

第Ⅲ部門 浸水時における河川堤防の液状化解析

京都大学大学院 学生員 ○田中 智太郎
 京都大学大学院 フェロー 岡 二三生
 京都大学大学院 正会員 小高 猛司
 京都大学大学院 学生員 浅井 良太

1. はじめに

環太平洋造山帯に属する日本は元来地震災害が多い一方で、水害にも恒常的に見舞われている。河川堤防は洪水時に最も決壊の恐れが高まるが、そこに地震が加わるとさらに危険性が増すことが予想される。実際、2004年の新潟県中越地震では河川堤防も多大な被害を受けたが、その直前の台風23号による洪水が被害を拡大したと言える。

このような観点から本研究では、浸水時における河川堤防の耐震性の評価を行う。具体的には、飽和・不飽和浸透変形解析¹⁾で得られる浸潤線によって、浸水の程度の異なる河川堤防を3種類設定し、動的有効応力解析によって耐震性能を比較検討する。

2. 解析条件

図1は解析に用いた地盤モデルである。実在の河川堤防の断面をモデル化したもので、砂礫層と砂質シルト層からなる水平基礎地盤と盛土部とで形成されるとした。地震応答解析は、液状化解析コードLIQCA2D-01²⁾を用いた。表1に解析に用いたパラメータを示す。これらは現地採取試料の土質試験結果と要素シミュレーションから決定されている。まず、初期水位が地表面に一致した状態で地震応答解析を行い、次に不飽和浸透変形解析LIQCA-SF¹⁾により河川の水位上昇をシミュレートし、各浸水状態での有効応力分布を初期条件として地震応答解析を行った。盛土内の浸潤線の進行程度によって解析ケースを3段階(浸透レベル0~2)に分けて解析を行った(Case1-0~Case1-2)。それぞれの浸潤線の状態を図2に示す。透水係数は表1の値を基本とするが、盛土部と砂質シルト層の透水係数を1/10としても解析を行った(Case2)。入力地震動は図3に示す兵庫県南部地震のポートアイランド観測波(G.L=-33m, NS成分)とするが、各ケースの違いが明確になると判断したため、本報の解析では振幅を1/2にしたものを用いた。また、この地震波はNS成分の振幅に差があることから、振幅を逆転させた場合についても解析を行った(Case3)。

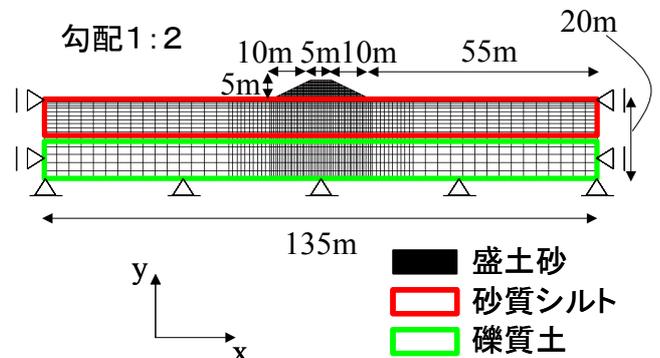


図1 解析に用いた堤防断面モデル図

表1 解析に用いたパラメータ

	沖積礫質土	シルト(地盤)	砂質(盛土)
初期間隙比 e_0	0.647	0.780	0.923
圧縮指数 λ	0.030	0.020	0.030
膨潤指数 κ	0.0020	0.0025	0.0020
初期せん断係数比 C_0/σ'_{m0}	918.4	369.3	746.4
透水係数 k/γ_w (kN/m ² ・s)	1.02×10^{-4}	8.67×10^{-5}	8.67×10^{-5}
重力加速度 g (m/s ²)	9.8	9.8	9.8
密度 ρ (t/m ³) (湿潤、飽和)	2.10	1.89, 1.92	1.74, 1.89
変相応力比 M_m	1.200	1.150	1.120
破壊応力比 M_f	1.500	1.450	1.370
硬化関数中のパラメータ B_0	4000	2500	3000
硬化関数中のパラメータ B_1	40	25	30
硬化関数中のパラメータ C_f	0	0	0
水の体積弾性係数 K_r	2.00×10^5	2.00×10^5	2.00×10^5
擬似過圧密比 OCR	1.0	1.2	1.2
異方性消失のパラメータ C_d	2000	2000	2000
ダイレンタンス係数 $D_{0,n}$	1.0, 2.0	1.0, 1.3	1.0, 1.3
塑性基準ひずみ γ_{ref}^P	0.010	0.008	0.010
弾性基準ひずみ γ_{ref}^E	0.050	0.080	0.100
初期応力解析			
ヤング係数 E (kPa)	7.38×10^7	1.50×10^5	8.80×10^4
ポアソン比 ν	0.333	0.333	0.258
内部摩擦角 Φ'	30	35	35
粘着力 c (kPa)	0	10.0	10.0
Newmarkのβ法の係数 β	0.3025		
Newmarkのβ法の係数 γ	0.6		
Rayleigh減衰の係数 α_0	0.0		
Rayleigh減衰の係数 α_1	0.0050		

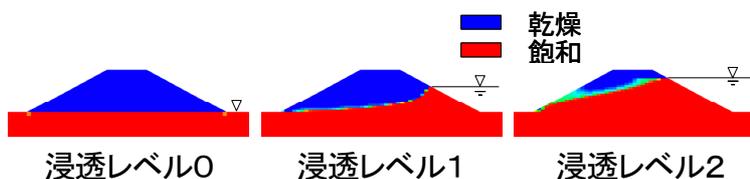


図2 浸潤面の状態

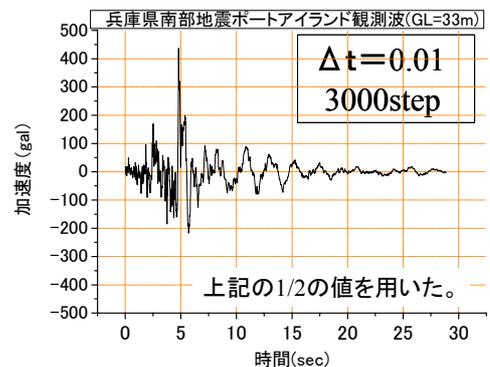


図3 入力加速度

4. 解析結果と比較

Case1～Case3 それぞれの場合において、浸透レベルを変えて地震応答解析を行った。まず Case1 において浸透の進行程度による挙動の違いを考察する。

図4は、Case1-0, Case1-1, Case1-2 における (-0～-2 は浸透レベルを示す), 地震発生15秒後の相対有効応力減少比 (=1-現在の平均有効応力/初期平均有効応力) の分布である。Case1-0 では川裏側の堤体法尻直下

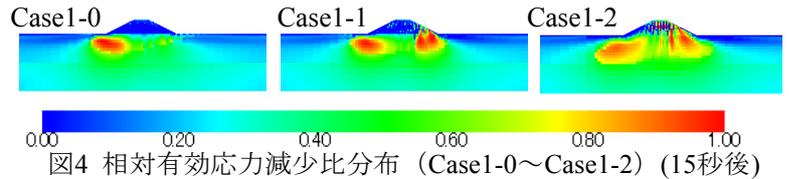


図4 相対有効応力減少比分布 (Case1-0～Case1-2) (15秒後)

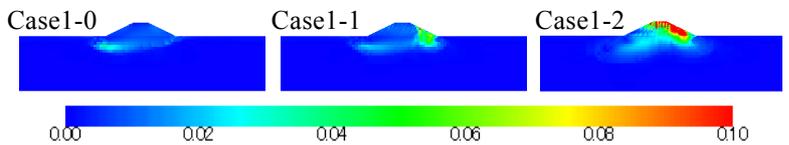


図5 偏差ひずみの第2不変量の分布 (Case1-0～Case1-2) (30秒後)

付近のみで液状化しているのに対し、盛土内に浸水している Case1-1 では川表側法尻直下でも液状化している。さらに浸透が進んだ Case1-2 では、より広範囲にわたり液状化していることがわかる。図5は、Case1の各浸透レベルにおける30秒後の各要素の偏差ひずみテンソルの第2不変量の分布である。Case1-0では川裏側の堤体下部にわずかに偏差ひずみが見られるのに対し、Case1-1では川表側堤防下部や川表側堤防法面においても、0.04程度の偏差ひずみが生じている。最も浸透が進んだCase1-2においては、堤防天端から川表側法面全体に0.10以上の大きな偏差ひずみが見られる。図6はCase1の30秒後の変形図である。Case1-0と比較して、盛土部に浸水があるCase1-1, Case1-2では川表側の変形が卓越している。図7は天端中央の沈下量の時刻歴である。Case1-0とCase1-1では10.3cm, 10.9cmとそれほど違いはないが、Case1-2では24.7cmと大きく沈下している。これは、Case1-1では法尻部の局所的な変形にとどまっているのに対し、Case1-2では堤体全体に変形が及んでいるためである。

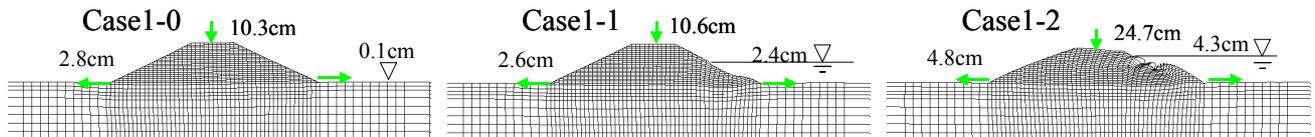


図6 変形図 (Case1-0～Case1-2) (30秒後) (変位5倍)

次に、浸透レベルを2として、他の解析ケースとの比較を行う。

図8は、Case1-2, Case2-2, Case3-2の15秒後の相対有効応力減少比の分布である。Case2-2はCase1-2に比べてより広範囲にわたって液状化が発生し、盛土内部にまで範囲が拡大している。これは、透水係数を小さくしたことで過剰間隙水圧の消散が遅れた結果と考えられる。入力加速度の正負を反転させて解析を行ったCase3-2では、Case1-2とは逆方向の川表側で間隙水圧が大きく上昇し、川表側堤体法尻で広範囲の液状化が確認された。天端中央の沈下量は、Case1-2では24.7cm, Case2-2では30.2cmであり、透水係数が小さいCase2のほうがより大きな沈下が発生した。これは、Case2-2では盛土内の浸潤線から下部全般に液状化が発生しており、盛土の変形がさらに大きくなったためと考えられる。Case3-2の天端沈下量は25.4cmであり、地震波の方向が反転し、液状化の範囲が変わっても、沈下量にはそれほど大きな違いは見られなかった。

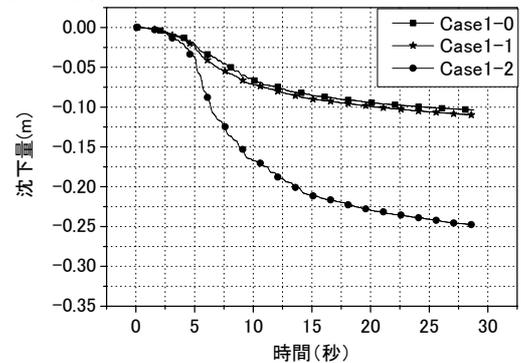


図7 天端沈下量 (Case1-0～Case1-2)

5. まとめ

本解析の結果、堤体が浸水している場合には、地震に対する危険度が大きく上昇することが確認できた。また浸水の進行程度によっても、変形に大きな違いが出ることを確認された。

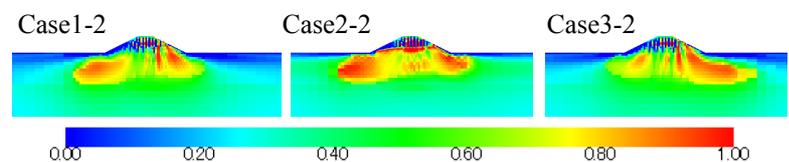


図8 相対有効応力減少比 (Case1-2～Case3-2) (15秒後)

【参考文献】1)加藤・岡・小高・角南・木元：河川堤防の不飽和浸透-変形連成解析，第40回地盤工学研究発表会概要集（投稿中），2005。2)液状化解析手法LIQCA開発グループ（代表：岡二三生）：LIQCA2D-01（2001年公開版）資料，2002。