

③-8 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：佐々木隆、金銅将史、切無沢徹

【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、大規模地震による耐震性能に対する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、その損傷過程まで考慮する耐震性能照査¹⁾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、新型式のダムであるため、耐震性能照査上想定すべき損傷形態やそれを規定する CSG の物性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、今年度は大規模地震による地震動が作用した場合の台形 CSG ダムの挙動及び想定される損傷形態について、耐震性能照査手法として想定している地震応答解析を行い、堤体内応力による損傷の可能性や堤体の滑動に対する安定性について検討した。また、大規模地震時における堤体損傷の可能性や損傷過程を地震応答解析により推定する上で必要となる CSG の引張強度や引張軟化特性について、動的（急速）载荷条件を含む強度試験や破壊エネルギー試験による実験的検討を行った。さらに、両検討の結果を踏まえ、大規模地震時における台形 CSG ダムの損傷過程の推定を試みた。

その結果、大規模地震時に想定すべき台形 CSG ダムの損傷形態としては引張破壊が挙げられ、特に端部のほか堤体内部の CSG 部とコンクリート部との境界にも着目する必要があること、また、CSG の引張強度や破壊エネルギーは载荷速度の増加に伴い大きくなることなどが分かった。

なお、実験的検討における急速载荷での引張強度試験は、防衛大学校（建設環境工学科衝撃工学研究室）の協力を得て実施したものである。

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、急速载荷試験

1. はじめに

台形 CSG ダムは、堤体内に大きな応力が発生しにくく、特に地震時に発生する引張応力を大幅に低減できる台形ダムの設計手法と、現地で得られる材料を基本的に分級・粒度調整することなく、簡易な施工設備でセメント・水を混合して得られた一定のばらつきを有する材料 (CSG) を堤体材料とする CSG 工法を組み合わせることにより、設計・施工の合理化を同時に達成しようとする新型式のダム²⁾である。一方、大規模地震による耐震性能に対する社会的関心の高まりを受け、ダムにおいても大規模地震に対する耐震性能照査の試行が始まっている。新型式のダムである台形 CSG ダムについても大規模地震時に想定される損傷形態やそれを規定する CSG の物性を明らかにするとともに、これらを踏まえた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。

今年度の検討のうち、地震応答解析による検討では、線形動的解析により、大規模地震時における堤体内の応力分布や堤敷沿いの滑動安全率を算出し、大規模地震時に台形 CSG ダムにおいて想定すべき損傷形態について検討した。なお、検討条件として、重力式コンクリートダムで一般的な直角三角形断面とした場合との比較や、断面設計時の応力解析においては通常考慮されない堤体内部構造（保護コンクリートや止水・構造コンクリート）を考慮した場合との比較、堤体と基礎岩盤の物性（剛性）が種々異なる場合の比較、貯水位条件の違いによる比較

などを行った。

実験的検討では、圧縮強度より引張強度が小さい CSG の特性上、大規模地震時における損傷の有無や損傷過程を推定する上で重要と考えられる CSG の引張強度や引張軟化特性に着目し、地震時の動的載荷条件に準じた急速載荷での引張試験や破壊エネルギー試験を行い、載荷速度の違いによる影響を含めて検討した。また、CSG の簡易一面せん断試験を行い、圧縮・引張強度試験結果との比較により CSG の破壊規準についても検討した。

また、実験的検討から明らかになった CSG の破壊特性を踏まえ、CSG の引張軟化による損傷過程を考慮した非線形動的解析を行い、極めて強い地震動が作用した場合の台形 CSG ダムの損傷過程について推定を試みた。

2. 大規模地震時における台形 CSG ダムの挙動に関する検討

2.1 概要

台形ダムは、その横断面形状から、一般的な重力式コンクリートダム（直角三角形形状）に比べ、地震時においても堤体内部に発生する応力を抑えることができる²⁾。このため、通常のダムコンクリートより強度が小さい材料を、その物性のばらつきをある程度許容して堤体材料に利用するダム（台形 CSG ダム）の断面形状として採用されている。台形 CSG ダムの断面形状は「設計地震」（入力地震動がフィルダムの耐震設計指針（案）³⁾における地域区分毎の最大加速度（0.13～0.18G）となるよう調整した地震波形、および「検証地震」（1995 年の兵庫県南部地震の後、「ダムの耐震性に関する評価検討委員会」⁴⁾において現行ダム設計基準（河川管理施設等構造令）によって設計されたダムの耐震性を評価するために用いられた地震波（最大加速度 250gal）に対して滑動、転倒に対する安定性を有し、かつ内部応力が弾性領域内に収まる（損傷を生じない）ようになっている。一方、大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）¹⁾では、個々のサイトで現在から将来にわたって考えられる最大級の地震動（レベル 2 地震動）を想定し、ダムに損傷が生じることも考慮してその耐震性能（貯水位機能等）が維持されることを確認する必要がある。なお、耐震性能照査指針（案）¹⁾では、考慮すべきレベル 2 地震動の大きさは、未知の活断層が存在することも考慮し、下限値（最大加速度 300gal）が設けられている。しかし、新形式のダムである台形 CSG ダムについて、その損傷過程を考慮して耐震性能を照査する方法は未確立である。

このため、ここでは設計上設定しているものよりも加速度レベルの大きな大規模地震による地震動を考慮した場合の台形 CSG ダムの挙動（応答特性及び想定される損傷形態）について、堤体の形状・規模、想定する地震動、

基礎岩盤、貯水位等の条件が及ぼす影響を含め地震応答解析（動的解析）による検討を行った。

2.2 ダムの形状・高さの違いによる堤体内応力への影響

2.2.1 解析方法および解析条件

大規模地震時の堤体内の応力状態について、堤体の断面形状が台形であることによる特性を明らかにするため、図-1 に示す形状（台形及び比較のため、重力式コンクリートダムとして一般的な断面形状である直角三角形）の 2 次元有限要素モデル（堤高 50m、100m）による常時応力解析（静的解析）および地震応答解析（線形動的解析）を行った。解析条件を表-1 に、解析に用いた物性値を表-2 にそれぞれ示す。なお、本検討では、堤体形状の相違による影響を明らかにするため、台形、直角三角形の両モデルとも、台形 CSG ダムを想定した物性値を用いた。

また、台形 CSG ダムでは図-2 に示すように、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 を用いることとしている。これら堤体の一部に使用されるコンクリート等は堤体の大部分（内部）に用いられる CSG に比べ強度が大きいこと等から、断面設計時の応力解析では通常考慮されないが、本検討では、これらの内部構造が大規模地震の堤体内応力状態や損傷形態に及ぼす影響についても把握するため、台形ダムについては堤体の大部分を占める CSG の物性を一様に考慮したモデル（以下、「台形ダム（均一モデル）」）とともに、堤体内部構造を考慮したモデル（以下、「台形ダム（詳細モデル）」、堤高 50m）での解析も実施した。なお、詳細な堤体内部構造をモデル化する詳細モデルでは 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行う常時応力解析においては、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を実施した。

常時応力の解析では、岩盤の境界条件は側方、底面とも固定境界とし、地震動を作用させた動的解析では、側方および底面の境界条件については仮想仕事の原理に基づく粘性境界を設定した。

地震応答解析での減衰はレイリー減衰を用い、堤体部についての固有値解析により得られた主要振動モード（表-3）の固有周期で減衰定数が 10% となるように質量マトリクスおよび剛性マトリクスの係数を設定した。なお、減衰定数の値については実際のダムにおける地震観測結果などにに基づき設定することが望ましいが、現時点では台形 CSG ダムでの観測記録が無いことから、堤体の

減衰定数は重力式コンクリートダムでの地震時応答に関する既往研究⁴⁾を参考に設定した。

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(一庫ダム)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⁵⁾となるよう調整した波形(最大水平加速度341gal、以降、「下限一庫波」と呼ぶ。)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。入力地震動および照査用下限加速度応答スペクトルを各モデルの固有値解析による堤体の固有周期(表-3)と合わせて図-3に示す。

表-1 解析条件

堤体形状	台形ダム				直角三角形ダム	
	均一モデル		詳細モデル		50m	100m
モデル	50m	100m	50m	50m	100m	
堤高 H	0.9H					
貯水位	0.9H					

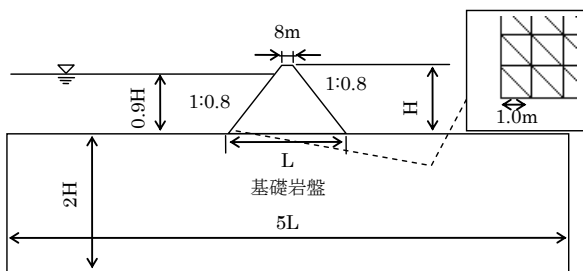
表-2 解析用物性値

モデル	台形ダム				直角三角形ダム	岩盤
	均一モデル	詳細モデル				
		CSG	富配合 CSG	コンクリート		
密度 (kg/m ³)	2,300	2,300	2,300	2,300	2,300	2,300
弾性係数 (N/mm ²)	2,000	2,000	4,000	25,000	2,000	2,000
ポアソン比	0.2	0.25	0.25	0.2	0.2	0.3

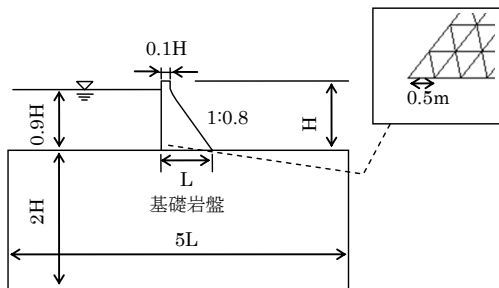
表-3 固有値解析結果(固有振動数)

モデル	台形ダム (均一モデル)	直角三角形ダム	台形ダム (詳細モデル)
水平方向	1次 (66%) 0.2805sec	1次 (48%) 0.4803sec	1次 (74%) 0.2180sec
	0.5476sec	0.9627sec	—
鉛直方向	2次 (67%) 0.1663sec	3次 (60%) 0.1540sec	2次 (64%) 0.1442sec
	0.3227sec	0.3082sec	—

(): 有効質量比、上段: 堤高 50m、下段: 堤高 100m



(1) 台形ダムモデル



(2) 直角三角形ダムモデル

図-1 解析モデル形状

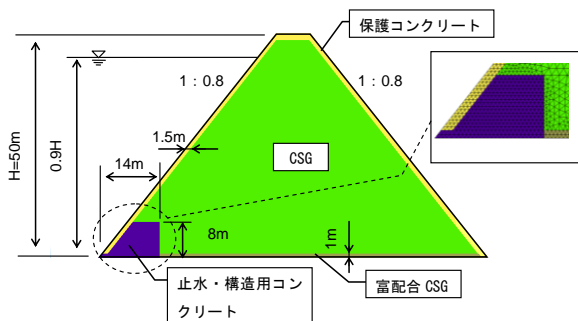
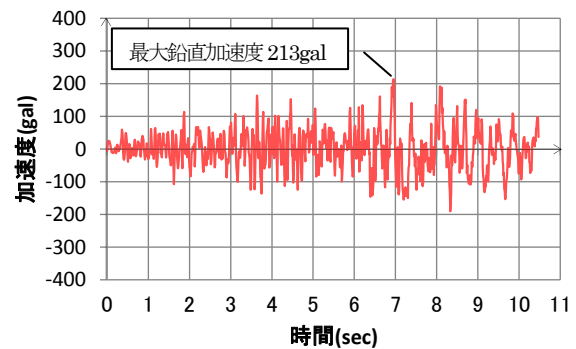
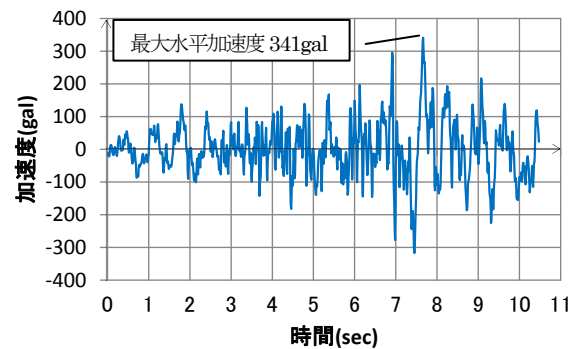
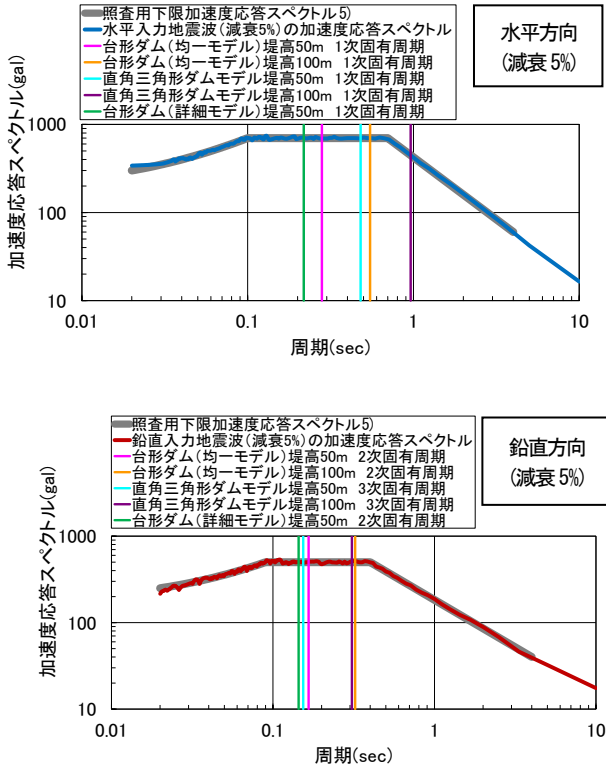


図-2 台形 CSG ダムの内部構造を考慮したモデル (詳細モデル)



(1) 加速度時刻歴



(2) 加速度応答スペクトル
図-3 入力地震動

このうち、堤体内応力への影響が大きいと考えられる水平方向の固有周期について、入力地震動の加速度応答スペクトルとの関係を見ると、堤高 50m の直角三角形モデルでは、1 次固有周期は加速度応答スペクトルが最大（一定）となる周期帯に含まれている。これに対し、堤高 100m の直角三角形モデルの場合、1 次固有周期が 0.7sec より長くなり、1 次モードでの加速度応答はやや

小さくなる。台形ダム（均一モデル）では、堤高が高くなるほど固有周期が長くなるが、支配的となる振動モードの固有周期では堤高 50m、堤高 100m とともに加速度応答スペクトルが最大（一定）となる周期帯に含まれる。

2.2.2 解析結果および考察

台形 CSG ダムの設計条件として考慮されている転倒、滑動及び内部応力に対する安定性のうち、転倒に対する安定性についてはほぼ自明であることから、以下では、内部応力及び滑動に対する安定性に関し、大規模地震による影響について述べる。

(1) 内部応力

堤体内の応力解析結果から、堤高 50m の各断面形状モデル（直角三角形ダムモデル、台形ダム（均一モデル、詳細モデル））での常時の堤体内応力および大規模地震時の最大主応力（最大値）および最小主応力（最小値）の比較を図-4 に示す。

ダム堤体の形状による違いを把握するため、台形ダム（均一モデル）と直角三角形ダムモデルについて比較すると、常時（非地震時）においては、台形ダム（均一モデル）、直角三角形ダムモデルとも、堤体内に引張応力は発生しない。

大規模地震時における堤体内応力分布を見ると、台形ダム（均一モデル）では堤体の上下流端、直角三角形ダムモデルではこれに加え高標高部の断面変化点付近で応力が集中している。両モデルに発生する最大主応力（全時刻最大値）および最小主応力（全時刻最小値）を比較すると、引張応力は、台形ダム（均一モデル）の方が直角三角形ダムモデルよりも小さくなる。圧縮応力については、直角三角形ダムモデルの方が台形ダム（均一モデル）より小さくなるものの、両者に大きな差はない。す

モデル	台形ダム(均一モデル)		直角三角形ダムモデル		台形ダム(詳細モデル)		凡例	
堤高H	50m		50m		50m			
貯水	有り(0.9H)		有り(0.9H)		有り(0.9H)			
主応力	σ 1max	σ 3min	σ 1max	σ 3min	σ 1max	σ 3min		
常時	-0.47	-1.62	※1: -0.04	-1.64	CSG:0.02	CSG:-0.81	富配合CSG:0.11 コンクリート:0.40	σ 1max:最大主応力 最大値 σ 3min:最小主応力 最小値 引張 圧縮
大規模地震時 (下限一庫波 341gal)	1.19	-3.32	※2:0.80	※3:-2.66	CSG:0.14	CSG:-1.41	富配合CSG:0.51 コンクリート:3.68	
							富配合CSG:-0.83 コンクリート:-5.74	
							富配合CSG:-1.16 コンクリート:-12.1	

- ※1: 堤体上流端の最大主応力（最大値ではない）
- ※2: 天端付近の最大主応力
- ※3: 堤体下流端の最小主応力
- ※4: 内部CSGと止水・構造用コンクリートの境界のCSGの最大主応力

図-4 常時応力分布と大規模地震時の最大応力分布（断面形状の違いによる比較、堤高 50m）

③-8 台形 CSG ダムの耐震性能照査に関する研究

なわち、ダム堤体を台形形状とすることで、堤体上流端部に集中する引張応力が緩和されることがわかる。ただし、台形ダム（均一モデル）においても上流端に発生する最大引張応力および下流端に発生する最大圧縮応力は、一般的な CSG の強度（現在建設されている堤高 50m 規模の台形 CSG ダムで使用されている CSG の弾性領域での最大応力（台形 CSG ダム設計・施工・品質管理技術資料²⁾の「CSG の強度」で 2.3~2.4N/mm²程度⁶⁾、引張強度についてはその 1/7 程度⁷⁾、以下同じ。）を上回っている。このため、大規模地震時における堤体の応力状態や損傷形態を応力解析により把握するには、堤体内部構造を考慮したモデルでの解析結果も参照する必要があると考えられる。そこで、堤体の内部構造を考慮した台形ダム（詳細モデル）での結果を、CSG については前述の強度、コンクリートの圧縮強度及び引張強度については表-2 の弾性係数に基づきコンクリート標準示方書⁸⁾の関係式から推定される値（圧縮強度 24N/mm²程度、引張強度 2.4N/mm²程度）を考慮して参照すれば、常時の堤体内応力分布については、CSG 部、コンクリート部とも各々の引張強度に比べて小さい。圧縮応力については、CSG より弾性係数が大きい保護コンクリート部に応力が集中するが、CSG 部、コンクリート部ともに、発生する応力は一般的な各材料の圧縮強度より小さい。

大規模地震時の堤体内応力分布を見ると、堤体内部 CSG の引張応力は一般的な CSG の引張強度よりも小さい

が、内部 CSG のコンクリート部との境界（止水・構造用コンクリート下流側）付近にも引張応力が発生している。堤体上流端の止水・構造用コンクリート部では、コンクリートの強度を上回る引張応力が発生する。圧縮応力については、内部 CSG のコンクリート部との境界付近に応力が集中しているが、一般的な CSG 強度よりも小さい。また、保護コンクリート部においても下流端に応力が集中するが、コンクリート強度を超える応力は発生していない。

台形ダム（均一モデル）と台形ダム（詳細モデル）の解析結果を比較すると、堤体内部構造を考慮することで堤体内部 CSG に発生する応力は低減される。これは、CSG に比べて弾性係数が大きい保護コンクリートや止水・構造用コンクリート部に応力が集中するためと考えられる。内部 CSG の応力はコンクリート部との境界付近（止水・構造用コンクリートの下流側）でやや大きくなっている。本解析で考慮した地震動（最大水平加速度 341gal）では、その大きさは一般的な CSG の引張強度を超える大きさではないが、より大きな地震動レベルでは引張強度に達する大きさとなる可能性がある。

次に、堤高の異なる条件での比較として、台形ダム（均一モデル）と直角三角形ダムモデル（各々堤高 50m、100m）での常時の堤体内応力および大規模地震時の最大主応力（最大値）および最小主応力（最小値）を図-5 に示す。

常時の応力を見ると、台形ダム（均一モデル）の堤高

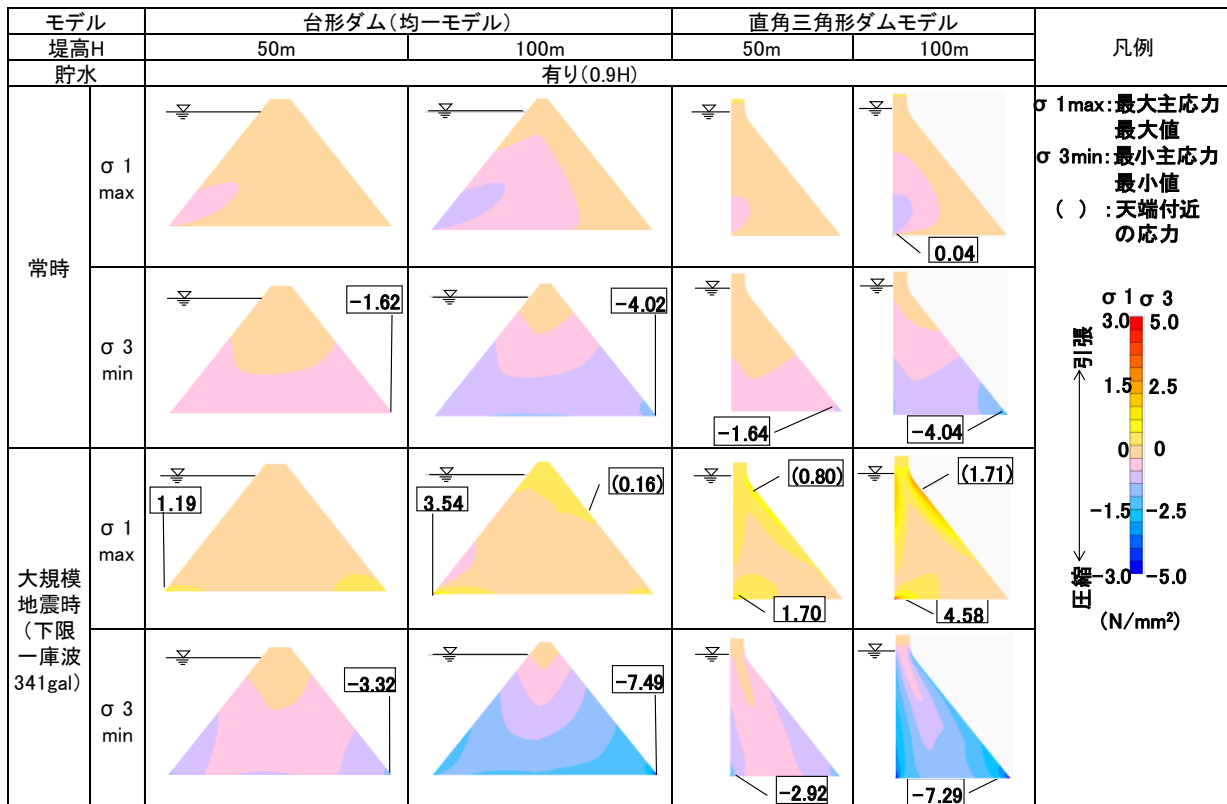


図-5 常時応力分布と大規模地震時の最大応力分布（堤高の違いによる比較、物性値均一）

100m の場合では、堤高 50m の場合と同様に引張応力は発生せず、全圧縮状態である。圧縮応力については下流端に集中し、最大圧縮応力は堤高 50m の場合と比較して増大する。また、圧縮領域の分布は堤高 50m の場合と比較して拡大する。直角三角形ダムモデルの堤高 100m の場合では、上流端部に引張応力が発生する。圧縮応力については下流端に集中し、最大値は堤高 50m の場合と比較して増大する。堤高 100m の場合、台形ダム（詳細モデル）、直角三角形モデルともに、常時の堤体内圧縮応力が堤体下流端で増大している。

大規模地震時の堤体内応力を見ると、台形ダム（均一モデル）の堤高 100m の場合、上流端部のほかに天端付近の下流側高標高部で引張応力がやや集中している。ただし、当該箇所が発生する最大引張応力は、前述の一般的な CSG の引張強度よりも小さい。圧縮応力については、堤高 50m の場合と比較してほぼ堤体全域で増大し、最大圧縮応力は堤高 50m の場合の 2 倍以上となる。

一方、直角三角形ダムモデルの堤高 100m の場合、引張応力については、応力が集中するのは堤高 50m の場合と同様に上流端と高標高部であり、応力の値は増大する。圧縮応力については、堤高 50m の場合と比較してほぼ全域で増大し、上下流端に集中する応力も増大している。

堤高が 100m となることで、両モデルとも引張応力については局所、あるいは断面変化点周辺で増大し、圧縮応力については堤体内全域で増大する。なお、このようにダムの堤高が高くなり想定される発生応力が大きくなれば、設計上堤体材料として用いる CSG の強度も大きいものとなるよう配合等を設定することとなるため、上記の結果は堤高が高くなると想定される損傷が大きくなることを意味するものではない。

堤高の増大に対する主応力の変化について図-6 に示す。圧縮応力については、堤高が高くなることによる応力の増加率にほとんど差異はないが、引張応力について見ると、台形ダム（均一モデル）では、堤高が高くなることによる応力の増加率が直角三角形ダムモデルと比較して小さいことが分かる。

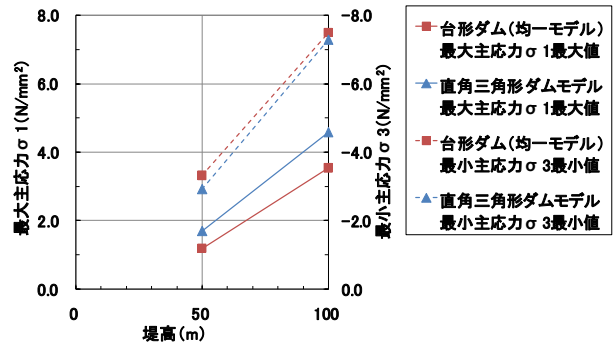


図-6 大規模地震時最大応力比較

(2) 滑動

台形 CSG ダムの設計においては、滑動に対する安定性は、堤体と基礎岩盤の境界面におけるせん断強度を期待せず、摩擦抵抗力のみを考慮した次式の滑動係数により評価される。

$$Fs = f \times V / H \dots \dots \dots (1)^7$$

ここに、

F_s : 滑動係数

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

なお、重力式コンクリートダムでは堤体と岩盤を一体化することにより滑動に対して抵抗するよう設計されるが、ここでは重力式コンクリートダムの一般的な形状である直角三角形ダムモデルについても、台形形状モデルと同様に、堤体と岩盤の摩擦により抵抗する条件を想定して滑動に対する安定性を検討することとした。ただし、

(1) に示した堤体内応力の結果より、大規模地震時には堤敷の上流端部で引張亀裂が生じる可能性を想定する必要があると考えられることから、以下では堤敷沿いの滑動について、次式の滑動に対する局所安全率による検討を行う。

$$fs = \frac{\sigma_n \times f}{\tau} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、

f_s : 滑動に対する局所安全率

σ_n : 鉛直応力（地震時の堤体内鉛直応力と揚圧力の差分）

f : 堤体底面の摩擦抵抗係数

τ : 地震時の堤体底面のせん断応力（岩盤に接する要素の応力）

各モデルでの線形動的解析結果（図-4）において、

最大のせん断応力が発生する要素は各モデルで全て下流端要素となった。各モデルの下流端要素のせん断応力時刻歴(図-7)より読み取った最大せん断応力が発生する時刻における堤敷沿いの地震時の鉛直応力 σ_n 、鉛直応力と揚圧力の差 σ_n-u 、せん断応力 τ 、滑動に対する局所安全率 f_s の分布を図-8に示す。

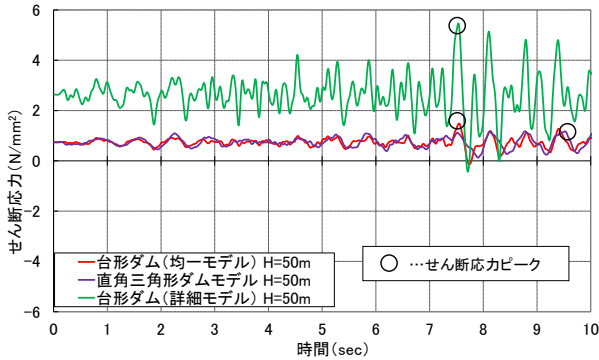


図-7 下流端要素せん断応力時刻歴

堤体と基礎岩盤の間の摩擦係数 f の値については、台形CSGダムの基礎となりうる程度(CL~CM級)の岩盤の場合、基礎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⁹⁾を参考に、 $f=1.2$ と仮定した。なお、台形CSGダムの実際の施工においては、上流端部の止水コンクリートは貯水に対する着岩面の水密性を確保するため、コンクリートダムと同等の岩盤面処理を行うほか、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¹⁰⁾。このため、上記の基礎岩盤のせん断強度を考慮しない条件のほか、止水コンクリート部についてのみ基礎岩盤との一体化を考慮し、基礎岩盤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場合の局所せん断摩擦安全率分布を算定した。

$$f_s' = \frac{\tau_0 + \sigma_n \times f}{\tau} \dots \dots \dots (3)$$

ここに、

f_s' : 基礎岩盤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

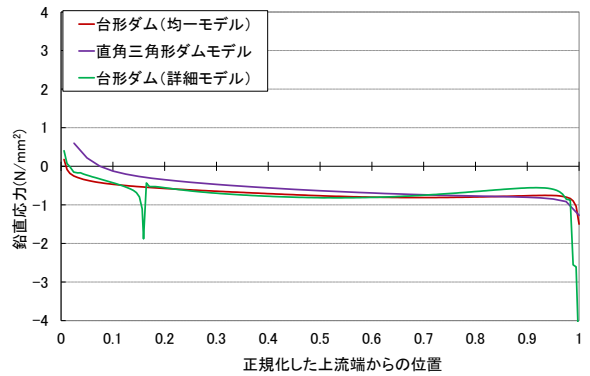
τ_0 : 基礎岩盤のせん断強度

σ_n : 鉛直応力(地震時の堤体内鉛直応力と揚圧力の差分)

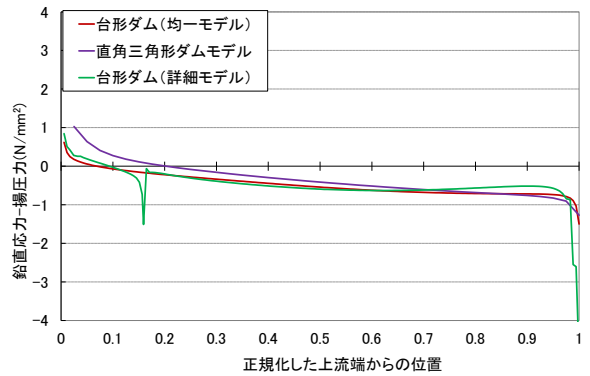
f : 堤体底面の摩擦抵抗係数

τ : 地震時の堤体底面におけるせん断応力

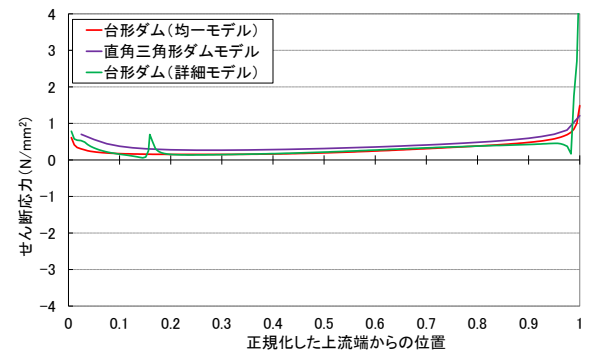
この場合、 τ_0 および f の値については、既往文献の岩



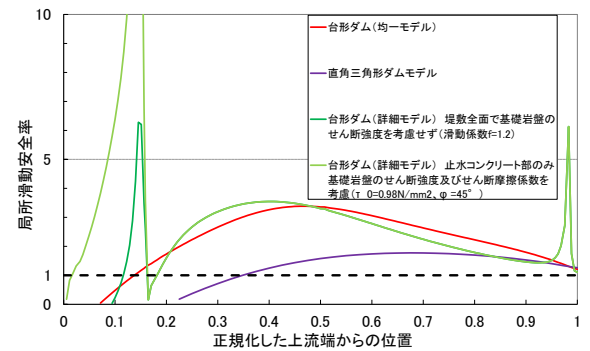
(1) 鉛直応力



(2) 鉛直応力と揚圧力の差分



(3) せん断応力



(4) 局所安全率

図-8 下流端要素でせん断応力が最大となる時の堤敷沿いの鉛直・せん断応力及び滑動に対する局所安全率の分布

級区分と岩盤物性の関係¹¹⁾から、基礎岩盤の岩級区分をCL～CM級と想定し、 $\tau_0=0.98\text{N/mm}^2 (=10\text{ kg f/cm}^2)$ 、 $\phi=45^\circ$ と設定した(図-9)。

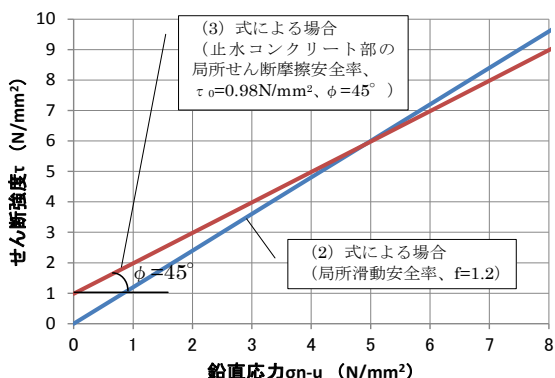


図-9 堤敷の局所安全率算出に用いたせん断強度の仮定

鉛直応力分布図(図-8の(1))を見ると、台形ダム(均一モデル)では、鉛直応力は上流端の局所を除いてほとんどの範囲で圧縮側となる。揚圧力を考慮した場合、堤敷に対して6%の範囲で鉛直応力と揚圧力の差分が引張側となる。このため、局所安全率は上流側で1.0を下回るが、堤敷に対して上流側14%程度の範囲を除いて1.0以上となる。一方、直角三角形ダムモデルでは、堤敷に対して上流端側10%程度の範囲で鉛直方向の引張応力が発生する。揚圧力を考慮した場合、堤敷に対して20%程度の範囲で鉛直力が0となるが、上流端から堤敷の35%程度で安全率が1.0以下となる。また、台形ダム(詳細モデル)を見ると、鉛直応力は堤敷のほとんどの範囲で圧縮状態となる。内部CSGとコンクリートの境界では応力の大きな変化が生じており、鉛直応力については止水・構造コンクリートとの境界、および下流側の保護コンクリートとの境界でCSG部、コンクリート部とも応力が大きくなる。せん断応力についても同様となるが、下流側保護コンクリートとの境界ではせん断応力は小さくなる。局所の安全率をみると、止水コンクリート部の基礎岩盤のせん断強度を考慮しない場合では、上流端から堤敷の12%の範囲、および止水・構造用コンクリートとの境界で局所安全率が1.0を下回る。基礎岩盤のせん断強度を考慮した場合は、止水・構造用コンクリートとの境界の局所安全率が1.0を下回るのは基礎岩盤のせん断強度を考慮しない場合と同様であるが、止水コンクリート部については上流端の局所を除きほとんどの範囲で局所安全率が1.0以上となる。

また、局所安全率が1.0を下まわる要素について摩擦抵抗をもたない($f=0$)と仮定した場合の、堤敷全体の滑

動安全率を表-4に示す。直角三角形ダムモデルでは安全率は1.0を下回るが、台形ダム(均一モデル)では滑動に対する安全率が十分に1.0を上回っている。台形ダム(詳細モデル)では、内部CSGと止水・構造用コンクリートとの境界で局所安全率が低下するため、止水コンクリート部において基礎岩盤のせん断強度を考慮しない場合には、安全率は1.0を下回らないものの台形ダム(均一モデル)と比較して安全率が低下する。なお、止水コンクリート部の基礎岩盤のせん断強度を考慮した場合には、滑動に対する安全率は均一モデルから算出される値よりも高くなる。

表-4 堤敷全体の滑動安全率

解析モデル	台形ダム (均一モデル)	直角三角形 ダムモデル	台形ダム (詳細モデル)
堤敷全体の滑動安全率	1.67	0.93	1.54 (2.24)

※ ()内は止水コンクリート部において基礎岩盤のせん断強度を考慮した場合の値

解析結果より、滑動に対する安定性は、台形ダム(均一モデル)の方が直角三角形ダムモデルと比較して高いことが分かる。地震動等の条件によっては、堤体の上流側の一部でせん断損傷が生じる可能性があるが、内部構造を考慮し、上流側の止水・構造用コンクリートにおいて基礎岩盤のせん断強度を見込んだ場合には、本検討の条件下では損傷が生じる可能性は低いものと考えられる。

次に、堤高50m及び100mの場合の下流端要素のせん断応力時刻歴(図-10)より読み取った最大せん断応力発生時における堤敷沿いの地震時の鉛直応力 σ_n 、鉛直応力と揚圧力の差 σ_n-u 、せん断応力 τ 、滑動に対する局所安全率 f_s の分布を図-11に示す。

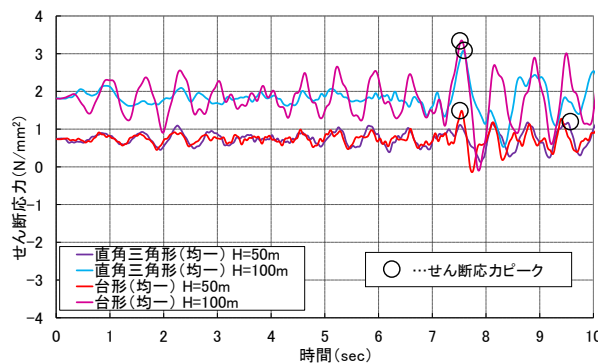
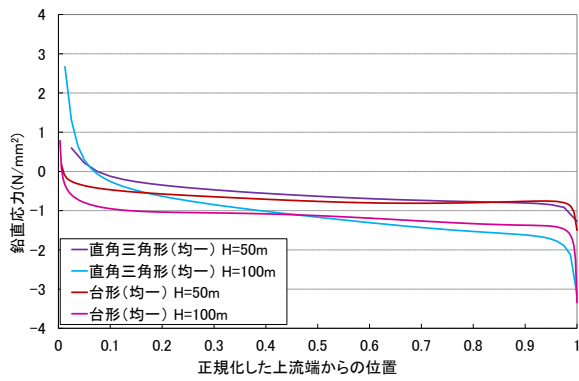
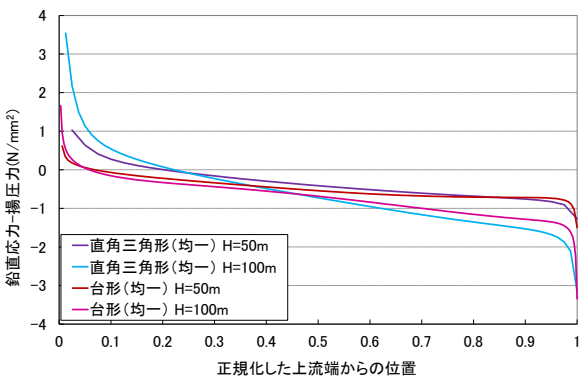


図-10 下流端要素せん断応力時刻歴

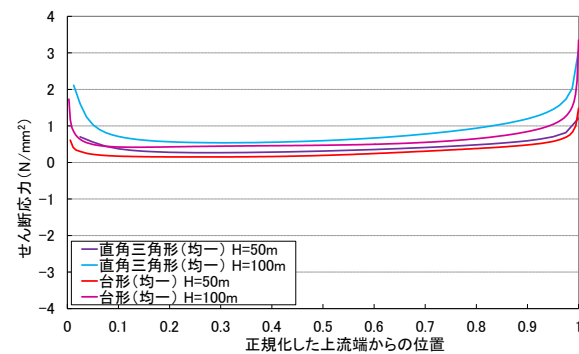
台形ダム(均一モデル)では、堤高が高くなることで発生する鉛直応力およびせん断応力が增大するが、堤高



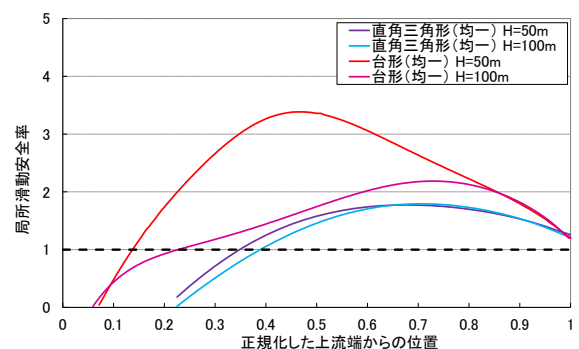
(1) 鉛直応力



(2) 鉛直応力と揚圧力の差分



(3) せん断応力



(4) 局所安全率

図-11 下流端要素でせん断応力が最大となる時の堤敷沿いの鉛直・せん断応力及び滑動に対する局所安全率の分布

100m の場合でも鉛直応力は上流端の箇所を除いてほとんどの範囲で圧縮側となる。堤敷沿いの滑動に対する局所安全率は、堤高 100m の場合は堤高 50m の場合と比較してやや低下するものの、堤敷の上流側 23% 程度の範囲を除いて 1 以上となる。一方、直角三角形ダムモデルでは、堤高が高くなると発生する鉛直応力およびせん断応力が大きくなり、その変化率は台形ダム (均一モデル) と比較して大きい。堤高 100m の場合、堤体の上流端で大きな引張応力が発生し、揚圧力を考慮すると堤敷の上流側 21% の範囲で鉛直応力が引張側となり、局所安全率が 1.0 を下回る範囲は、台形ダム (均一モデル) より広く、約 39% となる。ただし、鉛直力が圧縮側の範囲では、せん断応力の増大に対し圧縮応力も大きくなるため、局所の滑動安全率については堤高による違いはほとんど無い。

次に、局所安全率が 1.0 を下回る要素について摩擦抵抗を持たないと仮定した場合の、堤敷全体の滑動安全率を図-12 に示す。いずれの堤体形状でも堤高が大きくなるに伴い滑動安全率は低下するが、その低減度合いは台形ダムの方が大きい。しかし、台形モデルでは堤高が 100m の条件でも安全率は 1.0 以上であり、考慮した条件では、堤敷沿いのせん断破壊によってダムの滑動が生じる可能性は低いと考えられる。

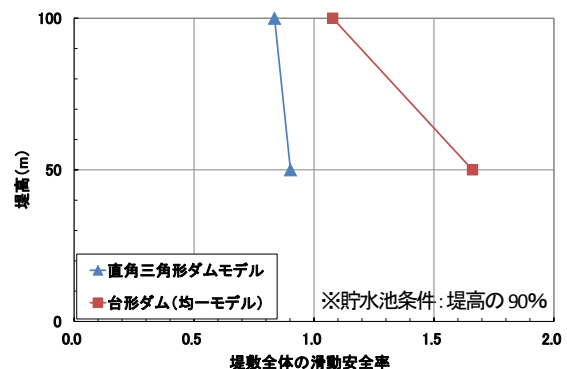


図-12 堤敷全体の滑動安全率

2.3 地震動の違いによる堤体内応力への影響

2.3.1 解析条件

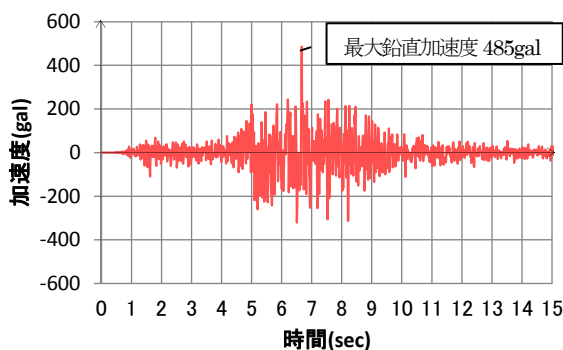
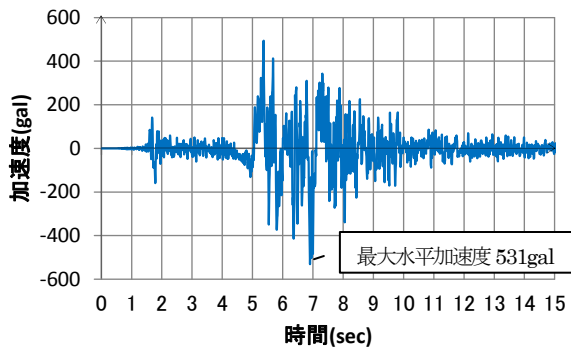
前節の大規模地震時の解析では、図-3 に示した下限一庫波のみで解析を実施した。これに対し、入力地震動の加速度の大きさや周波数特性の異なる地震動による各モデルでの大規模地震時の堤体内応力について検討するため、前述の台形ダム (均一モデル、詳細モデル) 及び解析用物性値を用いて異なる入力地震動による解析を実施した。加速度レベルの違いとしては、下限一庫波のほかこの加速度振幅を 2 倍、3 倍とした波形及び 0.16G (台形 CSG ダムでの設計地震³⁾ 相当) とした加速度波形を入力地震動として解析を実施した。また、周波数特性

の違いとしては、2000年鳥取県西部地震の際に震源近傍の賀祥ダムの基礎部で観測された波形から主要動を抽出した波形（以下、「賀祥波（最大水平加速度 531gal）」）のほか、この加速度振幅を2倍とした波形を入力動とした解析を実施した。なお、この検討においては堤高 50m のモデルを用いた。解析条件を表-5 に示す。

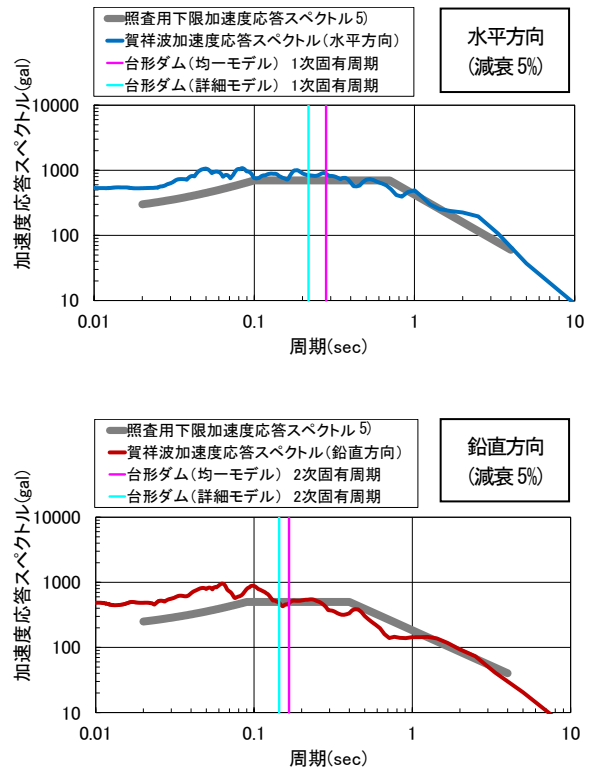
賀祥波の加速度時刻歴、および加速度応答スペクトルを図-13 に示す。賀祥ダムでの観測地震動は下限加速度応答スペクトルに比べ短周期領域が卓越している特徴がある。

表-5 解析条件

堤体形状	台形	直角三角形
堤高 H	50m	
堤体物性	均一	内部構造考慮 均一
貯水位	0.9H (45m)	
入力地震動	・ 下限一庫波（加速度振幅調整） ①最大水平加速度 0.16G、②加速度振幅 2 倍、③加速度振幅 3 倍 ・ 賀祥ダム観測波（最大水平加速度 531gal）	



(1) 加速度時刻歴



(2) 加速度応答スペクトル

図-13 入力地震動加速度時刻歴(2000年鳥取県西部地震での賀祥ダム底部監査廊観測地震動)

2.3.2 解析結果および考察

(1) 堤体内応力分布及び最大発生応力

下限一庫波の加速度振幅を一定倍率 (2、3 倍) で調整した条件での解析結果から、堤体内の大規模地震時応力分布 (最大主応力の最大値、最小主応力の最小値) を図-14 に示す。また、同解析条件における加速度振幅の倍率 (下限一庫波に対する加速度応答スペクトルの引伸ばし倍率、以下、「引伸ばし倍率」とする。) と堤体内に発生する最大引張応力および最大圧縮応力の関係について図-15 に示す。図には、発生する最大最小主応力のほか、台形ダム (均一モデル) について、設計地震相当の地震動を入力した動的解析結果より設定した基準応力 (台形 CSG ダムの断面設計の考え方⁷⁾ を参考に、圧縮応力については設計地震相当 (0.16G) の地震動により堤体内に発生する最大圧縮応力の 1.5 倍の応力 (断面設計時における安全率 $F=1.5$ を考慮)、引張応力についてはその 1/7) に対する比率も示している。

台形 CSG ダムの設計では堤体内の物性を均一としたモデルを用いて堤体内応力解析を行うことから、台形ダム (詳細モデル) の動的解析結果で CSG 部に発生する応力については、台形ダム (均一モデル) について設定した CSG の基準応力 (圧縮及び引張) に対する比率を示している。また、同モデルのコンクリート部については、一

一般的なコンクリートの圧縮及び引張強度を参考に設定したコンクリートの基準応力（解析で用いた物性値よりコンクリート標準示方書⁸⁾の推定式を参考に設定。基準応力（引張）については概略値として基準応力（圧縮）の1/10¹²⁾とした。）を比較対象とする。

図-14 をみると、台形ダム（均一モデル）では、最大引張応力は堤体上流端で、最大圧縮応力は堤体下流端で発生する。図-15 より、最大引張応力は設定した CSG の基準応力（引張）を上回る。また、最大圧縮応力は引伸ばし倍率 2 倍で CSG の基準応力（圧縮）を上回る。

一方、台形ダム（詳細モデル）の内部 CSG については、最大引張応力は引伸ばし倍率 1 倍では天端付近、これ以外では止水・構造用コンクリートとの境界で発生する。最大引張応力が CSG の基準応力（引張）を上回るのは引伸ばし倍率 3 倍とした場合である。最大圧縮応力については、止水・構造用コンクリートの境界部で発生するが、本解析で考慮した地震動レベルでは CSG の基準応力（圧縮）を超えない。また、台形ダム（詳細モデル）では、台形ダム（均一モデル）に比べ引張応力、圧縮応力とも、引伸ばし倍率に対する最大応力の変化が小さいことが分かる。これは、弾性係数が CSG よりも比較的大きいコンクリート部に応力が集中することにより、地震動の加速度振幅が大きくなっても CSG 部の引張応力は大きくなり

にくいためである。なお、台形ダム（詳細モデル）のコンクリート部について見ると、上流端に発生する最大引張応力は、引き戻し倍率 1 倍で局所的ではあるがコンクリートの基準応力（引張）を上回る。このため、考慮した地震動レベルでは、止水・構造用コンクリート部にも損傷が生じるおそれがある。圧縮応力については下流端で最大となるが、引伸ばし倍率 3 倍でコンクリートの基準応力（圧縮）を若干上回る。

以上、台形ダム（詳細モデル）の解析結果によると、設計地震相当の強さの地震動による堤体内発生圧縮応力の 1.5 倍に相当する基準応力に対し、発生する圧縮応力の局所安全率は引伸ばし倍率が 3 倍相当の地震動（1023gal）でも 1.0 を下回らないが、引張応力に対する安全率は 1.0 を下回る可能性が高い。よって、大規模地震時の台形 CSG ダムでの堤体内応力については、まず引張応力に着目する必要があると考えられる。

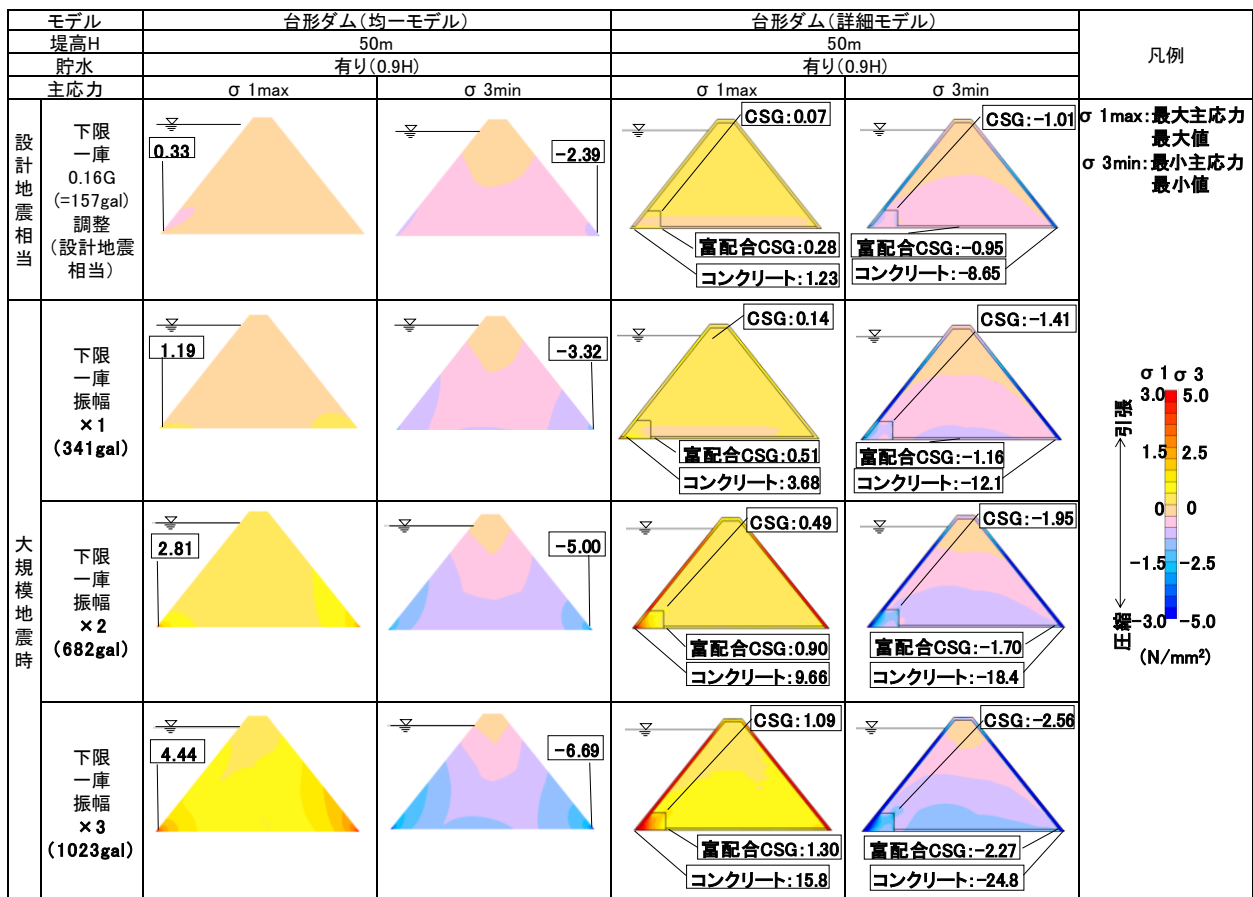
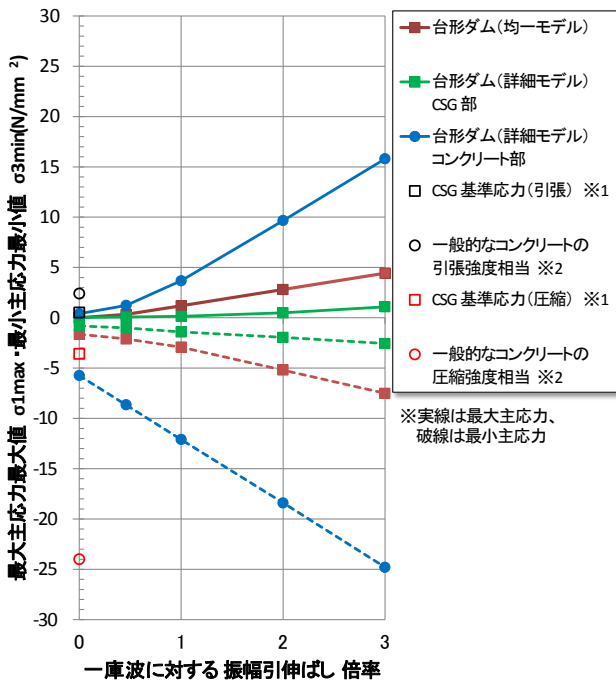


図-14 地震時堤体内主応力（最大値）の分布（入力地震動の違いによる影響比較、堤高 50m）



※1 CSGの基準応力(圧縮)は設計地震相当(0.16G)の地震動により堤体内に発生する最大圧縮応力の1.5倍相当の応力。基準応力(引張)はその1/7⁹⁾とした。

※2 コンクリートの基準応力(圧縮)は一般的なコンクリートの圧縮強度を参考に設定。基準応力(引張)についてはその1/10¹²⁾とした。

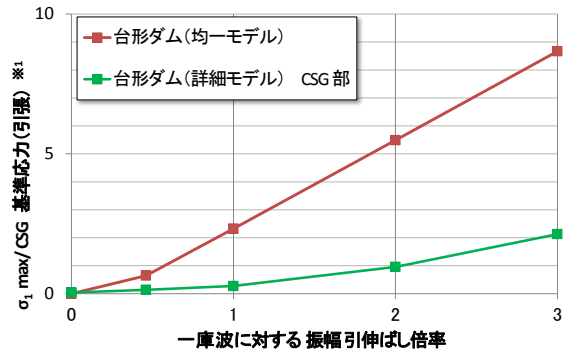
(1) 最大主応力最大値及び最小主応力最小値

図-15 加速度振幅と最大主応力最大値 σ_{1max} 、最小主応力最小値 σ_{3min} の関係
(台形ダム(詳細モデル)はCSG部の最大値)

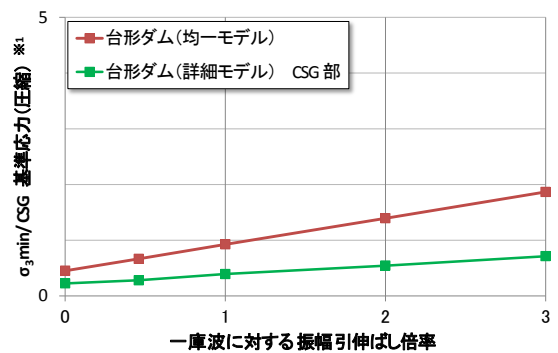
(2) 上下流面応力

次に、地震応答による堤体の曲げ変形のため応力が集中しやすい堤体上下流面の応力分布に着目し、各モデルの上流面、下流面沿いの地震時 σ_{1max} の分布を図-17に示す。なお、台形ダム(詳細モデル)については、上下流面(保護コンクリート部)のほか、(図-16)に示すコンクリートとCSGの境界の内部CSGの応力分布についても示す。

台形ダム(均一モデル)(図-17の(1))では、堤体の上下流面とも低標高部に引張応力が集中し、堤体上部に向かうにつれて引張応力は基本的に小さくなる。局所については地震動の引伸ばし倍率1倍で引張応力がCSGの基準応力(引張)を超えるが、堤体の上部については上流面で引伸ばし倍率2倍、下流面で引伸ばし倍率3倍の場合の中～高標高部においてもCSGの基準応力(引張)を上回る応力となっている。台形ダム(詳細モデル)の内部CSG(図-17の(3))の引張応力分布を見ると、コンクリートとCSGとの弾性係数の違いにより、堤体上流側



(2) 基準応力(引張)に対する比率



(3) 基準応力(圧縮)に対する比率

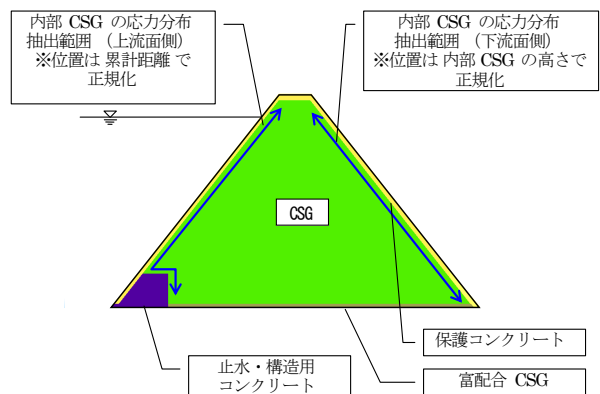
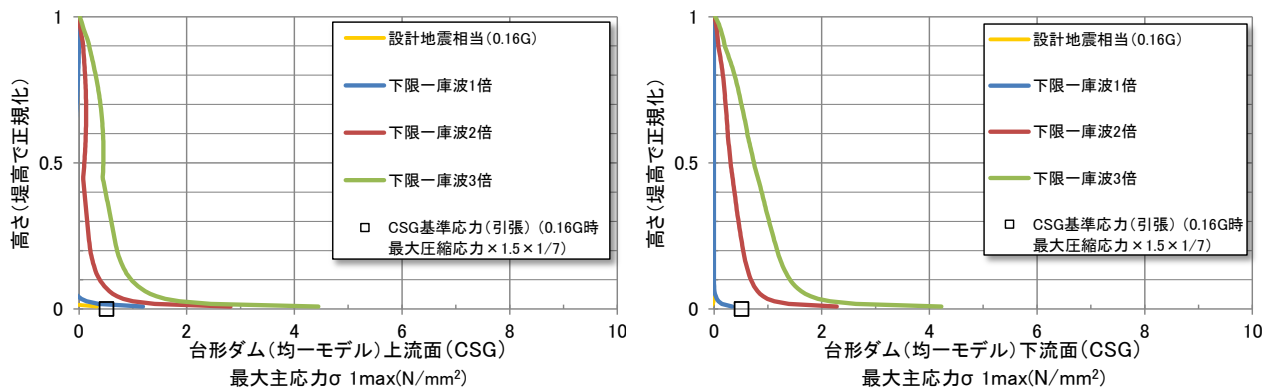


図-16 台形ダム(詳細モデル)におけるCSGとコンクリートの境界の応力抽出位置

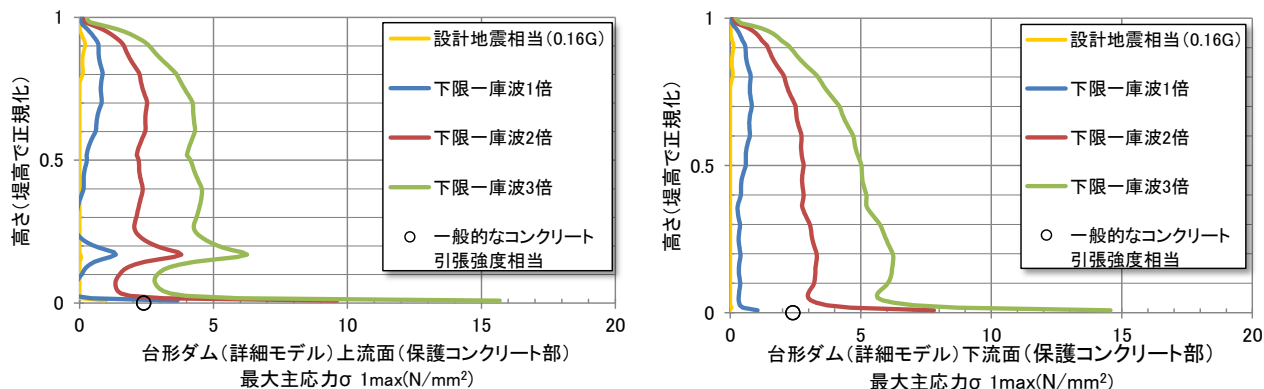
の止水・構造コンクリート上面の高さ付近で引張応力の集中が生じる。同モデルの保護コンクリート部の引張応力分布（図-17 の(2)）を見ると、上流面については地震動の引伸ばし倍率2倍で上流端および構造用コンクリート上面の高さ付近でコンクリートの基準応力（引張）を上回る。下流面については、低～中標高部でコンクリートの基準応力（引張）を超える応力となっている。また、CSG とコンクリートの境界沿いの CSG の応力分布を見ると、止水・構造用コンクリート周辺において応力集中が生じ、境界付近の堤体内部 CSG で発生する引張応力は地震動の引伸ばし倍率3倍で CSG の基準応力（引張）を上回っている。以上より、大規模地震時には内部 CSG で損傷が生じる可能性がある。

同様に、各モデルの上流面、下流面沿いの地震時 σ_{3min} の分布を図-18 に示す。

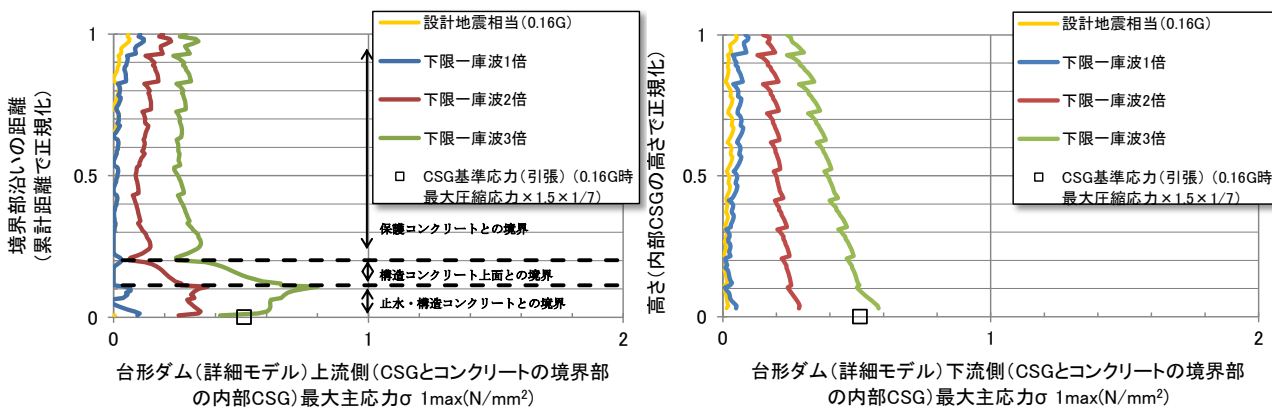
台形ダム（均一モデル）（図-18 の(1)）では引伸ばし倍率2倍で最大圧縮応力が CSG の基準応力（圧縮）を上回るが、基準応力（圧縮）を超える応力となるのは端部の局所的な範囲にとどまる。台形ダム（詳細モデル）の内部 CSG では引張応力と同様、止水・構造用コンクリート周辺で応力が集中するが、CSG の基準応力（圧縮）よりも小さい。保護コンクリート部については、中～高標高部でやや応力が大きくなるが、コンクリートの基準応力（圧縮）を上回る圧縮応力が発生するのは引伸ばし倍率3倍のときであり、その範囲は堤体下流端の局所にとどまる。



(1) 台形ダム (均一モデル)

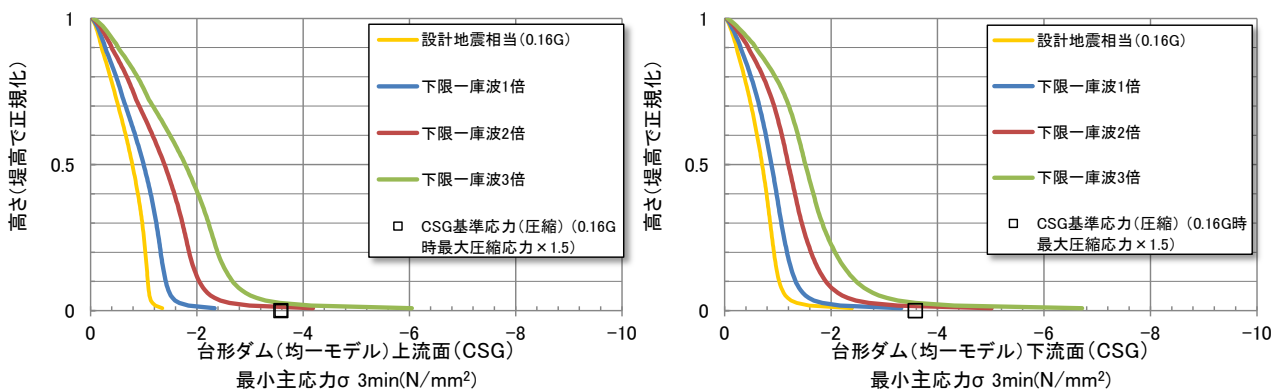


(2) 台形ダム (詳細モデル、保護コンクリート部)

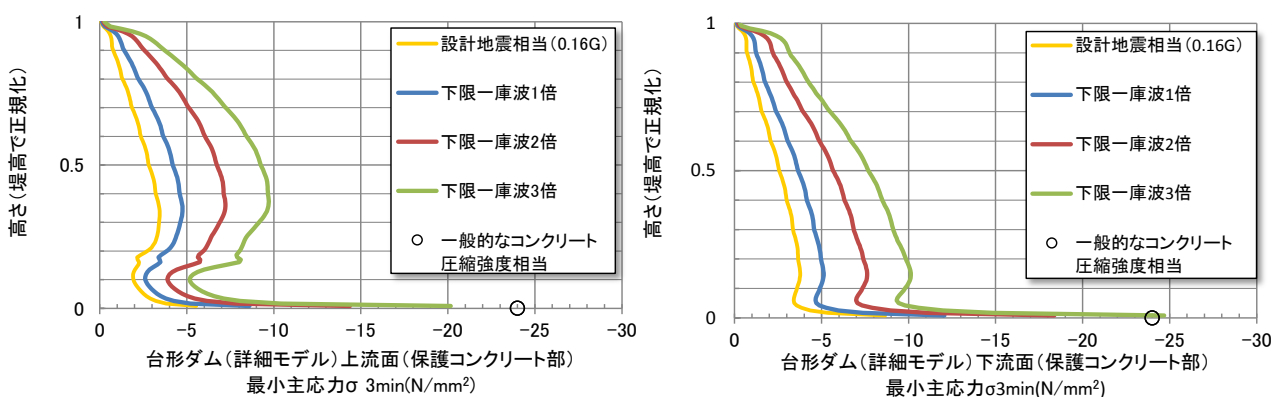


(3) 台形ダム (詳細モデル、CSG のコンクリートとの境界部)

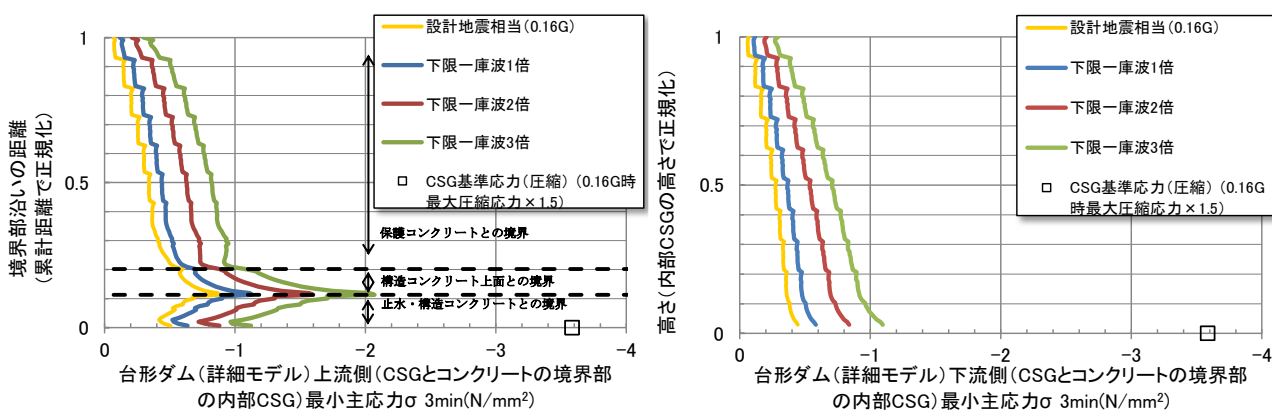
図-17 地震時における上下流面応力 (σ1max) の分布 (加速度振幅による比較)



(1) 台形ダム (均一モデル)



(2) 台形ダム (詳細モデル、保護コンクリート部)



(3) 台形ダム (詳細モデル、CSG のコンクリートとの境界部)

図-18 地震時における上下流面応力 (σ_{3min}) の分布 (加速度振幅による比較)

(3) 入力地震動波形の違いによる影響

入力地震動波形による応力分布の影響を見るため、賀祥波（最大水平加速度 531gal 及びこの引伸ばし倍率を 2 倍とした波形（同 1062gal））を入力した場合の解析結果を図-19 に示す。また、堤体上下流面の最大、最小主応力分布を、下限一庫波（最大水平加速度 341gal 及びこの引伸ばし倍率を 2 倍とした波形（同 682gal））による解析結果とともに図-20 および図-21 に示す。

最大主応力の分布傾向について図-20 (1) の台形ダム（均一モデル）の結果を下限一庫波の場合と比較すると、堤体上下流端の局所で引張応力が集中していたのに対し、賀祥波の場合では、堤体の底部のほかにも高標高部でも引張応力が大きくなっている。一方、台形ダム（詳細モデル）における保護コンクリート部（図-20 (2)）、内部 CSG の止水・構造用コンクリートとの境界部（図-20 (3)）の最大主応力分布については、入力地震動の波形による違いは顕著ではない。

なお、最小主応力（圧縮応力）の分布傾向については、両モデルとも入力地震動の波形による違いはほとんど見られない。

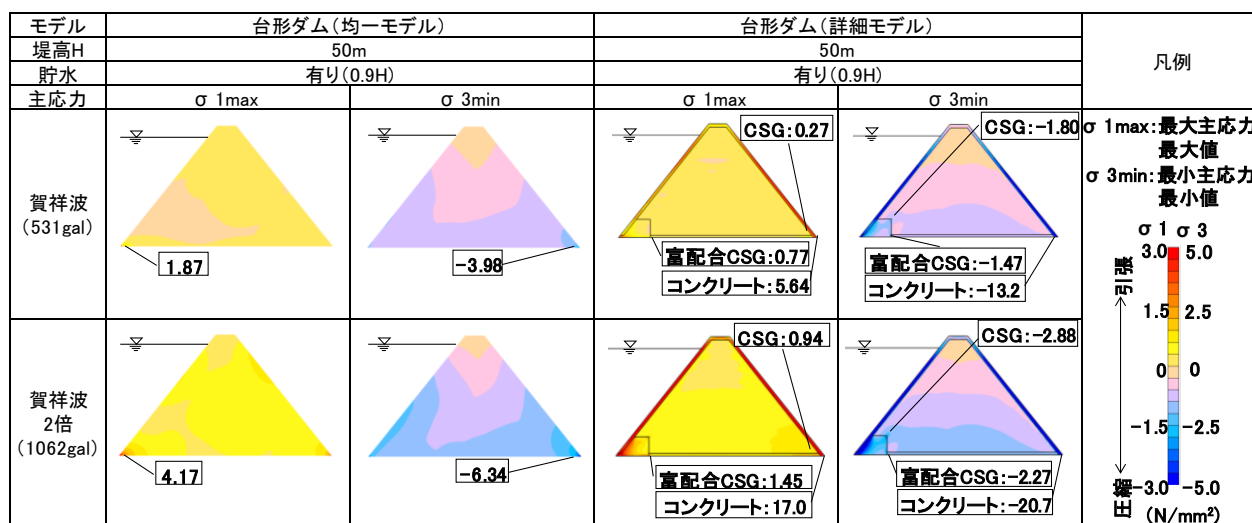
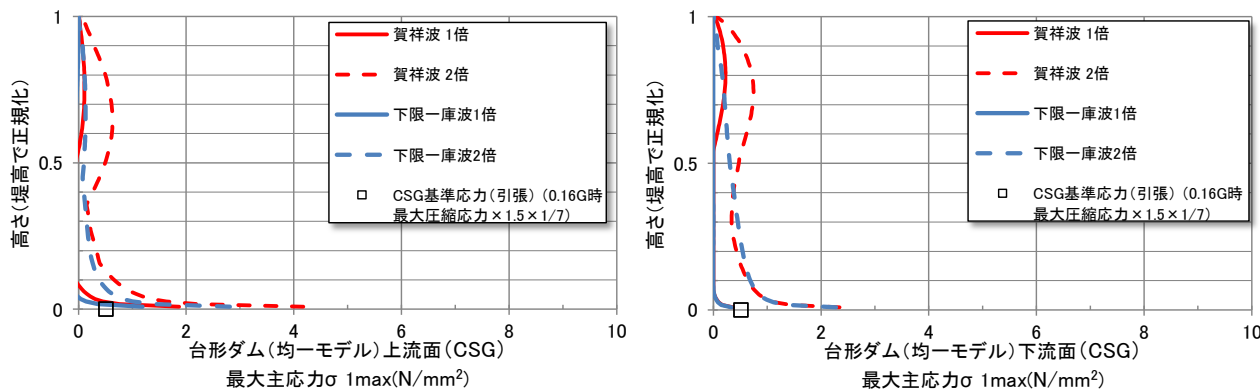
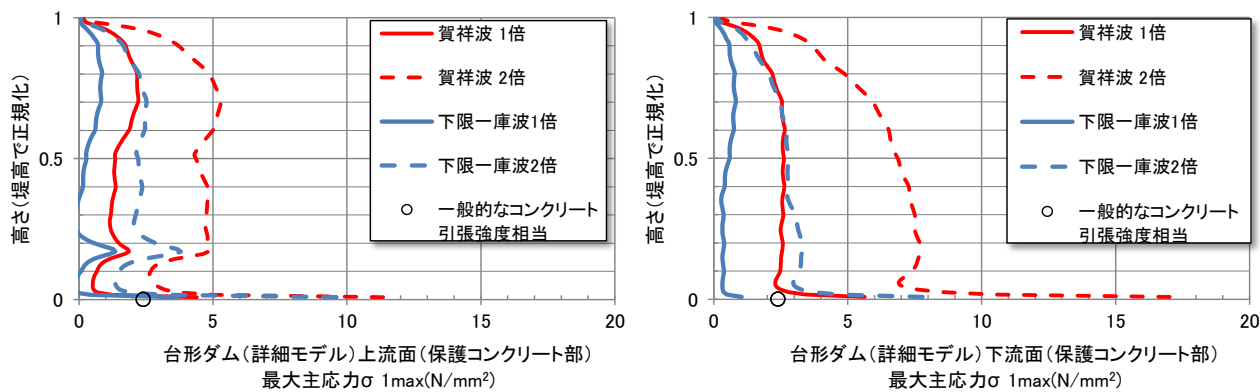


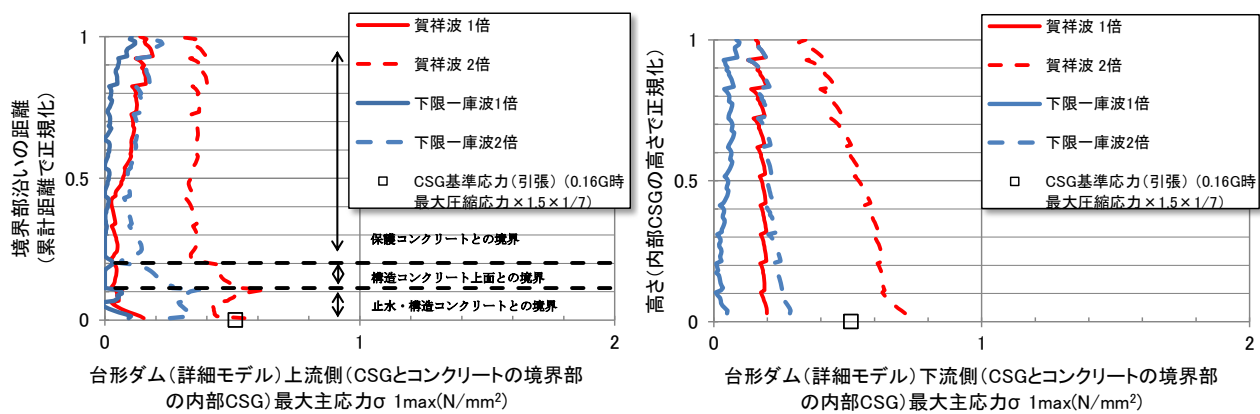
図-19 地震時における堤体内主応力（最大値）の分布（賀祥波）



(1) 台形ダム (均一モデル)

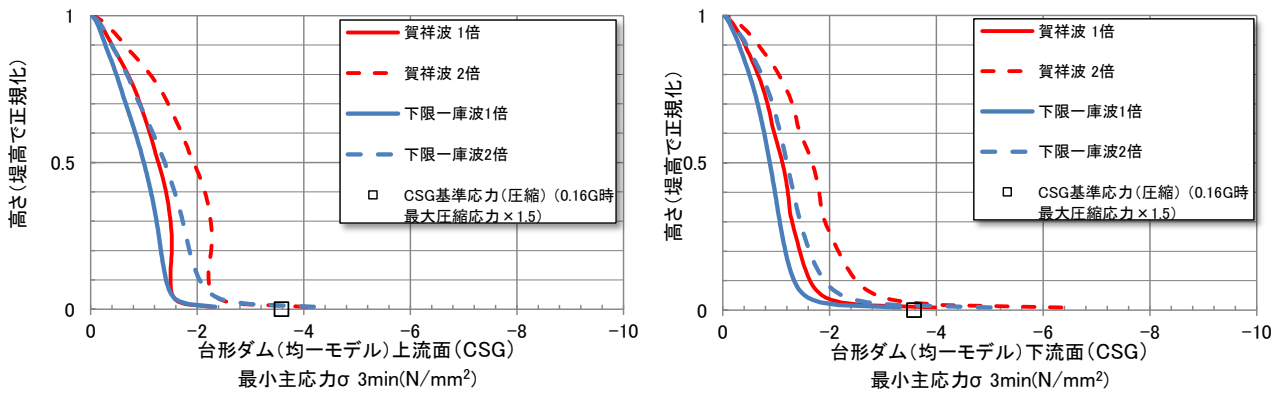


(2) 台形ダム (詳細モデル、保護コンクリート部)

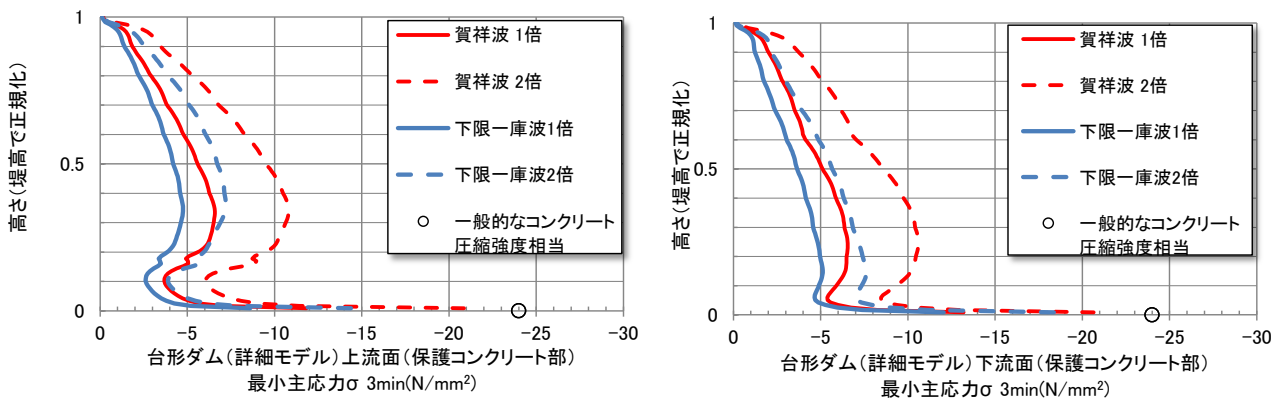


(3) 台形ダム (詳細モデル、CSGのコンクリートとの境界部)

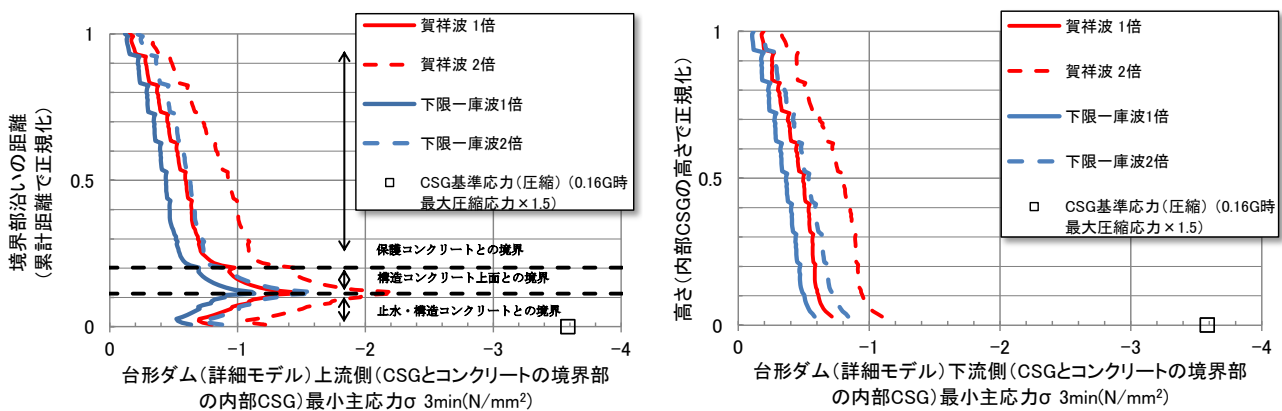
図-20 大規模地震時における上下流面応力 (σ_{1max}) の分布 (入力地震動波形の違いによる比較)



(1) 台形ダム (均一モデル)



(2) 台形ダム (詳細モデル、保護コンクリート部)



(3) 台形ダム (詳細モデル、CSG のコンクリートとの境界部)

図-21 大規模地震時における上下流面応力 (σ_{3min}) の分布 (入力地震動波形の違いによる比較)

2.4 岩盤物性値の違いによる大規模地震時の堤体内応力への影響

2.4.1 解析条件

台形 CSG ダムは、一般的な重力式コンクリートダムとは異なり、基礎岩盤のせん断強度を見込まなくても堤体の安定性が確保されるように設計される。このため、滑動に対する安定性の点からは重力式コンクリートダムより岩級の低い岩盤を基礎とすることが可能であるが、堤体に比べ岩盤の変形性が大きくなると、地震時だけでなく常時においても堤体内部応力の条件が厳しくなる可能性がある。逆に、堤体より岩盤の変形性が小さい場合にも、変形性の異なる両者の境界の堤敷部などで局所的に大きな応力が発生する可能性がある。このため、前節までの検討条件（堤体（CSG）と岩盤の弾性係数が同程度（2,000N/mm²、CL～CM 級相当））で常時及び大規模地震時における堤体内応力分布を基礎岩盤の弾性係数が堤体 CSG より大きい条件（2 倍）、および小さい条件（1/2）とした場合と比較し、その影響を分析した。なお、基礎岩盤の変形は、常時においては主に基礎浅部の岩盤の変形性、地震時においては一般に浅部より変形性が小さな深部も含めた基礎全体の変形性の影響を受けると考えられることや、地震時における基礎岩盤の動的変形での歪みレベルは、静的載荷での変形性を調べる原位置試験での歪みレベルより一般的に小さいことから、応力解析において考慮する基礎岩盤の弾性係数を必要に応じ常時と地震時で異なる値（やや大きな値）とすることも考えられる。このため、参考として、大規模地震を入力した動的

解析時のみ基礎岩盤の弾性係数を常時の解析で用いる値よりも大きい条件（2 倍）としたケースについても合わせて比較することとした。

解析条件を表-6 に示す。なお、基礎岩盤のポアソン比を 0.3 と仮定した場合、弾性係数 4,000N/mm² は弾性波（P 波）速度で 1.5km/s、弾性係数 1,000N/mm² は弾性波速度 0.77km/s 程度に相当する。

表-6 解析条件

堤体形状	台形	
堤高 H	50m	
堤体物性	均一	内部構造考慮
岩盤弾性係数 E _R (N/mm ²)	2,000 (堤体の弾性係数 E ₀ と同一)	
	4,000 (E ₀ の 2 倍)	
	1,000 (E ₀ の 1/2)	
	※参考 常時 2,000、地震時 4,000 (E ₀ の 2 倍)	
貯水位	0.9H (45m)	
入力地震動	下限一庫波	

2.4.2 解析結果および考察

異なる岩盤物性値条件による解析結果から、常時の堤体内主応力分布を図-22 に示す。

台形ダム（均一モデル）では、基礎岩盤と堤体の弾性係数の比（以下、「E_R/E₀」とする。）が大きく（基礎岩盤の剛性が堤体に比べ高く）なると最大主応力は堤体中央で小さくなり、上流端で大きくなる。圧縮応力については堤体の下流端で最大となるが、E_R/E₀ が大きくなるのに

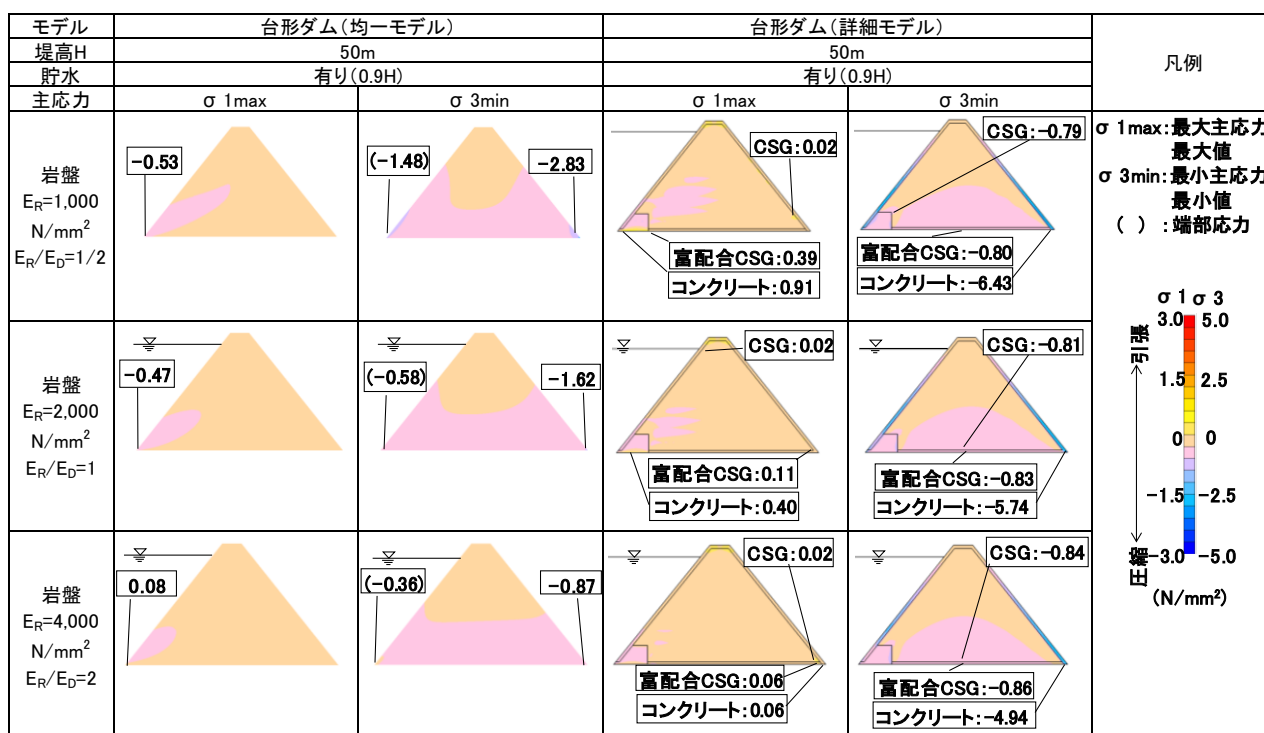


図-22 常時の応力分布（岩盤弾性係数の違いによる比較（σ₁、σ₃）

に伴い低減する。同様の傾向は堤体の上流端においても見られる。一方、台形ダム（詳細モデル）では、内部 CSG の最大主応力は E_R/E_D の変化による影響はほとんどない。圧縮応力については、 E_R/E_D を大きくすると応力は若干増大する。また、 E_R/E_D が大きい場合は堤敷の中央部で最大となるが、 E_R/E_D が小さい場合は止水・構造用コンクリートとの境界周辺で最大となる。なお、コンクリート部及び富配合 CSG 部については引張応力が生じているが、 E_R/E_D が大きくなるとその最大値は低減する。圧縮応力についてはほとんど変わらない。

次に、大規模地震時の応力解析結果 (σ_{1max} , σ_{3min}) について図-23 に示す。台形ダム（均一モデル）の引張応力について、端部の応力に着目すると、 E_R/E_D が大きくなると上流端で発生する最大引張応力は小さくなる。ただし、 E_R/E_D が大きくなると堤体内に引張応力が発生しやすくなり、下流端の引張応力は大きくなる。圧縮応力については、最大圧縮応力が生じる上流端、および下流端とも E_R/E_D が大きくなるにつれて小さくなる。

一方、台形ダム（詳細モデル）の内部 CSG では、 E_R/E_D を大きくすると応力は若干低減する。引張応力は、 E_R/E_D が小さい場合 ($E_R/E_D = 1/2$)、内部 CSG と止水・構造用コンクリートの境界に集中し、 E_R/E_D が大きい場合は天端周辺に集中する。内部 CSG の圧縮応力については、 E_R/E_D を大きくすると若干増大する。また、引張応力と同様に

E_R/E_D が小さい場合 ($E_R/E_D = 1/2$ 、および $E_R/E_D = 1$)、内部 CSG と止水・構造用コンクリートの境界に応力が集中し、 E_R/E_D が大きい場合は堤敷の中央に集中する。なお、富配合 CSG 部の引張応力については、内部 CSG と同様に E_R/E_D を大きくすると、止水・構造用コンクリート境界に生じる最大引張応力は若干低減する。圧縮応力についても同様に E_R/E_D の変化に伴い低減する。最大圧縮応力は E_R/E_D が小さい場合 ($E_R/E_D = 1/2$)、内部 CSG と止水・構造用コンクリートの境界に集中する。また、コンクリート部においては、 E_R/E_D を大きくするとやや大きい引張応力が堤体上流端に発生する。これに対し、下流端に集中する圧縮応力は E_R/E_D を大きくした場合やや低減する。

以上より、台形ダム（均一モデル）の線形動的解析結果によれば、 E_R/E_D が大きくなると、CSG 部に発生する引張応力、および圧縮応力は低減される。これは、基礎岩盤の弾性係数が堤体に比べ相対的に大きい方が、堤体に変形しにくくなるためと考えられる。

また、台形ダム（詳細モデル）による場合でも同様の応力の変化の傾向が見られるが、台形ダム（均一モデル）と比べ岩盤の変形性による最大応力への影響は小さい。これは堤体内部構造を考慮した場合、CSG は弾性係数が大きいコンクリートに拘束されており、基礎岩盤の物性値による堤体内応力の変化は生じにくいと考えられる。

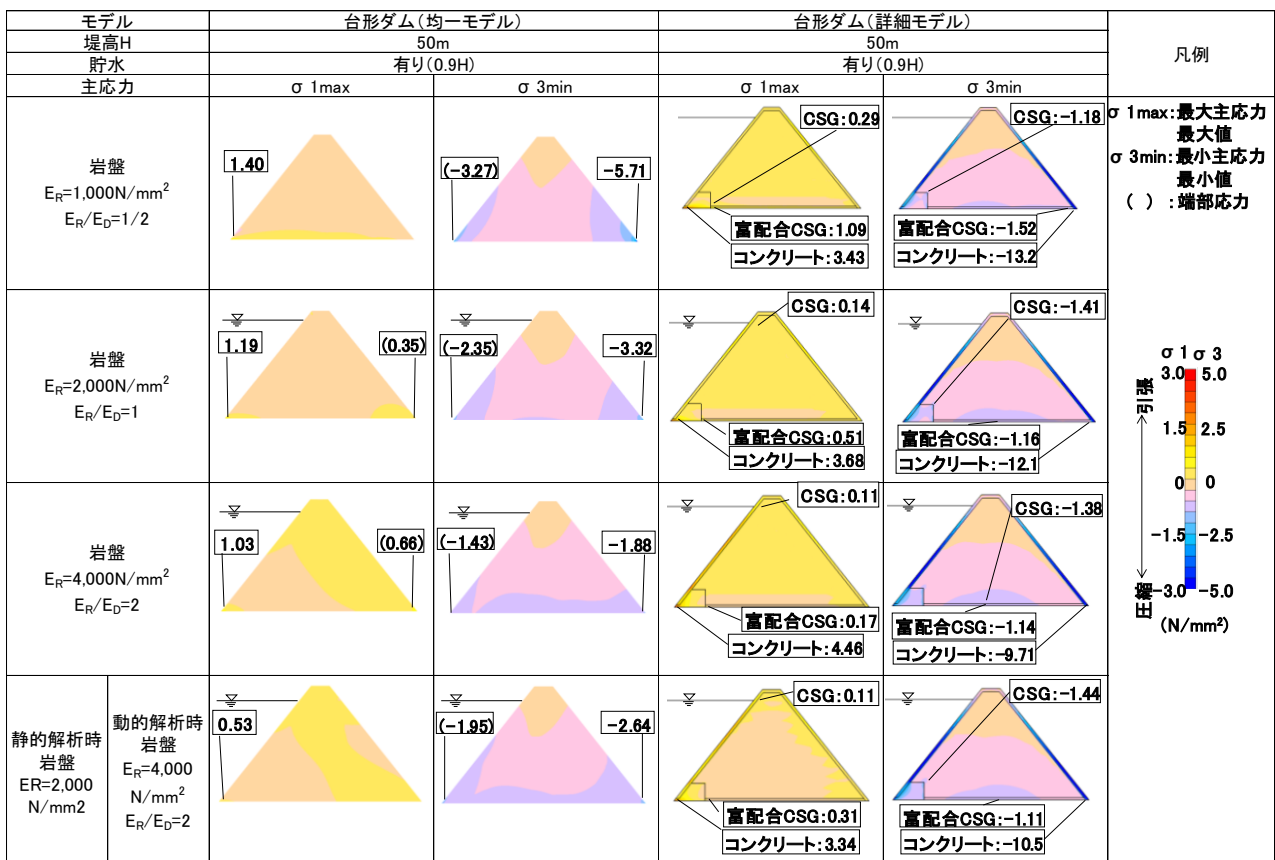


図-23 大規模地震時の最大応力分布（岩盤弾性係数の違いによる比較 (σ_{1max} , σ_{3min})）

台形ダム(詳細モデル)の動的解析結果によると、 E_R/E_0 が小さくなると、内部 CSG および富配合 CSG では、止水・構造用コンクリートとの境界周辺で引張応力および圧縮応力が大きくなる。このため、岩盤の変形性が堤体の変形性に対して大きい(剛性が低い)場合には、当該箇所 の応力集中に注意する必要がある。大規模地震を想定した耐震性能照査では、地震動の大きさ等によっては当該箇所の損傷について考慮する必要が生じる場合もあると 考えられる。

なお、図-23 中に参考として示した動的解析時のみ岩盤の弾性係数を増加させた場合では、堤体内の最大引張 応力は、静的解析と動的解析とで同一の大きさに増加さ せた場合よりも小さくなる傾向がある。一方、最大圧縮 応力は、動的解析時のみ岩盤の弾性係数を変化させた場 合、静的解析と動的解析とで同一の大きさに増加させた 場合より大きくなる。これは、考慮した E_R/E_0 の範囲では、 最大引張応力が主として常時の応力よりも地震時の発生 応力によるものであったためと考えられる。

このように、台形ダムでは基礎岩盤の物性値の設定が 解析結果に影響をもたらす。このため、耐震性能照査上 考慮すべき物性値(弾性係数)を適切に設定することが 重要であり、地震時における基礎部での地震動や堤体の 挙動応答についての観測記録を蓄積していくことが望ま れる。

2.5 貯水位条件の違いによる堤体内応力及び滑動に対 する安定性への影響

2.5.1 解析条件

重力式コンクリートダムでは、貯水による水圧(静水 圧および地震時動水圧)の作用および上流面が下流面に 比べて急勾配であるため、大規模地震時には上流端に引 張応力が生じやすい。このため、常時(非地震時)にお ける最高水位(常時満水位)条件による解析が耐震性能 照査を実施する上で安全側となる。台形 CSG ダムにおい ても、貯水位が高くなるほど水圧による水平方向の荷重 による作用は大きくなると考えられる。しかし、上流面 勾配が小さいため、堤体に作用する鉛直力は貯水位が低 くなるほど小さくなり、滑動に対する安定性が低下する 可能性もある。このため、大規模地震に対する台形 CSG ダムの耐震性能照査を行う際に考慮すべき水位条件につ いての検討として、水位を低下させた条件(堤高の 0% (貯水なし)、同 50%)での解析を実施し、前述の条件 (同 90%)での結果と比較した。解析条件を表-7 に示 す。なお、基礎岩盤の物性値については、表-2 に示し た解析用物性値の値を用いた。入力地震動は、前節の図 -3 に示した地震動(下限一庫波)とした。各モデルに おける固有周期を表-8 に示す。貯水位が低下すると堤

体固有周期はやや短くなるが、その変化は小さい。

表-7 解析条件

堤体形状	台形	
堤高 H	50m	
堤体物性	均一	内部構造考慮
貯水位	0	
	0.5H (25m)	
	0.9H (45m)	
岩盤弾性係数 (N/mm ²)	2,000	
入力地震動	下限一庫波	

表-8 貯水位が低下した場合の堤体固有周期(sec)

堤体形状	台形ダム(均一モデル)			台形ダム(詳細モデル)			
	貯水位	0	0.5H	0.9H	0	0.5H	0.9H
モード	1次	0.2744	0.2746	0.2805	0.2095	0.2099	0.2180
	2次	0.1640	0.1640	0.1663	0.1430	0.1431	0.1442
	3次	0.1438	0.1448	0.1525	0.1180	0.1185	0.1240
	4次	0.0937	0.0969	0.1065	0.0867	0.0881	0.0958

2.5.2 解析結果および考察

(1) 堤体内応力

各貯水位での常時および大規模地震時の堤体内応力 分布を図-24 に示す。

台形ダム(均一モデル)の常時の堤体内応力を見ると、 引張応力は発生せず全圧縮状態である。最大圧縮応力は、 全ての貯水位条件で堤体下流端に生じ、貯水位の低下と ともに小さくなる。なお、上流端では貯水位の低下とと もに圧縮応力は大きくなっている。次に台形ダム(詳細 モデル)の常時の堤体内応力を見ると、内部 CSG では最 大引張応力が貯水の低下にともない若干増大するものの、 その値は比較的小さく、また貯水位による影響は小さい ことが分かる。なお、最大引張応力は、貯水位 0.5H およ び 0.9H の場合で天端付近に生じ、貯水なしでは止水・構 造用コンクリートとの境界部に発生する。圧縮応力につ いては、貯水位の低下に伴い若干低減し、最大圧縮応力 は全ての貯水位条件で堤敷中央部に生じる。富配合 CSG 部では、最大引張応力の値は内部 CSG と同様、貯水位の 低下に伴い若干増大し、最大圧縮応力は若干低減する。 コンクリート部についても、最大応力の値は同様の傾向 であるが、最大引張応力は全ての貯水位条件で上流端、 最大圧縮応力は全ての貯水位条件で下流端に生じる。

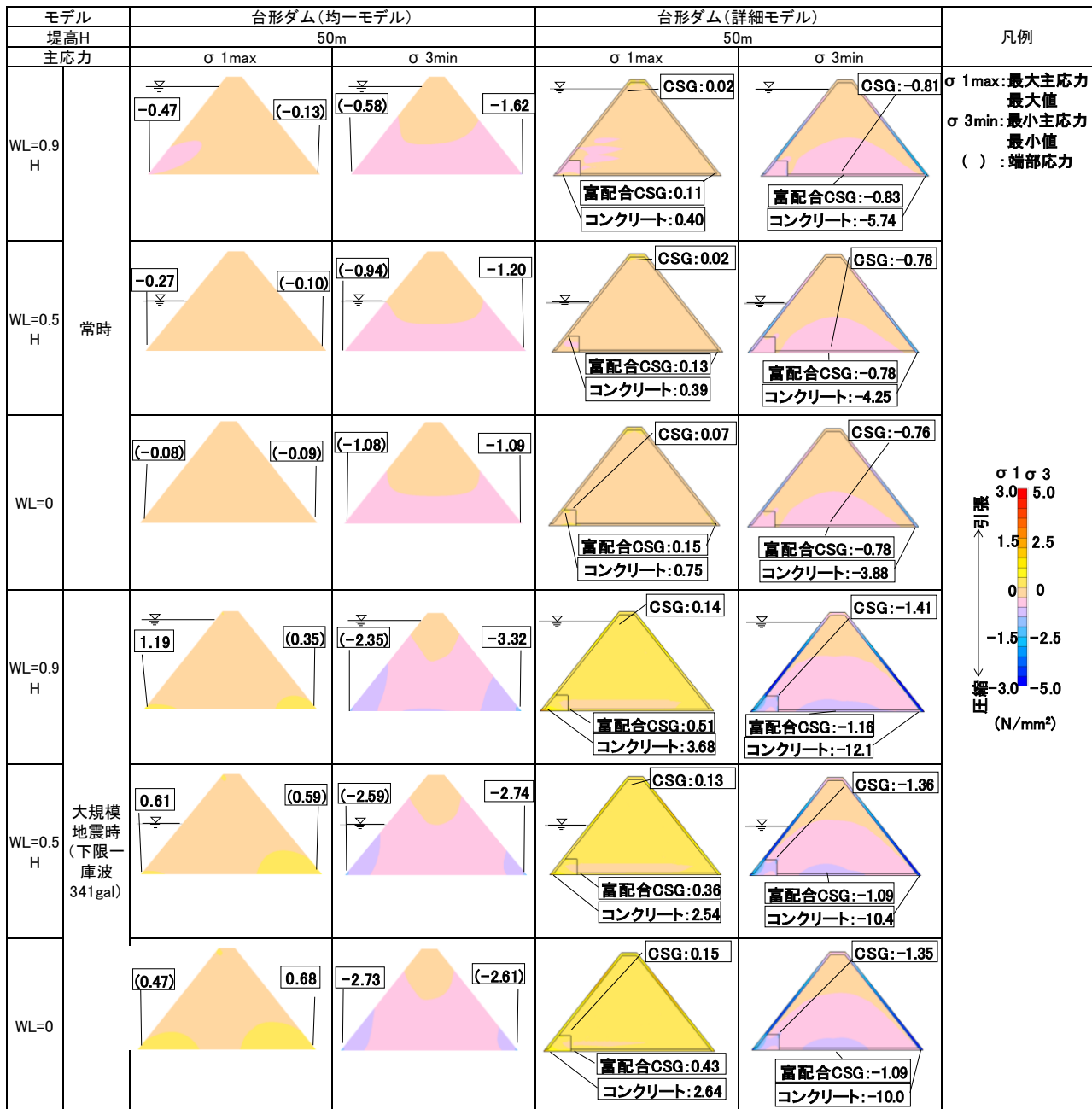


図-24 常時および大規模地震時の堤体内応力分布 (貯水位の違いによる比較)

次に、地震時の台形ダム (均一モデル) の堤体内応力を見ると、最大引張応力は貯水位の低下に伴い低減する傾向にある。応力が集中するのは貯水位が 0.5H、および 0.9H の場合は上流端、貯水なしの場合は下流端である。圧縮応力については、最大圧縮応力は貯水位の低下とともに低減するが、最大応力の発生位置は貯水位が 0.5H、および 0.9H の場合は下流端、貯水なしの場合は上流端である。ここで、上下流端部の応力に着目すると、貯水位の低下に伴い引張応力については上流端で低減し、下流端で増大する。圧縮応力についてはこの逆となる。

これにより、貯水位が低下すると引張応力、圧縮応力とも上流端部と下流端部における応力の差が小さくなる。一方、台形ダム (詳細モデル) の地震時の堤体内応力を

見ると、内部 CSG の引張応力については貯水位による影響はほとんどない。内部 CSG の最大圧縮応力については、止水・構造用コンクリートとの境界部に集中し、貯水位の低下に伴いやや低減する。富配合 CSG 部の地震時応力については、最大圧縮応力は全ての貯水位条件で堤敷の中央部に生じ、貯水位の低下により若干小さくなる。コンクリート部の地震時応力については、全ての貯水位条件で、引張応力については上流端、圧縮応力については下流端で最大となっており、最大引張応力、最大圧縮応力とも貯水位の低下に伴い低減する。

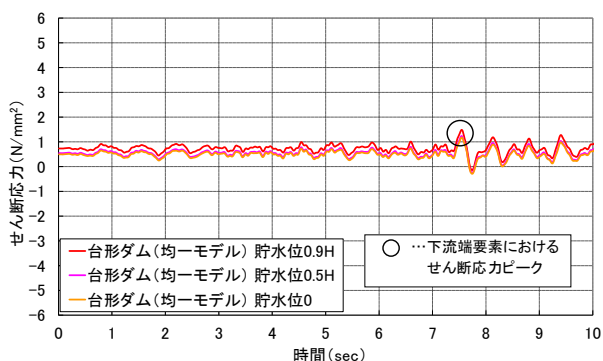
台形ダム (均一モデル) では、貯水位が低下することで、堤体内の最大引張応力および最大圧縮応力は低減する。また、貯水位の低下に伴い、上流端部と下流端部の

応力の差は小さくなる。

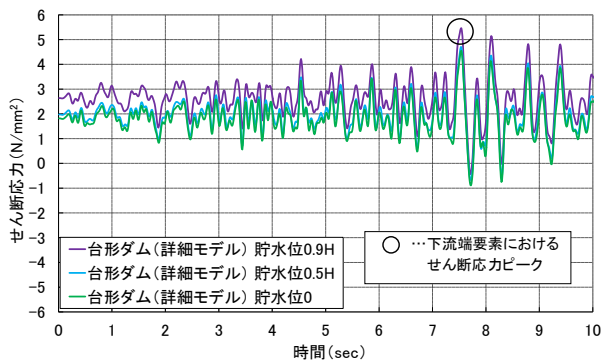
台形ダム（詳細モデル）においても、前述の台形ダム（均一モデル）の解析結果と同様の傾向がみられるものの、台形ダム（均一モデル）と比べ貯水位の変化による堤体内応力への影響は小さい。

(2) 滑動に対する安定性

貯水位が低下した場合、鉛直方向の圧縮応力が低下することで摩擦抵抗が低減し、滑動に対する抵抗力が小さくなる可能性がある。このため、堤敷の滑動に対する安定性について、(3)式で示される堤敷沿いの局所滑動安全率により検討する。台形ダム（均一モデル）の貯水なし条件を除く各モデルではほぼ同時刻に最大せん断応力が発生している下流端要素において、最大せん断応力が発生する時刻（図-25 参照）の堤敷沿いの地震時の鉛直応力 σ_n 、鉛直応力と揚圧力の差 $\sigma_n - u$ 、せん断応力 τ 、及びせん断強度 $\tau_0 = 0$ 、摩擦係数 $f = 1.2$ と仮定した場合の局所安全率 f_s の分布を図-26 に示す。台形ダム（均一モデル）の貯水なし条件についてはせん断応力が最大となるのは上流端要素であるが、ここでは比較のため条件を同一とし、下流端要素のせん断応力が最大となる時刻の局所安全率分布を算定した。



(1) 台形ダム（均一モデル）



(2) 台形ダム（詳細モデル）

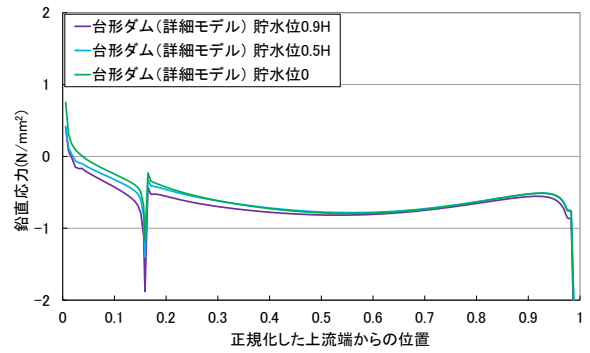
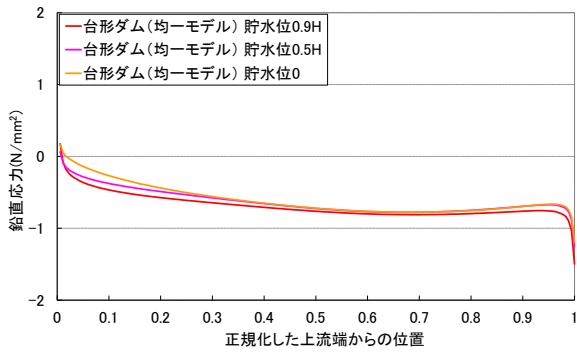
図-25 大規模地震時の下流端要素せん断応力時刻歴

台形ダム（均一モデル）では、引張応力が発生する上流端位置を除いて局所滑動安全率は 1.0 以上となるが、貯水位の低下に伴い局所滑動安全率は増加する。これは、貯水位が低下すると鉛直応力の低下により摩擦抵抗力が低下するが、同時に堤敷のせん断応力が低下し、揚圧力も小さくなるためである。同様に、台形ダム（詳細モデル）でも、貯水位の低下とともに上流端付近の局所滑動安全率は増加する。保護コンクリート部および構造コンクリートと富配合 CSG の境界付近で鉛直応力の低下により安全率が 1.0 を下まわるが、これ以外の範囲では局所安全率は 1.0 以上となる。なお、参考として止水コンクリート部のみ岩盤のせん断強度（基礎岩盤を CL~CM 級と想定、 $\tau_0 = 0.98 \text{ N/mm}^2$ ($=10 \text{ kgf/cm}^2$)、 $\phi = 45^\circ$ ¹¹⁾) を見込んだ局所安全率分布を図-27 に示す。止水コンクリート部の岩盤のせん断強度を見込むことで、堤体上流の止水・構造用コンクリートのほとんどの範囲において局所滑動安全率は 1.0 以上となり、滑動に対する安定性が高いとの評価となる。

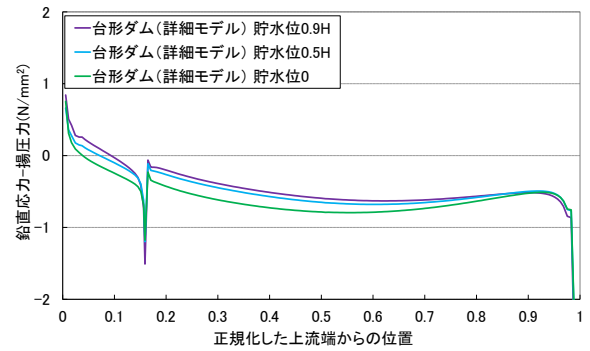
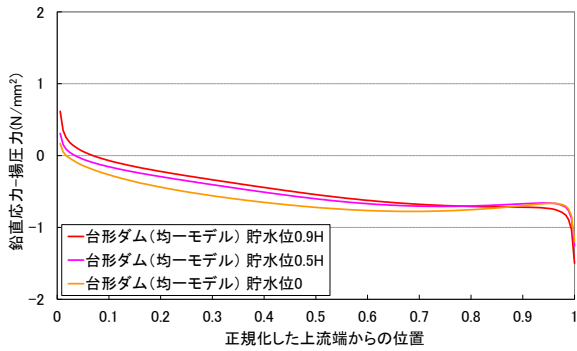
また、図-28 に、局所安全率が 1.0 を下まわる要素について摩擦抵抗をもたないと仮定した場合の堤敷全体の安全率を式 (2) により算出した結果を示す。これによると、局所安全率と同様、両モデルとも貯水位の低下に伴い鉛直応力が低下するが、同時にせん断応力や揚圧力が低下するため、堤敷全体の滑動安全率は高くなるのが分かる。なお、堤体内部構造を考慮した台形ダム（詳細モデル）の場合、堤敷全体の安全率は台形ダム（均一モデル）と比較して低下する。これは、前述した保護コンクリート部および構造コンクリートと富配合 CSG の境界付近で鉛直応力が低下することによるものと考えられる。止水・構造用コンクリート部の岩盤のせん断強度を考慮することで堤敷全体の滑動安全率は台形ダム（均一モデル）とほぼ同程度となる。いずれの場合においても、堤体の滑動に対する安全率は、貯水位が高い条件の方が厳しいといえる。

以上のことから、本検討で考慮した地震動条件下では、大規模地震時の滑動に対する安定性については、貯水位条件として常時満水位を考慮することが安全側の評価となる。

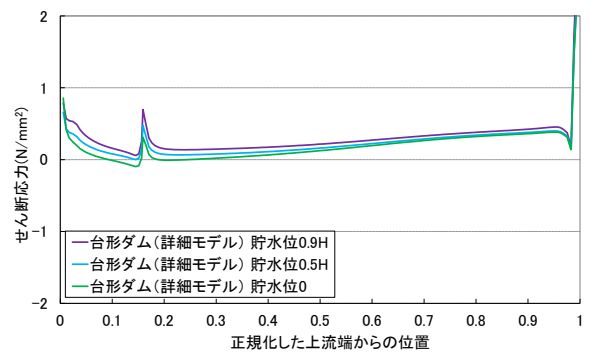
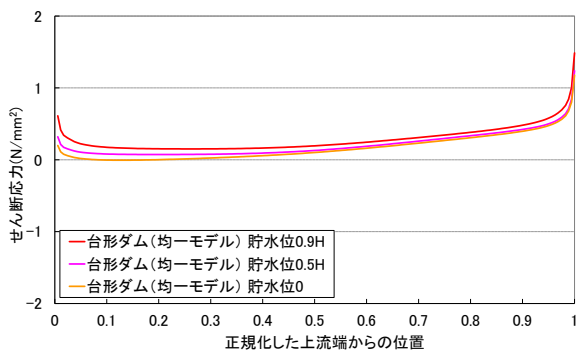
なお、せん断応力が上流端要素で最大となる台形ダム（均一モデル）の貯水なし条件について、最大せん断応力の発生する時刻の堤敷全体の滑動安全率を算定したところ、3.52 であった。下流端要素でせん断応力が最大となる時刻の安全率 3.63 と比較してやや小さな値となった。



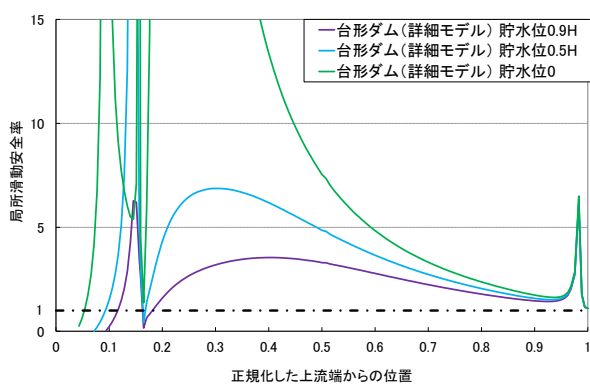
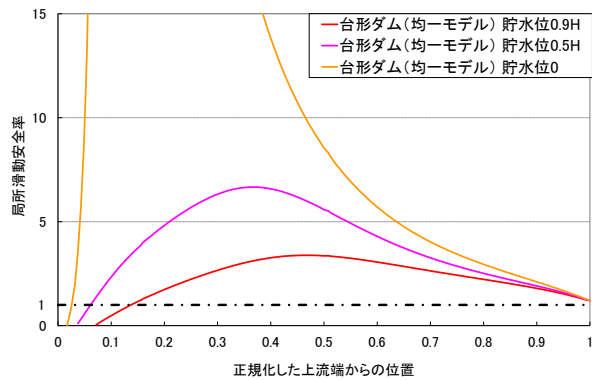
(1)鉛直応力



(2)鉛直応力と揚圧力の差分

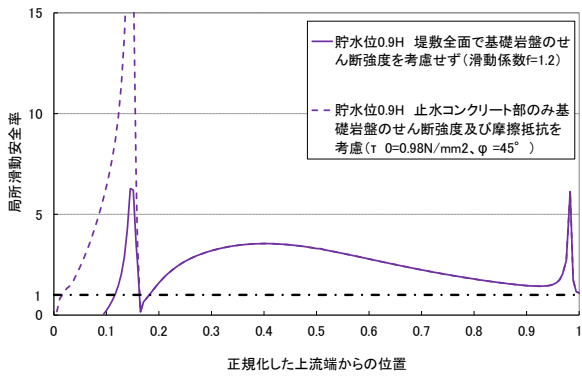


(3)せん断応力

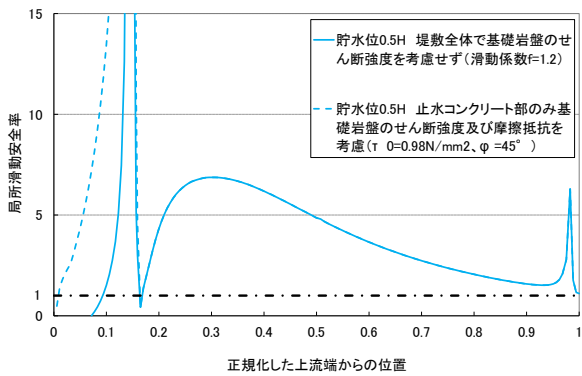


(4)局所滑動安全率 ($\tau_0=0$, $f=1.2$)

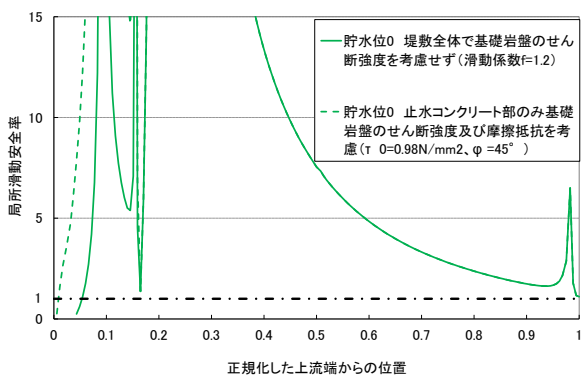
図 - 26 下流端要素でせん断応力が最大となる時の堤敷沿いの鉛直・せん断応力及び滑動に対する局所安全率の分布 (左: 台形ダム (均一モデル)、右: 台形ダム (詳細モデル))



(1) 貯水位 0.9H



(2) 貯水位 0.5H



(3) 貯水位 0

図-27 下流端要素でせん断応力が最大となる時の堤敷沿いの局所安全率(止水コンクリート部のみ基礎岩盤のせん断強度を考慮)

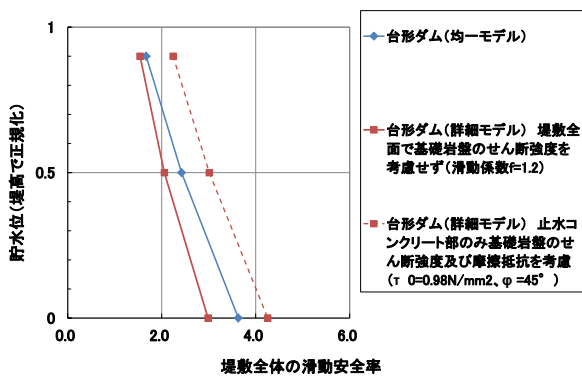


図-28 貯水位と堤敷全体の滑動に対する安全率の関係

3. CSGの引張強度及び破壊特性に関する実験的検討

3.1 目的

大規模地震に対する耐震性能照査において台形 CSG ダムの損傷形態を推定する上で必要な CSG の強度特性や破壊特性を把握することを目的として、実際のダム施工に使用された材料を用いて作製した供試体の室内試験を行い、CSG の各種強度特性や破壊特性を調べた。

なお、本検討では特に引張応力作用下での CSG の強度特性や破壊（軟化）特性をその載荷速度依存性を含めて把握することに重点を置いている。圧縮強度よりも引張強度が小さい CSG では、引張領域での強度特性や破壊特性を知ること、それも静的な載荷条件下だけでなく地震時の動的載荷条件下での特性について明らかにすることが必要と考えられるためである。

なお、本検討は平成 23 年度から継続する一連の検討として実施したものであるため、以下では、平成 23 年度～24 年度に実施した各種試験の結果をとりまとめ報告する。

3.2 実施内容

本検討は、CSG の強度特性や破壊特性に関する以下の各種室内試験によって実施した。なお、各試験用供試体は、実際に施工された台形 CSG ダムで使用された 2 種類の材料（CSG 材）を用いて作製した。

(1) 引張強度試験

本検討の主たる目的である CSG の引張領域での強度特性を把握するため、直接引張試験（一軸引張試験）及び割裂引張試験を実施した。直接引張試験は、構造物内における実際の引張応力状態にできるだけ近い状態を再現するために実施したものである。また、割裂引張試験は、コンクリート供試体での引張試験に関する既往研究から、偏心による二次曲げ等の影響により安定した結果を得るのが難しい直接引張試験よりも安定した試験結果が得られるとされていることから実施したものである。

引張強度試験においては、静的な載荷条件下での強度特性だけでなく、地震時における動的載荷条件下での強度特性についても把握する必要がある。このため、直接引張試験及び割裂引張試験の両試験において、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載荷条件下での試験を含めて実施した。なお、本文中では載荷速度（応力増加速度）条件に応じて、静的載荷条件である $1\text{N/mm}^2/\text{s}$ 未満は「静的」、急速載荷条件である $1\sim 100\text{N/mm}^2/\text{s}$ は「中速」、 $100\text{N/mm}^2/\text{s}$ 以上は「高速」と呼ぶこととする。

(2) 破壊エネルギー試験

CSG の引張軟化特性（引張軟化に伴う破壊特性）を把握するため、切欠きを設けた単純梁供試体を曲げ破壊させ、荷重と亀裂開口速度の関係から引張軟化構成則を推

定する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載荷速度の違いによる影響を把握するため、静的な載荷条件だけでなく急速載荷条件下での試験も実施した。

(3) その他の強度試験

・圧縮強度試験

CSG の圧縮領域での強度・変形特性は、台形 CSG ダムをはじめとする CSG 構造物の設計における最も基本となる物性である。このため、上述の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。

・せん断試験

大規模地震時における CSG の破壊形態としては、直接引張状態での破壊以外に、組合せ応力下での破壊に対する検討も必要と考えられることから、CSG の一面せん断試験を実施した。なお、せん断試験は、ダムコンクリート用に開発された簡易一面せん断試験機¹³⁾を使用して実施した。

本検討で実施した各種強度試験等のフローを図-29 に示す。

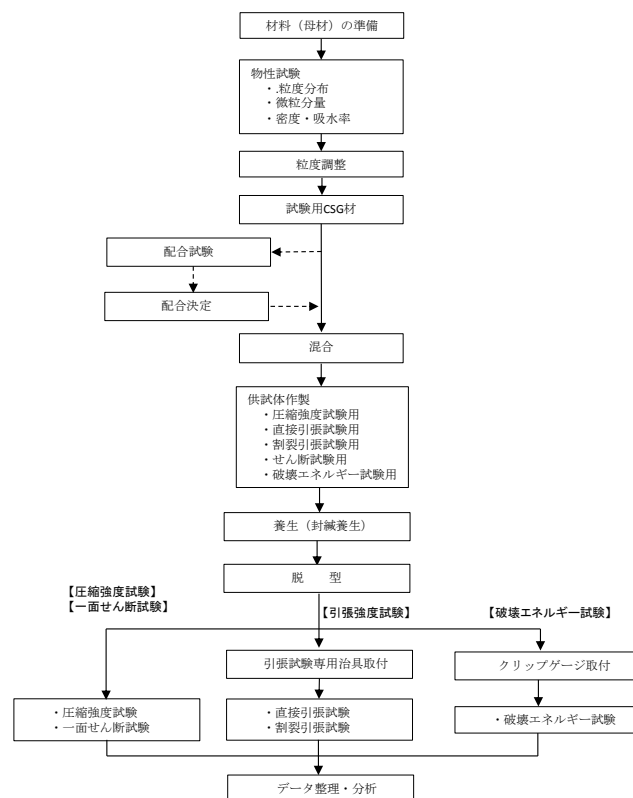


図-29 各種試験フロー図

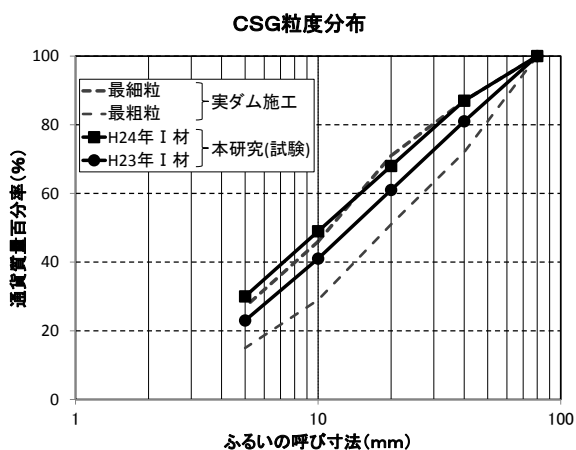
3.3 材料、配合及び供試体作成

3.3.1 材料

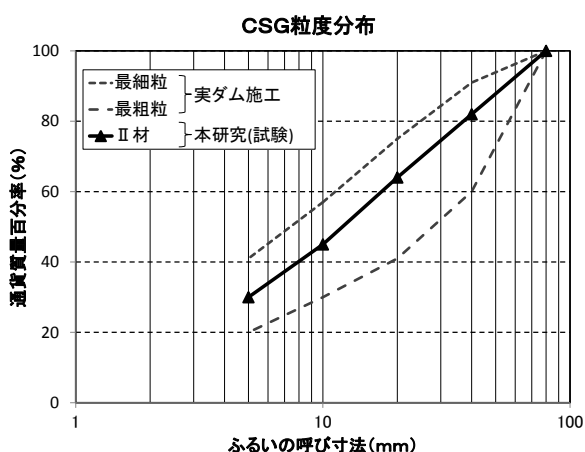
本検討での強度試験等に使用する CSG 供試体は、実際のダムに使用された CSG と同様の物性の材料での試験を

③-8 台形 CSG ダムの耐震性能照査に関する研究

行う趣旨から、施工中の台形 CSG ダムに使用された材料（母材）を用い、同様の粒度となるよう調整した CSG 材により実施工と同様の配合の CSG を作製することとした。なお、当該ダムでの母材採取地の地質は砂岩粘板岩互層であり、母材採取は母材の材質（硬さや風化の程度）により I 材（岩級区分 CM~CLh 級相当）と II 材（同 CL1 級相当）に区分して行われている。設計時の応力計算に基づき、I 材は堤体内に発生する応力が相対的に大きく所要強度が大きい部位（中・下部標高）、II 材は堤体内に発生する応力が相対的に小さく所要強度が小さい部位（上部標高）にそれぞれ使用されている⁶⁾。なお、以下では母材を粒度調整して得た材料（試験用 CSG 材）についても、使用した母材の区分に応じ「I 材」、「II 材」と表記する。粒度調整し試験に用いた I 材、II 材の粒度分布を図-30(a) (b) に示す。



(a) I 材



(b) II 材

図-30 試験に用いた CSG 材の粒度分布

また、CSG の強度や単位水量に影響を及ぼす基本的な物性として、密度・吸水率及び微粒分量の測定を行った。

I 材の試験結果を表-9 表(a) (b)、II 材の試験結果を表

-10(a) (b)にそれぞれ示す。結果は実ダムの施工管理での記録に概ね近いものとなったが、5 mm以下の粒径では I 材、II 材ともに密度がやや大きく、吸水率が小さい結果となった。また、実ダムで使用された CSG 材に比べ、I 材は微粒分量がやや大きくなっている。

表-9 材料物性試験 (I 材)

(a) 密度・吸水率試験結果表

粒径	実ダム			H23 年度			H24 年度		
	表乾密度 (t/m ³)	絶乾密度 (t/m ³)	吸水率 (%)	表乾密度 (t/m ³)	絶乾密度 (t/m ³)	吸水率 (%)	表乾密度 (t/m ³)	絶乾密度 (t/m ³)	吸水率 (%)
80~40mm	2.48 ~ 2.61	-	1.96 ~ 4.30	2.54	2.48	2.19	2.52	2.46	2.44
40~20mm	2.49 ~ 2.60	-	2.19 ~ 4.22	2.53	2.46	2.73	2.52	2.45	2.62
20~10mm	2.49 ~ 2.61	-	2.06 ~ 4.33	2.53	2.46	2.91	2.52	2.45	2.78

(b) 微粒分量試験結果表

粒径	実ダム	H23 年度	H24 年度
5mm 以下	17~26%	34.1%	33.7%

表-10 材料物性試験 (II 材)

(a) 密度・吸水率試験結果表

粒径	実ダム (II 材)			H23 年度 (II 材)		
	表乾密度 (t/m ³)	絶乾密度 (t/m ³)	吸水率 (%)	表乾密度 (t/m ³)	絶乾密度 (t/m ³)	吸水率 (%)
80~40mm	2.47 ~2.54	-	3.50 ~6.31	2.46	2.37	4.09
40~20mm	2.47 ~2.51	-	3.87 ~6.12	2.48	2.38	4.25
20~10mm	2.46 ~2.51	-	4.06 ~6.00	2.48	2.38	4.45
10~5mm	2.44 ~2.50	-	4.52 ~6.37	2.49	2.37	4.96

(b) 微粒分量試験結果表

粒径	実ダム	H23 年度 (II 材)
5mm 以下	20~34%	28.5%

なお、平成 24 年度の試験では、当該ダムの施工完了に伴い、試験用母材の使用量に制約が生じた関係で実施工よりやや細粒側の粒度を許容する必要が生じた。このため実施工時と同等の性状の CSG が得られるよう次節 (3.3.2) に述べる配合試験を行い、単位水量を調整している。

3.3.2 配合試験

平成 23 年度の試験では、実ダムでの配合条件 (表-

11) と単位セメント量及び単位水量を同一とした上で、CSG材はウェットスクリーニングにより粒径40mm以上を除去して供試体（円柱供試体）を作成した。しかし、直接引張試験における供試体の破断位置が締固め境界面と一致するケースが多くみられた。これは、円柱供試体を作製する際、水平締固めを3層に分けて行っていることから、載荷方向と直交する締固め境界面が弱面となったためと考えられた。また、平成24年度のCSG材（I材）の粒度は、やや細粒側の割合が実ダム及び平成23年度の粒度に比べ多くなっている。このため、平成24年度の試験では、コンシステンシー及び材料分離に対する抵抗性を確認して配合を決定する目的で配合試験を実施した。

表-11 CSGの配合（実ダム）

母材	区分	Gmax	空気量 (%)	W/C (%)	細骨材率 (%)	単位量 [kg/m ³]					備考
						セメント C [kg/m ³]	水 W [kg/m ³]	CSG材			
								5mm未満	5-80mm	合計	
I材	内部用	80	-	106	21.5	80	85	465	1697	2162	
	著岩部用	80	-	85	21.5	100	85	462	1685	2147	
II材	内部用	80	-	119	27	80	95	565	1529	2094	所要強度が小さい部位（高標高部等）用

配合試験は、平成24年度の試験用供試体試験に使用するI材を対象に、単位水量を変化させて行った。試験項目は、①標準VC試験及び②締固め後脱型した供試体の外観評価とした。

①標準VC試験

標準VC試験は、RCD用コンクリートのコンシステンシー試験方法（JSCE-F507-1999）に基づき、以下の手順で実施した。なお、本検討での目標VC値は、RCDコンクリートを対象とした標準VC試験では、管理基準値を20±10秒¹⁴⁾としている場合が多いこと、また50秒程度までが施工可能限界とされている¹⁵⁾ことを考慮して20-50秒とした。使用した機器の仕様及び試験状況を表-12及び写真-1(a)(b)に示す。

（手順）

1. 試料をウェットスクリーニング(40mmふるい)する
 2. 試料（φ240×200）は各配合2回とし、合計6試料とする。
 3. 試料の作製にあたっては、2層に分けて試料を投入し、突き棒で各層25回突く。
 4. 表面は金コテなどを用いて均し、容器の上端から3cm程度下がるように仕上げる。
- ※このとき、粗骨材が表面に出ないように内部に押し込むか除去する。5mm未満材料を使用し表面を仕上げ

5. 振動台に供試体を固定し、円盤を試料表面に設置する。
6. 振動を加え、ペースト分が上昇してくるまでの時間を測定する。（VC値：秒）
7. 試験完了後の試料の単位容積質量を求める。深さの測定はデプスゲージを使用して、代表4箇所について行う。
8. 試験結果として、VC値と締固め密度を得る。

表-12 標準VC試験機仕様

モールド寸法	内径24cm×内高22cm
載荷質量	20kg
振動台振動数	300cpm
振動台全振幅	1mm
骨材最大粒径	40mm（許容最大径）
試料の詰め方	25回突き/層×2層



(a) ウェットスクリーニング



(b) 標準VC試験

写真-1 標準VC試験の実施状況

②外観評価

供試体の外観評価は、CSGを供試体型枠に投入して振動タンパで締固めた後、脱型した供試体の表面を目視観察することにより実施した。評価基準¹⁶⁾は表-13に示す5段階の点数評価とし、4~5点の場合を適当と評価す

ることとした。ただし、単位水量を増加させていくと供試体の外観は密実なものとなり高得点となるが、混合用ミキサ内に材料が多く付着しワーカビリティの低下につながるおそれがあるため、ミキサ内を観察し、材料の付着状況も確認することとした。

配合試験の実施ケースを表-14 に示す。単位水量は、平成 23 年度の引張試験での破断状況等を勘案し、平成 23 年度の設定値 (表-11) よりやや多めの 3 ケース (110kg/m³、120kg/m³、130kg/m³) とした。

表-13 外観評価基準

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、砂分が現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

表-14 配合試験 (平成 24 年度) 実施ケース

母材	配合名	G _{max} ^① (mm)	空気量 (%)	W/C (%)	細骨材率 (%)	C (kg)	W (kg)	CSG 材 (kg)					備考
								80-40 mm	40-20 mm	20-10 mm	10-5 mm	5mm 未満	
I 材	IA'	80	5	138	30	80	110	268	392	392	392	620	決定配合
							120	265	388	388	388	612	
							130	261	383	383	383	604	

※供試体作製時に 40mm ウェットスクリーニング

標準 VC 試験で得られた VC 値を図-31 に示す。全てのケースで RCD コンクリートにおいて施工可能とされる範囲 (50 秒以下) に収まっており、うち単位水量 120kg/m³ と 130kg/m³ のケースは RCD コンクリートの一般的な管理基準値の範囲 (20 秒±10 秒) となっている。

外観評価の結果及び供試体の状況を表-15 及び写真-2(a)~(c)にそれぞれ示す。点数評価ではいずれのケースも適当 (4 点以上) と判断されたが、ミキサ内の付着状況の観察では、単位水量 110kg/m³ のケースが最もミキサ内の付着が少なく、かつ外観の仕上がりが最も実施工の CSG に近いと判断された。

以上より、VC 値及び外観評価の点数がともに設定した基準を満たし、かつミキサ内の付着も最も少ないこと、また実ダムでの配合条件に最も近いことも考慮し、単位水量は 110kg/m³ が適当と判断した。

試験結果より決定した試験用 CSG (平成 23・24 年度) の配合を表-16 に示す。結果的に平成 24 年度の配合 (I 材: 配合 1A') は実ダムでの配合及び平成 23 年度の配合 (I 材: 配合 1A) より単位水量が 25kg/m³ 多くなっているが、平成 24 年度に用いた CSG 材 (I 材) の方が微粒分を多く含んでいたことが一因と考えられる。

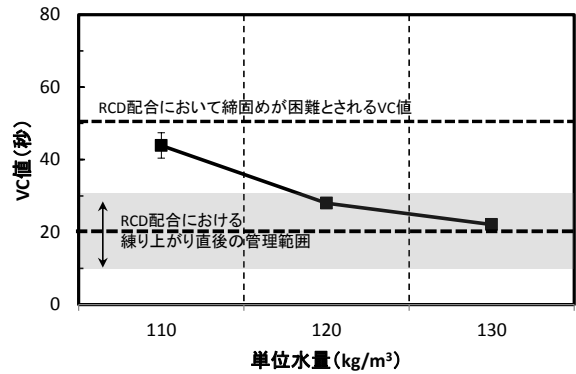


図-31 標準 VC 試験結果 (VC 値)

表-15 配合試験供試体の外観評価

配合	単位水量 (kg/m ³)	外観 評価 (点)	観察結果
IA'	110	4	・ミキサ内壁面に若干 CSG が付着した ・一部にポーラス部分が確認された
	120	5	・ミキサ内壁面に W110kg/m ³ より多くの CSG が付着した ・供試体表面はポーラス部分が無く緻密であった
	130	4	・ミキサから排出された時点で、水の存在が明らかに多い状況であった ・供試体作製の型枠下部から、水分の漏れが確認された



(a) W=110kg/m³



(b) W=120kg/m³

表-17 に示す各供試体は、以下の手順で作成した。



(c) $W=130\text{kg}/\text{m}^3$

写真-2 供試体の外観状況

表-16 供試体作製用 CSG の配合
(平成 23・24 年度)

母材	配合名	$G_{\text{max}}^{\text{②}}$ (mm)	空気量 (%)	W/C (%)	細骨材 率 (%)	C (kg)	Ⅱ (kg)	CSG 材 (kg)	備考
Ⅰ材	ⅠA	80	5	106	23	80	85	2258	H23
	ⅠA'			138	30	80	110	2064	H24
	ⅠB			71	23	120	85	2226	H23
Ⅱ材	Ⅱ			138	30	80	110	2154	H23

※供試体作製時に 40mm ウェットスクリーニング

3.3.2 供試体の作製方法

(1) 供試体用 CSG の製造 (混合)

各試験用供試体に用いる CSG (最大粒径 80mm) を重力式傾胴形ミキサ¹⁷⁾ (容量: 150L) を用いて、所定の材料 (表-16) を混合することにより製造した。ミキサによる混合は、各材料が均一となるように 1 分間空練りし、水を投入した後に 3 分間さらに混合を行った。混合終了後、CSG をミキサから排出した後、供試体寸法を考慮してウェットスクリーニングを行い、最大粒径を 40mm とした上で、ハンドスコップを用いて切返し (1 往復) を行った。

(2) 供試体の作製

本検討での各種試験のために作製した供試体の用途・形状等を表-17 に示す。

表-17 供試体作製一覧表

供試体の種類	用途	形状・寸法	数量 (本)	配合	備考
①円柱供試体	圧縮強度試験	$\phi 150 \times L300$	15	ⅠA, ⅠA', ⅠB, Ⅱ	図 31~34、 写真 3~4
	直接引張試験	$\phi 150 \times L240$	50	ⅠA, ⅠA', ⅠB, Ⅱ	
	割裂引張試験	$\phi 150 \times L240$	30	ⅠA, ⅠA', ⅠB, Ⅱ	
②角柱供試体	圧縮強度試験	$\square 150 \times L300$	2	ⅠA'	図 35~37、 写真 5
	直接引張試験	$\square 150 \times L240$	15	ⅠA'	
③せん断試験用供試体 (円柱)	せん断試験	$\phi 200 \times L200$	24	ⅠA, ⅠA', ⅠB	図 38、 写真 6
④破壊エネルギー試験用供試体	破壊エネルギー試験	$\square 150 \times L530$	30	ⅠA, ⅠA', ⅠB	図 39、 写真 7

①円柱供試体

1. 供試体作製用の型枠として、円筒形の容器 (サミットモールド缶: $\phi 150 \times L300$ 、写真-3) を用意する。
2. ウェットスクリーニングした資料を材料分離が生じないように 3 層に分けて投入し、各層において突き棒で 15 回突き固めた後、振動タンパにより 30 秒締固めを行う。この際、締固め境界面が平滑とならないよう、つき棒や金属ヘラを使用して平滑な面を凹凸にし、上下層との馴染みを良くする。
3. 供試体の密度測定を行う。(供試体重量は、供試体及び型枠の合計重量を計測し、型枠重量を控除して算出する。)
4. 水分の逸散防止のため、供試体上面に二重のラップをかぶせビニルテープで巻いて固定し、試験日まで恒温室 (20°C) で保管 (封緘養生) する。

(圧縮試験用供試体の場合、上記 4. 以降)

5. 強度試験実施の 3 日程度前に供試体上面をキャッピングする。
6. キャッピングをした翌日に脱型し、歪みゲージを貼付 (図-32) し、試験日まで恒温室 (20°C) で保管 (封緘養生) する。

(引張試験用供試体の場合、上記 4. 以降)

5. 直接引張試験用供試体への治具の接着や、割裂引張試験用供試体端面への歪みゲージ貼付を確実にを行うため、強度試験実施の 1 週間程度前※に脱型を行い、コンクリートカッターを使用して両端面を 30mm ずつ切除することで良質で平滑な面を露出させる (この結果、供試体長さは 240mm となる)。
6. 直接引張試験用治具 (図-33) は接着剤を使用して取付け、歪みゲージを貼付し (図-34)、試験日まで恒温室 (20°C) で保管する。

※作業工程及び接着剤の付着強度が十分となる期間を考慮。



写真-3 円柱供試体 (φ150×L300) 作製状況

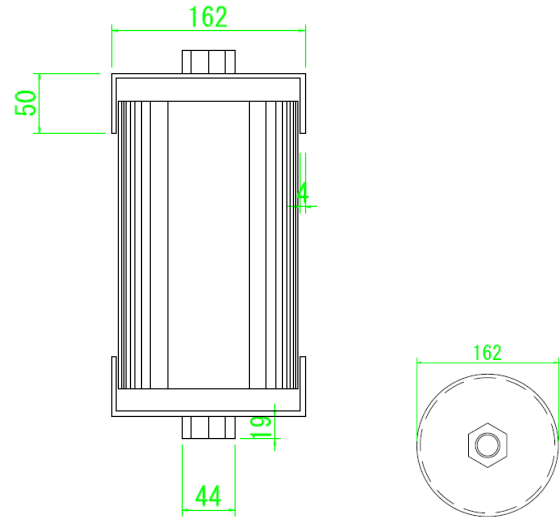


図-33 直接引張試験用の鋼製治具

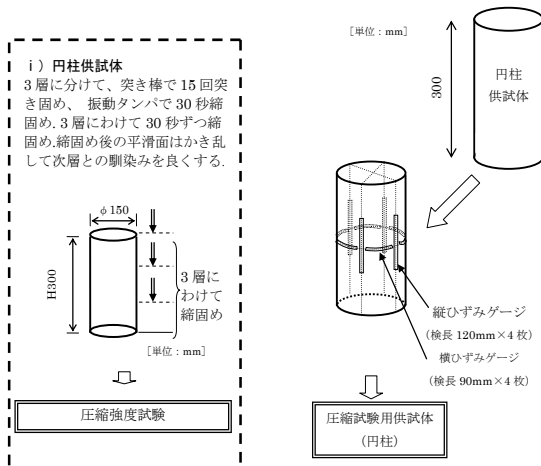


図-32 圧縮試験用の円柱供試体作製 (φ150×300)

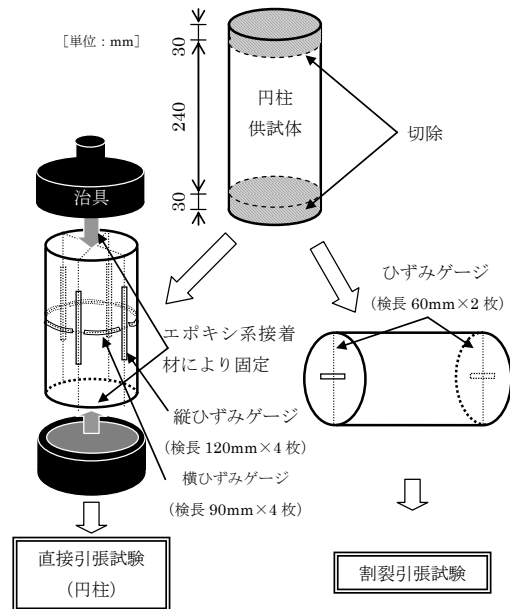


図-34 直接引張試験用の円柱供試体作製 (φ150×L240)

以上により作成した円柱供試体の外観を表-17 に示す各配合の供試体 (引張試験用鋼製治具 (図-33) にセットした状態) を写真-4(a)~(d)にそれぞれ示す。平成23年度に作製した供試体 (配合 IA、IB、II) では骨材周辺にペーストが十分に行きわたらずややポーラスな状態となっているが、これらと比較して配合試験により単位水量の調整を行った平成24年度の供試体 (配合 IA') は密実な供試体となっており、実施工でのCSGにより近い状態となっていると考えられる。



(a) 配合 I A



(d) 配合 II

写真-4 供試体の外観状況



(b) 配合 I A'



(c) 配合 I B

②角柱供試体

1. 供試体作製の型枠として、脱着可能な鋼製型枠（ $\square 150 \times L530$ 、写真-5）を用意する。なお、同型枠は ④破壊エネルギー試験用供試体の型枠を流用することとしたため、端部に木製キャンバーを設置し、供試体長さが $L=300\text{mm}$ となるよう調節した。
2. 締め方向が荷重軸方向と平行になるように、型枠を長手（横）方向に置く。
3. ウェットスクリーニングした試料を材料分離が生じないように 2 層に分けて投入し、各層において突き棒で 45 回突き固めた後、振動タンパにより 40 秒締め固めを行う。この際、締め固め境界面が平滑とならないよう、つき棒や金属ヘラを使用して平滑な面を凹凸にし、上下層との馴染みを良くする。
4. 供試体の密度測定を行う。（供試体重量は、供試体及び型枠の合計重量を計測し、型枠重量を控除して算出する。）
5. 水分の逸散防止のため、供試体上面に二重のラップをかぶせビニルテープで巻いて固定し、恒温室（ 20°C ）で保管（封緘養生）する。

（圧縮試験用供試体の場合、上記 5. 以降）

6. 強度試験実施の 3 日程度前に供試体上面をキャッピングする。
7. キャッピングをした翌日に脱型し、歪みゲージを貼付（図-35）し、試験日まで恒温室（ 20°C ）で保管（封緘養生）する。

（直接引張試験用供試体の場合、上記 5. 以降）

6. 直接引張試験時の端部での不十分な充填や材料の

③-8 台形 CSG ダムの耐震性能照査に関する研究

不均一に伴う破断を避けるため、強度試験実施の 1 週間程度前※に脱型を行い、コンクリートカッターを使用して両端面を 30mm ずつ切除することで良質で平滑な面を露出させ、長さを 240mm に揃える。

7. 直接引張試験用治具 (図-36) は接着剤を使用して取付け、歪みゲージを貼付 (図-37) し、恒温室 (20℃) で試験日まで保管する。

※作業工程及び接着剤の付着強度が十分となる期間を考慮。

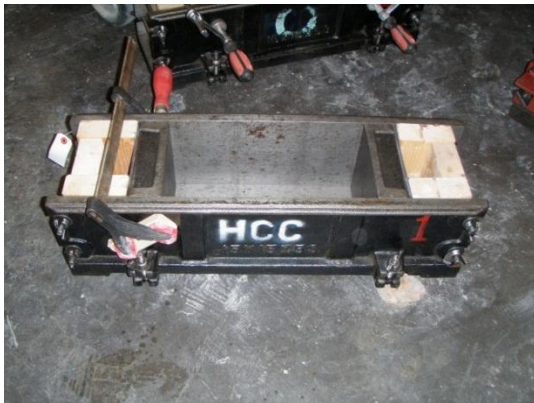


写真-5 角柱供試体 (□150×L300) 作製状況

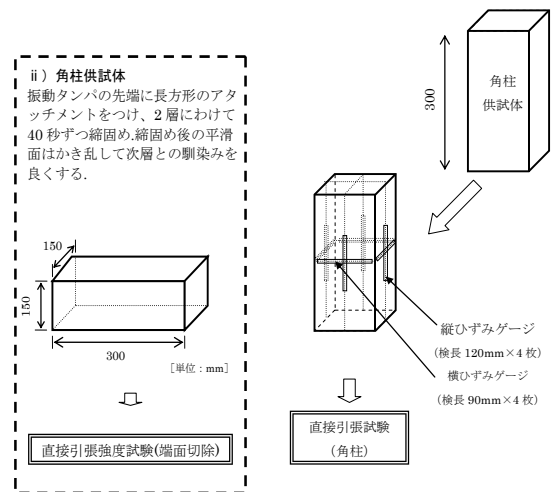


図-35 圧縮試験用の角柱供試体作製 (□150×L300)

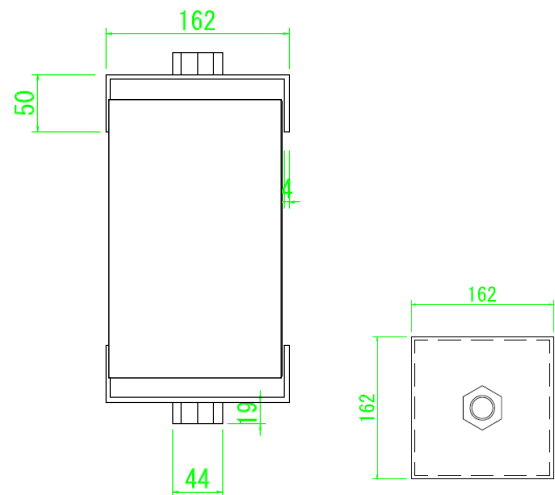


図-36 直接引張試験用の鋼製治具

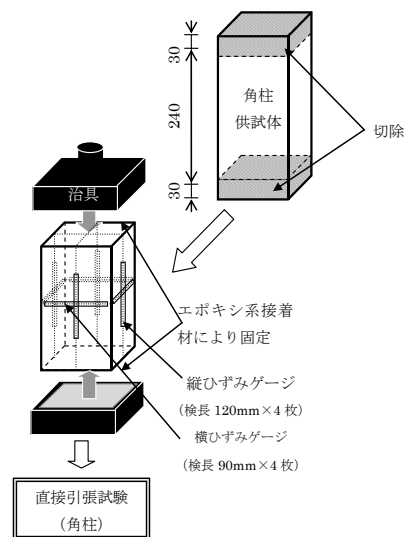


図-37 直接引張試験用の角柱供試体作製 (□150×L240)

③せん断試験用供試体

1. 供試体作製用型枠として、脱着可能な鋼製型枠（ $\phi 200 \times L200$ 、写真-6）を用意する。
2. ウエットスクリーニングした資料を材料分離が生じないよう3層に分けて投入し、各層において突き棒で15回突き固めた後、振動タンパにより30秒締固めを行う（図-38）。供試体のせん断面作用位置と締固め境界面は一致しないため、ここでは締固め境界面は平滑のままとした。
3. 供試体の密度測定を行う。（供試体重量は、供試体及び型枠の合計重量を計測し、型枠重量を控除して算出する。）
4. 水分の逸散防止のため、供試体上面に二重のラップをかぶせビニルテープで巻いて固定し、恒温室（ 20°C ）で保管（封緘養生）する。
5. 試験実施の前日に脱型し、恒温室（ 20°C ）で保管する。



写真-6 一面せん断試験用の供試体作製状況
（ $\phi 200 \times L200$ ）

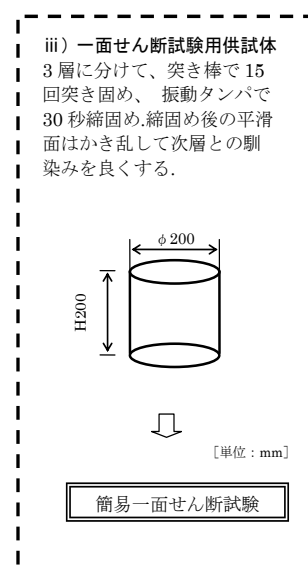


図-38 一面せん断試験用の円柱供試体作製
（ $\phi 200 \times L200$ ）

④破壊エネルギー試験用供試体

1. 供試体作製用型枠として、脱着可能で1側面には切欠きプレートが設置できる構造の鋼製型枠（ $\square 150 \times L530$ 、写真-7）を用意する。
2. 供試体に深さ45mm（供試体高さ $d(=150\text{mm}) \times 0.3$ ）の切欠きが形成できるプレートを型枠に設置する。その際、供試体脱型時にプレートが容易に取り出せるようにビニルシートで表面を覆い、ビニルシートにはグリースを塗布する。
3. ウエットスクリーニングした試料を材料分離が生じないよう2層に分けて投入し、各層において突き棒で80回突き固めた後、振動タンパにより40秒締固めを行う（図-39）。なお、プレート部の周辺の締固めが不足しないよう、振動タンパのプレートは、 $\square 240 \times 142\text{mm}$ と $\square 195\text{mm} \times 95\text{mm}$ のサイズを併用した（表-18、写真-8）。

③-8 台形 CSG ダムの耐震性能照査に関する研究

4. 供試体の密度測定を行う。(供試体重量は、供試体及び型枠の合計重量を計測し、型枠重量を控除して算出する。)
5. 水分の逸散防止のため、供試体上面に二重のラップをかぶせビニルテープで巻いて固定し、恒温室(20℃)で保管(封緘養生)する。
6. 切欠き部にクリップゲージを取り付けるため、試験実施の1週間程度前に脱型を行い、エポキシ樹脂で平滑(写真-9)とした上で、恒温室(20℃)で試験日まで保管する。



写真-7 破壊エネルギー試験用の供試体作製状況 (□150×L530)

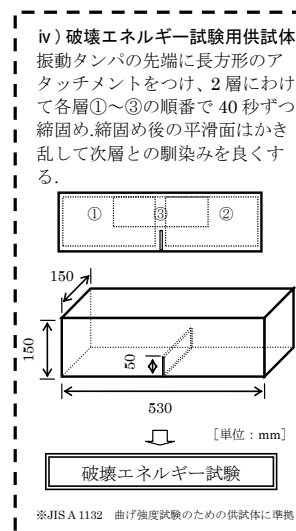


図-39 破壊エネルギー試験用の供試体作製 (□150×L530)

表-18 プレートサイズ

締固め位置	プレートサイズ	備考
①②	□240×142mm	
③	□195×95mm	切欠き部



(左: □195mm×95mm、右: □240mm×142mm)

写真-8 転圧プレート

③-8 台形 CSG ダムの耐震性能照査に関する研究



写真-9 切欠き部の平滑処理

3.4 圧縮強度試験

3.4.1 試験の概要

各種試験に用いる CSG の基本的物性として、圧縮領域での強度・変形特性を把握することを目的に、静的荷重条件での一軸圧縮試験を実施した。供試体は円柱供試体が基本であるが、引張強度試験（直接引張試験）で角柱供試体を使用することから、形状の違いによる影響を把握するため、一部角柱供試体についても実施した。

供試体は I 材から作製した供試体（配合 IA（材齢 91、92 日）、配合 IA'（材齢 80 日）、配合 IB（材齢 97、98 日））を使用した。なお、一部 II 材から作製した供試体（23 年度作製、配合 II、材齢 320 日）も使用した。I 材使用供試体に比べ II 材使用供試体の試験材齢が大きいが、圧縮強度試験は、他の試験（引張強度試験、せん断試験、破壊エネルギー試験）で使用する供試体の圧縮強度を把握することが目的であるため、同一配合条件の供試体では、両者の材齢が概ね同等となるよう試験を実施した。

3.4.2 試験方法

圧縮強度試験は、コンクリートの圧縮試験に使用される一般的な圧縮試験機を用いた一軸圧縮試験により実施した。試験方法は歪みの計測方法及を除き、基本的に「台形 CSG ダム 設計・施工・品質管理技術資料」²⁾（以下、「技術資料」）の方法と同様である。ただし、CSG 供試体の歪み計測については、表-17 の一部（配合 IA'）のケースで変位計（ダイヤルゲージ）による計測のほか、歪みゲージでの計測も併用した。これは、CSG はコンクリートに比べ剛性が小さく、歪みが荷重板付近に局所化しやすいことから、供試体全体の高さ方向の歪みは「技術資料」に記載されている変位計（ダイヤルゲージ）により全体変形量の測定によるのが適当と考えられるものの、本検討は急速荷重条件での引張強度試験との対比やポアソン比の把握を行うこととしたためである。歪みゲージは高さ方向、周方向各 4 本（図-40）を供試体に貼付するとともに、データロガーに接続し、時々刻々の歪

み値を記録した。なお、荷重速度条件は 0.04～0.06N/mm²/s とした。これは、「技術資料」記載の荷重速度（0.2-0.3N/mm²/s）より小さい速度である。

圧縮強度試験の実施状況を写真-10(a)(b)に示す。

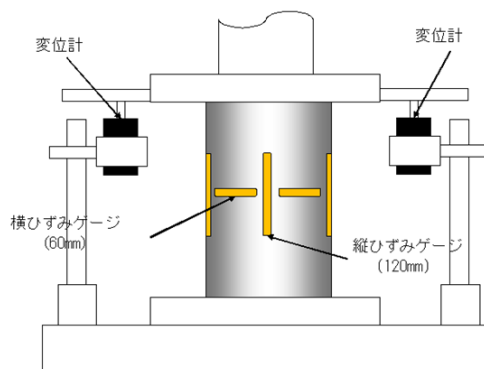


図-40 歪みゲージ貼付位置



(a)試験状況



(b)歪み計測状況

写真-10 圧縮強度試験の状況

3.4.3 試験結果・考察

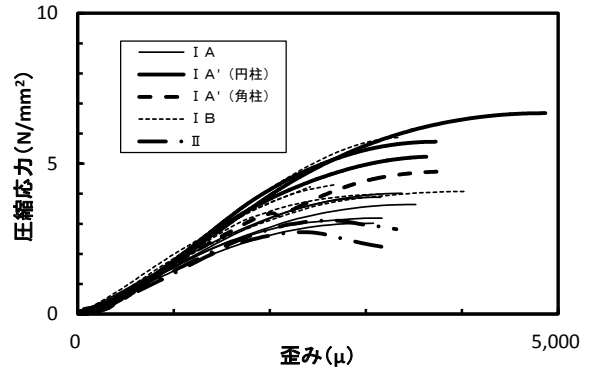
①概要

圧縮強度試験の試験ケース及び結果の一覧を表-19に示す。また、同試験で得られた応力-歪み曲線を図-41(a)(b)に示す。表-19中の圧縮強度は、図-41(a)(b)の応力-歪み曲線から読み取ったピーク強度及び台形 CSG ダムの設計で用いられる弾性領域強度（ここでは応力-歪み曲線の弾性領域における最大応力値を指すもの

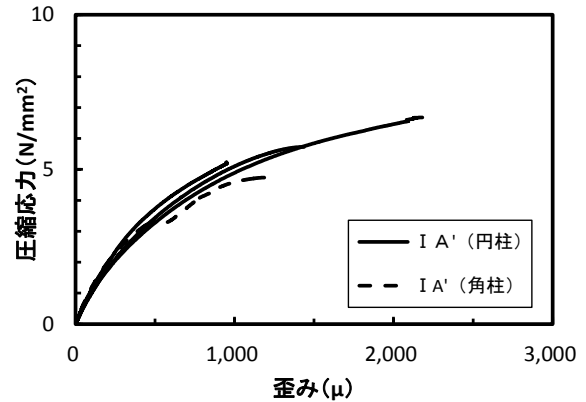
とする。「技術資料」での「CSG の強度」に相当。)の両方を示している。また、弾性係数は、変位計データから得られた応力-歪み曲線に対しては、弾性領域(ほぼ直線と見なせる区間)での勾配(図-42(a))、歪みゲージ(高さ方向)のデータから得られた応力-歪み曲線に対しては、原点と応力がピーク応力の1/3となる点を結んだ直線の勾配(図-42(b))として算出した値である。なお、台形 CSG ダムの施工では、圧縮強度は供試体での試験が必要なため、圧縮強度との相関が高く打設現場で直接計測可能な密度が管理指標として併用されている。このため、表-19には参考として、供試体作成時に測定した密度及び密度比(空隙をゼロと仮定した場合の理論配合での密度と実際に測定される密度の比)も示している。

表-19 圧縮強度試験結果一覧表

配合	供試体No	供試体形状	密度	密度比	ピーク強度 σ_c	弾性領域強度 σ_E (CSG の強度)	σ_E / σ_c	弾性係数変位計から算出(歪み計から算出)
			t/m ³	%				N/mm ²
IA	LC1-1	円柱	2.078	86.7	3.88	1.70	0.44	1750
	LC1-2	円柱	2.085	86.9	3.19	1.30	0.41	1670
	LC1-3	円柱	2.107	87.8	4.02	1.50	0.37	1760
	LC1-4	円柱	2.093	87.3	3.64	1.40	0.38	1730
	LC1-5	円柱	2.061	86.0	3.02	1.20	0.40	1460
IA'	NC-1	円柱	2.108	89.5	5.24	3.50	0.67	2,310 (5,131)
	NC-2	円柱	2.217	94.1	5.73	4.00	0.70	2,429 (5,048)
	NC-3	円柱	2.157	91.6	6.68	4.25	0.64	2,218 (5,020)
	NC(P)-1	角柱	2.157	91.6	4.74	3.25	0.69	1,994 (4,682)
IB	LC2-1	円柱	2.066	85.8	5.04	2.90	0.58	2070
	LC2-2	円柱	2.064	85.7	3.98	3.00	0.75	1920
	LC2-3	円柱	2.045	84.9	4.07	2.30	0.57	1780
	LC2-4	円柱	2.068	85.9	5.87	3.60	0.61	2430
	LC2-5	円柱	2.026	84.1	4.47	2.50	0.56	2030
II	NC-1 (II)	円柱	2.021	87.0	3.11	2.22	0.71	1,226 (1,600)
	NC-2 (II)	円柱	2.015	86.8	2.72	2.08	0.76	1,590 (1,610)

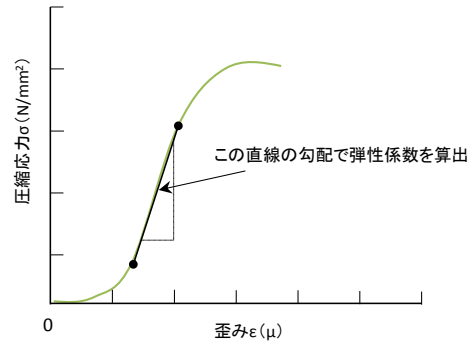


(a) 変位計から歪み値算出

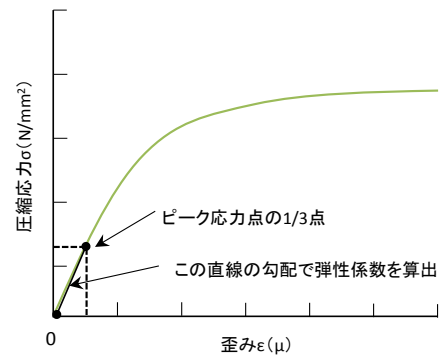


(b) 歪みゲージから歪み値算出

図-41 CSG 供試体の応力-歪み曲線



(a) 変位計データ



(b) 歪みゲージデータ

図-42 弾性係数の算出方法 (圧縮領域)

② 応力-歪み曲線（圧縮領域）

図-41 (a)に示す変位計で計測した歪みを用いた曲線は、原点付近（载荷初期）の勾配が小さく変曲点を経た後はほぼ弾性的に歪みが増加し、その後非線形挙動を示している。これに対し、図-41 (b)に示す歪みゲージから得られた曲線は、原点付近（载荷初期）からほぼ弾性的に歪みが増加し、その後非線形挙動を示している点が異なっている。変位計では供試体全体の歪みが計測されるのに対し、歪みゲージでは供試体端部（载荷板付近）を除く中央部の歪みのみが計測される。よって、上記の相違はCSG 供試体では供試体端部（载荷板付近）の歪みが中央部に比べ相対的に大きく増加することに起因したものと考えることができる。このことは、参考として図-43中に破線で示した端部歪みの推定値（変位計データより求めた全体の歪みから歪みゲージより求めた中央部の歪みを差し引いた値）による曲線と歪みゲージのデータから求めた曲線（中央部の歪みに相当）を比較すればより明瞭である。

なお、CSG の一軸圧縮試験で端部に歪みが局所化しやすいということは、荷重が直接作用する载荷板付近から変形が進むことを示唆している。この理由としては、コンクリートに比べ骨材の（CSG 材）の変形性が大きく、また強度が小さいことが一因と考えられる。

図-41 (a) (b)の応力-歪み曲線（歪みは変位計と歪み計から得られたデータ）をピーク強度で基準化し、コンクリートの場合¹⁸⁾の応力-歪み曲線（同様に基準化したもの）と比較して図-44に示す。両者の応力-歪み曲線（CSG は歪みゲージによる曲線）の形状を比較するとコンクリートよりも CSG（歪みゲージ）の方が基準化された応力-歪み曲線がより上に凸の形状となっていることから、試験に用いた CSG はコンクリートに比べ相対的に非線形性が強い材料であったといえる。台形 CSG ダムの設計は弾性領域で行われるが、より大きな地震動を想定した挙動推定を含む耐震性能照査を精度よく行うには、必要に応じ圧縮領域における材料非線形性を考慮することも考えらえる。

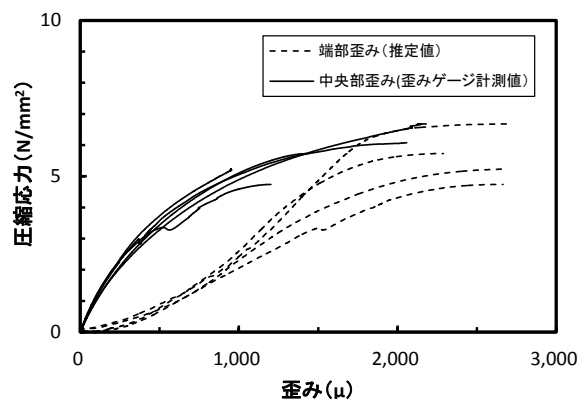


図-43 中央部歪みと端部歪み（配合 I A'）

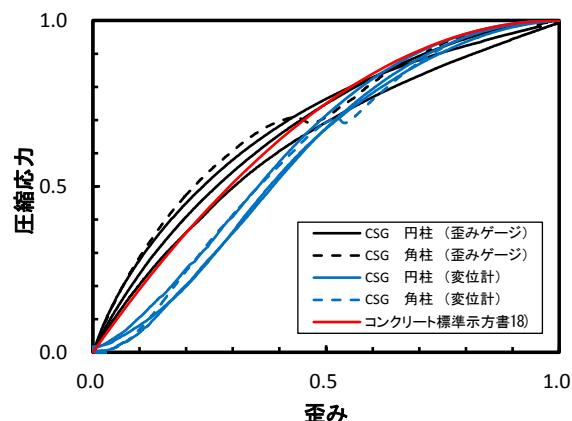


図-44 応力-歪み曲線の形状比較
(CSG とコンクリート)

③ 圧縮強度、密度

表-19より、ピーク強度に対する弾性領域強度の比は40～70%程度となっている。また、供試体の密度と圧縮強度の間には正の相関が認められる（図-45）。なお、試験供試体の圧縮強度及び密度比と実ダムでの品質管理データとの比較を表-20（強度）及び表-21（密度）に示し比較する。配合試験を行って作製した配合 I A' は実ダム CSG（I材使用の内部用配合）と同等かやや大きく、配合 I A、I Bは小さい。配合 IIは実ダム CSG（II材使用の内部用配合）より小さい。

供試体形状の影響については、比較可能な試験数が限られるものの密度比が同程度の供試体で比較すると、円柱供試体の方がやや大きくなっている。同様の結果はコンクリートの圧縮強度試験に関する既往研究¹⁹⁾でも報告されており、隅角部からの亀裂発生が歪み増分に対して生じやすいと解釈されている。

③-8 台形 CSG ダムの耐震性能照査に関する研究

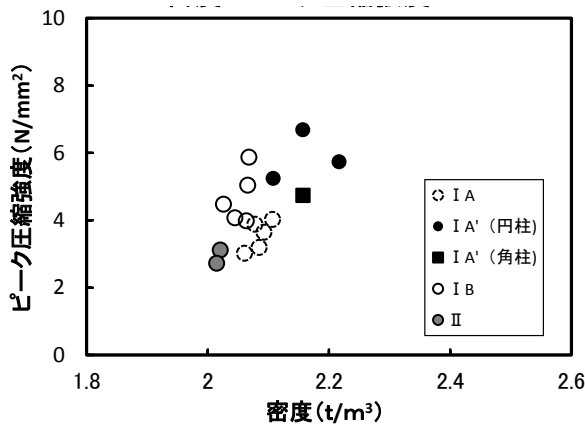


図-45 圧縮強度（ピーク強度）と密度の関係

表-20 CSG 供試体の圧縮強度
(本試験と実施工品質管理値) (N/mm²)

配合	ピーク強度 (標準試験体の91平均)	弾性領域強度 (標準試験体の91平均)	実ダム (標準試験体の91平均)
IA	3.55	1.42	(I材使用内筒配合) ピーク強度 4.85 弾性領域強度 3.77
IA' (円柱)	5.88	3.92	
IA' (角柱)	4.74	3.25	
IB	4.69	2.86	(II材使用内筒配合) ピーク強度 3.62 弾性領域強度 2.78
II	2.92	2.15	

表-21 CSG 供試体の密度比
(本試験と実施工品質管理値) (t/m³)

配合	密度 (標準試験体の平均)	密度比 (標準試験体の平均)	実ダム (標準試験体の平均)
IA	2.085	86.9	(I材使用内筒配合) 密度 2.270 密度比 95.5%
IA' (円柱)	2.161	91.7	
IA' (角柱)	2.157	91.6	
IB	2.054	85.3	(II材使用内筒配合) 密度 2.270 密度比 95.1%
II	2.018	86.9	

④ 弾性係数 (圧縮領域)

応力-歪み曲線 (図-41 (a) (b)) から算出した表-19 中の弾性係数は、歪みゲージのデータから得られる弾性係数 (5,000N/mm²程度) の方が、変位計データから得られる弾性係数 (1,400~2,500N/mm²程度) よりも大きくなった (約 2.5 倍)。供試体の変形が歪みゲージ外の端部 (載荷板付近) に局所化して生じることの影響が変位計データから求めた歪みには含まれているのに対し、供試体中央部の歪みが計測されている歪みゲージのデータには含まれていないためと考えられる。

また、弾性係数と圧縮強度 (ピーク強度) の関係を図-46 示す。図-46 には、参考のためコンクリートでの一般的な弾性係数と圧縮強度 (ピーク強度) の関係⁵⁾ も示している。CSG の弾性係数は、コンクリートの場合⁸⁾ と同様、圧縮強度 (ピーク強度) の増加に伴い大きくなることわかる。

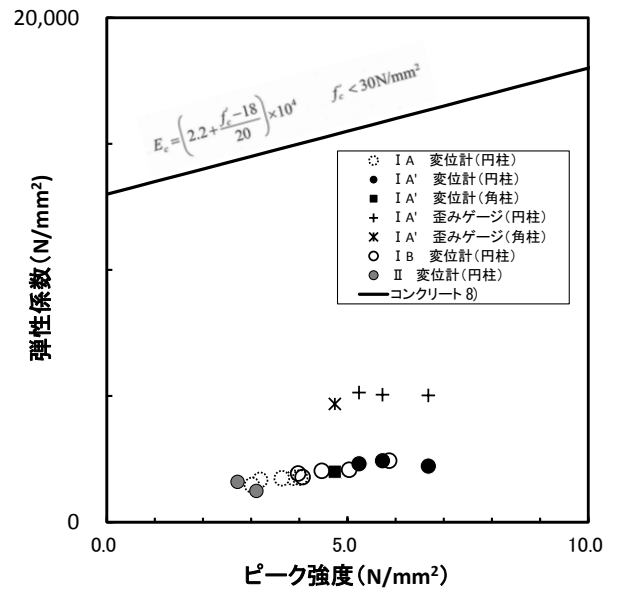


図-46 CSG 供試体の圧縮強度 (ピーク強度) と弾性係数の関係

⑤ ポアソン比 (圧縮時)

歪みゲージで計測された歪みデータから、高さ方向歪みに対する周方向歪みの比をポアソン比として算出した。このポアソン比とピーク強度の関係を図-47 に示す。また、荷重増加中のポアソン比の時刻履歴の一例を図-48 に示す。なお、算出されるポアソン比は載荷初期及び破壊が進行している段階では不安定となるため、図-47 中のポアソン比の値は、載荷初期の不安定な領域を過ぎれば一定値となっている部分の値を示している。得られた CSG 供試体のポアソン比の値 (円柱供試体、角柱供試体とも $\nu=0.10\sim0.15$ 程度) は、一般的なコンクリートの値 ($\nu=0.2$ ⁸⁾ 程度) より小さくなった。

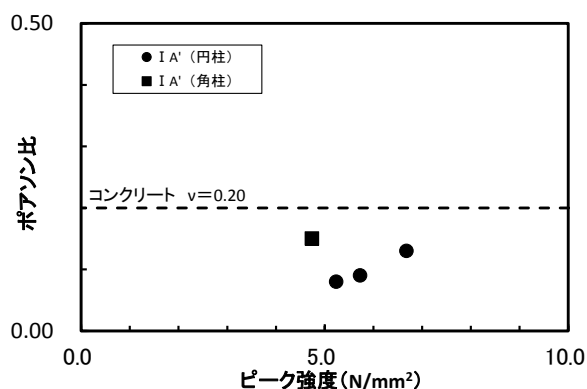


図-47 CSG 供試体のポアソン比と圧縮強度 (ピーク強度) の関係

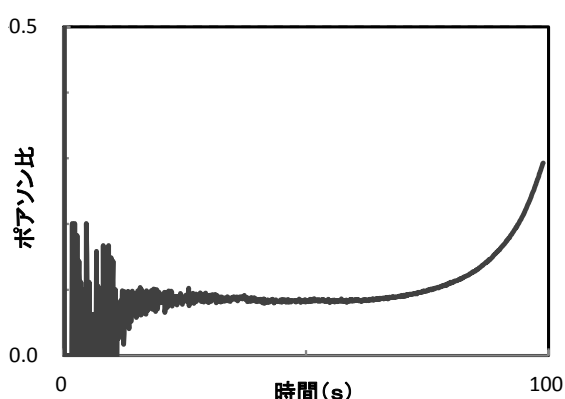


図-48 ポアソン比 (時刻歴) の算出例 (4本の歪みゲージの平均値)

3.5 引張強度試験

3.5.1 試験の概要

CSG の引張強度特性を把握するため、直接引張試験及び割裂引張試験を実施した。なお、両試験とも静的載荷条件から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載荷条件 (中速、高速) まで載荷速度を変化させて実施した。

供試体は、両試験とも基本的に I 材から作製した供試体 (配合 IA (材齢 91 日)、配合 IA' (材齢 80~93 日)、配合 IB (材齢 97 日)) を使用し、直接引張試験では円柱及び角柱供試体の両方、割裂引張試験では円柱供試体を使用した。なお、両引張試験とも一部 II 材から作製した供試体 (配合 II (材齢 290 日)) も使用した。

3.5.2 試験方法

1) 直接引張試験

直接引張試験は、破壊面が規定されている割裂引張試験より安定的な結果を得るのが難しいとされ、コンクリートを対象として既往の研究²⁰⁾では供試体の形状や固定方法など試験方法に様々な工夫が試みられているが、規格化された試験方法が確立していないのが現状である。

また、今回の検討では、静的載荷条件から急速載荷条件まで載荷速度を変化させて行う必要がある。このため、今回の試験は、コンクリートを対象とした急速載荷での一軸引張試験に関する既往の研究²¹⁾を参考に、同研究で使用された急速で一軸引張荷重を載荷できる試験装置 (防衛大学校所有サーボ式急速載荷装置 (図-49)。以下「急速載荷試験装置」という。) に直接引張試験用の専用治具を装着した供試体をセットして実施した。なお、静的載荷速度条件での試験は、供試体に引張試験用治具を用いて、一般的な試験機により行った。

急速載荷試験装置の載荷機構は、油圧をアキュムレータ部分に蓄圧させ、その圧力を急激に解放させることにより所定の載荷速度を得るものである。載荷速度の制御は、油圧制御バルブを機械的に一定速度で作動させることにより試験機の変位速度を設定できるようになっている。供試体には急速載荷試験機に設置するための治具 (鋼製、帽子型形状) を接着し、二次曲げを引き起こす荷重の偏心が生じないように、治具の上下にはベアリング型式のユニバーサルジョイントを取り付け、ピンジョイントを介して急速載荷試験機上・下部に固定された治具と接続した。供試体と治具の固定にはエポキシ系接着剤を使用した。

歪みの計測は急速載荷試験ではサンプリング速度をかなり大きくする必要があるので、これに対応可能な計測方法として歪みゲージによることとした。歪みゲージは高さ方向、周方向各 4 本を供試体に貼付し、データロガーに接続して時々刻々の歪み値を記録した。

以上による直接引張試験の実施状況を写真-11 (a)~(d) に示す。

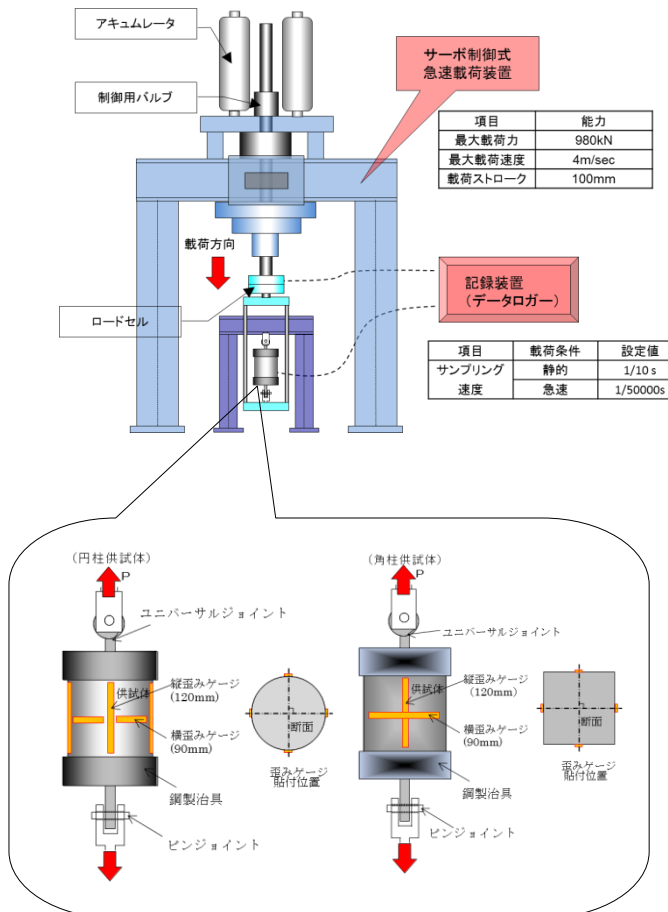


図-49 急速載荷試験装置



(c) 試験状況 (角柱供試体)



(d) 供試体破断状況 (角柱供試体)

写真-11 直接引張試験の状況

2) 割裂引張試験

円柱供試体の側面から圧縮荷重をかけることにより、圧裂による引張破壊を生じさせる割裂引張試験は、コンクリートの引張強度を測定する試験として JIS A1113 (コンクリートの割裂引張強度試験方法) に規格化されている。本試験は同規格の試験方法に準じて実施した。ただし、載荷速度については静的載荷条件 (JIA1113 と同一の $0.02 \text{ N/mm}^2/\text{s}$ 程度) から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載荷条件 (中速、高速) まで載荷速度を変化させた。このため、試験装置は、圧縮強度試験で使用した試験機と直接引張試験で使用した急速載荷試験装置を併用し、急速載荷条件での試験は後者により行った。

また、圧縮荷重が供試体に均等に伝達されるよう、専用の鋼製載荷板 (図-50) を製作し、この載荷板を通じて供試体に載荷する方法とした。なお、載荷中に載荷板が傾斜せずかつ試験機の変位に抵抗せず上下にスライドできるように、載荷板は供試体を載せる下部鋼板に固定した支柱に通したスプリングにて支持される構造とした。

引張領域における応力-歪みの関係等を得るために歪み測定は、直接引張試験と同様の歪みゲージにより行った。歪みゲージは供試体両端面に想定破断面をカバーするよう水平方向に貼付し (図-50)、データロガーに接続して時々刻々の歪み値を記録した。

以上による割裂引張試験の実施状況を写真-12 (a) ~



(a) 試験状況 (円柱供試体)



(b) 供試体破断状況 (円柱供試体)

(c)に示す。

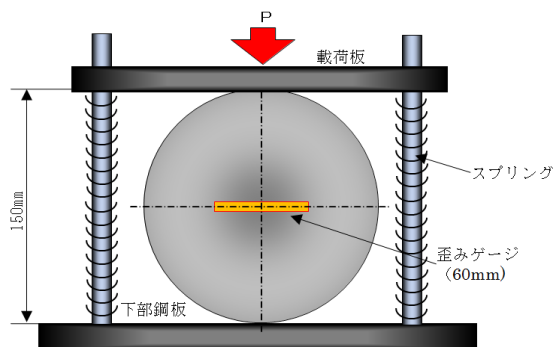


図-50 割裂引張試験概略図



(a)試験状況



(b)割裂破断状況



(c)供試体破断面

写真-12 割裂引張試験の状況

3.5.3 試験結果・考察

① 概要

引張強度試験の試験ケース及び試験結果の一覧を表-22 (直接引張試験結果)、表-23 (割裂引張試験結果)にそれぞれ示す。また、引張強度試験から得られた応力-歪み曲線を図-51 (a)~(c)に示す。表-22, 23 中の引張強度はピーク強度、弾性係数 (引張領域) は、応力-歪み曲線における直線区間の傾きで、原点とピーク応力点の 1/3 点の応力となる点を結んだ直線の勾配として算出した (図-52)。

なお、供試体の破断面位置は、円柱供試体ではそのほとんどが締固め境界面 (図-32) とみられる位置で、角柱供試体は全て端部付近で破断した。

試験条件として载荷速度は応力増加速度及び歪み速度により示すこととした。このうち、応力増加速度は、载荷中の応力値 (荷重/供試体断面積) の時間変化率 (応力の時刻履歴曲線上のピーク応力点とピーク応力の 1/3 の応力の点を結んだ直線の勾配 (図-53)) として算出した値で、図-51 (a)~(c)の応力-歪み曲線は、この応力増加速度の大きさに応じ、静的、中速、高速の別に示している。時々刻々の応力値は、直接引張試験では荷重/断面積、割裂引張試験では以下の(4)式により算出した。

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi dL} \dots \dots \dots (4)$$

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

歪み速度は、高さ方向の歪みゲージから得られた時々刻々の時間変化率 (歪みの時刻履歴曲線上の破断時歪みとその 1/3 の歪みとなる点を結んだ直線の勾配 (図-54 (a) (b)) で、歪みゲージ 4 本の平均値) として算出した値である。ただし、直接引張試験については、供試体の破断位置が一定しないこと及び供試体の破断が始まると歪みが局所化することから、破断位置と歪みゲージ貼付範囲の関係 (図-55) に応じ、表-24 の考え方により破断時歪みの値を読み取った。

なお、表-22 に示す直接引張試験のケースのうち備考欄に「接着剤不足」(写真-13 (a))と「治具内破断」(写真-13 (b))と記したケースについては、図-51 中に応力-歪み曲線を示していない。前者は、試験後の観察により治具を固定するための接着剤が端部側面の一部に付着しておらず、強度が過小に得られている可能性があるため、後者は破断が歪みゲージ外かつ治具内を凹に挟むように生じ、適正に载荷速度を算出できないと考えたためである。参考として、治具内破断したケースの応力 (荷

重/供試体の（初期）断面積）及び歪みの時刻履歴の一例を図-57(a) (b)に示す。このようなケースでは、歪みが急激に増加し始めた後、応力、歪みとも頭打ちになっていることがわかる。治具と供試体の付着面沿いのせん断破壊から次第に引張破壊に移行して破断に至ったものと考えられる。

表-22 直接引張試験結果一覧表

配合	供試体 No	供試体形状	応力増加速度	歪み速度	ピーク強度	弾性係数 ^{※1}	密度	密度比	ポアソン比	破断位置	備考
			(N/mm ² /s)	(/s)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(t/m ³)	(%)			
IA	LT1-1	円柱	0.001	2.0*10 ⁻⁶	0.19	20,590	2.070	86.3	-	縮径め境界面付近	
	LT1-2	円柱	0.002	1.0*10 ⁻⁶	0.14	6,680	2.021	84.3	-	縮径め境界面付近	
	LT1-4	円柱	0.003	6.0*10 ⁻⁶	0.23	18,640	2.079	86.7	-	縮径め境界面	
	LT1-3	円柱	0.002	6.0*10 ⁻⁶	0.15	8,810	2.053	85.6	-	縮径め境界面	
	LT1-5	円柱	0.003	7.0*10 ⁻⁶	0.19	14,220	2.031	84.7	-	縮径め境界面	
	LT1-6	円柱	0.029	1.4*10 ⁻⁵	0.19	1,950	2.077	86.6	-	縮径め境界面	
	LT1-7	円柱	0.116	4.5*10 ⁻⁵	0.19	17,810	2.063	86.0	-	縮径め境界面	
	LT1-8	円柱	0.116	1.1*10 ⁻⁵	0.19	8,130	2.096	87.4	-	縮径め境界面	
	LT1-9	円柱	0.144	1.2*10 ⁻⁵	0.19	18,280	2.066	86.1	-	縮径め境界面付近	
	LT1-10	円柱	0.202	4.5*10 ⁻⁵	0.21	12,660	2.061	85.9	-	縮径め境界面	
	LT1-11	円柱	0.318	7.3*10 ⁻⁵	0.23	7,820	2.119	88.3	-	縮径め境界面	
	LT1-12	円柱	0.375	4.3*10 ⁻⁵	0.26	12,190	2.137	89.1	-	縮径め境界面付近	
	LT1-13	円柱	0.520	7.1*10 ⁻⁵	0.12	12,180	2.018	84.1	-	縮径め境界面	
	LT1-14	円柱	0.607	1.4*10 ⁻⁴	0.12	6,620	2.071	86.3	-	縮径め境界面	
	LT1-15	円柱	0.635	3.1*10 ⁻⁵	0.10	14,220	2.076	86.6	-	縮径め境界面付近	
IB	LT2-1	円柱	0.002	2.0*10 ⁻⁶	0.29	18,020	2.083	86.5	-	縮径め境界面	
	LT2-2	円柱	0.002	5.0*10 ⁻⁶	0.35	9,560	2.039	84.7	-	縮径め境界面	
	LT2-3	円柱	0.002	2.0*10 ⁻⁶	0.27	10,210	2.030	84.3	-	縮径め境界面付近	
	LT2-4	円柱	0.002	1.0*10 ⁻⁶	0.31	8,130	2.116	87.9	-	縮径め境界面	
	LT2-5	円柱	0.004	7.0*10 ⁻⁶	0.24	8,130	2.093	86.9	-	縮径め境界面	
	LT2-6	円柱	0.144	8.5*10 ⁻⁵	0.21	9,820	2.055	85.3	-	縮径め境界面付近	
	LT2-7	円柱	0.173	1.2*10 ⁻⁵	0.21	18,280	2.014	83.6	-	縮径め境界面	
	LT2-8	円柱	0.202	3.6*10 ⁻⁵	0.22	13,450	2.009	83.4	-	縮径め境界面	
	LT2-9	円柱	0.202	2.6*10 ⁻⁵	0.23	12,190	2.025	84.1	-	縮径め境界面	
	LT2-10	円柱	0.289	1.2*10 ⁻⁴	0.26	11,590	2.109	87.6	-	縮径め境界面	
	LT2-11	円柱	0.289	2.8*10 ⁻⁴	0.19	7,070	2.031	84.3	-	縮径め境界面	
	LT2-12	円柱	0.433	3.1*10 ⁻⁵	0.11	22,850	2.015	83.7	-	縮径め境界面	
	LT2-13	円柱	0.491	1.6*10 ⁻⁴	0.27	9,350	2.038	84.6	-	縮径め境界面	
	LT2-14	円柱	0.578	5.0*10 ⁻⁵	0.29	19,150	2.046	85.0	-	縮径め境界面	
	LT2-15	円柱	0.664	1.4*10 ⁻⁴	0.30	8,240	2.134	88.6	-	縮径め境界面	
II	NT-1(IIb)	円柱	19	1.2*10 ⁻²	0.40	9,263	2.074	89.3	-	縮径め境界面	
	NT-2(IIb)	円柱	397	3.1*10 ⁻¹	0.65	5,415	2.036	87.7	-	縮径め境界面	
	NT-3(IIb)	円柱	294	3.8*10 ⁻¹	0.49	9,917	2.067	89.0	-	縮径め境界面	
	NT-4(IIb)	円柱	14	5.4*10 ⁻³	0.30	9,470	2.054	88.5	-	縮径め境界面	
	NT-5(IIb)	円柱	0.003	1.9*10 ⁻⁶	0.21	10,137	2.077	89.4	-	縮径め境界面	
IA'	NT-1	円柱	0.002	7.2*10 ⁻⁷	0.41	14,070	2.195	93.2	0.10	縮径め境界面	
	NT-2	円柱	0.002	1.8*10 ⁻⁷	0.25	23,622	2.262	96.1	-	縮径め境界面	
	NT-3	円柱	0.002	7.8*10 ⁻⁷	0.43	11,588	2.244	95.3	0.10	端部	
	NT-4	円柱	0.002	7.8*10 ⁻⁷	0.41	11,771	2.174	92.3	0.07	端部	
	NT-5	円柱	0.002	1.4*10 ⁻⁶	0.37	13,600	2.205	93.6	0.20	縮径め境界面	
	NT-6	円柱	15	2.6*10 ⁻³	0.68	14,827	2.196	93.2	0.05	端部	
	NT-7	円柱	15	2.9*10 ⁻³	0.65	15,527	2.198	93.3	0.15	縮径め境界面	
	NT-8	円柱	18	5.2*10 ⁻³	0.44	17,887	2.235	94.9	0.15	縮径め境界面	
	NT-9	円柱	41	6.6*10 ⁻³	0.79	16,052	2.179	92.5	0.09	縮径め境界面	
	NT-10	円柱	45	5.2*10 ⁻³	0.60	15,928	2.211	93.9	0.20	縮径め境界面	
	NT-11	円柱	139	2.2*10 ⁻²	0.56	16,751	2.136	90.7	-	縮径め境界面	
	NT-12	円柱	144	1.9*10 ⁻²	0.96	14,364	2.229	94.6	0.10	縮径め境界面	
	NT-13	円柱	149	2.2*10 ⁻²	0.84	14,518	2.235	94.9	-	端部	
	NT-14	円柱	176	2.3*10 ⁻²	0.60	14,542	2.254	95.7	0.15	縮径め境界面	
	NT(P)-1	角柱	0.001	1.7*10 ⁻⁷	0.36	17,788	2.199	93.4	0.10	端部	接着剤不足
	NT(P)-2	角柱	0.002	1.9*10 ⁻⁷	0.36	19,897	2.243	95.2	0.20	端部	接着剤不足
	NT(P)-3	角柱	0.001	1.4*10 ⁻⁷	0.34	19,693	2.211	93.9	-	端部	接着剤不足
	NT(P)-4	角柱	0.002	2.7*10 ⁻⁷	0.39	15,414	2.250	95.5	-	端部	接着剤不足
	NT(P)-5	角柱	0.001	1.3*10 ⁻⁷	0.33	15,255	2.254	95.7	-	端部	接着剤不足
	NT(P)-6	角柱	0.004	3.4*10 ⁻⁷	0.59	18,805	2.172	92.2	0.075	端部	
	NT(P)-7	角柱	1	1.0*10 ⁻⁴	0.81	19,174	2.253	95.7	-	端部	
	NT(P)-8	角柱	1	1.1*10 ⁻⁴	0.81	14,989	2.261	96.0	-	端部	
	NT(P)-9	角柱	17	1.6*10 ⁻³	0.85	15,250	2.264	96.1	0.20	端部	
	NT(P)-10	角柱	17	1.6*10 ⁻³	0.88	16,556	2.225	94.5	0.08	端部	
	NT(P)-11	角柱	133	6.0*10 ⁻³	1.07	14,103	2.234	94.9	0.15	端部	
NT(P)-12	角柱	-	-	0.56	16,052	2.241	95.2	-	端部	治具内破断	
NT(P)-13	角柱	-	-	0.73	18,156	2.257	95.8	-	端部	治具内破断	
NT(P)-14	角柱	-	-	0.64	11,253	2.214	94.0	0.10	端部	治具内破断	
NT(P)-15	角柱	-	-	0.87	11,423	2.132	90.5	0.15	端部	治具内破断	

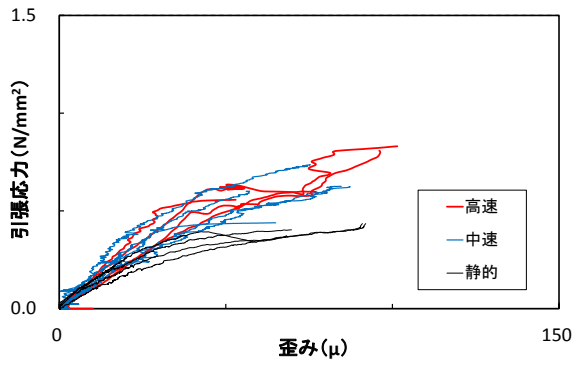
※1 弾性係数は図-52の方法により算出

※2 「-」は測定不能

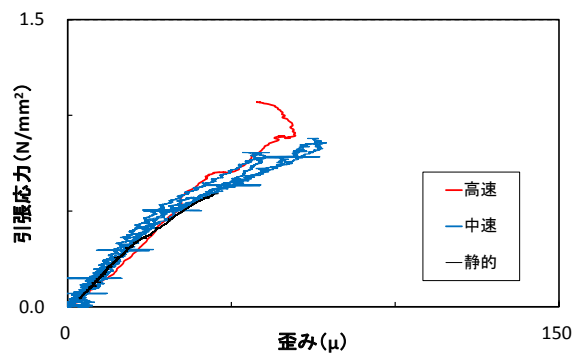
表-23 割裂引張試験結果一覧表

配合	供試体No	応力増加速度	歪み速度	ピーク強度	弾性係数*	密度	密度比	備考
		(N/mm ² /s)	(/s)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(t/m ³)	(%)	
IA	LS1-1	0.0205	8.9*10 ⁻⁵	0.595	4440	2.075	86.5	
	LS1-3	0.0217	3.3*10 ⁻⁵	0.577	17890	2.087	86.2	
	LS1-4	0.0220	1.7*10 ⁻⁵	0.549	3920	2.066	86.2	
	LS1-2	0.0214	1.7*10 ⁻⁵	0.502	3930	2.068	87.0	
	LS1-5	0.0505	7.7*10 ⁻⁵	0.508	6090	2.053	85.6	
IB	LS2-1	0.0068	1.4*10 ⁻⁵	0.712	7440	1.992	82.7	
	LS2-2	0.0099	6.4*10 ⁻⁵	0.479	3330	2.001	83.1	
	LS2-3	0.0114	3.7*10 ⁻⁵	0.808	7680	2.009	83.4	
	LS2-4	0.0135	5.4*10 ⁻⁵	0.560	3580	2.071	86.0	
	LS2-5	0.0140	2.1*10 ⁻⁵	0.608	5430	2.037	84.6	
II	NS-1(IIb)	0.008	2.4*10 ⁻⁵	0.48	2,859	2.053	88.4	
	NS-2(IIb)	19	2.1*10 ⁻²	0.76	6,265	2.044	88.0	
	NS-3(IIb)	40	3.0*10 ⁻²	0.88	5,741	2.074	89.3	
	NS-4(IIb)	305	2.2*10 ⁻¹	1.23	23,049	2.054	88.5	
IA'	NS-1	0.01	1.3*10 ⁻⁶	0.81	22,981	2.262	96.1	
	NS-2	0.01	2.9*10 ⁻⁵	0.78	5,471	2.204	93.6	
	NS-3	0.01	1.7*10 ⁻⁵	0.79	9,440	2.161	91.8	
	NS-4	0.01	2.8*10 ⁻⁵	0.79	5,517	2.203	93.5	
	NS-5	0.02	1.9*10 ⁻⁵	0.82	5,940	2.189	93.0	
	NS-6	0.01	1.2*10 ⁻⁵	0.61	6,952	2.122	90.1	
	NS-7	5	5.1*10 ⁻³	0.71	6,930	2.181	92.6	
	NS-8	6	4.8*10 ⁻³	1.00	9,222	2.234	94.9	
	NS-9	6	3.6*10 ⁻³	0.94	10,642	2.207	93.7	
	NS-10	57	4.4*10 ⁻²	0.95	6,254	2.246	95.4	
	NS-11	75	5.3*10 ⁻²	1.01	7,480	2.174	92.3	
	NS-12	123	7.3*10 ⁻²	1.05	5,524	2.234	94.9	
	NS-13	154	8.9*10 ⁻²	1.17	8,950	2.195	93.2	
	NS-14	226	1.2*10 ⁻¹	1.20	9,572	2.238	95.0	
	NS-15	572	3.3*10 ⁻¹	1.51	8,919	2.265	96.2	

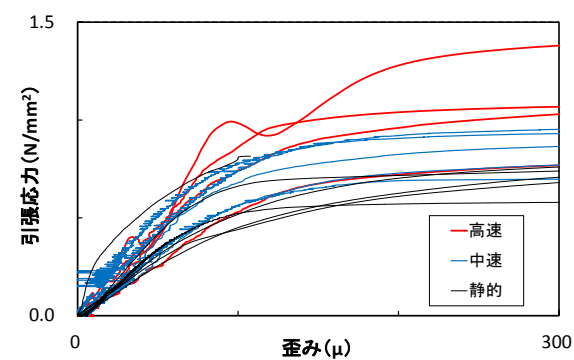
※ 弾性係数は便宜的に直接引張試験と同様の方法(図-52)で求めた参考値であり、割裂引張試験では、歪みゲージ貼り付け範囲内の歪み分布が一樣でないため、圧縮強度試験で得られた値(表-19)や直接引張試験で得られた値(表-22)との比較はできない。



(a) 直接引張試験 (円柱供試体)



(b) 直接引張試験 (角柱供試体)



(c) 割裂引張試験

図-51 CSG 供試体の応力-歪み曲線

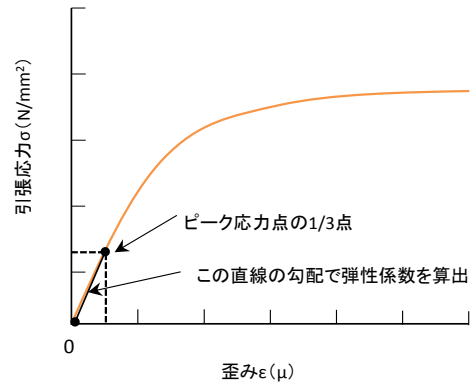


図-52 弾性係数 (引張領域) の算出方法

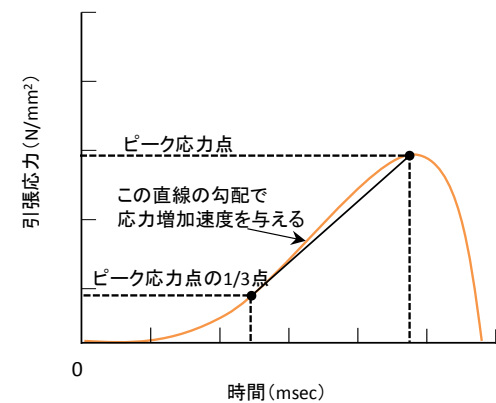
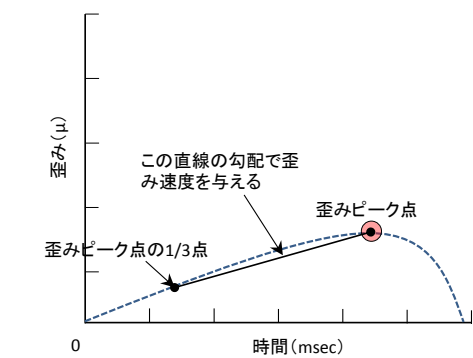
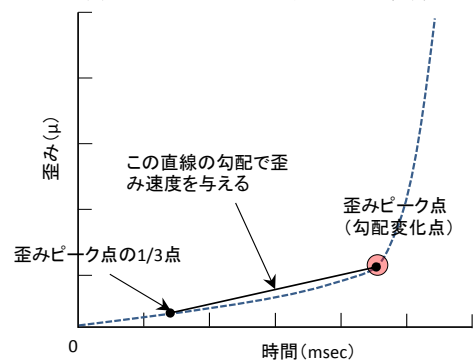


図-53 応力増加速度算出方法



(a) 歪みゲージ外で破断した場合



(b) 歪みゲージ内で破断した場合

図-54 歪み速度算出方法

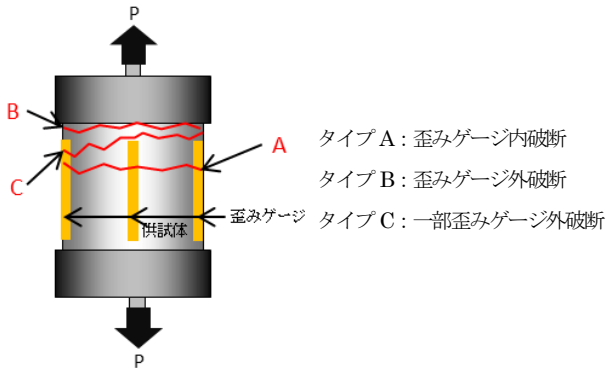
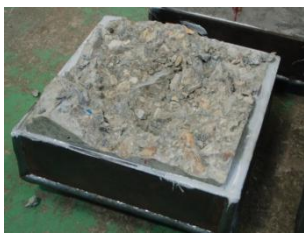


図-55 直接引張試験における破断面と歪みゲージ位置の関係

表-24 破断位置に応じた破断時歪みの考え方
 (タイプ A~C は図-55 に対応)

タイプ	説明	破断時歪み (読み取りの考え方)	参考図
A	破断面が完全に歪みゲージ内(4本全ての内側)となった供試体	歪みの時刻履歴上で歪み値が急増する勾配変化点が歪みの局所化開始時(破断開始時)に対応すると考えられることから、当該勾配変化点での歪み値(4本の歪みゲージのデータのうち勾配変化点が明瞭でかつ値が最大のものを)を破断時歪みとする。	図-56 (a)
B	破断面が完全に歪みゲージ外(4本全ての外側)となった供試体	破断に伴う歪みの局所化が歪みゲージの計測値に現れず、真の破断時歪みを知るのには困難であるが、計測された歪み値がピークとなる時刻が(歪みゲージ外での)破断開始時に対応すると考え、歪みピーク時刻における歪み値(4本の歪みゲージのデータのうち最大のものを)を破断時歪みとみなす。	図-56 (b)
C	破断面の一部のみ歪みゲージ内(他は歪みゲージ外)となった供試体	破断面が内側となった歪みゲージのデータは時刻履歴上の勾配変化点、外側となった歪みゲージのデータはピーク時刻の歪み値として値を比較し、最大のものを破断時歪みとみなす。(実際には前者のデータでの勾配変化点が明瞭でなかったため、後者の値を破断時歪みとした。)	図-56 (c)

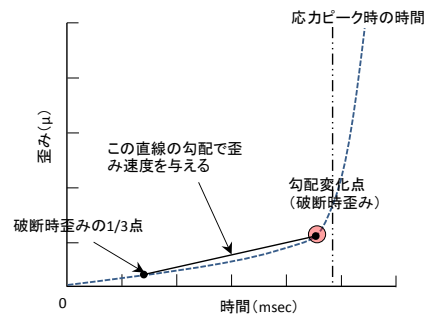


通常の端部付近破断状況

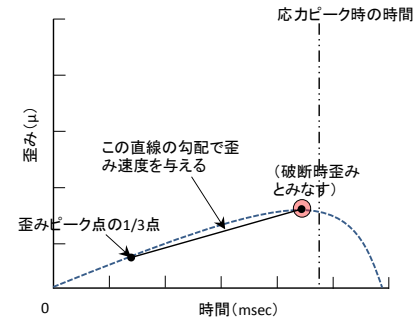


(a)接着剤不足状況(b)治具内破断状況

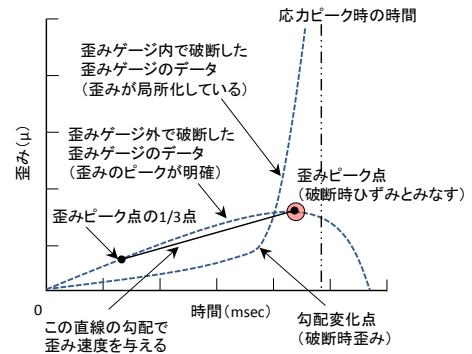
写真-13 角柱供試体破断状況



(a)タイプ A の場合

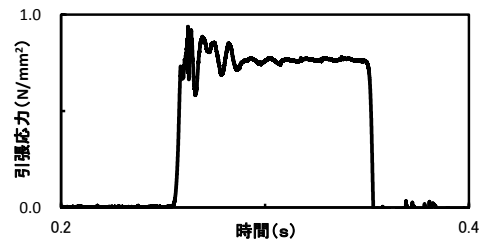


(b)タイプ B の場合

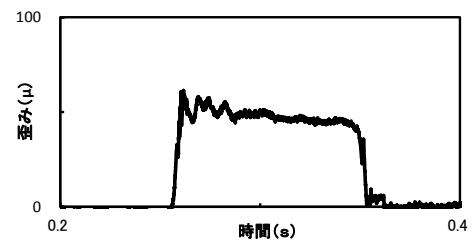


(c)タイプ C の場合

図-56 破断時歪みの読み取り



(a)応力-時間変化



(b)歪み時間変化

図-57 治具内破断したケースの応力及び歪みの時刻歴の例

② 応力-歪み曲線 (引張領域)

図-51 (a)~(c)の応力-歪み曲線 (引張領域) を載荷速度 (応力増加速度) の別に比較すると、静的載荷条件では、圧縮領域と同様、ピーク強度に対して応力が小さい段階から非線形性を示しているが、中速、急速と載荷速度が増加するにつれて線形的挙動を示す弾性領域が広がり、あわせてピーク強度も増加していることが分かる。なお、コンクリートの急速引張領域に関する既往研究²²⁾において報告されている応力-ひずみ曲線 (図-58) についても同様の傾向がみられる。

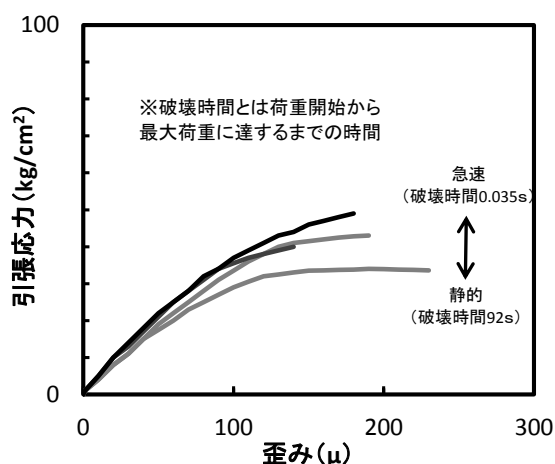


図-58 コンクリートの直接引張試験により得られた応力-歪み曲線の例¹⁸⁾

③ 引張強度

直接引張試験で得られた引張強度 (ピーク強度) と載荷速度 (応力増加速度) との関係を図-60 (a) に、応力増加速度の代わりに歪み速度との関係として同様に整理した結果を図-60 (b) にそれぞれ示す。試験数の多い円柱供試体のデータに着目すると、載荷速度がある程度大きくなると (応力増加速度 $1\sim 10\text{N/mm}^2/\text{s}$ 程度以上、歪み速度 $1\times 10^{-3}/\text{s}$ 程度以上)、引張強度が次第に増加する傾向が見られる。各供試体の引張強度を静的載荷条件での試験値の平均値を基準として正規化した比率 (強度増加率) で見ると (図-61 (a) (b))、最も試験数が多い円柱供試体 (配合 IA') では、大規模地震時を想定した載荷速度条件 (台形 CSG ダムの動的解析から推定される堤体内の引張応力増加速度: $1\sim 100\text{N/mm}^2/\text{s}$ 程度、歪み速度 $1\times 10^{-4}\sim 1\times 10^{-2}$ 程度)²³⁾ では、静的載荷時の $1.0\sim 2.0$ 倍程度となっている。また、角柱供試体についても載荷速度が大きくなると引張強度が増加する傾向が見られる。なお、角柱供試体の引張強度は圧縮強度とは逆に、円柱供試体より大きい。円柱供試体の多くは相対的に強度が小さくなりやすい締固め境界面で破断しているのに対し、角柱供試体では直接引張に対して潜在的弱面となる面が無く

治具取付部付近の応力集中により破断が生じたためと考えられる。

注) 堤体内引張応力の増加速度 $\dot{\sigma}$ は、例えば、堤高 50m の場合、引張応力が表-3 に示した水平方向の 1 次固有周期 T_1 (約 0.281sec) の 1/4 の時間に 0 から 2.3.2 (図-14) に示した最大引張応力 σ_{pmax} ($=1.19\sim 4.44\text{N/mm}^2$) まで平均的に増加すると仮定すると、 $\dot{\sigma} = 4\sigma_{pmax}/T_1 = 17\sim 63\text{N/mm}^2/\text{s}$ となる。同様に歪み速度 $\dot{\epsilon}$ は、 $\dot{\epsilon} = 4\sigma_{pmax}/T_1/E$ (E : CSG の弾性係数 2000N/mm^2) $= 0.0085\sim 0.032\text{N/mm}^2/\text{s}$ となる。

割裂引張試験で得られた引張強度 (ピーク強度) と載荷速度 (応力増加速度) との関係を図-62 (a) に、応力増加速度の代わりに歪み速度との関係として同様の整理をした結果を図-62 (b) にそれぞれ示す。割裂試験での引張強度は、一部例外もあるが、多くのケースにおいて、直接引張試験と同様、ある程度載荷速度が大きくなると (応力増加速度 $1\sim 10\text{N/mm}^2/\text{s}$ 以上、歪み速度 1×10^{-3} 程度以上) 増加する傾向が見られる。静的載荷条件での割裂引張強度を基準に正規化した比率 (強度増加率) で見ると (図-63 (a) (b))、大規模地震動を想定した載荷速度条件では、静的載荷時の $1.0\sim 1.5$ 倍程度 (配合 IA')、 $1.5\sim 2.0$ 倍程度 (配合 II) となっている。

なお、直接引張試験 (円柱供試体、角柱供試体) で得られた引張強度と割裂引張試験で得られた引張強度 (同一程度の載荷速度 (応力増加速度、歪み速度) 条件での平均値) の比較を図-59 に示す。同図によれば、直接引張試験で得られた強度の方が割裂引張試験で得られた引張強度より小さくなっている。この原因は、直接引張試験では、強度上の弱面や応力集中しやすい箇所など、供試体の中で強度に対する応力の関係が最も不利となる箇所から破壊が進行するのに対し、割裂試験ではあらかじめ破壊面が規定されるためと考えられる。

以上のように、引張試験は試験方法や供試体作製方法 (締固め境界面と載荷 (引張) 方向の関係) による影響を受けることがわかる。ただし、いずれの試験で得られる引張強度も、一般のコンクリート²¹⁾ やダムコンクリート²³⁾ について報告されている載荷速度依存性 (図-64) と同様に、載荷速度がある程度大きくなると増加する点では一致している。なお、図-64 は藤掛²¹⁾ が整理した一般のコンクリートについての試験データにダムコンクリート²³⁾ 及び本研究での CSG についてのデータを加筆したものである。

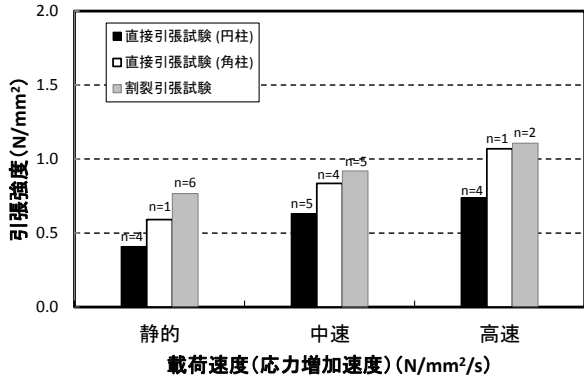


図-59 試験方法、供試体の形状と引張強度の関係

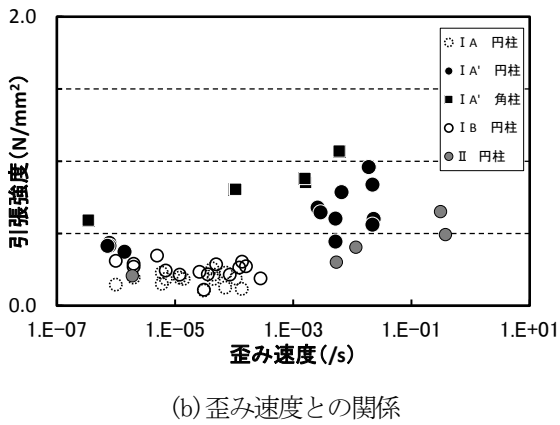
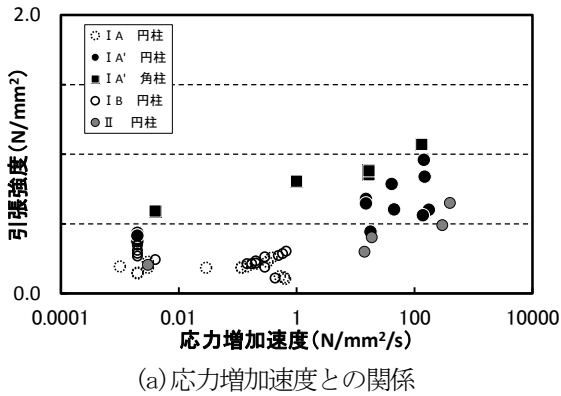


図-60 CSG 供試体の直接引張強度 (応力増加速度との関係)

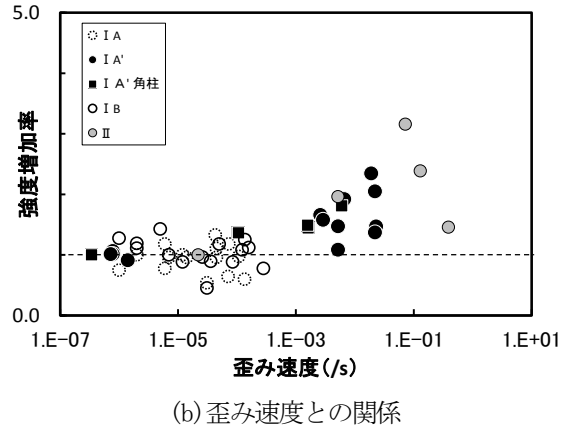
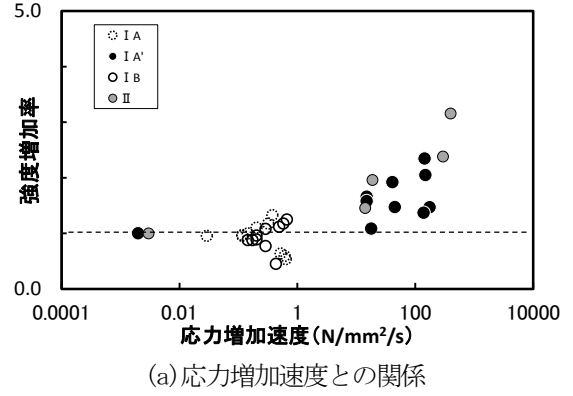


図-61 CSG 供試体の引張強度増加率 (直接引張試験)

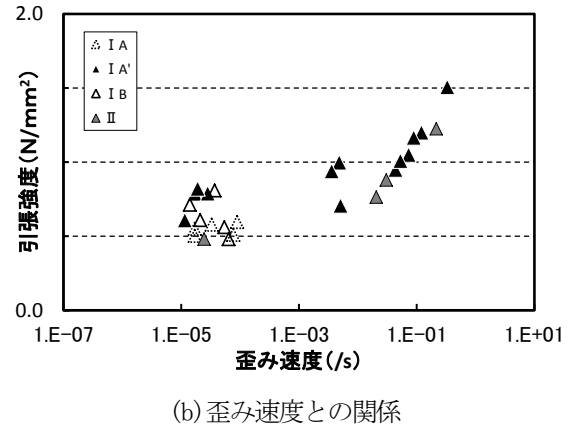
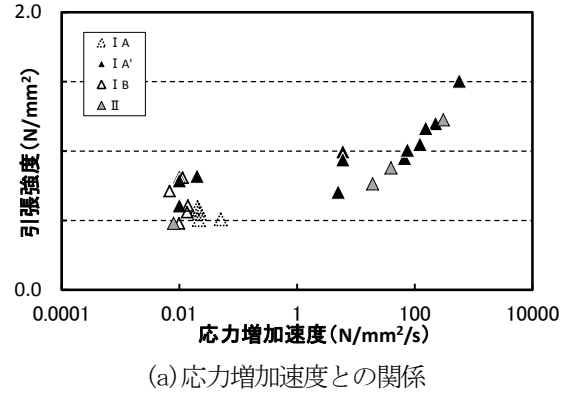
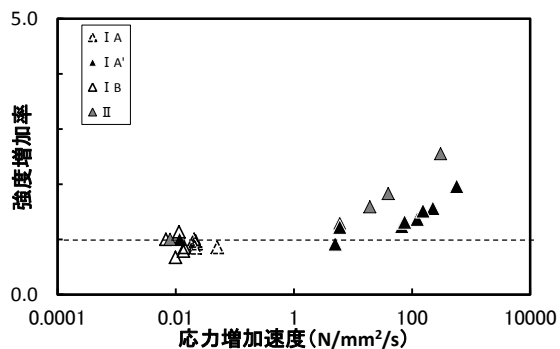
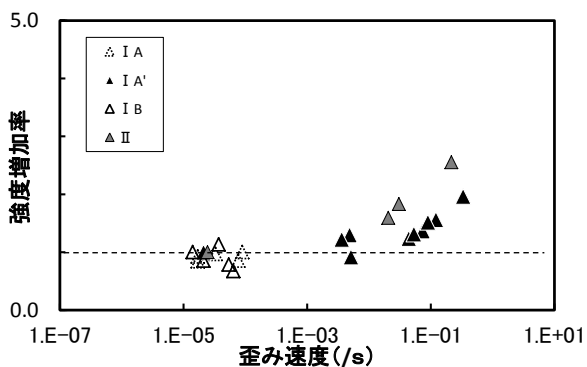


図-62 CSG 供試体の割裂引張強度 (応力増加速度との関係)



(a) 応力増加速度との関係



(b) 歪み速度との関係

図-63 CSG 供試体の引張強度増加率
(割裂引張試験)

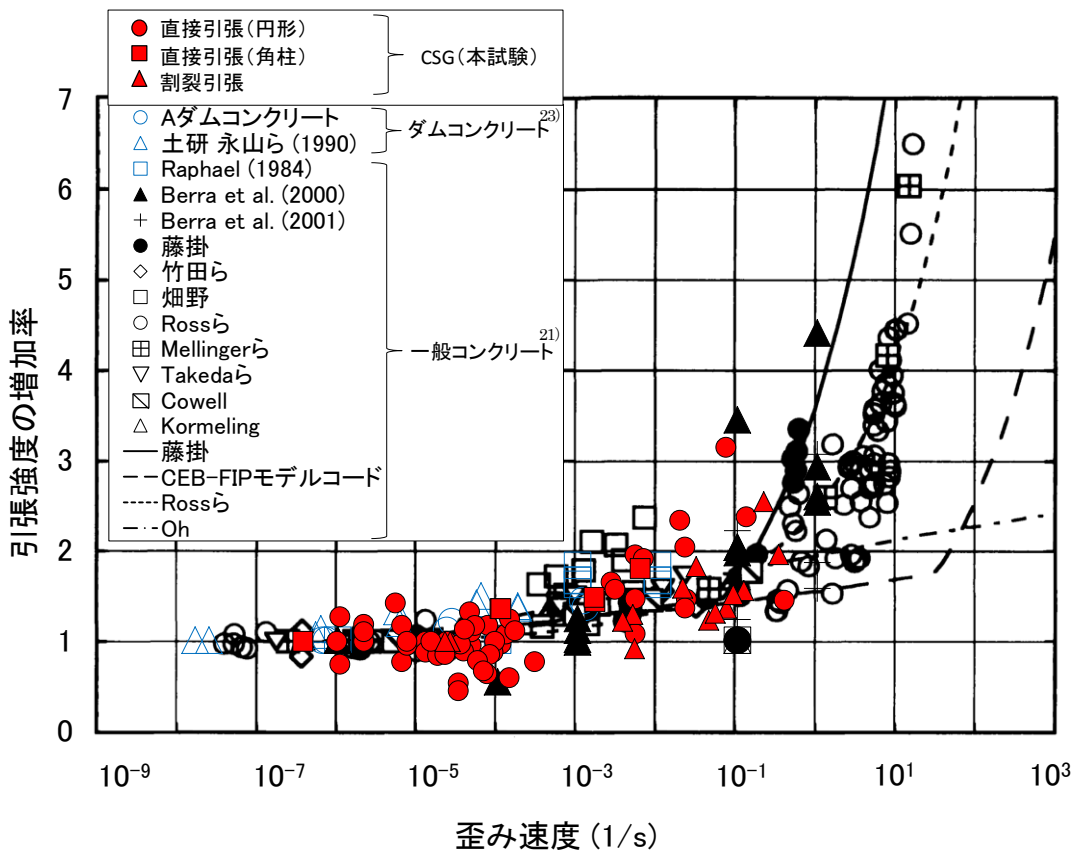


図-64 引張強度の載荷速度依存性 (コンクリートとの比較、ダムコンクリートに関する既往研究^{21) 23)} 及び本研究で得られた CSG についてのデータを追加)

④ 引張強度（圧縮強度との関係）

載荷速度を変化させた直接引張試験及び割裂引張試験で得られた引張強度と円柱供試体の一軸圧縮試験で得られた静的載荷条件での圧縮強度の比較を表-25 及び図-65 に示す。なお、図-65(a)(b)には、参考として一般コンクリートでの圧縮強度と引張強度の関係式⁵⁾も示している。

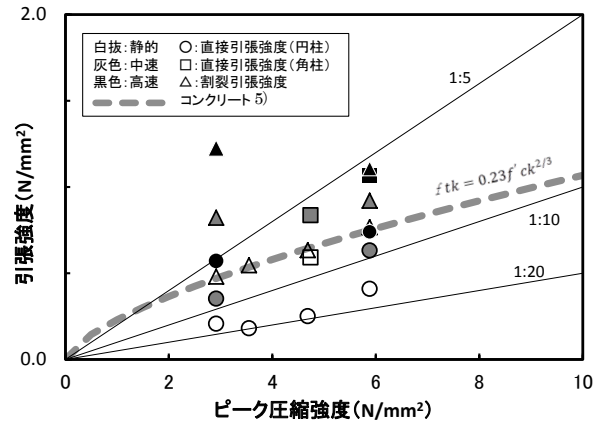
CSG 供試体では、静的載荷条件での円柱供試体の圧縮強度（ピーク強度）に対する引張強度の比は、静的載荷での直接引張試験（円柱供試体）の場合には1/15~1/20程度、割裂引張試験の場合には1/7程度となり、コンクリートと概ね同様の値である（図-65(a)）。なお、圧縮強度として台形 CSG ダムの設計で用いられる弾性領域強度をとると、上記の比は直接引張試験（円柱供試体）の場合には1/10程度、割裂引張試験の場合には1/5程度となる（図-65(b)）。また、急速載荷条件（中速）で得られた CSG 供試体の引張強度について同様の比較を行うと、静的載荷条件での円柱供試体の圧縮強度（ピーク強度）に対する比は、直接引張試験（円柱供試体）の場合は1/9程度、割裂引張試験の場合は1/4~1/6程度となっている。圧縮強度として弾性領域強度をとると、この比は直接引張試験（円柱供試体）の場合は1/6程度、割裂引張試験の場合は1/4程度となっている。

表-25 CSG 供試体の引張強度と圧縮強度
(試験条件別平均)

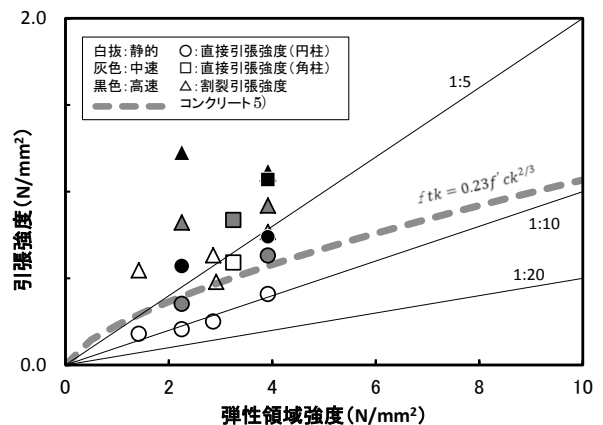
(N/mm²)

項目		圧縮強度		引張強度						
		ピーク強度	弾性領域強度	直接引張強度			割裂引張強度			
載荷速度		静的	静的	静的	中速	高速	静的	中速	高速	
配合・形状	IA	円柱	3.55 (5)*	1.42 (5)	0.18 (15)			0.55 (5)		
		円柱	5.88 (3)	3.92 (3)	0.41 (4)	0.64 (5)	0.74 (4)	0.77 (6)	0.90 (4)	1.23 (4)
	IA'	角柱	4.74 (1)	3.25 (1)	0.59 (1)	0.84 (4)	1.07 (1)			
		円柱	4.69 (5)	2.86 (5)	0.25 (15)			0.63 (5)		
	II	円柱	2.92 (2)	2.25 (2)	0.21 (1)	0.35 (2)	0.57 (2)	0.48 (1)	0.82 (2)	1.23 (1)

※表中の()内は試験数(本)



(a) 圧縮強度（ピーク強度）と引張強度の関係



(b) 圧縮強度（弾性領域強度）と引張強度の関係

図-65 CSG 供試体の引張強度と圧縮強度の関係

⑤ 弾性係数（引張領域）

直接引張試験で得られた応力-歪み曲線（図-51(a)~(b)）から求めた引張領域での弾性係数と引張強度の関係を図-66 に示す。また、弾性係数と載荷速度（応力増加速度、歪み速度）との関係を図-67(a)(b)に示す。引張試験から求まる弾性係数は圧縮領域から求まる弾性係数に比べてばらつきが大きく、強度や載荷速度の増加による明らかな変化は見られない。

なお、直接引張試験で得られた引張領域での弾性係数（表-22）を同じ方法（図-42 (b)）で得られた圧縮領域での弾性係数と比較すると、引張領域での弾性係数の方が大きい（図-68）。試験で得られる引張領域と圧縮領域の弾性係数が異なることについてはダムコンクリートに関する既往研究²⁴⁾でも同様の結果が報告されており、この相違は歪みレベルの相違によるものとされている。圧縮強度より引張強度が小さく、弾性領域での歪みレベルも圧縮試験時より引張試験時の方が小さい点は、今回の CSG での試験も同様であることから、このことが上記の結果となった一因と考えられる。

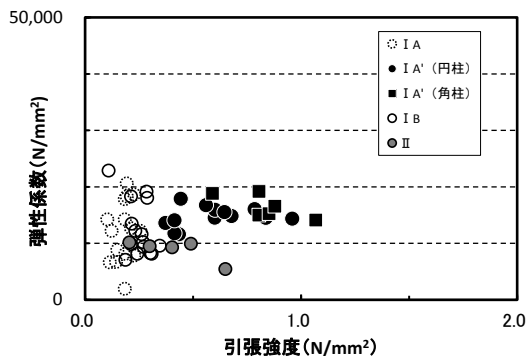


図-66 直接引張試験で得られたCSG供試体の弾性係数 (直接引張強度との関係)

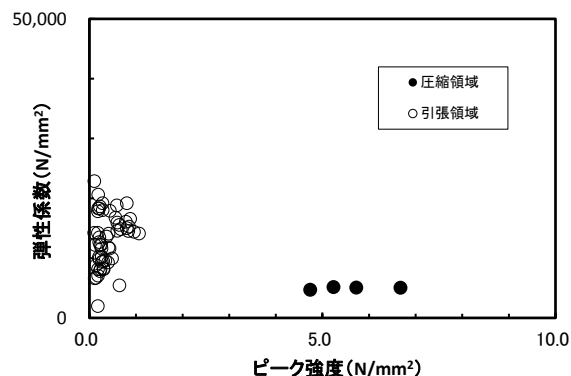
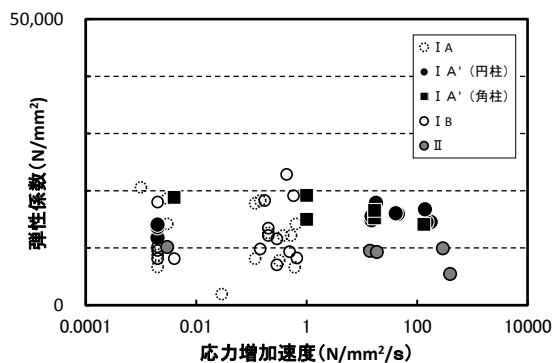
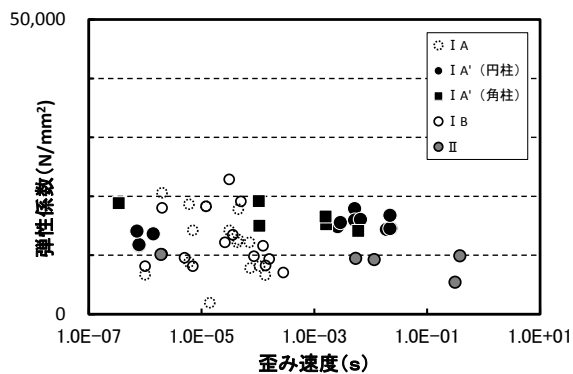


図-68 引張領域 (直接引張試験) と圧縮領域 (一軸圧縮試験) の弾性係数の比較



(a) 応力増加速度との関係



(b) 歪み速度との関係

図-67 直接引張試験で得られたCSG供試体の弾性係数 (载荷速度との関係)

⑥ ポアソン比 (引張時)

直接引張試験のうち、円柱供試体の歪みゲージのデータから、高さ方向歪みに対する周方向歪みの比として求めたポアソン比を図-69に示す。圧縮強度試験で求めたポアソン比と同様、コンクリートの一般的なポアソン比 ($\nu=0.20^{(8)}$) より小さい値 ($\nu=0.05\sim0.20$) となった。

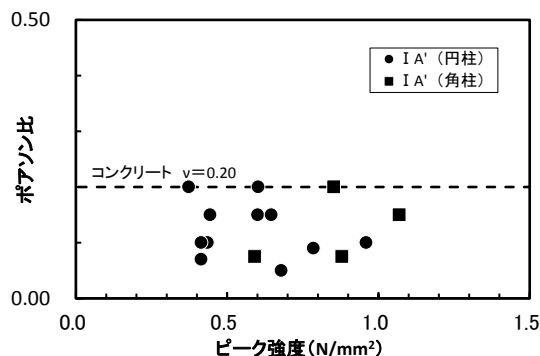


図-69 ポアソン比

⑦ 破断時歪み (歪み能)

CSG 供試体の直接引張試験で得られた破断時歪みと载荷速度 (応力増加速度、歪み速度) の関係を図-70(a) (b) に示す。データはばらつきが大きく中には①に述べたとおり破断位置により破断時歪みの算出が難しいケースも含まれ、ばらつきの原因となっている可能性はあるが、密実で実ダム施工に用いられたCSGに最も近いと考えられる配合IA'供試体のデータに着目すると、破断時歪みの値は概ね50-100 μ の範囲にあり、载荷速度による変化は見られない。

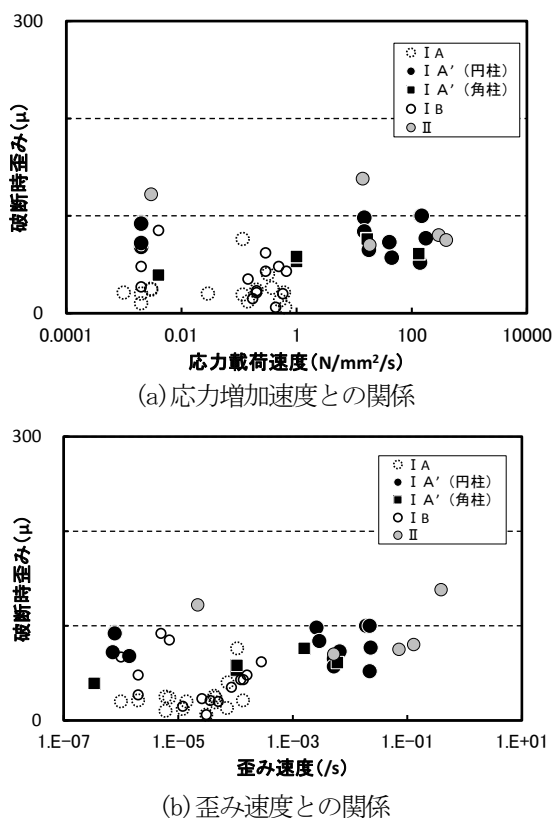


図-70 CSG 供試体の破断時歪み (直接引張試験)

強度よりも小さな強度が得られる可能性が高い。これにより、引張強度の評価としては安全側となるが、弱面でない部分のCSGの引張強度を把握するには、割裂試験によることが望ましいと考えられる。

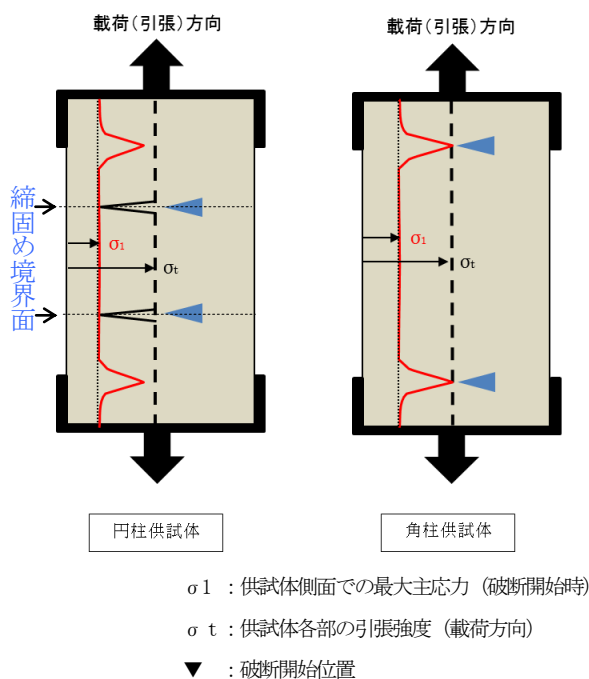


図-71 直接引張試験での破断位置 (模式図)

⑧ 直接引張試験における供試体の破断位置

円柱供試体は多くが縮固め境界面とみられる位置で、角柱供試体は全て端部付近で破断した。直接引張試験では供試体中の強度が小さい部位や応力集中が生じる箇所など強度に対する応力の関係が最も不利となる箇所から破壊が発生・進行しやすいものと考えれば、この相違の理由としては、円柱供試体では載荷方向に直交した縮固め境界面が、角柱供試体では載荷方向に並行となる縮固め境界面よりも治具固定部の縁部の応力集中箇所が最も不利な条件となったことによるものと考えられる。円柱供試体の作製においては、(3層)縮固めの境界面が弱面とならないよう縮固め後に凹凸を付けることで一体化を図るよう配慮した。しかし、強度が他の部分より小さければ直接引張試験での荷重増加に対し、最初に破壊が生じ、破断面を形成する可能性が高いと考えられる。一方、縮固め境界面が載荷方向となる角柱供試体ではこの影響はないと考えられるが、供試体端部の側面(帽子型治具との付着面)では載荷方向の変形が拘束されるのに対し、供試体の露出部では自由に変形可能である。このため、治具の縁部で応力集中が生じ、破壊の端緒になったものと考えられる(図-71)。なお、一部の円柱供試体で同様の破断が生じたのは、縮固め境界面の強度が比較的大きく、治具縁部の応力集中箇所の方が先に局所の主応力が強度に達したためと考えられる。これらより、円柱供試体を用いた直接引張試験では、弱面ではない部分の引張

3.6 せん断強度

3.6.1 試験の概要

直接引張状態での破壊以外に考えられるCSGの破壊形態の一つとして、組合せ応力下でのせん断破壊に対する強度特性を把握するため、静的載荷条件でのCSG供試体のせん断試験を実施した。供試体はI材から作製した供試体(配合IA、配合IA'(材齢79日)、IB(材齢93日))である。

3.6.2 試験方法

せん断試験は、圧縮試験機にせん断試験用治具(図-72)を取り付けることで、せん断面に垂直応力とせん断応力を同時に載荷することが可能な簡易一面せん断試験¹³⁾により実施した試験装置を図-73に示す。先に実施した供試体(配合IA、IB)でのせん断角度(図-73中の載荷方向とせん断面の傾斜角 α)は 25° 、 30° 、 35° の3角度に、後に実施した供試体(配合IA')では先行試験の結果を踏まえ 20° 、 30° 、 40° の3角度とした。せん断試験の実施状況を写真-14(a)(b)に示す。

簡易一面せん断試験では、せん断破壊時の荷重(破壊荷重P)から(5)式及び(6)式により破壊時の垂直応力 σ_p 及びせん断応力 τ_p を求めることができる。

$$\sigma_p = \frac{P}{A} \sin \alpha \quad \dots \dots \dots (5)$$

$$\tau_p = \frac{P}{A} \cos \alpha \quad \dots \dots \dots (6)$$

ここに、

- σ_p : 破断時の垂直応力 (N/mm²)
- τ_p : 破断時のせん断応力 (N/mm²)
- P : 破壊荷重 (N)
- A : せん断面積 (mm²)
- α : せん断破壊面の傾斜角

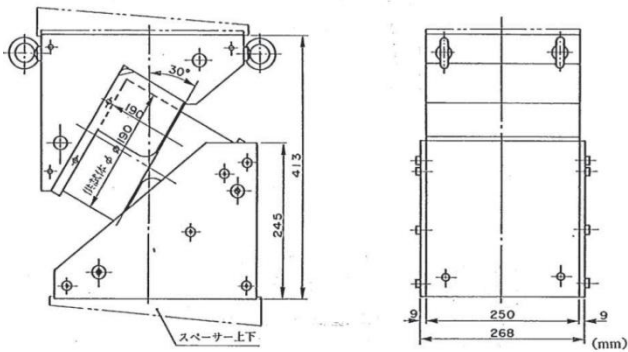


図-72 簡易一面せん断試験用治具



(a) 試験状況



(b) 供試体破断面

写真-14 簡易一面せん断試験の状況

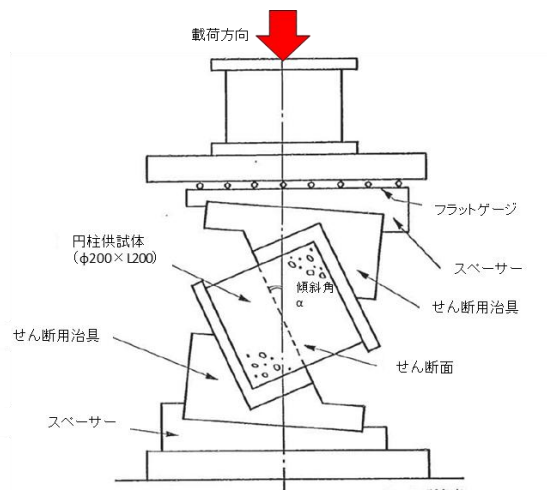


図-73 簡易一面せん断試験機構造¹³⁾

3.6.3 試験結果・考察

① 概要

せん断試験の破壊荷重 P から (5) 式及び (6) 式により算出したせん断破壊時のせん断応力 τ_p と垂直応力 σ_p の関係を図-74 に示す。同図には、両者の関係を最小二乗法により近似して得られた直線も示している。直線近似における相関係数は非常に高く、次式の Coulomb 型破壊規準で近似できると考えられる。

$$\tau_p = \tau_0 + \sigma_p \tan \phi \quad \dots \dots \dots (7)$$

ここに、 τ_0 : 純せん断強度 (N/mm²)
 ϕ : 内部摩擦角

なお、図-74 中に示す直線に対応する τ_0 、 ϕ の値は表-26 の通りである。

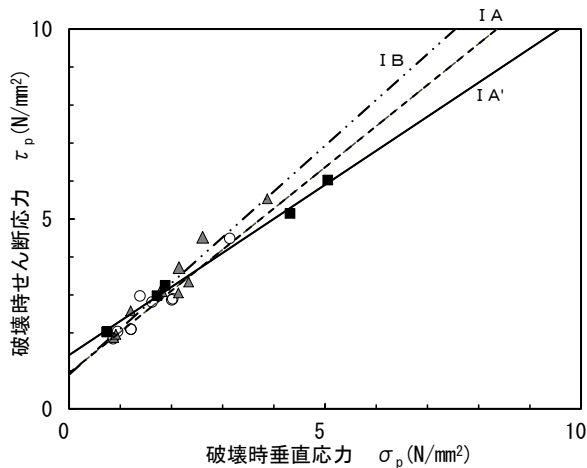


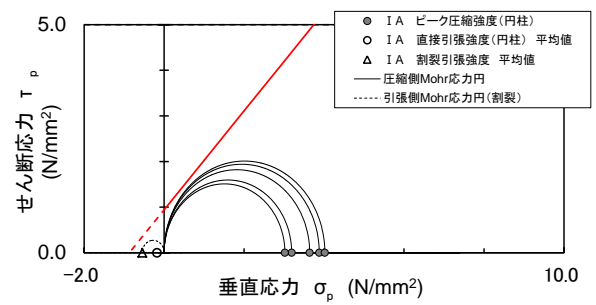
図-74 破断時のせん断応力と垂直応力の関係

表-26 CSG 供試体の純せん断強度及び内部摩擦係数 (簡易一面せん断試験)

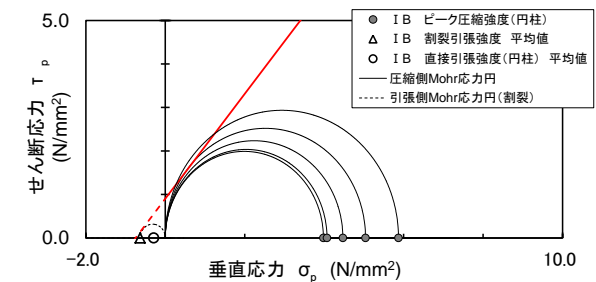
配合	τ_0	ϕ
	(N/mm ²)	(deg)
IA	0.942	47
IA'	1.416	42
IB	0.901	50

② せん断強度と圧縮強度及び引張強度との関係

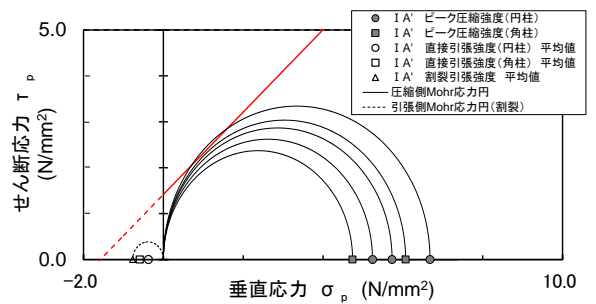
せん断試験に用いた CSG 供試体と同一配合 (配合 IA、IA'、IB) の供試体について得られた一軸圧縮強度及び引張強度に基づき側圧ゼロ状態での破壊時の Mohr の応力円を描き、図-74 の破壊規準線 (近似直線) と合わせて図-75 (a)~(c) に示す。同図より、圧縮領域での Mohr の応力円は、ほぼせん断試験で得られた破壊規準線に接するものとなっている。よって、CSG のせん断破壊については、ダムコンクリートの場合¹³⁾と同様、圧縮領域の強度は概ね Mohr-Coulomb の破壊規準により近似できると考えられる。また、引張領域については、単位ペースト量が多い CSG 供試体 (配合 IB) の割裂引張試験で得られた引張強度に基づき描いた Mohr の応力円は圧縮領域での破壊規準線を引張領域側へ延長した直線にほぼ接するものとなるが、単位ペースト量が少ない CSG 供試体 (配合 IA、IA') ではいずれも上記の直線の下側に描かれる。これより、台形 CSG ダム内部に使用されるペースト量が比較的少ない CSG の引張領域でのせん断破壊については上に凸な破壊規準線を考慮する必要があると考えられる。



(a) 配合 IA



(b) 配合 IB



(c) 配合 IA'

図-75 Mohr の応力円と破壊規準線

3.7 破壊エネルギー

3.7.1 試験の概要

CSG の引張破壊に伴う軟化特性を把握するため、切欠きを設けた単純梁供試体を曲げ破壊させ、荷重とひび割れ肩口 (CMOD) の開口変位速度 (CMOD 速度) の関係から CSG の破壊エネルギーを推定する破壊エネルギー試験を実施した。破壊エネルギー試験は、引張破壊による CSG の損傷形態を推定する際に必要となる引張軟化構成則を仮定する上で必要となる物性である。試験用供試体は I 材から作製した供試体 (配合 IA (材齢 92 日)、IA' (材齢 84 日)、IB (材齢 92 日)) を用い、載荷速度の違いが破壊エネルギーに及ぼす影響を把握するため、静的載荷条件から急速載荷条件まで載荷速度を変化させて試験を行った。

3.7.2 試験方法

破壊エネルギー試験は「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、以下 JCI 規準) に準じた方法で実施した (図-76)。なお、同

試験での荷重速度は JCI 規準では CMOD 速度で 0.1mm/分と規定されている。本検討では、JCI 規準に準拠した CMOD 速度（以下、「基準速度」と呼ぶ）のケース（静的荷重条件）のほか、急速荷重条件として、CMOD 速度が基準速度の 100 倍（10mm/分）及び 1000 倍（100mm/分）のケースを実施した。なお、CMOD 速度は、下面の切欠き部に設置したクリップゲージにより測定し、破断直前までほぼ所定速度で一定になるようにした。なお、後述の大規模地震時における堤体の損傷過程を考慮した非線形動的解析結果（5. 参照）より、堤体上流端部に引張亀裂を生じる場合の亀裂開口速度を推定すると最大で数百 mm/分程度となる。破壊エネルギー試験の実施状況を写真-15(a) (b) に示す。

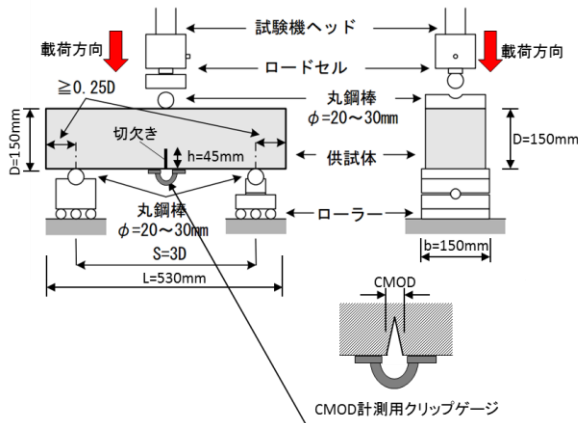


図-69 破壊エネルギー試験概略図

3.7.3 試験結果・考察

① 概要

破壊エネルギー試験結果の一覧を表-27 に示す。また、試験で得られた各供試体での荷重-CMOD 曲線を図-78(a)~(c)に示す。表-27 中の破壊エネルギーは、図-78(a)~(c)の荷重-CMOD 曲線下の面積をもとに(5)式により算定される(図-77)。なお、23年度の試験では、試験前に供試体にひび割れが確認されたものがあり、それらの供試体については破壊エネルギー値に影響を及ぼしていることが考えられたため棄却とした。

表-27 破壊エネルギー試験結果一覧表

配合	供試体 No	単位容積質量 m_1 (t/m ³)	密度比	CMOD 速度	破壊エネルギー G_f (N/m)
I A	LD1-1	2.071	85.5	基準速度	133
	LD1-2	2.064	85.2	基準速度	137
	LD1-3	2.077	85.7	基準速度	129
	LD1-5	2.083	86.0	基準速度×100倍	190
	LD1-6	2.064	85.2	基準速度×100倍	102
	LD1-7	2.052	84.7	基準速度×100倍	239
	I B	LD2-1	2.104	86.5	基準速度
LD2-2		2.061	84.8	基準速度	258*
LD2-3		2.067	85.0	基準速度	172
LD2-4		2.082	85.6	基準速度×100倍	176
LD2-5		2.028	83.4	基準速度×100倍	230
LD2-6		2.030	83.5	基準速度×100倍	160
LD2-7		2.081	85.6	基準速度×100倍	254
LD2-9		2.049	84.3	基準速度×1000倍	169
LD2-10		2.052	84.4	基準速度×1000倍	194
LD2-11		2.030	83.5	基準速度×1000倍	268
I A'		ND-1	2.186	92.8	基準速度
	ND-2	2.234	94.9	基準速度	0.121
	ND-3	2.140	90.9	基準速度	0.079
	ND-4	2.126	90.3	基準速度×1000倍	0.134
	ND-5	2.143	91.0	基準速度×1000倍	0.145
	ND-6	2.261	96.0	基準速度×1000倍	0.167

※大粒径の骨材の破断が見られたケース



(a) 試験状況



(b) 供試体破断面

写真-15 破壊エネルギー試験の状況

$$G_f = \frac{0.75W_0 + W_1}{A_{lig}} \quad \dots \dots (8)$$

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

ここに、

- G_f : 破壊エネルギー (N/mm)
- W_0 : 供試体が破断するまでの荷重-CMOD 曲線下の面積 (N・mm)
- W_1 : 供試体の自重及び荷重器具がなす仕事 (N・mm)
- A_{lig} : リガメント面積 (=b150mm×h45mm) (mm²)
- m_1 : 供試体の質量 (kg)
- S : 荷重スパン (450 mm)
- L : 供試体の全長 (mm)
- m_2 : 試験機に取り付けられておらず、破断するまで供試体に載っている器具の質量 (1.441 kg)
- g : 重力加速度
- $CMOD_c$: 破断時の CMOD (mm)

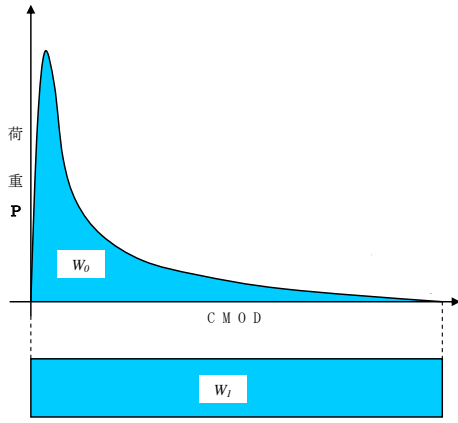
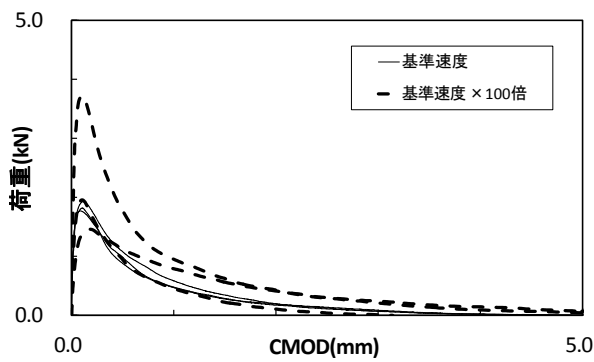
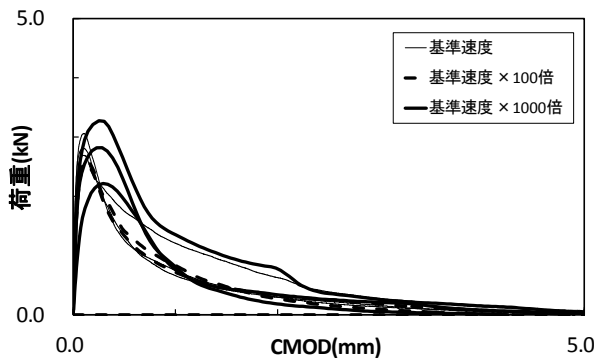


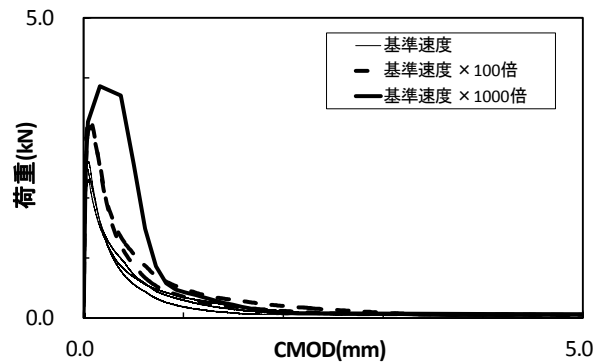
図-77 荷重-CMOD 曲線 (概念図)



(a) 配合 I A



(b) 配合 I B



(c) 配合 I A'

図-78 CSG 供試体の荷重-CMOD 曲線

② 荷重-CMOD 曲線

CSG 供試体の破壊エネルギー試験で得られた荷重-CMOD 曲線 (図-78(a)~(c)) は、いずれも下に凸の形状をしている。これは、コンクリートと同様の形状でありひび割れ開口初期に急激に結合応力が低下し、開口幅が拡大して破断に至ることを表している。また、ややばらつきがあるが CMOD 速度が大きくなると、最大荷重が大きくなる傾向が見られた。

③ 破壊エネルギー

(5) 式により求めた破壊エネルギーと計測された CMOD 速度の関係を図-79 に示す。但し、表-27 に示す大きな骨材の破断を伴ったケース (配合 I B、供試体 No. LD2-2) は CSG としての破壊エネルギーより過大評価となっている可能性が高いためデータから除いている。一般のコンクリートを対象とした引張軟化特性の載荷速度依存性に関する既往研究²⁵⁾において、載荷速度が増加すると破壊エネルギーは増加すると報告されているが、CSG についても同様の傾向がみられる。

なお、一般のコンクリート²⁶⁾及びこれより最大骨材粒径が大きいダムコンクリート²⁷⁾を想定した破壊エネルギーに関する既往研究において、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としてそれぞれ(9)式、(10)式が示されている。

・一般のコンクリート

$$G_F = 10(d_{\max})^{\frac{1}{3}} \cdot (f'_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \dots \cdot (9)^{26)}$$

ここで

G_F : 破壊エネルギー (N/m)

d_{\max} : 粗骨材最大寸法 (mm)

f'_{ck} : 圧縮強度の特性値 (N/mm²)

・ダムコンクリートの場合

$$G_F = (0.79d_{\max} + 80) \times \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.7} \cdot \dots \cdot (10)^{27)}$$

ここで

G_F : 破壊エネルギー (N/m)

d_{\max} : 粗骨材最大寸法 (mm)

f_{cm} : 圧縮強度 (N/mm²)

CSG 供試体の破壊エネルギー試験で得られた破壊エネルギーの値、(6)式及び(7)式による値との比較を図-80 に示す。なお、図-80 での破壊エネルギーの試験値は、同一配合、同程度の材齢の各 CSG 供試体の一軸圧縮強度 (ピーク強度) の平均値に対してプロットしている。また、(9)式、(10)式は、最大骨材寸法は今回の試験と同じ粒径 40mm のときの関係式を示している。図-80 より

CSG の破壊エネルギーは一般コンクリートやダムコンクリートに関する既往の推定式により求まる値より大きくなっている。このため、コンクリートで得られた推定式を用いて CSG の破壊エネルギーを推定すると過小評価になる可能性が高い。大規模地震を想定した台形 CSG ダムの耐震性能照査において CSG の引張軟化による損傷過程を推定するにはこの点に注意すべきと考えられる。

なお、安田ら¹⁵⁾は静的載荷での試験により CSG においても圧縮強度が増加するほど破壊エネルギーが増加することを報告しているが、本試験(図-80)では同様の明確な傾向は確認できない。IA' 配合供試体の破壊エネルギー試験を見ると、圧縮強度が大きい割に小さく、IA・IB 配合供試体の試験値よりも(9)式、(10)式で示されるコンクリートの推定式に近くなっている。試験数が限られていることもあり、この原因については今後検討が必要であるが、IA' 配合の供試体は、3.3.2(写真-4)で述べたとおり、IA・IB 配合の供試体よりも密実なものとなっていたことから、相対的にコンクリートについて得られた関係式(9)式、(10)式に近い値が得られた可能性がある。

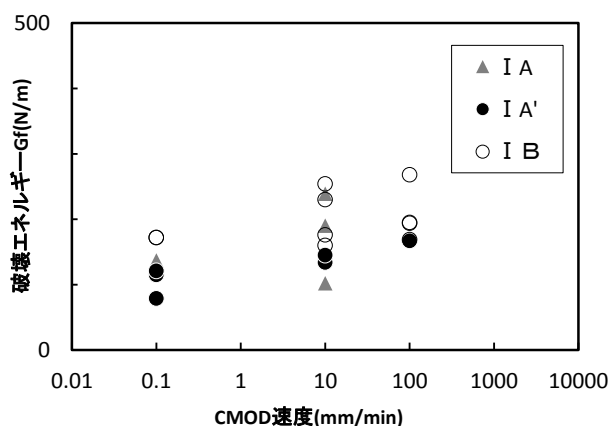


図-79 CSG 供試体の破壊エネルギー (CMOD 速度との関係)

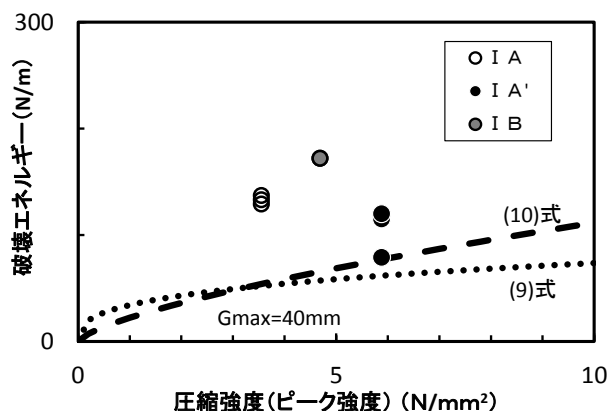


図-80 破壊エネルギー算定式比較

4. 大規模地震時における損傷形態・損傷過程の推定

2. で述べた線形解析結果による堤体内応力および 3. で述べた試験によりこれまでに得られた CSG の各種強度特性を踏まえて、大規模地震時における台形 CSG ダムの損傷形態を推定するとともに、試験で得られた破壊特性を踏まえ、引張損傷を考慮した非線形動的解析により損傷過程について検討した。

各要素の主応力、せん断応力を整理し、強度（試験を参考とした仮定値）から各応力に対する安全率を算定して評価する。

4.1 線形解析結果による損傷形態の推定

2. で述べた大規模地震を想定した線形解析結果によると、台形 CSG ダムはその形状特性から、堤体内に発生する引張応力および圧縮応力が直角三角形ダムよりも低減され、堤体内構造を考慮せず様な CSG の物性としたモデル（台形ダム（均一モデル））によると、基本的に堤体内に発生する最大引張応力は上流端に、最大圧縮応力は下流端に現れる（堤高や基礎岩盤、貯水位等の条件により最大応力の発生箇所は変わる場合がある）。しかし、より実際の台形 CSG ダムに近い堤体内部構造を考慮した台形ダム（詳細モデル）の解析結果によると、内部 CSG と保護コンクリートとの変形性の違いからコンクリート部に応力が集中し、内部 CSG 部に発生する応力は小さくなるのがわかった。ただし、内部 CSG の止水・構造用コンクリートとの境界付近には応力が集中する。また、3. で述べた CSG の各種強度試験結果によれば、CSG はコンクリートと同様引張強度が圧縮強度に比べて小さい。

このため、大規模地震時における台形 CSG ダムの損傷形態で想定すべきものとしては、主に上流端部及び内部 CSG の止水・構造用コンクリートとの境界部における引張応力が考えられる。また、これらの損傷が想定される場合には、当該損傷に伴い堤敷沿いに局所的にせん断破壊が生じる可能性及び滑動に対する安定性への影響についても合わせて確認すべきと考えられる。

4.2 引張軟化を考慮した非線形動的解析による損傷過程の推定

前述の検討から、台形 CSG ダムにおいて想定すべきと考えられる、堤体の引張破壊を考慮した場合における損傷過程について、既往研究で得られているコンクリートの引張軟化特性や、3. で述べた CSG の引張軟化特性を踏まえ、コンクリートダムの耐震性能照査¹⁾ で用いられる分散ひび割れモデルを用いた非線形動的解析を適用して推定することとした。

4.2.1 解析条件

非線形動的解析の解析条件を表-28 に示す。堤体及び岩盤の物性値は表-28 に示した解析用物性値とした。入力地震動は、下限一庫波（1、2、3 倍）とした。また、

解析に用いた CSG（内部、富配合）、及びコンクリートの引張軟化曲線モデル（仮想ひび割れ幅—引張応力関係）を図-81 に示す。3. に示した CSG の破壊エネルギー試験結果によると、一般コンクリートやダムコンクリートでの試験により得られている既往の推定式（(9)式及び(10)式）を用いた場合と比較して、CSG の破壊エネルギーは大きくなる。このため、ここでは、CSG の破壊エネルギーを上記推定式による値の 2 倍としたケースについても解析を実施した。なお、このときの引張軟化曲線形状は、破断時はコンクリート標準示方書²⁶⁾に記載されているものと同一とし、破壊エネルギーが一致するよう、破断時仮想ひび割れ幅を調整した。

表-28 解析条件

台形ダム				
モデル	①均一物性（CSG）（均一モデル） ②内部構造を考慮（詳細モデル）			
堤高	50m			
貯水位	0.9H（45m）			
入力地震動	下限一庫波 （加速度振幅 1 倍（最大水平加速度 341gal）、 2 倍（682gal）、3 倍（1023gal））			
非線形物性値	均一	内部構造考慮		
		CSG	富配合 CSG	コンクリート
引張強度 (N/mm ²)	0.3	0.3	0.6	2.4
破壊エネルギー* (N/m)	①60 ②120	①60 ②120	①100 ②200	①200
軟化モデル	2 直線近似			

①はダムコンクリートの既往研究による（10）式²⁷⁾から算出、
②は CSG の破壊エネルギー試験結果を参考に①の 2 倍の値を設定

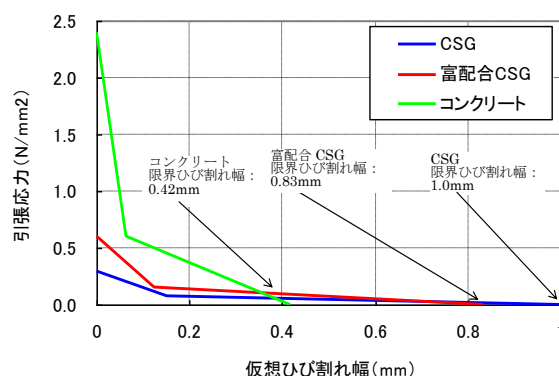


図-81 各種引張軟化特性（形状はコンクリート標準示方書²⁶⁾による）

4.2.2 解析結果および考察

非線形動的解析結果を図-82 に示す。凡例のしきい値は引張軟化曲線（図-81）における各堤体材料の限界ひび割れ幅を示している。図-82 の（1）は、ダムコンク

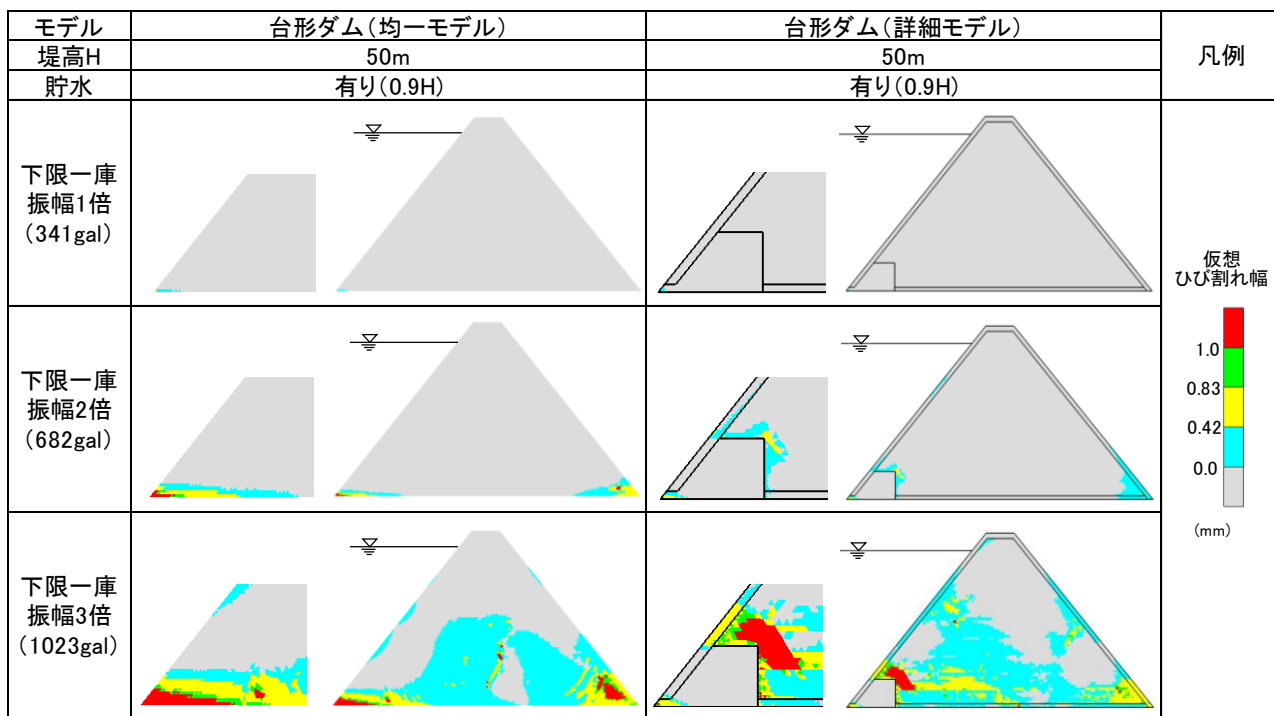
リートでの推定式に基づき CSG の破壊エネルギーを仮定した場合、図-82 の (2) は 3. で述べた CSG の試験結果を踏まえて破壊エネルギーを考慮した場合の結果である。いずれのケースも加速度振幅が照査用下限加速度応答スペクトルに合わせて調整した地震動では大きな損傷は発生しない。これに対し、加速度振幅を下限 2 倍とした場合、ダムコンクリートの推定式により CSG の破壊エネルギーを仮定した場合には、台形ダム (均一モデル) では上下流端にひび割れが発生し、内部構造を考慮した台形ダム (詳細モデル) では止水・構造用コンクリート部や保護コンクリート部と内部 CSG が分離するような引張損傷が発生する。同モデルの線形解析結果より、当該箇所では内部 CSG とコンクリートの変形性の差異によって応力集中が生じていたことから、損傷の発生はこの集中した引張応力によるものと考えられる。

CSG の破壊エネルギーを圧縮強度や引張強度から推測する式はまだ確立していないため、今回の試験結果を参考に、ダムコンクリートの算定式から得られる値から 2 倍の値を用いた条件についても解析を実施した。この結果、台形ダム (均一モデル) においては、ひび割れ開口 (引張軟化曲線において限界ひび割れ幅に達し、応力を受け持たない状態) の範囲は振幅の引伸ばし倍率 3 倍とした条件でも堤体上流端の局所にとどまる。台形ダム (詳細モデル) においても同様に、振幅引伸ばし倍率 3 倍でひび割れ開口状態が止水・構造用コンクリートとの境界付近の内部 CSG に発生するものの、その領域はダムコンクリートの推定式に基づいた破壊エネルギー条件とした場合と比較して縮小する。

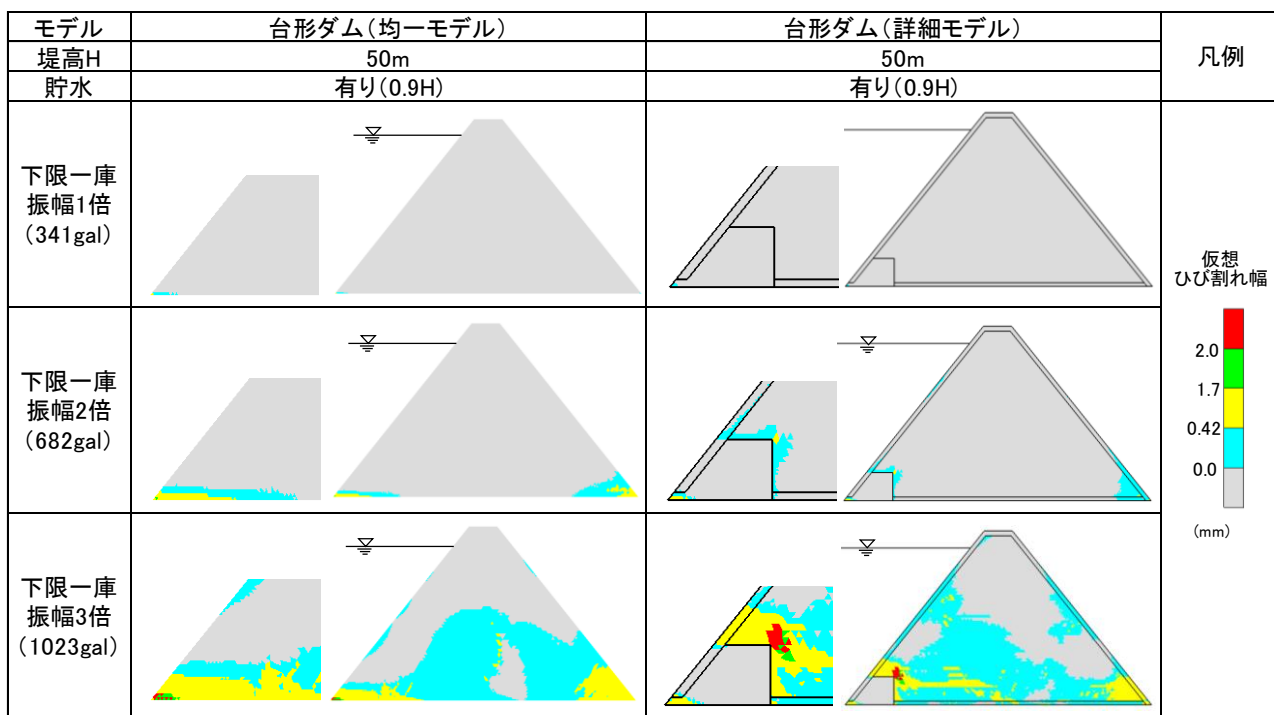
台形 CSG ダムでは着岩面での滑動に対する抵抗性等の向上を図る目的で、止水・構造用コンクリートより下流側に富配合 CSG を配置しているが、富配合 CSG 部では断面設計上は基礎岩盤との摩擦抵抗のみが考慮され、重力式コンクリートダムと同等の着岩処理 (基礎岩盤との一体化) は求められていない。よって、上流面から監査廊上部 (構造コンクリート部上面) を通り、止水・構造用コンクリートと内部 CSG の境界面沿いの引張亀裂によって基礎岩盤に達するような損傷は、堤敷全体での揚圧力の増加を生じさせるおそれがあるため避けることが望ましい。

重力式コンクリートダムの耐震性能照査¹⁾では、上下流面間に引張亀裂が貫通し堤体の分断が生じるような損傷が生じなければ、この損傷は限定的であるとして大規模地震時にも確保すべき耐震性能であるダムの貯水機能は維持されるとされている考え方に相当するものであり、重力式コンクリートダムの場合、仮に堤体の分断が生じても上部ブロックが不安定化しなければ実際にはダムの貯水機能は失われまいと考えられるように、台形 CSG ダ

ムの場合においても、仮に上記のような状態が生じたとしてもただちに貯水機能が失われることとはならず、貯水機能が維持される限界状態までには一定の余裕があると考えられる。このため、このような場合には、堤敷沿いのせん断摩擦抵抗や増加した揚圧力を考慮したさらに詳細な検討を行って耐震性能を照査することも必要になると考えられる。



(1) ダムコンクリートでの推定式に基づく CSG の破壊エネルギーを仮定した場合



(2) CSG の試験値を踏まえた破壊エネルギーを考慮 (ダムコンクリートの推定式の2倍) した場合

※凡例のしきい値は引張軟化曲線 (図-81) における各堤体材料の限界ひび割れ幅。

図-82 大規模地震時の堤体損傷を考慮した非線形動的解析結果

5. まとめ

今年度は大規模地震による地震動が作用した場合の台形 CSG ダムの挙動及び想定される損傷形態について、堤体形状や堤体内部構造考慮の有無による比較を含め、地震応答解析による検討を行った。また、大規模地震時における損傷の可能性や損傷過程を推定するために動的（急速）載荷条件下での試験を含む CSG の引張強度や引張軟化特性を調べる破壊エネルギー試験等による実験的検討を行った。さらに、実験結果を踏まえ、非線形動的解析により、大規模地震時における台形 CSG ダム堤体の損傷過程の推定を試み、確保すべき耐震性能（貯水機能）の観点から許容される損傷の範囲について考察した。得られた成果について、以下に記す。

(1) 大規模地震時に想定すべき台形 CSG ダムの損傷形態についての数値解析による検討

①堤体内応力

・大規模地震時を想定した線形動的解析の結果から、堤体内応力は、上流端部に引張応力、下流端部に圧縮応力が集中しやすいが、上流端部の引張応力は、堤体断面を台形とすることで直角三角形断面とした場合に比べ緩和される。

②堤体内部構造を考慮した場合の堤体内応力

・断面設計で用いられる堤体物性を一様（CSG）と仮定したモデルでの解析結果に比べ、堤体内部構造を考慮したモデルでは、大規模地震時における内部 CSG に生じる応力は低減する。これは、CSG に比べて弾性係数が大きい保護コンクリートや止水・構造用コンクリート部に応力が集中するためと考えられる。

・堤体内構造を考慮したモデルの応力解析結果から、内部 CSG の応力は止水・構造用コンクリートとの境界部に集中しやすい。地震動レベルが大きくなると、上流端部とともに、当該境界部への影響にも着目する必要がある。

・堤高が大きくなると、堤体内に発生する引張応力は局所、あるいは断面変化点周辺で増大し、圧縮応力については堤体内全域で増大する。

③滑動に対する安定性

・大規模地震時における堤敷沿いの滑動に対する安定性について、断面設計時と同様にせん断強度を見込まない場合、上流側の一部で局所滑動安全率が 1 を下回る場合も考えられるが、考慮した地震動レベルでは堤敷全体の滑動は生じない。なお、上流側止水コンクリート部について基礎岩盤のせん断強度を見込めば、滑動に対する安定性はより高く評価できる。

④想定すべき損傷形態

・堤体内構造を考慮したモデルでの解析結果から、大規模地震時に生じる堤体内応力は、圧縮応力よりも引張応力が問題となる。このため、大規模地震時における台形

CSG ダムの損傷形態としては、まず引張破壊を想定する必要がある。

・考慮した地震動等の条件では、堤敷沿いの滑動が生じる可能性は低いと考えられる。

⑤各種条件（地震動波形、基礎岩盤の変形性、貯水位）の影響

・入力地震動波形の違いにより、堤体内発生応力の分布は変化する。堤体の 1 次固有周期に近い加速度応答スペクトルの短周期成分が大きい波形を想定した場合、上下流端部に加え上下流面の高標高部でもやや引張応力が大きくなる。

・堤体と基礎岩盤の弾性係数比を変化させた線形動的解析結果から、基礎岩盤の変形性が相対的に小さい（剛性が高い）ほど、CSG 部に発生する引張・圧縮応力は低減される。これは堤体の変形が生じにくくなるためと考えられるが、堤体物性を一様（CSG）と仮定したモデルと堤体内構造を考慮したモデルとの比較では、後者の方が岩盤の変形性の相違による堤体内応力への影響は小さい。この要因としては、内部の CSG がより剛性の高いコンクリートに拘束され、基礎岩盤の変形性の相違による影響を受けにくいことが考えられる。

・堤体内構造を考慮したモデルでの線形動的解析の結果から、岩盤の変形性が堤体に対して大きい（剛性が低い）場合には、当該箇所の応力集中に注意する必要がある。大規模地震を想定した耐震性能照査では、地震動の大きさ等によっては当該箇所の損傷について考慮する必要がある場合もあると考えられる。

・想定した条件では、貯水位が低いほど上下流端部の応力差は小さくなり、堤体内の最大発生応力（圧縮・引張）も小さくなる。なお、貯水位の変化による堤体内 CSG の応力への影響は、堤体を均一物性（CSG）と仮定したモデルよりも堤体内構造を考慮したモデルの方が小さい。

・本検討で考慮した地震動条件下では、大規模地震時の滑動に対する安定性については、貯水位が高い条件（常時の水位としては常時満水位）を考慮しておくことが、耐震性能照査上、安全側の評価となる。

(2) CSG の強度及び破壊特性に関する実験的検討

①圧縮領域での強度・変形特性

・一軸圧縮強度試験における変位計データと歪みゲージデータの比較から、圧縮領域における CSG の応力-歪み関係を一軸圧縮試験により評価しようとする場合には、歪みが供試体端部に局所化しやすいことに注意する必要がある。

・CSG の一軸圧縮試験のピーク強度とそのときの歪みで基準化した応力-歪み曲線の形状から、CSG はコンクリートに比べやや非線形性が強い材料である。

・CSG の弾性係数は圧縮強度の増加に伴い大きくなる。

・一軸圧縮試験から得られる CSG のポアソン比は、一般的なコンクリートの値より小さい。

②引張領域での強度・変形特性

・CSG の引張強度は、載荷速度がある程度大きくなると増大する。

・CSG の引張強度及びその静的載荷時に対する急速載荷時の増加率は、供試体作製方法及び試験方法(直接引張、割裂引張)の影響を受ける。

・引張領域における CSG の弾性係数は、載荷速度の増加による明らかな変化は見られなかった。

・直接引張試験から得られる CSG の弾性係数は、圧縮領域での弾性係数より大きくなったが、これは引張試験での応力レベルが圧縮試験より小さいことに起因している可能性がある。

・直接引張試験から得られる CSG のポアソン比は、一般的なコンクリートの値より小さい。

・CSG の破断時歪み(歪み能)は、載荷速度の増加に伴って明確に変化する傾向は見られない。

③せん断強度・破壊特性

・一面せん断試験結果及び一軸圧縮試験結果の比較から、CSG の破壊規準は、圧縮領域の破壊について、Mohr-Coulomb 型破壊規準線で近似できる。

・一面せん断試験結果及び引張強度試験結果の比較から、引張領域における CSG の破壊規準は、圧縮領域で得られた破壊規準線の延長線より小さい上に凸な規準線を想定する必要がある。

④引張軟化特性

・破壊エネルギー試験より得られた荷重-CMOD 曲線から、CSG の破壊エネルギーは載荷速度(CMOD 速度)が大きくなるほど増加する。

・コンクリートと同一の推定式を用いて圧縮強度及び最大骨材粒径から CSG の破壊エネルギーを推定すると、過小評価になる可能性が高い。

(3)大規模地震時における損傷過程の推定

・台形 CSG ダム堤体の引張軟化による損傷過程を考慮する非線形動的解析による検討から、CSG の破壊エネルギーをダムコンクリートと同一の推定式から算出した結果を用いた場合、堤体内部構造を考慮した解析では、地震動レベルを大きくすると、止水・構造用コンクリート部や保護コンクリート部と内部 CSG が分離するような損傷が発生する。しかし、CSG の破壊エネルギー試験から得られた結果を考慮すれば、同じ地震動レベルでも推定される損傷範囲は局所的なものとなる。

・台形 CSG ダムの設計では、止水・構造用コンクリートより下流側での堤体と基礎岩盤の一体化を求めている。このため、堤敷全体での揚圧力増加を生じさせるおそれがある上流面から構造コンクリート上面、止水・構造用

コンクリートと内部 CSG の境界を通り基礎岩盤に達するような損傷は、大規模地震時にも確保すべき耐震性能(貯水機能)維持の観点から避けることが望ましいと考えられ、このような損傷が生じないことが耐震性能照査での判断基準のひとつとなると考えられる。

以上のとおり、これまでの検討から、大規模地震に対する台形 CSG ダムの耐震性能照査において考慮すべき堤体の損傷形態や CSG の強度・破壊特性が概ね明らかになってきた。しかし、堤体の一部に仮に引張破壊による損傷が生じた場合、その影響を考慮した他の形態(圧縮・せん断)の破壊の可能性に対する照査の方法や、実際の地震動作用下と同様の繰返し応力を受けた状態での CSG の強度特性など、引き続き解明すべき点が残されている。今後、これらの点を含め、台形 CSG ダム特有の構造的特徴や材料物性を踏まえた耐震性能照査のための解析手法やその結果の評価の考え方について検討を進め、大規模地震に対する同型式ダムの耐震性能照査法の確立を目指すものである。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局、大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)、2005.3
- 2) 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
- 3) (財)国土開発技術研究センター、フィルダムの耐震設計指針(案)、1991.6
- 4) 土木学会、ダムの耐震性に関する評価検討委員会報告書、1985.
- 5) 三石真也、島本和仁、「大規模地震に対するダムの耐震性能照査について」、ダム技術 No.274、p14、2009.7
- 6) 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、pp 参-1 - 参-12、2012.6
- 7) 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、p1-21、2012.6
- 8) 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
- 9) 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、pp1-10 - 1-12、2012.6
- 10) 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、pp1-40 - 1-49、2012.6
- 11) 斉藤孝三、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、1983.1
- 12) 土木学会、2007 年制定コンクリート標準示方書[ダムコンクリート編]、pp32-33、2008.3
- 13) 永山功、渡辺和夫、小林政登、「コンクリートのせん断強度についての実験的考察 その 1」、土木研究所資料、第 2829

- 号、1990.3
- 14) 土木学会、2007年制定コンクリート標準示方書[ダムコンクリート編]、P37、2008.3
- 15) 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、2006.6
- 16) 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
- 17) 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、p2-35、2012.6
- 18) 土木学会、2012年制定コンクリート標準示方書[設計編]、P37、2013.3
- 19) 山本真正、小池狭千朗、「コンクリートの円柱供試体と角柱供試体の圧縮強度の関係に関する基礎研究」、日本建築学会東海支部研究報告書、第50号、2012.2
- 20) 佐藤正俊、上田稔、遠藤孝夫、長谷部宣男、「コンクリートの大型供試体直接引張試験装置に関する研究」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14、No.1、1992
- 21) 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、No592/V-39、pp83-95、1998.5
- 22) 畑野正、「衝撃引張荷重によるコンクリートの挙動」、土木学会論文集、第73号、1961.3
- 23) 山口嘉一、金銅将史、切無沢徹、「再開発重力式コンクリートダムの耐震性能照査技術に関する研究」、土木研究所年度報告書、2012.12
- 24) 永山功、渡辺和夫、尾畑伸之、「ダムコンクリートの直接引張強度についての実験的検討」、土木研究所資料、1990.12
- 25) 藤掛一典、上林勝敏、大野友則、江守克彦、「歪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、pp125-134、2001.2
- 26) 土木学会、2012年制定コンクリート標準示方書[設計編]、pp37-38、2013.3
- 27) 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、2003

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 : SASAKI Takashi,
KONDO Masafumi
KIRINASHIZAWA Toru

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 shale 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.

In this year, numerical studies to investigate possible damages in this type of dam and stability for sliding of dam body during a large earthquake motion were carried out. Experimental studies to investigate the various strengths and the effect of tension softening properties of CSG were also conducted. These studies revealed that the tensile cracking including a crack that may occur along the boundary between inner CSG and outer concrete should be considered other than cracking from upstream or downstream end of a dam body, and both of tensile strength and fracture energy of CSG increase with the increasing loading rate.

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