

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¹⁾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いる。

今年度は、既設堤体上での嵩上げおよび削孔による放流管増設ブロックを対象に、嵩上げダムの新旧堤体基礎岩盤の物性の違いによる影響、嵩上げダムの初期応力として温度応力を考慮した場合の影響、下流側に新設堤体を設ける場合の新旧堤体間の貯水の振動による影響、地震時に生じる堤体損傷が地震後の堤体安定性に及ぼす影響、管内水の振動による放流設備への影響等の検討を行った。また、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や破壊エネルギーについて、昨年度に引き続き動的（急速）載荷や繰返し載荷を含む引張強度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。さらにこれらの検討結果を踏まえ、大規模地震に対する再開発ダムの耐震性能照査の基本的考え方について整理した。

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

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⁾による方法や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、基本的に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⁾が試行されている。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十分に確立されていない。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荷重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再開発工事完了後における常時（非地震時）の応力状態を再現する必要があると考えられる。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、実際の再開発ダムにおける挙動計測データの分析や再開発ダムの施工過程を反映した FEM 解析により、再開発工事完了後における常時の応力状態を考慮したうえで、大規模地震による影響を適切に評価する

方法について、ダムコンクリートの動的物性に関する実験的検討や地震応答解析による数値解析的検討により検討している。

今年度は、既設堤体上での嵩上げおよび削孔による放流管増設ブロックを対象に、嵩上げダムの新旧堤体基礎岩盤の物性の違いによる影響、嵩上げダムの初期応力として温度応力を考慮した場合の影響、下流側に新設堤体を設ける場合の新旧堤体間の貯水の振動による影響、地震時に生じる堤体損傷が地震後の堤体安定性に及ぼす影響、管内水の振動による放流設備への影響等の検討を行った。また、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や破壊エネルギーについて、昨年度に引き続き動的（急速） 載荷や繰返し載荷を含む引張強度試験を実施するとともに、破壊エネルギーについても実験的検討を行った。さらにこれらの検討を踏まえ、大規模地震に対する再開発ダムの耐震性能照査の基本的考え方について留意点とともに整理した。

2. 嵩上げダムの応力解析と損傷形態の推定

2.1 概要

昨年度までの地震応答解析（動的解析）による検討⁴⁾では、既設堤体上に嵩上げを行うダムは、嵩上げ高さや新旧堤体の物性条件のほか、その施工過程（嵩上げ堤体の施工及び施工中の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、同一形状の新設ダムの場合と常時（非地震時）の応力状態が異なり、大規模地震時の挙動が異なることがわかっている。

また、嵩上げ高さ、施工時水位、運用時水位、新旧堤体物性等の条件の違い等による既設堤体の応力状態の相違が、嵩上げ施工後の堤体内応力状態や大規模地震時の損傷範囲に影響を与えることも分かっている。

- 今年度は、既設堤体上に嵩上げを行う場合について、
- (1) 新旧堤体基礎岩盤の岩盤物性の違いによる影響
 - (2) 地震時に生じる堤体損傷が地震後の堤体安定性に及ぼす影響
 - (3) 初期応力として温度応力を考慮した場合の影響について検討するとともに、既設堤体の下流側に新設堤体を設けた場合の耐震性能照査上、その影響を把握しておく必要があると考えられる
 - (4) 新旧堤体間の貯水の振動による影響についても検討した。

2.2 新旧堤体の基礎岩盤物性の違いが嵩上げダムの大規模地震時挙動に及ぼす影響

2.2.1 目的

重力式コンクリートダムは、堅硬な基礎岩盤を基礎として設計・建設が行われるが、既設堤体基礎と同等の岩盤を新設堤体基礎とすることが可能とは限らない。このため、新旧堤体基礎岩盤の物性の違いが常時（非地震時）及び大規模地震時の挙動（堤体内応力や損傷形態）に与える影響を検討した。

2.2.2 検討条件

(1) 解析モデルおよび解析条件

解析モデルの諸元を表-2.1に、解析モデルを図-2.1に示す。下流面勾配は、実際の断面設計を想定して、垣谷の方法²⁾により上流端に鉛直方向の引張が発生しない勾配で設定した。また、解析に用いた物性値を表-2.2、非線形動的解析で用いた堤体（コンクリート）の引張軟化特性を表-2.3および図-2.2に示す。なお、図-2.2の引張軟化モデルはコンクリート標準示方書³⁾のモデルと同様の2直線モデルとした。

表-2.1 解析モデル諸元

	嵩上げ	
	既設部	嵩上げ部
堤高	h=70m	h=90m
上流面勾配	鉛直	鉛直
下流面勾配	1:0.74	1:0.86
施工時水位 (0.8h)	56m	
運用時水位 (H-5m)	85m	

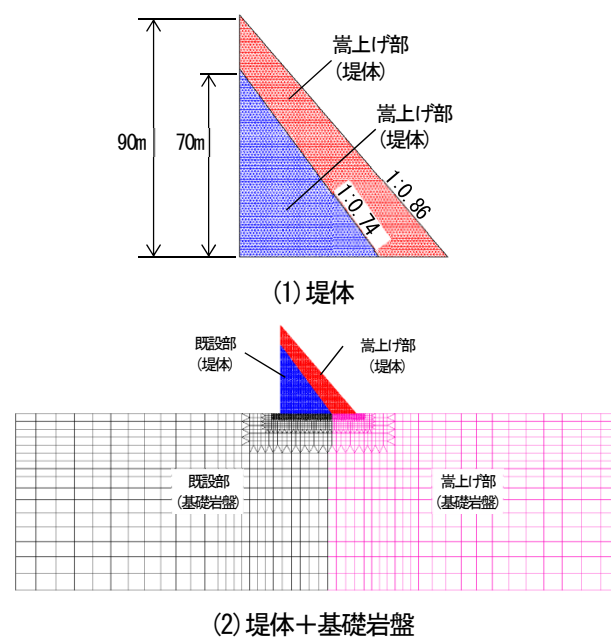


図-2.1 解析モデル

表-2.2 解析物性値

項目		値
堤体	単位体積重量 (kg/m ³)	2,300
	弾性係数 (N/mm ²)	25,000
	ポアソン比	0.2
岩盤	単位体積重量 (kg/m ³)	2,300
	弾性係数 (N/mm ²)	表-2.4 参照
	ポアソン比	0.3

表-2.3 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 Gr(N/m)	軟化モデル
堤体 (新旧)	2	300	図-2.2

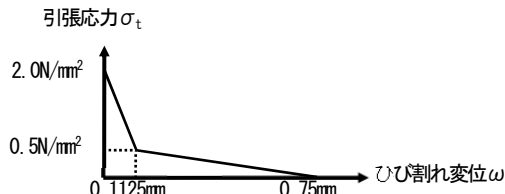


図-2.2 堤体コンクリートの引張軟化モデル

常時(非地震時)の応力状態を求める解析(常時応力解析)は、嵩上げダムでは既設堤体自重に嵩上げ部の自重が加わるが、その際施工中の貯水位に応じた静水圧が作用していること、また、嵩上げ後の貯水位上昇により静水圧が増加することを踏まえ、これらの載荷ステップ(図-2.3)を考慮して実施した。なお、常時および地震時の解析とも揚圧力は考慮していない。

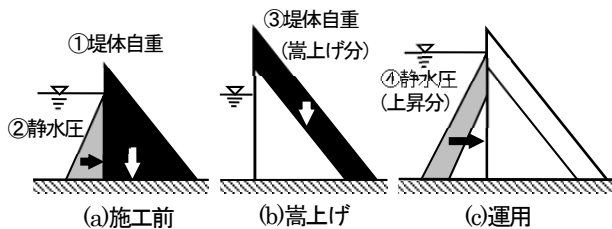


図-2.3 嵩上げダム常時応力解析手順 (各段階で考慮する荷重)

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)と3次(鉛直方向)、岩盤は1次(上下流方向)と6次(鉛直方向))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。

境界条件は、常時の応力解析では、岩盤の側方については側方固定鉛直自由の境界、底面は鉛直及び側方固定

境界とした。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。

(2) 検討ケース

既設ダムは、ダム軸の選定において、基礎岩盤の状況が最も良い場所が選定されていることが多いと考えられるため、表-2.4に示すとおり検討ケースを設定した。

表-2.4 基礎岩盤の弾性係数

ケース	基礎岩盤弾性係数(N/mm ²)	
	既設部	嵩上げ部
1	35,000	35,000
2	35,000	25,000

(3) 入力地震動

大規模地震を想定した入力地震動は、1995年の兵庫県南部地震の際に、震源近傍のダム基礎部で観測された加速度時刻歴波形を、大規模地震に対するダムの耐震性能照査指針¹⁾で考慮されている照査用下限加速度応答スペクトル^{1),6)}(図-2.4)に適合するように調整した波形(図-2.5、最大水平加速度341gal)と、同波形の加速度振幅を2倍にした波形(同682gal)を用い、これらが堤体底面のの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解析モデル底面に入力した。

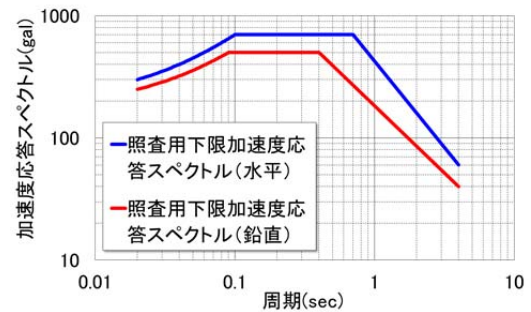
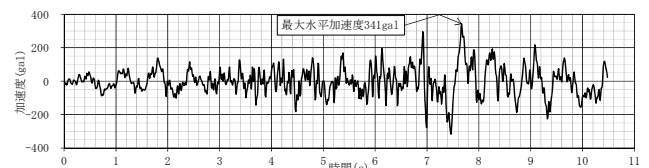
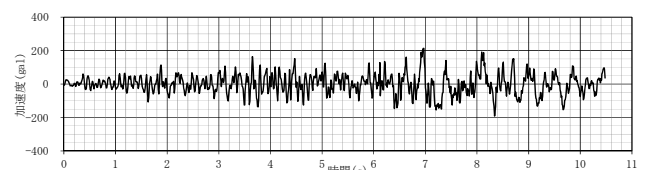


図-2.4 照査用下限加速応答スペクトル^{1),6)}



(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

図-2.5 入力地震動(引伸し前)

2.2.3 検討結果

(1) 常時応力の解析結果

常時の応力解析結果(嵩上げ+貯水位上昇後の非地震時の堤体内応力)を図-2.6、堤敷沿いの鉛直応力 σ_y 分布を図-2.7にそれぞれ示す。

嵩上げ部の基礎岩盤の弾性係数の違いにより、嵩上げ部の基礎岩盤の弾性係数が小さいケース2の方がケース1に比べて、堤踵部の最大主応力 σ_1 が大きくなっている。これは、ケース2の方がケース1に比べ嵩上げ部の基礎岩盤の弾性係数が小さいため、嵩上げ部での変形量が相対的に大きくなることで、堤踵部の主応力がより引張側に移行するためと考えられる。

(2) 地震時応力

常時応力に線形動的解析による動的応力を重ね合わせた大規模地震時応力の分布を図-2.8及び図-2.9にそれぞれ示す。両図中には、応力集中が見られる箇所として、堤踵部、堤趾部及び既設堤体下流端の境界部(既設堤体側の要素)の発生応力を記入している。

嵩上げ部の基礎岩盤の弾性係数が小さいケース2の方がケース1に比べて、堤踵部の最大主応力 σ_1 が大きい。この傾向は常時応力と同様であり、大規模地震時の応力状態も、常時の応力状態の差による影響を受けて相違するものとなる事がわかる。

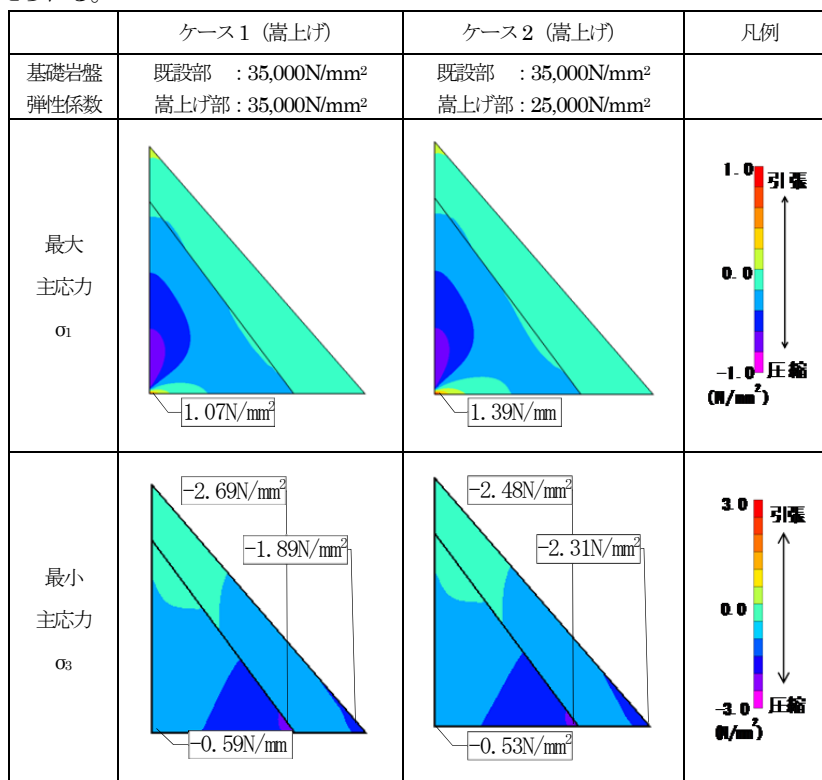


図-2.6 常時の発生応力(基礎岩盤の弾性係数による影響)

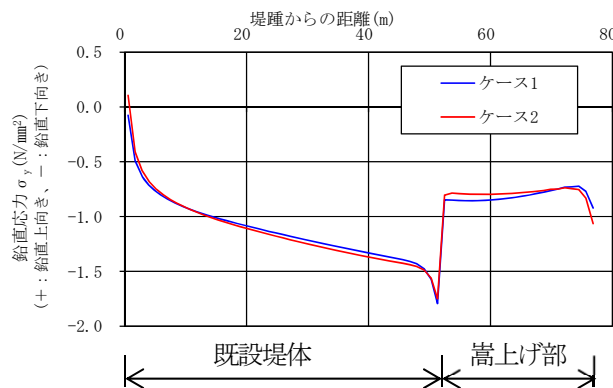


図-2.7 堤敷沿いの鉛直応力 σ_y の分布(常時)

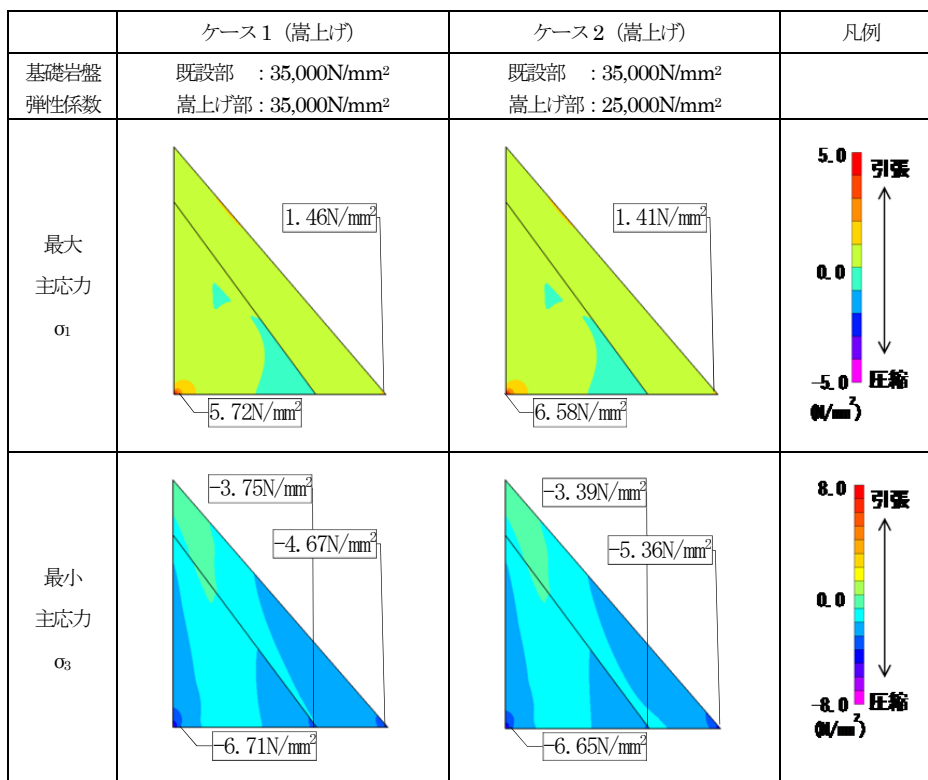


図-2.8 大規模地震時の発生応力(基礎岩盤の弾性係数による影響)入力地震動1倍 (341gal)

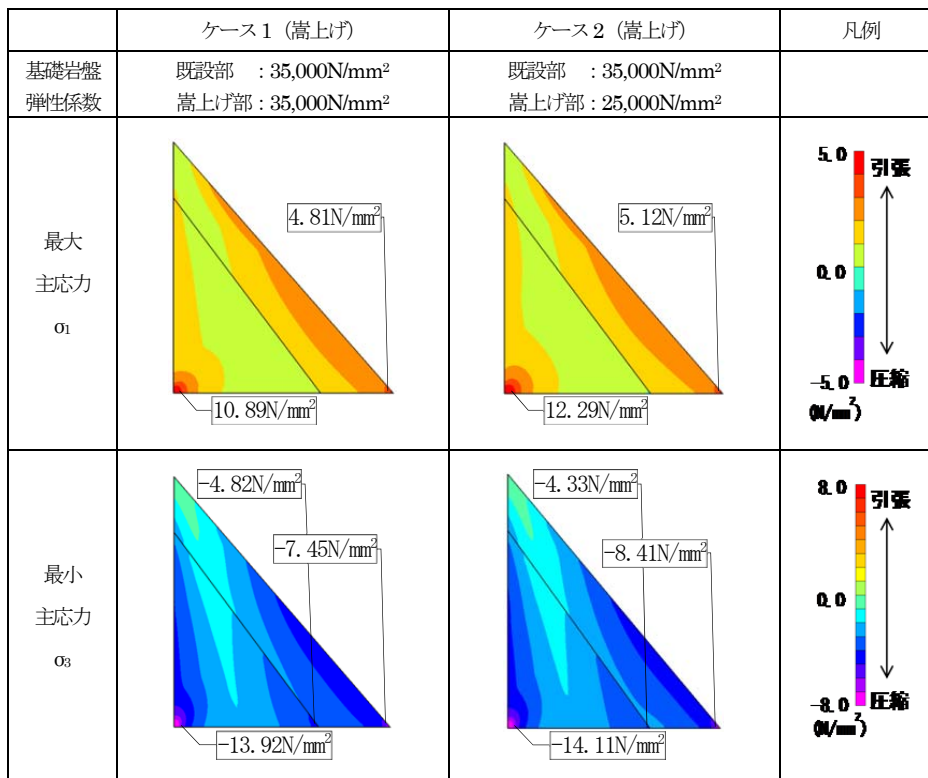


図-2.9 大規模地震時の発生応力(基礎岩盤の弾性係数による影響)入力地震動2倍 (682gal)

(3) 大規模地震による損傷範囲への影響

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の結果を図-2.10 及び表-2.5 に示す。なお、非線形動的解析結果については、線形動的解析にて応力集中が確認された堤踵部と堤趾部の引張軟化領域の範囲(延長)に着目した。

堤踵部の引張軟化領域の範囲は、入力地震動 1 倍(最大水平加速度 341gal)、2 倍(同 682gal)ともに、ケース 1 に比べて嵩上げ部の基礎岩盤の弾性係数が小さいケース 2 の方が広い。これは、前述の常時応力、線形動的解析による地震時応力(図-2.8、図-2.9 参照)における堤踵部の最大主応力 σ_1 の傾向と同様であり、大規模地震による堤踵部の損傷範囲は、嵩上げ部の基礎岩盤の弾性係数の違いに起因する常時の応力状態の相違による影響を受けていると考えられる。

なお、入力地震動を 2 倍とした場合のみ生じている堤踵部の引張軟化領域は、嵩上げ部の基礎岩盤の弾性係数が小さいケース 2 の方がケース 1 に比べて短くなっている。これは、ケース 2 は嵩上げ部の基礎岩盤の弾性係数が上流側に比べて小さく、常時応力がより圧縮側にあることが要因と考えられる。

表-2.5 発生応力 σ_1 (線形動的解析) と引張亀裂長

	基礎岩盤 弾性係数(N/mm ²)	σ_1 応力、 引張軟化範囲	堤踵部	堤趾部
ケース1	既設部 : 35,000 嵩上げ部 : 35,000	σ_1 応力(N/mm ²)	10.23	4.81
		引張軟化範囲(m)	25	19
ケース2	既設部 : 35,000 嵩上げ部 : 25,000	σ_1 応力(N/mm ²)	12.29	5.12
		引張軟化範囲(m)	28	14

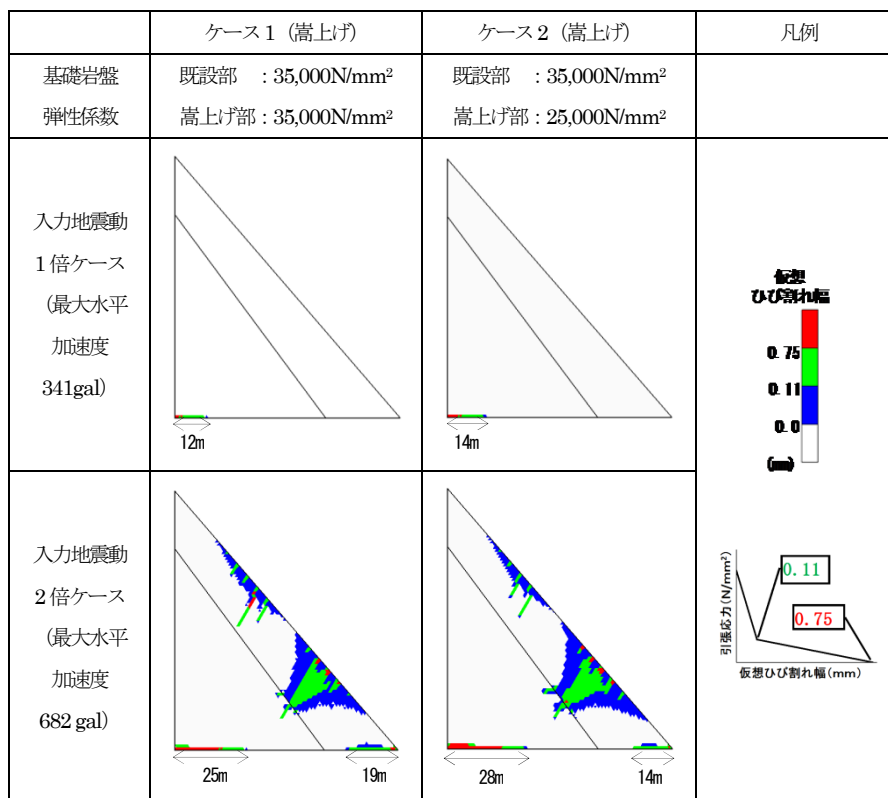


図-2.10 大規模地震時の引張軟化領域の分布(基礎岩盤の弾性係数による影響)

2.3 地震時に生じる堤体損傷が地震後の安定性に及ぼす影響

2.3.1 目的

嵩上げダムにおいて大規模地震により損傷が生じる場合、当該箇所への貯水の浸入により損傷箇所に生じたひび割れ内部に水圧が作用する可能性がある。このことを考慮し、地震時に生じた損傷が地震後の堤体安定性に及ぼす影響を把握するため、非線形動的解析で得られる損傷範囲に静水圧を作用させる非線形静的解析を行い地震後における損傷範囲の進展の可能性について検討した。

2.3.2 検討条件

(1) 解析モデルおよび解析条件

嵩上げダムの解析モデルとその諸元は、前述の図-2.1 及び表-2.1 と同様である。なお、比較のため嵩上げ後と同一断面形状の新設ダム(施工過程を考慮しない)のケースについても実施した。解析モデルの諸元を表-2.6、解析に用いた物性値を表-2.7 にそれぞれ示す。なお、地震後における安定性検討における基礎岩盤の弾性係数は、既設部と嵩上げ部で同様とした。堤体コンクリートの引張軟化特性は、前述の表-2.3 および図-2.2 と同様である。

表-2.6 解析モデル諸元

	嵩上げ(ケース1)		新設(ケース2)
	既設部	嵩上げ部	
堤高h	70m	90m	90m
下流面勾配	1:0.74	1:0.86	1:0.86
施工時水位 (0.8h)	56m		—
運用時水位 (H-5m)	85m		85m

表-2.7 解析物性値

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

地震後における安定性検討(非線形静的解析)に先立ち、地震前の常時(非地震時)の応力状態と求める常時応力解析を図-2.3 に示した手順を行った後、非線形動的解析を行った。非線形動的解析に用いる入力地震動は、前述の照査用下限加速度応答スペクトル(図-2.4)に適合するように調整した波形(図-2.5)の加速度振幅を2倍とした入力地震動(最大加速度 682gal)を用いた。堤体の動的応答が収まった状態において、地震後における安定性検討(損傷範囲に静水圧を作用させての非線形静的解析)を行った。

2.3.3 検討結果

動的応答が完全に収束した時点の応力状態及びこれを初期応力状態として、非線形動的解析において引張軟化が生じた範囲のうち、貯水の浸入が想定される堤踵部で引張軟化が生じた範囲に貯水深 H=85m(運用時水位)相当の静水圧を図-2.11 のように等分布荷重で作用させたときの応力状態を地震前の状態とあわせて図-2.12 に示す。

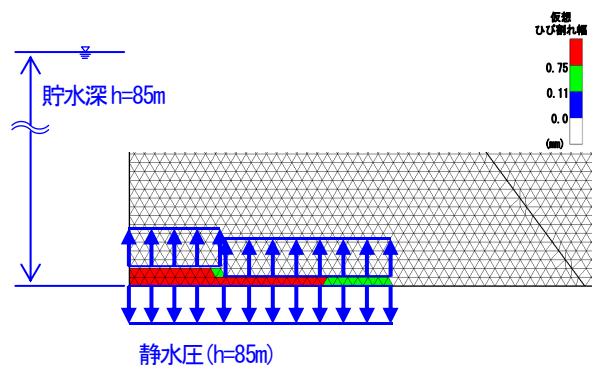


図-2.11 引張軟化が生じた損傷範囲への静水圧荷重方法

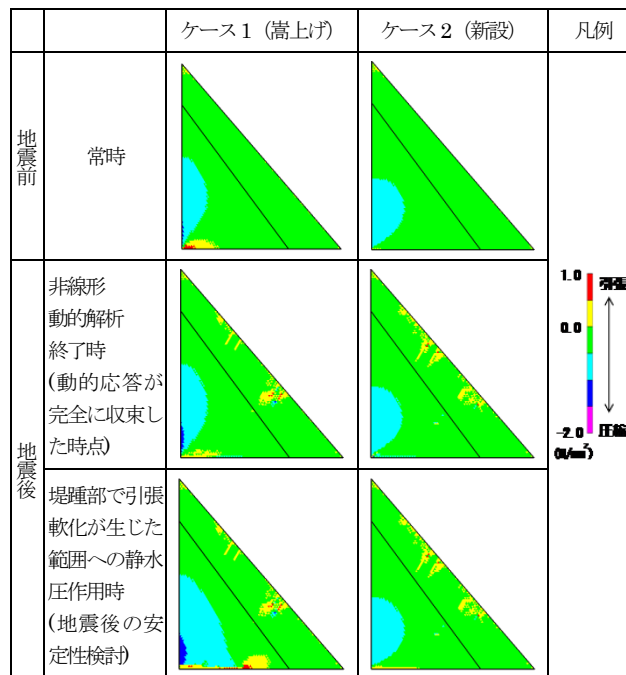


図-2.12 地震前後における最大主応力 σ_1 の分布

地震時および地震後(損傷範囲への静水圧作用時)の引張軟化領域の分布を図-2.13 に示す。新設ダムのケース2では堤敷沿いに生じた引張軟化の範囲は拡大しなかったが、嵩上げを対象としたケース1では、引張軟化の範囲の延長が1m進展する結果となった。嵩上げのケース1は新設ケース2に比べて、地震前の堤踵部は最大主応力が引張側にあること(図-2.12)や、それに伴い地震時における堤敷沿いの引張軟化の範囲の延長が長くなること(図-2.13)で、地震後に堤踵部で引張軟化が生じた範囲に作用する水圧荷重も大きくなることによるものと考えられる。

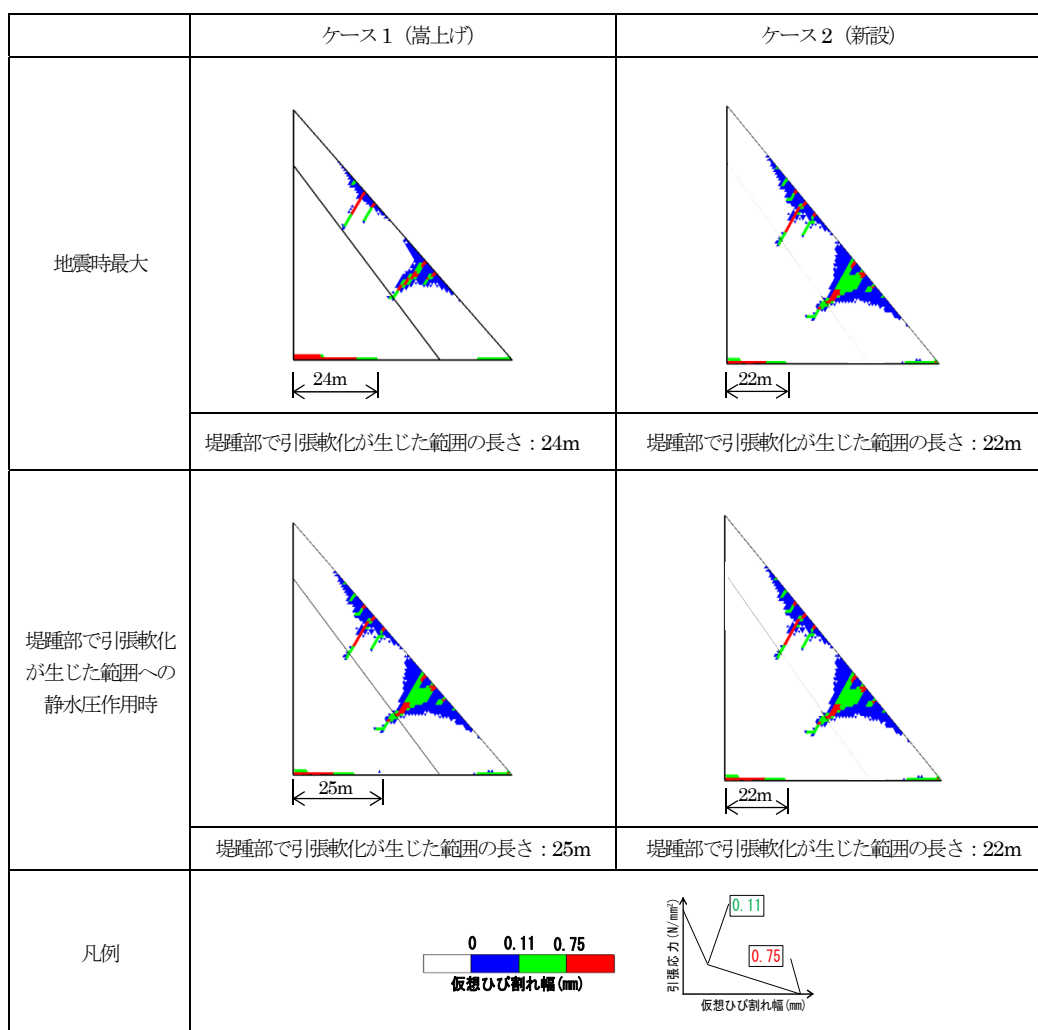


図-2.13 引張軟化領域の分布

2. 4 初期応力として温度応力を考慮した場合の影響

2.4.1 解析モデル及び解析条件

本検討では、図-2.1 の基本モデルをもとに、図-2.15 に示す堤体部の既設ダム堤高と嵩上げ高さを変更した（嵩上げ後の高さを一定とした）解析モデルを作成した。各解析ケースは、以下の違いによる影響を把握するため表-2.8 に示すケースを実施した。

- (1)新設ダムとの相違
- (2)嵩上げダムでの各種条件の違いによる影響
 - i) 嵩上げ堤体施工速度の違いによる影響
 - ii) 新旧堤体の弾性係数の違いによる影響
 - iii) 嵩上げ高さ（厚さ）の違いによる影響

表-2.8 解析ケース

	解析ケース名		解析条件			
	温度解析 ケース名	温度応力 解析 ケース名	モデル (旧堤高→新堤 高)	施工速度	旧堤体 弾性係数 (N/mm ²)	
嵩 上 げ	1-1-①	1-1-①-①	1-1(70m→90m)	①1m/6日	①12,500	
		1-1-①-②	"	"	②25,000	
		1-1-①-③	"	"	③50,000	
	1-1-②	1-1-②-①	"	"	②1m/4日	①12,500
		1-1-②-②	"	"	"	②25,000
		1-1-②-③	"	"	"	③50,000
	1-2-①	1-2-①-①	1-2(80m→90m)	①1m/6日	①12,500	
		1-2-①-②	"	"	②25,000	
		1-2-①-③	"	"	③50,000	
	1-2-②	1-2-②-①	"	"	②1m/4日	①12,500
		1-2-②-②	"	"	"	②25,000
		1-2-②-③	"	"	"	③50,000
1-3-①	1-3-①-①	1-3(88m→90m)	①1m/6日	①12,500		
	1-3-①-②	"	"	②25,000		
	1-3-①-③	"	"	③50,000		
1-3-②	1-3-②-①	"	"	②1m/4日	①12,500	
	1-3-②-②	"	"	"	②25,000	
	1-3-②-③	"	"	"	③50,000	
新 設	2-①	2-①	2(90m)	①1m/6日		
	2-②	2-②	"	②1m/4日		

なお、新設堤体の弾性係数はセメントの水和に伴う剛性の変化とクリープに伴う応力緩和の両者を平均的に扱う方法により、その材齢による変化を考慮したが、旧堤体の弾性係数は、上記の方法による新設堤体の弾性係数が長期的には約 25,000N/mm² となることを考慮して、これより大きいケース及び小さいケースを設定した。解析条件を表-2.9 および図-2.15～図-2.17 に示す。また、嵩上げダムの常時応力解析手順や入力地震動は 2.2 の条件と同様である。

①気温

関東地方山間部のAダムにおける観測データを参考に、図-2.15 に示すサインカーブで設定した。

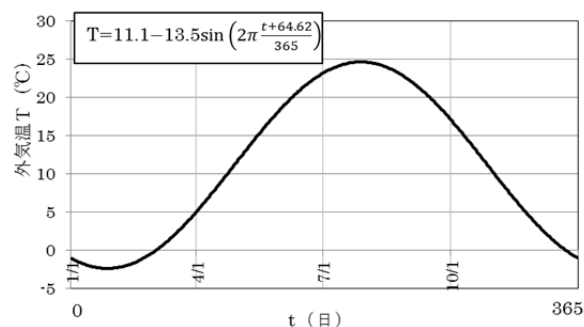


図-2.15 外気温条件

②貯水温

関東地方山間部のAダムにおける観測データを参考に、図-2.16 に示すとおり設定した。なお、図に記載のない日については、前後の日を直線補間した。

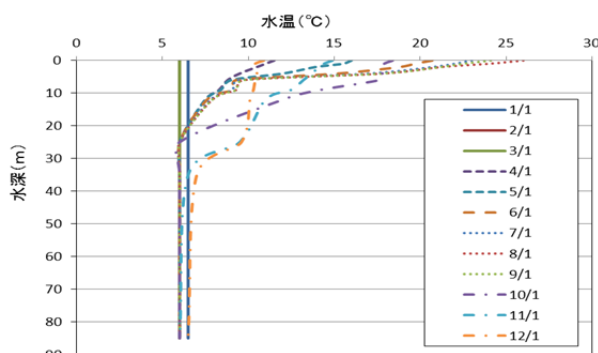


図-2.16 貯水温鉛直分布の年変化

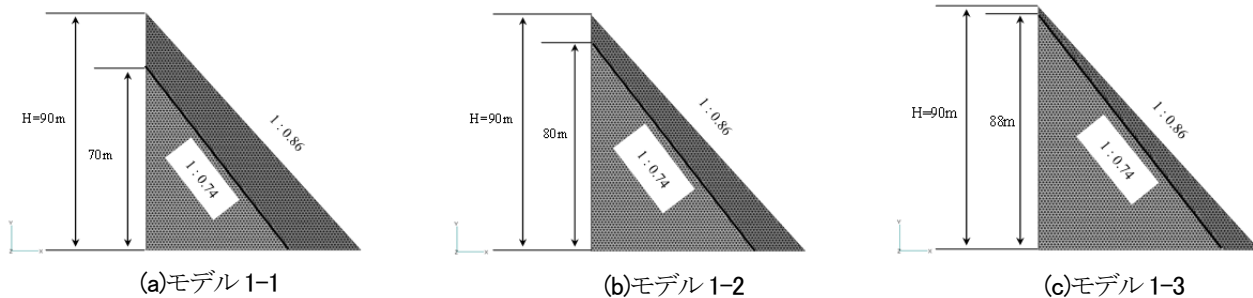


図-2.14 解析モデル（堤体部）

③新堤体のリフトスケジュールおよび貯水位（施工時および運用時）

図-2.17 に示すとおり設定した。

新堤体のリフトスケジュールは、打設後のコンクリート温度が高く、温度応力が大きくなると想定される8月頃にいずれの条件でも同一標高（打設高 55m 付近）を打設するよう設定した。打設速度は、1m/6日と1.5m/6日になるようにしたが、解析モデルの1メッシュが高さ1mであることから、1.5m/6日と同様の速度になるよう1m/4日とした。

貯水位は、施工時は56mで一定とし、打設完了後に0.2m/日で常時満水位（85m）まで上昇させ、堤体温度が概ね低下する約5年間運用し、その後最低水位（21m）まで低下させ約1年間運用することとした。

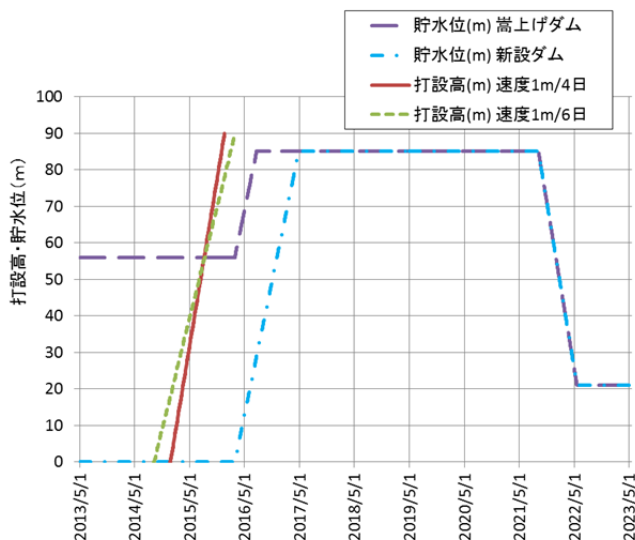


図-2.17 打設高および貯水位

表-2.9 解析条件（物性値等）一覧

項目	条件				
堤体温度上昇量 T_c ($^{\circ}\text{C}$)	$T_c = K \times (1 - \exp(-0.25t))$ $K = 25^{\circ}\text{C}$ t : 日（打設からの経過時間）				
熱伝達率	コンクリートと外気： $12\text{W}/\text{m}^2\text{C}$ コンクリートと外気（養生マット有）： $5\text{W}/\text{m}^2\text{C}$ コンクリートと貯水： $280\text{W}/\text{m}^2\text{C}$				
打込温度	外気温と同じとする				
項目	新設堤体			既設堤体	岩盤
圧縮強度 $f'_c(t)$ (N/mm^2)	C/W	2.023	$f'_c(t) = \left\{ \frac{(t-S_f)}{(A+B(t-S_f))} \right\} * F_c'$ $A = \alpha_1 + \beta_1 * (C/W)$ $B = \alpha_2 + \beta_2 * (C/W)$ $F_c' = p_1 + p_2 * (C/W)$	-	-
	α_1	24.3		-	-
	β_1	-6.09		-	-
	α_2	0.844		-	-
	β_2	0.0399		-	-
	S_f	0.42		-	-
	p_1	-7.28		-	-
	p_2	29.1		-	-
引張強度 f'_{tk} (N/mm^2)	C	0.13	$f'_{tk} = C (f'_c(t))^{A_2}$	-	-
	A_2	0.85		-	-
弾性係数 $E(t)$ (N/mm^2)	ϕ_1	0.42	$E(t) = \phi(t) * D_c * (f'_c(t))^{B_2}$	①12,500 ②25,000 ③50,000	25,000
	ϕ_2	0.65			
	D_c	6,300			
	B_2	0.45			
熱伝導率 ($\text{W}/\text{m} \cdot ^{\circ}\text{C}$)	2.3			2.3	2.3
密度 (kg/m^3)	2,300			2,300	2,300
比熱 ($\text{kJ}/\text{kg} \cdot ^{\circ}\text{C}$)	1.2			1.2	1.2
ポアソン比	0.2			0.2	0.3
線膨張性係数 ($\mu/^{\circ}\text{C}$)	8			8	8

2.4.2 解析結果 (常時における応力状態)

(1) 新設ダムとの比較概要

嵩上げダムに共通する特徴として、以下の点が挙げられるが、代表的なケース 1-1-②-② (嵩上げ) とケース 2-② (新設) の結果を比較したものを図-2.18~図-2.20 に示す。

図-2.18 (a)、(b)に示す通り、嵩上げダムは、旧堤体の境界付近の新堤体側に大きい引張応力が発生する。なお、発生箇所は、夏季に施工し最高温度が高い標高 55m 付近

である。この箇所付近の温度および最大主応力の時刻歴データを図-2.19、図-2.20 に示すが、建設後の嵩上げ堤体温度低下に伴い最大主応力が増加している。

嵩上げダム (ケース 1-1-②-②) で最大主応力が大きくなる新旧堤体打設部の新設堤体側 (標高 55m 付近) における最大主応力ベクトルを図-2.21 に示す。同図からわかるとおり、旧堤体側では圧縮応力となっているが、嵩上げ堤体側は新旧接合面と平行に近い方向の引張応力が生じている。よって、この箇所の温度応力は、新堤体が建

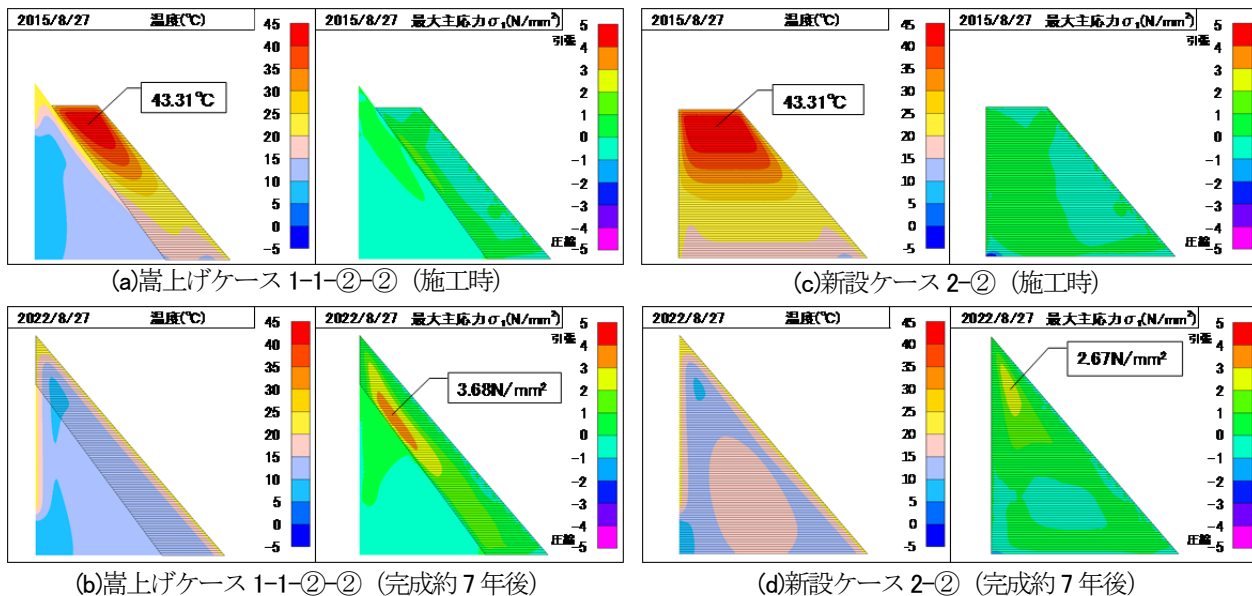


図-2.18 堤体温度および最大主応力 (嵩上げダムと新設ダムの比較)

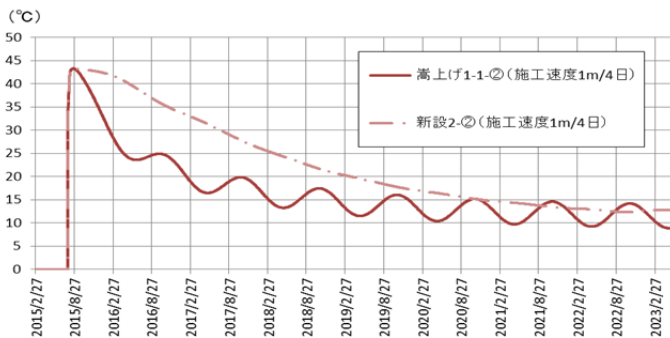


図-2.19 温度の時刻歴 (標高 55m 付近の最大要素)

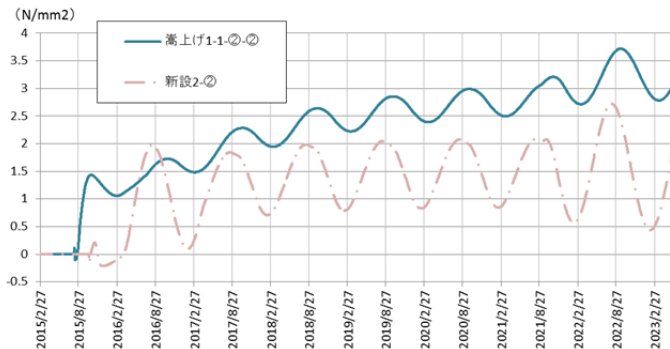
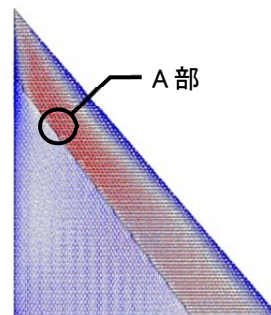
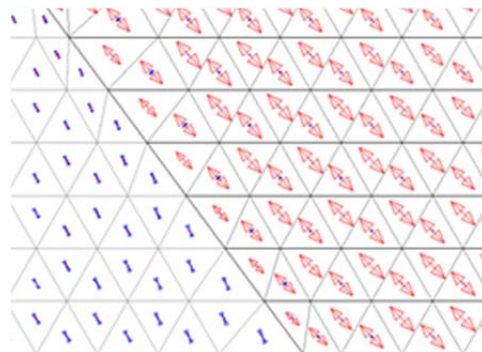


図-2.20 最大主応力の時刻歴 (標高 55m 付近の最大要素)



(a) 堤体全体



(b) A 部拡大図

図-2.21 主応力ベクトル図

設後の温度低下に伴い収縮しようとするが、旧堤体に拘束されるため発生していると考えられる。新設ダムでは、着岩部や水平打継面での外部拘束による温度応力が問題となることがあるが、嵩上げダムではこれに加えて新旧堤体打継部において既設堤体による新設堤体コンクリートの拘束も問題となる可能性があることがわかる。

(2) 嵩上げダムでの各種条件の違いによる影響

コンクリートダムの施工において、一般に外部拘束による温度応力が問題となるのは、主に打設されたコンクリートと基礎岩盤の間などとされており、その大きさ(次式で示される外部拘束度 R)は既往研究⁸⁾により、打設幅(レヤ長)、コンクリートと岩盤の弾性係数比、及び打設厚さと図-2.22の関係があることが示されている。

$$R = \frac{\sigma_t}{E_c \alpha_c \Delta \phi} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここに、 σ_t はコンクリート内に生ずる温度応力であり、 α_c はコンクリートの熱膨張率、 $\Delta \phi$ はコンクリート内に生ずる温度降下量である。

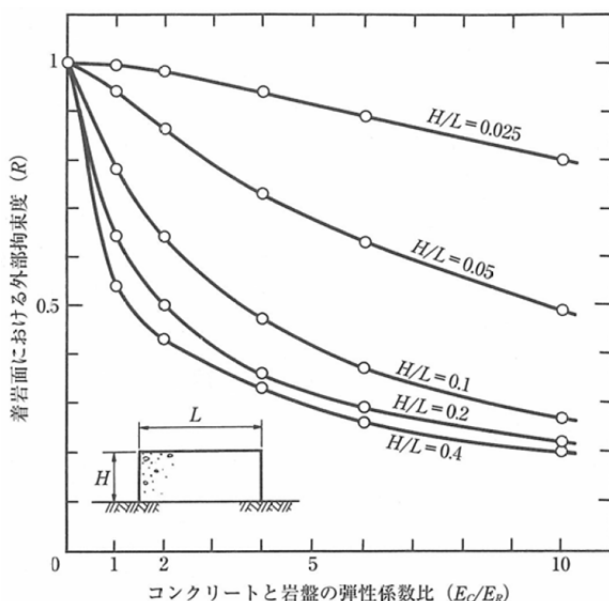


図- 2.22 基礎岩盤による外部拘束度⁸⁾

すなわち、

- ①コンクリートのレヤの長さ L が大きい程、外部拘束度は大きくなる。
- ②コンクリートと岩盤の弾性係数の比(E_c/E_r)が小さい程、外部拘束度は大きくなる。

- ③コンクリートの打上り高さ H が小さい程、外部拘束度は大きくなる。

これらの傾向を新設堤体コンクリートを嵩上げ堤体コンクリート、岩盤を旧堤体コンクリートと置き換えて考えると、新旧コンクリート間において類似の傾向となることが考えられる。よって、嵩上げダムでの新旧堤体打設面付近における温度応力の影響について、①～③に対応する次の各要因に着目してその影響について検討した。

- i) 嵩上げ堤体施工速度の違いによる影響
- ii) 新旧堤体弾性係数の違いによる影響
- iii) 嵩上げ厚さの違いによる影響

なお、外部拘束は、夏季施工箇所付近において大きくなるため、図-2.17で示したとおり、全ケースについて、夏季の施工が標高 55m 付近となるよう設定し、主に新設堤体部のこの箇所について比較した。

表-2.10、表-2.11 および図-2.23 および図-2.24 に、全ケースの結果を示す。これらの結果について、以上 i)～iii) の各要因に着目して以下に整理・考察する。

表-2.10 堤体最高温度(標高 55m 付近、全期間の最大要素)

	モデル	施工速度	堤体最高温度(°C)
嵩上げ	1-1 (70m→90m)	①1m/6日	39.99
		②1m/4日	43.32
	1-2 (80m→90m)	①1m/6日	39.90
		②1m/4日	43.15
	1-3 (88m→90m)	①1m/6日	38.77
		②1m/4日	41.24
新設	2	①1m/6日	40.01
		②1m/4日	43.32

表-2.11 最大主応力(標高 55m 付近、全期間最大の要素)

	モデル	施工速度	最大主応力(N/mm ²)			最大時の季節
			旧堤体 弾性係数(N/mm ²)			
			①12,500	②25,000	③50,000	
嵩上げ	1-1 (70m→90m)	①1m/6日	3.15	3.60	3.88	夏季
		②1m/4日	3.25	3.72	3.97	〃
	1-2 (80m→90m)	①1m/6日	3.18	3.25	3.32	〃
		②1m/4日	3.31	3.45	3.69	〃
	1-3 (88m→90m)	①1m/6日	2.58	3.36	4.15	冬季
		②1m/4日	3.09	4.05	4.96	〃
新設	2	①1m/6日	2.86			夏季
		②1m/4日	2.72			〃

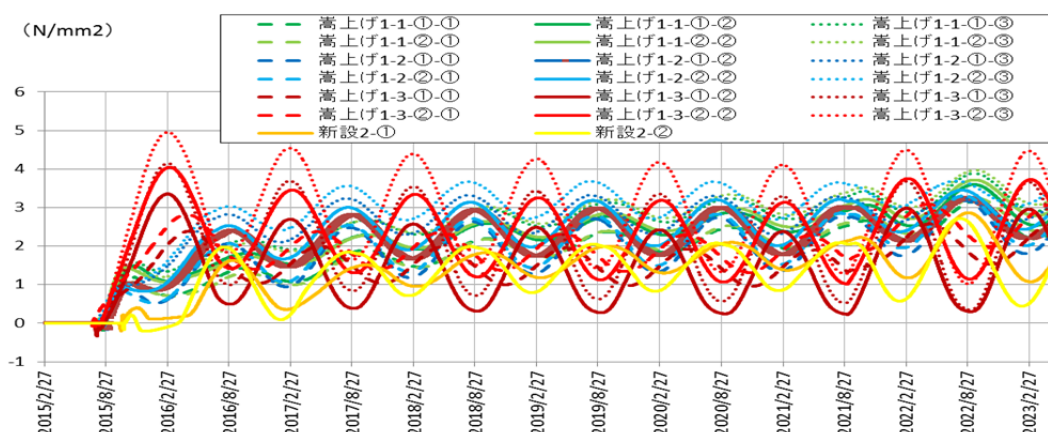


図-2.23 最大主応力の時刻歴(全ケース、標高 55m 付近の最大要素)

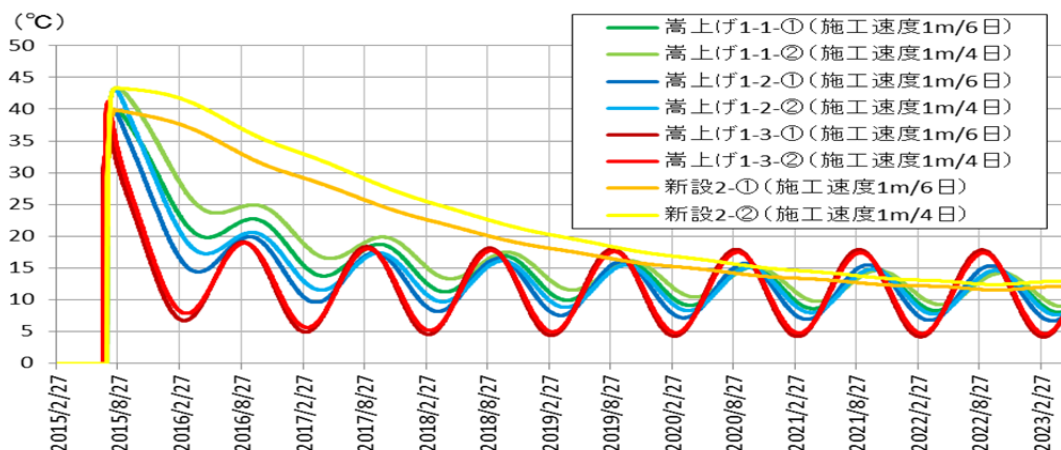


図-2.24 温度の時刻歴(全ケース、標高 55m 付近の最大要素)

i) 嵩上げ堤体施工速度の違いによる影響

表-2.11 の最大主応力の結果を嵩上げ堤体施工速度別に示したのが図-2.25 である。同図に示す通り、全てのケースで施工速度②(1m/4日)の方が①(1m/6日)の条件よりも大きな最大主応力が発生している。

また、表-2.10 の堤体温度の結果を嵩上げ堤体施工速度別に示したのが図-2.26 である。同図に示すとおり、嵩上げダムの全てのケースで施工速度②1m/4日のケースが①1m/6日のケースよりも堤体最高温度が高くなってお

り、最終的な温度降下量が大きくなる。なお、この結果は図-2.26 の最大主応力の大きさの傾向と同じである。

これらの代表としてケース 1-1-①(施工速度 1m/6日)-②とケース 1-1-②(施工速度 1m/4日)-②の比較結果を図-3.27～図-3.29 に示す。

以上より、堤体施工速度が早いと堤体施工時の最高温度が高く温度降下量が大きくなることで、嵩上げ堤体内部に温度応力が大きくなる箇所が生じることがわかる。

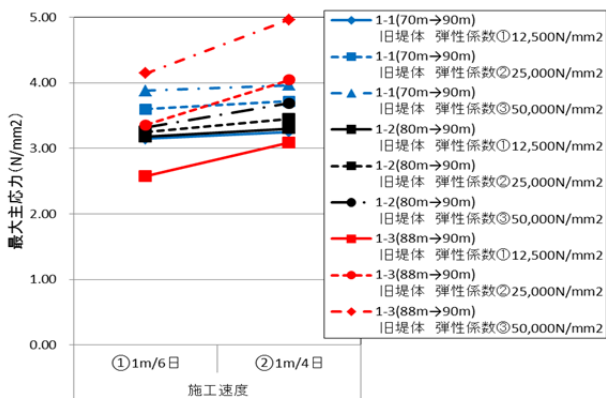


図-2.25 最大主応力 (最大値発生箇所、施工速度が異なるケースの比較)

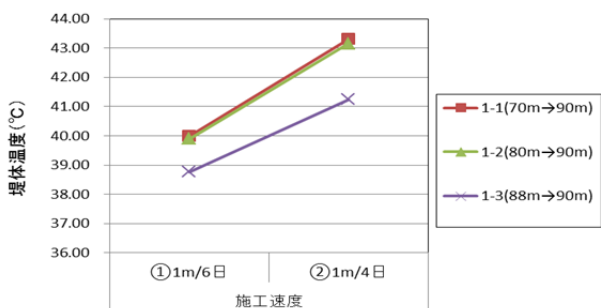


図-2.26 堤体温度 (最大値発生箇所、施工速度が異なるケースの比較)

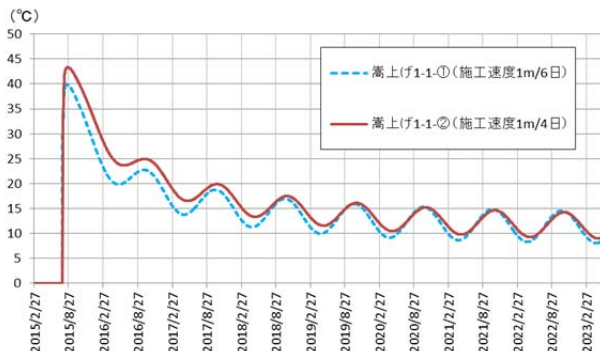


図-2.27 温度の時刻歴 (標高 55m 付近の最大要素)

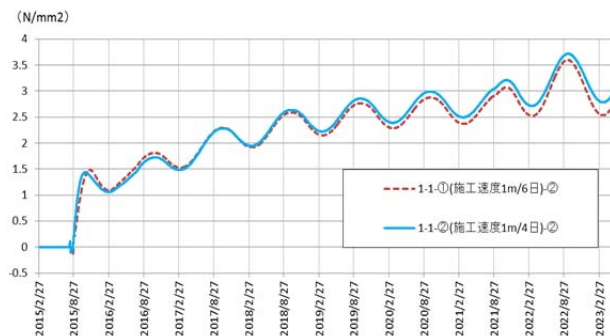
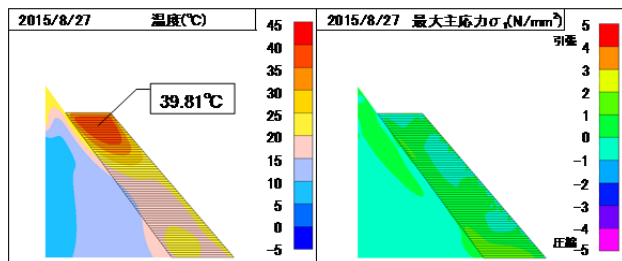
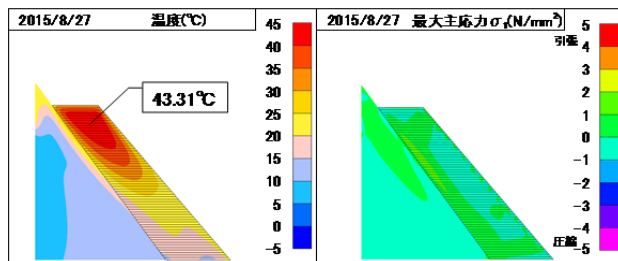


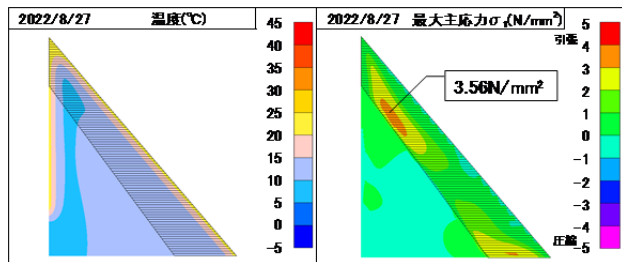
図-2.28 最大主応力の時刻歴 (標高 55m 付近の最大要素)



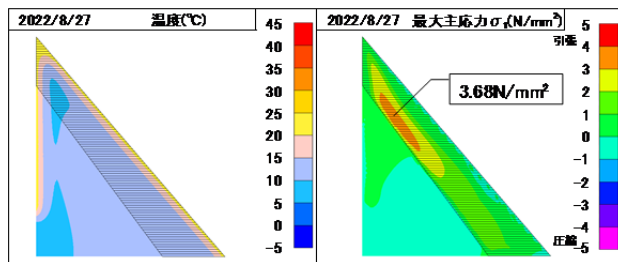
(a) ケース 1-1-①(施工速度 1m/6 日)-② (施工時)



(c) ケース 1-1-②(施工速度 1m/4 日)-② (施工時)



(b) ケース 1-1-①(施工速度 1m/6 日)-② (完成約 7 年後)



(d) ケース 1-1-②(施工速度 1m/4 日)-② (完成約 7 年後)

図-2.29 堤体温度および最大主応力(施工速度が異なるケースの比較)

ii) 新旧堤体弾性係数の違いによる影響

表-2.11 の最大主応力の結果を旧堤体弾性係数別に示したのが図-2.30 である。同図に示すとおり、全てのケースで旧堤体の堤体弾性係数が大きい方が最大主応力も大きくなっている。旧堤体の弾性係数が大きいほうが、旧堤体による拘束力が大きくなるためと考えられ、これは、新設ダムにおける②コンクリートと岩盤の弾性係数の比 (E_c/E_E) が小さい程、外部拘束度は大きくなる傾向と

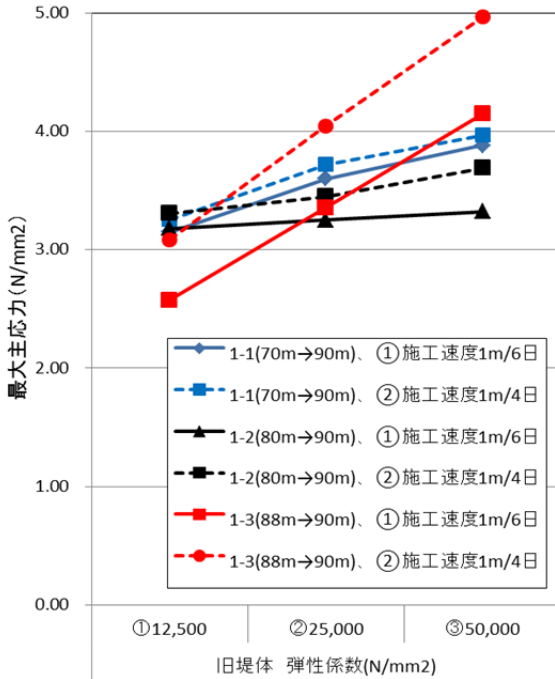


図-2.30 最大主応力 (最大値発生箇所、旧堤体弾性係数が異なるケースの比較)

同様である。なお、嵩上げ高さの低いケースの方がグラフの勾配が急であり、嵩上げ高さが低い方が新旧堤体弾性係数の相違による影響を受けやすいことがわかる。

これらの代表としてケース 1-1-②-①(旧堤体弾性係数 12,500N/mm²)、ケース 1-1-②-③(旧堤体弾性係数 50,000N/mm²)の比較を図-2.31~図-2.33 に示す。なお、図-2.32 は、ケース 1-1-②-②(旧堤体弾性係数 25,000N/mm²)の結果も合わせて示す。

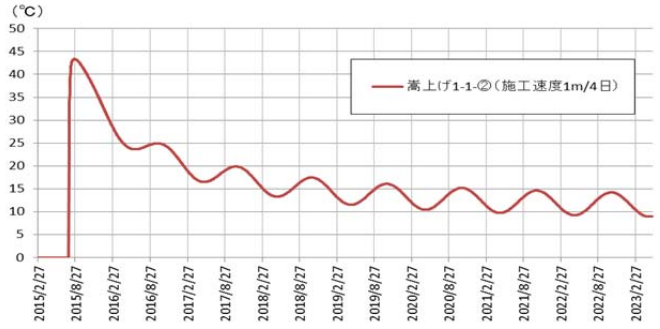


図-2.31 温度の時刻歴 (標高 55m 付近の最大要素)

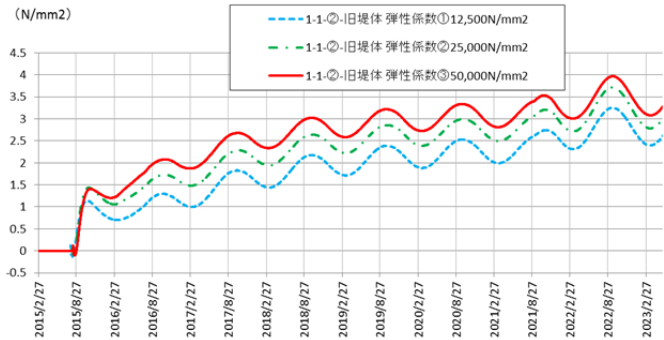


図-2.32 最大主応力の時刻歴 (標高 55m 付近の最大要素)

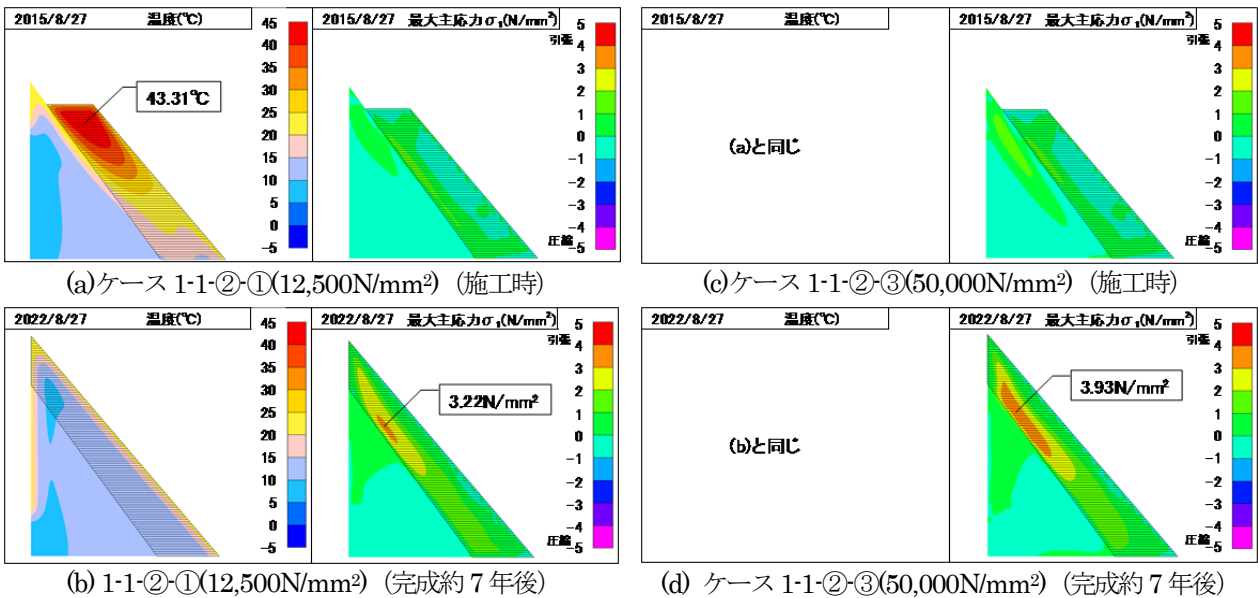


図-2.33 堤体温度および最大主応力 (旧堤体弾性係数が異なるケースの比較)

iii) 嵩上げ高さの違いによる影響

表-2.11 の最大主応力の結果を嵩上げ高さ別に示したのが図-2.34 である。i) で述べた施工速度の影響は嵩上げ高さによらず同傾向(施工速度が大きい程最大主応力が大きい)を示しているが、嵩上げ高さが最も低いモデル 1-3 では、他モデルのケースと比較して ii) で述べた新旧堤体の弾性係数の相違による最大主応力への影響が大きくなっている。

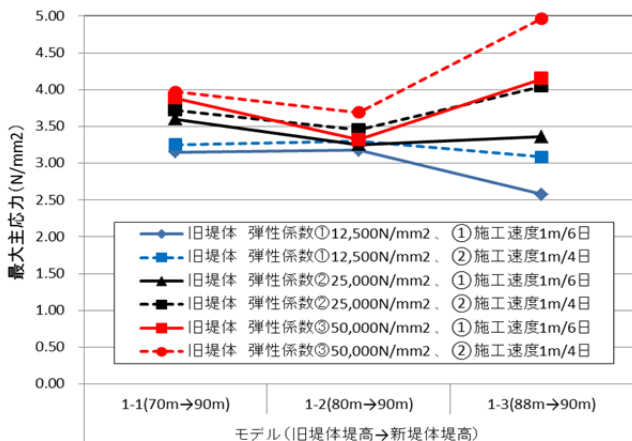


図-2.34 最大主応力(最大値発生箇所、嵩上げ高さが異なるケースの比較)

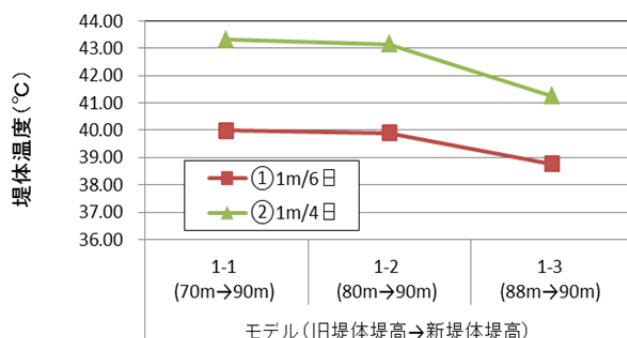


図-2.35 堤体温度(最大値発生箇所、嵩上げ高さが異なるケースの比較)

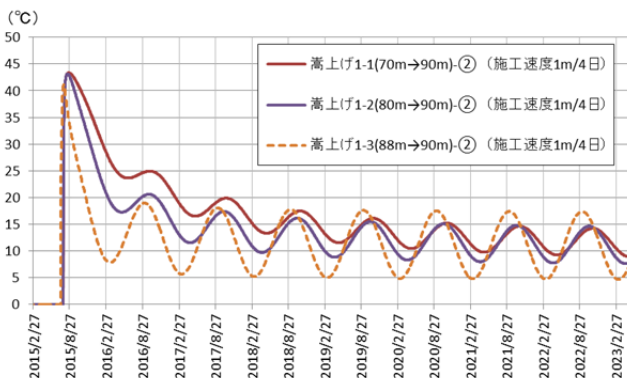
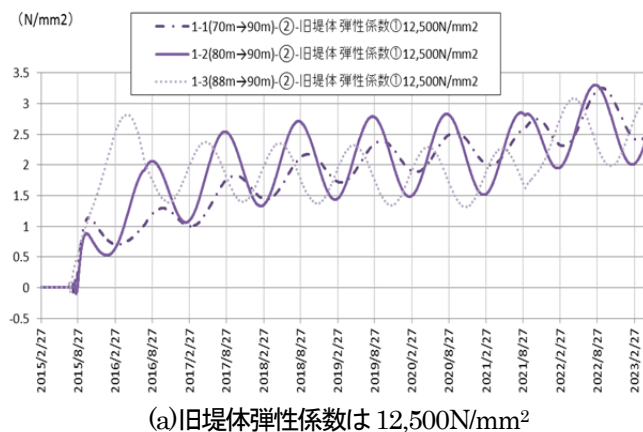


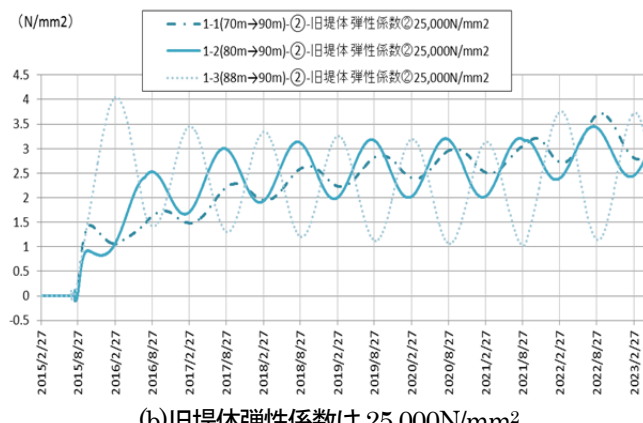
図-2.36 温度の時刻歴(標高 55m 付近の最大要素)

なお、表-2.10 の堤体最高温度を嵩上げ高さ別に示した図-2.35 からわかるように、嵩上げ高さが低い(増厚幅が薄い)と温度降下は小さくなるものの、温度応力への影響は新設堤体と旧堤体の弾性係数の相違による下流面での拘束度の相違によるものも大きいことがわかる。

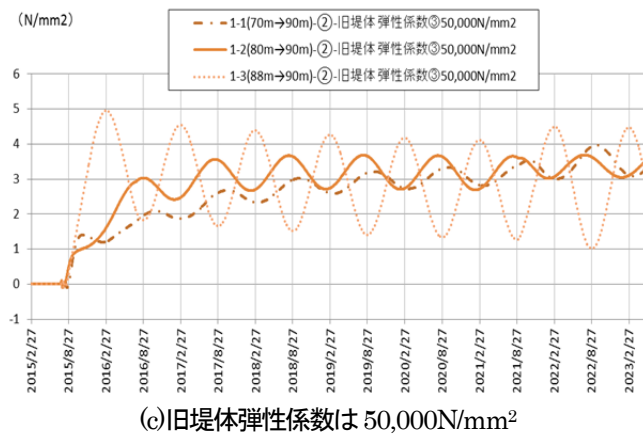
これらの代表として施工速度が②(1m/4日)のケースについて、堤体嵩上げ高さ毎の比較結果を各弾性係数のケース別に図-2.36~図-2.38 に示す。



(a)旧堤体弾性係数は 12,500N/mm²



(b)旧堤体弾性係数は 25,000N/mm²



(c)旧堤体弾性係数は 50,000N/mm²

図-2.37 最大主応力の時刻歴(標高 55m 付近の最大要素、嵩上げ高さによる影響)

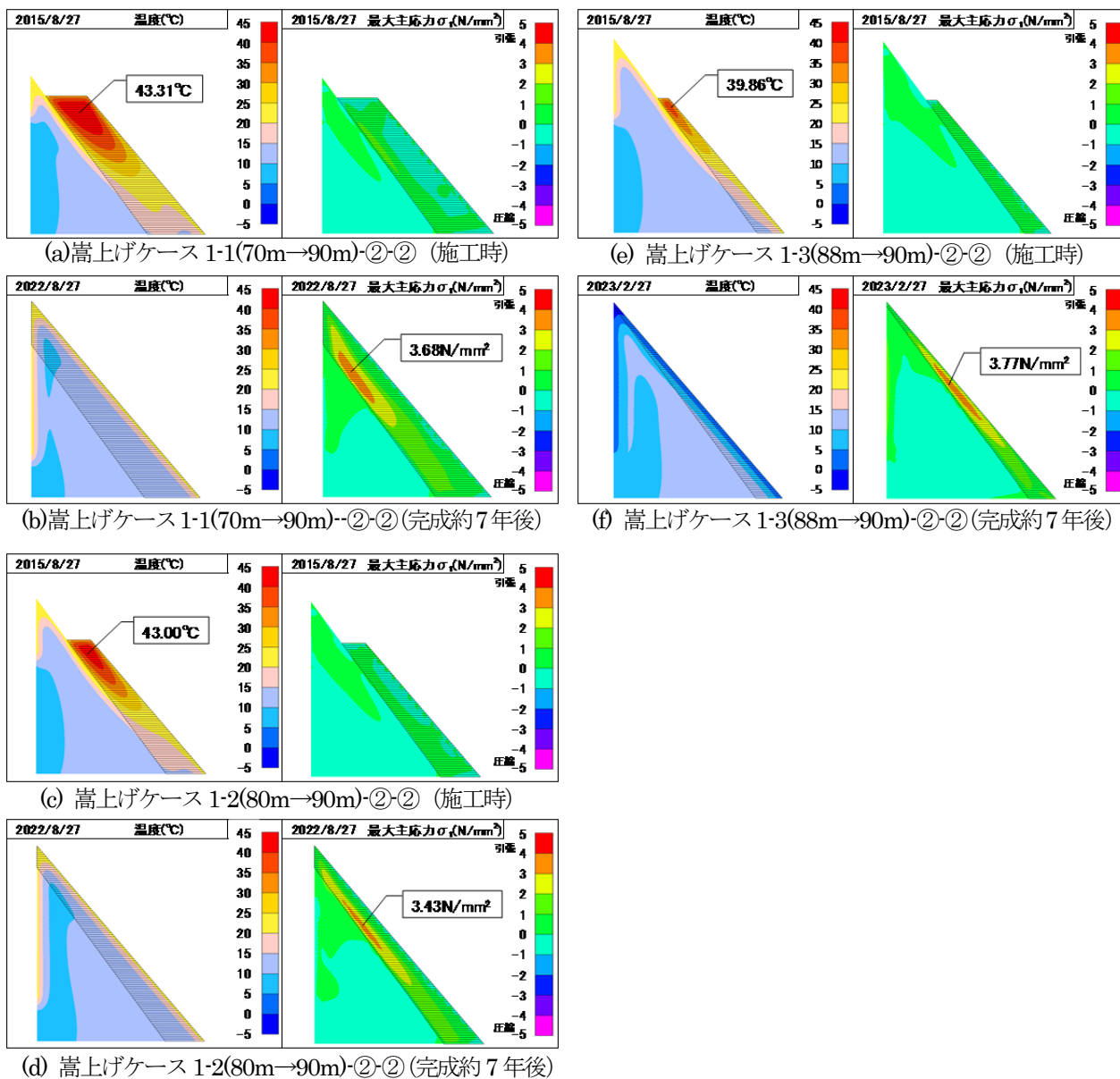


図-2.38 堤体温度および最大主応力

2.4.3 解析結果（温度応力を考慮した大規模地震時の応力状態）

本項では、2.4.2 の常時応力分布に線形動的解析による大規模地震時の動的応力を合成して地震時応力の分布を求めた。なお、解析ケースは、常時応力解析のケース(表-2.8)中、表-2.12 に示す代表3 ケースとした。なお、温度応力の抽出時点は、堤体温度の年変動が概ね一定となる施工完了から約5年後とし、嵩上箇所（新堤体）の標高 55m 付近の最大主応力が該当年における年変動の中で最大となる時点とした。

表-2.12 解析ケース

	ケース名	モデル (旧堤高→新堤高)	施工速度	旧堤体 弾性係数 (N/mm ²)	温度応力抽出 時点
嵩 上 げ	ケ-ス1-1-②-②	1-1(70m→90m)	②1m/4日	②25,000	2021/9/5
	ケ-ス1-2-②-②	1-2(80m→90m)	②1m/4日	②25,000	2021/8/13
	ケ-ス1-3-②-②	1-3(88m→90m)	②1m/4日	②25,000	2021/3/27

各ケースの解析結果をそれぞれ図-2.39～図 2.41 に示す。これらの図には、最大主応力と最小主応力について、常時（非地震時）応力、温度応力を考慮した場合の常時応力、大規模地震時の時刻歴最大値、温度応力を考慮した場合の大規模地震時の時刻歴最大値を示している。

以下では、堤体のうち主に i) および ii) の箇所に着目して結果と考察を示す。

i) 嵩上箇所（新堤体）の標高 55m 付近の夏季施工箇所

ii) 旧堤体堤踵部（上流端着岩部）付近

i) については、前項で着目したとおり、新堤体で大きな最大主応力が発生する箇所である。また、ii) については、これまでの検討で大規模地震時に引張応力によるひび割れが発生する可能性がある箇所のうち、貯水の浸入による堤体安定性への影響を考慮すべきと考えられる箇所である。

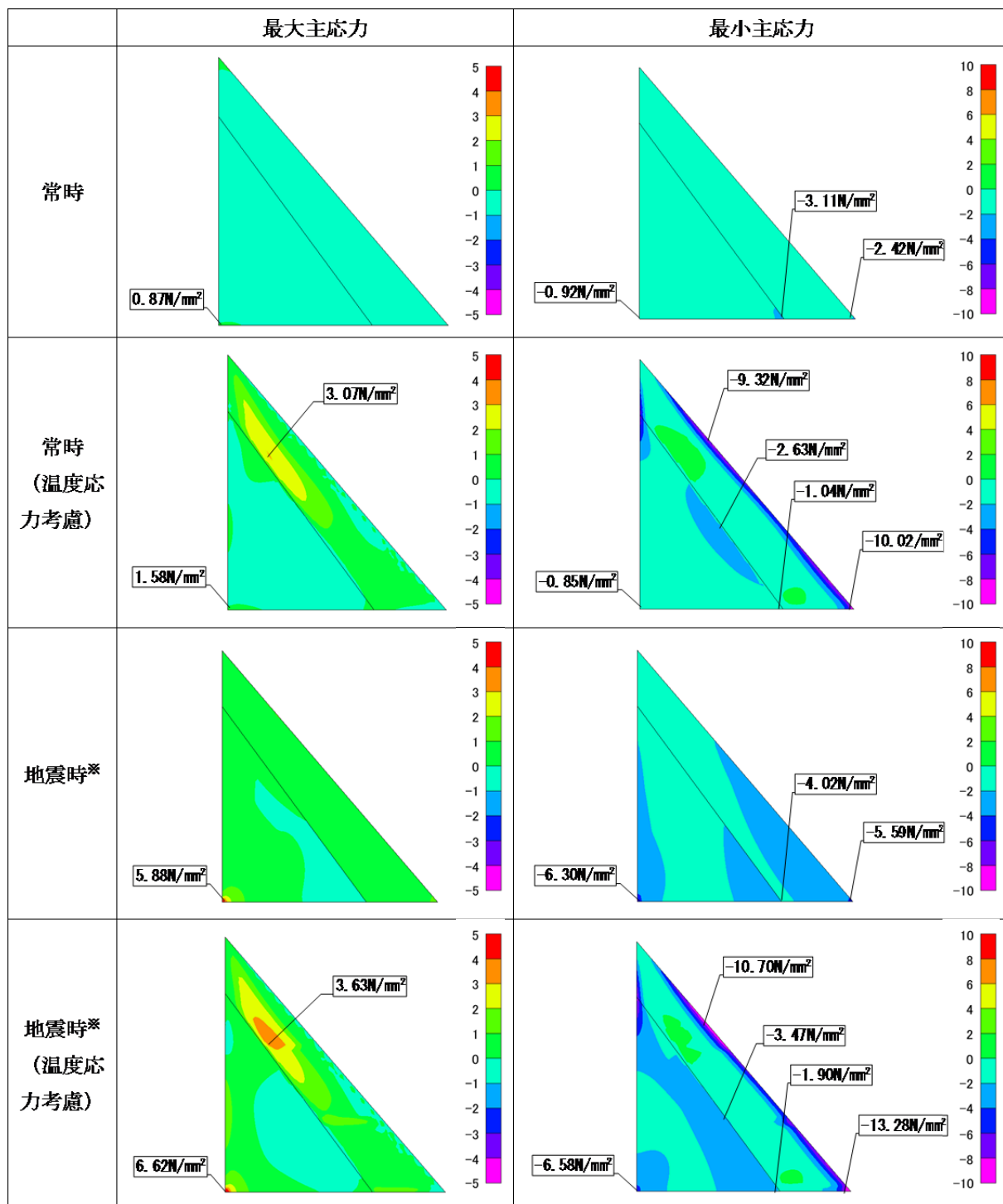
i) 嵩上箇所(新堤体)の標高 55m 付近の夏季施工箇所

当該箇所については、2.4.2 に示したとおり常時では旧堤体による外部拘束による温度応力（引張応力）が発生している。さらに、図-2.39～図-2.41 に示すとおり、大規模地震時においても、温度応力を考慮した方が最大

主応力が大きくなっており、その特に大きい箇所は常時に最大主応力が集中していた箇所と同様である。

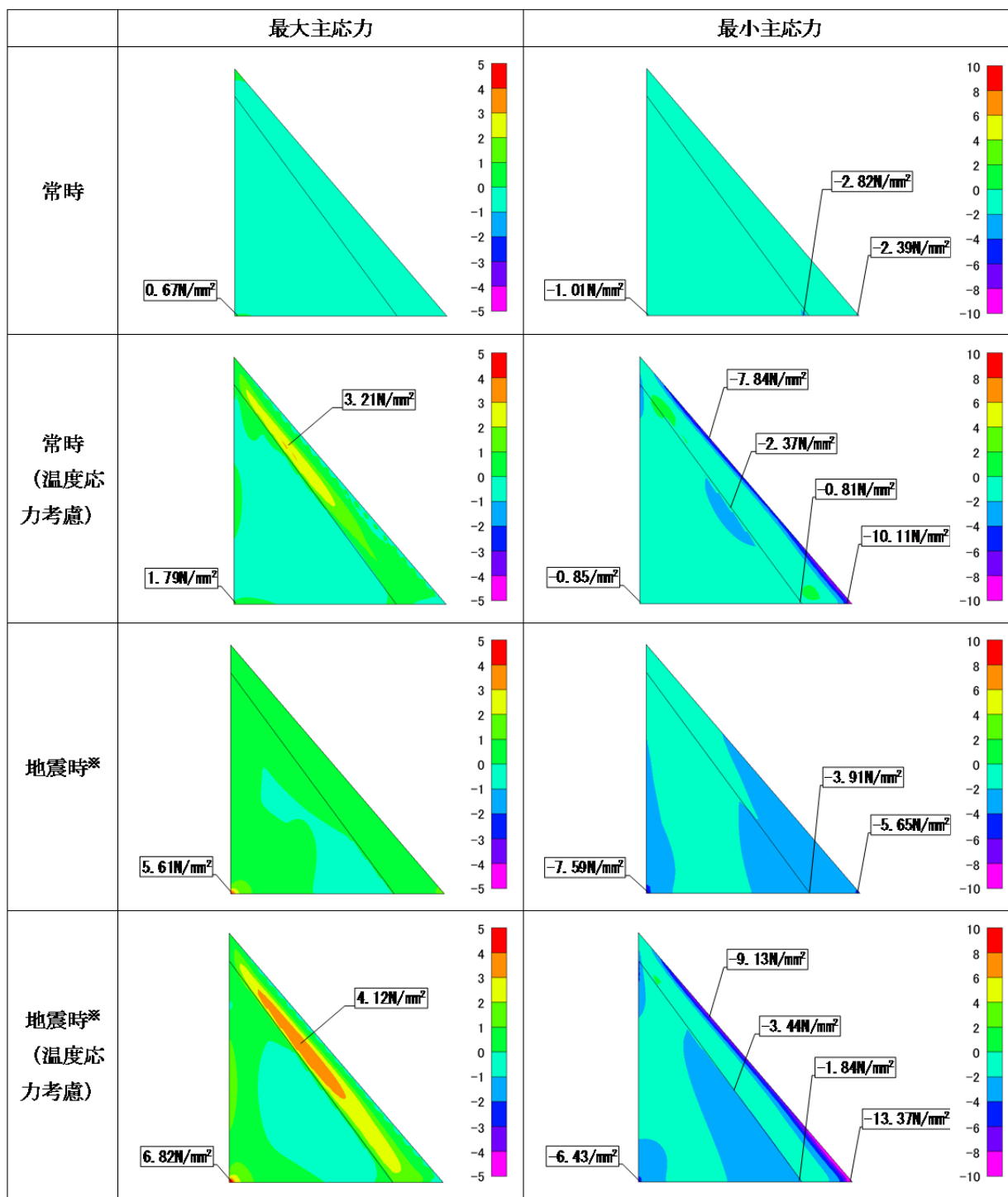
ii) 旧堤体堤踵部（上流端着岩部）付近

図-2.39～図-2.41 の旧堤体堤踵部(上流端着岩部) の最大主応力を抽出し各荷重条件で比較したものが図-2.42 である。各モデル（嵩上げ高さ）とも、常時（非地震時）応力と大規模地震時応力とも、温度応力を考慮した方が最大主応力が大きくなっている。この要因として、嵩上げ堤体の温度降下に伴う収縮に伴い旧堤体の下流面（新堤体との境界部）に圧縮応力が生じる（図-2.21）のと同時に、堤踵部では常時応力としてほぼ鉛直方向の引張応力が生じやすくなることが考えられる。



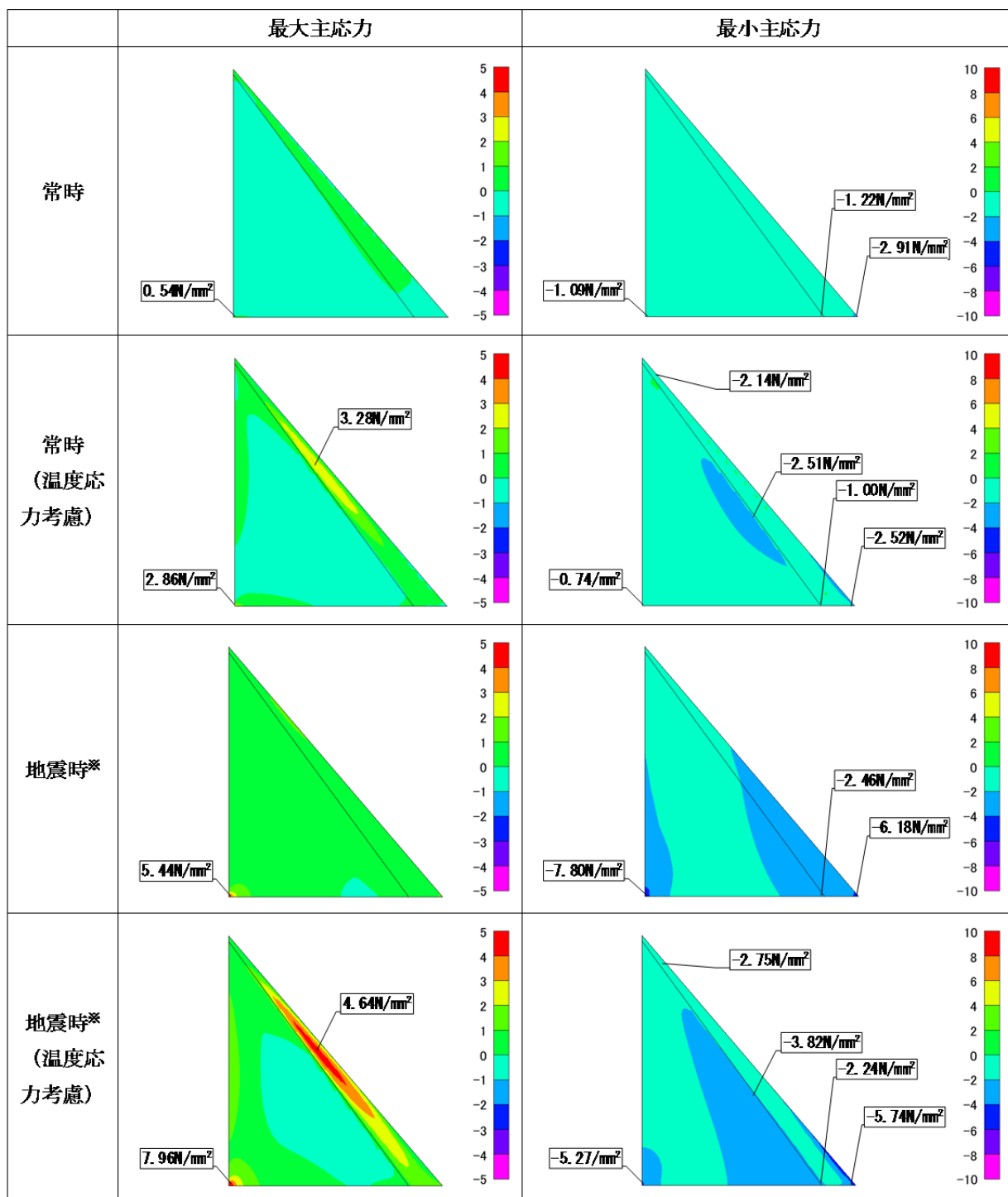
※地震時の最大（最小）主応力は、時刻歴応力の最大（最小）である。

図-2.39 温度応力を考慮した場合の応力分布（ケース 1-1-②-②）



※地震時の最大（最小）主応力は、時刻歴応力の最大（最小）である。

図-2.40 温度応力を考慮した場合の応力分布（ケース 1-2-②-②）



※地震時の最大（最小）主応力は、時刻歴応力の最大（最小）である。

図-2.41 温度応力を考慮した場合の応力分布（ケース 1-3-②-②）

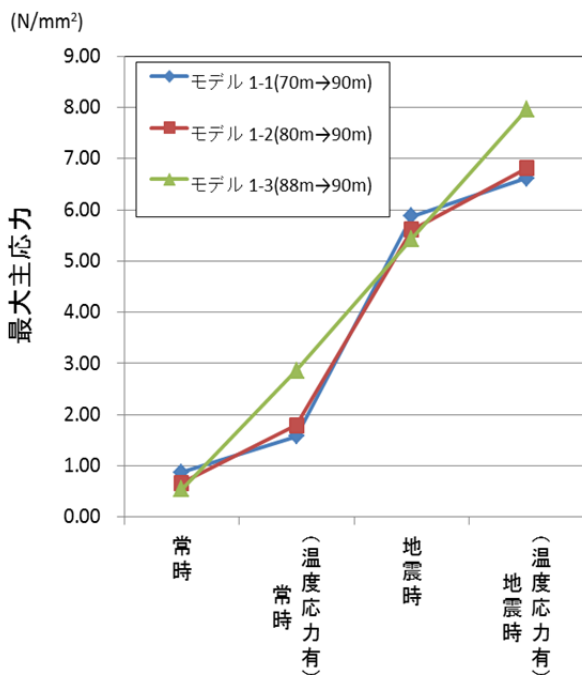


図-2.42 堤踵部における最大主応力の比較

2.5 新旧堤体間の貯水の振動による影響

2.5.1 目的

既設堤体の下流に堤体を新設する下流嵩上げダムの耐震性能照査を行う場合を想定し、地震により貯水池内で発生する流体圧力が大規模地震時の挙動におよぼす影響を把握するため新設堤体上流の貯水池、既設堤体を含めてモデル化し、FEM 解析による検討を行った。

2.5.2 検討条件

(1) 解析モデルおよび解析条件

解析モデルの諸元を表-2.13、物性条件を表-2.14 に示す。解析モデルは、新設堤体の堤高を 90m とし、既設堤体の振動特性が流体圧力に与える影響を把握するため、堤高 50m と 70m のケースについて検討した。堤体の下流面勾配は、実際の断面設計を想定して堤体の安定計算により、上流端に鉛直方向の引張が発生しない勾配で設定した。また、新旧堤体間の離隔距離の影響を把握するため、離隔距離 0, 50, 100m のケースを設定した。検討ケースを表-2.15 に、解析モデルの一例を図-2.43 にそれぞれ示す。

貯水については非圧縮性流体と圧縮性流体の 2 つの条件でモデル化した。なお、本解析では既設堤体による影響に着目しているため、圧縮性流体でモデル化した解析では、貯水池底面の反射（インピーダンス比）は考慮していない。

大規模地震を想定した入力地震動は、前述の照査用下限加速度応答スペクトル（図-2.4）に適合するように調整した波形（図-2.5、最大水平加速度 341gal）とした。

表-2.13 解析モデル諸元

既設ダム堤高 h	50, 70m
既設ダム下流面勾配	0.71(50m), 0.74(70m)
新設ダム堤高 H	90m
新設ダム下流面勾配	0.76
貯水深 h _w (H-5m)	85m
新設ダムと既設ダムの離隔距離 D	0, 50, 100m

表-2.14 解析物性値

項目		値
新旧堤体	単位体積重量 (kg/m ³)	2,300
	弾性係数 (N/mm ²)	25,000
	ポアソン比	0.2
岩盤	単位体積重量 (kg/m ³)	2,300
	弾性係数 (N/mm ²)	25,000
	ポアソン比	0.3
貯水	単位体積重量 (kg/m ³)	9,810
	水の伝播速度 (m/s)	1,400

表-2.15 検討ケース

	ケース 1	ケース 2-1	ケース 2-2	ケース 2-3	ケース 3-1	ケース 3-2	ケース 3-3
新設/嵩上げ	新設	嵩上げ	嵩上げ	嵩上げ	嵩上げ	嵩上げ	嵩上げ
離隔距離 D	—	0	50m	100m	0	50m	100m
既設堤高 h	—	50m	50m	50m	70m	70m	70m
新設堤高 H	90m	90m	90m	90m	90m	90m	90m

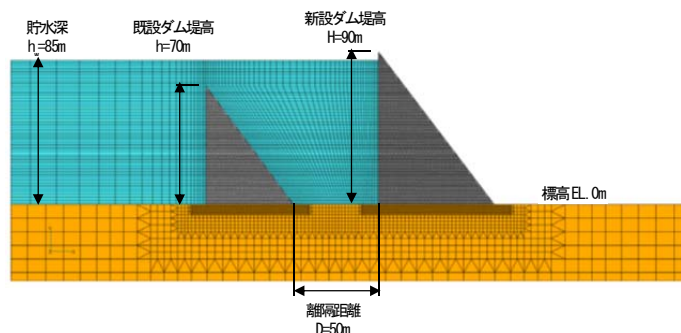


図-2.43 解析モデルの例

2.5.3 検討結果

解析結果のうち、新設堤体で最も応力が集中する堤踵部に発生する最大主応力に着目し、その時刻歴最大値を表-2.16 および図-2.44 に示す。

新設ダム(堤高 90m)の場合(ケース 1)では、貯水を非圧縮性流体とした場合の発生応力に比べて圧縮性流体とした場合の発生応力が若干大きな値となっているが、その差はわずかである。

しかし、下流嵩上げの場合、新設堤体(堤高 90m)堤踵部の最大主応力は、既設堤体の堤高や新旧堤体の離隔距離、貯水のモデル化方法(非圧縮性流体、圧縮性流体)により異なることがわかる。また、新設ダムとの比較では、既設堤体の堤高が 50m より 70m の方が、新旧堤体の離隔距離では 100m より 50m の方が、それぞれ貯水のモデル化による相違の影響が大きいことが分かる。これらは、新旧堤体間の貯水の振動において、旧堤体で反射する圧力波の影響の受けやすさの相違を反映したものと考えられる。なお、離隔距離 0m の場合、離隔距離 50m、100m に比べて最大主応力が大きくなっているのは、新設堤体堤踵が既設堤体堤趾による拘束の影響を受けていることが一因と考えられる。

表-2.16 新設堤体堤踵部の最大主応力の比較 (N/mm²)

検討ケース	ケース 1	ケース 2-1	ケース 2-2	ケース 2-3	
新設/嵩上げ	新設	嵩上げ	嵩上げ	嵩上げ	
離隔距離	—	0	50m	100m	
既設堤高	—	50m	50m	50m	
新設堤高	90m	90m	90m	90m	
新設堤体堤踵部の最大主応力(N/mm ²)	非圧縮性流体	6.80 (9.39s)	7.34 (7.51s)	5.87 (7.53s)	6.25 (9.39s)
	圧縮性流体	6.94 (9.42s)	6.77 (7.49s)	5.44 (7.52s)	5.80 (7.50s)
検討ケース		ケース 3-1	ケース 3-2	ケース 3-3	
新設/嵩上げ		嵩上げ	嵩上げ	嵩上げ	
離隔距離		0	50m	100m	
既設堤高		70m	70m	70m	
新設堤高		90m	90m	90m	
新設堤体堤踵部の最大主応力(N/mm ²)	非圧縮性流体	7.72 (7.50s)	6.42 (9.38s)	7.10 (9.39s)	
	圧縮性流体	9.14 (7.50s)	8.79 (9.38s)	7.99 (9.42s)	

※()内は最大値発生時刻

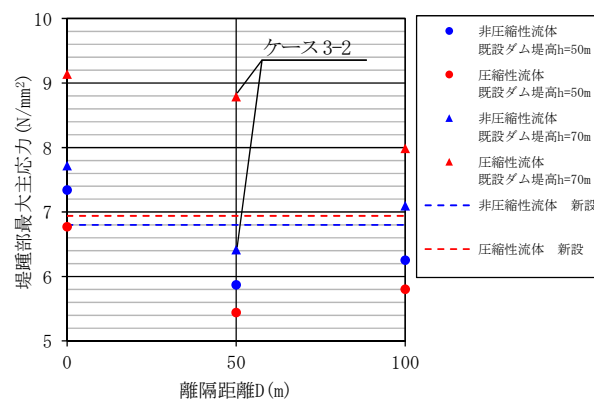


図-2.44 新設堤体堤踵部の最大主応力の比較

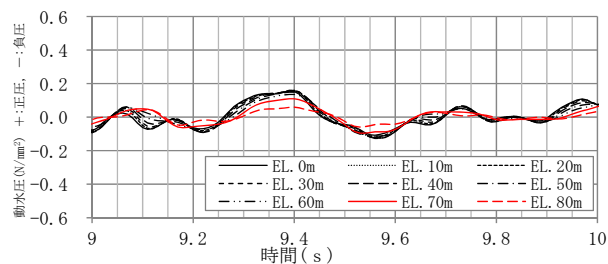
図-2.45 には図-2.44 に示した新設堤体堤踵部の最大主応力の貯水のモデル化方法(非圧縮性流体、圧縮性流体)の違いによる差が顕著なケース 3-2 について、比較のため新設ダムのケース 1 とともに堤体上流面の動水圧時刻歴を基礎から 10m 毎に示す。

貯水を非圧縮性流体でモデル化した場合、下流側の新設堤体の上流面に作用する動水圧(図-2.45 (2))は、新設ダムの場合(図-2.45 (1))と大きな違いはないのに対し、圧縮性流体とした場合(図-2.45(3))には、下流側の新設堤体に作用する動水圧の振幅及び最大値が大きくなることがわかる。また、図-2.45(3)で動水圧の振幅が大きいのは既設堤体の堤高(70m)以下の標高であることがわかる。

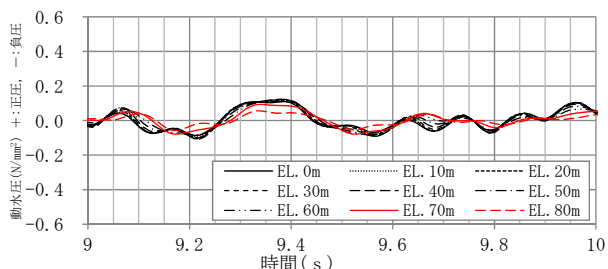
なお、新設堤体上流面に作用する動水圧が、堤踵部の発生応力に与える影響について試算するため、新設堤体上流面の各標高での動水圧時刻歴から求めた動水圧荷重モーメント(各標高での動水圧による荷重に、堤踵からの高さを乗じたモーメント)の時刻歴を図 2-46 に示す。また、同図から最大主応力 σ_1 の時刻歴最大値が発生する時刻(t_1 とする)付近の動水圧荷重モーメントの最大値を抽出した結果を表-2.17 及び図-2.47 に示す。図-2.47 より、新設堤体堤踵部での最大主応力が最大となる時刻付近での動水圧荷重モーメントの傾向は、既設堤体による拘束の影響が考えられる離隔距離 0m の場合を除き図-2.44 に示した堤踵部での最大主応力の傾向と類似している。そして、非圧縮性流体での動水圧荷重モーメントは、各離隔距離のケースとも既設堤高 50m と 70m のケースで大きな差がないが、圧縮性流体での結果は、各離隔距離とも既設堤高が高いケース 3-1~3(70m)の動水圧荷重モーメントが大きく、とくに離隔距離 50m のケースで差が大きい。

これらのことから、図 2-44 に示した新設堤体堤踵部における最大主応力を精度よく推定するには、新設堤体上

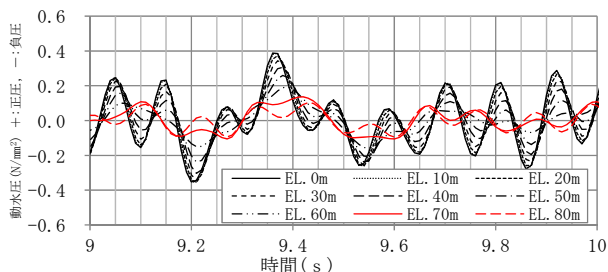
流面に作用する動水圧が既設堤体の影響により変化することの影響を適切に考慮する必要があると考えられる。すなわち、下流嵩上げダムにおいては、新旧堤体間の貯水の振動による動水圧の影響を精度よく考慮するため、既設堤体をモデル化するとともに、貯水を圧縮性流体とした解析を行うことが望ましいと考えられる。



(1) ケース 1 新設ダム (非圧縮性流体)



(2) ケース 3-2 下流嵩上げダム (非圧縮性流体)



(3) ケース 3-2 下流嵩上げダム (圧縮性流体)

図-2.45 新設堤体上流面の動水圧時刻歴

表-2.17 動水圧荷重モーメントの比較

検討ケース		ケース1	ケース2-1	ケース2-2	ケース2-3
新設/嵩上げ		新設	嵩上げ	嵩上げ	嵩上げ
離隔距離		—	0	50m	100m
既設堤高		—	50m	50m	50m
新設堤高		90m	90m	90m	90m
動水圧荷重モーメント (kN・m)	非圧縮性流体	439.30	300.65	351.97	406.29
	圧縮性流体	626.91	449.99	321.15	435.11
検討ケース		ケース3-1	ケース3-2	ケース3-3	
新設/嵩上げ		嵩上げ	嵩上げ	嵩上げ	
離隔距離		0	50m	100m	
既設堤高		70m	70m	70m	
新設堤高		90m	90m	90m	
動水圧荷重モーメント (kN・m)	非圧縮性流体	311.40	342.50	416.44	
	圧縮性流体	516.04	660.79	546.45	

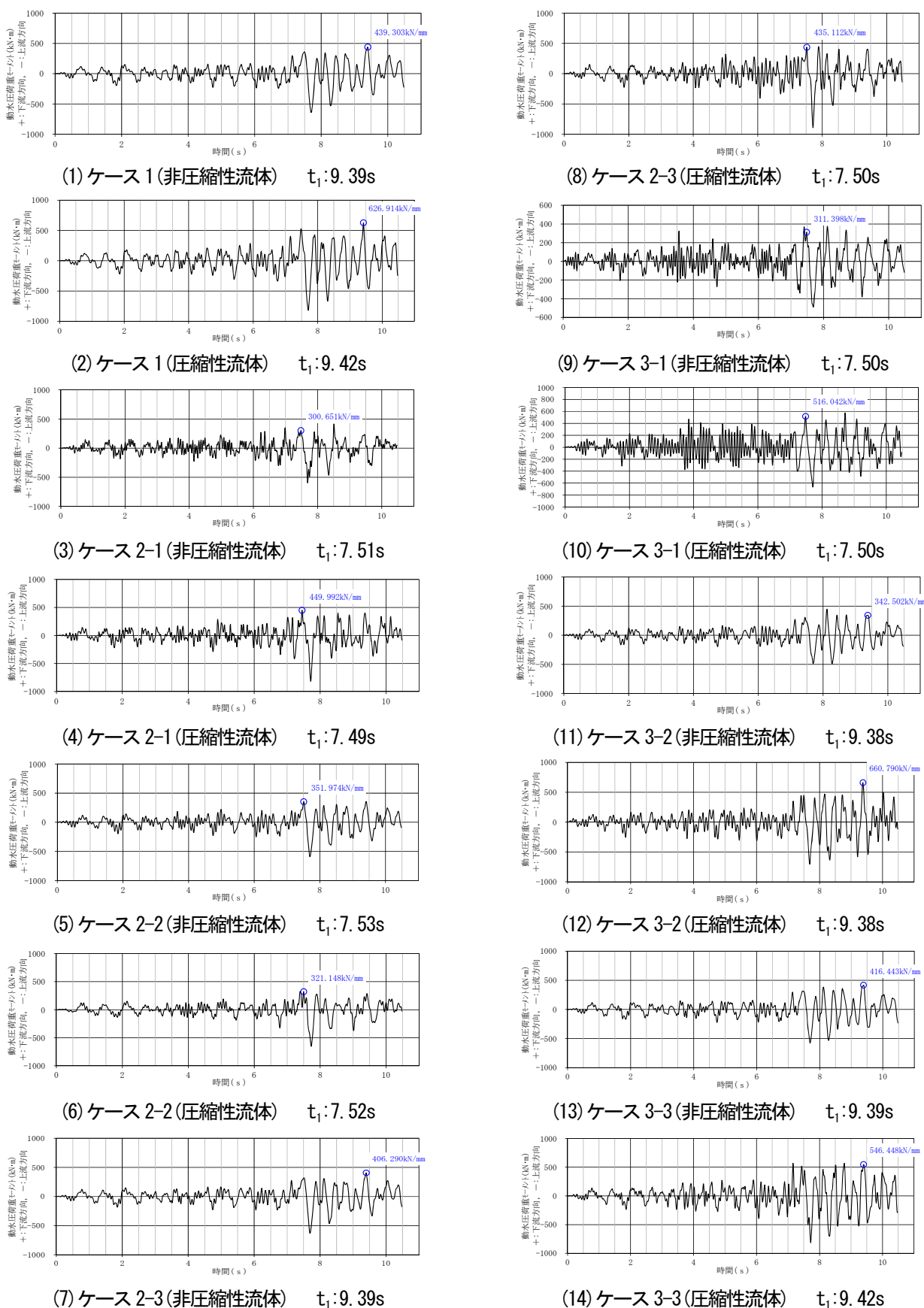


図-2.46 新堤体上流面の動水圧荷重モーメント時刻歴
(t_1 は新堤体堤踵部に発生する最大主応力 σ_1 が最大となる時刻)

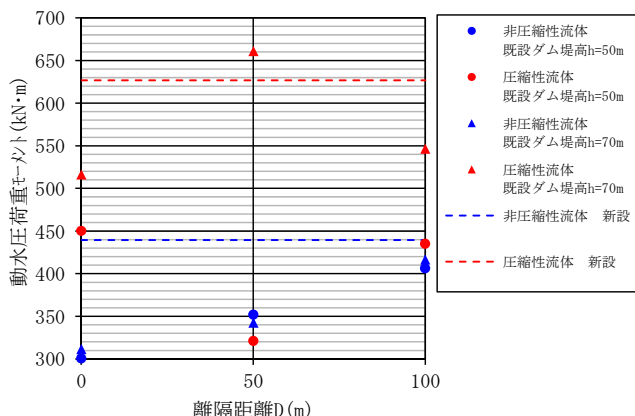


図-2.47 動水圧荷重モーメント(σ₁最大値発生時刻前後での最大値)の比較

3. 放流管削孔ダムの応力解析と損傷形態の推定

3.1 概要

既設重力式コンクリートダム堤体削孔により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。

昨年度までの検討④では、削孔ダムと新設ダムに放流管を設置する場合の比較等を行い、堤体ブロック及び放流管の位置・形状、運用時水位条件とも同一の場合でも削孔ダムにおける大規模地震時の堤体内応力や損傷範囲は、削孔及びその後の水位上昇過程での応力配分を考慮した場合、新設ダムの場合と異なるものとなることが分かっている。また、堤体の常時の応力状態の違いに影響する施工時および運用時の水位の違いによる影響を受けることが分かっている。

今年度は、以下の(1)、(2)について検討した。

- (1)地震後における堤体(削孔ブロック)の安定性
- (2)大規模地震時の管内水の振動による管路内設備への影響

3.2 地震後における堤体(削孔ブロック)の安定性

3.2.1 検討条件

(1) 解析モデルおよび解析条件

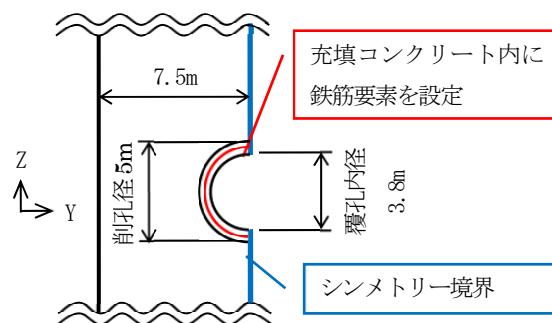
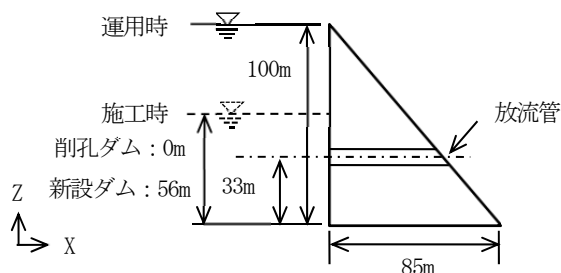
解析モデルは、既往の放流管削孔ダムの非線形動的解析におけるモデル④を用いた。解析モデルの諸元を表-3.1、解析モデルを図-3.1、図-3.2に示す。解析モデル(堤体1ブロックを抽出)は、ブロック中央にシンメトリー境界を設定して半断面のみモデル化している。

施工時水位は、既往の放流管削孔ダムの非線形動的解

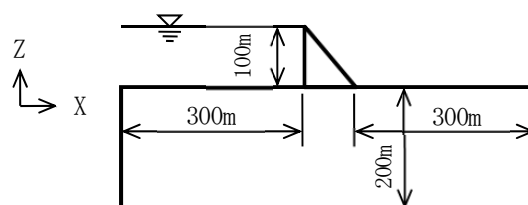
析結果④のうち、上流側の放流管まわりで引張軟化が生じる範囲が広がる条件を参考に設定した。

表-3.1 解析モデル諸元

	削孔ダム (ケース1)	新設ダム (ケース2)
堤高	100m	
上流面勾配	鉛直	
下流面勾配	1:0.85	
施工時水位	0m	56m
運用時水位 (H・5m)	100m	



(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-3.1 モデル形状

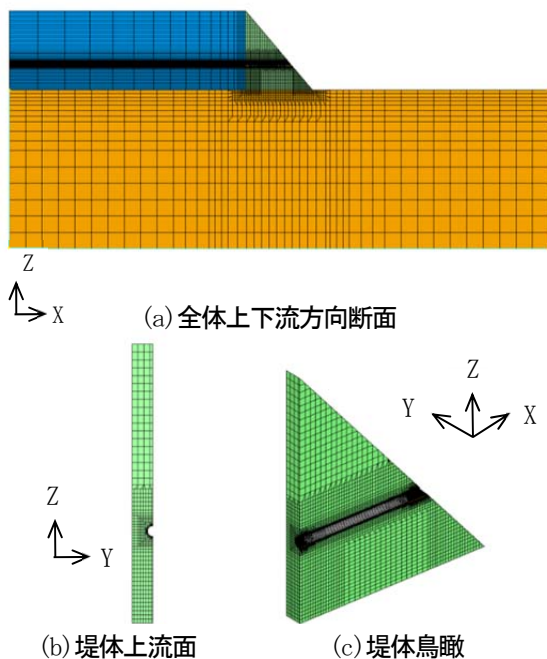


図-3.2 解析モデル

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、削孔ダムと同一内径の放流管をモデル化した。

実際の施工においては、放流管周りは鉄筋により補強するため、当該箇所には鉄筋をロッド要素でモデル化(図-3.3)し、従来の設計手法(新設ダムと同じ放流管径の空洞を設けた場合に常時及び設計上考慮される地震時の荷重によって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、各ロッド要素の断面積は異なるが、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した。なお、放流管(管胴)についてはモデル化していない。

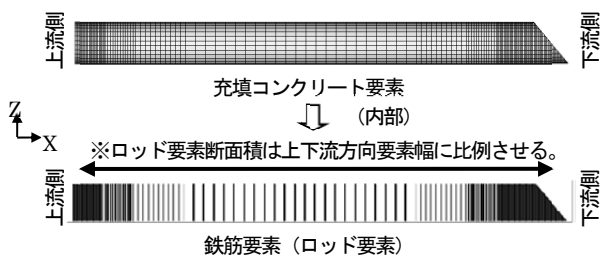


図-3.3 充填コンクリート及び鉄筋モデル

解析に用いた物性値を表-3.2、堤体・充填コンクリート、鉄筋の引張軟化特性を表-3.3 および図-3.4 に示す。なお、図-3.4 の引張軟化モデルはコンクリート標準示方書⁹⁾と同様の2直線モデルとした。

表-3.2 解析物性値

モデル	単位体積重量 (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

表-3.3 引張軟化特性

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)	軟化モデル
堤体コンクリート	2.0	300	図-3.4
充填コンクリート	2.0	90	図-3.4
鉄筋	345	-	-

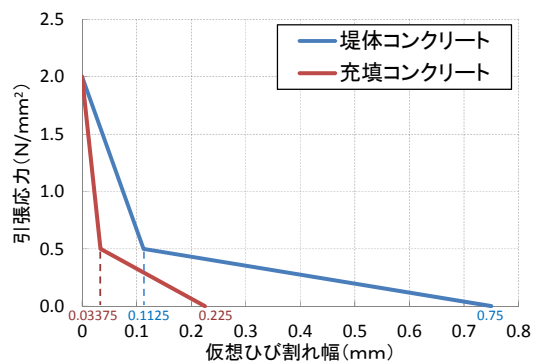


図-3.4 堤体・充填コンクリートの引張軟化モデル

地震後における堤体(削孔ブロック)の安定性検討(非線形静的解析)に先立ち、地震前の常時(非地震時)の応力状態と求める常時応力解析を行った後、非線形動的解析を行った。なお、常時の応力解析では図-3.5 に示す施工過程を考慮したステップ解析を行った。

非線形動的解析に用いる入力地震動は、前述の照査用下限加速度応答スペクトル(図-2.4)に適合するように調整した波形(図-2.5、最大水平加速度 341gal)とした。

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)と3次(鉛直方向)、岩盤は1次

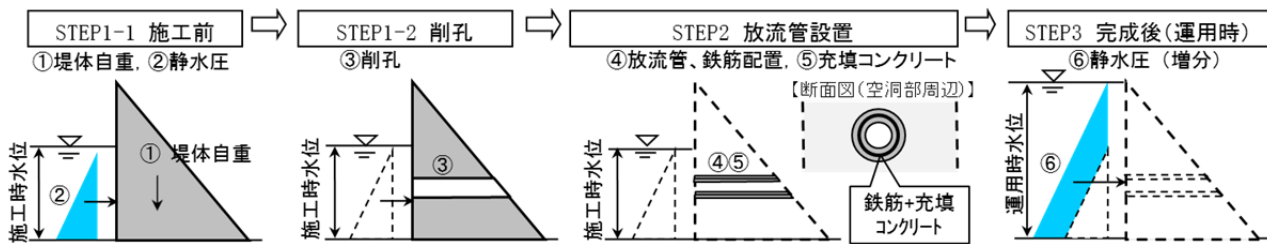


図-3.5 削孔ダムの施工過程（常時応力解析でのステップ解析手順）

（上下流方向）と 6 次（鉛直方向）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。

解析モデルの境界条件は、ダム軸 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 X 方向及び底面は、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。

地震後における堤体(削孔ブロック)の安定性検討で考慮する荷重は、静的解析で考慮する荷重(自重, 静水圧)と引張軟化領域に想定される亀裂内に作用する水圧である。

引張軟化領域は上流面においては放流管周りと堤敷に発生しており、このうち放流管周りは図-3.6 に示すとおり複雑な分布を呈している。地震後における堤体(削孔ブロック)の安定性検討(非線形静的解析)では、非線形動的解析で得られた地震動作用後の状態において、さらに引張軟化領域に亀裂が発生し、地震後に貯水の浸入が生じるものとして当該範囲に該当する要素の外縁節点に当該位置の水深相当の水圧を作用させた。

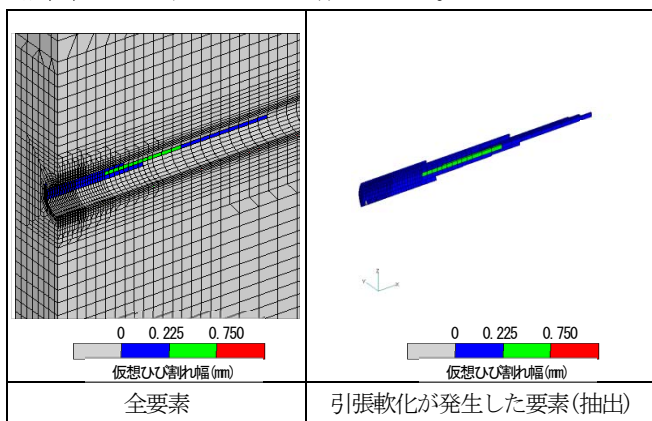
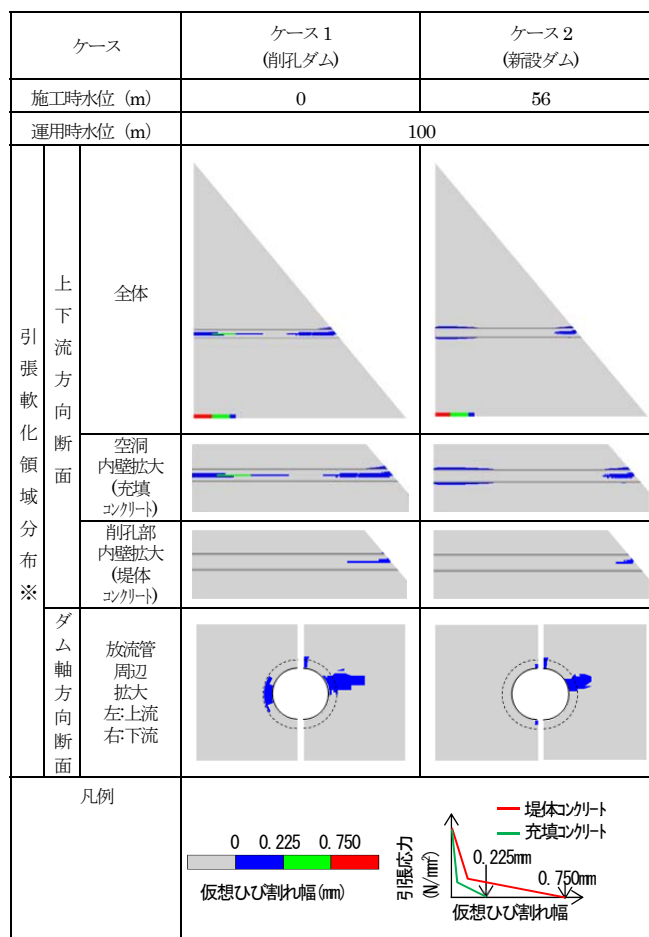


図-3.6 放流管まわりの引張軟化領域（ケース 1）

3.2.2 検討結果

地震後における堤体(削孔ブロック)の安定性検討(非線形静的解析)結果を図-3.7 に示す。

ケース 1、2 ともに非線形動的解析で得られた引張軟化領域での亀裂発生及び地震後の当該箇所への貯水の浸入による水圧の作用を考慮しても、引張軟化領域は拡大しなかった。したがって、本解析の条件では、地震後に引張亀裂に水圧が作用することによる堤体安定性への影響は小さいと考えられる。



※地震後の安定性検討における引張軟化領域の分布は地震時と同じである（引張軟化領域は拡大していない）。

図-3.7 引張軟化領域の分布
(地震後、引張軟化領域内の水圧考慮)

3.3 大規模地震時の管内水の振動による管路内設備への影響

3.3.1 概要

大規模地震に対する放流管部の耐震性能照査においては、放流管内水の振動による管路内設備(ゲート等)への影響も検討する必要がある。このため、当該検討において必要となる管内動水圧の推定をできるだけ精度よく行うことを目的として、放流管及び管内水などをモデル化した3次元FEMモデルによる大規模地震を考慮した時刻歴応答解析を実施した。

3.3.2 検討条件

(1) 解析モデルおよび解析条件

解析モデルを図-3.8に示す。解析モデルは、放流管(管胴)及び管内水のほか放流管周辺コンクリート、堤体上流面と貯水池からなっている。なお、放流管内に設置されるゲート設備(閉状態)を想定して放流管下流端部は閉端部とした。管路部の延長は、 $L=120,250,400\text{m}$ の3ケースを設定した。

解析条件を表-3.4に示す。管内水の振動による圧力波伝播を考慮するため、本解析では貯水を圧縮性流体とした。境界条件を図-3.9に示す。本解析では、管路まわりの変形を考慮するため、放流管の外縁のみを完全固定条件としている。なお、半断面モデルを用いているため、半断面の境界面にはシムトリー境界を用いた。貯水池底面の境界条件は、堆砂を考慮したインピーダンス比を設定した。なお、減衰定数は、堤体コンクリート(管路周辺)で10%、管胴で2%、貯水及び管内水の減衰は考慮していない。

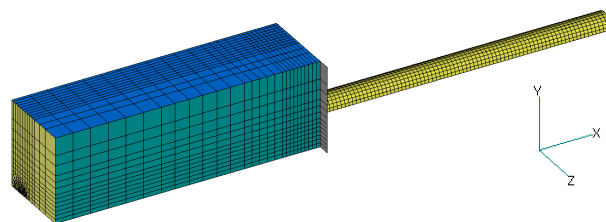
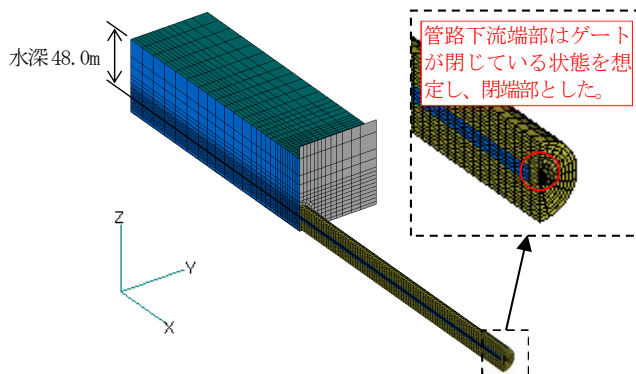


図-3.8 解析モデル

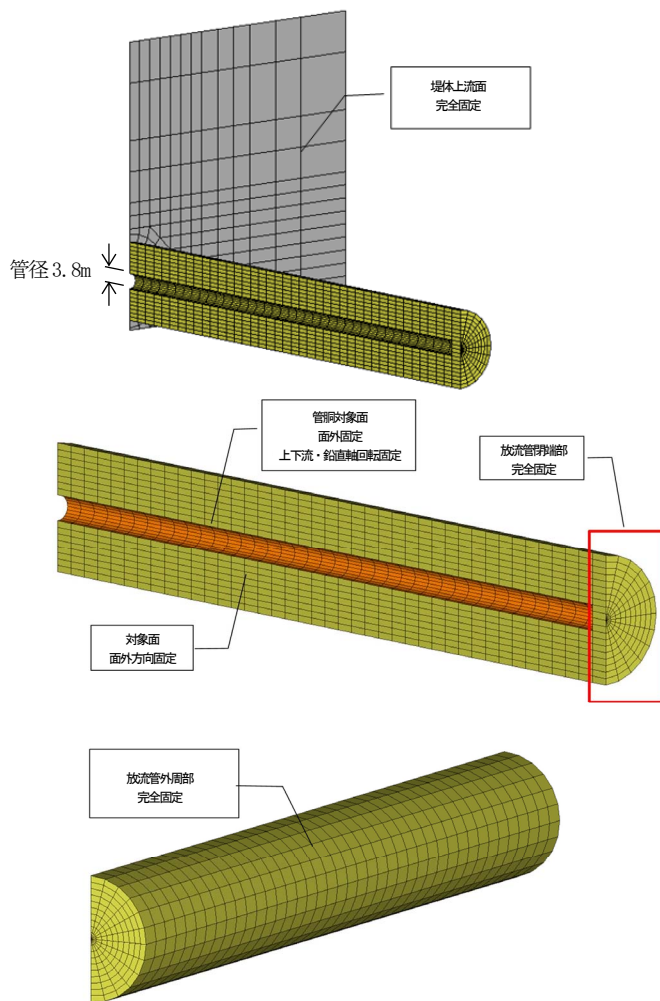


図-3.9 境界条件

表-3.4 解析条件

	項目	値	備考
堤体コンクリート (管路周辺)	単位体積重量(kN/mm ³)	22.54	
	弾性係数(N/mm ²)	25,000	
	ポアソン比	0.2	
管路 閉端部	単位体積重量(kN/mm ³)	22.54	便宜上、堤体 コンクリートの物 性値と同一 とした。
	弾性係数(N/mm ²)	25,000	
	ポアソン比	0.2	
管胴	単位体積重量(kN/mm ³)	77.00	炭素鋼 (SM490) を想定
	弾性係数(N/mm ²)	206,000	
	ポアソン比	0.3	
	板厚(m)	0.012	
	延長(m)	120,250,400	
貯水・ 管内水	単位体積重量(kN/m ³)	9.80	
	水中音速 (m/s) (圧力波の伝播速度)	1,400	
貯水池 底面	インピーダンス比B	5	既往文献 ⁹⁾ による

(2) 入力地震動

入力地震動は、2.2に示した地震動(最大加速度341gal)と同じである。加振方向は、上下流および鉛直方向の2方向とした。

3.3.3 解析結果

時刻歴応答解析結果から得られた放流管呑口及び管路閉端部の動水圧時刻歴を図-3.10に、またその最大値を抽出し、流体(管路内水)の圧縮性を考慮せず非圧縮性流体として管内水に作用する慣性力から求まる動水圧及びモーダル法により圧力波伝播を考慮したWieland式¹⁰⁾による動水圧と比較したものを図-3.11に示す。

なお、Wieland式による動水圧は、管路内の1次元伝播を考慮したモード合成法(1~3次)によるもので、管路端部(ゲート扉体相当位置)における動水圧の最大値は次式の近似解で求められる。

$$P_{max} = \left(\sum_{n=1}^N P_{nmax}^2 \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$P_{nmax} = 8\rho L S_a(f_n, \xi_n) / [(2n-1)^2 \pi^2]$$

P_{max} : 管路端部(ゲート扉体位置相当)動水圧の最大値

P_{nmax} : n次モードの振動による動水圧の最大値

n : 振動モード次数(主要モード次数として1次~3次までを考慮)

ρ : 水の単位体積質量

L : 管路長

$S_a(f_n, \xi_n)$: 地震動の加速度応答スペクトル

f_n : n次モード固有振動数; $f_n = (2n-1)C_0/4L$

ξ_n : n次モード減衰定数(水の減衰は無視して $\xi_n=0$ とした)

η : 加速度応答スペクトルに乗じる補正係数($\eta=1.414$)

また、図-3.11での非圧縮性流体及び、Wielandによる動水圧については、呑口における動水圧として、時刻歴応答解析結果から得られた堤体上流面に作用する動水圧(約0.15MPa)を加算している。

圧縮性流体での時刻歴応答解析における閉端部の動水圧は、本解析条件では、慣性力のみを考慮した非圧縮性流体としての動水圧より大きく、Wieland式による動水圧と概ね一致していることがわかる。

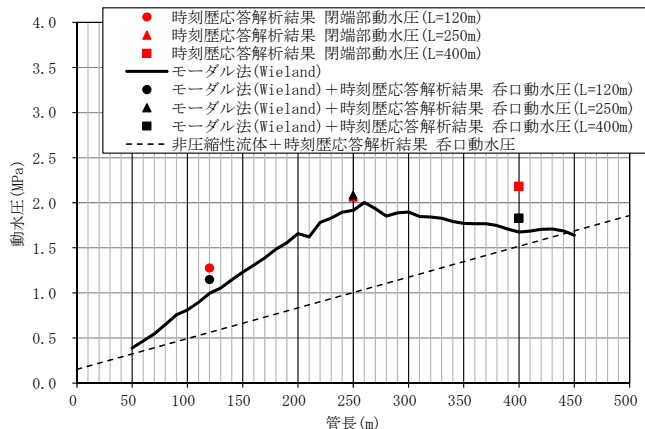


図-3.11 動水圧最大値の比較

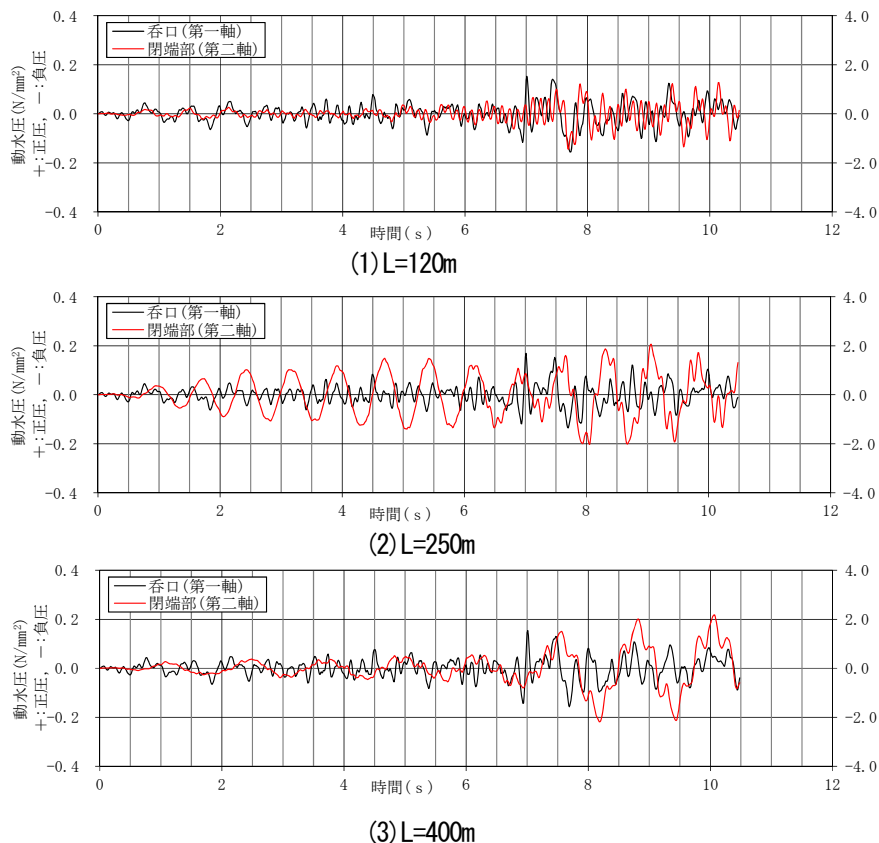


図-3.10 管路呑口および閉端部の動水圧時刻歴

4. 動的荷重条件下でのコンクリートの引張亀裂進展特性の解明

4.1 概要

大規模地震に対する耐震性能照査において重力式コンクリートダム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上では、ダムコンクリートの動的強度特性や軟化特性を適切に考慮する必要がある。これらについては、一般のコンクリートでは既に一定の知見が得られているが、ダムコンクリートでの特性を確認することを目的として、以下の試験を行った。

①引張強度試験（荷重速度による影響の確認及び繰返し荷重の影響の把握（過年度結果を踏まえ、繰返し応力比および繰返し回数を変更した追加ケースを実施。））

②破壊エネルギー試験

なお、本検討は、ダムコンクリート（RCD用コンクリートおよび外部コンクリート）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により実施した。

(1)引張強度試験

地震時における動的荷重条件下でのダムコンクリートの引張強度特性について把握するため、大規模地震時において想定される応力増加速度を考慮した急速荷重条件下での割裂引張試験を静的荷重での同試験とあわせて実施した。なお、過年度は、ダム堤体上流部が大規模地震時に受ける実際の引張応力状態（一軸引張）にできるだけ近い状態を再現するために直接（一軸）引張試験も行ったが、試験値のばらつきが大きかったことから、今年度の引張強度試験は、直接引張試験と比較して試験結果が安定し、試験法も規準化されている割裂引張試験のみで行った。なお、以下本文中では荷重速度（応力増加速度）

条件に応じて、1N/mm²/s 未満は「静的荷重」、10N/mm²/s 以上は「急速荷重」と呼ぶ。また、実際の地震時は繰返し荷重を受けるため、繰返し荷重の有無による比較も行った。なお、繰返し荷重は急速荷重での実施が難しいため、事前に静的荷重により行い、その後、急速荷重または静的荷重により破壊させる方法で繰返し荷重による影響を調べることとした。また、実際の地震時は引張と圧縮の交番荷重を受けるが、今回の試験での事前繰返し荷重は試験装置の制約上、引張領域での荷重・除荷により行った。

(2)破壊エネルギー試験

地震時における動的荷重条件下でのダムコンクリートの破壊エネルギーについて把握するため、大規模地震時において想定されるひび割れ開口速度を考慮した急速荷重条件下での破壊エネルギー試験を静的荷重での同試験とあわせて実施した。なお、以下本文中では CMOD 速度条件に応じて、0.1mm/min 未満は「静的荷重」、10 mm/min 以上は「急速荷重」と呼ぶこととする。

(3)圧縮強度試験

引張強度試験等に用いるダムコンクリートの基本物性としての圧縮強度や弾性係数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。

4.2 配合試験及び供試体作成

4.2.1 配合試験

供試体用コンクリートの配合は、所要のスランプ値または VC 値が得られるよう単位水量を変化させた配合試験を行って決定した。表-4.1 に決定したコンクリートの配合を示す。同表中の「A 配合」、「B 配合」は、それぞれ

表-4.1 供試体作成用コンクリートの配合

配合区分	粗骨材最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	標準 VC 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 ³)					混和剤 マスター ボンプリス 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	785	—	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用コンクリート相当

表-4.2 参考とした実ダムでの配合

配合区分	粗骨材最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	標準 VC 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 ³)					混和剤 遅延形 AE 減水剤 (C×%)	備考	
							水 W	セメント C	細骨材 s	粗 骨 材 S				
										80~ 40mm	40~ 20mm			20~ 5mm
外部コンクリート	80	3±1	—	3.5±1	53.2	30.0	117	220	605	580	435	435	0.25	
RCD用コンクリート	80	—	20±10	1.5±1	79.2	30.0	95	120	662	635	476	476	0.25	

れ表-4.2 に示した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の外部コンクリート及びRCD用コンクリートをもとにウェットスクリーニングにより粗骨材最大寸法 $G_{max}=40\text{mm}$ とした場合を想定した配合である。

なお、スランプ試験はA配合を対象に「コンクリートのスランプ試験方法」(JIS A 1101)、標準VC試験はB配合を対象に表-4.3 に示す仕様のVC試験機を用いて「RCD用コンクリートのコンシステンシー試験方法」(JSCE F 507-2007)に基づき実施した。VC試験の試験手順は以下のとおりである。

1. 試料 ($\phi 240\text{mm} \times 200\text{mm}$) は各配合 2 回実施し、平均値とする。
2. 試料の作製にあたっては、2 層に分けて試料を投入し、突き棒で各層 25 回突く。
3. 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。
4. 振動台に供試体を固定し、円盤を試料表面に設置する。
5. 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)
6. 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。
7. VC 値と締固め密度を得る。

表-4.3 標準VC試験機仕様

モールド寸法	内径24cm×内高22cm
載荷質量	20kg
振動台振動数	3,000cpm
振動台全振幅	1mm

本配合に用いた材料は、セメント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である。

4.2.2 供試体作製

(1) 供試体作製

供試体寸法は、全供試体で直径 $15\text{cm} \times 30\text{cm}$ の円柱とした。

作製方法は、A配合(有スランプ)は鋼製型枠に2層に詰め、1層につき棒上バイブレーターで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(スランプゼロ)は、円柱供試体は鋼製型枠に3層に詰め、1層に突き棒で25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秒層程度締固めた。破壊エネルギー用の角柱供試体は鋼製型枠に2層に詰め、1層に突き棒で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。(写真-4.1) 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。



写真-4.1 供試体作製(タンパ締固め)状況

4.3 圧縮強度試験

(1) 試験方法

圧縮強度試験は、JIS A 1108「コンクリートの圧縮試験方法」により行った。また、ひずみ計測をひずみゲージでJIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」による方法で行った。試験材齢は、91日である。

試験の実施状況を写真-4.2のとおり示す。



写真-4.2 圧縮強度試験状況

(2)試験結果

圧縮強度試験の試験ケースおよび結果の一覧を表-4.4に示す。なお、静弾性係数については、ひずみゲージの値を用いて、JIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」により算出した。

表-4.4 圧縮強度試験結果一覧

配合	ピーク強度		静弾性係数	
	N/mm ²		kN/mm ²	
	各値	平均	各値	平均
A	61.1	61.2	33.8	33.1
	61.1		32.6	
	61.5		32.8	
B	30.9	32.2	30.7	32.2
	32.8		34.7	
	33.0		31.3	

4.4 引張強度試験

4.4.1 試験方法

(1)概要

引張強度試験は、JIS A 1113「コンクリートの割裂引張強度試験方法」による方法を基本に、引張破壊させる際の荷重速度と事前繰返し荷重の有無を組み合わせ実施した。

引張破壊させる際の荷重速度は、静的荷重では応力増加速度約 0.06N/mm²/秒とし、急速荷重は昨年度⁴⁾と同様に重力式コンクリートダム内で生じる可能性のある応力増加速度 100 N/mm²/秒程度を含む範囲とし、30～860N/mm²/秒で実施した。

事前繰返し荷重の方法は、地震時の荷重速度による繰返しが理想的ではあるが、試験機の性能上動的荷重での

実施が難しいため、図-4.1に示すとおり、静的荷重により静的引張強度 f_t に対する最小応力比 S_{min} を0.1、同最大応力比 S_{max} を0.8～0.9の応力範囲で荷重・除荷を10回または20回事前に繰返した。なお、事前繰返し回数および最大応力比 S_{max} の条件は、(2)事前繰返し荷重条件に関する検討で後述する。

供試体の試験時材齢は、92～98日である。

なお、荷重試験機等の詳細は、以下のとおりである。

a)荷重試験機

①静的荷重

事前の繰返し荷重及び破壊のための単調荷重を含めた全ての静的荷重試験は、写真-4.3(a)に示す万能試験機(最大ロードセル秤量250kN)を用いて実施した。

②急速荷重

急速荷重試験は、油圧をアキュムレータ部分に蓄圧させ、その圧力を急激に解放させることにより所定の荷重速度を得ることができるサーボ式急速荷重試験装置¹¹⁾(写真-4.3(b)、防衛大学校所有)を用いて行った。同試験装置では、荷重速度の制御は、油圧制御バルブを機械的に一定速度で作動させることにより試験機の変位速度を設定できるようになっている。

b)供試体の加工

ひずみゲージ貼付を確実にするため、あらかじめ供試体の上下端30mmをコンクリートカッターで切除し良質で平滑な面を露出させた。(この結果、供試体長さは240mmとなった。)なお、A配合の供試体については、試験装置の許容上限荷重を考慮して、供試体全長が20cmとなるよう上下端部50mmを切除した。

c)ひずみ計測

歪みの計測は歪みゲージによることとした。供試体の切断両面に、ひずみゲージを図-4.2に示すとおり、想定破断面をカバーするように水平方向に貼付し、データロガーに接続して時々刻々の歪み値を記録した。

d)荷重治具

荷重方法は、圧縮荷重が均等に伝達されるよう、専用の鋼製荷重版(図-4.2)を製作し、この荷重版を通じて供試体に荷重する方法とした。

以上による割裂試験の実施状況を写真-4.3(a)～(d)に示す。

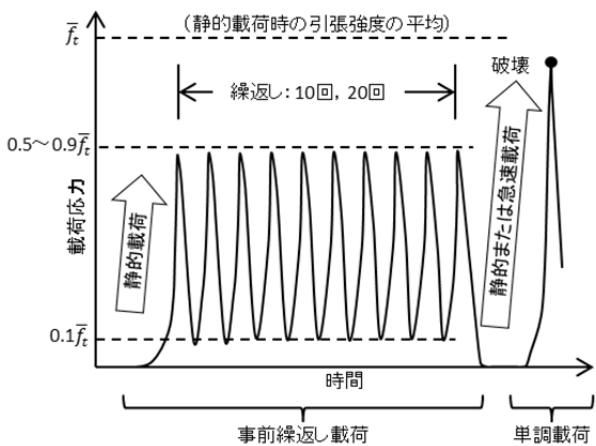


図-4.1 事前繰返し載荷方法 (概念図)

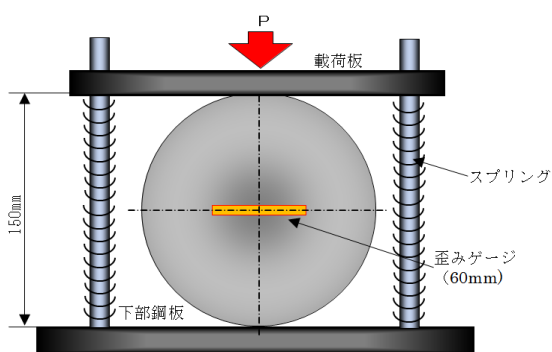
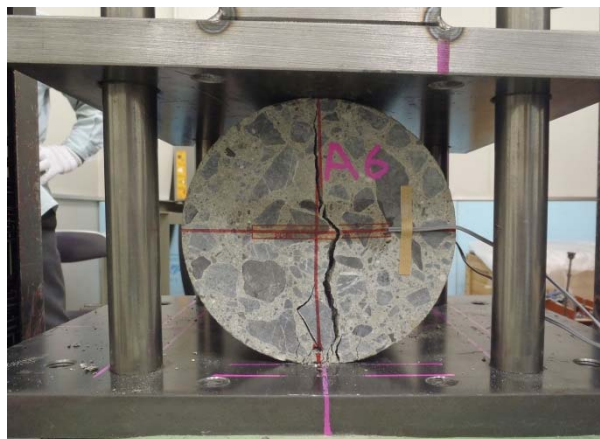


図-4.2 割裂引張試験 (概念図)



(b) 試験状況 (急速載荷)



(c) 割裂破断状況



(a) 試験状況 (静的載荷)



(d) 供試体破断面

写真-4.3 割裂引張強度試験

(2)事前繰返し載荷条件に関する検討

i) 概要

コンクリート引張強度試験の繰返し載荷回数および繰返し応力比を決定するため、各種地震波形を用い、重力式コンクリートダムの線形動的解析を実施し、最も引張応力が集中する堤踵部での最大主応力の時刻歴応答を推定した。

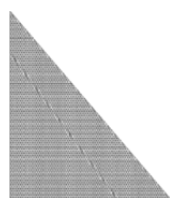
ii) 検討条件

① 解析モデルおよび解析条件

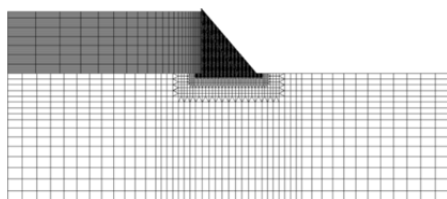
解析モデルの諸元を表-4.5 に、解析モデルを図-4.3 に示す。また、解析に用いた物性値を表-4.6 に示す。

表-4.5 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



(1) 堤体



(2) 堤体+基礎岩盤+貯水池

図-4.3 解析モデル図

表-4.6 解析物性値

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

② 入力地震動

解析に用いる地震波形は、実ダム（重力式コンクリートダム）で観測された地震動のうち、地震計の設置位置や最大加速度を指標として、表-4.7 に示す地震動を選定

した。

表-4.7 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 ²)	地震名	内陸型/海溝型 [※]
1995.01.17	一庫	-182.13	兵庫県南部	内陸型
2000.10.06	賀祥	-528.49	鳥取県西部	内陸型
2003.09.25	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。

iii) 検討結果

線形動的解析結果の一例として、入力地震動を賀祥波としたケースの最大主応力 σ_1 の全時刻最大値の分布を図-4.4 に示す。重力式コンクリートダムの地震時の最大主応力 σ_1 は、一般に堤踵部で最大となるが、本解析モデルにおいても同様の傾向である。この堤踵部の応力時刻歴を抽出した結果を図-4.5 に示す。

最大値は10.04s で7.67N/mm²の応力が発生しているが、その前後の時刻でも1~4N/mm²の応力のピーク値が発生している。このピーク値を抽出するため、地震時の最大主応力 σ_1 から常時の σ_1 を差し引いた値の時刻歴に対してピーク値 (>0) を抽出した。

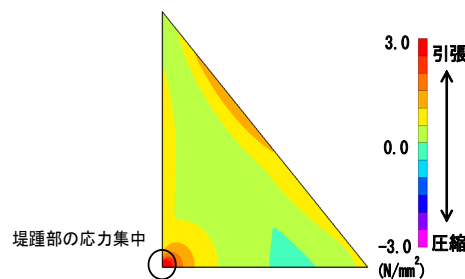


図-4.4 最大主応力 σ_1 (全時刻最大) の分布
入力地震動：賀祥波

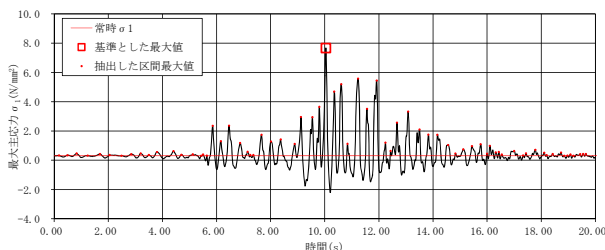


図-4.5 堤踵部最大主応力 σ_1 時刻歴
入力地震動：賀祥波

抽出したピーク値 σ_1 を時刻歴最大値 σ_{max} で除して応力振幅比とし、その値を超過するピークの個数の関係を整理した結果を図-4.6 に示す。同図より、同一振幅比に対するピーク値の超過回数は、内陸型に比べ地震動の継続時間が長い海溝型の方が多くなっている。弾性範囲を超える可能性が高い応力振幅として $\sigma_1/\sigma_{max}=80\%$ 、 90% の時を考えると、繰返し回数が多い海溝型でも $\sigma_1/\sigma_{max}=80\%$ で十数回、 $\sigma_1/\sigma_{max}=90\%$ で数回程度の繰返し回数である。このことを踏まえて、表-4.8 に示すとおり、静的荷重時の引張強度 $\bar{\sigma}_t$ に対する最大応力比 S_{max} を $0.9 \sim 0.8$ の範囲とし、各々繰返し回数を 20 回、10 回で設定することとした。

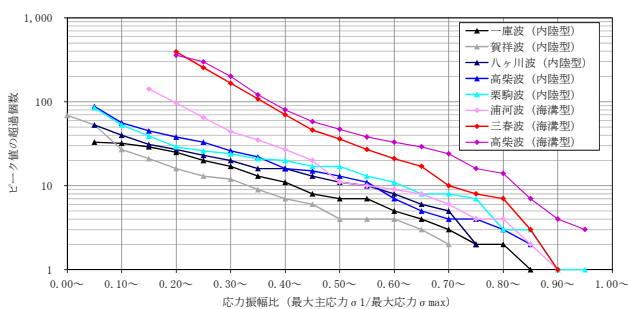


図-4.6 応力振幅比 σ_1/σ_{max} とピーク値の超過個数 (堤踵部)

4.4.2 引張強度試験結果・考察

(1) 試験結果

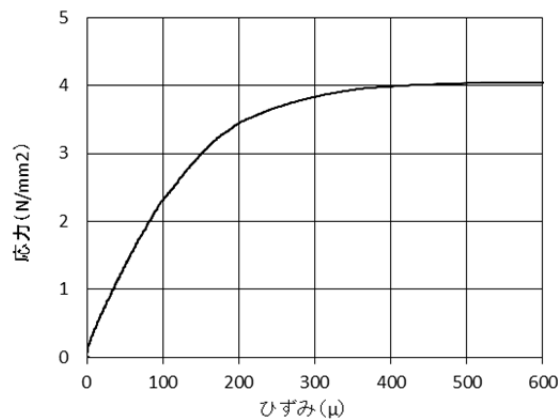
引張強度試験の試験ケースおよび試験結果一覧を表-4.8 に示す。また、引張強度試験から得られた応力-歪み曲線の代表事例を図-4.7(a)~(b) に示す。表-4.8 中の引張強度はピーク強度 (最大応力値) である。なお、応力値は、割裂引張試験では以下の (4.1) 式により算出した。

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi dL} \dots \dots \dots (4.1)$$

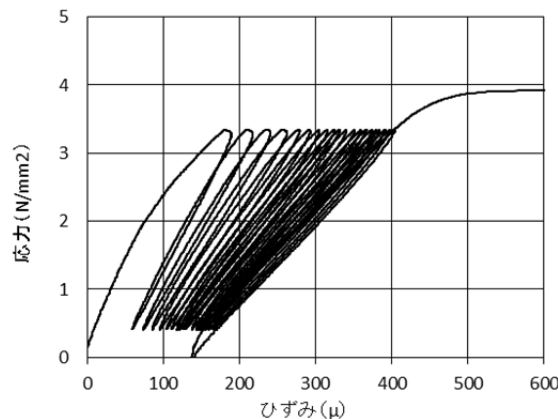
ここに、 σ_t : 引張強度(N/mm²)、P: 荷重(N)、d: 供試体の直径(mm)、L: 供試体長さ(mm)

荷重速度は応力増加速度及び歪み速度により示すこととした。応力増加速度は、基本的には荷重中の応力値の時間変化率 (応力の時刻履歴曲線上のピーク応力点とピーク応力の 1/3 の応力の点を結んだ直線の勾配 (図-4.8)) として算出した。歪み速度は、歪みゲージから得

られた時々刻々の時間変化率 (歪みの時刻履歴曲線上の破断時歪みとその 1/3 の歪みとなる点を結んだ直線の勾配 (図-4.9)) として算出した。ただし、事前繰返し荷重ケースでは、事前荷重が終了し除荷後の単調荷重時のひずみ速度とした。なお、ひずみ速度の算出に用いるひずみ値は、2 箇所の歪みゲージの平均値を用いた。



(a) 単調荷重



(b) 繰返し荷重

※ひずみは 2 箇所のひずみゲージの平均による。

図-4.7 応力ひずみ曲線の例 (割裂試験)

表-4.8 割裂引張試験結果

(a)割裂引張試験結果 (A 配合)

	事前繰返し 载荷	応力増加速度	载荷条件 (破壊時)	応力増加速度	ピーク強度 (最大強度) (N/mm ²)	歪み速度	備考
		事前载荷時 (N/mm ² /s)		破壊時 (N/mm ² /s)		破壊時 (1/s)	
1	なし	—	静的	0.072	4.677	1.77E-05	
2	〃	—	〃	0.072	3.816	1.46E-05	
3	〃	—	〃	0.072	4.044	1.38E-05	
4	〃	—	急速	101.622	4.988	3.84E-02	
5	〃	—	〃	859.989	7.221	4.07E-01	
6	0.8倍×20回	0.060	静的	0.059	4.533	9.63E-06	
7	〃	0.060	〃	0.059	4.000	8.60E-06	
8	〃	0.060	〃	0.060	3.934	6.66E-06	
9	〃	0.060	急速	99.167	5.259	1.58E-02	
10	〃	0.060	〃	860.020	6.377	1.15E-01	
11	〃	0.060	〃	31.862	5.991	1.23E-02	
12	0.9倍×10回	0.060	静的	0.059	4.592	1.72E-05	
13	〃	0.060	〃	0.059	4.511	9.31E-06	
14	〃	0.060	〃	0.060	3.759	7.18E-06	4回目で破壊
15	〃	0.060	〃	0.060	3.759	1.76E-05	4回目で破壊
16	〃	0.060	〃	0.060	3.761	8.37E-06	2回目で破壊
17	〃	0.060	〃	0.059	3.757	6.87E-06	1回目で破壊
18	〃	0.060	急速	101.810	5.972	9.30E-03	

(b)割裂引張試験結果 (B 配合)

	事前繰返し 载荷	応力増加速度	载荷条件 (破壊時)	応力増加速度	ピーク強度 (最大強度) (N/mm ²)	歪み速度	備考
		事前载荷時 (N/mm ² /s)		破壊時 (N/mm ² /s)		破壊時 (1/s)	
1	なし	—	静的	0.060	3.455	5.63E-06	
2	〃	—	〃	0.060	3.413	6.54E-06	
3	〃	—	〃	0.060	3.564	6.56E-06	
4	〃	—	急速	150.405	5.373	5.34E-02	
5	〃	—	〃	660.760	5.180	1.33E-01	
6	0.8倍×20回	0.060	静的	0.059	3.837	8.14E-06	
7	〃	0.060	〃	0.060	3.501	4.90E-06	
8	〃	0.060	〃	0.059	3.684	5.54E-06	
9	〃	0.060	〃	0.060	2.792	5.46E-06	6回目で破壊
10	〃	0.060	急速	157.714	5.129	4.65E-02	
11	〃	0.060	〃	680.929	5.460	1.56E-01	
12	0.9倍×10回	0.060	静的	0.059	3.690	2.65E-06	
13	〃	0.060	〃	0.060	3.139	4.56E-06	2回目で破壊
14	〃	0.060	〃	0.060	3.139	3.36E-06	2回目で破壊
15	〃	0.060	〃	0.056	3.141	4.79E-06	7回目で破壊
16	〃	0.060	〃	0.059	3.107	2.42E-05	1回目で破壊
17	〃	0.060	急速	137.860	4.517	1.99E-02	

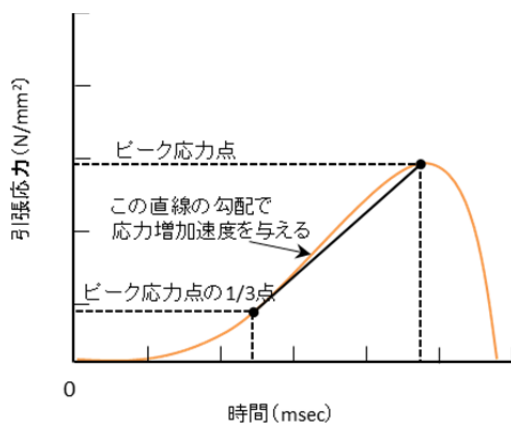


図-4.8 応力増加速度算出方法

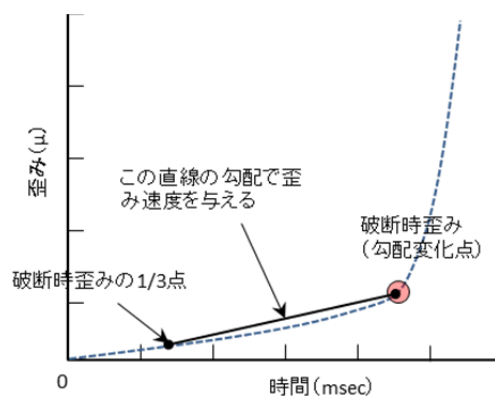


図-4.9 歪み速度算出方法

(2) 引張強度と圧縮強度の関係

昨年度の報告⁴⁾で整理した一軸圧縮強度と静的・単調
 載荷での引張強度の関係に、今回実施した単調・静的載
 荷ケースの結果を加えて図-4.10 に示す。今年度の結果
 も昨年度の結果と概ね同様の傾向となった。

(3) 載荷速度（ひずみ速度）による影響

載荷速度（応力増加速度）と引張強度（ピーク強度）
 の単調・静的載荷ケースでの平均値に対する増加率との
 関係を図-4.11 に示す。また、載荷速度を歪み速度とし
 て同様の整理をした結果を図-4.12 に示す。

引張強度は、静的載荷に比べ急速載荷では明らかに増
 加する傾向が見られ、今回の試験での載荷条件では静的
 載荷時の1.2~1.7倍程度（A配合）、1.3~1.6倍程度（B
 配合）となった。

一般のコンクリートを対象にした引張強度とひずみ速
 度の関係¹²⁾について、本研究での昨年度および今回の結
 果を加えたものを図-4.13 に示す。本研究（ダムコンク

リート）での結果は一般のコンクリートでの傾向と概ね
 同様のものとなっていることがわかる。

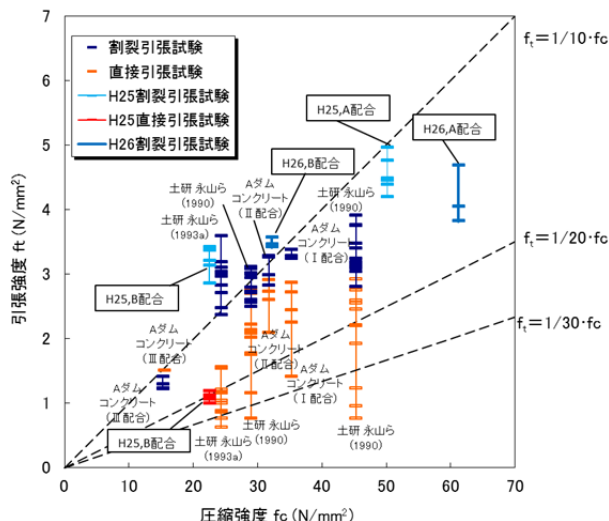


図-4.10 圧縮強度と引張強度の関係
 (載荷速度0.01~0.1N/mm²/s)

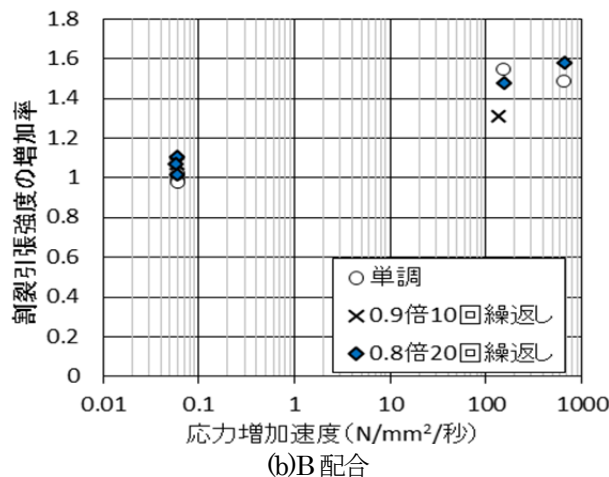
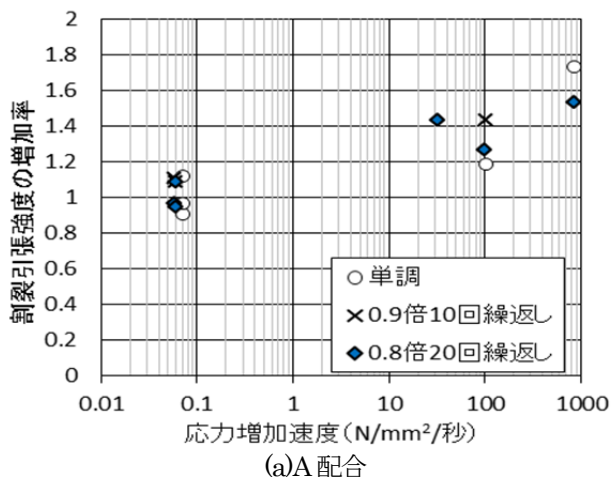


図-4.11 応力増加速度と割裂引張強度の増加率の関係（割裂引張強度）

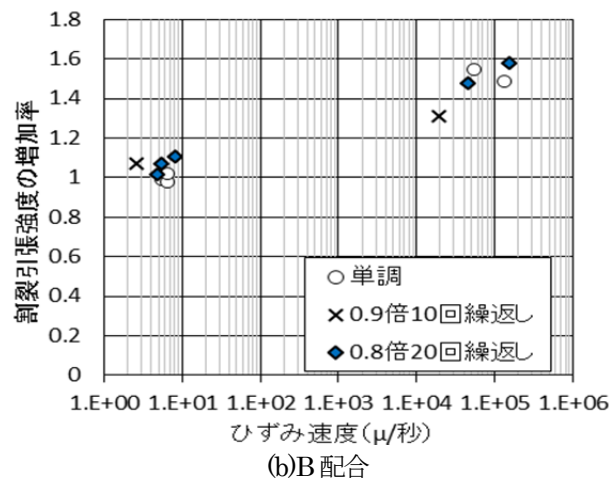
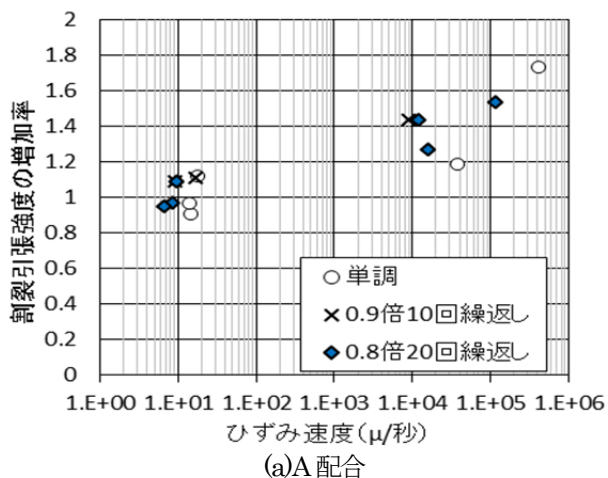


図-4.12 ひずみ速度と割裂引張強度の増加率の関係（割裂引張強度）

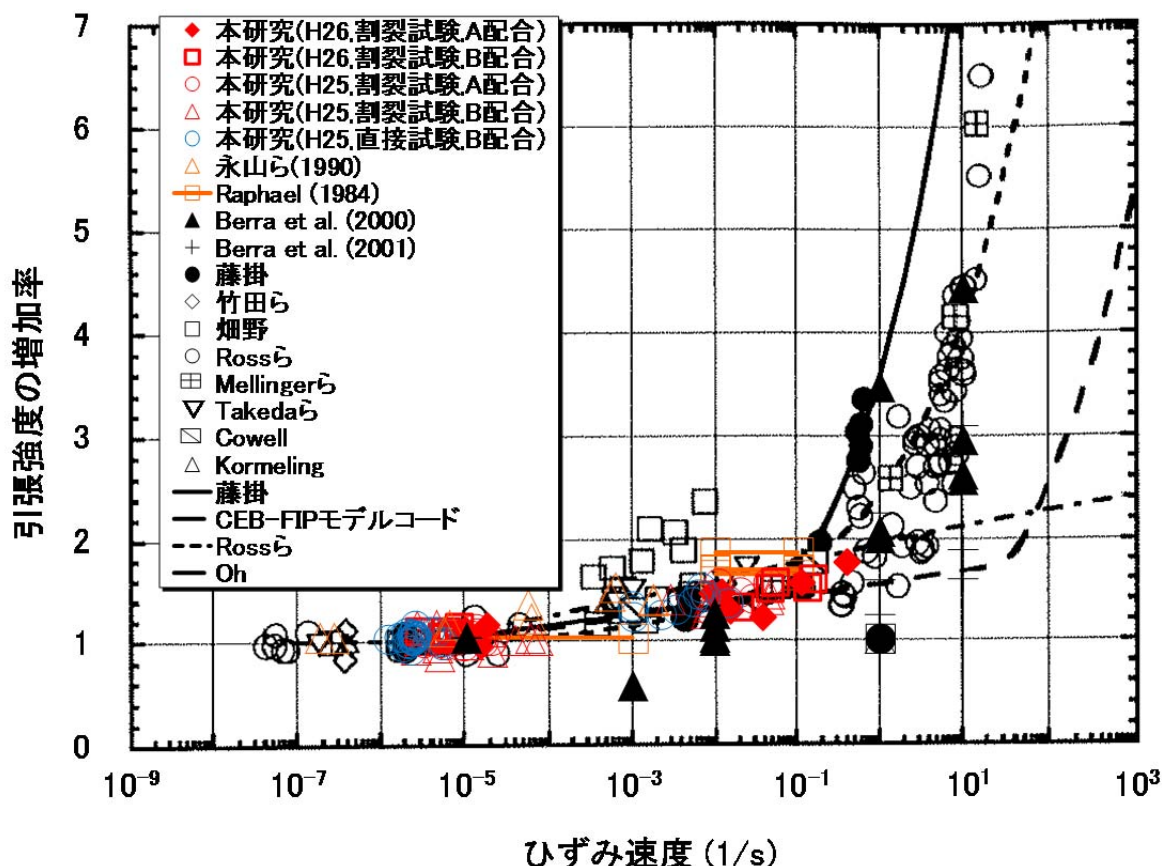


図-4.13 ひずみ速度と引張強度の増加率の関係 (藤掛の整理結果¹²⁾に加筆)

(4) 事前繰返し荷による影響

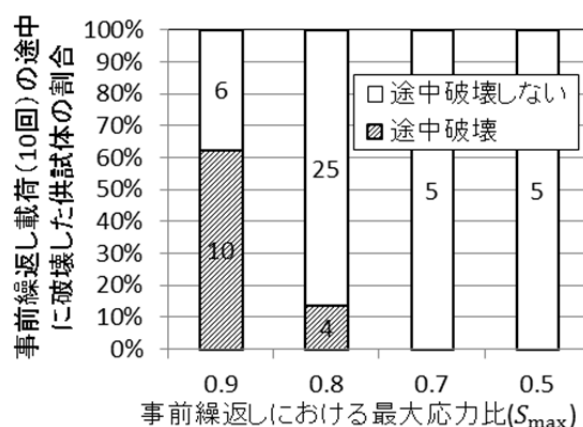
所定の繰返し荷回数 (10 回または 20 回) 以内に破壊せず、単調荷荷で破壊させた供試体の引張強度を、事前繰返しを行わないケースと比較して表-4.9 に示す。今回実施した静的荷荷による事前繰返し荷荷では、いずれのケースでも事前繰返し荷荷を行わないケースと比べ、明確な引張強度の低下は認められなかった。

一方、平成 25 年度の試験⁴⁾も含めた試験結果のうち、事前繰返し荷荷 (10 回) 時の途中で破壊した供試体の割

合を図-4.14 に示す。同図より、事前繰返し荷荷 (10 回) の途中で破壊した供試体が、最大応力比 $S_{max}=0.9$ のケースで 16 本中 10 本 (63%)、 $S_{max}=0.8$ で 29 本中 4 本 (14%) あったことから、事前繰返し荷荷によりコンクリートの強度低下に影響を与えている可能性が考えられる。

表-4.9 引張強度の繰返し有無による比較

配合	試験	事前繰返し荷荷条件	静的		急速 / 静的
			0.06 N/mm ² /s	(A割裂) 32~860 (B割裂) 165~792 N/mm ² /s	
A 配合	割裂引張 (N/mm ²)	①なし	4.18 (n=3)	6.10 (n=2)	1.46
		②0.8倍×20回	4.16 (n=3)	5.88 (n=3)	1.41
		②/①	0.99	0.96	
		③0.9倍×10回	4.55 (n=2)	5.97 (n=1)	1.31
		③/①	1.09	0.98	
B 配合	割裂引張 (N/mm ²)	①なし	4.17 (n=3)	6.33 (n=2)	1.52
		②0.8倍×20回	4.41 (n=3)	6.35 (n=2)	1.44
		②/①	1.06	1.00	
		③0.9倍×10回	4.43 (n=1)	5.42 (n=1)	1.22
		③/①	1.06	0.86	



※グラフ中の数字は供試体数。
※ $S_{max}=0.8$ は20回繰返しのケースも行っているが、10回繰返し時点での破壊本数を記載している。なお、 $S_{max}=0.8$ で11回繰返し時に破壊したものが1本あった。

図-4.14 事前繰返し荷荷 (10 回) 時の途中で破壊した供試体の割合

4.5 破壊エネルギー試験

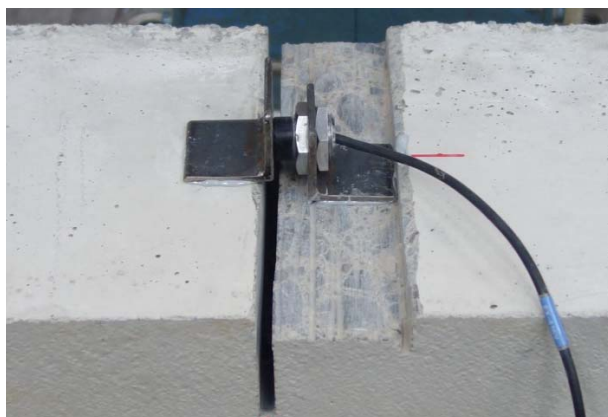
4.5.1 試験方法

破壊エネルギー試験は、JCI-S-001-2003「切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」による方法を基本に、載荷速度を変化させたケースを実施した。

試験速度は、静的試験はCMOD速度0.1mm/min、急速試験は10mm/min、100mm/minおよび667mm/minで実施した。なお、急速試験の載荷速度は、大規模地震時の地震応答解析結果¹³⁾を参考に設定した。



(a) 試験状況



(b) 渦電流式変位計の設置状況 (供試体下部)



(c) 供試体破断面

写真-4.4 破壊エネルギー試験の状況

試験時材齢は、100～101日である。

なお、載荷試験機等の詳細は、以下のとおりである。

a) 載荷試験機

動的載荷を含めた全ての試験を、写真-4.4(a)に示す万能試験機(最大ロードセル秤量250kN)を用いて実施した。

b) CMOD計測

静的載荷時は、クリップゲージ(サンプリング周波数20Hz)により行った

急速載荷時は、CMOD計測についての事前の検討の結果、CMOD速度10mm/min以上では、クリップゲージでの計測がサンプリング周波数が20Hzと少なく困難であることがわかったため、渦電流式変位計(サンプリング周波数5kHz)で行った。なお、供試体を一部(幅20mm×深さ10mm)削って変位計を設置した。

以上による破壊エネルギー試験の実施状況を写真-4.4(a)～(c)に示す。

4.5.2 破壊エネルギー試験(本試験)結果・考察

破壊エネルギー試験の試験ケースおよび試験結果一覧を表-4.10および表-4.11に、荷重-CMOD曲線を図-4.15、図-4.16に示す。

表-4.10および表-4.11中の破壊エネルギーは、破壊エネルギー試験で得られた荷重-CMOD曲線をもとに、次式¹⁴⁾を用いて算出した。

$$G_F = \frac{0.75W_0 + W_1}{A_{lig}} \times 1000 \quad (4.2)$$

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曲線化の面積[N・mm]、 W_1 : 供試体破断までに供試体の自重および載荷器具がなす仕事[N・mm]、 A_{lig} : リガメント面積[mm²]である。なお、 W_1 は次式で求められる。

$$W_1 = 0.75 \left(\frac{S}{L} m_1 + 2m_2 \right) g \cdot CMOD_c \quad (4.3)$$

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

また、破壊エネルギーとCMOD速度の関係を図-4.17、図-4.18に示す。

図-4.15、図-4.16より、ピーク荷重値は概ねCMOD速度が速い方が大きい結果となった。

また、図-4.17、図-4.18より、CMOD速度が増加すると、破壊エネルギーが増加する傾向が認められる。

表-4.10 破壊エネルギー試験条件と結果 (A 配合)

供試体名	CMOD (mm/min)	最大荷重 (kN)	破壊エネルギー G_F (N/mm)
A-1	0.1	10.098	0.156
A-2	0.1	10.035	0.178
A-3	0.1	11.266	0.212
A-4	10	10.488	0.204
A-5	10	12.171	0.202
A-6	10	12.208	0.270
A-7	100	13.866	0.279
A-8	100	12.874	0.299
A-9	100	14.544	0.282
A-12	667	14.946	0.343
A-13	667	13.577	0.255

表-4.11 破壊エネルギー試験条件と結果 (B 配合)

供試体名	CMOD (mm/min)	最大荷重 (kN)	破壊エネルギー G_F (N/mm)
B-1	0.1	11.065	0.244
B-2	0.1	10.890	0.162
B-3	0.1	8.930	0.160
B-4	10	9.734	0.255
B-5	10	13.427	0.333
B-6	10	11.882	0.299
B-7	100	11.995	0.250
B-8	100	12.811	0.272
B-9	100	11.241	0.312
B-12	667	14.004	0.326
B-13	667	13.427	0.320

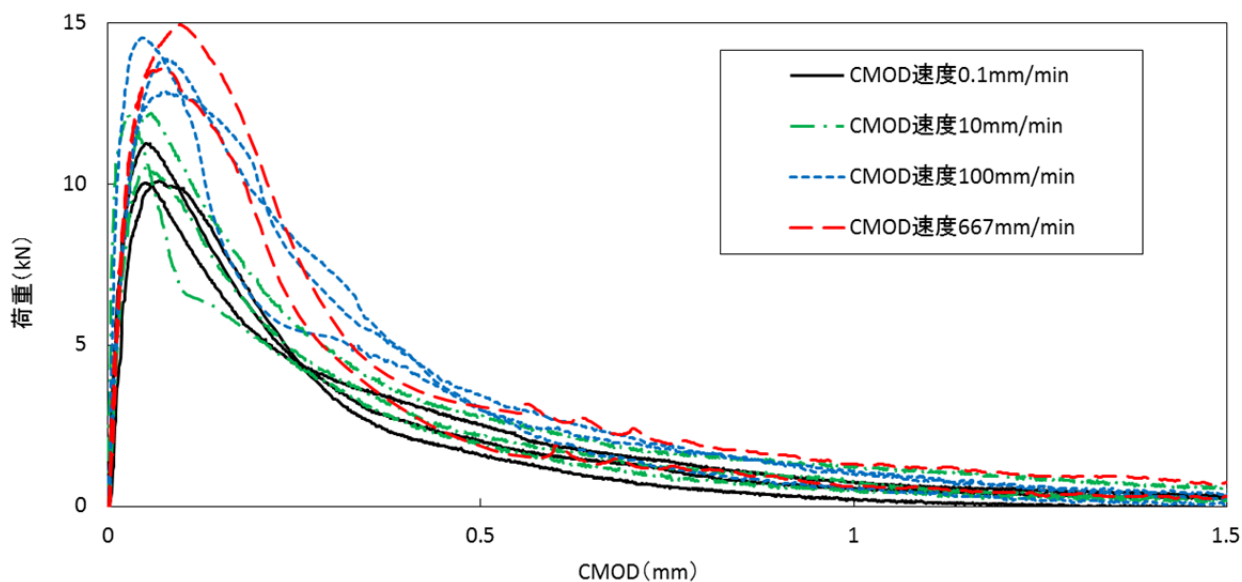


図-4.15 荷重-CMOD 曲線 (A 配合)

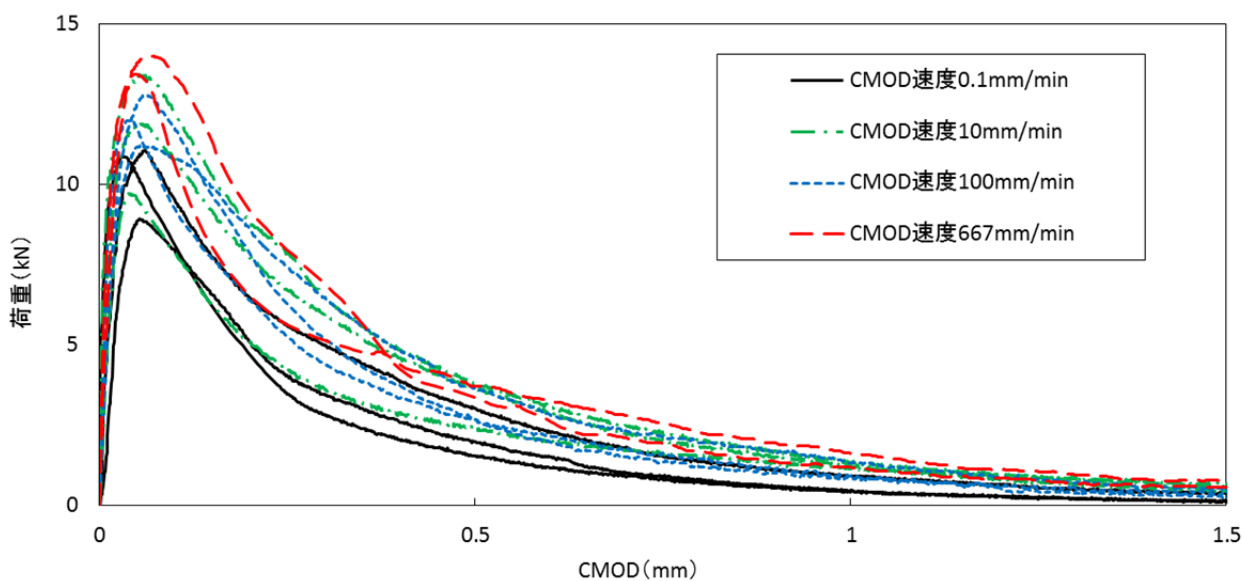


図-4.16 荷重-CMOD 曲線 (B 配合)

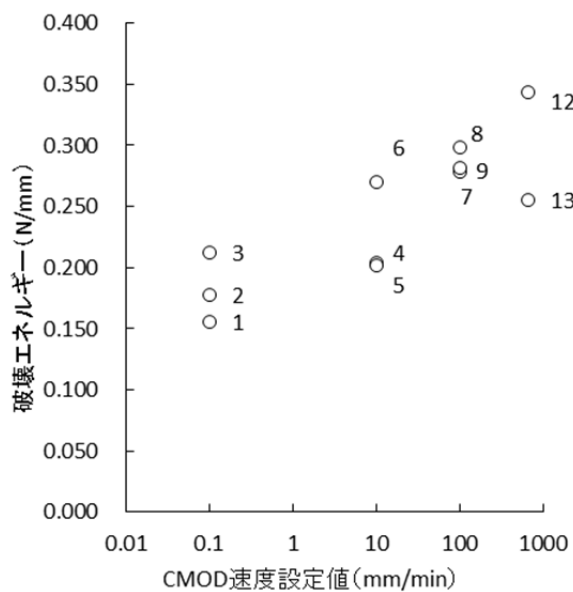


図-4.17 破壊エネルギーと載荷速度の関係 (A 配合)

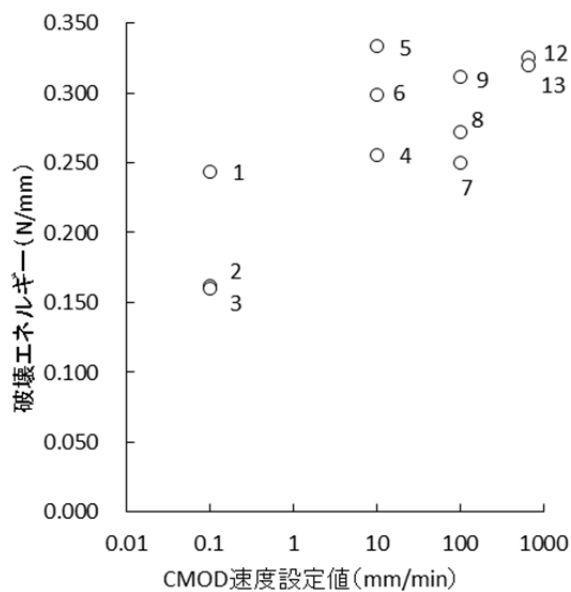


図-4.18 破壊エネルギーと載荷速度の関係 (B 配合)

4.5.3 今後の予定

平成 25 年度および平成 26 年度の実験結果を踏まえ、今後、以下の内容について検討する予定である。

- ・引張強度試験については、今回の試験条件（最大応力比 S_{max} を 0.9~0.8 で、繰返し回数は 10、20 回）では引張強度への明確な影響が確認できなかったことから、繰返し回数を増やしたケースを実施し、繰返し載荷による影響を明らかにする。
- ・破壊エネルギー試験結果を踏まえてダムコンクリートの引張軟化特性を明らかにする。
- ・上記によるダムコンクリートの引張強度特性や引張軟化特性を踏まえ、必要に応じて嵩上げダムや削孔ダムのこれまでの解析結果を再整理し、解析結果への影響を明らかにする。

5. 再開発ダムの耐震性能照査方法の案の検討

本研究では、既設重力式コンクリートダムの改造に伴う再開発ダム（嵩上げダム、削孔ダム）を対象に、その大規模地震時の挙動を推定するため、これまでダム堤体の応答特性について解析的検討を行うと同時に、ダムコンクリートの材料物性としての強度特性や破壊特性に関する実験的検討を行ってきた。

今年度の検討を含むこれまでの検討を踏まえ、再開発ダムの耐震性能照査方法の基本的な手順、大規模地震時の挙動推定のための具体的な解析方法とその留意点及び解析結果の評価の考え方等を以下に整理する。

5.1 再開発ダムの耐震性能照査の手順と方法

5.1.1 照査の基本的手順

指針案での基本的な考え方及びこれまでの本検討の結果を踏まえると、再開発重力式コンクリートダムの耐震性能照査は、以下の手順によって行うことができると考えられる。

- ・指針案に従い、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）を設定する。
- ・堤体の損傷可能性について評価するため、当該ダムで考慮する大規模地震による地震動が作用した場合の堤体内発生応力を嵩上げダムや削孔ダムの構造を反映した有限要素モデルを用いた地震応答解析（堤体材料の応力—歪み関係を線形と仮定する線形動的解析）によって求める。
- ・上記解析の結果、嵩上げダム堤体や削孔ダムの放流管周辺に堤体材料の強度を超える応力が生じないと推定される場合はダム堤体に損傷は生じないと判断し、損傷が生じると予想される場合は損傷過程を考慮できる非線形動的解析を行う。
- ・上記解析によって地震時に生じた損傷箇所へ貯水の浸入が想定される場合は、その影響を考慮し地震後における堤体の安定性についても確認する。

5.1.2 解析手法と留意点

再開発重力式コンクリートダムの耐震性能照査に用いる解析手法に関し、解析モデル、材料物性、解析法の各々についての具体的な考え方を留意点とともに挙げると以下のようなものである。

(1)解析モデル

嵩上げダムの解析については、通常の重力式コンクリートダム同様、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が、削孔ダムについては、4.で示した

とおり、放流管周りに応力集中が発生し、また、想定される損傷（ひび割れ）も3次元的なものになることから、3次元有限要素モデルにより行う必要があると考えられる。

また、以下に示す各種物性等について、必要に応じて調査等を実施し、実際の条件を反映するよう適切に設定する必要がある。

- ・旧堤体コンクリートの弾性係数、強度等
- ・新旧堤体基礎岩盤の弾性係数、せん断強度等
- ・（必要に応じ）新旧堤体接合面の状態
- ・施工時および運用時の貯水位条件等

(2)常時応力解析

嵩上げダム、削孔ダムとも常時（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、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常時（非地震時）の応力状態を推定することが必要と考えられる。

すなわち、図-5.1 および図-5.2 のように、嵩上げダムにおいては、(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、削孔ダムにおいては、(a)既設堤体に施工時水位での静水圧を考慮した状態での削孔、(b)放流管、鉄筋および充填コンクリートの施工、(c)運用時水位への水位上昇による静水圧の増加」の各過程を考慮する必要があると考えられる。

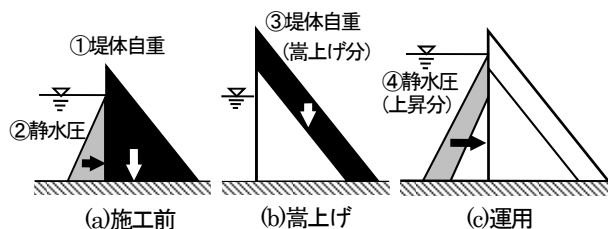


図-5.1 嵩上げダムの施工過程を考慮した常時応力解析

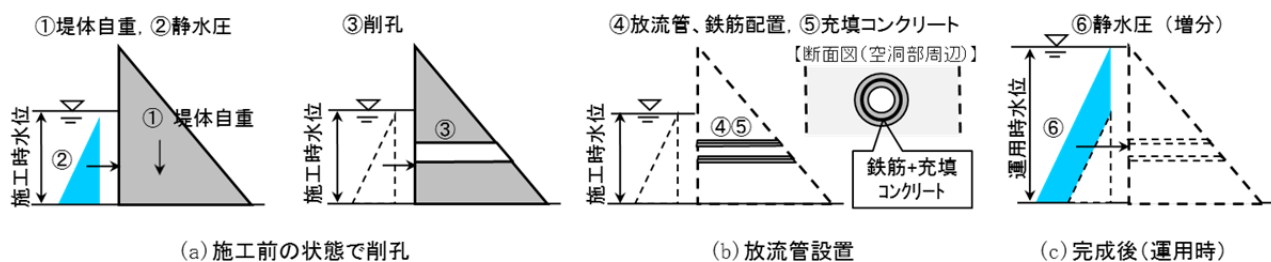


図-5.2 削孔ダムの施工過程を考慮した常時応力解析

(3) 想定する損傷形態と挙動の推定方法

大規模地震に対する再開発ダムの耐震性能照査において、その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には、まず(2)に従って常時応力解析を実施した上で、応力-ひずみ関係を線形と仮定した線形動的解析を行い、堤体内発生応力の分布を把握することが有効と考えられる。

次に、線形動的解析の結果から、堤体内に何らかの損傷が予想される場合には、その損傷過程を考慮できる解析法により損傷範囲を推定することが必要になるが、過年度報告⁴⁾や3.や4.で述べたとおり、大規模地震時に想定される再開発ダムの主要な損傷形態は、コンクリートの引張破壊による損傷であると考えられる。このため、嵩上げダムや削孔ダムの耐震性能照査では通常の重力式コンクリートダムと同様、本研究で適用した分布型クラックモデルなど、引張破壊による損傷過程を再現できる非線形動的解析法¹⁰⁾を適用することができると考えられる。

さらに、上記の引張破壊による損傷過程を再現できる非線形解析法による検討の結果、堤体上流面に損傷が生じ、亀裂内への貯水の浸入が想定される場合は、地震後における安定性検討が必要であると考えられる。この検討は、2.3 および 3.2 に嵩上げダムと放流管削孔ダムの事例をそれぞれ示したとおり、損傷範囲のうち、堤体上流面から連続する範囲まで貯水が浸透するとし、各要素の標高（水深）に応じた水圧を作用させた上で、静的解析を行い引張亀裂の進展有無等を確認することが考えられる。

5.1.3 解析結果に基づく耐震性能の判断

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。本研究におけるこれまでの解析結果から、大規模地震時において再開発重力式コンクリートダムでの主な損

傷形態としては次のようなものが考えられる。

i) 嵩上げダム

- ・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
- ・堤敷面沿いのせん断破壊による損傷

ii) 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

これらの損傷に対し、指針案に示されるコンクリートダム本体での照査の考え方に基つけば、再開発重力式コンクリートダムにおい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ための要件は以下のように考えられる。

(1) 線形動的解析結果

通常の重力式コンクリートダムの場合と同様、以下の①および②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。

- ①引張応力が堤体材料の引張強度を超えない。
- ②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。

(2) 損傷過程を考慮した非線形動的解析結果

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つけば、以下の①および②が満足されることが確認されれば、ダム本体に生じる損傷は限定的であり、貯水機能は維持されると判断できるものと考えられる。

- ①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。
- ②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。

ここで、再開発ダムにおいても特に重要となると考えられる①の要件に対する評価は、再開発ダムの場合、以下によることを考えられる。

i) 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上下流面に連続するものとならないこと。

ii) 削孔ダム

放流管周辺に引張亀裂が予想されても、そ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。

(3)その他の留意事項

再開発ダムでは、上記(1)・(2)の確認に際して、特に以下のような条件がある場合は、必要に応じて当該条件による影響についても確認しておくことが必要と考えられる。

- ①既設堤体上への嵩上げダムで新旧堤体打継面での状態が十分に一体化しておらず、打継面沿いのせん断応力等による損傷の可能性を考慮すべきと考えられる場合
(平成23年度報告書¹⁶⁾ 3.1 参照)
- ②既設堤体上への嵩上げダムで薄層嵩上げ等の場合など、特に温度応力による常時応力状態への影響が大きいと考えられる場合 (2.4 参照)
- ③既設堤体を存置して、下流側に近接して新堤体を建設する嵩上げの場合など、新旧堤体間の貯水の振動に伴う動水圧の影響を特に確認しておく必要があると考えられる場合 (3.5 参照)

5.2 今後の検討

大規模地震時における再開発ダムの挙動の推定は 2. および 3. に示したような数値解析によることが基本となるが、当該解析の結果は考慮する材料物性によって左右される。このため、4. で述べたダムコンクリートの引張強度特性や引張軟化特性を適切に反映することが必要と考えられる。今後、この点を含め、必要に応じこれまでの解析結果を再整理し、大規模地震に対する再開発ダムの耐震性能照査方法を取りまとめる予定である。

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）・同解説、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：重力ダム放流管理設ブロックの応力解析、土木研究所資料第2291号、1985.12
- 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
- 5) 2012年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕、pp37-38、2013.3
- 6) 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、2009
- 7) 2012年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕、pp314-316、2013.3
- 8) 永山功、矢沢克敏：コンクリートダムの温度応力解析(Ⅱ)、土木技術資料Vol.22-9、1980.9
- 9) 塩尻弘雄：地震時のダムへの動水圧について、大ダムNo.99、pp71-85、1982
- 10) Martin Wieland：Hydrodynamic Pressures、International Water Power & Dam Construction、pp.18-24、2005
- 11) 江田智、別府万寿博、大野友則、藤掛一典、佐藤紘志：引張試験法および試験体寸法の相違がコンクリートの動的引張試験強度に及ぼす影響、土木学会構造工学論文集、Vol.49A、2003.3
- 12) 藤掛一典：高ひずみ速度下におけるコンクリートの引張・圧縮特性に関する研究、筑波大学博士論文、1997.7.
- 13) (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、2013
- 14) 日本コンクリート工学会：JCI基準「切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」(JCI-S-001-2003)及び同付属書、2003
- 15) 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、P56、2005.3
- 16) (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、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 : 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, static and dynamic analyses to investigate possible damages into a dam body were carried out focusing on the influence by the difference in the deformability foundations rock between existing and new part of a dam, the influence of temperature stress caused by placing new concrete on existing body, the stability of the damaged dam after the earthquake and so on.

Experimental studies to investigate the effects of loading rate and cyclic loading on the tensile strength and fracture energy of dam concrete were also conducted.

Based on these analyses and experimental studies, some basic concepts to evaluate the seismic performance of redeveloped concrete gravity dams against large scale earthquake were discussed.

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