

③-7 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：佐々木隆、金銅将史、切無沢徹

【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経済的にも環境負荷の面でも有効な事業手法のひとつとなっている。その中で、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¹⁾の試行が既に始まっている。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う。

今年度は、嵩上げダムおよび放流管増設ブロックをモデル化し、再開発での施工過程を考慮した静的応力解析、大規模地震を想定した地震応答解析を実施し、再開発ダムで想定される損傷形態について検討し、新設ダムとの相違等を明らかにした。また、大規模地震時の主要な損傷形態として考えられる引張破壊による亀裂の発生・進展を精度よく推定するために必要なダムコンクリートの引張軟化特性に関して、載荷速度の増加に伴い破壊エネルギーが増加することを示した。

キーワード：重力式コンクリートダム、嵩上げ、放流管増設、耐震性能照査、地震応答解析、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、堤体削孔や嵩上げ等による、ダムの再開発が実施されている。その設計方法については、嵩上げでは垣谷²⁾による設計論や2次元 FEM 解析により、放流管削孔ブロックについては有孔無限板による理論解や3次元 FEM 解析または2次元 FEM（横断面と縦断面の2種類の2次元解析の組み合わせによる方法）³⁾などの手法により、新設ダムと同等の構造安定性が確保されるよう行われている。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、当該ダム地点で考えられる最大級の地震動を想定したダムの耐震性能照査¹⁾の試行が始まっている。しかし、嵩上げダムや放流管ブロック特有の構造的な特徴を考慮した照査の方法は確立されていない。嵩上げダムでの嵩上げ（増厚）部コンクリート打設、放流管増設ブロックでの削孔とそれに続く充填コンクリートの打設にあ

っては、コンクリートの後打設や削孔に伴い堤体内応力の再配分が生じること、施工前、既設ダムを運用しながらとなる施工中、再開発工事完了後では条件が変化することから、考慮すべき堤体の応力状態は通常の新設ダムと異なるものとなる。このため、耐震性能照査にあたっては、まず実際の施工過程を適切に考慮して常時（非地震時）の応力状態を再現する必要がある。また、大規模地震時においては、必要に応じダムの損傷過程も考慮する必要があるため、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適切に把握し、解析に反映する必要がある。

そこで、本研究では再開発ダムの耐震性能照査手法の確立に向け、まず実際の再開発ダムにおける挙動計測データの分析及び再開発ダムの施工過程を反映した FEM 解析により、常時の応力状態の特徴を把握する。そのうえで大規模地震により規定した地震応答解析や動的荷重条件下でのダムコンクリートの

引張軟化特性についての既往研究等の分析を含む実験的検討により損傷形態の検討を行う。

今年度は、嵩上げダムおよび放流管増設ブロックをモデル化し、再開発での施工過程を考慮した静的応力解析、大規模地震を想定した地震応答解析を実施し、再開発ダムの損傷形態について検討した。また、大規模地震に対する耐震性能照査において考慮すべきダムコンクリートの引張軟化特性について、動的荷重条件下における破壊エネルギー試験等により検討した。

2. 嵩上げダムの応力解析と損傷形態の推定

2.1 目的

嵩上げダムは、その施工過程（施工時水位から嵩上げ後の運用水位への水位上昇）を考慮すると常時（非地震時）の応力状態が新設ダムと異なると考えられる。常時の応力状態が大規模地震時の応力状態や損傷形態に及ぼす影響を明らかにするため、施工過程を考慮した常時の応力状態を把握するとともに、大規模地震を想定した地震応答解析を行い、地震時応力状態について検討した。

2.2 解析条件

本検討では、施工過程を考慮した常時（非地震時）の応力、および嵩上げダムの運用開始後に大規模地震を受けた場合に生じる地震時応力（常時応力と地震動による発生する動的応力の合成値）、堤体の損傷形態としてダムコンクリートの引張軟化を考慮した数値解析を、2次元有限要素モデルを用いて実施し、以下の(1)～(4)の解析条件による影響について検討した。

- (1) 嵩上げ高さ
- (2) 施工時水位
- (3) 新旧堤体の弾性係数
- (4) コンクリートの温度変化条件

各検討項目で基本とする解析モデル（2次元有限要素モデル）の形状及び要素分割を図-1及び図-2に、基本とする物性値をそれぞれ表-1、2に示す。なお、表-2中の破壊エネルギーの値は、堀井ら⁴⁾のダムコンクリートによる破壊エネルギー試験から得られた次式の算定式において圧縮強度 f_{cm}

=20N/mm²、粗骨材最大寸法 d_{max} =150mmと仮定して算

出した。

$$G_F = (0.79d_{max} + 80) \times \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.7} \cdot \dots \cdot (1)^4$$

ここに、

G_F : 破壊エネルギー (N/m)

d_{max} : 粗骨材最大寸法 (mm)

f_{cm} : 圧縮強度 (N/mm²)

また、嵩上げダムでは既設堤体に施工時の水圧が作用している状態を踏まえ、図-3に示す手順で解析を実施した。施工時および嵩上げ後の常時の応力解析では、岩盤の側方の境界条件は側方固定鉛直自由の境界、底面は鉛直及び側方固定境界とし、地震動を作用させた動的解析では側方及び底面を仮想仕事の原理に基づく粘性境界とした。動的解析（地震応答解析）では、レイリー減衰を用い、各ケースでの振動モードに対する固有周期、有効質量比から、支配的と考えられる振動モード（堤体は1次（上下流方向で支配的）と3次（鉛直方向で支配的）、岩盤は1次（上下流方向で支配的）と6次（鉛直方向で支配的））の固有周期で減衰定数が堤体は10%、岩盤は5%となるように、質量マトリクス及び剛性マトリクスの係数を設定した。入力する地震動は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⁵⁾に適合するように振幅調整した波形（図-4）が、堤体上流端で再現されるように引き戻した加速度時刻歴波形を全体モデル底面に入力した。

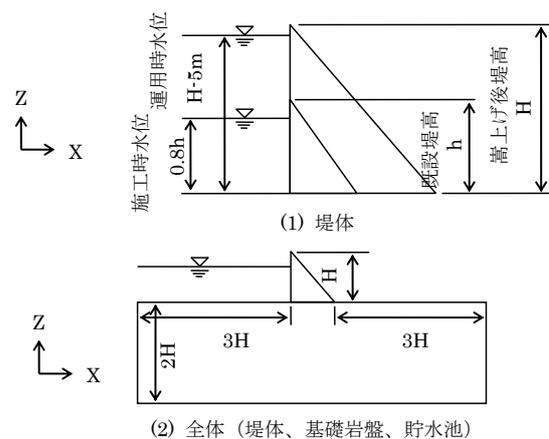


図-1 解析モデル形状

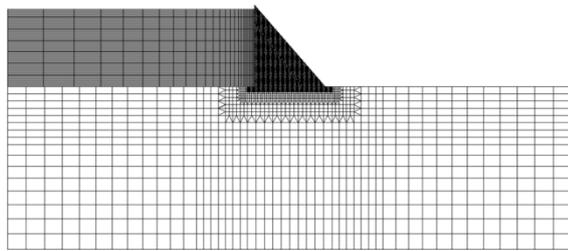
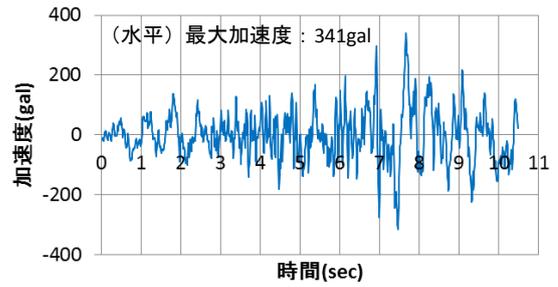
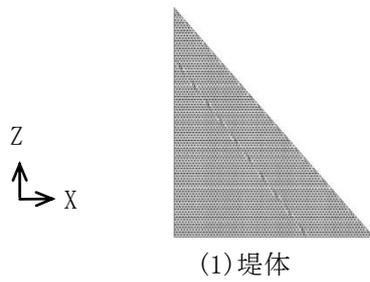


図-2 解析モデル要素分割

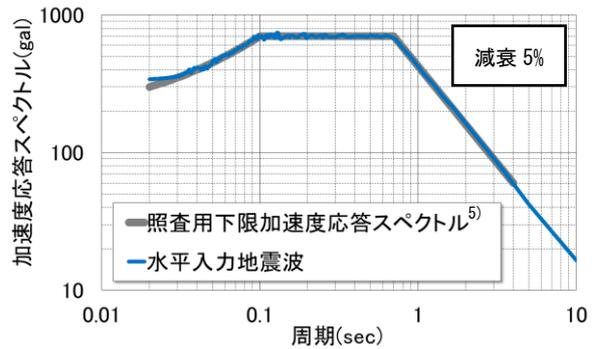


表-1 解析モデル物性値 (基本値)

モデル	密度 (kg/m ³)	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比
堤体 (新旧)	2,300	25,000	0.2
岩盤	2,300	25,000	0.3

表-2 引張軟化特性 (非線形解析時)

モデル	引張強度 (N/mm ²)	破壊エネルギー G _r (N/m)	軟化モデル
堤体 (新旧)	2.0	300	2直線近似 ⁶⁾

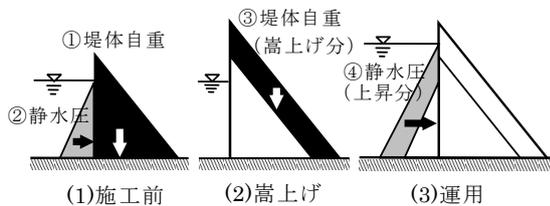
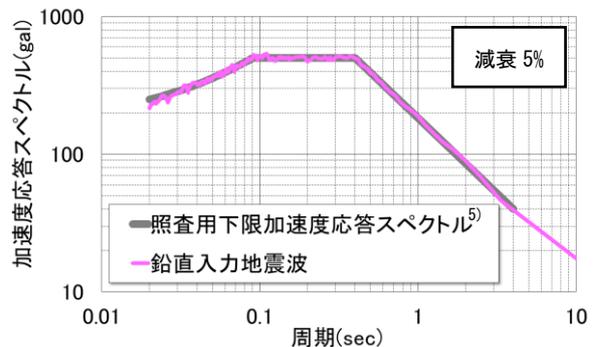
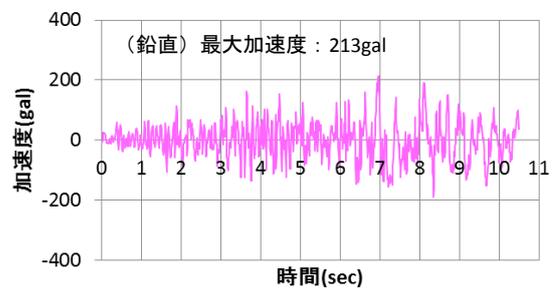


図-3 嵩上げダム常時応力解析手順 (各段階で考慮する荷重)

図-4 入力地震動

2.3 嵩上げ高さの違いによる堤体内応力・大規模地震時の損傷形態への影響

嵩上げダムの常時及び大規模地震時の堤体内応力、損傷形態について、嵩上げ高さによる影響を把握するため、嵩上げ高さが異なる条件での解析を行い、結果を比較した。

2.3.1 検討方法

既設ダム堤高及び嵩上げの高さの条件を変えた表-3に示す条件のモデルにより、解析を実施した。既設堤高が70mの嵩上げダム（基本ケース）の下流面勾配については、実際の断面設計を想定して垣谷の式²⁾により上流端に鉛直方向の引張が発生しない最小断面とした。既設堤高が50m及び80mのモデルについては、常時応力の違いに着目して大規模地震時の応力状態や損傷形態について把握するため、嵩上げ後の堤体は70mのモデルと同じ断面形状とした。既設堤高が70mで嵩上げが10m、20m、30mの条件では、既設堤体が同じ条件下で、嵩上げを高くすることによるダムの耐震性への影響について検討した。また、同形状での新設のダム（以下「新設ダム」という。）についても比較対象として解析を実施した。なお、施工時水位条件（＝既設堤高 $h \times 0.8$ ）、嵩上げ後の運用時水位条件（＝嵩上げ後堤高 $H - 5m$ ）は全ケースで同じとする。

表-3 モデル条件と下流面勾配

既設堤高	嵩上げ後堤高		
	80m	90m	100m
50m 【下流面勾配 1:0.71】	-	1:0.86 (1:0.87)*	-
70m 【下流面勾配 1:0.74】	1:0.82	1:0.86	1:0.87
80m 【下流面勾配 1:0.75】	-	1:0.86 (1:0.82)*	-

※（）内は垣谷式により転倒に対する安定性を満足する最小勾配解析モデルは断面形状をそろえるため0.86とした。

2.3.2 解析結果

常時の応力の解析結果（最大主応力 σ_1 及び最小主応力 σ_3 の分布）を図-5に示す。同じ断面形状のダムでは、上流端に局部的に発生する引張応力は嵩上げダムの方が新設ダムに比べて大きくなっている。ただし、その値は嵩上げダム、新設ダムとも一般的なコンクリートの引張強度より十分に小さい。嵩上げダムの下流端の圧縮応力は嵩上げ高さが高い（既設堤高が低い）条件の方が大きくなっている。ただし、コンクリートの圧縮強度に比べ十分に小さい値である。一方、既設堤高が同じ条件では、嵩上げの高さが高くなるほど上流端に発生する圧縮応力及び引張応力が大きくなっている。

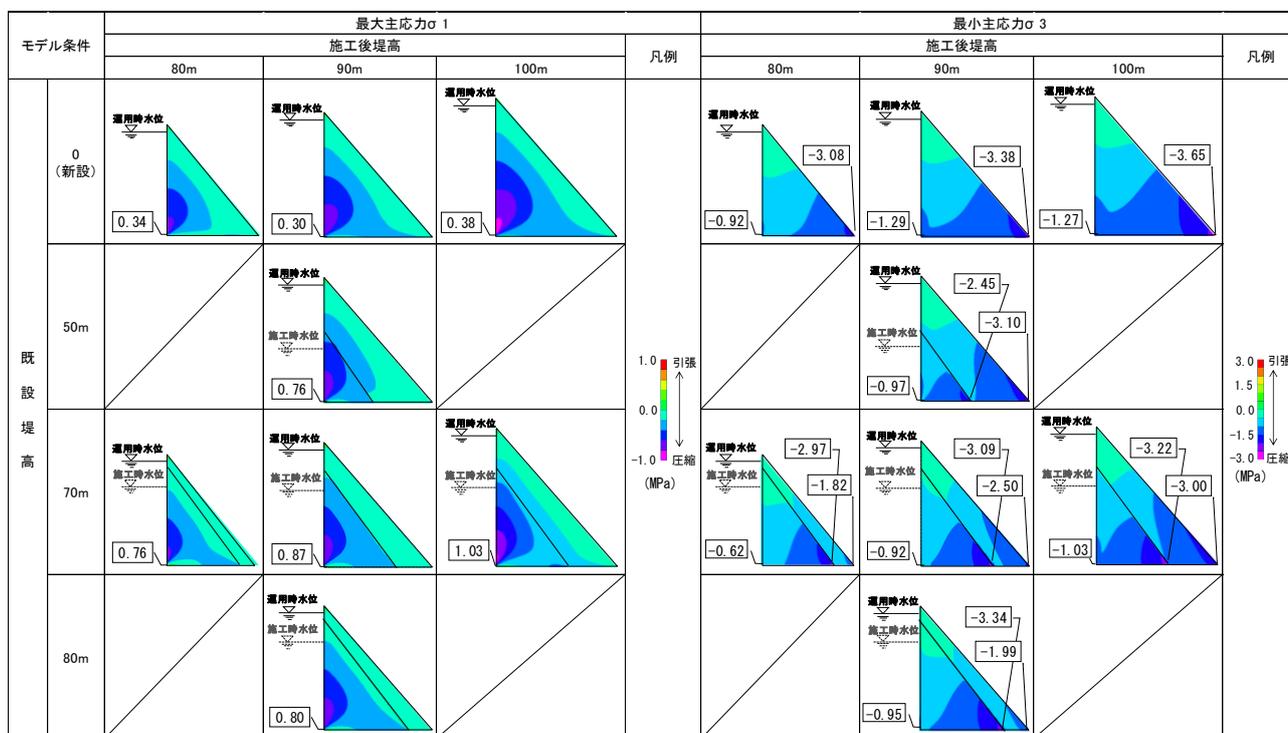


図-5 常時応力の分布

③-7 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

次に大規模地震時の応力解析結果について述べる。地震応答により発生する動的応力（線形動的解析）は、施工後の断面が同じである嵩上げ後堤高 90m の条件については、ほぼ同じ結果となっているが、常時応力との合成により差異が生じている。なお、嵩上げ後の堤高が異なる条件での各モードによる固有周期を表-4 に示す。嵩上げ後堤高が高くなるほど固有周期は長くなっている。

表-4 嵩上げ後堤高が異なる条件での固有周期

モード	嵩上げ後堤高		
	80m	90m	100m
1次	0.208 sec	0.229 sec	0.254 sec
2次	0.087 sec	0.097 sec	0.108 sec
3次	0.067 sec	0.076 sec	0.084 sec
4次	0.049 sec	0.054 sec	0.060 sec

常時応力と動的応力を重ね合わせた地震時の最大主応力（全時刻最大値）、及び最小主応力（全時刻最小値）を図-6 に示す。同じ断面形状のダムでは、嵩上げダムの方が新設ダムに比べて、上流端及び下流端の引張応力が大きくなっている。嵩上げダム上流端の引張応力は嵩上げ高さによる差が小さいが、一般的なダムコンクリートの引張強度を超える値と

なり、引張亀裂が生じる可能性がある。下流端の引張応力は嵩上げ高さが低い（既設堤高が高い）条件の方が大きくなっている。一方、既設堤高が同じ条件については嵩上げ後堤高が高いほど地震応答による発生応力は大きくなっている。

次に、引張軟化による損傷過程を考慮した非線形動的解析を実施した解析結果を図-7 に示す。前述の線形動的解析と同じ図-4 に示す入力地震動条件では損傷範囲は上流端堤敷付近のごく限られる範囲となる結果となった。このため、より損傷形態が明確となるよう、入力地震動の加速度振幅を2倍にした条件での解析結果も合わせて示している。主に後者の解析結果に着目すると、同じ断面形状では、嵩上げダムの方が新設ダムよりも上下流端堤敷に沿った亀裂の進展長が長くなっている。なお、上流端からの亀裂の進展長は嵩上げ高さによる違いが見られないが、下流端からの亀裂は嵩上げ高さが低くなる（既設堤高が高い）ほど長くなっている。ただし、既設堤体接合面に達した後は進展しにくくなっている。一方、既設堤高が同じで嵩上げ後の堤高を変えた条件では、嵩上げ高さが低い条件ほど引張亀裂が新旧堤体接合部の広い範囲で達する可能性があるが、既設堤体内への進展は生じにくいことがわかる。

このように、嵩上げダムでの大規模地震時の損傷形態の特徴としては、①同形状の新設ダムよりも上

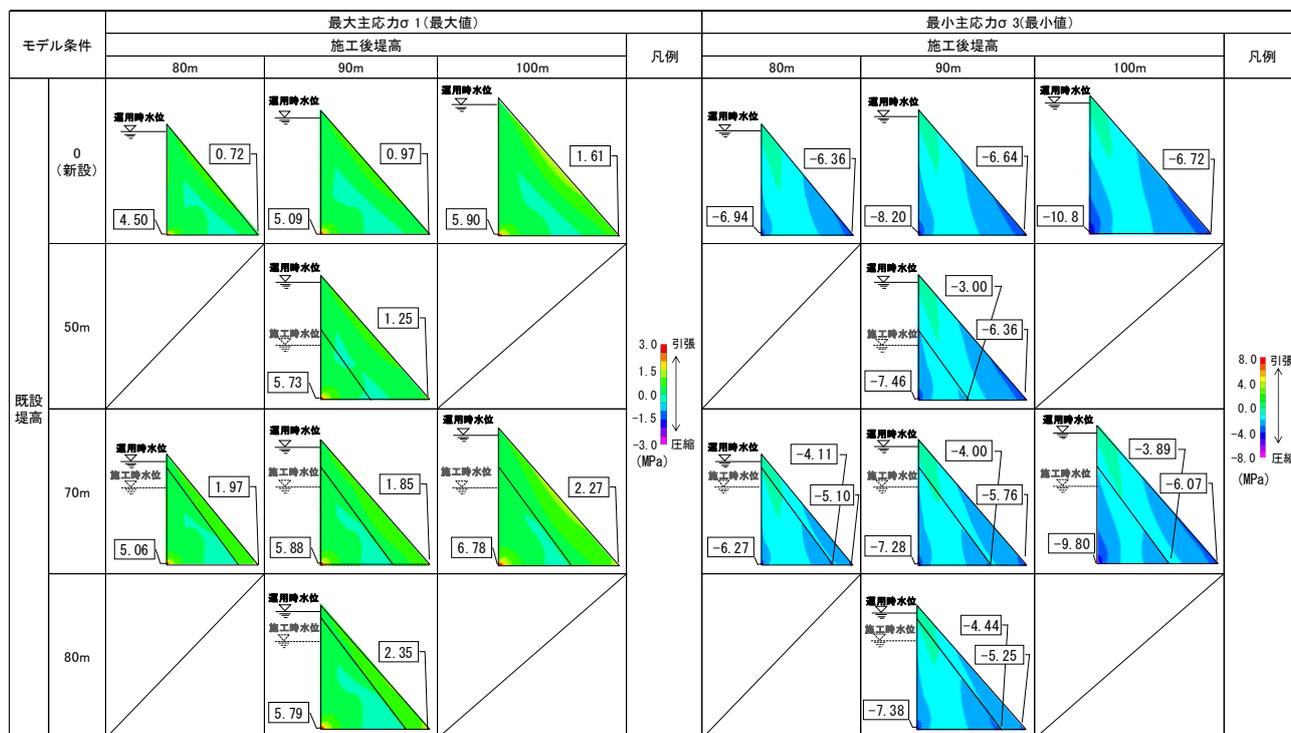
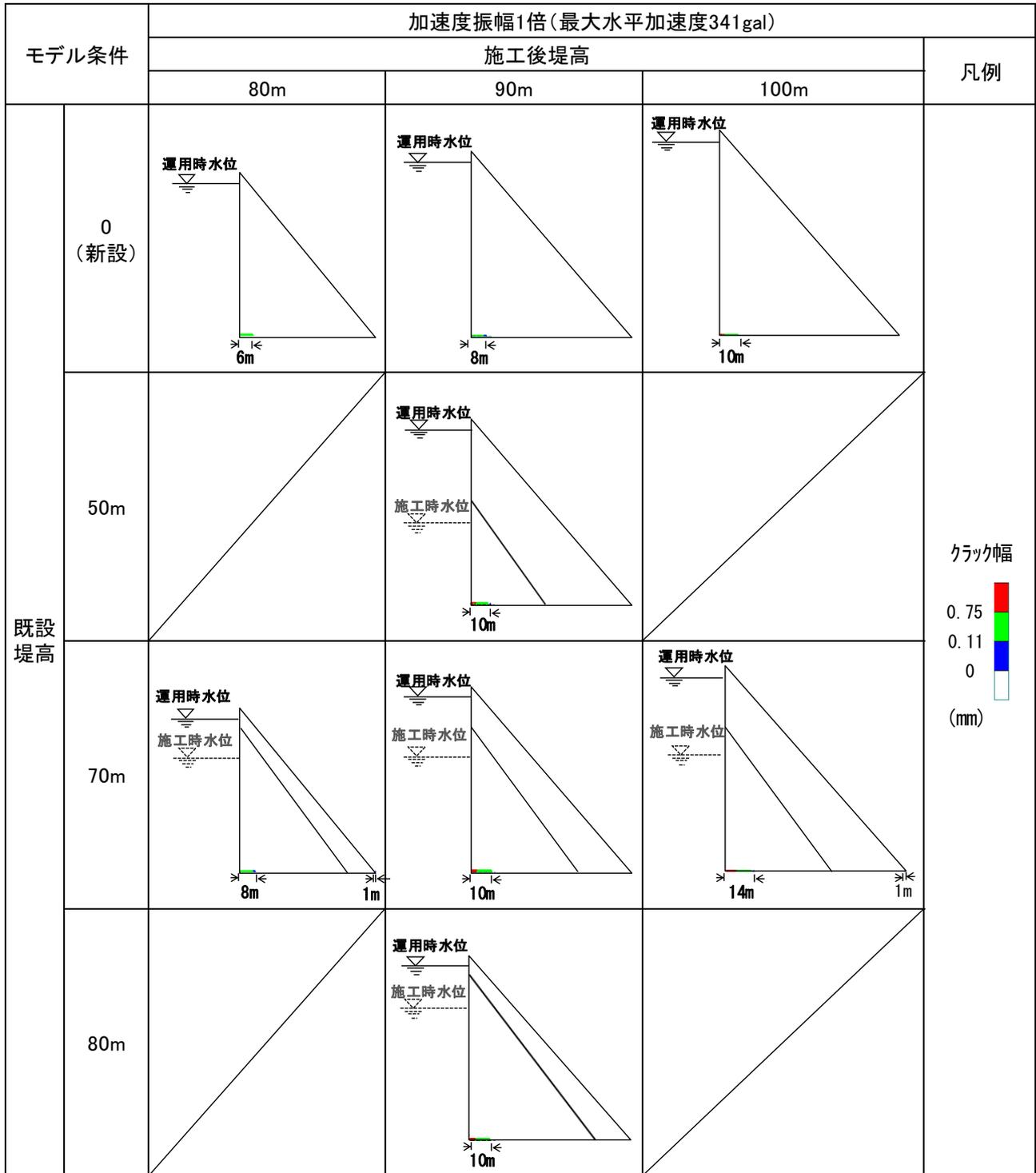


図-6 線形解析による大規模地震時の最大応力分布（入力地震動最大水平加速度 341gal）

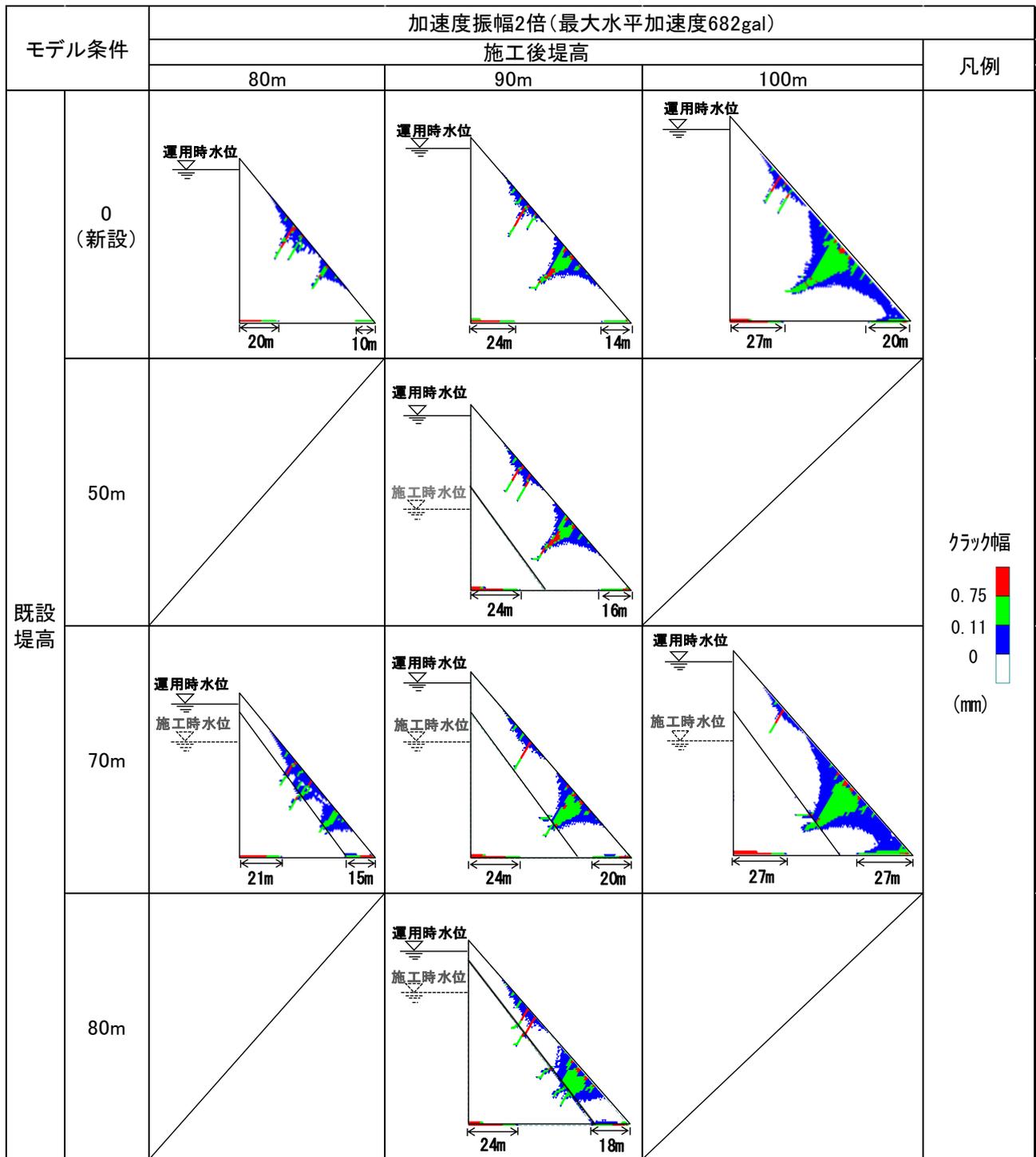
③-7 再開発重力式コンクリートダム の耐震性能照査技術に関する研究

下流端の引張応力が大きくなり、堤体コンクリートの引張軟化による堤敷沿いの亀裂損傷が生じやすいこと、②特に嵩上げ高さが低く、嵩上げ堤体部の厚さが薄いほど下流面からの亀裂が新旧堤体の接合面に達し易くなるが、接合面より既設堤体側内部への進展は生じにくいことがあげられる。このため、嵩

上げ堤体を分断するような亀裂進展が生じても耐震性能として求められるダムの貯水機能を直ちに損なうことにはならないが、設計・施工上十分な配慮がなされていない場合に構造上の弱部となる可能性がある新旧堤体接合面の影響を確認しておくことも必要と考えられる。



(1) 加速度振幅 1 倍 (最大水平加速度 341gal)



(2)加速度振幅 2 倍 (最大水平加速度 682gal)

図-7 非線形解析による大規模時地震時の引張軟化領域 (入力地震動最大水平加速度 341gal、682gal)

2.4 施工時水位の違いによる堤体内応力・大規模地震時の損傷形態への影響

貯水池を運用しながら嵩上げ施工する場合、貯水位は一定とはならず、気象条件や運用状況により変化するが、実際の設計においては、設計上安全側となる施工時水位が高い条件で嵩上げ堤体の断面形状を設計している。この場合、常時の水圧载荷により上流端部に生じる引張応力に対しては安全側の条件となる。前節の検討では、施工時水位は全て既設堤体の8割の高さで一定とし、モデルの嵩上げ後の下流面勾配は同条件から垣谷の式²⁾を用いて、ミドルサイド条件を満足する最小断面となるように設定した。しかし、上下流両方から大きな地震力が作用する大規模地震時では、貯水位が低い場合でも、上下流面両側から引張亀裂が進展し、堤体を分断するようなことが無いことを確認する必要があると考えられる。このため、施工時水位の高さが常時や大規模地震時の応力状態、損傷形態にどのような影響を与えるかについて検討した。

2.4.1 検討方法

既設堤高 $h=70\text{m}$ 、嵩上げ後堤高 $H=90\text{m}$ の解析モデルを用い、施工時水位 0、0.3h、0.6h の条件で前節と同様の常時応力解析及び大規模地震時の解析を実施し、前節で実施した施工時水位 0.8h の条件と比較した。

2.4.2 解析結果

常時の応力解析結果を図-8 に、大規模地震（図-4 に示す入力地震動）時の線形動的解析による応力解析結果を図-9 に示す。上流端に発生する引張

応力は常時及び大規模地震時とも、施工時水位が高いほど大きくなっている。また、施工時水位が高いほど嵩上げ後の下流端に発生する圧縮応力は小さくなっている。大規模地震時には下流端にも引張応力が生じるが、その大きさは施工時水位が高いほど大きくなっている。なお、下流端に発生する圧縮応力はコンクリートの圧縮強度に比べ十分小さいが、上流端部の引張応力はコンクリートの引張強度を超えている。よって、次に大規模地震によるコンクリートの引張軟化による損傷を考慮した非線形動的解析を行った。解析結果を図-10 に示す。

施工時水位と局所の常時・地震時の主応力の最大値（線形解析）、クラック進展深さ（非線形解析）の関係を図-11~13 に示す。常時応力では施工時水位が高いほど上流端の引張応力及び既設堤体下流端の圧縮応力が大きくなる。また施工時水位が高いほど、上流端及び嵩上げ後の下流端の圧縮応力が低下する。施工時水位の変化に対するこれらの変化は、施工時水位が高い範囲において顕著となる。

また、上下流端から生じる亀裂の範囲は、施工時水位が高い方が深くなる。

以上から、堤体コンクリートの引張軟化による損傷に着目する耐震性能照査では、基本的には断面設計時の安定計算と同様に施工時水位を高くとることが安全側の条件となると考えられる。

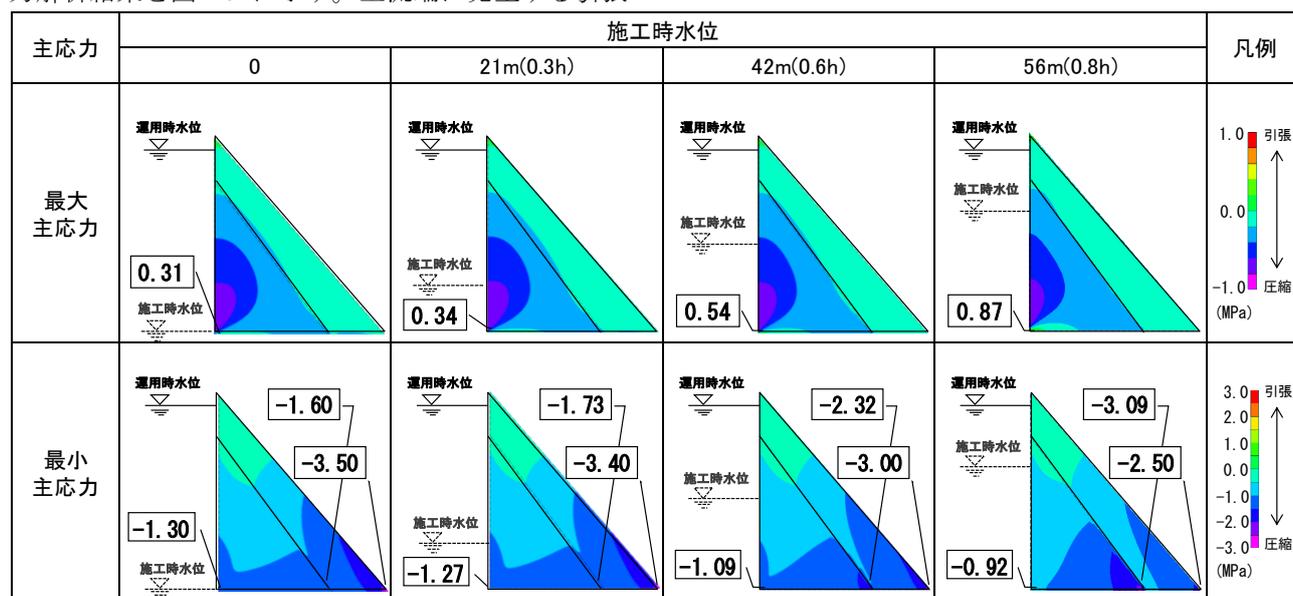


図-8 常時応力の分布（施工時水位の違いによる比較）

③-7 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

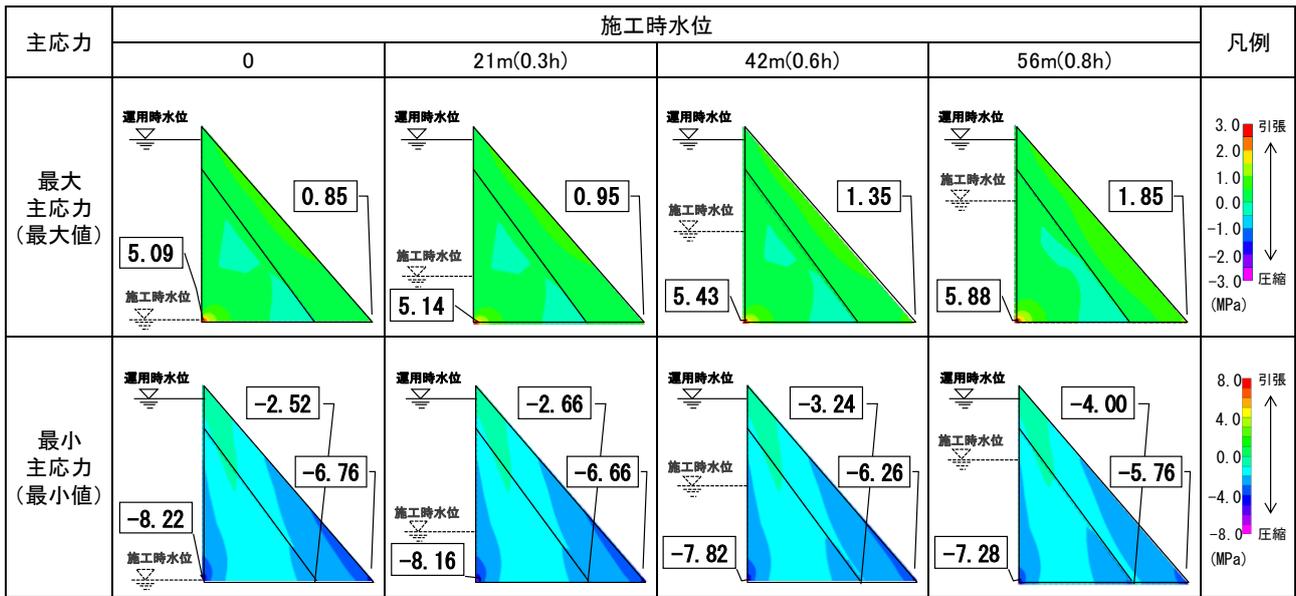


図-9 線形解析による大規模地震時の最大応力分布
(施工時水位の違いによる比較、入力地震動最大水平加速度)

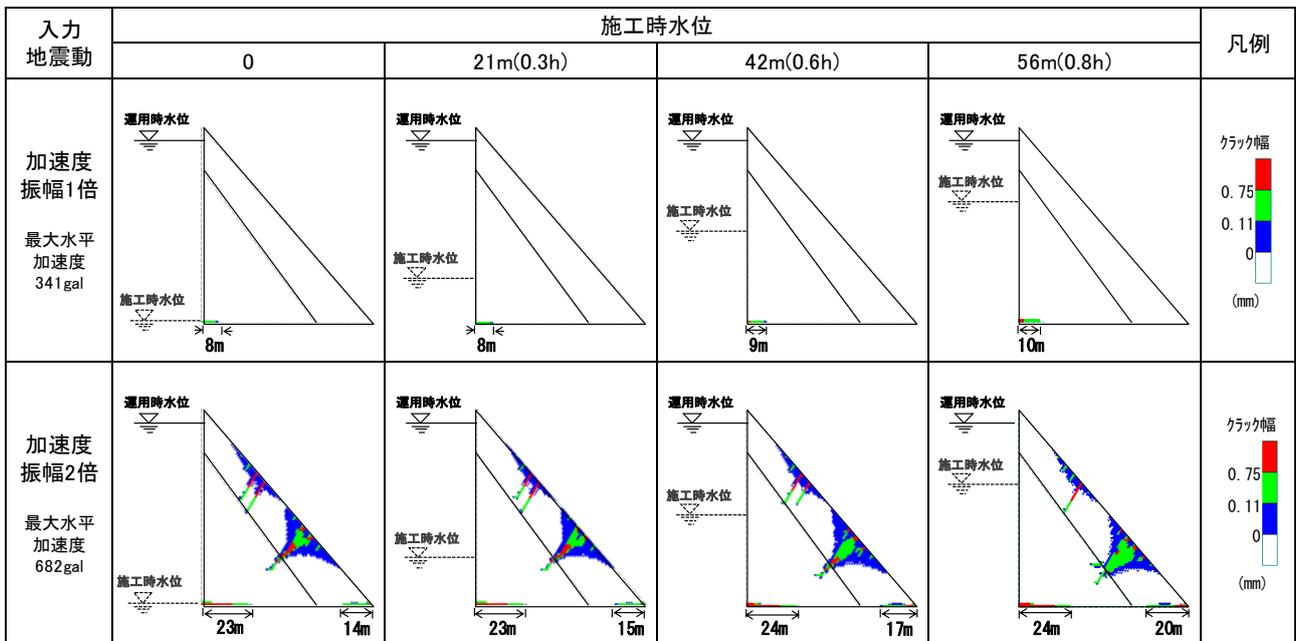


図-10 非線形解析による大規模地震時の引張軟化領域 (施工時水位の違いによる比較)

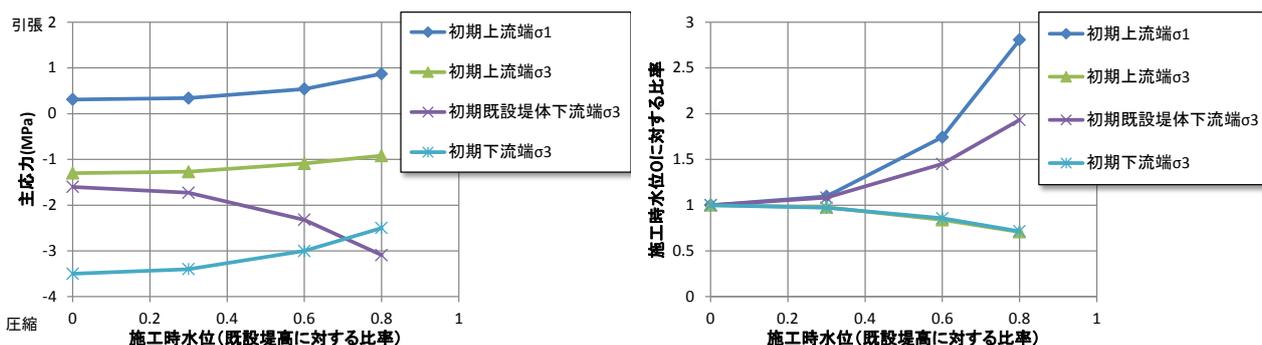


図-11 施工時水位と常時の応力 (左: 主応力、右: 施工時水位 0 のケースに対する比率)

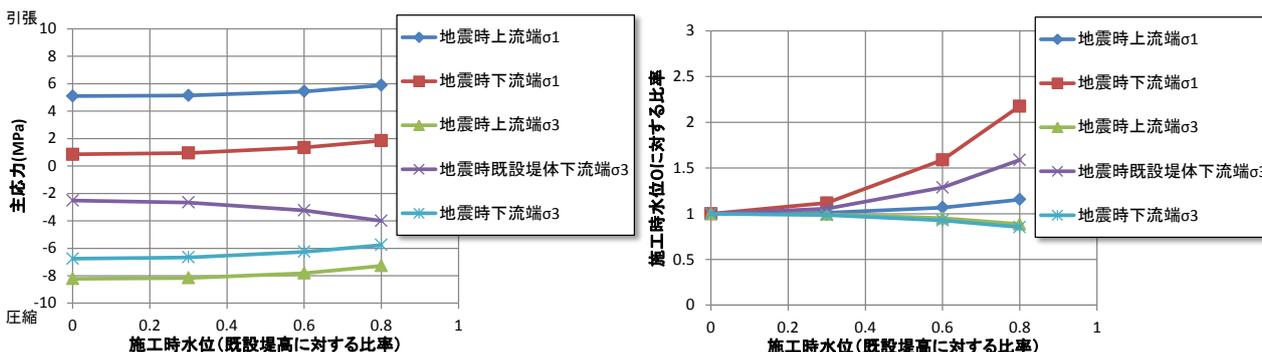


図-12 施工時水位と大規模地震 (最大水平加速度 341gal) 時応力 (左: 主応力、右: 施工時水位 0 のケースに対する比率)

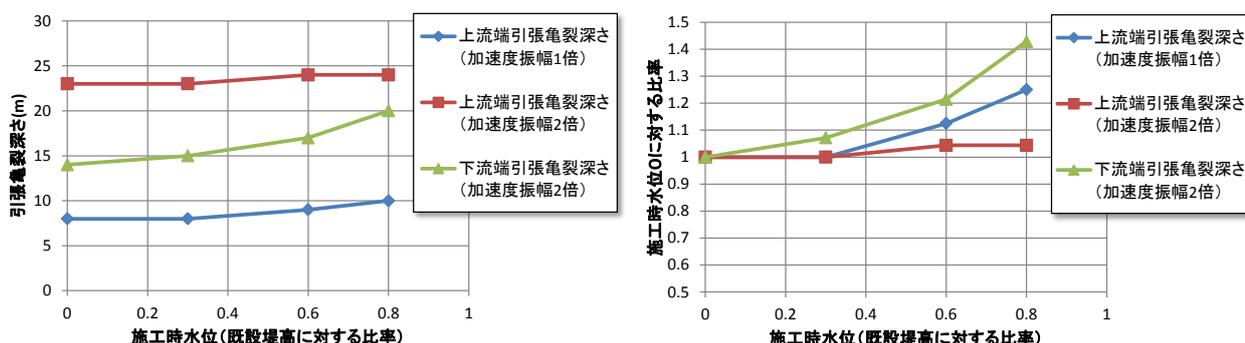


図-13 施工時水位と大規模地震 (最大水平加速度 341gal、682gal) 時の引張亀裂深さ (左: 引張亀裂深さ、右: 施工時水位 0 のケースに対する比率)

2.5 新旧堤体物性値の違いによる堤体内応力・大規模地震時の損傷形態への影響

嵩上げダムでは既設堤体に新たにコンクリートを打設するため、コンクリートの材料や配合条件、材齢などにより新旧堤体の物性が異なる。そこで、嵩上げ堤体が既設堤体と異なる物性となる条件で、常時の応力状態及び大規模地震時の損傷形態に与える影響について把握するため、新設の嵩上げ堤体の物性値 (弾性係数及び引張強度) を変更した条件での解析を実施した。

2.5.1 解析方法・条件

既設堤高 $h=70\text{m}$ 、嵩上げ後堤高 $H=90\text{m}$ の解析モデルについて、嵩上げ堤体の弾性係数を変化させて解

析を実施した。検討ケースを表-5 に示す。なお、堤体コンクリートの引張軟化による過程を考慮した非線形解析においては、引張強度 f_t を弾性係数 E_c の違いに応じて増減させて解析を実施した。破壊エネルギー G_F は式 (1) で $d_{\max}=150\text{mm}$ として設定した。式 (1) 中の圧縮強度 f_{cm} は、基本条件のケース 0 については前節の解析と同様の設定とし、弾性係数を変えた条件ではコンクリート示方書⁷⁾ に示されている圧縮強度と弾性係数の関係を参考として、基本条件 (弾性係数 $25,000\text{N/mm}^2$ のとき圧縮強度 20N/mm^2) から弾性係数の増減に応じて圧縮強度を増減させ、引張強度は圧縮強度との関係式⁸⁾ を参考に、概略値として、圧縮強度の $1/10$ ⁹⁾ とした。表-6 に各モデルの固有

周期を示す。弾性係数を低下させることでやや長周期になることがわかる。

表-5 堤体物性（弾性係数）による影響検討ケース

ケース		弾性係数 E_c (N/mm^2)	引張強度 f_t (N/mm^2)	破壊エネルギー G_F (N/m)
0	既設	25,000	2.0	300
	嵩上げ	25,000 (既設×1)	2.0 (既設×1)	300
1	既設	25,000	2.0	300
	嵩上げ	22,000 (既設×0.88)	1.5 (既設×0.75)	250
2	既設	25,000	2.0	300
	嵩上げ	28,000 (既設×1.12)	2.5 (既設×1.25)	350

表-6 嵩上げ堤体の物性が異なる条件の固有周期

モード	嵩上げ堤体弾性係数 (N/mm^2)		
	22,000	25,000	28,000
1次	0.236	0.229	0.223
2次	0.099	0.097	0.095
3次	0.077	0.076	0.074
4次	0.056	0.054	0.053

2.5.2 検討結果

解析結果から常時の応力状態、大規模地震時の応力（線形動的解析）及び引張軟化による損傷領域（非線形動的解析）について図-14~16に示す。入力地震動は前節と同様に図-4に示す地震動とその加速度振幅を2倍とした地震動である。上流側から堤敷沿いに生じる引張亀裂の進展長は新旧堤体の弾性係数・強度の大小による違いは小さい。加速度振幅2倍のケースに見られる嵩上げ堤体下流面に生じる引張軟化領域は、既設堤体より嵩上げ堤体の弾性係数・強度が小さい場合の方が広くなり、反対に亀裂開口領域については既設堤体より嵩上げ堤体の方が弾性係数・強度が大きい場合の方が明瞭である。これより、前者では下流面において広範囲に微細な亀裂、後者では集中した深い亀裂が生じる可能性がある。

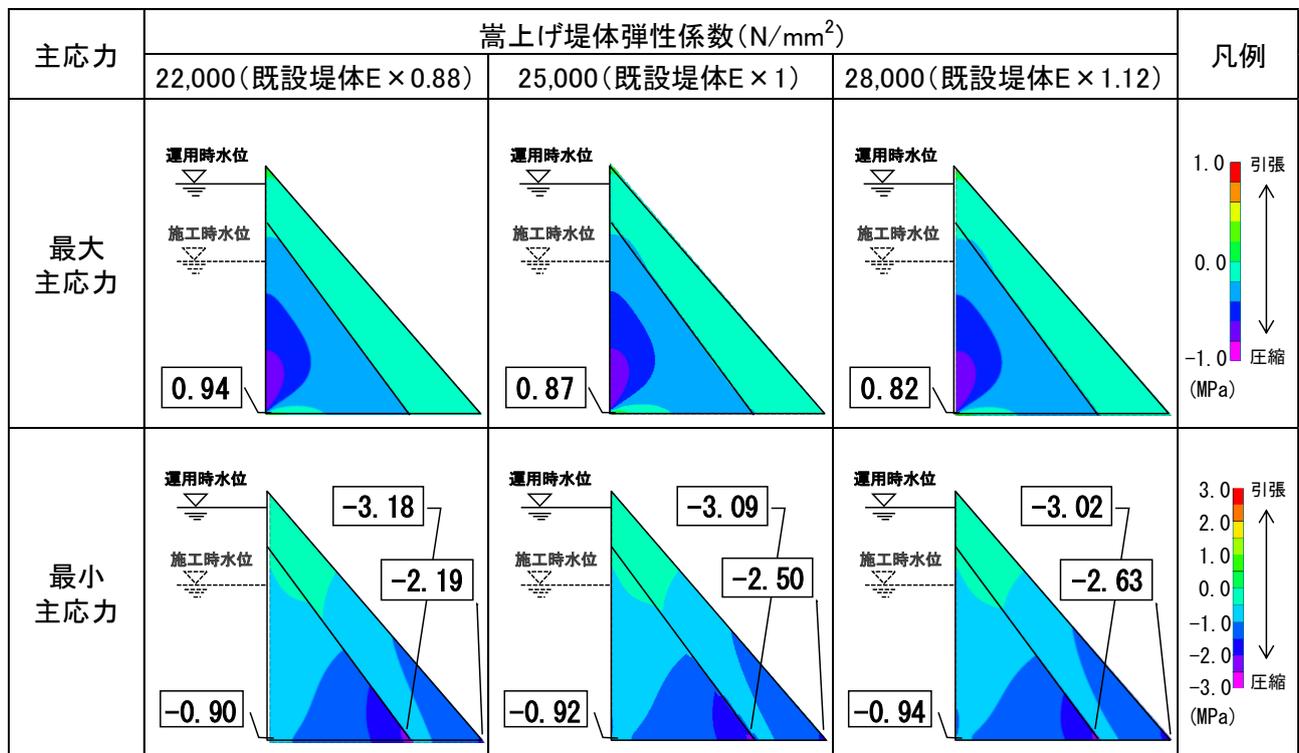


図-14 常時応力分布（新旧堤体物性値の違いによる比較）

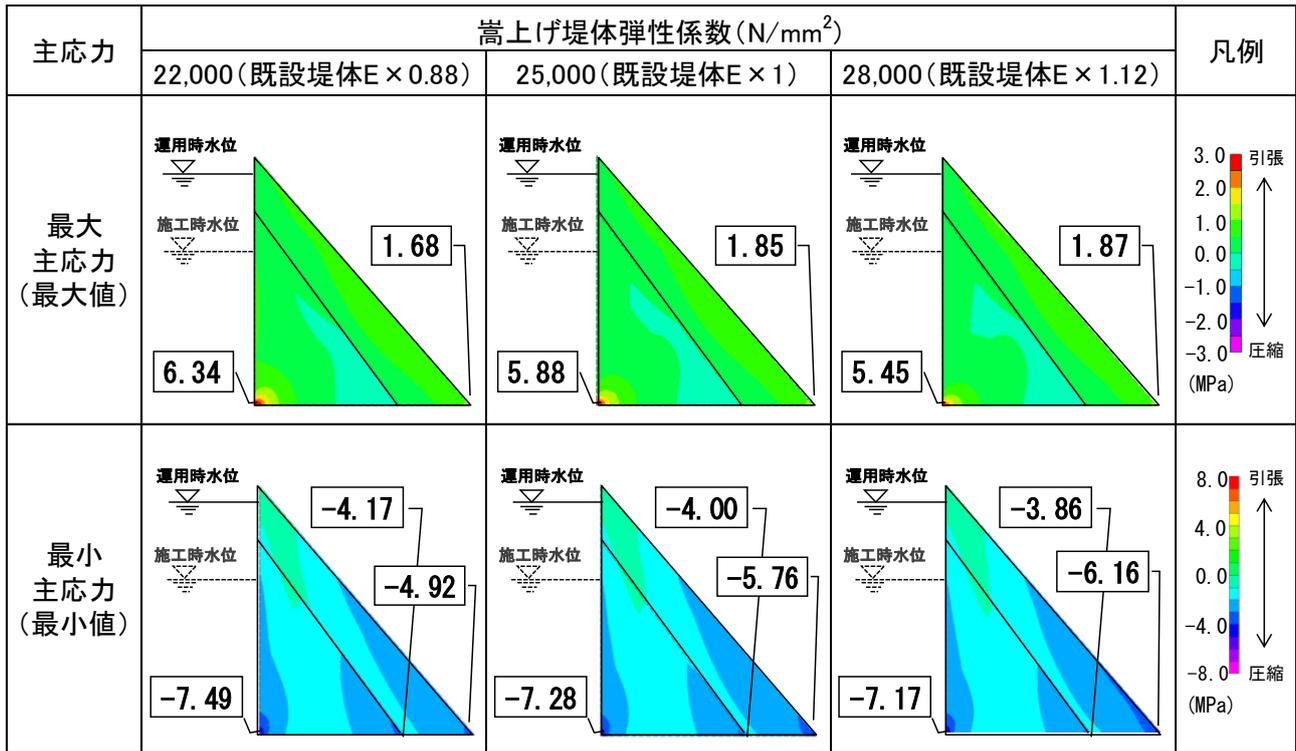


図-15 線形解析による大規模地震時の堤体内応力
(新旧堤体物性値の違いによる比較、入力地震動最大水平加速度 341gal)

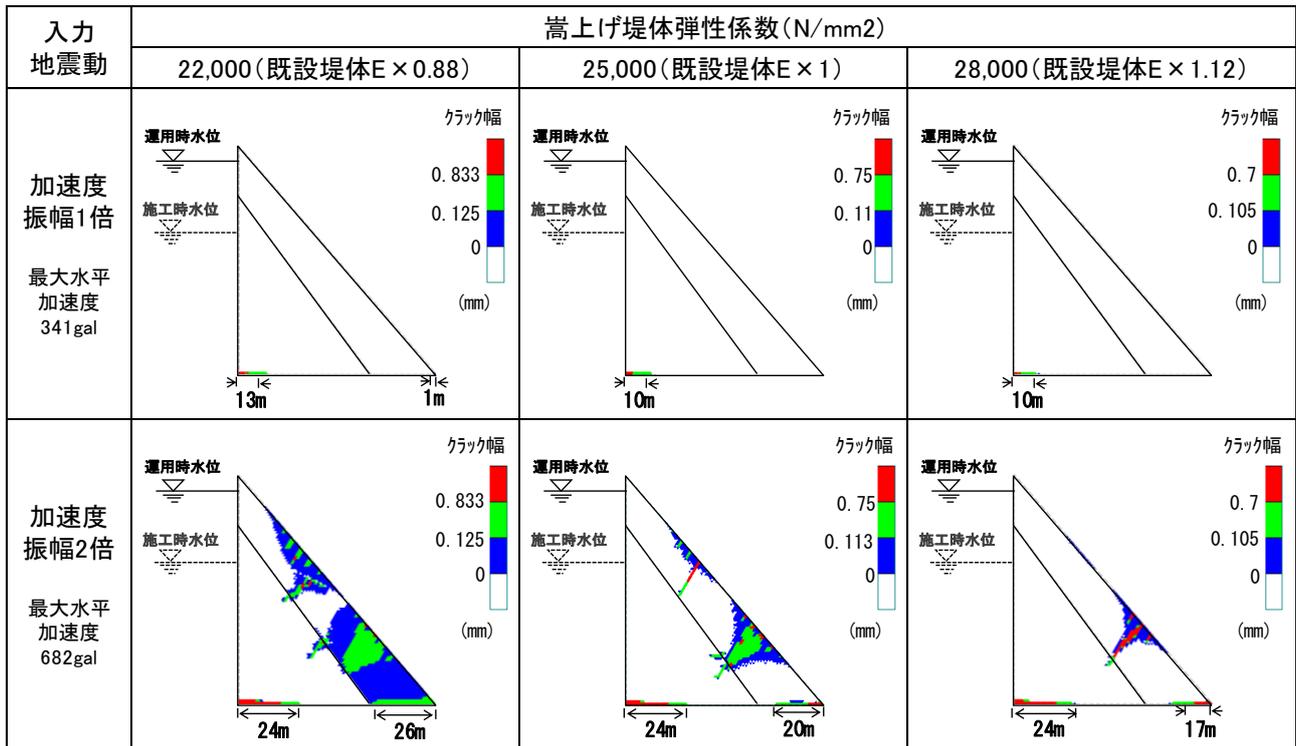


図-16 非線形解析による大規模地震時の引張軟化領域 (新旧堤体物性値の違いによる比較)

2.6 嵩上げダムに生じる温度応力の常時応力及び大規模地震時応力への影響

前節までの検討は、嵩上げコンクリートのセメントの水和反応に伴う発熱やその後の温度降下過程及び外気温、水温の季節変動に伴って生じる温度応力の影響は考慮していなかった。しかし、嵩上げダムでの実測データ分析により、その挙動は貯水位の他、特に温度変化（季節変動）による影響を受ける可能性が大きいと考えられる。嵩上げ堤体コンクリートの水和反応による発熱や、その後の温度降下過程に伴うひずみが、堤体の常時の応力状態に影響を与える可能性がある。そこで、嵩上げダムを詳細に把握するため、温度応力解析を実施した。

2.6.1 解析方法・条件

解析モデルは、前節までの検討と同じ既設堤高 $h=70\text{m}$ 、嵩上げ後堤高 $H=90\text{m}$ のモデルを使用した。温度の条件については、積雪寒冷地のダム地点での外気温データ、及びダム貯水池の貯水温計測データを参考に設定した。解析条件を図-17～20、表-7 に示す。

また、ここでは以下①～⑤について簡素化した条件として計算した。

- ①気温は日変動を考慮せず、日平均値を用い、近似したサインカーブで設定した。
- ②施工時水位、嵩上げ後の運用水位及び施工終了後の水位上昇時における水位上昇速度はそれぞれ一定とした。
- ③施工終了時の水位上昇は試験湛水の実施（サーチャージ水位までの上昇）を考慮せず、嵩上げ後の常時満水位（堤高 $H-5\text{m}$ ）までとした。
- ④堤体打上がり速度は一定速度とした（冬期は休工）。
- ⑤実際の施工では、温度応力によるひび割れを避けるため、断熱効果を高めるための養生マット（断熱材）や夏期のクーリングや冬期のウォーミングにより温度変化を小さくするための対策が講じられるが、ここでは温度応力の影響を明確化するため、無対策の施工条件とした。

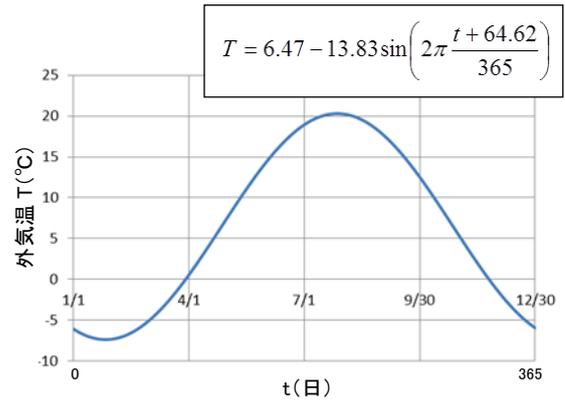


図-17 外気温条件

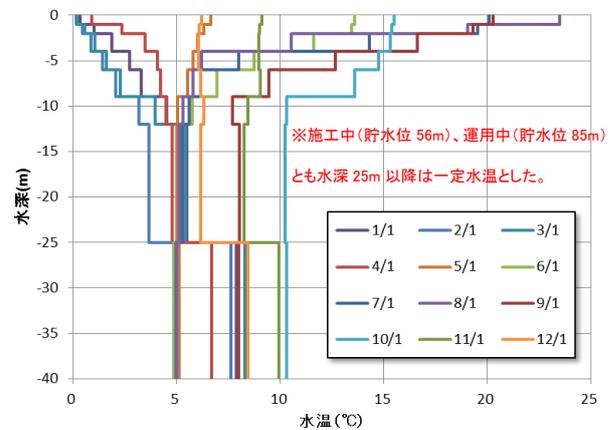


図-18 貯水温条件

※図では解析入力値の内、各月 1 日の分布を示しているが、解析では毎日のデータを使用している。

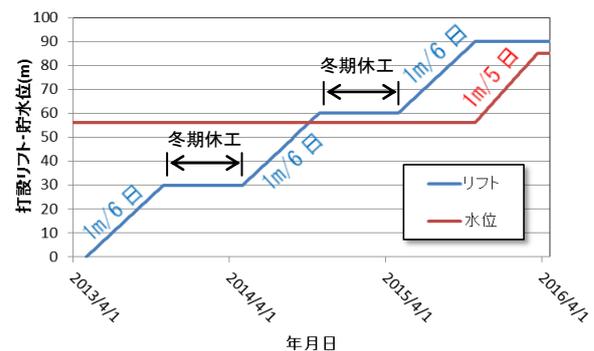


図-19 リフトスケジュール及び貯水位

表-7 物性値

物性値	コンクリート	岩盤
熱伝導率 (W/m・℃)	2.3	2.3
熱拡散率 (×10 ⁻⁶ m ² /s)	0.73	0.73
密度 (kg/m ³)	2,300	2,300
弾性係数 (N/mm ²)	25,000 (2), (3)式による*)	25,000
比熱 (kJ/kg・℃)	1.2	1.2
ポアソン比	0.2	0.3
線膨張係数 (μ/℃)	8	8

※なお、嵩上げ堤体コンクリートの弾性係数は次式¹⁰⁾により算出した値 (図-20)。

$$E(t) = \Phi(t) \times 4.7 \times 10^3 \sqrt{f'c(t)} \quad \dots (2)^{10)}$$

$$f'c(t) = \frac{t}{a+bt} \times d(i) \times f'ck \quad \dots (3)^{10)}$$

ここで、

$E(t)$: 材齢 t における弾性係数 (N/mm²)

$\Phi(t)$: 補正係数 (材齢 3 日まで 0.73、材齢 5 日以降 1.0、材齢 3 日～5 日まで線形補間)

$f'c(t)$: 材齢 t における圧縮強度 (N/mm²)

t : 材齢 (日)

a, b : セメントの種類による定数 (※検討の参考として嵩上げ計画ダムでの強度試験結果に基づき、 $a=23.7, b=0.77$ とした。)

i : 設計基準強度に対する基準材齢

$d(i)$: 材齢 28 日強度に対する材齢 91 日強度の増加率、基準材齢が 91 日なら「1」

$f'ck$: 設計基準強度。本検討では 20N/mm² とした。

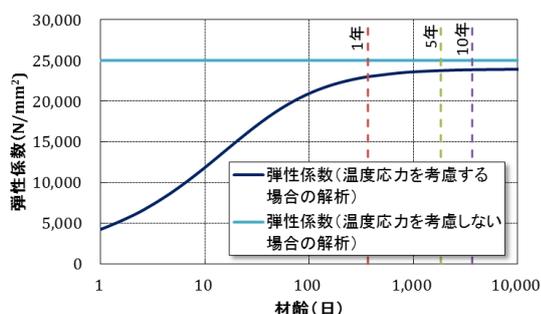


図-20 嵩上げ堤体コンクリートの材齢と弾性係数の関係

2.6.2 解析結果と実測データの比較

解析結果から、実際の嵩上げダムでの実測データ (施工時の鉛直応力、施工時及び運用時の継ぎ目 (新旧堤体接合部) の変位) との対応について整理した。実際の嵩上げダムでの埋設計器 (応力計、継ぎ目変位計) 位置及び実測データを、解析モデルからの計算結果抽出位置及び解析結果データと比較して図-21 に示す。

(1) 施工時の嵩上げ堤体堤敷及び新旧堤体接合面低標高部での鉛直応力

実測データでは、嵩上げ堤体の打ち上がりに伴い鉛直応力が上昇するほか、冬期休工期間においても応力の増加が確認された。これは、嵩上げ堤体のコンクリートの硬化による影響が考えられる。

解析では、まず新旧堤体接合面から嵩上げ堤体堤敷内部 (■②～④の位置) について見ると、実測データに比べ、打ち上がりに伴う鉛直応力の増加は小さく、コンクリートの引張強度に比べて十分小さいものの、打ち上がり初期は新旧堤体接合面内 (■④の位置) でわずかに引張応力が生じている。これは、解析モデルの方が実測のダムに比べて、既設堤体に対する嵩上げ堤体が小さく、嵩上げ堤体堤敷への応力伝達が小さくなるためと考えられる。しかし、冬期の休工期間中に鉛直応力が増加する傾向は実測データと共通している。なお、解析では下流端部 (■①の位置) での鉛直応力が大きく変動し、夏期は圧縮応力が大きくなり、冬期 (休工中) に引張応力が生じている。実測データでは直接比較できる同様の条件の位置でのデータが無いが、夏期は外気温上昇によりコンクリートが膨張し、基礎岩盤との間に圧縮力が、冬期 (休工中) は逆にコンクリートの収縮に伴う引張力が働いたためと考えられる。

なお、解析条件 (堤体と基礎岩盤の弾性係数が同程度) では、下流端での夏期の鉛直応力 (圧縮応力) はコンクリートの圧縮強度に対して十分に小さい。一方、冬期に生じる引張応力は、コンクリートの引張強度を超えないがやや大きな値となっている。

(2) 新旧堤体接合面の変位

実測データでは、上流面に近い高標高部の新旧堤体接合面でも外気温の変化による変動 (冬期に開き、夏期に閉じる傾向) が確認されている。しかし、それ以外の箇所ではほとんど変化が無い。なお、中標高部 (J7) で、1994 年頃以降ではやや挙動が変化し、堤体上流面と類似した季節変動のような挙動が確認された。

解析では、接合面の変化ではなく接合面に垂直な方向の応力の変動を図示しているが、上流面に近い高標高部の継ぎ目は冬期に開きやすくなる（鉛直方向の圧縮ひずみが低減する）傾向が確認できた。

以上、実測データと解析モデルで数値の大小に違いはあるが、挙動としては近い傾向が確認された。

2.6.3 温度応力を考慮した大規模地震時の堤体内応力状態

次に、施工後（水位上昇後）1年目、5年目、10年目の気温最低日（1/27）における常時応力分布（図-22）及び大規模地震時による動的応力を合成した地震時最大応力の分布（図-23）を求めた。両

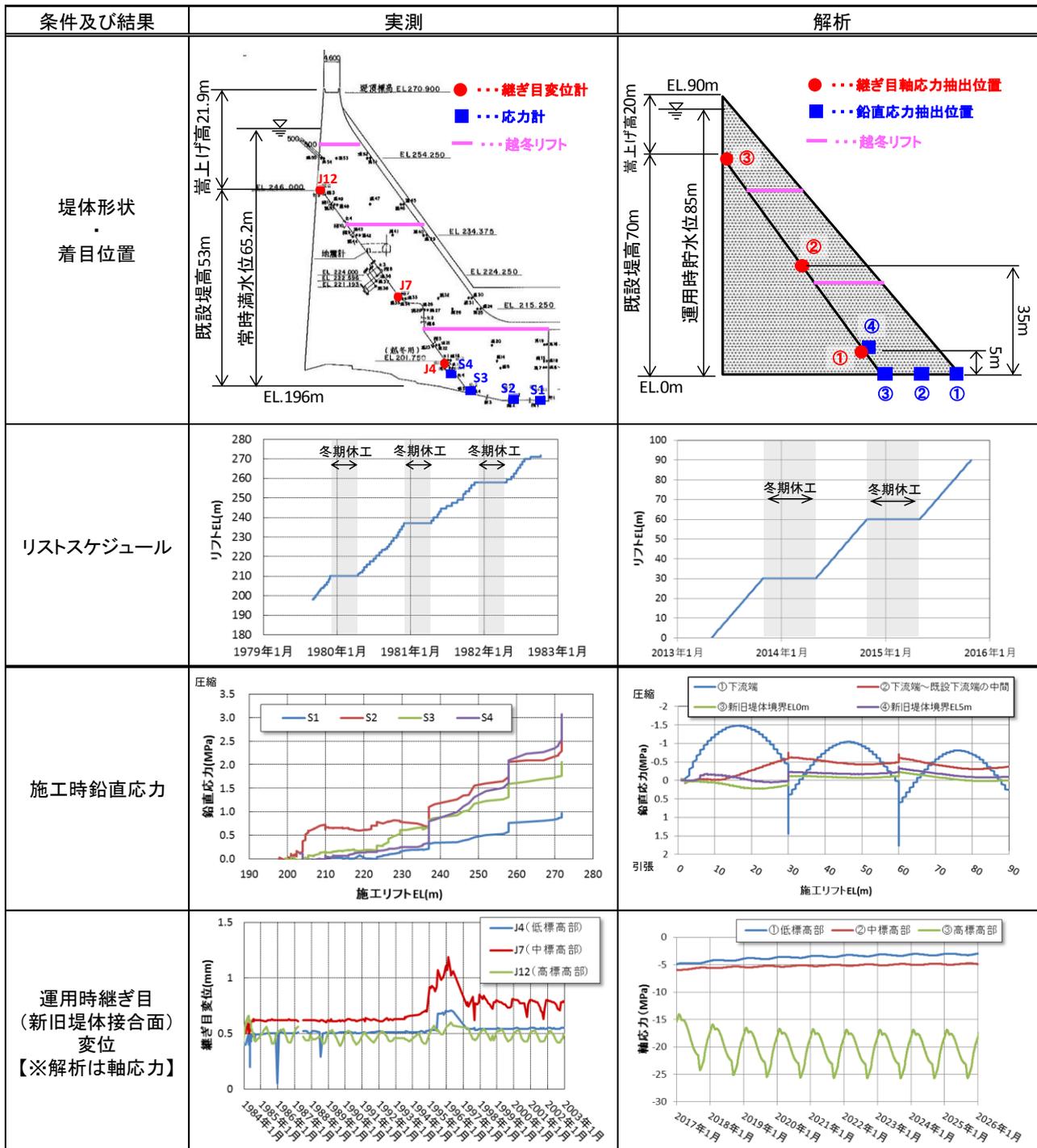


図-21 実測データと温度応力解析による条件及び結果の比較

図とも、温度応力を考慮しない場合の結果を参考として右側に示している。地震応答解析には前述した図-4 の地震動を使用した。なお、嵩上げ堤体の弾性係数については材齢で変化する（図-20 参照）ため、厳密には動的応力の算出時も地震時の材齢に応じた弾性係数を考慮すべきであるが、ここでは常時応力として温度応力を考慮した場合の影響を把握するため、動的応力の算出に用いる弾性係数は一定（25,000N/mm²）とした。嵩上げ後1年以上経過すれば両者の差は小さい（図-20）。

まず、常時応力（図-22）の引張応力は温度応力を考慮しない場合と同様に上流端（局所）に生じる

他、新堤体下流端、下流面の越冬リフト面付近及び堤体内部の新旧堤体接合部付近に生じることがわかる。このうち下流面越冬リフト面付近の引張応力は、時間が経過すると低減するが、新旧堤体接合面付近の引張応力は長期にわたり残留することがわかる。また、温度応力を考慮した場合、下流端の圧縮応力は温度応力を考慮した条件の方が小さくなるが、かわりに新旧堤体接合面の既設堤体側の圧縮応力が大きくなり、同時に既設堤体の上流端の引張応力も大きくなっている。これらは、嵩上げ堤体コンクリートの施工時の発熱とその後の温度降下に伴う収縮の影響を受けたものと考えられる。なお、既設堤体内

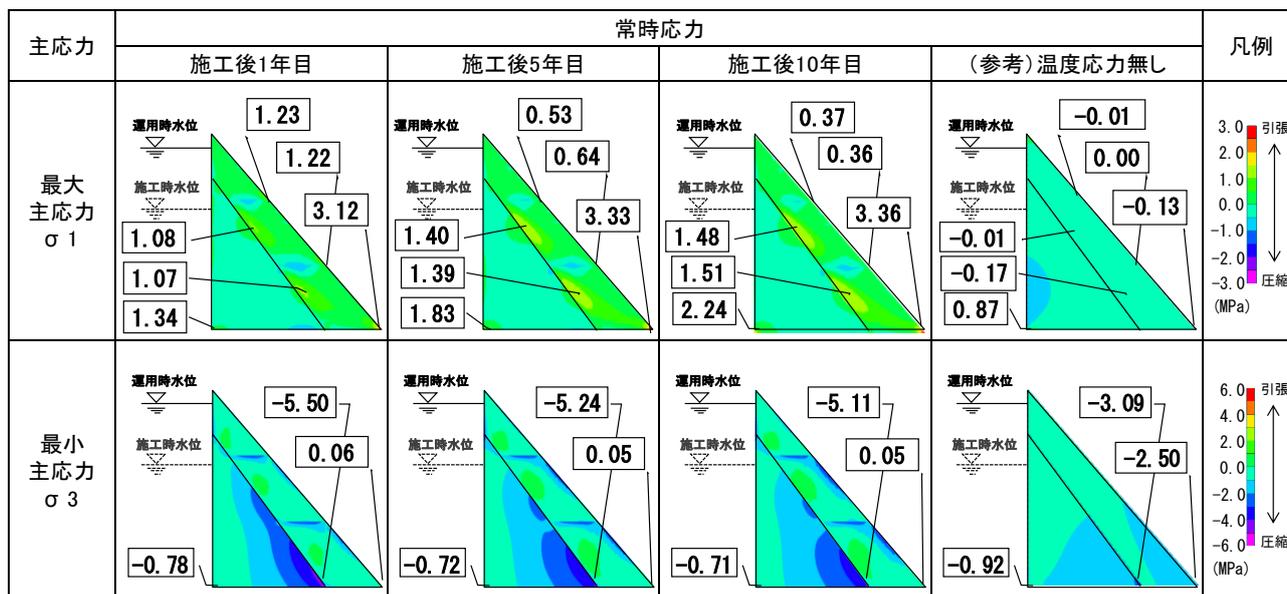


図-22 温度応力を考慮した場合の常時応力（嵩上げダム）

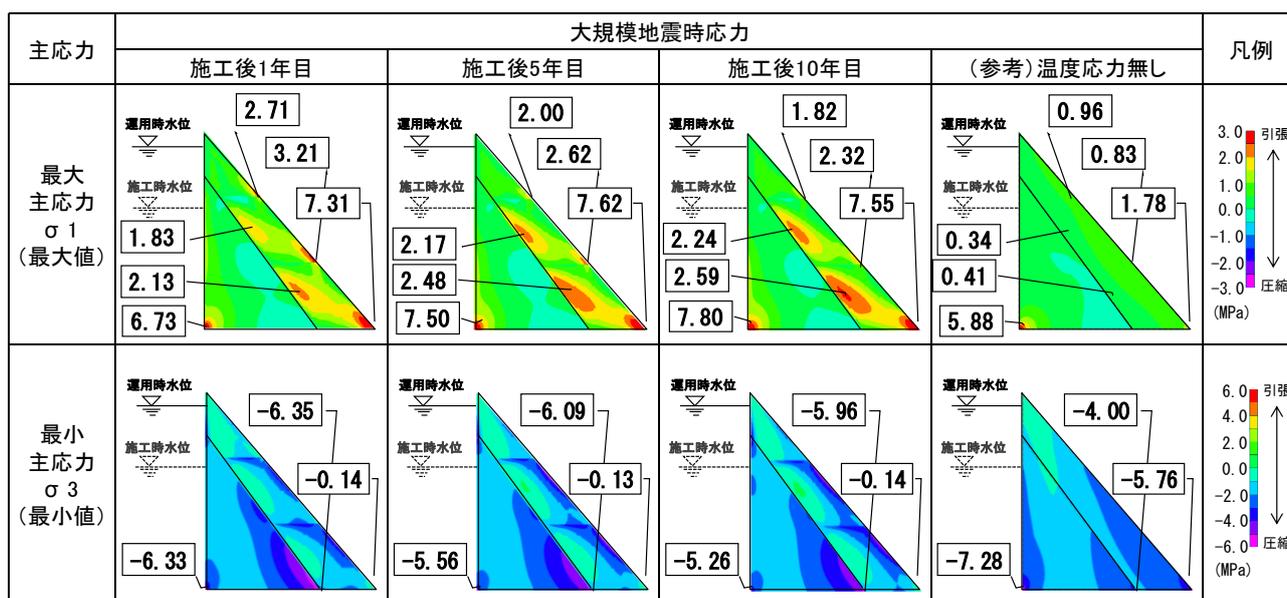


図-23 温度応力を考慮した場合の線形動的解析による大規模地震時応力（嵩上げダム）

の圧縮応力は、温度応力を考慮しても堤体コンクリートの圧縮強度に対し、十分に小さいが、上流端の引張応力は堤体コンクリートの引張強度程度の大きさになっている。

大規模地震時（図-23）の応力については、上流端の引張応力については温度応力を考慮した方が局所の応力が大きくなり、常時応力での温度応力の影響を反映したものと考えられる。また、下流面については、下流端の他に越冬リフト付近で堤体コンクリートの引張強度を超える引張応力が生じており、亀裂の発生が想定される。また、新旧堤体接合面付近でも引張応力が大きくなっている。このため、無対策の場合、新旧堤体接合部沿い、あるいは下流面から越冬リフト面沿いに嵩上げ堤体内部への引張亀裂が生じる可能性がある。温度変化の抑制や、新旧堤体の一体化を確実なものとする対策が必要である。圧縮応力については、既設堤体下流端の応力が最大となるが、その値は堤体コンクリートの強度に対しては十分に小さい。

また、比較のため同様の条件で新設のダムを打設した場合の解析結果を図-24、25に示す。リフトスケジュールについても嵩上げダムと同様に、高さ方向一定速度での施工を仮定している。新設のダムの

場合、温度応力により温度降下による内部拘束が大きい1年目の夏期の打設部で引張応力が生じるが、大規模地震時の引張応力に着目すると、このうち上下流端付近の応力に注意すべきことがわかる。越冬リフト面付近の下流面での引張応力は時間の経過に伴い嵩上げダムよりも早く低下し、温度応力を考慮しない解析結果との違いが小さくなることがわかる。

以上の温度応力を考慮した解析結果から、嵩上げダムの大規模地震に対する耐震性能照査においては、温度応力を考慮した場合、新設ダムと異なる点として、堤体内応力分布における以下の点に注意が必要と考えられる。

- ①新旧堤体接合面付近の嵩上げ堤体側の引張応力
- ②嵩上げ堤体下流面の下流端及び越冬リフト面付近の引張応力
- ③既設堤体上流端の引張応力

この内、新設ダムでも留意すべき③については、温度応力を考慮しない場合との違いはあまり大きくないが、嵩上げダム特有の①、②については温度応力を考慮しない場合との違いが大きいため、嵩上げダムの耐震性能照査では、新設ダムに比べて温度応力の影響も考慮して常時応力の評価をしておく必要性が高いと考えられる。

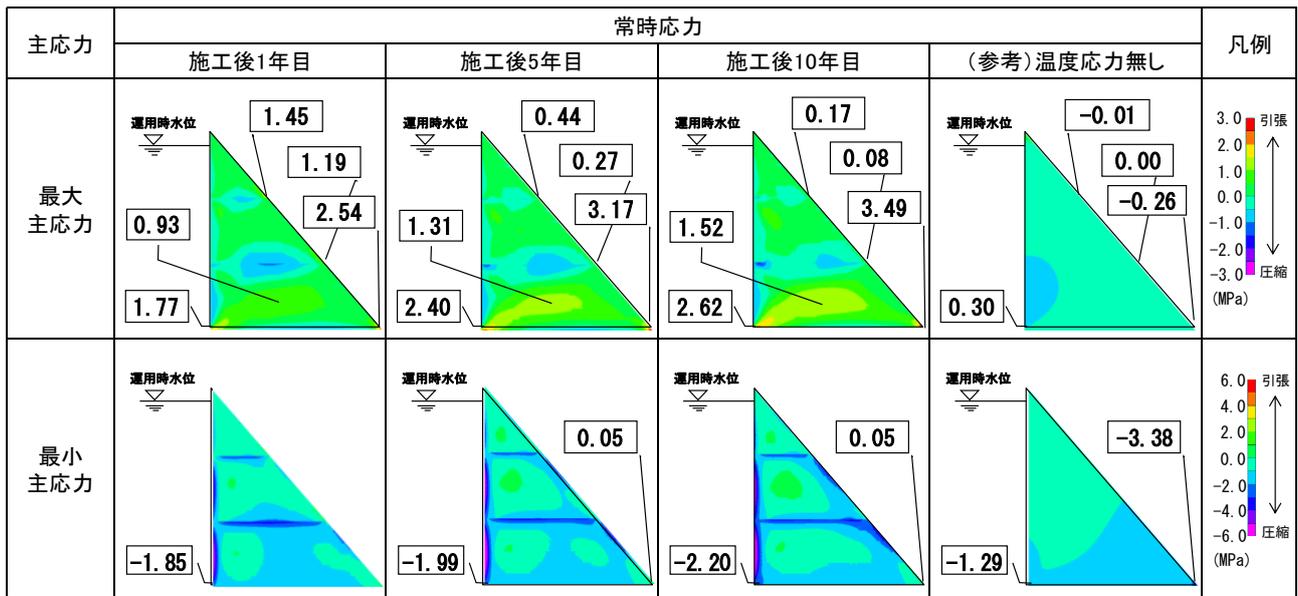


図-24 温度応力を考慮した場合の常時応力 (新設ダム)

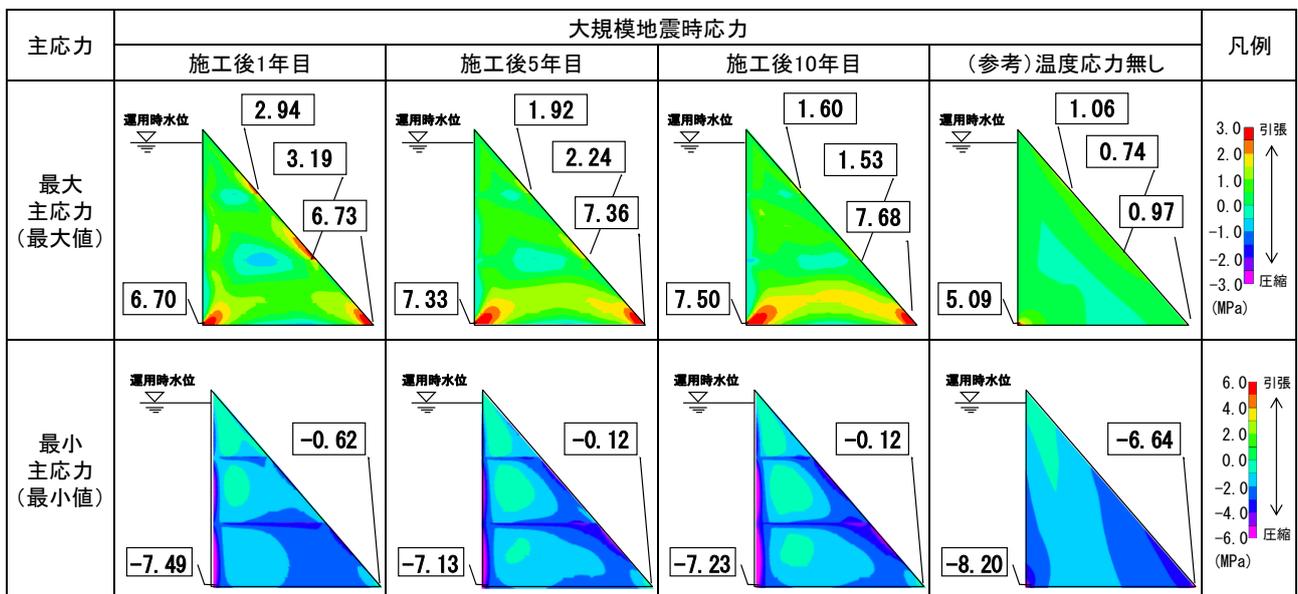


図-25 温度応力を考慮した場合の線形動的解析による大規模地震時応力 (新設ダム)

3. 放流管削孔ダムの応力解析と損傷形態の推定

3.1 目的

重力式コンクリートダム堤体の上下流面間を貫通する削孔を行って放流設備を増設するダム（以下、「削孔ダム」という。）を対象に、大規模地震時の挙動を明らかにするための応力解析を実施した。また、コンクリートの引張亀裂による放流管周りの損傷形態を把握するための解析を実施した。

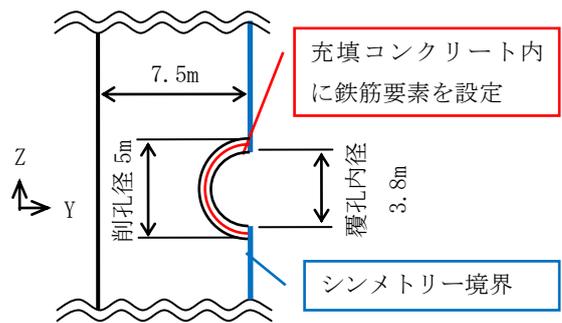
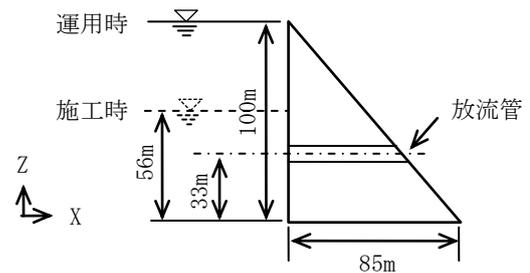
なお、本検討では以下の(1)～(3)について着目して解析を実施した。

- (1) 放流管の有無、削孔ダムと新設ダムの堤体内応力
- (2) 実ダムでの試験削孔時の挙動計測データと解析モデルでの挙動の比較
- (3) 大規模地震時の放流管周辺部の損傷形態及び鉄筋による損傷の低減効果

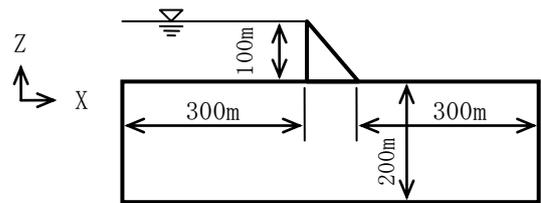
3.2 解析に用いた3次元有限要素モデル

解析モデルの形状及び要素分割を図-26及び図-27に示す。再開発（削孔）ダムでは、設置する放流管の内径よりやや大きな径で削孔の上、鉄筋を設置し、コンクリートで覆工することとなる。削孔ダムのモデルにおける放流管の削孔径及び覆工後の内径は、実ダムでの実績を参考に設定した。新設ダムモデルでは、削孔ダムでの施工後の内径と同一内径の放流管をモデル化した。解析において、基本とする物性値を表-8に示す。解析モデルは堤体1ブロックを抽出し、ブロック中央にシンメトリー境界を設定して半断面のみモデル化することで計算を効率化した。実際の施工においては、放流管周りには鉄筋をロード要素でモデル化し、従来の設計手法（新設ダムに同じ放流管径の空洞を設けた場合に発生する引張力を全て鉄筋が受け持つ条件）に基づき設定した必要鉄筋量を、放流管全長に配置した。その際、設計震度

は $k=0.15$ とした。解析モデルは上下流面に近い要素の大きさを小さくしたため、各ロード要素の断面積が異なるが、単位長さ（上下流方向）当たりの総断面積は一定となるようにモデルに反映した（図-28参照）。なお、放流管（管胴）についてはモデルに反映していない。解析モデルの外側の境界条件は、ダム軸方向(Y方向)への変形について、堤体は自由とし、岩盤は固定とした。岩盤の上下流方向(X)及び底面は、静的解析時は固定境界とし、動的解析では仮想仕事の原理に基づく粘性境界とした。



(1) 堤体（1ブロックの1/2モデル）



(2) 全体（堤体、基礎岩盤、貯水池）

図-26 モデル形状

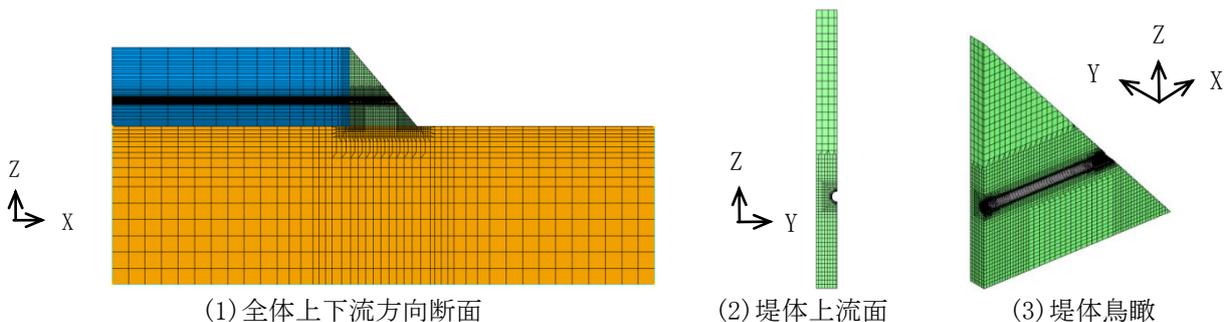


図-27 解析モデル要素分割

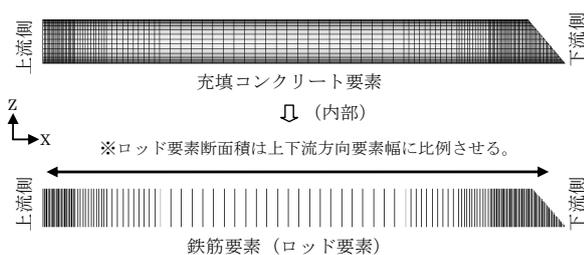


図-28 充填コンクリート及び鉄筋モデル

表-8 物性値

モデル	密度 (kg/m ³)	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比
堤体コンクリート	2,300	25,000	0.2
充填コンクリート	2,300	25,000	0.2
岩盤	2,300	25,000	0.3
鉄筋	-	200,000	0.3

動的解析（時刻歴応答解析）における減衰はレイリー減衰を用い、各ケースでの振動モードに対する固有周期、有効質量比から、支配的と考えられる振動モード（堤体は1次（上下流方向で支配的）と3次（鉛直方向で支配的）、岩盤は1次（上下流方向で支配的）と6次（鉛直方向で支配的））の固有周期で減衰定数が堤体は10%、岩盤は5%となるように、質量マトリクス及び剛性マトリクスの係数を設定した。大規模地震時の解析に用いる入力地震動は、嵩上げダムの解析と同じ図-4に示す地震動（水平最大加速度341gal）を用いた。

3.3 放流管の有無による常時応力、地震応答特性の違い

ダム堤体に放流管がある場合の、常時の応力、大規模地震時の応力について放流管が無いブロックとの違いを把握するため、放流管を有するブロックの3次元モデルと放流管が無いブロックの2次元解析モデルにより解析を実施し、比較検討した。

3.3.1 検討方法

放流管を有するモデルは3次元FEM解析、放流管の無いモデルについては簡易的に2次元FEM解析を実施した。3次元解析モデルは前述したモデルであり、2次元モデルも同じ断面形状である。

これらのモデルを使用し、放流管を有するモデル（既設ダムを削孔して放流管を増設する場合、新設ダムで同規模の放流管を設置する場合）、放流管の無いモデルについてそれぞれ固有周期、常時の応力解析、線形解析による大規模地震時の応力解析を実施した。

なお、モデルの形状は同じだが、要素の大きさは2次元モデルの方がやや小さいため、局所の応力が大きくなる点について留意する（図-29参照）。

3.3.2 検討結果

放流管の有無による堤体の固有周期について比較した。解析結果を表-9に示す。堤体内に放流管（空洞）があること、3次元解析ではダム軸方向への変形を拘束しない条件としたことから、堤体の固有周期はやや長くなるが、その違いは小さく、実ダムでの放流管増設（削孔）の実績を想定した本解析の条件では、基本的に放流管の有無によって隣接ブロッ

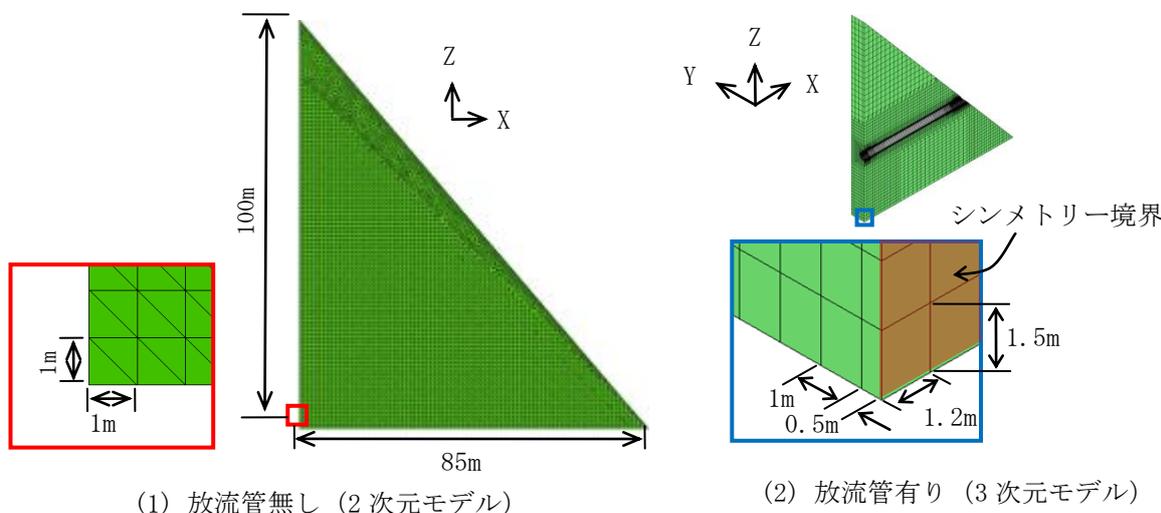


図-29 解析モデルの要素分割（堤体）

ク間との地震時応答の違いによる相互作用の影響を考慮する必要はないと考えられる。

表-9 放流管有無による堤体固有周期

モード	放流管有り (3次元)	放流管無し (2次元)
1次	0.2734	0.2706
2次	0.1115	0.1118
3次	0.0857	0.0847
4次	0.0623	0.0628

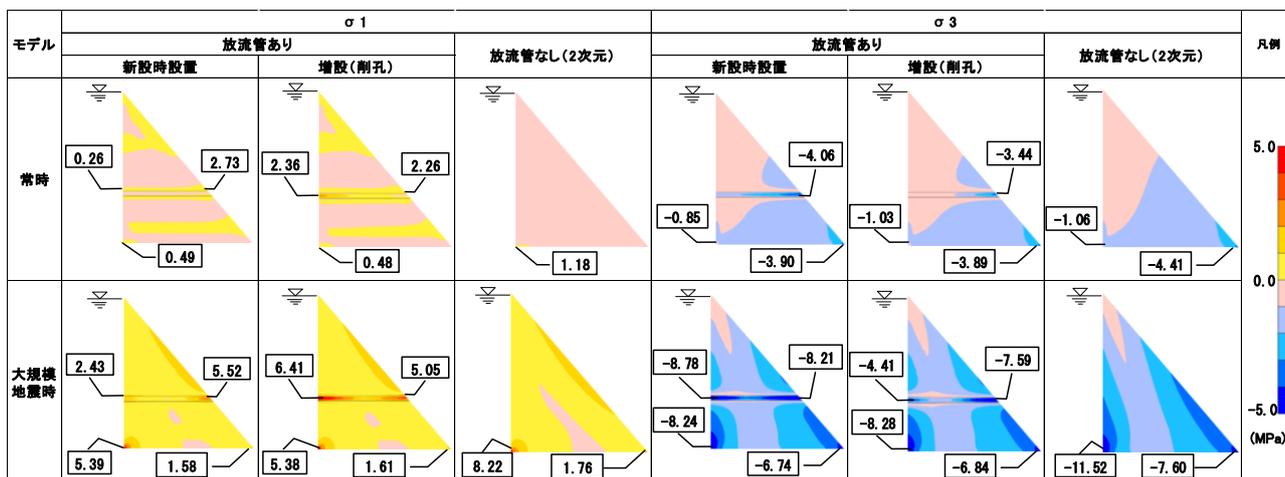
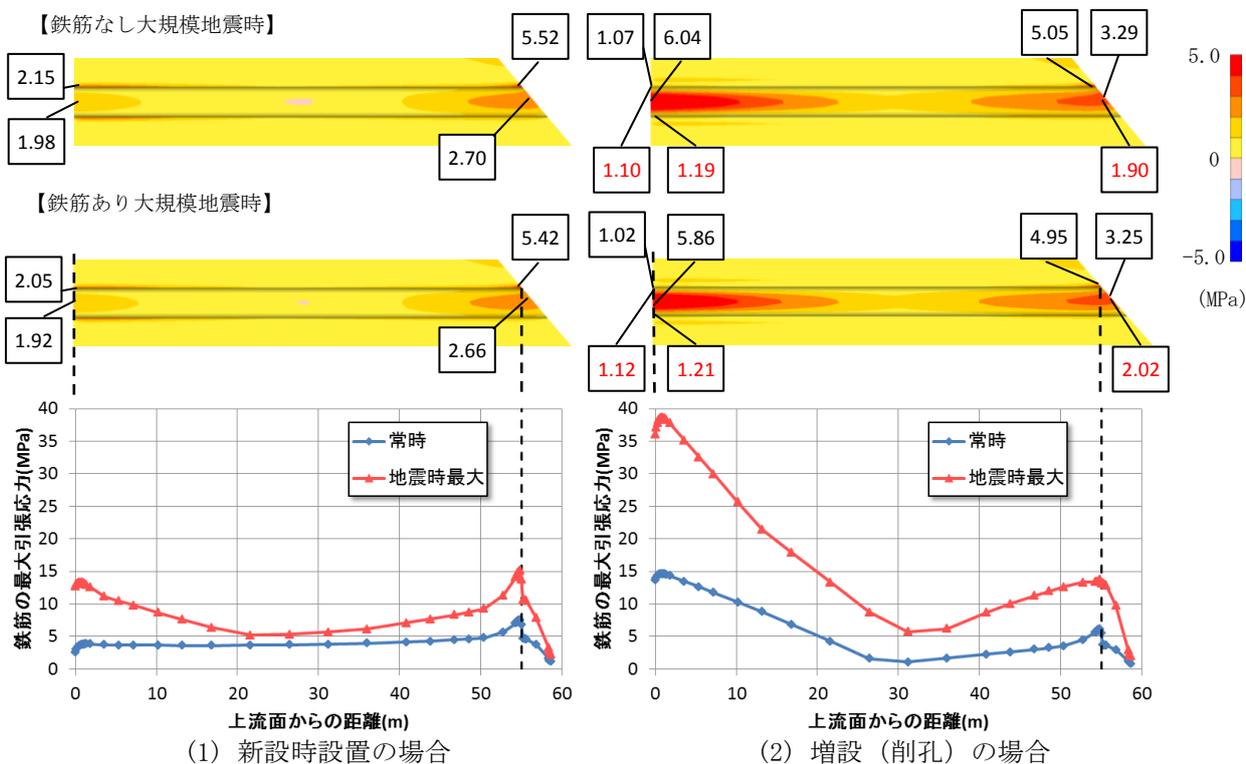


図-30 大規模地震時の堤体内応力 (放流管あり (新設・増設)、放流管無し)



※黒字: 放流管の空洞内面 (増設の場合は充填コンクリート) の地震時の最大主応力 (応力が集中しやすい空洞上縁及び側部)

赤字: 削孔内面の地震時の最大主応力 (応力が集中しやすい上流側の削孔内面上下縁部、及び下流側削孔内面側部)

図-31 放流管周辺コンクリート及び鉄筋の応力 (鉄筋を考慮した場合との比較)

図-30 に、放流管あり（ダム新設設置・増設（削孔）の両ケース）及び放流管なしの場合の常時応力、大規模地震時の堤体内応力（最大値）について示す。放流管ありの条件ではブロック中央断面を表示している。

まず、常時の応力分布（図-30）をみると、ダム新設時に放流管を設置する場合に比べて増設（削孔）ダムでは常時でも上流面充填コンクリート部に生じる引張応力が大きく、コンクリートの引張強度程度の値となっている。大規模地震時についてみると、増設（削孔）ダムでの放流管周辺の引張応力がさらに大きくなっているほか、ダム新設時に放流管を設置する場合でも放流管周辺（特に上下流面付近）でやや大きな引張応力が生じている。このため、大規模地震に対する耐震性能照査においては、放流管を増設（削孔）するダムだけでなく、新設ダムにおいても放流管を有するブロックでの解析を実施しておくことが望まれる。

次に鉄筋を考慮した場合との比較を含め、放流管あり（新設時設置、増設（削孔））の場合の放流管周辺のコンクリートの応力状態について、鉄筋の応力と合わせて図-31 に示す。いずれの場合でも常時、大規模地震時とも、発生する圧縮応力はコンクリートの圧縮応力に対して十分に小さいことから引張応力に着目すると、新設時に放流管を設置する場合に比べ、増設（削孔）の場合の方が放流管周辺コンクリートに生じる引張応力、鉄筋の引張応力ともに大きくなっている。なお、周辺コンクリートの引張応力は、新設の場合は上下流面付近の空洞上下縁部と側部に生じている。このうち、空洞上下縁部の引張応力は周辺コンクリート打設時（空洞設置時）に生じるもので、側部の引張応力は、水位上昇及び大規模地震時の動的応力との重ね合わせによって生じるものである。大規模地震時の引張応力としては、下流面付近の空洞上縁の応力が最も大きくなり、堤体コンクリートの引張強度を超える大きさ（5MPa）程度となっている。一方、増設（削孔）放流管の場合は、上流面側、下流面側とも、削孔時に空洞上下縁に引張応力が生じる他、覆工コンクリート内面側部に引張応力が生じている。なお、大規模地震時に生じる空洞周辺の引張応力の大きさは、下流面側では新設ダムとあまり変わらないが、上流面側では、特に空洞内面の側部に生じる応力が新設ダムの場合と比べて大きく、引張強度を超える応力が生じる範囲も広がっている。このことから、放流管規模は同

じでもダム新設時に設置する放流管より既設ダムに増設（削孔）して放流管を設置する方が周辺コンクリートに引張亀裂が生じやすい点に注意する必要があると考えられる。

なお、線形解析では放流管周辺コンクリートの応力について鉄筋の有無による差異はほとんどない。鉄筋が引張方向断面に占める割合が小さいためと考えられるが、ひび割れが発生した場合に亀裂開口を抑制する効果については線形解析では評価できないため、別途非線形解析による評価が必要である。

3.4 水位上昇前後における放流管周辺コンクリートの挙動（解析と実ダムでの試験削孔時計測データの比較）

水位上昇前と水位上昇後の放流管周辺の挙動について、前節での解析結果と、実際に堤体に削孔を実施したダムの計測データから得られた挙動とを比較した。

試験削孔を実施したダムは、治水機能を向上させることを目的に、低水位時の放流能力を増強するため、既設堤体の低標高部を削孔して放流管を増設する工事が実施されている。試験削孔は、削孔時に発生する引張応力及び引張クラックの有無を確認するため堤体下流面側の一部で実施されたものである。試験は本設のものより小規模な径での削孔とし、ブロック間横継目に近い位置で削孔された。図-32 に削孔位置及び削孔後の空洞内における計測機器設置位置、図-33 に空洞上縁部（図-32 の変位計）で計測された鉛直変位、図-34 に鉛直変位と貯水位の関係を示す。空洞内の鉛直変位については温度の影響（外気温や日射の変化による堤体変形及び継ぎ目の拘束効果の変化、空洞内の温度変化による鉛直変位計設置架台の変形等）を受けているとみられ、図-34 では日々の変動が大きいが、移動平均化処理を施して貯水位との相関を示した図-35 とも合わせて見れば、貯水位の上昇に伴い空洞上部の鉛直変位が大きくなる傾向があることがわかる。

この点を解析との比較で確認するため、前節で示した解析の内、既設ダムに放流管を増設（削孔）する場合について施工時水位及び水位上昇後の堤体及び放流管の変形を図-36 に示す。既設堤体に放流管を増設するダムでは、既に施工時水位の静水圧や堤体の自重が負荷した状態で削孔し、放流管を設置するため、充填コンクリートはほとんど変形しないことがわかる。しかし、貯水位が上昇すると、堤体が

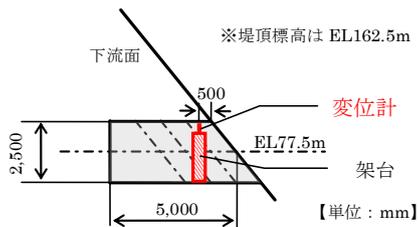


図-32 計測位置

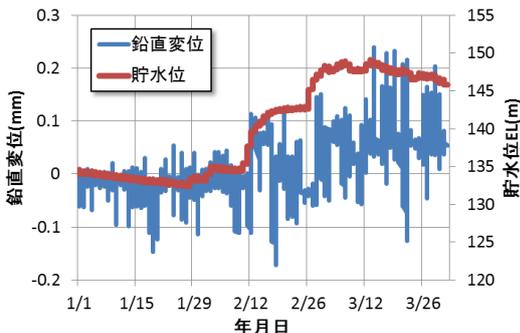


図-33 貯水位・空洞鉛直変位の推移
(※正が圧縮変形)

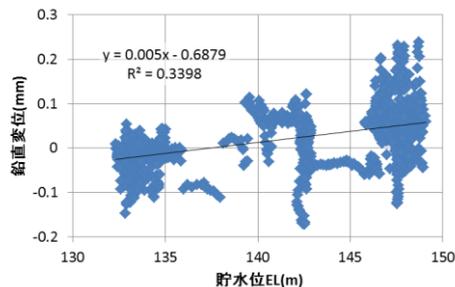


図-34 貯水位と空洞鉛直変位の関係 (1/1~4/1)
(※正が圧縮変形、データは1時間毎計測)

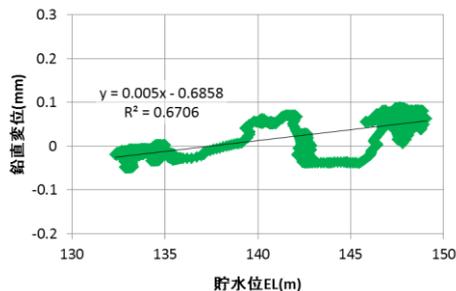
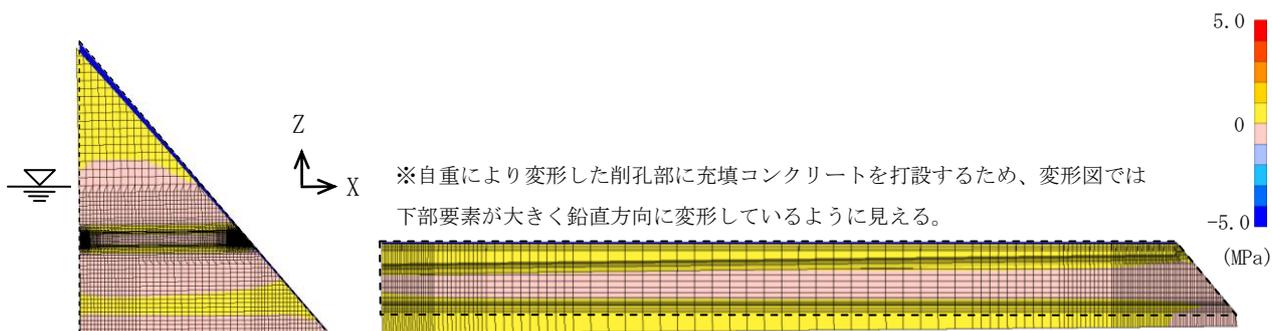


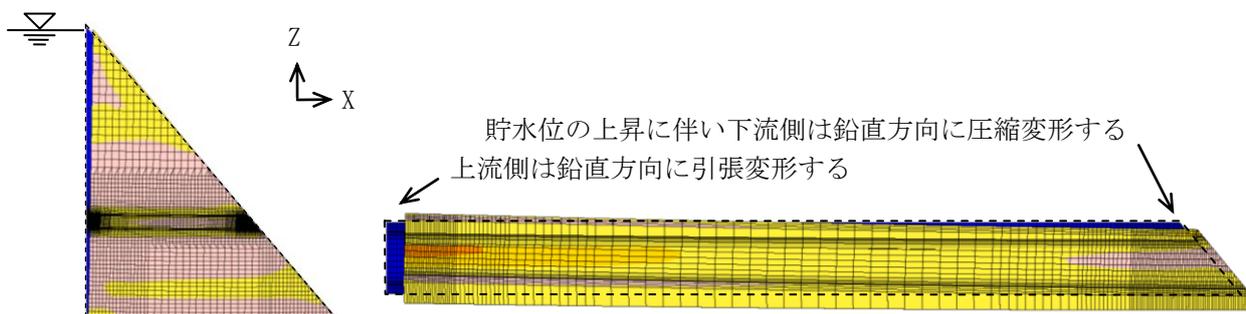
図-35 貯水位と空洞鉛直変位の関係
(図-34の移動平均(前後2日分))



①堤体の変形

②放流管の変形

(1) 施工時水位 (WL56m)



①堤体の変形

②放流管の変形

(2) 水位上昇後 (WL100m)

堤体の変形 スケール
0 0.1 (m)

放流管の変形 スケール
0 0.05 0.1 (m)

図-36 水位上昇による放流管の変形 (増設、鉄筋無し、変形スケール 200 倍)

水位上昇分の静水圧の上昇により変形するため、放流管の上流付近では引張、下流付近では圧縮変形が生じている。図-37 に水位上昇に伴う放流管の鉛直変位を示すが、実ダムでの試験削孔で鉛直変位を計測した下流面側では水位の上昇に伴い管内の高さが低くなっており、実ダム（試験削孔）での挙動と整合している。

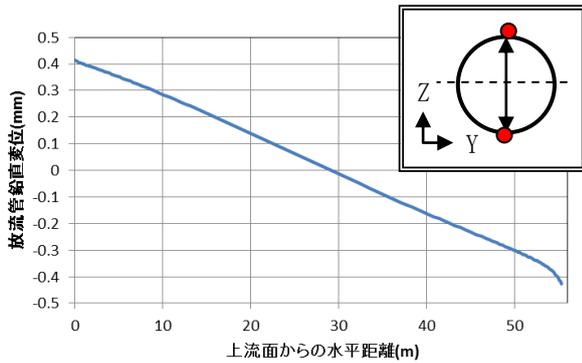


図-37 解析による水位上昇 (WL56m→100m) に伴う放流管中央断面鉛直変位 (増設、鉄筋なし)

3.5 大規模地震時の放流管周辺部の損傷形態

放流管周りの大規模地震時における損傷形態について把握するため、コンクリートの引張軟化及び補強鉄筋の降伏を想定した非線形解析を実施した。

3.5.1 解析条件

引張破壊を想定した非線形解析における堤体コンクリート及び放流管周りの充填コンクリートの物性値を表-10 に示す。破壊エネルギーについては各材料の条件を考慮した上で、堀井らの実験に基づく算定式⁴⁾、コンクリート示方書における算定式⁶⁾より算出した。断面中央のシンメトリー境界を設定した要素については破壊エネルギーを 1/2 とすることにより、当該要素において鉛直方向へ進展するクラックのひび割れ幅を適正に算出できるように配慮している。なお、ここでの解析は鉄筋を考慮しないモデルを用いて実施した。

3.5.2 解析結果

解析結果から中央断面で表示した損傷状態を図-38 に示す。鉄筋を考慮しない条件では、上下流面側から放流管沿いに堤体内部へ進展する亀裂の進展長は、新設時設置より増設（削孔）の方が長くなっている。また、軟化領域も、新設時設置の場合に比べて、増設（削孔）の場合の方が広がっている。なお、放流管周りの亀裂は下流側では新設時設置、増

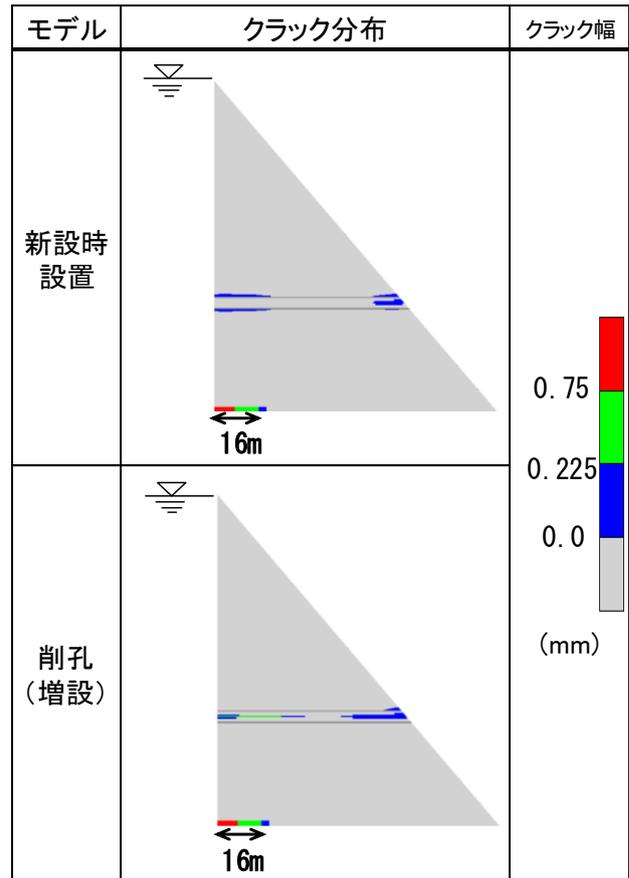


図-38 大規模地震時における放流管ブロックの引張軟化領域 (鉄筋無し)

設（削孔）とも同様の位置に生じるが、上流側の亀裂については新設時設置では放流管の上下に、増設（削孔）では放流管の側方に発生している。

3.6 鉄筋の有無、鉄筋量による損傷の低減効果

前節では鉄筋を考慮しない解析を行ったが、鉄筋による亀裂発生の低減効果を明らかにするため、鉄筋を考慮したモデルにより同様の解析を実施し、放流管周りの堤体コンクリートの損傷範囲への影響について検討した。

3.6.1 検討方法

前述の検討で使用した 3 次元の放流管ブロックモデルについて、鉄筋有り（設計量相当）の条件の他、設計量の 0.5 倍の場合について非線形解析を実施した。

3.6.2 解析結果

解析結果から得られた大規模地震時における放流管周辺コンクリートの引張軟化領域を図-39 に示す。鉄筋量の増加に伴い、亀裂の進展方向へは損傷を軽減できているが、充填コンクリート表面沿いの亀裂発生範囲に関してはほとんど変化が無い。これ

は鉄筋がコンクリートに生じた亀裂の開口を抑制する効果は大きい反面、コンクリートの破壊前の引張応力を負担する効果は限られるためと考えられる。また、鉄筋をモデルに反映することで、放流管周りの亀裂の最大開口量が低減されており、大規模地震時における放流管周辺部の損傷を適切に推定するには、鉄筋を考慮した解析が必要と考えられる。

一方、鉄筋が負担する引張応力について見ると、鉄筋の降伏応力度に比べ、各ケースとも十分小さな値となっている（図-40）。但し、増設（削孔）の場合は新設時設置に比べて上流側の鉄筋が負担する引張応力が大きく、上流面から内部10m程度まで鉄筋全体の最大引張応力と同程度の引張応力が発生している。本検討では、上下流方向に鉄筋量を一定としているが、実際の再開発ダムにおける放流管増設（削孔）設計では、大規模地震時において鉄筋による堤体亀裂の抑制を期待するためには、ここで示した特徴を考慮した上で合理的な配筋設計を行うのが良いと考えられる。

表-10 非線形物性値

モデル	引張強度 (鉄筋は降伏応力) (N/mm ²)	破壊 エネルギー* (N/m)	軟化特性
堤体コンクリート	2.0	300	2直線近似
充填コンクリート	2.0	90	2直線近似
鉄筋	345	-	-

※破壊エネルギーについては、堤体は $G_{max}150mm$ の条件で堀井らの実験式⁴⁾、充填コンクリートは $G_{max}40mm$ の条件でコンクリート標準示方書〔設計編〕⁶⁾の式に基づく。

③-7 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

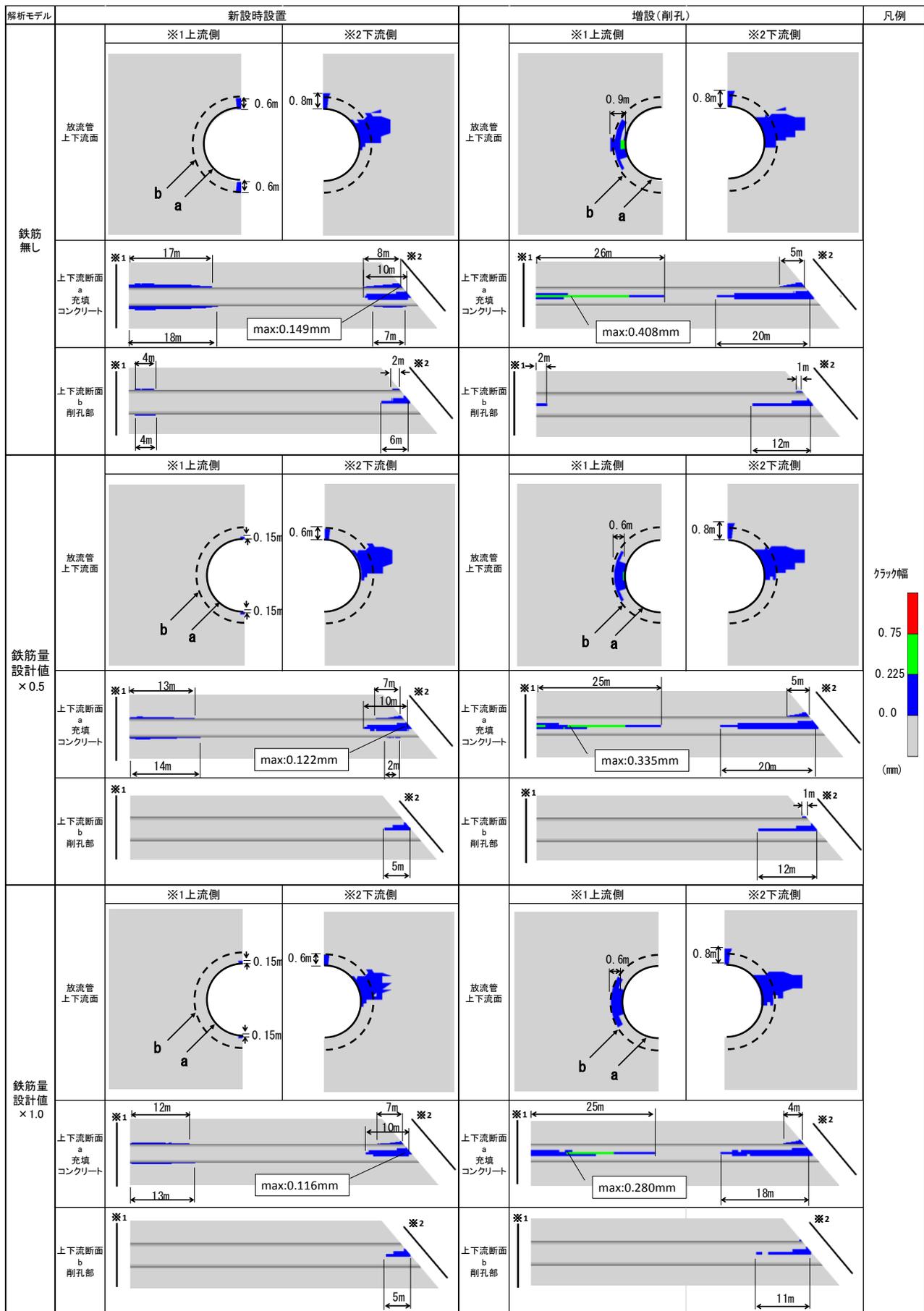
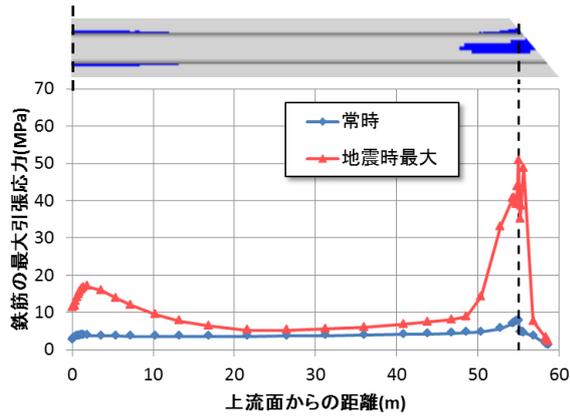
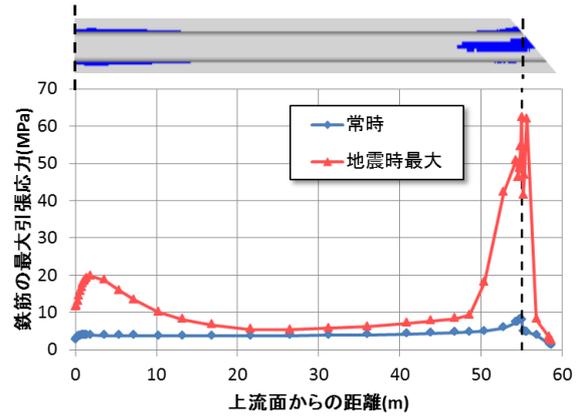


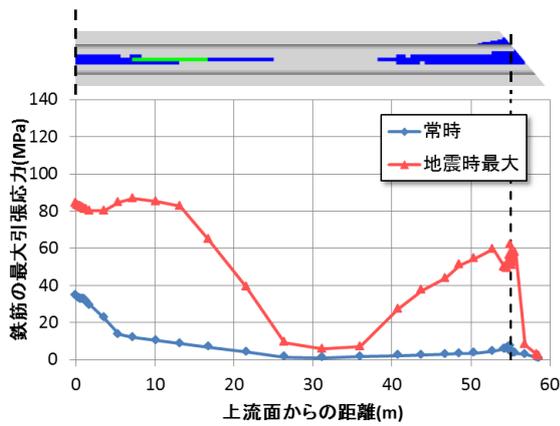
図-39 大規模地震時の放流管周辺堤体の損傷 (鉄筋の有無・鉄筋量による比較)



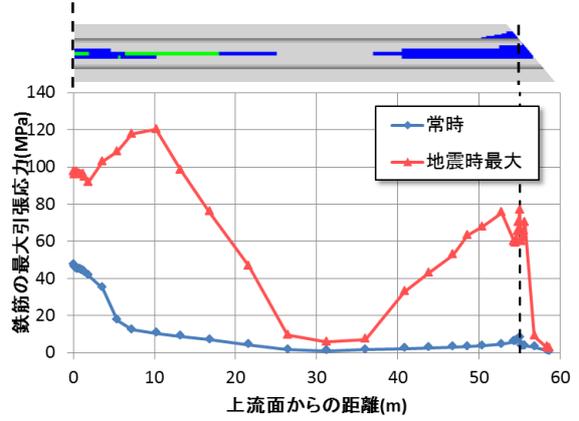
(1) 新設時設置 (設計鉄筋量×1倍)



(2) 新設時設置 (設計鉄筋量×0.5倍)



(3) 増設 (削孔) (設計鉄筋量×1倍)



(4) 増設 (削孔) (設計鉄筋量×0.5倍)

図-40 大規模地震時に鉄筋が負担する応力 (コンクリートの引張損傷過程を考慮した非線形解析)

4. ダムコンクリートの動的引張軟化特性

4.1 目的

コンクリートダムの耐震性能を動的解析によって照査する事例が増え、ダムコンクリートの動的強度、特に引張強度の把握が重要になってきている。昨年度はダムコンクリートの動的引張強度について、載荷速度及び載荷の繰り返しによる影響について既往試験結果に基づく検討を実施した。その結果、ダムコンクリートの引張強度は、単調載荷では破壊時の載荷速度が速くなると強度が増加するが、一方、その強度は破壊前の応力履歴の影響を受け、繰り返し載荷を受ける場合には単調載荷時と同程度の強度増加が見込めない可能性があることがわかった。

今年度はダムコンクリートの引張破壊後の軟化特性について載荷速度が及ぼす影響を把握するため、実際のダム建設事業に際して実施された破壊エネルギー試験で得られたデータを分析した。また、載荷速度による影響を考慮した物性値（引張強度特性）をモデルに反映した解析を実施し、損傷規模への影響や大規模地震時の引張応力の変動について検討した。

4.2 載荷速度（亀裂開口速度）が引張軟化特性に及ぼす影響

(1) 試験方法・試験条件

試験方法を図-41 に、試験条件を表-11 に示す。試験方法は基本的に JCI 規準（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」）によるが、CMOD（切り欠き肩口開口変位）の計測方法は、高速載荷条件（CMOD 速度最大 1000mm/分）での試験を行うことから、規準にあるクリップゲージの他、渦電流式変位計を適用した。なお、両計測手法について規準速度での試験を実施し、計測機器による差異がほとんど無いことを確認している。JCI 規準では、載荷速度について「載荷速度は、CMOD 速度で 0.0005D~0.001D/min（ここに、D は供試体断面高さ）とする。」とされている。これを今回の供試体（D=150mm）に当てはめると、載荷速度は 0.075

~0.15mm/分となり、今回実施された載荷速度の内、0.1mm/分の条件が規準範囲内となる。

配合条件を表-12 に示す。また、破壊エネルギー試験時の一軸圧縮強度を表-13 に示す。配合 A が外部コンクリート、配合 B は構造用コンクリートである。なお、安定した試験結果を得るため供試体作製時には粒径 40mm 以上の骨材は除いている。

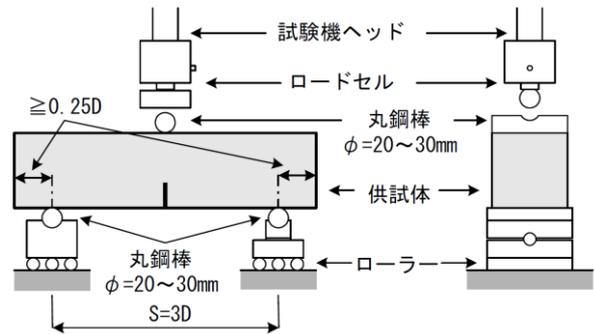


図-41 試験方法¹¹⁾

表-11 試験条件

配合	載荷速度(mm/min)	試験材齢(日)	試験回数(回)
A (外部)	0.1 [*]	129	5
	10		5
	1,000		5
B (構造用)	0.1 [*]	127	5
	10		5
	1,000		5

※JCI 規準相当

表-13 圧縮強度（試験材齢）

配合	圧縮強度の平均値(N/mm ²)
A (外部)	33.4
B (構造用)	30.7

表-12 試験配合

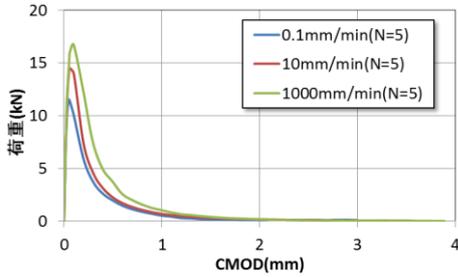
配合	Gmax (mm)	スランプ (cm)	W/C (%)	空気量 (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)						混和剤 減水剤 (g/m ³)	AE 剤 (g/m ³)
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材				
									G80	G40	G20		
A	80	3±1	56.8	3.5±1	25	125	220	504	506	504	502	550	106
B	80	5±1.5	57.0	3.5±1	27	130	228	539	488	486	486	570	95

(2) 試験結果

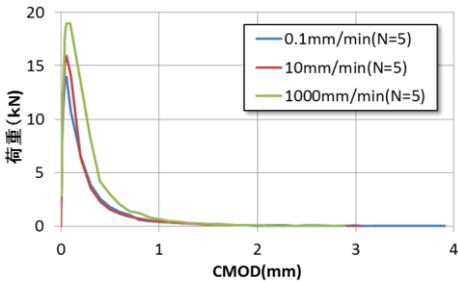
CMOD-荷重曲線を図-42 に示す。CMOD 速度が速いほど、ピーク荷重が大きくなり、ピーク時 CMOD が広がっている。

図-43 に CMOD 速度と試験結果から得られた破壊エネルギーの関係を示す。载荷速度が速くなることで、破壊エネルギーが増加することがわかる。JCI 規準速度相当 (0.1mm/分) での値で正規化した増加率を図-44 に示す。両配合とも 1,000mm/分では約 1.5 倍となっている。

なお、試験から得られた破壊エネルギーの値について、圧縮強度 (表-13) と粗骨材最大寸法 (Gmax=40mm) の条件でダムコンクリート (圧縮強度 18.30MPa、Gmax=20~150mm) を対象とした既往研究⁴⁾、コンクリート標準示方書⁶⁾の推定式から得られる値と合わせて表-14 に示す。試験値は既往研究⁴⁾により回帰式である (1) 式よりやや小さいが、一般的なコンクリートでの試験結果に基づくコンクリート標準示方書⁶⁾の推定式から得られる値よりは近い値となっている。

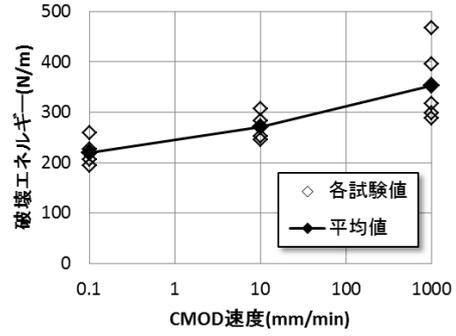


(1) 配合 A

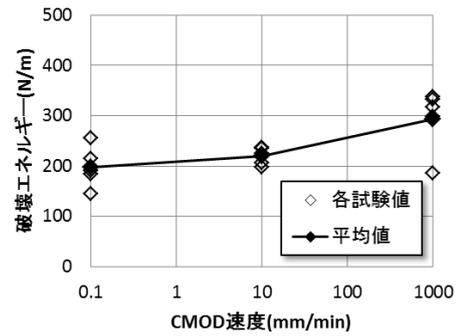


(2) 配合 B

図-42 CMOD-荷重曲線



(配合 A)



(配合 B)

図-43 载荷速度 (CMOD 速度) と破壊エネルギーの関係

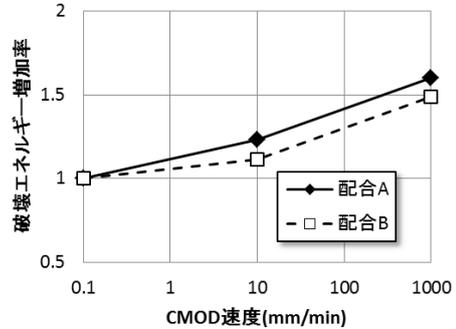


図-44 CMOD 速度と破壊エネルギー増加率 (各配合の CMOD 速度 0.1mm/分での平均値で正規化)

表-14 破壊エネルギー試験値と推定式の比較

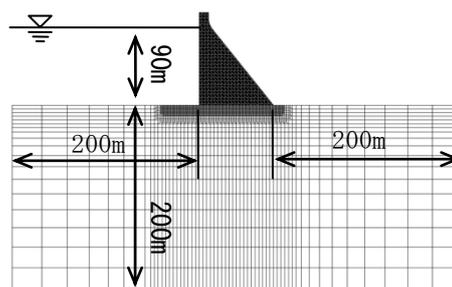
配合	破壊エネルギー (N/m)		
	試験値 (平均値) (CMOD 速度 0.1mm/min)	ダムコンクリートの既往研究 ⁴⁾	コンクリート標準示方書 ⁸⁾
A (外部)	221	260	110
B (構造用)	198	245	107

※全て Gmax=40mm での値

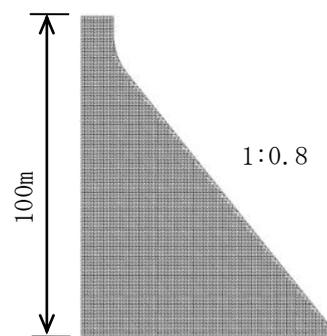
(3) 重力式コンクリートダムにおける大規模地震時の亀裂開口速度の考察

実験結果により、载荷速度が大きくなるとダムコンクリートの破壊エネルギーが増大することが確認された。ただし、試験では载荷速度の違いは CMOD 速度として得られているため、この特性を耐震性能照査に反映するためには実際のダムで大規模地震に堤体コンクリートに引張亀裂が生じる場合のおおよその CMOD を把握しておく必要がある。このため、実際のダムでの引張損傷時における亀裂開口速度を計測することは困難であることから、引張破壊を想定した非線形解析により亀裂の開口速度のレベルを推定することとした。解析モデルを図-45 に、解析モデルの物性値を表-15 に示す。破壊エネルギーは試験と異なり、実際のダムで用いられるダムコンクリート ($G_{max}=150\text{mm}$) を仮定した。引張軟化モデルはコンクリートの軟化特性に近似する二直線軟化モデルを用いた。入力地震動は、図-4 に示した波形を用いた。

解析結果から、クラックの発生範囲を図-46 に、上流端付近の亀裂開口量、亀裂開口速度を図-47 に示す。解析結果の内、上流端要素は 9.4sec 頃に破断しているが、その他の要素は全て軟化領域内である。上流端付近の各要素での瞬間的な最大 CMOD 速度は $800\sim 1,000\text{mm/分}$ 程度、亀裂開口開始時と亀裂の極値の傾きでは最大 500mm/min 程度となる。実際のダムのコンクリートでも図-44 の関係が成り立つとすると、破壊エネルギーは静的荷重条件 (0.1mm/min) の 1.5 倍程度となる。なお、同じ周波数特性の入力地震動について、加速度振幅が大きくなれば CMOD 速度も速くなる (図-48 参照) ため、破壊エネルギーも増大することになる。



(1) 全体 (堤体、基礎岩盤)



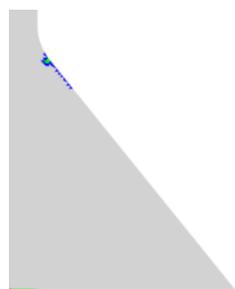
(2) 堤体

図-45 解析モデル

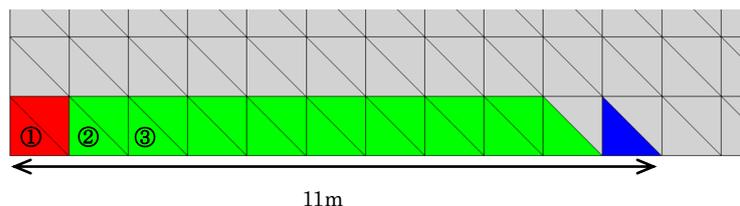
表-15 物性値

モデル	密度 (kg/m^3)	弾性係数 (N/mm^2)	ポアソン 比	引張強度 (N/mm^2)	破壊エネルギー* (N/m)
堤体	2,300	29,000	0.2	0.2706	300
岩盤	2,300	40,000	0.3	0.0628	-

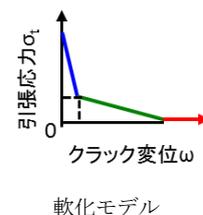
※堀井ら⁴⁾の実験式から、 $G_{max}=150\text{mm}$ 、 $f_{ck}=20\text{N/mm}^2$ として算出。



(1) 堤体全体



(2) 上流端拡大



軟化モデル

図-46 亀裂範囲 ((2)上流端拡大で示す番号は図-48 で示す要素の番号)

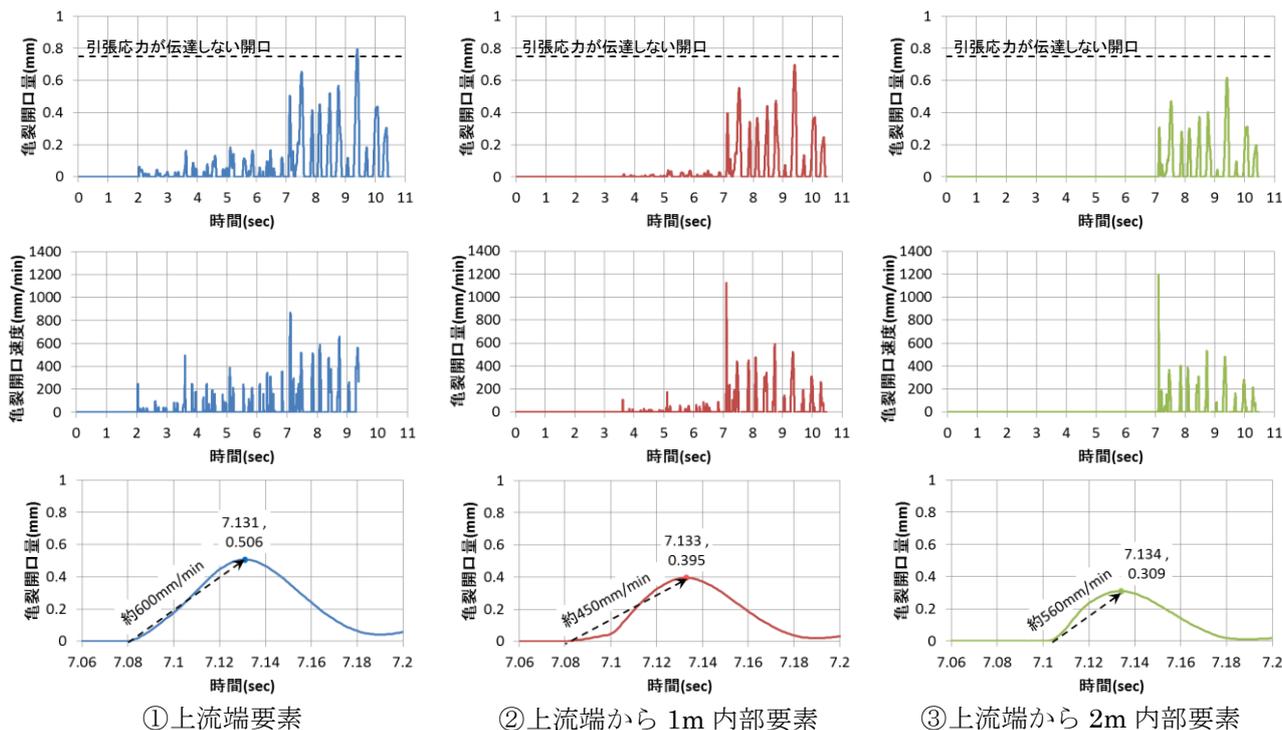


図-47 上流端付近亀裂開口量、亀裂開口速度、最大速度時亀裂開口量

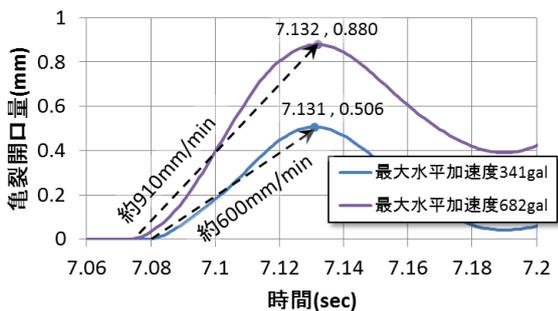


図-48 上流端亀裂開口履歴（亀裂開口速度が最大となる時刻）

4.3 動的荷重条件下における引張強度及び引張軟化特性の耐震性能照査解析モデルへの反映に対する考察

大規模地震時における動的引張強度については、重力式コンクリートダムの場合、式(4)に示す応力増加速度が堤高に関わらずほぼ一定となる条件のもと、単調荷重条件下での動的引張試験結果を考慮すれば静的引張強度に対して1.4倍程度の強度を有すると考えることが出来る¹²⁾。

$$v' = \frac{4\sigma_d}{T} \quad (N/mm^2/sec) \quad \dots \dots \dots (4)$$

ここで、

v' : 引張応力増加速度(N/mm²/sec)

σ_d : 最大引張応力(N/mm²)

T : 1次固有周期(sec)

また、前節で分析した試験結果から、動的荷重条件下では静的荷重時に比べ破壊エネルギーが増加することが確認された。そこで、引張損傷過程を考慮した解析で、動的荷重条件下での引張強度及び破壊エネルギーの増加を見込んだ場合の影響等についての検討を試みた。

4.3.1 動的荷重条件下での引張強度及び破壊エネルギーの増加による大規模地震時の損傷への影響

静的荷重と動的荷重の両条件に対応した引張強度及び引張軟化特性を考慮した比較解析を実施した。解析条件は表-16及び図-49に示す。動的荷重条件下での引張軟化開始応力(引張強度)は前述した文献¹²⁾を参考に静的引張強度(2.0N/mm²)の1.4倍とし、破壊エネルギーは前節での検討から静的条件(300N/m)の1.5倍とした。解析モデル及び入力地震動は前述の図-4と同じ波形(A)の他、比較のため兵庫県南部地震時に他のダム基礎部で観測された波形を大規模地震に対する耐震性能照査で用いられる下限加速度応答スペクトルに適合するように調整した波形(B)、及び2000年鳥取県西部地震時に観測された重力式コンクリートダム基礎部での記録とし

ては最大級の波形の一つ(C)を用いて解析を行った。また、実際の耐震性能照査においては、要素の大きさの制約から二直線近似ではなく、単直線近似を用いることがあることから、参考のため、単直線モデルを使用する場合の影響についても比較した(表-16の「参考」)。

表-16 解析条件(引張軟化特性)

引張軟化条件		静的物性	動的物性	静的物性 (参考)
引張軟化モデル		二直線近似	二直線近似	単直線近似
軟化開始応力(N/mm ²)		2	2.8	2
破壊エネルギー(N/m)		300	450	300
入力地震動	A 最大加水平加速度 341gal	○	○	○
	B 最大加水平加速度 313gal	○	○	-
	C 最大加水平加速度 531gal	○	○	-

○…実施ケース、入力地震動A:図-4

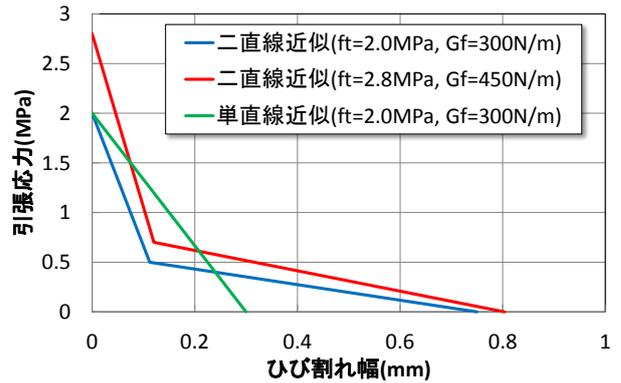


図-49 解析条件(引張軟化曲線)

図-4の入力地震動での解析結果を図-50に示す。動的強度を見込むことで、上流端からの引張亀裂が生じる範囲は小さくなり、また、下流面高標高部についての亀裂が生じない結果となった。また、単直線近似の軟化曲線を用いた場合では、二直線近似に比べてやや亀裂が深く進展しにくくなるが、ほとんど変化はない。

入力地震動波形を変えた条件の解析結果について図-51に示す。動的荷重条件下での引張強度及び破壊エネルギーを設定した場合、上流端からの亀裂進展は3~4m程度短くなる。また、最大加速度が最も大きい入力地震動(図-51の(C))では、通常の静的な強度特性では高標高部で上下流面を貫通し、ダムの貯水機能を脅かすような損傷が生じる結果となるが、動的荷重条件下での引張強度、軟化特性を設定した場合には損傷が大きく低減される結果となる。

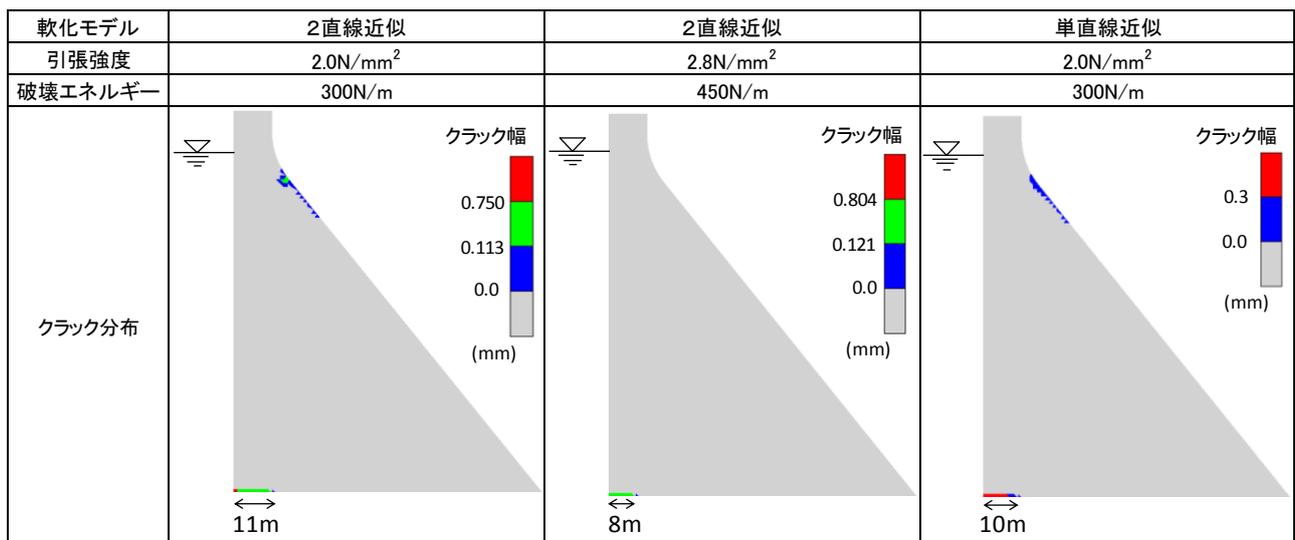


図-50 大規模地震時における堤体コンクリートの引張軟化による損傷範囲(入力地震動(A)。引張強度、破壊エネルギー、軟化モデルの違いによる比較。)

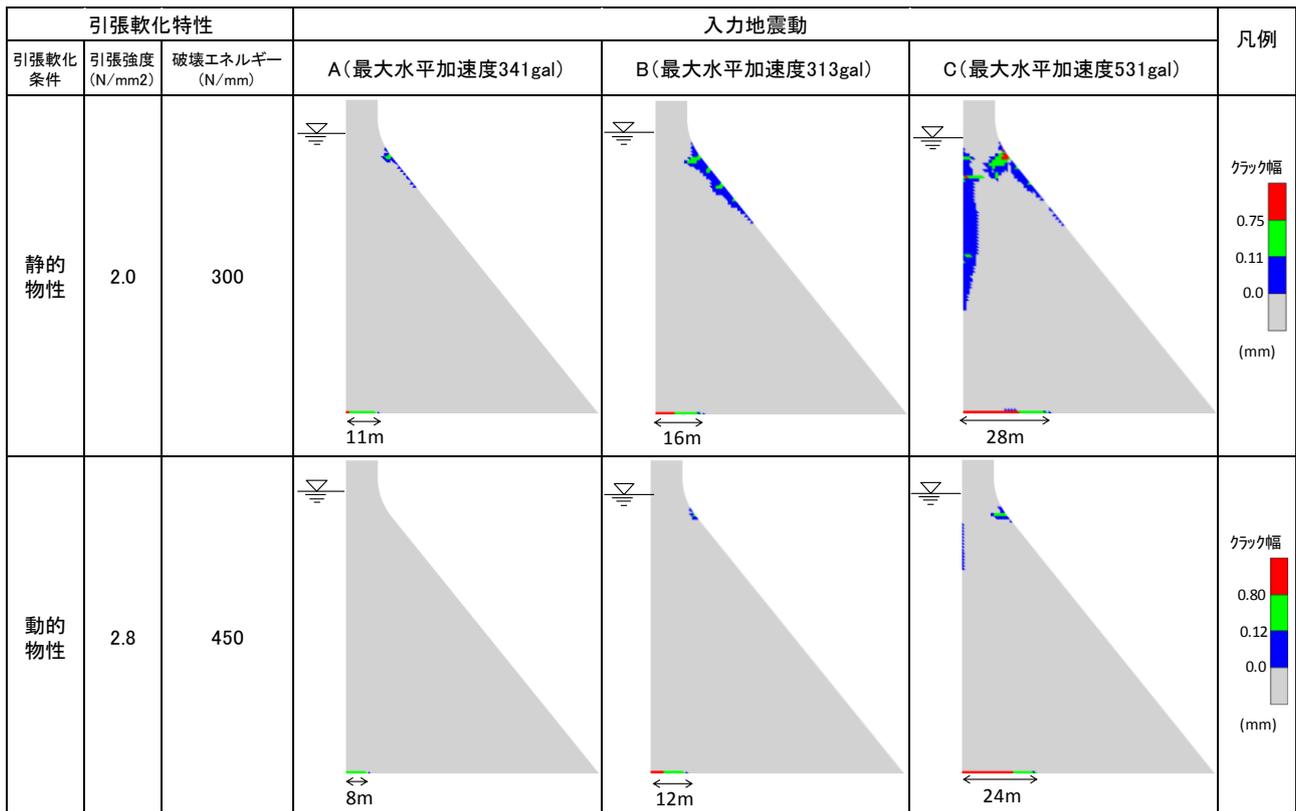


図-51 大規模地震時における堤体コンクリートの引張軟化による損傷範囲 (入力地震動の違いによる比較)

4.3.2 大規模地震時に発生する引張応力の履歴に関する考察

引張強度及び破壊エネルギーの急速荷重条件における増加を見込むことで損傷規模を低減できる。しかし、これら引張強度や破壊エネルギーの動的荷重下での特性については、大規模地震時のような繰り返しの荷重負荷を考慮していない単調荷重条件下での試験に基づくものである。既往の研究¹³⁾では静的引張強度に近い応力が発生する繰り返し荷重を何度も加えられた場合には、動的な強度増進は単調荷重ほど見込めない可能性があることから、破壊エネルギーについても地震時の繰り返し荷重条件では増大は単調荷重条件下での試験で得られたほどその増加は期待できないと可能性がある。

ここで、実際のダムが大規模地震時にどのような繰り返しの引張応力を受けるかについて検討する。ここまでの解析結果から、上流面が鉛直に近い重力式コンクリートダムで地震時に引張損傷が生じやすいと考えられる上流端付近要素の最大主応力の履歴を図-52に示す。この例では各要素とも引張破壊前に引張強度に対して最大80%程度の引張応力が生じていることがわかる。このような応力の履歴がある場合、破壊前にも微細な損傷が生じている可能性が

ある。

また、動的荷重条件下での引張強度及び破壊エネルギーの増加を見込んだ解析結果により、上流端付近での最大主応力履歴を求めた結果を図-53に示す。引張応力が動的引張強度に達する前に静的引張強度を超える応力が生じている変動がある。このような場合には、破断には至らないが、微細な損傷が生じる可能性がある。また、微細な損傷でもその範囲が広くなれば堤体の剛性が低下して堤体の固有周期が長周期化し、引張応力の増加速度は遅くなるため、強度の増加率自体が低減することも考えられる。動的荷重条件影の強度増加については、各要素別に静的強度を超えるような応力が発生しないか、又は発生しても短時間でかつ繰り返し回数が少なく、その範囲も限定的な場合に限り見込むことが出来ると考えるのが妥当であろう。例えば、本解析で考慮した地震動（いずれも主要動の計測時間が短い内陸型活断層での地震）に比べて繰り返し回数が多い巨大海溝型地震で同程度の大きさの最大加速度が作用する場合に、どの程度動的強度や破壊エネルギーの増加を見込めるかについては、さらなる検討が必要である。

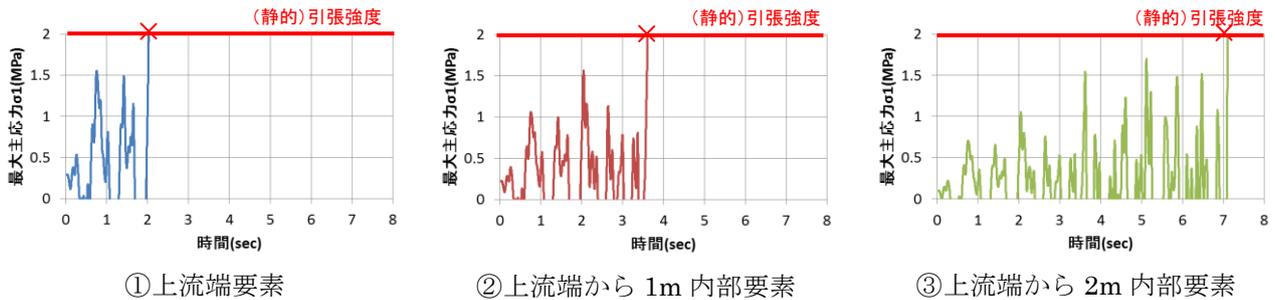


図-52 上流端付近要素の最大主応力時刻歴 (入力地震動 (A)、 $f_t=2.0\text{N/mm}^2$ 、 $G_f=300\text{N/m}$)

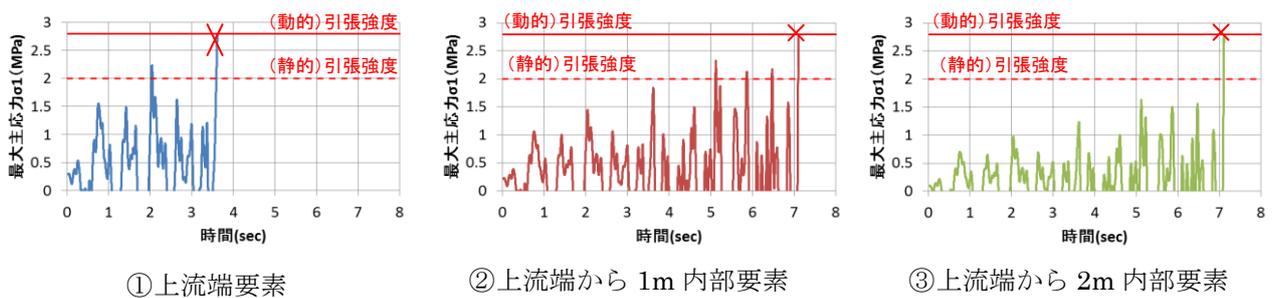


図-53 上流端付近要素の最大主応力時刻歴 (入力地震動 (A)、 $f_t=2.8\text{N/mm}^2$ 、 $G_f=450\text{N/m}$)

5. まとめ

今年度の研究では、再開発ダムの耐震性能照査手法の確立に向けて、嵩上げダムおよび放流管増設ブロックをモデル化し、再開発での施工過程を考慮した静的応力解析、大規模地震を想定した地震応答解析を実施し、再開発ダムの損傷形態について検討した。また、大規模地震に対する耐震性能照査において考慮すべきダムコンクリートの引張軟化特性について、動的荷重条件での破壊エネルギー試験結果の分析等により検討した。得られた成果について、以下に記す。

(1) 嵩上げダムの応力解析と損傷形態の推定

嵩上げダムの施工過程を考慮した常時応力解析及び大規模地震による地震動を想定した地震応答解析を、有限要素モデルを用いて実施し、以下のことを明らかにした。

- ・嵩上げダムでの大規模地震時の損傷形態の特徴としては、①同形状の新設ダムよりも上下流端の引張応力が大きくなり、堤体コンクリートの引張軟化による堤敷沿いの亀裂損傷が生じやすいこと、②特に嵩上げ高が低く、嵩上げ堤体部の厚さが薄いほど下流面からの亀裂が新旧堤体の接合面に達し易くなるが、接合面より既設堤体側内部への進展は生じにくいことがあげられる。

- ・嵩上げ堤体部のみを分断するような亀裂進展が生じても、耐震性能として求められるダムの貯水機能を直ちに損なうことにはならないが、新旧堤体の接合部の一体化について設計・施工上十分な配慮がなされていない場合には、構造上の弱部となる可能性がある。このため、大規模地震に対する嵩上げダムの耐震性能照査では、堤体内に亀裂損傷が想定される場合、当該亀裂が新旧堤体接合面に達するものとなるかどうかに着目点の一つと考えられる。

- ・上下流端から生じる亀裂の範囲は、施工時水位が高い方が深くなる。よって、堤体コンクリートの引張軟化による損傷に着目する耐震性能照査では、基本的には断面設計時の安定計算と同様に施工時水位を高くすることが安全側の条件となる。

- ・大規模地震動により堤体下流面にコンクリートの引張強度を超える引張応力が生じるとき、既設堤体より嵩上げ堤体の弾性係数・強度が小さい場合は、下流面の広範囲に微細な亀裂、既設堤体より嵩上げ堤体の方が弾性係数・強度が大きい場合は集中した深い亀裂が生じる可能性がある。

- ・温度応力を考慮した解析結果から、嵩上げダムの大規模地震に対する耐震性能照査においては、新設ダムとは異なる点として、①新旧堤体接合面付近の嵩上げ堤体側の引張応力、②嵩上げ堤体下流面の下

流端及び越冬リフト面付近の引張応力、③既設堤体上流端の引張応力に注意が必要と考えられる。このうち、新設ダムでも留意すべき③については、温度応力を考慮しない場合との違いはあまり大きくないが、嵩上げダム特有の①、②については温度応力を考慮しない場合との違いが大きいため、嵩上げダムの耐震性能照査では、新設ダムに比べて温度応力の影響も考慮して常時応力の評価をしておく必要性が高い。

(2) 放流管削孔ダムの応力解析と損傷形態の推定

放流管削孔の施工過程を考慮した常時応力解析及び大規模地震による地震動を想定した地震応答解析を、有限要素モデルを用いて実施し、以下のことを明らかにした。

- ・本検討で想定した、施工実績のある削孔の規模程度では、放流管の有無による堤体の地震応答の違いは小さいため、基本的には隣接ブロック間の相互作用の影響を考慮する必要はない。

- ・放流管を増設（削孔）する場合、放流管周辺コンクリートに生じる引張応力及び鉄筋の引張応力は、ダム新設時に放流管を設置する場合に比べ大きくなる。また、放流管規模が同じ場合、放流管増設（削孔）の方が新設時設置の場合と比較して周辺コンクリートに引張亀裂が生じやすい点に注意する必要がある。

- ・放流管周りの鉄筋量の増加に伴い、亀裂の進展方向へは損傷を軽減できるが、充填コンクリート表面沿いの亀裂発生範囲に関してはほとんど変化が無い。これは鉄筋がコンクリートに生じた亀裂の開口を抑制する効果は大きい反面、コンクリートの破壊前の引張応力を負担する効果は限られるためと考えられる。また、鉄筋をモデルに反映することで、放流管周りの亀裂の最大開口量が低減されており、大規模地震時における放流管周辺部の損傷を適切に推定するには、鉄筋を考慮した解析が必要である。

- ・大規模地震時における堤体コンクリートの引張軟化を考慮した非線形解析でも、鉄筋が負担する引張応力は降伏応力に比べて十分に小さい値となっているが、放流管増設（削孔）の場合は、新設時設置の場合に比べて上流側の鉄筋が負担する引張応力が大きくなる。実際の再開発ダムにおける放流管増設（削孔）設計では、大規模地震時の影響としてこのような点も考慮し、合理的な配筋設計を行うのが良いと考えられる。

(3) 動的荷重条件下におけるダムコンクリートの引張軟化特性及びダムの耐震性能照査への適用についての考察

ダムコンクリートの引張軟化特性について、載荷速度による影響を把握するため、実際のダム建設事業に際して実施されたダムコンクリートの破壊エネルギー試験で得られたデータを分析した。また、大規模地震時における載荷速度を考慮したコンクリートの引張強度や破壊特性をモデルに反映した解析を実施し、損傷規模への影響や大規模地震時の引張応力の変動について検討した。

- ・載荷速度（CMOD 速度）を変化させた破壊エネルギーによる試験結果より、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から推定される、大規模地震時における CMOD 速度では、ダムコンクリートの破壊エネルギーは静的荷重条件（0.1mm/min）の 1.5 倍程度と推定される。ただし、引張軟化が生じる前にくり返し引張応力を生じる場合には、どの程度動的強度や破壊エネルギーの増加を見込めるかについてさらなる検討が必要である。

今後は、以上の成果及び残された課題の検討を通じ、再開発ダム特有の構造的特徴や施工条件による影響を適切に考慮して、大規模地震時に想定される嵩上げダムや放流管ブロックへの影響を評価できる耐震性能照査法の確立を目指したい。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）、2005.3
- 2) 垣谷正道：嵩上げ堰堤の安定計算について、日本発送電工、第1202号、1946
- 3) 藤澤侃彦、永山功、自閑茂治、尾畑伸之：重力ダム放流管管理ブロックの応力解析、土木研究所資料第2291号、1985.12
- 4) 堀井秀之、内田善久、柏柳正之、木全宏之、岡田武二、コンクリートダムの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, 2003
- 5) 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、p14
- 6) 2012 年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕、pp37-38, 2013.3
- 7) 2012 年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕、p39, 2013.3
- 8) 2012 年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕、

③-7 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

pp34-35, 2013. 3

9) 2007 年制定コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編]、p33、2008. 3

10) 2007 年制定コンクリート標準示方書 [設計編]、pp340-341、2008. 3

11) 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 規準、2003

12) 永山功、山口嘉一、佐々木隆、佐藤弘行、富田尚樹、金縄健一、猪股純、安田成夫、佐野貴之、吉岡英貴、川崎秀明、平山大輔、稲垣謙司、大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、土研資料 3965 号、P56、2005. 3

13) 山口嘉一、金銅将史、切無沢徹、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

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 : SASAKI Takashi
KONDO Masafumi
KIRINASHIZAWA Toru

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, projects with large-scale dam heightening and 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, static analysis and dynamic analysis were carried out to investigate possible damages into dam body. These analyses revealed the differences of stress distribution and potential damages between the case of dam heightening or drilling and the case of new dam construction. In addition, results of fracture energy test using dam concrete were reviewed and the effect of loading rate was discussed.

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