

論文 / 著書情報  
Article / Book Information

題目(和文)	東北地方太平洋沖地震時の八汐ダムの挙動と損傷状況に基づくアスファルト表面遮水壁の変形追従性に関する研究
Title(English)	
著者(和文)	塚田 智之
Author(English)	Tomoyuki Tsukada
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第4107号, 授与年月日:2015年1月31日, 学位の種類:論文博士, 審査員:高橋 章浩,二羽 淳一郎,北詰 昌樹,岩波 光保,竹村 次朗, 大町 達夫
Citation(English)	Degree:., Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第4107号, Conferred date:2015/1/31, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:,,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

東北地方太平洋沖地震時の  
八汐ダムの挙動と損傷状況に基づく  
アスファルト表面遮水壁の変形追従性に関する研究

塚田 智之

# 東北地方太平洋沖地震時の八汐ダムの挙動と損傷状況に基づく

## アスファルト表面遮水壁の変形追従性に関する研究

### 論文要旨

八汐ダムは東京電力㈱が栃木県那須塩原市に建設した最大出力 90 万 kW の揚水式発電所である塩原発電所の上部ダム調整池用に築造した、高さ 90.5m のアスファルト表面遮水壁型ロックフィルダムである。堤高 90.5m はこの型式としては国内では最も高く、世界でも最高クラスのものである。このため、設計段階では細部にわたる検討が行われており、通常のフィルダムの設計で用いられる円弧すべり計算では 1.2 とされる安全率を 1.3 とし、上下流面勾配を 1:2.0 とするなど最大限の配慮がなされた。

八汐ダムは 1994 年の初号機の運転開始以降安定した挙動を示しており、表面遮水壁からの漏水も 0 であった。しかし、2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震後に表面遮水壁からの漏水が確認され、その後の調査で遮水壁に左岸側に長さ約 70m、右岸側に長さ約 80m の計 2 条のひび割れが確認された。この地震において八汐ダムに配置した加速度計では基盤で最大 53gal (ダム軸方向)、天端で最大 253gal (上下流方向) のダム建設以降最大の加速度が観測されたが、これらは設計段階に実施した 2 次元での動的解析で想定していた地点における既往最大の地震 (1,683 年 日光地震 M7.3) 相当の基盤 266gal、天端 1,146gal に比較して小さいこと、ひび割れの発生が左右岸アバット近傍にアバットとほぼ平行に生じていることから、3 次元的な堤体の挙動によるものと考えられた。

八汐ダムの表面遮水壁は地震から約 3 ヶ月後には補修工事を完了して漏水を完全に止水できたため、変状が生じても変状箇所の調査や補修が容易であるというこの型式の最大の長所が発揮された。しかしながら、これまで設計ではあまり重視されていなかったダムの 3 次元的な挙動により激烈とも言えない地震動で損傷が生じるという想定外の事象が生じたことを踏まえて、本研究では八汐ダムの堤体内に 1 2 箇所、近傍の地山に 1 箇所の計 1 3 箇所に設置した 3 成分の加速度計の観測記録を有効に活用して、ダムの挙動の分析や 3 次元動的解析による観測記録の再現計算を行った。

解析による観測記録の再現性を確認した後、解析結果から推定された表面遮水壁に生じた平均的なひび割れはひび割れが生じるレベルではなかったという結論を得た。このため、解析結果と現地の損傷状況、ダム天端の構造を総合的に分析した結果、八汐ダムの天端には遮水壁をダム天端に接合するための天端コンクリートブロックがあり、このコンクリー

トのブロックジョイントに地震中のひずみが集中したことをひび割れの発生要因と推定した。

また、天端でひずみが集中する範囲は限定的であり、ひび割れが天端から下方へ 70～80m までの範囲で生じていたことについては、アスファルト表面遮水壁用の材料に関してこれまでに実施された試験による繰り返し疲労特性や、湛水により地震前に生じていたひずみによる影響の評価や、ひび割れ先端部へのひずみ集中による変形追従性の低下傾向を切り欠き梁を用いた曲げ試験を新たに実施して調査し、表面遮水壁の変形追従性に関する評価を行い、更には温度応力による影響についても評価して実現象との比較を行った。これらの評価の結果、天端コンクリートのブロックジョイントにひずみが集中し、この付近で生じたひび割れの先端に、その後の地震による変形時にひずみが集中し逐次ひび割れが進展し、さらに外気温の低下や水位変動により表面遮水壁の温度低下が生じてひび割れの進展を助長したという結論に至った。

上記を踏まえると、八汐ダム表面遮水壁は地震時の変形に対する十分な追従性を有しているが、ひずみが集中した場合には今回程度の規模の地震動で損傷が生じる可能性があることが分かった。以上より、ひび割れが生じた部分の補修工法としては、既設の遮水壁と同等以上の変形追従性を有する構造とすることとし、かつ、設備の早期運用再開や経済性を指向して、低温下での変形性能を改善させた特殊改質アスファルト（低弾性アスファルト）を使用したアスファルトマスチックを目地材的に用いて、撤去・再施工する領域の縮小を図る工法を提案した。また、天端のアスファルト遮水壁とコンクリートブロックとの接合部やその周辺については、低弾性アスファルトを使用したアスファルトマスチックを目地材的に用いることに加えて、ひずみが大きくなる領域を低弾性アスファルトを用いたアスファルトコンクリートで置換することで、大きな変形にも追従可能とすることができることを示した。これら補修工や補強工は実際に八汐ダムにおいて施工し、現在まで異常は認められていない。

本研究は以上の内容について、今後の同型式ダムの設計・維持管理において配慮すべき内容として取りまとめたものである。

## 目 次

	ページ
第1章 序論	1
1. 1 研究の背景と目的	1
1. 1. 1 研究の背景	1
1. 1. 2 研究の目的	2
1. 2 研究の概要	2
参考文献	3
第2章 アスファルト表面遮水壁型フィルダムの概要と既往の研究成果	5
2. 1 アスファルト表面遮水壁型フィルダムの実績	5
2. 2 アスファルト表面遮水壁フィルダムの標準的な設計	8
2. 2. 1 堤体の設計	8
2. 2. 2 アスファルト表面遮水壁の設計	8
2. 3 八汐ダムの概要	11
2. 3. 1 八汐ダムの設計	13
2. 3. 2 ダム建設における表面遮水壁の施工	20
2. 3. 3 遮水壁の安定性	26
2. 4 既往の研究成果	29
2. 4. 1 ダムの地震に対する安全性に関する研究	29
2. 4. 2 ダムの地震による被害や地震動観測記録に関する研究	40
2. 4. 3 アスファルトコンクリートの力学特性に関する研究	58
2. 4. 4 アスファルト材料の補修に関する研究成果	66
2. 5 2章のまとめ	70
参考文献	74
第3章 加速度記録と表面遮水壁に生じた損傷状況および地震後の計測結果によるダムの安定性評価	79
3. 1 東北地方太平洋沖地震の位置・規模	79

3. 2	八汐ダムで観測された加速度	79
3. 3	表面遮水壁に生じたひび割れ状況	80
3. 3. 1	天端付近の調査結果	80
3. 3. 2	補修段階での調査結果	81
3. 4	地震後の計測結果	82
3. 4. 1	漏水量	82
3. 4. 2	外部変形	83
3. 5	東北地方太平洋沖地震における八汐ダムの固有周波数の変化による堤体のせん断剛性の評価	84
3. 5. 1	東北地方太平洋沖地震並びに余震における固有周波数の変化	84
3. 5. 2	せん断ひずみと固有周波数によるせん断剛性の評価	87
3. 6	地震前後の変形計測結果と加速度観測結果による堤体のせん断剛性の変化に関する評価	88
3. 6. 1	地震前後の八汐ダムの外部変形測量結果	88
3. 6. 2	地震中の堤体内部のせん断剛性分布と変化	90
3. 6. 3	八汐ダムの堤体内部変位分布による評価	92
3. 7	堤体の3次元的な変形挙動の分析	95
3. 7. 1	東北地方太平洋沖地震時の堤体各部の変位	95
3. 7. 2	東北地方太平洋沖地震時の天端の変位分布とひび割れ分布に関する考察	98
3. 8	第3章のまとめ	99
	参考文献	101
第4章	地震時のダムの3次元挙動と表面遮水壁の変形評価による損傷要因の推定	103
4. 1	3次元FEM動的解析による表面遮水壁に生じるひずみの評価	103
4. 1. 1	解析モデル	103
4. 1. 2	物性値	104
4. 1. 3	湛水条件(動水圧)	106
4. 1. 4	初期応力	106
4. 1. 5	動的解析結果	109

4. 2	ダム天端付近の構造が表面遮水壁のひずみに及ぼす影響の評価	113
4. 2. 1	八汐ダム天端コンクリートジョイント付近の状況	113
4. 2. 2	加速度計観測記録に基づく評価	114
4. 2. 3	3次元 FEM 動的解析結果に基づく評価	115
4. 3	4章のまとめ	121
	参考文献	122
第5章 損傷状況に基づく表面遮水壁の変形追従性の評価		124
5. 1	疲労破壊特性試験結果の再評価による繰り返し変形の影響評価	124
5. 2	湛水により地震前に遮水壁に生じているひずみの影響評価	126
5. 2. 1	既往の築堤湛水解析結果による発生ひずみ	126
5. 2. 2	初期ひずみを与えた供試体による曲げ試験	127
5. 3	ひび割れ先端でのひずみ集中による影響評価	128
5. 3. 1	密粒度アスファルトコンクリートの切り欠き梁による曲げ試験	129
5. 3. 2	試験結果	129
5. 3. 3	引張軟化曲線と3次元動的解析による表面節点間変位を用いた ひび割れ進展予測	132
5. 4	温度応力の評価	134
5. 4. 1	中間排水層ドレーン流量計測結果	134
5. 4. 2	密粒度アスファルトコンクリートの温度応力	137
5. 5	ひび割れ状況の検証	139
5. 6	5章のまとめ	142
	参考文献	143
第6章 補修工の変形追従性とひずみ集中箇所の処理方法		145
6. 1	材料の選定と補修工の構造	145
6. 1. 1	補修の要求品質	145
6. 1. 2	応急補修と材料の選定	145
6. 1. 3	補修工の構造	146
6. 2	低弾性アスファルトの力学性状の確認	149

6. 2. 1	低弾性アスファルトを使用したアスファルトマスチック	149
6. 2. 2	低弾性アスファルトマスチックと密粒度アスファルトコンクリートの接合面	155
6. 3	低弾性アスファルト，クラック進展防止シートと遮水壁材料の接合部の力学性状	158
6. 3. 1	シートを貼り付けた低弾性アスファルトマスチックの曲げ試験	158
6. 3. 2	シートを貼り付けた密粒度アスファルトコンクリートの曲げ試験	159
6. 4	補修工の変形追従性	159
6. 5	ひずみ集中箇所の処理	164
6. 6	施工実績と効果	169
6. 6. 1	ひび割れ部の補修	169
6. 6. 2	天端コンクリート部の補強	171
6. 7	補修・補強箇所の監視ならびに計測	172
6. 8	6章のまとめ	173
	参考文献	174
第7章 結論		177
補遺		184
謝辞		189

## 第1章 序論

### 1. 1 研究の背景と目的

#### 1. 1. 1 研究の背景

我が国の電力会社における大型ダムの開発は、戦後の高度成長期には急増する電力需要に対応するための一般水力発電の大型化や、昭和40年代には電力需要に効率的に対応するための自流による発電、揚水発電がともに可能な混合式揚水発電所が、河川流量の多い中流・下流域で建設されるようになったことに伴って数多く行われた。<sup>1), 2)</sup>

その後、河川流量が多く混合式揚水発電に適した地点が開発され尽くしたことや、高落差・大容量の水車・発電機や超高張力鋼の開発が更に進んだことにより地点選定の裕度が増加したこともあって、一度貯留した水を繰り返し使用して発電を行う純揚水式発電所が建設されるようになった。東京電力ではこれまでに、群馬県に玉原(出力120万KW, 1982年)、栃木県に今市(出力105万KW, 1988年)、塩原(出力90万KW, 1994年)、山梨県に葛野川(160万KWのうち、120万kW(1999年, 80万kW, 2014年, 40万kWそれぞれ運転開始))、群馬県に神流川(282万kWのうち、94万kW(2005年, 47万kW, 2012年, 47万kWそれぞれ運転開始))の計5地点の純揚水式発電所を建設した。<sup>3)</sup>

これら東京電力の揚水発電所のダムには土質中央遮水壁型ロックフィルダムや重力式コンクリートダムが採用されているが、唯一塩原発電所の上部調整池である八汐ダムでのみアスファルト表面遮水壁型フィルダムが採用された。これは、八汐ダムサイトには土質遮水壁の材料とするコア材が周辺に存在しないことから、重力式コンクリートダムとのコスト比較により決定したものである<sup>4)</sup>。

揚水発電所の上部調整池として必要な落差や貯水量から定まる八汐ダムの高さは90.5mとなり、同型式のダムとしては、栃木県の深山ダム(関東農政局:1974年竣工, 堤高75.5m)を抜いて国内では堤高の最も高いダムとなり、世界でも最高クラスである。このため、設計や施工においては細心の注意が払われており、特に耐震性の検討には力が入れられ、模型実験や動的解析及び数多くの材料試験による検討が行われた。表面遮水壁に使用するアスファルトコンクリートについては、圧縮、引張、せん断の各力学試験に加え、疲労抵抗性試験(繰り返し曲げ試験)による変形追従性の調査が行われ、ダム全体については3次元模型振動実験、FEMによる2次元動的解析が行われた。これら検討の結果、既往最大の地震に対してダム堤体ならびに表面遮水壁の安全性は保たれるという結論が得られてい

る 4)、5)、6)。

2011年3月11日に生じた東北地方太平洋沖地震において、八汐ダムでは基盤で最大53gal、天端中央で最大253galが観測され、それまで流量が認められていなかった遮水壁からの漏水が確認され、調査の結果表面遮水壁にひび割れが生じていることを確認した。その後、震災後の電力需給の逼迫に対応するための応急復旧を行った後、地震後3ヶ月程度で補修を終え、通常の使用に供することが出来る状態に復旧することが出来た。これは本研究において、十分な性能を確保しながら、かつできる限り短時間で施工が可能な補修工法を考案することができたことも大きく寄与しているが、損傷が目視で確認可能であり、補修も表面で行えるというこの形式のダムの最大の利点が遺憾無く発揮されたものである<sup>8)</sup>。しかし、3次元模型振動実験や2次元FEM動的解析等により設計段階では既往最大の地震による基盤での加速度266gal、天端で1,146galを考慮してアスファルト表面遮水壁に発生するひずみが材料の破壊ひずみを上回らないと評価していた<sup>4)、5)、6)</sup>が、これを大きく下回る地震動で損傷が生じたという事実については、この要因を明らかにし、さらに、それを踏まえた効果的かつ効率的な補修工法と補強方法を提案し、既設ダムの維持管理や今後のダムの建設に活かすべきと考えた。

### 1. 1. 2 研究の目的

本研究の目的は、八汐ダムにおいて比較的小さい地震動で遮水壁に損傷が生じた事実について、堤体各部で観測した地震計の記録を分析するとともに、材料の変形性能を室内試験で確認し、3次元動的解析も実施してその要因を明らかにする。また、推定した損傷要因を踏まえて補修工の耐久性や、ダムの構造の改善を提案するものである。

本論文の構成は大きく以下のようなになる。

- ・ 加速度記録の分析、損傷状況の分析、解析による分析、材料の変形追従性の確認による損傷要因の推定
- ・ 効果的・効率的な補修工と損傷要因となる箇所の補強工法の提案

### 1. 2 研究の概要

本論文各章の概要は、以下に示す通りである。

第2章では我が国におけるアスファルト表面遮水壁型フィルダムの実績や、標準的なダムや遮水壁の設計の概要、八汐ダムの概要を示し、国内外の類似型式も含めたダムにおけ

る地震に対する安全性に関する研究や、地震時の挙動、地震により生じた損傷に関する調査や研究、さらにはアスファルトコンクリートの力学特性に関する研究、アスファルト材料の補修に関する諸研究について、それらの成果について紹介し、本研究との関係などについて記述する。

第3章では地震時に八汐ダムで得られた加速度記録の分析結果、表面遮水壁に生じた損傷状況および地震前後のダムの変形挙動から八汐ダムの堤体の安全性の評価を行う。また、ダムの3次元的な変形について地震観測記録を用いて分析し、ひび割れ発生箇所付近の変形挙動を検証する。

第4章では、3次元動的解析を実施して加速度観測記録との整合性を確認するとともに表面遮水壁に生じたと推定されるひずみのレベルを確認した結果を記述するとともに、解析で得られた知見に加え3章の内容も参照して、ひび割れが生じた要因を推定する。

第5章ではひび割れが斜面下方まで分布する状況となった要因について、疲労破壊や、湛水による変形の影響を検討するとともに、ひび割れ先端への応力集中の影響検討においては、切り欠き梁を用いたアスファルトコンクリートの曲げ試験を実施して、損傷の生じたアスファルト遮水壁の変形追従性を定量的に把握し、温度応力の影響も合わせて実現象との比較による検証を行い、ひび割れ進展のメカニズムの評価した結果とについて記述する。

第6章では損傷要因を踏まえた補修工の基本的な考え方と、使用した各材料の力学試験や、補修工を模擬した供試体による力学試験により補修工の耐久性を確認した結果を記述するとともに、八汐ダムにおいて損傷要因となったひずみ集中箇所の構造についてその補強対策を提案する。また、本研究の成果を踏まえて実施した補修工や補強対策工事の概要についても記述する。

第7章では、以上をまとめて結論を述べる。

#### 参考文献

- 1)豊田 高司：にっぽんダム物語，61-124，2006
- 2)JCOLD：DAMS IN JAPAN，43-100，2012
- 3)東京電力㈱：東京電力三十年史，823-831，1983
- 4)東京電力㈱：塩原発電所建設工事報告，第2編 ダム・調整池（2-1 八汐ダム），第2章 設計，第3節 堤体，17-28，1995

- 5) K.Ishii and M.Kamijo, Design for asphaltic concrete facing of Sabigawa upper dam, ICOLD San Francisco, Q.61-R.19, 1988.
- 6)伊藤金通, 川島文治, 塚田 智之 : 八汐ダムの設計と施工, 電力土木, No.255, 23-33, 1995
- 7) Tomoyuki Tsukada, Masahiko Doi, Kazuhisa Yoshizawa, Takashi Kikuchi : Long-term behavior of the Yashio dam, asphalt faced rockfill dam, 79<sup>th</sup> ICOLD Annual Meeting Symposium Preceeding, 297-304, 2011
- 8) 塚田 智之, 内田 善久, 渡部 浩, 山本 浩志 : 東北地方太平洋沖地震における八汐ダムの被災状況について, 第 44 回ダム技術講演討論会発表報告, 大ダム, No.219, 51-57, 2012

## 第2章 アスファルト表面遮水壁型フィルダムの概要と既往の研究成果

本章では、我が国におけるアスファルト表面遮水壁型フィルダムの実績や、標準的なダムや遮水壁の設計の概要を示した後、本研究に関連する諸研究の成果について、本研究との関係と合わせて記述する。

### 2.1 アスファルト表面遮水壁型フィルダムの実績

アスファルト表面遮水壁型のフィルダムは比較的少ない形式であり、15m以上のハイダムは国内では2箇所である。最も古いダムは電源開発(株)の大津岐ダム(1968年竣工, 堤高52m)であり、以降のダムはここで得た知見をベースに基本的にはこれを踏襲して建設されてきた<sup>1)</sup>(表-2.1.1)。

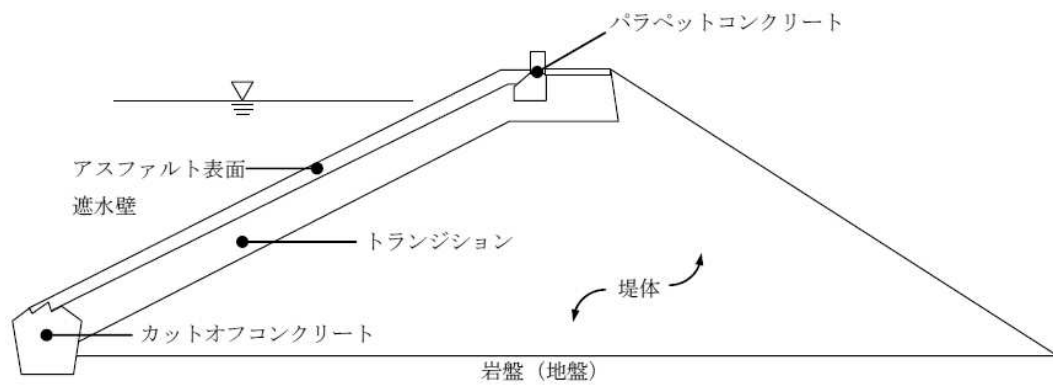


図-2.1.1 アスファルト表面遮水壁型フィルダム(概略図例)<sup>1)</sup>

表-2.1.1(1) アスファルト表面遮水壁型工法の実績例（堤体式ダム）<sup>1)</sup>

種別	名称 (ダム)	管理者	完工 (年)	規 模				
				天端標高 (m)	堤高 (m)	上流側勾配	表面遮水壁	
							面積(m <sup>2</sup> )	厚さ(cm)
	大津岐	電源開発	1968	972	52	1:1.7	11,000	30
	二ノ倉	青森県	1968	281	37	1:2	7,327	27
	孫 沢	宮城県	1970	69	16.5	1:2.0~3.0	8,000	23 (単層)
	高野山	東京電力	1971	845	33	1:4, 1:1.8	30,400	15(25)22(27)
	深 山	(農水省)栃木県	1971	757	74.5	1:1.9	44,727	35.5
	多々良木	関西電力	1973	232	64.5	1:1.8	30,700	33
	時 雨	東京都水道局	1975	29	24.2	1:2.1	3,600	22
	月光川	山形県	1978	194	48	1:1.7	7,030	33
	双 葉	北海道	1979	418	61.4	1:1.85	19,250	30(40)
	松尾貯泥	岩手県	1981	910	25	1:1.8	7500	15
	大 門	山梨県	1986	905.5	65.5	1:1.9~3.2	42,000	30
	南川鞍部	宮城県	1986	104	19.6	1:2.0	7,500	16
	八 汐	東京電力	1993	1,048	90.5	1:2.0	37,700	37
	新高野山 (補修)	東京電力	2001 2004	845	33	1:1.8	(上層) 8,230 (下層) 4,600	5 (10)
	双 葉 (補修)	北海道開発局	2009	418	61.4	1:1.85	17,500	6
参考	皆 瀬	秋田県	1982	255	66.5	1:1.35	9800	CFRDの補修 15 (グラベルマシック)

注：完工(年)は、アスファルト遮水壁工の完工年を表示している。

大門ダム(本体：コンクリート重力式)は、調整池部について示した。

遮水壁厚さの( )内は、部分的に増厚していることを示す。

※CFRD：コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム

表-2.1.1(2) アスファルト表面遮水壁型工法の実績例（調整池，貯水池）<sup>1)</sup>

種別	名称	管理者	完工 (年)	規 模				
				天端標高 (m)	堤高 (m)	上流側勾配	表面遮水壁	
							面積(m <sup>2</sup> )	厚さ(cm)
調 整 池 ・ 貯 水 池	東 富 士	静岡県	1971	678	22	1:2.5~3.0	斜面 61,270 底面 76,720	24 14
	沼 原	電源開発	1973	1,240	50	1:2.5	斜面 137300 底面 56,500	30 25
	藤 木	山梨県	1975	517	8.7	1:2.5	斜面 12,500 底面 12,000	18 18
	須 山	静岡県	1985	626.5	7.5	1:2.5	斜面 13,600 底面 10,200	20 10
	上 之 原	群馬県	1986	548.5	11.5	1:2	斜面 12,640 底面 4,690	17 17
	万 場	(農水省) 水資源機構	1989	43.5	28.6	1:2.7	斜面 179,000	26 (シート)
	泉	新潟県上越市	1992	340.1	14.5	1:2	斜面 18,800 底面 26,600	19 19
	桃 泉	群馬県	1989	665	10.8	1:2.5	斜面 14,450 底面 6230	15 15
	松 山	新潟県妙高市	1997	115	8.2	1:3	斜面 23,700 底面 29,200	16 16
	亀 池	兵庫県明石市	1998	33.3	15.3	1:2	斜面 17,600 底面 2,900	18 18
	鈴 峰	群馬県	2002	394	14	1:2.0	斜面 22,700 底面 7,050	17 17
	東 富 士 (改 修)	静岡県	2006	678	22	1:2.5, 3.0	斜面 50,000 底面 80,000	5
	大 瀬 内 ダ ム	九州電力	2007	813.5	65.5	1:2.5	斜面 187,000 底面 110,200	35 26
	京 極 上 部	北海道電力	建設中	892.4	22.6	1:2.5	斜面 156,400 底面 20,800	36 21
恵	新潟県妙高市	建設中	454.1	10.6	1:2.1	斜面 16,100 底面 13,400	19 19	

堤高の高いダム表面遮水壁の構造は基本的には図-2.1.2の左の図のように上部及び下部の2重の遮水層を有し、その間に中間排水層を設ける構造が一般的であるが、堤高が低いものでは図-2.1.2の右の図のようにこれを省略する例が見られる。中間排水層は、上部遮水層を通過した水を安全に監査廊へ排水するために設けるものである。

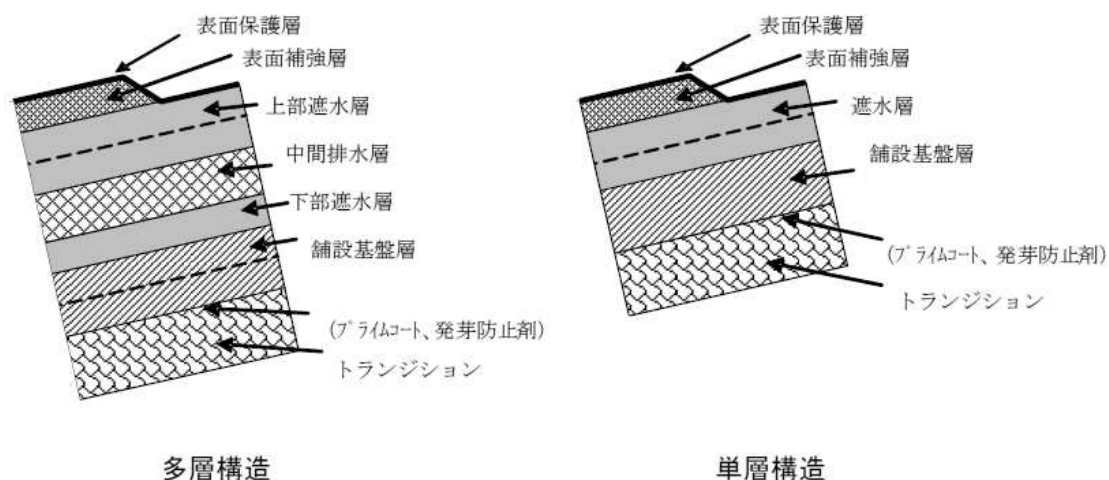


図-2.1.2 アスファルト表面遮水壁の断面構成図(例)<sup>1)</sup>

## 2. 2 アスファルト表面遮水壁フィルダムの標準的な設計

### 2. 2. 1 堤体の設計

アスファルト表面遮水壁型フィルダムの堤体の設計は、河川管理施設等構造令<sup>2)</sup>や水力発電設備技術基準<sup>3)</sup>に従い、基本的には中央土質遮水壁型フィルダム等と同様に、円弧すべりに対する安定性を確保できるように上下流法面勾配を定める。コンクリート表面遮水壁型も含めた表面遮水壁型ロックフィルダムは中央土質遮水壁型と比較して、堤体内に浸潤線が形成されないため、特に上流側のせん断抵抗が大きくなり上流面は比較的急勾配に設定することができる。遮水壁材料にアスファルトを用いる場合は、コンクリートを用いる場合に比較して施工中や高温時の材料の斜面流動を避けるため斜面勾配は緩くなる。

### 2. 2. 2 アスファルト表面遮水壁の設計<sup>1)</sup>

アスファルト表面遮水壁の遮水層に使用されるアスファルトコンクリートは通常の舗装に用いられるものとは材料特性が異なり、アスファルトが多く配合され、空隙率の小さいものが使用される。荷重条件も道路舗装における交通荷重とは大きく異なり、遮水壁では自重、水圧、基盤の変形、温度応力等が挙げられる。道路舗装では短時間に小半径で大きなたわみをもたらす自動車の輪荷重が対象となるのに対して、遮水壁の水圧は長時間かつ

ゆっくりと作用する荷重が対象となる。このように材料特性や配合, 荷重条件の違いから, アスファルト表面遮水壁の設計は, 道路舗装の設計とは大きく異なる考え方となる。

さらに, アスファルトコンクリートは温度とひずみ速度に依存する変形特性を有しているため, コンクリート構造物のような応力に基づく方法は適用しない。アスファルトの破壊の形態は, ①脆性破壊, ②流動を伴う延性破壊, ③降伏現象を示し, ①と②の性状を兼ね備えた破壊, があり, これらは温度やひずみ速度により変化する (図-2.2.1)。<sup>1)</sup>こうしたアスファルトの特性により, アスファルトコンクリートの曲げ強度や破壊ひずみは, 温度やひずみ速度により変化し, 特に, 破壊ひずみは温度が低い場合やひずみ速度が大きい場合により小さくなる (図-2.2.2)。なお, アスファルト表面遮水壁に使用するアスファルトコンクリートについては, ぜい性領域においては, 曲げ試験, せん断試験, 圧縮試験の荷重-変位 (応力-ひずみ) 曲線のピーク時に破壊 (破断) が生じるため, その時の応力を強度, ひずみが破壊ひずみ, 流動領域においてはピーク時に破断は生じないが中村ら<sup>53)</sup>, 島崎ら<sup>54)</sup>等にならない, 強度, 破壊ひずみと呼ぶ。アスファルトコンクリートは, コンクリートや土質材料等の弾塑性体とは異なる粘弾性体であるため, 作用応力に対する抵抗力の比としての安全率の考え方は適用できない。従って, 遮水壁に想定される温度, ひずみ

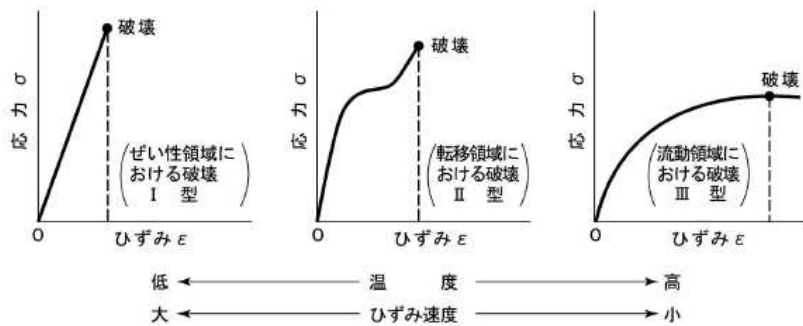


図-2.2.1 アスファルトの破壊の形態<sup>1)</sup>

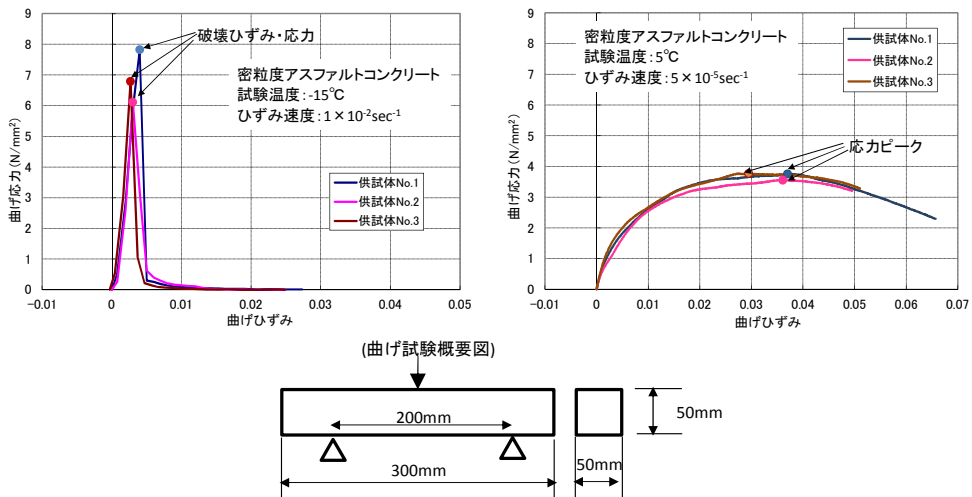


図-2.2.2 密粒度アスファルトコンクリートの曲げ試験結果 (八汐ダム)

速度において生じるひずみが、材料試験から求まる破壊ひずみ以下となるように設計を行なう。遮水壁の勾配、層構成、層数、層厚は、ダム の規模や機能、計画地点の地形、地質、気象条件、堤体材料の強度などに加えて、施工性等を考慮して選定する。アスファルトコンクリートは、材料、配合、施工方法などにより、その工学的特性は大きく変化する。このため、アスファルト表面遮水壁として必要な遮水性、変形追従性、斜面での安定性、耐候性等についての諸試験を行って、これらを満足するような配合設計を行う必要がある。設計のフローは図-2.2.3 に示すとおりである。1)

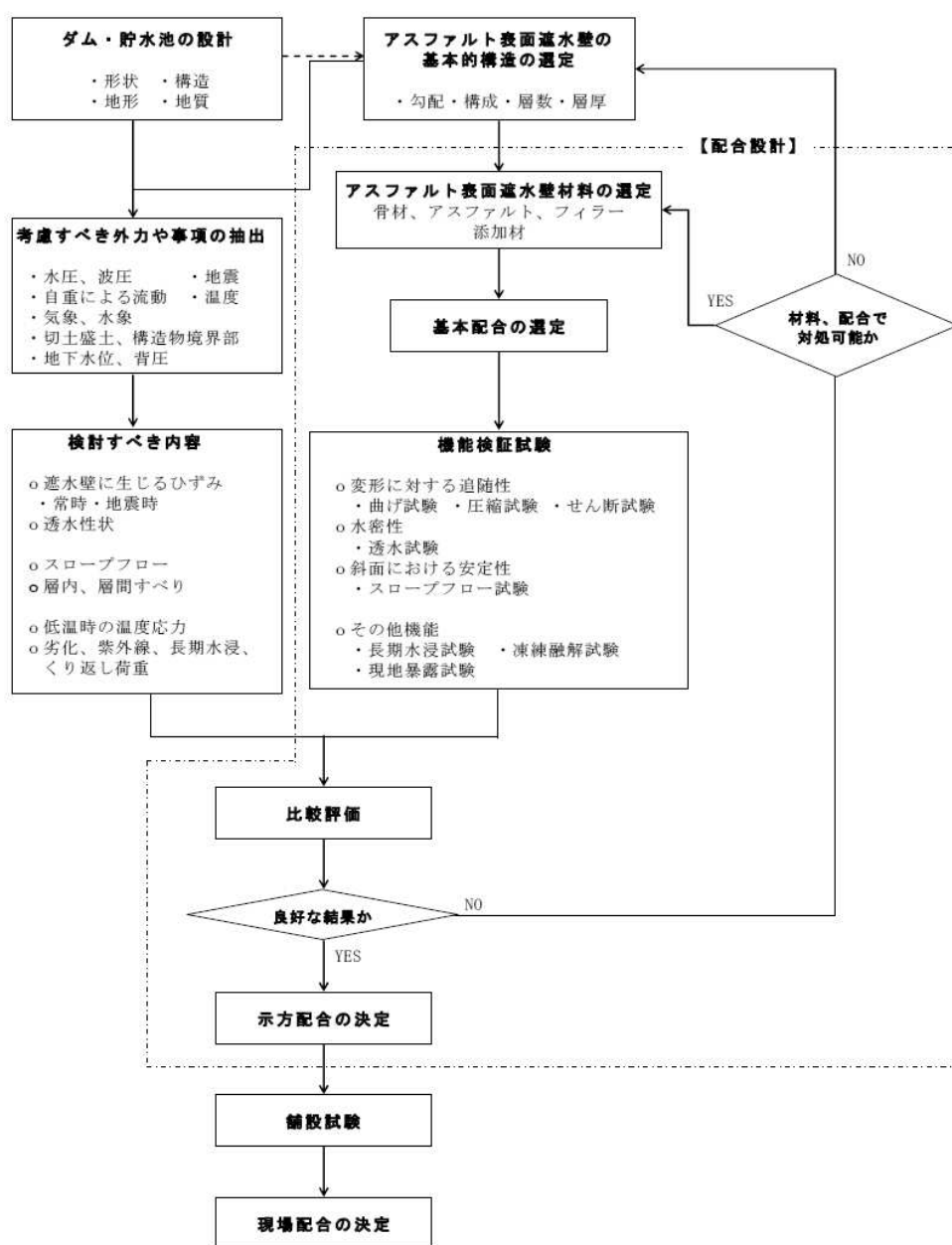


図-2.2.3 設計の基本的フロー1)

### 2. 3 八汐ダムの概要 4), 5), 6)

八汐ダムは東京電力㈱が栃木県北部に建設した純揚水式の塩原発電所(最大出力 90 万 kW)の上部調整池用のダムである。ダムの型式は近傍にコア材が存在しないため、中央土質遮水壁型フィルダムの採用が出来ないことから、重力式コンクリートダムとの経済性比較により、アスファルト表面遮水壁型フィルダムとされた。堤高 90.5m は同型式としては国内で最高、世界でも最高クラスである。八汐ダムの諸元は表-2.3.1 に、平面図は図-2.3.1 に、標準断面図は図-2.3.2 にそれぞれ示すとおりである。堤高が高く、表面遮水壁に作用する水圧が大きいことから遮水壁は上部遮水層から漏水が生じた場合、これを安全に監査廊へ排水するための中間排水層を設け、これを上下部遮水層で挟む構造となっている。遮水壁は全 7 層、総厚 37cm から成り、表面には紫外線等による劣化、氷雪の落下による損傷から上部遮水層を保護するために厚さ 2mm 程度のアスファルトマスチックを保護層として塗布している。遮水壁に用いたアスファルトコンクリートは 3 種類の配合が用いられており、施工基盤となるマカダム、レベリング層には最大骨材寸法 20mm の粗粒度、上、下部遮水層には最大骨材寸法 13mm の密粒度、中間排水層には最大骨材寸法 25mm の開粒度アスファルトコンクリートがそれぞれ用いられている。遮水壁の構造図は図-2.3.3、アスファルトコンクリートの示方配合は表-2.3.2 にそれぞれ示すとおりである。

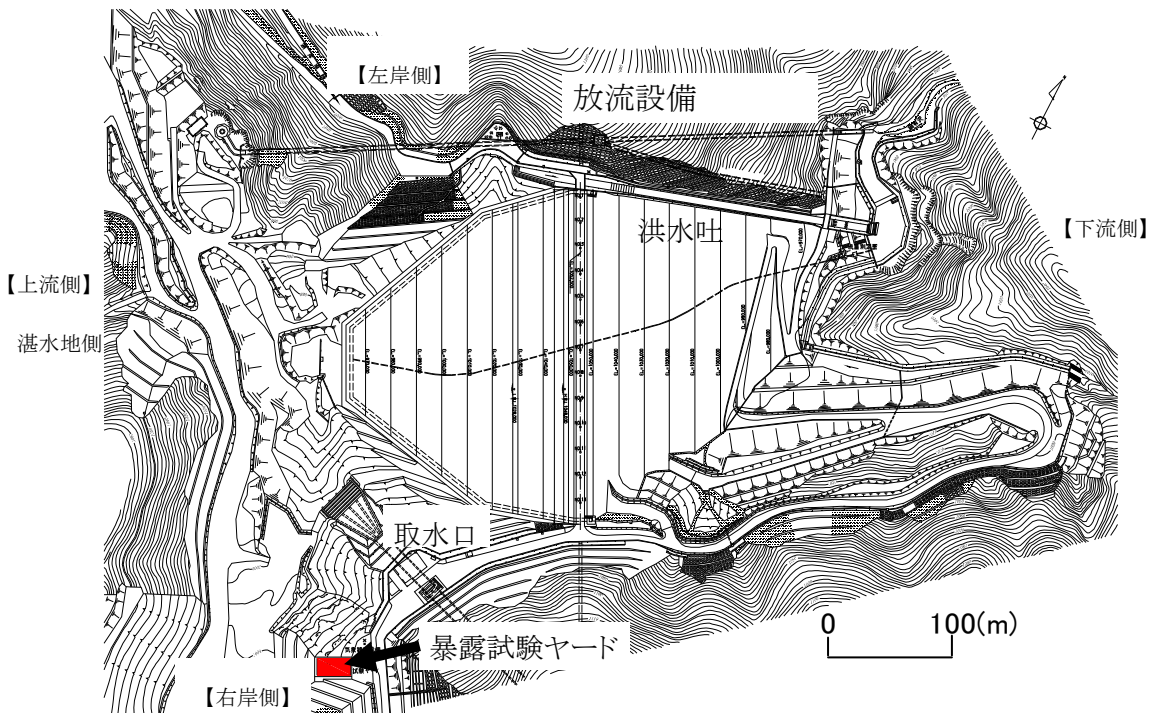
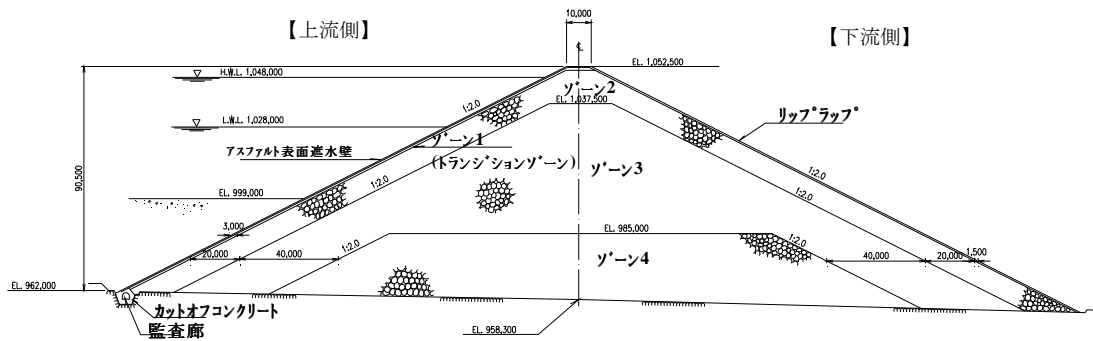


図-2.3.1 八汐ダム平面図



	最大粒径 (mm)	単位体積重量 (g/cm <sup>3</sup> )		内部摩擦角 (°)	粘着力 (N/mm <sup>2</sup> )
		乾燥	湿潤		
ゾーン 1 玢岩	300	2.04	1.95	43	0
ゾーン 2 玢岩	1,000	2.04	1.95	43	0
ゾーン 3 玢岩	1,000	2.04	1.95	42	0
ゾーン 4 凝灰岩	1,000	1.96	1.85	38	0

図-2.3.2 八汐ダム標準断面図

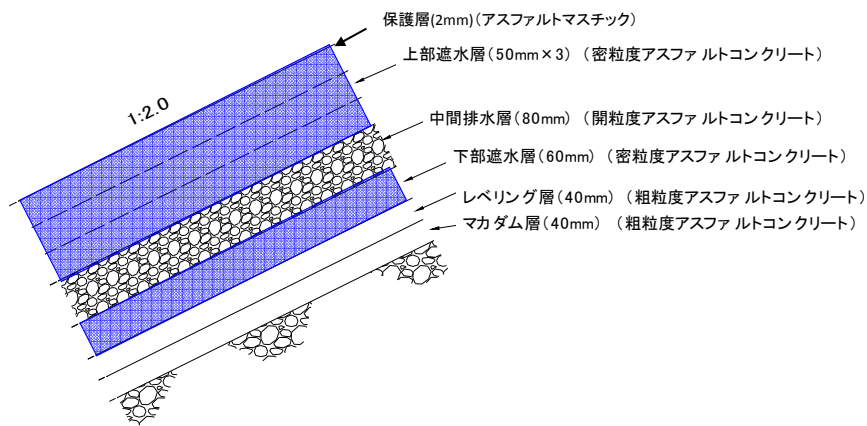


図-2.3.3 表面遮水壁構造図

表-2.3.1 八汐ダム諸元

ダム名	八汐ダム
河川名【上流側】	那珂川水系鍋有沢川
目的	揚水発電
型式	アスファルト表面遮水壁ロックフィルダム
堤高 湛水地側	90.5m
堤頂長	263m
堤体積	2,109,000m <sup>3</sup>
流域面積	2.0km <sup>2</sup>
湛水面積	0.47km <sup>2</sup>
総貯水容量	11,900,000m <sup>3</sup>
竣工年	1995

表- 2.3.2(1) 表面遮水壁用アスファルトコンクリートの示方配合

種別	骨材最大粒径 (mm)	アスファルト	骨材					フィラー	
			碎石			砕砂	細砂	石粉	添加材
			20-13 (mm)	13-5 (mm)	5-2.5 (mm)	2.5-0 (mm)	2.5-0 (mm)		
粗粒度	20	50	171	304	228	190	—	57	—
開粒度	25	40	399	292	197	—	48	24	—
密粒度	13	85	—	166	267	275	83	115	8

単位量(kg/t)

\* 開粒度アスファルトコンクリートの碎石20～13mmは25～13mm

表- 2.3.2(2) 保護層用アスファルトマスチックの示方配合

アスファルト		フィラー	
ストレート	ブローン	石粉	添加材
185	185	580	50

単位量(kg/t)

## 2. 3. 1 八汐ダムの設計 4) 5) 6)

### (1) 地質

八汐ダム地点は、小蛇尾川支流鍋有沢川の最上流部に位置し、ダムサイト左右岸の傾斜は約 30° となっている。ダムサイトの地質は、大部分が第三紀の凝灰岩で構成されており、河床及び右岸側には玢岩が貫入している。各岩種の地層境界は密着しており、大きな破砕帯は存在しない。基礎岩盤は堅硬で、変形係数  $10 \sim 100 \times 10^2 \text{N/mm}^2$ 、内部摩擦角  $45 \sim 50^\circ$ 、粘着力  $2.5 \sim 4.5 \text{N/mm}^2$  である。ダム基礎の地質は主に凝灰岩、河床部ならびに右岸高標高部に玢岩が貫入している。また、岩盤等級は概ね  $C_M$  級であり、河床部付近は  $C_H$  級でロックフィルダムの基礎としては十分に堅硬な岩盤である。堤体の基礎は、堅硬な岩盤に着岩させるとともに、左岸上流側の凸部については、カットオフコンクリートを滑らかな線形とするため、整形掘削された。

### (2) 堤体材料

堤体材料はダムサイト近傍に分布する玢岩、凝灰岩が使用された。いずれの材料ともに堅硬な材料であるが、図-2.3.2 に示すように気象作用に対する抵抗性を考慮して比重が大きく吸水率の小さい玢岩が主に配置され(ゾーン 1～3)、内部の一部(ゾーン 4)に凝灰岩が配置された。各ゾーンの転圧仕様については、事前に盛立転圧試験が実施され、撒き出し厚 120cm、13.5t 振動ローラで6回以上の転圧が行われた。特に遮水壁の基盤となるトランジションについては、水平転圧に加え斜面転圧も行われ、表面仕上げについては、室

内試験結果に基づき細粒材料による目詰めは行われず、遮水壁とのせん断抵抗が大きくなるよう配慮された。また、遮水壁のトランジションへのめり込みについては室内試験により安全性が確認されている。

堤体材料については、雨水等により遮水壁背面から水圧が作用しないような排水性（設計透水係数  $k \geq 1 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ ）を確保するために、2mm 以下細粒分含有率を 10%以下とされた。

### (3) 堤体の安定計算

#### ①設計震度

八汐ダムでは、地震に対する安全性を検討するに当たって、河角マップ<sup>7)</sup>、8)<sup>9)</sup>、田村ら<sup>10)</sup>による手法で求めた 200 年確率の最大加速度と既往最大(日光地震 1683 年 6 月 18 日、震央距離 31km, 最大加速度 266gal) の加速度のうち、最も大きくなった既往最大の加速度 266gal が選定された<sup>11)</sup>。

表-2.3.3 八汐ダム地点における最大加速度推定結果

	最大加速度 (gal)		
	75年確率	100年確率	200年確率
河角マップ	100	120	200
田村式	90	105	155
既往最大	(日光 △31km 1683.6.18 M=7.3) 266		

既往最大地震より予想される最大加速度を 266gal とすると、堤体震度の設定は新耐震設計法<sup>12)</sup>に基づく式(3.1)により  $k_H = 0.136$  となるが、各基準（河川管理施設等構造令<sup>2)</sup>、発電用水力設備の技術基準<sup>3)</sup>、強震帯地域  $k_H \geq 0.15$ ）などより  $k_H = 0.15$  とされた。

$$k_H = a \cdot b \cdot k_0 = 1.0 \times 0.5 \times 266/980 = 0.136 \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで、 $k_H$  ; 堤体震度

a ; 地盤の特性による補正係数（第三紀の比較的軟質な岩盤(1.0)）

b ; 構造物の種別による補正係数(0.5)

$k_0$  ; 標準水平震度=最大加速度  $\alpha_{max}/980$

である。

#### ②円弧すべり法による安定計算

ダム法面の滑動に対する安定計算はスライス法による円弧すべり法により行われている。なお、安全率は各基準（河川管理施設等構造令<sup>2)</sup>、発電用水力設備の技術基準<sup>3)</sup>）に

よれば  $F_s \geq 1.2$  であるが、八汐ダムは同型式では国内で堤高が最大であることを考慮して、 $F_s \geq 1.3$  とされた。安定計算結果は図-2.3.4 に示すとおりであり、最少安全率は下流法面に生じ、1.32 となっている。

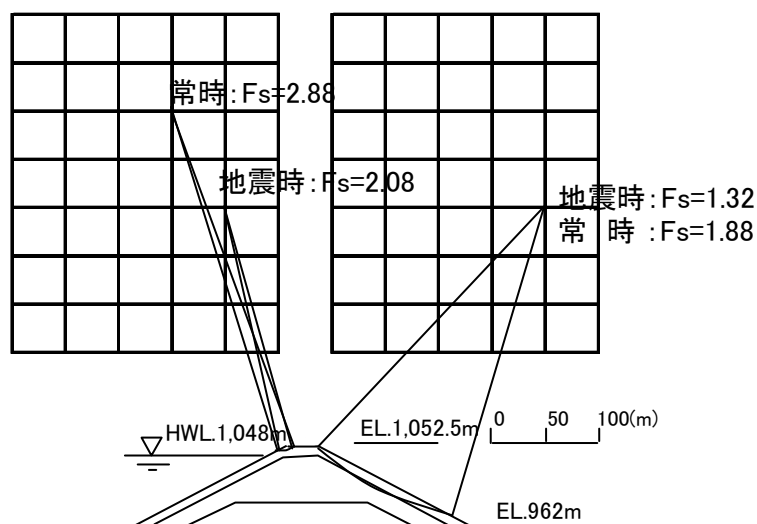


図-2.3.4 円弧すべり計算結果

#### (4) アスファルト表面遮水壁

##### ① 遮水壁の構造

八汐ダムのアスファルト表面遮水壁は上層（上部遮水層）を厚さ 5cm 3層，中間層（中間排水層）を厚さ 8cm，下層（下部遮水層）は厚さ 6cm 1層，施工基盤層としてレベリング層，マカダム層(厚さ各 4cm)の計 7層 37cm の構造となっている。なお，表面には紫外線等による劣化対策として厚さ 2mm のアスファルトマスチックによる保護層が塗布されている。万が一上層が損傷した場合にも中間排水層より監査廊に安全に浸透水を導水する構造となっている（図-2.3.3 参照）。上部および下部遮水層の設計透水係数は  $k \leq 1 \times 10^{-9} \text{cm/sec}$ ，中間排水層の設計透水係数は  $k \geq 5 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$  である。

遮水壁に用いるアスファルトは，国内既設ダムの実績に基づいて，針入度 60～80，軟化点 44～52℃のストレートアスファルトとし，また，感温性が低く，原油による性状のバラツキの少ないベネズエラ産が採用された。また，骨材は，比重が大きく（2.7），吸水量が少ない(2%)鬼怒川産（石英安山岩）が使用され，事前に加熱後（200℃），あるいは凍結融解後(200回)のロサンゼルスすりへり試験の結果から，すりへり減量は 30%以下であり安定性が確認されている。

## ② アスファルトコンクリートの配合設計

### a) 密粒度アスファルトコンクリート

密粒度アスファルトコンクリートの配合設計については、以下に示す事項について十分配慮されている。

- ア. 透水性が小さいこと
- イ. 水圧、地震などにより生じる堤体の変形に追従すること
- ウ. 高温下で流動しないこと
- エ. 耐久性に富み、長期にわたって安定していること
- オ. 施工性が良好であること

上記ア, エについては先行地点の実績より、水利アスファルトコンクリートとしてのアスファルト量を確保すれば特に問題はないと考えられ、配合を決定する上ではむしろ相反するイ, ウの兼ね合いと施工性の評価に重点が置かれている。

八汐ダムの密粒度アスファルトコンクリートの配合設計にあたっては、まずアスファルトコンクリートの空隙率 3%以下で、かつ施工性の良い骨材粒度が決定された。

次にアスファルト量については、流動性を抑制する範囲内で変形追従性に富む配合となるようにできるだけ多くすることとされている。

空隙率 3%以下は、先行地点の実績と同等の値であり、これに対応する透水係数は坪田ら<sup>13)</sup>が複数の粒度分布の骨材を用いてアスファルト量や締め固め状況を変化させて行なわれた実験結果(図-2.3.5)に示すように、 $1 \times 10^{-8} \text{cm/sec}$ 以下となっている。

骨材の粒度は図-2.3.6に示す先行地点の実績範囲内で上限、中央、下限の3粒度につき、つき固め試験が実施され、施工性の面で、低いエネルギーで空隙が小さくなり 3%以下となるような粒度として、中央粒度(骨材最大粒径 13mm)が選定された(図-2.3.7)。

アスファルト量については、7.0~9.0%の範囲内で変形追従性、斜面上での流動性についての比較検討が行われている。

変形追従性の指標としては、曲げ試験による破壊ひずみが、また斜面上での流動性の指標としてはスロープフロー値が採用されている。

アスファルト量と破壊ひずみならびにスロープフロー値の関係は図-2.3.8に示すとおりであり、破壊ひずみはアスファルト量が多いほど大きく、スロープフロー値はアスファルト量が 9.0%付近となると急激に大きくなっている。

これらの結果より、流動性の面での上限としてアスファルト量の配合量は 8.5%とされた。

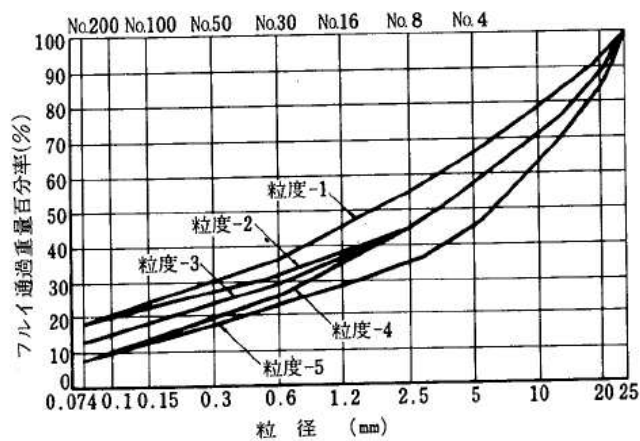
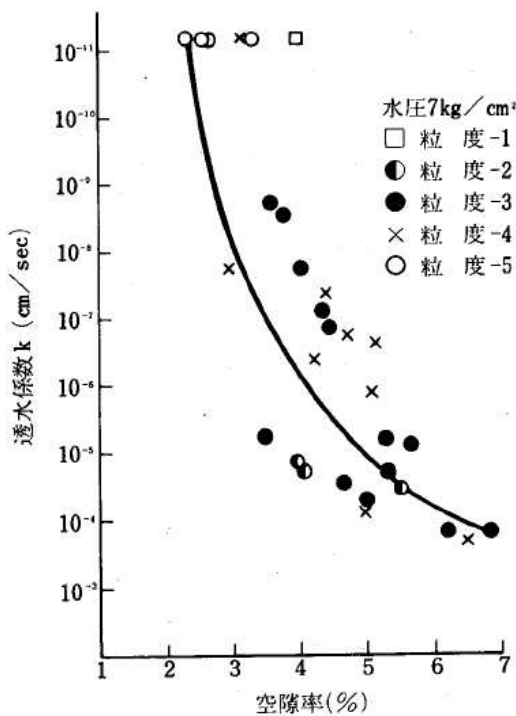


図-2.3.5 密粒度アスファルトコンクリートの空隙率と透水系数の関係<sup>13)</sup>

b) 開粒度アスファルトコンクリート

開粒度アスファルトコンクリートの透水系数は、図-2.3.9 に示すとおり空隙率が大きくなるほど大きくなり、設計透水系数 ( $k \geq 1 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ ) を満足するには空隙率を 20%以上とする必要がある。

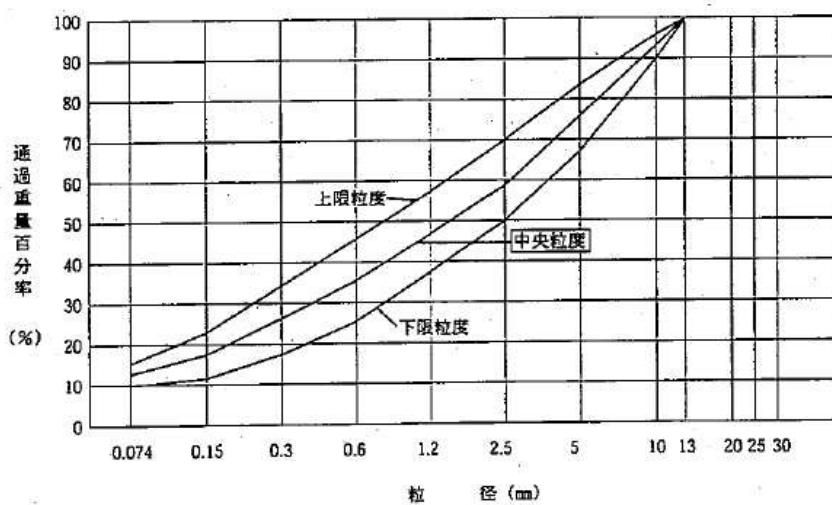


図-2.3.6 密粒度アスファルトコンクリートの骨材粒度

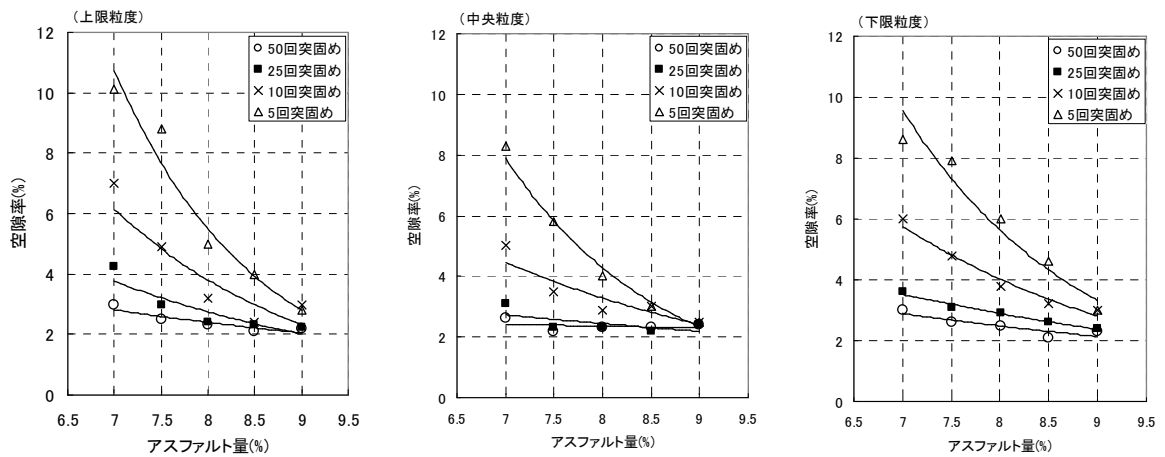


図-2.3.7 密粒度アスファルトコンクリートの突き固め試験結果

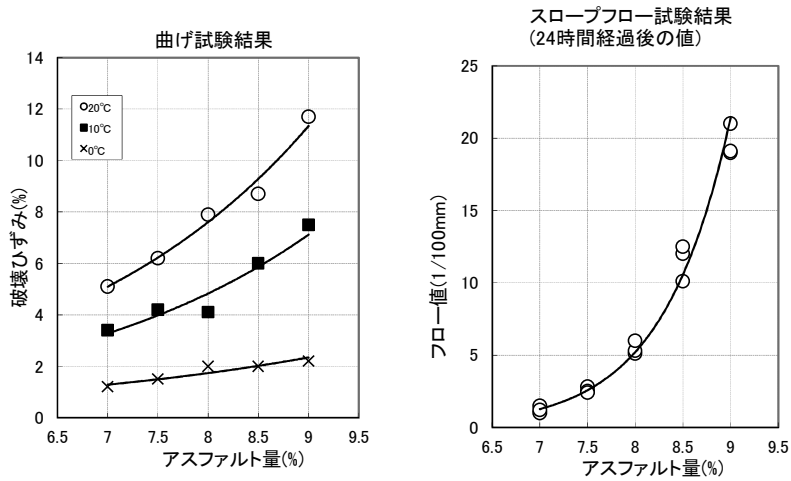


図-2.3.8 アスファルト量と曲げ引張降伏ひずみならびにスロープフロー値の関係

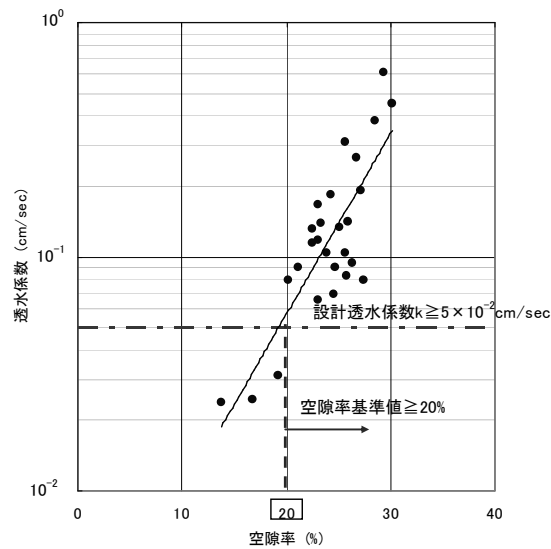


図-2.3.9 開粒度アスファルトコンクリートの空隙率と透水係数の関係

開粒度アスファルトコンクリートの配合は、空隙率を満足して、かつマーシャル安定度の高い骨材粒度ならびにアスファルト量とする必要があり、骨材は実績範囲内の上限、中央、下限のうちの中央粒度（最大骨材粒径 25mm）とし、アスファルトの配合量は 4.0%が選定されている。

c) 粗粒度アスファルトコンクリート

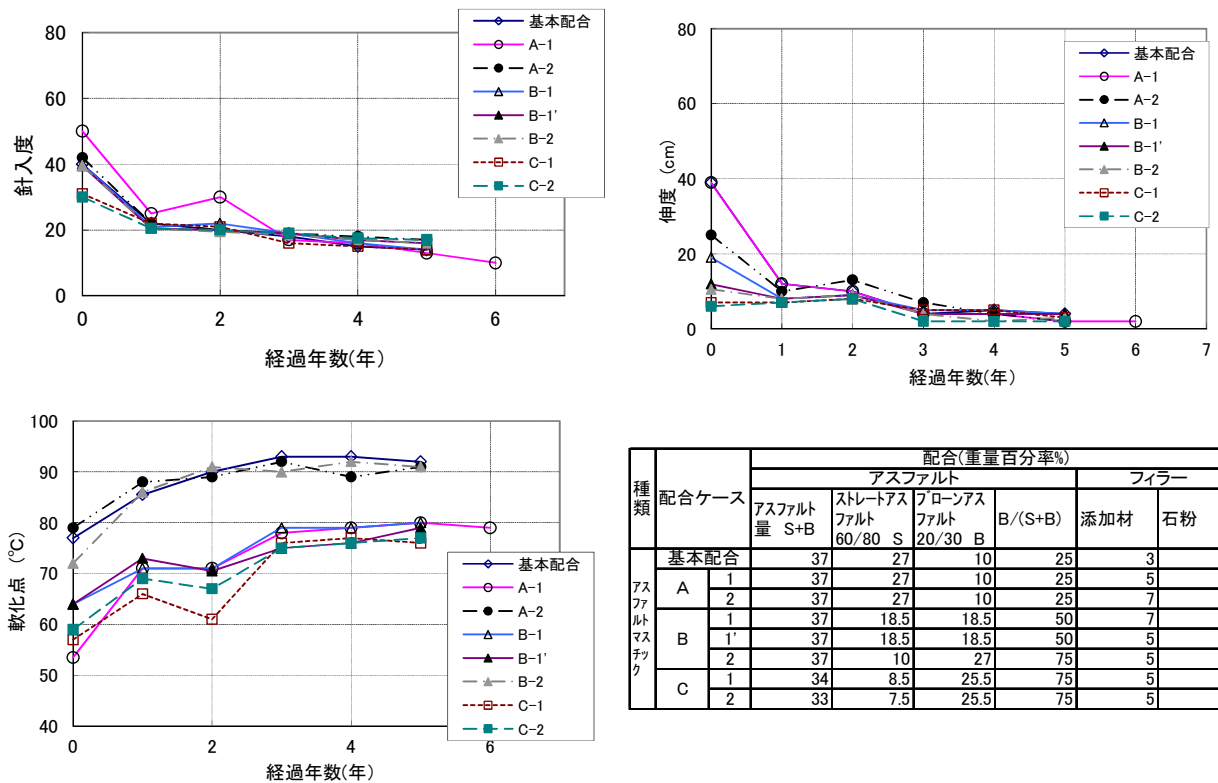
粗粒度アスファルトコンクリートの骨材粒度は、実績範囲内の上限、中央、下限のうちのマーシャル安定度ならびに既設ダムの実績などより中央粒度（骨材最大粒径 20mm）とし、アスファルトの配合量は 5%とされている。

d) アスファルトマスチック

保護層のアスファルトマスチックについてはできるだけ気象作用による経年劣化が少なく、施工性の良い配合とし、ストレートアスファルトとブローンアスファルトとの比率などを変化させた数種類の配合について現地で①施工試験、②5年間の暴露試験を実施し、施工性の比較や表面のクラックなどの発生の観察、抽出アスファルト試験などにより経年劣化を調査して総合的に評価して決定されている。

5年間の暴露試験後の物性試験の結果は、図-2.3.10に示すようにいずれの配合ともに物性値は経年的に一定値に収束する傾向が見られた。また、ブローンアスファルトの比率を大きくすることによる、表面の変状（スロープフロー、縞模様の発生）は少なくなる傾向となるが、アスファルトマスチックが硬くなるため、施工する際にひきずりなどを生じて施工しにくくなることが懸念された。

以上の結果より、表面の変状が少なく、施工性の良好なブローンアスファルト比率 50%の配合（B-1'）が選定されている。



種類	配合ケース	配合(重量百分率%)					
		アスファルト				フィラー	
		アスファルト量 S+B	ストレートアスファルト 60/80 S	フローアスファルト 20/30 B	B/(S+B)	添加材	石粉
アスファルトマシチック	基本配合	37	27	10	25	3	60
	A	1	37	27	10	25	5
	2	37	27	10	25	7	56
	B	1	37	18.5	18.5	50	7
	1'	37	18.5	18.5	50	5	58
	2	37	10	27	75	5	58
C	1	34	8.5	25.5	75	5	61
2	33	7.5	25.5	75	5	61	

図-2.3.10 保護層の現地暴露試験結果

## 2. 3. 2 ダム建設における表面遮水壁の施工<sup>5)</sup>

### (1) 表面遮水壁舗設の手順

表面遮水壁の舗設に先立ち、天端のウインチポータルから牽引した 8t 級振動ローラでダム盛立面（トランジション）を再転圧して不陸が整形され、その後、エンジンスプレーヤによりアスファルト乳剤が散布された。また、遮水壁とカットオフとの付着を確保するために、カットオフコンクリートの表面の弱部をワイヤブラシ、電動クリーナー等で十分に除去した後、カットバックアスファルト（アスファルトとガソリンを混合したもの）が散布され、コンクリートに浸潤させた後、アスファルトマシチックが塗布された。

これらの作業が完了した後に、アスファルトコンクリートの舗設が開始された。舗設機械は、工程上から 2 セット用意され、ダムの中央部より左右岸へ向けて施工が行われた。舗設面における施工機械の配置（1 セット分）は図-2.3.11 に示すとおりである。舗設にあたっては、アスファルトコンクリートを湛水池内に設けたプラントから、11t ダンプトラックでダム天端に運搬し、ウインチポータルのスキップに投入し、スキップから斜面運搬用のダンパ車に移し替えが行われた。合材はダンパ車が斜面を降下して、アスファルトフ

イニッシャのホッパへ投入された。敷き均しは幅 3.9m, 毎分 1m 程度の速度で斜面の下部から天端まで連続してアスファルトフィニッシャにより所定の厚さで敷き均され, 締め固めが行われた。また, フィニッシャには, 敷き均し高さを調節するオートマチックレベリングコントローラ (図-2.3.12) が装備されており, 舗設面の平坦性が確保された。レーン間の継ぎ目は, コールドジョイントはもとより, 当日施工のホットジョイントの一体化を図るため, フィニッシャのスクリードを隣接する先行レーンに 10cm ラップさせて敷き均し締め固められ, さらに, フィニッシャ後部に取り付けたジョイントコンパクタで締め固めが行われた。フィニッシャで締め固められた後は, 速やかにフィニッシャに牽引された 1.1t 振動ローラで一次転圧が行われ, さらに天端のウインチ車に牽引された 1.1t ローラ等で二次転圧が行われた。

また, アスファルトフィニッシャによる敷き均しが出来ない左右岸のカットオフとの取合部付近についてはタンパやプレートを使用しての人力による入念な施工が行われ, ジョイントについてはポータブルタイプのジョイントヒータによる加熱が行われた。

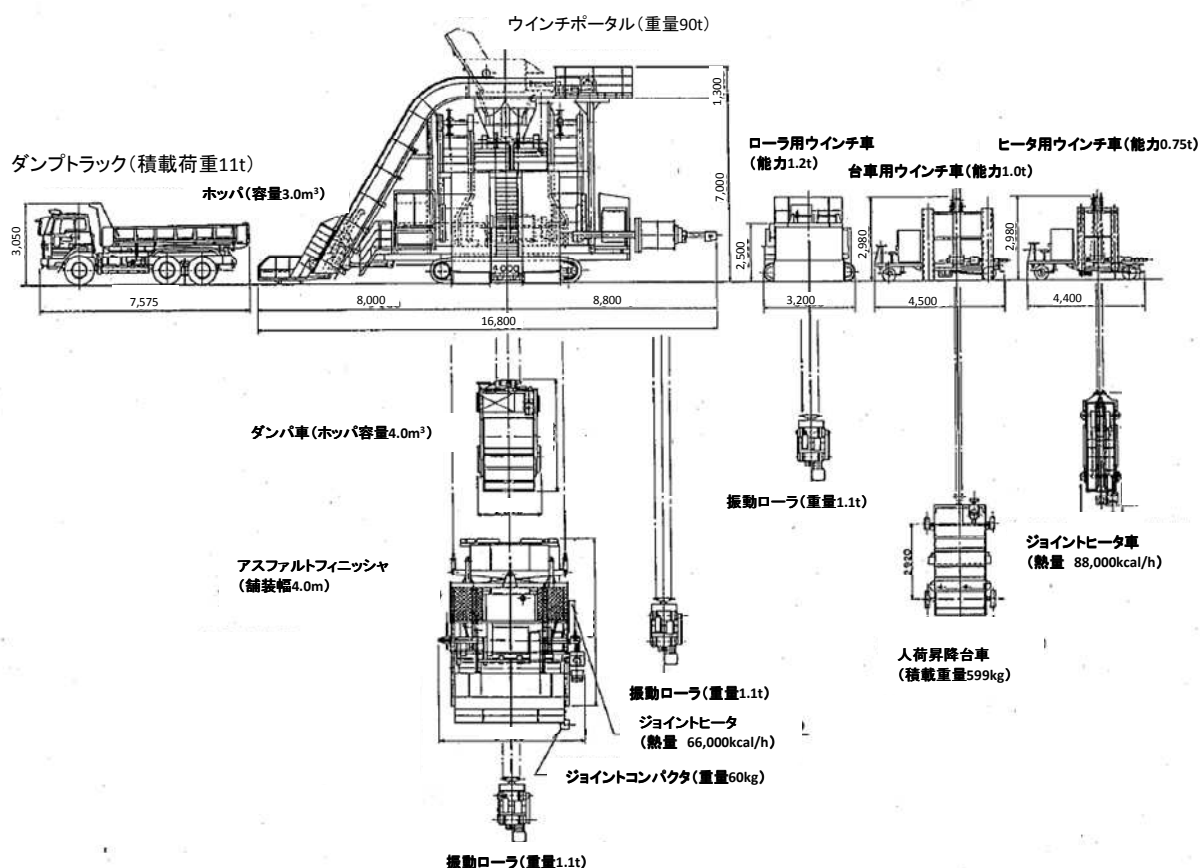


図-2.3.11 舗設機械配置図(文献 5)に一部加筆)

## (2) 八汐ダムの舗設工事の特徴

八汐ダムの表面遮水壁は、斜面長が最大 200m にも及んだ。従来の舗設機械では施工能力の関係から、ダム中央までとそれより上段の二段階に分けて舗設する複雑な施工法となり、遮水壁の中段に連続した水平継目ができ、止水性の弱点となりやすいことが課題であった。そこで八汐ダムでは、大型のウインチポータルが開発され、200m の長大斜面の一段施工が可能となった。また、品質の向上を指向して、ダム舗設としては初めてスクリードに 4~14N/mm<sup>2</sup> の範囲で圧力を調節可能なプレッシャーバー（油圧シリンダにより一定圧力で舗設面を押付けるビーム）を取り付けた、ハイコンパクション型の高性能アスファルトフィニッシャが採用された（図-2.3.12）。

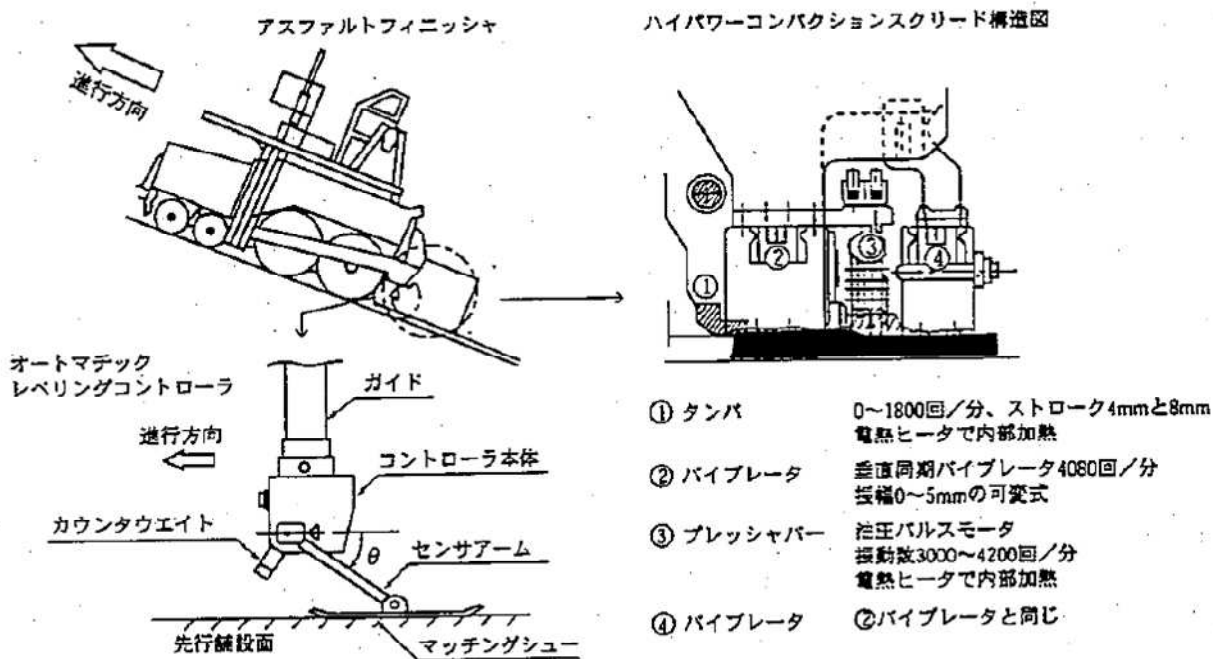


図-2.3.12 ハイコンパクション型アスファルトフィニッシャ構造図<sup>5)</sup>

## (3) 現地舗設試験

舗設に先立って、転圧温度や転圧回数等を設定するために、施工試験が実施された。試験に際しては人力施工部や、ダム舗設で始めて使用する高性能アスファルトフィニッシャの締め固め仕様、施工継目の処理方法等の設定も併せて行われた。試験ヤードは、ダム上流右岸に設けたが、これは方角、勾配ともにダムの遮水壁と同一とされ、将来の暴露試験ヤードとしての機能も併せ持つものとなっている。プレッシャーバーの圧力は施工試験の結果から、所定の密度が得られ、かつ材料分離が生じないように 5N/mm<sup>2</sup> に設定された。

高性能アスファルトフィニッシャを使用することにより従来型に比して敷き均し後の密度が0.5%程度上昇し、さらにばらつきが1/2以下となっている。また、継ぎ目の加熱は赤外線ジョイントヒータを用いて、表面から骨材の最大寸法である13mmまでアスファルトの軟化点(約50℃)以上になるように加熱し施工した結果、一般部と同等の透水性、力学性能を確保できることが確認されている。

#### (4) 施工実績

冬期間を除く2年間に渡る工事は、ほぼ計画通りに進捗した。計画舗設日数182日に対して実舗設日数は180日であった。

#### (5) 品質管理

表面遮水壁施工にあたっては、各材料や混合物についてきめ細かな品質管理が行われた。品質管理項目は表-2.3.4に示すように、現地に設置したアスファルトプラントや舗設現場において各種品質管理試験が行われた。上部遮水層の品質管理結果は表-2.3.5に示すとおりであり、いずれの品質管理項目ともばらつきは小さく、結果は良好であった。特に施工継目については、真空試験(負圧をかけて圧力上昇の有無を確認する透気試験)により、密着度の確認が行われ、全て基準値を満足していることが確認されている。

表-2.3.4(1) 品質管理試験項目 (アスファルトプラント)

アスファルトプラントで行う品質管理試験

区分	名称	管理項目	管理工程	試験方法	頻度	規格値	備考
材料	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/日	60~80	
		軟化点	アスファルトタンク	軟化点試験	1回/日	44~52℃	
		温度	アスファルトタンク	測温	1回/時間	180±10℃ 160±10℃	密粒度アスファルトコンクリート 粗・開粒度アスファルトコンクリート
	フィラー	粒度	貯蔵倉庫	ふるい分け試験	1回/週	0.6mm 0.15mm 0.075mm 100% 90%以上 70%以上	
		温度	ホットビン	測温	1回/時間	80±10℃	
	骨材	粒度	ホットビン	ふるい分け試験	2回/日	配合粒度	
温度		ホットビン	測温	1回/時間	200±10℃ 180±10℃	密粒度アスファルトコンクリート 粗・開粒度アスファルトコンクリート	
混合物	粗粒度アスファルトコンクリート	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 2.5 0.075以下 ±6% ±5 ±2.5	規格値は標準配合からのずれ
		密度	合材サイロ出口	マーシャル試験	1回/日	2.3g/cm <sup>3</sup> 以上	片面25回突固め×両面
		温度	合材サイロ出口	測温	運搬車毎	160±10℃	
		空隙率	合材サイロ出口	マーシャル試験	1回/日	20%以上	片面25回突固め×両面
	開粒度アスファルトコンクリート	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	粗粒度アスコンに同じ	
		透水性	合材サイロ出口	透水試験	1回/週	5×10 <sup>-2</sup> cm <sup>2</sup> /sec以上	
		温度	合材サイロ出口	測温	運搬車毎	160±10℃	
		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回突固め×両面
	密粒度アスファルトコンクリート	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	粗粒度アスコンに同じ	
		透水性	合材サイロ出口	透水試験	1回/週	1×10 <sup>-2</sup> cm <sup>2</sup> /sec以下	
		温度	合材サイロ出口	測温	運搬車毎	180±10℃	

表-2.3.4(2) 品質管理試験項目（舗設現場）

舗設現場で行う品質管理試験

名称	試験項目	試験工程	試験方法	頻度	基準値	備考
粗粒度アスファルトコンクリート	敷均し温度	敷均し前	測温	タンパ車毎2回	130℃以上	
	転圧温度	転圧前	測温	〃	100℃以上	
	厚さ	転圧後	測厚	10m毎	下表参照	
	平坦性	転圧後	定規	10m毎	10mm以下	レベリング層
開粒度アスファルトコンクリート	敷均し温度	敷均し前	測温	タンパ車毎2回	130℃以上	
	転圧温度	転圧前	測温	〃	100℃以上	
	厚さ	転圧後	測厚	10m毎	下表参照	
密粒度アスファルトコンクリート	敷均し温度	敷均し前	測温	タンパ車毎2回	130℃以上	
	転圧温度	転圧前	測温	〃	100℃以上	
	厚さ	転圧後	測厚	10m毎	下表参照	
	平坦性	転圧後	定規	10m毎	10mm以下	最上層
	真空度	転圧後	真空試験	備考参照	-0.9kgf/cm <sup>2</sup> で +0.03kgf/cm <sup>2</sup> / 分以下	縦継目：転圧ブロック毎に1回 横継目：継目毎に1回 一般部：レーン100m毎に1回
保護層	塗布温度	塗布前	測温	クッカ車毎2回	160℃以上	

出来形品質管理基準

層名	設計厚さ (mm)	混合物	許容誤差	摘要
マカダム層	40	粗粒度アスファルトコンクリート	平均厚さ40mm以上	
レベリング層	40	粗粒度アスファルトコンクリート	平均厚さ40mm以上	
下部遮水層	60	密粒度アスファルトコンクリート	-6mm	設計厚さ×10%
中間排水層	80	開粒度アスファルトコンクリート	-12mm	設計厚さ×15%
上部遮水層 (各層)	50×3	密粒度アスファルトコンクリート	-5mm	設計厚さ×10%
補強層	60	密粒度アスファルトコンクリート	-6mm	設計厚さ×10%

表-2.3.5(1) 品質管理試験結果（温度管理）

(単位:℃)

	アスファルトプラント			舗設現場		
	材料			混合物		
	アスファルト	フィラー	骨材	混合	敷均し	転圧
平均	180	80	207	185	166	126
標準偏差	1	1	1	2	5	3
最小値	178	77	203	175	151	120
最大値	184	82	210	189	179	143
測定回数	383	383	383	1796	5563	5563
管理基準	180±10	80±10	200±10	180±10	150以上	120以上

表-2.3.5(2) 品質管理試験結果 (材料・混合物)

	材料		混合物													
	アスファルト		骨材					密粒度アスファルトコンクリート								
	針入度	軟化点	フィラー 粒度	骨材粒度(混合前)	骨材粒度(混合後)	アスファルト量	4.75mm	76.10%	98.50%	4.75mm	10.075mm	12.80%	空罅率%	密度(g/cm <sup>3</sup> )	透水係数 cm/sec	
平均	71	48.0°C	100.00%	0.15mm	95.50%	80.40%	13.2mm	99.50%	4.75mm	60.70%	12.80%	0.075mm	12.80%	2.33%	1 × 10 <sup>-3</sup> cm/sec以下	
標準偏差	1	0.4	0	1.7	1.3	0.2	0.2	0.2	0.9	0.2	0.1	0.1	0.5	0.06	P=9kgf/cm <sup>2</sup> , 7日以下	
最小値	69	47.2	100	92.4	77.1	99.1	99.1	76	59.2	12.6	8.3	97.5	1.2	1.46	上で全供試体につ	
最大値	74	48.9	100	98.6	83.4	99.8	99.8	76.8	62.2	13	8.8	99.4	74.1	1.72	いて漏水なし	
測定回数	84	84	84	84	84	145	145	145	145	145	84	84	84	84	84	
管理基準	60~80	44~52°C	100%	>90%	>95%	≥70%	>95%	76±6%	60±5%	13±2.5%	8.5±0.5%	>95%	76±6%	60±5%	13±2.5%	≥2.3g/cm <sup>3</sup> 1 × 10 <sup>-3</sup> cm/sec以下

表-2.3.5(3) 品質管理試験結果 (真空試験)

上部遮水層/第1層			
	試験個数	合格個数	合格率
一般部	228	228	100%
フィニッシュ施工部	602	602	100
縦継目	-	-	100
横継目	-	-	100
一般部	83	83	100
縦継目	137	137	100
横継目	76	76	100
合計	1126	1126	100%

上部遮水層/第2層			
	試験個数	合格個数	合格率
一般部	228	228	100%
フィニッシュ施工部	611	611	100
縦継目	4	4	100
横継目	4	4	100
一般部	67	67	100
縦継目	133	133	100
横継目	64	64	100
合計	1107	1107	100%

上部遮水層/第3層			
	試験個数	合格個数	合格率
一般部	210	210	100%
フィニッシュ施工部	789	789	100
縦継目	4	4	100
横継目	4	4	100
一般部	67	67	100
縦継目	133	133	100
横継目	64	64	100
合計	1267	1267	100%

### 2. 3. 3 遮水壁の安定性

湛水時の水圧によるダムの変形やクリープ沈下に伴い遮水壁にはひずみが生じるが、盛立中から完了後までの沈下量計測結果に基づく粘弾性解析が行われ、遮水壁の安定性を確認されている。層別沈下計による計測結果より上載荷重増加時の即時変形により変形係数を求め、荷重一定下の経時的な変位の増加によりクリープ特性を求めて、満水時や長期的な変形を予測したものである。即時変形、クリープ変形を3要素粘弾性モデルにて評価された結果は図-2.3.13 に示すとおりである。3要素粘弾性モデルの概要は図-2.3.14 に示すとおりである。なお、即時変形、クリープ変形の特性を用いたダム上流面の変形解析により HWL 時の予測解析が行われ、遮水壁のひずみは遮水壁下端のカットオフとの接合部付近に最大値 1.4%が生じる結果が得られている (図-2.3.15)。この値は、密粒度アスファルトコンクリートの曲げ試験での破壊ひずみ(図-2.4.46 ; 5°C, ひずみ速度  $5 \times 10^{-5} \text{ sec}^{-1}$ )に対して十分に小さい。

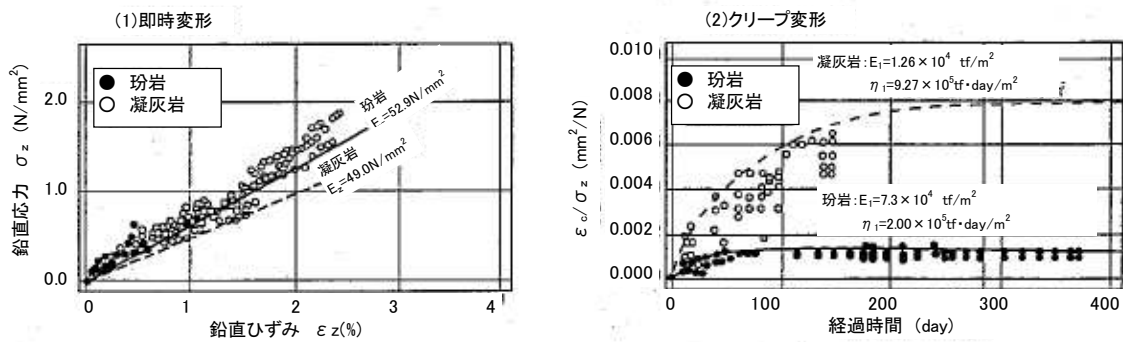


図-2.3.13 即時変形とクリープ変形の評価結果 1)

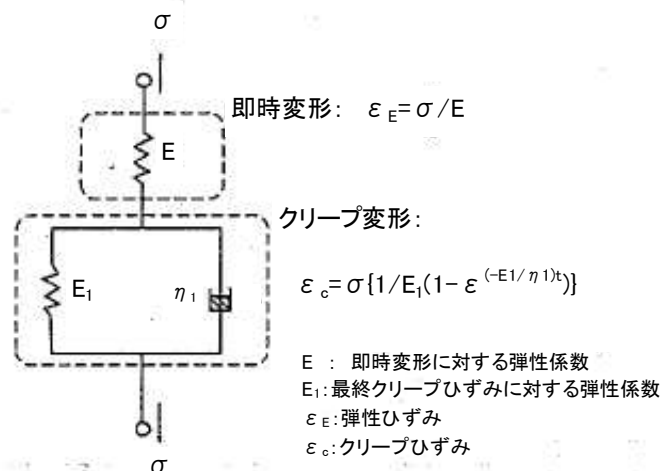


図-2.3.14 3要素粘弾性モデルの概要 5)

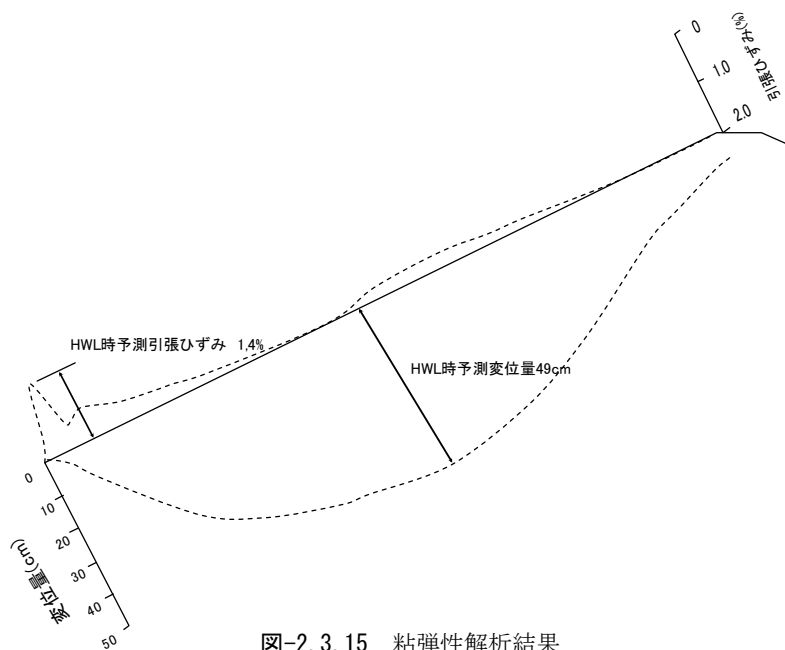


図-2.3.15 粘弾性解析結果

八汐ダムでは図-2.3.16 に示すような傾斜計を搭載した台車を斜面下方より天端まで引き上げることで遮水壁の変形を計測する装置が開発され、適用されている。

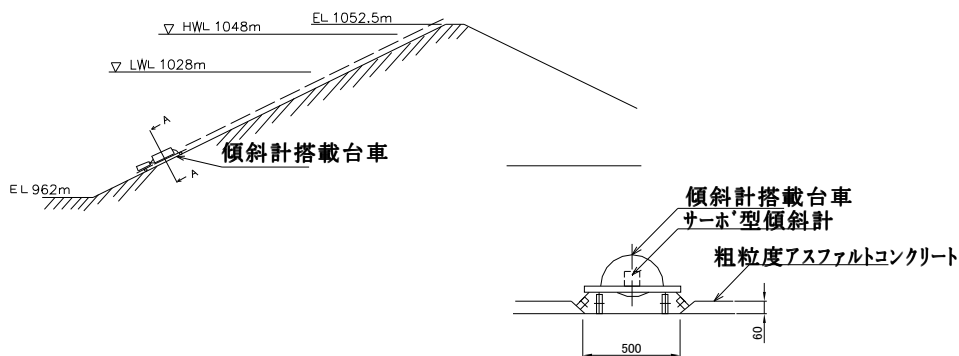


図-2.3.16 遮水壁変形測定装置<sup>5)</sup>

なお、変形測定装置により測定した遮水壁の変形は前述した解析値よりも小さかったことなどから、日比野ら<sup>14)</sup>は、関口・太田モデルを用いた2次元FEM弾粘塑性解析により築堤から湛水にわたる変形の評価を詳細に実施している。変形の要因と対応する計算方法を表-2.3.6に示すように分類し、表-2.3.7に示す物性値を用いている。

表-2.3.6 想定した沈下要因と計算方法<sup>14)</sup>

沈下要因	築堤中計算モデル	湛水後計算モデル
①築堤荷重による沈下	弾粘塑性有限要素解析	—
②2次圧縮による沈下	(関口・太田モデル)	弾粘塑性有限要素解析
③湛水圧による沈下	—	(関口・太田モデル)
④貯水位変動による沈下	—	実測値の分析結果を使用

表-2.3.7 解析使用物性値一覧<sup>14)</sup>

物性値	ゾーン①	ゾーン②	ゾーン③	基盤	遮水壁	設定方法
単位体積重量 $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	1.91	2.04	2.04	2.35	2.34	盛立管理実績
初期間隙比 $e_0$	0.398	0.309	0.314	-	-	e-logP曲線より得られた値をロック材粒径により補正
先行圧縮応力 $P_c$	0.68	0.68	0.68	-	-	
圧縮指数 $\lambda$	0.076	0.058	0.043	-	-	
膨潤指数 $\kappa$	0.017	0.014	0.01	-	-	築堤後～湛水前までの層別沈下計データからの逆算, 上載圧で深度方向に変化
2次圧縮係数 $C_c$ ( $\times 10^{-3}$ )	2.0~8.8	0.75~5.4	0.25	-	-	
内部摩擦角 $\phi'$	43.6	43.1	45.9	-	-	大型圧縮試験
ヤング率 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	-	-	-	1,100	10	圧縮試験
ポアソン比 $\nu$	-	-	-	0.3	0.45	同上

解析結果は図-2.3.17に示すとおりとなり, 解析結果による遮水壁の伸びひずみは0.0056程度と破壊ひずみ0.05に対して十分に小さい値となっている。なお, 図-2.3.17のモデル①は弾粘塑性解析の結果であり, モデル②は貯水位変動による変形量(実測データ分析による)を加えた結果である。

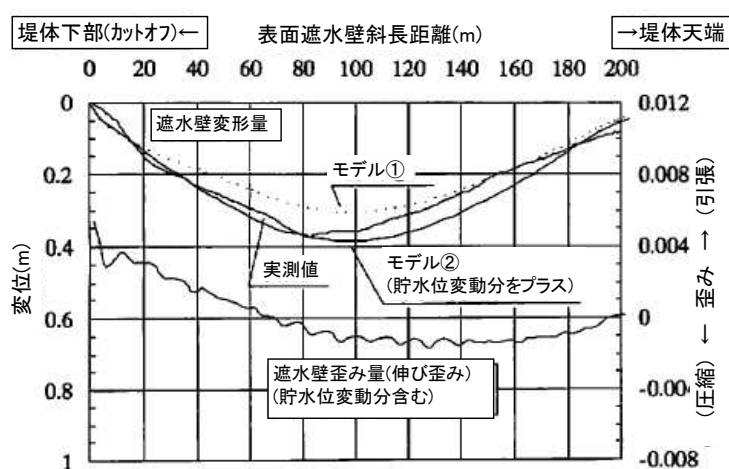
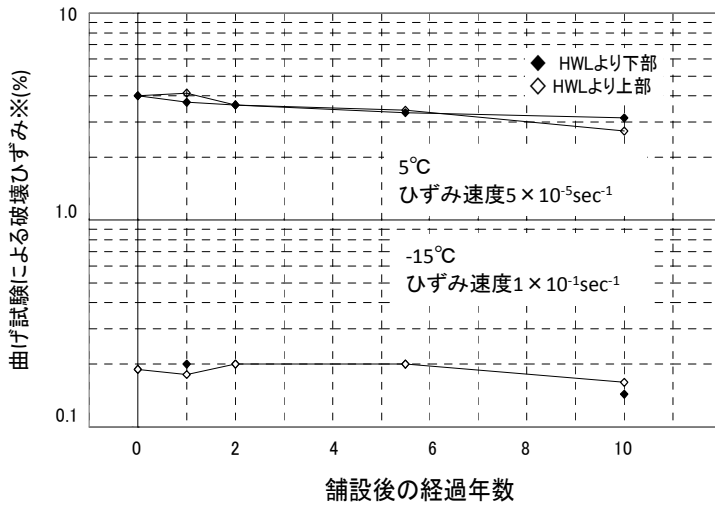


図-2.3.17 表面遮水壁の変形・伸びひずみ(HWL)<sup>14)</sup>

また, 遮水壁の経年変化については, 建設から10年後までの物性評価を暴露試験ヤードから採取した供試体を用いて追跡調査されており, 大きな劣化がないことが確認されている<sup>15)</sup>。曲げ試験結果(破壊ひずみ)の経年変化を図-2.3.18に示す。



※5°C,ひずみ速度 $5 \times 10^{-5} \text{sec}^{-1}$ の試験結果は応力-ひずみ曲線におけるピーク時のひずみ

図-2.3.18 舗設後の経過年数と破壊ひずみの関係

## 2. 4 既往の研究成果

### 2. 4. 1 ダムの地震に対する安全性に関する研究

#### (1) 八汐ダムにおける研究

##### ① 2次元 FEM 動的解析

2. 3 (1) ③で記述したように選定した最大加速度(266gal)に対するダムの安定性について確認を行うために、石井ら<sup>4)</sup>は2次元 FEM 動的解析を行った。解析に用いる堤体ロック材のせん断弾性係数、減衰定数のひずみ依存性は振動三軸試験を実施した結果(物性 A)や既往の実験結果などに基づく物性値(物性 B)が使用された<sup>11)</sup>。

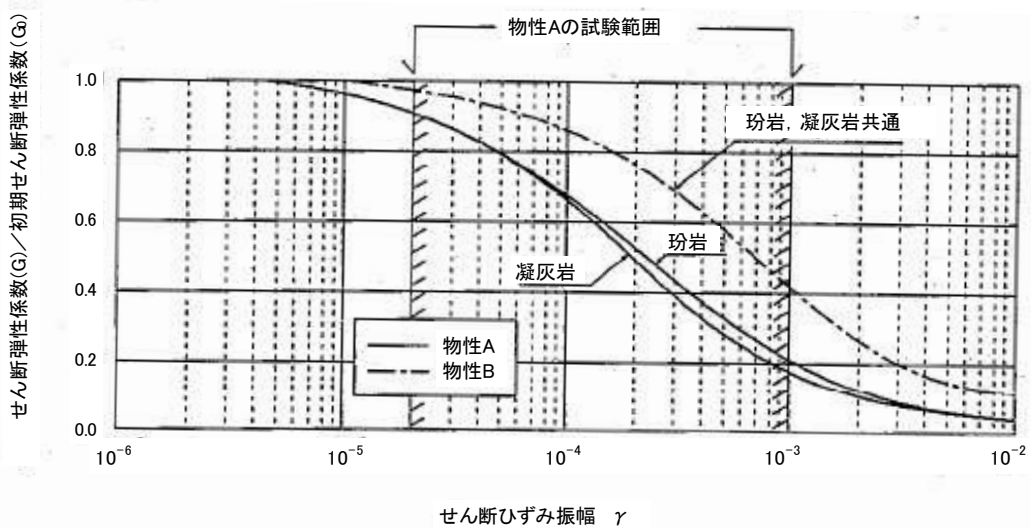


図-2.4.1 振動三軸試験や既往の調査結果に基づくせん断ひずみとせん断弾性係数比の関係<sup>4)</sup>

表-2.4.1 動的解析に用いた物性値一覧（物性 A：試験値）<sup>4)</sup>

No	岩種	単位体積重量 (g/cm <sup>3</sup> )	破壊基準		ポアソン比 $\nu$	せん断弾性係数 $G=G_0 \cdot 1/(1+\gamma/\gamma_v)$				減衰定数 $h=h_{max}(b+\gamma)/(a+\gamma)+h_0$				
			粘着力 c(N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$		$G_0=K^*(7.17-e)/(1+e \cdot (\sigma_m)^m)$		$\gamma=A \cdot (\sigma_m)^B$		hmax	h0	a	b	
						K*	間隙比e	m	A					B
①						1180		0	$133 \times 10^{-3}$	0			$133 \times 10^{-3}$	0
②	玢岩	2.04	0.07	42	0.375- 0.0006Z <sup>0.58</sup>	520	0.36	0	$2.0 \times (1+\nu) \times 10^{-4}$	0.5	0.2	0.15	$(7.06 \times \sigma_m' + 36.4 \times 10^{-5} \times (1 \times \nu)) \times 10^{-4}$	$(2.44 \times \sigma_m' + 12.6 \times 10^{-5} \times (1 \times \nu))$
③						1180		0.42						
④						1250		0.6						
⑤						1420		0.53						
⑥	凝灰岩	1.96	0.06	38	Z: 深さ(m)	1450	0.45	0.6	$1.85 \times (1+\nu) \times 10^{-4}$	0.46	$(8.27 \times \sigma_m' + 18.8 \times 10^{-5} \times (1 \times \nu)) \times 10^{-4}$	$(3.05 \times \sigma_m' + 6.93 \times 10^{-5} \times (1 \times \nu))$		

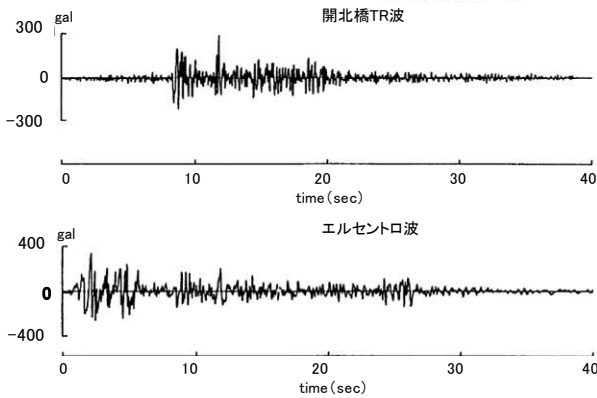


図-2.4.2(1) 入力地震波（時刻歴波形）

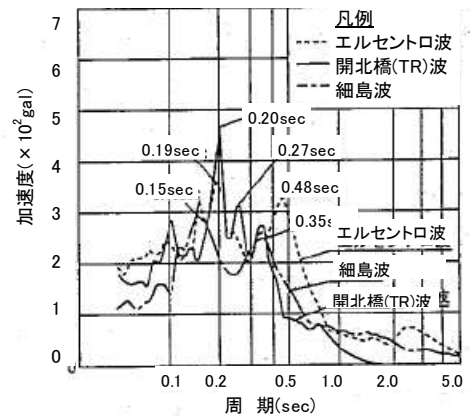


図-2.4.2(2) 入力地震波（応答スペクトル）<sup>4)</sup>

入力地震動は予想される最大加速度 266gal をもたらしたと考えられる日光地震（1683, M7.3）にマグニチュード及び加速度レベルが近い岩盤上の観測記録である開北橋 TR 波（1978 宮城県沖地震 M7.4 最大加速度 287gal）が選定された。

参考に、八汐ダムの固有周期に近い周期成分が卓越した記録としてエルセントロ波（1940 年インペリアルバレー地震：沖積層上の記録のため重複反射理論に基づき岩盤上記録へ変換）、国内に多い短周期成分が卓越した波形として細島波（1968 年日向灘地震 M7.5）についても検討が実施された。開北橋 TR 波、エルセントロ波の波形は図-2.4.2(1) に、応答スペクトルは図-2.4.2(2)にそれぞれ示すとおりである。

解析結果は表-2.4.2 に示すとおりであり、遮水壁に生じるひずみは物性値 A を使用し、入力波をエルセントロ波とした場合が最大で引張  $1.0 \times 10^{-3}$  程度、せん断  $0.9 \times 10^{-3}$  程度、圧縮  $1.6 \times 10^{-3}$  程度となり、表-2.4.3 に示す密粒度アスファルトコンクリートの試験値、引張  $2.3 \times 10^{-3}$  程度、せん断  $28 \times 10^{-3}$  程度、圧縮  $12 \times 10^{-3}$  程度（試験温度：-15℃、ひずみ速度：（引張）  $1 \times 10^{-2}$ 、（せん断）  $2 \times 10^{-2}$ 、（圧縮）  $8 \times 10^{-3} \text{ sec}^{-1}$ ）に比して十分小さいため、地震に対して安全であると判断された。なお、八汐ダムのアスファルトコンクリートの力学試験については（2.4.3(1)）にて記述する。

なお、-15℃は地点の最低気温、試験におけるひずみ速度は動的解析結果より最大ひずみが生じた時のひずみ速度である。

表-2.4.2 解析結果<sup>4)</sup>

解析ケース	解析条件			最大加速度(gal)		最大変位(cm)		遮水壁の最大ひずみ( $\times 10^{-3}$ )			全体の最小率
	地震波	水位	物性	水平	鉛直	水平	鉛直	引張	圧縮	せん断	
ケース1	開北橋TR	LWL	A	697	234	3.97	1.00	0.56	0.72	1.20	1.73
ケース2	開北橋TR	LWL	B	795	215	4.13	0.78	0.46	0.58	0.94	1.48
ケース3	開北橋TR	HWL	B	798	221	3.96	0.80	0.44	0.49	0.81	1.72
ケース4	開北橋TR、UD	LWL	A	693	331	3.96	1.09	0.58	0.76	1.30	1.75
ケース5	エルセントロ	LWL	A	927	308	6.04	1.44	0.95	0.86	1.60	1.42
ケース6	エルセントロ	LWL	B	1146	304	6.75	1.20	0.75	0.84	1.40	1.01
ケース7	細島 EW	LWL	A	649	243	3.27	0.66	0.35	0.44	0.72	1.80

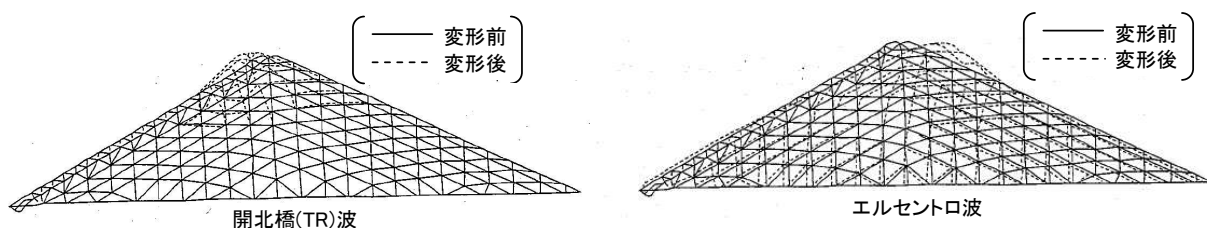


図-2.4.3 変形図 (2次元動的解析結果)<sup>4)</sup>

表-2.4.4 解析結果と試験値 (文献4)に一部加筆)

試験温度 (°C)		地震時		湛水時	
		破壊ひずみ* ( $\times 10^{-3}$ )	ひずみ速度 ( $\text{sec}^{-1}$ )	破壊ひずみ* ( $\times 10^{-3}$ )	ひずみ速度 ( $\text{sec}^{-1}$ )
5	圧縮	21.0	$8.0 \times 10^{-3}$	70.0	$8.0 \times 10^{-5}$
	引張	10.0	$1.0 \times 10^{-2}$	50.0	$5.0 \times 10^{-5}$
	せん断	8.8	$2.0 \times 10^{-2}$	130.0	$2.0 \times 10^{-4}$
-15	圧縮	12.0	$8.0 \times 10^{-3}$	/	
	引張	2.3	$1.0 \times 10^{-2}$		
	せん断	28.0	$2.0 \times 10^{-2}$		

※流動領域のものは応力-ひずみ曲線破壊ひずみのピーク時のひずみ

## ② 3次元弾性体模型振動実験

また、石井ら<sup>4)</sup>はダム基礎岩盤の形状も含めた3次元的な影響を評価するため、3次元模型振動実験も行っている。

実験に使用した模型の縮尺(1/350)等は以下のとおりとし、シリコンゴムを用いて、所定の密度、弾性係数となるように模型が作製された。なお、深さ方向の分布は3層に分けて変化させた。また、基礎岩盤は発泡ウレタンにて作製された(図-2.4.4)。

長さ  $L$  ;  $L_m/L_p=1/350$

密度  $\rho$  ;  $\rho_m/\rho_p=0.971/(1.96\sim 2.01)$

$=1/2.0\sim 1/2.1$

動弾性係数  $E$  ;  $E_m/E_p=1/10,000$

時間  $T$  ;  $T_m/T_p$

$$=(L_m/L_p)\sqrt{(\rho_m E_p)/(\rho_p E_m)}$$

$$=1/5$$

加速度  $\alpha$  ;  $\alpha_m/\alpha_p=(L_m/L_p)/(T_m/T_p)^2$

$$=1/14$$

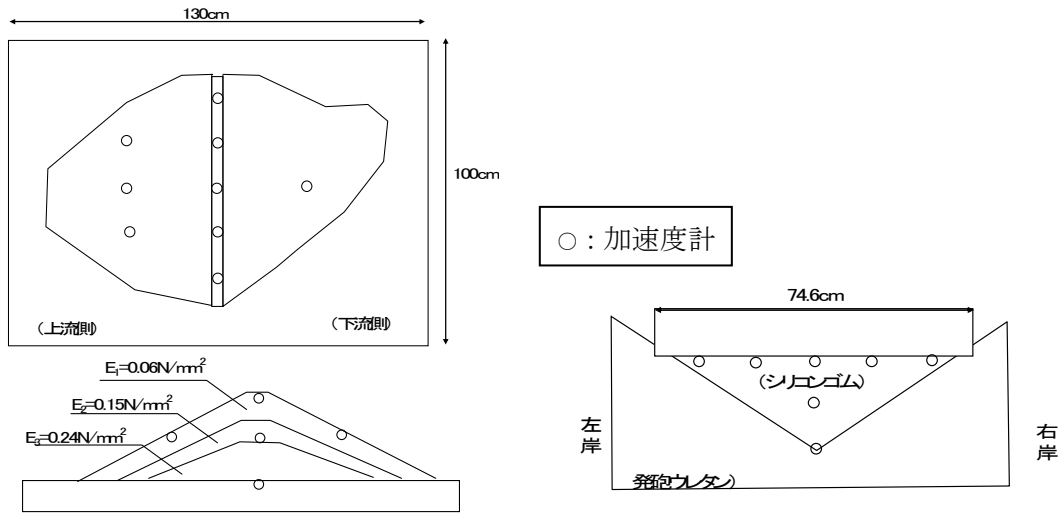


図-2.4.4 3次元模型概要図<sup>4)</sup>

模型の堤体表面にはターゲットを設置してひずみ観測が行われ、またひび割れ発生状況観察のためには特殊塗料を表面に塗布して観察が行われた。なお、ターゲット撮影時は最大 300gal、ひび割れ観察時は最大 500gal (いずれも実物換算) の正弦波が模型の共振周波数で上下流方向ならびに左右岸方向に入力された。

3次元模型振動実験結果によるダム中央断面にけるひずみ測定結果と、ひび割れ発生状況観察結果、並びに2次元 FEM 動的解析結果を整理すると図-2.4.5 のとおりとなっているが、上下流方向加振の結果は、最初に亀裂が生じた位置や亀裂分布と引張ひずみ分布を見ると2次元動的解析のひずみ分布と同様の傾向となり、大きなひずみの発生箇所は天端より 1/5~1/4 下がった位置付近であった。

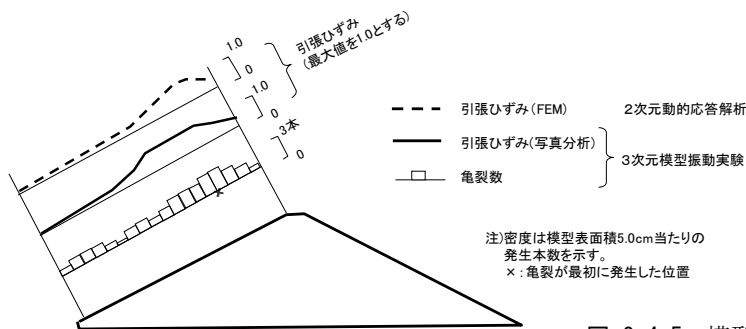


図-2.4.5 模型実験結果<sup>4)</sup>

また、特殊塗料によるひび割れ観察の結果については、図-2.4.6 に示すとおりであり、上下流方向加振時にはほぼダム軸に沿った方向にひび割れが生じている（左図）。また、ダム軸方向加振時にはほぼダム軸に直交する方向にひび割れが生じている（右図）。なお、ダム軸方向加振時にひび割れが生じる加速度は上下流方向加振時にひび割れが生じる加速度より大きいことが確認されている。

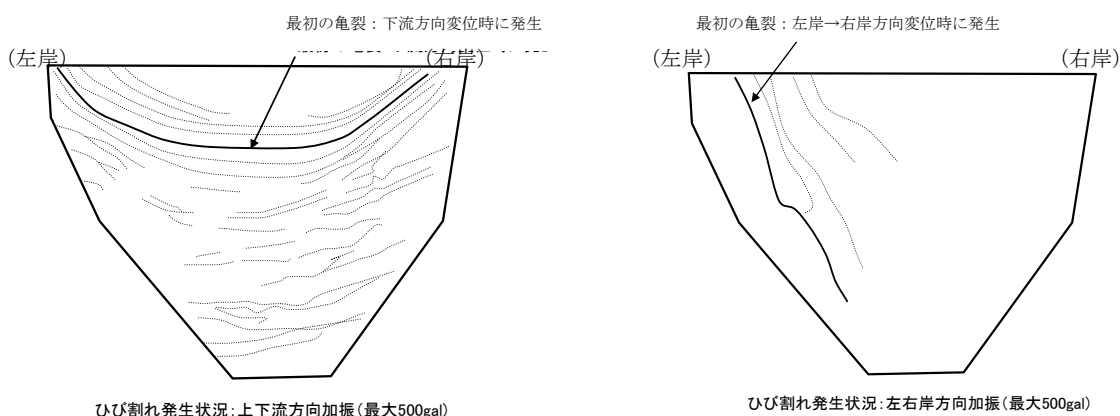


図-2.4.6 ひび割れ発生状況（模型実験結果）

### ③ 地震中のアスファルト表面遮水壁の堤体との一体性に関する研究<sup>11)</sup>

2次元 FEM 動的解析や3次元模型振動実験において、アスファルト表面遮水壁はダム堤体と一体となって挙動することを前提に実施されたが、以下の実験によりアスファルト表面遮水壁は堤体と一体となって挙動するものと判断されたものである。

冬季最低温度時に遮水壁の剛性が高い場合が最も堤体へ追従しにくくなるものと想定し、図-2.4.7 のような模型を作製し、遮水壁と堤体に電極を設置して振動中に遮水壁が剥離しないことが確認されている。2次元動的解析結果による応答加速度を用いて、表面遮水壁をエレメントとして力の釣合い計算を行うと、遮水壁の剥離、すべりは生じない結果となるが、さらにこれを補足するために、実験が行なわれた。

実験は前述した3次元模型にシリコンゴム膜をカットオフ部にあたる部分（斜面下端）のみを固定して設置し、このシリコンゴム膜に電導塗料を塗布し、堤体とシリコンゴム膜の剥離の有無を電氣的に確認するものである。アスファルトコンクリートの変形係数は、寒冷時でひずみ速度が大きい場合には大きくなることから（約  $8,000\text{N/mm}^2$ ）、シリコンゴム膜( $t=1\text{mm}$ )の動弾性係数は、剥離しやすいように堤体 ( $0.06\sim 0.24\text{N/mm}^2$ )に比して堅めの値( $1\text{N/mm}^2$ )とされた。

試験は上下流方向，左右岸方向，右 45 度方向に加速度 500gal の正弦波を入力したが，いずれの場合でも遮水壁の剥離は全く認められず，堤体と一体となって挙動することが確認された。

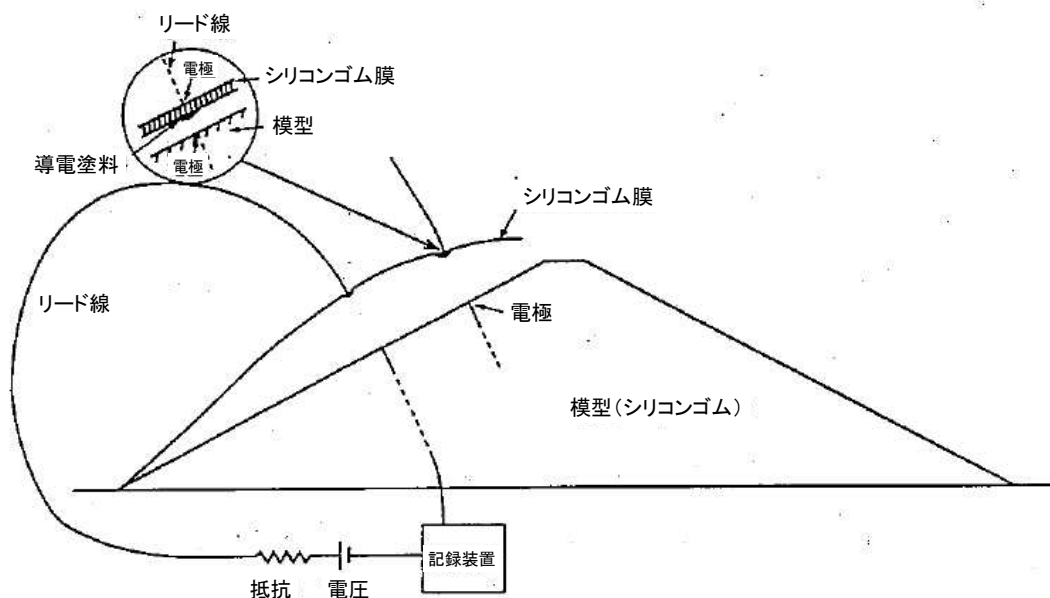


図-2.4.7 遮水壁剥離実験模式図<sup>11)</sup>

## (2) その他の研究

### ①大規模地震に対するダム of 安定性に関する国内外の動き

国内においては，国土交通省が 2005 年 3 月に大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説を策定し，大規模地震時のダムの安全性の評価手順が示された<sup>16)</sup>。同指針(案)では，具体的な照査用地震動の設定や解析方法などが示されており，各ダムの耐震性について概ね一律に評価ができるようになった。海外においては，ICOLD (International Commission On Large Dams : 国際大ダム会議) が 1989 年にダム耐震性評価のガイドラインを示し，地震動を Operating basis earthquake (OBE) と Safety evaluation earthquake (SEE) 2つのレベルに設定し，それぞれのレベルで評価を行うこととしており，このガイドラインに沿って具体的に評価を行った例も報告されている<sup>17),18)</sup>。

### ②ダムの動的解析に関する研究

#### a) 海外の事例

- ・コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム (CFRD) に関する 3 次元非線形動的解析

に関する研究

海外では近年、経済性で有利なコンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム（CFRD）の建設が主流となってきているため、CFRDに関する研究が多い。ダムの法面勾配が急なこと、遮水壁の挙動が異なるが、参考となる事項が多い。

Dakoulas ら<sup>19)</sup>は、新たに開発した3次元非線形動的解析を行い、CFRDの堤体材料の物性を変化させて地震後の残留変形や表面遮水壁に生じる応力の状況を把握した。よく締った堤体材料であれば遮水壁に生じる応力は小さいが、Cogotiダム（高さ85m Chile）の1943年のIllapel地震（M7.9）後の天端沈下量40cmや、強震を経験した多くのCFRDで天端沈下量50～100cmであった<sup>20)</sup>ことを踏まえ、締め固めが不十分なダム等では揺すり込み沈下の影響を考慮すると、遮水壁にコンクリート強度を超える応力が作用する可能性を示唆している。

Yu ら<sup>21)</sup>は近代施工により良く締め固められた堤高の高いフィルダムと締め固めの十分でない古いアースダムについて堤高、谷形状、斜面勾配、せん断剛性、地震波の入射角の影響を数値解析で分析し、これらのうち斜面勾配は天端のピーク加速度に大きな影響を与えないことを示した。

Gazetas ら<sup>22)</sup>は谷形状について、解析的検討を行って定量的に固有周期への影響を示した。図-2.4.8は堤頂長(L)/堤高(H)をパラメータとして、地形の影響を全く受けない場合（三角形せん断梁による固有周期相当）のダムの固有周期( $T_{1,\infty}$ )に対するそれぞれの谷形状ごとの固有周期( $T_1$ )の比を示したものであり、八汐ダムのL/H=2.9程度の場合は0.75程度となる。

八汐ダムの堤体盛立は120cmの撒き出し厚で13.5tローラによる6回の転圧による十分な締め固めが行われていることから、地震時の変形は比較的小さくなると考えられる。設計段階で、上下流方向の2次元解析や3次元模型振動実験が実施されているため、上記に指摘されている入射角や谷形状の影響については一定の考慮がなされている。また、堤体材料の振動三軸試験結果を用いた2次元動的解析で得られた固有周波数1.9HzはGazetasらの谷形状の効果を考慮すると2.5Hz程度となる。

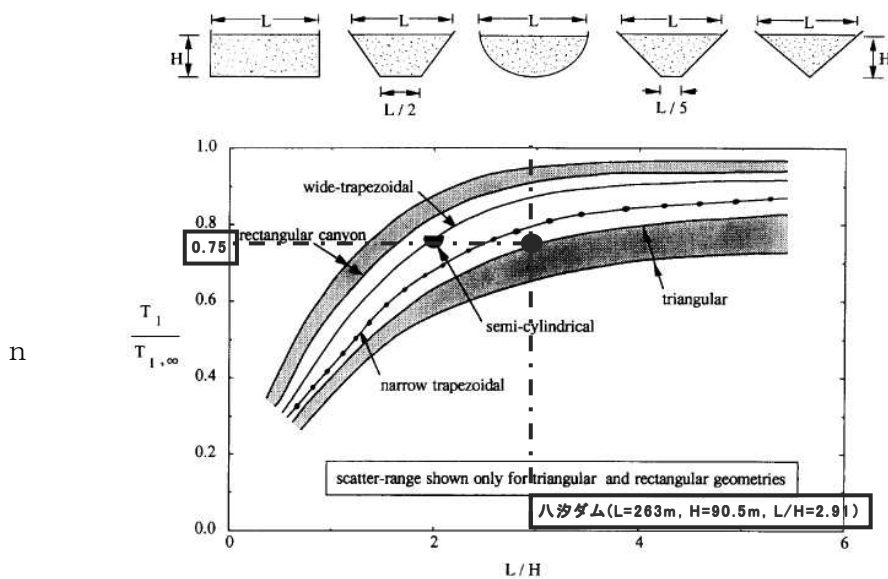


図-2.4.8 谷形状が固有周期に与える影響（文献 22）に一部加筆）

・ CFRD の 3 次元解析における堤体・表面遮水壁・基礎岩盤の非線形性に関する研究

Glagovsky ら<sup>23)</sup>は、CFRD の静的・動的解析を 3 次元で実施し、堤体・表面遮水壁・基礎岩盤のジョイントや非線形性を課題として挙げている。

遮水壁と基礎岩盤（カットオフ）、堤体と基礎岩盤の接合部の取り扱いが解析上の課題であるが、今回の八汐ダムの損傷は、基礎との接合部で直接生じていないことから、詳細な検討は実施しないこととした。また、アスファルト表面遮水壁型フィルダム（AFRD）の場合は、八汐ダムでの検討結果（2.4.1(1)③）より、堤体と一体で挙動するものとして取り扱えるため、本研究における解析検討では遮水壁をモデル化しないこととした。

・ 模型振動実験による中央土質遮水壁型フィルダムと表面遮水壁型フィルダムの挙動に関する研究

Yuan ら<sup>24)</sup>は、大規模なフィルダムの地震時の挙動を比較すべく、中央土質遮水壁型フィルダム（ECRD : Earth Core Rockfill Dam）とコンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム（CFRD : Concrete Faced Rockfill Dam）について模型振動実験を行い、地震中のせん断剛性の低下、地震後の残留変位ともに貯水の影響の無い CFRD の方が小さいことを確認している。

b) 国内の事例

・ アスファルト表面遮水壁の耐震性に関する研究

田代ら<sup>25)</sup>は、九州電力(株)の小丸川発電所上部ダムのアスファルト表面遮水壁について、

3次元モデルでの動的解析により全体的な応答特性の傾向と最大ひずみ発生箇所を把握し、2次元動的解析で遮水壁に発生する最大ひずみ（0.026%）を算定し、これ以上の破壊ひずみを確保できるような材料を選定することとしている。また、調整池斜面が500mにも及ぶことから、表面波についての検討も行われ、表面波により生じるひずみ（ラブ波による0.033%）も算定されている。さらに、地震時の調整池のスロッシングについても検討を行い、安全性が確認されている。小丸川発電所上部ダムは図-2.4-9に示すような調整池であり、全面アスファルト表面遮水壁となっている。

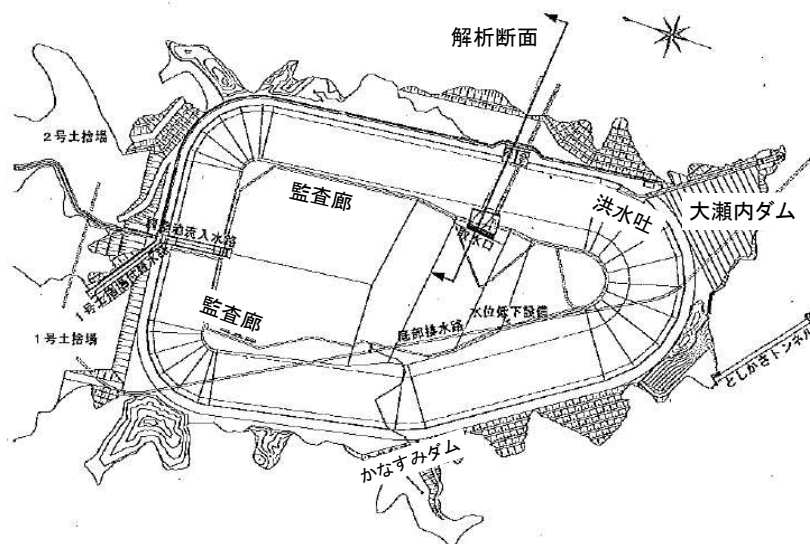


図-2.4.9 小丸川上部調整池平面図 25)

また、高野ら<sup>26)</sup>は、北海道電力㈱の京極発電所上部ダムのアスファルト表面遮水壁について、2次元モデルでの動的解析により遮水壁に発生するひずみを算定（0.0277%）し、材料の破壊ひずみ（0.0388%：-20℃、 $8.5 \times 10^{-4} \text{ sec}^{-1}$ ）と比較することで安定性を評価している。

京極発電所上部ダムの平面図は図-2.4.10に、表面遮水壁の標準断面は図-2.4.11にそれぞれ示すとおりである。

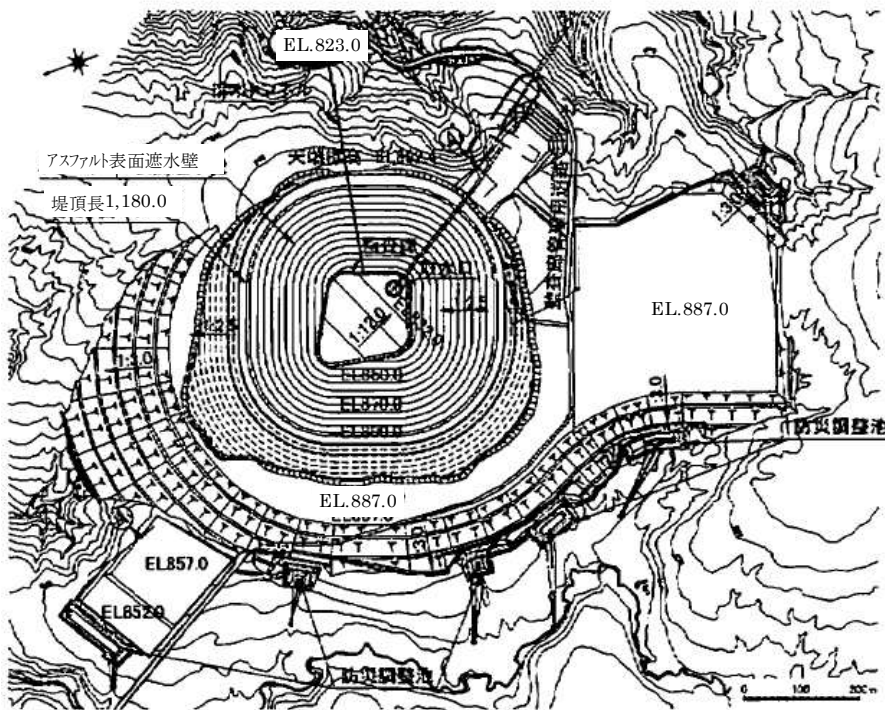


図-2.4.10 京極発電所上部調整池平面図 (文献 26)に一部加筆)

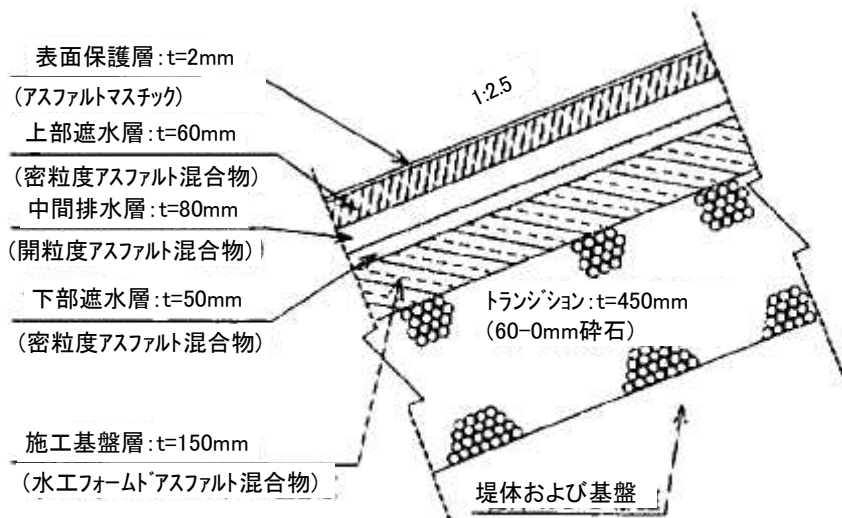


図-2.4.11 京極発電所上部調整池アスファルト表面遮水壁の構造(文献 26)に一部加筆)

小丸川発電所の上部調整池は堤高 65.5m, 京極発電所の上部調整池は堤高 22.6m と八汐ダムに比較して小さいため, 発生ひずみは比較的小さい。京極発電所では外気温が $-20^{\circ}\text{C}$ 以下となるため, アスファルトコンクリートの破壊ひずみが小さくなり, 温度条件は八汐ダムに比して厳しくなっている。

- ・アスファルト表面遮水壁とコンクリート構造物との接合部に関する研究

田代ら<sup>27)</sup>は, 九州電力㈱の小丸川発電所上部ダムのアスファルト遮水壁とコンクリート

構造物との接合部の構造や施工方法について材料試験，数値解析，施工試験を実施して詳細な検討を行っている。数値解析においては想定される最大級の地震動まで対象として安全性が確保されるように接合部の構造（ハンチ形成，ハンチ部充填材料，補強用のガラスグリッド）を決定している。アスファルト表面遮水壁，堤体ロック材料とコンクリート構造物との接合部にハンチを設ける考え方は，大津岐ダム以降のダムで踏襲されてきているものであるが，その形状等については経験的なものであり，この研究により設計対象地震動を入力した解析により定量的に整理された。

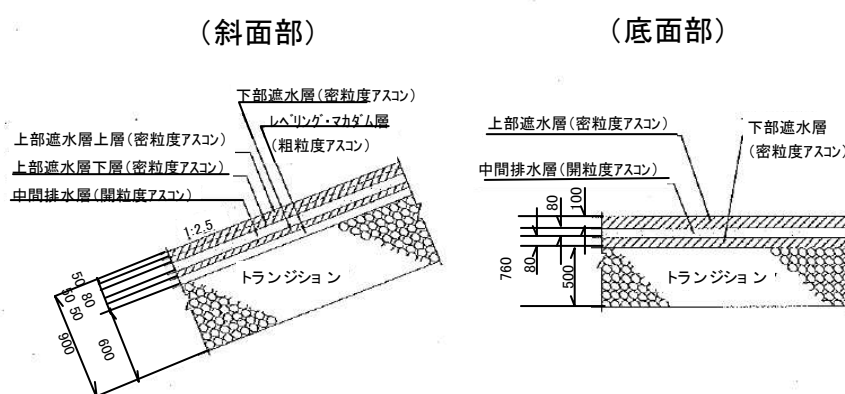


図-2.4.12 小丸川上部調整池アスファルト表面遮水壁の基本構造（文献 27 に一部加筆）

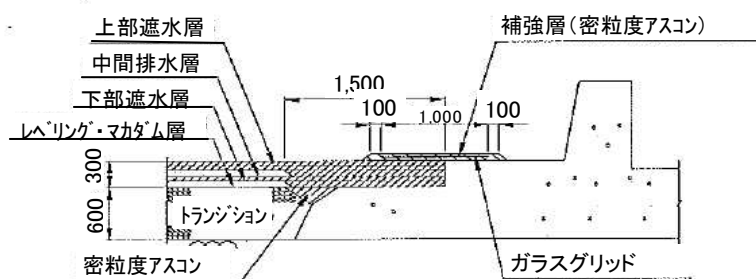


図-2.4.13 コンクリート構造物接合部構造（斜面部）（文献 27 に一部加筆）

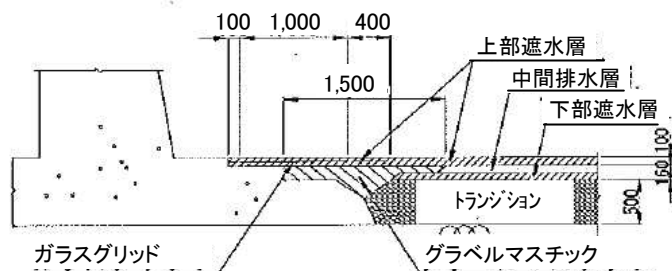


図-2.4.14 コンクリート構造物接合部構造（底面部）（文献 27 に一部加筆）

コンクリート構造物との接合部の構造は斜面部は図-2.4.13 に、底面部は図-2.4.14 にそれぞれ示すとおりであり、コンクリートと上部遮水層のアスファルトコンクリートの境界部にガラスグリッドを設置して、上部に舗設するアスファルトコンクリートの遮水層へ境界部の局所的な変位を伝達しにくくする構造としている。

東北地方太平洋沖地震において八汐ダムを含めたアスファルト表面遮水壁型フィルダムに損傷が生じているが、八汐ダムにおいては該当する箇所は基礎岩盤と遮水壁の接合部となるカットオフコンクリートとの接合部となるが、今回の地震ではこの箇所には損傷は生じていない。なお、遮水壁に生じたひび割れは、天端コンクリート付近で発生した可能性があることから、要因分析や補修・補強工の検討を行う際の参考とすることとした。

#### 2. 4. 2 ダムの地震による被害や地震動観測記録に関する研究

東北地方太平洋沖地震では、アスファルト表面遮水壁型フィルダムとしては、八汐ダムの他に深山ダムや沼原ダム（ともに栃木県 那須塩原市）などでも損傷が確認されているが、それ以前に地震により損傷が生じた例としてはダムから 113km 離れた位置を震源とした 1978 年 2 月 20 日と 6 月 12 日の宮城県沖地震により亀裂が生じた宮城県の孫沢ダム（1970 年竣工、堤高 16.5m）と、ダムから 15km の位置を震源とした 1996 年 3 月 6 日の山梨東部地震（M5.8）によりひび割れが生じた静岡県の東富士ダム（1971 年竣工、堤高 22m）がある。また、損傷は生じていないが、1995 年兵庫県南部地震時に加速度記録が得られた多々良木ダムでは観測記録を元に強震動時の安全性を評価している。さらに、類似の型式のダムとして 2008 年 6 月の岩手・宮城内陸地震の際に比較的大きな変形や損傷を受けたコンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム（CFRD）の石淵ダムについての事例がある。なお、この地震では中央土質遮水壁型フィルダムである荒砥沢ダム（宮城県 1998 年竣工、堤高 74.4m）の基礎岩盤の地震計で 1,024gal（上下流方向）という大きな加速度が観測されており、ダムの挙動について解析的な分析が行われている。

##### （1）東北地方太平洋沖地震

東北地方太平洋沖地震により藤沼貯水池（高さ 18.5m のアースダム）の他 2 つのため池（青田新池 高さ 8.3m のアースダム、中池 高さ 11.4m のアースダム）が決壊した。これらは堤体材料の締め固めが不十分であったこと、現行の安定計算で所要の安全率を満たしていないことが確認されている<sup>28)</sup>。高さ 15m 以上のハイダムについては、漏水量の増加やクラックの発生等は生じたものの、安定性に大きな影響を及ぼす被害はなかった。

CFRD である石淵ダム（国土交通省 1953 年竣工，堤高 53m）では基礎で最大 184gal，天端で最大 605gal の加速度が観測された。天端舗装の波打ちや亀裂，舗装と高欄の境界の開きなどが生じたが，被害は 2008 年の岩手宮城内陸地震に比較して軽微なものであった。2008 年の地震では 55cm の沈下が生じたが，2011 年の東北地方太平洋沖地震による沈下量は約 12mm であったと報告されている<sup>29)</sup>。

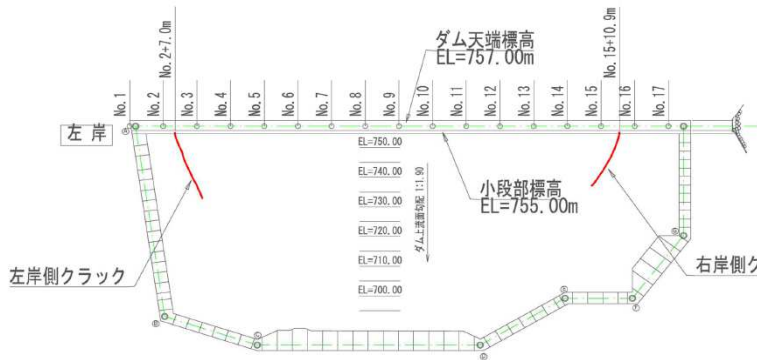
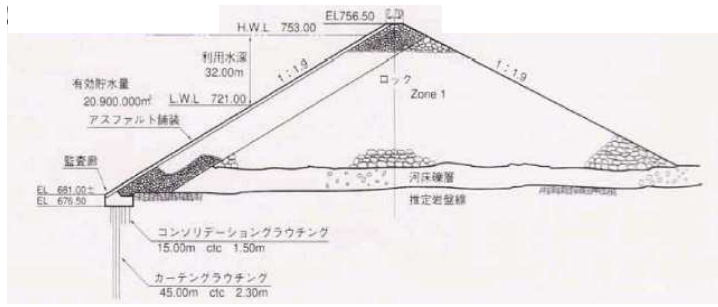
アスファルト表面遮水壁型フィルダムでは栃木県北部にある 3 つのダムで遮水壁に亀裂が生じるという損傷が生じた。

深山ダム(栃木県，1973 年竣工，堤高 75,5m)では，基礎で 60gal，天端で 344gal の最大加速度が観測され，八汐ダムと同じようなひび割れが左右岸に各 1 条ずつ生じた（図-2.4.15 (1)）<sup>30),31)</sup>。中間排水層からの漏水量が増大し，コアリングの結果から，ひび割れは天端付近では最下層まで達していたが，下端付近では表面（保護層）のみに留まっていると報告されていることから，ひび割れが高標高部で生じ，低標高部に進展したことが伺える（図-2.4.15 (2)）。

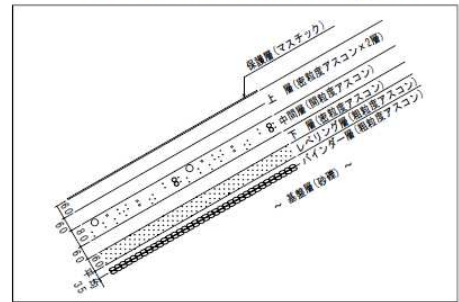
また，深山ダムの近傍にある沼原ダム（電源開発株 1973 年竣工，堤高 50m）においても，ひび割れが生じたことが報告されている。沼原ダムでは基礎で最大約 210gal，天端で約 380gal が記録され（図-2.4.16），ひび割れは切土と盛土の境界に多く生じたと報告されている（図-2.4.17）。また，3次元 FEM 解析が実施されており（図-2.4.18），発生ひずみが  $1 \times 10^{-4}$  の後半レベルであり，材料の経年劣化や疲労破壊を考慮するとひび割れが生じるレベルであるとされている<sup>32)</sup>。

沼原ダムでは八汐ダムより大きな加速度が観測されており，解析の結果でも八汐ダムよりも大きなひずみが生じた可能性が高い。

ダ ム	
河川名	一級河川那珂川水系那珂川
位 置	栃木県那須塩原市百村深山地先
流域面積	直接流域 52.9 km <sup>2</sup> 間接流域 13.5 km <sup>2</sup>
地質形式	流紋岩及び安山岩質角礫凝灰岩
型 式	表面アスファルト遮水壁型ロックフィルダム
堤 高	75.5m
堤頂長	333.80m
堤体積	1,967,000m <sup>3</sup>
堤頂幅	7.7m



### アスファルト遮水壁の構造



### ダム上流斜面平面図

### 左岸クラック状況

平成23年4月9日撮影



### 右岸クラック状況

平成23年4月9日撮影

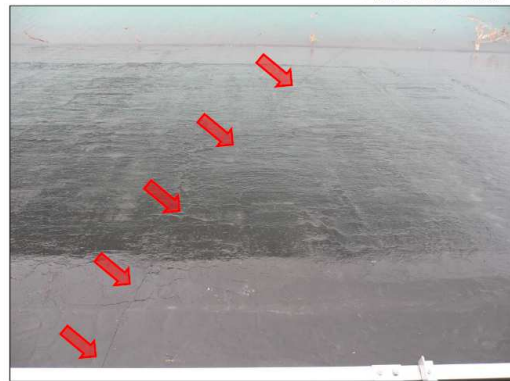
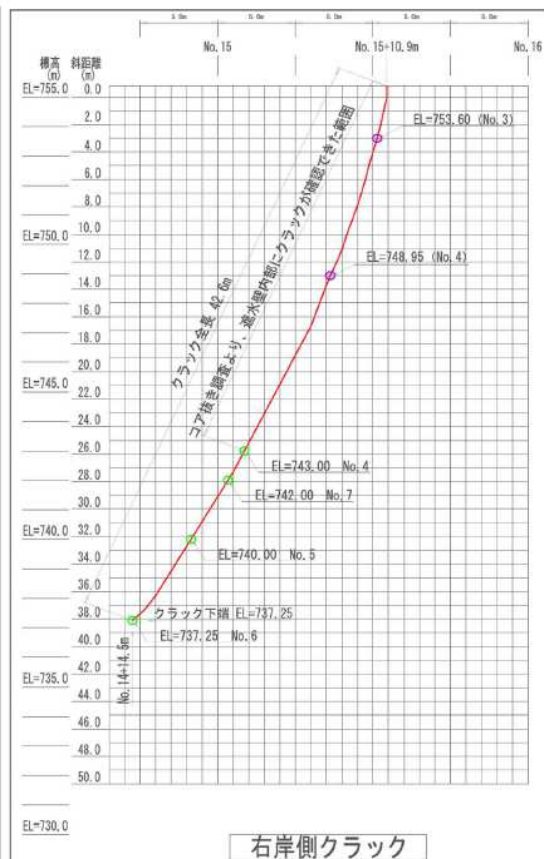
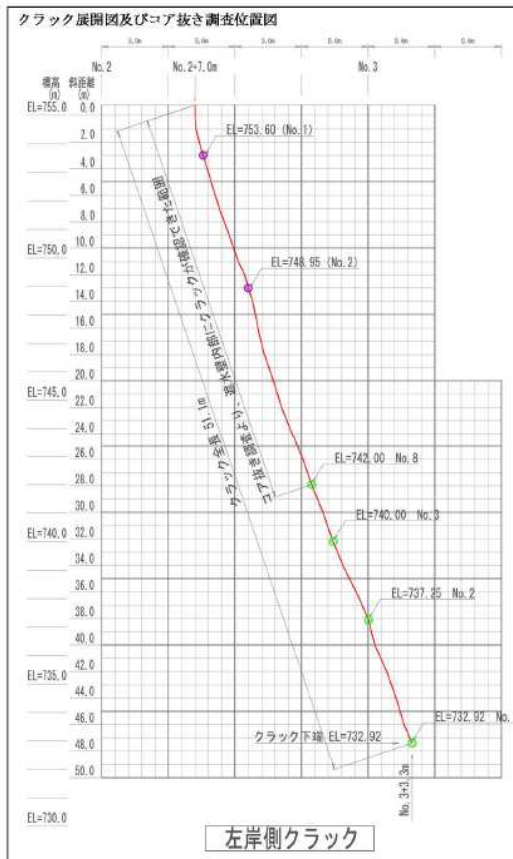


図-2.4.15(1) 深山ダムの損傷状況(概要) 31)



○コア抜き調査の結果の概要

区分	位置	サンプル番号	標高 EL.m	クラック深さ	位置	サンプル番号	標高 EL.m	クラック深さ
斜面部	左岸	(No.1)	753.60m	貫通	右岸	(No.3)	753.60m	貫通
		(No.2)	748.95m	貫通		(No.4)	748.95m	貫通
		No.8	742.00m	5cm		No.4	743.00m	10cm
		No.3	740.00m	※1	No.7	742.00m	※1	
		No.2	737.25m	※1	No.5	740.00m	※1	
		No.1	732.92m	※1	No.6	737.25m	※1	

※1 保護層 (アスファルトマスチック t=2mm) にヘアークラックを確認したが、遊水層に深にクラックは存在しない。

右岸上部 (No.1 天端より3.0m下がり)



左岸上部 (No.3 天端より3.0m下がり)



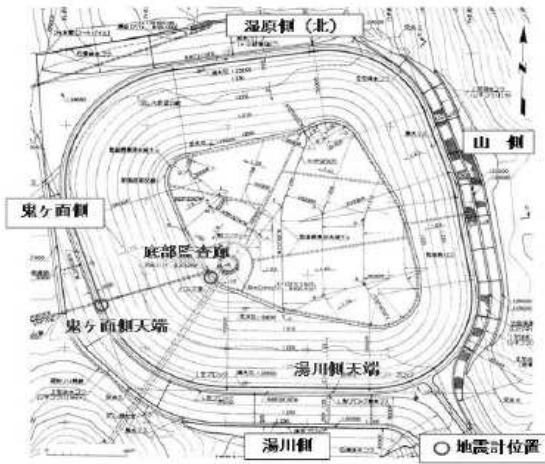
右岸下部 (No.2 天端より13.0m下がり)



左岸下部 (No.4 天端より13.0m下がり)



図-2.4.15(2) 深山ダムの損傷状況 (ひび割れ状況) 31)



地震計位置

地震観測記録

地震計位置	湯川側			鬼ヶ面側		
	ダム軸方向	ダム直交方向	鉛直方向	ダム軸方向	ダム直交方向	鉛直方向
底部区査線	134.7 gal	209.9 gal	97.2 Gal	—	—	—
湯川側天端	315.9 gal	347.1 gal	167.7 gal	—	—	—
鬼ヶ面側天端	—	—	—	316.3 gal	382.2 gal	195.3 gal

図-2.4.16 沼原ダムの地震計配置と観測記録<sup>32)</sup>

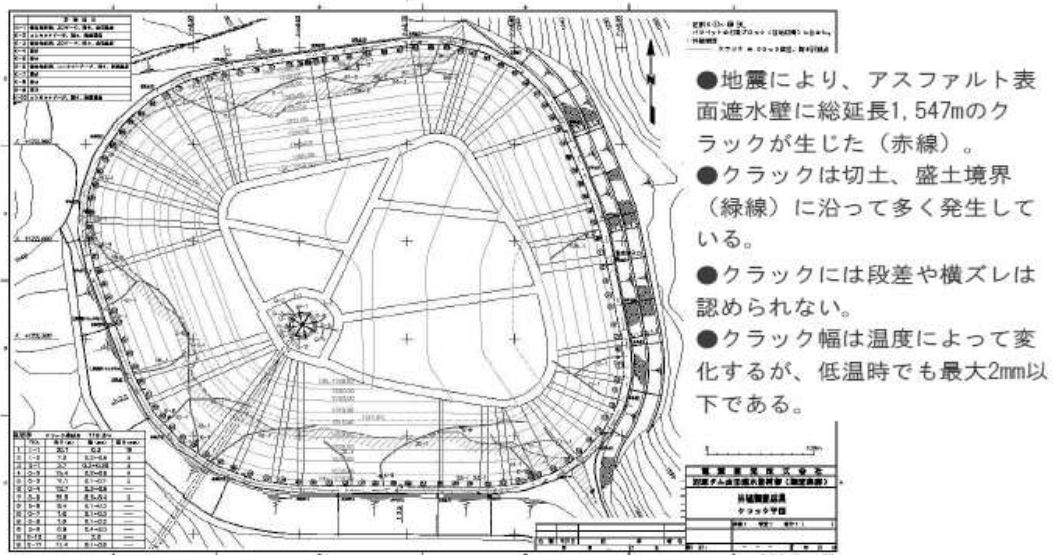


図-2.4.17 遮水壁亀裂分布<sup>32)</sup>

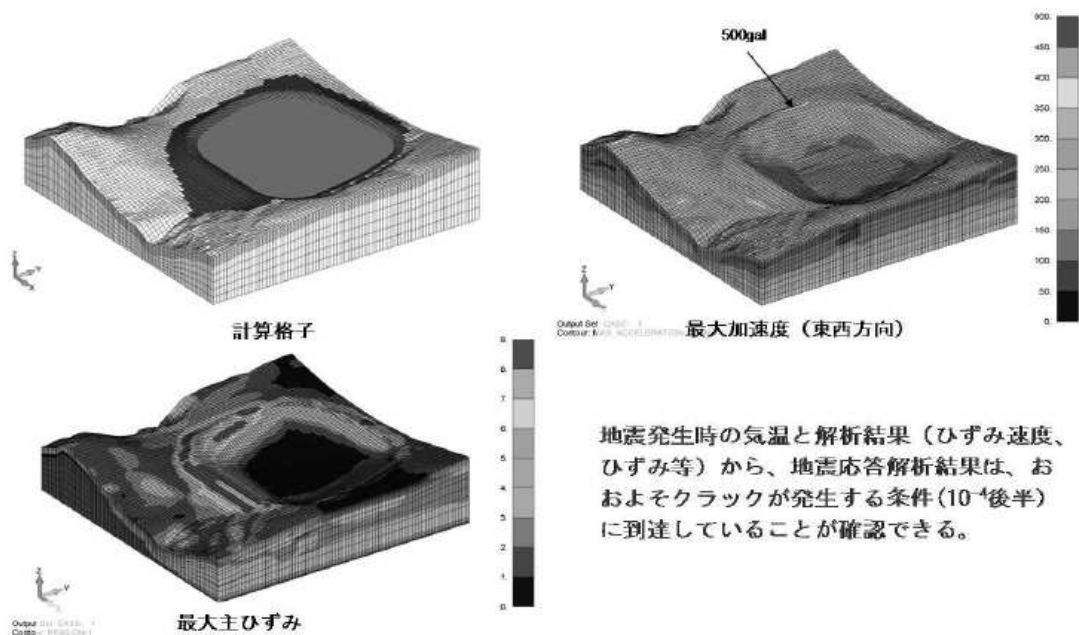


図-2.4.18 3次元動的解析結果<sup>32)</sup>

(2) 岩手宮城内陸地震 (2008年)<sup>33)・34)・35)・36)・37)</sup>

岩手・宮城内陸地震は2008年6月14日午前8:43に発生した。震源が山間部であったことから、震源近傍には荒砥沢ダム、栗駒ダム、石淵ダム、衣川1号ダム、胆沢ダム(建設中)などいくつかのダムが存在し、被災した。このうち、震央距離16kmの荒砥沢ダム(宮城県 1998年竣工、堤高74.4m、中央土質遮水壁型フィルダム)では基礎岩盤の地震計で上下流方向で最大1,024gal(ダム軸方向899gal、鉛直方向691gal)、ダム天端で鉛直方向で最大622gal(上下流方向525gal、ダム軸方向455gal)、震央距離9kmの石淵ダム(国土交通省 1953年竣工、堤高53m、コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム)ではダム天端で鉛直方向で最大2,070gal(上下流方向1,461gal、ダム軸方向934gal)という大きな加速度が観測された。荒砥沢ダムの1,024galはダムの底部監査廊で観測された加速度としては国内最大である。

CFRDである石淵ダムでは天端のうねりや舗装への亀裂が発生したが、遮水壁等ダムの機能に深刻な影響を及ぼすような損傷は生じなかった。天端下流法肩部は建設中の盛立用軌道のピアにより等間隔に隆起が発生した。天端で観測した加速度はこうした天端の変形の影響を受けている可能性がある。なお、地震による天端の沈下量は55cmであった。



図-2.4.19 表面遮水壁の様子<sup>33)</sup>



図-2.4.20 石淵ダム(下流側)<sup>33)</sup>



図-2.4.21 石淵ダム(上流側)<sup>33)</sup>



図-2.4.22 天端のクラックの状況<sup>33)</sup>



図-2.4.23 天端・転落防止柵の変形<sup>33)</sup>

なお、石淵ダムは2011年の東北地方太平洋沖地震時(震央距離204km)に基礎で184gal、天端で605galが観測されたが、地震による天端の沈下量は12mmと影響は軽微なものであった。

岩手・宮城内陸地震と同年の2008年5月に中国で生じたWenchuan地震(M8.0)の震央

から 17km に位置する高さ 156m の CFRD である Zipingpu (2006 年竣工) ダムにおいて、天端や遮水壁に損傷が生じ、また、天端で 2G を超える加速度が観測された。Wieland<sup>34)</sup>によれば観測記録から高周波数成分が多いことから、天端のコンクリート構造物がロックフィルと異なった動きをしていたものと考えられている。横継ぎ目の損傷箇所補修後が図-2.4.24、補修前が図-2.4.25、水平継ぎ目の補修前が図-2.4.26 の左、補修中の状況は同図の右に、天端構造物の損傷状況は図-2.4.27 にそれぞれ示すとおりである。天端の沈下量は最大 735mm、上下流変位量は下流へ最大 180mm、左右岸方向変位は左右岸方向とも最大 102mm であった。地震時の水位は LWL 付近であったため、満水位時の挙動を評価することは難しいが、この地震での被害は十分に許容される程度のもものと評価されている。



図-2.4.24 Concrete face of Zipingpu CFRD after repair: view of upstream face (left) and detail of vertical joint (right) <sup>34)</sup>



図-2.4.25 Damage of vertical joint of concrete face of Zipingpu CFRD (looking towards crest)(left): preparation of repair works along vertical joint (right)(Photographs courtesy Xu Zeping. China) <sup>34)</sup>



図-2.4.26 Damage of concrete face of Zipingpu CFRD: damage at longitudinal joint (left) and repair of longitudinal joint (right) (Photographs courtesy Xu Zeping, China)<sup>34)</sup>

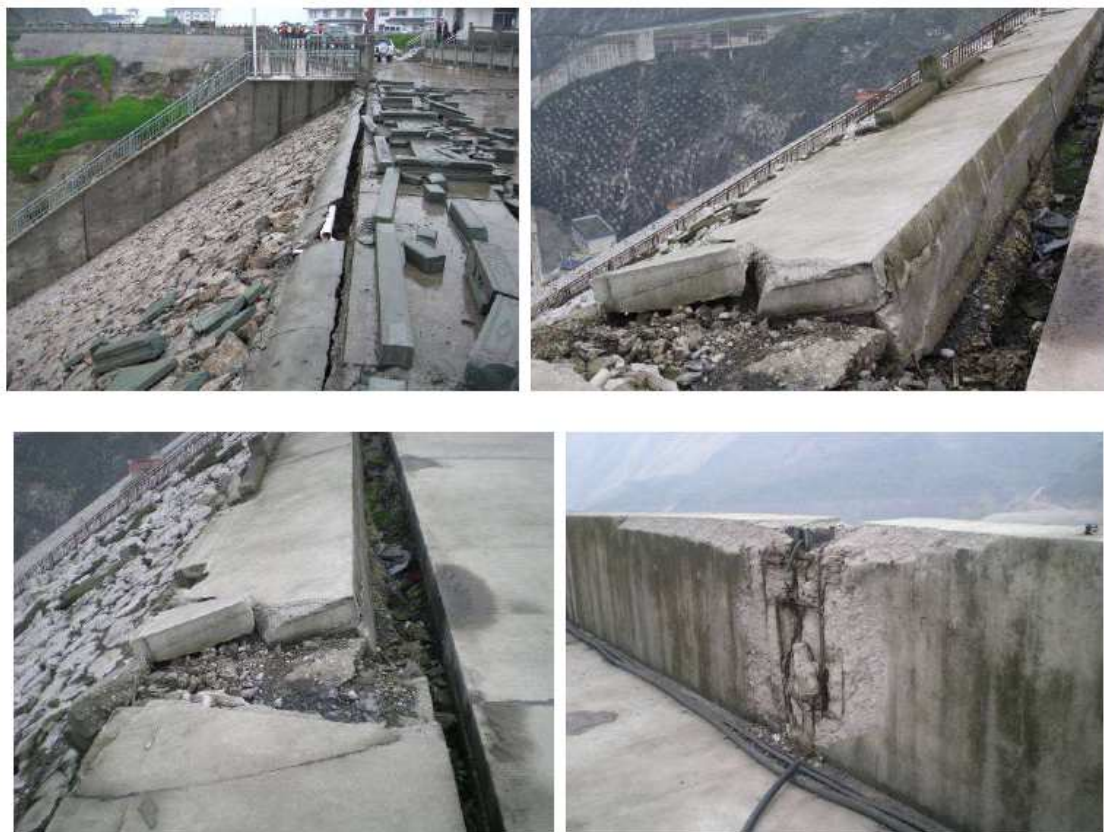


図-2.4.27 Damage at crest (downstream edge)(top left, top right, and bottom left), and damage at joint of upstream parapet wall(bottom right)<sup>34)</sup>

岩手・宮城内陸地震における石淵ダムの損傷状況，Wenchuan 地震における Zipingpu ダムの損傷状況より，強震時に天端付近の振動・変位が大きく，比較的大きな損傷が生じていること，Zipingpu ダムで横継ぎ目に損傷が生じていることから，大きな変形への追従性が不足していたことが伺え，Wieland<sup>34)</sup>は横継ぎ目，水平継ぎ目ともに間隔を小さくし，変

形追従性を確保する構造とすべきとしている。これら強震を受けた CFRD が天端に比較的大きな損傷が生じている事象については、大町ら<sup>35)</sup>の FE-BE 解析手法を用いた CFRD の動的解析に関する研究において解析的にも堤体の上部標高の応答が大きくなることが示されている。これらを踏まえ、今回の八汐ダム表面遮水壁のひび割れが天端から下方の 70～80m まで分布している状況を合わせて考慮すると、ひび割れが天端から発生し、下方へ進展した可能性を検討する必要があると判断した。

一方、岩手・宮城内陸地震では、ダム底部監査廊で得られたものとしては国内で最大の加速度 1,024gal が得られた荒砥沢ダム（宮城県 1998 年竣工，堤高 74.4m，中央土質遮水壁型フィルダム）において、波多野ら<sup>36)</sup>は等価線形解析や R-O (Ramberg-Osgood) モデルによる逐次非線形解析を行い、ロックフィルダムの大ひずみ ( $10^{-3}$  オーダー) 領域における動的変形特性について堤体の地震観測記録を用いて初めてモデル化し (図-2.4.28)，また、天端加速度が基礎の 0.5 倍程度となった事象について、短周期成分が卓越する地震動が堤体上部へ伝達する際に減衰する現象を等価線形解析を用いた動的解析で再現が可能であることを示した (図-2.4.29)。図-2.4.28 において、岩手・宮城内陸地震の 1.5Hz は天端/基礎のフーリエスペクトル比より求めた卓越周波数、0.92Hz は天端フーリエスペクトルから求めた卓越周波数であり、1.5Hz が採用されている。

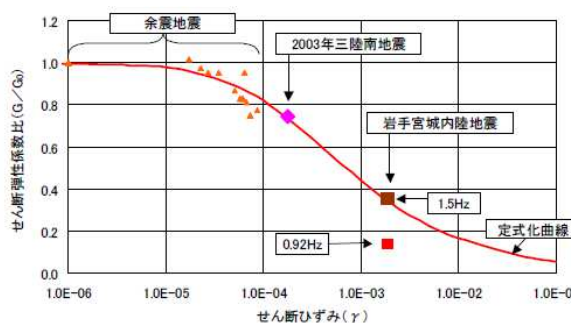


図-2.4.28 荒砥沢ダムの地震記録から定式化した  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線<sup>36)</sup>

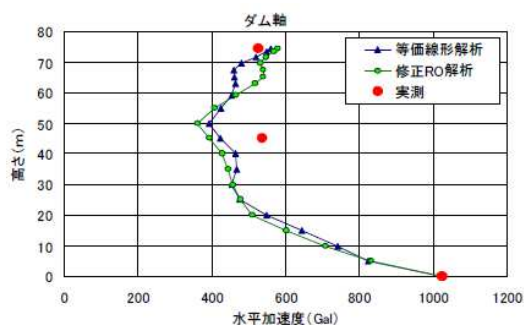


図-2.4.29 岩手・宮城内陸地震におけるダム軸最大加速度分布 (全時刻) の比較 (水平方向)<sup>36)</sup>

ここに、 $h$  : 材料内部減衰定数、 $h_{max}$  : 最大減衰定数、  
 $G$  : 低下したせん断弾性係数 ( $kN/m^2$ )、  
 $G_0$  : 初期せん断弾性係数 ( $kN/m^2$ )

また、佐藤ら<sup>37)</sup>は、荒砥沢ダムの検討成果も含めて、既設のフィルダムの地震観測記録を整理して、ダム高別の固有周期特性、強震動による堤体の地震応答特性、フィル堤体材料の非線形特性を把握した。そして、繰り返し三軸試験結果が無いダムにおいて指標とな

る非線形特性を示した。

岩手・宮城内陸地震時のダムの動的解析については、山口ら<sup>38)</sup>が石淵ダムについて、佐藤ら<sup>39)</sup>が建設中の胆沢ダムの応答から沈下挙動までを国交省が指針（案）に示した等価線形解析，すべり変形解析，累積損傷解析という手順に沿った検討により再現し，その妥当性を確認している。

以上の研究成果のように，地震時のダムの応答については等価線形解析による検討が多く実施されている。

### （3）兵庫県南部地震（1995年）

寺田ら<sup>40)</sup>は，アスファルト表面遮水壁型フィルダムである関西電力の多々良木ダム（1974年竣工，高さ64.5m）において，1995年兵庫県南部地震（M7.2，震央距離約70km）での観測記録を元に2次元動的解析を実施してダムの挙動ならびに遮水壁の安全性について検討を行っている。多々良木ダムの概要は図-2.4.30に示すとおりである。多々良木ダムでは基礎で最大65gal，天端で最大209galの加速度が観測された（表-2.4.4）。解析は図-2.4.31に示す2次元モデルにて等価線形化法を用いて実施し，解析に用いた堤体の物性値については，速度分布はフィルダムの一般値，非線形性は粒径分布が類似する他ダムでの振動三軸圧縮試験結果を用いている。底部中央のフーリエスペクトル（図-2.4.32），天端中央のフーリエスペクトル（図-2.4.33）に示すように実測に対してほぼ良好な結果が得られており，さらに水平方向の最大加速度を250galまで引き延ばして強震動に対する解析も実施して堤体の滑り安全率，並びに遮水壁に生じるひずみと材料の破壊ひずみの比較により安全性が確認されている。遮水壁に生じる最大引張ひずみはLWLより上部で $2.3 \times 10^{-4}$ ，LWLより下部で $1.7 \times 10^{-4}$ となるが，材料の破壊ひずみがLWLより上部の最低温度0℃程度において $3 \times 10^{-2}$ ，LWL以下の水中部の最低温度5℃程度において $5 \times 10^{-2}$ 程度と大きく，試験のひずみ速度が $6 \times 10^{-5}$ と解析で想定されるひずみ速度 $10^{-3}$ オーダーに対して2オーダー小さく，地震時の破壊ひずみはこれら試験値の数分の一しか期待できないことを考慮しても，解析によるひずみに対して十分に大きな値であると評価されている。

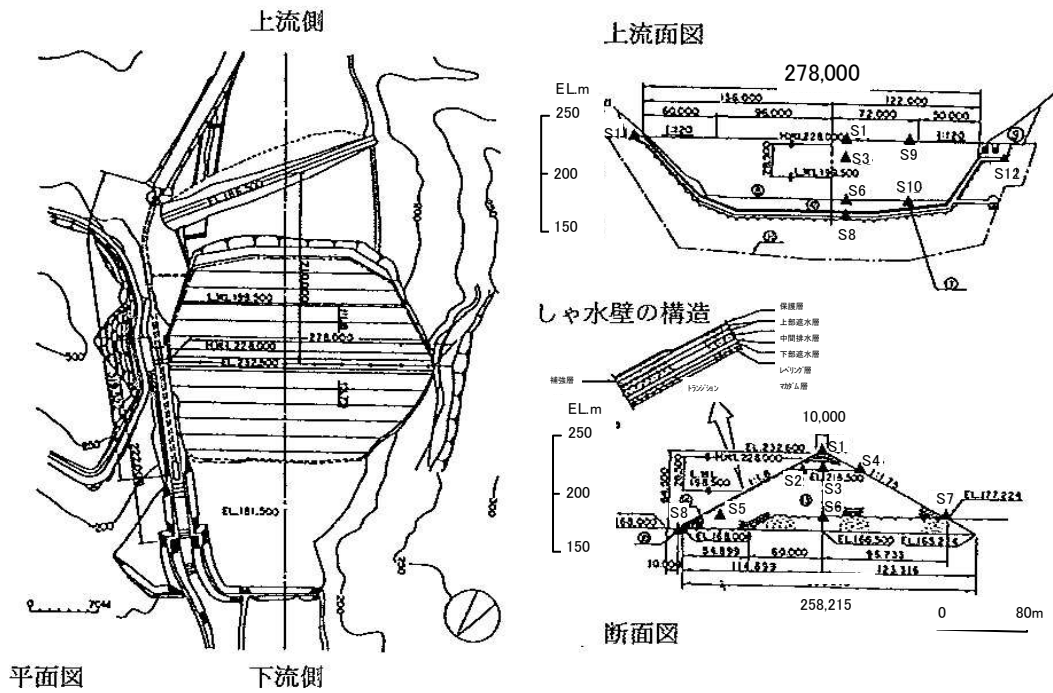


図-2.4.30 多々良木ダム標準図（地震計位置含む）<sup>40)</sup>

表-2.4.4 観測最大加速度<sup>40)</sup> (gal)

	EL+m	X	Y	Z		EL+m	X
S 1	232.5	128.0	208.9	95.7	S 7	180.0	52.8
S 2	218.0	89.7	—	—	S 8	166.5	22.5
S 3	218.0	95.9	—	—	S 9	232.5	117.7
S 4	218.0	161.4	—	—	S10	180.0	28.3
S 5	180.0	39.5	—	—	S11	228.7	24.9
S 6	180.0	44.7	65.1	20.5	S12	217.0	42.1

X：上下流方向 Y：ダム軸方向 Z：上下方向

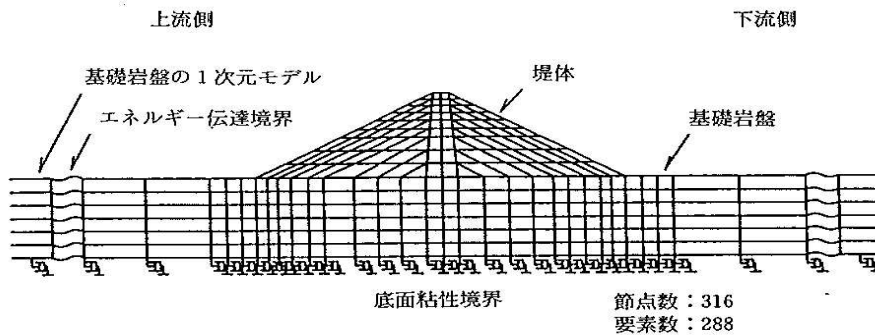


図-2.4.31 解析モデル<sup>40)</sup>

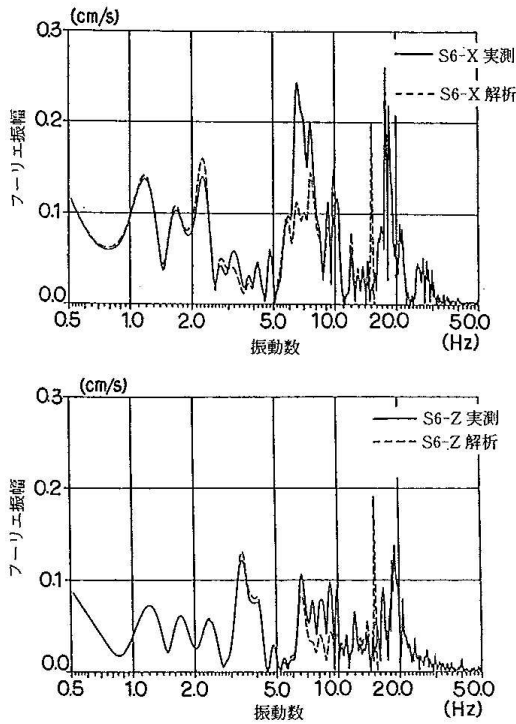


図-2.4.32 堤体底部中央のフーリエスペクトル 40)

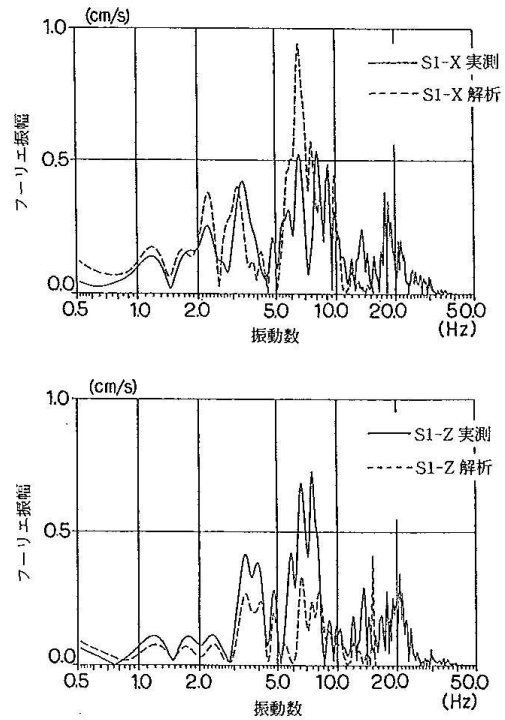


図-2.4.33 天端中央のフーリエスペクトル 40)

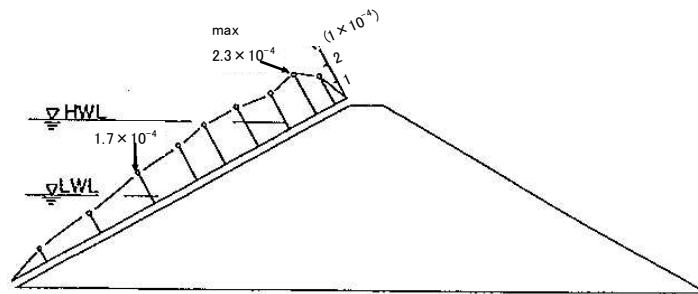


図-2.4.34 表面遮水壁の動的最大引張ひずみ 40)

#### (4) 宮城県沖地震 (1978年)

松本ら<sup>41)</sup>は宮城県沖地震(1978年6月12日 M7.4)後に震央距離113kmに位置するアスファルト表面遮水壁型の均一型アースダムである孫沢ダム(宮城県, 1937年竣工(1971年にアスファルト表面遮水壁型に改良), 高さ16.5m)に生じた亀裂についての調査を行うとともに, 地震時の挙動について解析的な検討を行っている。孫沢ダムの舗装断面は図-2.4.35に示すとおりである。調査結果による亀裂の分布や発生要因については図-2.4.36

に示すように整理されており，地震により生じたひび割れは亀裂 23 のダム中央付近の斜樋操作階段コンクリート周辺にダム軸に直交方向に生じたものであると報告している（図-2.4.37）。この亀裂は中央の斜樋操作階段上部に端を発し，天端を横断している。この亀裂については，地震動を受けた堤体が上下流方向に変形したとき，コンクリート階段部はアスファルト遮水壁に比し剛性が大で変形が小さく，遮水壁の変形を制限し，このため，天端の遮水壁にせん断亀裂が生じたものと推定されている。

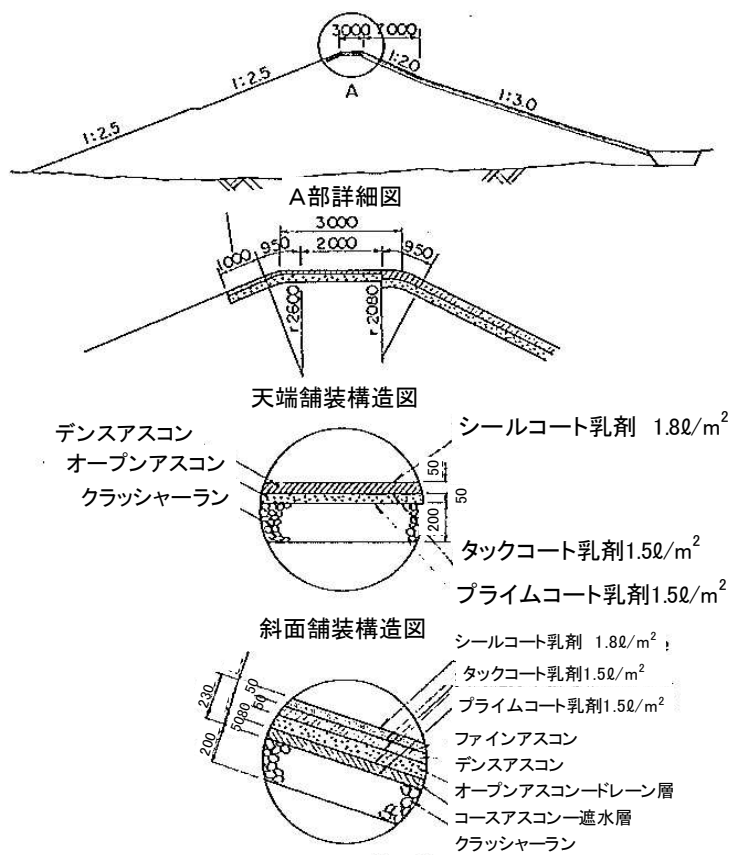


図-2.4.35 舗装断面図（文献 41）に一部加筆

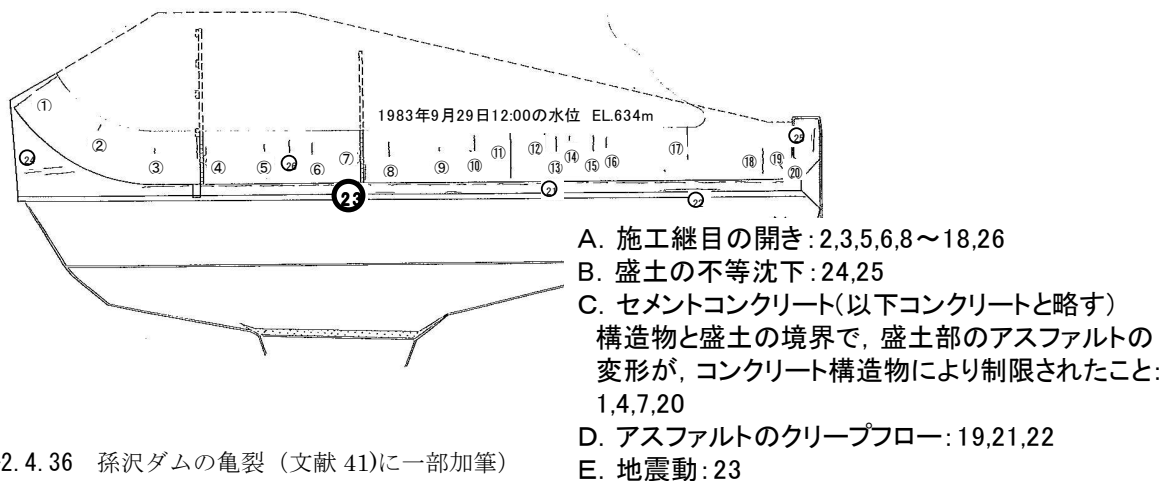


図-2.4.36 孫沢ダムの亀裂（文献 41）に一部加筆

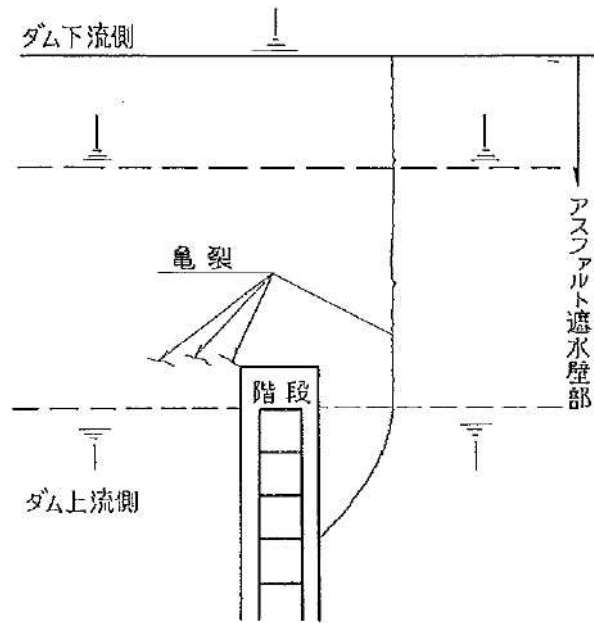


図-2.4.37 亀裂23付近のスケッチ 4)

また、松本らは上下流方向断面による2次元の動的解析を実施して検証も行っている。孫沢ダムにおいては、地震発生当時地震計が設置されておらず、近傍の観測データからダム地点での加速度が推定されている。堤体の物性値は現地で採取した資料を用いた試験結果により定め、等価線形化法による2次元動的解析により遮水壁に生じる応力が算出されている。ひび割れの発生状況からコンクリート構造物付近での応力集中によるものと評価されている。地震動の入力にあたっては、近傍の鳴子ダム（ $h=94.5\text{m}$ のアーチダム）での観測記録より、基礎が鳴子ダムと同じ花崗岩上に凝灰岩が堆積した構造であることから重複反射理論により入力地震動を評価して実施されている。この解析結果から地震により遮水壁に生じたと考えられるひずみは図-2.4.38に示すとおり最大で  $3.3 \times 10^{-4}$  であり、解析結果からひずみ速度は  $8.3 \times 10^{-3} \text{ sec}^{-1}$ 、地震時の外気温は  $15^\circ\text{C}$  であったことから、引張応力は  $1.3\text{N/mm}^2$  程度と評価され、この条件における材料の強度  $2\text{N/mm}^2$  を下回っていたと推定されており、地震によるこれに該当する亀裂がないことと整合しているとされている。

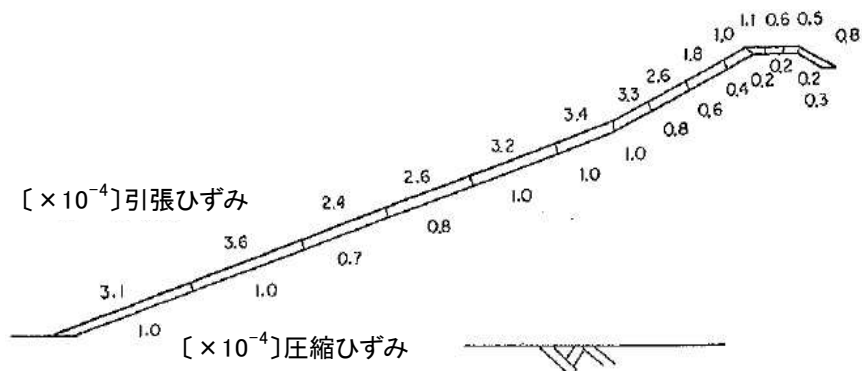


図-2.4.38 アスファルトの最大ひずみ (文献 41)に一部加筆)

(5) 山梨県東部地震 (1996年)

山梨県東部地震 (1996年3月6日 M5.8) 時に震央距離約 15km に位置する東富士ダム (静岡県, 1971年竣工, 高さ 26M) ではダム基礎で 85gal, 天端で 380gal の最大加速度が観測されたが, 最大値のみの記録であった。東富士ダムの概要は図-2.4.39 に示すとおりである。東富士ダムでは図-2.4.40 に示すように地震後に数多くの亀裂が確認されたが, 中村ら<sup>42), 43)</sup>はコンクリートとの境界部, コンクリート構造物の打継目の影響, アスファルトの劣化, 不同沈下, 繰り返し荷重による疲労破壊などを要因として挙げている。亀裂の状況は図-2.4.41~43 に示すとおりである。

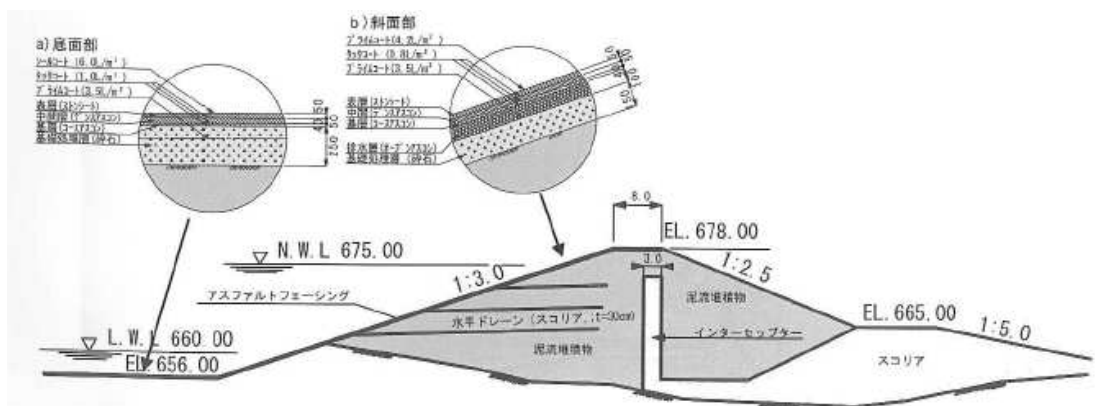


図-2.4.39 東富士ダムの標準断面と舗装構造<sup>42)</sup>

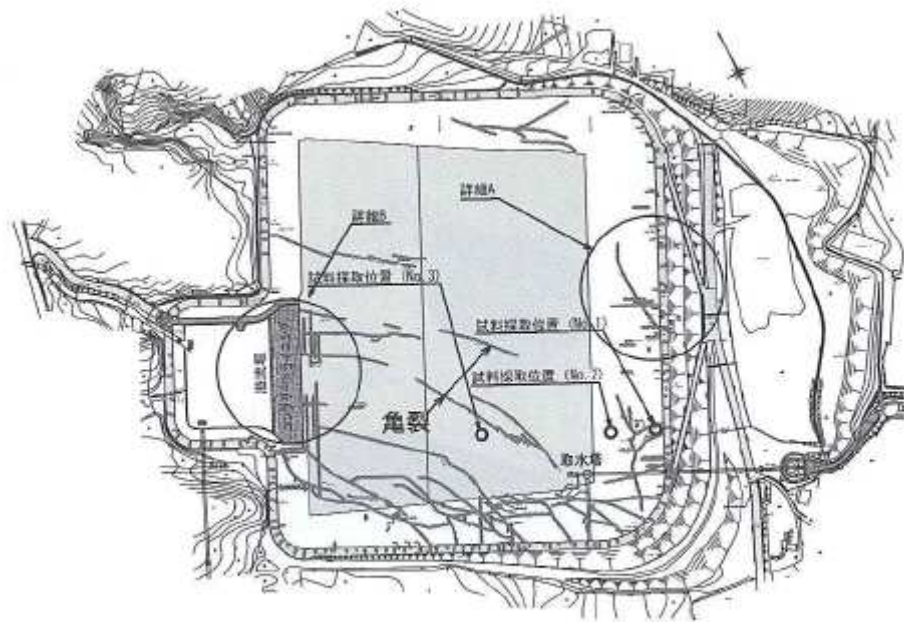


図-2.4.40 貯水池計画平面図および亀裂分布図 42)



図-2.4.41 コンクリートライニングの打継目により生じた亀裂(1) 42)



図-2.4.42 コンクリートライニングの打継目により生じた亀裂(2) 42)

図-2.4.43 不同沈下により生じた亀裂 42)

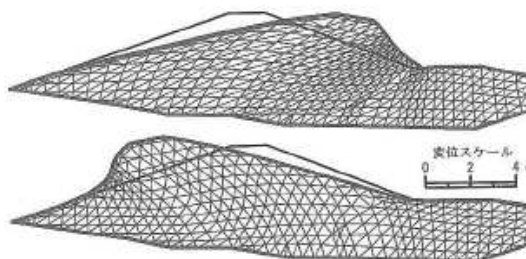


図-2.4.44 堤体の変形モード<sup>42)</sup>

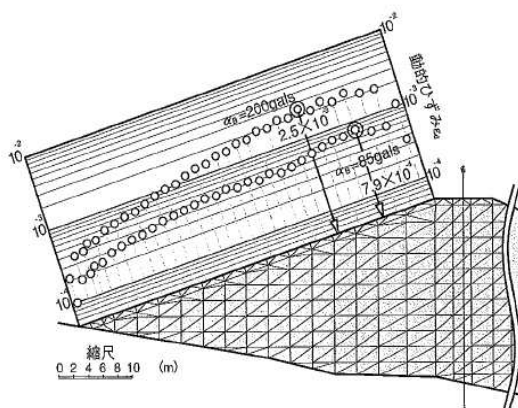


図-2.4.45 上流斜面部の動的ひずみの分布<sup>42)</sup>

中村らは2次元の動的解析を実施しているが、加速度記録が最大値しかなかったため、近傍の三保ダム（堤高 95m，中央土質斜水壁型フィルダム）で得られた強震観測記録を元に入力波を設定して現地より採取した試料による繰り返し三軸試験結果に基づく物性値を用いて動的解析を行い、遮水壁に生じるひずみを算出している。動的解析の結果、堤体の変形は図-2.4.44 に表面の動的ひずみは図-2.4.45 にそれぞれ示すとおりとなり、最大ひずみは中高部に生じ、 $7.9 \times 10^{-4}$ となっている。

#### (6) その他

長谷川ら<sup>44),45)</sup>はアスファルト表面遮水壁型フィルダムである、深山ダム（栃木県，1974年竣工，高さ 75.5m）で 1980 年に得られた比較的小規模の 8 つの地震観測記録（基礎で最大加速度 31.1gal（堤軸方向），天端で 132.2gal（上下流方向））を用いて、堤体のせん断剛性，減衰特性を評価し，100gal 程度の加速度を入力した場合の堤体の安定性を評価し，動的に危険な状態とはならないとしている。

コンクリート表面遮水壁型のロックフィルダムである皆瀬ダム（国土交通省，1963 年竣工， $h=66.5\text{m}$ ）では，漏水量の増加等により，1980～1983 年にコンクリート遮水壁の上にアスファルト表面遮水壁を設置した経緯があり，さらに，1989～1990 年，2004～2005 年の 2 回アスファルト遮水壁の補修工事实施が実施されている。皆瀬ダムは多くの地震を経験しており，新潟地震（1964.6.16，M7.5，震央距離 144km）にて最大算定加速度 77gal が生じ，天端で 20cm 程度の沈下，漏水量の増加が発生した<sup>46)</sup>。また，宮城県沖地震（1978.6.12，M7.4，震央距離 167km）にて基礎で最大 48gal の加速度（上下流方向：48gal，

ダム軸方向:26gal,鉛直方向:20gal),堤体下流法面中段で最大 83gal(上下流方向:80gal,ダム軸方向:43gal,鉛直方向:83gal)を受け,漏水量が5%程度増加した<sup>47)</sup>。日本海中部地震(1983.5.26, M7.7, 震央距離223km)では基礎で最大34galの加速度(上下流方向:34gal,ダム軸方向:26gal,鉛直方向:24gal),堤体下流法面中段で最大76gal(上下流方向:76gal,ダム軸方向:76gal,鉛直方向:52gal)を受けたが,変状は無かった<sup>47)</sup>。さらに,岩手・宮城内陸地震(2008.6.12, M7.2, 震央距離21.5km)においては基礎で最大167galの加速度が生じ(上下流方向:143gal,ダム軸方向:167gal,鉛直方向:127gal),堤体下流法面中段で最大912gal(上下流方向:912gal,ダム軸方向:419gal,鉛直方向:667gal)が生じ,天端舗装にクラック,陥没沈下14cm,天端橋梁の高欄変形,地覆クラック,堤頂ウォールにクラックが発生したものの,遮水壁に地震による変状は無かった<sup>48)</sup>。皆瀬ダムでは地震による被害を受けながら,都度適切な補修が行われたことにより,比較的大きな地震動に対しても大きな損傷が生じていない<sup>49)</sup>。

## 2. 4. 3 アスファルトコンクリートの力学特性に関する研究

### (1) 八汐ダムにおける研究

石井ら<sup>4)</sup>は各種力学試験により遮水層用に使用するアスファルトコンクリートの変形追従性を確認するとともに,大変形時の透水性,繰り返し変形による破壊などの性能についても明らかにしている。

八汐ダムの表面遮水壁用のアスファルトコンクリートの曲げ試験結果による,破壊ひずみ,強度と温度,ひずみ速度との関係は,図-2.4.46に示すとおりである。温度が低いほど,ひずみ速度が大きいほど破壊ひずみは小さくなっている。

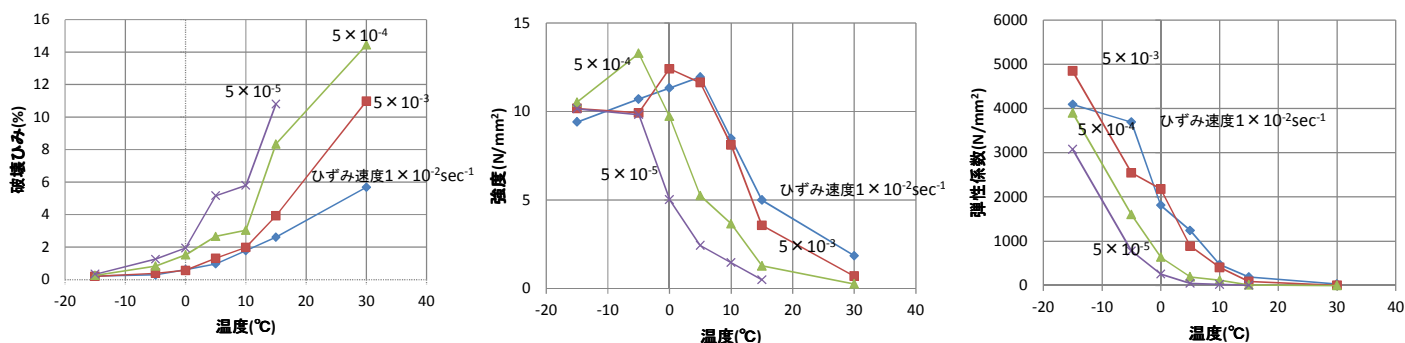


図-2.4.46 温度・ひずみ速度と破壊ひずみ・強度・弾性係数の関係

強度については低温域の脆性領域では温度が高いほど大きくなる傾向があるが,高温域では温度が高いほど,ひずみ速度が小さいほど小さくなっている。図-2.4.47, 図-2.4.48

には圧縮試験結果，せん断試験結果についてそれぞれ同様に整理したが，破壊ひずみについては曲げ試験と同様であり，強度については温度が高いほど，ひずみ速度が小さいほど小さくなっている。

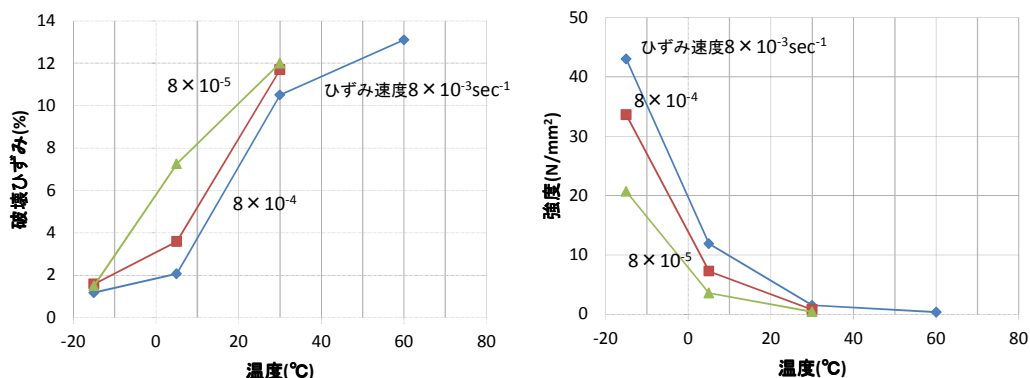


図-2.4.47 温度・ひずみ速度と破壊ひずみ・強度の関係(圧縮試験)

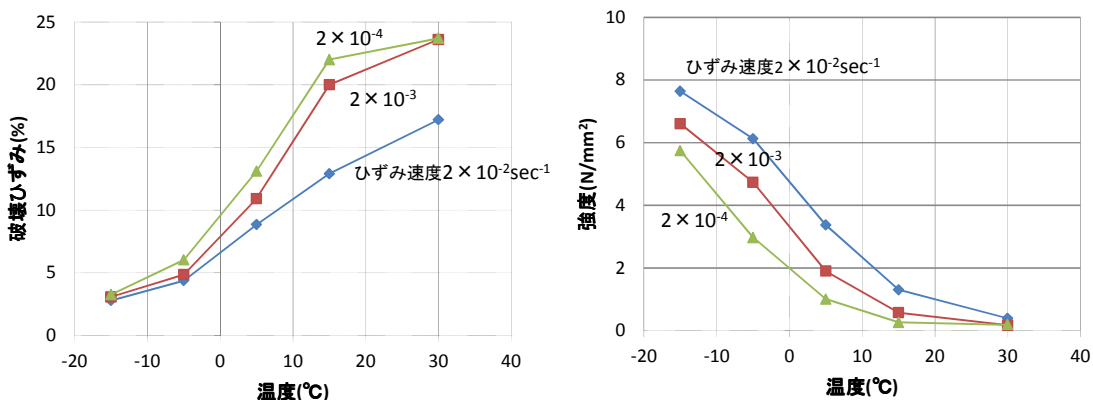


図-2.4.48 温度・ひずみ速度と破壊ひずみ・強度の関係 (せん断試験)

また，八汐ダムで中間排水層に用いた開粒度アスファルトコンクリート，マカダム層，レベリング層に用いた粗粒度アスファルトコンクリートの曲げ試験結果は，図-2.4.49ならびに図-2.4.50にそれぞれ示すとおりである。

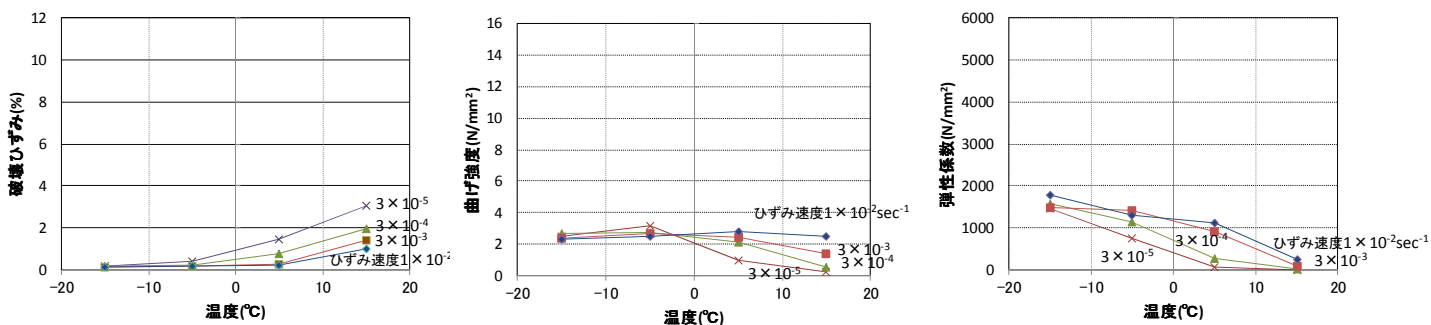


図-2.4.49 開粒度アスファルトコンクリートの温度・ひずみ速度と破壊ひずみ・強度・弾性係数の関係

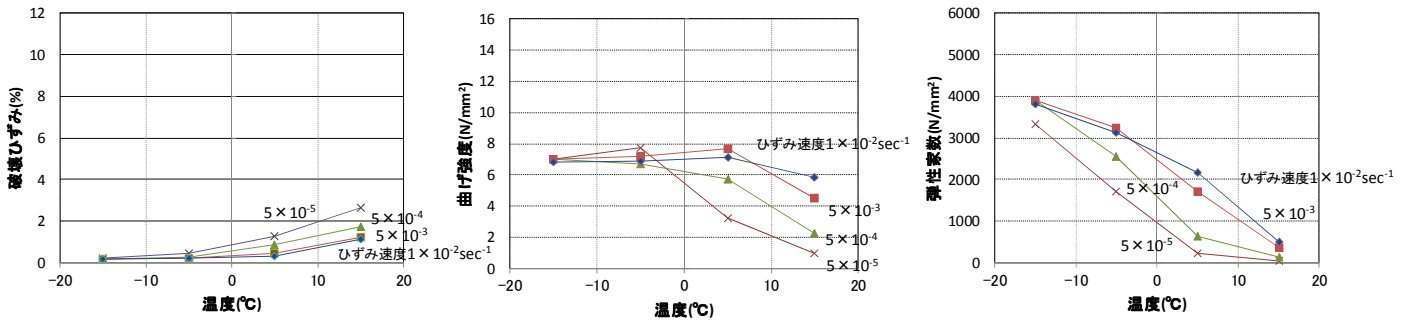


図-2.4.50 粗粒度アスファルトコンクリートの温度・ひずみ速度と破壊ひずみ・強度・弾性係数の関係

アスファルトの含有量は重量比率が密粒度で 8.5%，粗粒度で 5.0%，開粒度で 4.0%であり，破壊ひずみ，強度，弾性係数ともにアスファルト含有量が多いほど大きくなっており，また，温度やひずみ速度による変化も小さくなっている。

不等沈下などに起因する大変形が生じた場合のアスファルト遮水壁の遮水性を確認する目的で石井らは図-2.4.51 に示す変形透水試験を行い，表 2-4.5 に示すように，水中での最低温度相当の 5℃下で 20%を超える曲げひずみが発生した状態でも漏水が生じないことを確認している。

また，石井らは図-2.4.52 に示すような 2 点载荷による繰り返し曲げ試験を実施している。疲労による降伏回数は，载荷回数と変形係数の関係において，変形係数が急激に低下する载荷回数を降伏回数と定義した。地震時の振動数に対応した繰り返し振動数 2Hz のケースについては温度 5℃（水中最低温度）および，-15℃（地点最低気温）の結果（図-2.3.53）から降伏回数とひずみ振幅の関係を求めている。-15℃，2Hz の場合の関係式は下記の式 (2.1) に示すとおりである。

$$N=1.062 \times 10^{-22} \times (1/\varepsilon)^{8.403} \dots \dots \dots (2.1)$$

ここに， $N$ ：降伏回数， $\varepsilon$ ：ひずみ振幅 である。

動的解析で得られた地震時の最大ひずみレベル ( $10^{-3}$ ) を振幅として，ダム固有振動数に近い周波数 (2Hz) で繰り返し载荷した場合の降伏回数は 1,500 回 (750 秒) となる。

東北地方太平洋沖地震時に八汐ダムで観測された加速度記録より，その主要動の継続時間は 200 秒以下であり，継続時間が比較的長い地震動ではあったものの，遮水壁に生じたひずみレベルが  $10^{-3}$  を大きく上回っていなければ降伏するものとは考えにくい。

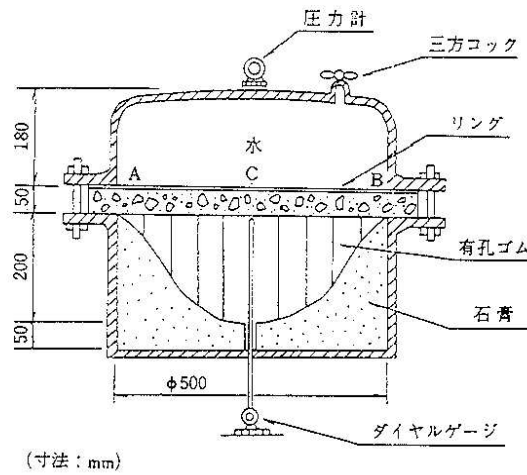
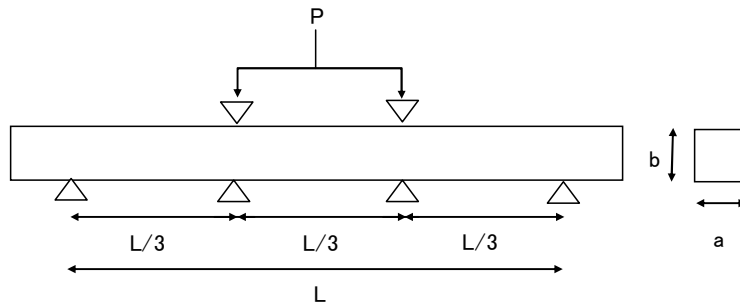


図-2.4.51 変形透水試験<sup>4)</sup>

表-2.4.5 変形透水試験結果<sup>4)</sup>

温度 (°C)	最大水圧 (kgf/cm <sup>2</sup> )	最大変位量 (cm)	曲げひずみ (%)		中立軸の 平均ひずみ (%)	透水量
			周辺部	中央部		
20	9.0	7.97	25.5	12.7	6.1	認められず
5	9.0	7.00	22.4	11.2	4.7	認められず



試験温度: 5°C, -15°C

周波数: 0.1Hz, 2.0Hz

供試体寸法: a=b=4cm, L=30cm

P: 荷重(試験はひずみ制御で実施)

図-2.4.52 繰り返し曲げ試験概要

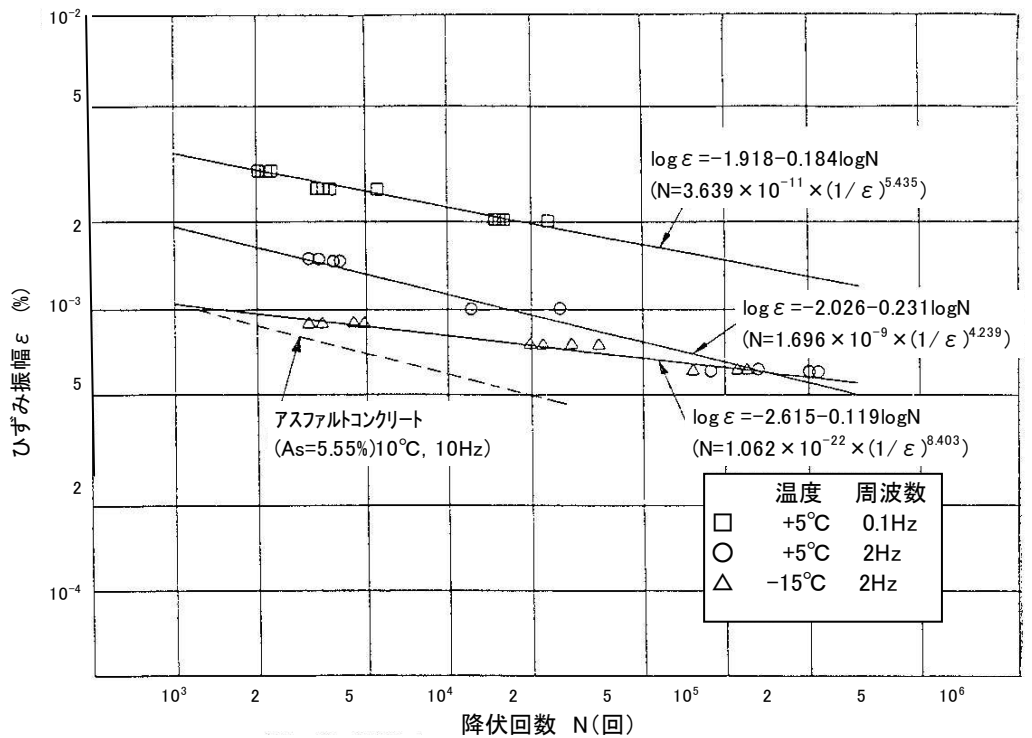


図-2.4.53 繰り返し曲げ試験結果<sup>4)</sup>

(2) 東富士ダムにおける研究

中村ら<sup>42), 43)</sup>は遮水壁材料の繰り返し引張試験を実施して石井らの提案したひずみ振幅、温度、振動数と疲労破壊回数との関係を再評価し、疲労破壊に対する評価を行い、遮水壁の劣化と合わせてその要因としている。評価に際しては 0°Cで行った繰り返し引張試験結果による図-2.4.54 に示すような繰り返し振動数、ひずみ振幅と破壊回数の関係から繰り返し振動数毎のひずみ振幅と疲労破壊回数の関係式を下式のように定めている。

$$\epsilon = A \cdot N^B \dots \dots \dots (2.2)$$

また、係数 A と振動数の関係は 図-2.4.55 により、係数 B と振動数の関係は図-2.4.56 によりそれぞれ下式のように定めている。

$$A = \alpha \cdot f^\beta \dots \dots \dots (2.3)$$

$$B = f(\gamma + \lambda \cdot f) \dots \dots \dots (2.4)$$

ここに、A, B,  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ ,  $\lambda$  : 定数,  $\epsilon$  : ひずみ振幅,  $N_f$ : 破壊時の繰り返し回数,  $f$ : 繰り返し振動数である。

中村らは、上記式(2.2)~(2.4)を用いて、累積損傷則に従い、疲労破壊の評価を行っている。評価方法の概要は以下のとおりである。動的解析により求めたひずみの時刻歴より、

あるひずみ振幅  $\varepsilon$  のときの各振動数ごとの疲労寿命を  $N_f$  とした場合、繰り返し回数が  $n$  のとき、繰り返し比( $n/N_f$ )の損傷が生じると考え、各ひずみ振幅に対する繰り返し比の線形和を累積損傷度  $D$  と定義し、 $D=1$  となったときに疲労破壊が生じるものとしている。振動数については、図-2.4.57 に示す等価振動数として考えている。このようにして算出したひずみ振幅と累積損傷度の時刻歴は図-2.4.58 に示すとおりとなり、東富士ダムの上水壁の累積損傷度は 0.71 程度となり、上水壁の経年劣化を考慮すると疲労破壊した可能性はあるものと評価している。なお、図-2.4.54~56 中のストレートアスファルトは東富士ダムの損傷時の密粒度アスファルトコンクリート、スーパーフレックスファルトは補修に使用した低温下での変形性能を改善させた特殊改質アスファルトである。後者については 2. 4. 4 (1) で記述する。前述したように、八汐ダムの繰り返し曲げ試験の結果からひずみレベル ( $10^{-3}$ ) を振幅として、2Hz で繰り返し載荷した場合の降伏回数は 1,500 回 (750 秒) となるが、中村らの研究によると振動数が大きくなると降伏回数は小さくなること示されており、八汐ダムの表面上水壁に生じたひずみの時刻歴を推定し、これらを踏まえて評価を行う必要がある。

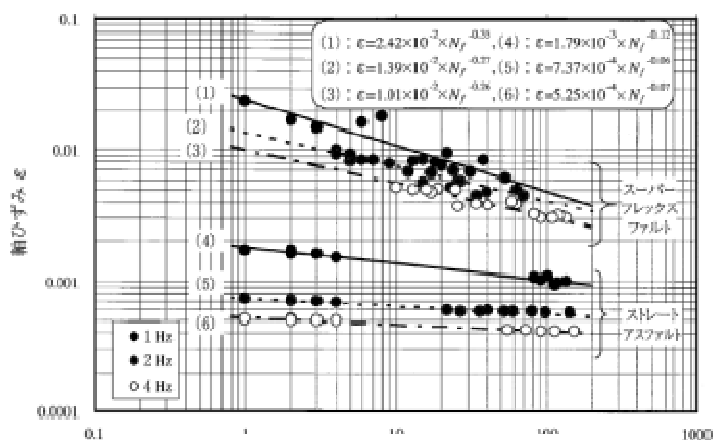


図-2.4.54 ひずみ片振幅と破壊回数の関係 <sup>42)</sup>

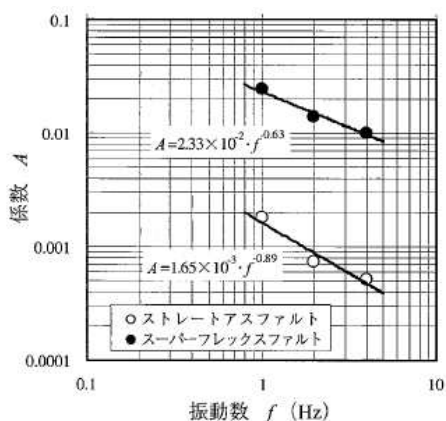


図-2.4.55 係数 A と振動数  $f$  の関係 <sup>42)</sup>

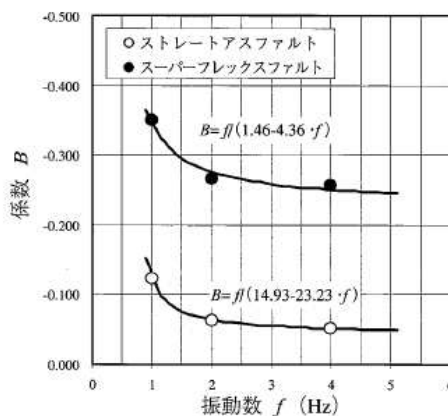


図-2.4.56 係数 B と振動数  $f$  の関係 <sup>42)</sup>

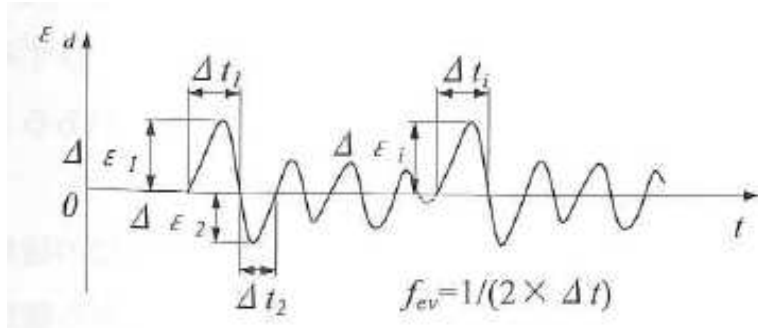


図-2.4.57 等価振動数<sup>43)</sup>

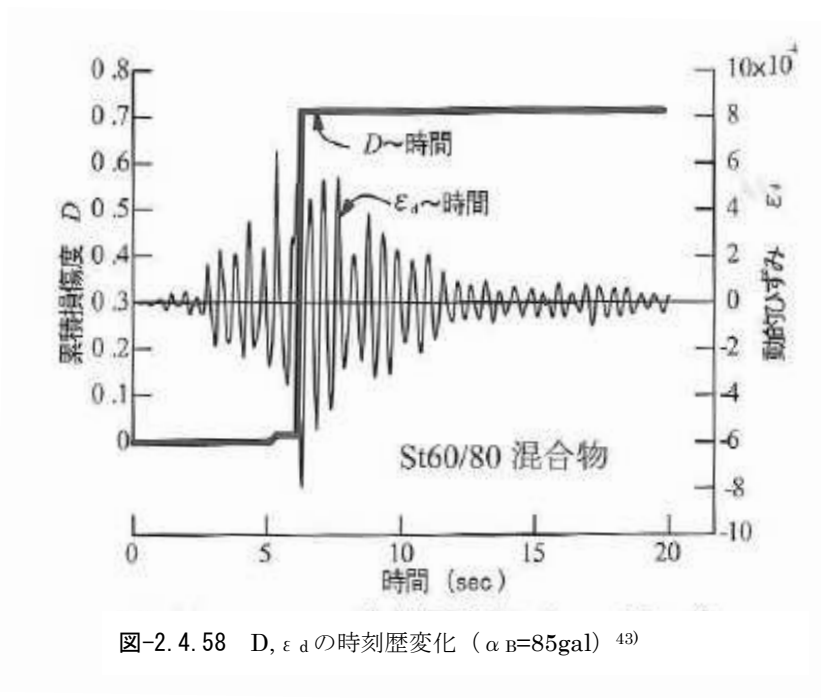


図-2.4.58 D,  $\epsilon_d$  の時刻歴変化 ( $\alpha_B=85\text{gal}$ )<sup>43)</sup>

### (3) 試験方法等に関する研究

表面遮水壁の変形追従性を評価する際に、基本的には引張・圧縮・せん断について確認を行うが、引張が最も厳しくなることが多い。一方で、アスファルトコンクリートの直接引張試験は、試験結果のばらつき等の課題があり、引張特性の評価には曲げ試験が標準的な試験法として採用されている。道路舗装において、AASHTO（米国全州道路交通運輸行

政官協会)の規格として間接引張試験が導入されたこともあり、土居ら<sup>50)</sup>や中井ら<sup>51)</sup>により、間接引張試験に関する検討が行われ、試験方法の改善も図られている。笹田ら<sup>52)</sup>は曲げ試験における載荷部や支承部のめり込みによる影響を指摘し、曲げ試験におけるひずみゲージによる梁下縁部ひずみの直接計測を提案している。西内<sup>53)</sup>は直接引張試験・曲げ試験・間接引張試験の比較を行い、破壊ひずみ(破断時の引張ひずみ)については、間接引張>曲げ引張>直接引張となることを示している(図-2.4.59)。直接引張試験による方が一軸引張状態の破壊ひずみの評価ができること、最も安全側の評価となる可能性が高いことから採用が望ましいが、供試体の調整が難しいこと、ばらつきが大きいことから取り扱いが難しいとしている。間接引張試験は、クリープコンプライアンス、ポアソン比も同時に得られることから、有用な試験法ではあるが、八汐ダムの検討においては、既往の試験データが豊富であり、比較検討が容易であることから、上記の研究成果を念頭に置いた上で、曲げ試験を基本に検討を行うこととした。温度-10℃、ひずみ速度 $1 \times 10^{-2} \text{ sec}^{-1}$ の場合で曲げ引張/直接引張 $\approx 2$ である。

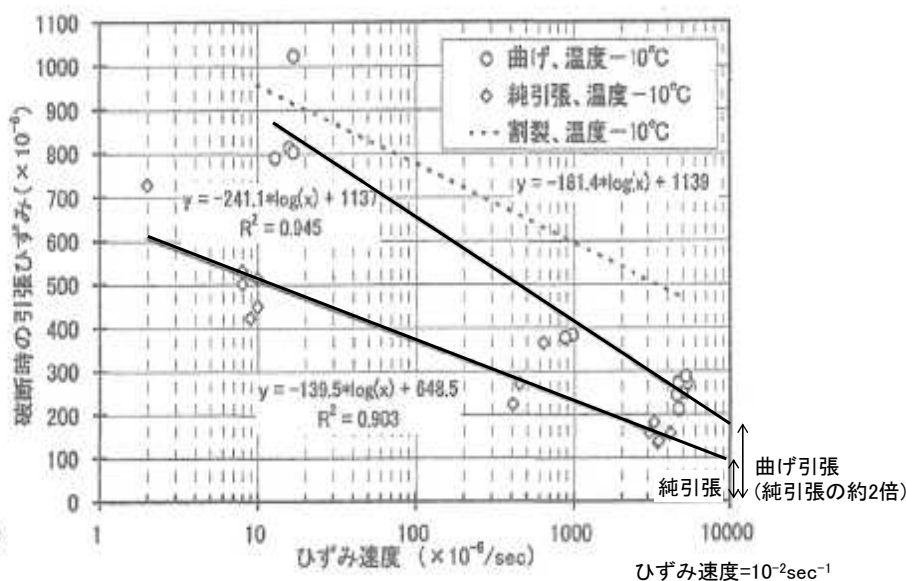


図-2.4.59 破断ひずみの推定(文献53)に一部加筆)

#### (4) 温度応力に関する研究

高野ら<sup>26)</sup>は京極発電所は厳寒地域に立地し、冬季最低で-20℃まで外気温が低下することから、温度応力に対する遮水壁の安定性の確認も行っている。温度応力試験は図-2.4.60に示すとおりであり、温度勾配-10℃/hr、初期温度10℃で実施した。ひずみゲージによるひずみ測定とAEセンサーによる測定を行っている。ひずみ、AEともに-24℃を下回ると

急激に増加する傾向が見られた。これらの結果から、ひび割れ発生温度 ( $-23.8^{\circ}\text{C}$ ) よりも設計最低温度 ( $-20.0^{\circ}\text{C}$ ) が高いことから温度応力に対して安全であるとしている。なお、京極発電所で用いたアスファルトはストレートアスファルト(80/100)であり、八汐ダムストレートアスファルト(60/80)と異なる材料である。

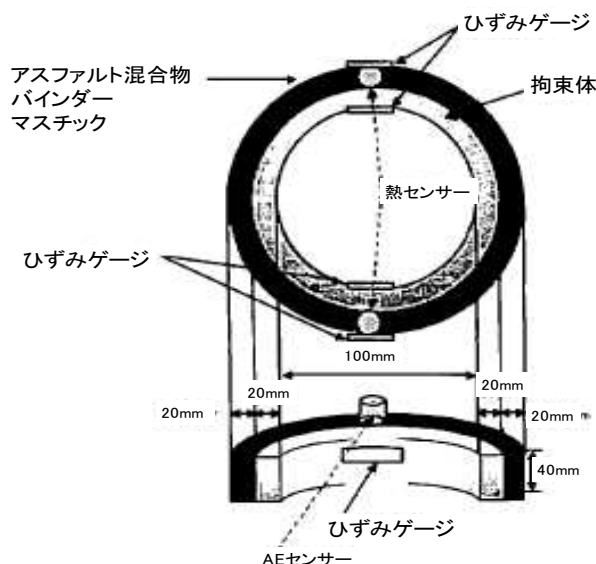


図-2.4.60 低温ひび割れ抵抗性試験 (文献 26)に一部加筆

## 2. 4. 4 アスファルト材料の補修に関する研究

### (1) 低温時の変形追従性を改善したアスファルト

損傷部の補修材料としてアスファルトの低温下での変形追従性を改善させ、耐震性を高める材料が開発されている。

中村ら<sup>54)</sup>、島崎ら<sup>55)</sup>は低温下での変形性能を改善させた特殊改質アスファルト (SfAs : スーパーフレックスアスファルト) の開発を行った。この特殊改質アスファルト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ものである。

中村らは、SfAs の低温域における応力緩和性を評価するために、BBR 試験(Bending Beam Rheometer test)を実施している。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、低温ひび割れの発生可能性を評価するものである。試験方法は SHRP(Strategic Highway Reserch Program)で規定されており、 $127\text{mm} \times 12.7\text{mm} \times 6.35\text{mm}$  の梁状に成形した供試体を 100mm 間隔の支持具に載せ、3点曲げ試験の梁中央に一定荷重(980mN)を4分間载荷し、時間に対する変形量を測定するものである。BBR 試験の結果は、硬さの指標 (S-値) と、変形速度の指標 (m-値)

により評価される。S-値とは荷重 ( $\sigma$ ) とたわみ量 ( $\gamma$ ) から求められるスティフネス (弾性率:  $S(t) = \sigma / \gamma(t)$ ) である。また、m-値は時間に対して S-値を対数紙にプロットした時の曲線の傾き ( $m(t) = d \log S(t) / d \log t$ ) であり、弾性体の場合は  $S(t) = \text{const}$  なので  $m(t) = 0$ 、粘性体の  $\gamma$  は  $\sigma = \text{const}$  において時間の一次関数で表されるため  $m(t) = 1$  となる。従って、S-値が小さいことは温度低下に伴って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が緩和される性能が高いことを示し、低温亀裂の発生の抑制性能を判断する指標となるものである。図-2.4.61 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、SfAs は通常水工用アスファルトに使用されるストレートアスファルト(60/80)(StAs60/80)の性質をより低温域でも有していることがわかる。

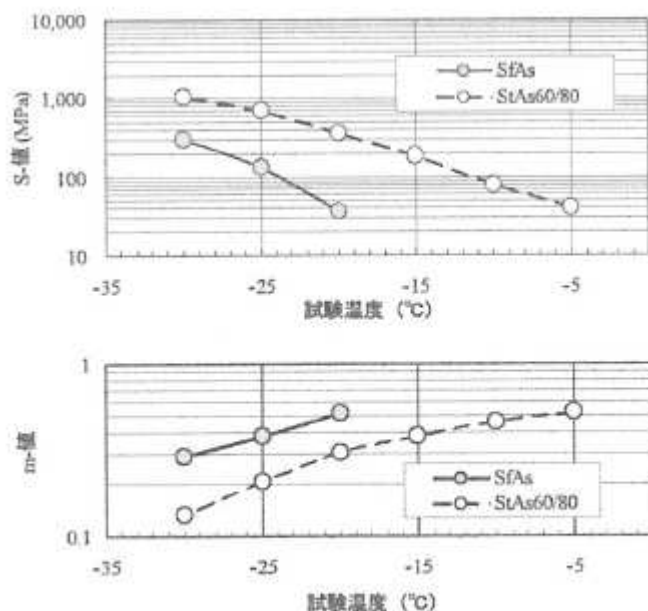


図-2.4.61 BBR 試験結果<sup>54)</sup>

この材料は双葉ダム<sup>56)</sup>、東富士ダムの補修工事において、密粒度アスファルトコンクリートによる大規模な打ち換えの材料として適用された。中村らは表-2.4.6 に示す配合の密粒度アスファルトコンクリートを用いて曲げ試験を行っており、その結果は温度と曲げ強度の関係を図-2.4.62 に、破壊ひずみと曲げ強度の関係を図-2.4.63 にそれぞれ示す。

図-2.4.62 の曲げ強度に見られるピーク時の温度は脆化点と呼ばれ、この温度より低温側ではアスファルトコンクリートは脆性的な挙動を、高温側では延性的な挙動を示している<sup>57)・58)</sup>。これより SfAs は StAs60/80 に比較してより低温域まで延性的な挙動を示すことがわかる。また、図-2.4.63 では同じ曲げ強度に対する破壊ひずみは SfAs の方が大きく、たわみ性が高いことがわかる。

表-2.4.6 アスファルト混合物の配合<sup>54)</sup>

アスファルト量 (%)	植物繊維 <sup>注)</sup> (%)	骨材の配合比率 (重量%)				
		6号碎石	7号碎石	粗砂	細砂	石粉
8.5	0.15	24.0	16.5	37.5	8.0	14.0

注) 植物繊維はアーホゼル ZZ8/1 を使用し、添加量は混合物を 100 とした時の外添加百分率を示す。

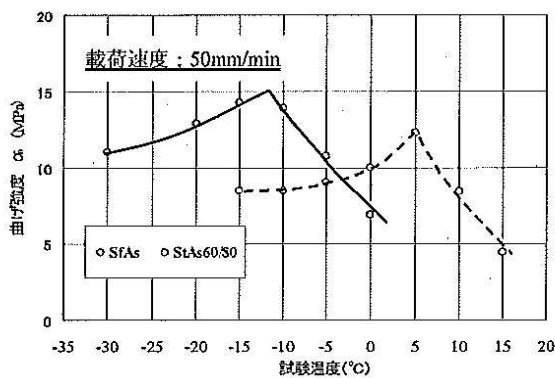


図-2.4.62 試験温度と曲げ強度の関係<sup>54)</sup>

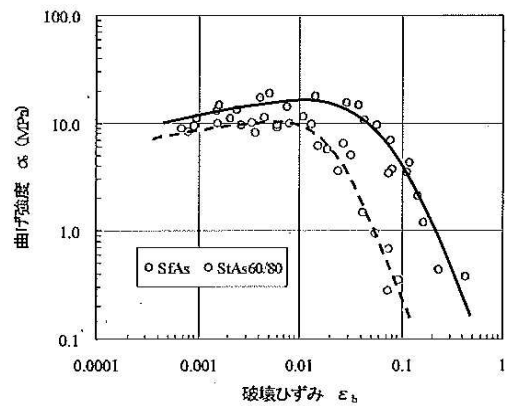


図-2.4.63 曲げ強度と破壊時のひずみの関係<sup>54)</sup>

その優れた変形追従性から目地材的な使用方法に適用すれば、工期、コストの面から効率的・効果的な補修工法を提案できる可能性があると考えられる。

## (2) ひび割れ補強材料に関する研究

道路舗装の分野では、下地となるコンクリート目地部から上部の舗装へのリフレクションクラックを防止する目的でひび割れ防止シートが用いられている。

丸山ら<sup>59)</sup>は、シートなし、不織布シート、ガラスグリッドのそれぞれのケースについて、リフレクションクラック模擬試験 (図-2.4.64~65, 表-2.4.7) を実施し、その効果を確認している。

試験結果は図-2.4.66 に示すとおりであり、不織布シート、ガラスグリッドともに、リフレクションクラック発生を遅延させる効果が認められている。

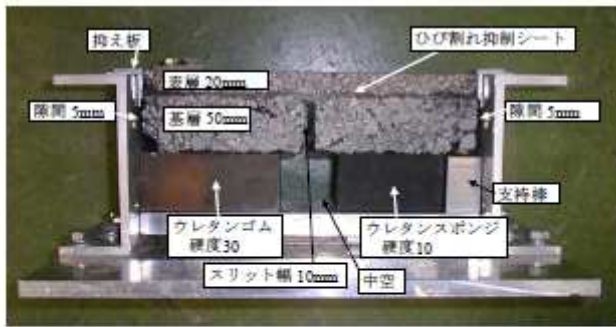


図-2.4.64 リフレクションクラック模擬試験の概要<sup>59)</sup>



図-2.4.65 リフレクションクラック模擬試験状況<sup>59)</sup>

表-2.4.7 リフレクションクラック模擬試験条件<sup>59)</sup>

試験温度	10～15℃(室温)
供試体寸法	厚50×幅80×長さ300mm
表層厚	20mm
基層厚	50mm
中央のスリット幅	10mm
両端の隙間	5mm
ゴム硬度	JIS硬度 30及び10
載荷荷重	686N (70kgf)
走行距離	230mm
走行回数	21往復/分

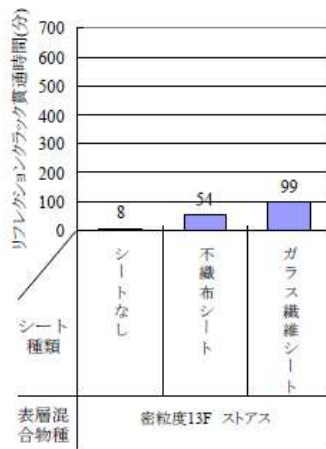


図-2.4.66 リフレクションクラック貫通時間 (文献<sup>59)</sup> に一部加筆)

また、西川ら<sup>60)</sup>はアスファルトを含浸させた不織布を使用して模擬クラック上にオーバーレイしたアスファルトコンクリートについて、上記と同様の試験を行い効果を確認するとともに、30cm×10cm×5cmの中心部に不織布を設置した供試体にて曲げ試験を実施し、破断した後に透水試験を実施して、その効果を確認している。透水試験概要は図-2.4.67に示すとおりであり、試験の結果、不織布がない場合の透水係数  $4.4 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$  に比較して  $10^{-6} \sim 10^{-5} \text{cm/sec}$  程度と透水係数が3~4オーダー低くなることを確認している。

以上より、シート材料、特に低透水性能を有する不織布シートはひび割れの上部に舗設を行う場合に有効な材料であると評価できる。

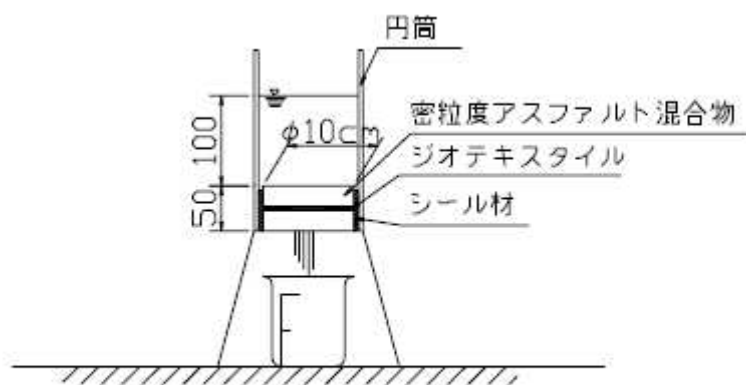


図-2.4.67 透水試験装置<sup>60)</sup>

## 2. 5 2章のまとめ

### (1) 八汐ダムの概要

- ・ 堤高が高く、表面遮水壁に作用する水圧が大きいためから遮水壁は上部遮水層から漏水が生じた場合、これを安全に監査廊へ排水するための中間排水層を設け、これを上下部遮水層で挟む構造とされた。遮水壁は全7層、総厚 37cm から成り、表面には紫外線等による劣化、氷雪の落下による損傷から上部遮水層を保護するために厚さ 2mm 程度のアスファルトマスチックを保護層として塗布されている。
- ・ 堤体材料はダムサイト近傍に分布する玢岩、凝灰岩が使用された。気象作用に対する抵抗性を考慮して比重が大きく吸水率の小さい玢岩を主に外側に配置し、内部の一部に凝灰岩を配置された。
- ・ 設計震度については、既往最大地震より予想される最大加速度を 266gal として、堤体

震度の設定は新耐震設計法に基づく  $k_H = 0.136$  と各基準を比較して大きくなる  $k_H = 0.15$  とされた。なお、すべり安全率は各基準によれば  $F_s \geq 1.2$  であるが、八汐ダムは同型式では国内で堤高が最大であることを考慮して、 $F_s \geq 1.3$  とし、それにより上下流法面勾配は 1:2.0 とされた。

- ・ アスファルトコンクリートは温度、ひずみ速度によりその力学特性が変化し、温度が高いほど、ひずみ速度が小さいほど伸び能力が大きくなる性質を示すことが確認されている。
- ・ 盛立中や以降の計測結果から即時変形、クリープ変形を分析し、湛水時の予測解析を行った。HWL 時の遮水壁の最大ひずみは 1.4%と破壊ひずみより小さい値を確認されている。
- ・ 八汐ダムでは傾斜計を搭載した台車を斜面下方より天端まで引き上げることで遮水壁の変形を計測する装置を開発し、適用されている。
- ・ 変形測定装置により測定した遮水壁の変形は前述した解析値よりも小さかったことなどから、関口・太田モデルを用いた 2 次元 FEM 弾粘塑性解析により築堤から湛水にわたる変形の詳細な評価により遮水壁のひずみの再評価がされた結果、0.0056 と破壊ひずみに対して十分に小さい値が得られ、安全性が確認されている。
- ・ 遮水壁の経年変化については、建設から 10 年後までの物性評価を暴露試験ヤードから採取した供試体を用いて追跡調査が実施され、大きな劣化がないことが確認されている。

## (2) ダムの地震に対する安全性に関する研究

- ・ 八汐ダムでは 200 年確率、既往最大のうち最も加速度が大きくなる既往最大地震を選定して、これに対応する最大加速度 266gal を用いた 2 次元 FEM 動的解析が行なわれ、表面遮水壁に生じるひずみが材料の破壊ひずみを上回らないことから地震に対する安定性が確認されている。また、3 次元模型振動実験も実施して、2 次元断面で上下流方向の検討を行うことが安全側の評価となること、遮水壁は地震時に堤体と一体で挙動することが確認されている。
- ・ 海外では経済性や近代施工による品質向上により、近年主流となってきている CFRD について、解析的検討、実験による検討が数多く行われているが、谷形状の影響が定量的に整理されている。八汐ダムでは 2 次元解析により固有振動数 1.9Hz と評価していたが、谷形状を考慮すると 2.5Hz 程度となる。

- ・国内の最近の設計事例では、八汐ダムと同様、湛水や地震時に遮水壁に生じるひずみを想定し、これを材料の破壊ひずみが上回ることを確認されている。
- ・小丸川発電所上部ダムでは、コンクリート構造物との接合部に関する検討を行い、これまで、定性的に従来の実績を踏襲する形で設計されてきた当該箇所の構造について、設計対象地震に対する安全性を定量的に評価されている。コンクリートとの境界部変位を遮水壁に伝えないようガラスグリッドを使用しているが、ひび割れ補修工や補強工の設計においては同様の対応について検討が必要である。

### (3) ダムの地震による被害や地震動観測記録に関する研究

- ・東北地方太平洋沖地震では八汐ダムを含めて栃木県北部の3つのダムでひび割れが発生した。深山ダムでは八汐ダムと同様左右岸に1条ずつのひび割れが、沼原ダムでは、総延長1,500m余りのひび割れが生じた。深山ダムのひび割れは、高標高部では最下層まで達していたが、低標高部では表面に留まっていたことから、天端付近で発生し、低標高部に進展したことが伺える。沼原ダムでは底部で最大210gal（天端で最大382gal）と大きな加速度が観測されており、3次元動的解析を行っており、ひび割れは切土、盛土の境界部を中心に生じたとされている。
- ・兵庫県南部地震においては多々良木ダム基盤で65gal（天端で209gal）が観測されているが被害はなく、観測記録の解析による再現や基盤最大加速度250galとした場合の堤体や遮水壁の安全性が確認されている。
- ・宮城県沖地震では孫沢ダムで地震の影響による亀裂発生があったが、現地調査や解析検討の結果、近傍のコンクリート構造物の変形に遮水壁が追従できなかったものと報告されている。
- ・山梨県東部地震時に東富士ダムでは数多くの亀裂が生じており、コンクリートとの境界部、コンクリート構造物の打継目の影響、アスファルトの劣化、不同沈下、繰り返し荷重による疲労破壊などが要因として挙げられている。2次元動的解析を実施し、表面遮水壁に生じたひずみの時刻歴が推定されている。
- ・岩手宮城内陸地震においては、類似の型式(CFRD)の石淵ダムでは天端で最大2,070galという大きな加速度が観測されるとともに、地震後に天端が55cm沈下したが、表面遮水壁に損傷はなかった。また、石淵ダムでは東北地方太平洋沖地震時にも天端で605galが観測されたが、この地震による天端の沈下量は12mmと影響は軽微であった。同じCFRDの中国のZipingpuダムは2008年5月に中国で生じたWenchuan地震(M8.0)の

影響を受け、天端で 2G を超える加速度が観測された。遮水壁も天端付近や継目が一部損傷したが、重大な損傷には至らなかった。石淵ダム, Zipingpu ダム等を対象として様々な解析による検討等が行われているが、地震時には堤体の上部標高の応答が比較的大きくなるということが改めて確認された。また、石淵ダムでは等価線形解析により、地震時の応答を再現していること、累積損傷度解析により残留変形についても概ね評価可能であることが示された。

- ・岩手宮城内陸地震において荒砥沢ダムにてダム底部では国内最大の 1,024gal が観測され、等価線形解析や逐次非線形解析が行なわれ、ロックフィルダムの大ひずみ ( $10^{-3}$  オーダー) 領域における動的変形特性について堤体の地震観測記録を用いて初めてモデル化し、また、天端加速度が基礎の 0.5 倍程度となった事象について、短周期成分が卓越する地震動が堤体上部へ伝達する際に減衰する現象を等価線形解析を用いた動的解析で再現が可能であることが示された。

#### (4) アスファルトコンクリートの力学特性に関する研究

- ・繰り返し変形による疲労破壊に対する安全性については、八汐ダムにおいて繰り返し曲げ試験、東富士ダムにおいては繰り返し引張試験が実施され、温度、繰り返し振動数、ひずみ振幅と疲労破壊回数との関係が整理された。これらの成果を今回の八汐ダムの地震時の挙動に適用した場合の疲労破壊について検討する必要がある。
- ・引張破壊ひずみを求める試験方法は直接引張試験、曲げ試験、間接引張試験があるが、直接引張試験によるものが最も小さく安全側の評価となる。温度-10°C、ひずみ速度  $1 \times 10^{-2} \text{ sec}^{-1}$  の場合で曲げ引張/直接引張 $\approx 2$  であることは考慮する必要がある。
- ・温度応力に関しては、八汐ダムに比して冬季の気温が低く厳しい条件である京極発電所上部ダムで温度応力の検討が実施されており、その特性が把握されている。

#### (5) アスファルト材料の補修に関する研究

- ・低温下での変形性能を改善させた特殊改質アスファルト (SfAs) が開発されており、この特殊改質アスファルト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ものである。通常のアスファルトよりかなり低温域まで延性的な挙動を示すことが確認されており、目地材的な使用も検討すれば工期、コストの面から効率的・効果的な補修工法を提案できる可能性がある。
- ・道路舗装の分野では、下地となるコンクリート目地部から上部の舗装へのリフレクシヨ

ンクラックを防止する目的でひび割れ防止シートが用いられている。不織布シート、ガラスグリッドについてはリフレクシオンクラック模擬試験によりその効果が確認されている。不織布シートについては曲げ破壊後の透水試験により、低透水性も確認されている。ひび割れの上部に舗設を行う場合に有効な材料である。

#### 参考文献

- 1)土木学会：舗装工学ライブラリー 8 アスファルト遮水壁工，第 I 編 総説，1-12，2012
- 2)建設省：河川管理施設等構造令，1976
- 3)通商産業省：発電用水力設備に関する技術基準を定める省令，2009
- 4) K.Ishii and M.Kamijo, : Design for asphaltic concrete facing of Sabigawa upper dam, ICOLD San Francisco, Q.61-R.19, 1988.
- 5)伊藤金通, 川島文治, 塚田 智之：八汐ダムの設計と施工，電力土木，No.255，23-33，1995
- 6)東京電力㈱：塩原発電所建設工事報告，第 2 編 ダム・調整池（2-1 八汐ダム），第 2 章 設計，第 3 節 堤体，17-28，1995
- 7)河角広：有史以来の地震活動より見たる我国各地の地震危険度及び最高震度の期待値，BERI, Vol.29, 469-482, 1951
- 8)河角広：わが国における地震危険度の分布，建築雑誌，Vol.66, No.773, 3-8, 1951
- 9)河角広：我が国における地震危険度の分布，資源データブック，第 6 号，1952
- 10) 田村重四郎，岡本舜三，加藤勝行：岩盤地帯地震動の最大加速度について，第 15 回地震工学研究発表会講演概要，181-184，1979
- 11)東京電力(株)：塩原発電所 建設工事報告，第 2 編 ダム・調整池，2-1 八汐ダム，第 2 章 設計，第 5 節 アスファルトコンクリート表面遮水壁，56-89，1995
- 12)建設省：新耐震設計法，1981
- 13)坪田健一，岡田和夫：アスファルトコアダム，アスファルト，Vol.19, No.107, 1-14, 1976
- 14)日比野悦久，鈴木英雄，森 嘉紀：八汐ダム表面遮水壁の保守管理，電力土木，No.279, 23-27, 1999
- 15) Tomoyuki Tsukada, Masahiko Doi, Kazuhisa Yoshizawa, Takashi Kikuchi :

- Long-term behavior of the Yashio dam, asphalt faced rockfill dam, 79<sup>th</sup> ICOLD Annual Meeting Symposium Preceeding, 297-304, 2011
- 16)国土交通省 河川局：大規模地震に対するダムの耐震性能照査指針(案)・同解説，2005
- 17)Martin Wieland, R. Peter Brenner：Current Seismic Safety Requirements for Large Dams and their Implication on Existing Dams, Proc.Int.Symposium on Operation, Rehabilitation and Upgrading of Dams, 76<sup>th</sup> Annual ICOLD Meeting, Sofia, Bulgaria, 2008
- 18) Martin Wieland：Large Dams the First Structures Designed Systematically against Earthquakes, 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering in Beijing, 2008
- 19)P.Dakoulas, V. Evangelou:Seismic Performance of a Concrete Faced Rockfill Dam using an Advanced Nonlinear 3D Numerical Analysis, The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, 2008
- 20)M.Wieland：Seismic Performance of CFRDs, Water Power and Dam Construction, 2007
- 21)L.Yu, X.Kong, B.Xu：Seismic Response Characteristics of Earth and Rockfill Dams, 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering in Lisbon, 2012
- 22)G.Gazetas, P.Dakoulas：Seismic Analysis and Design of Rockfill Dams: State-of-the-Art, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 11, 27-61, 1992
- 23)V.B.Glagovsky, N.A.Kassirova, E.V.Kurueva, M.A.Drujinin：Computational Analysis of Concrete Face Rockfill Dam under Static and Seismic Loading, 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, 2004
- 24)Linjuan Yuan, Xiaosheng Liu, Xiaogang Wang, Yusheng Yang, Zhengquan Yang：Seismic performance of earth-core and concrete faced rock-fill dams by large scale shaking table tests, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 56, 1-12, 2014
- 25)田代幸英, 大内 周, 森 二郎：アスファルト全面表面遮水壁型調整池の耐震評価, 電力土木, No.283, 40-44, 1999
- 26)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, 104-110, 2002
- 27) 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, No.17(1), 39-53, 2007

- 28)堀 俊和, 上野和広, 松島健一:平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震による福島県のため池被災の特徴と応急対策, 農工研技報 213, 175-199, 2012
- 29)国土技術政策総合研究所研究報告:2011 年東日本大震災に対する国土技術政策総合研究所の取り組み-緊急対応及び復旧・復興への技術支援に関する活動記録-, 3.3.4 水資源分野, 122-136, 2013
- 30)農林水産省 農村振興局:東日本大震災を踏まえた農業用施設の設計上の重点課題に関する検討状況について, 平成 23 年度第 9 回農業農村進行整備部会配布資料, 資料 3, 2012.3.28, [http://www.maff.go.jp/j/council/seisaku/nousin/bukai/h23\\_9/](http://www.maff.go.jp/j/council/seisaku/nousin/bukai/h23_9/)
- 31)那須農業振興事務所, 那須広域ダム管理支所:深山ダム災害復旧事業-アスファルト遮水壁修繕工事, 試験湛水について-「農業土木技術研修資料」, 栃木県ホームページ, <http://www.pref.tochigi.lg.jp/g57/documents/miyamadam-saigai.pdf>
- 32)有賀 茂:平成 23 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震による沼原ダムへの影響及びその後の対応について, 大ダム, No.219, 第 44 回ダム技術講演討論会発表報告, 58-69, 2012
- 33)島本和仁, 佐藤信光, 大町達夫, 川崎秀明, 岩井慎治:2008 年岩手・宮城内陸地震によるダムの被害(速報), ダム工学, Vol.18, No.1, 4-9, 2008
- 34)Martin Wieland, : Concrete Face Rockfill Dam in Highly Seismic Regions, The 1<sup>st</sup> International Symposium on Rockfill Dams, Chengdu, 2009
- 35)大町達夫, 太田弘次:表面遮水壁型ロックフィルダムに作用する地震時動水圧に関する基礎的数値解析, ダム工学, Vol.12, No.2, 103-111, 2002
- 36)波多野圭亮, 佐藤信光, 富田尚樹:岩手・宮城内陸地震の強振動に対するロックフィルダムの地震応答挙動の再現解析, 平成 22 年度水資源機構技術研究発表会, 2010
- 37)佐藤信光, 曾田英揮, 太田垣晃一郎:実測地震記録による既設ダム堤体の動的特性および物性値の推定と適用, 平成 24 年度水資源機構技術研究発表会, 2012
- 38)山口嘉一, 佐藤弘行, 下山顕治:累積損傷解析を用いた岩手・宮城内陸地震による石淵ダムの変形再現解析, 第 55 回地盤工学シンポジウム, 229-236, 2010
- 39)佐藤弘行, 下山顕治, 吉田諭司, 山口嘉一:岩手・宮城内陸地震における胆沢ダムの沈下量の再現解析, ダム工学, Vol.24, No.1, 4-16, 2014
- 40)Tomoo Hayakawa, Ikuo Nakamura, Masashi Terada : Dynamic Behaviour and Analysis of Rockfill Dam with Asphalt Facing during Hyogo-ken Nanbu Earthquake,

ICOLD, Florence, Q-75, R-30,1997

- 41) Norihisa Matsumoto, Nario Yasuda, Masaru Ogawa, Mitsuhiro Iwata :  
Investigation of Cracks in an Asphalt Concrete Facing and Comparison between  
Observed Cracking and P predicted Behaviour by Earthquake Analysis, ICOLD,  
Lausanne, Q56-R27, 559-578, 1985
- 42) 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 回ダム技術講演討論会テキスト, 43-52, 2008
- 43) 中村吉男, 島崎 勝, 成田国朝, 奥村哲夫, 大根義男 : アスファルト表面遮水壁型ダムの耐震評価に関する検討, ダム工学, vol.20, No.4, 212-223, 2010
- 44) 長谷川高士, 内田一徳, 菊沢正裕, 村上 章 : 深山ダムの地震応答データの分析と動的挙動の予測-表面アスファルト遮水壁型ロックフィルダムの挙動 (II) -, 農業土木学会論文集, 第 108 号, 55-63, 1983
- 45) Takashi Hasegawa, Masahiro Kikusawa : Long Term Observation of Asphaltic Facing Dam, ICOLD San Francisco, Q.61, R.13, 1988
- 46) 吉川秀夫, 山村和也, 豊島 修, 土屋昭彦, 大久保忠良 : 土木研究所報告第 125 号, 新潟地震調査報告, 第 3 編 河川関係の被害, 1965
- 47) (財) 国土開発技術研究センター : ダムの耐震設計, 190-252, 1982
- 48) 松本徳久, 安田成夫, 志賀三智 : 1983 年日本海中部地震災害調査報告 (第 10 編 ダムの被害), 土木研究所報告 No.165, 1985
- 49) 高橋勝喜, 高木秀和 : 2008 年岩手・宮城内陸地震によるダム被害と復旧に関する調査報告 (その 5), ダム日本, No.798, 27-35, 2011
- 50) 土居賢彦, 菅原照雄 : 間接引張試験の水工アスファルト混合物への適用とその限界について, 土木学会第 55 回年次学術講演会, V-75, 2000
- 51) 中井雅司, 高野 準, 菅原照雄 : 間接引張試験を用いた水工アスファルト混合物の低温時力学性状評価, 土木学会第 55 回年次学術講演会, V-67, 2000
- 52) 笹田俊治, 江崎哲郎, 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, 14-22, 2005
- 53) 西内達雄 : 低温下におけるアスファルト混合物の力学特性, 電力中央研究所研究報告, U00032, 2001

- 54)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, 160-171, 2010
- 55)島崎 勝, 亀尾 崇, 笠原 篤 : 低温性状改善型アスファルトのアスファルト表面遮水壁型フィルダムの改修工事への適用, 土木学会論文集 E1(舗装工学), Vol.67, No.1, 1-9, 2011
- 56)小島徹, 大久保斉 : 双葉ダムのアスファルト表面遮水壁補修工事, ダム日本, No.772, 7-22, 2009
- 57)菅原照雄 : 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, 1969
- 58)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, 57-64, 1973
- 59)丸山記美雄, 金子雅之, 熊谷政行 : 舗装補修に使用するひび割れ抑制シートの効果, 国土交通省 北海道開発局 HP, 2010
- 60)西川隆晴, 西形達明, 原 富男 : 不織布を用いたリフレクションクラック抑制工法に関する実験的研究, 土木学会舗装工学論文集, 第6巻, 202-208, 2001

### 第3章 加速度記録と表面遮水壁に生じた損傷状況および地震後の計測結果によるダムの安定性評価

#### 3. 1 東北地方太平洋沖地震の位置・規模<sup>1), 2)</sup>

2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震の震源から八汐ダムまでの距離は約300km, ダム近傍の観測地点(那須塩原市藁沼: ダムからの距離約5km)では最大震度5強が観測された。

#### 3. 2 八汐ダムで観測された加速度<sup>1), 2)</sup>

八汐ダムではダム基礎や堤体内外に12箇所, 右岸地山に1箇所の計13箇所にそれぞれ3成分の加速度計を配置している(図-3.2.1)。東北地方太平洋沖地震時に観測された堤体各部の最大加速度は図-3.2.2に, 基礎中央と天端中央の上下流方向の加速度波形は図-3.2.3, 図-3.2.4にそれぞれ示すとおりであり, 基盤でのダム軸方向の最大は53gal(上下流方向の最大43gal, 鉛直方向の最大45gal), 天端の上下流方向の最大は253gal(ダム軸方向の最大185gal, 鉛直方向の最大175gal)であった。

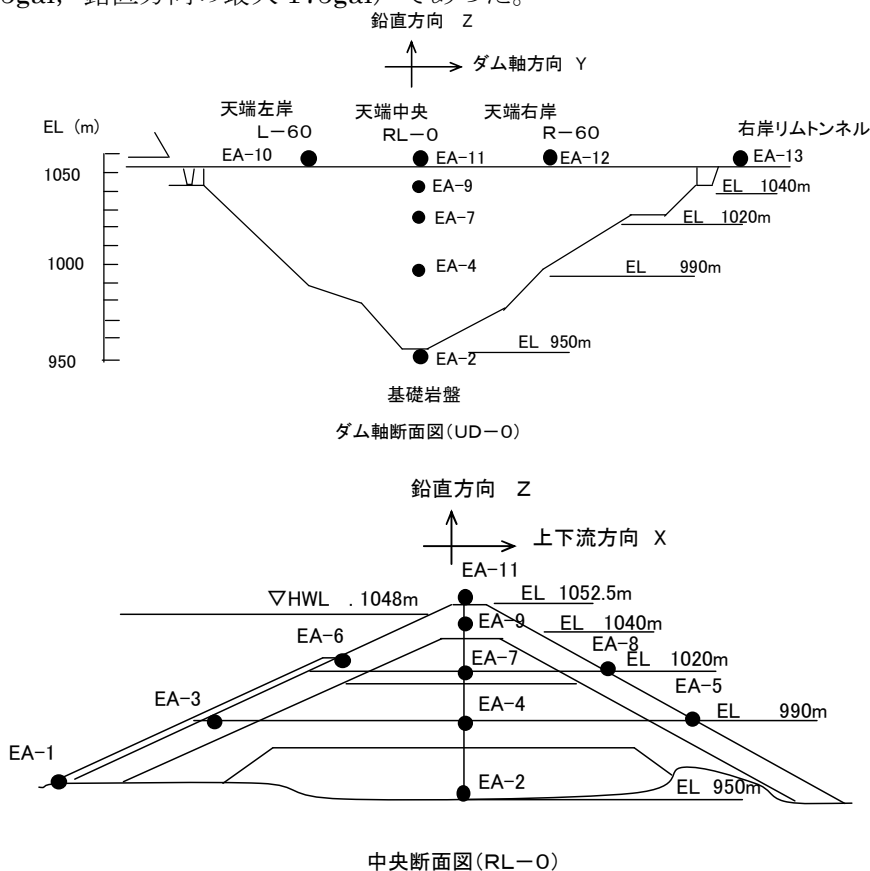


図-3.2.1 八汐ダム加速度計配置図<sup>1)</sup>

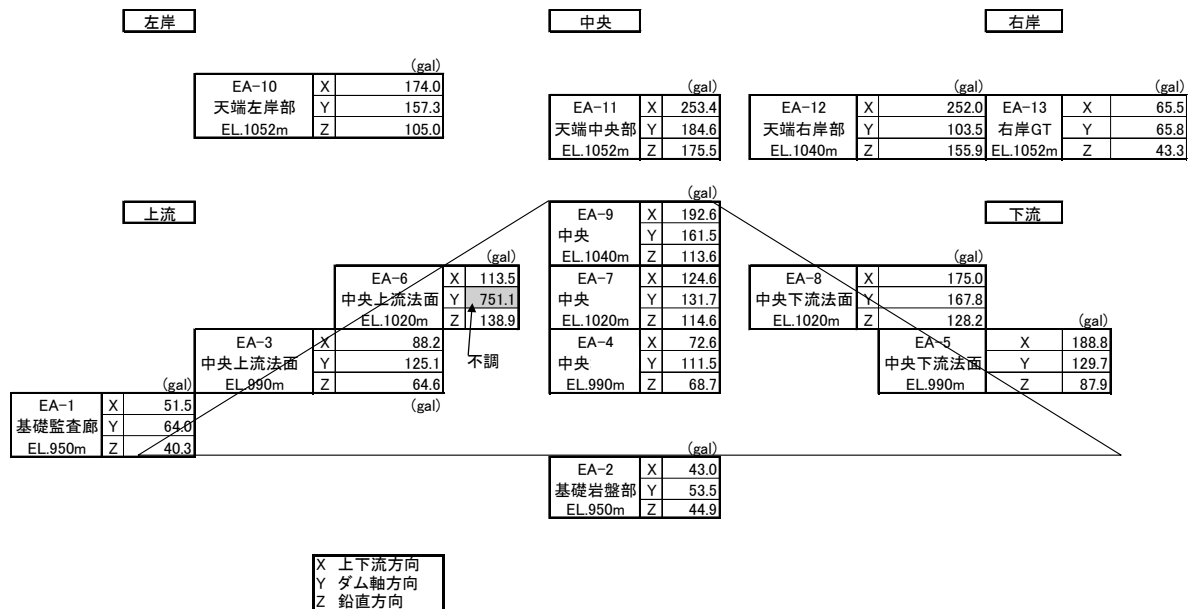


図-3.2.2 八汐ダム各部で観測された最大加速度<sup>1)</sup>

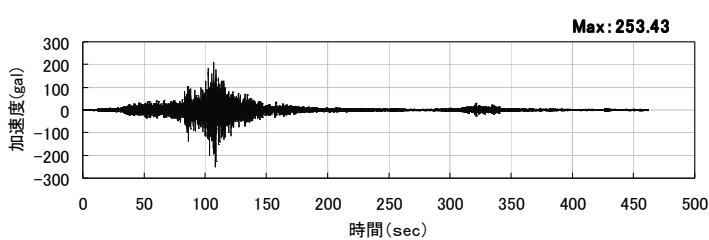


図-3.2.3 天端中央(EA-11)の加速度記録 (x: 上下流方向)<sup>1)</sup>

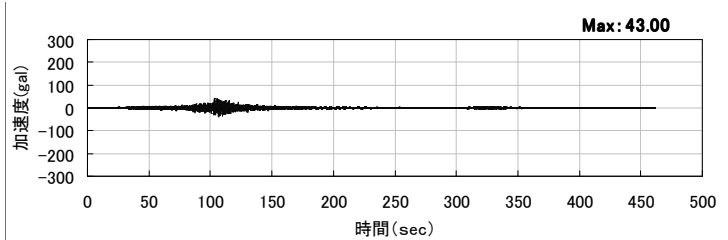


図-3.2.4 基礎中央(EA-2)の加速度記録 (x: 上下流方向)<sup>1)</sup>

### 3.3 表面遮水壁に生じたひび割れ状況<sup>1), 2)</sup>

東北地方太平洋沖地震後、八汐ダムの表面遮水壁には左岸側に長さ約70m、右岸側に長さ約80mのひび割れがそれぞれ発生した。図-3.3.1は平成23年4月16日から5月22日で行った復旧工事時に測定したひび割れ分布であり、分布調査の経緯については、第5章5.5に記述する。以下に天端並びにひび割れ先端部の状況を調査した結果を記述する。

#### 3.3.1 天端付近の調査結果<sup>2)</sup>

天端付近において左右岸それぞれでφ500mmのボーリングコアを採取しており、この結果から天端付近においてはひび割れがレベリング・マカダム層まで連続していることを確認した(図-3.3.2)。

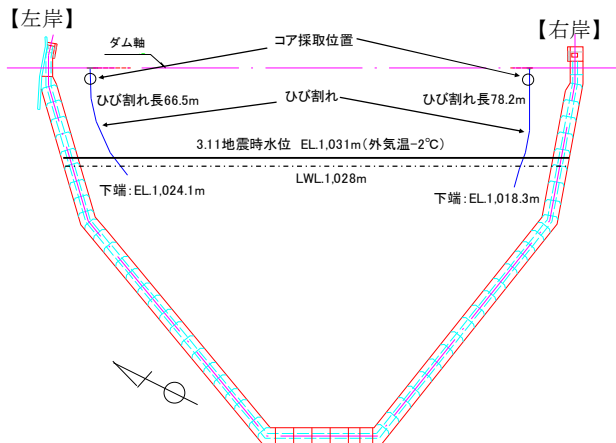


図-3.3.1 八汐ダム表面遮水壁損傷状況



図-3.3.2 左岸側採取コア写真

### 3.3.2 補修段階での調査結果<sup>2)</sup>

遮水壁補修工の施工段階においてひび割れの状況を調査したが、中間排水層表面でのひび割れは明確ではなく、両岸ともひび割れの最下端部付近ではひび割れは表面のみに確認され上部標高へ行くにしたがって深くなっている状況を確認した(図-3.3.3)。なお、切削面におけるひび割れの目視による確認は限界があり、特に幅の狭いひび割れ先端部においてはカッターによりVカットして切り出すなどの方法も併用し、詳細な調査を実施した。

これらのことから、ひび割れは天端付近から斜面下方へ進展した可能性が高いものと推定した。なお、ひび割れ最下端部でひび割れが表面に止まっている理由は、外気温が低い時には表面部は下層部よりも温度が低くなっており、破壊ひずみが相対的に小さくなること、遮水壁底部は堤体トランジションに拘束されていることが考えられる。

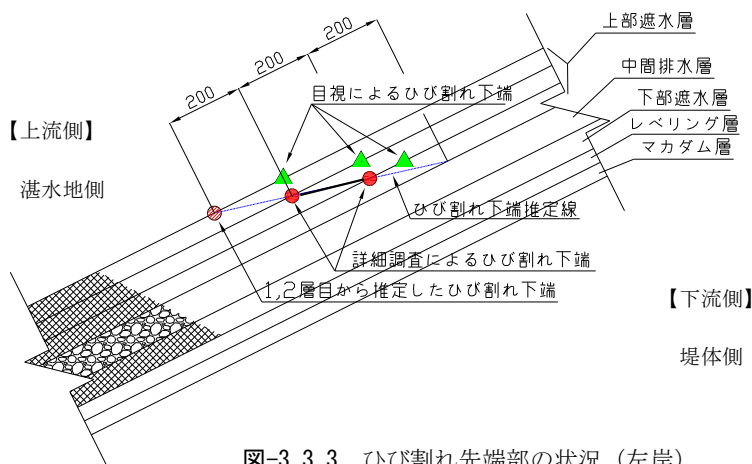


図-3.3.3 ひび割れ先端部の状況(左岸)

### 3. 4 地震後の計測結果<sup>1)</sup>

#### 3. 4. 1 漏水量

東北地方太平洋沖地震以前では中間排水層からの排水量は0であったが、地震後に排水量が確認され、その後の気温低下によるひび割れ幅の増加や水位上昇が要因と考えられる流量の増加が認められた。

なお、中間排水層からの排水量は、ひび割れ補修により0となり、以降現在まで排水量は認められていない。なお、4月下旬において左岸側で一時的に流量が記録されているが、これは上部遮水層切削後の中間排水層に表面から雨水が流入したものである（図-3.4.1）。

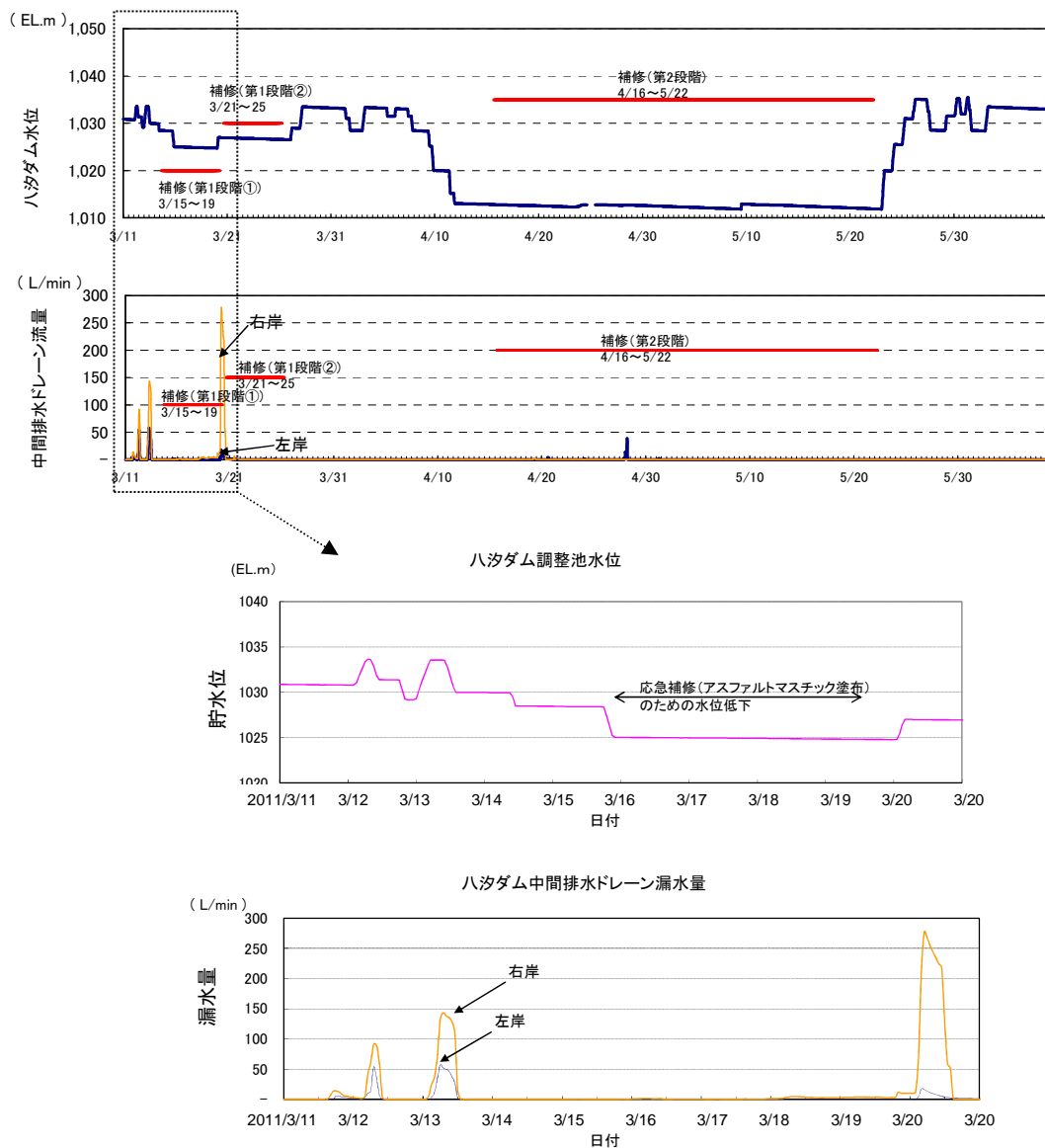


図-3.4.1 中間排水層ドレーン流量

### 3. 4. 2 外部変形

地震前の2010年12月に実施した外部標的測量結果と、地震後の2011年3月13日に実施した結果を比較した。水平方向変位は天端および下流面においては全体的に下流方向への変位の増加が確認されており、左岸下流側測点 No.6 で最大4mmであった。また、上流面においては全体的に0~1mm上流方向への変位の増加を確認した。

鉛直方向変位は天端および下流面においては全体的に沈下方向への変位の増加が確認されており、左岸下流側測点 No.3, 天端左岸側測点 No.9, No.10 で最大4mmであった。また、上流面においては全体的に隆起方向への変位の増加が確認されており、中央測点 No.19 ならびに右岸側測点 No.21 で最大4mmであった。

全体的な変形としては上流面 (No.16~22) では上流側への若干の変位を伴って隆起し、天端から下流側の測点は下流側方向の変位を伴って沈下する傾向を示している。なお、天端から下流側での沈下量は谷形状が深くなる (堤高が高くなる) 左岸側で比較的大きくなっており、上流側での隆起量は中央から右岸側で比較的大きくなっている。

以上の計測結果より地震前後での残留変位は天端の沈下量が最大で4mmとHWL~天端標高までの余裕高4.5m (天端 EL.1,052.5m, HWL.1,048m) に対して十分に小さいことを確認した (図-3.4.2, 図-3.4.3)。

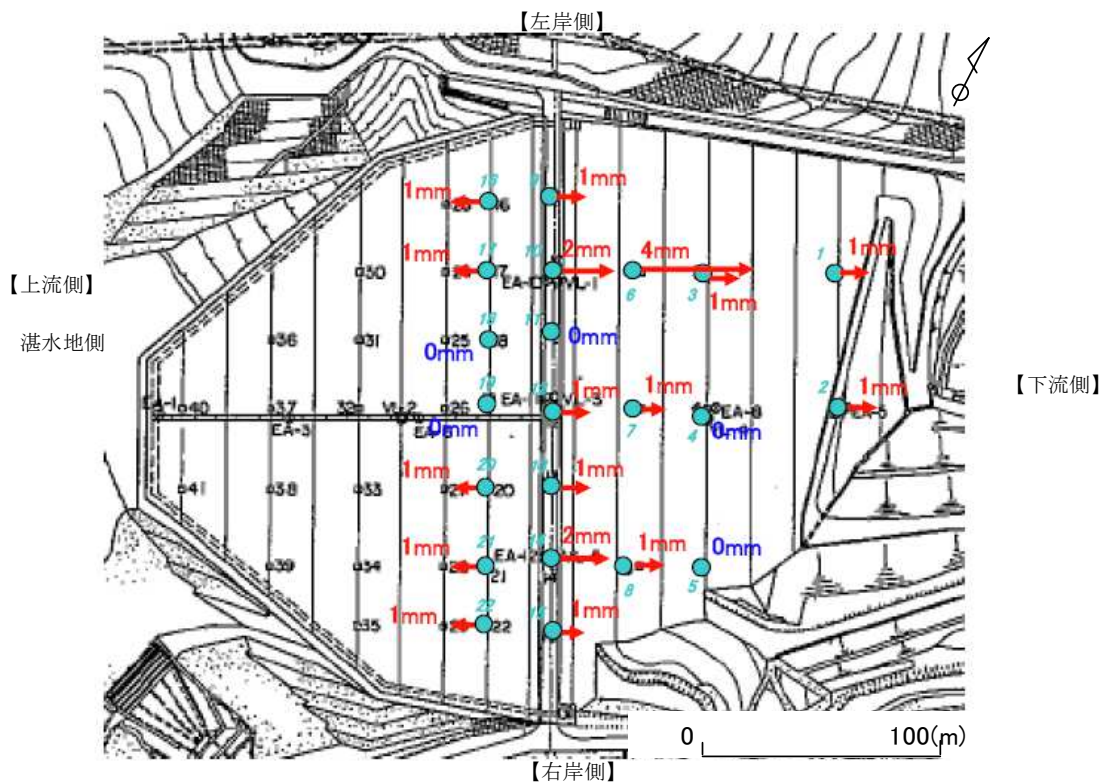


図-4.4.2 水平変位 (地震前後の比較)

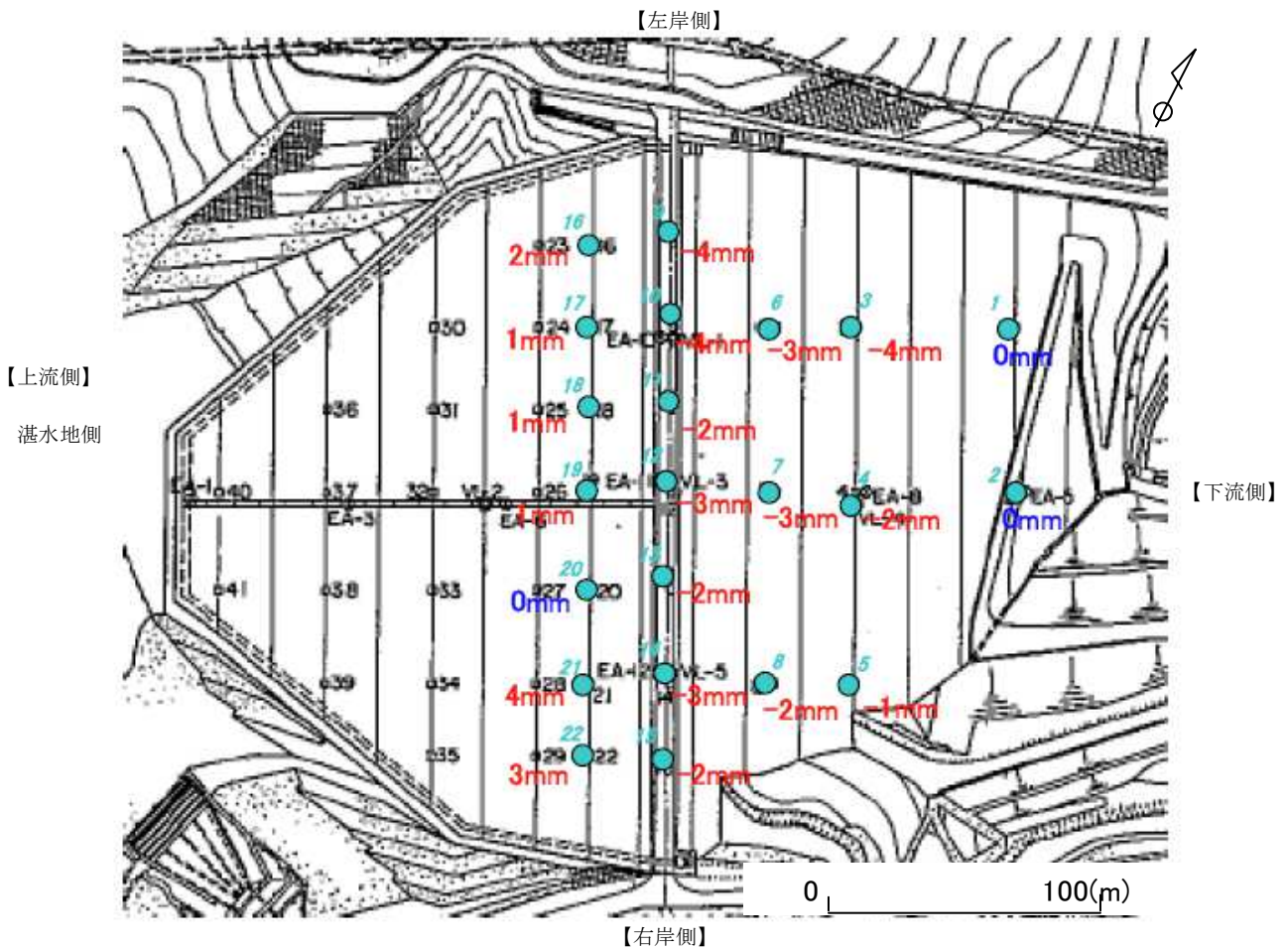


図-4.4.3 鉛直変位（地震前後の比較）

### 3. 5 東北地方太平洋沖地震における八汐ダムの固有周波数の変化による堤体のせん断剛性の評価

#### 3. 5. 1 東北地方太平洋沖地震並びに余震における固有周波数の変化

八汐ダムでは、今回の地震以前に 21 回地震動が観測されているが、それらのうちの最大は 2002 年 3 月の塩原群発地震時に観測された基礎 41gal, 天端 126gal（いずれも上下流方向）であり、今回の地震が既往最大である。なお、今回の地震以外では損傷や漏水量の増加は確認されていない。今回の地震の天端と基礎の加速度フーリエスペクトルは図-3.5.1(1)に示すとおりである。また、天端と基礎のフーリエスペクトル比から求めた伝達関数は図-3.5.1(2)に示すとおりであり、卓越振動数は上下流方向で 2.37Hz, ダム軸方向で 2.62Hz, 鉛直方向 4.11Hz である。また、図-3.5.2 に今回の地震と既往の地震について求めた上下流方向の固有周波数と最大加速度を示すが、固有周波数は以前の地震での 2.48～2.71Hz と比して今回の地震では 2.37Hz とやや小さくなっており、剛性が低下した可能性がある。なお、翌日、翌々日の地震では回復傾向を示している。

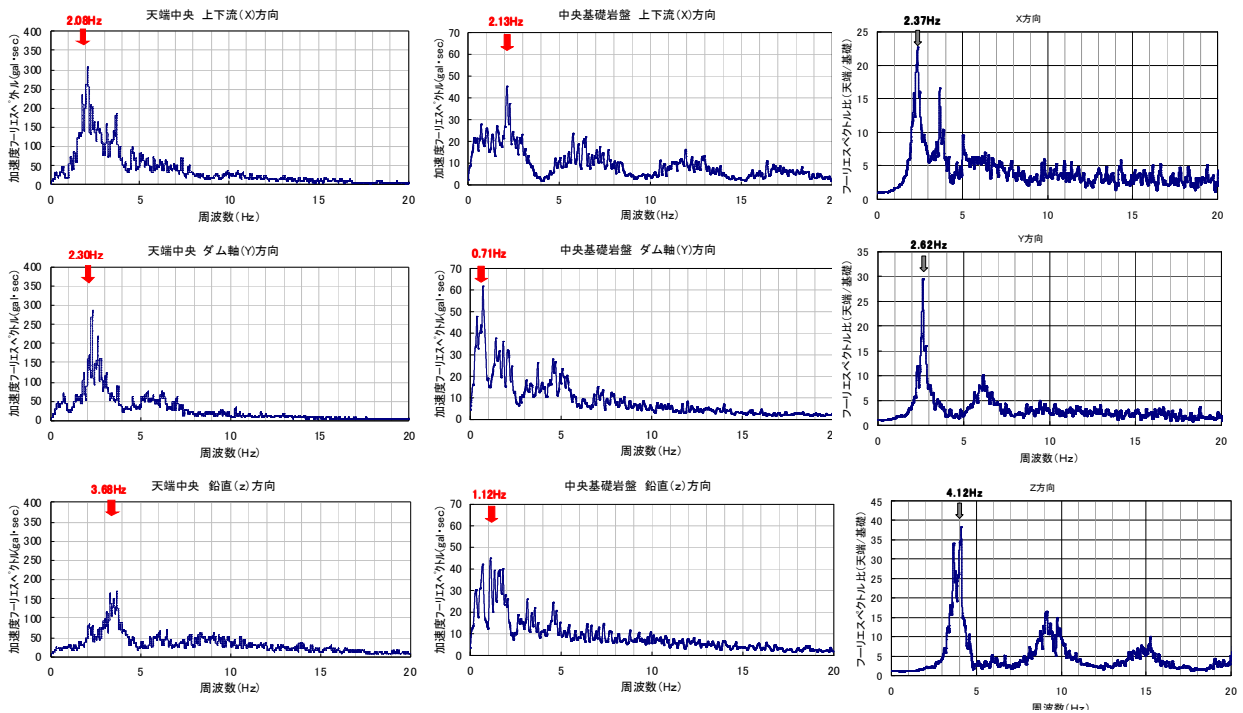


図-3.5.1(1) 加速度フーリエスペクトル (天端, 基礎中央) <sup>2)</sup>

図-3.5.1(2) 伝達関数 <sup>2)</sup>

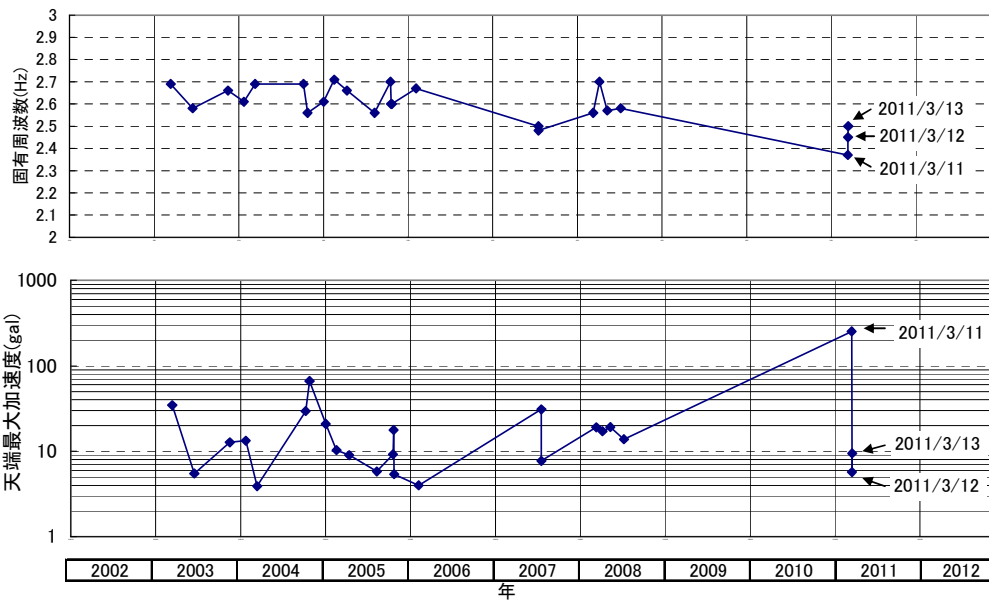


図-3.5.2 八汐ダムの観測記録による1次固有周波数

なお、ダム高と固有周期の関係を図-3.5.3 に示す。同図には東京電力の所有するロックフィルダムのデータや岡本の式 <sup>3)</sup> も合わせて示したが、今回の地震での観測記録による八汐ダムの固有周期は既往のロックフィルダムの固有周期と同様であった。また、設計段階で実施した2次元FEMによる動的解析で算定された固有周波数1.9Hzに対して、Gazetas

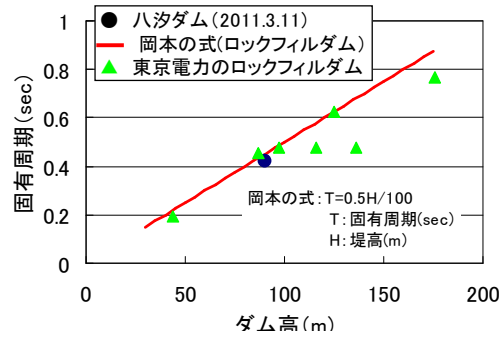


図-3.5.3 ダム高と固有周期の関係<sup>2)</sup>

ら<sup>4)</sup>が解析的に整理した谷形状の効果を考慮するとほぼ 2.5Hz 程度(周期 0.4 秒)であり、これと整合したものとなっている。

また、東北地方太平洋沖地震時に八汐ダムで観測された地震記録より算出した、天端中央の EA-11 の上下流成分(x) と基礎岩盤中央の EA-2 の上下流成分(x)のランニングスペクトル比は図-3.5.4 に示すとおりであり、記録の初期ではスペクトル比が卓越する領域は 2.3～2.6Hz であったが、加速度が大きくなる 30 秒以降 2.25～2.4Hz 程度に低下し、主要動の 100～150 秒においては 2.2～2.4Hz まで低下したが、後期の 350 秒以降は初期と同様の 2.3～2.6Hz に戻っている。また、地震動の主要動部分 (50～170 秒) を 20 秒間隔で区切り、天端中央と基礎岩盤中央のフーリエスペクトル比を求めた結果を図-3.5.4 中に白線で示す。主要動の前となる 50～70 秒では固有周波数が 2.44Hz であったものが、70～90 秒で 2.34Hz, 最大加速度を記録した時間帯となる 90～110 秒では 2.25Hz まで低下し、その後、110～150 秒で 2.29Hz, 150～170 秒では 2.39Hz まで回復している。

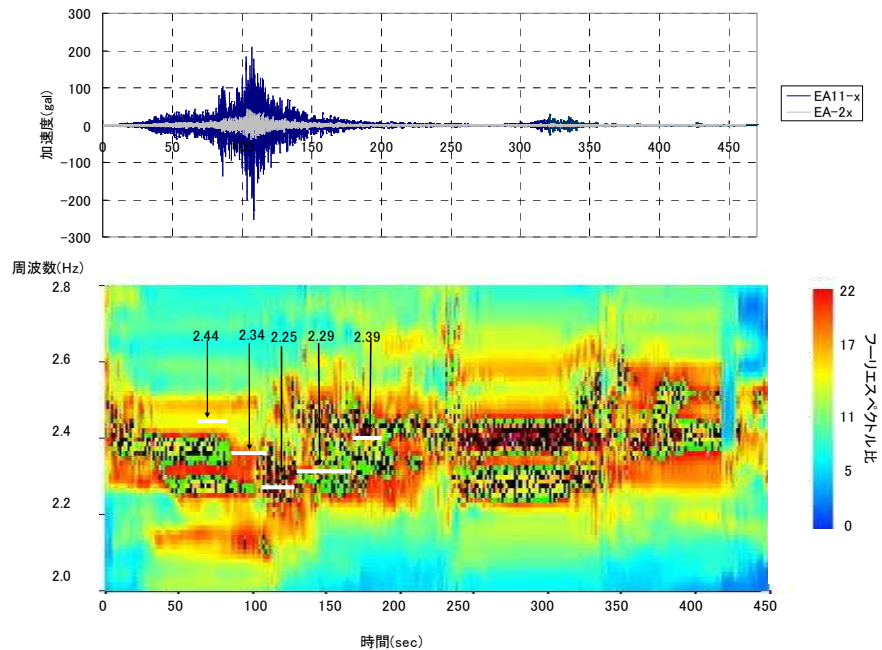


図-3.5.4 天端中央と基礎中央のランニングスペクトル

### 3. 5. 2 セン断ひずみと固有周波数によるせん断剛性の評価

基礎岩盤中央と天端中央の上下流方向加速度記録から変位を計算し、基礎岩盤中央(EA-2)に対する天端中央の相対変位を求め、これの最大値を堤高で除してせん断ひずみとし、式(4.1)で表される卓越振動数と剛性が一樣な三角形の片持梁の固有周期算定式<sup>5)</sup>により、初期のせん断弾性係数に対する比の図化を行った。その結果が図-3.5.5である。

$$T=2.61 \cdot H \cdot \sqrt{\gamma/G} \quad (3.1)$$

ここに、 $T$ : ダムの固有周期(sec),  $H$ : 堤高(m),  $\gamma$ : 密度( $t/m^3$ ),  $G$ : せん断弾性係数(MPa)である。

なお、図中には、2011年3月12日、13日に観測されたデータ(東北地方太平洋沖地震の余震)を合わせてプロットしているが、3月11日の本震でのせん断弾性係数の低下は最大30%程度であったが、翌日や翌々日の余震時には初期の値から10%程度の低下まで回復している。八汐ダムではこの地震中に最大で $10^{-4}$ オーダーのせん断ひずみが生じ、若干の剛性低下がみられたが、地震後半以降は剛性がほぼ回復している。せん断ひずみの増加に伴いせん断剛性が低下した理由は、八汐ダムは表面遮水壁型ロックフィルダムであり堤体内に水位を持たないため、地震による間隙水圧の上昇による影響を受けないことから、堤体ロック材粒子間の一部で地震による振動により一時的に接点が離れることで粒子の集合体である粒状体としてのひずみが増加し、その時に粒子間の一部で力が伝達されない不安定な状態が生じたことにより粒状体としての剛性が低下したものと考えられる。また、地震の後半で剛性がほぼ回復した理由は、振動により一時的に粒子間接点の状態が不安定となったものの、粒状体としてのひずみが小さかったことから粒子に作用したエネルギーは比較的小さかったものと考えられ、かつ、八汐ダムの堤体ロック材は良く締固められており間隙が少ないことから、隣接する粒子を乗り越えることによる粒子配列の不可逆的な変化が生じなかったことによるものと考えられる。

八汐ダムと同じアスファルト表面遮水壁型ロックフィルダムではないが、地震中に剛性が低下し、地震後半以降には地震前の状態に回復した事例としては、佐藤ら<sup>6)</sup>が1987年千葉県東方沖地震時の長柄ダム(アースダム、堤高52m、水資源機構、竣工1993年)の地震観測記録(基礎で最大257gal、天端で356gal)を分析したものがあり、地震中に最大で $10^{-3}$ のせん断ひずみが生じ、60%程度剛性が低下したが、地震後半で地震前のレベルに回復したとしている。一方で、地震直後には戻らず、ある期間を経て回復した例としては、大町ら<sup>7)</sup>が2008年岩手宮城内陸地震時の荒砥沢ダム(中央土質遮水壁型ロックフィ

ルダム、堤高 74.4m、東北農政局、竣工 1974 年) の地震観測記録 (基礎で最大 1,024gal、天端で最大 525gal) を分析したのものが、地震中に最大  $10^{-3}$  程度のせん断ひずみが生じ、約 85% 剛性が低下し、約 1 年後に回復したとしている。長柄ダムはアースダム、荒砥沢ダムは中央土質遮水壁型ロックフィルダムであり、堤体内に浸透水による水位があるため、地震時に生じた間隙水圧の上昇による有効応力の減少の影響があると考えられるが、荒砥沢ダムではその影響も含めた粒子間の接点の状態変化が大きかったため元に戻らず、長柄ダムでは八汐ダムと同様、接点の状態が一時的に不安定化したものの、地震後半以降は元の状態に戻ったことが考えられる。

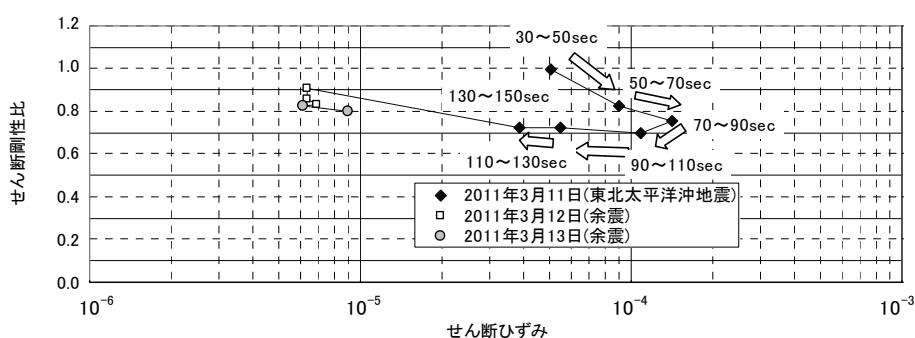


図-3.5.5 せん断ひずみとせん断剛性率の関係

### 3. 6 地震前後の八汐ダムの変形計測結果と加速度観測結果による堤体のせん断剛性の変化に関する評価

#### 3. 6. 1 地震前後の八汐ダムの外部変形測量結果

一方、八汐ダムの天端における外部変形測量の結果は図-3.6.1 に示すとおりであり、2011 年 3 月 11 日の前後で沈下量の増加が見られたが、その後の沈下速度はほぼそれ以前と同程度となっている。このことと、堤体の剛性は地震前の状態が地震後にほぼ回復していることから、堤体の物性値に地震による大きな変化は生じていないものと考えられる。

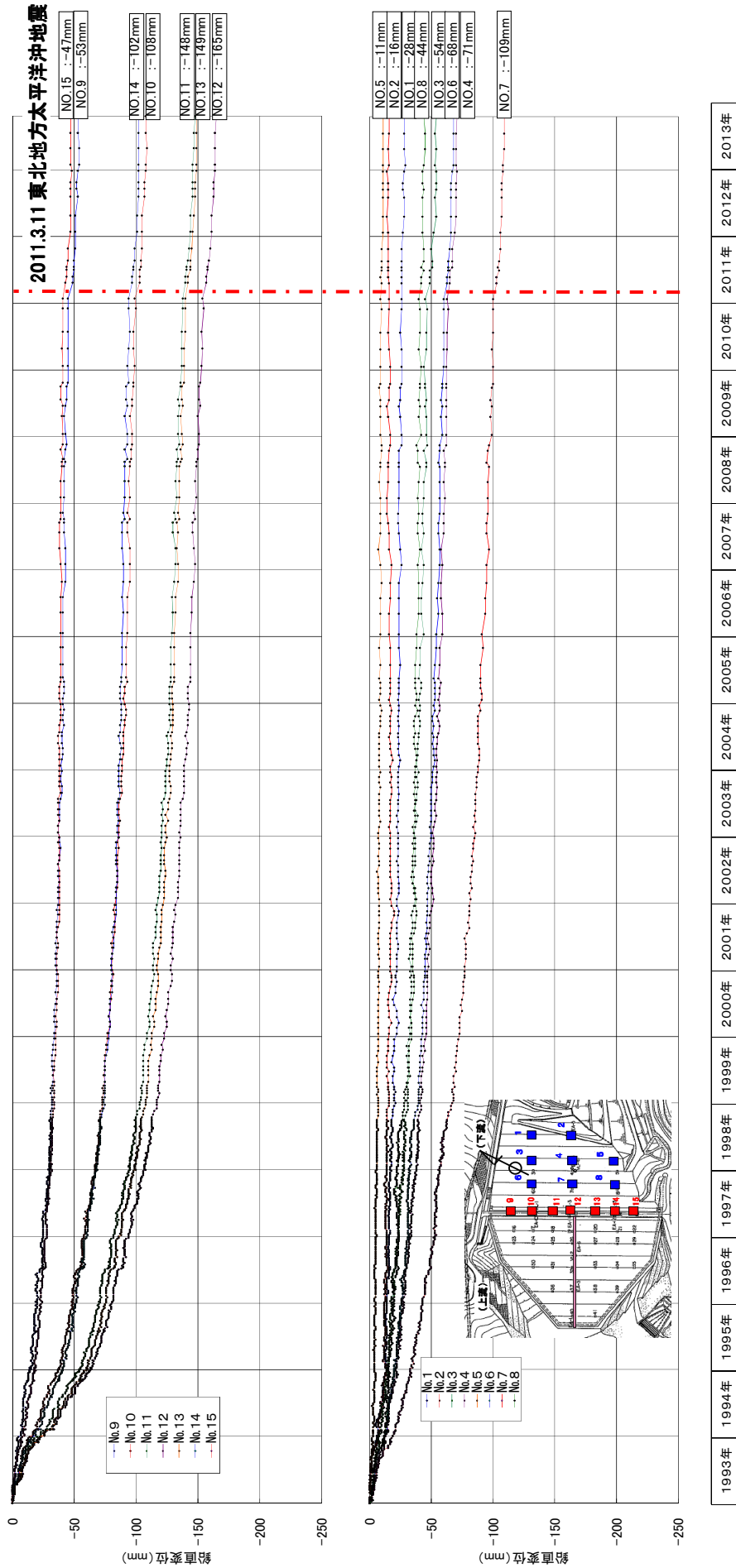


図-3.6.1 天端および下流面外部変形測量(鉛直方向変位)測量結果

### 3. 6. 2 地震中の堤体内部のせん断剛性分布と変化

東北地方太平洋沖地震時の八汐ダム堤体の剛性の変化について、観測記録を分析・評価した。地震中の堤体せん断剛性の変化については、大町ら<sup>6)</sup>が岩手宮城内陸地震における荒砥沢ダムの観測記録を用いて行った手法に倣った。ダム中央部に標高別に5箇所配置された加速度計の記録からFFTにより各周波数ごとの位相を求め、各加速度計間での位相差( $\theta$ )と計器間距離( $l$ )により、下式の関係よりせん断波速度( $V_s$ )を求めるものである。なお、 $\theta$ は周波数( $f$ )に対して単調増加するものとして整理した。分析は東北地方太平洋沖地震の初期、主要動、終末期の10.24秒間について、翌々日の余震については記録の全期間について行った。

$$\theta = 2\pi f l / V_s \quad \dots \dots \dots (3.2)$$

$$V_s = 2\pi l / \theta \quad \dots \dots \dots (3.3)$$

周波数と位相差の関係を整理した結果の一例は図-3.6.2に示すとおりである。

せん断波速度分布を時刻別に整理した結果は図-3.6.3に示すとおりであり、3.11の地震中初期段階(記録の30~40.24秒)を初期剛性とする、標高EL.990以下の部分では地震中、2日後の小地震を通じてほとんど変化はなく、EL.990~1,020m間では主要動の時間帯(101.68~111.92秒)で600m/sec程度から500m/sec程度に低下したが、地震の後期(152.88~163.12秒)にはほぼ元のレベルに回復している。EL.1020~EL.1040m間は比較的变化は小さいが地震により若干低下している。また、天端付近(EL.1,040~1,050m)では地震により140m/secから110m/secまで低下が見られるが、翌々日の小地震時には初期に近い値に回復している。図-3.6.3には沢田のモデル<sup>8)</sup>による速度分布も合わせて示した。

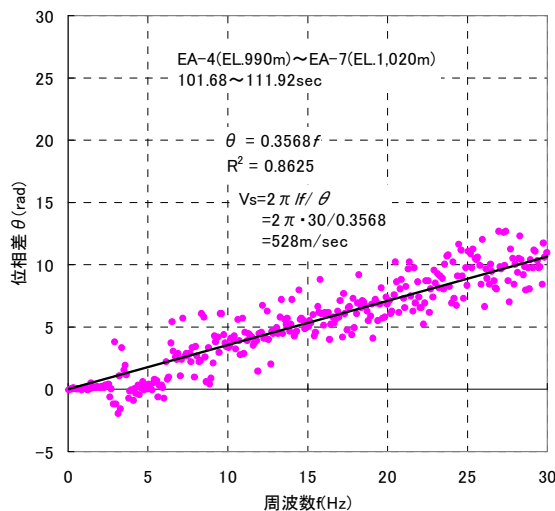


図-3.6.2 周波数と位相差の関係(一例)

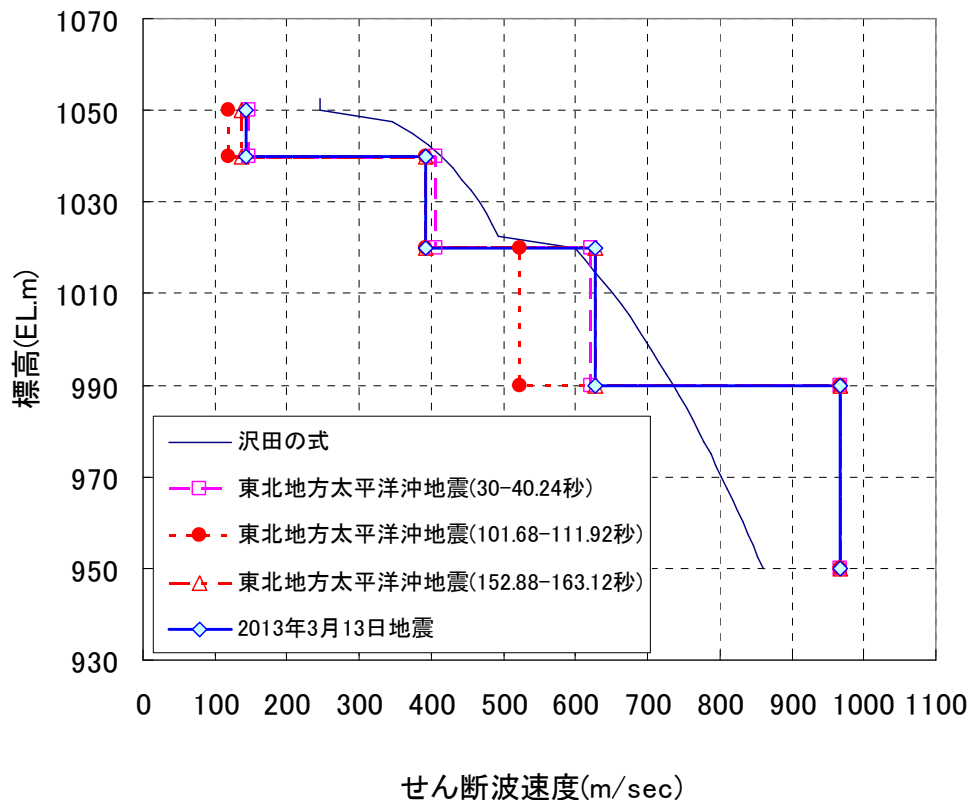


図-3.6.3 加速度計観測記録位相差によるせん断波速度分布

また、各加速度計間のせん断剛性の非線形特性 ( $G/G_0$ ) を各区間のせん断ひずみとの関係を整理してプロットした結果を図-3.6.4 に示す。地震中にせん断波速度の低下が大きかった EL.990~1,020m 間を除いて標高が高い（拘束圧が小さくなる）ほど、せん断ひずみの増加に応じた剛性の低下は大きくなっている。なお、せん断ひずみは各加速度計間の相対水平変位を計器間距離で除して求めたが、天端付近 (EL.1,040~1,050m) で最大  $3 \times 10^{-4}$  程度で、この時にせん断剛性は 35%程度低下している。最大せん断ひずみのレベルから解析検討を行う場合には、等価線形解析の適用範囲である。

ダム天端と下流面の鉛直方向変位の挙動について、1年間のデータ (1/1~12/31) について1日当たりの沈下量 (沈下速度) を整理したものが図-3.6.5 である。天端中央の No.12,14 で地震前後の沈下速度が最も大きくなっているのが分かるが、EL.1,020m, EL.1,040m ラインともに、中央および左岸側 (No.3,4 および No.6,7) で右岸側 (No.5 および No.8) より比較的大きな値となっている。また、下流面では EL.1,020m 左岸側の No.3 が最大である。

図-3.6.4 より EL.990~1,020m での地震時のせん断波速度低下が比較的大きかった可能性  
があること、ダム基礎が左岸側で深くなっていることがこれらの要因として考えられる。  
後者については3.7で記述する。また、天端、下流面ともに東北地方太平洋沖地震後に  
沈下が大きくなっているが、その後の沈下速度は概ね地震以前と同程度となっている。

### 3.6.3 八汐ダムの堤体内部変位分布による評価

また、八汐ダムには層別沈下計が配置されており、堤体内部の標高別の沈下量が計測さ  
れている。以下、前述した堤体内部の剛性の変化と内部の沈下量の分布について分析を行  
った。層別沈下計計測結果について、標高毎に設置した12箇所の計器間の変位（伸びを  
正）を整理したものを図-3.6.6に示す。東北地方太平洋沖地震後にやや変位（縮み）の増加が  
見られたが、ほぼ安定している。

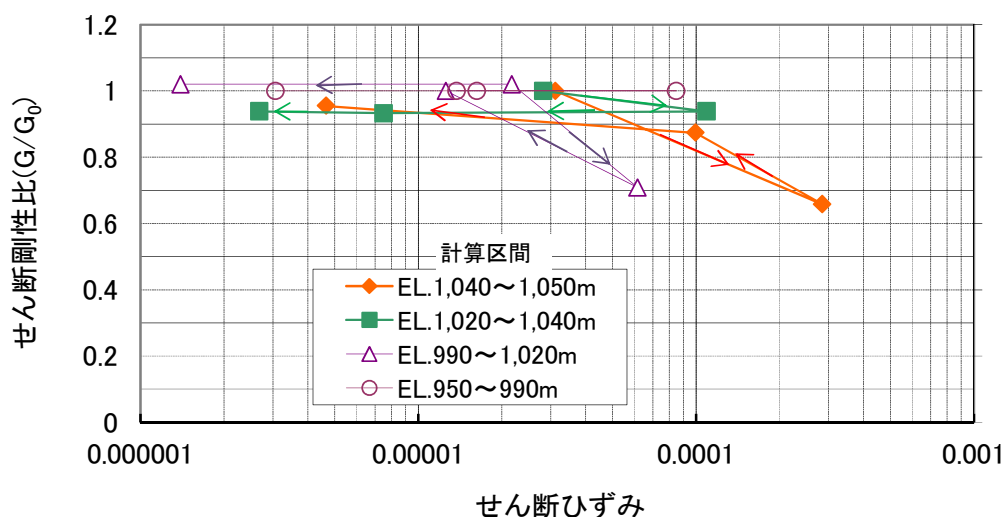


図-3.6.4 標高毎のせん断ひずみとせん断剛性の関係

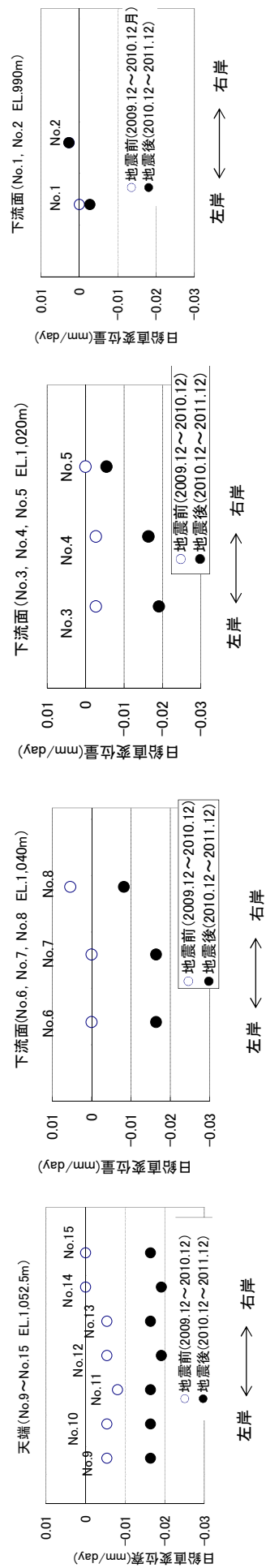
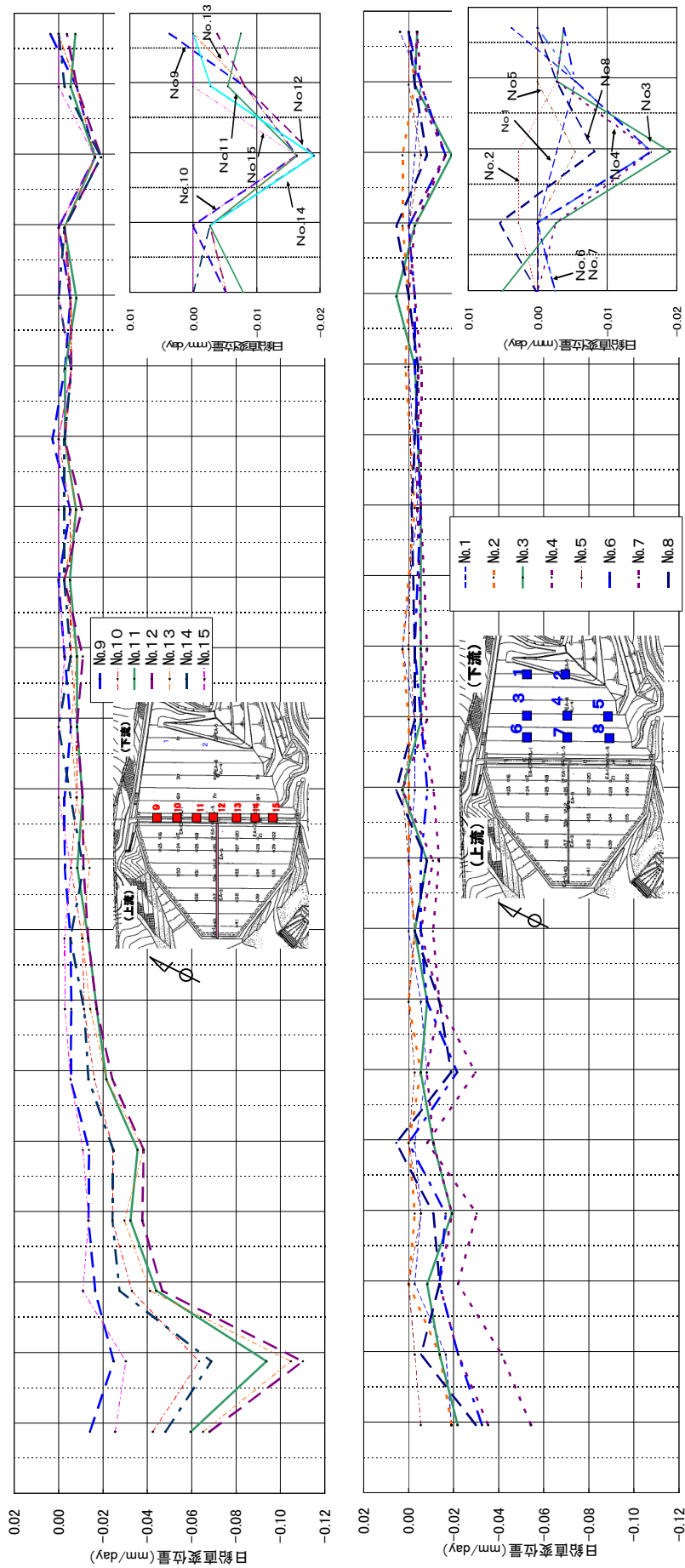


図 3.6.5 天端および下流面の日給運搬位置

【上流側】

潜水地側

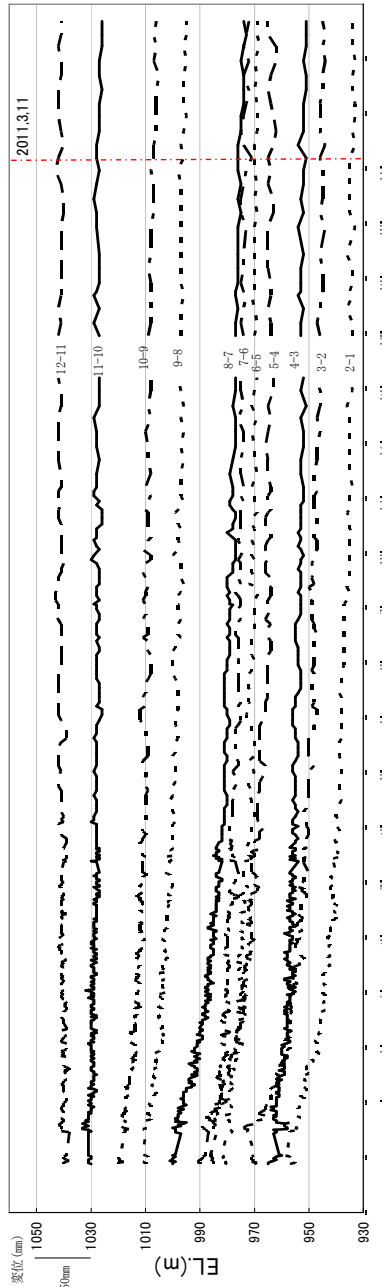


図-3.6.6 層別沈下計区間変位量

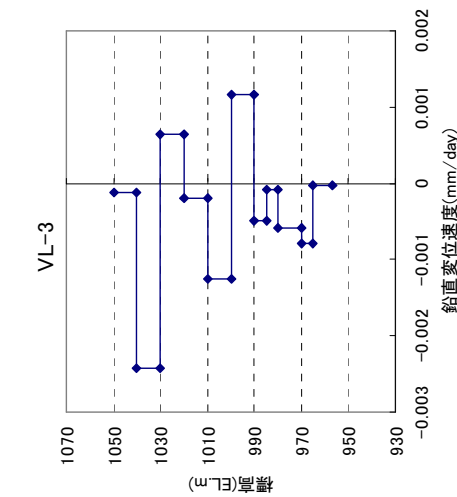


図-3.6.7 地震前後の鉛直変位速度変化量の分布

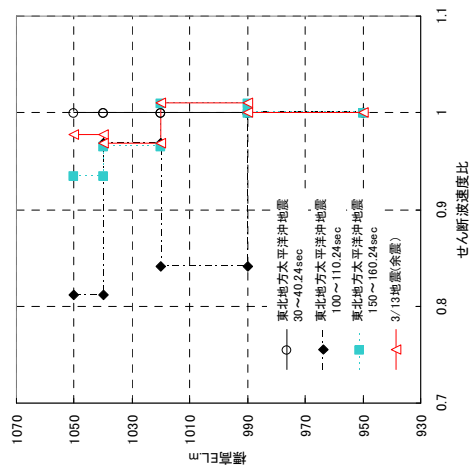


図-3.6.8 地震中のせん断波速度変化(速度比)の分布

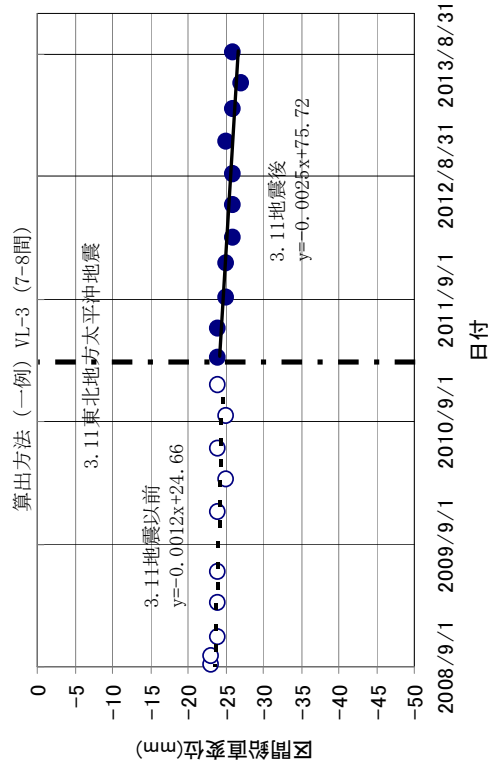


図-3.6.8 地震前後の鉛直変位変化量の算出方法

2011年3月11日～2013年9月までの計測結果と2011年3月11日以前の計測結果により地震前後の変位速度の変化を比較した。使用したデータの期間については、地震後のデータが約2年半分であるため、地震前のデータも同様2年半の期間とし、2008年6月～2010年12月のデータを使用した。変位速度の差分を整理した結果は図-3.6.7に示すとおりとなり、標高EL.995～1,010mおよびEL1,030～1,040mで変化率が大きく（沈下が大きく）なっているが、先に示した堤体内部のせん断波速度分布より、地震前に対する変化率で示した図-3.6.8と比較してみると、EL.990～1,020mおよびEL.1,030～1,040m区間のせん断波速度が東北地方太平洋沖地震の主要動の100～110.24sec間にて比較的大きく低下していることと概ね整合しており、剛性の低下した領域で地震時に比較的大きな沈下が生じたものと考えられる。

なお、地震前後の区間変位速度は図-3.6.9に示すように地震前後の期間の区間変位を直線で回帰して、その勾配を求め、これらの差分を算出して整理した。

### 3. 7 堤体の3次元的な変形挙動の分析

東北地方太平洋沖地震により遮水壁に生じたひび割れがダム軸に直交した方向に生じていること、ひび割れは天端より下方へ進展した可能性が高いことから天端付近のダム軸方向の引張変位を詳細に分析する必要がある。また、地震後の残留変位においてダム左岸側で沈下量が大きいことについても堤体の3次元的な変形挙動についての考察を行った。分析は、観測された加速度記録を積分し変位を求め、堤体中央基礎に配した加速度計(EA-2)に対する相対変位で整理して実施した。なお、上流付近EL.1,020mに配置されたEA-6についてはy方向成分（ダム軸方向）が不調のため評価から除外した。

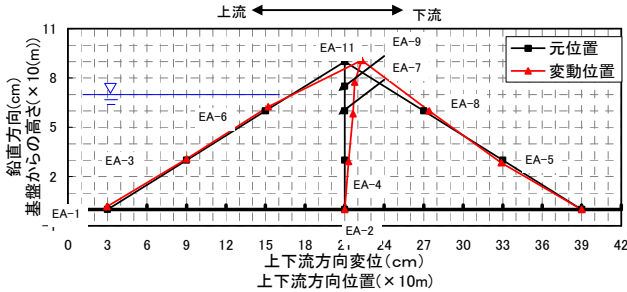
#### 3. 7. 1 東北地方太平洋沖地震時の堤体各部の変位

観測記録より、上下流方向変位については、下流方向、上流方向ともに、天端中央EA-11において最大値が生じており、発生時刻におけるダム中央断面各部の変位分布は図-3.7.1、図-3.7.2にそれぞれ示すとおりとなっている。

図-3.7.1、図-3.7.2より、上下流方向最大変位発生時にはEL.1,020m(EA-7)より上部での変位が大きくなっている。下流方向最大変位発生時には、図-3.7.3に示す天端の変位分布を見ると、左岸方向への変位が生じており、上流方向最大変位発生時には右岸方向への変位が生じている。これは基礎岩盤の3次元的な形状の効果であると考えられる。八汐ダ

ムの基礎岩盤は上流端付近ではダム中央部が最も低くなっているが、下流へ行くにしたがって旧河道は左岸側寄りとなる形状となっている（図-3.7.4）。また、左右岸方向最大変位の最大値は左右岸方向ともに右岸側の EA-12 において生じているが EA-10, EA-11 にお

ダム中央縦断面図



ダム正面図

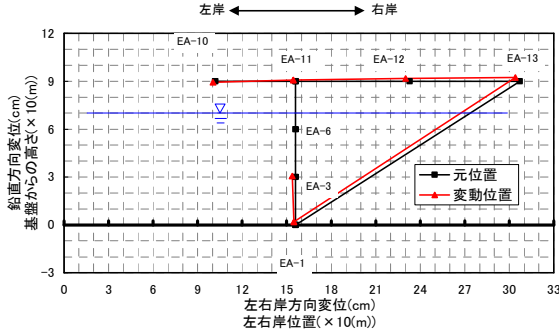


図-3.7.1 天端中央位置下流方向最大変位時変位分布

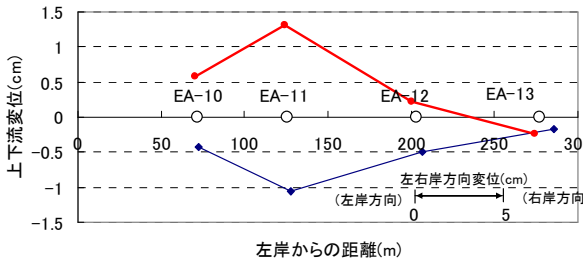


図-3.7.3 天端中央位置上下流方向最大変位時変位分布

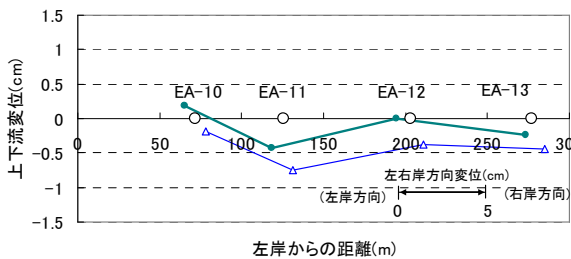
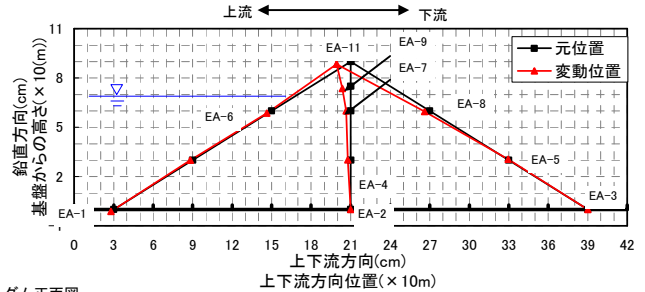


図-3.7.5 天端中央位置左右岸方向最大変位時変位分布

ダム中央縦断面図



ダム正面図

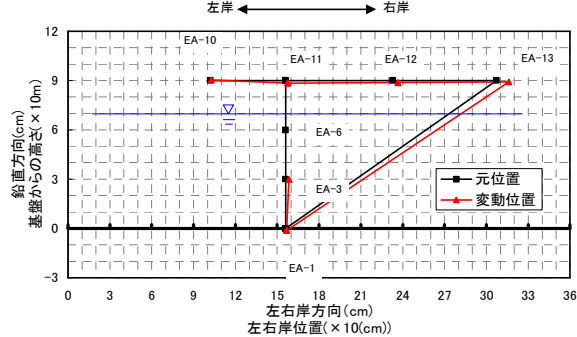


図-3.7.2 天端中央位置上流方向最大変位時変位分布

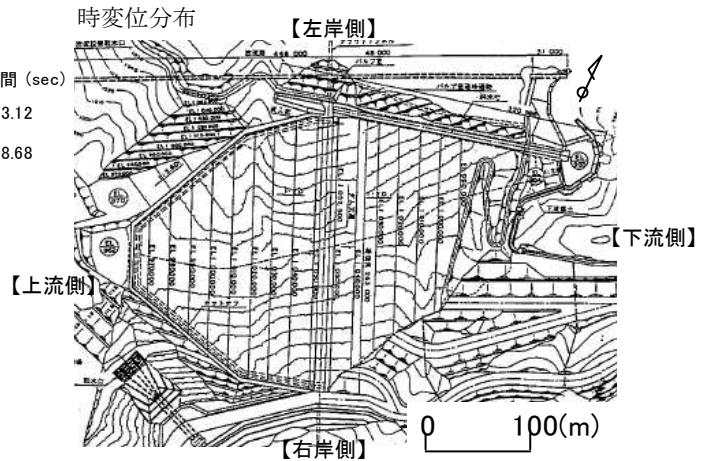


図-3.7.4 八汐ダム平面図（基礎掘削形状）

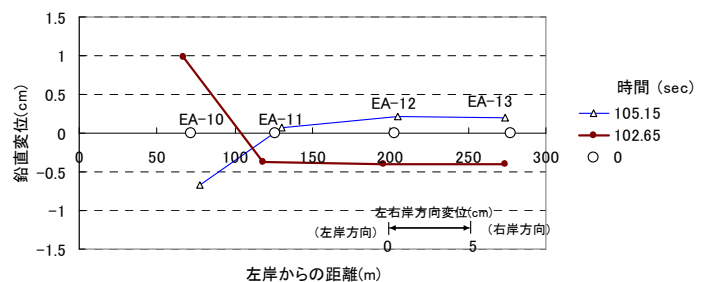


図-3.7.6 天端中央位置鉛直方向最大変位時変位分布（ダム天端）

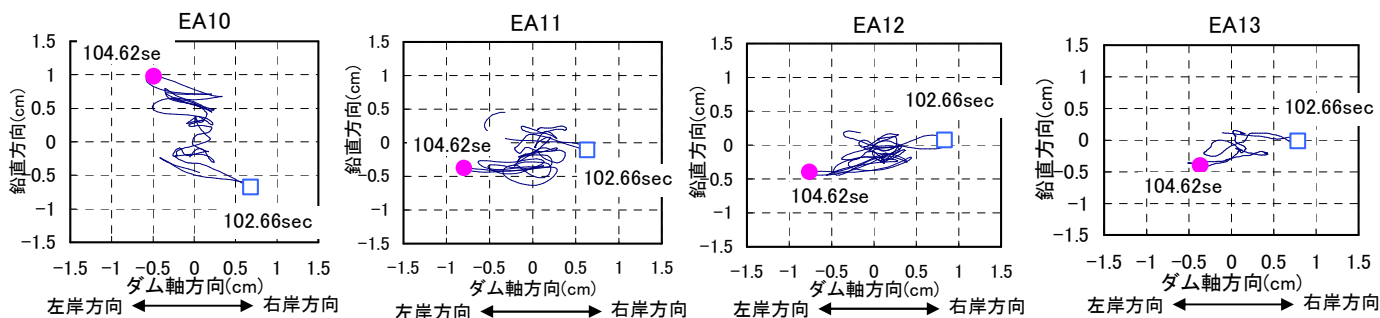


図-3.7.7 天端各加速度計位置での変位軌跡

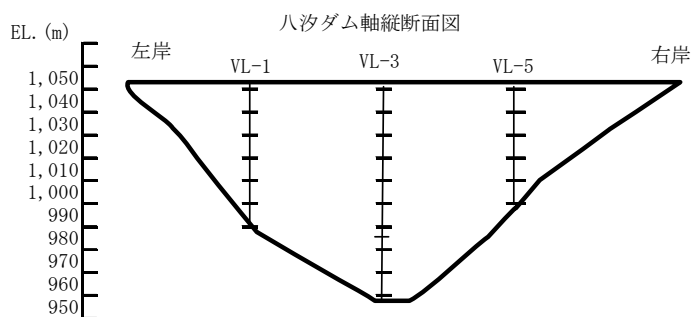
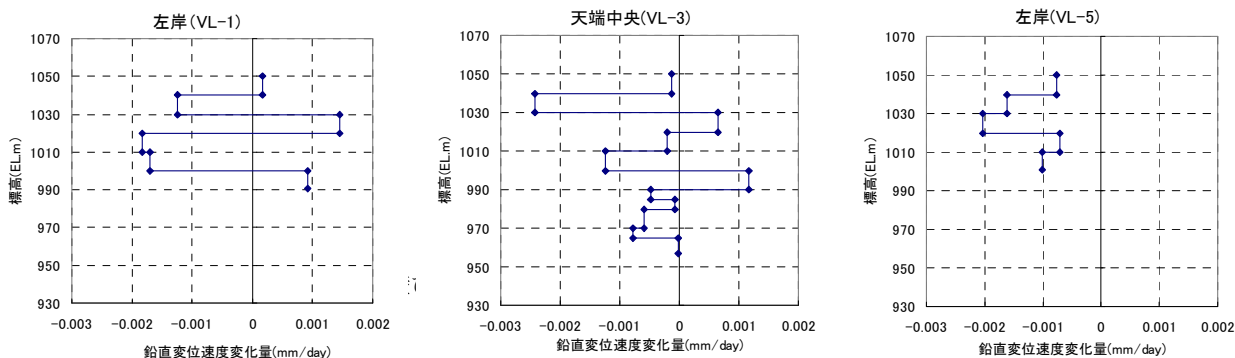


図-3.7.8 八汐ダム層別沈下計配置図



2008.6~2010.12と2011.3~2013.9の差分

図-3.7.9 区間変位速度の変化量分布

いてもほぼ同時刻に同程度(0.6~0.8cm)の最大値が発生している。左右岸方向変位の分布は図-3.7.5に、鉛直方向最大変位時の分布は図-3.7.6にそれぞれ示すとおりである。左岸側で鉛直変位が大きくなっているのは前述したように基礎岩盤の形状が左岸側で深くなっている影響と考えられる。図-3.7.7に主要動のうち最も変位が大きくなる100~105secにおけるダム軸方向・鉛直方向断面での各加速度計位置での変位の軌跡を整理したが、ダムが全体的に左岸側へ変形するとき(104.62sec)に圧縮力により鉛直上向きの変位が生じ、右岸側へ変形するとき(102.66sec)に引張力により鉛直下向きの変位が生じている。こうした変形挙動により、左岸側は右岸側に比して地震時の剛性の低下が大きくなった可能性があると考えられる。

また、層別沈下計は天端中央に加えて左右岸にも各1箇所ずつ配置しており(図-3.7.8), これらについても同様に、区間変位速度の変化量を算出した結果を図-3.7.9に示す。天端中央(VL-3)、左岸(VL-1)が右岸(VL-5)に比して変化が大きくなっており、また、左岸側は天端中央に比較して深部にまで変化の大きい領域が及んでいる。これは、左岸側で前述したような地震中の比較的大きな鉛直方向の変形挙動が生じたことにより、比較的深部まで剛性が低下したことによるものと考えられる。

### 3. 7. 2 東北地方太平洋沖震時の天端の変位分布とひび割れ分布に関する考察

東北地方太平洋沖地震時の加速度計の記録を積分してダム基礎中央(EA-2)と天端各点の相対変位を算出し、描いた軌跡は図-3.7.10に示すとおりとなり、図-3.7.11に示すように、八汐ダムに生じた左右岸アバットに沿った形のひび割れの要因となるような、ダム軸方向に卓越するような揺れ方ではなかったことがわかる。また、ひび割れが生じた位置を含む天端の地震計間(EA-12とEA-13間)距離が最大となる時刻の変位分布は図-3.7.12に示すとおりであり、右岸側に行くほどやや上流方向への変位を伴いながらダム天端のEA-10,11,12はいずれも左岸側に変位しており、右岸地山のEA-13は右岸方向に変位してEA-12とEA-13の間が伸びるような変形となっている。この時のEA-12とEA-13間の伸びは5.7mmであり、計器間距離74.2mで除すと平均引張ひずみは $7.7 \times 10^{-5}$ となる。左右岸天端付近で採取したコアから上部遮水層1~3層それぞれについて作成した供試体にて曲げ試験( $-5^{\circ}\text{C}$ , ひずみ速度 $1 \times 10^{-2} \text{sec}^{-1}$ )を実施した結果は図-3.7.13に示すとおりであり、破壊ひずみは0.002~0.0025であり、最も紫外線等の影響を受ける1層目(表層)の強度や破壊ひずみが小さくなっている傾向は認められないため、経年劣化の影響は顕著でないことも確認している。以上より、加速度計データから求めた天端の引張ひずみは遮水壁が破断するレベルではない<sup>2)</sup>。ひび割れ発生の変位については解析などによる詳細な分析が必要である。

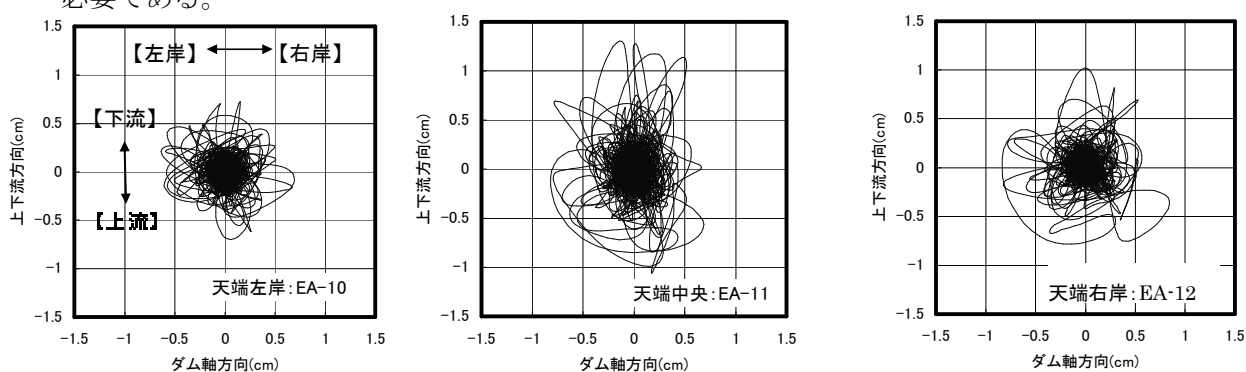


図-3.7.10 ダム天端の相対変位の軌跡<sup>2)</sup>

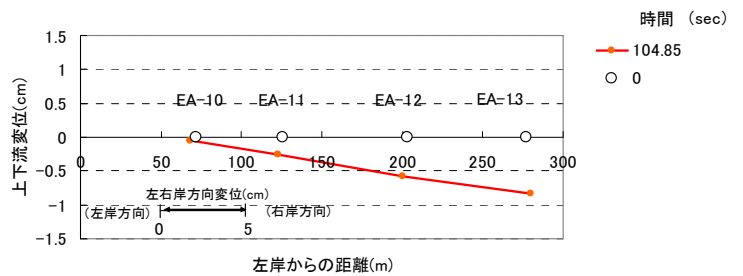
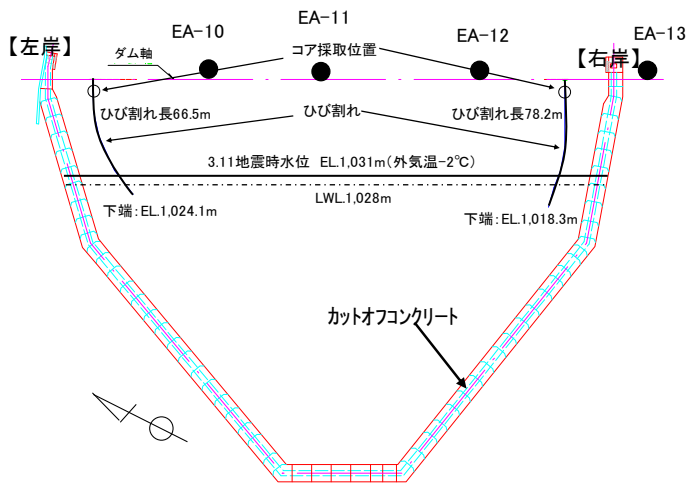


図-3.7.12 天端左右岸最大引張ひずみ発生時の変位分布

図-3.7.11 表面遮水壁ひび割れ発生状況

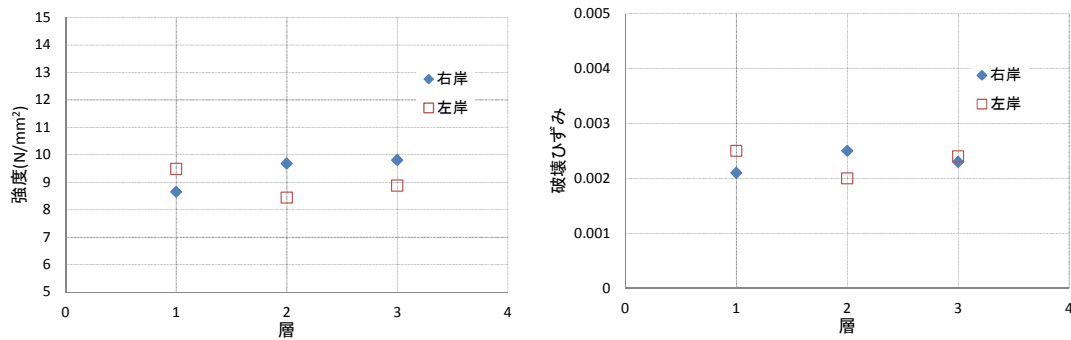


図-3.7.13 曲げ試験結果(左右岸天端採取コア)

### 3.8 第3章のまとめ

- ・ ボーリング調査の結果、天端付近においてはひび割れがレベリング・マカダム層まで連続していることを確認した。
- ・ 両岸ともひび割れの最下端部付近ではひび割れは表面のみに確認され上部標高へ行くにしたがって深くなっている状況を確認した。ひび割れは天端付近から斜面下方へ進展した可能性が高いものと推定した。
- ・ 東北地方太平洋沖地震以前では中間排水層からの排水量は0であったが、地震後に排水量が確認され、その後の気温低下によるひび割れ幅の増加や水位上昇が要因と考えられる流量の増加が認められた。
- ・ 外部変形は、水平・鉛直ともに、地震前後の変位増分は最大 4mm とダムの余裕高(4.5m)に比して微小であり、安全性に問題はない。左岸側で比較的沈下量や水平変位の増加

が大きかった。

- 加速度データの分析の結果、天端中央と基礎中央のスペクトル比により、東北地方太平洋沖地震時の八汐ダムの卓越振動数は **2.37Hz**（上下流方向）であり、これまで観測された微小地震により求めた固有振動数 **2.48～2.71Hz** より若干小さく、剛性が低下した可能性があるが、翌日以降の余震時には概ね回復傾向を示している。また、ランニングフーリエスペクトル比や 20 秒ごとにスペクトルを計算すると、最も揺れの大きかった、90～110 秒において **2.25Hz** まで低下し、後半の 150～170 秒間では **2.39Hz** まで回復している。八汐ダムではこの地震中に最大で  $10^{-4}$  オーダーのせん断ひずみが生じ、若干の剛性低下がみられたが、地震後半以降は剛性がほぼ回復している。せん断ひずみの増加に伴いせん断剛性が低下した理由は、八汐ダムは表面遮水壁型ロックフィルダムであり堤体内に水位を持たないため、地震による間隙水圧の上昇による影響を受けないことから、堤体ロック材粒子間の一部で地震による振動により一時的に接点が離れることで粒子の集合体である粒状体としてのひずみが増加し、その時に粒子間の一部で力が伝達されない不安定な状態が生じたことにより粒状体としての剛性が低下したのと考えられる。また、地震の後半で剛性がほぼ回復した理由は、振動により一時的に粒子間接点の状態が不安定となったものの、粒状体としてのひずみが小さかったことから粒子に作用したエネルギーは比較的小さかったのと考えられ、かつ、八汐ダムの堤体ロック材は良く締固められており間隙が少ないことから、隣接する粒子を乗り越えることによる粒子配列の不可逆的な変化が生じなかったことによるものと考えられる。
- 固有振動数から剛性が一様な三角形せん断梁を仮定してせん断弾性係数を算出すると、剛性は最大 30%低下したが、翌日には 10%程度の低下まで回復した。
- 地震以降の外部変形、層別沈下計による内部変形についても、地震時に変位の増加が生じたもののそれ以降は、地震以前の挙動とほぼ同様の状態に戻っており、堤体の安定性に問題はない。
- 中央断面の加速度計データについてスペクトル解析を実施し、各計器間の位相差からせん断波速度を計算してみると、100～110 秒において、特に天端付近の **EL.1,040～1,050m** と **EL.990～1020m** でせん断速度の低下が大きいが、地震後半や翌々日の余震時にはほぼ元に戻っている。せん断波速度の低下が大きかった **EL.990～1,020m** 間を除いて標高が高い（拘束圧が小さくなる）ほど、せん断ひずみの増加に応じた剛性の

低下は最大 35%程度と大きくなっている。せん断ひずみレベルは最大  $4 \times 10^{-3}$  程度である。

- ・ 層別沈下計の各計器間の地震前後の沈下速度の変化が大きくなった領域 (EL.995～1,010m, EL.1,030～1,040m) と地震中にせん断波速度が比較的大きく低下した領域 (EL.990～1,020m, EL.1,030～1,040m) は概ね整合し、剛性が低下した領域で地震時に比較的大きな沈下が生じた可能性がある。
- ・ 加速度記録を積分して求めた天端の鉛直変位は、左岸側で大きくなっているが、これは基礎岩盤の形状が左岸側で深くなっている影響と思われる。
- ・ 左岸側の層別沈下計によれば右岸側に比して深部まで地震の影響による沈下の増加が及んでいる。地震中の鉛直変位が大きかったことが影響している可能性が考えられる。
- ・ 右岸側のひび割れ発生箇所を挟む加速度計間距離変化量から最大伸びひずみが生じる時刻の天端の変位分布は右岸側で若干の上流方向変位を伴いほぼダム軸方向への変位を示している。地山と右岸側の計器間の伸びひずみを計算したが、 $10^{-5}$  のオーダーで、遮水壁にひび割れが生じるレベルとはならないため、ひび割れ発生の要因分析には解析等による詳細な分析が必要である。

#### 参考文献

- 1) 塚田 智之, 内田 善久, 渡部 浩, 山本 浩志 : 東北地方太平洋沖地震における八汐ダムの被災状況について (第 44 回ダム技術講演討論会発表報告), 大ダム, No.219, 51-57, 2012,
- 2) 塚田 智之, 内田善久, 山本 浩志 : 2011 年東北地方太平洋沖地震による八汐ダムの被害と地震時挙動, ダム工学, vol.23 No.1, 6-18, 2013
- 3) S. Okamoto.: Introduction to Earthquake Engineering, University of Tokyo Press, 1974
- 4) G.Gazetas, P.Dakoulas : Seismic Analysis and Design of Rockfill Dams: State-of-the-Art, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 11, pp27-61, 1992
- 5) 松村孫治 : 地震動による土堰堤の変形, 土木試験所報告, Vol.28, 1933
- 6) 佐藤信光, 曾田英揮, 太田垣晃一郎 : 実測地震記録による既設ダム堤体の動的特性および物性値の推定と適用, 平成 24 年度水資源機構技術研究発表会, 2012

- 7) Tatsuo Ohmachi, Tetsuya Tahara : Nonlinear Earthquake Response Characteristics of a Central Clay Core Rockfill Dam, Japanese Geotechnical Society, Soil and Foundations, vol.51, No.2, 227-238, 2011
- 8) Sawada, Y. and T. Takahashi : Study on the Material Properties and the Earthquake Behaviours of Rockfill Dams, 第4回地震工学シンポジウム論文集, 695-702, 1975

## 第4章 地震時のダムの3次元挙動と表面遮水壁の変形評価による損傷要因の推定

### 4. 1 3次元FEM動的解析による表面遮水壁に生じるひずみの評価<sup>1)</sup>

八汐ダムで観測された加速度記録を元に、ダムの挙動を3次元FEM動的解析により検証した。解析プログラムは汎用ソフト「ISCEF」を使用した。

#### 4. 1. 1 解析モデル

解析モデルは図-4.1.1に示すように周辺地山を含めてモデル化し、基礎岩盤は側方を堤体敷長さの3倍程度の領域とし、深さは基礎中央(EA-2)での観測記録を直接入力するため基礎中央加速度計設置標高(EL.950m)より上部をモデル化し、モデル底面の境界条件は変位固定(剛基礎モデル)とした。図-4.1.2、図-4.1.3に示すように東北地方太平洋沖地震時の再現解析結果では、地震計EA-1(上流側堤敷き端部)、EA-13(右岸リムトンネル)の観測波を概ね再現していることから、堤体の挙動に着目する限りにおいて、モデル底面を剛基礎としたことについて問題は発生していないと考えられる<sup>2)</sup>。なお、2章(2.4.1(1)③)で記述したように、遮水壁はダム堤体と一体として挙動するものとしてモデル化はしていない<sup>3)</sup>。また、モデルの側面はフリーとした。周辺地盤のモデル化の範囲が狭い場合は、一般的にモデル側面の境界条件を側方伝達境界とするのが論理的とされているが、今回の検討では、初期応力解析における変位境界条件の影響を極力排除するため、上下流方向、堤軸方向共に、堤高の3倍程度以上の範囲をモデル化している。このように広い範囲をモデル化していることから、側面の境界条件をフリーとした。

堤体部のメッシュ作成にあたり、要素高さは伝達関数の一次のピーク周波数を考慮して設定した。東北地方太平洋沖地震時の八汐ダムのピーク周波数は、上下流方向の一次ピークは約2.4Hz、左右岸方向は約2.6Hz、鉛直方向約4.1Hzである。堤体部の要素は、最大の周波数である鉛直方向の一次ピーク周波数が4.1Hz程度であることを考慮し、5Hz程度までの振動成分が考慮できる高さとする。具体的な堤体部の要素高さは、式(4.1)<sup>2)</sup>より10mを基本とする。この要素高さで三次元メッシュを作成すると5~10万節点となる。

$$h_{\max} = \lambda_s / 5 = V_s / (5 \cdot f_{\max}) \quad \dots \dots (4.1)$$
$$\doteq 10m$$

ここに、 $h_{\max}$ :最大要素高さ(m)、 $\lambda_s$ :せん断波の波長(m)、 $V_s$ はせん断波速度(m/sec、沢田の速度分布モデルの最低値より245m/s)、 $f_{\max}$ は計算波動周波数の最大値(6Hz)である。

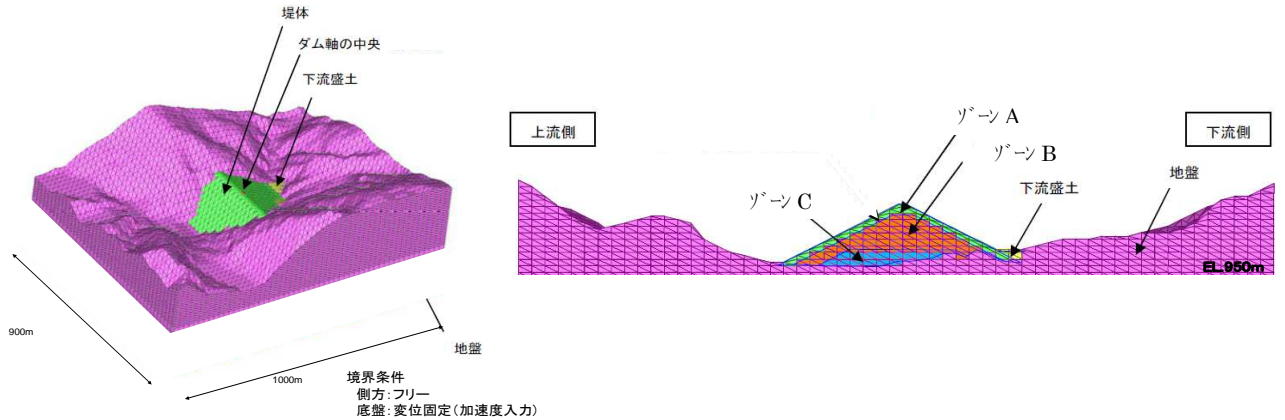


図-4.1.1 解析モデル<sup>1)</sup>

#### 4. 1. 2 物性値

岩盤の物性値は既往の試験値，堤体材料の非線形性は Hardin-Drnevich (H-D) モデル<sup>4)</sup>により既往の試験結果，沢田の速度分布により設定した (表-4.1.1)<sup>5)</sup>、<sup>6)</sup>。

なお，初期せん断剛性については，既往の微小地震観測記録から伝達関数を求め，卓越周期が合致することを確認した(図-4.1.4)。また，減衰特性については，振動三軸試験結果による物性を使用すると東北地方太平洋沖地震時の観測結果に比して天端における加速度の解析結果が大きくなりすぎるため，減衰特性を  $h_{max}=25\%$  としたケース， $30\%$  としたケースと合わせて比較検討した結果，図-4.1.5 に示すように最も天端加速度の再現性の高い  $h_{max}=30\%$  のケースを採用した。

表-4.1.1 解析に用いた物性値<sup>1)</sup>

物性番号	ゾーン	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	せん断波速度 Vs(m/s)	初期せん断剛性率 G0 (MN/m <sup>2</sup> )	減衰率 h	ポアソン比 ν	非線形特性※2			
							基礎ひずみ	減衰率に関するパラメータ		
1	堤体 ゾーンA ゾーンB	2.13	0 ≤ Z ≤ 5 のとき*1 Vs=245	G0 = ρVs <sup>2</sup>	非線形性を 考慮した	0.375-0.006 × (Z) <sup>0.55</sup> *1)	2.0(1+ν)σ <sub>m</sub> <sup>0.60</sup> × 10 <sup>-4</sup>	0.3	(7.06σ <sub>m</sub> +36.4) × (1+ν) × 10 <sup>-5</sup>	(2.44σ <sub>m</sub> +12.6) × (1+ν) × 10 <sup>-5</sup>
			5 ≤ Z ≤ 30 のとき Vs=250 × Z <sup>0.200</sup>							
2	堤体 ゾーンC	2.02	30 < Z のとき Vs=200 × Z <sup>0.315</sup>				1.85(1+ν)σ <sub>m</sub> <sup>0.46</sup> × 10 <sup>-4</sup>	0.3	(8.27σ <sub>m</sub> +18.8) × (1+ν) × 10 <sup>-5</sup>	(3.05σ <sub>m</sub> +6.93) × (1+ν) × 10 <sup>-5</sup>
3	基礎岩盤	2.35	1500	5290	0.05	0.2	線形弾性とした			

備考  
 \*1) 堤体のせん断弾性波速度は沢田の速度分布モデルを用いた。Zは堤体表面からFEM要素重心までの深さ、σ<sub>m</sub>は常時の平均主応力を表す。  
 初期せん断剛性率は次式により求めた。  
 $G_0 = \rho V_s^2$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 \*2) 堤体の非線形特性は、八汐ダム堤体材料の振動三軸試験結果より設定した。せん断剛性率及び減衰率の非線形性は下式により求め、減衰率の非線形性は表中の式の通りとした。

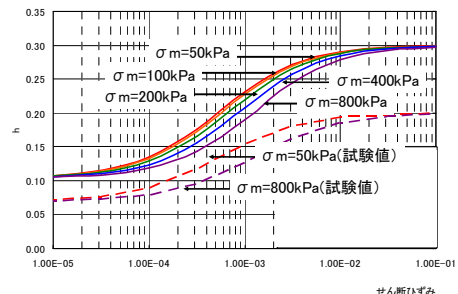
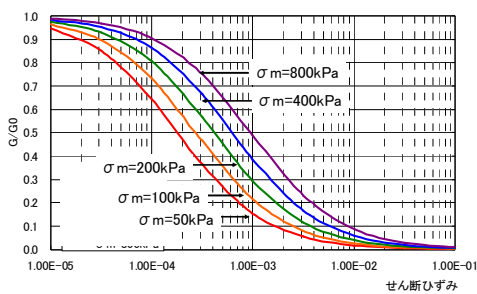
せん断剛性率(G)

$$G = G_0 \frac{1}{1 + \gamma / \gamma_r}$$

減衰定数(h)

$$h = h_{max} \frac{b + \gamma_r}{a + \gamma_r}$$

$h_{max}$ ,  $h_{min}$ を極地とした双曲線で評価  
 $h_{max}$ : H-Dモデルによる最大減衰定数  
 $h_{min}$ : 試験による微小ひずみ(1.0 × 10<sup>-5</sup>程度以下)時の減衰定数



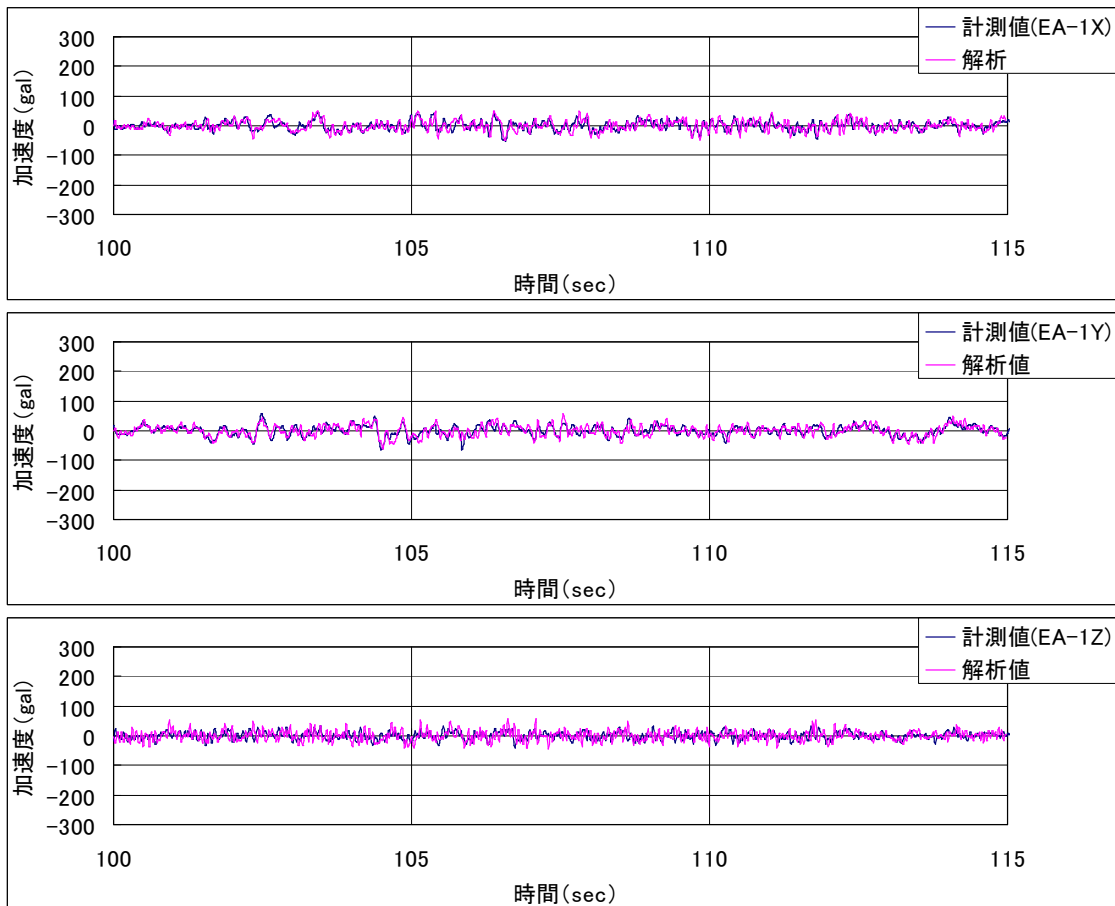


図-4.1.2 岩盤における観測記録と解析結果(EA-1)：上流端

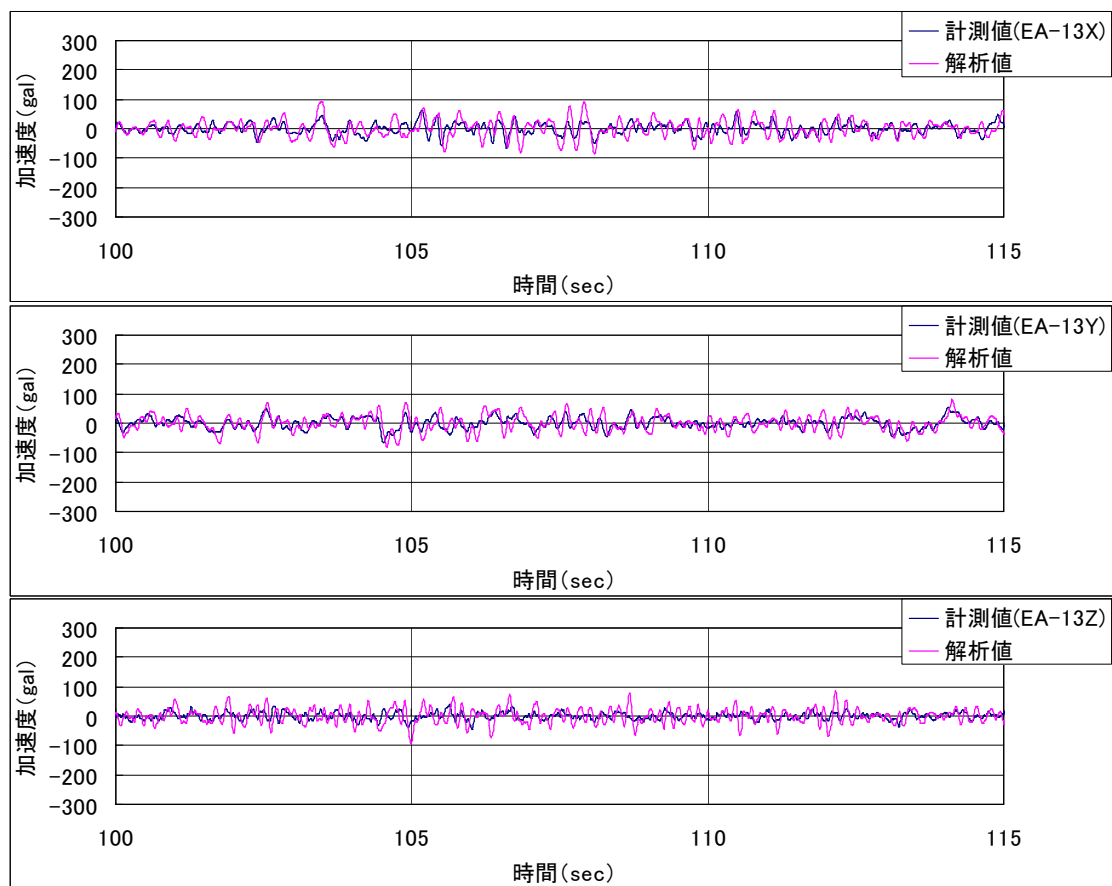


図-4.1.3 岩盤における観測記録と解析結果(EA-13)：右岸リム

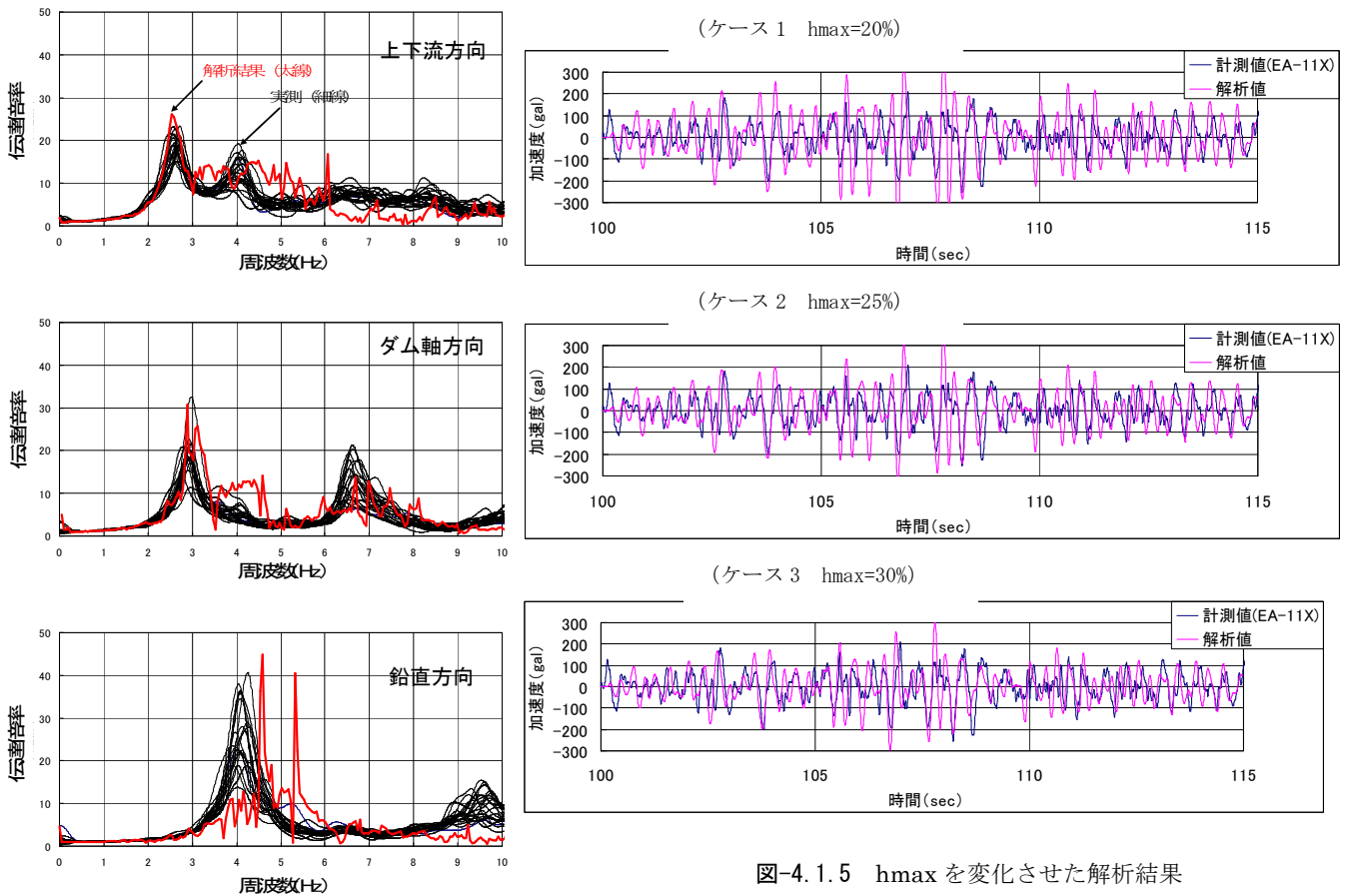


図-4.1.4 微小地震の卓越周波数と3次元解析結果<sup>1)</sup>

図-4.1.5 hmaxを変化させた解析結果

(一例：天端中央 x 方向 加速度)

#### 4. 1. 3 湛水条件 (動水圧)

貯水位の条件は、東北地方太平洋沖地震時の W.L.1031m とした。地震時に作用する動水圧は等価節点質量 (Zanger の式<sup>7)</sup>) により考慮した。

#### 4. 1. 4 初期応力

初期応力は Duncan-Chang モデル<sup>8)</sup>による築堤・湛水解析を行い求めた。築堤解析の条件は、解析ステップごとに堤体の要素を一段ずつ追加する逐次盛立解析とした。湛水解析は、築堤解析の最終ステップ後に、上流側斜面に静水圧を載荷した。静水圧を算定する貯水位の条件は、東北地方太平洋沖地震時の W.L.1031m とした。また、変位拘束条件は次のとおりとした。

- ・モデルの上、下流方向の端面は Y 方向の変位を固定した。
- ・モデルの左、右岸方向の端面は Y 方向の変位を固定した。
- ・モデルの底面は Z 方向の変位を固定した。

なお、今回の検討では、先ず入力物性値を仮設定した解析を行い、以後、解析結果と実ダムの計測値を比較しながら物性値を変更するトライアル解析を行い、最終的に、実ダム

の計測値を再現する物性値を同定することとした。

入力物性値の仮設定は表-4.1.2 に示すとおりである。

表-4.1.2 堤体部の物性値 (Duncan-Chang モデル)

区分	Duncan-Chang モデルのパラメータ								密度 (g/cm <sup>3</sup> )
	K	n	Rf	G	F	d	C (kN/m <sup>2</sup> )	φ (°)	
ゾーン 2	796	0.863	0.626	0.3	0.0	0.0	49	22	2.13
ゾーン 3	627	0.841	0.755	0.3	0.0	0.0	0.0	32	2.13
ゾーン 4	861	0.461	0.730	0.3	0.0	0.0	0.0	36	2.02

備考：

①Duncan-Chang モデルのパラメータは、八汐ダム堤体材料の三軸圧縮試験に基づいて設定されたものを使用した。

②密度は塩原発電所建設工事記録に記載されている値を使用した。

地盤の物性値は、塩原発電所建設工事記録<sup>3)</sup>に記載されている値を引用し、次に示すとおりとした。岩盤の物性値はトライアル解析において終始同じ値とした。

- ・ 密度 : 2.35 g/cm<sup>3</sup>
- ・ 変形係数 : 2,156MN/m<sup>2</sup>
- ・ ポアソン比 : 0.2

初期応力解析は、先ず入力物性値を仮設定した解析を行い、以後、解析結果と実ダムの計測値を比較しながら物性値を変更するトライアル解析を行い、最終的に、実ダムの計測値を再現する物性値を同定した。トライアル解析では、Duncan-Chang モデルのパラメータの K を変化させることとした。K を変化させた理由は、このパラメータの感度が最も高いためである。トライアル解析により同定された堤体部の物性値は表-4.1.3 に示すとおりである。同表より、実ダムの計測値を再現する K の値は、ゾーン 2, 3 では仮設定値の 1/2 に、ゾーン 4 では仮設定値の 1/2.5 となっている。同定された堤体部の物性値による解析結果と、最大断面のダム中心線に設置された層別沈下計 (VL-3) の沈下量を比較した結果は図-4.1.6 に示すとおりである。

同図より、解析結果は、実ダムで計測された計測値の傾向を良く再現している。

表-4.1.3 同定された堤体部の物性値 (Duncan-Chang モデル)

区分	Duncan-Chang モデルのパラメータ								密度 (g/cm <sup>3</sup> )
	K	N	Rf	G	F	d	C(kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	
ゾーン 2	398	0.863	0.626	0.3	0.0	0.0	49	22	2.13
ゾーン 3	314	0.841	0.755	0.3	0.0	0.0	0.0	32	2.13
ゾーン 4	344	0.461	0.730	0.3	0.0	0.0	0.0	36	2.02

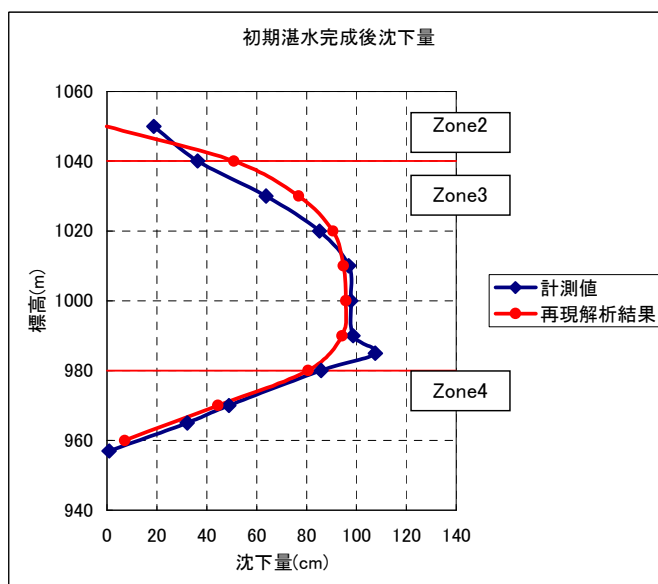
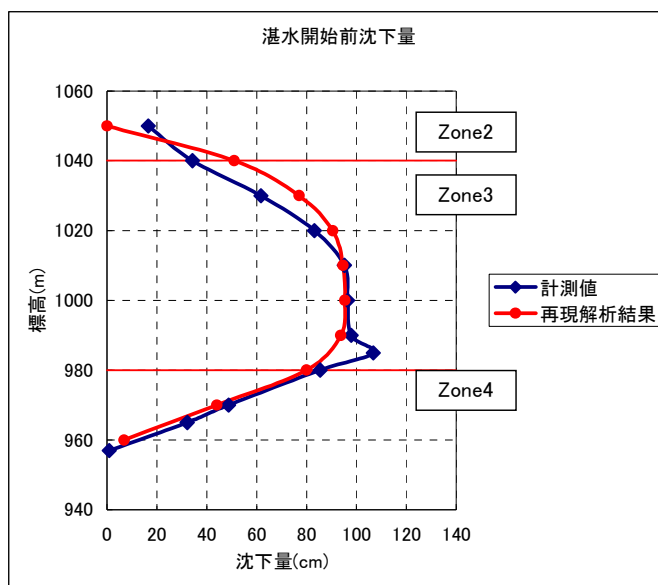


図-4.1.6 解析結果と計測値の比較 (VL-3)

#### 4. 1. 5 動的解析結果

動的解析結果のうち、天端各部の加速度時刻歴を図-4.1.7 に、伝達関数を図-4.1.8 に、加速度分布は図-4.1.9 にそれぞれ示すとおりであり、天端部の加速度が実測に対してやや大き目（上下流方向 318gal（実測 253gal）、ダム軸方向 267gal（実測 185gal）、鉛直方向 207gal（実測 175gal））とはなっているが、概ね整合性は良いと判断した。基礎中央（EA-2）に対する天端中央（EA-11）の伝達特性より、上下流方向、堤軸方向、鉛直方向ともに一次ピーク付近での伝達倍率はほぼ再現できている。また、堤体上流面要素に発生する引張、圧縮、せん断の各ひずみ分布は図-4.1.10 に示すとおりであり、最大ひずみはいずれも天端中央から 1/5 程度下部に生じ、その値は引張が  $1.78 \times 10^{-4}$ 、圧縮が  $1.81 \times 10^{-4}$ 、せん断が  $2.97 \times 10^{-4}$  であり、いずれも破壊ひずみ（曲げ引張： $2.3 \times 10^{-3}$ 、圧縮： $1.2 \times 10^{-2}$ 、せん断： $2.8 \times 10^{-2}$ 、ひずみ速度はそれぞれ  $1 \times 10^{-2}$ 、 $8 \times 10^{-3}$ 、 $2 \times 10^{-2}(\text{sec}^{-1})$  いずれも  $-15^\circ\text{C}$ ）に対して引張で 1/10 程度、圧縮で 1/60 程度、せん断で 1/100 程度と十分に小さいレベルである。また、ひび割れが生じた箇所においてはさらに発生ひずみは小さかったと推定されることから、東北地方太平洋沖地震により遮水壁に生じたひずみはひび割れが生じるレベルではなかったと考えられる。なお、堤体内のひずみ分布より、上部 1/3 程度にひずみの大きい領域が集中しており、既往の地震被害<sup>9)</sup>や解析検討成果<sup>10)、11)</sup>と整合した結果となっている。

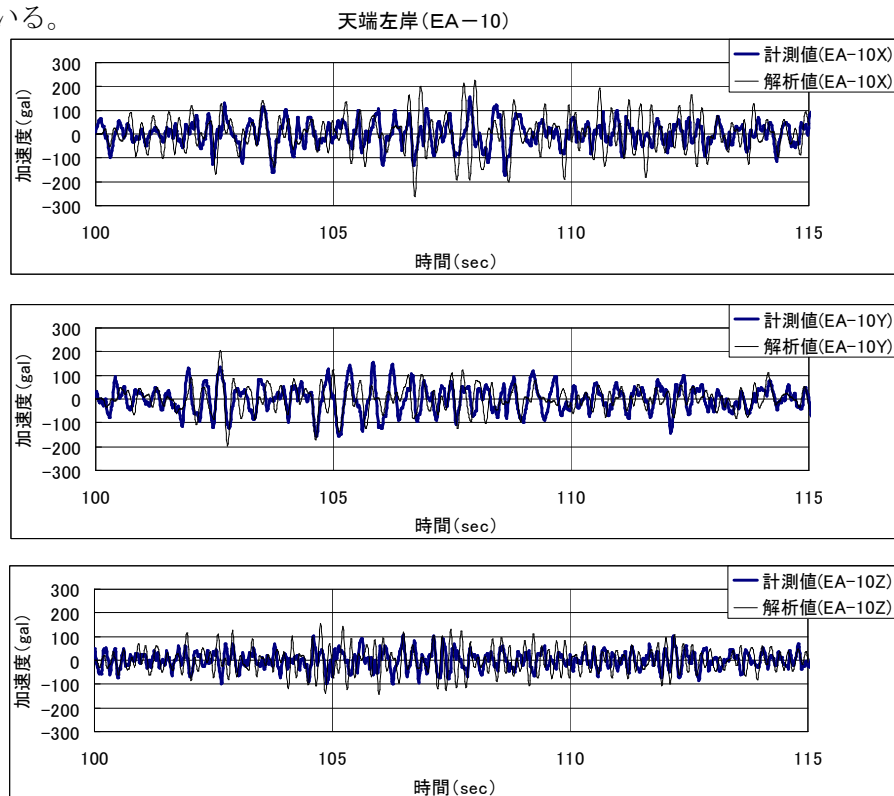


図-4.1.7(1) ダム天端各部の加速度時刻歴（ダム天端左岸）

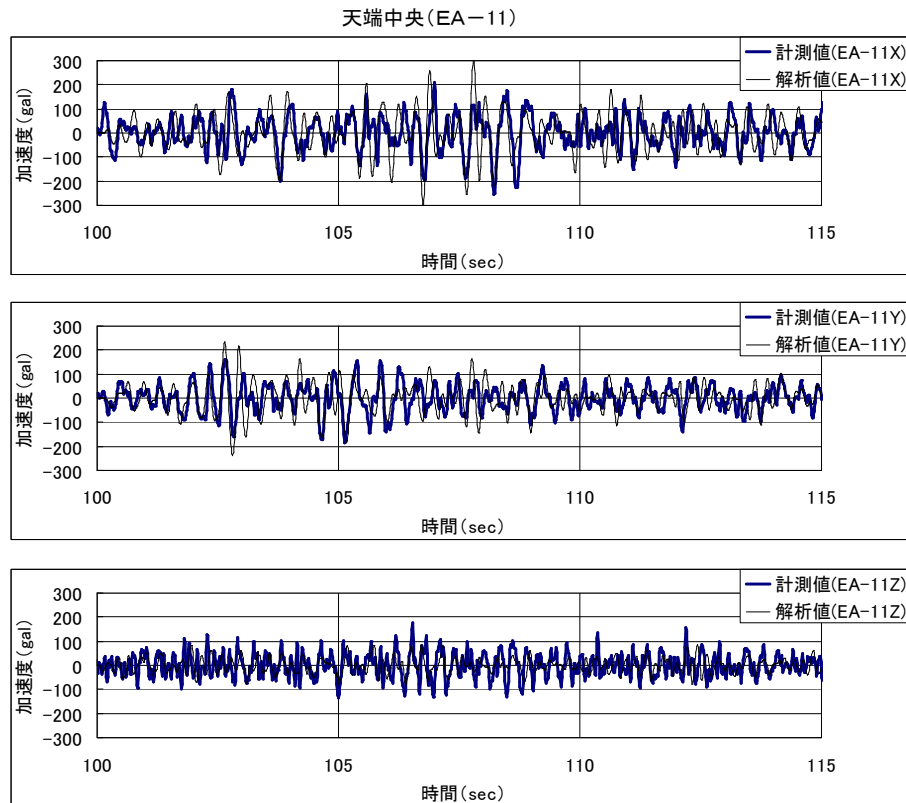


図-4.1.7(2) ダム天端各部の加速度時刻歴 (ダム天端中央) ①

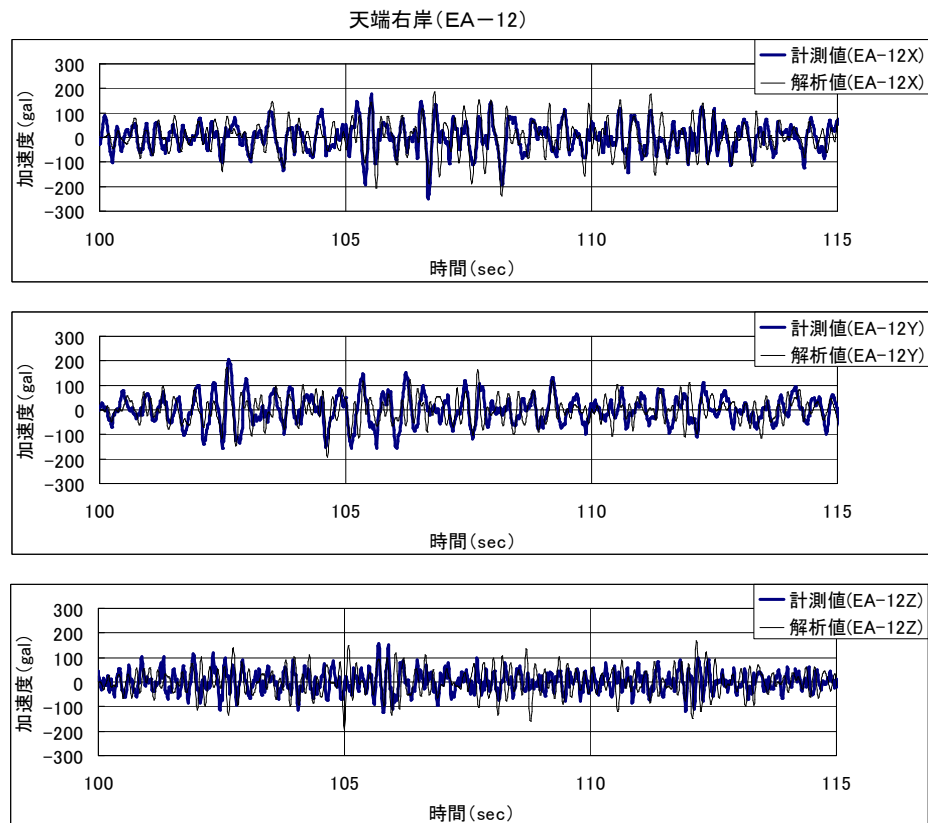


図-4.1.7(3) ダム天端各部の加速度時刻歴 (ダム天端右岸)

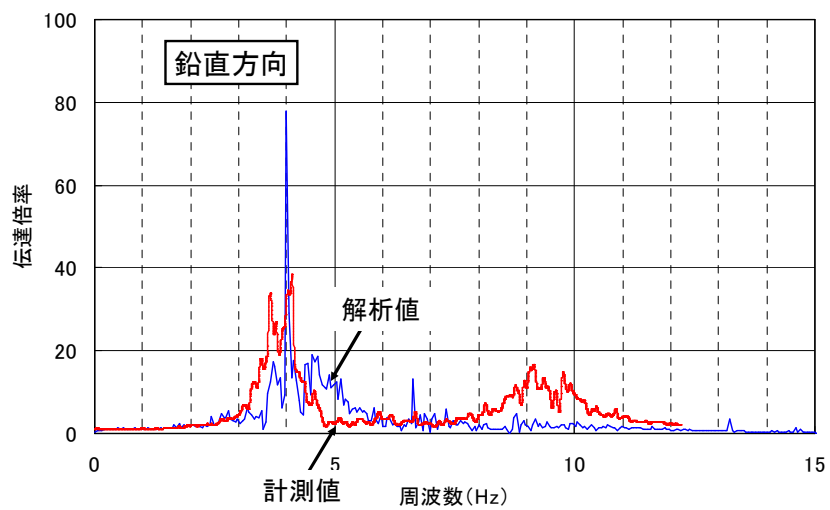
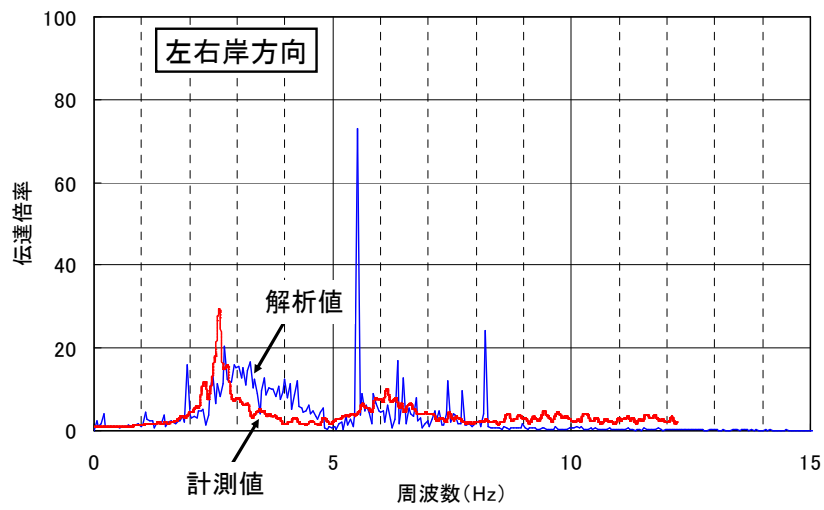
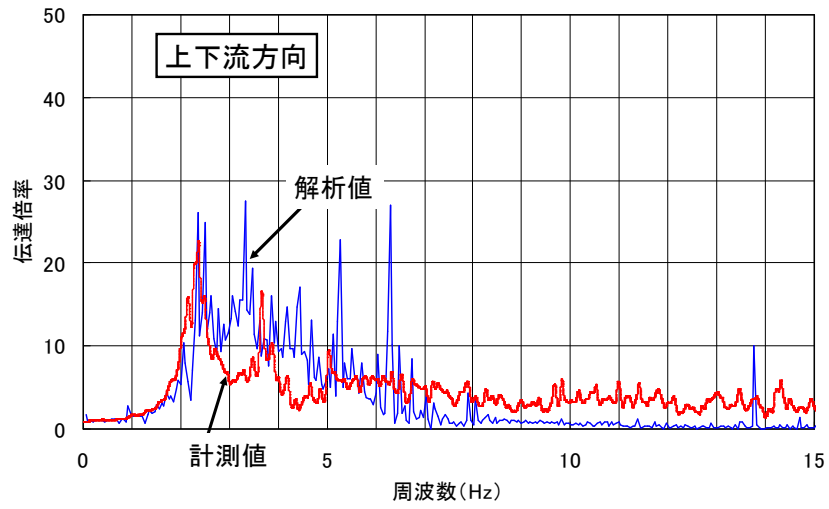
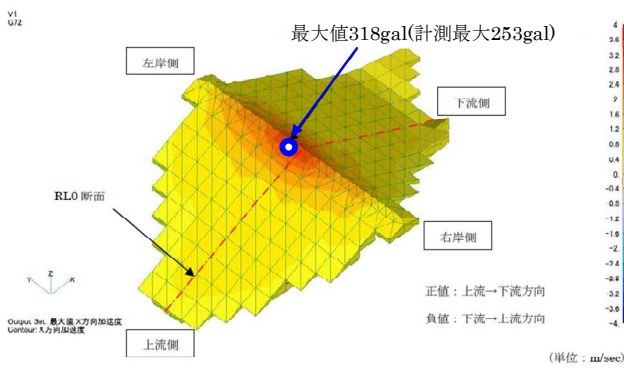
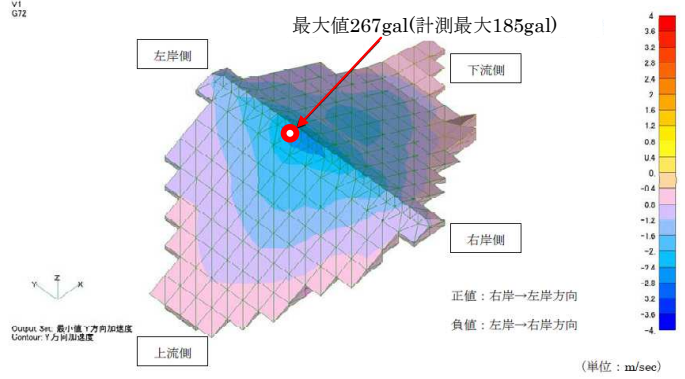


図-4.1.8 EA-2~EA-11間の伝達特性の比較

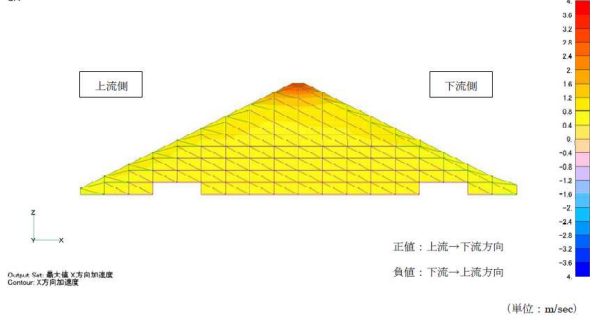
堤体表面上下流最大加速度分布図(時刻不一致)



堤体表面左右岸最大加速度分布図(時刻不一致)



RLO断面上下流最大加速度分布図(時刻不一致)



堤体表面鉛直最大加速度分布図(時刻不一致)

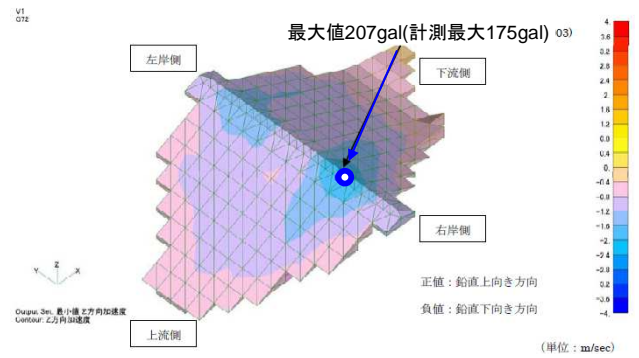
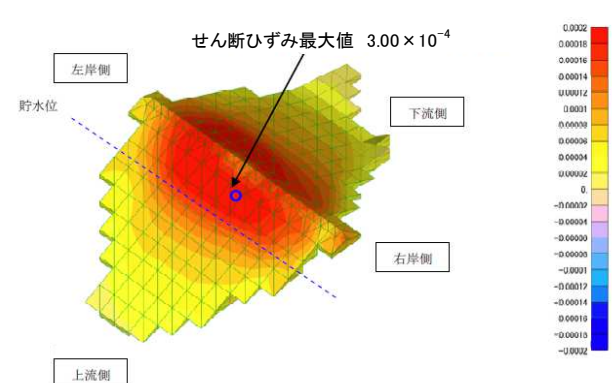
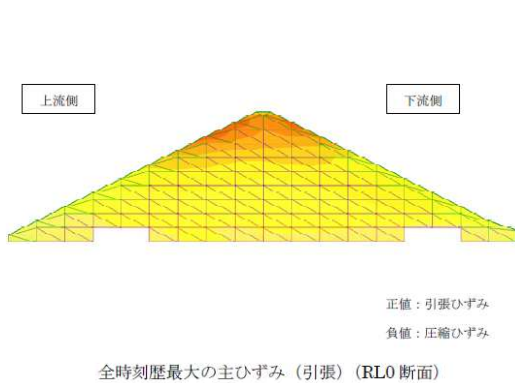
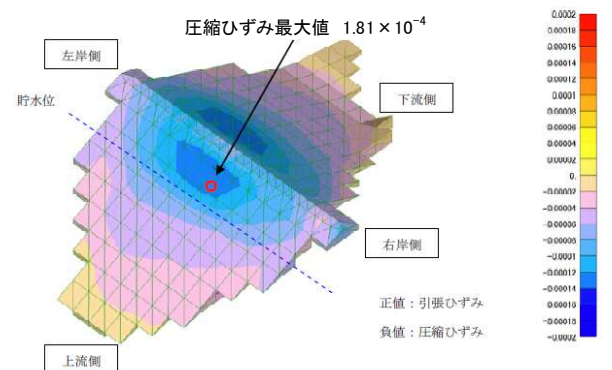
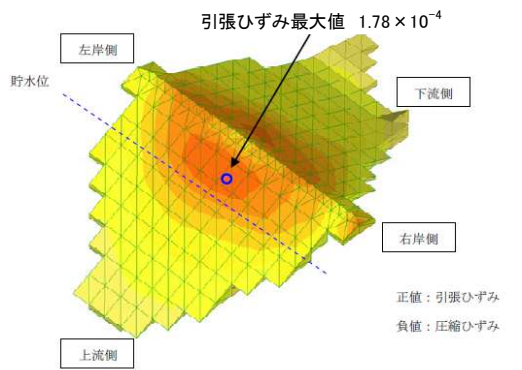


図-4.1.9 堤体各部の加速度(実測値と解析結果) 1)



全時刻歴最大の主ひずみ(引張)(RLO断面)

図-4.1.10 最大ひずみの分布(3次元解析結果) 1)

#### 4. 2 ダム天端付近の構造が表面遮水壁のひずみに及ぼす影響の評価<sup>1)</sup>

##### 4. 2. 1 八汐ダム天端コンクリートジョイント付近の状況

八汐ダムの天端付近の構造は図-4.2.1 に示すとおりとなっており、コンクリートと遮水壁の間はサンドマスチックを充填する構造としている。

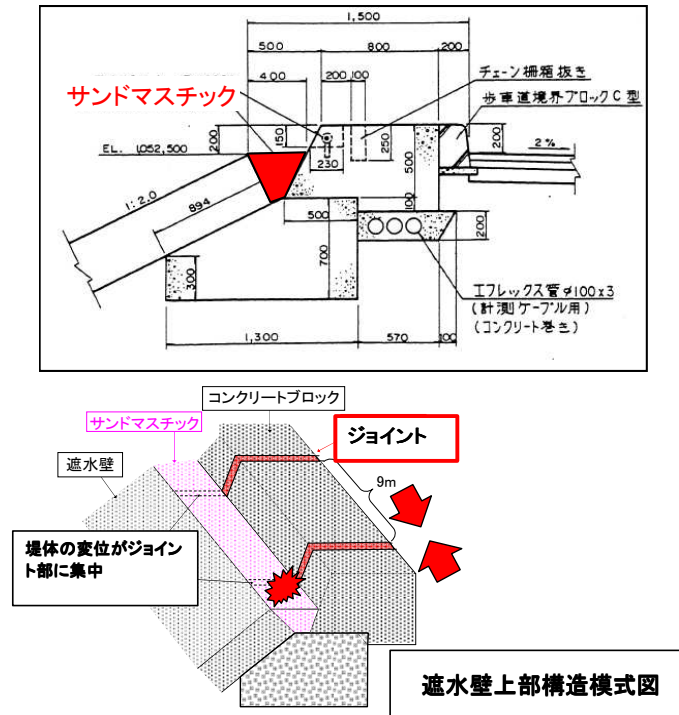


図-4.2.1 八汐ダムの天端構造<sup>1)</sup>

八汐ダムの表面遮水壁に生じたひび割れは図-4.2.2 に示すように、70～80m に及んだ左右岸の1条ずつのひび割れの他に天端付近に左右3箇所ずつ長さ0.3～1.8mの短いひび割れも確認されているが、いずれも天端コンクリートのブロックジョイントから充填したサンドマスチック、さらには遮水壁へ連続している。

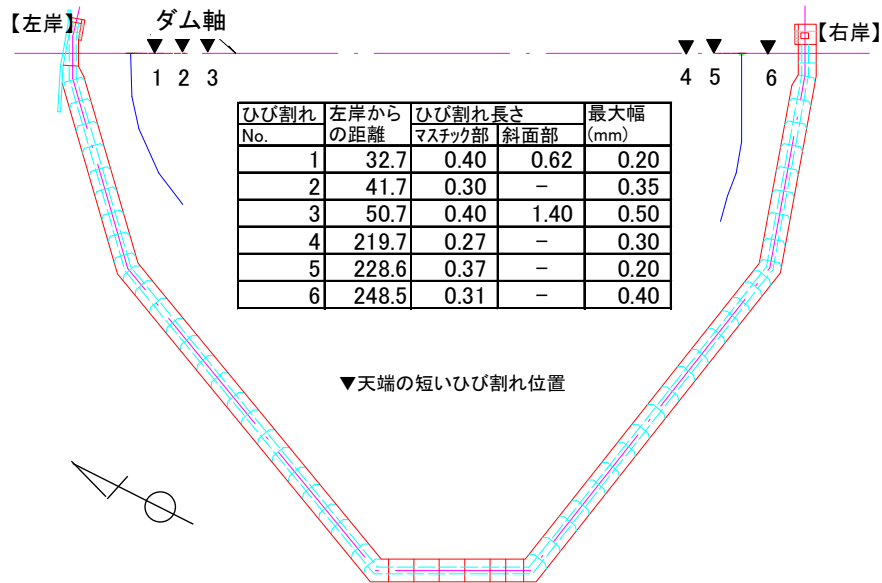


図-4.2.2 天端付近のひび割れ分布図<sup>1)</sup>

また、地震後の八汐ダム为天端コンクリートジョイントの間隔を測定した結果は図-4.2.3 に示すとおりであり、ひび割れが生じた箇所のブロックジョイントの開きが相対的に大きくなっている。

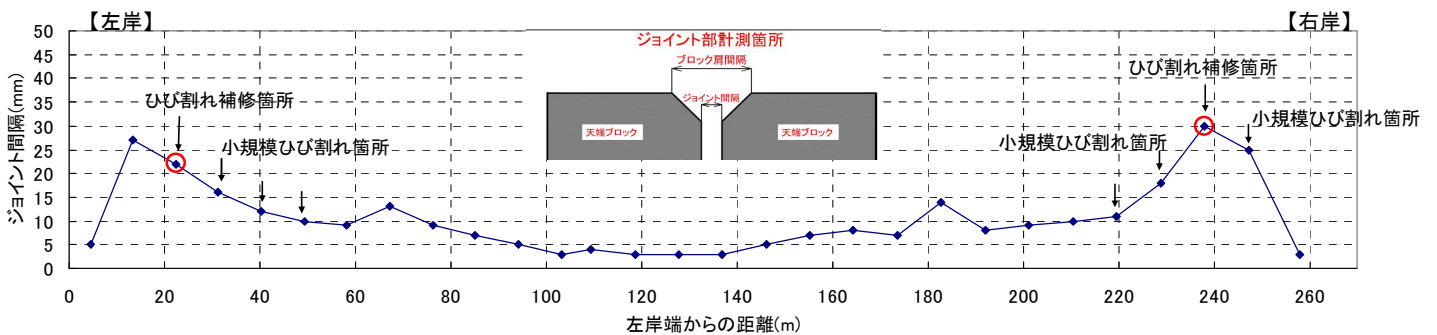


図-4.2.3 天端コンクリートブロックジョイント間隔測定結果（地震後）

#### 4.2.2 加速度計観測記録に基づく評価

上記天端コンクリートジョイント付近のひび割れの状況や、他ダムでの損傷事例<sup>12), 13)</sup>より、天端コンクリートのブロックジョイントへのひずみの集中がひび割れ発生のきっかけとなった可能性があると考えた。第3章(3.7.2)で、加速度記録より求めた天端加速度計位置での相対変位を用いて加速度計間の区間長の伸びと平均的な引張ひずみについては既に述べたように、ひび割れ発生箇所に該当するEA-12とEA-13間の平均的な引張ひずみは  $7.7 \times 10^{-5}$  と、密粒度アスファルトコンクリートの破壊ひずみ ( $2.3 \times 10^{-3}$ ) に

比して十分に小さく、ひび割れが生じるレベルとはならない。

ここでは、算定したそれぞれの加速度計間の距離の変化量の最大値とこれが各区内のコンクリートブロックジョイントに集中させた（同区内では均等）場合の伸び量とひずみを算出した。その結果は表-4.2.1、図-4.2.4に示すとおりであり、ひずみの値は密粒度アスファルトコンクリートの破壊ひずみを超えるとともに、今回現地から採取したコンクリート接合部に充填されているサンドマスチックの破壊ひずみ  $2.5 \times 10^{-2}$  ( $-5^{\circ}\text{C}$ , ひずみ速度  $1 \times 10^{-2} \text{sec}^{-1}$ ; 密粒度アスファルトコンクリートの破壊ひずみの約 10 倍) より大きな値となり、ひび割れ発生箇所 (③EA-12 と④EA-13 間) で最も大きくなる結果となった。なお、ひずみ算出に当たっての初期ジョイント間隔は地震前の測定値がないため、地震後の測定結果 (図-4.2.3) のひび割れ発生箇所付近を除いた平均値 6.4mm とした。

表-4.2.1 天端コンクリートブロックジョイントの開き (加速度計観測記録による推定値)

区間	最大伸び長さ(mm)	ジョイント数	ジョイント1箇所当たりの伸び(mm)	ジョイント1箇所当たりのひずみ	サンドマスチックの破断ひずみ
①-②	3.9	6	0.65	0.10	0.025
②-③	4.4	9	0.49	0.08	
③-④	5.7	6	0.95	0.15	

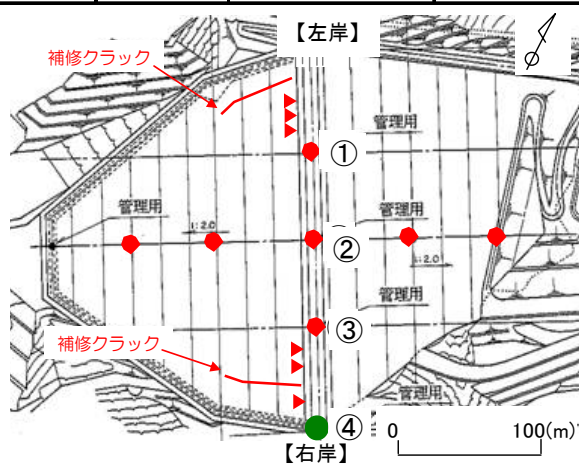


図-4.2.4 天端加速度計間ひずみ算出位置<sup>1)</sup>

#### 4. 2. 3 3次元 FEM 動的解析結果に基づく評価

3次元動的解析結果から天端部要素の変位を用いて地震前の天端コンクリートブロックのジョイント間隔を一律として、ジョイント位置にひずみを集中させた場合の全時刻歴における最大引張ひずみの分布を算出すると図-4.2.5に示すとおりとなり、全てのジョイントでサンドマスチックの破壊ひずみを上回る値となるとともに、ひび割れ発生箇所近傍に最大のひずみが生じる結果となった。一方、各ジョイントの引張ひずみの時刻歴により、サンドマスチックの破壊ひずみを上回る時刻を調べると、左右岸のひび割れ発生位置付近

が比較的早い時刻でそれが生じており、最初にこれらの位置にひび割れが生じたことが想定される。図中天端付近に付した番号はジョイントのひずみがサンドマスチックの破壊ひずみを超過する時刻の順番である。ひび割れが生じた位置付近のコンクリートブロックジョイント No.3, No.4 (左岸側) と No.23, No.24 (右岸側) の引張ひずみ (ジョイントに集中させた値) の時刻歴を図-4.2.6 に示す。No.3 で 86 秒付近, No.24 で 91 秒付近でサンドマスチックの破壊ひずみを超過する引張ひずみが生じたと推定した。

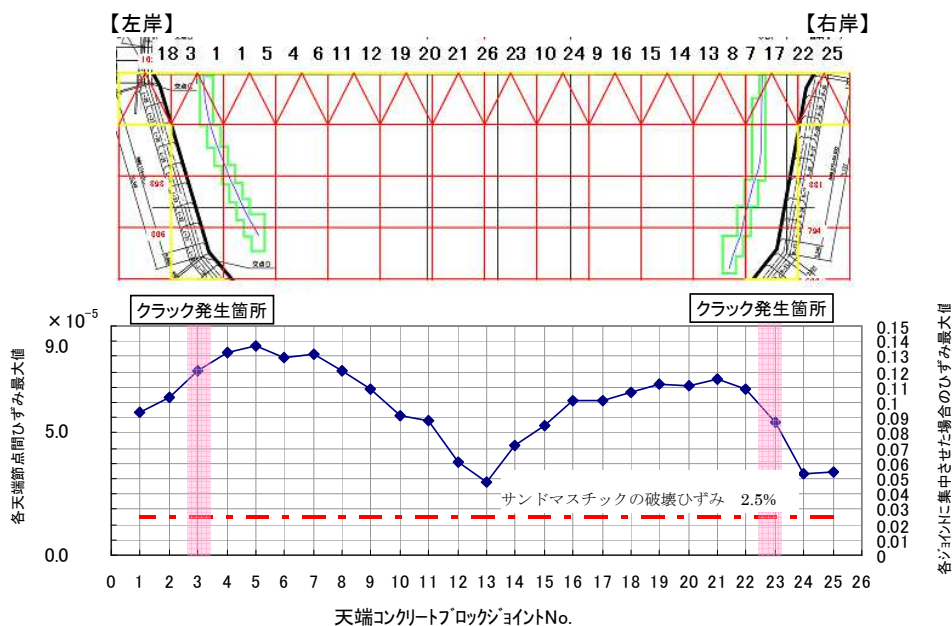


図-4.2.5 天端コンクリートブロックジョイントに生じた最大ひずみ分布

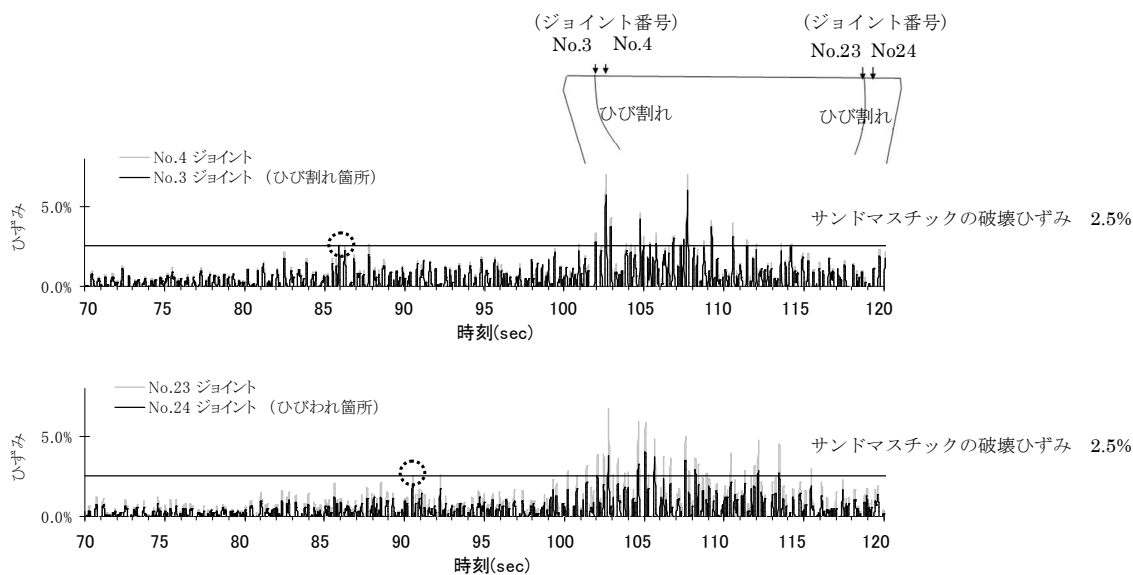


図-4.2.6 天端コンクリートブロックジョイントに生じた引張最大ひずみの時刻歴

(ひび割れ発生箇所付近のジョイント No. 3, 4(左岸), No. 23, 24(右岸))<sup>14)</sup>

左岸側 No.3 ジョイントで最初にサンドマスチックの破壊ひずみを越えた時刻における天端の変位分布は図-4.2.7(1)に、その時の伸びひずみの分布は図-4.2.7(2)にそれぞれ示すとおりであり、若干の上下流方向、鉛直方向変位を伴いながらダム軸方向への変位が生じ、左岸側に引張、中央付近および右岸側に圧縮のひずみが生じている。

右岸側 No.22 ジョイントでサンドマスチックの破壊ひずみを越えた時刻における天端の変位分布は図-4.2.8(1)に、その時の伸びひずみの分布は図-4.2.8(2)にそれぞれ示すとおりであり、若干の上下流方向、鉛直方向変位を伴いながらダム軸方向への変位が生じ、中央より左岸側に圧縮、右岸側に引張のひずみが生じている。

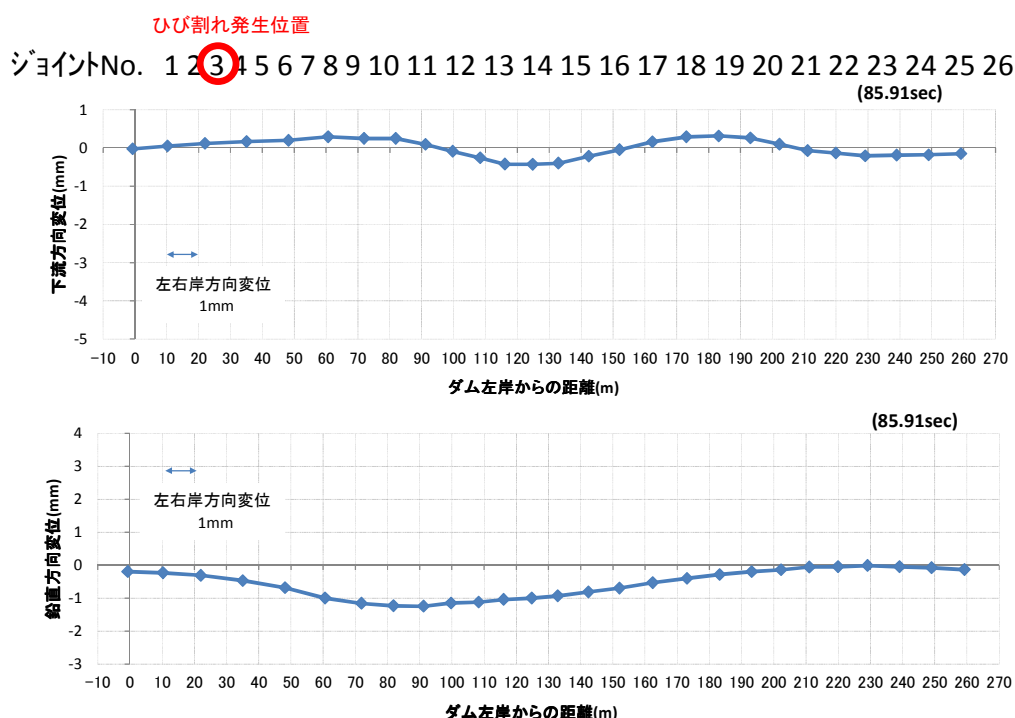


図-4.2.7(1) 天端の変位分布 (3次元 FEM 解析結果 85.91sec)

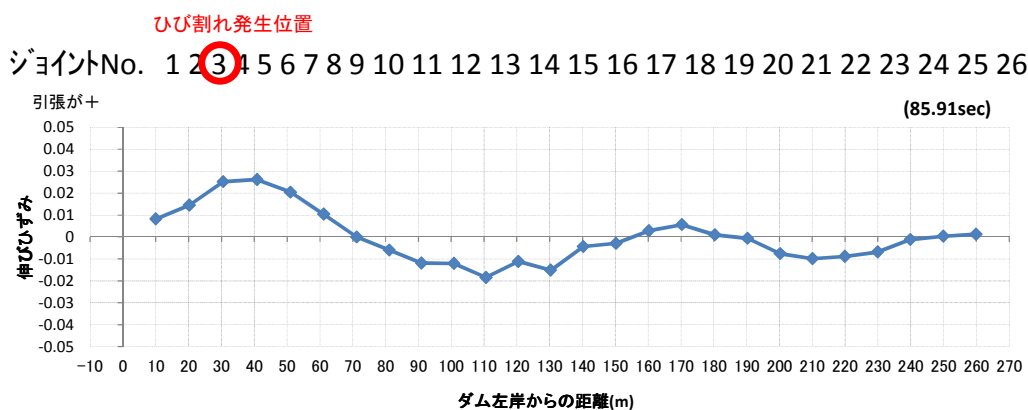


図-4.2.7(2) 天端のひずみ分布 (3次元 FEM 解析結果 85.91sec)

ひび割れ発生位置

ジョイントNo. 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26

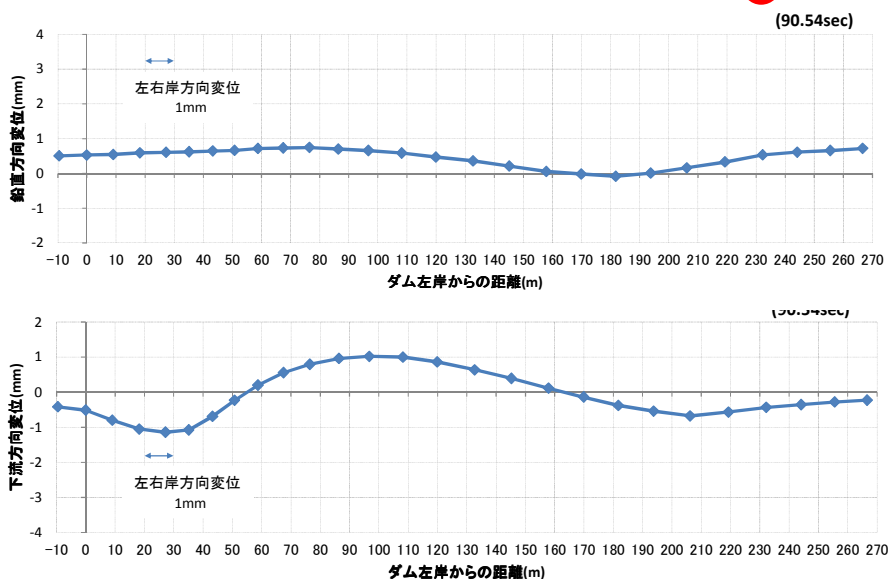


図-4.2.8(1) 天端の変位分布 (3次元 FEM 解析結果 90.54sec)

ひび割れ発生位置

ジョイントNo. 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26

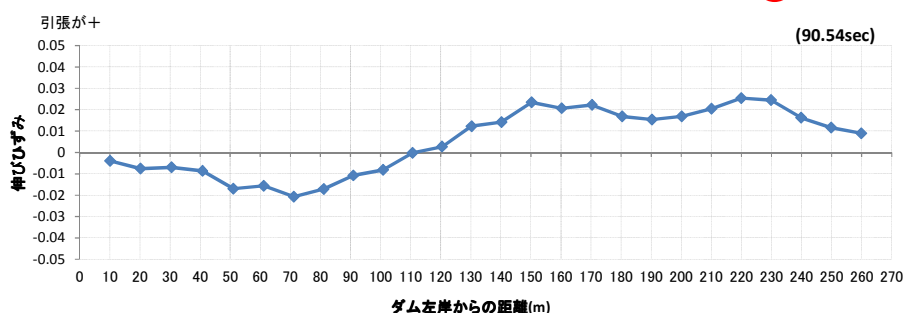


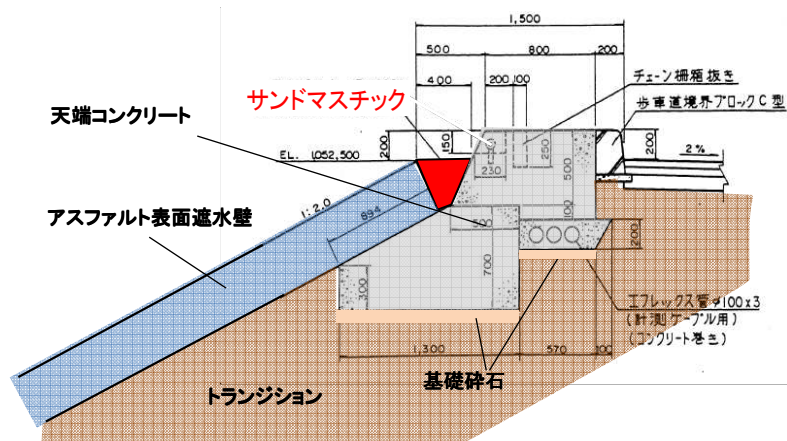
図-4.2.8(2) 天端のひずみ分布 (3次元 FEM 解析結果 90.54sec)

なお、ひび割れ発生位置より中央寄りのジョイント位置ではさらに大きな引張ひずみが生じた可能性があるが、一旦左右岸にひび割れが生じたことによる応力解放の影響でひずみの大きくなる中央側にはひび割れが生じなかったことが考えられる。これについては、以下のように、天端コンクリートブロック基礎（碎石敷きの堤体との境界部）のせん断耐力が遮水壁や遮水壁と天端コンクリートブロックの接合部に充填したサンドマスチックの引張耐力よりも小さいことから、あるブロックジョイントにひび割れが生じた後は、遮水壁が堤体の変形に伴って変形する際に遮水壁と一体となっている天端コンクリートブロック基礎に遮水壁から力が作用した場合、その他の天端コンクリートブロックジョイント部

で遮水壁やサンドマスチックが破断するより前に天端コンクリートブロック基礎で滑りが生じたことで、拘束力が減少して応力解放が生じたものと考えた。

東北地方太平洋沖地震時の外気温 $-5^{\circ}\text{C}$ 、ひずみ速度 $1\times 10^{-2}\text{sec}^{-1}$ の条件における遮水壁、サンドマスチックの引張強度はともに約 $9\text{N}/\text{mm}^2$ である。天端コンクリート上の遮水壁の断面積 $3.3\times 10^5\text{mm}^2$  ( $894\text{mm}\times 370\text{mm}$ )、サンドマスチックの断面積 $0.73\times 10^5\text{mm}^2$ より、天端コンクリートブロックにダム軸方向にそれらの引張強度相当の荷重が作用したとすると、その大きさは遮水壁で $3.0\times 10^6\text{N}$ 、サンドマスチックが $0.68\times 10^6\text{N}$ となる。一方、天端コンクリートの基礎のせん断耐力はコンクリートと基礎碎石の摩擦係数を $0.6^{15)}$ とすると、 $0.17\times 10^6\text{N}$ であり、遮水壁やサンドマスチックに破壊ひずみ以下の引張応力が作用した状態でも滑りが生じる可能性がある。従って、遮水壁やサンドマスチックが全く破断していない状態では、これらと天端コンクリートは一体で挙動していたと考えられるが、ある箇所遮水壁が破断した後は、その部分の拘束が無くなるため、天端コンクリートブロックに接合している遮水壁やサンドマスチックからそれらの引張強度以下の力が作用した場合でも天端コンクリートブロック基礎には滑り変位が生じるため、その他のジョイント部分でひずみ集中が生じにくい状態となったことが考えられる。

なお、天端コンクリートブロックと遮水壁は斜面方向 $894\text{mm}$ 、ダム軸方向 $9\text{m}$ （天端コンクリートブロック長）で接しており（図-4.2.9）、この接合部のせん断強度は田代<sup>16)</sup>の研究による粘着力 $0.6\text{N}/\text{mm}^2$ 、内部摩擦角 $50^{\circ}$ により、せん断耐力は $7.3\times 10^9\text{N}$ となる。また、遮水壁と堤体トランジションの接合部のせん断強度は粘着力 $0.049\text{N}/\text{mm}^2$ 、内部摩擦角 $30^{\circ}$ <sup>3)</sup>により、斜面方向の長さを $1\text{m}$ のみとして、ダム軸方向 $9\text{m}$ で接合していると考えてもせん断耐力は $4.8\times 10^5\text{N}$ となるため、いずれも天端コンクリート基礎のせん断耐力よりも大きい。さらに、遮水壁とトランジションの境界部についてトランジション内部を滑り面と考えた場合でも、トランジションのせん断強度は内部摩擦角 $43^{\circ}$ （粘着力は $0$ ）<sup>3)</sup>であることにより、斜面方向の長さ $3\text{m}$ 、ダム軸方向 $9\text{m}$ をせん断面と考えればせん断耐力は $0.19\times 10^6\text{N}$ となり、天端コンクリートブロック基礎のせん断耐力より大きい。



アスファルト表面遮水壁の単位体積重量  $\gamma_a: 2,338\text{kg/m}^3$  (天端付近で採取した供試体での測定結果平均値)  
 天端コンクリートの単位体積重量  $\gamma_c: 2,300\text{kg/m}^3$  (道路土工-擁壁工指針)  
 コンクリートと基礎砕石境界面のせん断強度(摩擦係数)  $f=0.6$  (道路土工-擁壁工指針)  
 表面遮水壁の引張強度(-5°C, ひずみ速度  $1 \times 10^{-2}\text{sec}^{-1}$ )  $\sigma_a=9.2\text{N/mm}^2$  (天端付近で採取した供試体での測定結果平均値)  
 サンドマスチックの引張強度(-5°C, ひずみ速度  $1 \times 10^{-2}\text{sec}^{-1}$ )  $\sigma_s=9.27\text{N/mm}^2$  (現地採取供試体による試験結果平均値)  
 表面遮水壁とコンクリート接合部のせん断強度  $c_{ac}=0.6\text{N/mm}^2, \phi_{ac}=50^\circ$  (田代ら)  
 表面遮水壁トランジション接合部のせん断強度  $c_{at}=0.049\text{N/mm}^2, \phi_{at}=30^\circ$  (塩原発電所工事記録)  
 トランジションのせん断強度  $c_t=0, \phi_t=43^\circ$  (塩原発電所工事記録)  
 天端コンクリートの断面積:  $A_c=1,398,500\text{mm}^2=1.3985\text{m}^2$   
 サンドマスチックの断面積:  $A_s=72,798\text{mm}^2=0.072798\text{m}^2$   
 表面遮水壁の断面積(斜長コンクリート上0.894m分)  $A_{f1}=330,780\text{mm}^2=0.33078\text{m}^2$   
 表面遮水壁の断面積(斜長1.0m分)  $A_{f2}=370,000\text{mm}^2=0.37\text{m}^2$   
 表面遮水壁の断面積(斜長3.0m分)  $A_{f3}=1,110,000\text{mm}^2=1.11\text{m}^2$   
 天端コンクリートブロック長:  $L_c=9.0\text{m}$   
 遮水壁と天端コンクリートの接合長:  $L_{ac}=894\text{mm}$   
 遮水壁とトランジションのせん断破壊面長(設定値):  $L_{at}=1,000\text{mm}$   
 トランジション内部のせん断破壊面長(設定値):  $L_t=3,000\text{mm}$

○天端コンクリートブロック基礎のせん断耐力

$$S_c=f \cdot 9.8 \cdot \gamma_c \cdot A_c \cdot L_c=170,219 \text{ N}$$

○破断時の引張力(ダム軸(左右岸)方向に作用)

$$\text{サンドマスチック } T_s=\sigma_s \cdot A_s=675,123 \text{ N}$$

$$\text{アスファルト表面遮水壁 } T_a=\sigma_a \cdot A_{f1}=3,043,176 \text{ N}$$

\*アスファルト表面遮水壁と天端コンクリート接合部のせん断耐力

$$S_{ac}=c_{ac} \cdot L_{ac} + \gamma_a \cdot A_{f1} \cdot L_c \cdot 9.8 \cdot \tan \phi_{ac}=7,303,452,621 \text{ N}$$

\*アスファルト表面遮水壁とトランジション接合部のせん断耐力

$$S_{at}=c_{at} \cdot L_{at} + \gamma_a \cdot A_{f2} \cdot L_c \cdot 9.8 \cdot \tan \phi_{at}=480,400 \text{ N}$$

\*トランジション内部のせん断耐力

$$S_t=c_t \cdot L_t + \gamma_a \cdot A_{f3} \cdot L_c \cdot 9.8 \cdot \tan \phi_{at}=190,913 \text{ N}$$

図-4.2.9 天端コンクリートの滑り安定性評価結果概要

以上より、東北地方太平洋沖地震時に八汐ダムのアスファルト表面遮水壁に生じたひずみは  $10^{-4}$  オーダー前半と、破壊ひずみである  $10^{-3}$  オーダーの前半に比して小さかったものと推定され、遮水壁の変形追従性は今回の地震に対しては十分な変形追従性を有していたものと考えられる。また、天端のコンクリートブロックジョイントにひずみが集中したと仮定すると、ひび割れが発生するレベルとなることから、これがひび割れ発生要因と考えられる。

このことから、同型式のダムを建設する際にはこのようなひずみが集中する構造は回避すべきであり、既設の同型式ダムについては同様な構造を有している場合は改善することが望ましいと考えられる。

#### 4. 3 4章のまとめ

- ・ 堤体基礎中央の加速度計配置標高より上部を地山を含めて3次元でモデル化し、モデル底面を変位固定境界とし、基礎中央化速度記録を直接入力して動的解析を行った。
- ・ 初期応力は Duncan –Chang モデルにて逐次解析を行い、層別沈下計測実績の再現性が良好となるようパラメータ(K)を調整した解析結果により求めた。
- ・ 初期せん断剛性は沢田の速度分布モデルで固有周期の実測値が再現できることを確認した。また、せん断剛性の非線形性は設計段階で実施した振動三軸試験等に基づく物性、減衰特性については既往の試験値である  $h_{max}=20\%$ とした場合、天端の加速度応答が大きくなり過ぎるため、減衰について  $h_{max}$  を 25%, 30%と変化させて比較検討し、天端加速度応答の再現性が良好となる  $h_{max}=30\%$ を採用した。
- ・ 最終ケースの加速度の最大値は解析結果が実測に対してやや大き目（上下流方向 318gal（実測 253gal）、ダム軸方向 267gal（実測 185gal）、鉛直方向 207gal（実測 175gal））とはなっているが、概ね整合性は良いと判断した。
- ・ 堤体上流面要素に発生する引張、圧縮、せん断の各ひずみ分布は図-4.1.10 に示すとおりであり、最大ひずみはいずれも天端中央から 1/5 程度下部に生じ、その値は引張が  $1.78 \times 10^{-4}$ 、圧縮が  $1.81 \times 10^{-4}$ 、せん断が  $2.97 \times 10^{-4}$  いずれも破壊ひずみ（曲げ引張： $2.3 \times 10^{-3}$ 、圧縮： $1.2 \times 10^{-2}$ 、せん断： $2.8 \times 10^{-2}$ 、ひずみ速度はそれぞれ  $1 \times 10^{-2}$ 、 $8 \times 10^{-3}$ 、 $2 \times 10^{-2}(\text{sec}^{-1})$  いずれも  $-15^{\circ}\text{C}$ ）に対して引張で 1/10 程度、圧縮で 1/60 程度、せん断で 1/100 程度と十分に小さいレベルである。また、ひび割れが生じた箇所においてはさらに発生ひずみは小さかったと推定されることから、東北地方太平洋沖地震により遮水壁に生じたひずみはひび割れが生じるレベルではなかったと考えられる。
- ・ 加速度記録より求めた天端加速度計位置での相対変位を用いて加速度計間の区間長の伸びと平均的な引張ひずみについては密粒度アスファルトコンクリートの破壊ひずみ（ $2.3 \times 10^{-3}$ ）に比して十分に小さく、ひび割れが生じるレベルとはならないが、天端コンクリートブロックにそのひずみを集中させると、遮水壁や、コンクリートとの接合部に充填したサンドマスチック（破壊ひずみは遮水の約 10 倍）も破断するレベルと

なった。また、ひび割れ発生位置を含む EA-12 と EA-13 の間でひずみは相対的に大きな値となった。

- 動的解析結果による天端の変位の時刻歴より、コンクリートブロック各ジョイントに集中させたひずみの時刻歴を調べると、最大値はひび割れ発生箇所より中央よりに生じるが、サンドマスチックの破壊ひずみ上回る時刻が最も早いのは左岸側のひび割れ発生箇所付近となり、右岸側についても同様にひび割れ発生箇所付近が最も早い。
- 天端においてひび割れ発生箇所よりも中央側ではさらに大きな引張ひずみが生じた可能性が高いが、地震前のジョイント間隔が大きかったこと、一旦左右岸にひび割れが生じたことにより、応力解放が生じたことによりひび割れが生じなかったものと推定した。
- 遮水壁の変形追従性は今回の地震に対しては十分な変形追従性を有していたものと考えられ、天端のコンクリートブロックジョイントにひずみが集中したと仮定すると、ひび割れが発生するレベルとなることから、これがひび割れ発生要因と考えられる。
- 同型式のダムを建設する際には八汐ダムの天端コンクリートブロックジョイントのよなひずみが集中する構造は回避すべきであり、既設の同型式ダムについては同様な構造を有している場合は改善することが望ましいと考えられる。

#### 参考文献

- 1) 塚田 智之, 内田善久, 山本 浩志, 島田 祐樹 : 2011 年東北地方太平洋沖地震によるアスファルト表面遮水壁フィルダムの被害と地震時挙動, ダム工学, vol.23No.1, 6-18, 2013
- 2) 中村昭, 安田成夫, 岩下友也, 多賀恭一, 横山真至 : ロックフィルダムの地震時観測記録とその動的解析—三保ダムを事例として—, 土木研究所資料 第 3228 号, 68, 119, 1994
- 3) 東京電力(株) : 塩原発電所 建設工事報告, 第 2 編 ダム・調整池, 2-1 八汐ダム, 第 2 章 設計, 第 5 節 アスファルトコンクリート表面遮水壁, 56-89, 1995
- 4) B.O.Hardin and V.P. Drnevich : Shear Modulus and Dumping in Soils : Design Equations and Curves, Proc. ASCE, Vol.98, No. SM7, 667-692, 1972
- 5) K.Ishii and M.Kamijo, : Design for asphaltic concrete facing of Sabigawa upper dam,

ICOLD San Francisco, Q.61-R.19, 1988.

- 6) 伊藤 金通, 川島 文治, 塚田智之: 八汐ダムの設計と施工, 電力土木, No.255, 23-33, 1995
- 7) Zanger, C.N. : Hydrodynamic Pressures on Dams Due to Horizontal Earthquakes, Proc. Exper, Stress Analysis, Vol.10, No.2, 1953
- 8) Duncan, J.M. and Chang, C.M. : Nonlinear analysis of stress and strain in soils, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96(SM5), 1629-1653, 1970
- 9) Martin Wieland, : Concrete Face Rockfill Dam in Highly Seismic Regions, The 1<sup>st</sup> International Symposium on Rockfill Dams, Chengdu, 2009
- 10) 大町達夫, 太田弘次: 表面遮水壁型ロックフィルダムに作用する地震時動水圧に関する基礎的数値解析, ダム工学, Vol.12, No.2, 103-111, 2002
- 11) 山口嘉一, 佐藤弘行, 下山顕治: 累積損傷解析を用いた岩手・宮城内陸地震による石淵ダムの変形再現解析, 第 55 回地盤工学シンポジウム, 229-236, 2010
- 12) Norihisa Matsumoto, Nario Yasuda, Masaru Ogawa, Mitsuhiro Iwata : Investigation of Cracks in an Asphalt Concrete Facing and Comparison between Observed Cracking and Predicted Behaviour by Earthquake Analysis, ICOLD, Lausanne, Q56-R27, 559-578, 1985
- 13) 中村吉男, 島崎 勝, 成田国朝, 奥村哲夫, 大根義男: アスファルト表面遮水壁型ダムの耐震評価に関する検討, ダム工学, vol.20, No.4, 212-223, 2010
- 14) Tomoyuki Tsukada, Yoshihisa Uchita, Hiroshi Yamamoto, Yuuki Shimada, Kazunori Takasawa : Study on Behavior of AFRD during Earthquake and the Conducted Reinforcement, International Commission on Large Dams, 81st Annual Meeting Symposium Proceedings (3.Strategies for Extending Service Life of dams), 1,729-1,738, 2013
- 15) 公益社団法人日本道路協会, 道路土工-擁壁工指針, 20-21, 2012
- 16) 田代幸英: アスファルト表面遮水壁型調整池の合理化設計手法に関する研究, 長崎大学研究成果レポジトリ, 95, 2008

## 第5章 損傷状況に基づく表面遮水壁の変形追従性の評価

第4章で述べたように、加速度計の観測記録の分析や3次元動的解析結果より、地震時に表面遮水壁に生じたひずみの最大値はひび割れが生じた箇所と異なる位置に生じ、その値はひび割れが生じる大きさではなく、遮水壁と接合する天端コンクリートのブロックジョイントにひずみを集中させた場合にはひび割れを生じる程度の大きさとなることから、これを発生要因と推定した<sup>1)</sup>。一方、遮水壁に生じたひび割れは左岸で約70m、右岸で約80mと斜面下方まで達しており、天端付近でひずみが集中する領域は局所的であったと考えられることから、このようにひび割れが天端より斜面下方までの範囲で発生した要因について、

- ①ひび割れ発生箇所が繰り返し変形を受けたことにより疲労破壊が生じた、
- ②ひび割れがアバットに沿って、比較的それに近い箇所に生じていることから、湛水過程において基礎岩盤と堤体ロック材、表面遮水壁が接合するカットオフコンクリート周辺に既に生じていたひずみに地震時によるひずみが加わった、
- ③天端で発生したひび割れ先端部にひずみが集中して、地震継続中に順次進展した、  
という3つを考えた<sup>2)</sup>。

本章では、上記①を検証するために、八汐ダムにおける既往の疲労破壊試験結果（繰り返し曲げ試験結果）や、他ダムでの検討成果による評価を行い、②を検証するために、初期ひずみを与えた供試体による曲げ試験により初期ひずみと破壊ひずみの関係を把握して評価を行い、また、③を検証するためにコンクリートの分野で規格化されている切り欠き梁を用いた曲げ試験<sup>3)</sup>による手順に倣い、ひび割れが生じたアスファルト表面遮水壁の破壊ひずみの変化を評価するとともに、さらに、温度変化による遮水壁の変形も考慮に加えてひび割れ進展の可能性についての評価を行った結果を記述する。

### 5. 1 疲労破壊特性試験結果の再評価による繰り返し変形の影響評価

八汐ダムにおいては、2章 2. 4. 3. 1で述べたように密粒度アスファルトコンクリートの疲労破壊について、石井ら<sup>4)</sup>が図-5.1.1に示す4点支持による繰り返し曲げ試験を実施して評価を行っている。

この試験結果によれば、試験温度-15°C、繰り返し周波数 2.0Hz という条件下で降伏回数とひずみ振幅について、以下の関係式が得られている。

$$N=1.062 \times 10^{-22} \times (1/\epsilon)^{8.403} \quad (5.1)$$

ここに、 $N$ :降伏回数 (回),  $\epsilon$ :ひずみ振幅である。

東北地方太平洋沖地震時に八汐ダムの遮水壁に生じた最大引張ひずみは、3次元 FEM 解析による観測記録の再現計算結果によれば、ダム天端中央より斜面長の約 1/5 程度下がった位置に生じ、その値は  $1.78 \times 10^{-4}$  程度であったと推定され<sup>2)</sup>、仮にこのひずみ振幅を一定として 2Hz で繰り返し曲げ引張ひずみを与えた場合の降伏回数は  $1.28 \times 10^9$  回となり、地震の継続時間にすると 7,400 日間に相当する。

なお、東北地方太平洋沖地震時の八汐ダムの卓越周波数は 2.4Hz 程度であり、第 2 章 2.4.3 (2) で述べたように中村ら<sup>5)</sup>による東富士ダムでの検討事例によれば疲労破壊に至る回数は 2Hz の場合よりも減少することが考えられる。東富士ダムの検討事例では試験温度が 0°C であることや、直接引張試験であることなど試験条件が異なるが、ひずみ振幅、周波数、疲労破壊に至る繰り返し回数について以下の関係が得られており、仮にこの関係を適用した場合、2Hz が 2.4Hz となることによる降伏回数の減少は 4% 程度となる。

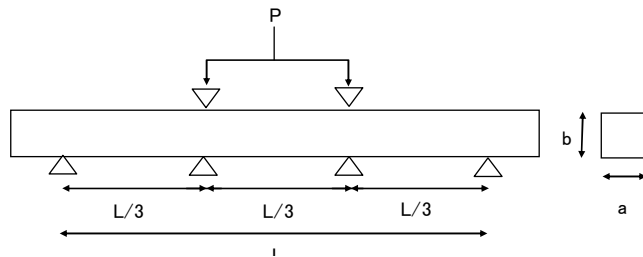
$$\epsilon = A \cdot N^B \quad (5.2)$$

$$A = 1.65 \times 10^{-3} f^{-0.89} \quad (5.3)$$

$$B = f / (14.93 + 23.23f) \quad (5.4)$$

ここに、 $\epsilon$ : ひずみ振幅,  $N$ : 疲労破壊に至る繰り返し回数,  $f$ : 繰り返し周波数である。

以上により、八汐ダムでは東北地方太平洋沖地震時の主要動の継続時間が 80 秒程度であったことと、最大ひずみ発生位置がはひび割れ発生箇所と異なることも合わせて、遮水壁は十分な疲労破壊に対する抵抗性を有していたものと考えられ、ひび割れの発生は地震中の繰り返し変形による疲労破壊が原因ではなかったと判断した。



試験温度: 5°C, -15°C

周波数: 0.1Hz, 2.0Hz

供試体寸法: a=b=4cm, L=30cm

P: 荷重(試験はひずみ制御で実施)

図-5.1.1 繰り返し曲げ試験概要

## 5. 2 湛水により地震前に遮水壁に生じているひずみの影響評価

2011年の東北地方太平洋沖地震時に八汐ダムの表面遮水壁に生じたひび割れは、アバットに沿って、比較的それに近い箇所に生じていることから、湛水過程において基礎岩盤と堤体ロック材、表面湛水壁が接合するカットオフコンクリート周辺に既に生じていたひずみに地震時によるひずみが加わったことを要因の1つと考えた。この発生要因に対して評価を実施した結果を以下に示す。

### 5. 2. 1 既往の築堤湛水解析結果による発生ひずみ

水圧による3次元的な遮水壁の変形に伴う高標高部のカットオフコンクリート近傍の引張ひずみについては、前田ら<sup>6)</sup>による関口・太田の弾塑性モデルを用いた3次元FEM静的解析（築堤・湛水）の結果から、図-5.2.1(1)では左岸高標高部のカットオフ近傍に最大0.005（0.5%）程度の上下流方向の引張りひずみが、また、図-5.2.1(2)に示すように右岸高標高部のカットオフ近傍に最大0.002（0.2%）程度のダム軸方向の引張ひずみが生じるという結果が得られている。初期湛水時の水位上昇はひび割れ下端部のおおよそEL.1,015m(1993/9月)からEL.1,041m(1993/10月)までに約1.5ヶ月を要しており、平均ひずみ速度は $10^{-10} \text{ sec}^{-1}$ のオーダーとなる。

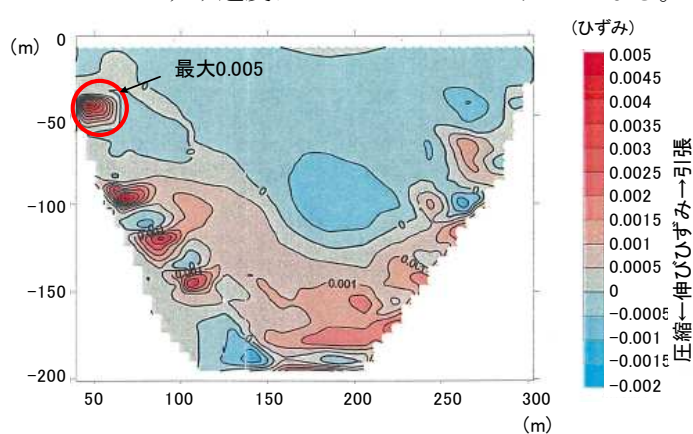


図-5.2.1(1) 上下流方向伸びひずみコンター<sup>6)</sup>

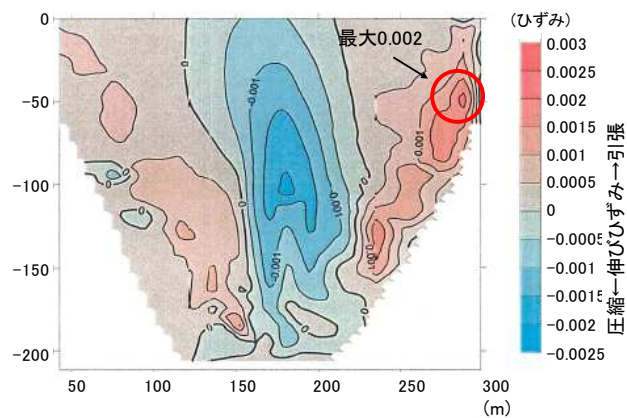


図-5.2.1(2) ダム軸方向伸びひずみコンター<sup>6)</sup>

### 5. 2. 2 初期ひずみを与えた供試体による曲げ試験

一方、八汐ダムで使用した密粒度アスファルトコンクリートについて、湛水によりひずみが生じた後の変形追従性の変化を調べるために、予め初期ひずみを与えた供試体による曲げ試験を行った（以下、「重ね合わせ曲げ試験」と呼ぶ）。供試体寸法は 40mm×40mm×300mm、試験時の支点間距離は 200mm とした。初期ひずみは、図-5.2.2 に示すように曲げ引張ひずみが 1~4%となるような形状の型枠に供試体をセットし、15℃の温度下で 24 時間放置して自重によるクリープ変形によるひずみを与えている。なお、24 時間で 4%のひずみを与えた場合のひずみ速度は  $10^{-7} \text{ sec}^{-1}$  オーダーである。

初期ひずみを与えない場合(初期ひずみ 0%)、および 2%、4%とした場合の試験温度-15℃、ひずみ速度  $1 \times 10^{-2} \text{ sec}^{-1}$  の曲げ試験の結果は図-5.2.3 に示すとおりであり、4%の初期ひずみを与えても破壊ひずみは低下しないという結果が得られた。

上記のように与えた初期ひずみは、湛水時の温度（水温 5℃）やひずみ速度の条件が異なる状況で付加したため、条件の違いの影響に関する検討を行った。試験温度、ひずみ速度を変えて実施した八汐ダムにおける既往の曲げ試験結果<sup>4,5)</sup>によれば、時間・温度換算則を適用すると、ある試験温度を基準として、各試験温度の破壊ひずみを、ひずみ速度をシフトすることにより、基準とした温度の試験結果にほぼ近似させることができる。試験温度 5℃を基準とした場合の試験温度毎のひずみ速度のシフト量は図-5.2.4 に示すように対数軸上でほぼ線形の関係となり、このようにシフトさせると図-5.2.5 に示すとおり各温度の試験値はほぼ 5℃の結果と合致する。図-5.2.5 より、15℃の試験結果は 5℃条件下においてほぼ 2 オーダー遅いひずみ速度における結果と同等となる。このことより、重ね合わせ曲げ試験における初期ひずみ 4%を与えた時のひずみ速度は  $10^{-9}$  のオーダーとなる。湛水中の水中部の温度は 5℃程度と考えられ、初期湛水時のひび割れ発生箇所周辺のひずみ速度は  $10^{-10}$  であるため、重ね合わせ曲げ試験に比して 1 オーダー遅いことから、応力緩和が大きくなっているものと考えられることから、重ね合わせ曲げ試験は安全側の評価を行っていると言え、地震前に生じていたひずみの影響は殆どないものと評価した。

以上の結果から、今回のひび割れは、湛水によってすでに生じていたひずみに地震によるひずみが加って生じたものではないと判断した。

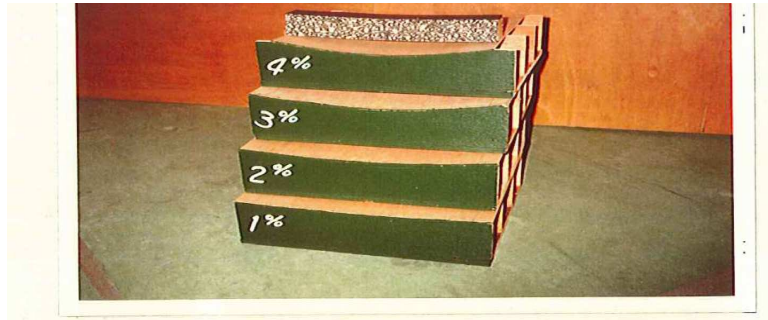


図-5.2.2 初期ひずみ用型枠<sup>2)</sup>

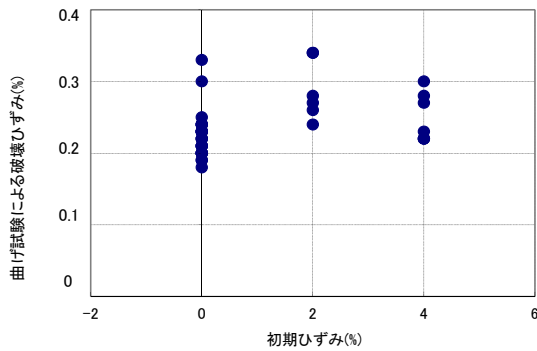


図-5.2.3 初期ひずみを与えた供試体での曲げ試験結果<sup>2)</sup>

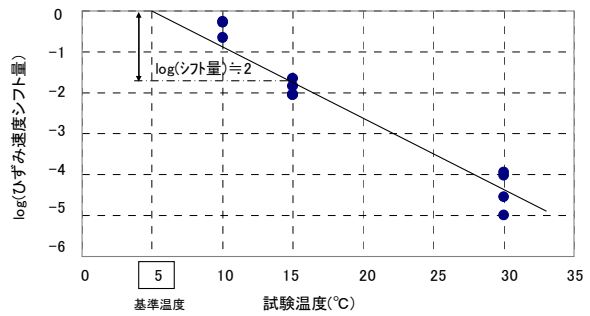


図-5.2.4 破壊ひずみの試験温度とひずみ速度シフト量の関係<sup>2)</sup>

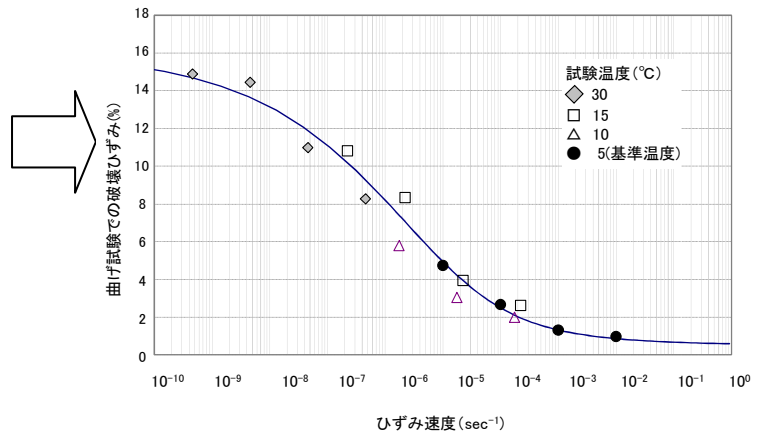
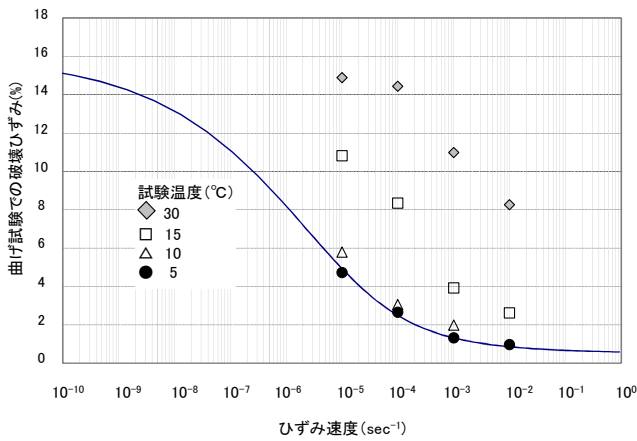


図-5.2.5 各温度・ひずみ速度条件下での破壊ひずみのひずみ速度によるシフトの例<sup>2)</sup>

### 5.3 ひび割れ先端でのひずみ集中による影響評価

上述したように、繰り返し変形による疲労破壊や、湛水時に蓄積したひずみの影響はないことを確認したため、以下、ひび割れ箇所へのひずみの集中によるひび割れの進展について室内試験等により評価を行った。

### 5. 3. 1 密粒度アスファルトコンクリートの切り欠き梁による曲げ試験

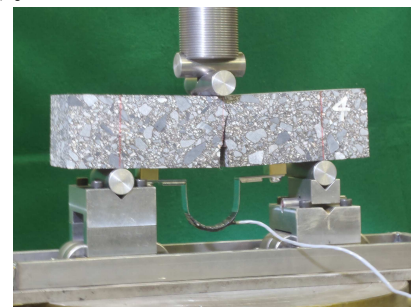
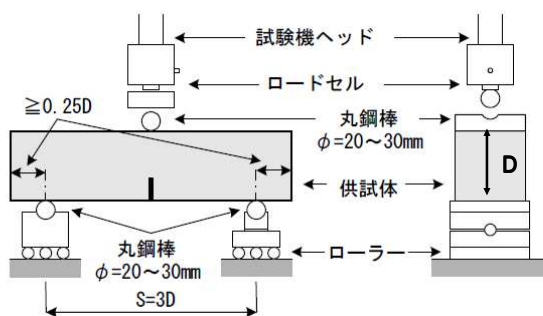
コンクリートの分野では、コンクリートの切り欠き梁試験（日本コンクリート工学会で規定している JCI-S-001-2003 (切り欠きはりを用いたコンクリートの破壊エネルギー試験方法)<sup>3)</sup>）により、ひび割れが生じた後のコンクリートの靱性を把握する方法が確立されており、これを用いたひび割れ進展解析が行われている<sup>7) 8) 9)</sup>。

遮水壁材料である密粒度アスファルトコンクリートについて、この手法に準拠した試験によりコンクリートと同様にひび割れが生じた後のひび割れ先端部での引張強度の評価を試みた。

供試体は、ダムサイト近傍に設けた暴露試験ヤードから採取した。暴露試験ヤードはダムの右岸約 200m に位置し、舗設した材料、時期は本体と同じであり、天端標高、斜面の方角はダムと同じである。供試体寸法は、JCI-S-2003 に準拠して最大骨材寸法( $d_a$ )13mm より幅 60mm( $B \geq 4d_a$ )×高さ 56mm( $D \geq 4d_a$ )×長さ 250mm( $L \geq 3.5D$ )とし、スパン長は 168mm ( $L \geq 3D$ )、切り欠き幅は 3.7mm、深さ 16.8mm とした。

試験温度は-5°C (地震当日の平均気温)、および 5°C (水温)、载荷速度は 50.4mm/分 (切り欠きが無い供試体を用いた曲げ試験におけるひずみ速度が  $1 \times 10^{-2} \text{ sec}^{-1}$  と同じとなる変位速度) で行った。

治具等も同様に JCI-S-2003 に従って作製したが、ひび割れ開口変位の測定については、密粒度アスファルトコンクリートの弾性係数がコンクリートに比較して 1/10 程度と小さく、クリップゲージでは試験途中で破断してしまったため、切り欠き部より 50mm 離れた位置にパイゲージの両端を固定して測定した (図-5.3.1)。



(試験状況)<sup>2)</sup>

図-5.3.1 切り欠き梁を用いた曲げ試験の概要<sup>3)</sup>

### 5. 3. 2 試験結果

試験の結果から得られた荷重と変位の関係から引張軟化曲線を推定するに当たっては、公開されている FEM-FT 法のプログラムを使用した。FEM-FT 法により試験結果を再現

した結果の一例は図-5.3.2 に、引張軟化曲線の推定結果は温度 $-5^{\circ}\text{C}$ の場合は図-5.3.3、温度 $5^{\circ}\text{C}$ の場合は図-5.3.4 にそれぞれ示すとおりである。

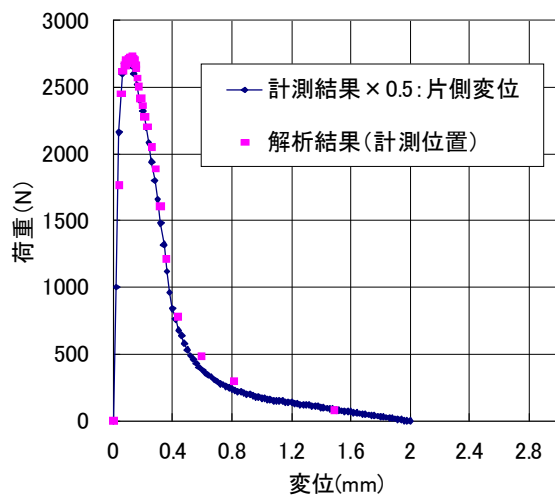


図-5.3.2 切り欠き梁を用いた曲げ試験結果(一例)<sup>2)</sup>

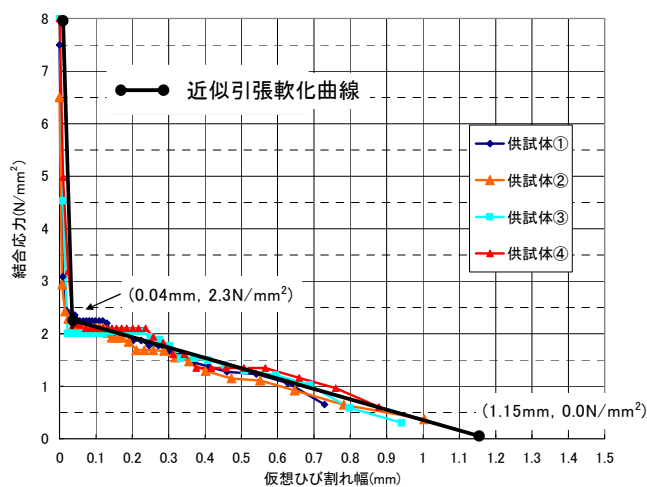


図-5.3.3 引張軟化曲線 ( $-5^{\circ}\text{C}$ )<sup>2)</sup>

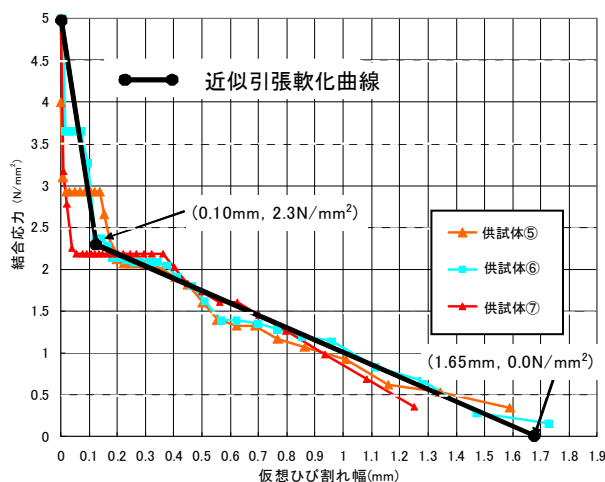


図-5.3.4 引張軟化曲線 ( $5^{\circ}\text{C}$ )<sup>2)</sup>

このようにして求めた引張軟化曲線を2直線で近似した結果、結合応力が0となるひび割れ幅は $-5^{\circ}\text{C}$ の場合で $1.15\text{mm}$ 、 $5^{\circ}\text{C}$ の場合では $1.65\text{mm}$ となる。

なお、八汐ダムの密粒度アスファルトコンクリートの既往の曲げ試験結果は図-5.3.5 に示すとおりであり、弾性係数は既往の試験結果では $-5^{\circ}\text{C}$ 、 $1 \times 10^{-2}\text{sec}^{-1}$ の場合、 $3,700\text{N/mm}^2$ 程度であり、 $5^{\circ}\text{C}$ 、 $1 \times 10^{-2}\text{sec}^{-1}$ の場合、 $1,240\text{N/mm}^2$ 程度である。 $-5^{\circ}\text{C}$ については、天端で採取した供試体の試験結果があり、既往の試験結果より大きくなっており、 $4,000\text{N/mm}^2$ となっている。また、天端採取試料の強度は $9.2\text{N/mm}^2$  (既往試験結果  $10.7\text{N/mm}^2$ )、破

壊ひずみは 0.23%(既往試験結果 0.29%)であり、強度、破壊ひずみは既往の試験結果より小さくなっている。これらは経年による変化などが要因と考えられる。5°Cの場合も同様の傾向となっていることが考えられるが、5°Cの場合には脆性領域と延性領域の境界付近の温度であり、延性的な挙動の影響が強く現れていることが考えられ、応力が小さく算出されている。

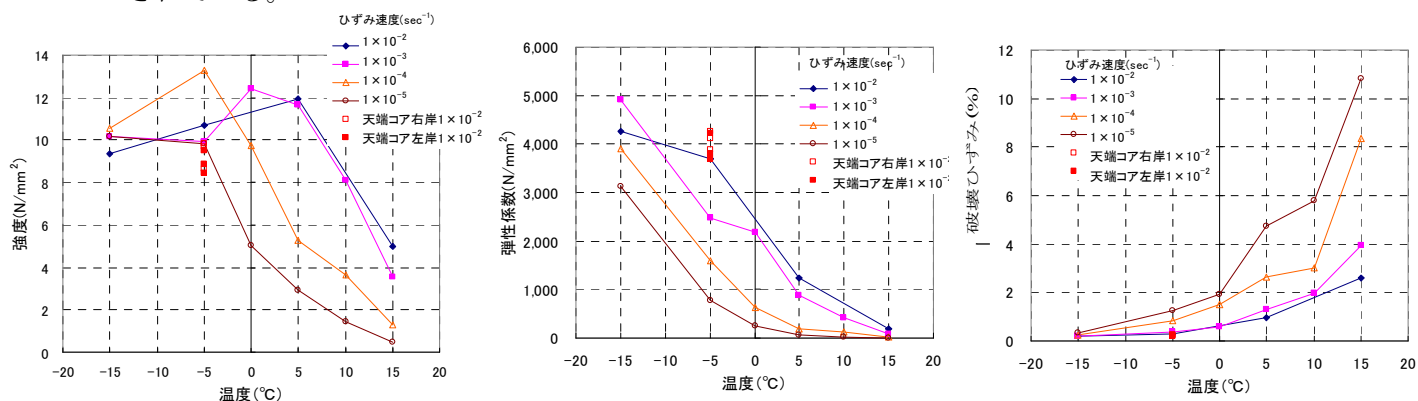


図-5.3.5 既往の曲げ試験結果と天端付近採取供試体の試験結果

また、試験は参考として-15°C、0°Cでも実施しており、以下のような結果が得られている。

- ・最大荷重は-15°C～5°Cの範囲では大きな違いはない (図-5.3.6)。
- ・破断時変位は温度が高いほど大きくなる (図-5.3.6)。
- ・破壊エネルギー ( $G_F$ ) を計算すると、温度が高いほど大きくなっている。これは温度が高いほど粘性的な性質が強くなることで応力緩和が大きくなり、外力に対するエネルギーの吸収が増大するためと考えられる (図-5.3.7)。

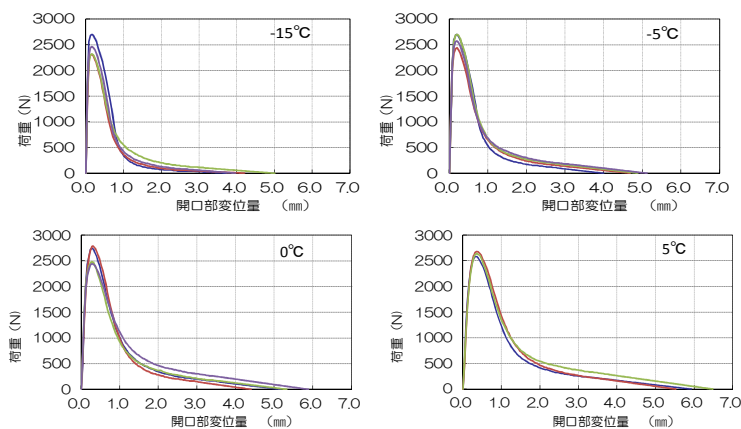


図-5.3.6 開口変位量と荷重の関係

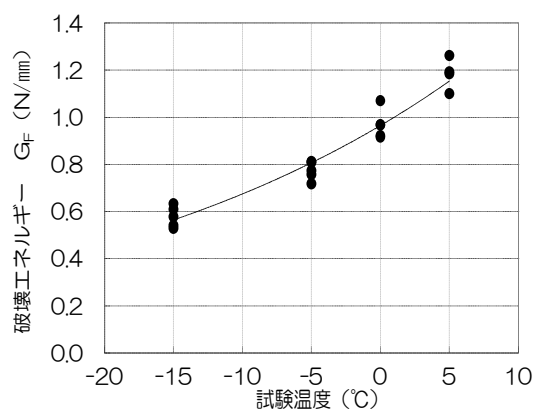


図-5.3.7 試験温度と破壊エネルギーの関係

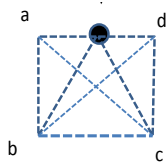
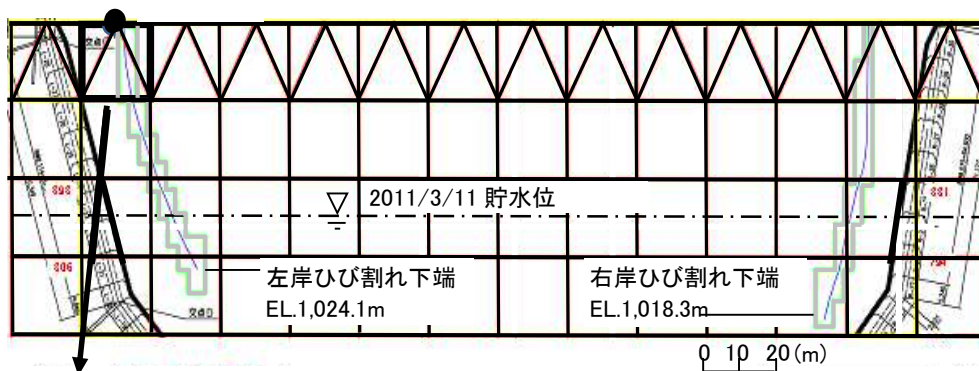
### 5. 3. 3 引張軟化曲線と3次元動的解析による表面節点間変位を用いたひび割れ進展予測

第4章で述べたように、東北地方太平洋沖地震時の八汐ダムの挙動については基礎岩盤上で得られた加速度記録を用いて3次元動的解析による堤体各部の加速度の再現解析を行い、この解析結果から、天端のコンクリートブロックジョイントにひずみが集中したとすれば、ひび割れが生じるレベルとなると評価した<sup>9)</sup>。ここでは、この解析で得られた遮水壁表面の変位の時刻歴と前述した引張軟化曲線を用いて遮水壁のひび割れ進展について評価を行った。なお、遮水壁はダム堤体と一体となって変位すると仮定し、天端付近の表面遮水壁にひび割れが生じた後はひび割れ先端部の変位=ひび割れ幅となると考え、3次元動的解析結果におけるダム上流面接点(=遮水壁表面節点)の変位の時刻歴を追ってひび割れの進展を評価した。

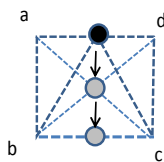
なお、ひび割れ進展の評価は、遮水壁に生じる引張ひずみと材料の破壊ひずみにより行うこととし、具体的な手順は以下に示すとおりとした。

- ① 図-5.3.3, 図-5.3.4のひび割れ開口幅と結合応力の関係からひび割れ開口幅に対応する破壊ひずみを求める。(ひび割れ幅に応じた破壊ひずみは開口幅に応じて結合応力に比例して低下するものとした)
- ② 3次元 FEM 解析によるひび割れ発生箇所近傍の隣り合う節点について、時刻毎に節点間距離の変化量を算出し、初期の節点間距離で除して節点間平均ひずみを求める。
- ③ 亀裂の生じた天端コンクリートジョイント部(天端上流法肩の各節点が各ジョイントの位置)に隣接する節点間距離の変化量をひび割れ開口幅とした場合にこれに対応する破壊ひずみが②で求めた節点間平均ひずみを下回る場合ひび割れが進展すると判定する。図-5.3.8, 図-5.3.9に左岸側天端付近のひび割れ進展判定の一例を示す。  
なお、破壊ひずみの初期値は天端付近より採取したコア供試体による曲げ試験結果( $2.3 \times 10^{-3}$ : 温度 $-5^{\circ}\text{C}$ , ひずみ速度  $1 \times 10^{-2} \text{ sec}^{-1}$ )とした。
- ④ ③の作業を繰り返し最終的にひび割れが進展する方向を決める。

上記の手順で評価を実施した結果は図-5.3.10に示すとおりとなり、地震により左右岸ともに概ね実際にひび割れが生じた領域に類似する結果となった。以上の結果から、地震によるひび割れ幅の開口によりひび割れが水面付近(天端からの長さ 50~60m 程度)まで進展した可能性があるものと判断した。

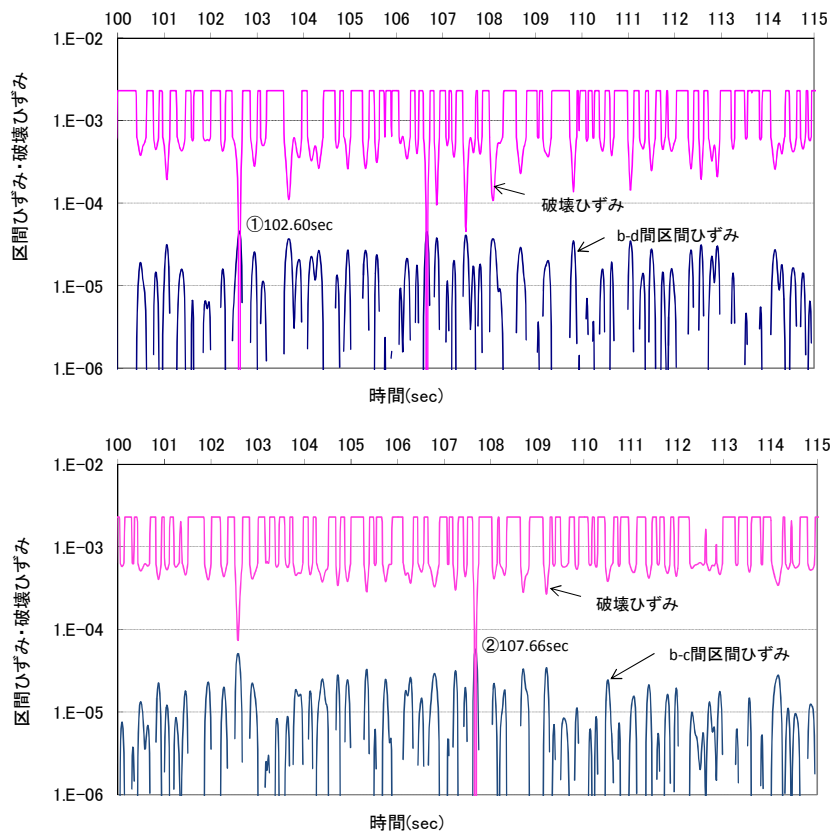


まず、a-d間にひび割れが発生した場合  
 a-b, d-c, a-c, b-dの区間長の変化量(伸び量)、それによる区間ひずみ時刻歴を計算し、伸び量=ひび割れ幅として破壊ひずみを求め、最も早い時刻に、発生しているひずみが降伏ひずみを上回る区間についてその区間の中央にひび割れが進展するものとした。



区間ひずみと破壊ひずみを比較した結果、左図のようにひび割れが進展する結果となる。

図-5.3.8 ひび割れ進展評価の手順の一例(左岸天端付近)<sup>2)</sup>



まず 102.6sec で b-d 間にひび割れが進展し、その後 107.66sec で b-c 間に進展する。  
 その他 a-b, a-c, c-d 間の区間ひずみは破壊ひずみを超えない。

図-5.3.9 節点間変位(ひずみ)によるひび割れ進展評価の一例(左岸天端付近)<sup>2)</sup>

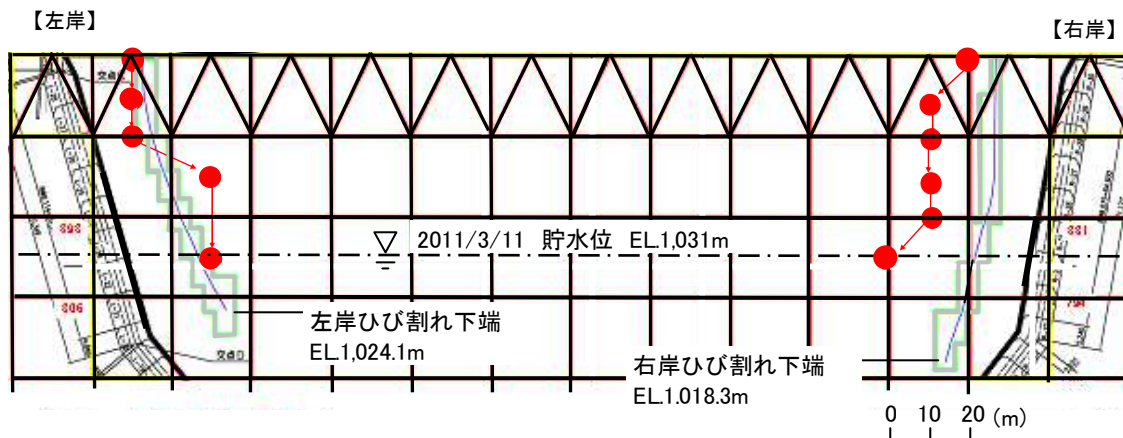


図-5.3.10 ひび割れ進展予測結果<sup>2)</sup>

#### 5. 4 温度応力の評価

3次元動的解析及び密粒度アスファルトコンクリートの引張軟化曲線によりひび割れが水面付近まで進展した可能性を示したが、ひび割れは地震時の水位以下7～13mまで達している。地震直後にそれまで0であった表面遮水壁からの左右岸ともに漏水量が生じたことから、地震直後のひび割れは左右岸ともに水中部まで達していたとは考えられるが、地震直後の漏水量が左右岸合計で20ℓ/分程度と最終的に確認したひび割れ長さに対応する漏水量（最大左右岸合計300ℓ/分程度）に比して少量であったことから、水面下の長さはわずかであったと考えられる。このため、地震後の貯水位や外気温、貯水温と中間排水層ドレーン流量の変化から、温度低下により遮水壁が収縮し、ひび割れが進展した可能性もあると考えられたことから、温度応力についても評価を行った。

##### 5. 4. 1 中間排水層ドレーン流量計測結果

地震直前から最初の応急補修後（3月21日）にかけての外気温、貯水温（水面-0.5m位置）、及び中間排水ドレーン流量の計測結果は図-5.4.1に示す通りである。

地震直後の3月12日および3月13日に八汐ダム水位は発電のための揚水に伴いEL.1,030から1,034m程度まで上昇し、その後発電により水位低下している。これら水位上昇に対応して中間排水ドレーン流量は増加しているが、3月13日の水位上昇時でその増加量が大きくなっている。これについては、3月12日から3月13日にかけての水位低下により5℃程度の水中にあった部分が-5℃程度の水面上となることで約10℃の温度低下が生じたことで、ひび割れが伸長したか、または幅が広がった可能性が考えられる。

なお、中間排水ドレーン管の配置は図-5.4.2(1)、図-5.4.2(2)に示すとおりであり、中間排水層のカットオフ接合部に周辺密粒度層が設置されており、これにより幅概ね 10m 程度ごとに集水された水はカットオフに設けられた排水孔で監査郎内へ導水され、手動による孔別、左右岸別の合計量の自動計測ができるようになっている。さらに 3 月 14 日～3 月 17 日にかけての温度低下量は水面上にあった箇所では約 20°C、水面下にあった箇所では 15°C であり、これに伴う収縮によりひび割れ長さの進展や幅の拡大が生じた可能性がある。このため、八汐ダムの遮水壁に使用した密粒度アスファルトコンクリートについて、温度応力試験結果の評価や、ひび割れの状況を踏まえた外部拘束による温度応力の計算を行って、5.3 で記述した地震によるひび割れ進展以降のひび割れ進展が温度応力によるものかどうかについて評価を行った。

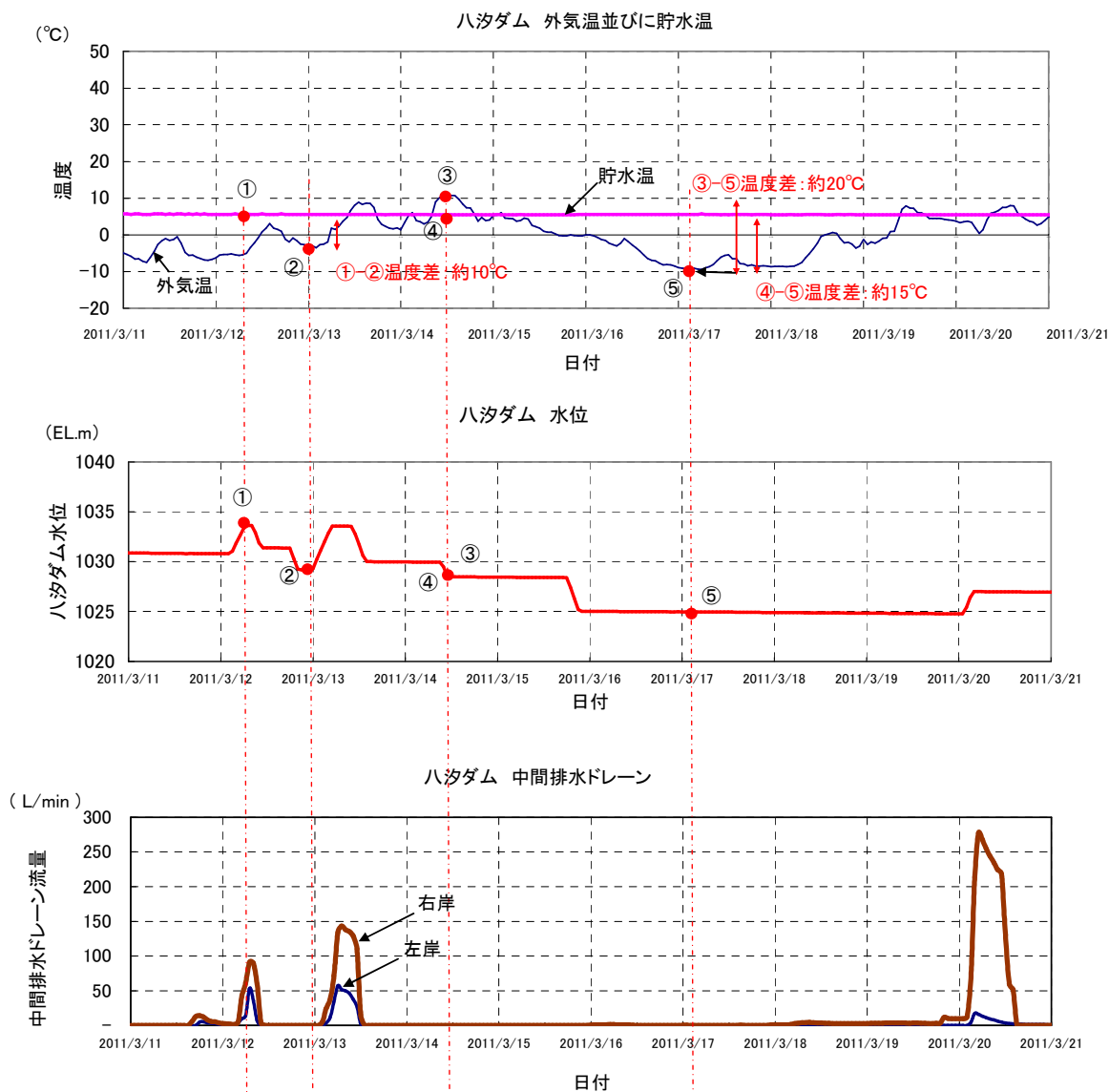


図-5.4.1 外気温・調整池水温ならびに中間排水ドレーン流量計測結果<sup>2)</sup>

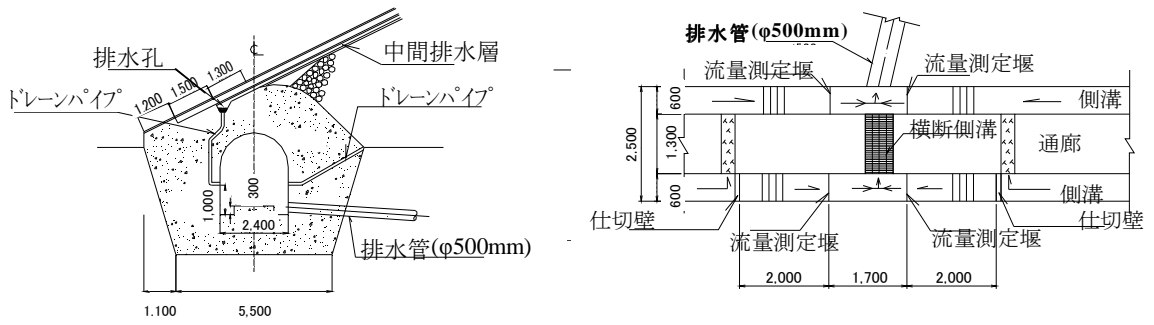


図-5.4.2(1) 八汐ダム中間排水ドレーン流量観測設備概要<sup>2)</sup>

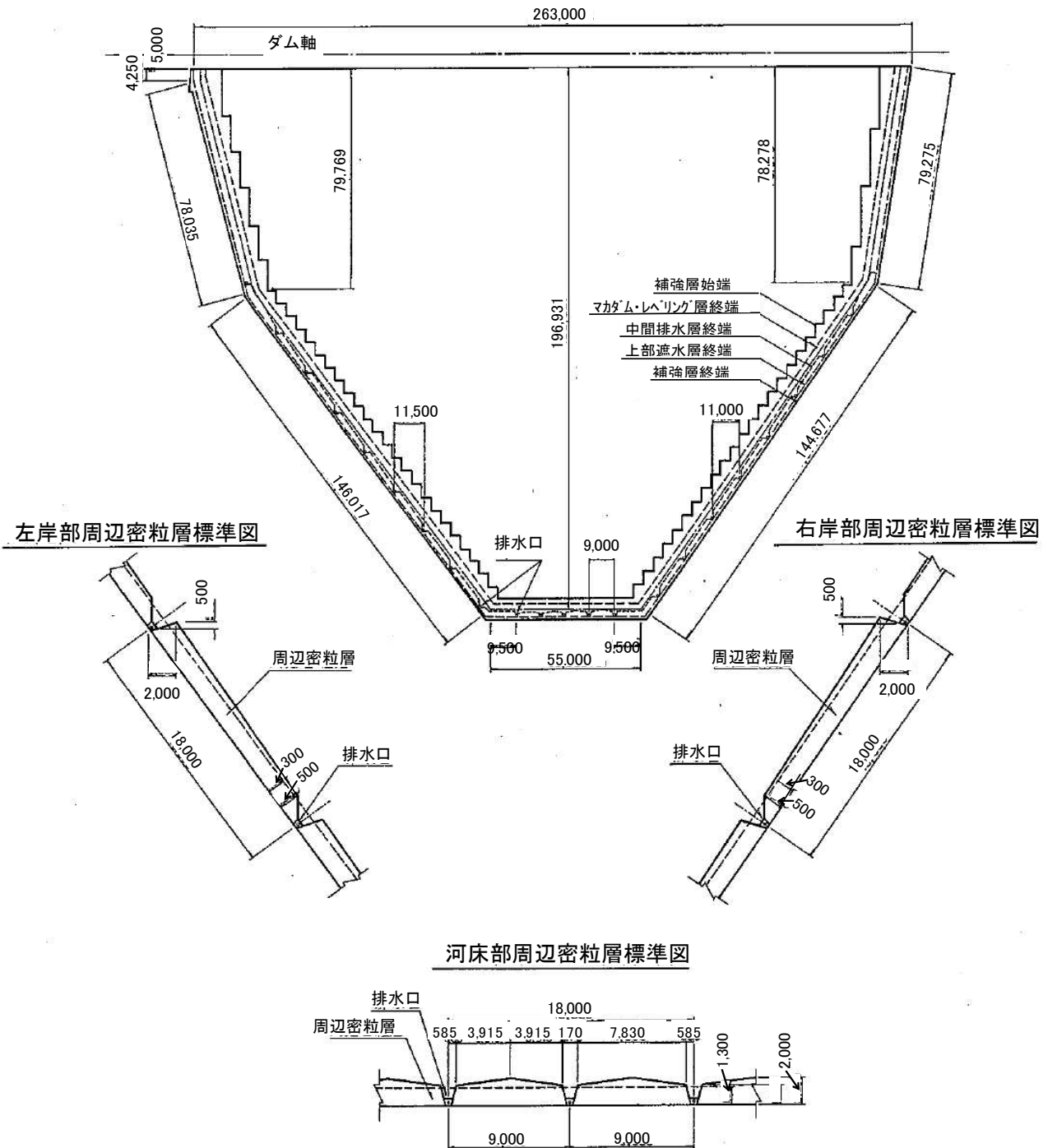


図-5.4.2(2) 八汐ダム中間排水ドレーン流量観測設備概要

#### 5. 4. 2 密粒度アスファルトコンクリートの温度応力<sup>2)</sup>

密粒度アスファルトコンクリートの温度を1時間当たり2℃の割合で初期温度10℃より低下させ、温度応力を測定する試験を実施した。この試験は、25mm×25mm×260mmの供試体を両端固定して低温槽内で±0.1℃で制御しながら、ある温度から一定冷却速度で供試体が破壊に至るまで冷却を行うものであり、荷重は5分毎に記録した。

温度応力による破断強度は温度-30℃程度において3N/mm<sup>2</sup>程度であり、密粒度アスファルトコンクリートの線膨張係数を20μ/℃とするとひずみにして8×10<sup>-4</sup>程度である。ただし、温度が-5℃程度までは応力緩和性状が良好なことにより発生する温度応力は小さく0.2N/mm<sup>2</sup>程度、ひずみは4×10<sup>-4</sup>程度であるが、-15℃以下となると急激に温度応力が增大しており、-5℃～-10℃より低温下では応力緩和が小さくなることを示している(図-5.4.3)。森吉ら<sup>10)</sup>による既往の研究成果によれば、温度低下勾配を変化させても応力・温度曲線はほぼ同一であるとされている。なお、線膨張係数を一定とすると、図-5.4.3の温度と温度応力の関係より温度と弾性係数の関係が求められる。なお、3月11日の地震後の環境温度は最低で-10℃まで低下しており、ある程度の温度応力が発生した可能性がある。

遮水壁の外部拘束による温度応力は遮水壁が温度低下により収縮するのをトランジションが拘束することにより生じる。以下、外部拘束による温度応力について検討した結果を記述する。

外部拘束による温度応力は以下の式で表される。

$$\sigma = R \cdot \alpha \cdot E_g \cdot \Delta T \quad (5.5)$$

ここにσ：温度応力，R：拘束度，α：線膨張係数，E<sub>g</sub>：弾性係数，ΔT：温度変化量である。また、拘束度については吉岡ら<sup>11)</sup>がコンクリートに関して行った研究成果によれば、以下のように表される。

$$R = 1 / (1 + 1 / \alpha_r \cdot E_g / E_f) \quad (5.6)$$

$$\alpha_r = 0.33 \cdot L / h \quad (5.7)$$

ここに、h：コンクリートブロックの高さ，L：コンクリートブロックの長さ，E<sub>g</sub>：コンクリートの弾性係数，E<sub>f</sub>：地盤の弾性係数である。

遮水壁の弾性係数は図-5.4.3に示す温度応力試験結果より遮水壁の線膨張係数20μ/℃として、温度との関係を下式のように求めた。

$$E_g = 167 \cdot \exp(-0.158 \cdot T) \quad (5.8)$$

ここに、T：温度(℃)である。

床盤となるダムのトランジションの弾性係数を既往の検討結果(第2章 図-2.3.14)より  $60\text{N/mm}^2$  とし<sup>12)</sup>、温度が  $10^\circ\text{C}$  低下した場合には、遮水壁の厚さ  $0.37\text{m}$ 、長さ  $200\text{m}$  (ひび割れとひび割れの間隔) として、ひび割れ幅は約  $30\text{mm}$  程度拡大することとなる。しかし、表-5.4.1 に示すように、3/13~3/14, 3/14~3/15, 3/15~3/16 における現地でのクラックスケールによるひび割れ幅測定結果では気温差  $10^\circ\text{C}$  程度におけるひび割れ幅の変化は  $1\sim 2\text{mm}$  程度であったことから、式(5.6)~(5.8)に基づく拘束に寄与する範囲(ブロック長さ: 拘束長さ)と温度低下量とひび割れ幅の関係(図-5.4.4)から拘束される長さは  $20\sim 30\text{m}$  相当となる。なお、拘束される長さ  $t$  とひび割れ幅  $w$  の関係は、ひび割れ幅を各ステップ毎に拘束度、線膨張係数、温度低下量、拘束される長さを掛け合わせて積分して以下のように計算した。

$$t = \sum \Delta t_i = \sum (R_i) \times 20 \times 10^{-6} \times \Delta T_i \times L \quad (5.9)$$

ここに  $i$ : 計算ステップ,  $\Delta t_i$ : 各ステップでのひび割れ幅の増分(m),  $R_i$ : 式(5.6)~(5.8)で算出される各計算ステップ毎の拘束度,  $\Delta T_i$ : 各計算ステップ毎の温度低下量( $0.5^\circ\text{C}$ ),  $L$ : 拘束される長さである。

拘束される長さを  $20\sim 30\text{m}$  とした場合、 $15^\circ\text{C}$  の温度低下時(3/14~3/17:  $5^\circ\text{C}\sim -10^\circ\text{C}$ )にはひび割れ幅は  $1.8\sim 3.5\text{mm}$  増加すると考えられ(図-5.4.5)、この程度ひび割れ幅が増加すれば、5.3で示したようにひび割れ幅が  $-5^\circ\text{C}$  で  $1.15\text{mm}$ ,  $5^\circ\text{C}$  で  $1.65\text{mm}$  でそれぞれ結合応力(強度)は  $0$  となることから、ひび割れが進展していく可能性は十分に考えられる。

表-5.4.1 ひび割れ幅測定結果

日時	場所	外気温( $^\circ\text{C}$ )	ひび割れ幅(mm)
2011/3/12 12:00	右岸天端	2	ひび割れ確認できず
2011/3/13 7:00	右岸天端	0	3
2011/3/14 11:00	右岸天端	10	毛状~1
2011/3/15 15:00	右岸天端	0	2~3
2011/3/15 10:00	右岸EL1,038m付近(アスファルトマスティック塗布部)	5	—
2011/3/16 14:00	右岸EL1,038m付近(アスファルトマスティック塗布部)	-5	2

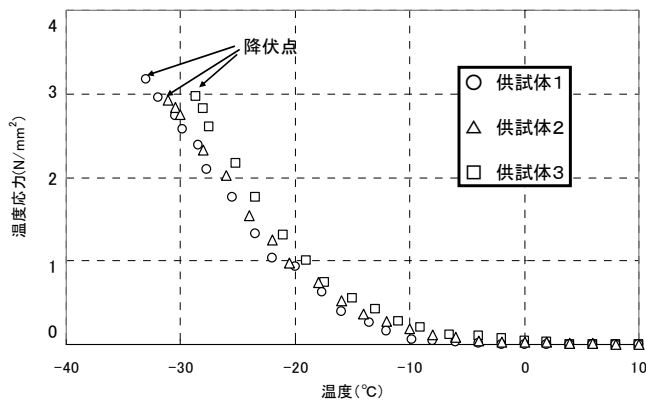


図-5.4.3 温度応力試験結果<sup>2)</sup>

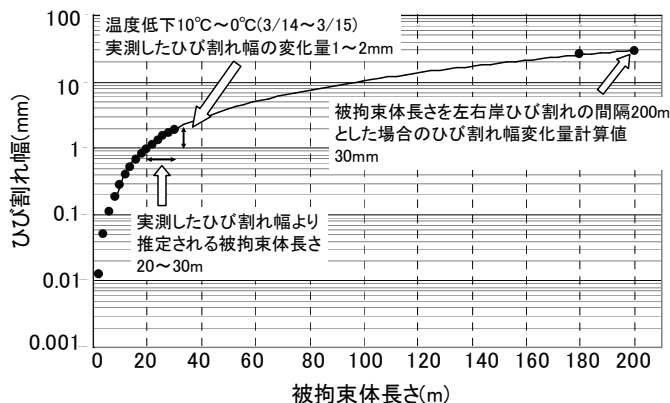


図-5.4.4 被拘束長さ  $t$  とひび割れ幅の関係 (温度低下  $10^\circ\text{C}$ )<sup>2)</sup>

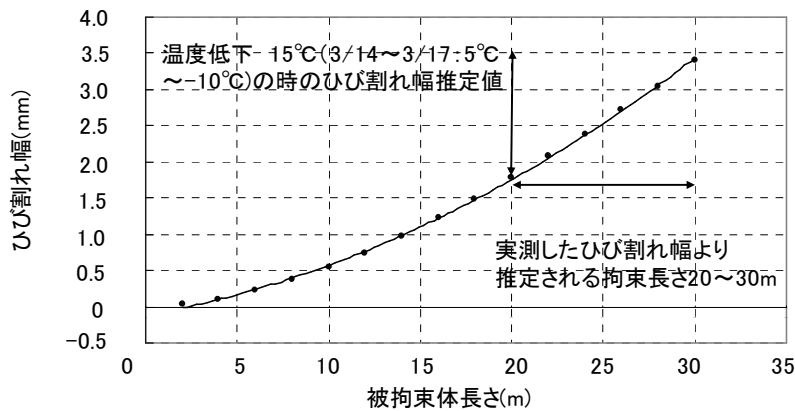


図-5.4.5 被拘束長さとはび割れ幅の関係 (温度低下 15°C) <sup>2)</sup>

#### 5. 5 ひび割れ状況の検証

平成 23 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震で八汐ダムに生じたひび割れについては、以下のように順次状況を確認してきた。

- a.平成 23 年 3 月 13 日 7:00 (外気温 1.5°C, 貯水位 EL.1,033.55m) に左右岸に 1 本ずつのひび割れを確認
- b.平成 23 年 3 月 14 日 12:00 (外気温 10.7°C, 貯水位 EL.1,028.47m) に各ひび割れは水中部まで連続していることを確認 (ただし, 低標高部ひび割れは幅が微細のため水面下部分は良く見えない)
- c.平成 23 年 3 月 16 日 8:00 (外気温-3°C, 貯水位 EL.1,024.99m) に潜水土により左岸ひび割れ先端は EL.1,024.5m であることを確認 (ただし, 水中部ひび割れは吸い込みなし)
- d.平成 23 年 3 月 17 日 12:00 (外気温-5.6°C, 貯水位 EL.1,024.93m) に潜水土により右岸ひび割れ先端は EL.1,018.6m であることを確認 (ただし, 水中部ひび割れは吸い込みなし)
- e. 平成 23 年 4 月 16 日~5 月 22 日の復旧工事 (外気温 5~10°C, 貯水位 EL.1,012m) において, 左岸側ひび割れ先端は EL.1,024.1m, 右岸側は EL.1,018.3m であることを確認

図-5.5.1 に示すように, それぞれの段階でひび割れ先端部の標高を確認してきたが, a. で最初にひび割れを確認した時点で, 地震時水位(EL.1,031m)より低い水位(3/12,

EL.1,029m)を経験していたため、温度応力の影響のない時点でのひび割れ先端部標高確認できていない。ただし、地震直後に表面遮水壁からの漏水が確認されていることから、ひび割れは水面以下まで達していたこととなるが、その量は右岸が14ℓ/分、左岸が5ℓ/分と比較的少なかったことから、地震直後には水面下のひび割れ長さはそれほど長くはなかったものと考えられる。また、右岸側では左岸側より漏水量が多かったことから地震直後から右岸側は左岸側よりもひび割れ長さが長かった可能性が高い。cおよびdの段階で貯水位がEL.1,025m程度まで低下したことにより、ほぼ最終的な先端部標高までひび割れが達したものと考えられる。連続的な水中部のひび割れ状況の監視を行っていないため、ひび割れ進展の経時変化はとらえていないが、漏水量の挙動も含めて推定すると、b.の段階で左岸側のひび割れ下端は水面(EL.1,028.7m)付近にあり、右岸側は比較的低標高まで進展していたと考えられ、その後、応急補修のための水位低下(3/15, EL.1,025m)時にそれぞれ左岸側がEL.1,024.5m、右岸側がEL.1,018.6mまで進展したものと考えられる。図-5.5.2には外気温、貯水温、貯水位、漏水量の経時変化を示す。

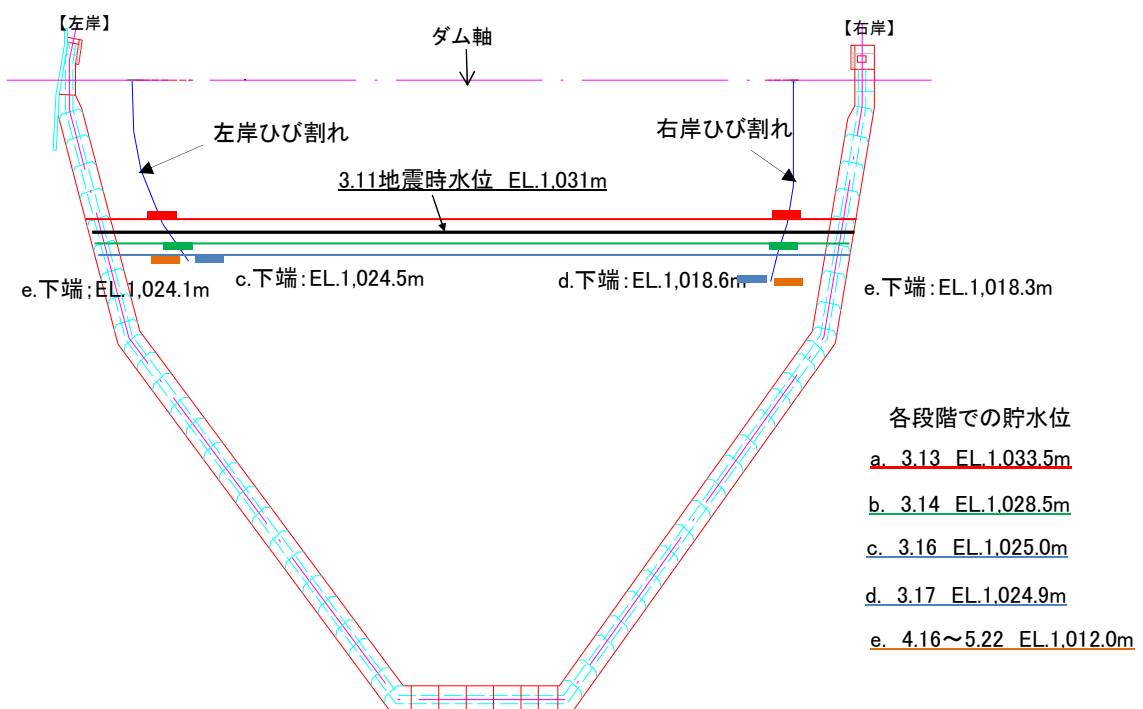


図-5.5.1 ひび割れ先端部確認結果

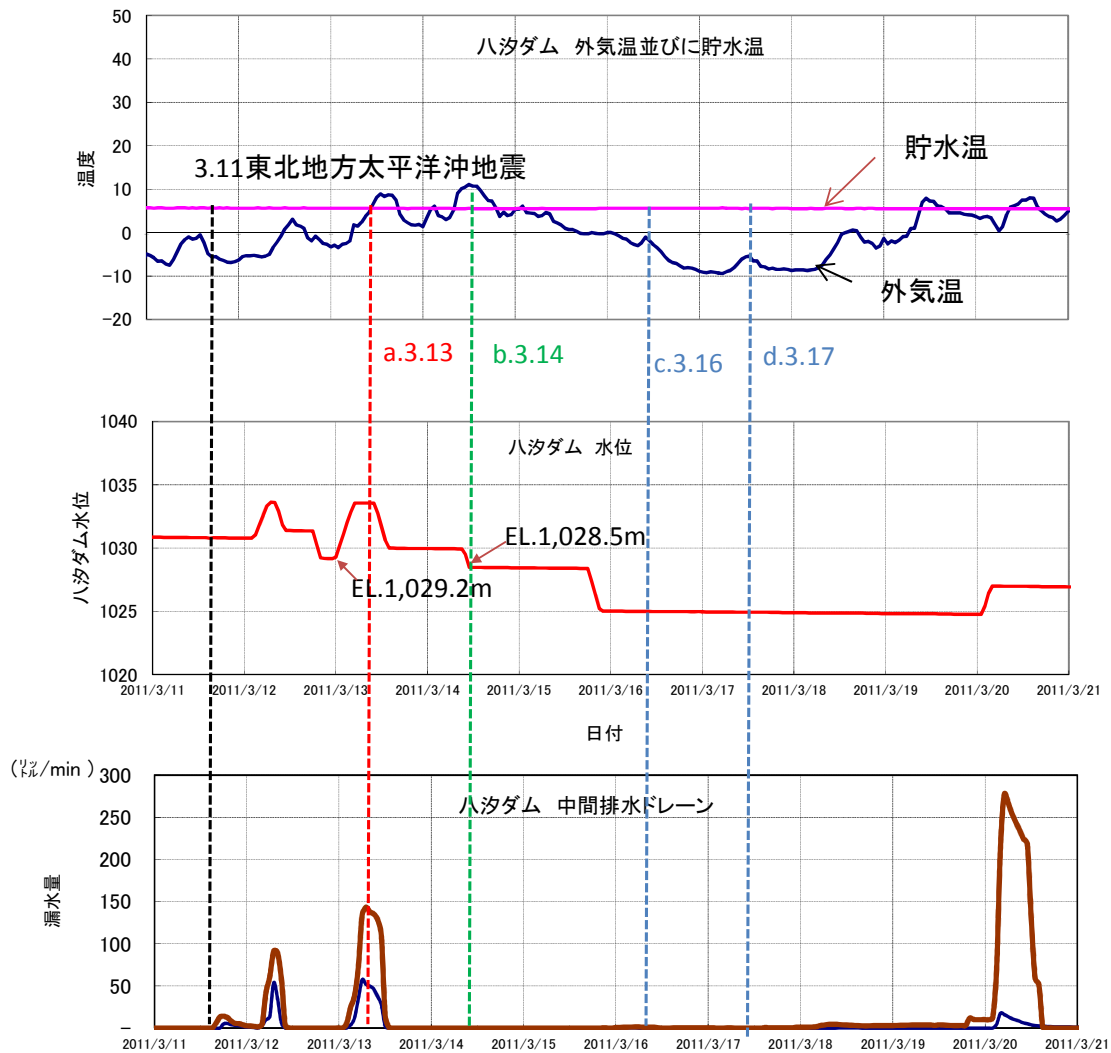


図-5.5.2 ひび割れ先端部確認時の温度・貯水位及び漏水量

なお、地震直後のひび割れが右岸側で比較的長くなった理由としては、ひび割れ進展評価に用いた3次元動的解析においては地山（岩盤）の物性を均一としたが、図-5.5.3に示すようにやや右岸側で変形係数の小さいCM級岩盤の層厚が大きくなっており、実際には地震中の変位は左岸側より右岸側で相対的に大きかった可能性がある。天端の左右岸、中央の加速度記録から基礎岩盤中央との相対変位を求め、その軌跡を示した図-3.7.10（第3章 3.7.2）によれば、天端においては右岸側が左岸側よりも変位が大きくなっている傾向が見られる。なお、CM級岩盤の変形係数は $784\text{N/mm}^2$ 、CH級岩盤の変形係数は $1,176\text{N/mm}^2$ である<sup>13)</sup>。このように地震直後のひび割れ長が長かったことにより、その後の温度応力による進展が低標高まで及んだものと考えられる。

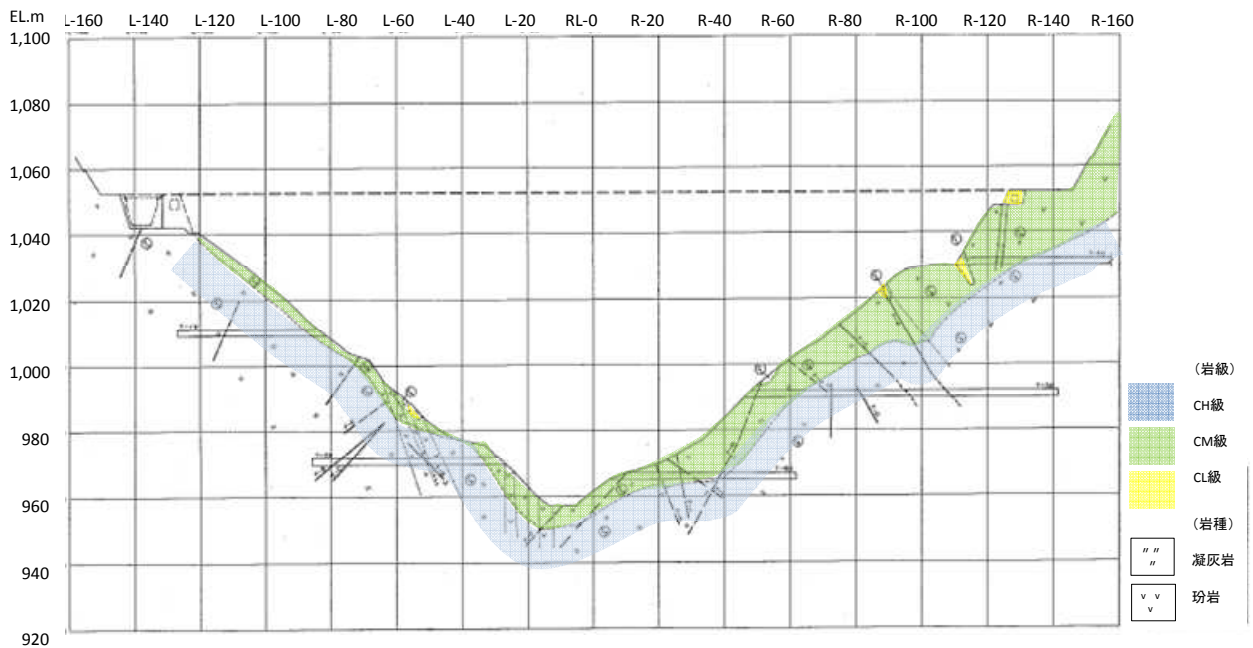


図-5.5.3 八汐ダム基礎岩盤岩盤等級分布図(ダム軸縦断面図)

以上により、天端コンクリートブロックジョイントにひずみが集中し、ひび割れが生じると、そのひび割れ先端にひずみが集中することで、発生しているひずみが小さくても相当な範囲までひび割れが進展する可能性があることか分かった。これに対しては局所的にひずみが集中する箇所についてはひずみを緩和させるような材料の使用や構造を検討する必要があるものと考えられる。また、安全性確保、点検や補修目的で水位を下げる際には、冬季においては遮水壁の温度低下につながり、温度収縮によりさらにひび割れが進展する可能性があるため、漏水量等を監視しながら慎重に行う必要があることが分かった。

## 5.6 5章のまとめ

第5章で行った検討の結果から以下のことが言える。

### (1) 繰り返し変形による疲労破壊

八汐ダムにおける繰り返し曲げ試験の結果や東富士ダムにおける繰り返し引張試験の結果・それに基づく検討成果を参照すると、八汐ダムで実施した東北地方太平洋沖地震の再現解析結果により推定した遮水壁に生じる最大ひずみ( $1.78 \times 10^{-4}$ )の値から疲労破壊に至る時間は7,900日となり、地震の主要動の継続時間80秒に対して大きいため、疲労破壊により生じたものではないと判断され、遮水壁は今回程度の規模の地震による疲労破壊に対しては十分な変形追従性を有していると考えられる。

## (2) 湛水により遮水壁に生じたひずみの影響

3次元築堤・湛水解析の結果によれば、地震発生前に湛水により、ひび割れが生じたアバットから20m程度の位置には0.002～0.005程度のひずみが生じていた可能性があるが、0～0.04の初期ひずみを与えた供試体による曲げ試験の結果から、初期ひずみを与えても変形追従性は変わらないため、湛水により生じたひずみはその後の変形追従性に影響しない。

## (3) ひび割れ発生による密粒度アスファルトコンクリートの変形追従性の低下

密粒度アスファルトコンクリートの切り欠き梁を用いた曲げ試験を実施し、その結果から得られた引張軟化曲線を用いて、3次元解析により推定した遮水壁の変位によりひび割れ進展を評価した結果、ひび割れ幅が拡大することにより、遮水壁の変形追従性は低下してひび割れは進展し、八汐ダムにおいて天端に生じたひび割れは地震動による変位が比較的小さな領域（天端より50～60m）まで進展する可能性があることがわかった。

## (4) 環境温度の低下による温度収縮

地震後の外気温、水温、貯水位と中間排水層ドレーン流量の挙動より、低温下に晒された後、中間排水層ドレーンの流量増大が確認されており、また、実際のひび割れ幅の変化から求めた拘束度(0.2～0.3程度)を用いると1.8～3.5mm程度の温度ひずみによるひび割れの開口が生じた可能性がある。このことから温度収縮によりさらにひび割れが進展した可能性があると考えられる。

以上のことから、アスファルト表面遮水壁は、ある箇所一旦ひび割れが発生すると、その後発生するひずみが十分に小さくても変形追従性が低下（破壊ひずみが低下）して進展していく可能性があるため、局所的にひずみが集中する箇所についてはひずみを緩和させるような材料の使用や構造を検討する必要があるものと考えられる。また、冬季において遮水壁に損傷が生じた場合には、水位を低下させ低温環境下に晒すことにより温度収縮が生じてひび割れがさらに進展する可能性があるため、安定性確保や調査目的で水位低下を行う際には、漏水量の挙動を逐次確認しながら慎重に行うことが望ましく、同型式のダムの運用においては、遮水壁に損傷が生じた際にこの性状を十分に配慮して対処する必要がある。

## 参考文献

1) 塚田智之, 内田善久, 山本浩志, 島田 祐樹: 2011年東北地方太平洋沖地震によるア

- スファルト表面遮水壁型フィルダムの被害と地震時挙動, ダム工学, vol.23 No.1. 6-18, 2013
- 2) 塚田智之, 内田善久, 山本浩志, 島田 祐樹: 東北地方太平洋沖地震時の八汐ダムにおける被害事例に基づくアスファルト表面遮水壁の変形追従性の評価, ダム工学, vol.24 No.2, 72-83, 2014
- 3) JCI: 切欠きはりをを用いたコンクリートの破壊エネルギー試験方法, JCI-S-001-2003
- 4) K.Ishii and M.Kamijo, Design for asphaltic concrete facing of Sabigawa upper dam, ICOLD San Francisco, Q.61-R.19, 1988
- 5) 中村吉男, 島崎 勝, 成田国朝, 奥村哲夫, 大根義男: アスファルト表面遮水壁型ダムの耐震評価に関する検討, ダム工学, vol.20, No.4, 212-223, 2010
- 6) 前田和亨, 菅井正澄, 石黒 健, 内田善久, 鶴田 滋, 中野 靖, 太田秀樹: アスファルト表面遮水壁型ダムの三次元築堤湛水解析-(その1)ダム堤体の変形挙動に関する検討, 土木学会第56回年次学術講演会, 590-591, 2001
- 7) 山口嘉一, 佐々木隆, 金縄健一: コンクリートダムの耐震性評価法の合理化に関する調査, 平成14年度土木研究所成果報告書III-7, 289-298, 2002
- 8) 金縄健一, 佐々木隆, 山口嘉一: 重力式コンクリートダムの形状が地震時のクラック進展に与える影響に関する検討, 平成15年度土木学会年次講演会 I-196, 391-392, 2003
- 9) 内田善久, 鶴田 滋, 真保 崇, 木全宏之, 藤田豊, 新美勝之: 重力式コンクリートダムのクラック進展解析における減衰特性の影響について, 土木学会地震工学論文集, 1-6, 2003
- 10) 森吉昭博, 菅原照雄: アスファルト混合物の破壊に関する研究(第8報) - 温度勾配の異なる温度応力試験について - 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第5部, 479-480, 1982
- 11) 吉岡保彦, 米沢敏男: マスコンクリートの温度応力算定に用いる外部拘束度に関する研究, 第8回コンクリート工学年次講演会論文集, 25-28, 1986
- 12) 東京電力㈱: 塩原発電所建設工事報告, 第2編 ダム・調整池(2-1 八汐ダム), 第2章 設計, 第3節 堤体, 21, 1995
- 13) 東京電力㈱: 塩原発電所建設工事報告, 第3編 地下構造物(3-3 水圧管路および水圧鉄管), 第2章 設計 第2節 構造設計, 11, 1995

## 第6章 補修工の変形追従性とひずみ集中箇所の処理方法

第5章まででひび割れ発生の原因と進展のメカニズムを推定し、検証を行ったが、これらの結果を踏まえた補修工とひずみ集中箇所の処理方法を考案した内容を以下に記述する。

### 6. 1 材料の選定と補修工の構造

#### 6. 1. 1 補修の要求品質

ひび割れの発生原因は、局所的なひずみの集中であったと評価した<sup>1) 2) 3)</sup>ことから、当該箇所についてひずみの集中を考慮した構造とすれば、既設の遮水壁は十分な変形追従性を有していると考えられる。したがって、補修後の遮水壁の要求品質としては以下のように設定した。

○補修箇所の変形追従性が既設遮水壁と同等以上であること

○補修箇所が弱点にならないこと

#### 6. 1. 2 応急補修と材料の選定

八汐ダムでは、地震によるひび割れを確認した後、電力需給逼迫のため早期の運転再開が望まれたため、応急的な補修を試みている。

応急的な補修については、早期に発電運転を再開するために、第1段階としては短期間で施工可能な応急的工法による措置を施した。

第1段階の応急補修では、まず、地震直後の3/15～19にかけて水面上のひび割れ箇所表面に保護層と同じアスファルトマスチック（ストレートアスファルト60/80使用）を塗布した。その後、直ちに補修効果を確認するためにダム水位を上昇させたが、2m程度上昇させた時点で漏水量の増加が確認された（図-3.4.1）ため、水位上昇を中断した。補修箇所の確認を行った結果、塗布したアスファルトマスチックは遮水壁の密粒度アスファルトコンクリートに比して10倍以上の変形追従性を有しているものの、外気温の低下によるひび割れの開口により破断が確認されたため、温度低下によるひび割れ幅の変化に追従するような補修材料を文献等で調査し、中村、島崎ら<sup>4) 5) 6)</sup>により低温での変形性能の改善を目的として開発された特殊改質アスファルト（SfAs）（以下、低弾性アスファルトと呼ぶ）を、また、施工が迅速に行うことができ、アスファルトとの接着や変形追従性、遮水性を有するシート材料として、アスファルトを含浸させた不織布シート<sup>7) 8)</sup>をそれぞれ選定した。

図-6.1.1に示すように水面上のひび割れには第1段階で塗布したアスファルトマスチック

クの上に低弾性アスファルトを使用したアスファルトマスティックを重ねて塗布した上にアスファルト含浸不織布シートを布設する工法を採用した。低弾性アスファルトはこれを使用した水密用アスファルトコンクリートの場合、従来のストレートアスファルトを用いたものに対して試験温度-10℃における破壊ひずみは約 10 倍と、非常に変形追従性の高い材料である。なお、水中部のひび割れについては水中でのコンクリート構造物の止水補修に用いられるエポキシ系のパテを施工した。この第 2 段階の応急補修は 3/21~3/25 で行い、その後水位上昇させて、漏水がないことを確認し運転を再開した。

上記のような応急補修により、震災直後の電力需給逼迫へ対応したが、夏季以降安定した運転を行うために本格的な補修を行うこととした。恒久的な補修を検討する上では応急補修の実績を十分に考慮した。

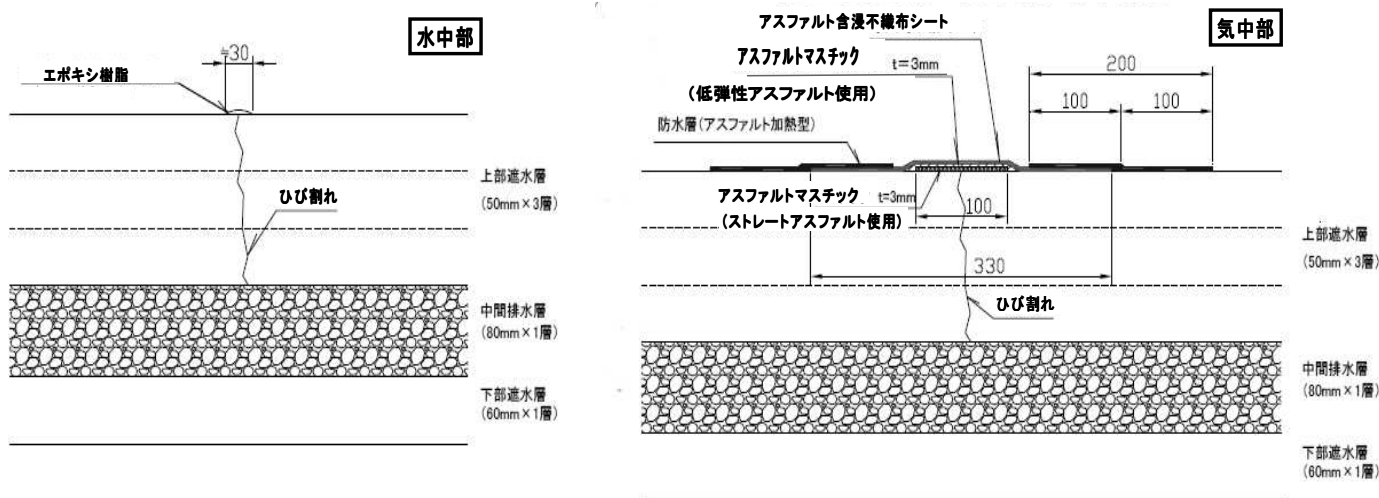


図-6.1.1 応急補修（第二段階）概要図<sup>1)</sup>

### 6. 1. 3 補修工の構造

アスファルト表面遮水壁型フィルダムの表面遮水壁の補修に関しては、国内外ともに、経年劣化に対する実績が大部分を占めている<sup>9) 10) 11) 12) 13) 14) 15)</sup>が、地震被害に対する大規模な補修の事例としては、静岡県<sup>4)</sup>の東富士ダムの例がある<sup>5)</sup>。

東富士ダムでは、損傷を受けたアスファルトを切削・除去し、低温下での変形性能の改善を目的として開発された低弾性アスファルトを使用した密粒度アスファルトコンクリートで新たに舗設している。

八汐ダムの補修を行うに際しては、大震災後の電力需給の逼迫により、早期の復旧が望まれたため、補修範囲を極力狭める必要があったことから、ひび割れを残置しながら所定の性能を保持できるような工法を検討することとし、材料には、ひび割れ箇所を緩衝材等

で局所的に置き換える工法に使用するものとして、低温下で変形追従性が低下するアスファルト材料の特性や、温度収縮を考慮して、低温下での変形性能の改善を目的として開発された低弾性アスファルトを候補とした。

ひび割れ箇所は切削除去して新規材料により打ち換えるのが通常の補修方法である。八汐ダムのひび割れは遮水壁の最下層まで達しており、通常の工法を採用した場合には、切削除去範囲が広範囲となる。具体的には、最下層(マカダム層)のひび割れ部除去幅を10cmとした場合、7層の新旧継ぎ目をそれぞれ50cmずつずらす(継ぎ目からの浸透パスを確保するため)ことや、アスファルトコンクリート舗設に使用するアスファルトフィニッシャの幅(最小幅1.8m)などの制約を受けて、マカダム・レベリング層を1層としても切削領域は幅で7.5m程度と大きくなる(図-6.1.2)。このため、下層のひび割れを残しても上層に変形追従性が高く、ひび割れ幅の拡大に追従可能な材料を使用することで切削範囲を縮小可能であると考えた。

上記考え方によれば、最上層のみ変形追従性の高い材料で置き換えれば最も切削範囲を小さくすることが出来るが、実質的に遮水機能を受け持つ上部遮水層は、経年劣化や、高温時のダレなどへの耐性を有するように、既設と同種の新規材料で補修することを基本とした。

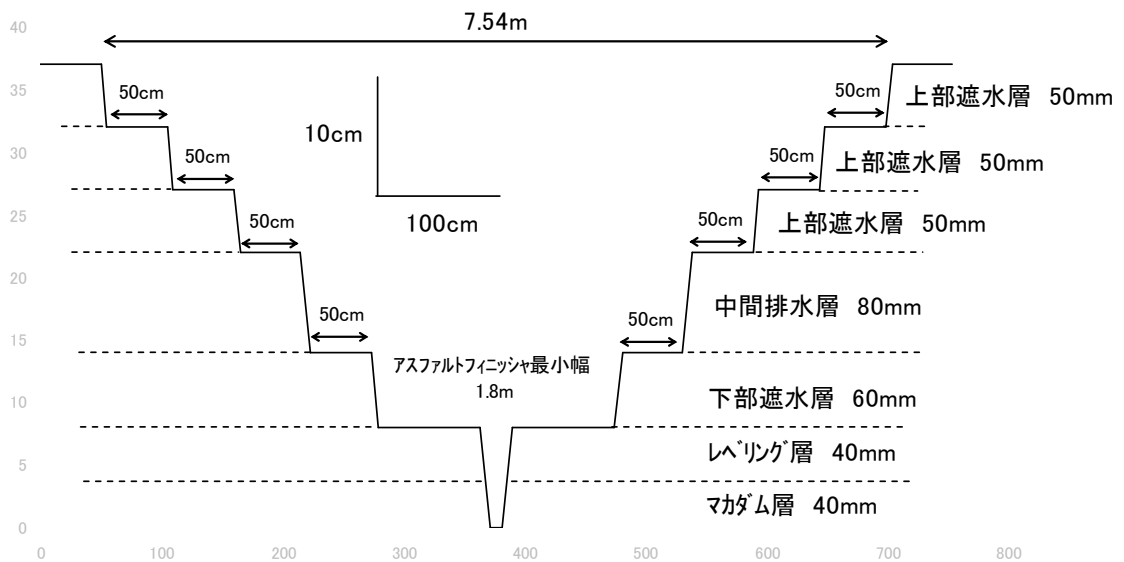


図-6.1.2 ひび割れを全て切削除去した場合の断面図

以上の考え方にに基づき、補修工は図-6.1.3 に示すようにひび割れ箇所を中心に上部遮水層2層目までを切削除去し、3層目クラック部を10cm程度の幅でカットした後、低弾性

アスファルトを使用したアスファルトマスチックを充填する工法を考えた。ひび割れは中間排水層より下部まで進展しており、これを残置することとなるため、低弾性のアスファルトマスチックを使用しても下部クラックによる上部のリフレクションクラックの発生が懸念された。道路舗装の分野ではリフレクションクラック抑制のためのガラスグリッドや不織布シートの開発がなされており、その効果は確認されている<sup>7)</sup><sup>8)</sup>。道路で実績のあるガラスグリッドについては、強度は大きい、柔軟性に欠け、アスファルトコンクリートとのなじみも良くないこと、また、ダム表面遮水壁という性質上、使用箇所に水みちが生じた場合に透水性が低い材料の方が有利となり、応急補修で止水性が確認されたことも併せて、上部のアスファルトコンクリートが万が一損傷した場合を考慮して材料単体での低透水性が確認されているアスファルトを含浸した不織布シートを採用することとした。低弾性アスファルトを使用したアスファルトマスチックを充填後、その上部にシートを布設し、上層2層を再度舗設する構造とした。なお、充填したアスファルトマスチックには施工中の流動や下部の中間排水層内への浸透を考慮して流動化防止材を使用することとしたが、この材料としては、貝沼ら<sup>16)</sup>が高温時の斜面流動抑制効果を確認している植物繊維材料を選定し、混入することとした。図-6.1.4 は貝沼らが行った、様々な流動化防止材を混入させたアスファルトマスチックを1:2.0の勾配の斜面上で9×30×0.2cmの供試体を60℃下で48時間置いた場合に流下する長さを測定した結果(スロープフロー値)を示したものであり、図中の植物性繊維が今回選定した材料である。優れた流動防止効果を有していることがわかる。

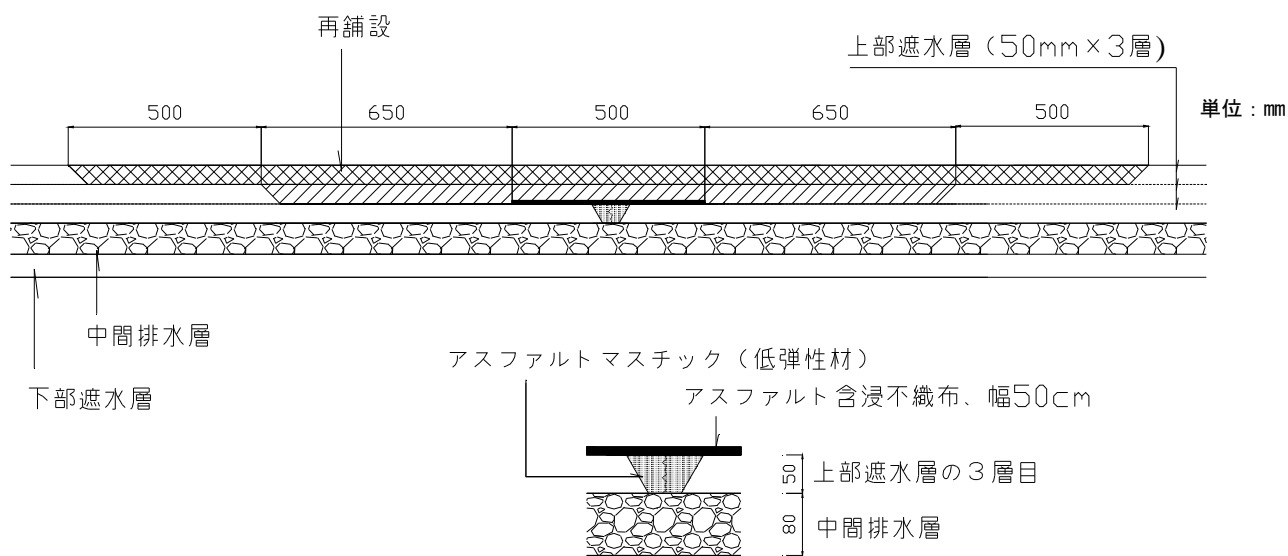


図-6.1.3 八汐ダム表面遮水壁補修工断面図<sup>17)</sup>

切削範囲については建設時の継目配置の考え方を踏襲して既設の遮水層と新設の遮水層の継目が上下層で50cm以上離れるように配置した<sup>17)</sup>。

なお、上部遮水層3層のうち2層目までの切削とした理由は、3層目まで切削した場合、中間排水層の開粒度アスファルトコンクリートの空隙に切削層が目詰まりし、ドレーンの機能を損なうことを懸念したこと、その上でひび割れ箇所からのパスをできるだけ長くすることとしたものである。

以上のような補修工の構造とすることとし、先ず、補修工に用いるアスファルトマスチックの配合を施工性等により定め、アスファルトマスチック単体での力学特性を把握したうえで、密粒度アスファルトコンクリートやシートとの接合部、補修工を模擬した複合構造としての変形追従性が既設構造に対して同等以上となるかどうかを確認するために各試験を実施することとした。



植物繊維の諸元

セルロース分	80±5%
強熱残分(850°C, 4hr)	15±5%
pH	6.5~8.5
平均繊維長	1,100 μm
平均繊維径	45 μm
かさ比重	20~40g/ℓ

図-6.1.4 流動防止材添加量とスローフロー値の関係(文献16)に一部加筆)

## 6. 2 低弾性アスファルトの力学性状の確認

### 6. 2. 1 低弾性アスファルトを使用したアスファルトマスチック

目地材として使用する低弾性アスファルトを用いたアスファルトマスチック（以下、低弾性アスファルトマスチックという）の変形追従性の確認、遮水壁材料との接合部の変形追従性の確認を行う目的で以下に示す試験を行った。

#### (1) 低弾性アスファルトを使用したアスファルトマスチックの配合

10cm幅でカットした部分に充填するアスファルトマスチックに使用する低弾性アスファルト、石粉の重量比率については、既設遮水壁の保護層に用いたアスファルトマスチック

クの配合をベースに決定した。なお、流動化防止材の混入率については斜面施工における流動や下層となる中間排水層（開粒度アスファルトコンクリート）の空隙内への流入による排水性能の低下が生じないように植物繊維の混入量を選定することとし、混入なし、3%、5%（いずれも重量比）混入の3ケースとし、配合は表-6.2.1 に示す配合で図-6.2.1 に示すような室内での施工試験を実施した。試験の結果、混入しない場合は、流動が激しく、5%とした場合は粘性が高すぎて均一な練り混ぜが難しいなど施工性の低下が懸念されたため、最終的に重量比で3%に決定した。

表-6.2.1 低弾性アスファルトを使用したアスファルトマスチックの配合  
(重量比%)

低弾性アスファルト	石粉	植物繊維
40	60	0
40	57	3
40	55	5

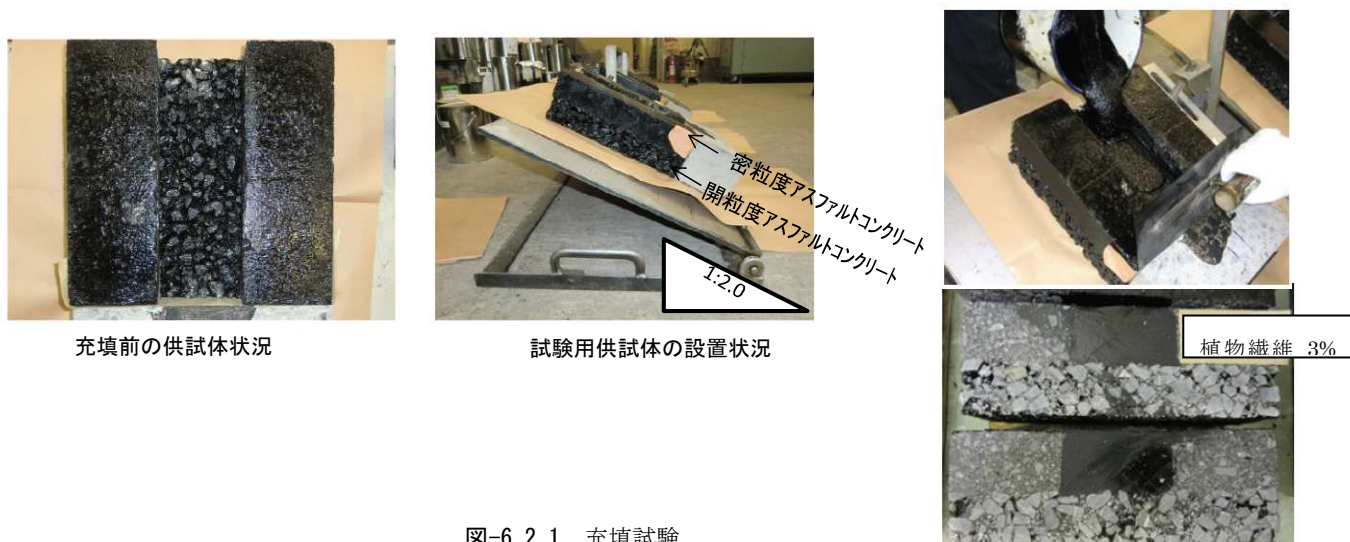


図-6.2.1 充填試験

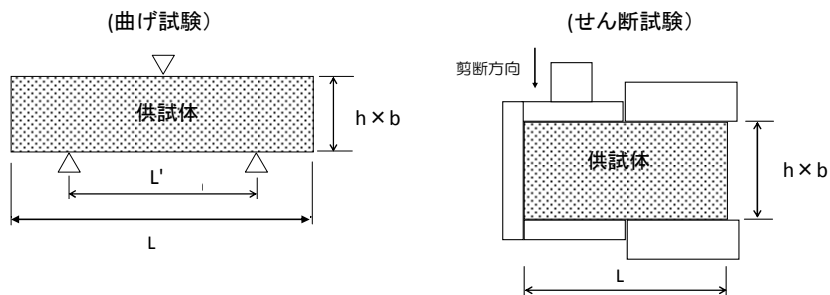
## (2) 低弾性アスファルトを使用したアスファルトマスチックの力学試験

選定した配合のアスファルトマスチックの各力学特性を把握するために、以下の試験を実施した。なお、比較対象として表面遮水壁と天端コンクリートとの接合部に使用した既設のサンドマスチック（現地で採取した材料）、流動抵抗性確保ために使用した植物繊維材料の混入が変形追従性に及ぼす影響を調べるために、植物繊維を混入しない場合のアスファルトマスチックについても同様の試験を実施した。

試験項目・条件は表-6.2.1 に示すように、各材料について曲げ試験、せん断試験を行った。試験条件は、最も厳しい冬季・地震時の条件とした。

表-6.2.1 低弾性アスファルトマスチックの試験一覧

試験No.	試料	供試体数	試験種類	供試体寸法 h×b×L(mm)	試験温度(°C)	载荷速度(mm/分)	ひずみ速度(sec <sup>-1</sup> )
1-①	サンドマスチック	3	曲げ試験	40×40×160 支点間距離100	-15	25	1×10 <sup>-2</sup>
1-②		3	せん断試験	50×50×100		60	1×10 <sup>-2</sup>
2-①	アスファルトマスチック 低弾性アスファルト(植物繊維0%)	3	曲げ試験	40×40×160 支点間距離100		25	1×10 <sup>-2</sup>
2-②		3	せん断試験	50×50×100		60	1×10 <sup>-2</sup>
3-①	アスファルトマスチック 低弾性アスファルト(植物繊維3%)	3	曲げ試験	40×40×160 支点間距離100		25	1×10 <sup>-2</sup>
3-②		3	せん断試験	50×50×100		60	1×10 <sup>-2</sup>



a) 曲げ試験

サンドマスチック，低弾性アスファルトマスチックの曲げ試験結果は図-6.2.2 に示すとおりであり，温度-15°C，ひずみ速度 $1 \times 10^{-2} \text{sec}^{-1}$ の条件下では，サンドマスチックは脆性領域における挙動，低弾性アスファルトマスチックは流動領域における挙動の様相を呈しており，低温下での変形追従性がかなり大きくなっている。植物繊維混入の影響は，最大荷重とその時の変位量が若干小さくなっているが，大きな影響はないことを確認した。

低弾性アスファルトマスチック（植物繊維 3%混入）の曲げ引張応力ピーク時のひずみは0.36であり，サンドマスチックの破壊ひずみ0.021に対して約17倍である。また，図-6.2.2でもわかるように，低弾性アスファルトマスチックは流動領域での挙動を示しており，ピーク後も破断せず，変位21mm(ひずみ0.5)まで载荷を継続しても破断は見られなかった(図-6.2.3)。なお，低弾性アスファルトマスチックの曲げ引張応力ピーク時のひずみ0.36は既設密粒度アスファルトコンクリート(同条件での破壊ひずみ0.002)の約180倍である。

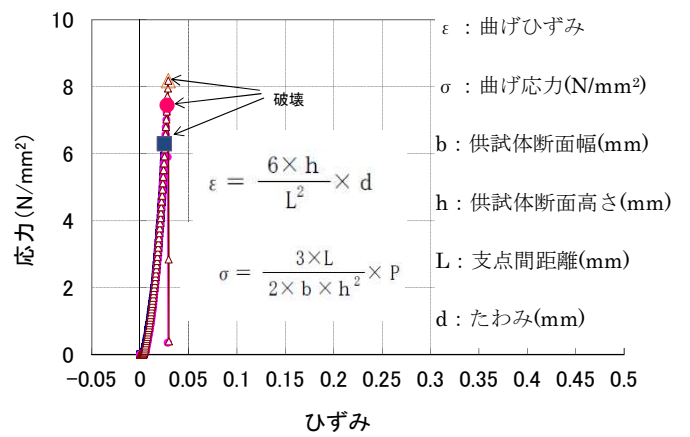
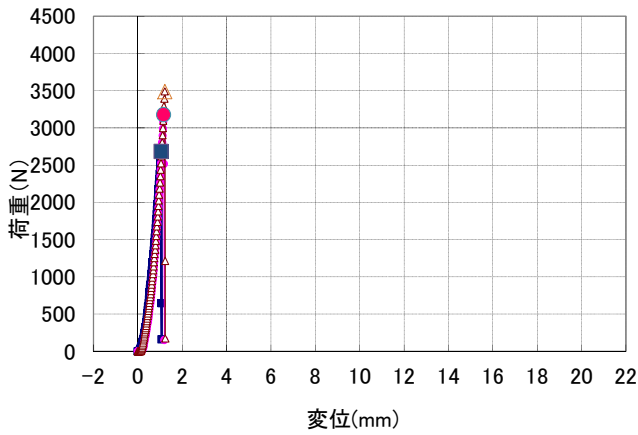


図-6.2.2(1) 曲げ試験結果 (サンドマスチック)

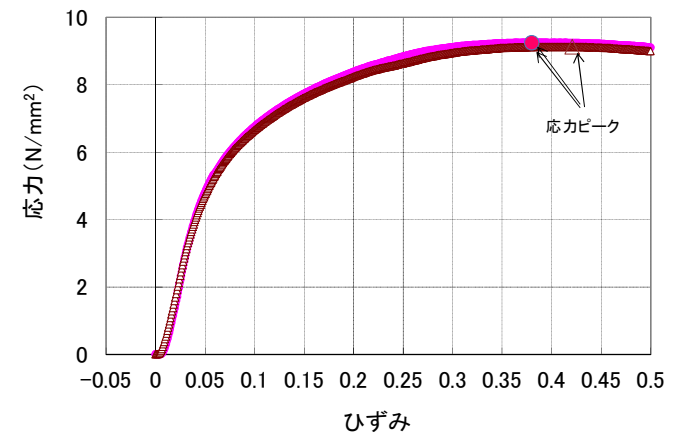
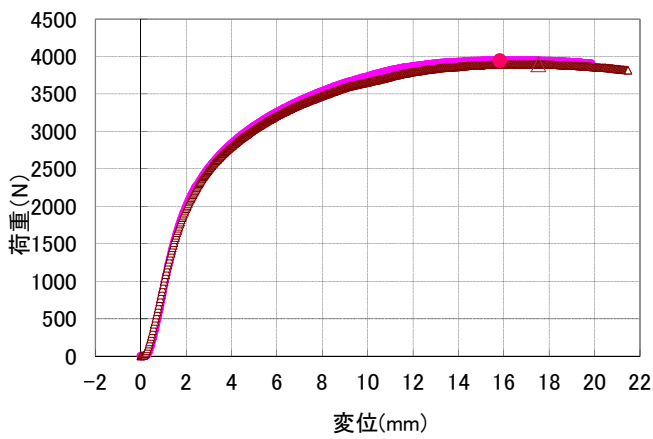


図-6.2.2(2) 曲げ試験結果 (低弾性アスファルトマスチック : 植物繊維 0%)

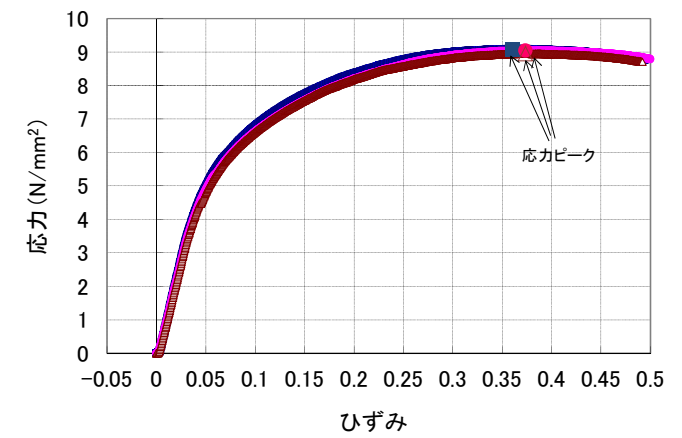
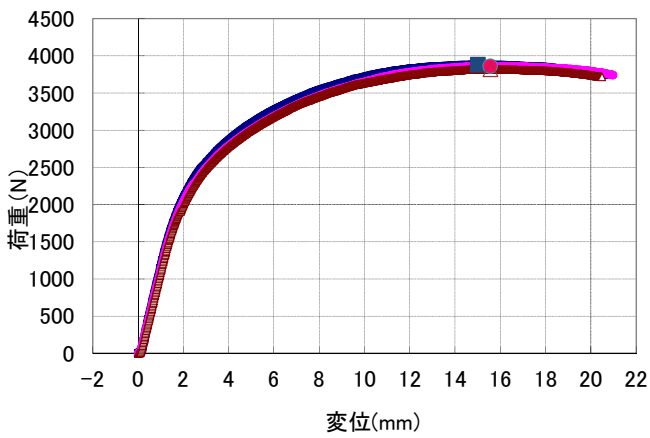


図-6.2.2(3) 曲げ試験結果 (低弾性アスファルトマスチック : 植物繊維 3%)



アスファルトマスチック（低弾性，有機繊維 3%）



天端のサンドマスチック

図-6.2.3 曲げ試験後の供試体の状況

b) せん断試験

サンドマスチック，低弾性アスファルトマスチックのせん断試験結果は図-6.2.4 に示すとおりであり，温度-15°C，ひずみ速度  $1 \times 10^{-2} \text{sec}^{-1}$  の条件下では，曲げ試験と同様にサンドマスチックは脆性領域における破壊，低弾性アスファルトマスチックは流動領域での挙動を示しており，低温下での変形追従性がかなり大きくなっている。また，植物繊維混入の影響は，最大荷重が若干大きくなっており，最大荷重時の変位は小さくなっている。繊維の混入によりせん断強度が増したものであり，曲げ試験と同様に荷重(応力)ピーク後も破断しないことから大きな影響はないことを確認した。

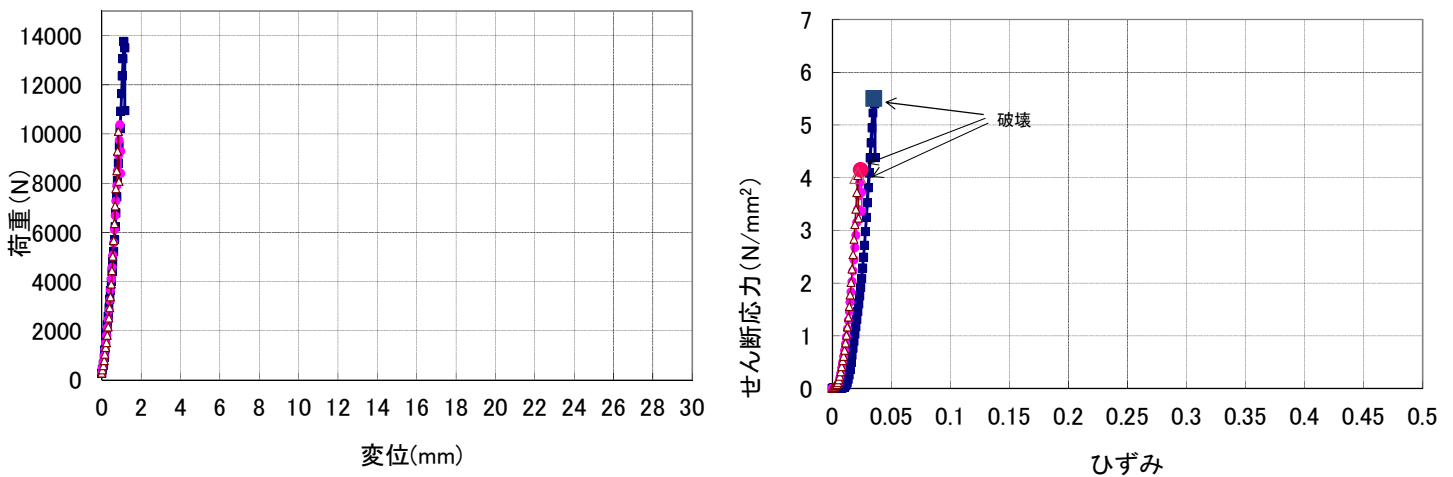


図-6.2.4(1) せん断試験結果（サンドマスチック）

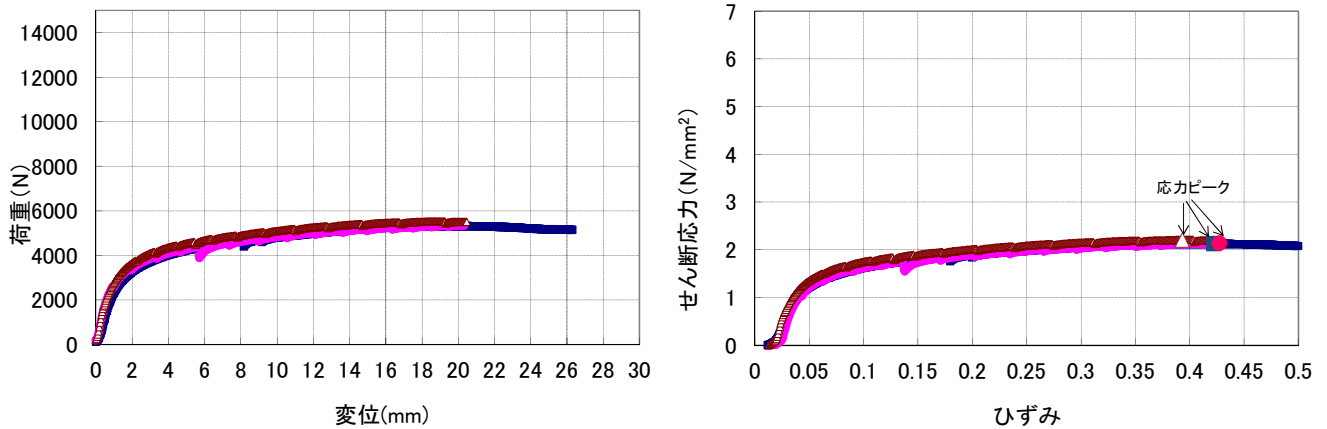


図-6.2.4(2) せん断試験結果（低弾性アスファルトマスチック：植物繊維 0%）

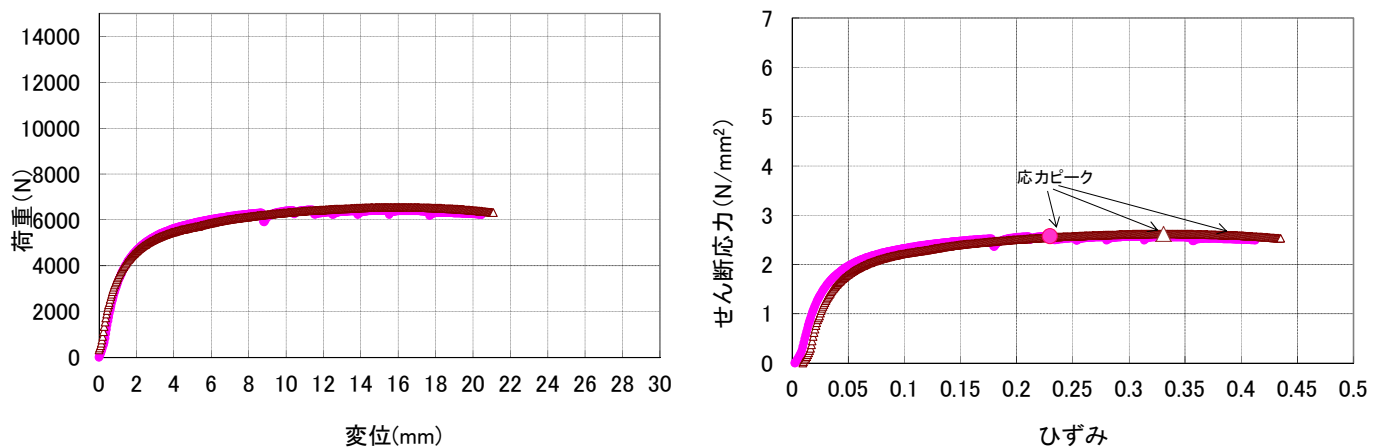


図-6.2.4(3) せん断試験結果（低弾性アスファルトマスチック：植物繊維 3%）

なお、低弾性アスファルトマスチック（植物繊維 3%混入）のせん断応力ピーク時のひずみは 0.31 であり、サンドマスチック 0.019 の約 16 倍である。また、図-6.2.4 でもわかるように、低弾性アスファルトマスチックは流動領域での挙動を示しており、ピーク後も破断せず、変位 20mm(ひずみ 0.4)まで载荷を継続しても破断は見られなかった(図-6.2.5)。なお、既設密粒度アスファルトコンクリート(同条件でのせん断破壊ひずみ 0.028)の約 11 倍である。



サンドマスチック



低弾性アスファルトマスチック(植物繊維 0%)



低弾性アスファルトマスチック(植物繊維 3%)

図-6.2.5 せん断試験後の供試体の状況

6. 2. 2 低弾性アスファルトマスチックと密粒度アスファルトコンクリートの接合面  
 低弾性アスファルトマスチックと密粒度アスファルトコンクリートの接合面についての試験項目・条件は表-6.2.2 に示すように、補修工断面において各材料の接合する箇所について各種試験を行った。

表-6.2.2 接合部の試験一覧

試験No.	試料	供試体数	試験種類	供試体寸法 h×b×L(mm)	試験温度(°C)	載荷速度(mm/分)	ひずみ速度(sec <sup>-1</sup> )
4-①	アスファルトマスチック 低弾性アスファルト(植物繊維3%)と密粒度 アスファルトコンクリートの境界面	3	せん断試験	50×50×100	-15	60	1×10 <sup>-2</sup>
4-②	アスファルトマスチック 低弾性アスファルト(植物繊維3%)と密粒度 アスファルトコンクリートの境界面	3	直接引張試験	100×100×150		90	1×10 <sup>-2</sup>

(1) せん断試験 (アスファルトマスチックと密粒度アスファルトコンクリートの接合面)  
 試験の概要は以下に示すとおりである。

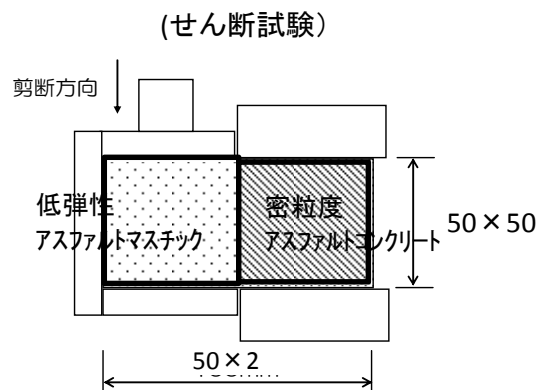


図-6.2.6 せん断試験(アスファルトマスチック(低弾性, 植物繊維 3%) と密粒度アスコンの境界部)

せん断試験の結果は図-6.2.7 に示すとおりとなり、境界部はせん断試験において流動領域の挙動を示しつつも脆性領域に近い挙動を示し、破壊ひずみは低弾性アスファルトマスティックと比べるとかなり小さくなっている。せん断応力ピーク時のひずみは約 0.12 であり、既設密粒度アスファルトコンクリート(同条件での破壊ひずみ 0.028)の約 4 倍の変形追従性を有しており、サンドマスティックと同等の変形追従性を確認した。

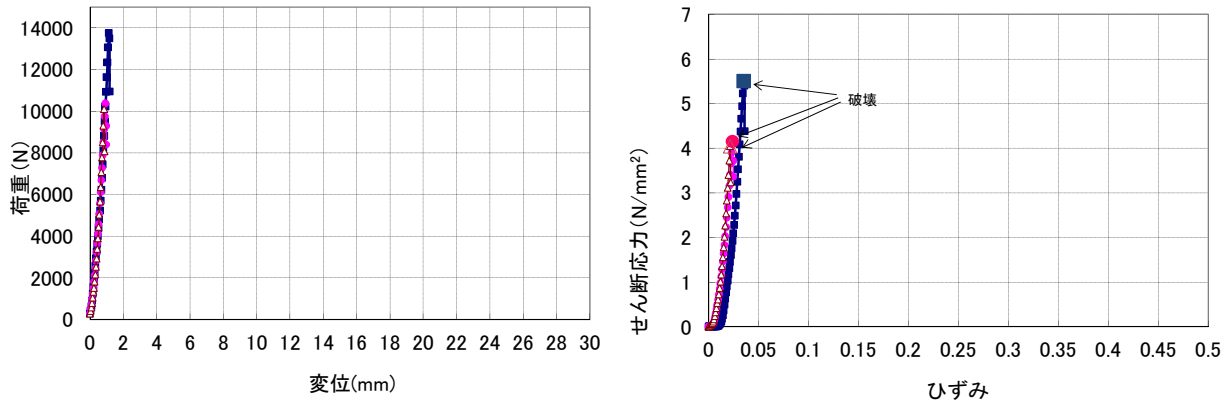


図-6.2.7(1) せん断試験結果 (サンドマスティック)

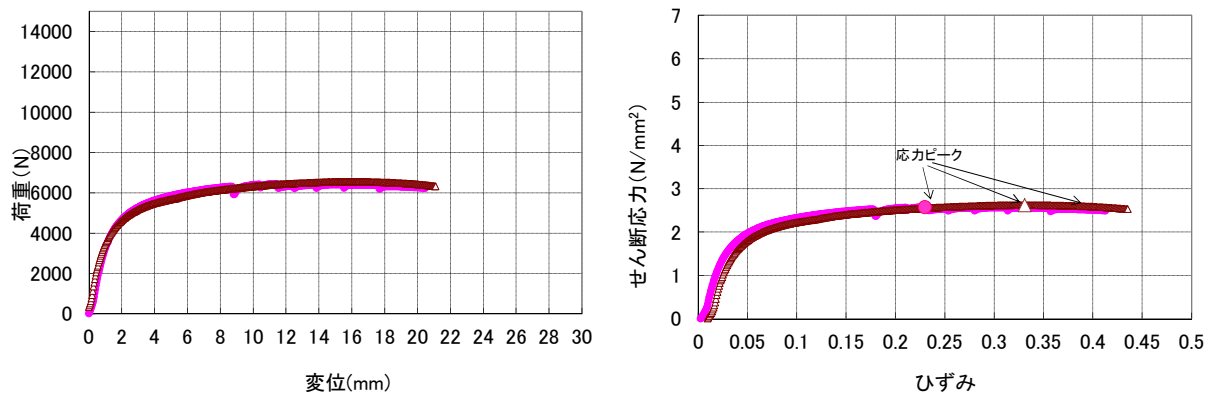


図-6.2.7(2) せん断試験結果 (低弾性アスファルトマスティック : 植物繊維 3%)

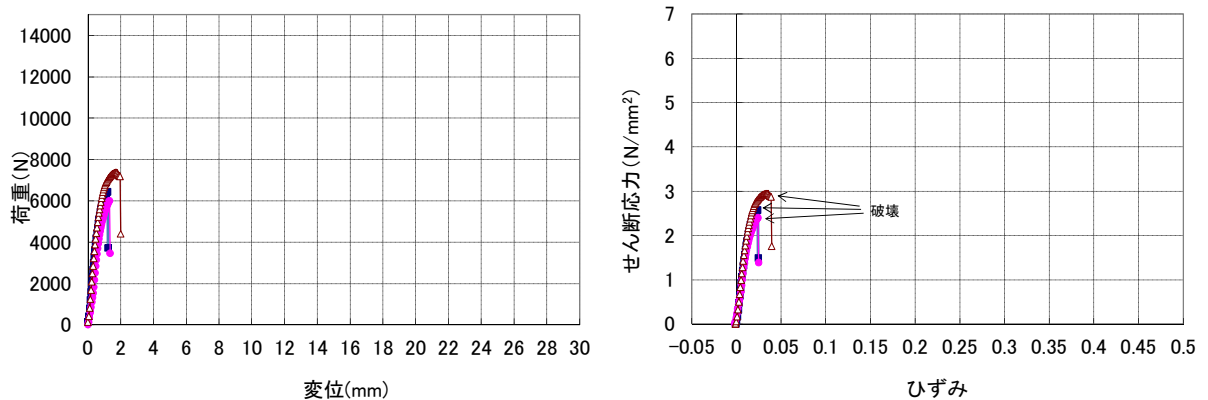


図-6.2.7(3) せん断試験結果 (低弾性アスファルトマスティックと密粒度アスファルトコンクリートの境界)

(2) 単純引張試験 (アスファルトマスチック・密粒度アスファルトコンクリート接合部)

試験の概要は以下に示すとおりである。

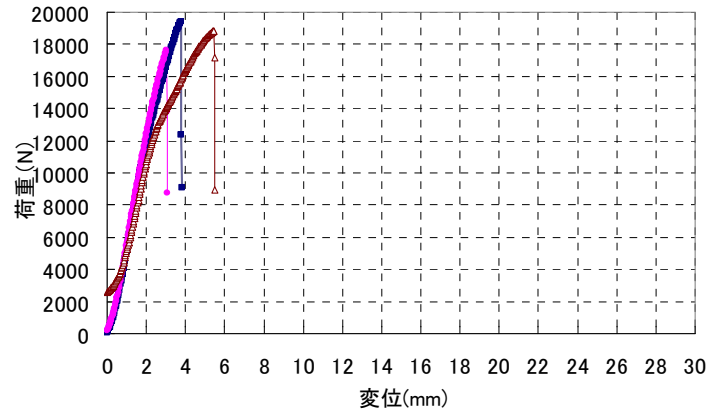
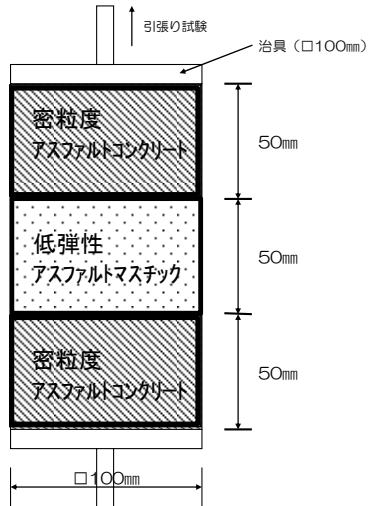


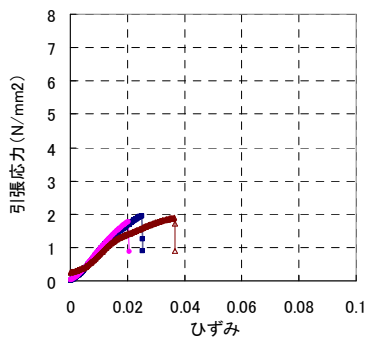
図-6.2.8 密粒度アスファルトコンクリートと

図-6.2.9 境界面の直接引張試験結果

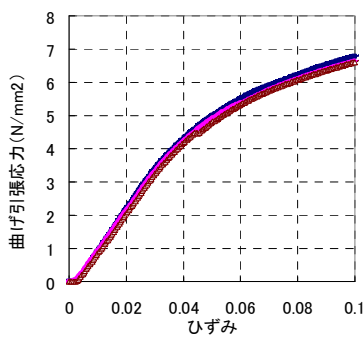
低弾性アスファルトマスチックの境界面の引張試験

試験の結果、供試体は破壊せず、治具との接着部が破壊したため、破壊時の変位より境界部の破壊ひずみは 0.027 以上と考えられ、既設密粒度アスファルトコンクリート(同条件での曲げ試験による破壊ひずみ)の約 12 倍以上の変形追従性を確認した。

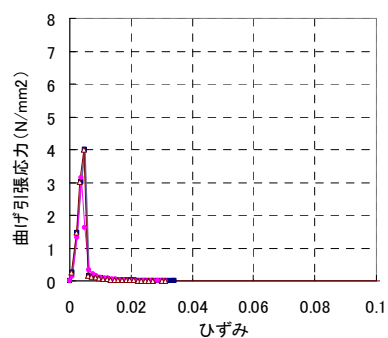
図-6.2.10 に本試験結果を応力～ひずみに換算して示した。低弾性アスファルトマスチックおよび密粒度アスファルトコンクリートの曲げ試験結果を同様に換算して整理した結果を併記する。これらより、治具接着部破断前の供試体の挙動はほぼ低弾性アスファルトマスチックと同じ挙動を示しており、密粒度アスファルトコンクリートの引張強度より小さな引張応力で破壊している。治具接着部強度が密粒度アスファルトコンクリートの引張強度より小さかったことによるものと考えられる。



境界部直接引張試験結果



低弾性アスファルトマスチック曲げ試験結果



密粒度アスファルトコンクリート曲げ試験結果

図-6.2.10 ひずみと引張強力の関係

### 6. 3 低弾性アスファルト、クラック進展防止シートと遮水壁材料の接合部の力学性状

アスファルト含浸不織布シート、低弾性アスファルトマスチックならびに密粒度アスファルトコンクリートの供試体の梁下縁に貼り付けて曲げ試験を行い、その補強による効果を確認した。

試験項目は表-6.3.1 に示すとおりである。

表-6.3.1 接合部の試験一覧（不織布シート貼付部）

試験No.	試料	供試体数	試験種類	供試体寸法 h×b×L(mm)	試験温度(°C)	载荷速度(mm/分)	ひずみ速度(sec <sup>-1</sup> )
5	アスファルトマスチック 低弾性アスファルト(植物繊維0%)の下縁 に不織布シート設置	3	曲げ試験	40×40×160 支点間距離100	-15	25	1×10 <sup>-2</sup>
6	密粒度アスファルトコンクリートの下縁に不 織布シート設置	3	曲げ試験	50×50×300 支点間距離200		80	1×10 <sup>-2</sup>

#### 6. 3. 1 シートを貼り付けた低弾性アスファルトマスチックの曲げ試験

低弾性アスファルトマスチックに不織布シートで補強した供試体は下記に示すとおりとした。

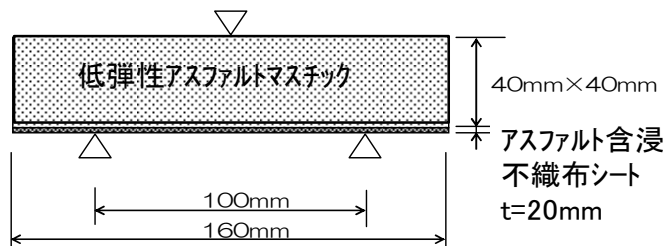


図-6.3.1 曲げ試験(アスファルトマスチック(低弾性, 植物繊維3%) アスファルト含浸不織布シート)

試験結果は図-6.3.2 に示すように、シートで補強したケースでは応力のピーク値、ピーク時のひずみがやや大きくなる傾向が認められた。

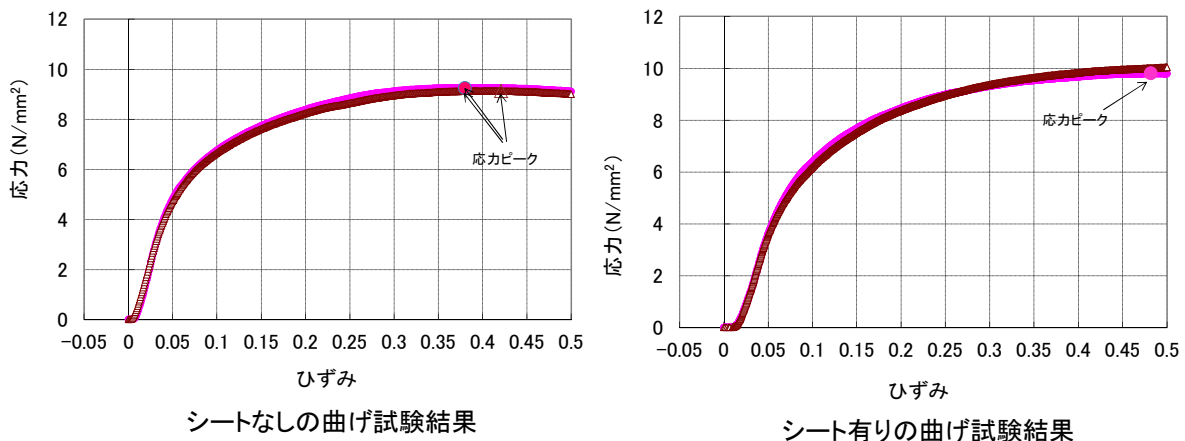


図-6.3.2 曲げ試験結果

試験の結果、シートを設置した場合の応力ピーク時のひずみは 0.5 であり、設置しない場合の約 1.3 倍となることを確認した。

### 6. 3. 2 シートを貼り付けた密粒度アスファルトコンクリートの曲げ試験

密粒度アスファルトコンクリートに不織布シートで補強した供試体は下記に示すとおりとした。

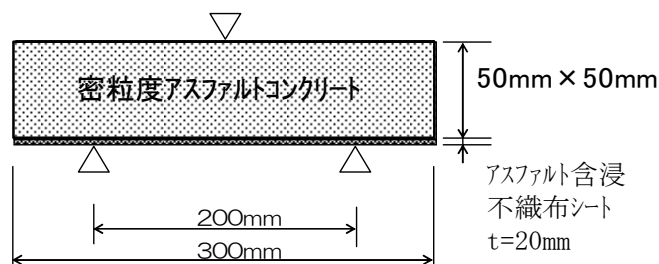


図-6.3.3 曲げ試験(密粒アスコン+アスファルト含浸不織布シート)

試験結果は図-6.3.4 に示すように、シートで補強したケースでは強度・破壊ひずみともに 2 倍程度大きくなる傾向が認められた。これは、シートにより梁下縁のひずみ（応力）が分散されることで中央部のひずみ（応力）が低減することによるものと考えられる。なお、シートを設置した場合の破壊ひずみは 0.006 である。

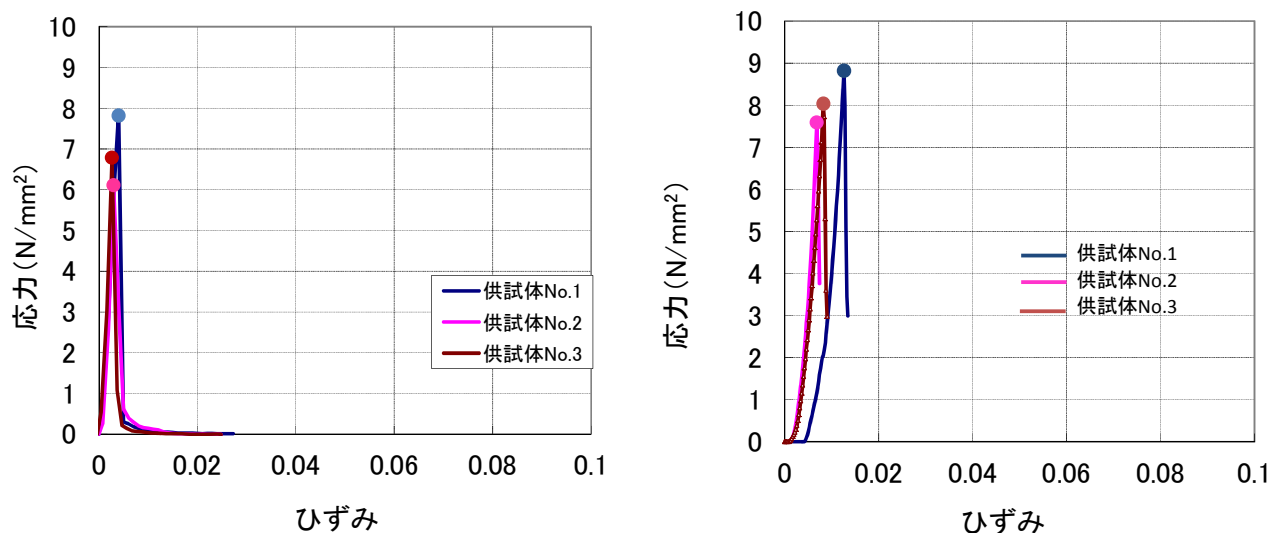


図-6.3.4 曲げ試験結果

### 6. 4 補修工の変形追従性

次に実際の補修断面を模擬した複合構造とした場合の効果についても実験的に確認する

こととした。

今回八汐ダムで採用した工法を模擬した供試体を作成し、中間排水層以下にひび割れを残置したものとして、これが開口することを想定し、遮水壁の補修断面を模擬した供試体を作成し、曲げ試験を行った。八汐ダムに生じたひび割れ発生メカニズムは、先ず天端コンクリートジョイント部にひずみが集中し、その直上の遮水壁最下層にひび割れが生じ（図-4.2.1 参照）、その後表面に達し、さらに、天端から斜面下方へ順次下方へ進展したものと考えられる。最下端部のひび割れが表面付近のみである理由は、温度が低い表面では破壊ひずみが小さく、遮水壁底面は堤体トランジションに拘束されていることによるものと考えられる。遮水壁は堤体に対しては相対的に薄い膜であり、堤体と一体で挙動し、堤体上流面の変形に追従してひずみが生じると考えられる。このため変位は遮水壁の最下層から伝わるが、遮水壁の斜面上方から下方への進展についてはひび割れ先端にひずみが集中し、破壊ひずみの小さい表面からひび割れが生じ、層内で下層まで進展しながら下方へ進展したものと考えられる。補修工を模擬した曲げ試験は、遮水壁下層に残したひび割れが開くような堤体の変形に対する追従性を確認する目的で実施したものである。

図-6.4.1 に示すような上部遮水層 2 層目、中央に 10cm 幅で低弾性アスファルトマスチックを充填した 3 層目および中間排水層を遮水壁断面方向をモデル化した供試体を作成し、中間排水層にはひび割れを模擬したスリットを設けてこれが開口するように上縁の中央に荷重を行った。なお、比較用に既設断面を模擬して上部遮水層 2 層目、3 層目、中間排水層（スリットを設けない）をモデル化した供試体についても同様の試験を実施した。

荷重-変位曲線は図-6.4.2 に示すとおりとなり、既設断面を模擬した供試体の破壊時に対して 3 倍のたわみ量となるまで破壊しないことが確認できた。さらに荷重を継続すると、上部の密粒度アスファルトコンクリートはアスファルトマスチックとの境界部分が破壊するもののアスファルトマスチックと接合する密粒度アスファルトコンクリートの接合部は密着を保っている。なお、既設断面を模擬した供試体の破壊時の下縁の引張ひずみは微小変位の単純支持梁のたわみによるひずみの理論解は以下の式(6.1)で示される。

$$\varepsilon = 6 \cdot h \cdot \delta / L^2 \quad (6.1)$$

$\varepsilon$  : 下縁の引張ひずみ

$h$  : 梁高さ

$\delta$  : たわみ量

$L$  : スパン長

これによると既設の断面を模擬した供試体の試験では破壊時の曲げ引張ひずみは  $8 \times 10^{-2}$  となるが、これは同温度、同ひずみ速度条件での既往の破壊ひずみの試験値、密粒度アスファルトコンクリート  $2 \times 10^{-3}$ 、開粒度アスファルトコンクリート  $1.3 \times 10^{-3}$  に比して大きい値である。これは供試体の梁高さがスパン長の  $3/4$  ( $>1/2$ ) とディープビームとなっており、載荷点、支持点のめり込みが大きくなっていることによるものと考えられる。このため、載荷重によるひずみの理論解を用いて既往の室内試験結果による弾性係数を与えた場合に下縁に生じるたわみと引張ひずみを算出した。

載荷重によるひずみの理論解は下式(6.2)に示すとおりである。

$$\varepsilon = P \cdot L \cdot h / (8 \cdot E \cdot I) \quad (6.2)$$

ここに、 $\varepsilon$  : 下縁の引張ひずみ、 $P$  : 載荷重、 $L$  : スパン長、 $h$  : 梁高さ、 $E$  : 供試体の弾性係数、 $I$  : 供試体の断面二次モーメント である。

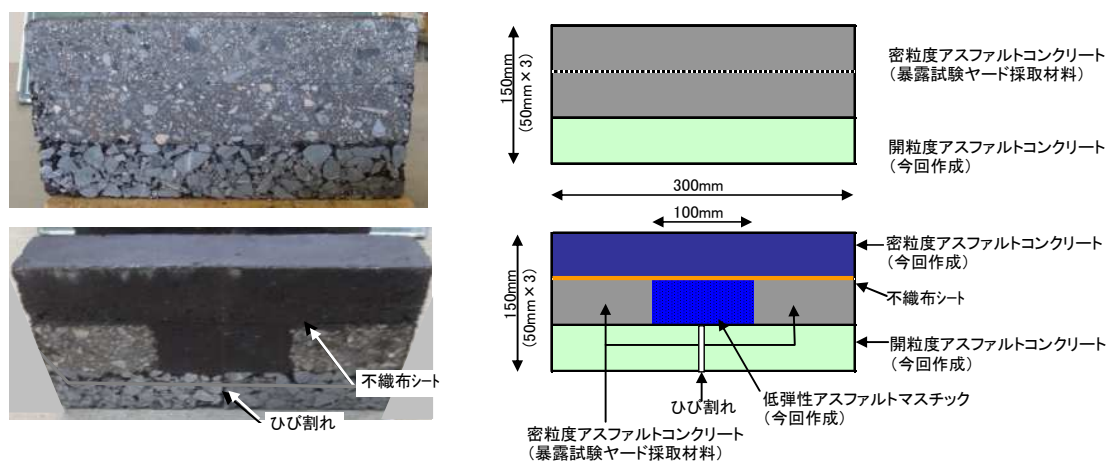


図-6.4.1 補修工断面を模擬した曲げ供試体

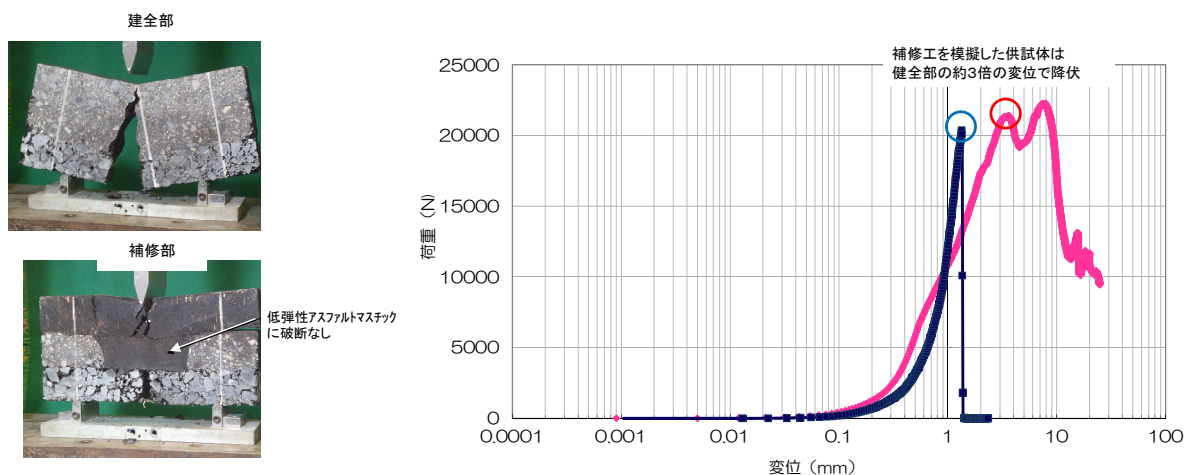


図-6.4.2 試験結果(荷重～変位)

これによれば、既設断面を模擬した供試体の試験結果は下縁の破壊ひずみは  $1.3 \times 10^{-3}$  となり、開粒度アスファルトコンクリートの破壊ひずみと同等となる。なお、弾性係数は密粒度アスファルトコンクリート既往の試験値  $4,260\text{N/mm}^2$  とした。また、補修工を模擬した供試体のたわみ量は  $3.6\text{mm}$  であり、既設断面を模擬した供試体の試験結果  $1.3\text{mm}$  であることから、たわみから算出するひずみの理論式 (6.1) から、たわみ量と下縁の引張ひずみは比例することを考慮すると、破壊時のひずみは  $3.6 \times 10^{-3} (=1.3 \times 10^{-3} \times 3.6\text{mm}/1.3\text{mm})$  程度と推定される。

補修工断面を模擬した供試体の試験結果（荷重～変位の関係）は複雑な挙動を示しているが、試験時の各段階での状況を以下に示す。

- ① 中間排水層の模擬ひび割れの開きに伴い、载荷位置の遮水層 1 層目下縁でひび割れが発生する（状況 2）。なお、状況 2 に達するまでは既設断面を模擬した供試体よりも補修工断面を模擬した供試体の方が同じ荷重に対する変位量が小さくなっている（図-6.4.2 参照）が、これは以下に記述するように、補修工では下層の開粒度アスファルトコンクリートにスリットが入っていること、その上部に剛性の小さい  $100\text{mm}$  幅の低弾性マスチックがあることから、密粒度アスファルトコンクリート 1 層、高さ  $50\text{mm}$ 、支点間距離  $100\text{mm}$  の両端固定梁に近い挙動となっているとすれば、同じ荷重時の変位は小さくなることが考えられる。

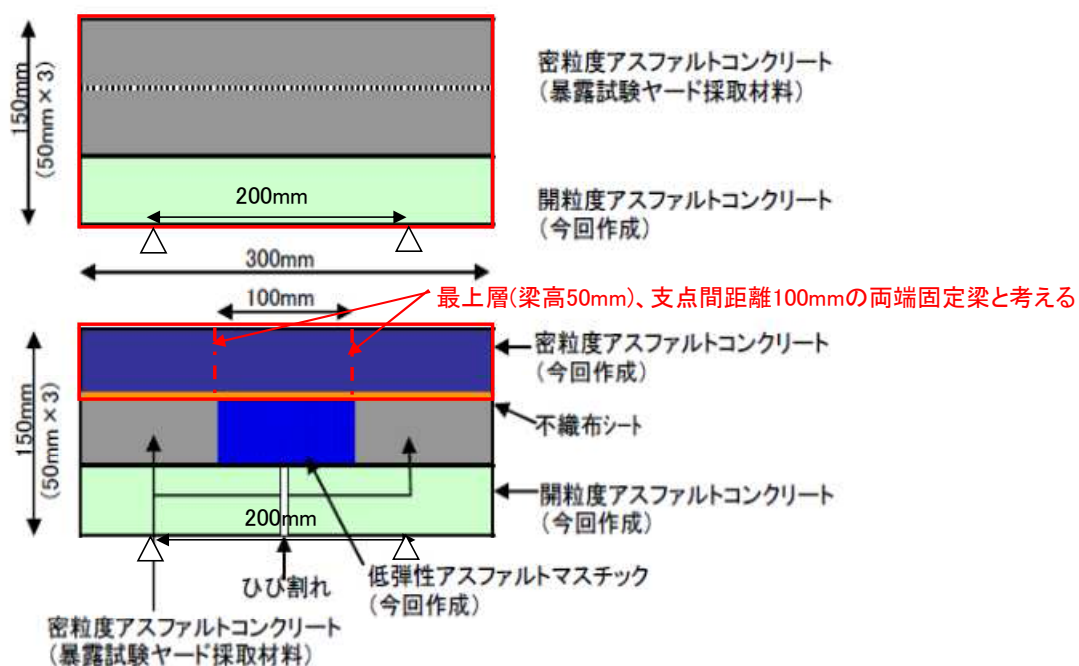


図-6.4.3 曲げ試験供試体模式図

単純梁の曲げ試験における荷重と変位（たわみ）の関係は下式のようになる。

$$\delta = P \cdot L^3 / (48 \cdot E \cdot I) \quad (6.3)$$

また、両端固定梁の曲げ試験における関係は、

$$\delta = P \cdot L^3 / (192 \cdot E \cdot I) \quad (6.4)$$

ここに、 $P$ : 荷重(N),  $E$ : 梁の剛性 (N/mm<sup>2</sup>),  $I$ : 梁の断面2次モーメント,  $L$ : 支点間距離(mm),  $\delta$ : 変位(mm) である。

上記より、支点間距離( $L$ ), 剛性( $E \cdot I$ )が同じであれば、両端固定梁の変位量は単純梁の1/4となる。補修工を最上層1層(50mm)のみの支点間距離100mmの両端固定梁とすれば、支点間距離 $L$ が1/2であることでさらに1/8となるが、既設構造では密粒度アスファルトコンクリート(4,260N/mm<sup>2</sup>)よりも開粒度アスファルトコンクリートの $E$ が小さい(1,800N/mm<sup>2</sup>)ことを考慮しても、梁高が3倍(150mm)と大きいため、曲げ剛性( $E \cdot I$ )が補修工の19.5倍と大きく、結果的に同一荷重に対する変位量は約0.6倍(=1/4×1/8×19.5)となる。

- ② 遮水層1層目上縁で充填箇所端部の位置にクラックが発生する(状況3)。
- ③ 供試体端部の2層目遮水層上面とシート底面部の間で剥がれが発生する(状況4)。

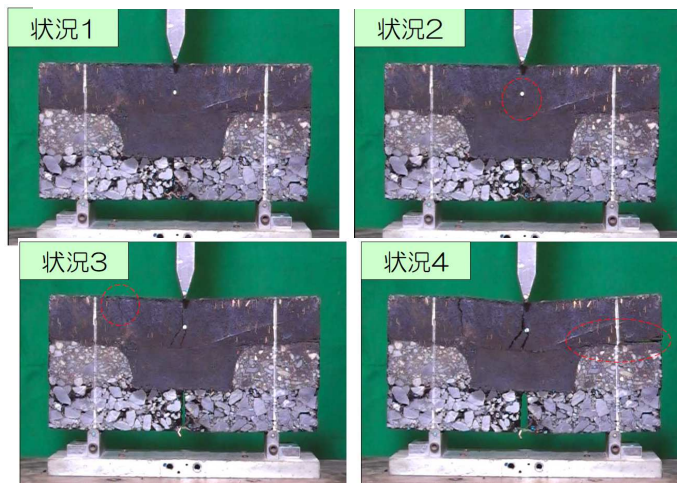
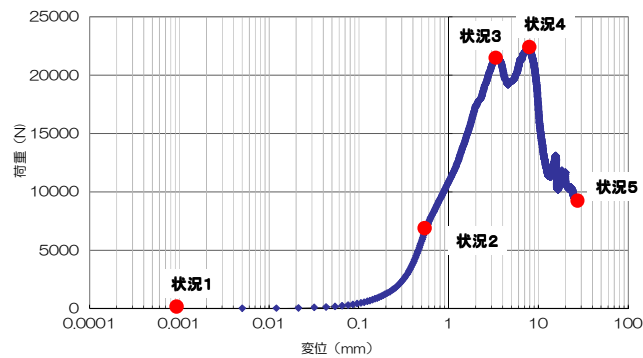


図-6.4.4 試験結果(荷重～変位)の考察

なお、低弾性アスファルトを使用することで、特に高温時に補修箇所の弾性係数が局所的に小さくなることで、同箇所の変形が大きくなることが考えられるが、アスファルト表面遮水壁は基本的にダム堤体と一体で挙動する（第2章 2.4.1(1)③ 図-2.4.7 参照）ことから、一部に弾性係数の小さな部分ができて、その部分の変形が大きくなって周辺に影響を及ぼすことはないと考えられる。ただし、高温時に既設の材料と異なる流動性状を示す可能性があるため、使用範囲が比較的大きくなる補修工においては表面部への使用を避けることとした。これについては、維持管理における留意点となる。

以上より、提案した補修構造は既設の遮水壁と同等以上の変形追従性を有していることが確認できたため、八汐ダムのひび割れ部の補修に適用することとした。この構造を採用することにより、既設遮水壁と同等以上の性能を確保し、かつ大幅に施工量・工期を減ずることができるため、同型式のダムにおいて、同様なひび割れが生じた場合に効果的・効率的に補修する方法の一つとして有用なものであると考えられる。

## 6.5 ひずみ集中箇所の処理

第4章で述べたとおり、東北地方太平洋沖地震においては天端のコンクリートブロックのジョイントにひずみが集中してひび割れが生じ、斜面下方へ進展したものと評価した<sup>14)</sup><sup>2)</sup><sup>3)</sup>。したがって、このジョイント部にひずみが集中しても遮水壁に損傷が生じないような構造を検討した。

八汐ダムのカットオフコンクリートのブロックジョイント部と表面遮水壁の接合部については、図-6.5.1 に示すように温度応力等によるジョイントの変位が直接遮水壁に伝わらないように、ジョイント部分に幅 50mm 程度の切欠を設けて、変形追従性の高いアスファルトマスチックを充填する構造としている。さらに、ジョイントの動きを銅板で縁切りし、アスファルトマスチックとジョイントを直接接合させないようにして、ひずみの集中を避けた<sup>18)</sup>。天端コンクリートのジョイント部についてもこれと同様の設計思想とすることとした。

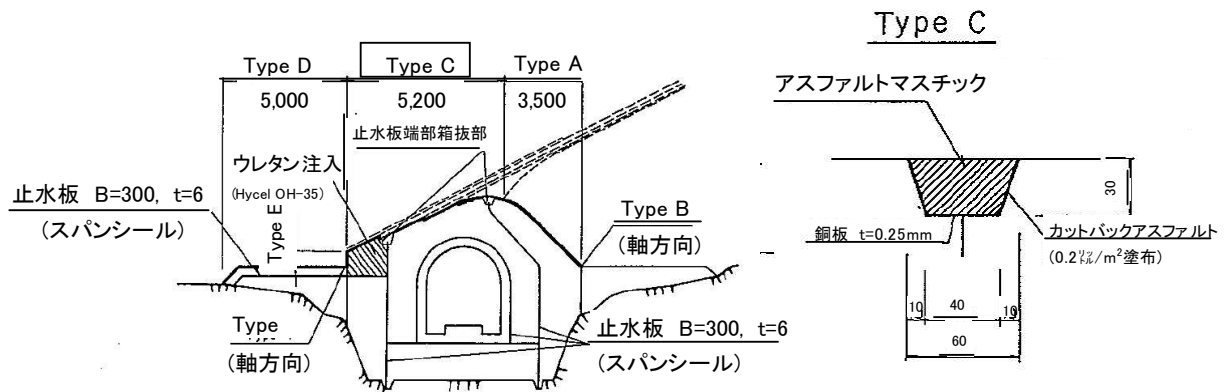


図-6.5.1 カットオフブロックジョイントと遮水壁接合部の構造<sup>18)</sup>

東北地方太平洋沖地震での天端コンクリートジョイントの開きは3次元動的解析結果によれば1mm程度であったが、以下の観点から大地震を念頭に置き、50mm程度のジョイント変位に追従できるように設計した。

- ・ 石淵ダム等 CFRD の大地震後の天端沈下が数 10cm 程度生じていること、八汐ダムの堤体が入念な施工により良く締固められていることを考慮して、数 cm 程度の変位に追従できること
- ・ ひび割れ箇所の補修時に幅 50~100mm 程度で充填を行ったが、施工性(施工中のダレ等)より幅 100mm 程度までが望ましいと考えられ、施工幅 100mm とした場合の許容変位は 50mm 程度となること(低弾性アスファルトマスチックの曲げ試験で破壊しないことを確認した最大ひずみは 50% (応力ピーク時のひずみは 0.4 (-15°C, ひずみ速度  $1 \times 10^{-2} \text{ sec}^{-1}$ ))

補強工の構造については、天端コンクリートジョイントが 50mm 開いた場合を模擬してダム軸方向の2次元モデルで FEM による弾性解析を行って検討した。

図-6.5.2 は補強前の構造について、天端付近の遮水壁の下部にある天端コンクリートジョイント部に強制変位を与え、遮水壁各部に生じるひずみを調べた結果であり、広い範囲で大きな引張ひずみが生じていることがわかる。一方、ジョイント部に 100mm の幅で低弾性アスファルトマスチックを目地材的に使用した場合は、低弾性アスファルトマスチックにひずみが集中し、周辺部分のひずみは低減した。ただし、低弾性アスファルトマスチックとの境界部付近に密粒度アスファルトコンクリートの破壊ひずみ ( $2.3 \times 10^{-3}$ ) を超えるひずみが生じたため、低弾性アスファルトマスチックの周辺を变形追従性の高い材料で置換する必要があると判断した。変形追従性の高い材料としては、東富士ダム、双葉ダムでの実績より、低弾性アスファルトを使用した密粒度アスファルトコンクリートを採用す

ることとした。

低弾性アスファルトを使用した密粒度アスファルトコンクリートの配合設計は、通常の方法と同様に行い、遮水性確保（空隙率 3%以下）、スロープフローの抑制、たわみ性確保の観点からアスファルト量 8.2%とし、各材料の配合比は表-6.5.1 に示すとおりとした。

表-6.5.1 各材料の配合比

材料名	6号砕石	7号砕石	粗目砂	スクリーニングス	石粉	植物繊維※
配合比 (%)	23.5	11.5	36.5	18.5	10.0	0.2

※ 植物繊維の添加量は貝沼ら<sup>16)</sup>や島崎ら<sup>6)</sup>の検討結果に基づき、斜面安定性、たわみ性が確保できるように定め、アスファルト混合物の質量に対して 0.2%とした。

上記配合の密粒度アスファルトコンクリートにて曲げ試験を実施した結果、温度-15℃、ひずみ速度  $1 \times 10^{-2} \text{ sec}^{-1}$  で破壊ひずみは 0.66%という結果を得た。これは既設の密粒度アスファルトコンクリートの約 3 倍の値である。

低弾性アスファルトを使用した密粒度アスファルトコンクリートの置換領域を変化させた 2次元 FEM による弾性解析を実施してジョイント部の開口変位 (50mm) による遮水壁内のひずみ分布を確認した結果、図-6.5.3 に示すようにジョイントの上部に 100mm 幅で低弾性アスファルトマスチックを設置し、その両側 400mm を低弾性アスファルトを使用した密粒度アスファルトコンクリートで置換することにより、発生するひずみがいずれも材料の破壊ひずみ以下となり、アスファルトマスチック部において 50%の引張ひずみまで追従することが可能となる結果が得られた。解析において、各材料に与えた物性は表-6.5.1 に示すとおりである。解析結果を踏まえた八汐ダムの天端コンクリート付近の補強構造は図-6.5.4 に示すとおりとした。なお、東北地方太平洋沖地震時の八汐ダムの天端コンクリートブロックジョイントの変位は 3次元動的解析結果から 1mm 程度と推定しており、地震前のジョイント幅を 6.4mm とした場合には最大ひずみ 15%程度であったものと推定している。

以上より、低弾性アスファルト材料を目地材的に使用することで 50%までのひずみには追従することができるため、同型式ダムを新設する際や、同様なひずみが集中する構造を有する同型式の既設ダムの改良方法の一つとして有用なものと考えられる。

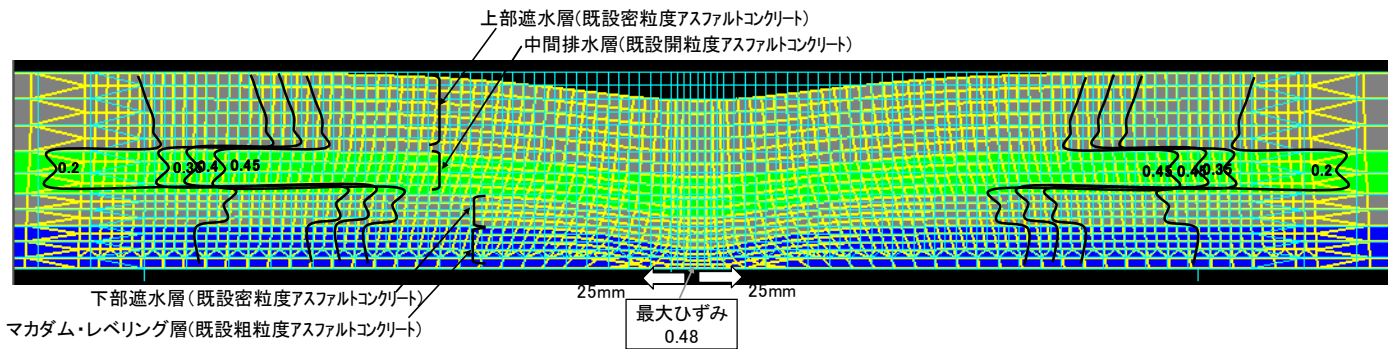


図-6.5.2 2次元 FEM 解析結果 (補強前)

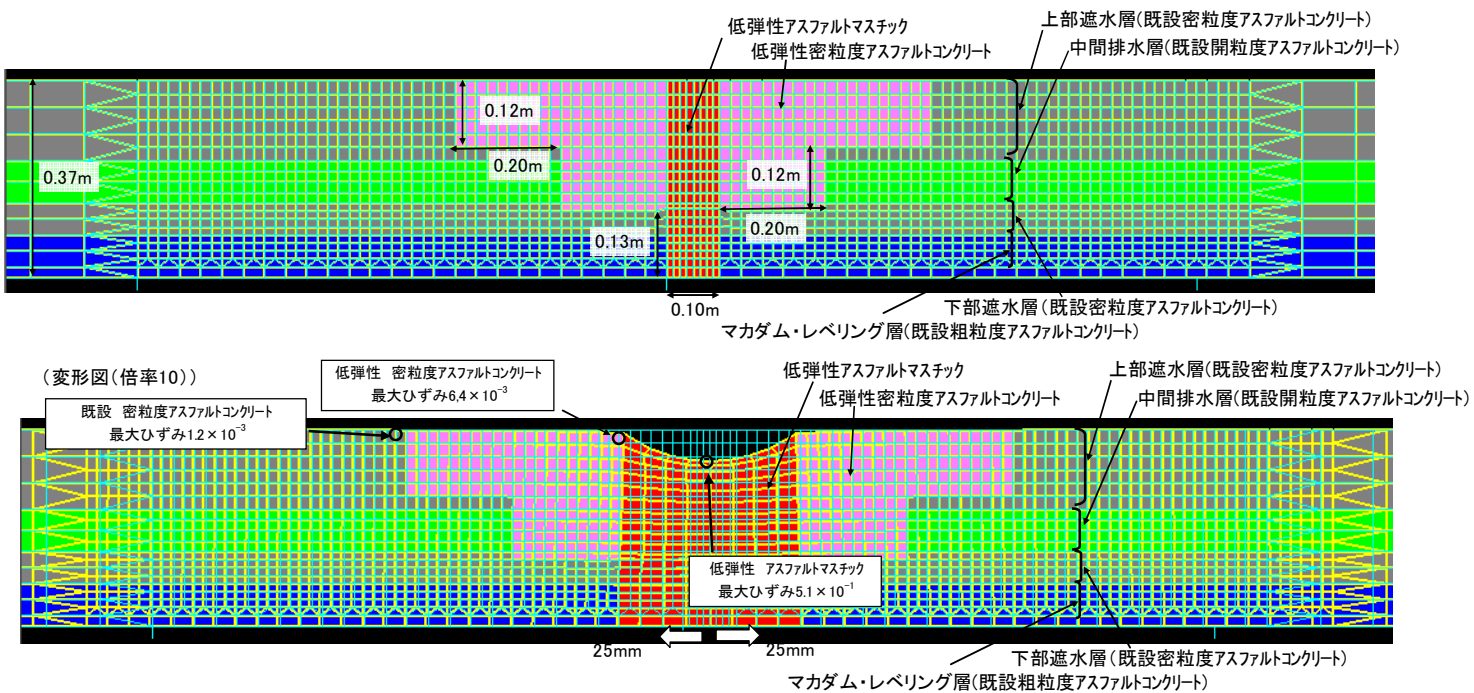
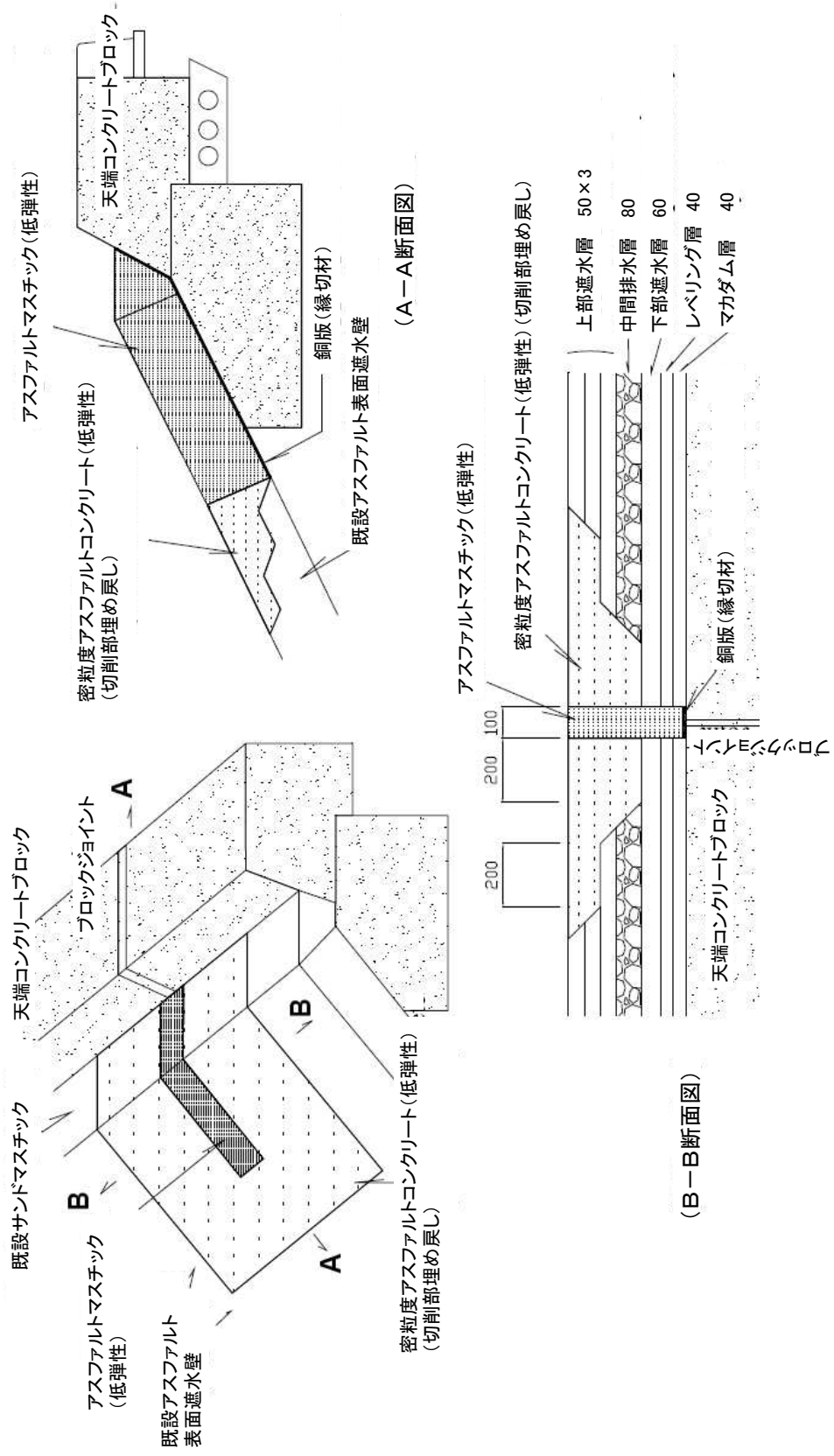


図-6.5.3 2次元 FEM 解析結果 (補強後)

表-6.5.2 2次元 FEM 解析に用いた遮水壁材料の物性値一覧

材料	使用箇所	弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	破壊ひずみ(引張) (%)	解析値 (最大ひずみ(%))
既設密粒度アスファルトコンクリート	上・下部遮水層	4,020	0.25	0.26	0.12
既設開粒度アスファルトコンクリート	中間排水層	1,560	0.3	0.16	0.12未満
既設粗粒度アスファルトコンクリート	マカダム・レベリング層	3,505	0.3	0.2	0.12未満
低弾性アスファルトマスチック	ジョイント上部 幅10cm	14	0.25	53以上	51
密粒度アスファルトコンクリート (低弾性アスファルト使用)	切削埋め戻し部	1,417	0.25	0.66	0.64



19) 図-6.5.4 天端コンクリート周辺補強構造図





図-6.6.2 補修工施工状況

## 6. 6. 2 天端コンクリート部の補強

天端コンクリート部の補強は2012年10月22日より開始し、2013年1月31日に完了した。施工状況は図-6.6.3に示すとおりである。

施工完了後、2年近くが経過しているが、低弾性アスファルトマスチックのダレなどの変状は認められておらず、現時点では特に問題は生じていない。今後も観察を継続していく。



図-6.6.3(1) 天端コンクリート部の補強工状況



図-6.6.3(2) 天端コンクリート部の補強工状況

## 6. 7 補修・補強箇所の監視ならびに計測

本研究にて提案した補修工，補強工に使用した低弾性アスファルトについては，既設のアスファルト表面遮水壁と異なった挙動を示すことが想定されるため，以下のような監視・計測を行い，管理していくこととしている。

### (1) 補修箇所

補修部については、表面の保護層と密粒度アスファルトコンクリートで、ほぼ既設と同様の材料で施工したため、基本的には大きな問題はないと考えているが、当面は通常の巡視、地震時の臨時巡視・点検の他、以下のように目視点検を中心に監視を継続して行くが、結果に応じて項目、頻度は見直して行くこととしている。なお、現在までのところ、変状は認められていない。

①補修箇所のうち気中部

- ・目視による外観変状確認，ならびに変状（ひび割れ）の計測（1回/年）

②補修箇所のうち水中部

- ・水中ロボットによる外観変状確認，ならびに変状（ひび割れ）の計測，吸い込み確認（1回/3年）

(2) 天端補強箇所

天端補強箇所については、低弾性アスファルトを使用したアスファルトマスチック、密粒度アスファルトコンクリートを表面部分に使用しており、既設遮水壁と異なった挙動を示すことが懸念される。最も懸念されるのは高温時の斜面流動（だれ）であり、通常の巡視、地震時の臨時巡視・点検の他、夏季を中心に以下を実施していくが、結果に応じて項目、頻度は見直して行くこととしている。なお、現在までのところ、アスファルトマスチックにだれは生じているが遮水性等に問題となるような変状は認められていない。

- ①外観評価；目視による補強箇所のだれ，ひび割れ程度の確認（5，7，9月に各1回）

- ②計測；アスファルトマスチックのダレ長さ（5，7，9月に各1回）

## 6. 8 6章のまとめ

・低弾性アスファルトを使用したアスファルトマスチックは低温下，ひずみ速度の大きい厳しい環境下においても破壊時の引張ひずみは通常のアスファルト材料に比して変形追従性が高く，また，応力がピークとなった後も破断しないため，遮水壁とコンクリート等の異種構造物の接合部，特にコンクリートジョイント部分に目地材的に使用すると大規模地震時等の大きなひずみの集中を緩和する構造とすることができる。今回の試験では $-15^{\circ}\text{C}$ ，ひずみ速度  $1 \times 10^{-5} \text{ sec}^{-1}$  という条件下で応力ピーク時の引張ひずみは0.4程度と大きく，かつその後も最大引張ひずみ0.5程度まで破断しないことを確認した。

・下部のひび割れを残置するため，道路分野で使用実績のあるリフレクションクラック抑制シートを採用するが，低透水性を考慮して，アスファルト含浸不織布シートを選定した。

・アスファルトを含浸した不織布シートは水工用密粒度アスファルトの変形追従性を向上させる。

・低弾性アスファルトを使用したアスファルトマスチックとひび割れ抑制シートを使用すると下部にひび割れが生じても上層にひび割れが連続しにくい構造となる。 $-15^{\circ}\text{C}$ 、ひずみ速度  $1 \times 10^{-2} \text{ sec}^{-1}$  の条件での曲げ試験における引張ひずみ  $3.6 \times 10^{-3}$  程度までの変形追従性を確認した。

・提案した補修構造を採用することにより、既設遮水壁と同等以上の性能を確保し、かつ大幅に施工量・工期を減ずることができるため、同型式のダムにおいて、同様なひび割れが生じた場合に効果的・効率的に補修する方法の一つとして有用なものであると考えられる。なお、東北地方太平洋沖地震時に損傷が生じた近傍の2ダム（深山ダム、沼原ダム）では類似の工法により補修が行われている<sup>19)・20)・21)</sup>。

・天端部のコンクリートブロックジョイントの開口に対してはジョイント上部に低弾性アスファルトを使用したアスファルトマスチックを目地材的に、低弾性アスファルトを使用した密粒度アスファルトコンクリートをその周辺に使用してひずみを吸収することにより、50%までの引張ひずみに抵抗可能な構造とすることができ、大幅に変形追従性を向上させることができる。

・提案したひずみ集中箇所の構造は、同型式ダムを新設する際や、同様なひずみが集中する構造を有する同型式の既設ダムの改良方法の一つとして有用なものと考えられる。

・補修工、天端の補強工ともに、現時点まで漏水や変状は認められておらず、健全性は確認されている。今後も継続して計測監視・点検・観察を行う。

#### 参考文献

- 1) 塚田智之，内田善久，渡部 浩，山本浩志：東北地方太平洋沖地震における八汐ダムの被災状況について，大ダム，第44回ダム技術講演討論会発表報告，No.219，51-57，2012
- 2) 塚田 智之，内田善久，山本 浩志，島田 祐樹：2011年東北地方太平洋沖地震によるアスファルト表面遮水壁型フィルダムの被害と地震時挙動，ダム工学，vol.23 No.1. 6-18，2013
- 3) 塚田 智之，内田善久，山本 浩志，島田 祐樹：東北地方太平洋沖地震時の八汐ダムにおける被害事例に基づくアスファルト表面遮水壁の変形追従性の評価，ダム工学，

vol.24 No.2, 72-83, 2014

- 4) 中村吉男, 島崎 勝, 成田国朝, 奥村哲夫, 大根義男: アスファルト表面遮水壁型ダムの耐震評価に関する検討, ダム工学, vol.20, No.4, 212-223, 2010
- 5) 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, 160-171, 2010
- 6) 島崎 勝, 亀尾 崇, 笠原 篤: 低温性状改善型アスファルトのアスファルト表面遮水壁型フィルダムの改修工事への適用, 土木学会論文集 E1(舗装工学), Vol.67, No.1, 1-9, 2011
- 7) 丸山記美雄, 金子雅之, 熊谷政行: 舗装補修に使用するひび割れ抑制シートの効果, 国土交通省 北海道開発局 HP, 2010
- 8) 西川隆晴, 西形達明, 原 富男: 不織布を用いたリフレクションクラック抑制工法に関する実験的研究, 土木学会舗装工学論文集, 第6巻, 202-208, 2001
- 9) 三宅淳一, 大城 薫, 壁谷紀郎: アスファルト表面遮水壁型ダム表面保護層アスファルトの経年変化について-沼原ダムの事例-, 電力土木, No.252, 83-91, 1994
- 10) Ernst Fabian, Kurt Ditter: Criteria for judgement of the aging behavior of asphaltic surface lining and their influence on the repair and regeneration of pumped storage reservoirs, 16<sup>th</sup> International Committee on Large Dams, San Francisco, Question 61, R.21, 1988
- 11) Group of the Swiss National Committee on Large Dams: Long term behaviour of bituminous and cement concrete facing of compensation reservoirs in Switzerland, 16<sup>th</sup> International Committee on Large Dams, San Francisco, Question 61, R.18, 1988
- 12) P.Tschernutter: Experience gained with asphaltic concrete facings on high-level embankment dams of the Fragant group of power schemes, 16<sup>th</sup> International Committee on Large Dams, San Francisco, Question 61, R.59, 1988
- 13) H.Wellacher, P.Tschernutter: Repair of a high-altitude rockfill dam with an upstream asphalt concrete membrane, 15<sup>th</sup> International Committee on Large Dams, Lausanne, Question 59, R.40, 1985
- 14) C.D. Routh: The investigation, identification and repair of the asphaltic concrete facing of Winscar dam, 16<sup>th</sup> International Committee on Large Dams, San Francisco,

Question 61, R.36, 1988

- 15) 小島 徹, 大久保 齊: 双葉ダムのアスファルト表面遮水壁補修工事, ダム日本, No.772, 7-22, 2009
- 16) 貝沼憲男, 篠原俊彦, 伊藤隆彦: 表面しゃ水壁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, 109-119, 1995
- 17) Tomoyuki Tsukada, Yoshihisa Uchita, Hiroshi Yamamoto, Yuuki Shimada, Kazunori Takasawa: Study on Behavior of AFRD during Earthquake and the Conducted Reinforcement, International Commission on Large Dams 81st Annual Meeting Symposium Proceedings (3.Strategies for Extending Service Life of dams), 1,729-1,738, 2013
- 18) 東京電力(株): 塩原発電所建設工事報告, 第2編 ダム・調整池 (2-1 八汐ダム), 第2章 設計, 第4節 カットオフ, 56, 1995
- 19) 那須農業振興事務所, 那須広域ダム管理支所: 深山ダム災害復旧事業-アスファルト遮水壁修繕工事, 試験湛水について-「農業土木技術研修資料」, 栃木県ホームページ, <http://www.pref.tochigi.lg.jp/g57/documents/miyamadam-saigai.pdf>
- 20) 有賀 茂: 平成 23 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震による沼原ダムへの影響及びその後の対応について, 大ダム, No.219, 第 44 回ダム技術講演討論会発表報告, 58-69, 2012
- 21) 土木学会: 舗装工学ライブラリー 8 アスファルト遮水壁工, 238-240, 2012

## 第7章 結論

本論文では、東北地方太平洋沖地震時に八汐ダムにおいて比較的小さな加速度であったにも関わらずアスファルト表面遮水壁に損傷が生じたことを踏まえ、八汐ダムでの観測記録を有効に活用して、生じた損傷状況を3次元動的解析や遮水壁材料に関する詳細な室内試験を実施して検証し、その検証結果からアスファルト表面遮水壁の変形追従性を評価するとともに、それらを踏まえた損傷の有効な補修方法、損傷要因となった部位の改良構造について提案した。

第1章では、序論として、本研究の背景や、本論文の概要について示した。

第2章では、八汐ダムの設計と、本研究に関わる耐震や地震被害、地震動観測記録に関する研究、アスファルトコンクリートに関する研究、ひび割れ補強材料など補修材料に関する研究などの既往の成果を整理し、東北地方太平洋沖地震における八汐ダムの被害の要因や要因推定のための解析手法、損傷個所の補修工法検討の参考とした内容を示した。参考とした事項は以下のとおりである。

### (1)八汐ダムの設計

- ・堤高が高く、表面遮水壁に作用する水圧が大きいことから遮水壁は上部遮水層から漏水が生じた場合、これを安全に監査廊へ排水するための中間排水層を設けた。遮水壁は全7層、総厚37cmから成る。
- ・設計震度は $k_H=0.15$ とした。なお、すべり安全率は各基準によれば $F_s \geq 1.2$ であるが、八汐ダムは同型式では国内で堤高が最大であることを考慮して、 $F_s \geq 1.3$ とし、それにより上下流法面勾配は1:2.0とした。
- ・アスファルトコンクリートは温度、ひずみ速度によりその力学特性が変化し、温度が高いほど、ひずみ速度が小さいほど伸び能力が大きくなる性質を示す。湛水時や地震時の変形により遮水壁に生じるひずみについて、ひずみ速度、温度を考慮して安定性が確保されていることを確認している。
- ・遮水壁の経年変化については、建設から10年後までの物性評価を暴露試験ヤードから採取した供試体を用いて追跡調査しており、大きな劣化がないことを確認した。

### (2)ダムの地震に対する安全性に関する研究

- ・八汐ダムでは設計地震動として最大加速度266galを定め、これに基づく2次元FEM

動的解析を行って表面遮水壁に生じるひずみが材料の破壊ひずみを上回らないことから地震に対する安定性を確認している。また、3次元模型振動実験も実施して、2次元断面で上下流方向の検討を行うことが安全側の評価となること、遮水壁は地震時に堤体と一体で挙動することを確認していたため、設計段階で考慮されていない項目についての検討が必要と判断した。

- ・類似のコンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム（CFRD）について、解析的検討、実験による検討が数多く行われており、参考とした。
- ・小丸川発電所上部ダムでは遮水壁とコンクリート構造物との接合部について、設計対象地震に対する安全性を定量的に評価し、境界部変位を遮水壁に伝えないようガラスグリッドを使用している。

#### (3)ダムの地震による被害や地震動観測記録に関する研究

- ・東北地方太平洋沖地震で栃木県北部にある深山ダムで左右岸に1条ずつのひび割れが生じ、そのひび割れは、高標高部では最下層まで達していたが、低標高部では表面に留まっていたことから、天端付近で発生し、低標高部に進展したことが伺えた。
- ・宮城県沖地震では孫沢ダムで地震の影響による亀裂発生があったが、現地調査や解析検討の結果、近傍のコンクリート構造物の変形に遮水壁が追従できなかったものと報告されている。また、山梨県東部地震時に東富士ダムではコンクリートとの境界部、コンクリート構造物の打継目の影響、アスファルトの劣化、不同沈下、繰り返し荷重による疲労破壊などを要因として挙げている。コンクリート構造物との境界部やコンクリートの継目付近での損傷に注目した。
- ・CFRDの石淵ダム、Zipingpuダム等を対象として様々な解析による検討等が行われているが、地震時には堤体の上部標高の応答が比較的大きくなるということが改めて確認された。また、石淵ダムでは等価線形解析により、地震時の応答を再現していること、累積損傷度解析により残留変形についても概ね評価可能であることが示された。

#### (4)アスファルトコンクリートの力学特性に関する研究

- ・繰り返し変形による疲労破壊に対する安全性については、八汐ダムにおいて繰り返し曲げ試験、東富士ダムにおいては繰り返し引張試験が実施され、温度、繰り返し振動数、ひずみ振幅と疲労破壊回数との関係が整理された。
- ・引張時の破壊ひずみを求める試験方法は直接引張試験、曲げ試験、間接引張試験があるが、直接引張試験によるものが最も小さく安全側の評価となり、温度-10℃、ひずみ速

度  $1 \times 10^{-2} \text{ sec}^{-1}$  の場合で曲げ引張/直接引張  $\approx 2$  と評価されている。

- ・双葉ダムや京極発電所上部調整池において遮水壁用のアスファルトコンクリートについて温度応力に関する検討が実施されている。

#### (5)アスファルト材料の補修に関する研究

- ・低温下での変形性能を改善させた特殊改質アスファルト (SfAs) が開発されており、通常のアスファルトよりかなり低温域まで延性的な挙動を示すことが確認されている。
- ・道路舗装の分野では、下地となるコンクリート目地部から上部の舗装へのリフレクションクラックを防止する目的でひび割れ防止シートが用いられている。不織布シートについては曲げ破壊後の透水試験により、低透水性も確認されている。

第3章では、東北地方太平洋沖地震による八汐ダムの被害状況や本震や余震時に得られた加速度記録より、固有周波数やせん断波速度の変化から堤体のせん断剛性の変化を調べ、地震前後の外部変形測量結果や堤体内部変位測定結果と合わせて堤体の動的変形特性や安定性を評価した。また、天端の加速度計位置の相対変位からひび割れ箇所のひずみの評価も行った。得られた結論は以下のとおりである。

- ・天端付近においてはひび割れが遮水壁の最下層まで連続していることを確認した。両岸ともひび割れの最下端部付近ではひび割れは表面のみに確認され上部標高へ行くにしたがって深くなっている状況を確認した。ひび割れは天端付近から斜面下方へ進展した可能性が高い。
- ・東北地方太平洋沖地震以前では中間排水層からの排水量は0であったが、地震後に排水量が確認され、その後の気温低下によるひび割れ幅の増加や水位上昇が要因と考えられる流量の増加が認められた。
- ・外部変形は、水平・鉛直ともに、地震前後の変位増分は最大 4mm とダムの余裕高に比して微小であり、また、地震以降の外部変形、層別沈下計による内部変形についても、地震時に変位の増加が生じたもののそれ以降は、地震以前の挙動とほぼ同様の状態に戻っており、堤体の安定性に問題はない。
- ・東北地方太平洋沖地震時の八汐ダムの卓越振動数は、これまで観測された微小地震により求めた固有振動数より若干小さく、剛性が低下した可能性があるが、東北地方太平洋沖地震の終盤以降には概ね回復傾向を示している。中央断面の加速度計間のせん断波速度の変化より、揺れの大きかった時間帯において、特に天端付近や中段でややせん断波

速度の低下（せん断剛性の低下）が大きかったが、これは堤体ロック材の粒子間の接点の一部で振動により一時的に力が伝達されない不安定な状態となって生じたと考えられるが、地震後半やその後の余震時にはほぼ元に戻っていることから、粒子が隣の粒子を乗り越えるような配列が大きく変化する状態は生じなかったものと考えられる。せん断ひずみの増加に応じた剛性の低下は最大 35%程度、せん断ひずみレベルは最大  $3 \times 10^{-4}$  程度となり、解析検討を行う場合には、等価線形解析の適用範囲である。

- ・層別沈下計の各計器間の地震前後の沈下速度の変化が大きくなった領域と地震中にせん断波速度が比較的大きく低下した領域は概ね整合し、剛性が低下した領域で地震時に比較的大きな沈下が生じた可能性がある。
- ・右岸側のひび割れ発生箇所を挟む加速度計間距離変化量から最大伸びひずみが生じる時刻の天端の変位分布よりひび割れが生じた区間の伸びひずみを計算したが、遮水壁にひび割れが生じるレベルとはならないため、ひび割れ発生要因については解析等による詳細な分析が必要と判断した。

第4章では、東北地方太平洋沖地震時の加速度観測記録に基づく3次元 FEM 動的解析を実施し、ひび割れの発生要因の推定を行った。得られた結論は以下のとおりである。

- ・せん断剛性の非線形性は設計段階で実施した振動三軸試験等に基づく物性、減衰特性については既往の試験値である  $h_{\max}=20\%$ とした場合、天端の加速度応答が大きくなり過ぎるため、天端加速度応答の再現性が良好となる  $h_{\max}=30\%$ を採用した。
- ・3次元動的解析結果より堤体上流面要素に発生する引張、圧縮、せん断の各最大ひずみはいずれも天端中央から 1/5 程度下部に生じ、その値は密粒度アスファルトコンクリートの破壊ひずみに対して引張で 1/10 程度、圧縮で 1/60 程度、せん断で 1/100 程度と十分に小さいレベルである。また、ひび割れが生じた箇所においてはさらに発生ひずみは小さかったと推定されることから、東北地方太平洋沖地震により遮水壁に生じたひずみはひび割れが生じるレベルではなかったと考えられる。
- ・天端でのひび割れ発生位置はいずれも天端コンクリートブロックジョイントと一致しているため、加速度記録より求めた天端加速度計位置での相対変位を用いて計器間距離の伸びを求め、ブロックジョイントにそのひずみを集中させると、遮水壁やコンクリートとの接合部に充填したサンドマスチックも破断するレベルとなった。また、ひび割れ発生位置を含む区間でひずみは相対的に大きな値となった。

- ・動的解析結果による天端の変位の時刻歴より、コンクリートブロック各ジョイントに集中させたひずみの時刻歴を調べると、サンドマスチックの破壊ひずみ上回る時刻が最も早いのは左岸側のひび割れ発生箇所付近となり、右岸側についても同様にひび割れ発生箇所付近が最も早い。このことから、ひび割れは天端コンクリートのブロックジョイントにひずみが集中して生じたものと推定した。
- ・同型式のダムを建設する際には八汐ダムの天端コンクリートブロックジョイントのようなひずみが集中する構造は回避すべきであり、既設の同型式ダムについては同様な構造を有している場合は改善することが望ましいと考えられる。

第5章では、天端付近で生じたひび割れが70～80m下方まで進展したメカニズムについて疲労破壊や湛水時のひずみの影響について評価を行い、また、ひび割れ箇所への応力集中の検討においては新たにアスファルトコンクリートの引張軟化特性を把握し、評価するとともに、水位低下による環境温度の低下による温度収縮の影響についても評価した。得られた結論は以下のとおりである。

(1) 繰り返し変形による疲労破壊

八汐ダムにおける繰り返し曲げ試験の結果や東富士ダムにおける繰り返し引張試験の結果・それに基づく検討成果から、八汐ダムで実施した東北地方太平洋沖地震の再現解析結果により推定した最大発生ひずみの値から疲労破壊に至る時間は地震動の継続時間に対して十分に大きいため、遮水壁は今回程度の規模の地震による疲労破壊に対しては十分な変形追従性を有していると考えられる。

(2) 湛水により遮水壁に生じたひずみの影響

3次元築堤・湛水解析の結果によれば、地震発生前に湛水により、ひび割れが生じたアバットから20m程度の位置にはある程度のひずみが生じていた可能性があるが、初期ひずみを与えた供試体による曲げ試験の結果から、初期ひずみを与えても変形追従性は変わらないため、湛水により生じたひずみはその後の変形追従性に影響しない。

(3) ひび割れ発生による密粒度アスファルトコンクリートの変形追従性の低下

密粒度アスファルトコンクリートの切り欠き梁を用いた曲げ試験を実施し、その結果から得られた引張軟化曲線を用いて、3次元解析により推定した遮水壁の変位によりひび割れ進展を評価した結果、ひび割れ幅が拡大することにより、変形追従性は低下してひび割れは進展し、変位が比較的小さな領域で進展する可能性があることがわかった。

#### (4) 環境温度の低下による温度収縮

地震後の外気温、水温、貯水位と中間排水層ドレーン流量の挙動より、低温下に晒された後、中間排水層ドレーンの流量増大が確認されており、また、実際のひび割れ幅の変化から求めた拘束度を用いると比較的大きなひび割れの開口が生じた可能性がある。このことから温度収縮によりさらにひび割れが進展した可能性があると考えられる。

以上のことから、局所的にひずみが集中する箇所についてはひずみを緩和させるような材料の使用や構造を検討する必要があるものと考えた。また、冬季において遮水壁に損傷が生じた場合には、安定性確保や調査目的で水位低下を行う際には、漏水量の挙動を逐次確認しながら慎重に行うことが望ましいことを提言した。

第6章では、ひび割れ補修箇所の構造を模擬した供試体による室内試験を行い、補修工の耐久性を確認した。また、天端のひずみ集中箇所の構造変更案を示した。構造変更案については解析により変形性能を確認した。得られた結論は以下のとおりである。

- ・低弾性アスファルトを使用したアスファルトマスチックは低温下、ひずみ速度の大きい厳しい環境下においても破壊時の引張ひずみは通常のアスファルト材料に比して変形追従性が高く、また、応力がピークとなった後も破断しないため、遮水壁とコンクリート等の異種構造物の接合部、特にコンクリートジョイント部分に目地材的に使用すると大規模地震時等の大きなひずみの集中を緩和する構造とすることができる。
- ・早期の復旧を指向して下部のクラックを残置することとし、道路分野で使用実績のあるリフレクションクラック抑制シートには遮水性を考慮して、アスファルト含浸不織布シートを選定することとした。アスファルトを含浸した不織布シートは遮水壁用の密粒度アスファルトコンクリートの変形追従性を向上させる。
- ・低弾性アスファルトを使用したアスファルトマスチックとクラック抑制シートを使用すると下部にひび割れが生じて上層にひび割れが連続しにくい構造となる。
- ・提案した補修構造を採用することにより、既設遮水壁と同等以上の性能を確保し、かつ大幅に施工量・工期を減ずることができるため、同型式のダムにおいて、同様なひび割れが生じた場合に効果的・効率的に補修する方法の一つとして有用なものであると考えられる。
- ・天端部のコンクリートブロックジョイントの開口に対してはジョイント上部に低弾性アスファルトを使用したアスファルトマスチックを目地材的に、低弾性アスファルトを使

用した密粒度アスファルトコンクリートとその周辺に使用してひずみを吸収することにより、50%までの引張ひずみに追従可能な構造とすることができ、大幅に変形追従性を向上させることができる。

- ・提案したひずみ集中箇所の補強構造は、同型式ダムを新設する際や、同様なひずみが集中する構造を有する同型式の既設ダムの改良方法の一つとして有用なものと考えられる。
- ・提案した補修工、天端の補強工は現地で採用され施工を終えており、現時点まで漏水や変状は認められておらず、健全性は確認されている。今後も継続して計測監視・点検・観察を行う。

以上により、本研究の結論として、

アスファルト表面遮水壁型ロックフィルダムにおいては、八汐ダムの天端コンクリートブロックジョイントのようにひずみが集中する箇所があると激烈とは言えない地震動によりひび割れが生じ、ひび割れが生じると、ひび割れ先端にひずみが集中してひび割れが進展する可能性があり、低温下では水位を低下させるとさらに温度降下による収縮が生じ、ひび割れが更に進展する可能性があることを示した。これらのことから、ひずみ集中箇所を回避するか、緩和させる構造とする必要があり、低弾性アスファルトを用いたアスファルトマスチックを目地材的に用いることによる50%程度までのひずみの集中に対応可能な補強工法、比較的小規模な切削により施工可能なひび割れ箇所の補修工法を提案し、八汐ダムで実際に施工した。なお、これらの施工箇所は現在まで異常は認められていない。提案した補修工法は既設ダムにおいてひび割れが生じた際の補修工法検討に、補強工法は同型式のダムの新設や同様な構造を有する既設ダムの改良において、それぞれ有用なものとなると考えられる。また、損傷が生じた際に、安全性確保や点検を行うために水位低下させる際には漏水量の挙動を逐次監視しながら慎重に行う必要があることを提言した。

## 補 遺

天端コンクリートブロックジョイントに生じるひずみによる  
ひび割れの発生と進展の再評価について

85～90sec で左岸 No.3, 右岸 No.24 の天端コンクリートブロックジョイントにおいてひずみが集中し, その値がサンドマスチックの破壊ひずみ (曲げ試験結果の最小値 2.5%) を超えると評価していたが, 解析精度やサンドマスチックの曲げ試験結果で得た破壊ひずみのバラつきを考慮して, 再評価を行った。

## 1. ひび割れ発生箇所

### ① サンドマスチックの曲げ試験による破壊ひずみ

八汐ダムの天端で採取した試料を用いたサンドマスチックの曲げ試験結果は下表に示す通りであり, 試験温度 $-5^{\circ}\text{C}$  (地震時の日平均気温相当), ひずみ速度  $1 \times 10^{-2}\text{sec}^{-1}$  の条件下の 3 供試体の破壊ひずみの最大値は 0.0303, 最小値は 0.0249 であった。

天端サンドマスチックの曲げ試験結果

試料番号	試験温度	最大荷重	変位量	曲げ強度		破壊ひずみ <sup>1)</sup>	
				実測値	平均値	実測値	平均値
	℃	KN	mm	MPa	MPa	mm/mm	mm/mm
1-①-1	-5	4.43	1.28	10.52	10.09	0.0303	0.0272
1-①-2		4.12	1.12	9.78		0.0265	
1-①-3		4.17	1.05	9.97		0.0249	
1-①-4	-15	2.68	0.87	6.39	7.46	0.0205	0.0211
1-①-5		3.18	0.85	7.57		0.0201	
1-①-6		3.49	0.97	8.41		0.0228	

### ② ひび割れ発生判定のひずみのしきい値

既往の検討では, ひび割れ発生のはきい値としてはサンドマスチックの曲げ試験における破壊ひずみ最小値の 0.025 を採用していたが, 解析精度も考慮して, 試験値の最大値 0.03 をしきい値としたうえで明らかにこれを上回るひずみが早い時間帯で生じる位置を再評価した。

### ③ ひび割れ発生位置の再評価結果

各天端コンクリートブロックジョイントに集中したひずみが 0.03 を上回る時間帯は, 天端を左岸側(ジョイント No.1~9), 中央 (ジョイント No.10~17), 右岸側 (No.18~26) に分けてそれぞれひずみの推移を示した図-1 に示すように, 100sec 以降となる。

さらに, ひずみのはきい値を超過する当該時間帯(101.6~103sec (解析のタイムステップは 0.01sec) )を拡大すると図-2 に示す通りとなる。

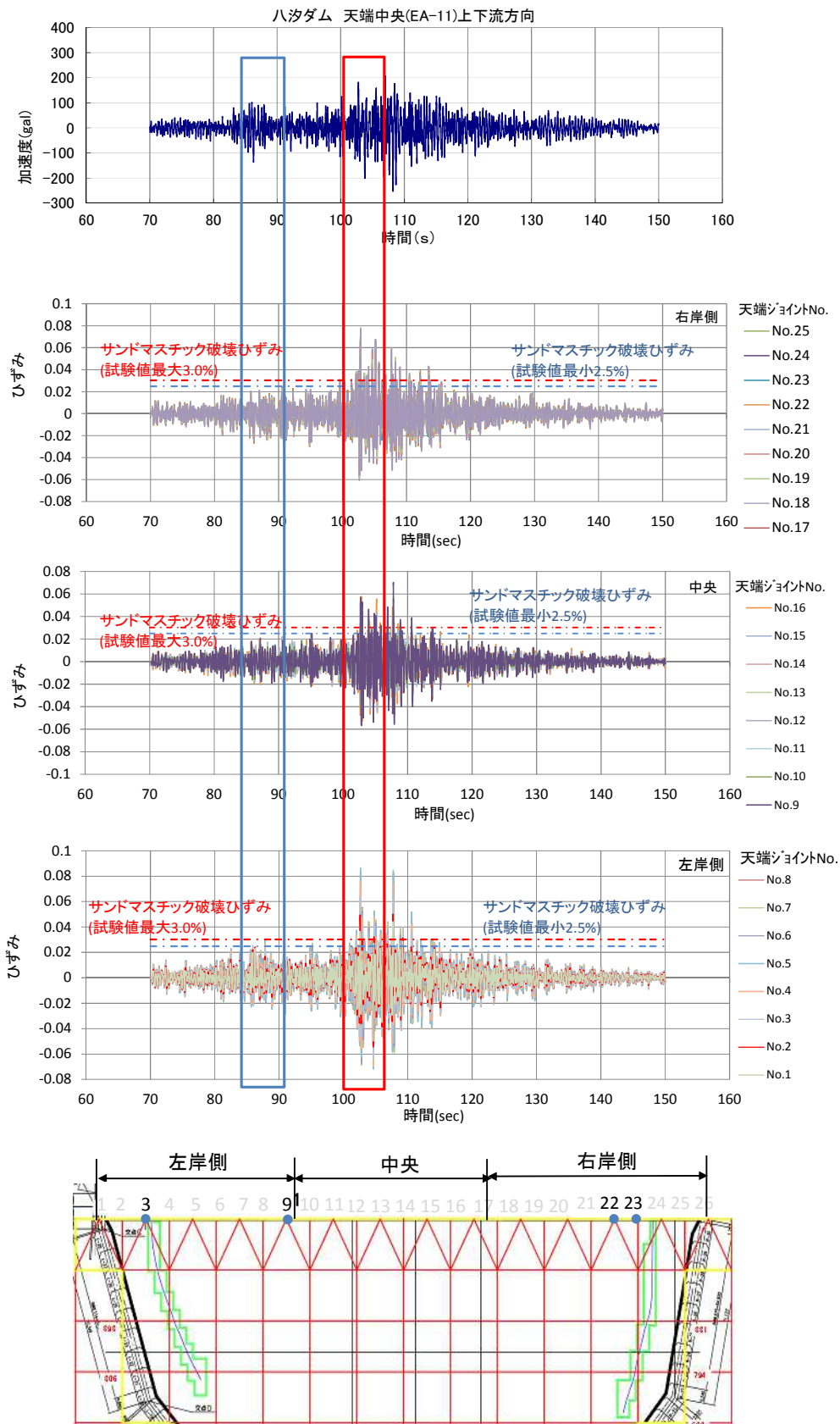


図-1 天端コンクリートブロックジョイントに集中させた伸びひずみ

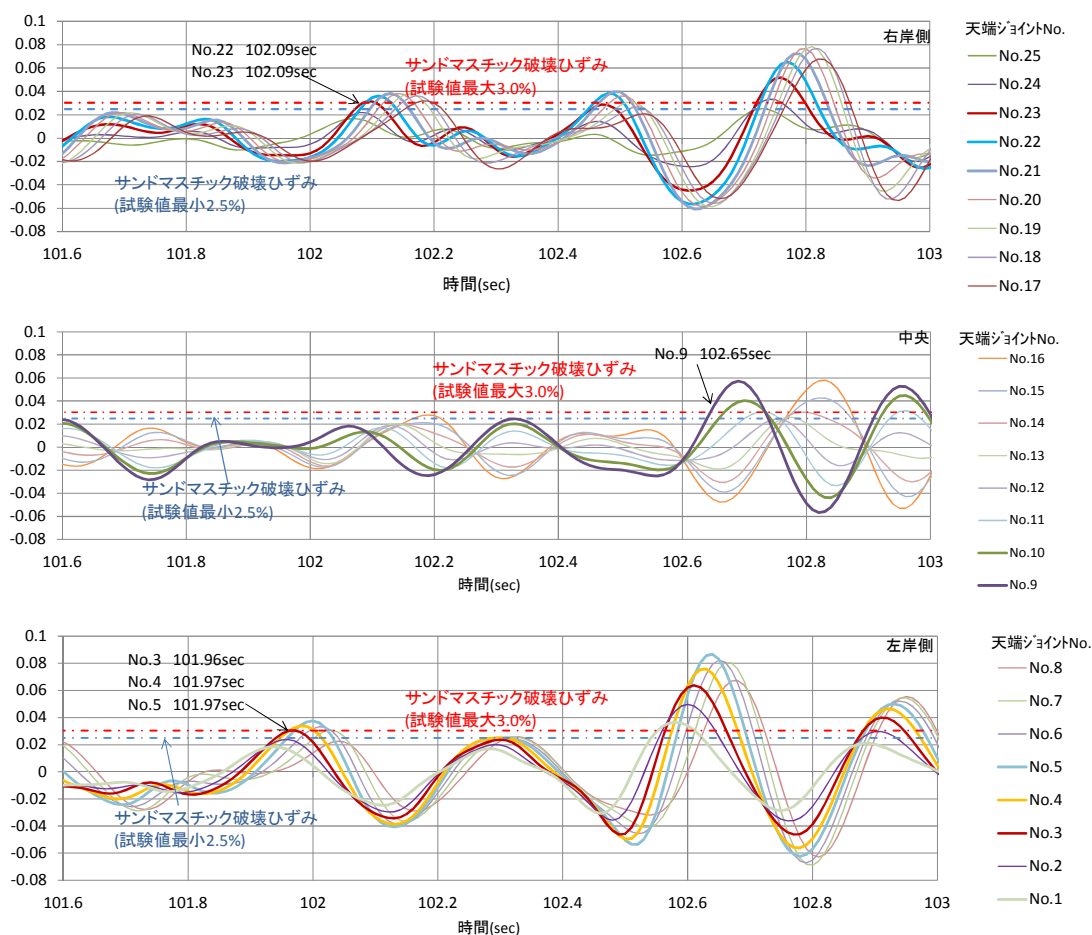


図-2 天端コンクリートブロックジョイントに集中させた伸びひずみ (拡大図)

図-2 より、最も早い時刻にひずみが 0.03 を超えるのは左岸側 No.3 のジョイントで 101.96sec である。その次に超過するのは右岸側の No.22, No.23 で 102.09sec となり、既往の評価結果では左岸側 No.3 で 86sec 付近に最初にひび割れが生じ、続いて右岸側 No.23 で 91sec 付近にひび割れが生じたと判定しており、時刻は変わるものの、位置は概ね変わらない結果となった。

## 2. ひび割れ進展

閾値を変えてひび割れ時刻を再評価した結果を踏まえ、ひび割れ進展について以下のよう  
に評価を行った。

### ① 左岸側

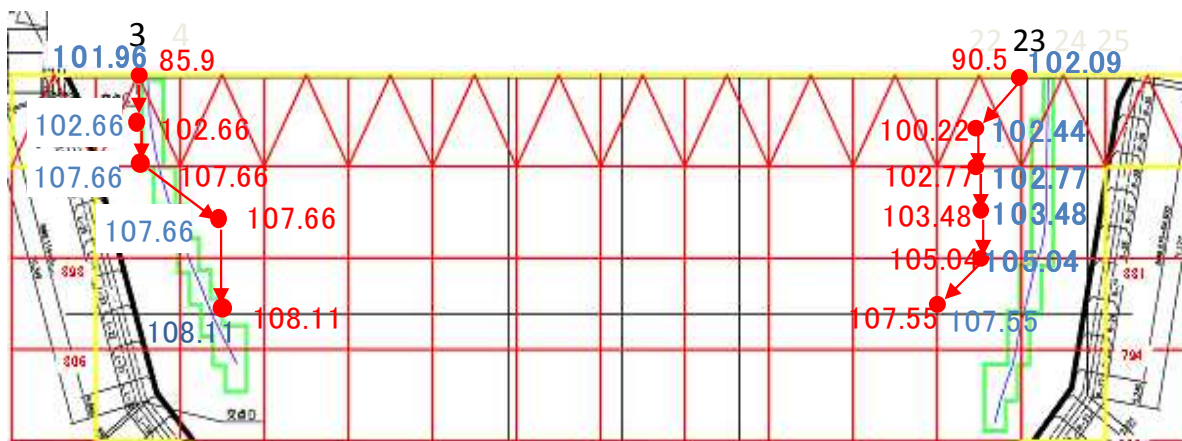
101.96sec に降伏ひずみ試験値の最大値とした場合の閾値を超過する No.3 ジョイントに  
ひび割れが生じたとして、その後の進展を評価した。試験値の最小値を閾値とした既往の

評価では、85.9sec で天端にひび割れが生じた以降 102.66sec, 107.66sec, 108.11sec と順次水面まで進展したと評価した。今回の再評価では同様に No.3 ジョイントに 101.96sec にひび割れが生じたとすると、次の進展箇所は 102.66sec となるため、閾値を試験最小値とした場合と以降の時刻・経路は全く同じとなる。

②右岸側

No.22, 23 ジョイントで同時 (102.09sec) に降伏ひずみ試験値の最大値とした場合の閾値を超過するが、閾値を試験値の最小値とした場合に最初 (90.5sec) に超過する No.23 ジョイントにひび割れが生じたとして、その後の進展を評価した。閾値を試験最小値とした既往の評価では 90.5sec で天端にひび割れが生じた場合、以降 100.22sec, 102.77sec, 103.48sec, 105.04sec, 107.55sec と順次水面まで進展したと評価した。今回の再評価では同様に No.23 ジョイントに 102.09sec にひび割れが生じた場合、進展する時刻は 102.44sec, 以降は既往の検討と同様で、102.77sec, 103.48sec, 105.04sec, 107.55sec と経路は同様となる結果が得られた。

ひび割れ進展評価結果は図-3 に示すとおりである。



図中数字 (赤) は閾値を試験最小値とした場合の進展時刻, 数字 (青) は閾値を試験最大値とした場合の進展時刻を示す。

図-3 ひび割れ進展再評価結果

## 謝辞

本研究は、東北地方太平洋沖地震により損傷が生じた八汐ダムの調査や補修方法の検討という業務の中で建設当時このダムの担当者として従事していた筆者が過去の検討成果に加え、最新の知見を加えて検討し、社内外の学識経験者の方々の暖かいご指導を得て行ったものであります。

本論文をとりまとめるにあたって、終始丁寧な御指導と御配慮を頂きました東京工業大学教授 高橋章浩先生に深く感謝いたします。

大学院の恩師でもある東京工業大学名誉教授 大町達夫先生には、論文作成に当たり多くのご指導と励ましのお言葉を頂きました。また、東京工業大学教授 二羽淳一郎先生、同教授 北詰昌樹先生、同准教授 竹村次朗先生、同教授 岩波光保先生には御多忙にもかかわらず、論文を審査して頂き、かつ、詳細にわたってご指導頂きましたことに深く感謝いたします。

震災直後の補修工検討の際から（財）ダム技術センターの柳川城二理事長、松本徳久顧問、中村昭部長には設計面でのご指導を頂き、また、材料面では北海道工業大学名誉教授の笠原篤先生に的確かつ適切にご指導を賜りました。

東京電力(株)においては、吉越洋 元顧問を始めとして、角江俊昭 元フェロー、天野正徳 元建設部長、内田善久 元スペシャリスト、川島文治氏から、厳しくも暖かいご助言を頂きながら、業務を推進してまいりました。

また、東京電力(株)の元工務部工務土木GM 鶴田滋氏、元副長 渡部浩氏、建設部の元副長 山本浩志氏、島田祐樹氏、元技術研究所の土居賢彦氏、元栃木支店土木技術GM 友近文志氏、塩原工事事務所の木村靖弘GM、元副長 玉井猛氏、並びに、東電設計(株)の星野吉昇氏、元東電設計(株)鈴木朋和氏、大成ロテック(株)技術研究所の島崎勝所長、水野孝弘氏に多大なるご協力を頂きました。

以上の方々に対して、心より感謝申し上げます。

最後に、論文作成にあたり迷惑をかけたにもかかわらず、これを理解して支えてくれた、妻の桂子、長男の陸、長女の栞に深く感謝します。