

これからの琵琶湖湖岸再生方策の検討に向けた基礎的調査について

～ 「琵琶湖水位及び流入河川からの供給土砂量」と「湖岸形状」の関係～

平成19年3月

近畿地方整備局 琵琶湖河川事務所
滋賀県 土木交通部 河港課

【 資 料 目 次 】

◆ 検討の目的	1
◆ 既存資料からみた湖岸変化の状況	2
1. 琵琶湖湖岸の変化状況（汀線変化状況図：湖岸施設、河川からの供給土砂）	2
2. 侵食災害の発生条件と頻度の推移	4
◆ シミュレーションモデルによる湖岸侵食要因（仮説）の分析	6
3. 湖岸変化シミュレーション（等深線変化モデル（モデル河川）、汀線変化モデル（全周））	6
4. 侵食要因の分析	12
・ 湖岸施設がある場合の湖岸変化	
・ 湖岸施設がない場合の湖岸変化	
・ 湖岸施設の有無による侵食・堆積土砂量の経年変化	
・ 供給土砂量の変化にともなう湖岸変化	
・ 琵琶湖水位の変化にともなう湖岸変化	
・ 湖岸施設がある場合の琵琶湖岸全体での変化	
・ 湖岸施設がない場合の琵琶湖岸全体での変化	
◆ これからの湖岸再生方策の検討に向けて	23
5. 湖岸のダイナミズム回復の可能性の検証	23
・ 動的平衡状態を確保するための琵琶湖水位	
・ 動的平衡状態を確保するための供給土砂量	
6. これからの検討の方向	29
【 参考資料 】	30

検討の目的

1.1 検討の目的

(1) これまでの湖岸保全

琵琶湖では、平成4年頃から湖岸の侵食災害が頻発するようになり、滋賀県では面的防護（突堤、養浜、緩傾斜護岸の3点セット）を基本とした湖岸保全対策を実施してきた。

(2) 現状の課題

湖岸形状の変化の要因は、琵琶湖の水位変動による影響、流域からの供給土砂量の減少による影響、湖岸構造物の建設による影響などが指摘されてきたが、これらの要因が具体的にどれ程の影響を及ぼしているのかは明確ではなかった。

また、湖岸保全対策が実施された箇所では侵食を防ぐ効果はある一方で、汀線がのこぎり状に安定するため、景観の悪化がしばしば指摘されている。さらに最近では、湖岸保全施設により砂の動きが停止することで、砂浜が攪乱されにくくなり、植生帯が波打ち際近くまで進出したとの指摘もある。

(3) 検討の目的

こういった背景から本検討では、湖岸保全施設によるこれまでの対症的な施策に変わり、水位変動パターンの見直しや供給土砂量の回復などによる湖岸形状の応答を予測し、湖岸のダイナミズムの回復可能性を検証する。侵食を防ぐだけの湖岸管理から、あるべき姿を目指した積極的な湖岸管理への可能性を探る。

これまでの湖岸管理

今回の検討

これから

これまでの湖岸保全対策は、湖岸保全施設(突堤など)による対症療法

- ◆ 流入河川からの供給土砂の減少、琵琶湖水位変動の変化(平成4年以降)などが、定性的に湖岸侵食の要因として指摘されていたが、そのメカニズムや影響度が不明確であった。
- ◆ 流入河川からの供給土砂の減少量は把握されておらず、また、具体的な回復方法に関する知見が十分でなかった。
- ◆ 下流京阪神の水利用、宇治川の治水及び琵琶湖周辺の治水上の理由から、環境保全に向けた水位管理の議論に抵抗があった。

堆積傾向になるなど湖岸保全施設による対症療法で一定の効果、しかし...

- その一方で、問題点も指摘されている。
- ◆ 固有の湖岸景観の喪失（漂砂下手側の局所的侵食による「のこぎり型」の湖岸形状）
 - ◆ 湖岸構造物により土砂移動が制限され、湖岸の攪乱が減少。（汀線付近までハマヒルガオ等の植生が侵入、砂浜固有の生態系減少の懸念、砂浜の砂交換が行われない等）

湖岸のダイナミズム回復(体質改善)の可能性は？

水位変動パターンや供給土砂量の変化による湖岸形状の変化予測

- ◆ 等深線変化モデルを用いた湖岸変化のシミュレーションにより、「琵琶湖水位」及び「流入河川からの供給土砂量」と「湖岸形状の変化量」との関係について、定量的に把握することを試みる。
- ◆ シミュレーションモデルを用いて、湖岸形状のダイナミズム回復(体質改善)の可能性を確認する。

体質改善の可能性があれば

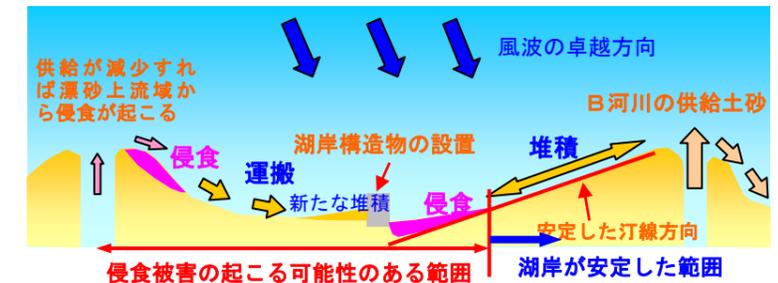
湖岸形状の「あるべき姿」の議論と具体的な方策の実現可能性を検討

- ◆ 湖岸のダイナミズムをどこで、どこまで回復させるのかなど、湖岸形状の「あるべき姿」についての議論（琵琶湖湖辺域保全・再生の基本方針等の見直しなど）。
- ◆ 「あるべき姿」を目指した具体的な方策の抽出と実現可能性の検討

1.2 湖岸形状を変化させる要因

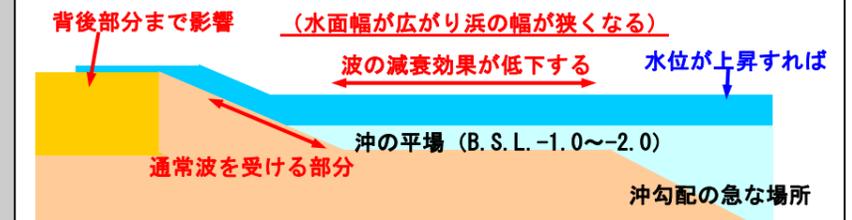
①湖岸施設の設置による影響

河川からの供給土砂の減少に伴い、沿岸漂砂量も減少することで、湖岸は侵食傾向に向かう。湖岸保全施設により土砂移動を抑制することで侵食は回避されるが、漂砂下手側では局所的な侵食が見られるなど、自然の地形は失われる。



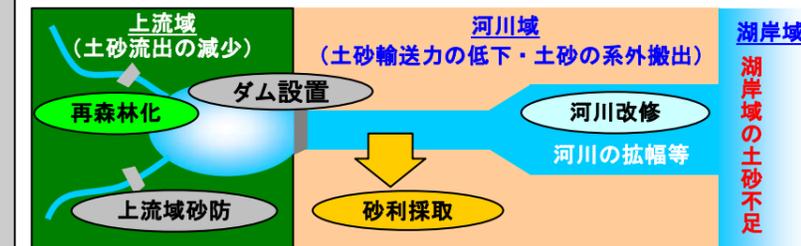
②琵琶湖水位による影響

水位が上昇すれば、水面幅が広がり見かけの砂浜幅が減少する。土砂移動は波のエネルギーにより生じる。高水位では風波は砕波されにくく、エネルギーはあまり減衰せずに、岸まで到達する。また、強風などで波が高くなると、波の持つエネルギーが大きくなる。



③河川からの供給土砂減少による影響

河川域では、再森林化、砂防、ダム、砂利採取、河川改修など様々な施策が関連し、河川から湖岸域への供給土砂が減少している。河口砂州の発達などは、河川からの供給量が沿岸漂砂量を上回っている状態で起こるものであり、供給が減少すれば湖岸域では侵食傾向となる。



湖岸形状を変化させる要因

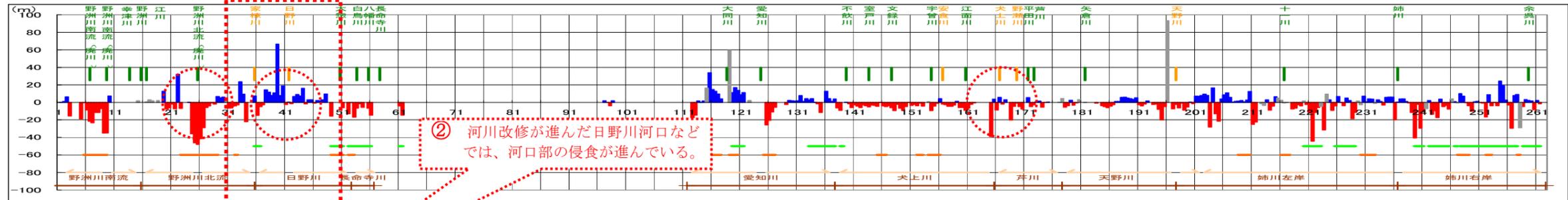
検討の目的

1. 琵琶湖湖岸の変化状況(汀線変化状況図:湖岸施設、河川からの供給土砂)

■ 昭和59年～平成3年(8年間)と平成3年～平成15年(13年間)までの汀線変化をそれぞれの航空写真から読み取り比較した。(汀線変化状況図)

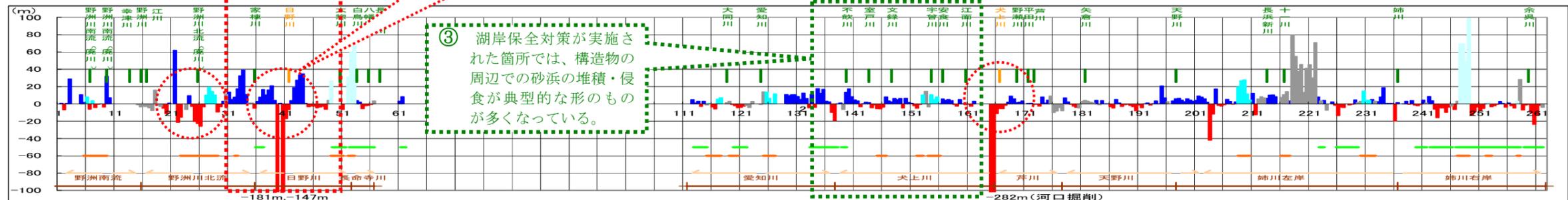
北湖東岸

S59～H3までの汀線変化



昭和59年から平成3年の汀線変化量(北湖東岸)

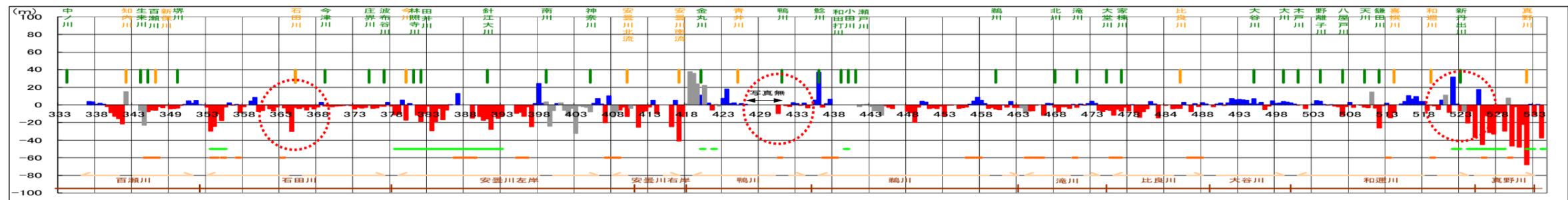
H3～H15までの汀線変化



平成3年から平成15年の汀線変化量(北湖東岸)

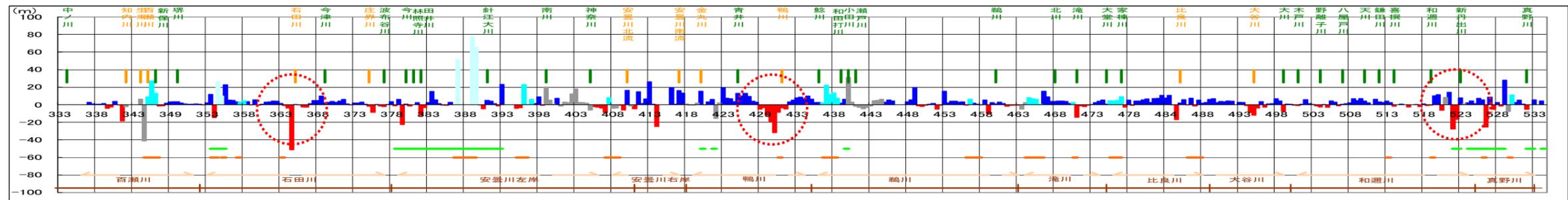
北湖西岸

S59～H3までの汀線変化

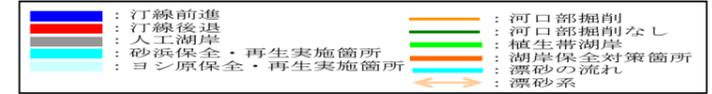


昭和59年から平成3年の汀線変化量(北湖西岸)

H3～H15までの汀線変化



平成3年から平成15年の汀線変化量(北湖西岸)

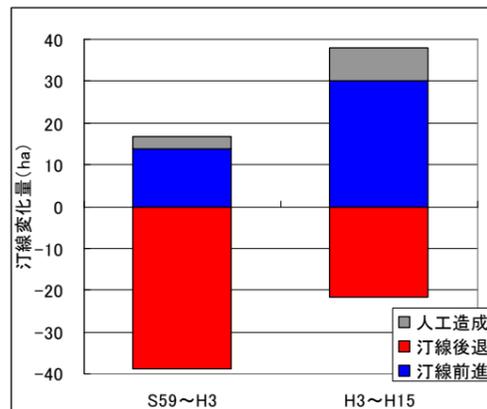


※ 昭和59年の写真がカラーで比較的鮮明であることと、平成15年の写真が最新であることから過去と現在の比較にはこれらを使用した。また、現行の水位管理の影響を把握するため、水位操作規則の運用開始時期にもっとも近い年代(平成3年航空写真)を中間年とした。

① 全体の傾向

- 昭和59年～平成3年までの湖岸変化は、河川河口部を中心としているものの、湖岸全域において汀線が後退している。
- 平成3年～平成15年までは、全体的には堆積傾向となっている。これは、これまでに実施されている湖岸保全対策の効果の可能性もある。

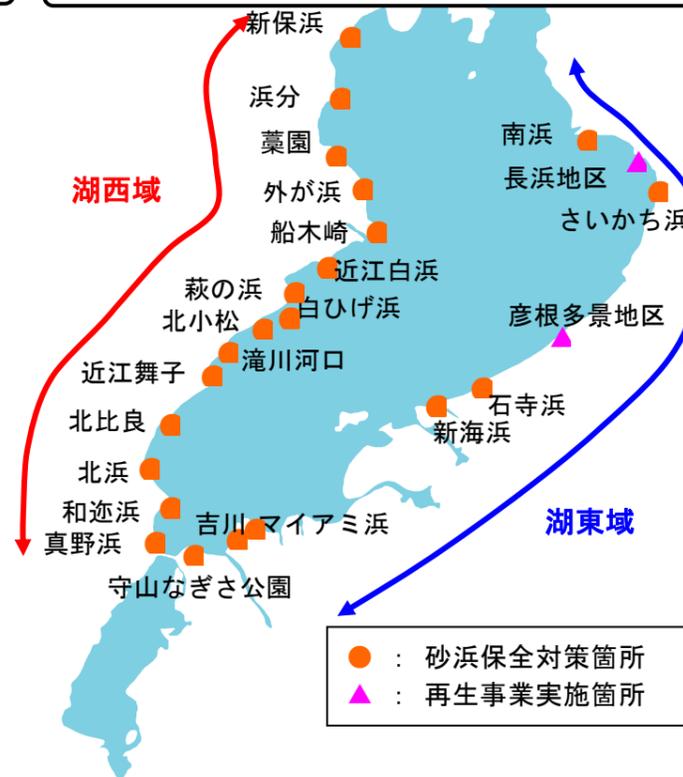
砂浜の堆積・侵食面積の推移



注) 汀線変化状況図において、各期間の侵食・堆積面積を集計した。

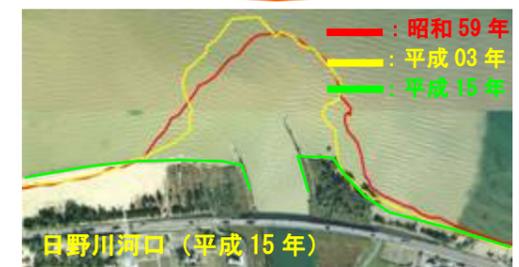
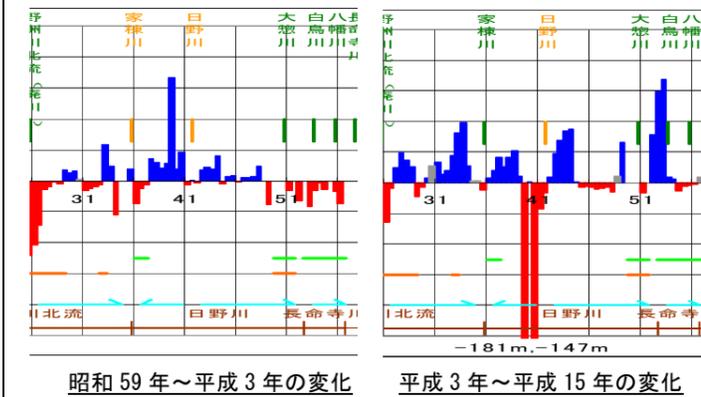
湖岸保全対策は、平成5年の災害をきっかけに、それ以降各湖岸で実施されている。

これまでに実施されている湖岸保全対策



③ 河口付近の傾向

- 平成3年以前は、湖東側では河口掘削された犬上川や廃川となった旧野洲川河口などが大きく後退している。湖西側でも同じく、河口掘削された知内川、百瀬川、石田川、安曇川などの河口が後退している。(左ページ汀線変化図の赤丸内)
- 平成3年以降は、湖東側で河口掘削が継続的に実施された犬上川やこの時期 (H2~H7) に河口掘削が開始された日野川などで後退が顕著となっている。湖西側でも同じく、この時期に河口掘削されている和邇川、鴨川、石田川などの後退が顕著である。(左ページ汀線変化図の赤丸内)



湖岸形状の変化 (まとめ)

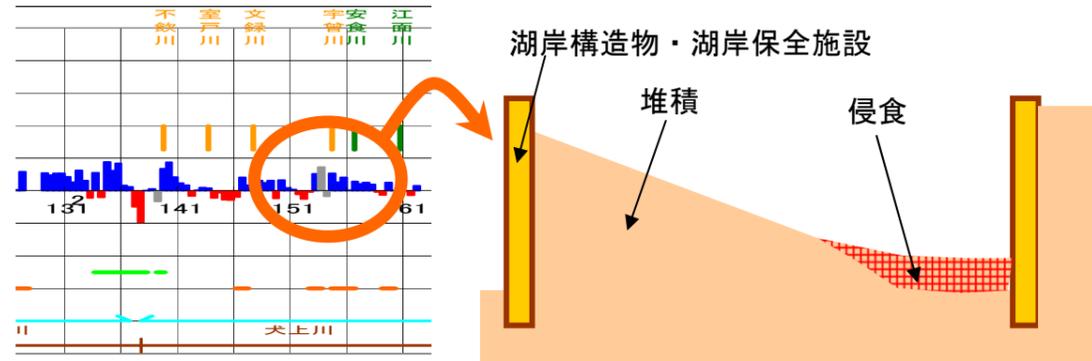
- ①平成3年～平成15年にかけて湖岸は全体として安定傾向となっている。(湖岸保全施設の効果)
- ②湖岸構造物により安定している部分は、典型的なのこぎり型の湖岸形状となっている。
- ③河口掘削などが行われている周辺では、湖岸侵食が進んでいる。

湖岸形状の変化要因(作業仮説①・②)

- 仮説①: 湖岸保全施設があれば、湖岸侵食は抑制され大きく進行しない。
- 仮説②: 供給土砂量が減少した場所(河口部等)では侵食が進む。

② 湖岸構造物周辺の傾向

- 平成3年以降は、漂砂の上手から下手に向かって三角形の形の湖岸が増加している。これは、構造物の漂砂下手側で後退し、上手側に土砂が堆積するため起こる典型的な形状である。(左図緑枠内)



2. 侵食災害の発生条件と頻度の推移

災害発生時の琵琶湖水位と風速

- 図1は、平成3年から平成12年までの10ヵ年における風速データ（彦根地方気象台、1時間ピッチデータ）と琵琶湖水位（日平均値）の関係をプロットしたものであり、■は災害時の組み合わせを示している。
- 琵琶湖水位が B. S. L. +0.3m を超えると侵食災害が発生することが多い。
- 時間平均風速（彦根地方気象台）が 10m/s 以上になると、琵琶湖水位が B. S. L. +0.3m 以下でも侵食災害が発生することが多い。

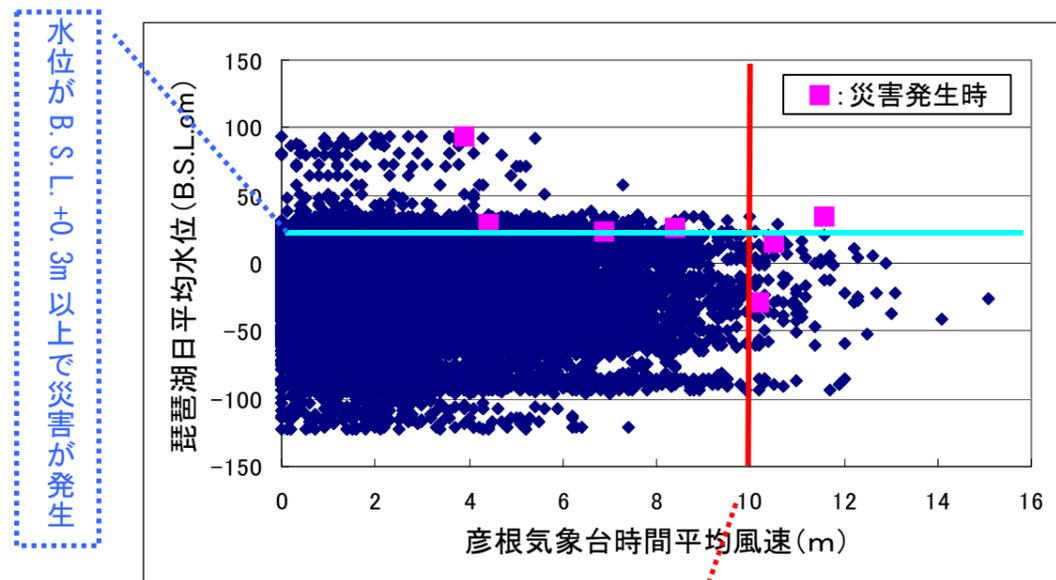


図1 彦根風速と琵琶湖水位の関係（平成3年～平成12年の彦根地方気象台時間平均値）

表1 琵琶湖湖岸における災害復旧事業の実施状況

被災時期	箇所	場所	瞬間最大風速 (m/s)	琵琶湖水位 (B. S. L. cm)	被災時期	箇所	場所	瞬間最大風速 (m/s)	琵琶湖水位 (B. S. L. cm)		
S57	4.9~10	彦根市松原町	NW16.6	14	H5	3.28~5.29	中主町吉川	NW16.1	14		
		彦根市大藪町	NW16.6	14		彦根市新海浜	NW16.1	14			
		彦根市八坂町	NW16.6	14		長浜市下坂町	NW16.1	14			
		彦根市須越町	NW16.6	14		高島町勝野	SE26.4	-26			
S60	6.21~7.10	彦根市薩摩町	NW16.6	14	H7	9.4	安曇川町北舟	SE26.4	-26		
		彦根市石寺町		50			新旭町深溝	SE26.4	-26		
H4	2~3	蓬萊浜		29	H10	10.15~10.18	マキノ町新保	SE26.4	-26		
		和田内川		29			彦根市新海浜		93		
		鴨川		29			彦根市石寺町		93		
		安曇川		29			南小松		24		
		石田川		29			H11	3.20~22	彦根市新海浜	WNW12.7	35
		愛知川		29			H12	4.10~4.11	彦根市新海浜		23
		旧野洲川北流		29			H13	3	彦根市新海浜		35
		旧野洲川南流		29			H15	5.8	彦根市薩摩浜	NW18.2	21
									彦根市新海浜	NW18.2	21

※) 湖岸侵食対策箇所の内、災害復旧事業として認可され、侵食要因となる要件（水位、風向等が明確なものだけを抽出）

災害発生時の水面高

- 図2は、琵琶湖水位（青線）に彦根地方気象台の1時間ピッチデータから守山なぎさ地区で推算した波浪の半分（水面か波の山までは、波高の1/2になることから）を加算（肌色）したものを示している。これは、波を考慮した琵琶湖の水面高となる。今回使用した風速データをピンクの棒グラフで示す。
- 水面高（琵琶湖水位+有意義波高/2）が B. S. L. +0.4m を超えたときに発生することが多い。

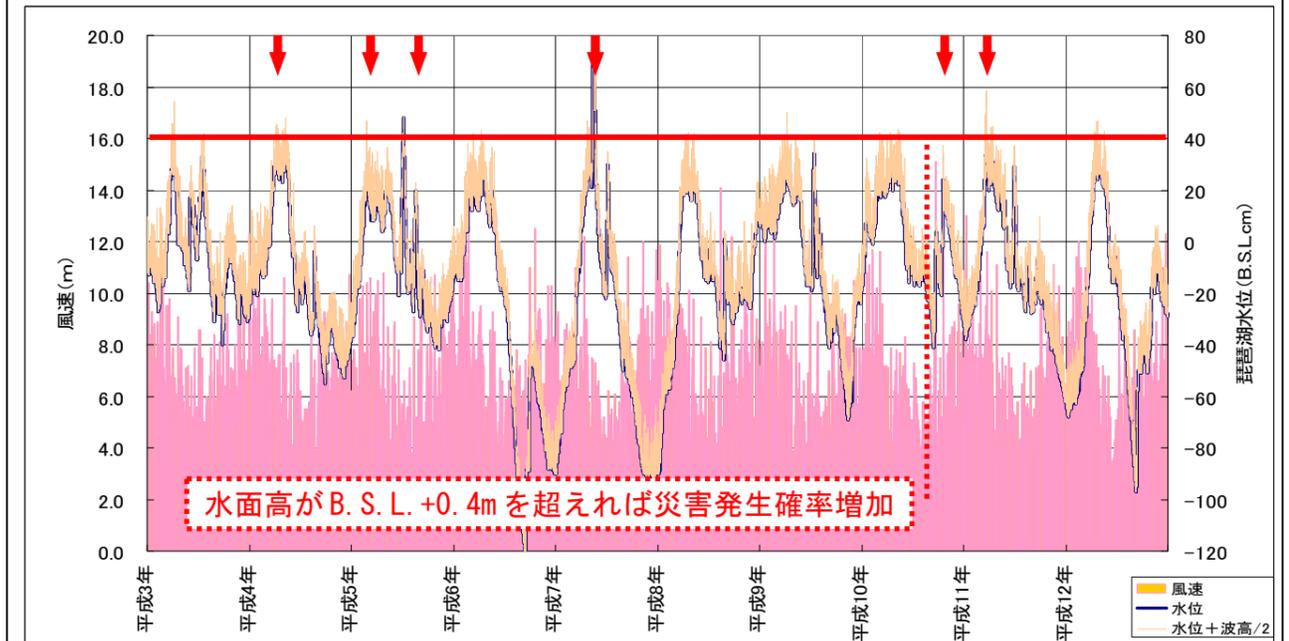


図2 旧野洲川南流における水位・波と災害発生状況 → は災害発生時

風波の有義波高の計算条件

- 対象地区：旧野洲川南流河口（守山なぎさ公園）
- 対象期間：平成3年～平成12年（10ヶ年）
- 波浪計算：SMB法
- 計算ピッチ：3時間ピッチ

侵食災害の発生条件（まとめ）

- 琵琶湖水位が B. S. L. +0.3m を超えると侵食災害が発生することが多い。
- 時間平均風速（彦根地方気象台）が 10m/s 以上になると、琵琶湖水位が B. S. L. +0.3m 以下でも侵食災害が発生することが多い。
- 水面高（琵琶湖水位+有意義波高/2）が B. S. L. +0.4m を超えたときに発生することが多い。

(既存資料からみた湖岸変化の状況)

侵食災害の発生頻度の推移

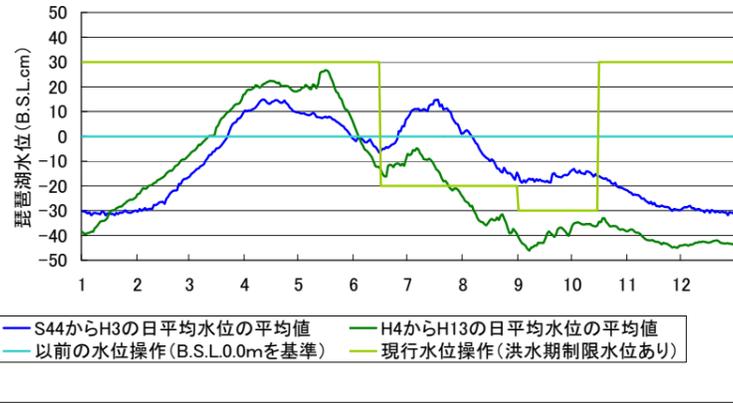
平成4年前後での琵琶湖水位の変化

■平成4年以降、2～5月の水位が上昇し6月以降の水位が低下する傾向にある。

従来の操作 (平成4年以前)
B. S. L. ±0.0m目標操作

現行の操作 (平成4年以降)
○常時満水位 : B. S. L. +0.3m
○洪水期制限水位
6/16→8/31 : B. S. L. -0.2m
9/1→10/15 : B. S. L. -0.3m

現行操作移行に伴う変化
○ 2月～5月の水位が上昇
○ 6月以降の水位が低下



侵食災害の発生件数の推移

■平成4年以降で災害発生数が増加している。
■災害発生は、3月～5月に集中している。

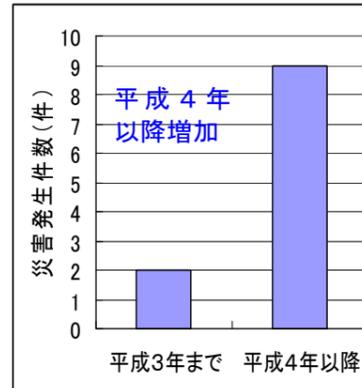


図 災害発生件数の推移

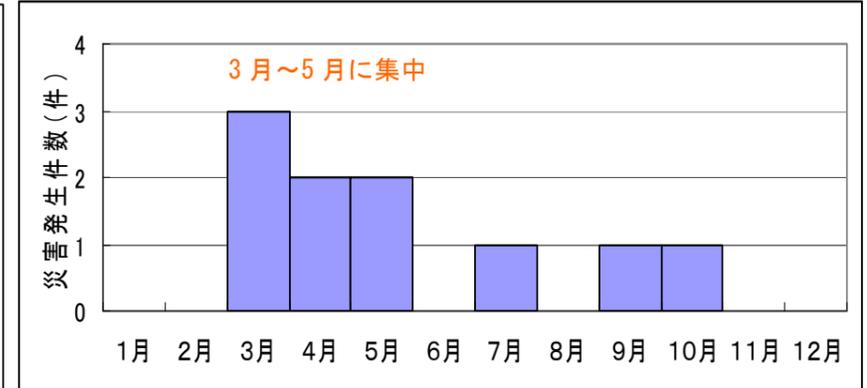
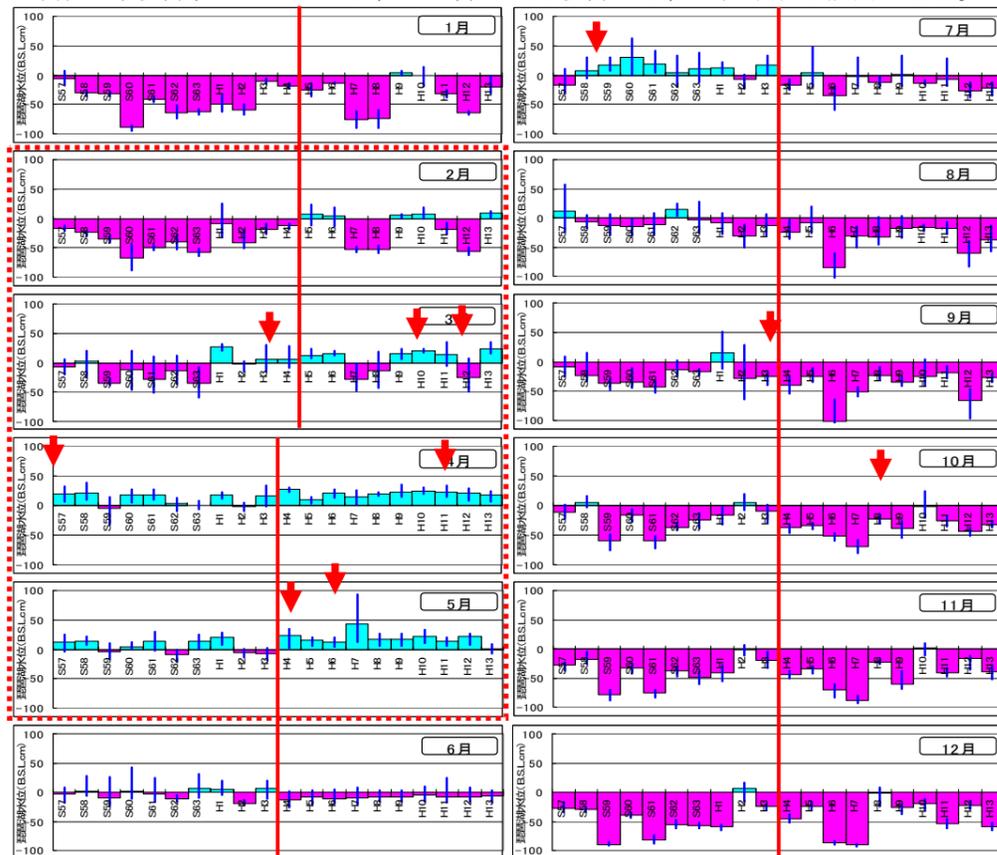


図 月別災害発生件数

月別の琵琶湖平均水位の変遷

■グラフは、各年の同時期 (同じ月) の平均をとり、月毎にそれをプロットしたものである。
■図中赤線は、現行の操作ルールが始まった時期である。
■平成4年以降、2～5月の水位が上昇し6月以降の水位が低下する傾向にある。



グラフの見方

月最大水位
月平均水位
月最低水位

侵食災害の発生頻度の推移 (まとめ)

■平成4年以降は、2～5月の水位が高い傾向にある。
■平成4年以降に災害発生件数が増加している。
■災害発生は、3月～5月に集中している。

湖岸形状の変化要因 (作業仮説③)

湖岸形状の変化要因(作業仮説③)

仮説③: 琵琶湖水位が高ければ湖岸侵食は起こりやすい。

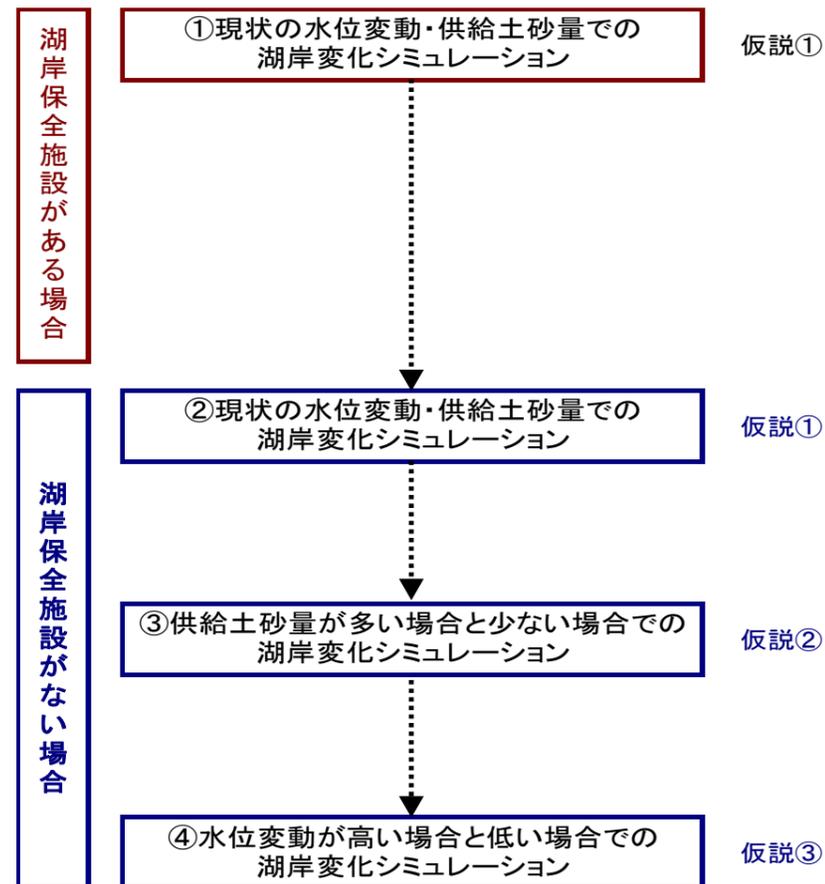
琵琶湖水位 (B. S. L. cm)

3. 湖岸変化のシミュレーション(等深線変化モデル)

3.1 湖岸変化のシミュレーションの流れ

湖岸侵食の要因は、様々な物理現象により引き起こされているが、既存資料からの湖岸状況分析だけではこれを明確に表現できない。このため、仮定の条件の下に、湖岸がどのように変化するかを表現できるのが湖岸変化のシミュレーションモデルである。ここでは、様々な仮定の条件から、湖岸侵食の要因分析を行い、今後の湖岸再生を考える上での基礎条件の整理を行うことを目的としている。

湖岸侵食(堆積)量を左右する要因	湖岸侵食との因果関係(仮説)
仮説① (湖岸施設の設置) 湖岸施設の有無による影響	(現状の琵琶湖水位及び供給土砂量では) ・湖岸施設がないと湖岸侵食が進み, ・湖岸施設があると湖岸侵食が進まない。
仮説② (河川からの供給土砂の減少) 供給土砂量の変化による影響	(湖岸施設がない場合) ・供給土砂量が減ると湖岸侵食が進み, ・供給土砂量が増えると湖岸侵食が進まない。
仮説③ (琵琶湖水位による影響) 琵琶湖水位の高低による影響	(湖岸施設がない場合) ・琵琶湖水位が高いと湖岸侵食が進みやすく, ・琵琶湖水位が低いと湖岸侵食が進みにくい。



3.2 湖岸変化のシミュレーションモデルの概要(簡易版)¹

(1) シミュレーションモデル(等深線変化モデル)の考え方

① 土砂の移動範囲

波による土砂の移動は、「波のエネルギーが底面土粒子を動せる深さ(移動限界水深)」から「波の打上高相当までの高さ」までの範囲で起こっている。琵琶湖においては、概ね B. S. L.+1.0m から B. S. L.-1.0m ~ -1.5m 程度の範囲で起こっている。

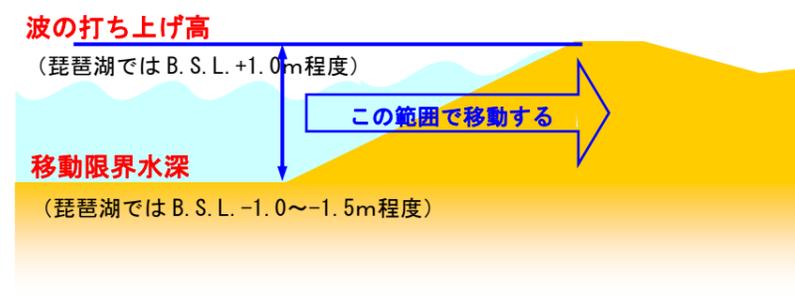


図1 土砂の移動範囲模式図

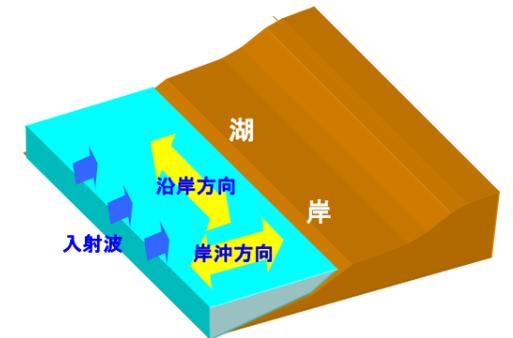


図2 土砂の移動方向



写真1 波の打ちあげ高の状況
(日野川左岸 佐波江地区)

② 土砂の移動現象

土砂の移動は、沿岸方向(湖岸線に対して平行な方向)と岸沖方向(湖岸から沖方向)の2方向で生じている。沿岸方向の土砂移動は、「入射波の波高・波向」と「湖岸土砂の粒度組成」によって決まり、また、岸沖方向の土砂移動は、湖岸を形成している土砂の粒度組成から決まる安定な湖岸勾配に変化しようとする働きから決まる。このように、土砂移動は、波等の外力と構成する土砂の質によりその移動が決められる。等深線変化モデルの基礎式を以下に示す。

$$q_x = \varepsilon_z(z) \cdot K_x \cdot (EC_g)_b \cos \alpha_b \sin \alpha_b$$

$$q_z = \varepsilon_z(z) \cdot K_z \cdot (EC_g)_b \cos^2 \alpha_b \sin \beta_c \cdot \left(\frac{\cot \beta}{\cot \beta_c} - 1 \right)$$

q_x ; 沿岸漂砂量, q_z ; 岸沖漂砂量
 $\varepsilon_z(z)$; 漂砂量の水深方向分布
 K_x および K_z ; 漂砂量係数
 $(EC_g)_b$; 波エネルギー逸散量
 α_b ; 等深線に対する波角
 β_c ; 前浜の安定勾配角, β ; 断面勾配

¹ 詳細な解説は参考資料に記載。

(シミュレーションモデルによる湖岸侵食要因(仮説)の分析)

③ 土砂移動量の表現

土砂の移動量は、波の大きさや入射方向、湖岸土砂の粒径などの要因で、その移動量は変化する。下図には、これらの現象を示しており、モデルではこのような現象を表現する。

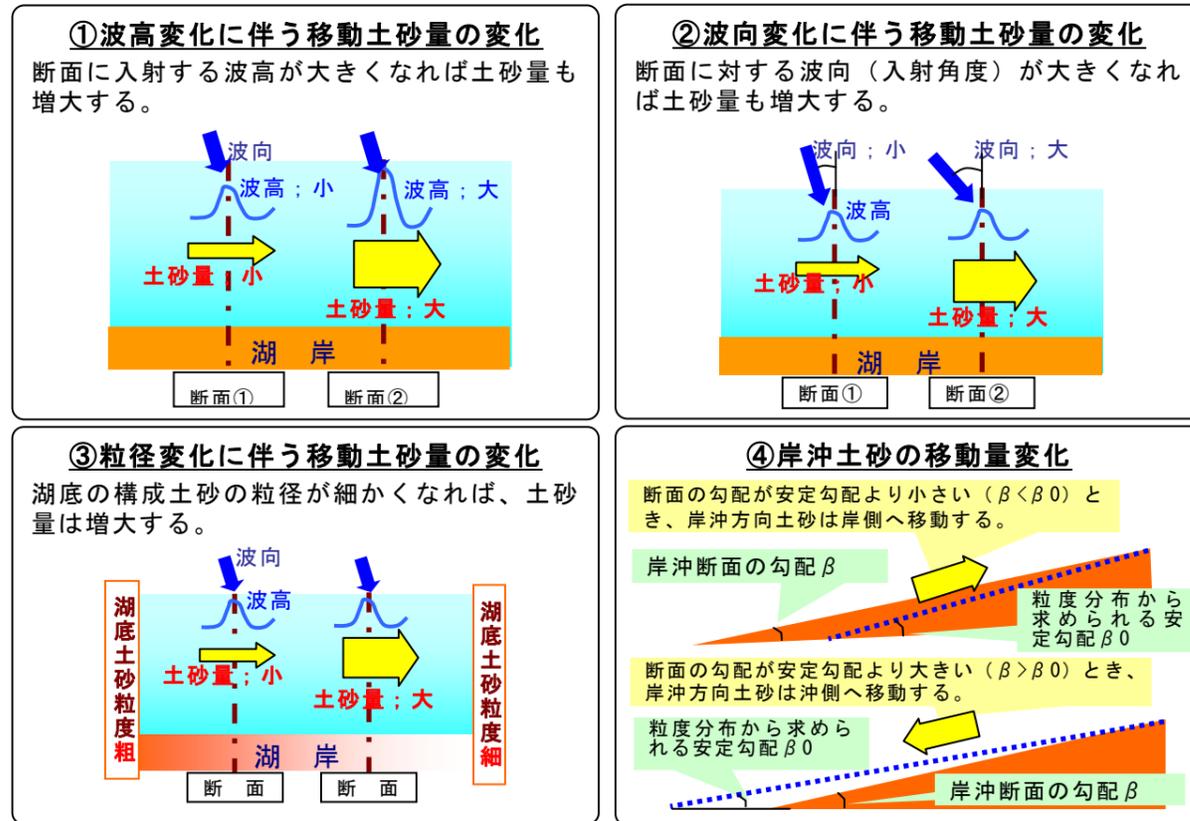
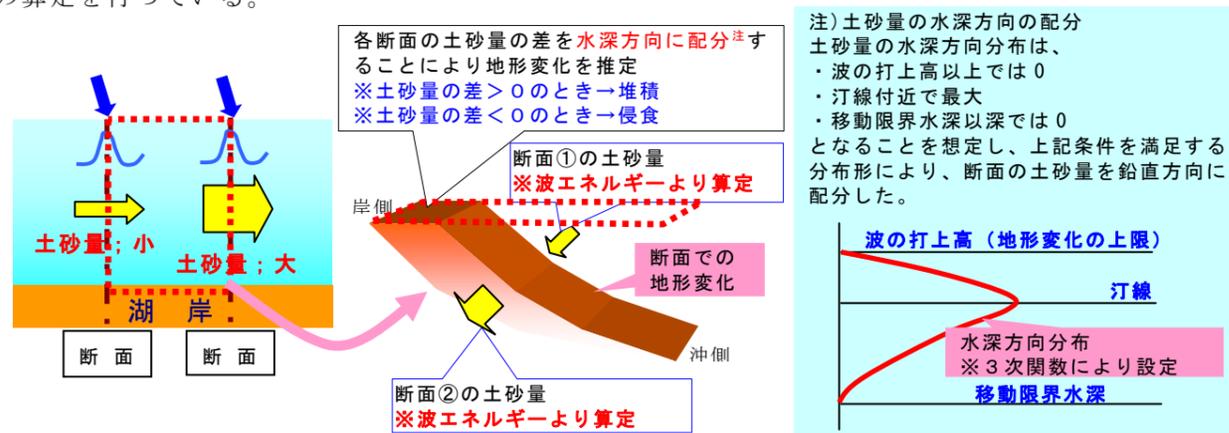


図3 土砂の移動範囲模式図

④ 地形変化量の算定手法

地形変化量の算定においては、任意断面毎に移動土砂量を算定し、これらの収支により地形変化量の算定を行っている。



(2) 等深線変化モデル（野洲川・愛知川モデル）の解析条件

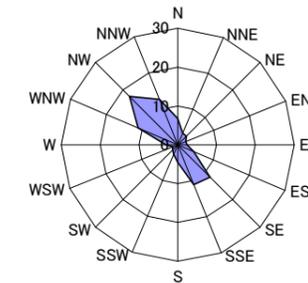
① 沖波推算

琵琶湖では波浪観測は実施されていないことから沖波の設定にあたっては、有義波法により推算するものとする。風速・風浪の実測資料は、気象庁彦根気象台の1995年（平成7年）から2004年（平成16年）までの近10ヵ年における毎正時観測値を用いる。

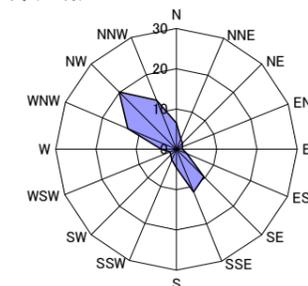
参考表1 野洲川河口のエネルギー平均波（彦根気象台，1995～2004年）

	冬 (1-3)	春 (4-6)	夏 (7-9)	秋 (10-12)	年間
波高(m)	0.26	0.18	0.19	0.25	0.23
周期(sec)	1.52	1.23	1.21	1.37	1.33
波向(N° E)	320.4	326.2	326.8	322.8	322.9

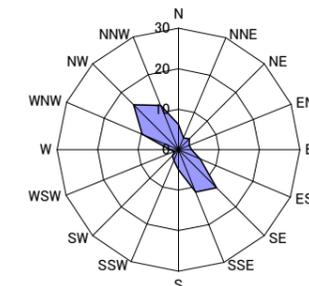
年間(1~12月)



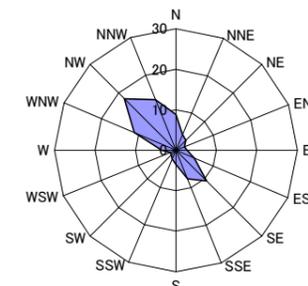
冬季(1-3月)



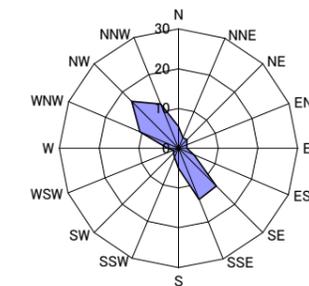
夏季(7-9月)



春季(4-6月)



秋季(10-12月)



参考図7 風速の方位別出現頻度分布；彦根気象台，1995～2004年の10ヵ年

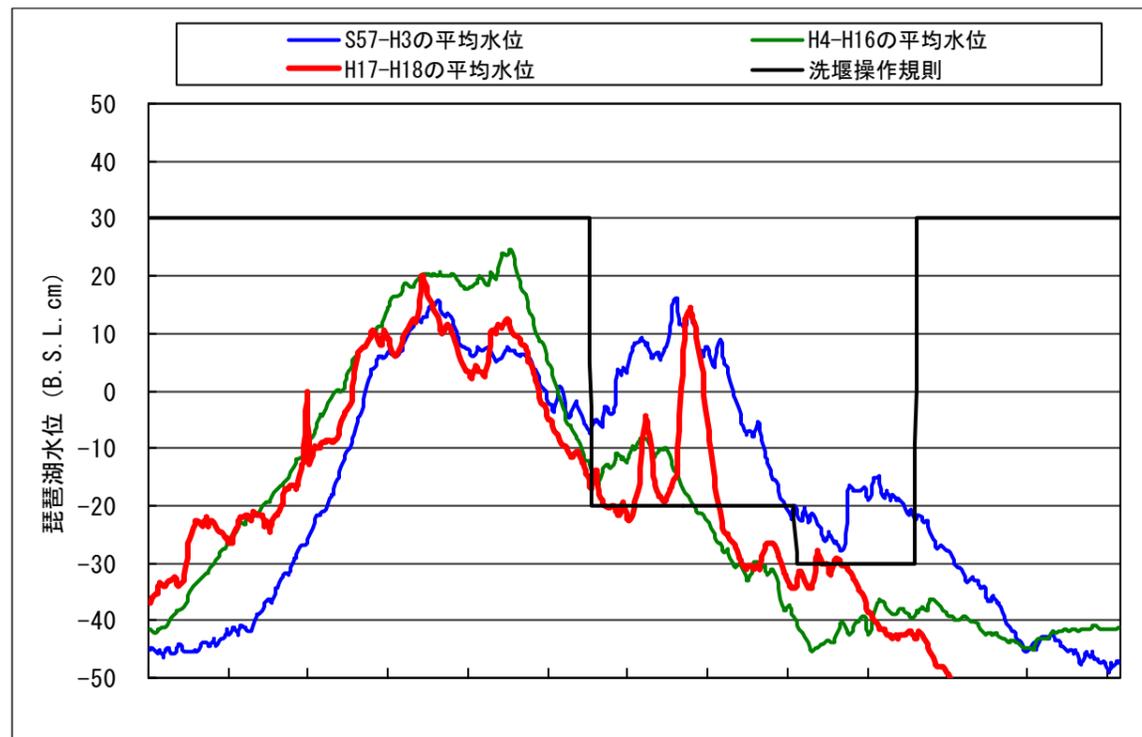
3. 湖岸変化のシミュレーション(等深線変化モデル)

②琵琶湖水位の設定

琵琶湖水位による湖岸侵食への応答性を確認するため、今回の解析モデルでは、以下の3ケースの同日平均水位を作成する。

- ①現行操作以前10ヵ年(昭和57年～平成3年)の観測水位による同日平均水位波形
- ②現行操作以後10ヵ年(平成4年～平成16年、ただし平成7,8,12年を除く)の観測水位による同日平均水位波形
- ③運用操作実施年(平成17年から平成18年)の観測水位による同日平均水位波形

湖岸侵食解析においては、これら3ケースの水位データを1年間分(365日分)作成し、解析期間に応じて繰り返し入力することとする(たとえば、10ヵ年の計算では、365日分のデータを10回繰り返し入力する)。



参考図8 琵琶湖年間平均水位

③地形条件

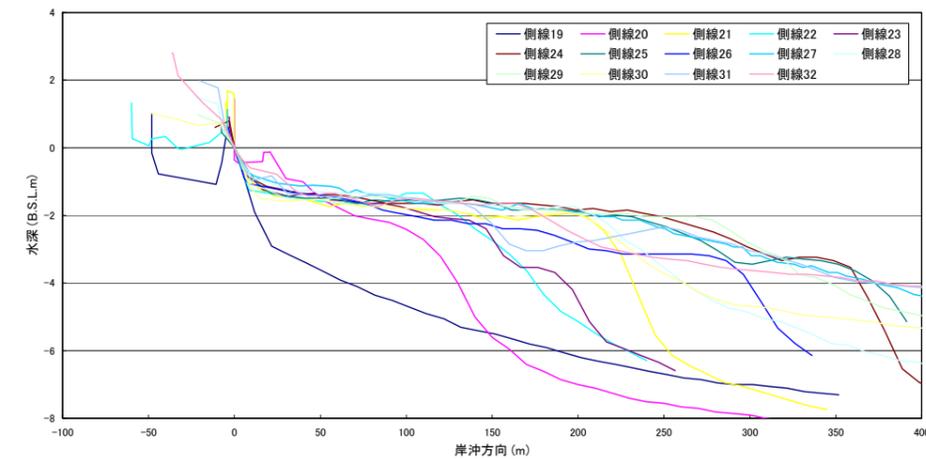
解析に際しては、対象地形を以下のとおりモデル化(単純化)し、湖岸侵食の影響評価が明確に表現できるモデルを構築する。

- 平面形状
湖岸線に沿う曲線形状を直線化し、解析用の断面形状を作成。
- 横断形状
深淺測量結果をもとに平均的な湖底勾配を設定。

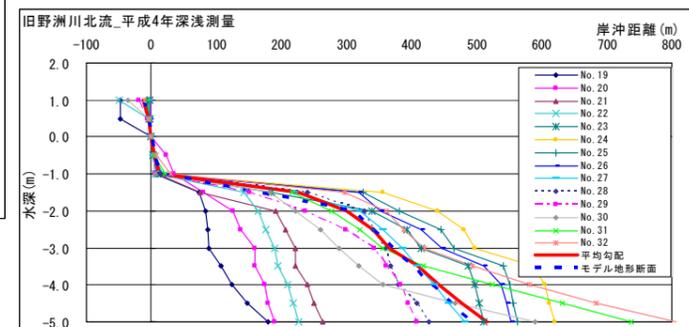
【野洲川】

平成4年深淺測量成果

野洲川 横断面図 (H4深淺測量結果)



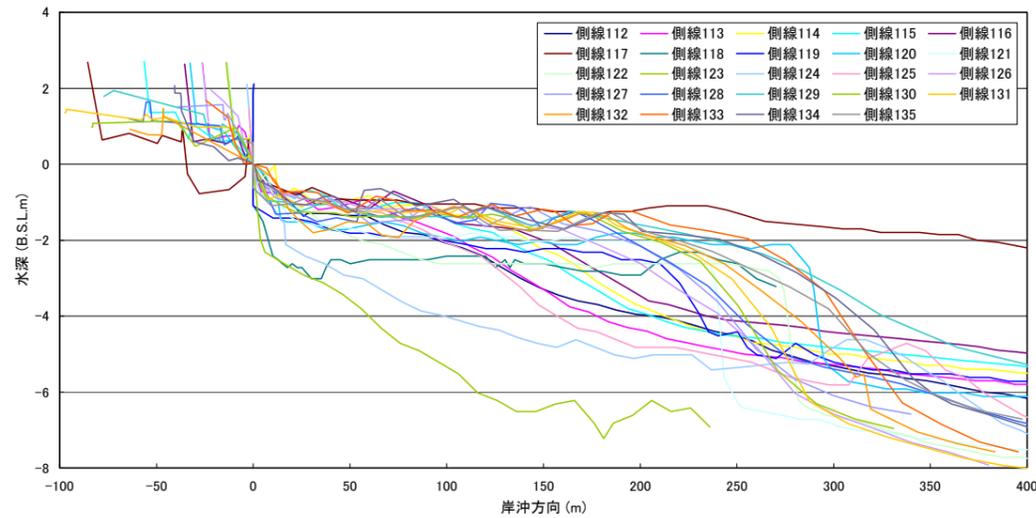
解析用の平面・横断形状



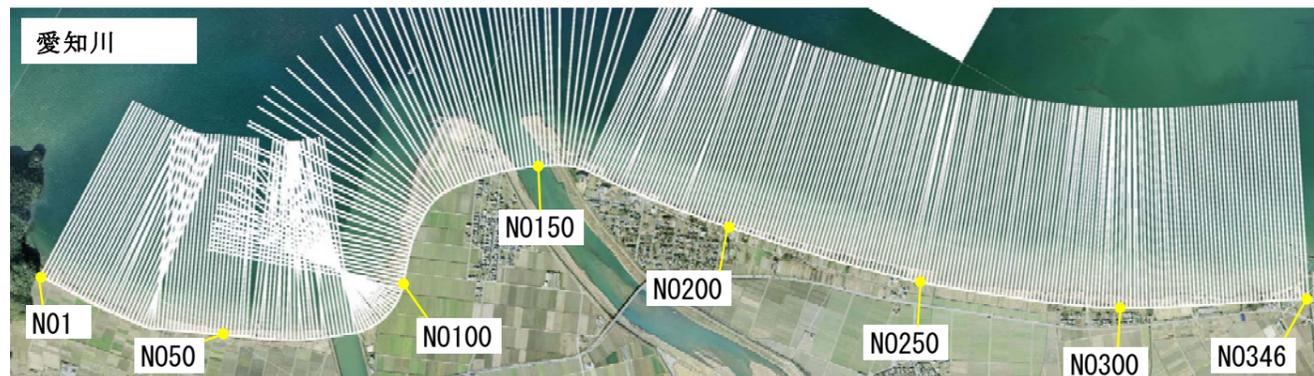
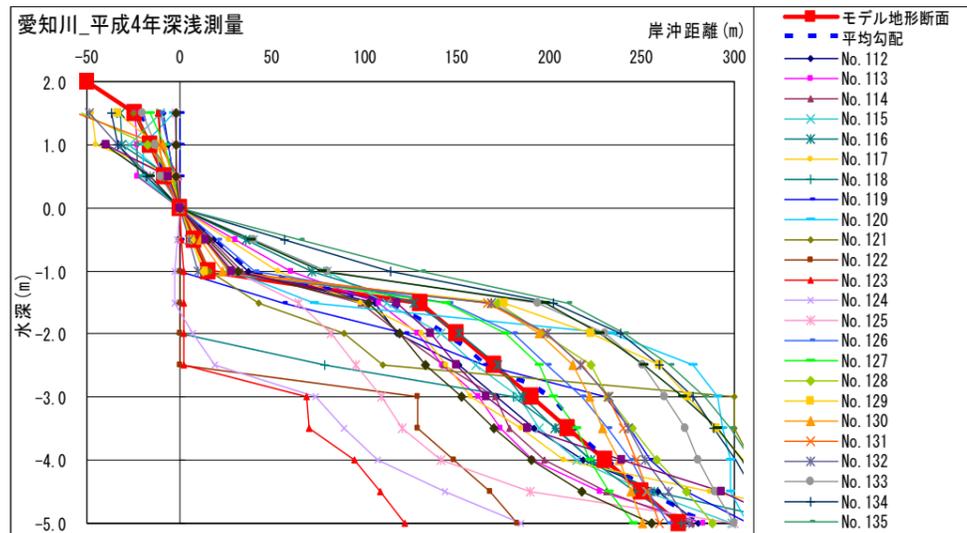
【愛知川】

平成4年深淺測量成果

愛知川 横断面図 (H4深淺測量結果)

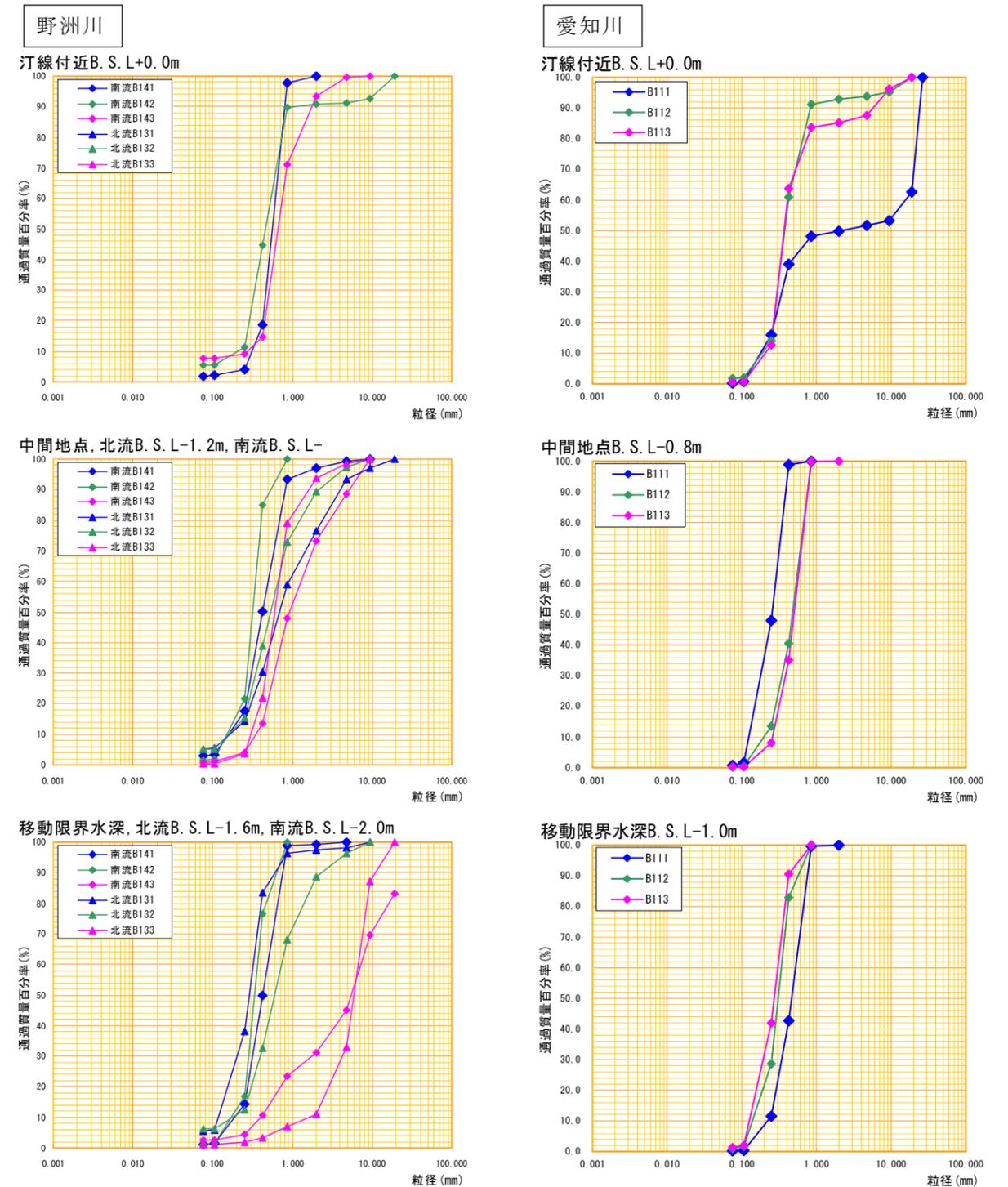


解析用の平面・断面形状



④ 粒度分布の設定

平成6年に実施された琵琶湖湖岸の底質材料調査結果をもとに、湖岸侵食解析の初期粒度分布とする。



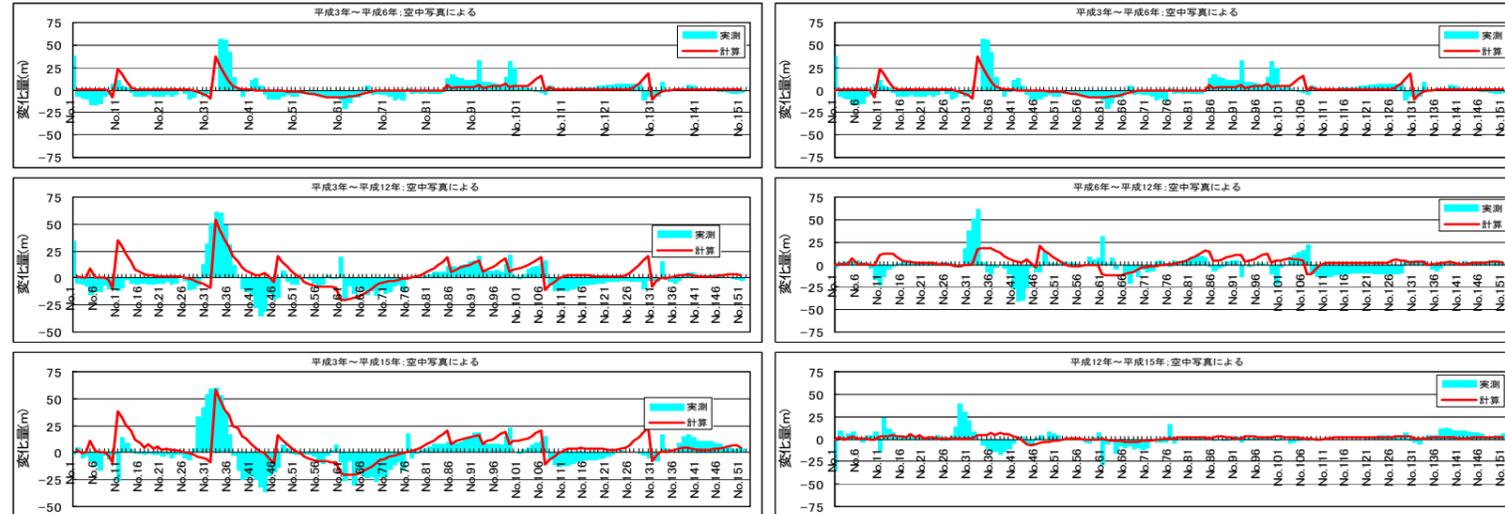
参考図 10 水深別の粒度分布調査結果；平成6年調査結果

3. 湖岸変化のシミュレーション(等深線変化モデル)

検証計算

野洲川(旧北流河口周辺)における検証計算

- 平成4年の深浅測量結果をもとに、旧野洲川河口周辺の湖岸地形を水深1m以浅では湖底勾配1/10、水深1m以深では湖底勾配1/70にモデル化した。また、岸沖方向に解析断面を20mピッチで153測線設定した。
- 検証計算は、平成4年から平成15年までの12カ年における空中写真から読みとった汀線変化と再現解析による汀線変化量は下図に示すとおりであり、経年的な汀線変化の再現が可能である。

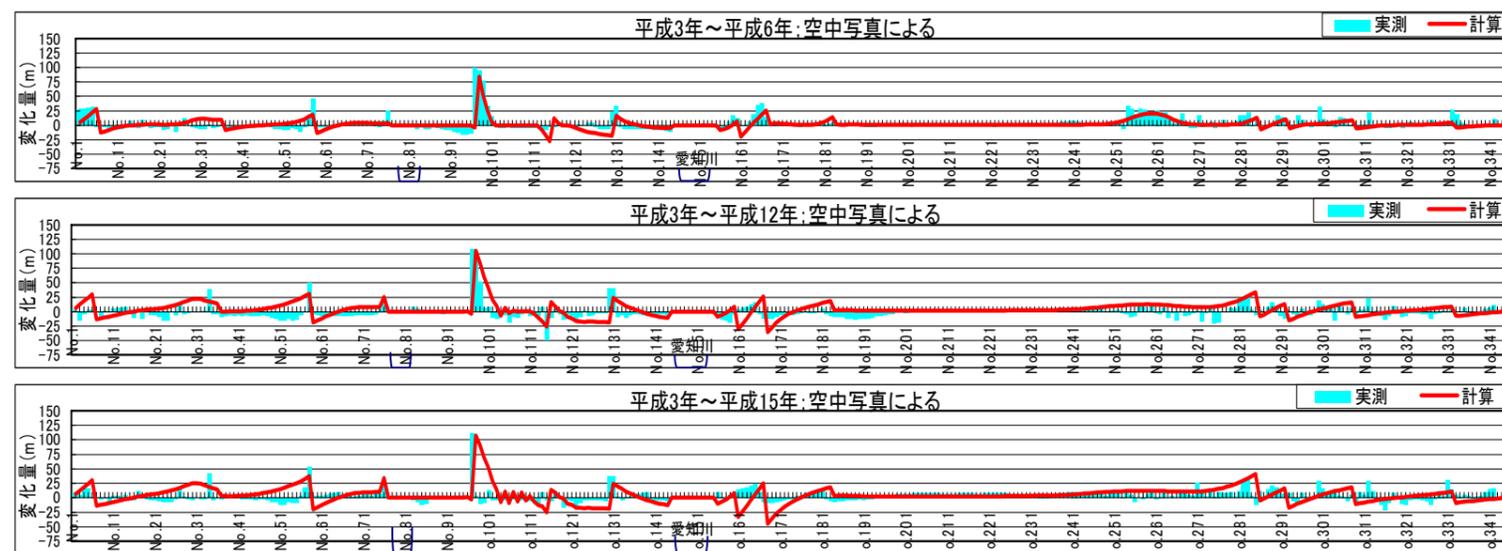


野洲川北流漂砂系の汀線変化再現結果；平成4年～平成15年の12カ年

項目	計算条件(初期値等)			
解析対象範囲	沿岸方向	L=3.0km		
	岸沖方向	L=約500m		
解析サイズ	ΔX:20mピッチ、ΔZ:0.5m、			
初期地形	平成4年深浅測量より作成			
計算期間	平成3年～平成15年の12カ年			
入射波の条件	琵琶湖湖心の風向・風速観測地をもとに有義波法により季節別のエネルギー平均波高を設定			
	季節	月	波高Hb(m)	周期T(sec)
	冬季	1～3	0.26	1.52
	春季	4～6	0.18	1.23
	夏季	7～9	0.19	1.21
	秋季	10～12	0.25	1.37
粒径・平衡勾配	平成6年底質材料調査(滋賀県河港課資料)			
河口流出土砂量	なし			
浚渫・投入土砂量	工法	設置場所	延長(m)	実施年度
	養浜	No.85～No.107	452	1994年8月
	養浜	No.44～No.51	146	1999年10月
	導流堤	No.10	15	—
構造物	導流堤	No.35	70	—
	突堤	9基	—	—
	護岸	No.7～No.41	606	—
	護岸	No.51～No.61	194	—
	護岸	No.131～No.134	60	—

愛知川(河口付近)における検証計算

- 愛知川河口周辺の湖岸地形を水深1m以浅では湖底勾配1/8、水深1m以深では湖底勾配1/120にモデル化した。また、岸沖方向に解析断面を20mピッチで346測線設定した。
- 検証計算は、平成4年から平成15年までの12カ年における空中写真から読みとった汀線変化と再現解析による汀線変化量は下図に示すとおりであり、経年的な汀線変化の再現が可能である。

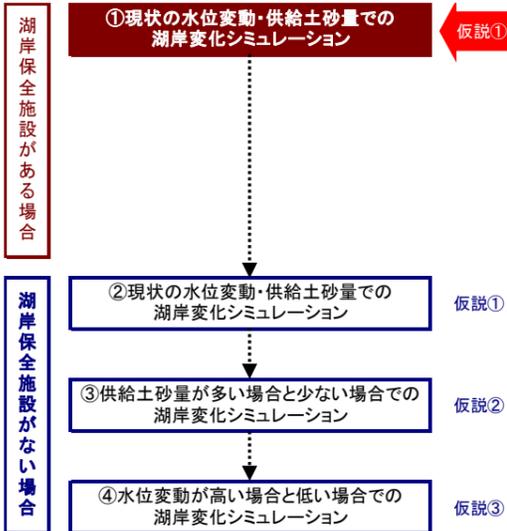


愛知川漂砂系の汀線変化再現結果；平成4年～平成15年の12カ年

項目	計算条件(初期値等)			
解析対象範囲	沿岸方向	L=6.9km		
	岸沖方向	L=約500m		
解析サイズ	ΔX:20mピッチ、ΔZ:0.5m、			
初期地形	平成4年深浅測量より作成			
計算期間	平成3年～平成15年の12カ年			
入射波の条件	琵琶湖湖心の風向・風速観測地をもとに有義波法により季節別のエネルギー平均波高を設定			
	季節	月	波高Hb(m)	周期T(sec)
	冬季	1～3	0.26	1.52
	春季	4～6	0.18	1.23
	夏季	7～9	0.19	1.21
	秋季	10～12	0.25	1.37
粒径・平衡勾配	平成6年底質材料調査(滋賀県河港課資料)			
河口流出土砂量	1,000m ³ /年(仮値)			
浚渫・投入土砂量	工法	設置場所	延長(m)	実施年度
	養浜	No.163～No.168	100	—
	養浜	No.254～No.263	180	—
構造物	導流堤	No.159	20	—
	突堤	14基	—	—
	護岸	No.1～No.33	660	—
	護岸	No.83～No.97	280	—
	護岸	No.121～No.133	240	—

4. 侵食要因の分析 ～湖岸施設がある場合の湖岸変化～

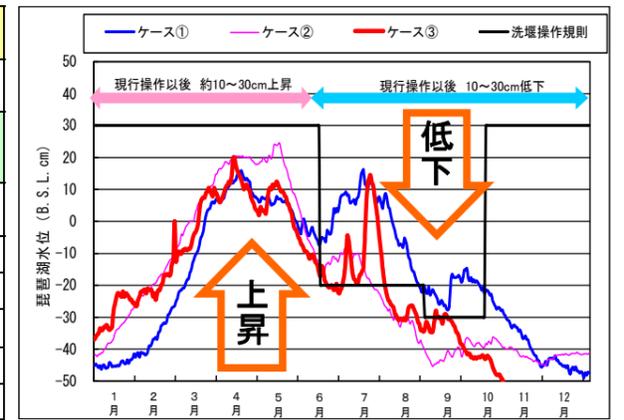
解析の順序



解析条件

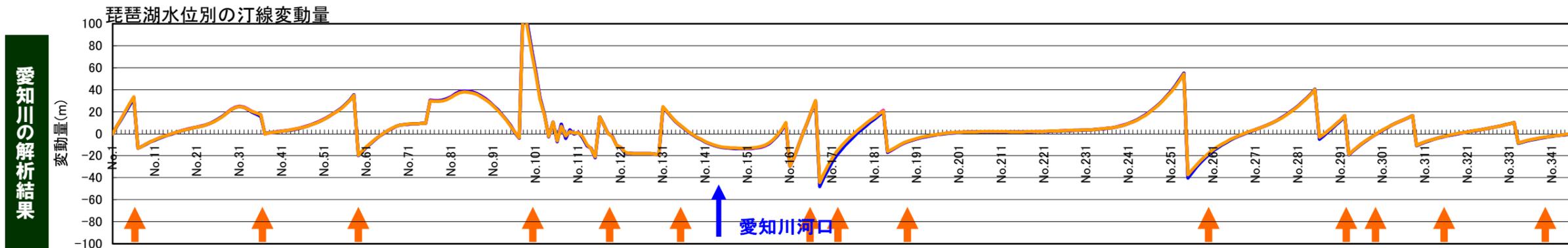
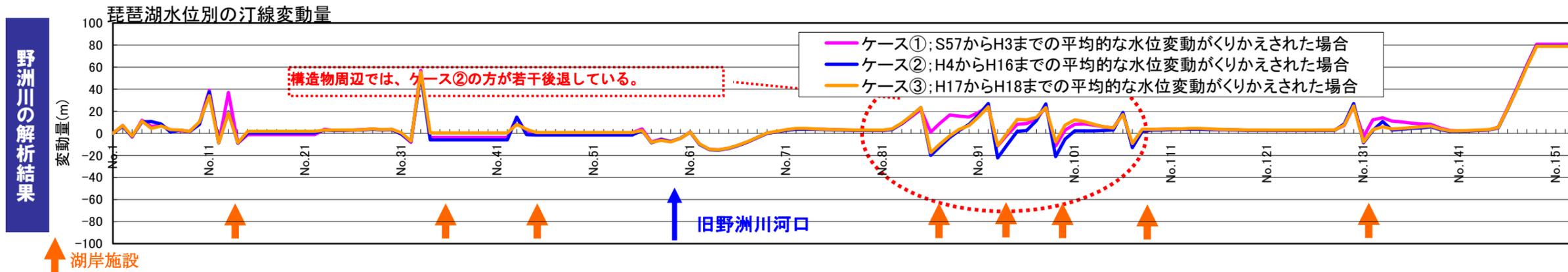
	ケース①	ケース②	ケース③	備考
湖岸施設	あり	あり	あり	
琵琶湖水位	S57→H3 平均	H4→H16 平均	H17→H18 平均	水位変化で湖岸はどう変化するか？
供給土砂量	現状	現状	現状	・野洲川 0.0m3/年・愛知川 0.0m3/年
その他	波高	四季別平均(m)		春：0.18、夏：0.19、秋：0.25、冬：0.26
	波向	四季別卓越方向(N° E)		春：320.4、夏：326.2、秋：326.8、冬：322.8
	期間	20年間		春：4-6、夏：7-9、秋：10-12、冬：1-2
	初期地形	平成4年(深浅測量)	平成14年(10年計算後の地形)	平成4年に湖岸保全施設ありで10年計算後の計算地形

- ※1) 緑部分が変化項目
- ※2) H7, H8, H12年は、大きな渇水年でありその他の年に比べ傾向が違うため除外した。
- ※3) 現状の供給土砂量は、野洲川は放水路へ付け替えられていることから0.0m3/年、愛知川は、河口掘削により土砂が湖岸まで到達していないと仮定し0.0m3/年とした。(愛知川河道モデル(開発中)の結果を踏まえ修正予定である。)



■初期地形からスタートする前半10年間では、構造物周辺で堆積・侵食が発生しこのぎり型に安定する。

前半10年間の解析結果



この湖岸をベースとし、さらに10年後の変化は

4. 侵食要因の分析 ～湖岸施設がない場合の湖岸変化～

解析の順序

湖岸保全施設がある場合

①現状の水位変動・供給土砂量での湖岸変化シミュレーション 仮説①

↓

湖岸保全施設がない場合

②現状の水位変動・供給土砂量での湖岸変化シミュレーション 仮説①

↓

③供給土砂量が多い場合と少ない場合での湖岸変化シミュレーション 仮説②

↓

④水位変動が高い場合と低い場合での湖岸変化シミュレーション 仮説③

解析条件

	ケース①	ケース②	ケース③	備 考
湖岸施設	なし	なし	なし	
琵琶湖水位	S57→H3 平均	H4→H16 平均	H17→H18 平均	水位変化で湖岸はどう変化するか？
供給土砂量	現状	現状	現状	・野洲川 0.0m ³ /年・愛知川 0.0m ³ /年
その他	波高	四季別平均(m)		春：0.18、夏：0.19、秋：0.25、冬：0.26
	波向	四季別卓越方向 (° E)		春：320.4、夏：326.2、秋：326.8、冬：322.8
	期間	20年間		春：4-6、夏：7-9、秋：10-12、冬：1-2
	初期地形	平成4年(深淺測量)	平成14年(10年計算後の地形)	湖岸保全施設設置前の地形 平成4年に湖岸保全施設なしで10年計算後の計算地形

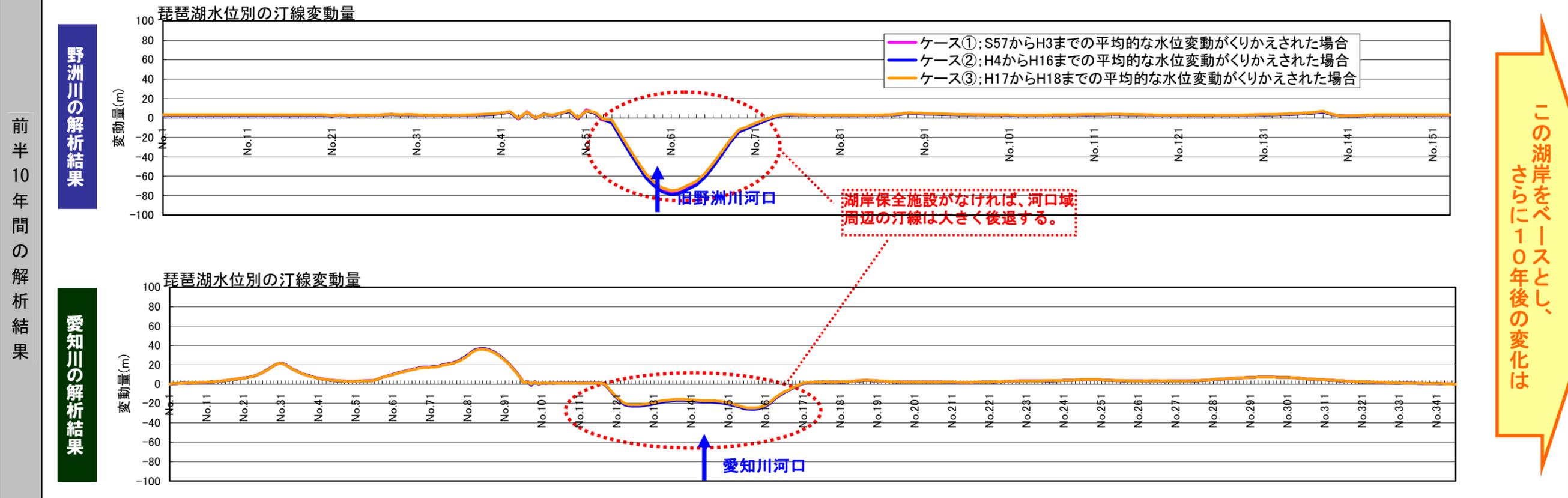
※1) 部分が変化項目

※2) H7, H8, H12年は、大きな渇水年でありその他の年に比べ傾向が違うため除外した。

※3) 現状の供給土砂量は、野洲川は放水路へ付け替えられていることから0.0m³/年とし、愛知川は、河口掘削により土砂が湖岸まで到達していないと仮定し0.0m³/年とした。(愛知川河道モデル(開発中)の結果を踏まえ修正予定。)

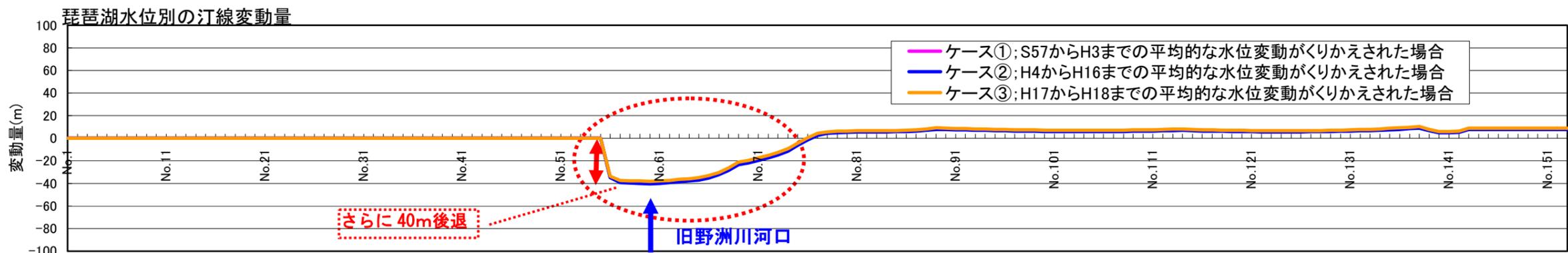
琵琶湖水位 (B.S.L. cm) 対して、ケース①(青)、②(紫)、③(赤)の水位変動と洗堰操作規則(黒)を示す。操作後は約10~30cm上昇(青矢印)と10~30cm低下(紫矢印)を示す。グラフには「上昇」と「低下」の注釈がある。

■河口付近で汀線の後退が大きく進む結果となった。

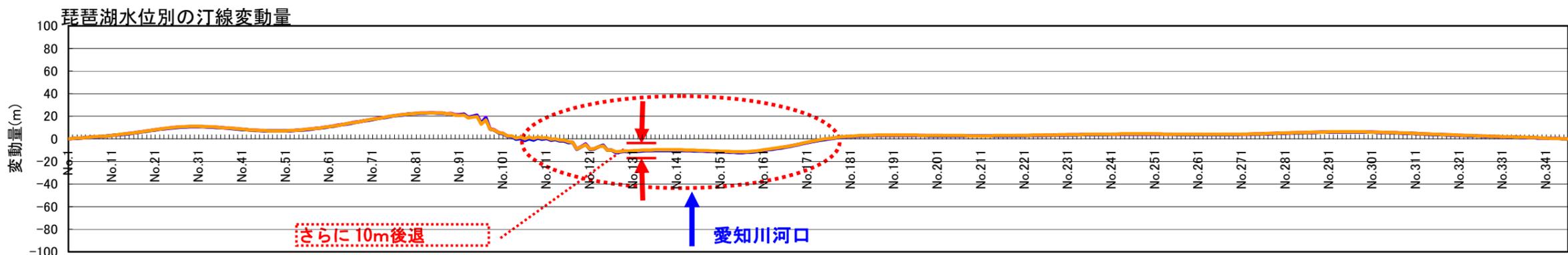


■後半10年間ではさらに河口周辺の汀線の後退が進み続ける結果となった。

野洲川の解析結果



愛知川の解析結果



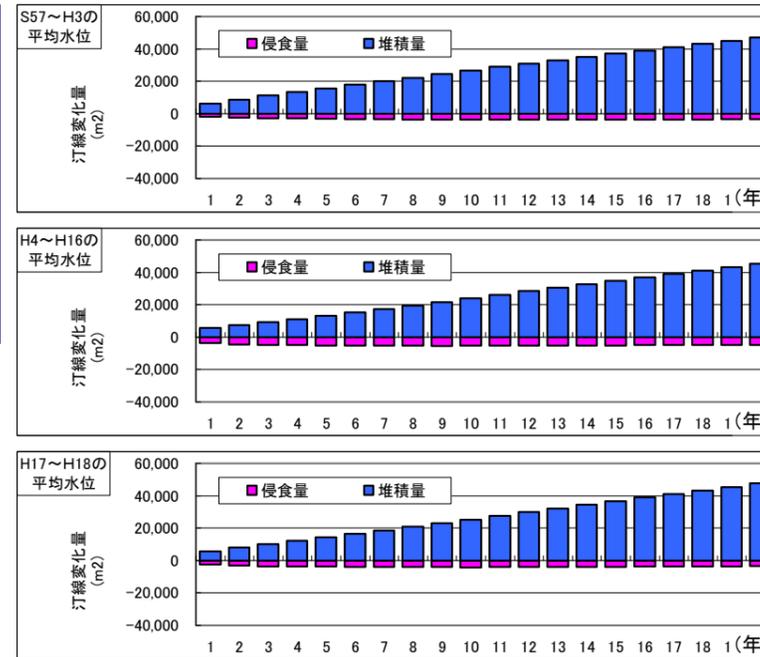
後半10年間の解析結果

～湖岸施設の有無による侵食・堆積土砂量の経年変化～

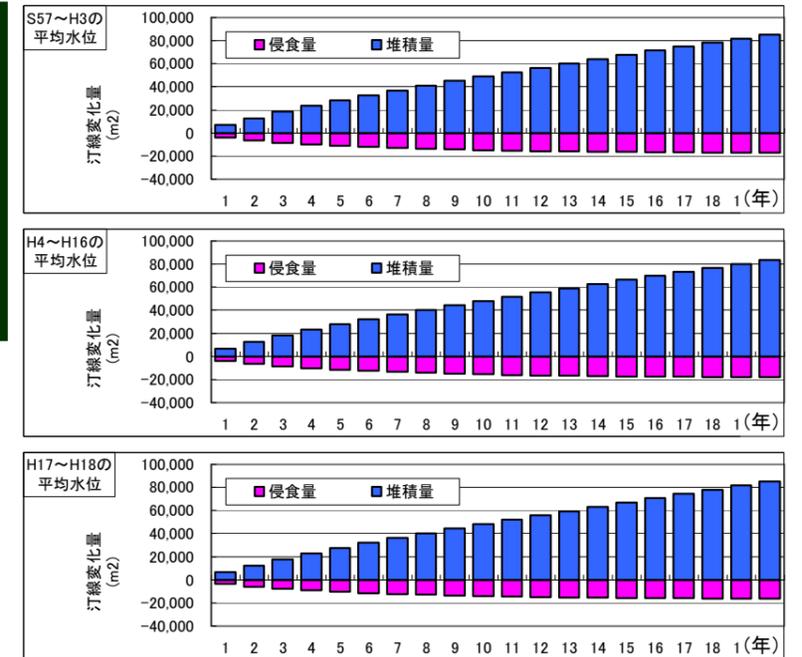
汀線変化量（湖岸保全施設がある場合）

- 野洲川の場合、侵食量は大きな変化はなく、堆積量が経年的に増加している。水位別にみれば、H4～H16年が侵食量も多いが、初期の侵食量からあまり変化なく推移している。
- 愛知川の場合、侵食量は10年目までは増加傾向にあるが、その後ほとんど増加していない。堆積量は経年的に増加傾向にある。水位別にみれば、侵食量は若干H3～H16が多い状況にあるが、堆積量はほとんど変化ない。

野洲川の解析結果



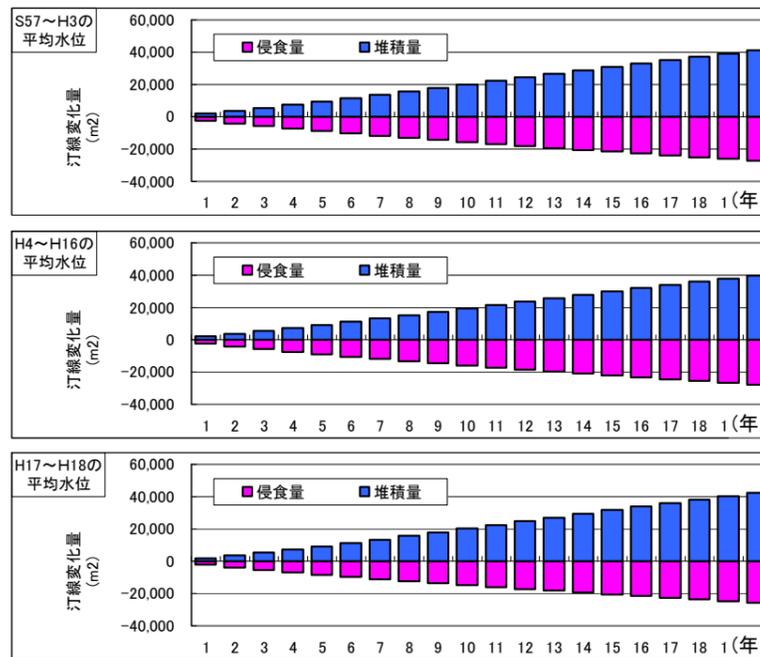
愛知川の解析結果



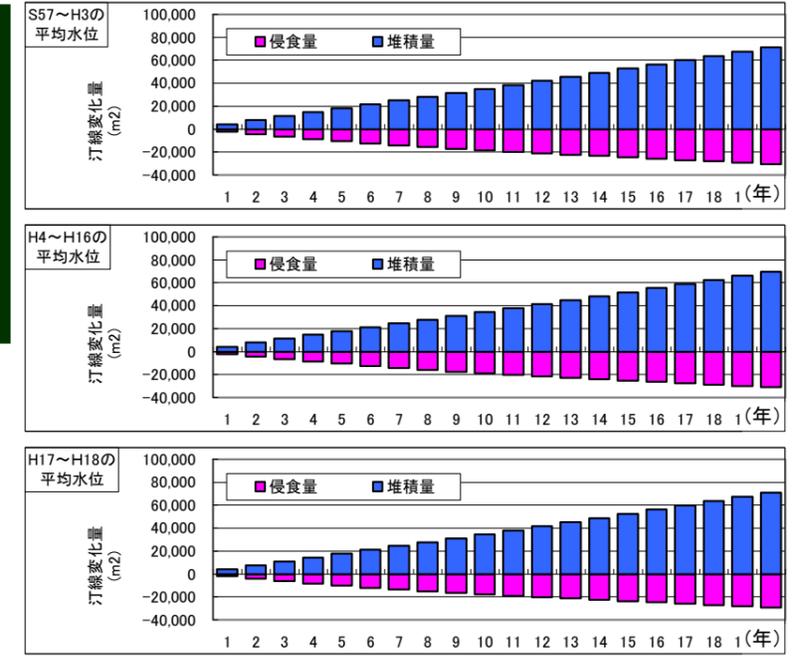
汀線変化量（湖岸保全施設がない場合）

- 野洲川の場合、侵食量、堆積量ともに増加傾向にあり、この後も安定傾向とはならない。水位別にみれば、堆積量はそれぞれあまり変化はないが、侵食量はS57～H3が若干多くなっている。
- 愛知川の場合、侵食量、堆積量ともに増加傾向にあり、この後も安定傾向とはならない。水位別にみれば、H17～H18平均水位が侵食量が若干小さくなっている。堆積量については、各ケースほとんど変化はない。

野洲川の解析結果



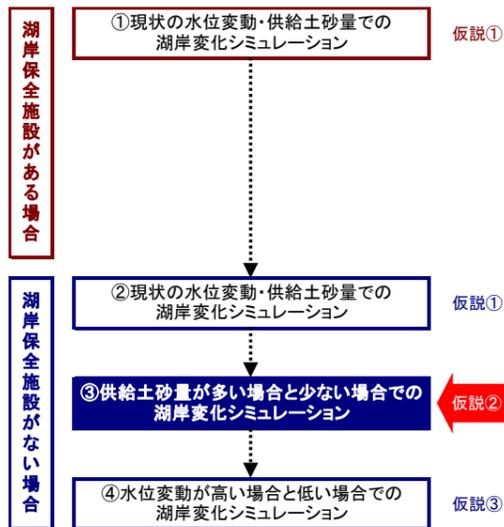
愛知川の解析結果



湖岸保全施設がある場合侵食量は一定で増加しないが、湖岸保全施設がない場合は経年的に侵食が進む。

4. 侵食要因の分析 ～供給土砂量の変化に伴う湖岸変化～

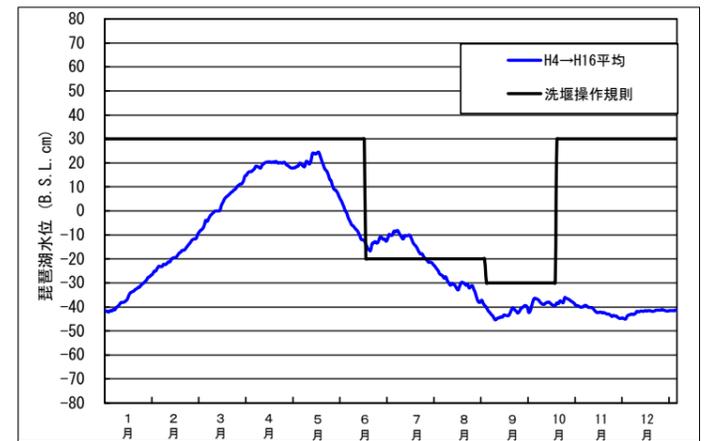
解析の順序



解析条件

	ケース①	ケース②	ケース③	備考
湖岸施設	なし	なし	なし	
琵琶湖水位	H4→H16 平均	H4→H16 平均	H4→H16 平均	
供給土砂量	なし	あり	②×2倍	供給土砂の変化により、どう変化するのか？ ありの場合：野洲川 3900m ³ /年 愛知川 3000m ³ /年
その他	波高	四季別平均(m)		春：0.18、夏：0.19、秋：0.25、冬：0.26
	波向	四季別卓越方向 (N° E)		春：320.4、夏：326.2、秋：326.8、冬：322.8
	期間	10年間		春：4-6、夏：7-9、秋：10-12、冬：1-2

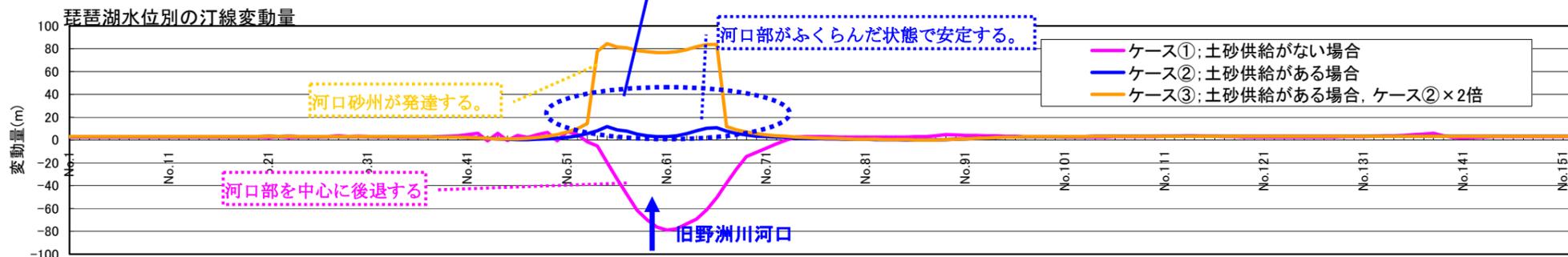
※1) 緑部分が変化項目
 ※2) H7, H8, H12年は、大きな渇水年でありその他の年に比べ傾向が異なるため除外した。
 ※3) 供給土砂量は、野洲川は、放水路の土砂流出モデルの供給土砂の半分であり、愛知川は、滋賀県の過去の検討結果より暫定値として代入した。(今年度モデルにより最終値計算)



平成4年～平成16年までの平均的な水位変化

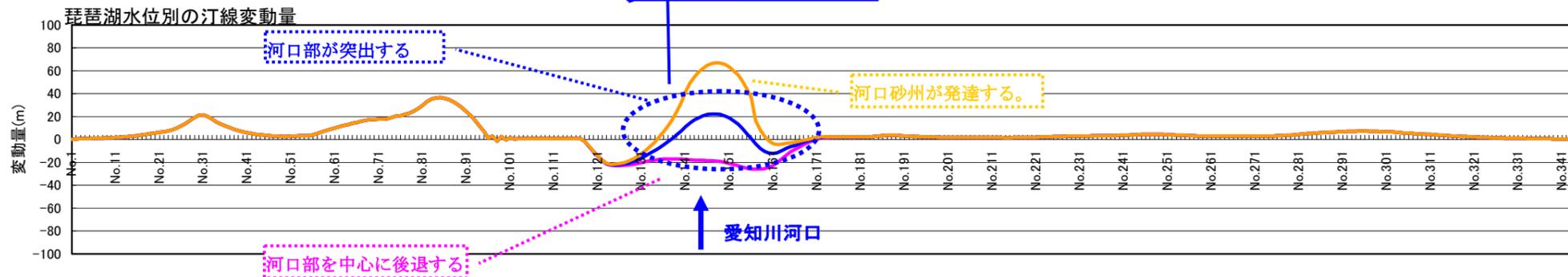
解析結果

野洲川の解析結果



- 供給土砂がなければ河口域から後退する。
- 供給土砂があれば河口はふくらんだ形で安定する。
- 供給土砂量が多ければふくらんだ形で発達する。

愛知川の解析結果



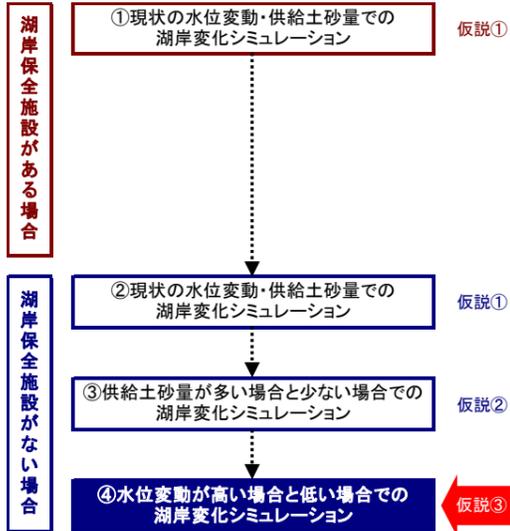
- 供給土砂がなければ河口域から後退する。
- 供給土砂があれば河口は突出した形で発達する。
- 供給土砂量が多ければ河口砂州を大きく形成する。

湖岸施設がない場合、供給土砂量が少ないと湖岸侵食が進み、多いと進みにくい

4. 侵食要因の分析

～琵琶湖水位の変化にともなう湖岸変化～

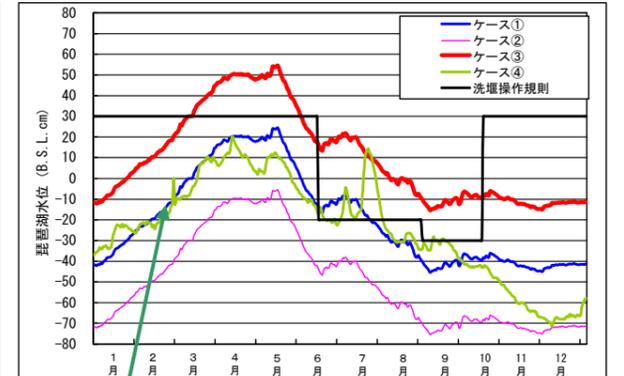
解析の順序



解析条件

	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	備考
湖岸施設	なし	なし	なし	なし	
琵琶湖水位	H4→H16 平均	H4→H16 平均-30cm	H4→H16 平均+30cm	H17→H18 平均	琵琶湖水位の高低でどう変化するのか？
供給土砂量	現状	現状	現状	現状	・野洲川 0.0m3/年・愛知川 0.0m3/年
その他	波高	四季別平均(m)			春：0.18、夏：0.19、秋：0.25、冬：0.26
	波向	四季別卓越方向 (° E)			春：320.4、夏：326.2、秋：326.8、冬：322.8
	期間	10年間			春：4-6、夏：7-9、秋：10-12、冬：1-2

- ※1) 部分が変化項目
- ※2) H7, H8, H12年は、大きな渇水年でありその他の年に比べ傾向が違うため除外した。
- ※3) 現状の供給土砂量は、野洲川は放水路へ付け替えられていることから0.0m3/年、愛知川は、河口掘削により土砂が湖岸まで到達していないと仮定し0.0m3/年とした。(愛知川河道モデル(開発中)の結果を踏まえ修正予定である。)

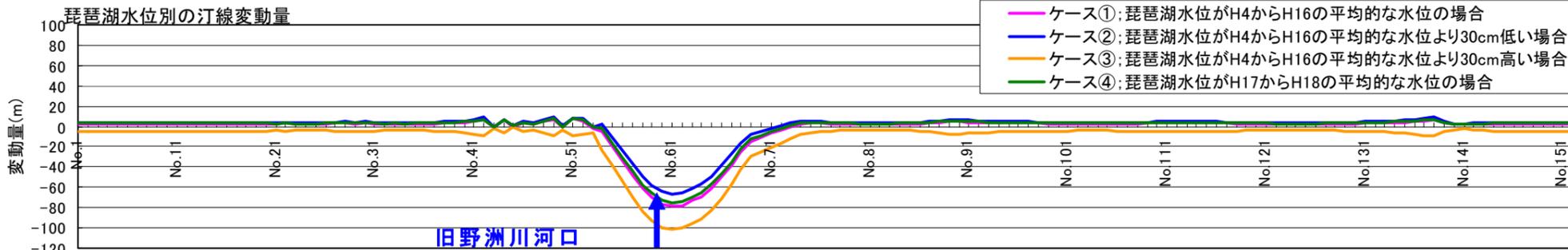


平成17、18年平均では1月から5月までの水位が低い

■ 河口部の後退量は H4-H16+30cm > H4-H16 > H17-H18 > H4-H16-30cm の順に小さくなる。

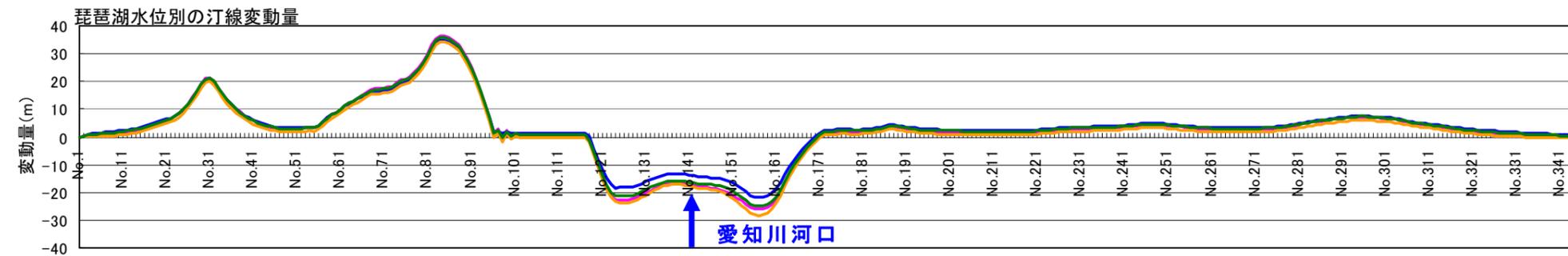
解析結果

野洲川の解析結果



- 琵琶湖水位が高い順番に河口域の侵食量は多くなっている。
- 平成17、18年度の試行操作はある程度効果があった。

愛知川の解析結果



- 琵琶湖水位が高い順番に河口域の侵食量は多くなっている。
- 平成17、18年度の試行操作はある程度効果があった。

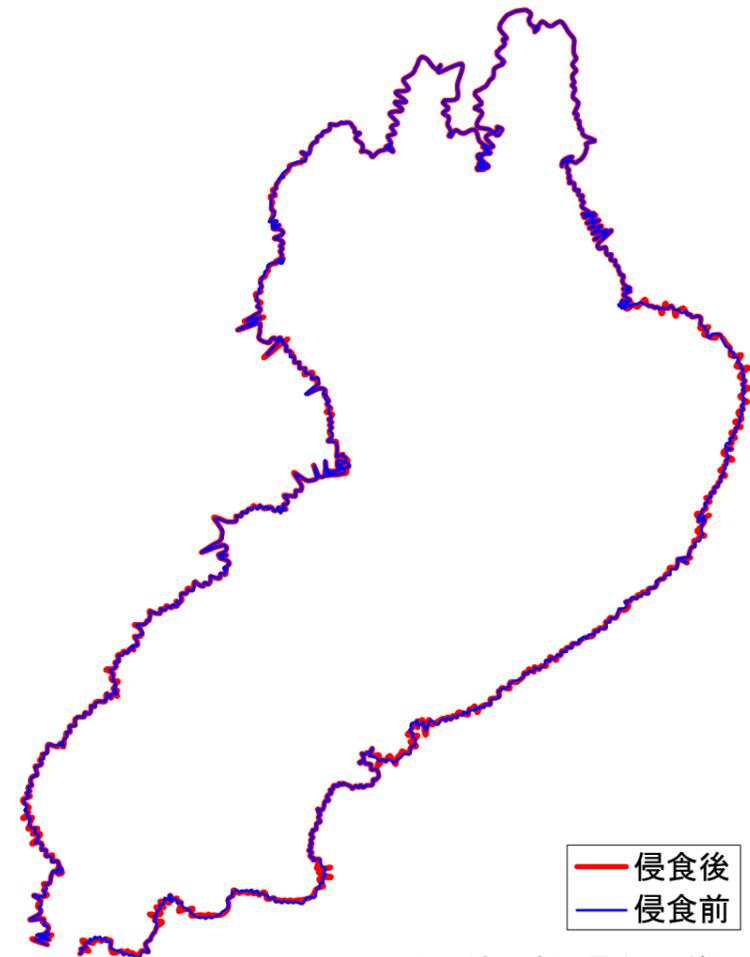
湖岸施設がない場合、琵琶湖水位が高いと湖岸侵食が進みやすく、低いと進みにくい

4. 侵食要因の分析 ～湖岸施設がある場合の琵琶湖岸全体での変化(汀線変化モデル)～

解析の条件

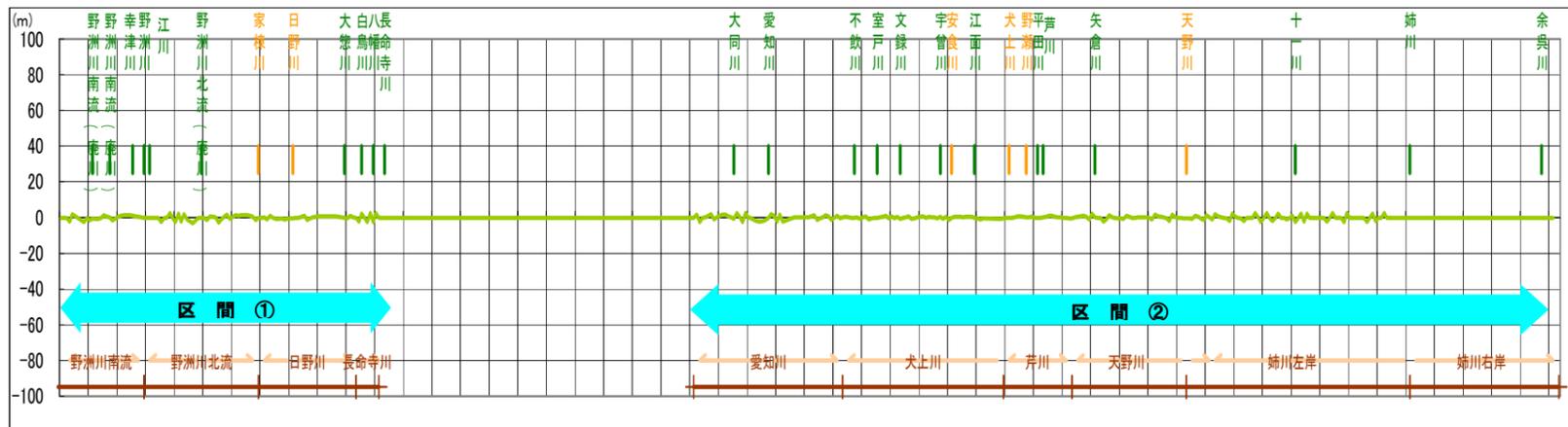
	ケース	備考
湖岸施設	あり	
琵琶湖水位	B. S. L. ±0.0m一定	
供給土砂量	なし	
その他	波高	年間平均(m)
	波向	年間卓越方向
	期間	20年間
	解析方法	安定地形の設定 変化量の計算

湖岸汀線の変化

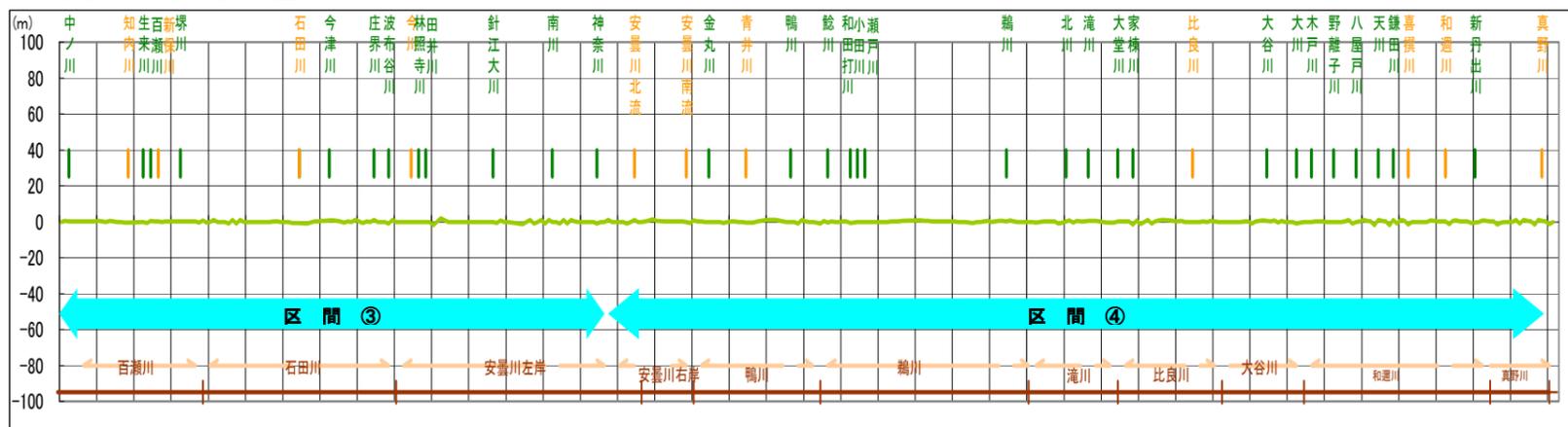


解析結果

【琵琶湖北湖東岸汀線変化量】



【琵琶湖北湖西岸汀線変化量】



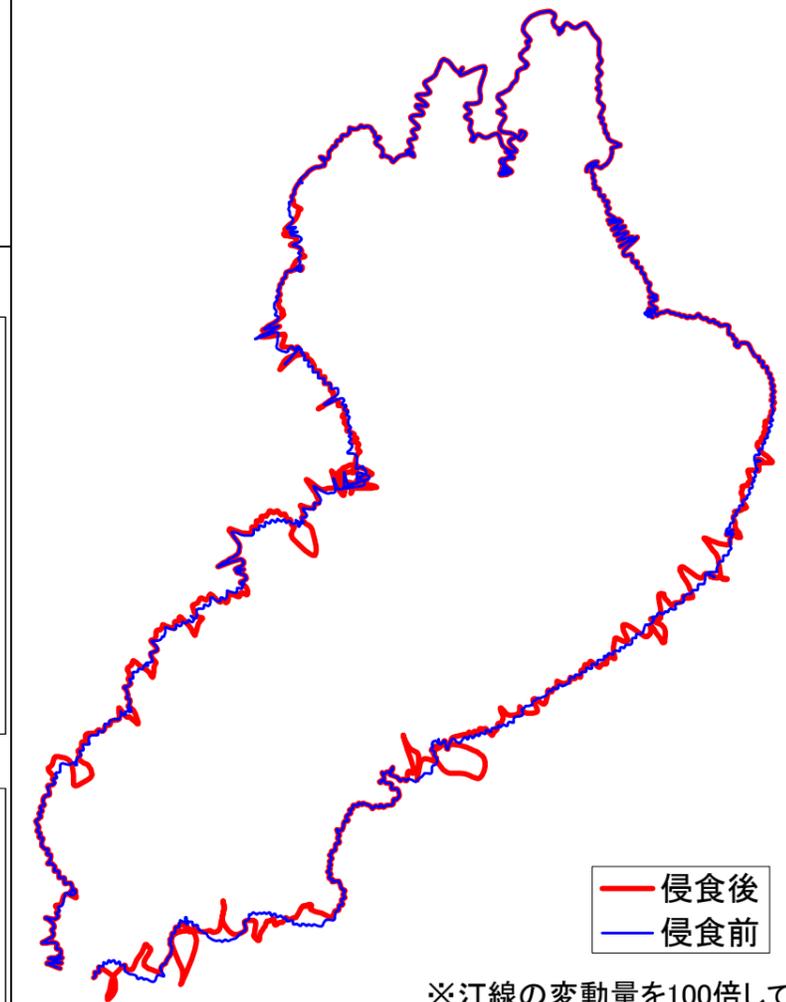
湖岸保全施設がある場合、湖岸は安定した形状を保つ。

4. 侵食要因の分析 ～湖岸施設がない場合での琵琶湖全体での変化(汀線変化モデル)～

解析の条件

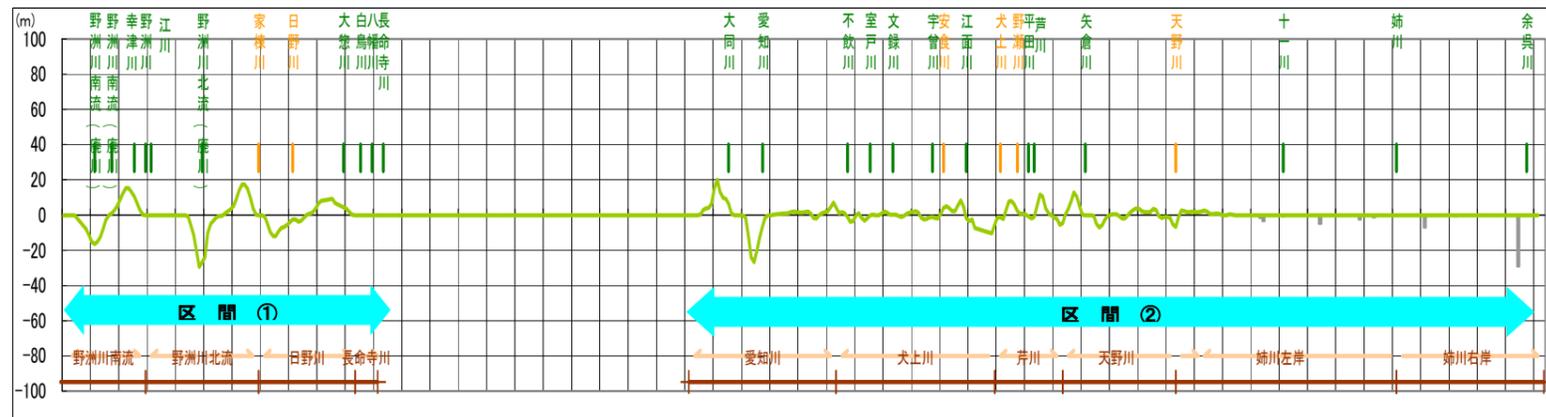
	ケース	備考
湖岸施設	なし	
琵琶湖水位	B. S. L. ±0.0m一定	
供給土砂量	なし	
その他	波高	年間平均(m)
	波向	年間卓越方向
	期間	10年間
	解析	安定地形の設定
	方法	変化量の計算

湖岸汀線の変化

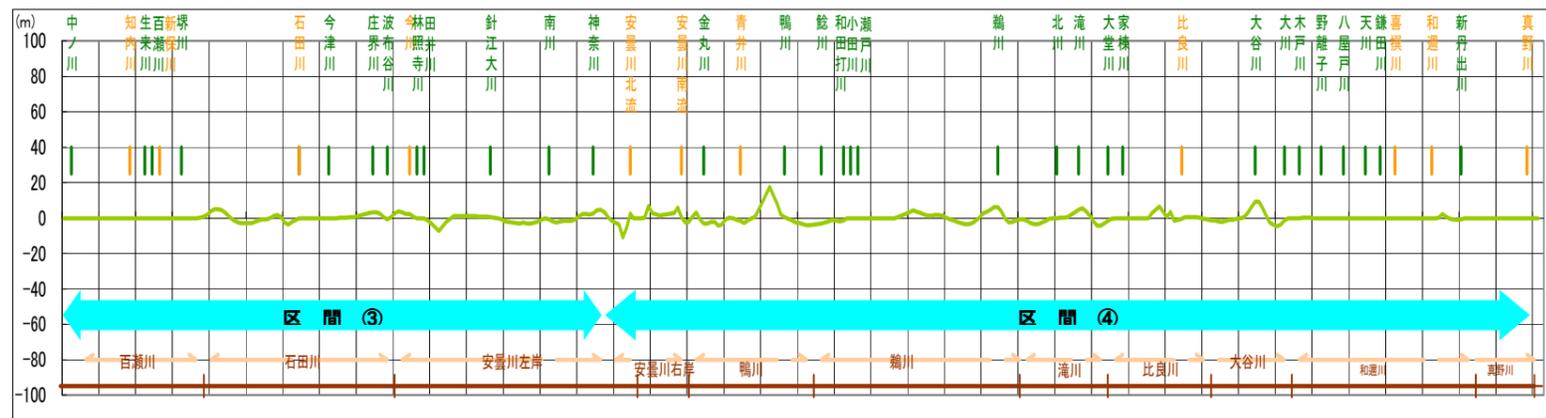


解析結果

【琵琶湖北湖東岸汀線変化量】



【琵琶湖北湖西岸汀線変化量】



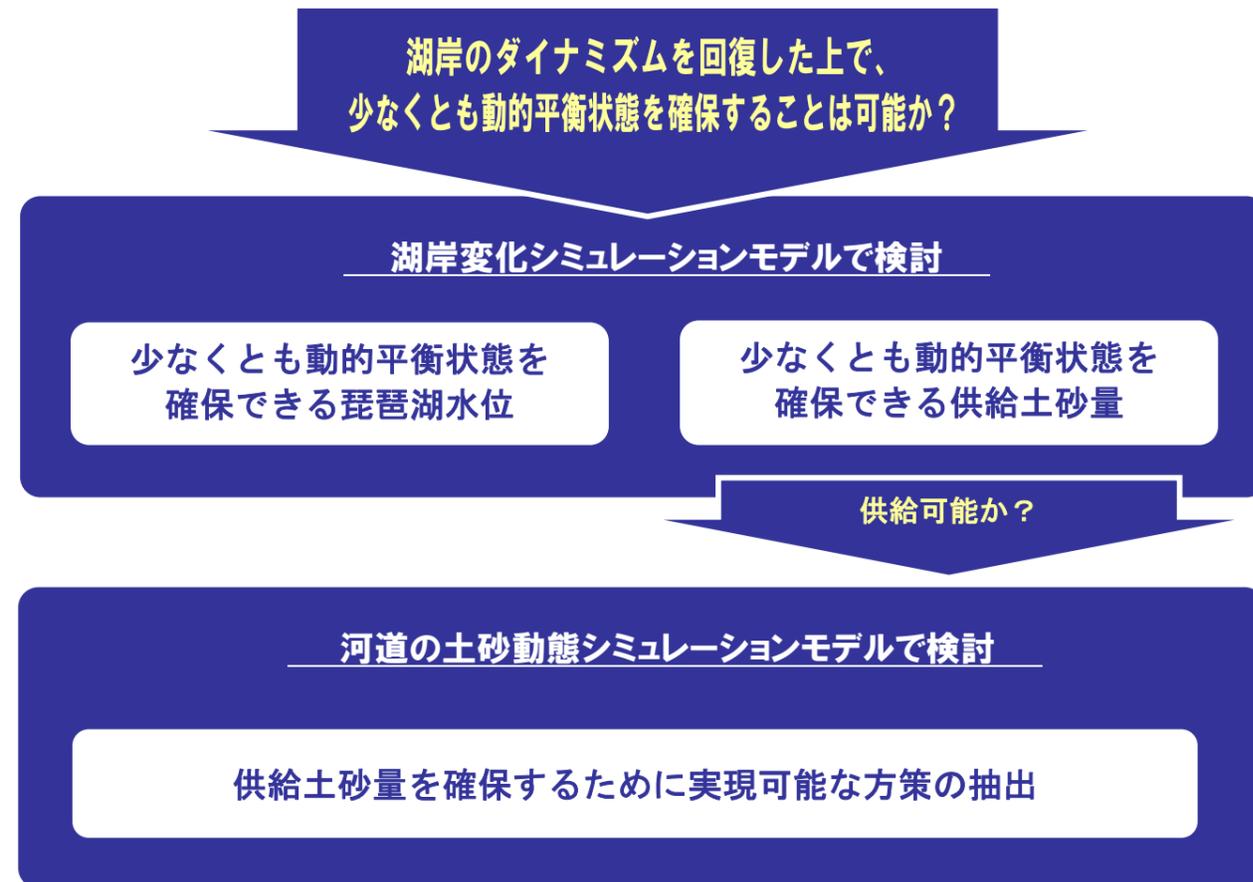
湖岸保全施設がない場合、河口域を中心に侵食が進む。

5. 湖岸のダイナミズム回復の可能性の検証

■湖岸のダイナミズム回復の可能性の検証

ここまでの検討で、湖岸保全施設がなく湖岸のダイナミズムを回復させた状態では、供給土砂量や琵琶湖水位の違いで、湖岸形状の変化にかなりの違いがあることを確認することができた。

ここでは、湖岸保全施設がない場合（湖岸のダイナミズムを回復させた状態）を前提として、どのような水位管理や土砂管理を行えば、少なくとも動的平衡状態（侵食量と堆積量とがバランスして汀線が安定する状態＝砂が動きながら形状が維持される状態）を確保できるのかについて、湖岸変化シミュレーションを用いて探る。



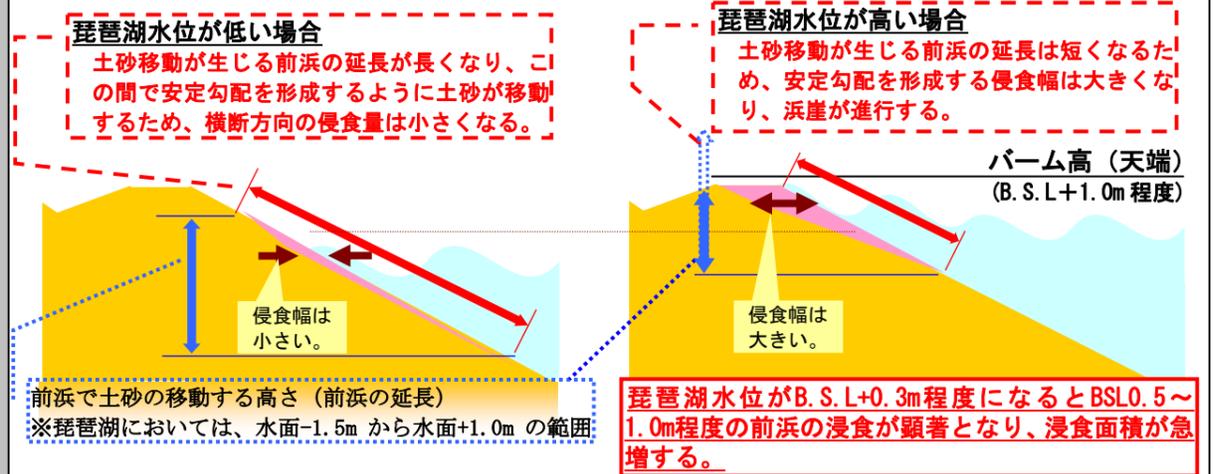
5. 湖岸のダイナミズム回復の可能性の検証 ～ 動的平衡状態を確保するための琵琶湖水位 ～

解析の条件

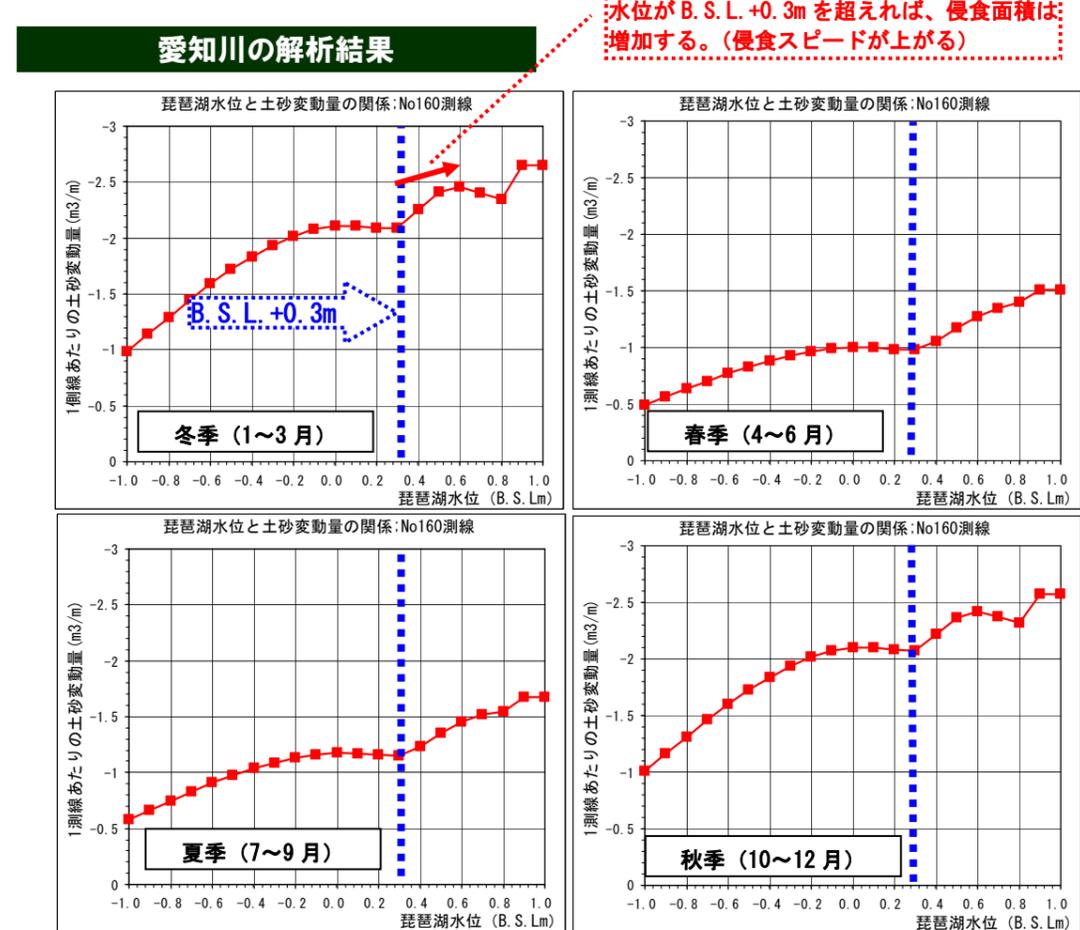
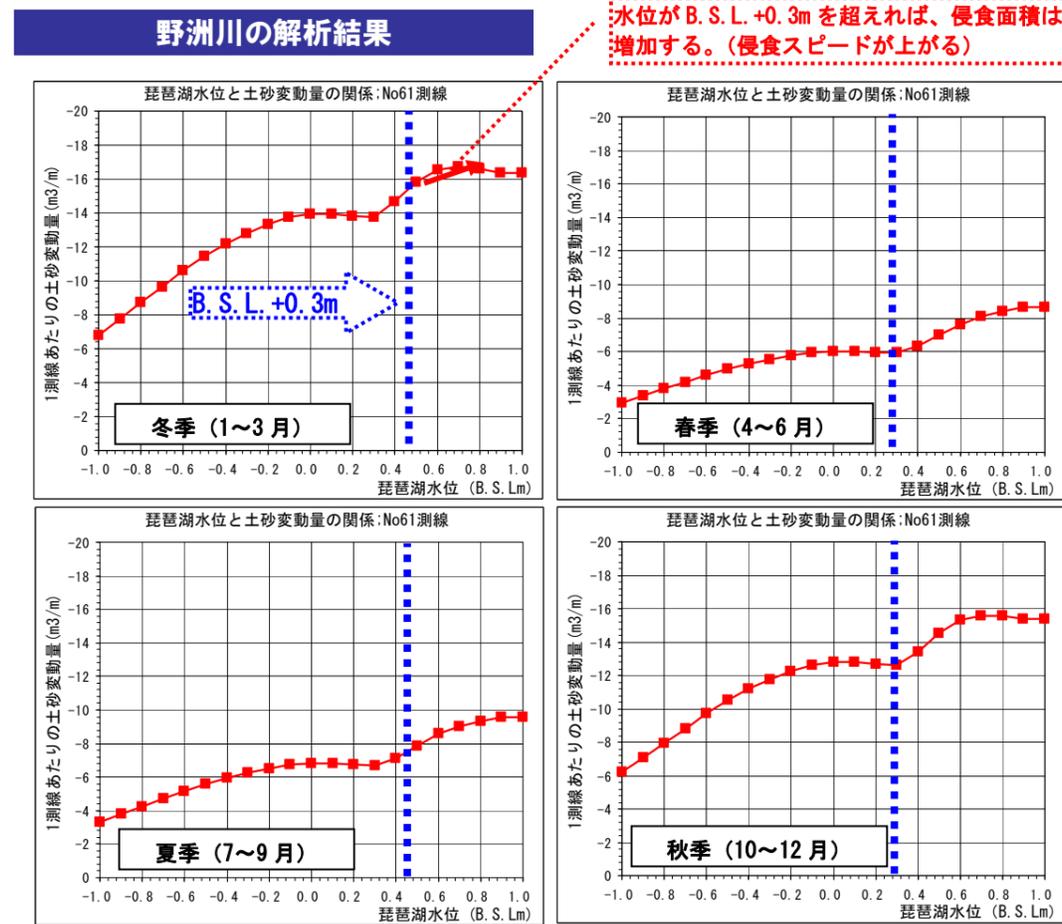
	ケース①	備 考
湖岸施設	なし	
琵琶湖水位	B. S. L. -1.0m → B. S. L. +1.0m	0.1m ピッチで変化させる：21パターン
供給土砂量	現状	・野洲川 0.0m ³ /年・愛知川 0.0m ³ /年
その他	波高	四季別平均(m)
	波向	四季別卓越方向 (N° E)
	期間	3ヶ月毎 (季節毎)
		春：0.18、夏：0.19、秋：0.25、冬：0.26
		春：320.4、夏：326.2、秋：326.8、冬：322.8
		四季別に算定：4パターン

- ※1) 部分が変化項目
- ※2) H7, H8, H12 年は、大きな渇水年でありその他の年に比べ傾向が異なるため除外した。
- ※3) 現状の供給土砂量は、野洲川は放水路へ付け替えられていることから0.0m³/年、愛知川は、河口掘削により土砂が湖岸まで到達していないと仮定し0.0m³/年とした。(愛知川河道モデル(開発中)の結果を踏まえ修正予定である。)

侵食状況概念図



解析結果



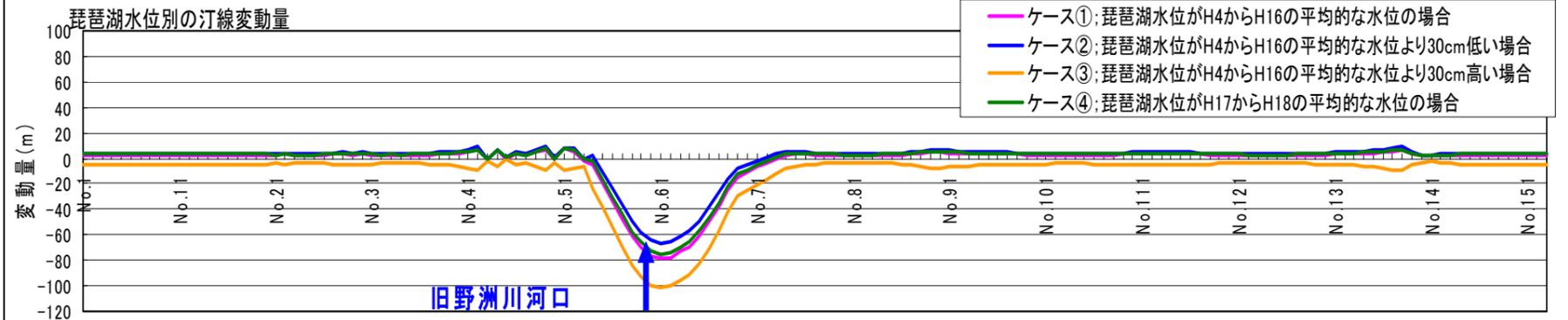
(湖岸保全施設がない場合)、すべての季節において琵琶湖水位を BSL+0.3m 以下にすることが望ましい。

湖岸のダイナミズムを回復するための施策(琵琶湖水位に関する施策)

施策例 1

○平成 17 年度の以降の運用操作(3月～5月の水位を BSL+10cm 程度に抑える操作)の継続実施。

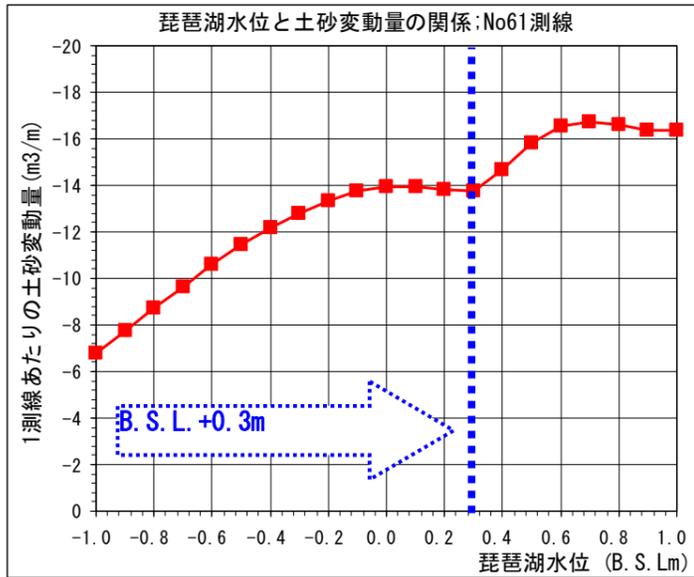
平成 17 年度の運用操作は、湖岸侵食対策としても効果が確認された。



施策例 2

○洪水時にも B. S. L. +30cm を超えない操作に向けた調査検討

湖岸侵食は、B. S. L. +0.3m を超えれば、侵食スピードが増す。



琵琶湖の湖岸天端高

- 琵琶湖の湖岸天端高は湖東側では B. S. L. +0.9m 程度 (湖東側; B. S. L. +0.900 ± SE0.168m)、湖西側では B. S. L. +0.8m 程度 (湖西側; B. S. L. +0.763 ± SE0.186m) であり、湖西側が 20cm 程度低い。
- 湖岸天端高は、琵琶湖水位と波の打ちあげ高さで決められている。
- 波の打ちあげ高さは、波の形状 (波形勾配) によっても異なるが、1/8～1/10 程度の斜面においては沖波波高の 0.5～4 倍程度で求められる。
- 年間の平均的な有義波高は湖西側では湖東側に比べ 6cm 程度低いため、波の打ちあげ高は数 cm～25cm 程度低くなる。
- このため、湖東側に対する湖西側の湖岸天端高の差 (20cm) は、波による打ちあげ高の差と概ね同様となるため、今回設定した B. S. L. +0.3m は、湖西でも適用できると考えられる。今後、湖西側でも同様の数値解析による検証を行うことが望ましい。

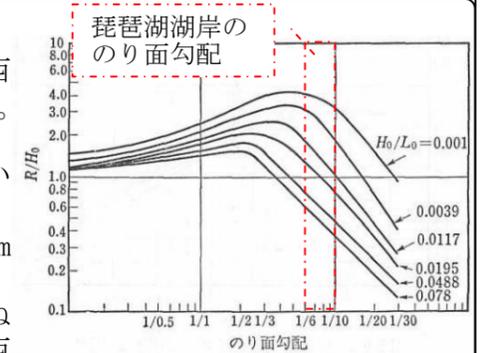
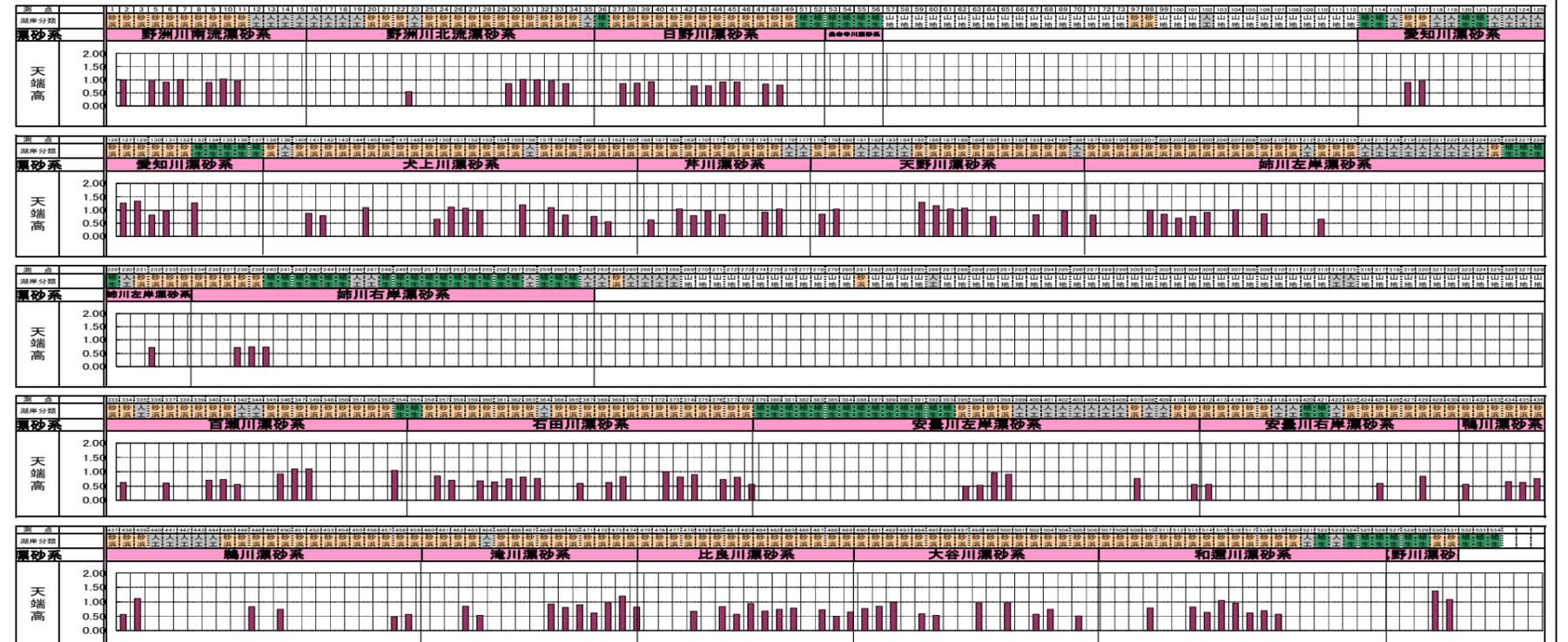


図 緩勾配の打ちあげ高さ算定図 (Savage より)



5. 湖岸のダイナミズム回復の可能性の検証 ～ 動的平衡状態を確保するための供給土砂量 ～

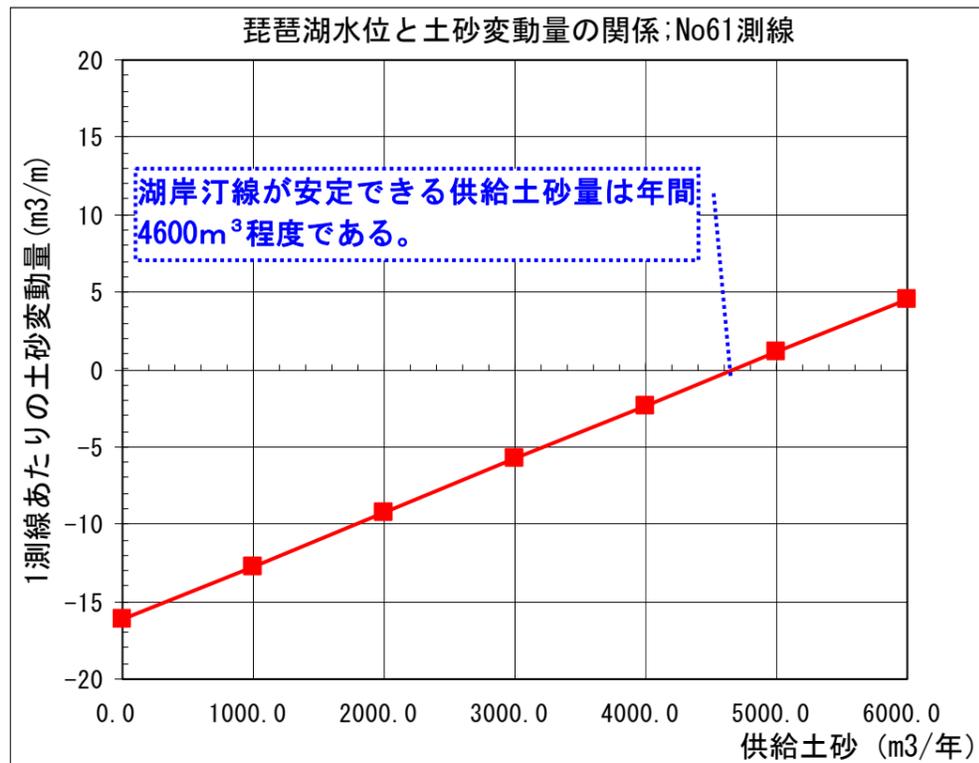
解析の条件

	ケース	備考
湖岸施設	なし	
琵琶湖水位	H4→H16 平均水位	
供給土砂量	供給量を変化させる	湖岸を安定させる供給土砂量はどれくらいか？
その他	波高	四季別平均(m) 春：0.18、夏：0.19、秋：0.25、冬：0.26
	波向	四季別卓越方向 (N° E) 春：320.4、夏：326.2、秋：326.8、冬：322.8
	期間	1年間 春：4-6、夏：7-9、秋：10-12、冬：1-2

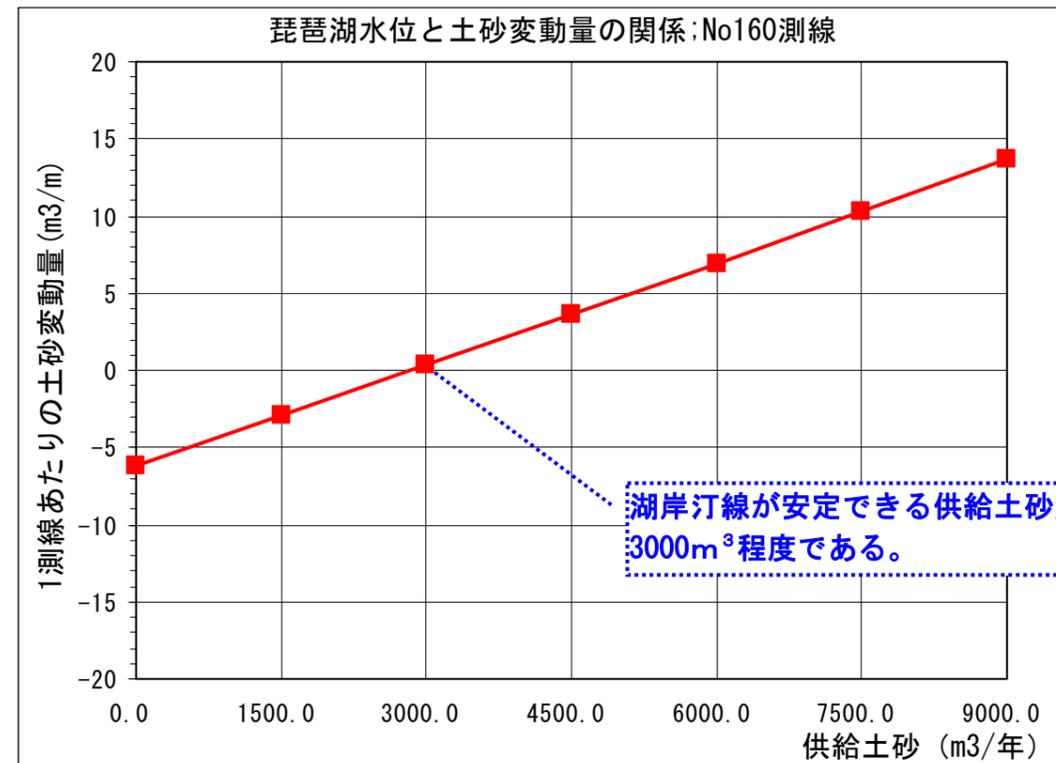
- ※1) 緑部分が変化項目
- ※2) H7, H8, H12 年は、大きな渇水年でありその他の年に比べ傾向が異なるため除外した。
- ※3) 現状の供給土砂量は、野洲川は放水路へ付け替えられていることから 0.0m³/年、愛知川は、河口掘削により土砂が湖岸まで到達していないと仮定し 0.0m³/年とした。(愛知川河道モデル (開発中) の結果を踏まえ修正予定である。)

解析結果

野洲川の解析結果



愛知川の解析結果



(湖岸施設がない場合)、野洲川では年間 4600m³、愛知川では年間 3000m³の供給土砂量があれば湖岸は安定する。

6. これからの検討の方向

今回の検討の結果、湖岸保全施設を撤去し湖岸のダイナミズムを回復させた状態でも、琵琶湖水位や供給土砂量をコントロールすることにより、湖岸の動的平衡状態（侵食と堆積がバランスして汀線が安定する状態）の実現可能性を確認することができた。

さらに、供給土砂量の増減により、湖岸線が様々な変化を生じることも確認できた。このことにより、湖岸の「あるべき姿」を再設定したうえで、湖岸のダイナミズムを活かした新たな湖岸管理の可能性も確認できたと言える。

これまでの湖岸管理

今回の検討

これから

これまでの湖岸保全対策は、湖岸保全施設(突堤など)による対症療法

- ◆ 流入河川からの供給土砂の減少、琵琶湖水位変動の変化(平成4年以降)などが、定性的に湖岸侵食の要因として指摘されていたが、そのメカニズムや影響度が不明確であった。
- ◆ 流入河川からの供給土砂の減少量は把握されておらず、また、具体的な回復方法に関する知見が十分でなかった。
- ◆ 下流京阪神の水利用、宇治川の治水及び琵琶湖周辺の治水上の理由から、環境保全に向けた水位管理の議論に抵抗があった。

堆積傾向になるなど湖岸保全施設による対症療法で一定の効果、しかし...

その一方で、問題点も指摘されている。

- ◆ 固有の湖岸景観の喪失（漂砂下手側の局所的な侵食によるのこぎり型の湖岸形状）
- ◆ 湖岸保全施設で土砂移動が制限され、湖岸の攪乱が減少。（汀線付近までハマヒルガオ等の植生が侵入、砂浜固有の生態系減少の懸念、砂浜の砂交換が行われない等）

湖岸のダイナミズムの回復(体質改善)の可能性は？

水位変動パターンや供給土砂量の変化による湖岸形状の変化予測

- ◆ 「琵琶湖水位」及び「流入河川からの供給土砂量」と「湖岸形状の変化量」との関係について、ある程度定量的に把握できるようになった。
- ◆ これまでは湖岸保全施設により侵食を防ぐことだけで精一杯であったが、今後は湖岸形状のダイナミズムをある程度まで回復できる可能性を確認できた。

体質改善に向けて、次のステップへ

湖岸形状の「あるべき姿」の議論と具体的な方策の実現可能性を検討

- ◆ 湖岸のダイナミズムをどこで、どこまで回復させるのかなど、湖岸形状の「あるべき姿」についての議論（琵琶湖湖辺域保全・再生の基本方針等の見直しなど）。
- ◆ 「あるべき姿」を目指した具体的な方策の抽出と実現可能性の検討。

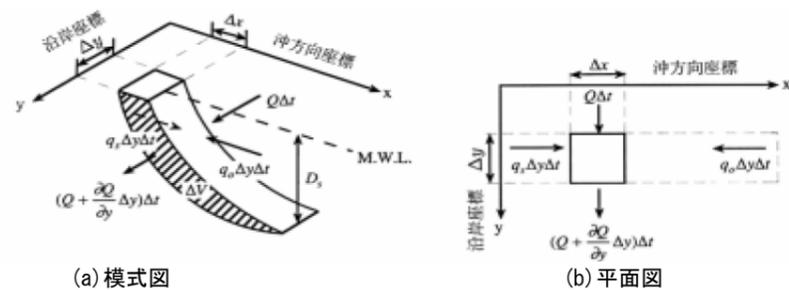
【参考資料】解析モデルの解説

1. 汀線変化モデル（琵琶湖全体モデル）

基礎式方程式は以下に示す砂の連続式で表せる。

$$\frac{\partial x_s}{\partial t} + \frac{1}{D_s} \left(\frac{\partial Q}{\partial y} - q \right) = 0 \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 x_s は汀線位置の岸沖変化量、 Q は空隙を含む沿岸漂砂量、 D_s は漂砂移動高さ、 q は岸沖方向の土砂移動量で、河川からの土砂供給量や沖方向への土砂流出量等として入力可能である。



参考図1 汀線変化量と土砂収支の関係

汀線変化の計算は、波の場の計算、その結果から求まるところの沿岸漂砂量を用いて、以下の過程の基に計算される。

- ・ 基本的に沿岸漂砂量の収支により汀線が変化する。
- ・ 沿岸漂砂は漂砂活動が活発な上縁と沖側限界水深で定義される漂砂帯内（移動高さ D_s ）でのみ生じる。
- ・ 海底断面は漂砂帯内では汀線の前進・後退に合わせて初期断面地形に対し岸沖方向平行に変化する。沿岸漂砂量の算定式には下表に示すような方法が提案されている。本検討では、小笹・Brampton の式を適用した。

漂砂量式	提案者	式
波浪エネルギーフラックスモデル	CERC (1977)	$I = K(EG_g)_b \sin \alpha_{kb} \cos \alpha_{kb}$
沿岸波モデル	Kormar (1970)	$I = K'(EG_g)_b V/u_{in}$
混合モデル (小笹・Brampton 式)	小笹・Brampton (1979)	$I = (EG_g)_b \left(K_1 \sin \alpha_{kb} \cos \alpha_{kb} - \frac{K_2}{\tan \beta} \cos \alpha_{kb} \frac{\partial H_b}{\partial y} \right)$

2. 等深線変化モデル（野洲川・愛知川モデル）

このモデルは、汀線変化モデルが汀線を代表とする一本の等深線の変化を計算するのに対し、設定した複数の代表等深線の変化を各等深線毎に沿岸漂砂量の収支を計算することでその前進あるいは後退量を求めることができる。各等深線毎に沿岸漂砂量を設定することが可能なことから、水深方向の沿岸漂砂量分布が考慮できる点が特徴である。

1-line モデルと同様に、等深線毎の砂の連続式と沿岸漂砂量式により構成される。等深線毎の砂の連続式は次の通りである。

$$\frac{\partial x_k}{\partial t} + \frac{1}{h_k} \cdot \frac{\partial Q_k}{\partial y} = 0, \quad k = 1 \dots n \quad (2)$$

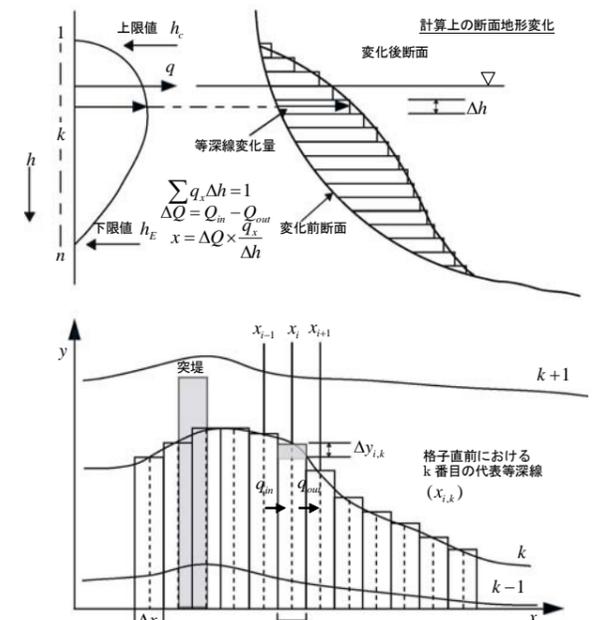
ここに、 x_k : k 番目の等深線位置 (m)、 h_k : k 番目の等深線の漂砂の移動高さ (m)、 Q_k : k 番目の等深線の沿岸漂砂量 (m^3/s)、 k : 等深線番号、 n : 等深線の本数である。座標系は岸沖方向を y 、沿岸方向を x 、時間を t とする。

琵琶湖湖岸を対象とする湖岸侵食解析に際しては、上述の一般的に用いられている単一粒径を対象とした等深線変化モデル（前項参照）を対象に、以下の2項目の改良を加えるものとする。

琵琶湖湖岸を対象とする湖岸侵食解析に際しては、上述の一般的に用いられている単一粒径を対象とした等深線変化モデル（前項参照）を対象に、以下の2項目の改良を加えるものとする。

琵琶湖湖岸を対象とする湖岸侵食解析に際しては、上述の一般的に用いられている単一粒径を対象とした等深線変化モデル（前項参照）を対象に、以下の2項目の改良を加えるものとする。

- (1) 海浜縦断形の安定化機構の導入（岸沖漂砂の考慮）
- (2) 粒度組成が海浜変形に及ぼす影響の反映（混合粒径の導入）



参考図2 等深線モデルの概要

【参考資料】解析モデルの解説

1.1.1 (1) 等深線変化モデルの改良① ～海浜縦断形の安定化機構の導入～

芹沢ら²は、従来の等深線変化モデルに岸沖漂砂に起因する海浜縦断形の安定化機構を組み込んだ等深線変化モデルを開発している。このモデルの漂砂量式の考え方は以下のとおりである。

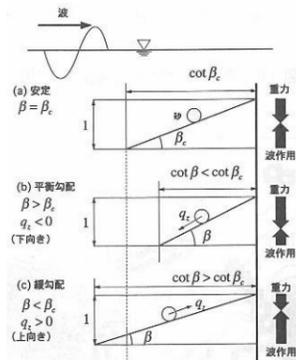
沿岸方向に x 軸、沖向きに y 軸をとる。また xy 平面の中に $z = z_1, \dots, z_k$ に対応する等深線を配す。ここ

に z を上向きの鉛直座標として定めた時、等深線変化モデルでは沿岸方向各地点 x から各等深線までの沖向き距離 $Y(x, z, t)$ で地形を表現する。ここに t は時間である。まず沿岸方向単位幅辺りの岸沖漂砂量 q_z について考える。本研究で対象とする岸沖漂砂に起因する縦断形変化は、暴浪による短時間スケールの地形変化ではなく、沿岸漂砂と同等の長時間スケールの変化を有するものとする。

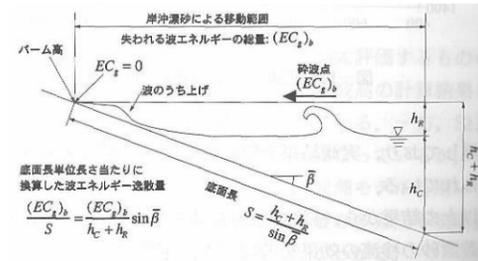
Dean (1991) によれば、海浜縦断形には平衡断面が存在し、断面図が変化すれば漂砂を介して復元力が働く。ここでは従来の等深線変化モデルにこの安定化機構を組み込んだ。概念図を下図に示す。こ

れは Bakker (1968) の考え方にならったもので、海浜の平衡勾配 $\tan \beta_c$ を考えた時、重力による斜面下方への作用と、波による斜面上方への作用が均衡している場合、岸沖漂砂 q_z は 0 である。勾配が平衡

勾配 $\tan \beta_c$ より急な場合、 q_z は沖向き、平衡勾配 $\tan \beta_c$ より緩ければ q_z は斜面上方へ向く。岸沖漂砂量は式 (3) で表わされる。



参考図 3 海浜縦断形の安定化機構



参考図 4 岸沖漂砂と波エネルギー逸散量

$$q_z = A \cdot \left(\frac{\cot \beta}{\cot \beta_c} - 1 \right) \quad \dots \dots \dots (3)$$

ここに $\cot \beta$ は等深線の間隔である。

$$\cot \beta = - \frac{\partial Y}{\partial z} \quad \dots \dots \dots (4)$$

式 (3) の比例係数 A は縦断形の復元の早さに対応するもので、 A は波作用の強さに比例すると考えられる。岸沖漂砂の起こる範囲と波エネルギーの逸散量の関係について参考図 4 をもとに考える。砂移動は、波による地形変化の限界水深 h_c と波のうち上げ高で定まる h_R で挟まれた区間で生ずるとする。

この時、沖合から岸向きに輸送される波エネルギーは $(EC_g)_b$ であるが、これは碎波減衰、海浜へのうち上げを経て消失する。このとき消失したエネルギーに対応する仕事が海浜になされ、 $-h_c$ から h_R の範囲の海底面で土砂移動が起こる。したがって大局的には、 A は碎波点でのエネルギーフラックスを $-h_c$ から h_R の海底の底面長 S で割ったものに比例する。そこで海底底面長を考えたとき、底面の単位長さあたりに換算した波エネルギー逸散量は次式となる。

$$(EC_g)_b / S = \frac{(EC_g)_b}{h_c + h_R} \sin \beta_c \quad \dots \dots \dots (5)$$

また、海浜変形は碎波帯や汀線付近では著しく、沖合では小さくなる。したがって岸沖漂砂の強さは水深方向分布をもつ。そこで岸沖漂砂の強度分布関数 $\varepsilon_z(z)$ 、岸沖方向の漂砂量係数 K_z を導入し、 A を式 (6) で、岸沖漂砂量を式 (7) で与える。ただし、 $\varepsilon_z(z)$ は式 (8) のように $-h_c$ から h_R の積分値が 1 になるように定義する。

$$A = \varepsilon_z(z) \cdot K_z \cdot (EC_g)_b \sin \beta_c \quad \dots \dots \dots (6)$$

$$q_z = \varepsilon_z(z) \cdot K_z \cdot (EC_g)_b \sin \beta_c \cdot \left(\frac{\cot \beta}{\cot \beta_c} - 1 \right) \quad \dots \dots \dots (7)$$

$$\int_{-h_c}^{h_R} \varepsilon_z(z) dz = 1 \quad \dots \dots \dots (8)$$

以上は、波が海岸線において直角入射する場合であるが、斜め入射波の条件下においては、上式の $(EC_g)_b$ を等深線の単位長さ当りの岸向き成分に改めればよい。 α_b を碎波角とすると、岸向き成分 $(EC_g)_b \cos \alpha_b$ に、等深線の単位長さ に作用する波峰線幅 $\cos \alpha_b$ を乗じると次式を得る。

$$q_z = \varepsilon_z(z) \cdot K_z \cdot (EC_g)_b \cos^2 \alpha_b \sin \beta_c \cdot \left(\frac{\cot \beta}{\cot \beta_c} - 1 \right) \quad \dots \dots \dots (9)$$

² 芹沢真澄・宇田高明他 海浜縦断形の安定化機構を組み込んだ等深線変化モデル, 海岸工学論文集, 第 49 巻

ここで α_b を微小とすれば、 $\cos^2 \alpha_b \approx 1$ が成立する。数値計算ではこの近似を適用し、式(7)を用いる。

また β_c には構造物設置前の自然状態の海浜勾配角を与える。バーム高より高い領域と限界水深以深の領域では土砂の落ち込みに対する安息勾配を与える。 $\varepsilon_z(z)$ は、沿岸漂砂量の水深方向分布 $\varepsilon_z(z)$ と等しいとし、宇多・河野(1996)の3次式で与えた。岸沖方向の漂砂量係数 K_z は沿岸漂砂量係数 K_x の0.2倍とした。

【参考資料】解析モデルの解説

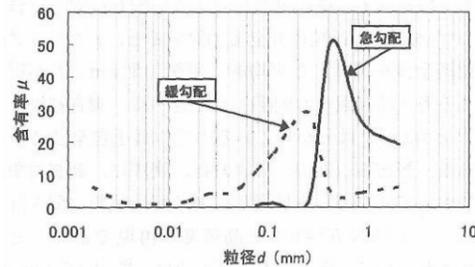
一方、沿岸漂砂量 q_x の基礎式は宇多・河野(1996)と同一であり、式(10)で与える。等深線変化は、沿岸漂砂と岸沖漂砂の両方からなる沿岸・鉛直方向の2次元の連続式(11)で計算する。

$$q_x = \varepsilon_z(z) \cdot K_x \cdot (EC_g)_b \cos \alpha_b \sin \alpha_b \dots \dots \dots (10)$$

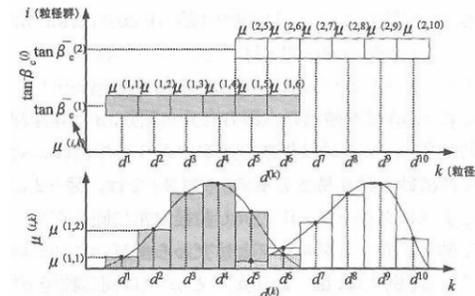
$$\frac{\partial Y}{\partial t} = -\frac{\partial q_x}{\partial x} - \frac{\partial q_z}{\partial z} \dots \dots \dots (11)$$

1.1.2 (2) 等深線変化モデルの改良② ～粒度組成が海浜変形に及ぼす影響の反映～

熊田ら³は、粒度組成に応じた平衡勾配の概念を新たに組み込むことによって水深毎の粒度組成に応じた縦断形予測を行っている。この研究における粒度組成に応じた平衡勾配の概念は以下のとおりである。極端に急・緩勾配のある海岸の例はあるが、顕著な岸沖分級では異なる粒径レンジが存在し、レンジ毎の砂は集団をなし、群（粒径集団）として移動する傾向を持つ。一方、極端な勾配変化のない海岸においては、粒径含有率は変化するが粒径レンジはほとんど変化しない、すなわち1つの粒径集団として移動する傾向を持つことが既往の調査より明らかである。



参考図5 急・緩勾配付近の粒径含有率スペクトル



参考図6 粒度組成に応じた平衡勾配の概念

参考図6の粒度組成に応じた平衡勾配を、岸沖漂砂量式に導入するために、次式を考案した。

$$In[\tan \bar{\beta}_c^{(i)}] = \sum_{k=1}^N \mu^{(i,k)} In[\tan \beta_c^{(i,k)}]$$

$$; i = 1, 2, \dots, NI, k = 1, 2, \dots, N \dots \dots \dots (12)$$

ここに、 $\mu^{(i,k)}$ は i グループの交換層内の粒径毎 (N 粒径) の含有率を示し、 $\beta_c^{(i,k)}$ は便宜上1つの粒径 $d^{(k)}$ (例えば JIS 規格の篩い目: 粒径) に1つの平衡勾配 $\tan \beta_c^{(i,k)}$ があると仮定する。粒径 $d^{(k)}$ に対する勾配 $\tan \beta_c^{(i,k)}$ に含有率 $\mu^{(i,k)}$ を乗じ、 N 粒径分全て加算すると、 i グループの N 粒径全体を考慮した平均的な平衡勾配 $\tan \bar{\beta}_c^{(i)}$ が得られると考える (参考図6参照)。 $\tan \beta_c^{(i,k)}$ は、調査結果より $\mu^{(i,k)}$ と $\tan \bar{\beta}_c^{(i)}$ は分かっているので、最小自乗法で求められる。野志ら(2004)によれば、実際に、調査対象海浜において式(12)を使用し、ある局所縦断勾配を計算すると決定係数 $R^2 = 0.8$ と高精度で実現できることが確認されている。そこで本

モデルでは、式(12)の $\tan \bar{\beta}_c^{(i)}$ (式(13)では逆数 $\cot \bar{\beta}_c^{(i)}$) を筆者らの岸沖漂砂量式(2003)に導入し次式を考案した。

$$q_z^{(i,k)} = \mu^{(i,k)} \cdot \varepsilon_z(z) \cdot \gamma \cdot A / \sqrt{d^{(k)}} \cdot (EC_g)_b \cos^2 \alpha_{bs} \sin \bar{\beta}_c^{(i)} \cdot (\cot \beta / \cot \bar{\beta}_c^{(i)} - 1)$$

$$; i = 1, 2, \dots, NI, k = 1, 2, \dots, N \dots \dots \dots (13)$$

ここに $\varepsilon_z(z)$ は漂砂量の水深方向分布関数、 β は等深線毎の勾配角、 γ は漂砂量係数の比率であり沿岸漂砂に対する岸沖漂砂の動き易さを示す。式(13)では参考図6に示したようにグループ (i) の同じ粒径は常に同じグループ内で動き、異なるグループとは交わらず混合されないとしている。例えば、参考図6の $\mu^{(1,5)}$ と $\mu^{(2,5)}$ は同じ粒径 d^5 であるが、グループ (i) とは異なる。これは、 $\tan \bar{\beta}_c^{(2)} (i=2)$ のグループの粒径スペクトルのピーク $\mu^{(2,9)}$ の粒径 d^9 が多く移動する際に、 d^5 も $\mu^{(2,5)}$ の分だけ巻き添えになったと考え、 $\mu^{(2,5)}$ の分は初めから $\tan \bar{\beta}_c^{(2)} (i=2)$ のグループ内に含ませた。

本モデルでは、粒径含有率 $\mu^{(i,k)}$ が時々刻々と変化するので、式(12)より $\cot \bar{\beta}_c^{(i)}$ も常に変化し、毎ステップの粒度組成の応じた平衡勾配 $\cot \bar{\beta}_c^{(i)}$ になろうとする作用が働く。 i グループ内の粒径毎の沿岸漂砂量式は、筆者ら(2003)の粒径毎の沿岸漂砂量式に参考図6の粒径群 (i) の概念を導入し、次式とした。

$$q_x^{(i,k)} = \mu^{(i,k)} \cdot \varepsilon_x(z) \cdot A / \sqrt{d^{(k)}} \cdot (EC_g)_b \cos \alpha_{bs} \sin \alpha_{bs}$$

$$; i = 1, 2, \dots, NI, k = 1, 2, \dots, N \dots \dots \dots (14)$$

α_{bs} は碎波点の波峰線が等深線となす角である。式(14)の A は未知数とし、対象海岸の変形過程に応じて設定できる。

1) 粒径毎の土砂量保存則

i グループ内の粒径毎の等深線変化量 $y^{(i,k)}$ は、各等深線につき i グループ内の粒径毎の土砂量保存則 (連続式) により次式で算定する。

$$\frac{\partial y^{(i,k)}}{\partial t} = -\frac{\partial q_x^{(i,k)}}{\partial x} - \frac{\partial q_z^{(i,k)}}{\partial z}$$

$$; i = 1, 2, \dots, NI, k = 1, 2, \dots, N \dots \dots \dots (15)$$

i グループ内の全粒径に応じた等深線変化量 $Y^{(i)}$ は等深線毎に i グループ内の粒径毎の等深線変化量 $y^{(i,k)}$ を合計し、さらに、最終的なその場所の等深線変化量 Y は $Y^{(i)}$ を合計して次式となる。

$$\frac{\partial Y}{\partial t} = \sum_{i=1}^{NI} \sum_{k=1}^N \frac{\partial y^{(i,k)}}{\partial t} \dots \dots \dots (16)$$

³ 熊田貴之・小林昭男他 粒度組成の3次元変化を考慮した等深線変化モデル, 海岸工学論文集, 第51巻

2) 粒径毎の含有率変化の計算式

変換層内での i グループ内の粒径含有率算定には、筆者ら(2003)の交換層内での粒径毎の土砂収支式に参考図 6 の粒径群 (i) の概念を導入した。

堆積時での新たな i グループ内の粒径含有率の計算式は次式となる。

$$\frac{\partial \mu^{(i,k)}}{\partial t} = \frac{1}{B} \left\{ \frac{\partial y^{(i,k)}}{\partial t} - \frac{\partial Y}{\partial t} \cdot \mu^{(i,k)} \right\}$$

; $i = 1, 2, \dots, NI, k = 1, 2, \dots, N$ (17)

侵食時での新たな i グループ内の粒径含有率は次式で与えられる。

$$\frac{\partial \mu^{(i,k)}}{\partial t} = \frac{1}{B} \left\{ \frac{\partial y^{(i,k)}}{\partial t} - \frac{\partial Y}{\partial t} \cdot \mu_B^{(i,k)} \right\}$$

..... (18)

ここに、 $\mu_B^{(i,k)}$ は等深線変化前の交換層より岸側位置の含有率を示す。交換層幅 B は Kraus(1985)を参考に算出する。計算は以上の式を連立して解く。

3. 野洲川土砂移動計算モデルの概要

■ 流砂系一貫した土砂移動計算モデル

土砂移動追跡計算を山地部と平野部に分け、山地部には土砂流出計算モデルを、平野部には1次元河床変動計算モデルを適用し、これらを接続させることで流砂系一貫した土砂移動の追跡計算をおこなった。ここで、土砂流出計算モデルとは、降雨流出計算と土砂移動計算を一体的に取り扱う計算モデルである。

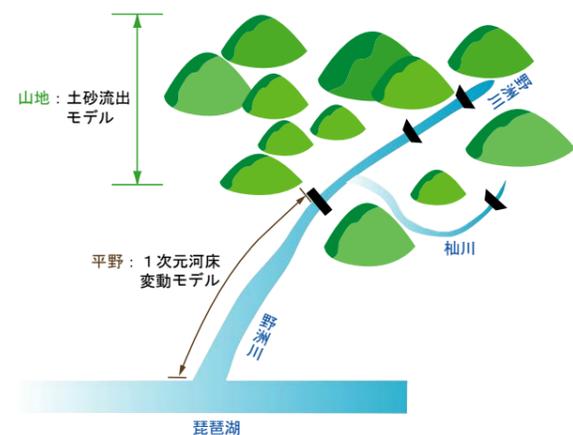


図 3.1 土砂移動計算モデルの構成

参考) 江頭進治・松木敬: 河道内貯留土砂を対象とした流出土砂の予測法, 水工学論文集, 第44巻, pp735-740, 2000

表 3.1 土砂移動計算モデルの構成

領域	流水の計算	土砂移動の計算	山地から平野部へのデータの受け渡し
山地	表面流: kinematic wave 中間流: ダルシー則 河道は等流計算	掃流砂: 芦田・道上の式 浮遊砂: 芦田・藤田の式 ウォッシュロード: 水成作用を受けていないフレッシュな堆積物が新たに侵食されるとき、そこに含まれる成分が水流に取り込まれる	モデル接続地点における時々刻々の流量と粒径別通過土砂量を河床変動計算の上流端境界条件とする。
平野	不等流計算		

※本モデルでは、粒径 0.1mm 以下をウォッシュロードとした。

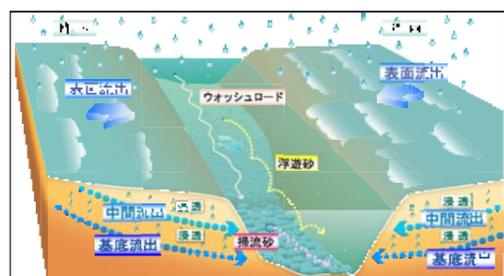


図 3.2 土砂流出計算モデルの概念図



図 3.3 土砂流出モデルの流域分割図

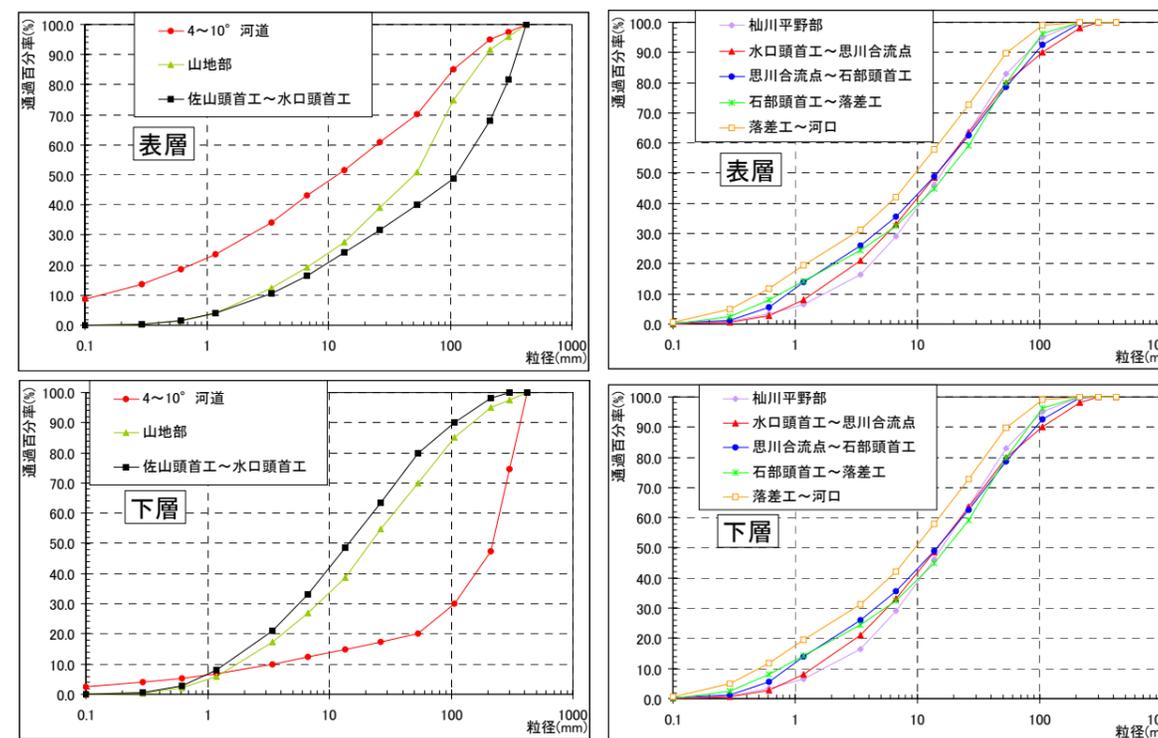


図 3.4 河床材料設定粒度分布

【参考資料】解析モデルの解説

■土砂移動モデルの概要

ここでは、山地部及び平野部に適用する土砂移動計算の概要を示す。

1) 土砂移動モデルの概要 (江頭モデル)

上流域における河道は非常に複雑であるが、合流点から合流点は一本である。そこで図 2.16 に示すように、上流側の合流点を含み下流側の合流点を含まない区間を単位河道と定義し、これを直列・並列に連結することで実流域の河道を再現する。

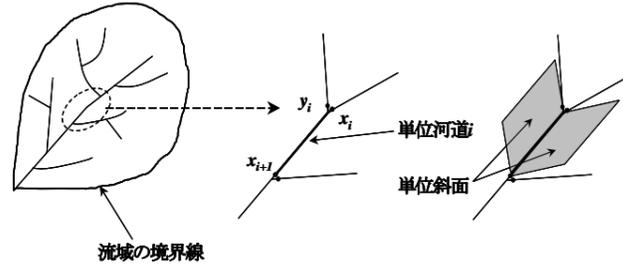


図 3.5 単位河道および単位斜面

① 降雨流出計算 (斜面流出計算)

表面流・中間流統合型の降雨流出計算をおこなう。

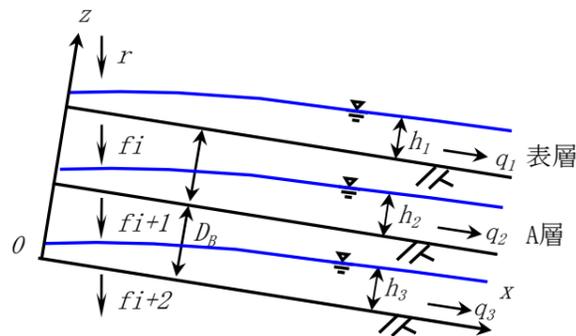


図 3.6 斜面モデル

i) 表面流 : kinematic wave 法

$$(連続式) \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = (r - f) \cos \theta_s \quad \dots \quad (1)$$

h : 表面流の水深, q : 表面流における単位幅あたりの流量, r : 降水量

f_i : 下層への浸透能, θ_s : 斜面傾斜角

ここで、時刻 t における浸透能は Horton の浸透能式を用いる。

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) \exp(-\alpha t) \quad \dots \quad (2)$$

f_0 : 初期浸透能, f_c : 最終浸透能, α : 定数 (=0.00001)

$$(運動方程式) \quad q = \frac{1}{n_s} i^{1/2} h^{5/3} \quad \dots \quad (3)$$

n_s : 斜面におけるマンニングの粗度係数, i : 斜面勾配 (= $\tan \theta_s$)

ii) 中間流及び基底流 (A層・B層): ダルシー則

$$(連続式) \quad \lambda_e \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = (f_i - f_{i+1}) \cos \theta_s \quad \dots \quad (4)$$

λ_e : 土層内における有効空隙率, h : 土層内における水深, q : 土層内の流量

f_i : 上層からの浸透能, f_{i+1} : 下層への浸透能

$$(運動方程式) \quad q = khi \quad \dots \quad (5)$$

ここで、 k : 土層内における透水係数

② 河道の洪水追跡 : 等流

$$(連続式) \quad \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{BL} \{Q(x_i) + Q(y_i) - Q(x_{i+1})\} + \frac{1}{B} q + r \cos \theta \quad \dots \quad (6)$$

h : 単位河道 i における水深, L : 単位河道 i における河道長, B : 単位河道 i における河幅 (レジーム則を適用: $B = 5\sqrt{Q}$), $Q(x_i), Q(y_i)$: x_i, y_i 地点からの流入量, $Q(x_{i+1})$: x_{i+1} 地点からの流出量, q : 単位河道 i に接続する山腹斜面からの単位長さ当たりの横流入量, θ : 河床傾斜角

$$(運動方程式) \quad Q(x_{i+1}) = \frac{1}{n} I^{1/2} B h^{5/3} \quad \dots \quad (7)$$

n : 単位河道 i におけるマンニングの粗度係数, I : 単位河道 i における河床勾配 (= $\tan \theta$)

③ 土砂移動計算

$$(河床位方程式) \quad \frac{\partial z}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)BL} \{Q_b(x_i) + Q_b(y_i) - Q_b(x_{i+1}) - Q_w\} + \frac{1}{(1-\lambda)} (Ds_i - Es_i) \quad (8)$$

z : 単位河道 i における河床位, λ : 河道堆積物の空隙率, λ_s : 斜面堆積物の空隙率,

$Q_b(x_i), Q_b(y_i)$: x_i, y_i 地点からの掃流砂流入量, $Q_b(x_{i+1})$: x_{i+1} 地点からの掃流砂流出量,

Q_w : 単位河道 i において生産される単位時間当たりのウォッシュロード, Ds_i : x_i 地点の浮遊砂沈降量, Es_i : x_i 地点の浮遊砂浮上量

$$(流砂量式 : 芦田・道上式) \quad Q_{bi}(x_{i+1}) = 17B \sqrt{sgd_i^3} p_i \tau_{*ei}^{3/2} \left(1 - \frac{u_{*ci}}{u_*}\right) \left(1 - \frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*i}}\right) \dots \quad (9)$$

$Q_{bi}(x_{i+1})$ における x_{i+1} 地点から流出する粒径別掃流砂量, s : 土砂の水中における比重, g : 重力加速度, d_i : 粒径, p_i : 粒径 d_i の粒子の含有率, τ_{*ei} : 粒径 d_i の粒子の有効掃流力, u_* : 摩擦速度, u_{*ci} : 粒径 d_i の粒子の限界摩擦速度, τ_{*i} : 粒径 d_i の粒子の無次元掃流力, τ_{*ci} : 粒径 d_i の粒子の無次元限界掃流力, ここで、 u_* および τ_{*i} は以下のようにして得られる。

$$u_* = \sqrt{ghI}, \quad \tau_{*i} = \frac{u_*^2}{sgd_i} \quad \dots \quad (10)$$

【参考資料】解析モデルの解説

$$\text{有効掃流力 } \tau_{*ei} \text{ には対数則から推定されるものを用いる。} u_{*e} = \frac{u}{6 + 5.75 \cdot \log_{10} \frac{h}{d_m \left(1 + 2 \frac{u_*^2}{sgd_m}\right)}}$$

$$\tau_{*ei} = \frac{u_{*e}^2}{sgd_i} \dots\dots\dots (11)$$

$$\tau_{*cm} = 0.05, \quad u_{*cm} = \sqrt{\tau_{*cm} sgd_m} \dots\dots\dots (12)$$

τ_{*cm} : 平均粒径の粒子に対する無次元限界掃流力

u_{*cm} : 平均粒径の粒子に対する摩擦速度, d_m : 平均粒径

u_{*ci} ($\tau_{*ci} = \frac{u_{*ci}^2}{sgd_i}$) は芦田・道上による修正 Egiazaroff の式より

$$\frac{d_i}{d_m} < 0.4 \text{ のとき、} u_{*ci} = u_{*cm} \sqrt{0.85} \dots\dots\dots (13)$$

$$\frac{d_i}{d_m} \geq 0.4 \text{ のとき、} u_{*ci} = u_{*cm} \frac{\log_{10} 19.0}{\log_{10} \left(\frac{19.0 d_i}{d_m}\right)} \cdot \sqrt{\frac{d_i}{d_m}} \dots\dots\dots (14)$$

(浮遊砂量式: 芦田・藤田式)

$$E_{Si} = \frac{2}{3} \cdot K \cdot p_i \cdot \sqrt{\frac{6ck^2}{\pi(s+1)}} \cdot u_* \cdot \int_{\eta_0}^{\infty} \left[\sqrt{\eta - \frac{\pi C_{D0} \xi_0^2}{8ck^2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\eta^2\right) \right] d\eta \dots (15)$$

ここに、K は係数で 0.035、 p_i は粒径 d_i の含有率、c、k はそれぞれ揚圧力係数、遮蔽係数で $ck^2=2.5$ 、 π は円周率、s は砂の水中比重、 $\eta_0 = (\pi/8)C_{D0}\xi_0^2/(ck^2)$ 、 $\xi_0 = w_{0i}/u_*$ で w_{0i} は粒径 d_i の沈降速度、 u_* は摩擦速度、 $C_{D0} = 2 + 24v/(w_0 d_i)$ で v は動粘性係数、 $\eta = F_{L0}/F'_{L0}$ で F_{L0} は河床で砂粒子に作用する揚圧力、 F'_{L0} は F_{L0} の確率分布の標準偏差である。なお、浮上限界を $w_{0i}/u_* = 1.08$ とする。

$$\text{(浮遊砂の沈降量)} \quad D_{Si} = c_{Bi} w_{0i} \dots\dots\dots (16)$$

ここに、 c_{Bi} は d_i についての基準点濃度 (水深 h の 5% の高さ ($z=0.05h$) での濃度)、 w_{0i} は d_i の沈降速度で Rubey の式から求める。

$$\frac{w_{0i}}{\sqrt{sgd_i}} = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{sgd_i^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{sgd_i^3}} \dots\dots\dots (17)$$

(ウォッシュロードの供給量)

浮上量 Q_w の算定については、微細砂であり河床表面にほとんど存在しないため、浮遊砂のように浮上量を設定しても無意味であるので、河床材料の移動や浮上に伴い微細砂が表面に現れて浮上するとする。具体的には、「掃流砂量+浮上量」が交換層土量 (微細砂除く) に占める割合で、交換層に存在する微細砂を付随的に浮上させる。ウォッシュロードは、水勢

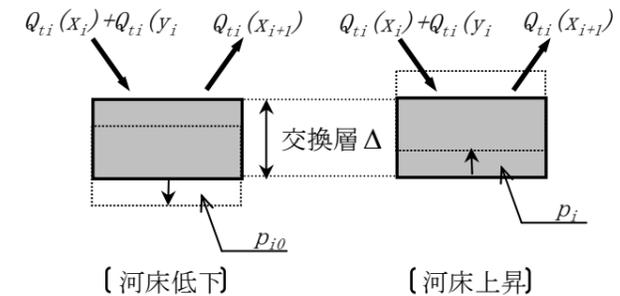
$$\left. \begin{aligned} Q_w &= -(1-\lambda)BLp_w \frac{\partial z}{\partial t} & , \left(\frac{\partial z}{\partial t}\right) \leq 0 \\ Q_w &= 0 & , \left(\frac{\partial z}{\partial t}\right) > 0 \end{aligned} \right\} (18)$$

p_w : 単位河道 i におけるウォッシュロード成分の含有率

※ここでは粒径 0.1mm 以下をウォッシュロードとして設定し、計算上は 0.1mm で代表させた。

(各河道の河床材料の連続式)

貯留土砂の粒度分布は、図 3.7 に示したような交換層をコントロールボリュームとし、流水・流砂と同様、単位河道毎に計算した。ここで交換層とは、河床材料と移動粒子群との間の粒子交換に関与する範囲の河床表層部である。この交換層の厚さを Δ とし、 Δ の時間的な変化を無視すれば、貯留土砂の粒度分布は以下のように表される。



・河床上昇の場合 ($\partial z/\partial t \geq 0$)

$$\frac{\partial p_i}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)\Delta BL} \{Q_{bi}(x_i) + Q_{bi}(y_i) - Q_{bi}(x_{i+1})\} + \frac{1}{\Delta(1-\lambda)} (Ds_i - Es_i) - \frac{\partial z}{\partial t} \frac{p_i}{\Delta} \dots (19)$$

・河床低下の場合 ($\partial z/\partial t < 0$)

$$\frac{\partial p_i}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)\Delta BL} \{Q_{bi}(x_i) + Q_{bi}(y_i) - Q_{bi}(x_{i+1}) - Q_w\} + \frac{1}{\Delta(1-\lambda)} (Ds_i - Es_i) - \frac{\partial z}{\partial t} \frac{p_{i0}}{\Delta} \dots (20)$$

p_i : 交換層における粒径 d_i の粒子の含有率

p_{i0} : 交換層直下の層における粒径 d_i の粒子の含有率

p_{ic} : 単位斜面からの崩壊による生成土における粒径 d_i の粒子の含有率

平野部については、通常の一次元河床変動計算による。なお、掃流砂、浮遊砂、ウォッシュロードを対象として計算する。

【参考資料】解析モデルの解説

■土砂移動計算モデルの検証

昭和 58 年初から平成 16 年末の 22 年間を対象として、野洲観測所の時刻流量が $200\text{m}^3/\text{s}$ 以上の 75 洪水を対象とした土砂移動計算を行った。昭和 57 年に落差工が設置されたこと、昭和 57 年度に河床横断測量が行われていることより、昭和 58 年初からを検証期間とした。河床材料は、アーモークートをモデル化し、表層・下層の 2 層で設定した。

表 検証計算の条件

検証期間 初期河床と検証河床	検証期間：昭和 58 年初～平成 16 年末（22 年間） 初期河床：昭和 57 年度河床高 検証河床：平成 15 年度河床高 検証堆砂量：野洲川ダム、青土ダム、砂防堰堤 2 基
対象出水	野洲観測所で時刻流量ピーク値が $200\text{m}^3/\text{s}$ 以上*の 75 出水
河床材料	平野部：平成 8・9 年度調査結果をもとに設定 山地部：平成 18 年度調査結果をもとに設定 ※表層、下層の 2 層で粒度分布を設定

※ 湖岸材料の浮遊限界、および石部頭首工の実績操作から移動限界流量 $200\text{m}^3/\text{s}$ を決定

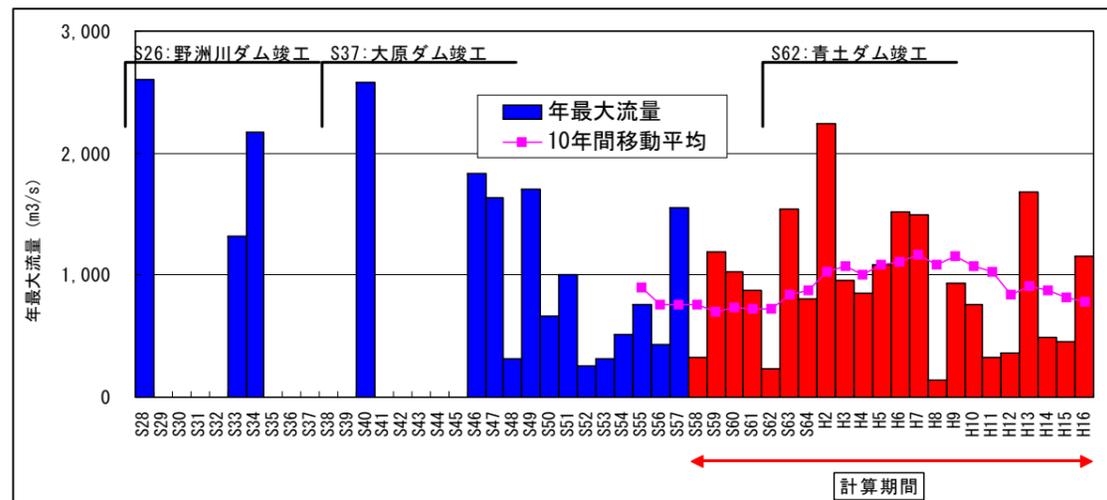


図 平均年最大流量時系列および再現期間の出水

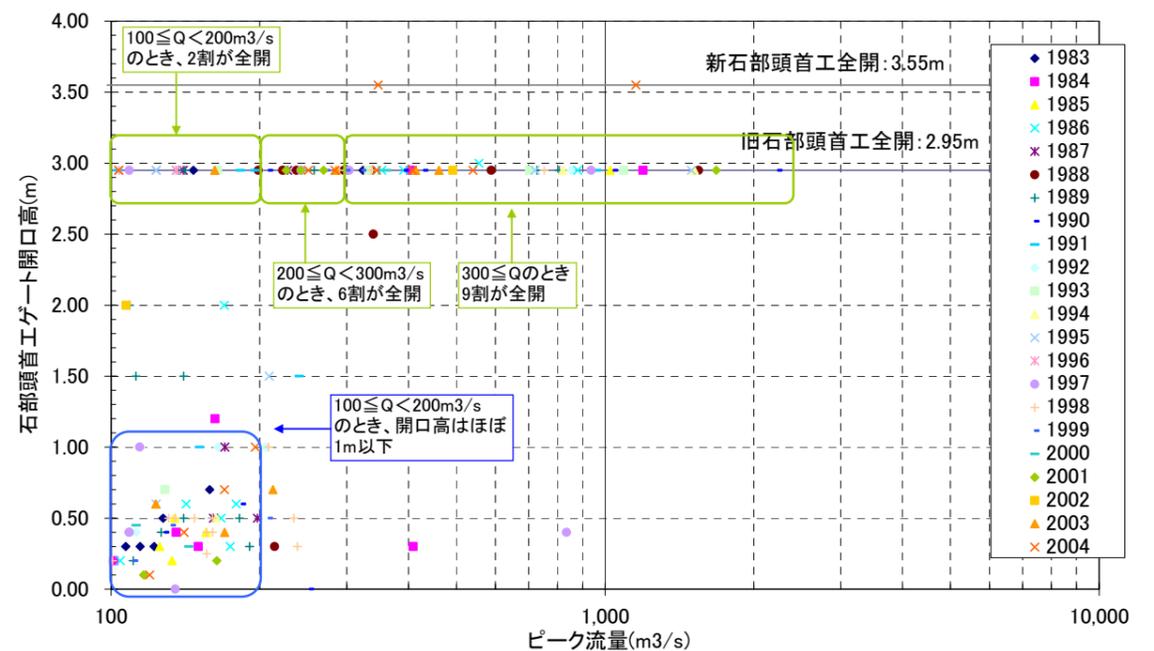
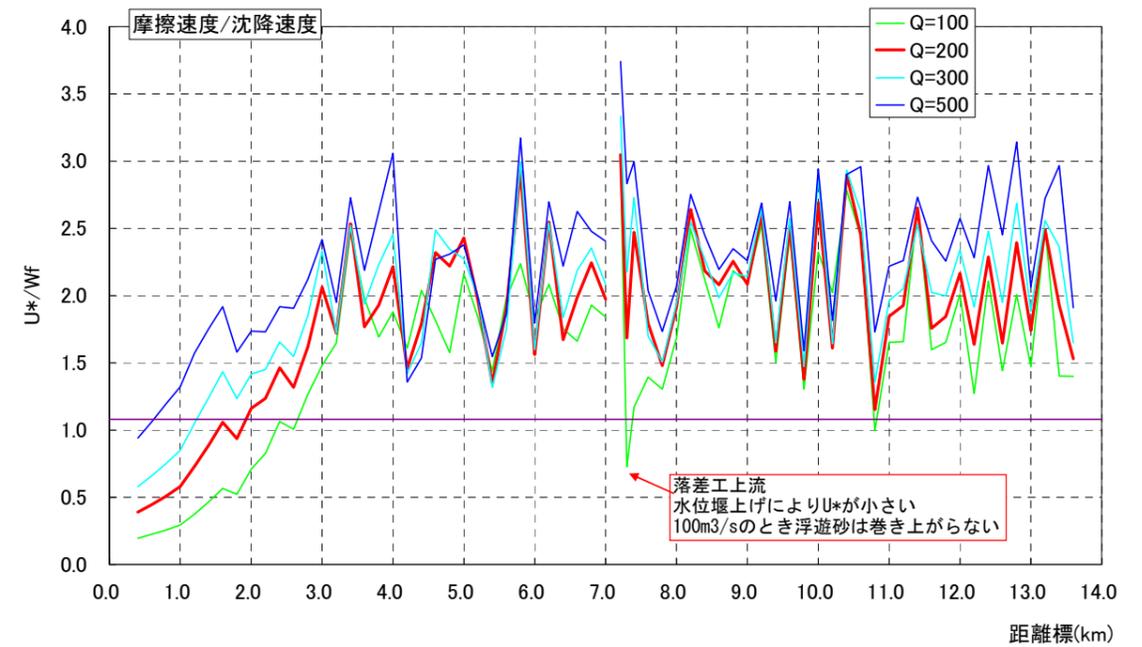


図-石部頭首工の実績ゲート操作(開口高)と野洲地点流量の相関

図 移動限界流量決定根拠② 石部頭首工の実績操作

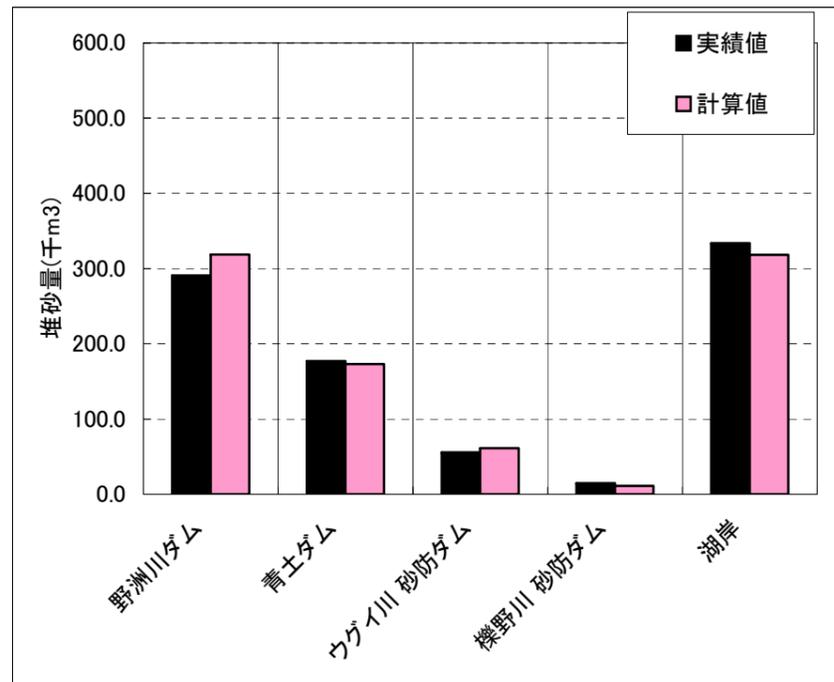
【参考資料】解析モデルの解説

■土砂移動計算モデルの検証計算結果

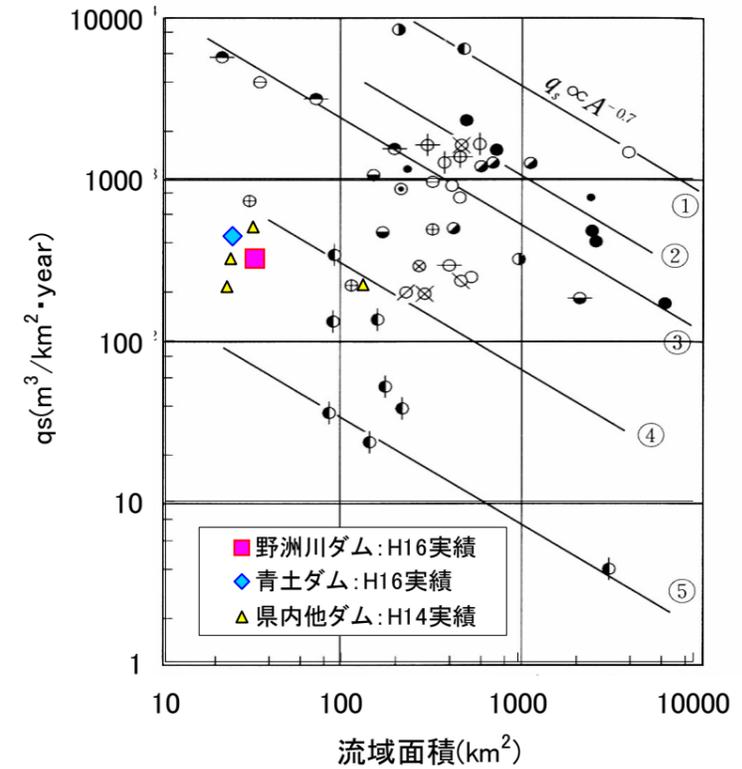
土砂移動計算モデルによる再現計算結果を以下に示す。作成した土砂移動計算モデルは、下図のとおり、山地部の堆砂量、平野部の河床変動高、および湖岸堆砂量について良好な再現性を有している。

野洲川 土砂動態モデルによる堆砂量検証結果 単位:千m3

	野洲川ダム	青土ダム	ウグイ川砂防ダム	櫛野川砂防ダム	湖岸
評価時点	H16末	H16末	H11末	H11末	H11末
計画堆砂量	1,220.0	700.0	296.2	160.8	-
実績値	291.0	177.0	55.5	14.8	333.7
計算値	318.8	173.0	61.4	11.2	318.5
出典	野洲川土地改良区資料	滋賀県河港課資料	甲賀県事務所土石流危険渓流カルテ	甲賀県事務所土石流危険渓流カルテ	深淺測量結果からの概算
備考	実績値は昭和57年以後				



【参考】流域面積と年平均比流土砂量の関係



水理公式集[平成11年版]pp140より

図において、①：最大の流出土砂量を示す黒部川、天龍川、大井川など、②～③：阿賀野川、庄川、吉野川、木曾川、耳川、熊野川など、流出土砂量が多いとされる河川、④～⑤：流出土砂量が少ない中国地方の河川のもので、④群はその上限、⑤群はその下限を示し、そのほかの地域も④～⑤群に入るものが多い。流域面積が大きいほど比流土砂量が小さくなるのは、大流域ほど生産土砂が貯留される機会が多くなることや、土砂生産の少ない平地部が相対的に増加するなどの影響である。