

水攻め堤防の安定性の検討

軽部大蔵

1. まえがき

太田城の水攻めは急遽決定されたと云われる。水攻め堤防は5日前後の工期で完成し、直ちに湛水が始められ、数日後に予定水位に達した。水攻め期間は約2週間といわれる。その間、堤防は全体として概ね機能したが、期間の中頃に大雨があり、短区間が破堤した。

本報告は、現存する堤防遺跡を手掛かりにして、上記のような記録が工学的に再現できるかを検討したものである。

2. 破堤地点における堤防の形状、土質および水位

太田城水攻め堤が破堤したことは記録にあるが、破堤地点やその地点における堤防の構造は分からない。したがって、まず破堤地点を特定する必要がある。結論を先に言えば、堤防が不安定となるのは、河川を横断する地点である。なぜならば、水攻めによって出現した湖の水面は満水時には概ね水平となるから、堤防は天端(頂面)の標高が一定となるように築かれたはずである。このため、水深が最も大きくなる地点は堤防が川底から立ち上がる河川横断部であって、この地点で堤体に作用する水圧条件が最も厳しくなる。また、河床地盤は陸地に比べて緩いために、破壊強度が小さくしかも水を通しやすい。

太田城水攻め堤防が横切る最も大きい河川は旧大門川であり、好都合にもそれに近接して出水堤が現存する。そこで、本報告では出水堤の延長線が旧大門川と交差する地点を破堤地点と考えた。

図1は、出水堤の測量結果から推定された水攻め堤防の標準断面である¹⁾。

「標準断面」の意味するところは、水攻め堤はどの地点においても天端標高が7 m、天端幅が9 mであり、斜面の勾配(標高差/水平距離)は1/1.5ということである。つまり、堤防が築かれる地盤高さは一般に堤防の延長方向に変化するが、その変化に影響されるのは堤防敷の幅だけである。(地盤が低い程、敷幅は広くなる。)図2は、堤防と旧大門川の交差部の平面見取り図である。堤防敷の幅は川底で広がっている。また、堤防の左側法面は満水位の水に接し、一方、右側には水がない。図3は、堤防の直断面図である。(ただし、基礎地盤内に描かれた薄い砂層は、その存在は確かめられていない。)付近の地盤標高は2 m前後であるから、川の深さを2 m程度と考えると河床の標高は0 m(ゼロメートル)となる。

つぎに、水攻めのために設定された満水位および常時の水位がどの程度であったかは、堤防の安定性を検討する上で重要である。そもそも堤防の天端標高が7 mであるのは、水攻めに必要な満水位に余裕高1 m(3尺)を加えた結果とすれば、設定満水位は標高6 mになる。しかし、図3に示した河川横断面のように水深が大きくなる場所では、水位を満水位に長期間保つと堤防や基礎地盤に水が回って破堤してしまう恐れがある。そこで本報告では、常時は水位を1 m程度下げていたと推測して、詳細な計算は水位標高5 mとして行った。そして満水位6 mについては、5mの計算結果を $(6\text{ m}/5\text{ m})=1.2$ 倍して示している。

さて、堤防の破堤原因は次の第3章で述べるように様々であるが、破堤には堤防およびその基礎地盤の土質が関係する。この点、本水攻め堤は付近の地盤を鋤取りあるいは採掘して急造されたから、堤防と基礎地盤の土質は基本的に同じと考えられる。そこで、出水堤から少量の土を採取し、JISおよび地盤工学会基準に準拠した物理試験を行った(付録1参照)。土質試験結果のうち、本報告に直接用いたのは、①土質：礫まじり粘性土質砂(シルト)、②1立方メートル当りの質量=1.7トン($\gamma_t=1.7\text{ t/m}^3$)③透水係数(水の通りやすさ)： $k=1\times 10^{-6}\text{ cm/s}$ 。ただし、この数値は、土が一様均質に詰っている状態のもので、現場では一般にずっと大きくなる。ここでは、現場における値を $k=1\times 10^{-4}\text{ cm/s}$ とした。また、本報告には用いなかったが、④液性限界33%、塑性指数14%であり、粘り気のやや少ない土性と判定された。

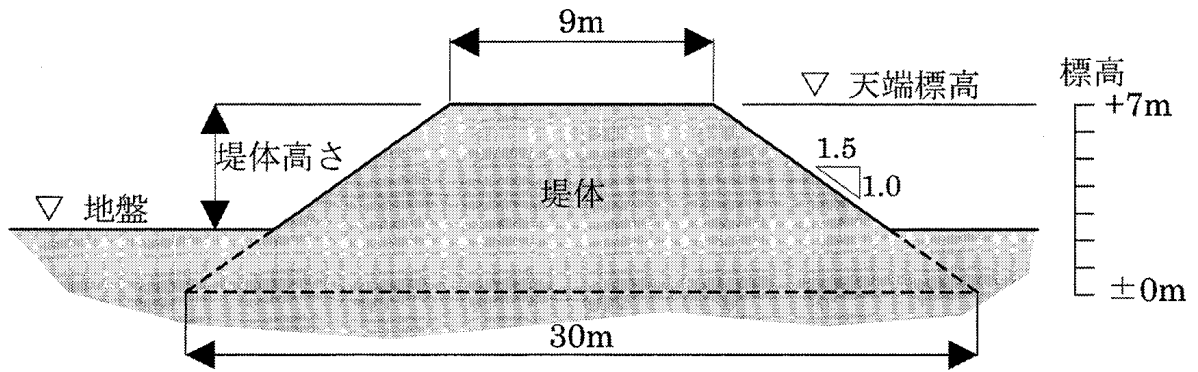


図1 堤防の標準断面

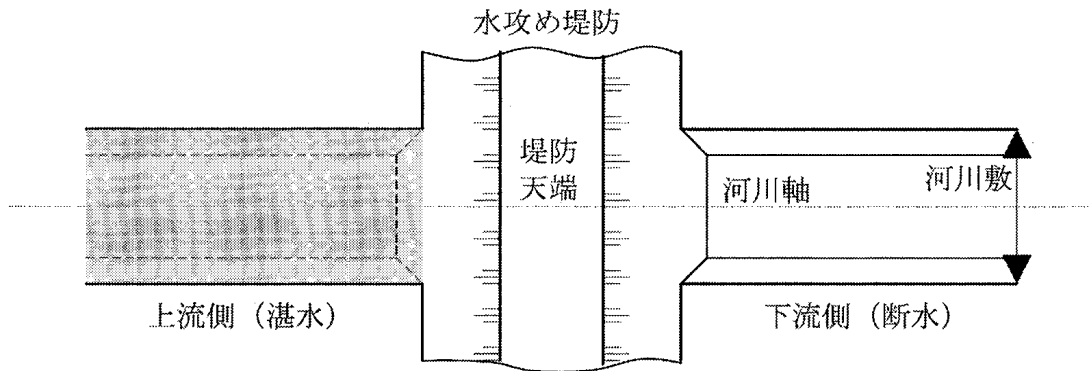


図2 堤防の河川横断部平面見取図

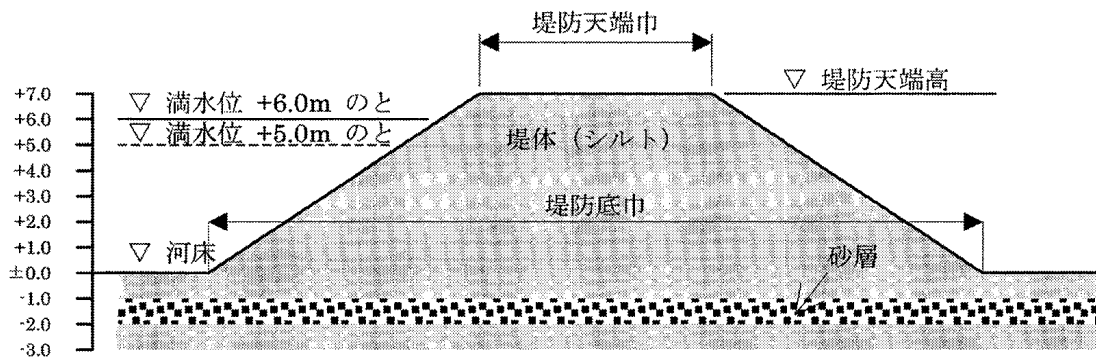


図3 河川横断部における堤防断面(砂層のある場合)

図3の断面図は、上述した一様な土質ではなく、基礎地盤に薄い砂層が挟まれている。このような地盤構成は河床部においてしばしば見られるので、本報告では、砂層がある場合とない場合の両方を検討した。なお、砂層の透水係数は、本体のシルト層の100倍に相当する $k = 1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ とした。

3. 破堤原因

一般に河川堤防の破堤原因は、①越水による堤体浸食、②堤防法面に作用する外水圧による滑り出し、③堤体内の浸潤による円弧すべり、④基礎地盤のパイピング、などとされる。太田城水攻めでは、図1に示した標準断面区間においては①の越水はなかったと考えられる。なぜならば、標準断面を越える出水があれば、越水による破堤がいたる所で一斉に起るはずであるが、そのような記録はない。

つぎに、②は、水攻めの水圧に堤体が押されて後方に滑り出すという破壊であり、図4で検討されている。図4において、左側が水攻め湖であり、水位は満水位の標高6mとしている。満水位の水が堤体を右に滑らせる力Pは、堤防延長1m当たり18トン($P = 18 \text{t/m}$)である。この滑り力に抵抗する力は、堤体の底面に働く摩擦力Rである。Rの大きさは、堤体の底面に下向きに作用する力($W_1 + W_2 - U = 169 \text{t/m}$)に摩擦係数($f = 0.7$)を掛けて、堤防延長1m当たり118トン($R = 118 \text{t/m}$)と算定される。したがって、「抵抗力R」は「滑らせる力P」の6.6倍もあることになり、滑り出しは起り得ない。水位が標高5mであれば、なおさら起りにくい。

③の円弧すべりは、図5に示すように、堤体が円弧状に抉り取られるように崩壊するもので、崩壊面をすべり面という。上流に安定した給水源がある場合は、最初のすべりに続いて上流側に向って2次すべり、3次すべりが進行し、全面崩壊に至る。円弧すべりの可能性は次のように検討する。まず、堤防の裏側法先は常に水が滲み出していて不安定なため、ここを通る適当な円形のすべり面を仮定する。つぎに、仮定すべり面に乗っている「すべり土塊」がすべり面に沿って滑り落ちる力Mと滑りに抵抗する力(摩擦力)Rを算定する。もしも「滑りに抵抗する力R」が「滑り落ちる力M」より大きければ、仮定したすべり面は崩壊面にはなれない。そこで改めて裏側法先を通る

新たなすべり面を仮定し、上の試算を繰り返し、分数 R/M の最小値 $(R/M)_{\min}$ にたどり着く。この最小値を堤体の「円弧すべりに関する安全率 F 」とする(すなわち $F=(R/M)_{\min}$)。通常は、 F は1を超えており(つまり、 $R>M$)、事実、平常時には円弧すべりは起こらない。しかし、特殊な条件として、地震力は M を増大させ、また、雨水の長期にわたる浸透は R を減少させるから、このような異常気象時には、 F が低下し、円弧すべりが起り得る。

太田城水攻め堤は大雨中に破堤したので、雨水の浸透によるすべり破壊を一概に否定できない。しかし、水攻め開始から破堤までの期間は1週間程度と分っているものの、破堤までの降雨日数やその間の降雨の激しさが推定できないために、本報告では大雨の影響を取り入れることができなかった。降雨に関する記録が読み解かれることを期待したい。

4. パイピングによる破堤の可能性

破堤地点において、水攻めの水位は標高5～6mに達するのに対して、堤防

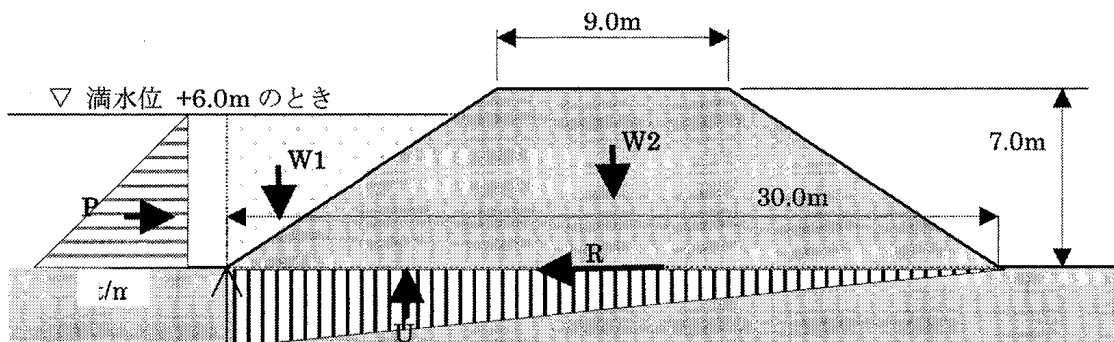


図4 基底すべりに関する検討

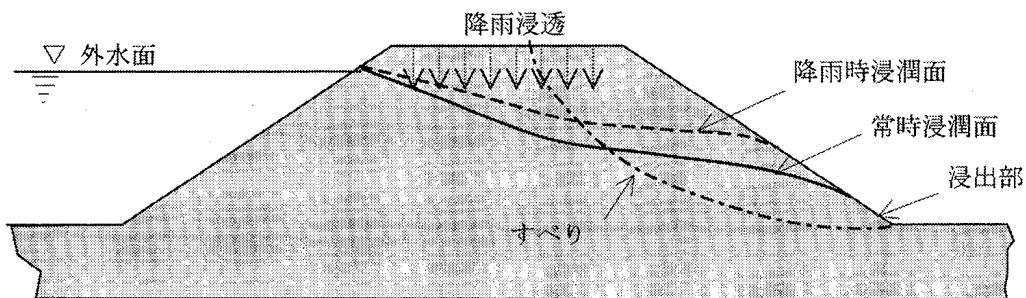


図5 堤体内円弧すべりの可能性

の裏側の水位は事実上ゼロであるから、水攻めの水は、堤体およびその基礎地盤内を浸透して堤防裏側の法先から集中的に流出する。このために裏側法先付近の土が流失すれば、浸透水の流速はますます大きくなって土の流失域が上流側へと拡大し、遂に堤体は支えを失って、いわゆるパイピング破壊を起こす。

浸透の状況を定量的に把握するために、本報告では定常および非定常二次元浸透流有限要素解析を行った。その方法は、まず堤体と基礎地盤の横断面図(図3)を図6に示すように細かく分割する(メッシュ図を作る)。つぎに、メッシュ図の両端には静水圧を作用させ、また底面は不透水とした。メッシュ図に対する計算のルールは、「ある一つの分割片(要素)に流入した水は、一部は要素内に溜り、他は流出する。ある要素から流出する水量とまわりの要素に流れ込む水量は等しい。要素境界面の両側の水圧は等しい。」といった当然の要件に加えて、水の流れの法則であるダルシー則およびエネルギー保存則が守られるように決められている。

非定常有限要素解析は労力と計算時間を要するために、この章では、水位が満水位より1m低い標高5mに長期間保たれる場合を想定して定常解析を行った。図7は、浸透水の流速分布を示している。ただし、図7(a)は基礎地盤に砂層が無い場合であり、図7(b)は河床面下1mに厚さ1mの砂層が挟在する場合である。砂層内を浸透水が高速で流動して法先に激しく流出することが見て取れる。

法先地盤が浸透水の流出に伴って流亡するか安定を保つかは、法先直下の任意の深さに作用する土の重量 G と水圧 W に注目して、両者の比(G/W)で定義される安全率 F によって判定できる。すなわち、 $F = (G/W)$ が1未満ならばその位置の土が流亡する。今、 F を法先直下1mの深さで算定すると、砂層が無い図7(a)では $F_{5m} = (G/W)_{5m} = 1.22$ であり、この深度では地盤は安定していることが分る。しかし、もしも満水位(標高6m)が長期間続けば、水圧が1.2倍になるので、 $F_{6m} = (G/W)_{6m} = 1.22 \div 1.2 = 1.02$ となり、丁度、土の重量と水圧が釣り合い、パイピング破壊に瀕していることが分る。一方、砂層がある図7(b)では、水位5mのとき $F_{5m} = 1.07$ と算定され、したがって、もしも水位6mが続くと、 $F_{6m} = 1.07 \div 1.2 = 0.89$ となるから、深さ1mから上の

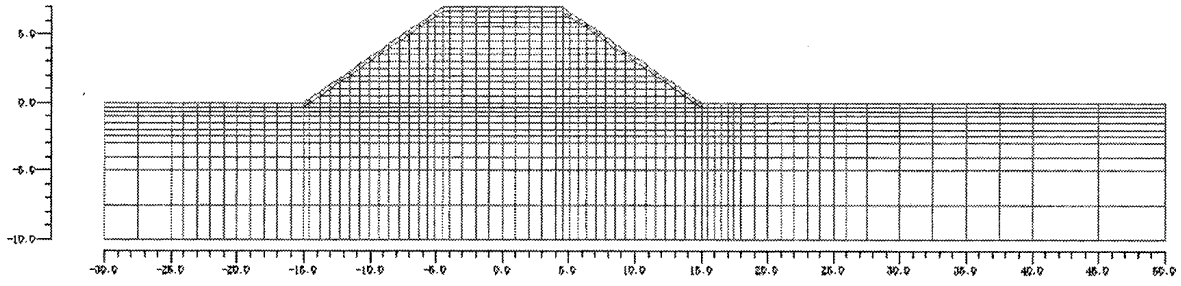


図6 解析メッシュ図

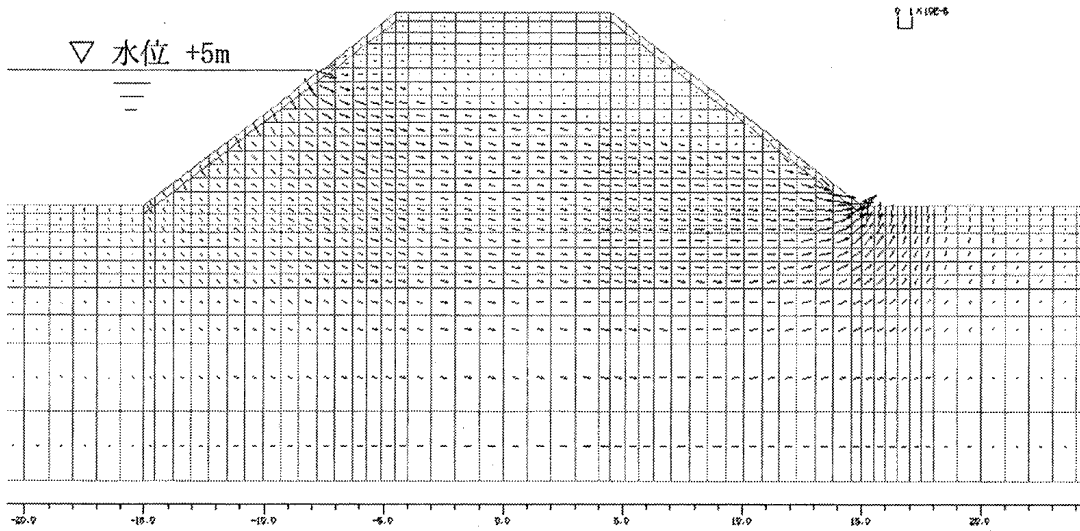


図7(a) 流速ベクトル図(砂層のない場合)

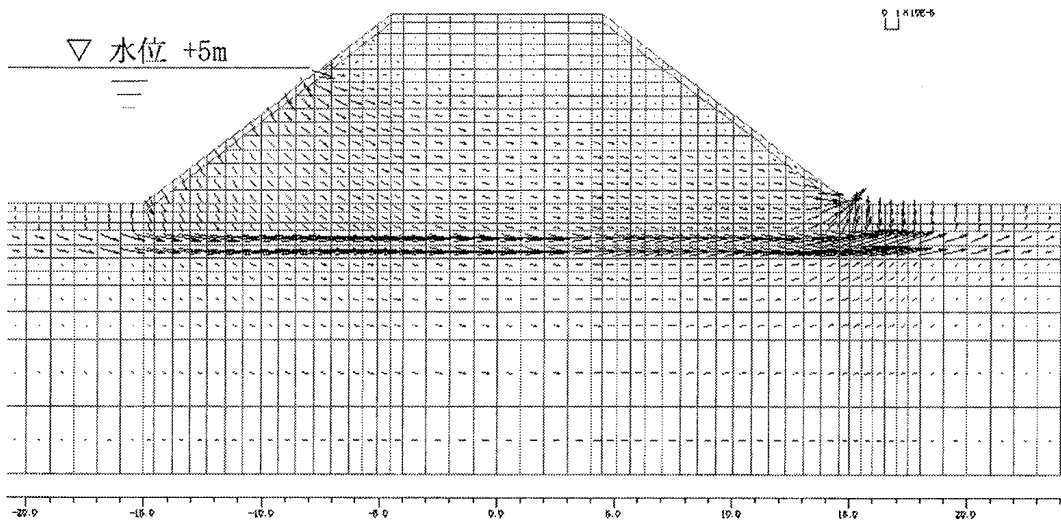


図7(b) 流速ベクトル図(砂層がある場合)

土が流亡し、やがてパイピング破壊に至ることになる。

以上の定常浸透解析の結果を評価するに当たって注意して頂きたいのは、パイピングの可能性を堤防の裏側法先から1mの深さで検討したことである。検討深さを変えると安全率も変わるが、本章で1mとした理由は、砂層がある場合の砂層の深さを1mに設定したことによっている。

5. パイピングの発生時期および浸潤面上昇過程

本章では、非定常浸透解析について述べる。前章で述べた定常浸透解析では、基礎地盤内に砂層が有る場合、その厚さと深さを特定したが、本来、砂層の様相は無数に想定できる。しかし、非定常解析には労力と時間がかかるので、本章では、砂層が無く、堤体と基礎地盤が一様なシルト質粘土で構成されている場合だけを対象とした。そうすると、パイピング発生に関する安全率を算定する深さを1mに限定する意味は無くなる。一般的傾向として、パイピングに対する安全率は浅い地点程小さくなるので、本報告では常識的な深さとして、法先直下0.3mにおける安全率を算定した。

水攻めの高い水圧が堤防裏側法先まで伝達すると、法先付近の水圧が上昇するから、パイピング発生に関する安全率 $F = (G/W)$ が低下する。しかし、浸透水はシルト層の中を30mも移動しなければならないから、水圧の増加速度は小さく、したがって、安全率 F の低下もゆっくりと進行する。

図8の上半は、湛水開始後の経過日数と水位の関係を示している。最終水位(標高5mまたは6m)に達するのに5日掛けている。(宇民¹⁾は流量計算からもっと短い日数を得ている。)図8の下半は、上で定義したパイピング発生に関する安全率 F が経過日数とともに低下していく様子を示している。図によれば、最終水位5mの場合は、 F は常に1より大きいからパイピングは発生しない。一方、最終水位6mの場合は、経過日数14日(水位6mに達してから9日)以後に F が1より小さくなってパイピング発生条件が満たされる。実際の破堤は水攻め開始後1週間程で起ったから、計算値は遅れている。

一方、堤体中には地下水面(=自由水面=浸潤面)が形成され、これが外水位の上昇とともに上昇するが、外水位の上昇が急速であると、地下水面(浸潤面)は遅れて上昇する。図9は、最終水位5mの場合の経過日数ごとの浸潤面

を示している。浸潤面が裏側法面に摺りつく位置を浸出線と呼ぶが、浸出線より下方の法面からは水が浸み出して泥濘化(局部破壊)する。図9より、浸出線は定常状態に近付くまで余り上昇しないことが分る。

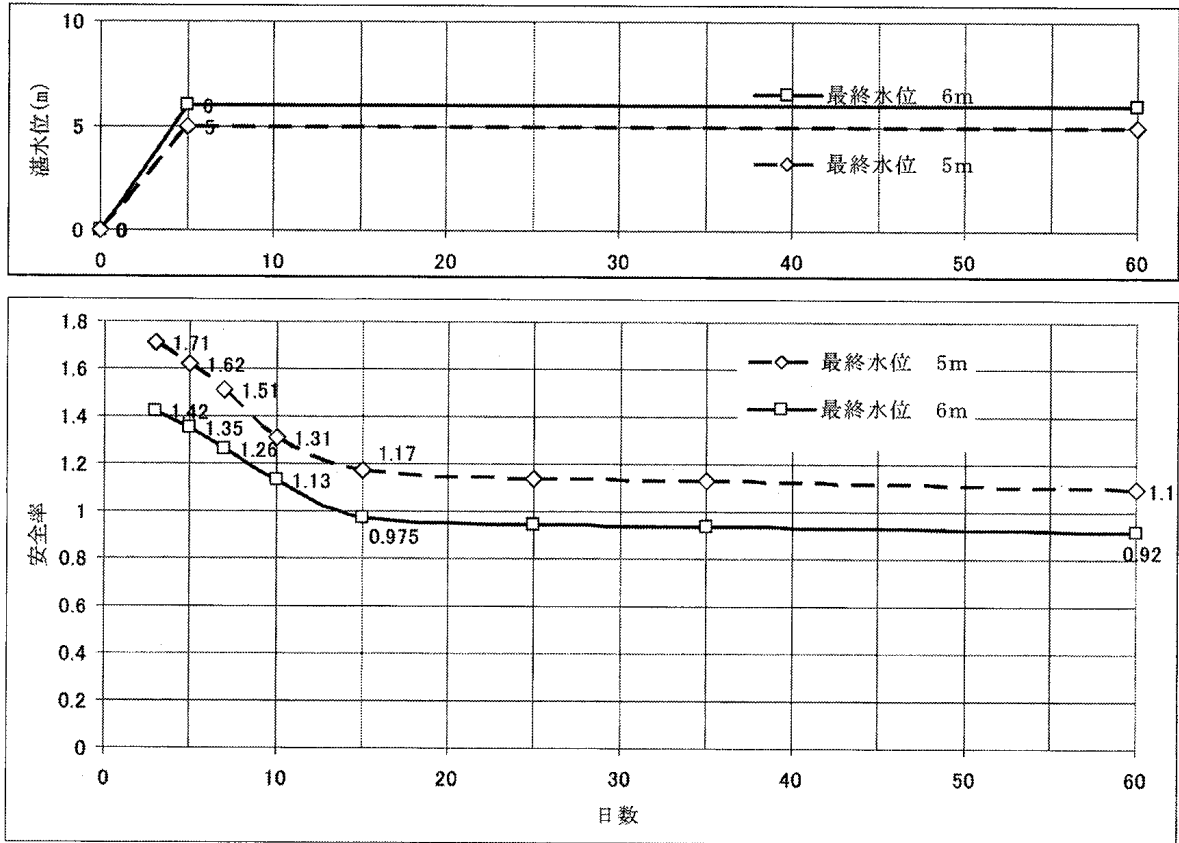


図8 湛水経過日数と(a)湛水位、(b)安全率

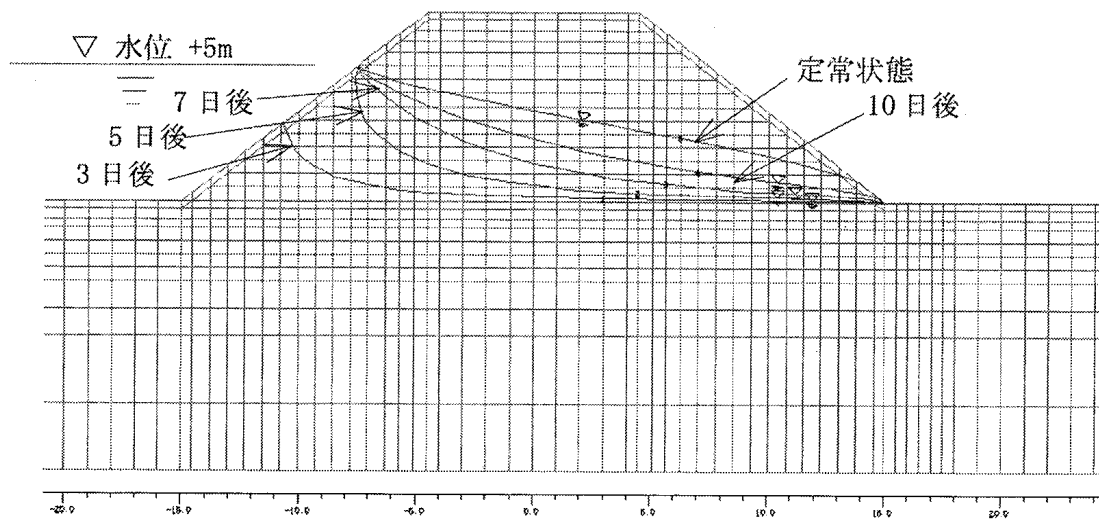


図9 自由水面(浸潤面)図

6. 結論

太田城の水攻めについて、その建設工学的側面を明らかにする研究が宇民を中心に進められている。本報告は、水攻め期間中に短区間が破堤した事故を、宇民らの研究成果を援用して解析することにより、水攻め堤防の性能を検討したものである。

破堤地点は堤防が河川を横切る箇所と考え、堤体の寸法や土質構成を設定した。土質を明らかにするために、JIS等に準拠した物理試験一式が協同組合関西地盤環境研究センターの好意によって行われた。破堤の原因は、堤防への雨水の浸透による円弧すべりと堤防の基礎地盤に発生したパイピングの2つに絞られた。しかし、雨水浸透に伴う円弧すべりに関しては、降雨条件を把握していなかったために定量的計算を行えなかった。

一方、基礎地盤のパイピングについては、地盤構成が均一な場合と砂層が介在する場合の2つを考え、それぞれの地盤についてパイピング発生の可能性を調べ、さらに発生時期を算定した。計算には、デジタルソイル株式会社が開発した飽和・不飽和非定常浸透有限要素解析プログラムを用いた。計算の結果、基礎地盤の浅所に砂層が介在していたとすると、パイピングは発生し得たことが分った。また、基礎地盤に砂層がなく、均一であったとすると、パイピングは高い水位が9日以上続く必要があることが分った。

残された課題は、破堤発生時までの降雨履歴と湛水履歴が明らかにされるのを待って、円弧すべりが起り得たかを検討することである。

参考文献

- 1) 宇民 正、宮田順吉、「太田城水攻め」の土木技術面からの見直し、和歌山大学紀州経済史文化史研究所紀要、第27号、2006年12月

付録

- 1) 出水堤土の物理試験結果抄録

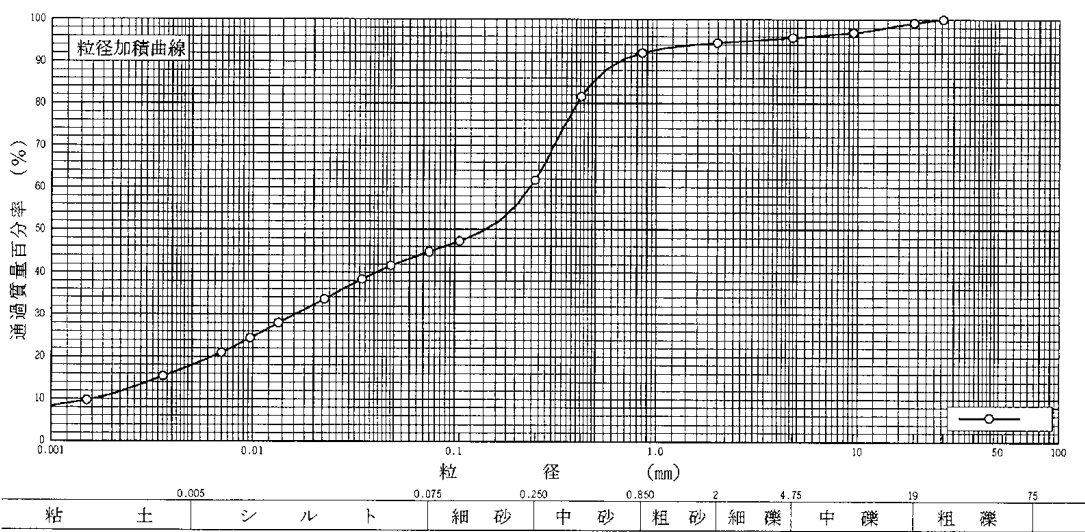
付録1 出水堤土の物理試験結果抄録

JIS A 1204 JGS 0131	土の粒度試験 (粒径加積曲線)
------------------------	-----------------

調査件名 紀ノ川流域堤防井堰等遺跡 試験年月日 平成 19年 4月 9日

試験者 楠本 奈津子

試料番号 (深さ)					試料番号 (深さ)			
	粒径 mm	通過質量百分率%	粒径 mm	通過質量百分率%	粗 礫 分 %		中 礫 分 %	
ふ る い 分 析	75		75		粗 礫 分 %	0.8	中 礫 分 %	3.5
	53		53		細 礫 分 %	1.2	粗 砂 分 %	2.4
	37.5		37.5		中 砂 分 %	30.4	細 砂 分 %	16.9
	26.5	100.0	26.5		シルト分 %	26.9	粘 土 分 %	17.9
	19	99.2	19		2mmふるい通過質量百分率 %	94.5		
	9.5	96.9	9.5		425μmふるい通過質量百分率 %	81.6		
	4.75	95.7	4.75		75μmふるい通過質量百分率 %	44.8		
	2	94.5	2		最大粒径 mm	26.5		
	0.850	92.1	0.850		60% 粒径 D_{60} mm	0.24		
	0.425	81.6	0.425		50% 粒径 D_{50} mm	0.14		
沈 降 分 析	0.250	61.7	0.250		30% 粒径 D_{30} mm	0.016		
	0.106	47.3	0.106		10% 粒径 D_{10} mm	0.0016		
	0.075	44.8	0.075		均等係数 U_c	150		
	0.0484	41.6			曲率係数 U_c'	0.667		
	0.0349	38.4			土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.650		
	0.0226	33.6			使用した分散剤	ヘキサメチルアンモニウム		
	0.0134	28.0			溶液濃度, 溶液添加量	20%, 10ml		
	0.0097	24.4			20% 粒径 D_{20} mm	0.0064		



特記事項

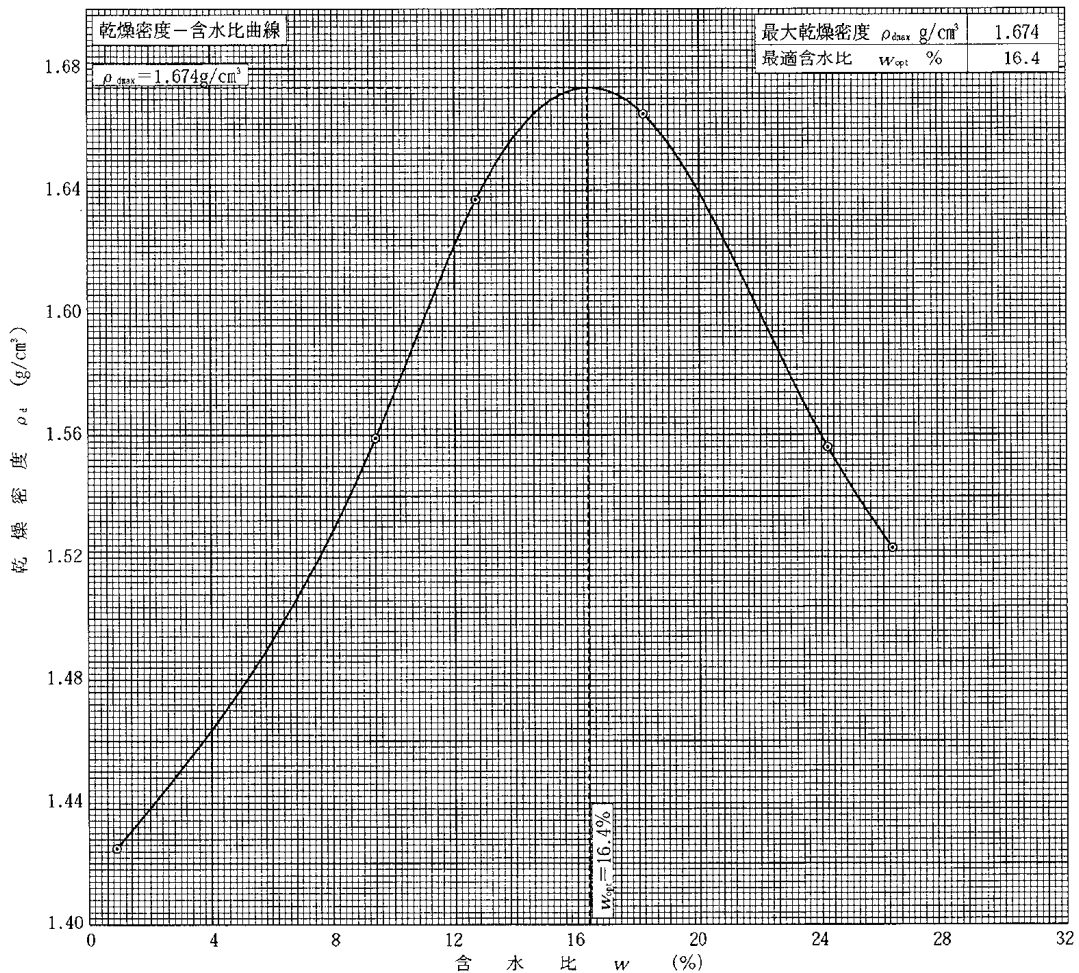
(社)地盤工学会 4243

JIS A 1210 JGS 0711	突固めによる土の締固め試験 (締固め特性)
------------------------	-----------------------

調査件名 紀ノ川流域堤防井堰等遺跡 試験年月日 平成 19年 4月 4日

試料番号 (深さ) 試験者 中山 義久

試験方法			土質名称	礫まじり粘性土質砂 (SCs-G)				
試料の準備方法	乾燥法, 湿潤法		ランマー質量 kg	0.472	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.650		
試料の使用方法	繰返し法 , 非繰返し法		落下高さ cm	20.8	試料調製前の最大粒径 mm			
含水比	試料分取後 w_0 %			突固め回数 回/層	37	モールド	内径 cm	5.0
	乾燥処理後 w_1 %			突固め層数 層	3		高さ ¹⁾ cm	10.0
測定 No.	1	2	3	4	5	6	7	8
平均含水比 w %	0.9	9.4	12.7	18.2	24.2	26.3		
乾燥密度 ρ_d g/cm ³	1.425	1.559	1.637	1.665	1.556	1.523		



特記事項

- 1) 内径15cmのモールドの場合はスペーサーディスクの高さを差引く。
ゼロ空気間隙曲線の計算式

$$\rho_{dsat} = \frac{\rho_w}{\rho_w/\rho_s + w/100}$$