

### 3.7 台形 CSG ダムの耐震性能照査に関する研究

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、小堀俊秀

#### 【要旨】

ダム事業において、経済性や環境配慮の面から、ダムサイト近傍で得られる砂礫などの礫質材料を簡易な設備でセメント・水と混合して製造する CSG(Cemented Sand and Gravel)を主な堤体材料として用いる新形式のダムである台形 CSG ダム<sup>1)</sup>の建設・計画事例が増えつつある。一方、大規模地震に対する各種土木構造物への社会的関心の高まりを受け、ダムにおいても想定される最大級の地震動を考慮し、必要に応じその損傷過程まで考慮する耐震性能照査<sup>2)</sup>の試行が始まっている。台形 CSG ダムの断面設計方法<sup>3)</sup>はすでに確立しているが、最大級の地震動に対して想定すべき損傷形態や損傷過程の推定に必要な CSG の物性（強度特性及び引張軟化特性などの破壊特性）については必ずしも明らかでなく、これらを解明した上で合理的な耐震性能照査法を確立する必要がある。

本研究におけるこれまでの検討<sup>3),4),5),6)</sup>により、CSG はその圧縮強度に比べ引張強度が小さく、大規模地震時には主に引張破壊による損傷を想定すべきことがわかっている。同時に、CSG の引張強度は、大規模地震時に想定されるような急速荷重条件下では、静的荷重時に比べ大きくなることなどが確認されたほか、破壊エネルギーについても急速荷重時には静的荷重時に比べ大きくなる可能性が高いことが分かってきている。しかし、これまでの試験条件（繰返し回数 10 回）では、繰返し荷重による CSG の引張強度への影響については明確な傾向が確認できていない。また、破壊エネルギーについては荷重速度が大きくなると供試体によるばらつきも大きくなっている。

そこで今年度は、実験的検討として繰返し荷重による CSG の引張強度の影響を定量的に把握するため、CSG 供試体を用いた繰返し引張試験の繰返し回数を最大 100 回（一部 200 回）まで増加させた引張疲労試験を実施した。また、急速荷重時の CSG の引張軟化特性を把握するための破壊エネルギー試験を継続して実施した。

解析的検討では、実験で得られた CSG の引張強度や引張軟化特性を考慮した台形 CSG ダムの非線形動的解析を行い、極めて強い地震動の場合、堤体上下流端部のほか、表面に施工される保護コンクリートや堤体内部の CSG とコンクリート部との境界部の損傷も想定されることを示した。また、これまでよりも大規模な台形 CSG ダムが建設される場合も想定し、ダム規模の相違による大規模地震時の影響の比較も行った。さらに、CSG の特徴である材料のばらつきを考慮した場合の発生応力や損傷範囲への影響についても検討した。

そして、以上のこれまでの検討結果を踏まえ、大規模地震に対する台形 CSG ダムの耐震性能照査方法を提案した。  
キーワード：CSG、台形 CSG ダム、引張強度、破壊エネルギー、荷重速度、繰返し荷重、耐震性能照査

#### 1. はじめに

ダム事業において、経済性や環境配慮の面から、ダムサイト近傍で得られる砂礫などの礫質材料を簡易な設備でセメント・水と混合して製造する CSG(Cemented Sand and Gravel)を主な堤体材料として用いる新形式のダムである台形 CSG ダム<sup>1)</sup>の建設・計画事例が増えつつある。一方、大規模地震に対する各種土木構造物への社会的関心の高まりを受け、ダムにおいても想定される最大級の地震動を考慮し、必要に応じその損傷過程まで考慮する耐震性能照査<sup>2)</sup>の試行が始まっている。台形 CSG ダムの断面設計方法<sup>3)</sup>はすでに確立しているが、最大級の地震動に対して想定すべき損傷形態や損傷過程の推定に必要

となる CSG の物性（強度特性や破壊特性）については必ずしも明らかでなく、これらを解明した上で合理的な耐震性能照査法を確立する必要がある。

このため、本研究では、大規模地震時における台形 CSG ダムの挙動や想定すべき損傷形態について、地震応答解析による検討を行うとともに、同解析において想定すべき堤体材料（CSG）の物性を明らかにするための実験的検討を行ってきた。

今年度は、以下の検討を行った。

① CSG の繰返し引張強度および動的破壊特性に関する実験的検討

これまでの検討から、地震時に想定されるような急速

荷重条件下では、引張強度は静的荷重時に比べ増加することがわかっている。なお、破壊エネルギーも同様に増加する傾向が確認されているが、ばらつきも大きくなる結果が得られている。

また、地震時には繰返し荷重が想定されることから、事前に繰返し引張荷重（静的・単調荷重での引張強度に対する応力比が最大応力比 0.5～0.9、同最小応力比 0.1 の範囲での荷重・除荷による繰返し回数 10 回）を行い、繰返し荷重が CSG の引張強度や引張軟化特性に及ぼす影響についても検討を行ったが、明確な影響を把握するまでに至っていない。

このため、本年度は CSG の繰返し引張強度試験を繰返し回数を最大 100 回（一部 200 回）まで増加させた引張疲労試験として実施し、繰返し荷重による引張強度への影響を定量的に評価した。さらに、急速荷重条件下での破壊エネルギー試験を継続して実施し、荷重速度による CSG の引張軟化特性への影響を検討した。

② 大規模地震時における損傷過程を考慮した動的挙動の推定に関する検討

過年度の検討により、台形 CSG ダムではコンクリートダム同様、主として引張破壊による損傷を想定すべきことがわかっている。

なお、大規模地震時の台形 CSG ダムの損傷の有無や損傷過程を地震応答解析により推定する上では、CSG の引張強度や引張軟化特性を明らかにすることが必要であるが、この点については、実験的検討<sup>7)</sup>により得られた CSG の引張軟化曲線をもとに CSG の引張軟化モデル<sup>8)</sup>を示すなどしている。

そこで、これまでの実験的検討で得られている CSG の引張軟化特性を考慮した非線形動的解析により、大規模地震時の台形 CSG ダムの損傷過程を推定するとともに、これまでよりも大規模な台形 CSG ダムが建設される場合も想定し、ダム規模の相違による大規模地震時の影響の比較も行った。さらに、CSG の特徴である材料のばらつきを考慮した場合の発生応力や損傷範囲への影響についても検討した。

## 2. CSGの繰返し引張強度および動的破壊特性に関する実験的検討

### 2.1 試験概要

本年度の実験的検討において実施した試験項目の一覧を表-2.1 に示す。各試験の概要は以下のとおりである。

表-2.1 試験項目一覧 (H27 年度)

試験項目		目的
CSG 材の物理試験		CSG 材の粒度、微粒分量、密度、吸水率の確認
配合試験		供試体 CSG の配合決定
強度試験	圧縮強度試験 (一軸圧縮試験)	基本物性としての圧縮強度等の確認
	繰返し引張試験 (引張疲労試験)	繰返し荷重による引張強度への影響の把握
破壊エネルギー試験		引張軟化特性とその荷重速度による影響の把握

#### (1) 圧縮強度試験

引張強度試験や破壊エネルギー試験に用いる CSG の基本物性（圧縮強度、弾性係数等）を把握することを目的として、円柱供試体による圧縮強度試験（一軸圧縮試験）を行った。

#### (2) 繰返し引張試験（引張疲労試験）

平成 25～26 年度においては、繰返し荷重による CSG の引張強度への影響を調べるため、事前に一定の応力振幅（静的・単調荷重での引張強度に対する最大応力比 0.5～0.9）で荷重・除荷を繰返した上で単調荷重により引張破壊させる試験（繰返し回数 10 回）を行ったが、事前繰返し荷重の有無による明確な影響は確認できなかった。そこで、本年度は繰返し荷重による引張強度への影響を定量的に把握するため、最大応力比 0.7～0.9、最大 100 回（一部 200 回）までの繰返し回数で破壊させる繰返し引張試験（引張疲労試験）を行った。なお、供試体への荷重は割裂引張試験の方法により行った。

#### (3) 破壊エネルギー試験

CSG の引張軟化特性とその荷重速度による影響を把握するため、昨年度に引続き切欠きを設けた単純梁供試体での 3 点曲げ試験（破壊エネルギー試験）を通常の試験速度と急速試験の両方で行い、得られた荷重と CMOD（ひび割れ（供試体の切欠き）肩口の開口変位）の関係から破壊エネルギーや引張軟化特性を推定し、荷重速度（試験速度）の影響を調べた。

### 2.2 材料

#### 2.2.1 セメント

供試体用 CSG の製造には普通ポルトランドセメントを用いた。

2.2.2 水

水は水道水を用いた。

2.2.3 CSG 材

(1) 母材

供試体の作製に用いた CSG 材は、実際の台形 CSG ダムの堤体材料として用いられた母材から粒径 80mm 以上を除去した試料をもとに作製した。

本年度は昨年度に引き続き、S ダムで母材として用いられた河床砂礫を使用した。砂礫の最大粒径は 200～30mm 程度で、礫種は安山岩、凝灰岩、砂岩、流紋岩よりなる。

(2) 物理試験

供試体の作製にあたっては、実際のダムに用いられたものに近い CSG となるように、母材から粒径 80mm 以上を除去したうえで粒度調整を行うこととし、そのために必要な CSG 材の分級およびふるい分け試験 (JIS A 1102) を行った。あわせて微粒分量試験 (JIS A 1103)、密度試験 (JIS A 1110) および吸水率試験 (JIS A 1109) を実施した。表-2.2 に実施した CSG 材の物理試験を示し、微粒分量試験の結果を表-2.3、密度と吸水率の試験結果を表-2.4 に示す。

供試体作製に用いた S ダムの母材は密度、吸水率、微粒分量ともに S ダムの実施記録と概ね近い値であった。

表-2.2 材料物理試験一覧表

試験項目	目的	準拠規準
ふるい分け試験	粒度調整のための粒度領域の把握	JIS A 1102
微粒分量試験	微粒分量の把握	JIS A 1103
密度測定	CSG の基本物性である密度の確認	JIS A 1109
吸水率測定	配合試験での単位水量範囲の検討	JIS A 1110

表-2.3 微粒分量試験結果 (粒径 5 mm 以下)

試料名	H27 年度	(参考) S ダム実施
S ダム (河床砂礫)	7.2%	3.2～10.2%

表-2.4 密度・吸水率試験結果表 (S ダム河床砂礫)

粒径	H27 年度			(参考) S ダム実施	
	表乾密度 (g/cm <sup>3</sup> )	絶乾密度 (g/cm <sup>3</sup> )	吸水率 (%)	表乾密度 (g/cm <sup>3</sup> )	吸水率 (%)
80～ 40mm	2.46	2.37	3.66	2.45～2.52	2.15～3.69
40～ 20mm	2.45	2.35	4.39	2.43～2.51	3.23～4.92
20～ 10mm	2.44	2.32	5.10	2.40～2.50	3.80～6.11
10～ 5mm	2.46	2.34	5.27	2.40～2.49	4.46～6.11
5mm 以下	2.41	2.27	6.19	2.36～2.47	4.90～8.64

(3) 粒度調整

S ダムの試料は概ね実ダムでの施工における粒度範囲内となるように粒度調整を行った。粒度調整を行って得られた供試体作製用 CSG 材の粒度分布を図-2.1 に示す。

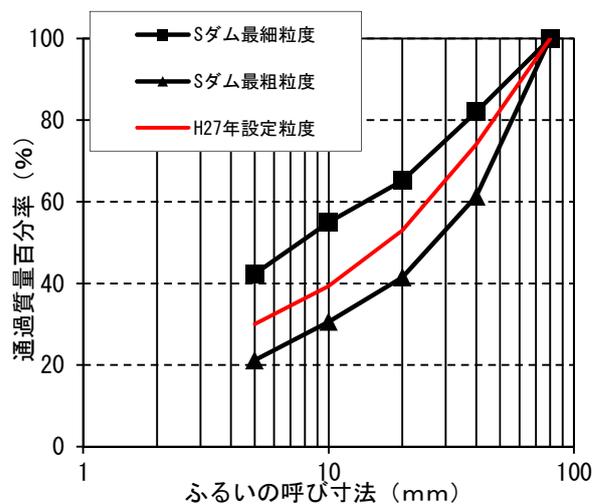


図-2.1 試験に用いた CSG 材の粒度分布

## 2.3 配合

### 2.3.1 概要

本研究での供試体作製用 CSG の配合は、実施工で使用される CSG を想定し、コンシステンシーや材料分離に対する抵抗性が得られるよう配合試験を行って決定することとしている。なお、平成 27 年度は、平成 26 年度に引き続き、S ダムの母材として用いられる河床砂礫を使用した。このため、昨年度に決定した配合を変更する必要があるかを確認する目的で、平成 26 年度と同じ配合（単位セメント量 80kg/m<sup>3</sup>、単位水量 100kg/m<sup>3</sup>）での配合試験を行った。

### 2.3.2 配合試験

#### (1) 評価項目

配合試験での評価項目は表-2.5 に示すとおりとした。

表-2.5 配合試験での評価項目と試験方法等の概要

対象試料	評価項目	試験方法および目標値等
フレッシュ CSG	コンシステンシー	・ 標準 VC 試験 (JSCE-F507-1999) で VC 値 20~60 秒
	縮固め度 (密度比 <sup>*</sup> )	・ φ150mm×H300mm 円筒型容器を用いて振動タンパで縮固め密度比 95%以上
	供試体外観等	・ φ150mm×H300mm 円筒型容器を用いて振動タンパで縮固め、脱型して外観評価 <sup>9)</sup> での評価点 (表-2.6) が 4 以上 ・ ミキサ内の状況を観察し CSG の混合が十分でミキサ内壁や羽に CSG が付着していないかを確認
硬化 CSG	一軸圧縮強度	・ 一軸圧縮強度試験での 7 日強度で比較する

\* 密度比：空隙率をゼロと仮定して計算される密度に対する実測密度の比率。

#### (2) 試験方法

##### a) CSG 材の混合

配合試験に用いた CSG 材は、粒径 5mm 以上は表乾状態に、粒径 5mm 未満は表面水率 2~3% 程度に調整した。

CSG の混合は、容量 150 リットルの傾胴形ミキサを使用し、①CSG 材 (粒径 5mm 以上)、②CSG 材 (粒径 5mm 未満の半分)、③セメント、④CSG 材 (粒径 5mm 未満の半分) の順に投入し、1 分間混合した後、水を投入して、

さらに 2 分間混合した。

ミキサから排出した CSG は 40mm 網ふるいでウェットスクリーニングを行い、粒径 40mm 以上を除去した後、練り板上で 1 往復の切り返しを行い試料を均一にした。

##### b) 密度の測定

φ150mm×H300mm の円筒型軽量型枠に試料を 3 層に分けて詰め、各層突き棒で 15 回突いた後、振動タンパを用いて 30 秒締め固めた。その後、質量および型枠上端から試料表面までの深さを測定し、密度および密度比を求めた。なお、密度比はウェットスクリーニングにより粒径 40mm 以上の CSG 材を除去したことを考慮した後の各単位量に基づき、空気量に相当する空隙をゼロと仮定して計算される密度に対する実測密度の比率として求めた。

##### c) 標準 VC 試験

JSCE F 507-2007 「RCD 用コンクリートのコンシステンシー試験方法」による標準 VC 試験により VC 値を求めた。なお、目標とする VC 値は、RCD コンクリートを対象とした標準 VC 試験において、管理基準値を 20±10 秒<sup>10)</sup>としている場合が多いこと、また 50 秒程度までが施工限界とされていること<sup>9)</sup>を考慮して、20~60 秒とした。

##### d) 供試体外観評価およびミキサ内の状況確認

φ150mm×H300mm の円筒型鋼製型枠に試料を 3 層に分けて詰め、各層突き棒で 15 回突いた後、振動タンパを用いて 30 秒締め固めた。作製した供試体を脱型して、その外観 (肌面) を観察し、表-2.6 に示す供試体の外観評価基準<sup>9)</sup>により評価した。また、ミキサ内の状況を観察し CSG の混合が十分で、排出後にミキサ内壁や羽に CSG が付着していないかを確認した。

##### e) 圧縮強度の確認

密度比を測定した各配合供試体は、供試体上面にキャッピングを行い、水分の散逸を防ぐため供試体上面にラップを被せビニールテープを二重に巻いて 20℃恒温室で封緘養生した後、材齢 7 日において一軸圧縮強度試験を実施し圧縮強度を確認した。試験本数は 3 本とした。

表-2.6 供試体の外観評価基準<sup>9)</sup>

区分	供試体の外観	評価点
良 (A)	表面が緻密である	5
ほぼ良 (B)	表面がややポーラスな部分、砂分が表れている部分がある	4
やや不良 (C)	表面がポーラスな部分、モルタル分がはげ落ちている部分がある	3
不良 (D)	モルタルが粗骨材のまわりにゆきわたらず、豆板状の部分がある	2
極めて不良 (E)	粗骨材がばらばらでCSGとしての外観を呈していない部分がある	1

### (3) 配合試験結果

配合試験の結果を表-2.7に示す。密度比およびVC値が目標の範囲にあり、供試体の外観評価基準に照らした供試体外観やフレッシュ性状も良好と判断された。写真-2.1に供試体外観を示す。これらの結果から、前年度と同様に、単位水量は $100\text{kg/m}^3$ で変更しないこととした。なお、材齢7日での圧縮強度は $3.70\text{N/mm}^2$  (平均値)であった。

表-2.7 平成27年度 CSG の配合試験結果

VC 値 (秒)	密度比 (%)	外観評価	
		外観 評価点	その他観察結果
25.4	98.6	5	<ul style="list-style-type: none"> <li>供試体表面にポーラスな部分が無く緻密</li> <li>ミキサ内壁面、羽、ドラム周りにCSGが付着なし</li> </ul>

注) ○: 表-4.3の目標値を満足。  
△: 表-4.3の目標値をやや満足しない。  
×: 表-4.3の目標値を満足しない。



写真-2.1 配合試験供試体外観

### (4) 配合の決定

配合試験により決定した今年度の強度試験および破壊エネルギー試験用 CSG の配合を過年度の試験で用いた CSG の母材及び割合と併せて表-2.8に示す。

表-2.8 各年度の CSG 配合

(単位:  $\text{kg/m}^3$ )

ケース名 (母材・配合)	年度	母材	単位量		
			C	W	CSG
K-IA	H23	Kダム (I材*)	80	85	2258
K-IB	H23	Kダム (I材*)	120	85	2226
K-IC	H24	Kダム (I材*)	80	110	2064
K-IIA	H23	Kダム (II材*)	80	110	2154
K-IIIB	H25	Kダム (II材*)	80	140	2090
S-A	H26	Sダム (河床砂礫)	80	100	2139
S-A'	H27	Sダム (河床砂礫)	80	100	2135

\* H23~25年度に用いたKダム母材の区分 (I材、II材) は材質 (硬さや風化の程度) に応じた採取区分で、I材の方がII材より硬く、風化の程度が低い。

## 2.4 供試体作製

### 2.4.1 概要

各種試験用供試体は、2.3.2(2)に述べた配合試験と同様の方法で所定の配合に必要な材料 (セメント・水・CSG材) を傾胴型ミキサで混合した後、ウェットスクリーニングにより粒径 $40\text{mm}$ 以上を除去したCSGを用いて作製した。

作製した供試体の用途別の形状および数量の一覧を表-2.9に示す。また、各試験用供試体の作製方法は以下のとおりである。

表-2.9 供試体の形状および数量一覧

用途 (試験項目)	荷速度 条件	供試体形状 (単位: mm)	供試体本数 (本)
圧縮強度試験	静的	円柱 (φ150×H300)	6
繰返し引張試験 (引張疲労試験)	静的	円柱 (φ150×H240)	33(27)*
破壊エネルギー試験	静的	角柱 (□150×L530)	2
	急速	角柱 (□150×L530)	8

\*( )は繰返し荷試験に用いた数量で、残りは単調荷試験での試験に使用。

### 2.4.2 圧縮強度試験用供試体

圧縮強度試験用円柱供試体の作製には、φ150mm×H300mmの円筒型軽量型枠（ブリキ製）（写真-2.2）を用いた。同型枠にCSGを3層に分けて詰め、各層突き棒で15回突き固めた後、振動タンパを用いて30秒締め固めた。各層間の締め固め後は、突き棒で平滑面をかき乱して次層との馴染みを良くした。その後、質量および型枠上端からCSG表面までの深さを測定し、供試体の密度を求めた。

養生は水分が散逸することを防止するため供試体上面にラッピングし、ビニールテープで二重に巻いて、所定の材齢まで20℃恒温室にて封緘養生を行った。

試験の7日程度前に供試体上面をキャッピング、その後脱型し、供試体側面中央部にひずみゲージ（ゲージ長120mm計2枚）を図-2.2に示す位置（表裏）に貼付した。試験は材齢91日で実施した。



写真-2.2 圧縮強度試験用供試体の作製に用いた軽量型枠

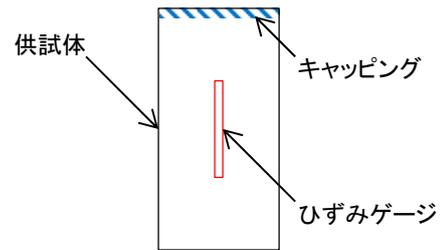


図-2.2 圧縮試験用供試体（円柱供試体）  
（ひずみゲージは表・裏貼付）

### 2.4.3 繰返し引張試験（引張疲労試験）用供試体

繰返し引張強度試験に用いる供試体の作製手順は、その養生までは圧縮強度試験用供試体の場合と基本的に同様であるが、試験材齢の約7日前に図-2.3に示すように両端30mmを切除し、L=240mmとなるようにした。また、切断した両端面の中央に荷方向に直交する方向にひずみゲージ（ゲージ長60mm、計2枚）を貼付した。試験は材齢91日前後で実施した。

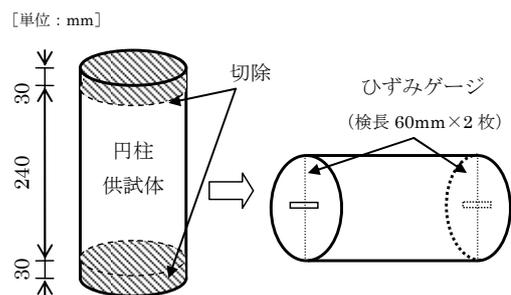


図-2.3 繰返し引張試験用供試体の作製

### 2.4.4 破壊エネルギー試験用供試体

破壊エネルギー試験用の切欠き梁供試体の作製には、□150mm×L550mmの鋼製型枠（写真-2.3）を用いた。なお、供試体中央に切欠き（深さ45mm、厚さ5mm）を入れるため、同形状の鋼板を予め型枠中央部に設置した。切欠き用鋼板の設置に際しては、脱型時にスムーズに取り外せるよう、鋼板の周囲に厚さ0.2mmのプラスチックシートを貼り、グリスを薄く塗布した。

CSGは2層に分けて詰め、各層突き棒で80回突いた後、大小2種類の加圧板を付けた振動タンパにより1層120秒間締め固めた（写真-2.4）。

1層目の締め固め後は、突き棒で平滑面をかき乱して次層との馴染みを良くした。

養生は、円柱供試体と同様に水分が散逸することを防止するため供試体上面にラッピングし、ビニールテープで二重に巻いて、所定の材齢まで恒温室（20℃）にて封

減養生を行った（写真-2.5）。

試験 7 日程度前に脱型し、急速試験に用いる供試体については、CMOD 測定時のサンプリング速度を大きくできる渦電流式変位計を設置するため、供試体を一部（幅 40mm×深さ 10mm）削って渦電流式変位計を設置した（写真-2.6）。試験は材齢 91 日前後で実施した。



写真-2.3 破壊エネルギー試験用供試体作製に用いた鋼製型枠



写真-2.4 破壊エネルギー試験用供試体の作製



写真-2.5 破壊エネルギー試験用供試体の養生

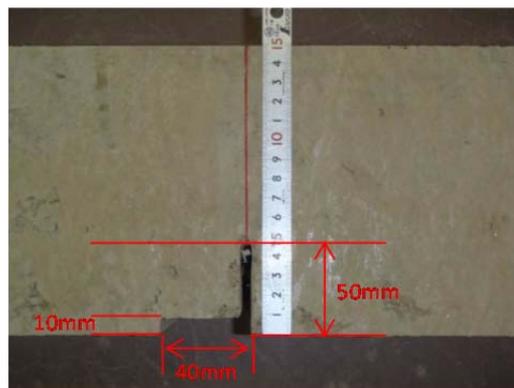


写真-2.6 破壊エネルギー試験用供試体（切欠き部）

## 2.5 試験方法

### 2.5.1 圧縮強度試験

圧縮強度試験は、静的載荷条件（通常の載荷速度）での一軸圧縮試験により行い、圧縮強度（ピーク強度及び弾性領域強度\*）のほか弾性係数を測定した。なお、弾性係数の測定に必要となるひずみの計測は、コンクリートに比べ変形性が大きい CSG では供試体側面中央部にひずみゲージを貼付して行う方法では安定した結果を得るのが難しいため、変位計（ダイヤルゲージ）で全体変形量を計測する方法<sup>1)</sup>を基本としたが、比較のため、供試体側部中央にひずみゲージを貼付してのひずみ計測も行った。

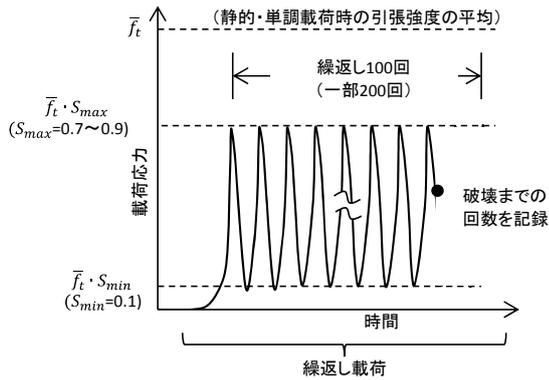
\* 弾性領域強度：弾性領域の最大応力で、台形 CSG ダムの設計で用いられる「CSG の強度」<sup>1)</sup>。

### 2.5.2 繰返し引張試験（引張疲労試験）

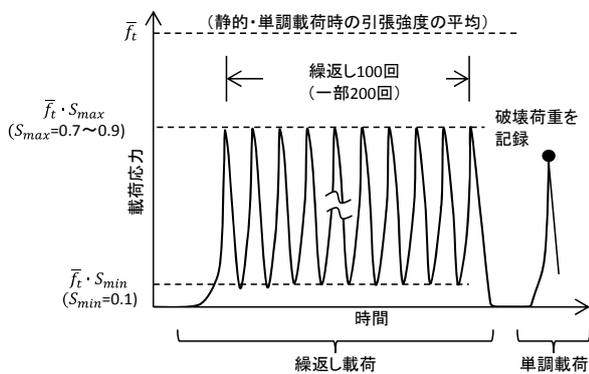
繰返し引張試験での載荷は割裂引張試験（JIS A 1113、コンクリートの割裂引張強度試験方法）に準じた方法で行い、所定の上限回数（100 回、一部 200 回）まで載荷・除荷を繰返して破壊させ、破壊時までの繰返し載荷回数を記録した（図-2.4(a)）。繰返し載荷での応力振幅は、静的（単調）載荷時の引張強度（最大応力）の平均値 $\bar{f}_t$ に対し、最小応力比  $S_{min}=0.1$ 、最大応力比  $S_{max}=0.7\sim 0.9$  の範囲とした。上限回数までの繰返し載荷で破壊しなかったものは、その後単調載荷を行って破壊させ、破壊時の最大荷重を記録した（図-2.4(b)）。

なお、比較のため、繰返し載荷を行わず単調載荷のみで破壊させるケースも併せて実施した。

繰返し載荷時の載荷速度は、試験装置の制約上、実地震時と同等程度の急速載荷での繰返し載荷が難しいことから、JIS A 1113 に規定されている載荷速度と同程度（応力増加速度  $0.06\text{N/mm}^2/\text{s}$  前後の静的載荷条件）とし、単調載荷時の載荷速度も同様とした。



(a) 所定の繰返し回数前に破断したケース



(b) 所定の繰返し回数で破断しなかったケース

図-2.4 繰返し引張試験方法 (概念図)

### 2.5.3 破壊エネルギー試験

破壊エネルギー試験は、JCI-S-001-2003 (切欠きはりをういたコンクリートの破壊エネルギー試験方法<sup>11)</sup>、以下「JCI 規準」という。)と同様の3点曲げ試験により行った。なお、JCI 規準では載荷速度をCMOD速度 (CMODの増加速度) で規定しているが、本試験ではクロスヘッド変位を制御することで所定のCMOD速度となるようにした。

載荷速度 (試験速度) は、JCI 規準での速度 (CMOD速度 0.1mm/min 以下) での静的載荷のほか、その100倍 (CMOD速度 10mm/min) および試験機の能力のほぼ最大の1000倍 (同 100mm/min) の急速載荷により実施した。

載荷方法の概要を図-2.5に示す。供試体中央に荷重を載荷しながら、下面中央部に設けた切欠きを挟んで両側で供試体に接着したクリップゲージ (急速載荷ケースは渦電流式変位計) を用いて破断時までCMODを測定した。

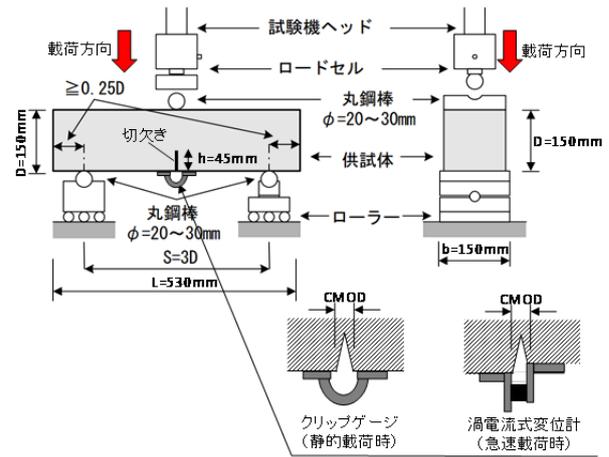


図-2.5 破壊エネルギーの試験方法

## 2.6 試験結果および考察

### 2.6.1 圧縮強度試験

#### (1) 試験結果

本年度実施した圧縮強度試験で得られた圧縮強度 ( $\sigma_{91}$ ) 及び弾性係数 (ピーク強度及び弾性領域強度) の一覧を供試体密度の測定結果とともに表-2.10に示す。なお、弾性係数は、応力-ひずみ曲線 (ひずみは変位計によるもの) における載荷初期および弾性領域強度以降のピーク応力点までの非線形域を除いた直線と見なせる区間の勾配として求めた値である。

表-2.10 圧縮強度試験結果一覧

供試体 No.	供試体密度比 (%)	ピーク強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性領域強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )
1	98.4	9.96	6.20	4,430
2	97.5	10.24	6.00	4,620
14	98.0	10.13	5.90	5,619
15	98.2	9.73	6.70	4,621
27	97.9	8.88	5.40	4,500
28	97.9	9.62	6.70	4,963
平均	97.98	9.76	6.15	4,791

#### (2) 試験結果の考察

##### a) 密度比との対応

円柱供試体での一軸圧縮試験で得られた圧縮強度と密度比の測定結果の対比を過年度の試験結果とあわせて図-2.6に示す。Kダムの母材を用いたケースでは、ポラスな外観となったケース K-IA および K-IB は、ケース K-IC に比べ、密度比、圧縮強度ともに小さく、各配合の密度比は圧縮強度とよく対応している。

また、母材による相違もあり、S ダムの河床砂礫を使用した供試体は、強度・密度とも K ダムの母材を使用した CSG よりも大きい。

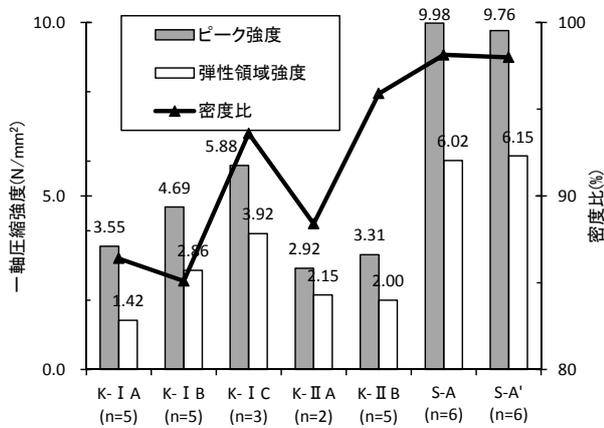


図-2.6 圧縮強度と密度比の試験結果 (n: 供試体数)

b) 応力～ひずみ曲線

円柱供試体での一軸圧縮試験で得られた応力～ひずみ曲線及び圧縮強度の測定結果を図-2.7に示す。同図には、変位計（ダイヤルゲージ）から求めたひずみ値を用いて得られた各配合供試体の応力～ひずみ曲線とともに、比較のため、供試体中央部に貼付したひずみゲージでの計測結果を用いて描いた応力～ひずみ曲線も示している。両者を比較すると、同一圧縮応力時のひずみは変位計から求めた値の方が若干大きくなっており、ひずみゲージで測定される供試体中央部に比べ端部付近のひずみがやや大きかったものと考えられる。

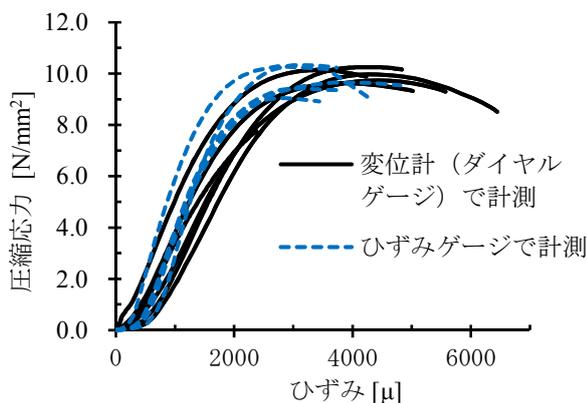


図-2.7 CSG 供試体の応力～ひずみ曲線

c) 圧縮強度と弾性係数の関係

円柱供試体での一軸圧縮試験で得られた CSG の弾性係数と圧縮強度（ピーク強度）の関係を図-2.8に示す。

同図中には、過年度検討での試験結果の一部（K ダム母材を用いたケース K-IA、K-IB、K-IC および K-IIA）での試験データ）をもとにした既往分析で得られた次の圧縮強度（ピーク強度）と弾性係数の関係式<sup>8)</sup>も示している。

$$E_c = \{0.18 + (f'_c - 4.0)/37\} \times 10000 \quad (2.1)^8$$

ここに、 $E_c$ ：変位計を用いた一軸圧縮試験で得られる弾性係数[N/mm<sup>2</sup>]、 $f'_c$ ：圧縮強度（一軸圧縮試験でのピーク強度）[N/mm<sup>2</sup>]。

図-2.8より、CSGの弾性係数は、一般のコンクリートの場合と同様に圧縮強度の増加に伴いほぼ直線的に増加することがわかるが、圧縮強度との関係ではKダムの母材を用いたCSGで得られた関係式よりSダムの母材を用いたCSGの方が上方に位置しており、母材の材質の相違による影響が考えられる。

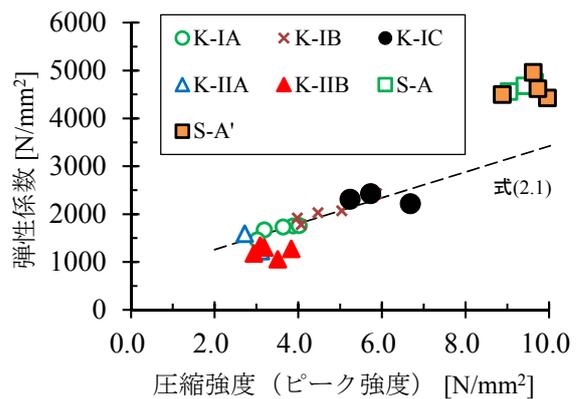


図-2.8 CSGの圧縮強度（ピーク強度）と弾性係数

2.6.2 繰返し引張試験（引張疲労試験）

(1) 試験結果

繰返し引張試験に先立って行った単調载荷での割裂引張試験の結果を表-2.11、繰返し回数を最大100回（一部200回）までとして実施した繰返し引張試験の結果を表-2.12にそれぞれ示す。表-2.12には本年度と同じSダムの母材を用いたほぼ同一配合のCSGで平成26年度に一部先行的に繰返し回数100回までとして実施したケースの結果も含めて整理している。なお、同表中の $N_r$ は最大応力比 $S_{max}$ が同一条件（最小応力比 $S_{min}$ は全ケース同一）で試験を行った供試体のうち、 $r$ 番目に破壊した供試体の疲労寿命であり、繰返し载荷途中に破壊したときまでの繰返し回数である。 $p(N_r)$ は順序統計量の理論<sup>12)</sup>に基づく疲労寿命 $N_r$ での生存確率<sup>13),14),15)</sup>（疲労寿命 $N_r$

で破壊が生じていない確率)の期待値である。所定の上  
限回数(100回または200回)までの繰返し荷でも破  
壊しなかったものは、「(上限回数)→」と記載し、その  
後静的荷での単調荷を行って引張破壊させて得られ  
た引張強度を右欄に示している。

なお、 $p(N_r)$ の算出は、浜田ら<sup>13)</sup>の方法によった。すな  
わち、最大応力比が同一のものごとに、試験供試体が全  
て破壊した場合は式(2.2)、繰返し回数が所定の上  
限回数に達しても破壊しない供試体がある場合は、式(2.3)に  
より算出した。

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

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

ここに、 $n$ :同一条件で試験された供試体総数[個]、 $r$ :  
総数 $n$ 個の試験供試体のうち疲労寿命の小さい方から数  
えた順番、 $N_r$ :疲労寿命[回]、 $p(N_r)$ :疲労寿命 $N_r$ での生  
存確率の期待値である。

示している<sup>16),17)</sup>。ただし、これらは主に繰返し回数が多い  
試験結果(1,000回~数百万回の圧縮疲労試験による結  
果)から算定されたものであり、最小応力比 $S_{min}$ の条件  
が本試験( $S_{min}=0.1$ )と同一ではない。

図-2.10によれば、今回の試験に用いたCSGの引張繰  
返し荷に伴う引張強度の低下は、コンクリートよりも  
やや大きく、最小応力比 $S_{min}$ を引張強度の10%とする同  
一応力振幅での引張繰返し回数10回での疲労強度は、静  
的引張強度に対して88%程度、同100回に対しては75%  
程度になると予想される。

このような繰返し荷による影響は、実際に考慮する  
地震動の特性や推定される応力履歴を踏まえて検討する  
必要があると考えられるが、既往観測地震動に基づく応  
力履歴(応力振幅と繰返し回数の関係)の試算例<sup>7)</sup>では、  
応力振幅50%で10回程度以内の繰返し回数となってい  
る。これに加え、地震時のような急速荷条件では引張  
強度の増加が見込まれること<sup>7)</sup>や、台形CSGの設計では  
引張応力も考慮した一定の強度安全率が考慮されること  
も考慮すると、繰返し荷による影響が特に耐震性の面  
で問題となるケースは少ないと考えられる。

表-2.11 引張強度試験結果(静的・単調荷)

実施 年度	ケース名 (母材・配合)	供試体 密度比 (%)	最大荷重 (kN)	強度(N/mm <sup>2</sup> )	
				各値	強度比*
H27	S-A' [円柱]	98.2	64.4	1.14	0.95
		98.2	71.5	1.27	1.06
		98.2	72.2	1.27	1.06
		98.2	71.8	1.26	1.05
		97.7	63.4	1.12	0.93
		98.4	63.8	1.13	0.94

\*「強度比」は同一ケース(母材・配合)の静的・単調荷での引張強  
度(試験値の平均値)に対する比。

## (2) 試験結果の考察

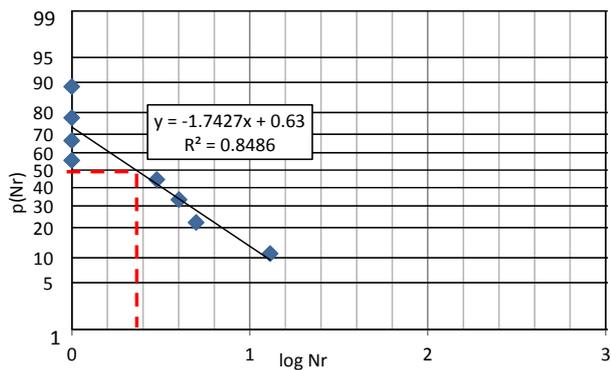
$p(N_r)$ と $N_r$ の関係を正規確率紙上にプロットしたもの  
を図-2.9に示す。同図中には、最小二乗法による近似直  
線も示している。また、図-2.9の各図中に示した上記の  
近似直線をもとに、最大応力比 $S_{max}$ ごとの疲労寿命 $N_r$   
の平均値 $\overline{N_r}$ を生存確率の期待値 $p(N_r)$ が50%になる回数  
として算出し、 $S_{max}$ との関係をプロットしたものが図  
-2.10である。同図中には、最小二乗法により原点( $S_{max}=1$ 、  
 $\log \overline{N_r}=0$ )を通る直線として求めた曲線(CSGのS-N曲  
線)も示している。比較のため、一般のコンクリート及  
び軽量骨材を用いたコンクリートのS-N曲線もあわせて

表-2.12 繰返し引張試験（引張疲労試験）結果

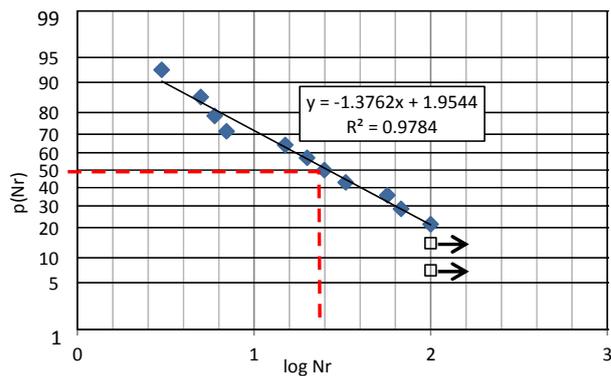
実施年度	ケース名 (母材・配合)	最大応力比* $S_{max}$	順位 $r$	疲労寿命 $Nr$	生存確率の期待値 $p(Nr)$	上限回数後の単調載荷での 引張強度(N/mm <sup>2</sup> )			
						各値	強度比**		
H27	S-A' [円柱]	0.9	1	1	88.9%				
			2	1	77.8%				
			3	1	66.7%				
			4	1	55.6%				
			5	3	44.4%				
			6	4	33.3%				
			7	5	22.2%				
			8	13	11.1%				
		0.8	1	3	92.9%				
			2	5	85.7%				
			3	6	78.6%				
			4	7	71.4%				
			5	15	64.3%				
			6	20	57.1%				
			7	25	50.0%				
			8	33	42.9%				
			9	57	35.7%				
			10	68	28.6%				
			H26	S-A [円柱]				11	100→
12	100→	-				1.32	1.20		
H27	S-A' [円柱]	0.75	1	83	80.0%				
			2	119	60.0%				
			3	200→	-			1.13	0.94
		0.7	1	100→	-			1.10	0.92
			1	100→	-			1.21	1.01
			1	100→	-			1.23	1.03
			1	100→	-			1.24	1.03
			1	100→	-			1.08	0.90
			1	100→	-			1.10	0.92
			1	100→	-				

\* 最小応力比 $S_{min}$ はすべて 0.1。

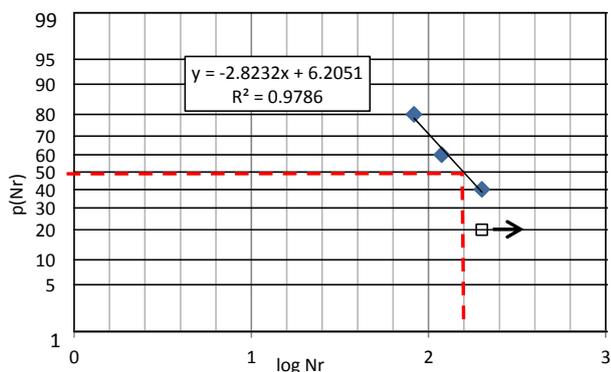
\*\* 「強度比」は同一ケース（母材・配合）の静的・単調載荷での引張強度（試験値の平均値）に対する比。



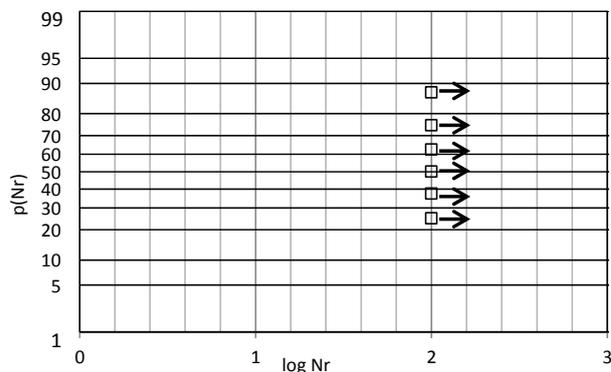
(a) 最大応力比  $S_{max} = 0.9$



(b) 最大応力比  $S_{max} = 0.8$

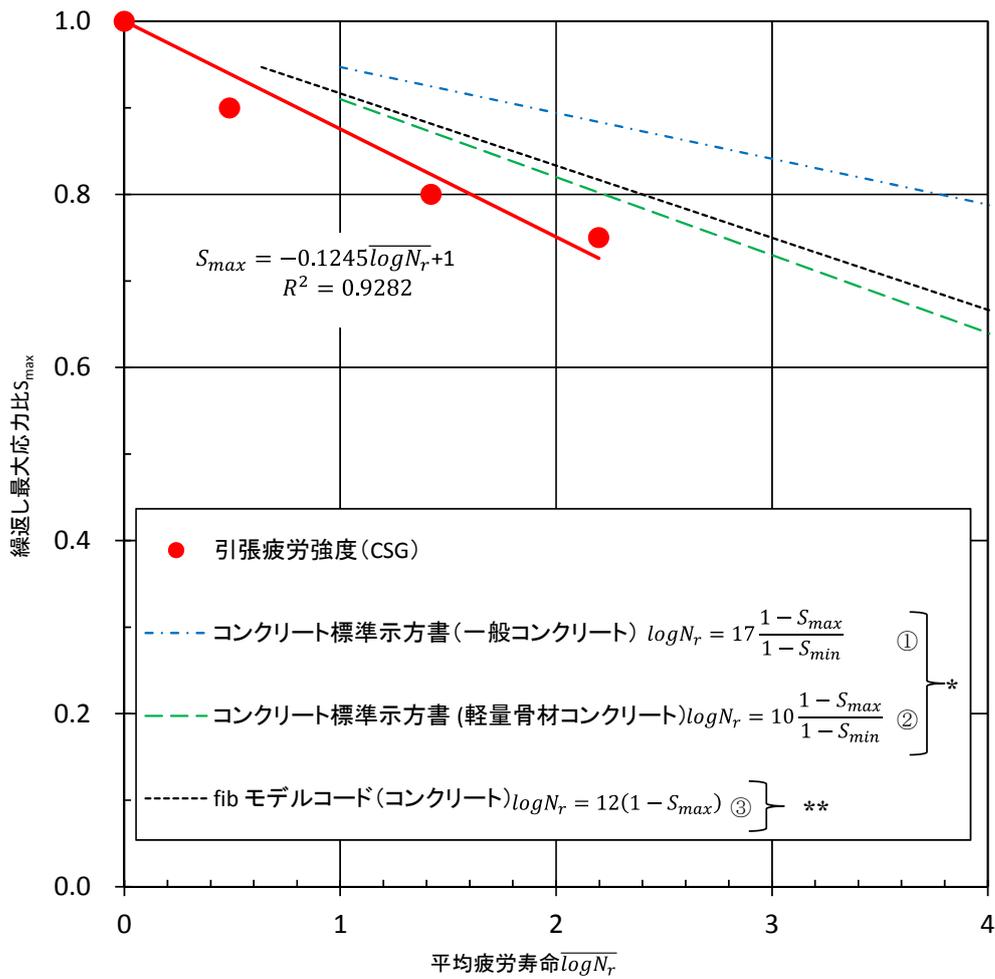


(c) 最大応力比  $S_{max} = 0.75$



(d) 最大応力比  $S_{max} = 0.7$

図-2.9 CSG 供試体の引張疲労寿命と生存確率の関係 (最小主応力比  $S_{min}=0.1$ )



\* コンクリート標準示方書<sup>16)</sup>に記載されている式①は、一般のコンクリートの設計疲労強度の式のベースになった既往実験結果に基づく平均的な関係式。式②は式①での係数(=17)を軽量骨材コンクリートに対する設計疲労強度式での係数(=10)とした式。

\*\* fibモデルコード<sup>17)</sup>の式は、引張強度のばらつきを見込んだ特性値に対する応力比と疲労寿命の関係式。

図-2.10 引張繰返し載荷での最大応力比  $S_{max}$  と平均疲労寿命  $\overline{\log N_r}$  の関係

2.6.3 破壊エネルギー試験

(1) 試験結果

本年度実施したケース S-A' について、破壊エネルギー試験結果（試験で得られた荷重-CMOD 曲線から求めた破壊エネルギー）の一覧を表-2.13、試験で得られた荷重-CMOD 曲線を図-2.11 にそれぞれ示す。

なお、表-2.13 中の破壊エネルギーの値は、試験で得られた荷重-CMOD 曲線をもとに次式<sup>11)</sup>により求めた。

$$G_F = \frac{0.75W_0 + W_1}{A_{lig}} \times 1000 \quad (2.4)^{11)}$$

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[mm<sup>2</sup>]。

なお、 $W_1$ は次式で求められる。

$$W_1 = 0.75 \left( \frac{S}{L} m_1 + 2m_2 \right) g \cdot CMOD_c \quad (2.5)^{11)}$$

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[m/s<sup>2</sup>]、 $CMOD_c$ ：破断時の CMOD[mm]。

表-2.13 破壊エネルギー試験結果（ケース S-A'）

供試体 No.	CMOD 速度 (mm/min)	最大荷重時		破壊エネルギー $G_F$ (N/m)	破壊エネルギー増加率*
		荷重 (kN)	CMOD (mm)		
1'	0.1	4.08	0.056	113.59	1.188
6'	0.1	4.52	0.050	77.57	0.812
2'	10	3.33	0.068	91.56	0.958
7'	10	5.53	0.072	132.61	1.387
3'	100	4.46	0.082	161.97	1.695
4'	100	1.57	0.136	55.35	0.579
5'	100	4.84	0.056	98.69	1.033
8'	100	4.27	0.064	135.93	1.422
9**	100	0.38	0.475	32.59	0.341
10**	100	1.00	0.182	48.15	0.504

\*「破壊エネルギー増加率」は同一ケース（母材・配合）の基準速度での静的試験での平均値に対する比率。

\*\*荷重-CMOD 曲線が滑らかでなく、逆解析による引張軟化曲線の推定が出来なかった供試体。

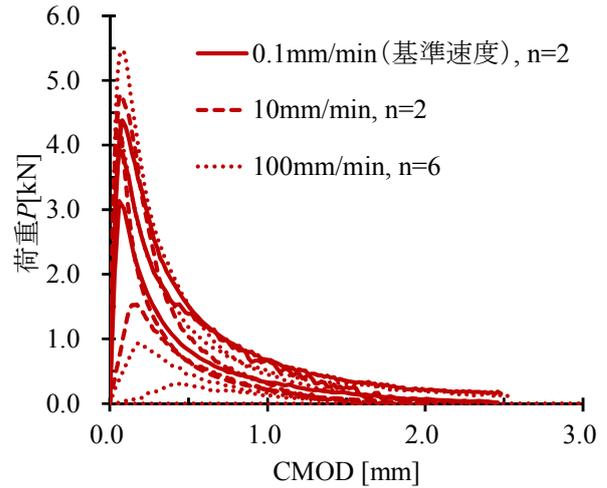


図-2.11 荷重-CMOD 曲線 (n: 供試体数)

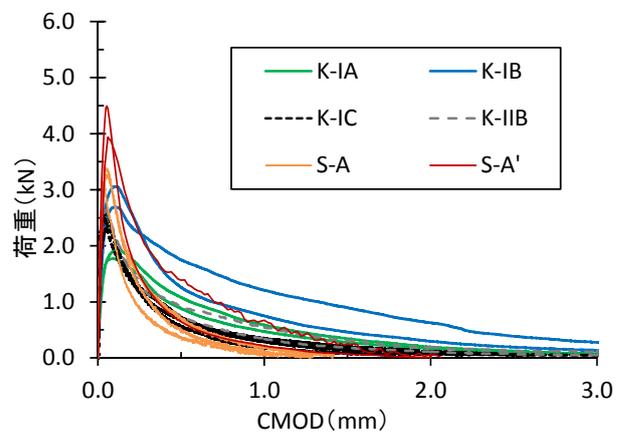


図-2.12 荷重-CMOD 曲線（基準速度：全ケース）

(2) 試験結果の考察

a) 荷重-CMOD 曲線

基準速度での静的試験で得られた荷重-CMOD 曲線を過年度の試験で得られたものとあわせて図-2.12 に示す。図-2.12 より、最大荷重は単位セメント量、密度比ともに小さい K-IA が最も小さく、引張強度が小さいことに対応しているものと考えられる。なお、同じダム（K ダム）で使用された母材を用いた中では、単位セメント量が多い K-IB や密度比が大きい K-IC での最大荷重はこれより大きい。ただし、最大荷重後の荷重低下は、K-IB では緩やかであるが、K-IC では急激に低下している。母材が異なるダム（S ダム）のケース（S-A および S-A'）の傾向は比較的 K-IC と類似しており、最大荷重はさらに大きくなっている。このように、最大荷重は各材料の引張強度を反映し、最大荷重後の荷重低下は、破壊形態に対応すると考えられる。K-IC や S-A、S-A' では、他のケースに比べ脆性的な破壊が生じたと考えられる。

b) 破壊エネルギー

本年度実施したケース S-A'の CMOD 速度と破壊エネルギーの関係を図-2.13 に示す。また、この結果を過年度試験とあわせたものを図-2.14 示す。両図において、破壊エネルギーは基準速度での静的試験での平均値に対する比率（破壊エネルギー増加率）により示している。

図-2.14 より、全般的には試験速度（CMOD 速度）が増加すると破壊エネルギーが大きくなる傾向が認められる。ただし、試験速度が大きくなるとばらつきが大きくなり、一部試験速度が大きくても静的試験に比べ破壊エネルギーの増加がほとんど見られないデータもある。

試験速度（载荷速度）が破壊エネルギーに及ぼす影響については、一般のコンクリートを対象とした藤掛らの研究<sup>18)</sup>があり、試験速度の増大とともに破壊エネルギーが増加することや、粗骨材とモルタルとの界面での付着破壊でなく粗骨材自身が破断するケースが多く見られるようになることが報告されている。CSG においても、载荷速度の増加に伴い破壊エネルギーが増加する傾向があることは、このような破壊形態の変化が関係している可能性が考えられる。

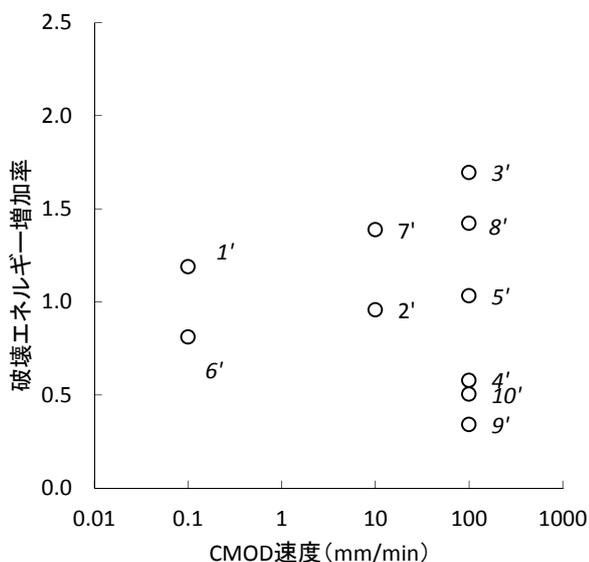


図-2.13 CMOD 速度と破壊エネルギーの関係 (ケース S-A')

※ 図中の数字は表-2.13 の供試体番号。

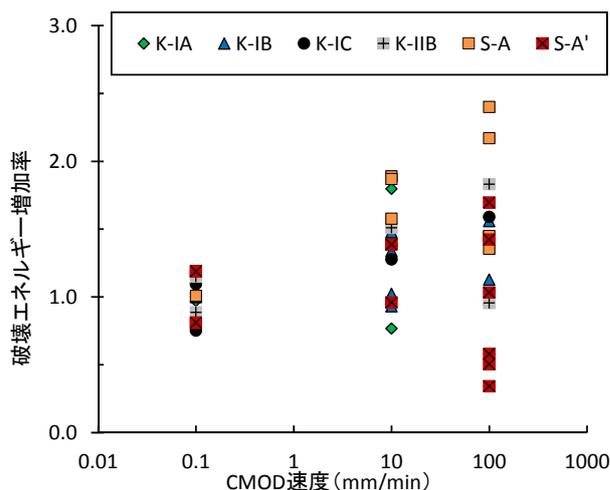


図-2.14 CMOD 速度と破壊エネルギーの関係 (全ケース)

しかし、前述のとおり、試験速度（载荷速度）を増加させても破壊エネルギーが増加しない供試体も見られた。このため、該当する供試体が複数あったケース S-A'を対象に、その原因について、供試体の破断面の観察及び载荷中の荷重の増加速度に着目して検討した。

供試体の破断面の観察では、各供試体の破断面を目視により①骨材の破断（破断部）、②粗骨材とモルタルの界面の破断（剥がれ部）、③モルタル部分の破断（モルタル部）に区分した。破断面全体に対するこれら3つの領域の面積割合を整理した結果を図-2.15 に示す。同図のとおり、破断面における3つの領域の面積割合が载荷速度によって明らかに変化するような傾向はみられない。

また、特に急速試験時の破壊エネルギーにばらつきが大きかった供試体（CMOD 速度 100mm/min での試験に用いたもの：表-2.13 中の供試体 No.3',4',5',8',9',10'）を対象に、载荷中の荷重変化を確認した。図-2.16 にその結果を示す。図中の凡例には、ほぼ直線的に荷重が増加している時間帯における単位時間当たりの荷重増加速度を付記している。図-2.16 より、同ケースの供試体の一部に、他の供試体に比べ大幅に荷重増加速度が小さいもの（No.9',10'）があることがわかる。図-2.13 の No.9',10'の供試体のデータに着目すると、試験速度が大きいにも関わらず、特に破壊エネルギーが小さいデータに対応していることがわかる。このことから、該当する供試体では、破壊が生じる前から曲げ変形が大きく生じたものと考えられる。供試体の破断面付近における骨材（CSG 材）の入り方やその材質（強度）は、供試体ごとに異なっていることが十分考えられ、その影響が試験結果に影響したものと考えられる。

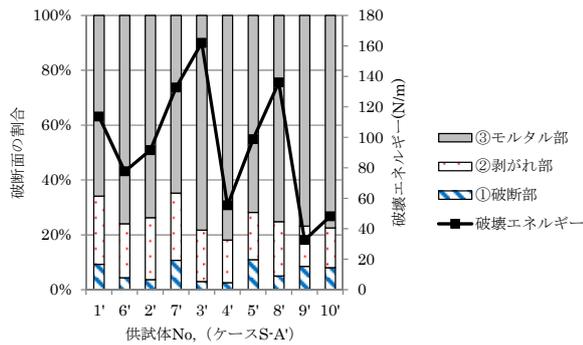


図-2.15 供試体破断面の観察結果 (ケース S-A')

※ 図中の供試体 No.は表-2.13の供試体番号。

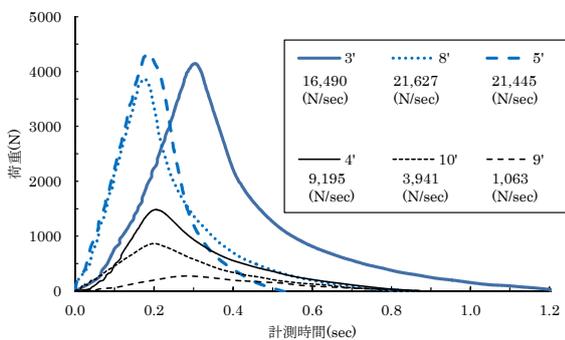


図-2.16 荷重-計測時間の関係 (急速試験ケース S-A')

※ 図中の数字は表-2.13の供試体番号。

c) 引張軟化曲線の推定

破壊エネルギー試験で得られた荷重-CMOD 曲線をもとに、多直線近似解析法<sup>19),20)</sup>を用いた逆解析により、試験に用いた CSG の引張軟化曲線(引張応力と仮想ひび割れ幅の関係)を推定した。この解析では、日本コンクリート工学協会による公開プログラム<sup>21)</sup>を用いた。ケース S-A'の各供試体について得られた引張軟化曲線を図-2.17に示す。

推定された引張軟化曲線の形状は、①軟化開始→②直後の急激な応力低下→③ひび割れ領域幅が拡大しつつさらに応力低下→④破断という引張破壊の過程を示している。このうち②についてはほとんどひび割れ領域幅が拡大しない状態での応力低下であり、一般のコンクリートには見られないものであるが、ダムコンクリートを対象とした堀井ら<sup>22)</sup>の研究で報告されている引張軟化曲線には同様の傾向が見られる。単位ペースト量が少なく、粗骨材最大粒径が大きいダムコンクリートや CSG では、一般のコンクリートよりもペーストと骨材 (CSG 材) の界

面やペースト内から破壊が生じやすいことが一因として考えられる。

載荷速度 (試験速度) が引張軟化曲線の形状に与える影響については、一般のコンクリートを対象とした藤掛ら<sup>23)</sup>の研究がある。直接引張試験による同研究では、載荷速度の増加に伴う引張強度の増加が破壊エネルギーの増加をもたらす一方、最大応力以降の応力低下勾配が急になる (脆性化する) 傾向があることや、このことが粗骨材を貫通するひび割れが生じやすくなることに関係している可能性を指摘している。

図-2.17 から、前述の破壊エネルギーが他に比べ明らかに小さい供試体での推定結果を除くと、前述②の特徴が見られるが、載荷速度 (試験速度) による引張軟化曲線全体の形状への影響は明確に確認できなかった。河床砂礫を母材とした S ダムの材料 (CSG 材) は、載荷速度を増加させた場合でも、ひび割れが骨材 (CSG 材) を貫通しにくい可能性があったことが一因として考えられる。2.6.3(b)で述べた供試体破断面観察においても、載荷速度の違いによる破断面の3つの領域 (①骨材の破断面、②粗骨材とモルタルの界面の破断面、③モルタル部分の破断面) の割合の変化がなかったことも同じ理由によるものと考えられる。

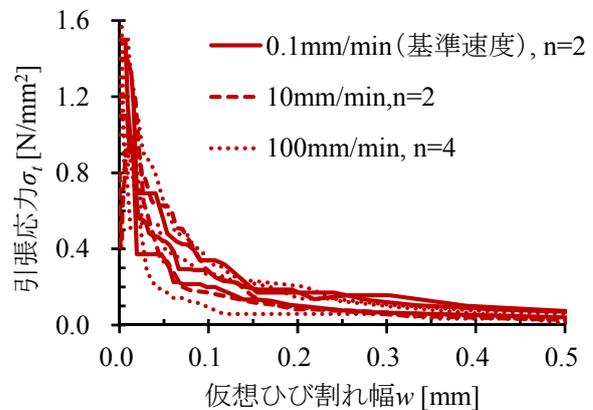


図-2.17 多直線近似解析法による逆解析で推定した CSG の引張軟化曲線 (ケース S-A') (n: 供試体数)

d) 引張軟化モデル

大規模地震に対する耐震性能照査など、CSG の引張軟化による損傷過程を数値解析により再現 (推定) する必要がある場合、対象とする CSG の物性値 (引張強度や破壊エネルギー) に応じた引張軟化特性が考慮できるよう、引張軟化曲線の形状をモデル化しておくのが便利である。

そこで、基準速度での破壊エネルギー試験結果から推定した各ケース (母材・配合) の引張軟化曲線を、引張

応力を引張強度、仮想ひび割れ幅を破壊エネルギー／引張強度でそれぞれ無次元化したものを図-2.18 に示す。同図中には、本試験における一部ケース (K-IA、K-IB および K-IC) の試験結果に基づく既往分析<sup>8)</sup>による式(2.6)のCSGの引張軟化モデルのほか、式(2.7)の土木学会コンクリート標準示方書<sup>24)</sup>に示される一般のコンクリートでの2直線型モデルも示している。

$$\sigma_t = \begin{cases} \frac{1}{15} \left( 10 - 7 \frac{w}{w_1} \right) f_t & ; w \leq w_1 \\ \frac{1}{35} \left( 8 - \frac{w}{w_1} \right) f_t & ; w_1 < w \leq w_{cr} \end{cases} \quad (2.6)^{8)}$$

ここに、 $\sigma_t$ : 引張応力[N/mm<sup>2</sup>]、 $w_1$ : 引張軟化曲線の折れ点における仮想ひび割れ幅 (=0.5 $G_f/f_t$ ) [mm]、 $w_{cr}$ : 限界仮想ひび割れ幅 (引張応力が 0 となるひび割れ幅 (=4.0 $G_f/f_t$ )) [mm]。

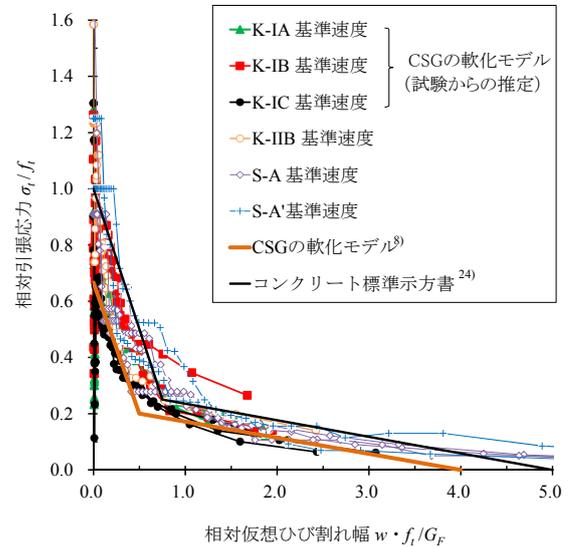
$$\sigma_t = \begin{cases} \left( 1 - 0.75 \frac{w}{w_1} \right) f_t & ; w \leq w_1 \\ \frac{5}{17} \left( 1 - \frac{w}{w_1} \right) f_t & ; w_1 < w \leq w_{cr} \end{cases} \quad (2.7)^{24)}$$

ここに、 $\sigma_t$ : 引張応力[N/mm<sup>2</sup>]、 $w_1$ : 引張軟化曲線の折れ点における仮想ひび割れ幅 (=0.75 $G_f/f_t$ ) [mm]、 $w_{cr}$ : 限界仮想ひび割れ幅 (引張応力が 0 となるひび割れ幅 (=5.0 $G_f/f_t$ )) [mm]。

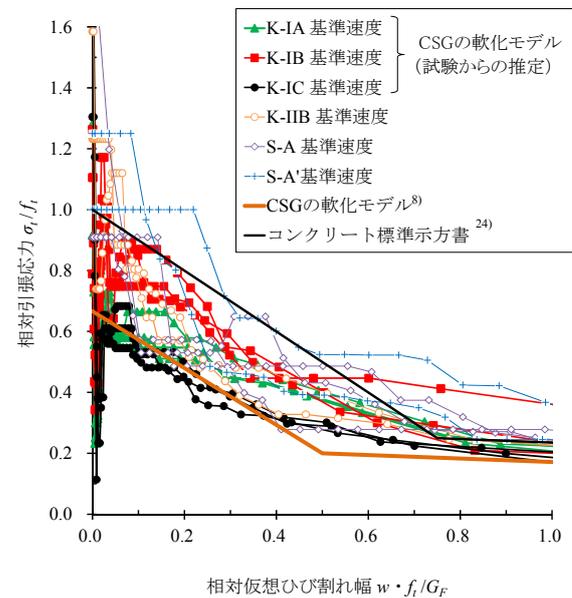
なお、モデル化の検討対象を基準速度での試験で得られた引張軟化曲線としたのは、2.6.3(2)a)で触れたように、これまでの試験結果では、載荷速度 (試験速度) の影響を個々の供試体のばらつきによる影響と定量的に分離して評価するのが難しいためである。図-2.18 より、CSGの引張軟化特性は、軟化開始直後にやや急激な応力低下が生じる特徴を加味した既往分析でのモデル (CSGの引張軟化モデル) を用いれば、基本的に安全側に考慮できるものと考えられる。

ただし、一部の試験ケース (K-IB、S-A および S-A') で得られた引張軟化曲線 (無次元化したもの) は、このモデルよりやや上方に位置し、軟化開始直後を除けばむしろコンクリートのモデルに近い。CSGの引張軟化特性は、このように母材 (CSG材) や配合の影響を受けて変化するものと考えられる。そのため、耐震性能照査での

数値解析において損傷過程を推定するために CSG の引張軟化特性を設定する場合、式(2.6)のモデルを用いることも考えられるが、必要に応じ、実際に使用する CSG での試験結果に基づいて設定することも考えられる。



a) 全体



b) 相対仮想ひび割れ幅0~1.0の範囲の拡大

図-2.18 無次元化したCSGの引張軟化曲線

## 2.7 まとめ

CSG の繰返し引張試験（引張疲労試験）や载荷速度を変化させた破壊エネルギー試験の結果、以下のことが明らかになった。

- ・ 繰返し引張試験（単調载荷での静的強度に対する最大応力比 0.7~0.9、同最小応力比 0.1 での繰返し回数 100 回（一部 200 回）まで）により求めた CSG の引張強度への影響は、コンクリートよりもやや大きい。
- ・ 破壊エネルギー試験（切欠き梁の 3 点曲げ試験）から求めた CSG の破壊エネルギーは、全般的には試験速度が増加すると大きくなる傾向が認められたがばらつきも大きくなる。
- ・ 破壊エネルギー試験で得られた荷重-CMOD 関係から推定された CSG の引張軟化曲線は、一般のコンクリートに比べ、軟化開始直後にやや急激な応力低下が生じる特徴がある。

### 3. 大規模地震における台形 CSG ダムの損傷形態に関する解析的検討

#### 3.1 概要

台形 CSG ダムにおいて大規模地震時に想定される堤体材料の引張軟化による損傷過程について、これまでの実験的検討<sup>8)</sup>から得られた CSG の引張軟化特性を考慮した分散ひび割れモデルによる非線形動的解析により推定した。なお、本年度の検討では、これまでに既往施工事例を踏まえて検討してきたダム規模（堤高 50m）よりも大規模な台形 CSG ダムが今後建設される場合も想定し、その大規模地震時の影響について把握するため、堤高 100m のケースについても解析し、ダム規模の相違による大規模地震時の影響について比較した。

#### 3.2 解析条件

##### (1) 解析モデル

解析モデルとして、堤高 50m 及び同 100m の台形 CSG ダムの堤体、基礎岩盤及び貯水池をモデル化した。

なお、台形 CSG ダムの設計時の解析では、堤体の大部分を占め、かつ強度が小さい CSG の物性（弾性係数）を一律に与えたモデル（均一モデル）が用いられるのが一般的である。しかし、本研究でのこれまで検討<sup>26)</sup>から、止水・構造用コンクリートや保護コンクリート、富配合 CSG を含む堤体内部構造を考慮したモデル（詳細モデル）での解析では、均一モデルでは再現が困難な大規模地震時におけるコンクリート部やコンクリートと CSG の境界部への応力集中が再現可能となることが分かっている。

このため、本検討では、大規模地震時の挙動を推定する上で台形 CSG ダムの動的応答特性をより精度よく再現するため、堤体内部構造を考慮したモデル（詳細モデル）を用いた解析を行った。

解析モデルの要素分割は、非線形動的解析において、CSG の引張軟化特性による損傷過程を適切に再現するための等価要素長を考慮して、保護コンクリート部、止水・構造用コンクリート部及び富配合 CSG 部では 0.1m 程度、内部 CSG の中央では 1.0m 程度の大きさとした。ただし、このように要素分割を細かくすると、数値解析上の特異点になる端部要素で局所的に過大な応力値が算出されることがある。この影響を除くため、後述の解析結果における堤体内発生応力は、解析モデル上、端部となる上下流端及び止水・構造用コンクリート隅角部においては、周辺要素も含めた平均値により示している。

堤高 50m および同 100m の解析モデル形状をそれぞれ図-3.1、図-3.2 に示す。

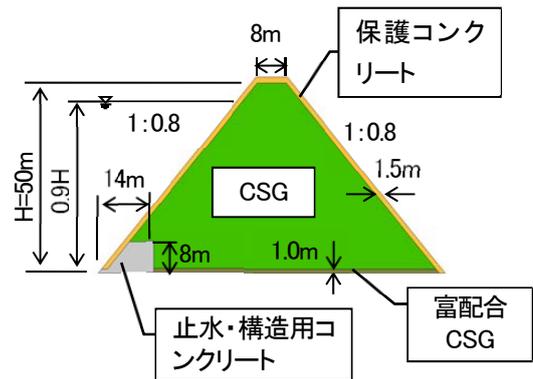


図-3.1 解析モデル形状（堤高 50m）

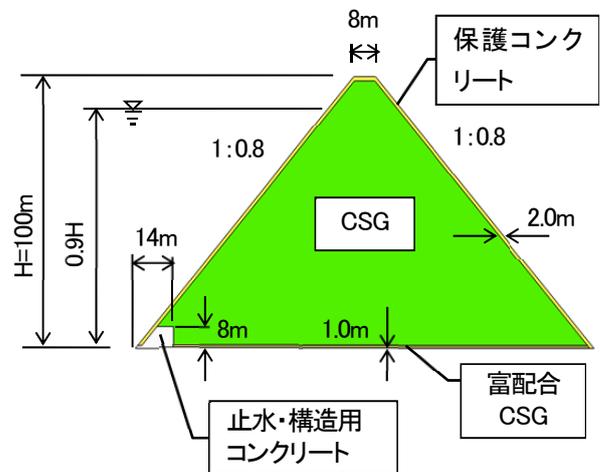


図-3.2 解析モデル形状（堤高 100m）

##### (2) 解析方法

詳細モデルでの解析を行う場合、堤体内部の CSG より表面の保護コンクリート部の弾性係数が大きいことで常時（非地震時）の初期応力状態の推定において両者の境界部に不自然な引張応力が再現されないよう、常時（非地震時）の応力解析では堤体の打ち上がりに伴う荷重の漸増をステップ解析により考慮する必要があることが分かっている<sup>3)</sup>。このため、大規模地震時を想定した動的解析に先立ち、堤体を高さ方向に 10 分割し、築堤過程を考慮した自重解析の後、静水圧を作用させる常時応力解析を行って、初期応力状態を求めた。

その上で、大規模地震を想定した地震動を作用させ、線形・非線形動的解析を行い、堤体内発生応力や損傷範囲（引張軟化領域）を求めた。

### (3) 入力地震動

入力する地震動（加速度時刻歴波形）は、1995年兵庫県南部地震の際、震源近傍の重力式コンクリートダムの基礎部で観測された加速度波形を大規模地震に対するダムの耐震性能照査で考慮される照査用下限加速度応答スペクトル<sup>2)</sup>となるよう調整した波形（最大水平加速度341gal、同鉛直加速度213gal、以下、「下限一庫波」という。）を基本とし、この波形が堤体底面で再現されるよう引き戻した波形を全体モデルの底面に入力した。入力地震動波形を図-3.3に示す。なお、大規模地震時における損傷形態をより明確に把握するため、加速度を2倍と3倍に引伸ばしたケース(それぞれ、最大水平加速度682gal、1,023gal)についても検討を行った。

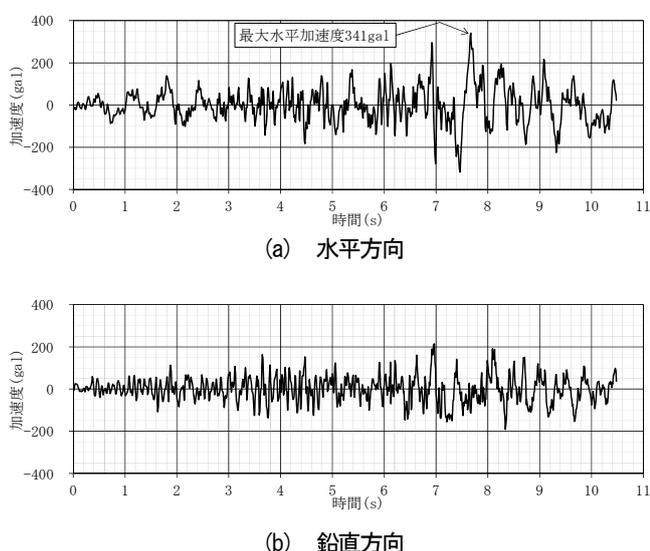


図-3.3 入力地震動波形（下限一庫波）

### (4) 物性値

解析用物性値は、表-3.1 および表-3.2 に示す値とした。このうち、内部 CSG の弾性係数及び弾性領域強度は、堤高 50m のケースについては既往施工事例、堤高 100m のケースについては計画中の検討事例を参考に設定した。圧縮強度（ピーク強度）は、既往施工事例での CSG のピーク強度に対する弾性領域強度の比（0.6～0.8 程度<sup>27)</sup>）を参考に、この比を 0.7 として設定した。引張強度は、上記の弾性領域強度に対する一般的な比<sup>1)</sup>を考慮し、弾性領域強度の 1/7 相当とした。

富配合 CSG については、内部 CSG の圧縮強度（ピーク強度）に対する富配合 CSG の同強度の比を、既往施工事例や両配合を想定した供試体試験結果を参考に 1.35 倍として設定した。

コンクリートは圧縮強度を 24N/mm<sup>2</sup> とし、引張強度はその 1/10 とした。

表-3.1 物性値一覧(堤高 50m)

	内部 CSG	富配合 CSG	コンクリート <sup>※1</sup>	岩盤
弾性領域強度 $\sigma_E$ (N/mm <sup>2</sup> )	3.5	—	—	—
圧縮強度 $f_c$ (ピーク強度) (N/mm <sup>2</sup> )	5.0	7.0	24.0	—
引張強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.5	0.7	2.4	—
弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	2,000	3,000	25,000	2,000
単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	22.54	22.54	22.54	22.54
ポアソン比	0.25	0.25	0.20	0.30
破壊エネルギー <sup>※2</sup> - $G_F$ (N/m)	70	90	200	—

※1：止水・構造用コンクリート及び保護コンクリート。

※2：破壊エネルギーを含む引張軟化特性は表-3.3による。

表-3.2 物性値一覧(堤高 100m)

	内部 CSG	富配合 CSG	コンクリート <sup>※1</sup>	岩盤
弾性領域強度 $\sigma_E$ (N/mm <sup>2</sup> )	6.0	—	—	—
圧縮強度 $f_c$ (ピーク強度) (N/mm <sup>2</sup> )	9.0	12.0	24.0	—
引張強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.9	1.2	2.4	—
弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	5,000	7,000	25,000	2,000
単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	22.54	22.54	22.54	22.54
ポアソン比	0.25	0.25	0.20	0.30
破壊エネルギー <sup>※2</sup> - $G_F$ (N/m)	100	130	200	—

※1：止水・構造用コンクリート及び保護コンクリート。

※2：破壊エネルギーを含む引張軟化特性は表-3.3による。

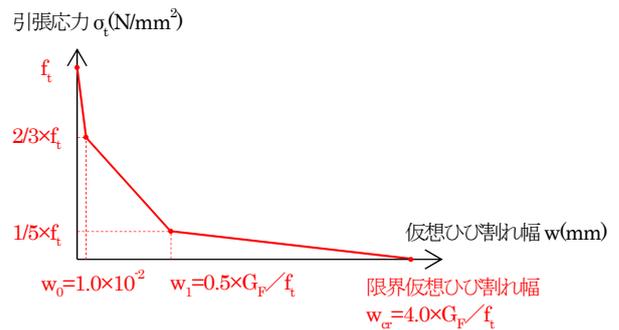
非線形動的解析において、引張軟化による損傷過程の再現に必要な破壊エネルギーは、コンクリート及びCSGについては、最大骨材粒径が大きいダムコンクリートを想定した破壊エネルギーに関する既往研究<sup>23)</sup>で示されている破壊エネルギーと圧縮強度及び最大骨材粒径との関係式である式(3.1)を用いて粗骨材最大寸法を $d_{max}=40\text{mm}$ として設定した。なお、既往研究<sup>9)</sup>から得られているCSGの破壊エネルギーは、コンクリートについての推定式(式(3.1))の外挿によって求まる値よりもやや大きな値であったことが確認されているが、本検討では、CSGの破壊エネルギーは、式(3.1)による値は最低限見込めるものとして、CSGについても式(3.1)を用いた。また、CSGについては、本研究での実験では、標準供試体(粗骨材最大寸法 40mm)での結果しか得られていないため $d_{max}=40\text{mm}$ としたが、既往施工事例では $d_{max}=80\text{mm}$ が一般的である。よって、本検討での設定値はやや安全側の値と考えられるが、引張軟化を伴う損傷形態をより明確に把握する上でも上記設定とした。

$$G_F = (0.79d_{max} + 80) \times \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.7} \dots \quad (3.1)^{23}$$

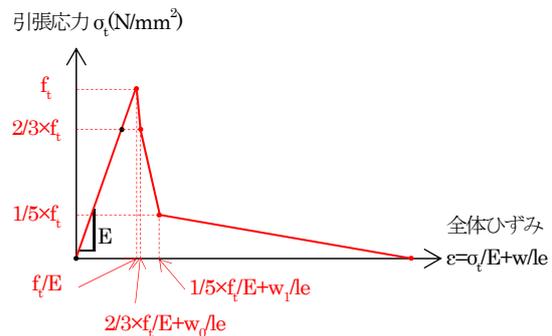
ここに、 $G_F$ :破壊エネルギー(N/m)、 $d_{max}$ :粗骨材最大寸法(mm)、 $f_{cm}$ :圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)である。

CSGの引張軟化特性(引張軟化開始後の応力-仮想ひび割れ幅の関係)は、実験的検討<sup>8),9)</sup>(CSGの切欠き梁供試体の3点曲げ試験)で得られた荷重-CMOD曲線から逆解析により求めた引張軟化曲線に基づく図-2.18中のモデル(式(2.6))を一部修正した図-3.4のモデルを用いた。これは、図-2.18のモデルでは、軟化開始の直後に仮想ひび割れ幅が0のまま急激な応力低下を生じ、全体ひずみ(線形ひずみ+引張軟化に伴う非線形ひずみ)が線形ひずみの最大値を下回る数値解析上の問題(スナップバック現象)が生じるためである。この問題を回避するには非線形ひずみの算出に必要な解析モデルの等価要素長 $le$ を限りなく小さくする必要があるが、解析時間やデータ容量の面で限界があることから、図-2.18中の引張軟化曲線を参考に軟化開始直後の応力低下部に若干の勾配を与えた修正モデル(図-3.4)を用いた。

また、コンクリートの引張軟化モデルについては、コンクリート標準示方書<sup>25)</sup>に示される2直線モデルを用いた。



(a) 引張応力とひび割れ幅の関係



(b) 引張応力とひずみの関係

図-3.4 解析に用いたCSGの引張軟化特性(修正後)

以上より設定した CSG 及びコンクリートの引張軟化特性を表-3.3、表-3.4 に、引張応力-ひび割れ幅の関係及び引張応力-ひずみの関係を図-3.5～図-3.8 にそれぞれ示す。

表-3.3 引張軟化特性(堤高 50m)

項目		
内部 CSG	引張強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.50
	引張軟化開始応力(N/mm <sup>2</sup> )	0.333
	破壊エネルギー- $G_F$ (N/m)	70
	引張軟化モデル	式(2.6)、図-3.4
富配合 CSG	引張強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.70
	引張軟化開始応力(N/mm <sup>2</sup> )	0.467
	破壊エネルギー- $G_F$ (N/m)	90
	引張軟化モデル	式(2.6)、図-3.4
コンクリート	引張強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.40
	引張軟化開始応力(N/mm <sup>2</sup> )	2.40
	破壊エネルギー- $G_F$ (N/m)	200
	引張軟化モデル	2 直線(1/4 則)

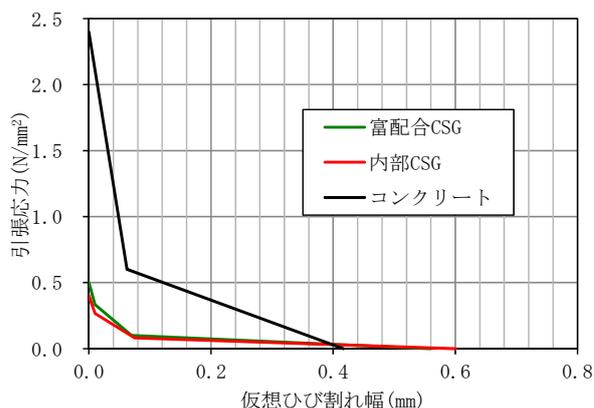
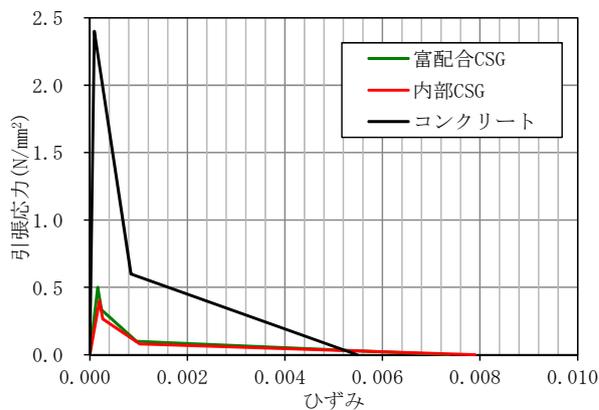


図-3.5 引張軟化特性(応力-ひび割れ幅)(堤高 50m)

表-3.4 引張軟化特性(堤高 100m)

項目		
内部 CSG	引張強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.90
	引張軟化開始応力(N/mm <sup>2</sup> )	0.600
	破壊エネルギー- $G_F$ (N/m)	100
	引張軟化モデル	式(2.6)、図-3.4
富配合 CSG	引張強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.20
	引張軟化開始応力(N/mm <sup>2</sup> )	0.800
	破壊エネルギー- $G_F$ (N/m)	130
	引張軟化モデル	式(2.6)、図-3.4
コンクリート	引張強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.40
	引張軟化開始応力(N/mm <sup>2</sup> )	2.40
	破壊エネルギー- $G_F$ (N/m)	200
	引張軟化モデル	2 直線(1/4 則)



※ひずみを算出するための等価要素長は、解析モデル要素(高さ 0.10m の正三角形)の面積の平方根で設定した。

図-3.6 引張軟化特性(応力-ひずみ)(堤高 50m)

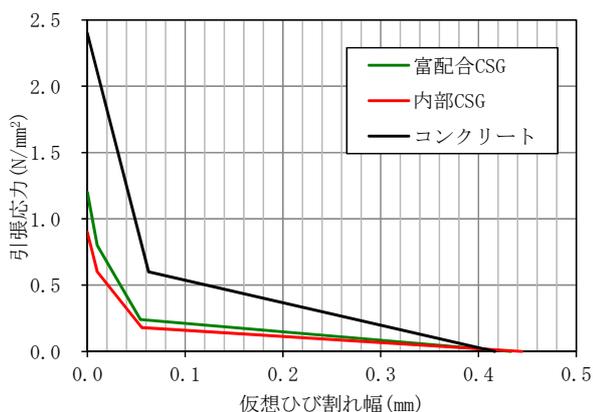
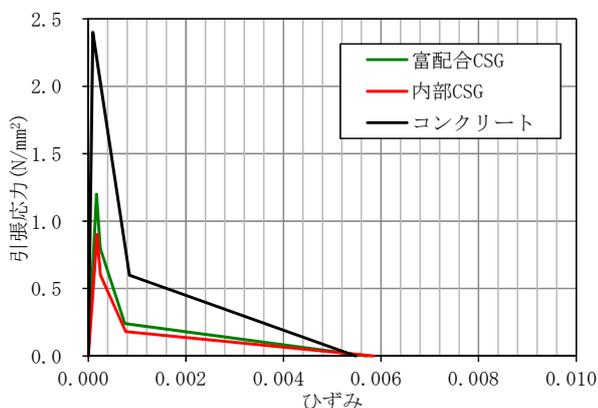


図-3.7 引張軟化特性 (応力-ひび割れ幅)  
(堤高 100m)



※ひずみを算出するための等価要素長は、解析モデル要素(高さ 0.10m の正三角形)の面積の平方根で設定した。

図-3.8 引張軟化特性 (応力-ひずみ)  
(堤高 100m)

### 3.3 解析結果

#### 3.3.1 堤体内発生応力、損傷形態

堤高 50m 及び同 100m のモデルでの静的解析 (ステップ解析) で得られた常時(非地震時)の応力状態 (最大主応力  $\sigma_1$ 、最小主応力  $\sigma_3$ ) を図-3.9 に示す。

同図より、堤高 50m、同 100m とともに常時 (非地震時) においても堤体内の一部で僅かながら引張応力が生じている。内部 CSG、富配合 CSG の  $\sigma_1$  の最大値は堤高 100m の場合も堤高 50m の場合と大きく変わらないが、止水コンクリート部の引張応力が大きくなっている。 $\sigma_3$  は特に下流端の保護コンクリート部に応力が集中しているが、全体的に堤高 100m では堤高 50m の場合よりも堤体各部で大きくなっている。

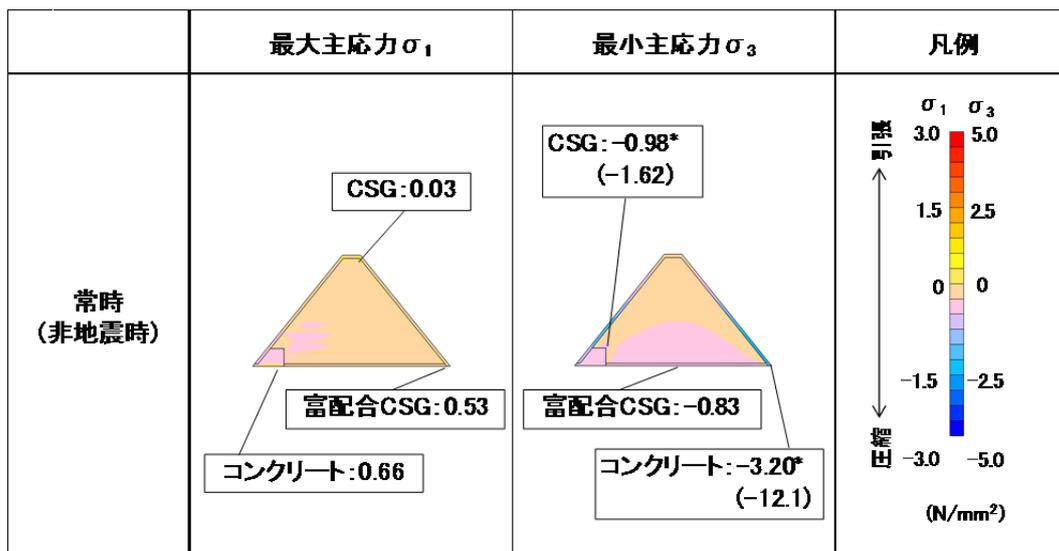
線形動的解析で得られた大規模地震時における堤体内発生応力のピーク値 (時刻歴解析での  $\sigma_1$  の最大値  $\sigma_{1max}$  及び  $\sigma_3$  の最小値  $\sigma_{3min}$ ) 及び非線形動的解析で得られた引張軟化領域の分布を、図-3.10、図-3.11 にそれぞれ示す。

線形動的解析から得られた応力分布から、内部 CSG の止水・構造用コンクリートとの境界部において局部的に応力が大きくなっている箇所があり、その値は  $\sigma_1, \sigma_3$  とも堤高 50m よりも堤高 100m の方が大きくなっていることがわかる。また、保護コンクリート部、止水・構造用コンクリート部及び富配合 CSG 部に生じる応力も同様に堤高 100m の方が大きくなっている。

非線形動的解析から得られた引張軟化領域は、加速度 1 倍(341gal)の場合、堤高 50m では引張軟化は生じておらず、堤高 100m でも引張軟化が生じているのは上流端付近の一部である。

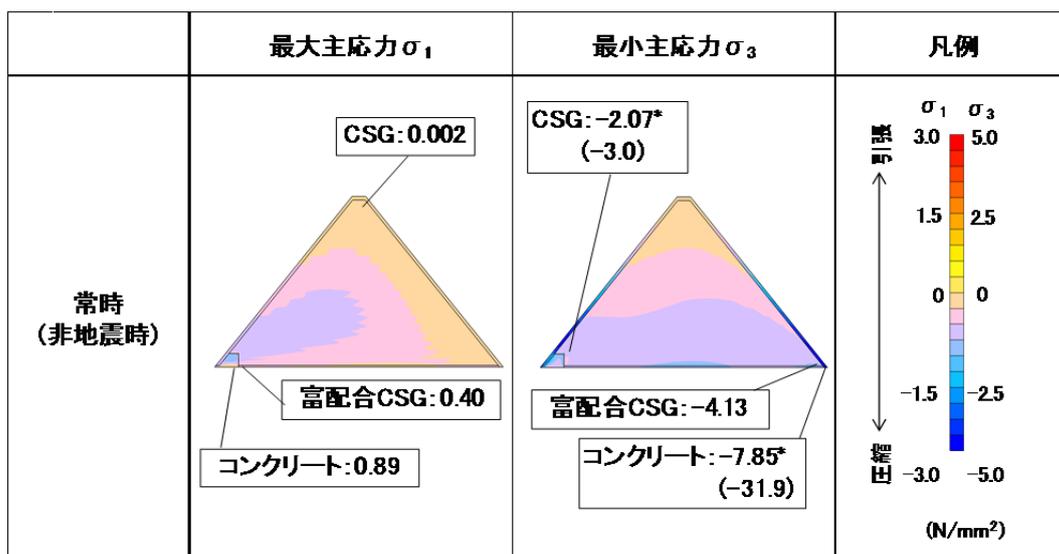
加速度 2 倍(682gal)の場合、堤高 50m では保護コンクリートや堤体底面の上下流端部に引張軟化領域が生じている。堤高 100m ではそれらに加え、上流面～止水・構造用コンクリート隅角部～堤体底面に向かう領域で引張軟化が生じている。

加速度 3 倍(1023gal)の場合、堤高 50m においても上流面～止水・構造用コンクリート隅角部～堤体底面に向かう領域で引張軟化が生じており、下流端付近の引張軟化領域も広がっている。堤高 100m では、上下流端からの堤体底面沿いに引張軟化領域が広がり、下流面の中標高付近では内部 CSG にも引張軟化が生じている。また、完全に開口したひび割れが生じているのは、堤高 100m の加速度 3 倍の場合のみであり、その箇所は引張応力が局部的に大きくなる止水・構造用コンクリート隅角部付近である。



\*: 堤体上下流端部の応力は、端部の周辺要素を含めた平均値とした。( )は端部要素での計算値を示す。  
 なお、平均範囲は、既往検討資料<sup>25)</sup>中の図-2.8と同じ範囲(高さ1.0m)とした。  
 止水・構造用コンクリート隅角部の応力は、隣接要素を含めた平均値とした。( )は隅角部の要素での計算値とした。

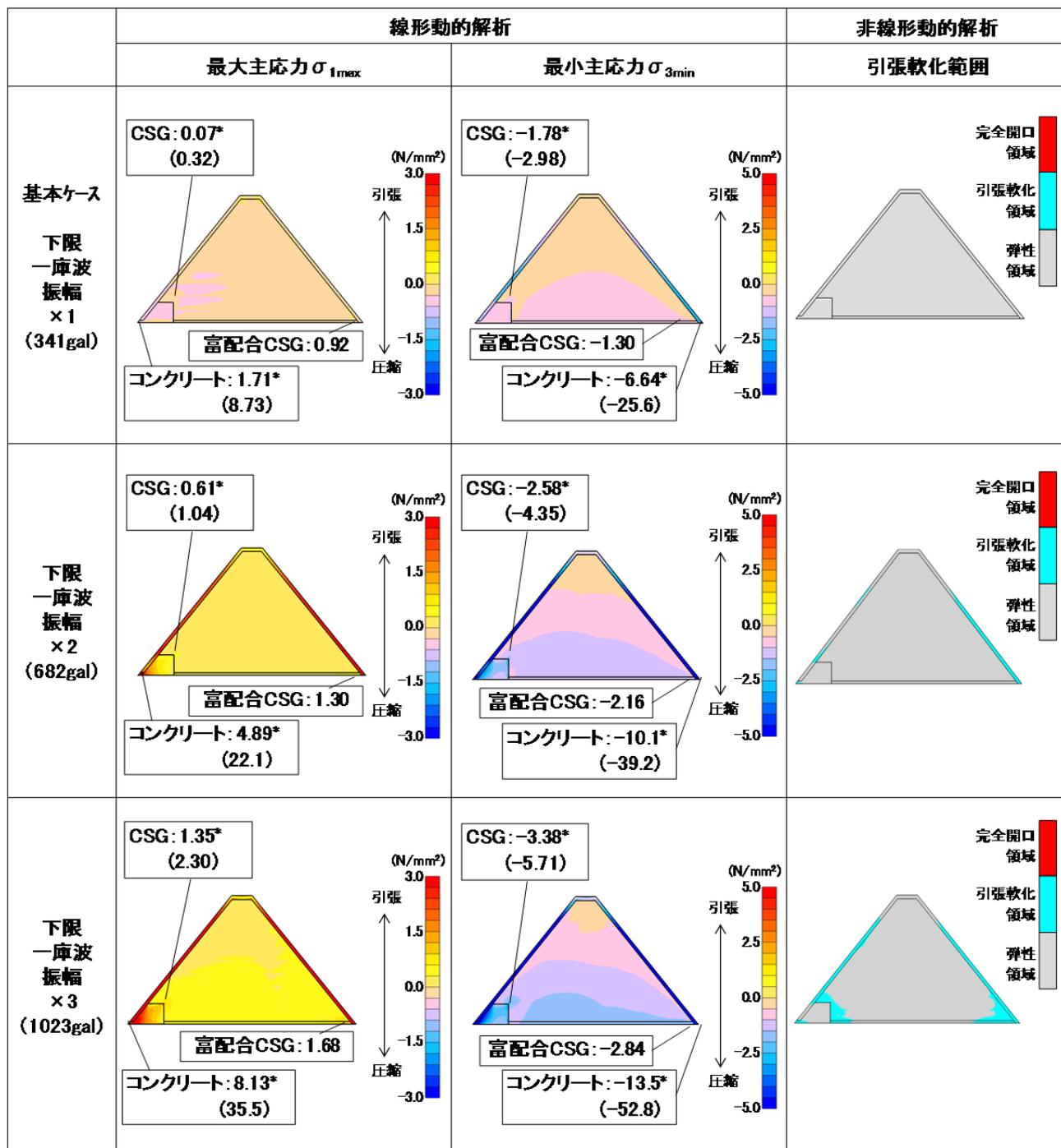
(a) 堤高 50m



\*: 堤体上下流端部の応力は、端部の周辺要素を含めた平均値とした。( )は端部要素での計算値を示す。  
 なお、平均範囲は、既往検討資料<sup>25)</sup>中の図-2.8と同じ範囲(高さ1.0m)とした。  
 止水・構造用コンクリート隅角部の応力は、隣接要素を含めた平均値とした。( )は隅角部の要素での計算値とした。

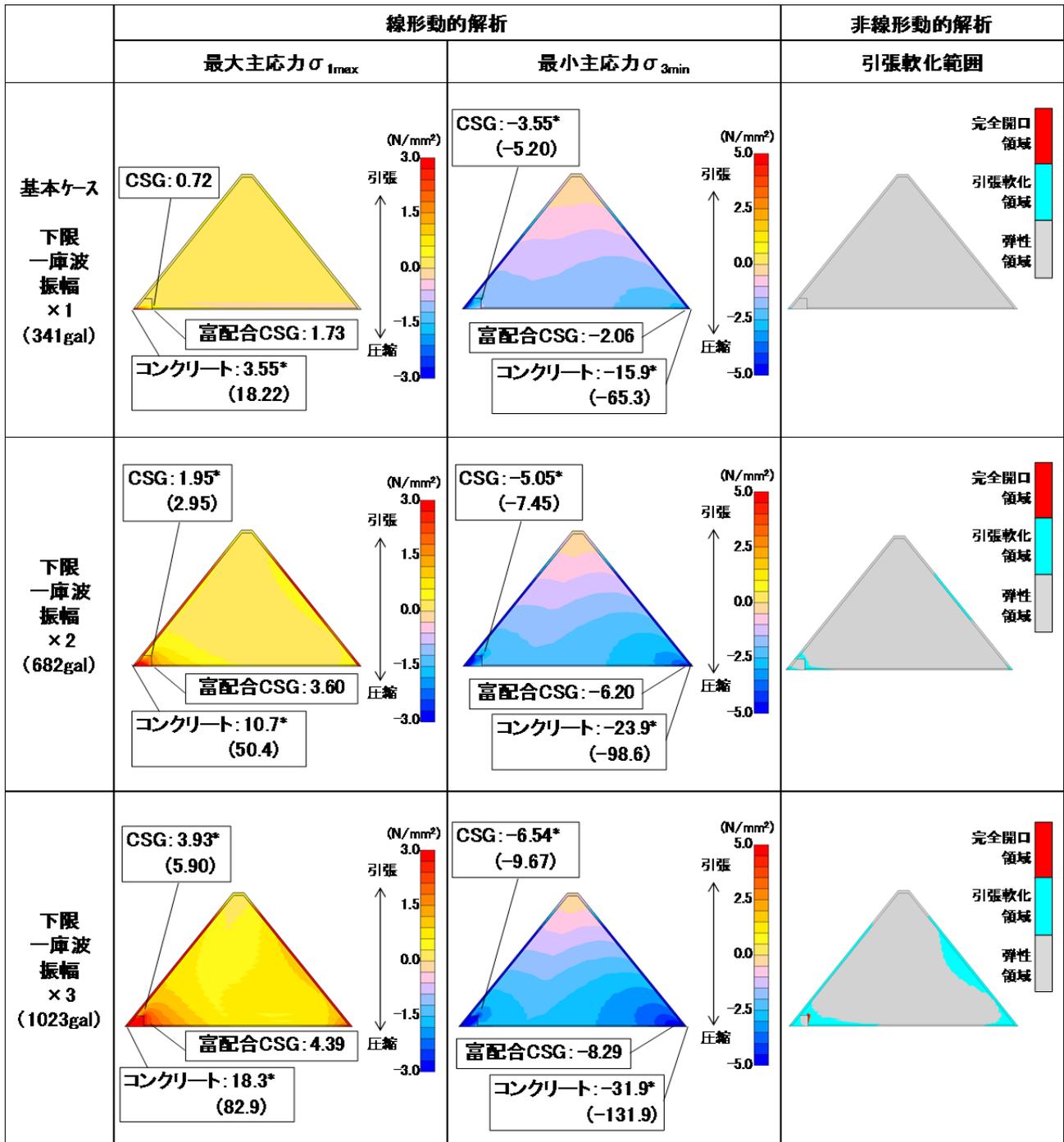
(b) 堤高 100m

図-3.9 常時応力分布



\*: 堤体上下流端部の応力は、端部の周辺要素を含めた平均値とした。( )は端部要素での計算値を示す。  
 なお、平均範囲は、既往検討資料<sup>25)</sup>中の図-2.8と同じ範囲(高さ1.0m)とした。  
 止水・構造用コンクリート隅角部の応力は、隣接要素を含めた平均値とした。( )は隅角部の要素での計算値とした。

図-3.10 大規模地震時の堤体内発生応力(線形解析結果)及び損傷範囲(非線形動的解析結果)【堤高50m】



\*: 堤体上下流端部の応力は、端部の周辺要素を含めた平均値とした。( )は端部要素での計算値を示す。  
 なお、平均範囲は、既往検討資料<sup>25)</sup>中の図-2.8と同じ範囲(高さ1.0m)とした。  
 止水・構造用コンクリート隅角部の応力は、隣接要素を含めた平均値とした。( )は隅角部の要素での計算値とした。

図-3.11 大規模地震時の堤体内発生応力(線形解析結果)及び損傷範囲(非線形動的解析結果)【堤高100m】

### 3.3.2 転倒に対する安定性

台形 CSG ダムの設計<sup>1)</sup>では、堤体内発生応力のほか、転倒に対しても十分な安定性を確保することが要件となっている。転倒に対する安定性については、動的解析により得られる堤体底面での鉛直応力が基本的に圧縮側であることが必要とされる。

そこで、同様の方法で大規模地震時における転倒に対する安定性について確認するため、堤体底面上流端の要素において引張側の鉛直応力が最大となる時刻における鉛直応力分布を図-3.13、図-3.14に示す。なお、同図は線形・非線形動的解析から求まる鉛直応力と同鉛直応力から底面に作用する揚圧力(台形 CSG ダムの設計で考慮される図-3.12の分布<sup>2)</sup>)を控除した値の分布を示している。

図-3.13、図-3.14より、上流端付近で引張側の鉛直応力が大きく、止水・構造用コンクリートの下流端(富配合 CSG との境界部)、下流端付近で圧縮側の鉛直応力が大きくなっている。上流端から止水・構造用コンクリートの下流端にかけて鉛直応力が引張側となっているが、それを除く堤体底面の大部分で圧縮側となっており、本解析の条件では転倒に対する安定性は確保され则认为られる。

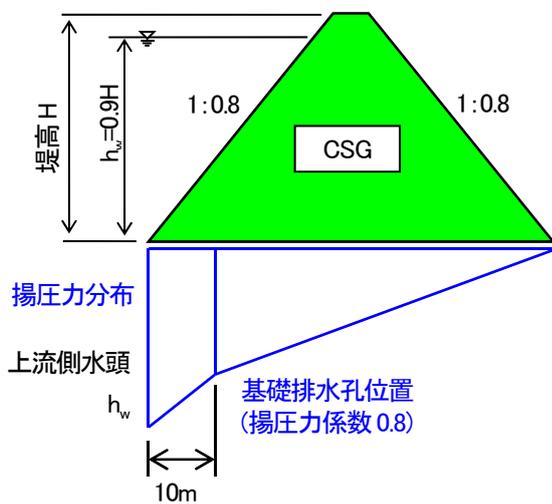
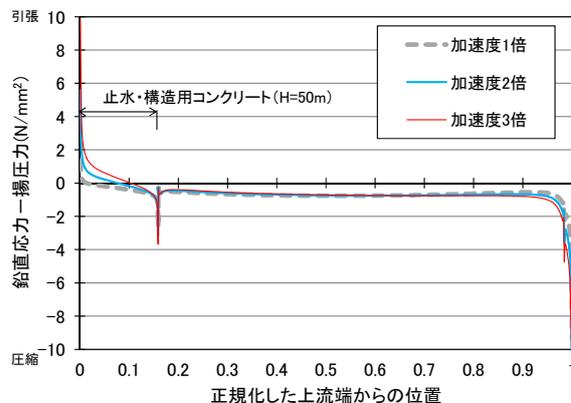
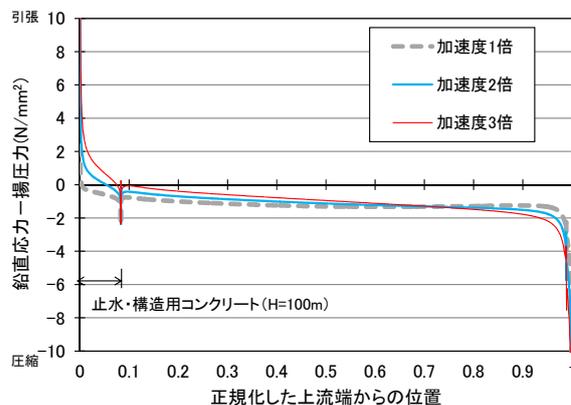


図-3.12 仮定した揚圧力分布<sup>2)</sup>

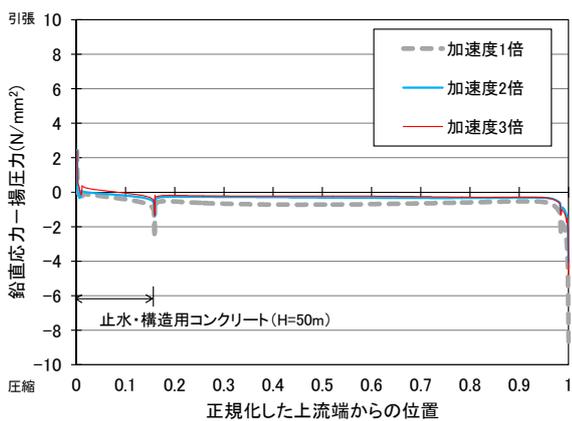


(a) 堤高 50m

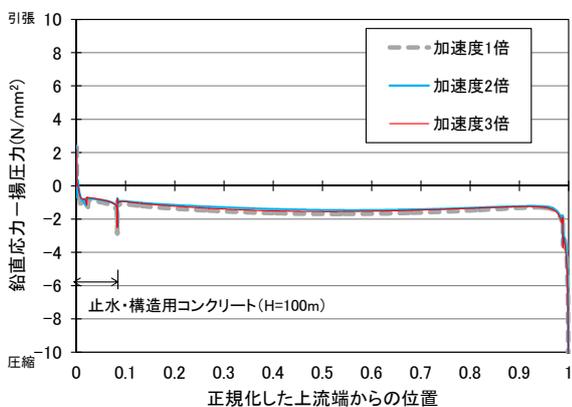


(b) 堤高 100m

図-3.13 堤体底面での鉛直応力分布(線形解析)



(a) 堤高 50m



(b) 堤高 100m

図-3.14 堤体底面での鉛直応力分布 (非線形解析)

### 3.3.3 滑動に対する安定性

台形 CSG ダムの設計<sup>り</sup>では、堤体内発生応力のほか、動的解析で得られる底面沿いのせん断応力と鉛直応力をもとに、滑動に対しても十分な安定性が確保されるよう設計することが要件となっている。

このため、同様の方法で、大規模地震時における滑動に対する安定性について確認するため、線形・非線形動的解析結果をもとに、堤体底面全体の滑動に対する安全率  $F_s$  (以下、「滑動安全率」という) を式(3.2)により算定した。また、滑動安全率が最小となる時刻の堤体底面沿いの局所滑動安全率  $f_s$  の分布を式(3.3)により求めた。

$$F_s = \frac{\tau_0 \times \ell + f \times V}{H} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここに、 $F_s$ : 滑動安全率、 $f$ : 堤体底面の摩擦抵抗係数、 $V$ : 堤体底面に作用する鉛直力の総和( $=\sum\sigma_y$ 、 $\sigma_y$ : 堤体底面各要素での鉛直応力。ただし、 $\sigma_y$ が引張応力となる範囲はマイナスで計上)、 $\tau_0$ : せん断面のせん断強度、 $\ell$ : せん断抵抗を考慮する長さ、 $H$ : 堤体底面に作用する水平力の総和である。

$$f_s = \frac{\tau_0 + \sigma_n \times f}{H} \dots \dots \dots (3.3)$$

ここに、 $f_s$ : 局所滑動安全率、 $\sigma_n$ : 堤体底面各要素の鉛直応力 (地震時の堤体内鉛直応力と揚圧力  $u$  の差分)、 $\tau$ : 地震時の堤体底面各要素のせん断応力 (岩盤に接する要素の応力) である。また、 $\tau_0 + \sigma_n \times f$  が負となる場合は、局所滑動安全率  $f_s$  を計算しないものとした。

なお、台形 CSG ダムの断面設計では、底面の摩擦抵抗力のみを考慮した安全率 (滑動係数) が用いられるが、大規模地震時を想定した本検討では、式(3.3)により、コンクリートダムと同等の岩盤面処理がなされる止水コンクリート部やその下流側の一定範囲 (着岩面の水密性を確保するために CSG と基礎岩盤の間に敷モルタルして施工される範囲(一体化 CSG 区間<sup>29)</sup>、0.5H 程度(H: 堤高)) についてせん断強度を見込んだ場合についても検討した。すなわち、図-3.15 に示す 3 ケース (A: 底面全体でせん断強度を見込まない場合、B: 止水コンクリート部のみせん断強度を見込む場合、C: 止水コンクリート部のほか一体化 CSG 区間のせん断強度も見込む場合) とし、底面のせん断強度および摩擦抵抗係数は表-3.5 のとおり設定した。ただし、非線形動的解析においては、底面でのせん断強度を見込めるものとした範囲内で引張軟化領域が予想される場合、当該領域では引張軟化が生じる時

刻以降はせん断強度は見込まない(摩擦抵抗のみ見込む)こととした。

また、式(3.2)での鉛直力  $V$  及び式(3.3)において考慮する底面揚圧力は、最近の台形 CSG ダムの断面設計で用いられる図-3.15 中に示す分布形状(上流端で貯水位相当、基礎排水孔位置でその80%<sup>28)</sup>)を考慮した。

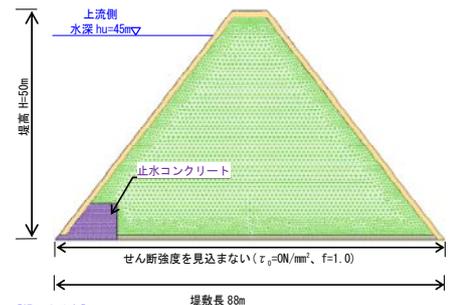
表-3.5 滑動安全率の算出に用いた  
せん断強度、摩擦抵抗係数

検討ケース	せん断強度を見込む範囲		せん断強度を見込まない範囲	
	せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	摩擦抵抗係数 $f$	せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	摩擦抵抗係数 $f$
(A) なし	-	-	0	1.0
(B) 止水コンクリート部(14m)	0.98	1.0	0	1.0
(C) 止水コンクリート部+ 一体化 CSG 区間 (0.5H=25m)	0.98	1.0	0	1.0

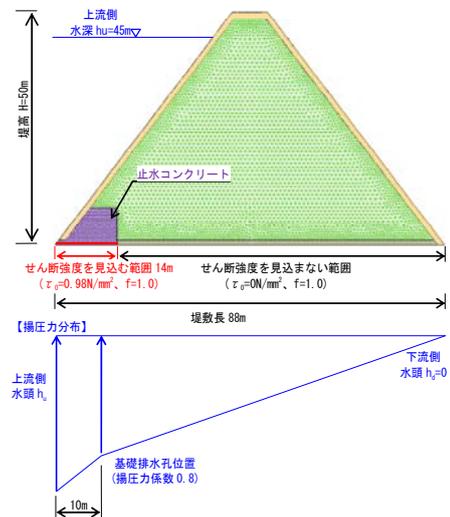
線形・非線形動的解析結果から得られた堤体底面の鉛直応力及びせん断応力から、式(3.2)により滑動安全率の時刻歴を算定し、滑動安全率の時刻歴最小値(最小滑動安全率)を抽出して各入力地震動における最小滑動安全率を比較した結果を図-3.16、図-3.17に示す。また、式(3.3)により最小滑動安全率が生じる時刻の堤体底面沿いの局所滑動安全率の分布を図-3.18~図-3.21に示す。

各図より、滑動に対する安定性は、入力地震動レベルが大きくなるほど低下し、また、今回の解析ケースでは、全般的に堤高100mの方が堤高50mのモデルより小さくなる可能性があることがわかる。

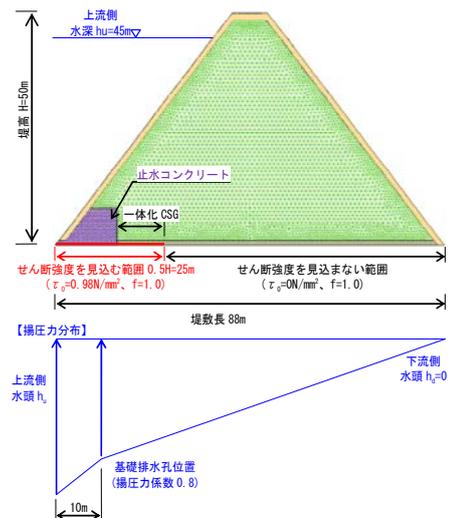
しかし、滑動安全率の値は堤体底面の条件(せん断強度  $\tau_0$  を見込める範囲)により異なり、せん断強度を見込める範囲が広くとればその分大きくなることわかる。このため、大規模地震時の滑動安定性の評価においては、摩擦抵抗に加え必要に応じ底面でのせん断強度を見込むことも考えられる。ただし、その場合は一般に原位置試験で得られる基礎岩盤のせん断強度は摩擦抵抗よりもばらつきが大きいことに留意する必要があると考えられる。



(A) せん断強度を見込む範囲：なし

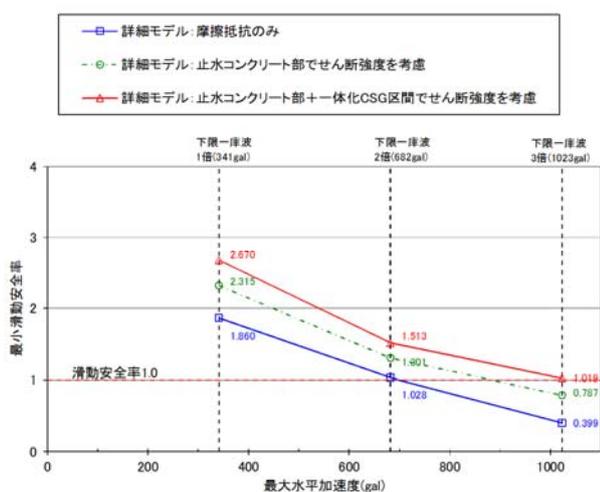


(B) せん断強度を見込む範囲：止水コンクリート

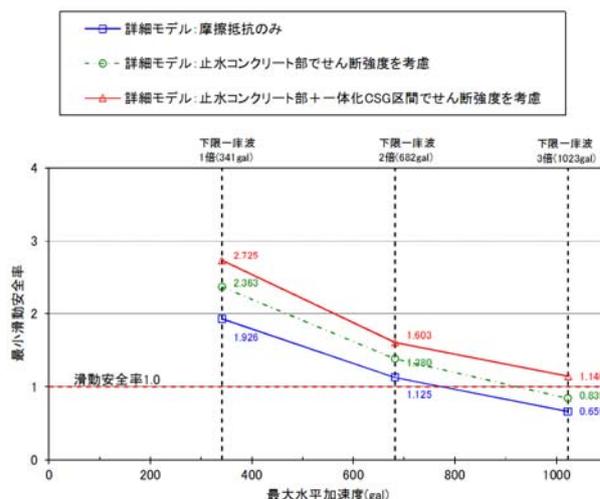


(C) せん断強度を見込む範囲：  
止水コンクリート部+一体化 CSG 区間

図-3.15 揚圧力条件、せん断強度を見込む範囲

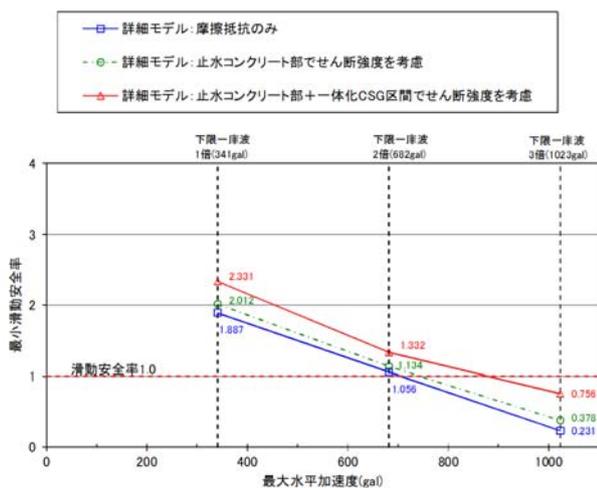


(a) 堤高 50m

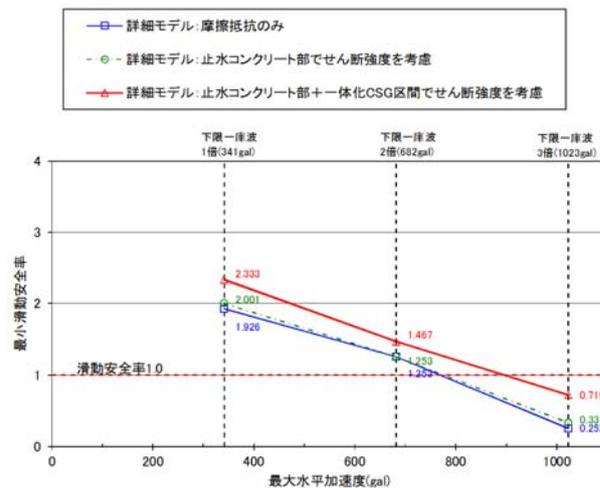


(a) 堤高 50m

※非線形解析においては、引張軟化領域が生じている要素における基礎岩盤のせん断強度は考慮していない。



(b) 堤高 100m

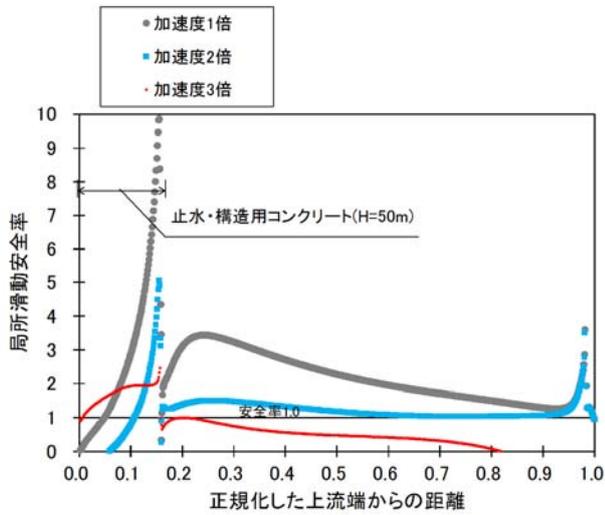


(b) 堤高 100m

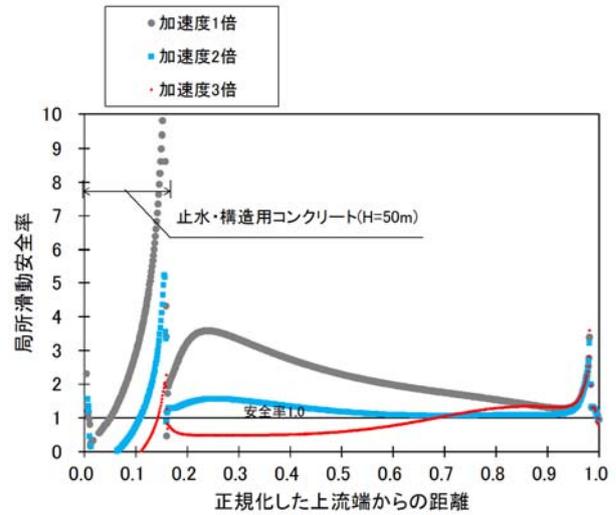
※非線形解析においては、引張軟化領域が生じている要素における基礎岩盤のせん断強度は考慮していない。

図-3.16 最小滑動安全率（線形動的解析）

図-3.17 最小滑動安全率（非線形動的解析）

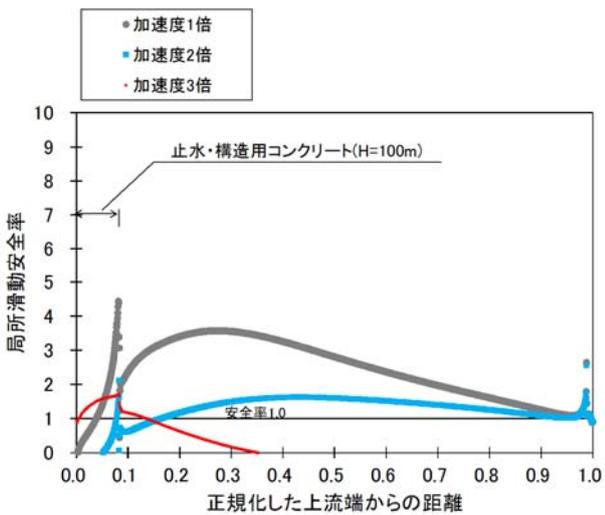


(a) 堤高 50m

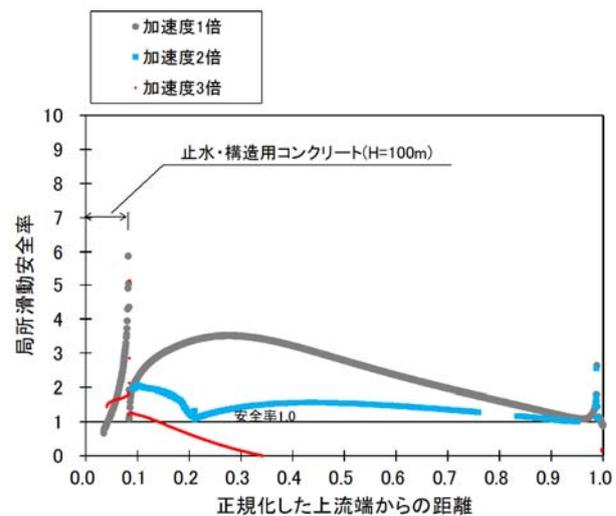


(a) 堤高 50m

※非線形解析においては、引張軟化領域が生じている要素における基礎岩盤のせん断強度は考慮していない。



(b) 堤高 100m

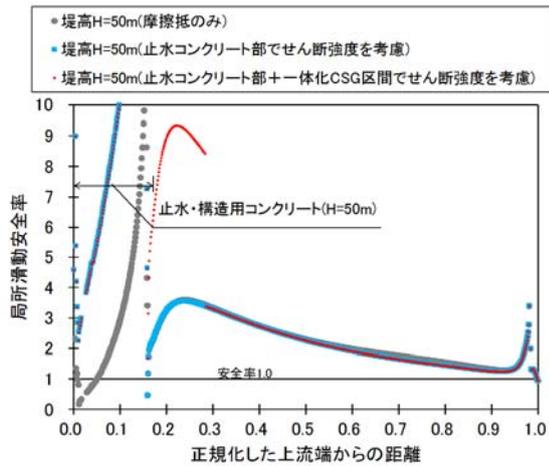


(b) 堤高 100m

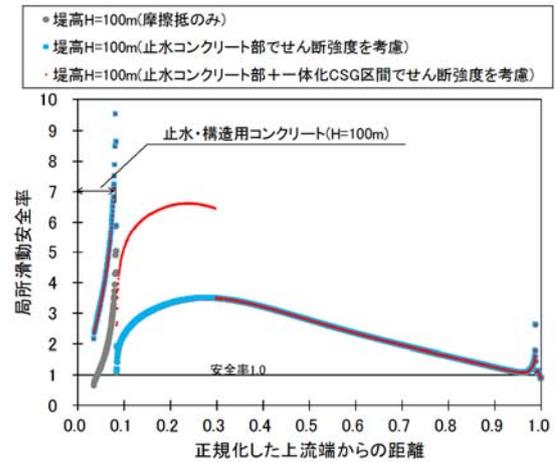
※非線形解析においては、引張軟化領域が生じている要素における基礎岩盤のせん断強度は考慮していない。

図-3.18 堤体底面沿いの局所滑動安全率の分布  
(線形動的解析)

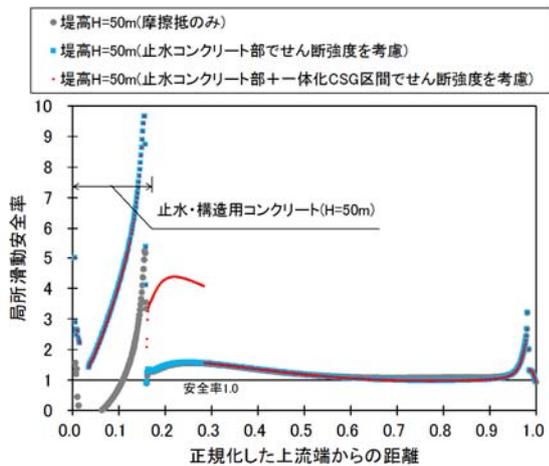
図-3.19 堤体底面沿いの局所滑動安全率の分布  
(非線形動的解析)



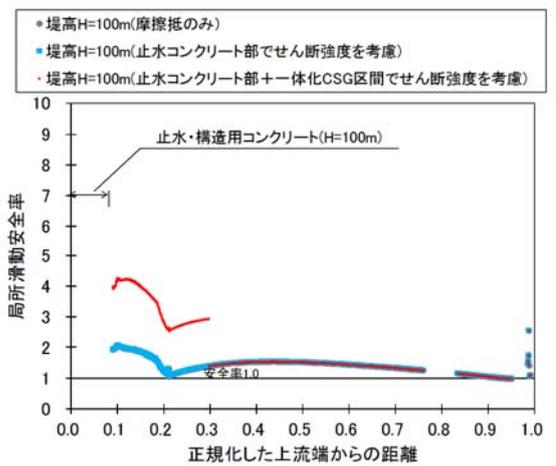
(a) 加速度振幅1倍：最大水平加速度 341gal



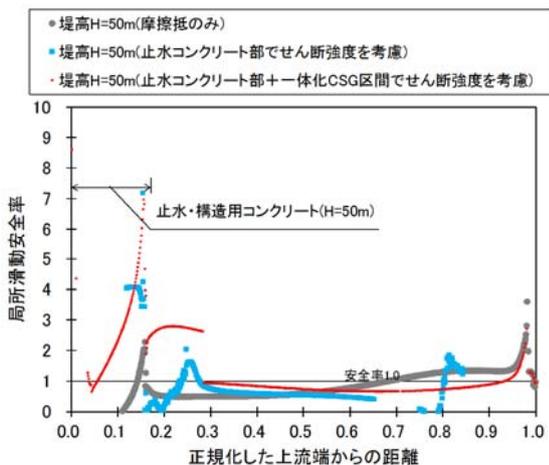
(a) 加速度振幅1倍：最大水平加速度 341gal



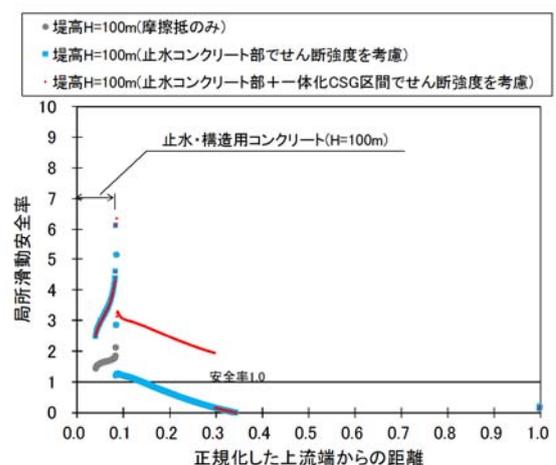
(b) 加速度振幅2倍：最大水平加速度 682gal



(b) 加速度振幅2倍：最大水平加速度 682gal



(c) 加速度振幅3倍：最大水平加速度 1023gal



(c) 加速度振幅3倍：最大水平加速度 1023gal

図-3.20 堤体底面沿いの局所滑動安全率の分布  
(線形動的解析)

【堤体底面の  $\tau_0$  考慮の有無による比較】

図-3.21 堤体底面沿いの局所滑動安全率の分布  
(非線形動的解析)

【堤体底面の  $\tau_0$  考慮の有無による比較】

### 3.4 まとめ

本検討により、大規模地震時の台形 CSG ダムの動的挙動や損傷形態とそのダム規模による影響について、以下のことがわかった。

- ・ 大規模地震時の堤体内発生応力は、堤高 50m の場合に比べて堤高 100m の場合の方が全般的に大きくなり、応力が大きくなるコンクリート部や内部 CSG の止水・構造用コンクリートとの境界部の応力も堤高 100m の場合の方が大きい。
- ・ 地震動強さが極めて大きくなると、保護コンクリートや堤体底面付近の上下流端部に加え、内部 CSG の止水・構造用コンクリートとの境界付近から堤体上流面及び堤体底面に向けて軟化領域が生じることが考えられる。なお、大規模地震時における引張軟化領域は、堤高 50m に比べて堤高 100m の方が広くなる傾向がある。
- ・ 堤体の滑動に対する安定性については、地震動強さが大きくなるほど低下し、また堤高 50m の場合に比べ、堤高 100m の方が小さくなる可能性がある。ただし、いずれの条件でも、堤体底面において断面設計時に考慮される摩擦抵抗に加え、せん断強度を見込める範囲が広くとれば、その分滑動に対する安定性は大きく評価できる。

## 4. 堤体材料の品質（物性）のばらつきを考慮した発生応力及び損傷形態の検討

### 4.1 概要

台形 CSG ダム堤体の主材料となる CSG 材は、現地発生材(母材)に必要最小限の処理を施したものであるため、コンクリートダムに使用されるダムコンクリートと比較して品質のばらつきが大きい。この特性から、CSG の施工では、粒度と単位水量の変動を考慮した「ひし形<sup>1)</sup>」によって、所要の強度が得られるよう品質管理が行われる。これにより、堤体各部に施工される CSG の物性は、ダムコンクリートの場合に比べ、確率変数としての性質を強く有することとなる。

そこで、CSG の強度のばらつきが大規模地震時の堤体内発生応力及び損傷形態に与える影響について、堤体各部の物性にモンテカルロ法を用いてばらつきを与えたモデルでの線形・非線形動的解析を行って検討した。

### 4.2 解析条件

#### 4.2.1 解析方法

解析手順を図-4.1 に示す。本解析では、堤体の大部分を占める内部 CSG を対象に、その物性値として最も重要な強度と概ね線形の関係があると考えられる弾性係数のばらつきを考慮した。弾性係数の分布は正規分布を仮定し、ばらつきの大きさは変動係数により設定した。

そして、設定した確率分布に従う弾性係数の値を解析モデルの FEM 各要素にランダムに与え、築堤・湛水解析（常時の静的解析）及び大規模地震での地震動を考慮した線形・非線形動的解析を実施した。ばらつきのパターンは、線形動的解析では 1,000 パターンとした。なお、非線形動的解析では解析時間の制約上 5 パターンとした。

この解析結果をもとに、CSG の物性のばらつきが主応力及び各応力に対する要素安全率(=強度/応力)や損傷範囲への影響を分析した。

なお、このように堤体材料の物性のばらつきを考慮する場合、動的解析での解析パラメータである減衰定数を一般的なレイリー型減衰を用いて一定値となるよう設定するには、厳密には解析数（物性値のばらつきのパターン数）分の固有値解析結果が必要となる。しかし、ここでは簡単のため、物性値（弾性係数）を全て平均値で与えたモデル（平均値モデル）での固有値解析結果をもとに設定した。また、堤体底面において考慮する地震動（図-3.3）を再現するために解析モデル底面に入力する入力地震動も平均値モデルにより設定した。

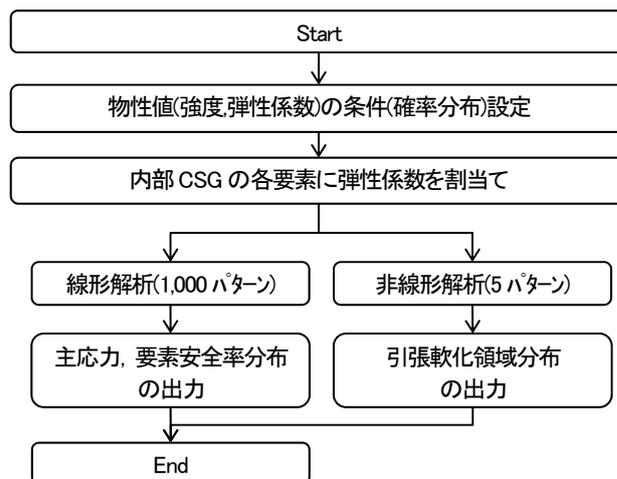


図-4.1 解析手順

#### 4.2.2 解析モデルおよび入力地震動

解析モデルは、図-3.1 と同様の堤高 50m で堤体内部構造を考慮した詳細モデルを用いた。要素分割は、線形動的解析では、保護コンクリート部、止水・構造用コンクリート部及び富配合 CSG 部では 0.5m 程度とし、内部 CSG では 1.0m 程度とした。また、非線形動的解析では、CSG の引張軟化特性による損傷過程を適切に再現するための等価要素長を考慮して、堤体全体で 0.1m 程度の大きさとした。

入力地震動は、応力分布や引張軟化領域の違いがより明瞭にわかるように、下限一庫波(図-3.3)の加速度振幅を 3 倍(1,023gal)に引伸ばした地震動とした。

#### 4.2.3 物性のばらつき

内部 CSG の物性のばらつきの大きさは以下のように設定した。すなわち、実ダムの設計・施工例<sup>27)</sup>を参考に弾性係数の平均値を  $2,000\text{N/mm}^2$  とし、既往の実験結果<sup>8)</sup>による式(2.1)の弾性係数と圧縮強度(ピーク強度)の関係式<sup>9)</sup>を用いて求められる圧縮強度の平均値に対するばらつき(変動係数)が 10%(ケース 1)及び 20%(ケース 2)相当となるよう、弾性係数の変動係数を 6.4%(ケース 1)及び 12.8%(ケース 2)に設定した(図-4.2)。

なお、上記の変動係数の設定にあたっては、実ダムでの品質管理試験（一例を図-4.3 に示す）における弾性領域強度（一軸圧縮試験での弾性領域の最大応力で「CSG の強度<sup>1)</sup>」と呼ばれる。）のデータを参考とした。

なお、比較のため、上記 2 ケースのほか、物性のばらつきを考慮しないモデルでの解析(ケース 0)も併せて行った。

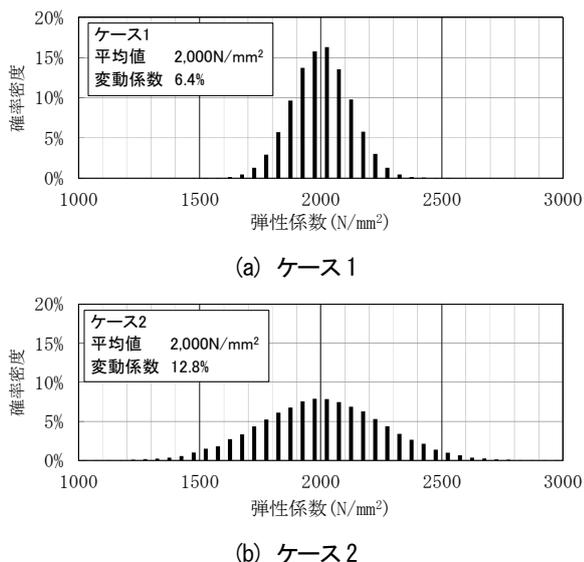


図-4.2 弾性係数の確率密度分布

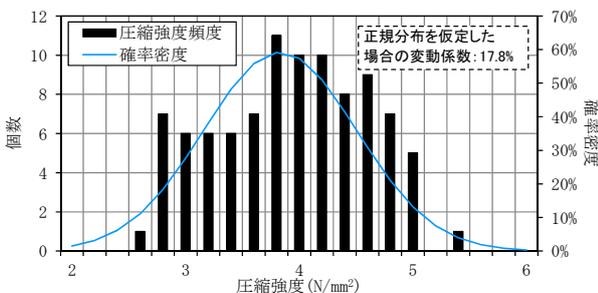


図-4.3 圧縮強度頻度分布  
(既設ダム品質管理試験結果の例)

以上の解析ケース（弾性係数、圧縮強度、引張強度）を表-4.1 に示す。

なお、CSG の弾性領域強度は、既往の施工事例におけるピーク強度に対する比（0.6~0.8 程度<sup>27)</sup>）を参考に、圧縮強度（ピーク強度）×0.7 とし、引張強度は、弾性領域強度に対する一般的な比<sup>1)</sup>を考慮し、弾性領域強度×1/7 とした。

その他の物性値、引張軟化特性は各ケースとも表-4.2、表-4.3 に示すとおりとした。

表-4.1 解析ケース

		ケース0	ケース1	ケース2	
内部 CSG	弾性係数 $E_c$	平均値 ( $N/mm^2$ )	2,000		
		変動係数(%)	0	6.4	12.8
	圧縮強度 (ピーク強度 $f_c$ )	平均値 ( $N/mm^2$ )	4.74		
		変動係数(%)	0	10.0	20.0
	圧縮強度 (弾性領域強 度 $\sigma_E$ )	平均値 ( $N/mm^2$ )	3.32		
		変動係数(%)	0	10.0	20.0
引張強度 $f_t$	平均値 ( $N/mm^2$ )	0.47			
	変動係数(%)	0	10.0	20.0	

表-4.2 解析物性値（各ケース共通）

	内部 CSG	富配合 CSG	コンクリート <sup>※1</sup>	岩盤
弾性領域強度 $\sigma_E$ ( $N/mm^2$ )	(表-4.1)	—	—	—
圧縮強度 $f_c$ (ピーク強度) ( $N/mm^2$ )	(表-4.1)	6.4	24.0	—
引張強度 $f_t$ ( $N/mm^2$ )	(表-4.1)	0.64	2.4	—
弾性係数 ( $N/mm^2$ )	(表-4.1)	3,000	25,000	2,000
単位体積重量 ( $kN/m^3$ )	22.54	22.54	22.54	22.54
ポアソン比	0.25	0.25	0.20	0.30
破壊エネルギー <sup>※2</sup> - $G_F$ ( $N/m$ )	式(3.1)	82	200	—

※1：止水・構造用コンクリート及び保護コンクリート。

※2：破壊エネルギーを含む引張軟化特性は表-4.3 による。

表-4.3 引張軟化特性

項目		
内部 CSG	引張軟化モデル	式(2.6)、図-3.4
	引張強度 $f_t(N/mm^2)$	$\sigma_E/7$
	破壊エネルギー <sup>※2</sup> - $G_F(N/m)$	式(3.1)
富配合 CSG	引張軟化モデル	式(2.6)、図-3.4
	引張強度 $f_t(N/mm^2)$	0.64
	破壊エネルギー <sup>※2</sup> - $G_F(N/m)$	82 : 式(3.1)
コンクリート	引張軟化モデル	2直線(1/4則)
	引張強度 $f_t(N/mm^2)$	2.40
	破壊エネルギー <sup>※2</sup> - $G_F(N/m)$	200

以上により設定した解析モデルの物性値パターンの一例として、弾性係数および引張強度の分布を図-4.4、図-4.5 にそれぞれ示す。

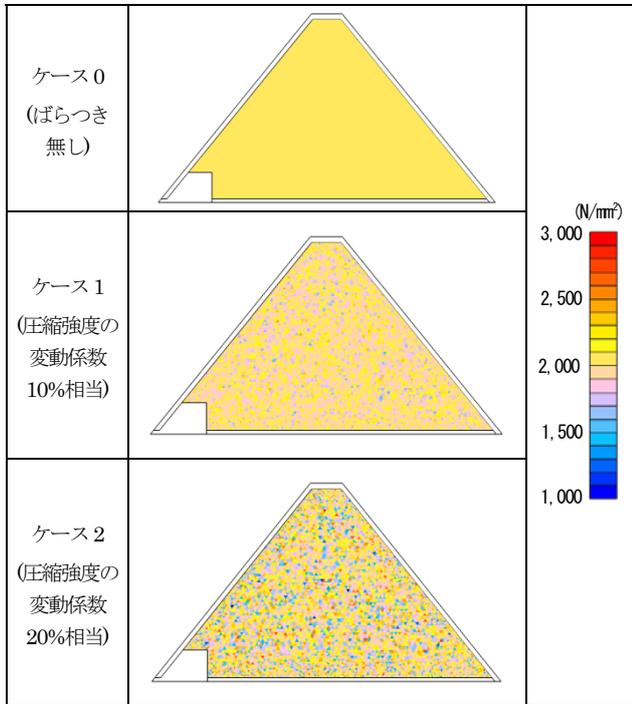


図-4.4 弾性係数の分布  
(線形動的解析 1,000 パターン中の一例)

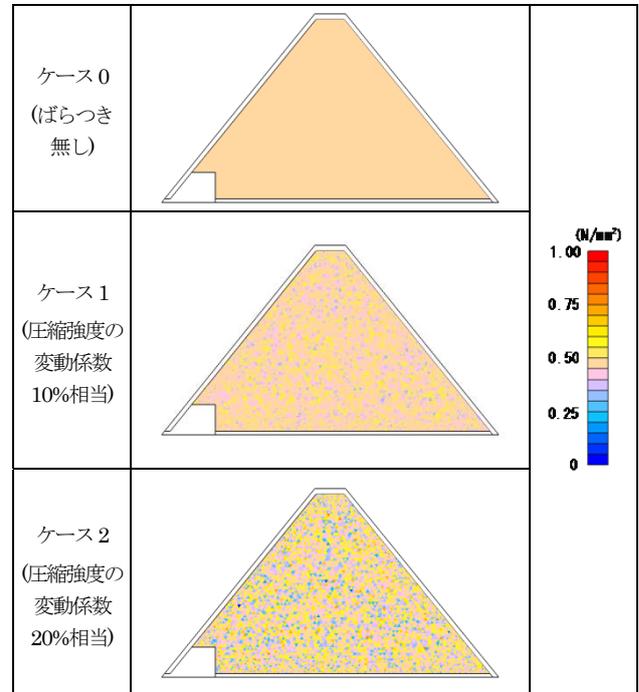


図-4.5 引張強度の分布  
(線形動的解析 1,000 パターン中の一例)

### 4.3 解析結果

#### 4.3.1 線形動的解析

##### (1) 発生応力分布

各ケースの解析で得られた堤体内（内部 CSG）各要素の最大主応力  $\sigma_1$  及びせん断応力  $\tau$  の時刻歴最大値 ( $\sigma_{1max}, \tau_{max}$ ) と最小主応力  $\sigma_3$  の時刻歴最小値 ( $\sigma_{3min}$ ) 分布の一例 (1,000 パターン中の 1 パターン) を図-4.7 に示す。また、物性のばらつきを考慮したケース 1,2 について、各要素の  $\sigma_{1max}, \tau_{max}$  の 1,000 パターン中の最大値及び  $\sigma_{3min}$  の 1,000 パターン中の最小値の分布を図-4.8 に示す。

図-4.7、図-4.8 から、各ケースとも止水・構造用コンクリート隅角部付近や下流端付近の内部 CSG に応力が集中しているが、それらの箇所での応力集中は、考慮した物性のばらつき(変動係数)が大きいケースほど顕著になっていることがわかる。

なお、堤体内の着目箇所として、図-4.6 に示す応力集中箇所 (①止水・構造用コンクリート隅角部付近の内部 CSG、②内部 CSG 中央、③内部 CSG 下流端) における圧縮強度(確率変数で与えた弾性係数から式(2.1)により求まる値)と発生応力 ( $\sigma_{1max}, \sigma_{3min}, \tau_{max}$ ) の関係(1,000 パターンのプロット)を図-4.9 に示す。また、着目箇所における 1,000 パターン中の最大主応力  $\sigma_{1max}$ 、せん断応力  $\tau_{max}$  の最大値と平均値、最小主応力  $\sigma_{3min}$  の最小値と平均値、及び各応力の確率分布(標準偏差と変動係数)を表-4.4～表-4.6 に示す。さらに、与条件として与えた圧縮強度の変動係数と発生応力 ( $\sigma_{1max}, \tau_{max}$  の最大値及び  $\sigma_{3min}$  の最小値) の変動係数の関係を図-4.10～図-4.12 に示す。

着目箇所①～③全てで、発生応力の平均値は与条件として与えた物性のばらつきの大きさ(弾性係数及びこれに応じた圧縮強度の変動係数)が変化してもほとんど変わらないが、発生応力の最大値( $\sigma_{1max}, \sigma_{3min}$  の絶対値)は、物性のばらつきが大きいほど大きくなる可能性があることがわかる。

なお、大規模地震時において引張応力が集中する着目箇所①や③の最大主応力  $\sigma_{1max}$  の最大値の変動係数は、着目箇所②に比べて小さくなっている。これは、本解析ではコンクリートについては物性のばらつきを考慮していないため、構造用コンクリートや保護コンクリート部に接する箇所(着目箇所①や③)では、内部 CSG の物性のばらつきによる発生応力への影響が内部 CSG の中央部(着目箇所②)に比べて相対的に抑えられるためと考えられる。

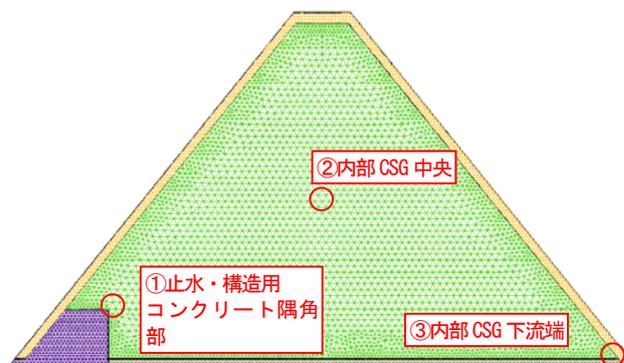


図-4.6 着目箇所（線形動的解析）

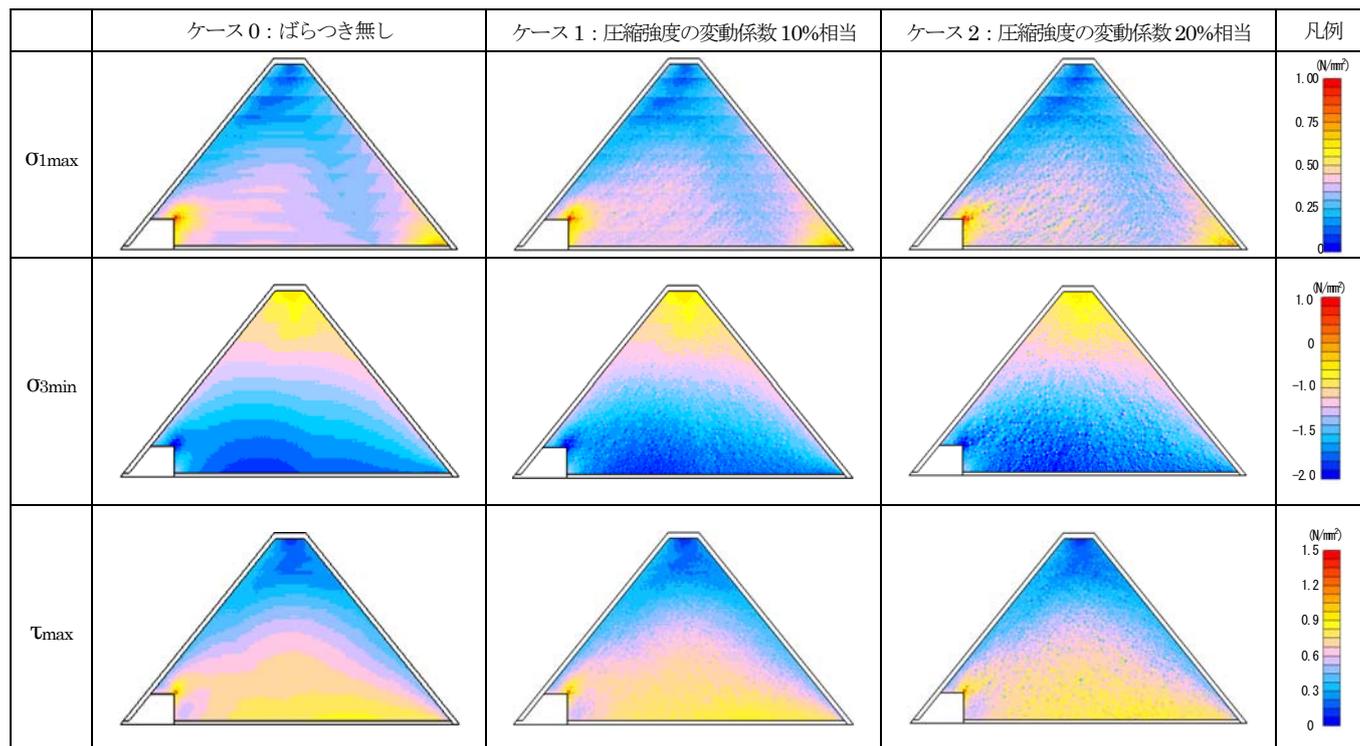


図-4.7 発生応力分布 (線形動的解析 1,000 パターン中の一例)

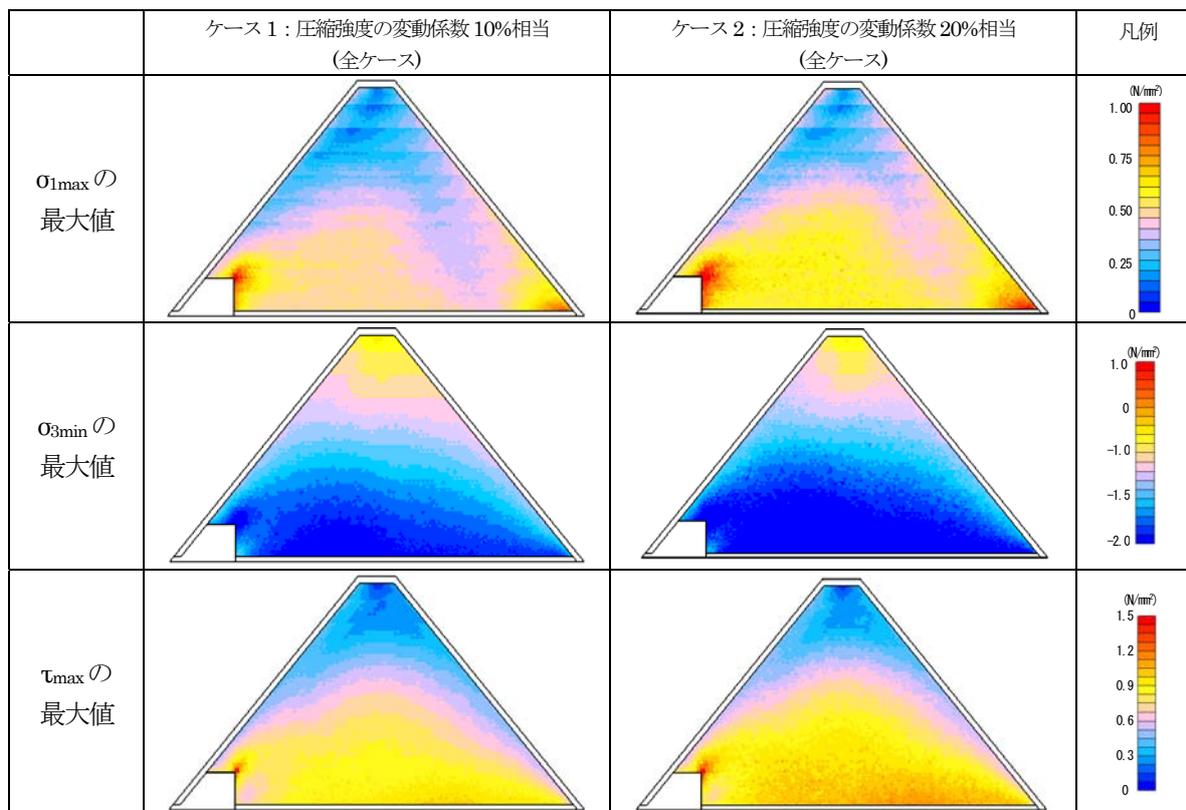


図-4.8 発生応力分布 (線形動的解析 1,000 パターン中の  $\sigma_{1max}$ ,  $\tau$  の最大値および  $\sigma_{3min}$  の最小値)

○ケース1：圧縮強度の変動係数10%相当  
 ●ケース2：圧縮強度の変動係数20%相当

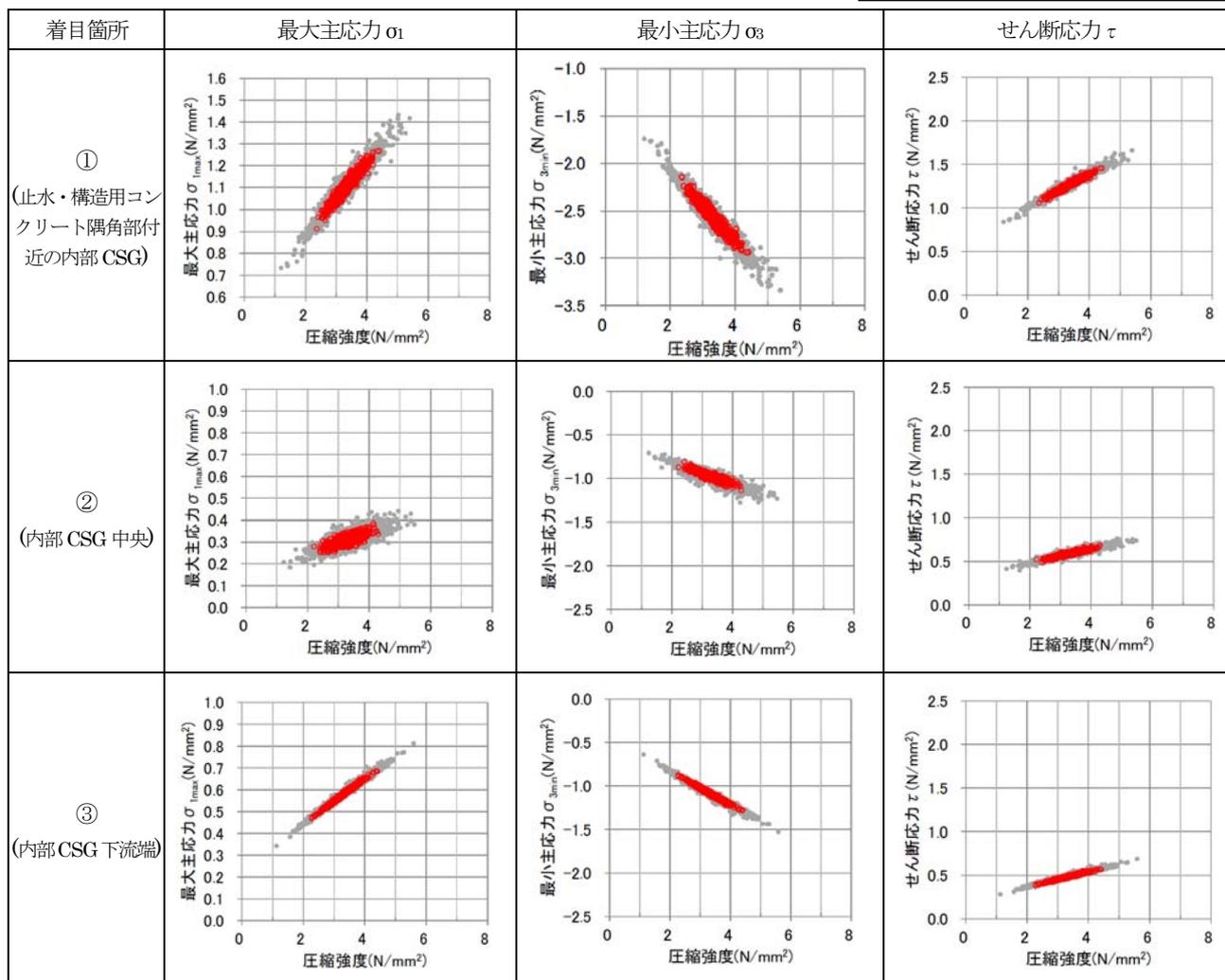


図-4.9 着目要素の圧縮強度と最大主応力 $\sigma_1$ 、最小主応力 $\sigma_3$ 、せん断応力 $\tau$ の関係  
 (線形動的解析1,000パターンのプロット、加速度3倍：1023gal)

表-4.4 発生応力 $\sigma_{\max}$ の比較  
(線形動的解析 1,000 パターン中の最大値, 平均値)

	位置※	最大	平均	標準偏差	変動係数(%)
ケース0 (変動なし)	①	1.10	—	—	—
	②	0.31	—	—	—
	③	0.58	—	—	—
ケース1 (圧縮強度の変動 係数 10%相当)	①	1.27	1.11	0.06	5.2%
	②	0.39	0.31	0.02	6.6%
	③	0.69	0.58	0.03	6.0%
ケース2 (圧縮強度の変動 係数 20%相当)	①	1.43	1.11	0.11	10.2%
	②	0.44	0.31	0.04	13.2%
	③	0.81	0.58	0.07	11.5%

※①止水・構造用コンクリート隅角部付近の内部 CSG  
②内部 CSG 中央  
③内部 CSG 下流端

表-4.5 発生応力 $\sigma_{\min}$ の比較  
(線形動的解析 1,000 パターン中の最小値, 平均値)

	位置※	最小	平均	標準偏差	変動係数(%)
ケース0 (変動なし)	①	-2.57	—	—	—
	②	-0.97	—	—	—
	③	-1.09	—	—	—
ケース1 (圧縮強度の変動 係数 10%相当)	①	-2.15	-2.58	0.13	5.0%
	②	-0.81	-0.98	0.04	4.5%
	③	-0.88	-1.09	0.06	6.0%
ケース2 (圧縮強度の変動 係数 20%相当)	①	-1.74	-2.58	0.26	9.9%
	②	-0.71	-0.99	0.09	9.3%
	③	-0.64	-1.09	0.13	11.5%

※①止水・構造用コンクリート隅角部付近の内部 CSG  
②内部 CSG 中央  
③内部 CSG 下流端

表-4.6 発生応力 $\tau_{\max}$ の比較  
(線形動的解析 1,000 パターン中の最大値, 平均値)

	位置※	最大	平均	標準偏差	変動係数(%)
ケース0 (変動なし)	①	1.26	—	—	—
	②	0.59	—	—	—
	③	0.48	—	—	—
ケース1 (圧縮強度の変動 係数 10%相当)	①	1.45	1.26	0.06	5.1%
	②	0.68	0.59	0.03	4.8%
	③	0.57	0.48	0.03	6.1%
ケース2 (圧縮強度の変動 係数 20%相当)	①	1.66	1.27	0.13	10.1%
	②	0.76	0.59	0.06	9.8%
	③	0.69	0.48	0.06	11.8%

※①止水・構造用コンクリート隅角部付近の内部 CSG  
②内部 CSG 中央  
③内部 CSG 下流端

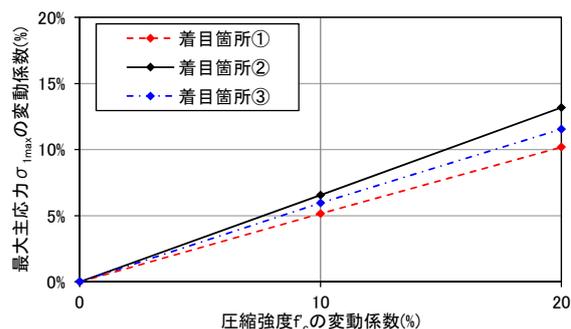


図-4.10 圧縮強度と最大主応力 $\sigma_{\max}$ の変動係数の関係  
(線形動的解析)

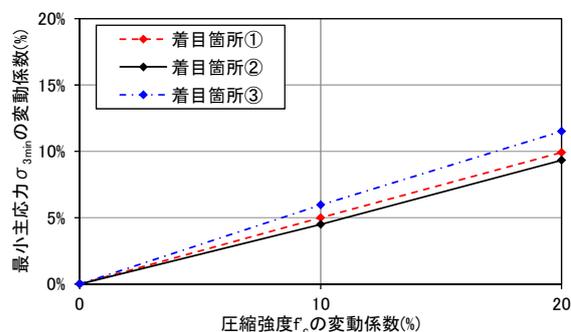


図-4.11 圧縮強度と最小主応力 $\sigma_{\min}$ の変動係数の関係  
(線形動的解析)

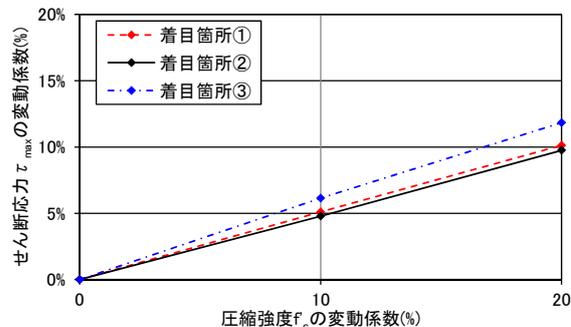


図-4.12 圧縮強度とせん断応力 $\tau_{\max}$ の変動係数の関係  
(線形動的解析)

(2) 強度に対する要素安全率の分布

線形動的解析で得られた堤体内(内部 CSG)各要素での発生応力の強度に対する要素安全率の時刻歴最小値の分布の一例(1,000 パターン中の 1 パターン)を図-4.14 に示す。

なお、要素安全率については、最大主応力に対する安全率(以下、 $\sigma_1$ 安全率という)は  $f/\sigma_{1max}$ 、最小主応力に対する安全率(以下、 $\sigma_3$ 安全率という)は  $\sigma_3/\sigma_{3min}$  により算出した。また、せん断応力に対する安全率(以下、 $\tau$ 安全率という)は、過年度の CSG 供試体を用いた一面せん断試験結果<sup>8)</sup>からを参考に、CSG のせん断破壊は、Mohr-Coulomb の破壊規準が適用できるものとし、式(4.1)により算出した。

$$f'_s = \frac{r_{max}}{r} = \frac{\tau_0 \cos\phi + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_1)\sin\phi}{\frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_1)} \dots (4.1)$$

ここに、 $f'_s$  : 各堤体材料のせん断強度及び内部摩擦角で示される摩擦抵抗を考慮した局所せん断摩擦安全率( $\tau$ 安全率)、 $r$  及び  $r_{max}$  : 図-4.13 参照、 $\tau_0$  : 堤体材料のせん断強度、 $\phi$  : 堤体材料の内部摩擦角である。

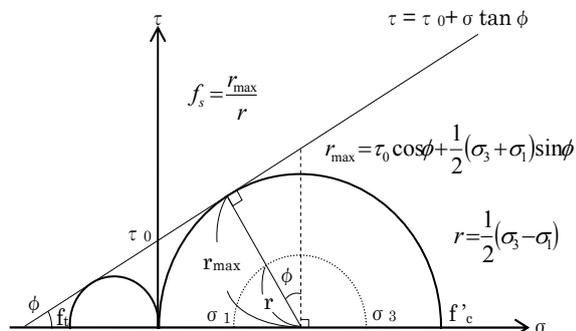


図-4.13 局所せん断摩擦安全率の算出方法

図-4.14 より、 $\sigma_1$  安全率は、応力が集中する止水・構造用コンクリート隅角部と内部 CSG 下流端で 1.0 を下回る。 $\sigma_3$  安全率は、一部の要素を除いて安全率 1.0 を上回る。 $\tau$  安全率は、応力が集中する止水・構造用コンクリート隅角部、内部 CSG の中央低標高部及び下流端で 1.0 を下回る。

各要素での 1,000 パターン中の安全率の最小値の分布を図-4.15 に示す。 $\sigma_1$  安全率及び  $\tau$  安全率は、ケース 1 では応力が集中する止水・構造用コンクリート隅角部や下流端付近の内部 CSG および堤体中央部の下位標高で安全率が 1.0 を下回る。ケース 2 では、ケース 1 で 1.0 を下回る範囲に加え堤体中央部での同範囲が広がっている。 $\sigma_3$  安全率は、ケース 1 では安全率が 1.0 を下回る箇所はない。ケース 2 では、堤体の下位標高で安全率 1.0 を下回る要素がある。ただし、ここでの安全率は弾性領域強度に対する  $\sigma_{3min}$  の比として算出しているため、安全率が 1.0 を下回ることをもって圧縮破壊が生じることを意味するものではない。

なお、着目箇所として、図-4.6 に示した応力集中箇所①～③での各強度に対する要素安全率について、1,000 パターン中の最小値と平均値及び確率分布(標準偏差と変動係数)の比較を表-4.7～表-4.9 に示す。各強度に対する要素安全率は、着目箇所①～③とも物性のばらつきが最も大きいケース 2 で最小となっている。また、各着目箇所での圧縮強度と要素安全率の関係を図-4.16 に示す。いずれの安全率も最小値は圧縮強度が小さい場合において生じている。

圧縮強度の変動係数と着目箇所における各強度に対する要素安全率の関係を図-4.17 示す。先に述べた主応力についての傾向と同様に、与条件として与えた圧縮強度のばらつきが大きいほど安全率の変動幅も大きい。また、着目箇所①～③の中では②内部 CSG 中央での変動幅が最も大きくなっていることがわかる。

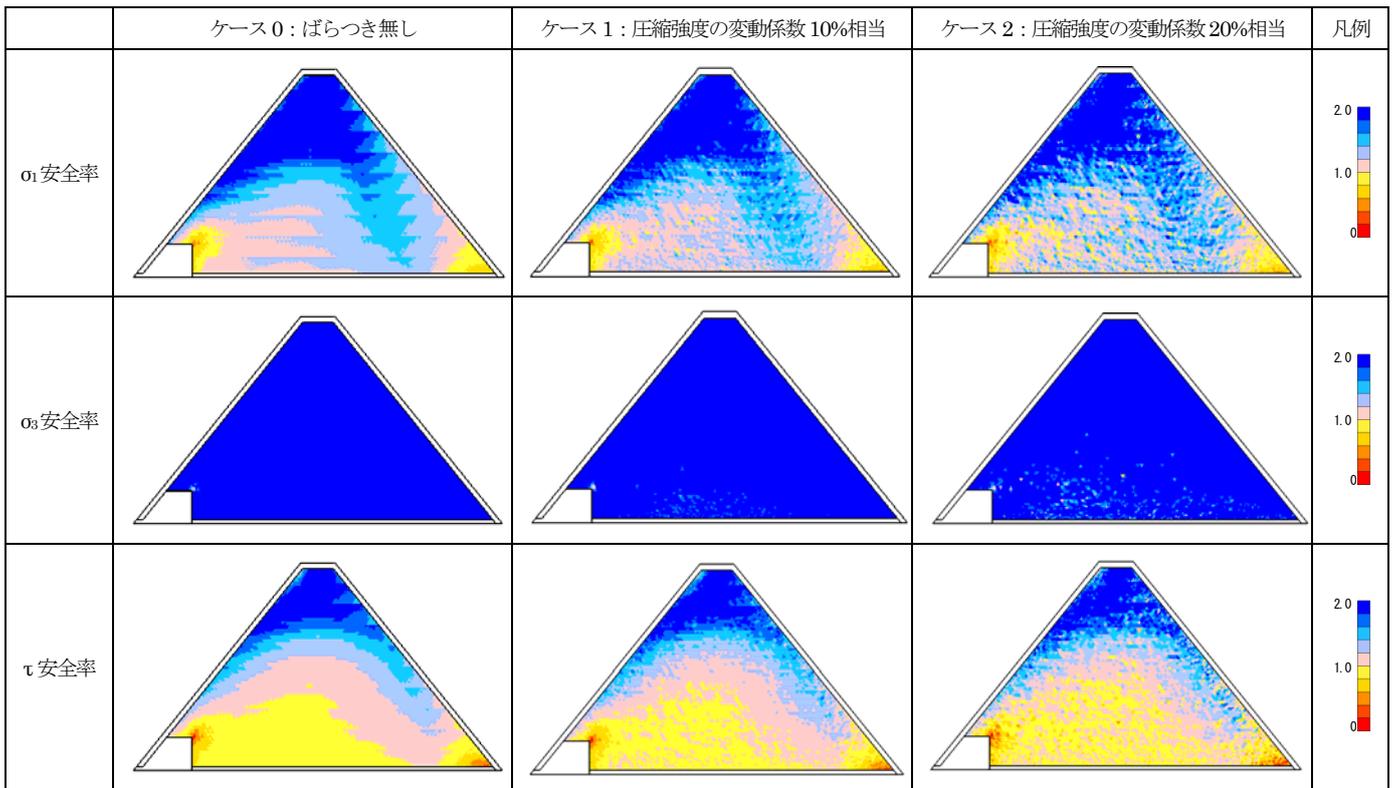


図-4.14 安全率分布（線形動的解析 1,000 パターン中の一例）

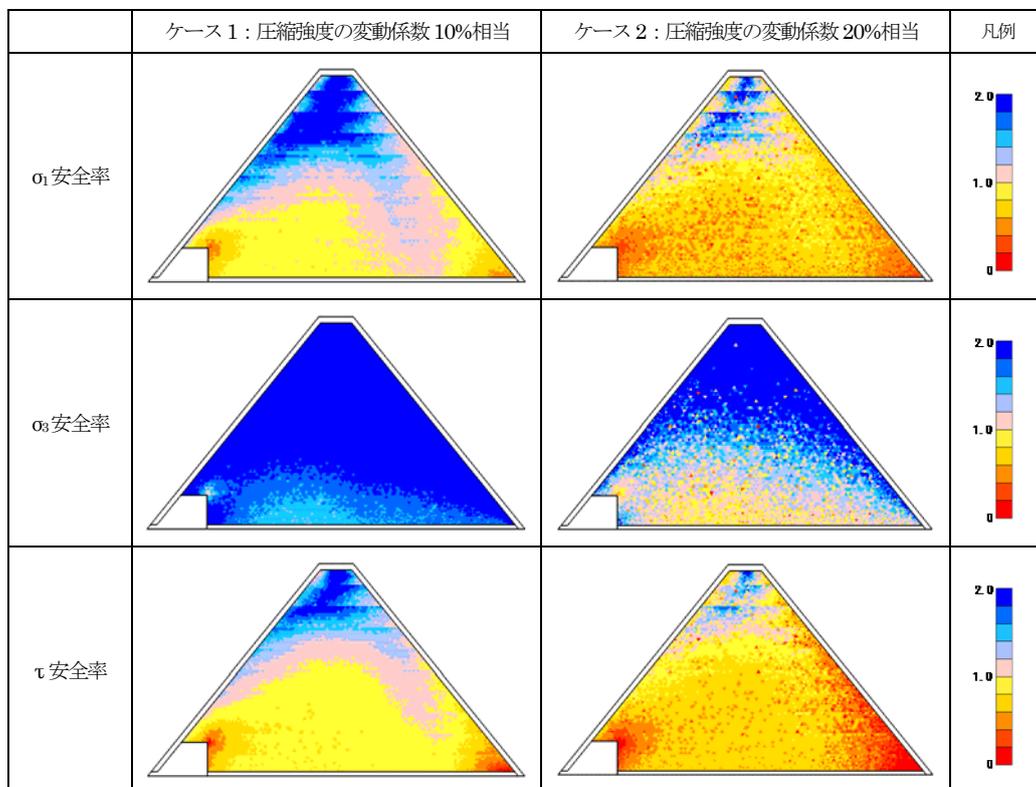


図-4.15 安全率分布（各要素での線形動的解析 1,000 パターン中の最小値）

表-4.7 着目箇所での $\sigma_1$ 安全率の比較  
(線形動的解析 1,000パターンの最小値, 平均値)  
(下限一庫波 加速度振幅3倍 : 1,023gal)

	位置*	最小	平均	標準偏差	変動係数(%)
ケース0 (変動なし)	①	0.430		—	—
	②	1.516		—	—
	③	0.818		—	—
ケース1 (圧縮強度 の変動係数 10%相当)	①	0.359	0.430	0.02	5.4%
	②	1.130	1.510	0.10	6.7%
	③	0.687	0.814	0.03	4.2%
ケース2 (圧縮強度 の変動係数 20%相当)	①	0.236	0.427	0.05	10.9%
	②	0.857	1.513	0.20	13.3%
	③	0.471	0.807	0.07	8.6%

※①止水・構造用コンクリート隅角部付近の内部 CSG  
②内部 CSG 中央  
③内部 CSG 下流端

表-4.9 着目箇所での $\tau$ 安全率の比較  
(線形動的解析 1,000パターンの最小値, 平均値)  
(下限一庫波 加速度振幅3倍 : 1,023gal)

	位置*	最小	平均	標準偏差	変動係数(%)
ケース0 (変動なし)	①	0.181		—	—
	②	1.120		—	—
	③	0.634		—	—
ケース1 (圧縮強度 の変動係数 10%相当)	①	0.074	0.181	0.03	18.4%
	②	0.933	1.116	0.04	4.0%
	③	0.323	0.624	0.08	12.8%
ケース2 (圧縮強度 の変動係数 20%相当)	①	0.002	0.176	0.07	38.2%
	②	0.798	1.115	0.09	8.0%
	③	0.057	0.606	0.16	26.9%

※①止水・構造用コンクリート隅角部付近の内部 CSG  
②内部 CSG 中央  
③内部 CSG 下流端

表-4.8 着目箇所での $\sigma_3$ 安全率の比較  
(線形動的解析 1,000パターンの最小値, 平均値)  
(下限一庫波 加速度振幅3倍 : 1,023gal)

	位置*	最小	平均	標準偏差	変動係数(%)
ケース0 (変動なし)	①	1.291		—	—
	②	3.417		—	—
	③	3.053		—	—
ケース1 (圧縮強度 の変動係数 10%相当)	①	1.082	1.291	0.07	5.5%
	②	2.528	3.359	0.21	6.3%
	③	2.556	3.039	0.13	4.3%
ケース2 (圧縮強度 の変動係数 20%相当)	①	0.694	1.283	0.14	11.1%
	②	1.740	3.317	0.42	12.7%
	③	1.761	3.013	0.27	8.8%

※①止水・構造用コンクリート隅角部付近の内部 CSG  
②内部 CSG 中央  
③内部 CSG 下流端

○ケース 1：圧縮強度の変動係数 10%相当  
 ●ケース 2：圧縮強度の変動係数 20%相当

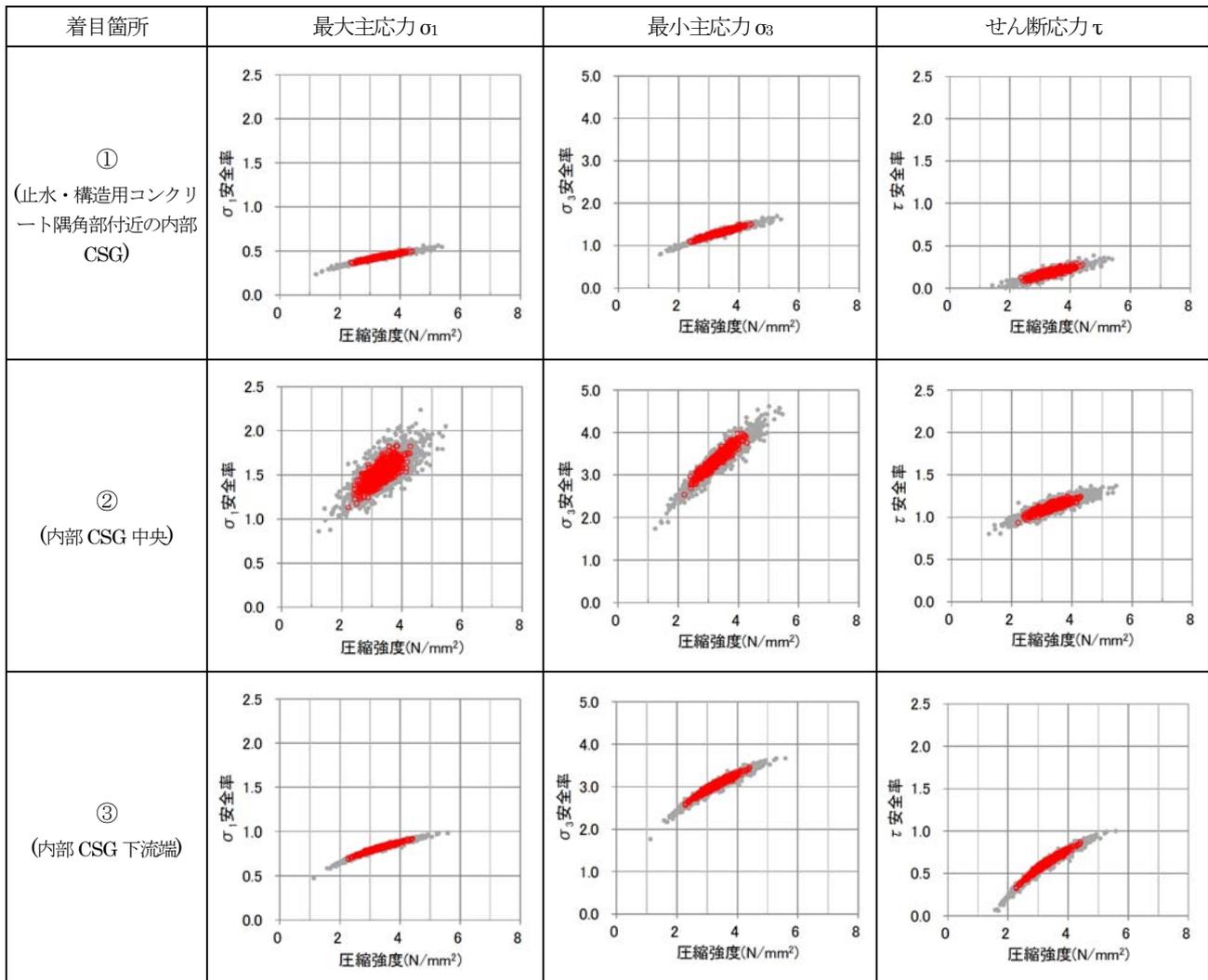


図-4.16 圧縮強度と強度に対する要素安全率の関係(線形動的解析 1,000 パターンのプロット)  
 (下限一庫波 加速度振幅 3 倍：最大水平加速度 1,023gal)

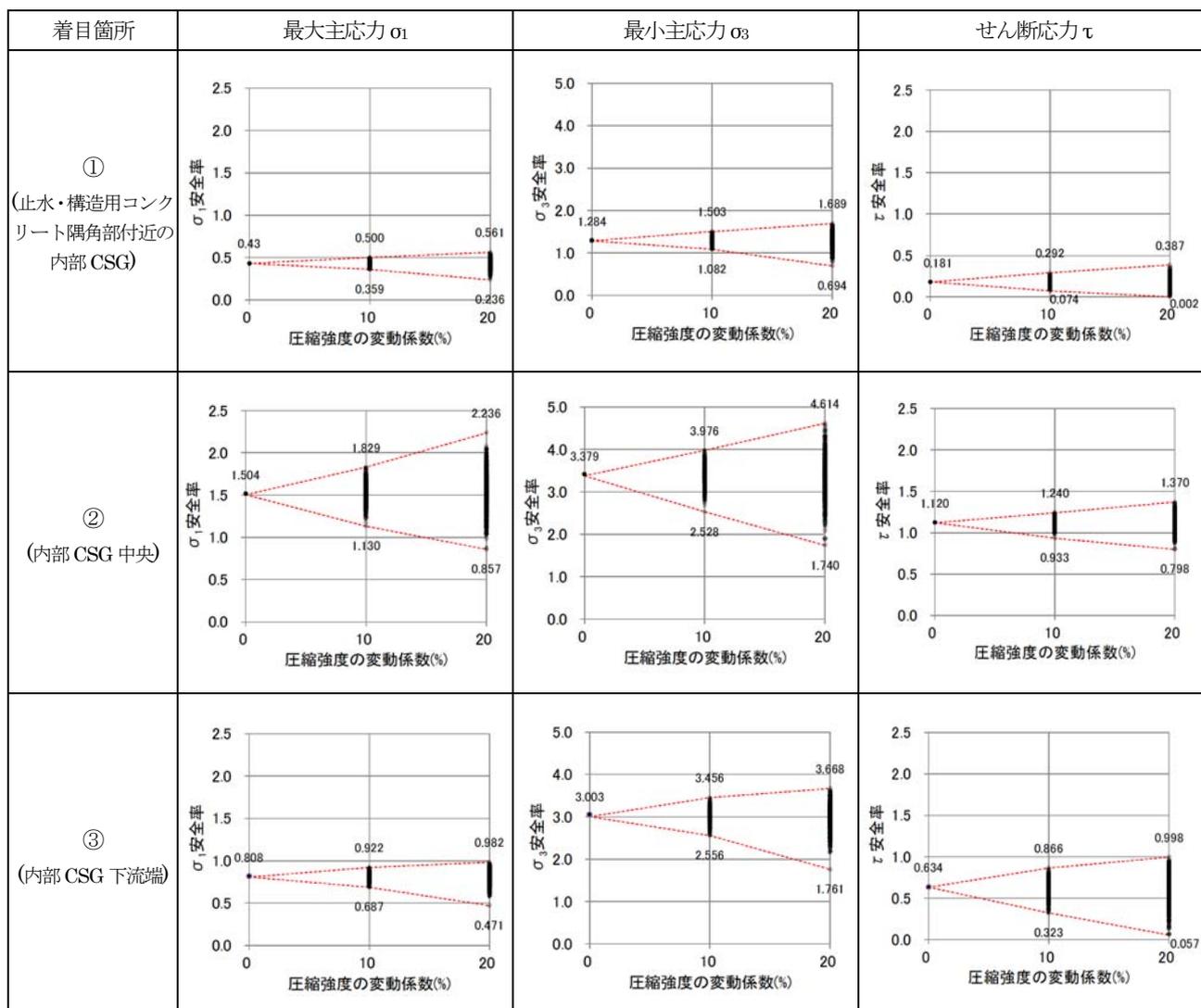


図-4.17 着目要素の圧縮強度のばらつき(変動係数)と要素安全率の関係  
(線形動的解析1,000パターンプロット)  
(下限一庫波 加速度振幅3倍:最大水平加速度1,023gal)

4.3.2 非線形動的解析

非線形動的解析から得られた引張軟化領域の5パターン中の一列を図-4.18 に、引張軟化領域の発生確率 (5パターン中0パターン(0/5)~5パターン中5パターン(5/5))の分布を図-4.19 にそれぞれ示す。なお、本解析条件では、引張軟化によりひび割れ完全開口に至った要素はなかった。

図-4.18 より、ばらつき無しのケースでは、引張軟化領域は、上下流端付近、上下流面の保護コンクリート部及び止水・構造用コンクリート隅角部周辺に生じている。一方、内部 CSG の物性をばらつかせたケースでは、これらに加え、堤体内部 (内部 CSG) の中央付近においても引張軟化を生じる要素が分布している。しかし、それらは連続した分布にはなっていないことから、堤体内部に構造上問題となる連続した損傷領域が生じる可能性は低いと考えられる。

一方、図-4.19 より、応力が集中する上下流面の保護コンクリート部や上下流端部、止水・構造用コンクリート隅角部周辺の内部 CSG 及び下流端付近の内部 CSG では、解析条件として与えた物性のばらつきの大きさによらず引張軟化領域の発生確率が大きな領域が認められる。また、その範囲は図-4.18 のばらつき無しのケースで得られた引張軟化領域の範囲と概ね対応している。

このように、CSG の物性のばらつきを考慮した非線形動的解析により、台形 CSG ダムの堤体各部に引張軟化が生じる可能性を定量的に推定することが可能と考えられる。ただし、限られた解析数ながら今回の解析ではばらつきの有無・大きさにより予想される引張軟化領域の範囲は大きく相違しなかったことから、損傷領域の範囲の推定は、物性のばらつきを考慮しない解析によってもある程度可能と考えられる。

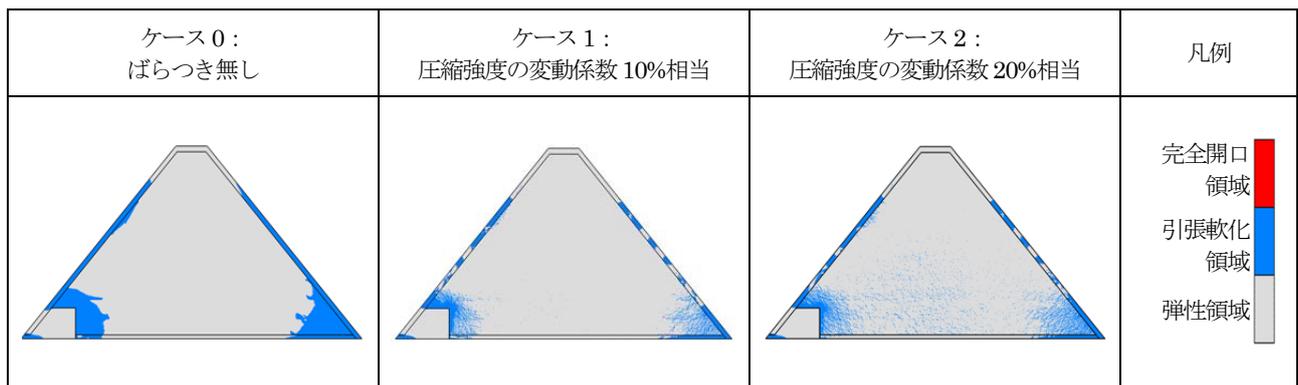


図-4.18 引張軟化領域 (非線形動的解析 5 パターン中の一列)  
(下限一庫波 加速度振幅 3 倍 : 最大水平加速度 1,023gal)

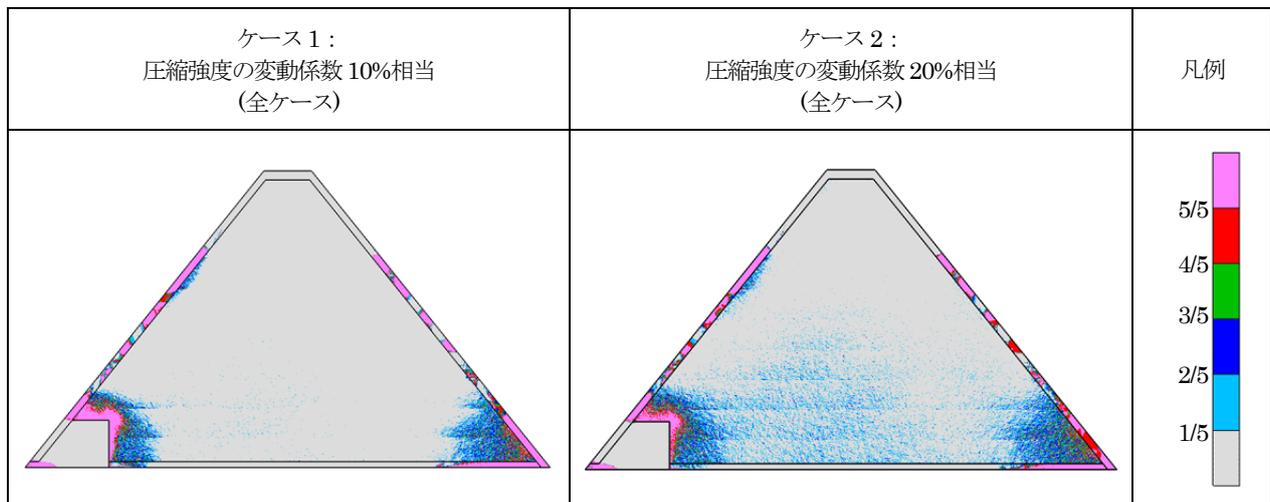


図-4.19 引張軟化領域の発生確率分布 (非線形動的解析 5 パターン中の引張軟化領域の回数)  
(下限一庫波 加速度振幅 3 倍 : 最大水平加速度 1,023gal)

#### 4.4 まとめ

本検討により、台形 CSG ダムにおける堤体材料のばらつきが大規模地震時の発生応力分布や引張軟化領域の推定に与える影響について、以下のことがわかった。

- 物性のばらつきを考慮した線形動的解析の結果から、大規模地震時の堤体内発生応力は、CSG の物性のばらつきを考慮した場合、物性値を一定（平均値）とした場合に比べ、その最大値が大きくなる可能性がある。また、CSG の物性値のばらつきが大きさが(変動係数)が同条件でも、発生応力の変動幅は堤体内の位置により異なり、物性のばらつきが小さいコンクリート部周辺より、内部 CSG 中央部の方が大きくなる。
- CSG の物性のばらつきを考慮した非線形動的解析では、ばらつきを考慮しない場合と同様、大規模地震時には堤体上下流端付近、上下流面の保護コンクリート部及び止水・構造用コンクリート隅角部周辺で引張軟化領域の発生が予想される。一方、堤体中央部の一部要素でも引張軟化が生じるが、連続した引張軟化領域とはならない。このような点を考慮すると、損傷領域の範囲の推定は、物性のばらつきを考慮しない解析によってもある程度は可能と考えられる。

## 5. 大規模地震に対する台形 CSG ダムの耐震性能照査

### 5.1 概要

大規模地震時における台形 CSG ダムの挙動は、これまでに行った実験的検討で得られた CSG の材料特性や解析的検討で用いた手法を適用することにより、ある程度推定することが可能と考えられる。そこで、これらの検討結果を踏まえ、台形 CSG ダムを対象に大規模地震に対するダムの耐震性能照査を行う場合の考え方や留意点を整理し、具体的な照査の手順を検討した。

### 5.2 照査の考え方

ダムの耐震性能照査の考え方を示した指針案<sup>2)</sup>では、個々のダム地点で想定される最大級の強さの地震動（レベル2地震動）を考慮し、地震応答解析によって（必要に応じその損傷過程も含めて）ダムの挙動を推定することで、貯水機能への影響などの観点から所要の耐震性能を有するかどうかを確認するという基本的な考え方が示され、あわせて、構造基準である河川管理施設等構造令<sup>30)</sup>に規定される一般的な型式のダム（コンクリートダム及びフィルダム）を対象に具体的な照査の方法が示されている。

構造令に規定される一般的な構造型式のダムと同等の効力を有するものとして設計・施工される台形 CSG ダムにおいても、対象とする地震動や地震応答解析を用いて貯水機能などの耐震性能を確認するという照査の基本的な考え方は共通のものと考えられる。

また、台形 CSG ダムが構造令に規定されるダムと異なる点の1つに、有限要素モデルを用いた地震応答解析（線形動的解析）が既に一般的な基本断面設計手法として採り入れられている点がある。これにより、考慮する地震動を基本断面設計時より大きなレベル2地震動とすれば、基本的には同様の解析によって耐震性能照査に必要な大規模地震時の挙動がある程度推定可能と考えられる。ただし、具体的な照査方法については、次のような基本断面設計時における要件を基本に、これに損傷過程の推定など大規模地震に対する耐震性能として新たに必要となる検討への対応を加える必要がある。

すなわち、台形 CSG ダムの基本断面設計では、動的解析により常時及び地震時の堤体各部における発生応力を求め、①堤体内の発生応力が許容範囲に収まること、②堤体の転倒に対する安定性が確保されること、及び③堤体の滑動に対する安定性が確保されることが求められ、これらの要件を満足するように基本断面形状や CSG の配合が決定される。なお、このうち①については、主要材料である CSG の弾性範囲内に収まることを求められ

る。②については、堤体底面での鉛直応力が基本的に圧縮側にあることが要件とされている。③については、堤体底面沿いに生じるせん断力に対し、底面全体として十分な抵抗力が見込めることが要件とされている。抵抗力としては、台形 CSG ダムの基本断面設計上は、底面全域で着岩処理が行われるコンクリートダムのように底面付近の基礎岩盤のせん断強度を見込まず、基本的には基礎岩盤との噛み合わせによる摩擦抵抗力のみを考慮するものとされている。

これに対し、大規模地震に対する耐震性能照査では、レベル2地震動を考慮することに対応して、ダム堤体に損傷が生じたとしても貯水機能が損なわれず、修復可能な程度の損傷にとどまる場合には大規模地震に対する耐震性能としては確保されるかどうかを確認する必要がある。このことに対応するために必要となる解析手法や留意点について、これまでの実験的検討や解析的検討の結果を踏まえ、上記①～③の各観点と関連づけて整理すると以下のようである。

#### ① 堤体内の発生応力に対する照査

台形 CSG ダムを対象とした解析手法及び照査に用いる解析モデル、材料物性及び貯水位条件の考え方と留意点は、それぞれ以下のとおりである。

##### ・解析手法

耐震性能照査での地震応答解析（動的解析）においては、堤体内の発生応力だけでなく、貯水機能を損なうおそれがあるような損傷が生じないかどうかを確認するため、ダム堤体の損傷過程を適切に推定できる必要がある。よって、考慮するレベル2地震動の強さによっては、堤体材料の応力-ひずみ関係を線形と仮定する線形動的解析だけでなく、損傷過程を考慮できる解析手法を用いることも必要になる。このような解析としては、これまでの検討から明らかになった CSG の強度特性として圧縮強度に対して引張強度が小さい点や、線形動的解析での各種応力集中箇所の分析から、台形 CSG ダムの損傷形態としては圧縮破壊やせん断破壊よりも相対的に引張破壊による損傷が生じやすいと考えられることなどから、基本的にはコンクリートダムの耐震性能照査で用いられるのと同様、引張軟化に伴うひび割れの発生・進展を考慮できる非線形動的解析によることができると考えられる。具体には、コンクリートダムの耐震性能照査で一定の実績があり、本研究でも適用した分散ひび割れモデル（smeared crack model）による方法などが有効と考えられる。

#### ・解析モデル

基本断面設計時の線形解析では、堤体上流側に配置される止水・構造コンクリートや上下流面に配置される保護コンクリートなど、堤体内部のCSGよりも強度の大きい材料を考慮（モデル化）せず、堤体の大部分に用いられるCSGの物性で代表させた解析モデルが用いられるのが一般的である。しかし、このような物性値を均一とした解析モデル（均一モデル）とコンクリート部を含む堤体内部の構造まで考慮した解析モデル（詳細モデル）での解析結果の比較から、極めて強い地震動が作用した場合には、堤体内部のCSGとコンクリート部の境界付近や保護コンクリート部に引張応力が局所的に大きくなる箇所が生じる可能性があることなどがわかった。このような点やそれによる損傷過程の再現は、均一モデルでの解析では困難と考えられる。このため、極めて強い地震動を考慮する耐震性能照査では、堤体内部の構造を考慮した解析モデルを用いるのが良いと考えられる。

また、堤体内部の構造を考慮した解析モデルを用いる場合、堤体の打ち上がり工程を考慮したステップ解析によらず初期応力状態を求めると、保護コンクリートと内部のCSGの物性（弾性係数）の相違により、打ち上がりに伴う応力再配分が行われないために、常時（非地震時）の応力解析においても両者の境界に不合理な引張応力の集中が生じることとなる。これを避けるには、堤体内部の構造を考慮したモデル（詳細モデル）での解析では、初期応力の算出は、堤体の打ち上がりを考慮したステップ解析により行う必要がある。

#### ・材料物性

解析においては、堤体材料（CSG及びコンクリート）や基礎岩盤の物性値（強度や弾性係数）を適切に設定する必要がある。このうち、レベル2地震動の強さによっては堤体の損傷過程を考慮する必要がある耐震性能照査では、堤体材料の強度特性（特に圧縮強度に対して相対的に小さい引張強度）や破壊特性としての軟化特性（特に引張軟化特性）を適切に考慮することが重要である。

これらの物性値は実際に用いられる材料での試験に基づいて設定するのが望ましいが、必要に応じ照査条件との関係を検討した上で、各種基準書や既往研究を参考とすることも考えられる。

CSGについては、本研究で実施した引張強度特性を中心とした各種室内試験<sup>8)</sup>により、圧縮強度と引張強度の関係、破壊エネルギー、載荷速度による引張強度や破壊エネルギーへの影響、繰り返し載荷による影響などのデータが得られている。このうち、引張強度や破壊エネルギーについては、コンクリートについて報告されている

のと同様に載荷速度が大きくなると増大することがわかった。一方、引張強度の80%ないし90%と大きな応力振幅での繰返し引張試験では、繰返し回数100回までの範囲で若干ながら強度低下傾向が認められた。このため、動的荷重を扱う耐震性能照査では、予想される応力履歴（繰返し回数や応力振幅）に応じて特に必要と考えられる場合には本研究で得られた結果を参考に繰返し載荷による強度低下を考慮することも考えられるが、上述のように急速載荷時に見込める強度増加のほか、台形CSGダムの設計では引張応力も考慮した一定の強度安全率が考慮されることを考え合わせれば、実際にこの点が問題となるケースは少ないと考えられる。

コンクリートについては、コンクリート標準示方書<sup>32)</sup>などの基準書のほか、必要に応じ、関連する既往研究<sup>8),23),31)</sup>なども参考となる。

また、これら物性値自体の特性に加え、台形CSGダムに使用されるCSGでは、その品質管理方法に関わる特性として、必要な強度や施工性の得られる範囲で材料の粒度や単位水量の変動に伴う品質のばらつきが許容される点がある。このような品質のばらつきは、本研究で行ったCSG物性値の確率分布を仮定した試算結果から、大規模地震時の挙動にも影響を及ぼす可能性があることがわかった。しかし、耐震性能照査での数値解析上、このようなばらつきを直接的に考慮するには、実際に使用された材料でのばらつきの特性やその変動に関する詳細な情報が必要となる。このため、例えば堤体材料の物性値のうちCSGの発生応力に影響する弾性係数はその平均的な値を設定しつつ、強度についてはある程度安全側の値を見込むなど、解析用物性値の設定において配慮することが実務的に有効な方策の1つになりうると考えられる。

#### ・貯水位条件

地震動によるダム堤体への影響は貯水位条件によって影響される。大規模地震に対する耐震性能照査において考慮する貯水位は、指針案においては、常時の水位状態として考えられる水位条件の中でダムへの影響が最も大きい水位条件とされ、重力式コンクリートダムでは常時満水位、アーチ式コンクリートダムでは、常時満水位のほか最低水位の場合についても対象とされている。台形CSGダムでは、本研究での解析的検討から、重力式コンクリートダムと同様、全般的に貯水位が高い方が堤体内の発生応力の最大値は大きくなり、滑動に対する安定性が低下することから、基本的には常時の貯水位として最高の水位である常時満水位の条件で耐震性能照査を行っておけば良いと考えられる。

ただし、堤体内部の構造を反映したモデルでの解析では、局所的に応力が大きくなる箇所のある箇所1つである堤体内部の止水・構造コンクリートとの境界部付近のCSGに生じる引張応力については、その最大値が貯水位が低い(空虚)の場合の方が満水に近い状態より若干大きくなるなど、着目箇所によっては貯水位が低い場合の方が発生応力が大きくなるケースも見られた。このため、常時満水位での線形解析結果から、そのような箇所での損傷が発生する可能性が考えられる場合には、必要に応じ、ダムへの影響が最大となる可能性のある他の貯水位条件での解析も行っておくことが考えられる。

### ② 堤体の転倒に対する安定性の照査

転倒に対する安定性については、基本的には構造設計(基本断面設計)と同様、堤体底面での鉛直応力が基本的に圧縮側となっているかどうかで照査することが可能と考えられる。底面での鉛直応力は、堤体内応力や損傷範囲の推定に用いた動的解析結果から求めることができる。

### ③ 堤体の滑動に対する安定性の照査

滑動に対する安定性についても、基本的には構造設計(基本断面設計)と同様の考え方で行うことが可能と考えられる。堤体底面での滑動に対する抵抗力と比較するせん断力の算出に用いる底面各部でのせん断応力は、堤体内応力や損傷範囲の推定に用いた動的解析結果から求めることができる。

なお、基本断面設計での堤体底面での滑動に対する安定性の検討では、安全側の条件として摩擦抵抗係数による摩擦抵抗力のみが考慮される。しかし、極めて強い地震動を考慮する耐震性能照査では、考慮する地震動レベルの大きさ、また当該地震動が作用した場合の影響をできるだけ精度よく推定する目的から、より実際の施工を反映した現実的な条件での抵抗力を見込むのが適切と考えられる。具体には、基礎岩盤との一体化が図られることでせん断強度が期待できる範囲(止水コンクリート部のほか、その下流側でCSGと基礎岩盤を一体化させる岩着処理が行われる範囲)については、その状況に応じ、コンクリートダムと同様にせん断強度と摩擦係数(内部摩擦角)によるせん断摩擦抵抗力を考慮することが考えられる。なお、滑動に対する照査においてせん断強度と摩擦係数の両者を考慮する場合、一般的にせん断強度のばらつきは基本断面設計時に考慮される摩擦係数のそれとは同一でないと考えられる点にも留意する必要があると考えられる。

## 5.3 照査手順

5.2で述べた考え方にに基づき、台形CSGダムでの耐震性能照査の具体的な方法(手順)を以下に示す。また、この手順による照査の流れを図-5.1に示す。

### (1) 照査に用いる地震動(レベル2地震動)の設定

- 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て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。

### (2) 線形動的解析による堤体内発生応力の照査

- 堤体断面を基礎地盤及び貯水池とともに有限要素モデル化した解析モデルを作成する。解析モデルの堤体部は、堤体の大部分を占めるCSGの物性だけでなく、止水・構造コンクリートや保護コンクリートなど堤体内部構造を反映した解析モデルとするのがよい。なお、基礎岩盤については、断面設計時の解析では静的解析時のみモデル化されるケースが多いが、上下流端部などレベル2地震動作用時に堤体底面で局所的に応力が大きくなる可能性がある箇所での挙動をより精度よく推定する上では、基礎岩盤も含めてモデル化するのが良いと考えられる。
- 解析モデルに用いる物性値(堤体及び基礎岩盤の弾性係数、堤体材料の強度など)を設定する。基礎岩盤の弾性係数は原位置試験結果などをもとに設定する。堤体材料については、試験結果に基づき設定するのがよいが、必要に応じ、適用条件を確認の上、可能な場合には既往研究などを参考としてもよい。
- 初期応力状態を求めるため常時(非地震時)の応力解析を行う。その際、堤体の打ち上がり過程を考慮したステップ解析を行う。
- (1)で設定したレベル2地震動が堤体底面で再現されるような入力動を解析モデルに入力し、線形動的解析を行う。その結果得られる動的応力をステップ解析で得られた常時(非地震時)の応力と重ね合わせることで、地震時における堤体内各部の発生応力を求める。
- 上記解析の結果、CSGなど堤体材料の引張強度を超える応力が生じず、かつ圧縮強度やせん断強度を超える応力が生じないか生じても局所である場合は、ダム堤体に損傷は生じないと判断し、(3)の手順に進む。引張強度を超える引張応力が生じる場合は、(4)の手順に進む。なお、これら以外の場合は別途詳細な検討が必要となる。

(3) 転倒及び滑動に対する照査

- ・ (2)の解析結果から得られた底面応力を用いて、転倒及び滑動に対する安定性を照査する。
- ・ 転倒に対する安定性は、底面での鉛直応力が基本的に圧縮側であることの確認により行う。
- ・ 滑動に対する安定性は、底面でのせん断応力の総和として算出されるせん断力を抵抗力と比較することで行う。なお、抵抗力としては、せん断強度が期待できる範囲についてはせん断摩擦抵抗力、それ以外の範囲については摩擦抵抗力を考慮する。

(4) 非線形動的解析による損傷範囲の推定

- ・ 解析モデルに用いる物性値として、(2)の線形動的解析時に設定したものに加え、非線形動的解析に必要となるもの（堤体材料の破壊エネルギーや引張軟化特性）を設定する。これらは試験結果に基づき設定するのがよいが、必要に応じ、適用条件を確認の上、可能な場合には既往研究などを参考としてもよい。
- ・ 非線形動的解析に用いる解析モデルは(2)の線形動的解析時に用いたものでもよいが、引張軟化過程を適切に再現するため、必要に応じ上記で設定した引張強度や破壊エネルギーから求まる等価要素長以内となるよう要素分割を修正する。
- ・ (1)で設定したレベル 2 地震動が堤体底面で再現されるような入力動を解析モデルに入力して非線形動的解析を行い、堤体内各部の発生応力とともに引張軟化が生じる領域（損傷範囲）を求める。
- ・ あわせて、非線形動的解析で得られた堤体底面の応力をもとに、(3)と同様の考え方によって転倒・滑動に対する安定性についても確認する。
- ・ また、非線形動的解析結果により堤体上流面から堤体内への損傷が推定される場合には、当該範囲への貯水の浸入によって揚圧力が発生することで地震後に損傷範囲が進展しないかどうかを確認する。

(5) 耐震性能の判定

以上の検討により、以下のいずれかの結果が得られた場合には、大規模地震（(1)により設定したレベル 2 地震動）に対する耐震性能としてのダムの貯水機能は確保されるものと判断してよいと考えられる。

- ・ (2)の線形解析結果よりダム堤体に応力集中による損傷が生じないと考えられ、かつ(3)の検討により転倒・滑動に対しても安定性が確保されると考えられる場合

- ・ (2)の線形解析結果からダム堤体に損傷が生じる可能性があるが、(4)の非線形解析結果より損傷範囲は限定的（堤体を上下流方向に分断するものとはならない）と考えられ、かつ(3)の検討により転倒・滑動に対しても安定性が確保されると考えられる場合

なお、指針案では、所要の耐震性能として貯水機能が確保されることのほか予想される損傷が修復可能であることも求められている。後者の点（修復可能性）については、指針案での考え方と同様、上記の検討結果から予想される損傷の形態や程度を勘案し、適用可能と考えられる補修工法や必要な経費・期間の検討など各ダムの状況を考慮した検討が必要となる。

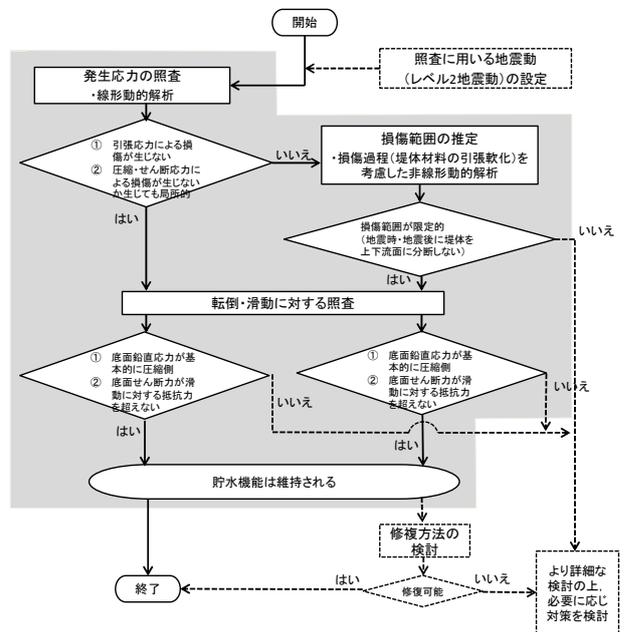


図- 5.1 大規模地震に対する台形 CSG ダムの耐震性能照査フロー (案)

5.4 まとめ

本研究での実験的検討及び解析的検討で得られた知見を踏まえ、大規模地震に対する台形 CSG ダムの耐震性能照査の方法について、貯水機能への影響を確認するための考え方や留意点、具体的な実施手順を検討した。

検討の結果、台形 CSG ダムの耐震性能は、基本的には堤体内部構造や堤体材料（CSG、コンクリート）の特性を適切に考慮した動的解析を行い、堤体内の発生応力のほか、必要に応じて引張軟化による損傷範囲も推定してそれが堤体を上下流方向に分断するものとならないことを確認するとともに、動的解析で得られる底面応力をもとに堤体の転倒及び滑動に対する安定性を確認すること

によって照査できるものと考えられる。

### 3.7 台形 CSG ダムの耐震性能照査に関する研究

#### 参考文献

- 1) 財団法人ダム技術センター：台形 CSG ダム設計・施工・品質管理技術資料，2012.6.
- 2) 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.
- 3) (独)土木研究所水工研究グループ水工構造物チーム：台形 CSG ダムの耐震性能照査に関する研究，平成 23 年度重点プロジェクト研究報告書，2012.5.
- 4) 山口喜一，金銅将史，切無沢徹：台形 CSG ダムの耐震性能照査に関する研究，平成 23 年度重点プロジェクト研究報告書，2012.5.
- 5) 佐々木隆，金銅将史，切無沢徹：台形 CSG ダムの耐震性能照査に関する研究，平成 24 年度重点プロジェクト研究報告書，2013.5.
- 6) 榎村康史，金銅将史，小堀俊秀：台形 CSG ダムの耐震性能照査に関する研究，平成 25 年度重点プロジェクト研究報告書，2014.5.
- 7) 榎村康史，金銅将史，小堀俊秀：台形 CSG ダムの耐震性能照査に関する研究，平成 26 年度重点プロジェクト研究報告書，2015.5.
- 8) 榎村康史，金銅将史，小堀俊秀，矢田一也：CSG の動的引張強度・破壊特性等に関する実験的検討，土木研究所資料，第 4320 号，2016.3.
- 9) 金銅将史，佐々木隆，別府万寿博：CSG の引張強度・軟化特性とその載荷速度依存性，土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造) Vol.70, No.2, pp.232-251, 2014.6.
- 10) 安田成夫，服部 敦，佐藤耕治，古本浩一：CSG に関する実験的検討，国土技術政策総合研究所資料，第 330 号，2006.6.
- 11) 土木学会：2013 年制定コンクリート標準示方書[ダムコンクリート編]，pp.32-33, 2013.10.
- 12) 日本コンクリート工学会：JCI 基準「切欠きはりをを用いたコンクリートの破壊エネルギー試験方法」(JCI-S-001-2003) 及び同付属書，2003.
- 13) コンクリート構造物の耐久性シリーズ「疲労」：技報堂出版，pp.37-55, 1987.9.
- 14) 浜田純夫，中川建治，成岡昌夫：疲労試験における途中打切りデータの処理に関する研究，土木学会論文報告集，第 189 号，pp.99-105, 1971.5.
- 15) 阪田憲次，木山英郎，西林新蔵：統計的処理によるコンクリートの疲労寿命に関する研究，土木学会論文報告集，第 198 号，pp.107-114, 1972.2.
- 16) 松下博通，徳光善治：生存確率を考慮したコンクリートの圧縮疲労強度に関する研究，土木学会論文報告集，第 284 号，pp.127-138, 1979.4.
- 17) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書[設計編]，pp.213-214, 2013.
- 18) fédération internationale du béton / International Federation for Structural Concrete(fib):Model Code 2010,Finaldraft,Volume 1,fib Bulletins No.65,2012.
- 19) 藤掛一典，山根茂樹，大野友則，水野 淳，鈴木 篤：急速一軸引張試験においてコンクリート円柱供試体の高さ寸法の違いが引張特性に及ぼす影響，土木学会論文集，No.592, V-39, pp.83-95, 1998.5.
- 20) 橋高義典，上村克郎，中村成春：コンクリートの引張軟化曲線の多直線近似解析，日本建築学会構造系論文集，第 453 号，pp.15-25, 1993.
- 21) 栗原哲彦，安藤真宏，国枝 稔，内田裕市，六郷恵哲：多直線近似法による引張軟化曲線の推定と短繊維補強コンクリートの曲げ破壊性状，土木学会論文集，No.532, V-30, pp.119-129, 1996.
- 22) 日本コンクリート工学協会コンクリートの破壊特性の試験方法に関する調査研究委員会：多直線近似法による引張軟化曲線の推定マニュアル，2001.
- 23) 堀井秀之，内田善久，柏柳正之，木全宏之，岡田武二：コンクリートダム耐力評価のための引張軟化特性の検討，電力土木，No. 286, pp. 113-119, 2000.3.
- 24) 藤掛一典，上林勝敏，大野友則，江守克彦：ひずみ速度の影響を考慮したコンクリートの引張軟化特性の定式化，土木学会論文集，No. 669/V-50, pp. 125-134, 2001.
- 25) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書[設計編]，pp.37-43, 2013.
- 26) 榎村康史，金銅将史，小堀俊秀，中田哲二：大規模地震時における台形 CSG ダムの動的挙動の推定に関する解析的検討，土木研究所資料，第 4324 号，2016.3.
- 27) 横森源治，嵩本 博，山下武宣，高橋一浩，山田孝治，石澤寛，坂 秀治，前田信二，吉村 智ら：台形 CSG ダム等の設計・施工事例，ダム技術，No.216, pp.59-161, 2004.9.
- 28) 藤澤侃彦：CSG ノート その 7—揚圧力と堆砂荷重の取扱い—，ダム技術，No.340, pp.6-16, 2015.1.
- 29) 藤澤侃彦：CSG ノート その 4—着岩部の設計と施工—，ダム技術，No.330, pp.3-16, 2014.3.
- 30) 財団法人国土技術研究センター編 社団法人日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，2000.
- 31) 永山 功，渡辺和夫：ダムコンクリートの直接引張強度についての実験的検討，土木研究所資料，第 2914 号，1990.12.
- 32) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書[設計編]，pp.34-35, 2013.

## A STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF TRAPEZOIDAL CSG DAM

**Budget** : Grants for operating expenses, General account

**Research Period** : FY2011-2015

**Research Team** : Dam and Appurtenant Structures Team, Hydraulic Engineering Research Group

**Author** : ENOMURA Yasufumi,  
KONDO Masafumi  
KOBORI Toshihide

**Abstract:** The trapezoidal CSG (Cemented Sand and Gravel) dam is a new type of dam, that is made of materials obtained in and around dam site and constructed by using simple facilities. Because of its advantages in economic efficiency and environment-friendliness, this type of dam is innovated in some dam construction projects recently. On the other hand, the trial implementation of seismic performances evaluation of dams against large scale earthquake has already started because of rising public concern with safety of various civil engineering structures. However, the material properties of CSG and the damaging process of this new type of dam under extremely strong earthquake, which are required to evaluate seismic performance of the trapezoidal CSG dam, have not been clarified, though a fundamental design method of this type dam has already been established.

Throughout our past studies, it was revealed that the tensile cracking is the most important potential damaging process of trapezoidal CSG dam, because the tensile strength of CSG is smaller than its compressive strength, while both of tensile strength and fracture energy of CSG increase under the rapid loading rate condition. However, we have not confirmed any obvious effects of cyclic loading on tensile strength of CSG by our past cyclic loading test within 10 times of cyclic loading. The effect of loading rate on fracture energy of CSG should also be verified because it varied more widely among test-pieces when loading rate increased.

In this year, the effects of cyclic loading on tensile strength of CSG were investigated by tensile fatigue test up to 100 or 200 times of cyclic loading. The experimental studies to investigate the effects of loading rate on the tension softening properties of CSG were continuously performed.

The numerical studies were also carried out to investigate the damaging process of the trapezoidal CSG dam under extremely strong earthquake motions by non-linear dynamic analysis considering tensile tension softening properties of CSG obtained from our experimental studies. These analyses revealed that tensile crackings might occur around not only around both upstream and downstream ends but also in surface concrete and inside dam body; in CSG around the border of structural concrete part under extremely strong earthquake motions. The analytical studies to investigate the seismic behavior of CSG dams higher than previously constructed and the effects of variation in materials of CSG were also conducted.

Lastly, based on these experimental and analytical studies, a method to evaluate the seismic performance of trapezoidal CSG dams against large scale earthquakes was proposed.

**Key words** : CSG (Cemented Sand and Gravel), Trapezoidal CSG dam, Tensile strength, Fracture energy, Loading rate, Cyclic loading, Seismic performance evaluation