

土木学会

重点研究課題（研究助成金）

熱帯モンスーン域大河の河岸浸食機構の解明

風間聡，東北大学

仙頭紀明，東北大学

鈴木幸一，愛媛大学

目次	
第1章 序論	3
第2章 調査対象地域	5
2. 1 はじめに	5
2. 2 水質	5
2. 3 流域6カ国の国土と人口	6
2. 4 流域の地形, 土壌および植生	6
2. 5 流域の地質	8
2. 6 降雨量	8
2. 7 河川水位	9
2. 8 河川流量	9
2. 9 地下水	11
2. 10 現地調査	11
第3章 地中流計算	19
3. 1 モデル構造	19
3. 2 支配方程式	19
3. 3 土壌特性	21
3. 4 地中流モデルの離散化表示法	22
第4章 河岸崩壊過程の検討	29
4. 1 はじめに	29
4. 2 データセット	29
4. 3 パイピング解析	35
4. 4 円弧すべり解析	43
4. 5 まとめ	49
第5章 地中流が河岸崩壊に影響を及ぼす地域について	50
5. 1 はじめに	50
5. 2 地形条件の検討	50
5. 3 河口からの距離に応じた地中流の影響評価	51
第6章 結論	55
参考文献	56

第1章 序論

大河川の河岸侵食は各地で問題になっており、市街地が河川に隣接している地域では深刻である。横倉と須賀はカンボジアの氾濫について、国道が存在する堤防を越流する際の洗掘による侵食に言及している¹⁾。一方、乾季と雨季のあるモンスーン地域の河川では、乾季に河川水位が大きく低下し、低水時に河岸の崩落がしばしば生じている。

このことはメコン河でも報告されている。メコン河は上流から蛇行しており、侵食と堆積が交互に生じている。カンボジアの首都プノンペン近くのバサック河分流付近での侵食は激しく、年数 m のオーダーで河岸が侵食されている。同様なことがメコン河中流域に位置するラオスの首都ビエンチャンでも起きている。土木学会が 2000 年 3 月に行った調査では、水位低下時に河岸が崩落する現象には、地中流が影響していると疑われている²⁾。こうした侵食問題は下流域に位置するプノンペンに限らず、中流域、その他の大河川でも同様な現象が報告されている。

このような背景の下、本研究の第一の目的はメコン河を対象とし、地中流が河岸侵食に影響していることを確認することである。さらに地中流が原因で河岸侵食が発生していると考えられる地域の地形条件を明らかにすることを第二の目的とする。

過去にメコン河を対象とした研究では、氾濫解析や土砂量の推定に関するものが数多くされてきている。萩原ら³⁾はメコン河下流域において、洪水制御を行うことで氾濫域に与えられる影響を水資源の観点から評価している。柴山ら⁴⁾は、大河川の流域を解析対象として気象、土壌、地形のデータを集積し、RUSLE (Revised Universal Soil Loss Equation) を援用して、GIS 上のモデルで流域内の侵食量を推定する方法を開発した。そのモデルをメコン川の現状について適用して検討すると共に、主に降雨量の変動を考慮して、将来の環境変化に対応する河口への供給土砂量変化の推定を行っている。しかし、河岸侵食の発生メカニズムに関する研究はあまりされていないのが現状である。また、一般的に河岸侵食に関する研究では掃流力による土砂輸送を基本とした運動方程式を用いて解かれている。侵食問題は流れを主体とした現象として考えられている⁵⁾。長田ら⁶⁾は、実河川における河岸侵食の位置および量の予測手法を構築するために、流れの基礎式として一般座標系で表示された平面 2 次元の連続式、運動方程式を用いて計算を行っている。

本研究では、掃流力が落ちる洪水減衰期に滑落が起こる現象を考えているので、流れを主体とした現象とは異なる。本研究で考えている侵食問題は河川水位の低下に伴って河岸水深近傍で浸透破壊が生じ、それが発端となって河岸侵食が発生する現象を想定している。本研究は河岸侵食の発生原因として、地中流動に着目した新しい試みと言える。

そこでこの現象を理解するため、熱帯モンスーン地域のメコン河河岸に位置するプノンペンとビエンチャンを対象として、地中流不飽和浸透解析を行った。その結果からパイピング解析と円弧すべり解析から河岸崩壊過程の検討をする。また、河川水位差と粒径の値を変えて地中流計算を行い、その結果からパイピング解析を用いて地中流が原因で河岸侵

食が発生していると考えられる地域の地形条件の検討を行った。さらに、メコン河岸の粒径と河川水位差の実測地を用いてメコン河の下流から上流にかけて地中流の影響を、パイピング解析を用いて評価した。研究のフローチャートを図 1.1 に示す。

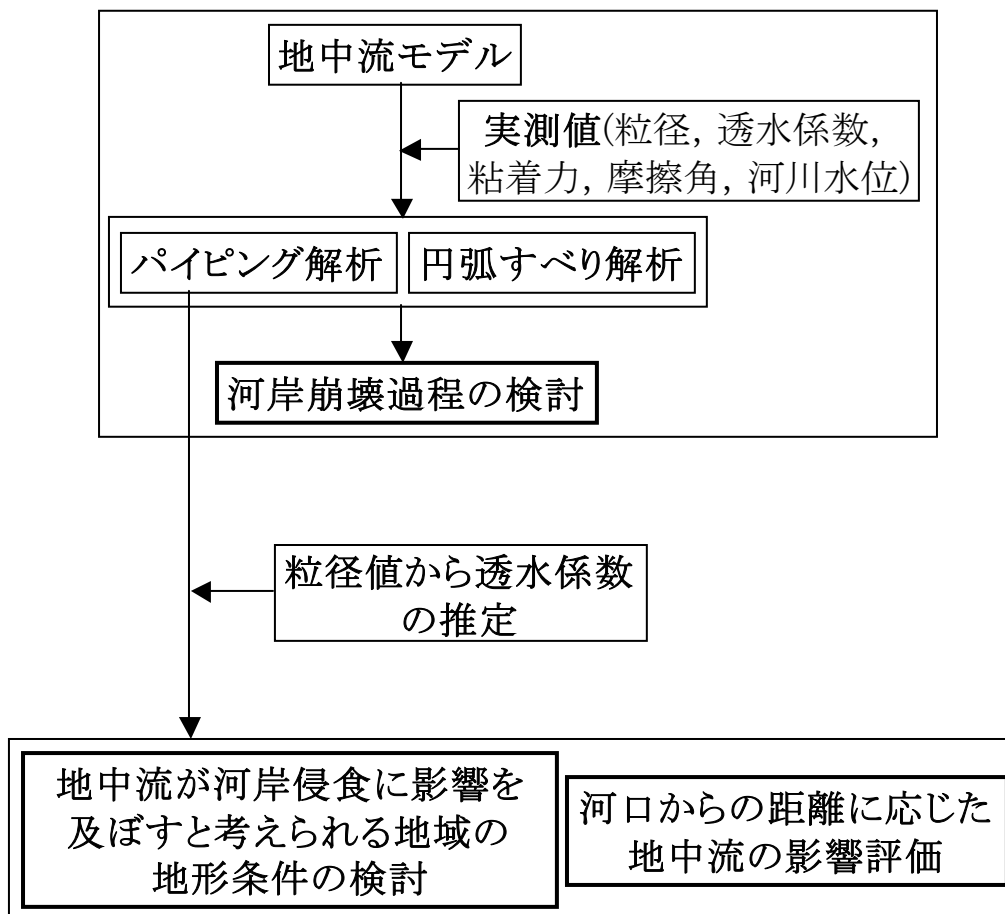


図 1.1 研究フローチャート

第2章 調査対象地域

2.1 はじめに

メコン河はチベットに源を発し雲南を経て，南下し最後に南シナ海に注ぐ．水源地付近は急勾配でその流れは速いが，下流に従い緩やかとなる．河口までの流下時間は，洪水期におよそ3週間，渇水期には3ヶ月以上かかる．流域は中国，ミャンマー，ラオス，タイ，カンボジア，ベトナム6カ国にまたがり，面積はおよそ79万5500km²，延長は4620km⁷，面積，流長ともに世界有数の大河である．世界で12番目に長く，流量では10番目⁸である．図2.1はメコン河流域の概略図である．この章では，メコン河流域について概説する．

2.2 水質

メコン河の水質は上流域雲南省の開発の影響やタイ東北部の一部森林の伐採により年々変化しつつあるが，上流から下流までほぼ一様で鉱物成分が少ない．近年タイ東北部の開発による汚染が若干生じてきているが，灌漑，飲料，工業用水のいずれの用途に対しても問題なく，急速濾過すれば簡単に除去することができる程度の汚染度，濁度である．

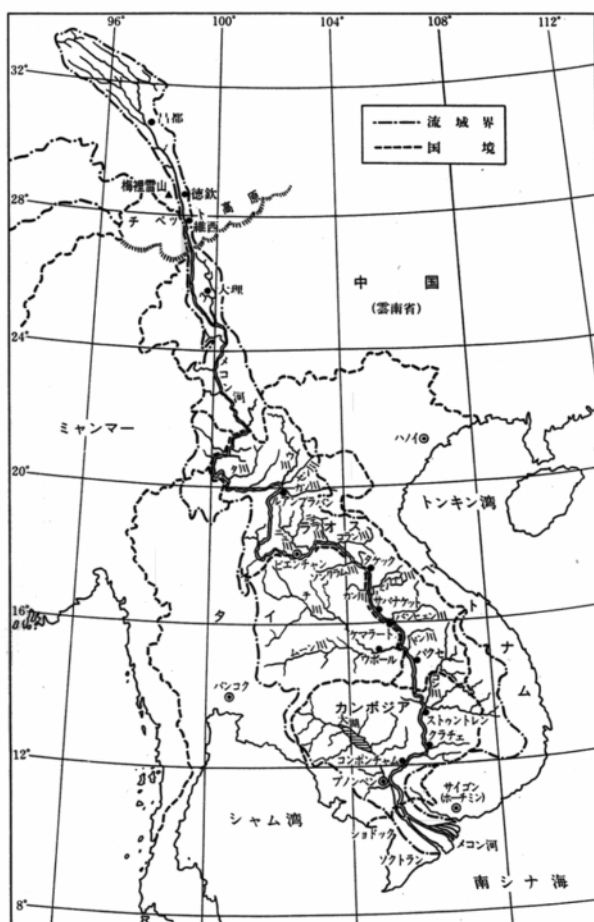


図 2.1 メコン河流域の全体図⁹⁾

2.3 流域6カ国の国土と人口

流域6カ国中、中国領土はほぼ16万5000km²（流域全体のほぼ21%）、ミャンマー2万4000km²（3%）、ラオス20万2400km²（25%）、タイ18万4200km²（23%）、カンボジア15万4700km²（20%）、ベトナム6万5200km²（8%）となっている。このうち、中国、ミャンマーに含まれる部分が上流域に当たり、流路延長は2220kmで流域面積は18万9000km²ほどある。一方、ラオス、タイ、カンボジア、ベトナムに含まれる部分が下流域であり、流路延長2400km、流域面積60万6000km²となっている。流域全体のうち約24%が上流域、約76%が下流域に属している。流域内6カ国の国土面積と人口(1988年)を表2.1に示す。

表 2.1 メコン河流域6カ国の国土面積と流域内推定人口

国名	国土面積 (km ²)	流域内面積 (km ²)	全人口 (万人)	流域内推定人口 (万人)
中国	9,597,000	165,000	106,629	400
ミャンマー	678,030	24,000	3,941	60
ラオス	236,725	202,400	417	400
タイ	513,115	184,240	5,696	2,150
カンボジア	181,000	154,730	749	700
ベトナム	331,700	65,170	6,800	1,900
合計	11,537,570	795,540	-	5,610

2.4 流域の地形、土壌および植生

図2.2はメコン河流域の地形略図である。メコン河流域は地形的にみて五つに大別できる。北部山岳地帯、コラート高原地帯、東部山岳地帯、南部低地、最東南部山岳地帯の五つである。以下に各々の地形、土地利用状況について概説する。

中国からラオスの北部にかけて、標高1500mから2800mの山並みが連なっている。この地帯は平地が少なく、人口は少ない。住民はわずかな平地を耕すか、山間の斜面の樹林を焼き払い陸稲を植えて生活している。山は常緑熱帯雨林に覆われているが、焼畑農業や木材の搬出により、森林は減少しつつある。

メコン河下流域の西側には、ドンピヤエン山脈、ダングレック山脈、メコン河に囲まれるかたちでコラート高原が広がっている。この一帯は標高100mから200mで、起伏は少なく緩やかに南西方向に傾斜している。コラート高原は降雨に恵まれず、大部分は乾燥している。高原全体は中生代の砂岩、頁岩の水平層基盤の上に厚さ60cm程の砂岩を母岩とする定積土、連積土をのせた構造平野で、地表は波状に起伏している。全体的に土地がやせていて生産性は低い。高原を流れる川沿いの地帯では灌漑が急速に普及しつつある。

メコン河下流域の東側にはアンナン山脈がそびえている。アンナン山脈は標高2000m級

の山並みがベトナム南部まで連なっている。大部分は常緑熱帯雨林に覆われているが、北部山岳地帯と同様に森林は減少しつつある。主に砂岩の火成岩の風化によりできた薄い土層から成り、農業生産性が低いことは北部山岳地帯と同様である。

カンボジアの東南部には、カルダモン山脈とエレファント山脈に属する山岳が横たわっている。この地帯は雨量が多く、年間降水量が 4000mm を越すところもある。密林が多く人口は少ないので農業は発達していない。

メコン河下流域の南側は低地が広がっている。これが南部低地地帯である。コンポンチャムの南から南シナ海まで広大な平野が広がっている。これがメコンデルタである。デルタでは9月から11月にかけて河川が増水し、広大な規模で水が溢れているが、氾濫水を利用して稲作が行われている。

また、下流ではトンレサップ川を経て大湖とメコン河本流が接続する。大湖は雨季になるとメコン河の遊水池の役目を果たす。トンレサップ川を通して運ばれるメコン河からの土砂や、大湖周辺の河川の吐き出す土砂は大湖とトンレサップ川の底を浅くしている。

大湖の周りは標高の低い盆地で、森林地帯になっている。毎年増水期には樹木の枝の辺りまで冠水し、淡水魚の絶好の産卵場となる。大湖周辺の沖積平野は、その土壌の母岩が砂岩で、コラート高原に比較すれば農業生産性は高い。

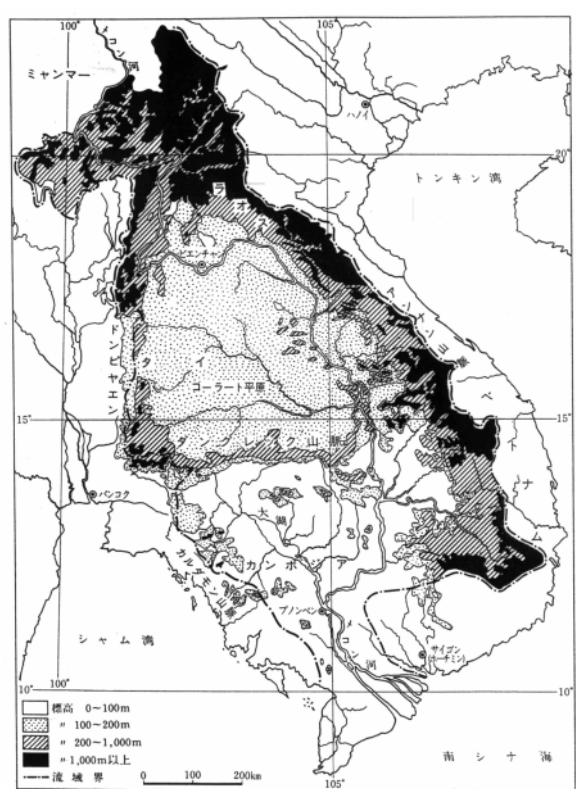


図 2.2 メコン河下流域の地形略図 9)

2.5 流域の地質

メコン河流域は、新生代古第三紀時代以前の古い地殻運動により形成され、比較的安定した地域である。流域の東側のアンナン山脈は古代に隆起した。北の山岳は始生代、原生代、古生代、中生代に形成され、流域の西側は中生代、古第三紀時代に形成された。南の下流デルタは、古第三紀時代の急速な侵食で北の山岳に峡谷が形成され洪水により河川水が氾濫した結果、微細な砂、シルト、粘土より成る洪積層と沖積層が広く分布して形成された。

ラオスの首都ビエンチャンより上流を見てみると、千枚岩、石灰岩、頁岩、粘板岩、珪岩、片岩および火成岩などが入り混じった複雑な構造になっている。一方ビエンチャン付近の南に横たわるコラート高原は中生代の水成岩層で構成されており、堆積したシルト質ないし砂岩質の地層で形成されている。

2.6 降雨量

図 2.3 はメコン川下流域の年降雨量分布図を示したものである。この領域に降った雨が全てメコン河に注ぐこととなる。メコン河下流域は熱帯に属しており、年間の気温はほぼ一様である。モンスーンの影響で4月から10月までが雨期で11月から3月までが乾期となる。全体的には年間降水量は1600mm程度である。北部山岳地帯およびアンナン山脈では降水量が多いが、コラート高原とトンレサップ湖周辺は乾燥していることがわかる。

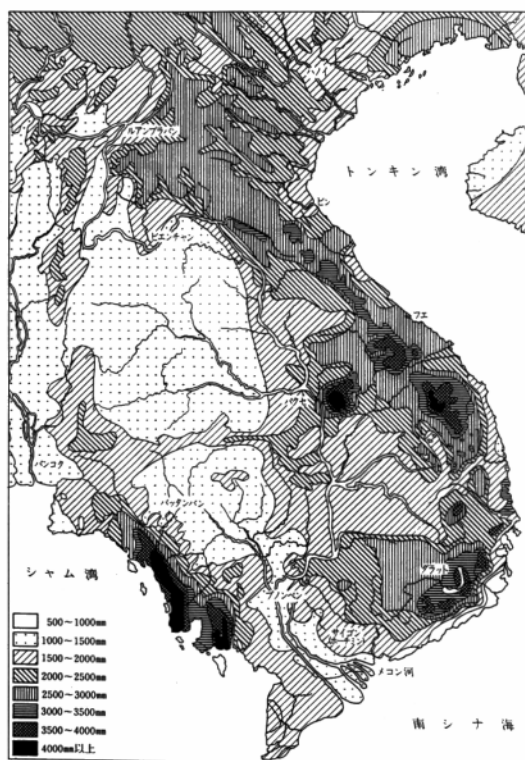


図 2.3 メコン河下流域の年間降水量分布⁹⁾

2.7 河川水位

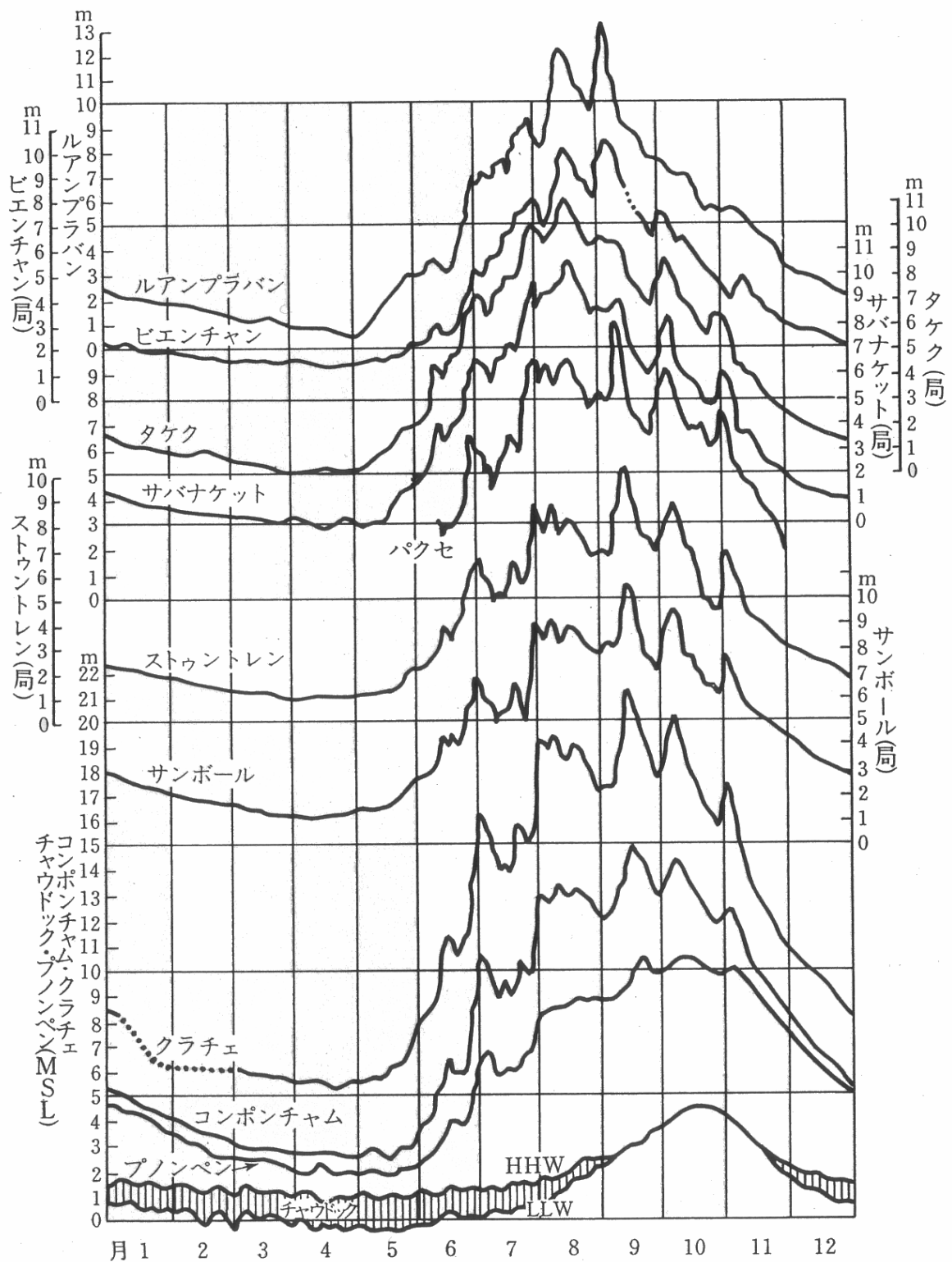
メコン河下流域では降雨が河川の水位を決定する。5～6月頃、東南モンスーンの到来に続いてメコン河は増水を始める。上流では8～9月に最高水位、下流では9～10月に最高水位となる。それを過ぎると12月まで急速に下る。1月以降の水位は徐々に下り4月で最低となる。メコン河の各地の標準的水位曲線を図2.4に示す。

2.8 河川流量

メコン河流域のうち上流域(中国, ミャンマー)は全流域の約24%に当たる約18万9000 km²の面積をもつが、1年間にその上流域自体から流れ出す量はおおよそ全流域の年間流出量約4500億m³のほぼ18%, すなわち約800億m³程度である。下流域からは残りの82%, 約3700億m³が流れ出ている。メコン河本流各地点の流量を表2.2に示す。

表 2.2 メコン河本流各地点の流量

観測地点	流域面積 1000km ²	記録期間	流量m ³ /秒			年間平均 流出量 10 ⁹ m ³
			最大	最小	平均	
チェンセン	189	1961～92	23,500	540	2,790	88
ビエンチャン	299	1913～92	26,000	700	4,020	146
パクセ	545	1934～92	57,800	1,060	10,400	327
クラチエ	646	1924～68	66,700	1,250	14,000	441
プノンペン	663	1960～73	49,700	1,250	13,130	414



HHWは最高水位，LLWは最低水位，(局)は局地水位を示す

図 2.4 メコン河各地の標準的水位曲線

2.9 地下水

メコン河下流域では地下水の開発は未だ進んでおらず、郊外の住民は、水資源を川、沼、雨水に頼っている。衛生上問題がある上に、乾期は水量が不足する。カンボジアは地下水資源の開発を進めており、近年では JICA 等の様々な機関が地下水資源の開発に着手している¹⁰⁾。

下流域の地下水は塩分や鉄分を含んでいるところもあるが、多くの地域で飲料可能である。JICA の調査では、カンボジアの各地で乾期の地下水位は 3m から 4m の位置に分布している。また、Pray Veng 州の各地で測定された地下水位¹¹⁾は氾濫域では地下水位の変動は大きく、特に氾濫期には地表面近くにまで地下水位が達する。

2.10 現地調査

平成 17 年 3 月 15 日から 20 日にかけてラオス国ビエンチャンの河岸浸食現場において地盤試料の採集と分析を行った。

調査は、4 箇所の河岸浸食現場において土壌サンプルの収集、ペーン試験、湧水地点の確認、堆積土砂分析、パイピングの痕跡調査を中心に行った。写真 2.1 に調査作業を示す。



崩壊地点の土壌サンプルの収集



大小の穴が存在する



一部流出による侵食痕跡がある



湧水地点の確認

写真 2.1 ビエンチャン河岸浸食現場調査

2.10.1 土壌密度

以下にラオスから持ち帰った現地河岸の土の物理的性質および力学的性質を述べる。

土粒子の密度試験結果を表 2.3 に示す。なお、本試験は JIS A 1202 に準拠した。土粒子密度は比較的大きな値を示している。これは、土の成分に何らかの比重の大きな物質が含まれているためであると考えられる。なお、LC-A は hole A および、LC-B1~B3 はそれぞれ、ボーリング孔 hole A, hole B より採取した粘土である。LS-B は hole B から採取した下層のシルト質砂、SS-1~SS-5 は上層のシルト質砂である。

表 2.3 圧密試験結果

Soil samples	Details	Soil particle density, ρ_d [g/cm ³]
LC-A	From G.L.-6m in hole A	2.770
LC-B1	From G.L.-3m in hole B	2.752
LC-B2	From G.L.-6m in hole B	2.739
LC-B3	From G.L.-9m in hole B	2.754
LS-B	From G.L.-12m in hole B	2.686
SS-1		2.723
SS-2		2.732
SS-3	Surface soil	2.729
SS-4		2.726
SS-5		2.715
LC-BS1	Block sample at point1	2.725
LC-BS2	Block sample at point2	2.722

2.10.1 保水性

不飽和土は水を保持しようとする性質（保水性）を持っている。この保水性は土の水分量によって大きく変化するため、ポテンシャルエネルギーという定量的な値で表される。このうち、マトリックポテンシャルは、土が水を引き付ける作用のみを取り出したもの（負値を示し、サクションとも呼ばれる）で、土の水分量と深い関係がある。保水性試験では土の水分量とマトリックポテンシャルとの関係を水分特性曲線として表わす。この曲線は土粒子自体の構造と土粒子間の構造、あるいは乾燥密度、特に間隙構造と深く関わっている。この水分特性曲線は吸水過程と脱水過程では経路がかなり異なり、ヒステリシスを示す。また、透水係数も飽和度によって大きく変化する。以上のような理由から、不飽和土の浸透問題を取り扱う場合、土の保水性は非常に重要な物理特性である。

本研究においては、土試料 LC-BS1 および LC-BS2 について、加圧法および蒸気圧法による保水性試験を行った。加圧法における脱水過程では、供試体に空気圧（サクション）

を与え、排水量が一定になるのを確認してから、さらにサクションを大きくする操作を繰り返した。逆に、吸水過程ではサクションを小さくし、吸水量が一定になるのを確認してから、さらにサクションを小さくする操作を繰り返した。加圧法で用いた試験装置と使用したセラミックディスクの主要諸元をそれぞれ写真-3.1、表-3.2 に示す。蒸気圧法では、塩の飽和溶液として塩化ナトリウム (NaCl) を用い、さらに、水分平衡を早めるために、五酸化リン (P2O5) の入った除湿装置を介して、真空ポンプでデシケータ内を-1kPa 程度に減圧した。また、室内の温度は 20 °C に保った。加圧法によって得られた水分特性曲線と蒸気圧法によって得られた含水比を、それぞれ図-3.2、表-3.3 に示す。水分特性曲線は浸透解析における利便性から、図-3.2 の横軸は飽和度で示した。また、蒸気圧法に用いた土試料の土中水には塩類などの溶質がほとんど溶け込んでいないと考えられるので、表-3.3 に示される全ポテンシャルはマトリックポテンシャルとほぼ等価であると見なした。なお、本試験は JGS 0151 に準拠した。

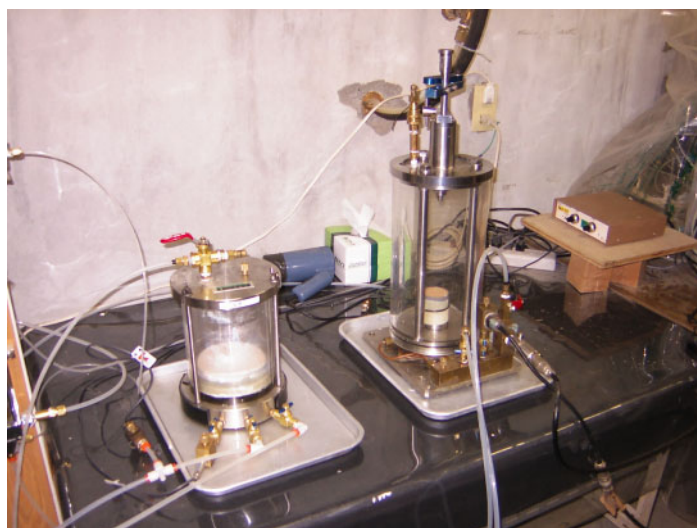


写真 2.2 加圧法装置

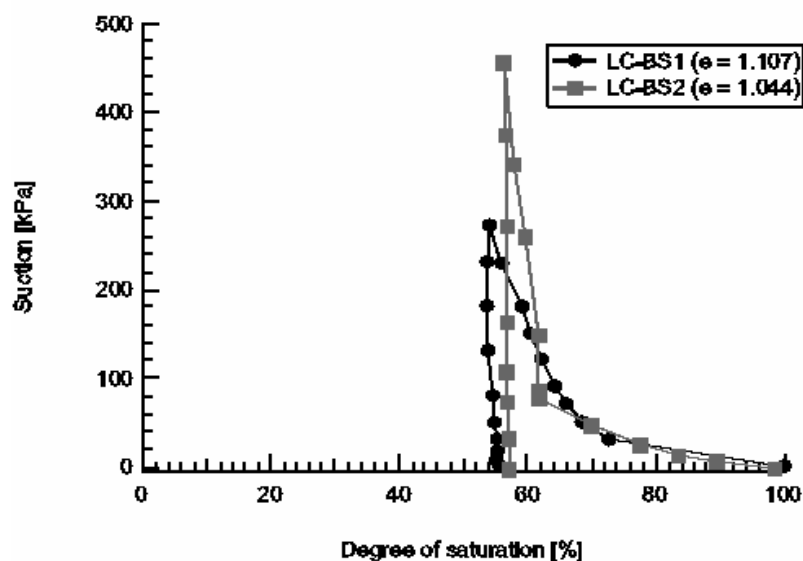


図 2.4 加圧法によって得られた水分特性曲線

表 2.4 セラミックディスクの主要緒言

Device	Air entry value [kPa]	Bubbling pressure [PSI]	Approximate porosity [% vol.]	Saturated hydraulic conductivity [cm/s]	Maximum pore size [μm]
1	300	46 to 70	34%	2.5×10^{-7}	0.7
2	500	80	31%	1.21×10^{-7}	0.5

表 2.5 蒸気圧法によって得られた含水比

Soil samples	Chemicals	Total potential [kPa]	Initial water content [%]	Water content [%]
LC-BS1	NaCl	39000	11.7	2.85
LC-BS2	NaCl	39000	19.0	2.86

2.10.3 粒度分布

現地調査でサンプリングした土試料の粒径加積曲線を図 2.5 に示す。現地河岸の上層のシルト質砂に関しては、粒径加積曲線がほぼ同様であるので、SS-1 のみを示した。日本統一分類法によれば、現地河岸の土は粒径加積曲線より、LS-B と SS-1 はシルト質砂であり、LC-A, LC-B1~3, LC-BS1~2 は粘性土であることがわかる。なお、本試験は JIS A 1204 に準拠した。

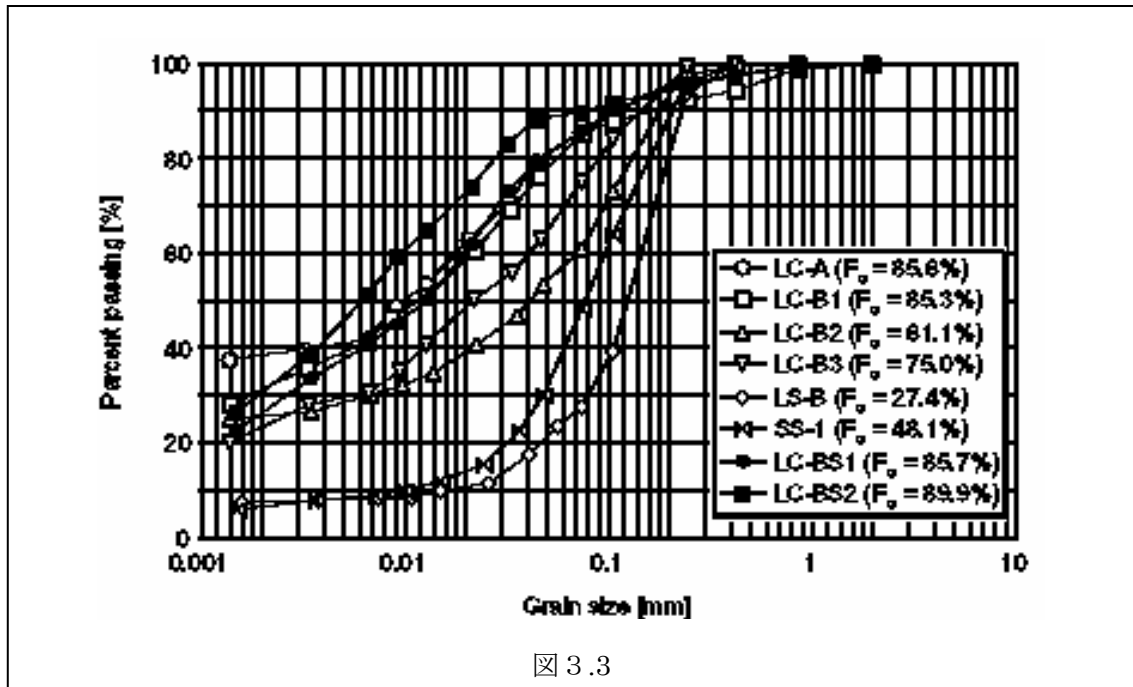


図 3.3

2.10.4 液性限界・塑性限界

現地河岸の粘性土に関して液性限界・塑性限界試験を行った。土の液性限界，塑性限界，塑性指数および土の工学的分類を表 2.6 に示す。ここで，土の工学的分類方法は日本統一分類法によった。表 2.6 に示すように，LC-A，LC-BS1-2 の分類は粘土（低液性限界）にあたることがわかる。また，試料調達が容易でないことから，LC-B1-3 に関しては試験を行わなかったが，図 2.5 に示した粒度分布から推測すれば，LC-A および LC-BS1-2 のそれとほぼ同様であると考えられる。なお，本試験は JIS A 1205 に準拠した。

表 2.6 土の工学的分類

Soil samples	Liquid limit [%]	Plastic limit [%]	Plasticity index	Classification
LC-A	28.9	15.6	13.3	Clay (low water limit)
LS-B	—	—	—	Silty sand
SS-1	—	—	—	Silty sand
LC-BS1	33.7	19.5	14.2	Clay (low water limit)
LC-BS2	35.3	21.7	13.6	Clay (low water limit)

2.10.5 圧密特性

現地河岸より採取した粘土（LC-BS2）に関して圧密試験を行った。圧密試験は表 2.6 に示す液性限界の 1.5 倍程度の含水比で練り返し，スラリー状にして，圧密試験装置を用いて行った。圧密試験の結果を図 2.6 に示す。現地河岸地盤（point2）の間隙比の平均は 0.713 であったが，これに対応する圧密圧力は図 2.6 から 193.5kPa となる。試料サンプリング位置（point2，深度 3m 程度）における土被り圧は，大きく見積もっても 50~60kPa であるため，原地盤は過圧密状態あるいは何らかの化学的作用によって固結している，もしくは不飽和になったことよりサクシオンが増加し密な状態になったと考えられる。

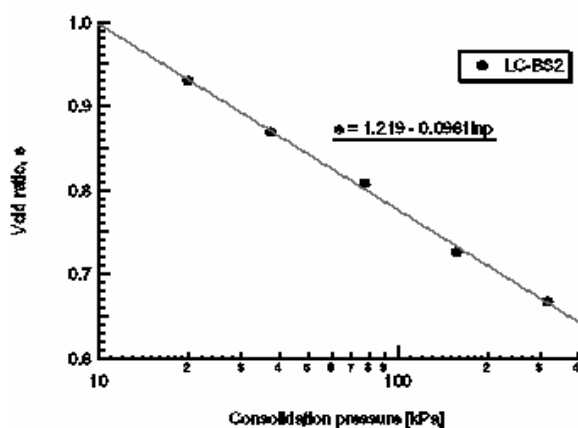


図 2.6 圧密試験結果

2.10.6 透水性

現地河岸より採取した粘土について透水試験を行った。試料の量が限られていたために、LC-B1, LC-B2 および LC-B3 を混合したものと LC-BS2 について透水性を調べた。LC-B1～3 を混合したものは変水位透水試験を行い、LC-BS2 については、圧密試験装置を用いて、圧密試験と同時に透水試験も行った。透水試験の結果を表 2.7 に示す。この結果より、原地盤の粘土の飽和透水係数は非常に小さいことがわかる。つまり、現地河岸の地下水位も変動しにくいことが推測される。

表 2.7 透水試験結果

Soil samples	Dry density [g/cm ³]	Void ratio	Hydraulic conductivity [cm/s]
Mixed clay of LC-B1～3	1.639	0.677	5.98×10 ⁻⁸
	1.410	0.930	1.63×10 ⁻⁷
	1.456	0.869	8.56×10 ⁻⁸
LC-BS2	1.505	0.808	4.11×10 ⁻⁸
	1.577	0.726	2.31×10 ⁻⁸
	1.633	0.667	9.96×10 ⁻⁹

2.10.7 せん断特性

当日の調査とは別に 2004 年 10 月の現地調査時に、Wat Chomcheng 敷地内の河岸斜面において、粘土層をブロックサンプリングし、現地において不飽和一軸圧縮試験をおこなった。

ブロックサンプリングは深度 4m (point1) と深度 3m (point2) の 2 地点で行なった。また、ブロックサンプリング試料を成形した一軸供試体を写真 2.3 に示す。一軸圧縮試験を行った試料の含水比、間隙比および飽和度を表 2.8 にまとめた。図 2.7 に示すように、point1 および point2 における一軸圧縮強度は全体的に大きな値となった。一般的に、粘性土のせん断強度は飽和度と密接に関わっており、飽和度が高くなるほどせん断強度は低下するため、今回サンプリングを行ったような飽和度の低い地盤では、粘性土のせん断強度が大きくなったと考えられる。現地河岸より採取した粘土 (LC-BS2) の飽和一軸試験を実験室においておこない、せん断強度を測定した。まず、試料を表 2.6 に示す液性限界の 1.5 倍程度の含水比でスラリー状にする。脱気した試料を直径 10cm、高さ 20cm のサミット缶に投入し、図 2.6 に示される結果をもとに、間隙比が現地と同程度となるような圧密圧力 193.5kPa で圧密をおこなった。サミット缶から試料を取り出し、そこから直径 3.5cm、高さ 7cm の一軸供試体を 3 本成形した。この供試体を用いて行った一軸圧縮試験結果を図 2.7 に示し、また、表 2.9 に供試体の状態を示す。なお、一軸圧縮強度 q_u は、ピーク点が表れなかったため鉛直ひずみ 15%での圧縮応力を一軸圧縮強度とした。また、供試体はす

べて飽和状態にあった。ここでおこなった一軸圧縮試験はすべて JIS A 1216 に準拠した。JICA は Wat Chom Cheng における地盤調査報告書の中で、現地河岸の粘土に対しておこなった圧密非排水せん断試験（CU 試験）結果（図 2.8 参照）を報告している。

図 2.8 によれば、現地飽和粘土に原地盤と同等の土被り圧を与えた際のせん断強度は、本研究でおこなった飽和一軸試験より求められたせん断強度（図 2.7）より大きい強度となっている。これは、粘土を練り返すことによって、原地盤で構成されていた土骨格構造が壊されたことによるものであると考えられ、同様の間隙比を有していても強度は再現できないことがわかった。また、図 2.8 に示されるせん断強度は、図 2.7 より求められる不飽和粘土に対するせん断強度とほとんど変わらず、原地盤の粘土層のせん断強度は飽和度が高くともあまり変化しないことが推測される。



写真 2.3 一軸供試体

表 2.8 間隙比と飽和度

Sampling soil	$q_u/2$ [kPa]	Void ratio	Water content [%]	S_r [%]
point1-1	121.56	0.793	13.2	45.36
point1-2	119.24	0.612	14.0	62.34
point1-3	124.37	0.662	15.0	61.74
point2-1	60.55	0.723	20.3	76.43
point2-2	56.67	0.756	18.6	66.97
point2-3	113.85	0.670	17.9	72.72
point2-4	111.77	0.701	18.4	71.45

表 2.9 供試体の状態

Sample No.	$q_u/2$ [kPa]	Void ratio	Water content [%]	S_r [%]
1	22.60	0.648	25.75	100
2	19.62	0.661	25.87	100
3	20.82	0.694	25.94	100

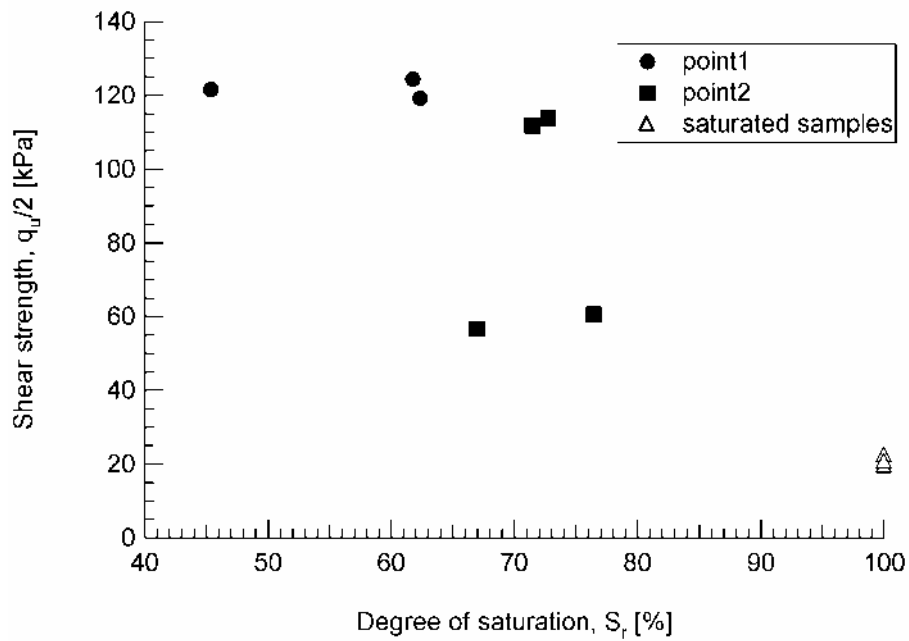


図 2.7 一軸圧縮試験結果

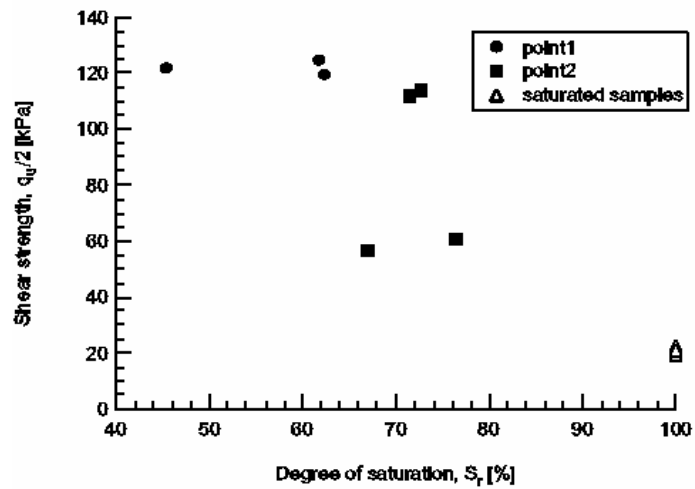


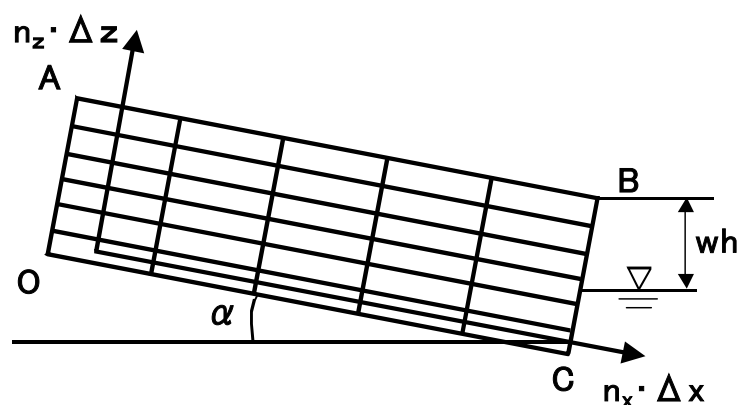
図 2.8 せん断強度

第3章 地中流計算

3.1 モデル構造

地中流数値モデルは横尾らのモデルと同様な構造とした¹²⁾。数値モデルの構造の概略を図3.1.1に示す。モデル全体は水平面に対して α 度傾斜している。モデル上流端の底面より斜面方向に x 軸を、底面に垂直上向きに z 軸を設定した。一つの格子サイズは、 x 方向に Δx 、 z 方向に Δz とし、その格子を x 方向に n_x 個、 z 方向に n_z 個並べて土壌モデルを構成した。

図 3.1.1 モデル構造



3.2 支配方程式

地中に含まれる水は、地下水面の上方において不飽和状態にあり、その下方において飽和状態にある。樞根（1980）は、不飽和状態で地中に滞留している水を土壌水、飽和状態で滞留している水を地下水と区別している。また、土壌水と地下水を合わせたものが、地中水と定義している。

地中水の挙動は、すべて Darcy 則の適用範囲

$$R_e = \frac{VL}{\nu} < 1 \sim 10 \quad (3.2.1)$$

（ Re : Reynolds 数, V : 流速(m/s), L : 土粒子の直径(m), ν : 動粘性係数(m²/s) ）

を満たすとすると、Darcy 則を不飽和域にまで拡張した Richards 式により記述される。不飽和域における透水係数を土壌や地質中の体積含水率の関数とすることにより、Richards 式は不飽和域の水の運動を巧みにモデル化したものであり、次のように導かれる。

土壌や地質などの多孔体の立方体領域における水の連続式は、

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \quad (3.2.2)$$

（ θ : 体積含水率, t : 時刻(s), u : x 方向流速(m/s), v : y 方向流速(m/s), w : z 方向流速(m/s) ）

となる。また、不飽和域に拡張した Darcy 則は、

$$u = -K_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad (3.2.3)$$

$$v = -K_y \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad (3.2.4)$$

$$w = -K_z \frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (3.2.5)$$

$\left(\begin{array}{l} K_x : x \text{ 方向の不飽和透水係数(m/s), } K_y : y \text{ 方向の不飽和透水係数(m/s),} \\ K_z : z \text{ 方向の不飽和透水係数(m/s), } \phi : \text{水理水頭(m)} \end{array} \right)$

と書ける。式(3.2.3)~(3.2.5)を式(3.2.2)に代入すると、

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) \quad (3.2.6)$$

となる。x-z 平面において 2 次元表示すれば、

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) \quad (3.2.7)$$

となる。図 3.1.1 のように 2 次元の座標をとると、水理水頭は圧力水頭を用いて

$$\phi = \Psi - x \sin(\text{ang}) + z \cos(\text{ang}) \quad (3.2.8)$$

と書ける。これを式(3.2.7)に代入すると、
 $\left(\begin{array}{l} \Psi : \text{圧力水頭(m), } \text{ang} : \text{勾配(deg)} \end{array} \right)$

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial \Psi}{\partial x} - K_x \sin(\text{ang}) \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial \Psi}{\partial z} + K_z \cos(\text{ang}) \right) \quad (3.2.9)$$

となる。次式で定義される比水分容量

$$C = \frac{\partial \theta}{\partial \Psi} \quad (3.2.10)$$

C : 比水分容量(1/m)

を用いると、式(3.2.9)は、

$$C \frac{\partial \Psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial \Psi}{\partial x} - K_x \sin(\text{ang}) \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial \Psi}{\partial z} + K_z \cos(\text{ang}) \right) \quad (3.2.11)$$

となり、見かけ上の従属変数を Ψ に統一できる。これが、図 3.1.1 のようなモデル中の水の運動に関する支配方程式である。式(3.2.11)は、圧力水頭 Ψ と体積含水率 θ の関係、ならびに圧力水頭 Ψ と不飽和透水係数 K_x , K_z の関係がなければ解くことができない。これらの関係については次節でまとめる。また、式(3.2.11)は強い非線形性を有しており、解析解を得ることはできない。よって、差分法や有限要素法などによる数値解を求める方法が一般的である。

3.3 土壌特性

式(3.2.11)を解く際に必要不可欠な圧力水頭 Ψ と体積含水率 θ の関係，ならびに圧力水頭 Ψ と不飽和透水係数 K_x , K_z の関係が必要不可欠である．圧力水頭 Ψ と体積含水率 θ の関係，ならびに圧力水頭 Ψ と不飽和透水係数 K_x , K_z の関係は実測や室内実験を通して経験的に求められ，それらの結果を元に数多くの関係式が提案されてきた． $\Psi - \theta$ 関係， $\Psi - K_x$ 関係， $\Psi - K_z$ 関係は地中水の挙動を解析する上で極めて重要であり，

- ・ 多くの土壌に適合性がよいこと
- ・ パラメータの物理的な意味が明らかなこと
- ・ 簡単な式形で表現されていること
- ・ 多くの適用例があること

などの条件を満たすことが求められる．本研究は横尾ら¹²⁾が採用した $\Psi - \theta$ 関係式， $\Psi - K_x$ 関係式， $\Psi - K_z$ 関係式と同様なものとした．

3.3.1 圧力水頭 Ψ と体積含水率 θ の関係

谷(1985)は，限界毛管水頭付近の曲線に緩和部を持たせた次式を提案した¹³⁾．

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left(\frac{\Psi'}{\Psi_0} + 1 \right) \exp\left(- \frac{\Psi'}{\Psi_0} \right) \quad (3.3.1)$$

$$\left. \begin{array}{l} \Psi' = \Psi \quad (\Psi \leq 0) \\ \Psi' = 0 \quad (\Psi > 0) \end{array} \right\} \quad (3.3.2)$$

$\left[\begin{array}{l} S_e : \text{有効飽和度}, \theta : \text{体積含水率}(\text{cm}^3/\text{cm}^3), \\ \theta_s : \text{飽和体積含水率}(\text{cm}^3/\text{cm}^3), \theta_r : \text{残留体積含水率}(\text{cm}^3/\text{cm}^3) \end{array} \right]$

谷式は物理的意味の明白なパラメータのみで構成されていて，式形が簡単で扱いやすいモデルである．また，Kosugi(1994)によって多くの土壌に適用性があることが確かめられている．

3.3.2 圧力水頭 Ψ と不飽和透水係数 K_x , K_z の関係

本研究では Ψ と K_x および Ψ と K_z の関係には同一の関係式を用いているため，ここでは圧力水頭 Ψ と不飽和透水係数 K_x の関係式で代表させる．

Brutsaert(1966)は，式(3.3.3)を提案した¹⁴⁾．一般に， $\beta=3.5$ という値が広い範囲で実験とよく一致するようである(日野ら，1989)．なお，Irmay(1954)は理論的に $\beta=3.0$ を導いて

いる.

$$K_x(\theta) = K_{s_x} S_e^\beta \quad (3.3.3)$$

$$\left(\begin{array}{l} K_x : \text{不飽和透水係数(m/s)}, K_{s_x} : \text{飽和透水係数(m/s)}, \\ S_e : \text{有効含水率}, \beta : \text{パラメータ} \end{array} \right)$$

Brutsaert の式は飽和透水係数と不飽和透水係数の関係が明瞭で、パラメータ β の特性は (谷, 1985) により詳細に検討されており β の物理的意味が明白である.

3.4 地中流モデルの離散化表示法

3.4.1 Richards 式の離散化法

本節では、式(3.2.11)に示した 2 次元矩形断面モデルの Richards 式を離散化する. なお、圧力水頭 Ψ と体積含水率 θ の関係には谷式(1985)を、圧力水頭 Ψ と不飽和透水係数 K の関係には Brutsaert(1966)の式を採用し、土壌特性を決定した. Richards 式、谷式、Brutsaert の式を再記すれば、次のようになる.

$$C \frac{\partial \Psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial \Psi}{\partial x} - K_x \sin(\text{ang}) \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial \Psi}{\partial z} + K_z \cos(\text{ang}) \right) \quad (3.4.1)$$

$$\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left(\frac{\Psi'}{\Psi_0} + 1 \right) \exp \left(- \frac{\Psi'}{\Psi_0} \right) \quad (3.4.2)$$

$$C = -(\theta_s - \theta_r) \frac{\Psi'}{\Psi_0^2} \exp \left(- \frac{\Psi'}{\Psi_0} \right) \quad (3.4.3)$$

$$\left. \begin{array}{l} \Psi' = \Psi \quad (\Psi \leq 0) \\ \Psi' = 0 \quad (\Psi > 0) \end{array} \right\} \quad (3.4.4)$$

$$K_x(\theta) = K_{s_x} \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^\beta \quad (3.4.5)$$

$$K_z(\theta) = K_{s_z} \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^\beta \quad (3.4.6)$$

式(3.4.1)を離散化する際、拡散項に Taylor 展開に基づく差分形式の式(3.4.7)を適用する

のは水収支の観点からして好ましくないことが Patankar(1980)や藤井(1994)により指摘されている。

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} = \frac{\Psi_{i-j,1} - 2\Psi_{i,j} + \Psi_{i+1,j}}{\Delta x^2} \quad (3.4.7)$$

これに対し、大野ら(1998)は式(3.4.1)を Taylor 展開に基づく差分近似ではなく、保存形を考慮した有限体積法による差分近似とすることで水収支に関する誤差を大幅に減少させることができることを報告している¹⁵⁾。これに従うと、式(3.4.1)はまず次式のように差分化される。

$$\begin{aligned} C_{i,j} \frac{\partial \Psi_{i,j}}{\partial t} = & \frac{1}{\Delta x} \left[Kx_{i+1/2,j} \left(\frac{\partial \Psi_{i+1/2,j}}{\partial x} - \sin(\text{ang}) \right) - Kx_{i-1/2,j} \left(\frac{\partial \Psi_{i-1/2,j}}{\partial x} - \sin(\text{ang}) \right) \right] \\ & + \frac{1}{\Delta z} \left[Kz_{i,j+1/2} \left(\frac{\partial \Psi_{i,j+1/2}}{\partial z} + \cos(\text{ang}) \right) - Kz_{i,j-1/2} \left(\frac{\partial \Psi_{i,j-1/2}}{\partial z} + \cos(\text{ang}) \right) \right] \end{aligned} \quad (3.4.8)$$

ここで再度、式(3.4.8)を離散化すると次式を得る。

$$\begin{aligned} \frac{C_{i,j}^{n+1}}{\Delta t} (\Psi_{i,j}^{n+1} - \Psi_{i,j}^n) = & \left[Kx_{i-1/2,j}^{n+1} \Psi_{i-1,j}^{n+1} - (Kx_{i-1/2,j}^{n+1} + Kx_{i+1/2,j}^{n+1}) \Psi_{i,j}^{n+1} + Kx_{i+1/2,j}^{n+1} \Psi_{i+1,j}^{n+1} \right] / \Delta x^2 \\ & + \left[Kz_{i,j-1/2}^{n+1} \Psi_{i,j-1}^{n+1} - (Kz_{i,j-1/2}^{n+1} + Kz_{i,j+1/2}^{n+1}) \Psi_{i,j}^{n+1} + Kz_{i,j+1/2}^{n+1} \Psi_{i,j+1}^{n+1} \right] / \Delta z^2 \\ & - (Kx_{i+1/2,j}^{n+1} - Kx_{i-1/2,j}^{n+1}) \sin(\text{ang}) / \Delta x \\ & + (Kz_{i,j+1/2}^{n+1} - Kz_{i,j-1/2}^{n+1}) \cos(\text{ang}) / \Delta z \end{aligned} \quad (3.4.9)$$

式(3.4.9)中において、上付きの添え字 n は時間ステップを表している。また、下付きの添え字 i および j は、それぞれ x 方向 i 番目、 z 方向 j 番目の Control Volume を意味している。なお、時間進行法は完全陰解法で表示している。なお、Control Volume 境界の不飽和透水係数の算出には白木(1998)が提案した「上流法」を採用した¹⁶⁾。上流法は、定常時において圧力水頭計算値が空間刻みによりまったく異なる状態で定留するという日野ら(1989)が指摘した現象を回避するための手法であり、式(3.4.10)および(3.4.11)で示される。

$$Kx_{i\pm 1/2,j} = \begin{cases} Kx_{i,j} & (\phi_{i,j} \geq \phi_{i\pm 1,j}) \\ Kx_{i\pm 1,j} & (\phi_{i,j} < \phi_{i\pm 1,j}) \end{cases} \quad (3.4.10)$$

$$Kz_{i,j\pm 1/2} = \begin{cases} Kz_{i,j} & (\phi_{i,j} \geq \phi_{i,j\pm 1}) \\ Kz_{i,j\pm 1} & (\phi_{i,j} < \phi_{i,j\pm 1}) \end{cases} \quad (3.4.11)$$

式(3.4.9)は保存形の差分形式であり水収支誤差の多くは解消されるが、実際にはまだ誤差が存在する。残る収支誤差は、式(3.4.9)の下線部分が示す水の変化量 $\Delta \theta$ の計算時に生じる。 $\Delta \theta$ は比水分容量 $C(=d\theta/d\Psi)$ と圧力水頭 Ψ の変化量との積である。

$$\Delta\theta_{i,j} = C_{i,j}^{n+1}(\Psi_{i,j}^{n+1} - \Psi_{i,j}^n) \neq \int_{i,j} C \cdot d\Psi \quad (3.4.12)$$

図 3.4.1 に示すように、 $\theta - \Psi$ 関数が非線形であるため、離散値から計算される $\Delta \theta$ はその新値と等しくならない。これに対し、Celia(1990)は比水分容量を起源とする水収支誤差を解消するための反復計算法である「修正 Picard 法」を提案した¹⁷⁾。

修正 Picard 法の導入過程を以下に示す。いま時刻 $n \cdot \Delta t$ での物理量が既知であり、それらの時刻 $(n+1) \Delta t$ での値を予測するとする。修正 Picard 法での反復回数が m 回目まで行われ、未知である $m+1$ 回目の $\Psi_{i,j}^{n+1,m+1}$ と既知である $\Psi_{i,j}^{n+1,m}$ の差を

$$\delta^m = \Psi_{i,j}^{n+1,m+1} - \Psi_{i,j}^{n+1,m} \quad (3.4.13)$$

として定義する。修正 Picard 法では Ψ で記述されている水量項を含水率で表現し直す。具体的には、式(3.4.9)中の下線部分 $C_{i,j}^{n+1}(\Psi_{i,j}^{n+1} - \Psi_{i,j}^n)$ を式(3.4.14)のように θ 表記に書き換える。

$$\begin{aligned} C_{i,j}^{n+1,m}(\Psi_{i,j}^{n+1,m+1} - \Psi_{i,j}^n) &= C_{i,j}^{n+1,m}(\delta_{i,j}^m + \Psi_{i,j}^{n+1,m} - \Psi_{i,j}^n) \\ &= C_{i,j}^{n+1,m}\delta_{i,j}^m + C_{i,j}^{n+1,m}(\Psi_{i,j}^{n+1,m} - \Psi_{i,j}^n) = C_{i,j}^{n+1,m}\delta_{i,j}^m + \theta_{i,j}^{n+1,m} - \theta_{i,j}^n \end{aligned} \quad (3.4.14)$$

式(3.4.9)への導入の際には、すべての $\Psi_{i,j}^{n+1}$ を式(3.4.13)により $\delta_{i,j}^m + \Psi_{i,j}^{n+1,m}$ で置き換え、未知数を式(3.4.15)のように $\delta_{i,j}^m$ に統一する。

$$\begin{aligned}
& \frac{C_{i,j}^{n+1}}{\Delta t} \delta_{i,j}^m \\
& - \frac{1}{\Delta x^2} \left[Kx_{i-1/2,j}^{n+1} \delta_{i-1,j}^m - (Kx_{i-1/2,j}^{n+1} + Kx_{i+1/2,j}^{n+1}) \delta_{i,j}^m + Kx_{i+1/2,j}^{n+1} \delta_{i,j}^m \right] \\
& - \frac{1}{\Delta z^2} \left[Kz_{i,j-1/2}^{n+1} \delta_{i,j-1}^m - (Kz_{i,j-1/2}^{n+1} + Kz_{i,j+1/2}^{n+1}) \delta_{i,j}^m + Kz_{i,j+1/2}^{n+1} \delta_{i,j}^m \right] \\
& = \left(Kx_{i-1/2,j}^{n+1} \Psi_{i-1,j}^{n+1,m} - (Kx_{i-1/2,j}^{n+1} + Kx_{i+1/2,j}^{n+1}) \Psi_{i+1,j}^{n+1,m} + Kx_{i+1/2,j}^{n+1} \Psi_{i+1,j}^{n+1,m} \right) / \Delta x^2 \\
& + \left(Kz_{i,j-1/2}^{n+1} \Psi_{i,j-1}^{n+1,m} - (Kz_{i,j-1/2}^{n+1} + Kz_{i,j+1/2}^{n+1}) \Psi_{i,j}^{n+1,m} + Kz_{i,j+1/2}^{n+1} \Psi_{i,j+1}^{n+1,m} \right) / \Delta z^2 \\
& - (Kx_{i+1/2,j}^{n+1} - Kx_{i-1/2,j}^{n+1}) \sin(\text{ang}) / \Delta x \\
& + (Kz_{i,j+1/2}^{n+1} - Kz_{i,j-1/2}^{n+1}) \cos(\text{ang}) / \Delta z \\
& - (\theta_{i,j}^{n+1,m} - \theta_{i,j}^n) / \Delta t
\end{aligned}$$

(3.4.15)

Successive Over-Relaxation(SOR)法と同様に、反復計算による最新の解を常に $\Psi_{i,j}^{n+1,m}$ とし

て代入することによれば、式(3.4.15)は式(3.4.16)のように記述される。

$$\begin{aligned}
& \left[\frac{C_{i,j}^{n+1}}{\Delta t} + (Kx_{i-1/2,j}^{n+1} + Kx_{i+1/2,j}^{n+1}) / \Delta x^2 + (Kz_{i,j-1/2}^{n+1} + Kz_{i,j+1/2}^{n+1}) / \Delta z^2 \right] \delta_{i,j}^{n+1,m} \\
& = - (Kx_{i-1/2,j}^{n+1} + Kx_{i+1/2,j}^{n+1}) \Psi_{i,j}^{n+1,m} / \Delta x^2 \\
& - (Kz_{i,j-1/2}^{n+1} + Kz_{i,j+1/2}^{n+1}) \Psi_{i,j}^{n+1,m} / \Delta z^2 \\
& + [Kx_{i-1/2,j}^{n+1} \Psi_{i-1,j}^{n+1,m} + Kx_{i+1/2,j}^{n+1} \Psi_{i+1,j}^{n+1,m}] / \Delta x^2 \\
& + [Kz_{i,j-1/2}^{n+1} \Psi_{i,j-1}^{n+1,m} + Kz_{i,j+1/2}^{n+1} \Psi_{i,j+1}^{n+1,m}] / \Delta z^2 \\
& - (Kx_{i+1/2,j}^{n+1} - Kx_{i-1/2,j}^{n+1}) \sin(\text{ang}) / \Delta x \\
& + (Kz_{i,j+1/2}^{n+1} - Kz_{i,j-1/2}^{n+1}) \cos(\text{ang}) / \Delta z \\
& - (\theta_{i,j}^{n+1,m} - \theta_{i,j}^n) / \Delta t
\end{aligned} \tag{3.4.16}$$

解である $\Psi_{i,j}^{n+1}$ は、修正量 $\delta_{i,j}^m$ を求めて式(3.4.13)から逆算することになる。反復計算では、

収束判定基準 $|\delta_{i,j}^m| < \varepsilon$ (ε : 実定数) が満たされれば反復終了とみなす。

修正 Picard 法により水収支誤差が解消される理由は次のように説明される。式(3.4.12)に対応する式は(3.4.14)より次のように書き直せる。

$$\Delta\theta_{i,j} = C_{i,j}^{n+1,m} \delta_{i,j}^m + (\theta_{i,j}^{n+1,m} - \theta_{i,j}^n) \quad (3.4.17)$$

式(3.4.17)中の $\delta_{i,j}^m$ は反復の収束とともにゼロに近づくものであるから、反復を終了する段

階において $\Delta\theta_{i,j} \approx \theta_{i,j}^{n+1,m} - \theta_{i,j}^n$ となり、 $\Delta\theta$ は単純に θ のみから計算されることになる(図

3.4.2). 一方で式(3.4.12)の $\Delta\theta$ は比水分容量 C と圧力水頭 Ψ の離散変化量との積であるため離散化にともなう誤差を含む。この様に修正 Picard 法は Ψ ベースの Richards 式の解法でありながら、水量変化項を含水率であらわすことにより、先に述べた式(3.4.12)のもつ構造的な水収支誤差を理論上ゼロとしている。

3.4.2 初期条件および境界条件

最終的に解くべき方程式は、式(3.4.16)である。この式は、初期条件および境界条件を用いなければ解くことができない。式(3.4.16)の解は数学的には任意の初期条件および境界条件の下で解が求まる。

本研究では、乾季の時期に発生する河岸崩壊を再現するために、雨季から乾季に変わる時期を想定し、圧力水頭は静水圧分布で与えた。また、 wh を河川水位と見なし、地表面と同じ高さに与えた。これらを初期条件とした。

境界条件は、日野ら(1989)が提示した手法を採用した¹⁸⁾。上流端は分水界であるとしたので、上流端($x=0$)での境界条件式は水理水頭 $\phi=0(x=z=0)$ として、

$$\frac{\partial\phi}{\partial x} = 0 \quad (3.4.18)$$

これを Ψ ベースの式に書き換えると、

$$\frac{\partial\Psi}{\partial x} = \sin(\text{ang}) \quad (3.4.19)$$

であり、これを差分式で表示すると

$$\Psi_{0,j}^{n+1} = \Psi_{1,j}^{n+1} + \Delta x \cdot \sin(\text{ang}) \quad (3.4.20)$$

となる。

透水層下端($z=0$)においては、

$$\frac{\partial\phi}{\partial z} = 0 \quad (3.4.21)$$

であり、これを Ψ ベースの式に書き換えると、

$$\frac{\partial \Psi}{\partial z} = -\cos(\text{ang}) \quad (3.4.22)$$

となる．よってこれを差分式で表示すると，

$$\Psi_{i,0}^{n+1} = \Psi_{i,1}^{n+1} - \Delta z \cdot \cos(\text{ang}) \quad (3.4.23)$$

である．

下流端($x=n_x \cdot \Delta x$)においては， $z > wh/\cos(\text{ang})$ の場合，

$$\begin{cases} \phi = -x \cdot \sin(\text{ang}) + z \cdot \cos(\text{ang}) & (\text{飽和時}) \\ \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = 0 & (\text{不飽和時}) \end{cases} \quad (3.4.24)$$

である．これを Ψ ベースの式に書き換えると，

$$\begin{cases} \Psi = 0 & (\text{飽和時}) \\ \frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} = 0 & (\text{不飽和時}) \end{cases} \quad (3.4.25)$$

となる．これを差分式で表示すると，

$$\begin{cases} \Psi_{n_x,j}^{n+1} = 0 & (\text{飽和時}) \\ \Psi_{n_x,j}^{n+1} = 2\Psi_{n_x-1,j}^{n+1} - \Psi_{n_x-2}^{n+1} & (\text{不飽和時}) \end{cases} \quad (3.4.26)$$

である．

下流端($x=n_x \cdot \Delta x$)において，下流端の湛水部 $z < wh/\cos(\text{ang})$ の場合，

$$\phi = wh \cdot z \cdot \cos(\text{ang}) - x \cdot \sin(\text{ang}) + z \cdot \cos(\text{ang}) \quad (3.4.27)$$

これを Ψ ベースの式に書き換えると

$$\Psi = wh \cdot z \cdot \cos(\text{ang}) \quad (3.4.28)$$

となる．これを差分式で表示したのが次式である．

$$\Psi_{n_x,j}^{n+1} = wh - j \cdot \Delta z \cdot \cos(\text{ang}) \quad (3.4.29)$$

透水層上端($z=n_z \cdot \Delta z$)での境界条件は，降雨や蒸発散を考慮したものでなければならない．不飽和域まで適用範囲を確証した Darcy 則を表す式(3.2.3)～(3.4.5)を参考にすると，

$$r(t) \cdot \cos(\text{ang}) = -Kz \frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (3.4.30)$$

が境界条件式となる．ただし， $r(t)$ は降雨強度または蒸発強度である．これを Ψ ベースの式に書き換えると，

$$\frac{\partial \Psi}{\partial z} = \left(1 - \frac{r(t)}{Kz}\right) \cdot \cos(\text{ang}) \quad (3.4.31)$$

となる．これを2次精度の差分式での差分表示をすると，

$$\Psi_{i,n_z}^{n+1} = \frac{1}{3} \left\{ 4\Psi_{i,n_z-1}^{n+1} - \Psi_{i,n_z-2}^{n+1} + \left(\frac{r_i^{n+1}}{Kz_{i,n_z}^{n+1}} \right) 2\Delta z \cos(\text{ang}) \right\} \quad (3.4.32)$$

となる.

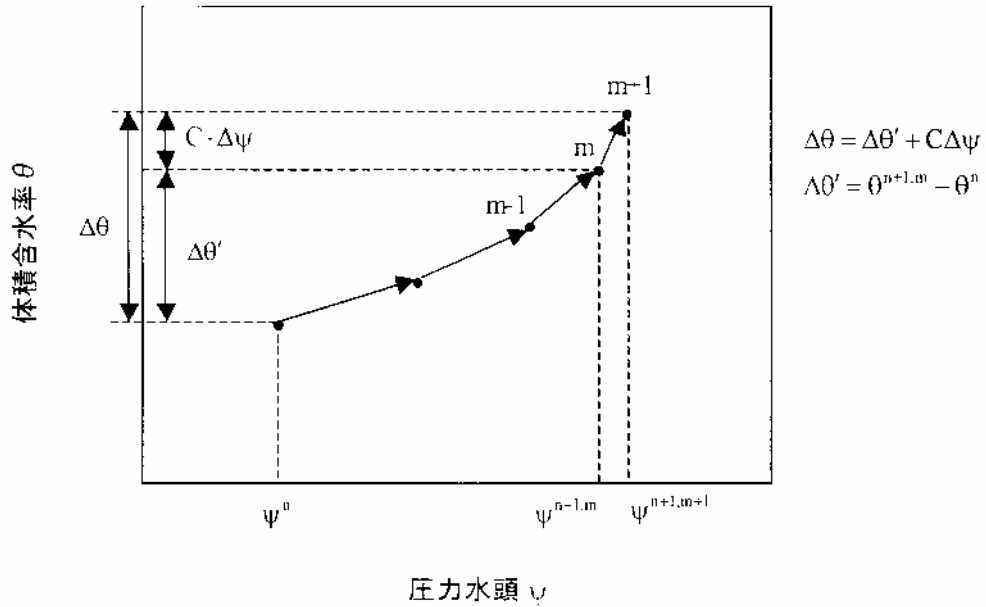


図 3.4.1 比水分容量Cによる水収支誤差の発生

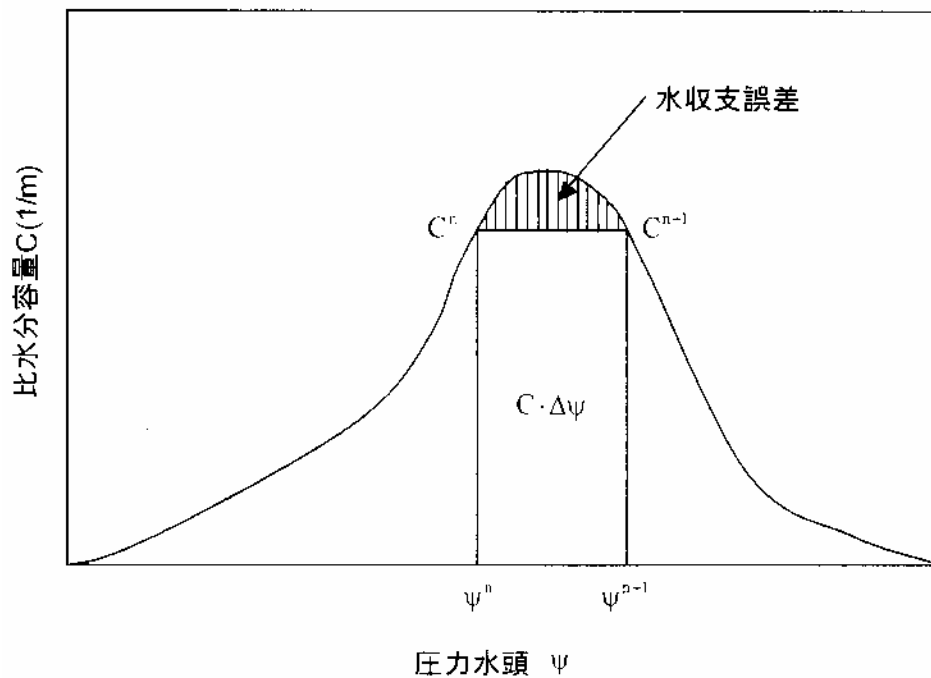


図 3.4.2 修正 Picard 法による $\Delta \theta$ の計算結果

第4章 河岸崩壊過程の検討

4.1 はじめに

本章では、河岸の地中流が河岸崩壊に影響していることを確認する。そこで熱帯モンスーン地域のメコン河河岸下流に位置するカンボジアの首都プノンペンと中流に位置するラオスの首都ビエンチャンを対象として、第3章で説明した地中流モデルを用いて不飽和流解析を行った。その結果からパイピング解析と円弧すべり解析の両手法を用いて河岸崩壊過程の検討を行った。

4.2 データセット

解析対象地域において、カンボジアの首都プノンペン近くのバサック川分流付近とラオスの首都プノンペンで砂を採取して実験を行い、パイピング解析と斜面安定計算に必要なデータを取得した。実験概要は次節で説明する。取得したデータは粒径、透水係数、粘着力、内部摩擦角の4つである(表4.2.1)。また、メコン河の河川水位のデータは Lower Mekong Hydrologic Year Book に記載されているデータを参照して用いた¹⁹⁾。

表 4.2.1 プノンペンで採取した土の条件

	プノンペン	ビエンチャン
粒径 (μm)	29	120
透水係数 (cm/s)	4.22×10^{-5}	1.43×10^{-3}
粘着力 (kN/m^2)	35	12
内部摩擦角 (度)	0	38

4.2.1 粒度試験

土は大小さまざまな土粒子が混ざり合っている。土粒子は礫や砂などのように粒の大きなものから、粘土のように非常に小さなものまでいろいろあり、粒径によって図4.2.1のように区分されている。

土粒子の粒径別の含有割合を粒度といい、この分布状態は全質量に対する粒径別の質量百分率を用いて表される。

粒度試験は高有機質土以外の土を対象とする。土を構成する粒径の範囲が広いと、試験は、 $75\mu\text{m}$ (0.075mm)以上の土粒子の粒径についてはふるい分析により、それ未満については沈降分析により行う。詳しい方法を図4.2.2に示す²⁰⁾。図4.2.2にある I_p は塑性指数であり、液性限界・塑性限界試験より求める値である。プノンペンとビエンチャンの粒径分布図を図4.2.3に示す。

5 μ 75 μ m 425 μ m 2mm 4.75mm 19mm 75mm

粘土	シルト	細砂	粗砂	細礫	中礫	粗礫
		砂		礫		

図 4.2.1 土粒子の粒径区分と呼び名

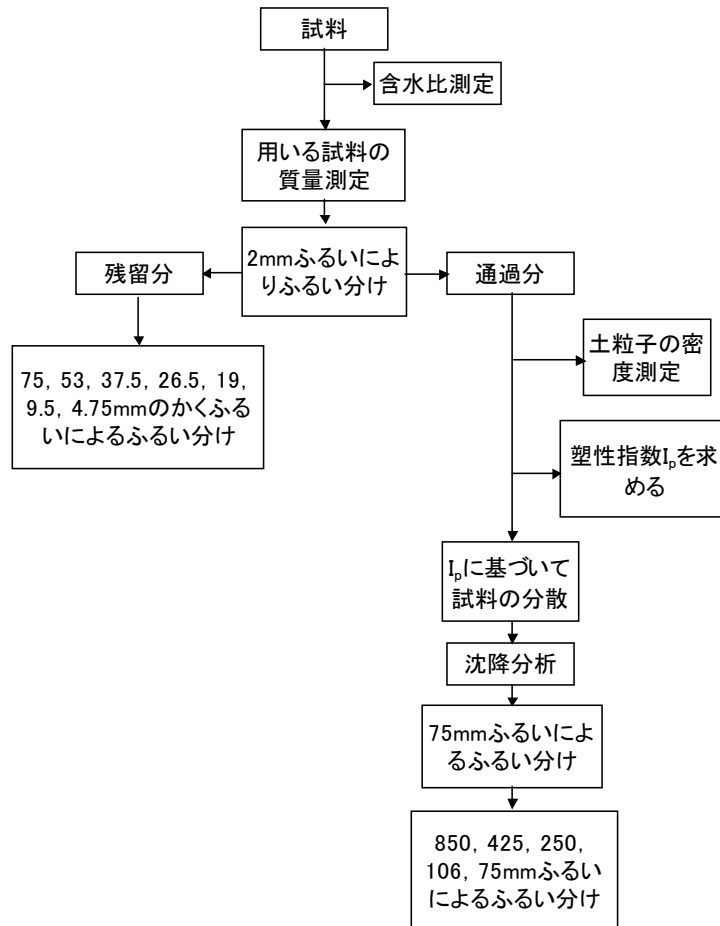


図 4.2.2 粒度試験の方法

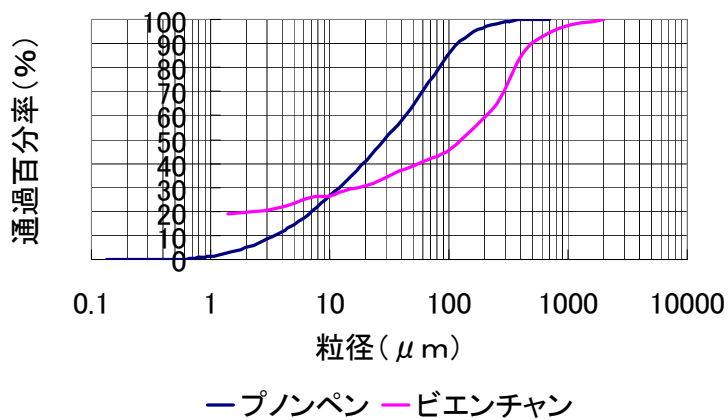


図 4.2.3 プノンペンとビエンチャンの粒径加積曲線

4.2.2 透水試験

室内における透水試験には定水位透水試験と変水位透水試験がある。定水位透水試験は比較的透水性の高い土に、変水位透水試験は低い土に適用される。

・定水位透水試験

定水位透水試験器の構造の原理は図 4.2.4 のとおりである²¹⁾。試料土は上部に越流口をもった A なる断面積のプラスチックまたは金属製モールドの中に詰め、その長さを L とする。この場合、モールドの内径は少なくとも試料土の最大粒径の 20 倍以上のものをを用いる。モールド内の水はたえず一定の水位を保つように上面を砂礫で覆った試料の上に供給され、試料の中を浸透した水は一定の水位を保つ容器から越流させる。この越流水はメスシリンダーなどに受けて計量する。そうすると透水係数は次式で計算できる。

$$k_T = \frac{Q}{tAi} = \frac{QL}{tAh} \quad (4.2.1)$$

k_T : 温度 $T^\circ\text{C}$ における透水係数(cm/s), t : 測定時間(s),
 Q : $t(\text{s})$ 間の浸透水量(cm^3), A : 試料の断面積(cm^2),
 L : 試料の長さ(cm), h : 上・下両水槽間の水位差(cm), i : 動水傾度

透水係数 k_T は、水の単位体積重量 γ_w と粘性係数 η の関数であるから、試験中の水温の変化によって変化する。しかし温度変化に基づく γ_w の変化は、 η の変化に比べて無視できるほど小さいので、透水試験によって求めた温度 $T^\circ\text{C}$ のときの透水係数 k_T をある標準温度、例えば 15°C における透水係数 k_{15} に換算するには、次式によって計算する。

$$k_{15} = \frac{\eta_T}{\eta_{15}} k_T \quad (4.2.2)$$

k_T : 試験で求めた透水係数(cm/s), η_T : 試験時の温度における粘性係数($\text{N}\cdot\text{s}/\text{cm}^2$), η_{15} :
 15°C における粘性係数($\text{N}\cdot\text{s}/\text{cm}^2$)

任意の温度に対する η_T/η_{15} は図 4.2.5 から求める。

・変水位透水試験

変水位透水試験器の原理は図 4.2.6 のとおりである²¹⁾。試料を詰めたモールドの上部に、ガラスのスタンドパイプのついた蓋を取り付ける。このスタンドパイプを通じて試料に水を供給し、試料の中を浸透した水を一定の水位を保つ容器を経て越流させる。試料土が十分飽和し、浸透流量が定常的になってから、一定時間中におけるスタンドパイプ内の水位の低下、すなわち浸透水量を測定して透水係数を求める。

測定途中における dt 時間中に、スタンドパイプ内の水位が $\cdot dt$ だけ低下したとすると、ダルシーの法則から

$$-a \cdot dh = k \frac{h}{L} A dt \quad (4.2.3)$$

$$\left(\begin{array}{l} a : \text{スタンドパイプの内部の断面積,} \\ h : \text{そのときのスタンドパイプと越流水槽との水位差} \end{array} \right)$$

ある時刻に t_1 におけるスタンドパイプ内の水位を h_1 、時刻 t_2 における水位を h_2 とすると、式(4.2.3)を積分して

$$k = \frac{aL}{A(t_2 - t_1)} \log_e \frac{h_1}{h_2} \quad (4.2.4)$$

式(4.2.4)において $\frac{aL}{A} \log_e \frac{h_1}{h_2}$ は試験器によって定まる値である。したがって

$$c = \frac{aL}{A} \log_e \frac{h_1}{h_2} \text{ とおけば}$$

$$k = \frac{c}{t} \quad (4.2.5)$$

$$\left(\begin{array}{l} t : \text{スタンドパイプ内の水位が } h_1 \text{ から } h_2 \text{ に降りるために必要な時間} \end{array} \right)$$

となる。温度変化による透水係数の換算は定水位の試験の場合と同じである。

本研究では、プノンペンとビエンチャンで採取した土がともに粒度が細かく、透水性が低いと考えられたので、変水位透水試験を行って透水係数を求めた。

4.2.3 せん断試験

土のせん断強さを試験する方法には、室内で行う試験と原位置試験とがある。室内でせん断強さを試験する方法としては、以下の3つがある。

- 1) 直接せん断試験(一面せん断試験)
- 2) 三軸圧縮試験
- 3) 一軸圧縮試験

また、試験のときの排水条件の相違によってせん断試験の方法を次のように区分する。

- ・非圧密非排水せん断試験(unconsolidated-undrained shear test : UU 試験)

試料をせん断する以前も、せん断中も試料からまったく排水させない試験方法である。この試験から得られた結果は、施工中の粘土地盤の安定や支持力を推定するような短期的な設計に用いられる。

・圧密非排水せん断試験(consolidated-undrained shear test : CU 試験)

あらかじめ試料に圧力を加えて試料内の水を排除して圧密を生じさせた後にせん断力を加える方法で、せん断中には試料からの排水を許さない。この試験の結果は地盤を圧密させた後に期待する地盤の強さを推定するときなどに用いられる。

・圧密排水せん断試験(consolidated-drained shear test : CD 試験)

せん断力を加える前に試料を圧密させておくことは CU 試験の場合と同じであるが、せん断試験中にも間隙水圧を生じさせないように試料から排水させながら試験を行う方法である。この試験の結果は砂質土地盤の支持力や安定、または粘性度地盤の長期にわたる安定性を検討するとき用いられる。

本研究では、圧密排水条件で三軸圧縮試験を行い、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ を求めた。

・三軸圧縮試験

三軸圧縮試験機の概要は図 4.2.7 に示すとおりである²¹⁾。三軸圧縮試験は円柱形の供試体を、地中で受けていた応力を再現するように側方からセル圧をかけた状態で軸方向に圧縮し、圧縮応力と変形の間係を調べる試験である。

三軸圧縮試験は、セル圧の大きさを種々変化させて各段階のセル圧 σ_3 に対する最大軸応力がわかれば、各段階の σ_1 、 σ_3 に対して数個のモールの応力円が描ける。これらは(4.2.6)式で表される任意の断面の応力状態を表すものである(図 4.2.8)。図 4.2.9 に示すように数個のモールの応力円に対して包絡線を描く。これが破壊線であり、この線の傾き ϕ が内部摩擦角を与え、縦軸との交点が粘着力 c を与える。

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha \\ \tau &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\alpha\end{aligned}\tag{4.2.6}$$

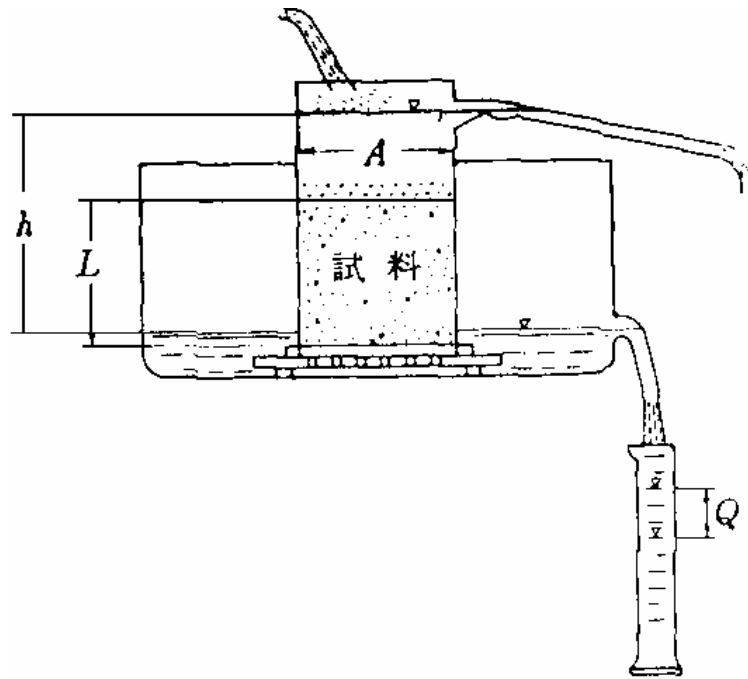


図 4.2.4 定水位透水試験器の原理

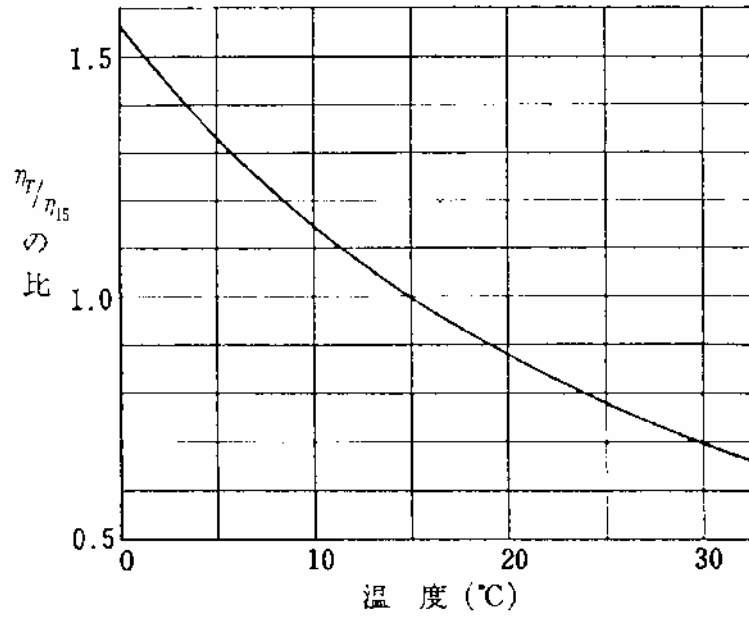


図 4.2.5 水温と粘性

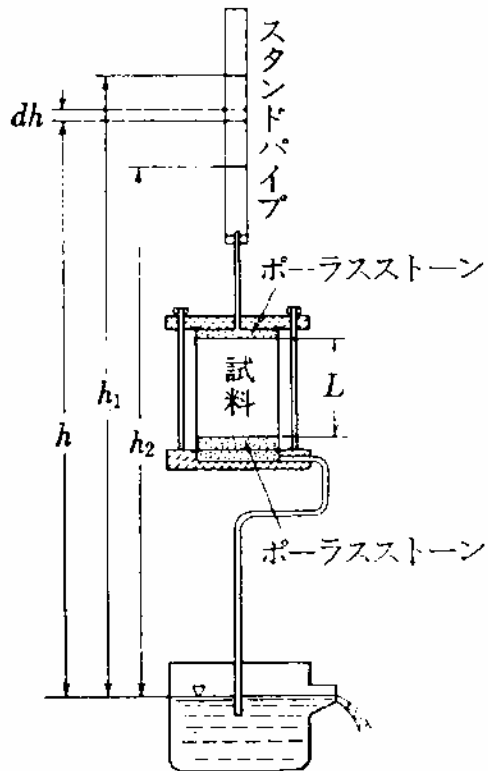


図 4.2.6 変水位透水試験器の原理

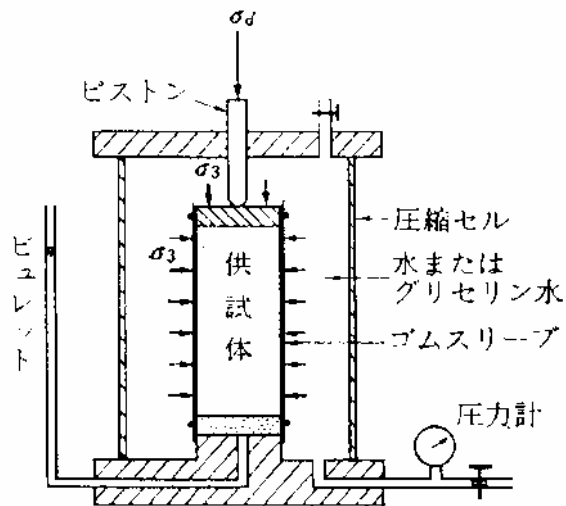


図 4.2.7 三軸圧縮試験機の機構

4.3 パイピング解析

4.3.1 はじめに

パイピング現象とは、遮水材料や基礎地盤中の土粒子が浸透流によって浸食・流亡し、

地盤内にパイプ状の水道ができ、最終的に破壊に至る現象のことをいう。パイピングが原因で日本でも土砂崩れが発生している。パイピング発生に関する判定基準として、限界流速あるいは限界動水勾配が用いられる場合が多いが、これらは土壌の粒径・粒度分布・間隙比・粘着力・透水係数など、様々な要因の支配を受けている。本節では、パイピング解析の概説をし、得られた結果を示す。次節で、限界流速を求める式を列挙した上で、本研究で採用した実験式を示す。

4.3.2 計算式

<Koslova の実験式>

Koslova は、混合粒径の試料に対するパイピング試験を実施して、式(4.3.1)を提案し、限界流速 $V_c(m/s)$ を求めた²²⁾。

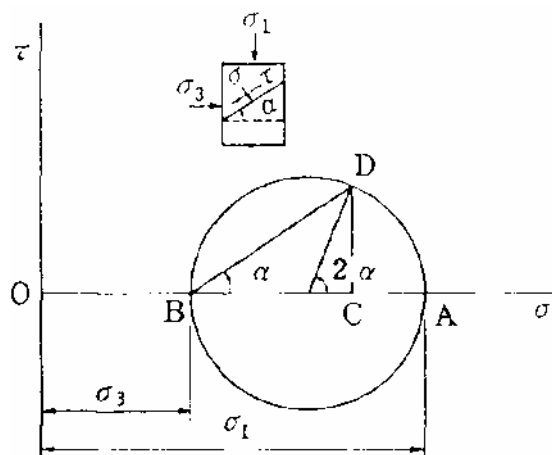


図 4.2.8 モールの応力円

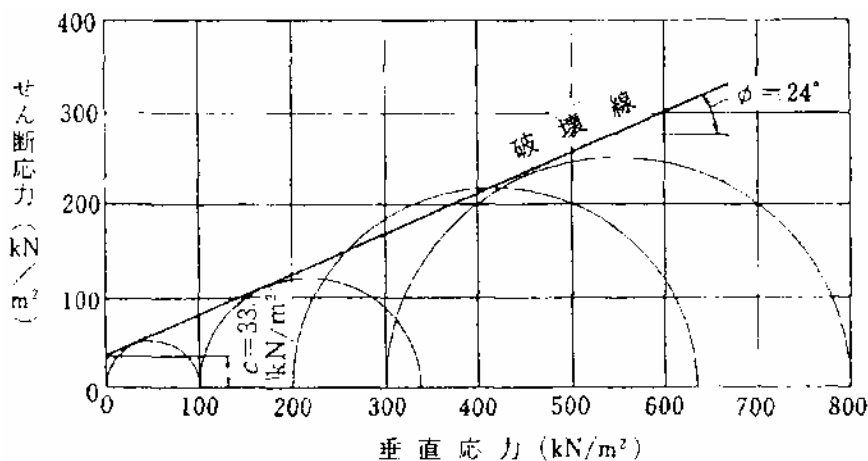


図 4.2.9 破壊線

$$V_c = 0.0026d^2(1+1000d^2/D^2) \text{ (m/s)} \quad (4.3.1)$$

<Justine の理論式> $\left[\begin{array}{l} d : \text{パイピング対象土粒子径(mm)}, D : \text{平均粒径(mm)} \end{array} \right]$

Justine は単一の土粒子の水中重量と浸透流速により土粒子に作用する力が釣り合う場合に、粒子が動き出すとして限界流速 V_c を理論的に導いた²²⁾.

$$V_c = \sqrt{2/3 \cdot (G_s - 1)d \cdot g} \text{ (m/s)} \quad (4.3.2)$$

$\left[\begin{array}{l} G_s : \text{土粒子の比重}, d : \text{土粒子径(mm)}, g : \text{重力加速度(m/s}^2\text{)} \end{array} \right]$

<大野らの実験式>

大野は各種の砂試料に対するパイピング試験結果をとりまとめ、限界流速式(4.3.3)を提案している²²⁾。この式は均一粒径試料のみならず混合粒径試料にも適用可能で、その際は 25~35%粒径を d に代入すればいい。

$$\log V_c = 0.0195 \log d + 0.00377 \text{ (m/s)} \quad (4.3.3)$$

$\left[\begin{array}{l} d : \text{平均粒径(mm)} \end{array} \right]$

ここで紹介した 3 つの式のうち、Koslova の式はパラメータが少なく取り扱いやすい。また、一般的に平均粒径とパイピング対象土粒子径は $0.01 < d/D < 1.0$ という関係があり、この関係式によって安全性を検討する際の安全率を変えて限界流速 V_c を求めることができる。以上の理由により、本研究は Koslova の実験式を採用した。

4.3.3 計算条件

第 3 章で説明した地中流モデルのモデルパラメータを表 4.3.1 に示す。メコン河岸は地表面から深さ 15m の位置に不透水層があるので、モデルの高さを 15m とし、幅は計算時間の都合上 30m とした。また、計算開始時の圧力水頭は静水圧分布で与え、地下水面の位置は土壌が飽和していると仮定し、地表面と同じ高さに設定した。河川水位差と考える wh は地表面と水位の差に設定し、プノンペンとビエンチャンの洪水期と乾季の河川水位差は最大で 10m 近くになるので、ともに 10m を与えた。飽和透水係数は表 4.1 で示した値を K_x , K_z の両方に用いた。

地中流計算では、降水量を与えずに行い、河川水位を 1 日ごとに 30cm 下げ、40 日間計算を行い、1 日ごとに土壌中の圧力水頭と流速の分布を求めた。河川水位の条件は実際観測されたデータに基づいている¹⁹⁾

4.3.4 計算結果および考察

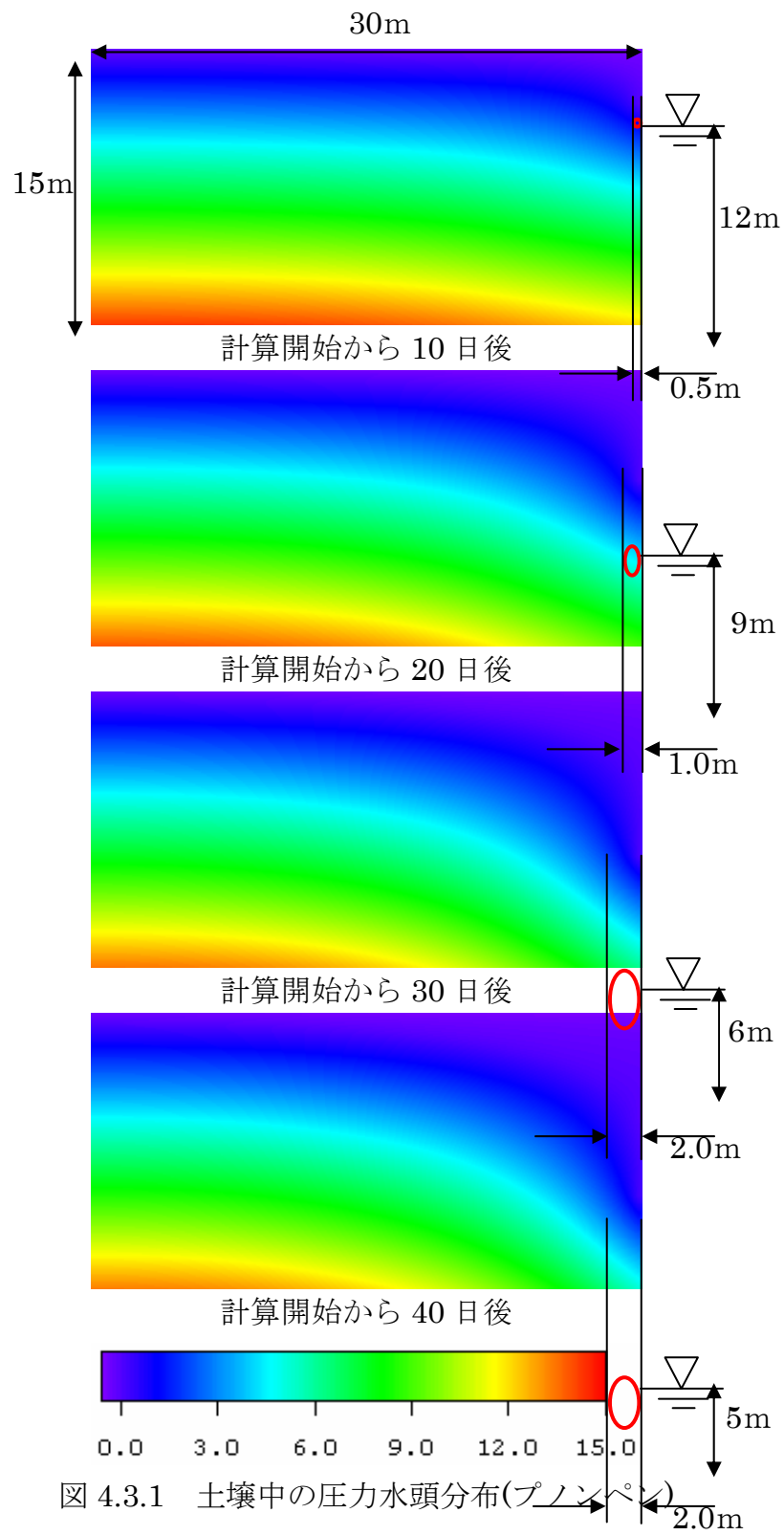
図 4.3.1, 図 4.3.2, 図 4.3.3, 図 4.3.4 はそれぞれプノンペン, ビエンチャンにおいて地

中流モデルを使って計算した結果である。図 4.3.1, 図 4.3.2 が圧力水頭分布, 図 4.3.3, 図 4.3.4 が流速分布図である。赤線の楕円で囲まれた領域は限界流速が現れた部分である。

計算開始から 7 日後にプノンペン, ビエンチャンともにパイピング限界流速に達した部分が現れた。河川水位は計算開始から約 30 日で 10m 低下する。図 4.3.1, 図 4.3.2 からわかるように, 河岸水深近傍の圧力勾配が 30 日前後にプノンペン, ビエンチャンともに最も急になり, 最も速い流速が河岸水深近傍に現れた。パイピング限界流速が発生している部分は 30 日前後に, とともに河岸から最大で約 2.0m となった。つまりこの水平幅がパイピングによって滑落しやすい土塊の厚さ (以後パイピング破壊域と呼ぶ) であると考えられる。2000 年と 2001 年, 2002 年メコン河の河岸調査では, 毎年崩壊が起こりはしないが, 崩壊した土塊の厚さは 1.0m から 3.0m ほどであり, この計算結果を裏付けるものとなっている。

表 4.3.1 モデルパラメータ

Name of parameter	Value of parameter
nx	60
nz	150
$\Delta x(\text{m})$	0.5
$\Delta z(\text{m})$	0.1
$\Delta t(\text{h})$	1
$\alpha(\text{rad})$	0
θ_s	0.7
θ_r	0.3
$\psi_o(\text{m})$	-0.3
β	3.5



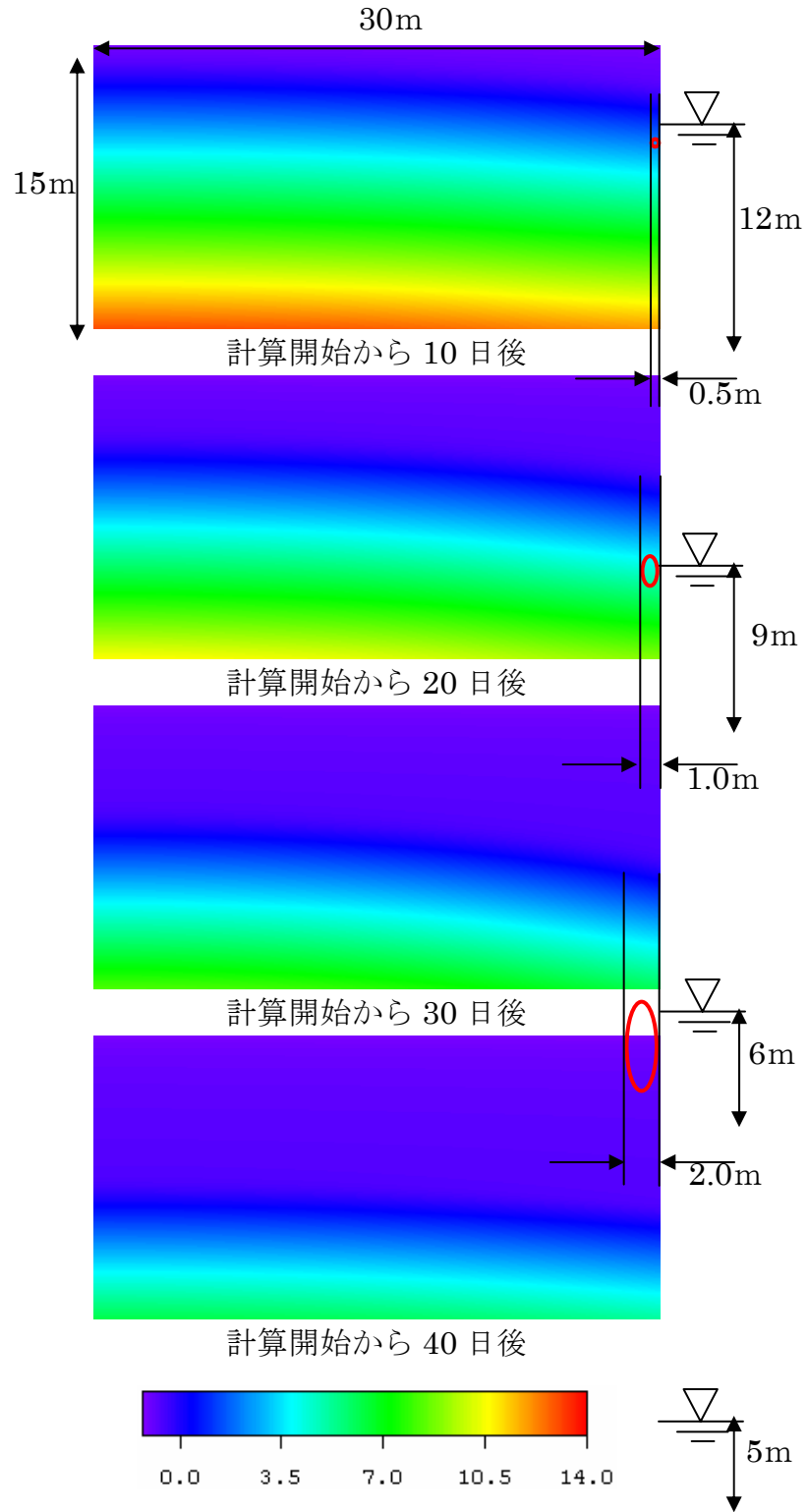
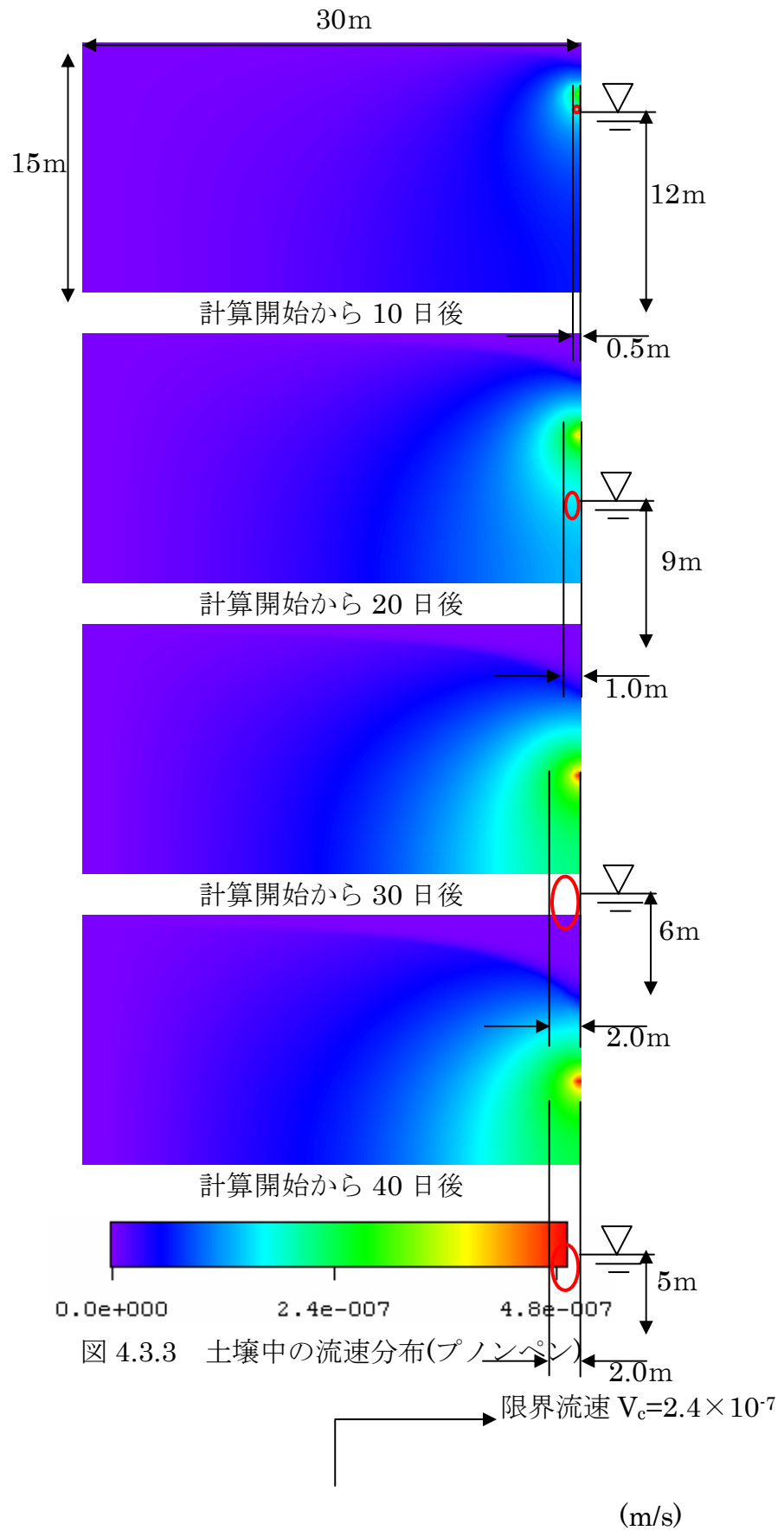


図 4.3.2 土壌中の圧力水頭分布(ビエンチャン)

(m)



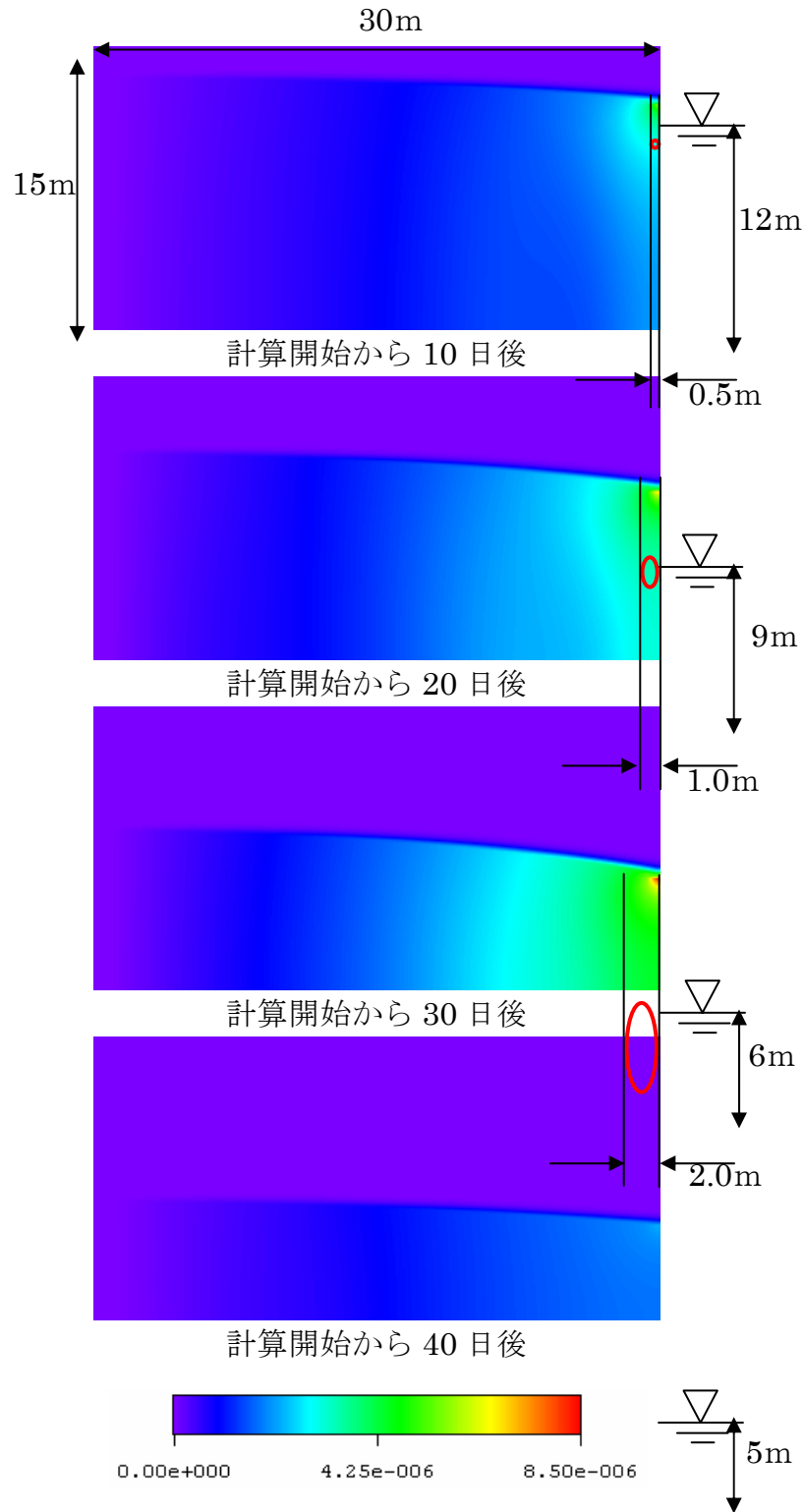


図 4.3.4 土壌中の流速分布(ビエンチャン)

4.4 円弧すべり解析

4.4.1 はじめに

次に別の解析手法として、円弧すべり解析を導入する²¹⁾。斜面の安定計算に広く用いられているのは、すべり面の形状を円弧と仮定する方法である。この方法では、図 4.4.1 のように斜面を含む断面の中に、円弧状のすべり面を仮定する。この方法はすべり面と斜面とに挟まれる部分がすべりを起こそうとする際の安全率を求め、斜面が安定を保つか否かを検討するものである。しかしこの方法では、他の条件が同じであっても、仮定したすべり面の位置とその半径の大きさによって、すべりに対する安全率は変化する。そこですべり面の位置を少しずつ変化させ、安全率が最小になるようなすべり面を求める。すなわちこのすべり面について求めた安全率がある値より大きければ、斜面は安定であるし、小さければ不安定となる。

本節では、円弧すべり解析の概説をし、その手法を用いて得られた結果を示す。

4.4.2 計算式

仮定した円形すべり面に沿うすべりに対する安全率を計算するには、主として分割法が用いられる。分割法というのは、図 4.4.1 のように、すべり面と斜面とで挟まれる土の部分を、ほぼ等間隔の鉛直の平行線で 5~12 個ぐらいの細長い部分に分割し、そのおのおの部分に働く外力の平衡を考える。例えば図 4.4.1 の ABCD なる細長い土の部分に働く力は土塊の重量 W 、すべり面に作用する垂直力 P 、すべり面に作用するせん断力 Q 、細片に作用する土圧 E_L 、 E_R である。ここで $E_L = E_R$ として細片の側面に作用する土圧を無視してすべり面 EABF で区切られる土体の安定を知るには、すべり面の円弧の中心 O に対して、すべり面より上にある土体全体にすべりを起こそうとするモーメント M_f とこれに抵抗しようとするモーメント M_r とを求め、(4.4.1)式により安全率を求める。

$$F_m = \frac{\text{すべりに抵抗する力のモーメント}}{\text{すべりを起こそうとする力のモーメント}} \quad (4.4.1)$$

図 4.4.1 で細片 ABCD の重量 W がすべりを起こそうとするモーメントは、 $W_x = WR \sin \theta$ であるので、

$$M_f = \sum WR \sin \theta = R \sum W \sin \theta \quad (4.4.2)$$

$$\left[\begin{array}{l} R : \text{円形すべり面の半径, } \theta : \text{すべり面の傾斜角} \end{array} \right]$$

一方、細片の底面 AB でのせん断抵抗力 Q は

$$Q = cl + W \cos \theta \tan \phi \quad (4.4.3)$$

$$\left[\begin{array}{l} 1 : \overline{AB}, W \cos \theta : \text{重量 } W \text{ の } AB \text{ 面に対する垂直力} \\ c : \text{粘着力, } \phi : \text{内部摩擦角} \end{array} \right]$$

底面 AB ですべりに抵抗するモーメントは RQ であるので、全体の抵抗モーメント M_r は

$$M_r = R \sum (cl + W \cos \theta \tan \phi) \quad (4.4.4)$$

したがってすべりに対する安全率は

$$F = \frac{M_r}{M_f} = \frac{R \sum (cl + W \cos \theta \tan \phi)}{R \sum W \sin \theta} = \frac{\sum (cl + W \cos \theta \tan \phi)}{\sum W \sin \theta} \quad (4.4.5)$$

となる。

また、斜面が水に面して水浸しているとき、図 4.4.2(a)のように貯水中にもすべり円弧を延長して安定計算を行う。この場合、貯水中のすべり面 BC では抵抗力が働かない($\tau=0$)ので、図 4.4.2(b)のように土中のすべり面の一端 B より鉛直に仮想亀裂面 DB を考え、

この面に水深 h に相当する水圧が作用すると考えても同じである。水圧の合力は $\gamma_w h^2 / 2$ で

あるので、すべりを生じさせるモーメントが $r\gamma_w h^2 / 2$ だけ減少する。したがって貯水池に面する水浸斜面のすべりに対する安全率は

$$F = \frac{R \sum \{c'l + (W \cos \theta - ul) \tan \phi'\}}{R \sum W \sin \theta - \frac{1}{2} r\gamma_w h^2} \quad (4.4.6)$$

となる。本研究では式(4.4.6)を用いてすべり面の位置を求めた。

4.4.3 計算条件

第 3 章で説明した地中流モデルを用いて計算を行い、土壌中の圧力分布を計算し、その結果を用いて円弧すべり解析を行った。地中流計算では、計算開始時の圧力水頭は静水圧分布で与え、地下水面の位置は土壌が飽和していると仮定し、地表面と同じ高さに設定した。河川水位差と考える wh は地表面と水位の差に設定し、プノンペンとビエンチャンともに洪水期と乾季の最大水位差は 10m 近くになるので 10m を与えた。飽和透水係数は表 4.1 で示した値を K_x , K_z の両方に用いた。モデルパラメータは 4 章の表 4.3.1 に示したものと同様とした。

地中流計算では、降水量を与えずに行い、河川水位を 1 日ごとに 30cm 下げ η , 40 日間計算を行い、1 日ごとに土壌中の圧力分布を求めた。その計算結果と表 4.1 の粘着力 c と内

部摩擦角 ϕ の値を用いて、10 日おきのすべり面の位置を求めた。

4.4.4 計算結果と考察

3 章で説明した地中流モデルを使って、河川水位を 1 日ごとに 30cm 下げ、40 日間土壌中の圧力水頭を計算し、10 日おきに土壌中の圧力水頭を考慮してすべり面の位置を求めた(図 4.4.3: プノンペン, 図 4.4.4: ビエンチャン). すべり面の計算では, プノンペン, ビエンチャンともどのすべり面の位置もあまり変わらなかった. また, ともに 10 日後の安全率が一番低くなったが, それ以外の経過日数の結果とほとんど安全率は変わらなかった. 安全率は両者ともどの経過日数のときも 1 以下となり, 河岸崩壊が起こる可能性が高いと考えられる. また, パイピング解析で得られた最も速いパイピング限界流速が得られた 30 日後のパイピング破壊域の幅はプノンペン, ビエンチャンともに 2.0m であり, 円弧すべり解析で得られた計算開始から 30 日後のすべり面上の土塊の幅もともに 2.0m となり, パイピング解析で得られたものと同じ結果を得ることができた.

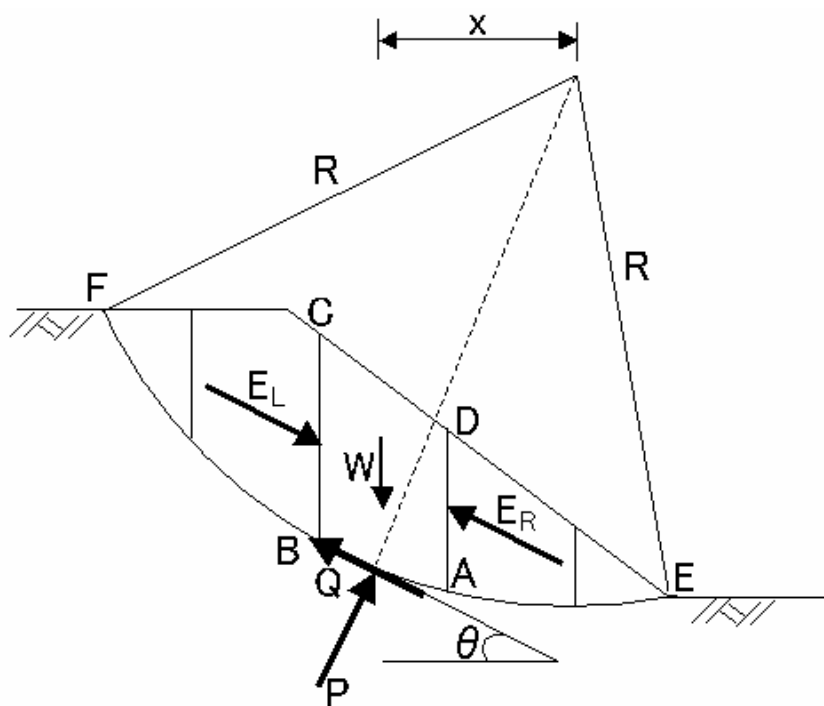
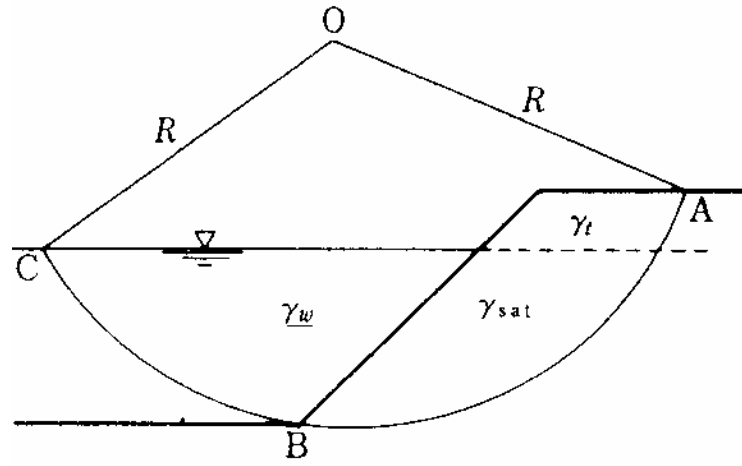
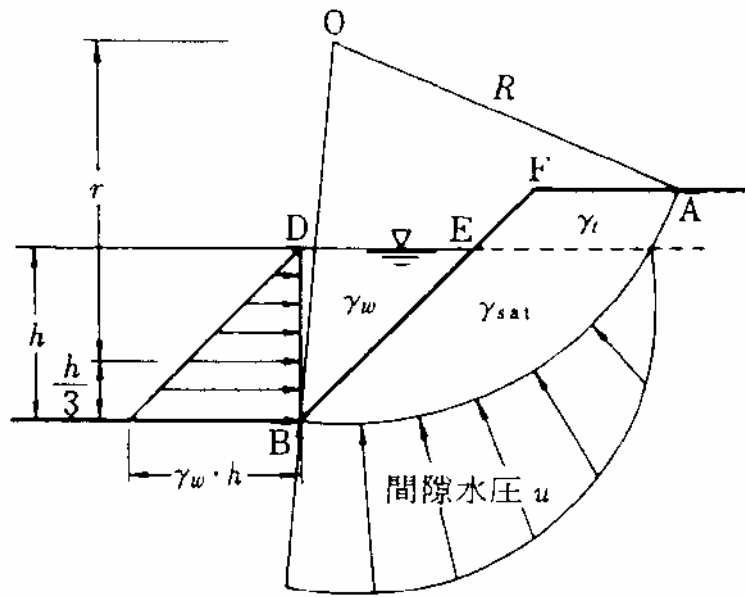


図 4.4.1 分割法による円形すべり面の安定計算



(a)



(b)

図 4.4.2 貯水の取扱い方

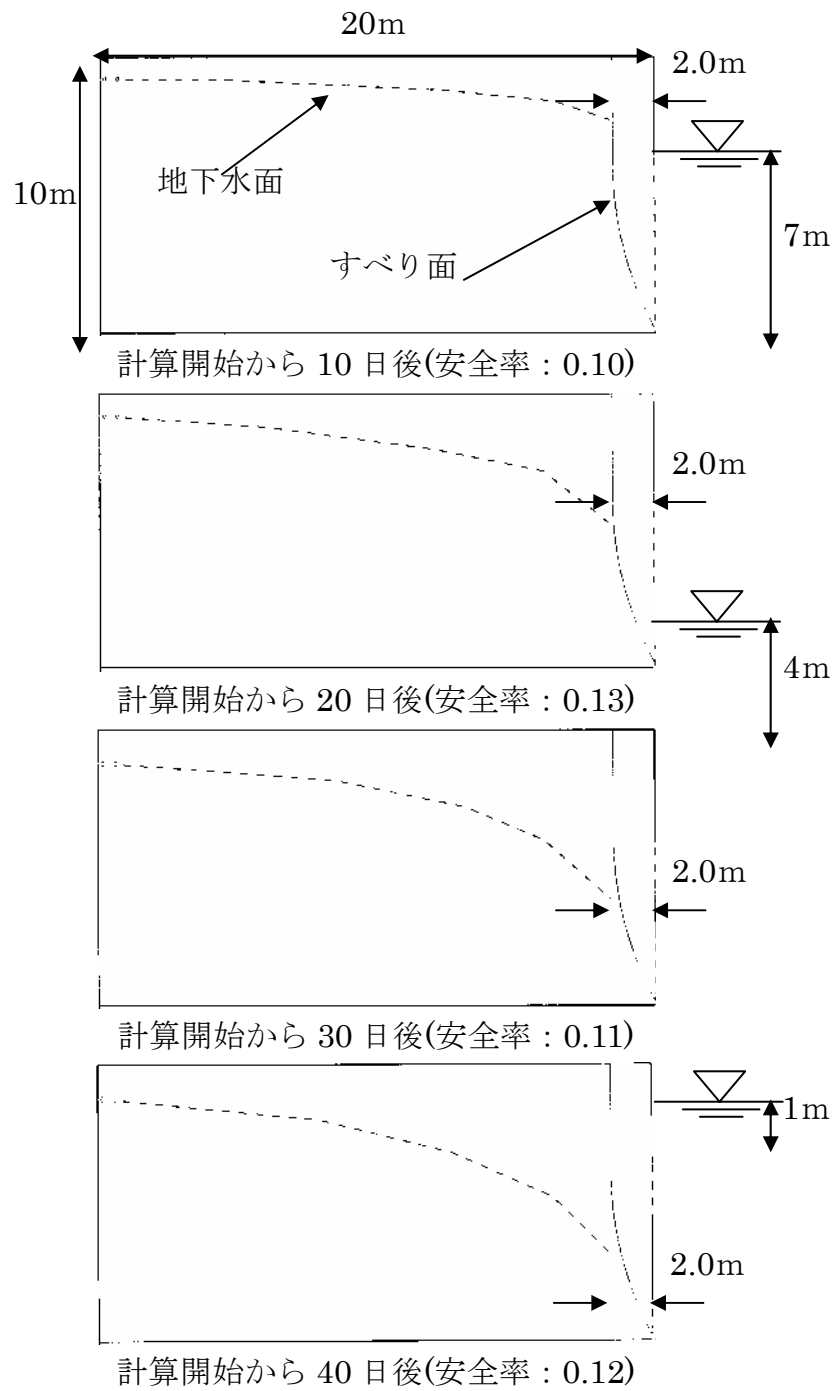


図 4.4.3 すべり面の位置(ポンペン)



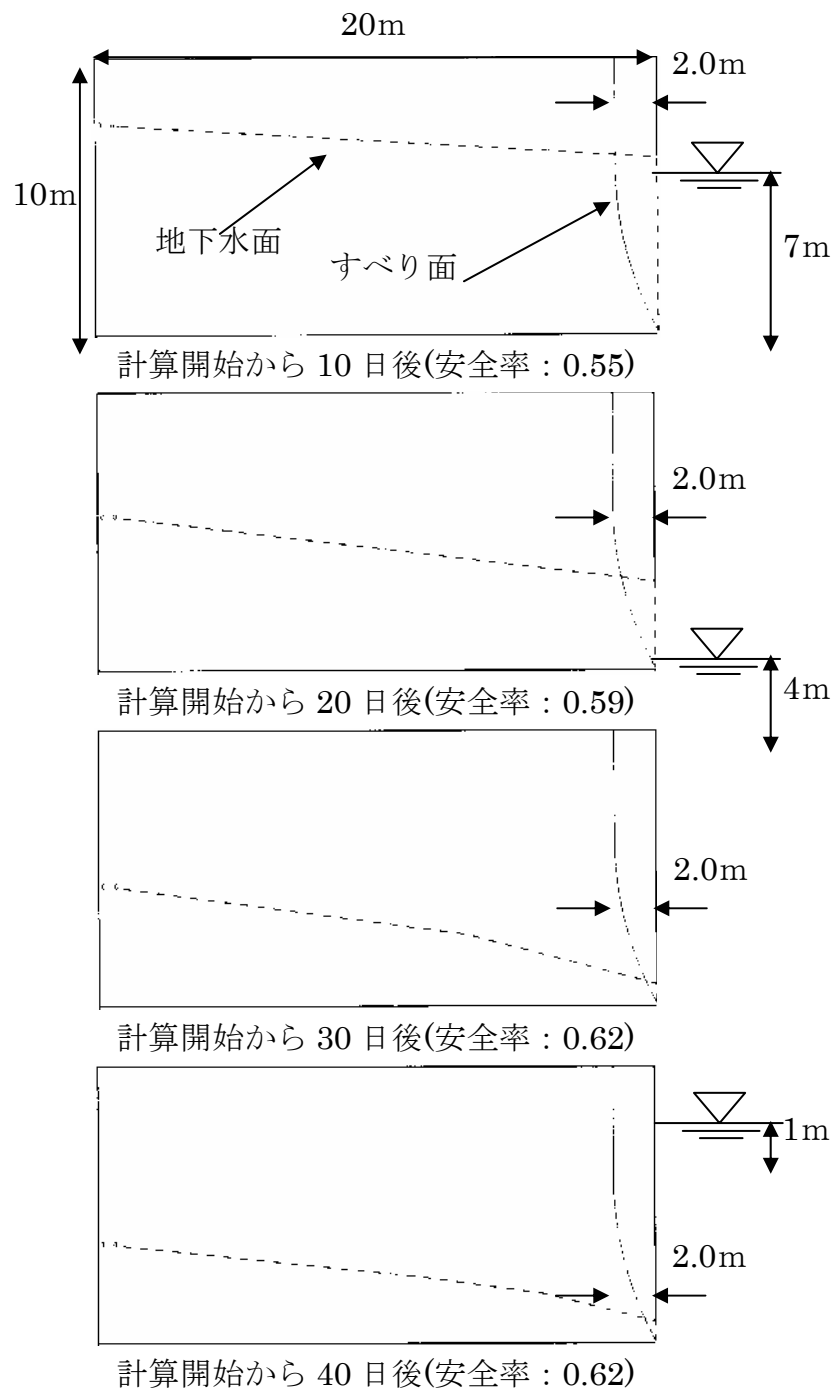


図 4.4.4 すべり面の位置(ビエンチャン)



4.5 まとめ

本章では、河岸の地中流が河岸崩壊に影響していることを確認するため、メコン河河岸下流に位置するプノンペンと中流域に位置するビエンチャンを対象として、地中流の動きを第3章で説明した地中流モデルを用いて不飽和流解析を行い、その結果からパイピング解析と円弧すべり解析の両手法を用いて河岸崩壊過程の検討を行った。以下に本章で得られた結果をまとめる。

- ・ パイピング解析から、パイピング限界流速を超える領域上の土塊の厚さはプノンペン、ビエンチャンともに **2.0m** となった。また、円弧すべり解析から、すべり面上の土塊厚さはプノンペン、ビエンチャンともに **2.0m** となった。これらの値は実地調査で見られた値とほぼ一致していることから妥当と考えられる。
- ・ 以上のことから河岸侵食に地中流の影響があることが考えられる。

第5章 地中流が河岸侵食に影響を及ぼす地域について

5.1 はじめに

本章では、粒径および乾季と雨季における河川水位差の値を変化させて、3章で説明した地中流モデルを使って数値実験を行った。その結果を用いて地中流が河岸侵食に影響を及ぼすと考えられる地域の地形条件(粒径、河川水位差)を、パイピング解析を用いて検討した。次にメコン河河岸の粒径と河川水位差の実測地を用いてメコン河の下流から上流にかけて地中流の影響を、パイピング解析を用いて評価した。

5.2 地形条件の検討

5.2.1 透水係数の推定

地盤の透水係数は室内透水試験や現場透水試験を実施して求めるのが望ましいが、Hazenの式や Creager による粒径と透水係数の関係を用いて土粒子の粒径から推定することができる。図 5.2.1 は Creager と Hazen によってそれぞれ推定された粒径と透水係数の関係を示した図である^{20,23)}。Hazen の式は、適用範囲が土の種類が砂の範囲だけであり、シルトのように細かい粒径には用いることができない。Creager による推定法は粒径がシルトや粘土のように細かい粒径から、礫のように荒い粒径まで適用することができる。しかし、粒径が砂の範囲($75\mu\text{m}\sim 2\text{mm}$)では Hazen の式の有用性が報告されている²⁴⁾。本研究では、粒径が粘土とシルトの範囲($1\mu\text{m}\sim 75\mu\text{m}$)では Creager による推定法を用いて、砂の範囲($75\mu\text{m}$ 以上)では Hazen の式を用いて透水係数の推定を行った。

5.2.2 計算条件

地中流計算における初期条件として、圧力水頭は静水圧分布で与え、メコン河の河川水位は地表面と同じ高さに設定した。モデルパラメータは4章の表 4.3.1 に示したものと同様とした。数値実験では、河川水位を一日ごとに 30cm 下げ、粒径を $1\sim 200\mu\text{m}$ 、河川水位差 wh を $1\sim 15\text{m}$ までそれぞれ変化させて、透水係数は粒径から推定して 60 日間地中流計算を行った。その結果からパイピング解析を用いてパイピング破壊域の幅の違いを評価した。また、河川水位を 1 日ごとに 60cm 下げ、他の計算条件を同様とした数値実験も行った。

5.2.3 計算結果と考察

図 5.2.2 の上図が河川水位を 1 日ごとに 30cm 下げたもので、下図が 1 日ごとに 60cm 下げて計算を行ったときの計算結果である。図 5.2.2 の上図から河川水位差が 10m 以上で、粒径が $30\sim 90\mu\text{m}$ (シルト)の範囲のとき、パイピング破壊域が 5m となり、パイピングが発生する可能性が高いことがわかる。シルト地盤は含水率が液性限界を超えると急に地盤

強度が低くなるため、パイピングが発生しやすいのではないかと考えられる。また、粒径が $5\mu\text{m}$ (粘土) 以下だと、河川水位差が大きくてもパイピングが発生していない。これは粘土地盤の透水性が低いためだと思われる。上図の青丸で囲まれている部分見ると、河川水位差が大きくても、粒径が $150\mu\text{m}$ 以上になるとパイピングが発生しにくいことがわかる。また下図から、河川水位差が 10m 以上になると粒径が $5\sim 200\mu\text{m}$ と広範囲でパイピングが発生する可能性が高いが、上図と同様に粒径が $30\sim 90\mu\text{m}$ (シルト) の範囲で最もパイピング破壊域が大きくなった。河川水位差が 5m 以下になると河川水位の下がる速さに関係なく、まったくパイピングが発生しなかった。

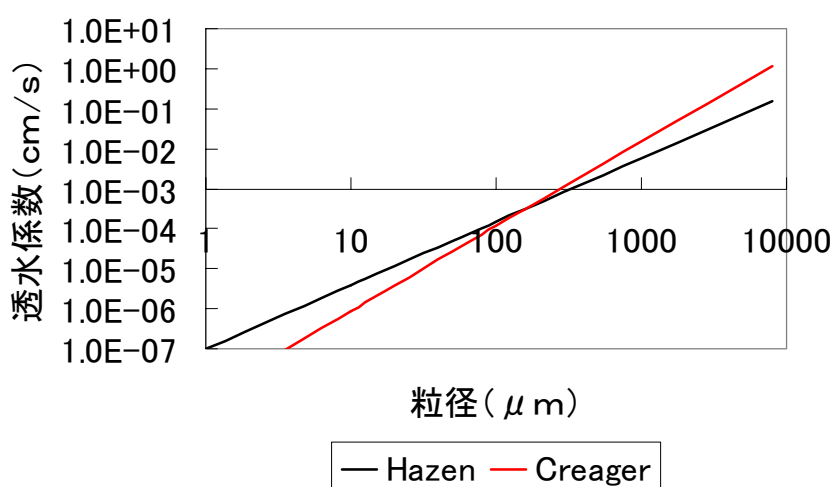
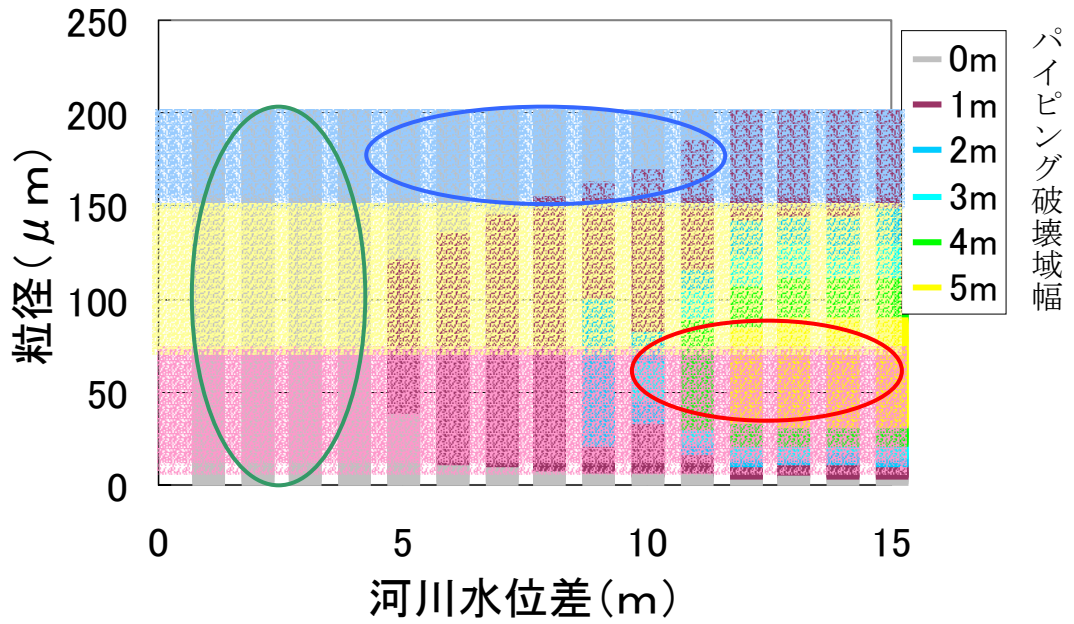


図 5.2.1 Hazen と Creager による透水性係数の推定法

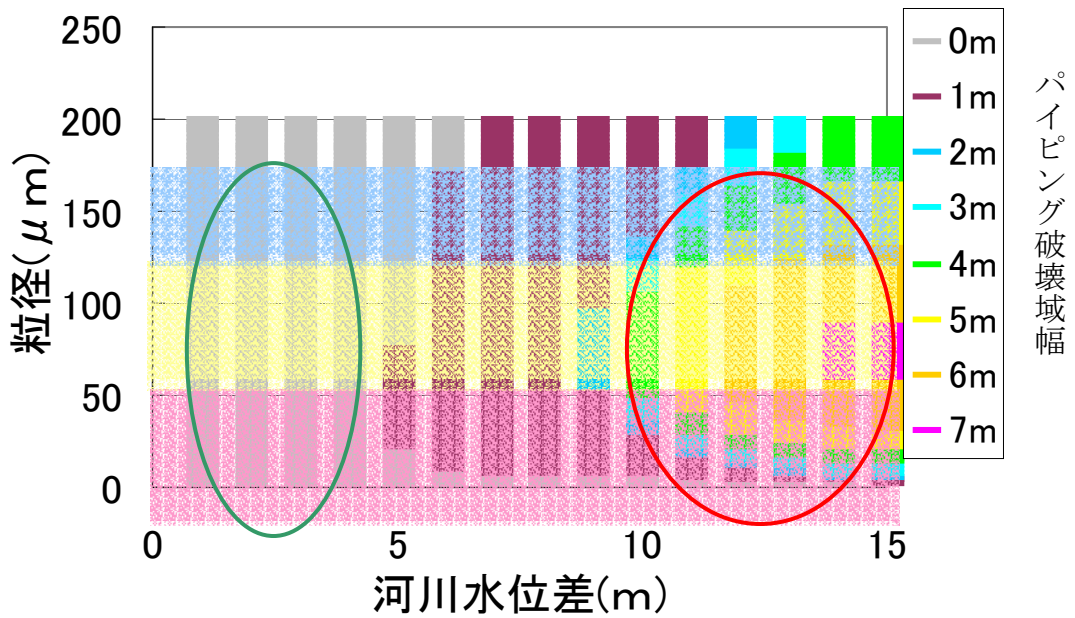
5.3 河口からの距離に応じた地中流の影響評価

5.3.1 計算条件

平均的な洪水と考えられる 1994 年のメコン河河岸の実測値²⁵⁾ から河口からの距離、粒径分布、河川水位差の関係を求めた (図 5.3.1)。その関係から得られた河口からの距離に応じた粒径と河川水位差の値を用いて地中流計算を行い、河口からの距離とパイピング破壊域の関係をパイピング解析を用いて求めた (図 5.3.2)。地中流計算の初期条件は、圧力水頭を静水圧分布で与え、メコン河の河川水位は地表面と同じ高さに設定した。モデルパラメータは 4 章の表 4.3.1 に示したものと同様とした。数値実験では、河川水位を一日ごとに 30cm 下げて 40 日間計算を行った。



(a)河川水位を1日30cm下げた計算結果



(b)河川水位を1日60cm下げた計算結果

シルト： 微粒砂： 細粒砂：



図 5.2.2 粒径，河川水位差によるパイピング破壊域の違い

5.3.2 計算結果と考察

図 5.3.1 から、メコン河上流域では粒径の荒い礫や砂が多く分布し、河川水位差が下流域に比べると小さい事がわかる。図 5.3.2 図と 5.2.2(a)の粒径が細粒砂の部分を見ると、この地域ではパイピングが発生する可能性が低く、地中流があまり河岸侵食に影響してないと考えられる。ルアンプラバンから中流域に位置するラオスの首都ビエンチャン以下では、図 5.3.1 から砂が分布し、河川水位差は約 9mとなっている。図 5.3.2 からビエンチャンではパイピング破壊域が出ていない。土木学会の調査では、ビエンチャンの河岸崩壊の理由に地中流が疑われたが²⁶⁾、それに反する結果となった。しかし、ビエンチャン付近では年によって河川水位差が変わり、最大で河川水位差が 10m以上になるときもあり、今回の結果だけでは結論付けることはできない。また、図 5.3.1 のビエンチャンでの平均粒径の実測値は $240\mu\text{m}$ となっているが、2003 年にビエンチャンで採取した土の平均粒径は $120\mu\text{m}$ と細かく、場所によっては細かい粒径が分布している場所もあり、図 5.2.2(a)の粒径が微粒砂のケースから河川水位差が大きいときにはパイピング破壊域が出ていることから、ビエンチャンでもパイピングが原因で河岸侵食が発生する可能性はある。下流域に位置するプノンペン河岸付近ではシルトが多く分布している。プノンペン付近の河岸では乾季の時期に水みちが数多く見える。現地状況と今回の計算結果から、下流域では、パイピングが原因で河岸侵食が発生している可能性は十分高いと考えられ、河岸侵食が地中流の影響を受けていると言える。つまり、図 5.3.2 からメコン河に近い性質の大陸河川の場合、河口から 1500mの地点まではパイピングが原因で河岸侵食が発生していると考えられ、河岸侵食における地中流の影響が上流域よりも強いと考えられる。

5.4 まとめ

本章では、粒径と河川水位差の値を変化させて、3章で説明した地中流モデルを使って数値実験を行い、その結果を用いて地中流が河岸侵食に影響を及ぼすと考えられる地域の地形条件(粒径、河川水位差)を、パイピング解析を用いて調査した。また、同手法を用いて、メコン河の下流から上流にかけて地中流の影響を調べた。以下に本章で得られた結果をまとめる。

- ・ 河川水位差が 10m 以上で、 $30\sim 90\mu\text{m}$ (シルト)の範囲の粒径が分布している地域では、パイピングが発生する可能性が高く、地中流が河岸侵食に強く影響している可能性が高いと考えられる。また、 $5\mu\text{m}$ (粘土)以下、または $150\mu\text{m}$ 以上の粒径が分布している地域では、河川水位差が大きくてもパイピングが発生する可能性が低いという知見が得られた。
- ・ メコン河に近い性質の大陸河川の場合、河口から 1500mの地点まではパイピングが原因で河岸侵食が発生していると考えられ、河岸侵食における地中流の影響が上流域よりも強いと考えられる。

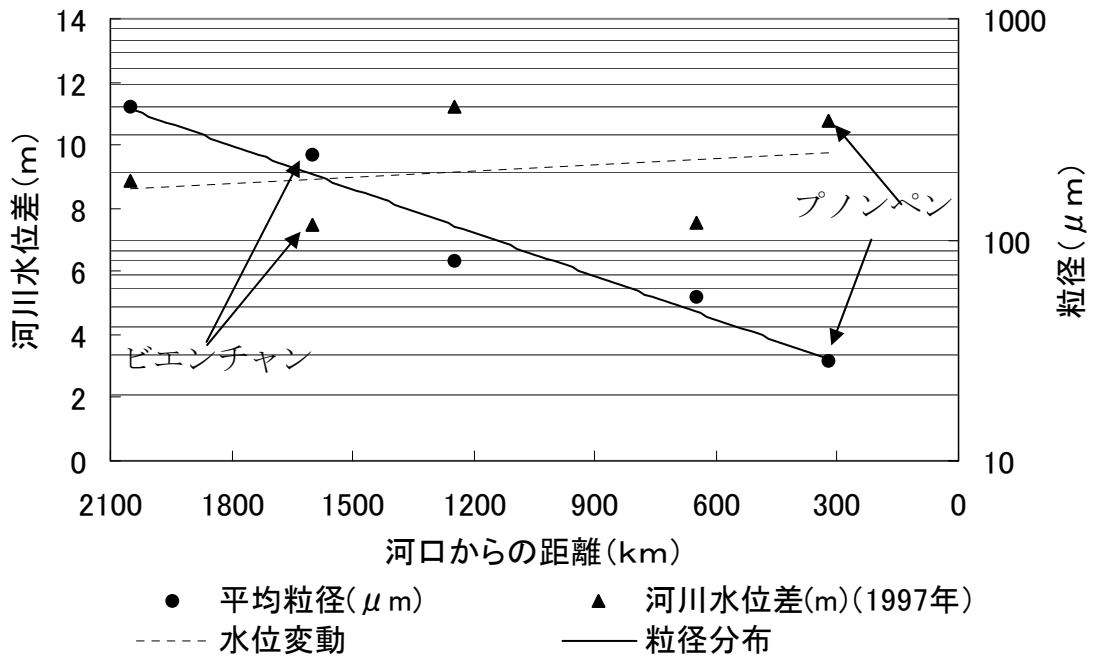


図 5.3.1 粒径，河川水位差，河口からの距離の関係

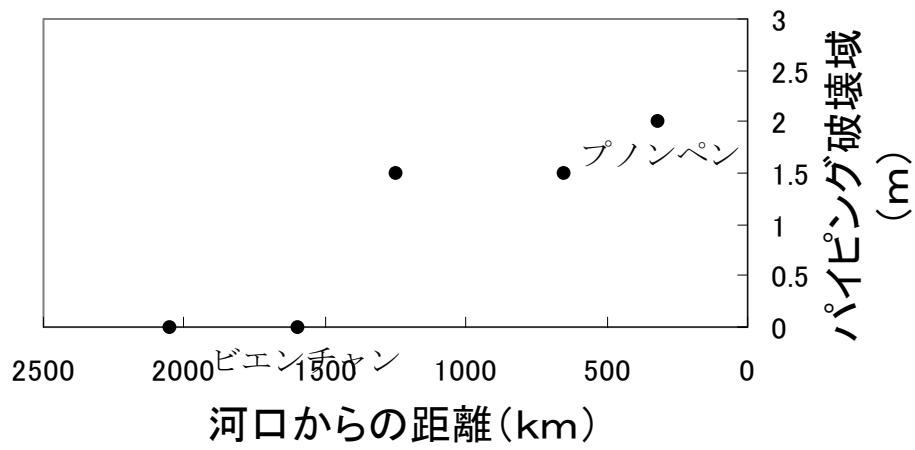


図 5.3.2 河口からの距離とパイピング破壊域

第6章 結論

本論文で得られた結果を以下にまとめる。

- パイピング解析から、パイピング限界流速を超える領域上の土塊の厚さはプノンペン、ビエンチャンともに 2.0m となった。また、円弧すべり解析から、すべり面上の土塊厚さはプノンペン、ビエンチャンともに 2.0m となった。これらの値は実地調査で見られた値とほぼ一致していることから妥当と考えられる。
- 以上のことから河岸侵食に地中流の影響があることが考えられる。
- 河川水位差が 10m 以上で、 $30\sim 90\ \mu\text{m}$ (シルト)の範囲の粒径が分布している地域では、パイピングが発生する可能性が高く、地中流が河岸侵食に強く影響している可能性が高いと考えられる。また、 $5\ \mu\text{m}$ (粘土)以下、または $150\ \mu\text{m}$ 以上の粒径が分布している地域では、河川水位差が大きくてもパイピングが発生する可能性が低いという知見が得られた。
- メコン河に近い性質の大陸河川の場合、河口から 1500mの地点まではパイピングが原因で河岸侵食が発生していると考えられ、河岸侵食における地中流の影響が上流域よりも強いと考えられる。

参考文献

- 1) 横倉順治, 須賀堯三: 開発途上国の氾濫原道路とその橋梁計画のありかた 河川防災の視点から, 水工学論文集, 第 44 巻, pp.337-342, 2000.
- 2) 土木学会: メコン川中・下流域の現地調査と研究課題の抽出, 2000 年 3 月調査報告書, 2000.
- 3) 萩原照通: メコン河の洪水制御が下流水資源に及ぼす影響評価, 東北大学修士論文, 2003.
- 4) 柴山知也, Le Trung Tuan, 磯畑理: 数値地図情報を用いた流域から海岸に供給される土砂収支の地球規模での算定方法, 海岸工学論文集, 第 49 巻, pp.606-610, 2002.
- 5) 吉川秀夫, 流砂の水理学, 丸善, 1985.
- 6) 長田信寿, 細田尚, 村本嘉雄: 実河川における河岸侵食予測手法の構築, 土木学会年次学術講演会講演概要集第 2 部, 第 52 巻, pp.480-481, 1997.
- 7) 堀博: メコン河 開発と環境, 古今書院, 1996.
- 8) J.W.Jacobs: Adjusting to climate change in the Lower Mekong, Global Environmental Change, pp.7-22, 1997.
- 9) UN: Development of water resources in the Lower Mekong Basin, Flood control Series No.12, Bangkok, 1957.
- 10) JICA and Ministry of rural development, Cambodia: The study on groundwater development in southern Cambodia, 1997.
- 11) Donk Bon Thon: Ground water research in Prey Veng province, 2002.
- 12) 横尾善之, 風間聡, 沢本正樹: 流域土壌の透水性と基底流量の長期的変動特性に関する数値実験, 水工学論文集, 第 45 巻, pp.331-336, 2001.
- 13) 谷誠: 一次元鉛直浸透によって生じる水面上昇の特性, 日本林学会誌, 64(11), pp.409-418, 1982.
- 14) Brutsaert, W.: The permeability of a porous medium determined from certain probability laws for pore size distribution, Water Resources Research, pp.425-434, 1968.
- 15) 大野亮一, 鈴木雅一, 大田猛彦: 最近の動向をふまえた飽和-不飽和浸透数値計算法の検討, 砂防学会誌, Vol.51, No.4, pp.3-10, 1998.
- 16) 白木克繁: 山腹斜面を対象とした粗い空間刻みによる浸透数値計算法の提示, 水文・水資源学会誌, Vol.11, No.6, pp.586-598, 1998.
- 17) Celia, M.A., Bouloutas and Zarba, R.L.: A General mass-conservative numerical Solution for the unsaturated flow equation, Water Resources Research, Vol.26, pp.1483-1496, 1990.
- 18) 日野幹夫, 大田猛彦, 砂田憲吾, 渡辺邦夫: 洪水の数値予報<その第一歩>, 森北出版,

pp.6-10, 1989.

- 19) MRC : Lower Mekong Hydrologic Year Book, 1994.
- 20) 土木学会 : 土質試験のてびき, 1998.
- 21) 河上房義 : 土質力学, 2002.
- 22) 地盤工学会 : 地盤工学ハンドブック, 第2編, 1999.
- 23) 土質基礎工学ライブラリー3 掘削のポイント : 土質工学会編, pp.303, 1975.
- 24) 稲田 倍穂・太田 正彦・本間 重雄 : 砂質土に対する Hazen 式の適用性, 土木学会 関東支部年次研究発表会講演概要集, 第4巻, pp.141-142, 1977.
- 25) Span Company Limited, Netherlands Engineering Consultants, Water Development Consultants Co : MEKONG RIVER BANK EROSION STUDY, Final Report Volume III, March 1995.
- 26) 土木学会水理委員会・国際建設技術協会 : メコン河調査団報告, 2000年3月, pp.53-57, 2000.