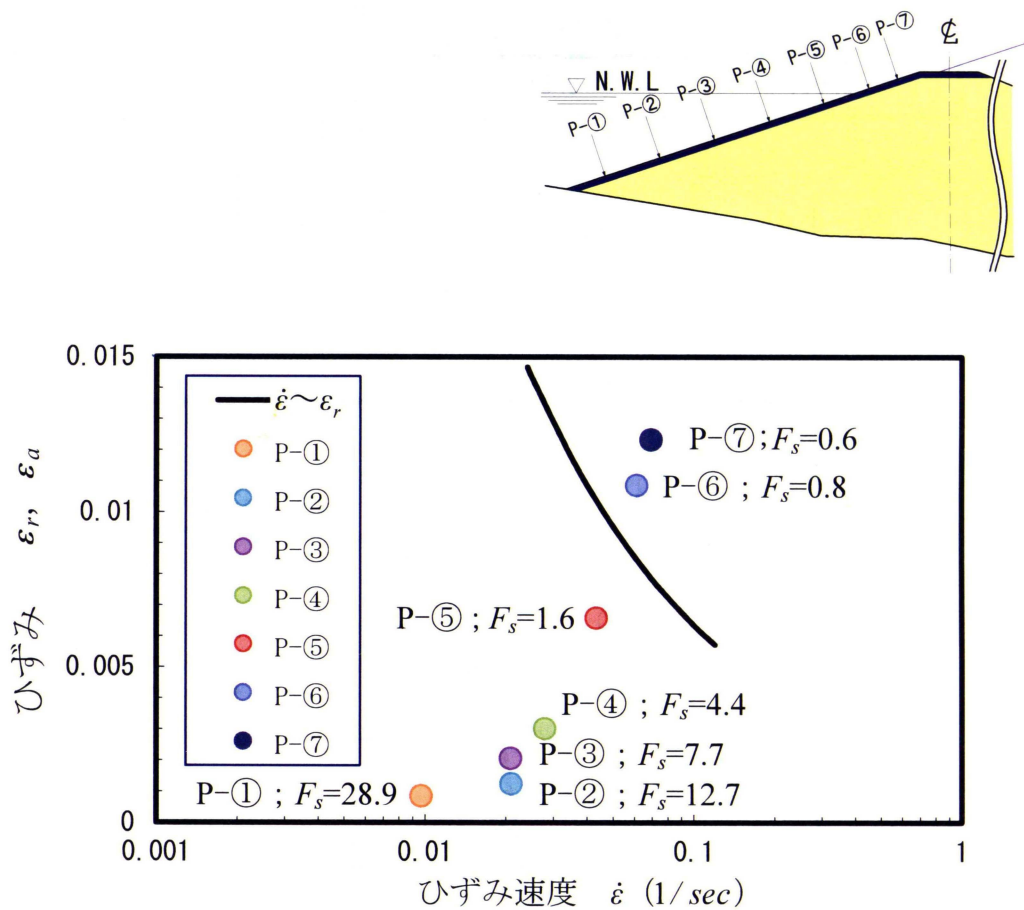


図-4.43 $\dot{\varepsilon} \sim \varepsilon_r, \varepsilon_a$ の関係 ($\alpha_B=350\text{gal}$; SfAs 混合物)

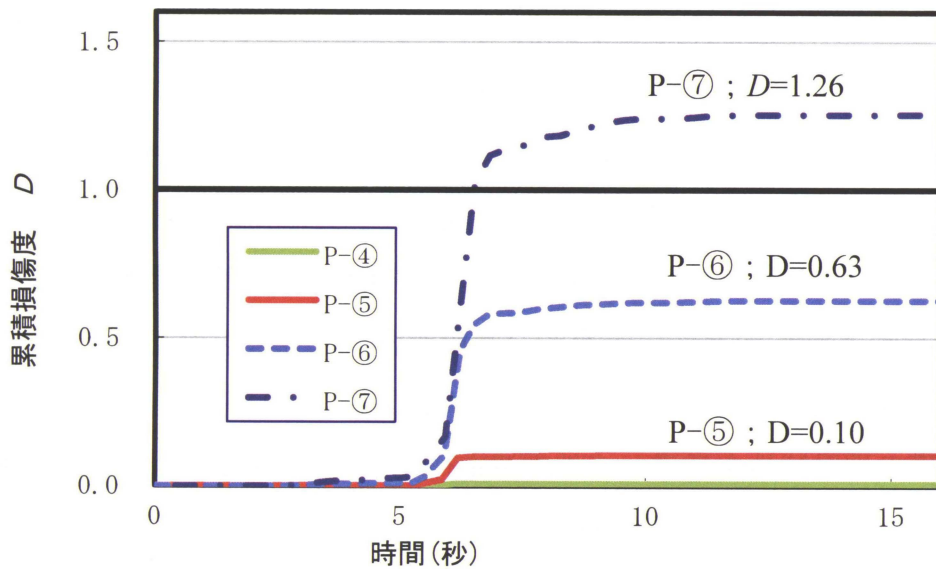


図-4.44 安全係数を考慮した D の時刻歴変化 ($\alpha_B=350\text{gal}$; SfAs 混合物)

L2 地震動における耐震評価では、被災地震動の評価結果に反し、累積損傷度による評価に比べて破断ひずみによる評価の方がやや厳しい評価を与える結果となった。この要因として、地震動の相違による動的ひずみの応答の変化が考えられる。すなわち、4.2.5 節で述べたように、 $\alpha_B=85\text{gal}$ の場合は、 $t=5.0\sim 8.0$ 秒の比較的均等な応答値を示すのに対し、 $\alpha_B=200\text{gal}$ (L1 地震動) では $t=6.0$ 秒付近に明瞭なピーク値が出現し、主要動は 2 波で代表され、 $\alpha_B=350\text{gal}$ (L2 地震動) では主要動は 1.5 波の突出したピークをもつ波形を呈し、に遮水壁の破壊は、疲労蓄積が生じる以前に破断により生じる可能性を示唆している。換言すると、地盤加速度が大きい継続時間が短い内陸直下型地震では、疲労蓄積が少なく破断ひずみによる評価は有効であるが、内陸直下型地震に比べ地盤加速度はそれほど大きくないが継続時間が長い海洋プレート型地震では累積損傷による影響が顕著に現れるものと考えられる。

4.4 まとめ

本章では、実地震により被災・損傷したダム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した。そして、遮水壁の損傷要因が地震時の繰り返し変形によるものであることを明らかにし、震度法による耐震設計の合理性について議論した。遮水壁の耐震評価では、斜面（遮水

壁) に沿う動的ひずみに着目し、前章で行った単軸引張試験から求めたひずみ速度と破断ひずみの関係及び、繰り返し载荷試験で得られた疲労特性を用いた遮水壁の耐震評価方法を提案した。これら二つの評価方法を $\alpha_B=85\text{gal}$ (被災時の地震動) に適用し、StAs60/80 混合物により施工された遮水壁の損傷原因の究明を試み、設計上配慮すべき安全率の考え方について指摘した。そして、L1 ($\alpha_B=200\text{gal}$) , L2 ($\alpha_B=350\text{gal}$) 地震動に対する遮水壁の破壊予測を行い、特殊改質アスファルト混合物を用いた遮水壁の耐震性に言及し、品質改善の有効性を確認した。

前節までの議論を集約すると、以下のように整理される。

- (1) ダム基礎の地盤特性を考慮して地震波を作成した。継続時間は変えずに最大加速度が、被災時の観測値 $\alpha_B=85\text{gal}$ の場合と、設計地震 (L1 地震動) である $\alpha_B=200\text{gal}$ 及び L2 地震動として $\alpha_B=350\text{gal}$ になるように加速度を縮尺した3つの地震波を用いて応答解析を行った。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について吟味したところ、 $\alpha_B=85\text{gal}$, 200gal におけるすべり土塊の平均加速度 (α) は降伏加速度 (α_y) より小さく、すべり破壊に対する安全性は確保され、塑性変形が生じることはないと判断される。また、東富士ダムの L2 地震動における塑性変形量は、最大 2.8cm であり余裕高 3.0m に比べかなり小さく、貯水の越流に対する安全性は十分確保されている。
- (2) 土塊の降伏加速度 (α_y) と平均加速度 (α) は、実務で使用されている震度法による安定計算の震度の概念と密接に関係し、堤体に作用する地震力を表している。図-4.20 に示すように α_y/α が小さくなるほど塑性変形量は大きくなることから、地震力を考慮した円形すべりによる安定計算を適用し、安全率 $F_s \geq 1.2$ を確保する我が国の耐震設計法は降伏加速度に対しても安全率を見込むこととなり、地震時の塑性変形を抑制する意味があるものと考えられる。また、表-4.4 に示したように、降伏加速度及び平均加速度はともに堤底から堤頂に向かって縮小した円弧ほど大きくなるが、降伏加速度の増加に比べ平均加速度の増加傾向は大きくなり、 α_y/α は堤頂に向かう円弧ほど小さくなる傾向を示し塑性変形量は大きくなる。したがって、塑性変形量の抑制の観点からは、震度を堤頂方向に増幅させる修正震度法を適用する耐震設計指針 (案) は現行の震度法に比べより合理的であるものと思われ。

- (3) 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塑性変形に起因するものが考えられる。東富士ダムにおける遮水壁の亀裂発生は、塑性変形が起こらない地震動の作用において生じており、遮水壁の損傷は、地震中の繰り返し変形により遮水壁に発生したひずみが遮水壁材料の変形能力を上回り生じたものと考えられる。
- (4) 堤体と遮水壁が一体に挙動するものと考え、上流斜面上の節点変位から遮水壁に生じる動的ひずみを定義した。この動的ひずみに着目し、単軸引張試験による破断ひずみの特性と、繰り返し载荷試験による疲労特性を用いた遮水壁の耐震評価法を提案した。いずれの評価方法も速度依存性を考慮しているが、前者はひずみ速度を平均化する過程において安全側の処置が講じられるため、両評価は比較的一致した結果を得ることが判明した。被災時の地震規模に対する評価結果では、天端付近の遮水壁に破壊域が形成されることがわかった。
- (5) 提案した方法を実務設計に適用するためには、材料特性のばらつきや材料の経年劣化を考慮する等の安全係数の設定が必要である。コンクリート構造物の限界状態設計法では要求性能に応じた安全係数 (γ_m ; 材料係数, γ_a ; 構造解析係数) を設定している。被災時の地震動の評価結果から安全係数を設定すると、 $\gamma_m=1.3$, $\gamma_a=1.1$ が得られ、アスファルト遮水壁耐震設計にも限界状態設計法で使用される安全係数の概念が適用できるものと判断される。
- (6) 特殊改質アスファルト混合物を用いた遮水壁の耐震性は、L1 地震動 ($\alpha_B=200\text{gal}$) において十分安全な値を示しており遮水壁は十分耐力があると考えてよい。また、L2 地震動においては満水面以下の遮水壁の安全性の確保が重要である。東富士ダムの場合、L2 地震動において、堤頂部に近い遮水壁の破断が予測されるが満水面近傍より底部の遮水壁では破壊が発生しないので、著しい漏水を伴うような遮水壁の損傷は回避できると考えられる。

参考文献

- 1) Powell, G. H. : Earthquake Resistant Design of Engineering Structure, June 19-30,1972
- 2) Hardin,B.O. and Drnevich,V.P. : Shear modulus and damping in soils :measurement and parameter effects, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proc. ASCE, Vol.98, No.SM6, pp.603-624, 1972
- 3) Hardin,B.O. and Drnevich,V.P. : Shear modulus and damping in soils :Design equations and Curves , Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proc. ASCE, Vol.98, No.SM7, pp.667-692,1972
- 4) Kondner, R. L. : Hyperbolic Stress-strain Response Cohesive: Soil, Proc. ASCE, SM1, pp.143-155, 1963
- 5) 渡辺啓行 : フィルダムの模型実験ならびに地震観測による震動解析手法の信頼性の検証, 電力中央研究所技術第二研究所報告, pp.1-22,1974
- 6) Y.Nakamura, Y.Ohne, K.Narita, T.Okumura, K.Nomura, M.Shimazaki, T.Mizuno : Earthquake damaged and remedial works for an earth dam with asphalt facing, 75th Annual Meeting of ICOLD,IV-34 pp.1-12, 2007
- 7) 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
- 8) 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
- 9) 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
- 10) Sezawa Katsutada, Kanai Kiyoshi: Damping in Seismic Vibrations of a Surface Layer due to an Oliquely Incident Disturbance. Earthquake Research Institute No.14, 1963
- 11) Acceleration Records on Dams and Foundations No.2 : Japan commission on Large Dams,2002,4
- 12) 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

- 13) 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
- 14) 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, Vol.8,No.4,pp.270-282,1998
- 15) 田村重四郎, 岡本舜三, 加藤勝行 : 岩盤地帯の地震動の最大加速度について, 土木学会第 13 回地震工学研究会発表会講演概要集, pp.181-184, 1979
- 16) 川島一彦, 相沢 興, 高橋和之 : 最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式, 土木研究所報告, No.166,1985
- 17) 活断層研究会編 : [新編] 日本の活断層, 東京大学出版会,1991
- 18) 松田時彦 : 活断層から発生する地震の規模と周期について, 地震, 2, 28, pp.269-283, 1975
- 19) N. M. Newmark : Effects of Earthquake on Dams and Embankment, Geotechnique, London, England, Vol.5, No.2, 1965
- 20) Chopra, A., : Earthquake Response of Earth Dam, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.93, No.SM3., pp.65-81, 1967
- 21) Seed, H.B. : A Method for Earthquake -Resistant Design of Earth Dam, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.92, No.SM1., pp.13-41, 1966
- 22) Makidisi, F.I. and Seed, H.B. : Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformation, ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol.104, No.GT7, pp.849-867,July,1978
- 23) 渡辺啓行, 馬場恭平 : フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価手法の一考察, 大ダム, No.97,pp.29-42,1981
- 24) 舘山 勝, 龍岡文夫, 古関潤一, 堀井克己 : 盛土の耐震設計法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.12, No.4, pp.7-12, 1998
- 25) 大崎順彦 : 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, pp.129-134, 1994
- 26) Seed, H.B. and Idriss, I. M. : Rock Motion Accelerograms for High Magnitude Earthquakes, Report No. EERC 67-7, Earthquake Engineering Research Center, University of California , Berkeley, California, 1969
- 27) Seed, H.B. : Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes, J.GED, ASCE, Vol.105,GT2,pp.201-255,1979

- 28) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. : Effects of Vertical Drains on the Bearing Capacity of Saturated Sand During Earthquakes, Proceedings International Conference on Engineering for Protection from Nature Disasters, pp.643-655,1980
- 29) Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L. F. and Chung, R. M. : Influence SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.111,No.12, pp.1425-1445,1985
- 30) 建設省河川局監修：改訂新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 I，(社)日本河川協会，2008，7
- 31) 建設省河川局開発課監修：フィルダムの耐震設計指針（案），1991
- 32) 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， pp.61-69， 1988
- 33) 田代幸英，大内 周，栗津善文，松田智行：アスファルト全面表面遮水壁型調整池の耐震性評価，ダム工学，Vol.11， No.1， pp.15-25， 2001
- 34) 高野 準，中井雅司，小山田和：京極発電所上部調整池アスファルト表面遮水壁の設計，電力土木，No.300， pp.104-110， 2002
- 35) (社)土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書[設計編：本篇]， pp.22-28， 2007
- 36) (社)土木学会：2002年制定コンクリート標準示方書[構造性能照査編]， pp.14-17， 2002

第5章 アスファルト表面遮水壁 の設計・施工に対する提言

5.1	はじめに	153
5.2	補修工事の概要	153
5.2.1	舗設断面	153
5.2.2	切削施工における留意事項	157
5.3	特殊改質アスファルトの施工性	159
5.4	L2地震動における堤体及び遮水壁の補強に対する提言	164
	参考文献	167

第5章 アスファルト表面遮水壁の設計・施工に対する提言

5.1 はじめに

前章までの議論で、遮水壁材料として新たに開発した特殊改質アスファルト混合物の有効性が確認された。本章では、補修工事における舗設断面計画および、特殊改質アスファルト混合物の施工における既往技術の適応性について言及する。また、塑性変形を伴う地震動に対する堤体及び表面遮水壁の耐震補強について二三の検討を加え、アスファルト表面遮水壁型ダムへの設計・施工における留意事項について提言する。

5.2 補修工事の概要

5.2.1 舗設断面

図-5.1は、遮水壁の舗装構成と地震により生じた遮水壁の亀裂の発生状況を概念的に示したものであり、遮水壁の亀裂の多くは表層（ストーンシート）にとどまるものであったが、2.3.3項で述べたように堤頂部付近の遮水壁は、基礎処理層に達しているものも散見された。

既往の補修工事では、第2章2.2.2項で述べたように、面的な広がりを持って遮水層に損傷が及んでいる場合は、切削して再舗装をしている例が多い。東富士ダムの補

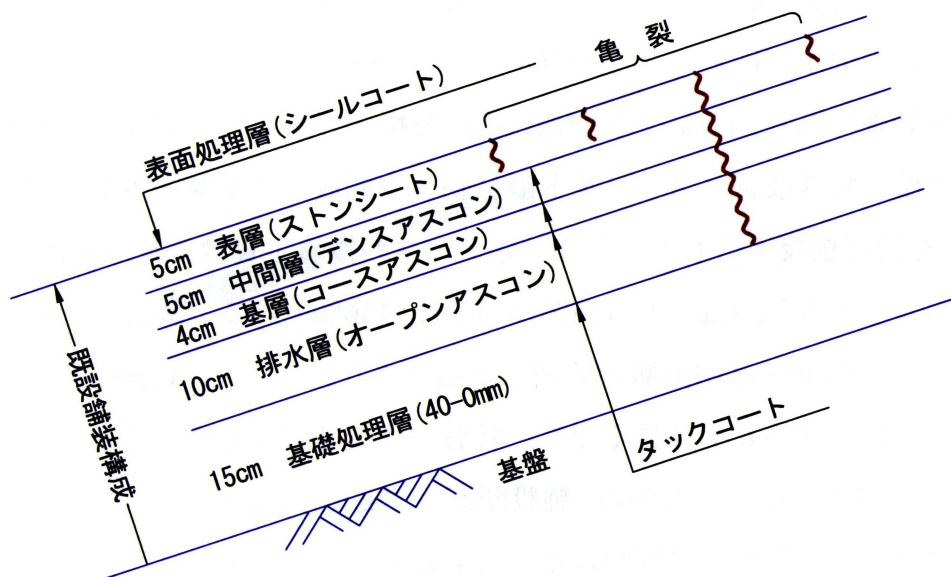
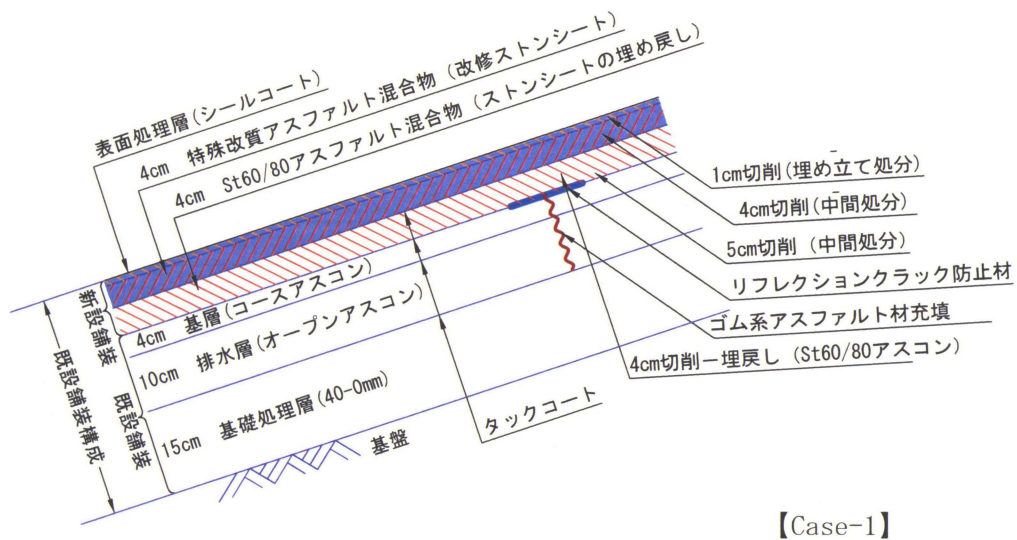


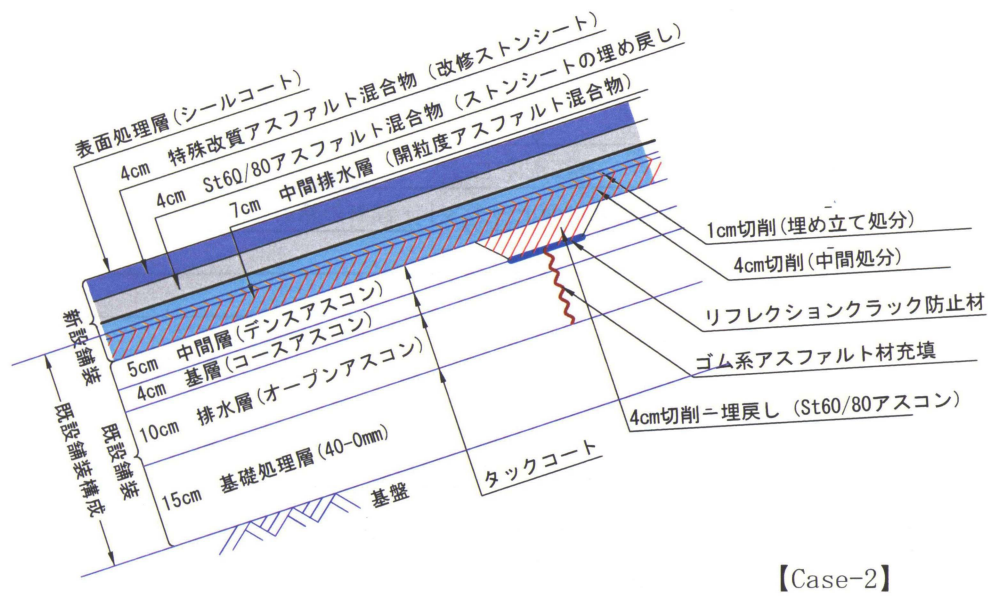
図-5.1 既設舗装断面構成と地震により生じた亀裂の発達状況

修工事においてもこれを参考とし、損傷が軽微である底面と北側斜面の一部を除き、マスチックを含む遮水層を切削しオーバーレイを行う方法を採用した。また、道路舗装の補修において、古いコンクリート舗装の上にアスファルト混合物をオーバーレイした時などに、下地の層の目地や亀裂の直上に同じような形の亀裂が発生することがある。これは、リフレクションクラック (reflection crack, reflective cracking) ¹⁻³⁾ と呼ばれ、交通荷重や温度応力に起因した舗装体の伸縮が、下層の目地や亀裂により不連続となり発生する。この対策として、一般に、①オーバーレイの層厚を増す、②不連続部の伸縮挙動に対して柔軟に追従できる粒状材料あるいは、柔軟性のあるゴム化アスファルトなどを褥層 (じょく層) として挟在させる、③ガラスグリッドなどのジオテキスタイルを用いてせん断補強するなどの処置が講じられる。当該工事においても基礎処理層にまで亀裂が達している個所は、リフレクションクラックの発生が懸念されるので、亀裂が残置する箇所にはゴム化アスファルトを注入し、リフレクションクラック防止としてガラスグリッドを敷設しオーバーレイを行うこととした。

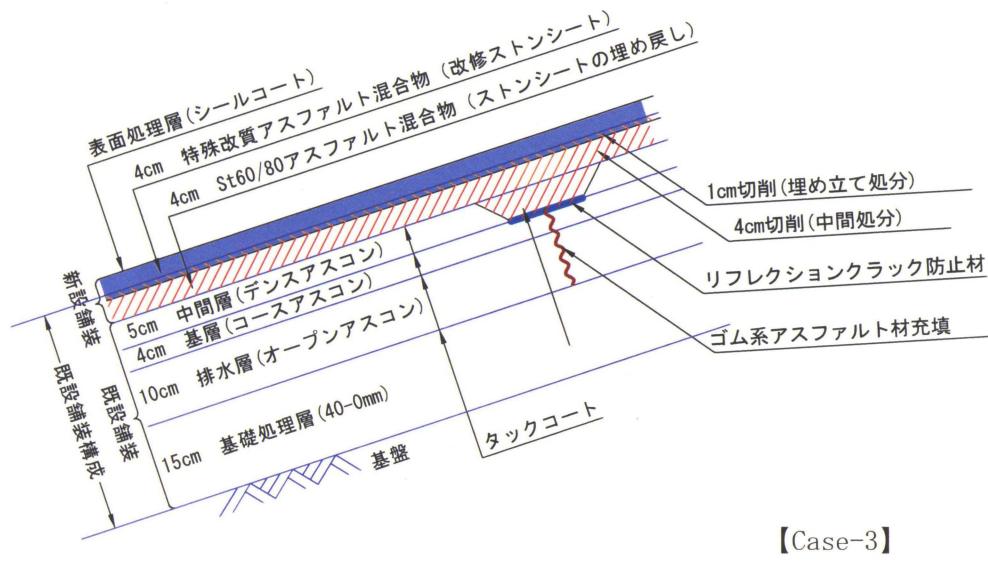
オーバーレイを行う舗設断面は、図-5.2 に示すように3つのケースについて比較した。Case-1 は、機能復旧の観点から考えた断面であり、表層と中間層を切削除去し、表層は特殊改質アスファルト混合物により、中間層はストレートアスファルト 60/80 混合物でそれぞれオーバーレイする。Case-2 は、表層を切削除去し、既設の中間層に開粒度のアスファルト混合物 (オープンアスコン) と遮水層 (表層 ; 特殊改質アスファルト混合物、中間層 ; ストレートアスファルト 60/80 混合物) を舗設するものである。浸透水は、中間排水層と既設舗装の排水層で分離計測できるので、地山からの湧水と貯水池からの漏水が区別できる利点がある。Case-3 は、経済性と工期短縮に充填を置いた断面計画であり、Case-2 と同様、切削を損傷の著しい表層部にとどめ、既設の中間層に表層 ; 特殊改質アスファルト混合物と中間層 ; ストレートアスファルト 60/80 混合物を新規舗設するものである。各ケースの概算工費は、最も経済的となる Case-3 を 100% とすると、Case-1 ; 124%、Case-2 ; 136% となる。また、工期は Case-3 の施工量に比べ、Case-1 は中間層の切削工事増により約 3 ヶ月、Case-2 は中間排水層の舗設工事増により約 6 ヶ月長くなり、営農の休業補償を考慮すると経済性は Case-3 がさらに有利となることから、舗設断面は Case-3 を採用し、補修工事は図-5.3 に示す施工フローにしたがって行われた。主要工事の施工状況は、巻末付録に詳述するので参照されたい。



【Case-1】



【Case-2】



【Case-3】

図-5.2 補修工事における舗装断面

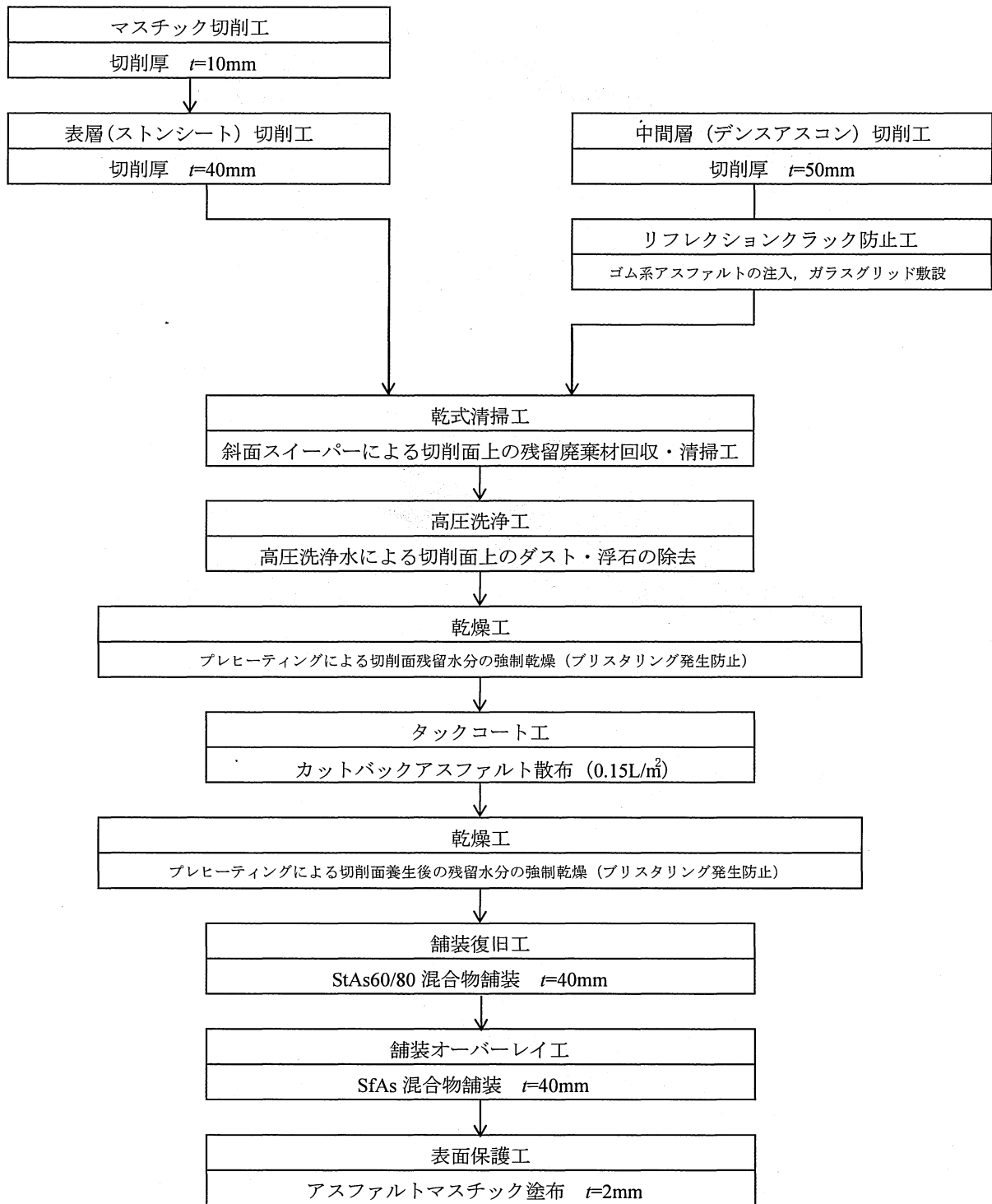


図-5.3 東富士ダムの補修工事における施工フロー

5.2.2 切削施工における留意事項

東富士ダムのマスチックには流動防止材として発癌性物質であるアスベストが添加されており、表層の切削工は、図-5.3 に示すようにマスチックの切削($t=10\text{mm}$)ストーンシートの切削($t=40\text{mm}$)の2段階に分けて行った。このため、マスチックの切削屑は最終処分場へ廃棄処分し、ストーンシート及びデンスアスコンの切削屑は回収しリサイクル材として利用した。写真-5.1 は、表層（ストーンシート）切削後、中間層に残る亀裂の状況を示したものである。中間層に認められる亀裂は、前項で述べたように中間層を帯状に切削して埋め戻す計画である。切削部の始点と終点は既設舗装と新規舗装の打継目個所となり構造上の弱部となる可能性が高く、一般に、打継目個所の施工仕様⁴⁾⁶⁾は、50cm以上離して施工するよう規定されている。また、図-5.4 に示すように、切削幅及び切削長さは、切削箇所の埋戻しを重機施工で行う場合、切削幅は切削機械の幅員の整数倍（=施工幅）となるようにとり、切削長さは舗設機械の長さに施工開始部と終点部の長さを加算した長さとする必要がある。リフレクションクラック防止のため敷設したガラスグリッドの転圧状況を写真-5.2 に示す。



写真-5.1 表層（ストーンシート）切削後の亀裂

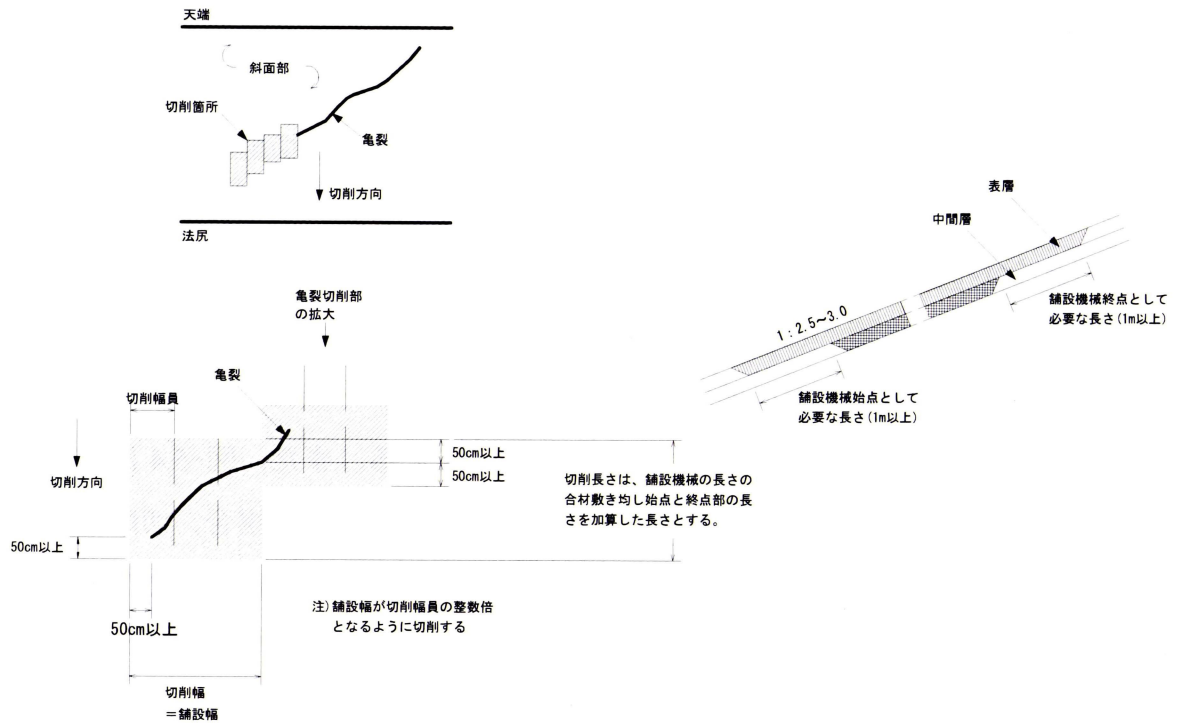


図-5.4 帯状切削における切削範囲の取り方

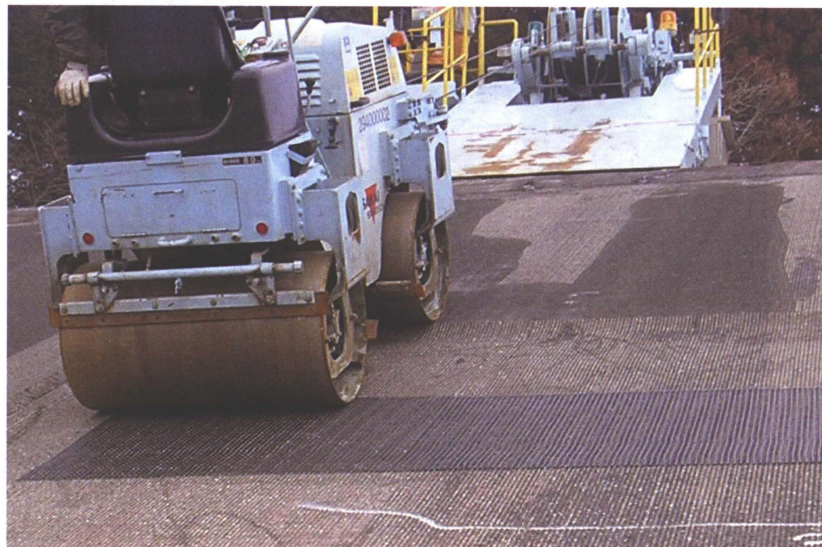


写真-5.2 ガラスグリッドの敷き均し状況

5.3 特殊改質アスファルトの施工性

施工温度及び転圧回数を決定するため、表-5.1 に示す機械構成により舗設試験を行った。施工条件（温度及び転圧回数）を変化させた舗設割り付けを図-5.5 に示す。



赤線は継目(コールドジョイント)を表す。

図-5.5 舗設試験割り付け図

表-5.1 主要舗設機械

使用機械	仕様	台数
ウインチポータ No.1	牽引力 17.6t	1
アスファルトフィニシャー	舗装幅 4.0m	1
ダンパー車	3.0m ³	1
クローラクレーン	50 t	1
ローラーウインチ	牽引力 1.2 t	1
トラックウインチ	牽引力 3.0t	1
振動ローラー	SW-250,1.6 t	3

ローラーによる転圧方法は、次のとおりとした。

- ① 次転圧：無振動による転圧を一往復（2回）行った後，登坂時有振動（1回），降坂時無振動（1回）。
- ② 二次転圧：登坂時有振動（2回，4回），降坂時無振動（2回，4回）。
- ③ ジョイント部：フィニシャーに搭載したジョイントコンパクターにより転圧を行う（写真-5.3 参照）。

各工区よりφ100mmのコアを採取し施工温度と締固め度を求めた。締固め度の算定するための基準密度は，出荷される混合物の一部を採取し，プラントにおいて片面各25回突固めて作成したマーシャル供試体の平均密度とした。施工温度，転圧回数，密度及び締固め度を表-5.2に示す。

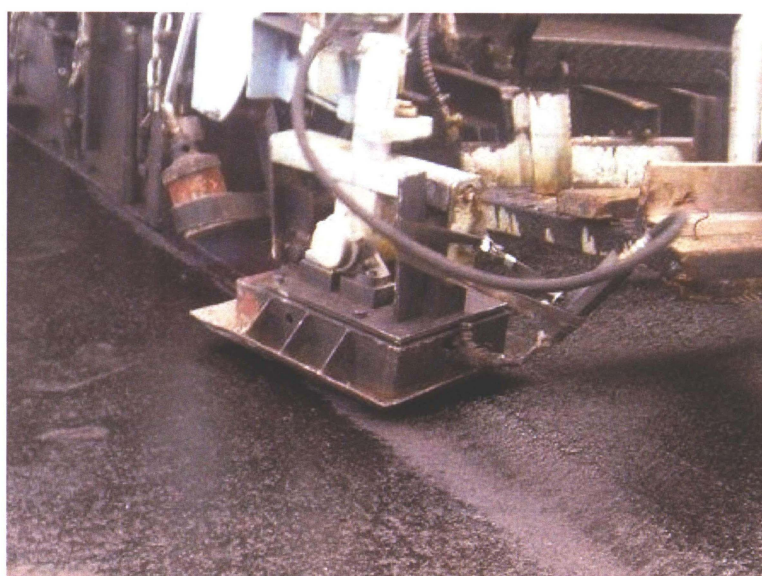


写真-5.3 ジョイントコンパクターによる継目の施工状況

表-5.2 施工温度，転圧回数，密度の関係

工区	敷均し温度 (°C)	一次転圧温度		二次転圧温度		基準密度 (g/cm ³)	コア密度 (g/cm ³)	締固め度 (%)
		温度 (°C)	転圧 回数	温度 (°C)	転圧 回数			
A工区	134	125	4	105	6	2.336	2.330	99.7
B工区	161	113	4	70	6	2.336	2.322	99.4
C工区	144	94	4	85	6	2.336	2.324	99.5
D工区	153	133	4	110	6	2.330	2.320	99.6
E工区	164	113	4	67	6	2.330	2.322	99.7
F工区	142	91	4	76	6	2.330	2.316	99.4
G工区	162	146	4	120	8	2.336	2.331	99.8
H工区	156	112	4	85	8	2.336	2.326	99.6
I工区	160	101	4	90	8	2.336	2.323	99.4
J工区	158	134	4	103	8	2.330	2.327	99.9
K工区	162	112	4	75	8	2.330	2.327	99.9
L工区	141	93	4	82	8	2.330	2.319	99.5

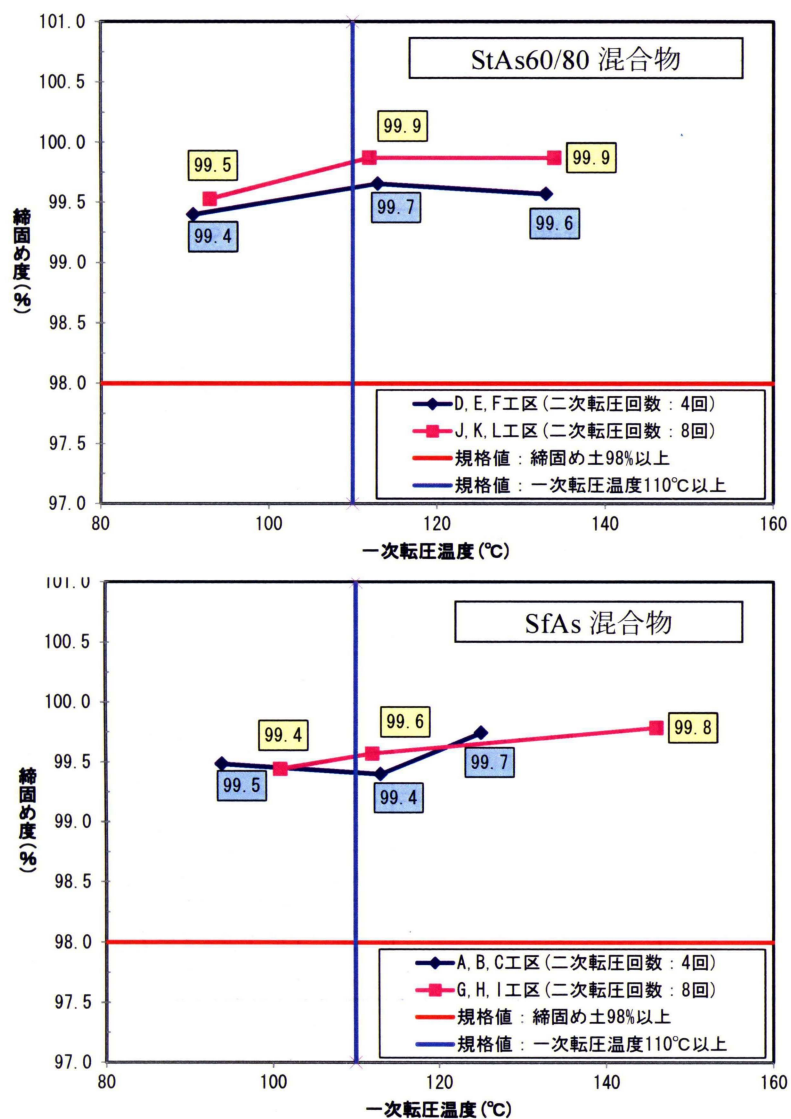


図-5.6 施工条件と締固め度の関係

図-5.6 は、施工条件と締固め度の関係を示したものであり、特殊改質アスファルト混合物とストレートアスファルト 60/80 混合物はいずれも規格値である締固め度 98% を満足していることが確認された。

継目部は、ジョイントヒータとジョイントコンパクターによる施工を計画しており、これにより一般部と同等の品質が得られるかを確認するため、一般工区と継目部から採取した試料 (400×400×400mm) から供試体を切り出し表-5.3 に示す試験条件で曲げ試験を実施した。試験結果は、表-5.4 に示すとおりであり一般部と継目部ではほぼ同じ結果が得られておりの、同じ条件で施工が可能であるものと考えられる。遮水壁の品質管理は、表-5.5, 5.6 にしたがって行った。

表-5.3 曲げ試験の条件

項目	仕様
供試体寸法	30×30×300mm
試験温度	5°C
載荷速度	50mm/min
支点間距離	200mm

表-5.4 曲げ試験結果

混合物の種類	工区		曲げ強度(MPa)	曲げひずみ
StAs60/80 混合物	一般工区	A	10.64	0.00741
	継目部	A-G	11.26	0.00833
		B-H	10.81	0.00810
		C-I	11.21	0.00738
SfAs 混合物	一般工区	D	3.83	0.06096
	継目部	D-J	4.09	0.05507
		E-K	3.64	0.07266
		F-L	3.92	0.06500

表-5.5 プラントにおける品質管理基準

区分	名称	管理項目	管理工程	試験方法	頻度	規格値	適用	
材 料	ストレート アスファルト	針入度	アスファルトタンク	針入度試験	1回/100t	60~80	ミルシート提出	
		軟化点	アスファルトタンク	軟化点試験	1回/100t	44~52℃	ミルシート提出	
		温度	アスファルトタンク	測温	1回/時間	160±10℃		
	特殊改質 アスファルト	針入度	アスファルトタンク	針入度試験	1回/100t	100以上	ミルシート提出	
		軟化点	アスファルトタンク	軟化点試験	1回/100t	60℃以上	ミルシート提出	
		温度	アスファルトタンク	測温	1回/時間	160±10℃		
ファイバー	粉末度	貯蔵倉庫	ふるい分け試験	1回/50t	70%以上	0.075mm フライ		
骨材	粒度	ホットビン	ふるい分け試験	2回/日	配合粒度			
混 合 物	アスファルト 混合物	アスファルト量	合材サイロ出口	抽出試験	1回/日	±0.5%		
		骨材粒度	合材サイロ出口	抽出ふるい分け 試験	1回/日	5mm以上	±6%	規格値は標準配 合からのずれ
						2.5mm	±5%	
						0.075以下	±2.5%	
		空隙率	合材サイロ出口	マーシャル試験	1回/日	3%以下	片面25突固め× 両面	
		透水性	合材サイロ出口	透水試験	1回/週	1×10 ⁻⁸ cm/s以下		
温度	合材サイロ出口	測温	運搬車毎	180±15℃				

表-5.6 舗設現場における品質管理基準

区分	名称	管理項目	管理工程	試験方法	頻度	規格値	適用
混 合 物	アスファルト 混合物	敷き均し 温度	敷き均し前	測温	ダンパー車毎(斜面) ダンプ毎(底面)	130℃以上	
		転圧温度	転圧前	測温	ダンパー車毎(斜面) ダンプ毎(底面)	100℃以上	
		厚さ	転圧後	測厚(舗装端部)	10m毎を原則	40~45mm	任意に定点 設定
				電磁波レーダー	1箇所/1000m ²		
		密度	転圧後	RI試験	1箇所/1000m ²	基準密度の98%	
		水密性	転圧後	真空試験	随時	700hPaの減圧 で圧力上昇が 70hPa/3min以下	主に継目部 で実施

5.4 L2地震動における堤体及び遮水壁の補強に対する提言

図-5.7は、第4章で行ったL2地震動を与えた地震応答解析において、塑性変形が生じる円弧すべりと、損傷が懸念される遮水壁の位置（P-⑤～⑦）を示したものである。L2地震動においては満水面以下の遮水壁の安全性の確保が重要であり、概念的には図-5.8に示す遮水壁の損傷とすべり破壊に対する安定性が閾値となる。地震時に

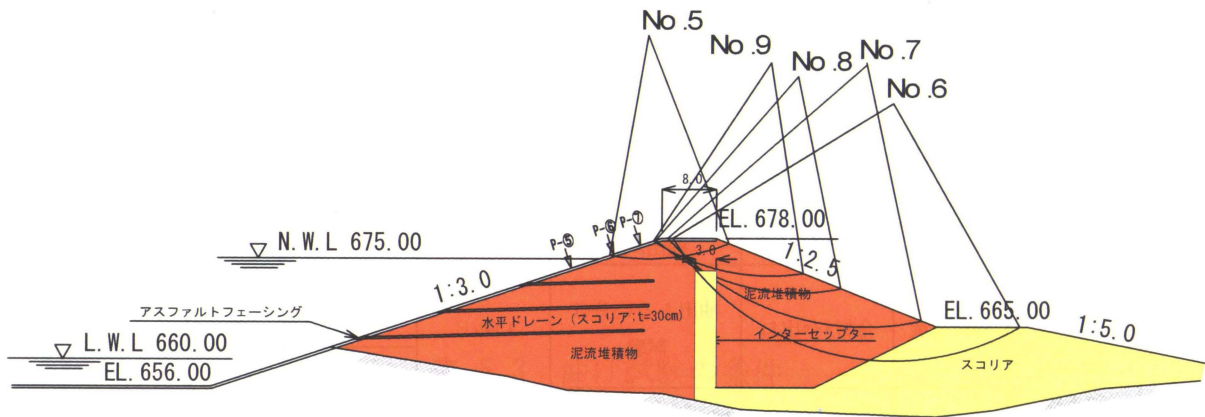


図-5.7 L2地震動において塑性変形の生じる円弧形状と遮水壁の損傷発生箇所

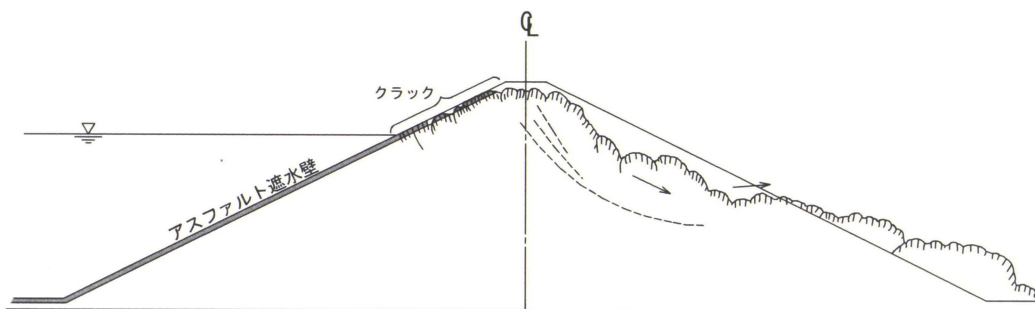


図-5.8 L2地震動において閾値となる遮水壁の損傷と斜面安定性

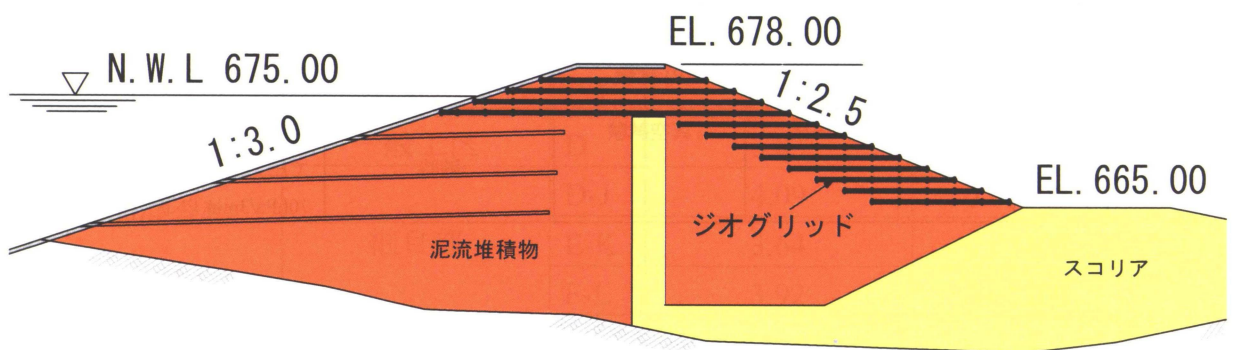


図-5.9 補強土工法を用いた堤体の補強

おける堤頂部の変状は、岩手・宮城内陸地震における石淵ダム⁷⁾（国土交通省，鉄筋コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム，堤高 53.0m，堤頂長 270.8m，竣工 1953 年）をはじめ数多く報告⁸⁻¹⁰⁾されており，堤頂部のすべり破壊に対する補強方法として，図-5.9 に示すような補強土工法を利用することが有効な手段であると考えられる。

また，遮水壁の耐震補強は，混合物の品質改善に加えジオテキスタイルによる補強も考えられる。一般に，織物系ジオテキスタイルの工学的性質は，圧縮強度や曲げ抵抗については無視しうるものであり，せん断抵抗に関してもその変形特性から引張力に変換される。このため，遮水材料にジオテキスタイルを挿入することによる補強は引張力による応力伝達の軽減効果（応力分散効果），変形の拘束効果などが期待される。図-5.10 は，第 3 章 3.3.4 項で示した単軸引張試験機を用い，特殊改質アスファルト（SfAs）混合物にアラミド繊維^{*}）を供試体の中央に挿入し補強した場合と補強しない場合の単軸引張試験の応力ひずみ曲線を示したものである。図に示すとおり繊維補強による破壊強度は 3.54MPa でありこの時のひずみは 0.024，一方，補強繊維がない場合の破壊強度は 2.24MPa で破壊ひずみは 0.026 であり，強度は上昇するが破壊ひずみの補強効果は認められない。ただし，繊維で補強されていない材料は引張軸ひずみ 0.067 で完全に破断してしまう（第 3 章写真-3.5 参照）のに対し，繊維により補強し

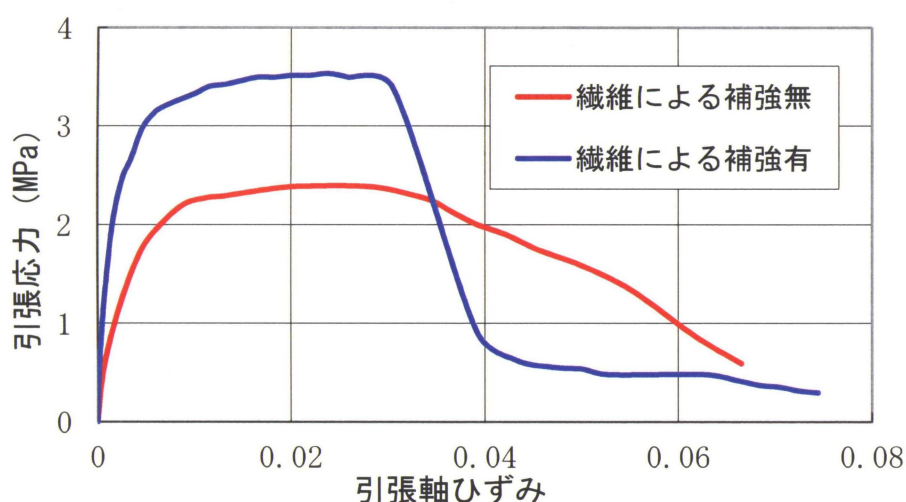


図-5.10 補強繊維の有無による応力～ひずみ曲線（単軸引張試験）

*）アラミド繊維（全芳香族ポリアミド；aromatic polyamide）：引張強度が高く，耐熱性，寸法安定性，耐薬品性などの特性を持つ高機能繊維のひとつで炭素繊維よりは破断ひずみが大きく，破壊靱性・電気絶縁性に優れる。

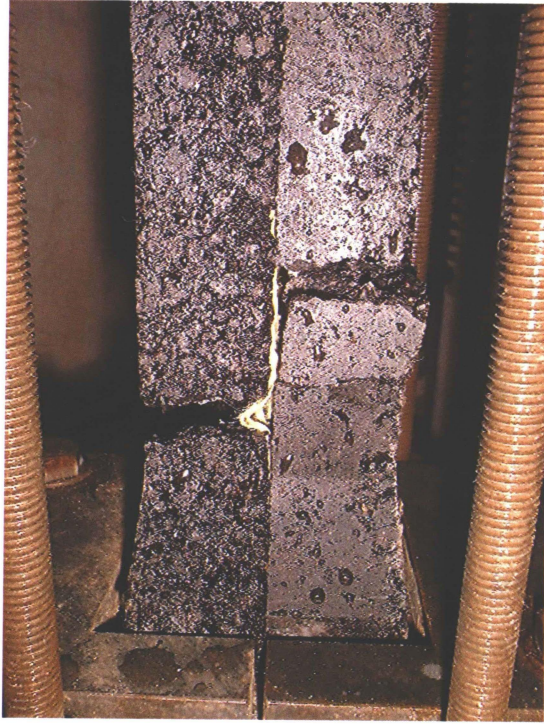


写真-5.4 アラミド繊維により補強した特殊改質アスファルト混合物の引張破壊

た材料は写真-5.4 に示すように寸断されることはない。したがって、繊維による補強は、堤頂部における塑性変形や材料の耐力を超える繰返し変形が作用した場合において、破壊の進行が未破壊部に伝達することを抑制する効果があるものと考えられる。

参考文献

- 1) リフレクションクラック防止層, アスファルト, vol.22, No.118, p.50, 1979
- 2) アスファルト舗装技術研究グループ・第24回報告:「第2回舗装リフレクションクラックに関する国際会議(その1)」, アスファルト, Vol.38, No.187, pp.56-73, 1996
- 3) アスファルト舗装技術研究グループ・第25回報告:「第2回舗装リフレクションクラックに関する国際会議(その2)」, アスファルト, Vol.39, No.188, pp.55-72, 1996
- 4) 関東農政局那須野原開拓建設事業所:深山ダム建設工事特別仕様書, 1969年
- 5) 関西電力(株):多々良木ダムアスファルト表面しゃ水壁舗装基準, 昭和47年4月
- 6) 北海道開発局:双葉地区双葉ダム建設その2工事
- 7) 山口嘉一, 小堀俊秀:岩手・宮城内陸地震後の石淵ダムの変形挙動, 大ダム, No.211, pp.30-39, 2010
- 8) 大根義男:牧尾ダムの耐震挙動, 第20回土質工学研究発表会特別セッション, pp.47-54, 1985
- 9) 田村重四郎, 竹村公太郎, 藤澤侃彦, 永山 功, 中村 昭, 鈴木 篤:Q.75-R.23 兵庫県南部地震におけるダムの挙動, 大ダム, No.164, pp.50-58, 1998
- 10) 島峰徹夫, 富田修司, 馬場敏宏, 目時政紀;信濃川発電所(調整池)の被害と復旧計画(案), 基礎工, vol.33, No.10, pp.88-92, 2005

第6章 結論

第6章 結 論

本論文は、アスファルト表面遮水壁の耐震性について、材料の品質改善と耐震評価の観点から考察し、議論したものである。その主たる内容は、新たに開発した材料の低温域における品質改善効果を室内試験により検証し、数値解析に基づいてアスファルト遮水壁の地震時における合理的な破壊判定の考え方や評価方法を提案することである。第2章以降の各章で得られた研究成果は、その最終節で詳細に取りまとめているが、本論文の主要な研究成果を、ここに改めて結論として総括したい。

(1) 第2章では、遮水壁の耐震性の向上を議論するに当たり、地震により損傷を受けた遮水壁の被災状況を分析し、設計・施工上の課題を以下のように整理した。

①東富士ダムの地震被害の中で、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分かった。これらは、以下の②、③に示すような設計・施工上の措置で対処可能と考えられる。

②施工継目は、地震時及び供用劣化に伴う応力緩和能力の低下により開口する場合がある。このため、打換えなどにより補修する際には、打継目を十分加熱して接着性を高める、あるいは充填材を打継目に投入し表面処理を施すなどの対策が必要である。

③不同沈下の発生が懸念される構造物の接続箇所では、堤体や埋戻しの転圧を十分行うと共に、接合部はグラベルマスチックなどの可撓性の高い材料で置換し、ガラスグリッドなどにより補強を行う。

④東富士ダムの表面遮水壁やロサンゼルス貯水池のアスファルトライニングに見られるように、堤体に永久変形が起こらない地震動の作用においても、アスファルト遮水壁は破壊する可能性がある。

⑤東富士ダムの遮水壁の損傷は、設計地震動より小さな中規模地震で生起しており、遮水壁を補修する材料は、更に大きな地震動にも耐え得る柔軟性に富むアスファルトの開発が必要である。

⑥アスファルト混合物の力学的な特長として、温度とひずみ速度の依存性が挙げられる。これは、温度が低くひずみ速度が上昇すると変形性能が低下することを意味し、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、

遮水壁材料の改善及びその耐震評価において、低温域での力学特性の把握が重要な論点となる。

(2) 第3章では、遮水壁材料の品質改善について、新たに開発した特殊改質アスファルト(SfAs)を用いた混合物と、一般に使用される水密アスファルト混合物の曲げや引張・圧縮による変形性能を、温度及び载荷速度の依存性の観点から比較検討し議論した。さらに、低温域でのひび割れ抵抗性や高温時の耐流動性並びに疲労破壊に至る損傷の進展などの諸因子について総括的な考察を行い、以下の結論を得た。

① StAs60/80 に SBS 等の数種の添加剤を加えた感温性の低い SfAs を開発し、その基本性状を検証したところ、針入度や曲げひずみが大きく改良され、低温域での変形性能が改善された。加えて、60℃粘度も高く、供用高温域での塑性流動による変形抵抗性も向上することが判明した。

② 混合物の引張特性（引張強度、破壊ひずみなど）は試験方法による相違がかなり大きいことが指摘される。曲げひずみは単軸引張試験で得られる破壊ひずみに比べ顕著に大きく、単軸引張試験は、応力・ひずみの一様性からみて試験方法の合理性が高いことを示した。

③ SfAs 及び StAs60/80 を用いたアスファルト混合物に対し、種々の力学試験を実施したところ、SfAs 混合物は広い温度域において圧縮・引張変形に対する追従性を有し、応力緩和性に富むことが判明した。また、繰り返し载荷に対する抵抗性が高く、さらに、変形追従性の改善に伴って機能低下が懸念される斜面での塑性流動（スロープフロー）に対しても、安定性が向上することが知れた。

④ 以上より、耐震性を考慮し、低温域での変形性能の改善を目的に開発した SfAs を用いたアスファルト遮水混合物は、従来の StAs60/80 を用いた水密アスファルト混合物に比べ高い変形追従性や応力緩和性を有しており、アスファルト遮水壁の建設や補強・補修工事への適用性が高いものと考えられる。

(3) 第4章では、有限要素法による地震応答解析を行い、加速度応答に基づいて、まず堤体の円弧すべり破壊に対する安定性を吟味し、以下の事項を明らかにした。

①被災時の地震動 ($\alpha_B=85\text{gal}$) では、すべり土塊の平均加速度 (α) はどの場合も降伏加速度 (α_y) を下回り、塑性変形が生じることなく堤体自体は健全であることが知れた。したがって、東富士ダム の 遮水壁 の 亀裂 は、地震時の繰り返し変形に伴って発生したひずみが遮水壁材料の変形能力上回り、生起したものと考えられる。

②土塊の降伏加速度 (α_y) と平均加速度 (α) は、実務で使用されている震度法による安定計算の震度の概念と密接に関係し、堤体に作用する地震力を表している。 α_y/α が小さくなるほど塑性変形量は大きくなることから、円弧すべり安定計算に地震力を考慮し、安全率 $F_s \geq 1.2$ を確保する我が国の耐震設計法は、降伏加速度に対しても安全率を見込むこととなり、地震時の塑性変形を抑制する意味があると考えられる。また、降伏加速度及び平均加速度とも、堤底から堤頂に向かって縮小した円弧ほど大きくなるが、降伏加速度に比べ平均加速度の増加割合が大きいいため、堤頂に向かう円弧ほど塑性変形量は増加する傾向にある。したがって、震度を堤頂方向に増幅させる修正震度法を適用した耐震設計指針(案)は、塑性変形量を抑制する観点からすれば、現行の震度法に比べより合理的であると思われる。

(4) 引き続き第4章では、堤体と遮水壁が一体に挙動するものと考え、上流斜面の変位から遮水壁に生じる動的ひずみを定義した。地震時における遮水壁の破壊判定については、この動的ひずみに着目し、単軸引張試験による破断ひずみの特性と、繰り返し载荷試験による疲労特性を用いた評価法を提案した。前者は、ひずみの最大値と静的な力学試験で得た破断ひずみを単純比較する方法であり、後者は、疲労破壊の観点から、不規則に変化する動的ひずみにより損傷が累積進行するものと捉え、動的ひずみに対応する損傷度を時刻歴に沿って加算する累積損傷則に基づくものである。二つの評価法による遮水壁の耐震評価結果を要約すると次のようになる。

①いずれの評価方法も速度依存性を考慮しているが、破断ひずみによる方法はひずみ速度を平均化する過程において安全側の処置が講じられるため、両評価は比較的一致した結果を得ることが判明した。被災時の地震規模に対する評価結果では、天端付近の遮水壁に破壊域が形成されることが知れた。

②提案した方法を実務設計に適用するためには、安全率の設定において材料特性のばらつきや材料の経年劣化を考慮する必要がある。セメントコンクリート構造物の限界状態設計法では要求性能に応じた安全係数 (γ_m ; 材料係数, γ_a ; 構造解析係数) を設定している。被災時の地震動の評価結果から安全係数を設定すると、 $\gamma_m=1.3$, $\gamma_a=1.1$ が得られ、アスファルト遮水壁耐震設計にも限界状態設計法で使用される安全係数の概念が適用できる。

③特殊改質アスファルト混合物を用いた遮水壁について耐震性を吟味した結果で

は、L1 地震動($\alpha_B=200\text{gal}$) においても高い評価値が得られ、遮水壁の耐力は十分確保されると考えてよい。また、L2 地震動($\alpha_B=350\text{gal}$) においては満水面以下の遮水壁の安全性の確保が重要である。東富士ダムの場合、L2 地震動において堤頂部付近で遮水壁の破断が予想されるが、満水面以下まで破壊が進展することなく、著しい漏水を伴うような遮水壁の損傷は回避できると考えられる。

(5)第5章では、特殊改質アスファルト混合物を用いた遮水壁の断面構造を、機能、経済性、工期の観点から比較議論し、経済的な舗設断面を提案した。また、特殊アスファルト混合物の施工性を舗設試験結果から吟味し、実施工での品質管理方法について言及した。さらに、ジオテキスタイルを利用することにより、塑性変形を伴う地震動に対する堤体及び表面遮水壁の耐震補強効果について論じ、この中で、アスファルト表面遮水壁型ダムの設計・施工における留意事項について提言した。

アスファルト表面遮水型ダムの耐震性向上は多くの因子に支配されるため、これを設計・施工に反映させるためには、未解決の問題が多く残されている。以下に本研究の反省を兼ね、今後の問題点を列挙したい。

①遮水材料の品質改善に関し、本研究では被災時の気象条件から低温域の対象温度を 0°C に定めた。寒冷地のダムでは、より低い温度での挙動が求められることから、今後さらに試験を追加し議論を深めていくことが必要である。

②ジオテキスタイルによる材料の補強効果も有効な手段と考えられるが、本研究では議論の不足しているところであり、施工方法の確立を含め試験を積み重ねながら逐次解決していきたい。

③遮水壁の耐震評価について、本研究では、実地震で被災し損傷した表面遮水型アースダムを対象として遮水壁の破壊判定法を提案した。今後、堤体材料、斜面勾配、堤高などを加味し、堤高の高いロックフィルへの適用など、議論を拡張していくことが必要である。

④動的ひずみの算定には、遮水壁と堤体は一体に挙動するものとして取り扱っており、遮水壁の厚さや遮水壁と堤体の剛性の相違が動的ひずみに及ぼす影響などの解析的な議論が望まれる。これについては本研究でほとんど触れておらず、今後取り上げたい問題である。

謝 辭

謝 辞

本論文は、愛知工業大学工学部都市環境学科教授成田国朝博士及び同教授奥村哲夫博士のご指導の下にまとめたものであります。論文作成に当たり、両教授には細部にわたる貴重な御意見と御指図をいただき、また解釈の不足するところは適切なるご注釈を賜りました。ここに両教授の御心労を思い深く感謝の意を表します。

また、愛知工業大学工学部都市環境学科特任教授大根義男博士には、著者の実務経験を活かす方向で本論文のテーマを与えて下さいました。技術者が、探究心をもち研究的な側面から実務に従事することの重要性を説き、ご自身の経験に基づくダム設計・施工技術について御教示いただいたことは、生涯忘れ得ぬものであり、厚く感謝の意を表します。

愛知工業大学工学部都市環境学科特任教授長瀧重義博士、同教授四俵正俊博士には本小論をまとめる上で貴重な御意見と御教示を賜りました。さらに、同大学青木徹彦教授、木村勝行教授をはじめとする都市環境学科土木工学専攻の諸先生方には、終始暖かい激励の言葉を掛けていただき、ここに厚くお礼申しあげます。

(財)ダム技術センター顧問松本徳久博士(前国際大ダム会議副総裁)には、第4章の応答解析の地震波データや遮水壁ダムの設計資料を寄贈いただくとともに、遮水壁ダムの設計・施工に関する諸問題について、お会いする機会がある度に御教示下さいました。東京工業大学先進研究機構長大町達夫博士、(独)土木研究所上席研究員山口嘉一博士には、東富士ダムの補修工事に関し貴重な御討議、御助言を賜りました。深くお礼を申し上げます。

大成ロテック(株)荒川拓氏(元副社長)、島崎勝氏には本研究で使用した試験試料の提供をはじめ多くの御援助を賜りました。NTC コンサルタント(株)相談役毛受亨政氏、(株)ダイム技術サービス取締役村瀬祐司博士には、温かい励ましをいただき、本小論をまとめる上で大きな支えとなりました。感謝申し上げます。

研究と会社勤務との両立には多くの方々の御理解と御協力を得ました。(株)アイコ松浦次夫社長には多くのご配慮をいただき、今山真二部長をはじめとする社員の皆様には、著者のすべき実務作業を引き受けて頂きました。厚くお礼を申し上げます。

最後に、いつも著者のわがままを許し、好きな道を進ませてくれた故郷の両親と、終始心の支えになってくれた妻と子供たちに感謝します。

図表及び写真リスト

図表及び写真のリスト

第1章

- 表-1.1 我が国における鉄筋コンクリート表面遮水型ロックフィルダムの実績
- 表-1.2 我が国におけるアスファルト表面遮水型ダムの実績
- 表-1.3 アスファルト表面遮水壁各層の主な機能
- 表-1.4 耐震性能Ⅱに関してダムの貯水機能が保持されるための要件
- 図-1.1 アスファルト表面遮水壁の標準断面構成
- 図-1.2 堤高と表面遮水壁厚さの関係
- 図-1.3 破壊ひずみの温度・時間の依存を表す模式図
- 図-1.4 載荷軸方向の正規化された引張ひずみの分布
- 図-1.5 Kennedy らによって解析された割裂試験の応力分布
- 図-1.6 割裂試験における引張ひずみの経時変化
- 図-1.7 曲げ試験と直接引張試験における破壊強度と温度の関係
- 図-1.8 遮水アスファルト混合物の空隙率と透水係数の関係
- 図-1.9 残留針入度の経時変化
- 写真-1.1 アスファルト混合物の間接引張試験後の供試体状況

第2章

- 表-2.1 亀裂発生箇所と亀裂の延長
- 図-2.1 浸透流解析から予測された破壊の経緯
- 図-2.2 皆瀬ダム標準断面図
- 図-2.3 皆瀬ダム堤体の変形の経年変化
- 図-2.4 グラベルマスチックによる皆瀬ダム遮水壁の補修
- 図-2.5 双葉ダム遮水壁の損傷分布図
- 図-2.6 カットオフと遮水壁の接合部（八汐ダムの例）
- 図-2.7 遮水壁とコンクリート構造物の接合の基本構造（小丸川調整池の例）
- 図-2.8 マッドカーリングによる遮水層の損傷
- 図-2.9 ロサンゼルス貯水池主ダムの断面図
- 図-2.10 東富士ダムの模式横断図
- 図-2.11 東富士ダムの標準断面と舗装構造

- 図-2.12 貯水池計画平面及び亀裂分布図
- 図-2.13 施工継目による亀裂の間隔（図-2.12 詳細 A の拡大）
- 図-2.14 溢流堰部の横断図
- 図-2.15 コンクリートライニングとの接合部に発生した
アスファルト表面遮水壁の亀裂分布（図-2.12 詳細 B の拡大）
- 図-2.16 ひずみ速度と破壊ひずみ（曲げ試験）
- 図-2.17 曲げ供試体における密度の比較
- 図-2.18 回収したアスファルトの針入度
- 図-2.19 回収したアスファルトの軟化点
- 図-2.20 回収したアスファルトの組成分析結果
- 写真-2.1 決壊後の溝后ダム
- 写真-2.2 ブリスタリング
- 写真-2.3 ブリスタリングの除去
- 写真-2.4 新規混合物による打換え
- 写真-2.5 マスチックのダレ
- 写真-2.6 遮水層のスロープフロー
- 写真-2.7 マッドカーリングに起因する遮水層の荒れ
- 写真-2.8 ロサンゼルス貯水池主ダム上流斜面における
アスファルトライニングの亀裂の補修状況
- 写真-2.9 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）
- 写真-2.10 コア採取による遮水壁の亀裂深さの確認
- 写真-2.11 開削調査による亀裂深さの確認
- 写真-2.12 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)
- 写真-2.13 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)
- 写真-2.14 不同沈下によるアスファルトの亀裂

第3章

- 表-3.1 アスファルトの基本性状
- 表-3.2 アスファルト混合物の配合

表-3.3	骨材の粒度組成
表-3.4	単純曲げ試験の仕様
表-3.5	一軸圧縮試験の結果
表-3.6	公比 r をなす応力に対応する塑性ひずみと a 値
表-3.7	一軸圧縮試験と単軸引張試験の比較
表-3.8	遮水壁用アスファルト混合物のせん断強度
表-3.9	既往の温度応力測定試験方法の比較
図-3.1	BBR 試験の概略図
図-3.2	S -値の時間変化
図-3.3	BBR 試験の結果
図-3.4	粒度 (2.5mm 通過率) とアスファルト量の関係
図-3.5	骨材の粒度組成
図-3.6	SfAs 混合物の曲ひずみと曲げ強度の関係
図-3.7	StAs60/80 混合物の曲げひずみと曲げ強度の関係
図-3.8	試験温度と曲げ強度の関係
図-3.9	曲げ強度と破壊時のひずみの関係
図-3.10	試験装置の概略
図-3.11	応力～ひずみ曲線
図-3.12	供試体の有限要素モデル
図-3.13	弾性ひずみと塑性ひずみ分離
図-3.14	公比 r をなす応力, ひずみの選定
図-3.15	塑性ひずみと引張応力の関係
図-3.16	試験値と解析値の比較
図-3.17	供試体内部の応力とひずみの分布
図-3.18	載荷速度と破断ひずみの関係
図-3.19	集中荷重のせん断による共役梁
図-3.20	単軸引張と一軸圧縮の応力～ひずみ曲線の比較
図-3.21	応力～ひずみ曲線の比較 (St60/80 混合物)
図-3.22	応力～ひずみ曲線の比較 (SfAs 混合物)

- 図-3.23 モールの応力円
- 図-3.24 温度応力載荷用フレーム例(単位：mm)
- 図-3.25 温度応力載荷試験装置の概略
- 図-3.26 試験方法の手順
- 図-3.27 載荷フレームに生じるひずみのキャリブレーションの概略
- 図-3.28 フレームのキャリブレーション
- 図-3.29 ダミー供試体の熱電対埋設
- 図-3.30 低温亀裂試験の概念図
- 図-3.31 PAV 試験装置
- 図-3.32 低温亀裂試験
- 図-3.33 繰り返し低温亀裂試験
- 図-3.34 スロープフロー試験模式図
- 図-3.35 スロープフロー試験結果
- 図-3.36 繰り返し応力～ひずみ曲線の一例 (0°C , $f=2\text{Hz}$)
- 図-3.37 SfAs 混合物の繰り返し載荷試験の一例
(0°C , $f=2\text{Hz}$, 軸ひずみ $\varepsilon = 6.90 \times 10^{-3}$)
- 図-3.38 StAs60/80 混合物の繰り返し載荷試験の一例
(0°C , $f=2\text{Hz}$, 軸ひずみ $\varepsilon = 5.86 \times 10^{-4}$)
- 図-3.39 繰り返し載荷における動的弾性係数の変化
- 図-3.40 繰り返し載荷における動的物性値の変化
- 図-3.41 載荷に伴う引張応力の低下 (SfAs 混合物)
- 図-3.42 載荷に伴う引張応力の低下 (StAs60/80 混合物)
- 図-3.43 ひずみ片振幅と破壊回数との関係
- 写真-3.1 BBR 試験機の外観
- 写真-3.2 供試体の形状
- 写真-3.3 供試体の固定
- 写真-3.4 試験装置の概観
- 写真-3.5 供試体の破断状況
- 写真-3.6 PAV 試験の外観

第4章

- 表-4.1 堤体材料の動的物性値
- 表-4.2 ダムサイト近傍の第四紀断層地震による推定最大加速度
- 表-4.3 堤体材料の静的物性値
- 表-4.4 降伏加速度と最大平均加速度及び塑性変位量
- 表-4.5 被災地震動 ($\alpha_B=85\text{gal}$) における遮水壁の損傷評価
- 表-4.6 安全係数に考慮すべき内容
- 表-4.7 安全係数により考慮されるべき事項
- 図-4.1 Hardin-Drnevich モデルの骨格曲線
- 図-4.2 等価線形化法による地震応答解析
- 図-4.3 解析モデル図
- 図-4.4 剛性率・減衰比のひずみ依存曲線 (スコリア材の実験結果)
- 図-4.5 重複反射の一次元モデル
- 図-4.6 三保ダム観測地震波から求めた地震波
- 図-4.7 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
- 図-4.8 ダムサイト周辺の第四紀断層
- 図-4.9 堤体内の加速度分布 ($\alpha_B=85\text{gal}$)
- 図-4.10 堤体内の加速度分布 ($\alpha_B=200\text{gal}$)
- 図-4.11 堤体内の加速度分布 ($\alpha_B=350\text{gal}$)
- 図-4.12 円弧すべりを用いた分割法
- 図-4.13 仮想すべり円弧
- 図-4.14 降伏震度の算定
- 図-4.15 地震応答解析における地震力 ($F(t)$) の算定
- 図-4.16 節点の質量
- 図-4.17 すべり土塊の加速度の時系列変化 ($\alpha_B=85\text{gal}$)
- 図-4.18 すべり土塊の加速度の時系列変化 ($\alpha_B=200\text{gal}$)
- 図-4.19 すべり土塊の加速度の時系列変化 ($\alpha_B=350\text{gal}$)
- 図-4.20 すべり土塊の塑性変形量の算定例 (円弧 No.9)
- 図-4.21 α_y/α と塑性変形量の関係

- 図-4.22 堤体の変形モード ($\alpha_B=85\text{gal}$)
- 図-4.23 堤体の変形モード ($\alpha_B=200\text{gal}$)
- 図-4.24 堤体の変形モード ($\alpha_B=350\text{gal}$)
- 図-4.25 動的ひずみの定義
- 図-4.26 動的ひずみの時刻歴変化 ($\alpha_B=85\text{gal}$)
- 図-4.27 動的ひずみの時刻歴変化 ($\alpha_B=200\text{gal}$)
- 図-4.28 動的ひずみの時刻歴変化 ($\alpha_B=350\text{gal}$)
- 図-4.29 上流斜面部の動的ひずみの分布
- 図-4.30 ひずみ片振幅と破壊回数との関係
- 図-4.31 係数 A と振動数 f の関係
- 図-4.32 係数 B と振動数 f の関係
- 図-4.33 等価振動数 (f_{eq})
- 図-4.34 P-⑥におけるひずみ速度と動的ひずみ, 破断ひずみの関係
- 図-4.35 $\dot{\varepsilon} \sim \varepsilon_{dmax}, \varepsilon_f$ の関係 ($\alpha_B=85\text{gal}$; St60/80 混合物)
- 図-4.36 D, ε_d の時刻歴変化 ($\alpha_B=85\text{gal}$; St60/80 混合物)
- 図-4.37 $\dot{\varepsilon} \sim \varepsilon_r, \varepsilon_a$ の関係 ($\alpha_B=85\text{gal}$; St60/80 混合物)
- 図-4.38 安全係数を考慮した D の時刻歴変化 ($\alpha_B=85\text{gal}$; St60/80 混合物)
- 図-4.39 $\dot{\varepsilon} \sim \varepsilon_r, \varepsilon_a$ の関係 ($\alpha_B=200\text{gal}$; St60/80 混合物)
- 図-4.40 安全係数を考慮した D の時刻歴変化 ($\alpha_B=200\text{gal}$; St60/80 混合物)
- 図-4.41 $\dot{\varepsilon} \sim \varepsilon_r, \varepsilon_a$ の関係 ($\alpha_B=200\text{gal}$; SfAs 混合物)
- 図-4.42 安全係数を考慮した D の時刻歴変化 ($\alpha_B=200\text{gal}$; SfAs 混合物)
- 図-4.43 $\dot{\varepsilon} \sim \varepsilon_r, \varepsilon_a$ の関係 ($\alpha_B=350\text{gal}$; SfAs 混合物)
- 図-4.44 安全係数を考慮した D の時刻歴変化 ($\alpha_B=350\text{gal}$; SfAs 混合物)

第5章

- 表-5.1 主要舗設機械
- 表-5.2 施工温度, 転圧回数, 密度の関係
- 表-5.3 曲げ試験の条件
- 表-5.4 曲げ試験結果

- 表-5.5 プラントにおける品質管理基準
- 表-5.6 舗設現場における品質管理基準
- 図-5.1 既設舗装断面構成と地震により生じた亀裂の発達状況
- 図-5.2 補修工事における舗装断面
- 図-5.3 東富士ダムの補修工事における施工フロー
- 図-5.4 帯状切削における切削範囲の取り方
- 図-5.5 舗設試験割り付け図
- 図-5.6 施工条件と締固め度の関係
- 図-5.7 L2地震動において塑性変形の生じる円弧形状と遮水壁の損傷発生個所
- 図-5.8 L2地震動において閾値となる遮水壁の損傷と斜面安定性
- 図-5.9 補強土工法を用いた堤体の補強
- 図-5.10 補強繊維の有無による応力～ひずみ曲線（単軸引張試験）
- 写真-5.1 表層（ストーンシート）切削後の亀裂
- 写真-5.2 ガラスグリッドの敷設状況
- 写真-5.3 ジョイントコンパクターによる継目の施工状況
- 写真-5.4 アラミド繊維により補強した特殊改質アスファルト混合物の引張破壊

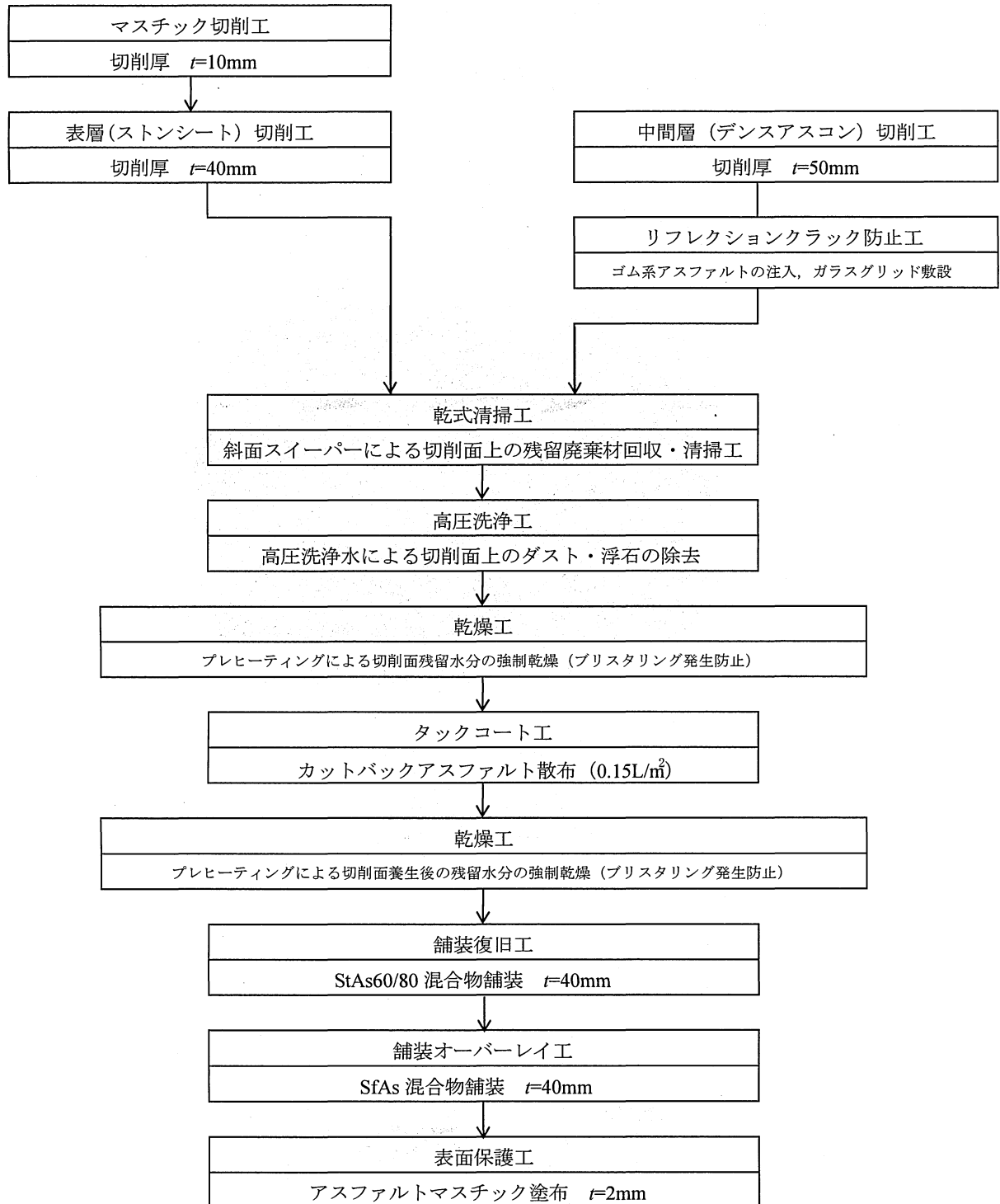
付録 東富士ダムアスファルト遮水壁補修工事の概要

1.	補修工事の概要	付-1
2.	既設舗装の切削工	付-2
3.	切削面清掃工	付-3
4.	乾燥・タックコート工	付-5
5.	アスファルト遮水層舗設	付-7
6.	表面保護工	付-9

付録 東富士ダムアスファルト表面遮水壁補修工事の概要

1. 補修工事の概要

付図-1 に工事概要を示す。



付図-1 補修工事の施工フロー

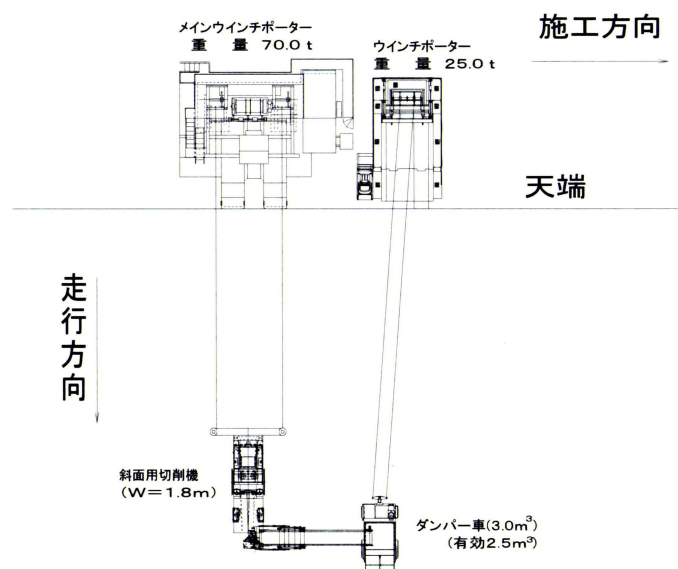
2. 既設舗装の切削工

既設のアスファルト遮水層を斜面用切削機にて深さ 10mm および 50mm で切削した。切削は、付図-2 の機械編成図に示すように、堤体天端に設置したメインウインチポーターで牽引した斜面用切削機を天端からダム底方向へ向けて降下させながら行った。切削屑は同様に、ウインチで牽引したダンパー車を切削機と併走させ、切削機に設置したベルトコンベアーでダンパー車へ回収し排出した。

切削工の施工状況と機械編成を付写真-1，付図-2 に示す。また、付図-3 に斜面用大型切削機の外観図を示す。

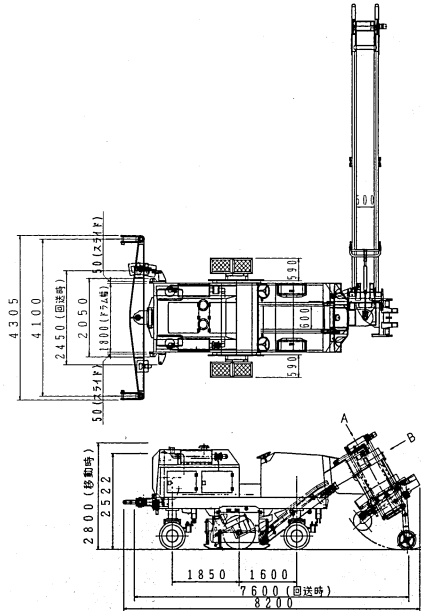


付写真-1 切削工の施工状況



付図-2 切削工の機械編成図

付-2

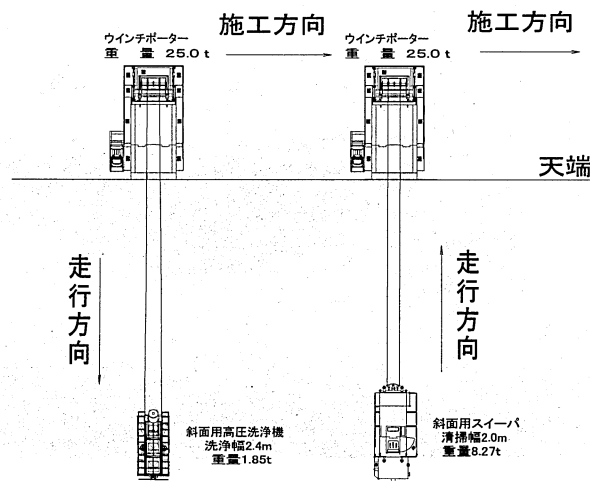


付図-3 斜面用切削機の外観図

3. 切削面清掃工

既設舗装の切削面は、新設のアスファルト遮水層との層間接着性を確保するために、斜面用スリーパによる残留切削屑の除去（乾式清掃工）、斜面用高圧洗浄機による切削ダストの除去（高圧水洗浄工）を実施した。

切削面清掃工の機械編成図を付図-4 に示す。



付図-4 切削面清掃工の機械編成図

(1) 乾式清掃工

付図-4 の機械編成図に示すようにウインチポータで牽引した斜面用スイーパをダム底から天端へ巻き上げながら、切削面に残留する切削屑を回収した。施工状況を付写真-2 に示す。



付写真-2 乾式清掃工の施工状況

(2) 高圧水洗浄工

付図-4 の機械編成図に示すようにウインチポータで牽引した斜面用高圧洗浄機を天端からダム底方向に降下させながら、切削ダストを水で洗い流した。施工状況を付写真-3 に示す。

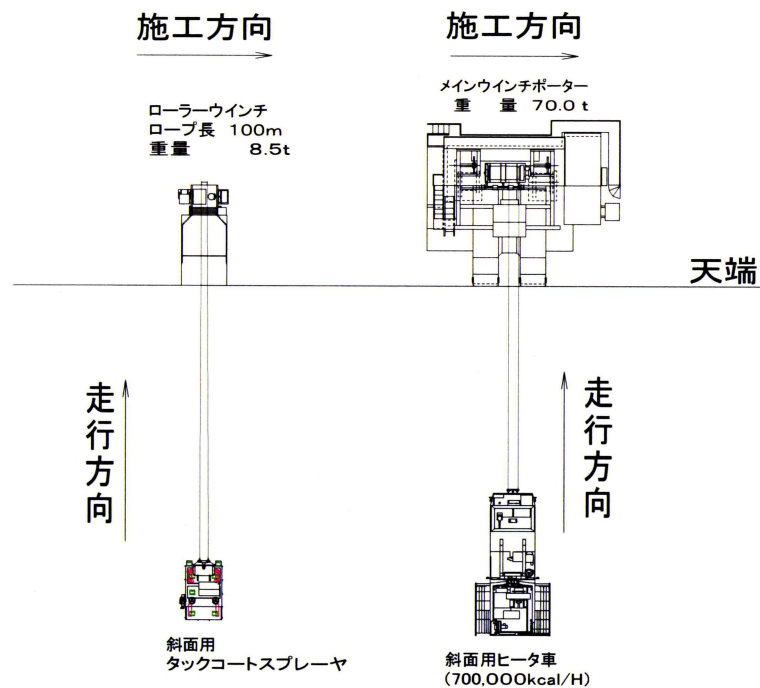


付写真-3 高圧水洗浄工の施工状況

4. 乾燥・タックコート工

タックコートは、新たに舗設するアスファルト混合物層とその下層の瀝青安定処理層、中間層、基層との接着および継目部や構造物との付着を良くするために行うものである。しかし、切削面に水分が残留したままタックコートを施工しオーバーレイを行うと、層間に封じ込められた水分によりブリストリング（膨れ）や層間剥離などの損傷が誘発される。そのため、付図-5 の機械編成図に示すようにウインチポータで牽引した斜面用ヒータ車をダム底から天端方向に巻き上げながら高圧水洗浄後の切削面を加熱乾燥した。その後、切削により露出した既設舗装の骨材が雨水等を吸水するのを防止するため、斜面用タックコートスプレーヤにより、タックコートを施した。

タックコート工では、付図-5 の機械編成図に示すように、ウインチポータで牽引した斜面用タックコートスプレーヤをダム底から天端方向に巻き上げながらカットバックアスファルトを 0.15 t/m^2 散布した。施工状況を付写真-4 および付写真-5 に示す。



付図-5 乾燥・タックコート工の機械編成図



付写真-4 乾燥工の施工状況



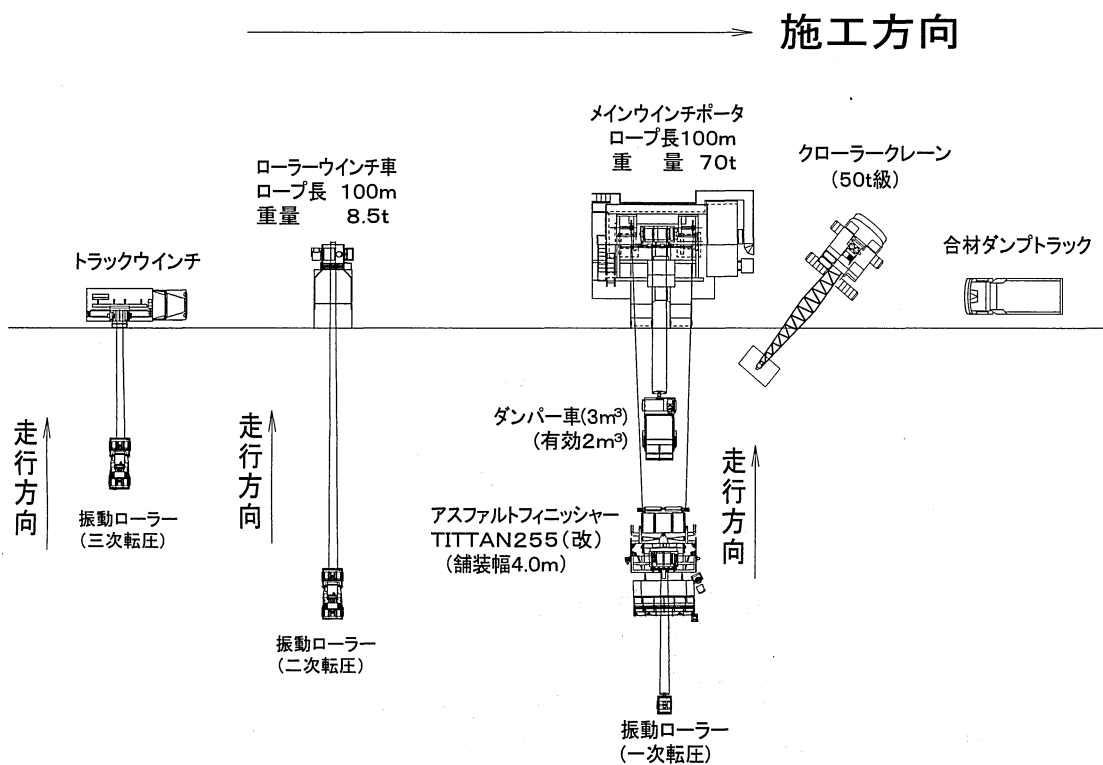
付写真-5 タックコート工の施工状況

5. アスファルト遮水層舗設工

切削面清掃工およびタックコート工終了後，SfAs混合物を舗設した。

堤高 15m 以上のハイダムにおけるアスファルト表面遮水壁の斜面舗設では，一般的に付図-6 の機械編成図で示すように，斜面用アスファルトフィニッシャーとアスファルト混合物供給用ダンパー車を同時に牽引することが可能なメインウインチポータを用い，アスファルト混合物をフィニッシャーに連続供給しながら施工する。当該補修工事においても同様の方法で舗設を実施した。

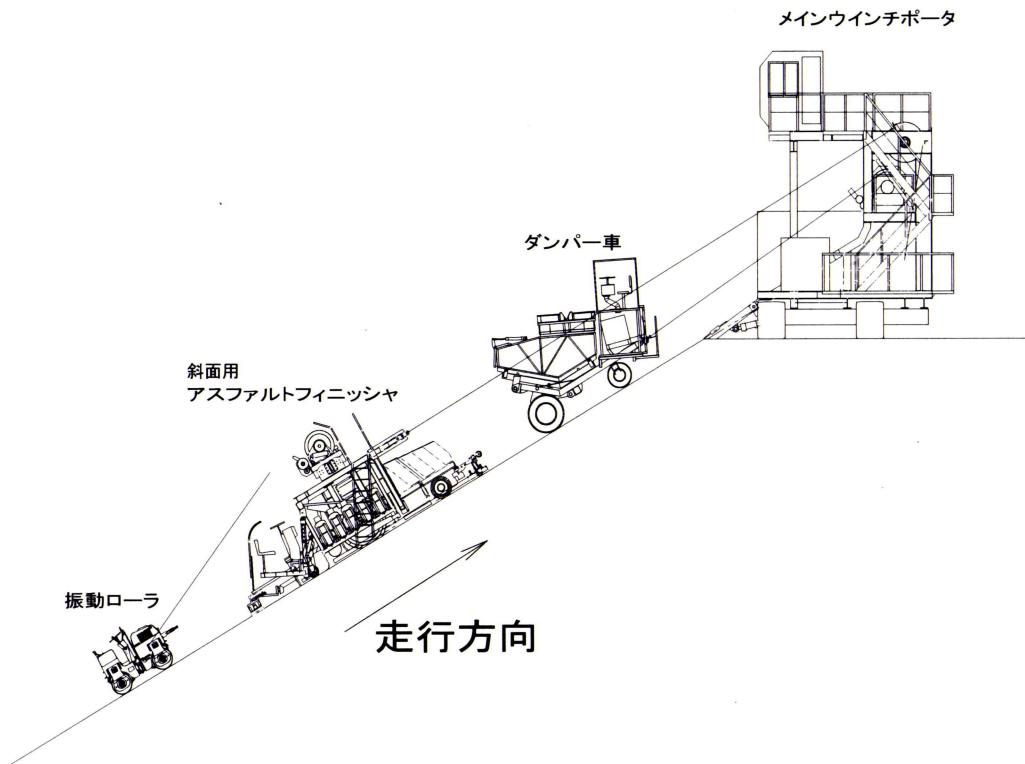
アスファルト遮水層舗設工の主要機械であるメインウインチポータ，ダンパー車，斜面用アスファルトフィニッシャーの舗設状況の外観図を付図-7 に，舗設状況を付写真-6 に示す。



付図-6 アスファルト遮水層舗設工の機械編成図



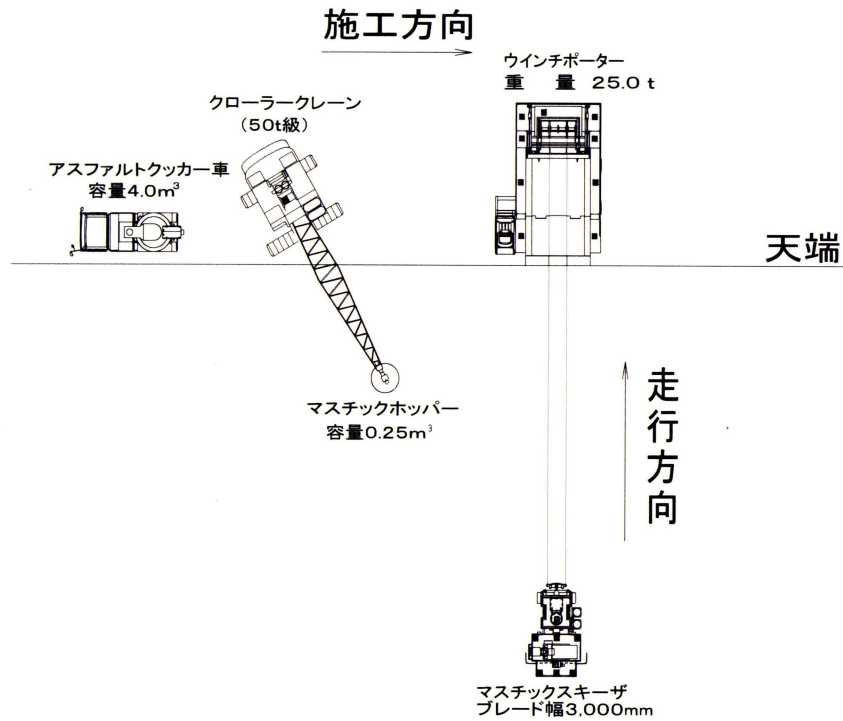
付写真-6 舗設状況



付図-7 舗設状況の外観図

6. 表面保護層工

アスファルト遮水層舗設後、アスファルト遮水層を供用中の紫外線や酸化による劣化から保護する目的で、付図-8 の機械編成図に示すように、ウインチポーターで牽引したマスチックスキーザをダム底から天端方向に巻き上げながらアスファルトマスチックを 3.5kg/m^2 塗布した。付写真-7 に表面保護層の施工状況を示す。



付図-8 表面保護層工の機械編成図



付写真-7 表面保護層工の施工状況