

### 3.6 再開発重力式コンクリートダム の耐震性能照査技術に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：水工構造物チーム

研究担当者：榎村康史、金銅将史、藤田将司

#### 【要旨】

既存ストックを有効利用しつつ、治水・利水需要の変化に対応するため、既設ダム の機能増強を図る再開発が有効な事業手法のひとつとなっており、近年、より大規模な嵩上げや放流管新設のための堤体削孔を指向する事例が増えている。一方、大規模地震に対する土木構造物の安全性に対する社会的関心の高まりを受けて、ダムにおいても大規模地震に対する耐震性能照査<sup>1)</sup>が試行されている。しかし、既設ダム堤体の改造を伴う再開発ダム特有の構造的特徴を考慮した耐震性能照査の考え方については十分に確立していないのが現状である。このため、本研究では堤体嵩上げや放流管新設に伴う削孔など大規模な改造事例が多い既設重力式コンクリートダム の再開発を対象に再開発ダム特有の構造的特徴を考慮した耐震性能照査技術に関する検討を行ってきた。

今年度は、大規模地震時における堤体損傷の可能性や損傷過程を地震応答解析により推定する上で必要となるダムコンクリートの引張強度について、昨年度に引き続き繰返し载荷による影響を調べるため引張疲労試験を行うとともに破壊エネルギーについても実験的検討を行った。さらにこれまでの検討結果も踏まえ、大規模地震に対する再開発ダム の耐震性能照査の方法や留意点についてとりまとめた。

キーワード：重力式コンクリートダム、嵩上げ、放流管削孔、耐震性能照査、地震応答解析、動的引張強度、破壊エネルギー

#### 1. はじめに

既存ストックを有効利用しつつ、治水・利水需要の変化に対応するため、既設ダム の機能増強を図る再開発が有効な事業手法のひとつとなっており、近年、嵩上げや放流管新設のための堤体削孔を指向する事例<sup>例えば 2), 3)</sup>が増えている。一方で、大規模地震に対する土木構造物の安全性に対する社会的関心の高まりを受け、ダムにおいても大規模地震に対する耐震性能照査<sup>1)</sup>が試行されている。同照査では、地震応答解析により、また必要に応じダム堤体の損傷過程まで考慮してその動的挙動を推定することで、貯水機能などの耐震性能への影響を照査することが求められる。

ところで、既設ダム堤体の改造を伴う再開発ダムは、一般に既設ダムとその貯水池を運用しながらの施工となるなど、その施工過程、また構造上の特徴において新設ダムと相違する点がある。このため、耐震性能照査における大規模地震時の挙動推定にあたっては、新設ダムと異なる取り扱いを要する可能性がある。しかし、この点を含め、再開発ダムを対象とした耐震性能照査の考え方や留意点はまだ十分に整理されていない。また、大規模

地震に対する耐震性能照査においては、必要に応じダム の損傷過程も考慮する必要がある。この点を含め、大規模地震時の再開発ダム の挙動をできるだけ精度よく推定するには、堤体材料であるダムコンクリートの動的強度特性や破壊特性についても適切に把握し、解析に反映する必要がある。しかし、その際に重要となる動的繰返し载荷条件下でのダムコンクリートの引張強度や軟化特性については不明な点が多い。

そこで、本研究では、大規模地震に対する再開発ダム の耐震性能照査手法の確立に向け、大規模地震時の再開発ダム の挙動を適切に推定する方法について、実際の再開発ダムでの実測挙動計測データの分析やダムコンクリートの動的物性に関する実験的検討及び地震応答解析による数値解析的検討により検討してきた。

#### 2. 昨年度までの検討結果の概要

昨年度までの検討では、(1) 大規模地震時における嵩上げダム の挙動、(2) 大規模地震時における放流管設置ブロックの挙動及び(3) ダムコンクリートの動的引張強度・破壊特性の検討についてそれぞれ以下のことが分

かっている。

### (1) 大規模地震時における嵩上げダムの挙動

嵩上げダムのうち既設堤体上に新たにコンクリートを打設する嵩上げダムについては、その施工過程を考慮して得られる常時（非地震時）の応力状態を初期応力状態として嵩上げ堤体の大規模地震時挙動を地震応答解析により推定するとともに、嵩上げ高さの違いによる影響、水位条件（施工時水位および運用時水位）の違いによる影響、新旧堤体物性値の違いによる影響、岩盤物性値の違いによる影響についても検討した。

また、既設堤体の下流に堤体を新設する下流嵩上げダムについては、地震時に嵩上げダムに作用する貯水池動水圧の既設ダムが影響を及ぼす可能性について地震応答解析により検討した。

#### 1) 既設堤体上への嵩上げダム

##### i) 施工過程を考慮した嵩上げ堤体の挙動推定

（平成 23 年度報告書<sup>4</sup> の 3.1）

嵩上げダムでは、新設ダムとの施工過程の相違から、常時（非地震時）の応力状態が同一断面形状の新設ダムの場合と同一とはならず、これに伴い、大規模地震時の応力状態も上流端部に生じる引張応力が新設ダムに比べて大きくなる可能性がある。このため、既設堤体上への嵩上げダムの大規模地震時の挙動を動的解析によって精度よく推定するには、動的解析に先立って、初期状態としての常時（非地震時）の応力状態を精度よく推定しておくことが重要となる。なお、常時応力状態の推定に際しては、嵩上げ堤体の施工に伴う堤体自重の増加や嵩上げ後の水位上昇による水圧荷重の増加に伴う既設堤体との間での応力再配分をステップ解析により考慮することが有効と考えられる。

##### ii) 嵩上げ高さの違いによる影響

（平成 24 年度報告書<sup>5</sup> の 2.3）

嵩上げダム上下流端部での引張応力の集中やそれによる損傷が生じる可能性のある範囲は、基本的に嵩上げ高さが高くなるほど大きくなる。ただし、嵩上げ高さが低い（増厚幅が薄い）場合でも、嵩上げ堤体の下流端部や下流面に生じる引張応力の集中による損傷については、新旧堤体接合面にその影響が及びやすくなる点で注意が必要と考えられる。

##### iii) 施工時水位の違いによる影響

（平成 24 年度報告書<sup>5</sup> の 2.4）

嵩上げダムでは、施工時水位が高いほど常時の水圧荷重を既設堤体が負担する割合が大きくなるために、嵩上げ後（運用水位への水位上昇後）に堤体上流端での引張応力が生じやすくなる。また、大規模地震時には上流端のほか、下流端（新設堤体側）に生じる引張応力も大きくなる可能性がある。このため、既設堤体上の嵩上げダムの耐震性能照査などでの大規模地震時における挙動の推定では、施工時水位として考えられる水位のうち、最も高い水位条件での検討を行っておくことが基本的に安全側の条件になるものと考えられる。

##### iv) 供用後の運用時水位の違いによる影響

（平成 25 年度報告書<sup>6</sup> の 3.3）

嵩上げダムの大規模地震時の引張応力の集中やそれに伴う軟化領域は、運用水位を反映した常時応力状態の影響を受け、基本的に運用水位が高い方が大きくなる。このため、既設堤体上の嵩上げダムの耐震性能照査などでの大規模地震時における挙動の推定では、水位条件としては基本的には常時の最高水位（常時満水位）を考慮すれば良いと考えられる。

##### v) 新旧堤体物性値の違いによる影響

（平成 24 年度報告書<sup>5</sup> の 2.5）

嵩上げダムの新旧堤体の物性値（弾性係数）の相対的な関係は、常時の応力状態に影響し、その結果、大規模地震時の挙動にも影響する。特に、新設堤体の下流面から生じる引張軟化領域の広がりやひび割れ深さに影響すると考えられる。

このため、嵩上げダムの大規模地震時の挙動や損傷形態をより精度よく推定するには、実情に応じて新旧堤体の物性値を適切に設定する必要があると考えられる。

##### vi) 岩盤物性値の違いによる影響

（平成 26 年度報告書<sup>7</sup> の 2.2）

嵩上げダムの新旧堤体部の基礎岩盤の変形性（弾性係数）の相違は、常時の応力状態に影響し、その結果、大規模地震時の挙動にも影響する。例えば、大規模地震時に引張応力の集中により堤敷沿いに損傷が生じる場合、嵩上げ堤体側の基礎岩盤の弾性係数が既設堤体に比べ相対的に小さい場合には、新旧堤体基礎岩盤の弾性係数が同一の場合に比べ上流側からの引張軟化領域が深くなる可能性がある。

このため、嵩上げダムの大規模地震時の挙動や損傷形態をより精度よく推定するには、新旧堤体部の基礎岩盤の物性値を適切に設定することが必要である。

## 2) 既設堤体下流での新堤体による嵩上げダム

(平成 26 年度報告書<sup>7)</sup> の 2.5)

既設堤体の下流に堤体を新設する下流嵩上げダムの場合、新設堤体上流面に作用する動水圧が既設堤体の影響により変化する。このため、新設堤体上流面に作用する動水圧の影響を精度よく考慮するために、既設堤体も含めてモデル化するとともに、貯水を圧縮性流体とした解析を行うのがよいと考えられる。

## (2) 大規模地震時における放流管設置ブロックの挙動

既設重力式コンクリートダムにおいて堤体削孔により放流管を増設するダム（以下、「削孔ダム」という。）については、その施工過程を考慮して行われる常時（非地震時）の応力状態を初期応力状態として放流管設置（削孔）ブロックの大規模地震時挙動を地震応答解析により推定し、新設ダムや放流管がない場合との比較及び鉄筋による補強効果、水位条件（施工時水位および運用時水位）の違いによる影響について検討した。

### 1) 施工過程を考慮した削孔ブロックの挙動推定

#### i) 新設ダムや放流管がない場合との比較

(平成 24 年度報告書<sup>5)</sup> の 3.3)

既設ダム堤体に削孔して放流管を設置する場合、放流管周辺の常時（非地震時）における応力状態は、施工過程の違いから、ダム新設時に放流管を設置する場合と同一にはならず、これに伴い大規模地震時に放流管周辺に生じる引張応力やそれにより生じる損傷（ひび割れ）範囲は、ダム新設時に放流管を設置する場合に比べ大きくなる可能性がある。このため、削孔ダムの大規模地震時の挙動を動的解析により精度よく推定するには、動的解析に先立って、初期状態としての常時（非地震時）の応力状態を精度よく推定しておくことが重要になる。なお、常時応力状態の推定に際しては、削孔ダムの放流管設置時の施工過程（施工時水位条件での既設堤体削孔、放流管設置、放流管周りへの鉄筋配置及び充填コンクリート施工、運用水位への水位上昇）をステップ解析により考慮することが有効と考えられる。

## ii) 鉄筋の補強効果

(平成 24 年度報告書<sup>5)</sup> の 3.6)

放流管周辺に配置される補強鉄筋は、大規模地震時におけるひび割れの発生自体を抑制する効果は限定的であるが、発生したひび割れの開口を抑える効果はある程度期待できると考えられる。放流管ブロックの大規模地震時の挙動推定においては、このような効果を考慮する上で補強鉄筋についても適切にモデルに反映することが必要と考えられる。

## 2) 水位条件の違いによる影響

(平成 25 年度報告書<sup>6)</sup> の 4.3, 4.4)

既設ダムの削孔においては、施工上は水位を下げる方が有利となる。しかし、堤体安定性への影響が大きいと考えられる放流管側部から水平方向の損傷（ひび割れ）が想定される範囲は、施工時水位が低いほど大きくなる。この点からは施工時水位は高い方が望ましいと考えられる。

一方、運用時水位の面からは大規模地震時の削孔ダムにおける発生応力及び損傷範囲は、基本的に運用時水位が高いほど大きくなる。このため、削孔ダムの耐震性能照査などでの大規模地震時挙動の推定においては、常時の最も高い運用時水位を考慮するのがよいと考えられる。

## (3) ダムコンクリートの動的引張強度・破壊特性の検討

大規模地震時における載荷速度や繰返し載荷による応力履歴が引張強度や軟化特性に及ぼす影響を調べるため、ダムコンクリート（外部コンクリート及び RCD コンクリート）を想定した配合のコンクリート供試体を用いて引張強度試験および破壊エネルギー試験を実施した。

引張強度試験は、直接引張試験および割裂引張試験により実施し、通常の載荷速度（静的試験）での試験のほか、大規模地震時において想定される載荷速度での試験（急速試験）を実施した。また、実際の大規模地震時は繰返し荷重を受けるため、引張破壊させるための載荷前に一定の応力振幅で事前に引張荷重の繰返し載荷を行うケース（事前繰返し試験）も実施した。

破壊エネルギー試験は、前述の引張強度試験と同様に載荷速度を変化させたケース（静的試験・急速試験）を実施した。

### 1) 引張強度試験

#### (平成25年度報告書<sup>6)</sup> の2.4, 平成26年度報告書<sup>7)</sup> の4.4)

急速載荷時の引張強度は、2種類の配合（外部コンクリート及びRCDコンクリート）とも静的載荷時に比べ増加する。また、事前繰返し載荷を実施した場合の引張強度は、事前繰返し載荷での最大応力比 $S_{max} \leq 0.9$ および事前繰返し回数10回の範囲内では、事前繰返し載荷を行わなかった場合の引張強度と比べ明確な低下は認められなかった。

### 2) 破壊エネルギー試験

#### (平成26年度報告書<sup>7)</sup> の4.5)

通常の試験速度での試験結果と急速試験結果の比較から、2種類の配合（外部コンクリート及びRCDコンクリート）とも試験速度が増加すると破壊エネルギーは全般的に増加する傾向がある。ただし、試験速度が増加すると破壊エネルギーのばらつきも大きくなる。

以上のことを踏まえ、今年度は、大規模地震時における堤体損傷の可能性や損傷過程を地震応答解析により推定する上で必要となるダムコンクリートの引張強度について、昨年度に引き続き繰返し載荷による影響を調べるため引張疲労試験を行うとともに破壊エネルギーについても実験的検討を行った。さらにこれまでの検討結果も踏まえ、大規模地震に対する再開発ダムの耐震性能照査の方法や留意点についてとりまとめた。以降にその検討内容と結果を述べる。

## 3. ダムコンクリートの動的引張強度・破壊特性の検討

### 3.1 概要

コンクリートダムの耐震性能照査では、地震動の作用による堤体の引張破壊の発生・進展過程を推定することが必要となる。大規模地震時の損傷形態を地震応答解析によりできるだけ精度良く推定するためには、動的繰返し載荷条件下でのダムコンクリートの引張強度特性や軟化特性を適切に評価する必要があるが、動的繰返し載荷条件下でのダムコンクリートの引張強度や軟化特性については不明な点が多い。

そこで本研究では載荷速度や繰返し載荷による応力履歴が引張強度や軟化特性に及ぼす影響を調べるため、ダムコンクリート（外部コンクリート及びRCDコンクリート）を想定した配合のコンクリート供試体を用いた室内試験を昨年度まで実施してきた。今年度は、昨年度まで

の繰返し回数10回までの試験では引張強度への明確な影響が確認できなかったことを踏まえ、事前の繰返し載荷回数を最大100回とした引張強度試験（引張疲労試験）を行い、繰返し載荷による引張強度への影響を調べた。また、動的載荷時のダムコンクリートの破壊特性を調べるため、載荷速度を変化させた破壊エネルギー試験（静的試験・急速試験）を実施した。

なお、試験用供試体の作製には、ダムコンクリートを想定し、A配合：外部コンクリート相当、B配合：RCDコンクリート相当の2種類の配合のコンクリートを用いた。試験項目とその方法は以下のとおりである。

### (1) 圧縮強度試験

引張強度試験及び破壊エネルギー試験に用いるダムコンクリートの基本物性（圧縮強度、弾性係数等）を把握することを目的として、圧縮強度試験（一軸圧縮試験）を実施した。

### (2) 引張強度試験（引張疲労試験）

地震時における引張荷重は繰返し荷重として作用することを考慮し、繰返し引張載荷によるダムコンクリートの引張強度への影響を定量的に明らかにするため、一定の応力振幅で引張荷重の繰返し載荷を行う引張疲労試験を最大100回までの繰返し回数で実施した。

### (3) 破壊エネルギー試験

ダムコンクリートの引張軟化特性をその載荷速度による影響を含めて把握するため、切欠きを設けた単純梁供試体での3点曲げ試験（破壊エネルギー試験）をJCI-S-001-2003「切欠きはりを有いたコンクリートの破壊エネルギー試験方法」に準じた方法で実施した。

## 3.2 材料およびコンクリート配合

### 3.2.1 材料

各試験用供試体の作製には、セメントについては普通ポルトランドセメント、骨材は粗骨材が青梅産砂岩の碎石、細骨材は大井川水系の陸砂を用いた。水は水道水を用いた。

### 3.2.2 配合試験

各試験で用いる供試体コンクリートの配合は、重力式コンクリートダムでの一般的なダムコンクリート（外部コンクリート及びRCDコンクリート）の配合を参考とし、ウェットスクリーニングによる場合の粗骨材最大寸

法  $G_{max}=40\text{mm}$  を考慮した上で、配合試験を行って決定した。また、配合試験は、表-3.1 に示す内容について実施した。参考とした実ダムでの配合の例を表-3.2 に示す。

表-3.1 配合試験内容

試験項目	準拠規準	備 考*
スランブ試験	JIS A 1101	A 配合に対して実施
標準 VC 試験	JSCE-F 507-2007	B 配合に対して実施
空気量試験	JIS A 1128	A, B 配合に対して実施

\* A 配合：外部コンクリート相当、B 配合：RCD コンクリート相当

表-3.2 参考とした実ダムでの配合の例

配合 区分	粗骨材 最大 寸法 (mm)	スラン プの 範囲 (cm)	標準 V C の範囲 (秒)	空気量 の範囲 (%)	水 セメント 比 W/C (%)	細骨材 率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m <sup>3</sup> )						混和剤 マスター ボ ン ー リス No. 8 (C×%)	備 考
							水 W	セメント C	細骨材 s	粗 骨 材 S				
										80～ 40mm	40～ 20mm	20～ 5mm		
A配合	80	3±1	—	3.5±1	53.2	30.0	117	220	605	580	435	435	0.25	外部コンクリート相当
B配合	80	—	20±10	1.5±1	79.2	30.0	95	120	662	635	476	476	0.25	RCDコンクリート相当

### (1) スランブ試験

スランブ試験は、A 配合を対象に JIS A 1101 「コンクリートのスランブ試験」に基づき実施した。

### (2) 標準 VC 試験

標準 VC 試験は、B 配合を対象に表-3.3 に示す仕様の VC 試験機を用いて、JSCE F 507-2007 「RCD 用コンクリートのコンシステンシー試験方法」に基づき実施した。

表-3.3 標準 VC 試験機仕様

モールド寸法	内径 24cm×内高 22cm (円筒型)
載荷質量	20kg
振動台振動数	2,000cpm
振動台全振幅	1 mm

標準 VC 試験の試験手順は以下のとおりである。

- ① 内径  $\phi 240\text{mm}$ ×高さ H200mm の円筒型容器に試料を 2 層に分けて投入し、突き棒で各層 25 回突く。
- ② 表面は金コテなどを用いて均し、容器の上端から 3cm 程度下がるように仕上げる。
- ③ 振動台に試料の入った容器を固定し、円盤を試料表面に設置する。
- ④ 振動を加え、ペースト分が上昇してくるまでの時間を測定する (VC 値：秒)。
- ⑤ 試験完了後の試料の単位容積質量を求める。深さの測定はデプスゲージを使用して、代表 4 箇所について行う。

- ⑥ 試験は各配合 2 回実施し、その平均値を試験結果とする。

### (3) 空気量試験

空気量試験は、A 配合・B 配合を対象に JIS A 1128 「フレッシュコンクリートの空気量の圧力による試験方法—空気室圧力方法」に基づき実施した。

### 3.2.3 配合の決定

供試体用コンクリートの配合は、A 配合についてはスランブ試験によりダム用有スランブコンクリートとして一般的な所要のスランブ値 (3±1cm)、B 配合については標準 VC 試験により RCD コンクリートとして一般的な所要の VC 値 (20±10 秒) が得られるよう、それぞれ単位水量を変化させた配合試験により決定した。

表-3.4 に決定した供試体作製用コンクリートの配合を示す。

表-3.4 供試体作製用コンクリートの配合

配合 区分	粗骨材 最大寸法 (mm)	スランフ <sup>°</sup> の範囲 (cm)	標準 V C の範囲 (秒)	空気量 の範囲 (%)	水 セメント 比 W/C (%)	細骨材 率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m <sup>3</sup> )					混和剤 マスター ボ <sup>°</sup> ゾ <sup>°</sup> リス No. 8 (C×%)	空気量 調整剤 マスターエア 303A (C×%)	備考	
							水 W	セメント C	細骨材 s	粗 骨 材 S					
										80～ 40mm	40～ 20mm	20～ 5mm			
A 配合	40	3±1	—	3.2～ 5.8	49.3	41.7	139	282	782	—	564	564	0.25	0.006	外部コンクリート相当
B 配合	40	—	20±10	0.6～ 3.3	70.9	41.7	112	158	879	—	635	634	0.25	—	RCDコンクリート相当

### 3.3 供試体作製

各試験に使用した供試体は以下のように作製した。

#### (1) 圧縮強度試験用供試体

供試体寸法は、直径 15cm×30cm の円柱とした。

A 配合（外部コンクリート相当）は鋼製型枠に 2 層に詰め、1 層につき棒状バイブレーターで 3 点締固めた後、突き穴が無くなりモルタルが上面に浮きあがる程度木槌により締固めた。

B 配合（RCD コンクリート相当）は、鋼製型枠に 3 層に詰め、1 層につき突き棒で 25 回突き固めた後、モルタルが表面に浮きあがってくるまで振動タンパにより 10 秒/層程度締固めた。なお、各層間の締固め後は、突き棒で平滑面をかき乱して次層との馴染みをよくした。

供試体上面は翌日セメントペーストキャッピングを施し、材齢 2 日で脱型し、約 3 ヶ月間恒温水槽で養生を行い、材齢 91 日で試験を行った。

#### (2) 引張強度試験（引張疲労試験）用供試体

供試体寸法は、圧縮強度試験用と同様に直径 15cm×30cm の円柱として作製した。作成方法は基本的に圧縮強度試験用供試体と同様であるが、引張強度試験用供試体については、過年度同様に供試体の両端 30mm をコンクリートカッターで切除し良質な面を露出させ切断した。両端面の中央に載荷方向に直行する方向にひずみゲージ（ゲージ長 60mm、計 2 枚）を貼付した（図-3.1）。試験時の材齢は 91 日～113 日である。

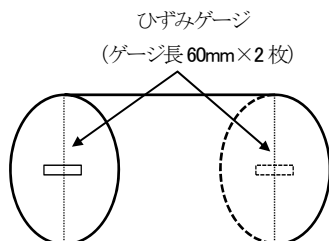


図-3.1 引張試験用供試体の作製（割裂引張試験）

#### (3) 破壊エネルギー試験用供試体

破壊エネルギー試験用の角柱供試体は鋼製型枠に 2 層に詰め、1 層につき突き棒で 80 回突き固めた後、モルタルが表面に浮き上がってくるまで振動タンパにより 10～20 秒/層程度締固めた。なお、各層間の締固め後は、突き棒で平滑面をかき乱して次層との馴染みをよくした。

作製した供試体は、脱型後約 3 ヶ月間恒温水槽で養生を行った。試験時の材齢は 114 日～115 日である。

### 3.4 試験方法

#### 3.4.1 圧縮強度試験

圧縮強度試験は、JISA 1108「コンクリートの圧縮試験方法」により行った。また、JISA 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」により、載荷中のひずみ計測も行い静弾性係数を求めた。

#### 3.4.2 引張強度試験（引張疲労試験）

引張強度試験は、通常の単調載荷での試験を JISA 1113（コンクリートの割裂引張強度試験方法）に準じて行うとともに、同様の載荷方法により所定の繰返し回数まで一定の応力振幅範囲で載荷除荷を繰り返す引張り疲労試験を行った（写真-3.1）。この引張疲労試験での繰返し載荷は、図-3.2 に示すように静的（単調）載荷時の引張強度（最大応力）の平均値  $\bar{f}_t$  に対する応力振幅比が最小応力比  $S_{min}=0.1$ 、最大応力比  $S_{max}=0.8\sim0.9$  の範囲で、所定回数（最大 100 回）まで行った。なお、試験装置の制約上、実地震時と同様の急速載荷での繰返しが難しいことから、事前繰返し載荷時の載荷速度は静的載荷（応力増加速度  $0.06\pm0.04\text{N/mm}^2/\text{s}$ ）とした。

また、事前繰返し載荷によって供試体が所定の繰返し回数に達する前に破壊した場合は、破壊時までの繰返し載荷回数と破壊荷重を記録し、破壊しなかった供試体は、その後所定の載荷速度（静的載荷）での単調載荷を行って引張破壊させ、破壊荷重を記録した。



写真-3.1 割裂引張による引張疲労試験の実施状況



写真-3.2 破壊エネルギー試験実施状況

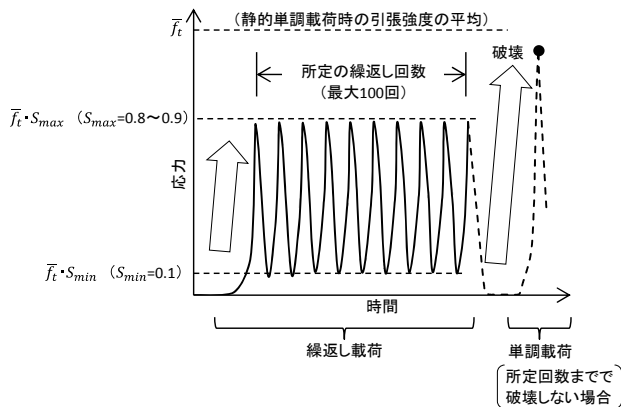


図-3.2 引張疲労試験方法（概念図）

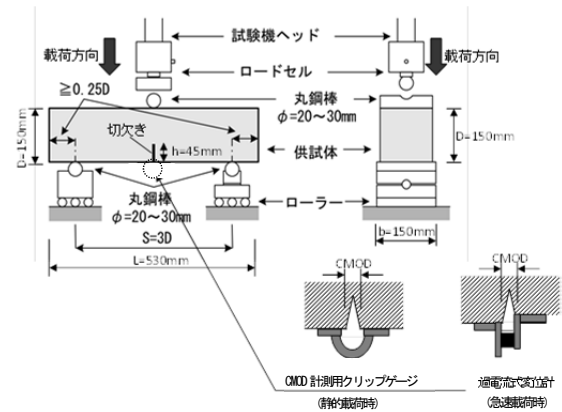


図-3.3 破壊エネルギー試験方法

### 3.4.3 破壊エネルギー試験

破壊エネルギー試験は、JCI-S-001-2003「切欠きはりを有したコンクリートの破壊エネルギー試験方法」<sup>8)</sup>（以下「JCI 規準」）に準じた方法で、急速荷重を含めたすべての試験を引張強度試験に使用した万能試験機(写真-3.2)を用いて実施した。なお、JCI 規準では荷重速度をひび割れ肩口開口変位 (CMOD) 速度で規定しているが、本試験ではクロスヘッド変位を制御することで所定の CMOD 速度となるようにした。

荷重速度は、JCI 基準での規定速度 (CMOD 速度  $0.1\text{mm/min}$  以下) での静的荷重とともに、 $10\text{mm/min}$ 、 $100\text{mm/min}$  および  $667\text{mm/min}$  の急速荷重条件で実施した。

荷重方法の概要を図-3.3 に示す。供試体中央に荷重を荷重しながら、静的荷重での試験では下面中央部に設けた切欠きを挟む両側で供試体に接着したクリップゲージ (サンプリング速度 =  $20\text{Hz}$ )、急速荷重での試験ではより CMOD 測定時のサンプリング速度を大きくできる渦電流式変位計 (サンプリング速度 =  $5\text{kHz}$ ) を用いて破断時まで CMOD を測定した。

### 3.5 試験結果および考察

#### 3.5.1 圧縮強度試験

圧縮強度試験で得られた A・B 両配合供試体の圧縮強度および静弾性係数の一覧を表-3.5 に示す。

表-3.5 圧縮強度試験結果一覧

配 合	ピーク強度 ( $\text{N/mm}^2$ )		静弾性係数 ( $\text{kN/mm}^2$ )	
	各値	平均	各値	平均
A 配合	53.5	52.1	35.9	35.8
	49.4		36.2	
	53.5		35.3	
B 配合	30.4	30.2	33.1	33.4
	30.3		34.3	
	29.9		32.8	



## 3.5.2 引張強度試験

## (1) 試験結果

割裂引張試験での試験結果を表-3.6 および表-3.7 に示す。なお、両表中の引張強度の値は、JIS A 1113 と同様、各供試体の破壊時における最大荷重値から円盤に集中荷重が作用した場合の荷重面中心付近の水平（引張）応力の弾性理論解である次式により算出した。

$$f_t = \frac{2P_{cr}}{\pi dL} \quad \dots\dots\dots(2.1)$$

ここに、 $f_t$ ：引張強度[N/mm<sup>2</sup>]、 $P_{cr}$ ：最大荷重[N]、 $d$ ：供試体の直径[mm]、 $L$ ：供試体長さ[mm]である。

## (2) 試験結果の考察

## 1) 単調載荷試験による引張強度と圧縮強度の関係

今年度の試験結果のうち静的単調載荷試験（繰返し載荷なし）で得られた引張強度と同配合の圧縮強度試験で得られた一軸圧縮強度（静的載荷）の関係を図-3.4 に示す。同図には、既往研究<sup>9),10)</sup>や実ダムでの試験事例における一軸圧縮強度（静的載荷速度）と静的・単調載荷（同）での引張強度の関係及び本研究において昨年度までに実施した単調・静的載荷ケース（割裂引張強度、直接引張強度）の結果もあわせて示している。今年度実施した静的・単調載荷での引張強度と一軸圧縮強度の関係はほぼ既往の研究や試験結果の範囲内であることがわかる。

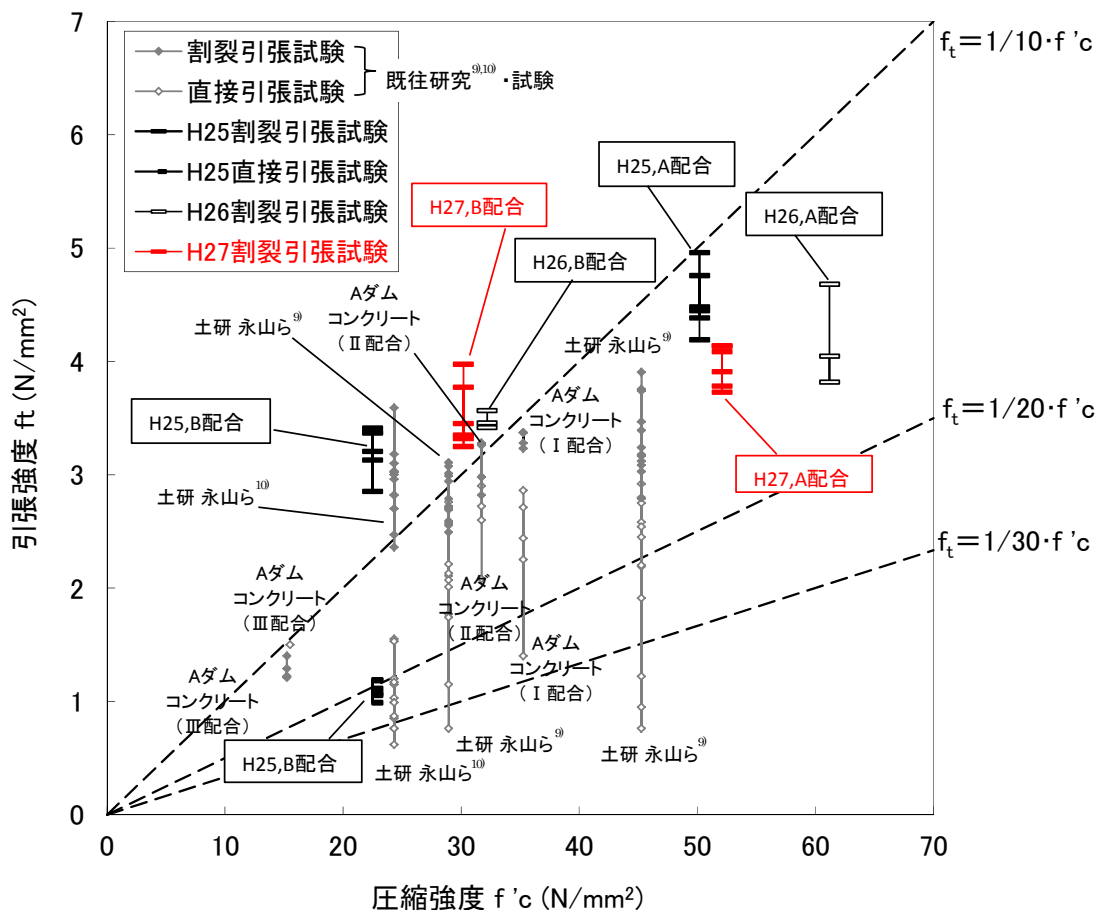


図-3.4 圧縮強度と引張強度の関係  
(載荷速度 0.01~0.1N/mm<sup>2</sup>/s)



表-3.6 割裂引張試験結果一覧 (A 配合)

配合	载荷 パターン	最大荷重 (kN)	疲労寿命* $N_f$ (回)	引張強度**		载荷速度***		
				各値 (N/mm <sup>2</sup> )	強度比	応力増加速度 (N/mm <sup>2</sup> /s)	ひずみ速度 (1/s)	区分
A 配合	単調载荷	194.800	—	4.134	1.04	0.060	3.28E-06	静的
		175.600	—	3.726	0.94	0.060	3.16E-05	
		194.700	—	4.132	1.04	0.060	2.07E-05	
		178.150	—	3.781	0.95	0.060	8.24E-06	
		192.400	—	4.083	1.03	0.060	3.96E-06	
		184.050	—	3.906	0.99	0.060	5.35E-06	
	繰返し载荷 (疲労試験) $S_{min}=0.1$ $S_{max}=0.9$ 100 回	168.000	1	3.565	0.90	0.060	3.99E-06	
		218.800	11	3.567	0.90	0.060	7.63E-06	
		168.000	19	3.565	0.90	0.060	7.55E-06	
		168.000	25	3.565	0.90	0.060	9.34E-06	
		168.000	37	3.565	0.90	0.060	1.98E-05	
		201.800	100→	4.281	1.08	0.060	6.70E-06	
		214.950	100→	4.561	1.15	0.060	3.65E-06	
		217.550	100→	4.617	1.17	0.060	4.76E-06	
		167.950	100→	4.626	1.17	0.060	5.76E-06	
		217.600	100→	4.618	1.17	0.060	6.43E-06	
		230.150	100→	4.884	1.23	0.060	4.62E-06	
		230.050	100→	4.882	1.23	0.060	5.35E-06	
		233.750	100→	4.960	1.25	0.060	3.13E-06	
		232.850	100→	4.941	1.25	0.060	3.76E-06	
		235.750	100→	5.003	1.26	0.060	4.58E-06	
		236.000	100→	5.008	1.26	0.060	1.35E-05	
		248.050	100→	5.264	1.33	0.060	7.38E-06	
		249.500	100→	5.295	1.34	0.060	6.04E-06	
	繰返し载荷 (疲労試験) $S_{min}=0.1$ $S_{max}=0.8$ 100 回	183.650	100→	3.897	0.98	0.060	5.10E-06	
		198.000	100→	4.202	1.06	0.060	4.47E-06	
		213.650	100→	4.534	1.14	0.060	4.92E-06	
		249.450	100→	5.294	1.34	0.060	3.75E-06	
		230.150	100→	4.882	1.23	0.060	9.84E-06	
		249.450	100→	5.294	1.34	0.060	3.75E-06	

\* 「疲労寿命」は破壊時までの繰返し载荷回数。「100→」は所定上限繰返し回数 (100 回) で破壊しなかったことを示す。

\*\* 「引張強度」の「各値」のうち繰返し载荷中に破壊したものは、その時の最大荷重値から求めた値。規定回数 (100 回) で破壊しなかったものは、その後の単調载荷による破壊時の最大荷重値から求めた値。「強度比」は同一配合の単調・静的载荷での引張強度 (試験値の平均値) に対する比。

\*\*\* 「応力増加速度」は、単調载荷ケースについては応力の時刻歴よりピーク応力点とピーク応力の 1/3 の応力になる点を結ぶ直線の勾配として算出した。繰返し载荷ケースについては、繰返し载荷中に破壊したものは破壊時の直線の勾配から、規定回数 (100 回) で破壊しなかったものは、その後の単調载荷による破壊時の直線の勾配から単調载荷ケースと同様の方法で求めた。「ひずみ速度」については、ひずみの時刻歴より破壊時ひずみとその 1/3 のひずみとなる点を結んだ直線の勾配として算出した。

表-3.7 割裂引張試験結果一覧 (B 配合)

配合	荷 荷 パターン	最大荷重 (kN)	疲労寿命* $N_f$ (回)	引張強度**		荷重速度***		
				各値 (N/mm <sup>2</sup> )	強度比	応力増加速度 (N/mm <sup>2</sup> /s)	ひずみ速度 (1/s)	区分
B 配合	単調荷重	224.7	—	3.974	1.13	0.060	2.07E-04	静的
		189.4	—	3.348	0.95	0.060	2.22E-05	
		213.2	—	3.770	1.07	0.060	8.20E-05	
		183.6	—	3.246	0.92	0.060	1.49E-05	
		195.1	—	3.450	0.98	0.059	5.90E-05	
		187.6	—	3.317	0.94	0.060	4.76E-05	
	繰返し荷重 (疲労試験) $S_{min}=0.1$ $S_{max}=0.9$ 100 回	178.7	1	3.160	0.90	0.060	8.31E-06	
		178.5	1	3.157	0.90	0.060	6.64E-05	
		178.9	3	3.163	0.90	0.060	2.16E-05	
		178.9	5	3.164	0.90	0.060	9.89E-06	
		179.1	27	3.166	0.90	0.060	1.32E-05	
		179.0	32	3.165	0.90	0.060	1.57E-05	
		178.9	33	3.164	0.90	0.060	2.10E-05	
		178.9	33	3.164	0.90	0.060	2.20E-05	
		178.9	46	3.164	0.90	0.060	1.21E-05	
		179.0	49	3.165	0.90	0.060	8.48E-06	
		179.0	51	3.165	0.90	0.060	9.44E-06	
		179.0	57	3.165	0.90	0.060	1.46E-05	
		179.0	63	3.165	0.90	0.060	7.78E-06	
		179.1	89	3.166	0.90	0.060	2.60E-05	
		208.1	100→	3.680	1.05	0.060	7.20E-06	
		223.1	100→	3.944	1.12	0.060	3.50E-06	
		226.0	100→	3.996	1.14	0.060	4.06E-06	
		241.8	100→	4.276	1.22	0.060	5.01E-06	
	繰返し荷重 (疲労試験) $S_{min}=0.1$ $S_{max}=0.8$ 100 回	195.5	100→	3.457	0.98	0.060	1.17E-05	
		205.3	100→	3.631	1.03	0.060	5.19E-06	
		214.7	100→	3.796	1.08	0.060	5.23E-06	
		215.8	100→	3.816	1.08	0.060	8.42E-06	
		221.6	100→	3.918	1.11	0.060	2.60E-06	
		232.4	100→	4.109	1.17	0.060	4.25E-06	

\* 「疲労寿命」は破壊時までの繰返し荷重回数。「100→」は所定上限繰返し回数 (100 回) で破壊しなかったことを示す。

\*\* 「引張強度」の「各値」のうち繰返し荷重中に破壊したものは、その時の最大荷重値から求めた値。規定回数 (100 回) で破壊しなかったものは、その後の単調荷重による破壊時の最大荷重値から求めた値。「強度比」は同一配合の単調・静的荷重での引張強度 (試験値の平均値) に対する比。

\*\*\* 「応力増加速度」は、単調荷重ケースについては応力の時刻歴よりピーク応力点とピーク応力の 1/3 の応力になる点を結ぶ直線の勾配として算出した。繰返し荷重ケースについては、繰返し荷重中に破壊したものは破壊時の直線の勾配から、規定回数 (100 回) で破壊しなかったものは、その後の単調荷重による破壊時の直線の勾配から単調荷重ケースと同様の方法で求めた。「ひずみ速度」については、ひずみの時刻歴より破壊時ひずみとその 1/3 のひずみとなる点を結んだ直線の勾配として算出した。

## 2) 引張疲労強度

割裂引張による繰返し回数を最大 100 回までとして実施した引張疲労試験の結果を表-3.8 に示す。同表中の  $N_r$  は最大応力比  $S_{max}$  が同一条件（最小応力比  $S_{min}$  は全ケース同一（=0.1））で試験を行った供試体のうち、 $r$  番目に破壊した供試体の疲労寿命であり、繰返し载荷途中で破壊したときまでの繰返し回数である。 $p(N_r)$  は順序統計量の理論<sup>11)</sup>に基づく疲労寿命  $N_r$  での生存確率<sup>12),13),14)</sup>

（疲労寿命  $N_r$  で破壊が生じていない確率）の期待値である。なお、所定の上限回数（100 回）までの事前繰返し载荷で破壊しなかったものは、「100→」と記載している。

なお、 $p(N_r)$  の算出は、既往研究<sup>12),13),14)</sup>を参考に、最大応力比が同一のものごとに、試験供試体が全て破壊した場合は式 (2.2)、繰返し回数が所定の上限回数（100 回）に達しても破壊しない供試体がある場合は、式 (2.3) により算出した。なお、式 (2.3) は、 $n$  個の供試体のうち、 $m$  個が所定の上限回数  $N$  までに破壊しなかった場合、 $n+1$  個の供試体が試験に供されたとして、所定の上限回数  $N$  で  $n-m+1$  番目の供試体が破壊したとみなしたものである。

$$p(N_r) = 1 - \frac{r}{n+1} \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

$$p(N_r) = 1 - \frac{r}{n+2} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

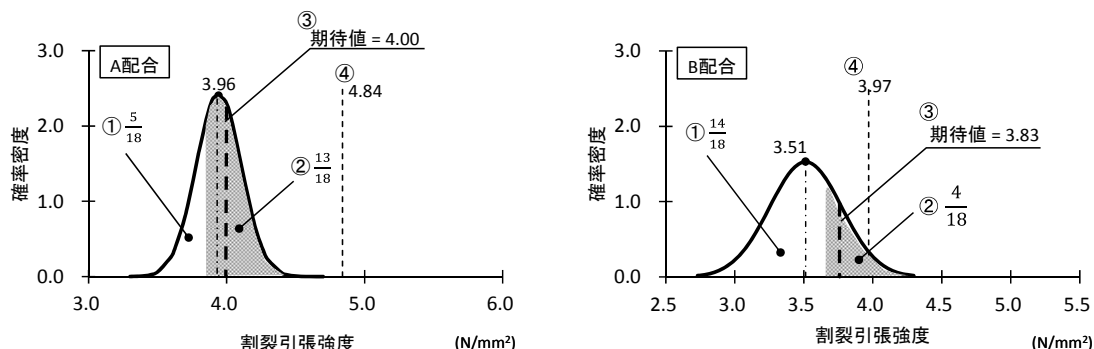
ここに、 $n$ ：同一条件で試験された総数[個]、 $r$ ：総数  $n$  個の試験供試体の疲労寿命のうち、寿命の小さい方から数えた順番、 $N_r$ ：疲労寿命[回]である。

表-3.8 のうち、A 配合（外部コンクリート相当）の供試体については、繰返し回数が所定の上限回数（100 回）に達しても破壊しなかったものが 18 本中 13 本存在し、繰返し载荷終了後に単調载荷を行って破壊させた際の引張強度（表-3.6）の平均値が  $4.84\text{N/mm}^2$  であった。

この値は、同配合の供試体に対して事前の繰返し载荷なしで実施した単調载荷時の引張強度の平均値  $3.96\text{N/mm}^2$  の約 1.2 倍となっている。この原因として、上限回数までの繰返し载荷により供試体の変形が生じ、载荷板と供試体の接触面積が増加することで引張応力が徐々に低下していた可能性が考えられる。そこで、A 配合の最大応力比  $S_{max}$  については、以下の考え方により補正を行うこととした。

すなわち、事前の繰返し载荷無しで実施した単調载荷による割裂引張強度の確率分布が図-3.5 に示すような正規分布に従うものと仮定し、同図の確率密度関数を用いて事前繰返し载荷の段階で破壊しなかった供試体の比率（13/18）に対応する引張強度の期待値を求めると  $4.00\text{N/mm}^2$  となる。これより、実際には 100 回繰返し時の引張応力は最大応力比  $S_{max}=0.9$  の 82.8%（ $=4.00/4.84=0.826$ ）しか掛かっておらず、最大応力比  $S_{max}=0.74$ （ $=0.9 \times 0.826$ ）になっていたものと考えた。そして、繰返し载荷 1 回目（ $S_{max}=0.9$ ）～100 回目（ $S_{max}=0.74$ ）の载荷荷重が線形的に低下したものと仮定し、A 配合についてはその平均値である最大応力比  $S_{max}=0.82$  として整理を行った。

なお、B 配合（RCD コンクリート相当）についても同様に、事前の繰返し载荷無しで実施した単調载荷による割裂引張強度の確率分布（図-2.6）から、事前繰返し载荷の段階で破壊しなかった供試体の比率（4/18）に対応する引張強度の期待値を求めると  $3.83\text{N/mm}^2$  となる。この値は、繰返し载荷終了後に単調载荷を行って破壊させた際の引張強度（表-3.7）の平均値  $3.97\text{N/mm}^2$  とほぼ一致（ $=3.83/3.97=0.964$ ）するため、B 配合については最大応力比  $S_{max}$  の補正は行わなかった。



※ ①上限回数(100 回)までに破壊した割合、②上限回数(100 回)までに破壊しなかった割合、③上限回数(100 回)までに破壊しなかった供試体の引張強度の期待値、④上限回数(100 回)までに破壊しなかった供試体を単調载荷で破壊させたときの引張強度の平均値

図-3.5 割裂引張強度（単調・静的载荷）の確率密度関数（正規分布を修正した場合）

### 3.6 再開発重力式コンクリートダム耐震性能照査技術に関する研究

表-3.8 引張疲労試験結果

配 合	最大応力比 $S_{max}$	順位 $r$	疲労寿命** $Nr$	生存確率の期待値 $P(Nr)$	上限回数（100回）後の 単調載荷での引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
A 配合	0.9 (0.82*)	1	1	95.0%		
		2	11	90.0%		
		3	19	85.0%		
		4	25	80.0%		
		5	37	75.0%		
		6	100→		4.281	<div> <div> <div></div> <div>平均値</div> </div> <div>4.842</div> </div>
		7	100→		4.561	
		8	100→		4.617	
		9	100→		4.626	
		10	100→		4.618	
		11	100→		4.884	
		12	100→		4.882	
		13	100→		4.960	
		14	100→		4.941	
		15	100→		5.003	
		16	100→		5.008	
		17	100→		5.264	
		18	100→		5.295	
B 配合	0.9	1	1	95.0%		
		2	1	90.0%		
		3	3	85.0%		
		4	5	80.0%		
		5	27	75.0%		
		6	32	70.0%		
		7	33	65.0%		
		8	33	60.0%		
		9	46	55.0%		
		10	49	50.0%		
		11	51	45.0%		
		12	57	40.0%		
		13	63	35.0%		
		14	89	30.0%		
		15	100→		3.680	<div> <div> <div></div> <div>平均値</div> </div> <div>3.974</div> </div>
		16	100→		3.944	
		17	100→		3.996	
		18	100→		4.276	

\* 繰返し载荷中に引張応力が低減した可能性を考慮した補正值

\*\* 疲労寿命は破壊時までの繰返し載荷回数。「100→」は所定上限繰返し回数（100 回）で破壊しなかったことを示す。

$p(N_r)$ と  $N_r$  の関係を正規確率紙上にプロットしたものを図-3.6 に示す。同図中には、最小二乗法による近似曲線も示している。

また、図-3.6 にの各図中に示した上記の近似直線をもとに、最大応力比  $S_{max}$  ごとの疲労寿命  $N_r$  の平均値  $\overline{N_r}$  を生存確率の期待値  $p(N_r)$  が 50% になる回数として算出し、 $S_{max}$  との関係プロットしたものが図-3.7 である。同図中には、最小二乗法により、原点 ( $S_{max}=1$ 、 $\log \overline{N_r}=0$ ) を通る直線として求めた曲線（ダムコンクリートの  $S-N$  曲線）も示している。また、参考としてコンクリート標準示方書の解説<sup>15)</sup>と fib モデルコード<sup>16)</sup>に示される関係式も併せて示す。式(2.4)は繰返し回数が百回程度～数百万回の圧縮疲労試験による結果から算出されたものであるが、既往研究<sup>17)</sup>において、コンクリートの 200 万回引張（割裂）疲労強度は圧縮疲労強度とほぼ同じであるとの

報告がされている。

$$\log N = 17 \frac{1 - S_{max}}{1 - S_{min}} \dots\dots\dots (2.4)^{15)}$$

$$\log N = 12(1 - S_{max}) \dots\dots\dots (2.5)^{16)}$$

図-3.7 に示した今回の試験で得られたダムコンクリートの  $S-N$  曲線は、同図中に示したコンクリート標準示方書（解説）に示される既往実験結果に基づく関係式に近い。同図より、最小応力比  $S_{min}$  を引張強度の 10% とする同一振幅応力での引張繰返し回数 10 回での疲労強度は、静的引張強度に対して 94%、同 100 回に対しては 88% 程度になると想定される。

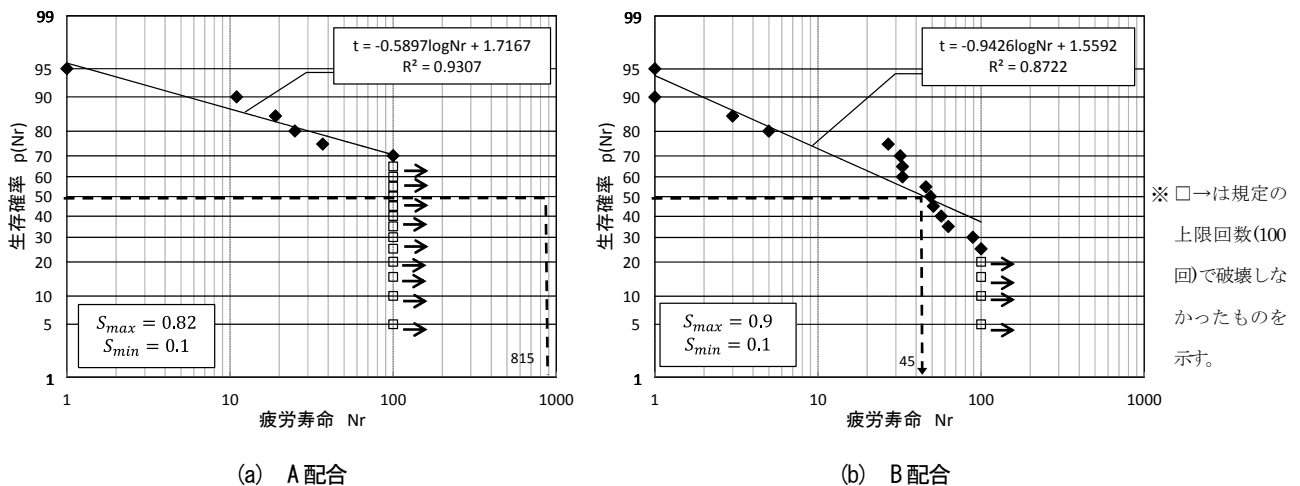


図-3.6 コンクリート供試体の引張疲労寿命と生存確率の関係（最小主応力比  $S_{min}=0.1$ ）

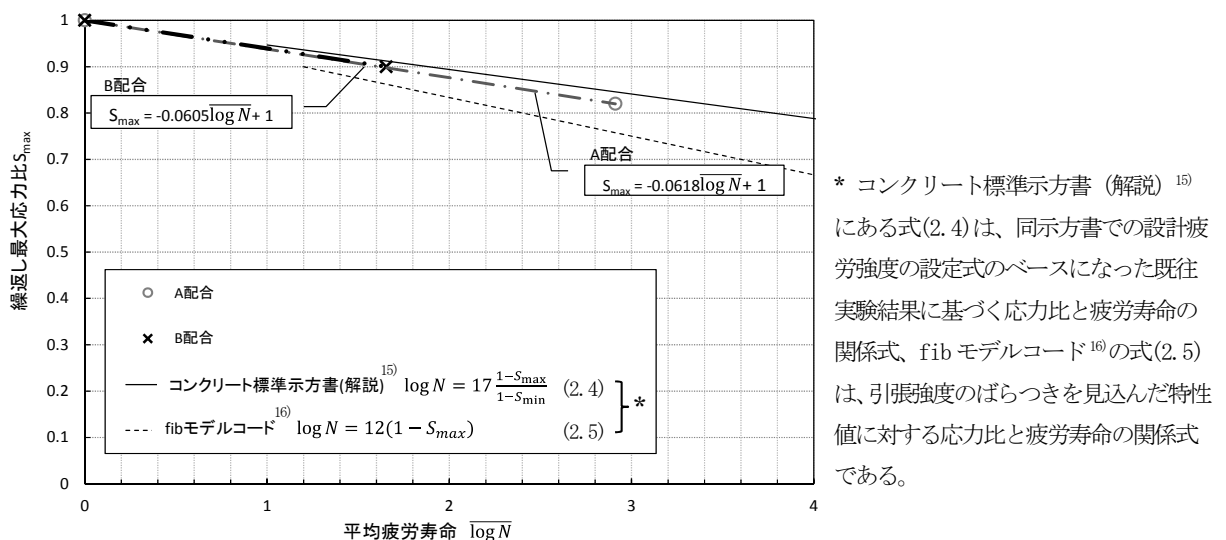


図-3.7 引張繰返し载荷 ( $S_{min} = 0.1$ ) での最大応力比  $S_{max}$  と疲労寿命の関係

### 3) 地震動による影響

実際の地震時にダム堤体に生じる応力状態は地震動の特性を反映した不規則な繰返し载荷状態となる。そこで、一般的な重力式コンクリートダム（H26 年度検討<sup>7)</sup>と同様の表-3.9 及び図-3.8 に示す形状、表-3.10 に示す物性のモデルダム）を考え、国内のダム基礎部で観測された代表的な強震波形をもとに作成した地震動を用いた地震応答解析で得られる引張応力集中箇所（堤踵部）での時刻歴応答（種々の応力振幅での繰返し回数）および一定応力振幅下での引張疲労試験で得られたダムコンクリートの S-N 曲線（図-3.7）から、コンクリートの疲労破壊に関する判定において一般に仮定される Miner 則<sup>18)</sup>での累積損傷度を式(2.6)により試算することで、実際の地震動による繰返し载荷の影響について検討した。

$$D = \sum_i n_i / N_i \dots\dots\dots (2.6)$$

ここに、 $D$ ：累積損傷度（1.0 になれば引張破壊されるものとみなす）、 $N_i$ ：繰返し最大応力比  $S_{max}$  である場合に疲労破壊するまでに要する繰返し回数（疲労寿命）、 $n_i$ ： $S_{max}$  で実際に载荷された回数である。

なお、解析用地震動は、はじめに表-3.11 に示した波形での解析を行い、その結果から累積損傷度を求めた上で、その値が 1.0 に達しない場合は 1.0 に達するよう振幅調整（引伸ばし）を行ったものとした。

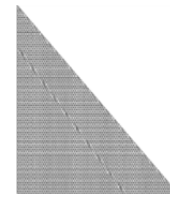
このようにして得られたモデルダム堤踵部での引張応力による累積損傷度の時刻歴を最大主応力  $\sigma_1$  及び繰返し载荷途中の残存引張強度の時刻歴とともに図-3.9 に示す。なお、繰返し载荷途中の残存引張強度は、その時点までの応力履歴から求まる累積損傷度があと 1 回の载荷で丁度 1.0 に達する応力を式(2.6)を用いて逆算して求めた値である。

表-3.9 解析モデル諸元

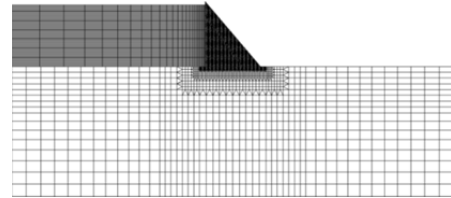
堤高 h	90m
下流面勾配	1 : 0.86
貯水位 (H+5m)	85m

表-3.10 解析物性値

項目		値
堤体	単位体積重量 (kg/m <sup>3</sup> )	2,300
	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	25,000
	ポアソン比	0.2
岩盤	単位体積重量 (kg/m <sup>3</sup> )	2,300
	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	25,000
	ポアソン比	0.3



(a) 堤体



(b) 堤体+基礎岩盤+貯水池

図-3.8 解析モデル図

表-3.11 解析に用いた地震波

発震年月日	ダム名	最大水平加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	地震名	内陸型/海溝型 <sup>※</sup>
1995.01.17	一庫	-182.13	兵庫県南部	内陸型
2000.10.06	賀年	-528.49	鳥取県西部	内陸型
2003.09.26	浦河	102.66	2003 年十勝沖地震	海溝型
2007.03.25	八ヶ川	166.78	能登半島	内陸型
2008.06.14	栗駒	276.00	岩手・宮城内陸地震	内陸型
2011.03.11	三春	194.80	東北地方太平洋沖	海溝型
2011.03.11	高柴	151.03	東北地方太平洋沖	海溝型
2011.04.11	高柴	265.40	福島県浜通りの地震	内陸型

※内陸型地震の解析では、地震波を下限加速度応答スペクトルで振幅調整した。

図-3.9 に示す各波形での検討結果のうち、最大応力比  $S_{max}$  の最大値が約 100%で、ほぼ 1 回の载荷により累積損傷度  $D$  が 1.0 となったケースは図-3.9 (3) (6) (7) (8) の 4 ケースである。これらのケースでは、いずれも  $S_{max}$  の最大値に次ぐものは最大値の 90%未満であり、繰返し载荷途中では累積損傷度がゼロからほとんど増加していない。一方、繰返し载荷に伴い累積損傷度が段階的に増加しているケースは、図-3.9 (1) (2) (4) (5) の 4 ケースである。これらのケースでは、 $S_{max}$  が複数回その最大値の 90%程度に達している。ただし、破壊前の繰返し载荷中の累積損傷度が最も大きい図-3.9 (4) のケース（時刻 9.38s 付近以降  $D=0.75$  程度）でも残存引張強度は当初の引張強度(静的载荷時の平均値)の約 96%あることがわかる。

なお、実験から得られた S-N 曲線から計算される累積損傷度  $D$  と残存引張強度比（当初の引張強度に対する繰返し载荷後の引張強度の比）の関係は図-3.10 のようである。同図からも、地震動のような不規則かつ比較的限制された繰返し回数の载荷では、破壊前に引張強度にほぼ匹敵するほどの大きな応力を受けない限り引張強度への影響は小さいものと推察され、地震動による繰返し载荷

での累積的な強度低下を考慮しなければならないケースは少ないと考えられる。

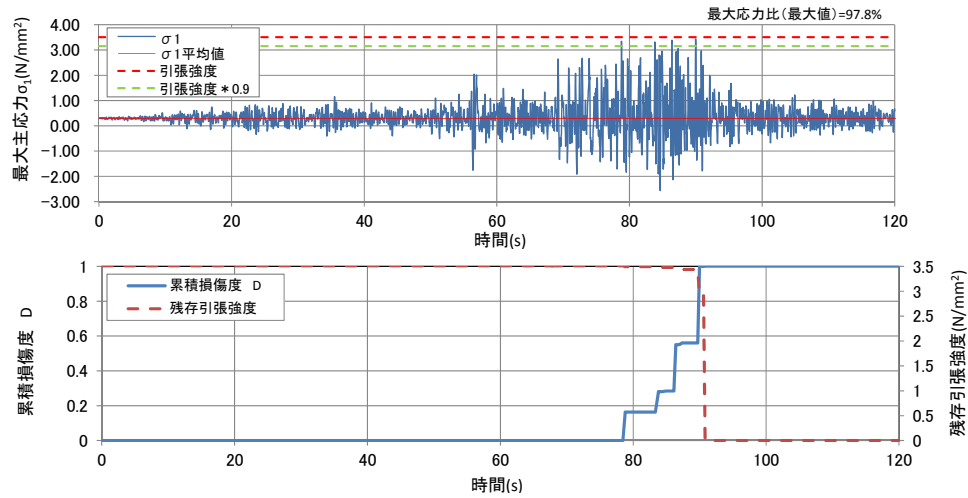


図-3.9(1) 堤踵部の最大主応力（高柴波：海溝型）、累積損傷度、残存引張強度の時刻歴

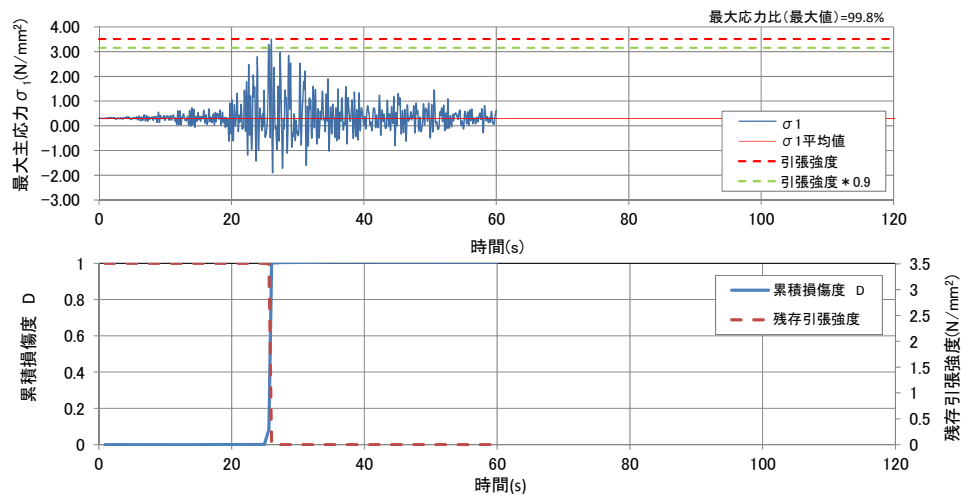


図-3.9(2) 堤踵部の最大主応力（浦河波：海溝型）、累積損傷度、残存引張強度の時刻歴

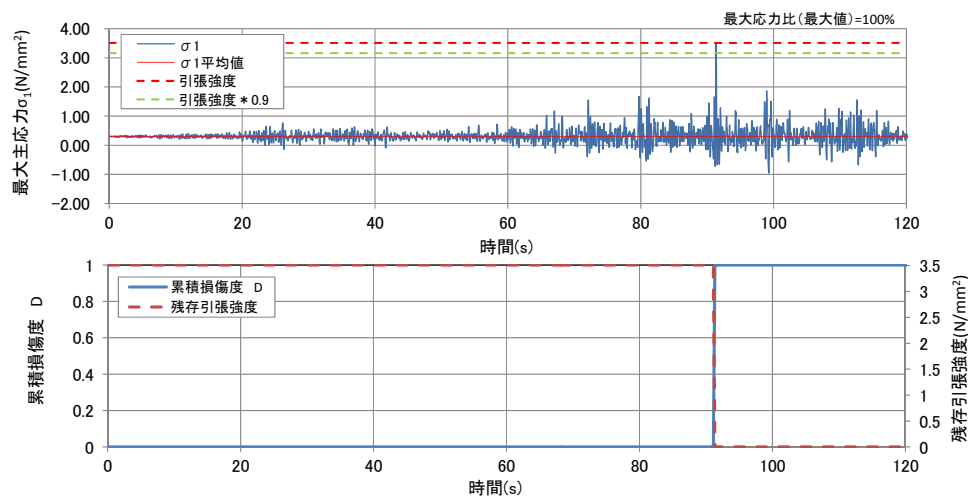


図-3.9(3) 堤踵部の最大主応力（三春波：海溝型）、累積損傷度、残存引張強度の時刻歴



### 3.6 再開発重力式コンクリートダムの耐震性能照査技術に関する研究

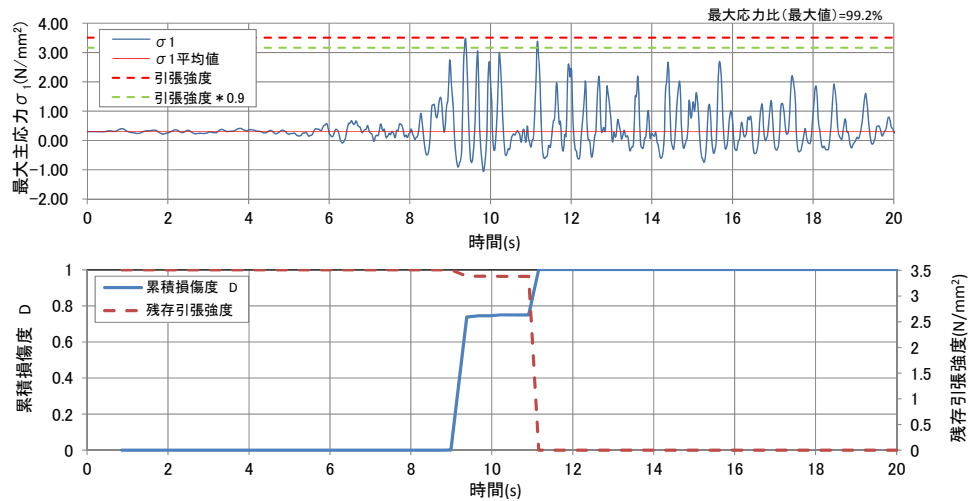


図-3.9(4) 堤踵部の最大主応力（栗駒波：内陸型）、累積損傷度、残存引張強度の時刻歴

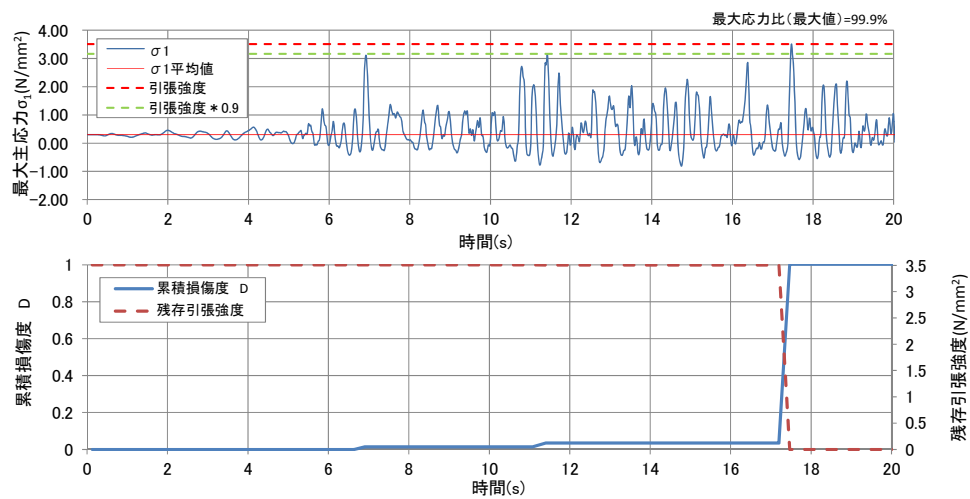


図-3.9(5) 堤踵部の最大主応力（高柴波：内陸型）、累積損傷度、残存引張強度の時刻歴

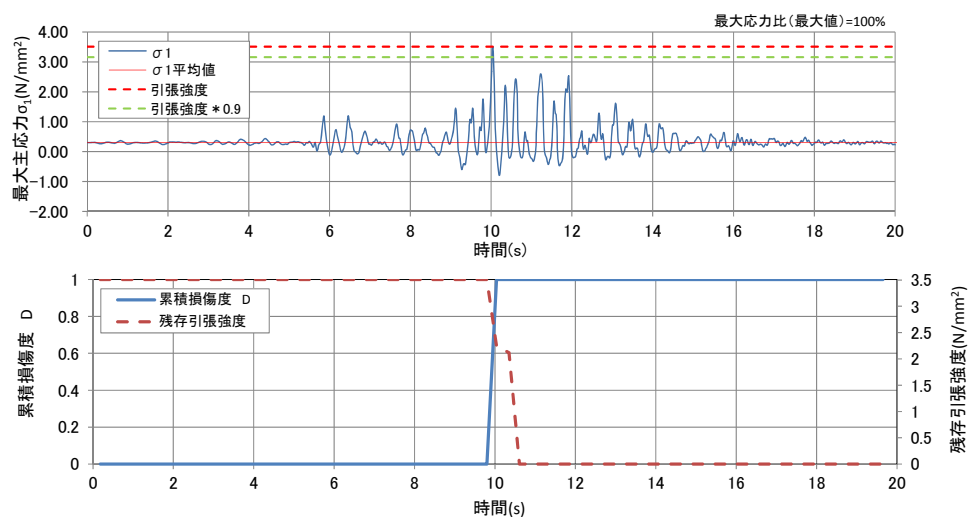


図-3.9(6) 堤踵部の最大主応力（賀祥波：内陸型）、累積損傷度、残存引張強度の時刻歴

### 3.6 再開発重力式コンクリートダムの耐震性能照査技術に関する研究

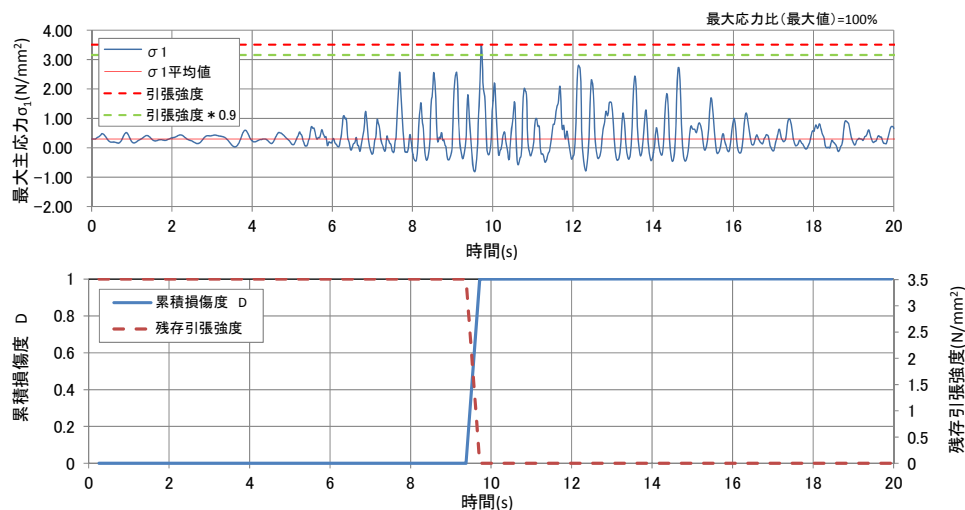


図-3.9(7) 堤踵部の最大主応力（ハヶ川波：内陸型）、累積損傷度、残存引張強度の時刻歴

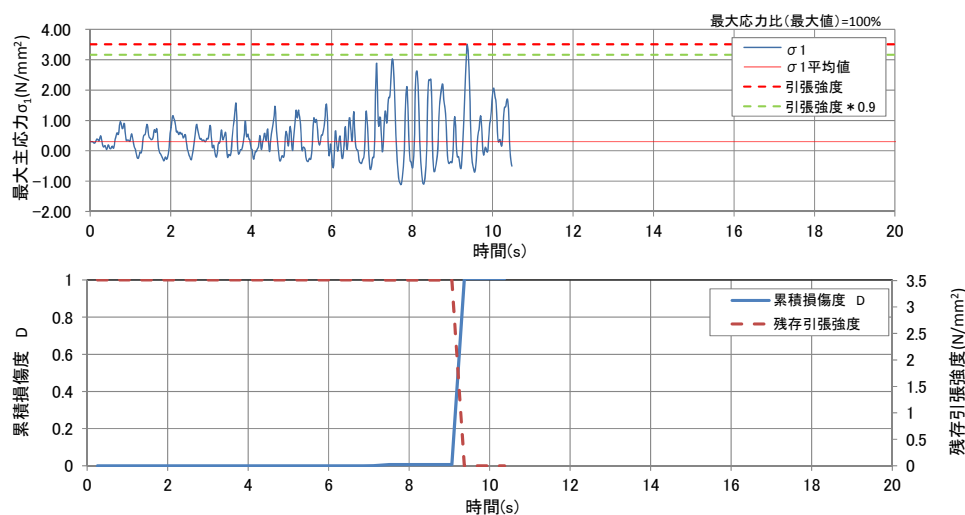


図-3.9(8) 堤踵部の最大主応力（一庫波：内陸型）、累積損傷度、残存引張強度の時刻歴

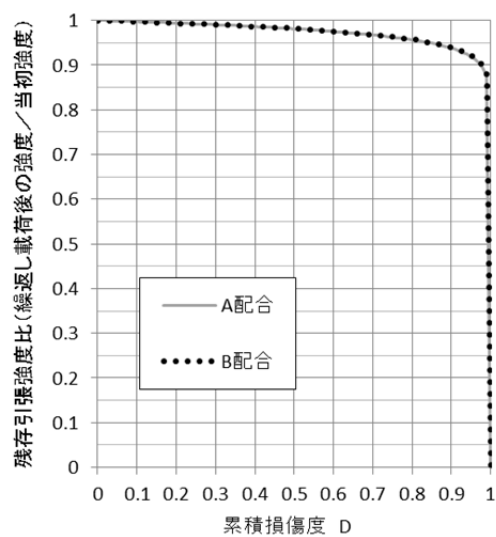


図-3.10 累積損傷度と残存引張強度比の関係

## 3.5.3 破壊エネルギー試験

## (1) 試験結果

破壊エネルギー試験結果（試験で得られた荷重－CMOD 曲線から求めた破壊エネルギー）の一覧を表－3.12 に示す。また、破壊エネルギー試験での荷重－CMOD 曲線を図－3.11 および図－3.12 に示す。このうち、図－3.11 には各配合（A 配合・B 配合）の基準速度での静的試験で得られたものを平成 26 年度の同様の試験結果とあわせて示している。図－3.12 には今年度の試験で得られた試験速度（CMOD 速度）が異なるケースの結果を配合ごとに重ねて示している。

なお、表－3.12 中の破壊エネルギーの値は、試験で得られた荷重－CMOD 曲線をもとに、式(2.7)<sup>8)</sup>により算出した。また、同表中の破壊エネルギー増加率は各配合供試体の基準速度（静的載荷）での試験値（破壊エネルギー）の平均値に対する比である。

$$G_F = \frac{0.75W_0 + W_1}{A_{lig}} \times 1000 \dots\dots\dots(2.7)^8$$

ここに、 $G_F$ ：破壊エネルギー[N/m]、 $W_0$ ：供試体破断までの荷重－CMOD 曲線下の面積[N・mm]、 $W_1$ ：供試体破断までに供試体の自重および載荷治具がなす仕事[N・mm]、 $A_{lig}$ ：リガメント面積[mm<sup>2</sup>]である。なお、 $W_1$ は次式で求められる。

$$W_1 = 0.75 \left( \frac{5}{L} m_1 + 2m_2 \right) g \cdot CMOD_c \dots\dots\dots(2.8)$$

ここに、 $S$ ：載荷スパン[mm]、 $L$ ：供試体全長[mm]、 $m_1$ ：供試体の質量[kg]、 $m_2$ ：試験機に取り付けておらず、破断するまで供試体に載っている治具の質量[kg]、 $g$ ：重力加速度[9.807m/s<sup>2</sup>]、 $CMOD_c$ ：破断時における CMOD [mm]である。

表－3.12 破壊エネルギー試験結果一覧

配 合	供試体名	CMOD 速度 (mm/min)	破断時 最大荷重 (kN)	最大荷重時 CMOD(mm)	破壊エネルギー $G_F$ (N/m)	破壊エネルギー 増加率*
A 配合	A-1	0.1	12.183	1.543	0.186	0.957
	A-4		11.367	2.136	0.223	1.146
	A-5		11.430	1.569	0.174	0.896
	A-2	100	12.560	1.827	0.188	0.966
	A-6		13.314	2.202	0.266	1.369
	A-8		12.183	1.710	0.196	1.009
	A-3	667	13.942	1.717	0.183	0.943
	A-7		14.695	2.766	0.302	1.554
	A-9		13.439	4.407	0.412	2.124
	A-10		15.888	2.455	0.264	1.358
B 配合	B-1	0.1	9.169	2.632	0.204	1.048
	B-4		10.048	1.945	0.180	0.929
	B-5		10.048	2.808	0.236	1.216
	B-2	100	12.183	3.312	0.334	1.721
	B-6		11.367	3.554	0.298	1.537
	B-8		12.058	4.157	0.319	1.643
	B-3	667	14.946	2.566	0.230	1.186
	B-7		12.874	2.353	0.235	1.209
	B-9		14.758	3.301	0.328	1.692
	B-10		13.690	2.551	0.268	1.380

\*各同一配合供試体の基準速度（静的載荷：CMOD 速度 0.1mm/min）での試験値の平均値に対する比

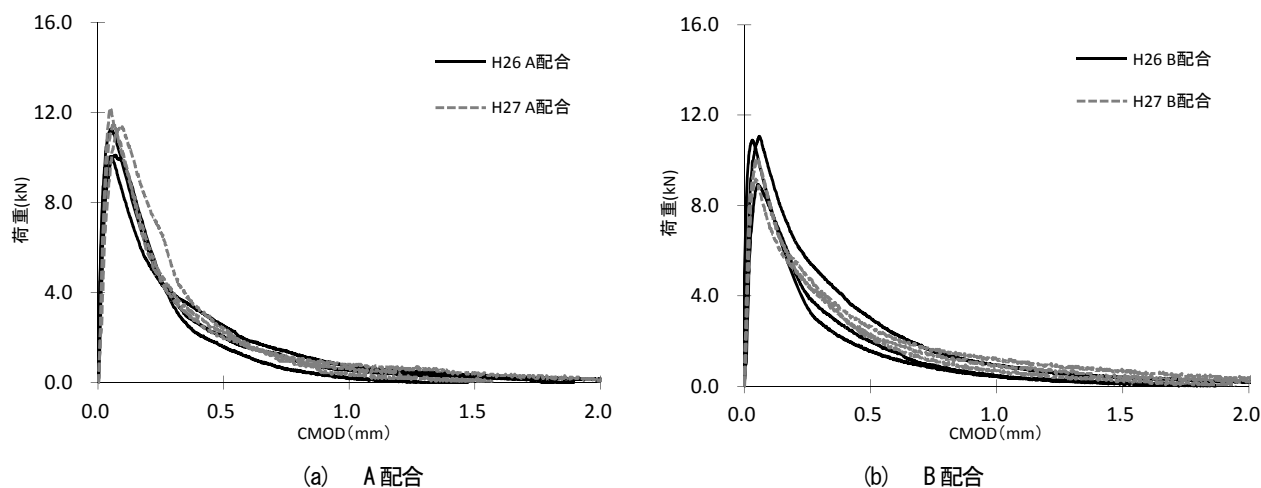


図-3.11 荷重-CMOD 曲線 (基準速度)

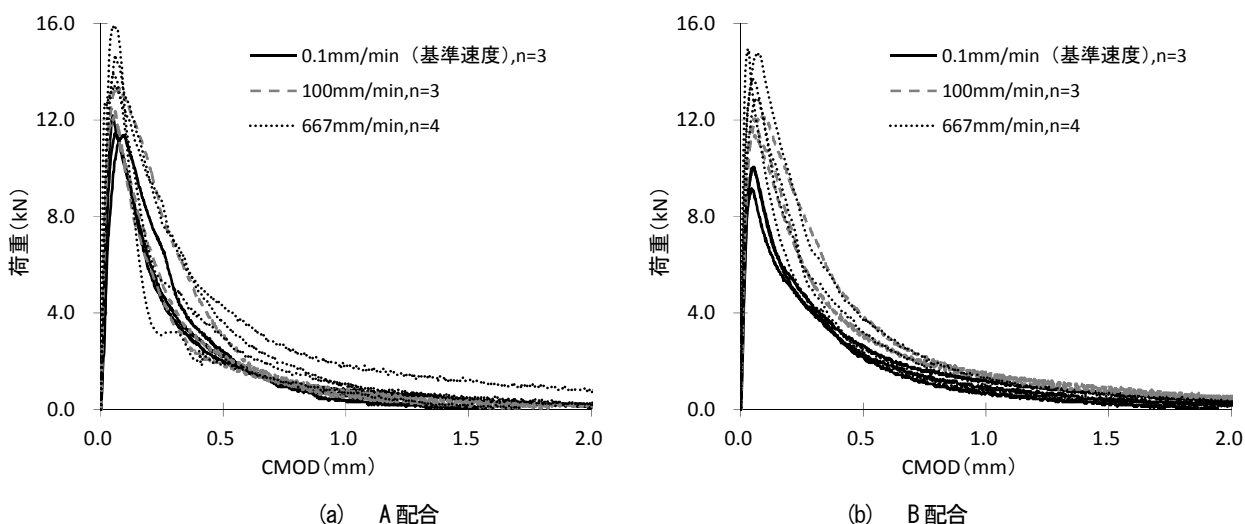


図-3.12 荷重-CMOD 曲線 (n: 供試体数)

## (2) 試験結果の考察

### 1) 荷重-CMOD 関係

図-3.12 より、A 配合、B 配合ともに荷重-CMOD 曲線のピーク荷重値は CMOD 速度が速いほうが概ね大きくなっている。またこれに伴って、荷重増加時の勾配も急になっている。

### 2) 破壊エネルギー

表-3.12 に示した CMOD 速度と破壊エネルギーの関係を平成26年度実施の結果とあわせて図-3.13 に示す。破壊エネルギーについては、基準速度 (= 0.1 mm/min) における静的試験での平均値に対する比率 (破壊エネルギー増加率) で示している。

図-3.13 より、CMOD 速度が基準速度より増加すると全般的に破壊エネルギーが大きくなる傾向が認められ

る。ただし、CMOD 速度が増加すると破壊エネルギーのばらつきも大きくなっている。

なお、載荷速度 (試験速度) が破壊エネルギーに与える影響については、一般のコンクリートを対象とした藤掛ら<sup>19)</sup>の研究がある。直接引張試験による同研究では、本検討での試験結果と同様に載荷速度が増加すると破壊エネルギーが大きくなることが報告されており、その理由として載荷速度が大きくなるとコンクリート中の間隙に含まれる水分の粘性効果や微細ひび割れ先端における慣性効果等の影響により最大引張応力が増加することが一因として挙げられている。また、コンクリート供試体中に形成されるひび割れは、載荷速度が大きくなるにしたがい粗骨材とモルタルの付着界面に沿って進展するよりも粗骨材を貫通して進展する傾向が強くなるとの報告もある<sup>20)</sup>。今回の実験結果についても同様の要因が関係

していることが考えられる。

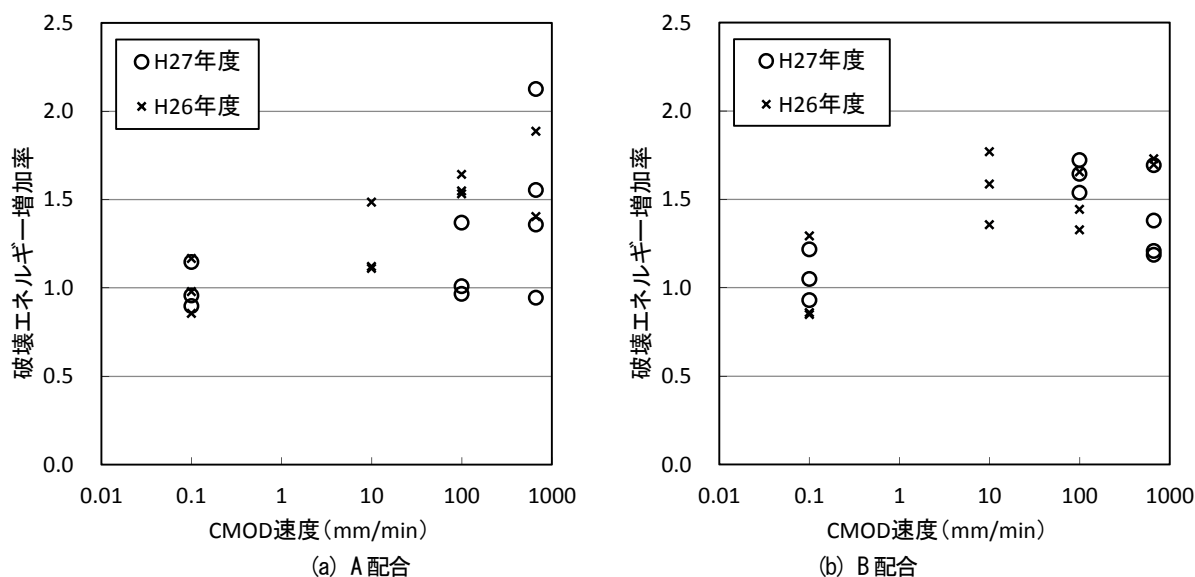


図-3.13 CMOD 速度と破壊エネルギーの関係

### 3) 引張軟化曲線の推定

破壊エネルギー試験で得られた荷重-CMOD 曲線をもとに、多直線近似解析法<sup>21)22)</sup>を用いた逆解析により、試験に用いたコンクリートの引張軟化曲線を推定した。解析は、日本コンクリート工学協会による公開プログラム<sup>23)</sup>を用いた。逆解析により求めた引張軟化曲線を図-3.14、その配合及び試験速度ごとに各供試体で得られた曲線を平均化したもの（以下「平均曲線」）を図-3.15にそれぞれ示す。なお、平均曲線は同一仮想ひび割れ幅における引張応力の平均値を算出（データが不足する区間については前後の値から内挿により補間した値を使用）することにより求めた。これらの図より、A 配合・B 配合ともに①軟化開始→②直後の急激な応力低下→③ひび割れ領域幅が拡大しつつさらに応力低下→④破断という破壊過程を示すことが分かる。なお、図-3.14 では分かりにくい図-3.15 からは、A 配合・B 配合とも基準速度（CMOD 速度 = 0.1 mm/min）での試験より急速試験（CMOD 速度 = 100 mm/min）の方がやや上方にあり、上記③の過程における同一ひび割れ幅での応力がやや大きいことが分かる。このことが、急速載荷時の引張強度の増加とともに、図-3.13 に示される試験速度（載荷速度）を大きくした場合に破壊エネルギーが増加することに対応していると考えられる。

また、このような引張軟化曲線のモデル化を考える上で配合や載荷速度の違いが引張軟化曲線の形状に及ぼす影響を把握するため、図-3.14 に示した引張軟化曲線の

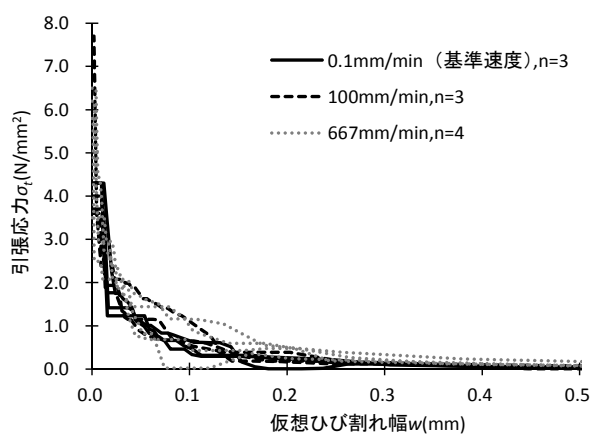
うち基準速度（CMOD 速度 = 0.1 mm/min）及び CMOD 速度 = 100 mm/min による試験結果から推定したものを引張応力  $\sigma_t$  を引張強度  $f_t$ 、仮想ひび割れ幅  $w$  を [破壊エネルギー  $G_f$  / 引張強度  $f_t$ ] でそれぞれ無次元化したものを図-3.16 に示す。同図中には、配合及び試験速度ごとの平均曲線も示している。さらに、同一試験条件での平均曲線を載荷速度（CMOD 速度）及び配合別に比較したものをそれぞれ図-3.17、図-3.18 に示す。両図中には一般のコンクリートを対象としたコンクリート標準示方書<sup>24)</sup>およびダムコンクリートを対象とした堀井ら<sup>25)</sup>によるモデル（いずれも 2 直線モデル）もあわせて示している。

図-3.17 より、A 配合（外部コンクリート相当）の引張軟化曲線はコンクリート標準示方書<sup>24)</sup>に示される一般のコンクリートと類似した傾向、B 配合（RCD コンクリート相当）については A 配合に比べ軟化開始直後の応力低下が大きく、コンクリート標準示方書のモデルと堀井ら<sup>25)</sup>によるモデルの中間的な形状となっていることが分かる。A 配合に比べ、モルタル分が少なく粗骨材の多い B 配合では、粗骨材の粒形・品質の不均質さによる影響を受けやすいものと考えられ、このことが A 配合に比べ軟化開始直後の応力低下が大きくなったことの一因として考えられる。

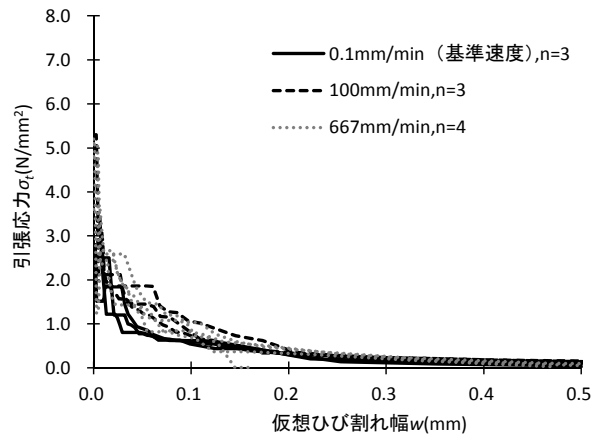
また、図-3.18 より、A 配合・B 配合とも無次元化した引張軟化曲線の形状には載荷速度の違いは顕著ではないが、コンクリート標準示方書の 2 直線モデルでの折れ点に対応する付近での平均曲線の形状が、基準速度

(CMOD 速度 = 0.1 mm/min) よりも急速試験 (CMOD 速度 = 100 mm/min) の方が僅かながら滑らかになっている。これが、載荷速度の増加に伴うひび割れ進展経路の

変化など破壊形態の変化を反映したものであるとすれば、このことも載荷速度の増加に伴い破壊エネルギーが増大することの一因になっている可能性が考えられる。

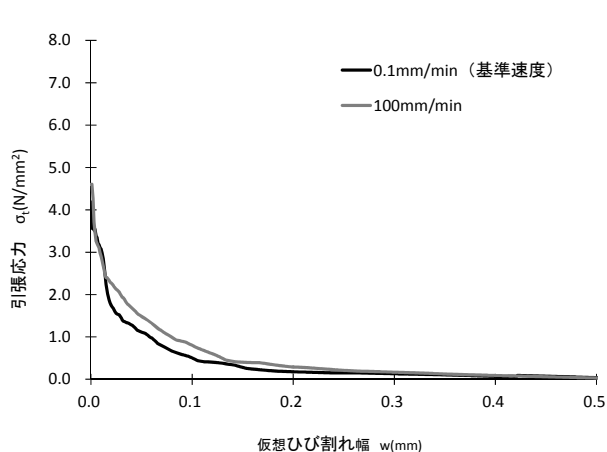


(a) A 配合

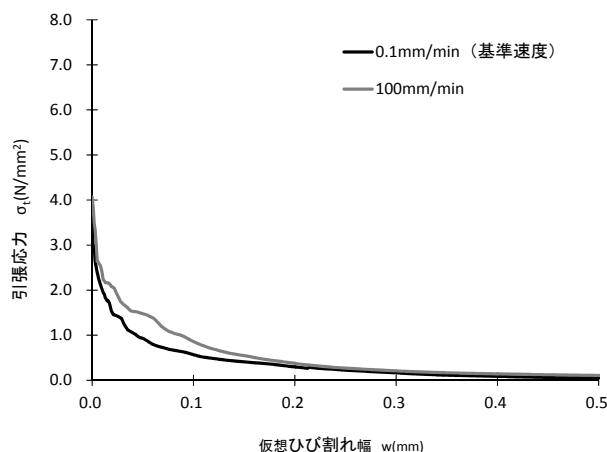


(b) B 配合

図-3.14 多直線近似法による逆解析で推定した引張軟化曲線 (各供試体、n: 供試体数)

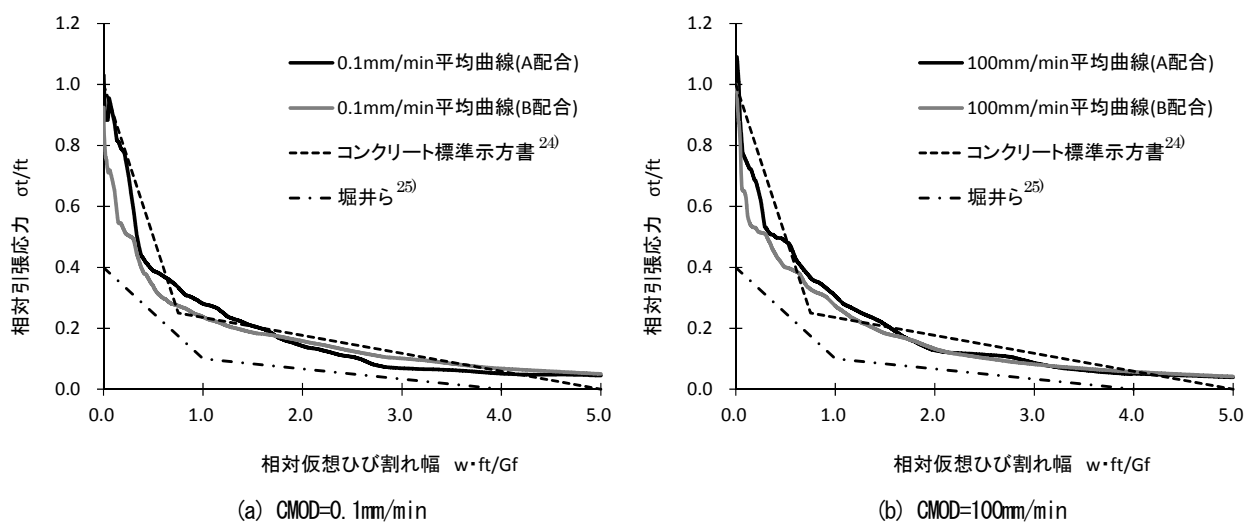
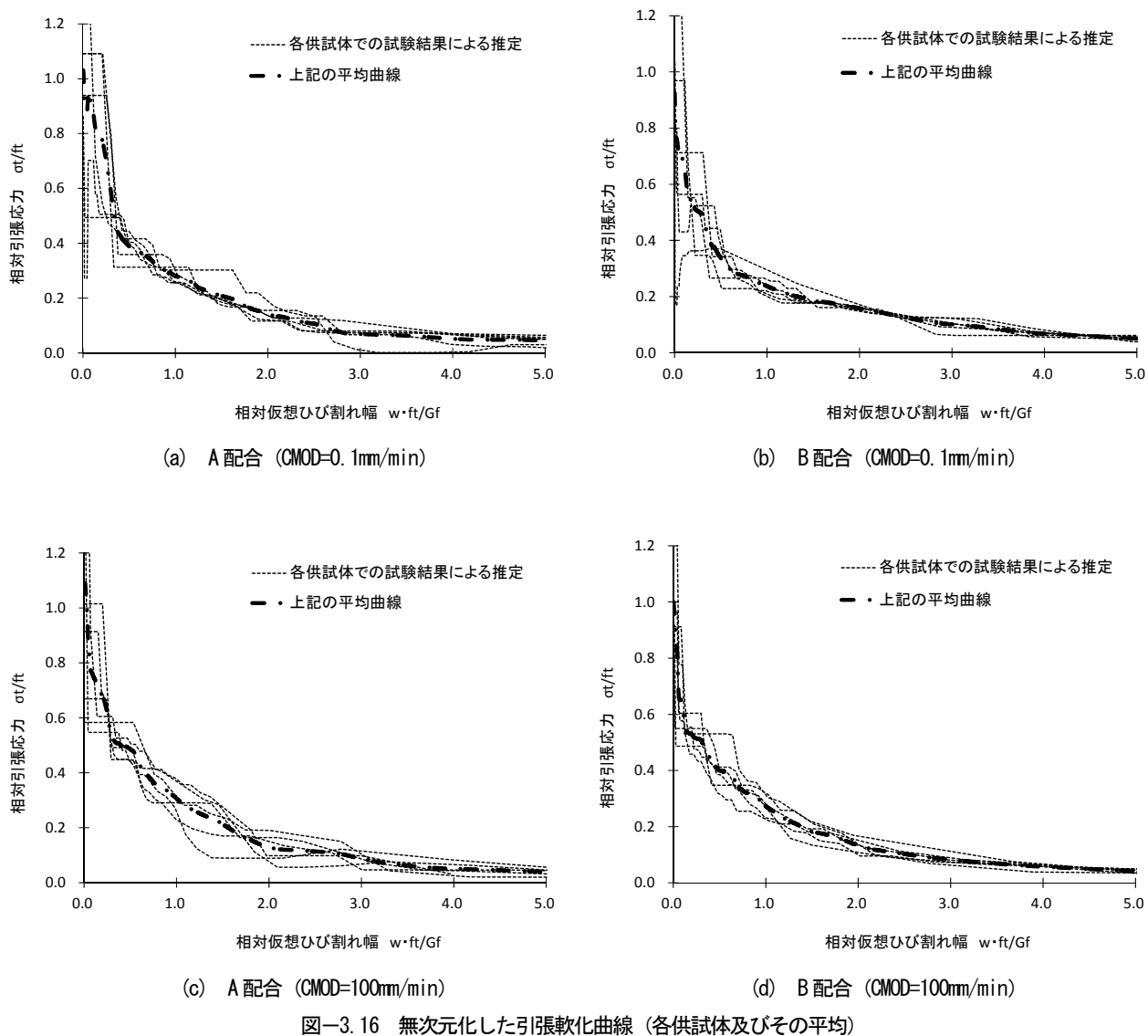


(a) A 配合



(b) B 配合

図-3.15 多直線近似法による逆解析で推定した引張軟化曲線  
(配合及び試験速度別に平均化したもの)





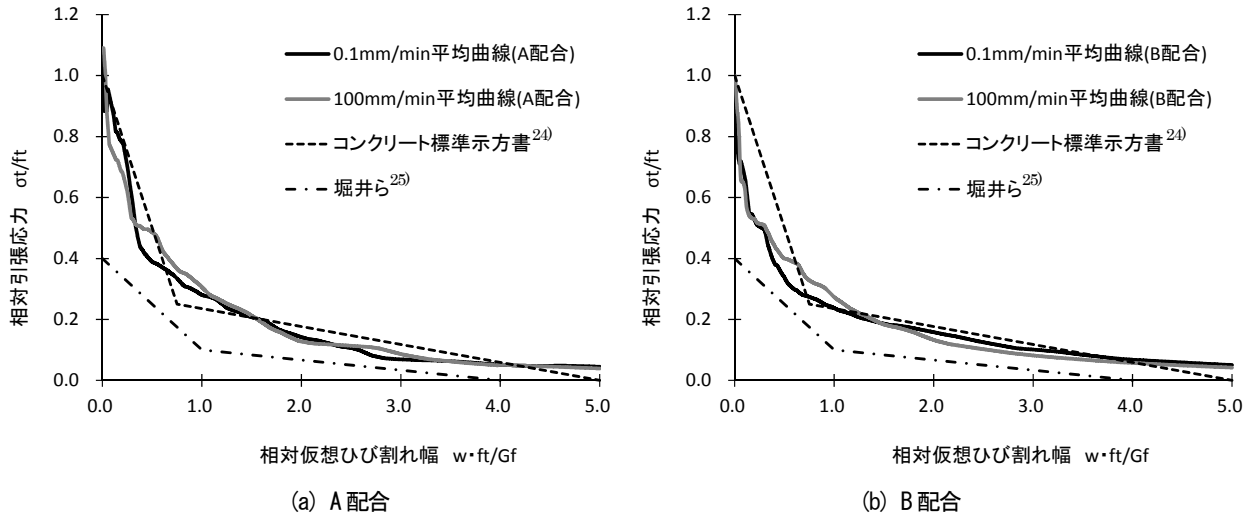


図-3.18 無次元化した引張軟化曲線の比較 (配合別平均)

#### 4) コンクリートの引張軟化特性の違いが大規模地震時挙動に及ぼす影響についての検討

破壊エネルギー試験の結果から逆解析により求めた引張軟化曲線の形状として、通常速度での試験結果と急速試験での結果から得られた曲線形状に若干の相違がみられ、破壊エネルギー (引張軟化曲線下の面積) については通常速度での試験結果よりも急速試験による結果の方が大きくなる結果となった。そこで、このような引張軟化曲線の形状の違いによるコンクリートダムの大規模地震時挙動への影響を動的解析結果への影響から検討することとした。堤体コンクリートの引張軟化特性は、試験速度による引張軟化曲線の形状の違いがより顕著なB配合 (RCD コンクリート相当) での基準速度 (CMOD 速度=0.1mm/min) と CMOD 速度=100mm/min の試験結果から得られた引張軟化曲線をモデル化して与えるものとして、既設堤体上への嵩上げダム (図-3.8) を対象に堤体コンクリートの引張軟化を考慮した非線形動的解析を実施した。

なお、コンクリートの引張軟化モデルの形状としては単直線型、二直線型、多直線型などがあるが、ここではコンクリート標準示方書<sup>24)</sup>で採用されている二直線型でのモデル化を行った。すなわち、図-3.19に示すように、実験から推定したB配合の引張軟化曲線 (図-3.15に示したB配合の試験速度別の平均曲線) から以下の手順により解析に用いるモデル化した二直線型引張軟化曲線を作成した。

- ①引張軟化曲線の折れ点 (仮想ひび割れ幅  $w_1$ , 引張応力  $f_t$ ) を仮定する。

- ②最小二乗法により二直線 (区間1と区間2) をそれぞれ設定する。
- ③求めた二直線下の面積と実験から逆解析で推定した引張軟化曲線 (平均曲線) 下の面積の差を求める。
- ④折れ点 ( $w_1, f_t$ ) を繰り返し移動し、③の両者の面積の差が最小となる点を折れ点として決定する。

なお、仮想ひび割れ幅が 0.005mm 以下の区間については、結合応力が安定せず仮想ひび割れ幅が非常に微細な区間であるため、この区間のデータは用いなかった。

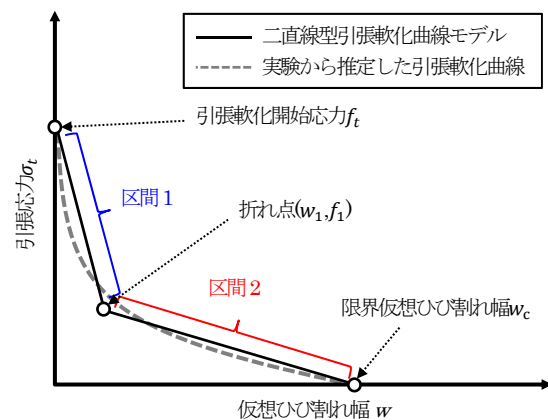


図-3.19 二直線型引張軟化曲線 (概念図)

上記の方法で求めた二直線型引張軟化モデルの特性値を表-3.13に、二直線型引張軟化モデルを図-3.20に示す。これらに示すとおり、基準速度より急速試験で得られたモデルの方が引張軟化開始応力、破壊エネルギーとも大きくなっている。

表-3.13 二直線型引張軟化モデルの特性値 (B 配合)

CMOD 速度	引張軟化 開始応力 $f_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	折れ点		限界仮想 ひび割れ幅 $W_c$ [mm]	破壊エネルギー $G_f$ [N/mm]
		$w_1$ [mm]	$f_1$ [N/mm <sup>2</sup> ]		
0.1 mm/min	1.61	0.135	0.36	0.495	0.198
100 mm/min	2.32	0.120	0.53	0.505	0.273

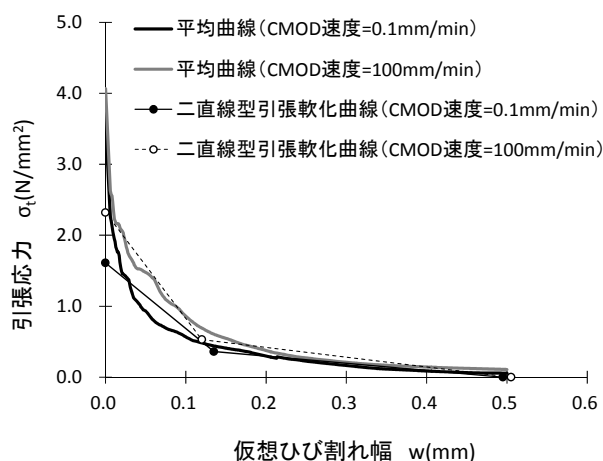


図-3.20 二直線型引張軟化モデル (B 配合)

非線形動的解析は3.5.2.3)と同様に一般的な嵩上げ重力式コンクリートダム(平成26年度検討<sup>7)</sup>と同様の表-3.9及び図-3.8に示す形状、表-3.10に示す物性のモデルダムを対象に行なった。入力地震動は1995年兵庫

県南部地震の際、震源近傍のダムの基礎部で観測された加速度波形をダムの耐震性能照査で考慮される照査用下限加速度応答スペクトル<sup>1), 26)</sup>に適合するよう振幅調整した波形(図-3.21)が堤踵部で再現されるように引き戻した波形をモデル底面に入力した。

非線形動的解析の結果を図-3.22に示す。図-3.22には入力地震動の振幅を図-3.21に示す地震動の2倍としたケースもあわせて示している。同図より、通常の試験速度(CMOD速度=0.1mm/min)での結果をもとに設定した引張軟化曲線(二直線モデル)を用いたcase1に比べ、急速試験(CMOD速度=100mm/min)の結果をもとにしたモデルを用いたcase2の方が、上流端からの引張亀裂が生じる範囲は浅くなることが分かる。また、入力地震動を2倍とした場合には下流面から堤体内部への引張軟化領域が生じるがその範囲も小さくなっていることが分かる。これは、Case2で考慮した引張軟化曲線(二直線モデル)の方が、引張軟化開始応力、破壊エネルギーとも大きいことによると考えられる。

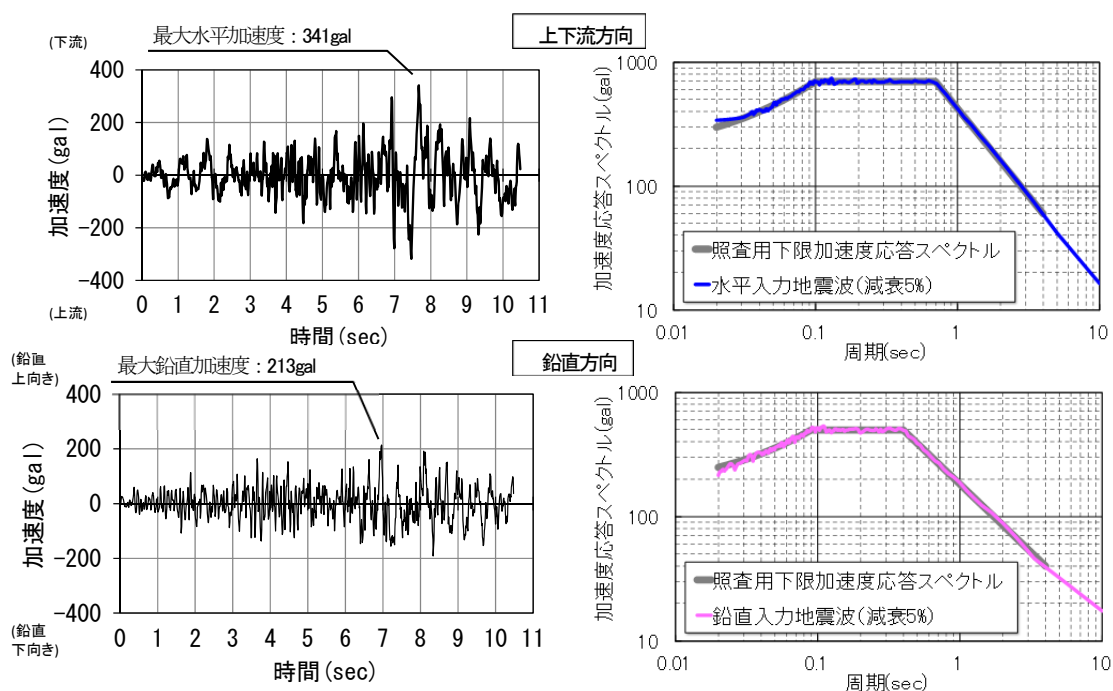


図-3.21 入力地震動

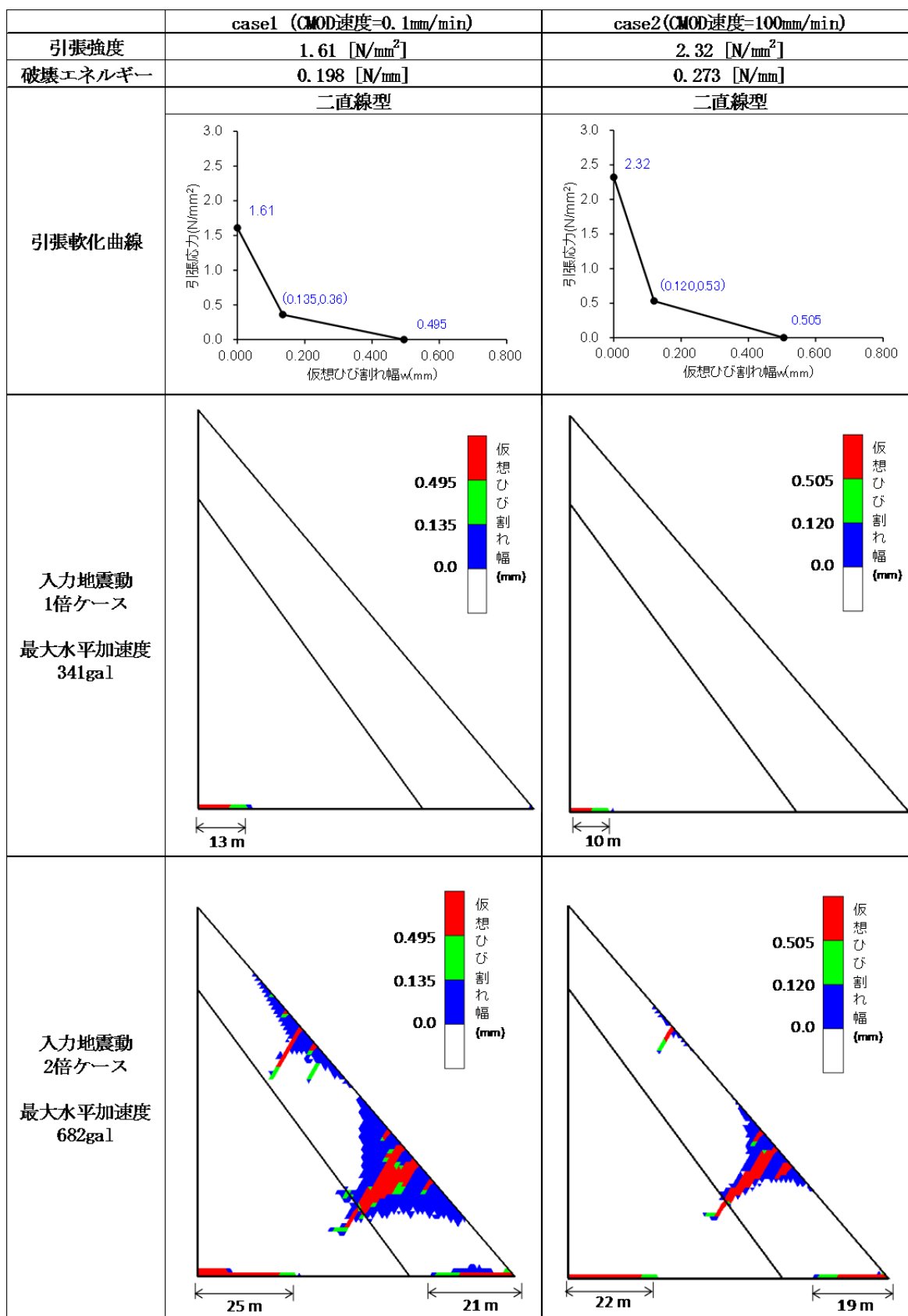


図-3.22 非線形動的解析における大規模地震時の引張軟化領域の分布

### 3.6 まとめ

ダムコンクリートを想定した配合（A 配合：外部コンクリート相当、B 配合：RCD コンクリート相当）の供試体を用いて実施した室内試験により、繰返し載荷による応力履歴がダムコンクリートの引張強度に及ぼす影響や載荷速度がダムコンクリートの破壊特性（引張軟化特性）に及ぼす影響について以下のことが分かった。

#### (1) 繰返し載荷による引張強度への影響（引張疲労試験）

- ・割裂引張による繰返し回数を最大 100 回までとして実施した引張疲労試験で得られたダムコンクリートにおける繰返し最大応力比  $S_{max}$  と疲労寿命  $N$  の関係（ $S-N$  曲線）は、概ねコンクリート標準示方書に示される普通コンクリートでの関係に近いものとなった。

#### (2) 載荷速度がダムコンクリートの破壊特性（引張軟化特性）に及ぼす影響（破壊エネルギー試験）

- ・通常の試験速度（CMOD 速度）での試験結果と急速試験結果の比較から、A 配合・B 配合とも試験速度（載荷速度）が増加すると破壊エネルギーは全般的に増加する傾向がある。ただし、試験速度が増加すると破壊エネルギーのばらつきも大きくなる。
- ・破壊エネルギー試験で得られた荷重-CMOD 曲線からの逆解析により、A 配合・B 配合とも①軟化開始→②直後の急激な応力低下→③ひび割れ領域幅が拡大しつつさらに応力低下→④破断という破壊過程を示すと考えられる引張軟化曲線が得られた。
- ・試験速度（載荷速度）が異なる破壊エネルギー試験で得られた荷重-CMOD 曲線からの逆解析で推定されるダムコンクリートの引張軟化曲線の比較から、試験速度（載荷速度）が大きい方が同一ひび割れ幅での引張応力が上記③の過程で大きい傾向が得られた。このことは載荷速度が増加すると、破壊エネルギーが増加することと対応していると考えられる。
- ・無次元化した引張軟化曲線の形状は、A 配合（外部コンクリート相当）ではコンクリート標準示方書に示される一般のコンクリートと類似した傾向、B 配合（RCD コンクリート相当）についてはコンクリート標準示方書のモデルとダムコンクリートを対象とした既往研究によるモデルの中間的な形状となった。
- ・試験速度（載荷速度）の違いが無次元化した引張軟化曲線の形状に与える影響についてはあまり顕著でないが、A 配合・B 配合とも通常速度での試験よりも急速試験の方がコンクリート標準示方書の 2 直線モデルで

の折れ点に対応する付近での形状がやや滑らかになる結果が得られた。

- ・試験速度（載荷速度）による引張軟化曲線形状の違いを考慮して作成した二直線型引張軟化モデルを用いた非線形動的解析結果の比較から、通常速度での試験結果から推定した引張軟化モデルよりも、急速試験の結果から推定したモデルを用いた方が、大規模地震時に発生する損傷の範囲が小さくなった。

## 4. 大規模地震に対する再開発ダムの耐震性能照査方法

### 4.1 概要

大規模地震時における再開発ダム（嵩上げダム、削孔ダム）の挙動は、本研究での解析的検討で行ったように、再開発ダム特有の施工過程を考慮して常時（非地震時）の応力状態を求めた上で、大規模地震時の地震動を考慮した地震応答解析を行うことにより、より精度よく推定することが可能と考えられる。また、解析においては、必要に応じ、本研究での実験的検討で得られたダムコンクリートの動的物性（急速載荷時や繰返し載荷時の強度特性など）を考慮することが考えられる。そこで、これらの点を踏まえ、再開発重力式コンクリートダム（嵩上げダム、削孔ダム）を対象に大規模地震時の地震動を考慮して耐震性能照査を行う場合の基本的な手順や留意点を整理する。

### 4.2 基本的な考え方

大規模地震に対するダムの耐震性能照査について示した指針案<sup>1)</sup>では、個々のダム地点で想定される最大級の強さの地震動（レベル 2 地震動）を考慮した地震応答解析により、必要に応じその損傷過程も考慮してダムの地震時挙動を推定することで、貯水機能への影響などの観点から耐震性能を照査するという基本的考え方とともに、河川管理施設等構造令<sup>2)</sup>に規定される一般的な型式のダム（コンクリートダム及びフィルダム）について具体的な照査の方法が示されている。

再開発重力式コンクリートダム（嵩上げダム、削孔ダム）においても、基本的な手順としては、上記指針案に示されるコンクリートダムの照査方法のうち、重力式コンクリートダムの照査方法（図-4.1）が適用可能と考えられる。すなわち、まず指針案に従って対象ダム地点周辺に位置する活断層やプレート境界での地震等を想定し、当該地点で考えられる最大級の地震動（レベル 2 地震動）を設定し、当該地震動が作用した場合のダム堤体の挙動

を地震応答解析により推定する。その結果、ダム堤体にひび割れなどの損傷が生じないか、生じてもその範囲が限定的であってダムの貯水機能を損なうおそれがなく、修復可能なものにとどまると考えられる場合には、所要の耐震性能が確保されるものと判断することができる。

ただし、同じ重力式コンクリートダムでも再開発ダム（嵩上げダムや削孔ダム）では、新設ダムと異なり既設堤体に既に荷重が作用した状態での施工（改造）となる。これにより常時（非地震時）の応力状態が新設ダムとは相違することや、嵩上げダムでは新旧堤体の打継面が生じること、また既設堤体部と新設堤体部で基礎岩盤や堤体の物性が同一とは限らないことなど、再開発ダム特有の施工過程や構造面での特徴がある。大規模地震時における再開発ダムの挙動を推定する際には、このような点による影響が適切に解析結果に反映されるようにする必要があると考えられる。

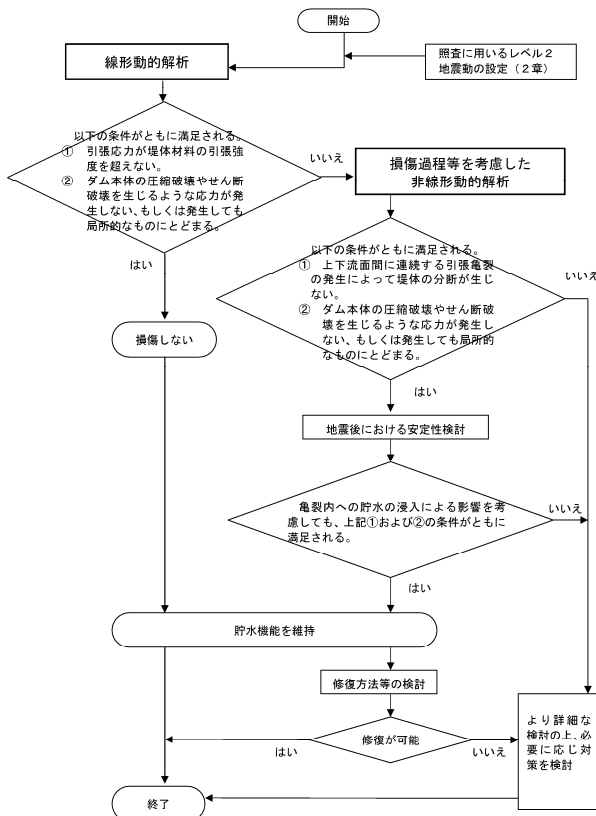


図-4.1 耐震性能照査の流れ<sup>1)</sup>  
(重力式コンクリートダム)

#### 4.3 照査上の留意点

これまでの検討から考えられる再開発ダムの耐震性能照査での留意点を嵩上げダム（主に既設堤体上への嵩上げする場合）、削孔ダムの場合についてそれぞれ挙げると、

(1)解析モデル、(2)材料物性、(3)常時（非地震時）の応力解析、(4)地震応答解析、(5)解析結果の評価及び(6)その他の点として次のように整理できる。

##### (1) 解析モデル

###### 1) 嵩上げダム

既設堤体上への嵩上げダムの解析では、通常重力式コンクリートダムの場合と同様、一般には堤体横断面をモデル化した2次元有限要素モデルによることができると考えられる。なお、既設堤体上への嵩上げダムの新旧堤体接合部については、本研究での解析のようにジョイント要素を配置することで、接合面沿いの応力抽出のほか必要に応じて実状を反映した物性（例えば新旧堤体が一体と見なせる場合はコンクリートと同等の剛性）を考慮できるようなモデルとするのも1つの方法である。

###### 2) 削孔ダム

削孔ダムの解析では、堤体上下流放流管周りの損傷範囲を推定する場合は、方向の放流管周りに応力集中が発生し、損傷範囲（ひび割れ）も3次元的に進展する可能性がある。このため、3次元有限要素モデルを用いる必要があるが、放流管周辺の応力状態や損傷範囲に着目する解析では、通常の場合削孔ブロックのみを対象とした抽出3次元モデルを用いることができると考えられる。なお、削孔位置が堤体ブロック中央の場合には、対称性を考慮した半断面モデルとすることで計算を効率化することができる。ただし、半断面モデルを用いる場合、放流管から鉛直方向に進展するひび割れを適切に再現できるよう中央断面部の物性値を設定する必要がある。また、放流管周りの応力状態や損傷範囲を精度よく推定するには、放流管周りに配置される補強鉄筋や放流管周辺の削孔内に施工される充填コンクリートもモデルに反映する必要がある。

##### (2) 物性値

再開発ダムの場合に限られるものではないが、解析に用いる物性値のうち堤体（ダムコンクリート）の物性値については、その地震時（動的載荷時）の特性について不明な点もあることから、いくつかの室内試験によってこれを調べた。その結果、耐震性能照査上特に重要となる引張強度については、既往研究<sup>28)</sup>で報告されているものと同様、載荷速度の増加に応じて増大すること（ひずみ速度依存性）が確認された。このため、必要に応じ、対象とするダムで推定される大規模地震時の載荷速度（応力増加速度またはひずみ速度）に応じて引張強度の

増加を見込むことも可能と考えられる。なお、地震時における繰返し载荷による影響については、本研究では動的繰返し载荷による引張試験は実施できなかったが、静的载荷での繰返し引張疲労試験により、ダムコンクリートの引張疲労特性（ $S-N$  曲線）が得られた。この結果を参考とすれば、地震応答解析で推定される応力履歴から繰返し载荷による影響を評価することも可能となるが、通常想定される地震動程度の繰返しでは引張強度への影響が問題となるケースは少ないと考えられる。

以上のほか、大規模地震時のダムの挙動を精度よく推定する上で、堤体や基礎岩盤の物性値を実状に応じた値として適切に設定すべきことは一般（新設）のダムの場合と同じであるが、再開発ダムの場合には次のことにも留意すべきと考えられる。

### 1) 嵩上げダム

既設堤体上への嵩上げダムにおいては、新旧堤体や基礎岩盤の物性値を同一と見なせるとは限らないことや、その相違が解析結果に影響を及ぼす可能性があることにも留意する必要がある。

### 2) 削孔ダム

削孔ダムにおいても、既設堤体と削孔部の覆工（充填）コンクリート部の物性値の相違を考慮する必要がある。

### (3) 常時（非地震時）の応力解析

既設堤体の改造を行う嵩上げダムや削孔ダムでは、常時（非地震時）の応力状態の相違が大規模地震時の応力状態や想定される損傷範囲に大きな影響を与えることが明らかになった。そして、常時（非地震時）応力状態は、施工時や運用時の水位条件などに応じた応力分担や応力再配分の影響を受けるため、嵩上げや削孔工事の施工過程に依存して異なるものとなることも明らかになった。よって、再開発ダムの耐震性能照査では、はじめに新設ダムと異なる施工過程を考慮した常時応力解析によって初期応力としての常時（非地震時）の応力状態をできるだけ精度よく推定することが重要になると考えられる。

なおその際、わが国の再開発ダムでは貯水池を運用しながらの施工が必要となるのが通常であるが、この施工中の水位条件（施工時水位）も再開発ダムの常時（非地震時）の応力状態に影響を与える。このため、再開発ダムの耐震性能照査における常時（非地震時）の応力解析では、施工時水位も実際の施工条件を踏まえて適切に設定する必要がある。

具体的な常時（非地震時）応力解析の方法は、以下のように考えられる。

### 1) 嵩上げダム

既設堤体上への嵩上げダムでの常時（非地震時）の応力解析は、図-4.2 のように、(a)既設ダムに施工時水位での静水圧を考慮した状態、(b)嵩上げによる堤体自重の増加、(c)運用時水位への水位上昇による静水圧の増加の各施工過程に応じた荷重条件を順次考慮するステップ解析を行う。

なお、その際の施工時水位の条件については、水位が高いほど常時の水圧荷重を既設堤体が負担する割合が大きくなり、嵩上げ後の運用水位への水位上昇に伴い堤体上流端に引張応力が生じ易くなることなどから、基本的には想定される範囲で最も高い水位を考慮するのが安全側の条件になると考えられる。

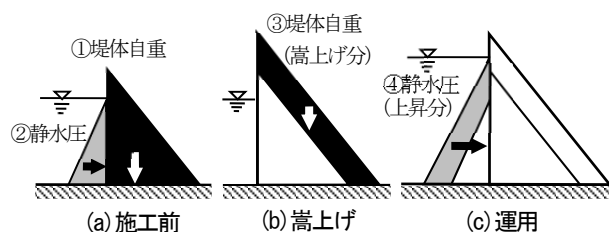


図-4.2 嵩上げダムの施工過程と荷重条件

### 2) 削孔ダム

削孔ダムでは、図-4.3 のように、(a)既設堤体に施工時水位での静水圧を考慮した状態、(b)堤体削孔、(c)放流管、鉄筋および充填コンクリートの施工、(d)運用時水位への水位上昇による静水圧の増加の各施工過程に応じた荷重条件を順次考慮するステップ解析を行う。

なお、本研究での解析では、堤体安定性への影響が大きいと考えられる放流管側部から水平方向のひび割れは、施工時水位が低い方が進展範囲が大きくなる結果が得られており、削孔ダムでは施工時水位が低い条件を含めた検討が必要と考えられる。



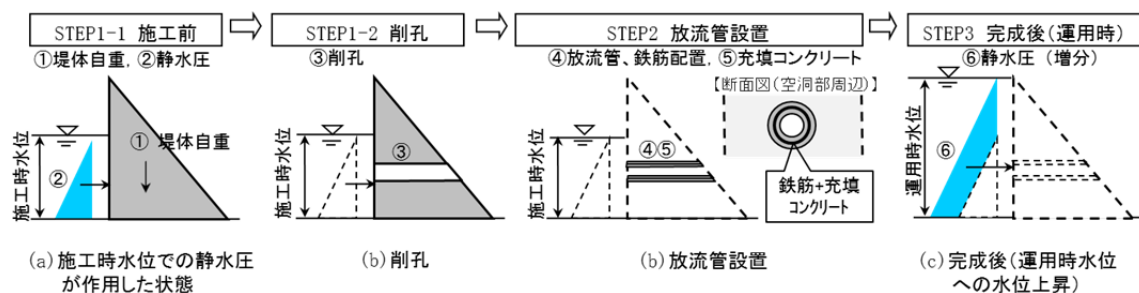


図-4.3 削孔ダムの施工過程と荷重条件

#### (4) 地震応答解析

再開発ダム（嵩上げダム、削孔ダム）での耐震性能照査では、(3) に示す方法で得られた常時（非地震時）の応力状態を初期応力状態として、地震応答解析（線形動的解析のほか、必要に応じて非線形動的解析）により大規模地震時の挙動を推定することになる。

なお、その際に考慮する貯水位条件（再開発後の運用時水位）は、本研究での解析では、新設ダムの場合と同様、水位が高い方が全般に堤体内の発生応力の最大値が大きくなることがわかっている。このため、特に必要な場合を除き、基本的には常時の貯水位としての最高水位である常時満水位の場合について行えばよいと考えられる。

大規模地震時の挙動を推定するための地震応答解析の手法は、基本的に一般（新設）の重力式コンクリートダムの場合と同様である再開発ダムにおいても、はじめに損傷の可能性や予想される損傷箇所・損傷形態を推定するために線形動的解析（堤体材料の応力-ひずみ関係を線形と仮定した動的解析）をそれぞれの解析モデルで行う。

また、線形動的解析の結果からダム堤体に引張破壊による損傷が予想される場合にその範囲を推定するために行う非線形動的解析も、解析手法としては基本的に一般（新設）の重力式コンクリートダムの耐震性能照査で用いられるものと同様に、引張破壊による損傷過程を再現できる非線形動的解析手法<sup>29)</sup>（分布型クラックモデルである smeared crack model などを用いた解析）の適用が可能である。

なお、非線形動的解析から推定される損傷範囲（ひび割れ）への貯水の浸入が想定される場合は、地震後における当該箇所での揚圧力の発生を考慮した安定性の検討も行っておく必要があると考えられる点も、一般（新設）のコンクリートダムの場合と同様である。

#### (5) 解析結果の評価

指針案に基づき大規模地震に対して求められるダムの耐震性能のうち、貯水機能が保持されることの確認は、通常のダムと同様、地震応答解析結果に基づいて行うこととなる。そして、大規模地震時に求められる所要の耐震性能として貯水機能が保持されるものと判断できる要件も、基本的には一般（新設）のコンクリートダムの場合と同様と考えられる。

すなわち、線形動的解析結果については、以下の2つの要件が満足されることが確認されれば、ダム本体に損傷を生じるおそれはないと考えられるため、所要の耐震性能は確保されていると考えられる。

- 引張応力が堤体材料の引張強度を超えない。
- ダム本体の圧縮破壊やせん断破壊を生じるような応力が発生しない、もしくは発生しても局所的なものにとどまる。

また、損傷過程を考慮した非線形動的解析結果については、指針案に示される重力式コンクリートダムでの考え方に基けば、以下の2つの要件が満足されることが確認できれば、ダム本体に生じる損傷は限定的であって貯水機能は維持されると判断できるものと考えられる。

- 上下流面間に連続する引張亀裂の発生によって堤体の分断が生じない。
- ダム本体の圧縮破壊やせん断破壊を生じるような応力が発生しない、もしくは発生しても局所的なものにとどまる。

なお、再開発ダムにおける大規模地震時の損傷形態として想定すべきものを本研究での解析的検討の結果から挙げると次のようなものと考えられる。

##### 1) 嵩上げダム（既設堤体上への嵩上げ）

- 既設堤体上流端部の引張破壊による損傷
- 嵩上げ堤体下流面部の引張破壊による損傷
- 堤敷面沿いの引張またはせん断による損傷

##### 2) 削孔ダム



- ・放流管側部でのコンクリートの引張破壊による損傷
- ・放流管上縁部でのコンクリートの引張破壊による損傷

地震応答解析の結果、堤体に何らかの損傷が想定される場合に特に重要となる堤体分断の有無に関する要件（非線形動的解析結果についての a）の要件）に対する評価は、嵩上げダム、削孔ダムの場合についてそれぞれ以下のような観点で行うことができると考えられる。

#### 1) 嵩上げダム

通常の重力式コンクリートダムと同様に、非線形動的解析で得られる引張軟化領域に基づき予想される引張亀裂が堤体上下流面間に連続するものとならないこと。

#### 2) 削孔ダム

削孔ブロックの安定性に特に影響が大きい損傷形態は、放流管側部でのコンクリートの引張破壊による損傷（ひび割れ）が水平方向に進展するケースと考えられる。したがって、このようなひび割れが水平方向に進展し、削孔ブロックを上下流方向に分断するものとなるなど、削孔ブロックの安定性を損なうものとなるおそれがないこと。

#### (6) その他

上記のほか、再開発ダムでは特に以下のような条件の場合には、必要に応じ当該条件による影響についても確認しておくのが良いと考えられる。

- ・既設堤体上への嵩上げダムで嵩上げ高さが低く、新堤体部の厚さ（増厚幅）が薄い場合

新堤体部の厚さが比較的薄い場合、温度応力による常時（非地震時）の応力状態への影響が大きくなる可能性がある。また、地震時の打継面沿いの発生応力や下流面側からの損傷が考えられる場合の打継面への影響など、新旧堤体の一体性への影響については、嵩上げ高さ（増厚幅）によらず確認しておくのが良いが、特に下流面から新旧堤体打継面までの厚さが薄い場合には、この点についてより注意深く確認しておく必要があると考えられる。

- ・嵩上げダムのうち既設堤体の下流側に近接して新堤体を建設する嵩上げの場合

新堤体に作用する動水圧が旧堤体の応答による影響を受け、新堤体のみを考慮した解析とは動水圧の影響が異なるものとなる可能性がある。このため、旧両堤体を含む解析モデルでの解析を行い、上記の影響についても確

認しておくのが良いと考えられる、

#### 4.4 まとめ

本研究での解析的及び実験的検討で得られた知見をもとに、大規模地震に対する再開発重力式コンクリートダム（嵩上げダム、削孔ダム）の耐震性能照査の考え方をその留意点とともにとりまとめた。

この中で特に留意すべき点の 1 つは、貯水位運用を継続しながらの施工が求められるわが国の再開発事業では、既設堤体に静水圧などの荷重が作用する状態で再開発工事が施工されるため、大規模地震時の挙動に大きく影響する初期応力状態としての常時（非地震時）の応力状態が一般（新設）ダムの場合とは異なることである。このため、ある程度貯水位を維持しながらの既設堤体の嵩上げや堤体削孔の施工過程に応じた荷重状態の変化を考慮できるステップ解析を行い、常時の応力状態をできるだけ精度よく求めておくことが再開発ダムの大規模地震時の挙動を適切に推定する上で重要となる。

上記のことに留意した上で、解析モデルや物性値を適切なものとすれば、再開発ダムの耐震性能は、基本的には通常の重力式コンクリートダムの耐震性能照査と同様の手順により、地震応答解析の結果をもとに貯水機能への影響などの観点から照査することが可能と考えられる。

#### 参考文献

- 1) 大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説，国土交通省河川局，2005.3.
- 2) 社団法人日本大ダム会議ダムリフレッシュ分科会：ダムリフレッシュ技術調査報告，大ダム，No.202，pp.4-186，2008.1.
- 3) 安陪和雄：ダム再開発に係る技術の動向，土木研究所資料，第 4272 号，pp.15-24，2013.11.
- 4) (独)土木研究所水工研究グループ水工構造物チーム：再開発重力式コンクリートダムの耐震性能照査技術に関する研究，(独)土木研究所平成 23 年度重点プロジェクト研究報告書（プロジェクト研究 3.耐震性能を基盤として多様な構造物の機能を確保するための研究），2012.
- 5) (独)土木研究所水工研究グループ水工構造物チーム：再開発重力式コンクリートダムの耐震性能照査技術に関する研究，(独)土木研究所平成 24 年度重点プロジェクト研究報告書（プロジェクト研究 3.耐震性能を基盤として多様な構造物の機能を確保するための研究），2013.

- 6) (独) 土木研究所水工研究グループ水工構造物チーム:再開発重力式コンクリートダムの耐震性能照査技術に関する研究,(独)土木研究所平成 25 年度重点プロジェクト研究報告書(プロジェクト研究 3.耐震性能を基盤として多様な構造物の機能を確保するための研究), 2014.
- 7) (国) 土木研究所水工研究グループ水工構造物チーム:再開発重力式コンクリートダムの耐震性能照査技術に関する研究,(国)土木研究所平成 26 年度重点プロジェクト研究報告書(プロジェクト研究 3.耐震性能を基盤として多様な構造物の機能を確保するための研究), 2015.
- 8) 日本コンクリート工学協会: JCI 基準「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) 及び同付属書, 2003.
- 9) 永山 功, 渡辺和夫, 尾畑伸之:ダム用コンクリートの直接引張強度試験とその試験結果についての考察, ダム技術 No.54, pp.38-46, 1991.3.
- 10) 永山 功, 渡辺和夫, 佐々木隆, 首藤美誠, 庄司俊介, 向江幸介:ダムコンクリートの直接引張強度についての実験的検討(その 3), 土木研究所資料第 3223 号, 1993.12.
- 11) コンクリート構造物の耐久性シリーズ「疲労」; 技報堂出版, pp.37-55, 1987.9.
- 12) 浜田純夫, 中川建治, 成岡昌夫:疲労試験における途中打ち切りデータの処理に関する研究, 土木学会論文報告集第 189 号, pp.99-105, 1971.5.
- 13) 阪田憲次, 木山英郎, 西林新蔵:統計的处理によるコンクリートの疲労寿命に関する研究, 土木学会論文報告集第 198 号, pp.107-114, 1972.2.
- 14) 松下博通, 徳光善治:生存確率を考慮したコンクリートの圧縮疲労強度に関する研究, 土木学会論文報告集第 284 号, pp.127-138, 1979.4.
- 15) 土木学会:2012 年制定コンクリート標準示方書[設計編], pp.213-214, 2013.
- 16) Fédération internationale du béton / international Federation for Structural Concrete(fib):ModelCode 2010,Finaldraft,Volume 1,fib Bulletins No.65,2012.
- 17) 藤田嘉夫, 海保康男:コンクリートの引張り, 圧縮および曲げに関する疲労特性, セメント技術年報 21, 1967.
- 18) Miner, M.A.: Cumulative damage in fatigue, Journal of Applied Mechanics, Proc.of ASME, pp.A1-159 ~164, 1945.
- 19) 藤掛一典, 上林勝敏, 大野友則, 江守克彦:ひずみ速度の影響を考慮したコンクリートの引張軟化特性の定式化, 土木学会論文集, No.669/V-50, pp.125-134, 2001.
- 20) 藤掛一典, 山根茂樹, 大野友則, 水野 淳, 鈴木篤:急速一軸引張試験においてコンクリート円柱供試体の高さ寸法の違いが引張特性に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.592/V-39,pp.83-95,1998.5.
- 21) 橘高義典, 上村克郎, 中村成春:コンクリートの引張軟化曲線の多直線近似解析, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 453 号, pp.15-25, 1993.
- 22) 栗原哲彦, 安藤貴宏, 国枝 稔, 内田裕市, 六郷恵哲:多直線近似法による引張軟化曲線の推定と短繊維補強コンクリートの曲げ破壊性状, 土木学会論文集, No.532/V-30, pp.119-129, 1996.
- 23) 日本コンクリート工学協会コンクリートの破壊特性の試験方法に関する調査研究委員会:多直線近似法による引張軟化曲線の推定マニュアル, 2001.
- 24) 土木学会:2012 年制定コンクリート標準示方書[設計編], pp.37-38, 2013.
- 25) 堀井秀之, 内田善久, 柏柳正之, 木全宏之, 岡田武二:コンクリートダム耐力評価のための引張軟化特性の検討, 電力土木, No.286, pp.113-119, 2000.
- 26) 三石真也, 島本和仁:大規模地震に対するダムの耐震性能照査について, ダム技術 No.274, p.14, 2009.
- 27) (財)国土開発技術研究センター編:改定 解説・河川管理施設等構造令, 山海堂, pp.95-97, 2001.
- 28) 永山 功, 渡辺和夫, 尾畑伸之:, ダムコンクリートの直接引張強度についての実験的検討, 土木研究所資料第 2914 号, 1990.2.
- 29) 猪股純, 安田成夫, 金銅将史, 佐野貴之, 吉岡英貴, 川崎秀明, 平山大輔, 稲垣謙司, 永山功, 山口嘉一, 佐々木隆, 佐藤弘行, 富田尚樹, 金縄健一:大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料, 国総研資料第 244 号/土木研究所資料 3965 号, p.56, 2005.3.

## STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF REDEVELOPED DAM

**Budget :** Grants for operating expenses

General account

**Research Period :** FY2011-2015

**Research Team :** Dam and Appurtenant Structures

Research Team,

Hydraulic Engineering Research

Group

**Author :** ENOMURA Yasufumi

KONDO Masafumi

FUJITA Masashi

**Abstract:** The dam redevelopment project, which means making good use of an existing dam and enhancing its function, is one of the most effective methods to meet the changing needs for flood control or water use in both economic and environmental terms. In recent years, dam redevelopment projects with large-scale dam heightening or drilling dam body for installing new or additional conduit has been increased. On the other hand, an effort to evaluate the seismic performance of dams during large-scale earthquakes has started on the background of rising public concern with the safety of various civil engineering structures. However, the evaluation method for redeveloped dams that considers structural features of these dams and loading condition under redevelopment works has not been established. This study aims to establish the method to evaluate the seismic performance of redeveloped concrete gravity dams during large-scale earthquakes.

In this year, the characteristics of tensile strength of dam concrete were investigated by cyclic-loading tests. The tension-softening characteristics of dam concrete including the effect of loading rate on fracture energy were also experimentally investigated.

Based on these analytical and experimental studies, a recommended method to evaluate the seismic performance of redeveloped concrete gravity dams was proposed.

**Key words :** Concrete gravity dam, Dam heightening, Installing new conduit, Seismic performance evaluation, Seismic response analysis, Dynamic tensile strength, Fracture energy