

◆ ダム技術特集 ◆

動的遠心模型実験によるアースダムの耐震性に関する基礎的検討

中村伸也* 毛屋博道** 齊藤由紀子***

1. はじめに

アースダム(均一型フィルダム)は、堤体の大部分がほぼ均一な細粒の土質材料によって築造されたフィルダムのことである。堤体材料のほとんどが単一な材料により構成されるため施工並びに水需要の増大に応じた嵩上げが容易であり、また、ダムサイト近傍で堤体材料を得ることができることから、経済性や建設廃棄物の問題からも大きな関心が寄せられている。河川砂防技術基準(案)¹⁾にあるアースダムの特徴を図示すると図-1のようになる。現在、アースダムとして堤高15m以上で建設されたものは少ないものの、堤高10m以下の中規模ため池は古くから建造されており、全国に10万箇所存在する。しかしながら、これら小規模ため池は、かなり老朽化が進んでいるものも多く、兵庫県南部地震では液状化の影響で決壊した例もあり²⁾、堤体嵩上げや維持補修、および耐震設計に関する技術的課題が多い。また、岩盤を基礎としてゾーニングされた構造をもつロックフィルダムは、兵庫県南部地震級の地震動に対して安定性が高いことが解析的にも実証的にも裏づけられている³⁾が、土質地盤を基礎とするアースダム

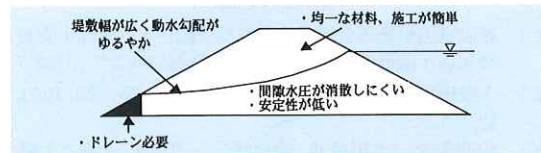


図-1 アースダムの特徴

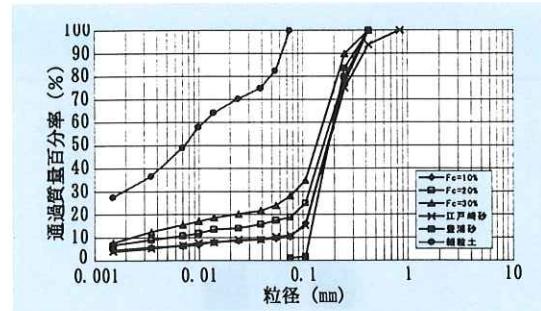


図-2 粒径加積曲線

Fundamental Study on Seismic Resistance Design of Earth Dam

の地震時安定性については、明らかではない。

本検討はアースダムの地震時挙動の解明及び耐震設計法の高度化を目的として平成11年度より行っているものであり、平成11年度は、岩盤基礎を模擬し⁴⁾、平成12年度は、土質基礎を模擬したアースダムの動的遠心模型実験を行ったので報告する。

2. 動的遠心模型実験

2.1 実験手法

土構造物の応力は多くの場合、土の自重によるものが支配的であり、アースダムの場合も同様である。一方、土の強度や変形特性は、応力レベルに大きく依存する。動的遠心模型実験は、実物の縮尺1/nの模型を重力加速度のn倍の遠心加速度場に置くことにより、模型内に実物と同じ自重応力状態を再現するとともに、水平方向にn倍の加振加速度を載荷することにより地震力をも再現しようとする実験手法であり、これによって縮尺模型に実物と同じ地震時挙動を生じさせることを目的として実施するものである。

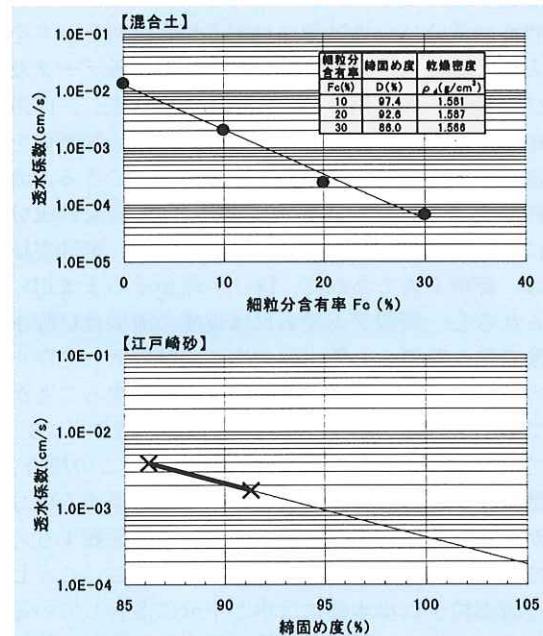


図-3 堤体材料の透水係数

2.2 実験材料

平成 11 年度は、豊浦砂と細粒土を混合して粒度を調整(細粒分含有率 $F_c = 10, 20, 30\%$)することにより作成した材料(以下、混合土と呼ぶ)を使用し、平成 12 年度は、茨城県稲敷郡江戸崎町で採取した砂質土(以下、江戸崎砂と呼ぶ)を用いた。試料の粒径加積曲線を図-2 に示す。この図から、 $F_c = 10\%$ の混合土と江戸崎砂の粒度分布は近似していることが分かる。ダムに用いられる土質材料で重要な透水性について見てみると、混合土については細粒土の混合率 15%以上で、また、江戸崎砂は締固め度 $D = 95\%$ 以上で(図-3 参照)で、河川砂防技術基準(案)で必要とされる透水係数 $k = 1.0 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ をほぼ満たすことが分かる。

2.3 実験方法

実験条件の一覧を表-1 に示す。平成 11 年度は、遠心加速度 50G で、堤体の土質及び締固め度が堤体変形に及ぼす影響を明らかにすることを目的として 5 ケースの実験を行い、平成 12 年度は、遠心加速度 50(60)G で、堤体及び基礎地盤の締固め度の影響を明らかにするために 6 ケースの実験を実施した。図-4 に模型の形状及びセンサー配置図を示す。CASE2~6 は岩盤基礎を模擬したもの、CASE7~12 は土質地盤を模擬したものである。ここで、CASE9~12 は土槽右側壁による地盤の拘束を少なくするとともに、地盤厚を厚くしたケースである。

いずれの模型も 1G 場において堤高 15m、堤頂幅 5m であり、下流側法面に浸潤線が現れないように、下流側法尻部にドレーンを設置している。加速度計および間隙水圧計は基礎地盤及び堤体の作成とともに所定の位置に配置した。模型作成後は遠心加速度 50(60)G を作用させ、土槽上部の給水タンクから水の 50(60) 倍の粘性を持つ

メトローズ(セルロース水溶液)を浸透させ、浸透に関する相似則を満足させた。貯水位を定位置に保つため、浮きと電気バルブを用いて水位調整を行い、堤体内の水位は間隙水圧計と目視により把握した。加振は、浸潤線がほぼ定常に達した時点で行い、sine 波(20 波、周波数 1Hz(1G)) で 1 ステップ 100gal 相当ごとに加振レベルを上げる段階加振とした。天端の変位量はレーザー変位計を用いて天端に設置したターゲットの移動量によって測定した。また、CCD カメラで撮影し、画像から堤体および基礎地盤の変形を観察できるようしている。以下においては、実寸スケールに換算⁵⁾して整理する。

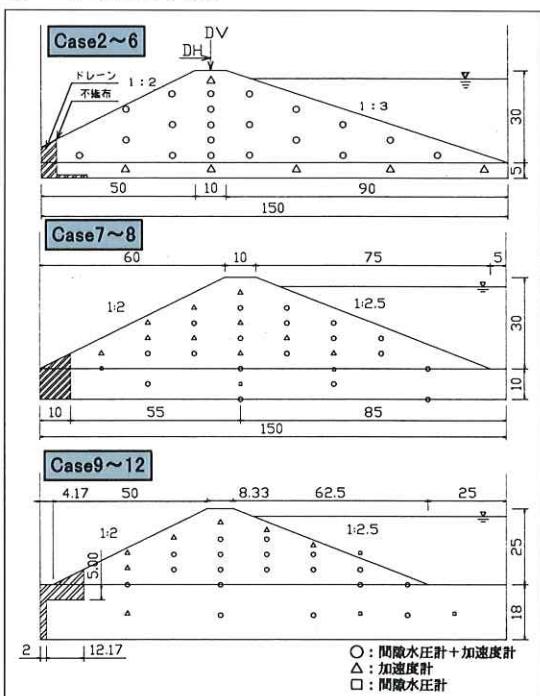


図-4 実験模型図

表-1 実験条件一覧

実験 年度	CASE	遠心 加速度 (G)	模型作成時			加振条件		土質地盤厚 (m)	
			締固め度 D (%)		最大乾燥密度 $\rho_d \max$ (g/cm ³)	入力波形	周波数 (Hz)		
			基礎	堤体					
H11	2	50	—	95.5	30	1,820	Sin 波 20 波	50	0
	3	50	—	95.6	10	1,623	Sin 波 20 波	50	0
	4	50	—	99.1	10	1,623	Sin 波 20 波	50	0
	5	50	—	93.6	20	1,714	Sin 波 20 波	50	0
	6	50	—	100.1	20	1,714	Sin 波 20 波	50	0
H12	7	50	94.8	96.5	10.8	1,567	Sin 波 20 波	50	5
	8	50	91.2	95.5	10.8		Sin 波 20 波	50	5
	9	60	95.0	95.2	10.8		Sin 波 20 波	60	10.8
	10	60	101.1	95.3	10.8		Sin 波 20 波	60	10.8
	11	60	95.8	100.9	10.8		Sin 波 20 波	60	10.8
	12	60	91.1	99.9	10.8		Sin 波 20 波	60	10.8

3. 実験結果

3.1 沈下・変形

図-5にCASE9の最終ステップ後の変形写真を、図-6に崩壊の模式図をそれぞれ示す。

①変形

堤体・基礎地盤の締固め度の関係で若干の違いはあるものの、以下のような崩壊過程を経ていた。

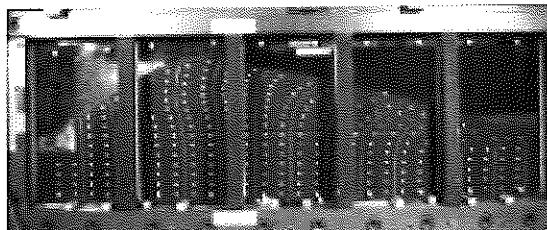


図-5 変形写真 (CASE9 Step4 400gal 加振)

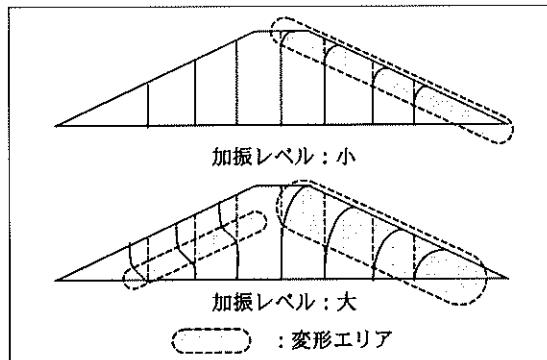


図-6 変形模式図

i) 加振レベル：小 (100gal程度)

堤体上流部の法面表層付近において液状化が生じ、表層部分が貯水池下流に向かってなだらかに滑り落ちるような変形が起こる。

表層からの変形の深さは、締固め度が小さいほどせん断抵抗力が小さいことから表層からの深さが深くなる。天端付近ではクラックが生じる場合がある。

ii) 加振レベル：大 (400gal程度)

貯水池側については、液状化の範囲がより堤体深部に達することから、加振レベルが小さい時よりも変形深度が深くなる。下流側については、浸潤面付近を中心とした幅を持ったすべり面が生じることにより、なだらかなすべり破壊が生じる。

また、下流表層法面においては表層すべりが生じる場合がある。

②変位

図-7は、実験を行った全てのケースについて、加振加速度と天端鉛直変位との関係を示したものである。なお、計測手法の制約上、大変形後(概ね鉛直変位/堤高 >0.1)の天端沈下量については信頼性に欠けるところはあるが、締固め条件がほぼ同一であるケースについて比較してみると次のことが分かる。

基礎条件がほぼ同一であるCASE3と4、CASE5と6、9と11を比較すると、堤体の締固め度が高い方(CASE4, 6, 11)が沈下量は小さくなっていることがわかる。さらに、堤体の締固め度が

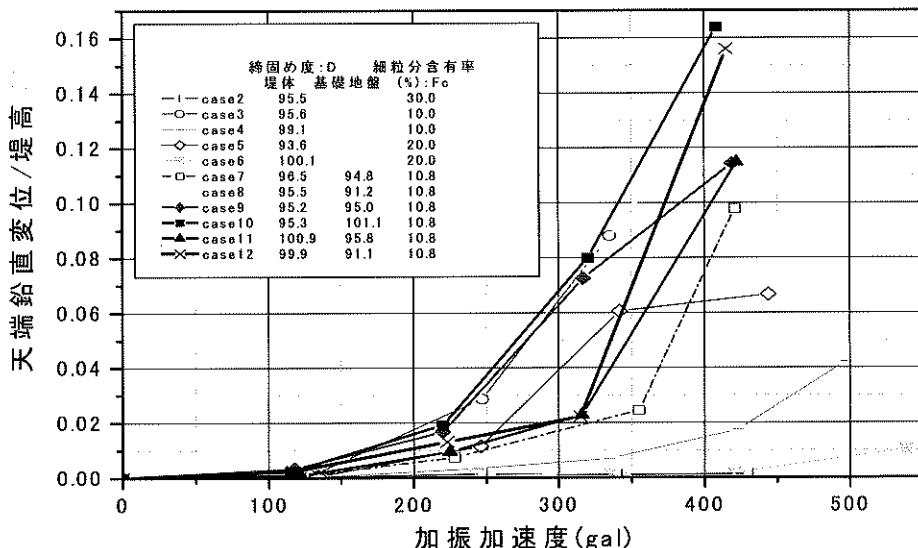


図-7 加振加速度と天端鉛直変位との関係

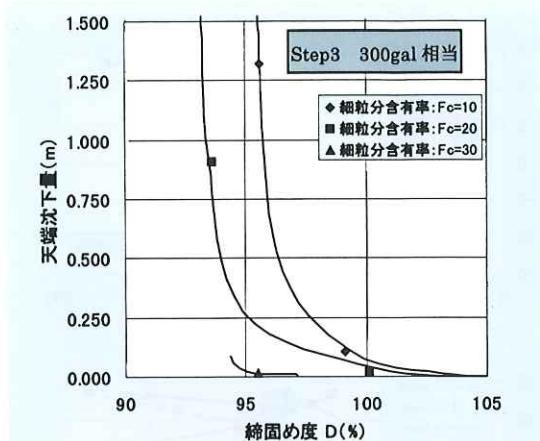


図-8 細粒分含有率と天端沈下量の関係

95%である、CASE7と8、CASE9と10について比較すると、基礎の締固め度が95%以下であるCASE7と8においては基礎の締固め度が増加することにより沈下量は低下しているのに対して、95%以上であるCASE9と10では相違が見られない。また、堤体の締固め度が100%であるCASE11と12においても相違が見られない。

図-8は、細粒分含有率と天端沈下量との関係を表したものである。この図からも、堤体を締め固めることにより、沈下量は減少することがわかる。

これらのことから、アースダムの地震時安定性にとって、基礎地盤の十分な強度と、堤体の十分な締固めが重要であることが分かる。

3.2 過剰間隙水圧

図-9は、堤体の締固め度が同じで地盤の締固め度が異なるケースを比較するために、天端中央測線に沿った過剰間隙水圧比の鉛直分布を示したものである。過剰間隙水圧比は、堤体内に設置した間隙水圧計によるピーク値を間隙水圧計の設置深さから算出した初期有効土被り圧で除した値で求めている。いずれの図においても、地盤の締固め度が小さい方(CASE8, 9, 12)が地盤内における過剰間隙水圧の上昇量は大きく、その影響は締固め度が同じである堤体の中央部付近まで及んでいることが分かる。

図-10はCASE12における、全ステップについての、基礎及び堤体内での過剰間隙水圧比のコンター図である。この図から、過剰間隙水圧比の増加は、貯水池側から次第に基礎及び堤体内部に向かって進行していくことが分かる。

また、CASE12についての間隙水圧比(図-10)と変位(図-7)を考慮してみると、過剰間隙水圧の影響が堤体深部にまで及ぶにつれて、天端沈下量は

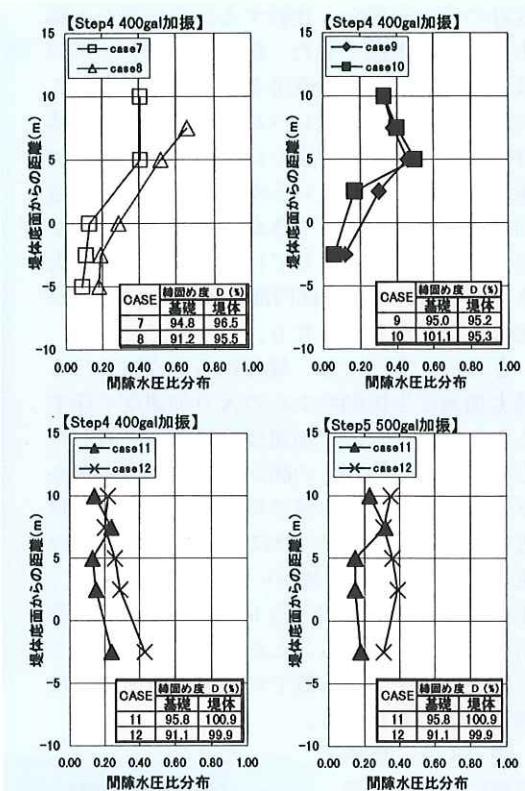


図-9 間隙水圧比の鉛直方向分布

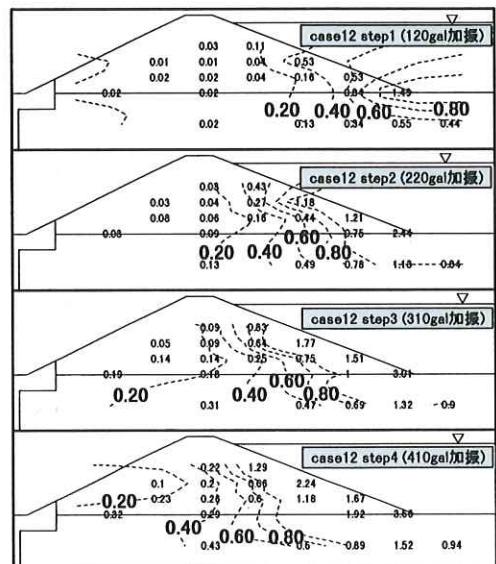


図-10 過剰間隙水圧比のコンター図 (CASE12)
急増していることが分かる。このことは過去の地震により被災したため池の多くに液状化が関係していたという谷らの研究²⁾とも整合するものである。

3.3 最大応答加速度分布

最大応答加速度は、堤体内に設置した加速

度計の値から得た。比較する測点位置を天端中央の鉛直方向とした。図-11は全ケースの最大応答加速度の鉛直分布を示している。この図を見ると、加振レベルが小さい時は堤体材料及び締固め度の違いに関わりなく応答加速度はほぼ一致しているが、加振レベルの増加に伴い大きくばらつきが生じてくることが分かる。この理由としては、加振レベルが大きくなるに伴い、堤体内部に液状化(軟化)が生じることが考えられる。

さらに、図-12は、堤体内各地点における最大加速度を振動台からの入力加速度で除することにより求めた加速度応答倍率を表したものである。これらの図から加振レベルが小さい時は土質地盤の厚さに係わらず、天端付近において応答倍率はほぼ1.5~2.0の間で収束しており、また、加振レベルが増加すると、土質地盤が厚い場合(約11m)を除いて応答倍率が低下していることが分かる。なお、この結果は特定の周波数での結果であることに留意する必要がある。

図-13は、堤体内部における加速度応答倍率のコンター図である。この図から堤体は貯水池側に変形した時に貯水池法面部において大きく加速度が増幅されているのに対し、下流側に変形した時には水平方向には均一に増幅されていることがわかる。このことは貯水池法面部において堤体が大きく変形することと整合していると言える。

4.まとめ

H11、12年度に遠心模型実験を用いて液状化がアースダムの地震挙動に与える影響につ

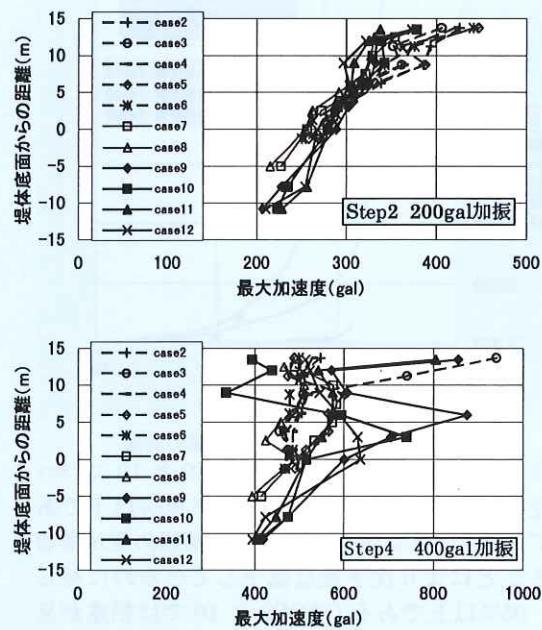


図-11 最大応答加速度の鉛直分布

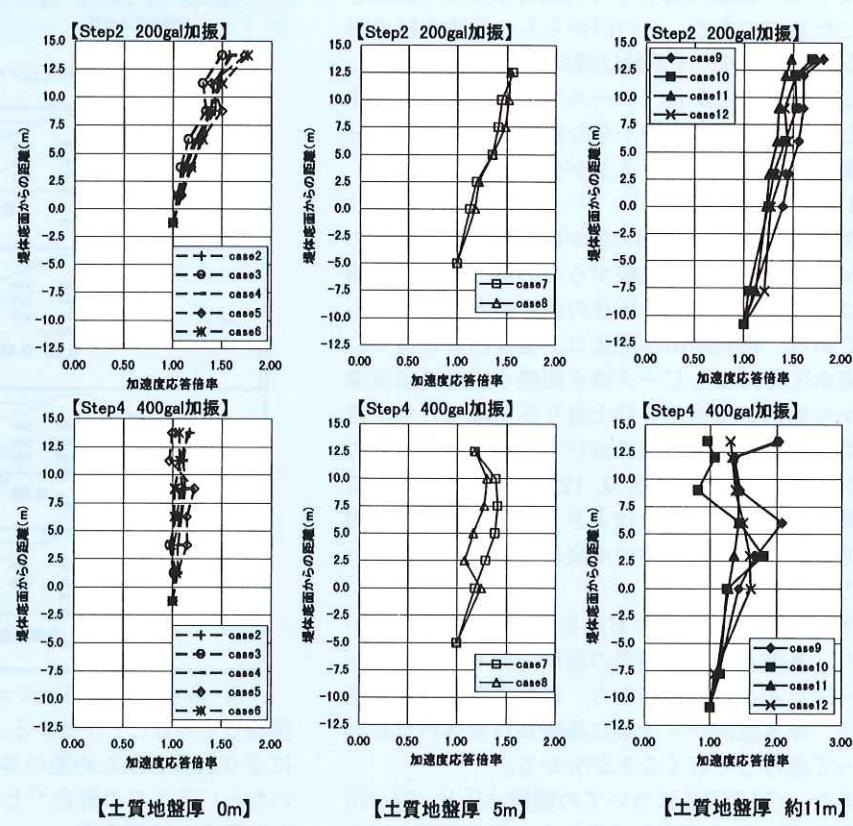
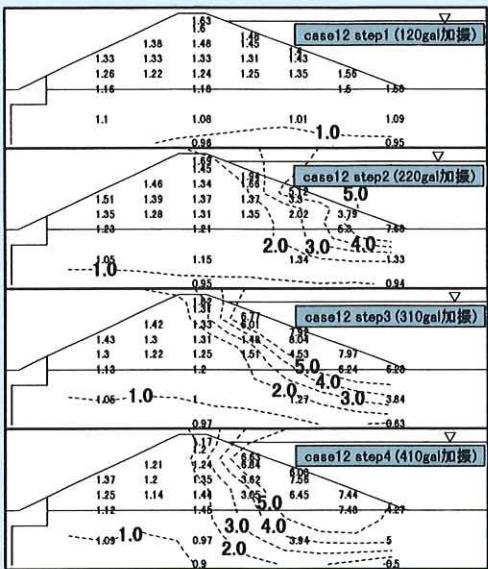
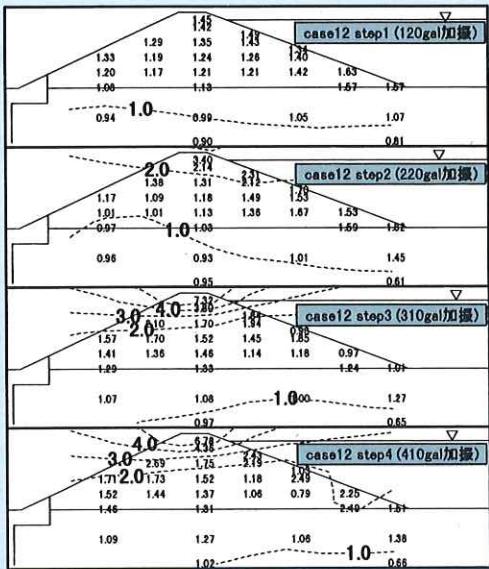


図-12 基礎地盤に対する加速度応答倍率



① 堤体が貯水池側に変形



② 堤体が下流側に変形

図-13 堤体内部における加速度倍率のセンター図

いて検討した。今回の実験の範囲においては、次の結果が得られた。

- 1) アースダムの地震時安定性にとって、基礎地盤の十分な強度及び堤体の十分な締固めが重要である。
- 2) アースダムにおいては、基礎地盤における過剰間隙水圧の増加の影響が堤体中央部まで及ぶ。
- 3) 堤体内部における過剰間隙水圧が増加するにつれて天端沈下量は急増する。
- 4) 過剰間隙水圧及び加速度とともに貯水池法面部に向かって次第に大きくなる。

アースダムの建設にあたってはダムという重要な構造物であることからも、基礎地盤が良好なサイトを選ぶとともに液状化しないような堤体材料を使用する必要がある。しかしながら、やむをえず液状化の危険性のある材料を用いる場合でも、今回の検討結果から、基礎地盤の十分な動的強度及

び堤体の十分な締固め度を確保するなら、アースダムの地震時安定性は確保できる可能性がある。

今後は、堤体及び基礎地盤を液状化させないための条件や、堤体内部における加速度増幅及び過剰間隙水圧の発生などを考慮したアースダムの耐震設計法の提案に向けて検討を行って行きたい。

参考文献

- 1) (社)日本河川協会:改訂版建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[I], 1997.
- 2) 谷茂他:日本におけるため池を含めた農業用フィルダムの地震災害に関する研究, 農業工学研究所報告, 第37号, 1998.3
- 3) 田村重四郎:ダムの耐震性に関する評価検討委員会報告書, 1995.
- 4) 中村伸也他:アースダムの動的遠心模型実験(その1)、第35回地盤工学研究発表会論文集, pp.1569-1570, 2000.
- 5) 高田直俊他:講座 遠心模型実験3.原理、土と基礎, No.35, Vol12, pp.89-94

中村伸也*



国土交通省土木研究所
耐震技術研究センター
動土質研究室主任研究員
shinya NAKAMURA

毛屋博道**



同 動土質研究室交流研究員
Hiromichi KEYA

齊藤由紀子***



同 動土質研究室研究員
Yukiko SAITO