

### 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着目点から、現場で得られる材料を有効利用し、簡易な設備を用いて製造される CSG(Cemented Sand and Gravel)を堤体材料とする台形 CSG ダムの本格的導入が開始されている。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>1)</sup>の試行が始まっている。台形 CSG ダムの断面設計方法はすでに確立されているが、新形式のダムであるため、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。

これまでの検討により、CSG はその圧縮強度に比べ引張強度が小さいという特性上、コンクリートダム同様、主に引張破壊による損傷を想定すべきこと、CSG の引張強度や破壊エネルギーを含む引張軟化特性については、地震時に想定されるような急速載荷条件下では、静的載荷時に比べ、引張強度・破壊エネルギーとも増加することなどがわかっている。

このため、今年度は過年度の実験的検討で得られた CSG の引張強度や引張軟化特性を考慮した非線形動的解析により、大規模地震による地震動が作用した場合の台形 CSG ダムの損傷過程を推定した。その結果、入力する地震動がかなり大きくなると、堤体内の CSG において上下流端部のほかコンクリートとの境界部からも引張亀裂が生じることも考えられることなどが分かった。また、このような場合も含め、堤体の滑動に対する安全性への影響についても検討した。

なお、CSG の引張強度や引張軟化特性については、過年度までの検討で地震時の繰返し載荷による影響などについてなお確認を要することとなっていたことから、事前の繰返し載荷や動的（急速）載荷を含む引張強度試験及び急速載荷を含む破壊エネルギー試験を行った。その結果、CSG の引張強度や破壊エネルギーは載荷速度増加に伴い大きくなる傾向が確認されたが、試験条件の範囲では繰返し載荷による引張強度への影響は明確には認められなかった。

さらに、これらの検討結果を踏まえ、大規模地震に対する台形 CSG ダムの耐震性能照査の基本的考え方について整理した。

なお、実験的検討における急速載荷での引張強度試験は、防衛大学の協力を得て実施した。

キーワード：台形 CSG ダム、耐震性能照査、地震応答解析、引張強度、破壊エネルギー、載荷速度、事前繰返し載荷

#### 1. はじめに

ダム事業において、経済性や環境配慮の着目点から、現場で得られる材料を有効利用し、簡易な設備を用いて製造される CSG(Cemented Sand and Gravel)を堤体材料とする台形 CSG ダムの本格的導入が開始されている。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>1)</sup>の試行が始まっている。台形 CSG ダムの断面設計方法はすでに確立しているが、新形式のダムで

あるため、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いる。

今年度は、以下の検討を行った。

① 台形 CSG ダムの損傷形態に関する解析的検討

過年度までの検討により、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<sup>2)</sup>。

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、本研究でのこれまでの検討<sup>3)</sup>から、国内の台形 CSG ダム建設工事に使用された母材から作製した供試体での実験に基づく CSG の引張軟化モデルを示すなどしている。

そこで、今年度は、既往検討で得られている CSG の引張軟化モデル<sup>3)</sup>を反映した非線形動的解析により、大規模地震時の台形 CSG ダムの損傷過程に関する検討を実施した。

② 繰返し载荷を受ける CSG の引張強度特性などに関する実験的検討

これまでの検討から、CSG の引張強度や破壊エネルギーは、地震時に想定されるような急速载荷条件下では、静的载荷時に比べ、増加することがわかっている。また昨年度は地震時には繰返し载荷が想定されることから、繰返し载荷が 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、本年度は引き続き、CSG の引張強度試験および破壊エネルギー試験を実施し、载荷速度依存性の確認とともに繰返し载荷の影響を検討した。

2. 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

2.1 概要

台形 CSG ダムにおいて大規模地震時に想定すべきと考えられる CSG などの堤体材料の引張破壊による損傷過程を調べるため、これまでに得られているコンクリートおよび CSG の引張軟化特性に基づき、コンクリートダムの耐震性能照査で用いられるものと同様の分散ひび割れモデルによる非線形動的解析<sup>1)</sup>を行った。

2.2 解析条件

(1) 解析モデル

検討に用いた解析モデルは、図-2.1 および表-2.1 に示す台形 CSG ダム(堤高 H=50m)の標準的な横断面をその内部構造を含めてモデル化した 2次元有限要素モデルである。解析モデルでは、堤体材料として CSG の他、表面には耐久性の確保を目的とした保護コンクリート、上流端部には監査廊の設置のための構造用コンクリートや

浸透路長確保のための止水コンクリート、底面には基礎岩盤との密着性や耐久性に配慮した富配合 CSG をモデル化した。

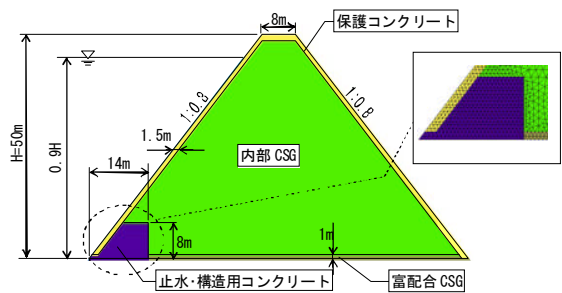


図-2.1 解析モデル

表-2.1 モデルの主要諸元

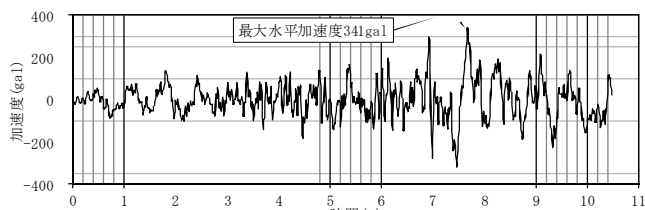
諸元	設定値
堤高(m)	50
下流面勾配	1:0.8
上流面勾配	1:0.8
堤頂幅(m)	8.0
貯水深(m)	45

(2) 解析方法

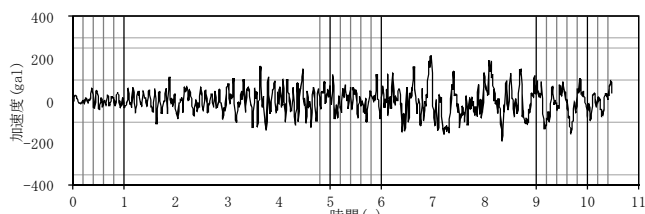
CSG とコンクリートの弾性係数の相違が常時(非地震時)の初期応力状態に及ぼす影響を考慮するため、大規模地震時を想定した動的解析に先立ち、堤体を高さ方向に 10 分割し、築堤過程を考慮した自重解析の後、静水圧を作用させる常時応力解析を行って、初期応力状態を求めた。その上で、大規模地震を想定した地震動を作用させ、2.1 に述べた非線形動的解析を行い、堤体内の損傷範囲(引張軟化領域)を求めた。

(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となるよう調整した波形(最大水平加速度 341gal)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-2.2 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、1023gal)についても検討を行った。



(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

図-2.2 入力地震動波形 (引伸し前)

**(4) 物性値**

解析での物性値は、表-2.2 に示す値によった。

このうち、内部 CSG の各強度は、昨年度までに実施した供試体試験結果(表-2.3、

表-2.4) を参考に、圧縮強度(ピーク強度)、弾性領域強度(圧縮強度試験から得られる応力-ひずみ曲線の中で両者が直線関係にある範囲(弾性領域)での最大応力)<sup>4)</sup>及び引張強度を設定した。

表-2.2 物性値一覧

	内部 CSG	富配合 CSG	コンクリート <sup>※1</sup>	岩盤
圧縮強度 $f_c$ (ピーク強度) (N/mm <sup>2</sup> )	5.88	7.94	24.00	—
弾性領域強度 $\sigma_E$ (N/mm <sup>2</sup> )	3.92	—	—	—
引張強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.77	1.04	2.40	—
弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	2,000	3,000	25,000	2,000
単位体積重量 (N/m <sup>3</sup> )	22,540	22,540	22,540	22,540
ポアソン比	0.25	0.25	0.20	0.30
破壊エネルギー $-G_f$ <sup>※2</sup> (N/m)	105	142	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-2.7による

表-2.3 CSG の圧縮強度 (過年度 供試体試験)<sup>5)</sup>

供試体 No	密度 (t/m <sup>3</sup> )	密度比 (%)	圧縮強度 (ピーク強度) $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	弾性領域強度 $\sigma_E$ (N/mm <sup>2</sup> )
NC-1	2.108	89.5	5.24	3.50
NC-2	2.217	94.1	5.73	4.00
NC-3	2.157	91.6	6.68	4.25
平均			5.88	3.92

表-2.4 CSG の割裂引張強度試験結果 (過年度 供試体試験)<sup>5)</sup>

供試体 No	密度 (t/m <sup>3</sup> )	密度比 (%)	ピーク強度 (N/mm <sup>2</sup> )
NS-1	2.262	96.1	0.81
NS-2	2.204	93.6	0.78
NS-3	2.161	91.8	0.79
NS-4	2.203	93.5	0.79
NS-5	2.189	93.0	0.82
NS-6	2.122	90.1	0.61
平均			0.77

富配合 CSG については、直接これを想定した試験結果はないが、既設ダムでの品質管理試験結果の例(表-2.5)を参考に、内部 CSG と富配合 CSG の圧縮強度 (ピーク強度) 比を 1.35 倍とし、これを前述の内部 CSG の各強度に乗じた値とした。コンクリートは圧縮強度を 24N/mm<sup>2</sup> とし、引張強度は 1/10 とした。

表-2.5 内部 CSG と富配合 CSG の圧縮強度 (既設ダム品質管理試験での例)

	内部 CSG (N/mm <sup>2</sup> ) ①	富配合 CSG (N/mm <sup>2</sup> ) ②	強度比 ②/①
圧縮強度 (ピーク強度)	3.83	5.33	1.392
弾性領域強度	2.98	4.07	1.366

CSG の弾性係数は、圧縮強度(ピーク強度)をもとに、弾性係数と圧縮強度(ピーク強度)が線形関係にあること<sup>3)</sup>を用いて設定した。この際、弾性係数と圧縮強度(ピーク強度)の関係は、過年度検討での供試体試験で得られた次式<sup>3)</sup>を用いた。岩盤の弾性係数は、内部 CSG と同一とした。

$$E_c = \{0.18 + (f'_c - 4.0)/37\} \times 10000 \quad (1)$$

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>]

CSG の単位体積重量は、既設ダムでの供試体試験結果を参考とし、岩盤も CSG と同一とした。ポアソン比は、既往の解析事例<sup>6)</sup>やコンクリート標準示方書<sup>7)</sup>を参考に設定した。

引張軟化による損傷過程の再現に必要となる破壊エネルギーは、内部 CSG については、表-2.6 に示す既往検討<sup>5)</sup>における 3 点曲げ供試体試験結果を参考に設定した。富配合 CSG の破壊エネルギーは、内部 CSG の破壊エネルギーに内部 CSG と富配合 CSG の引張強度比を乗じることにより設定した。

表-2.6 CSG の破壊エネルギー(過年度 供試体試験)<sup>5)</sup>

供試体 No	CMOD 速度	破壊エネルギー $G_f$ (N/m)
ND-1	基準速度*	115
ND-2	"	121
ND 3	"	79
平均		105

※基準速度：0.1mm/分

コンクリートの破壊エネルギーは、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>9)</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(2)式を用いて粗骨材最大寸法を  $d_{max}=40\text{mm}$  として設定した。

$$G_F = (0.79d_{max} + 80) \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.7} \dots \quad (2) \quad 9)$$

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、CSG については過年度検討での供試体試験結果に基づく(3)式(図-2.3)のモデル<sup>3)</sup>を基本に、これを一部修正したモデルを適用した。

$$\sigma_t = \begin{cases} \frac{1}{15} \left(10 - 7 \frac{w}{w_1}\right) f_t & ; w \leq w_1 \\ \frac{1}{35} \left(8 - \frac{w}{w_1}\right) f_t & ; w_1 < w \leq w_{cr} \end{cases} \dots \quad (3)$$

ここに、 $\sigma_t$ ：引張応力、 $w_1$ ：引張軟化曲線の折れ点における仮想ひび割れ幅(=0.5 $G_F/f_t$ )、 $w_{cr}$ ：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 $G_F/f_t$ ))である。

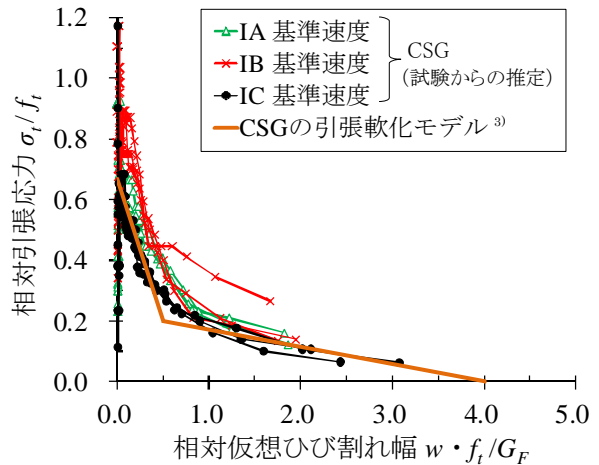
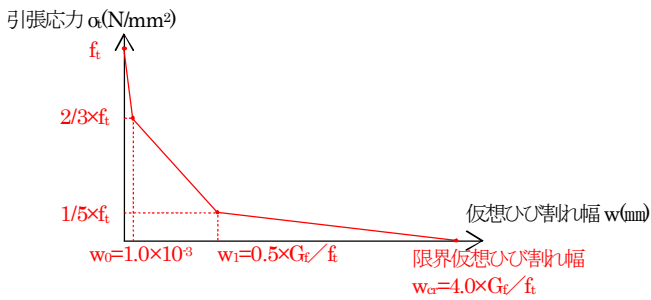


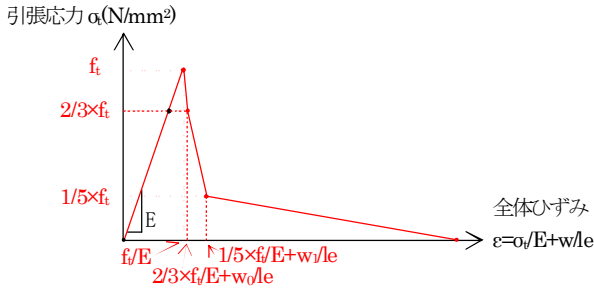
図-2.3 無次元化した CSG の引張軟化曲線<sup>3)</sup>

すなわち、図-2.3のモデルでは、引張応力が引張強度に達した直後の急激な応力低下に伴う仮想ひび割れ幅は限りなく0に近い値になり、解析上、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現象(スナップバック)が生じる。また、これを避けるために、急激な応力低下後の仮想ひび割れ幅を極端に小さくすると非線形ひずみの算出に必要な等価要素長  $l_e$  もその分小さくする必要があり、解析結果のデータ容量や解析時間の面で問題が生じる。これらのことや図-2.3のモデル化に際して考慮された試験結果も踏まえ、本解析では図-2.3のモデルを修正した図-2.4のモデルを用いることとした。

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>8)</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-2.4 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-2.7 に、引張応力-ひび割れ幅の関係及び引張応力-ひずみの関係をそれぞれ図-2.5、図-2.6 に示す。

表-2.7 引張軟化特性

項目		
内部 CSG	引張強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.77
	引張軟化開始応力(N/mm <sup>2</sup> )	0.513
	破壊エネルギー - $G_t$ (N/m)	105
	引張軟化モデル	(3)式
富配合 CSG	引張強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.04
	引張軟化開始応力(N/mm <sup>2</sup> )	0.693
	破壊エネルギー - $G_t$ (N/m)	142
	引張軟化モデル	(3)式
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 - $G_t$ (N/m)	200
	引張軟化モデル	2 直線(1/4 則)

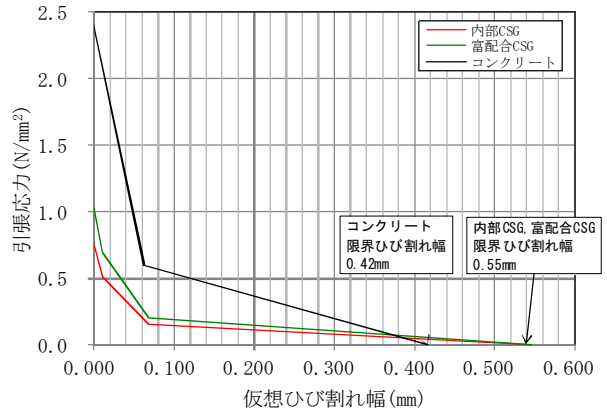
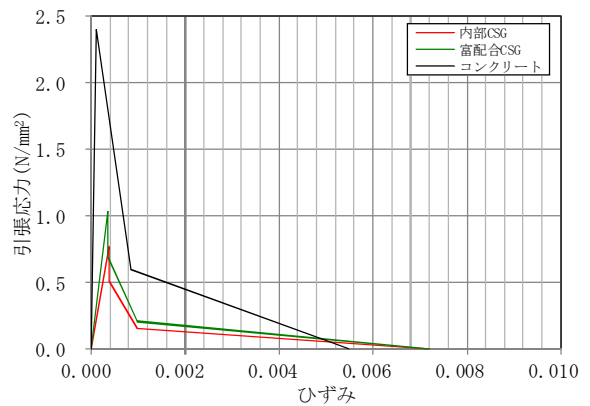


図-2.5 引張軟化特性 (応力-ひび割れ幅)



※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-2.6 引張軟化特性 (応力-ひずみ)

## 2.3 解析結果

### (1) 引張軟化領域

非線形動的解析の結果、(大規模地震時における引張軟化が生じることが予想される領域)を図-2.7 に示す。

加速度 1 倍(341gal)のケースでは、引張軟化は生じていない。

加速度 2 倍(682gal)のケースでは、保護コンクリートや堤敷の上下流端部に引張軟化領域が生じている。

加速度 3 倍(1023gal)のケースでは、止水・構造コンクリートの隅角部に接する箇所から内部 CSG の軟化領域が斜め方向に進展し、上流面側保護コンクリートの軟化領域と連続するものとなっている。また、基礎岩盤に接する富配合 CSG 側にも軟化領域が進展するが、基礎岩盤まで連続するものとはなっていない。また、保護コンクリートや堤敷の上下流端部の軟化領域は加速度 2 倍の場合より広い範囲に及んでいる。

なお、引張破壊により、完全に開口したひび割れが生じる領域(限界ひび割れ幅に達する領域)は、加速度 1 倍、2 倍の場合では見られないが、ケース 3 では、一部(止水・構造コンクリートに接する内部 CSG)で生じており、この箇所において最も引張応力が集中することが分かる。

### (2) 滑動に対する安定性

#### a) 算出方法

台形 CSG ダムの基本断面設計では、堤体内部発生応

力のほか、堤敷沿いの滑動に対する安定性も重要な要件となる。

このため、大規模地震時における台形 CSG ダムの堤敷き沿いの滑動に対する安定性について、非線形動的解析結果をもとに、堤敷全体の滑動に対する安全率  $F_s$ (以下、「滑動安全率」)を(4)式により算定した。また、滑動安全率が最小となる時刻の堤敷沿いの局所安全率  $f_s$  の分布を(5)式により求めた。

$$F_s = \frac{\tau_0 \times \ell + f \times V}{H} \quad \dots \quad (4)$$

ここに、

- $\tau_0$  :せん断強度 (止水・構造用コンクリート部)
- $\ell$  :堤体底面のせん断長 (止水・構造用コンクリート部)
- $f$  :堤体底面の摩擦抵抗係数
- $V$  :堤体に作用する鉛直力の総和
- $H$  :堤体に作用する水平力の総和

$$f_s = \frac{\tau_0 + f(\sigma'_y - u)}{\tau_{xy}} \quad \dots \quad (5)$$

ここに、

- $\sigma'_y$  : 堤敷各要素の鉛直応力
- $\tau_{xy}$  : 堤敷各要素の堤敷沿いのせん断応力
- $u$  : 揚圧力に相当する間隙水圧

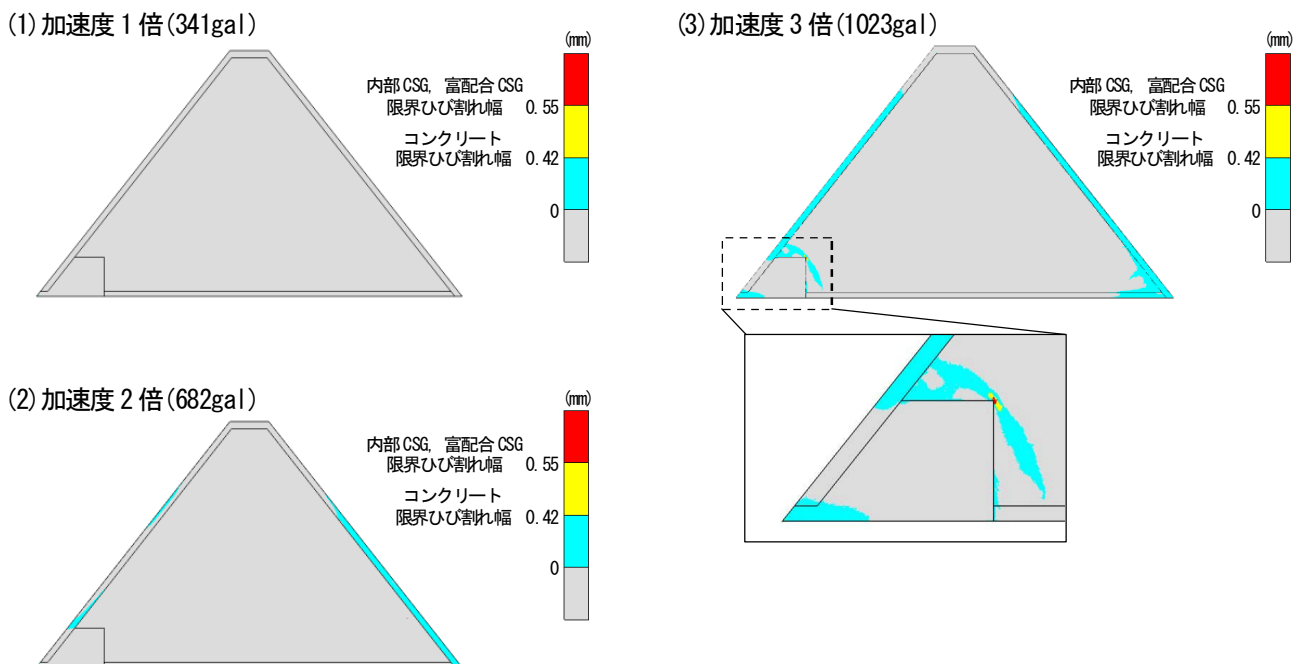


図-2.7 大規模地震時の引張軟化領域



なお、台形 CSG ダムの断面設計時には、安全側の設計として、止水・構造用コンクリート着岩部のせん断強度を見込まないこと( $\tau_0=0$ )としている。しかし、実際の施工においては、コンクリートダム着岩部と同等の岩盤面処理を行うほか、水密性確保のため、打設時には仕上げ掘削した基礎岩盤にモルタルを敷設して基礎岩盤との一体化が図られる<sup>10)</sup>。このため、大規模地震時の挙動を推定する本検討では、せん断強度を考慮したケースについても検討した。すなわち、図-2.8に示す3ケースを想定し、基本断面設計時と同様に基礎岩盤のせん断強度を見込まない場合(A)、実施工における着岩部処理を考慮して、止水コンクリートの範囲のせん断強度を見込む場合(B)のほか、止水コンクリート範囲に加え、その下流側に一体化 CSG<sup>10)</sup>として施工される  $0.5H(H$ : 堤高)相当の範囲のせん断強度も見込む場合(C)を設定した。

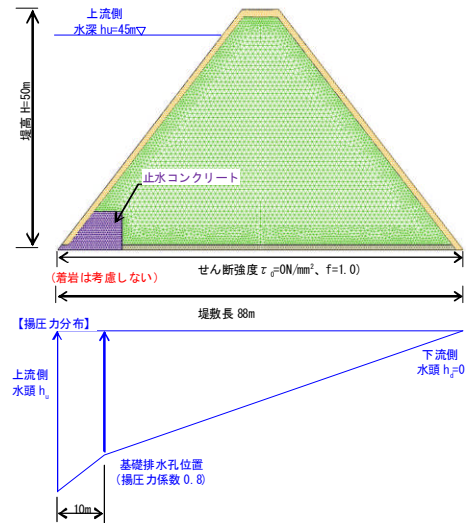
滑動安全率を計算する際に用いたせん断強度および摩擦抵抗係数を表-2.8に示す。着岩範囲のせん断強度は、既往文献の岩級区分と岩盤物性の関係<sup>11)</sup>を参考に、台形 CSG ダムの基礎となりうる程度の岩盤を想定して基礎岩盤のせん断強度  $\tau_0$  及び摩擦抵抗係数  $f$  により与えることとし、それぞれ  $\tau_0=0.98\text{N/mm}^2$ 、 $f=1.0$  と設定した。

着岩範囲以外のせん断強度は、台形 CSG ダムの設計の方法<sup>4)</sup>に従い、堤体と基礎岩盤間の摩擦抵抗係数  $f$  のみを考慮し、台形 CSG ダムの基礎となりうる程度の岩盤を対象とした原位置せん断試験後の二度押し試験結果<sup>4)</sup>を参考に  $f=1.0$  とした。

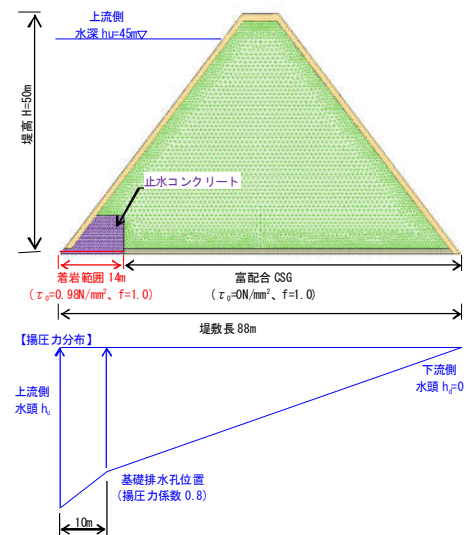
表-2.8 滑動安全率の算出に用いたせん断強度および摩擦抵抗係数

着岩範囲	基礎岩盤のせん断強度			
	着岩範囲		着岩範囲以外	
	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) 部+一体化CSG部 (0.5H=25m)	0.98	1.0	0	1.0

(A) 着岩範囲：なし



(B) 着岩範囲：止水コンクリート部



(C) 着岩範囲：止水コンクリート部+一体化CSG部

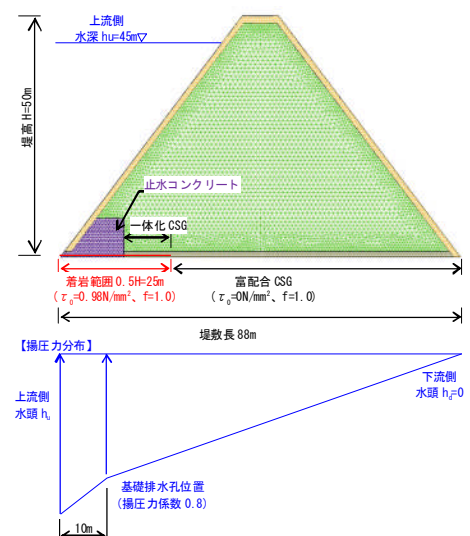


図-2.8 揚圧力条件、着岩範囲

を広く見込むほど大きくなる。

また、(4)式での鉛直力  $V$  及び(5)式での間隙水圧の案出において、堤敷面に作用する揚圧力は、基本断面設計における滑動安定性に対する検討<sup>12)</sup>と同様に、図-2.8に示すとおり生じるものとして考慮した。

非線形動的解析の結果、堤敷き沿いの止水・構造用コンクリート、富配合 CSG および保護コンクリートの一部に引張軟化が生じる領域については、引張軟化発生時刻以降は、基礎岩盤のせん断抵抗力は見込まず、摩擦抵抗のみ見込むこととした。

以上の条件のもとに検討する堤敷沿いの滑動に対する安定性については、非線形動的解析結果との比較のため、線形動的解析結果によるケースも検討した。

## b) 検討結果

線形及び非線形動的解析結果に基づき算出した滑動安全率の時刻歴を図-2.9～図-2.11に示す。

また、各入力地震動における最小滑動安全率の比較を図-2.12、滑動安全率が最小となる時間における堤敷沿いの局所滑動安全率の分布を図-2.13にそれぞれ示す。

これらの図から、滑動安全率は入力地震動の加速度の増加とともに減少するが、その値は堤敷面の着岩範囲(せん断強度  $\tau_0$  を見込む範囲)の設定により異なり、その範囲を広く見込むほど大きくなることわかる。

また、最小滑動安全率を線形動的解析と非線形動的解析で比較すると、非線形動的解析の方が各ケースともやや大きくなっている。この理由として、堤体材料の引張軟化が考慮される非線形動的解析では、地震動作用時に堤敷面に生じる鉛直応力が線形解析より小さくなることによるものと考えられる。

## 2.4 まとめ

本検討により、大規模地震時の台形 CSG ダムの損傷形態について以下のことがわかった。

- ・ 大規模地震時には、堤体上下流端部だけでなく、止水・構造コンクリートの隅角部に接する内部 CSG にも引張応力が集中する。
- ・ 入力する地震動がかなり大きくなると、止水・構造コンクリートの隅角部に接する箇所から内部 CSG の引張軟化領域が斜め方向に進展する。
- ・ 堤敷沿いの滑動安全率は、入力地震動の加速度の増加とともに減少するが、堤敷面の着岩範囲(せん断強度  $\tau_0$  を見込む範囲)の設定により異なり、着岩範囲



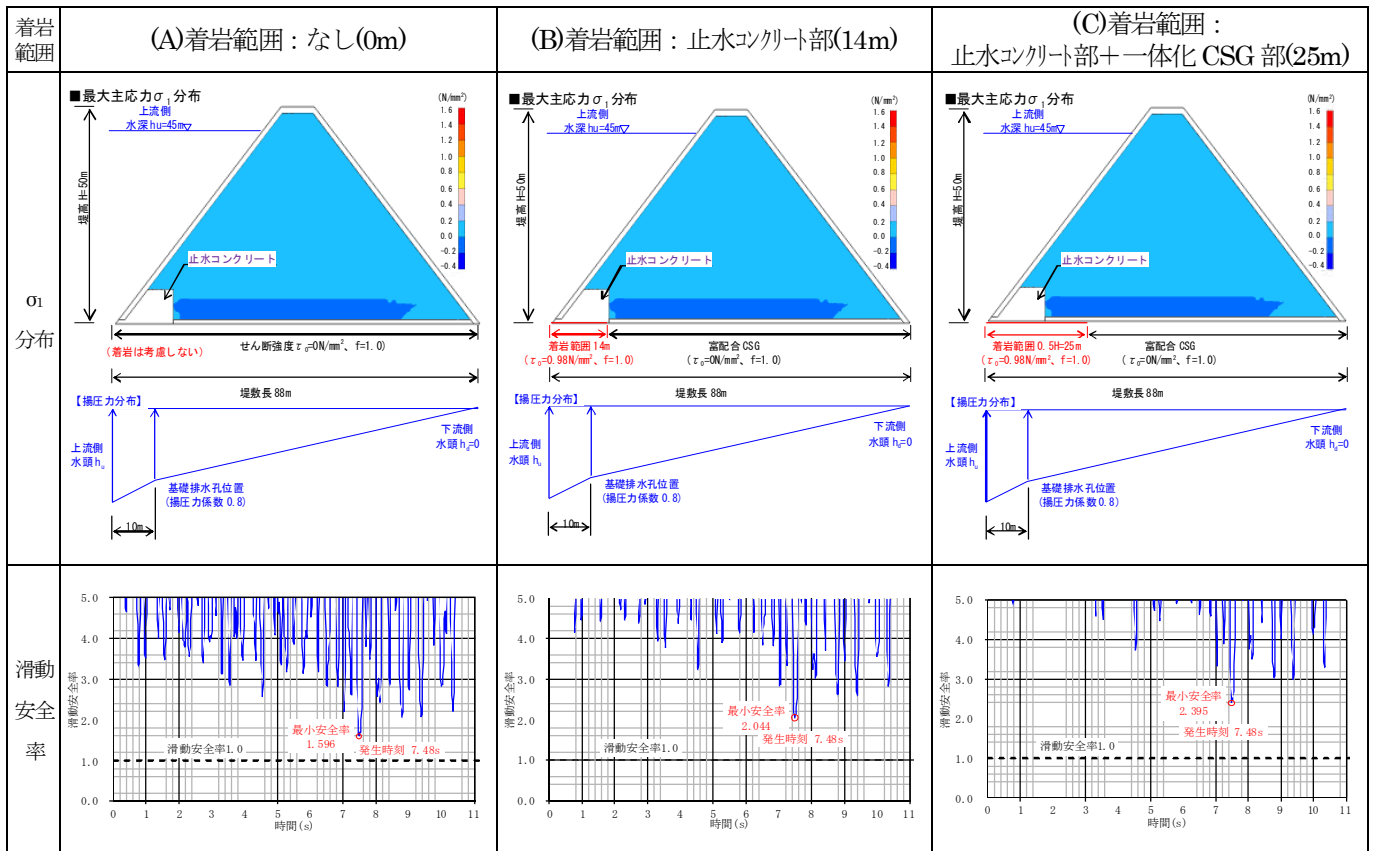


図-2.9(1) 滑動安全率の時刻歴変化 (加速度 1 倍 : 341gal、線形解析)

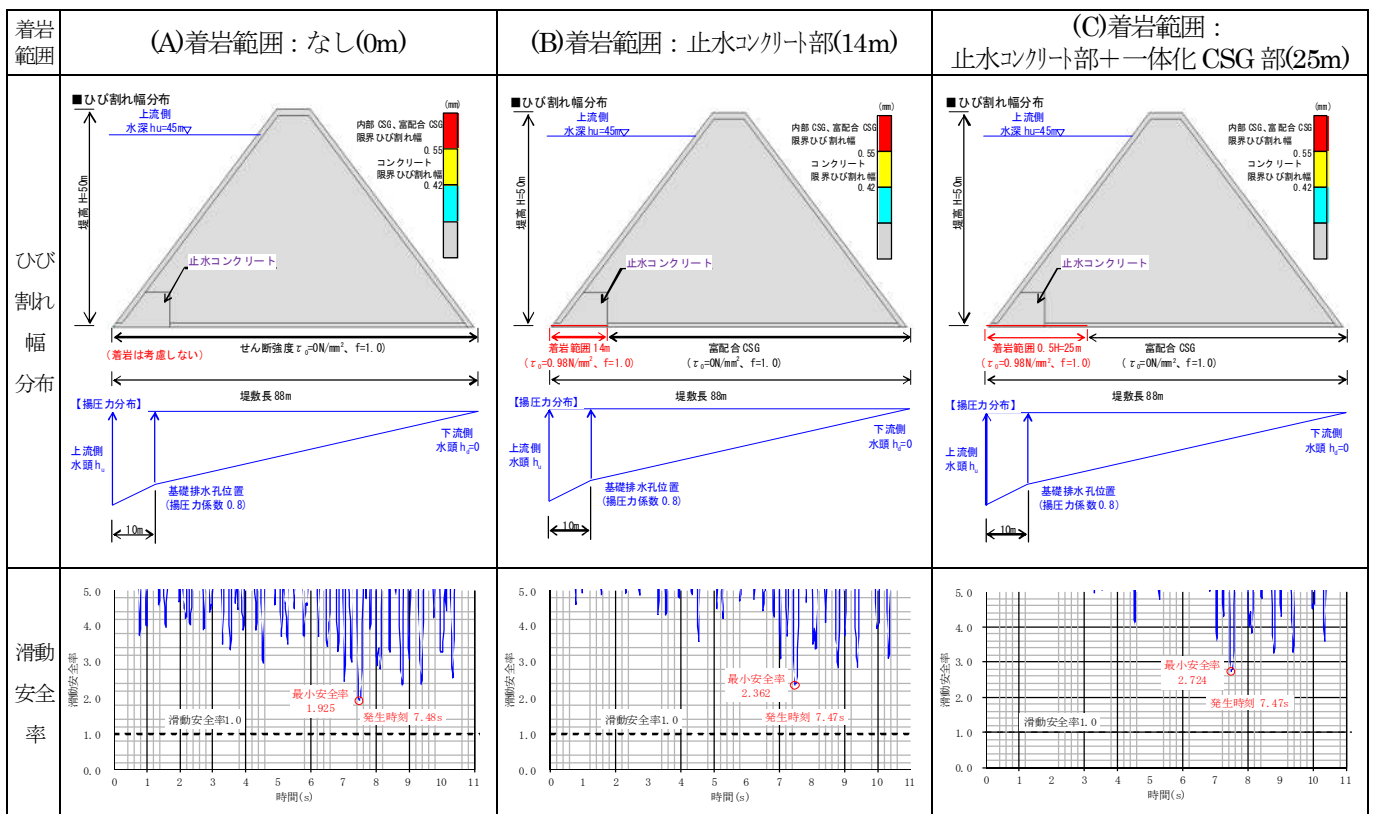


図-2.9(2) 滑動安全率の時刻歴変化 (加速度 1 倍 : 341gal、非線形解析)

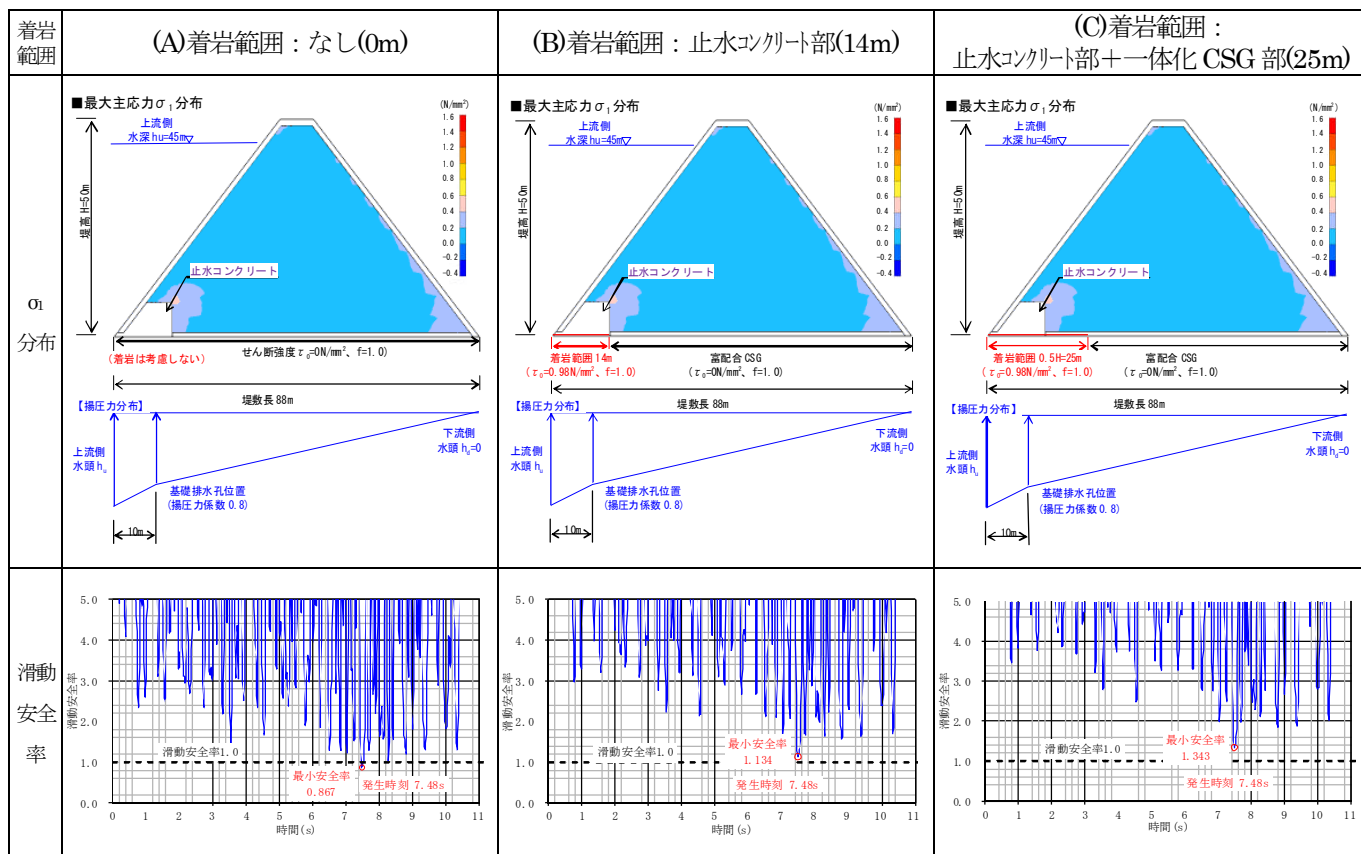


図-2.10(1) 滑動安全率の時刻歴変化 (加速度 2 倍 : 682gal、線形解析)

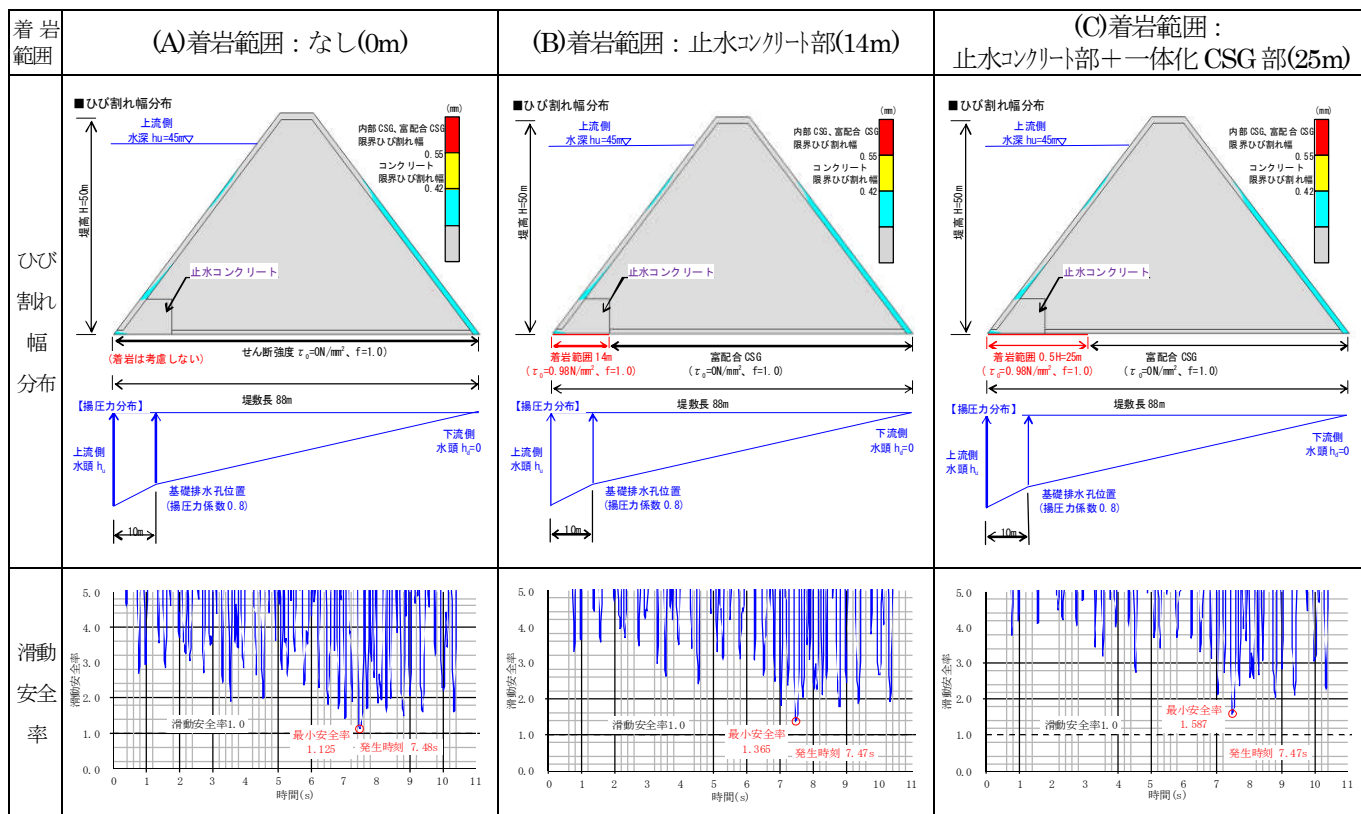


図-2.10(2) 滑動安全率の時刻歴変化 (加速度 2 倍 : 682gal、非線形解析)

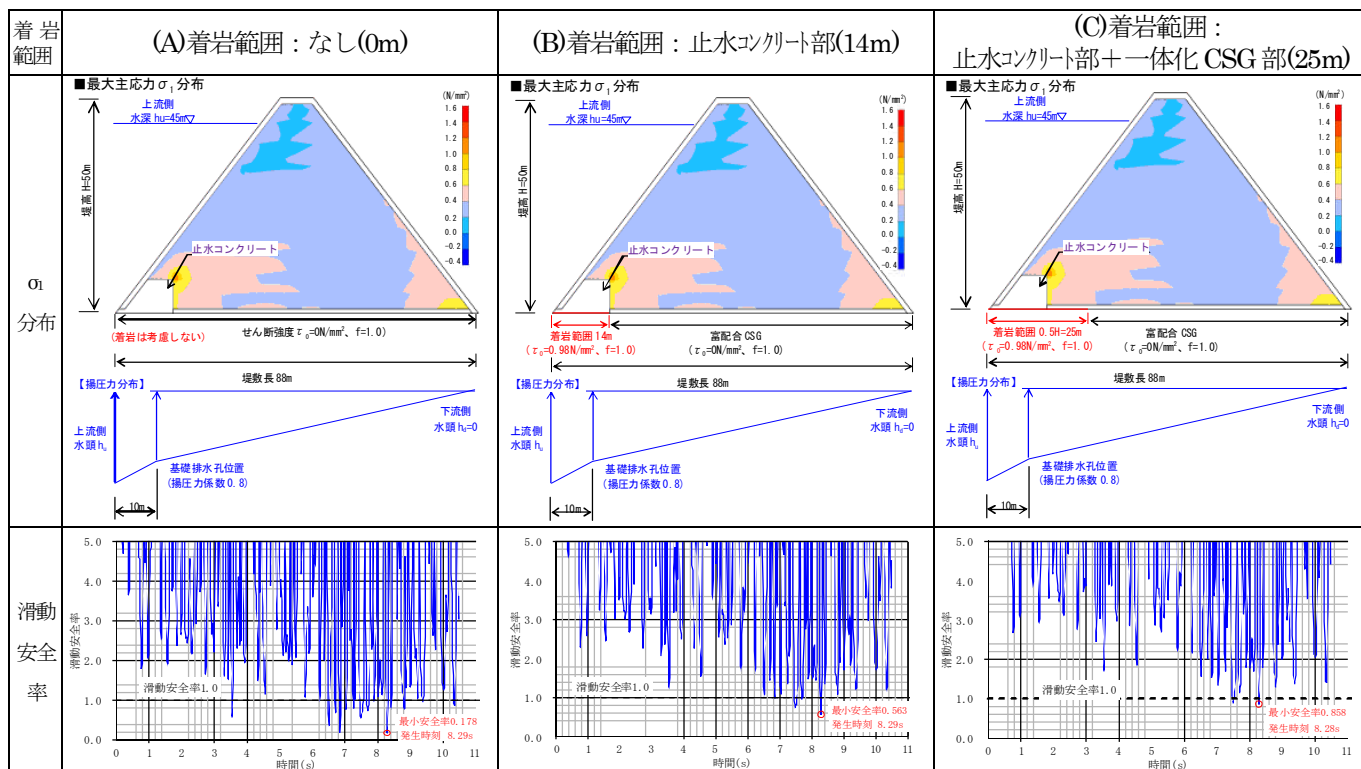


図-2.11(1) 滑动安全率の時刻歴変化 (加速度3倍: 1023gal、線形解析)

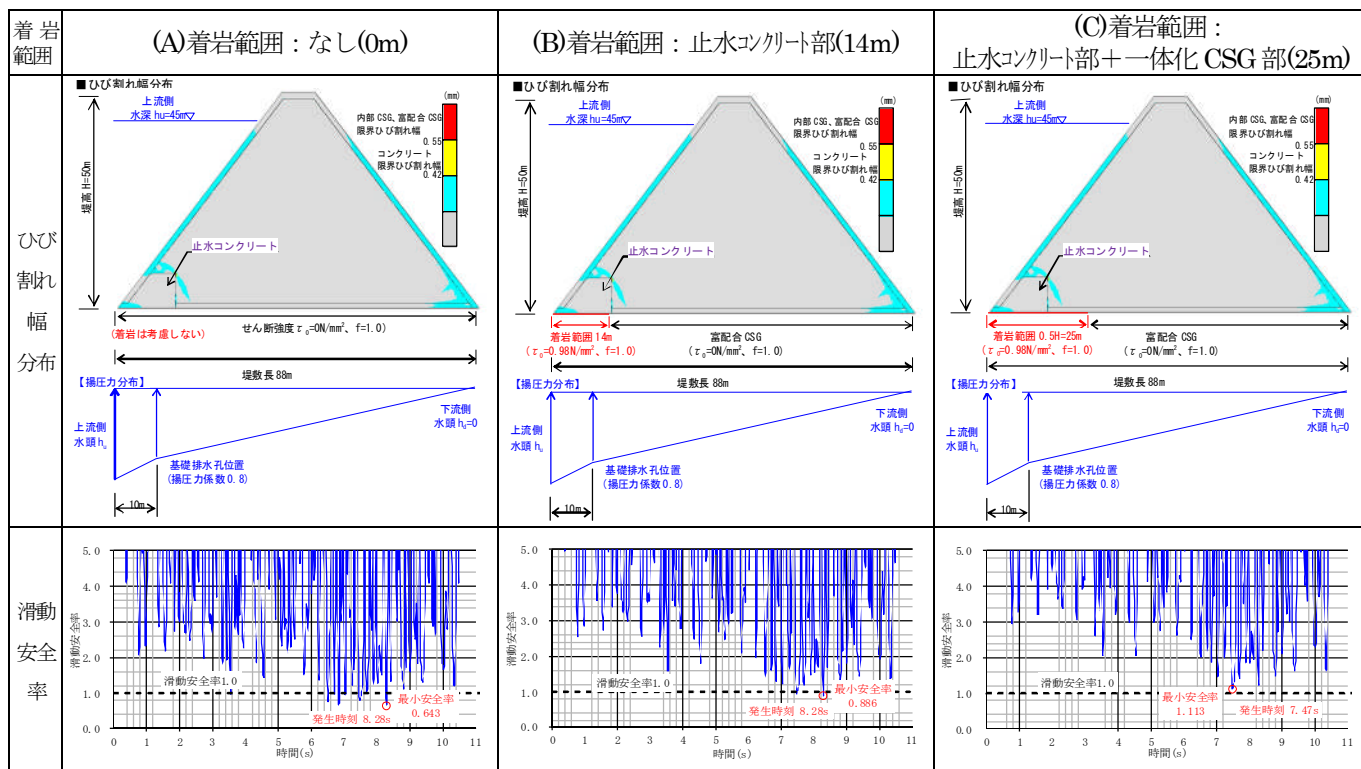


図-2.11(2) 滑动安全率の時刻歴変化 (加速度3倍: 1023gal、非線形解析)

■線形解析

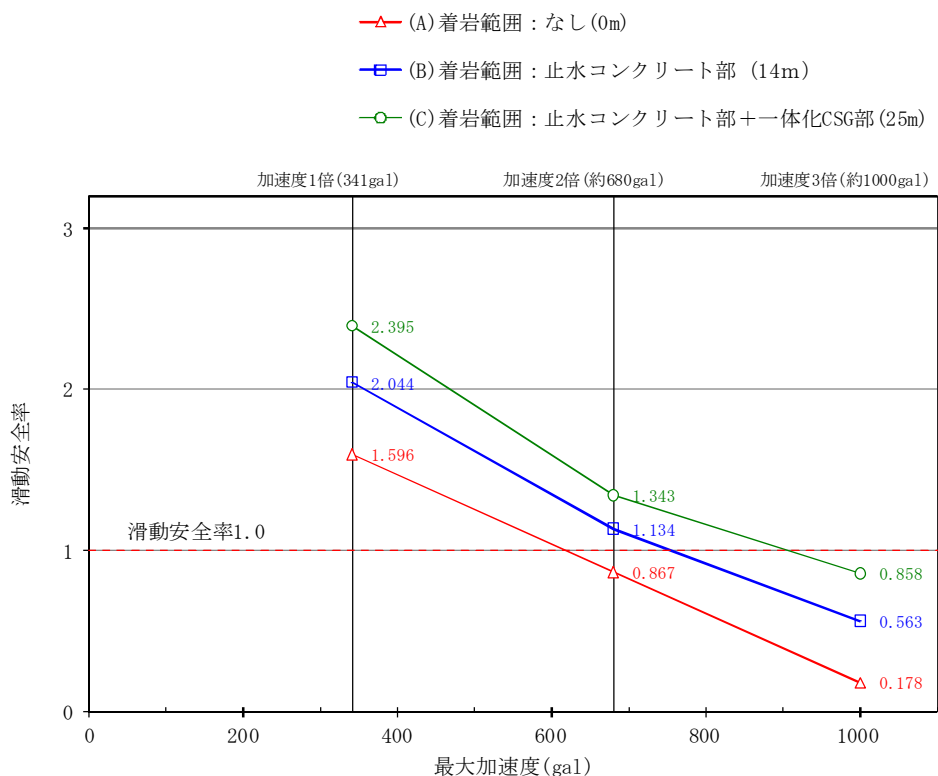


図-2.12(1) 各入力地震動おける最小滑動安全率 (線形解析)

■非線形解析

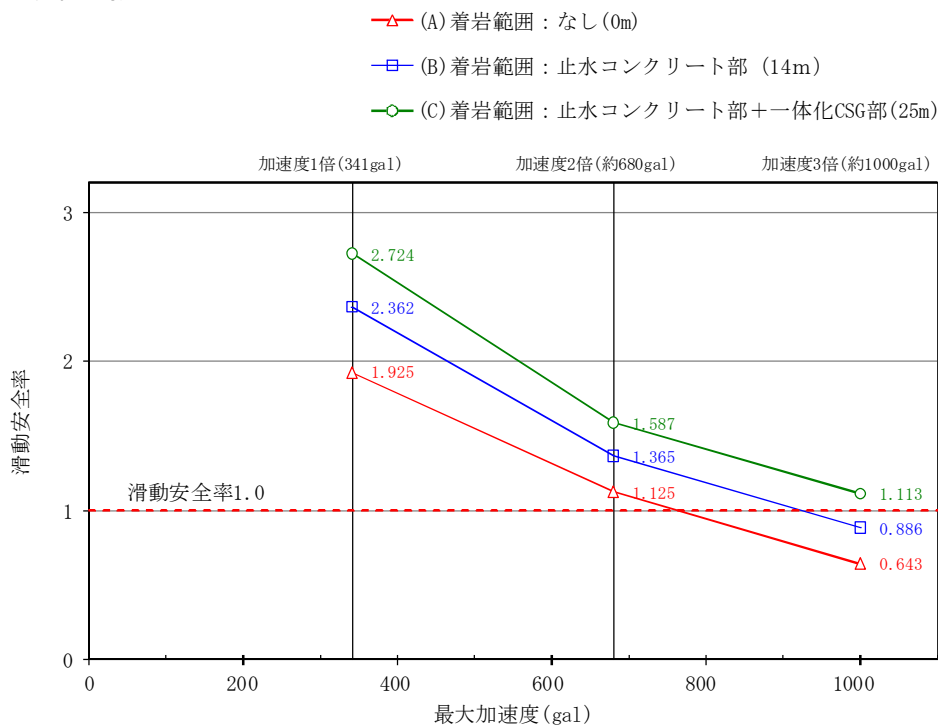


図-2.12(2) 各入力地震動おける最小滑動安全率 (非線形解析)

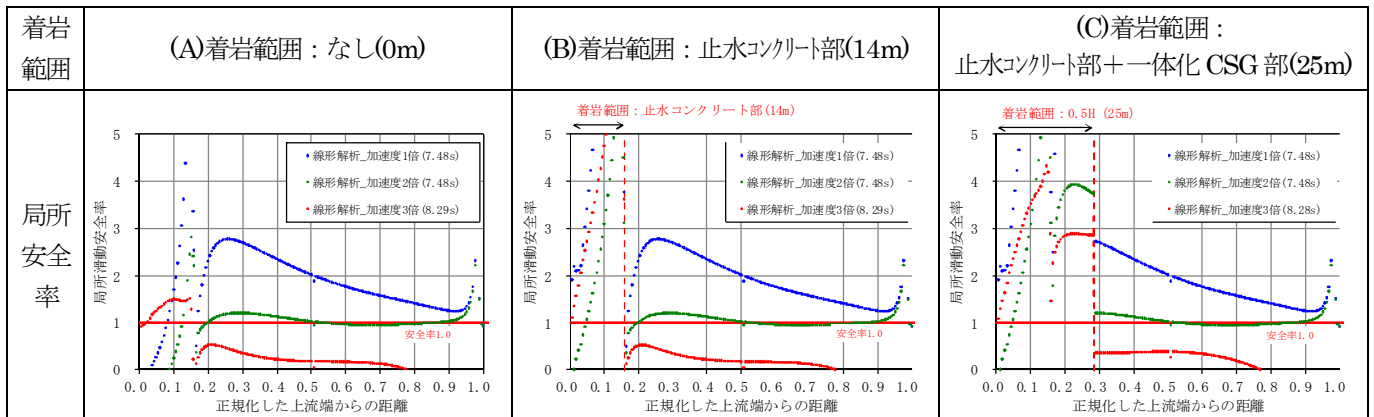


図-2.13(1) 滑動安全率最小時刻の局所安全率（線形解析）

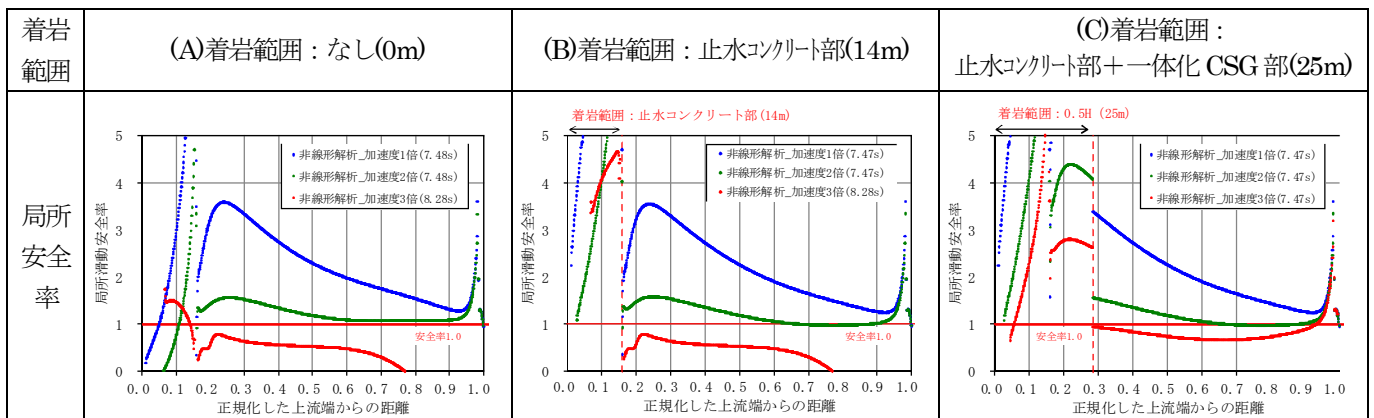


図-2.13(2) 滑動安全率最小時刻の局所安全率（非線形解析）

### 3. 台形 CSG ダムにおける堤体材料のばらつきが発生応力に与える影響

#### 3.1 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、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>4)</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。すなわち、堤体各部に施工される CSG の強度は確率変数としての性質を強く有することとなる。

そこで、本研究では、CSG の強度のばらつきが大規模地震時の応答(堤体内発生応力)に与える影響について、モンテカルロ法による線形動的解析により分析を行った。

#### 3.2 解析条件

##### 3.2.1 解析手順及び解析手法

解析手順を図-3.1 に示す。本解析では、物性のばらつきを考慮する対象は堤体の大部分を占める内部 CSG とし、その弾性係数のばらつきを正規分布と仮定した上で、変動係数によりばらつきの大きさを設定した。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計 1,000 パターン与えて、築堤・湛水解析及び大規模地震での地震動を考慮した線形動的解析を実施し、この計算結果をもとに CSG の物性のばらつきが主応力とせん断応力の分布及び各応力に対する要素安全率(=強度/応力)への影響を分析した。

なお、このように堤体のばらつきを考慮した場合、動的解析での所定の減衰定数(レイリー減衰 5%)を設定するためには、1,000 パターンの固有値解析結果が必要となるが、堤体減衰の固有振動数は、物性値を全て平均値で与えた均一モデルで得られた結果を全ケースに適用した。また、解析モデル堤敷面で定義した地震動(図-2.2)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均一モデルで得られた結果を適用した。

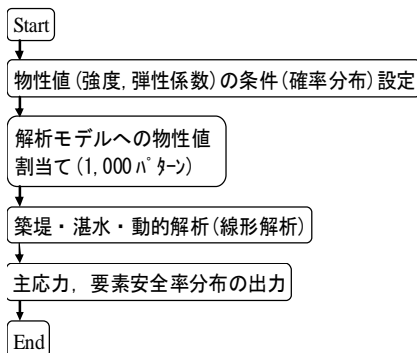


図-3.1 解析手順

##### 3.2.2 解析モデルおよび入力地震動

解析モデルおよび入力地震動は、2. に示した条件と同じである。なお、入力地震動は応力分布の違いがより明瞭にわかる加速度を 3 倍(1023gal)に引伸ばしたケースで検討を行った。

##### 3.2.3 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>13)</sup>を参考に弾性係数の平均値を 2,000N/mm<sup>2</sup> とし、既往の実験結果<sup>3)</sup>による弾性係数と圧縮強度(ピーク強度)の関係((1)式)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、実ダムでの品質管理試験結果(一例を図-3.2 に示す)を参考として 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-3.3 参照)。なお、比較のため、ばらつきを考慮しない均一モデルでの解析(ケース 0)も併せて行った。

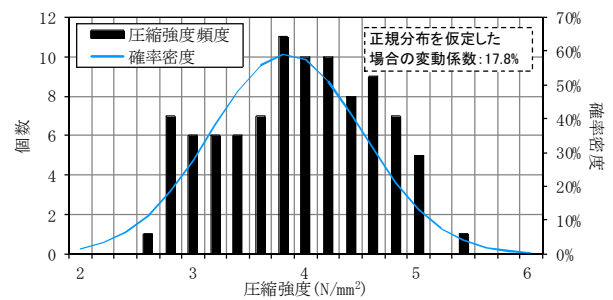
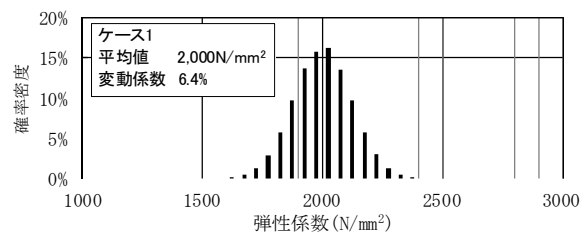
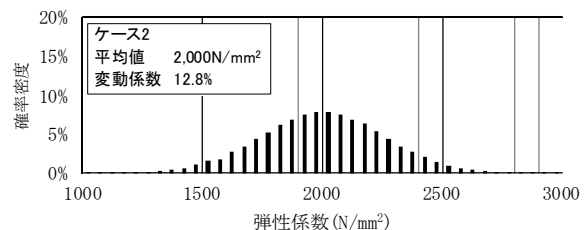


図-3.2 圧縮強度頻度分布  
(既設ダム品質管理試験結果の例)



(1) ケース 1



(2) ケース 2

図-3.3 弾性係数の確率密度分布



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-3.4 と図-3.5 に示す。なお、比較のため、ばらつきを考慮しないケース(ケース0)も設定し、図-3.4 と図-3.5 には同ケースも含めて示している。

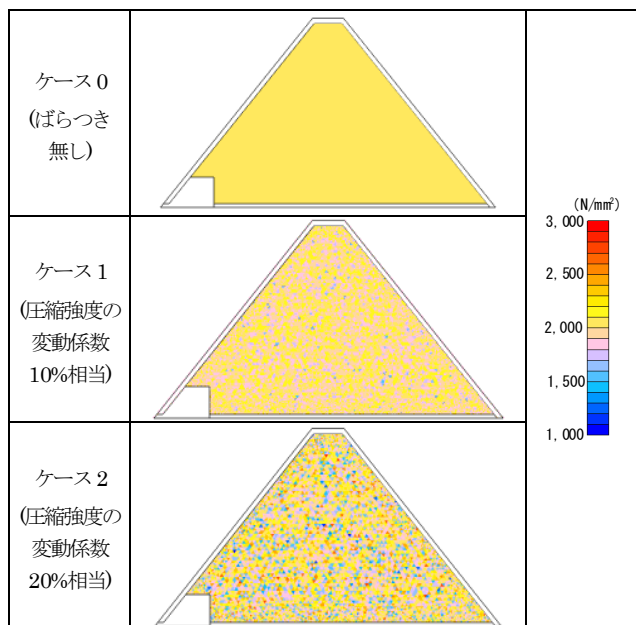


図-3.4 弾性係数の分布 (1,000 パターン中の一例)

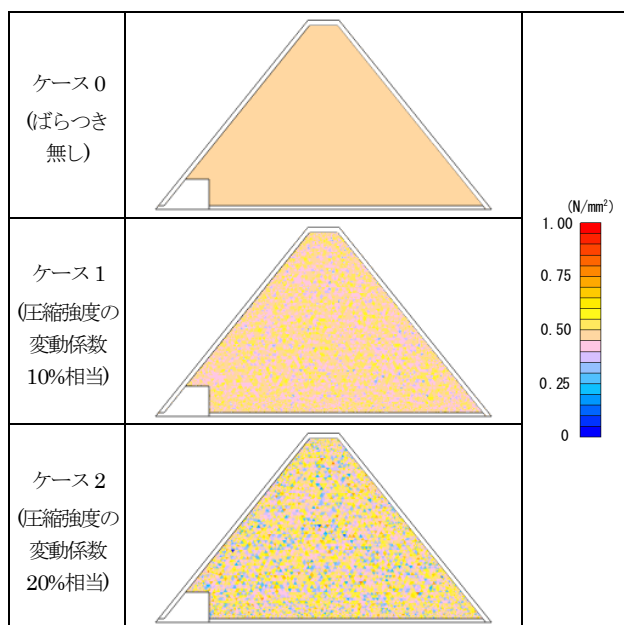


図-3.5 引張強度の分布 (1,000 パターン中の一例)

以上の解析ケースを表-3.1 に示す。その他の物性値は各ケースとも表-3.2 に示すとおりとした。

CSG の弾性領域強度については、既往の施工事例によると、CSG の圧縮強度(ピーク強度)に対する弾性領域強度の比が 0.6~0.8 程度<sup>13)</sup>であることから、ここではこの値を 0.7 として CSG の圧縮強度の設定値をもとに設定した。なお、CSG の引張強度は、弾性領域強度に対する一般的な比<sup>4)</sup>を考慮し、弾性領域強度の 1/7 とした。

表-3.1 解析ケース

		ケース0	ケース1	ケース2
弾性係数 $E_c$ (内部 CSG)	平均値(N/mm <sup>2</sup> )	2,000		
	変動係数(%)	0	6.4	12.8
圧縮強度(弾性領域強度 $\sigma_e$ ) (内部 CSG)	平均値(N/mm <sup>2</sup> )	3.32		
	変動係数(%)	0	10.0	20.0
引張強度 $f_t$ (内部 CSG)	平均値(N/mm <sup>2</sup> )	0.47		
	変動係数(%)	0	10.0	20.0

表-3.2 解析物性値 (各ケース共通)

モデル		単位体積重量(N/m <sup>3</sup> )	弾性係数 $E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
堤体	内部 CSG	22,540	(表-3.1)	0.25
	富配合 CSG	22,540	4,000	0.25
	コンクリート	22,540	25,000	0.20
基礎岩盤		22,540	2,000	0.30

### 3.3 解析結果

#### 3.3.1 発生応力分布

解析で得られた堤体内 (内部 CSG) 各要素の最大主応力  $\sigma_1$  の時刻歴最大値と、最小主応力  $\sigma_3$  の時刻歴最小値について、1,000 パターン中の 1 パターンの分布を、各解析ケースについて一例を図-3.6 に示す。ここで、最小主応力  $\sigma_3$  は圧縮側の応力であり、 $\sigma_3$  は最小値に着目している。また、ばらつきを考慮したケース 1,2 について 1,000 パターン中の最大値  $\sigma_{1max}$  と最小値  $\sigma_{3min}$  の分布を

図-3.7 に示す。

図-3.6、図-3.7 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 に応力が集中しており、また、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。

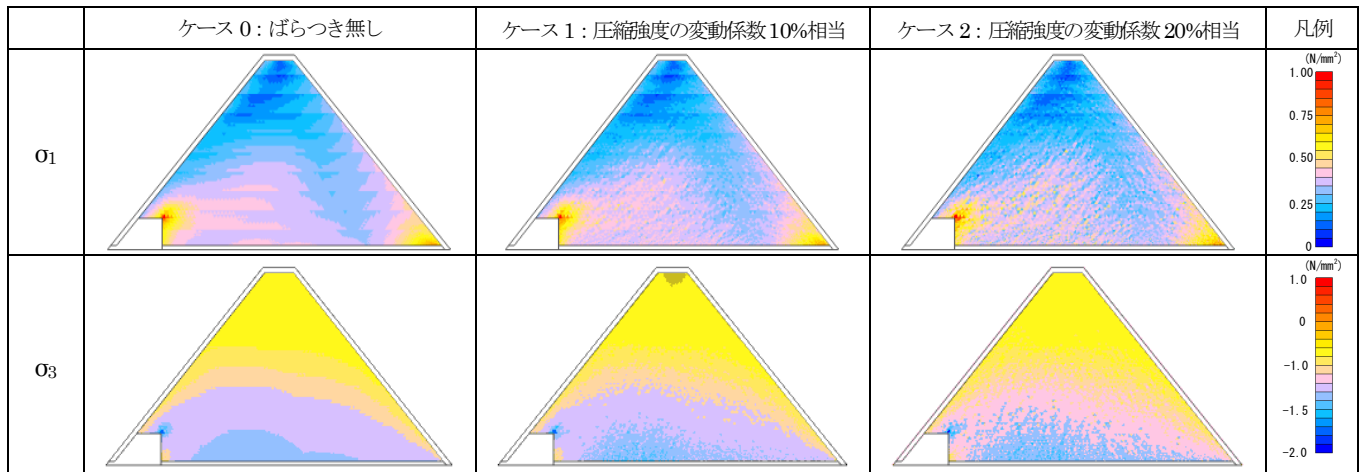


図-3.6 発生応力分布 (1,000 パターン中の一例)

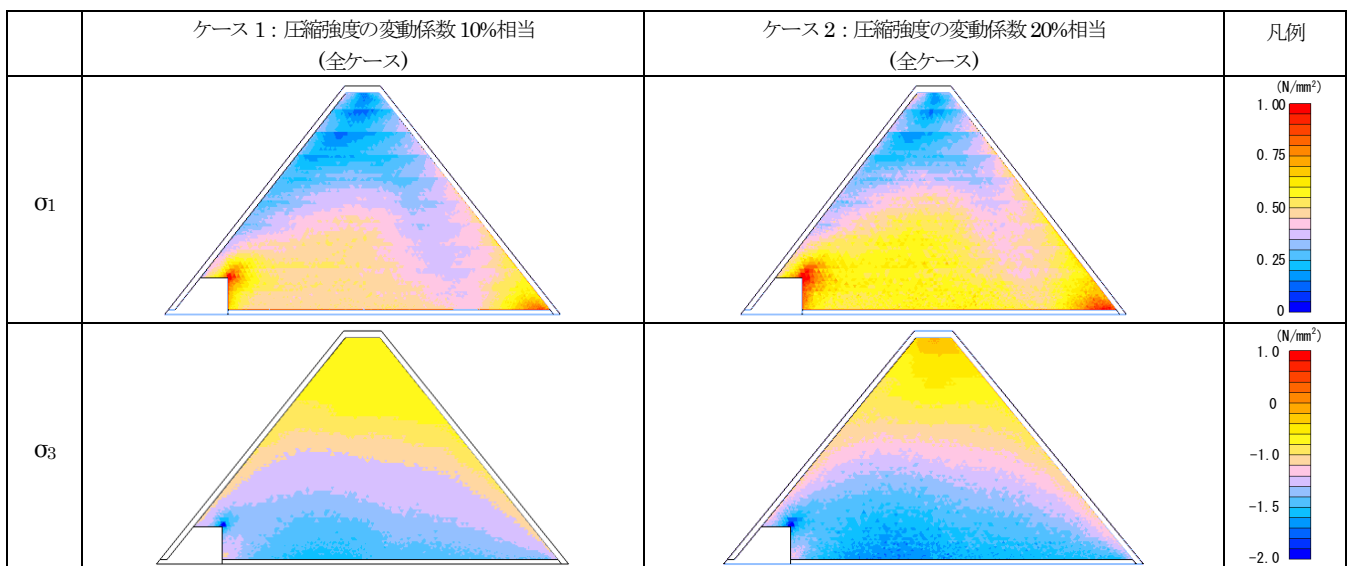


図-3.7 発生応力分布 (1,000 パターン中の  $\sigma_1$  の最大値および  $\sigma_3$  の最小値)

なお、図-3.8 に示す着目箇所として応力が集中する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 中央及び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(1)式により求まる値。以下、同じ）と発生応力の関係(1,000 パターンのプロット)を図-3.10 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  $\sigma_1$  の最大値  $\sigma_{1max}$  と平均値、最小主応力  $\sigma_3$  の最小値  $\sigma_{3min}$  と平均値、及び量主  $\gamma$  らくの確率分布（標準偏差と変動係数）を表-3.3 及び表-3.4 に示す。与条件として与えた圧縮強度の変動係数と  $\sigma_{1max}$  及び  $\sigma_{3min}$  の変動係数を図-3.9 に示す。

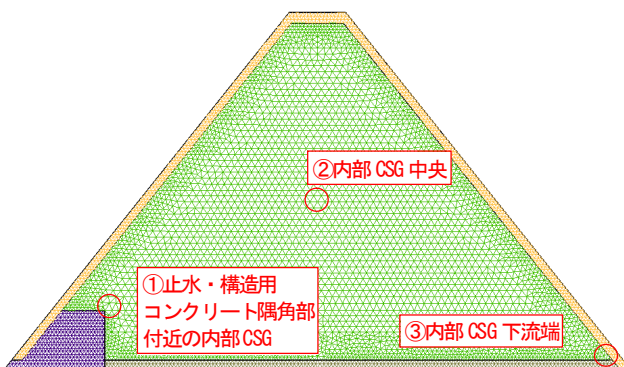


図-3.8 着目箇所

表-3.3 発生応力  $\sigma_1$  の比較

	位置*	最大	平均	標準偏差	変動係数(%)
ケース 0 (変動なし)	①	1.09	—	—	—
	②	0.31	—	—	—
	③	0.58	—	—	—
ケース 1 (圧縮強度の変動係数 10%相当)	①	1.28	1.09	0.056	5.15
	②	0.39	0.31	0.021	6.83
	③	0.68	0.58	0.036	6.27
ケース 2 (圧縮強度の変動係数 20%相当)	①	1.39	1.10	0.112	10.27
	②	0.44	0.31	0.042	13.46
	③	0.83	0.58	0.070	11.94

※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-3.4 発生応力  $\sigma_3$  の比較

	位置*	最小	平均	標準偏差	変動係数(%)
ケース 0 (変動なし)	①	-2.56	—	—	—
	②	-0.97	—	—	—
	③	-1.10	—	—	—
ケース 1 (圧縮強度の変動係数 10%相当)	①	-3.01	-2.56	0.127	4.96
	②	-1.14	-0.98	0.047	4.82
	③	-1.29	-1.10	0.068	6.25
ケース 2 (圧縮強度の変動係数 20%相当)	①	-3.20	-2.57	0.255	9.94
	②	-1.29	-1.00	0.095	9.51
	③	-1.56	-1.10	0.131	11.91

※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

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(弾性係数及びこれに応じた圧縮強度の変動係数)によりほとんど変わらないが最大値( $\sigma_{1max}$ 、 $\sigma_{3min}$ の絶対値)はケース 1 に比べて大きいケース 2 の方が大きくなっており、物性のばらつきが大きいほど、発生応力が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、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に内部 CSG の物性のばらつきによる発生応力への影響が内部 CSG の中央部に比べて相対的に抑えられることによるものと考えられる。

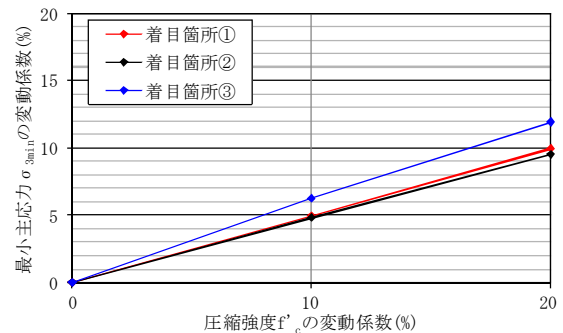
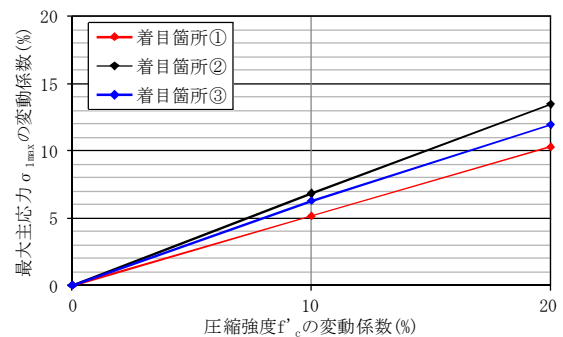


図-3.9 圧縮強度と発生応力の変動係数の関係

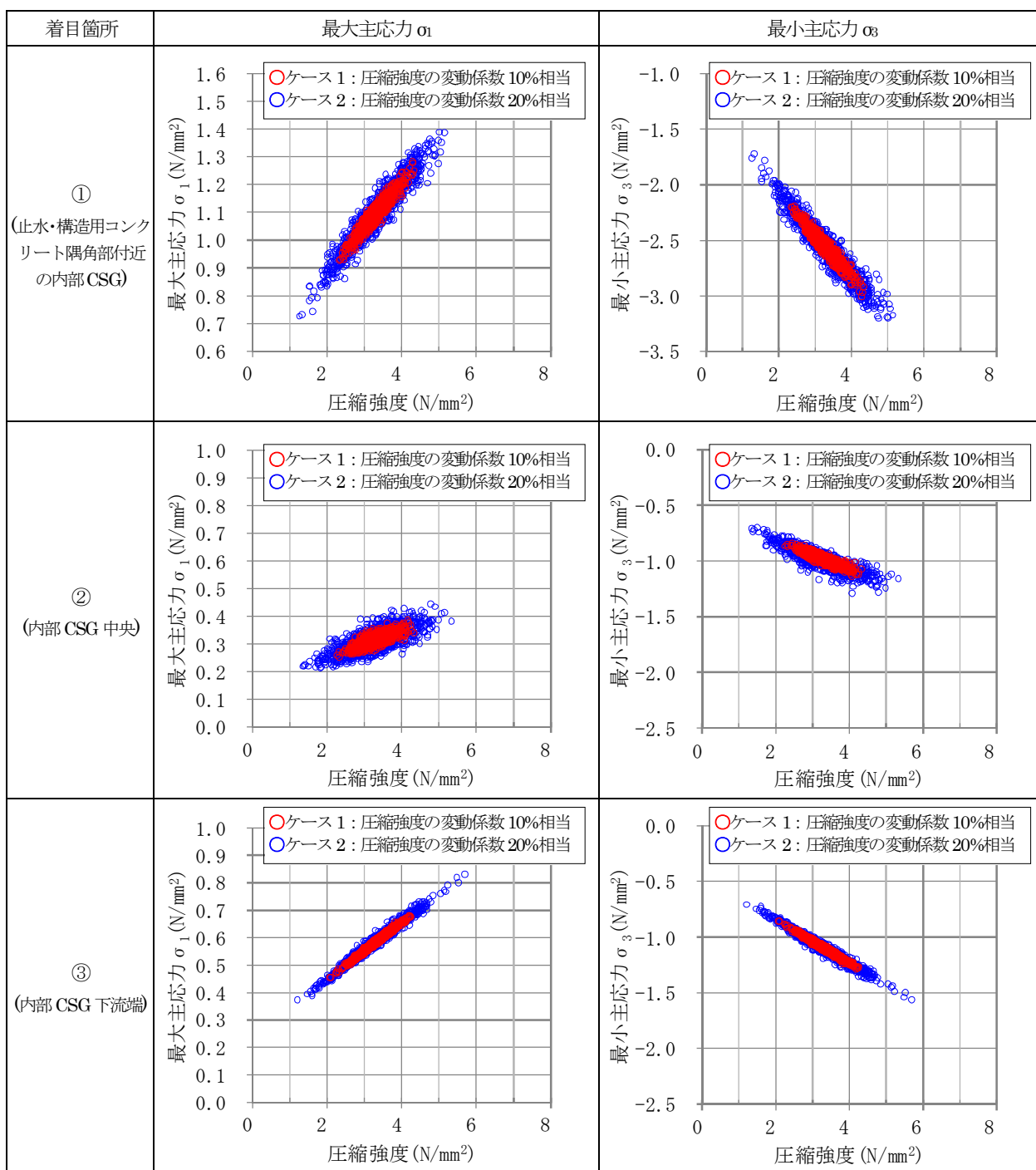


図-3.10 着目要素の圧縮強度と最大主応力 $\sigma_1$ 、最小主応力 $\sigma_3$ 、せん断応力 $\tau$ の関係  
(1,000 パターンのプロット、加速度3倍 : 1023gal)

### 3.3.2 安全率分布

解析で得られた堤体内(内部 CSG)各要素の要素安全率 ( $f_t/\sigma_1, \sigma_E/\sigma_3$ )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-3.11 に示す。最大主応力  $\sigma_1$  に対する安全率は、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。最小主応力  $\sigma_3$  に対する安全率は、一部の要素を除いて安全率 1.0 を上回る。

1,000 パターン中の安全率の最小値の分布を図-3.12 に示す。最大主応力に対する安全率  $f_t/\sigma_1$  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。

最小主応力に対する安全率  $\sigma_E/\sigma_3$  は、ケース 1 では安全率が 1.0 を下まわる箇所はない。ケース 2 では、堤体の下位標高で安全率 1.0 を下まわる要素がある。ただし、ここでの安全率は弾性領域強度に対する  $\sigma_3$  の比として算出しているため、これによって圧縮破壊が生じることを意味するものではない。

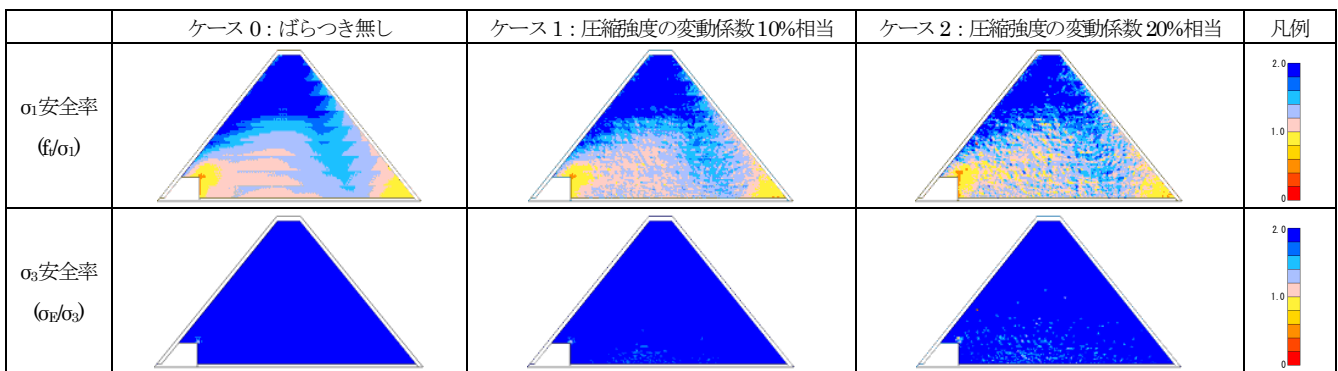


図-3.11 安全率分布 (1,000 パターン中の一例)

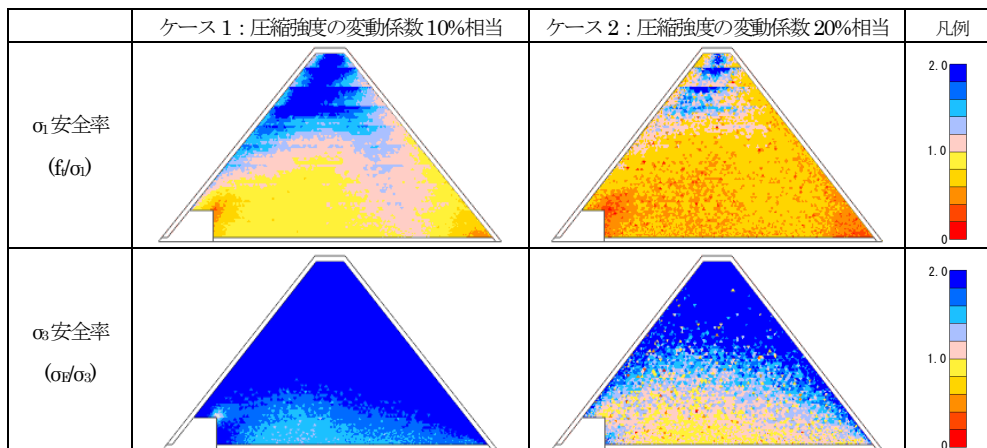


図-3.12 安全率分布 (1,000 パターン中の最小値)

なお、着目箇所として、図-3.8 に示した応力が集中する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 中央及び③内部 CSG 下流端での安全率(各位置の安全率について、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-3.5、表-3.6 に示す。最大主応力  $\sigma_1$  と最小主応力  $\sigma_3$  の安全率について比較すると、着目箇所①～③全ての要素でケース 2 が最小となっている。

各着目箇所での圧縮強度と安全率の関係を図-3.13 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安全率の関係を図-3.14 に示す。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。

表-3.5 着目要素安全率 $\sigma_1$ の比較

	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	1.504		—	—
	③	0.808		—	—
ケース 1 (圧縮強度 の変動係数 10%相当)	①	0.360	0.430	0.024	5.59
	②	1.219	1.502	0.099	6.57
	③	0.654	0.807	0.036	4.49
ケース 2 (圧縮強度 の変動係数 20%相当)	①	0.250	0.428	0.049	11.31
	②	0.891	1.489	0.211	14.16
	③	0.465	0.799	0.072	9.01

※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-3.6 着目要素安全率 $\sigma_3$ の比較

	位置*	最小	平均	標準偏差	変動係数(%)
ケース 0 (変動なし)	①	1.284		—	—
	②	3.379		—	—
	③	3.003		—	—
ケース 1 (圧縮強度 の変動係数 10%相当)	①	1.064	1.283	0.073	5.72
	②	2.610	3.336	0.210	6.31
	③	2.426	3.000	0.137	4.57
ケース 2 (圧縮強度 の変動係数 20%相当)	①	0.720	1.277	0.149	11.66
	②	1.885	3.251	0.431	13.26
	③	1.710	2.970	0.273	9.18

※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

### 3.4 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発生応力に与える影響について以下のことがわかった。

- ・ 台形 CSG ダムにおける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。
- ・ CSG の物性値のばらつきの大きさが(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。



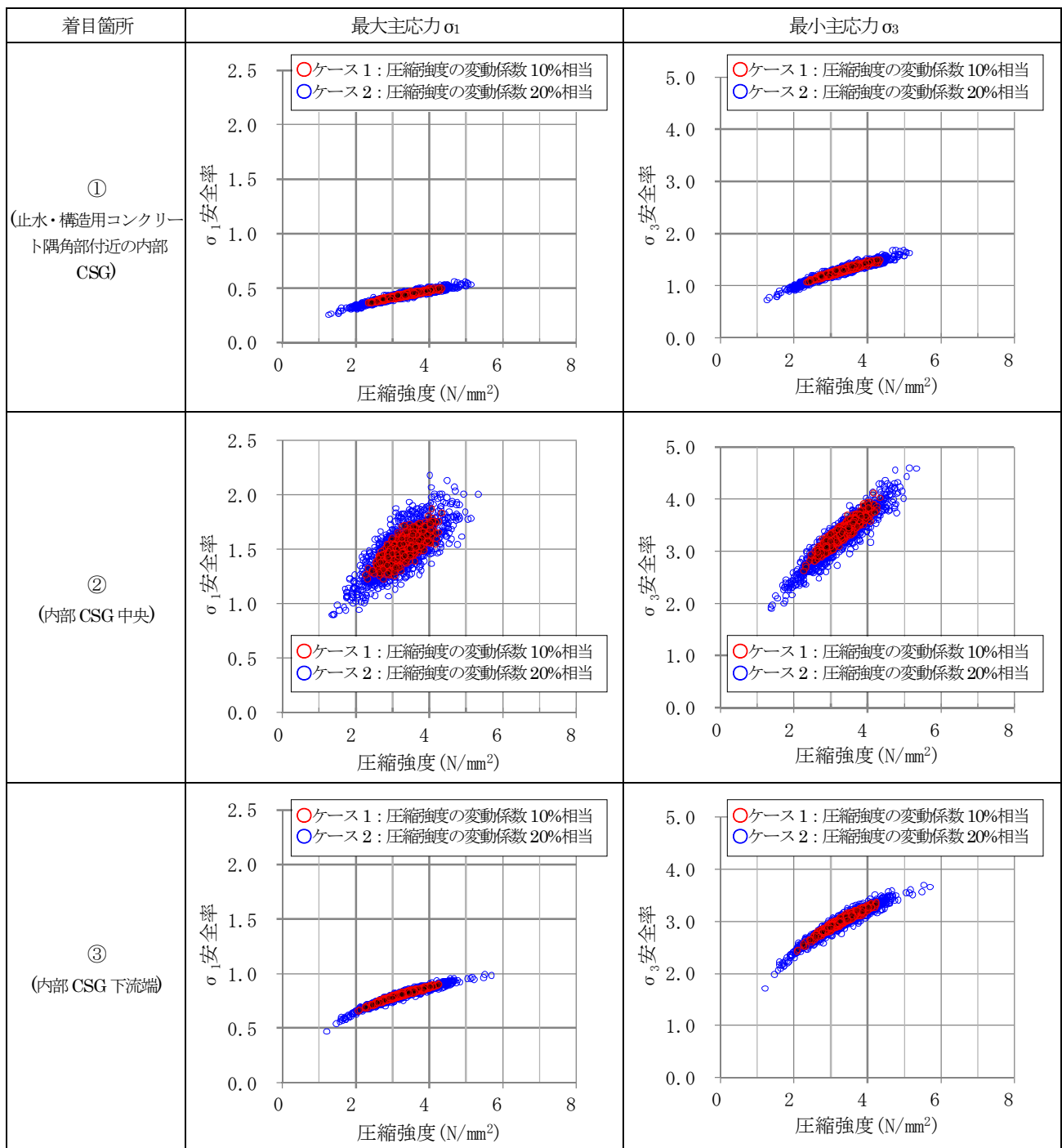


図-3.13 圧縮強度と  $\sigma_1$  安全率の関係

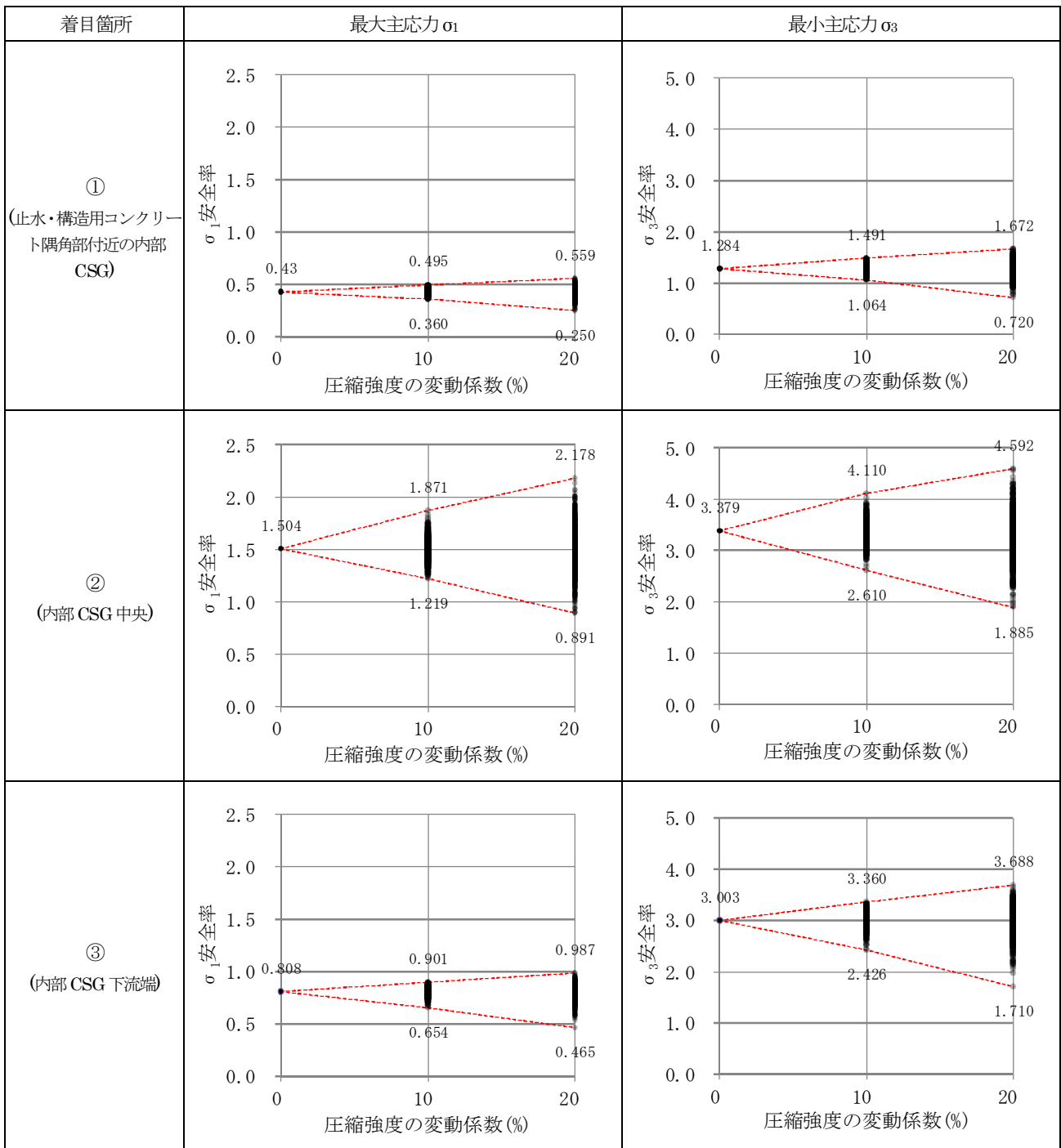


図-3.14 着目要素の圧縮強度のばらつきと安全率の関係

#### 4. CSGの動的引張強度・軟化特性に関する実験的検討

##### 4.1 目的

これまでの検討<sup>14)</sup>、<sup>15)</sup>、<sup>16)</sup>から、CSGの引張強度、破壊エネルギーは、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増加することがわかっている。また昨年度<sup>16)</sup>は、地震時には繰返し荷重が想定されることから、繰返し荷重がCSGの引張強度や引張軟化特性の荷重速度依存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、本年度は引き続き、CSGの引張強度試験および破壊エネルギー試験を実施し、荷重速度依存性の確認とともに繰返し荷重の影響を検討した。

##### 4.2 実施内容

本検討は以下の各種室内試験によって実施した。なお、今年度の各試験でのCSG材は、昨年度までとは産地の異なる材料を使用した。

###### (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、圧縮強度試験（一軸圧縮試験）を実施した。

###### (2) 引張強度試験

本年度は割裂引張試験により実施した。引張強度試験では、過年度の検討と同様に、地震時における動的荷重条件下での強度特性についても確認するため、静的荷重での試験（静的試験）のほか、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での試験（急速試験）を実施するとともに、繰返し荷重による影響を調べるため、引張破壊されるための荷重前に一定の応力振幅で事前に引張荷重の繰返し荷重を行うケース（事前繰返し試験）を実施した。

###### (3) 破壊エネルギー試験

CSGの引張軟化特性を把握するため、切欠きを設けた単純梁供試体での3点曲げ試験（破壊エネルギー試験）を実施した。なお、引張強度試験と同様、引張軟化特性についても荷重速度の違いによる影響を把握するため、通常の試験速度での試験（静的試験）のほか、試験速度を増加させた試験（急速試験）も実施した。

本検討で実施した各種試験のフローを図-4.1に示す。

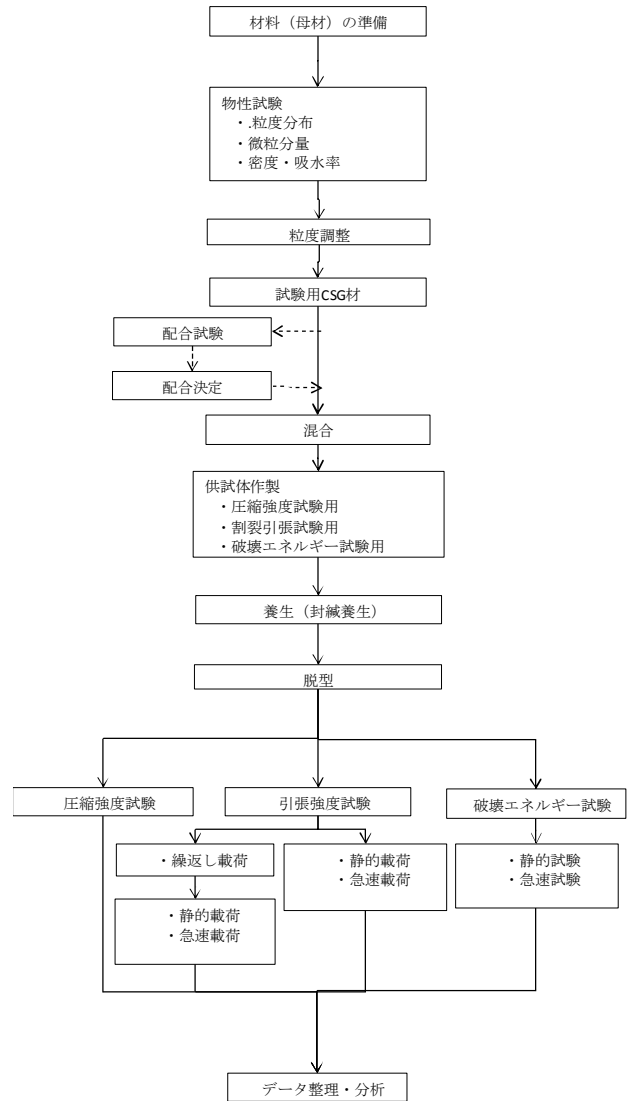


図-4.1 各種試験フロー

### 4.3 供試体作成

#### 4.3.1 基本物性

供試体の作製に用いた CSG 材は、実際の台形 CSG ダムの母材から 80 mm 以上を除去した試料をもとに作製した。昨年度までは、K ダムの砂岩粘板岩互層が主体の母材を使用した。本年度に使用した母材は昨年度までと産地が異なる S ダムの河床砂礫を使用した。砂礫の最大粒径は 200~300 mm 程度で、礫種は安山岩、凝灰岩、砂岩、流紋岩よりなる。

供試体の作製にあたっては、S ダムでの CSG 材の平均粒度を目標に粒度調整をした。まず、CSG 材の分級およびふるい分け試験 (JIS A 1102) を行い、あわせて密度・吸水率試験 (JIS A 1110、JIS A 1109)、および粒径 5mm 以下の CSG 材の微粒分量試験 (JIS A 1103) を実施した。分級前の状態を写真-4.1、分級後の状態を写真-4.2 に示す。その分級結果を表-4.1 に示す。また、上記 CSG 材の密度と吸水率の結果を表-4.2、微粒分量試験結果を表-4.3、粒度分布を図-4.2 に示す。



写真-4.1 試験用 CSG 材の分級前



写真-4.2 試験用 CSG 材の分級後

表-4.1 分級結果

粒径 (mm)	80~40	40~20	20~10	10~5	5mm 未満	計
数量 (kg)	773	633	405	279	897	2987
百分率	26	21	14	9	30	100

※ 80 mm 以上は 610kg

表-4.2 密度および吸水率試験結果

粒径	表乾密度 (g/cm <sup>3</sup> )	絶対乾密度 (g/cm <sup>3</sup> )	吸水率 (%)
80~40mm	2.46 (2.45~2.52)	2.39	3.24 (2.15~3.69)
40~20mm	2.46 (2.43~2.51)	2.37	3.87 (3.23~4.92)
20~10mm	2.46 (2.40~2.50)	2.36	4.38 (3.80~6.11)
10~5mm	2.44 (2.40~2.49)	2.32	5.16 (4.46~6.11)
5mm 以下	2.42 (2.36~2.47)	2.27	6.54 (4.90~8.64)

※ ( ) は S ダムでの範囲を示す。

表-4.3 微粒分量試験結果

粒径	S ダム	H26 試験
5mm 以下	3.2~10.2%	7.6%

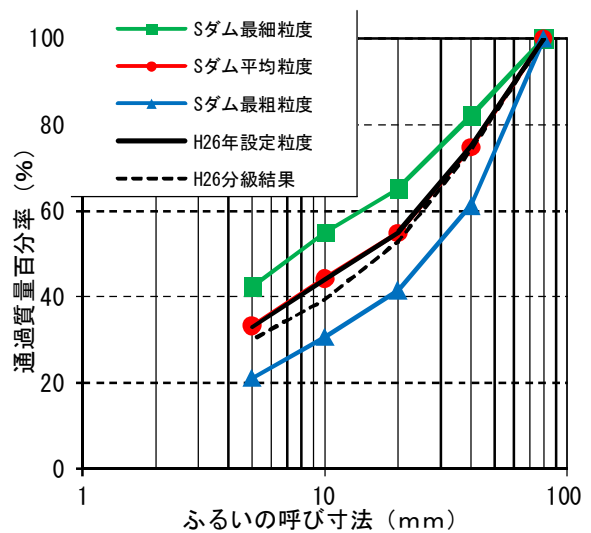


図-4.2 試験に用いた S ダム CSG 材の粒度分布

いて所定の材齢まで 20℃恒温室で封緘養生とした。試験本数は各配合 3 本（計 9 本）とした。

#### 4.3.2 配合試験

##### (1) 概要

今年度の試験に用いた CSG 材は、単位セメント量を実施工と同一の 80kg/m<sup>3</sup>とした上で、CSG として最適な単位水量を決定するために配合試験を行った。単位水量の決定に際しては、S ダムでの配合試験結果を参考とし、表-4.4に示す通り 90、100、110kg/m<sup>3</sup>の 3 ケースとした。配合試験の評価項目を表-4.5に示す。

##### (2) 試験方法

###### a) CSG 材の混合方法

配合試験用 CSG 材は、粒径 5mm 以上は表乾状態に、粒径 5mm 以下は表面水率 2～3%程度に調整した。セメントは普通ポルトランドセメントを、水は上水道水を使用した。

CSG の混合は、容量 150 リットルの傾胴形ミキサを使用し、①5mm 以上 CSG 材、②5mm 以下 CSG 材半分、③セメント、④5mm 以下 CSG 材半分の順に投入し 1 分間混合し、その後、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) 密度比

φ150mm×300mm の軽量型枠に試料を 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。試料質量および型枠上端から試料表面までの深さを測定し、試料の密度および密度比を求めた。

###### c) VC 値

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。

###### d) 供試体外観

φ150mm×300mm の鋼製型枠に試料を 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。作製された供試体を脱型し、表-4.6に示す供試体の外観評価基準<sup>17)</sup>に則り、その外観(肌面)を観察した。

###### e) 圧縮強度

材齢 7 日で各配合の圧縮強度試験を実施した。供試体は密度比を測定した供試体と同一である。密度比測定後、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で二重に巻

表-4.4 配合試験用の配合

配合	単位量(kg/m <sup>3</sup> )						
	W	C	CSG 材				
			80-40	40-20	20-10	10-5	5mm-
A	90	80	541	433	238	238	714
B	100	80	535	428	235	235	706
C	110	80	529	423	233	233	698

表-4.5 配合試験の評価項目

評価項目	評価方法	水準	備考
VC 値	ストップウォッチで 2 名が計測した平均	20～60 秒	標準容器 φ240×200mm m
密度比	空隙 0%としたときの密度に対する実測した密度の比	95%以上	円柱供試体
外観観察	供試体の外観評価基準 <sup>17)</sup> による評価	評価点 4 以上	円柱供試体
CSG の強度	ピーク強度で評価	—	円柱供試体

表-4.6 供試体の外観評価基準<sup>17)</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) 試験結果

配合試験の結果を表-4.7に示す。密度比(図-4.3)およびVC値(図-4.4)が所要の範囲にあり、かつ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が良好と判断された配合は、単位水量 100kg/m<sup>3</sup>であった。写真にそれぞれ、配合 A、B、C の供試体外観を示す。また、材齢 7 日での圧縮強度は、単位水量 90kg/m<sup>3</sup>、100kg/m<sup>3</sup>、110kg/m<sup>3</sup>の順に 2.64N/mm<sup>2</sup>、2.87N/mm<sup>2</sup>、2.37N/mm<sup>2</sup>であった。これらの結果から、引張強度試験及び破壊エネルギー試験用供試体作製における単位水量を 100kg/m<sup>3</sup>とした。決定した配合を表-4.8に示す。

表-4.7 CSGの配合試験結果

配合	VC 値 (秒)	密度比 (%)	外観 観察	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	判定	
A	52.7	○	93.4 ×	4 ○	2.64	
B	33.7	○	98.2 ○	5 ○	2.87	採用
C	17.8	×	99.3 ○	4 ○	2.37	

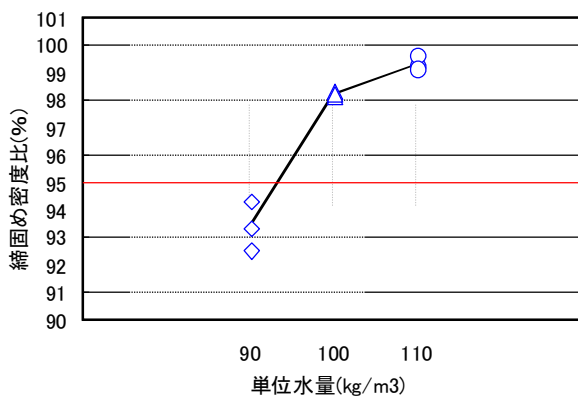


図-4.3 単位水量と密度比の関係

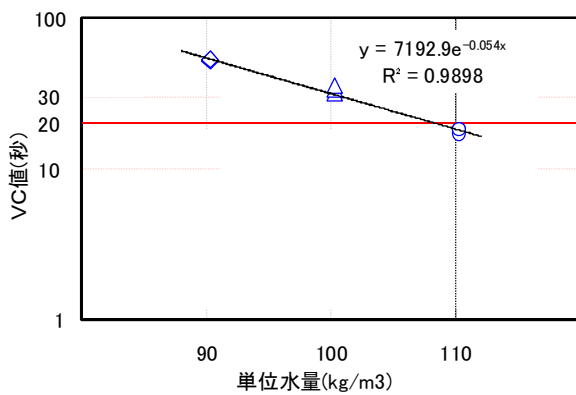


図-4.4 単位水量と VC 値の関係



写真-4.3 配合試験供試体外観 (W90) : 配合 A



写真-4.4 配合試験供試体外観 (W100) : 配合 B



写真-4.5 配合試験供試体外観 (W110) : 配合 C

表-4.8 引張強度試験・破壊エネルギー試験用の供試体配合

		単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
W	C	CSG 材				
		80-40	40-20	20-10	10-5	5mm-
100	80	535	428	235	235	706



止するため供試地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 度恒温室にて封緘養生を行った。(写真- 4.8)

### 4.3.3 供試体作製

#### (1) 供試体作製方法

供試体作製方法は、配合試験で述べた方法と同じく傾胴型ミキサでの混合の後、ウェットスクリーニングにより、粒径 40 mm 以上を除去することで製造した。

供試体は、引張強度試験用の円柱供試体 ( $\phi 150\text{mm} \times 300\text{mm}$ ) と破壊エネルギー試験用の切欠きはり供試体 ( $150\text{mm} \times \text{H}150\text{mm} \times \text{L}550\text{mm}$ ) を作製した。本検討での各種試験のために作製した供試体の用途・形状を表- 4.9 に示す。

また、各供試体の詳細な作製方法を以下に示す。

表- 4.9 供試体作製一覧

供試体形状	用途	寸法(mm)	数量 (本)
円柱	圧縮強度試験	$\phi 150 \times 300$	6
	割裂強度試験	$\phi 150 \times 300$	45
切欠きはり	破壊エネルギー試験	$B150 \times \text{H}150 \times \text{L}550$	11

#### a) 円柱供試体

$\phi 150\text{mm} \times 300\text{mm}$  の軽量型枠 (ブリキ製) に試料を 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 秒締固めた。

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良くした。

試料質量および型枠上端から試料表面までの深さを測定し、試料の密度および密度比を求めた。

養生は水分が散逸することを防止するため供試地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 度恒温室にて封緘養生を行った。

#### b) 切欠きはり供試体

型枠は  $B150\text{mm} \times \text{H}150\text{mm} \times \text{L}550\text{mm}$  の鋼製型枠とし、長手方向中央に深さ 45mm、厚さ 5mm の切欠きを入れるために予め型枠中央部に鋼板を設置した。切欠き用鋼板の設置に際し、脱型時にスムーズに取り外せるように鋼板の周囲に厚さ 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。(写真- 4.6)

供試体は 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 秒間締固めた。(写真- 4.7)

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



写真- 4.6 切欠きはり供試体型枠



写真- 4.7 切欠きはり供試体作製



写真- 4.8 供試体養生状況

(2) 供試体準備

a) 圧縮試験用供試体

圧縮試験用供試体は、試験 7 日前程度に脱型し、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 4.5 に示す位置に貼付した。

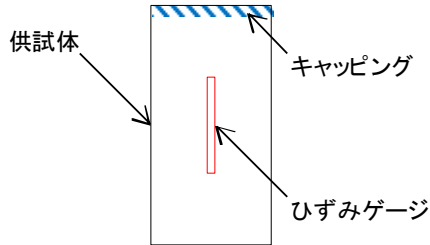


図- 4.5 圧縮試験用供試体

b) 割裂強度試験用供試体

割裂強度試験用の円柱供試体については、両端 30mm を切除し、 $L=240\text{mm}$  となるようにした。また、切断した両面の中央へ平行になるよう（载荷時は载荷方向に直交するよう）ひずみゲージ（ゲージ長 60mm）計 2 枚を図 4.6 に示す位置に貼付した。

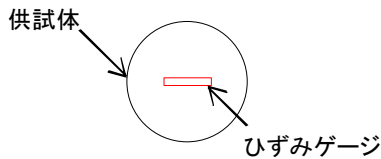


図- 4.6 割裂試験用供試体

c) 破壊エネルギー試験用供試体

破壊エネルギー試験用供試体は、試験 7 日前程度に脱型した。また、急速試験に用いる供試体については、供試体を一部（幅 40mm×深さ 10mm）を削って渦電流式変位計を設置した。（写真- 4.9）

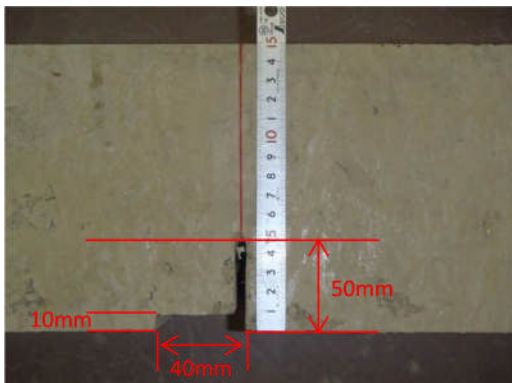


写真- 4.9 破壊エネルギー用供試体（切欠き部）

4.4 試験結果

4.4.1 圧縮強度試験

材齢 91 日での圧縮強度試験の結果を表- 4.10 に示す。

また、過年度試験<sup>14)・15)・16)</sup>と合わせた結果を図- 4.7 に示し、その配合とケース名を表- 4.11 に示す。ここに、表中「I」、「II」は過年度試験で用いた K ダムでの母材の材質（硬さや風化の程度）に応じた採取区分を示している。

これらの結果より、圧縮強度は配合とともに母材の材質に大きく影響すること、また本年度使用した S ダムの母材を使用した供試体は、強度・密度とも過年度の試験に用いた CSG よりも大きいことがわかる。

表- 4.10 圧縮強度試験結果σ91

供試体 No.	ピーク強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性領域強度 (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )
46	11.3	5.70	7646
47	11.2	7.31	6722
48	9.65	5.36	6471
49	9.42	5.89	6251
50	9.04	5.63	6226
51	11.3	6.23	7800
平均	9.98	6.02	6853

表- 4.11 CSG の配合およびケース名

ケース名	母材	単位量(kg/m <sup>3</sup> )			備考
		C	W	CSG 材	
K-I A	K ダム (I 材)	80	85	2258	過年度試験用 <sup>14)・15)・16)</sup>
K-I B	K ダム (I 材)	120	85	2226	
K-I C	K ダム (I 材)	80	110	2064	
K-II A	K ダム (II 材)	80	110	2154	
K-II B	K ダム (II 材)	80	140	2090	
S-A	S ダム	80	100	2139	H26 年試験用

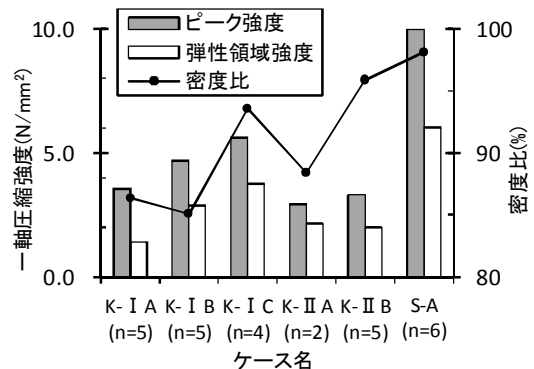


図- 4.7 圧縮強度と密度比の試験結果 (n: 供試体数)

#### 4.4.2 引張強度試験

##### (1) 試験方法

##### a) 静的載荷および急速載荷試験

載荷速度および繰返し載荷が CSG の引張強度に及ぼす影響について検討するための引張強度試験は割裂引張試験により行った。同試験は、載荷速度や載荷パターンを除き、JIS A 1113 に準じた方法で行った。

載荷速度による引張強度への影響を把握するため、載荷速度は JIS A 1113 に規定されている静的載荷条件（応力増加速度  $0.06\text{N/mm}^2/\text{s}$  前後）から大規模地震を想定した台形 CSG ダムの地震応答解析の結果<sup>3)</sup>を参考に、応力増加速度  $100\text{N/mm}^2/\text{s}$  オーダーとなる急速載荷条件までの範囲で設定した。静的載荷での試験は万能試験機を使用し、急速載荷ではサーボ制御式急速載荷試験装置を使用した。それぞれの試験状況を写真- 4.10、写真- 4.11 に示す。

以下では、載荷速度条件について、必要に応じ静的載荷条件である応力増加速度が  $1\text{N/mm}^2/\text{s}$  以下を「静的」、急速載荷条件のうち、 $1\sim 100\text{N/mm}^2/\text{s}$  の範囲を「中速」、 $100\text{N/mm}^2/\text{s}$  以上の場合を「高速」と表記する。

なお、応力増加速度は載荷中必ずしも一定とならず、特に載荷初期は加速域となる。このため、図- 4.8 に示すように、応力の時刻歴で応力増加が概ね直線的となるピーク応力の  $1/3$  の応力となる点とピーク応力点を結ぶ直線の勾配を応力増加速度として算出した。ひずみ速度も同様の考え方のもと、図- 4.9 に示すように算出した。



写真- 4.11 割裂引張試験（急速載荷）

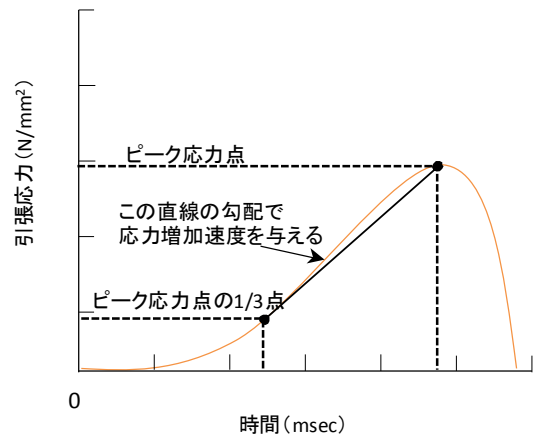


図- 4.8 応力増加速度算出方法

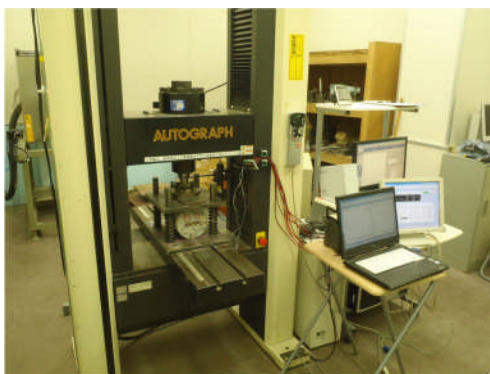


写真- 4.10 割裂引張試験（静的載荷）

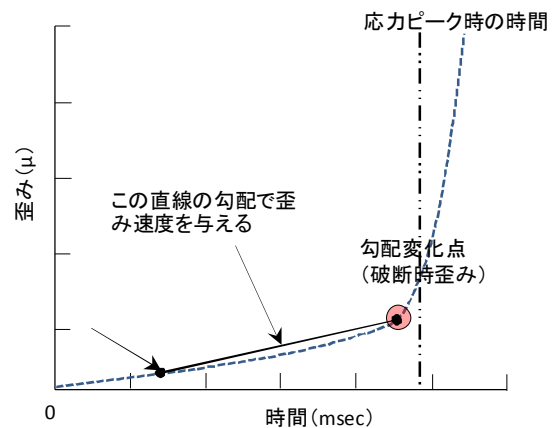


図- 4.9 ひずみ速度算出方法



### 3.7 台形 CSG ダムの耐震性能照査に関する研究

るが、その回数は応力振幅比 50%で 10 回程度以内であり、応力振幅比の増加に伴い少なくなる。

#### b) 事前繰返し载荷試験

事前の繰返し载荷試験に先立ち、事前繰返し载荷における応力振幅や繰返し回数などの設定の参考とするため、各種地震波形を用いて台形 CSG ダム (H=50m) の地震応答解析を線形動的解析により実施し、堤体内 CSG 上流に発生する最大主応力の時刻歴を推定した。

解析に用いた地震波形を表- 4.12 に示す。なお、内陸型地震での地震波形はその同波形応答特性の違いによる影響を小さくするため、大規模地震に対するダム耐震性能照査指針 (案) <sup>1)</sup>、に示される照査用下限加速度応答スペクトルに適合するよう振幅調整を行った波形 (最大加速度約 300gal) を入力した。また、海溝型地震の波形は加速度レベルが小さく、そのままでは最大主応力が正 (引張側) となるピーク数が少なかったことから、高柴波は最大加速度 302gal (2 倍)、浦河波は同 308gal (3 倍)、三春波は同 390gal (2 倍) に振幅を引き伸ばして入力した。

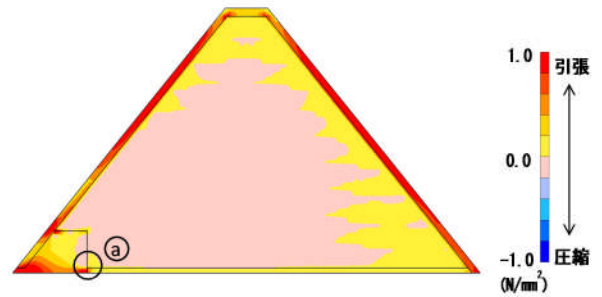


図- 4.10 最大主応力  $\sigma_1$  (全時刻最大) の分布の一例 (入力地震動: 賀祥波)

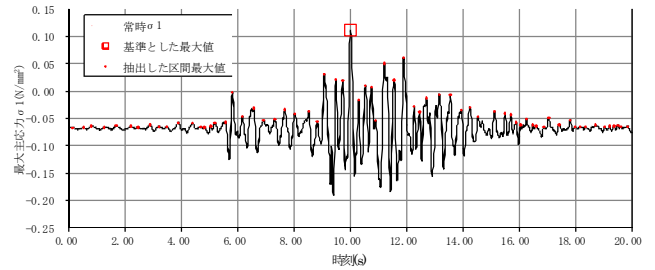


図-4.11 内部 CSG 下部上流端の最大主応力  $\sigma_1$  時刻歴の一例 (入力地震動: 賀祥波)

表- 4.12 解析に用いた地震波 (振幅調整前)

発震年月日	ダム名	最大水平加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	地震名	地震タイプ*
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
2003.09.26	浦河	102.66	2003年十勝沖地震	海溝型
2007.03.25	八ヶ川	166.78	能登半島	内陸型
2008.06.14	栗駒	276.00	岩手・宮城内陸地震	内陸型
2011.03.11	三春	194.80	東北地方太平洋沖	海溝型
2011.03.11	高柴	151.03	東北地方太平洋沖	海溝型
2011.04.11	高柴	265.40	福島県浜通りの地震	内陸型

\*内陸型地震の解析では、地震波を下限加速度応答スペクトルで振幅調整した。

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  $\sigma_1$  の全時刻最大値の分布を図- 4.10 に示す。2. に述べたように、内部 CSG において地震時の最大主応力  $\sigma_1$  が集中する箇所は、複数箇所あるが、ここでは、図- 4.10 の①の箇所に着目し応力時刻歴を抽出した。その結果を図-4.11 に示す。

最大値は時刻 10.01s で 0.11N/mm<sup>2</sup> の応力が発生しているが、その前後の時刻でも引張側 (+側) の応力のピーク値が発生している。そこで、地震時の最大主応力  $\sigma_1$  から常時 (非地震時) の応力解析で得られた  $\sigma_1$  を差し引いた値を用いて、抽出した各ピーク値の  $\sigma_1$  (>0) を  $\sigma_1$  の時刻歴最大値  $\sigma_{max}$  で除した応力振幅比と、その値を超過するピーク値の個数の関係を整理した結果を図- 4.12 に示す。

図- 4.12 より同一応力振幅比に対するピーク値の超過回数は内陸型地震より海溝型地震の波形で多くなっている。

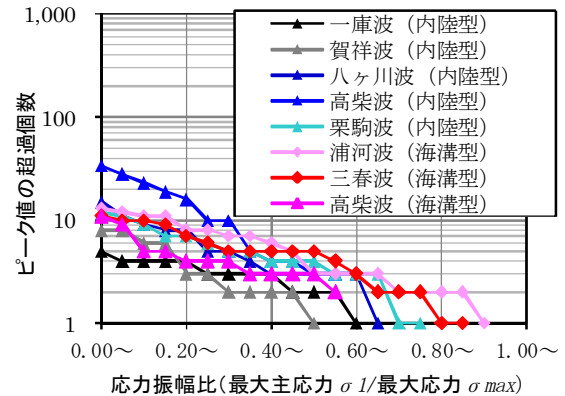


図- 4.12 応力振幅比  $\sigma_1/\sigma_{max}$  とピーク値の超過回数 (内部 CSG 下部上流端)

このことを踏まえ、繰返し载荷時の条件は、図- 4.13 に示すように、静的载荷時の引張強度 $\bar{f}_t$ に対する、最大応力比 $S_{max}$ が 0.5~0.9 の範囲とし、繰返し回数は 10 回を基本とした。なお、試験装置の理由上、繰返し载荷は引張側のみで行い、最少応力比 $S_{min}$ は 0.1 とした。また、実地震時と同様の急速载荷での繰返しが難しいことから、繰返し载荷時の载荷速度は静的载荷（応力増加速度  $0.06\text{N/mm}^2/\text{s}$ ）とし、図- 4.13 に示すように事前繰返し载荷を行った後、所定の载荷速度で引張破壊させる方法によった。

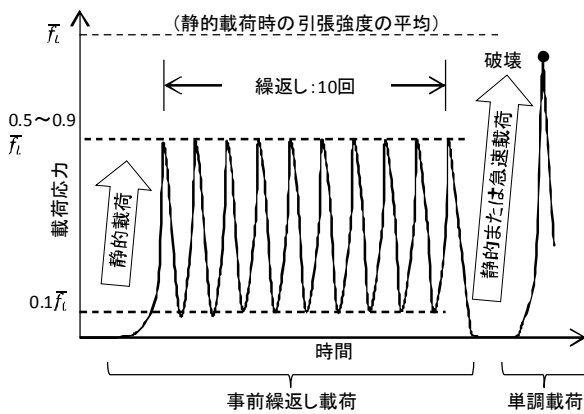


図- 4.13 事前繰返し载荷の方法

表- 4.13 割裂強度試験結果一覧 (ケース S-A)

供試体 No.	事前繰返し 載荷条件	載荷速度	最大荷重 (kN)	強度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力増加速度 (N/mm <sup>2</sup> /s)	ひずみ速度 (1/s)	密度比 (%)
1	なし	静的	61.6	1.10	0.065	4.3E-05	98.7
2			62.0	1.10	0.064	1.4E-05	98.9
3			62.7	1.11	0.064	4.1E-05	98.6
41		高速	90.5	1.60	249.800	1.1E-01	97.5
42		中速	80.7	1.43	26.047	1.4E-02	97.8
43		高速	87.3	1.54	223.140	1.0E-01	97.7
44			76.5	1.35	221.580	8.9E-02	97.1
45			105.3	1.86	288.490	1.2E-01	98.0
4		Smin=0.1 Smax=0.5 10回繰返し	静的	58.8	1.04	0.060	6.4E-05
5	71.7			1.27	0.062	1.6E-05	98.2
6	69.5			1.22	0.063	4.0E-05	97.8
17	高速		66.7	1.18	163.130	7.4E-02	98.5
18	中速		88.7	1.56	24.570	9.2E-03	98.6
19	高速		87.9	1.56	435.510	2.4E-01	97.9
20	中速		96.6	1.70	27.290	1.3E-02	98.4
21	高速	109.6	1.94	294.410	1.1E-01	98.8	
7	Smin=0.1 Smax=0.7 10回繰返し	静的	59.5	1.05	0.061	7.7E-05	97.4
8			65.0	1.15	0.063	2.4E-05	98.2
9			61.5	1.08	0.064	3.2E-05	97.7
23		高速	119.6	2.11	295.636	3.0E-02	98.2
24		中速	95.8	1.70	29.274	9.9E-03	98.8
25			82.7	1.46	27.620	1.2E-02	98.5
26		高速	114.0	2.02	266.780	9.7E-02	98.6
27	108.3		1.92	717.312	2.8E-01	97.9	
10	Smin=0.1 Smax=0.8 10回繰返し	静的	71.9	1.27	0.064	9.1E-06	98.0
11			74.5	1.33	0.064	8.1E-06	98.7
12			77.8	1.39	0.063	1.1E-05	98.7
28		高速	95.2	1.68	273.132	1.2E-01	98.2
29		中速	72.6	1.28	24.162	1.2E-02	98.2
30			89.3	1.58	29.600	1.3E-02	97.5
31		高速	102.1	1.80	280.345	1.6E-01	97.7
33	中速	64.3	1.14	2.376	1.6E-04	97.0	
13	Smin=0.1 Smax=0.9 10回繰返し	静的	68.7	1.22	0.066	1.6E-05	98.6
14			76.3	1.35	0.064	1.1E-05	98.3
15			76.2	1.34	0.066	1.8E-06	98.8
34		高速	96.0	1.70	279.664	1.1E-01	98.1
35		中速	95.2	1.68	28.714	7.7E-03	97.3
36		高速	99.9	1.76	300.168	1.3E-01	98.2
37		中速	94.9	1.68	32.872	8.3E-03	98.0
38			63.0	1.11	2.979	4.5E-03	98.0
39			82.5	1.46	3.316	2.0E-03	98.2



(2) 荷速度の影響

今回実施した割裂引張強度試験（ケース S-A）の結果を表-4.13に示す。

このうち、試験時から得られた応力-ひずみ曲線の例で、事前繰返しなしのケースについて図-4.14に示す。

また、同データを過年度試験<sup>14)</sup>、<sup>15)</sup>、<sup>16)</sup>のものと合わせて、引張強度と荷速度の関係としてまとめたものを図-4.15に示す。引張強度は静的引張強度で基準化した増加率で示している。ばらつきが大きいものの、引張強度は既往研究<sup>3)</sup>と同様に、荷速度が速くなると増加することが確認できる。なお、今回の試験範囲内では、配合や母材の違いによる明確な影響は認められなかった。

図-4.15には、過年度試験に基づき定式化された引張強度の増加率と応力増加速度の関係<sup>3)</sup>も示している。

$$\frac{f_{td}}{f_{ts}} = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\sigma}}{\dot{\sigma}_s}\right)^{0.0192} & : \dot{\sigma} \leq 10[N/mm^2/s] \\ 0.0253 \left(\frac{\dot{\sigma}}{\dot{\sigma}_s}\right)^{0.169} & : \dot{\sigma} > 10[N/mm^2/s] \end{cases} \quad (1)$$

ここに、 $\dot{\sigma}$ ：応力増加速度[1/s]、 $\dot{\sigma}_s$ ：静的荷での応力増加速度[ $1.0 \times 10^{-3} N/mm^2/s$ ]、 $f_{td}$ ：応力増加速度 $\dot{\sigma}$ で荷した時の引張強度[N/mm<sup>2</sup>]、 $f_{ts}$ ：静的荷での引張強度[N/mm<sup>2</sup>]である。

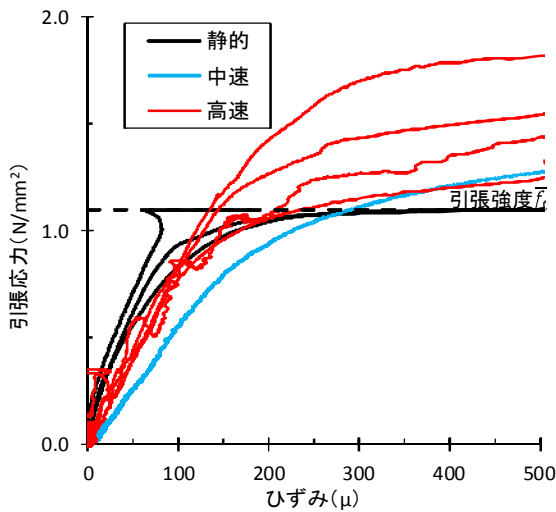


図- 4.14 応力-ひずみ曲線（事前繰返しなし）

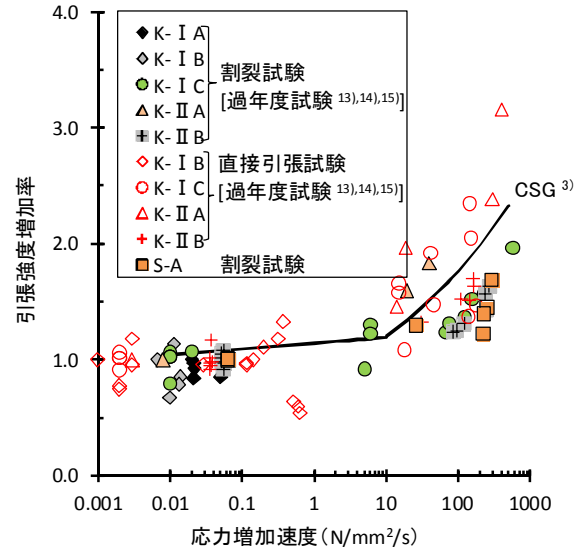


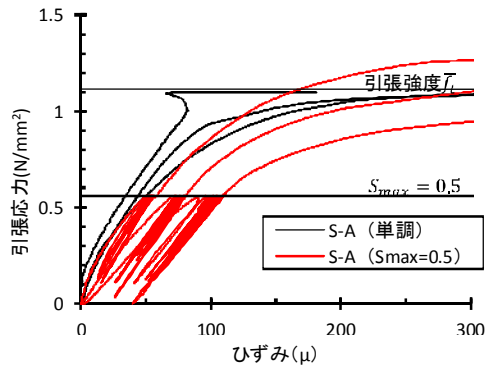
図- 4.15 応力増加速度と引張強度の関係

(3) 事前繰返し荷の影響

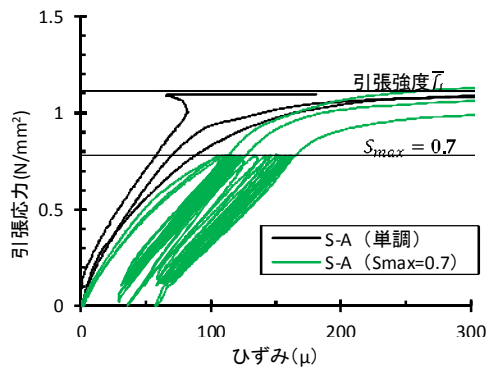
事前繰返し荷が引張強度に及ぼす影響について、今回実施したケース S-A に関して、静的荷における最大応力比 ( $S_{max}$ ) ごとに整理した応力-ひずみ曲線を図-4.16に示す。図ではやや判読しづらいが、事前繰返し荷による残留ひずみは繰返し 1 回目に比べ、2 回目以降では比較的小さい。

次に、事前繰返し荷後の引張試験で得られた各種荷速度での引張強度と荷速度の関係と同じケース S-A について、図-4.17に示す。また、同データを過年度試験<sup>16)</sup>と合わせて、荷速度別に最大応力比  $S_{max}$  と引張強度の関係としてまとめたものを図-4.18に示す。引張強度は荷速度が速くなると全般的に増加する傾向にあるが、今回の試験条件（最大応力比  $S_{max} \leq 0.9$ 、事前繰返し回数 10 回）では、事前繰返し荷による引張強度の影響は明確には認められなかった。

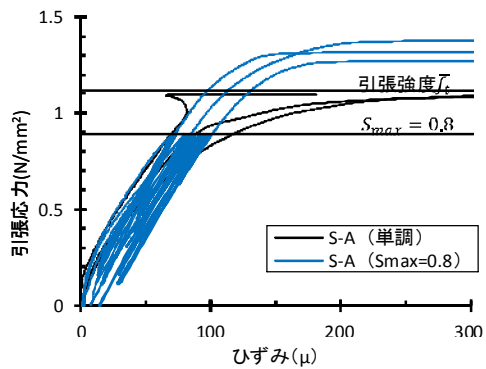
図-4.14 から引張強度の 50% 以内の応力範囲では、ほぼ弾性領域に相当すると考えられ、今回の事前繰返し荷での最大応力比はこれよりも大きい。よって、図-4.12 に示す応力応答の繰返し特性に対応する地震では、事前繰返し荷による引張強度への影響は比較的小さいものと考えられる。しかし、試験条件にばらつきがあることも踏まえ、事前繰返しの影響については、今後さらに事前繰返し回数が増加した場合の影響も含めて、検証していく必要があると考えられる。



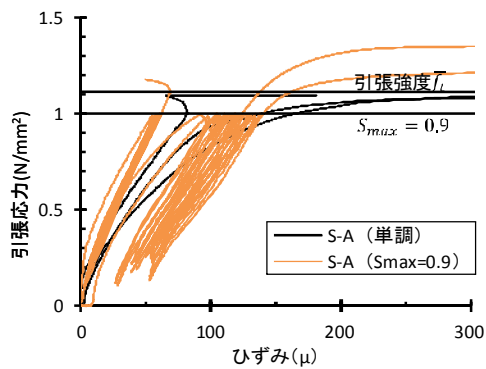
(a) 最大応力比 $S_{max} = 0.5$  (計3ケース)



(b) 最大応力比 $S_{max} = 0.7$  (計3ケース)



(c) 最大応力比 $S_{max} = 0.8$  (計3ケース)



(d) 最大応力比 $S_{max} = 0.9$  (計3ケース)

図- 4.16 応力-ひずみ曲線 (事前繰返し10回)

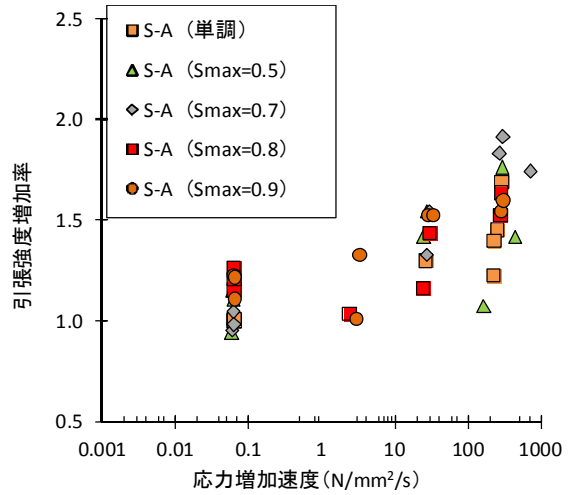


図- 4.17 応力増加速度と引張強度の関係  
(事前繰返し10回)

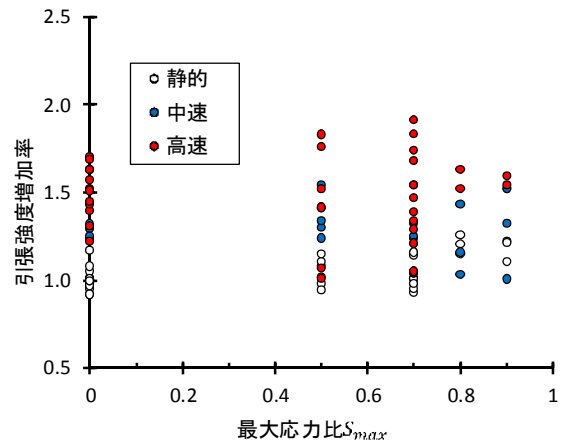


図- 4.18 最大応力比と引張強度の関係  
(事前繰返し10回)

### 4.4.3 破壊エネルギー試験

#### (1) 試験方法

破壊エネルギー試験は、静的載荷での引張試験に使用した万能試験機を使用し、JCI-S-001-2003 (切欠きはりを有したコンクリートの破壊エネルギー試験方法<sup>18)</sup>、以下「JCI 基準」という。) によって行った。なお、JCI 基準では載荷速度をひび割れ肩口開口変位 (CMOD) 速度で規定しているが、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。

載荷速度は、JCI 基準での基準速度 (CMOD 速度 0.1mm/min 以下) での静的試験のほか、その 100 倍 (CMOD 速度 10mm/min) および試験機能力のほぼ最大の 1000 倍 (同 100mm/min) の急速試験を実施した。破壊エネルギー試験条件を表-4.14 に示す。

CMOD の測定は静的試験時は、JCI 基準と同様にクリップゲージを、急速試験時は荷重-CMOD 曲線を正確に計測するために、サンプリング速度の大きい渦電流式変位計を使用した。供試体中央に載荷しながら、下面中央部に設けた切欠き両側を挟んで供試体に接着した測定機器を用いて破断時まで CMOD を測定した。

試験方法の概要を図-4.19 に示す。

表-4.14 破壊エネルギー試験条件

試験条件	静的載荷		急速載荷	
CMOD 速度 (mm/min)	0.1		10	100
クロスヘッド速度 (mm/min)	0.8		7.5	75
サンプリング速度	50Hz:20msec		5000Hz:0.2msec	
CMOD 測定機器	クリップ型変位計		渦電流式変位計	

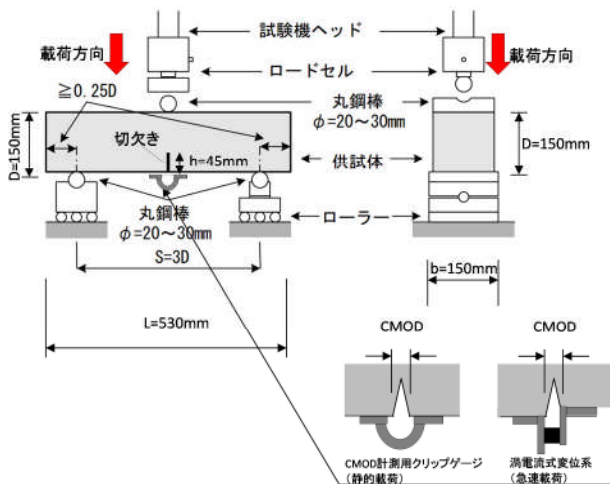


図-4.19 破壊エネルギーの試験方法

#### (2) 試験結果 (荷重-CMOD 曲線)

破壊エネルギーについて、今回実施したケース (配合 S-A) の試験結果を表-4.15、その荷重-CMOD 曲線を図-4.20 に示す。試験速度 (CMOD 速度) の影響について、基準速度 0.1mm/min に比べ、CMOD 速度 10mm/min の方が最大荷重が増加していることが分かる。しかし、急速載荷 (CMOD 速度 100mm/min) の供試体については、ばらつきが大きい結果となった。

次に、配合の違いによる影響を考察するために、静的試験 (基準速度) の結果で得られた荷重-CMOD 曲線を過年度試験<sup>14) 15) 16)</sup>と合わせて図-4.21 に示す。同図より、引張強度に対応すると考えられる最大荷重は、単位セメント量・密度比 (表-4.11、図-4.7) とともに小さい K-I A が最小で、単位セメント量・密度比・圧縮強度が最も大きい S-A が最大であった。また、配合 S-A は最大荷重時の CMOD が小さく、初期の荷重低下勾配が大きいため、よりコンクリートに近い脆性的な破壊を生じたと考えられる。

表-4.15 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 GF(N/m)
		荷重 (kN)	CMOD (mm)	
1	0.1	3.27	0.053	55.83
2	0.1	3.38	0.047	65.99
3	0.1	3.14	0.036	44.44
4	10	4.18	0.050	87.37
5	10	4.52	0.043	104.70
6	10	3.74	0.045	103.58
7	100	1.85	0.086	80.11
8	100	1.29	0.160	75.00
9	100	3.52	0.034	120.26
10	100	1.03	0.104	80.31
11	100	3.91	0.069	133.02

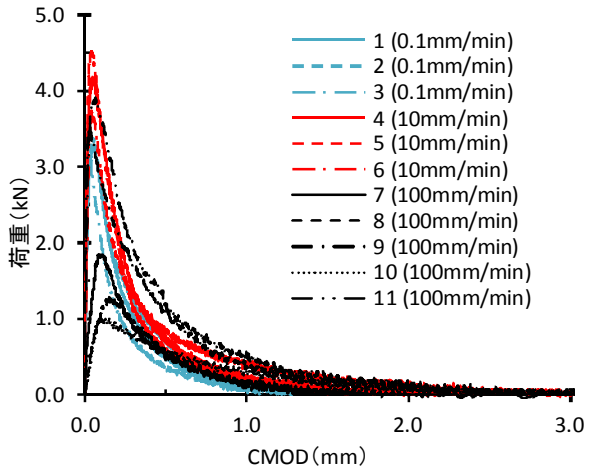


図- 4.20 荷重-CMOD 曲線 (ケース S-A)

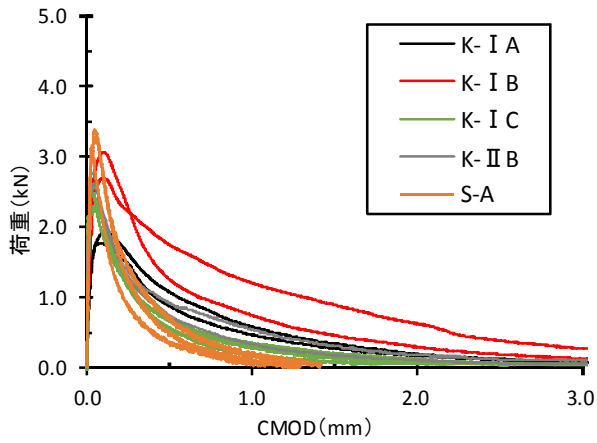


図- 4.21 荷重-CMOD 曲線 (基準速度)

(3) 破壊エネルギーとその荷重速度依存性

破壊エネルギー試験で得られた荷重-CMOD 曲線 (図-4.20) をもとに、次式<sup>19)</sup>を用いて CSG 供試体の破壊エネルギーを算出した。

$$G_F = \frac{0.75W_0 + W_1}{A_{lig}} \times 1000 \quad (2)$$

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荷重器具がなす仕事 [N・mm]、 $A_{lig}$  リガメント面積[mm<sup>2</sup>]である。なお、 $W_1$ は次式で求められる。

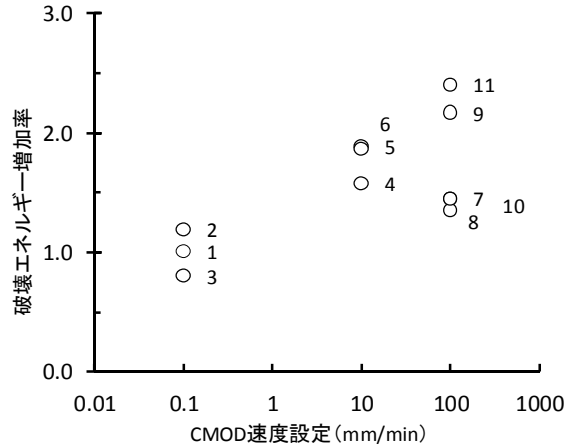
$$W_1 = 0.75 \left( \frac{S}{L} m_1 + 2m_2 \right) g \cdot CMOD_c \quad (3)$$

ここに、 $m_1$  : 供試体の質量[kg]、 $S$  : 荷重スパン[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]

CMOD 速度と破壊エネルギーの関係を、ケース S-A について図-4.22 に示す。破壊エネルギーは静的試験 (基準速度) での破壊エネルギーで基準化した増加率で示している。既往研究<sup>9)</sup>と同様に CMOD 速度が速くなると全般的には破壊エネルギーが増加する傾向が認められる。しかし、CMOD 速度が 100mm/min では、(表-4.15、図-4.20) 最大荷重値とともに破壊エネルギーのばらつきも大きくなっている。なお、図-4.22 のデータを過年度試験<sup>14) 15) 16)</sup>でのデータと合わせたものを図-4.23 に示す。上記の傾向は同様である。

試験速度が破壊エネルギーに及ぼす影響については、コンクリートを対象とした研究<sup>19)</sup>において、試験速度の増大とともに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みられるとの報告があり、このことが試験速度の増加に伴う破壊エネルギーの増加に関与している可能性が考えられる。しかし、本試験では一部骨材破断している供試体が確認できたが、その個数や割合と荷重速度との関係性は明確には認められなかった。その一因として、破断面の骨材の入り方が供試体ごとに異なることが関係している可能性が考えられる。

このような点を踏まえ、急速試験時の破壊エネルギーのばらつきの原因や、これを踏まえた当該特性の取扱いについて、さらに今後検討が必要である。



※図中の No.は供試体 No.

図-4.22 CMOD 速度と破壊エネルギーの関係 (ケース S-A)

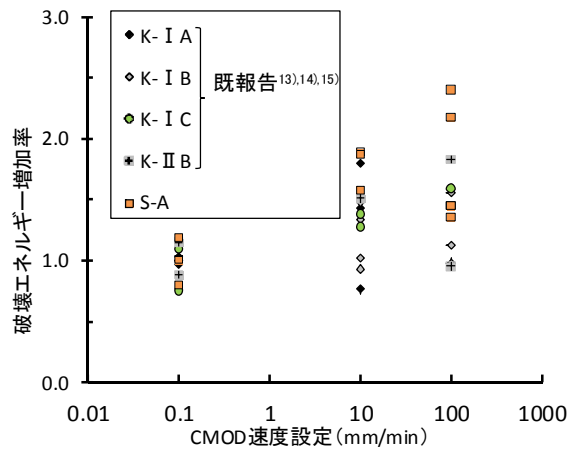


図-4.23 CMOD 速度と破壊エネルギーの関係 (全ケース)

(4) CSG の引張軟化曲線

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>20)・21)</sup>を用いた逆解析により、試験に用いた CSG の引張軟化曲線を推定した。解析は日本コンクリート工学協会による公開プログラム<sup>22)</sup>を用いた。ケース S-A についての結果を図-4.24～図-4.26 に示す。

推定された引張軟化曲線の形状から、CSG の引張軟化特性として、既往研究<sup>3)</sup>と同様に、軟化開始直後に急激に応力が低下した後、ひび割れ領域が拡大しつつ、次第に応力低下が生じる特性が認められる。

なお、急速試験時 (CMOD 速度 100mm/min) における試験結果 (図-4.26) でばらつきが大きいこともあり、試験速度が引張軟化曲線に与える影響については、今回の試験では明確な影響は確認出来ない。

また、図-4.24 に示した、基準速度での試験によるものを引張強度および破壊エネルギーで無次元化したものを図-4.27 に示す。同図中には、一般のコンクリートを対象にしたコンクリート標準示方書<sup>23)</sup>および過年度検討に基づく CSG でのモデル<sup>3)</sup>も示している。今回の試験 (ケース S-A) で得られた引張軟化曲線は過年度検討でのモデルより、やや上方に位置しているが線の形状は概ね類似していることがわかる。

4.5 まとめ

CSG の載荷速度や繰返し載荷条件を相違させた引張強度試験および試験速度が異なる条件の破壊エネルギー試験を行った。その結果、以下のことがわかった。

- ・CSG の引張強度は、載荷速度が増加すると大きくなる傾向が確認できた。
- ・最大応力比 0.9、事前繰返し載荷 10 回程度では、引張強度への明確な影響は認められない。
- ・CSG の引張破壊時の破壊エネルギーは、載荷速度の増加により大きくなる傾向を示すが、ばらつきも大きくなる。

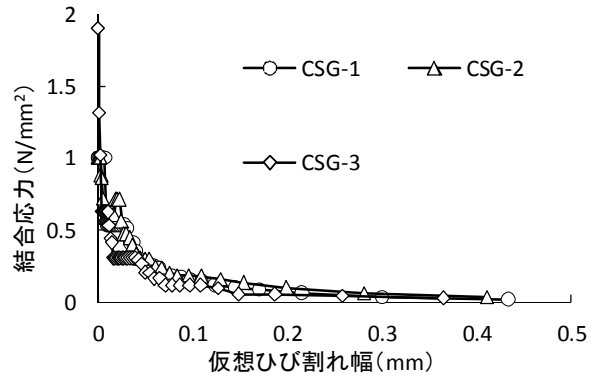


図-4.24 CSG の引張軟化曲線 [CMOD 0.1mm/mm] (基準速度)

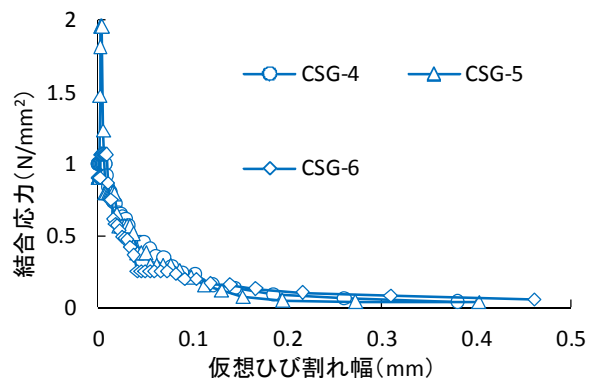


図-4.25 CSG の引張軟化曲線 [COMD 10mm/min]

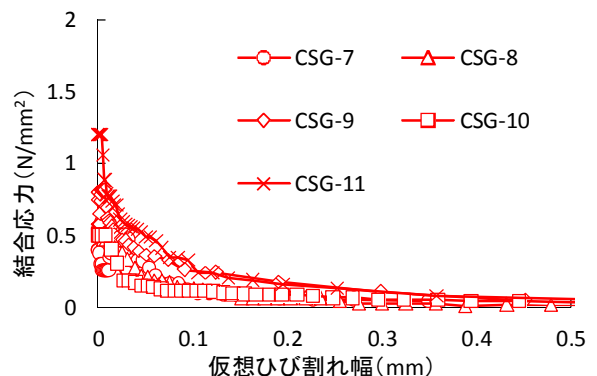


図-4.26 CSG の引張軟化曲線 [CMOD 100mm/min]

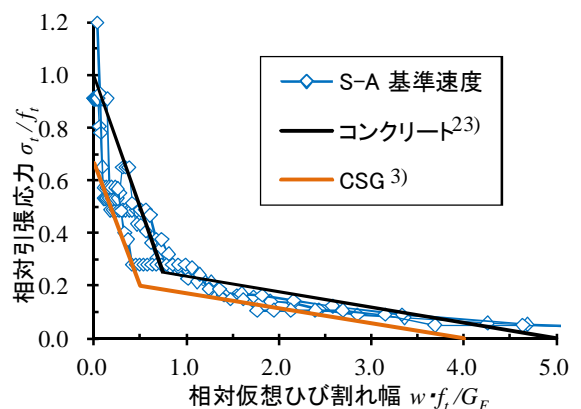


図-4.27 無次元化した CSG の引張軟化曲線



理する。

## 5. 大規模地震に対する台形 CSG ダムの耐震性能照査方法の検討

### 5.1 断面設計法及び・他形式ダムの照査方法との関係

指針案に基づく大規模地震に対するダムの耐震性能照査では、各ダム地点で想定される最大級の地震動を考慮した地震応答解析によってダムの挙動を（必要に応じその損傷過程も含めて）推定することで貯水機能等への影響等を確認することが求められる。指針案が具体的手法を示していない台形CSGダムの場合においても、この基本的考え方は共通事項とすべきと考えられる。また、台形CSGダムは、構造令に規定される構造型式のダムと同等の効力を有するものとして設計・施工されることから、大規模地震に対する耐震性能においても、貯水機能の保持など、指針案に規定される他形式ダムと同等の性能を有する必要がある。

一方、コンクリートダムを含む他型式のダムと異なる台形CSGダムの特徴の1つとして、基本断面設計において既に有限要素モデルを用いた地震応答解析が採り入れられている点が挙げられる。台形CSGダムの基本断面設計時の解析では、一定の強さの地震動を考慮して得られる堤体内の発生応力と材料強度（CSGでは弾性領域での最大応力）の関係及び堤敷面の発生応力を用いて評価される外的安定性（転倒や滑動に対する安定性）をもとに基本断面形状やCSGの配合（所要単位セメント量等）が検討される。このため、考慮する地震動レベルの相違や弾性範囲の解析である点など、基本断面設計における解析は指針案に基づく耐震性能照査と異なる点があるが、これらの点は指針案の考え方に従いつつ、照査の基本手順は基本断面設計法の手順を踏まえたものとするのが合理的と考えられる。その上で、大規模地震による地震動を対象とし、必要に応じ損傷過程まで考慮してダムへの影響をできるだけ精度よく評価する必要がある耐震性能照査は、これまでの本研究で明らかとなってきたCSGの材料特性（特に引張強度や引張軟化特性、物性のばらつきなど）及び予想される損傷形態の特性を考慮し、これらが適切に考慮される解析手法による必要があると考えられる。

### 5.2 耐震性能照査の手順と方法

上記の基本的考え方及びこれまでの実験的及び解析的検討の結果を踏まえ、台形CSGダムの耐震性能照査の基本的な手順、具体的な解析手法とその留意点及び解析結果に基づく耐震性能の評価の考え方を以下に整

#### 5.2.1 照査の基本的な手順

台形CSG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有限要素モデルを用いた地震応答解析によって求める。なお、同解析では、コンクリートダムの場合と同様、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を基本とすることが考えられる。
- ・上記解析の結果、CSGなど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。
- ・上記解析によって得られる堤敷面の応力を用いて、堤体の転倒及び滑動に対する安全性を照査する。転倒に対する安定性は堤敷面での直応力が基本的に圧縮側にあるかどうか、滑動に対する安定性については堤敷面のせん断応力から求まる滑動力と抵抗力の比較によって評価する。

#### 5.2.2 解析手法と留意点

台形CSG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である。

##### (1) 解析モデル

基本断面設計時の解析は基本的に2次元断面（横断面）をモデル化して行われるが、堤体材料の物性としては、堤体内の大部分を占めかつ強度が小さいCSGの物性が与えられるのが一般的であり、止水・構造コンクリートや保護コンクリートについては通常モデル化されない。このようなモデルは、解析の主目的が設定した断面形状において必要となるCSGの必要強度の把握にある点や地震時の応力集中箇所にはCSGに比べ強度が大きなコンクリートが配置される点で一定の合理性を備えた実務的なモデルであるといえる。しかし、堤体に損傷が生じるような大規模地震による影響を具体的な損傷形態や損傷範囲まで含めて推定することが求められる耐震性能照査では、

実際の堤体内部構造を反映した解析モデルを用いることが望ましいと考えられる。特に、堤体内部構造を反映したモデルによるこれまでの検討から、地震時においては、CSGの物性のみを考慮した解析でも推定される上下流端部のほか、止水・構造コンクリートと内部CSGの境界部においても引張応力が集中しやすいことが判明している。これは堤体内部に物性の相違が大きな境界を有する同型式ダム特有のものと考えられ、損傷過程まで考慮する必要のある耐震性能照査ではこのような点を考慮できるよう堤体内部構造を反映した解析モデルを使用することが望ましいと考えられる。

## (2) 材料物性

大規模地震時に損傷が予想される場合の損傷過程や損傷範囲をできるだけ精度よく推定する上では、解析においてCSGの材料特性を適切に反映させることが重要と考えられる。特に、地震時に(1)で挙げたような引張応力の集中箇所が生じることや、圧縮強度に対して引張強度が小さいCSGの強度特性を考慮すると、大規模地震時の損傷の可能性や損傷過程をできるだけ精度よく推定するうえで、CSGの引張強度や引張軟化特性を適切に設定することが重要となる。なお、サイト近傍で得られる材料を有効活用するCSGの材料特性は、コンクリートに比べサイトによる相違が大きく、かつ同一サイトでもバラツキが大きいと考えられる。このため、本研究で実施したような実験的検討によって上記の材料特性を個々のサイトに応じて把握した上で、解析に反映させることが望ましい。ただし、耐震性能照査時に同一材料での試験が難しい場合には、圧縮強度など把握可能な物性値とともに、本研究で得られた引張強度や破壊エネルギー、引張軟化曲線の形状特性などを考慮して解析に用いるこれらの物性を設定することが考えられる。また、本研究においては、堤体材料の物性のバラツキの影響を把握するため、モンテカルロ法を用いた検討を行った。その結果、線形動的解析で得られる大規模地震時の堤体応力分布に及ぼす影響として、物性のばらつきが大きいほど応力集中箇所での最大発生応力が増加する傾向があることや、発生応力への影響の大きさは堤体内部構造に規定される堤体内の位置に応じて異なることがわかった。実際に使用された材料(CSG)の物性のバラツキの影響を上記のような手法で考慮すれば、個々のサイトで使用されたCSGの材料特性をより反映した照査が可能になると考えられる。

## (3) 解析法

本研究における台形CSGダム堤体の内部構造及びCSGの材料物性を考慮した解析的検討の結果、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引張破壊による損傷を想定する必要性が高いことがわかっている<sup>2)</sup>。このため、堤体への影響としては引張破壊(堤体材料の引張軟化)に伴う損傷過程を考慮できる解析法を用いるのが合理的と考えられる。すなわち、線形動的解析の結果、引張強度を超える発生応力が予想される場合には、コンクリートダムの耐震性能照査で一定の実績のある分散ひび割れモデル(smearred crack model)を用いた非線形動的解析によって、引張亀裂の発生・進展過程を推定することが考えられる。

また、台形CSGダムの基本断面設計と同様、堤体の転倒及び滑動に対する安定性について、上記の線形または非線形解析で得られる堤敷面の応力状態を考慮して照査することが考えられる。

### 5.2.3 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、他型式ダムと同様、地震応答解析結果に基づいて行うこととなるが、本研究において、上記(2)の解析法によって検討したこれまでの解析結果から、大規模地震時において台形CSGダムでの主な損傷形態として次のようなものが考えられる。

- ・堤体上下流端部での引張破壊による損傷
- ・堤体内の止水・構造コンクリートとの境界部から生じる内部CSGの引張破壊による損傷
- ・上下流面の保護コンクリート部の引張破壊による損傷
- ・堤敷面のせん断破壊による損傷

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考え方や、台形CSGダムの基本断面設計時に求められる堤体安定性の要件に基づけば、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には、解析結果に基づき以下の各要件が確認できる必要があると考えられる。

- a) 線形動的解析の結果、地震時に堤体にCSGの引張破壊による損傷が予想されても、非線形動的解析から推定される地震時の損傷範囲が堤体内の一部(すなわち限定的な範囲)にとどまる。
- b) 上記の解析において堤体に発生する圧縮応力やせん断応力による破壊が生じない。
- c) 線形または非線形動的解析で得られる堤敷での直応力

### 3.7 台形 CSG ダムの耐震性能照査に関する研究

が基本的に圧縮側にあり、地震時に堤体の転倒が生じるおそれがない。

d) 線形または非線形動的解析で得られる堤敷沿いのせん断力によって、地震時に堤体の滑動が生じるおそれがない。

e) 地震時に生じた損傷及び当該箇所への貯水の浸入（による揚圧力の発生）を考慮しても、地震後における堤体の安定性が維持される。

このうち、a)、b)及びe)の要件は基本的にコンクリートダムの場合と同様のものである。なお、a)における引張破壊による損傷範囲の推定においては、必要に応じ、本研究で検討してきたCSGの引張強度や破壊エネルギーの载荷速度依存性（载荷速度が大きくなると平均的な強度や破壊エネルギーは増加すると特性）を加味した評価を行うことも考えられる。

また、c)及びd)は台形CSGダムの基本断面設計での考え方を踏襲した考え方である。なお、このうちd)に関しては、実際の堤敷面の状態を適切に考慮した評価が必要と考えられる。すなわち、台形CSGダムの基本断面設計は、堤敷面のせん断抵抗として摩擦抵抗のみを考慮して滑動に対する安定性を確保するよう行われるが、実際には止水コンクリートが施工され、その着岩面はコンクリートダム同様の岩着処理がなされ、止水コンクリートより下流側に施工される富配合コンクリート部の一部においても基礎岩盤との一体化が図られる<sup>10)</sup>。先に述べたとおり、大規模地震を対象とした耐震性能照査での解析には、堤体内部構造やCSGの材料特性をできるだけ忠実に反映することが求められるが、解析結果の評価に際しても、上記のような現実的な条件を踏まえた評価となるよう留意する必要があると考えられる。

### 5.3 まとめと今後の課題

以上で挙げた点を整理すると、台形CSGダムの耐震性能照査は概ね図-5.1のような手順に沿って行うことが合理的と考えられる。

なお、既に述べたようにCSGの材料特性のうち、引張強度の繰り返し载荷による影響、物性のバラツキが大規模地震時の損傷範囲に及ぼす影響（非線形動的解析結果への影響）などはまだ若干整理すべき点が残っており、引き続き検討を進める予定である。

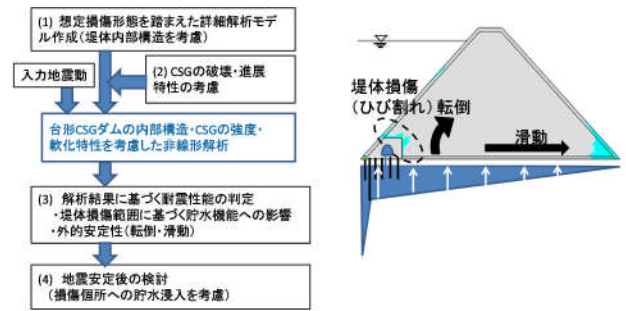


図- 5.1 台形 CSG ダム耐震性能照査手順

### 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) 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) （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 25 年度 重点プロジェクト研究報告書、2014.5.
- 3) 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、p.232-251、2014.6.
- 4) 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.
- 5) （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 24 年度 重点プロジェクト研究報告書、2013.5.
- 6) 服部敦、安田成夫、佐々木隆、平山大輔、川崎秀明：台形 CSG ダムの応力特性および弾性特性に関わる考察、ダム技術、No.216、p25-34、2004.9
- 7) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書[設計編]、p39、2013.3.
- 8) 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]、p34-35、2013.10.
- 9) 堀井秀之、内田善久、柏柳正之、木全宏之、岡田武二：コンクリートダムの耐力評価のための引張軟化特性の検討、電力土木 No.286、pp113-119、2000.3.
- 10) 藤澤侃彦：CSG ノート その 4—着岩部の設計と施工一、ダム技術 No.330、p3-16、2014.3.
- 11) 齊藤孝三、片平博：ダム基礎岩盤の原位置試験に関する諸検討と考察、土木研究所資料第 1899 号、p7、1983.1.
- 12) 藤澤侃彦：CSG ノート その 7—揚圧力と堆砂荷重の取扱一、ダム技術 No.340、p6-16、2015.1.
- 13) 台形 CSG ダム等の設計・施工事例、ダム技術 No.216、p59-161、2004.9.
- 14) 切無沢徹、金銅将史、小島裕之、山口喜一：CSG の引張強度特性に関する検討、土木学会第 67 回年次学術講演会、2012.9.
- 15) 小林雅幸、金銅将史、切無沢徹、佐々木隆：CSG の引張強度特性に関する検討（その 2）、土木学会第 68 回年次学術講演会、2013.9.
- 16) 太田兵庫、金銅将史、小堀俊秀、榎村康史、別府万寿博：CSG の引張強度特性に関する検討（その 3）、土木学会第 69 回年次学術講演会、2014.9.
- 17) 安田成夫、服部敦、佐藤耕治、古本浩一：CSG に関する試験的検討、国総研資料、第 330 号、p55、2006.6
- 18) 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.
- 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.539、V-39、pp.83-95、1998.5
- 20) 橘高義典、上村克郎、中村成春：コンクリートの引張軟化曲線の多直線近似解析、日本建築学会構造系論文集、第 453 号、pp.15-25、1993
- 21) 栗原哲彦、安藤貴宏、国枝稔、内田裕市、六郷恵哲：多直線近似法による引張軟化曲線の推定と短繊維補強コンクリートの曲げ破壊性状、土木学会論文集、No.532、V-30、pp.119-129、1996
- 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) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書[設計編]、pp.37-38、2013

## 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.

In this year, numerical studies were carried out to investigate the damaging process of the trapezoidal CSG dam under extremely strong earthquake motions by non-linear dynamic response analysis considering tensile strength and tension softening properties of CSG obtained from our past experimental studies. These analyses revealed that tensile crackings occur around both upstream and downstream ends, and also in the inner CSG from the corner point of concrete part inside dam body under extremely strong earthquake motions. The experimental studies to investigate the effects of loading rate and cyclic loading on the tensile strength and fracture energy of CSG were also conducted. The results revealed that tensile strength and fracture energy of CSG increase with increment in loading rate, but the effect of cyclic loading did not become clear in the conditions examined.

Based on these analytical and experimental studies, some basic concepts to evaluate the seismic performance of trapezoidal CSG dams against large scale earthquakes were discussed.

**Key words** : Trapezoidal CSG dam, Seismic performance evaluation, Seismic response analysis, Tensile strength, Fracture energy Loading rate, Cyclic loading