

本書の内容を、当社の許可なくして複製・転載することはご遠慮ください。東京電力株式会社

大規模地震に対するダムの耐震性能照査 (アースダム)

平成26年6月3日

東京電力株式会社

対象ダムの概要

ダム全景



ダム・貯水池の諸元

ダム		貯水池	
型式	アースフィルダム (コンクリート芯壁)	堤体積	72千m ³
竣工年	1912年(大正元年)	常時満水位	EL.682.1m
堤高	18.18m	湛水面積	0.02km ²
堤頂長	121.00m	総貯水容量	92千m ³
		有効貯水容量	92千m ³

※中間調整池であり、流域面積を有さない

フィルダムの耐震性能照査について

フィルダムの耐震性能照査における確認事項

①貯水機能の維持

- L2地震による滑り等の変形に伴う沈下が生じない、もしくは沈下が生じた場合、沈下量が貯水の越流のおそれがないほどに小さく、かつ地震後ににおいて浸透破壊を生じないこと
- 液状化による著しい強度低下が生じるおそれがない、あるいは、生じても局所的なものにとどまること

②修復可能な範囲にとどまること

※越流の恐れがなくとも、ある程度沈下が発生する場合には、沈下後の構造物が安定であるか、実用上使用に耐えうるか、の検討を行うことを含む

照査用地震動の策定

概略フロー

照査用地震動策定

文献等による想定地震候補の抽出

②建設年代が古く、 $V_s < 700\text{m/s}$ の場合
のダム直下に未知の断層が存在すると仮定(揺れの対応)
※安中・野沢の距離減衰式¹⁾より、M6.5, R=3kmと仮定して算出

①文献調査：
「地震調査研究推進本部(文科省)」
「活断層データベース(産総研)」
「新編 日本の活断層」
「活断層詳細デジタルマップ」

経験的手法
(距離減衰式)

◆影響評価(スペクトル)
・経験的手法(安中・野沢の距離減衰式¹⁾)により、ダム地点での揺れの強さを評価
・地震動のはらつきに対して安全側の評価となるように $+ \sigma$ を考慮

想定地震によるL2地震動

国交省指針(案)に示された
下限加速度応答スペクトル

照査用L2地震動

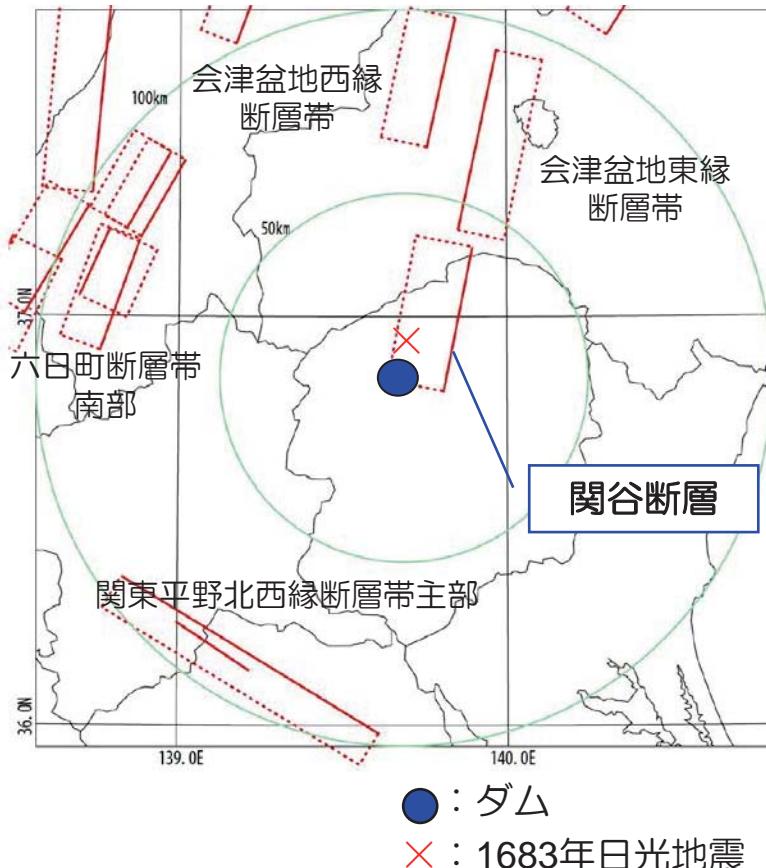
【参考文献】

1)Annaka, T. and Nozawa, Y.: A probabilistic model for seismic hazard estimation in the Kanto district, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. II, 1988, pp.129-132.

照査用地震動の策定

地震の選定

ダム地点周辺に位置する活断層として、各種文献等を参考に活断層を評価



地震種類	候補選定	備 考
歴史地震	○	1683年日光地震 (M7.0, $\Delta \approx 7.5\text{km}$)
内陸活断層地震 (主な活断層)	○	関谷断層 (M7.5, $R=7.4\text{km}$) 関東平野北西縁断層帯 (M7.4) 会津盆地東縁断層帯 (M7.0) 等
プレート境界地震	—	内陸部に位置しており、影響が小さいことを確認
地表面に現れていない活断層を震源とする地震	○	照査用下限加速度応答スペクトル 基盤が $V_s < 700\text{m/s}$ の場合の直下型地震

照査用L2地震動

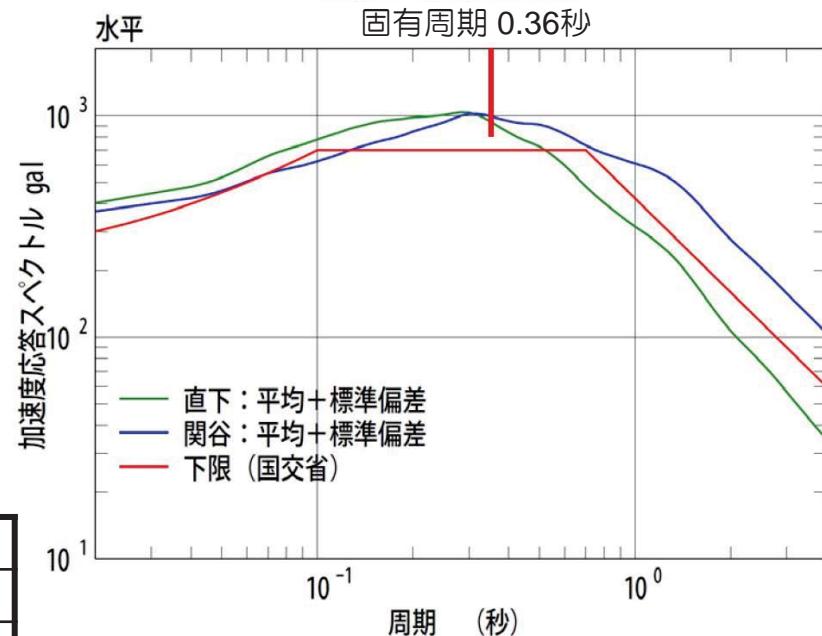
照査用L2地震動の設定

加速度応答スペクトルの比較結果より、対象ダムの固有周期0.36秒で応答スペクトルが最も大きくなる、「関谷断層による地震動」を照査用L2地震動として選定

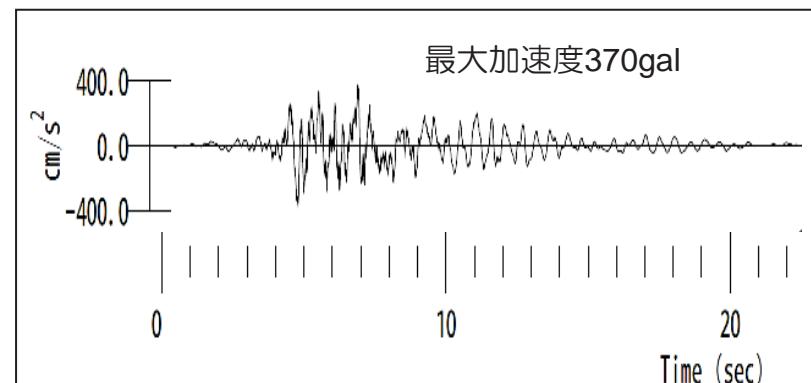
※「直下型地震」でも動的解析を実施し、「関谷断層」より応答が小さいことを確認済み

加速度時刻歴波形の作成

L2地震	関谷断層 M7.5
地震種別	内陸活断層
算出手法	最大加速度(応答スペクトル)：距離減衰式 位相：経験的グリーン関数法による合成波 (震源特性考慮、種波形はKiK-Net観測波形)
時刻歴 波形 作成方針	当該ダムは地震計が未設置であり、地震種類・規模が類似した波形を採用する必要有 ・関谷断層を震源とする地震記録を有し、当該ダム近傍(約5km)のKik-Net地点(TCGH08栗山東)観測記録を種波形としてM7.5の地震波形を作成 ・ダム基礎とのVsの違いを考慮し、距離減衰式より求めた応答スペクトルに合うよう調整を実施



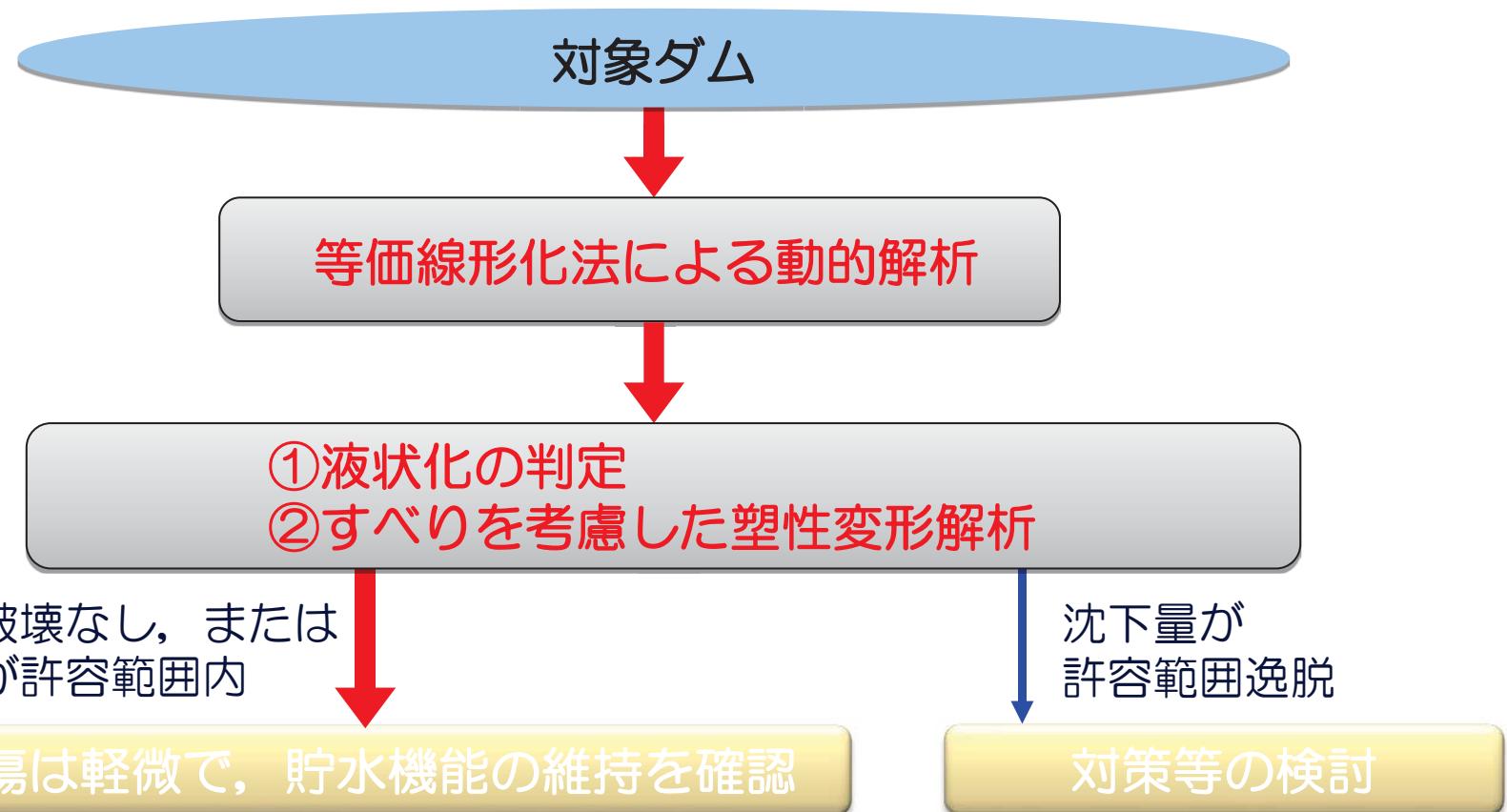
主要地震の加速度応答スペクトル(減衰5%)比較図



地震応答解析

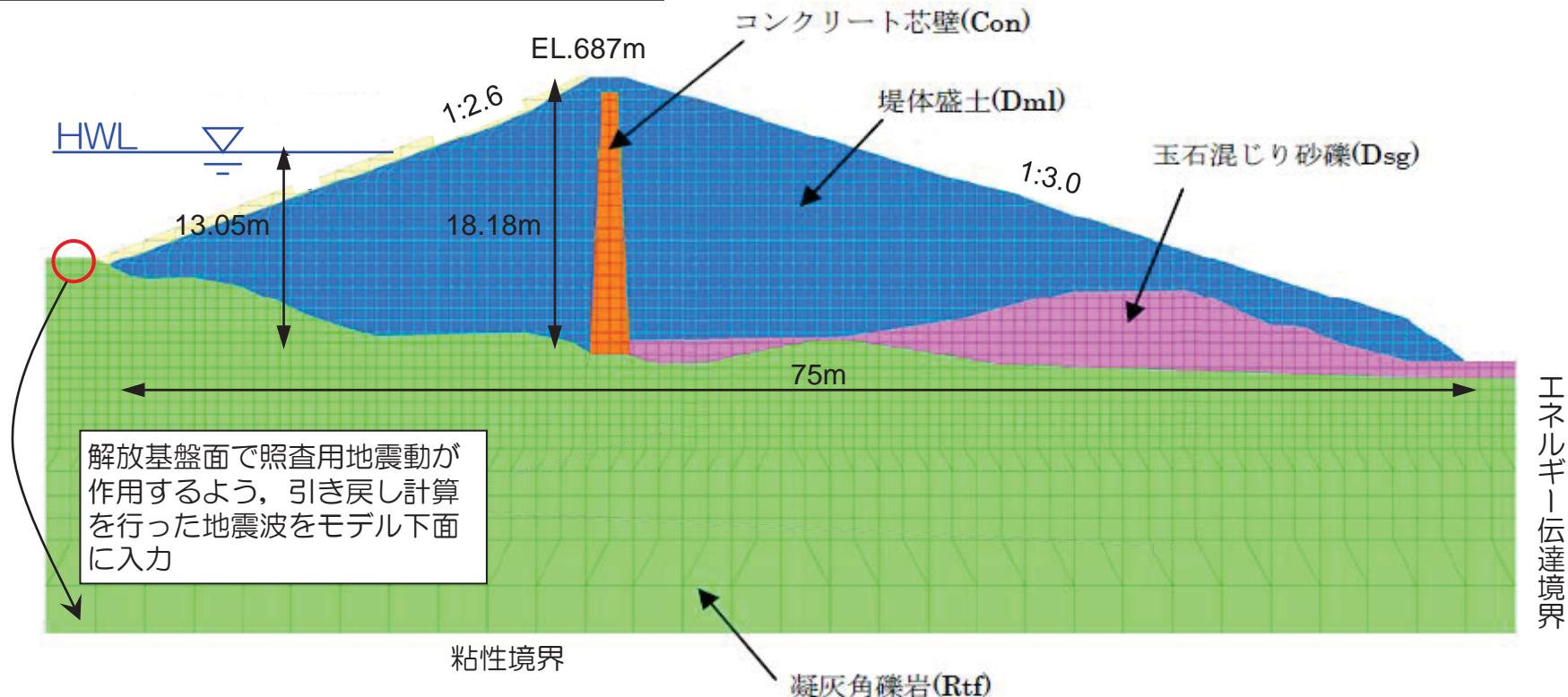
◆ フィルダム

モデル	二次元（堤体+岩盤）	解析用物性値	採取試料を用いた室内試験結果等
対象	最大断面（常時満水位時）	減衰定数	双曲線モデルによる減衰定数



解析モデル等

解析モデル・地震動入力方法



- 解析モデルは、堤体と基礎を対象とした2次元モデルとし、過去の調査に基づきゾーニング

物性値の設定

静的物性値

- 堤体盛土は、不攪乱試料を用いた土質試験により、静的物性値を設定
- 玉石混じり砂礫、角礫凝灰岩、コンクリート芯壁は、現地試験結果より推定した岩級に基づく一般値^{3), 4)}の内、安全側を考慮して下限側で設定

ゾーン	密度 (t/m ³)	N値	強度(有効応力)		変形係数 (MPa)	備 考
			粘着力 (kPa)	内部摩擦 角(°)		
堤体盛土	1.51(湿潤) 1.55(飽和)	5.6	23.0	29.4	非線形モデル	室内試験より設定。非線形性をDuncan-Chang モデル ²⁾ により表現
玉石混じり砂礫 角礫凝灰岩	2.00(飽和) 2.15	63 121	2.3 —	36.1 —	55 ³⁾ 150 ³⁾	PS検層結果より、安全側に岩級を判定の上、変形係数を設定
コンクリート芯壁	2.30	—	(23.0)	(29.4)	25,000 ⁴⁾	評価にあたって安全側となるよう、堤体盛土と同一とした

【参考文献】

- 2) Duncan, J. M. and Chang, C. Y. : Nonlinear analysis of stress and strain in soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96(SM5), 1629-1653, 1970.
- 3) 土木学会：軟岩・調査・設計・施工の基本と事例, p82, 1984
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書(設計編), 2007

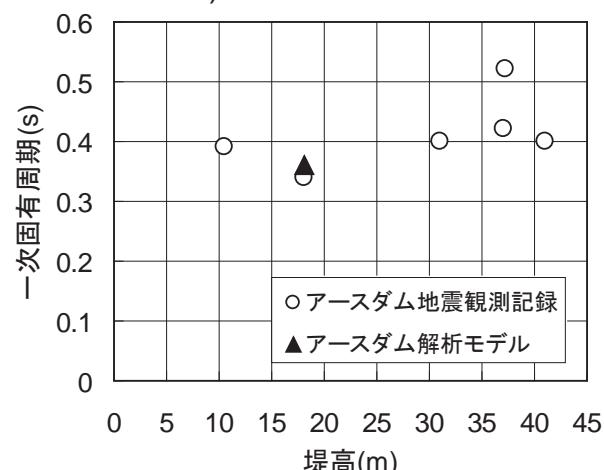
動的物性値

物性値の設定

- 堤体盛土、玉石混じり砂礫は、現地調査試験および不攪乱試料を用いた土質試験により非線形特性を考慮して、動的物性値を設定
- 角礫凝灰岩、コンクリート芯壁は、現地調査試験等より動的物性値を設定

ゾーン	Vs (m/s)	G ₀ (MPa)	h (%)	非線形特性			液状化 強度比 R [*]	備 考		
				基準歪	h(%)					
					最大	最小				
堤体盛土	130	26	—	7.0×10 ⁻⁴	16.7	2.7	0.715	室内試験より設定。H-Dモデル ⁵⁾ で非線形特性を表現		
玉石混じり砂礫	780	1200	—	2.4×10 ⁻⁴	12.8	2.2	0.549			
角礫凝灰岩	990	2100	5	線形弾性			—	現地試験および一般値より設定		
コンクリート芯壁	1960	8800	5							

*)地盤工学会の液状化試験において繰返し回数20回でDA=5%となる繰返し応力比



解析モデルの固有周期は、地震観測記録から求めた既設アースダムの固有周期のばらつきと概ね同等である(左図)

【参考文献】

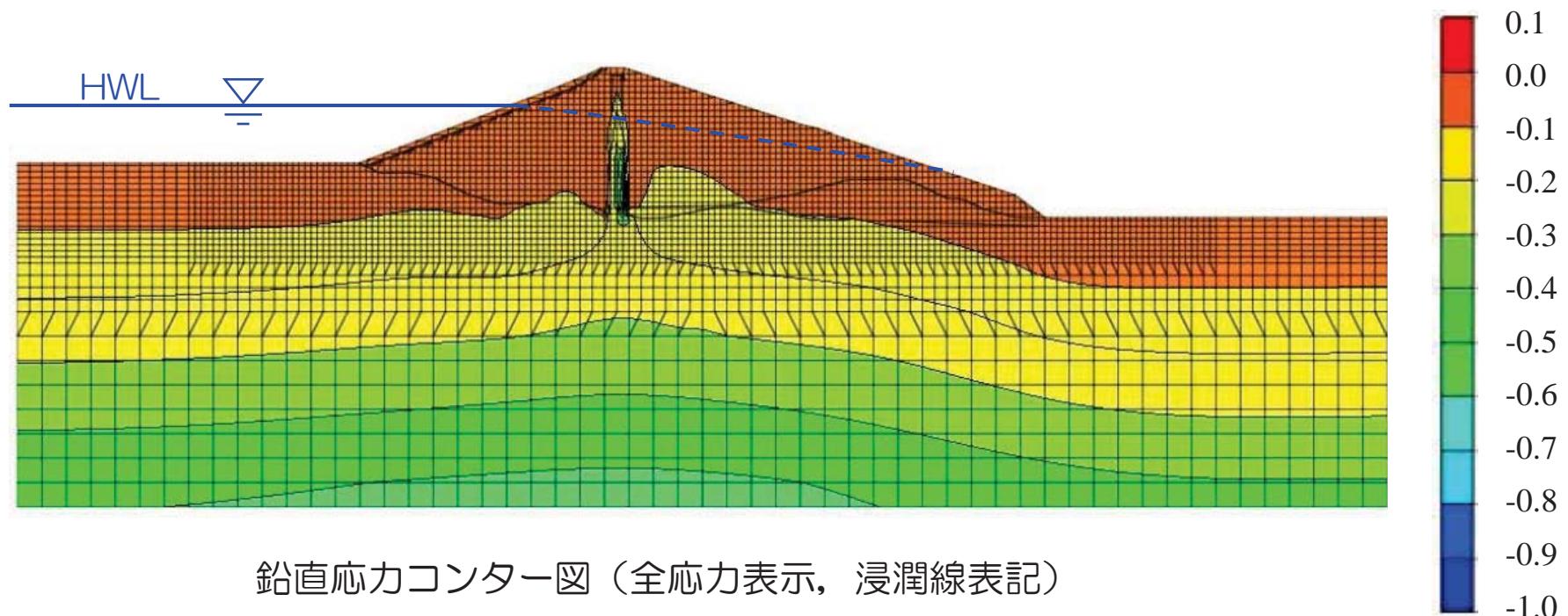
- 5) 例えば、国生剛治、桜井彰雄：
Modified Hardin-Drnevichモデルについて、土木学会第33回年次学術講演会講演概要集、第Ⅲ部門、pp116～117、1978.

初期応力解析結果

盛立解析・浸透流解析による初期応力

- ・築堤解析を行った後、過去に観測された堤体の最高水位に基づいて浸潤線を設定して浸透流解析を行い、初期応力を算出
- ・堤体盛土と比較してコンクリート芯壁の剛性が高いため、コンクリート芯壁に応力集中が発生

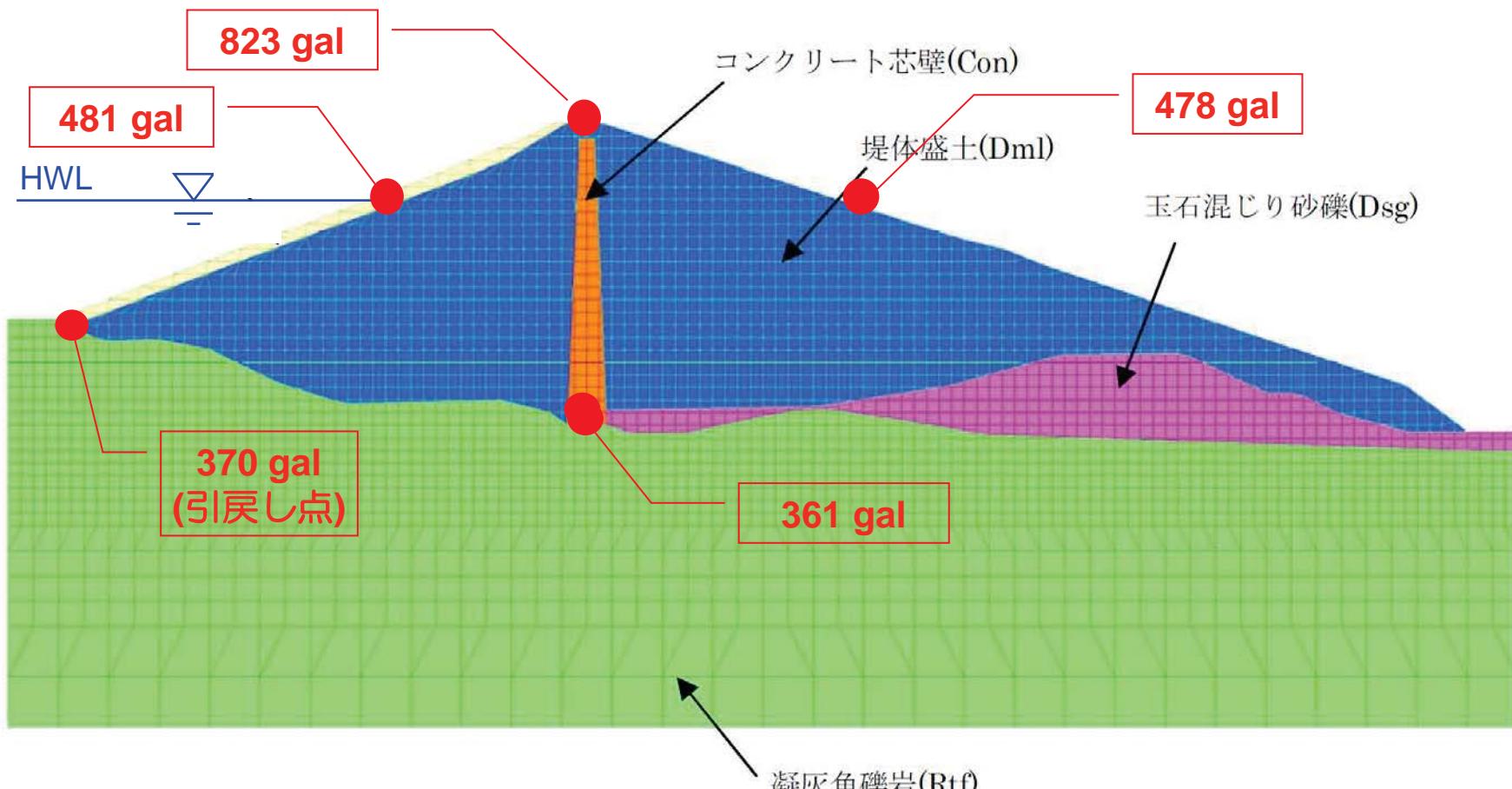
(単位：MPa 引張が正)



耐震性能照査結果

主な箇所の最大加速度分布(上下流方向)

- 天端における増幅率は、天端／基礎 \approx 2.3倍



耐震性能照査結果

① F_L 値による液状化(剛性低下)の判定

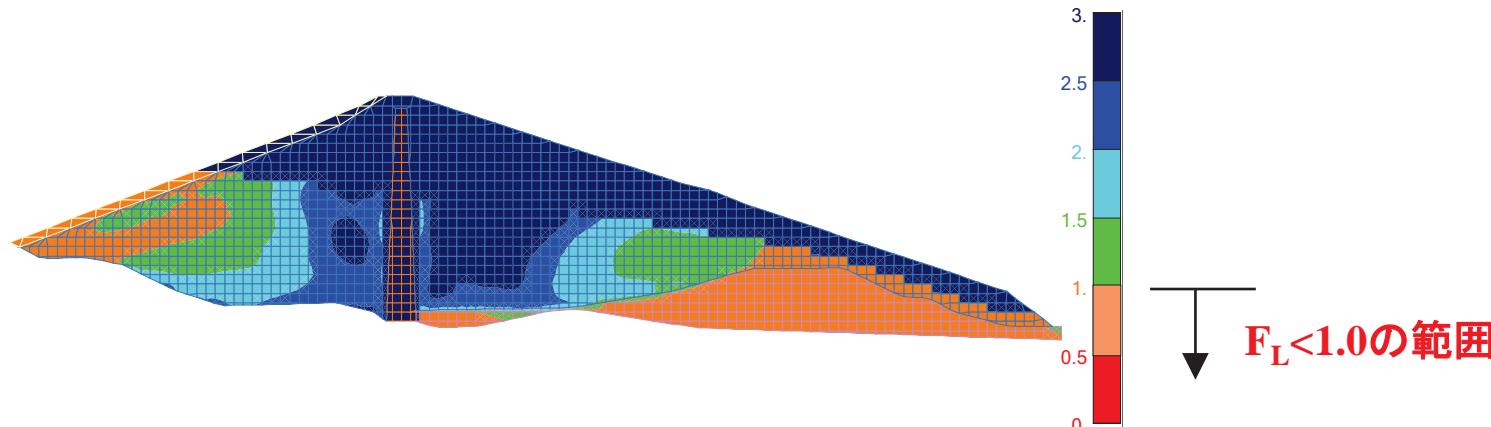
$$F_L = R/L$$

$F_L < 1.0$ になると、発生範囲を確認の上、詳細検討の必要性を判断

R：液状化強度比 (液状化に対する抵抗力の指標)

※地盤工学会の液状化試験において繰返し回数20回でDA=5%となる繰返し応力比

L：最大せん断応力比 (液状化を発生させる力の指標)

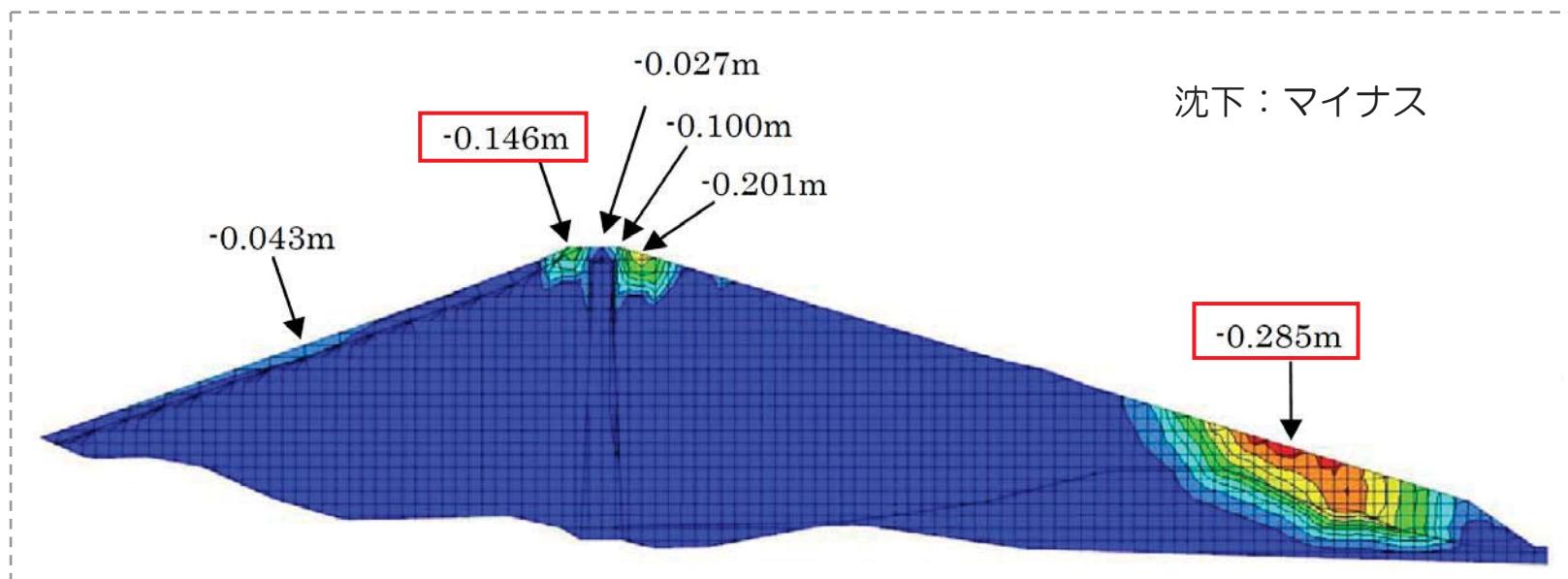


- 地下水位以深の緩い砂層で生じるような “流動化を伴う液状化” は発生しない
- 上流側堤体盛土の一部、および下流側玉石混じり砂礫層にて、 $F_L < 1.0$ となる
⇒剛性低下を考慮した静的自重解析で、堤体沈下量を評価

耐震性能照査結果

①剛性低下に伴う沈下に対する安定性の検討

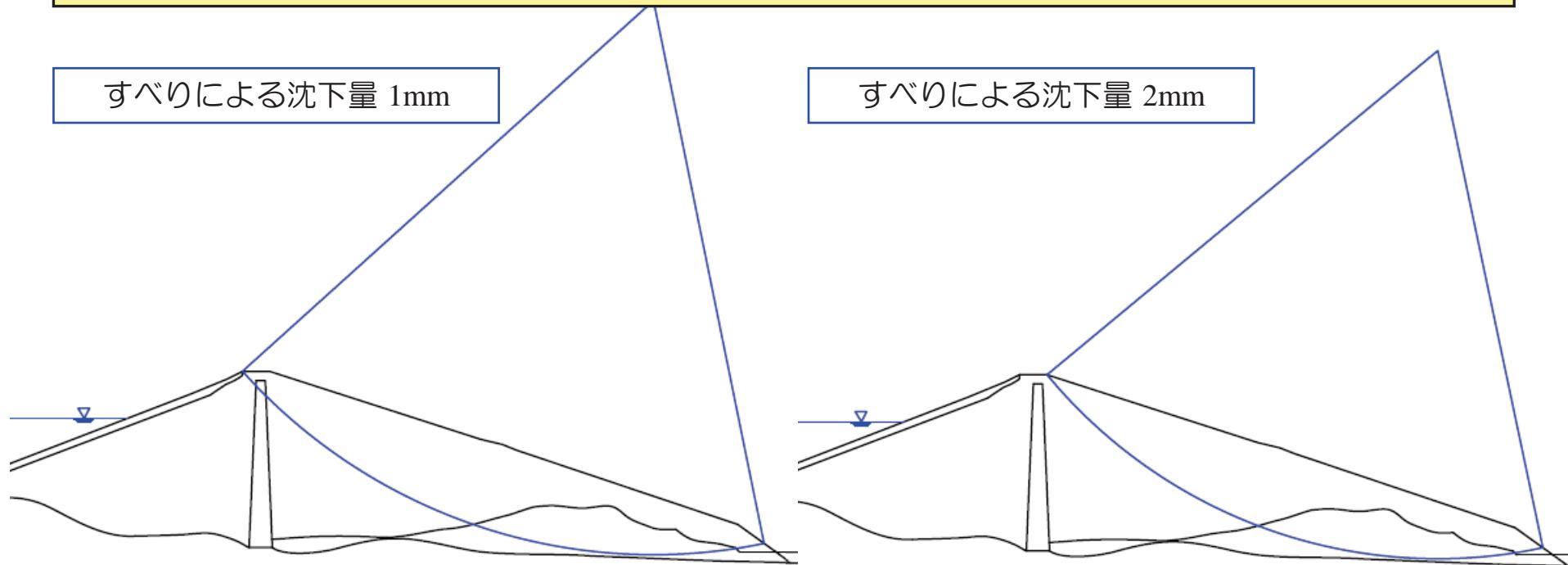
- 繰返しせん断による剛性低下を考慮した静的自重解析より沈下量を算定
⇒沈下量が最大となるのは、 $F_L < 1.0$ となった玉石混じり砂礫層付近で約29cm
⇒天端沈下量は約15cmで、フリーボード(常時満水位～天端の標高差)5.13mより小さいため、越流が生じる恐れはない



耐震性能照査結果

②すべり安定性・浸透破壊に対する検討

- すべり安定性の検討は、「渡辺・馬場法⁵⁾」により塑性変形解析を実施。
- 中心と半径を変えて検討を行ったところ、2つの円弧で安全率<1となったが、いずれも地震中の0.01s間だけであり、これに伴う沈下も2mm以下
⇒大きな変形は発生せず、ダム水位以下を始点とする下流すべりも発生しない



【参考文献】

5) 渡辺啓行, 馬場恭平: フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価手法の一考察, 大ダム, No.97, p29, 1981.

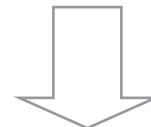
耐震性能照査結果（まとめ）

- ダムのレベル2地震動：関谷断層（最大加速度 370 gal）
- ダムの応答：天端で最大となり 823 gal
- 越流に対する照査結果

天端の最大沈下量はダムのフリーボードに対し十分に小さいことから、
越流に対して安全である。

- 浸透破壊に対する照査結果

ダム水位以下を始点とする下流側すべりが発生しないことから、浸透破壊を生じる恐れはない。

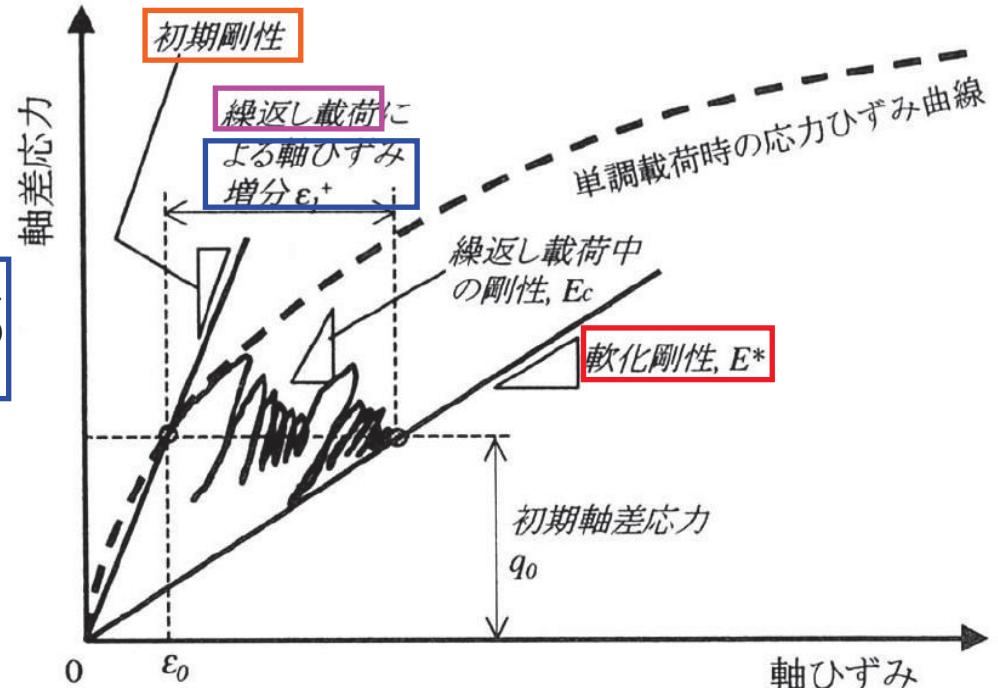
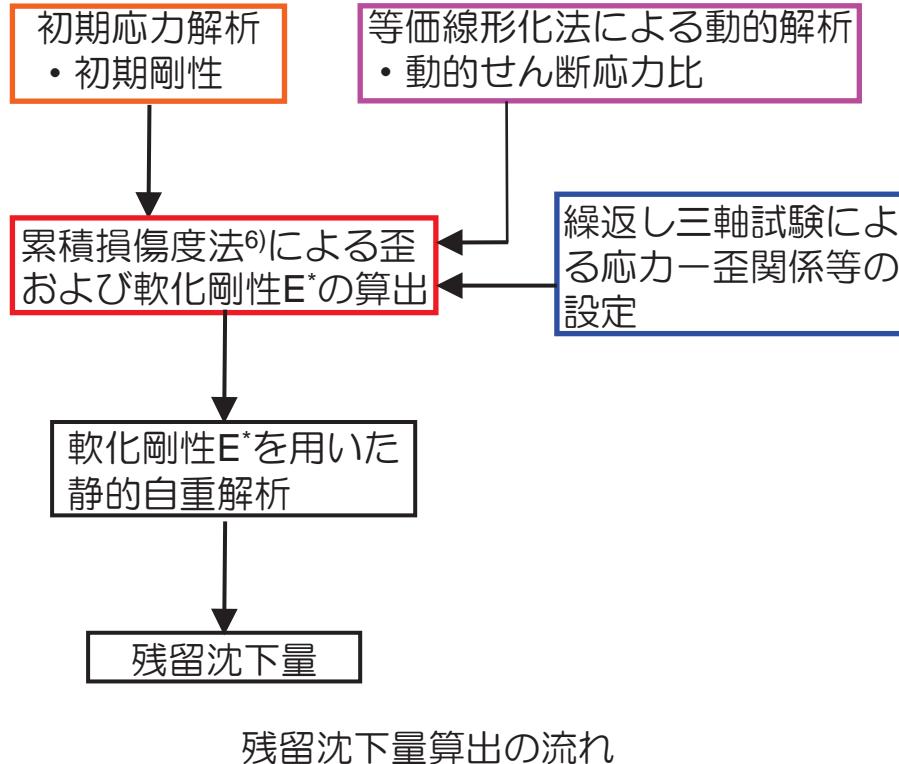


以上より、**貯水機能が維持され、損傷が修復可能な範囲に留まると評価されるため、所要の耐震性能を有している**

參考資料

【参考】剛性低下を考慮した静的自重解析

沈下量算出方法



繰返し載荷による残留ひずみと軟化剛性 E^* のイメージ⁷⁾

【参考文献】

- 6) 例えば、龍岡文夫：講座 土の動的性質 2.2動的強度特性、土と基礎、vol33、No.9、pp63～70、1985。
- 7) 岡村未対、松尾修、田村敬一：軟岩に支持される直接基礎の地震時変位量の評価、構造工学論文集、vol.49A、pp1229～1236、2003。