

## 3章 都市洪水対策

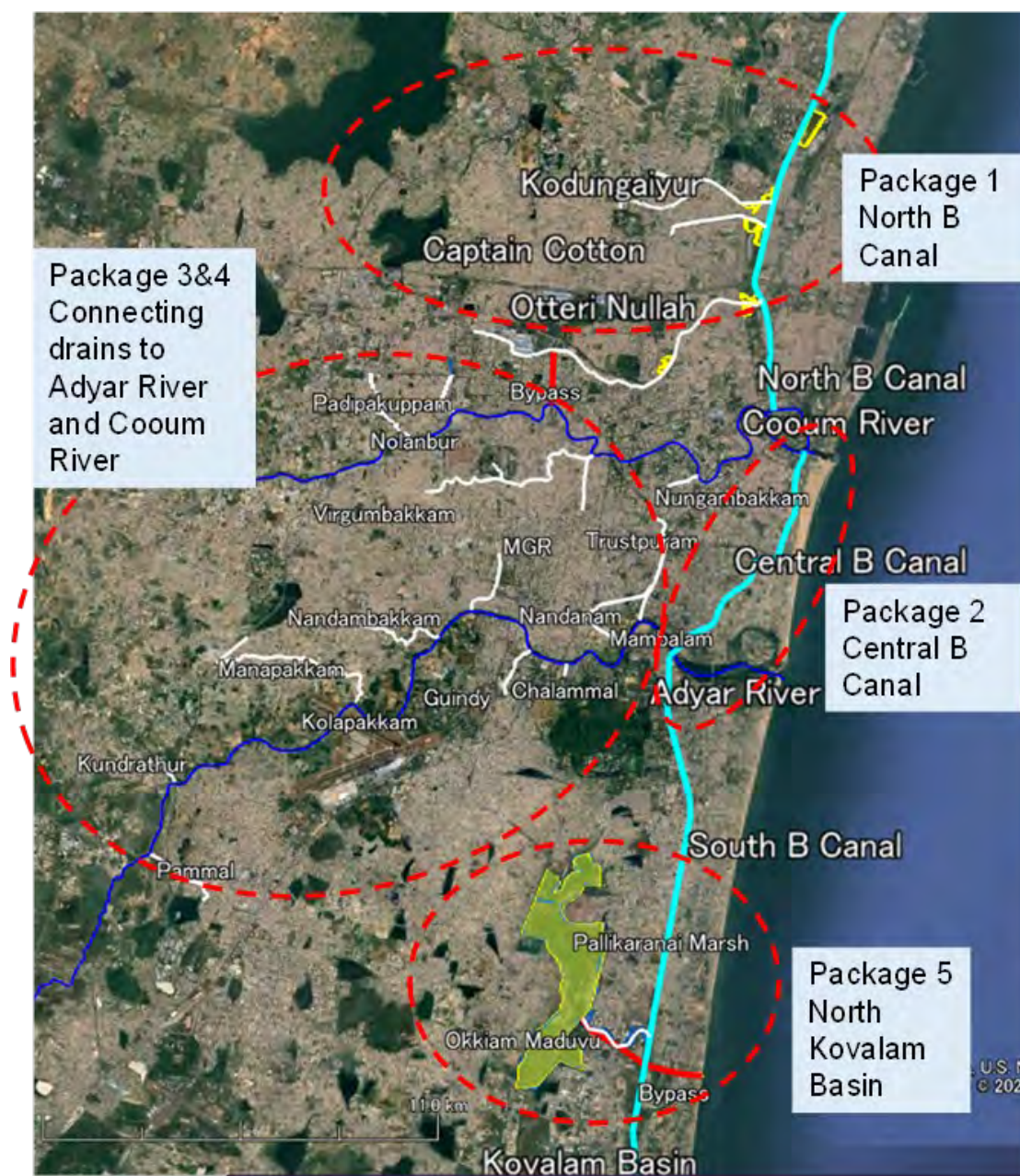
本章では、チェンナイの都市洪水対策に関して概略の提案を行うものである。フィージビリティスタディや詳細計画の作成は別途実施されるものである。

### 3.1 はじめに

#### 3.1.1 都市内洪水の概要

インド最大の都市圏のひとつであるチェンナイでは、急速な都市化による不浸透面の増加、タンクと呼ばれる貯水池や水路の消滅や縮小、雨水排水システムの未整備、都市開発等による排水路幅の縮小等、さまざまな要因が重なり、洪水が頻発している。こうした洪水は、財産、インフラ、公衆衛生に被害をもたらすため、より優れた都市洪水管理が必要である。チェンナイ市（GCC）とチェンナイ都市圏開発局（CMDA）は、排水システムの改善を中心に、都市洪水の軽減に取り組んである。

本章では、チェンナイの都市圏、特にGCCとCMAの圏域内を対象に、都市洪水対策を検討する。対象範囲には、Buckingham 運河（B Canal）（南、中央、北）、Kovalam 川河口のMuttukadu から Kovalam 流域の北部、Adyar 川、Cooum 川、および Buckingham 運河に接続する大規模な排水路が含まれる。今回検討対象となる施設の位置を Figure 3-1 に示す。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-1: プロジェクトエリア内の河川、運河、および水路

排水システムは、以下の通りマクロ排水システムとマイクロ排水システムの2種類に分類される。

- マクロ排水システム: Tamil Nadu 州水資源局 (TNWRD) が管理する、主要な河川、運河、水域を含む排水システム。このシステムの主な構成要素は、Adyar 川と Cooum 川、Buckingham 運河、北 Buckingham 運河につながる Otteri Nullah などの重要な排水路で

あり、Figure 3-1 に示されている。このシステムは、マイクロ排水システムの排水の排水先となるように設計されている。

- ・ マイクロ排水システム：GCC が管理する小規模な雨水排水渠、側溝、その他の排水路で構成され、道路、住宅地、商業地からの流出水を排水する。

### 3.2 都市内洪水と排水施設

#### 3.2.1 近年の都市洪水の発生要因

これまで、チェンナイで発生する洪水は、主に Cooum 川や Adyar 川が引き起こす河川洪水、または河川洪水と都市洪水の組み合わせが要因であった。しかし、2021 年及び 2023 年に発生した洪水は、激しい降雨が都市の排水不全を引き起こす都市洪水の問題が大きく影響していることを浮き彫りにした。都市開発による排水路幅の縮小や維持管理が不十分なため、排水路の流下能力が減少し、加えて洪水のピーク時に河川からの逆流が発生した。将来的な洪水リスクを軽減するためには、河川システムと都市排水インフラの両方をより適切に管理する必要がある。

#### 3.2.2 チェンナイにおける都市排水システム

チェンナイにおける都市排水システムは、以下の 4 種類に分類される。

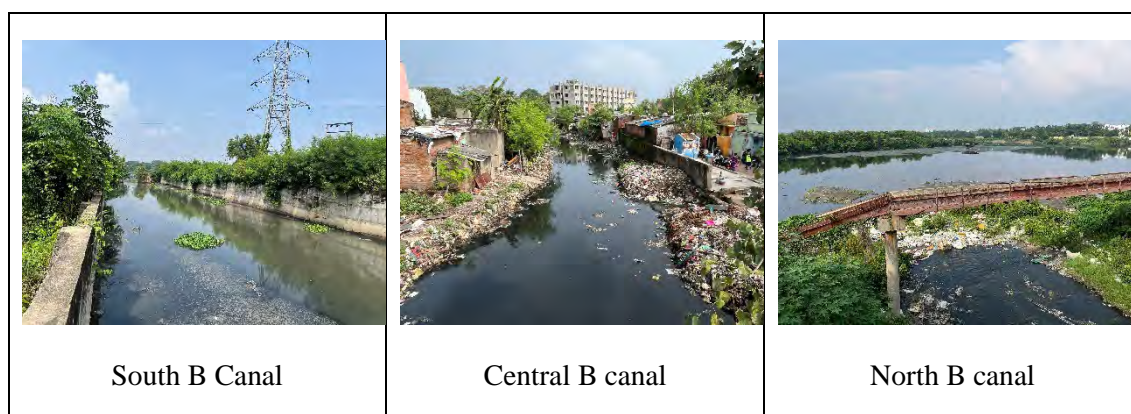
- a) Buckingham 運河：チェンナイ都市域を南北に流れ、南、中央、北の 3 つのセグメントに分かれる。
- b) 接続排水路：都市域からの流出水を Adyar 川と Cooum 川、または Buckingham 運河に排水する。
- c) 水域と貯水池：かんがい・飲料水源を主目的とする。GCC 内に多数存在したが近年開発等により減少している。
- d) 小規模排水路：マイクロ排水路、雨水排水渠 (SWD ; Storm Water Drain) を含む小規模な排水路のネットワークが、局所的な排水の機能を担う。

##### 3.2.2.1. Buckingham 運河 (南、中央、北)

Buckingham 運河は、Kovalam 流域の南 Buckingham 運河 (延長 24km)、Adyar 川と Cooum 川の間の中中央 Buckingham 運河 (7km)、Cooum 川から Kosasthalaiyar 川の Ennore Creek までの北 Buckingham 運河 (17km) の 3 つの区間に分けられる。

Buckingham 運河の深さと幅は、区間により異なっている。一般に、運河は南部 (Okkiam Maduvu から Muttukadu 方面) と北部 (Ennore Creek 方面) では運河幅が広いが、Adyar 川と Cooum 川の間の中中央部では狭くなる。この狭窄は、排水路域の一部を利用した都市化や地下鉄・鉄道駅などのインフラ整備が原因である。Buckingham 運河の各区間の状況を次図

に示す。



出典: JICA Expert Team

**Figure 3-2: B 運河の状況**

### 3.2.2.2. 接続排水路

接続排水路をその接続先に基づいて次表の通り分類した。10本の主要な排水路が Adyar 川に、6本の排水路が Cooum 川に、3本の排水路が北 Buckingham 運河に接続している。さらに、Okkiyam Maduvo 排水路は、Pallikaranai 湿原から流出し Kovalam 流域の南 Buckingham 運河に接続している。

**Table 3-1: 河川および B 運河に接続する排水路**

No.	Name	Length, km
<b>A. Major Connecting Drains to Adyar</b>		
1	Nandhanam Drain	1.087
2	Mambalam Drain	5.798
3	Chellammal College Drain	0.330
4	Guindy Drain	1.658
5	MGR canal	1.754
6	Nandhambakkam drain	3.334
7	Manapakkam drain	7.006
8	Kolapakkam Drain	2.923
9	Kundrathur Drain	1.396
10	Pammal Drain	2.527
<b>B. Major Connecting Drains to Cooum</b>		
1	Ambattur SIDCO Drain	1.351
2	Nungambakkam Drain	1.347
3	Nolambur Drain	2.341

No.	Name	Length, km
4	Padikuppam Drain	2.286
5	Trustpuram Canal	1.488
6	Virugambakkam and Arumbakkam Drains	6.60
<b>C. Major Connecting Drains to the North Buckingham Canal</b>		
1	Otteri Nallah	10.322
2	Captain Cotton Canal	2.904
3	Kodungaiyur Canal	4.661
<b>D. Major Connecting Drain/River to the South Buckingham Canal</b>		
	Okkium Madavu drain	2.794

出典: JICA Expert Team

主要な接続排水路の様子を次図に示す。現地調査の結果、水路は河川への接続部分など一部区間を除き 3-5m の幅で狭い。維持管理が十分でなくゴミの堆積や悪臭がみられる。一部水路で河道内に不法占拠がみられる。一部パラペット区間があるが無堤区間も存在する。



Nandhanam



Mambalam



Chellammal



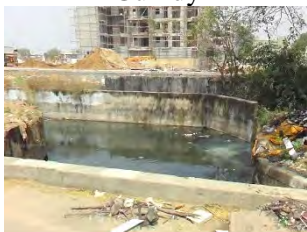
Guindy



MGR



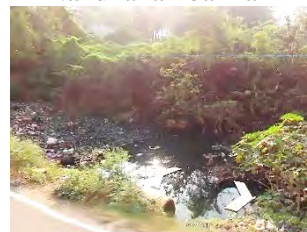
Nandhanambakkam



Manapakkam



Kolapakkam



Kundrathur



Figure 3-3: Adyar 川および Cooum 川に接続する水路の状況



Figure 3-4: 北 Buckingham 運河に接続する水路

### 3.2.2.3. 水域と貯水池

チェンナイにはかんがいや飲料を主な目的とした様々な水域、湖、貯水池が存在し、地域の水資源と環境バランスに大きく貢献している。チェンナイの歴史的背景において、“Ery”とは、かつて街の景観を彩っていた伝統的な水域や貯水池を指す。都市拡大、不法開発の結果、これらは住宅地や商業地に姿を変え、数多くの Ery が消滅または劣化した。こ

の変貌はチェンナイの水文バランスに深刻な影響を及ぼし、水不足、地下水の枯渇、洪水に対する脆弱性の増大といった問題を引き起こした。以下の表は、GCC の既存の水域とタンクに関して、関係者から収集した情報である。

**Table 3-2: GCC 内のタンクのリスト**

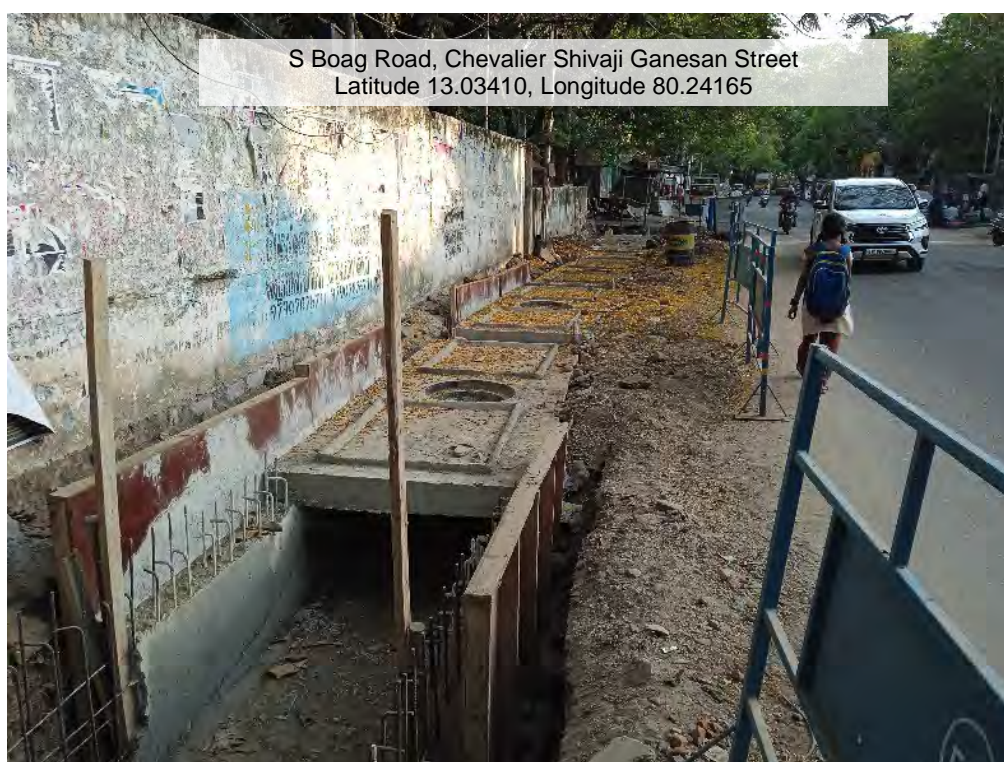
項番	タンク名	流域	容量 (百万 m <sup>3</sup> )
1	Porur	Adyar	1.9
2	Velacheri Tank	Adyar	0.6
3	Adambakkam Tank	Adyar	0.08
4	Ullagaram Tank	Adyar	0.23
5	Perungudi Tank	Adyar	0.07
6	Madipakkam Tank	Adyar	0.33
7	Pallikaranai Narayanaapuram Tank	Adyar	0.15
8	Pallikaranai Anai Tank	Adyar	0.21
9	Pallikaranai Big Tank	Adyar	0.2
10	Jallampettai Tank	Adyar	0.24
11	Sholinganallur Rettaikeni Tank	Adyar	0.04
12	Sholinganallur Thamraikeni Thangal	Adyar	0.33
13	Semmenjeri Rettakuttai Thangal	Adyar	0.36
14	Semmanjeri Pudu Tank	Adyar	0.64
15	Semmanjeri Jaggaman Naicken Thangal	Adyar	0.61
16	Semmanjeri Palaya Thangal	Adyar	0.13
17	Kolathur	Kosasthalaiyar	1.06
18	Ambathur	Cooum	6.1
19	Valasaravakkam	Cooum	0.01
20	Maduravoyal	Cooum	0.19
21	Kadapakkam Tank	Kosasthalaiyar	0.32
22	Senrambakkam Tank	Kosasthalaiyar	0.16
23	Sadayankuppam Tank	Kosasthalaiyar	0.5
24	Red Hills	Kosasthalaiyar	93.54
25	Ariyalur Tank	Kosasthalaiyar	0.11
26	Madhavaram Rettai Eri	Kosasthalaiyar	0.9
27	Puthagaram	Kosasthalaiyar	0.12
28	Korattur	Kosasthalaiyar	6.69
29	Manjambakkam Tank	Kosasthalaiyar	0.12

出典: JICA Expert Team

#### 3.2.2.4. SWD およびマイクロ排水路

チェンナイには、雨水排水渠（SWD）に加えて、マイクロ排水路と呼ばれる小さな排水路が多数ある。SWD は通常、幅 7 メートル以上の道路に設置されている。これまで SWD の設計基準は何度か変更されている。かつて、市域拡大前の旧チェンナイ地域の SWD は、確率年 2 年に対応するように設計・建設されていた。しかし、近年では、確率年 5 年に対応するように設計が変更されている。洪水諮問委員会報告書は、SWD を確率年 5 年に対応させ、さらに気候変動の影響を 20% 考慮した設計にすることを推奨している。排水路の最小サイズは、流域面積、土地利用、流出量にもよるが、通常 600×750mm である。

SWD には直線的な線形が求められ、地下水位の上昇を期待した雨水浸透機能を備えた流入口も 30 メートル間隔で設置されている。しかし、こうした対策にもかかわらず、不適切な維持管理により、SWD が十分に機能していないのが現状である。次の写真は、GCC 内の SWD の事例である。



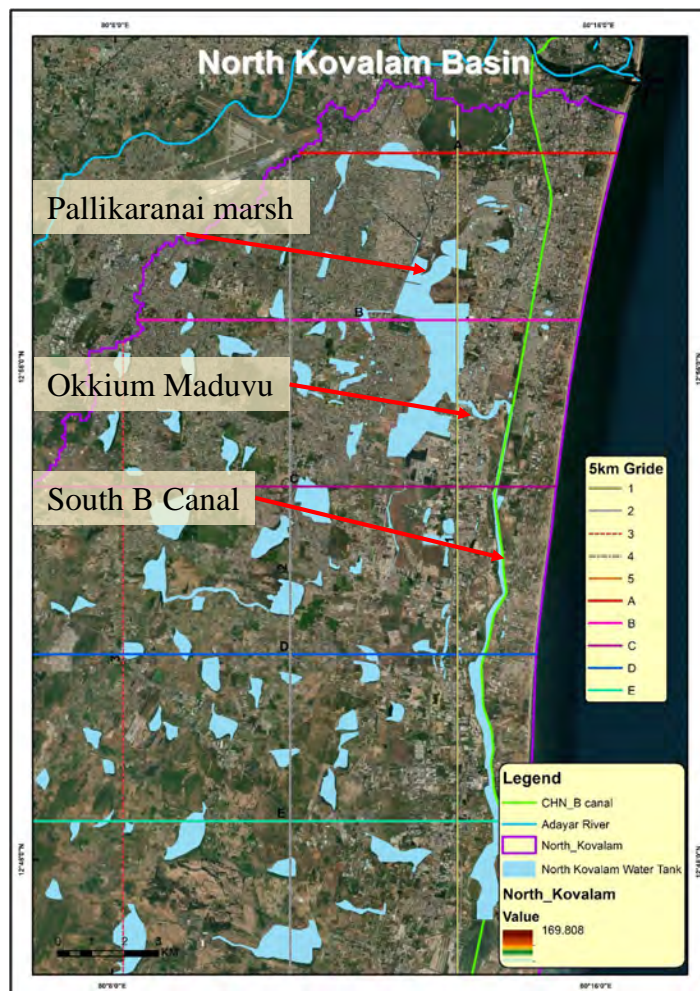
出典: JICA Expert Team, 2022 年 4 月 27 日撮影

**Figure 3-5: 建設中の SWD**

#### 3.2.3 北 Kovalam 流域における都市洪水

Kovalam 流域は、その排水システムと歴史的背景が持つ独特な特徴により、都市洪水管理の対象として選ばれた（次図参照）。他の多くの流域とは異なり、Kovalam 流域には支配的な河川や排水システム、流出口がなく、流域はかつて広大な湿地帯や沼地であった。主

要な川がないため、「Kovalam 川流域」ではなく「Kovalam 流域」と呼ばれている。Pallikaranai 湿地は、急速な都市化によって著しく縮小した。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-6: 北 Kovalam 流域

このように支配的な河川がないことと、この地域が都市環境に変化したことが、この地域の現在の洪水リスクにつながっている。特に、流域北部では洪水が頻発し、2023年の洪水では、Velacheryなどの地域が数日間にわたり湛水に見舞われた。このような背景から、都市洪水検討においては、Kovalamに特に焦点を当てて検討する。

Kovalam 流域北部の排水システムには、かつて相互に連結していた約60の水域と貯水池がある。しかし、都市化や開発により、連結水路の多くは失われてしまった。かつては、これらの水域や湖沼は、より大きなPallikaranai湿地やBuckingham運河に注いでいた。Pallikaranai湿原は、この地域の雨水排水の主要な受け皿となっており、道路によって南北2つの部分に分かれている。湿地帯はOkkiam Maduvuを経由してBuckingham運河に流

れ込み、最終的に雨水は Bengal 湾に流れ出る前に南 Buckingham 運河に排出される。この自然の排水ネットワークは、都市部の侵入や連結水路の喪失によって大きく破壊され、雨水の流出を効果的に管理することが難しくなっている。

Kovalam 流域における主な洪水問題は内水氾濫であり、水域や貯水池の喪失、接続水路の欠落、既存の排水インフラの不十分な容量によって、洪水は悪化している。Pallikaranai 湿原は、かつては洪水流の吸収に重要な役割を果たしていたが、現在はその機能が低下し、雨水を管理する能力が低下している。さらに、Pallikaranai 湿地から南 Buckingham 運河への排水を目的とした Okkiam Maduvu は、特に豪雨時の水量を処理するには容量不足である。また、南 Buckingham 運河は、容量不足と Muttukadu からの背水効果の両要因により、Bengal 湾への排水能力に限界がある。これらの要因により、流域では洪水問題が絶えず発生し、豪雨時には低地に深刻な影響を及ぼしている。

#### 3.2.4 組織体制

チェンナイでは、都市の洪水管理は、雨水、洪水リスク、排水システムの管理において、それぞれが明確な責任と役割を持つさまざまな主要機関によって行われている。

##### 3.2.4.1. GCC

GCC は、チェンナイ市の都市洪水対策と雨水管理を担当する主要機関である。管理の対象はマクロ排水路の一部、マイクロ排水路、SWD である。GCC は、市の雨水インフラの改善を目的としたいくつかの重要なプロジェクトを監督している。代表的なプロジェクトは下記の通りである。

- 雨水を効率的に流すための雨水排水管の建設
- 適切な排水を確保し、閉塞を防ぐための排水路の浚渫
- 洪水時の余剰雨水を貯留・管理するための放水路・湖沼・貯水池の建設

##### 3.2.4.2. TNWRD

TNWRD はチェンナイ全域のマクロ排水システムの管理において重要な役割を果たしている。これには、市内の広範囲からの流出を管理するために設計されたマクロ排水システムの建設と運用の監督も含まれる。その責務は、モンスーン時の都市洪水を防ぐための重要なインフラを維持することにある。

##### 3.2.4.3. 高速道路局

高速道路局は、州内の主要な道路を対象に豪雨時の雨水排水を管理する責任があり、特に、浸水が頻繁に発生するアンダーパス箇所を中心に流出水を効率的に処理するためのポ

ンプを設置している。また SWD システムの整備にも携わっており、雨水を管理して都市部から排除し、主要インフラや道路網の浸水を防いでいる。

#### 3.2.4.4. CMDA

CMDA は、洪水対策を含むチェンナイの都市計画・開発を担当している。CMDA は、洪水リスク管理を都市計画プロセスに組み込む責任を担っている。CMDA は、2027 年から 2046 年までの第 3 都市計画マスタープラン区域内の洪水対策に注力している。CMDA の役割は、包括的な都市計画の一環として、都市の洪水を管理する長期的な戦略を策定する上で極めて重要である。

#### 3.2.4.5. 行政・水道部局 (MAWS)

GCC 管轄区域以外の Tamil Nadu 州の他の都市や行政区域では、行政・水道部局 (MAWS) が洪水管理と都市排水を担当している。MAWS は、チェンナイ以外の都市中心部の洪水リスクと排水インフラを管理し、州全体における洪水防止システムの整備を担っている。

#### 3.2.4.6. Tambaram 市および Avadi 市

Tambaram 市と Avadi 市は、本調査の調査地域内に位置する 2 つの重要な都市部である。これらの地域には、GCC から独立して管理されている独自の自治体と排水システムがある。両自治体は、それぞれの管轄区域の洪水リスクを軽減するために、都市排水システムを整備してきた。このような地域の特性に応じたアプローチは、地域特有の洪水管理ニーズに対応するために不可欠である。

### 3.3 都市洪水防御計画の基本的考え方

以下の基本的考え方に基づき、都市洪水防御計画を検討する。

- ・都市域における洪水対策に必要な計画降雨を設定する。
- ・計画降雨に対応した流量を設定する（基本高水流量）。
- ・洪水流量を処理するための対策として、水路改修、ついで遊水地貯留を検討する。
- ・河川からの逆流が生じる場合は、逆流防止対策としてのゲートを設置する。
- ・緑地やオープンスペースの活用を考慮する。

これら基本的考え方に基づき、具体的には以下の手順で検討を進める。

- ・基本高水流量に対して最大限河道で分担することを検討する。
- ・基本高水流量と既存流下能力に差がある場合は運河・排水路の改修によって対応する。運河・排水路の改修は掘削を基本としつつ、堤防高あるいは地盤高が相対的に低い箇所では築堤する等、地域特性に応じて対応する。
- ・用地制約や過大工事費等により排水路改修での対応に限界がある場合は、遊水地を設置してピークカット貯留を行う。

- ・排水路の堤防高が河川のHWLより低い場合、河川の背水影響が考えられる場合は、接続地点においてゲートを設置する。各水路において洪水時に河川あるいは運河に到達した流量は水頭差でもって自然流下で河川に排水されポンプ排水は行わない。
- ・Buckingham 運河の洪水は可能な限り自然流下で河川に放流する。ピークが同時に生じ自然流下の排水が困難な場合、排水先の Cooum 川、Adyar 川の HWL を考慮し、HWL が低い Adyar 川側に自然流下で排水する。

### 3.3.1 治水安全度

#### 3.3.1.1. 既存ガイドライン等

都市域の洪水対策に関する既存の設計上の安全レベルに関して、現地の基準である CPHEEO マニュアル、Advisory Committee(Thiruppugazh Committee)の概要を以下に整理する。

#### ・CPHEEO マニュアル

CPHEEO マニュアルはインド国住宅都市省に所属する公衆衛生環境技術中央機構が 2019 年に発刊した都市雨水排水に関するガイドラインである。そのうち治水安全度について触れた箇所を次表 Table 3-3 に示す。人口 10 万人以上の Class1 の都市においては確率年 5 年、人口 10 万人以下の Class2 の都市においては確率年 2 年とすることが明記されている。チェンナイは Class1 都市に属するため確率年 5 年となる。

**Table 3-3: CPHEEO マニュアルに示された都市域における計画降雨の確率年**

S. No.	Urban Catchment	Return Period	
		Class I Cities**	Other cities***
1.	Central Business and commercial	Once in 5 years	Once in 2 years
2.	Industrial	Once in 5 years	Once in 2 years
3.	Urban Residential	Once in 5 years	Once in 2 years
4.	Airports and other critical infrastructure*	Once in 100 years	Once in 50 years

出典: CPHEEO, Manual on storm water drainage systems vol.1(2019)

#### ・Advisory Committee の提言

Advisory Committee on Mitigation and Management of Flood Risk in Chennai Metro による提言 Flood Risk Reduction in Chennai Metro Final Report では、治水安全度について下記の通り言及している。安全度は 5 年確率とし、気候変動要因として 20%の増分を考慮することを推奨している。

a. Design rainfall intensity

The 2021 inundation is referred in p.129. In this section the design rainfall intensity is also described. In Chennai it was initially 31.39 mm/h with a two-year return period, but it was raised to 68 mm/h with advice from the World Bank. Although the maximum hourly rainfall in 2021 was less than 40mm, flooding occurred in many areas of Chennai as shown in Figure 4-3-2. For this reason, many projects have been implemented by the 2022 monsoon season. Some of them have already been introduced in this chapter and Chapter 3. In addition, this report recommends a 5-year return period +20% as a climate change factor as the future design rainfall intensity (p.200 and p.453). The application of the 25, 50 and 100-year return period is mentioned for the important facilities like hospitals, power sub-stations (p.292 6.10.2 Third Master Plan (2027-2046)).

(p. 200)

All new SWDs should be constructed with adequate capacity to effectively dispose excess runoff due to 1 in 5-year design storm with an additional 20% factor of safety for uncertainties due to climate change induced high intensity rainfall events.

(p. 453)

All new SWDs should be constructed with adequate capacity to effectively dispose excess runoff due to 1 in 5-year design storm with an additional 20% factor of safety for uncertainties due to climate change induced high intensity rainfall events.

出典 : Flood Risk Reduction in Chennai Metro Final Report (2023), Advisory Committee on Mitigation and Management of Flood Risk in Chennai Metro

また ADB の支援による Kosasthalaiyar 川流域のプロジェクトでは、道路側溝を 2 年確率、貯水池からの排水路を 5 年確率で整備している。

我が国で都市域の内水対策を担務している下水道計画に関する基準として、日本下水道協会発行の「下水道計画・設計指針と解説」がある。これによると「計画降雨に採用する確率年は、5～10 年を標準とし、確率年に相当する計画降雨強度を近年の降雨状況を考慮して適切に設定する。」とされている。

近年では大都市を中心に浸水被害が激化しており、横浜市をはじめとして 10 年の確率年を採る都市が多い。

さらに東京都では気候変動に伴う 1.1 倍の降雨量に対応するため目標降雨を都内全域で 10 ミリ引き上げている、

出典:日本下水道協会 「下水道計画・設計指針と解説(2019)」  
[https://www.city.yokohama.lg.jp/kurashi/machizukuri-kankyo/3-14okyo-gesuido/gesuido/bousai/shinsuitaisaku/shinsuikentoubukai4.files/0009\\_20231130.pdf](https://www.city.yokohama.lg.jp/kurashi/machizukuri-kankyo/3-14okyo-gesuido/gesuido/bousai/shinsuitaisaku/shinsuikentoubukai4.files/0009_20231130.pdf)  
[https://www.toshiseibi.metro.tokyo.lg.jp/kiban/gouu\\_houshin/index.html](https://www.toshiseibi.metro.tokyo.lg.jp/kiban/gouu_houshin/index.html)

### 3.3.1.2. 今回提案

本検討においては、設計降雨の確率年を 10 年とし、気候変動の影響を加味し、10 年確率降雨の 10%の増分を考慮した値とする。その理由は以下である。

- ・今回対象とする水路はいずれも河川に準ずる重要な役割を果たしている
- ・下水道計画・設計指針と解説では日本では 5-10 年を標準としている
- ・河川の確率年が 100 年、道路側溝の確率年が 2 年であること、および今回の対象とする水路はそれらの中間的な位置づけであること
- ・気候変動要素については前述の東京都の事例のように近年の災害の激甚化・頻発化の状況をふまえて配慮する必要がある。

以上について次表 Table 3-4 にまとめる。

**Table 3-4: 降雨確率年に関する基準、ガイドラインのまとめ**

項番	基準、ガイドライン等	確率年
1	CPHEEO マニュアル, ADB プロジェクト	2-5 年
2	日本の下水道計画・設計指針	5-10 年
3	Advisory Committee 提言	5 年 +20%
4	都市域に係る今回提案	10 年+10%
5	河川に係る今回提案	100 年+10%

出典: JICA Expert Team

なお、Advisory Committee の推奨値 5 年+20%については、後述する降雨観測所 Meenumbakam 地点での 5 年確率の降雨強度式 ( $y=59.98x^{-0.586}$ ) にあてはめると 71.9mm/h となる。

一方 10 年確率の降雨強度式 ( $y=68.257x^{-0.571}$ ) にあてはめると 75.0mm/h となる。5 年確率+20%より少し大きくなり、Advisory Committee の推奨値を用いるより安全側になっていることが分かる。

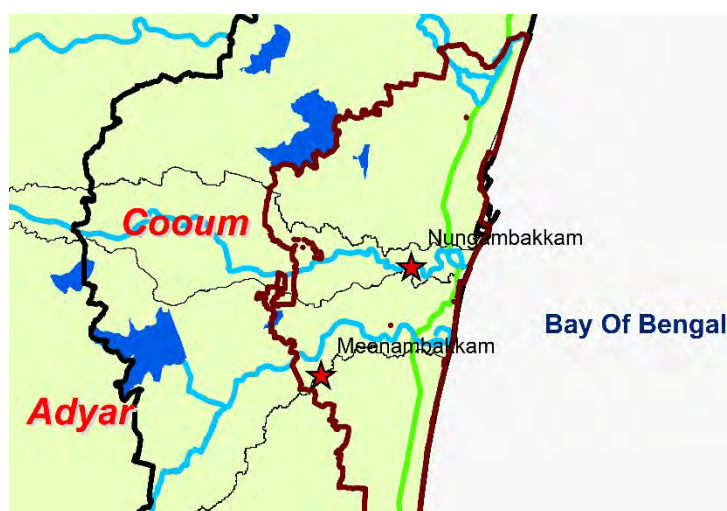
### 3.3.2 プロジェクトの目標年

本章で扱うプロジェクトの目標年はプロジェクト開始より 10 年後とする。これはチェンナイの第 3 次マスタープランが 2026 年から 2046 年までの 20 年間としており、それまで対策が完了することが望ましいこと、我が国の都市域の洪水対策計画においても 10 年から 20 年程度の期間にわたり対策が進められていることを勘案して設定したものである。

なお 5 年後を前期の目標年、10 年後を後期の目標年とする。事業計画については 3.7.2 にて詳述する。

### 3.3.3 計画降雨量およびハイトグラフとシミュレーション結果

前述の通り、計画降雨量については確率年として 10 年を採択した。北 Kovalam 流域に関しては、流域の大きさ、対策の重要性に鑑み、河川流域と同等の確率年 100 年を採用した。また気候変動の影響を加味し、降雨量を 10%増の値で設定した。計画に用いた降雨観測箇所的位置を次図 Figure 3-7 に示す。Nungambakkam と Meenambakkam の 2 か所である。これらの降雨観測箇所は、約 50 年間の時間降雨量の観測の実績がある。



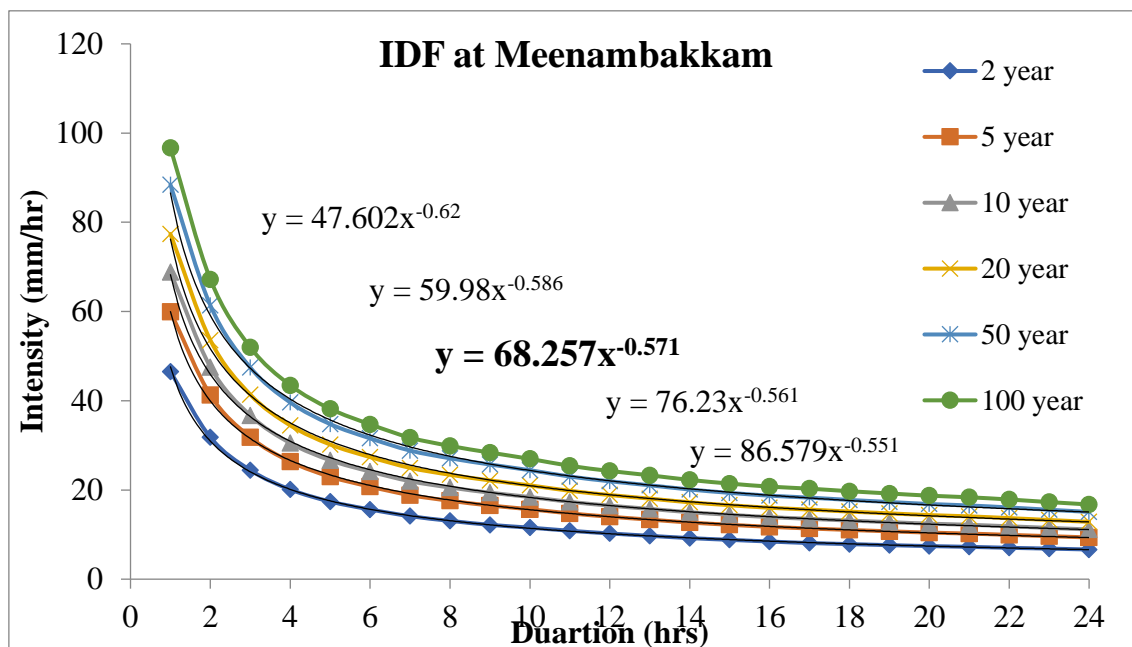
出典: JICA Expert Team

Figure 3-7: Nungambakkam および Meenambakkam の降雨観測箇所位置図

計算に用いた降雨強度式、降雨波形については以下の通り設定した。

Adyar 川に接続する水路の解析には、上記の 2 観測所のうち、Adyar 川流域に最も近い Meenambakkam 観測所のデータをもとに作成された 10 年確率の降雨強度式に洪水流達時間を代入して求めた降雨量 (1 時間の場合 68.257mm/h) に気候変動分+10%を上乗せした値を

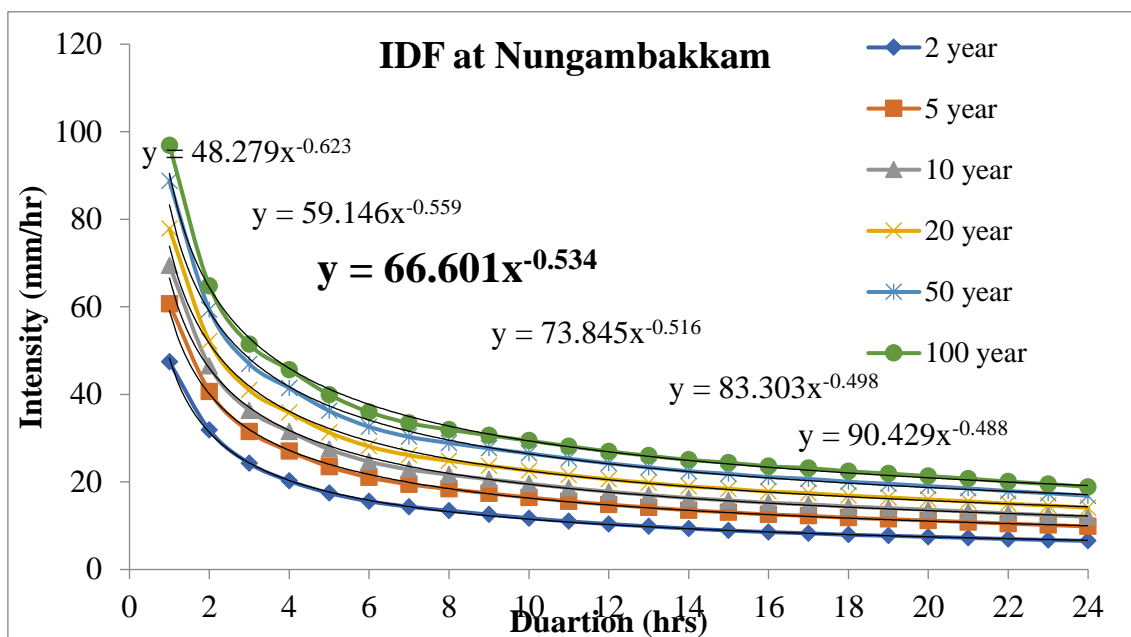
用いた（次図参照 Figure 3-8）。なお用いた洪水到達時間は水路毎に異なり、3.4.3.1において表に整理されている。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-8: Meenubakam 地点の IDF 曲線

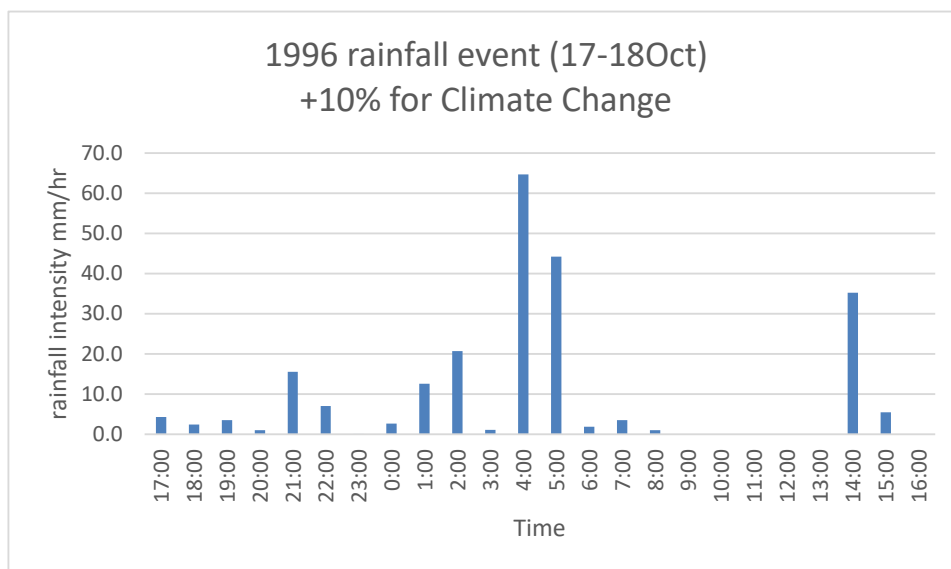
Cooum 川に接続する水路の解析には、上記の 2 観測所のうち、Cooum 川流域に最も近い Nungambakkam 観測所のデータをもとに作成された 10 年確率の降雨強度式に当該流域で想定した水路の洪水到達時間を代入して求めた降雨量（1 時間の場合 66.601mm/h）に気候変動分+10%を上乗せした値を用いた（次図参照 Figure 3-9）。なお用いた洪水到達時間は水路毎に異なり、3.4.3.1において表に整理されている。



出典: JICA Expert Team

**Figure 3-9: Nungambakkam 地点の IDF 曲線**

北 Buckingham 運河に接続する水路の解析には、上記 2 観測所のうち最も近い Nungambakkam 観測所のデータをもとに、過去同流域に大きな浸水被害をもたらした 1996 年洪水時の降雨波形に気候変動分+10%を上乗せした値を用いた。当該降雨は 10 年確率相当で降雨継続時間は 24 時間である（次図参照 Figure 3-10）。

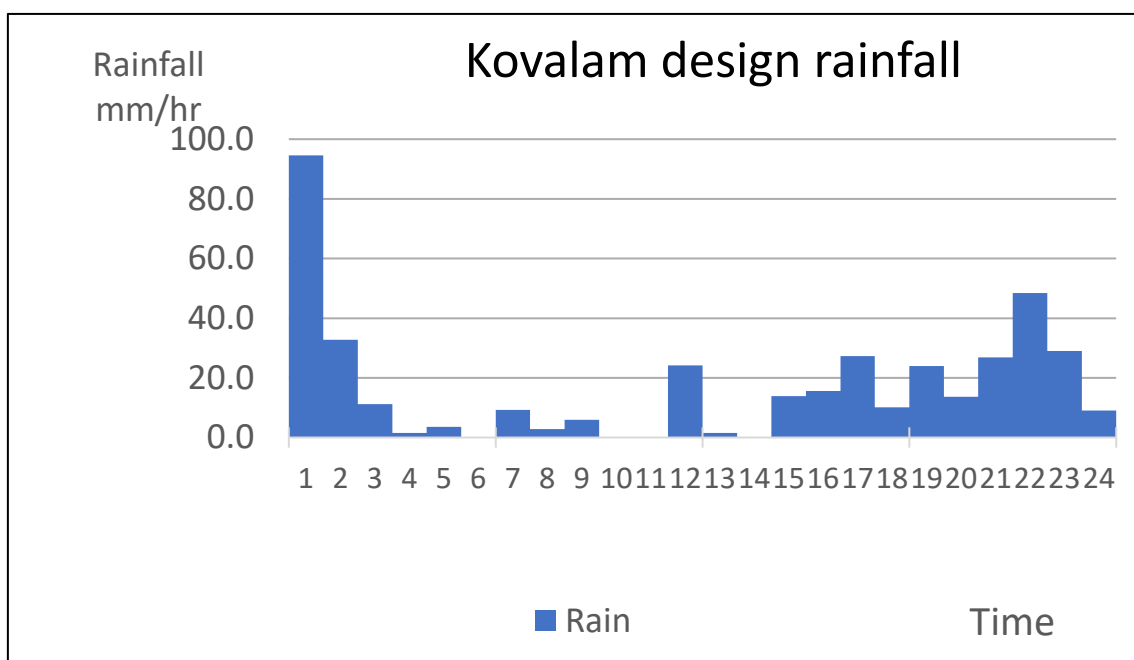


出典: JICA Expert Team

**Figure 3-10: Nungambakkam 地点で観測された 1996 年降雨のハイトグラフ**

中央 Buckingham 運河の解析においては、上記 2 観測所のうち最も近い Nungambakkam 観測所のデータをもとに、10 年確率の降雨強度式に当該流域で想定した水路の洪水到達時間を代入して求めた降雨量（1 時間の場合 68.257mm/h）に気候変動分+10%を上乗せした値を用いた。

北 Kovalam 流域の解析には、上記 2 観測所のうち最も近い Meenumbakkam 観測所のデータで観測された 2015 年降雨をもとに、100 年確率まで引きのばしたものを使用した。（次図参照）。降雨継続時間は 24 時間である。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-11: Meenubakam 地点で観測された 2015 年降雨のハイエトグラフ

### 3.4 各 Package における構造物対策

本項では北 Buckingham 運河、中央 Buckingham 運河、Adyar 川、Cooum 川流域に係る水路等を対象とした構造物対策を扱う。以下、北 Buckingham 運河に係る対策を Package1、中央 Buckingham 運河に係る対策を Package2、Adyar 川に係る対策を Package3、および Cooum 川に係る対策を Package4 として区分して記述する。なお北 Kovalam 流域については 3.5 において記述する。

### 3.4.1 Package1 (北 Buckingham 運河)

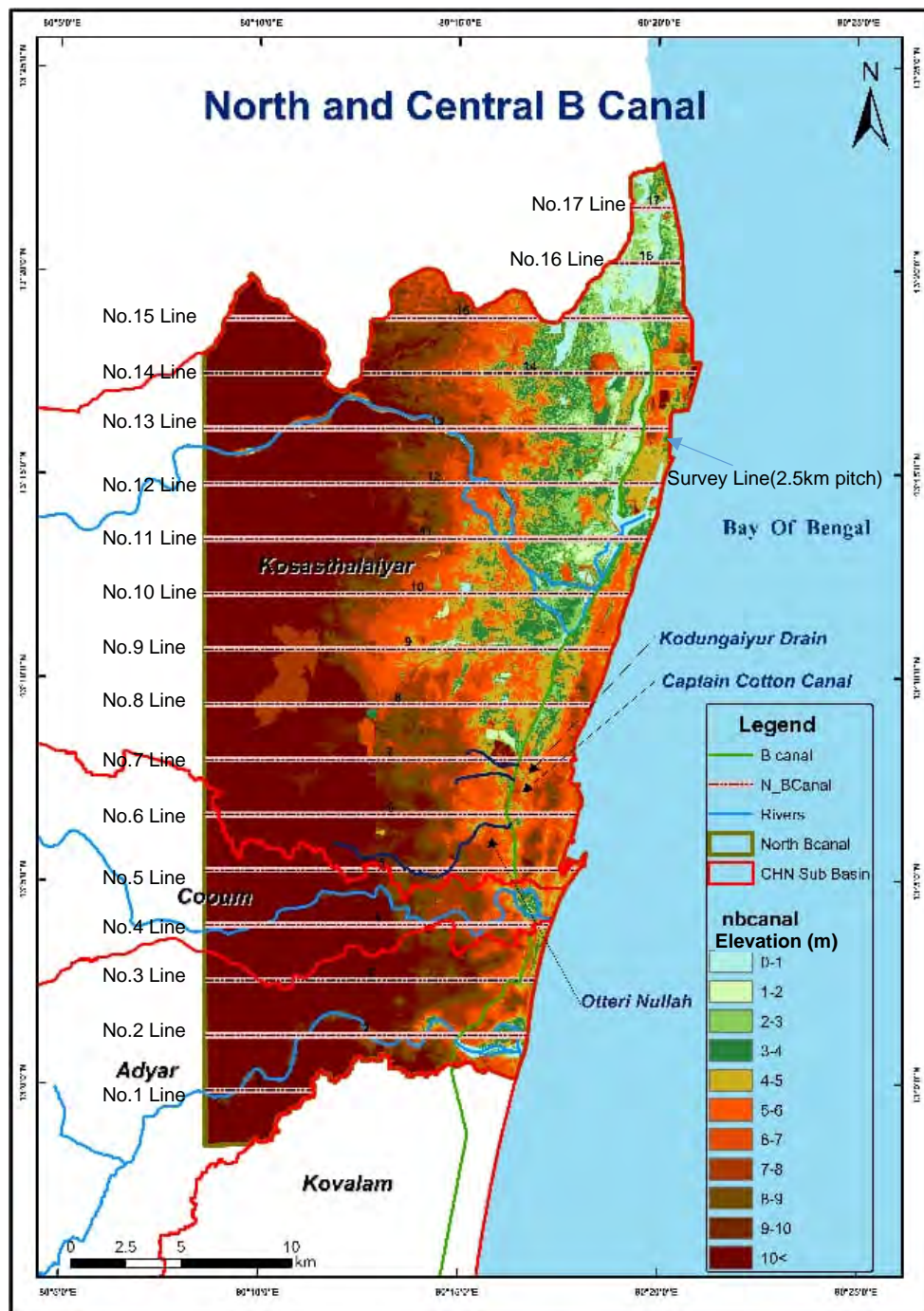
#### 3.4.1.1. 概況

##### (1) 北 Buckingham 運河流域の地形の特徴

北 Buckingham 運河 (North Buckingham Canal;NBC)流域はチェンナイ市を北部に広がる面積約 50 km<sup>2</sup>の流域である。流域は左岸側、右岸側に大別される。左岸側は Kodungaiyur、Captain Cotton、Otteri Nullah の3つの流入水路を有する。右岸側は大きな水路はなく雨水は直接 Bengal 湾に排水される。

NBC は南端が Cooum 川、北端が Kosasthalaiyar 川に接し、延長約 17km である。

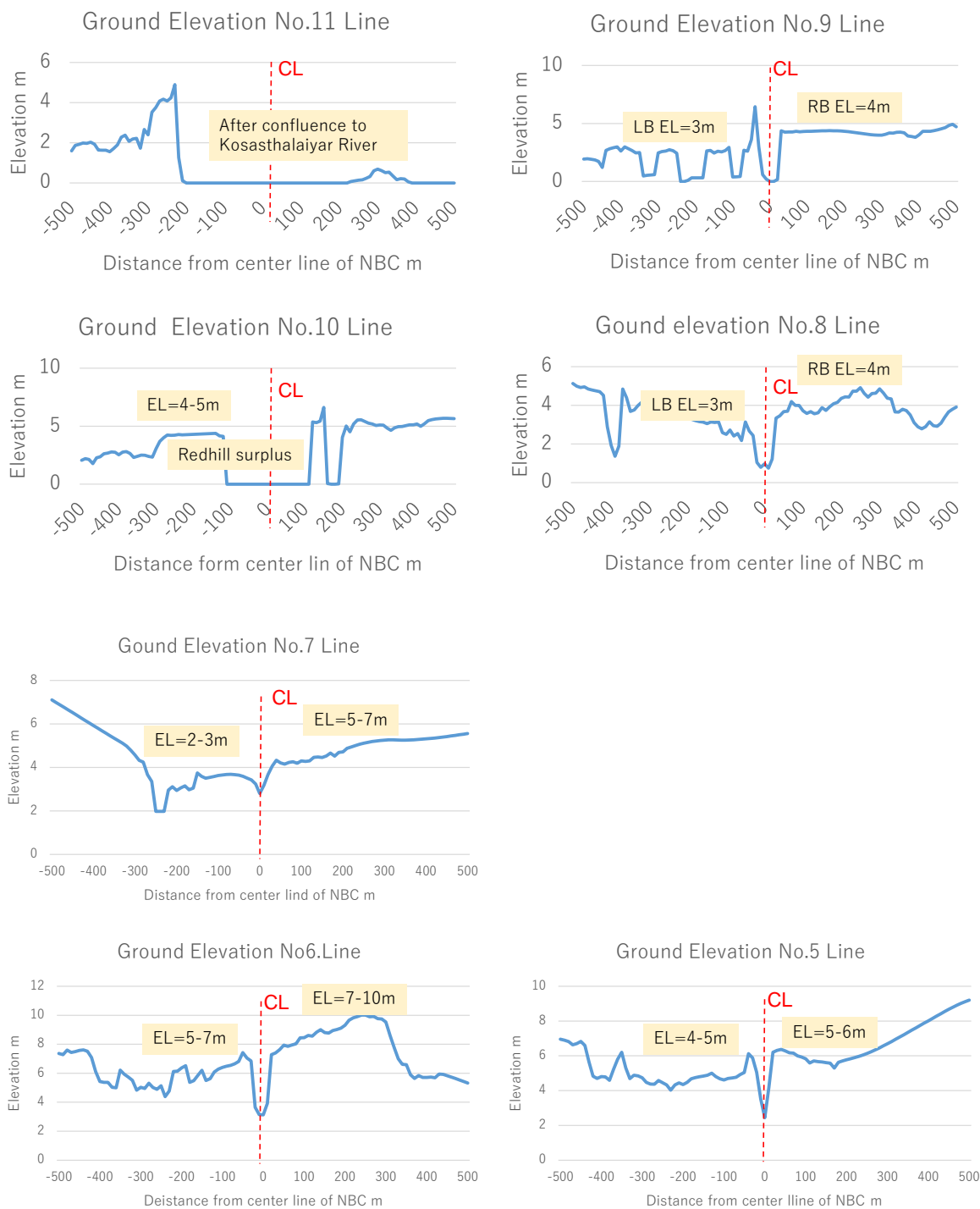
次図 Figure 3-12 に本流域の標高データを示す。また、次図に示した 2.5km ピッチの測線沿いに 10m ピッチで抽出した標高値を、NBC の河川中心線から左右にそれぞれ 500m 分選んで縦断面としたものを Figure 3-13 に示す。本流域は平坦な地形であり、標高でみると図の北端の断面で 4-5m、中流域で 3-4m、南端で 4-6m となっている。



出典: JICA Expert Team

- \*1 図中白線は 2.5km ピッチの測線、測線上 10m 毎に標高を抽出。
- \*2 地盤高データの対象範囲は当該流域と北 Kovalam 流域をあわせて設定された。

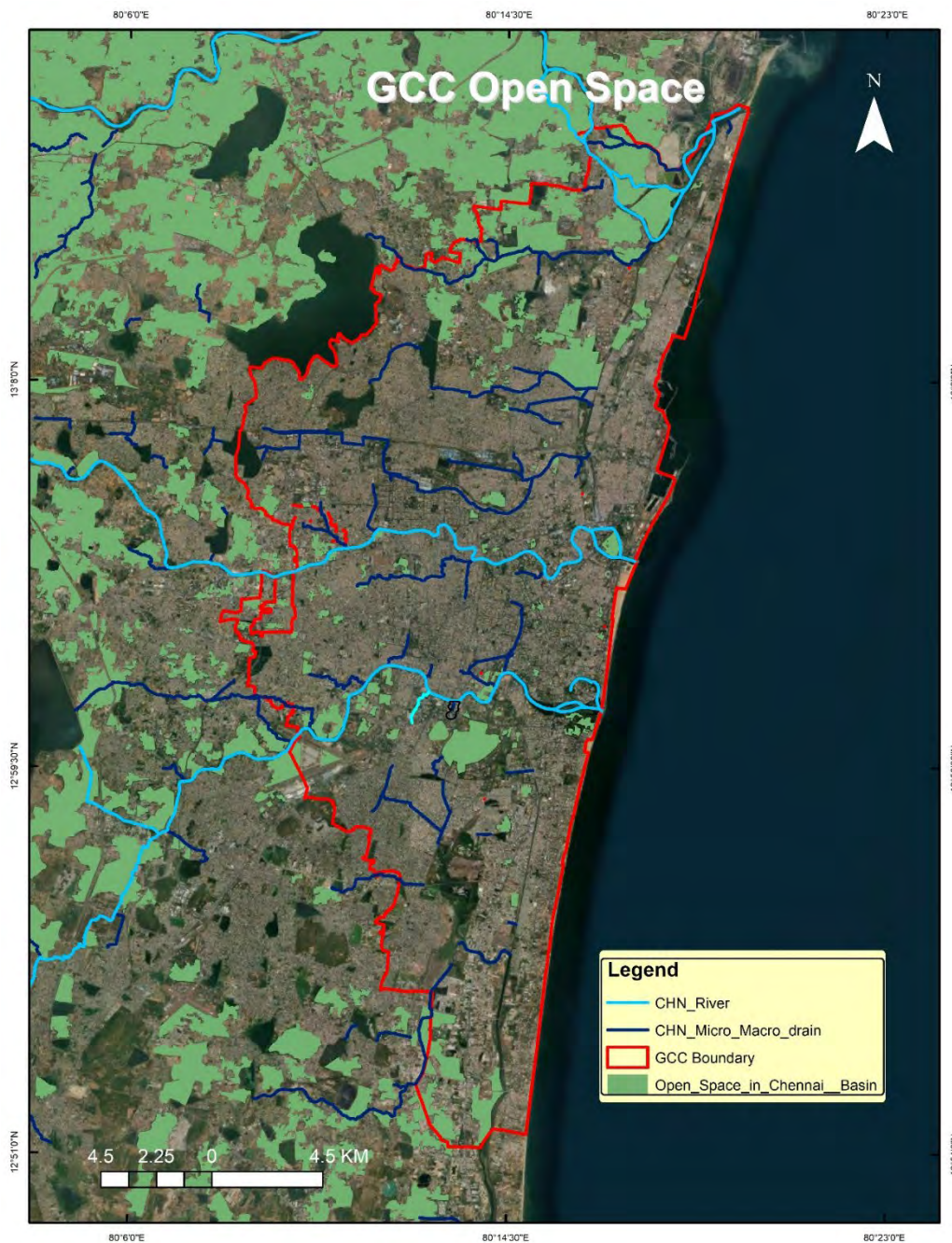
Figure 3-12: NBC 流域の標高図



出典: JICA Expert Team

Figure 3-13: NBC 流域の標高図 (縦断方向)

NBC 流域の土地利用状況をみると、次図 Figure 3-14 に示すように運河の右岸側 (Bengal 湾側) は密集した市街地である。一方左岸側は比較的オープンスペースが残されており、後述する遊水地の候補となっている。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-14: GCC 内のオープンスペース

## (2) NBC 流域の浸水要因

次図に示す前述の3水路は頻繁に氾濫する。その主要な要因としては、NBCの河床高が高く、洪水時に水位が上昇することにより接続する水路からの洪水流がNBCに流入することができないことが考えられる。また、洪水時にはNBCの流出先であるKosasthalaiyar川およびCooum川の背水の影響によりNBCの水位が上昇することも大きな要因である。

従って、NBCの流下能力を向上させるとともにNBC接続する水路からの流入量を減少させることにより、NBCの洪水時の水位を低下させることが必要である。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-15: NBC と NBC に接続する 3つの水路

### 3.4.1.2. 整備方針

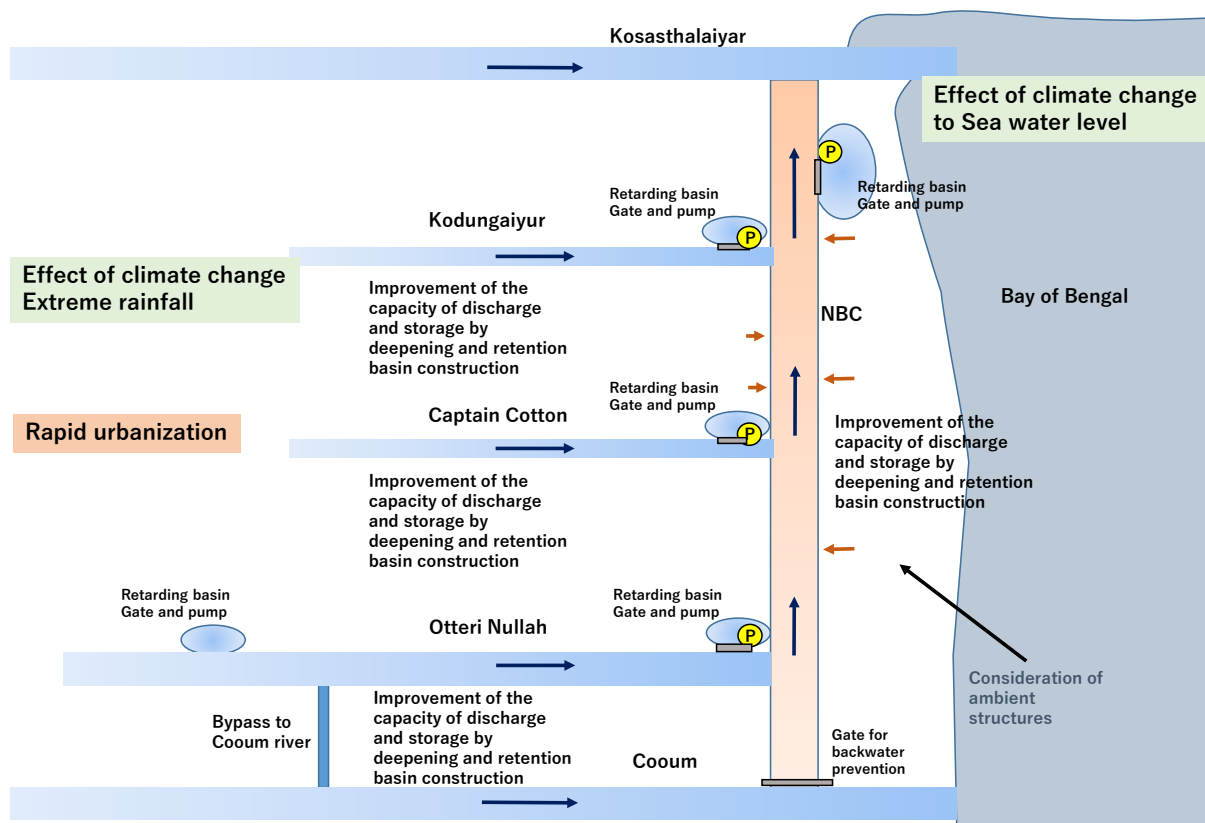
当該流域の治水安全度を確保するための整備内容は、以下の流れにより検討した。

- ① **整備はNBCを優先**: 当該流域の浸水被害がNBCの流下能力不足に起因する(排水路からの氾濫もNBCの水位が高いことによる流下能力不足が一要因となっている)ことから、NBCの整備を優先して実施する。
- ② **各水路からのNBCへの流入量の低減**: NBCに流入する3水路からの流入量を低減する方策(遊水地適地検討等)を実施する。特に、NBCの流量の約50%を占め、NBCの整備に大きく影響するOtteri Nullah水路流域について留意して検討する。なお、Otteri Nullah

水路では、既に Cooum 川へのバイパス水路も整備されていることから、この水路を増改築する方向で流入量低減の検討を進める。

- ③ **NBC の最大流下能力の把握**：②を踏まえて NBC での河道掘削などによる流下能力の向上を評価し、1/10 年確率規模（気候変動含む）の流出量の内、運河で流下可能な流量を確認する。
- ④ **NBC で対応できない流出量の処理方法検討**：「各水路の末端や NBC 沿いでの遊水地による流量低減検討（水路の水路掘削による流下能力向上含む）」を実施する。また、その可能性が低い場合は、直接 Bengal 湾へ流下させるバイパス整備の検討を実施する。  
※バイパス整備は用地買収や多くの家屋移転などを伴うため、家屋移転が少ない遊水地等による流量低減を基本とし、バイパス整備は代替案として検討する。

以上の検討の結果を次図 Figure 3-16 に示す。詳細は次節以降で記載する。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-16: NBC および NBC への接続水路の改善に関する概念図

### 3.4.1.3. 計画降雨を用いたハイドログラフの作成

ハイドログラフの作成には、3.3.3 で述べた降雨（過去に同流域に大きな浸水被害をもたらした 1996 年洪水時の降雨波形に気候変動分+10%を上乗せした降雨）を用いた。

この降雨を用いて 3 水路を対象に流出解析モデル（HEC-HMS モデル）によりハイドログラフを作成した結果を次図に示す。3 水路のピーク流量はそれぞれ  $80\text{m}^3/\text{s}$ 、 $70\text{m}^3/\text{s}$ 、 $170\text{m}^3/\text{s}$  となり、合計  $320\text{m}^3/\text{s}$  である。

なお、HEC-HMS モデルに関しては、モデルの妥当性の検証に必要な検証データ（各水路の水位・流量データ等）が不足していたため、現段階としては、確実な妥当性検証が実施されているわけではない。従って、今後は、検証データ等を蓄積し、モデルの妥当性を確認する必要がある。

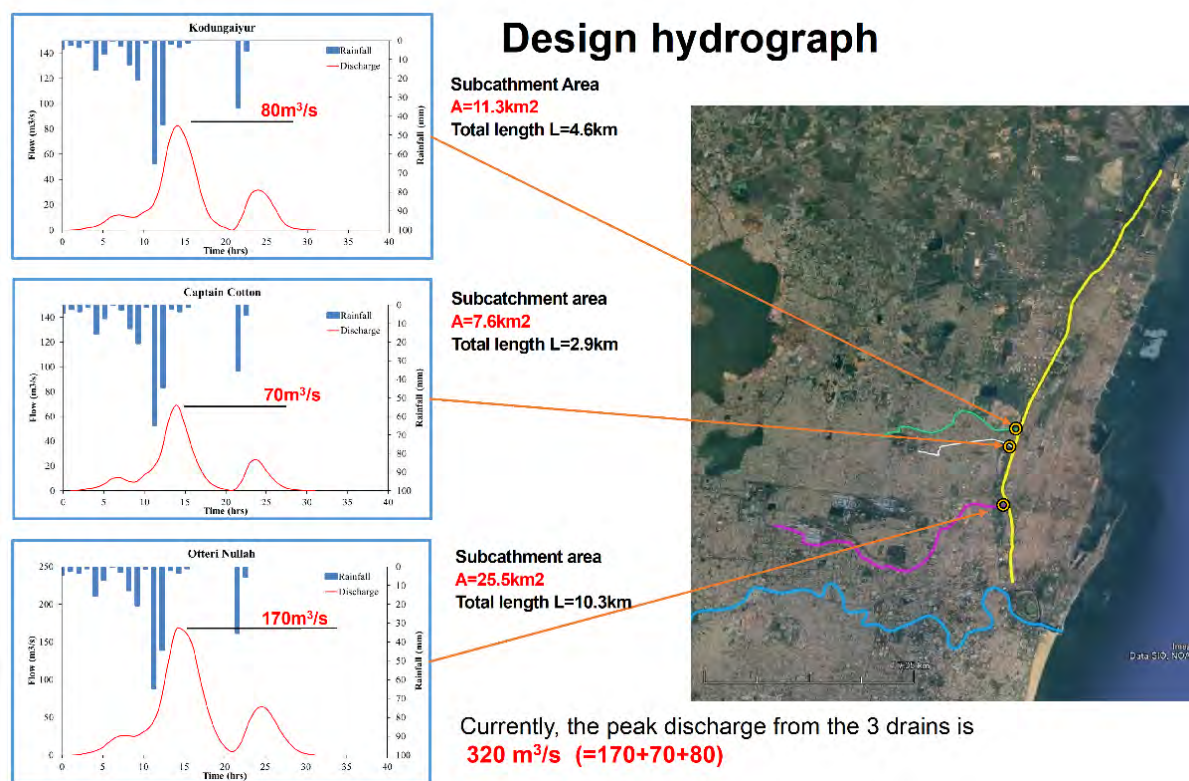


Figure 3-17: NBC に流入する 3 水路のハイドログラフ

#### 3.4.1.4. 現況流下能力

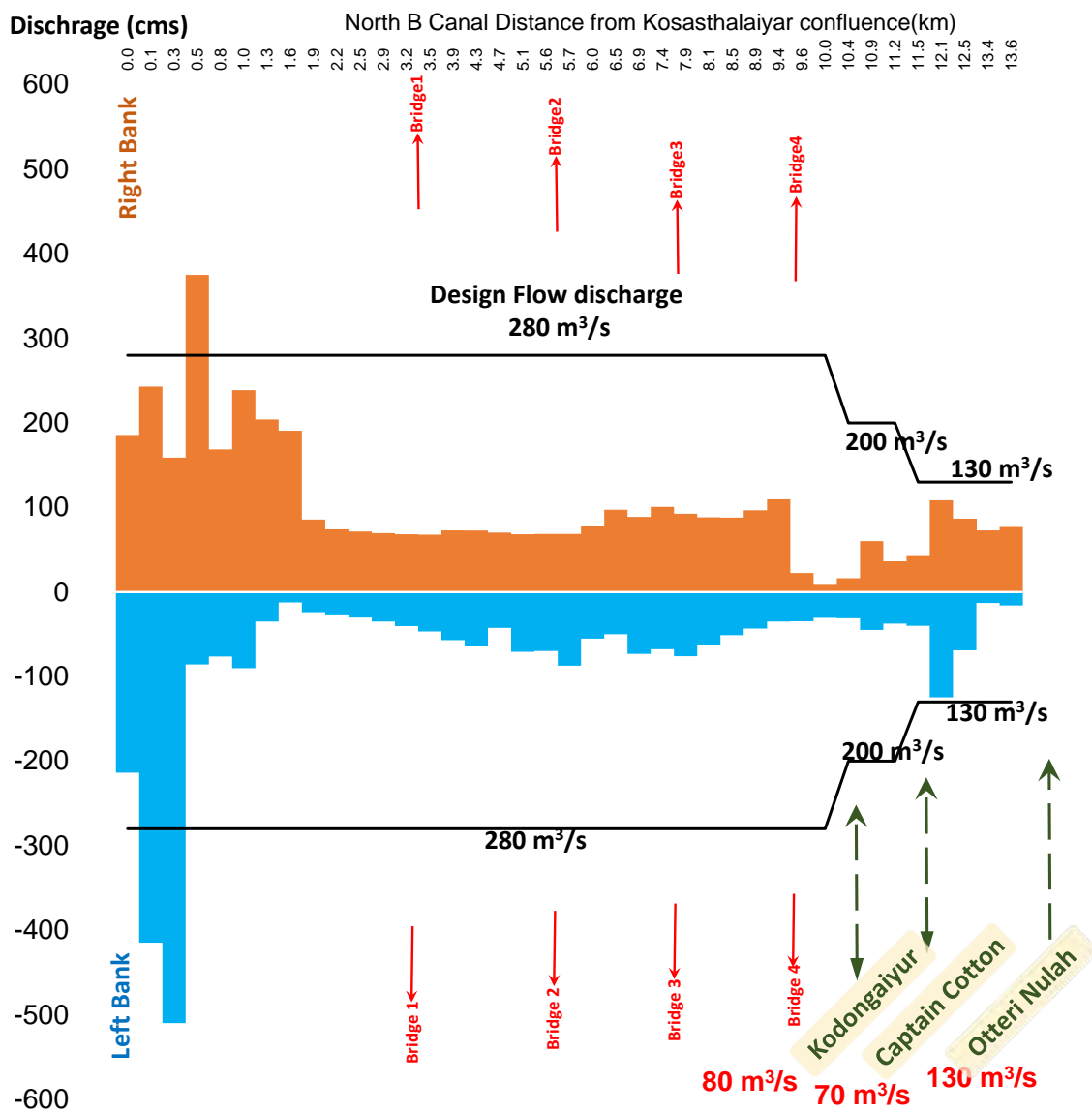
##### (1) 北 Buckingham 運河流域の地形の特徴

NBC の等流計算による現況流下能力を次図 Figure 3-18 に示す。現況流下能力は等流計算で算出し、粗度係数  $n=0.025$ 、勾配  $1/24,000$  を用いた。HEC-RAS を用いた流出計算で実施した計画規模の  $1/10$  規模の流出量に対して、現況流下能力は大きく不足している。具体的には  $1.6\text{km}$  下流では合流地点付近は  $100\sim 200\text{m}^3/\text{s}$  程度、 $1.6\sim 9.4\text{km}$  の中流域で  $50\sim 70\text{m}^3/\text{s}$  程度、その上流区間では 3 水路が流入する付近では河岸高が低く流下能力が  $40\text{m}^3/\text{s}$  程度と低くなっている。

また、3 水路が流入する付近では、鉄道橋等が NBC と交錯しており、鉄道橋の桁下高は、 $\text{EL}+3.0\text{m}$  程度と低く、河床高も上昇していることから、小規模洪水が発生しただけでも水位が上昇し、鉄道施設等への影響が懸念される状況である (Figure 3-20 参照)。

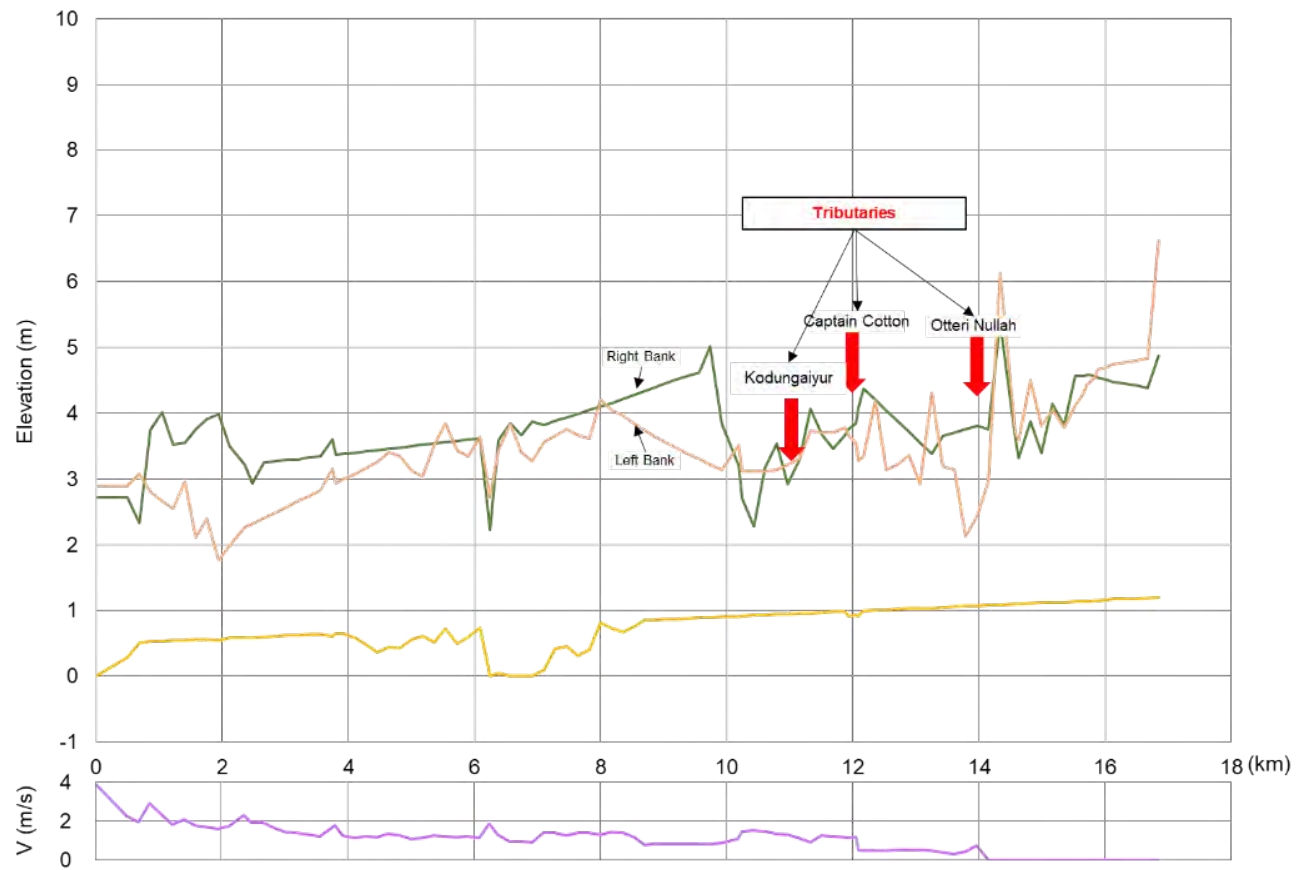
橋梁 (鉄道橋含む) 地点での流下能力の確保方法としては、橋梁の架替え (嵩上げ)、河床掘削、橋梁地点へのバイパス水路の建設等が考えられる。各対策にも長所と短所があるが、現段階としては、鉄道事業に最も影響が少ないのは、河床掘削であると考えている。その理由としては、鉄道橋の架け替えは、鉄道事業者との交渉や補償、更には架替え事業に多大な費用と労力が必要であること、また、バイパス水路の建設に関しては、NBC の放流先である Kosasthalaiyar 川の HWL が  $\text{EL}+1.9\text{m}$  であり、水位差がほとんどない点を考慮すると、鉄道橋地点の水位を下げるためには、バイパス水路の規模を大きくすることに加えて、下流側の水位を低下させることが必要となる。このためには、NBC 全体の河床掘削が必要であり、鉄道橋地点だけでは水位を下げることは困難であると考えている。加えて、大規模なバイパス水路の建設は、鉄道橋への影響が懸念される。

NBC の河床掘削に関しても、維持管理を考慮した掘削河床高の設定が重要であること、更には、鉄道橋地点等での橋脚の基礎構造等にも十分留意して、掘削河床高を設定する必要がある。



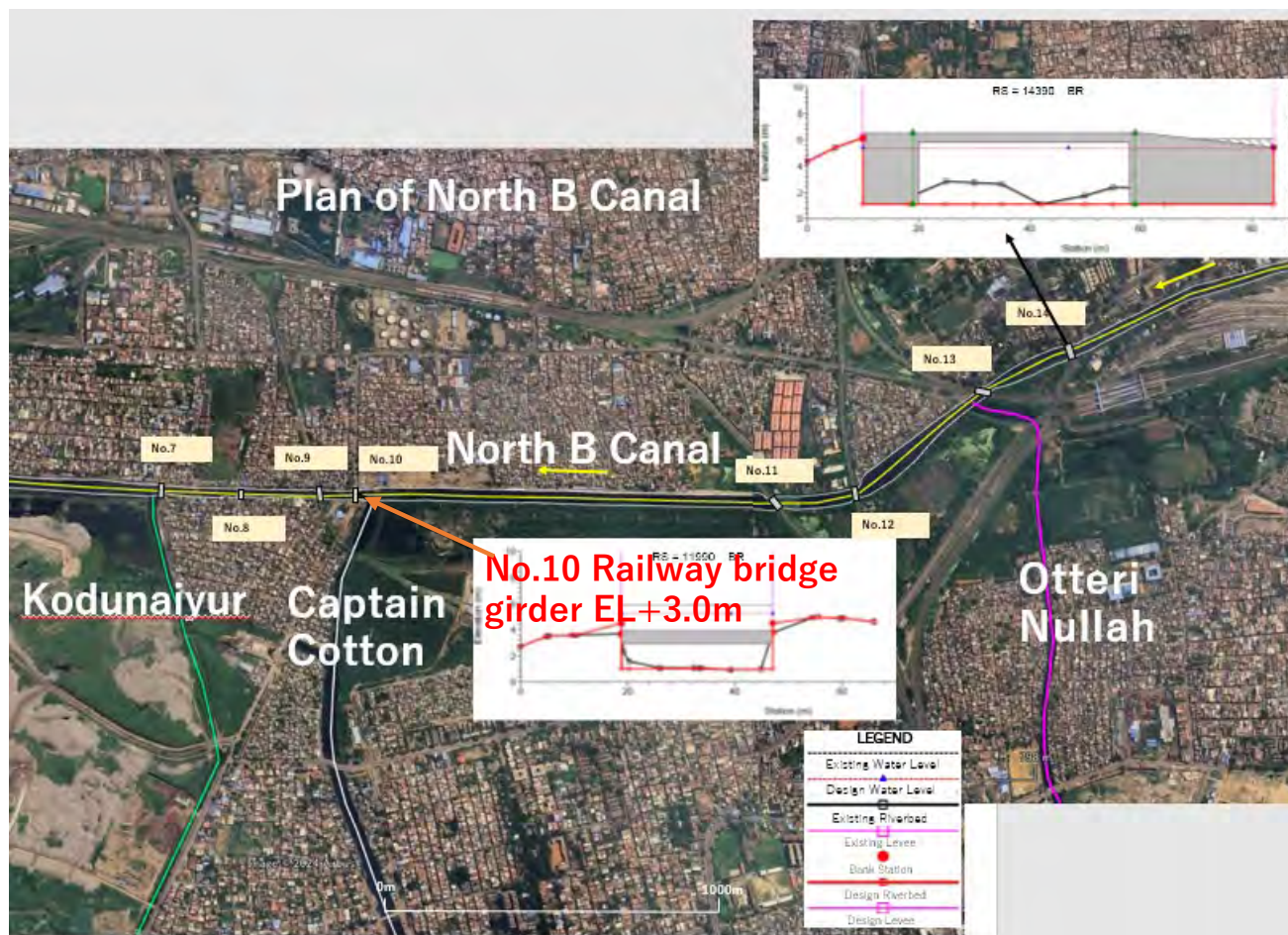
出典: JICA Expert Team

Figure 3-18: NBC の現況流下能力



出典: JICA Expert Team

Figure 3-19: NBCの縦断図



出典: JICA Expert Team

Figure 3-20: 3 水路近傍の鉄道橋

(2) Kodungaiyur

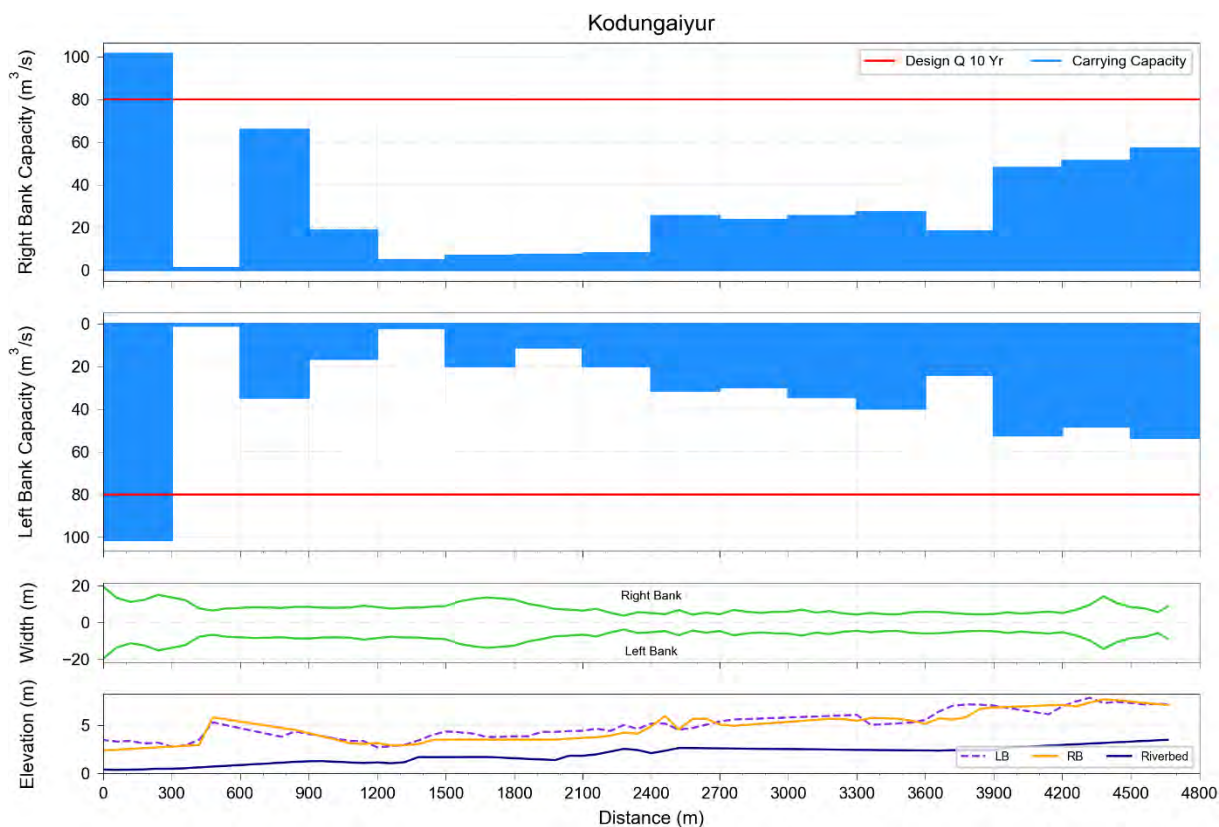
Kodungaiyur の概況を次図 Figure 3-21 に示す。Kodungaiyur は NBC に接続する 3 水路のうち最も北側に位置する。全長 4.6km、平均水路勾配 1/1,800、平均水路幅 16m である。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-21: Kodungaiyur の概況

現況の流下能力及び川幅などの縦断図を次図 Figure 3-22 に示す。流下能力は等流計算で求め、粗度係数  $n=0.025$ 、勾配は  $1/1,800$  とした。流下能力は HEC-RAS による流出計算で求めた計画流量に比較して全般的に不足しており、特に  $300\sim 2,400\text{m}$  の区間では河岸高が低いこともあり流下能力上のネック点となっている。ネック部のうち特に  $1,200\text{m}\sim 2,400\text{m}$  区間では流下能力が  $10\text{m}^3/\text{s}$  以下となっている。



出典: JICA Expert Team

**Figure 3-22: Kodungaiyur の現況流下能力、水路幅、堤防高**

### (3) Captain Cotton

Captain Cotton の概要を次図 Figure 3-23 に示す。Captain Cotton は NBC に接続する 3 水路のうち中央に位置する。全長  $2.9\text{km}$ 、平均水路勾配  $1/4,200$ 、平均水路幅  $35\text{m}$  である。

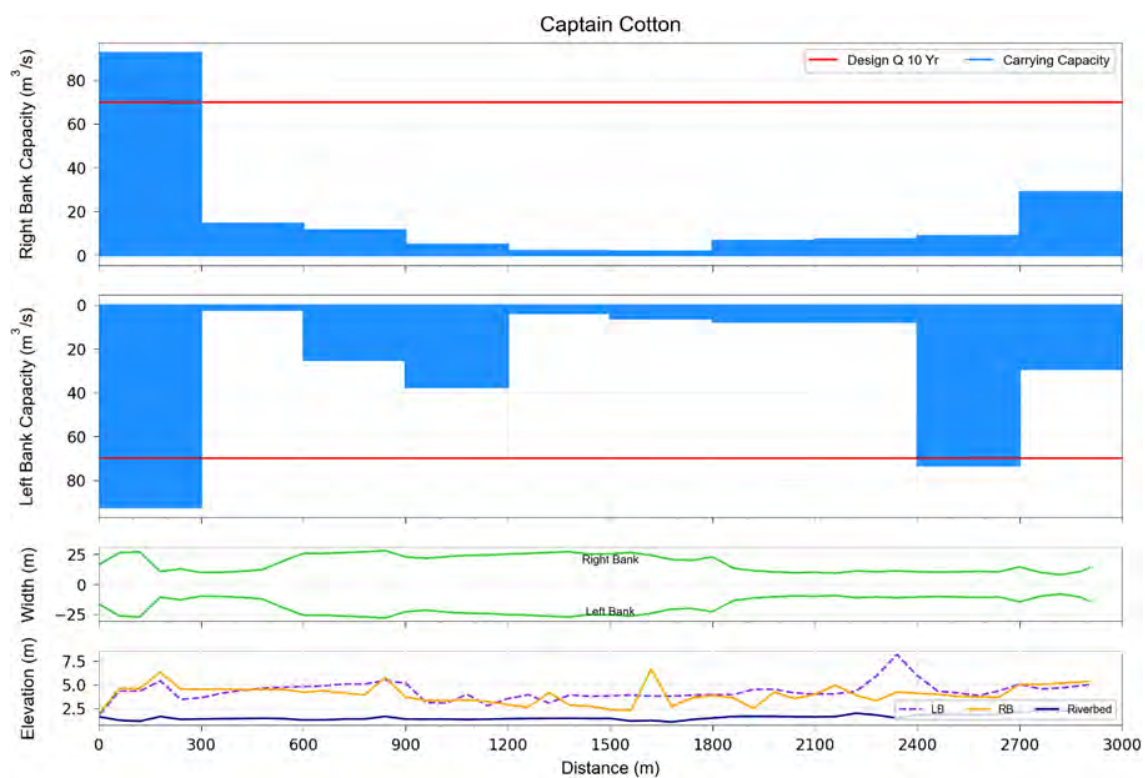


出典: JICA Expert Team

Figure 3-23: Captain Cotton の概況

現況の流下能力や川幅の縦断図を次図 Figure 3-24 に示す。流下能力は等流計算で実施し粗度係数  $n=0.025$ 、勾配  $1/4,200$  とした。HEC-RAS による流出計算で求めた計画流量と比較して流下能力は河口~300m の区間を除き不足しており、特に 1,200~1,800m の区間で

は河岸高が低いこともあり流下能力上のネック点となっている。特にネック部の 1,200～1,800m の流下能力は  $10\text{m}^3/\text{s}$  と著しく低い状況である。また下流部の鉄道橋により流下能力に制約が生ずるが、流下能力の計算には反映されていない。

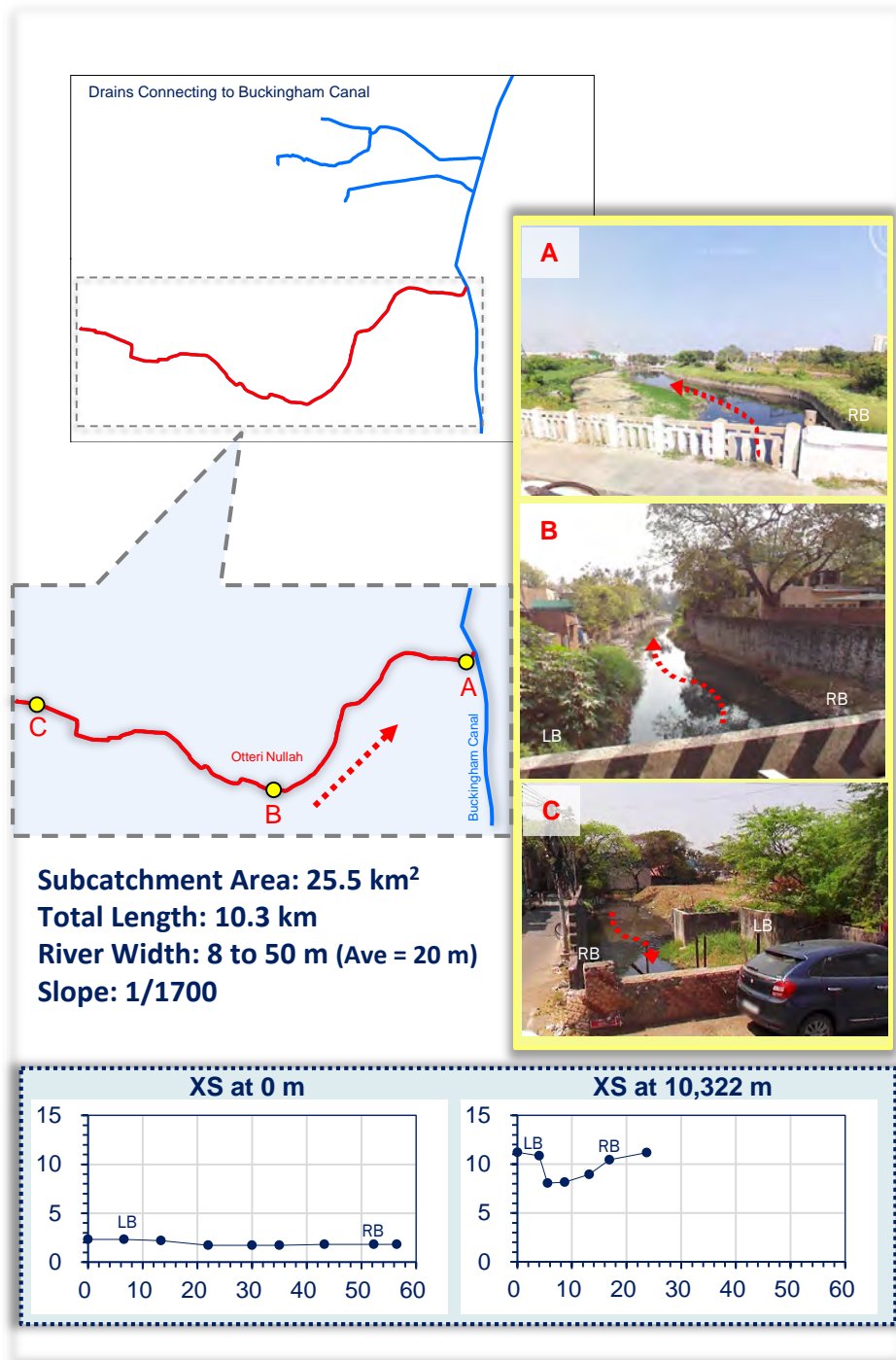


出典: JICA Expert Team

Figure 3-24: Captain Cotton の現況流下能力、水路幅、堤防高

#### (4) Otteri Nullah

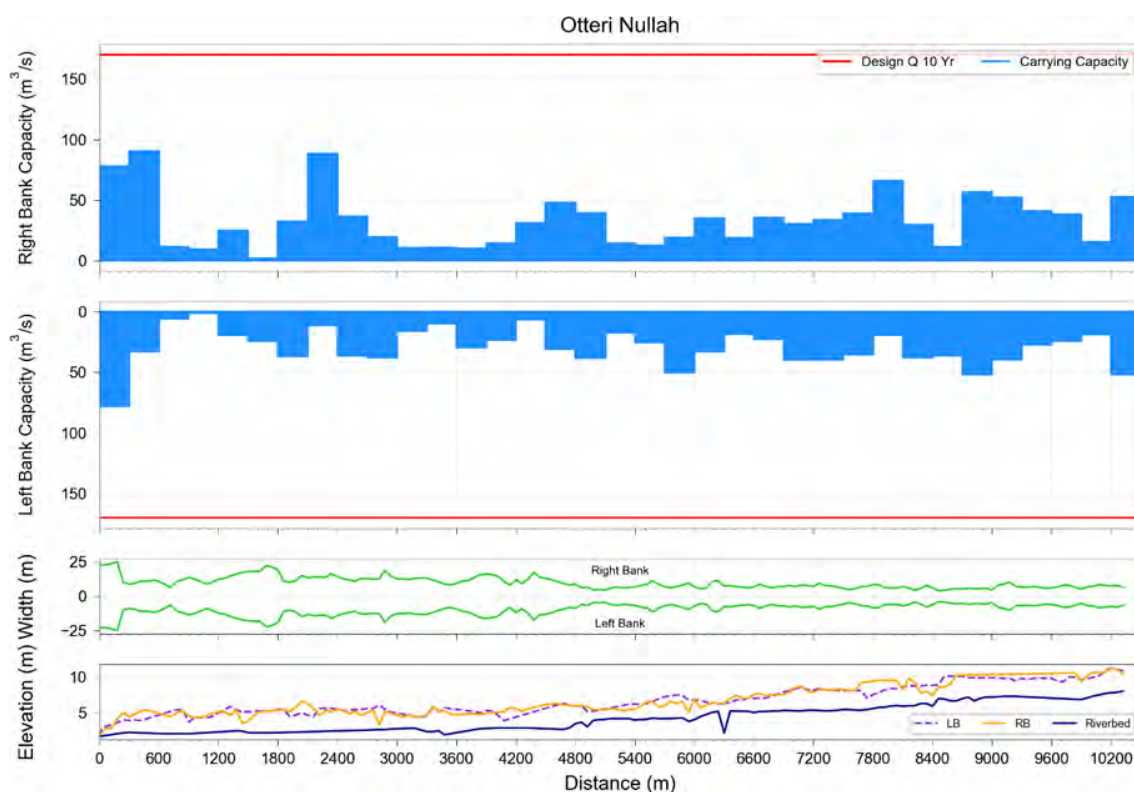
Otteri Nullah の概要を次図に示す。Otteri Nullah は NBC に接続する 3 水路のうち最も南側に位置する。全長 10.3km、平均水路勾配 1/1,700、平均水路幅 20m である。



出典: JICA Expert Team

**Figure 3-25: Otteri Nulla の概況**

現況の等流計算による流下能力や川幅の縦断図を次図 Figure 3-25 に示す。流下能力は等流計算で実施し粗度係数  $n=0.025$ 、勾配は  $1/1,700$  とした。HEC-RAS による流出計算で求めた計画流量と比べて流下能力は全般的に不足しており、特に  $600\sim 4,500\text{m}$  の区間では河岸高が低いこともあり流下能力上のネック点となっている。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-26: Otteri Nulla の現況流下能力、水路幅、堤防高

#### 3.4.1.5. NBC に合流する水路の整備

上記の流下能力の検討結果より、各水路の流下能力が計画流量に対して大きく不足することが明確になった。

ここでは、各水路の上中流部で、対応可能な流量低減方策、更には、現在、実施されている対策や流出低減方策（遊水地整備）等の可能性を検討したが、各流域の特性（土地利用条件等）から水路の上中流部での流量低減対策としては、OeetriNullah 水路における対策のみが可能であると判断した。以下に OeetriNullah 水路における対策を記載する。

##### (1) 北 Buckingham 運河流域の地形の特徴

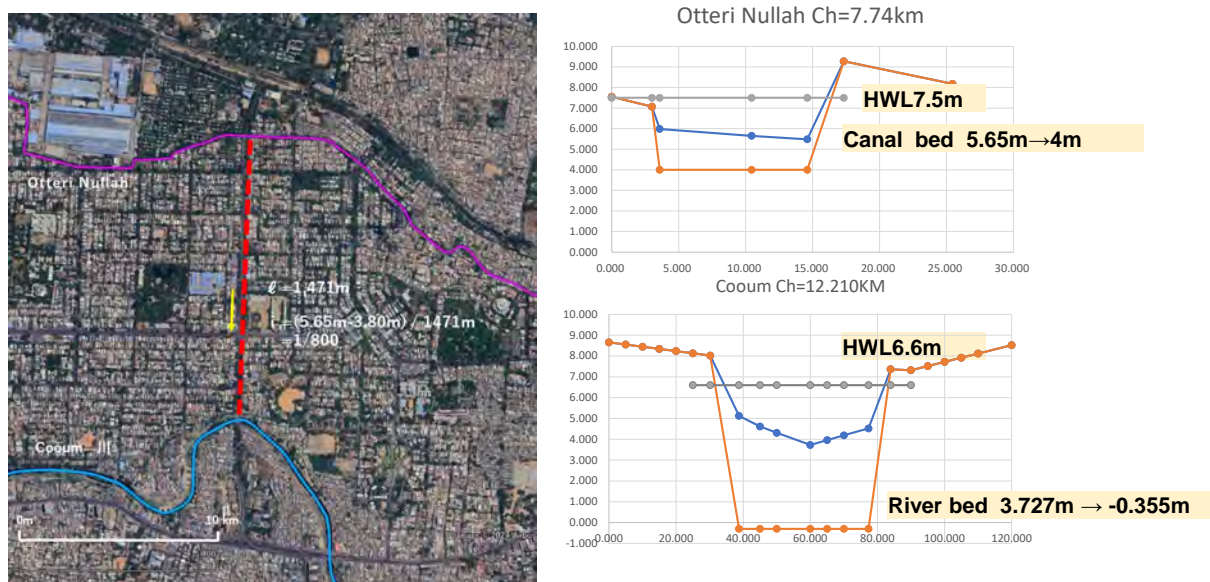
OtteriNullah の計画流量は  $170\text{m}^3/\text{s}$  と他水路と比べ大きいことから、この流量を減少させることを考える。ここでは Cooum 川へのバイパス水路を検討した。

既存のバイパス水路は、道路の下に設置されており、当該道路（Anna Nagar 地区 3<sup>rd</sup> Avenue）は約 20m の幅員を持ち、既設のバイパス水路は幅 5m 程度で設置されている。従って、増設するバイパス水路は既存のものと並行させて同じ道路幅の中で設置出来るよう、

幅は10mで設定した(次図参照)。

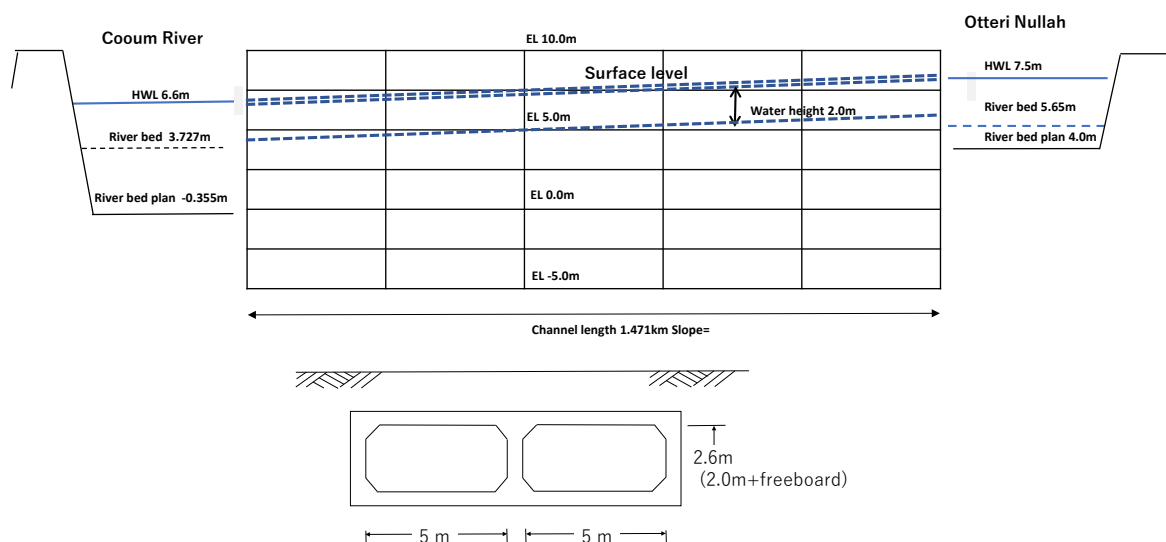
増強するバイパスの諸元は以下の通りであり、幅10m、深さ2mのCut&Coverタイプの水路を道路下に設置することで20m<sup>3</sup>/s程度のカット効果が期待される。なお、Cooum川の計画基本高水流量は既設Tank改修量に応じて1,600~2,000m<sup>3</sup>/sとなっており、20m<sup>3</sup>/sの流量増は十分対応可能である(Figure 3-28)。

幅  $W=10\text{m}$ 、深さ  $H=2\text{m}$ 、面積  $A=WH=20\text{m}^2$ 、潤辺  $P=W+2H=14\text{m}$ 、長さ  $L=1,471\text{m}$   
 上流端水位 (Otteri Nullah HWL)  $h_1=7.5\text{m}$ 、下流端水位 (Cooum 川 HWL)  $h_2=6.645\text{m}$ 、  
 水位差  $\Delta h=h_1-h_2=0.855\text{m}$ 、勾配  $I=\Delta h/L=0.000581$   
 水理的径深  $R=A/P=(10*2)/(10+2+2)=1.428\text{m}$ 、マンニングの粗度係数  $n=0.025$   
 流速  $v=(1/n)R^{2/3}I^{1/2}=1.22\text{m/s}$ 、流量  $Q=Av=24\text{m}^3/\text{s}$



出典: JICA Expert Team

Figure 3-27: Otteri Nulla から Cooum 川へのバイパスの概要



出典: JICA Expert Team

Figure 3-28: Otteri Nulla から Cooum 川へのバイパス-縦断面図と横断面図

(2) Otteri Nullah における遊水地計画

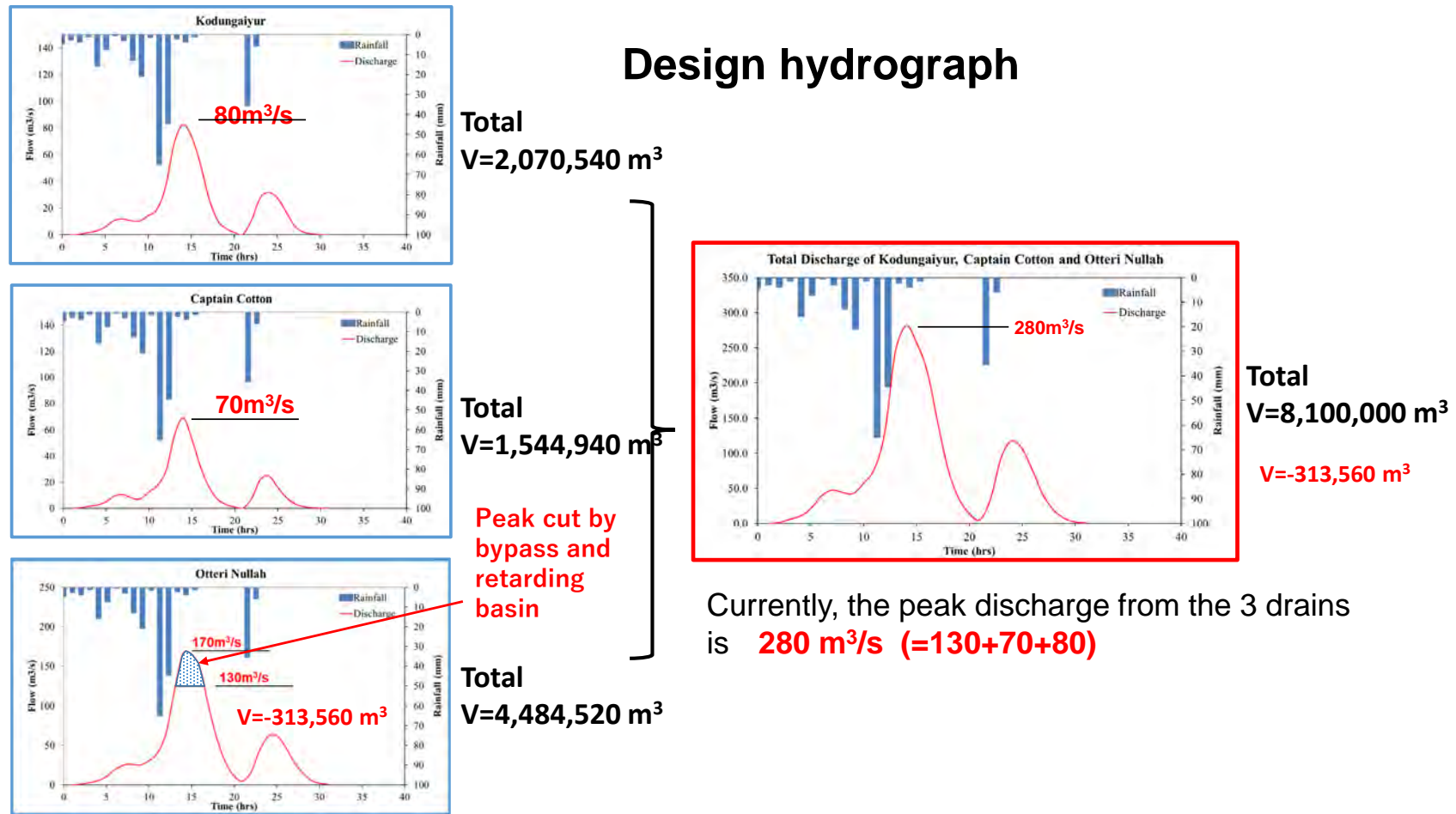
遊水地は、河川沿いの低平地で現在家屋などが存在しない空き地や農地を活用するものとして設定した。また、遊水地は貯留した水を自然排水可能なよう、遊水地の敷高は水路の河床高より高い高さとして、貯留容量を設定している。設定結果は次図の通りであり、2池で計 48 万 m<sup>3</sup> の容量を確保できる結果となった。



出典: JICA Expert Team

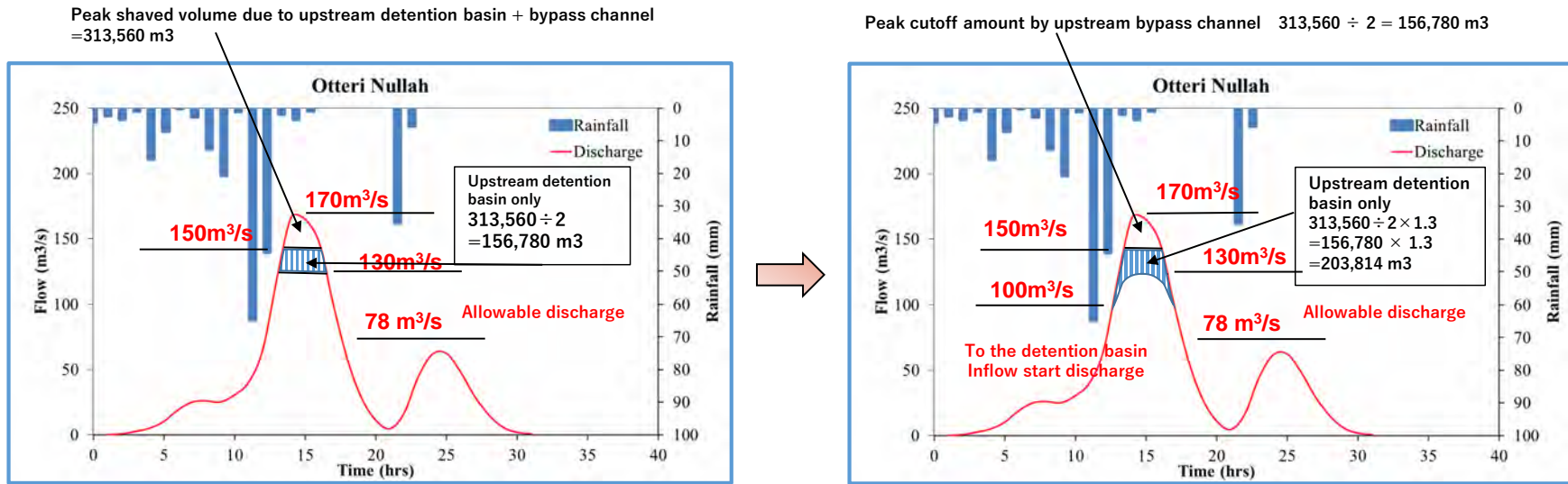
Figure 3-29: Otteri Nulla 上流部における遊水地 (容量 48 万 m<sup>3</sup>)

次図は、バイパスの造設及び上記の遊水地容量を利用した流出計算から可能な洪水調節量を算出したものであり、両対策により約  $40\text{m}^3/\text{s}$  のカットが可能となる。なお遊水地の設置に関する具体的な数量計算は後述する。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-30: 3水路からのハイドログラフ (Otteri Nulla から Cooum 川へのバイパス、遊水地の設置によりピーク流量を  $40 \text{ m}^3/\text{s}$  削減)



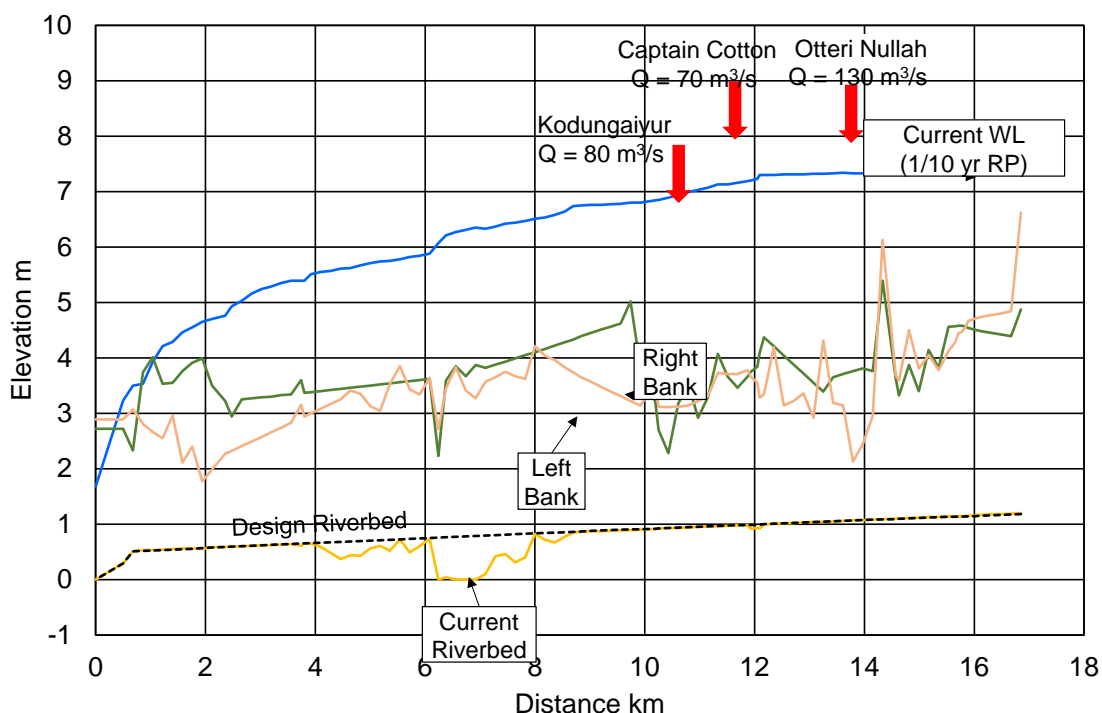
出典: JICA Expert Team

Figure 3-31: Otteri Nulla 上流部遊水地によるピーク流量削減 (容量約 20 万 m<sup>3</sup>)

3.4.1.6. NBCの河床整備

(1) 北 Buckingham 運河流域の地形の特徴

NBCの河床について、現在の不陸のある状況から最深河床高を包絡するように掘削した場合、および各流入水路からの計画高水流量が流下した場合 ( $Q=130+70+80=280\text{m}^3/\text{s}$ ) の計算水位を次図に示す。水位は7mを超えており、現況の河岸高とは大きく乖離していることから、さらなる対策が必要である。

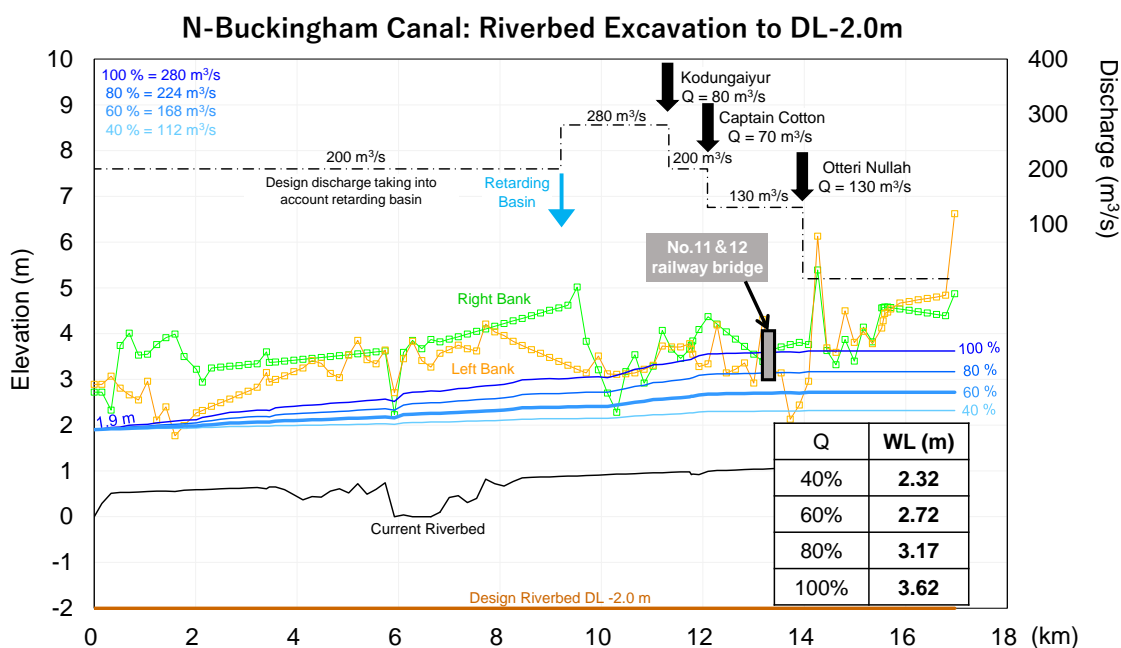


出典: JICA Expert Team

Figure 3-32: NBCの計算水位 (河床不陸整合の場合)

(2) 河床掘削 (NBCの掘削可能高の場合)

次図 Figure 3-33 は、NBCを掘削可能な掘削高として EL-2m まで掘削した時に3水路からのピーク流量の合計を  $280\text{m}^3/\text{s}$  (100%)、 $224\text{m}^3/\text{s}$  (80%)、 $168\text{m}^3/\text{s}$  (60%)、 $112\text{m}^3/\text{s}$  (40%) に設定したときの水位を示したものである。ここでは不等流計算 (粗度  $n=0.025$ ) により水位を求めている。なお出発水位は最下流で合流する Kosasthalaiyar 川の  $\text{HWL}+1.9\text{m}$  に設定した。図から、鉄道橋桁下高さ EL+3m を考慮した流量規模は、1/10 規模の流出量  $280\text{m}^3/\text{s}$  (基本高水  $320\text{m}^3/\text{s}$  で Otteri Nullah での調節量  $40\text{m}^3/\text{s}$  を考慮) の 60%程度となる。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-33: NBC の計算水位 (-2m まで河床掘削した場合)

(3) まとめ

上記の検討結果から、NBC の河床を最大限に掘削した場合の流下可能な流量は 168m<sup>3</sup>/s (280m<sup>3</sup>/s の 6 割) 程度となることが確認できた。従って、不足する 112m<sup>3</sup>/s を水路の末端や NBC 沿いで遊水地を築造して流出量を低減させるか、Bengal 湾へ直接洪水流を放水する放水路を整備することが必要となる。

Bengal 湾への放水路整備では市街地が密集している地域であるため、用地買収、家屋移転、鉄道横断などの問題が大きいことから、本検討では水路の末端や NBC 沿いで遊水地による流出量低減案を基本とし、代替案として放水路の可能性について検討した。

### 3.4.1.7. NBC の河道整備で対応できない流出量の処理方法検討

上記で検討した NBC の河道整備の限界（流下能力の限界）を踏まえて、各水路での流量低減方策（各水路の末端における遊水地整備）について、検討した。

#### (1) 流出量低減案

水路や NBC 沿いでは幾つかの市街地となっていない箇所があり、これらの箇所は遊水地整備候補地となりえる。また、Otteri Nullah については Cooum 川へ既設の分水路が存在することから、この機能増強が考えられる。以下では、これらの候補地での具体的な施設規模の検討を行った(次図参照)。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-34: NBC 流域における流出量低減案

#### (2) 遊水地に関する基本方針等

NBC の流下能力の制約から計画流量  $280\text{m}^3/\text{s}$  の内の 4 割を低減する (3 水路の末端の低平地に設置する遊水地により対応) 必要がある。これにより各水路から NBC への流出量は Kodungaiyuru で  $48\text{m}^3/\text{s}$  (29%)、Captain Cotton で  $42\text{m}^3/\text{s}$  (25%)、Otteri Nullah で  $78\text{m}^3/\text{s}$  (46%) となる。なお、各水路の低減量は Kodungaiyuru で  $32\text{m}^3/\text{s}$ 、Captain Cotton で  $28\text{m}^3/\text{s}$ 、Otteri Nullah で  $52\text{m}^3/\text{s}$  である。

遊水地の設置に係る基本方針・運用方針・維持管理方針は、以下の通りである。

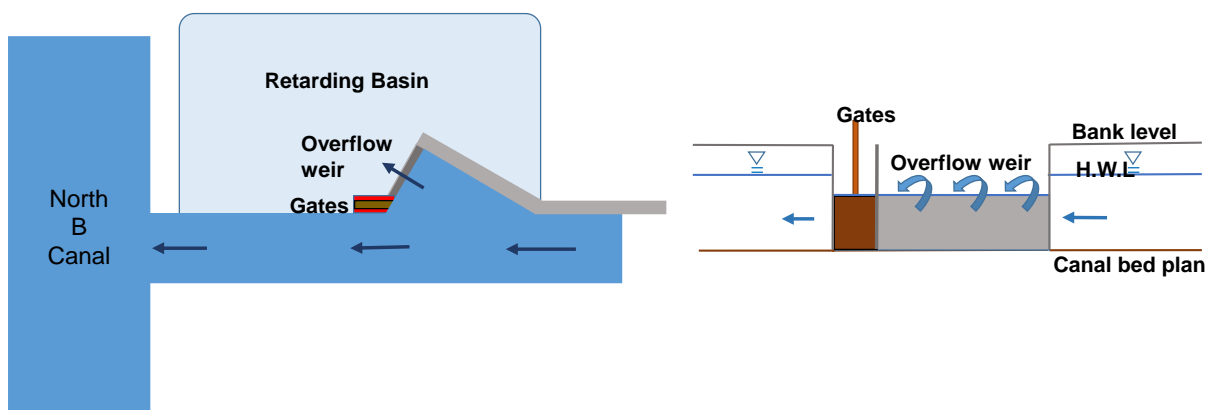
<基本方針>

- 水路及び運河沿いの低平地（社会的影響が小さい）を遊水地として活用する。
- 遊水地の形状としては、周辺環境、地下水位等にも十分配慮する。
- 遊水地の有効活用についても配慮する。
- 現段階としては、用地確保（住民移転なし）可能な範囲で計画する。
- 将来的に容量に不足が生じる場合には、遊水地の深さ等について再検討する。

<遊水地運用方針>

- 遊水地の容量には限界があるため、運用に際しては、遊水地上下流の地区において氾濫が発生する可能性が生じる前に（警戒水位等を設定）、運用が開始されるシステムを採用する。
- 可能な限り自然に分水して遊水地に洪水流が流入するシステムを採用する（越流堰の設置）。
- 緊急時等には、遊水地に設置したゲート等を開放し、洪水流を流入する（緊急用ゲートの設置）。
- 洪水終了時点（下流河道が警戒水位以下となった場合）にゲートを開けて、放流を開始する。
- 遊水地の運用開始に必要な警戒水位を設定する（越流高等の詳細設定）。
- 越流堰諸元は高く、長く設定することで、流入開始流量を大きく設定でき、池容量を有効に活用できることから、極力越流水深を小さくする。
- 越流堤の高さは、遊水地への流入頻度及び有効活用等に配慮し、越流堰地点のHWLより0.5m～1.0m程度低く設定する。
- 遊水地の運用よりも早く、その上下流でHWLを超える場合は、緊急用のゲートを開けて、洪水流を河川より遊水地に流入させる。
- 緊急用ゲートは排水ゲートを兼用する（非常時を考慮し2門設置）。
- 洪水後に遊水地から排水するための小規模ポンプ（ $Q=1\sim 2\text{m}^3/\text{s}$ 程度）を設置
- 通常時、多くの遊水地で内部に池を設置可能と考えられるため、平常時はその池を有効活用（多目的利用；公園整備等）

越流堰、ゲート等についての概念を次図に示す。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-35: 遊水地への越流の概念図

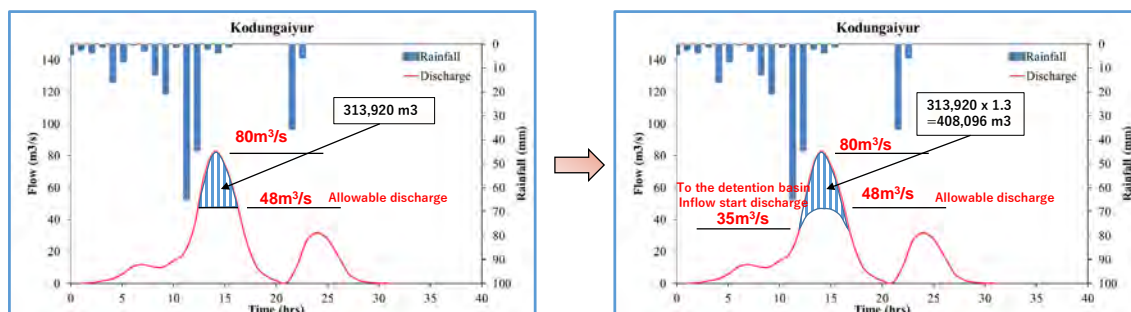
<遊水地の維持管理方針>

- 遊水地には、洪水時のゴミや土砂の流入が想定される。これらは適切な時期に清掃等を実施する。

(3) 各水路での対策

① Kodungaiyur

Kodungaiyur 最下流の廃棄物埋立予定地とされている土地に遊水地を設置し、NBC への放流量を低減する。次図 Figure 3-36 に示すように必要低減量は  $80\text{m}^3/\text{s}-48\text{m}^3/\text{s}=32\text{m}^3/\text{s}$  であり、容量としては約 41 万  $\text{m}^3$  である。遊水地は Kodungaiyur と NBC との合流点付近の左岸側と右岸側に設置する。面積はそれぞれ  $300\text{m}\times 300\text{m}=90,000\text{m}^2$ 、 $300\text{m}\times 100\text{m}=30,000\text{m}^2$  であり、設計深さは 4m とする。合計遊水地容量は 48 万  $\text{m}^3$  となり、必要低減量約 41 万  $\text{m}^3$  を上回ることから、遊水地における流量低減は可能である。



出典: JICA Expert Team

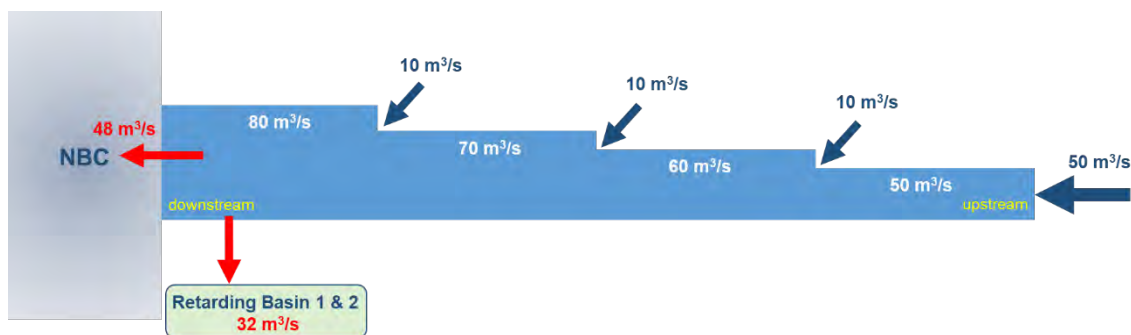
Figure 3-36: Kodungaiyur 遊水地におけるピーク流量削減 (容量約 40 万  $\text{m}^3$ )



出典: JICA Expert Team

Figure 3-37: Kodungaiyur 遊水地の位置図 (容量 48 万 m<sup>3</sup>)

この遊水地の効果として、ピーク流量 80m<sup>3</sup>/s のうち 4 割の 32m<sup>3</sup>/s をカットし、残りの 48m<sup>3</sup>/s を NBC に放流する。次図に流量配分図を示す。



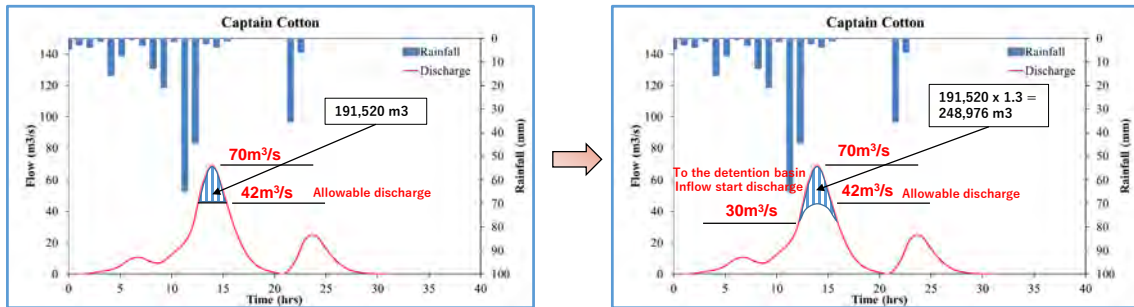
出典: JICA Expert Team

Figure 3-38: Kodungaiyur 水路の流量配分図

② Captain Cotton

Captain Cotton 最下流の現在オープンスペースとなっている土地に遊水地とゲートを設置し、NBC への放流量を低減する。必要低減量は  $70\text{m}^3/\text{s} - 42\text{m}^3/\text{s} = 28\text{m}^3/\text{s}$ 、容量は約 25 万 m<sup>3</sup> である。遊水地は Captain Cotton と NBC との合流点付近の右岸側に 2 か所 (C-①、C-②) 設置する。面積はそれぞれ  $500\text{m} \times 200\text{m} = 100,000\text{m}^2$ 、 $300\text{m} \times 300\text{m} = 90,000\text{m}^2$  であり、設計

深さは4mとする。合計遊水地容量は76万 $\text{m}^3$ となり、必要低減量約25万 $\text{m}^3$ を上回ることから、遊水地での流量低減は可能である。流量配分図を次図Figure 3-39に示す。



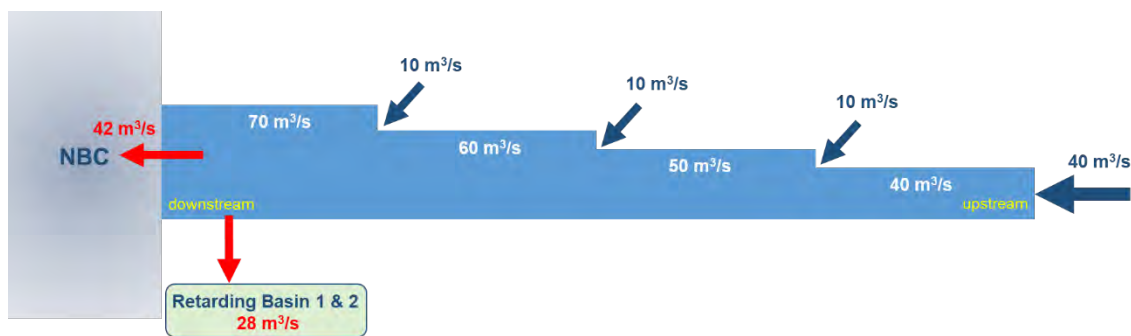
出典: JICA Expert Team

Figure 3-39: Captain Cotton 遊水地によるピーク流量削減 (容量約24万 $\text{m}^3$ )



出典: JICA Expert Team

Figure 3-40: Captain Cotton 遊水地の位置図 (容量76万 $\text{m}^3$ )



出典: JICA Expert Team

Figure 3-41: Captain Cotton 水路の流量配分図

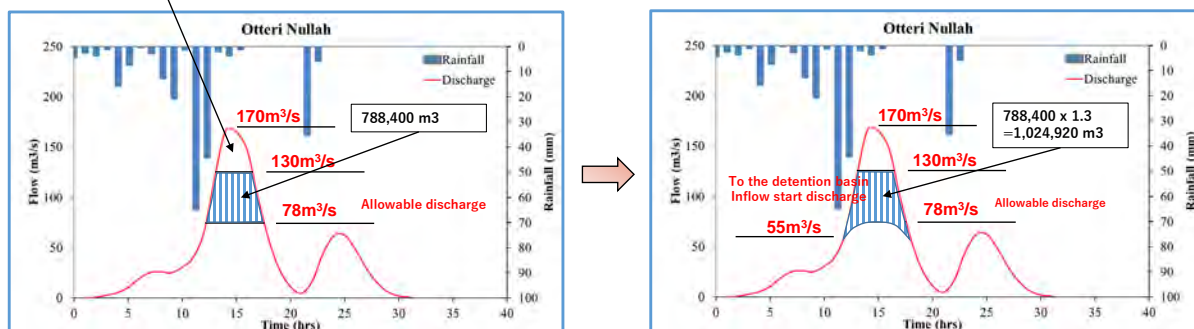
③ Otteri Nullah (上流部)

前述のように、Otteri Nullah の上流部に2つの遊水地を設置することで、 $20\text{m}^3/\text{s}$  を低減する。

④ Otteri Nullah (下流部)

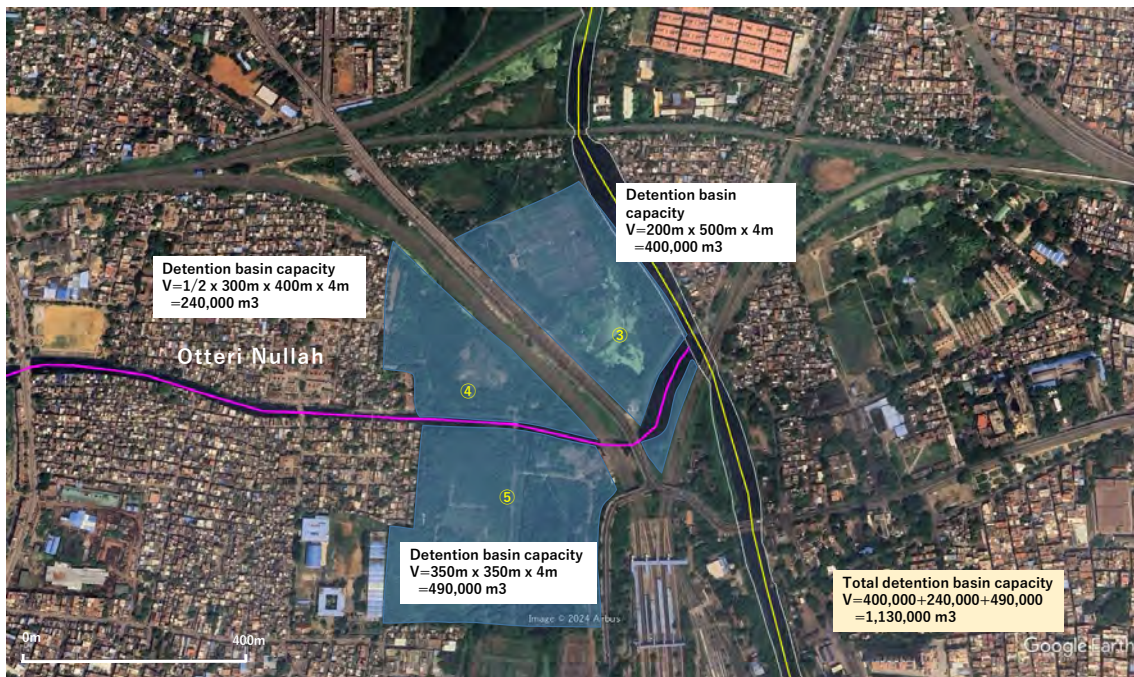
Otteri Nullah の最下流に遊水地を設置し、NBC への放流量を削減する。必要削減量は  $130\text{m}^3/\text{s}-78\text{m}^3/\text{s}=52\text{m}^3/\text{s}$  であり容量としては約 102 万  $\text{m}^3$  である。遊水地は Otteri Nullah と NBC との合流点付近の左岸側に2か所 (0-③、0-④) 右岸に1箇所 (0-⑤) 設置する。面積はそれぞれ  $100,000\text{m}^2$ 、 $60,000\text{m}^2$ 、 $122,500\text{m}^2$  であり、設計深さは4m とする。合計遊水地容量は 113 万  $\text{m}^3$  となり、必要削減量約 102 万  $\text{m}^3$  を上回ることから、遊水地での流量削減は可能である。流量配分図を次図に示す。

Peak shaved volume due to upstream detention basin + bypass channel = 313,560  $\text{m}^3$



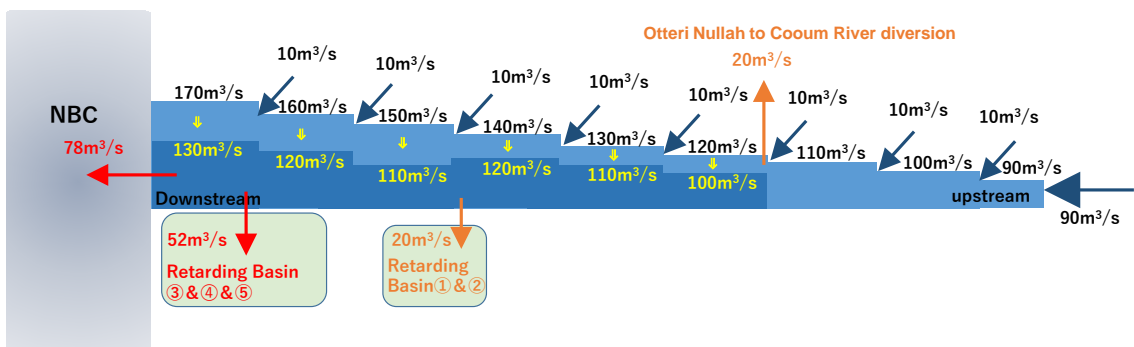
出典: JICA Expert Team

Figure 3-42: Otteri Nullah 遊水地 (下流部) によるピーク流量削減 (容量約 102 万  $\text{m}^3$ )



出典: JICA Expert Team

Figure 3-43: Otteri Nulla 遊水地（下流部）の位置図（容量約 113 万 m<sup>3</sup>）

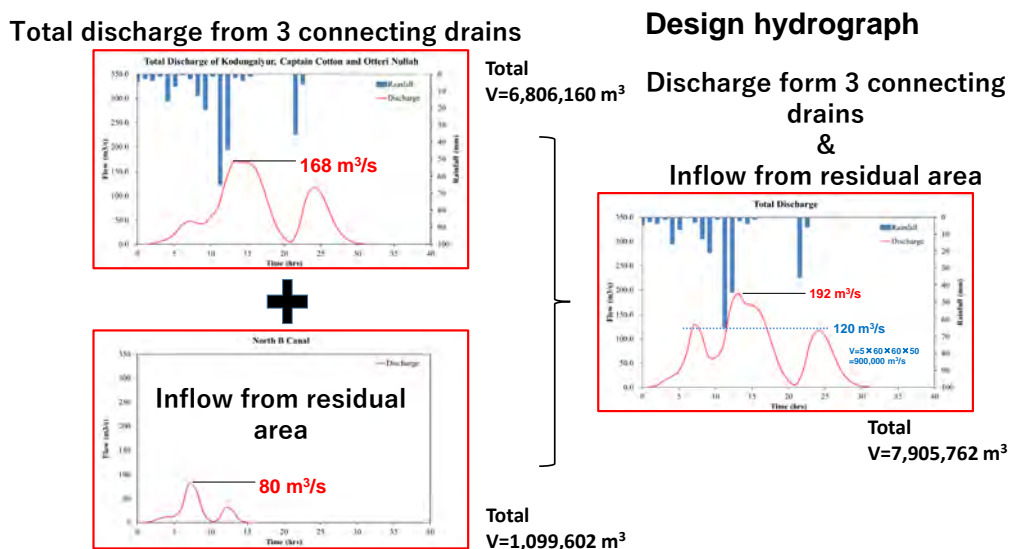


出典: JICA Expert Team

Figure 3-44: Otteri Nulla 水路の流量配分図

3.4.1.8. NBCの残流域からの流入（ADB検討）とNBCでの対応

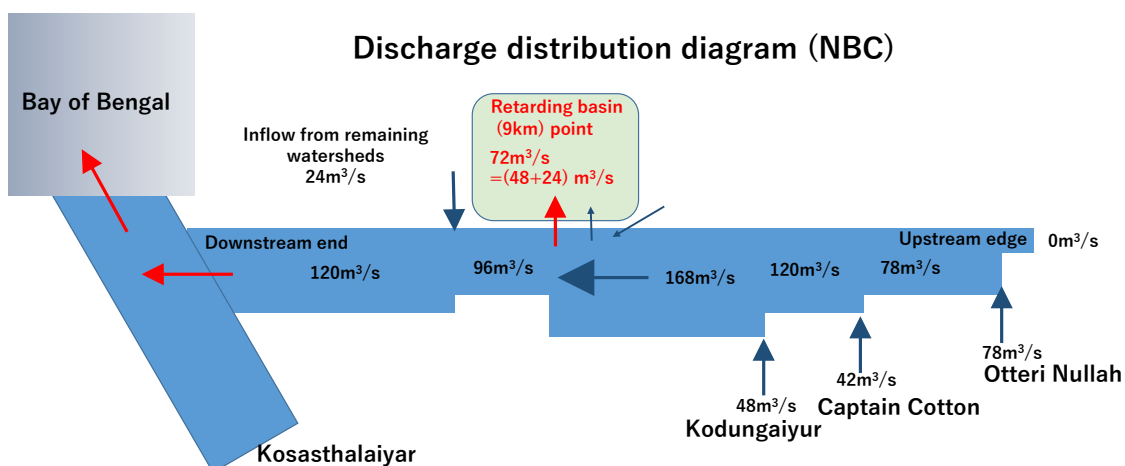
NBCには、上記で検討した3水路からの流入の他に、NBCの下流部において残流域からの流入がある（ADBの検討事項）。その流量は、次図に示したようにピーク流量は80m<sup>3</sup>/sである。この残流域からの流入量と3水路の流入量と重ね合わせると、下記に示したように、NBCの下流部でのピーク流量がQ=168m<sup>3</sup>/sからQ=192m<sup>3</sup>/sに増加する。ここでは、残流域からの流入量を考慮した場合にNBCの洪水流を安全に流下させるための方策について検討した。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-45: 残流域からの流入を考慮したハイドログラフ

残流域からの流入を考慮した場合のNBCの流量配分は、下記ようになる。



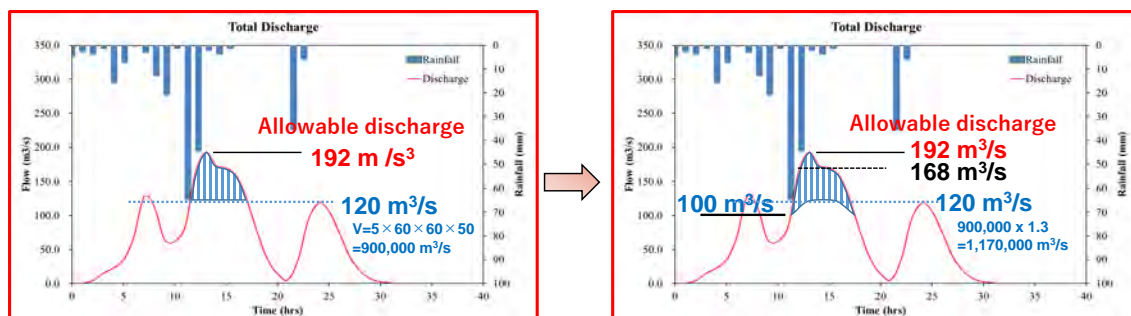
出典: JICA Expert Team

Figure 3-46: NBCの流量配分図

(1) NBCの安全を確保する遊水地の設置

NBCの洪水流（残流域分含む）を安全に流下させるための方策として、NBCの右岸9km地点付近にある遊水地（次図参照；遊水地容量120万 $\text{m}^3$ 程度）を計画可能であると判断した。この遊水地によりピーク流量（ $192\text{m}^3/\text{s}$ ）を $120\text{m}^3/\text{s}$ 程度まで低減可能である。

N-Buckingham Canal (at retarding basin)

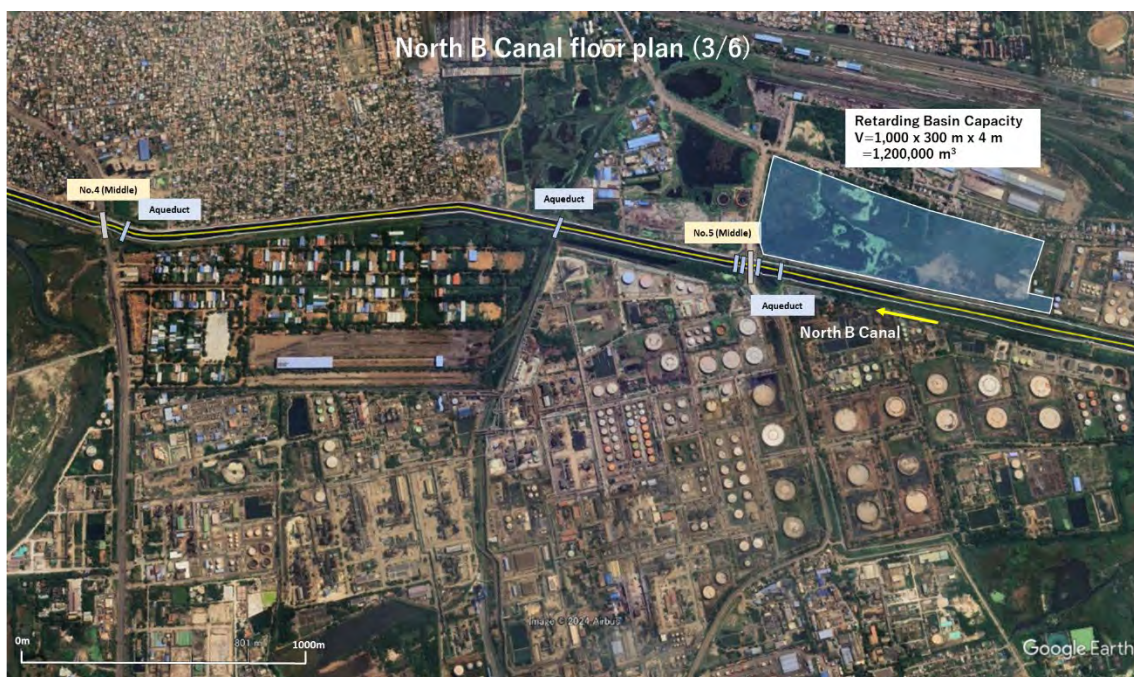


$100\text{m}^3/\text{s}$  for overflow starting discharge to NBC retarding basin  
 $24\text{m}^3/\text{s} = 192\text{m}^3/\text{s} - 168\text{m}^3/\text{s}$  is discharge from residual watershed

出典: JICA Expert Team

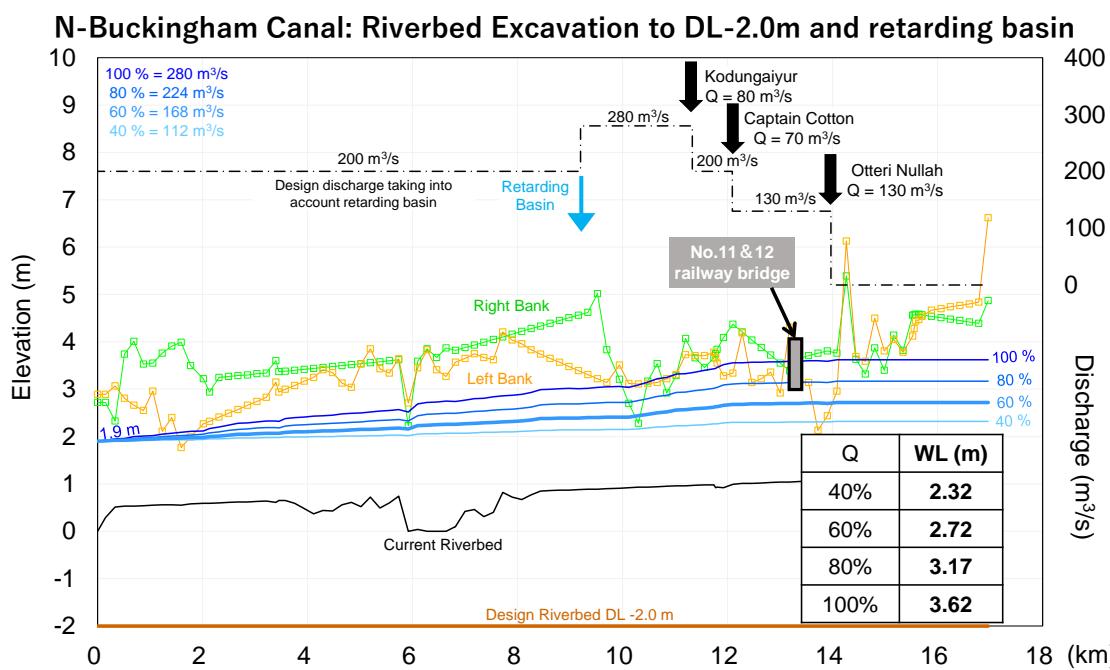
Figure 3-47: NBC遊水地によるピーク流量削減（容量117万 $\text{m}^3$ ）

この遊水地を設置することにより、Figure3-48に示すようにNBCのHWLを全体的に低減することが可能となり、NBCのネック箇所である鉄道橋付近（NBC上流部）の水位も低減することが可能となった。



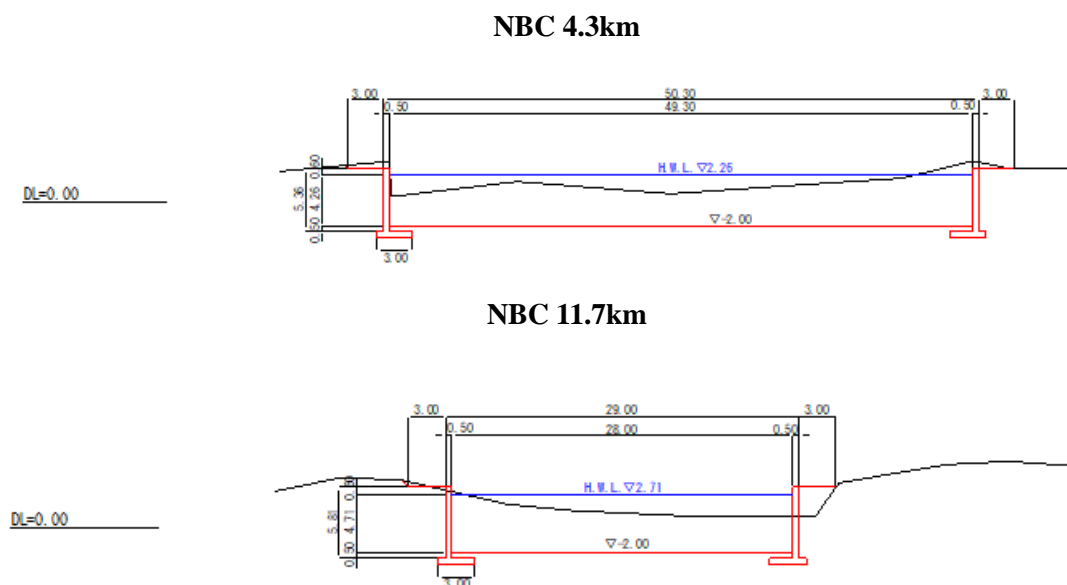
出典: JICA Expert Team

Figure 3-48: NBC 遊水地の位置図 (最下流より 9km 地点)



出典: JICA Expert Team

Figure 3-49: NBC の計算水位 (3 水路からの流入量を変化させた場合)



出典: JICA Expert Team

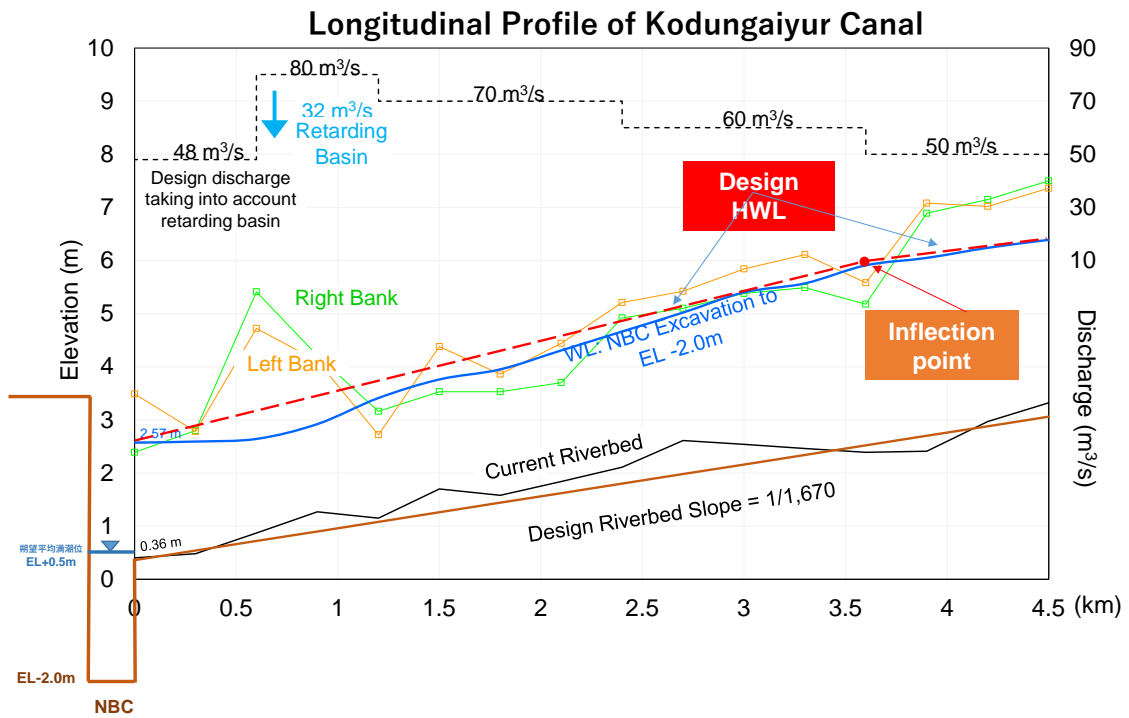
Figure 3-50: NBC の計画横断面図

#### 3.4.1.9. 3水路の河道整備

上記に記載した NBC の検討結果を踏まえて、各水路の河道整備の内容について、下記に整理した。

なお、各水路の出発水位（NBC 合流点の HWL）は、Kodungaiyur 2.57m、Captain Cotton 2.66m、Otteri Nullah 2.70m である。これらの数値をもとに不等流計算を実施して、各水路の HWL、河床掘削高、堤防高等を検討した。

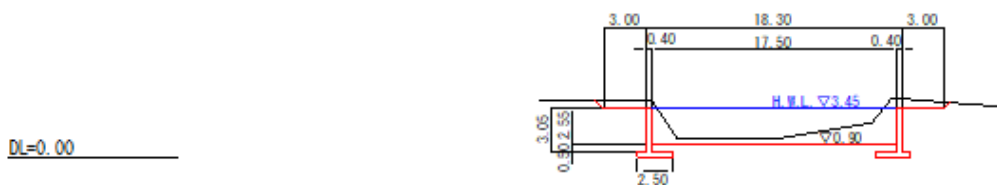
検討結果は、Kodungaiyur 水路は Figure 3-51、Captain Cotton 水路は Figure 3-53、Otteri Nullah 水路は Figure 3-55 に示した。なお、各水路の NBC との合流点での河床高は、可能な限り掘削量を減らすために現況の各水路の河床高程度とした。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-51: Kodungaiyur の計算水位と HWL

**Kodungaiyur 0.9km**

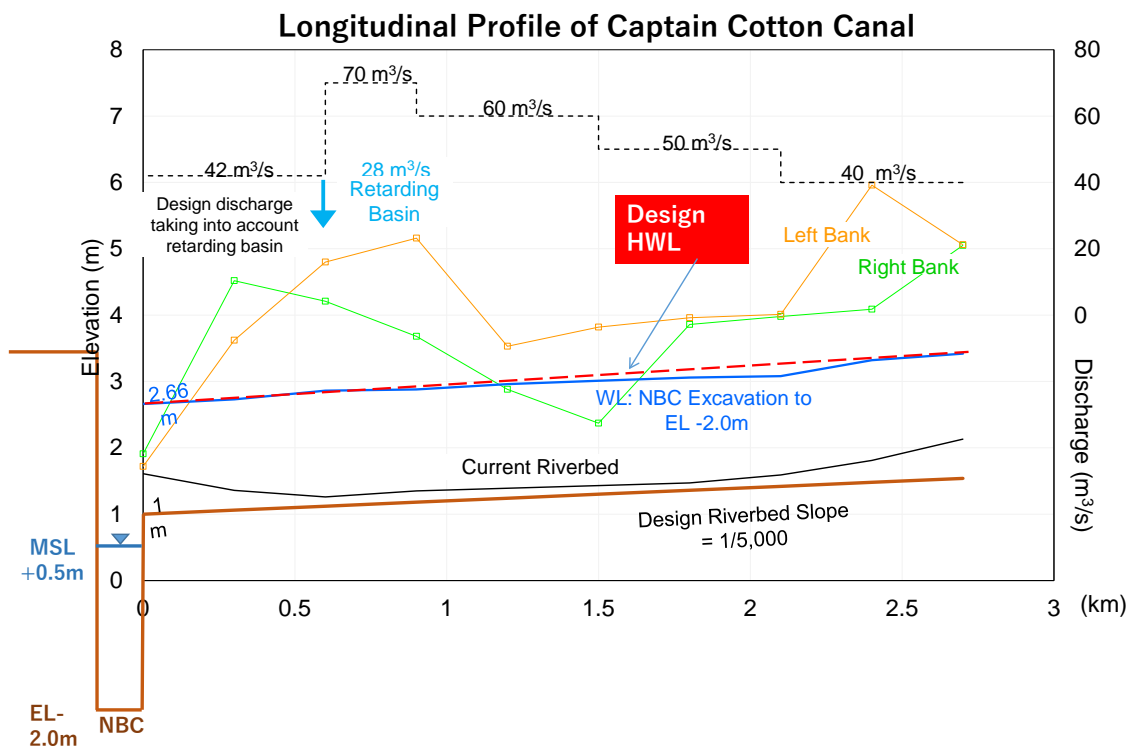


**Kodungaiyur 3.3km**



出典: JICA Expert Team

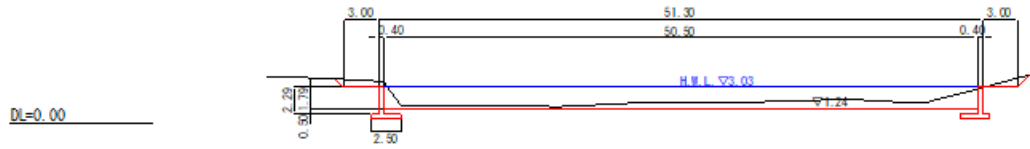
Figure 3-52: Kodungaiyur の計画横断面図



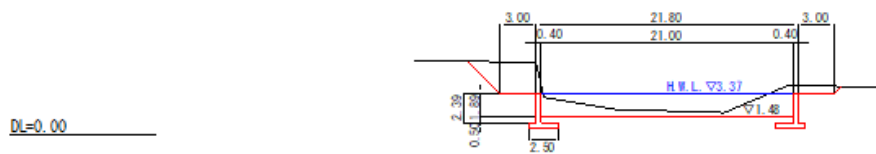
出典: JICA Expert Team

Figure 3-53: Captain Cotton の計算水位と HWL

### Captain Cotton 1.2km

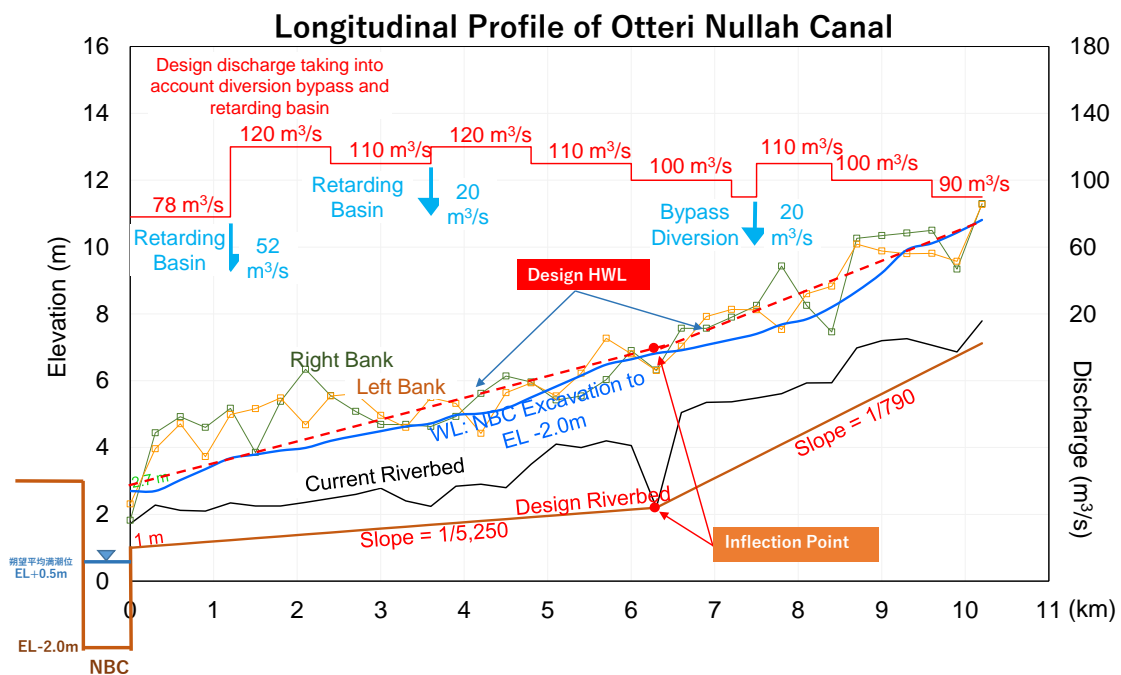


### Captain Cotton 2.4km



出典: JICA Expert Team

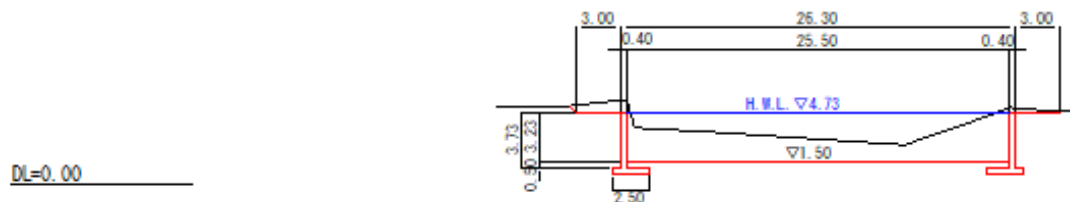
Figure 3-54: Captain Cotton の計画横断面図



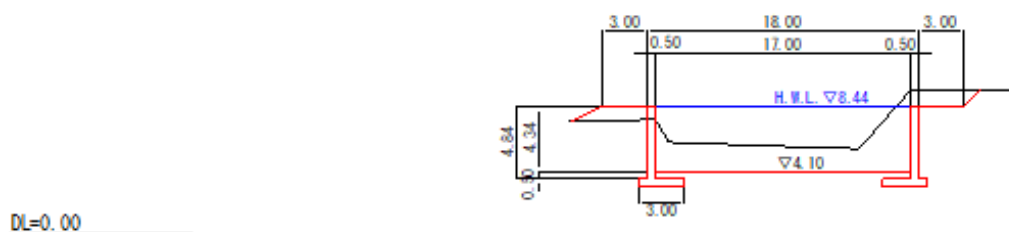
出典: JICA Expert Team

Figure 3-55: Otteri Nulla の計算水位と HWL

### Otteri Nullah 2.7km



### Otteri Nullah 7.8km

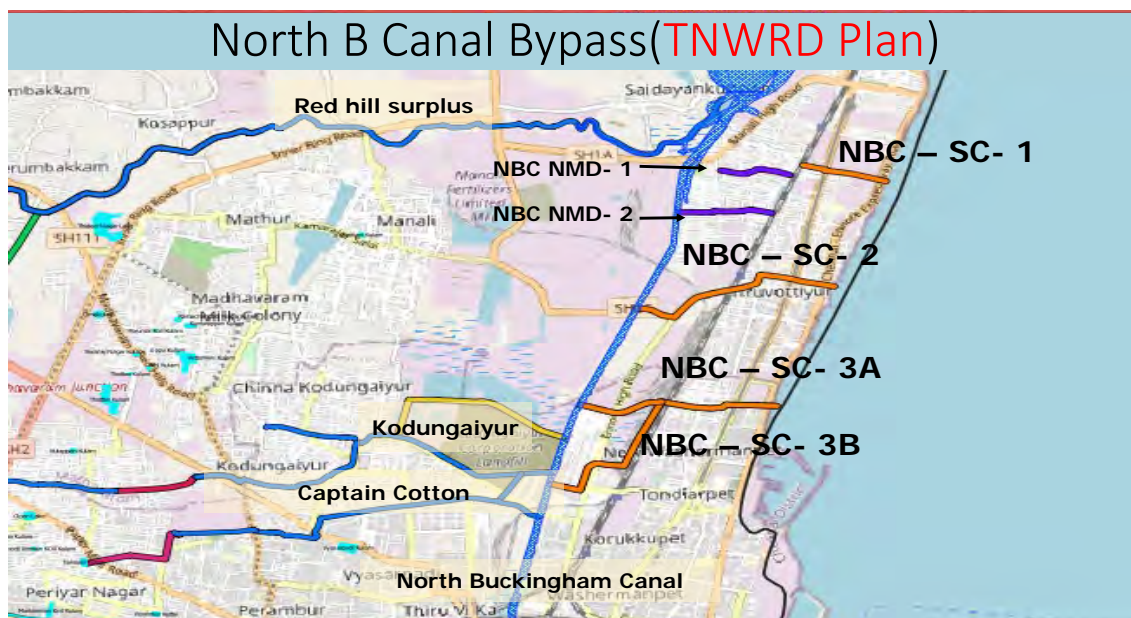


出典: JICA Expert Team

Figure 3-56: Otteri Nulla の計画横断面図

### 3.4.1.10. NBC から Bengal 湾へのバイパス水路の検討（遊水地設置の代替案）

前述した NBC における対策である遊水地の整備の代替案として、Bengal 湾へのバイパス水路を検討する。これについては TNWRD が次図で示す案をすでに作成している（次図参照）。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-57: NBC からのバイパス水路（TNWRD による計画）

TNWRD の案によると NBC の 4 地点からバイパスを行う計画となっている（NMD-2、SC-2、SC-3A、SC-3B）。現地踏査の結果、次図に示すように TNWRD 案の NMD-1 を NBC まで約 500m 延長し新たに NMC1B とする案を提案する。これにより NBC の 5 地点からのバイパスを行う形となる。

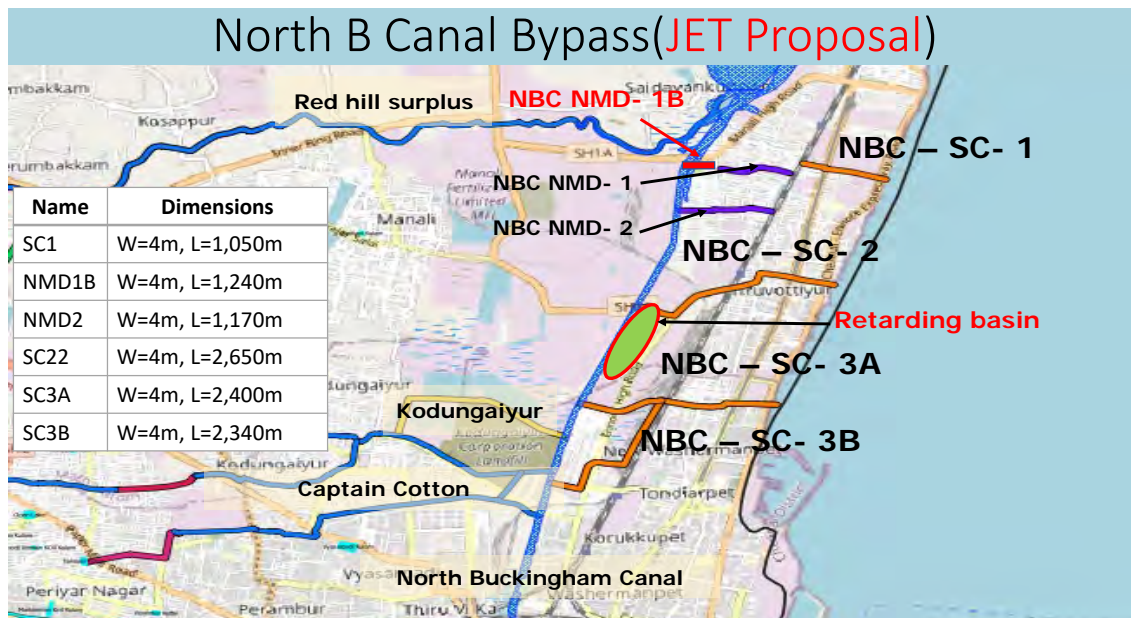
バイパス水路の設置により確保できる流量を Manning 式により計算する。前提条件は以下である。

幅 4m、水深 1.8m、勾配 1/1,000、Manning の粗度係数  $n=0.025$

計算の結果、流量は  $8.7\text{m}^3/\text{s}$  となる。これは、バイパス 1 か所あたりの値であり、NBCNMD-1 から NBC-SC3B までの 5 か所を合計すると、 $43\text{m}^3/\text{s}$  となる。これは現在 NBC に付設する遊水地のピークカット量  $Q=72\text{m}^3/\text{s}$  の約 6 割に相当する。

バイパス水路の設置により遊水地の機能の一部を代替することが可能である。しかしながら、バイパス水路の設置を予定する地域は市街地が密集しており、用地買収や家屋移転、鉄道横断の課題がある。試算によれば、バイパス水路の整備により約 500 棟の住宅、約 150

棟の商店に影響を及ぼす恐れがある。この点に十分な配慮が必要である。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-58: NBC からのバイパス計画 (JET の提案)

#### 3.4.1.11. 結論

NBC 流域における 10 年確率の実績降雨に気候変動分 10%を上乗せした降雨を用いて、NBC に接続する 3 水路 (Kodungaiyur、Captain Cotton、Otteri Nullah) の流出量を算出した。3 水路のピーク流量の合計が 320m<sup>3</sup>/s となった。この流量を各水路及び NBC において安全に流下させるために、以下の検討を行った。

- ① 現況流下能力の整理 (NBC 及び 3 水路)  
NBC 及び 3 水路の流下能力を検討し、NBC の河床高が非常に高く、Kosasthalaiyar 川の背水の影響もあり、NBC 及び 3 水路の流下能力が計画流量に対して非常に小さいことを確認した。
- ② NBC に合流する 3 水路の上中流部での流量低減方策の検討  
Otteri Nullah 水路の上中流部における対策 (バイパス水路及び遊水地) を検討し、バイパス水路により 20m<sup>3</sup>/s、遊水地により 20m<sup>3</sup>/s の流量を低減できることを確認した。
- ③ NBC の河道整備 (最大流下能力の検討)

NBC の現況流下能力が小さいために、河床を維持管理可能な高さ (EL-2.0m) まで掘削して、最大限可能な流下能力を算定した。その結果、3水路からの流出量の合計である  $280\text{m}^3/\text{s}$  ( $320\text{m}^3/\text{s}-40\text{m}^3/\text{s}$ ) の 60%程度の流量 ( $168\text{m}^3/\text{s}$ ) が流下可能であることを確認した。

- ④ 3水路から NBC への流出量低減 (各水路の最下流部に遊水地の検討)  
3水路からの流出量を 60%とするために、各水路の末端の低湿地を活用して、各水路からの流出量の 40%を調節する遊水地を計画した。
- ⑤ NBC への残流域からの流入量への対応 (NBC 沿いの遊水地整備)  
3水路以外の残流域からの NBC への流入 (NBC の下流部) を考慮して、NBC 沿いの遊休地を活用して遊水地として整備した。
- ⑥ NBC 及び 3水路の最適水路整備 (1/10年規模+気候変動)  
上記で検討した NBC 及び各水路の流量を基に各水路の河床掘削と堤防築造 (一部区間) 等を検討し、流下能力を確保した。
- ⑦ (参考) 上記の⑤の代替案の検討 (NBC から Bengal 湾へのバイパス水路)

また、各水路に設置する遊水地とバイパス水路、更にはNBCに設置する遊水地等について整理したものを次図および次表に示す。なお、NBCの遊水地については、主要3水路以外からの流入も想定されることから、それらの小水路からの流入にも対処できる容量を確保している。

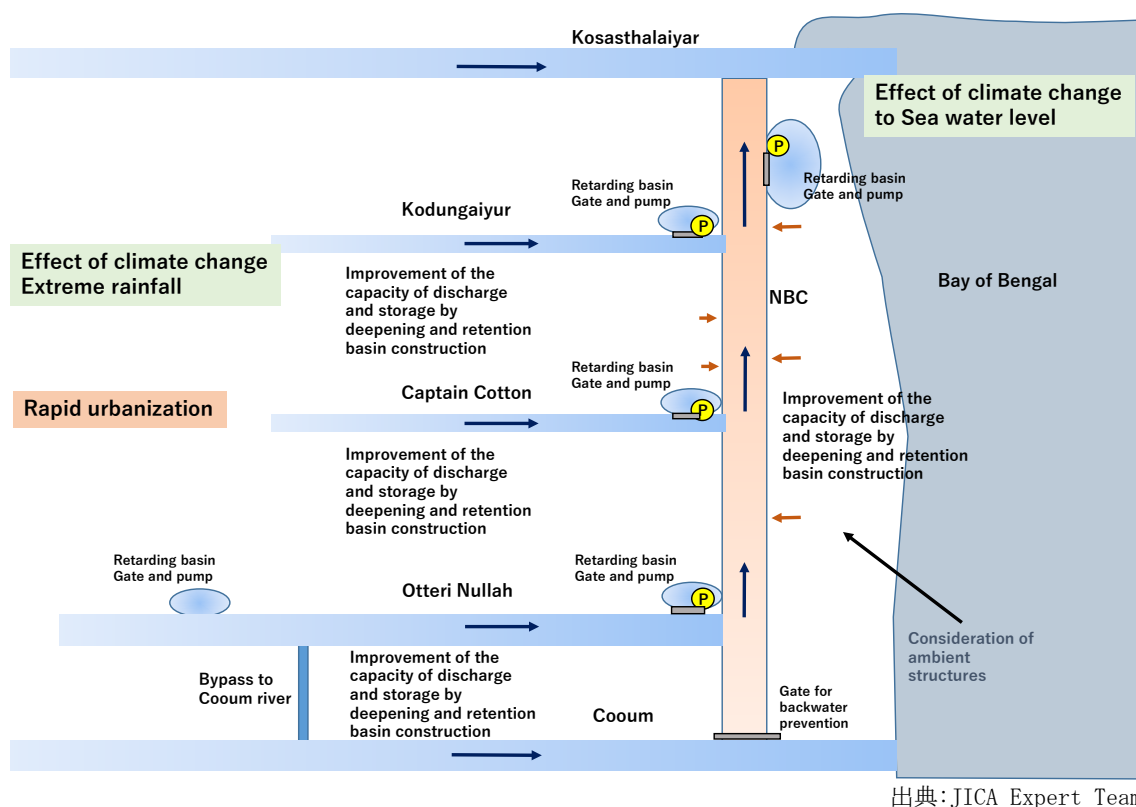
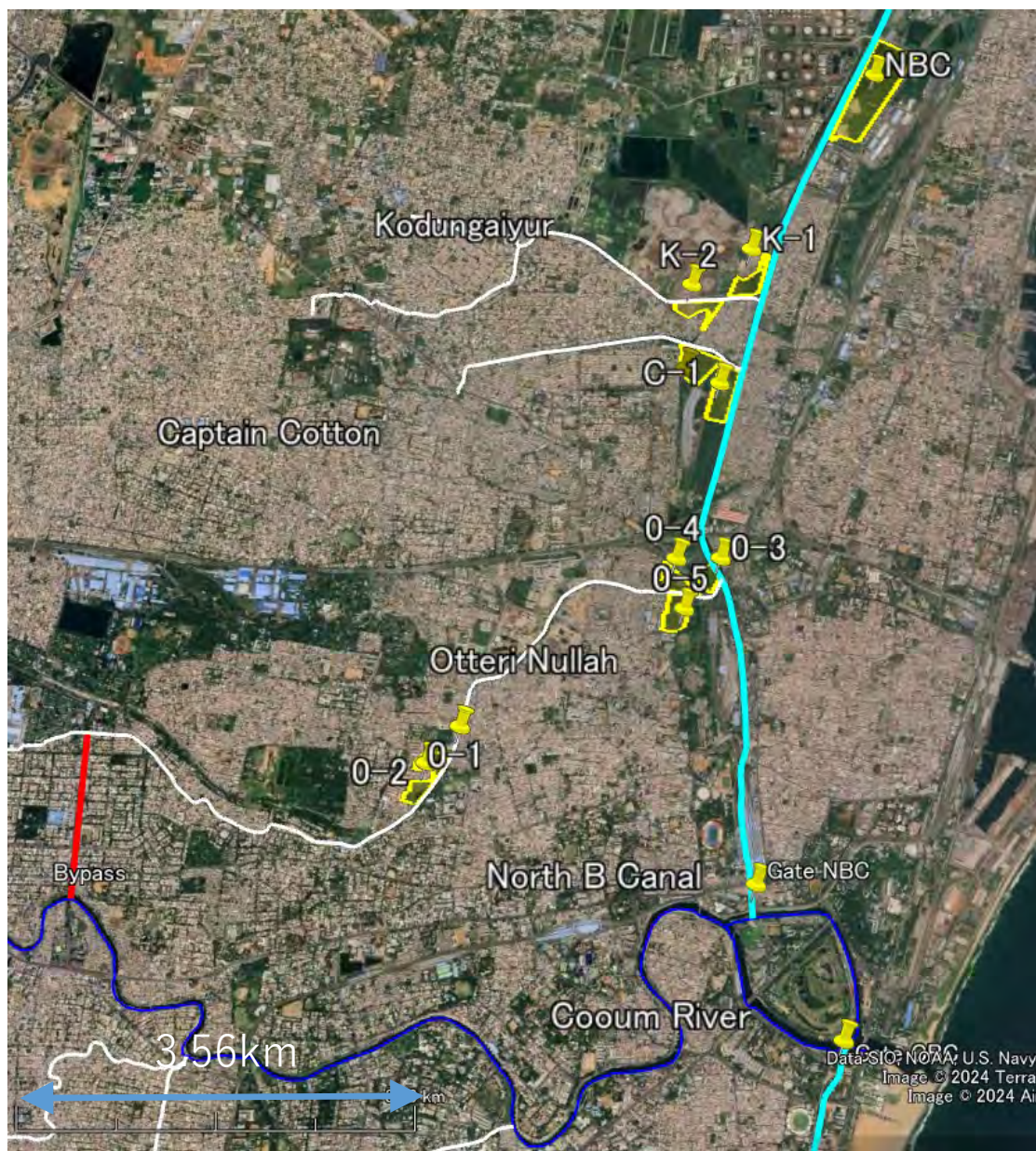


Figure 3-59: NBC および NBC への接続水路の改善に関する概念図



出典: JICA Expert Team

Figure 3-60: NBC 流域に設置する遊水地の位置図

Table 3-5: NBC 流域に設置する遊水地の諸元

Area	Canal/Drain	Status	Name	Latitude	Longitude	Area (m <sup>2</sup> )	Depth (m)	Capacity (m <sup>3</sup> )	dredging	digging
NBC	Kodungaiyur	New	K1	13° 8'1.66"N	80° 16'25.24"E	90,000	4	360,000		4 m
	Kodungaiyur	New	K2	13° 7'50.46"N	80° 16'6.64"E	30,000	4	120,000		4 m
	Captain Cotton	New	C1	13° 7'19.46"N	80° 16'16.06"E	100,000	4	400,000		4 m
	Captain Cotton	New	C2	13° 7'24.05"N	80° 16'5.16"E	90,000	4	360,000		4 m
	Otteri Nullah	New	O1	13° 5'35.15"N	80° 14'58.76"E	80,000	4	320,000		4 m
	Otteri Nullah	New	O2	13° 5'24.38"N	80° 14'48.85"E	40,000	4	160,000		4 m
	Otteri Nullah	New	O3	13° 6'25.54"N	80° 16'17.34"E	100,000	4	400,000		4 m
	Otteri Nullah	New	O4	13° 6'25.50"N	80° 16'3.65"E	60,000	4	240,000		4 m
	Otteri Nullah	New	O5	13° 6'10.30"N	80° 16'6.38"E	122,500	4	490,000		4 m
NBC	North B Canal	New	NBC	13° 8'57.86"N	80° 17'3.68"E	300,000	4	1,200,000		4 m

出典: JICA Expert Team

### 3.4.2 Packagel Countermeasures in Central Buckingham Canal

#### 3.4.2.1. 概況

#### (2) Central Buckingham Cana 流域の地形の特徴

Central Buckingham Canal (CBC) 流域は次図 Figure 3-61 に示すように、チェンナイ市の中心部に広がる面積約 17km<sup>2</sup> の流域である。流域は左岸側 (9 km<sup>2</sup>)、右岸側 (8 km<sup>2</sup>) に大別される。Figure3-62 に示すように左岸側、右岸側ともに大きな水路はなく左岸側の雨水は CBC に右岸側の雨水は直接 Bengal 湾に排水される。CBC は南端が Adyar 川、北端が Coom 川に接し、延長約 7km である。

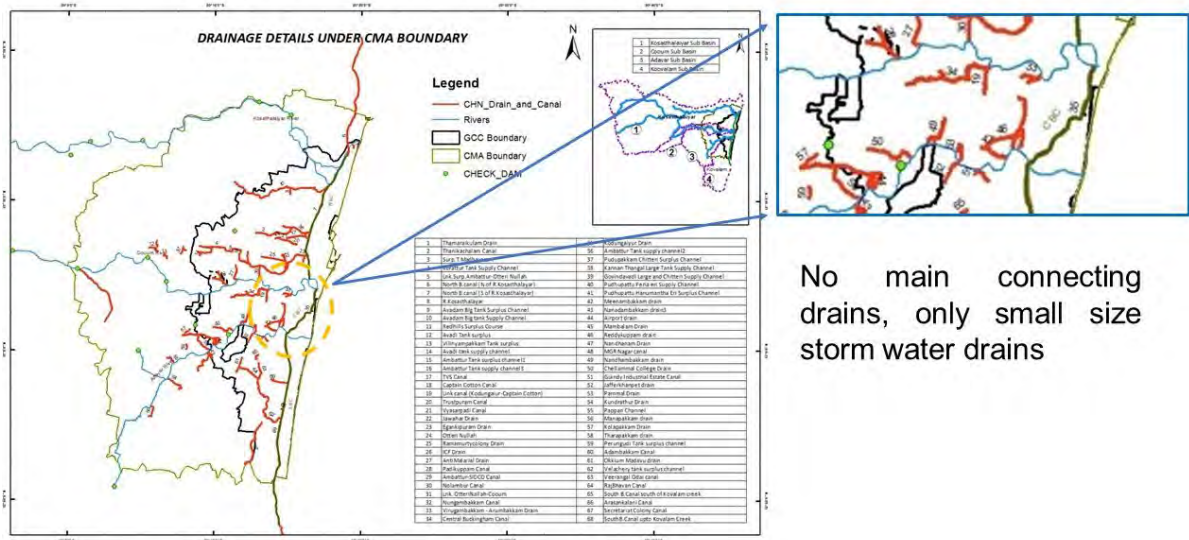
本流域は平坦な地形であり、地盤高でみると Figure 3-63 でみるように北端、中流域とも 5m となっている。次図に示すように当該流域は殆ど市街化されており、オープンスペースが殆どない。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-61: CBC とその流域位置図

### 3) Connecting drains into Central B Canal

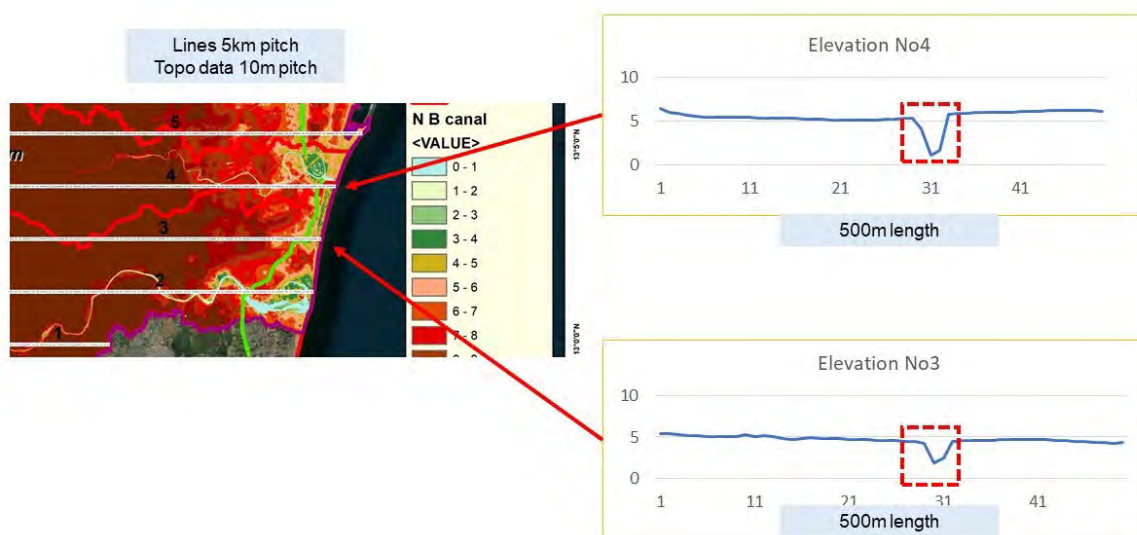


No main connecting drains, only small size storm water drains

出典: JICA Expert Team

Figure 3-62: CBC に接続する水路

### Topographic data W-E lines – totally flat area

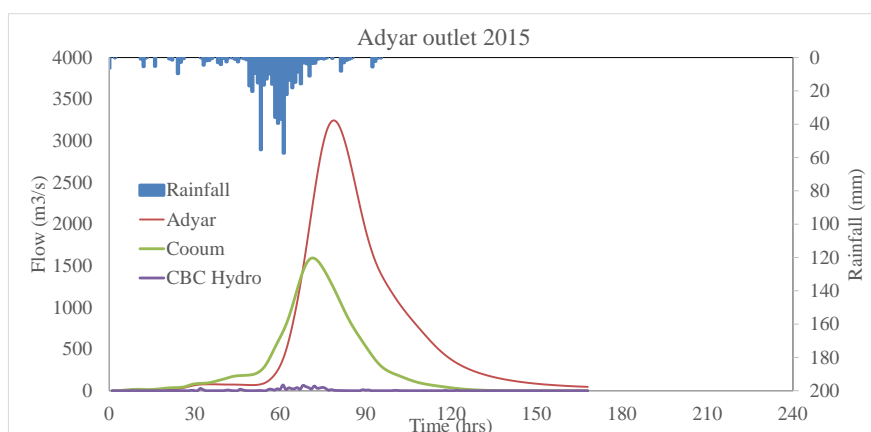


出典: JICA Expert Team

Figure 3-63: CBC の標高図

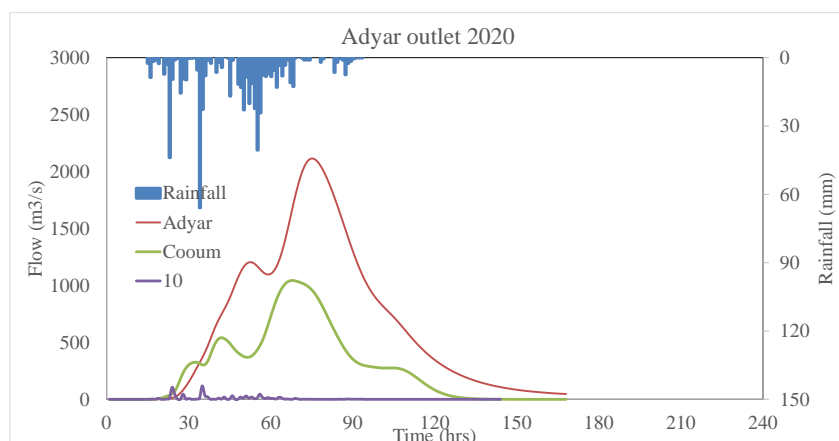
#### (3) CBC 流域の浸水要因

CBC の北端の Coom 川、南端の Adyar 川の接続点においては、流量を制御するためのゲート等は設置されていない。このため Coom 川や Adyar 川の背水の影響を常にうけている状態である。過去の代表的な洪水時における Coom 川、Adyar 川の CBC との合流点付近のハイドログラフを Figure 3-64 および Figure 3-65 に示す。このように Coom 川と Adyar 川の洪水は重なっている場合がある。Coom 川、Adyar 川の HWL はそれぞれ 3.20m、1.93m と設定されている。洪水時に両河川の水位が上昇すると CBC の水位も上昇し、CBC の有する流域からの排水が困難になる。このことが CBC 流域の浸水要因である。従い、CBC 流域の浸水防除のためには、CBC の容量を確保すること、CBC から両河川への流出を確保することが必要である。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-64: 2015年洪水における Adyar 川および Cooum 川のハイドログラフ



出典: JICA Expert Team

Figure 3-65: 2020年洪水における Adyar 川および Cooum 川のハイドログラフ

#### 3.4.2.2. 整備方針

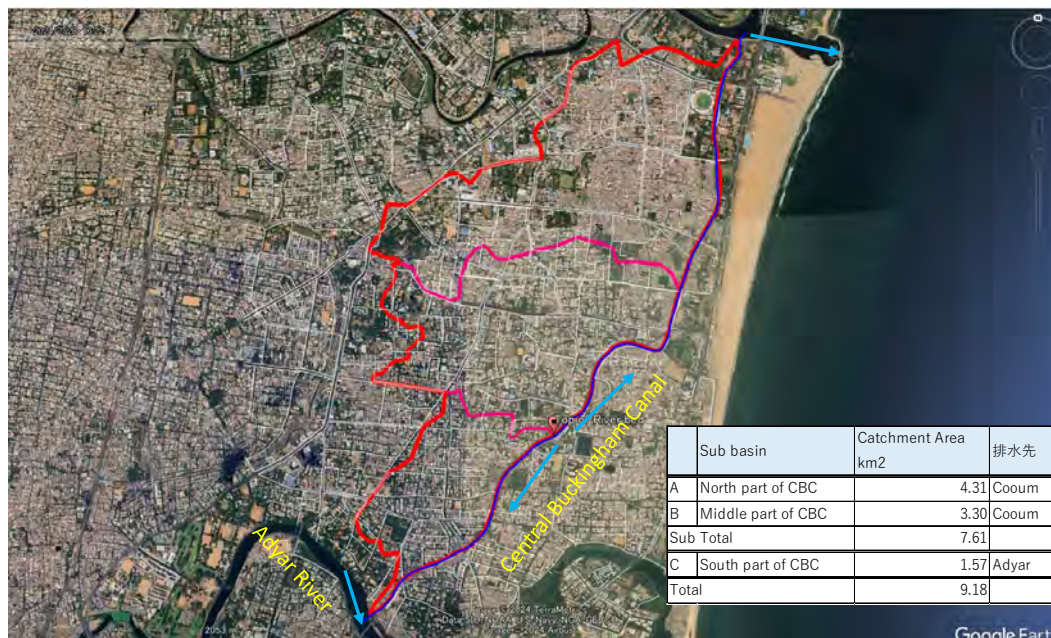
当該流域の治水安全度を確保するため、整備方針を以下のように設定する。

- ①CBC の整備として河床掘削、河道拡幅を優先して実施する。
- ②両河川の洪水ピークが同時生起する場合の対策として、Cooum 川と Adyar 川の HWL の違いを配慮し、Cooum 川側に設置したゲートの閉鎖をおこない、CBC の洪水流を全量 Adyar 川に自然流下排水する。

#### 3.4.2.3. 流域の分割

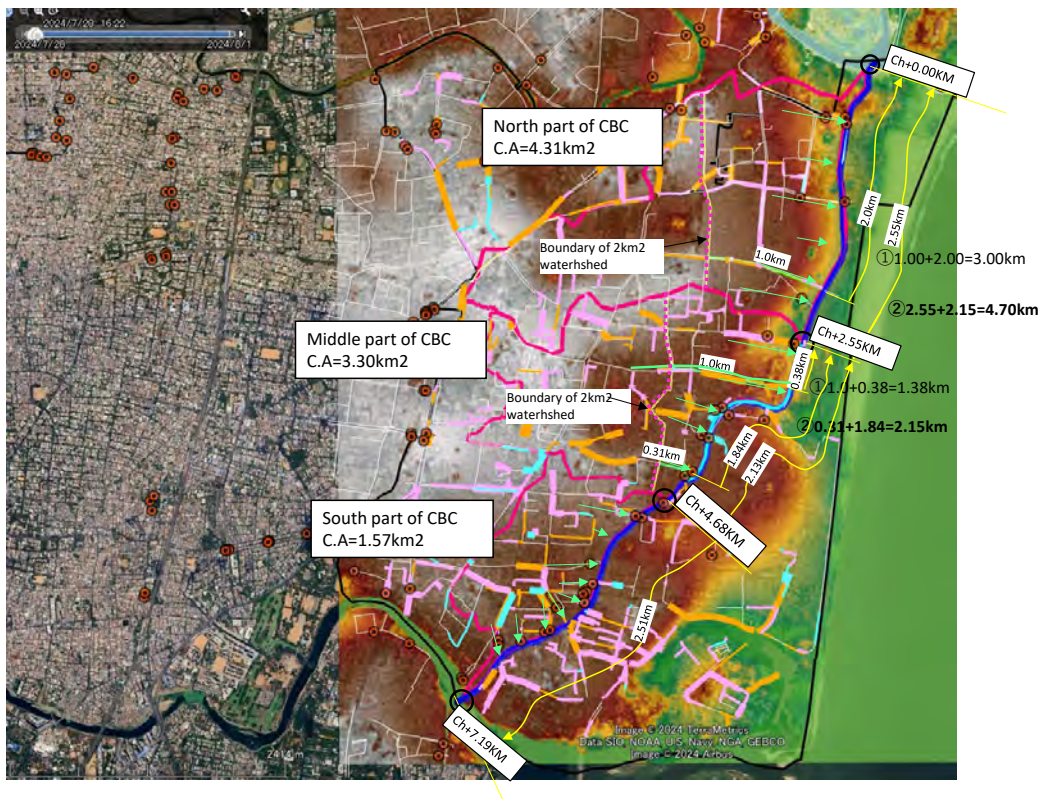
流出量の算定のため、流域の分割を行った。分割にあたっては、雨水排水路網、排水口の位置、DTM（地盤高）のデータを参照した。結果を次の2つの図に示す。流域全体を北、

中央、南の3つの小流域に分割し、それぞれからの流出量を算出した。合計面積は河川への直接流入区域をのぞいた9.18km<sup>2</sup>となった。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-66: CBC の流域分割



出典: JICA Expert Team

Figure 3-67: CBC 流域内の水路網および地形図

設計降雨から計画流量を求める手順は以下である。

- 計画流量は合理式により 1/10 年確率流量を算定した。
- 流出量は、現況河床勾配が  $Ch = 4.68\text{km}$  で、流下方向が Cooum 川と Adyar 川に分かれるため、Cooum 川への流入域、Adyar 川への流入域を分割して算出した。
- 流出係数は 0.8 とした。
- 降雨強度は Nungambakkam 地点の降雨強度式  $y = 66.601X^{-0.534}$  を採用し、気候変動による 10%割増しを考慮した。
- 洪水到達時間は流入時間  $t_1$  と流下時間  $t_2$  を加算して算定した。流入時間は、流入域を  $2\text{km}^2$  先取りし、30 分とし、流下時間は、等流流速法にて算定した。

合理式は以下の式で与えられる。

$$Q = (1/3.6) CIA$$

ここに、Q:流量(m<sup>3</sup>/s)、C:流出係数、I:降雨強度式  $y = 66.601x^{-0.534}$ 、A:流域面積(km<sup>2</sup>)

Cは現状では0.68であるが、当該地域の市街化の発展を配慮し0.8とした。降雨強度式はCBC流域に近いNungambakkam観測所の値に基づく。流量算出の過程は次の3つの表に示す。

**Table 3-6: 合理式によるピーク流量計算過程**

Point	Name of Catchment Area	Acc. Catchment Area A (km <sup>2</sup> )	Runoff Coefficient C	Average velocity (m/s)	Arrival time of flood Tc=t1+t2 (hr)	Rainfall intensity I(m/hr)	I*10%CC (mm/hr)	Dsicharge Q(m <sup>3</sup> /s)	Specific discharg (m <sup>3</sup> /s)/km <sup>2</sup>	Design Dsicharge Q(m <sup>3</sup> /s)
Ch+2.55KM	Middle part of CBC	3.30	0.8	0.54	1.61	51.6	56.8	41.7	12.6	<b>45</b>
Ch+0.00KM	North part of CBC	7.61	0.8	2.23	1.93	46.9	51.6	87.3	11.5	<b>90</b>
Ch+7.19KM	South part of CBC	1.57	0.8	1.06	1.10	63.3	69.6	24.3	15.5	<b>25</b>
Total		9.18						111.6	12.2	<b>115</b>

出典:JICA Expert Team

**Table 3-7: 洪水到達時間の計算過程**

Point	Length of canal (km)	Acc. Length of canal (km)	Average velocity (m/s)	Area of inflow (km <sup>2</sup> )	Inlet time t1(hr)	Travel time t2(hr)	Arrival time of flood Tc=t1+t2 (hr)
Ch+2.55KM	2.15	2.15	0.54	2.00	0.50	1.11	1.61
Ch+0.00KM	2.55	4.70	2.23	2.00	1.61	0.32	1.93
Ch+7.19KM	2.51	2.51	1.06	1.57	0.44	0.66	1.10

※ Inlet time t1 at Ch+0.00KM is same as the time of concentration Tc at Ch+2.55KM

出典:JICA Expert Team

**Table 3-8: 平均流速の計算過程**

Point	Change No.	Cross sectional area m <sup>2</sup>	Wetted perimeter m	Hydraulic radius R(m)	Roughness coefficient n	Riverbed slope	Riverbed slope 1/m	Average velocity (m/s)
Ch+2.55KM	Ch 3.300KM	17.664	23.167	0.762	0.025	0.000258	3,874	0.54
Ch+0.00KM	Ch 1.200KM	41.194	13.023	3.163	0.025	0.000668	1,498	2.23
Ch+7.19KM	Ch 5.850KM	33.465	18.743	1.785	0.025	0.000327	3,062	1.06

出典:JICA Expert Team

### 3.4.2.4. 現況流下能力

CBC の縦断面図、横断面図、現況流下能力図を次図に示す。平均河床高は 1.37m、平均水深は 3.05m、河床勾配は CBC 北側で 1/1,498 から 1/3,874、南側で 1/3,062 となっている。自然排水が可能な場合 (Adyar 川、Cooum 川の水位が低く背水の影響を受けない条件) での現況流下能力は、平均値で左岸側 67m<sup>3</sup>/s、右岸側 81m<sup>3</sup>/s である。

Figure 3-70 に示すように CBC に沿って鉄道が布設されており、拡幅は困難な状況である。さらに Figure 3-71~Figure 3-73 に示すように、CBC を横断する橋桁が存在する。橋桁の桁下高が現況堤防高より低い箇所では上下流断面に比べ河積が小さくなっており、洪水の流下を阻害する要因となっている。

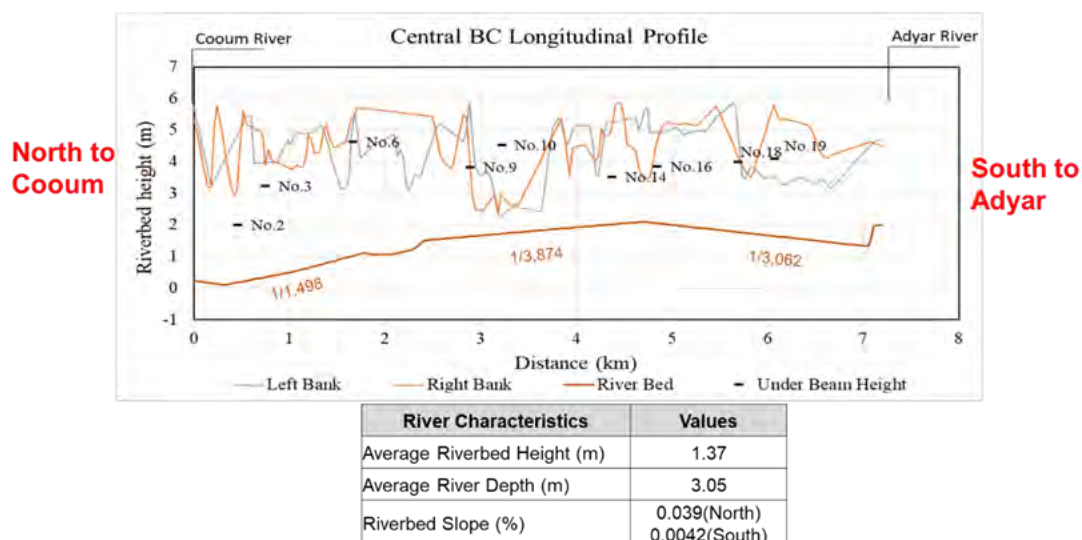
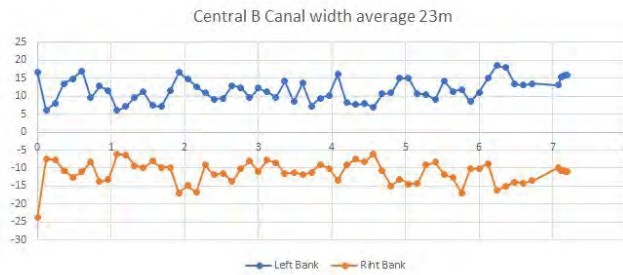
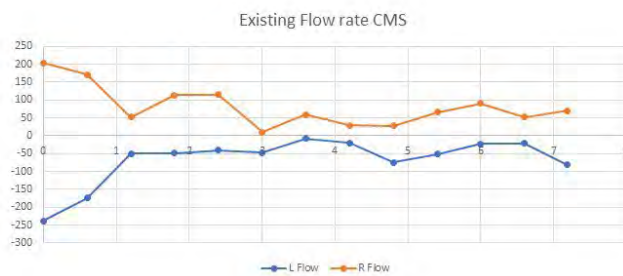


Figure 3-68: CBC の縦断面図

Existing Width  
Mean width=23m



Existing Capacity  
Mean value  
Left 67m<sup>3</sup>/s  
Right 81m<sup>3</sup>/s



3

出典: JICA Expert Team

Figure 3-69: CBC の水路幅、現況流下能力



Some of the drains are submerged even in dry weather, thus insufficient discharge function in case of flood



Due to railway(MRTS) canal widening to that side is difficult



Adyar River junction



Install a gate at Cooum River junction considering lock gate

出典: JICA Expert Team

Figure 3-70: CBC の現況写真



Figure 3-71: CBC に架かる橋梁の位置図 (1)

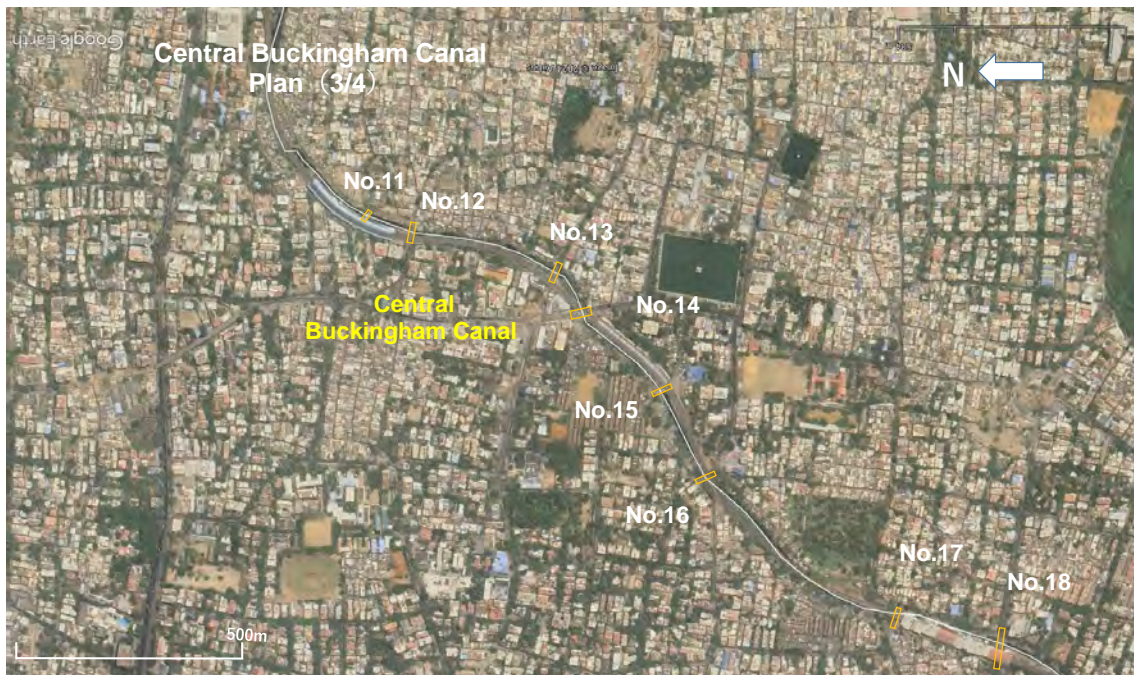


Figure 3-72: CBC に架かる橋梁の位置図 (2)



出典: JICA Expert Team

Figure 3-73: CBC に架かる橋梁の位置図 (3)

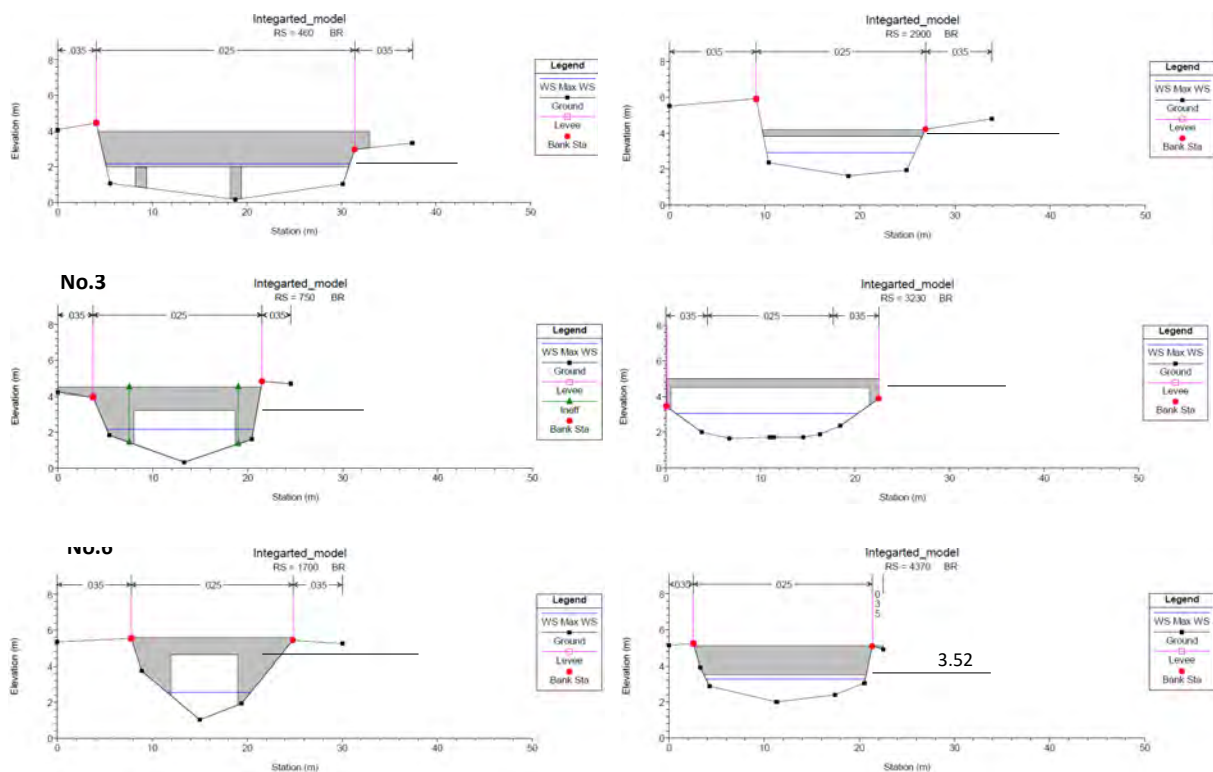
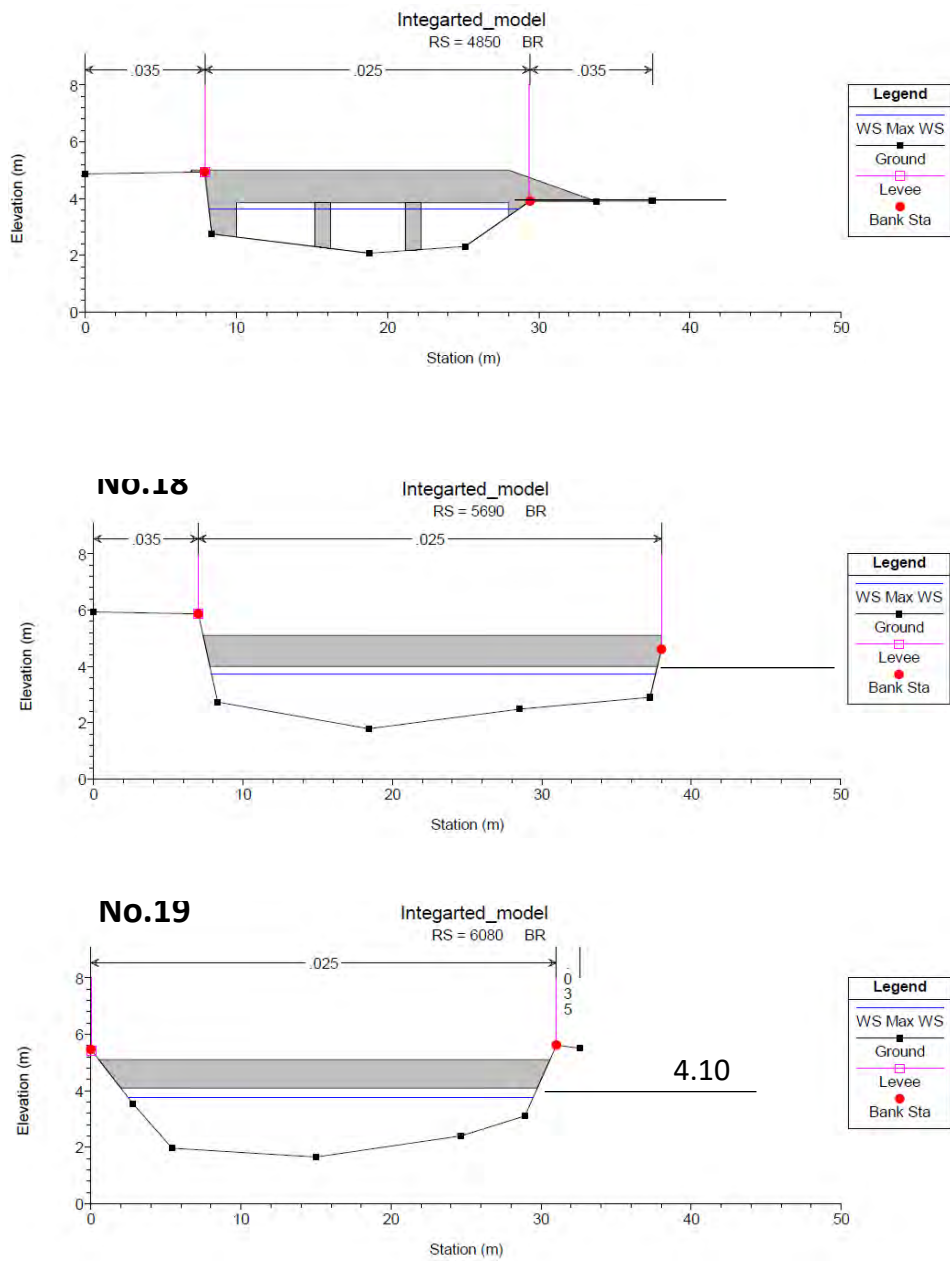


Figure 3-74: CBC に架かる橋梁の横断面図 (1)



出典: JICA Expert Team

Figure 3-75: CBC に架かる橋梁の横断面図 (2)

**Table 3-9: CBC に架かる橋梁桁下高さ**

Bridge No.	Chainage km	Elevation of under bridge girder m
2	0.46	1.99
3	0.745	3.23
6	1.665	4.63
9	2.89	3.83
10	3.22	4.52
14	4.37	3.52
16	4.845	3.85
18	5.69	4.00
19	6.07	4.10

出典: JICA Expert Team

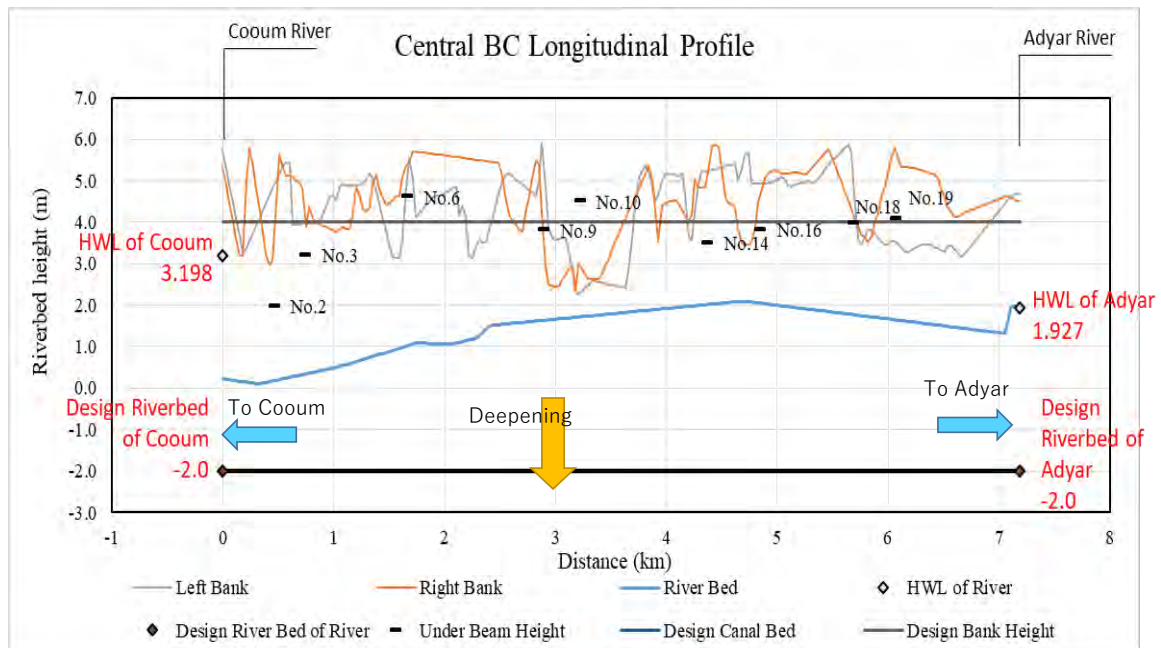
#### 3.4.2.5. 水路整備計画

##### (4) CBC の河床掘削と堤防の調整

前述のように CBC の現況流下能力は自然排水が可能な場合、67~81m<sup>3</sup>/s 程度である。ここでは CBC の河床を両河川の計画河床高にあわせて掘削するとともに、堤防をかさ上げして流下能力の向上を図る。具体的には現在の河床高（平均 1.37m）を-2m まで掘削する。また、堤防高については前述の橋げたのうち No14 の橋桁下高さを考慮して 4.1m とする。このことにより現在の CBC の流下能力の向上を図る。

##### (5) 通常時の排水

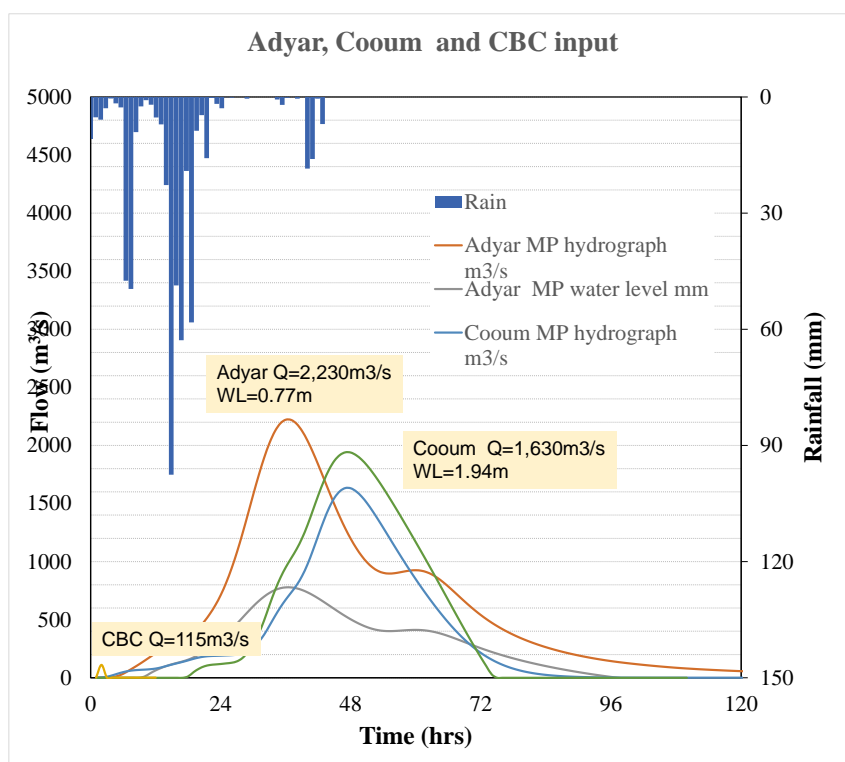
先に示したように大きな洪水の際は両河川の流出ピークが重なる場合がある。しかしピークが重ならない場合や通常の中規模の洪水で両河川の水位上昇が少ない場合には、次図に示すように両河川に自然排水で排水するものとする。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-76: CBC の縦断図と洪水時の計算水位

Adyar 川、Cooum 川の洪水流と水位、および CBC への流入量を次図に示す。CBC の洪水の発生時期は両河川での洪水の初期の段階であり、洪水のピークが重ならないと仮定する。CBC の洪水は 2 時間継続、ピーク発生は 1 時間後である。Cooum 川の洪水は 96 時間継続、ピーク発生は 48 時間後である。Adyar 川の洪水は 96 時間継続、ピーク発生は 40 時間後である。



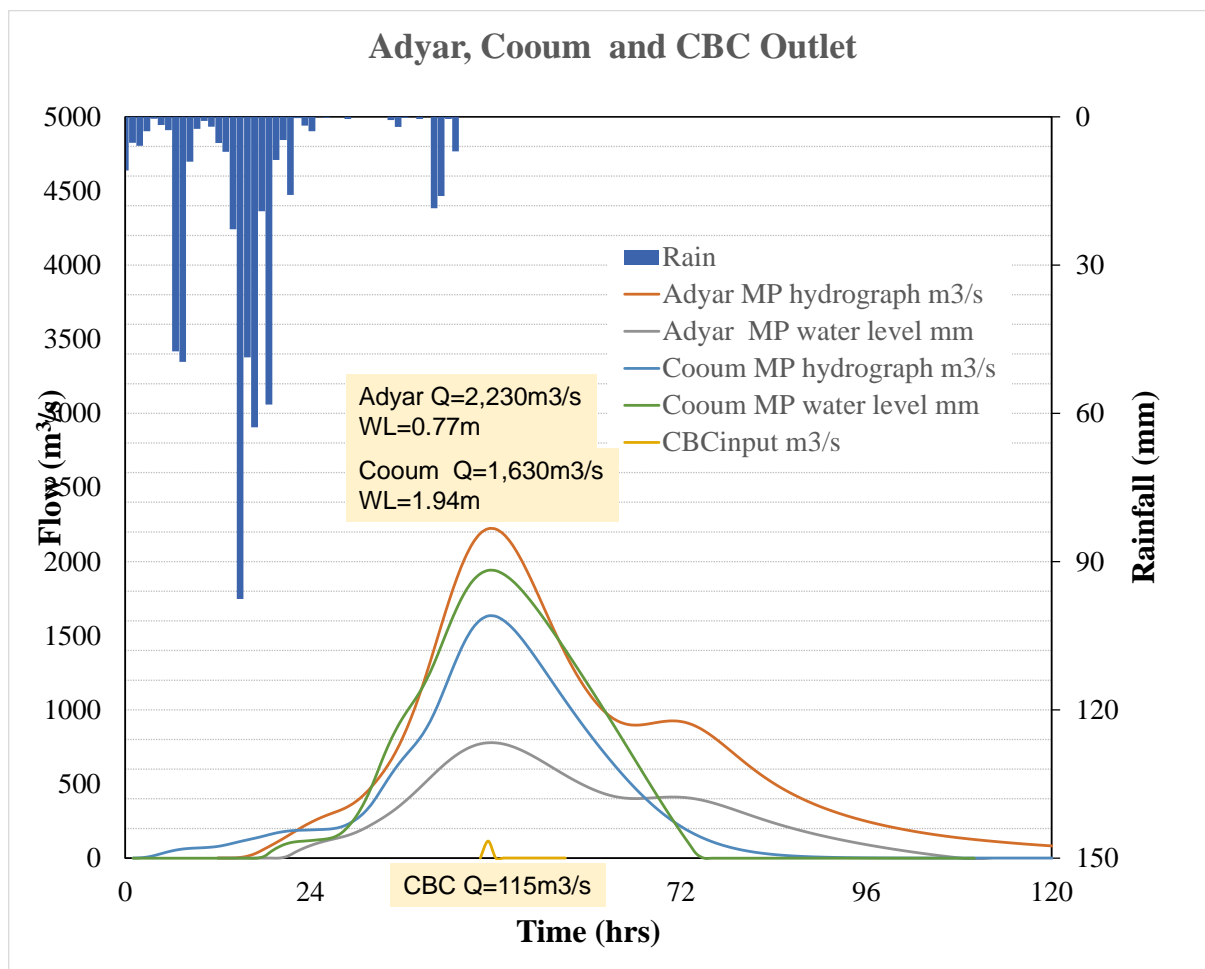
出典: JICA Expert Team

**Figure 3-77: Adyar 川および Cooum 川の洪水流と CBC 洪水流（ピークが重ならない場合）**

(6) 両河川への放流（ピークが重なる場合）

1) CBC に発生する洪水流

両河川と CBC の洪水ピークが重なる確率は極めて低いと考えられるが、Figure 3-6、Figure 3-65 示すように過去に発生していることから検討対象とする。ここでは次図 Figure 3-78 に示すように洪水ピークが重なる場合、CBC の洪水流をどのように処理するかを検討する。

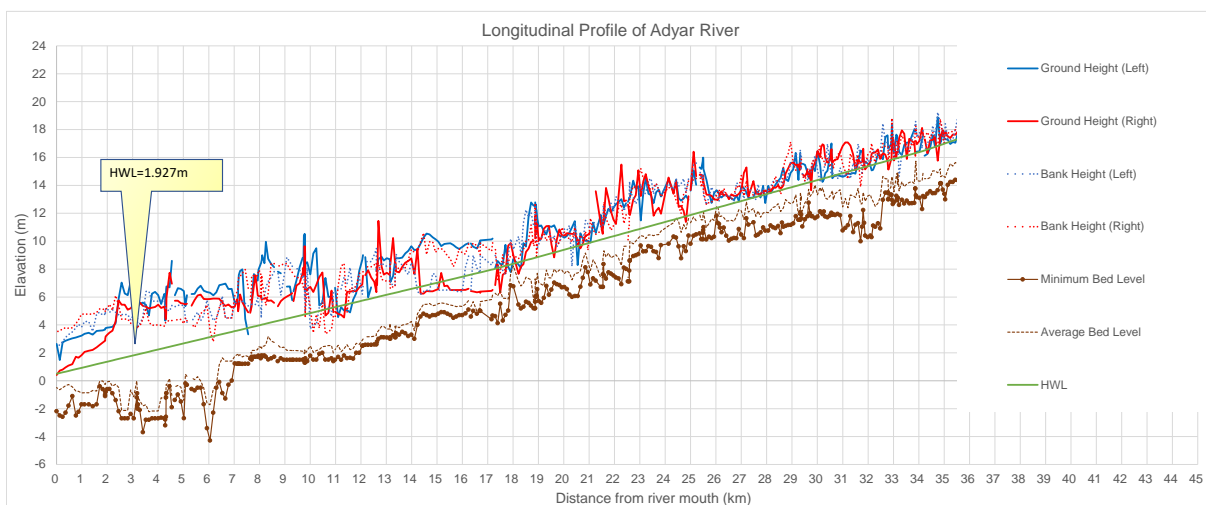


出典: JICA Expert Team

**Figure 3-78: Adyar 川および Cooum 川の洪水流と CBC 洪水流 (ピークが重なる場合)**

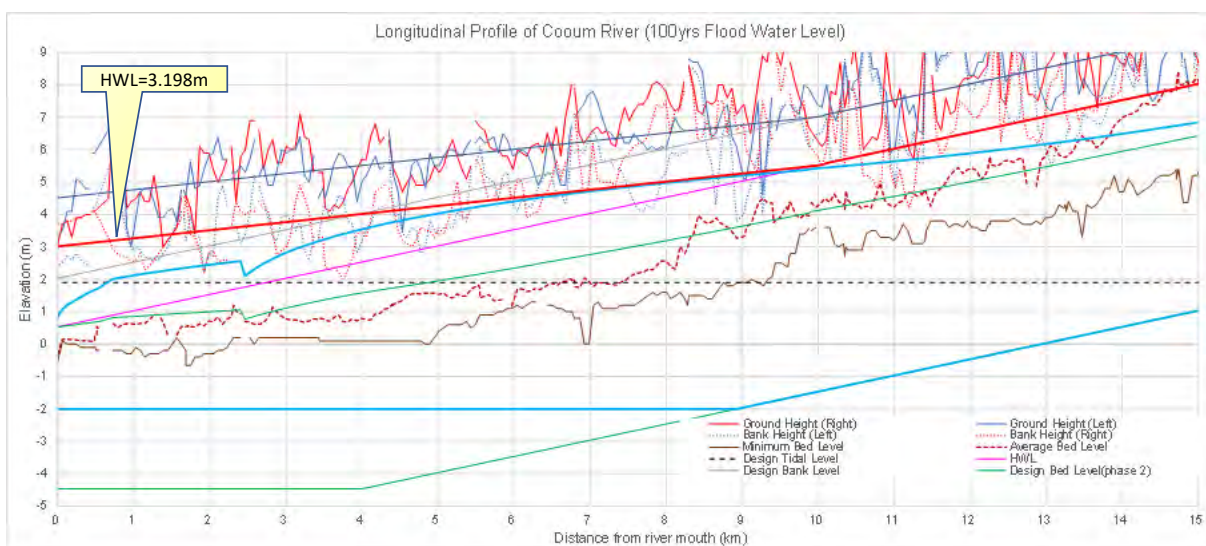
2) Adyar 川、Cooum 川の HWL

Adyar 川、Cooum 川の HWL は、両河川の河道改修計画結果に基づいて設定した。次の 2 つの図に示すように、CBC との接続地点における Adyar 川および Cooum 川の HWL はそれぞれ 1.927m、3.198m である。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-79: CBC との合流点における Adyar 川の HWL



出典: JICA Expert Team

Figure 3-80: CBC との合流点における Cooum 川の HWL

このように両河川の HWL を比較すると Cooum 川の方が高いことからピーク発生時には Cooum 川側にゲートを設置し、これを閉鎖することで、CBC の洪水流を全量 Adyar 川側に排水するものとする。

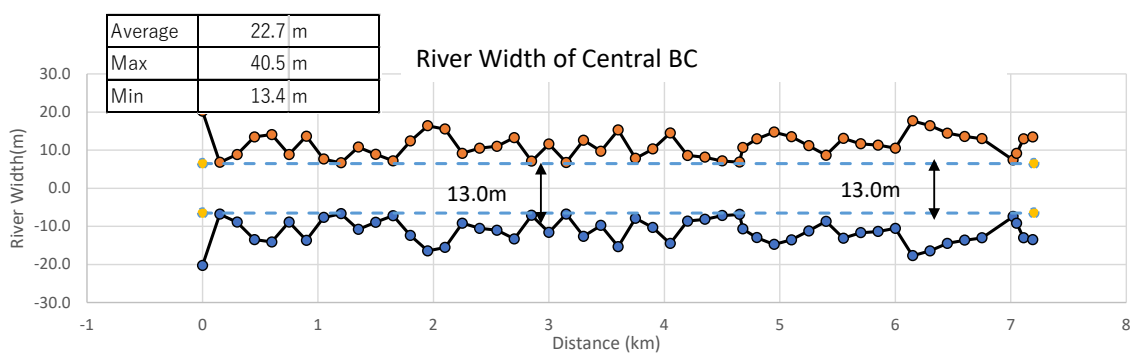
### 3) 対策案 1 水路幅 13m

河川側のピークが重なった場合、Cooum 川のゲートを閉じて Adyar 川側に排水すること

を想定した場合、CBC の水位が HWL を超えないようにする必要がある。以下では水路幅を現況から変更した場合にこの条件が満足できるかを確認する。

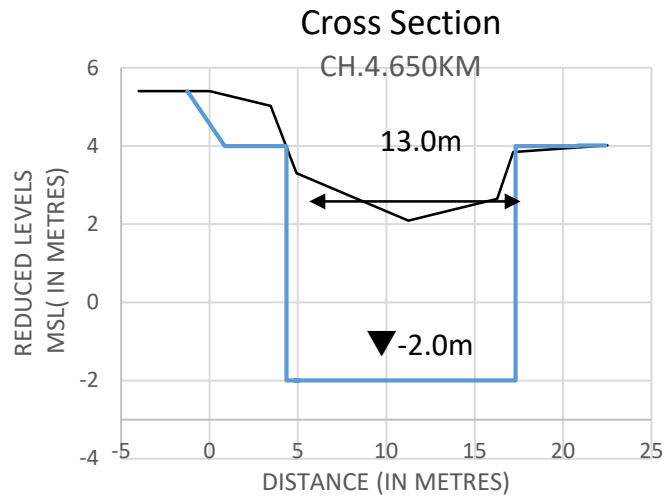
対策案 1 では、以下の条件を設定した。

- 平面計画
  - ・ 現況法線を踏襲する。
- 縦断計画
  - ・ 水路床高は、接続河川の計画河床高-2.0m とし、水路床勾配はフラットに設定する。
  - ・ HWL は、No. 14 橋の桁下高を考慮して 3.5m とする。
  - ・ 計画堤防高は、鉄道と交差する No18 橋の橋桁下高さ及び周辺地盤高を考慮して 4.1m に設定する。
- 横断計画
  - ・ 掘削幅は、現況の最小水路幅見合いで設定し、13.0m とした。護岸は直壁として、逆 T 型擁壁構造とした。



出典: JICA Expert Team

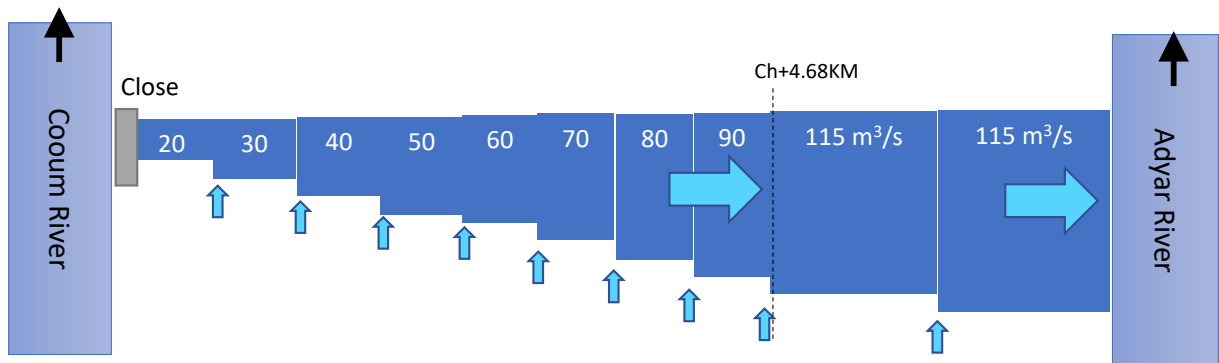
Figure 3-81: CBC の水路幅を 13m とした場合の水路幅図

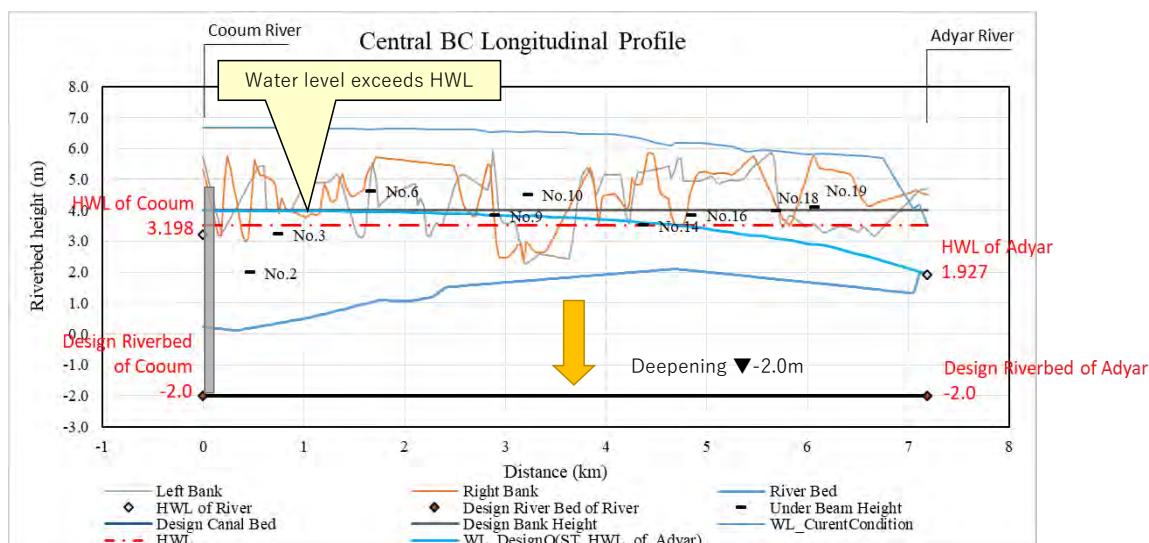


出典: JICA Expert Team

Figure 3-82: CBC の水路幅を 13m とした場合の計画横断面図

上記条件をもとに不等流計算にて整備後の水位を算定した。水位縦断面図を次図 Figure 3-83 に示す。不等流計算により求めた水路の水位は設定した HWL を上回る結果となった。





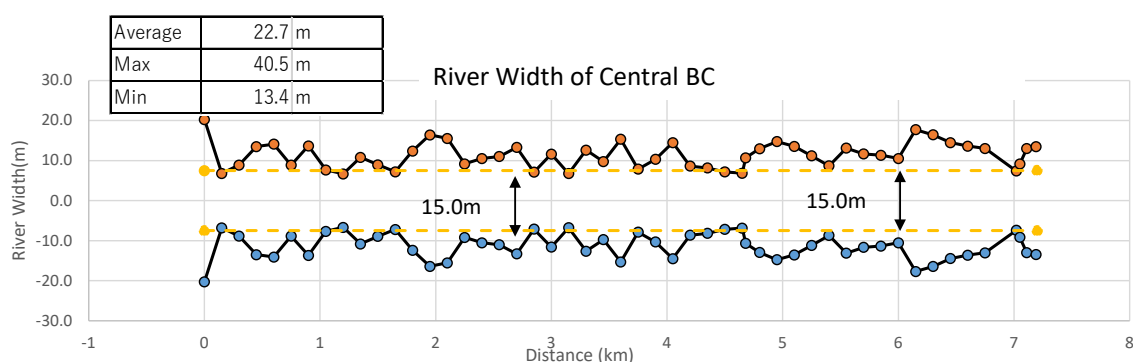
出典: JICA Expert Team

Figure 3-83: CBC の計算水位（水路幅を 13m とした場合）

4) 対策案 2 水路幅 15m

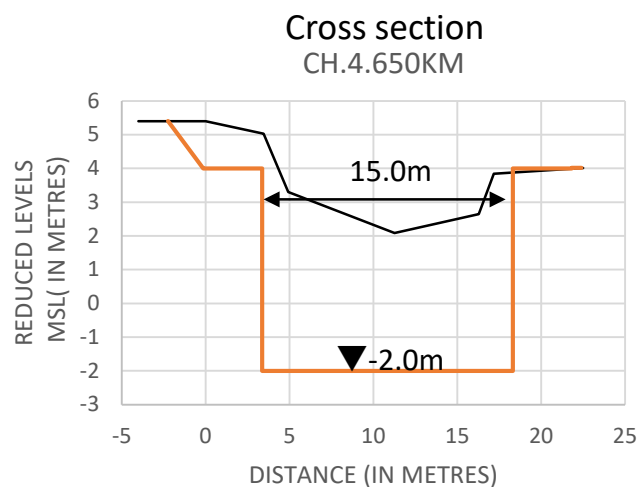
次に対策案 2 として以下の条件を設定した

- 平面計画、縦断計画
- 対策案 1 と同様。
- 横断計画
- 掘削幅は、現況の最小水路幅を参考に、15.0m とした。護岸は直壁として、逆 T 型擁壁構造とした。



出典: JICA Expert Team

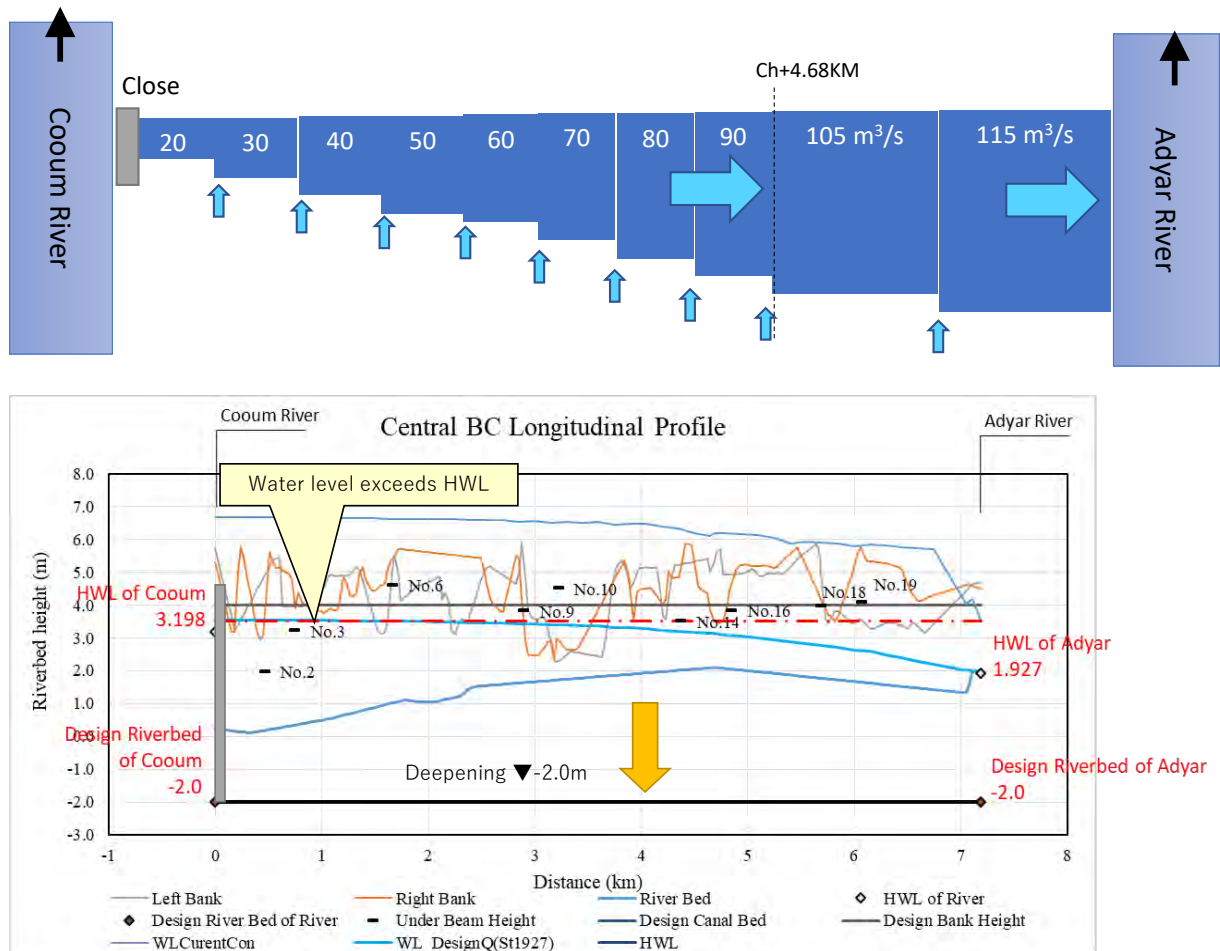
Figure 3-84: CBC の水路幅を 15m とした場合の水路幅図



出典:JICA Expert Team

**Figure 3-85: CBC の水路幅を 15m とした場合の計画横断面図**

上記条件をもとに不等流計算にて整備後の水位を算定した。水位縦断面図を次図に示す。不等流計算により求めた水路の水位は 0.0~1.95km 区間において設定した HWL を上回る結果となった。



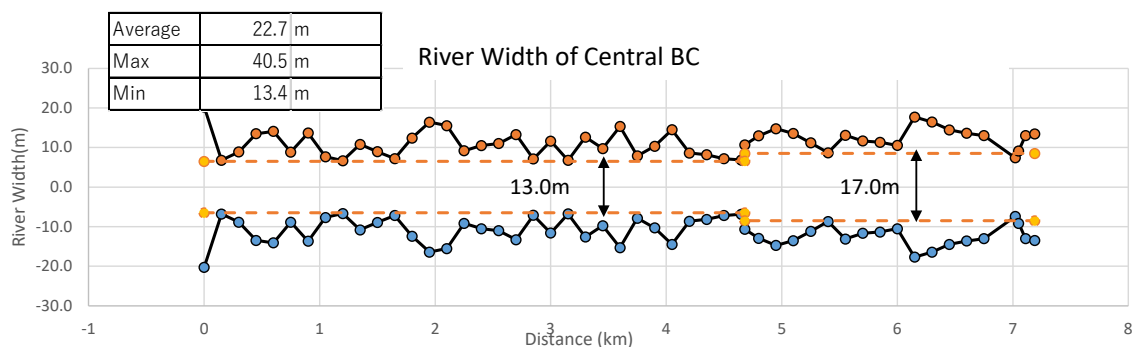
出典: JICA Expert Team

Figure 3-86: CBCの計算水位 (水路幅を15mとした場合)

5) 対策案 Case3 水路幅 13m と 17m の混合

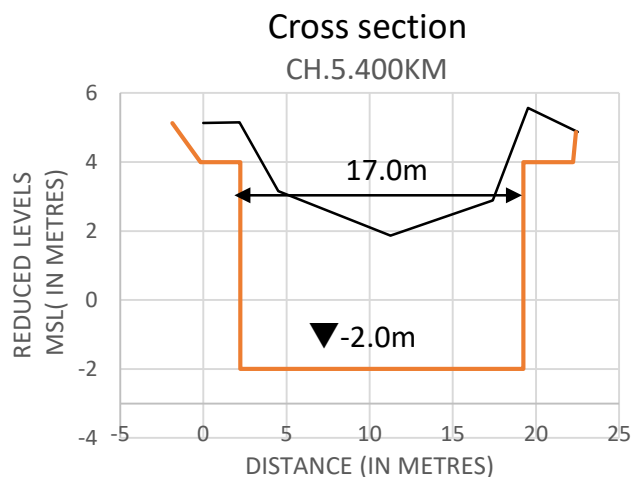
次に対策案2を対策案1にできる限り近づけるため、対策案3を検討した。

- 平面計画、縦断計画
  - ・ 対策案1と同様。
- 横断計画
  - ・ 掘削幅は、現況の最小水路幅見合いで以下のように設定した。
    - 0.0~4.68Km : 13m
    - 4.68~7.19Km : 17m
  - ・ 護岸は直壁として、逆T型擁壁構造とした。



出典: JICA Expert Team

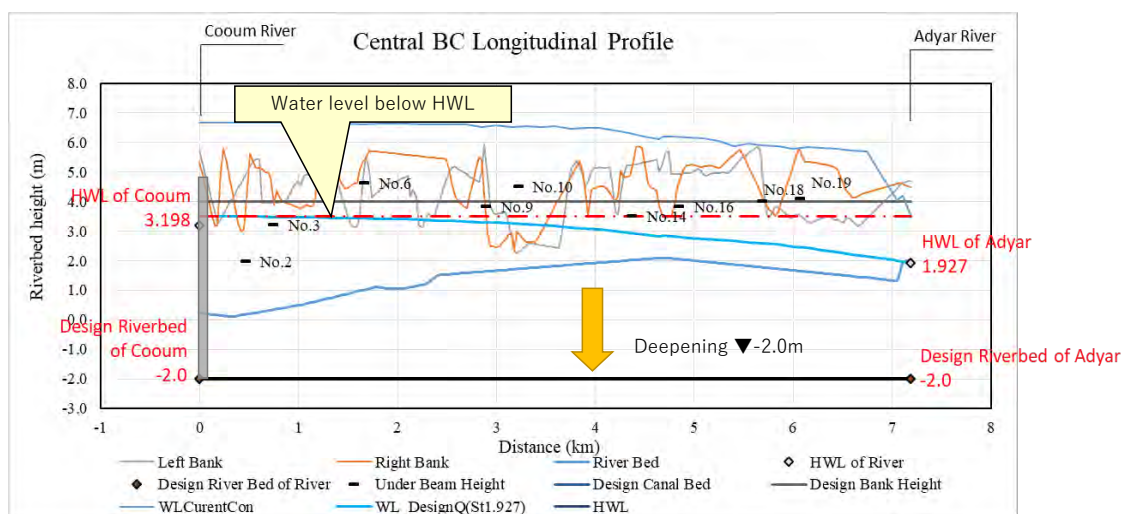
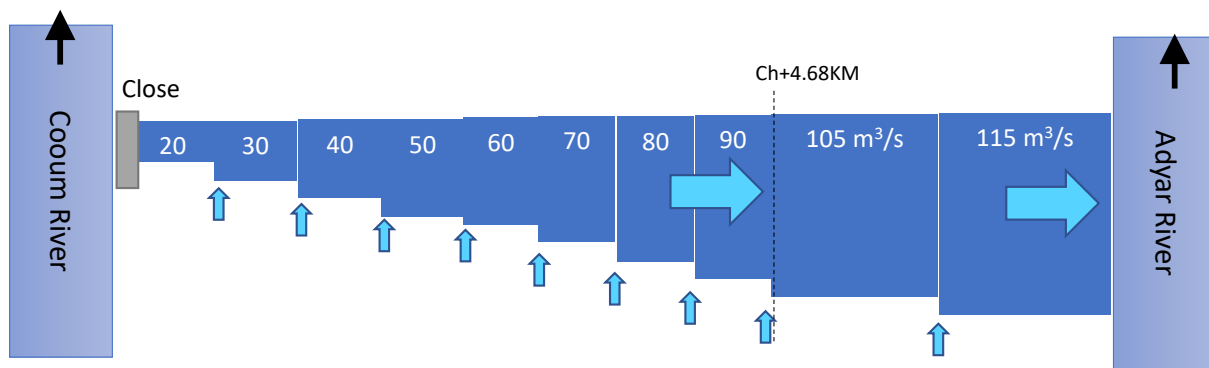
Figure 3-87: CBC の水路幅を 13m および 17m とした場合の水路幅図



出典: JICA Expert Team

Figure 3-88: CBC の水路幅を 17m とした場合の計画横断面図

上記条件をもとに不等流計算にて整備後の水位を算定した。水位縦断面図を次図 Figure 3-89 に示す。不等流計算により求めた水路の水位は設定した HWL を超えない結果となった。



出典: JICA Expert Team

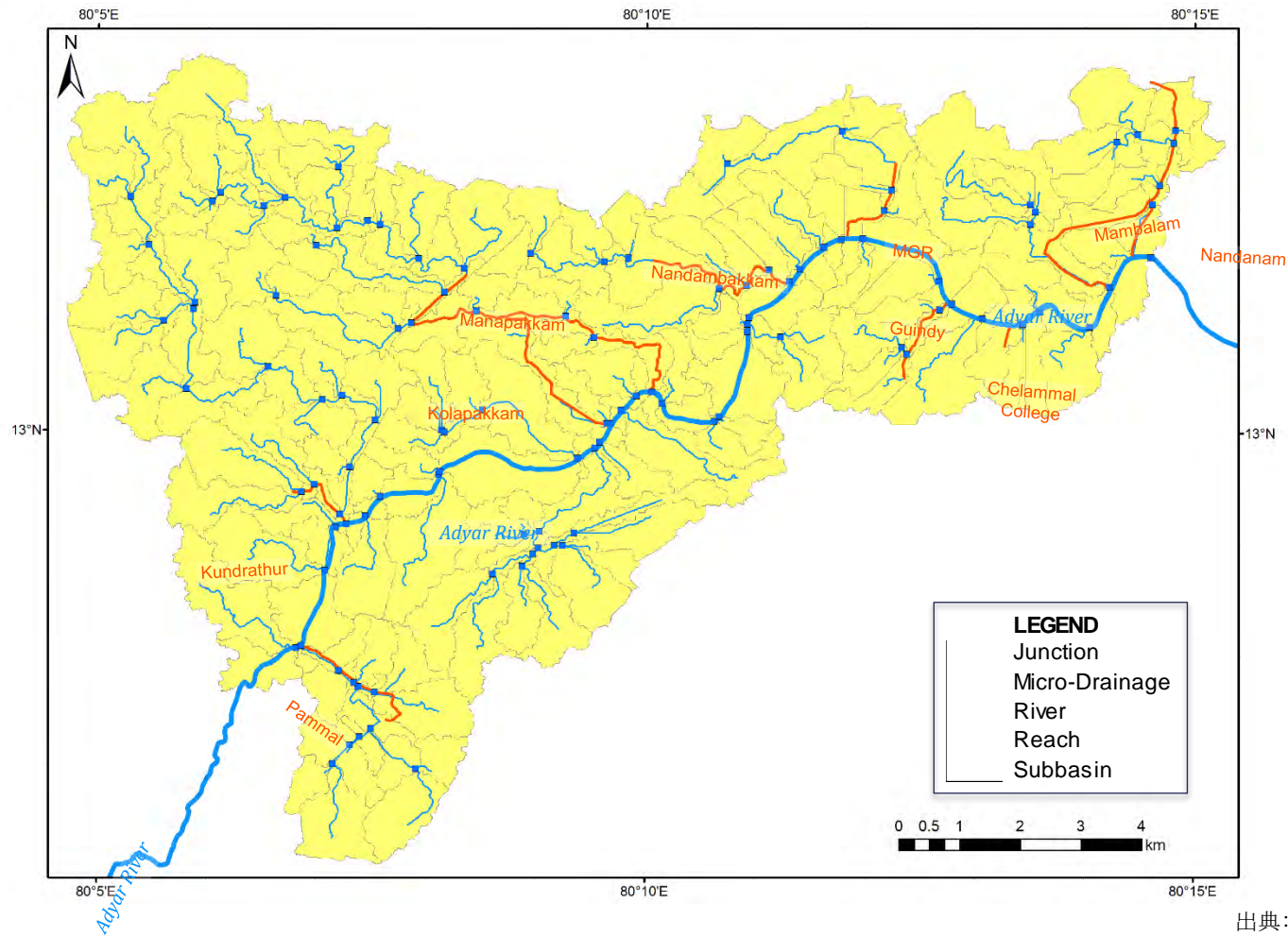
Figure 3-89: CBC の計算水位 (水路幅を 13m および 17m とした場合)

#### 3.4.2.6. 結論

1. CBC 流域 (面積 9.18km<sup>2</sup>) からの洪水時ピーク流出量として、10 年確率降雨 (含む気候変動影響) を想定し  $Q=115\text{m}^3/\text{s}$  を得た
2. この洪水流を Adyar 川、Cooum 川で洪水が同時生じた場合に処理する場合を想定する。HWL が Adyar 川で 1.93m、Cooum 川で 3.20m であることから判断し、Cooum 川側に設置したゲートを閉じ、洪水流を Adyar 川に自然流下で流すものとする。
3. HWL3.5m と仮定した場合、CBC の掘削を DL-2m まで行い、水路幅を現況の最小水路幅 13m とし、Adyar 側の一部区間を 17m に改修すれば、Adyar 川 HWL の 1.93m を出発水位として HWL3.5m を超過せずに自然流下で Adyar 川側に流れることを確認した。

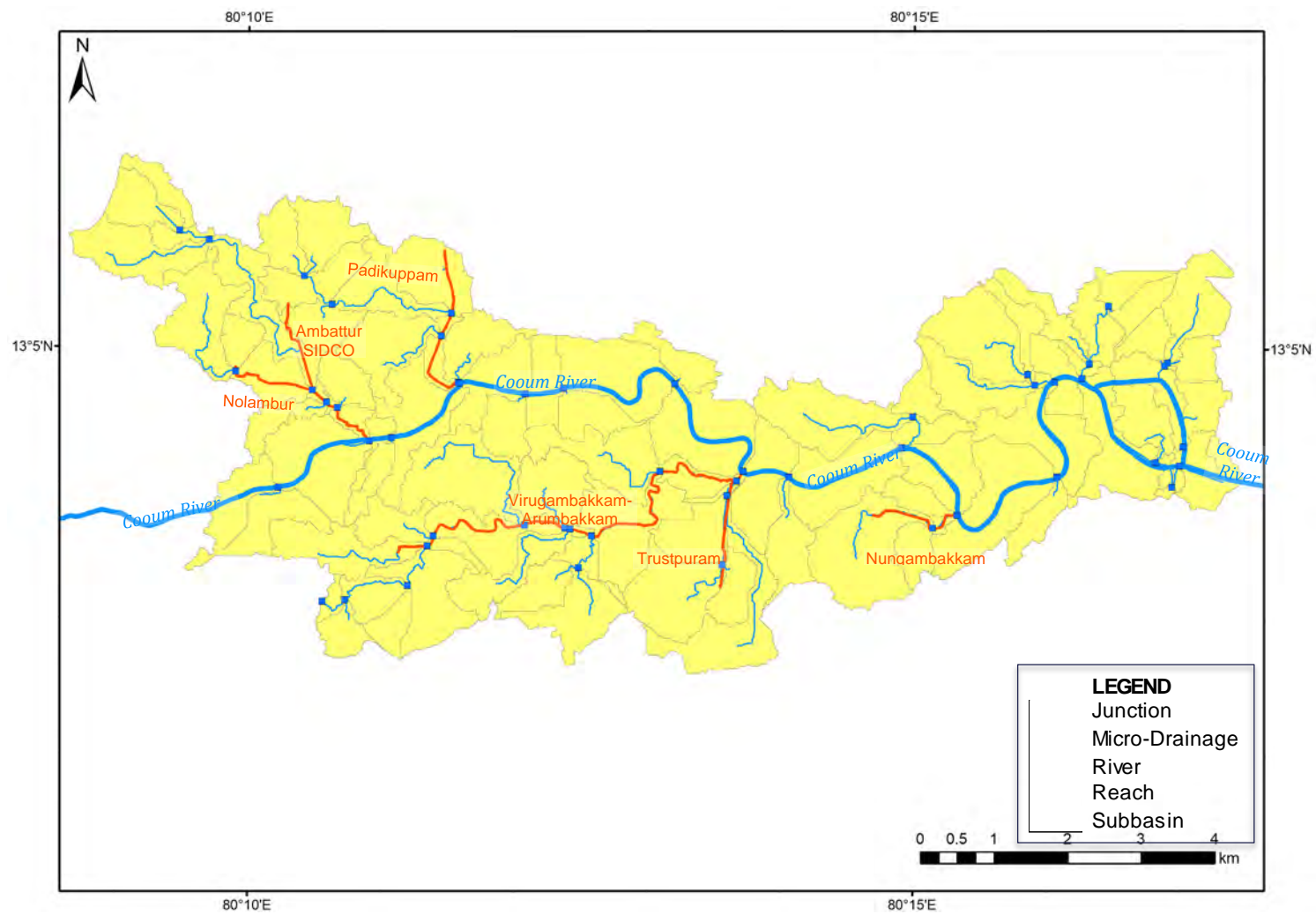
#### 3.4.3 Package 3 and Package4 Adyar 川および Cooum 川に接続する水路

Adyar 川および Coom 川に接続する水路については、次の 2 つの図に示す通りである。  
Adyar 川に接続する水路として 10 本、Cooum 川に接続する水路として 6 本を対象とする。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-90: Adyar 川流域と接続水路位置図



出典: JICA Expert Team

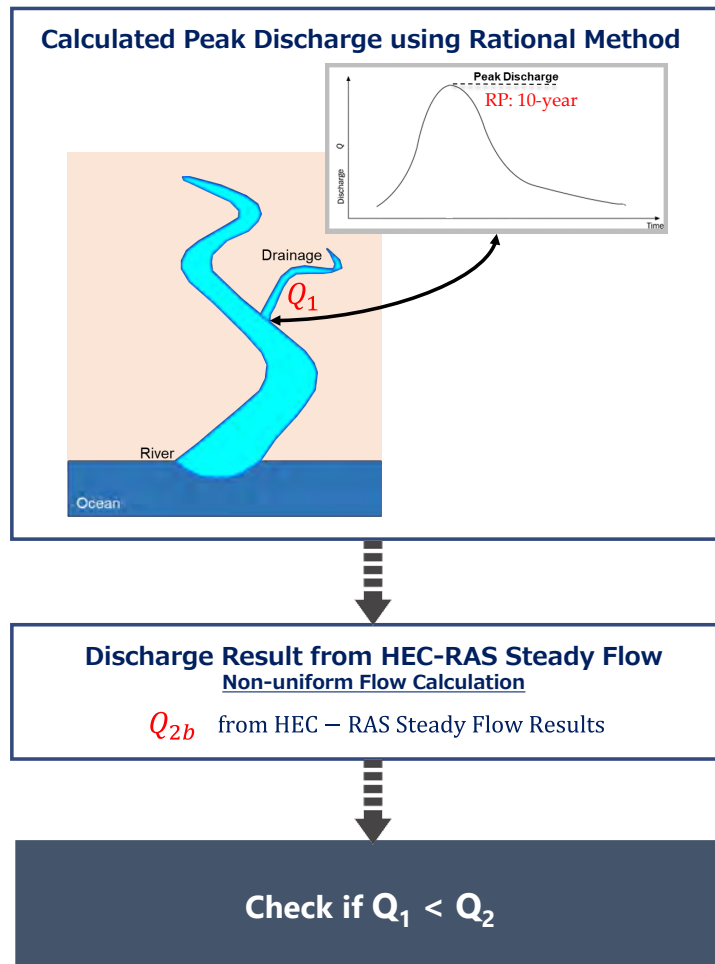
Figure 3-91: Cooum 川流域と接続水路位置図

### 3.4.3.1. 既存の水路の流下能力の評価

既存の水路の流下能力の評価は、以下の手順にて実施した。

- 合理式を用いて、既存の水路における設計ピーク流量を求める ( $Q_1$ )。ここでは NBC で実施した手法と同様の計算手法を用いた。
- HC-RAS モデルを用いて、不等流計算による既存の水路の流下能力を求める ( $Q_2$ )。
- $Q_1$  と  $Q_2$  を比較する。 $Q_1 < Q_2$  であれば既存の水路の流下能力が十分であることを示す。

$Q_1 > Q_2$  であれば、既存の水路の流下能力は十分でなく、水路の改善が必要である。次図に検討の手順を示す。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-92: 既存水路の能力評価方法

設計ピーク流量  $Q_1$  の計算過程を次の2つの表 Table 3-10 に示す。洪水到達時間は流入時間  $t_1$  と流下時間  $t_2$  との和とする。降雨強度は Adyar 流域では Meenubakam 地点の降雨観測データより得られた10年確率の降雨強度式  $I=68.257t^{-0.571}$  (mm/h) に洪水到達時間 (h) を代入して求めた。Cooum 川流域では Nungambakkam 地点の降雨観測データより得られた10年確率の降雨強度式  $I=66.601t^{-0.534}$  (mm/h) に洪水到達時間 (h) を代入して求めた。この  $I$  に流出係数  $C=0.8$ 、各水路の流域面積  $A$  (km<sup>2</sup>) を乗じ ( $Q=(1/3.6)CIA$ )、設計ピーク流量を求めた。

Table 3-10: Adyar 川流域の接続水路の設計ピーク流量の算出

Sl. No.	Canal	River Distance	Drainage area A	Inflow Area A'	Length km L	Length without of Inflow area L'	Slope S	inlet time t1 min	traveling time t2 min v manning	ToC tc=t1+t2 min	Runoff Coefficient C	I	I*1.1	Q Q=(1/3.6) CIA
Adyar												$y=68.257x^{(-0.571)}$		
1	Nandanam	4.761	2.47		1.087									
1-1	Upper Mambalam		1.99	0.574	2.135	1.174	0.001069	16	11	28	0.8	106.4	117.0	52
1-2	Lower Mambalam		2.47		1.087	1.087	0.002	28	9	36	0.8	91.1	100.3	55
	※ Inlet time t1 of “1-2Lower Mambalam” is same as the time of concentration of “1-1Upper Mambalam” tc													
2	Mambalam	5.371	2.18	0.232	5.798	2.858	0.001069	10	28	38	0.8	88.3	97.1	47
3	Celammal	7.639	0.91	0.691	0.33	0.33	0.003939	18	3	20	0.8	126.4	139.1	28
4	Guindy	8.499	1.55	0.405	1.658	1.658	0.003129	14	13	26	0.8	109.4	120.3	41
5	MGR	10.724	2.12	0.154	1.754	1.754	0.00382	8	12	21	0.8	125.4	137.9	65
6	Nandambakkam	11.905	4.51	0.81	3.334	3.334	0.00234	19	18	37	0.8	89.6	98.5	99
7	Manapakkam	15.871	7.04	1.46	7.006	7.006	0.00148	26	50	76	0.8	59.7	65.6	103
8	Kolapallam	16.768	1.18	0.285	2.923	2.923	0.002087	11	35	46	0.8	79.2	87.1	23
9	Kuradrathur	21.961	4.29	1.33	1.396	1.396	0.002919	24	11	35	0.8	92.8	102.1	97
10	Pammal	24.367	3.7	0.388	2.527	2.527	0.002374	13	20	34	0.8	95.1	104.6	86

出典: JICA Expert Team

Table 3-11: Cooum 川流域の接続水路の設計ピーク流量の算出

Sl. No.	Canal	River Distance	Drainage area A	Inflow Area A'	Length km L	Length without inflow area L'	Slope S	inlet time t1 min	traveling time t2 min v manning	ToC tc=t1+t2 min	Runoff Coefficient C	I	I*1.1	Q Q=(1/3.6)CIA
<b>Cooum</b>												I=66.6*tc <sup>(-0.534)</sup>		
1	Numgambakkam		1.96	1.598	1.35	1.35	0.00283	27	7	34	0.8	90.7	99.8	43
2	Truspuraam		2.27	0.432	1.49	1.49	0.00274	14	8	22	0.8	112.6	123.9	63
3	Viggrambakkam Arunbakkam													
	before confluence of Truspuraam		7.76	0.836	6.6	6.48	0.00084	19	52	72	0.8	60.6	66.7	115
	after confluence of Truspuraam		10.03	0.836	6.6	6.6	0.00084	19	53	73	0.8	60.2	66.2	148
4	Padikuppam		2.68	0.123	2.29	2.29	0.00088	7	20	28	0.8	100.2	110.2	66
5	Nodampur		2.13	0.641	2.34	1.124	0.00077	45	10	56	0.8	69.3	76.2	36
6	Ambattar SIDCO		0.93	0.641	1.35	1.35	0.00021	17	28	45	0.8	77.4	85.1	18

※ Inlet time t1 of Nodampur is flood concentration time tc of Ambattar SIDCO

出典: JICA Expert Team

なお Q2 の算出にあたっては、対象水路の流域を小流域に分割し、小流域流入地点での流域面積比により流量配分を設定し、計画断面を求めた。次表およびそれに続く図は各水路の流域分割について示す。

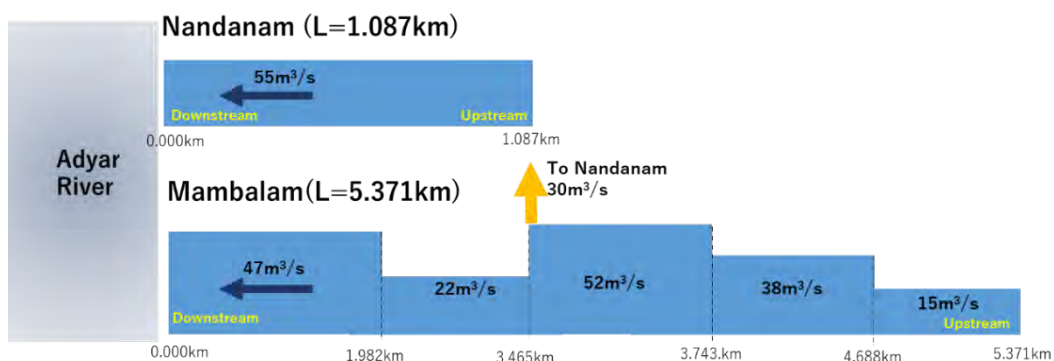


小流域流入地点での流域面積比と流量配分 (Nambalar)

Distance (km)	Sub-basin Division(km <sup>2</sup> )	Acc. Area (km <sup>2</sup> )	Acc. Area Ratio	Flow Allocation
4.688-5.371	0.5744	0.5744	0.288	15
3.743-4.688	0.8992	1.4736	0.740	38
3.465-3.743	0.5177	1.9913	1.000	52
0.000-1.087	0.4778	2.4691		55

小流域流入地点での流域面積比と流量配分 (Mambalar)

Distance (km)	Sub-basin Division(km <sup>2</sup> )	Acc. Area (km <sup>2</sup> )	Acc. Area Ratio	Flow Allocation
1.982-3.465	1.0311	1.0311	0.475	22
0.000-1.982	1.1393	2.1704	1.000	47



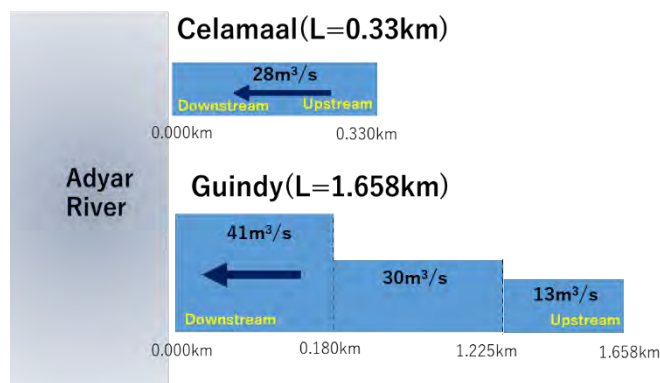
出典: JICA Expert Team

Figure 3-93: 流域分割と流量配分図 - Nandanam and Mambalam



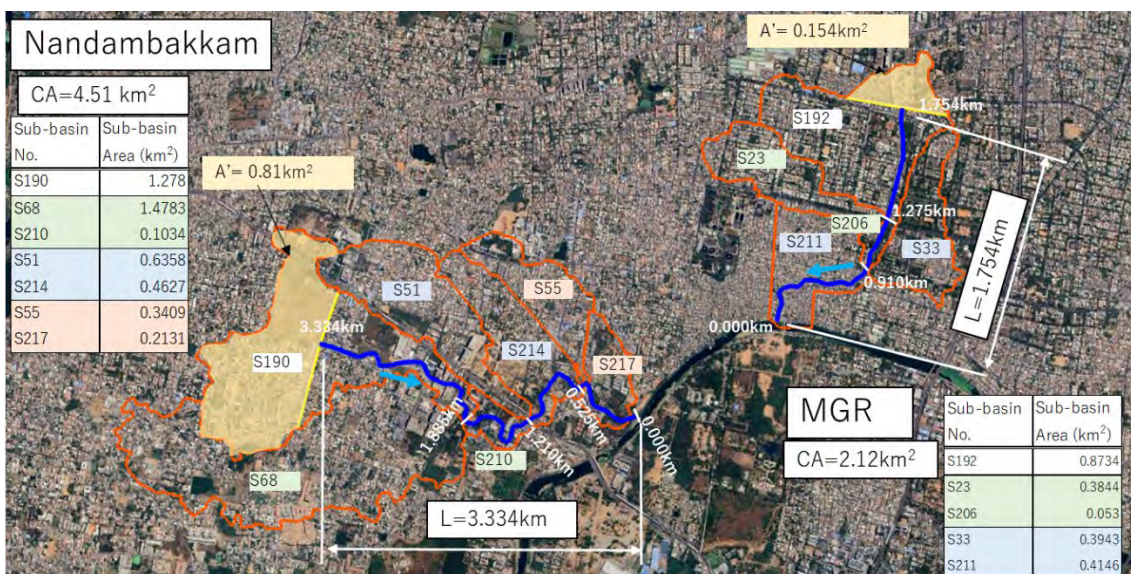
小流域流入地点での流域面積比と流量配分 (Guindy)

Distance (km)	Sub-basin Division(km <sup>2</sup> )	Acc. Area (km <sup>2</sup> )	Acc. Area Ratio	Flow Allocation
1.225-1.658	0.508	0.508	0.327	13
0.180-1.225	0.6106	1.1186	0.721	30
0.000-0.180	0.4336	1.5522	1.000	41



出典: JICA Expert Team

Figure 3-94: 流域分割と流量配分図 – Calammal and Guindy

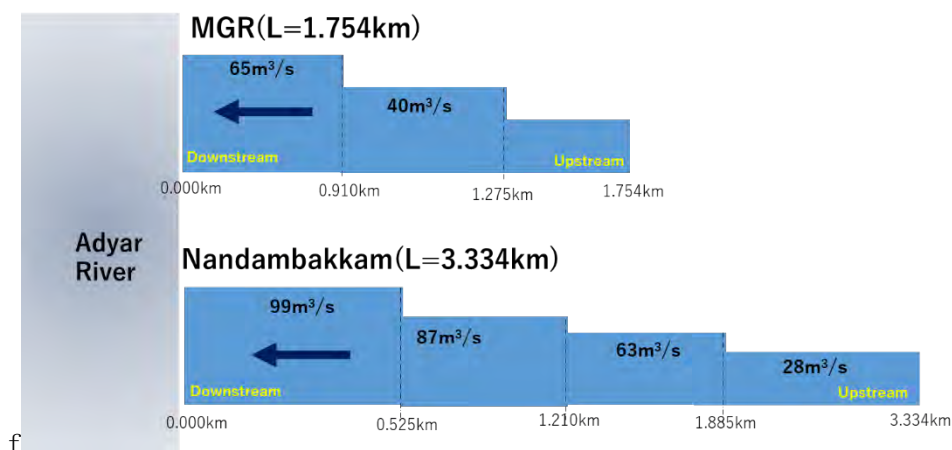


小流域流入地点での流域面積比と流量配分 (MGR)

Distance (km)	Sub-basin Division(km <sup>2</sup> )	Acc. Area (km <sup>2</sup> )	Acc. Area Ratio	Flow Allocation
1.275-1.754	0.8734	0.8734	0.412	27
0.910 -1.275	0.4374	1.3108	0.618	40
0.000-0.910	0.8089	2.1197	1.000	65

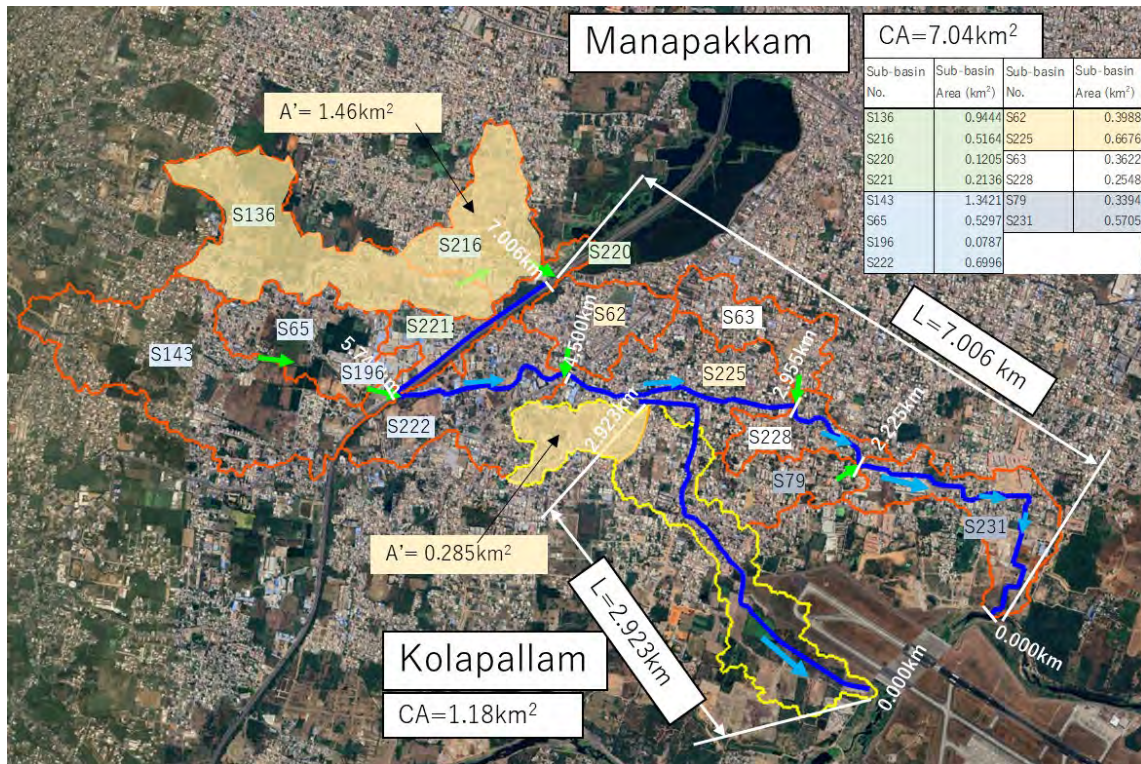
小流域流入地点での流域面積比と流量配分 (Nandambakkam)

Distance (km)	Sub-basin Division(km <sup>2</sup> )	Acc. Area (km <sup>2</sup> )	Acc. Area Ratio	Flow Allocation
1.885-3.334	1.278	1.278	0.283	28
1.210-1885	1.5817	2.8597	0.634	63
0.525-1.210	1.0985	3.9582	0.877	87
0.000-0.525	0.554	4.5122	1.000	99



出典: JICA Expert Team

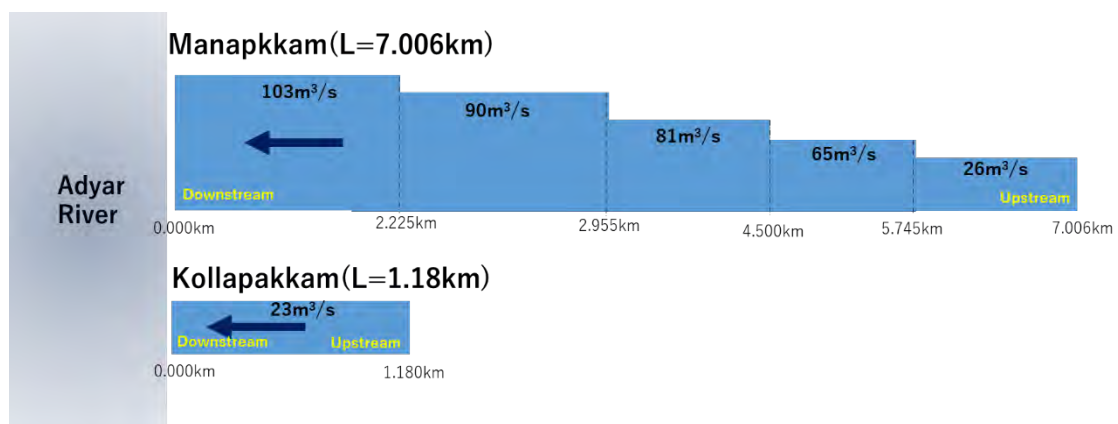
Figure 3-95: 流域分割と流量配分図 – MGR and Nandambakkam



CA=7.04km <sup>2</sup>			
Sub-basin No.	Sub-basin Area (km <sup>2</sup> )	Sub-basin No.	Sub-basin Area (km <sup>2</sup> )
S136	0.9444	S62	0.3988
S216	0.5164	S225	0.6676
S220	0.1205	S63	0.3622
S221	0.2136	S228	0.2548
S143	1.3421	S79	0.3394
S65	0.5297	S231	0.5705
S196	0.0787		
S222	0.6996		

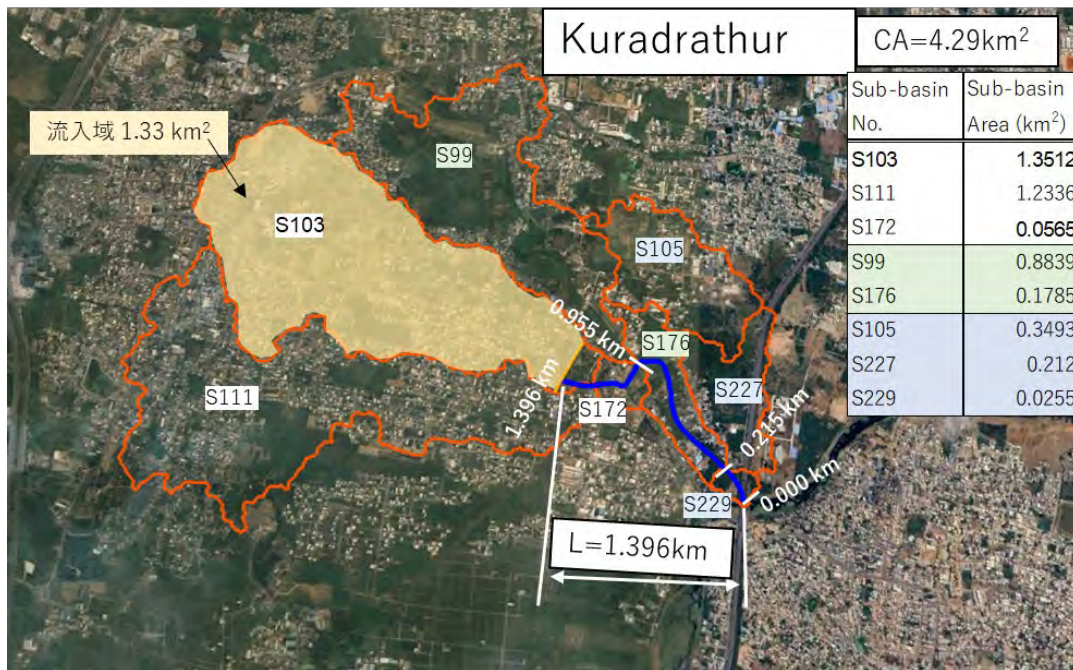
小流域流入地点での流域面積比と流量配分 (Manapakkam)

Distance (km)	Sub-basin Division(km <sup>2</sup> )	Acc. Area (km <sup>2</sup> )	Acc. Area Ratio	Flow Allocation
5.745-7.006	1.7949	1.7949	0.255	26
4.500-5.745	2.6501	4.445	0.632	65
2.955-4.500	1.0664	5.5114	0.783	81
2.225-2.955	0.617	6.1284	0.871	90
0.000-2.225	0.9099	7.0383	1.000	103



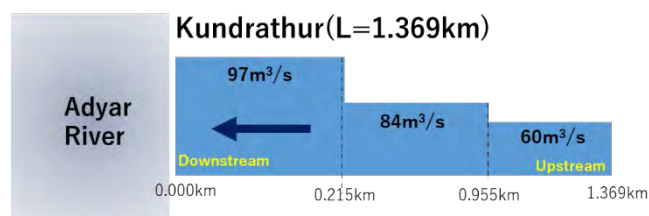
出典: JICA Expert Team

Figure 3-96: 流域分割と流量配分図 – Manapallam and Kolapallam



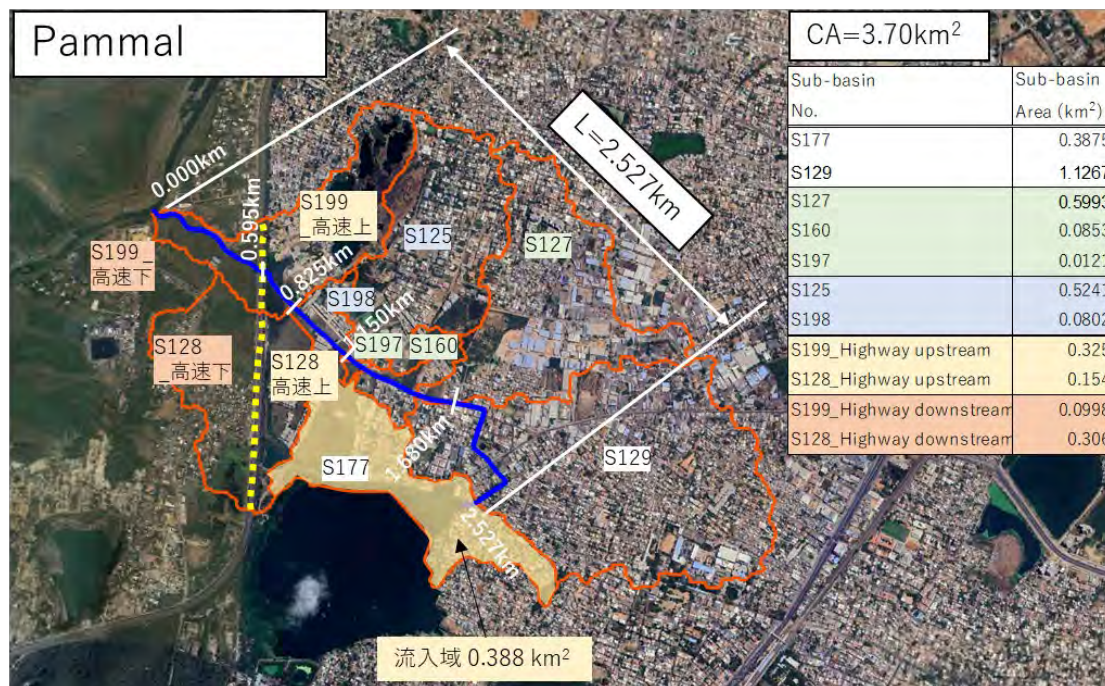
小流域流入地点での流域面積比と流量配分 (Kuradrathur)

Distance (km)	Sub-basin Division (km <sup>2</sup> )	Acc. Area (km <sup>2</sup> )	Acc. Area Ratio	Flow Allocation
0.955-1.396	2.6413	2.6413	0.616	60
0.215-0.955	1.0624	3.7037	0.863	84
0.000-0.215	0.5868	4.2905	1.000	97



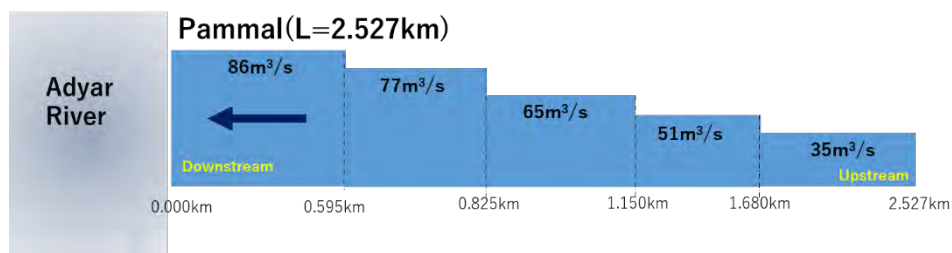
出典: JICA Expert Team

Figure 3-97: 流域分割と流量配分図 – Kundrathur



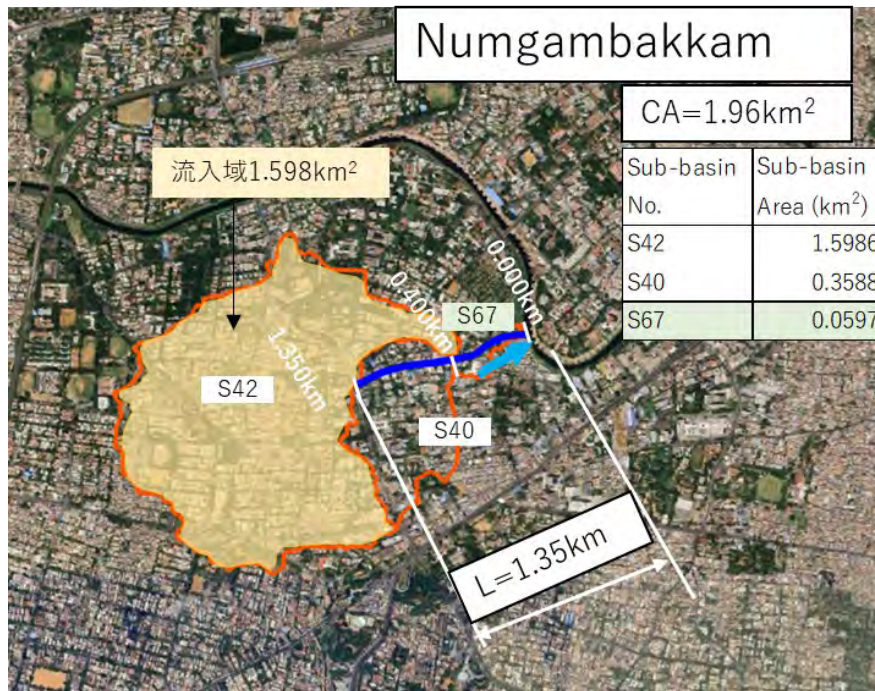
小流域流入地点での流域面積比と流量配分 (Pammal)

Distance (km)	Sub-basin Division (km <sup>2</sup> )	Acc. Area (km <sup>2</sup> )	Acc. Area Ratio	Flow Allocation
1.680-2.527	1.5142	1.5142	0.409	35
1.150-1.680	0.6967	2.2109	0.598	51
0.825-1.150	0.6043	2.8152	0.761	65
0.595-0.825	0.479	3.2942	0.890	77
0.000-0.595	0.4058	3.7	1.000	86



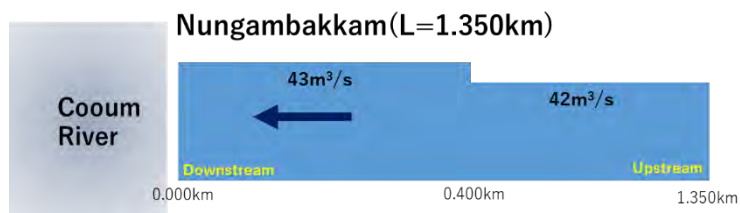
出典: JICA Expert Team

Figure 3-98: 流域分割と流量配分図 – Pammal



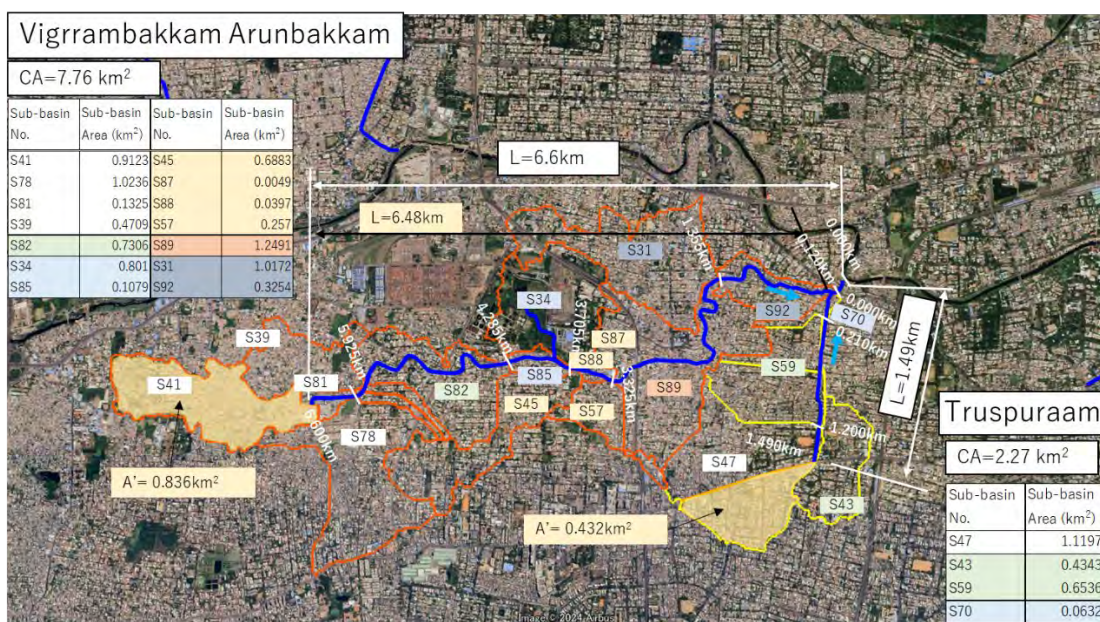
小流域流入地点での流域面積比と流量配分 (Numgambakkam)

Distance (km)	Sub-basin Division(km <sup>2</sup> )	Acc. Area (km <sup>2</sup> )	Acc. Area Ratio	Flow Allocation
0.400-1.350	1.9574	1.9574	0.970	42
0.000-0.400	0.0597	2.0171	1.000	43



出典: JICA Expert Team

Figure 3-99: 流域分割と流量配分図 - Nungambakkam

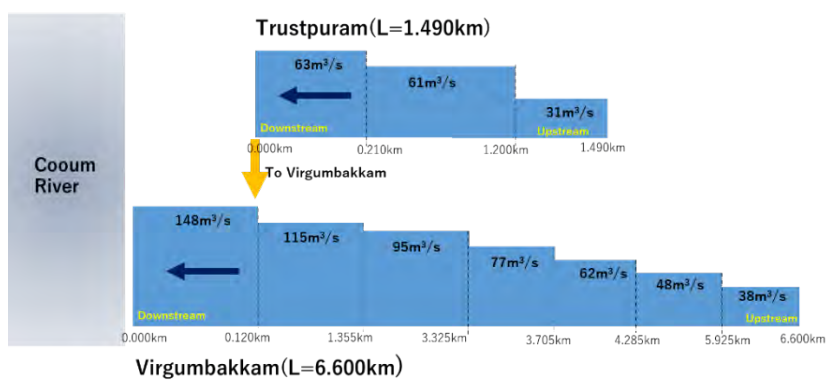


小流域流入地点での流域面積比と流量配分 (Truspuraam)

Distance (km)	Sub-basin Division (km <sup>2</sup> )	Acc. Area (km <sup>2</sup> )	Acc. Area Ratio	Flow Allocation
1.200-1.490	1.1197	1.1197	0.493	31
0.210-1.200	1.0879	2.2076	0.972	61
0.000-0.210	0.0632	2.2708	1.000	63

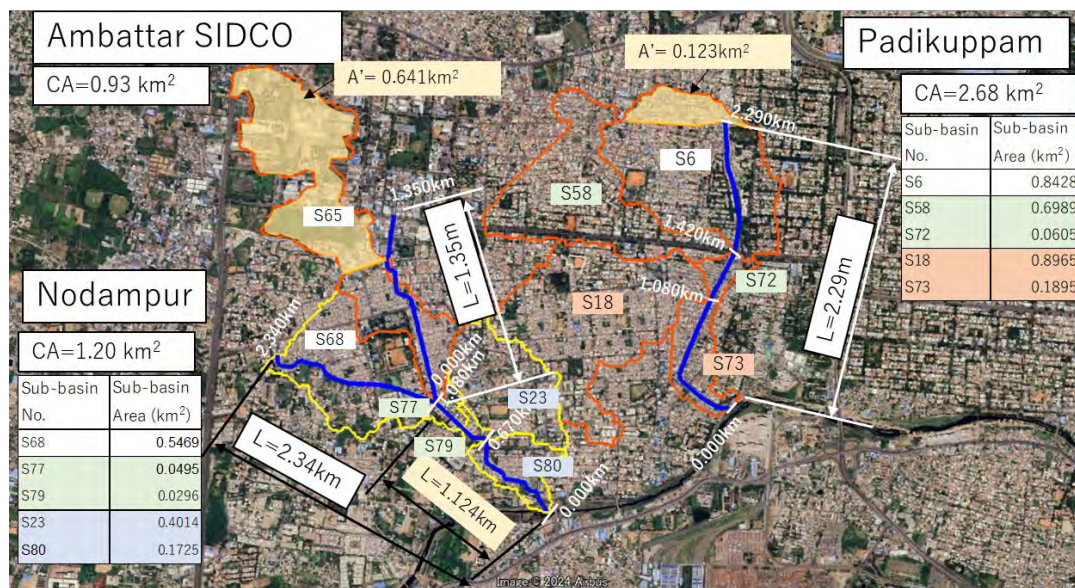
小流域流入地点での流域面積比と流量配分 (Virugambakkam\_Arumb.)

Distance (km)	Sub-basin Division (km <sup>2</sup> )	Acc. Area (km <sup>2</sup> )	Acc. Area Ratio	Flow Allocation
5.925-6.600	2.5393	2.5393	0.327	38
4.285-5.925	0.7306	3.2699	0.421	48
3.705-4.285	0.9089	4.1788	0.538	62
3.325-3.705	0.9899	5.1687	0.666	77
1.355-3.325	1.2491	6.4178	0.827	95
0.000-1.355	1.3426	7.7604	1.000	115



出典: JICA Expert Team

Figure 3-100: 流域分割と流量配分図- Truspuraam and Virugambakkam

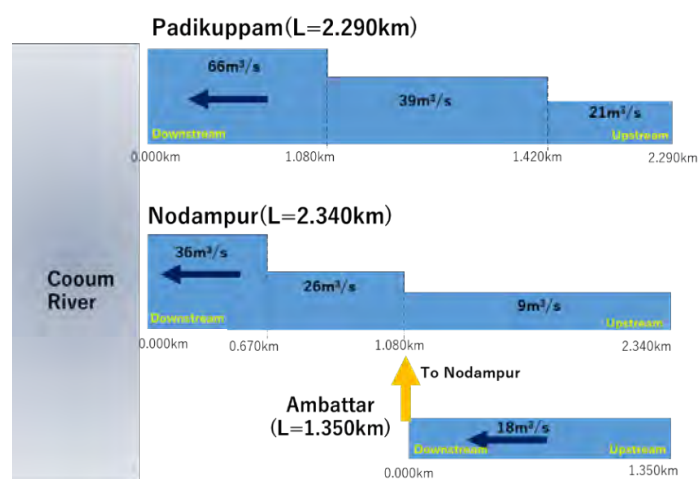


小流域流入地点での流域面積比と流量配分 (Padikuppam)

Distance (km)	Sub-basin Division(km <sup>2</sup> )	Acc. Area (km <sup>2</sup> )	Acc. Area Ratio	Flow Allocation
1.420-2.290	0.8428	0.8428	0.314	21
1.080-1.420	0.7594	1.6022	0.596	39
0.000-1.080	1.086	2.6882	1.000	66

小流域流入地点での流域面積比と流量配分 (Nolampur)

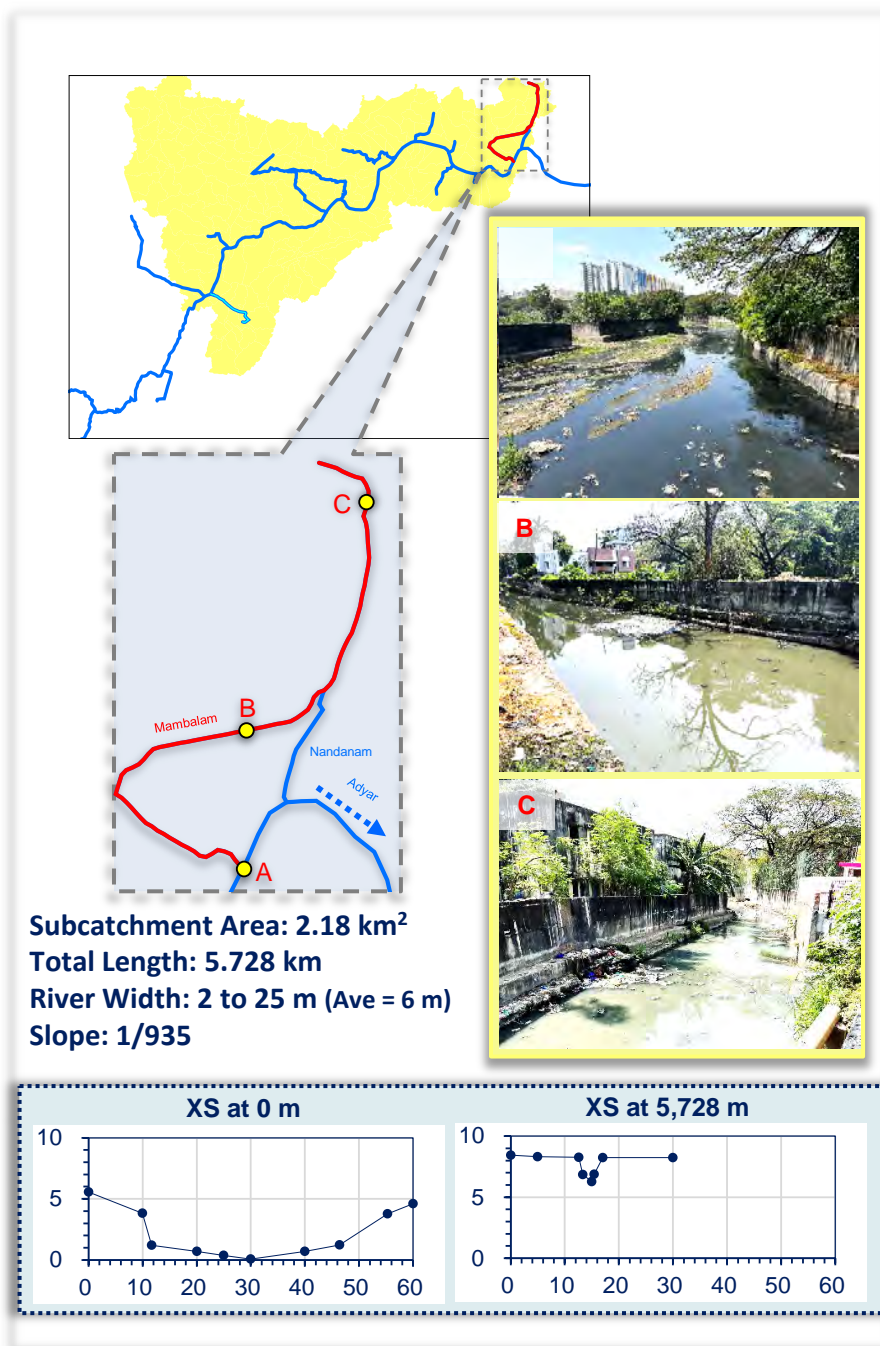
Distance (km)	Sub-basin Division(km <sup>2</sup> )	Acc. Area (km <sup>2</sup> )	Acc. Area Ratio	Flow Allocation
1.080-2.340	0.5469	0.5469	0.257	9
0.670-1.080	0.0791	1.5545	0.730	26
0.000-0.670	0.5739	2.1284	1.000	36



出典: JICA Expert Team

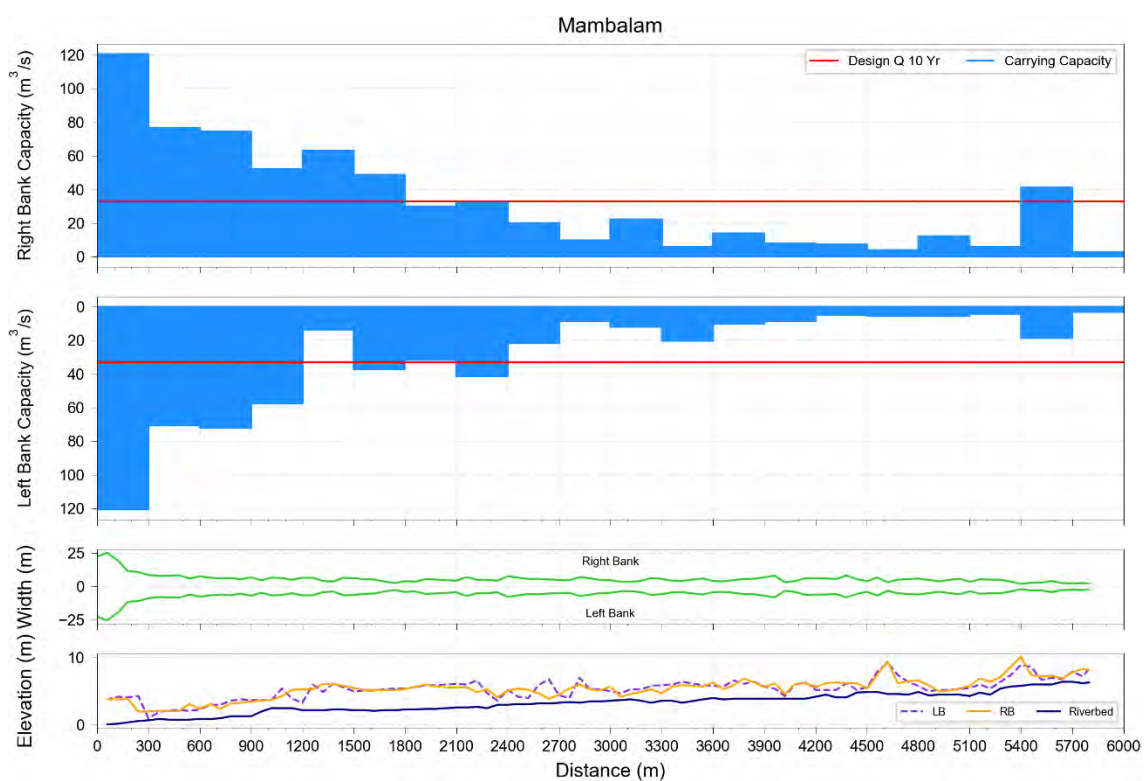
Figure 3-101: 流域分割と流量配分図 - Padikuppam, Nolampur and Ambattur

既存水路の代表例として次の2つの図に Adyar 川流域の Mamabalam を示す。同水路は全長約 6km、平均河床勾配は 1/935、平均水路幅は 6m である。水路の流下能力は平均で 30m<sup>3</sup>/s である。Adyar 川との合流地点は 100m<sup>3</sup>/s を超える流下能力があるものの上流から中流部にかけては 10m<sup>3</sup>/s 程度である。



出典: JICA Expert Team

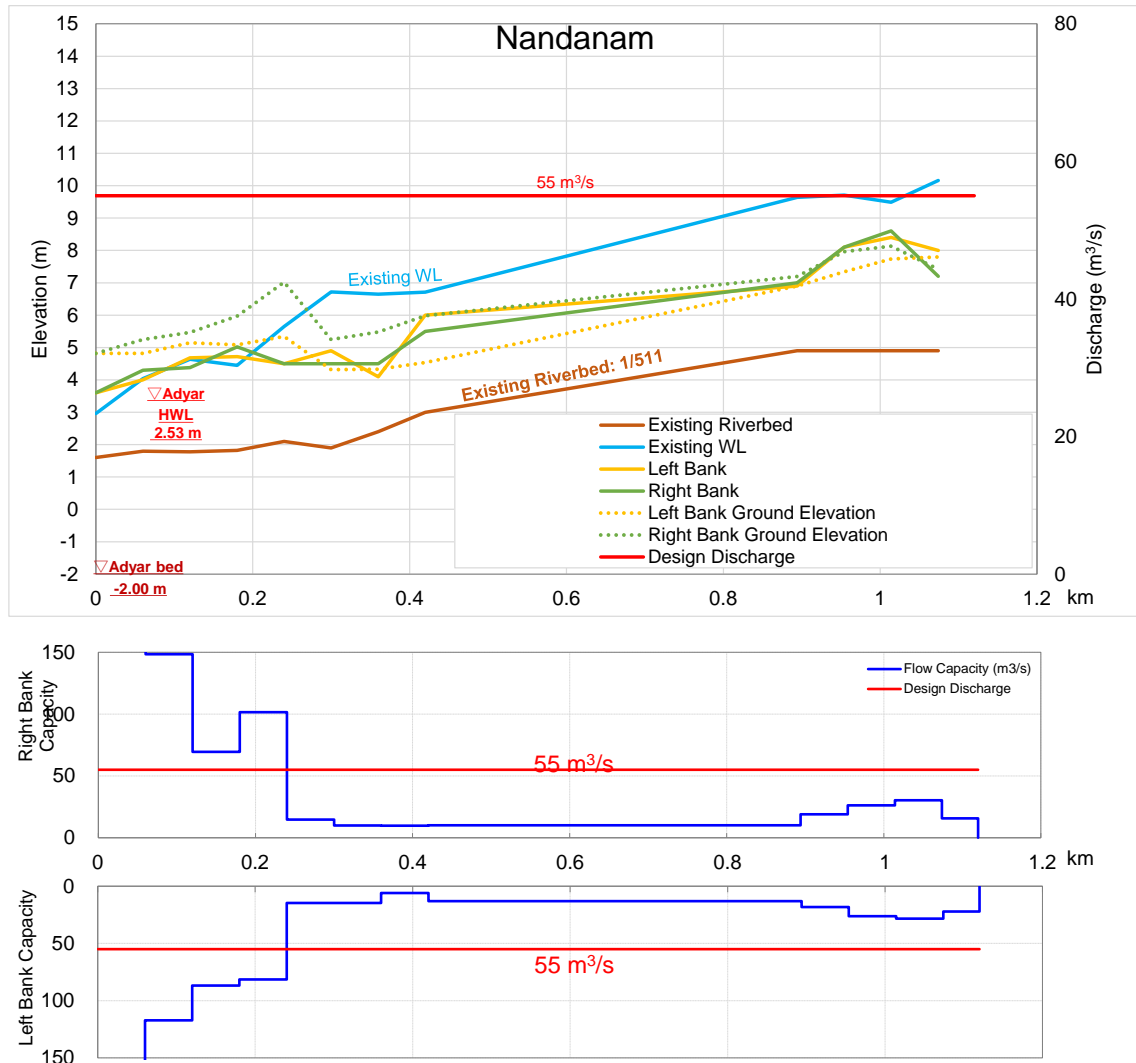
Figure 3-102: Mambalam 水路の概況



出典: JICA Expert Team

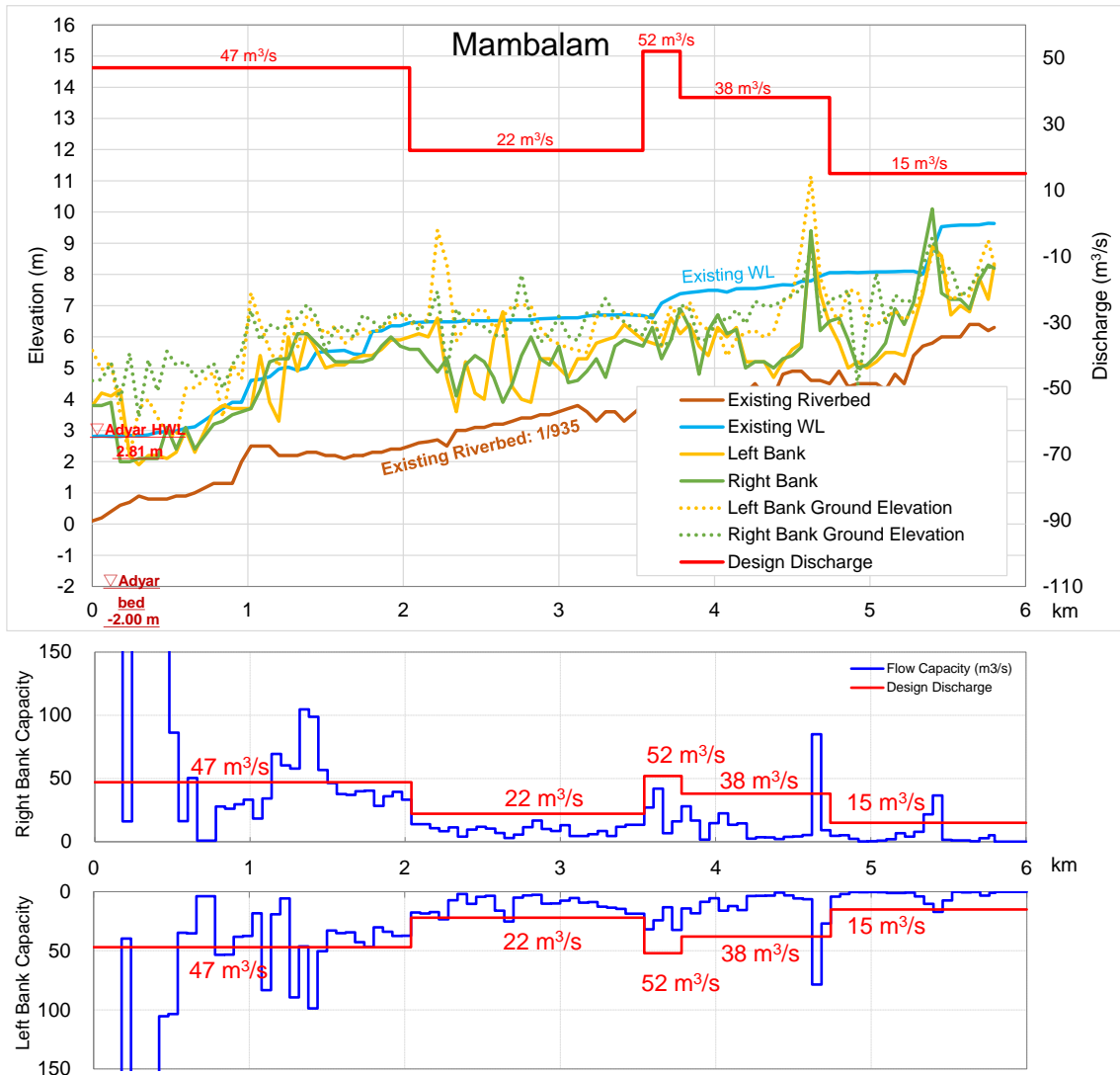
**Figure 3-103: Mambalam 水路の現況流下能力**

各水 において Nandambakkam を除く 9 つの水路の流下能力が不足している。また Cooum 川流域において Nolambur、Ambattur を除く 4 つの水路の流下能力が不足している。



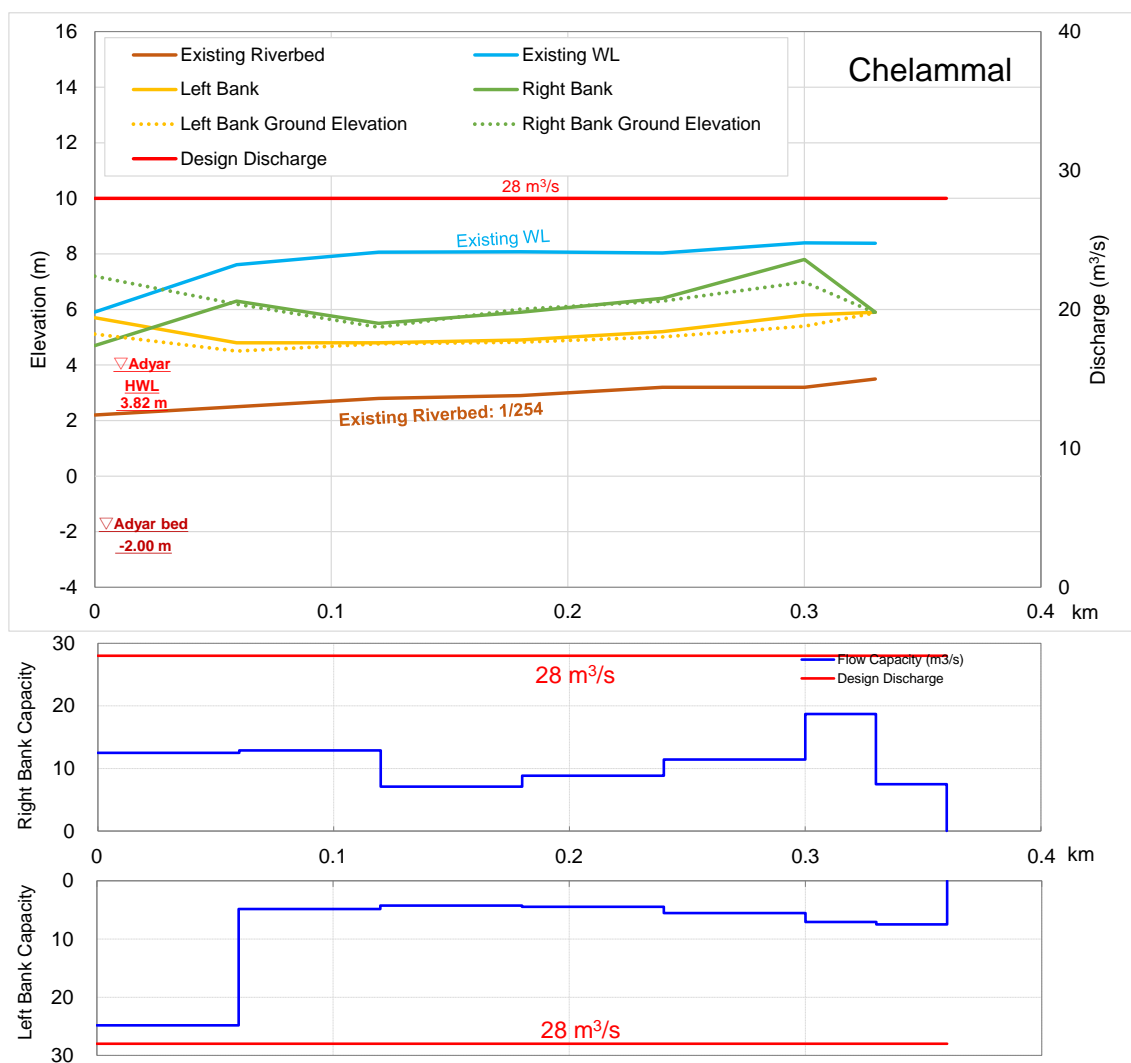
出典: JICA Expert Team

Figure 3-104: 現況の流量と水位 Nandanam



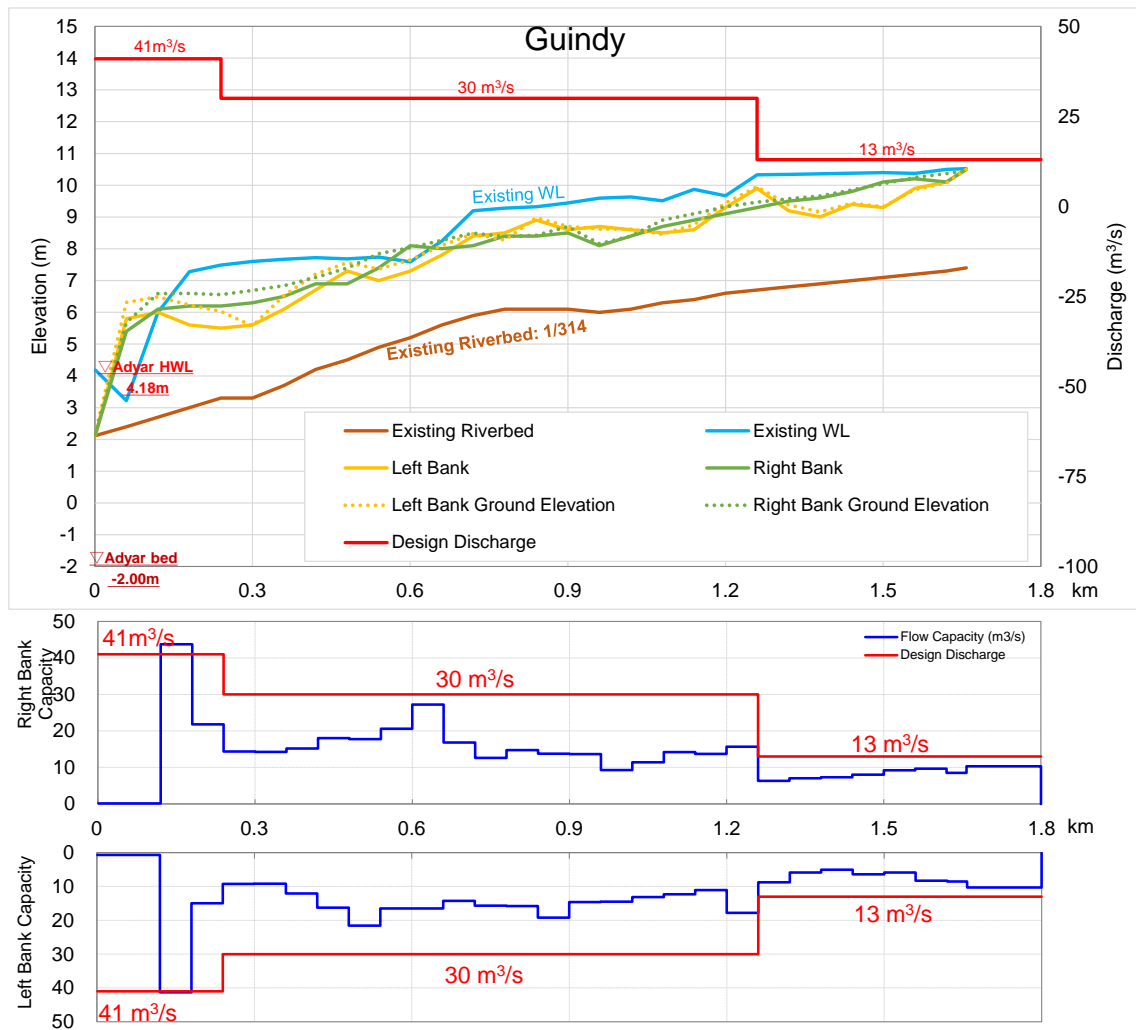
出典: JICA Expert Team

Figure 3-105: 現況の流量と水位 Mambalam



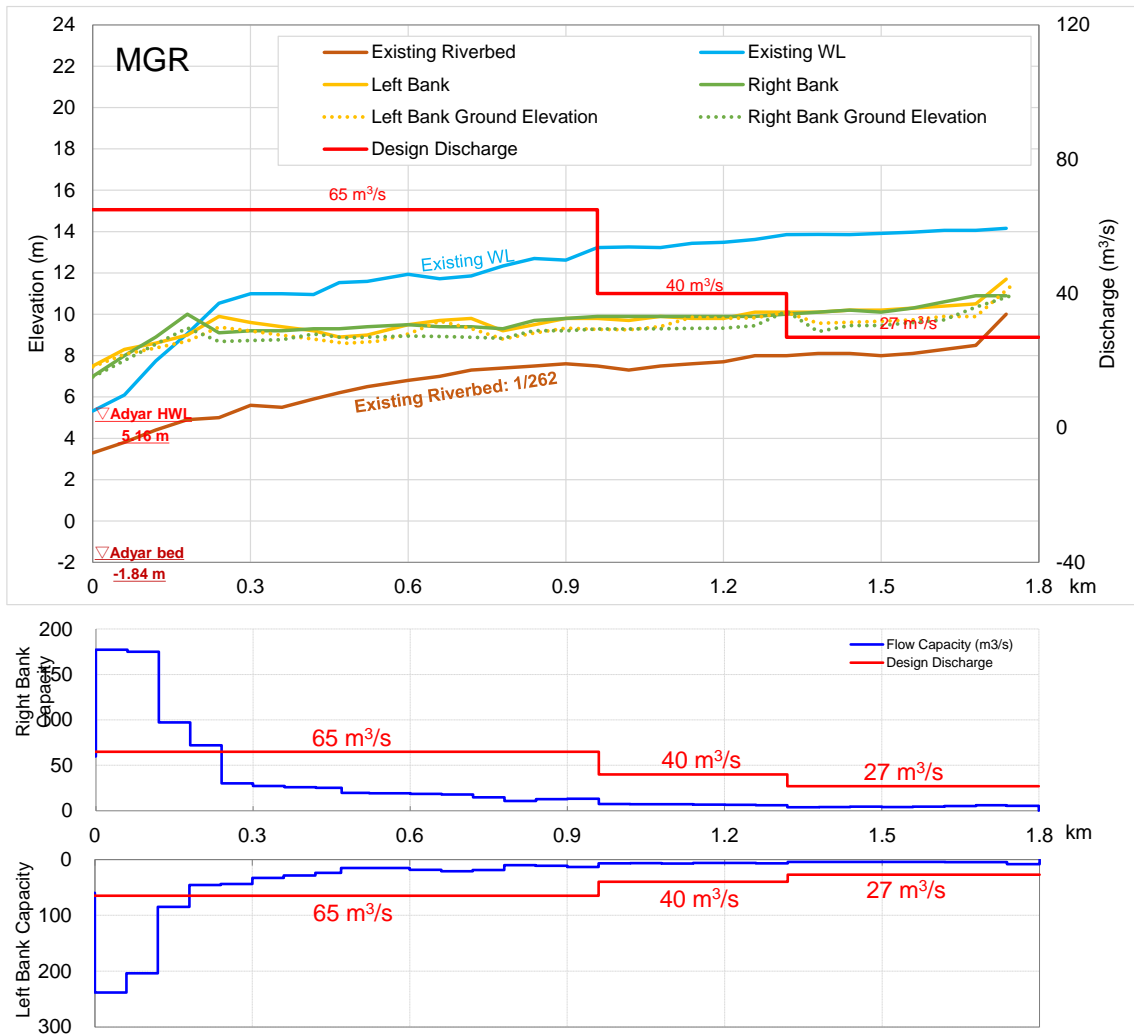
出典: JICA Expert Team

Figure 3-106: 現況の流量と水位 Chalammal



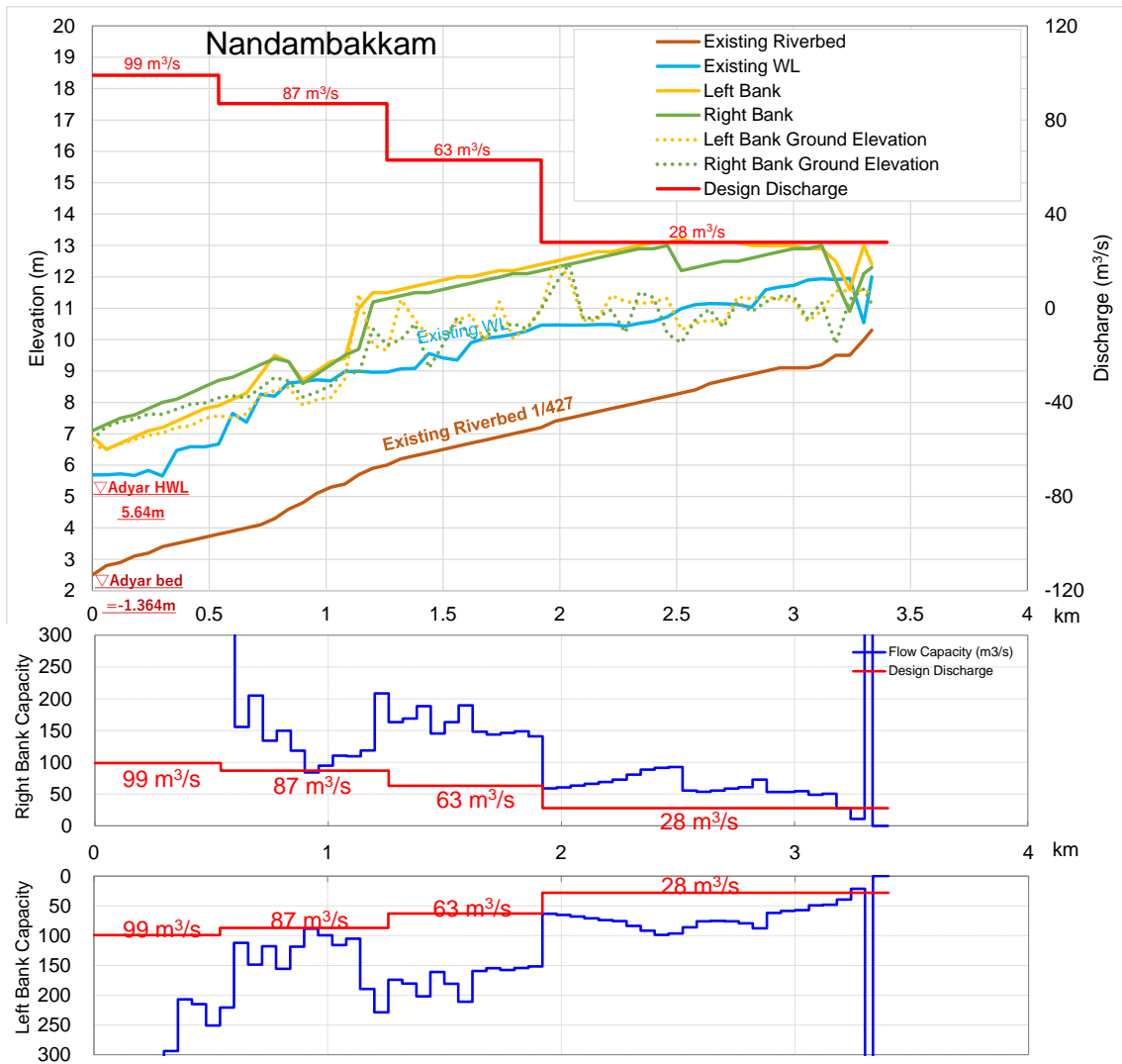
出典: JICA Expert Tea

Figure 3-107: 現況の流量と水位 Guindy



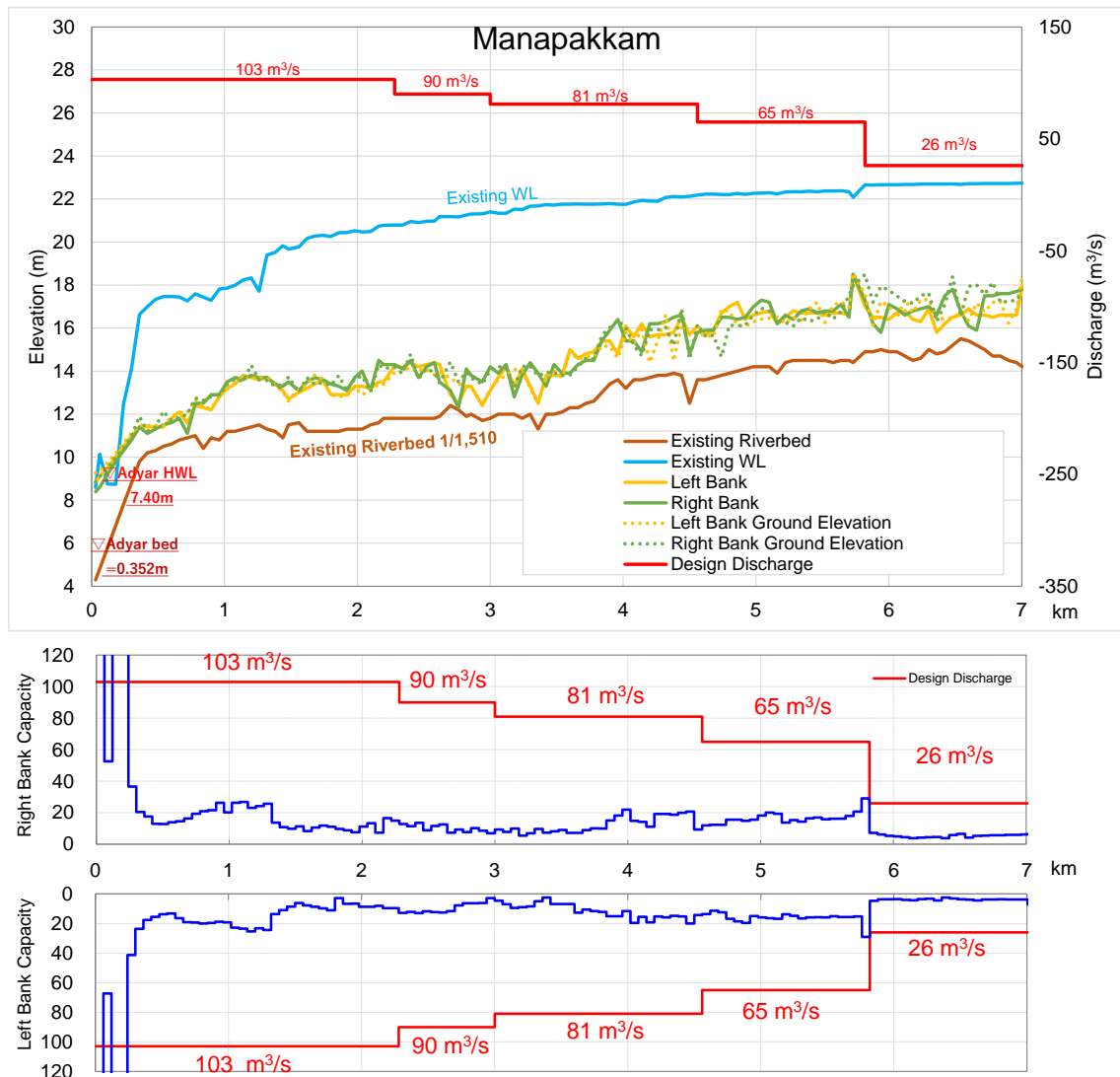
出典: JICA Expert Team

Figure 3-108: 現況の流量と水位 MGR



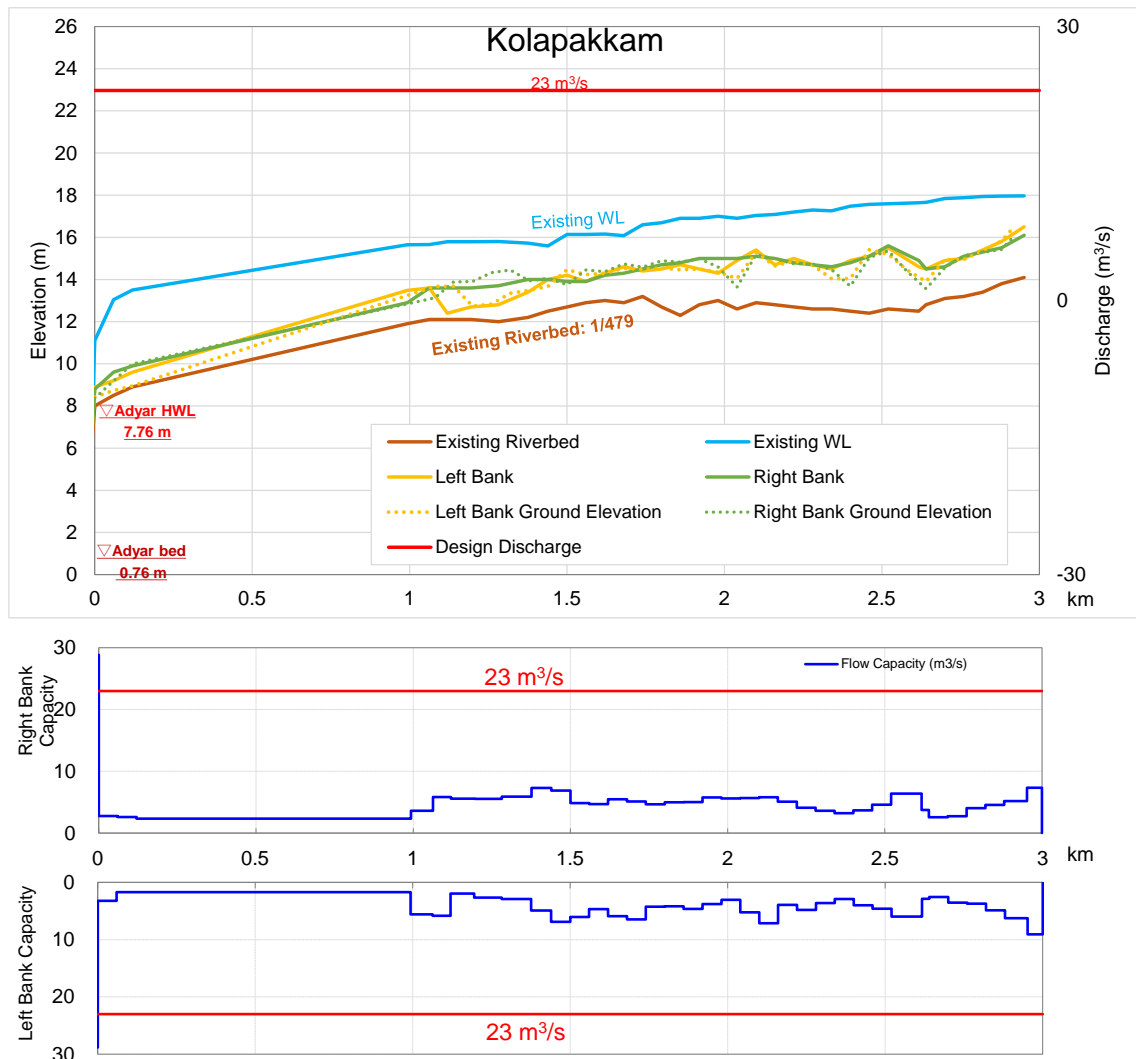
出典: JICA Expert Team

Figure 3-109: 現況の流量と水位 Nandambakkam



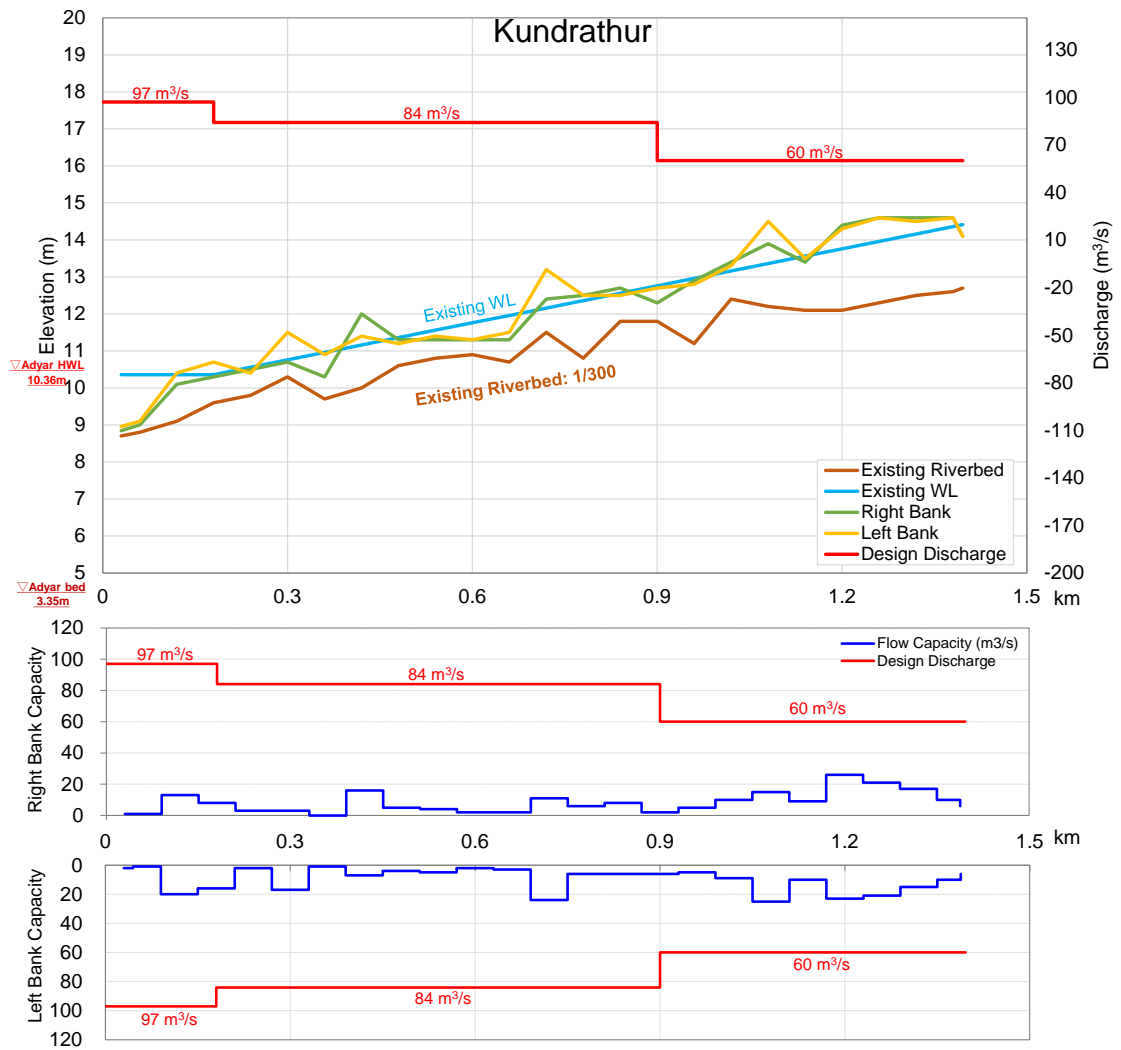
出典: JICA Expert Team

Figure 3-110: 現況の流量と水位 Manapakkam



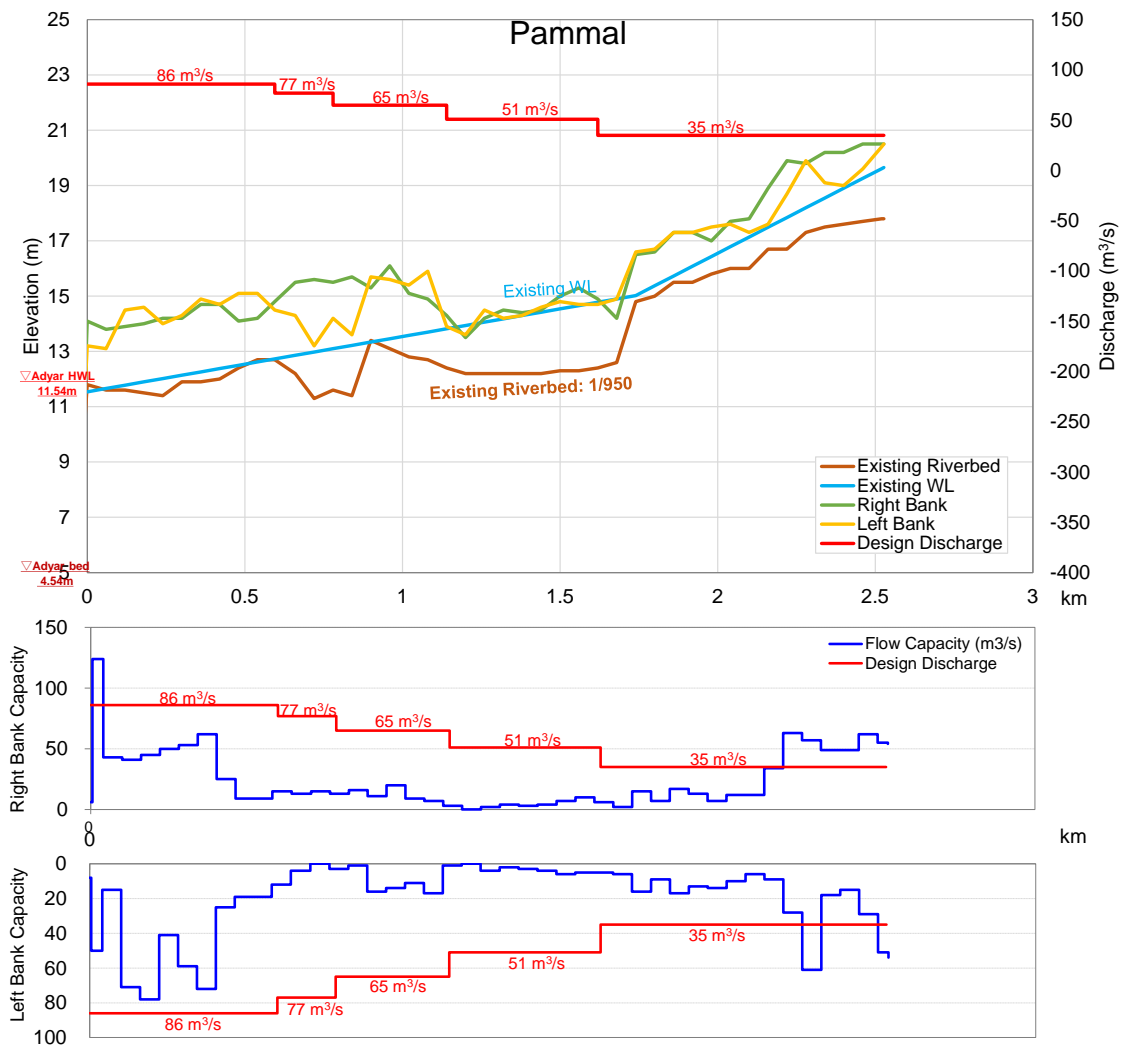
出典: JICA Expert Team

Figure 3-111: 現況の流量と水位 Kolapakkam



出典: JICA Expert Team

Figure 3-112: 現況の流量と水位 Kundrathur



出典: JICA Expert Team

Figure 3-113: 現況の流量と水位 Pammal

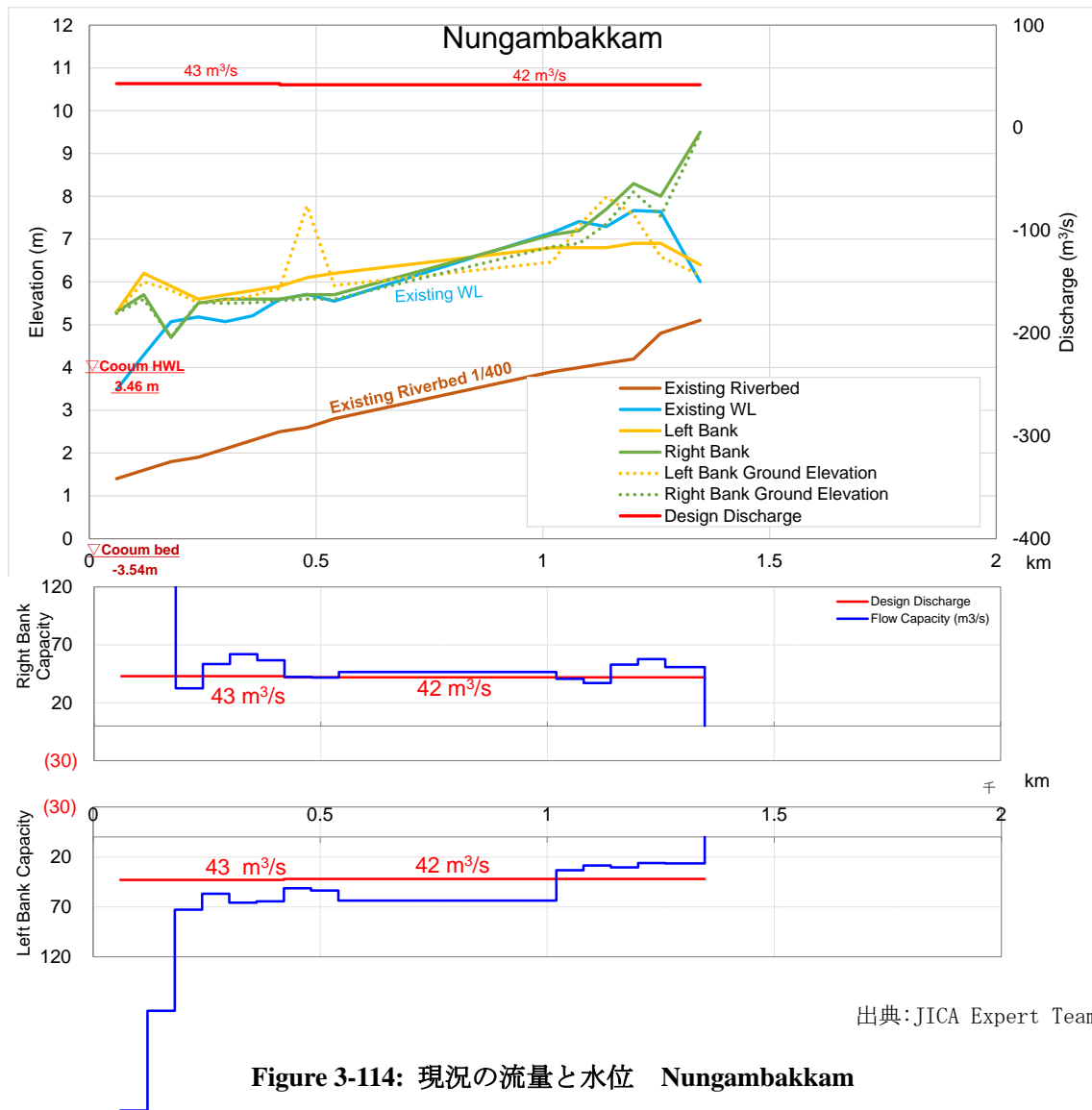
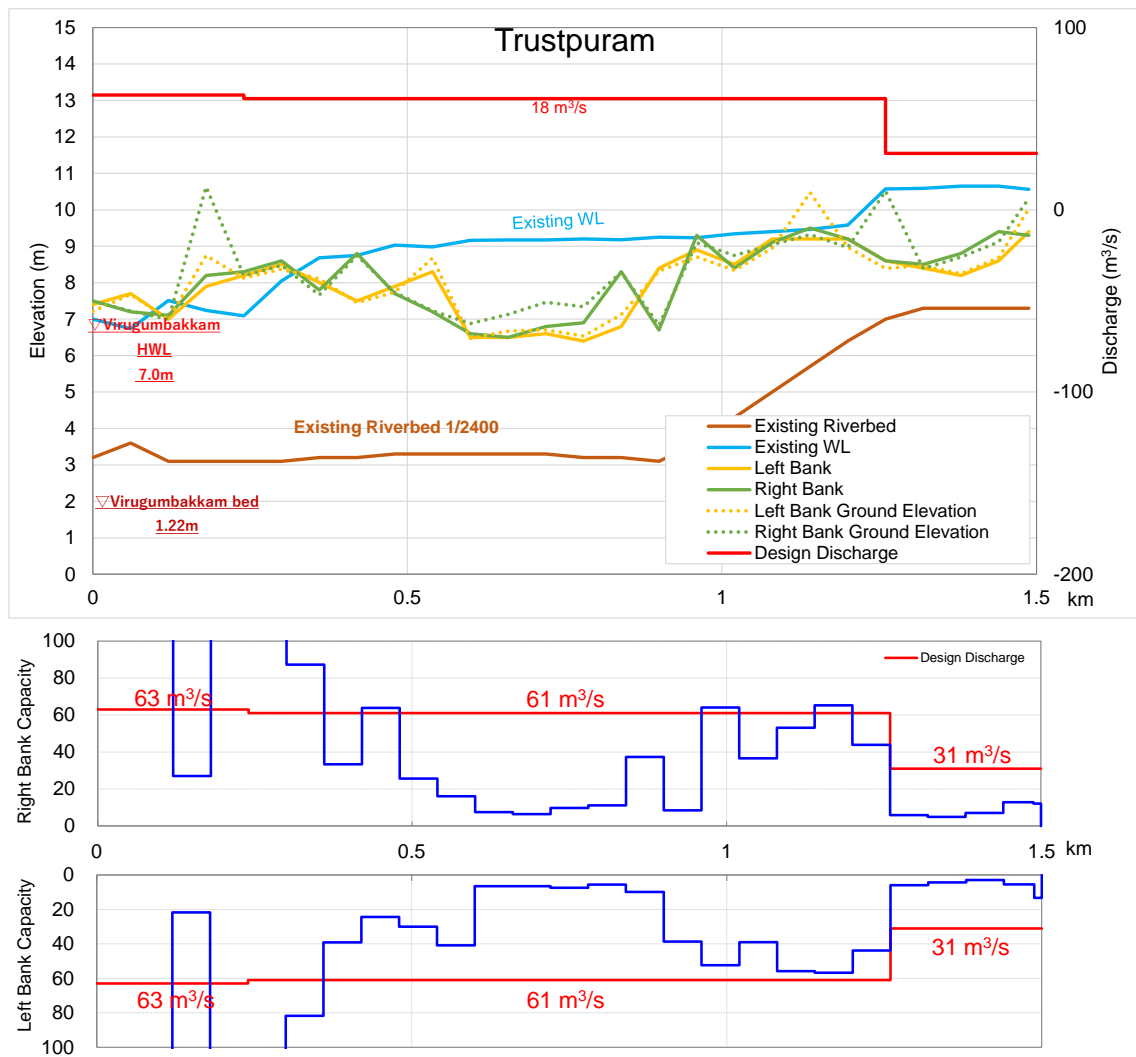
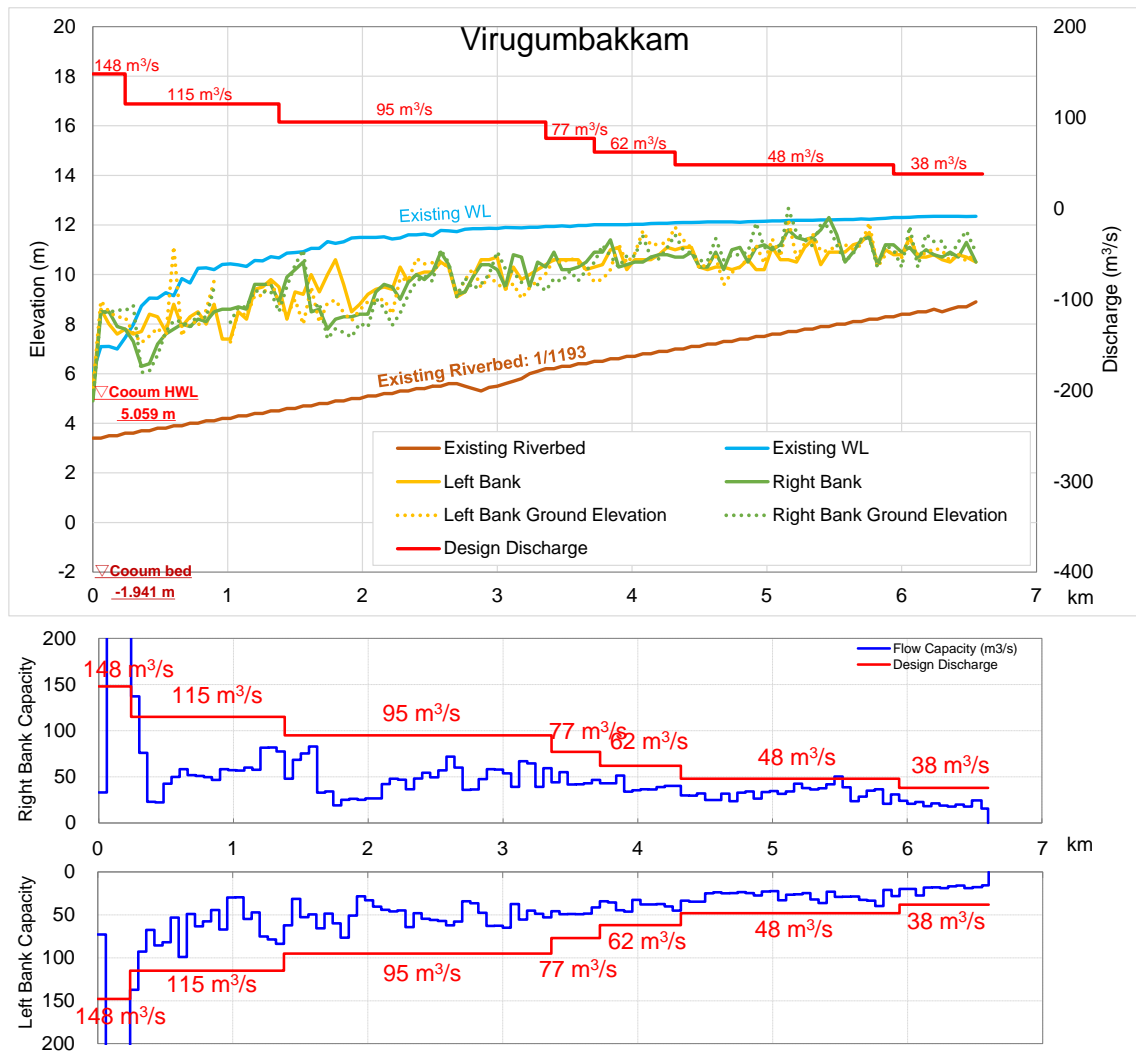


Figure 3-114: 現況の流量と水位 Nungambakkam



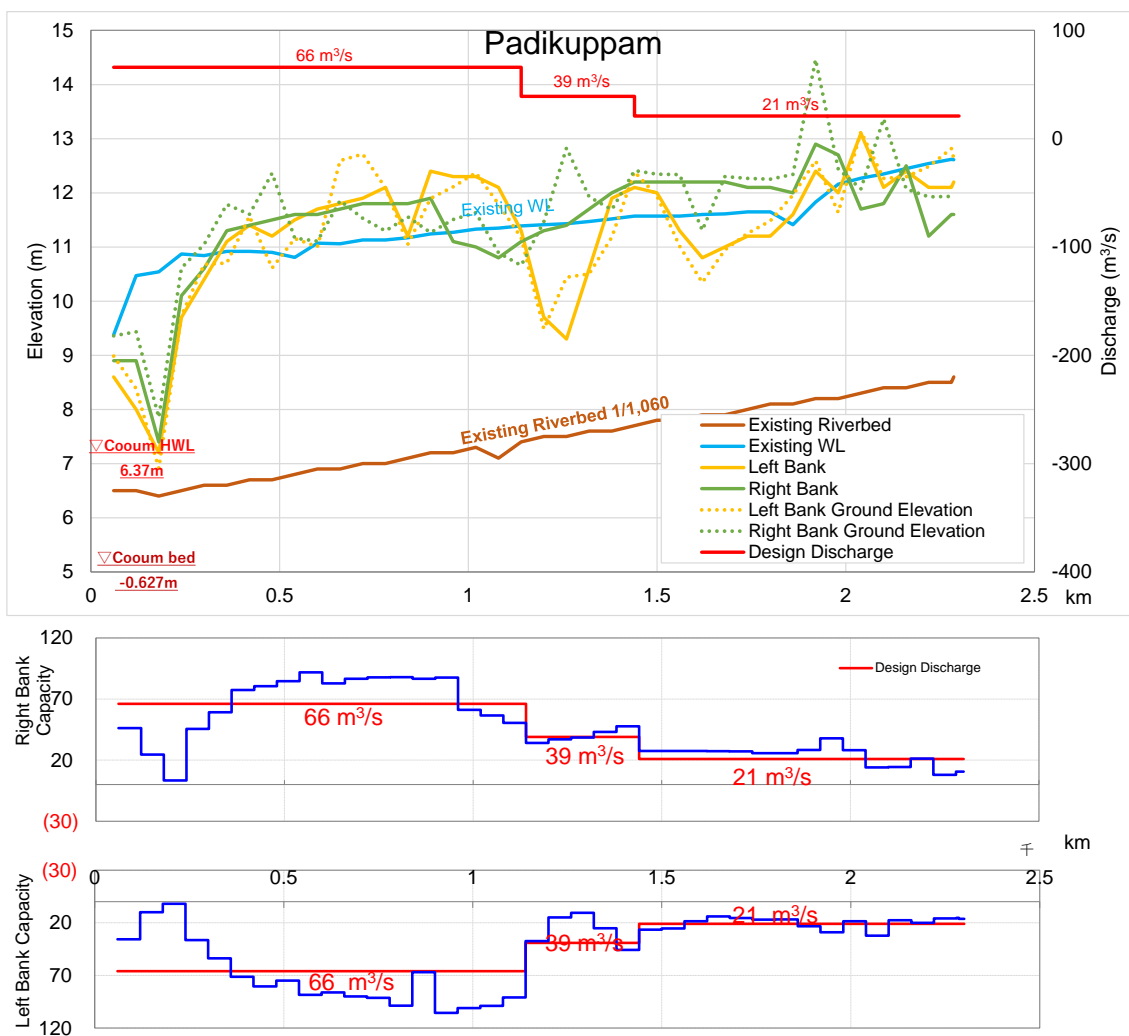
出典: JICA Expert Team

Figure 3-115: 現況の流量と水位 Trustpuram



出典: JICA Expert Team

Figure 3-116: 現況の流量と水位 Virugumbakkam



出典: JICA Expert Team

Figure 3-117: 現況の流量と水位 Padikuppam

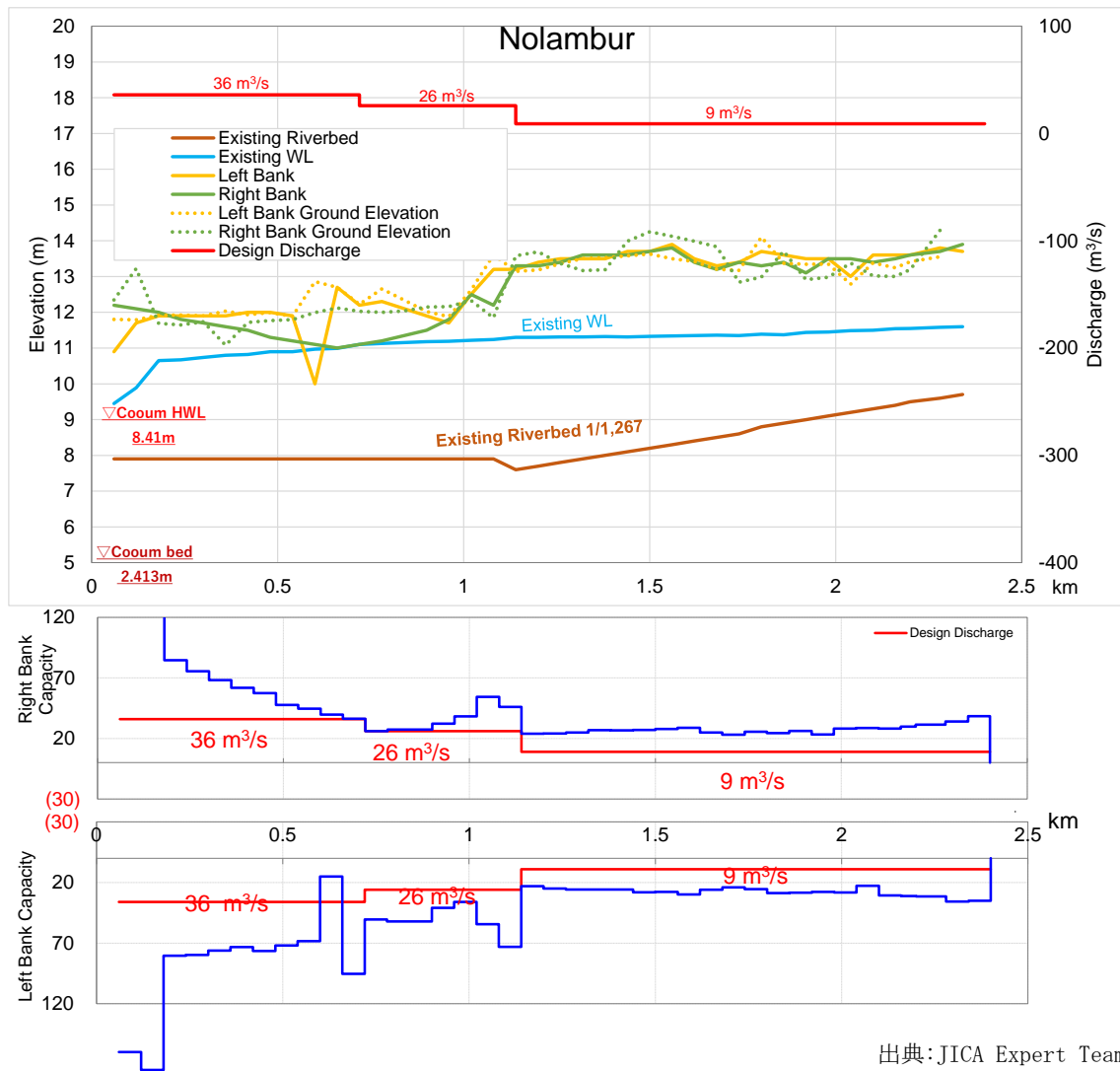
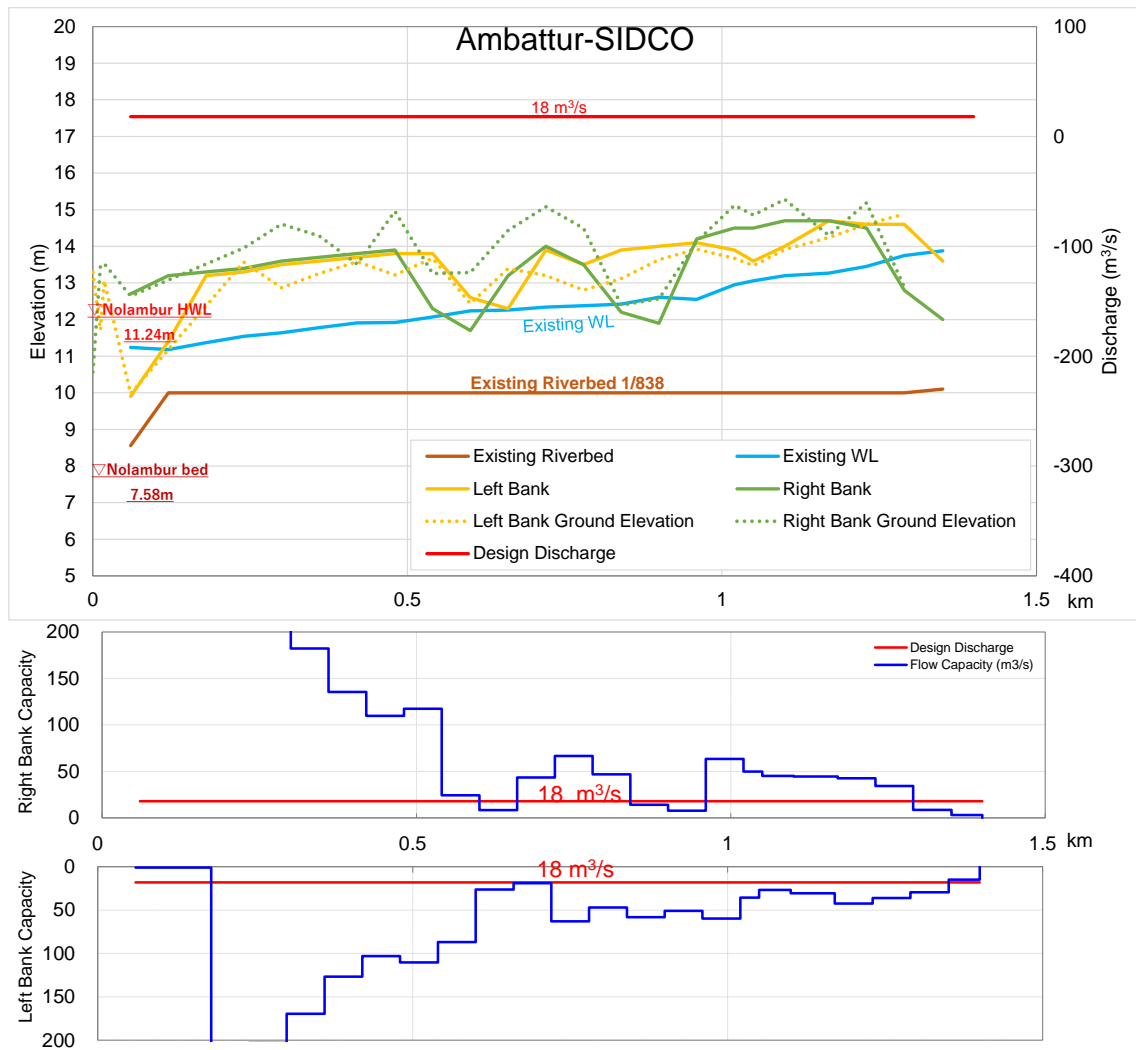


Figure 3-118: 現況の流量と水位 Nolambur



出典: JICA Expert Team

Figure 3-119: 現況の流量と水位 Ambattur-SIDCO

**Table 3-12: 計画流量と現況流下能力 (1)**

\*Red color shows the insufficient current capacity

Adyar	Starting WL	Section	Discharge Distribution						Average Capacity	
			20%	40%	60%	80%	100%	120%	Left Bank	Right Bank
Nandanam	2.53	0.000-1.087 (Sta 0.000-1.087)	11	22	33	44	55	66	39.0	41.3
Mambalam	2.81	4.688-5.371 (Sta 4.740-5.371)	3	6	9	12	15	18	3.1	5.7
		3.743-4.688 (Sta 3.780-4.680)	8	15	23	30	38	46	13.9	14.3
		3.465-3.743 (Sta 3.540-3.720)	10	21	31	42	52	62	25.4	22.9
		1.982-3.465 (Sta 2.040-3.420)	4	9	13	18	22	26	11.1	9.2
		0.000-1.982 (Sta 0.000-1.980)	9	19	28	38	47	56	45.7	47.0
Chelammal	3.82	0.000-0.330 (Sta 0.000-0.330)	6	11	17	22	28	34	8.4	11.3
Guindy	4.18	1.225-1.658 (Sta 1.260-1.658)	3	5	8	10	13	16	7.4	8.3
		0.180-1.225 (Sta 0.240-1.200)	6	12	18	24	30	36	14.7	15.5
		0.000-0.180 (Sta 0.000-0.180)	8	16	25	33	41	49	14.4	16.4
MGR	5.16	1.275-1.754 (Sta 1.320-1.754)	5	11	16	22	27	32	4.9	4.7
		0.910-1.275 (Sta 0.96-1.260)	8	16	24	32	40	48	6.6	6.9
		0.000-0.910 (Sta -0.010-0.900)	13	26	39	52	65	78	52.1	48.0
Nandambakkam	5.69	1.885-3.334 (Sta 1.920-3.334)	6	11	17	22	28	34	69.7	60.9
		1.210-1.885 (Sta 1.260-1.860)	13	25	38	50	63	76	171.5	158.9
		0.525-1.210 (Sta 0.540-1.200)	17	35	52	70	87	104	141.5	152.5
		0.000-0.525 (Sta 0.000-0.480)	20	40	59	79	99	119	241.6	372.8
Manapakkam	7.4	5.745-7.006 (Sta 5.820-7.006)	5	10	16	21	26	31	3.8	4.7
		4.500-5.745 (Sta 4.560-5.730)	13	26	39	52	65	78	16.2	16.5
		2.955-4.500 (Sta 3.000-4.500)	16	32	49	65	81	97	11.6	12.1
		2.225-2.955 (Sta 2.280-2.940)	18	36	54	72	90	108	9.0	9.3
		0.000-2.225 (Sta 0.030-2.197)	21	41	62	82	103	124	29.8	28.1
Kolapakkam	7.76	0.000-1.180 (Sta 0.000-1.180)	5	9	14	18	23	28	4.4	4.8

**Table 3-13: 計画流量と現況流下能力 (2)**

\*Red color shows the insufficient current capacity

Cooum	Starting WL.	Section	Discharge Distribution						Average Capacity	
			20%	40%	60%	80%	100%	120%	Left Bank	Right Bank
Nungambakkam	3.46	0.400-1.350 (Sta 0.420-1.350)	8	17	25	34	42	50	39.2	46.2
		0.000-0.400 (Sta 0.000-0.360)	9	17	26	34	43	52	118.0	101.6
Trustpuram	7 / 5.12	1.200-1.490 (Sta 1.260-1.490)	6	12	19	25	31	37	6.3	8.5
		0.210-1.200 (Sta 0.240-1.200)	12	24	37	49	61	73	44.8	48.1
		0.000-0.210 (Sta 0.000-0.180)	13	25	38	50	63	76	56.7	81.2
Vigrrambakkam Arunbakkam	5.06	5.925-6.600 (Sta. 5.940-6.600)	8	15	23	30	38	46	18.8	20.1
		4.285-5.925 (Sta 4.320-5.880)	10	19	29	38	48	58	28.3	32.8
		3.705-4.285 (Sta 3.720-4.260)	12	25	37	50	62	74	39.1	39.9
		3.325-3.705 (Sta 3.360-3.660)	15	31	46	62	77	92	47.1	45.4
		1.355-3.325 (Sta 1.380-3.300)	19	38	57	76	95	114	50.9	47.4
		0.120-1.355 (Sta 0.180-1.320)	23	46	69	92	115	138	68.2	59.9
		0.000-0.120 (Sta 0.000-0.120)	30	59	89	118	148	178	203.8	212.9
Padikuppam	6.37	1.420-2.290 (Sta 1.440-2.290)	4	8	13	17	21	25	20.1	22.6
		1.080-1.420 (Sta 1.080-1.380)	8	16	23	31	39	47	26.8	40.1
		0.000-1.080 (Sta 0.000-1.040)	13	26	40	53	66	79	71.2	66.7
Nolambur	8.41	1.080-2.340 (Sta 1.140-2.340)	2	4	5	7	9	11	27.9	27.4
		0.670-1.080 (Sta 0.720-1.080)	5	10	16	21	26	31	51.1	37.4
		0.000-0.670 (Sta 0.000-0.660)	7	14	22	29	36	43	88.2	98.4
Ambattur SIDCO	11.24	0.000-1.350 (Sta 0.000-1.350)	4	7	11	14	18	22	82.4	157.6

出典: JICA Expert Team

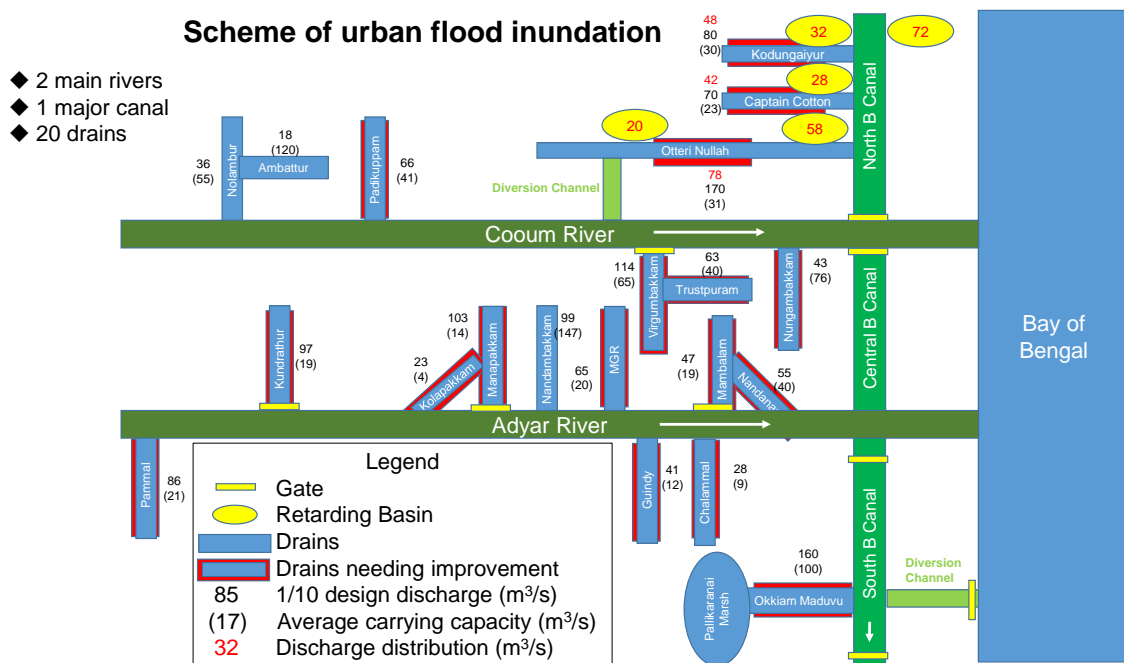
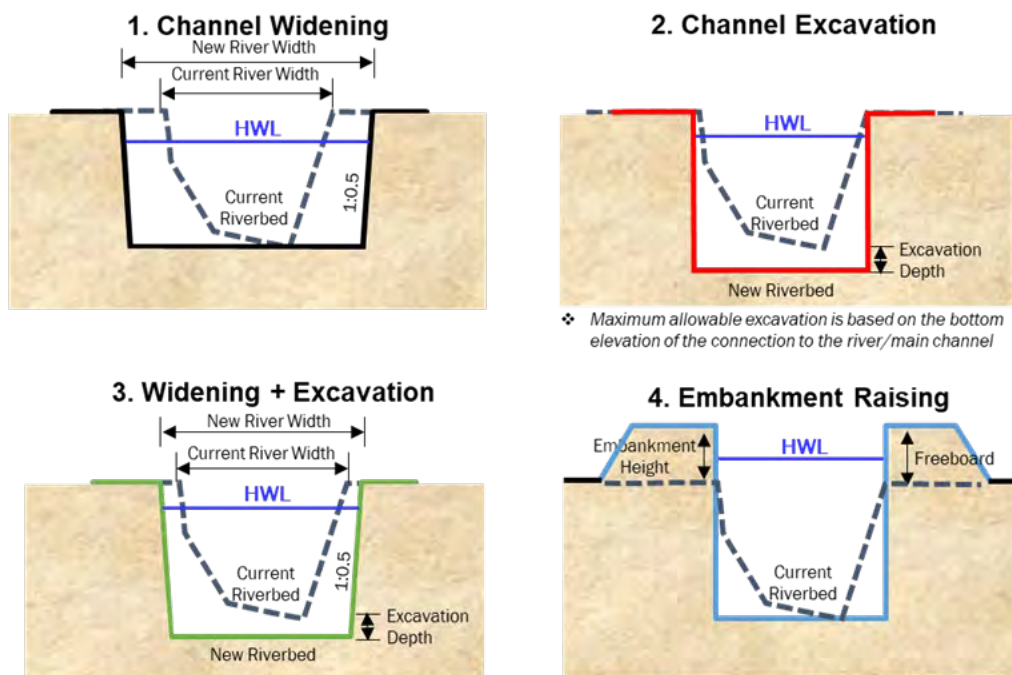


Figure 3-120: 改修が必要な水路

3.4.3.2. 水路の洪水対策

水路の洪水対策のうち、調整池の設置による洪水対策は、都市域の洪水対策においても重要な検討項目となる。既存および新設の調整池において計画流量のピークカットの可能性を検討した結果、掘削等の水路の改修等で計画流量を流下させることが可能であり、調整池の設置は不要であることが判明した。

次図は水路の改良の方法を、水路の拡幅、掘削、拡幅と掘削の併用、築堤の4種類に整理したものである。水路の状況に応じてこれらの中から最適な手法を選択していくことになる。本プロジェクトでは掘削を中心に提案している。なお築堤はHWLが堤内地盤高を上回る箇所のみ実施することになる。次表 Table 3-14 は水路の洪水対策のまとめである。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-121: 水路改修の方法

Table 3-14: 改修が必要な水路のまとめ

Drain	Design Discharge CC, Q1 (m <sup>3</sup> /s)	Average Flow Capacity, Q2 (m <sup>3</sup> /s)	Insufficient Discharge, Q1-Q2 (m <sup>3</sup> /s)	Countermeasures Menu		Discharge Distribution (m <sup>3</sup> /s)	
				Excavation/Widening	Retarding Basin	Excavation/Widening	Retarding Basin
<b>Connecting Drains to Adyar River</b>							
Nandanam	55	40	15	○	-	15	-
Mambalam	47	19	28	○	-	28	-
Chelammal	28	9	19	○	-	19	-
Guindy	41	12	29	○	-	29	-
MGR	65	20	45	○	-	45	-
Nandambakkam	99	147	-	-	-	-	-

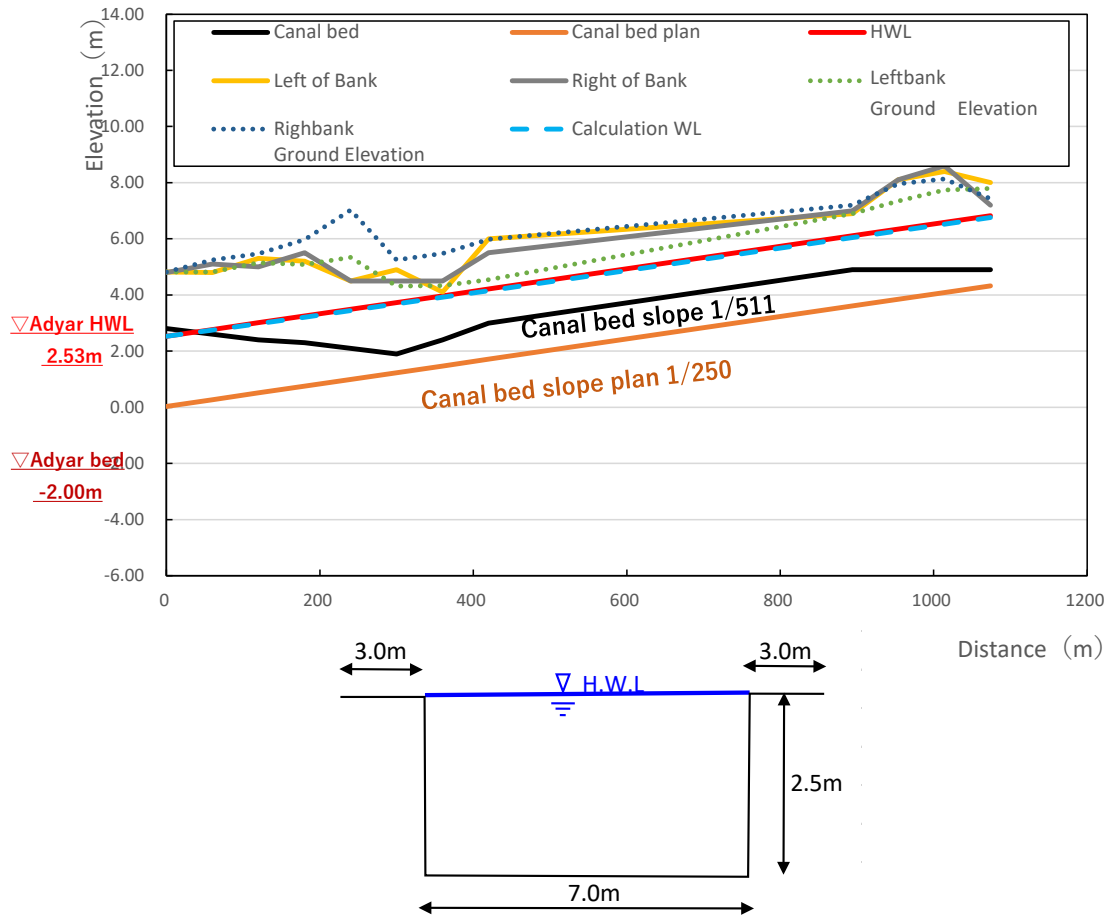
Drain	Design Discharge CC, Q1 (m <sup>3</sup> /s)	Average Flow Capacity, Q2 (m <sup>3</sup> /s)	Insufficient Discharge, Q1-Q2 (m <sup>3</sup> /s)	Countermeasures Menu		Discharge Distribution (m <sup>3</sup> /s)	
				Excavation /Widening	Retarding Basin	Excavation /Widening	Retarding Basin
Manapakka m	103	14	89	○	-	89	-
Kolapakka m	23	4	19	○	-	19	-
Kundrathur	97	19	78	○		78	
Pammal	86	21	65	○		65	
<b>Connecting Drains to Cooum River</b>							
Nungambakkam	43	76	*1	○	-		-
Trustpuram	63	40	23	○	-	23	-
Virugambakkam	114	65	49	○	-	14	-
Padikuppam	66	41	25-	○	-	25	-
Nolambur	36	55	-	-	-	-	-
Ambattur SIDCO	18	120	-	-	-	-	-

\*1 Even Q2>Q1 some section needs improvement

出典: JICA Expert Team

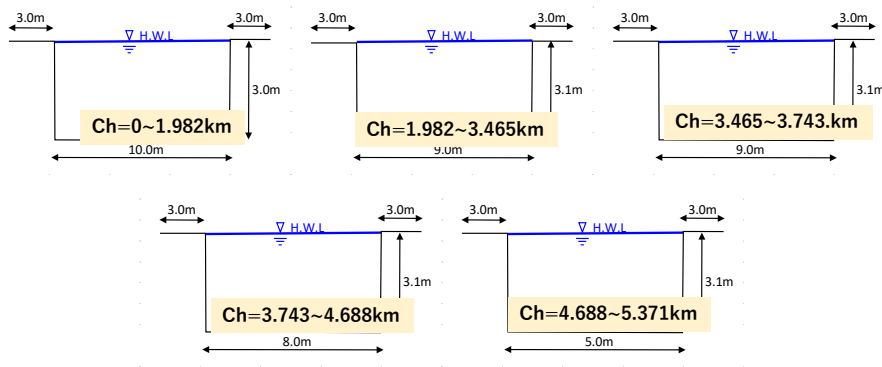
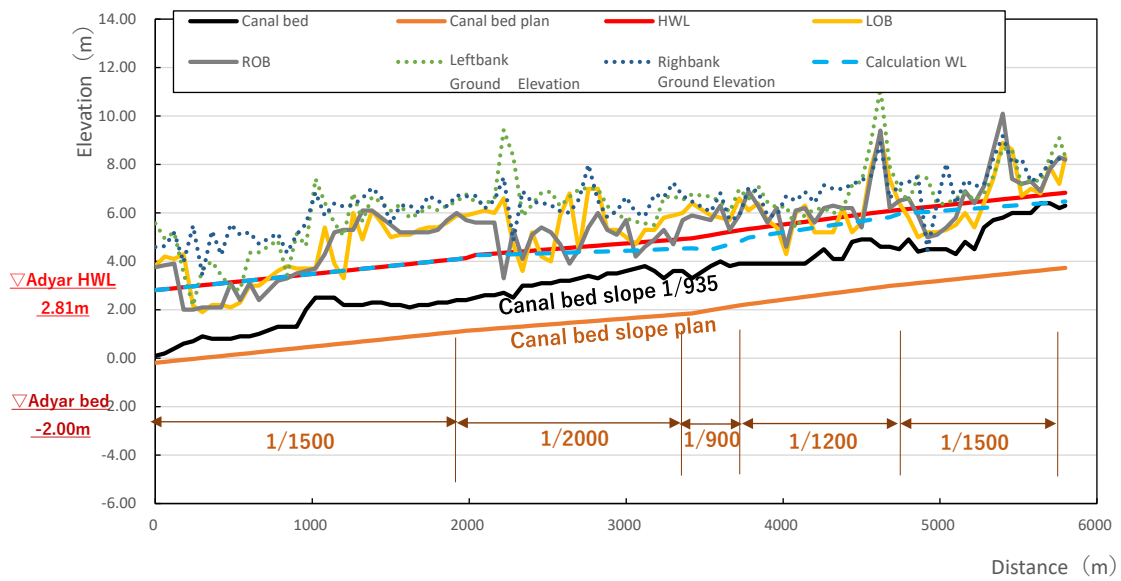
ここにおいて、Nandanam, Mambalam, Chelammal, Guindy, MGR, Manapakkam, Kolapakkam および Nungambakkam, Trustpuram, Pdikuppam, Virgambakkam の各水路は GCC エリア内であり、家屋が密集していることから水路底面の掘削により対応し、水路幅の拡幅は実施しない。また Kundrathur および Pammal は比較的拡幅可能な用地があることから掘削と水路幅の拡幅の併用で改修を行う。

以下一連の図に各水路における計画横断面図、計画縦断面図を示す。また下図に各水路の改修後の流下能力と計画水量、水路改修の諸元をまとめる。



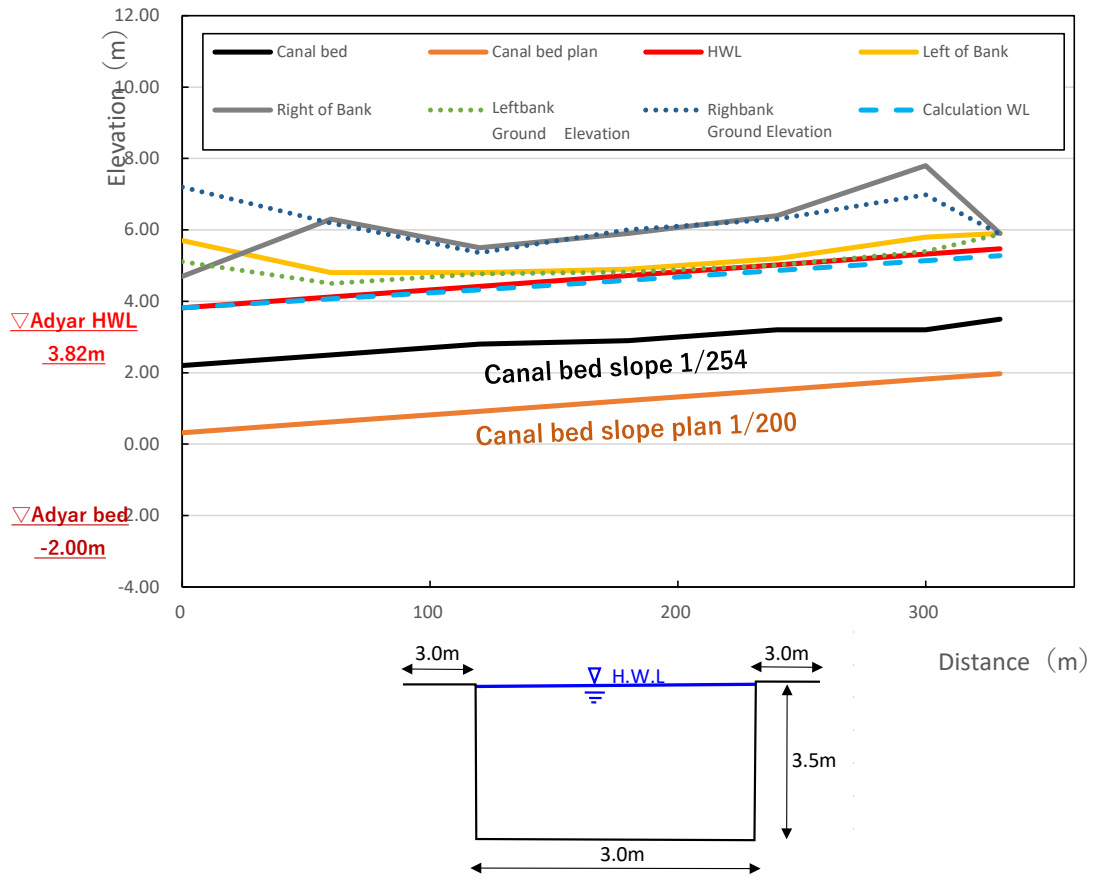
出典: JICA Expert Team

Figure 3-122: 計画縦断図と計画横断図 Nandanam



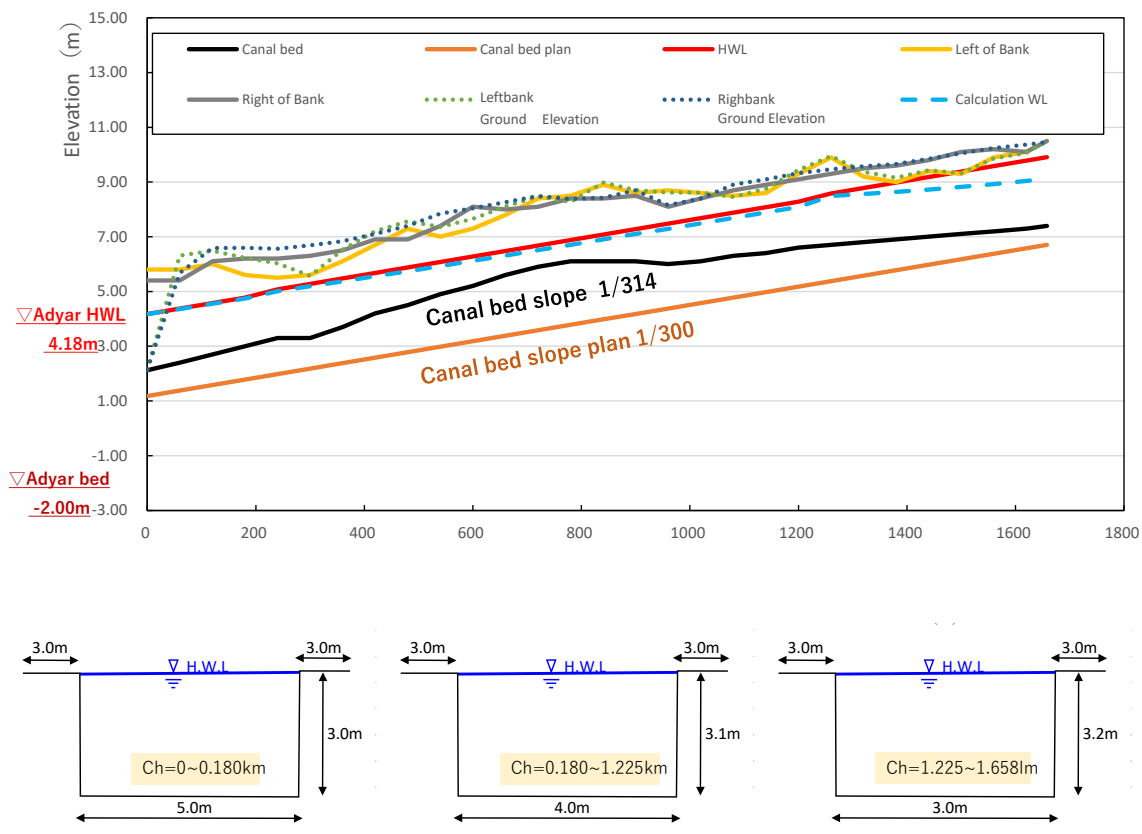
出典: JICA Expert Team

Figure 3-123: 計画縦断面図と計画横断面図 Mambalam



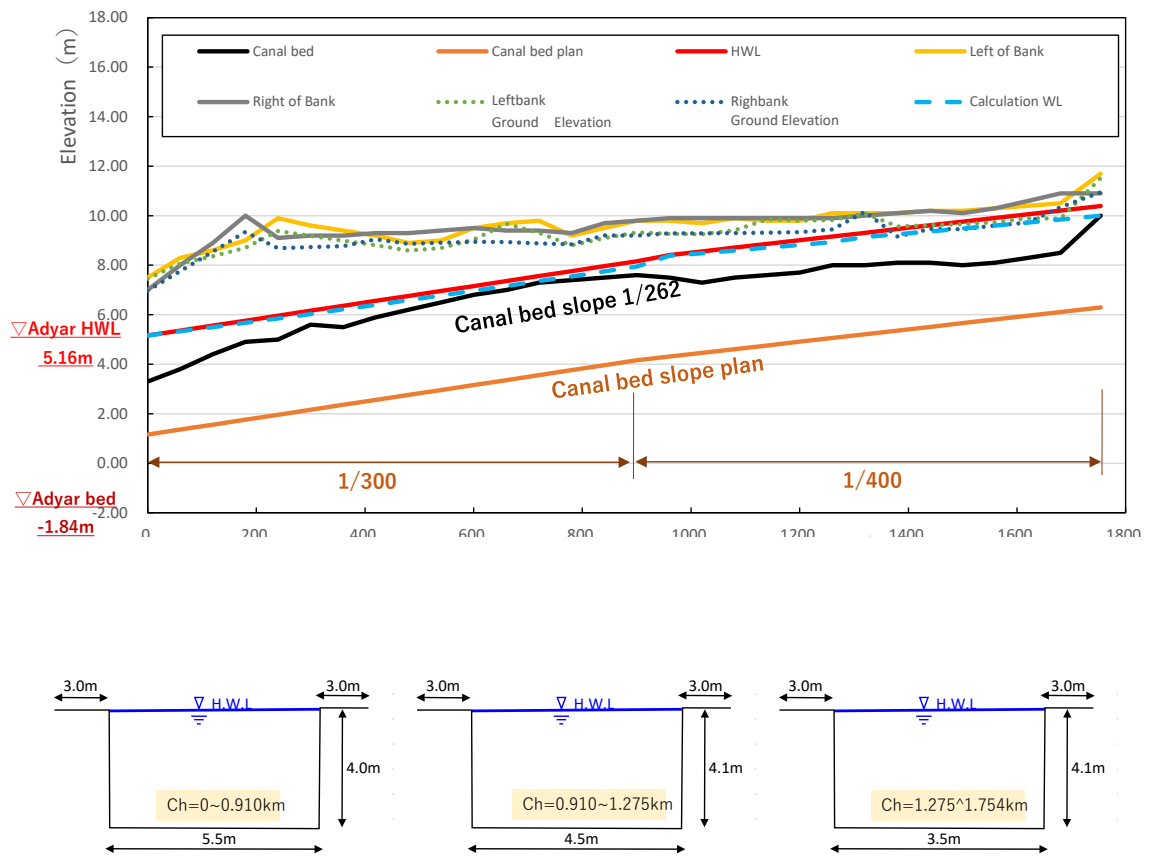
出典: JICA Expert Team

Figure 3-124: 計画縦断面図と計画横断面図 Chelammal



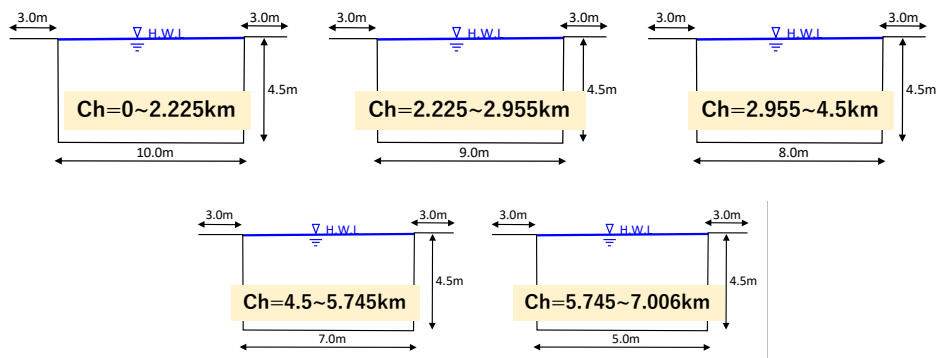
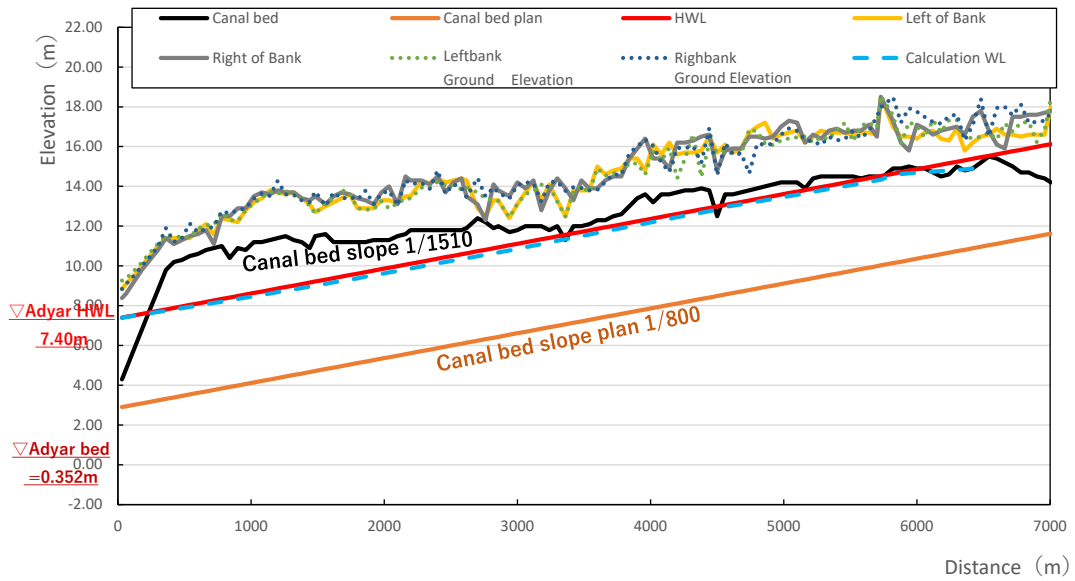
出典: JICA Expert Team

Figure 3-125: 計画縦断図と横断図 Guindy



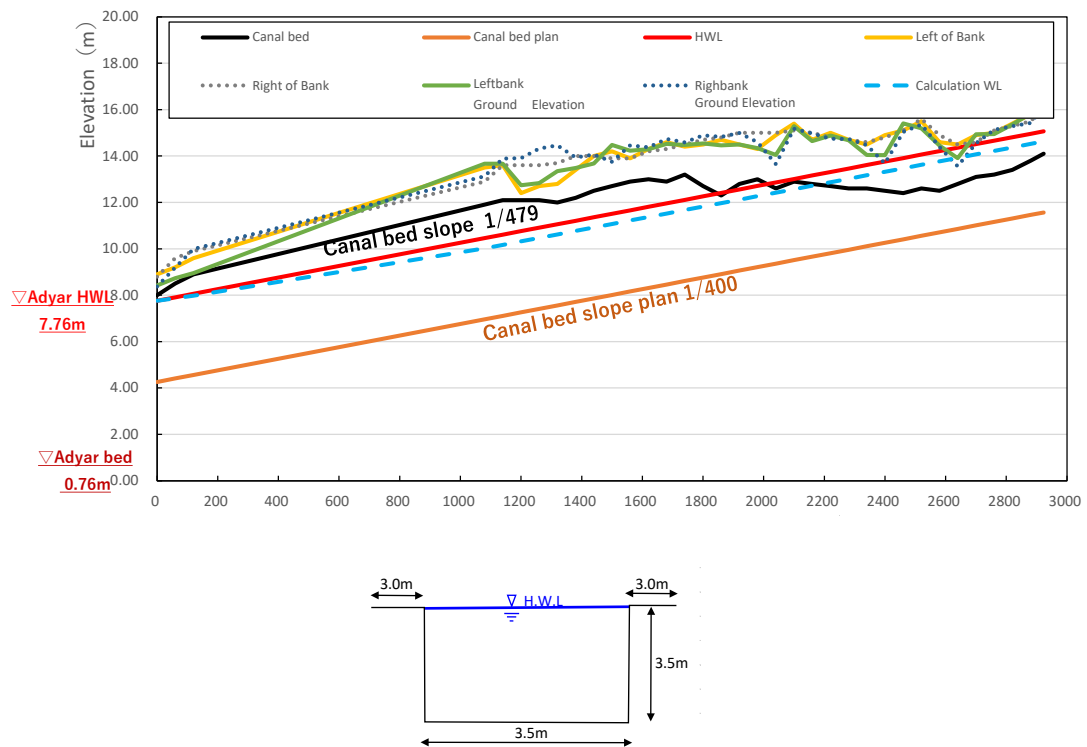
出典: JICA Expert Team

Figure 3-126: 計画縦断面図と横断面図 MGR



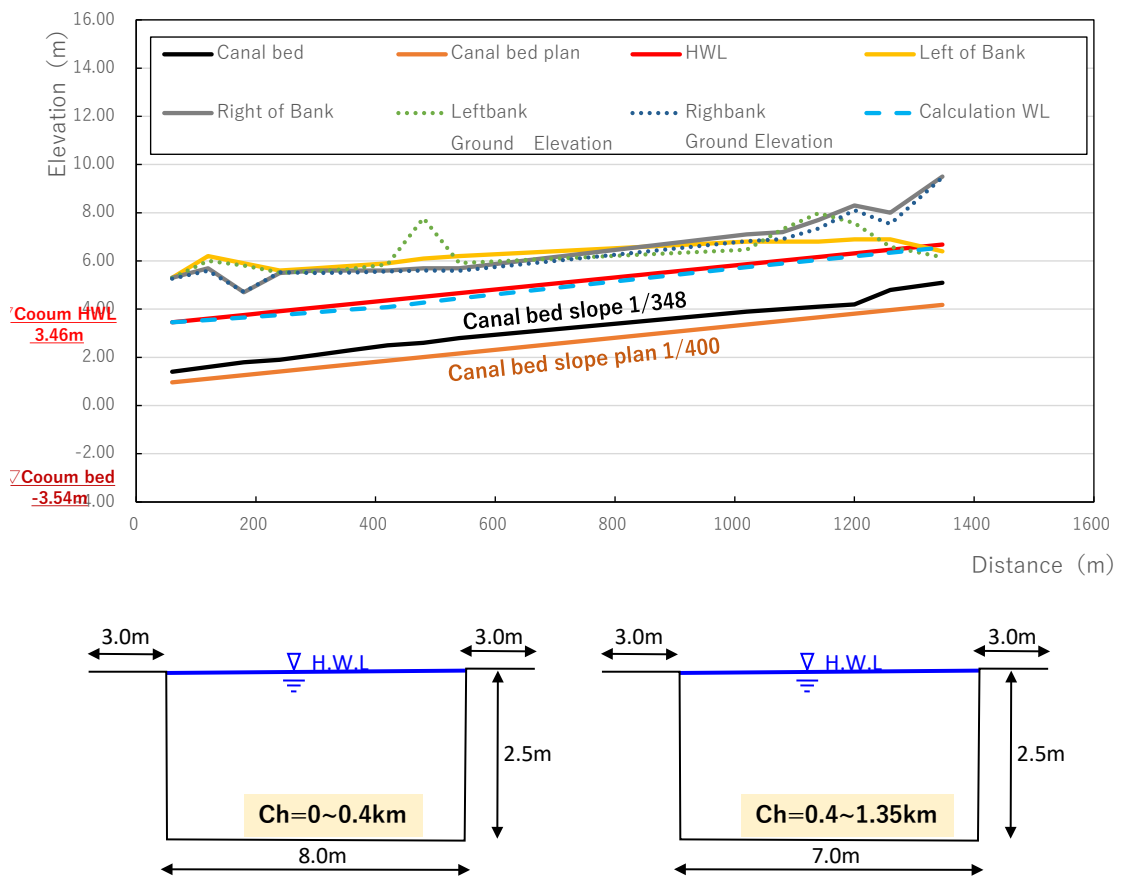
出典: JICA Expert Team

Figure 3-127: 計画縦断面図と横断面図 Manapakkam



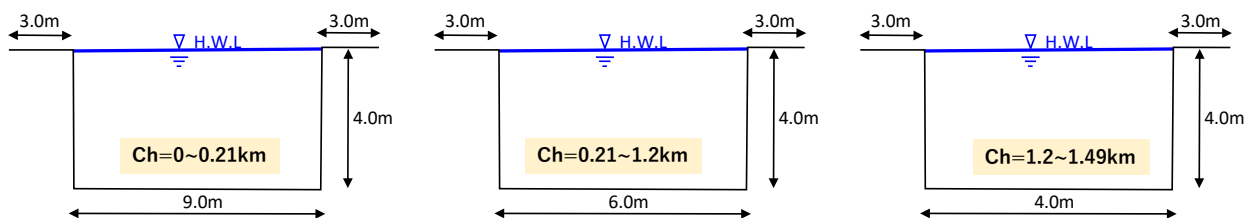
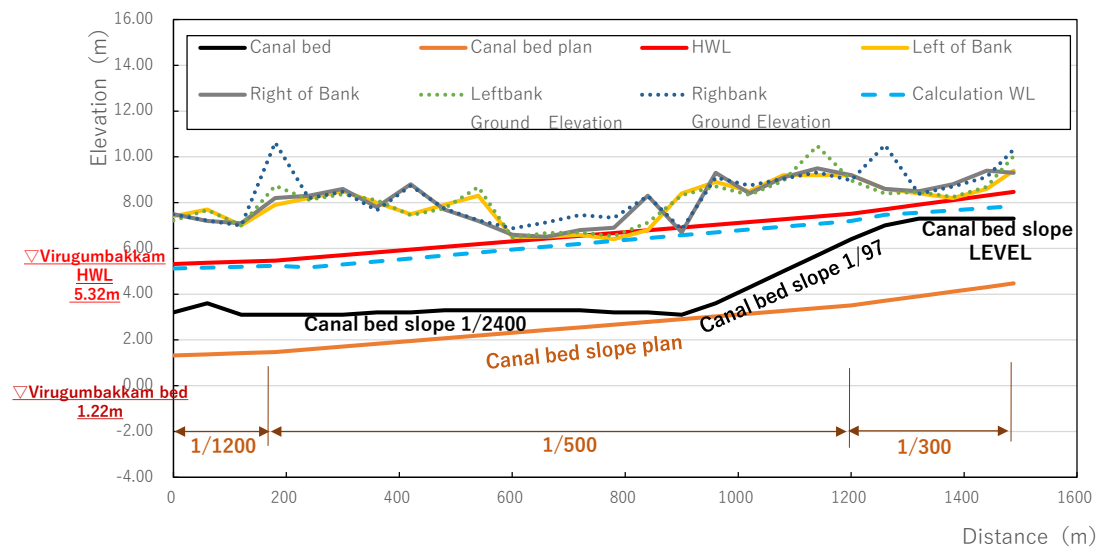
出典: JICA Expert Team

Figure 3-128: 計画縦断図と横断面図 Kolapakkam



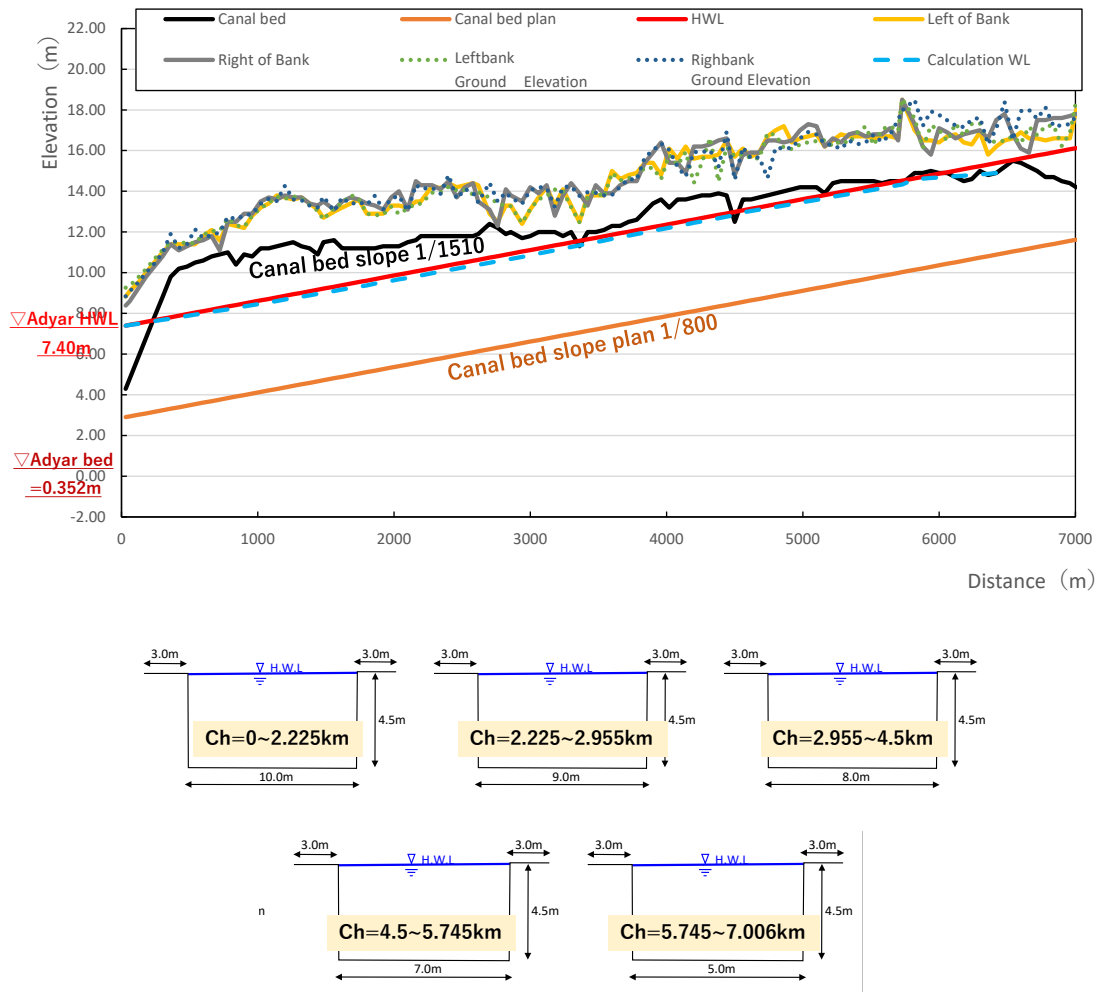
出典: JICA Expert Team

Figure 3-129: 計画縦断面図と横断面図 Nungambakkam



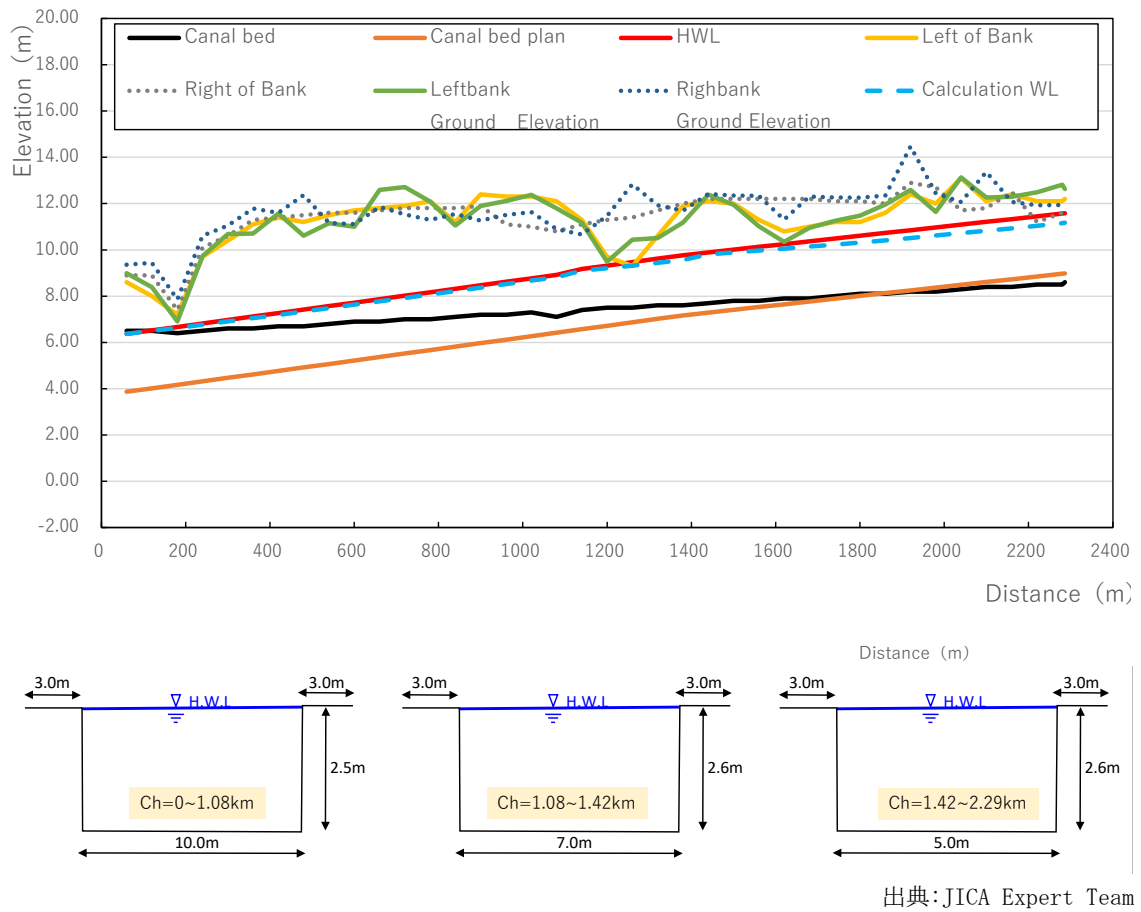
出典: JICA Expert Team

Figure 3-130: 計画縦断面図と横断面図 Trustpuram



出典: JICA Expert Team

Figure 3-131: 計画縦断図と横断図 Virugumbakkam



出典: JICA Expert Team

Figure 3-132: 計画縦断図と横断図 Padikuppam

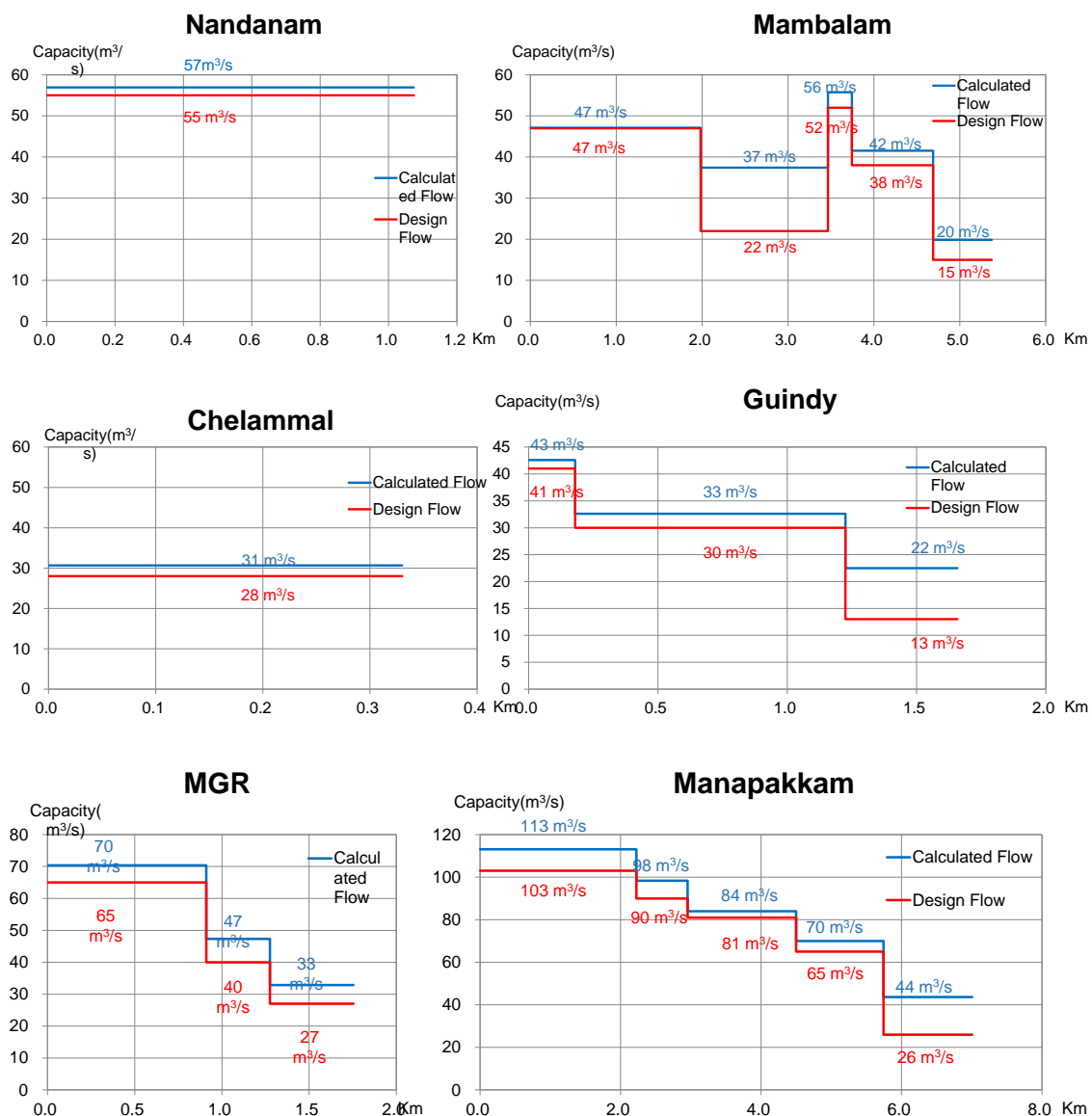


Figure 3-133: 計画流量と計算流量 (1)

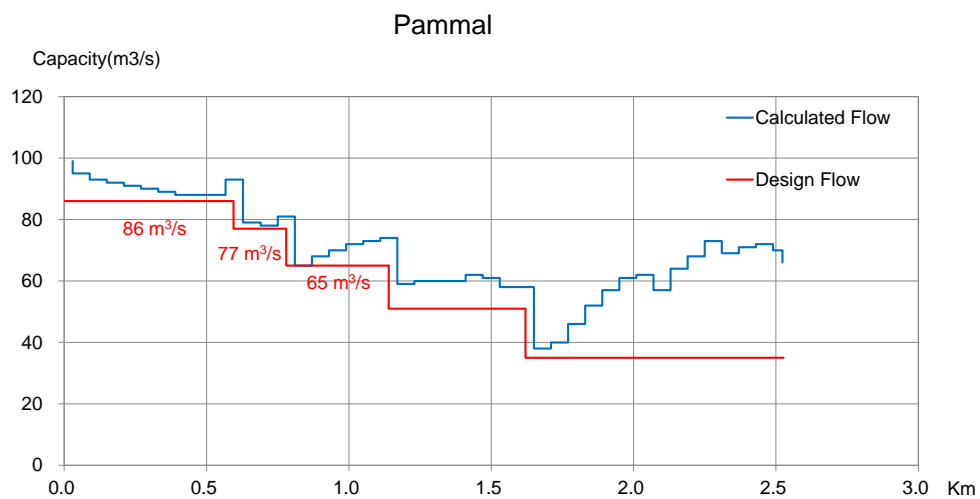
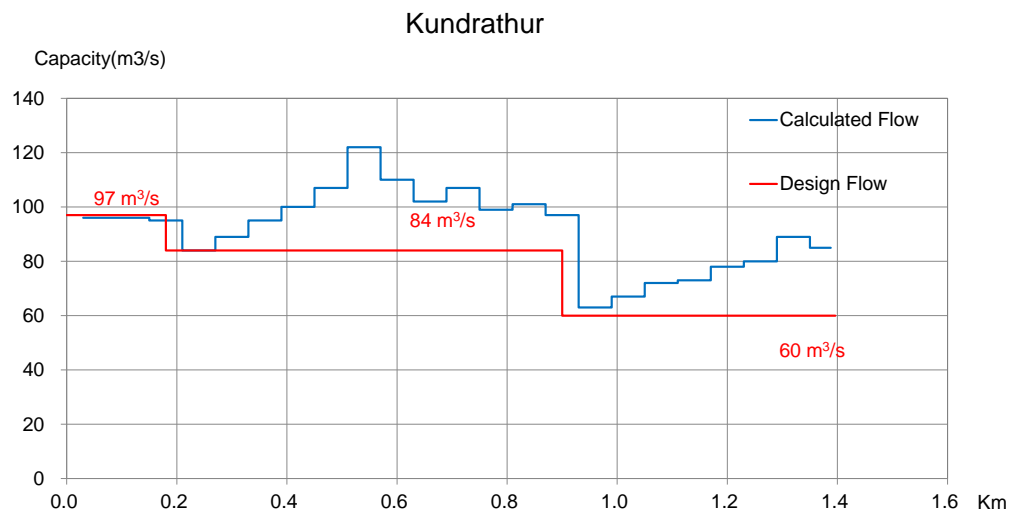
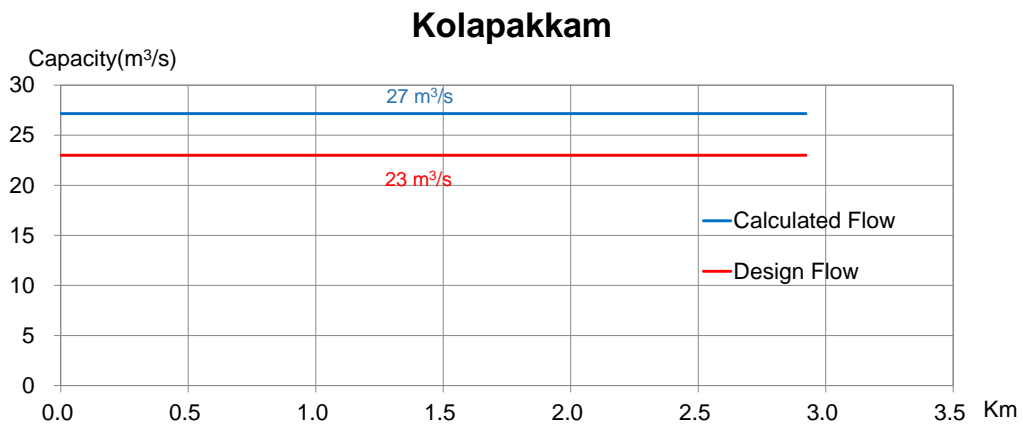
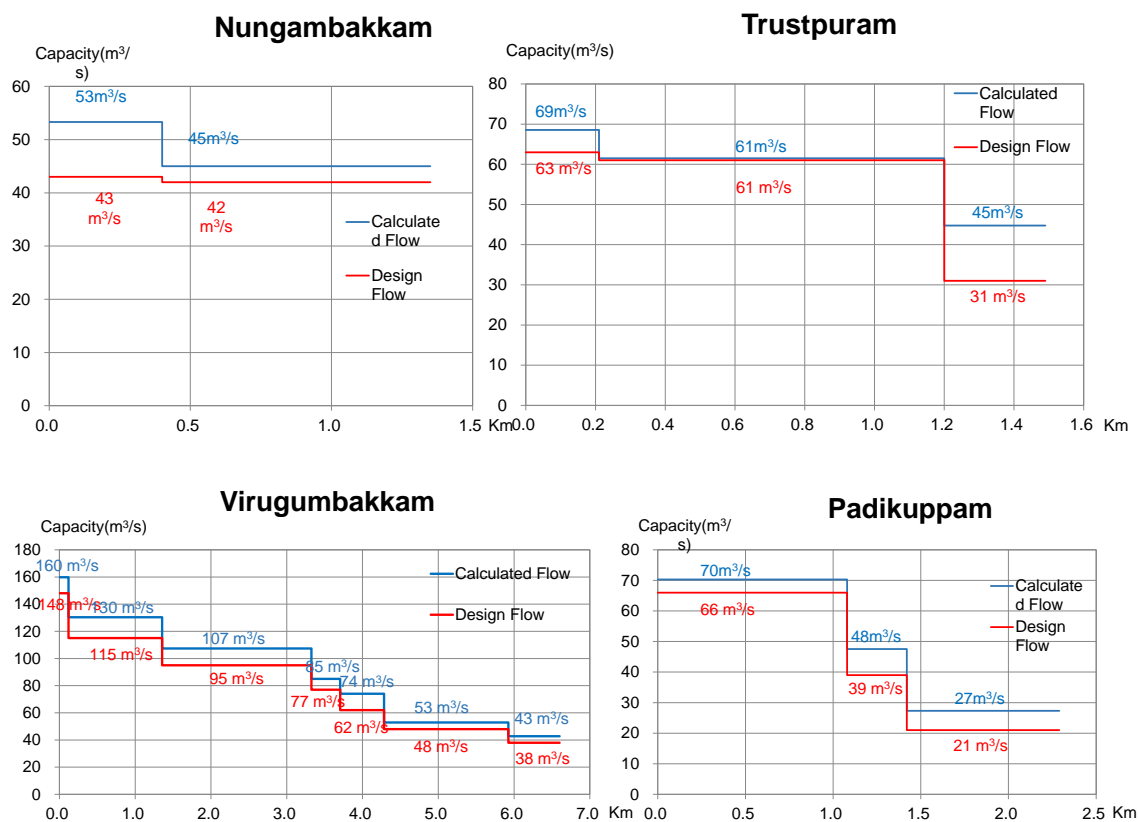


Figure 3-134: 計画流量と計算流量 (2)



出典: JICA Expert Team

Figure 3-135: 計画流量と計算流量 (3)

Table 3-15: 水路の計画諸元のまとめ

Adyar

No.	Name	Bed Width B1 (m)	Water Depth H1 (m)	Roughness n	Slope 1/l	Flow area A (m <sup>2</sup> )	Velocity V (m/s)	Calculated capacity Q0 (m <sup>3</sup> /s)	Design capacity Q1 (m <sup>3</sup> /s)	Q0>Q1?	Remarks
1	Nandanam	7.0	2.50	0.025	250	17.50	3.25	56.93	55	OK	
2	Mambalam	10.0	3.00	0.025	1500	30.00	1.57	47.11	47	OK	0.0-1.982k
		9.0	3.10	0.025	2000	27.90	1.34	37.41	22	OK	1.982-3.465k
		9.0	3.10	0.025	900	27.90	2.00	55.77	52	OK	3.465-3.743k
		8.0	3.10	0.025	1200	24.80	1.67	41.53	38	OK	3.743-4.688k
		5.0	3.10	0.025	1500	15.50	1.28	19.88	15	OK	4.688-5.371k
3	Chelammal	3.0	3.50	0.025	200	10.50	2.92	30.68	28	OK	
4	Guindy	5.0	3.00	0.025	300	15.00	2.84	42.60	41	OK	0-0.180k
		4.0	3.10	0.025	300	12.40	2.63	32.62	30	OK	0.180-1.225k
		3.0	3.20	0.025	300	9.60	2.34	22.48	13	OK	1.225-1.658k
5	MGR	5.5	4.00	0.025	300	22.00	3.20	70.36	65	OK	0-0.910k
		4.5	4.10	0.025	400	18.45	2.57	47.33	40	OK	0.910-1.275k
		3.5	4.10	0.025	400	14.35	2.29	32.88	27	OK	1.275-1.754k
7	Manapakkam	10.0	4.50	0.025	800	45.00	2.51	113.08	103	OK	0-2.225k
		9.0	4.50	0.025	800	40.50	2.43	98.35	90	OK	2.225-2.955k
		8.0	4.50	0.025	800	36.00	2.33	83.96	81	OK	2.955-4.50k
		7.0	4.50	0.025	800	31.50	2.22	69.98	65	OK	4.50-5.745k
		5.0	4.50	0.025	800	22.50	1.94	43.66	26	OK	5.745-7.006k
8	Kolapakkam	3.5	3.50	0.025	400	12.25	2.22	27.15	23	OK	

Cooum

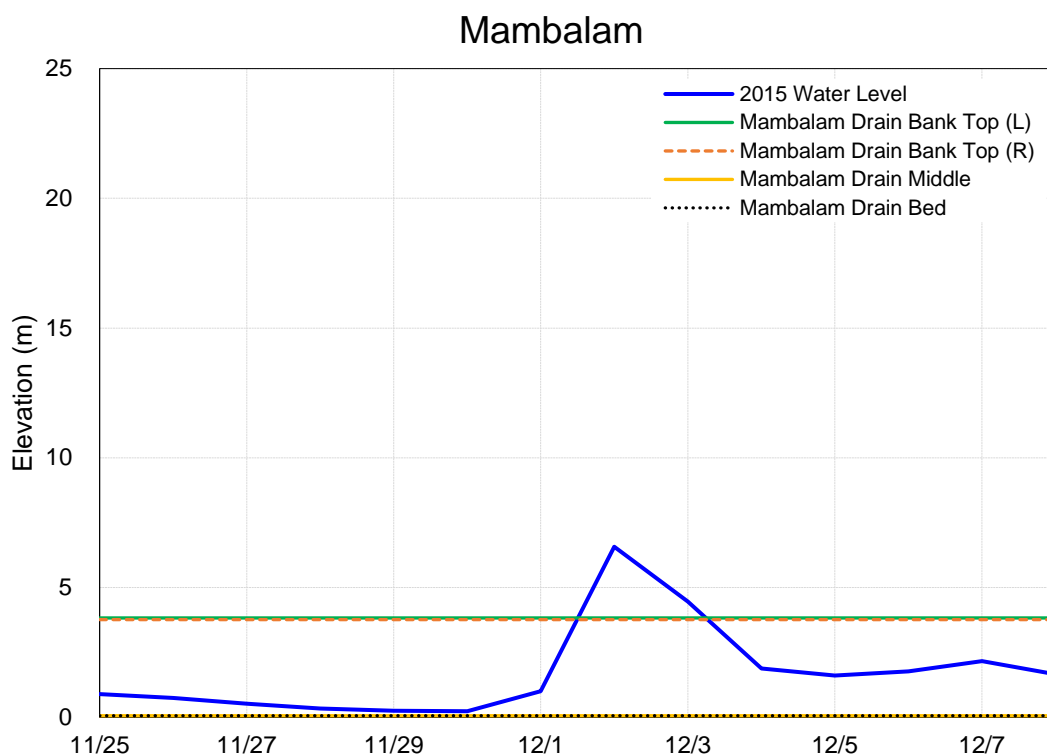
1	Nungambakkam	8.0	2.50	0.025	400	20.00	2.67	53.31	43	OK	0.0-0.4k
		7.0	2.50	0.025	400	17.50	2.57	45.01	42	OK	0.4-1.35k
	Trustpuram	9.0	4.00	0.025	1200	36.00	1.90	68.55	63	OK	0.0-0.21k
		6.0	4.00	0.025	500	24.00	2.56	61.50	61	OK	0.21-1.20k
		4.0	4.00	0.025	300	16.00	2.80	44.76	31	OK	1.20-1.49k
	Virugumbakkam	17.0	4.00	0.025	1100	68.00	2.35	159.80	148	OK	0.0-0.12k
		14.0	4.10	0.025	1100	57.40	2.27	130.41	115	OK	0.12-1.355k
		12.0	4.10	0.025	1100	49.20	2.18	107.42	95	OK	1.355-3.325k
		10.0	7, 23, 35, 31, 7, 45, 36, 32 4.10	0.025	1100	41.00	2.07	84.97	77	OK	3.325-3.705k
		9.0	4.10	0.025	1100	36.90	2.01	74.03	62	OK	3.705-4.285k
		7.0	4.10	0.025	1100	28.70	1.84	52.88	48	OK	4.285-5.925k
		6.0	4.10	0.025	1100	24.60	1.74	42.80	38	OK	5.925-6.6k
	Padikuppam	10.0	2.50	0.025	400	25.00	2.81	70.29	66	OK	0.0-1.08k
		7.0	2.60	0.025	400	18.20	2.61	47.52	39	OK	1.08-1.420k
		5.0	2.60	0.025	500	13.00	2.10	27.34	21	OK	1.420-2.29k

出典: JICA Expert Team

3.4.3.3. ゲートの設置の検討

Adyar 川や Cooum 川に接続する水路には、両河川の洪水時には背水の影響を受ける。次図に示すように 2015 年洪水時には 12 月 2 日と 3 日の 2 日にわたり、Adyar 川の水位が接続する Mambalam の堤防高を上回っていた。

背水の影響を防ぎ、水路の流域で発生した洪水流を適切に排除するため、ゲートの設置による背水の遡及防止を検討する。



出典: JICA Expert Team

**Figure 3-136: 2015 年洪水時の Adyar 川の水位と Mambalam 地点の堤防高**

ゲートは主として水路と河川との境界に設けられる。ゲート設置の目的は洪水時における背水の防止にある。そのためゲート施設に求められる高さとしては、河川の HWL に余裕高を加えた値となる。またゲートの扉体の高さについてはゲートが開放されたときに水路からの最大流量が排水できるような高さとする。

なお、1) 水路の洪水時の HWL > 本川の HWL の場合は自然流下で排水可能であること、2) 水路の洪水時の HWL < 本川の HWL であっても、洪水時には水路の上流側の水位 > 本川の HWL となることから、この水頭差を考えれば自然流下で排水可能であること、3) 本川が今回の改修で掘り込み構造となり河床高が水路より低く設定されており、自然流下による排水が可能であることから、ポンプの設置は行わないものとする。

Adyar 川と Cooum 川に接続する水路に設置されるゲートの諸元を次表にまとめる。なお Adyar 川、Cooum 川の改修が実施され HWL が低下し、あわせて水路の改修が進行し水路の HWL が計画通り確保できるようになれば、ゲートの運用は不要となる予定である。

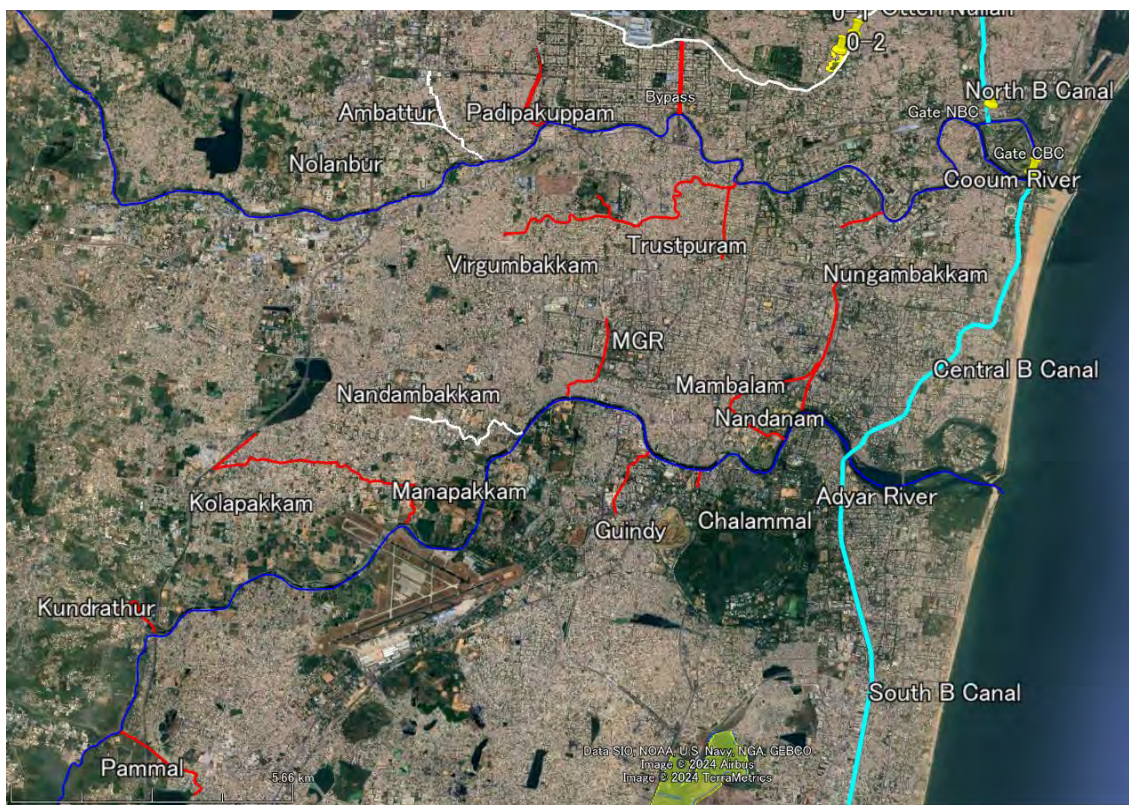
Table 3-16: ゲートの諸元まとめ

Sl. No.	Canal	Distance Km	River HWL m	River bed m	Canal LOB min m	Canal ROB max m	Canal ROB min m	Canal ROB max m	Canal HWL m	Canal bed m	Gate St H m	Gate H m	Gate W m
			a	b					c	d	e=a-d+1.5	f=c-d+0.5	g
1	Nambalam	4.761	2.53	-4.473	4.10	8.10	4.50	8.60	2.10	-0.40	-	-	-
2	Mambalam	5.371	2.81	-4.187	1.90	9.21	2.00	10.10	1.10	-0.40	4.71	2.00	15.50
3	Celammal	7.639	3.82	-3.180	4.80	5.90	4.70	7.80	3.70	0.70	-	-	-
4	Guindy	8.499	4.18	-2.821	5.50	10.50	5.40	10.50	3.72	1.22	-	-	-
5	MGR	10.724	5.16	-1.840	7.50	11.70	7.00	10.90	5.80	2.30	-	-	-
6	Nandambakkam	11.905	5.64	-1.364	6.50	13.20	7.10	13.00	2.70	0.20	-	-	-
7	Manapakkam	15.871	7.35	0.352	6.99	18.50	8.60	18.50	2.40	0.40	8.45	2.50	10.00
8	Kolapallam	16.768	7.76	0.762	8.90	16.50	8.80	16.10	8.60	6.60	-	-	-
9	Kuradrathur	21.961	10.36	3.357	8.91	14.60	8.84	14.60	8.80	7.30	4.56	2.00	8.00
10	Pammal	24.367	11.54	4.543	13.00	20.50	13.10	20.50	9.80	8.30	-	-	-
<b>Cooum</b>													
1	Nungambakkam	5.910	3.46	-3.540	5.30	6.90	4.70	9.50	2.27	0.27	-	-	-
2	Truspuraam												
3	grambakkam Arunbakk	9.050	5.04	-1.956	5.40	11.70	4.90	12.30	2.00	-1.00	7.54	3.50	15.00
4	Padikuppam	11.710	6.37	-0.627	7.20	13.11	7.40	12.90	7.00	4.00	-	-	-
5	Nodampur	15.720	8.41	2.413	10.00	13.90	11.00	13.90	8.61	6.61	-	-	-
6	Ambattar SIDCO												

出典: JICA Expert Team

### 3.4.3.4. 結論

Adyar 川、Cooum 川に接続する水路の改修について検討を行った。Adyar 川では 9 つの水  
路、Cooum 川では 4 つの水路が改修の対象となった。改修方法は市街地で拡幅が困難であ  
ること、両河川も掘削を実施することから掘り込み方式で実施する。水路の位置図を次図  
Figure 3-137 に、対策の概要を次表 Table 3-17 にまとめた。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-137: Adyar 川、Cooum 川に接続する水路位置図

Table 3-17: 対策のまとめ

Basin	No	Canal/Channel	Area	Length	Design flowrate Q1	Carring Capacity Q2	Insufficient flowrate Q1-Q2	Countermeasures			
			km2	km	m3/s	m3/s	m3/s	Digging	Retarding Basin	Bypass	Gate
		North B Canal	74.9	17	320	70	250	○	○		○
		Central B Canal	9.65	7.1	115	70	45	○			○
		South B Canal	270	23.7	-	-	-				○
Adyar	1	Nandanam	2.47	1.087	55	40	15	○			
	2	Mambalam	2.18	5.798	47	19	28	○			○
	3	Challamal	0.91	0.33	28	9	19	○			
	4	Guindy	1.55	1.658	41	12	29	○			
	5	MGR	2.12	1.754	65	20	45	○			
	6	Nandambakkam	4.51	3.334	99	147	-				
	7	Manapakkam	7.04	7.006	103	14	89				○
	8	Kollapakkam	1.18	2.923	23	4	19	○			
	9	Kundrathur	4.29	1.396	97	19	78	○			○
	10	Pammal	3.7	2.527	86	21	65	○			
Cooum	1	Numgambakkam	1.96	1.35	43	76	*1	○			
	2	Trusnpurm	2.27	1.49	63	40	23	○			
	3	Virumbakkam	7.76	6.6	114	65	49	○			○
	4	Padikuppam	2.68	2.29	66	41	25	○			
	5	Nolambur	1.2	2.34	36	55	-				
	6	Ambattur	0.93	1.35	18	120	-				
North B Canal	1	Kodungaiyur	41.2	4.68	170	31	139	○	○		
	2	Captain Cotton	5.6	2.94	70	23	47	○	○		
	3	Oteri Nullah	28.1	10.32	80	30	50	○	○	○	
Kovalam	1	Okkiam Maduvu	270	2.6	160	100	60			○	○

出典: JICA Expert Team

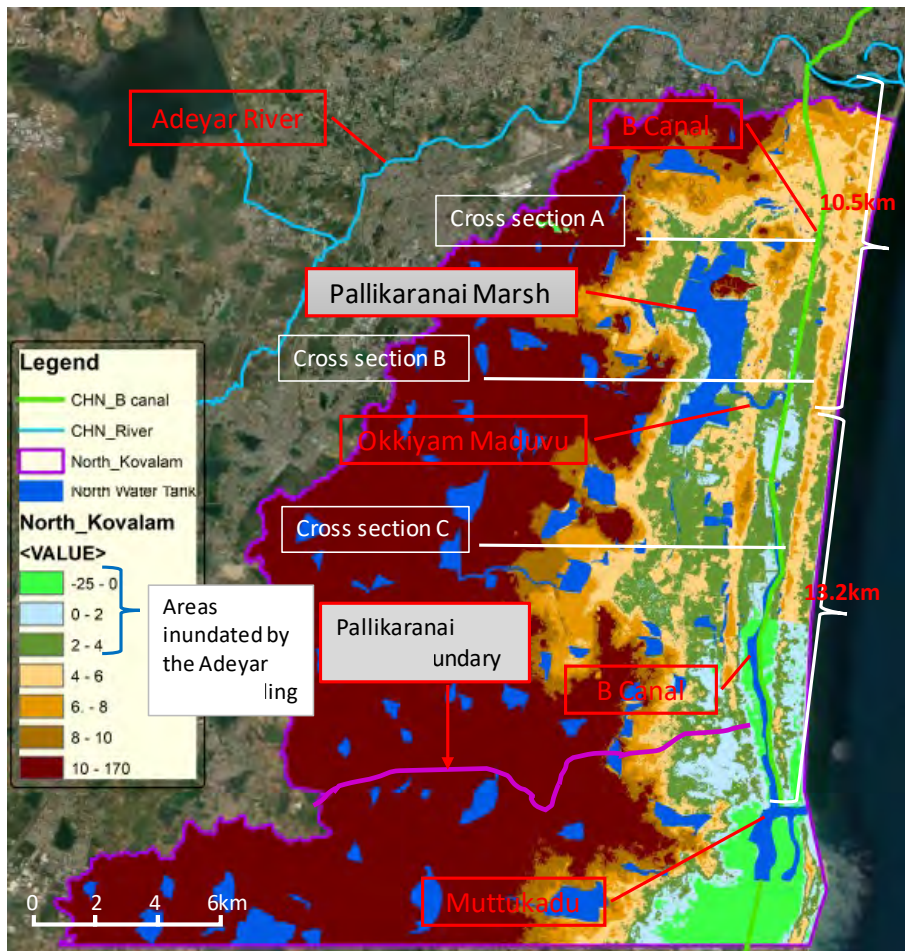
### 3.5 Package 5 North Kovalam 流域

#### 3.5.1 既存構造物対策の評価

##### 3.5.1.1. Kovalam 流域の地形の特徴

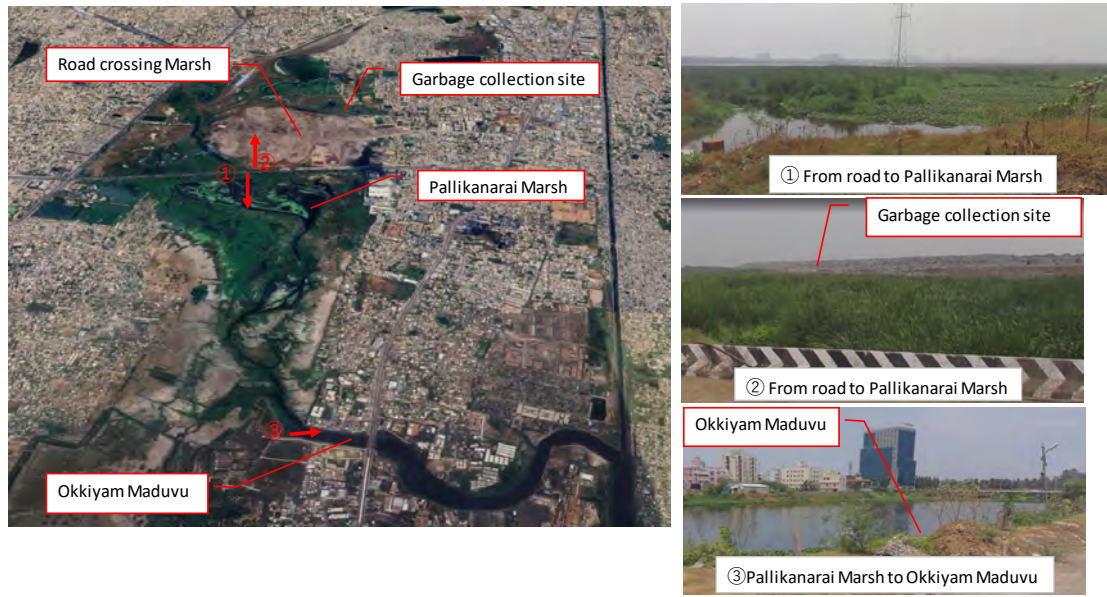
Kovalam 流域は、Adyar 川の南に広がる面積 270 km<sup>2</sup> の流域で、中央に Pallikararai Marsh があり、流域に残る 61 のタンクの水は多くの水路によりこの湿地に集まるが、特別大きな流入河川は存在しない。一方、Pallikararai Marsh から流れ出る河川は、Okkiyam Maduvu ただ一つであり、Okkiyam Maduvu から Buckingham 運河流れる。Buckingham 運河の排水先は 2 つあり、北方向には 10.5km を流れて Adyar 川に注ぎ、南方向には 13.2km を流れて Muttukadu において、河口砂洲の開口部から Bengal 湾に流れ込む (Figure 3-138)。

Pallikararai Marsh はその生物多様性の価値と地域の洪水防止の重要性が評価され、2022 年 4 月 8 日にラムサール条約に登録された。侵略的外来種、家庭排水や都市排水による汚染、干ばつなどの脅威に晒されているが、インド政府が策定する行動計画のもと、ラムサール条約に基づき、湿地を自然保護区に設定して保護を行っている。生物多様性に関連する湿地機能の低下を引き起こす可能性のある建設活動には、十分な注意を払う必要がある (Figure 3-139)。Kovalam 流域は全てチェンナイ都市圏域に含まれ、近年は急速に開発されている流域である。流域内の主要な道路は MSL+4.0m 程度の微高地を通るが、Pallikararai Marsh の周囲は特に標高が低く、Adyar 川の洪水の影響を受ける標高 3.5～3.0m の箇所にも多く家屋や道路が集まっている (Figure 3-140)。



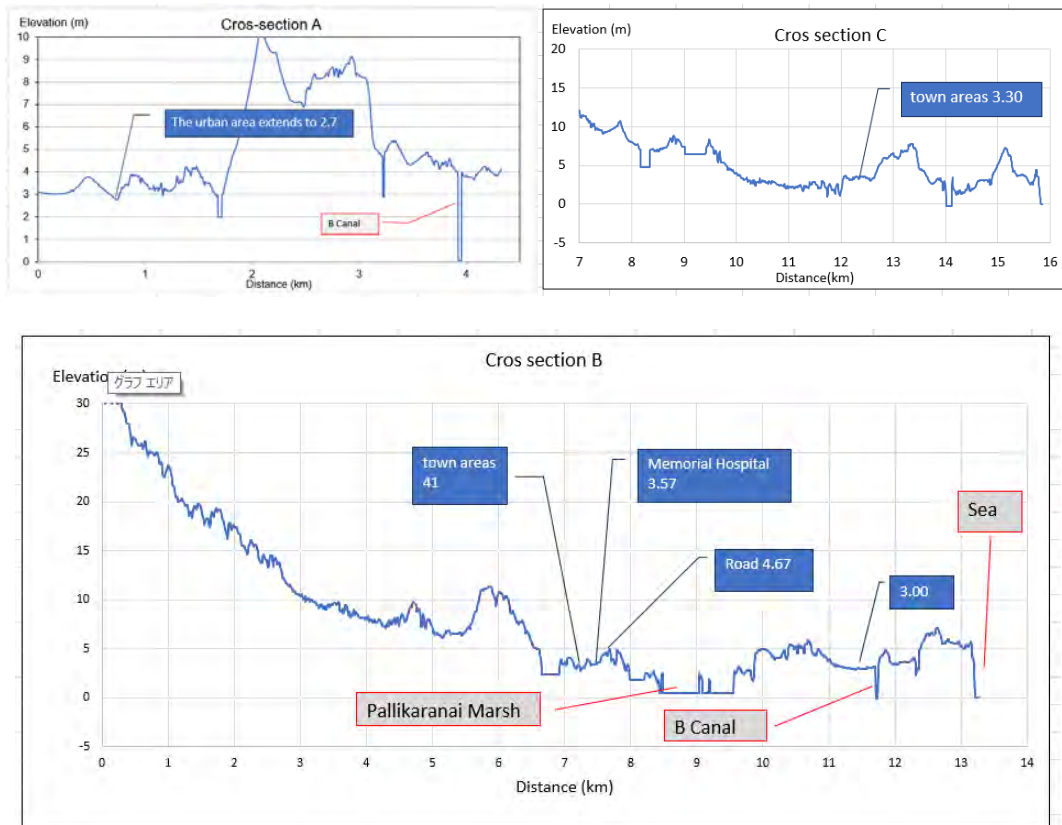
出典: JICA Expert Team

Figure 3-138: Kovalam 流域の標高区分図



出典: JICA Expert Team

Figure 3-139: Pallikaraini 湿地周辺の写真



出典: JICA Expert Team

Figure 3-140: Kovalam 流域の地形横断面図

### 3.5.1.2. 河川の流下能力評価

Pallikannarai Marsh から流出する Okkiyam Maduvu、Buckingham 運河の流下能力の評価を行う。Buckingham 運河は、Adya 川方向と Muttukadu 方向に分かれるが、両方の河川について流下能力を求める。流下能力の計算方法は、朔望平均満潮位 MSL+0.50m を出発水位とする不等流計算により行った。

Buckingham 運河の Adyar 川方向と Muttukadu 方向の分流比率は、基本高水 240m<sup>3</sup>/s に対して Muttukadu 方向 233.5m<sup>3</sup>/s、Adyar 川方向 6.5m<sup>3</sup>/s となり、97.3%の流量が Muttukadu 方向に流下することが分かった。この原因は、河道幅が Muttukadu 方向は概ね 100m あるのに対して、Adyar 川方向は Adyar 川との合流部は 18m 程度と狭くなっている、また河床勾配も Adyar 川から Muttukadu 方向に勾配があるのに起因している。よって、以下の流下能力の検討では、Adyar 川方向の分流は無視して検討を行う。

各河川の流下能力図(Figure 3-142 および Figure 3-144)から以下のことが分かる。

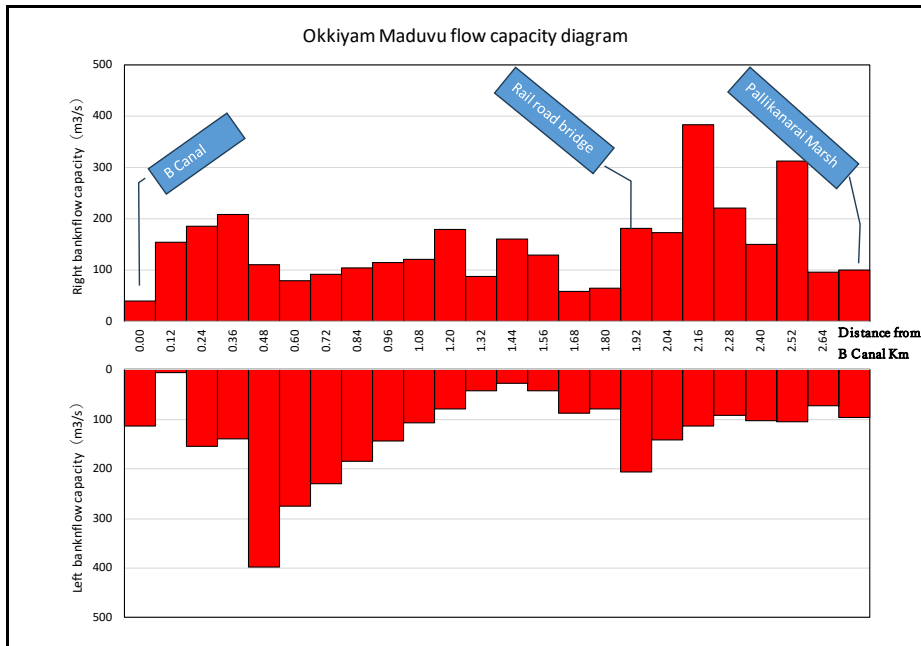
- Buckingham 運河 (Muttukadu から Okkiyam Maduvu) は、河道内に中堤防がありこれを除いた水面幅は概ね 100m 程度ある。一部を除いて流下能力は概ね 100m<sup>3</sup>/s から 200m<sup>3</sup>/s 以上がある。河道内の中堤防とは、以下の写真に示すように元々の河道幅が広いために運河としての水位を維持するために河道内に堤防が築かれてものである、現在は堤防の所々が壊れている。



出典:JICA Expert Team

**Figure 3-141: 南 Buckingham 運河の中堤防付近**

- Okkiyam Maduvu は、川幅は概ね 120m 程度であり、現況流下能力は概ね 100m<sup>3</sup>/s ある。



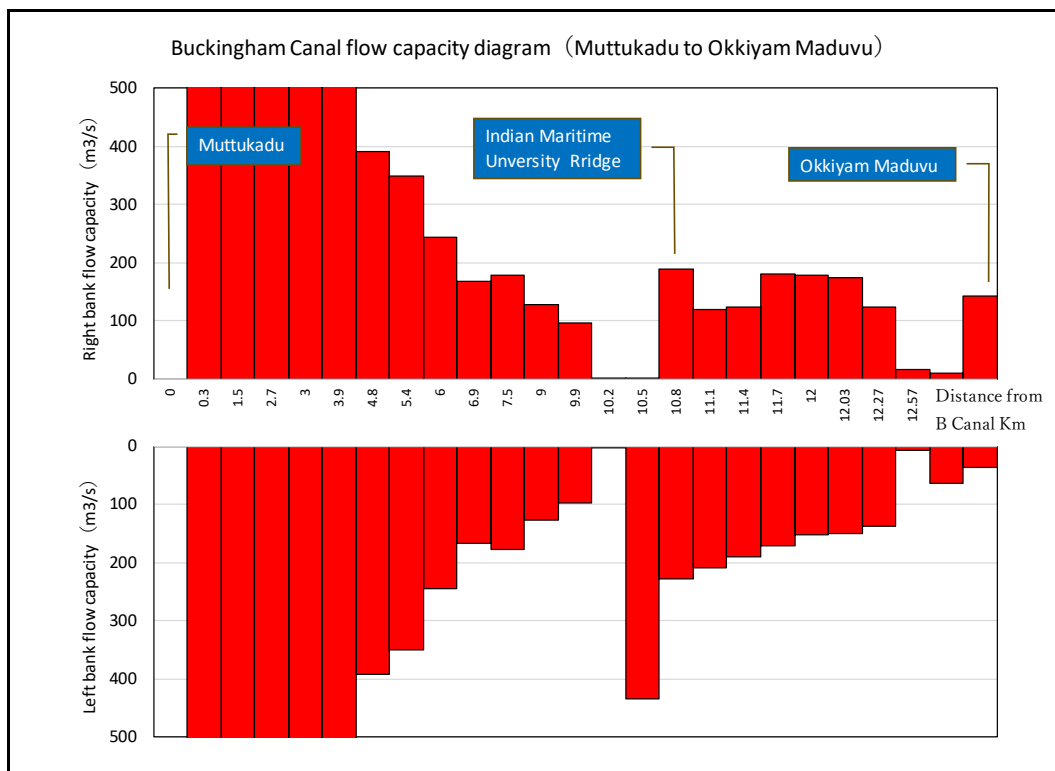
出典: JICA Expert Team

Figure 3-142: Okkiyam Maduvu の現況流下能力 (満杯評価)



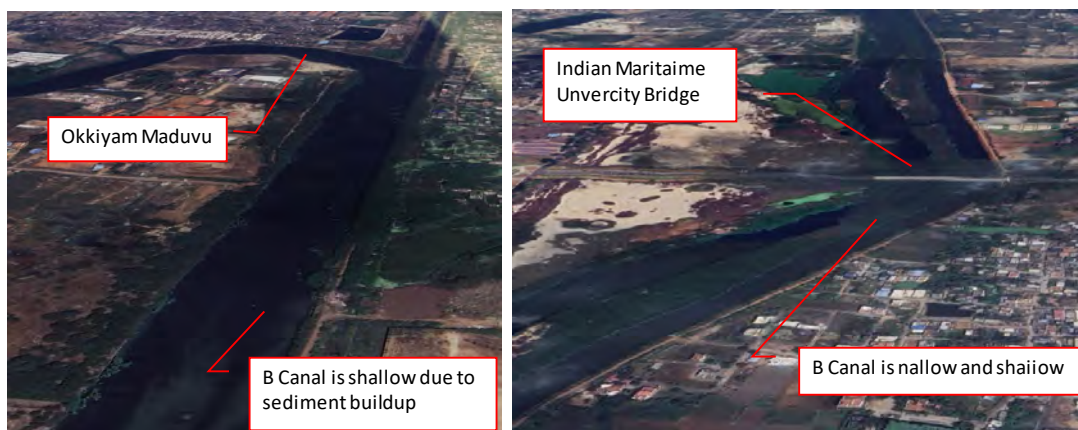
出典: JICA Expert Team

Figure 3-143: Okkiyam Maduvu の概況図



出典: JICA Expert Team

Figure 3-144: B 運河の現行流下能力 (満杯評価)



出典: JICA Expert Team

Figure 3-145: 低流量時の B 運河

### 3.5.1.3. Pallikaranai Marsh の周辺の浸水に対する安全性評価

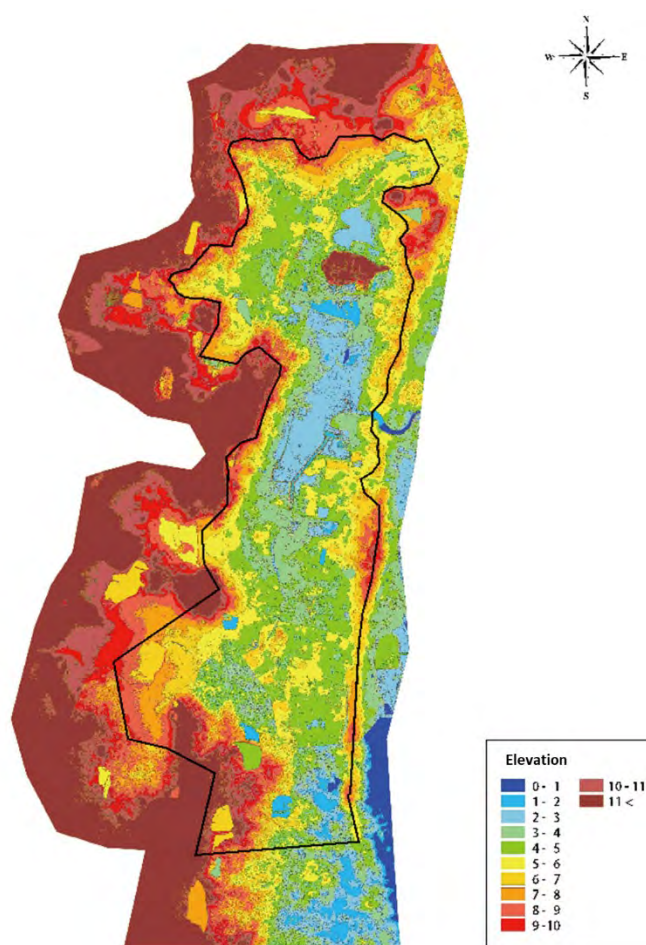
Kovalam 流域の確率雨量と流出量及び Pallikaranai Marsh の水位、浸水面積の関係を

次表 Table に示す。なお、Pallikaranai Marsh の周囲の地盤高と土地利用から 2.50m 以下を被害が発生しない水位（無害水位）とした。（Figure 3-146）

**Table 3-18: 再現確率と Pallikaranai 湿地周辺の浸水面積**

Return Period	24 hours rainfall (mm)	Discharge (m <sup>3</sup> /s)	Water level (m)	Flooded area (km <sup>2</sup> )	Flooded area (except 2.50m or less)
1/100	405.1	237.1	4.402	49.1	23.8
1/70	383.2	214.9	4.254	47.7	22.5
1/50	362.4	194.0	4.107	46.3	21.0
1/40	348.7	179.6	4.001	45.2	19.9
1/30	331.0	160.9	3.857	43.6	18.4
1/20	308.6	143.5	3.715	42.0	16.8
1/10	267.4	111.6	3.431	38.6	13.3
1/5	224.5	82.1	3.128	34.6	9.3
1/2	164.2	40.7	2.589	26.7	1.4
level of harmless water			2.500	25.3	0.0

出典: JICA Expert Team



出典:JICA Expert Team

Figure 3-146: 標高別面積の計測範囲

※流出量は、HEC-RAS モデルの流出計算によって、Okkiyam Maduvu の上流端の流量ハイドロを求め、そのピーク流量を示したものである。

※水位は、出発水位+0.50m とする不等流計算によって求めたものである。

※流出量のオレンジ色のセルは、計算により求めた確率規模と流量から推定した。

上表に示した標高別の浸水面積は前図 Figure 3-146 に示す Pallikaranai Marsh の周囲の黒線内の標高別面積を示したものである。

### 3.5.2 雨水排水計画

#### 3.5.2.1. 計画コンセプト

Kovalam 流域の治水計画を考える上での基本的な考え方を次に示す。

- ・Kovalam 流域は、Adya 川流域から南のチェンナイ都市圏域をすべて含んでおり、IT 企業などが急速に集積しつつある地域であることから他の内水区域よりも高い安全性を持つ必要がある。
- ・Kovalam 流域の地形、流入河川、排水河川の特徴及び、過去の浸水の原因を考慮した上で治水計画メニューを複数案作成する。これらの案を治水事業の効果、経済性、社会環境への影響等を考慮して事業案を選定する。
- ・Kovalam 流域の治水計画を考える上では、下流への流出量を小さくするために流域に残されている 61 個のタンクの活用を考える必要がある。
- ・浸水範囲の削減を目指して抜本的な対策案を立案する。

#### 3.5.2.2. 対象区域(Target Area)

- ・治水計画は流域単位で行うものとする。本検討の対象区域は Kovalam 流域であり、Pallikaranai Marsh に降雨が流れ込む範囲であり、Adyar 川流域より南のチェンナイ都市圏域をすべて含んでいる。

#### 3.5.2.3. 雨水排水の設計洪水安全度

- ・Kovalam 流域は、Adyar 川流域, Cooum 川流域などと同じように開発が急速に進みつつある。よって流域の治水安全度（内水対策）は  $W=1/100$  に対して行う。
- ・Pallikaranai Marsh 流域から流れ出る河川は、Okkiyam Maduvu、Buckingham 運河であり、これらの河川は  $W=1/100$  の流量に対して整備を行う。

#### 3.5.2.4. 保護区域(Protection Area)の決定

近年で最も大きな洪水である 2015 年洪水では、浸水区域は Pallikaranai Marsh の周辺の低地を中心に広がった。従って、本業務での保護区域は Pallikaranai Marsh を中心に広がる区域及び Okkiyam Maduvu、Buckingham 運河の沿川の低地を保護エリアとする。Kovalam 流域で Pallikaranai Marsh から離れたところで、微地形の変化や水路の整備不良などが原因の浸水は、この治水対策の対象外であり GCC が SWD の整備を行うことを推奨する。

#### 3.5.2.5. 治水計画の計画降雨

計画降雨の波形は、Kovalam 流域に大きな被害をもたらした 2015 年の降雨とする。こ

の降雨の主要部分は24時間で終了していることから降雨継続時間は24時間とする。計画降雨は、“3.3.3 計画降雨量およびハイトグラフとシミュレーション結果”で述べたように、2015年の降雨の24時間をW=1/100降雨量(405mm)まで引き伸ばしたものをを用いている。

なお、2015年降雨の24時間雨量は375mmでW=1/60程度の降雨であった。

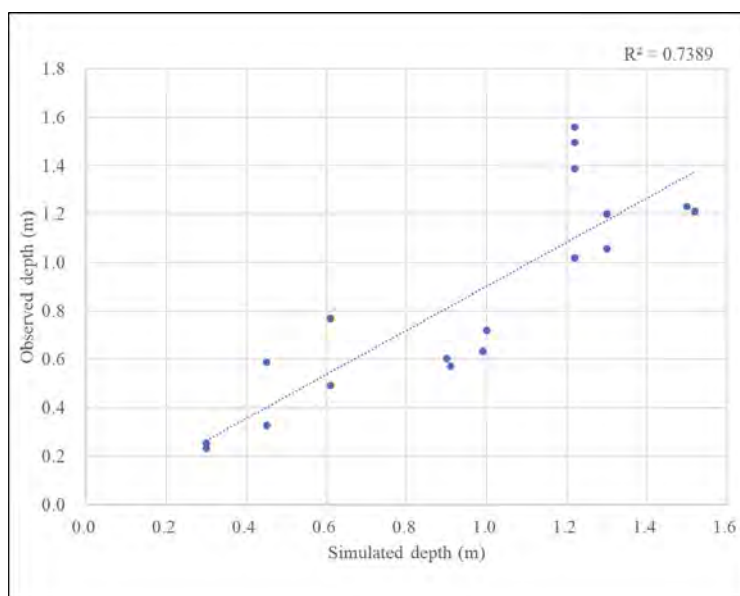
### 3.5.2.6. 基本高水及び計画高水流量

以下に示す手順で流出解析を行い、基本高水、計画高水流量を設定し、計画高水流量を用いて Okkiyam Maduvu、Buckingham 運河の河道計画を行う。

#### ① 流出計算と基本高水、計画高水流量の設定

Kovalam 流域にW=1/100の計画降雨を降らせ、HEC-RASにより流出解析を行った。

Okkiyam Maduvu の流量観測が行われていないために流出モデルの同定は、インド工科大学(IIT)が、2023年洪水で行った Pallikaranai Marsh 周辺の23地点の浸水深の観測値を用いて解析モデルの検証を行った(次図参照)。



出典:JICA Expert Team

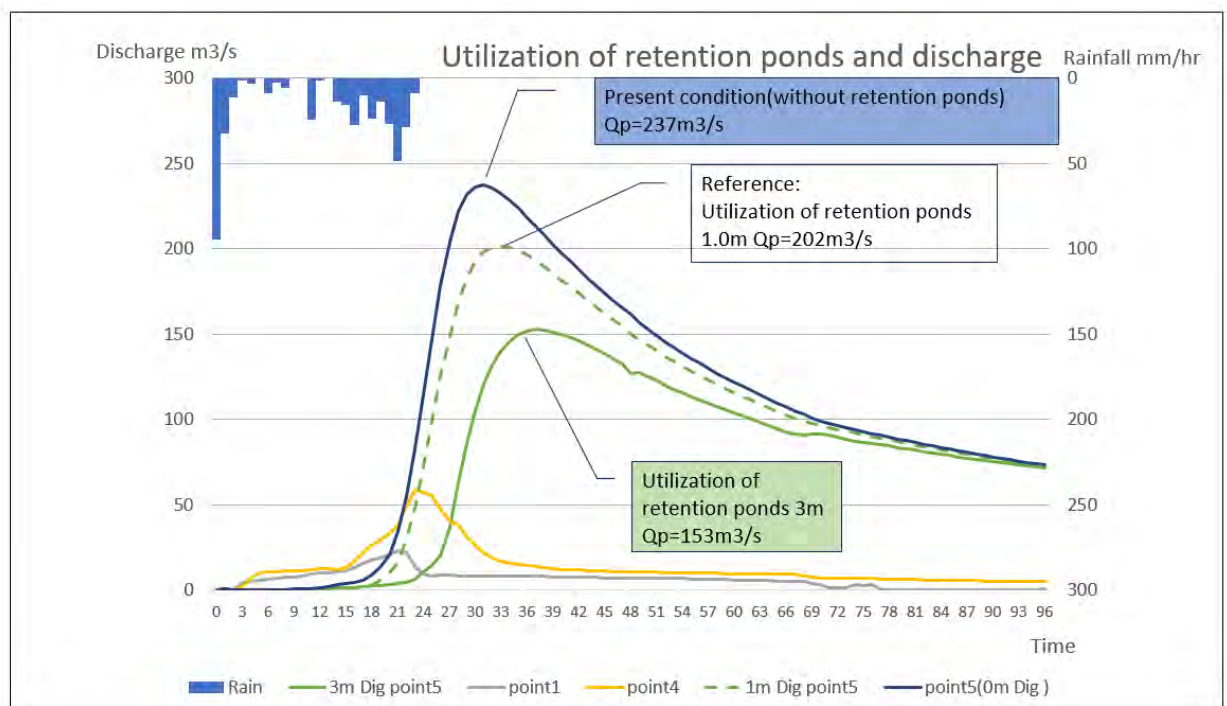
Figure 3-147: HEC-RAS モデルの検証結果

その結果、Pallikaranai Mash から Okkiyam Maduvu への流出ハイドログラフは、ピーク

流量  $237\text{m}^3/\text{s}$  となった。よって、基本高水  $240\text{m}^3/\text{s}$  と設定する(次図参照 Figure3-148)。

次に、流域内には WRD が管理している 61 ヶ所のタンクがある。WRD のデータによるとタンクの平均深さは約 1.7m であり、現在の貯留量を確保して掘削により治水に活用できるタンクの深さを 3m と設定し降雨時に貯留できるものとした。

Kovalam 流域のタンクを 3m 掘削し治水に活用した結果、Pallikaranai Mash から Okkiyam Maduvu への流出ハイドログラフは、ピーク流量  $153\text{m}^3/\text{s}$  となり約 35%のピーク流量の低減が得られた。よって、計画高水流量は  $160\text{m}^3/\text{s}$  と設定した。参考にタンクを 1m 掘削し治水活用した時は、ピーク流量  $202\text{m}^3/\text{s}$  と約 15%の低減効果にとどまった。



出典: JICA Expert Team

**Figure 3-148: 基本高水と計画高水流量**

Okkiyam Maduvu 等の位置を次図 Figure3-149 に示す。

- Point 5 : Okkiyam Maduvu 上流部 / Point 4 : Pallikaranai 南水路 / Point 1 : Veerangal 水路



出典: JICA Expert Team

Figure 3-149: OkkiamMaduvu と他の重要な水路の位置図

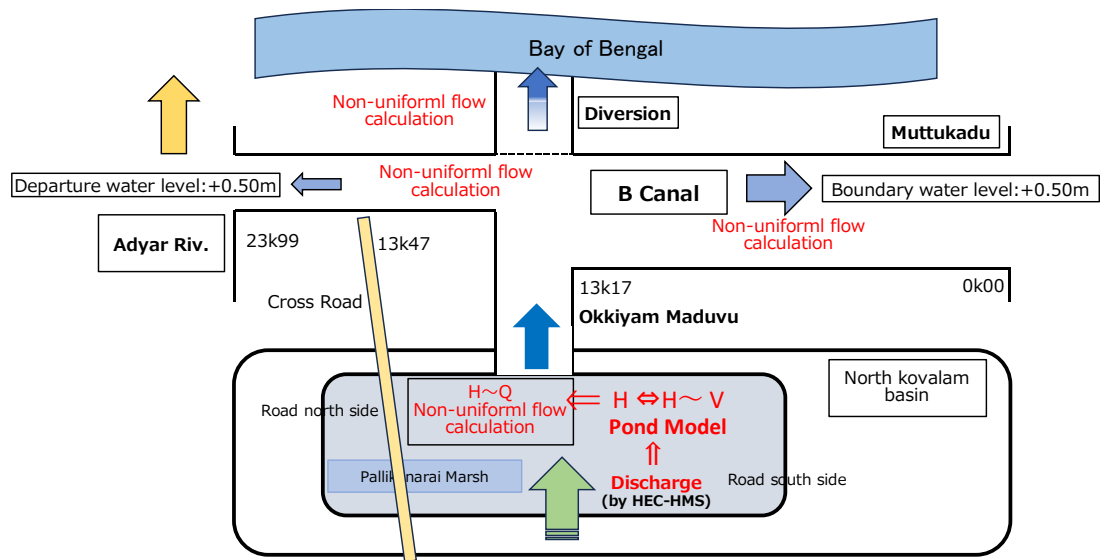
### 3.5.2.7. 計画高水位の検討

#### ① 計画高水位 (H. W. L.) の設定

Pallikaranai Marsh 周辺の地形の土地利用を見ると、道路は標高+4m 以上の微高地を通っているが、家屋は+2.50m~+3m 程度の所に存在している（次図参照）。よって、Kovalam 流域の治水計画（内水排除計画）では、Pllikaranai Marsh の計画高水位 (H. W. L.) を+2.50m と設定する。つまり、Pllikaranai Marsh から Bengal 湾に流れる Okkiyam Maduvu、Buckingham 運河の河道計画は、Pllikaranai Marsh の水位を+2.50m 以下に抑えるように河道計画を行うこととする。

#### ② 河道計画

Okkiyam Maduvu、Buckingham 運河の河道計画は、Bengal 湾の朔望平均満潮位 (MSL+0.50) を出発水位とする不等流計算で河道の各地点の水位を求め、これらの計算水位を包絡する水位を計画高水位 (H. W. L.) と設定した。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-150: 計画水位の解析

### 3.5.3 構造物対策の検討

#### 3.5.3.1. 治水対策案

##### ①流域と河川の特徴と治水対策案

(1)に示した Kovalam 流域の特徴を以下に再整理する。

- ・流域内には、61ものタンクが存在して、現在これらは農業等にも活用されていない。
- ・流域内に降った降雨は、排水路等を通じて全て Pallilaranai Marsh へ集まり、Okkiyam Maduvu から Buckingham 運河を通じて Adyar 川、Muttukadu から Bengal 湾に排水される。
- ・Okkiyam Maduvu は、河道延長は 2.6km であるが河道の屈曲が激しい。
- ・Buckingham 運河は、Okkiyam Maduvu から Adyar 川へは 10.5km、Muttukadu へは 13.2km といずれも排水先までの河道延長が長い。
- ・Buckingham 運河 の Okkiyam Maduvu から Adyar 川へは 10.5km 区間は、川幅が 30~40m 程度であるが、Adyar 川への合流部付近は川幅が 20m と狭くなっている。
- ・Buckingham 運河 の Muttukadu への 13.2km 区間は、川幅は 100m 程度と広い。Muttukadu には Kovalam の南側の流域も合流するために、潮位だけでなく合流河川の流量により河道水位が変化する。

以上に示した Kovalam 流域の特徴と Pallilaranai Marsh から Bengal 湾への排水河川の状況を踏まえ治水対策案は以下のものが考えられる。

##### 【治水対策案】

- ・タンクの治水計画への活用：WRD が管理するタンクを治水に活用する。WRD のデータからタンクの平均水深を求めると約 1.7m であった。これらのタンクを治水活用するために既存の容量を確保したまま 3m の掘削を行う計画とした。
- ・放水路：Buckingham 運河から Adyar 川、Muttukadu への河道延長が長いために、Bengal 湾に排水する放水路を設ける。
- ・Okkiyam maduvu のショートカット：屈曲が激しい河道をショートカットする。
- ・Buckingham 運河の改修（河床掘削）：現況河床-2m として流下能力を増し、Pallikaranai の水位を下げる。B 運河の Adyar 川合流点の河床高は標高 2m 程度で、現況河床-2m まで掘削しても、Adyar 川の計画河床高-3m よりも高くなり排水は可能と考える。

##### ③ 治水対策案の効果

治水対策案の効果をもとに不等流計算で把握した。不等流計算における出発水位は、Buckingham 運河の Adyar 川、Muttukadu に朔望平均満潮位+0.5m を与える。その結果、以下のことが分かる（次 Table 3-18）。Pallikaranai Marsh のピーク水位と Adyar 川のピーク水位が同時生起する可能性はあるが、ここでは Buckingham 運河の水位低減効果の可能

性を見るために Adyar 川に朔望平均満潮位+0.5m を与えた。

・ Case1 : 参考までにタンクの 1m を貯留に使うケースも計算した。このケースでは Pallikaranai Marsh のピーク水位が 0.2m 下がることが分かった。

・ Case2 : Kovalam 流域のタンクの総面積は 17.0km<sup>2</sup> で、深さ 3m の貯留を行うと貯留量は 51.0MCM となり、Pallikaranai Marsh のピーク水位が 0.7m 下がる。

・ Case5 (採用案) : タンク活用+放水路+Okkiyam Mduvu ショートカットの対策で、現況に対してピーク水位が 1.55m (MSL+2.87m) 低下する。ここでは、放水路の幅を仮に 100m と設定している。

・ 内水目標は 2.5m としており、標高 2.87m~2.5m にある低平市街地の浸水対策は別途必要となる。浸水対策はポンプ排水を想定する。

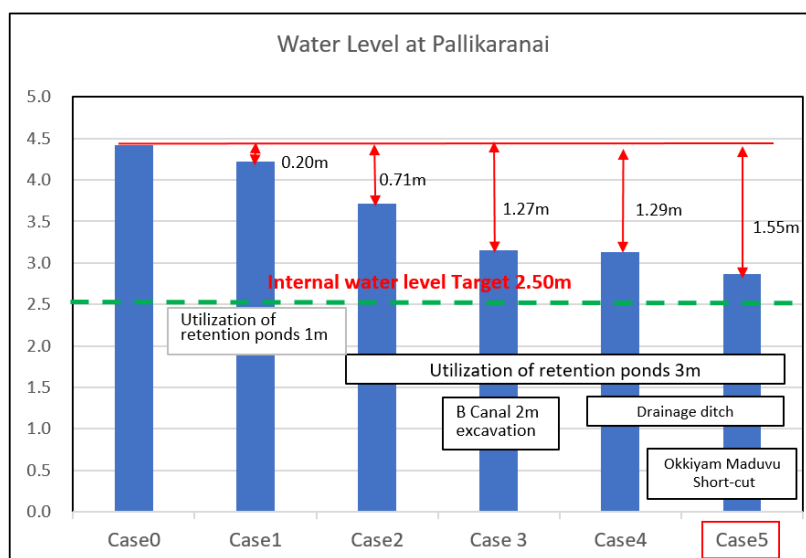
・ Case3 (Buckingham 運河の改修) も水位低下の効果があるが、河口 Muttukadu には砂州があり Buckingham 運河の河床高の維持が困難であること、Muttukadu 南からの流出量による水位上昇があり河口水位が一定しないために、治水対策としては適していないと考える。

従って、Pallikaranai Marsh の水位を確実に下げるためには、Case5 が最も有力な案と考える。

**Table 3-19: 治水対策のケースと水位低減効果**

	Pallikaranai	Water Bodies	Okkiyam Maduvu	B Canal	Diversion (B Canal to Bengal)	Results (Water Level at Pallikaranai)	Water Level Reduction Effects (m)
Case0	Present condition	Present condition	Present condition	Present condition	—	4.42	
Case1		1.0m excavation				4.22	0.20
Case2		3.0m excavation	Present condition	Present condition	—	3.71	0.71
Case3				Repair (Riverbed height=Current condition - 2.0m)	—	3.15	1.27
Case4				present condition	100m (tentative)	3.13	1.29
Case5		Shortcut	Present condition	100m (tentative)	2.87	1.55	

出典: JICA Expert Team



出典: JICA Expert Team

Figure 3-151: 治水対策のケースと水位低減効果

### ③ 最適な放水路幅の検討

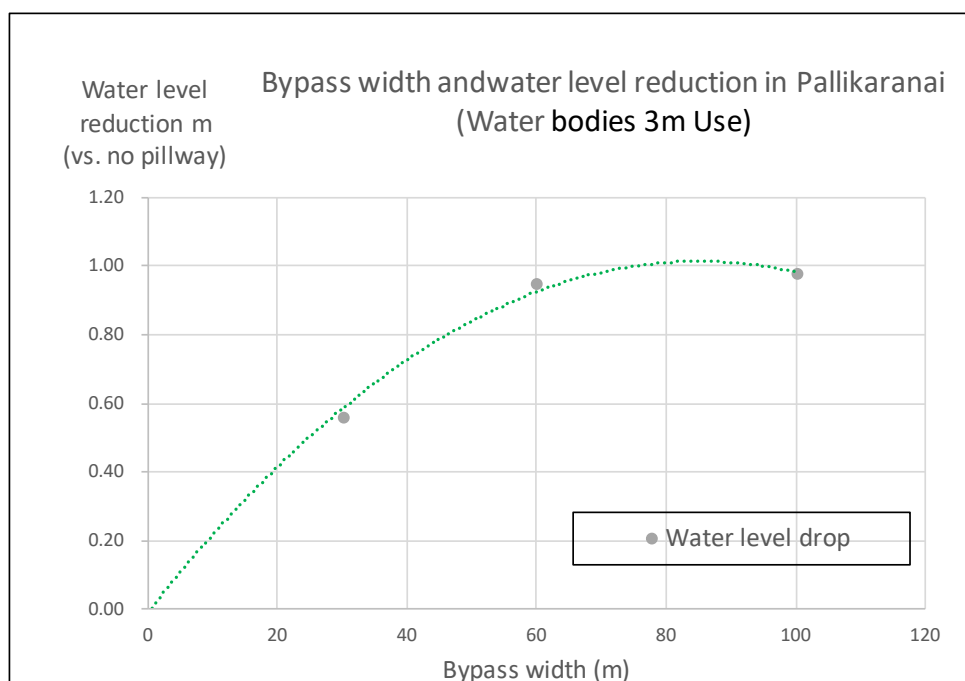
#### a. 水理面からの検討

(2)では放水路幅を仮に100mとして、治水対策として「タンクの活用(3m)、放水路(100m)、Okkiyam Maduvuのショートカット」を選定した。ここでは、放水路幅を数種変化させて、水位低下効果及び事業費から最適な放水路幅を選定する。なお、「放水路なし」は、タンクの治水活用のみでの水位低減効果を示している。

次図および次表 Tble 3-19 から次のことが分かる。

・Pallikaranaiのピーク水位の低減量は、放水路幅30mと60mでは0.39mの差があるが、60mと100mでは0.03mの差で、ほぼ同じ水位となる。放水路幅が広がると水位の低下量が小さくなる理由は、放水路の水深が小さくなるために放水路の底面の粗度係数が影響して流速が低下するために、Pallikaranaiのピーク水位の低減効果が小さくなるものと思われる。

また、標高2.5mを内水被害が発生しない高さとして設定しているが、これよりもPallikaranaiのピーク水位が高い区域はポンプ排水が必要となる。放水路幅100mと60mでは、Pallikaranaiのピーク水位は大きな差がなく、ポンプ排水が必要な面積にも差がなかった。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-152: 放水路幅と水位低下量の関係

Table 3-20: 放水路幅と水位低減効果

Bypass width	Peak water level (Pallikaranai) (m)	Water level reduction (m)	Flooded area (km <sup>2</sup> )	Area where pump drainage is needed (km <sup>2</sup> )	Capacity where pump drainage is needed (×10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
No bypass (Utilization of retention ponds)	3.85	—	43.5	18.3	7.4
30m	3.29	0.56	36.8	11.6	4.7
60m	2.90	0.95	31.4	6.1	2.5
100m	2.87	0.98	31.0	5.7	2.3
Internal water level target	2.50		25.3	0.0	0.0

出典: JICA Expert Team

b. 事業費からの検討

放水路幅ごとの建設費の比較を行った。事業費算出の条件等を以下に示す。

- ・放水路の建設費は、放水路の築造費（用地・補償費、土工等）に Pallikaranai Marsh 周辺の低平地の浸水対策費（ピーク水位から内水位の目標 2.50m 間の排水を行うための低地の排水ポンプの整備費）の合計とした。
- ・土工費の単価は、単価表「PWD SOR 2022-2023, with effect from 19.07.2022」より算定した。

・排水ポンプの事業単価：チェンナイで2018年に計画された $3\text{m}^3/\text{s}$ の排水機場の概算工事費に、除塵機等の追加必要機器の費用を加え、2018年～2024年の建設工事費用の上昇率を乗じて算出した。

・用地費（補償費を含む）：調査価格は $86,000\text{INR}/\text{m}^2$ であった。調査価格は、地代と補償費は同比率を見込んでいたために、ここでは「荒れ地」は用地費を $1/2$ （調査価格の $1/4$ ）とし、またアミューズメント施設は国有地であることから補償費のみを計上し放水路幅によらず同額とした。

以上の条件で算出した放水路幅と事業費の関係をみると、以下のことがわかる（Table 3-21、Table3-22 参照）。

・放水路幅100mのケースは、用地費、補償費が大きく影響して事業費が放水路幅30m、60mよりも大きくなっている。

・放水路幅60mと30mを比べると、放水路幅60mは用地費が大きく排水ポンプ費が小さい。一方、放水路幅30mは排水ポンプ費が大きくなり、合計では両者の事業費は大差ない。しかし、排水ポンプは毎年の維持管理や定期的な排水ポンプの更新費が必要となる。

従って、水理面、事業費、維持管理の面の両方から見て、放水路幅60mが最適と考える。

Table 3-21: 放水路幅と事業費の関係

Okkiyam Maduvu Short-Cut								
Bypass width	peak water level(m)	Area below peak water level (km2)	Flood control area (km2)	land acquisition cost(including house compensation expenses)	Compensation expenses(Bridge)	Water discharge channel construction cost(Earthwork and law lining) Million IDR	Drainage pumps million IDR	Total Million IDR
No bypass	3.85	43.5	18.3					
30m	3.29	36.8	11.6	4200.0	98.4	4322.3	1,339.4	5,700.0
60m	2.90	31.4	6.1	5000.0	182.4	5227.3	709.1	5,900.0
100m	2.87	31.0	5.7	6200.0	294.4	6561.9	665.4	7,200.0
Internal water level target	2.50	25.3	0.0					

出典: JICA Expert Team

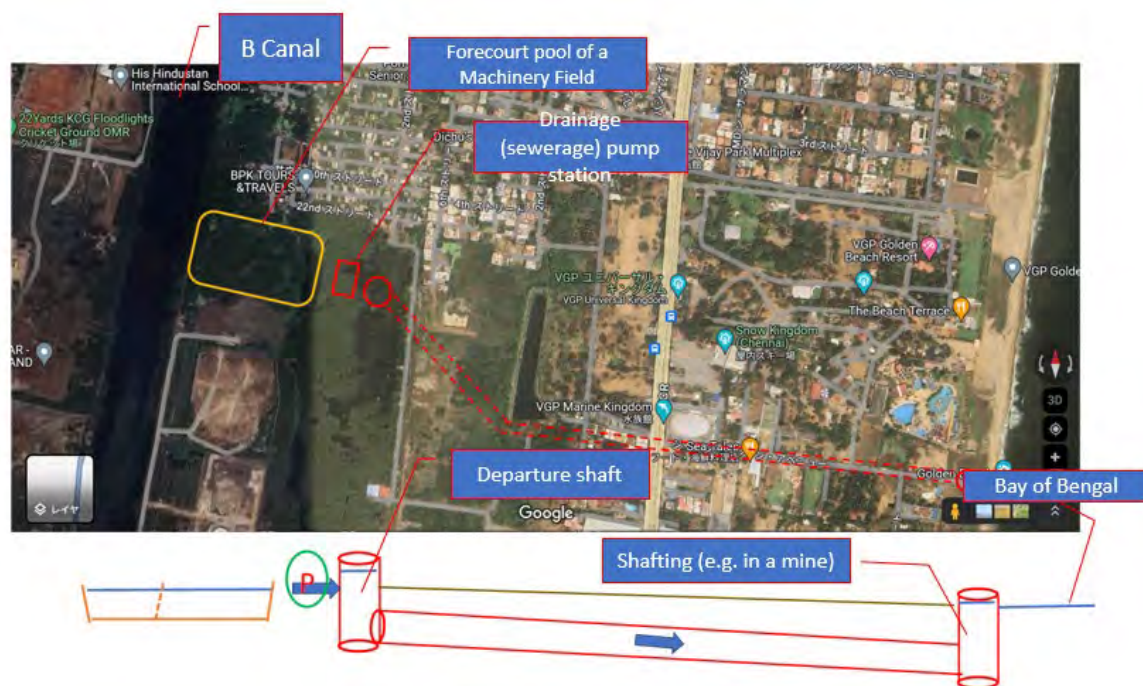
Table 3-22: 放水路幅と事業費の内訳

land acquisition			Bridge compensation expenses			Excavation			Transport (5 km transport)			Embankment			Slope Covering (slope molding, turfing)			Spillway construction (building) costs	Drainage pump (4.7m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> ) (24-hour rainfall at T=1/100 drained for 24 hours)			Total amount	
volume	Unit Price INR /m2	Expenses Million IDR	volume	Unit Price INR /m2	Expenses Million IDR	volume	Unit Price INR /m3	Expenses Million IDR	volume	Unit Price INR /m3	Expenses Million IDR	volume	Unit Price INR /m3	Expenses Million IDR	volume	Unit Price INR /m2	Expenses Million IDR	Expenses Million IDR	volume	Unit price per unit million INR/km2	Expenses Million IDR	million IDR	
	86000			100000			51.45			57.26			51.45			54.95					24.67		
62000	68000	4200.0	984		98.4	210,000		10.8	210,000		12.0	4,000		0.2	15,000		0.8	4,322.3	11.6		1,339.4	5,700.0	
110000	46000	5000.0	1824		182.4	404,000		20.8	404,000		23.1	4,000		0.2	15,000		0.8	5,227.3	6.1		709.1	5,900.0	
173000	36000	6200.0	2944		294.4	611,000		31.4	611,000		35.0	4,000		0.2	15,000		0.8	6,561.9	5.7		665.4	7,200.0	

出典: JICA Expert Team

④ 放水路の代替案

先に、Buckingham 運河から Bengal 湾に至るオープン水路による放水路を検討したが、移転家屋は居住棟 0、商業施設 100 棟程度、また用地買収を伴う。ここでは地下を利用した放水路を検討する（次図参照 Figure3-153）。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-153: 地下放水路案

- ・地下放水路のルート：道路沿いの商店及びアミューズメントパークをできるだけ避けるために地下放水路を計画する。
- ・地下放水路のルート：アミューズメントパークや市街地の区間を地下放水路とする。排水機場により Buckingham 運河及び機場の手前の沈砂池から洪水を地下放水路に圧送し Bengal 湾に排水する。
- ・排水機場の容量：Buckingham 運河及び機場の手前の沈砂池を貯水池として活用することで、Okkiyam Maduvu ピーク流量  $160\text{m}^3/\text{s}$  に対して排水機場の容量を  $115\text{m}^3/\text{s}$  となる。
- ・地下放水路の管径、延長：地下放水路の管内流速  $2.5\text{m}/\text{s}$  とした時、地下放水路は内径  $9\text{m}$ 、延長  $L=1.2\text{km}$  となる。B 運河と排水先となる Bengal 湾の潮位及び地下放水路の管路損出、曲がり損失等を考慮した損失水頭は約  $4.5\text{m}$  であり、排水ポンプの揚程はこれを上回るものが必要となる。
- ・概算事業費：3,000 億 INR（地上放水路の 50 倍）となる。用いた単価は、排水機場は  $2,467$  万  $\text{INR}/\text{m}^3/\text{s}$ 、地下放水路は  $148,000\text{INR}/\text{m}^3$  とした。

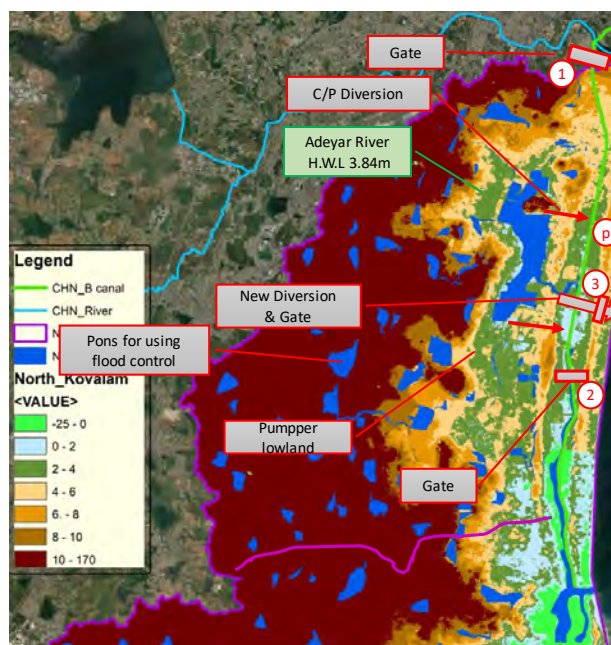
3.5.3.2. 治水対策に必要な構造物

以上で検討を行った Kovalam 流域の治水対策に必要な構造物と整備目的を次表 Table3-23 に整理する。また、施設の位置図を次図 Figure 3-155 に示した。

Table 3-23: Kovalam 流域の治水対策に必要な施設

Proposed flood control measures		Explanation
Prevention of external flooding, etc.	Sluice gates (4 units)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• A sluice gate will be installed at the Adeyar River confluence of B Canal ① and south of Kovalam ② to prevent external flooding.</li> <li>• A sluice gate ③ will be installed downstream of Okkiyam Maduvu to direct floodwaters to a shortcut section of Okkiyam Maduvu.</li> </ul>
	River improvement	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Construction of levees to prevent flooding in low-lying areas along the B Canal. (B Canal embankment: 23.7 km).</li> </ul>
Internal water purification	Drainage ditch	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Shortcut of Okkiyam Maduvu (0.8 km)</li> <li>• Construction of a new spillway (60 m wide) from B Canal to the Bay of Bengal (1.6 km)</li> </ul>
	Drainage pump	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Establish drainage pumps (4.7m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>) in each district to prevent flooding of low-lying areas around Parikanarai Marsh.</li> </ul>
Effluent control	Utilization of existing reservoirs	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cut down drainage channels to provide flood control capacity in retention ponds.</li> <li>• Install orifices and flood discharges at the outlet of retention ponds. (61 locations).</li> </ul>
Effluent control	Storage in schools and public facilities	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Rainwater harvesting for school playgrounds, parking lots of public facilities, etc.</li> </ul>
	Infiltration facility	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Installation of infiltration facilities in schools, public facilities, condominiums, etc.</li> </ul>

出典: JICA Expert Team



出典: JICA Expert Team

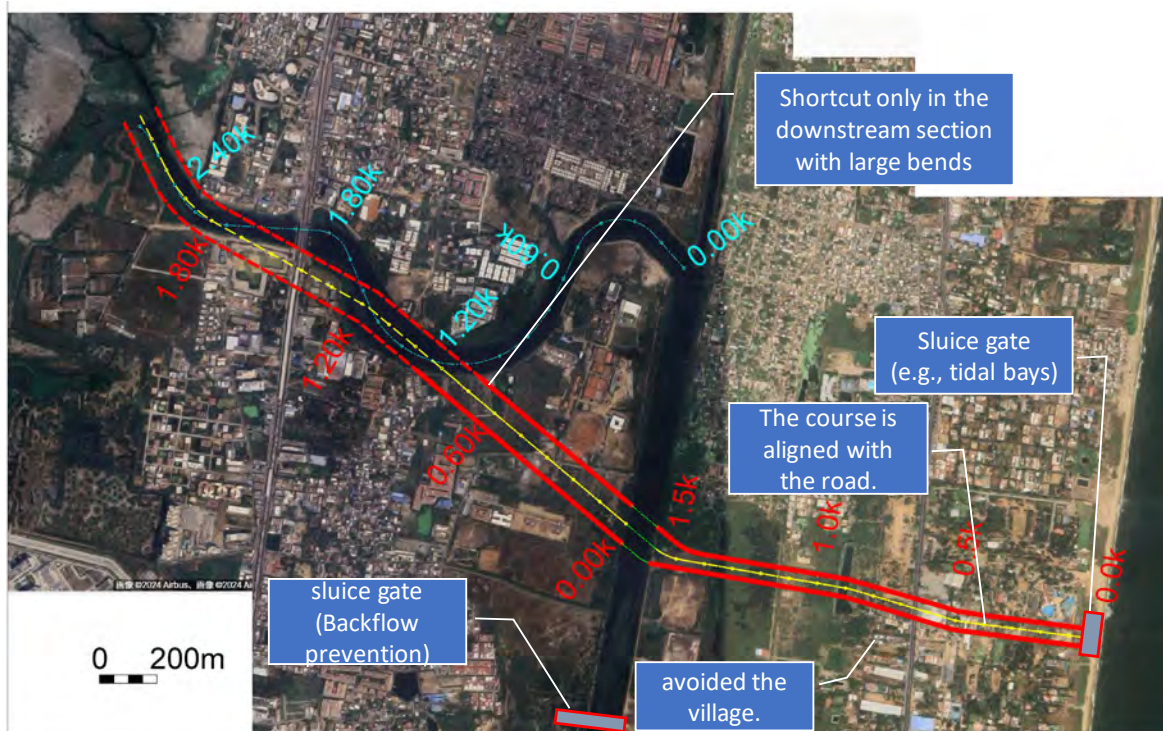
Figure 3-154: 治水対策施設の位置図

3.5.3.3. 河川の改修計画

① 放水路 (Okkiyam Maduvu Diversion)

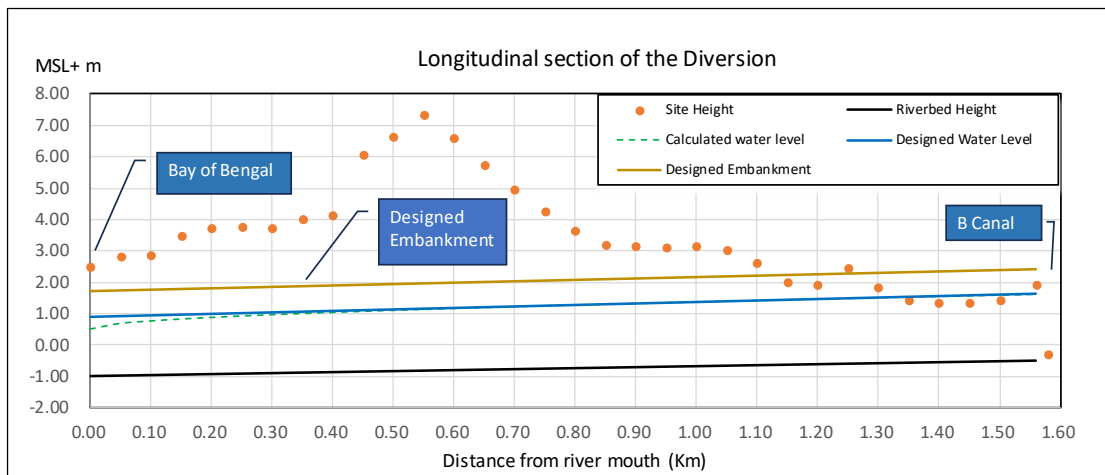
Buckingham 運河から Bengal 湾に放流する放水路の諸元を以下示す。

- ・放水路ルート：放水路は、Pallikaranai Mash から Bengal 湾に到達するルートで、現況の OkkiyamMaduvu を利用でき、移転家屋数の最も少ないルートを選定した。移転家屋は居住棟 0、商業施設 100 棟程度となる。
- ・放水路延長：1.56km
- ・川幅：放水路幅と Pallikaranai Mash での水位低下の関係から放水路幅を 60m とする。
- ・河床勾配：1/3,000
- ・河口部河床高：Adyar 川 の最深河床程度の MSL-1.0m と設定する。
- ・計画高水位：不等流計算による地点水位を包絡した水位を計画高水位とした。



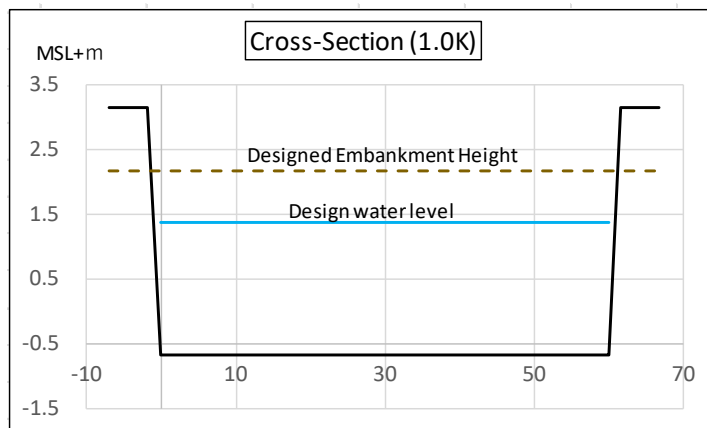
出典: JICA Expert Team

Figure 3-155: OkkiyamMaduvu のショートカット放水路とバイパス



出典: JICA Expert Team

Figure 3-156: 放水路縦断面図



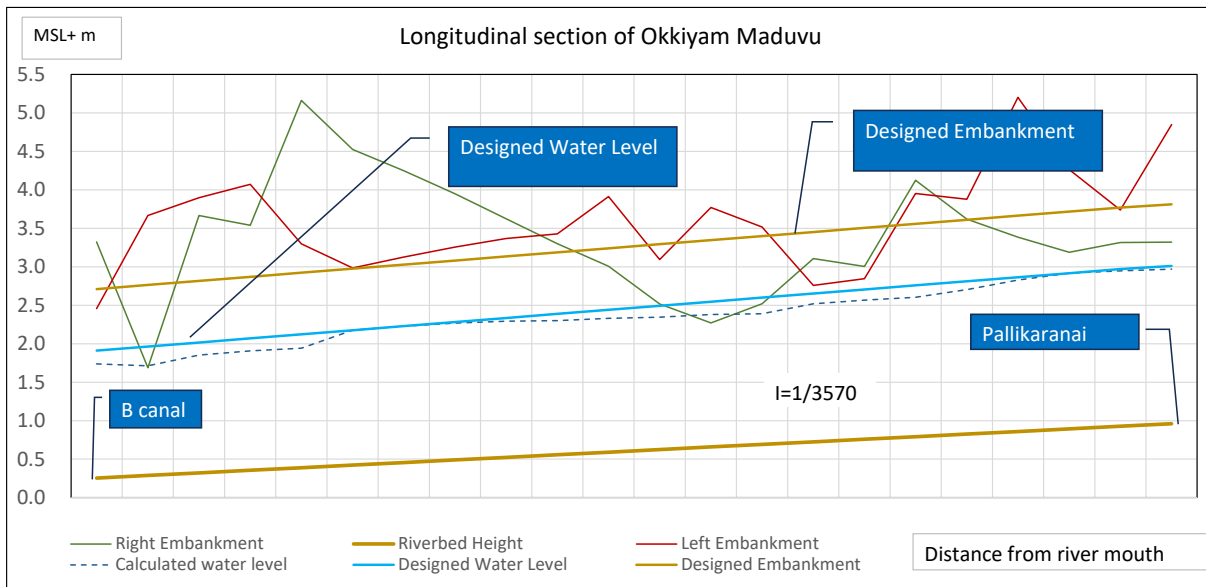
出典: JICA Expert Team

Figure 3-157: 放水路横断面図

② Okkiyam Maduvu のショートカット放水路

Okkiyam Maduvu の湾曲の大きい部分 (0.0k~1.2k 区間) をショートカットする放水路とする。湾曲部をショートカットすることにより W=1/100 時の Pallikaranai Marsh の水位を 0.26m 低減することができる。なお、Okkiyam Maduvu の 1.2k から Pallikaranai Mash までは、河道の湾曲が小さくショートカットの効果が小さいこと、及び高速道路の橋脚が建設中であることなどから現況河道を利用するものとする。ショートカット部分を含む Okkiyam Maduvu の諸元を以下に示す (Figure 3-158, Figure 3-159)。

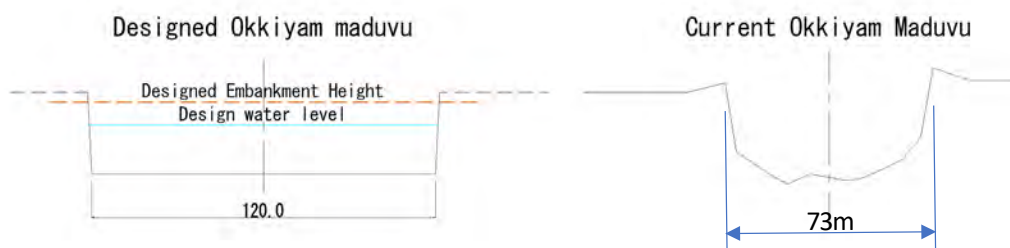
- Okkiyam Maduvu Short-cut 区間 : Buckingham 運河 から河道延長 0.90km 区間をショートカット放水路とする (現 Okkiyam Maduvu 河道延長 1.20km 区間)。
- 河床勾配 : 1/3, 570 (現況河床勾配と同じ)
- 川幅 : 現況の平均川幅と同じ 120m とする。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-158: Okkiam Maduvu 縦断面図

0.36k



出典: JICA Expert Team

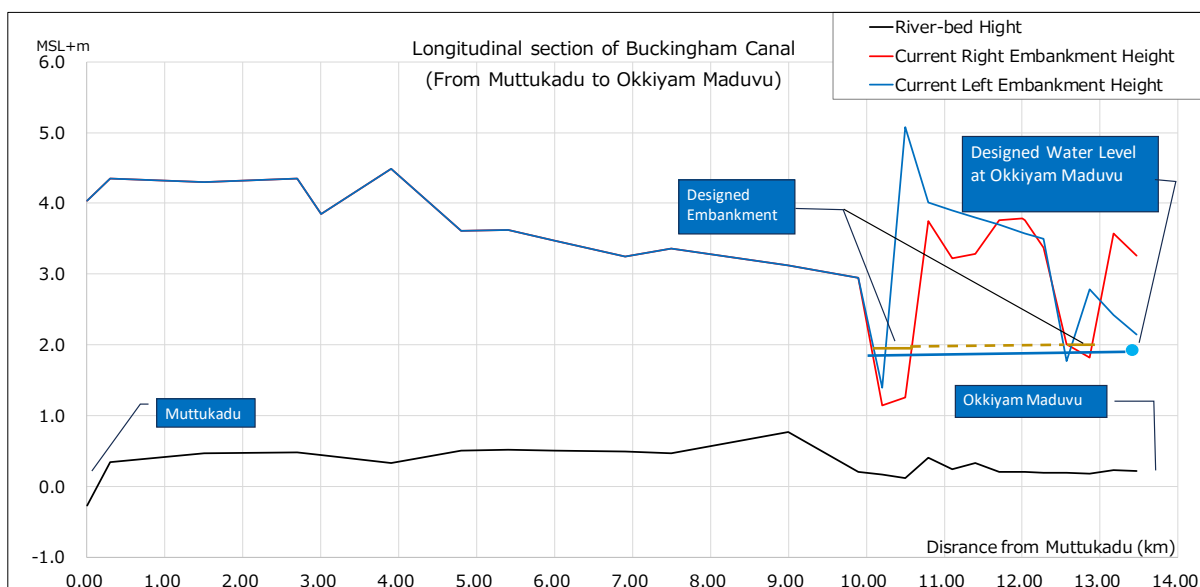
Figure 3-159: Okkiam maduvu ショートカット放水路区間の横断面図

③ Buckingham 運河の改修計画

現在の Kovalam 流域は、Buckingham 運河を通じて Adyar 川と Muttukadu 地点で Bengal 湾に排水しているが、排水先までの河道延長が 10km 以上と長いために Buckingham 運河を改修しても Pallikaranai Mash の水位が低下しにくい。よって放水路の建設により Pallikaranai Mash の水位を下げることにした。従って、Buckingham 運河は現況河道を基本として堤防高が不足するところのみに築堤を行うこととする。Buckingham 運河の改修諸元を以下に示す(次図 Figure 3-160)。

- ・改修区間延長：Okkiyam Maduvu から放水路付近までの間で、右岸 1.3km (10.0km~10.8km、12.5km~13.0km)、左岸 0.4km (10.0km~10.3km、12.5km~12.6km) とする。
- ・川幅：現況の川幅とする。
- ・河床勾配：現況河床とする。

- ・計画高水位：Okkiyam Maduvu に計画流量 160m<sup>3</sup>/s が流れた時の計画高水位を Buckingham 運河にレベルバックした時の水位を Buckingham 運河の計画高水位とする。
- ・計画堤防高：Buckingham 運河は掘込河道であり余裕高を設けずに、計画高水位＝計画堤高とする。



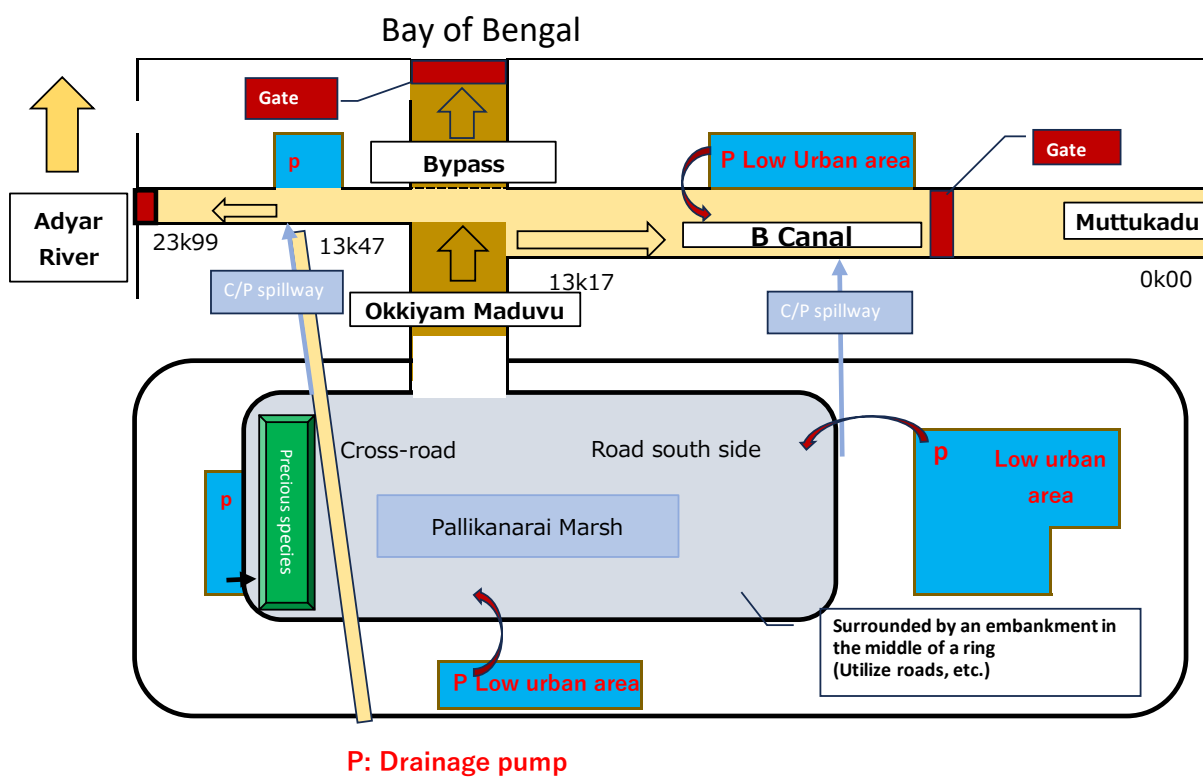
出典: JICA Expert Team

Figure 3-160: B 運河の縦断面図

#### 3.5.3.4. 低地の浸水対策 (MSL+3.12~+2.50)

低地の浸水対策は、Pallikaranai Marsh の周辺に低市街地が点在しているために、次図 Figure3-161 に示すように、区域ごとに周囲の道路等で囲い外水の氾濫を防いであって低市街地の中に降った降雨をポンプで排水するものとする。

排水ポンプの容量は、1/100 確率の計画雨量を 24 時間内に排水できる排水量 4.7 (m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>) と設定する。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-161: 低地の浸水対策

3.5.3.5. 概算数量の算出

Kovalam 流域の治水対策に関する概算工事数量を以下に示す。

**Table 3-24: 土工および補償数量**

Project area	Type of works	Volume	Unit	Remarks
Okkiyam maduvu drainage channel	Excavation	404,000	m <sup>3</sup>	
	Embankment	4,000	m <sup>3</sup>	
	Slope shaping	15,000	m <sup>2</sup>	
	Land area (of a site, etc.)	110,000	m <sup>2</sup>	
	Compensation (Large-scale commercial facilities)	amusement park		place
	Compensation (stores, houses)			large building
	Compensation (bridges)	Width 4m, Bridge length 65m	2	bridge
	Width: 20m, Length: 65m	1	bridge	
Project area	Type of works	Volume	Unit	Remarks
Okkiyam maduvu Short-cut	Excavation	474,000	m <sup>3</sup>	
	Embankment	1,000	m <sup>3</sup>	
	Slope shaping	5,000	m <sup>2</sup>	
	Land area (of a site, etc.)	104,000	m <sup>2</sup>	
	Compensation (Large-scale commercial facilities)		0	place
	Compensation (stores, houses)		0	large building
	Compensation (bridges)		0	bridge
Project area	Type of works	Volume	Unit	Remarks
Buckingham Muttukadu to Okkiyam Maduvu	Excavation	0	m <sup>3</sup>	
	Embankment	96,000	m <sup>3</sup>	
	Slope shaping	72,000	m <sup>2</sup>	
	Land area (of a site, etc.)	0	m <sup>2</sup>	
	Compensation (Large-scale commercial facilities)		0	place
	Compensation (stores, houses)		0	large building
	Compensation (bridges)		0	bridge
Project area	Type of works	Volume	Unit	Remarks
Buckingham Okkiyam Maduvu to Adeyar River	Excavation	0	m <sup>3</sup>	
	Embankment	10,000	m <sup>3</sup>	
	Slope shaping	10,000	m <sup>2</sup>	
	Land area (of a site, etc.)	0	m <sup>2</sup>	
	Compensation (Large-scale commercial facilities)		0	place
	Compensation (stores, houses)		0	large building
	Compensation (bridges)		0	bridge

出典: JICA Expert Team

Table 3-25: 水門構築数量

Name of River	Connecting River	Number of locations	Width (m)	Height (m)	Gate body area (m <sup>2</sup> )	remarks
B Canal	Adyar	1 location	20	4	80	
B Canal	Muttukadu	1 location	120	2.5	300	10.8k: 120m width, riverbed height 0.40m 10k: 120m width, riverbed height 0.20m
Bypass	Bay of Bengal	1 location	62.9	2.9	182.41	

出典: JICA Expert Team

Table 3-26: ため池の改築数量

Reservoir reconstruction work	Type of works	Quantity (per location)	unit	Number of reservoirs	volume	unit	remarks
Flood Discharge Reconstruction	placing of concrete	30	m <sup>3</sup>	61	1,830	m <sup>3</sup>	Assumed 61 reservoirs, flood spillway shape: 20m long, 1.5m height, 1.0m width
Reconstruction of discharge canal	excavation	1,350	m <sup>3</sup>	61	82,350	m <sup>3</sup>	Assumed channel shape (3m width and 3m depth) to lower the 300m length's discharge channel of the reservoir by 1m.
	placing of concrete	810	m <sup>3</sup>	61	49,410	m <sup>3</sup>	

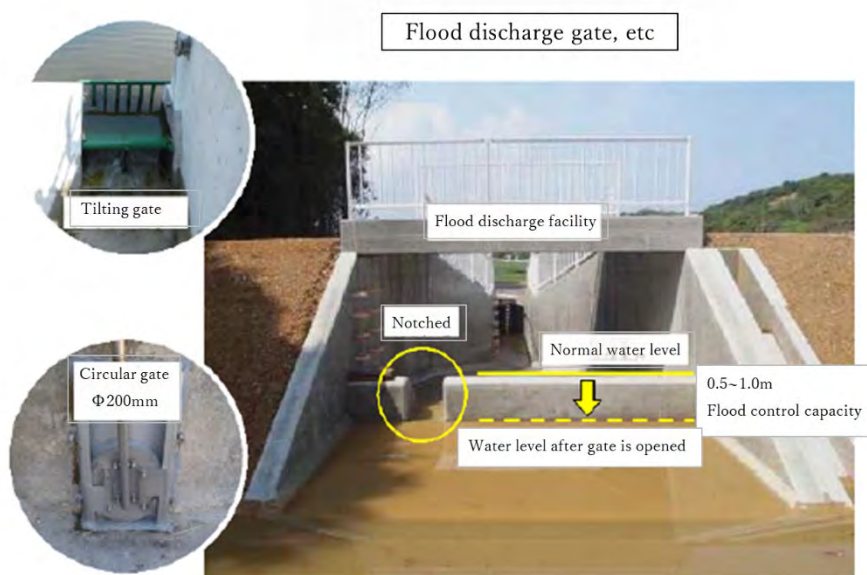
出典: JICA Expert Team

洪水吐放流ゲートのイメージを次図に示す。現在のポンドの排水は、ボックスカルバート等で下流の水路に接続しているが、ポンドで計画的に洪水調節をするためには排水口と下流の水路の改修が必要となる。新しい排水口は、洪水調節容量の排水を自然排水により行い、現状の貯水容量は洪水調節容量の下に確保しゲート操作によって現状通り下流の水路に放流する。

ポンドの排水口の改良を行うことにより Pallikaranai Marsh には以下の変化をもたらす可能性がある。

Pallikaranai Marsh より上流に位置するポンドで洪水調節を行うために、洪水時のピーク流量が低減され湿地内の擾乱が減る、また Pallikaranai Marsh に流入する土砂量が減少することが考えられ、これらが湿地内の動植物に影響を与える可能性が考えられる。

ポンドの排水口を改修することによる Pallikaranai Marsh への具体的な影響評価及び緩和策については、今後、現地観測とシミュレーションに基づく予測など詳細に検討を行う必要がある。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-162 洪水吐放流ゲートのイメージ

### 3.6 非構造物対策

#### 3.6.1 雨水利用

雨水利用（RWH）は、特に2003年に州政府がTamil Nadu州の全建築物への導入を義務付けて以来、水不足に取り組むチェンナイの取り組みの重要な部分を占めてきた。この取り組みは、特に2000年代前半の深刻な干ばつの後、水不足を緩和することを目的としていた。しかし、RWHシステムの普及にもかかわらず、不適切なメンテナンス、規制の不十分な実施、非効率なシステムの使用などにより、その効果は妨げられてきた。例えば、細い浸透パイプのような多くの雨水浸透構造が不適切であることが判明し、いくつかの政府庁舎がこれらのシステムを放置していることが報告された。2019年現在、チェンナイには89万以上のRWHシステムがある。

特にVelachery、Nandambakkam、Red Hillsや北Buckingham運河に近い地域などの低地では、RWHの拡大と改善に重点的に取り組むことが重要である。これらの地域は洪水の影響を受けやすく、節水と洪水リスクの軽減の両方に役立つ効率的なRWHシステムから大きな恩恵を受けることができる。これらの脆弱な地域でRWHシステムを最適化することにより、チェンナイは水の安全保障を向上させるだけでなく、洪水に対する回復力を高めることができる。

RWHシステムが適切に維持管理され、市の広範な節水戦略や洪水リスクの軽減に効果的に組み込まれるよう、より協調的なアプローチが必要である。このような低平地での雨水利用を奨励し、厳格な維持管理とシステムの改善を実施することは、将来の水不足と洪水リスクの両方を軽減する上で重要な役割を果たす可能性がある。

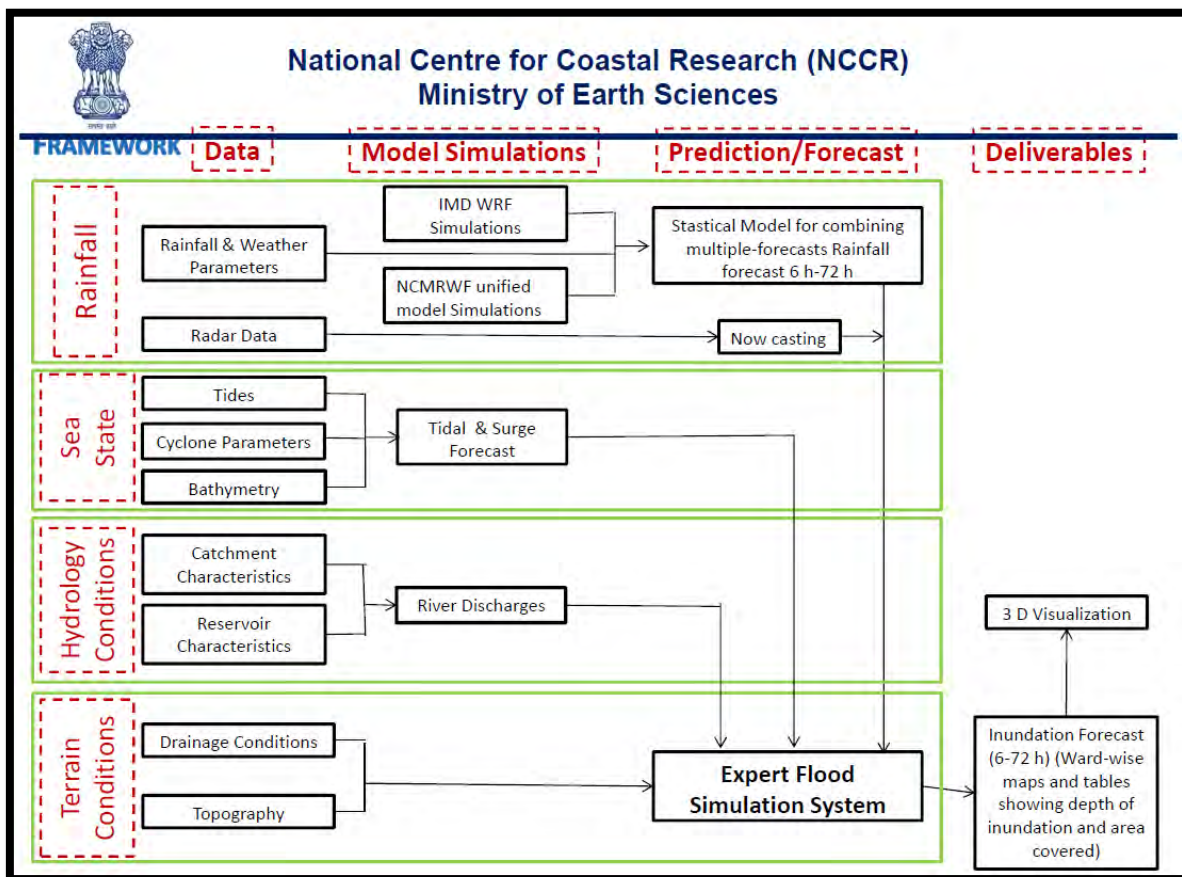
#### 3.6.2 洪水予測とハザードマップ作成

チェンナイでは、洪水予測と管理の改善に焦点を当てた洪水予測プロジェクトがいくつか進行中である。重要な取り組みのひとつが、Adyar、Cooum、Kosasthalaiyar、Kovalamの各河川流域を対象とした「リアルタイム洪水予測・空間意思決定支援システム」である。CRA/TNDRRA、GCC、CMAの協力によるこのプロジェクトは、世界銀行からの資金援助を受けて2018年6月に開始された。プロジェクトは開発フェーズと技術移転フェーズの2段階で実施され、2025年9月までに終了する予定である。プロジェクトの主な目的は以下の通り：

- ・ ウェブベースのリアルタイム洪水予測システムの構築
- ・ ダム貯水池の運用指導システムの開発
- ・ 洪水監視制御室の主要拠点への設置
- ・ 技術移転と能力開発

さらに、地球科学省が2019年に開発したチェンナイ沿岸洪水警報システム（C-FLOWS-Chennai）は、気象予報、水文・水理モデル、洪水シナリオを統合し、洪水救援活動を支援する。このシステムは、国立海洋技術研究所（NIOT）と国立沿岸研究センター（NCCR）が主導している。NIOTは海洋技術と沿岸管理の専門知識を、NCCRは沿岸域の洪水リスク分析と軽減に重点を置いている。C-FLOWSは、インド気象局（IMD）や国立中距離気象予報センター（NCMRWF）の気象予報を含むさまざまな情報源からのデータを利用し、チェンナイの河川や潮の状態を評価するために応用して

いる。このシステムは、さまざまな降雨と潮汐のシナリオに基づいてチェンナイの各区の洪水氾濫を予測し、州のマルチハザード緊急対応システムに統合される予定である。



出典「NCCRによる海岸浸水・氾濫マップ、2021年

Figure 3-163: チェンナイ沿岸域における洪水予報のための C-FLOW におけるデータの流れ

### 3.6.3 都市計画と制度的取り決め

本調査の第4章では、チェンナイ第3次都市マスタープランやその他の関連政策に組み込むことで、都市の洪水対策を支援するための4つの主要戦略の概要を示す。これらの戦略は、洪水を管理し、都市の回復力を高めるための包括的な枠組みを提供するものである。

**都市開発戦略:** この戦略は、第3次都市マスタープランのもと、洪水リスク管理を都市計画プロセスに組み込むことを強調している。この戦略は、持続可能な都市成長、不浸透面の最小化、およびグリーンインフラの促進に重点を置いている。土地利用計画およびゾーニング規制は、開発が自然の水流パターンと調和して行われ、都市部の洪水脆弱性が軽減されるよう、洪水リスク評価と整合している。

**降雨量／流出量比管理戦略:** 都市洪水という課題に対処するため、この戦略は、大規模な建物や都市開発における洪水貯留施設の検討、雨水貯留システム、貯留池などの対策を実施することで、表面流出を削減することを目標としている。これらの対策は、降雨をより効果的に管理し、

都市部が確実に水を吸収・貯留できるようにすることで、排水システムに過剰な負荷がかかるリスクを低減することを目的としている。このアプローチは、持続可能な水資源管理を促進する政策と完全に一致している。

排水システム、運河、貯水池の緩衝地帯：自然および人工的な水系の保護と再生は、この戦略の中心である。この戦略では、河川システム、運河、貯水池の周囲に緩衝地帯を設け、侵入を防ぎ、豪雨時の機能を維持することを提唱している。既存の水路の修復と都市湿地の造成が優先され、余剰水を管理する能力が強化される。これらの対策は、チェンナイの洪水回復力を強化するために、都市政策の枠組みにシームレスに組み込まれている。

残存リスク管理戦略：この戦略は、予防対策にもかかわらずある程度の洪水リスクが残っていることを認識し、備えと軽減の取り組みに重点を置く。これには、早期警報システムの開発、地域社会の意識向上プログラム、および災害対応イニシアティブが含まれる。洪水に強いインフラ、重要システムの改修、洪水保険の促進を支援する政策も含まれ、残存リスク管理のための強固な枠組みを確保する。

第4章では、これらの戦略を第3次都市マスタープランやその他の関連政策に組み込むことで、長期的な持続可能性のための構造的対策と非構造的対策の両方に取り組む、チェンナイの都市洪水対策への一貫した政策主導のアプローチを明らかにする。

### 3.7 評価、優先順位、実施案

#### 3.7.1 都市内対策の組み合わせ

本章で示した各対策については、それぞれが独立して効果を発揮するものではなく、組み合わせをもって効果が発揮されることになる。

例えば水路の末端に設けるゲートについてはこれを最初に設置することで河川からの背水の影響を防ぐことができる。しかしながらゲートを閉鎖した状態で自然排水で水路からの排水を実施できないことからポンプの設置が不可欠である。

またB 運河においてはB 運河の改修（掘り込み）によってB 運河の貯留効果が見込めることにより、バイパスやポンプへの負担を軽減することができる。

なお河川における対策との整合を図ることも重要である。

#### 3.7.2 評価、優先順位、実施案

##### (1) 評価

対策の評価については、費用、便益、実施可能性の評価軸が考えられる。コストについては第7章に詳述されているが、都市雨水対策については以下のようにまとめられる。

- ・遊水地
- ・河道改修
- ・ゲート
- ・バイパス

便益は第7章にまとめられているように、浸水被害の軽減額を指標としている。都市雨水対策の個別の対策については評価を実施していないが、各対策メニューについて事業実施可能性とあわせて評価をすると以下となる。

- ・遊水地：ピークカット効果あり、長雨や2度降雨へは効果発揮できない。新規の場合用地取得に配慮が必要
- ・河道改修：ピークカット効果あり、長雨や2度降雨へ効果発揮できる。拡幅の場合用地取得に配慮が必要。
- ・ゲート：河川からの逆流防止に効果あり、長雨や2度降雨へ効果発揮できる。用地取得に配慮が必要。
- ・バイパス：ピークカット効果あり、長雨や2度降雨へ効果発揮できる。用地取得に配慮が必要。

##### (2) 優先順位

前項でのべた評価軸を考慮すると、各対策の優先順位については次表のようにまとめられる。

**Table 3-27: 各対策の優先度評価**

	Construction Cost	Benefit (reduction of damage cost)	Feasibility including land acquisition	Comprehensive evaluation
Lake/open space improvement	+	+	++++	++++
Canal improvement	++	++	++	++
Canal gate and pump	++++	++++	+++	+++
Bypass	+++	+++	+	+

出典: JICA Expert Team

(3) 実施案

実施案を次表にまとめる。

**Table 3-28: プロジェクト実施案**

River/Canal	Countermeasures	Priority Rank	Phase1 (10 Years)	
			First 5 years	Second 5 years
Drains Connected to Adyar River	Retarding Basin	1		
	Drains Channelization	7		
	Gate	4		
Drains Connected to Cooum River	Retarding Basin	1		
	Drains Channelization	5		
	Gate	2		
Drains Connected to North B Canal	Retarding Basin	2		
	Drains Channelization	2		
	Gate	2		
Kodungaiyur Drainage	Retarding Basin	3		
	Drain Channelization	2		
Captain Cotton Drainage	Retarding Basin	3		
	Drain Channelization	3		
Otteri Nullah Drainage	Retarding Basin	6		
	Drain Channelization	2		
	Bypass to Cooum River	2		
Central B Canal	Drain Channelization	2		
	Gate	2		
	Pump	1		
Kovalam Basin	Using existing waterbodies	3		
	Okium Maduvu Channelization	2		
	Gates in B Canal	3		
	Pumps	3		
	Bypass	2		

出典: JICA Expert Team

### 3.8 積算数量

積算に使われる各種数量については次表にまとめられる。

**Table 3-29: 積算数量 (a)NBC and connecting drains, CBC,(b)Adyar and Cooum**

**(a) NBC and connecting drains, CBC**

**① NBC**

		section 0.0-8.1k		section 8.1-17k			
type of works	unit	Standard cross section	Extension (m)	Standard cross section	Extension (m)	volume	remarks
excavation	m3	212.010	8,100	136.253	8,900	2,929,933	Includes floor excavation
embankment	m3	32.765	8,100	37.825	8,900	602,039	Including backfill
concrete works	m3	8.360	8,100	8.810	8,900	146,125	

**② Captain Cotton**

		section 0.0-1.8k		section 1.8-2.7k			
type of works	unit	Standard cross section	Extension (m)	Standard cross section	Extension (m)	volume	remarks
excavation	m3	45.073	1,800	50.878	900	126,922	Includes floor excavation
embankment	m3	11.861	1,800	12.355	900	32,469	Including backfill
concrete works	m3	3.832	1,800	3.912	900	10,418	

**③ Kodungaiyur**

		section 0.0-2.0k		section 2.0-4.5k			
type of works	unit	Standard cross section	Extension (m)	Standard cross section	Extension (m)	volume	remarks
excavation	m3	42.276	2,000	40.334	2,500	185,387	Includes floor excavation
embankment	m3	15.866	2,000	20.892	2,500	83,962	Including backfill
concrete works	m3	4.440	2,000	5.104	2,500	21,640	

**④ Otteri Nullah**

		section 0.0-4.8k		section 4.8-10.2k			
type of works	unit	Standard cross section	Extension (m)	Standard cross section	Extension (m)	volume	remarks
excavation	m3	76.199	4,800	73.395	5,400	762,088	Includes floor excavation
embankment	m3	19.979	4,800	29.788	5,400	256,754	Including backfill
concrete works	m3	4.984	4,800	7.840	5,400	66,259	

**⑤ CBC**

		section 0.0-4.68k		section 4.68-7.19k			
type of works	unit	Standard cross section	Extension (m)	Standard cross section	Extension (m)	volume	remarks
excavation	m3	111.569	4,680	116.466	2,510	814,473	Includes floor excavation
embankment	m3	48.347	4,680	47.681	2,510	345,943	Including backfill
concrete works	m3	12.000	4,680	12.000	2,510	86,280	

(b) Adyar and Cooum

**Adyar** 1 Nandanam

type of works	unit	Standard cross section	Extension (m)	volume	remarks	Standard cross section	interval
excavation	m3	32.136	1,087	34,932	Includes floor excavation	0.894k	0.0-1.074k
embankment	m3	7.105	1,087	7,723	Including backfill	0.894k	0.0-1.074k
concrete works	m3	5.120	1,087	5,565		0.894k	0.0-1.074k

**Adyar** 2 Mambalam

type of works	unit	Standard cross section	Extension (m)	volume	remarks	Standard cross section	interval
Excavation 1	m3	41.141	1,982	81,541		1.50k	0.0-1.982k
Excavation 2	m3	49.969	1,483	74,104		2.10k	1.982-3.465k
Excavation 3	m3	43.117	278	11,987		3.54k	3.465-3.743k
Excavation 4	m3	27.601	945	26,083		4.20k	3.743-4.688k
Excavation 5	m3	31.283	683	21,366		5.58k	4.688-5.371k
<b>Excavation total</b>	m3		<b>5,371</b>	<b>215,081</b>			
Embankment 1	m3	9.180	1,982	18,195		1.50k	0.0-1.982k
Embankment 2	m3	9.625	1,483	14,274		2.10k	1.982-3.465k
Embankment 3	m3	9.625	278	2,676		3.54k	3.465-3.743k
Embankment 4	m3	10.062	945	9,509		4.20k	3.743-4.688k
Fill 5	m3	9.625	683	6,574		5.58k	4.688-5.371k
<b>Total Embankment</b>	m3		<b>5,371</b>	<b>51,227</b>			
Concrete Work 1	m3	6.720	1,982	13,319		1.50k	0.0-1.982k
Concrete Work 2	m3	6.400	1,483	9,491		2.10k	1.982-3.465k
Concrete Work 3	m3	6.400	278	1,779		3.54k	3.465-3.743k
Concrete Work 4	m3	6.000	945	5,670		4.20k	3.743-4.688k
Concrete Construction 5	m3	4.800	683	3,278		5.58k	4.688-5.371k
<b>Concrete work total</b>	m3		<b>5,371</b>	<b>33,538</b>			

**Adyar** 3 Chelammal

type of works	unit	Standard cross section	Extension (m)	volume	remarks	Standard cross section	interval
excavation	m3	28.162	330	9,293	Includes floor excavation	0.12k	0-0.33k
embankment	m3	11.505	330	3,797	Including backfill		
concrete works	m3	4.320	330	1,426			

**Adyar** 4 Guindy

type of works	unit	Standard cross section	Extension (m)	volume	remarks	Standard cross section	interval
Excavation 1	m3	35.692	180	6,425		0.18k	0-0.180k
Excavation 2	m3	31.684	1,045	33,110		0.90k	0.180-1.225k
Excavation 3	m3	18.601	433	8,054		1.38k	1.225-1.658k
<b>Excavation total</b>	m3		<b>1,658</b>	<b>47,589</b>			
Embankment 1	m3	9.180	180	1,652		0.18k	0-0.180k
Embankment 2	m3	9.625	1,045	10,058		0.90k	0.180-1.225k
Embankment 3	m3	10.080	433	4,365		1.38k	1.225-1.658k
<b>Total Embankment</b>	m3		<b>1,658</b>	<b>16,075</b>			
Concrete Work 1	m3	4.700	180	846		0.18k	0-0.180k
Concrete Work 2	m3	4.400	1,045	4,598		0.90k	0.180-1.225k
Concrete Work 3	m3	4.080	433	1,767		1.38k	1.225-1.658k
<b>Concrete work total</b>	m3		<b>1,658</b>	<b>7,211</b>			

**Adyar** 5 MGR

type of works	unit	Standard cross section	Extension (m)	volume	remarks	Standard cross section	interval
Excavation 1	m3	63.357	910	57,655		0.66k	0-0.910k
Excavation 2	m3	44.323	365	16,178		1.02k	0.910-1.275k
Excavation 3	m3	30.672	479	14,692		1.62k	1.275-1.754k
<b>Excavation total</b>	m3		<b>1,754</b>	<b>88,525</b>			
Embankment 1	m3	14.080	910	12,813		0.66k	0-0.910k
Embankment 2	m3	14.625	365	5,338		1.02k	0.910-1.275k
Embankment 3	m3	14.627	479	7,006		1.62k	1.275-1.754k
<b>Total Embankment</b>	m3		<b>1,754</b>	<b>25,157</b>			
Concrete Work 1	m3	5.720	910	5,205		0.66k	0-0.910k
Concrete Work 2	m3	5.400	365	1,971		1.02k	0.910-1.275k
Concrete Work 3	m3	5.000	479	2,395		1.62k	1.275-1.754k
<b>Concrete work total</b>	m3		<b>1,754</b>	<b>9,571</b>			

<b>Adyar 6 Manapakkam</b>							
type of works	unit	Standard cross section	Extension (m)	volume	remarks	Standard cross section	interval
Excavation 1	m3	139.931	2,225	311,346		0.72k	0-2.225k
Excavation 2	m3	116.517	730	85,057		2.70k	2.225-2.955k
Excavation 3	m3	91.850	1,545	141,908		3.78k	2.955-4.50k
Excavation 4	m3	90.463	1,245	112,626		4.80k	4.50-5.745k
Excavation 5	m3	62.284	1,261	78,540		6.12k	5.745-7.006k
<b>Excavation total</b>	<b>m3</b>		<b>7,006</b>	<b>729,479</b>			
Embankment 1	m3	16.905	2,225	37,614		0.72k	0-2.225k
Embankment 2	m3	16.905	730	12,341		2.70k	2.225-2.955k
Embankment 3	m3	16.905	1,545	26,118		3.78k	2.955-4.50k
Embankment 4	m3	16.905	1,245	21,047		4.80k	4.50-5.745k
Fill 5	m3	16.905	1,261	21,317		6.12k	5.745-7.006k
<b>Total Embankment</b>	<b>m3</b>		<b>7,006</b>	<b>118,436</b>			
Concrete Work 1	m3	7.920	2,225	17,622		0.72k	0-2.225k
Concrete Work 2	m3	7.520	730	5,490		2.70k	2.225-2.955k
Concrete Work 3	m3	7.120	1,545	11,000		3.78k	2.955-4.50k
Concrete Work 4	m3	6.720	1,245	8,366		4.80k	4.50-5.745k
Concrete Construction 5	m3	5.920	1,261	7,465		6.12k	5.745-7.006k
<b>Concrete work total</b>	<b>m3</b>		<b>7,006</b>	<b>49,944</b>			

<b>Adyar 7 Kolapakkam</b>							
type of works	unit	Standard cross section	Extension (m)	volume	remarks	Standard cross section	interval
excavation	m3	58.966	2,923	172,358	Includes floor excavation	1.74k	0-2.923k
embankment	m3	11.505	2,923	33,629	Including backfill		
concrete works	m3	4.520	2,923	13,212			

<b>Adyar 8 Kundrathur</b>							
type of works	unit	Standard cross section	Extension (m)	volume	remarks	Standard cross section	interval
excavation	m3			31,800			
river dike	m			2,792	Assumes self-supporting sheet piles. Both banks		
Special Adjacent (Parapet)	m3			167	Assuming cast-in-place reinforced concrete Parapet top edge width 0.3m Total length 1,516m		
land acquisition	m2			9,470	Land acquisition of approx. 6.8m in each section for river channel widening		

<b>Adyar 9 Pammal</b>							
type of works	unit	Standard cross section	Extension (m)	volume	remarks	Standard cross section	interval
excavation	m3			50,500			
river dike	m			4,984	Assume self-supporting sheet piles (L=12m). Both banks		
Special Adjacent (Parapet)	m3			167	Assuming cast-in-place reinforced concrete Parapet top edge width 0.3m Total length 250m		
culvert	-				B5.5m x H5m, 2 sets L45m (member thickness 30cm), pipe roof construction method. Assuming 530m3 of reinforced concrete		
land acquisition	m2			7,130	Land acquisition of approx. 2.8m in each section for river channel		

**Cooom. 1 Nungambakkam**

type of works	unit	Standard cross section	Extension (m)	volume	remarks	Standard cross section	interval
Excavation 1	m3	37.199	400	14,880		0.30k	0.0-0.4k
Excavation 2	m3	32.236	950	30,624		0.54k	0.4-1.35k
<b>Excavation total</b>	m3		<b>1,350</b>	<b>45,504</b>			
Embankment 1	m3	7.105	400	2,842		0.30k	0.0-0.4k
Embankment 2	m3	7.105	950	6,750		0.54k	0.4-1.35k
<b>Total Embankment</b>	m3		<b>1,350</b>	<b>9,592</b>			
Concrete Work 1	m3	5.520	400	2,208		0.30k	0.0-0.4k
Concrete Work 2	m3	5.120	950	4,864		0.54k	0.4-1.35k
<b>Concrete work total</b>	m3		<b>1,350</b>	<b>7,072</b>			

**Cooom. 2 Trustpuram**

type of works	unit	Standard cross section	Extension (m)	volume	remarks	Standard cross section	interval
Excavation 1	m3	58.906	210	12,370		0.00k	0.0-0.21k
Excavation 2	m3	42.617	990	42,191		1.02k	0.21-1.20k
Excavation 3	m3	41.386	290	12,002		1.488k	1.20-1.49k
<b>Excavation total</b>	m3		<b>1,490</b>	<b>66,563</b>			
Embankment 1	m3	14.080	210	2,957		0.00k	0.0-0.21k
Embankment 2	m3	14.080	990	13,939		1.02k	0.21-1.20k
Embankment 3	m3	14.080	290	4,083		1.488k	1.20-1.49k
<b>Total Embankment</b>	m3		<b>1,490</b>	<b>20,979</b>			
Concrete Work 1	m3	7.120	210	1,495		0.00k	0.0-0.21k
Concrete Work 2	m3	5.920	990	5,861		1.02k	0.21-1.20k
Concrete Work 3	m3	5.122	290	1,485		1.488k	1.20-1.49k
<b>Concrete work total</b>	m3		<b>1,490</b>	<b>8,841</b>			

**Cooom. 3 Virugambakkam**

type of works	unit	Standard cross section	Extension (m)	volume	remarks	Standard cross section	interval
Excavation 1	m3	84.864	120	10,184		0.00k	0.0-0.12k
Excavation 2	m3	103.942	1,235	128,368		0.78k	0.12-1.355k
Excavation 3	m3	71.176	1,970	140,217		1.92k	1.355-3.325k
Excavation 4	m3	51.673	380	19,636		3.54k	3.325-3.705k
Excavation 5	m3	50.874	580	29,507		3.96k	3.705-4.285k
Excavation 6	m3	33.561	1,640	55,040		5.76k	4.285-5.925k
Drilling 7	m3	24.504	675	16,540		6.48k	5.925-6.6k
<b>Excavation total</b>	m3		<b>6,600</b>	<b>399,492</b>			
Embankment 1	m3	26.472	120	3,177		0.00k	0.0-0.12k
Embankment 2	m3	27.870	1,235	34,419		0.78k	0.12-1.355k
Embankment 3	m3	28.823	1,970	56,781		1.92k	1.355-3.325k
Embankment 4	m3	14.625	380	5,558		3.54k	3.325-3.705k
Fill 5	m3	14.625	580	8,483		3.96k	3.705-4.285k
Fill 6	m3	14.625	1,640	23,985		5.76k	4.285-5.925k
Fill 7	m3	14.887	675	10,049		6.48k	5.925-6.6k
<b>Total Embankment</b>	m3		<b>6,600</b>	<b>142,451</b>			
Concrete Work 1	m3	7.500	120	900		0.00k	0.0-0.12k
Concrete Work 2	m3	7.600	1,235	9,386		0.78k	0.12-1.355k
Concrete Work 3	m3	7.600	1,970	14,972		1.92k	1.355-3.325k
Concrete Work 4	m3	7.600	380	2,888		3.54k	3.325-3.705k
Concrete Construction 5	m3	7.200	580	4,176		3.96k	3.705-4.285k
Concrete Construction 6	m3	6.400	1,640	10,496		5.76k	4.285-5.925k
Concrete Construction 7	m3	6.000	675	4,050		6.48k	5.925-6.6k
<b>Concrete work total</b>	m3		<b>6,600</b>	<b>46,868</b>			

Cooum.		4 Padikuppam					
type of works	unit	Standard cross section	Extension (m)	volume	remarks	Standard cross section	interval
Excavation 1	m3	83.204	1,080	89,860		0.54k	0.0-1.08k
Excavation 2	m3	29.553	340	10,048		1.26k	1.08-1.420k
Excavation 3	m3	28.033	870	24,389		2.04k	1.420-2.29k
<b>Excavation total</b>	m3		<b>2,290</b>	<b>124,297</b>			
Embankment 1	m3	7.105	1,080	7,673		0.54k	0.0-1.08k
Embankment 2	m3	7.500	340	2,550		1.26k	1.08-1.420k
Embankment 3	m3	7.500	870	6,525		2.04k	1.420-2.29k
<b>Total Embankment</b>	m3		<b>2,290</b>	<b>16,748</b>			
Concrete Work 1	m3	6.320	1,080	6,826		0.54k	0.0-1.08k
Concrete Work 2	m3	5.200	340	1,768		1.26k	1.08-1.420k
Concrete Work 3	m3	4.400	870	3,828		2.04k	1.420-2.29k
<b>Concrete work total</b>	m3		<b>2,290</b>	<b>12,422</b>			

出典: JICA Expert Team

また標準図は別冊として示す。

### 3.9 その他の対策

#### 3.9.1 排水管等の対策

水路以外に河川や運河に接続している構造物としては排水管等が存在する。

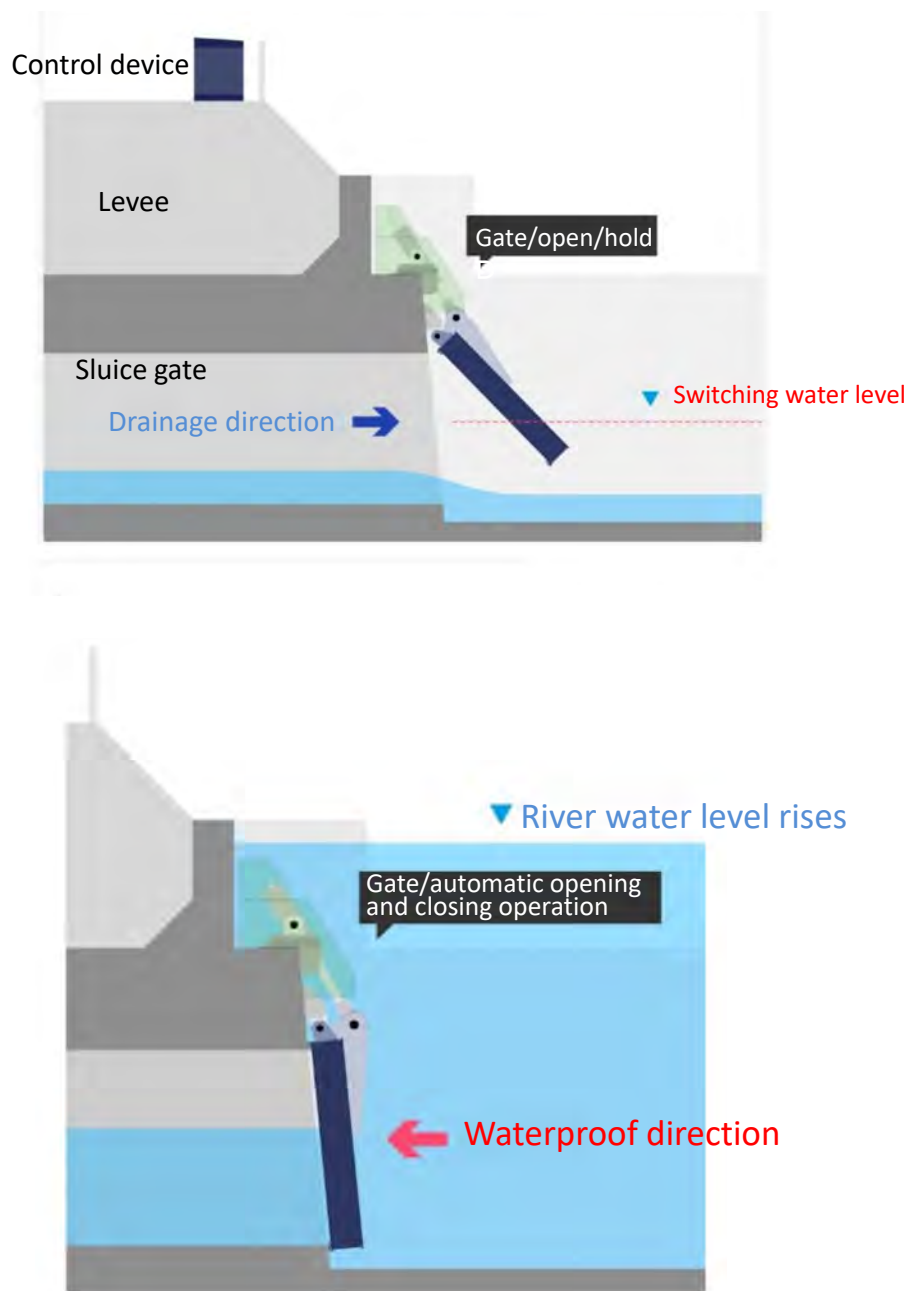
洪水時に河川等の水位が上昇した際にこれらの排水管等を通じて逆流が生ずることがある。これを防ぐためには次図 Figure 3-164 に示すようなフラップゲート等を設置することが必要となる。

排水管の数量やサイズについて次表にまとめる。また Figure 3-165 から Figure 3-168 に Adyar 川流域等における排水管の位置を示す。

排水管等のサイズは全体を通じて 0.1m から幅 9.8m のものまで多岐にわたる。ここで直径あるいは幅が 2m 以上のものを主要な排水管等として位置づける。これらに対してはフラップゲート等の設置を検討する。

排水管等のリストを付録 2 に示す。この中で上記の主要な排水管等に該当するものは太字としている。

フラップゲートの設置に関しては、ごみ等によるゲート閉止阻害が考えられる。これを防ぐためには維持管理による河川ごみ等の除去、異常検知装置の設置等が有効である。



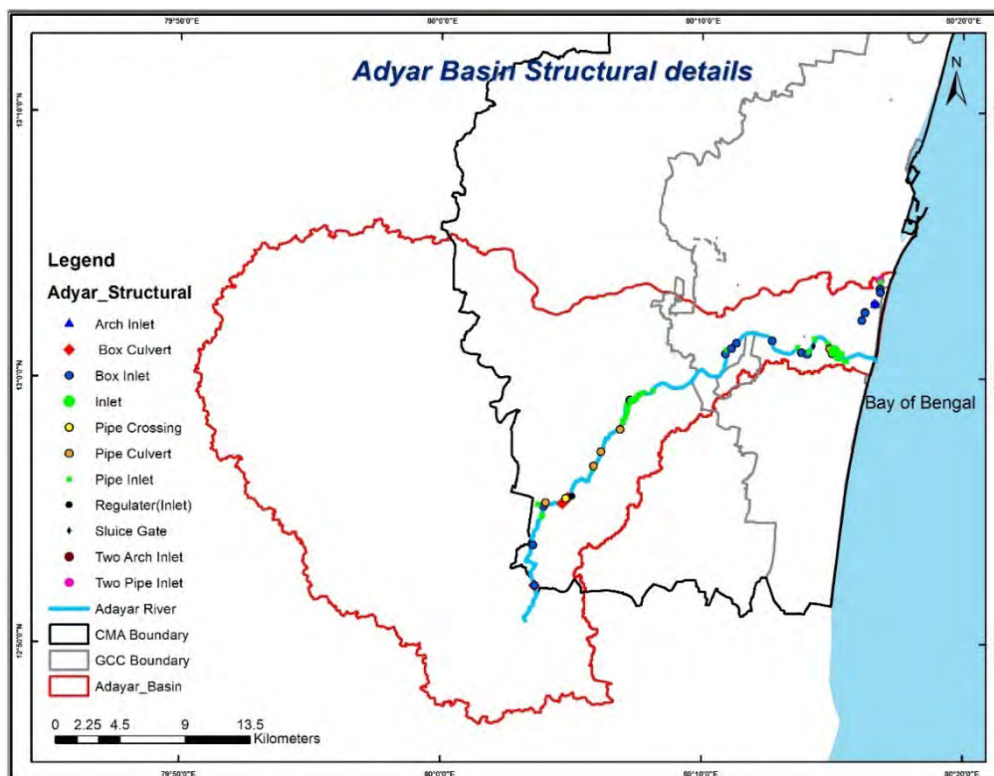
出典: <https://www.kyowa-se.co.jp/product-service/afg-1/>

Figure 3-164: フラップゲートの概要

**Table 3-30: 各流域の排水管の数とサイズ**

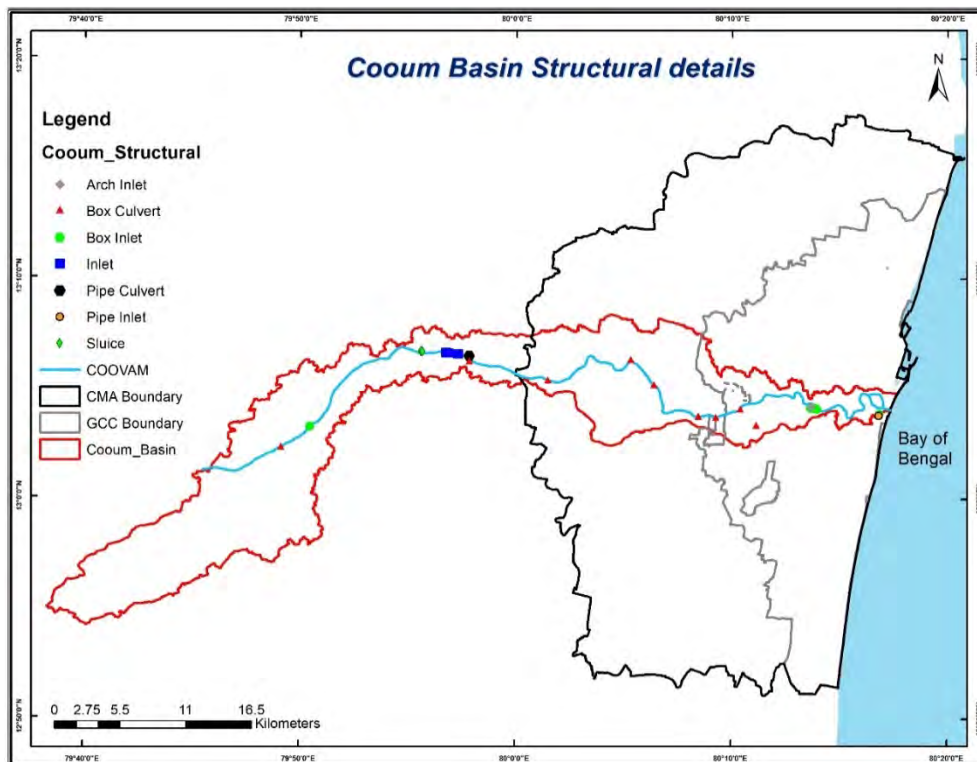
Basin	Number*	Minimum size	Maximum size
Adyar	65 (10)	0. 4m	W5. 6 H1. 5
Cooum	24 (1)	0. 1m	W7 H3. 2
Kosasthalaiyar	4 (0)	0. 6m	W1. 6 H2. 1
North B Canal	17 (3)	0. 6m	W2. 2 H1. 9
Central B Canal	12 (1)	0. 2m	W2. 4 H1. 7
South B Canal	47 (8)	0. 3m	W9. 8 H3. 5

\*Blanket shows the number of small drains larger than 2m diameter or width  
 出典: JICA Expert Team



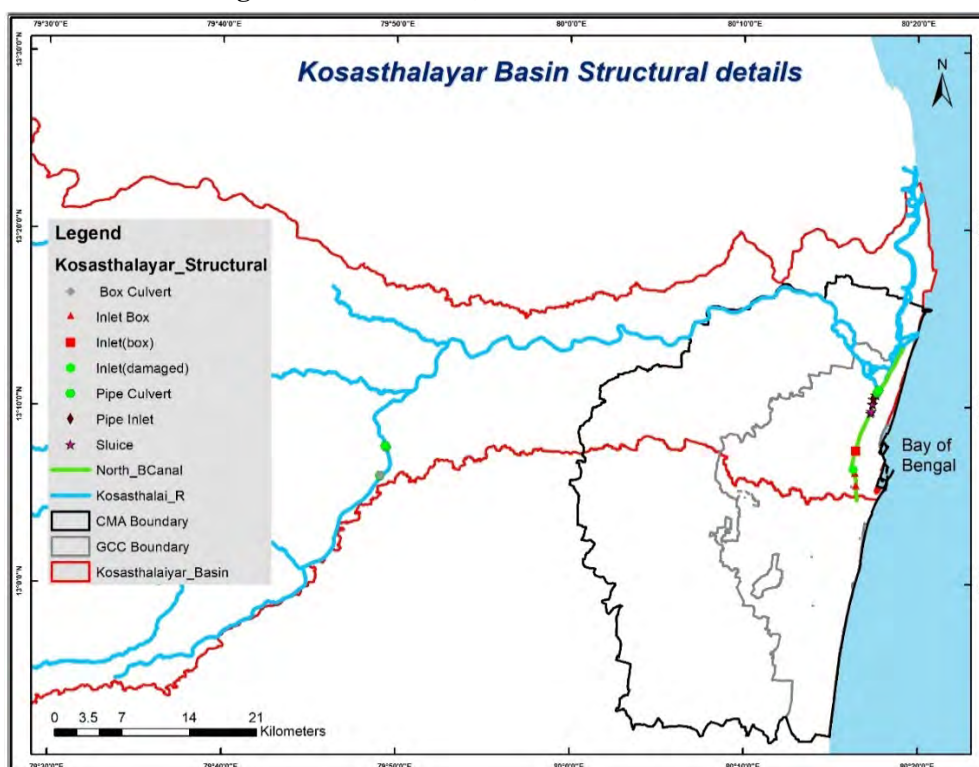
出典: JICA Expert Team

**Figure 3-165: 排水管位置図 (Adyar 川流域)**



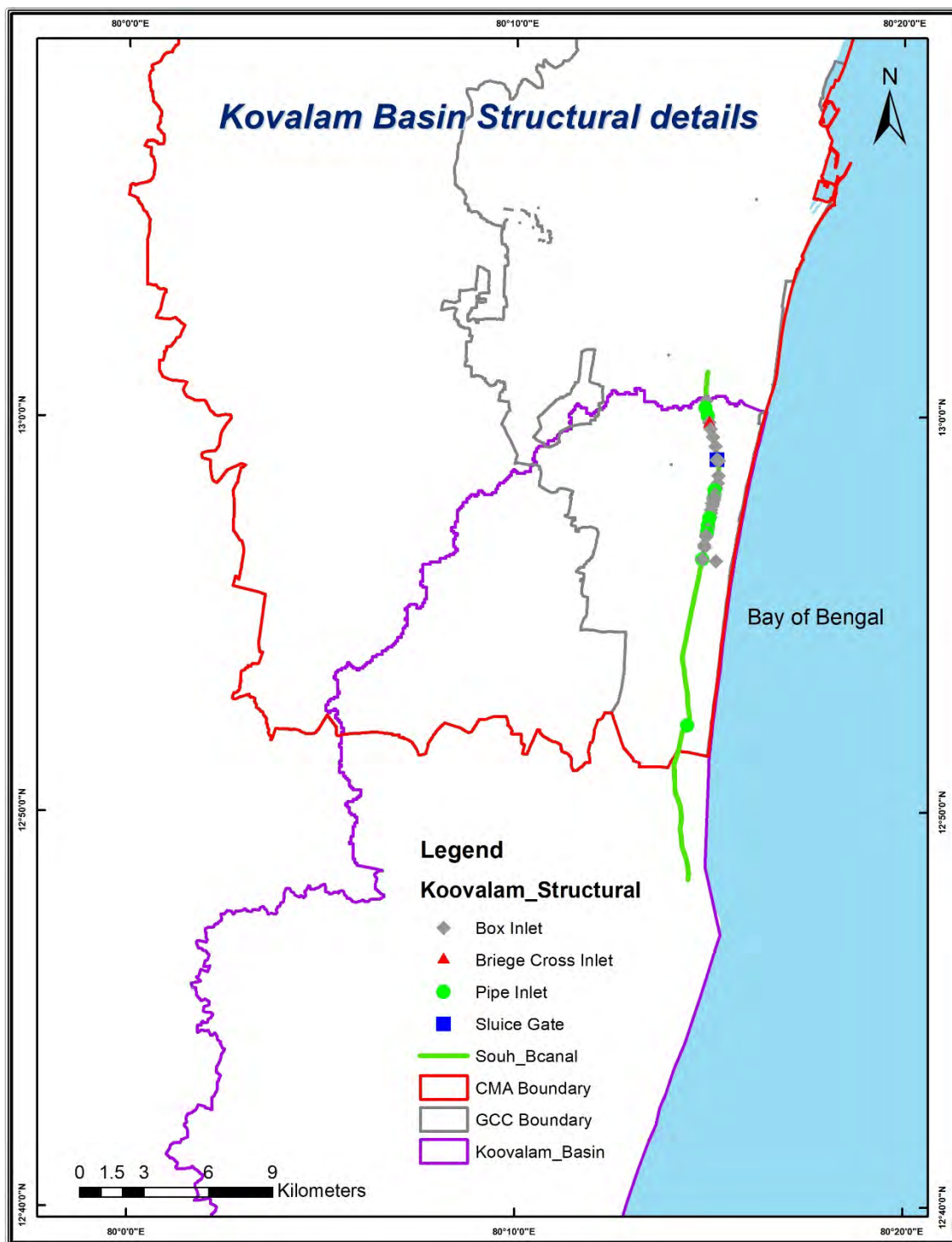
出典: JICA Expert Team

Figure 3-166: 排水管位置図 (Cooum 川流域)



出典: JICA Expert Team

Figure 3-167: 排水管位置図 (Kosasthalaiyar 川流域)



出典: JICA Expert Team

Figure 3-168: 排水管位置図 (Kovalam 流域)

### 3.9.2 くぼ地対策

都市内の洪水制御の対象地域はおおむね平坦な地形であり、マクロにみれば西から東に向かって傾斜している。しかし地形を細かくみると、くぼ地になっているところはいくつか存在する。

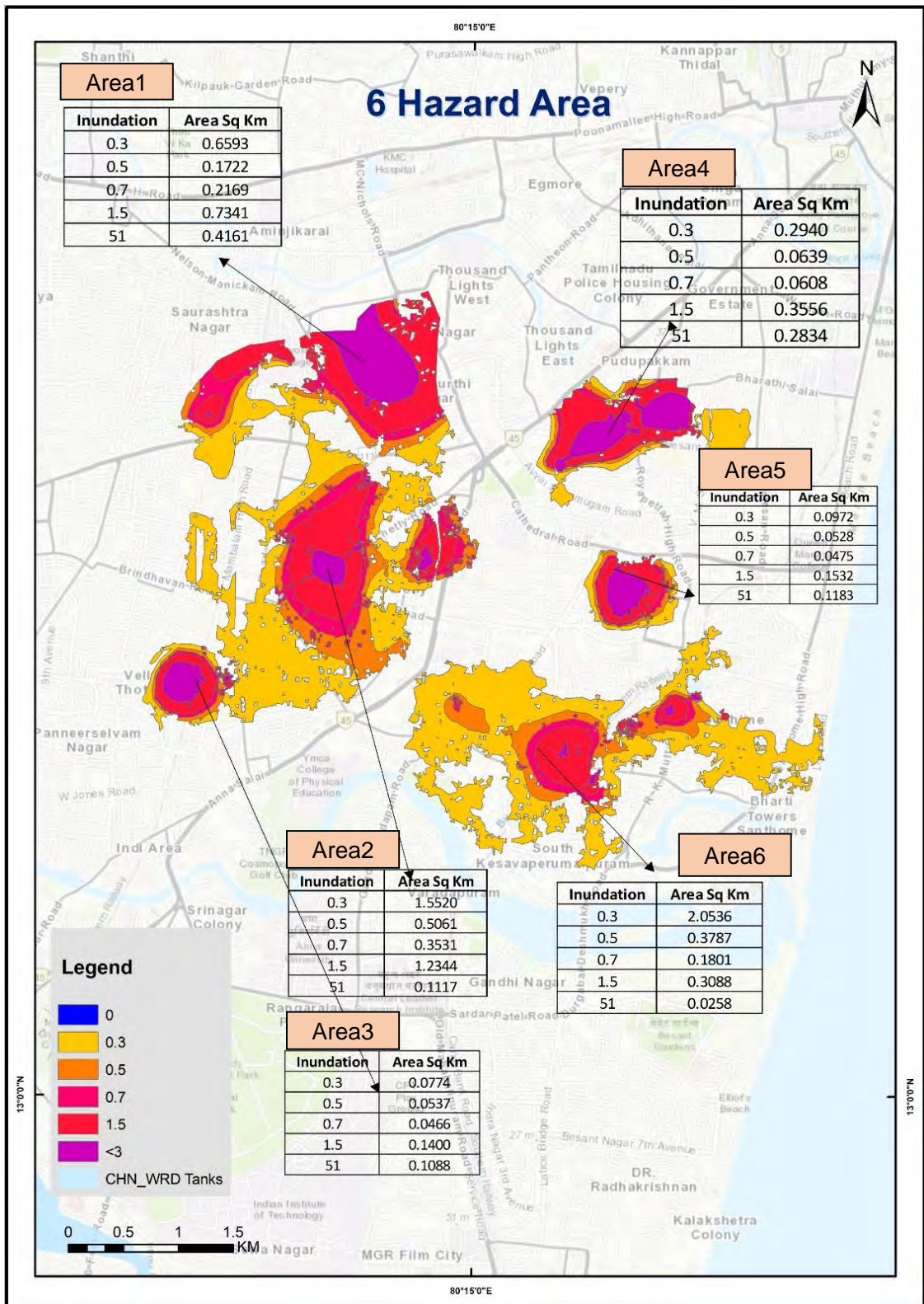
次図 Table 3-31 は 2015 年の洪水により浸水したと推定される地域であり、いずれも河川の沿岸からは離れた地域である。その概要を次図 Figure 3-169 に示す。ここで湛水量は湛水深さを 0.3m, 0.5m, 0.7m, 1.5m と刻み、各層の面積に区分深さを乗じ、その加積で求めた。

**Table 3-31: くぼ地の浸水容量 (単位: 百万立法メートル)**

Location	Inundation volume	Inundation volume In case of inundation depth more than 0.5m
Area1 Nungambakkan	2.79	2.50
Area2 Near Jeeva Park/TTD Sri Padmavathi Thayaar Temple	3.15	2.43
Area3 Aranganathan Subway Road	0.62	0.57
Area4 Near Anna Salai	1.55	1.43
Area5 Dr Radha Krishnan Salai-Royapetta road cross	0.67	0.62
Area6 Near Mandaveli MRTS station.	1.47	0.67

出典: JICA Expert Team

これらの地域への降水は自然流下で排除することができない。従って、空地を活用した貯留を基本としつつ、やむを得ず最深部に湛水した雨水は、ポンプによる全量排水、あるいは地下貯留とポンプ排水の組み合わせのいずれかによって排除する必要がある。湛水量をみると、0.62 百万 m<sup>3</sup> から 3.15 百万 m<sup>3</sup> と非常に大きな値となっており、対策に費用と時間を要することが想像される。従い水路関係の整備を優先したうえで、その間に緑地化等の土地利用の変更を実施することが合理的である。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-169: 各くぼ地におけると浸水深毎の浸水面積

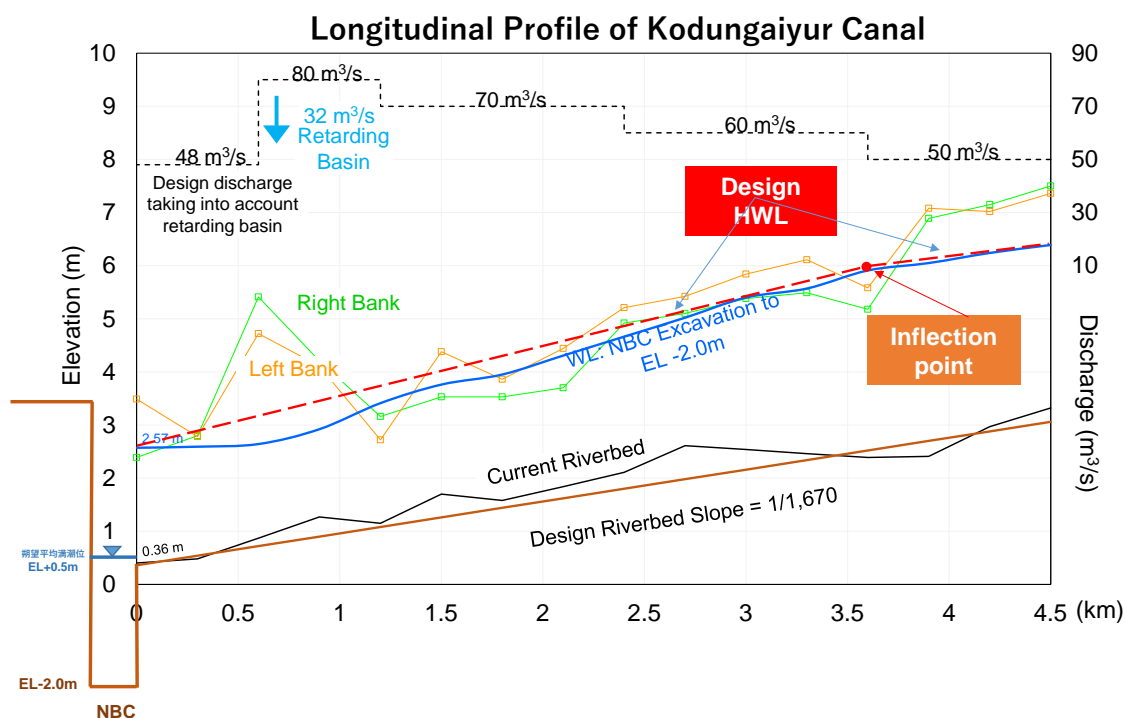
### 3.10 付録1 遊水地の容量算出

“3.4.1.7 NBCの河道整備で対応できない流出量の処理方法検討”で述べた遊水地計画に関して、越流水深、越流幅の算定、遊水地容量の算出について以下に示す。

#### 3.10.1 Kodungaiyur

<越流水深>

- 次図において越流地点付近のHWLとして2.6mを、河床高として0.4mを得る。

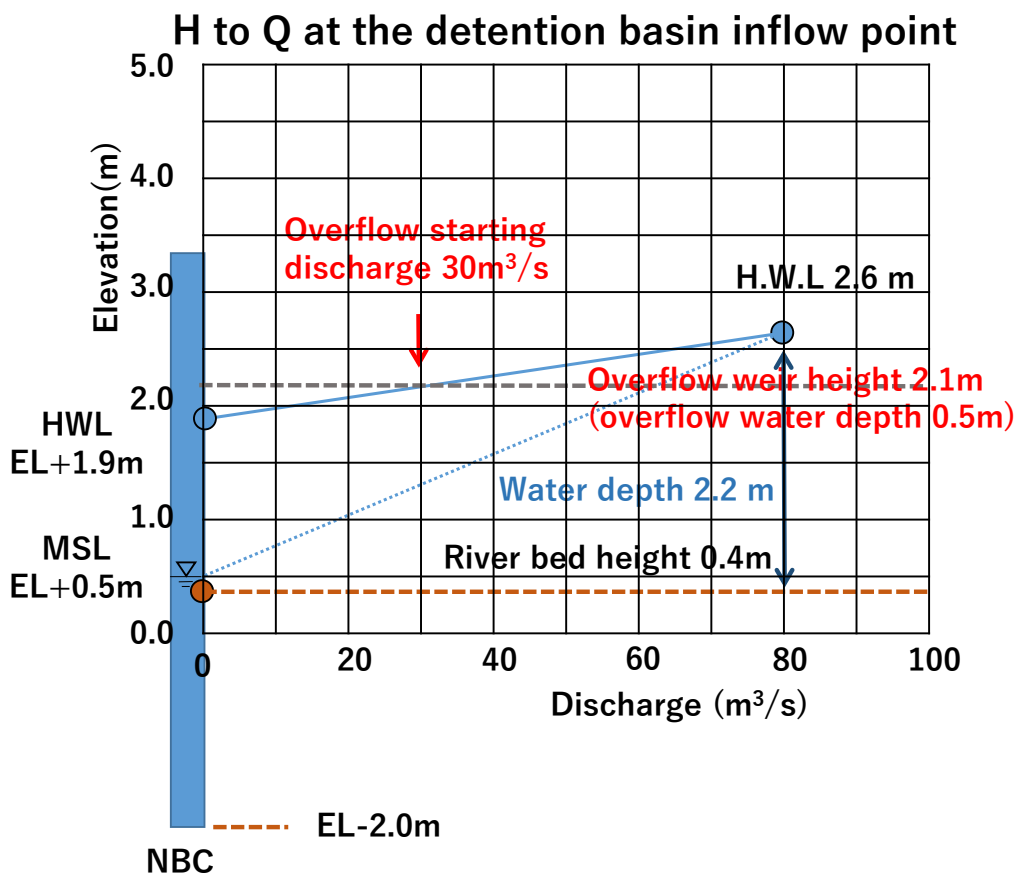


出典: JICA Expert Team

Figure 3-170: Kodungaiyur の計画縦断面図

- 前述した3水路の流出量のうち、KodungaiyurからNBCへの流入がない(0m³/s)ものとする。NBCとの合流点の水位はNBCの最下流のKosasthalaiyar川のHWLであるEL+1.9mとした。
- 越流水深は水路の形状、可能な越流幅を考慮して通常0.5mから1.0mをとる。ここでは越流幅が確保できる状況であり0.5mと仮定する。このとき越流開始水位は次図に示すように2.6-0.5=2.1mとなる。

## ① Kodungaiyur Canal



出典: JICA Expert Team

Figure 3-171: Kodungaiyur に設置する遊水地に係る水位と流量

### <越流幅>

- 越流堰の公式  $Q = CBH^{2/3}$  において流量係数  $C = 1.8$ 、越流幅  $B = 50\text{m}$  を仮定し、 $H = 0\text{m}$  から  $1.15\text{m}$  に設定したときの越流量を次表に示す。前述のように越流水深を  $0.5\text{m}$  としたときの越流量として  $Q = 31.82\text{m}^3/\text{s}$  を得る。なお  $C$  は  $1.8$  から  $2.0$  までの値をとることが通常であるが、安全側をみて  $1.8$  としている。
- 越流水位を  $2.1\text{m}$  から HWL の  $2.6\text{m}$  に設定したときの越流前の流量、越流量、越流後の流量を次表に示す。越流水深  $0.5\text{m}$  のとき（水位は  $\text{HWL} + 2.6\text{m}$  のとき）のこれらの数値はそれぞれ  $80\text{m}^3/\text{s}$ 、 $32\text{m}^3/\text{s}$ 、 $48\text{m}^3/\text{s}$  となり、前述した NBC への許容放流量  $48\text{m}^3/\text{s}$  を満足する。従い仮定した越流水深  $0.5\text{m}$  および越流幅  $50\text{m}$  は条件を満たすことが示された。

**Table 3-32: Kodungaiyur 遊水地の越流水深と流量**

【For an overflow weir width of 50m】

【For an overflow weir height of 2.1m  
(HWL 2.6m)】

Overflow weir	C	B (Width of lateral overflow weir)	H (height)	H <sup>1.5</sup>	q
B	1.8	50.0	0.0	0.00	0.00
B	1.8	50.0	0.1	0.03	2.85
B	1.8	50.0	0.2	0.09	8.05
B	1.8	50.0	0.3	0.16	14.79
B	1.8	50.0	0.4	0.25	22.77
B	1.8	50.0	0.5	0.35	31.82
B	1.8	50.0	0.6	0.46	41.83
B	1.8	50.0	0.7	0.59	52.71
B	1.8	50.0	0.8	0.72	64.40
B	1.8	50.0	0.9	0.85	76.84
B	1.8	50.0	1.0	1.00	90.00
B	1.8	50.0	1.1	1.15	103.83

Water level	River discharge	Overflow water depth	Overdrainage	River discharge
2.1	30.0	0.0	0.0	30.00
2.2	40.0	0.1	2.8	37.15
2.3	50.0	0.2	8.0	41.95
2.4	60.0	0.3	14.8	45.21
2.5	70.0	0.4	22.8	47.23
2.6	80.0	0.5	31.8	48.18

出典: JICA Expert Team

<遊水地容量>

- 遊水地容量の計算手順は以下である。
  - 1) 各深さの面積の計算
  - 2) 各深さ毎の容量の計算と累計
- 1) の過程については、次の表に示す通りである。K-1 の場合のり面勾配(1:3)を考慮し、1m 深くなるごとに面積が周囲長さに 3m をかけた値ずつ減少していく。

**Table 3-33: Kodungaiyur 遊水地の容量の計算 - 深さ毎の面積を求める**

	Ground surface			Ground surface -1m			Ground surface - 2m			Ground surface - 3m			Ground surface - 4m	
	Area(0)	Circumference(0)	Circumference(0) x 3m	Area(1)	Circumference(1)	Circumference(1) x 3m	Area(2)	Circumference(2)	Circumference(2) x 3m	Area(3)	Circumference(3)	Circumference(3) x 3m	Area(4)	Circumference(4)
	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m
<b>Kodungaiyur</b>														
K-1	90,000	1,200	3,600	86,400	1,176	3,527	82,873	1,152	3,455	79,418	1,127	3,382	76,036	1,103
K-2	30,000	693	2,078	27,922	668	2,005	25,916	644	1,932	23,985	619	1,858	22,126	595

出典: JICA Expert Team

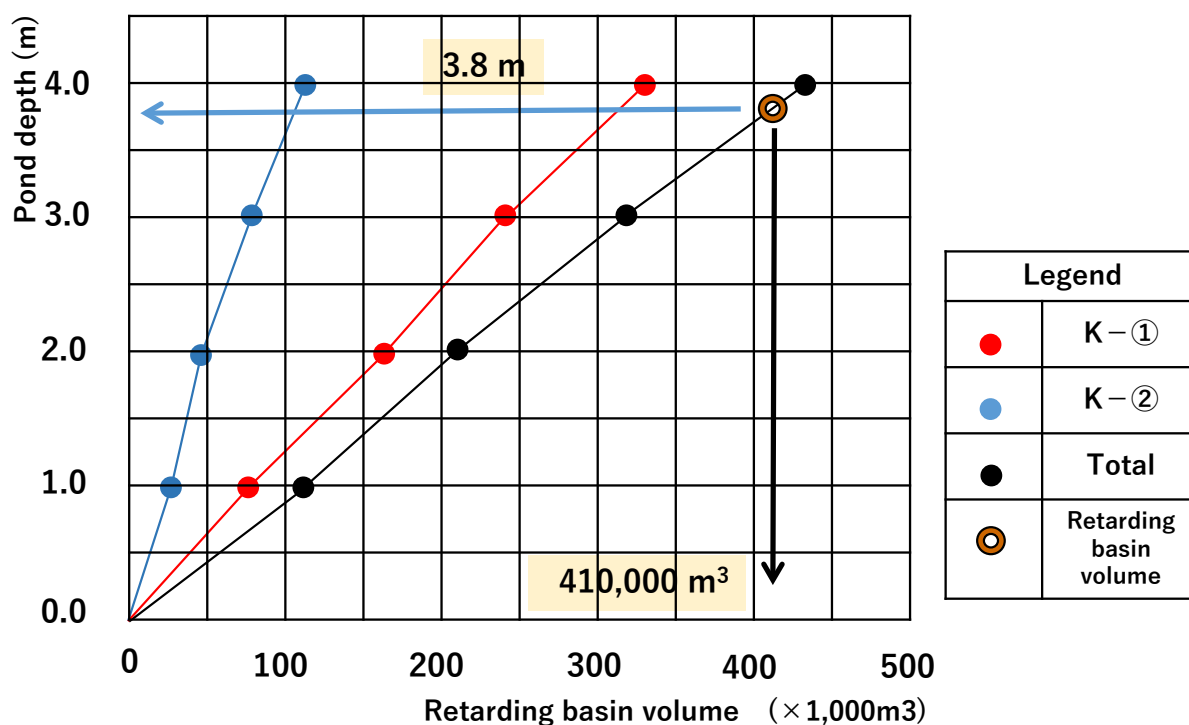
- 2) の過程については次の表で示す通りである。前表の結果で得られた各深さでの面積

を平均化し、累積値を求めることでそれぞれの深さにおける容量を算出している。その結果を次表、次図に示す。ここでは深さ 3.8m のとき容量 41,000 m<sup>3</sup> となり、前述した遊水地の必要貯留容量約 408,096 m<sup>3</sup> を確保できる。

Table 3-34: Kodungaiyur 遊水地の容量の計算 - 深さ毎の容量を求める

	K-①			K-②			Total Volume
	Area m <sup>2</sup>	Average area m <sup>2</sup>	Volume m <sup>3</sup>	Area m <sup>2</sup>	Average area m <sup>2</sup>	Volume m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
Ground surface	90,000	88,200	331,709	30,000	28,961	103,886	435,595
Ground surface - 1m	86,400	84,636	243,509	27,922	26,919	74,925	318,434
Ground surface - 2m	82,873	81,145	158,873	25,916	24,950	48,006	206,879
Ground surface - 3m	79,418	77,727	77,727	23,985	23,055	23,055	100,783
Ground surface - 4m	76,036		0	22,126		0	0

出典: JICA Expert Team



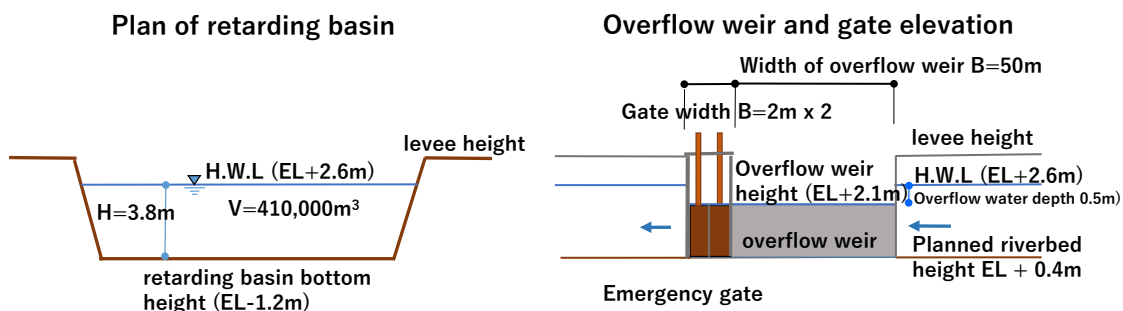
出典: JICA Expert Team

Figure 3-172: Kodungaiyur 遊水地における水位—容量関係式

<遊水地の構造>

次図に示す構造となる。

### Kodungaiyur



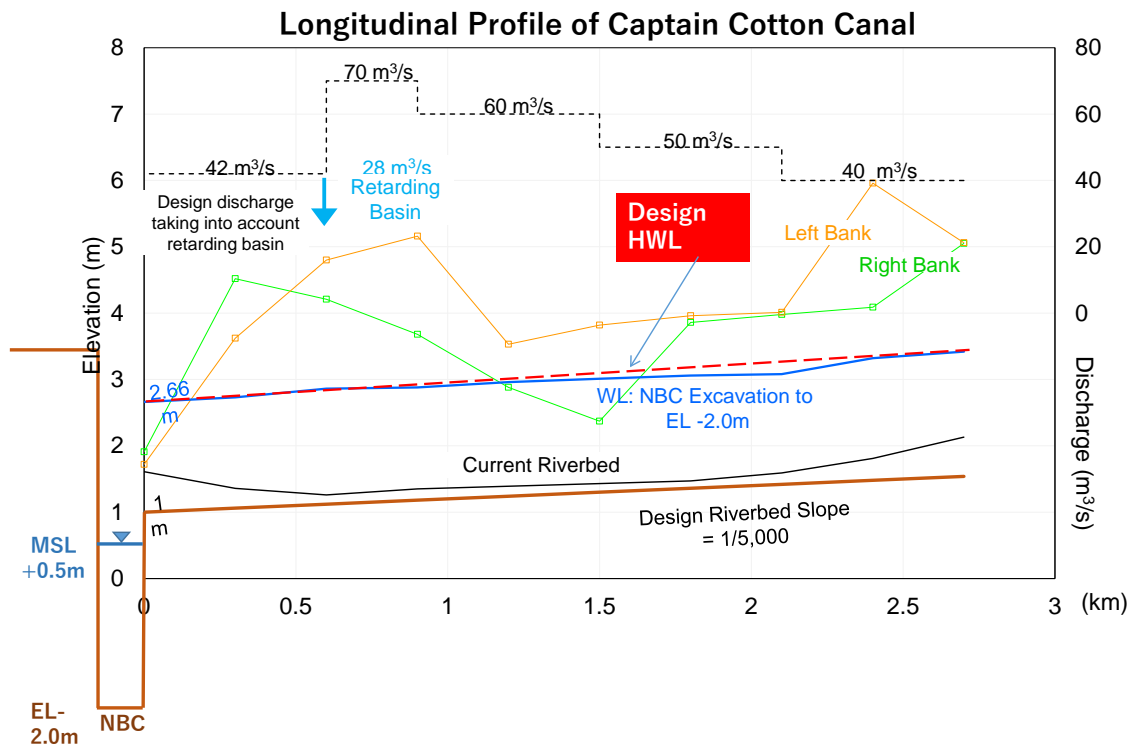
出典: JICA Expert Team

Figure 3-173: Kodungaiyur 遊水地の構造

#### 3.10.2 Captain Cotton

<越流水深>

- 次図において越流地点付近のHWLとして2.7mを、河床高として1.0mを得る。

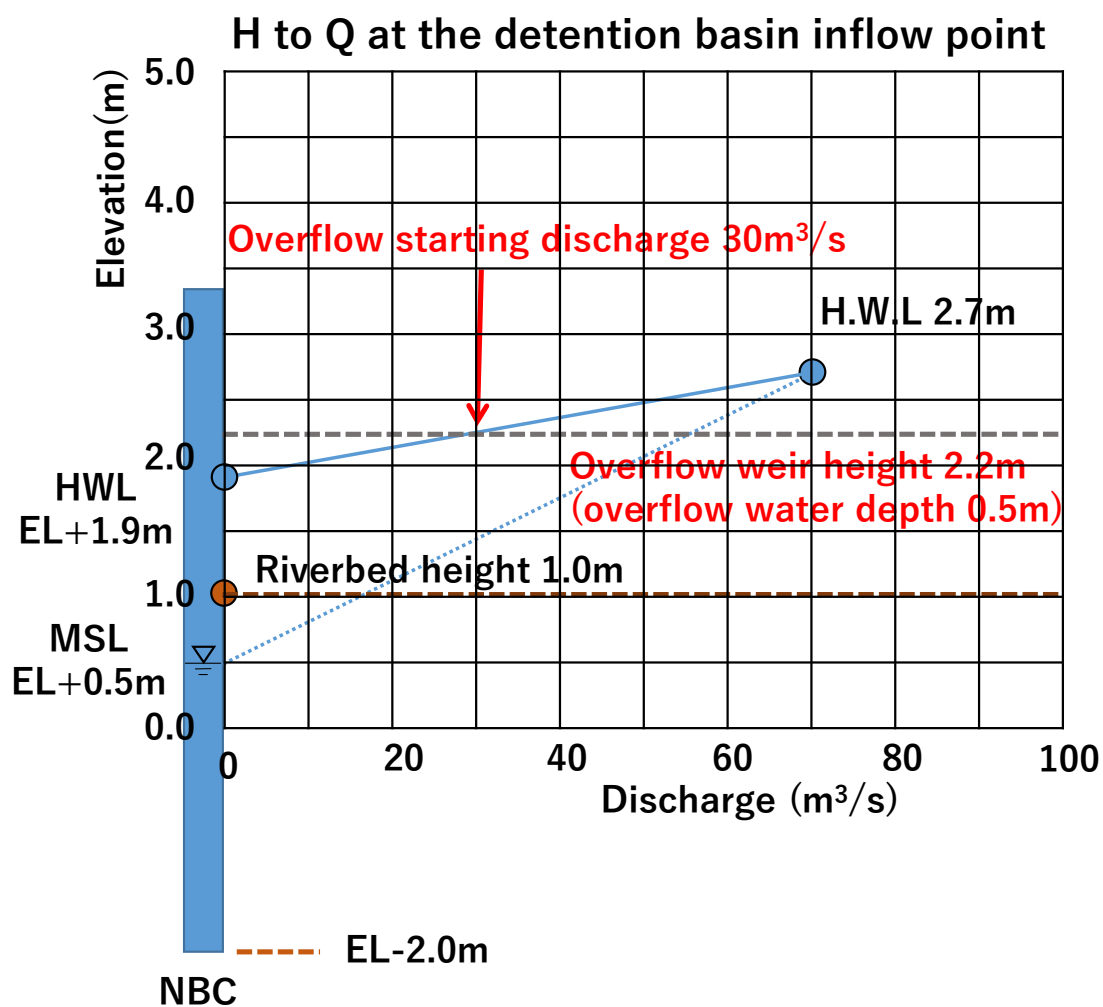


出典: JICA Expert Team

Figure 3-174: Captain Cotton の計画縦断面図

- Kodungaiyuru の項で述べた方式と同様の手順で水深を求める。NBC との合流点の水位を Kosasthalaiyar 川の HWL である 1.9m とする。
- 越流水深は越流幅を十分確保できることから 0.5m と仮定する。このとき越流開始水位は次図に示すように  $2.7 - 0.5 = 2.2\text{m}$  となる。

## ② Captain Cotton Canal



出典: JICA Expert Team

Figure 3-175: Captain Cotton に設置する遊水地に係る水位と流量

<越流幅>

- 越流堰の公式  $Q = CBH^{2/3}$  において  $C=1.8$ 、 $B=45\text{m}$  を仮定し、 $H=0\text{m}$  から  $1.15\text{m}$  に設定したときの越流量を次表に示す。前述のように越流水深を  $0.5\text{m}$  としたときの越流量として

Q=28.64m<sup>3</sup>/s を得る。

- 越流水位を 2.2m から HWL の 2.7m に設定したときの越流前河川水量、越流量、越流後河川水量を次表に示す。越流水位 2.7m のときのこれらの数値はそれぞれ 70m<sup>3</sup>/s、28.6m<sup>3</sup>/s、41.36m<sup>3</sup>/s となり、前述した NBC への許容放流量 42m<sup>3</sup>/s を満足する。従い仮定した越流水深 0.5m および越流幅 45m は条件を満たすことが示された。

**Table 3-35: Captain Cotton 遊水地の越流水深と流量**

**【In the case of an overflow weir width of 45m】**

Overfl ow weir	c	B (Width of lateral overflow weir)	H(height )	H <sup>1.5</sup>	q
B	1.8	45.0	0.0	0.00	0.00
B	1.8	45.0	0.1	0.03	2.56
B	1.8	45.0	0.2	0.09	7.24
B	1.8	45.0	0.3	0.16	13.31
B	1.8	45.0	0.4	0.25	20.49
B	1.8	45.0	0.5	0.35	28.64
B	1.8	45.0	0.6	0.46	37.65
B	1.8	45.0	0.7	0.59	47.44
B	1.8	45.0	0.8	0.72	57.96
B	1.8	45.0	0.9	0.85	69.16
B	1.8	45.0	1.0	1.00	81.00
B	1.8	45.0	1.1	1.15	93.45

**【For an overflow weir height of 2.2m  
(HWL 2.7m)】**

Water level	River dischar ge	Overflo w water depth	Overdr ainage	River dischar ge
2.2	30.0	0.0	0.0	30.00
2.3	38.0	0.1	2.6	35.44
2.4	46.0	0.2	7.2	38.76
2.5	54.0	0.3	13.3	40.69
2.6	62.0	0.4	20.5	41.51
2.7	70.0	0.5	28.6	41.36

出典: JICA Expert Team

<遊水地容量>

- Captain Cotton では左岸側 C-①、右岸側 C-②2 つの遊水地の設置を想定している。3.4.1.7 に示すようにそれぞれ C-①500m\*200m=100,000m<sup>2</sup>、C-②300m\*300m=90,000m<sup>2</sup> の面積をもつ。
- Kodungaiyur の項で述べたものと同様な手順で、遊水地の各深さにおける面積をもとめ、容量を計算する。結果を次の 2 つの表に示す。

**Table 3-36: Captain Cotton 遊水地の容量の計算 - 深さ毎の面積を求める**  
(Calculation process is same as that of Kodungaiyur)

	ground surface			Ground surface -1m			Ground surface - 2m			Ground surface - 3m			Ground surface - 4m	
	Area(0)	Circumference(0)	Circumference(0) × x3m	Area(1)	Circumference(1)	Circumference(1) × x 3m	Area(2)	Circumference(2)	Circumference(2) × x 3m	Area(3)	Circumference(3)	Circumference(3) × x 3m	Area(4)	Circumference(4)
	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m
<b>Captain Cotton</b>														
<b>C-1</b>	<b>100,000</b>	1,265	3,795	<b>96,205</b>	1,241	3,722	<b>92,483</b>	1,216	3,649	<b>88,834</b>	1,192	3,577	<b>85,257</b>	1,168
<b>C-2</b>	<b>90,000</b>	1,200	3,600	<b>86,400</b>	1,176	3,527	<b>82,873</b>	1,152	3,455	<b>79,418</b>	1,127	3,382	<b>76,036</b>	1,103

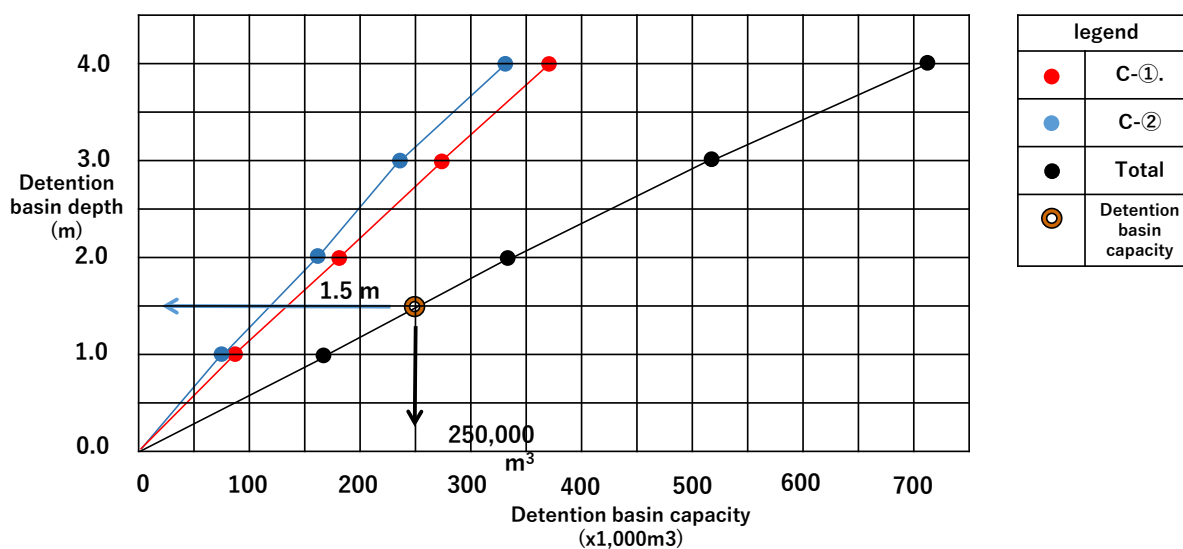
出典: JICA Expert Team

**Table 3-37: Kodungaiyur 遊水地の容量の計算 - 深さ毎の容量を求める**

	C-①.			C-②			Total amount
	Area m2	Average area m2	Volume m3	Area m2	Average area m2	Volume m3	m3
Ground surface	100,000	98,103	370,151	90,000	88,200	331,709	701,860
Ground surface -1m	96,205	94,344	272,048	86,400	84,636	243,509	515,558
Ground surface - 2m	92,483	90,659	177,704	82,873	81,145	158,873	336,577
Ground surface - 3m	88,834	87,046	87,046	79,418	77,727	77,727	164,773
Ground surface - 4m	85,257		0	76,036		0	0

出典: JICA Expert Team

- 次図より、深さ 1.5m のとき容量 250,000 m<sup>3</sup> となり、遊水地の合計容量 248,976 m<sup>3</sup> を確保できる。

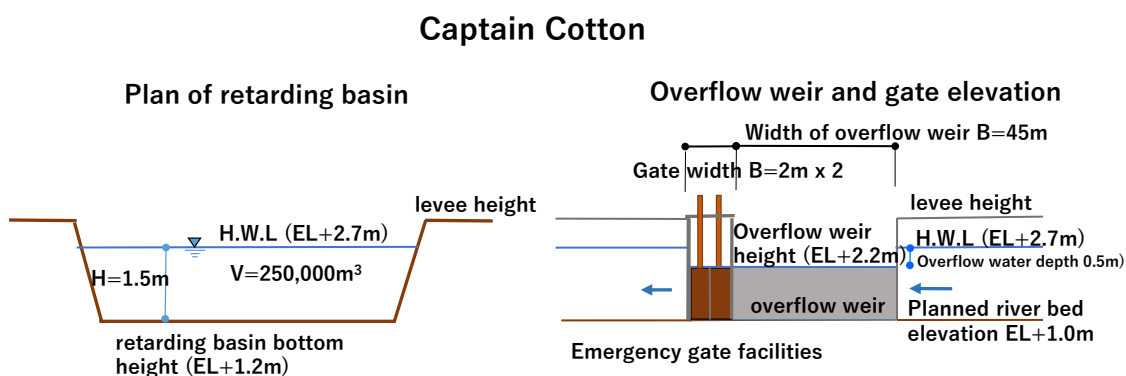


出典: JICA Expert Team

Figure 3-176: Captain Cotton 遊水地における水位—容量関係式

< 遊水地の構造 >

次図に示す構造となる。



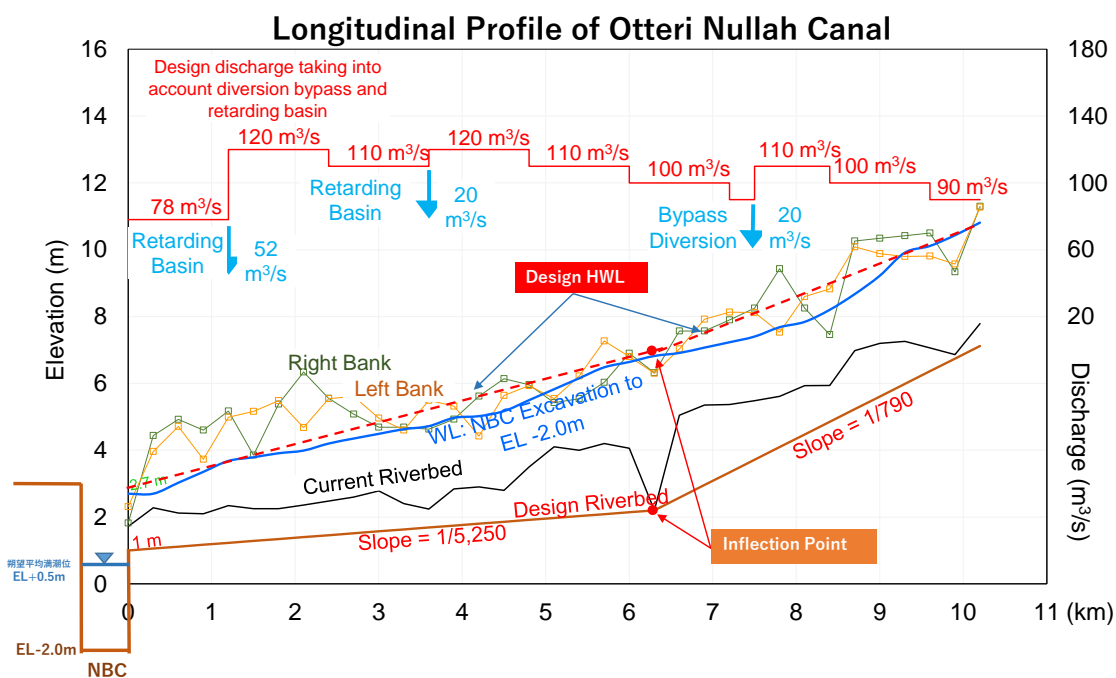
出典: JICA Expert Team

Figure 3-177: Captain Cotton 遊水地の構造

### 3.10.3 Otteri Nulla 上流

< 越流水深 >

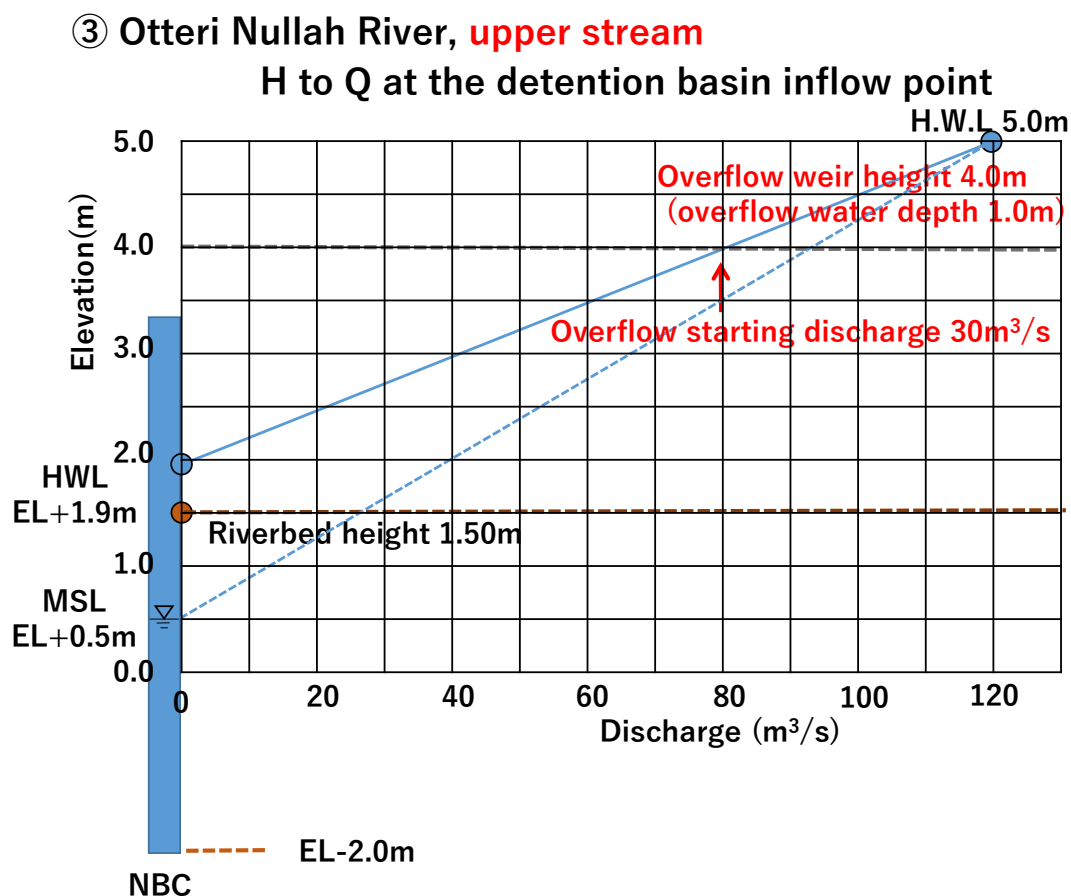
- 次図において越流地点付近のHWLとして5.0mを、河床高として1.5mを得る。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-178: Otteri Nulla の計画縦断面図

- Kodungaiyuru の項で述べた方式と同様の手順で水深を求める。NBC との合流点の水位を Kosasthalaiyar 川の HWL である 1.9m とする。
- 越流水深は越流幅を十分確保できないことから 1.0m と仮定する。このとき越流開始水位は次図に示すように  $5.0 - 1.0 = 4.0\text{m}$  となる。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-179: Otteri Nulla 上流部に設置する遊水地に係る水位と流量

<越流幅>

- 越流堰の公式  $Q = CBH^{2/3}$  において  $C = 1.8$ 、 $B = 11\text{m}$  を仮定し、 $H = 0\text{m}$  から  $1.15\text{m}$  に設定したときの越流量を次表に示す。前述のように越流水深を  $0.5\text{m}$  としたときの越流量として  $Q = 19.8\text{m}^3/\text{s}$  を得る。
- 越流水位を  $4.0\text{m}$  から HWL の  $5.0\text{m}$  に設定したときの越流前河川水量、越流量、越流後河川水量を次表に示す。越流水位  $5.0\text{m}$  のときのこれらの数値はそれぞれ  $120\text{m}^3/\text{s}$ 、 $19.8\text{m}^3/\text{s}$ 、 $100.2\text{m}^3/\text{s}$  となり、前述した NBC への許容放流量  $130\text{m}^3/\text{s}$  を満足する。従い仮定した越流水深  $1.0\text{m}$  および越流幅  $11\text{m}$  は条件を満たすことが示された。

Table 3-38: Otteri Nulla 上流部遊水地の越流水深と流量

【In the case of an overflow weir width of 11m】

Over flow weir	C	B (Width of lateral overflow weir)	H (height)	H <sup>1.5</sup>	q
B	1.8	11.0	0.0	0.00	0.00
B	1.8	11.0	0.1	0.03	0.63
B	1.8	11.0	0.2	0.09	1.77
B	1.8	11.0	0.3	0.16	3.25
B	1.8	11.0	0.4	0.25	5.01
B	1.8	11.0	0.5	0.35	7.00
B	1.8	11.0	0.6	0.46	9.20
B	1.8	11.0	0.7	0.59	11.60
B	1.8	11.0	0.8	0.72	14.17
B	1.8	11.0	0.9	0.85	16.91
B	1.8	11.0	1.0	1.00	19.80
B	1.8	11.0	1.1	1.15	22.84

【In the case of an overflow weir height of 4.0m (HWL 5.0m)】

Water level	River discharge	Overflow water depth	Overdrainage	River discharge
4.0	80.0	0.0	0.0	80.00
4.1	84.0	0.1	0.6	83.37
4.2	88.0	0.2	1.8	86.23
4.3	92.0	0.3	3.3	88.75
4.4	96.0	0.4	5.0	90.99
4.5	100.0	0.5	7.0	93.00
4.6	104.0	0.6	9.2	94.80
4.7	108.0	0.7	11.6	96.40
4.8	112.0	0.8	14.2	97.83
4.9	116.0	0.9	16.9	99.09
5.0	120.0	1.0	19.8	100.20

出典: JICA Expert Team

<遊水地容量>

- Otteri Nullah 上流では2つの遊水地の設置を想定している。3.4.1.7に示したように、それぞれ 0-①400m\*200m=80,000 m<sup>2</sup>、0-②200m\*200m=40,000 m<sup>2</sup>の面積をもつ。
- Kodungaiyur の項で述べたものと同様な手順で、遊水地の各深さにおける面積をもとめ、容量を計算する。結果を次の2つの表に示す。

Table 3-39: Otteri Nulla 上流部遊水地の容量の計算 - 深さ毎の面積を求める

	ground surface			Ground surface -1m			Ground surface - 2m			Ground surface - 3m			Ground surface - 4m	
	Area(0)	Circumstance(0)	Circumference(0) × x3m	Area(1)	Circumstance(1)	Circumference(1) × x 3m	Area(2)	Circumstance(2)	Circumference(2) × x 3m	Area(3)	Circumstance(3)	Circumference(3) × x 3m	Area(4)	Circumstance(4)
	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m
Otteri Nullah														
O-1	80,000	1,131	3,394	76,606	1,107	3,321	73,285	1,083	3,249	70,036	1,059	3,176	66,860	1,034
O-2	40,000	800	2,400	37,600	776	2,327	35,273	751	2,254	33,019	727	2,181	30,839	702

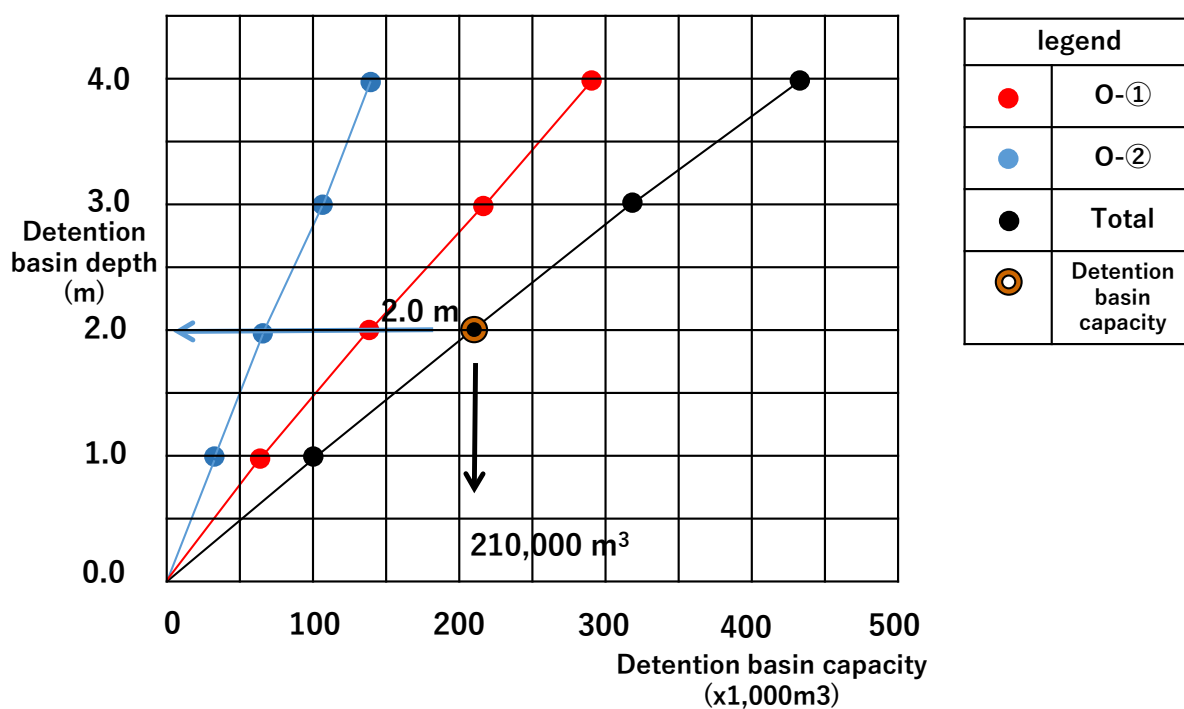
出典: JICA Expert Team

- 次に表の結果で得られた各深さでの面積を平均化し、累積値を求めることでそれぞれの深さにおける容量を算出している。その結果を以下に示す。ここでは深さ 2.0m のとき容量 210,000m<sup>3</sup> となり、遊水地の必要貯留容量約 203,000 m<sup>3</sup> を確保できる。

Table 3-40: Otteri Nulla 上流部遊水地の容量の計算 - 深さ毎の容量を求める

	O-①			O-②			Total amount
	Area (m <sup>2</sup> )	Average Area (m <sup>2</sup> )	Capacity (m <sup>3</sup> )	Area (m <sup>2</sup> )	Average Area (m <sup>2</sup> )	Capacity (m <sup>3</sup> )	
ground surface	80,000	78,303	293,357	40,000	38,800	141,312	434,669
Ground surface - 1m	76,606	74,945	215,054	37,600	36,437	102,512	317,566
Ground surface - 2m	73,285	71,660	140,108	35,273	34,146	66,075	206,184
Ground surface - 3m	70,036	68,448	68,448	33,019	31,929	31,929	100,377
Ground surface - 4m	66,860		0	30,839		0	0

出典: JICA Expert Team



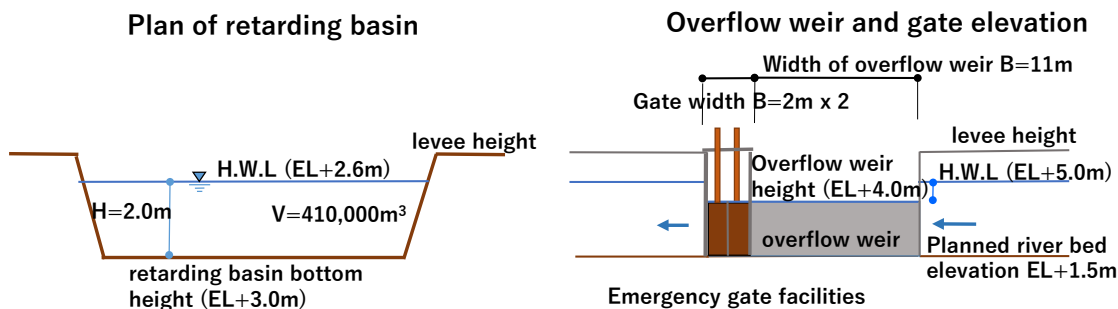
出典: JICA Expert Team

Figure 3-180: Otteri Nulla 上流部遊水地における水位—容量関係式

<遊水地の構造>

次図に示す構造となる。

### Otteri Nullah Upper stream



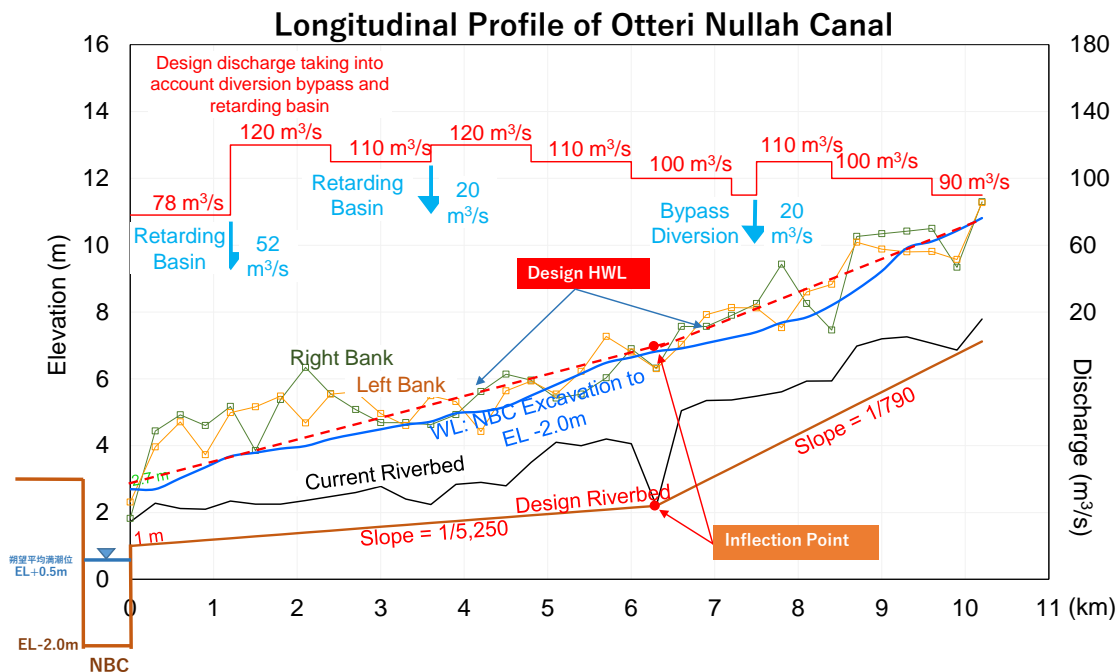
出典: JICA Expert Team

Figure 3-181: Otteri Nulla 上流部遊水地の構造

#### 3.10.4 Otteri Nulla 下流

<越流水深>

- 次図において越流地点付近のHWLとして2.8mを、河床高として1.0mを得る。

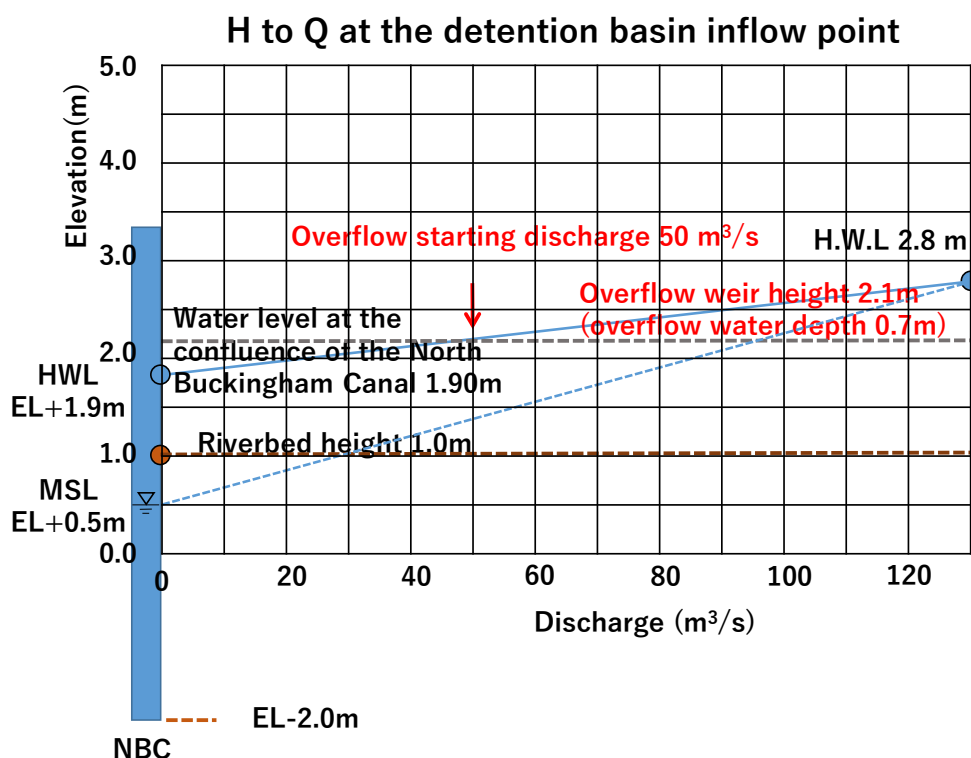


出典: JICA Expert Team

Figure 3-182: Otteri Nulla の計画縦断面図

- Kodungaiyuru の項で述べた方式と同様の手順で水深を求める。NBC との合流点の水位を Kosasthalaiyar 川の HWL1.9m とする。  
越流水深は越流幅を十分確保できるものの流量を確保する必要があるため 0.7m と仮定する。このとき越流開始流量は次図に示すように  $2.8 - 0.7 = 2.1\text{m}$  となる。

③ Otteri Nullah River Lower stream



出典: JICA Expert Team

Figure 3-183: Otteri Nulla 下流部に設置する遊水地に係る水位と流量

<越流幅>

- 越流堰の公式  $Q = CBH^{2/3}$  において  $C=1.8$ 、 $B=50\text{m}$  を仮定し、 $H=0\text{m}$  から  $1.15\text{m}$  に設定したときの越流量を次表に示す。前述のように越流水深を  $0.7\text{m}$  としたときの越流量として  $Q=52.71\text{m}^3/\text{s}$  を得る。
- 越流水位を  $2.1\text{m}$  から HWL の  $2.8\text{m}$  に設定したときの越流前河川水量、越流量、越流後河川水量を以下に示す。越流水位  $2.8\text{m}$  のときのこれらの数値はそれぞれ  $130\text{m}^3/\text{s}$ 、 $52.7\text{m}^3/\text{s}$ 、 $77.3\text{m}^3/\text{s}$  となり、前述した NBC への許容放流量  $78\text{m}^3/\text{s}$  を満足する。従い仮

定した越流水深 0.8m および越流幅 41m は条件を満たすことが示された。

**Table 3-41: Otteri Nulla 下流部遊水地の越流水深と流量**

【For an overflow weir width of 50m】

Overfl ow weir	C	B (Width of lateral overflow weir)	H (height)	H <sup>1.5</sup>	q
B	1.8	50.0	0.0	0.00	0.00
B	1.8	50.0	0.1	0.03	2.85
B	1.8	50.0	0.2	0.09	8.05
B	1.8	50.0	0.3	0.16	14.79
B	1.8	50.0	0.4	0.25	22.77
B	1.8	50.0	0.5	0.35	31.82
B	1.8	50.0	0.6	0.46	41.83
B	1.8	50.0	0.7	0.59	52.71
B	1.8	50.0	0.8	0.72	64.40
B	1.8	50.0	0.9	0.85	76.84
B	1.8	50.0	1.0	1.00	90.00
B	1.8	50.0	1.1	1.15	103.83

【For an overflow weir height of 2.1m  
(HWL 2.8m)】

Water level	River dischar ge	Overflo w water depth	Overdr ainage	River dischar ge
2.1	50.0	0.0	0.0	50.00
2.2	61.4	0.1	2.8	58.58
2.3	72.9	0.2	8.0	64.81
2.4	84.3	0.3	14.8	69.50
2.5	95.7	0.4	22.8	72.95
2.6	107.1	0.5	31.8	75.32
2.7	118.6	0.6	41.8	76.74
2.8	130.0	0.7	52.7	77.29

出典: JICA Expert Team

<遊水地容量>

- Otteri Nulla では 3 つの遊水地の設置を想定している。3.4.1.7 に示すようにそれぞれ 0-③500m\*200m=100,000 m<sup>2</sup>、0-④300m\*300m=90,000 m<sup>2</sup>、0-⑤300m\*300m=90,000 m<sup>2</sup> の面積をもつ。
- Kodungaiyur の項で述べたものと同様な手順で、遊水地の各深さにおける面積をもとめ、容量を計算する。結果を次の 2 つの表に示す。

**Table 3-42: Otteri Nulla 下流部遊水地の容量の計算 - 深さ毎の面積を求める**

	ground surface			Ground surface -1m			Ground surface - 2m			Ground surface - 3m			Ground surface - 4m	
	Area(0)	Circumference(0)	Circumference(0) × x3m	Area(1)	Circumference(1)	Circumference(1) × x 3m	Area(2)	Circumference(2)	Circumference(2) × x 3m	Area(3)	Circumference(3)	Circumference(3) × x 3m	Area(4)	Circumference(4)
	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m
<b>Otteri Nullah</b>														
<b>O-3</b>	<b>100,000</b>	1,265	3,795	<b>96,205</b>	1,241	3,722	<b>92,483</b>	1,216	3,649	<b>88,834</b>	1,192	3,577	<b>85,257</b>	1,168
<b>O-4</b>	<b>60,000</b>	980	2,939	<b>57,061</b>	955	2,866	<b>54,194</b>	931	2,794	<b>51,401</b>	907	2,721	<b>48,680</b>	883
<b>O-5</b>	<b>120,000</b>	1,386	4,157	<b>115,843</b>	1,361	4,084	<b>111,759</b>	1,337	4,012	<b>107,747</b>	1,313	3,939	<b>103,808</b>	1,289

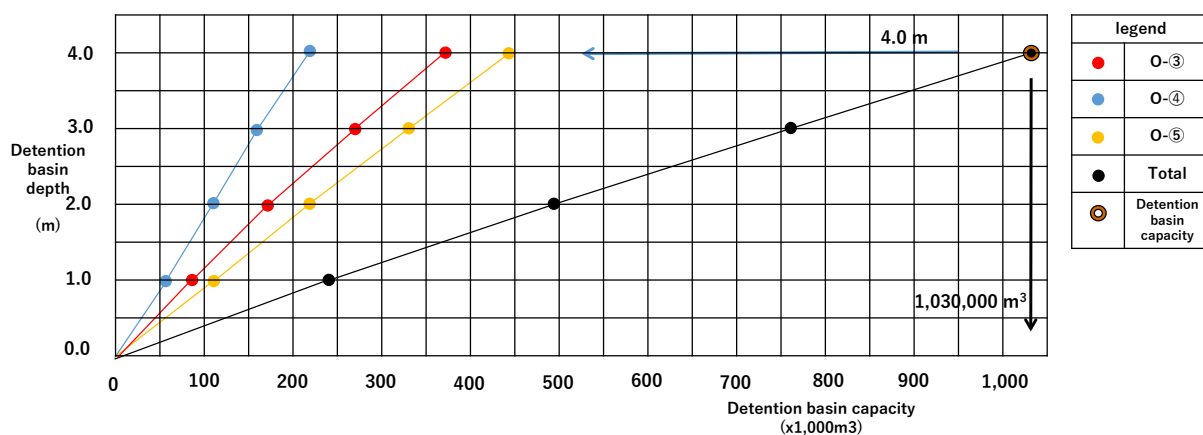
出典: JICA Expert Team

Table 3-43: Otteri Nulla 下流部遊水地の容量の計算 - 深さ毎の容量を求める

	O-③			O-④			O-⑤			Total amount
ground surface	100,000	98,103	<b>370,151</b>	60,000	58,530	<b>216,995</b>	120,000	117,922	<b>447,253</b>	1,034,399
Ground surface - 1m	96,205	94,344	272,048	57,061	55,627	158,465	115,843	113,801	329,332	759,845
Ground surface - 2m	92,483	90,659	177,704	54,194	52,797	102,838	111,759	109,753	215,531	496,072
Ground surface - 3m	88,834	87,046	87,046	51,401	50,040	50,040	107,747	105,778	105,778	242,864
Ground surface - 4m	85,257		0	48,680		0	103,808		0	0

出典: JICA Expert Team

- 次図より、深さ 4.0m のとき容量 1,030,000m<sup>3</sup> となり、遊水地の合計容量 1,024,920m<sup>3</sup> を確保できる。

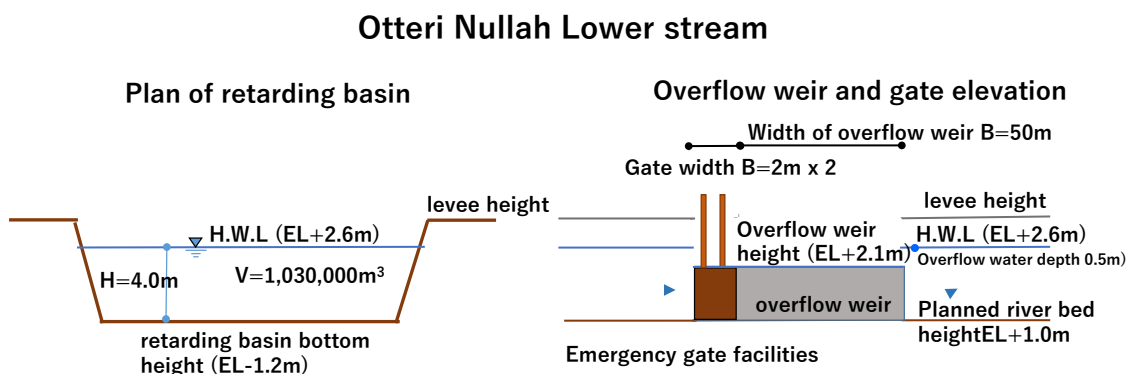


出典: JICA Expert Team

Figure 3-184: Otteri Nullah 下流部遊水地における水位—容量関係式

<遊水地の構造>

次図に示す構造となる。



出典: JICA Expert Team

**Figure 3-185: Otteri Nulla 下流部遊水地の構造**

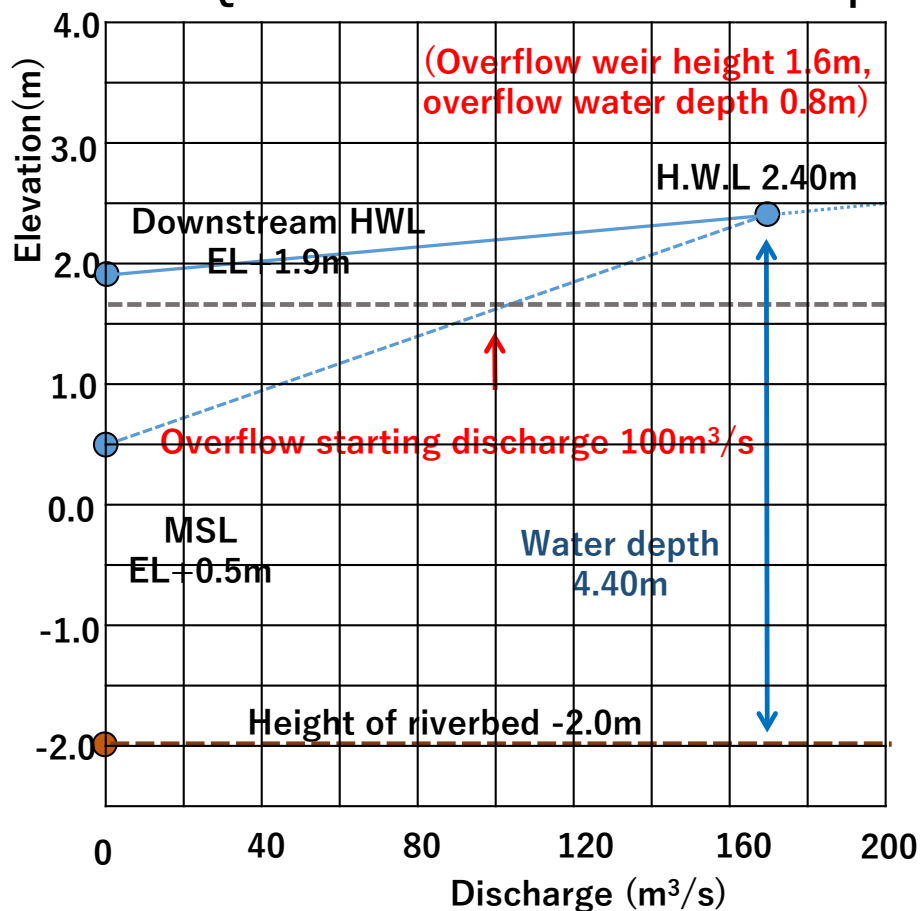
3.10.5 NBC

<越流水深>

- 次図において越流地点付近のHWLとして2.4mを、河床高として-2mを得る。ここでは平均朔望満潮位の+0.5mを基準としてHWLとこの値との差分 $2.4 - 0.5 = 1.9\text{m}$ を水深とする。
- 越流水深は越流幅を十分確保できるが越流量が大きいことから0.8mと仮定する。このとき越流開始水位は次図に示すように $2.4 - 0.8 = 1.6\text{m}$ となる。

## N-Buckingham Canal (at detention basin)

### H to Q at the detention basin inflow point



出典: JICA Expert Team

Figure 3-186: NBC に隣接して設置する遊水地に係る水位と流量

- 越流堰の公式  $Q = CBH^{2/3}$  において  $C=1.8$ 、 $B=60m$  を仮定し、 $H=0m$  から  $1.1m$  に設定したときの越流量を次表に示す。前述のように越流水深を  $0.8m$  としたときの越流量として  $Q=77m^3/s$  を得る。
- 越流水位を  $1.6m$  から HWL の  $2.4m$  に設定したときの越流前の流量、越流量、越流後の流量を次表に示す。越流水位  $2.4m$  のときのこれらの数値はそれぞれ  $192m^3/s$ 、 $77m^3/s$ 、 $115m^3/s$  となり、前述した NBC への許容放流量  $120m^3/s$  を満足する。従い仮定した越流水深  $0.8m$  および越流幅  $60m$  は条件を満たすことが示された。

**Table 3-44: NBC 遊水地の越流水深と流量**

【For an overflow weir width of 60m】

Overfl ow weir	C	B (Width of lateral overfl ow weir)	H (heigh t)	H <sup>1.5</sup>	q
B	1.8	60.0	0.0	0.00	0.00
B	1.8	60.0	0.1	0.03	3.42
B	1.8	60.0	0.2	0.09	9.66
B	1.8	60.0	0.3	0.16	17.75
B	1.8	60.0	0.4	0.25	27.32
B	1.8	60.0	0.5	0.35	38.18
B	1.8	60.0	0.6	0.46	50.19
B	1.8	60.0	0.7	0.59	63.25
B	1.8	60.0	0.8	0.72	77.28
B	1.8	60.0	0.9	0.85	92.21
B	1.8	60.0	1.0	1.00	108.00
B	1.8	60.0	1.1	1.15	124.60

【For an overflow weir height of 1.6m  
(HWL 2.4m)】

Water level	River dischar ge	Overflo w water depth	Overdr ainage	River dischar ge
1.6	100.0	0.0	0.0	100.00
1.7	111.5	0.1	3.4	108.08
1.8	123.0	0.2	9.7	113.34
1.9	134.5	0.3	17.7	116.75
2.0	146.0	0.4	27.3	118.68
2.1	157.5	0.5	38.2	119.32
2.2	169.0	0.6	50.2	118.81
2.3	180.5	0.7	63.3	117.25
2.4	192.0	0.8	77.3	114.72

出典: JICA Expert Team

<遊水地容量>

- NBC では1つの遊水地の設置を想定している。3.4.1.8に示すように300m\*300m=90,000 m<sup>2</sup>の面積をもつ。
- Kodungaiyur の項で述べたものと同様な手順で、遊水地の各深さにおける面積を求め、容量を計算する。結果を次の2つの表に示す。

Table 3-45: NBC 遊水地の容量の計算 - 深さ毎の面積を求める

	ground surface			Ground surface -1m			Ground surface - 2m			Ground surface - 3m			Ground surface - 4m	
	Area(0)	Circumference(0)	Circumference(0) × x3m	Area(1)	Circumference(1)	Circumference(1) × x 3m	Area(2)	Circumference(2)	Circumference(2) × x 3m	Area(3)	Circumference(3)	Circumference(3) × x 3m	Area(4)	Circumference(4)
	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m
North - Buckingham Canal	300,000	2,191	6,573	293,427	2,167	6,500	286,927	2,143	6,428	280,499	2,118	6,355	274,144	2,094

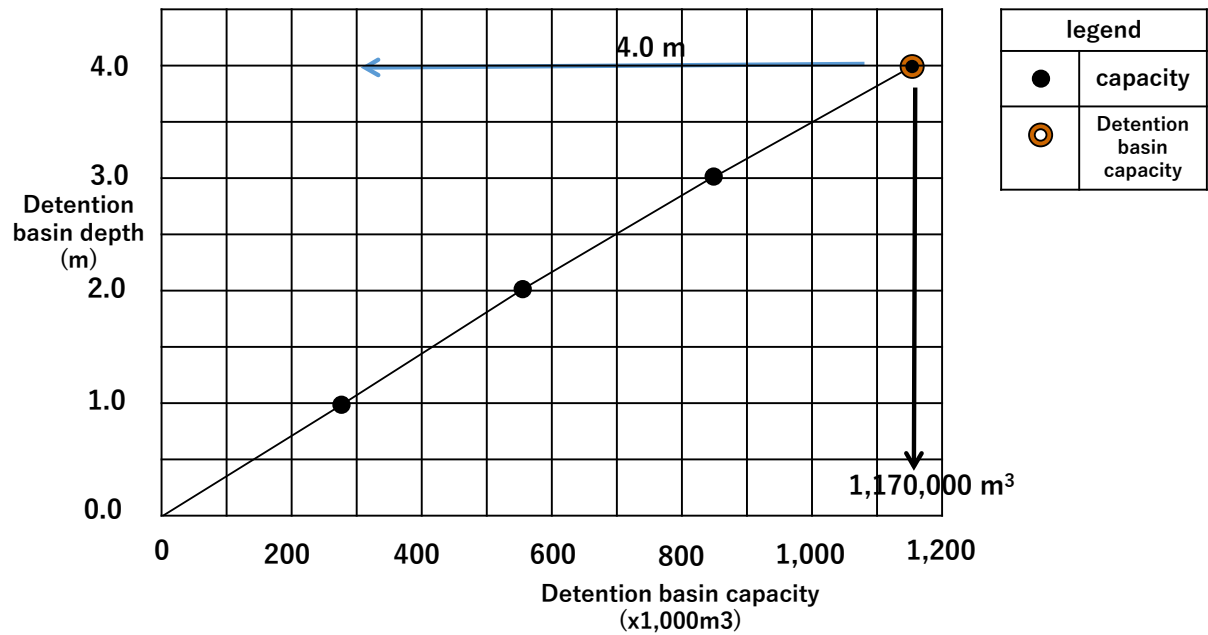
出典:JICA Expert Team

Table 3-46: NBC 遊水地の容量の計算 - 深さ毎の容量を求める

	North - Buckingham Canal		
ground surface	300,000	296,714	1,147,925
Ground surface -1m	293,427	290,177	851,212
Ground surface - 2m	286,927	283,713	561,035
Ground surface - 3m	280,499	277,321	277,321
Ground surface - 4m	274,144		0

出典:JICA Expert Team

- 次図より、深さ 4.0m のとき容量 1,170,000m<sup>3</sup> となり、遊水地の合計容量 1,170,000m<sup>3</sup> を確保できる。

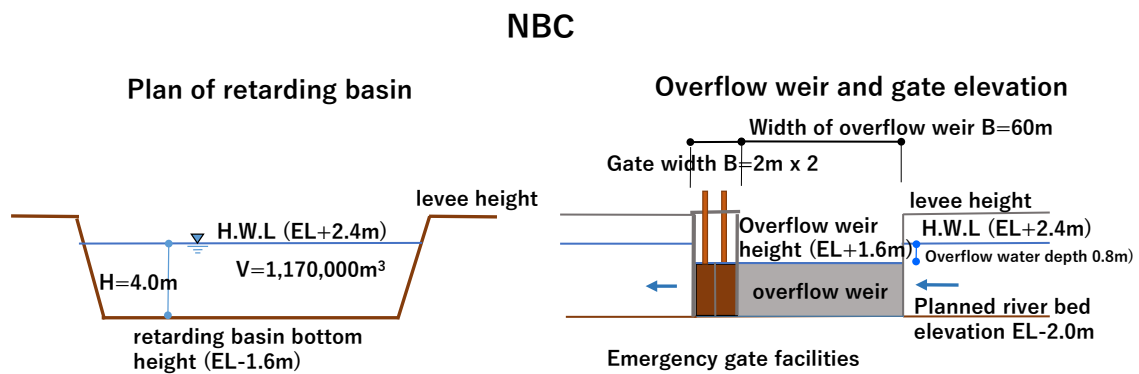


出典: JICA Expert Team

Figure 3-187: NBC 遊水地における水位—容量関係式

<遊水地の構造>

次図に示す構造となる。



出典: JICA Expert Team

Figure 3-188: NBC 遊水地の構造

### 3.11 付録2 排水管のリスト

“3.9.1 排水管等の対策” で示した排水管等のリストを次表に示す。

**Table 3-47: 排水管等のリスト (太字は幅あるいは直径が 2m 以上のもの)**

Locaion	SI_No_	Structure	Easting	Northing	hydraulic	page	Latitude	Longitude	shape	Width /diameter	height	nos.
1.Adyar	18	Box Culbert	397997	1422913	right	9	12.86970	80.05990	rec	2.6	1.3	1
1.Adyar	20	Box Inlet	398008	1422933	right	10	12.86988	80.06000	rec	2.6	1.5	1
1.Adyar	22	Box Inlet	397894	1425722	right	11	12.89510	80.05885	rec	1.0	1.7	1
1.Adyar	27	Pipe Inlet	398485	1427700	right	14	12.91300	80.06423	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	28	Pipe Inlet	398536	1427789	right	14	12.91381	80.06470	rec	2.5	1.3	1
1.Adyar	30	Box Inlet	398637	1428414	left	15	12.91946	80.06561	rec	2.5	1.1	2
1.Adyar	31	Pipe Culvert	398788	1428654	left	16	12.92164	80.06700	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	33	Pipe Inlet	398246	1428548	right	17	12.92066	80.06200	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	37	Box Culvert Inlet	399942	1428610	right	19	12.92128	80.07763	rec	2.6	2.0	2
1.Adyar	38	Pipe Crossing	400195	1428949	left	19	12.92435	80.07995	pipe	0.9	-	2
1.Adyar	39	Box Culvert	400345	1429012	right	20	12.92492	80.08134	rec	2.8	1.8	1
1.Adyar	40	Pipe Crossing	400195	1428949	right	20	12.92435	80.07995	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	42	Regulater(Inlet)	400614	1429102	right	21	12.92575	80.08381	rec	2.0	2.0	3
1.Adyar	43	Pipe Inlet	402039	1431022	left	22	12.94315	80.09688	pipe	0.9	-	3
1.Adyar	44	Pipe Culvert	402116	1431198	left	22	12.94475	80.09759	pipe	0.9	-	2

Localon	SI_No_	Structure	Easting	Northing	hydraulic	page	Latitude	Longitude	shape	Width /diameter	height	nos.
1.Adyar	45	Pipe Culvert	402625	1432187	left	23	12.95370	80.10225	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	46	Pipe Culvert	403963	1433733	right	23	12.96772	80.11453	pipe	0.9	-	4
1.Adyar	47	Pipe Inlet	404150	1434235	right	24	12.97227	80.11624	pipe	0.9	-	2
1.Adyar	48	Pipe Inlet	404151	1434360	right	24	12.97340	80.11625	pipe	0.9	-	2
1.Adyar	49	Pipe Inlet	404321	1434543	right	25	12.97506	80.11781	pipe	0.9	-	2
1.Adyar	50	Pipe Inlet	404417	1434895	right	25	12.97824	80.11868	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	51	Pipe Inlet	404484	1435254	right	26	12.98149	80.11929	pipe	0.9	-	2
1.Adyar	52	Pipe Inlet	404514	1435485	right	26	12.98358	80.11956	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	53	Pipe Inlet	404421	1435467	left	27	12.98342	80.11870	pipe	0.9	-	2
1.Adyar	54	Pipe Inlet	404623	1435672	right	27	12.98528	80.12056	pipe	0.6	-	1
1.Adyar	55	Pipe Inlet	404597	1435705	right	28	12.98557	80.12032	pipe	0.9	-	2
1.Adyar	56	Pipe Inlet	404480	1435778	left	28	12.98623	80.11924	pipe	0.9	-	3
1.Adyar	58	Box Inlet	404635	1435782	left	29	12.98627	80.12066	pipe	0.7	1.1	1
1.Adyar	61	Pipe Inlet	404666	1435701	right	31	12.98554	80.12095	rec	0.4	-	1
1.Adyar	63	Pipe Inlet	404764	1435806	left	32	12.98649	80.12185	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	64	Pipe Inlet	404768	1435696	right	32	12.98550	80.12189	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	65	Pipe Inlet	404879	1435755	right	33	12.98604	80.12291	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	66	Pipe Inlet	405033	1435847	right	33	12.98687	80.12433	pipe	0.9	-	2
1.Adyar	67	Pipe Inlet	405085	1435942	right	34	12.98773	80.12481	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	68	Pipe Inlet	405089	1435966	right	34	12.98795	80.12484	pipe	0.9	-	1

Localon	SI_No_	Structure	Easting	Northing	hydraulic	page	Latitude	Longitude	shape	Width /diameter	height	nos.
1.Adyar	69	Pipe Inlet	405180	1436084	right	35	12.98902	80.12568	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	70	Pipe Inlet	405266	1436171	right	35	12.98981	80.12647	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	71	Pipe Inlet	405598	1436293	left	36	12.99092	80.12953	pipe	0.9	-	2
1.Adyar	72	Pipe Inlet	406228	1436423	right	36	12.99212	80.13533	pipe	0.9	-	1
<b>1.Adyar</b>	<b>77</b>	<b>Box Inlet</b>	<b>411270</b>	<b>1438971</b>	<b>left</b>	<b>39</b>	<b>13.01531</b>	<b>80.18174</b>	<b>rec</b>	<b>2.2</b>	<b>1.2</b>	<b>1</b>
1.Adyar	79	Pipe Inlet	411333	1439273	left	40	13.01804	80.18232	pipe	0.9	-	1
<b>1.Adyar</b>	<b>80</b>	<b>Box Inlet</b>	<b>411666</b>	<b>1439321</b>	<b>right</b>	<b>40</b>	<b>13.01848</b>	<b>80.18539</b>	<b>rec</b>	<b>2.0</b>	<b>1.2</b>	<b>1</b>
<b>1.Adyar</b>	<b>82</b>	<b>Box Inlet</b>	<b>412034</b>	<b>1439716</b>	<b>left</b>	<b>41</b>	<b>13.02206</b>	<b>80.18877</b>	<b>rec</b>	<b>5.6</b>	<b>1.5</b>	<b>1</b>
1.Adyar	85	Box Inlet	414510	1439888	right	43	13.02369	80.21160	rec	1.3	1.0	2
1.Adyar	90	Pipe Inlet	416261	1439409	left	45	13.01941	80.22776	pipe	0.9	-	8
1.Adyar	91	Box Inlet	416536	1439051	right	46	13.01618	80.23030	rec	1.0	1.0	1
1.Adyar	92	Pipe Inlet	416804	1438878	right	46	13.01462	80.23278	pipe	0.9	-	4
1.Adyar	93	Pipe Inlet	416849	1439043	left	47	13.01611	80.23319	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	94	Pipe Inlet	416871	1439037	left	47	13.01606	80.23339	pipe	0.9	-	3
1.Adyar	95	Box Inlet	416945	1438939	right	48	13.01518	80.23408	rec	0.8	1.0	1
1.Adyar	96	Pipe Inlet	417025	1439139	left	48	13.01699	80.23481	pipe	0.9	-	3
1.Adyar	97	Sluice Gate	417354	1439501	right	49	13.02027	80.23783	rec	1.6	1.2	1
1.Adyar	98	Pipe Inlet	417413	1440022	left	49	13.02498	80.23836	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	101	Pipe Inlet	418363	1439687	left	51	13.02198	80.24713	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	102	Pipe Culvert	418472	1439324	right	51	13.01870	80.24815	pipe	0.9	-	3

Localon	SI_No_	Structure	Easting	Northing	hydraulic	page	Latitude	Longitude	shape	Width /diameter	height	nos.
1.Adyar	103	Pipe Culvert	418641	1438992	right	52	13.01570	80.24971	pipe	0.9	-	2
1.Adyar	105	Inlet	418789	1439175	left	53	13.01736	80.25107	rec	1.2	0.8	1
1.Adyar	106	Pipe Inlet	418809	1439141	left	53	13.01705	80.25126	pipe	0.9	-	2
1.Adyar	107	Pipe Inlet	418827	1439128	left	54	13.01694	80.25143	pipe	0.9	-	2
1.Adyar	108	Pipe Inlet	418974	1438695	right	54	13.01302	80.25279	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	109	Pipe Inlet	419331	1438965	left	55	13.01548	80.25608	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	110	Pipe Inlet	419087	1438625	right	55	13.01239	80.25384	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	111	Pipe Inlet	419115	1439045	left	56	13.01619	80.25408	pipe	0.8	-	5
1.Adyar	112	Pipe Inlet	419490	1438444	right	56	13.01077	80.25756	pipe	0.9	-	1
1.Adyar	113	Pipe Inlet	419631	1438481	right	57	13.01111	80.25886	pipe	0.9	-	2
20. South B.Canal	9	Box Inlet	418471	1438016	Across Right?	134	13.00687	80.24817	rec	0.9	2.0	1
20. South B.Canal	17	Pipe Inlet	418456	1437679	Across	138	13.00382	80.24804	pipe	0.9	-	1
20. South B.Canal	18	Pipe Inlet	418551	1437316	Across	138	13.00054	80.24893	pipe	0.9	-	2
20. South B.Canal	19	Box Inlet	418608	1437012	Across	139	12.99780	80.24946	rec	1.1	2.0	1
<b>20. South B.Canal</b>	<b>20</b>	<b>Briage Cross Inlet</b>	<b>418632</b>	<b>1436961</b>	<b>Across</b>	<b>139</b>	<b>12.99734</b>	<b>80.24969</b>	<b>rec</b>	<b>9.8</b>	<b>3.5</b>	<b>1</b>
<b>20. South B.Canal</b>	<b>21</b>	<b>Briage Cross Inlet</b>	<b>418629</b>	<b>1436936</b>		<b>140</b>	<b>12.99711</b>	<b>80.24966</b>	<b>rec</b>	<b>9.8</b>	<b>3.5</b>	<b>1</b>
<b>20. South B.Canal</b>	<b>22</b>	<b>Briage Cross Inlet</b>	<b>418654</b>	<b>1436852</b>	<b>Across</b>	<b>140</b>	<b>12.99635</b>	<b>80.24989</b>	<b>rec</b>	<b>9.8</b>	<b>3.5</b>	<b>1</b>
20. South B.Canal	23	Box Inlet	418680	1436710	Across	141	12.99507	80.25014	rec	1.2	2.0	1
<b>20. South B.Canal</b>	<b>25</b>	<b>Box Inlet</b>	<b>418787</b>	<b>1436336</b>	<b>Across</b>	<b>142</b>	<b>12.99169</b>	<b>80.25113</b>	<b>rec</b>	<b>2.1</b>	<b>1.6</b>	<b>1</b>
<b>20. South B.Canal</b>	<b>27</b>	<b>Box Inlet</b>	<b>418902</b>	<b>1435888</b>	<b>Across</b>	<b>143</b>	<b>12.98764</b>	<b>80.25221</b>	<b>rec</b>	<b>2.3</b>	<b>0.8</b>	<b>1</b>

Localon	SI_No_	Structure	Easting	Northing	hydraulic	page	Latitude	Longitude	shape	Width /diameter	height	nos.
20. South B.Canal	28	Sluice Gate	418978	1435273	Across	143	12.98208	80.25292	rec	2.0	1.5	2
20. South B.Canal	29	Box Inlet	418967	1435266	Across	144	12.98202	80.25282	rec	3.5	0.9	1
20. South B.Canal	31	Box Inlet	419057	1435226	Across	145	12.98166	80.25365	rec	1.0	1.0	1
20. South B.Canal	32	Box Inlet	419025	1435226	Across	145	12.98166	80.25336	rec	0.5	0.5	1
20. South B.Canal	33	Box Inlet	419044	1434519	Across	146	12.97527	80.25355	rec	0.6	1.2	2
										2.0	1.2	
20. South B.Canal	35	Box Inlet	419008	1434174	Across	147	12.97215	80.25323	rec	1.2	0.8	1
20. South B.Canal	37	Box Inlet	418945	1433939	Across	148	12.97002	80.25265	rec	1.3	0.3	1
20. South B.Canal	38	Box Inlet	418867	1433843	Across	148	12.96915	80.25194	rec	0.5	0.4	1
20. South B.Canal	39	Pipe Inlet	418876	1433832	Across	149	12.96905	80.25202	pipe	0.4	-	1
20. South B.Canal	40	Box Inlet	418882	1433669	Across	149	12.96758	80.25208	rec	0.8	0.5	1
20. South B.Canal	41	Box Inlet	418860	1433557	Across	150	12.96656	80.25188	rec	0.65	0.45	1
20. South B.Canal	42	Pipe Inlet	418843	1433479	Across	150	12.96586	80.25173	pipe	0.6	-	1
20. South B.Canal	43	Box Inlet	418846	1433493	Across	151	12.96598	80.25175	rec	1.2	0.8	1
20. South B.Canal	44	Box Inlet	418799	1433506	Across	151	12.96610	80.25132	rec	0.5	0.5	1
20. South B.Canal	46	Box Inlet	418816	1433377	Across	152	12.96493	80.25148	rec	1.25	0.65	1
20. South B.Canal	47	Box Inlet	418753	1433235	Across	153	12.96365	80.25090	rec	1.2	0.3	1
20. South B.Canal	48	Box Inlet	418785	1433226	Across	153	12.96357	80.25120	rec	1.3	0.6	1
20. South B.Canal	49	Box Inlet	418773	1433111	Across	154	12.96253	80.25109	rec	0.7	0.45	1
20. South B.Canal	50	Box Inlet	418690	1432917	Across	154	12.96077	80.25033	rec	1.2	0.4	1

Localon	SI_No_	Structure	Easting	Northing	hydraulic	page	Latitude	Longitude	shape	Width /diameter	height	nos.
20. South B.Canal	52	Box Inlet	418693	1432782	Across	155	12.95955	80.25036	rec	1.3	0.6	1
20. South B.Canal	53	Box Inlet	418634	1432601	Across	156	12.95791	80.24982	rec	1.2	0.3	1
20. South B.Canal	54	Box Inlet	418667	1432589	Across	156	12.95781	80.25013	rec	1.2	0.5	1
20. South B.Canal	55	Pipe Inlet	418623	1432539	Across	157	12.95735	80.24972	pipe	0.55	-	2
20. South B.Canal	56	Pipe Inlet	418561	1432192	Across	157	12.95421	80.24916	pipe	0.7	-	2
										0.5		
20. South B.Canal	57	Box Inlet	418553	1432013	Across	158	12.95259	80.24909	rec	1.2	0.9	1
20. South B.Canal	58	Box Inlet	418506	1431975	Across	158	12.95225	80.24866	rec	1.2	1.0	1
20. South B.Canal	59	Pipe Inlet	418521	1431852	Across	159	12.95114	80.24880	pipe	0.6	-	1
20. South B.Canal	60	Box Inlet	418469	1431745	Across	159	12.95017	80.24833	rec	1.0	1.2	1
20. South B.Canal	61	Box Inlet	418489	1431682	Across	160	12.94960	80.24851	rec	1.2	1.0	2
20. South B.Canal	63	Box Inlet	418459	1431676	Across	161	12.94955	80.24823	rec	0.55	1.2	1
<b>20. South B.Canal</b>	<b>64</b>	<b>Box Inlet</b>	<b>418383</b>	<b>1431298</b>	<b>Across</b>	<b>161</b>	<b>12.94613</b>	<b>80.24754</b>	<b>rec</b>	<b>2.0</b>	<b>1.2</b>	<b>1</b>
20. South B.Canal	65	Box Inlet	418398	1431180	Across	162	12.94506	80.24769	rec	1.2	1.3	1
20. South B.Canal	67	Pipe Inlet	418289	1430632	Across	163	12.94010	80.24670	pipe	0.3	-	1
20. South B.Canal	68	Box Inlet	418286	1430622	Across	163	12.94001	80.24667	rec	1.0	1.1	1
20. South B.Canal	69	Box Inlet	418930	1430542	Across	164	12.93930	80.25261	rec	1.0	1.2	1
20. South B.Canal	73	Pipe Inlet	417580	1422877	Across	166	12.86996	80.24037	pipe	0.6	-	2
25. Central B.Canal	2	Box Inlet	422039	1444332	right	185	13.06407	80.28091	rec	1.0	0.8	1
25. Central B.Canal	4	Pipe Inlet	421993	1444213	left	186	13.06300	80.28049	pipe	0.6	-	1

Localon	SI_No_	Structure	Easting	Northing	hydraulic	page	Latitude	Longitude	shape	Width /diameter	height	nos.
25. Central B.Canal	6	Two Pipe Inlet	421969	1444063	left	187	13.06164	80.28027	pipe	0.6	-	2
25. Central B.Canal	7	Pipe Inlet	421986	1443970	right	188	13.06080	80.28043	pipe	0.6	-	1
25. Central B.Canal	9	Box Inlet	421982	1443477	right	189	13.05634	80.28041	rec	1.3	0.9	1
25. Central B.Canal	12	Box Inlet	421995	1443241	right	190	13.05421	80.28053	rec	1.2	1.0	1
25. Central B.Canal	13	Box Inlet	421994	1443231	right	191	13.05412	80.28052	rec	1.3	0.8	1
<b>25. Central B.Canal</b>	<b>16</b>	<b>Box Inlet</b>	<b>421624</b>	<b>1442395</b>		<b>192</b>	<b>13.04655</b>	<b>80.27713</b>	<b>rec</b>	<b>2.4</b>	<b>1.7</b>	<b>1</b>
25. Central B.Canal	17	Arch Inlet	421613	1442396	left	193	13.04656	80.27703	pipe	0.6	-	1
25. Central B.Canal	23	Two Arch Inlet	420947	1441857	left	196	13.04167	80.27090	pipe	1.5	-	2
25. Central B.Canal	24	Box Inlet	420936	1441806	right	196	13.04121	80.27080	rec	1.0	1.0	1
25. Central B.Canal	27	Box Inlet	420704	1441275	Across	198	13.03640	80.26868	pipe	0.2	-	3
										4.0	-	
										0.2	-	
32. Couum River	6	Box Culvert	371913	1441586	Across	231	13.03755	79.81873	rec	1.25	1.3	1
32. Couum River	8	Box Inlet	374360	1443358	left	232	13.05367	79.84122	rec	1.0	1.5	1
32. Couum River	13	Sluice	383660	1449669	Across	235	13.11110	79.92674	pipe	0.7	-	1
32. Couum River	14	Sluice	383798	1449638	Across	235	13.11082	79.92801	pipe	0.6	-	1
32. Couum River	16	Inlet	385776	1449512	Across	236	13.10976	79.94626	rec	0.8	0.8	1
32. Couum River	17	Inlet	385925	1449501	Across	237	13.10967	79.94764	rec	1.0	0.4	2
32. Couum River	18	Inlet	385953	1449494	Across	237	13.10960	79.94790	pipe	0.1		3
										0.15		

Localon	SI_No_	Structure	Easting	Northing	hydraulic	page	Latitude	Longitude	shape	Width /diameter	height	nos.
										0.1		
32. Couum River	19	Inlet	386756	1449436	Across	238	13.10911	79.95531	pipe	0.3	-	1
32. Couum River	20	Inlet	385737	1449534	Across	238	13.10996	79.94590	rec	0.8	0.8	1
32. Couum River	21	Inlet	386805	1449423	Across	239	13.10899	79.95576	pipe	0.3	-	1
32. Couum River	25	Pipe Culvert	387711	1449230	Across	241	13.10728	79.96412	pipe	0.9	-	1
32. Couum River	26	Box Culbert	387694	1448730	Across	241	13.10276	79.96399	rec	7.0	3.2	1
32. Couum River	30	Box Culvert	394267	1447128	Across	243	13.08851	80.02467	pipe and rec	0.7	-	2
										0.7	0.3	
32. Couum River	35	Box Culvert	401220	1448827	Across	246	13.10411	80.08875	rec	1.35	0.89	2
32. Couum River	39	Box Culbert	403152	1446730	Across	248	13.08521	80.10664	rec	1.4	2.4	1
<b>32. Couum River</b>	<b>48</b>	<b>Box Culvert</b>	<b>406881</b>	<b>1444094</b>	<b>Across</b>	<b>252</b>	<b>13.06150</b>	<b>80.14111</b>	<b>rec</b>	<b>2.3</b>	<b>31.0</b>	<b>1</b>
32. Couum River	50	Box Culvert	408329	1444004	Across	253	13.06073	80.15447	rec	4.7	3.3	1
32. Couum River	56	Box Culbert	410401	1444708	Across	256	13.06715	80.17356	rec	0.6	1.0	1
<b>32. Couum River</b>	<b>61</b>	<b>Box Culvert</b>	<b>411713</b>	<b>1443340</b>	<b>Across</b>	<b>259</b>	<b>13.05482</b>	<b>80.18570</b>	<b>rec</b>	<b>3.0</b>	<b>2.2</b>	<b>1</b>
32. Couum River	87	Box Inlet	416813	1444765	Across	272	13.06785	80.23270	rec	1.0	0.7	1
32. Couum River	88	Box Inlet	416721	1444842	Across	272	13.06854	80.23185	rec	1.4	0.95	1
32. Couum River	89	Box Inlet	416560	1444828	Across	273	13.06841	80.23036	rec	0.7	0.4	1
32. Couum River	90	Box Inlet	416294	1444842	Across	273	13.06853	80.22791	rec	1.0	0.9	1
32. Couum River	91	Arch Inlet	416337	1444956	Across	274	13.06956	80.22830	horseshoe	1.9	0.75	1
											1.35	

Localon	SI_No_	Structure	Easting	Northing	hydraulic	page	Latitude	Longitude	shape	Width /diameter	height	nos.
120. Kosasthalaiyar(Kesavaram Anicut to Poodi Reservoir))	7	Pipe Culvert	371857	1448618	Across	451	13.10112	79.81792	pipe	0.6	-	1
120. Kosasthalaiyar(Kesavaram Anicut to Poodi Reservoir))	8	Box Culbert	371885	1448668	Across	452	13.10157	79.81817	rec	1.6	2.1	1
120. Kosasthalaiyar(Kesavaram Anicut to Poodi Reservoir))	10	Pipe Culvert	372527	1451574	Across	453	13.12787	79.82397	pipe	0.9	-	1
120. Kosasthalaiyar(Kesavaram Anicut to Poodi Reservoir))	11	Pipe Culvert	372429	1451685	Across	453	13.12887	79.82306	pipe	0.9	-	1
<b>144 North B.Canal</b>	<b>6</b>	<b>Inlet Box</b>	<b>421317</b>	<b>1447393</b>	<b>right</b>	<b>587</b>	<b>13.09173</b>	<b>80.27417</b>	<b>rec</b>	<b>2.0</b>	<b>1.5</b>	<b>1</b>
144 North B.Canal	7	Inlet Box	421299	1447441	left	587	13.09217	80.27400	rec	1.5	1.5	2
										1.5	1.0	
144 North B.Canal	9	Inlet Box	421163	1448712	right	588	13.10365	80.27271	rec	1.5	2.0	1
144 North B.Canal	10	Inlet Box	421209	1448693	left	589	13.10348	80.27314	rec	1.5	2.0	1
144 North B.Canal	13	Inlet(damaged)	421047	1449208	right	590	13.10814	80.27163	rec	1.2	1.0	1
144 North B.Canal	17	Inlet(box)	421270	1451134	left	592	13.12556	80.27364	rec	1.2	1.2	1
144 North B.Canal	24	Sluice	422844	1455072	Across	596	13.16120	80.28805	rec	1.4	1.4	1
144 North B.Canal	25	Sluice	422935	1455271	Across	596	13.16301	80.28889	rec	1.4	1.4	1

Localon	SI_No_	Structure	Easting	Northing	hydraulic	page	Latitude	Longitude	shape	Width /diameter	height	nos.
144 North B.Canal	26	Sluice	423037	1455996	Across	597	13.16956	80.28981	rec	1.4	1.8	1
144 North B.Canal	27	Sluice	423044	1456044	Across	597	13.17000	80.28987	rec	1.45	1.4	1
<b>144 North B.Canal</b>	<b>28</b>	<b>Sluice</b>	<b>423153</b>	<b>1456556</b>	<b>Across</b>	<b>598</b>	<b>13.17463</b>	<b>80.29087</b>	<b>rec</b>	<b>2.1</b>	<b>1.1</b>	<b>2</b>
<b>144 North B.Canal</b>	<b>29</b>	<b>Box Culvert</b>	<b>423156</b>	<b>1456568</b>	<b>Across</b>	<b>598</b>	<b>13.17474</b>	<b>80.29089</b>	<b>rec</b>	<b>2.2</b>	<b>1.9</b>	<b>1</b>
144 North B.Canal	30	Pipe Inlet	423158	1456587	Across	599	13.17491	80.29091	pipe	0.6	-	1
144 North B.Canal	32	Sluice	423389	1456946	Across	600	13.17816	80.29303	rec	1.4	1.4	1
144 North B.Canal	33	Box Culvert	423499	1457129	Across	600	13.17982	80.29404	rec	1.4	1.3	1
144 North B.Canal	34	Pipe Culvert	423547	1457217	Across	601	13.18062	80.29449	pipe	0.9	-	2
144 North B.Canal	35	Pipe Culvert	423698	1457458	Across	602	13.18280	80.29587	pipe	0.9	-	2

出典:Hydraulic structure inventory report by TNUIFSL, arranged by JICA Expert Team

## 4章 都市計画および洪水リスク削減

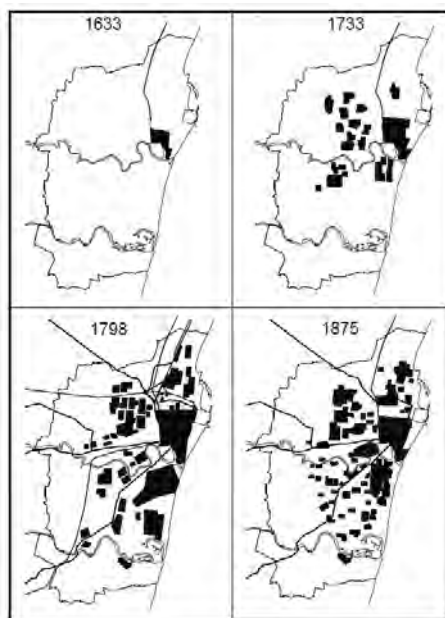
本章では、CMDA の第 3 次マスタープランへの提言として、都市計画の観点から今後の都市開発によって引き起こされる流出係数の増加への対応戦略と、洪水対策マスタープラン（以下、本 MP）における河川洪水対策および都市洪水対策の事業実施中・完了後の残余リスクの対応戦略を述べる。戦略は土地利用及び建築行為への規制を中心としたガイドラインで構成され、科学的な洪水モデルによる洪水リスクアセスメントを基に検討した。

### 4.1 都市計画と洪水対策

#### 4.1.1 チェンナイの都市の発展の概要

##### 4.1.1.1 歴史的にみた面積と人口の増加

1996 年以前、チェンナイは英国統治下時代の名称で「マドラス」と呼ばれていた。チェンナイは 1500 年代にポルトガルとオランダによって一時的に植民地化された後、1639 年にイギリス人が地元のマドゥライ・ナーヤカ朝の支配者からこの土地を譲り受け、1640 年にセント・ジョージ要塞を築いた。マドラスという呼び名は、その際チャンドラギリ王の帝国名を英語名に変えたことによる。その後、イギリスは 18 世紀までに、現在の Tamil Nadu 州の境界を越えて支配を拡大し、1688 年、マドラスはイギリス連邦では初めて、イギリス国外にある自治体となり、その後 2 世紀にわたり著しい都市発展を遂げた。



出典:CMDA 第 2 次マスタープラン

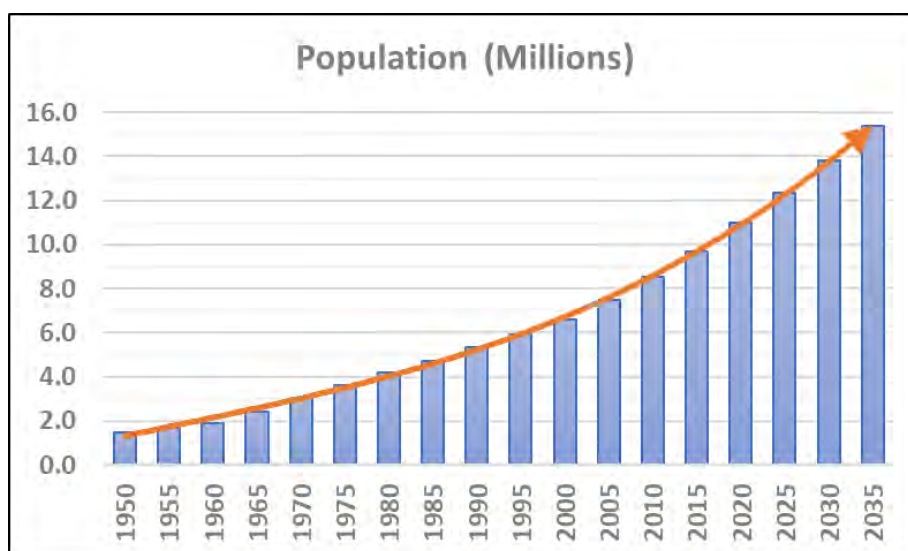
Figure 4-1: 17 世紀から 19 世紀におけるマドラスの発展成長

1900 年代初頭に 54 万人が住む 70km<sup>2</sup> だった市街地面積は、1947 年のインド独立までに 129km<sup>2</sup>、さらに 1978 年には 176km<sup>2</sup> にまで拡大した。現在 Greater Chennai Corporation

(GCC) として知られるチェンナイ市は、その後3度にわたる拡大を遂げ、その面積は2011年に426 km<sup>2</sup>に達した。1974年以降、チェンナイ市周辺の1,189km<sup>2</sup>がChennai Metropolitan Area (CMA)に指定され、Chennai Metropolitan Development Authority (CMDA)がチェンナイ市とその周辺地域の都市計画を担っている。2022年10月、新CMAとしてCMAの面積は5倍の5,904km<sup>2</sup>に拡大された。

#### 4.1.1.2. 将来人口予測

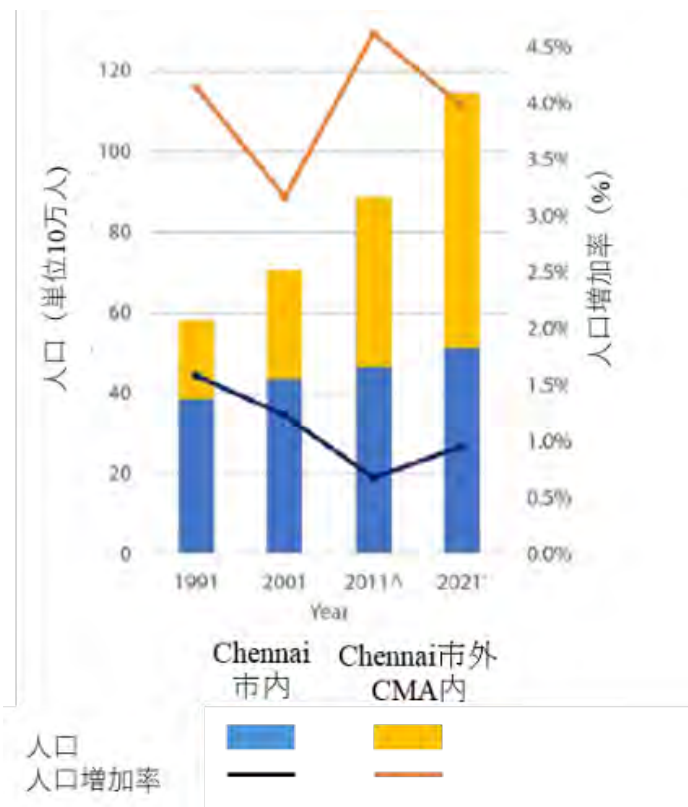
下図の通りチェンナイ都市圏 (CMA) の人口は、1950年以来継続的に増加しており、2034年には1,480万人に達するとされている。過去10年間で人口は、2011年の890万人から2021年には1,100万人に増加し、約34%の増加を示している。



出典：市勢調査データ（2011年）およびチェンナイ統計ハンドブック（2020年）

**Figure 4-2: チェンナイにおける1950年からの人口推移と2035年までの将来動向**

また、2011年から2021年までのCMAの年平均人口増加率は2.22%である一方、中心部のGCCの増加率は0.95%、郊外の自治体では4.47%であった（下図参照）。これは、郊外のほうがより急速な人口の増加が見込まれることを示している。



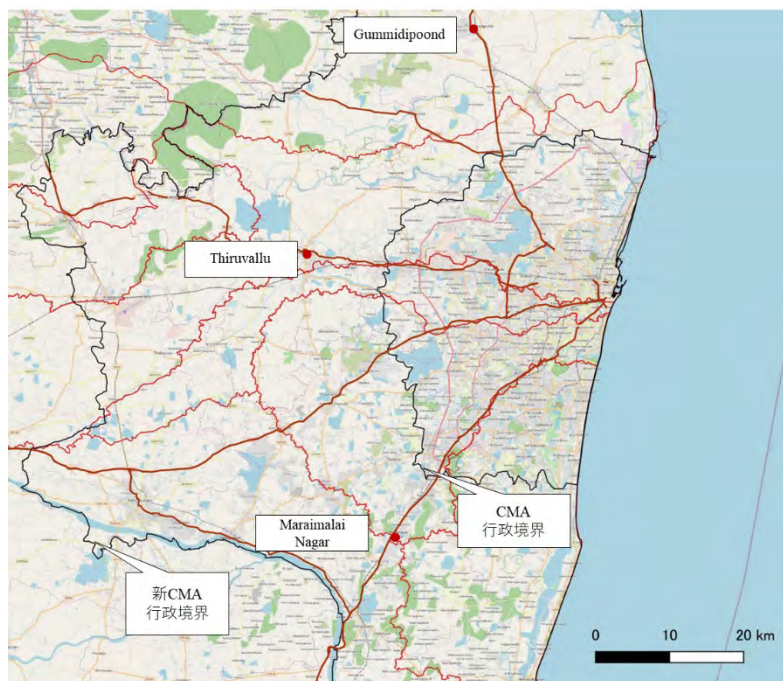
出典:CMDA による第3次MPに関するD-1インセプションレポート

Figure 4-3: 1991年から2021年までのチェンナイの人口

#### 4.1.2 第2次都市開発マスタープラン（第2次MP）のレビュー

2006年にCMDAによって策定された第2次MPには、1973年および2006年当時の土地利用図、2026年を目標とした土地利用計画図が提示されている。その後、2013年に土地利用規制や建築規制等の都市計画上の開発規制方針が示され、2019年にTamil Nadu州総合開発建築規則（TNCDBR）に統合されている。CMDAのMPは20年ごとに改訂されることから、現在第3次MPが策定中であり本MPの結果が反映されることになっている。

第2次MPにおける土地利用の目的は、対象20年間の経済成長と、成長を支えるインフラと交通網整備計画に基づいて、土地利用を最適化することであった。当時の都市問題は、旧GCC地区への人口と経済活動の過度な集中であり、第2次MPではCMA内の経済活動の都心部での混雑を分散させるため、都心部からCMA外の3つの衛星都市 Gummidipoondi、Thiruvallur、Maraimalai Nagarを結ぶ、複数の幹線道路沿いの成長を促した。第2次MPでは、人口が2006年の700万人から2026年に1,250万人へ増加することを想定しており、2021年の人口が2,100万人であることからほぼ想定に近い人口増が見られており、人口増に伴う都市のスプロール化も第2次MPで示された計画に沿ったものと考えられる。

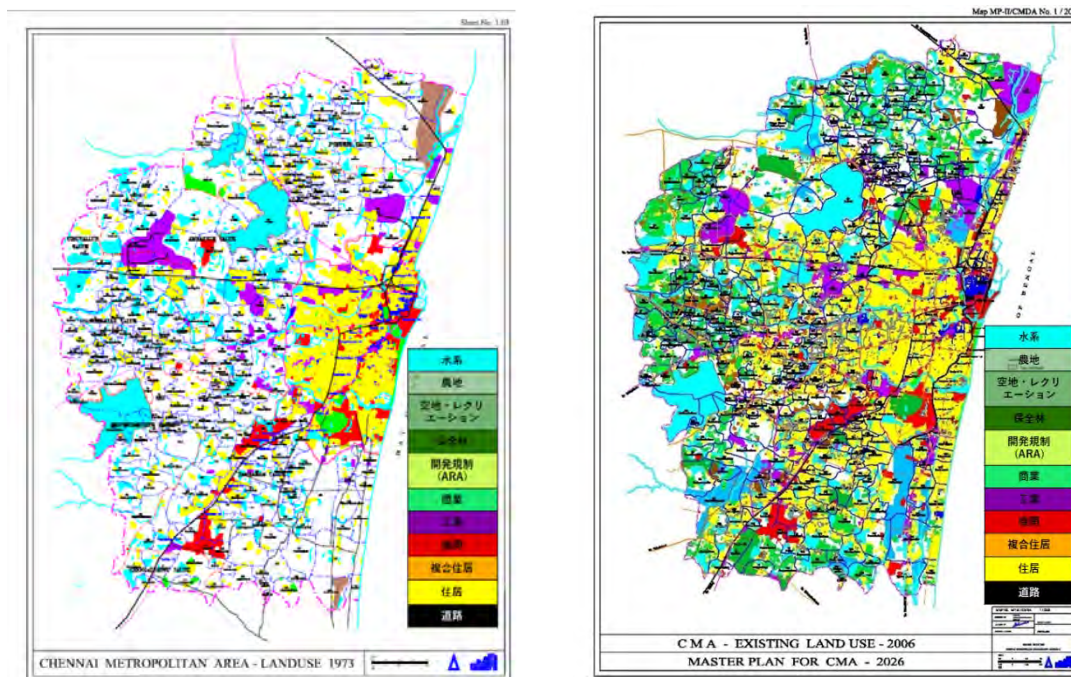


出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-4: CMA の 3 衛星都市と幹線道路**

#### 4.1.2.1. 土地利用の変遷

チェンナイの都市化に伴い、多くの緑地や水域が、住宅地や商業地などの市街地となった。下図に見る 1973 年と 2006 年の土地利用の変化を見ると、1973 年に白色の空地に分類されていた区域は、2006 年には住宅地、混合用途地、農業地、森林地帯のいずれかに変化している。ただし、この時点では、水域への大きな影響は確認されていない。

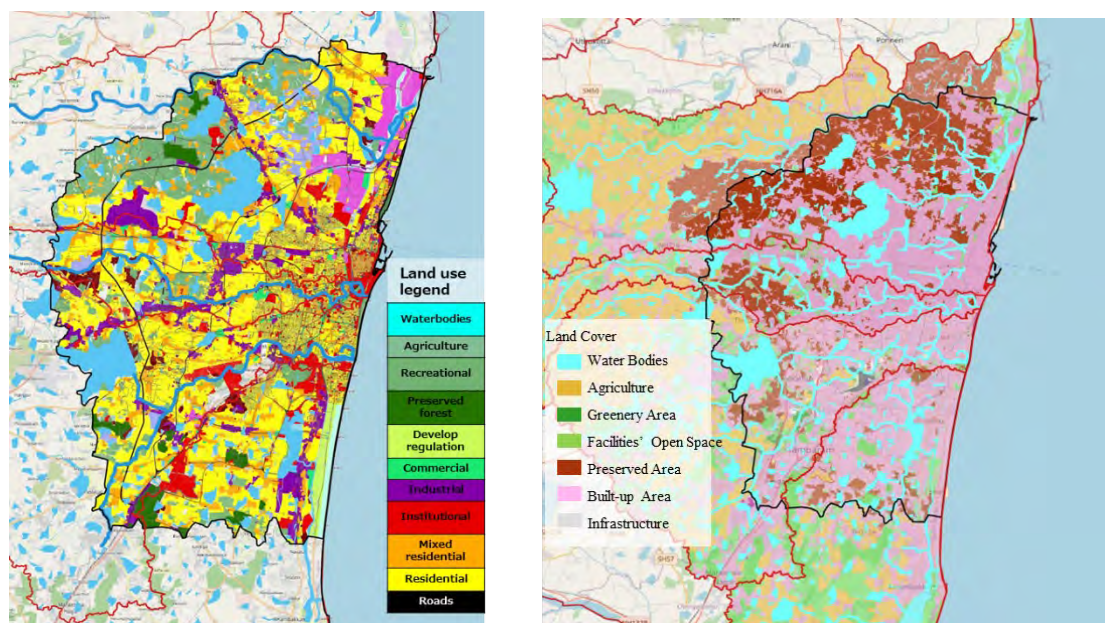


出典:CMDA 第2次MP

**Figure 4-5: 1973年時点（左）と2006年時点（右）のCMAの土地利用計画図**

2006年当時の現況土地利用図(Figure 4-5 右)と2026年を目標とした土地利用計画図(Figure 4-6 左)とを比較すると、水域の多くが住宅、混合用途地に変わり、特に Adyar 川と Cooum 川の上流で住宅・工業用地が増え、Pallikaranai 湿地 (Perungudi 埋立地)、Kodungayur 埋立地が市街地に変化している。また、多くの水路が土地利用計画図上で消滅している。

2024年時点の現況土地利用図はCMDAでは管理していないため、本MPでは衛星写真から土地利用を判別し、雨水流出係数が異なる用途別にFigure 4-6右図の通り作成した。



出典:Open Street Map、CMDA 提供データを  
を基に JICA Expert Team 作成

出典:JICA Expert Team

**Figure 4-6: CMA の 2026 年までの土地利用計画図（左）と 2024 年の現状土地利用（右）**

土地利用の面積の変遷については、CMDA が第 3 次 MP 策定用に以下の表を整理している。2006 年に空き地、農業、非都市、森林を含む非市街地エリアが総面積の 68%であったが (Table 4-1)、2026 年には 37%に減少する計画となっている (Table 4-2)。これは、水域・森林等の空き地が 45%減少したことを意味している。面積が減少した土地の用途は農地以外の水域・森林等が 2006 年の 565km<sup>2</sup>から 2026 年の 261km<sup>2</sup>に 304km<sup>2</sup>減少し、農地は 124km<sup>2</sup>から 73km<sup>2</sup>へと 51km<sup>2</sup>減少している。面積が増加した土地の用途は、市街地では住宅が 2006 年の 228km<sup>2</sup>から 2026 年の 455km<sup>2</sup>と 227km<sup>2</sup>増加し、次に産業用地が 31km<sup>2</sup>から 72km<sup>2</sup>と 41km<sup>2</sup>増えている。水域や森林、農地が、住宅や産業用地として開発されたことが分かる。

**Table 4-1: CMA の 2006 年時点の土地利用**

2006 Land Use (Start of 2 <sup>nd</sup> MP)	Area (ha)	%	Category Sub-Total
Residential	22,877	22%	32%
Commercial	390	0%	
Industrial	6,563	6%	
Institutional	3,144	3%	
Open Space	200	0%	68%
Agriculture	12,470	12%	
Non-Urban	2,433	2%	
Others (Vacant, Forest, Hills Low lying, Water bodies etc.)	56,507	54%	

出典:CMDA による第 3 次 MP に関する D-1 インセプションレポート

**Table 4-2: CMA の 2026 年の土地利用計画**

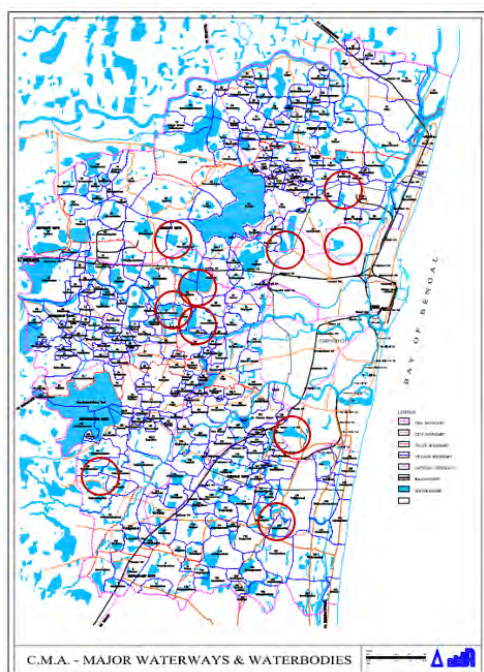
2026 Proposed Land Use	Area (ha)	%	Category Sub-Total
------------------------	-----------	---	--------------------

Primary Residential	32,091	32%	63%
Mixed Residential	13,503	13%	
Commercial	880	1%	
Institutional	3,889	4%	
Industrial	7,274	7%	
Special & Hazardous Industrial	3,416	3%	
For the future Urbanization	2,076	2%	
Open Space	393	0%	37%
Agriculture	7,296	7%	
Non-Urban	2,333	2%	
Others (Roads, Vacant, Water bodies, Forest)	28,148	28%	

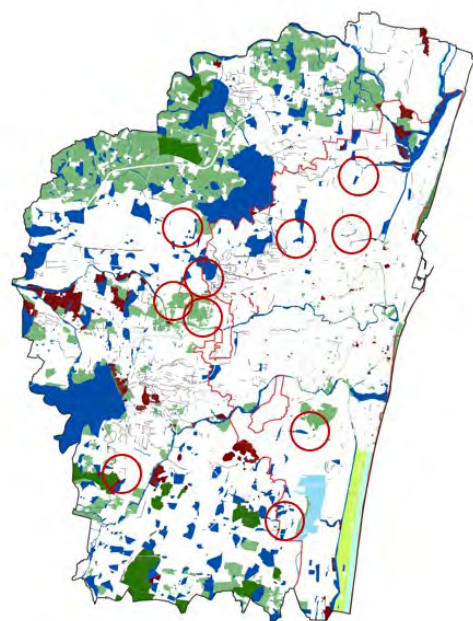
出典:CMDA による第3次 MP に関する D-1 インセプションレポート

#### 4.1.2.2. 水域と緑地

第2次 MP に関して、CMA 内の 2006 年時点の水路と水域の地図を Figure 4-7 左図に示し、2026 年の土地利用計画図における生態学的に貴重な地域と開発禁止地域を、Figure 4-7 右図に示している。両図に赤丸で示したように、2006 年の水域の多くが 2026 年の土地利用計画では消滅している。また、一部の水路は税制・土地利用上の Land parcel 図（公図）で考慮されていないため、2026 年の土地利用計画案には反映されていない部分が多い。土地利用計画上で水域が公共用地として規定されていない場合が多いことと、大規模な水源となる水域以外の開発規制が見られないことが、中小規模の水域が住宅開発などで縮小あるいは消滅している要因と考えられる。



出典:CMDA 2006 年第2次 MP



出典:CMDA 2026 年第2次 MP GIS データ

## Figure 4-7: 2006年当時の水路と水域（左）と2026年土地利用計画の緑地と水域（右）

### 4.1.2.3. 第2次マスタープランの洪水リスク管理

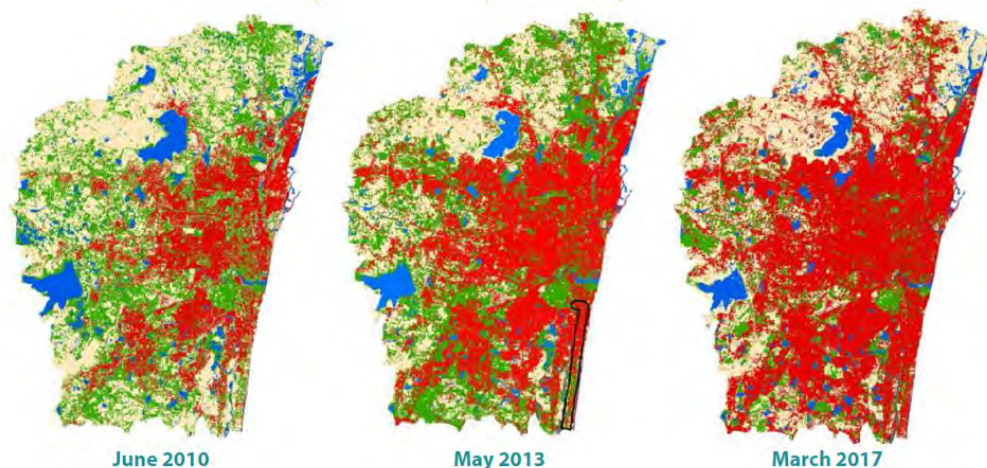
現在の土地利用や都市計画の基となっている、第2次MPの開発規制を洪水リスク軽減と洪水リスク軽減の観点から分析すると、水域、緑地、洪水危険地域に関する戦略および規制は以下の通りである。

- ✓ 開発戦略は、CMA内の経済活動の郊外への分散化を目指しており、CMA外の衛星都市も含まれる。
- ✓ 洪水リスクは認識されているが、洪水リスク管理を前提とした土地利用計画は行われていない。
- ✓ チェンナイの水域管理に関する規制は、飲料水や農業灌漑用水確保のための地下水の保全のみを目的としており、洪水対策における水域の重要性は認識されていない。
- ✓ 都市計画や都市構造の基本的な構成要素としての緑地の重要性、特に遊水地としての活用や雨水流出抑制に寄与する雨水浸透機能が認識されていない。
- ✓ 計画の実施手順ならびにそのモニタリング手法が確立されておらず、計画の実施が担保されていない。GCCへのヒアリングによると、開発規制の許認可の検査手順が厳格に守られていないということであり、モニタリング手法は確立されていない。モニタリングについて、現行のTNCDBRの土地利用規制に関し、当該自治体が監督及びモニタリングを行うことが規定されているが、具体的な手順については記載されておらず自治体任せになっていると考えられ、規制に関する運用の改善が課題である。

### 4.1.3 近年の市街化の現状と今後の都市開発の概略

#### 4.1.3.1. 市街化エリアの変遷

CMAの人口が増加するにつれて、下図で示されるように、その市街化区域も拡大している。Landsatデータを用いた調査によると、下図の赤で示した市街化区域は2010年から2017年にかけて拡大して、面積として約2倍に増加したと推定される。

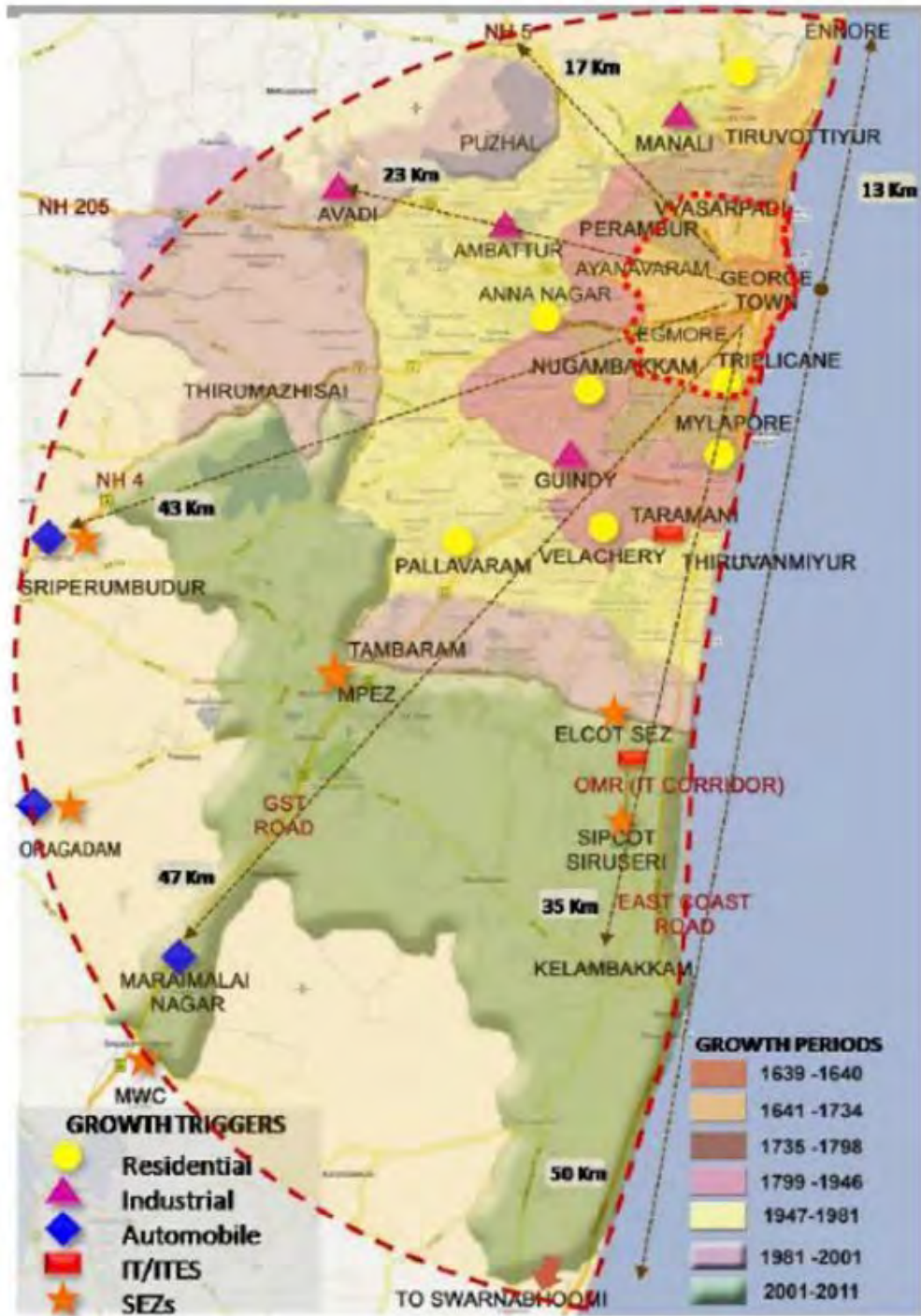


出典:CMDA による第3次MPに関するD-1インセプションレポート

**Figure 4-8: CMA の市街化の推移**

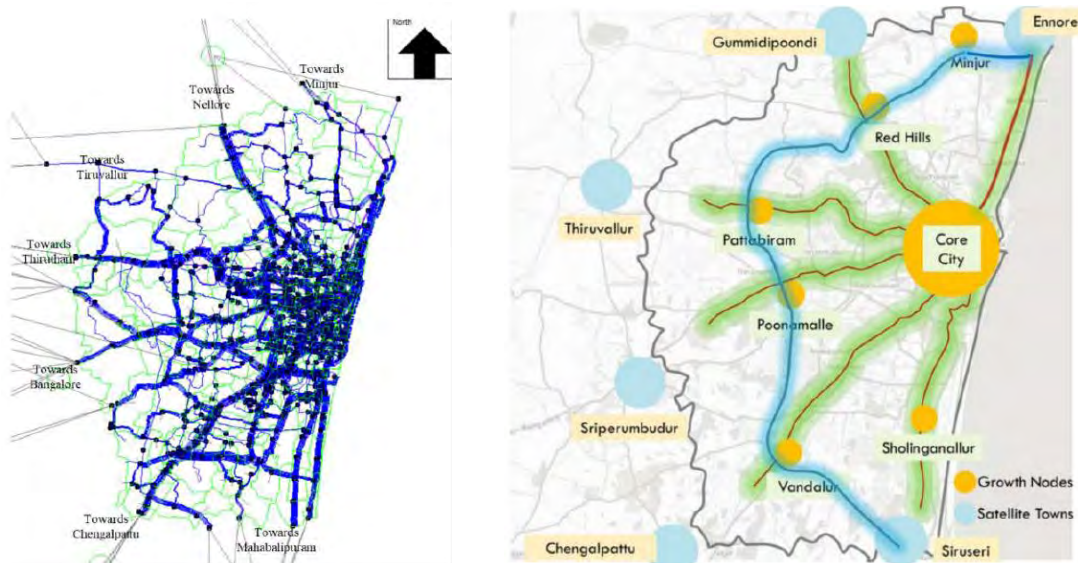
#### 4.1.3.2. 今後の市街化の動向

1640年の東インド会社設立以来、チェンナイの市街地は同心円状に拡大してきた。2000年以降、都市化は放射状に走る幹線道路や外環道路に沿って南西に向かって拡大しており、IT コリドー沿いのIT キャンパス群も含まれる。しかし、旧GCC 地区 (Figure 4-8 上部赤点線内) は依然として社会経済活動の中心であり、最も地価の高い地区となっている。



出典:CMDA による第3次 MP に関する D-1 インセプションレポート

Figure 4-9: 都市拡大の方向性



出典:CMDA による第3次MPに関するD-1インセプションレポート

**Figure 4-10: チェンナイ都市圏の幹線道路網（左）と経済発展軸概念図（右）**

#### 4.1.3.3. 市街化による水系・緑地への影響と洪水

##### 1) 水系の分断

チェンナイの水域に関する課題のひとつに、“Missing Link”がある。歴史的に見るとチェンナイは、冬期の雨季の洪水よりも夏の乾季の干ばつに悩まされてきた。チェンナイには、かつて農業用ならびに飲料用の人工の貯水池や自然の池が数多くあり、それらは「Ery システム」と呼ばれ、水路によって上流から下流までつながっていた（Figure 4-11 左）。しかし、近年の都市化により農業用地が減少し、水源として地下水への依存度が高まったため、これらの水路は住宅開発、道路、鉄道などのインフラ建設によって寸断されてしまった（Figure 4-11 右）。その結果、水域は互いに切り離され、洪水時に水域からの排水に時間がかかる結果となった。



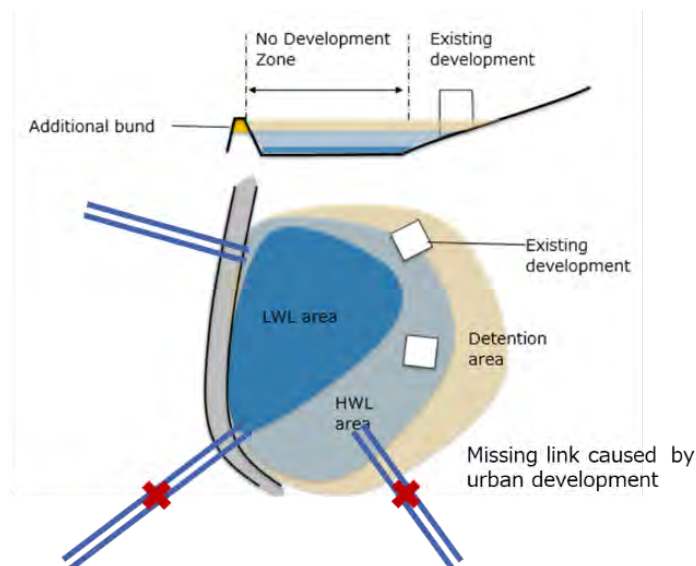
出典:南インドの Ery システム (T. M. Mukandun) (左) と JICA 専門家チーム (右)

**Figure 4-11: Ery システム（左）と水系分断の概念図（右）**

##### 2) 縮小する水域

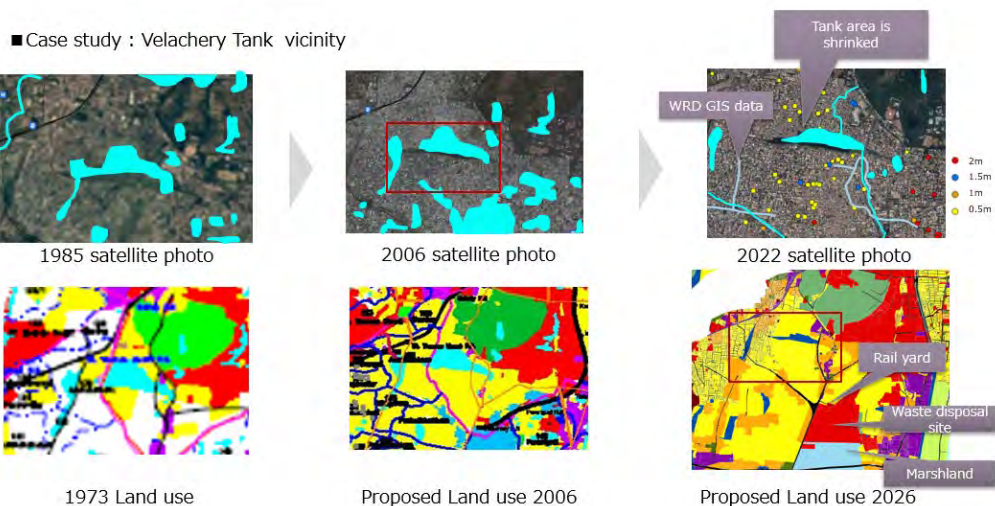
もう一つの課題は水域の縮小である。TNDRA によると貯水池ならびに池の境界は乾季の

水位が低い場所が貯水池や池の境界で定められるため、保水容量の考え方にも影響する。低水位ラインと高水位ラインに挟まれた地域は、行政の許可を得て住宅地として開発される傾向にある（Figure 4-12）。その結果、Figure 4-13 の Velachery Tank の航空写真と土地利用に示すように、池周辺の住宅開発の拡大により池や貯水池の貯水容量が減少している。



出典：JICA Expert Team

Figure 4-12: 水域と市街地開発



出典：JICA Expert Team

Figure 4-13: 1985年から2022年までの Velachery Tank の比較

現地では、以下の写真のように、水域が住宅に囲まれ、住宅側の細街路からは水域があることすら認識されず、流入水路も護岸の侵食やゴミの投棄が見られる水域が多い。



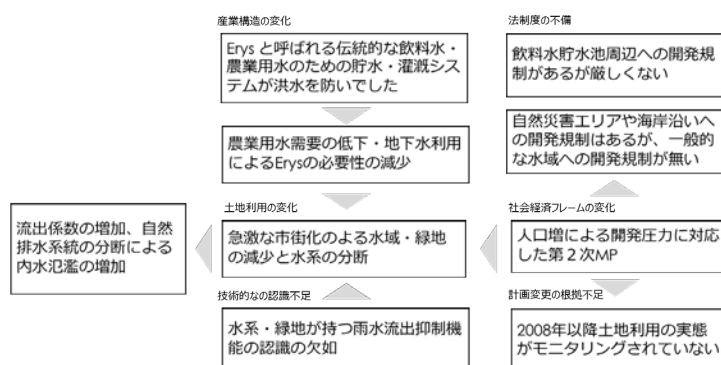
出典: JICA Expert Team

Figure 4-14: Velachery Tank と（左）と流入水路（右）

### 3) 水系及び緑地減少のメカニズム

水域や緑地が十分に保全されてこなかった原因は、水域や緑地の洪水リスク軽減の効果に関する認識不足のためであると考えられる。さらに、農地と農業用水に関する需要が減ったため、土地利用計画で既存の農地・緑地の保全よりも都市開発が優先された。その結果、数多くの水路が都市化の過程で縮小・寸断され、水域の容量が減り、水系の排水ネットワークも機能しなくなっていった。

伝統的に、Ery システムは相互に連結された貯水池と水路網で、灌漑、自然保護、地下水の涵養、特に豪雨時の洪水緩和など、さまざまな役割を果たしていた。Ery システムは、生計をこれに依存する地元の村人達によって管理されており、この集団管理システムは、植民地化が始まる以前に広大な土地を共同で所有していた時代に広まり、水源活用に対する共同体的管理制度であった。植民地化以前には、草原、木立、水域、森林など、さまざまな種類の土地が共同利用空間とされていたが、この制度は植民地時代に導入されたイギリスの土地所有制度とは相いれないものであった。イギリス政府は個人の土地所有権を優先させたため、既存の共同体的慣習や管理制度が成立しなくなった。以下は、その後の農業の減少、水域や緑地の洪水対策機能の認識が無い中で、人口増による都市の拡大方針の元、水域と緑地が減少してきた原因のメカニズムを表した概念図である。



出典: JICA Expert Team

Figure 4-15: 水域と緑地減少のメカニズム

#### 4) 都市化が与える洪水への影響

チェンナイの市街地は海拔 0~6m の広域の低地が広がる地形であることから、都市洪水が起こりやすい。歴史的な土地利用の変遷と、河川洪水、都市洪水の洪水時の水位の関係を単純化すると、以下のシナリオが考えられる。

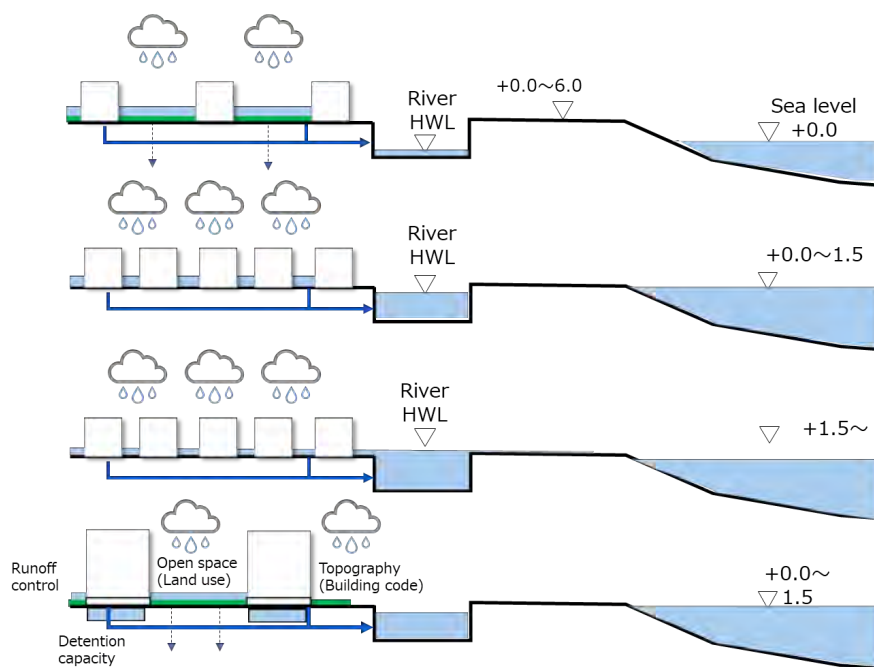
シナリオ 1：水域と緑地が保全され、互いが繋がっている都市化以前の状況。

シナリオ 2：河川排水能力は十分であるが、過度な都市化により都市排水能力が十分でない都市洪水の状態。

シナリオ 3：河川排水能力も都市排水能力も十分でない、河川洪水と都市洪水が併発している状態。

シナリオ 4：河川・都市排水対策と適正な流出抑制対策により、河川排水能力も都市排水能力も十分な状態。

2015年の洪水はシナリオ3と考えられ、本MPではシナリオ4を目指し、河川・都市排水対策と合わせて、土地利用等の都市計画戦略を通じて、適切な雨水流出抑制及び洪水リスクへの対策を講じる必要がある。



出典: JICA Expert Team

Figure 4-16: 都市化と河川洪水・都市洪水の類型図

下記写真は Adyar 川 Sadipet 橋付近での 2015 年の洪水時の写真及び現況にシナリオ 3 の水位イメージを追記したものであるが、周辺地形より河川水位が上昇し橋梁の道路面よりも上昇し、辺り一面が氾濫域となっている。



出典:GCC City Disaster Management Perspective Plan 2011

**Figure 4-17: Adyar 川 Sadipet 橋付近での 2015 年洪水状況**

下図は上記写真を基に、シナリオ3の水位イメージを現在の写真に追記したものであり、道路橋が水没し交通が遮断される状況である。



出典:JICA Expert Team

**Figure 4-18: Adyar 川 Sadipet 橋付近での 2015 年洪水水位**

#### 4.1.3.4. 水系の再生

水系の再生については、二つの側面から検討する必要がある。一つは、マクロ的な視点にたった河川及び水路における水流機能の回復であり、一つは、水質、水生生態系、河川景観、人的活動の回復である。Buckingham 運河を含む都市水路の大半は、ゴミや動物の糞が水路に投棄され、水流や水質に悪影響を与えている。また、不法住居（スラム）やゴミが水の流れをせき止め、河川の氾濫の一因になっている水路もある。ゴミの投棄は、ゴミ収集サービスが行き届かないことが原因であることが多く、低所得地域では、ゴミの処分の仕方に対する啓発も課題にもなっている。水質の悪化は洪水の際に、感染症などの衛生上の問題を引き起こすため、雨水排水と共に汚水排水対策を同時に取り組んでいく必要がある。



出典：JICA Expert Team

**Figure 4-19:** 地下鉄ライトハウス駅近くの Buckingham 運河沿いでの家畜の飼育



出典：JICA Expert Team

**Figure 4-20:** Nandanum の都市水路のゴミ

市街地では、3つの主要河川（Adyar、Cooum、Kosasthalaiyar）が不法住居や廃棄物等の投棄を防ぐためにフェンスで囲われている。フェンスが障壁となり、人々は川の景観を楽しんだり、河川のある地域を水辺の公園として利用したりすることができていない。その結果、人々の多くは河川を洪水の原因としか見ておらず、レクリエーションや都市の水辺景観という、河川が持つ都市スケールの潜在的価値を享受できていない。

#### 4.2 洪水対策における水域と緑地の役割

洪水対策に関しては、流出抑制機能を持つ水域と緑地が重要な役割を果たす。水域は、河川・都市排水計画に基づく人工または自然の貯水池・池沼の貯留能力の増強により、河川等へのピーク流入水量を低減する役割がある。

緑地や農地は土壌が飽和状態になるまでは、一定量の浸透による流出抑制機能を持つ。日

本では、下表に示す事例の通り、土地利用用途別に雨水流出量算定上の流出係数が定められている。住宅地や道路の流出係数が 0.9 であるのに対し、森林、農地、公園等は 0.2~0.4 であり、緑地系の土地利用用途が多いほど流域全体の平均流出係数が小さくなり、計算上の雨水流出量を減らすことができる。

**Table 4-3: 土地利用用途別の流出係数**

土地利用	流出係数
宅地	0.90
水域	1.0
道路・鉄道・空港	0.9
コンクリート舗装	0.95
運動場等	0.8
農地・公園	0.4
林地・緑地	0.2

出典:特定都市河川浸水被害対策法、国土交通省

#### 4.2.1 土地利用と雨水流出係数の変化

河川・水路へ流入する雨水量は、各流域の降雨量から土地利用の用途別面積に流出係数を掛け合わせた流出量の合算として算出できる。CMDA は第3次 MP で CMA 内を中心に土地利用規制を検討していることから、2006年の土地利用図 (Figure 4-5)、2026年の土地利用計画図 (Figure 4-6 左)、及び2024年の現状土地利用図 (Figure 4-6 右) を基に、CMA 内の各流域の平均流出係数を算出して以下の表に示す。結果として、2006年土地利用図の平均流出係数は0.52であったが、2026年の土地利用計画図に基づく0.88に上昇する。2024年の現況土地利用の平均流出係数が0.71であり、想定された市街化が完全には進んでないことが分かる (Table 4-22~Table 4-24 参照)。

今後の土地利用の変化に関連する別の視点として、人口の増加率について検討する。Figure 4-2 から2024年の人口約1,210万人に対し、2035年には約1,540万人に増加することが推計され、11年間に27.2%増加することが予測される。人口増と同様に都市開発が進み、流出係数が増大すると仮定すると、現在の流出係数0.71は11年後に1.27倍の0.90となると想定され、2026年の土地利用計画図に基づく0.88と近い数値となる。

**Table 4-4: CMA 内の流出係数の変遷**

対象土地利用	対象面積	平均流出係数
2006年のCMA内土地利用図	1,081km <sup>2</sup>	0.52
2026年にむけたCMA内土地利用計画図	1,012km <sup>2</sup>	0.88
2024年の衛星写真によるCMA内の現状土地利用	1,189km <sup>2</sup>	0.71

出典:JICA Expert Team

#### 4.2.2 雨水流出係数の増加に対する必要な対策

本 MP では、河川洪水対策と都市排水対策の目標とする流出係数を0.8と設定しており、それ以上の雨水流出量を制御する必要がある。2026年の土地利用計画図通りに市街化が進

行する場合、雨水流出係数が0.88となり、0.8との差分である0.08の増加分に対する対策が必要になる。以下に土地利用用途の面積割合で流出係数自体を抑制する対策と、想定以上の雨水流出量に対し雨水貯留施設を設ける2種類の対策を記す。実際には河川流域、都市排水流域別に2種類の対策を組み合わせ、MP事業と現地SWD事業の進捗に合わせて雨水流出量の管理を行うこととなる。

#### 4.2.2.1. 流域の土地利用用途の面積割合による流出係数の抑制

Table 4-5は流域内の土地利用用途の面積割合による雨水流出係数の違いを表している。左欄は現状の流出係数で0.71である。中央欄の第2次MPの2026年土地利用計画では流出係数の低い空地、農地が全体面積の9.9%で流出係数が0.88である。右欄の代案では2用途を合わせて19.2%確保することで流出係数を0.8に制御している。流域内の2割程度面積の緑地や農地を確保することで流出係数を0.8に抑える目標値として想定される。(Table 4-25~Table 4-27 参照)

**Table 4-5: 土地利用用途の面積割合と雨水流出係数**

土地利用	流出係数	As is 2024		As planned for 2026		Alternative land Use		2026との違い (km <sup>2</sup> )
		面積 (km <sup>2</sup> )	面積比率	面積 (km <sup>2</sup> )	面積比率	面積 (km <sup>2</sup> )	面積比率	
Urban usage	0.9	653	54.9%	631	62.4%	803	71.7%	+150
Open Space	0.2	91	7.7%	4	0.4%	91	7.7%	-
Agricultual, Non urban	0.4	337	28.3%	96	9.5%	137	11.5%	-200
Roads and others	1.0	108	9.1%	281	27.8%	158	9.1%	+50
Total	-	1,189	100.0%	1,012	100.0%	1,189	100.0%	-
平均流出係数	-	0.71		0.88		0.80		-

出典: JICA Expert Team

#### 4.2.2.2. 雨水貯留機能による流出係数の抑制

次に、雨水貯留機能により流出係数を管理する方法を述べる。日本では河川流域の降雨量を河川で流下させる流量と流域での雨水貯留量で分担する設定がされており、それに基づいて新規開発における単位面積当たりの必要な雨水貯留量が設定されている。必要な雨水貯留量の設定には、地域の降雨量等所定の計算を行う必要があるが、今回は東京都の新規開発における必要な単位面積当たりの雨水貯留量 500m<sup>3</sup>/ha を参照して、チェンナイの各流域で必要な雨水貯留量を Table 4-6 で計算し、470 万 m<sup>3</sup> という数値を得た。

東京都では、都市洪水対策として、2021年時点で30年後に20年確率降雨を想定した想

定降雨量 75mm/時への対策を都市排水能力の長期目標としている。

また、当面は 5 年降雨確率の 50mm/hr の降雨に対し、流域で 10mm/hr 程度を分担するものとして、降雨量に対し 14~18%を貯留・浸透させる目的で、各流域で 500m<sup>2</sup>以上の開発用地に 500m<sup>3</sup>/ha 程度の雨水貯留槽の設置を義務付けている。これを、本 MP の目標流出係数 0.8 以上の増加分を雨水流出対象面積が増加すると読み替え、必要な雨水貯留量を算定した。

**Table 4-6: CMA 内 2026 年土地利用計画図で JICA MP を実施した場合の必要雨水貯留量**

Basin	Area(km <sup>2</sup> )	Increased R/R ratio	Virtual Increased Area(km <sup>2</sup> )	Requires Storm Water Storage Standard(m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> )	Requires Storm Water Storage(m <sup>3</sup> )
Adyar CMA	304	2nd MP	24.3	50,000 m <sup>2</sup> /km <sup>2</sup> (refer to Tokyo MG)	1.2
Cooum CMA	174	Proposed Plan with JICA	13.9		0.7
Kosasthaliyar CMA	501		40.1		2.0
Kovalam CMA	210	MP: 0.08	16.8		0.8
Total CMA	1,189	0.8→0.88	95.1		4.7

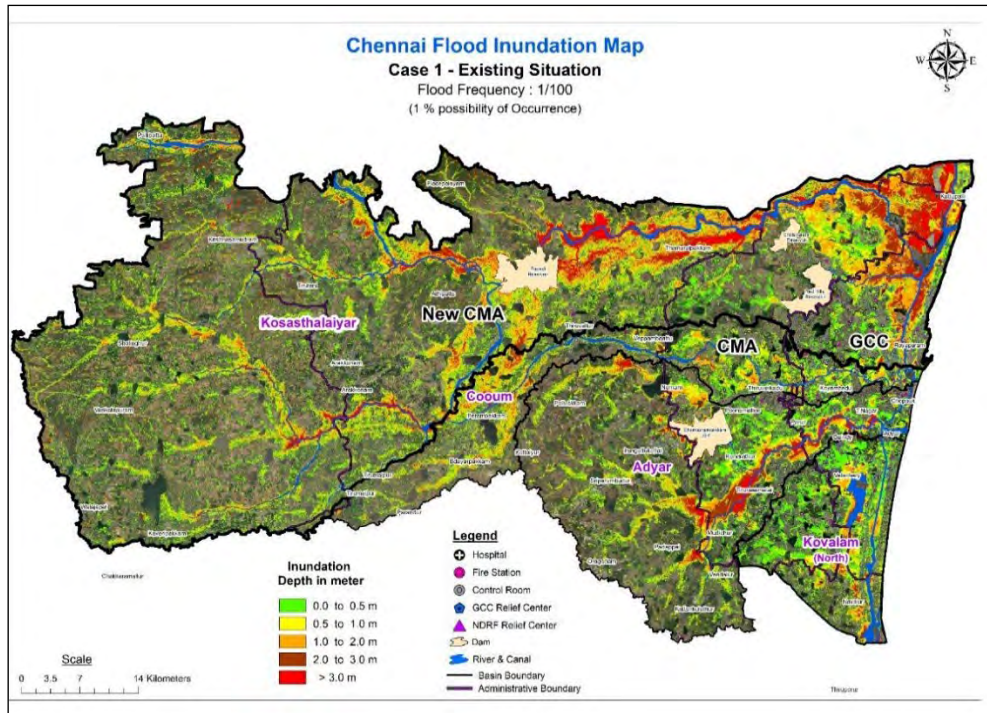
出典: JICA Expert Team

### 4.3 洪水災害リスクアセスメント

洪水災害リスクアセスメントでは、CMA 内で 100 年確率洪水と 10 年確率洪水の場合の氾濫危険区域、洪水リスクの分類、4 流域の氾濫危険区域、残余リスクについて述べる。

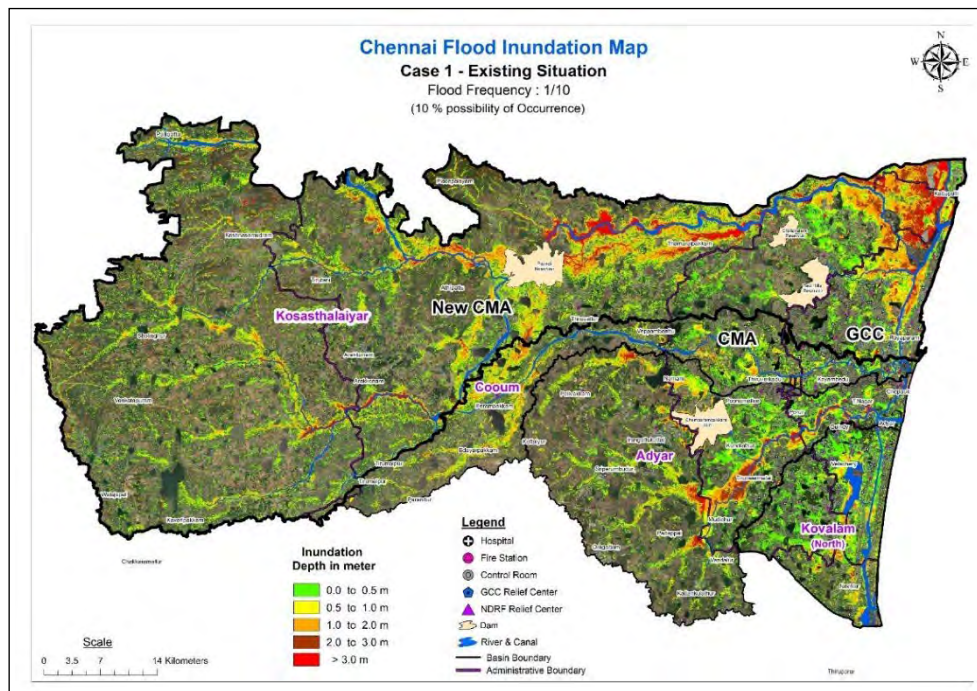
#### 4.3.1 確率年別氾濫危険区域

下図に新 CMA を含む 4 流域の 100 年確率洪水氾濫危険区域および 10 年確率洪水氾濫危険区域を示す。



出典: JICA Expert Team

Figure 4-21: 100年確率洪水区域の氾濫危険区域



出典: JICA Expert Team

Figure 4-22: 10年確率洪水の氾濫危険区域

100年確率洪水の場合各流域の46.7%が、10年確率洪水の場合は32.6%が氾濫危険区域となる。面積比で10年確率洪水の氾濫危険区域は100年確率洪水の氾濫危険区域の70.5%である。

**Table 4-7: 100年確率洪水と10年確率洪水の洪水リスク**

Basin Name	Area km <sup>2</sup>	Inundation area km <sup>2</sup>	% Area	Population	Pop Density (P/km <sup>2</sup> )	Affected Population	% Population
Total New CMA (100 year-RP)	1,189	554.7	46.2%	11,301,340	9,422	5,226,383	46.2%
Total New CMA (10 year-RP)	1,189	391.0	32.6%	11,301,340	9,422	3,684,002	32.6%

出典: JICA Expert Team

また、行政境界別に比較した場合、GCCとCMAの氾濫危険区域の割合は46%前後で、新CMA内の37%より高く、人口密度も新CMA、CMA、GCCの順に高くなっており、都心部の方が被害面積割合が高く、人口密度も高いことから、都心部に近いGCCを含むCMA内の各流域下流の洪水対策を優先すべきことが分かる。

**Table 4-8: 100年確率洪水の氾濫危険区域、被災想定人口**

Basin Name	Area km <sup>2</sup>	Inundation area km <sup>2</sup>	% Area	Population	Pop Density (P/km <sup>2</sup> )	Affected Population	% Population
1. GCC	431	205.0	47.6%	6,163,731	14,301	2,931,035	47.6%
2. CMA (include GCC)	1,189	554.7	46.7%	11,301,340	9,422	5,226,383	46.2%
3. New CMA (outside CMA)	3,336	1258.0	37.7%	8,983,848	2,693	3,387,794	37.7%
Total New CMA (2+3)	4,956	2,018	40.7%	8,983,848	1,813	11,545,213	128.5%

出典: JICA Expert Team

#### 4.3.2 洪水リスクの分類

洪水リスクを分類には、MP事業のフェーズ別の氾濫危険区域に発生する洪水被害リスクと、MP事業実施中又は事業実施後に発生する氾濫危険区域の洪水残余リスク (Residual Risk) がある (下図太字部分)。また、洪水を発生原因で分けると、MP事業の対象とする河川洪水、都市洪水と、MP事業対象外のSWD起因の中小規模の内水氾濫の3種類がある。以上の要素を縦軸の確率降雨と横軸の事業フェーズのマトリックス表として以下の通り整理する。

Table 4-9: 洪水リスクの分類

MP 事業 Flood RP	Before the MP project start	After Phase 1 implemented	After all countermeasures are implemented
10 years RP	Fluvial floods: All Existing Risk Pluvial Floods: All Existing Risk	Fluvial floods: No Risk Pluvial Floods: No Risk <b>Pluvial Floods due to lack of Storm Water Drainage(SWD): Residual Risk⑤</b>	Fluvial floods: No Risk Pluvial Floods: No Risk <b>Pluvial Floods due to lack of Storm Water Drainage: Residual Risk⑤</b>
100 years RP	Fluvial floods: All Existing Risk Pluvial Floods: All Existing Risk	<b>Fluvial floods: Residual Risk②</b> <b>Pluvial Floods: Residual Risk④</b> <b>Pluvial Floods due to lack of Storm Water Drainage: Residual Risk⑤</b>	<b>Fluvial floods: No Risk③</b> <b>Pluvial Floods: Residual Risk④</b> <b>Pluvial Floods due to lack of Storm Water Drainage: Residual Risk⑤</b>
More than 100 years RP	Fluvial floods: All Existing Risk Pluvial Floods: All Existing Risk	<b>Fluvial floods: Residual Risk①</b> <b>Pluvial Floods: Residual Risk④</b> <b>Pluvial Floods due to lack of Storm Water Drainage: Residual Risk⑤</b>	<b>Fluvial floods: Residual Risk①</b> <b>Pluvial Floods: Residual Risk④</b> <b>Pluvial Floods due to lack of Storm Water Drainage: Residual Risk⑤</b>

出典: JICA Expert Team

上表で、左列は MP 事業実施前の 10 年、100 年、100 年を超える確率降雨による洪水リスクを示し、中央列及び右欄は、MP 事業の優先事業終了時 (Phase1) 及び MP 全事業終了時の 10 年、100 年、100 年を超える確率降雨による洪水リスクを示し、Phase1 (10 年確率洪水対応) と MP 全事業終了時では 10 年確率洪水に対する河川洪水と都市洪水は解消される。それ以外のリスクは MP 事業中及び事業終了時の残余リスクと呼ばれ、以下の通り Residual Risk ①～⑤として表記する。

- ① : MP 事業の優先事業終了時 (Phase1)、MP 事業完了時の両時点において 100 年確率降雨を超える降雨による洪水が発生した場合の河川洪水と都市洪水によるリスク。
- ② : MP 事業の優先事業終了時 (Phase1) での 100 年確率降雨が起きた場合の河川洪水による、事業完了までの暫定的なリスク。
- ③ : MP 事業の完了時での 100 年確率降雨が起きた場合の河川洪水及び Kovalam 流域の都市洪水によるリスク。Kosasthalaiyar 川流域の上流区間の一部 (CMA エリア外) と Kovalam 流域の一部で発生する。
- ④ : MP 事業の完了時での 100 年確率降雨が起きた場合の都市洪水 (但し⑤の SWD の整備不足によるものは除く) によるリスク。本 MP の第 3 章で述べる都市洪水対策は 10 年確率降雨を対象にしているため、10 年を超える確率降雨が起きた場合に生じる。

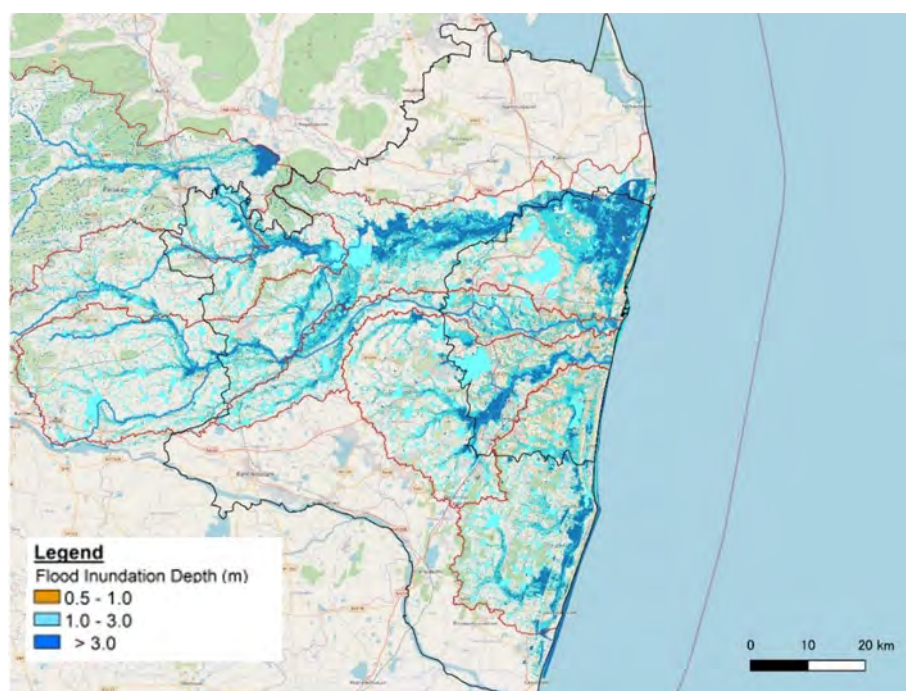
⑤：MP事業の優先事業終了時（Phase1）とMP事業の完了時での10年確率降雨が起きた場合のSWD未整備による洪水リスク。

#### 4.3.3 4流域の氾濫危険区域

Table 4-9 の分類に沿って、4流域に関するMP事業フェーズ別の氾濫危険区域と洪水要因を以下に示す。前提として本MPの河川洪水対策は100年確率洪水を対象とし、都市洪水対策は10年確率洪水を対象としている。また、Kovalam流域は主要河川が無い都市洪水であるが、100年確率洪水を対象としている。

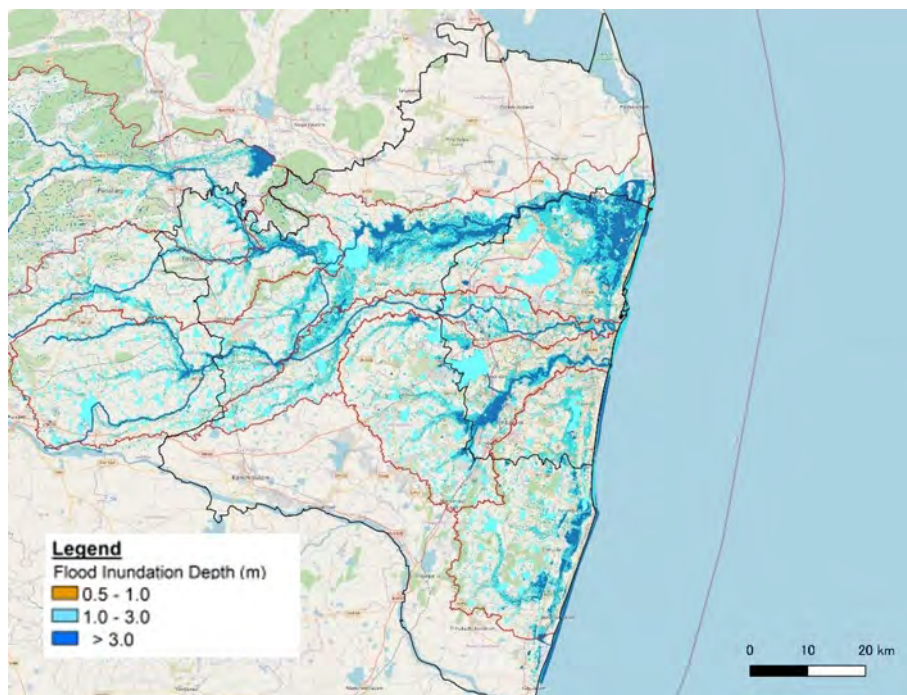
##### 4.3.3.1. MP事業前の氾濫危険区域

以下の図は、MP事業前の河川洪水、都市洪水起因の、200年、100年、10年それぞれの確率洪水の水深0.5m以上の氾濫危険区域を示しており、氾濫危険区域の面積は順次減少している。



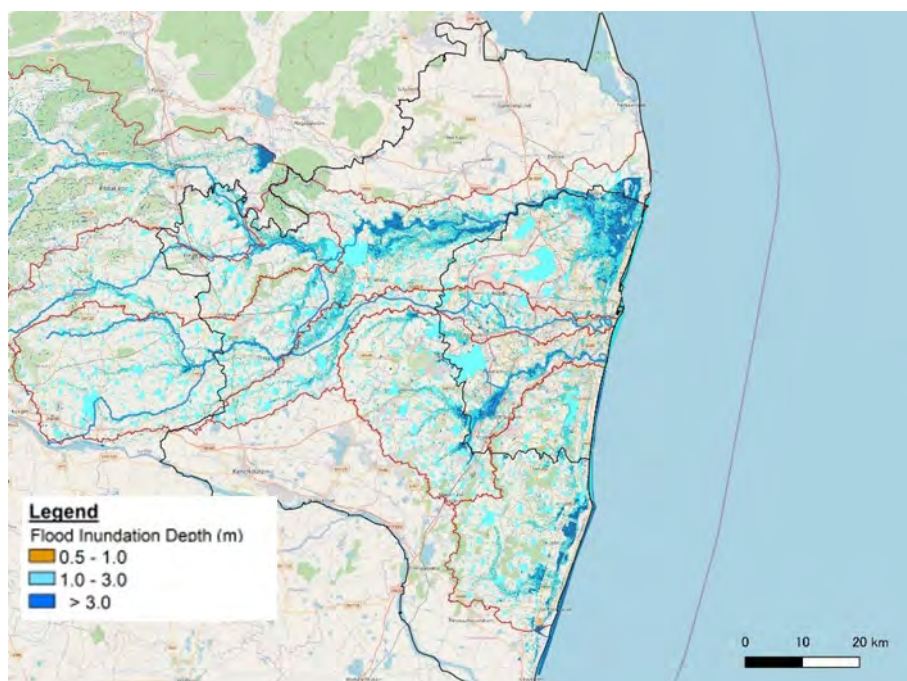
出典：Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-23: MP事業実施前の200年確率洪水の氾濫危険区**



出典：Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-24: MP 事業実施前の 100 年確率洪水の氾濫危険区域**

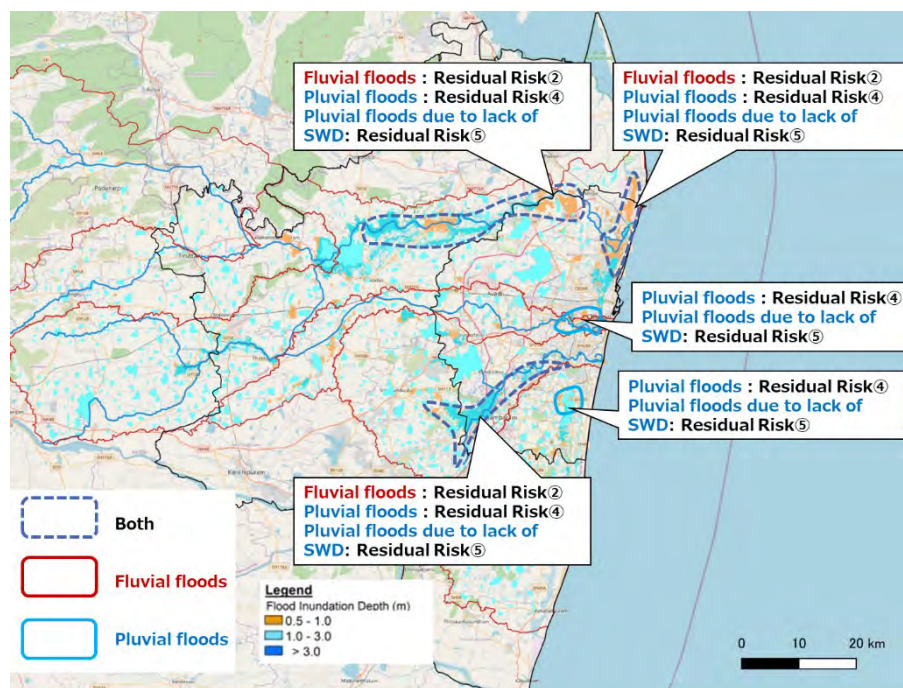


出典：Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-25: MP 事業実施前の 10 年確率洪水の氾濫危険区域**

#### 4.3.3.2. MP 事業 Phase1 終了時の氾濫危険区域

下図は MP 事業 Phase1 終了時の氾濫危険区域を示し、Table 4-9 における事業継続時の残余リスクである、100 年確率洪水の時の河川洪水②、都市洪水④、SWD に起因する内水氾濫⑤を示す。

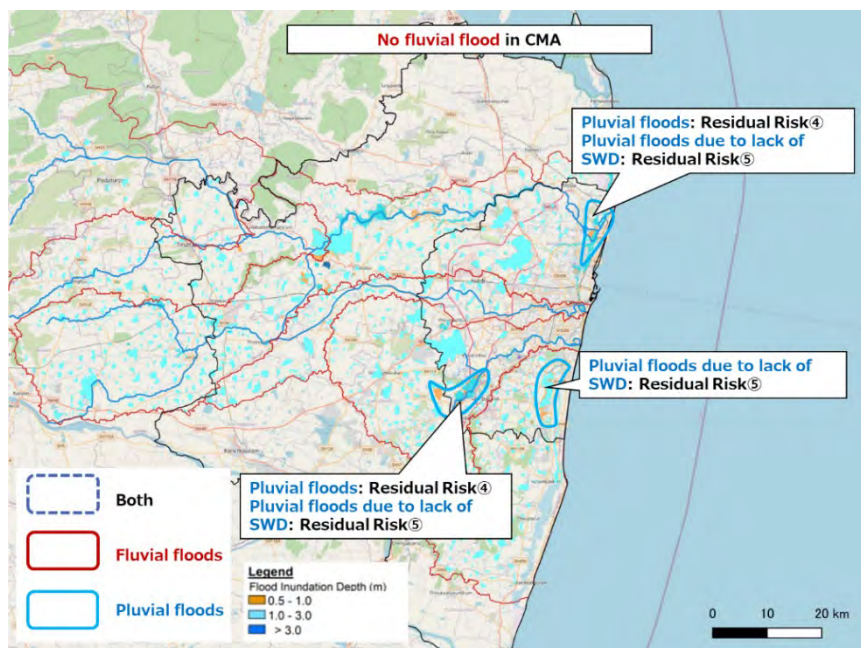


出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-26: MP 優先事業実施後 (Phase1) の 100 年確率洪水の氾濫危険区域**

#### 4.3.3.3. MP 事業完了後の氾濫危険区域

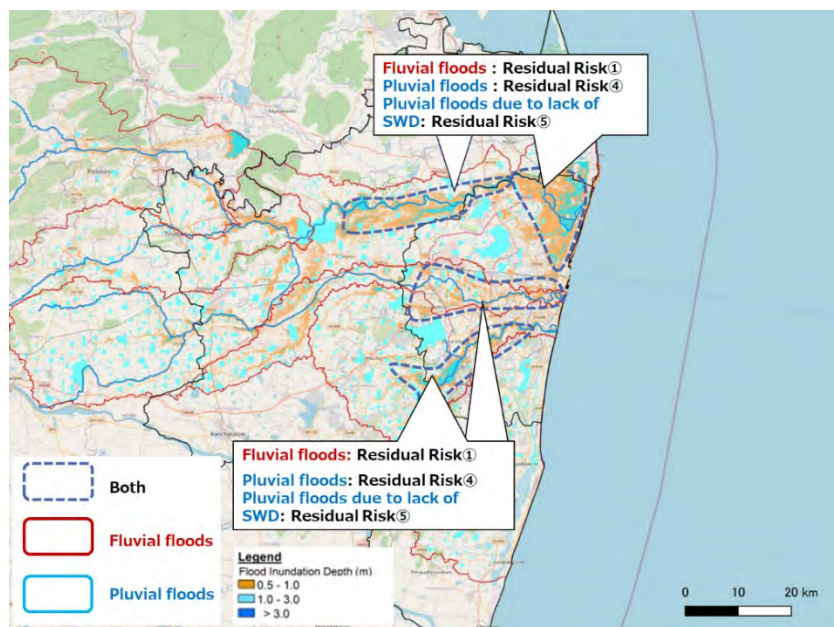
下図は、100 年確率洪水に対する MP 事業完了後の氾濫危険区域を示し、河川洪水は全て解消され、Table 4-9 における都市洪水リスク④と SWD 起因の洪水リスク⑤が残る。



出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-27: MP 事業完了後の 100 年確率洪水の氾濫危険区域**

下図は、Kovalam 流域以外の 200 年確率洪水に対する MP 事業完了後の氾濫危険区域を示し、河川洪水リスク①、都市洪水リスク④と SWD 起因の洪水リスク⑤が残る。



出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-28: MP 事業完了後の 200 年確率洪水の氾濫危険区域**

#### 4.3.4 MP 事業実施中、事業完了後の各流域の氾濫危険区域と課題

100 年確率洪水を対象とした、本 MP の Phase1（10 年確率洪水対応）事業終了時の氾濫危

険区域及びMP 事業完了後の氾濫危険区域を示し、都市計画で検討すべき課題を述べる。

1) Adyar 川流域

- ・ 10年確率洪水を対象としたPhase1 事業終了時：  
中流の市街地での水深3m以上の河川洪水による氾濫危険区域。事業完了後までの安全確保や、重要都市施設の機能の維持が課題である。
- ・ 事業完了後：  
下流市街地の水深1m以下のSWDの未整備による氾濫危険区域。SWD整備の推進と共に、川沿いのスラムに関してはGCCが行っている集団移転対策に関し、非氾濫危険区域に対し優先順位を上げる対策が課題である。
- ・ 上流の農地・緑地におけるSWDの未整備による氾濫危険区域：  
農地・緑地の今後の市街化への対策が課題であり、今後SWDが整備されず氾濫許容区域となる場合、住宅用途の未開発用地に関する開発規制が課題である。

2) Kovalam 流域

- ・ 10年確率洪水を対象としたPhase1 事業終了時：  
Pallikaranai 湿地周辺の都市洪水による暫定的な氾濫危険区域。周辺はほぼ市街化されているため、土地利用・建築規制が課題である。
- ・ 事業完了後：  
Pallikaranai 湿地周辺のSWD整備で対処すべき水深1m以下の氾濫危険区域。SWDが改善されない場合、敷地の嵩上げやスラムの移転等の対策が課題である。

3) Cooum 川流域

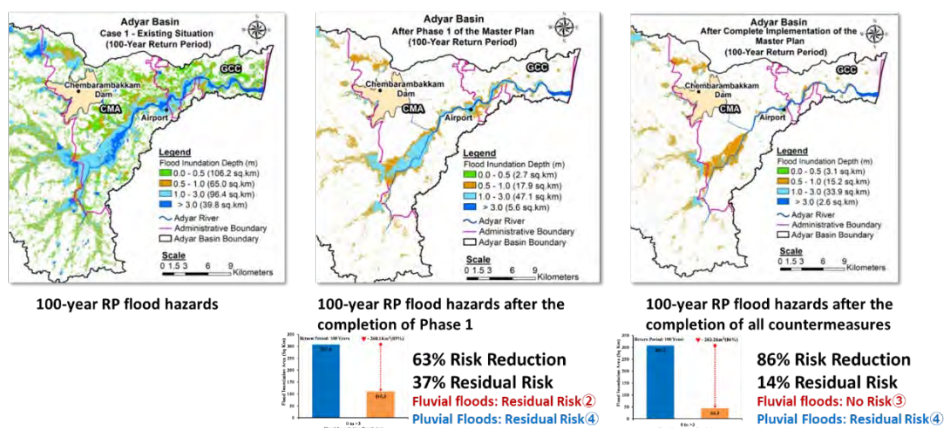
- ・ 10年確率洪水を対象としたPhase1 事業終了時：  
下流の中心市街地での水深1m前後の氾濫危険区域。土地利用・建築規制と都市施設の機能維持が課題である。
- ・ 事業完了後：  
氾濫危険区域がほぼ解消するため、事業完了後は土地利用・建築規制を解除する。

4) Kosasthalaiyar 川流域

- ・ 10年確率洪水を対象としたPhase1 事業終了時：  
下流のCMA内での住宅地や生産施設を含む氾濫危険区域。広域の河川洪水・都市洪水による水深1m以上の氾濫危険区域が残り、土地利用・建築規制の検討が課題である。
- 事業完了後：  
一部はSWD未整備による氾濫危険区域。SWD整備が改善されない場合、新規開発での敷地の嵩上げ、重要都市施設やスラムへの対策が課題である。

#### 4.3.5 JICAの残余リスクモデル曲線との比較

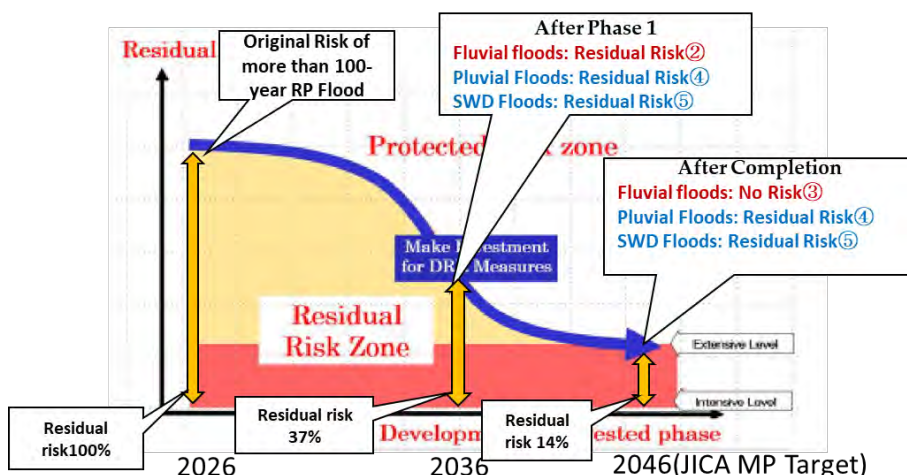
Figure 4-29は、本MPでのAdyar川流域での100年確率洪水での氾濫危険区域の面積を、MP事業実施前、Phase1（10年確率洪水対応）終了時、事業完了時の氾濫危険区域の面積削減率で表した図である。当初の氾濫危険区域面積はPhase1終了時に37%に低減し、事業完了時には14%まで低減している。



出典：JICA Expert Team 作成

Figure 4-29: MP 事業実施による Adyar 川流域の残余リスクの推移

氾濫危険区域の面積割合が残余リスクの割合と比例すると仮定した場合、10年後のPhase1終了時（2036年）にはTable 4-9の②、④、⑤の残余リスクは合わせて37%に低減、2046年のMP事業完了時に同Tableの③、④、⑤の残余リスクは合わせて更に14%まで低減する。これは、下図の残余リスクカーブの当該位置の残余リスク%として示される。



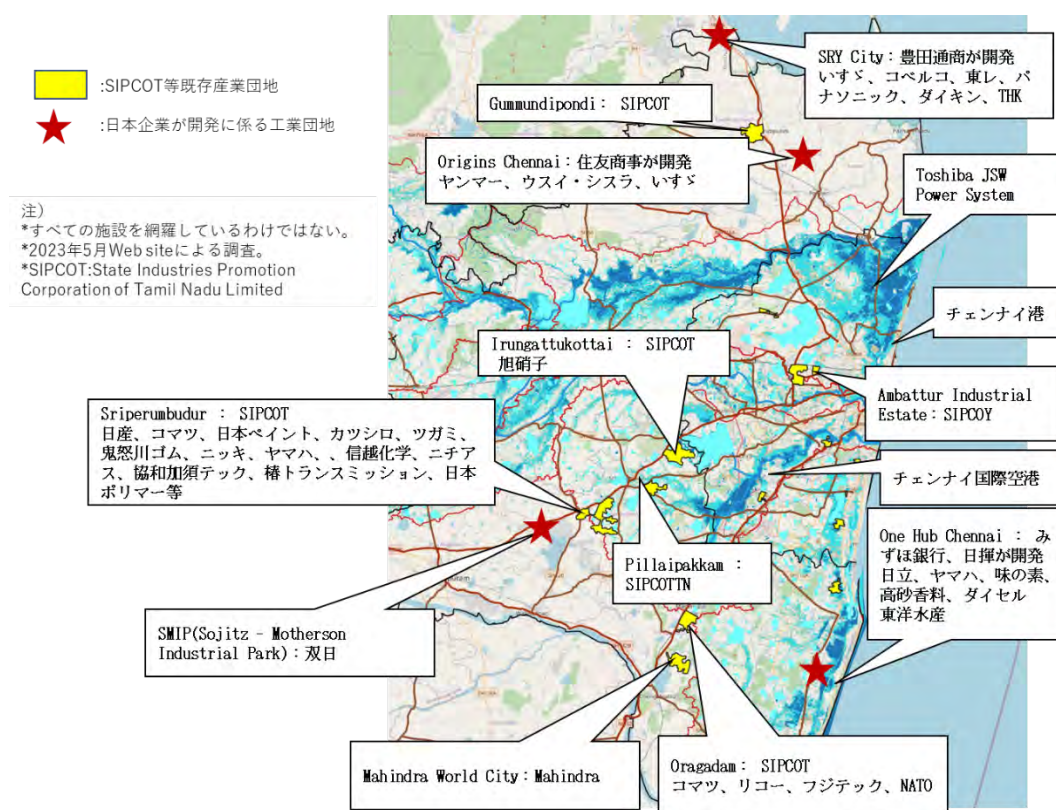
出典：JICA 資料を基に JICA Expert Team 作成

Figure 4-30: JICA 残余リスクモデル曲線との比較

#### 4.3.6 日系企業が立地する産業団地の洪水リスク

2023年のデータによると、チェンナイ地域には410社の日本企業がオフィスや生産施設を構えている。日本企業のオフィスはGCC内の業務地区に集中するが、生産施設はCMA外周部の幹線道路沿いの産業団地に位置する。2021年時点で、Tamil Nadu州が開発・運営する産業団地であるSIPCOTが12カ所あり、その他の民間開発の産業団地が6カ所あり、日本企業は4カ所の産業団地開発にも参画している。

下図に、日系企業の主要な生産施設を有する産業団地を記す。Adyar川上流域とKovalam流域の南部海岸沿い、およびKosasthalaiyar流域より北部が主要3地域で、新CMAエリアに位置する。また、Kosasthalaiyar川下流の生産施設は、慢性的な洪水に悩まされており、敷地内で防水壁の設置など様々な対策が求められており、操業上の負担になっている。



出典: Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-31: チェンナイ都市圏の産業団地と日本企業**

本MP事業によるKosasthalaiyar川流域の洪水対策は生産施設自体の洪水被害低減という点で、日系企業への直接的な裨益がある。他の日本企業が生産施設が立地する産業団地は、氾濫危険区域に立地していないが、本MP事業により、各生産施設からチェンナイ港・チェンナイ国際空港までのアクセス道路及び従業員の通勤道路の洪水被害が低減され、生産施設のBCPにおいて裨益がある。また、日本企業の洪水リスクへのソフト面での事前準備支援として、ハザードマップ情報の提供や洪水時のEWSによる情報提供も有効である。

#### 4.4 第3次MPに向けた洪水災害への適応戦略と技術的法規制の枠組み

##### 4.4.1 4つの適応戦略と土地利用、建築に関するガイドライン

現在の都市洪水を引き起こした一因は、第2次マスタープラン以降の市街地の拡大とスプロール化がもたらした農地・緑地・水域の減少と水系の分断、雨水貯留・浸透エリアの減少による流出雨水量の増大と短時間の流出によるピーク流出量への集中である。また、それらによって生じた氾濫危険区域を管理する都市計画制度が出来ていないことで洪水災害リスクが増大している。それらを踏まえ、第3次MPに反映すべき都市計画上の戦略として、以下の表の4つの戦略を提案する。各戦略は、技術的な洪水リスク低減施策として実行できるように、日本の知見、インド政府の国家災害管理ガイドライン、TNCDBRによる技術指針を参考に、土地利用と建築計画の規制・誘導を中心に具体的な数値を持った推奨ガイドラインとして示す。

**Table 4-10: 第3次MPに反映すべき4つの適応戦略**

戦略番号	戦略と主旨
戦略 1:	<b>都市計画戦略</b> ハザードマップの公表により人々の洪水対策意識を高める。
戦略 2:	<b>水域保全戦略</b> 既存の水域を都市開発から保全し、将来の河川や水路の拡張や遊水池のための保全地帯を設置する。
戦略 3:	<b>雨水流出抑制戦略</b> 雨水浸透のために農地と緑地を保全し、新しい開発には雨水貯留施設設置を義務付ける。
戦略 4:	<b>残余リスク管理戦略</b> 本MP事業の実施中および完了後、100年確率洪水又はそれ以上の洪水のリスクに対する対策を行う。

出典: JICA Expert Team

##### 4.4.2 戦略1：都市計画戦略とガイドライン

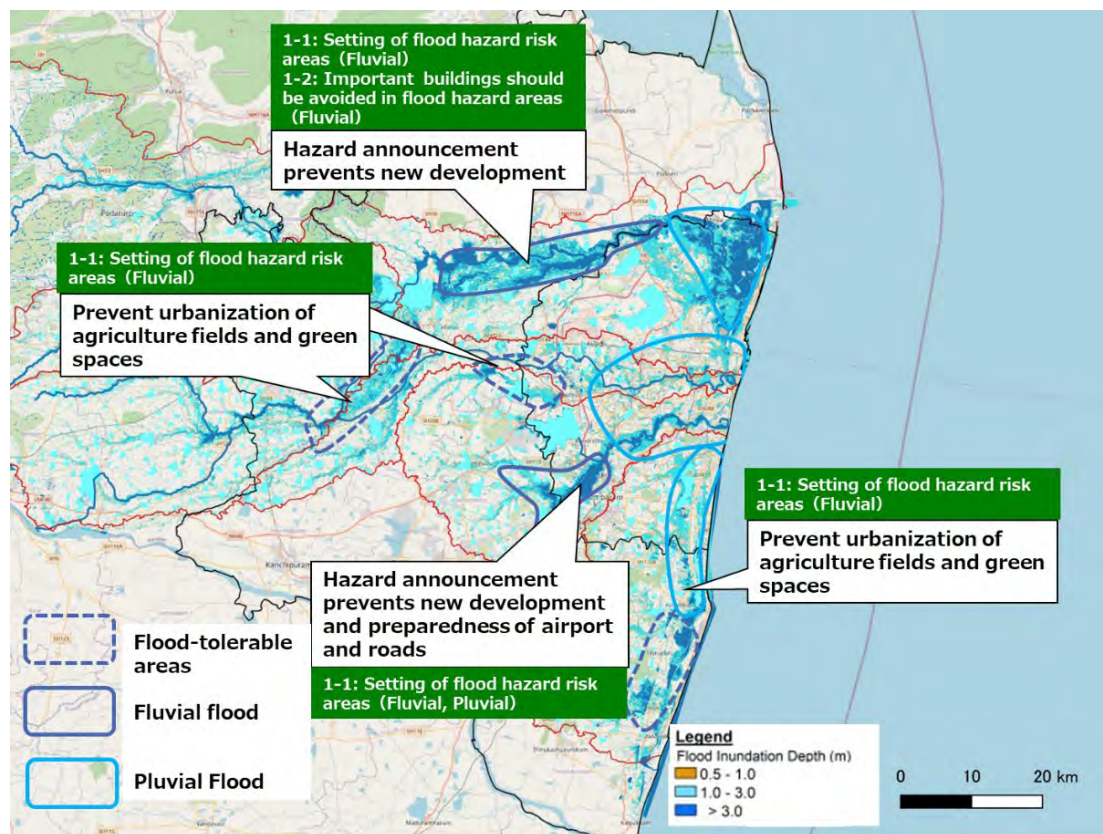
洪水を意識した都市計画戦略では、氾濫危険区域の指定・周知戦略、氾濫危険区域を避けながら新規の市街地形成する戦略を提案する。

**Table 4-11: 都市計画戦略とガイドライン**

戦略	土地利用ガイドライン	建築規制ガイドライン
都市計画戦略 1-1 : 氾濫危険区域の指定	対象地:新 CMA 内の 100 年確率洪水またはそれ以上の過去最大洪水による氾濫危険区域  水深 0.5m 以上のエリアを氾濫危険区域として指定し、洪水ハザードマップを公表する。	(なし)
都市計画戦略 1-2 : 重要施設は氾濫危険区域を避けるか 建築規制を行う	対象地:新 CMA 内の 100 年確率洪水またはそれ以上の過去最大洪水による氾濫危険区域  重要公共施設（軍、産業施設、病院、ライフライン、駅、商業施設等）をなるべく設置しない。	やむを得ず設置する場合は、国家災害管理ガイドラインに準拠し、床レベルを氾濫水位以上とする。

出典: JICA Expert Team

各戦略の適応流域及び対象となる河川洪水・都市洪水の区分を以下の概念図に示す。



出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

Figure 4-32: 都市計画戦略適用位置概念図

以下、CMA 内での都市計画戦略のガイドラインを解説する。

#### 4.4.2.1. 都市計画戦略 1-1： 氾濫危険区域の指定

インド政府の国家防災管理ガイドラインによると、軍や病院などの最重要施設の防災目標が 100 確率洪水またはそれ以上の過去最大洪水である。洪水モデルの解析結果によると、2015 年の氾濫危険区域より、100 年確率洪水の氾濫危険区域の方が大きいため、100 年確率洪水の氾濫危険区域をハザードエリアとして指定し、ハザードマップとして市民に周知する。

#### 4.4.2.2. 都市計画戦略 1-2： 重要施設は氾濫危険区域を避けるか建築規制を行う

上記氾濫危険区域に関しては MP 事業が完了するまで、新規土地利用・建築行為を控え、建築する場合は国家防災管理ガイドラインに基づいて、施設床レベルを洪水レベル以上とする。

#### 4.4.3 戦略 2： 水域保全戦略とガイドライン

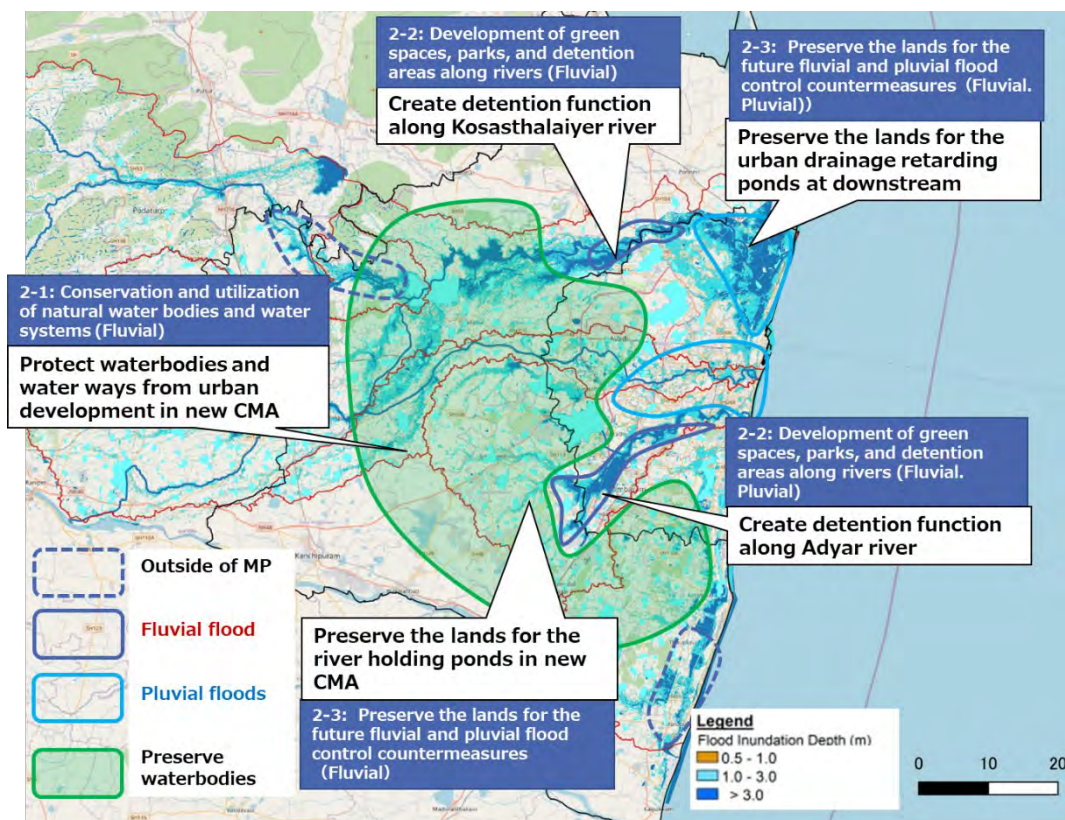
水域保全戦略として、既存の自然水域・水系の保全、河川沿いの遊水池機能の整備、将来の河川対策・都市排水に必要な用地の確保の 3 戦略を提案する。

Table 4-12: 水域保全戦略と推奨ガイドライン

戦略	土地利用ガイドライン	建築規制ガイドライン
水域保全戦略 2-1: 既存の自然水域・水系の保全	<p>対象地：新 CMA 内水域・水系</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・Adya, Kovalam, Kosasthalaiyar の主要 3 河川は現況河岸の両側に 15-30m の将来の河道拡幅・管理用地を設け、土地利用計画図に提示して保全する。</li> <li>・主要 3 河川以外の運河、水路について断面構造と流量に応じて、水路堤の両側に 1~15m 将来の河道拡幅・管理用地を設け、土地利用計画図に提示して保全する。</li> <li>・湖沼に関しては、地形・管理道路・土手等の工作物により将来の貯留能力向上のための用地の境界を明示して保全する。</li> </ul>	河道拡幅・管理用地、貯留能力向上のための用地内は、開発・建築行為を禁止する。
水域保全戦略 2-2: 河川沿いの遊水池機能の整備	<p>対象地：新 CMA 内の河川沿いの 100 年確率洪水氾濫危険区域の農地・緑地</p> <p>河川対策・都市排水対策の計画に基づき、必要な遊水地や遊水池機能のある公園や多目的緑地を整備する。</p>	指定されたエリア内の開発・建築行為を禁止する。用地買収または地役権の設定により、農地に洪水があった場合の作物被害額を補償する。
水域保全戦略 2-3: 将来の河川対策・都市排水に必要な用地の確保	<p>対象地：新 CMA の河川・運河・水路</p> <p>将来の河川対策・都市排水対策に必要な新設の調整池・貯水池整備に必要な用地を土地利用計画図に提示して保全する。</p>	指定されたエリア内の開発・建築行為を禁止する。基本的には自治体の所有地。

出典: JICA Expert Team

各戦略の適用流域及び対象となる河川洪水・都市洪水の区分を以下の概念図に示す。



出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

Figure 4-33: 水域保全戦略適用位置概念図

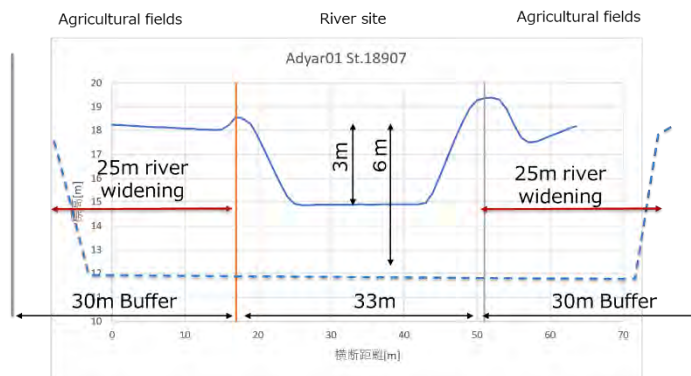
以下、新 CMA 圏内での水域保全戦略のガイドラインを解説する。

#### 4.4.3.1. 水域保全戦略 2-1：既存の自然水域・水系の保全

河川・都市排水対策のために、河道拡幅などの将来の事業用地及び管理用地を確保するため、土地利用計画図の GIS データ上及び現地での杭・柵等の物理的な境界を明示することで、市街化による用地への侵食を防ぐ。

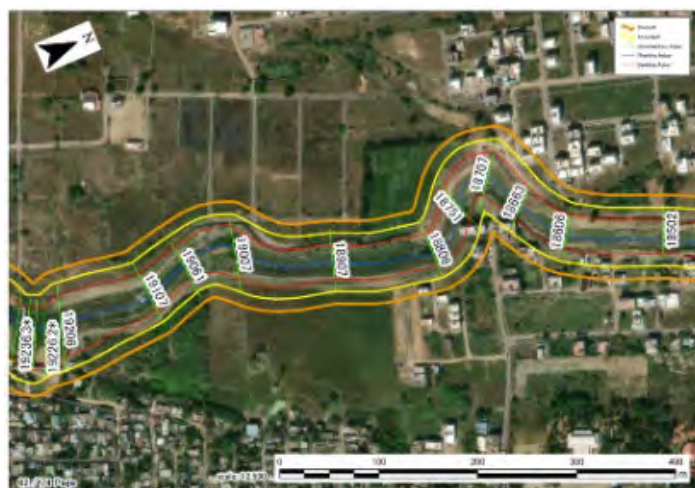
##### 1) 主要 3 河川の河道拡幅・管理通路用地のための保全地帯の確保

河川洪水対策で指定する河岸の両側 15～30m を河道拡幅・管理の保全地帯として保全し、将来 25m の河道拡幅用地とする。用地には一部市街地も含まれ、MP では河川洪水対策の一部として、河道拡幅計画や土地収容費用も含めて検討されている。



出典: JICA Expert Team

Figure 4-34: 河川保全地帯の断面計画 (左)



出典: JICA Expert Team

Figure 4-35: 河川保全地帯の平面計画

2) その他の小河川・運河・水路の河道拡幅・管理の保全地帯

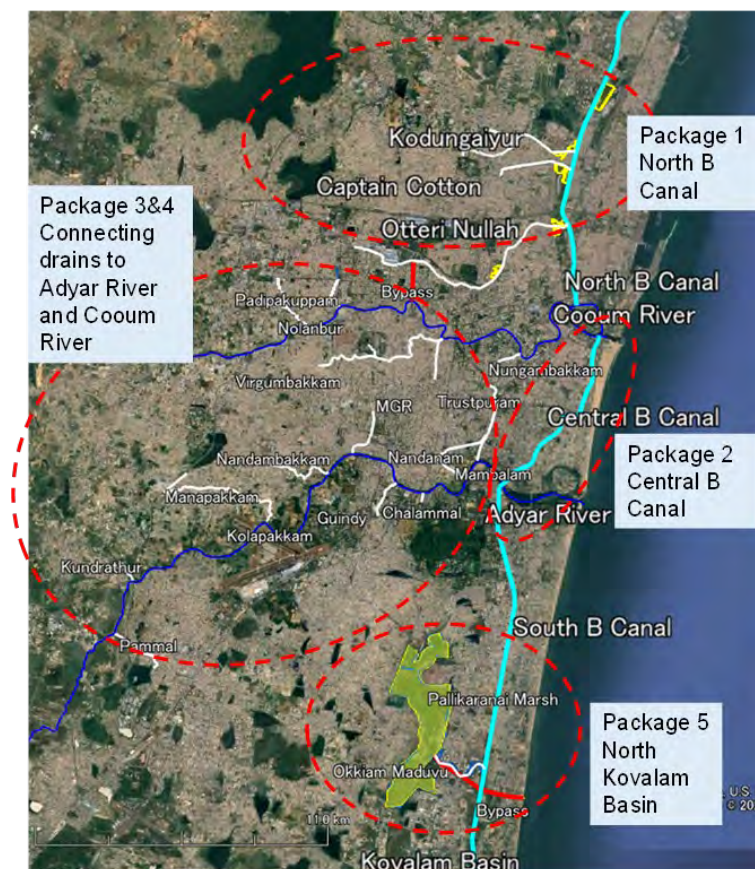
河川対策で検討している主要3河川以外の小河川、運河、水路等を対象とする。日本の小河川の管理通路を主目的とした管理用地の考え方を適用し、護岸構造を持つ水路に関しては流量 (m<sup>3</sup>/s)、護岸が無い小水路に関しては水路幅に応じた保全地帯幅を提案する。

Table 4-13: 水路に関する保全地帯の一覧表

Drainage Type	Discharge at the Outlet (cusec)	(m <sup>3</sup> /s)	Average Width (m)	Proposed Buffer Zone (m)	Remark
Open Surface with Banks	Class 1: Larger than 1500	42.5~	N/A	9 to 15	<b>Buckingham Canal:</b> Kodungaiyur, Captain Cotton, Otteri Nullah <b>Cooum:</b> Padikuppam Drain, Virugambakkam-Arumbakkam <b>Adyar:</b> Nandanam, Mambalan, MGR, Nandambakkam, Manapakkam
	Class 2: Between 500 to 1500	14.1~42.5		3 to 9	<b>Cooum:</b> Ambattur SIDCO Drain, Nungambakkam Drain, Nolambur Drain, Trustpuram Canal <b>Adyar:</b> Guindy, Kolapakkam
	Class 3: Less than 500	~12.5		1.5 to 3	<b>Adyar:</b> Chelammal
Fully Covered	All		All	No buffer	All covered drainages including cut & covers
Partially Covered	All		All	5 to 10 ft in open spaces	
Open Surface SWD	N/A		Larger than 1.5	1 to 3	Under the control of GCC or other municipalities
			Less than 1.5	No buffer	

出典: JICA Expert Team

上記を適用する本 MP での都市洪水対策計画の対象としている Buckingham 運河、Cooum 川、Adyar 川に接続する水路の概略配置図を以下に示す。詳細は 3 章に記す。

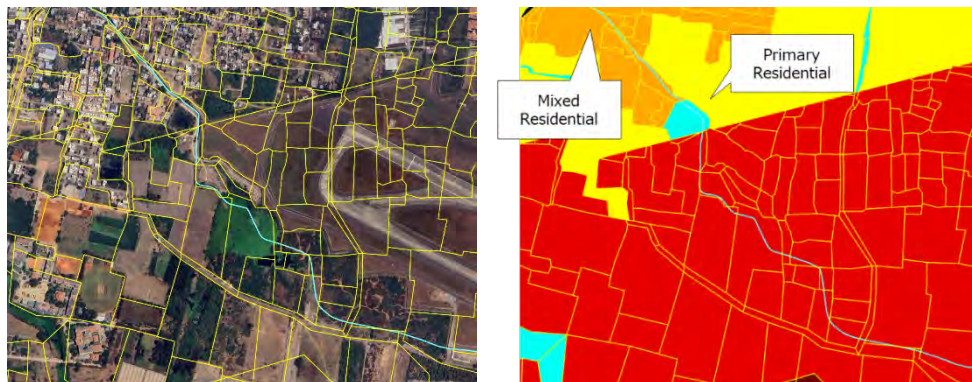


出典：JICA Expert Team

Figure 4-36: 都市洪水対策で検討対象とする水路配置図

### 3) 水域・水系の GIS データ整備の必要性

現状の土地利用図では、CMA 内のみ州課税局が管理する所有権・用途地域の境界が Land Parcel と呼ばれる GIS データに含まれている。主要河川に関しては、用地境界がほぼ現在の河道の形状に準拠しているが、水路に関しては土地利用上、水路用地として定義されていない部分が多く、水路が適正に管理されていない原因の一つである。Figure 4-37 は、空港付近の水路の土地利用区割り（左）と用途地区（右）であるが、土地利用上は水路としての公共用地として定義されていない。今後は GCC で進めているドローン撮影による既存水域の GIS データ化、それらデータの Land Parcel への反映、土地利用計画図への反映が課題であるが、租税と土地所有権に係る境界確定の課題等、更なる検討が必要である。



出典: JICA Expert Team

**Figure 4-37: Adyar 川流域の水路と土地利用区割り（左）と用途地区（右）**

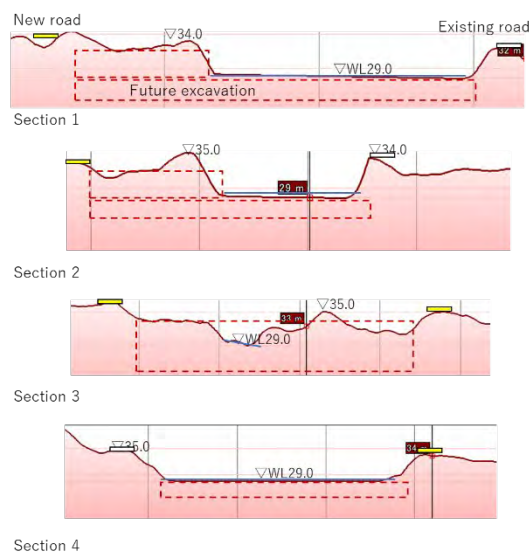
4) 湖沼の保全地帯

湖沼に関しては、水面の境界がはっきりしないことから、保全地域を物理的に提示しないと違法な開発を防ぐことは出来ない。そこで、湖沼周辺の地形、堤防や道路など今後変化しないと考えられる要素を保全エリアの外周として定義することを提案する。それぞれの湖沼の周辺条件は異なるので、個別の検討が必要であり、例として、Somangalam Big Tank の場合を下図に示すが、基本的に水面より外側の通路を管理通路として湖沼境界とする提案である。

A-12 Somangalam Big Tank



The water level(Outlet): 29.0  
The bank & road at downstream: 33.0~34.0  
The bank at upstream: 35.0



出典: JICA Expert Team

**Figure 4-38: 湖沼周辺地形検討図**

A-12 Somangalam Big Tank

Adyar



**Buffer zone function**

- ✓ Protect waterbodies from the future urbanization
- ✓ Work as safety zone when the waterbodies are flooded
- ✓ Future waterbody expansion zone

**Buffer zone edge condition**

- ✓ The physical boundary such as banks or roads are needed



At Somangalam big tank, there is the existing banks on the south and west. They work as the edge of the buffer.



**Define waterbody area's boundary rather than take buffer along ambiguous edge condition.**

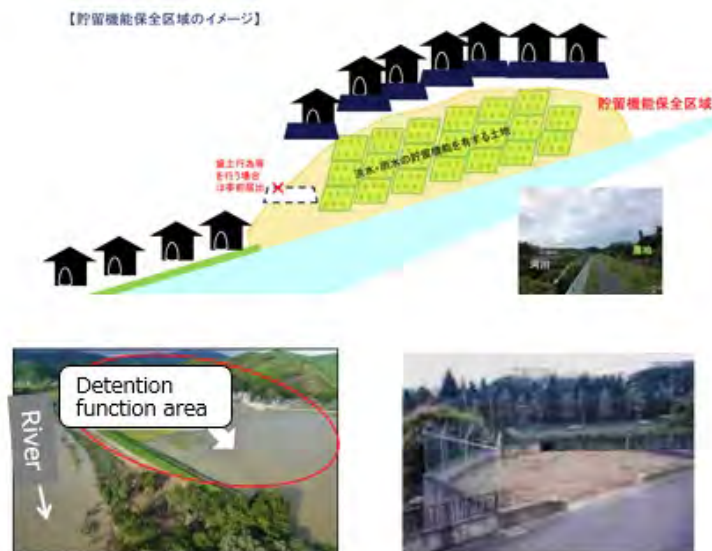
- ✓ The existing roads on south and west side works as boundaries.
- ✓ Use existing road on north side as buffer boundary.
- ✓ Build new maintenance road on west side.

出典：JICA Expert Team

**Figure 4-39: 湖沼の保全エリア境界の考え方**

4.4.3.2. 水域保全戦略 2-2：河川沿いの遊水池機能の整備

河川沿いの氾濫危険区域の農地・緑地について、河川対策の計画に基づき遊水地や遊水地機能のある公園や緑地を整備する。農地等を活用する場合、洪水時に雨水が滞水する農地を遊水地として定め、一定の費用補填の基、土地の所有者と洪水時に遊水地として利用する協定を結ぶ。下図に日本での遊水地の事例を示す。



出典：国土交通省

**Figure 4-40: 日本の遊水地事例**

また、行政の所有地では、洪水時には遊水地として機能し、平時は公園として利用される

などレクリエーション用途を主とした多目的な公園や園路の整備が可能である。これらの公園は雨季と乾季の季節的な河道幅の違いを利用した、いわゆる河川内施設としても整備可能である。以下の図は鶴見川多目的遊水地内の公園施設の例である。河川が危険水位を超えると、スタジアムの1階を含む公園内に水が溢れ出し、本川の水位が下がった後、滞留した水を自然排水で時間をかけて川に排水する仕組みである。



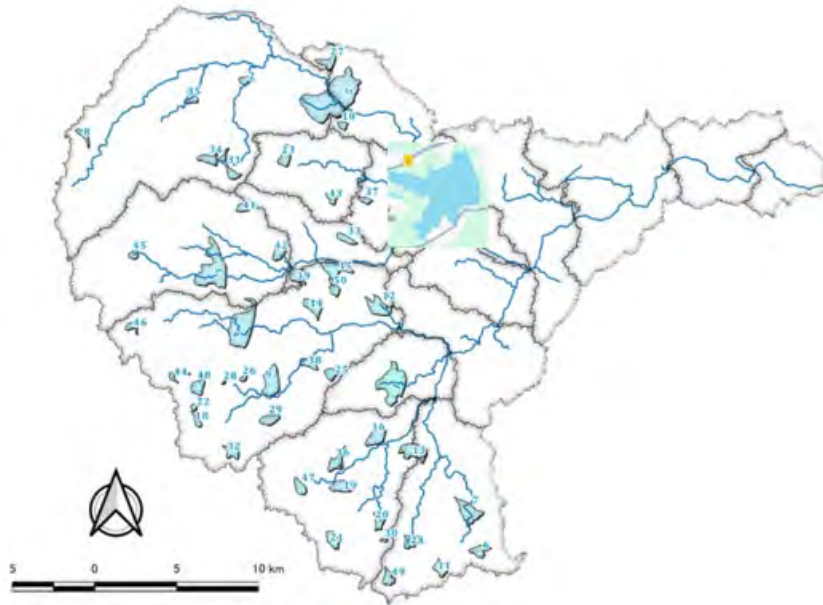
出典：国土交通省

Figure 4-41: 遊水地機能を持つ多目的公園の事例

#### 4.4.3.3. 水域保全 2-3：将来の河川対策・都市排水に必要な用地の確保

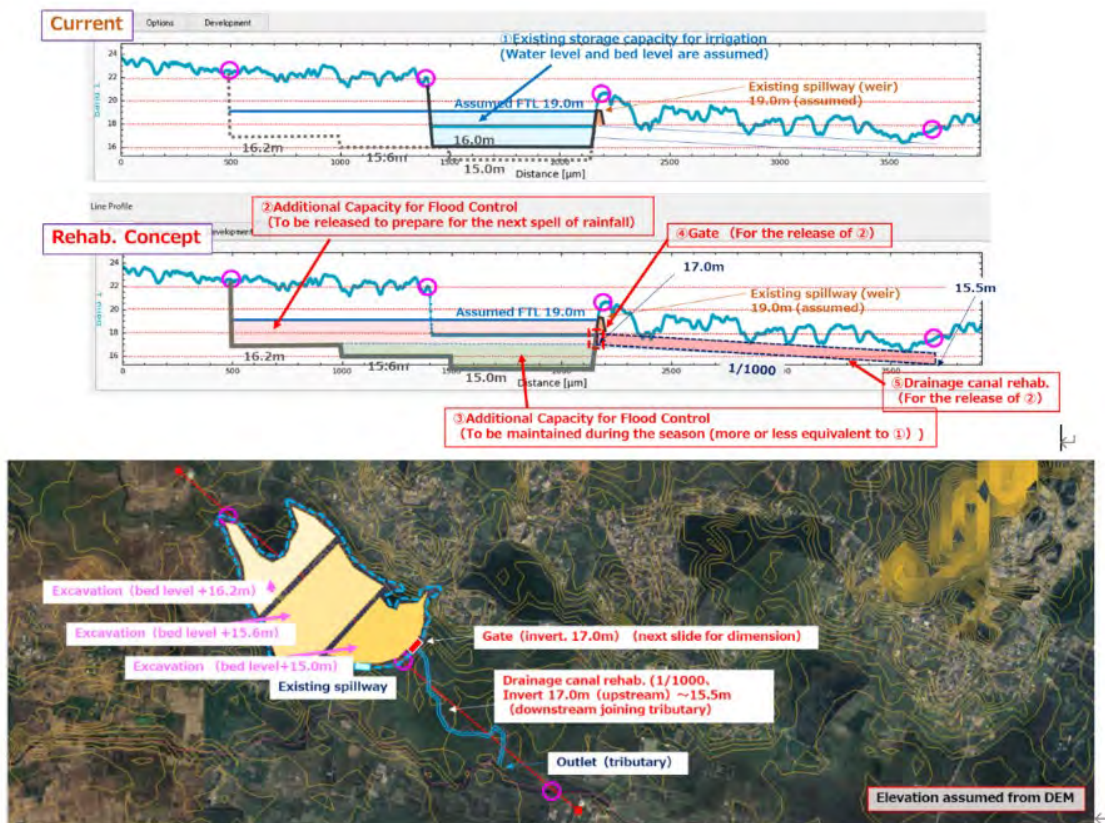
##### 1) 河川対策としてのタンク用地の確保

河川対策として、各流域の上流部の既存タンクを再開発し、一部タンクを新設する予定であり、それらタンクの将来計画に合わせた用地を確保する。以下 Adyar 川上流域で河川対策計画として将来活用予定のタンク位置と、既存タンクの貯留容量を増大するための将来計画断面例を示す。詳細は2章に記す。



出典：JICA Expert Team

Figure 4-42: Adyar 川流域で将来整備予定のタンク



出典：JICA Expert Team

Figure 4-43: Adyar 川流域における既存タンク拡大事例（断面図および平面図）

## 2) 都市排水対策としての雨水調整池用地の確保

都市排水対策として、North Buckingham 運河に沿った公共用地に 10 か所の新規雨水貯留施設を計画しているため、第 3 次 MP の土地利用計画に反映する必要がある。詳細は 3 章に記す。



出典：JICA Expert Team

**Figure 4-44: North Buckingham 運河に計画されている雨水貯留施設**

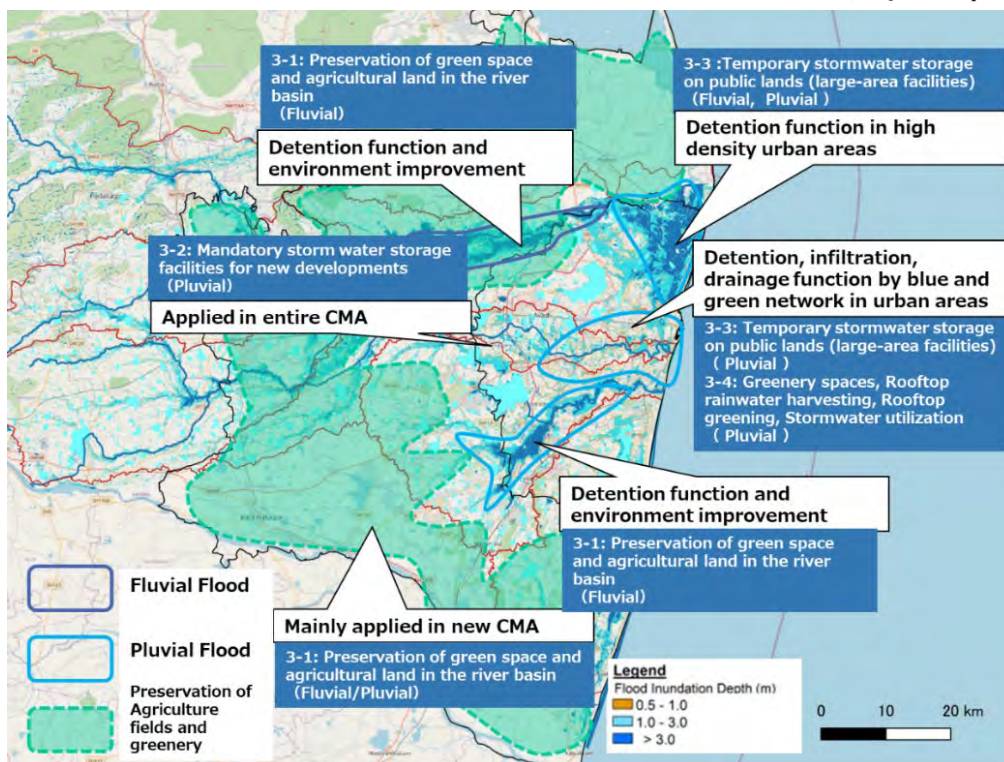
### 4.4.4 戦略 3：雨水流出抑制戦略とガイドライン

雨水流出抑制戦略は、既存の緑地・農地などの自然の雨水浸透・貯留機能の保全、新規開発に伴う雨水貯留施設の設置、大面積の公共施設内での雨水貯留、敷地内の緑化等の 4 戦略を提案する。CMDA の 2026 年の土地利用計画図に沿って今後も都市化が進行する前提で、これらの戦略を組合せ、Table 4-14 で提示した 470 万 m<sup>3</sup> の必要雨水貯留量を確保することを目標とする。但し、3-1、3-4 については定量的な効果の算定方法が確立されていないため、補助的な対策と考える。

Table 4-14: 雨水流出抑制戦略と推奨ガイドライン

雨水流出抑制戦略	土地利用ガイドライン	建築規制ガイドライン
雨水流出抑制戦略 3-1: 流域の緑地・農地の保全	対象地：新 CMA。 緑地・農地の用途変更の規制。所有者への課税条件の軽減等で緑地・農地の維持を支援し、流出係数の増大を制御する。	緑地・農地での自己住居・農業生産施設以外の建築は禁止。
雨水流出抑制戦略 3-2: 新規開発における雨水貯留施設設置の義務化	対象地：CMA 内。 1,000 m <sup>2</sup> 以上の敷地の開発には地上または地下構造物の雨水貯留施設を設ける。	規定された基準の貯留施設の計画・設置が無い場合は建築許可を与えない。
雨水流出抑制戦略 3-3: 大面積の公共施設用地内での一時的な雨水貯留	対象地：CMA 内。 公園や公立小中高等学校の校庭、公営住宅の駐車場などの公共施設の空地を一時的な雨水貯留施設として活用する。	(なし)
雨水流出抑制戦略 3-4: 敷地内の緑化、屋上緑化、雨水利用等	対象地：CMA 内。 1,000m <sup>2</sup> 以上の敷地の建築には敷地の空地および平らな屋上空地の 2 割の緑化を義務付ける。5,000m <sup>2</sup> 以上の建築は 25%とする。 個人の雨水利用に関する補助金を支給する。	緑化計画の承認が無い場合は建築許可を与えない。 緑化完了検査を行い、計画通りでない場合は建築使用許可を与えない。

出典: JICA Expert Team



出典: Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

Figure 4-45: 流出抑制戦略適用位置概念図

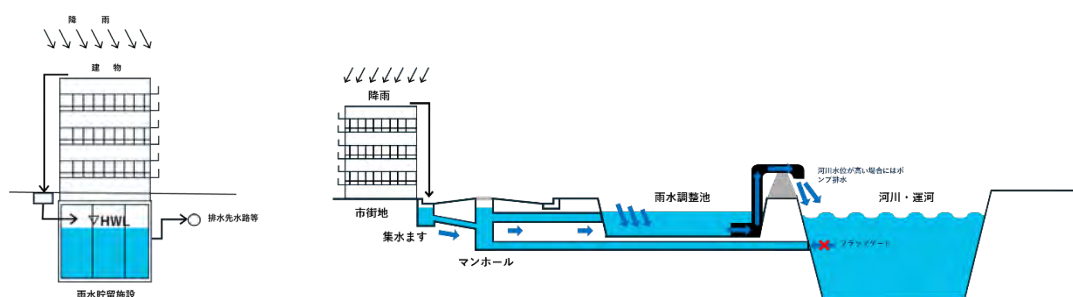
以下、雨水流出抑制戦略のガイドラインを解説する。

#### 4.4.4.1. 雨水流出抑制戦略 3-1: 流域の緑地・農地の保全

郊外の低密度人口地域を中心に、現状の緑地・農地を保全し、緑地・農地の自然の遊水機能、浸透機能を確保する。目標値の検討に関しては Table 4-5 を参照。

#### 4.4.4.2. 雨水流出抑制戦略 3-2：新規開発における雨水貯留施設設置の義務化

1,000m<sup>2</sup>以上の開発許可に際し、開発面積に応じた雨水調整池機能の設置を義務付ける。東京都では、4.2.2.2 で述べた将来目標に対し 0.05ha 以上の敷地に対し、600m<sup>3</sup>/ha 以上の貯留機能を持たせることを 10 年以内に整備する予定である。必要な貯留容量は 5 年確率の降雨強度、敷地の流出係数、敷地の広さ、流達時間等で計算され、素掘りの場合は深さ 5m 以下とされ、地下貯留槽でも可能である。敷地内の雨水を地下貯留施設に貯水する場合 (Figure 4-46 左) と、敷地内の屋外調整池施設に貯水する場合 (同図右) 等が想定される。

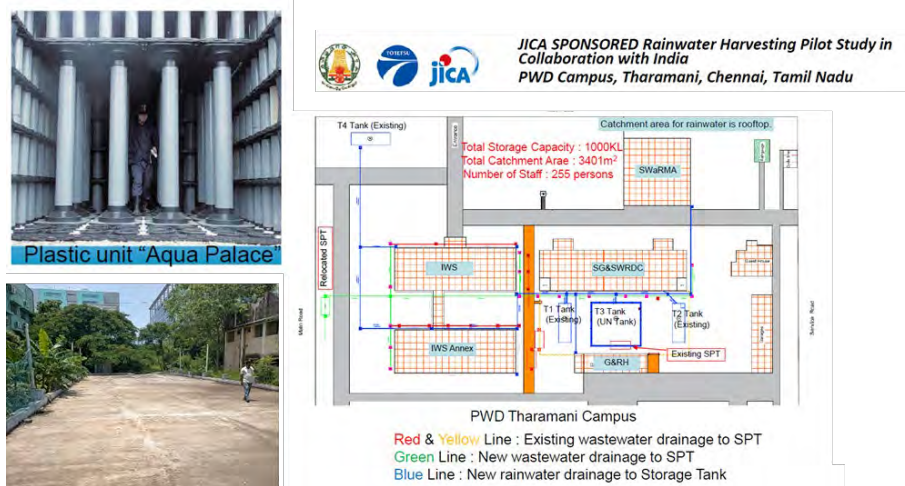


出典: JICA Expert Team

Figure 4-46: 雨水貯留施設概念図：地下式貯留槽（左）、雨水調整池（右）

本 MP では 1,000 m<sup>2</sup>以上の敷地施設への適用を提案しているが、技術面と行政手続き面の検討が必要である。技術的にはなるべく全ての規模の施設での設置が有効であることを前提に、WRD、GCC として流域での雨水流出係数の管理目標と方針を設定した上で、CDMA が CMA または新 CMA 内の現状の開発・建築許可の受付数・規模・遵守率等の検証を行う必要がある。行政手続き面では、CMA または新 CMA 内の地域を指定した上で、指導に従わない場合の罰則規定など、運用方法を検討する必要がある。

チェンナイには、JICA が支援した PWD (Public Works Department) Tharamani キャンパスの地下雨水貯留地という優れた事例がある。貯水機能だけでなく、敷地内の植栽の管理などへ貯留水が使用されている。



出典：JICA Expert Team

Figure 4-47: PWD の地下式雨水貯留施設

#### 4.4.4.3. 雨水流出抑制戦略 3-3：大面積の公共施設用地内での一時的な雨水貯留

既存の公共施設の空地を臨時的な雨水調整池として活用するもので、都市公園や公共の学校、庁舎、病院等の空地、駐車場等を活用して雨水流出のピークカットを担う戦略である。大面積の空地を持つ施設に際し、一定の技術指針に基づいた一時的な雨水貯留機能を付加する。兵庫県では、施設使用者の安全等を考慮し以下の貯留機能の水深を基準としている。

Table 4-15: 大規模施設の空地の貯留機能水深

施設	流域計画水位
小中学校	0.3m
高等学校・大学	0.5m
公園	0.3m
駐車場	0.1m
集合住宅の空地	0.3m

出典：兵庫県

高等学校のグラウンドに貯留機能を持たせた校庭貯留の事例と雨水貯留時の状況を以下に示す。



出典：兵庫県

Figure 4-48: 高等学校のグラウンドを使った校庭貯留の例



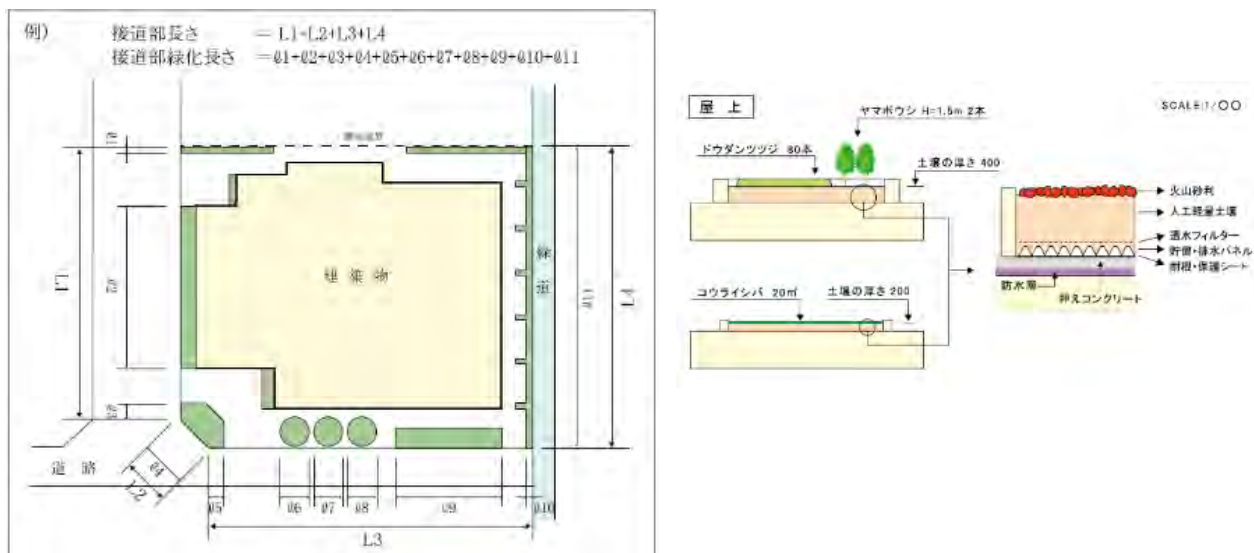
出典：兵庫県

Figure 4-49: 校庭貯留の平常時と貯水時の状況

#### 4.4.4.4. 雨水流出抑制戦略 3-4：敷地内の緑化、屋上緑化、雨水利用敷地内の緑化、屋上緑化、雨水利用等

既に緑地確保の規制のある 3,000m<sup>2</sup> 以上の敷地に対し、より小規模の 1,000m<sup>2</sup> 以上の施設敷地内の緑化、屋上緑化、雨水利用を推奨し、雨水流出量の低減に寄与する戦略であるが、適用規模については、生じる効果を想定した検討が必要である。東京都では 1000m<sup>2</sup> (5000m<sup>2</sup>) 以上の民間の建築計画の敷地の空地の 20% (5,000m<sup>2</sup> 以上の場合 25%) の緑化と、屋上の設

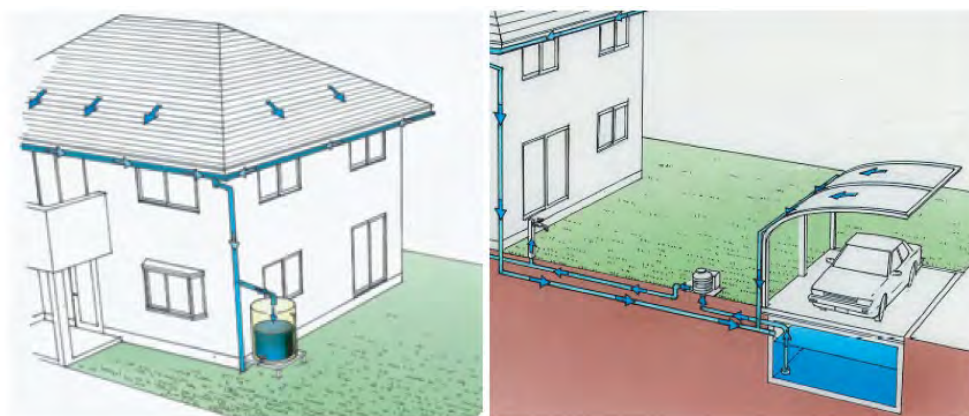
備スペース以外の 20% (25%) の緑化と接道部の緑化率が義務付けられ、雨水の浸透、屋上での貯留にも貢献している。以下に建築確認申請の条件となる緑化計画標準図と屋上緑化の標準断面を示す。インド国家防災計画ガイドライン都市排水編でも雨庭や透水性舗装、屋上での貯水機能など多様な雨水流出抑制手法が推奨されている。



出典：東京都

Figure 4-50: 東京都緑化計画の標準図

また、兵庫県では一般住宅での貯留タンクによる雨水利用を推奨しており、雨庭などのグリーンインフラを組み込むこともチェンナイ市が推奨する Sponge City の概念に沿う。



出典：兵庫県

Figure 4-51: 一般住宅での雨水貯留事例：貯留タンク（左）、地下貯留槽（右）

#### 4.4.4.5. 各流域の雨水貯留機能の試算

戦略 3-1、3-2、3-3 の実施により、CMA 内で Figure 4-6 で提示した 470 万 m<sup>3</sup> の必要な雨水貯留能力が確保できるかを試算する。

雨水流出抑制戦略 3-1 では流域内の農地の 10%に対し水深 0.1m の雨水貯留を想定し、流出抑制戦略 3-2 の新規開発の雨水調整池は、設置しても流出係数自体は変わらないという意味で、貯留量は変わらず加算しないものとした。流出抑制戦略 3-3 の対象面積は、公共集合住宅面積を市街地の 5%の面積とし、小中学校は CMA 内の各流域の学校数とし、公園は緑地の 10%とした。(Table 4-28~Table 4-31 参照)

結果として、Kosasthalaiyar 流域以外の 3 流域では必要雨水貯留量が確保できることが確認できたが、今後の第 3 次 MP の土地利用計画により具体的な目標値が変わる点と、具体的な場所を特定した上で算出した数値でないため、あくまで参考値として位置づける。

**Table 4-16: 雨水流出抑制戦略での雨水貯留容量**

Basin	Required basin storage capacity of JICA MP (million m <sup>3</sup> )	Estimated basin storage capacity by Strategies 3 (million m <sup>3</sup> )
Adyar River Basin	1.2million m <sup>3</sup>	1.9 million m <sup>3</sup>
Kovalam Basin	0.8million m <sup>3</sup>	1.3 million m <sup>3</sup>
Cooum River Basin	0.7million m <sup>3</sup>	1.0 million m <sup>3</sup>
Kosasthalaiyar River Basin	2.0million m <sup>3</sup>	1.9 million m <sup>3</sup>
Total	4.7million m <sup>3</sup>	6.2 million m <sup>3</sup>

出典: JICA Expert Team

#### 4.4.5 戦略 4：残余リスク管理戦略とガイドライン

##### 4.4.5.1. 戦略 4：残余リスク管理戦略

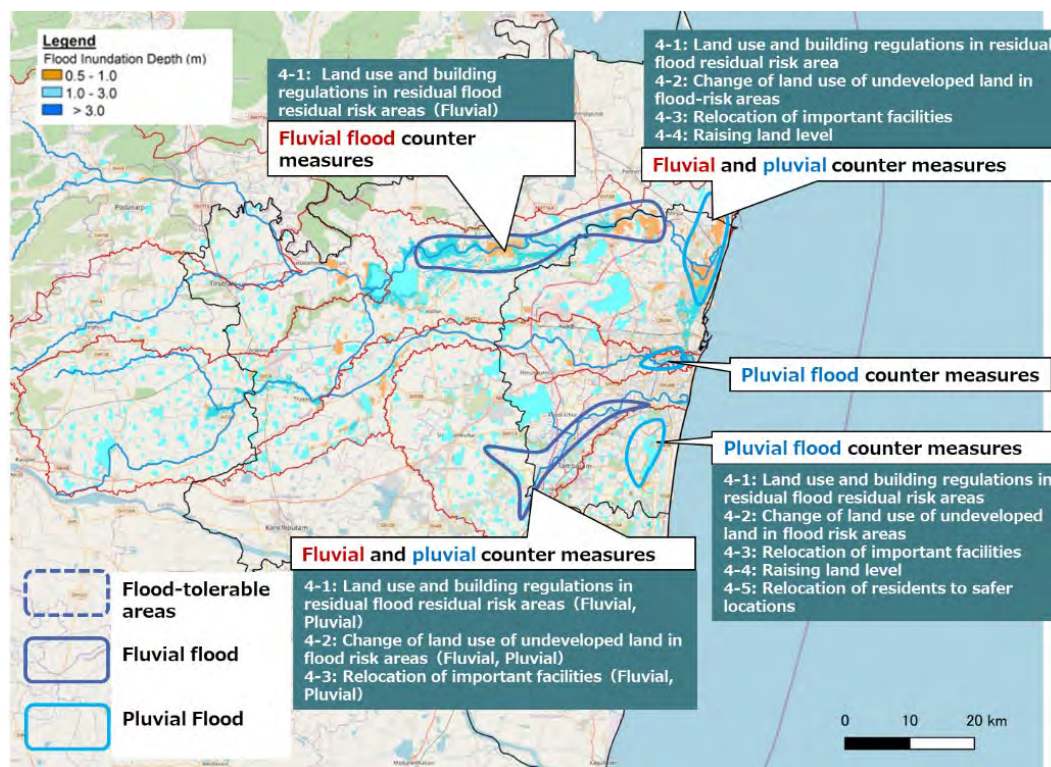
残余リスク管理戦略では、Table 4-9 で分類した残余リスクに対し、土地利用・建築規制、土地利用用途地域の見直し、施設の移転、敷地の嵩上げ、住居の集団移転等を含む各戦略を提案する。

Table 4-17: 残余リスク管理戦略と推奨ガイドライン

対象洪水と残余リスク分類	洪水残余リスク管理戦略	土地利用ガイドライン	建築規制ガイドライン
外水 ②	残余リスク管理戦略 4-1: 氾濫危険区域の 土地利用・建築規制。	対象地：CMA 内 MP 事業 Phase1 (10 年確率洪水対応) 後の 100 年確率降雨時の氾濫危険区 域。 水深 1m 以上の区域に Table 4-18 の 土地利用規制を適用する。但し、MP 事 業完了後に氾濫危険区域で無くなる 時点で、規制は解除される。	Table 4-18 の建 築規制を適用す る。
内水 ⑤	残余リスク管理戦略 4-2: 氾濫危険区域 の未開発地の用途の 見直し	対象地：CMA 内 MP 事業完了後の 10 年確率降雨時の 氾濫危険区域。 開発用途用地が、現状緑地・農地であ り氾濫許容地区となる場合、非開発 用途に見直す。 開発する場合は SWD 整備を強化する。	非開発用途の建 築規制を適用す る。
外水・内水 ①、②、④、 ⑤	残余リスク管理戦略 4-3: 重要都市施設 の氾濫危険区域外へ の移転	対象地：CMA 内 MP 事業 Phase1 後の 100 年確率洪水に よる氾濫危険区域。 重要都市施設は建替え時等に氾濫危 険区域外に移転する。	建築規制を満足 すれば機能が成 立するの、位置 的に必然性のある 施設かを検討 する。
内水 ④	残余リスク管理戦略 4-4: 新規面開発や 再開発時での土地の 嵩上げ	対象地：CMA 内 MP 事業完了後の 100 年確率洪水によ る氾濫危険区域。 嵩上げ後の地盤高における、氾濫危 険区域の想定洪水水位により土地利 用規制を緩和する。	嵩上げされた地 盤高を基準とし た場合の、想定洪 水水位により、氾 濫危険区域内の 建築規制を緩和 する。
外水・内水 ③ (Kovalam の み), ⑤	残余リスク管理戦略 4-5: より安全な場 所への集団移転	対象地：GCC 内 MP 事業完了後 100 年確率降雨時の河 川洪水による氾濫危険区域。MP 事業 完了後 10 年確率降雨時の SWD 未整備 による氾濫危険区域。 河川沿いのスラム等、氾濫許容地域 の住民の合意による、安全な場所へ の移転。	移転先の建築規 制が適用される。

出典: JICA Expert Team

各戦略の適用流域及び対象となる河川洪水・都市洪水の区分を以下の概念図に示す。



出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

Figure 4-52: 洪水残余リスク管理戦略適用位置図 (Phase1 後)

以下、残余リスク管理戦略のガイドラインを解説する。

#### 4.4.5.2. 残余リスク管理戦略 4-1：洪水リスクエリアの土地利用・建築規制（対象残余リスク 外水②）

土地利用規制：Tamil Nadu 州統合開発建築規制 (TNCDBR) 2019AnnexureXVIII によると、住宅用途の敷地では、集合住宅、保育園・小中高等学校、高齢者住宅、バス・鉄道の駅、500 m<sup>2</sup>以下のホテル、福祉施設、病院、Green 分類（小規模）の設置が可能である。TNCDBR では一般的に住宅の1階床は敷地より 45cm 上げることが規定され、氾濫危険地域では担当行政機関が規定することになっている。上記により、氾濫危険地域の 1m 以下の水深は比較的被害が少なく、地形上の誤差が大きいこと、既存不適格施設への是正措置を考慮し、規制対象は水深 1m 以上の地域とする。水深 1~2m までは建築的な洪水対策がある場合は、設置可能とし、水深 2m 以上は設置不可とする。また、住宅も自宅以外は水深 2m 以上の地域の建築は禁止とする。

建築規制：水深 1m 以上の氾濫規制区域では、建築の1階レベル高さを洪水水位より高くすることやゲート等の防水対策と、RC 造などの耐水基礎・外壁構造、電気設備対策を建築許可基準とする。水深 2m 以上のハザード内では、2階以上の構造と居室を2階以上とすることを建築許可基準とする。

上記を下図に示す土地利用規制と建築規制で整理し、Figure 4-53 の想定氾濫水深に基づ

き適用する。想定被害については、日本の国土交通省の被害指標を参考にアレンジしたものであるが、採用する洪水モデルの確率年によって、水深と発生頻度の違いが生じる。本 MP は 100 年確率洪水を対象としており、残余リスクの考え方から、土地利用規制・建築規制は MP 事業 Phase1 終了時の、水深 1m 以上の氾濫危険地域に対して適用することを推奨する。対象となる氾濫危険地域は概ね MP 事業前の 10 年確率の氾濫危険地域とほぼ同じ区域となり、MP の対策内容が変わった場合でも氾濫危険区域設定の指標となりうる。

**Table 4-18: 100 年確率洪水氾濫危険区域の水深と土地利用・建築規制戦略の推奨ガイドライン**

水深	想定される被害	土地利用規制	建築規制
>3.0m	・平屋では生存できない	・自己用以外の住宅、高齢者施設、福祉施設、病院、学校、防災施設の禁止。	・2階建て以上とし、住居フロアは2階以上とする。 ・下記と同等以上の対策。
2.0-3.0m	・2階または屋上へ避難必要 ・平屋では高齢者、幼児は生存困難		
1.5-2.0m	・避難不可 ・嵩上げ宅地1階床の浸水	・自己用以外の住宅、高齢者施設、福祉施設、病院、学校、防災施設は建築規制対応のみ許可。	・地盤または1階床の嵩上げ。 ・耐水基礎、防潮外壁。 ・地下室への防水対策。 ・電気設備対策。
1.0-1.5m	・自力での避難が不可 ・病院等の施設電源停電 ・床上浸水、医療機器被害		
0.5-1.0m	・車両走行不可 ・一部床上浸水、電源の浸水 ・自力での避難が困難となる水位（障害者は不可）	・不動産業者による購入者へのハザードマップの周知。 ・ハザードマップの公開。	・行政から市民へ洪水対策への技術的アドバイスをを行う。
< 0.5m	・道路の冠水 ・最小限の建物被害		

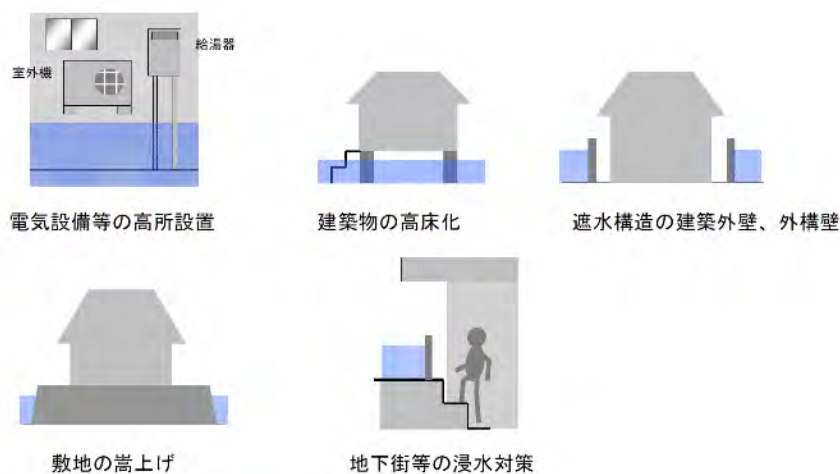
出典：国土交通省資料を基に JICA Expert Team 作成



出典：国土交通省資料を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-53: 建築規制の水深区分**

建築規制の技術的な概念図を以下の図に示す。

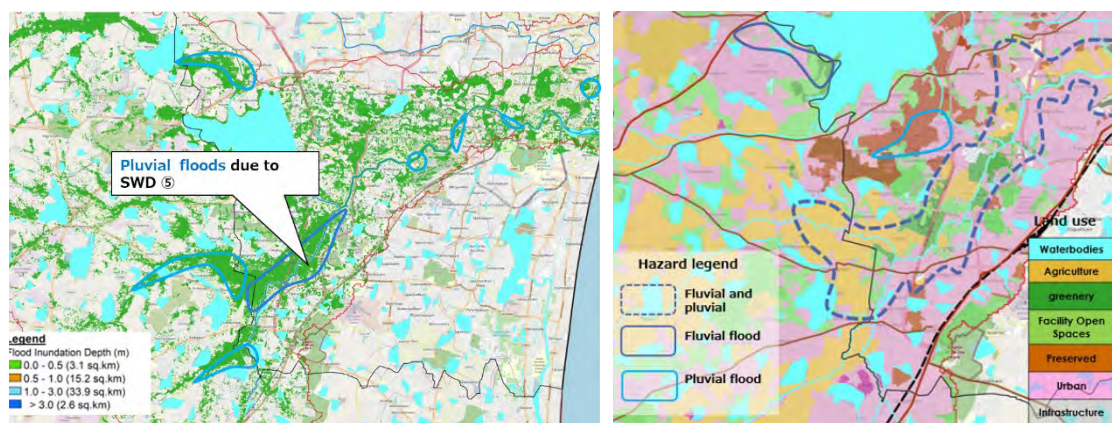


出典：兵庫県

Figure 4-54: 建築規制の推奨ガイドライン

4.4.5.3. 残余リスク管理戦略 4-2：洪水リスクエリアの未開発地の用途変更（対象残余リスク⑤）

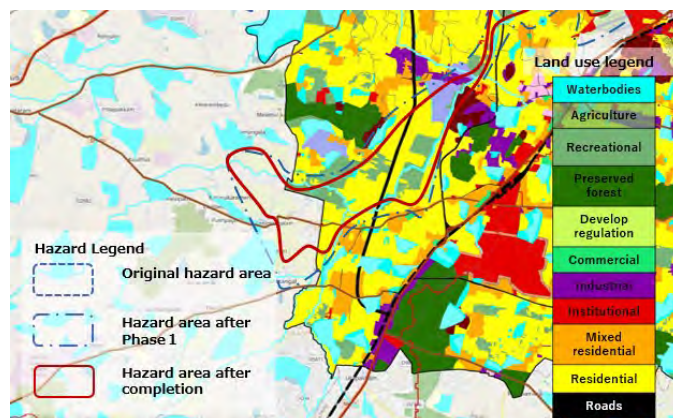
10年確率洪水のMP事業Phase1終了時及び事業完了後のSWDに起因する氾濫危険区域の土地利用用途を見直す戦略である。下図左から10年確率洪水にAdyar川上流部でのMP完了後の氾濫危険区域であり、水深が0.5m以下の洪水リスクが残ることがわかる。また、下図右の現況土地利用からは、氾濫危険区域が現状では農地又は緑地であることがわかる。



出典：Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

Figure 4-55: Adyar 川流域上流の氾濫危険区域（左）と現況土地利用検討図（右）

これに対し、下図では第2次MPの土地利用計画図では当該区域が住宅又は農地になっており、将来住宅等に開発される可能性が高く、その場合はSWDの改善が必要とされる。また、流域で緑地・農地の保全や都市排水の雨水調整機能としての利用も想定される。これらを勘案して、当該地の用途を農地等へ変更する。



出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-56: Adyar 川流域上流の氾濫危険区域の第 2 次 MP 土地利用計画図**

4.4.5.4. 残余リスク管理戦略 4-3：重要都市施設の氾濫危険区域外への移転（対象残余リスク①, ②, ④, ⑤）

100 年確率洪水に対し、MP 事業の Phase1 終了時及び事業完了後に氾濫危険区域内に残る土地利用規制対象施設は、建替え時等に氾濫危険区域外に移転する。その際、位置的に必然性のある施設かどうかを検討し、建築規制を満足すれば機能が成立するのか等、現状位置での建て替えか移転かを判断する。

4.4.5.5. 残余リスク管理戦略 4-4：新規面開発や再開発による土地の嵩上げ（対象残余リスク④）

100 年確率洪水に対して、MP 事業完了後の洪水ハザードエリアの新規開発や、老朽施設の集積地等の再開発での敷地の造成事業によって土地を高くすることを検討する。

4.4.5.6. 残余リスク管戦略理 4-5：より安全な場所への集団移転（対象残余リスク③（Kovalam のみ）, ⑤）

100 年確率洪水の MP 事業完了時に、洪水ハザードエリア内にスラム等が立地している場合、政府の Rehabilitation Program での移転の優先順位を上げるなど、氾濫水深や洪水頻度など氾濫危険度を基に検討する。

4.4.5.7. 想定するハザードと戦略の運用時期

「戦略 1：都市計画戦略」は MP 事業着手前の 100 年確率洪水の氾濫危険地域に適用されるが「戦略 4：残余リスク管理戦略」は MP 優先事業終了時（Phase1）及び事業完了時でのリスクである。戦略 1 は計画立案時にリスクは想定されるので、戦略 4 に関しても MP 事業完了時を目標に、事業当初から対策に着手する必要がある。

Table 4-19: 洪水リスクエリア管理・残余リスク管理の運用スケジュール

Countermeasures	Category	Original Hazard (100year RP~)	After Phase 1 (100year RP~) ①,②,④	After Completed (100year RP~) ①,③,④
<b>Strategy 1: Flood-Aware Urban Planning Strategies</b>				
1-1: Setting of flood hazard risk areas (Fluvial/Pluvial)	Disaster Management	→		
1-2: Critical Facilities to be Away from the Flood-Prone Areas (Fluvial)	Land use building regulation	→		
<b>Strategy 4: Residual Risk Management Strategies</b>				
4-1: Land Use and Building Regulations in Residual Flood Risk Areas Fluvial/Pluvial)	Land use building regulation	→	→	
4-2 Change of land use of undeveloped land in flood risk areas (Fluvial/Pluvial)	Land use regulation	→	→	→
4-3: Relocation of Important Facilities (Fluvial/Pluvial)	Facility relocation	→		
4-4: Raising Land Levels for New Developments and Redevelopment (Fluvial/Pluvial)	Urban development project	→	→	→
4-5: Relocation of Residents to Safer Locations (Fluvial/Pluvial)	Urban development project	→	→	→

出典: JICA Expert Team

#### 4.5 JICA 洪水対策マスタープランにおけるリスクエリア管理戦略及び残余リスク管理戦略の適用

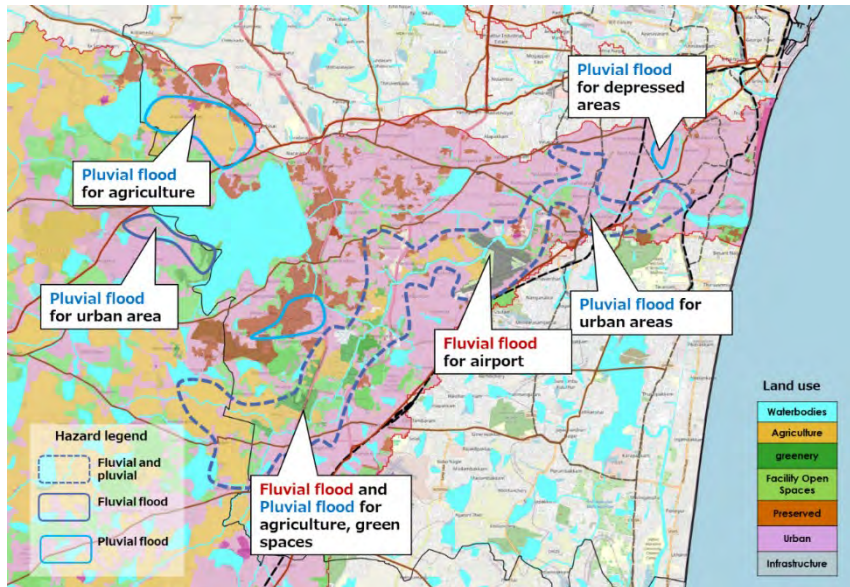
CMDA は CMA に対しての土地利用・建築規制を検討しているため、以下、CMA 内を中心に流域別に都市計画戦略と残余リスク管理戦略の適用方法を述べる。

##### 4.5.1 Adyar 川流域の洪水リスク対策

###### 氾濫危険区域内の土地利用と洪水分類

各流域の 100 年確率洪水による氾濫危険区域の現況土地利用から、都市計画としての洪水対策の対象地域の特性を把握する。Adyar 川流域の場合、上流から中流の氾濫危険区域は農地・緑地が主体で部分的に市街地が混在し、今後の土地利用が課題であり、中流～下流はほぼ市街化されており、当面の安全確保と都市施設の再配置等が課題となる。

次に、4.3 での検討を基に、洪水の原因を本 MP の対象とする河川洪水と都市洪水、及び SWD 起因の内水氾濫に分類し、都市計画戦略 (Table 4-11) と残余リスク管理戦略 (Table 4-17) の対策を適用する。Adyar 川流域の場合、空港より上流部で比較的広い範囲に渡り河川洪水と内水氾濫が混在し、中流域は河川沿いの河川洪水と都市洪水、下流域は河川沿いと都心部の窪地に内水氾濫が見られる。

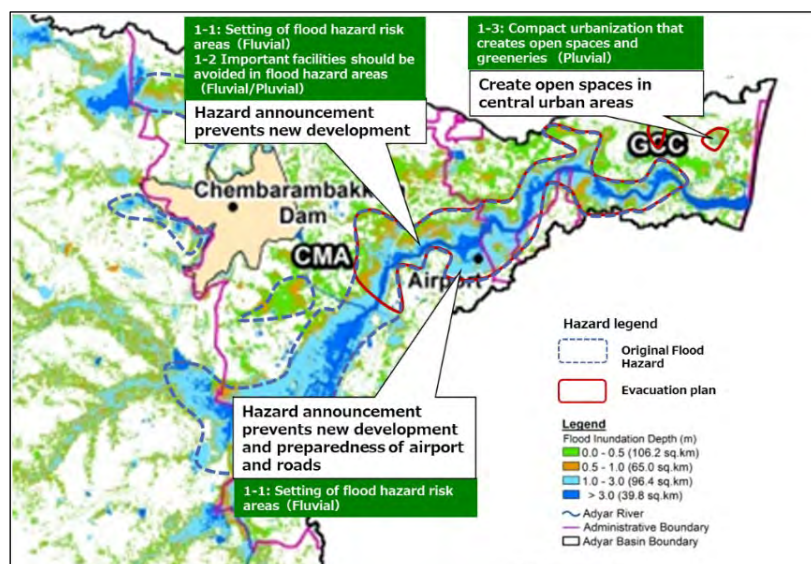


出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

Figure 4-57: Adyar 川流域の氾濫危険区域内の土地利用と洪水分類

#### 4.5.1.1. 戦略1：都市計画戦略の適用（対象リスク：全て）

MP 事業前の 100 年確率洪水の氾濫危険区域に関し、都市計画戦略 1-1 として、CMDA にて水深 0.5m 以上の区域を安全管理用の洪水ハザードエリアとして設定し、TNDRA 及び GCC の防災部局よりハザードマップの公表及び防災計画を展開する。また、都市計画戦略 1-2 として、ハザードエリア内の重要都市施設の設置をなるべく避け、やむを得ず設置する場合は、設置レベルを洪水水位レベルより高くする。



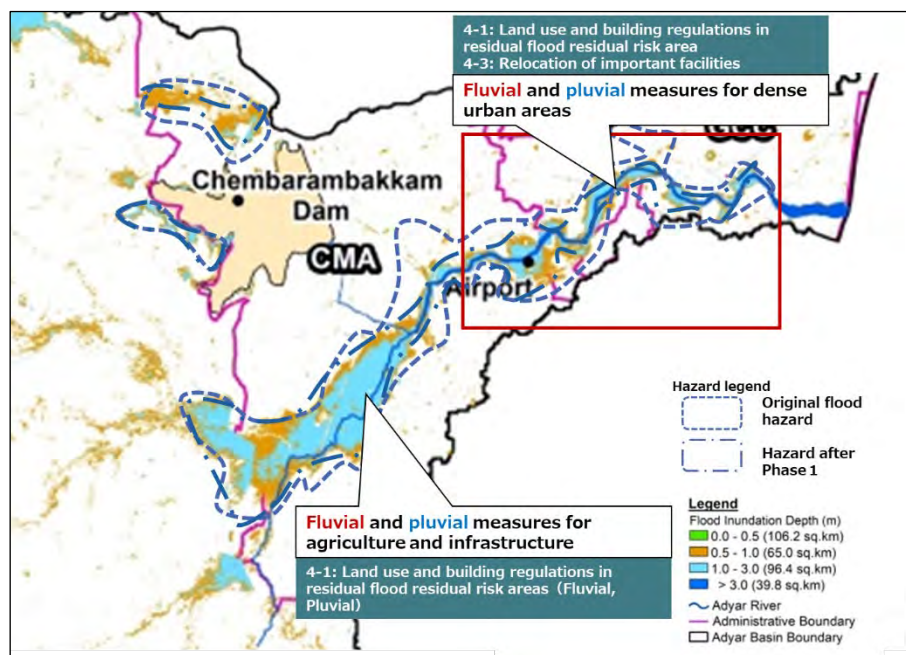
出典: JICA Expert Team

Figure 4-58: Adyar 川流域での都市計画戦略の適用（MP 事業前）

#### 4.5.1.2. 戦略4：残余リスク管理戦略の適用

##### 1) MP 事業 Phase1 完了後の対策（対象残余リスク②）

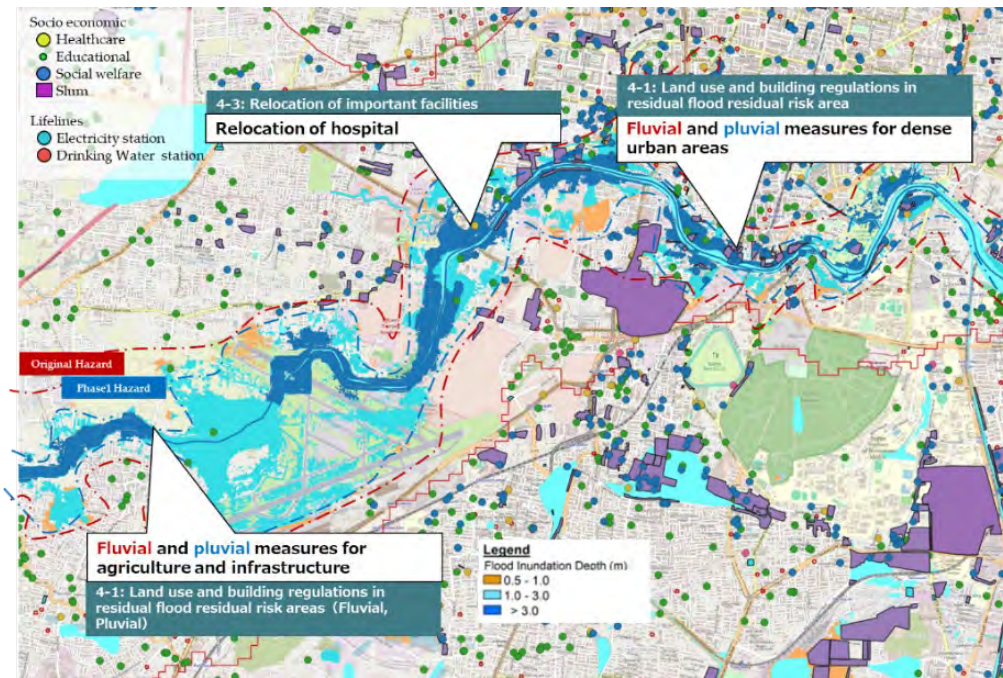
MP 事業の Phase1（10年確率洪水対応）完了後の100年確率洪水の氾濫危険区域については、流域全体に残余リスク管理戦略4-1として、水深1m以上の区域を土地利用・建築規制区域として設定し、Table 4-18の土地利用・建築規制を適用する。また、残余リスク管理戦略4-3として下流域の市街地を中心に、重要都市施設の建替え時の氾濫危険区域外への移転を検討する。



出典：JICA Expert Team

Figure 4-59: Adyar 川流域での洪水残余リスク管理戦略（MP 事業 Phase1 後）

下図拡大図で示されるように、河川沿いに水深が1mを超える氾濫危険区域が残っており、今後土地利用・建築規制を設定すると共に、残余リスク管理戦略4-3として、建替え時等における病院等の重要都市施設の氾濫危険区域外への移転を検討する。

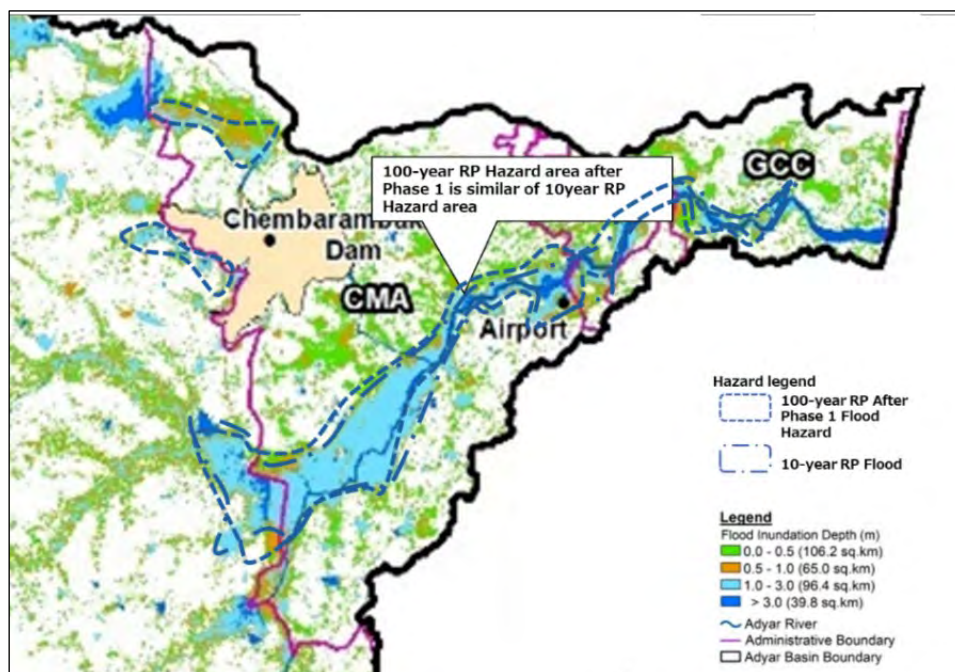


出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-60: Adyar 川流域での洪水残余リスク管理戦略 (Phase1 後、拡大図)**

2) 10年確率洪水の氾濫危険区域との比較

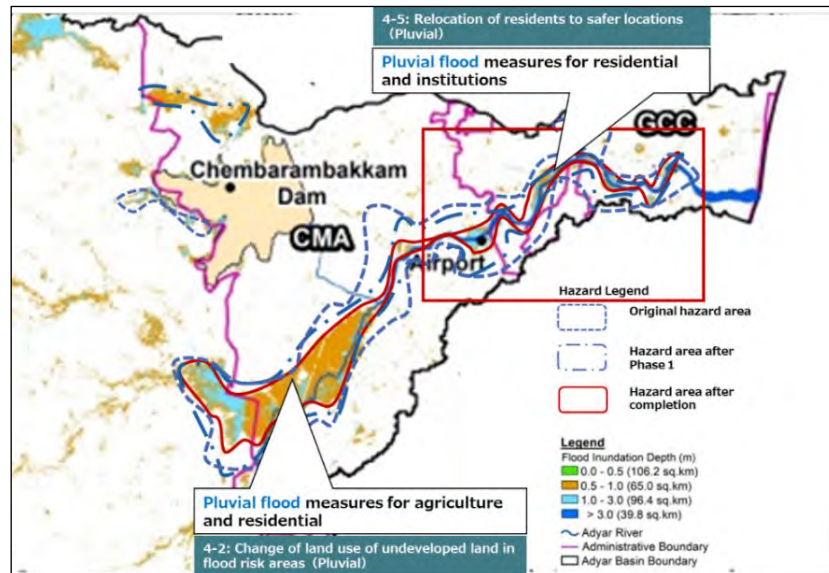
MP 事業 Phase1 (10年確率洪水対応) 完了後の100年確率洪水の氾濫危険区域 (Figure 4-59) と下図に示す10年確率洪水のMP事業前の氾濫危険区域は、ほぼ同様な区域であり、水深も同様である。



出典:JICA Expert Team

**Figure 4-61: Adyar 川流域の10年確率洪水PM事業前の氾濫危険区域MP事業完了後の対策 (対象残余リスク⑤)**

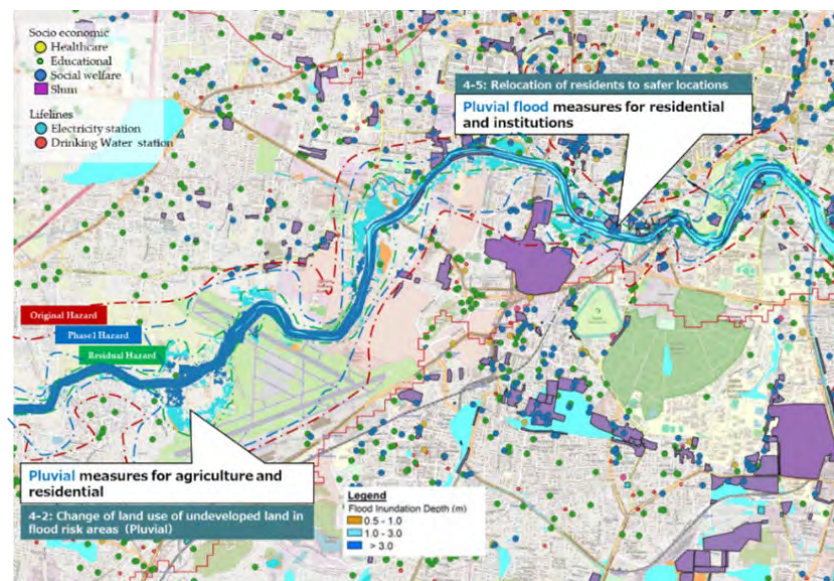
MP の事業完了後の 100 年確率洪水の氾濫危険区域は、SWD に起因する内水氾濫によるものである。MP の進捗状況に合わせて SWD 整備を進めなければ MP で目指す洪水対策効果が発揮されないため、TNWRD と GCC は、本 MP 事業と SWD の整備時期の調整を行う必要がある。



出典: JICA Expert Team

**Figure 4-62: Adyar 川流域での洪水残余リスク管理戦略 (MP 事業完了後)**

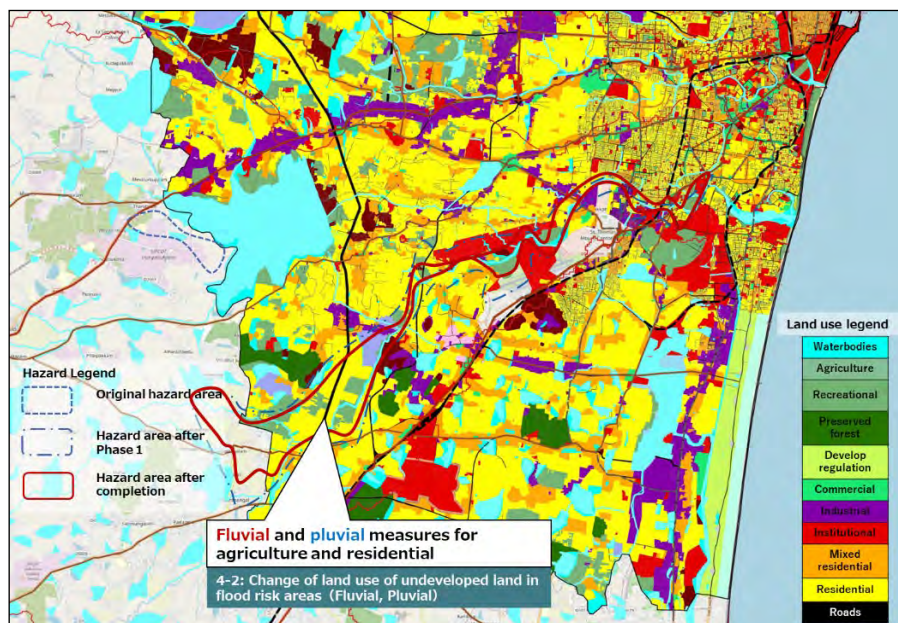
以下の拡大図に見られるように、空港より上流域の農地・緑地の氾濫危険区域では、氾濫許容地域地区とする場合、残余リスク管理戦略 4-2 として現状の開発系の土地利用を見直す必要がある。また、下流の河川沿いの低地のスラムに関しては、残余リスク管理戦略 4-5 として、Rehabilitation プログラムによる集団移転の優先順位を上げる等の対策を検討する。



出典: Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-63: Adyar 川流域での洪水残余リスク管理戦略 (MP 事業完了後、拡大図)**

MP 事業完了後の氾濫危険区域 (Figure 4-64) には、上流部にも第2次 MP 土地利用計画図での住宅用地等の開発可能用地を含んでいるため、氾濫許容地区として適切な SWD 対策が取られない個所については、残余リスク管理戦略 4-2 として非開発用途への変更を検討する。



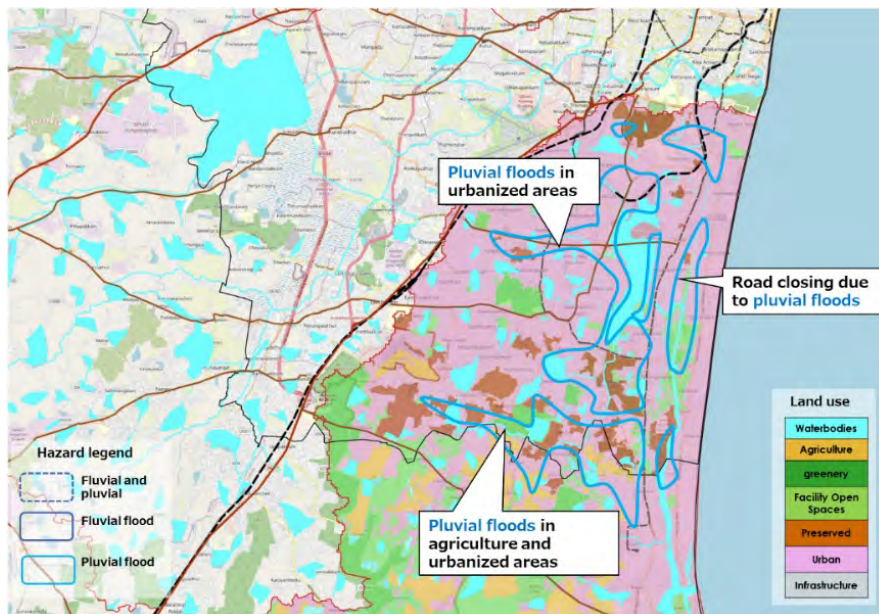
出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

Figure 4-64: Adyar 川流域での洪水残余リスク管理戦略 (MP 事業完了後、拡大図)

#### 4.5.2 Kovalam 流域の洪水リスク対策

##### 4.5.2.1. 氾濫危険区域内の土地利用と洪水分類

Pallikaranai 湿地周辺は市街化が進み、IT コリドー沿いの洪水が度々道路交通に被害を及ぼしている。又、南部の氾濫危険区域は市街地と緑地・保全地が混在する土地利用である。Kovalam 流域では主要河川が存在しないため、Pallikaranai 湿地周辺を中心に起こる浸水は湿地及び Buckingham 運河沿いの都市洪水と SWD による内水氾濫である。

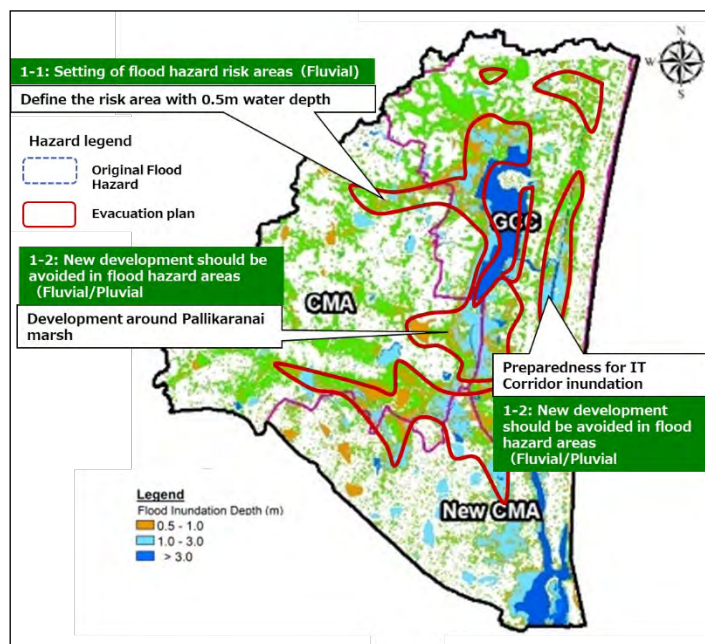


出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

Figure 4-65: Kovalam 流域の氾濫危険区域内の土地利用と洪水分類

4.5.2.2. 戦略 1：都市計画戦略の適用（対象リスク：全て）

MP 事業前の 100 年確率洪水の氾濫危険区域に関し、都市計画戦略 1-1 として、水深 0.5m 以上の区域を安全管理用の洪水ハザードエリアとして設定する。また、都市計画戦略 1-2 として、対象域内の重要施設の配置をなるべく避け、やむを得ず設置する場合は、設置レベルを洪水水位レベルより高くする。



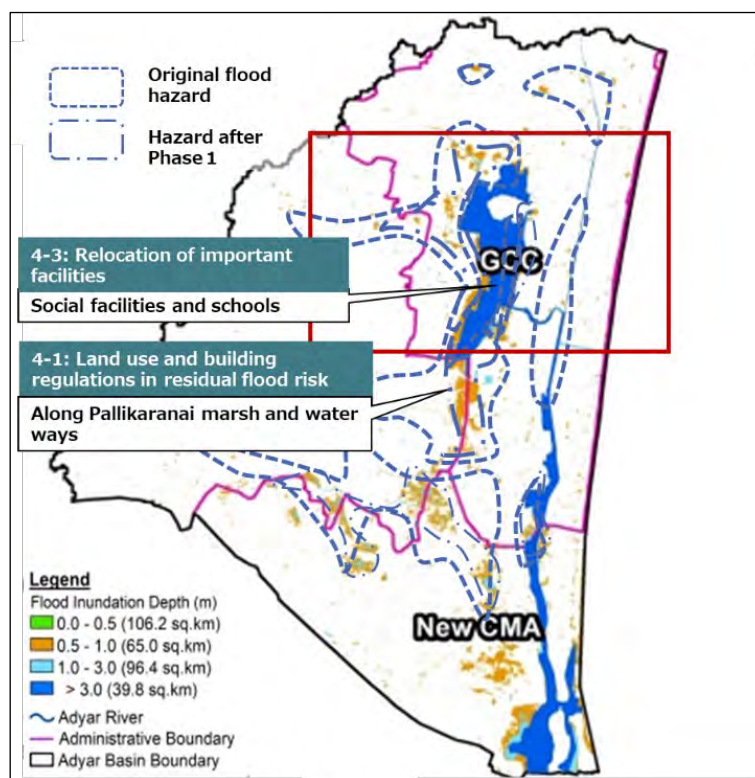
出典:JICA Expert Team

Figure 4-66: Kovalam 流域での都市計画戦略の適用（MP 事業前）

#### 4.5.2.3. 戦略4：残余リスク管理戦略の適用

##### 1) MP 事業 Phase1 完了後の対策（対象残余リスク①, ②, ④, ⑤）

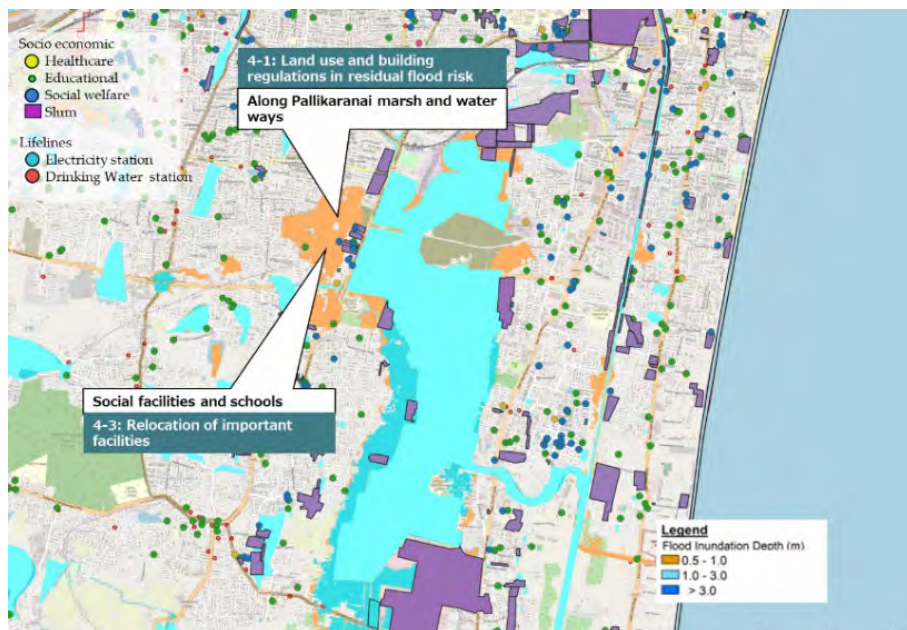
MP 事業の Phase1（10年確率洪水対応）完了後の100年確率洪水による Pallikaranai 湿地西側及び南側の氾濫危険区域については、残余リスク管理戦略 4-1 として土地利用・建築規制を適用する。また、残余リスク管理戦略 4-3 として重要都市施設の氾濫危険区域外への移転を検討する。



出典：JICA Expert Team

**Figure 4-67: Kovalkam 流域での洪水残余リスク管理戦略（MP 事業 Phase1 後）**

下図拡大図で示されるように、Pallikaranai 湿地北西側市街地に水深 1m 以下の氾濫危険区域が残っており、土地利用・建築規制を適用する。南西岸の水深 1m 前後の氾濫危険区域については、福祉施設や教育施設が立地しているため移転を検討する。

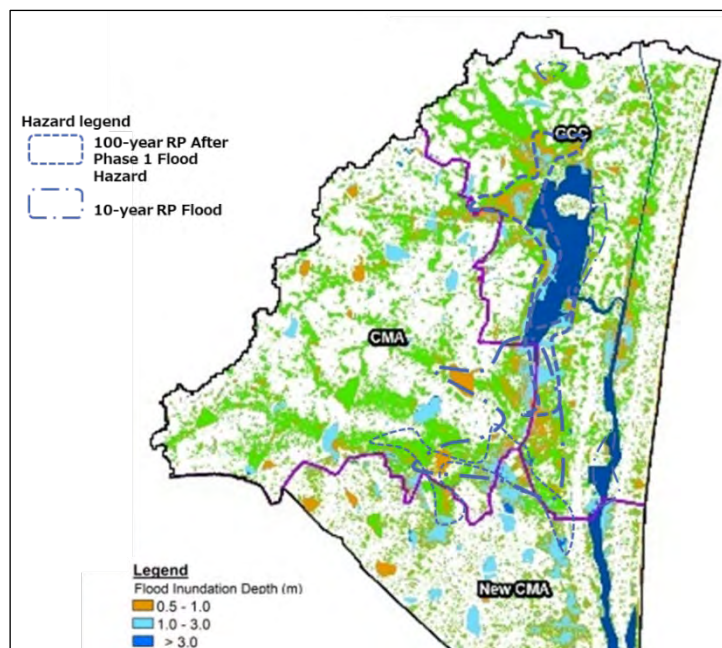


出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-68: Kovalam 流域での洪水残余リスク管理戦略（MP 事業 Phase1 後、拡大図）**

2) 10年確率洪水の氾濫危険区域との比較

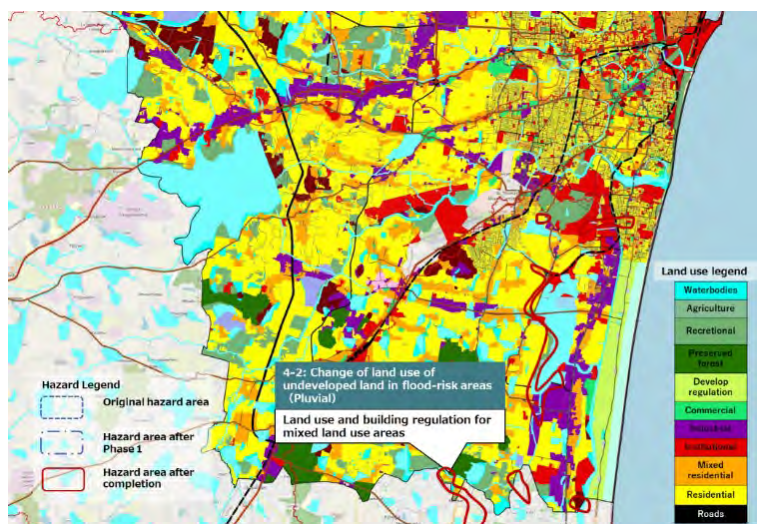
MP 事業 Phase1（10年確率洪水対応）完了後の100年確率洪水の氾濫危険区域（Figure 4-67）と、下図に示す10年確率洪水のMP事業前の氾濫危険区域はPallikaranai 湿地北側でほぼ同じであるが、南側では、10年確率洪水の浸水深が浅い地域が見られる。



出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-69: Kovalam 流域での洪水残余リスク管理戦略 (MP 事業完了後、拡大図)**

前述の、残余リスク管理戦略 4-2 に関し、MP 事業後の氾濫危険区域には、第 2 次 MP 土地利用計画図での住宅・緑地・保存地域を含んでいるため、氾濫許容地区として適切な都市排水対策が取られない個所については、非開発用途への変更の検討を行う。



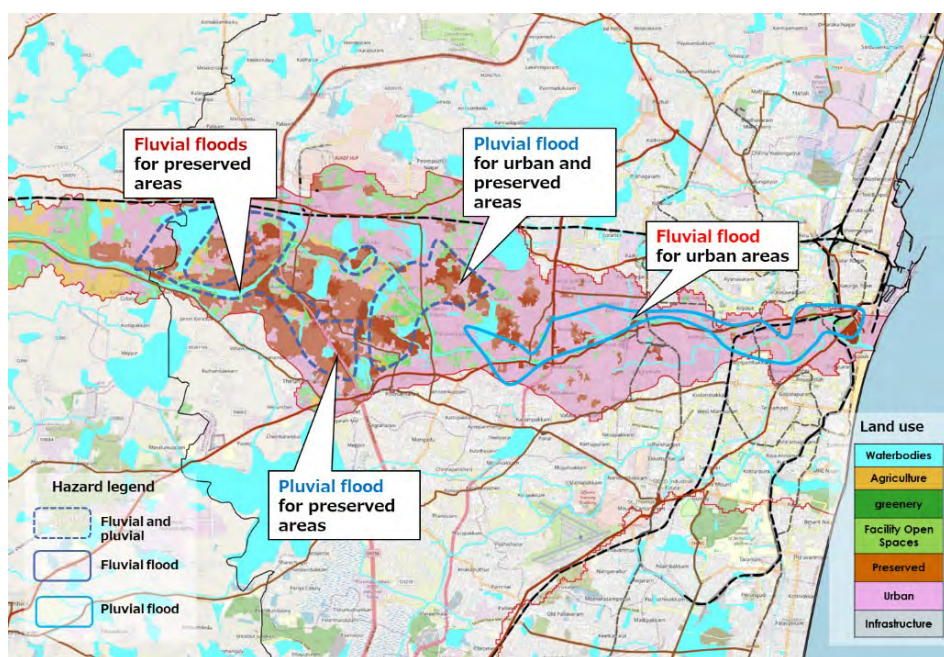
出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-70: Kovalam 流域第 2 次 MP の土地利用計画図の見直し (MP 事業完了後)**

#### 4.5.3 Cooum 川流域の洪水リスク対策

##### 4.5.3.1. 氾濫危険区域内の土地利用と洪水分類

MP 事業実施前の 100 年確率洪水による氾濫危険区域の現況土地利用では、上流・中流は保存地域が主体で部分的に市街地が混在し、今後の土地利用が課題である。中下流はほぼ市街化されており、安全対策と都市施設の再配置等が課題となる。洪水原因は上流域の河川洪水と内水氾濫が混在し、中流から下流は河川に沿った地域での外水氾濫が主原因である。

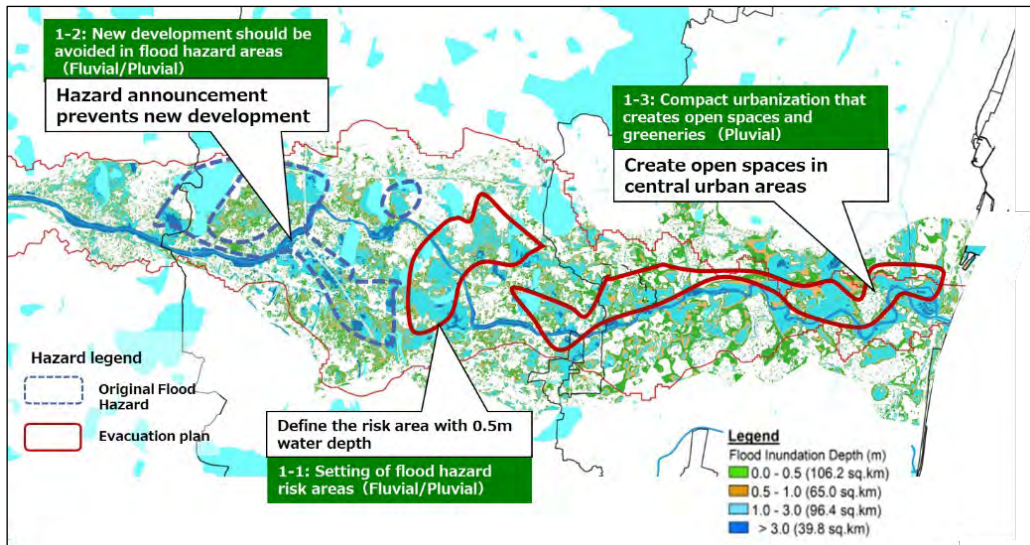


出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-71: Cooum 川流域の氾濫危険区域内の土地利用と洪水分類**

##### 4.5.3.2. 戦略 1:都市計画戦略の適用 (対象リスク:全て)

MP 事業前の 100 年確率洪水の氾濫危険区域に関し、都市計画戦略 1-1 として、氾濫危険区域内の水深 0.5m 以上の区域を安全管理用の洪水ハザードエリアとして設定する。また、都市計画戦略 1-2 として、全域の洪水ハザードエリア内の重要都市施設の配置をなるべく避け、やむを得ず設置する場合は、設置レベルを洪水水位レベルより高くする。



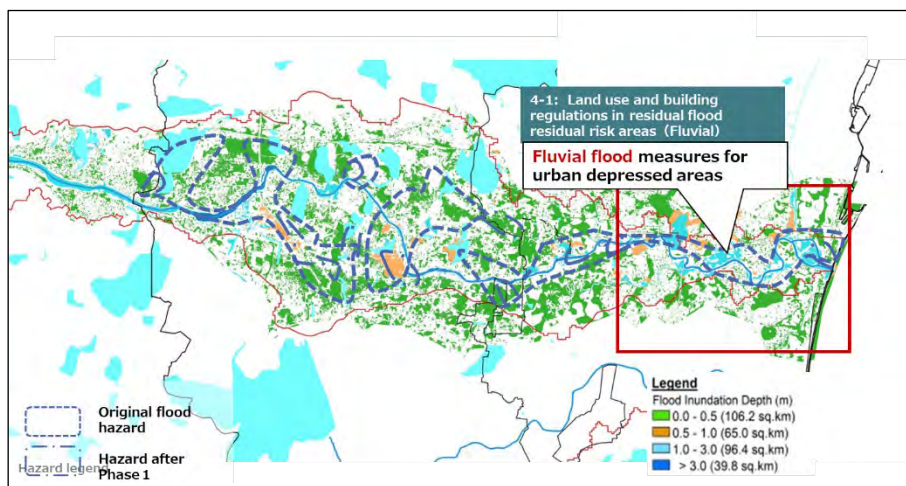
出典：JICA Expert Team

Figure 4-72: Cooum 川流域での都市計画戦略

4.5.3.3. 戦略4：残余リスク管理戦略の適用

1) MP 事業 Phase1 完了後の対策（対象残余リスク②）

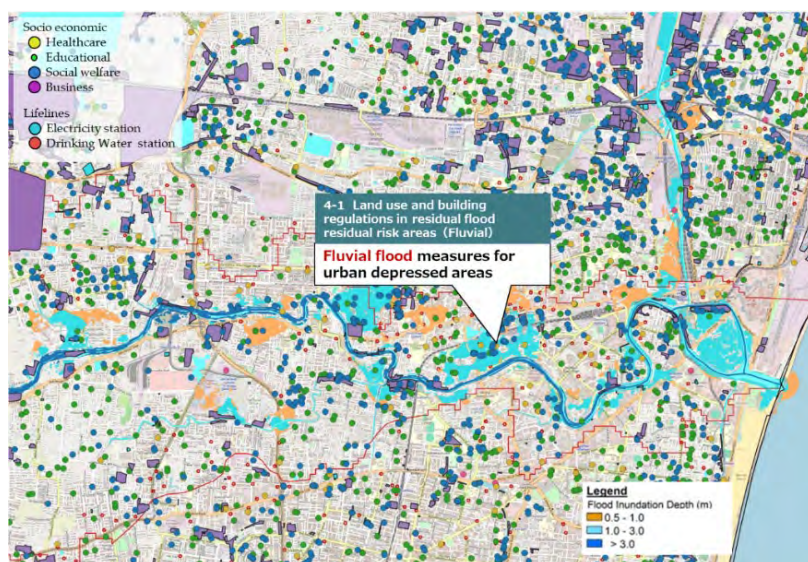
MP 事業の Phase1（10年確率洪水対応）完了後の100年確率洪水の氾濫危険区域については、流域内でほぼ解消され、中下流域の一部で氾濫区域が残るため、残余リスク管理戦略4-1の土地利用・建築規制を適用する。



出典: JICA Expert Team

Figure 4-73: Cooum 川流域での洪水残余リスク管理戦略（MP 事業 Phase1 後）

下図拡大図で示されるように、河川沿いに水深が1mを超える氾濫危険区域が相当幅で残っており、残余リスク管理戦略4-1による土地利用・建築規制を適用する。

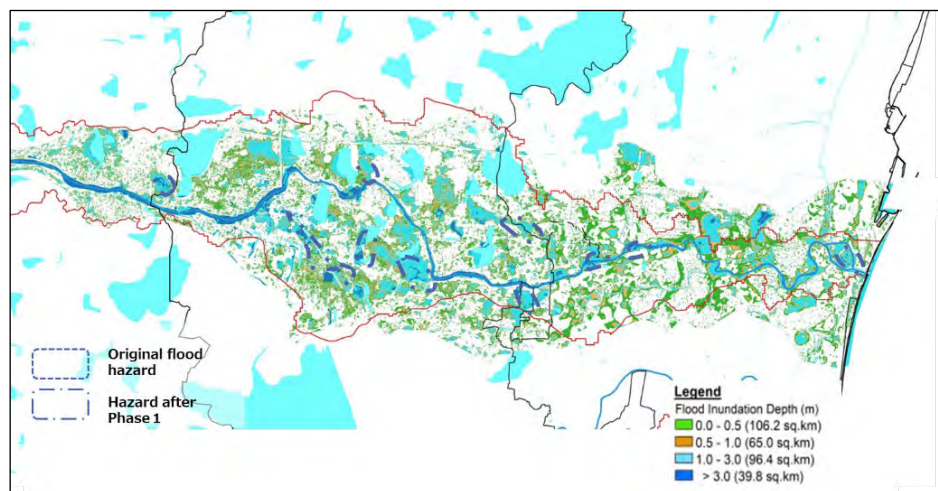


出典: Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

Figure 4-74: Cooum 川流域での洪水残余リスク管理戦略（MP 事業 Phase1 後、拡大図）

2) 10年確率洪水の氾濫危険区域との比較

MP事業 Phase1 (10年確率洪水対応) 完了後の100年確率洪水の氾濫危険区域 (Figure 4-74) と下図の10年確率洪水のMP事業前の氾濫危険区域はほぼ同様の区域となっており、水深もほぼ同様である。

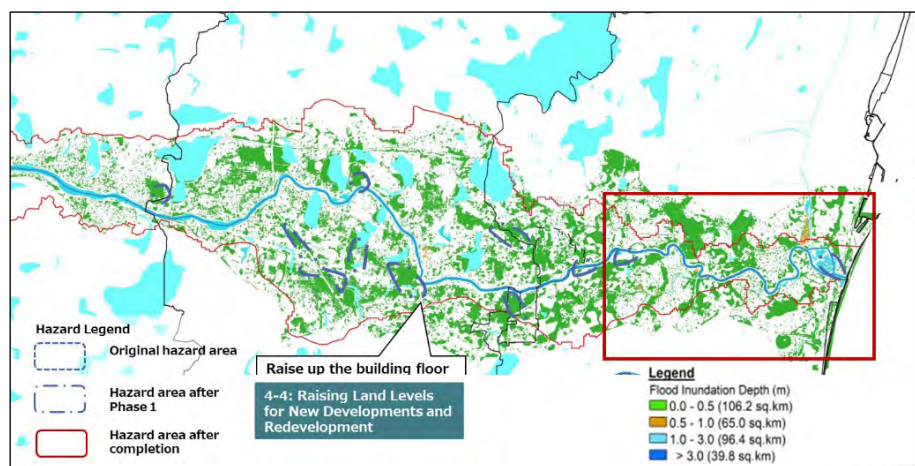


出典: JICA Expert Team

Figure 4-75: Cooum 川流域の10年確率洪水PM事業前の氾濫危険区域

3) MP事業完了後の対策 (対象残余リスク⑤)

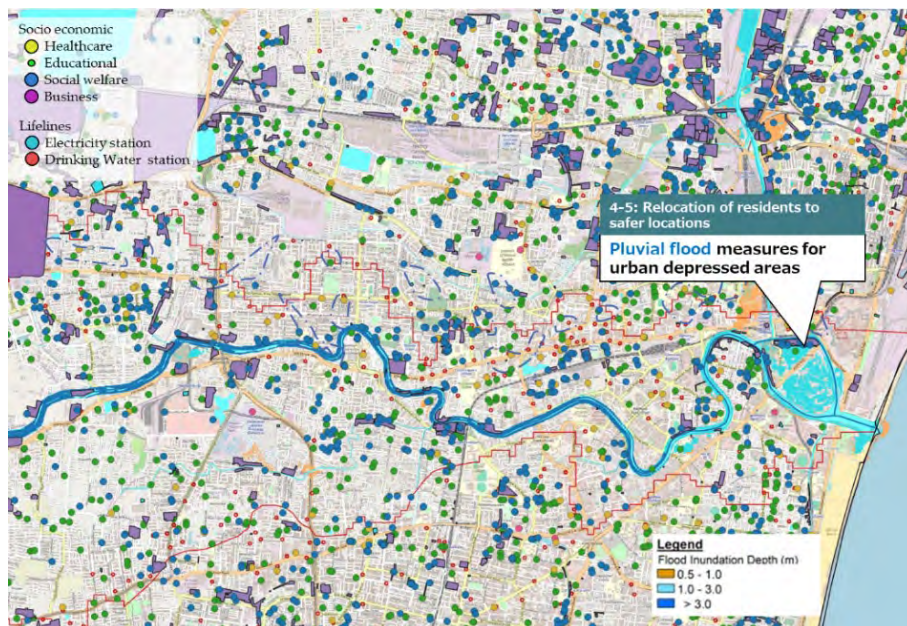
MP事業完了後の100年確率洪水は、ほぼ全域で氾濫危険地域が解消され、最下流のゴルフ場で1m程度の浸水地域が見られるのみであるため、広域の対策は必要としない。



出典: JICA Expert Team

Figure 4-76: Cooum 川流域での洪水残余リスク管理戦略 (MP事業完了後)

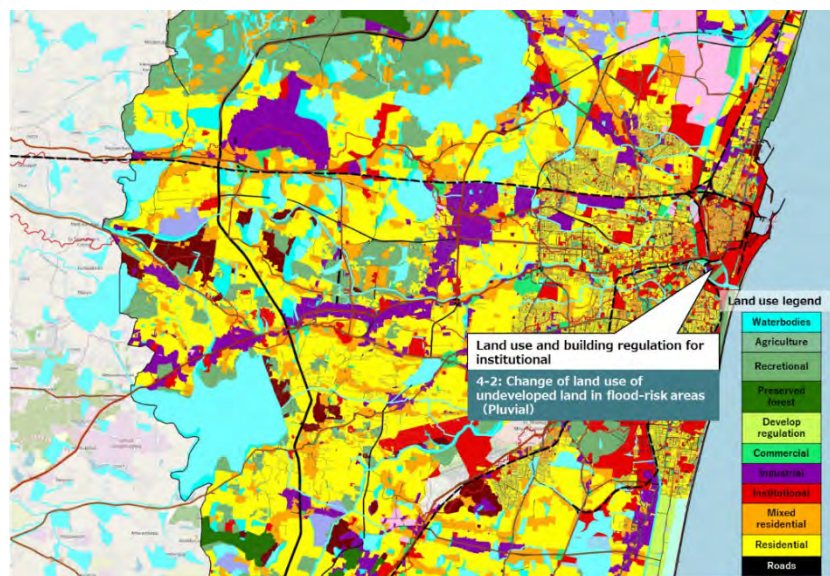
但し、下記拡大図に見られるように、ゴルフ場付近のスラム地区に関し、SWD 対策が困難な場合は、洪水残余リスク戦略 4-5 の集団移転を検討する。



出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

Figure 4-77: Cooum 川流域での洪水残余リスク管理戦略 (MP 事業完了後、拡大図)

前述の、MP 事業後の氾濫危険区域に関し、適切な SWD 対策が取られない場合は、洪水残余リスク戦略 4-2 の非開発用途への変更を検討する必要がある。



出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

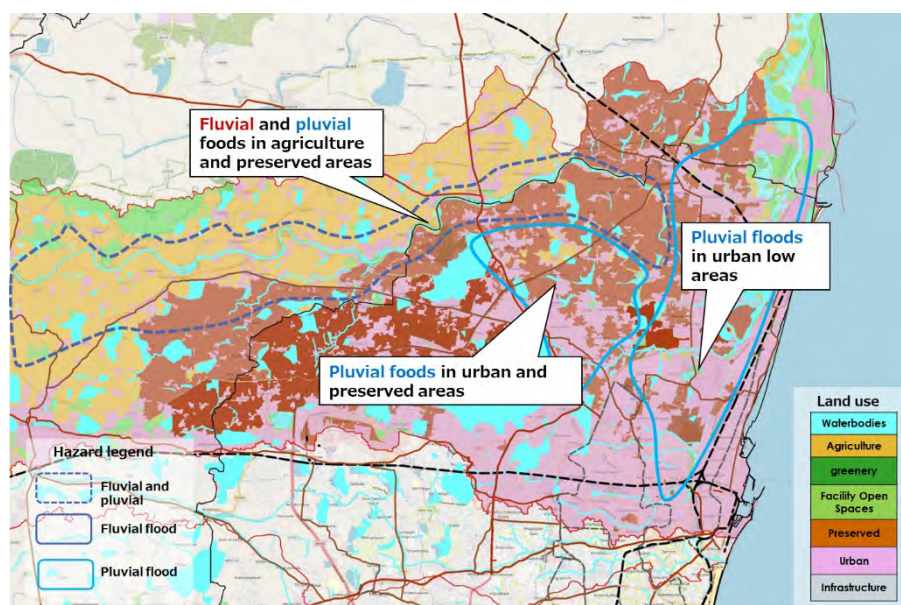
Figure 4-78: Cooum 川流域第 2 次 MP の土地利用計画図の見直し (MP 事業完了後)

#### 4.5.4 Kosasthalaiyar 川流域の洪水リスク対策

##### 4.5.4.1. 氾濫危険区域内の土地利用と洪水分類

MP 対策実施前の 100 年確率洪水による氾濫危険区域は、上流から中流の氾濫危険区域は農地・緑地が多くを占め、今後の土地利用が課題である。下流はほぼ市街化されているため、安全対策と洪水対策と既存都市機能の維持が求められる。

洪水原因は、上流域は河川洪水と都市洪水が混在し、中下流域は河川沿い及び湿地に沿った河川洪水と最下流の Bay of Bengal に近い地域の内水氾濫が主な洪水原因である。

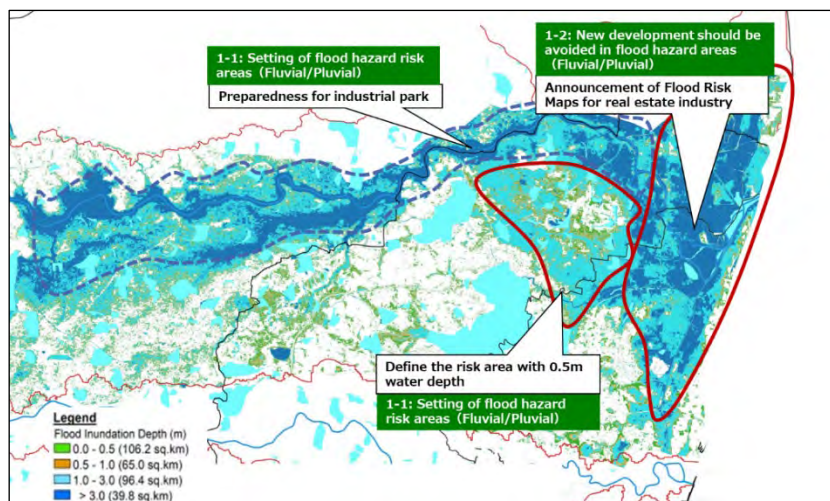


出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-79: Kosasthalaiyar 川流域の氾濫危険区域内の土地利用と洪水分類**

##### 4.5.4.2. 戦略1：都市計画戦略の適用（対象リスク：全て）

MP 事業前の 100 年確率洪水の氾濫危険区域に関し、都市計画戦略 1-1 として、水深 0.5m 以上の区域を安全対策用の洪水ハザードエリアとして設定する。また、都市計画戦略 1-2 として、既存市街地では重要都市施設の配置をなるべく避け、やむを得ず設置する場合は、設置レベルを洪水水位レベルより高くする。



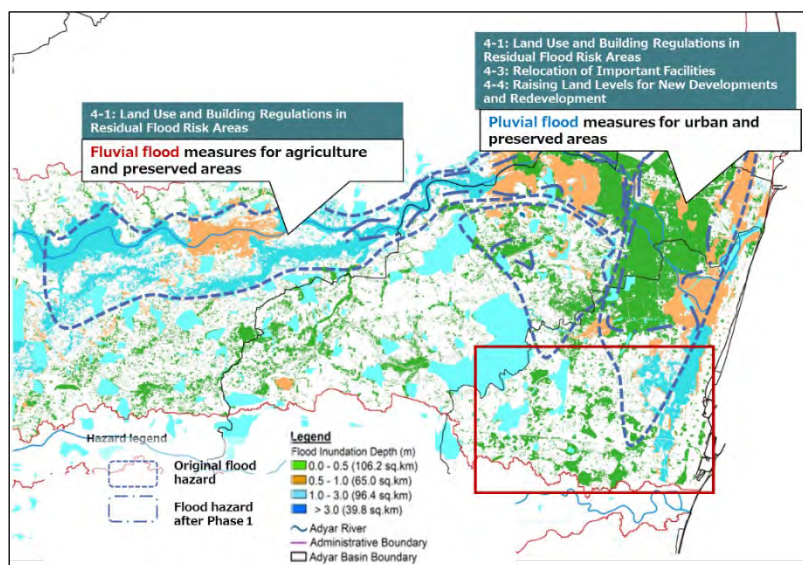
出典: JICA Expert Team

Figure 4-80: Kosasthalaiyar 川流域での都市計画戦略 (MP 事業前)

#### 4.5.4.3. 戦略4：残余リスク管理戦略の適用

##### 1) MP 事業 Phase1 完了後の対策 (対象残余リスク①, ②, ④, ⑤)

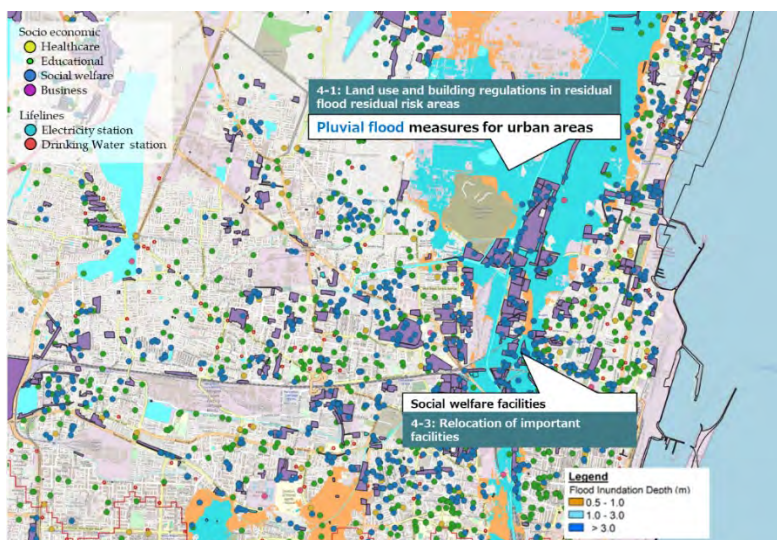
MP 事業の Phase1 (10年確率洪水対応) 完了後の 100年確率洪水の氾濫危険区域については、流域全体に残余リスク管理戦略 4-1 として、水深 1m 以上の区域を土地利用・建築規制区域として設定し、Table 4-18 の土地利用・建築規制を適用する。また、残余リスク管理戦略 4-3 として、下流域の市街地を中心に重要都市施設の建替え時の氾濫危険区域外への移転を検討する。



出典: JICA Expert Team

Figure 4-81: Kosasthalaiyar 川流域での洪水残余リスク管理戦略 (MP 事業 Phase1 後)

下図拡大図で示されるように、下流域では水深が1m以上の氾濫危険区域がかなり残っており、残余リスク戦略4-1による全体的な今後の土地利用・建築規制と共に、残余リスク戦略4-3による、社会福祉施設等の重要都市施設の氾濫危険区域外への移転を検討する。

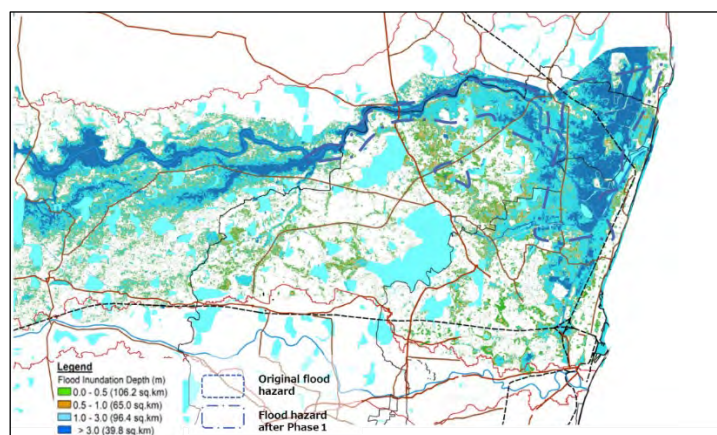


出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-82: Kosasthalaiyar 川流域での洪水残余リスク管理戦略（MP 事業 Phase1 後、拡大図）**

2) 10年確率洪水の氾濫危険区域との比較

MP 事業 Phase1（10年確率洪水対応）完了後の100年確率洪水の氾濫危険区域（Figure 4-81 および Figure 4-83）と下図に示す10年確率洪水のMP 事業前の氾濫危険区域はほぼ同様な区域であり、10年確率洪水水深は0.3m以下が多い。

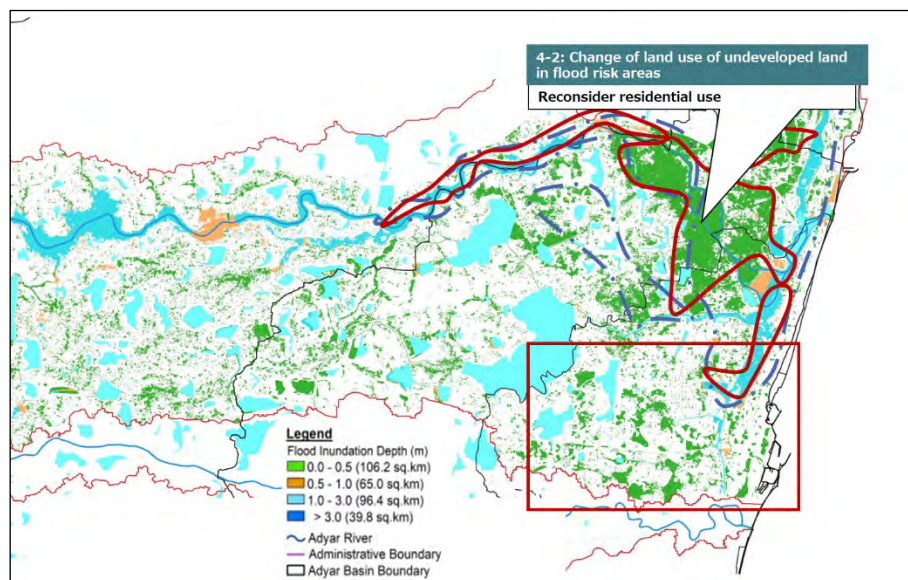


出典:JICA Expert Team

**Figure 4-83: Kosasthalaiyar 川流域の10年確率洪水 PM 事業前の氾濫危険区域**

3) MP 事業完了後の対策（対象残余リスク③, ⑤）

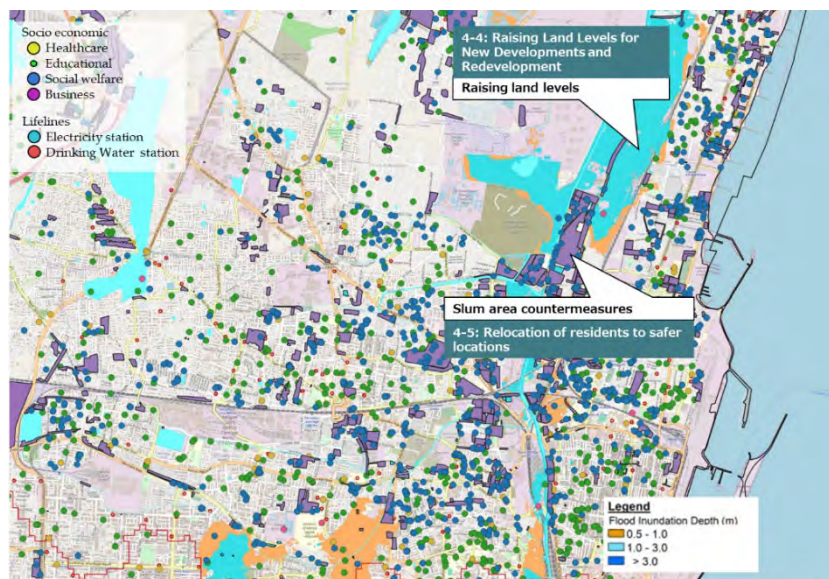
以下の図に見られる MP の事業完了後の 100 年確率洪水の氾濫危険区域は、SWD を要因とする内水氾濫に起因するものであり、TNWRD と GCC は都市排水対策を MP の進捗状況に合わせて進める必要がある。想定水深は 1m 以下であるが、SWD 対策が困難な場合は、引き続き残余リスク戦略 4-2 による土地利用・建築規制を適用する。



出典: JICA Expert Team

Figure 4-84: Kosasthalaiyar 川流域での洪水残余リスク管理戦略（MP 事業完了後）

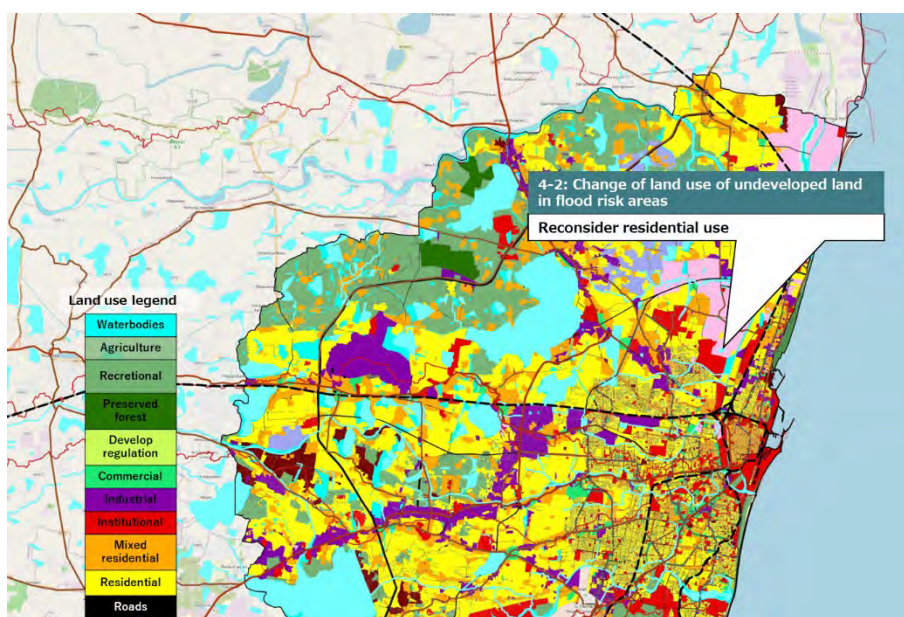
下記拡大図に見られるように、下流域で水深 1m 程度の氾濫危険区域が SWD 整備により解消されない場合は、残余リスク管理戦略 4-4 として土地の嵩上げを検討し、残余リスク管理戦略 4-5 として、スラム地区の Rehabilitation プログラムによる集団移転の優先順位を上げる等の対策を検討する。



出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-85: Kosasthalaiyar 川流域での洪水残余リスク管理戦略（MP 事業完了後、拡大図）**

MP 事業後の氾濫危険区域は、既に市街化されているが、今後 SWD 対策が取られない箇所については、残余リスク管理戦略 4-2 として非開発用途への変更を検討する必要がある。



出典:Open Street Map を基に JICA Expert Team 作成

**Figure 4-86: Kosasthalaiyar 川流域第 2 次 MP の土地利用計画図見直し（MP 事業完了後）**

## 4.6 結論と提言

### 4.6.1 調査結果概要

本MP策定に関し、都市計画の視点での調査結果概要は以下である。

- ✓ 第2次MPで郊外への都市のスプロール化による都心部の混雑解消を目指したが、流域での緑地・農地の保全や雨水調整池の整備などの雨水流出抑制対策が取られなかった。
- ✓ 土地利用の変遷を検討した結果、農地・緑地の減少により各流域内の流出係数が増大し、河川・都市排水への雨水流入のピーク流量が増大したことが、小規模流域の都市洪水の要因の一つと考えられる。
- ✓ 第3次MPでは、科学的手法による洪水ハザードとリスクアセスメント結果を基に対策を検討した。河川・都市排水の構造物対策を推進すると同時に、都市計画では氾濫危険区域の開発を規制し、流域の流出係数を増大させない土地利用と雨水貯留機能の整備が重要である。
- ✓ 現状の氾濫危険区域に関しては、構造物対策を進めるだけでなく、20年先の長期的な対策の進捗度合いを勘案し、都市計画での残余リスク対策を取ることで、計画的な洪水リスクの低減が可能である。

### 4.6.2 施策と計画への提言

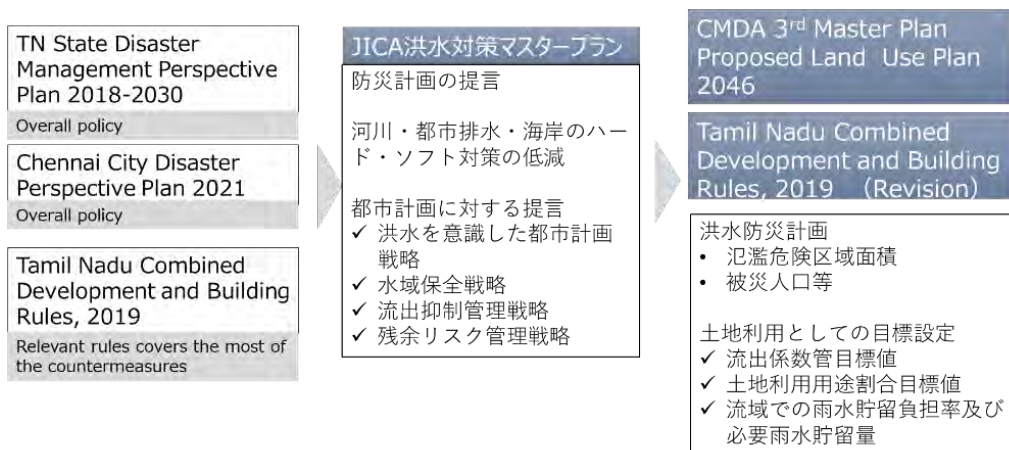
都市計画上の洪水対策への戦略として、都市計画戦略、水域保全戦略、雨水流出抑制戦略、残余リスク管理戦略の4戦略とそれらを推進するための技術的なガイドラインを提案した。これらの戦略・ガイドラインを第3次MPの都市開発及び土地利用方針に盛り込み、TNCBDRの当該項目を補強し、着実に開発許可行政や建築許可行政に反映していくことが重要である。

#### 4.6.2.1. チェンナイ第3次都市開発MPでの戦略・ガイドラインの施行への法制化

本洪水対策MPの対策を実施するためには、河川対策・都市雨水対策と連携した洪水管理の目標値の設定を行った上で、緑地・農地の雨水浸透機能を考慮した土地利用、土地利用規制による雨水貯留機能の確保、残余リスク管理として氾濫危険区域への土地利用・建築規制等の対策が必要となる。特に雨水貯留機能に関しては、法的な枠組みの中で有効な施策を確実に実行する必要がある。

#### 4.6.2.2. チェンナイでの開発規制と建築規制

戦略やガイドラインは、第3次MPおよび、政府の公的規制や勧告によって実施される。第2次MPの開発規制はTNCBDRに統合されているため、将来の開発や既存建物の改良に関する規制や勧告の手続きは、対象地域を指定しTNCBDRを改定するか付則に反映される等の検討が必要である。



出典：JICA Expert Team

Figure 4-87: チェンナイにおける都市計画及び土地利用・建築規制への適用枠組

#### 4.6.3 Tamil Nadu 州総合開発建築規則への提案

以下の表で、都市計画の4つの洪水対策戦略について、現行の TNCBDR の該当する条項に照らし合わせ、提案した戦略に適用できる条項改正の素案を赤字で提案する。

Table 4-20: MP での都市計画戦略と TNCBDR 関連条項への適応表

本 MP 提案	TN 州 開発および建築規則
<p>都市計画戦略 1-1： 氾濫危険区域の指定</p> <p>1-2： 重要施設は氾濫危険区域を避けるか建築規制を行う</p>	<p><b>9. 検査内容、付録 XVII 開発禁止または制限区域：</b></p> <p>(11) 帯水層涵養地域</p> <p>(12) 集水域 (CMA のみ)</p> <p>(13) Pallikaranai 湿原地域 (CMA のみ)</p> <p>✓ 戦略 1-1： 対象地：新 CMA 内の 100 年確率洪水またはそれ以上の過去最大洪水による氾濫危険区域。水深 0.5m 以上のエリアを氾濫危険区域として指定し、洪水ハザードマップを公表する。</p> <p>✓ 戦略 1-2： 対象地：新 CMA 内の 100 年確率洪水またはそれ以上の過去最大洪水による氾濫危険区域。重要公共施設 (軍、産業施設、病院、ライフライン、駅、商業施設等) をなるべく設置しない。</p>
<p>水域保全戦略 2-1： 自然水域・水系の保全</p>	<p><b>27. 土地利用の承認要件</b></p> <p>(1) 建物の所在地</p> <p>建物を建設、再建、または変更または増築するすべての人は、敷地がタンク、貯水池、水路、河川、淡水路または井戸から 15 メートル以内にあるときはいつでも、建物の排水がタンク、貯水池、水路、河川、淡水路または井戸に流れ込むことによる汚染または危険を防止する目的で、必要な措置または行政当局が指示する措置を講じなければなりません。その他の有効な規則がある。</p> <p>✓ 戦略 2-1： 対象地：新 CMA 内水域・水系</p>

本 MP 提案	TN 州 開発および建築規則
	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ Adya、 Kovalam、 Kosasthalaiyar の主要 3 河川は現況河岸の両側に 15-30m の将来の河道拡幅・管理用地を設け、土地利用計画図に提示して保全する。</li> <li>・ 3 河川以外の運河、水路について断面構造と流量に応じて、水路堤の両側に 1~15m 将来の河道拡幅・管理用地を設け、土地利用計画図に提示して保全する。</li> <li>・ 湖沼に関しては、地形・管理道路・土手等の工作物により将来の貯留能力向上のための用地の境界を明示して保全する。</li> </ul>
<p>残余リスク管理戦略 4-1：氾濫危険区域の土地利用・建築規制</p>	<p><b>30. 特殊地域</b></p> <p>(1) <b>建築密集地域 (CBA : Continuous Building Area)</b> 承認されたマスタープランまたは詳細開発計画で区切られた連続建築エリア内の区画または敷地、または都市および国土計画局または政府の承認を得て地方自治体が CBA として宣言するその他のエリアでは、側面セットバックのない建物が許可されます。ただし、承認されたレイアウトエリアでは、連続タイプの建物として分類された区画でのみ許可される。</p> <p>(5) <b>公共交通指向型開発地域 ( i )</b> 州内の公共交通に配慮した活動を奨励し、大量高速輸送システムの高密度化を可能にするために、政府は、必要に応じて、割引料金によるプレミアム FSI を含む規制を随時定めることができる。</p> <p>(ii) メトロ鉄道回廊の場合、既存物件および計画物件が回廊の中心線から 500 メートル以内の距離にある場合、プレミアム FSI は通常のプレミアム FSI 料金の 50% で請求される。</p> <p>(6) <b>自然災害が発生しやすい地域</b></p> <p>(1) 地震による被害リスクが中程度から非常に高い地域、サイクロンによる被害が中程度から非常に高い地域、大規模な洪水や浸水が発生する地域、地滑りが発生しやすい地域、津波が発生しやすい地域、またはこれらの災害の 1 つ以上が発生する可能性のある地域は、自然災害多発地域として宣言されている。</p> <p>政府により随時通知される。これらの地域での構造設計および建築工事の側面は、災害が発生しやすい地域に関する本規則に含まれる特別規定を考慮に入れなければならない。</p> <p style="text-align: center;">✓ 戦略 4-1:</p> <p style="text-align: center;">対象地：CMA 内。MP 事業 Phase1 (10 年確率洪水対応) 後の 100 年確率降雨時の氾濫危険区域。</p> <p>水深 1m 以上の区域に、表 4 18 の土地利用規制を適用する</p>
<p>残余リスク管理戦略 4-1：氾濫危険区域の土地利用・建築規制</p>	<p><b>33. ゾーニング規制</b> 付録-XVIII</p> <p style="text-align: center;">✓ 戦略 4-1:</p> <p><b>同上</b></p>
	<p><b>41. 特定の開発地域におけるコミュニティ・レクリエーション目的の土地の確保</b></p> <p>1) 公園や遊び場などのコミュニティ・レクリエーション目的の土地の確保は、地上レベルで以下に行うものとする。</p> <p>(b) 3,000 平方メートルから 10,000 平方メートルの間：道路を除いた面積の 10%、または、登録部門の評価に従って、最初の 3000 平方メートルを除いた同等の土地のガイドライン価格を支払うものとする。</p> <p>(c) 10,000 平方メートルを超える場合：道路を除く面積の 10 パーセント、面積比 1:5 で、留保される面積は 500 平方メートル以上とし、この空間は贈与証書を通じて、無償で指定の地方自治体に譲渡されるものとする。</p>

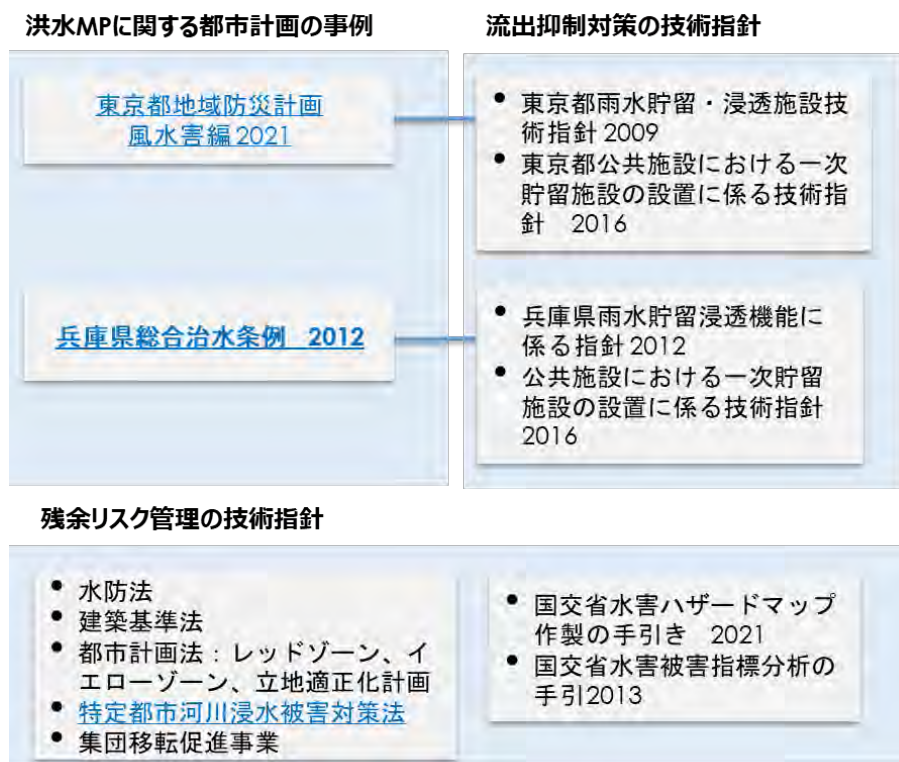
本 MP 提案	TN 州 開発および建築規則
<p>雨水流出抑制戦略 3-4：敷地内の緑化、屋上緑化、雨水利用等</p>	<p>✓ 戦略 3-4： 対象地：CMA 内。 1,000m<sup>2</sup>以上の敷地の建築には敷地の空地および平らな屋上空地の2割の緑化を義務付ける。5,000m<sup>2</sup>以上の建築は25%とする。 個人の雨水利用に関する補助金を支給。</p>
<p>都市計画戦略 1-1： 氾濫危険区域の指定 残余リスク管理戦略 4-1：氾濫危険区域の土地利用・建築規制</p>	<p><b>51. 構造上の安全性</b> (8) 自然災害発生地域における防護措置 自然災害が発生しやすい地域では、避けられない構造物、建物、設備については、付録 XII で推奨されている保護措置を講じて適切に保護する必要がある。 (6) 洪水から地域を守るためには、以下の措置のうち1つ以上が必要となる場合がある。 (a) 敷地を高洪水位より高くする。 (b) 敷地内から水を効果的に排水するための排水路の建設または改良。 (c) 洗掘深度より下の深い基礎の上、または水中に十分な深さの基礎を持つ支柱の上に建物や構造物を建設すること。</p> <p><b>2. 台風・洪水・津波被害からの保護</b> (6) 洪水から地域を保護するためには、以下の措置のうち1つ以上が必要となる場合がある。 (a) 敷地を高洪水位より高くする。 (b) 敷地内から水を効果的に排水するための排水路の建設または改良。 (c) 洗掘深度より下の深い基礎の上、または水中に十分な深さの基礎を持つ支柱の上に建物や構造物を建設すること。</p>
<p>水域保全戦略 2-1： 自然水域・水系の保全</p> <p>雨水流出抑制戦略 3-2：新規開発における雨水貯留施設設置の義務化</p>	<p><b>55. 雨水排水</b> 敷地の雨水の100%を収集して地下水位を涵養するように設計されなければならない。敷地内の雨水収集施設の設計要素には、土壌の種類とその吸収能力、地盤の傾斜、設計期間中の降雨の強度と継続時間などが含まれる。 (2) 敷地内を通過する水路、運河、ナラなどの既存の自然または人工の排水システムは閉鎖されてはならない。敷地内で排水システムを再配置して敷地の利用可能性を最適化する場合、その収容能力または流速が低下して上流および下流の敷地に影響を及ぼさないよう十分な注意を払うものとし、そのような再配置は地方自治体の執行機関の事前の承認を得た場合のみ行われるものとする。</p> <p>✓ 戦略 2-1： 対象地：新 CMA 内水域・水系 ・ Adya、Kovalam、Kosasthalaiyar の主要 3 河川は現況河岸の両側に 15-30m の将来の河道拡幅・管理用地を設け、土地利用計画図に提示して保全する。 ・ 3 河川以外の運河、水路について断面構造と流量に応じて、水路堤の両側に 1~15m 将来の河道拡幅・管理用地を設け、土地利用計画図に提示して保全する。 ・ 湖沼に関しては、地形・管理道路・土手等の工作物により将来の貯留能力向上のための用地の境界を明示して保全する。</p> <p>✓ 戦略 3-2： 対象地：CMA 内。 1,000 m<sup>2</sup>以上の敷地の開発には地上または地下構造物の雨水貯留施設を設ける。</p>

#### 4.6.4 日本の知見

本調査では、国土交通省の技術資料をはじめとする以下の表に示す、地域の治水計画及び

技術指針の都市計画に関する事項を参照・引用している。それらの内、3つの流域洪水対策計画の概要を紹介する。

#### 4.6.4.1. 引用した日本の知見



出典：JICA Expert Team

Figure 4-88: 洪水対策に関する日本の都市計画施策及びガイドライン

#### 4.6.4.2. 流域治水対策事例

##### 1) 特定都市河川浸水被害対策法

2003年から全国を対象に施行されている特定都市河川浸水被害対策法では、流出抑制のためのオープンスペースが限られている都市化された特定の地域は浸水被害防止区域に指定され、自治体は流出抑制と残余リスク抑制の両方の目的で土地利用制限を課すことができる。

Background

Due to climate change, rainfall amount will be 1.1 times, and floods occur twice as much

Designated river basins

The urbanized and natural restricted conditioned river basins

Goals

- All stakeholders get together
- Strengthen rainwater detention and permeate function
- Land uses regulation for the flood-prone areas



出典：兵庫県の資料に基づき JICA Expert Team 作成

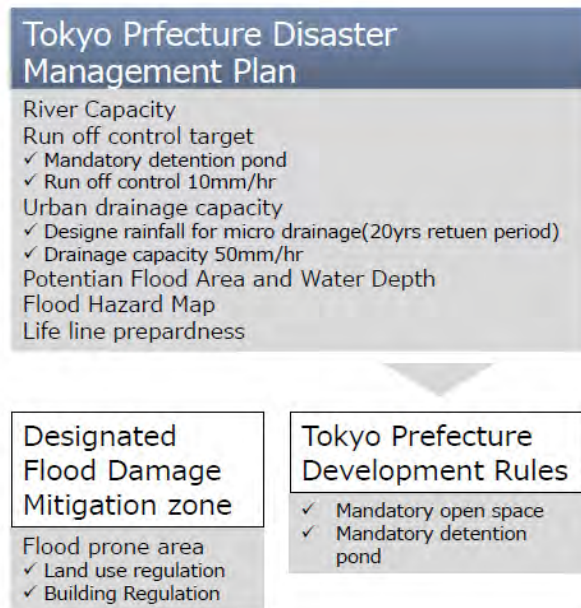
Figure 4-89: 日本の特定都市河川浸水被害対策法

当該法は以下の内容をカバーしており、法律、それに基づく規制、洪水対策マスタープランの構成は、チェンナイにおける実施体制の参考となる。

- ・ 流域全体の治水計画と組織：利水ダム予備放流、降雨量の設定、水門の制御
- ・ 洪水防止：雨水貯留ゾーンの指定、都市緑地の保全、民間の雨水貯留池に対する財政支援
- ・ 洪水被害の軽減：浸水被害防止区域の指定、土地利用と建築規制、防災のための集団移転
- ・ 準備、復旧、復興：都市小河川のハザードマップ、避難計画／設備、浚渫

2) 東京都地域防災計画 風水害編

東京都の洪水対策実施体制としては、水害対策の目標と戦略を記した「東京都地域防災計画」があり、土地利用の許認可は「東京都地域開発規則」で定められている。都市計画の役割としては、域内の小河川の流域について、目標とする降雨量に対するリスク管理目標、各流域での雨水貯留量、新規開発に対する雨水貯留施設の基準が決まられている。



出典：JICA Expert Team

Figure 4-90: 東京の洪水対策の実施体制



出典：東京都

Figure 4-91: 東京都都市洪水・SWD 対策取組か所

3) 兵庫県総合治水条例

近年の集中豪雨や気候変動に備え、河川・下水といった従来の治水対策に加え、流域で雨水を貯め、もしくは地下へ浸透させて流出を抑える流域対策、浸水災害が発生しても被害を抑える減災対策を組合わせた総合治水を推進する自治体の条例である。都市計画に関連す

る流域対策として調整池の設置、土地の雨水貯留浸透機能、遊水機能、森林の整備などが規定されている。

**Table 4-21: 兵庫県総合治水条例の構成**

第1章 総則	
第2章 地域総合治水推進計画	
第3章 河川下水道対策	
第4章 流域対策	
・ 調整池の設置と保全	
・ 土地等の雨水貯留浸透機能	
・ 貯留施設の雨水貯留容量の確保	都市計画関連項目
・ ポンプ施設との調整	
・ 遊水機能の維持	
・ 森林の整備及び保全	
第5章 減災対策	
・ 浸水に対する情報	
・ 浸水による被害の軽減のための体制の整備	
・ 建築物の滞水機能	
・ 浸水による被害からの早期の生活の再建	

出典：兵庫県

## 4.7 付録

### 4.7.1 土地利用の違いによる流域内の平均流出係数計算表を示す

**Table 4-22: 2006年時点のCMA内の平均流出係数計算表**

Land Use	Area(km <sup>2</sup> )	R/R Ratio	Area X R/R Ratio(km <sup>2</sup> )
Residential	229	0.9	206
Commercial	39	0.9	35
Industrial	66	0.9	59
Institutional	31	0.9	28
Open Space	2	0.2	0
Agricultural	125	0.4	50
Non-Urban	24	0.4	10
Others (Vacant,Forest,Hills,Low lying,Water bodies etc.,)	565	0.3	170
Total	1,081	-	558
Average R/R Ratio	-	<b>0.52</b>	-

出典: JICA Expert Team

**Table 4-23: 2026年の将来土地利用計画図によるCMA内の平均流出係数計算表**

Land Use	Area(km <sup>2</sup> )	R/R Ratio	Area X R/R Ratio(km <sup>2</sup> )
Primary Residential	321	0.9	289
Mixed Residential	135	0.9	122
Commercial	8	0.9	7
Institutional	39	0.9	35
Industrial	73	0.9	66
Special & Hazardous Industrial	34	0.9	31
Open Space	4	0.2	1
Agricultural	73	0.4	29
Non-Urban	23	0.4	9
Urbanizable	21	0.9	19
Others (Road,Vacant,Water bodies,Forest)	281	1.0	281
Total	1,012	-	888
Average R/R Ratio	-	<b>0.88</b>	-

出典: JICA Expert Team

**Table 4-24: 2023年時点の現状土地利用による平均流出係数計算表**

Land Use	Area(km <sup>2</sup> )	R/R Ratio	Area X R/R Ratio(km <sup>2</sup> )
Primary Residential	653	0.9	588
Mixed Residential			
Commercial			
Institutional			
Industrial			
Special & Hazardous Industrial			
Open Space	91	0.2	18
Agricultural	35	0.4	14
Non-Urban	302	0.4	121
Others (Road, Vacant, Water bodies, Forest)	108	1.0	108
Total	1,189	-	849
Average R/R Ratio	-	<b>0.71</b>	-

出典: JICA Expert Team

4.7.2 平均流出係数管理のための土地利用計画面積比率の検討

**Table 4-25: 2024年時点の土地利用面積比率による雨水流出係数**

土地利用	面積 (km <sup>2</sup> )	流出係数	流出面積比 (面積 x 流出係数) (km <sup>2</sup> )	面積比率
Urban usage	653	0.9	588	54.9%
Open Space	91	0.2	18	7.7%
Agricultural, Non urban	337	0.4	135	28.3%
Others	108	1.0	108	9.1%
Total	1,189	-	849	100.0%
平均流出係数	-	<b>0.71</b>	-	-

出典: JICA Expert Team

**Table 4-26: 第2次 MP2026年の土地利用面積比率による雨水流出係数**

土地利用	面積 (km <sup>2</sup> )	流出係数	流出面積比 (面積 x 流出係数え) (km <sup>2</sup> )	面積比率
Urban usage (+200)	631	0.9	568	62.4%
Open Space	4	0.2	1	0.4%
Agricultural, Non urban (-200)	96	0.4	38	9.5%
Others	281	1.0	281	27.8%
Total	1,012	-	888	100.0%
平均流出係数	-	<b>0.88</b>	-	-

出典: JICA Expert Team

**Table 4-27: 雨水流出係数が 0.8 となる将来の土地利用面積比率の例**

土地利用	面積 (km <sup>2</sup> )	流出係数	流出面積比 (面積 x 流出 係数) (km <sup>2</sup> )	面積比率
Urban usage (+200)	803	0.9	723	67.5%
Open Space	91	0.2	18	7.7%
Agricultural, Non urban (-200)	137	0.4	55	11.5%
Others	158	1.0	158	13.3%
Total	1,189	-	954	100.0%
平均流出係数	-	<b>0.80</b>	-	-

出典: JICA Expert Team

4.7.3 雨水貯留可能容量の試算

Table 4-28: Adyar 川流域 (CMA 内) の雨水貯留可能容量試算

流出抑制戦略	Adyar 川流域対象面積	貯留場所	対象面積 (km <sup>2</sup> ) (農地、市街地、緑地等)	対象面積当たりの貯留可能面積率 (%)	有効面積 (km <sup>2</sup> )	貯留可能水深(m)	貯留可能容量 (百万 m <sup>3</sup> )
2-1	農地	畑地の土手の内側	21.0	10.0	2.1	0.1	0.2
2-2	開発行為に伴う調整池	敷地内の地表面貯留または地下貯留		-		-	0.1
2-3	集合住宅(市街地の5%)	棟間空地、駐車場	8.9	37.0	3.3	0.3	1.0
2-3	小中高等学校(2ha x 校数の10%)	屋外運動場	1.8	39.0	0.7	0.3	0.2
2-3	公園(緑地)x10%	広場	3.7	40.0	1.5	0.3	0.4
	計	-	-	-	-	-	1.9

出典: JICA Expert Team

Table 4-29: Kovalam 流域 (CMA 内) の雨水貯留可能量試算

流出抑制戦略	Kovalam 流域対象面積	貯留場所	対象面積 (km <sup>2</sup> ) (農地、市街地、緑地等)	対象面積当たりの貯留可能面積率 (%)	有効面積 (km <sup>2</sup> )	貯留可能水深(m)	貯留可能容量 (百万 m <sup>3</sup> )
2-1	農地	畑地の土手の内側	2.0	10.0	0.2	0.1	0.0
2-2	開発行為に伴う調整池	敷地内の地表面貯留または地下貯留		-		-	0.1
2-3	集合住宅 (市街地の5%)	棟間空地、駐車場	7.3	37.0	2.7	0.3	0.8
2-3	小中高等学校 (2ha x 校数の10%)	屋外運動場	1.0	39.0	0.4	0.3	0.1
2-3	公園 (緑地) x10%	広場	2.2	40.0	0.9	0.3	0.3
	計	-	-	-	-	-	1.3

出典: JICA Expert Team

**Table 4-30: Cooum 川流域 (CMA 内) の雨水貯留可能量試算**

流出抑制戦略	Cooum 川流域対象面積	貯留場所	対象面積 (km <sup>2</sup> ) (農地、市街地、緑地等)	対象面積当たりの貯留可能面積率 (%)	有効面積 (km <sup>2</sup> )	貯留可能水深 (m)	貯留可能容量 (百万 m <sup>3</sup> )
2-1	農地	畑地の土手の内側	2.0	10.0	0.2	0.1	0.0
2-2	開発行為に伴う調整池	敷地内の地表面貯留または地下貯留		-		-	0.1
2-3	集合住宅(市街地の5%)	棟間空地、駐車場	5.3	37.0	2.0	0.3	0.6
2-3	小中高等学校(2ha x 校数の10%)	屋外運動場	1.1	39.0	0.4	0.3	0.1
2-3	公園(緑地) x10%	広場	1.9	40.0	0.8	0.3	0.2
	計	-	-	-	-	-	1.0

出典: JICA Expert Team

**Table 4-31: Kosasthalaiyar 川流域 (CMA 内) の雨水貯留可能量試算**

流出抑制戦略	Kosasthalaiyar 川流域対象面積	貯留場所	対象面積 (km <sup>2</sup> ) (農地、市街地、緑地等)	対象面積当たりの貯留可能面積率 (%)	有効面積 (km <sup>2</sup> )	貯留可能水深 (m)	貯留可能容量 (百万 m <sup>3</sup> )
2-1	農地	畑地の土手の内側	10.0	10.0	1.0	0.1	0.1
2-2	開発行為に伴う調整池	敷地内の地表面貯留または地下貯留		-		-	0.1
2-3	集合住宅(市街地の5%)	棟間空地、駐車場	11.2	37.0	4.1	0.3	1.2
2-3	小中高等学校(2ha x 校数の10%)	屋外運動場	2.5	39.0	1.0	0.3	0.3
2-3	公園(緑地) x10%	広場	1.3	40.0	0.5	0.3	0.2
	計	-	-	-	-	-	1.9

出典: JICA Expert Team

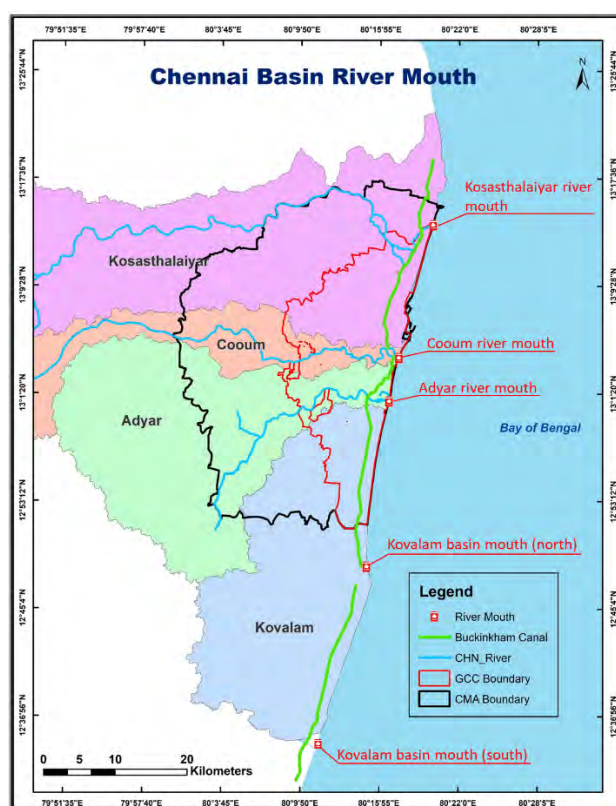
## 5章 沿岸・河口対策

### 5.1 はじめに

対象海岸である、チェンナイ市の沿岸域は、東側にインド洋に面した長大な砂浜海岸である。海岸線の方向は概ね南北方向となっており、一番北に Kosasthalaiyar 川河口、チェンナイ港を挟んで、その南側に Cooum 川河口、Adyar 川河口が位置しており、一番南側の Muttukadu の Buckingham Canal (North) の河口が存在する。

海岸部の沿岸漂砂の卓越方向は概ね北向となっており、河口部には河口砂州が発達し、しばしば河口閉塞問題が生じている。沿岸の漂砂供給源としては、チェンナイ市沿岸近傍には海蝕崖などはないことから、河川から供給される土砂であると考えられる。また、沿岸漂砂の移動を阻害する構造物としては、最も大きなものはチェンナイ港であり、その他、漁港や突堤、各河口には既設導流堤が存在する。

本章では、チェンナイ沿岸域と河口の現状を分析し、洪水対策に資する河口閉塞対策について検討する。Figure 5-1 に対象沿岸・河川の位置図を示す。



出典: JICA Expert Team

Figure 5-1: 対象河川・河口及び周辺海岸

## 5.2 既存の海岸管理のレビュー

本項では、チェンナイ市の河川洪水調節に重大な影響を及ぼす河口および各河川・流域河口周辺の海岸の管理状況について検討する。

### 5.2.1 沿岸域管理計画 (CZMP)

インド政府は、沿岸環境を保護し、沿岸地域の開発活動を規制するために、2011年に沿岸規制区域通知を発行している。この通知により、沿岸地域は以下4つのゾーンに分類され、持続可能な開発を促進することと定められている。

- CRZ-I (ecologically sensitive)
- CRZ-II (built-up area)
- CRZ-III (Rural area)
- CRZ-IV (water area which includes the water areas up to 12 Nautical miles (Nm) of the territorial waters and the tidal influenced water bodies.)

対象河川のCZMP MapをFigure 5-2~Figure 5-4に示す。海岸での突堤等の構造物の建設について、DoEによれば、構造物の片側の海岸で侵食を引き起こすことから、ソフト対策が不可能な場合にのみ、ハード対策としての構造物の建設を検討することとしている。また、CRZのうち、特にCRZ-IIIは、非開発区域に区分され、ハード対策等の開発行為が制限される。チェンナイ沿岸は、Kosasthalaiyar川河口からAdyar川とKovalam Basinの河口の間付近までは、海岸背後に家屋等が多く、高度に開発されており、一部を除いてほぼ全域がCRZ-II(built-up area)に分類されている。Kovalam Basinの河口(Muttukadu)を含む南部は、海岸背後に家屋が点在しているものの、高度には開発されていないため、CRZ-IIIに分類されている。CRZ-Iは、Kosasthalaiyar川の汽水域の干潟やCooum川河口右岸、Adyar川右岸海浜の一部の砂丘が指定されている。

#### 5.2.1.1. CRZ-I

CRZ-Iは、環境的に最も重要な地域であり、さらにCRZ-I AとCRZ-I Bに分類される。

- CRZ-I Aは、以下の生態学的に影響を受けやすい地域(ESAs)と、地形学的に海岸全体を維持する役割をするものから構成される。
  - マングローブ
  - サンゴ及びサンゴ礁
  - 砂丘
  - 生物の活動が盛んな干潟

- 国立公園、海洋公園、保護区、保護林、野生生物の生息地、その他の保護地域
  - 塩沼
  - ウミガメの営巣地
  - カブトガニの生息地
  - 海草及び藻場
  - 鳥類の営巣地
  - 考古学的に重要な地域や建造物、遺産
- CRZ-IB は、潮間帯、すなわち低潮線と高潮線の間から構成される。

#### 5.2.1.2. CRZ-II

CRZ-II は、海岸線、または海岸線に近い、既存の市町村の区域内、または法的に指定された既存の都市区域内の開発された土地であって、実質的に全区画に占める建設済区画の割合が 50%以上であり、排水路、進入路、および上水道、下水道本管などのその他のインフラ設備が整備された土地のことを示す。

#### 5.2.1.3. CRZ-III

CRZ-III は、比較的開発されていない土地（農村部など）および CRZ-II に該当しない土地から構成される。また、CRZ-III は、さらに CRZ-III A と CRZ-III B に分類される。

- 人口密度の高い CRZ-III 地域は、2011 年国勢調査に基づく人口密度が 1 平方キロメートル当たり 2161 人を超える場合、CRZ-III A として指定され、CRZ-III A のうち、陸側の HTL から 50 メートルまでの地域は「開発禁止区域 (NDZ)」として指定される。
- また、2011 年国勢調査に基づく人口密度が 1 平方キロメートル当たり 2161 人未満のその他の CRZ-III 地域は、すべて CRZ-III B に指定され、CRZ-III B のうち、陸側の HTL から 200 メートルまでの地域は「開発禁止地域 (NDZ)」とされる。

#### 5.2.1.4. CRZ-IV

CRZ-IV は水域であり、さらに CRZ-IV A と CRZ-IV B に分類される。

- 低潮線から海側 12 海里までの水域および海底は、CRZ-IV A とする。
- CRZ-IV B は、潮汐の影響を受ける水域の堤防の LTL から堤防の反対側の LTL までの間の水域および底質を含む地域である。また、海上の水域の河口から潮汐の影響範囲まで、すなわち、1 年のうち最も乾燥した季節の塩分濃度が 1000 分の 5 ppt までの範囲が含まれる。



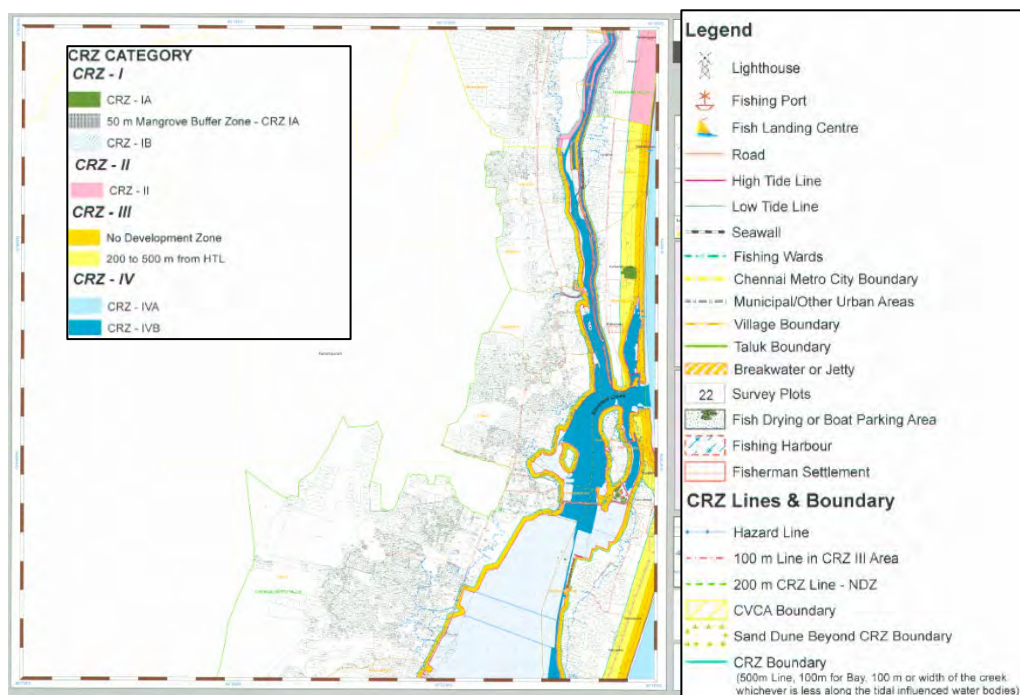
出典 2011, NCSCM.

Figure 5-2: CZMP MAP (Kosasthalaiyar 川の河口周辺)



出典: COASTAL ZONE MANAGEMENT PLAN MAPS 2011, NCSCM.

Figure 5-3: CZMP MAP (Cooum 川および Adyar 川の河口周辺)



出典:COASTAL ZONE MANAGEMENT PLAN MAPS 2011, NCSCM.








Figure 5-4: CZMP MAP (Kovalam Basin の河口周辺)

## 5.2.2 海岸侵食防止対策事業

### 5.2.2.1 海岸侵食及び堆積の状況整理

Table 5-1、Table 5-2、および Figure 5-5、Figure 5-6 に NCCR によるチェンナイ周辺海岸の侵食堆積傾向の分析結果を示す。侵食堆積傾向の分析は、衛星画像及び現地測量等に基づき行われたものである。これによると、チェンナイ市の沿岸は、Thiruvallur, Chennai, Kancheepuram の3地区に分けられ、ロングビーチなど幅広の砂浜地形を有し、漁業やレクリエーション等の利用が盛んとなっている。Table 5-2 及び Figure 5-5 から、対象沿岸の海岸線は、安定 (Stable) の延長が最も長く、続いてやや侵食 (Low Erosion) が長くなっており、全体としては概ね安定していると言える。Figure 5-6 は、上記3地区別に侵食堆積傾向の変化を拡大して示したものである。これから、チェンナイ港より北側の海岸に侵食が生じており、Adyar 川河口及びその南側の海岸でもやや侵食傾向が見られている。

**Table 5-1: 海岸の侵食堆積傾向の定義**

Classification	Rate(m/year)	Color Schemes
High Erosion	<-5.0	
Moderate Erosion	-5.0 to -3	
Low Erosion	-3.0 to -0.5	
Stable	-0.5 to 0.5	
Low Accretion	0.5 to 3.0	
Moderate Accretion	3.0 to 5.0	
High Accretion	>5.0	

出典: National Assessment of Shoreline Changes along Indian Coast, NCCR, 2018.

**Table 5-2: 海岸線の侵食・堆積傾向 (1990-2016)**

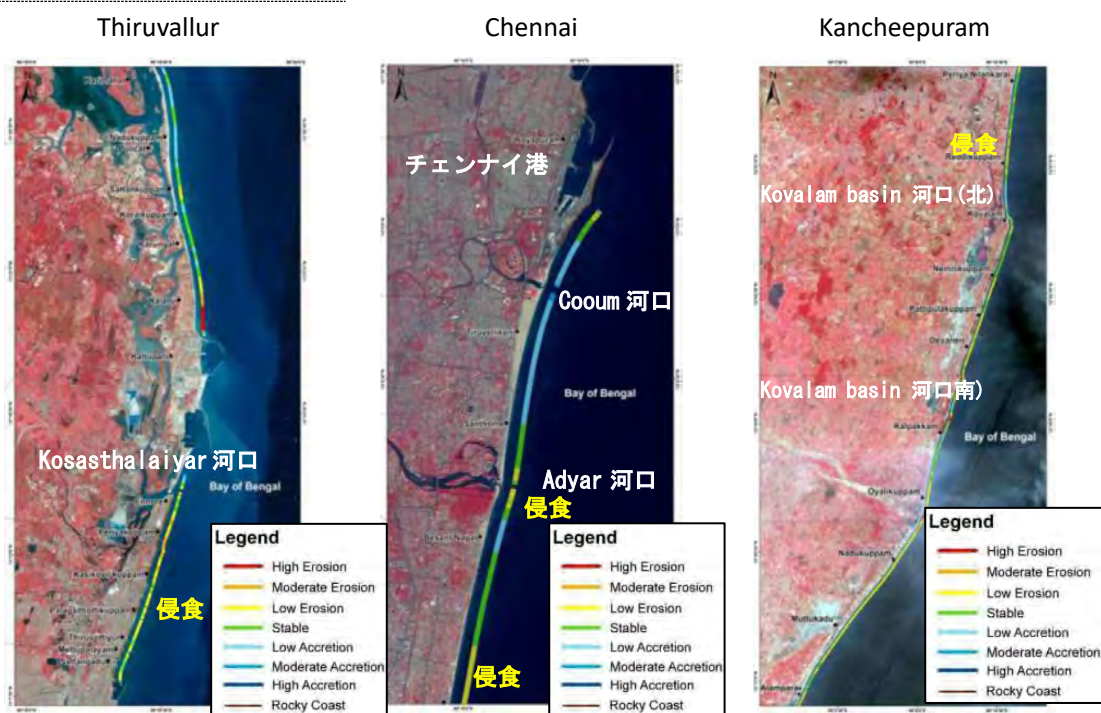
SL No	District	Coast Length (in km)	Coast length (in km)						
			High Erosion	Moderate Erosion	Low Erosion	Stable	Low Accretion	Moderate Accretion	High Accretion
1	Thiruvallur	40.97	1.66	3.12	9.22	17.22	6.54	0.61	2.60
2	Chennai	24.87	0.00	0.00	3.08	14.31	7.13	0.35	0.00
3	Kancheepuram	84.41	1.30	3.54	44.56	27.74	7.27	0.00	0.00

出典: National Assessment of Shoreline Changes along Indian Coast, NCCR, 2018.



出典: National Assessment of Shoreline Changes along Indian Coast, NCCR, 2018.

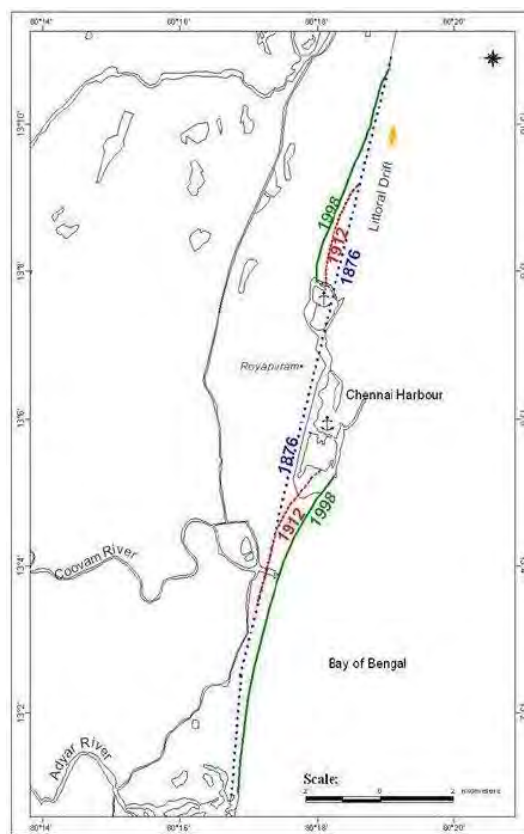
**Figure 5-5: 海岸線の侵食・堆積傾向 (1990-2016、広域)**



出典: National Assessment of Shoreline Changes along Indian Coast, NCCR, 2018.

**Figure 5-6: 海岸線の侵食・堆積傾向 (1990-2016、対象範囲を拡大)**

Figure 5-7 に示すように、チェンナイ港が 1900 年代に整備されて以降、チェンナイ港北側の侵食傾向が顕著になっていることから、沿岸方向の漂砂がチェンナイ港の防波堤等によって阻害されていると想定される。また、沿岸方向の漂砂は乾季と雨季で卓越する方向が異なるが、通年では北向きの沿岸漂砂が卓越していることから、河口閉塞対策等で構造物を新規建設する際は、特に構造物より北側の海岸で侵食傾向が大きくなる可能性に留意が必要である。年間の沿岸漂砂量は、”Shoreline management plan for Ennore coast (TamilNadu), Ministry of earth science, 2006”によれば、北向きに  $0.3 \times 10^6 \text{ m}^3$  程度である。



出典: Shoreline management plan for Ennore coast(TamilNadu), Ministry of earth science, 2006.

**Figure 5-7: チェンナイ港の建設に伴う海岸線変化 (1876-1998)**

#### 5.2.2.2. 海岸侵食防止対策事業

Kosasthalaiyar 川河口の南側からチェンナイ港北側までの区間は海岸線が後退傾向であり、高波浪時に沿岸への越波や侵食被害が発生するため、海岸線には1991年～2003年に傾斜堤 (Rubble mound stone wall) が建設された (延長約10km)。また、2004年～2019年に約30基の突堤が建設された。これらの対策は TNWRD または TNRDC によって実施された (Figure 5-8)。Kovalam basin 河口の南側から Sulerikattu kuppam までの区間についても、Fisheries Department によって2016年～2019年に約15基の突堤が建設された (Figure 5-9)。Mamallapuram は侵食が激しいため、突堤と養浜を組み合わせた対策工 (Groynes using Geo-synthetic tubes with beach nourishment) が新たに計画されている (Figure 5-10、詳細については、Appendix を参照)。

以上から、侵食傾向の海岸について突堤の建設や養浜計画が進められており、侵食対策が必要な箇所に海岸侵食防止対策が行われている。なお、その対策効果については、今後の長期的なモニタリング結果から判断する必要がある。



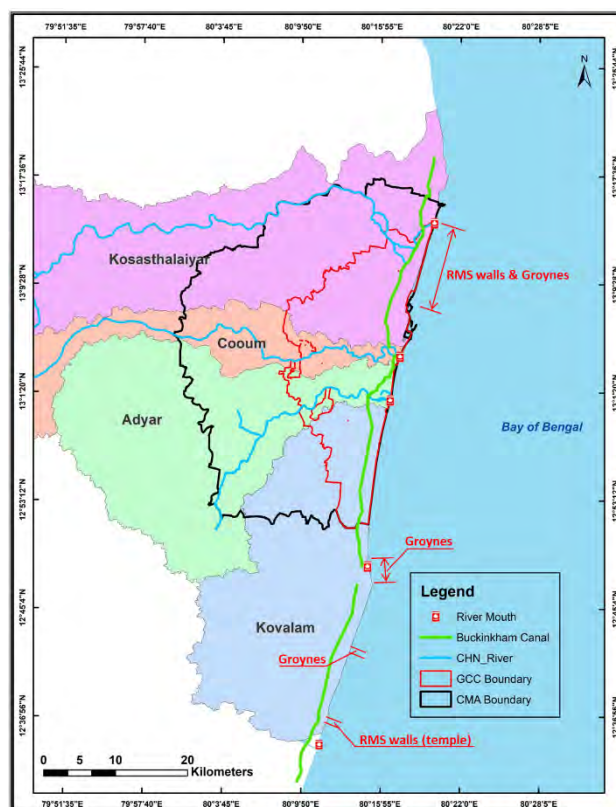
出典: JICA Expert Team

**Figure 5-8: 傾斜堤及び突堤の状況 (Nagar beach)**



出典: JICA Expert Team

**Figure 5-9: 突堤の状況 (Kovalam beach)**



出典(場所): ” Comp.Shore line Mgt Plan - 19.04.2022 - Annex-I&II, TNWRD”

**Figure 5-10: 捨石堤防 (RMS) と突堤の位置図**

### 5.2.3 既存の河口閉塞防止対策事業

検討対象の4河川の河口部ではいずれも砂州による河口閉塞が生じており、乾季には河口部の水質悪化を引き起こしており、雨季には洪水の流下能力の低下を引き起こす可能性がある。既存の河口閉塞対策事業としては、導流堤の建設及び浚渫が行われている。各河口部の河口閉塞対策事業の内容を以下に整理する。

#### 5.2.3.1. 既存の河口閉塞防止対策事業 (Kosasthalaiyar 川河口部)

Kosasthalaiyar 川河口においては、河口閉塞防止対策として導流堤等の構造物は整備されておらず、TNWRD によれば定期的な浚渫を実施している状況であった。また、2016年11月まで Ennore 火力発電所の浚渫船によって河口部が浚渫されていたが、発電所の閉鎖により2016年11月以降は浚渫船が稼働していない。



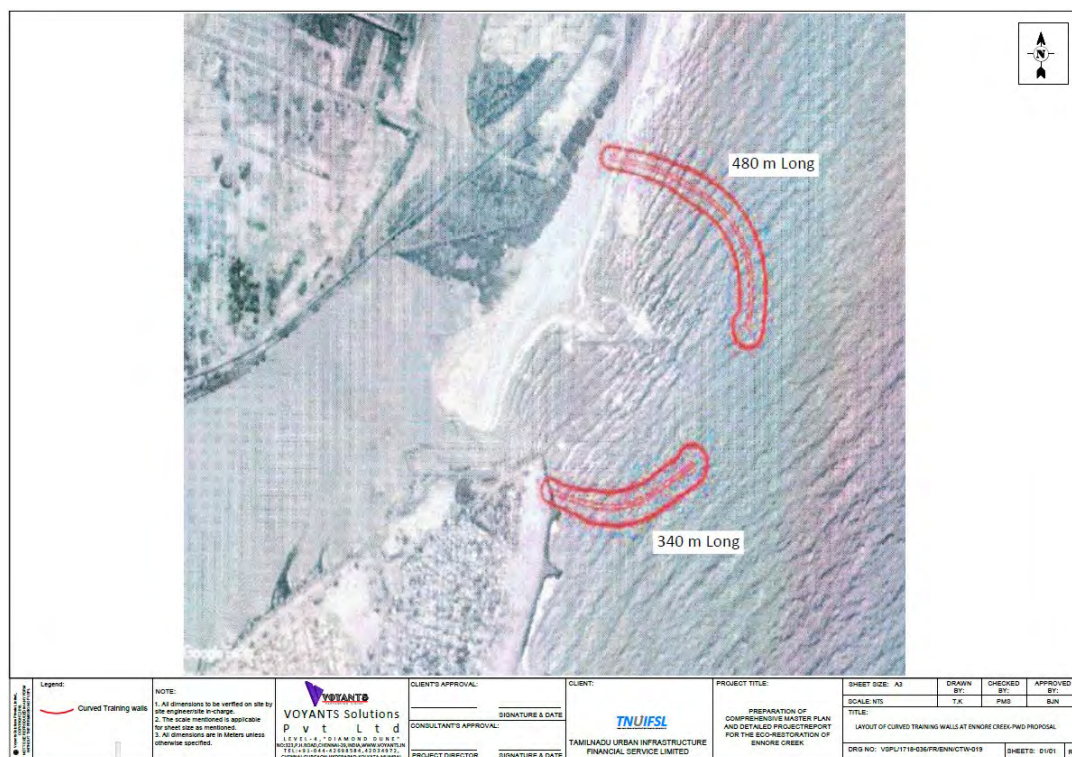
出典: JICA Expert Team

**Figure 5-11: 砂州の状況 (Kosasthalaiyar 川)**

2020年には河口閉塞対策検討として、TNUIFSL/CRRTにより、「Preparation of Comprehensive Master Plan and Detailed Project Report for Eco restoration of Ennore Creek」が作成された。河口閉塞について同報告書では、2016年のEnnore火力発電所の操業停止に伴い、冷却水取水口を浚渫していた浚渫船の稼働も停止し、その後河口が埋没して生態系のバランスが崩れたことを指摘している。

同報告書では、導流堤新設案 (Straight training walls, Curved training walls) と河口浚渫案を提示し、波浪・漂砂解析により河口閉塞対策効果や河口の静穏性 (漁業活動のため) 等を検証し、「Curved River training walls」と「Dredging」を組み合わせた案を推奨案としている (Figure 5-12、Table 5-3)。

なお、2023～2024年にこれらの計画に基づく、導流堤が建設されつつある。導流堤については、沿岸漂砂の移動を制限するため、漂砂の下手側の海岸 (チェンナイ海岸では主に北側の海岸) で侵食が発生する他、上手側では逆に堆積が発生して、将来の導流堤の河口維持機能へ影響する可能性がある。そのため、海岸線のモニタリングや継続的な対策が望まれる。



出典: Preparation of Comprehensive Master Plan and Detailed Project Report for Eco restoration of Ennore Creek, TNUIFSL/CRRT, 2020.

**Figure 5-12: 河口閉塞対策計画 Curved River training walls (Kosasthalaiyar 川)**

**Table 5-3: 河口閉塞対策の概算コスト (Kosasthalaiyar 川)**

工事内容	工事費 (INR)
持続的な河口維持対策 導流堤, 浚渫	119.0 crores

出典: Preparation of Comprehensive Master Plan and Detailed Project Report for Eco restoration of Ennore Creek, TNUIFSL/CRRT, 2020.

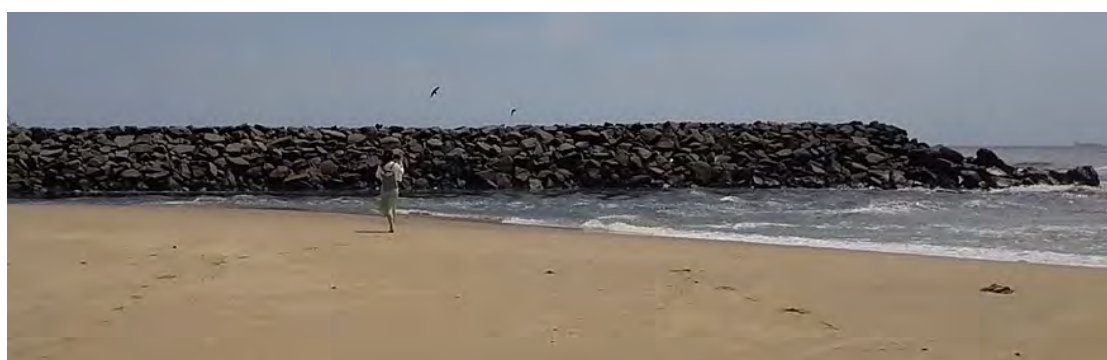
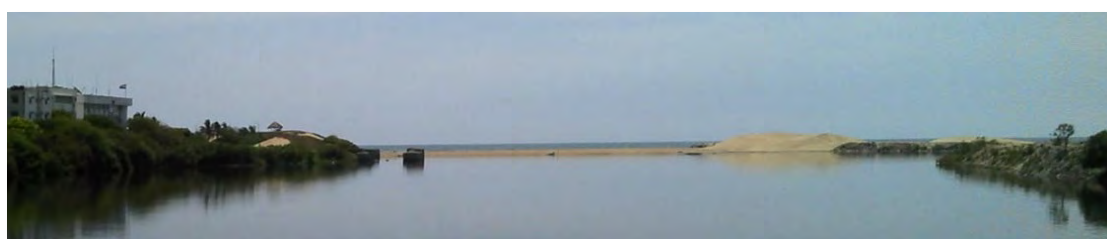
### 5.2.3.2. 既存の河口閉塞防止対策事業 (Cooum 川河口部)

Cooum 川河口では、河口閉塞対策として 2011 年に導流堤 (北側 : 150m、南側 : 200m) が TNWRD によって建設されている。TNWRD へのヒアリングによれば、導流堤が建設された後も定期的な浚渫を実施していることから、既存の導流堤だけでは十分な河口閉塞対策効果が発揮されていないと考えられる。また、Dr. V Sundar (IIT Madras) へのヒアリングでは、河口閉塞対策効果が不十分な要因の一つとして、既存の導流堤の高さが不足している点を指摘された。

**Table 5-4: 既存の導流堤 (Cooum 川河口部)**

場所	形式	延長	建設年次	建設者
北導流堤	導流堤	150m	2011	TNWRD
南導流堤	導流堤	200m	2011	TNWRD

出典 : "Comp. Shore line Mgt Plan - 19.04.2022 - Annex-I&II, TNWRD"



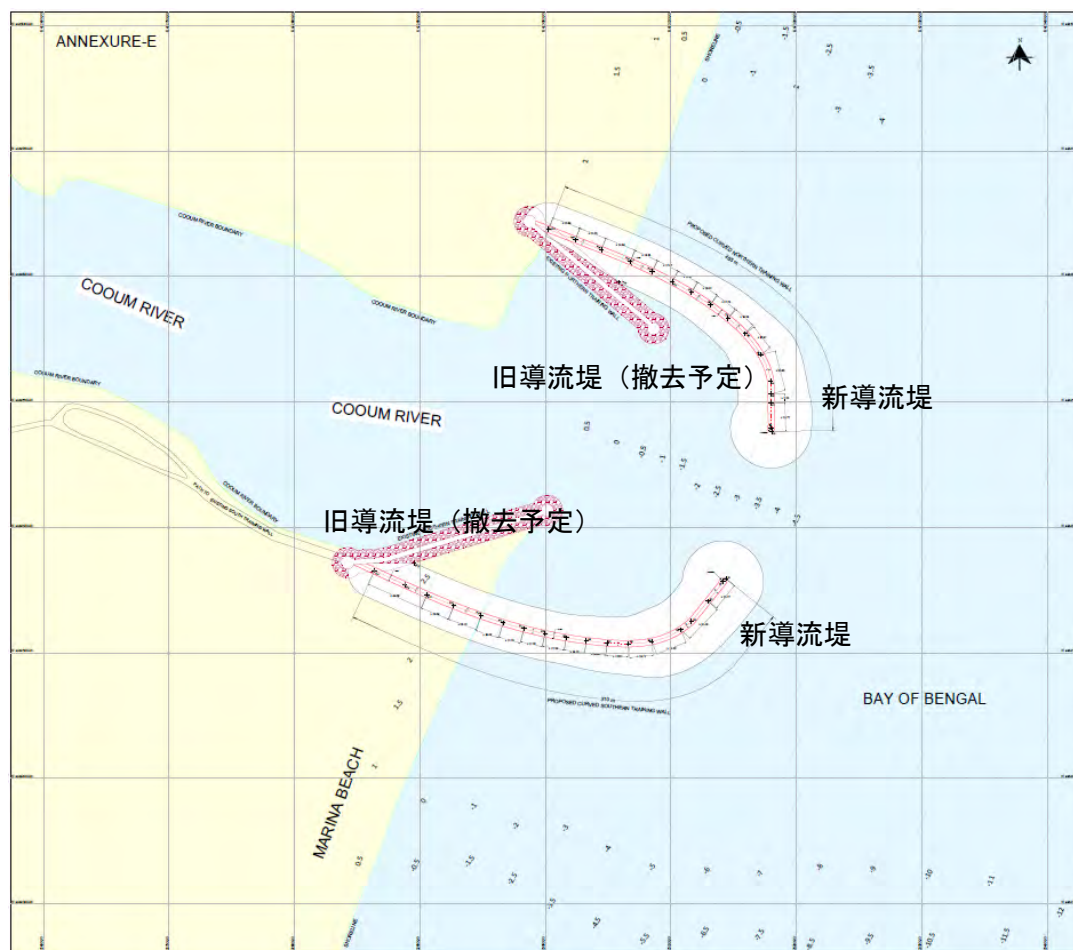
出典 : JICA Expert Team

**Figure 5-13: 砂州及び導流堤 (Cooum 川)**

2019年には河口閉塞対策検討として、NIOT (National Institute of Ocean Technology)・TNUIFSLによる”Study on sustainable solution for Cooum river mouth opening- Final Report”が作成された。河口閉塞について同報告書では、モンスーン期以外は河川からの排水を阻害し河口部の水質悪化を引き起こすとともに、モンスーン期には未処理の下水が河川から海洋へ大量に流出することが海洋汚染を引き起こすと指摘している。

同報告書では、既存の導流堤の延伸等の対策案を複数提示し、漂砂解析 (Delft 3D) により各対策案の河口閉塞対策効果を検証し、”Curved River training walls”を推奨案としている (Figure 5-14)。また、導流堤建設の比較案として河口浚渫を提示し、チェンナイ港北側の侵食区域へのサンドバイパスについても検討している (Figure 5-15、Table 5-5)。

なお、Kosasthalaiyar 同様に、Cooum 河口においても、2023～2024年にこれらの計画に基づく導流堤が建設されつつある。



出典:Study on sustainable solution for Cooumriver mouth opening-Final Report, NIOT/TNUIFSL, 2019.

Figure 5-14: 河口閉塞対策計画 Curved River training walls (Cooum 川)



出典: Study on sustainable solution for Cooum river mouth opening-Final Report, NIOT/TNUIFSL, 2019.

Figure 5-15: 河口閉塞対策計画 Dredging and Bypassing (Cooum 川)

Table 5-5: 河口閉塞対策の概算コスト (Cooum 川)

事業内容	導流堤(INR)	浚渫及びサンドバイパス(INR)
建設コスト	70* crores	31.28 crores
1年あたりのメンテナンスコスト	2.25 crores	13.2 crores

\*建設開始時の浚渫土砂 3.05 lakh m<sup>3</sup> を含む

出典: Study on sustainable solution for Cooumriver mouth opening-Final Report, NIOT/TNUIFSL, 2019.

### 5.2.3.3. 既存の河口閉塞防止対策事業（Adyar 川河口部）

Adyar 川河口においては、河口閉塞防止対策として導流堤等の構造物は整備されておらず、TNWRD によれば定期的な浚渫を実施している状況である。従って、追加的な対策によって河口閉塞が改善可能な状況と考えられる（Figure 5-16）。



出典： JICA Expert Team

**Figure 5-16** : 砂州及び浚渫の状況（Adyar 川河口部）

2022年には河口閉塞対策検討として、NIOT/TNWRDにより”Scientific Studies for Sustainable opening of the Adyar River mouth (Draft Detailed Project Report)”が作成された。河口閉塞について同報告書では、モンスーン期以外は河川からの排水を阻害し河口部の水質悪化を引き起こすと指摘している。

同報告書では、導流堤新設案 (Straight River training walls, Curved River training walls) と河口浚渫案を提示し、漂砂解析 (Delft 3D) により河口閉塞対策効果及び周辺の海岸線への影響を検証している。検証の結果、導流堤建設により沿岸漂砂が阻害されることを踏まえ、推奨案は河口浚渫案としている (Figure 5-17)。



出典: Scientific Studies for Sustainable opening of the Adyar River mouth (Draft Detailed Project Report), NIOT/TNWRD, 2022.

**Figure 5-17: 浚渫・サンドバイパス案 (Adyar 川河口部)**

#### 5.2.3.4. 既存の河口閉塞防止対策事業 (Kovalam 河口部)

Kovalam 河口 (北側) においては、2016 年に Fisheries Department により導流堤 (北側 : 200m、南側 : 200m) が建設されている (Table 5-6、Figure 5-18)。導流堤が建設された後、導流堤の上手側海岸 (河口右岸側海岸) の汀線が導流堤先端付近まで前進し、導流堤の河口維持機能が失われつつある。現状、浚渫で対応しており、今後、既存の導流堤改良及び効果的な維持浚渫について検討が必要と考えられる。TNWRD へのヒアリングによれば、追加的な河口閉塞対策は計画されていない。

なお、Kovalam 河口 (南側) については、河口閉塞対策 (導流堤、浚渫) の実施及び計画はされていない。

**Table 5-6: 既存の導流堤 (Kovalam 河口部)**

場所	形式	延長	建設年次	建設者
北導流堤	突堤	200m	2016	水産関係部署
南導流堤	突堤	200m	2016	水産関係部署

出典 : "Comp. Shore line Mgt Plan - 19.04.2022 - Annex-I&II, TNWRD"



出典 : JICA Expert Team

**Figure 5-18: 既存の導流堤及び浚渫の状況 (Kovalam 河口部)**

### 5.3 河口及び汀線変化の分析

本章の既存の沿岸管理のレビューにおいて、沿岸域管理、河口閉鎖管理のために、沿岸および河口のモニタリングが実施されていることを確認した（維持浚渫は毎年実施）。しかし、NCCR の調査では、モニタリング期間は 1990 年から 2016 年であり、最近の海岸線の変化は確認されていない。今後の海岸線や河口域の管理を適切に実施するためには、最新の海岸線や河口域の状況を把握するためのモニタリングを継続する必要がある。また、海岸線や河口域のモニタリングは、従来、航空写真や衛星写真から海岸線を手動でトレースしてデジタル化することによって行われてきたが、最新のデジタル技術を活用することによって、より効率的に行うことができる。本節では、東京海洋大学の呉教授の協力で、海岸線や河口域の過去の変形について AI による解析を行った結果を紹介する。1980 年代から現在までの衛星画像は、Landsat 5、Landsat 7、Landsat 8、Landsat 9、Sentinel-2 から収集した。海況については、過去の文献によると、50 年確率波は 9.0m と比較的高く、50 年確率潮位は 1.4m 程度とあまり大きくないと推定されている。

対象海岸の漂砂の基本的なメカニズムは、モンスーン気候に伴う洪水と波を外力とした土砂移動である。モンスーン気候であるため、冬季の漂砂は冬の北東からの風とともに北からの波の影響を受けて南下する傾向があるが、夏は南西からの風によって南向きの波が卓越するため、漂砂は北上する傾向にある。また、降雨により、ある程度の規模の洪水が発生すると、フラッシュ効果によって河口閉塞が解消される。しかし、比較的小規模な洪水しか発生しない場合、河口には、波による漂砂で河口砂州が形成され、しばしば河口閉塞が発生する。

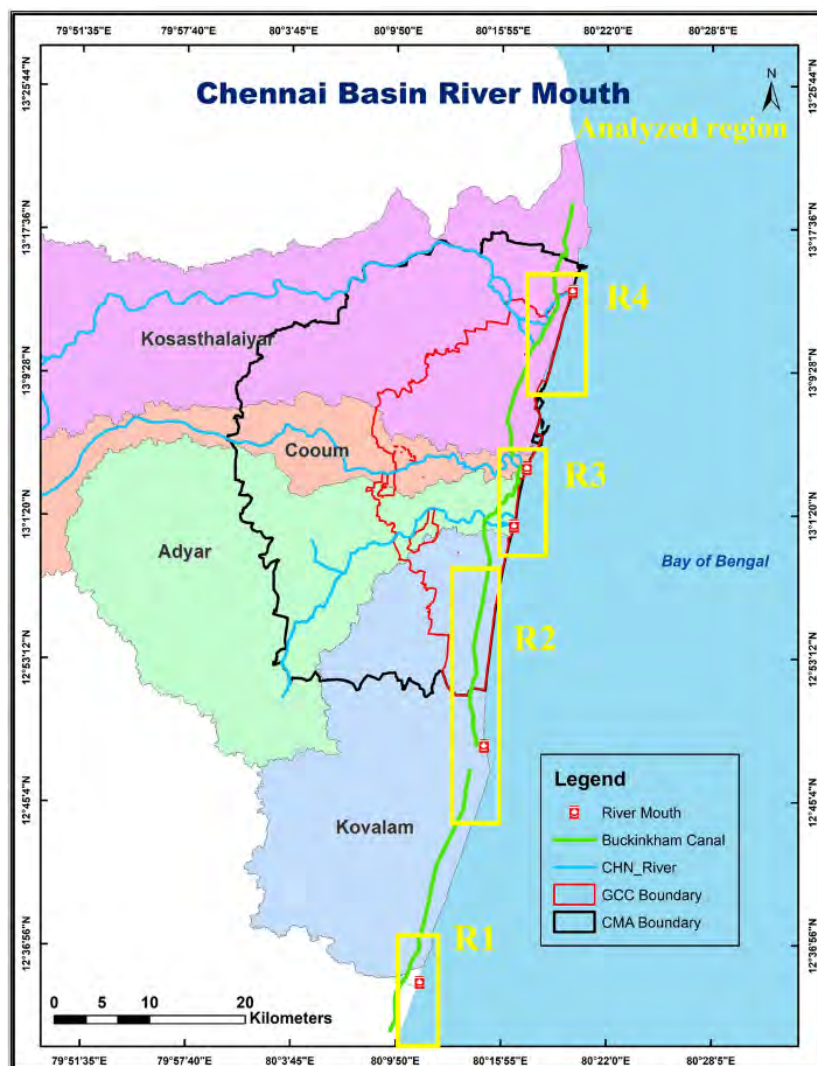


出典: JICA Expert Team

Figure 5-19: 対象海岸の漂砂の基本的なメカニズム

### 5.3.1 衛星画像を活用した海岸線の変化の分析

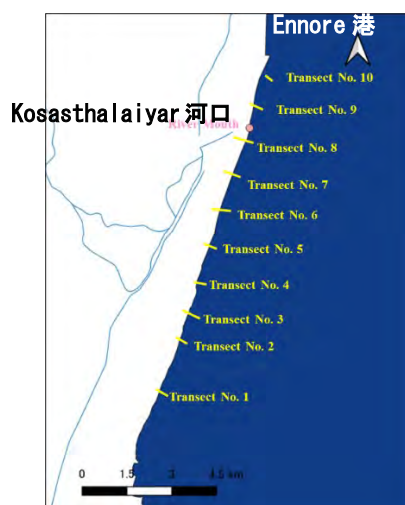
本検討では、次頁の Figure 5-20 に示すように、4つの地域（R1～R4）を選定し、海岸法線に沿った海岸線の時系列変化を分析した。汀線変化の解析結果は、Figure 5-22、Figure 5-24、Figure 5-26、Figure 5-28 に、各 Transect ラインの折れ線グラフとしてプロットした。縦軸は、海岸線が Transect ラインの方向にどの程度前進または後退したかを示している。また、図化にあたっては、最も古い日付の汀線位置を基準とした。



出典: JICA Expert Team

Figure 5-20: 汀線変化解析の対象地域

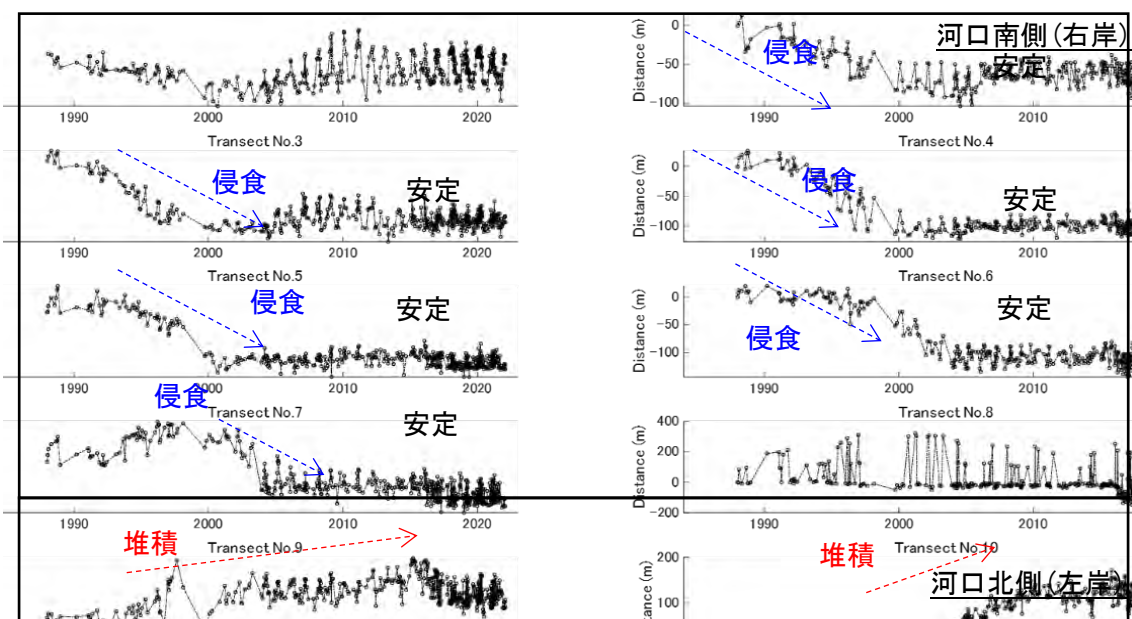
5.3.1.1. R4: Kosasthalaiyar



出典: JICA Expert Team

Figure 5-21: 汀線分析用横断線位置図 1

横断線 (Transect Line) は Figure 5-21 のように設定した。なお、No. 8 の横断線の図は、河口砂州の移動の影響を受けたデータであるため、信頼性が低い。この地域は、海岸侵食が激しかったため、2000 年以降、Kosasthalaiyar 川右岸側に様々な海岸保全施設が建設された。海岸保全施設の建設以後、海岸線は安定する傾向にある (横断線 No. 1~8)。左岸側では、Ennore 港の建設により、海岸線の海側への前進が観察された (Transect No. 10)。



出典: JICA Expert Team

Figure 5-22: Kosasthalaiyar 川周辺の海岸線の変化

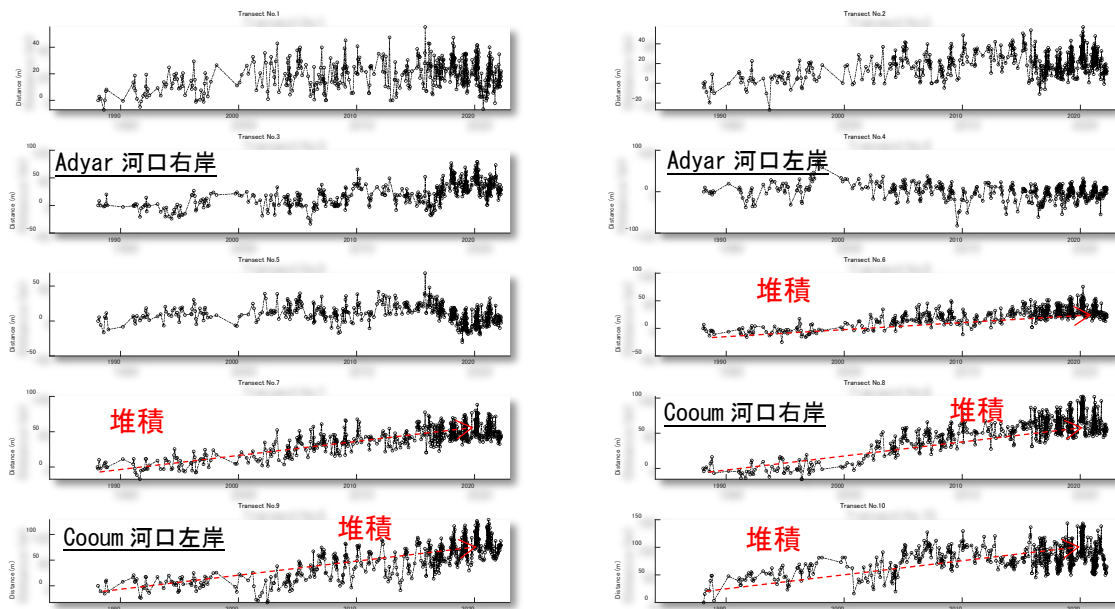
5.3.1.2. R3: Cooum and Adyar



出典: JICA Expert Team

Figure 5-23: 汀線分析用横断線位置図 2

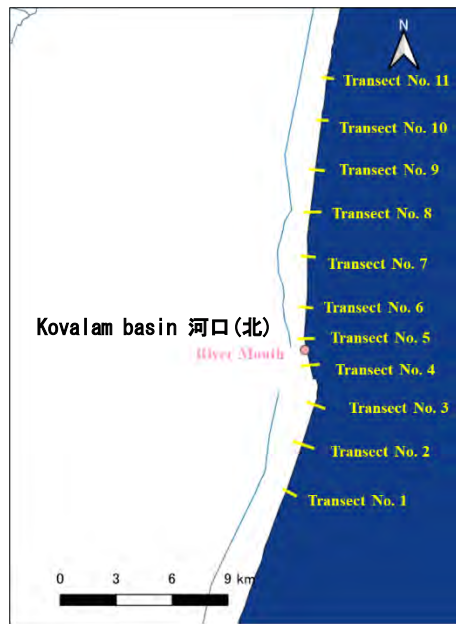
横断線 (Transect Line) は Figure 5-23 に示すように設定した。一般に、この地域の砂浜は、北側にチェンナイ港があり、北側へ向かう漂砂を阻止しているため、堆積傾向となっている。



出典: JICA Expert Team

Figure 5-24: Cooum 川、Adyar 川周辺の海岸線の変化

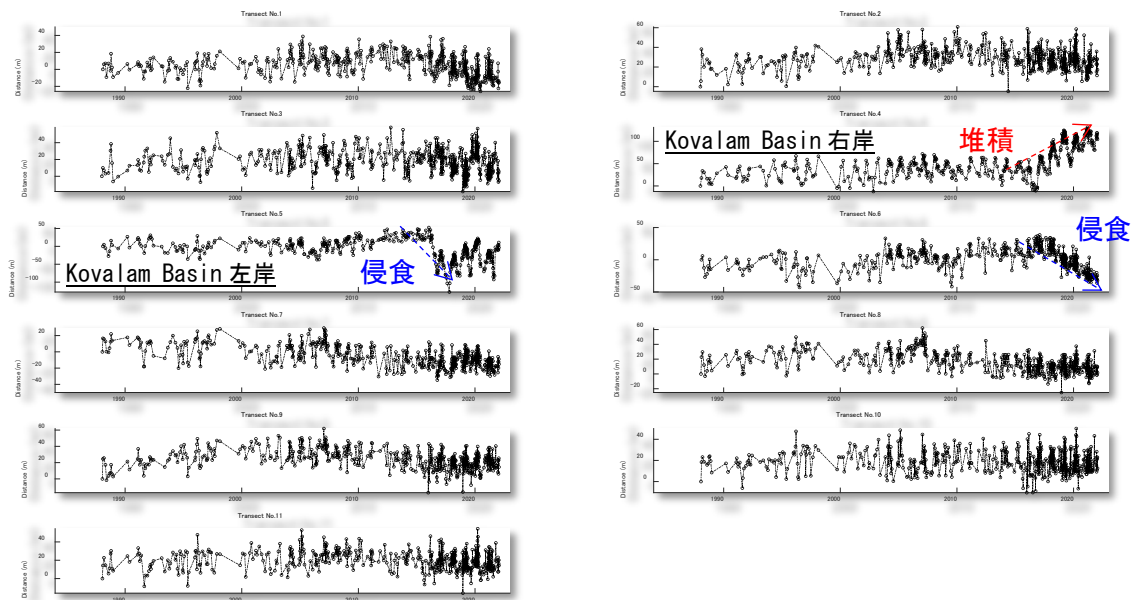
5.3.1.3. R2: Kovalam Basin



出典: JICA Expert Team

Figure 5-25: 汀線分析用横断線位置図 3

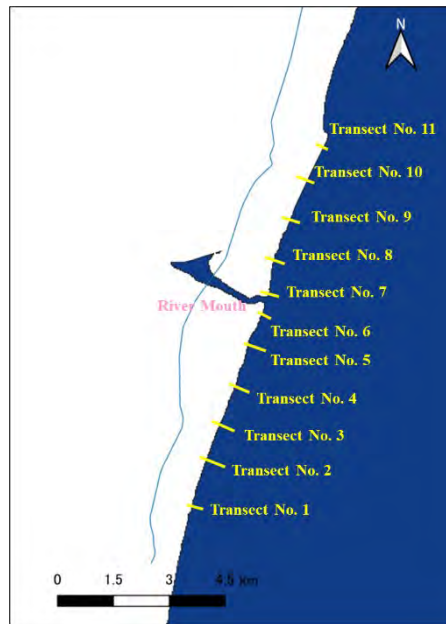
横断線 (Transect Line) は Figure 5-25 のように設定した。河口に導流堤が建設されたため、左岸 (横断線 No. 5~6) では侵食が、右岸 (横断線 No. 4) では堆積が起きている。他の地点については、砂浜は概ね安定している。



出典: JICA Expert Team

Figure 5-26: Kovalam Basin 周辺の海岸線の変化

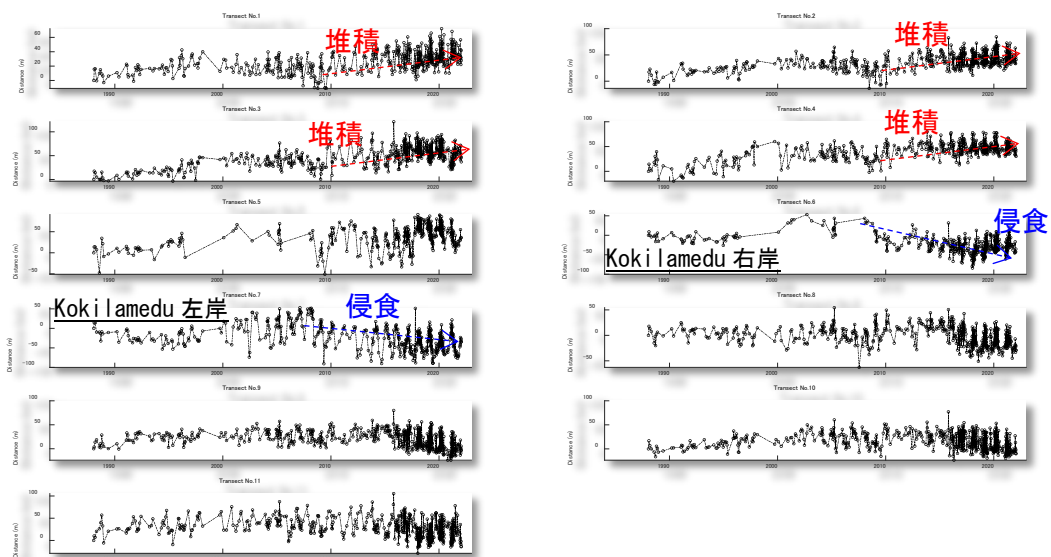
5.3.1.4. R1: Kokilamedu



出典: JICA Expert Team

Figure 5-27: 汀線分析用横断線位置図 (Kokilamedu)

横断線 (Transect Line) は Figure 5-27 のように設定した。横断線 No. 1~4 では、汀線付近に設置された捨石堤による汀線前進が観察された。河口地形は大きく変化している (横断線 No. 6~7)。河川左岸の海岸は概ね安定している (横断線 No. 8~11)。

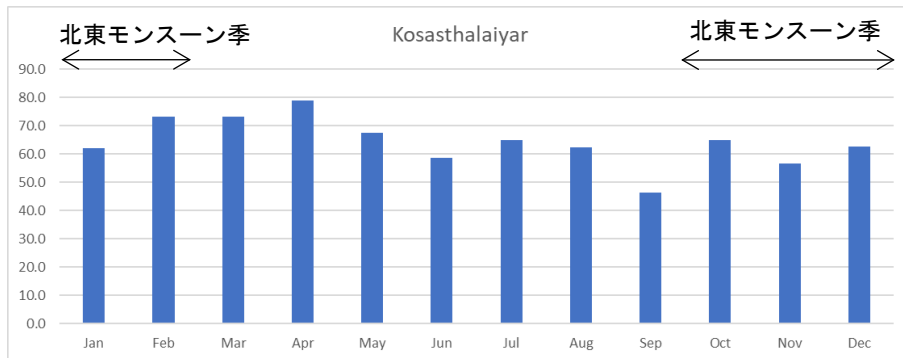


出典: JICA Expert Team

Figure 5-28: Kokilamedu 周辺の汀線変化

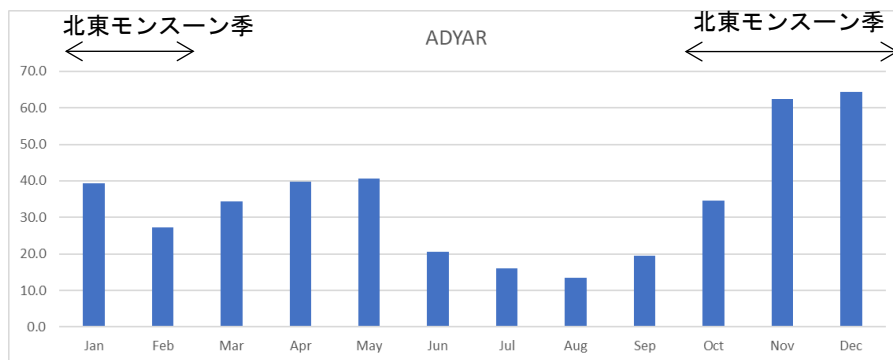
### 5.3.2 衛星画像を活用した河口幅の変化の分析

本検討では、衛星画像を活用して、河口幅の分析を行った。河口幅計測にあたり、河口付近の汀線は、汀線変化解析と同じ方法で検出し、河口幅の最も狭い部分をAIで検出・計測した。各河川の河口幅を月別に平均した値をFigure 5-29～Figure 5-33に示す。衛星画像からの読み取り例をFigure 5-34に示す。Kosasthalaiyar川を除き、月別の河口幅に季節的な傾向が見られる。河口幅は、モンスーン気候の影響を受けて雨が多い10～11月以降に広くなり、乾季終わりの8月頃に狭くなっている。



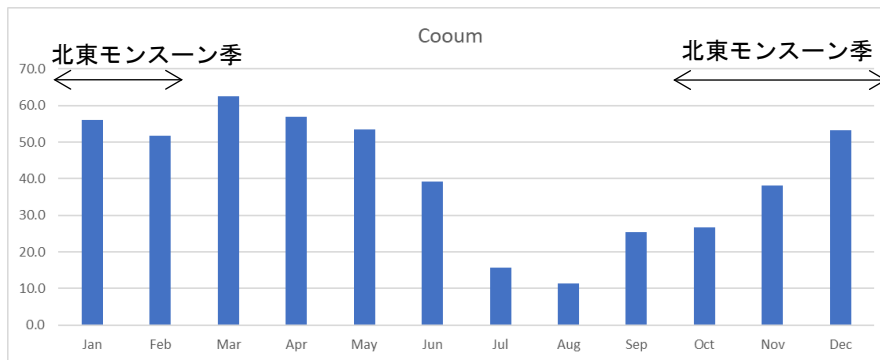
出典: JICA Expert Team

Figure 5-29: 月別平均河口幅 (m) (Kosasthalaiyar)



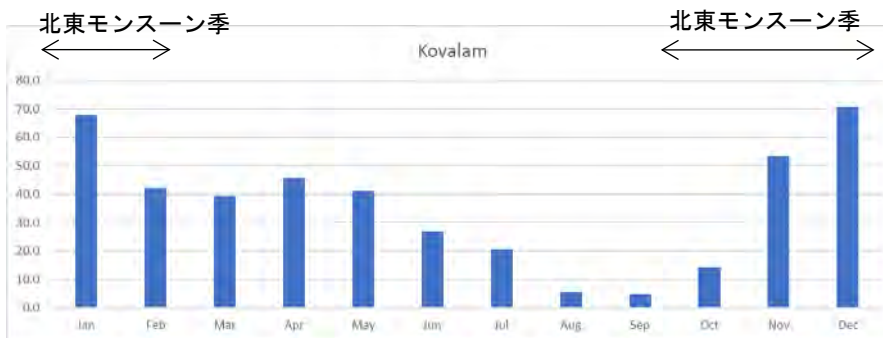
出典: JICA Expert Team

Figure 5-30: 月別平均河口幅 (m) (Adyar)



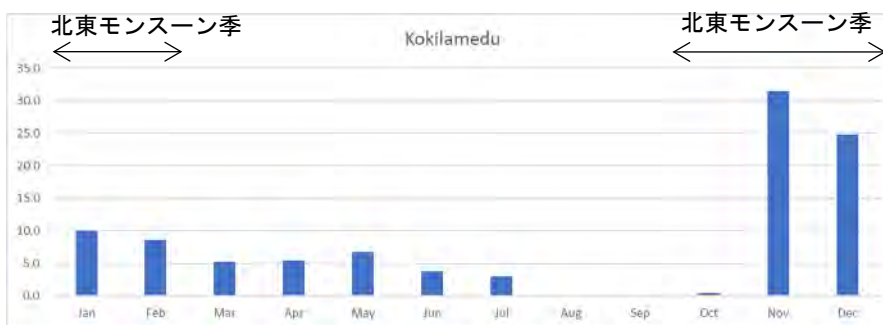
出典: JICA Expert Team

Figure 5-31: 月別平均河口幅 (m) (Cooum)



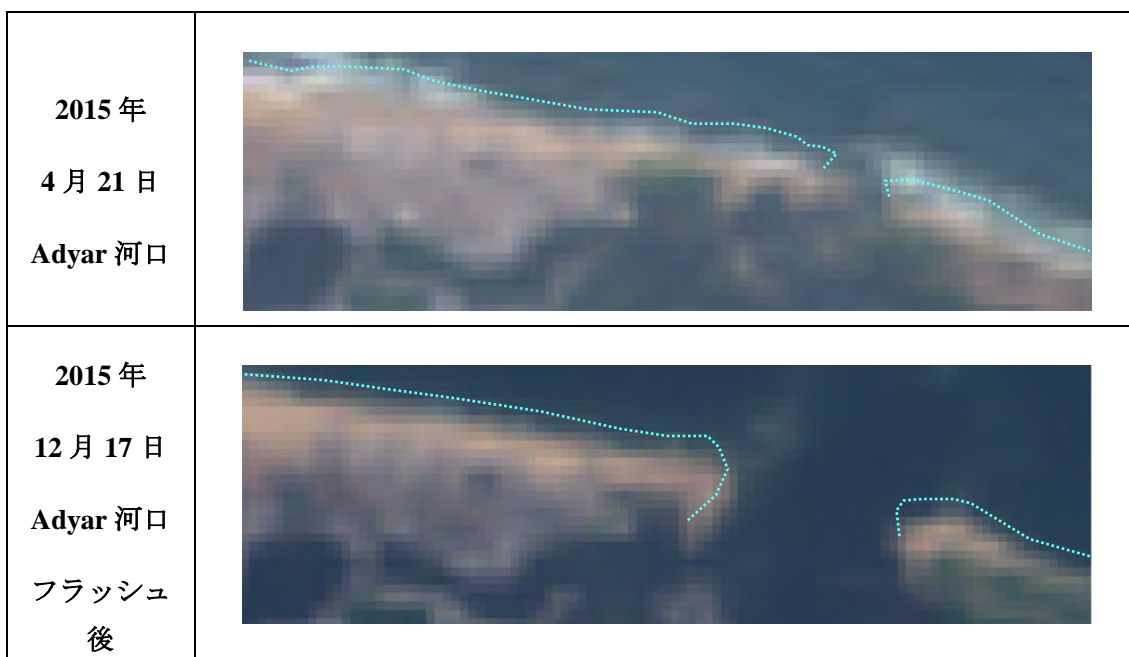
出典: JICA Expert Team

Figure 5-32: 月別平均河口幅 (m) (Kovalam Basin)



出典: JICA Expert Team

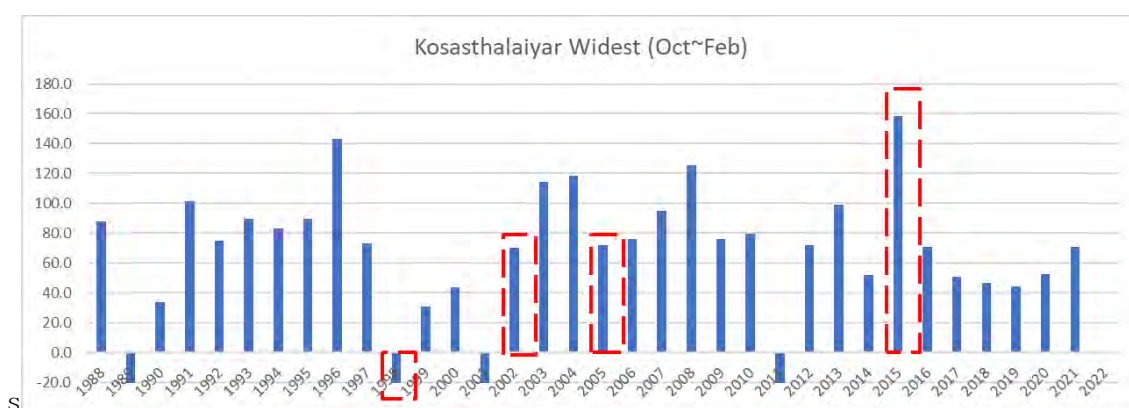
Figure 5-33: 月別平均河口幅 (m) (Kokilamedu)



出典: JICA Expert Team

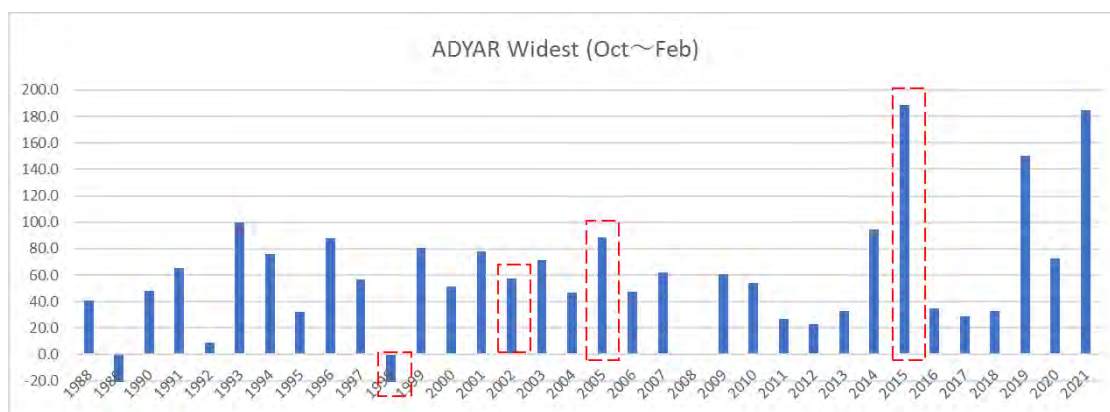
**Figure 5-34: 衛星画像における河口幅の読み取り例 (Adyar 川の例)**

北東モンスーン期 (10月から翌年2月) の河口幅の最大値を各年で抽出した結果を Figure 5-35~Figure 5-39 に示す。河口砂州フラッシュは、2015年洪水 (~100年確率) で Adyar 川河口と Kosasthalaiyar 川河口で観測された。2003年以前のチェンナイ河口域の適切な衛星画像がほとんどないため、2003年以前の雨季の状況を衛星画像で解析することは困難であるが、2005年の洪水 (~50年確率) では Kosasthalaiyar 河口では、顕著な河口幅の拡大 (フラッシュ) が発生していないことがわかる。



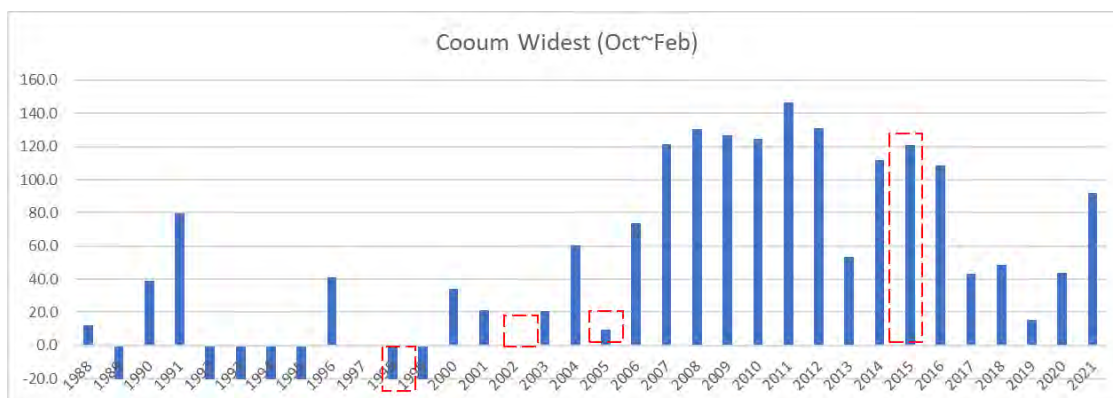
\*マイナスの値はデータがないことを示す。赤い四角枠は洪水が発生した年を示す。  
出典: JICA Expert Team

**Figure 5-35: モンスーン期間の最大河口幅 (m) (Kosasthalaiyar)**



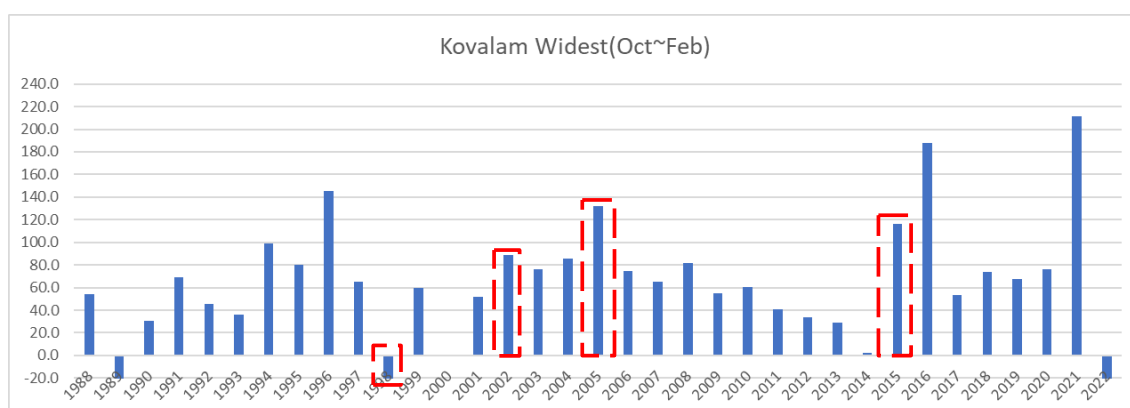
\*マイナスの値はデータがないことを示す。赤い四角枠は洪水が発生した年を示す。  
出典: JICA Expert Team

**Figure 5-36: モンスーン期間の最大河口幅 (m) (Adyar)**



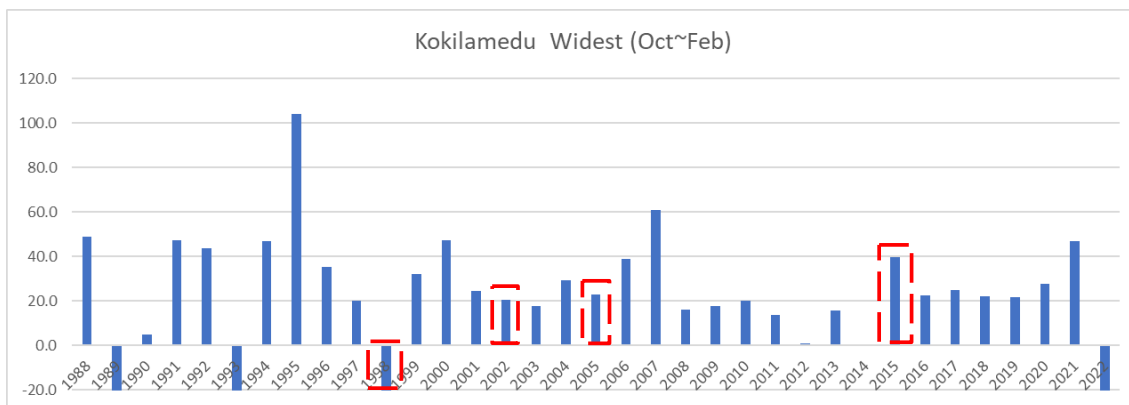
\*マイナスの値はデータがないことを示す。赤い四角枠は洪水が発生した年を示す。  
出典: JICA Expert Team

**Figure 5-37: モンスーン期間の最大河口幅 (m) (Cooum)**



\*マイナスの値はデータがないことを示す。赤い四角枠は洪水が発生した年を示す。  
出典: JICA Expert Team

**Figure 5-38: モンスーン期間の最大河口幅 (m) (Kovalam basin)**



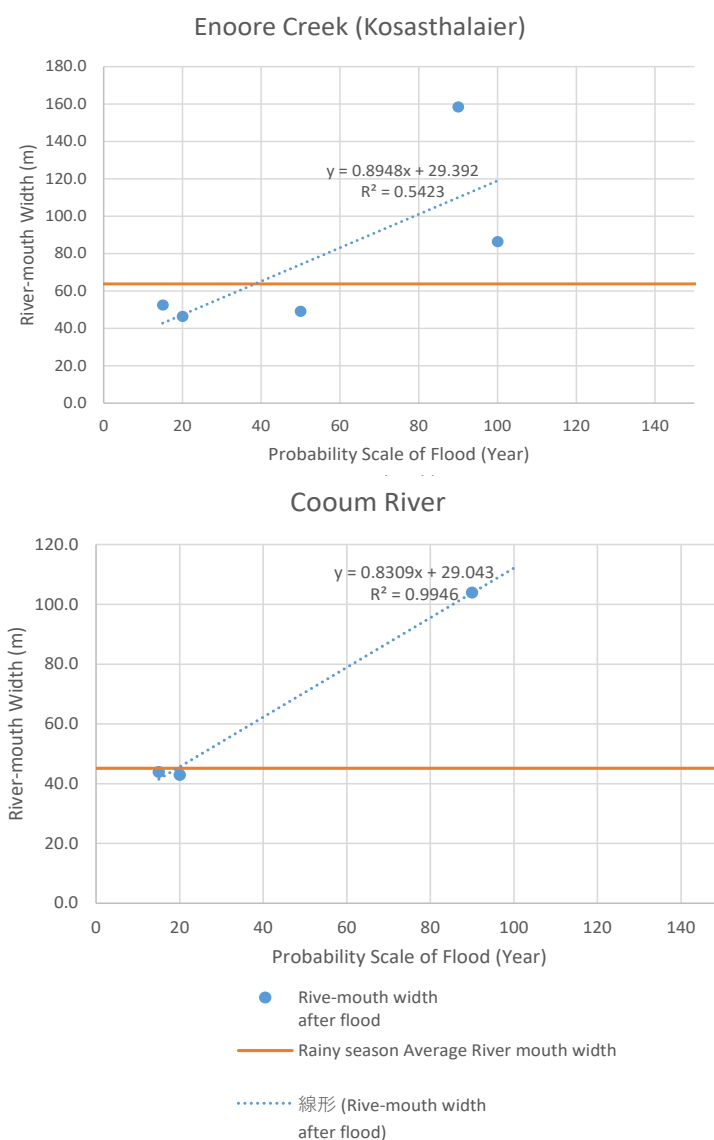
\*マイナスの値はデータがないことを示す。赤い四角枠は洪水が発生した年を示す。  
出典: JICA Expert Team

Figure 5-39: モンスーン期間の最大河口幅 (m) (Kokilamedu)

### 5.3.3 洪水確率規模と河口幅の関係

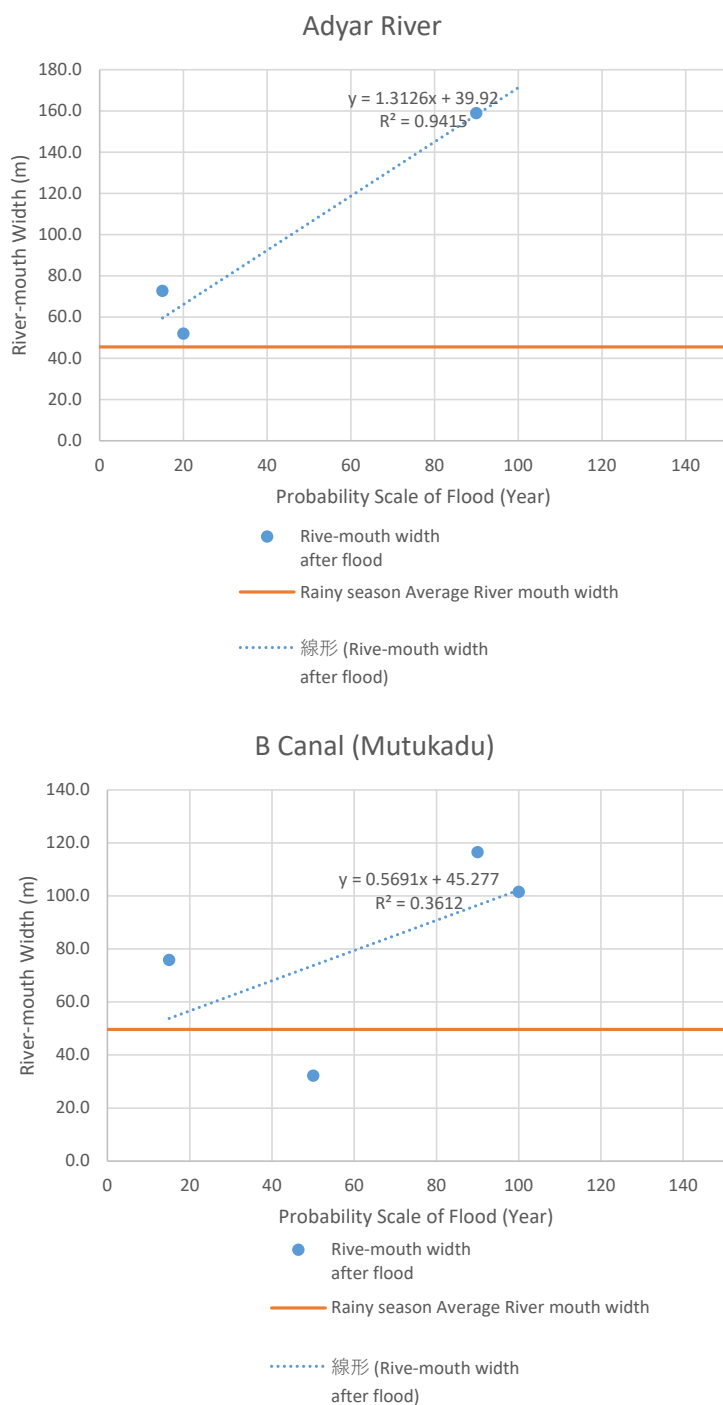
洪水時に河口幅が狭い状態であった場合、河口の水位がせき上げられて、洪水の原因の一つになる可能性がある。そこで、前項で整理した河口幅と既往洪水規模の関係について整理を行った。結果を Figure 5-40~Figure 5-41 に示す。

この図から、洪水規模が大きくなると当然ながら河口砂州がフラッシュされ幅が広がることわかる。河口フラッシュで河口幅が急激に開く目安としては、概ね 50 年確率より大きい洪水であることがわかる。ただし、洪水というイベントを抽出している都合上、サンプル数が少なく、相関係数も Kosasthalaier や Kovalam basin (Muttukadu) では小さいことに留意が必要である。



出典: JICA Expert Team

Figure 5-40: 河口幅と洪水規模の関係 (Kosasthalaier, Cooum)



出典: JICA Expert Team

Figure 5-41: 河口幅と洪水規模の関係 (Adyar, B Canal North)

## 5.4 河口の潮位・波浪

沿岸域の問題を検討するための基礎条件としてチェンナイ沿岸及び各河口の潮位と波浪について整理を行った。

### 5.4.1 潮位

#### 5.4.1.1. 基本条件

基本となる潮位条件としては、チェンナイ港の潮位条件Hとして Indian Tide Table にまとめられている。潮位条件としては、次の通りである。

• Mean High Water Spring :	C. D. L. +1.15m
• Mean High Water Neap :	C. D. L. +0.84m
• Mean Low Water Spring :	C. D. L. +0.14m
• Mean Low Water Neap :	C. D. L. +0.43m
• Mean Sea Level :	C. D. L. +0.65m

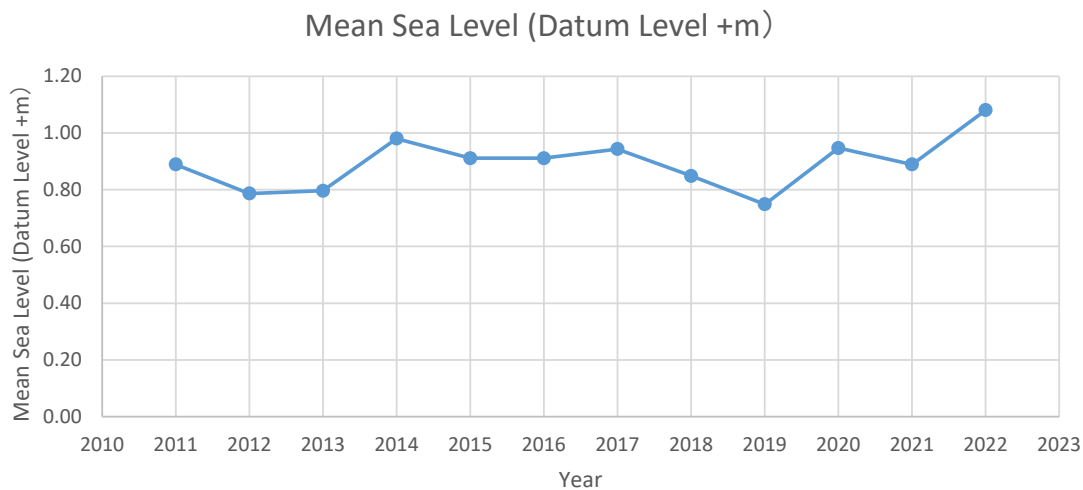
ここに、C. D. L. : Chart Datum Level である。

地形標高や陸上部の測量成果については、Mean Sea Level 基準となっていることから、本検討では、Mean Sea Level に主要な値を換算して用いることとする。

• Mean High Water Spring :	M. S. L. +0.50m
• Mean Sea Level :	M. S. L. +0.00m
• Mean Low Water Spring :	M. S. L. -0.51m

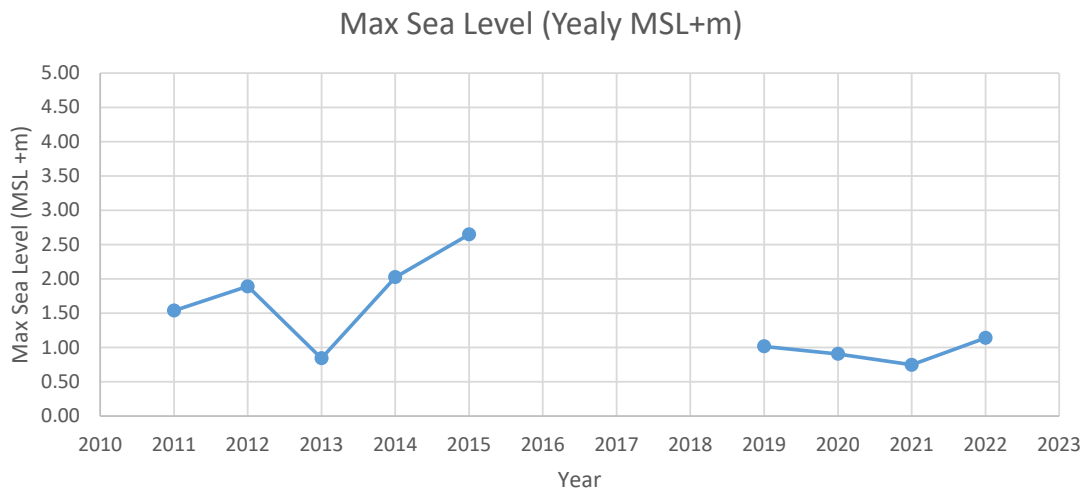
#### 5.4.1.2. 潮位観測

チェンナイにおいては、過去からサイクロンの被害を受けており、しばしば高潮が発生する。そこで、チェンナイ潮位観測所のデータから最大潮位の整理を行った。整理対象期間は、2011～2022年の12年間とした。整理結果を Figure 5-42～Figure 5-43 に示す。チェンナイの潮位観測所の Datum Level の明確な高さが不明であるため、年平均潮位を年ごとに算定し、平均潮位換算した。チェンナイの潮位観測所は欠測が非常に多く、平均潮位が変動している。そのため、明らかに異常と思われる最大潮位については棄却した(最大潮位 M. S. L. +3m 以上を棄却)。これから、年最大潮位は、M. S. L. +1～2.5m となった。



出典: JICA Expert Team

Figure 5-42: 平均潮位 (潮位観測基準)



出典: JICA Expert Team

Figure 5-43: 最大潮位 (年平均潮位基準)

#### 5.4.1.3. 確率潮位偏差

確率潮位については、Central Water and Power Research Station (CWPRS) において検討されている。検討方法は、過去の歴史的なサイクロン等を対象に数値計算を行い、極値統計解析から確率潮位偏差を算定している。算定された確率潮位偏差を以下に示す。

**Table 5-7: 確率潮位偏差**

Return Period in years	Storm Surge in meters
10	1.0
25	1.2
50	1.4
100	1.6

出典: “Design Wave Prediction & Storm Surge Analysis” by M. D. Kudale, Joint Director, CWPRS, Pune

#### 5.4.1.4. 設計高潮位

前項までの検討を基に、海岸堤防等の沿岸構造物の設計高潮位 (H. H. W. L.) を検討すると次のようになる。ここで、再現確率年は 50 年で設定した。「5.4.1.2」で整理した過去約 10 年間の最大潮位 (M. S. L. +1~2.5m) と同等となっており、概ね妥当な設定値と考えられる。

- Highest High Water Level (H. H. W. L.) : M. S. L. +1.90m

ここに

$$H. H. W. L. = H. W. L. + \text{確率潮位偏差 (再現確率 50 年)}$$

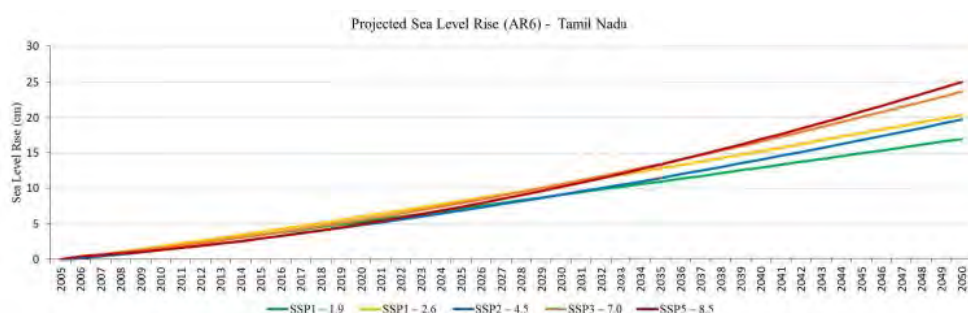
$$H. H. W. L. = M. S. L. + 0.50m + 1.40m$$

$$= M. S. L. + 1.90m$$

#### 5.4.1.5. 気候変動による潮位への影響

“Climate Risk Assessment and Adaptation Plan of Tamil Nadu - Coastal Ecosystem” (the Centre for Climate Change and Disaster Management (CCCDM), Anna University) によると、Tamil Nadu の 2050 年までの海面上昇量は、中位のシナリオ (SSP1-2.6: 温暖化を 2°C 未満に抑制し、今世紀後半には CO2 排出量を正味ゼロにするシナリオ) で、約 20cm と予想されている。また、低位のシナリオ (SSP1-1.9) では約 17cm、高位のシナリオ (SSP5-8.5) で 25cm となっており、予測の幅は 7cm 程度

である。



出典: CCCDM, Anna University

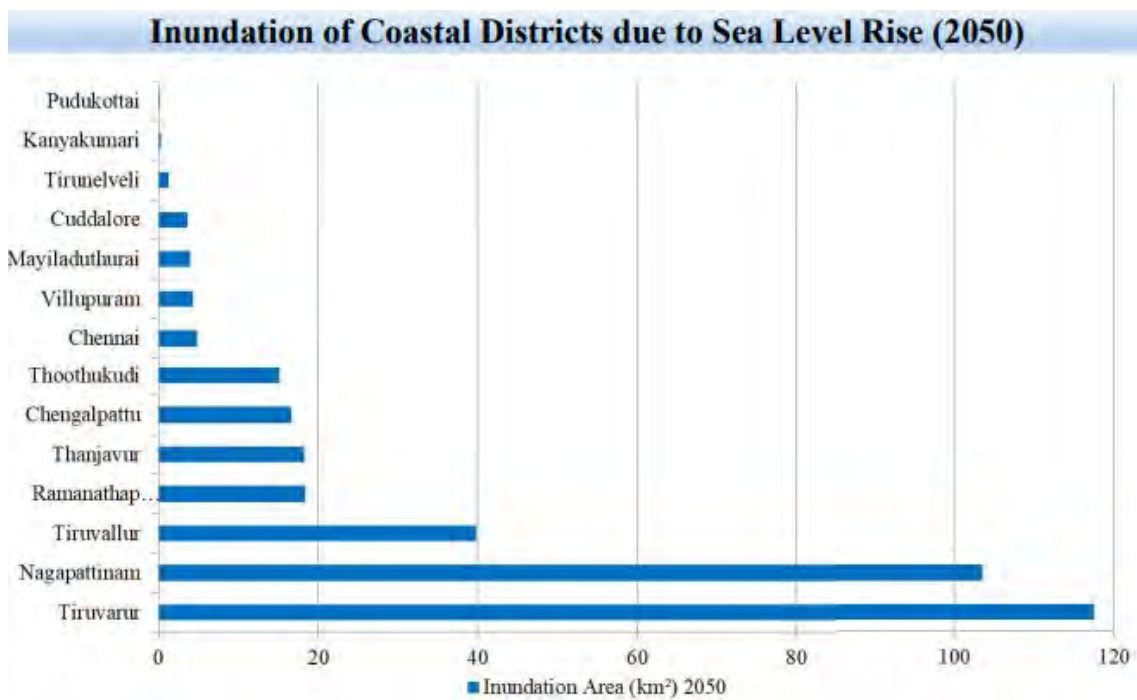
**Figure 5-44: Tamil Nadu 地区の海面上昇量**

また、NIOT によると、インドの海岸沿いの相対的な海面レベルの変化率は、 $-3.36$  mm/年から $+5.16$  mm/年（正の値と負の値はそれぞれ海面の上昇と下降を示す）であることが分かっている。チェンナイでは海面が上昇傾向（ $0.33$  mm/年）であるが、Nagapatnam ( $-1.95$  mm/yr), や Tuticorin ( $-2.70$  mm/yr) は下降傾向も示しており、一律ではない。

その他、インドの科学技術政策研究センター（CSTEP）の報告書では、1987 年から 2021 年の間にチェンナイでは海面が合計で  $0.679$  cm 上昇し、年間平均で  $0.066$  cm（約  $0.66$  mm）の上昇があった。また、「Tamilu Nadu の気候リスク評価と適応計画 - 沿岸生態系」に関するセンター（CCCDM）の報告書によると、過去 100 年間（1916 年～2015 年）のチェンナイ沿岸での相対的な海面上昇は  $5.5$  cm となっている。

海面上昇が与える影響について、チェンナイから  $300\sim 350$ km 南に位置する Tiruvarur, Nagapattinam, Thanjavur などの地区が浸水面積では最も影響を受けるとされており、チェンナイでは、相対的には影響が小さいと評価されている。

以上の研究を踏まえると、チェンナイでの海面上昇のリスクは比較的低いと考えられる。



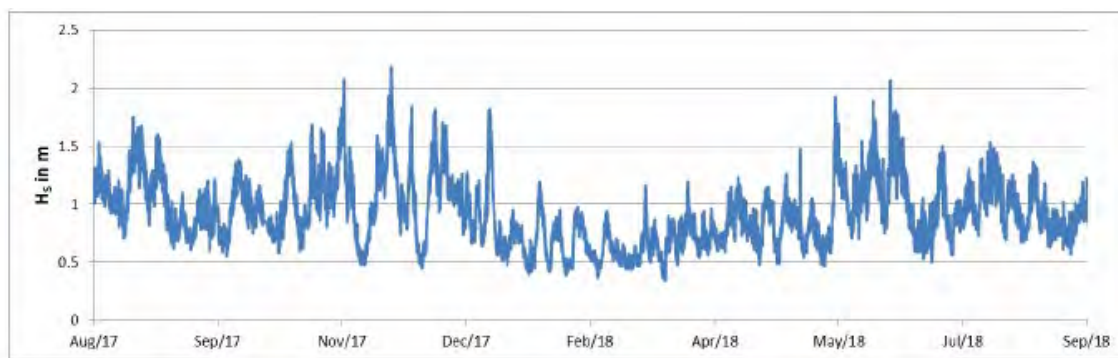
出典: CCCDM, Anna University

Figure 5-45: 2050年時点の海面上昇による沿岸地区の浸水域

## 5.4.2 波浪

### 5.4.2.1. 波浪観測

チェンナイ地域については、常時設置されている波浪観測施設はない。また、長期観測されたデータがない。ただし、チェンナイ港で1年間観測された記録がある。観測記録の例を Figure 5-46 に示す。波高は、0.5~2m 程度の波高となっている。

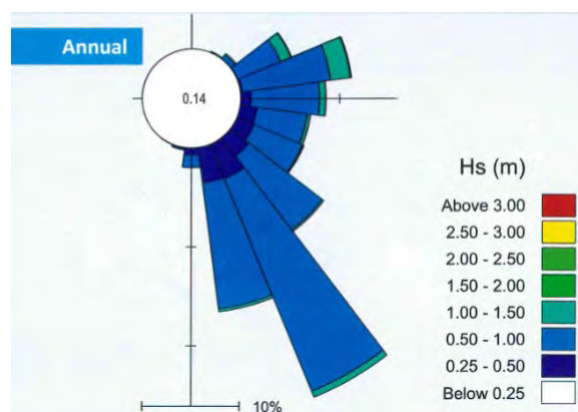


出典: Scientific studies for sustainable opening of the Adyar River mouth

Figure 5-46: 波浪観測データ

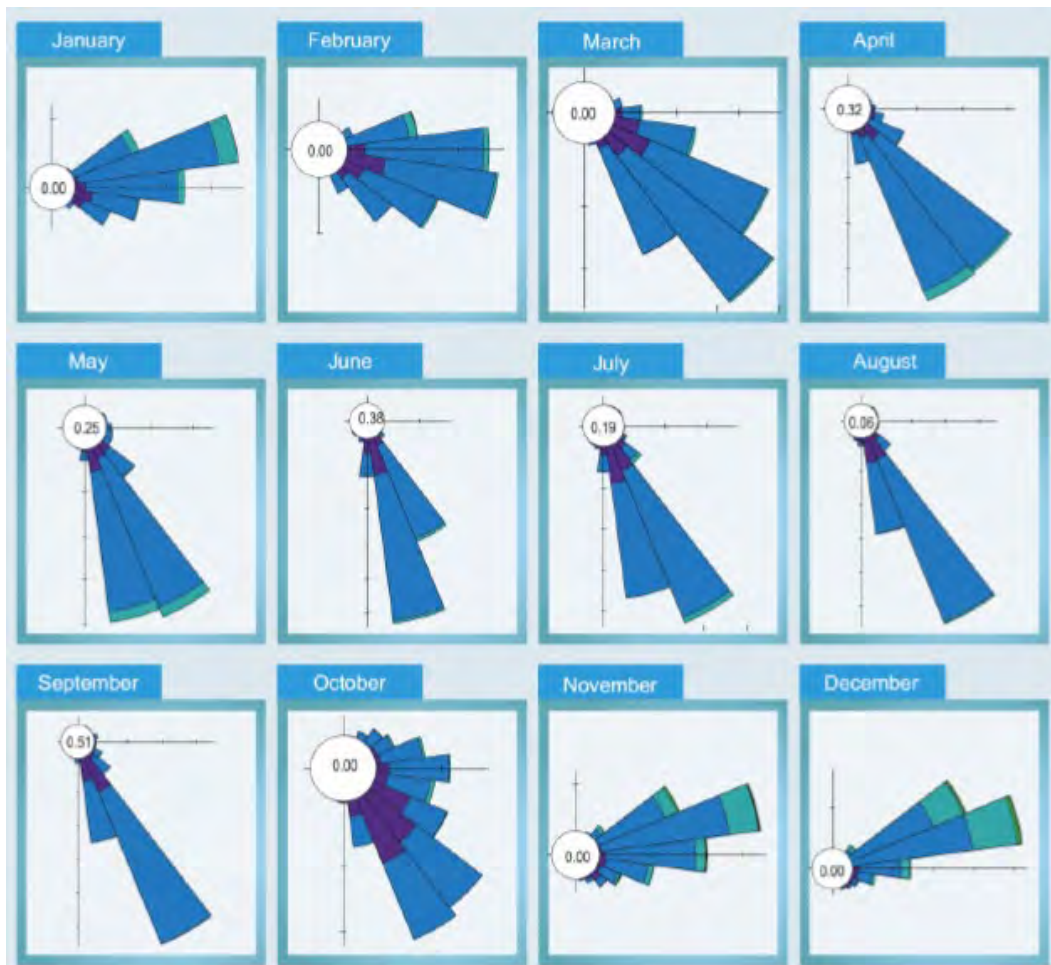
### 5.4.2.2. 推算波浪

前述の通り波浪データは存在しないものの、NIOT によりインド沿岸全域を対象に MIKE21-SW による波浪推算が行われている。チェンナイ地域における波浪推算結果を以下に示す。最も多い波高階級は、0.5~1.0m であり、2m を超える高波浪は ENE 方向から来襲する。



出典: Wave Atlas of Indian Coast, NIOT

Figure 5-47: チェンナイにおける年間推算波浪



出典: Wave Atlas of Indian Coast, NIOT

Figure 5-48: チェンナイにおける月別推算波浪

#### 5.4.2.3. 確率波浪

確率波浪については、確率潮位同様に Central Water and Power Research Station において検討されている。検討方法は、過去の歴史的なサイクロン等を対象に数値計算を行い、極値統計解析から確率波浪を算定している。算定された確率波浪を以下に示す。

Table 5-8: 確率波浪 (水深 40m)

Return Period in years	Hs in meters
10	8.1
25	8.7
50	9.0
100	9.3

出典: “Design Wave Prediction & Storm Surge Analysis” by M. D. Kudale, Joint Directo, CWPRS, Pune

#### 5.4.2.4. 設計波浪

海岸堤防等の沿岸構造物の設計波浪に用いる確率年としては、Cooum 川の導流堤で用いられている 50 年を対象とする。従って、設計波浪は次の通りとなる。

- Offshore Design Wave Height :  $H_s = 9.0\text{m}$  (水深 40m)

なお、Cooum 川河口の導流堤の設計では、次の値が用いられている。

- Significant wave height of incident waves at toe of the structure :  $H_s = 3.5\text{m}$
- Mean Wave Period :  $T_m = 5.37\text{s}$  (Corresponding to  $H_s=3.5\text{m}$  taken from Wave Atlas)

また導流堤の遡上高としては、次の値が用いられている。

- Design Crest Elevation =  $DWL + \text{Run-up Height} + FB$   
= C. D. L. +  $2.5\text{m} + 2.37\text{m} + 0.75\text{m}$   
= C. D. L. +  $5.62\text{m}$   
= MSL +  $4.97\text{m}$

ここで

Design Crest Elevation : 導流堤の設計天端高 (m)

Run-up Height : 波の遡上高 (m)

FB (Free Board) : 余裕高 (m)

なお、上記で用いられている設計高潮位 (C. D. L. +  $2.5\text{m}$ ) は、前項で設定した値 (MSL +  $1.90\text{m} = \text{C. D. L.} + 2.55\text{m}$ ) とほぼ一致している。

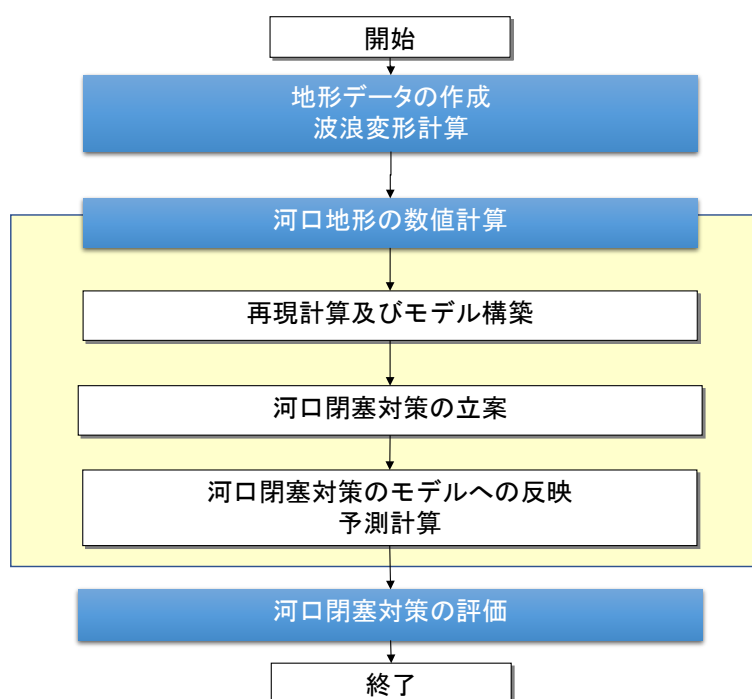
## 5.5 河口閉塞対策の検討

### 5.5.1 目的

前項までで述べたように、チェンナイ沿岸河口ではしばしば河口閉塞が発生している。各河口では、導流堤の建設や定期浚渫などの対策がとられているものの、導流堤を新規に建設した河口では、今後、沿岸漂砂遮断による堆積・侵食等の問題が発生すると考えられ、追加対策や浚渫が今後も必要になると考えられる。そこで、本検討では、対象4河口を対象に河口閉塞対策の検討（追加対策・代替案等）を行うことを目的とする。

### 5.5.2 解析手法及び検討フロー

河口閉塞対策の検討フローを Figure:5-45 に示す。最初対象河川の河口部の地形データを収集し、河口地形モデルを作成する。その後、河口に対する外力として波浪変形計算を行う。波浪変形計算結果を外力として三次元海浜変形計算を行い、河口の砂州形成状況の再現を実施する。その再現計算で構築した数値解析モデルを用いて、立案した河口閉塞対策を実施した場合のケースについて予測計算を行う。最後に検討した河口閉塞対策を評価し、最も効果が高い河口閉塞対策を設定する。



出典: JICA Expert Team

Figure 5-49: 河口閉塞対策検討フロー

### 5.5.3 地形データの作成

数値計算モデルを構築するため、河口部の地形データを収集・統合して河口地形データを作成した。水面下は深浅測量データを使用し、陸上部は AW3D<sup>1</sup>データを用いて、河口地形モデルを作成した。河口地形データが十分でない箇所については、空中写真等から適宜補間した。地形データの作成結果を以下に示す。



出典: JICA Expert Team

Figure 5-50: 河口地形モデル (Kosasthalaiyar)



出典: JICA Expert Team

Figure 5-51: 河口地形モデル (Cooum)

<sup>1</sup> AW3D は、長年にわたる衛星画像処理技術の蓄積を持つリモート・センシング技術センター (RESTEC) と、高速・高精度データ処理技術を持つ NTT データが共同で開発・販売する 3D 地図データである。地図の元となるデータは、広域性に優れた宇宙航空研究開発機構 (JAXA) の陸域観測技術衛星「だいち (ALOS)」と、世界最高性能の衛星を運用する米国 Maxar 社の高精細な衛星画像を活用。広域性と高精細性を兼ね備えた全世界 3D 地図である。



出典: JICA Expert Team

Figure 5-52: 河口地形モデル (Adyar)



出典: JICA Expert Team

Figure 5-53: 河口地形モデル (B Canal North)

#### 5.5.4 波浪変形計算

三次元海浜変形計算の外力となる波浪条件を設定するため、エネルギー平衡方程式による波浪変形計算を行った。沖波条件は、ERA5 データ<sup>2</sup>から月別エネルギー平均波を算定し、波浪変形計算モデルに入力した。波浪変形計算結果から、対象河川の河口部の波浪条件を抽出し、三次元海浜変形モデルの入力条件とした。

<sup>2</sup> ERA5 は、欧州中期気象予報センター (ECMWF) による第 5 世代の大気再解析データセット。ERA5 は、過去の観測データを最新の予報モデルに同化することで、過去の気象状況を再現するデータセットとなっており、波浪データについてもこの再解析データに含まれている。

5.5.4.1. 解析手法

波浪変形計算の手法は、エネルギー平衡方程式法とした。エネルギー平衡方程式法は、沖合の屈折変形・浅水変形を考慮可能なモデルとなっており、沖合から沿岸までの波浪変形計算に用いた。各解析手法の比較を Table5-9 に示す。

Table5-9: 波浪変形計算手法の比較

モデル方程式	浅水変形	屈折	回折	反射	碎波モデル	任意水深	流れの影響	不規則性	非線形性	計算領域			備考	
										広	中	狭		
波向線法	◎	◎	×			◎	○	○	△	○	○	○	波速に非線形性を含められる	
エネルギー平衡方程式	◎	◎	▽	△	○	◎	○	◎	×	○	○	○		
ヘルムホルツ方程式	○	○	◎	◎	×	◎	×	○	×				領域ごとに一様水深のみ	
簡便法(高山法)			◎	◎	×	◎	×	◎	×		○	○	一様水深のみ	
緩勾配方程式	◎	◎	◎	◎	○	◎	○	○	△					
非定常緩勾配方程式	◎	◎	◎	◎	○	◎	○		×			○	碎波モデル・境界条件処理が容易	
数値波動解析法	○	◎	◎	◎		◎			×					
緩勾配不規則波動方程式	◎	◎	◎	◎	○	◎		◎	×					
放物型波動方程式	◎	◎	◎	△	○	◎	○	○	△		○	○		
非線形長波方程式	◎	◎	◎	◎	○	×		◎	◎				○	極浅海域に限定される
ブシネスク方程式	◎	◎	◎	◎	○	○	○	◎	◎				○	原方程式は浅海域に限定される
強非線形強分散性波動方程式	◎	◎	◎	◎		◎		◎	◎				○	

◎: 基本形で適用可能    ○: 応用形で一般的適用可能    △: 応用形で部分的適用可能  
▽: 基本理論では考慮されていないが実用上可能    空白: 研究により適用できる可能性あり    ×: 適用不可能  
計算領域=広: 深海から浅海を含む程度, 中: 構造物周辺の海域程度, 狭: 港内程度

出典: 海岸保全施設設計便覧 2000 年版、土木学会

#### 5.5.4.2. 沖波波浪

沖波波浪については、長期の波浪観測記録がチェンナイ近傍にないことから、ECMWF (欧州中期予報センター) により提供されている ERA5 の波浪 GPV データを用いた。また、地形変化の数値計算に用いることから、エネルギー平均波を算定した。算定結果を Table 5-10 に示す。沖波波浪の推算点位置を Figure 5-54 に示す。なお、ERA5 の推算値については、世界中の波浪観測ブイの観測値と比較されており、インド洋においても観測ブイの数が少ないものの比較検証されている<sup>3</sup>。

**Table 5-10: 沖波波浪 (月別エネルギー平均波)**

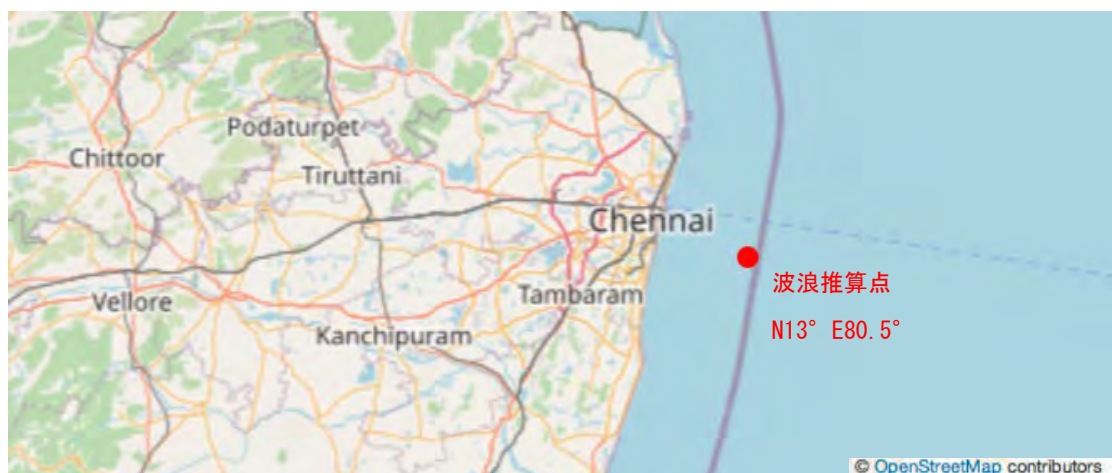
		Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
設定項目	Ho(m)	0.94	0.82	0.72	0.85	1.11	1.09	1.03	1.04	0.97	0.94	1.22	1.30
	To(s)	7.0	7.1	7.1	7.1	7.5	7.8	8.2	8.3	8.2	8.1	7.3	7.3
	Dir(° N)	87	102	137	153	158	171	167	167	164	126	83	76
	Smax	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	25

Ho : 沖波波高、To : 沖波周期、Dir : 波向、Smax : 波の方向集中度  
出典: JICA Expert Team

<sup>3</sup> ERA5 の有義波高、ピーク周期の検証結果 :

有義波高 : <https://confluence.ecmwf.int/display/WLW/Significant+wave+height>

ピーク周期 : <https://confluence.ecmwf.int/display/WLW/Wave+peak+period>



出典: JICA Expert Team, 下図: OpenStreetMap

Figure 5-54: 波浪推算点 (ERA5)

#### 5.5.4.3. 波浪変形計算

上記を入力波として波浪変形計算を行った。波浪変形計算条件の入力条件およびエネルギー平衡方程式の出力の一例を Table 5-11、Figure 5-55～Figure 5-56 に示す。また、この波浪変形計算結果から抽出した各河口での波浪条件を Table 5-12 に示す。

Table 5-11: 波浪変形計算入力条件

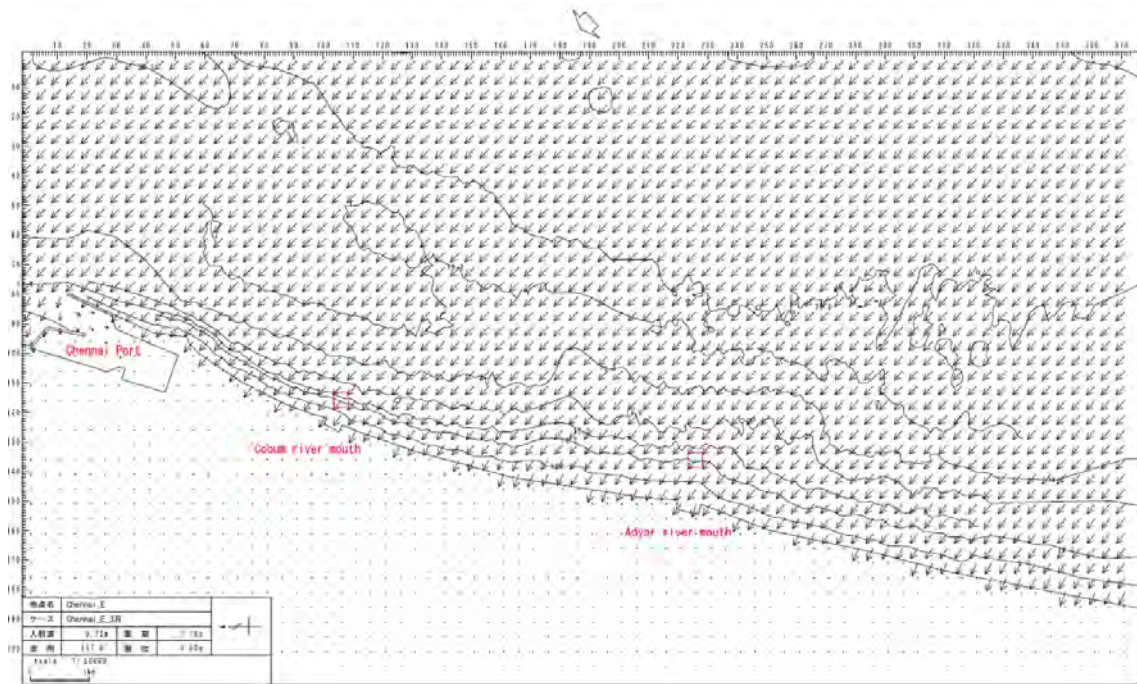
入力条件		Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
設定項目	Ho(m)	0.94	0.82	0.72	0.85	1.11	1.09	1.03	1.04	0.97	0.94	1.22	1.30
	To(s)	7.0	7.1	7.1	7.1	7.5	7.8	8.2	8.3	8.2	8.1	7.3	7.3
	Dir(° N)	87	102	137	153	158	171	167	167	164	126	83	76
	Smax	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	25
	Tide Level	CDL+0.65m (MSL+0.0m)											
	方向分割数	36											
	周波数分割数	10											

出典: JICA Expert Team

Table 5-12: 計算結果 (各河川の河口における波浪)

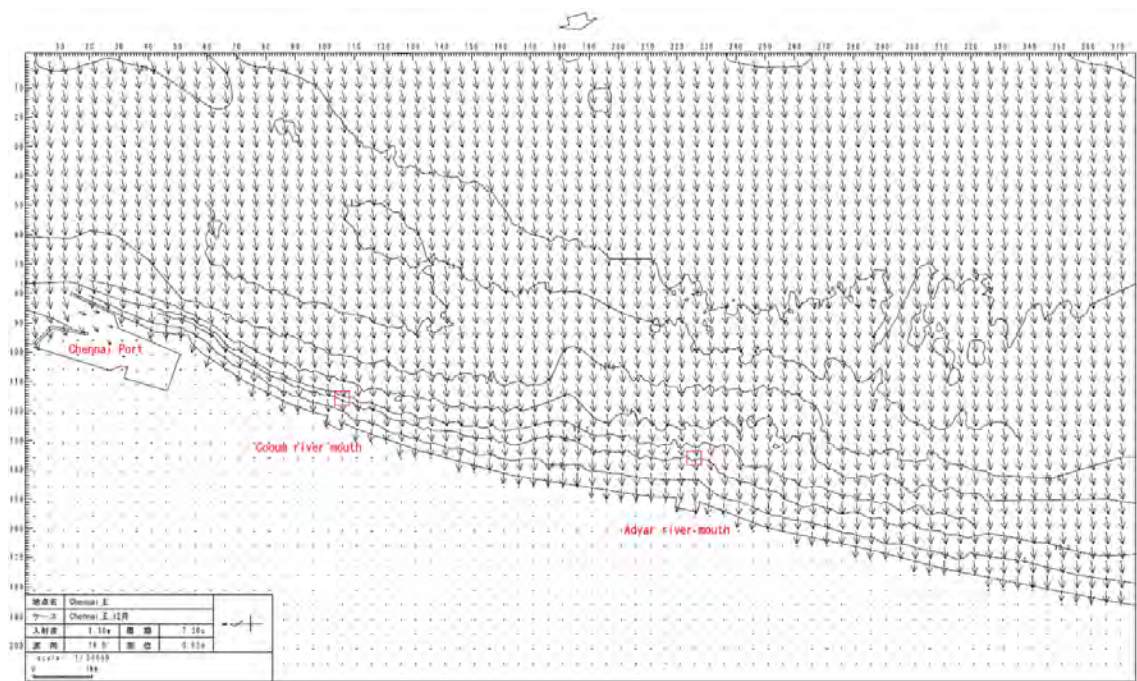
River Mouth		Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
Ennore	Hs(m)	0.86	0.76	0.64	0.72	0.91	0.79	0.77	0.78	0.75	0.85	1.10	1.13
	Ts(s)	7.0	7.1	7.1	7.1	7.5	7.8	8.2	8.3	8.2	8.1	7.3	7.3
	Dir(° N)	92	104	131	142	144	149	145	145	144	121	89	87
Cooum	Hs(m)	0.87	0.77	0.66	0.70	0.86	0.69	0.69	0.69	0.68	0.89	1.13	1.16
	Ts(s)	7.0	7.1	7.1	7.1	7.5	7.8	8.2	8.3	8.2	8.1	7.3	7.3
	Dir(° N)	90	103	131	142	143	149	146	145	144	121	88	85
Adyar	Hs(m)	0.87	0.78	0.66	0.74	0.93	0.78	0.79	0.80	0.77	0.85	1.12	1.18
	Ts(s)	7.0	7.1	7.1	7.1	7.5	7.8	8.2	8.3	8.2	8.1	7.3	7.3
	Dir(° N)	90	101	130	141	142	148	144	144	143	119	87	82
Kovalam	Hs(m)	0.85	0.74	0.59	0.63	0.78	0.66	0.65	0.65	0.63	0.79	1.11	1.18
	Ts(s)	7.0	7.1	7.1	7.1	7.5	7.8	8.2	8.3	8.2	8.1	7.3	7.3
	Dir(° N)	90	102	127	136	137	141	138	137	137	118	87	82
Kokilamedu	Hs(m)	0.86	0.76	0.66	0.75	0.95	0.85	0.84	0.85	0.81	0.87	1.12	1.15
	Ts(s)	7.0	7.1	7.1	7.1	7.5	7.8	8.2	8.3	8.2	8.1	7.3	7.3
	Dir(° N)	88	103	131	143	144	151	147	147	145	121	88	86

出典: JICA Expert Team



出典: JICA Expert Team

Figure 5-55: 波浪変形計算結果例 (波向ベクトル図: 3月)



出典: JICA Expert Team

Figure 5-56: 波浪変形計算結果例 (波向ベクトル図: 12月)

### 5.5.5 地形変化解析

#### 5.5.5.1. 解析モデル

本モデルで用いる3次元海浜変形予測モデルは、①波浪場の計算、②海浜流場の計算、③漂砂量および④地形変化計算の4つのサブモデルから構成される。波浪場は間瀬ら(2001)<sup>4</sup>の多方向不規則波におけるエネルギー平衡方程式、海浜流場は $\sigma$ 座標変換を用いた多層準3次元海浜流モデル<sup>5</sup>を用い、漂砂量は掃流砂と浮遊砂によるものを考慮している。本モデルでは、海浜流場の計算においては準3次元海浜流モデル、漂砂量計算では、渡辺モデル(1984)を採用して検討した。

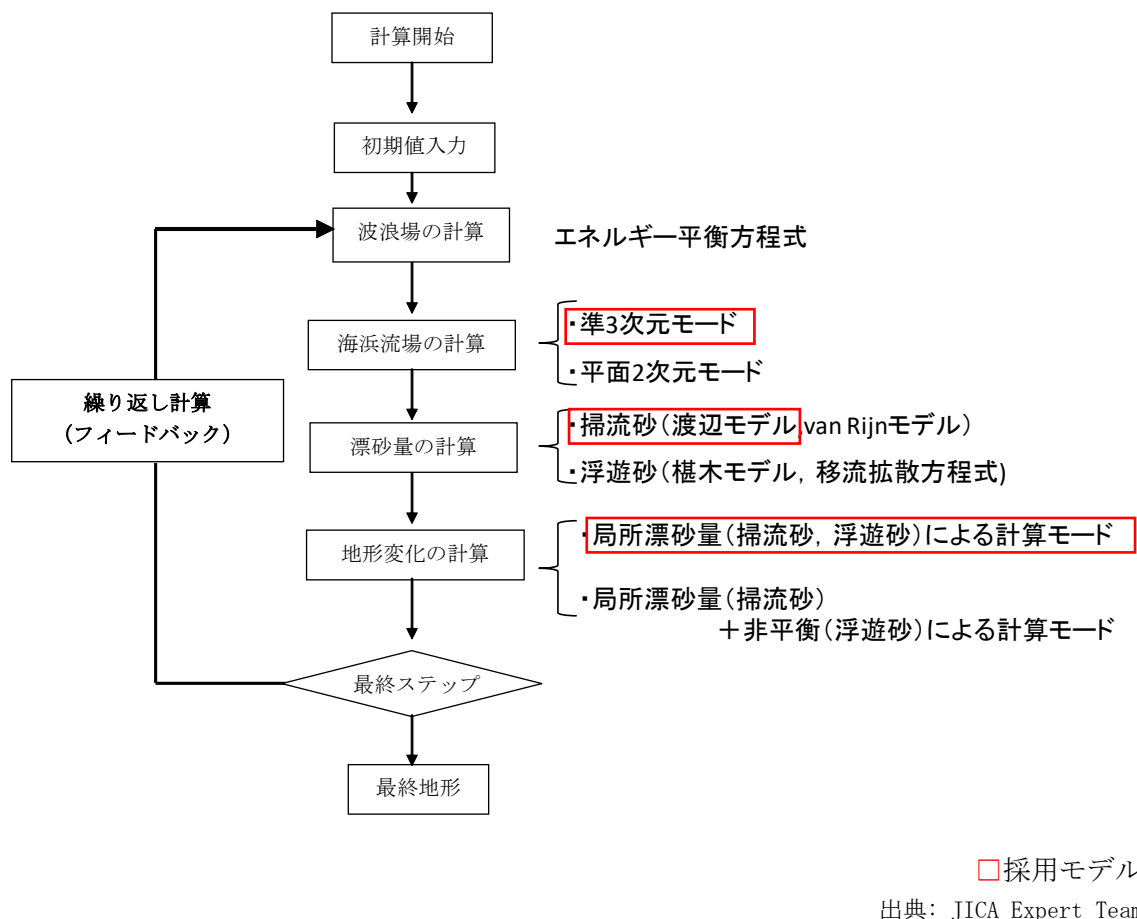


Figure 5-57: 三次元海浜変形モデルの計算フロー

<sup>4</sup> 間瀬 肇・高山知司・国富将嗣・三島豊秋: 波の回折を考慮した多方向不規則波の変形計算モデルに関する研究、土木学会論文集、第 628 号、II-48, pp. 177-187, 1999.

<sup>5</sup> 黒岩正光・野田英明・芳地康征 (1997): 準3次元海浜流場の数値シミュレーションに関する研究、海岸工学論文集、第 44 巻, pp. 151-155.

### 5.5.5.2. 解析条件

#### (1) 潮位条件

潮位条件は、平均潮位 (M. S. L. +0.0m) とした。

#### 1) 波浪条件

各河川に与えた波浪条件を以下に示す。波浪変形計算結果から設定した。

**Table 5-13: 計算結果 (各河川の河口における波浪)**

River Mouth		Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep
Ennore	Hs(m)	0.86	0.76	0.64	0.72	0.91	0.79	0.77	0.78	0.75
	Ts(s)	7.0	7.1	7.1	7.1	7.5	7.8	8.2	8.3	8.2
	Dir(° N)	92	104	131	142	144	149	145	145	144
Cooum	Hs(m)	0.87	0.77	0.66	0.70	0.86	0.69	0.69	0.69	0.68
	Ts(s)	7.0	7.1	7.1	7.1	7.5	7.8	8.2	8.3	8.2
	Dir(° N)	90	103	131	142	143	149	146	145	144
Adyar	Hs(m)	0.87	0.78	0.66	0.74	0.93	0.78	0.79	0.80	0.77
	Ts(s)	7.0	7.1	7.1	7.1	7.5	7.8	8.2	8.3	8.2
	Dir(° N)	90	101	130	141	142	148	144	144	143
Kovalam (Muttukadu)	Hs(m)	0.85	0.74	0.59	0.63	0.78	0.66	0.65	0.65	0.63
	Ts(s)	7.0	7.1	7.1	7.1	7.5	7.8	8.2	8.3	8.2
	Dir(° N)	90.0	102.0	127.0	136.0	137.0	141.0	138.0	137.0	137.0
Kokilamedu	Hs(m)	0.86	0.76	0.66	0.75	0.95	0.85	0.84	0.85	0.81
	Ts(s)	7.0	7.1	7.1	7.1	7.5	7.8	8.2	8.3	8.2
	Dir(° N)	88	103	131	143	144	151	147	147	145

Hs: 有義波波高、Ts: 有義波周期、Dir: 波向

出典: JICA Expert Team

#### (2) 粒径

粒径は、各河川の粒径調査結果に基づいて、D50 粒径を設定した。具体的には、粒径調査結果がある Cooum 川及び Adyar 川河口の粒径を設定し、その他の河川については、それぞれに最も近い河川の粒径を設定した。

#### (3) 河川流量

三次元海浜変形モデルは、主に波浪による地形変化 (河口砂州の発達等) を対象として計算するモデルである。したがって、計算期間は乾期である 9 ヶ月を対象とし、出水がある雨期は対象外とした。そのため、河川からの流量は 0 とした。

#### (4) 計算領域・計算格子

波浪変形計算は、「5.5.4.3 波浪変形計算」で示したように広域で計算したが、地形変化計算は、各河口付近の領域に絞って計算を実施した。計算領域の大きさおよび

計算格子の間隔を以下に示す。計算格子は 10m 正方格子である。なお、Cooum 川は、河口幅が狭いため、5m 格子とした。

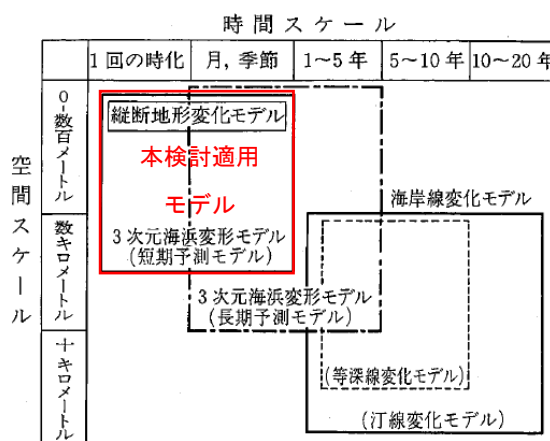
**Table 5-14: 計算領域及び格子サイズ**

河口	領域		メッシュサイズ	
	沿岸方向	岸沖方向	dx	dy
Ennore	2000m	2000m	10m	10m
Cooum	1000m	1000m	5m	5m
Adyar	2500m	1000m	10m	10m
Kovalam	2500m	2500m	10m	10m
Kokilamedu	2500m	2500m	10m	10m

出典: JICA Expert Team

(5) 計算対象期間

海浜変形モデルの適用範囲を示したものを Figure 5-58 に示す。本検討で使用する三次元海浜変形モデルは、砕波帯内の戻り流れも取り扱うことができる三次元海浜変形モデル（短期予測モデル）に分類される。前述したように空間スケールとしては、数 km、時間スケールとしては、一時化～1 年程度までの地形変化を扱うモデルである。本検討では、計算期間は 1 年間とするものの、河川流量の影響が小さい期間（1～9 月）について、主に波浪によって発達する河口砂州地形を検討対象とした。河川流については、時系列流量を与えるような厳密な取り扱いができず、その想定も難しいことから、河川流の影響が大きい時期（10～12 月）は検討対象外とした。

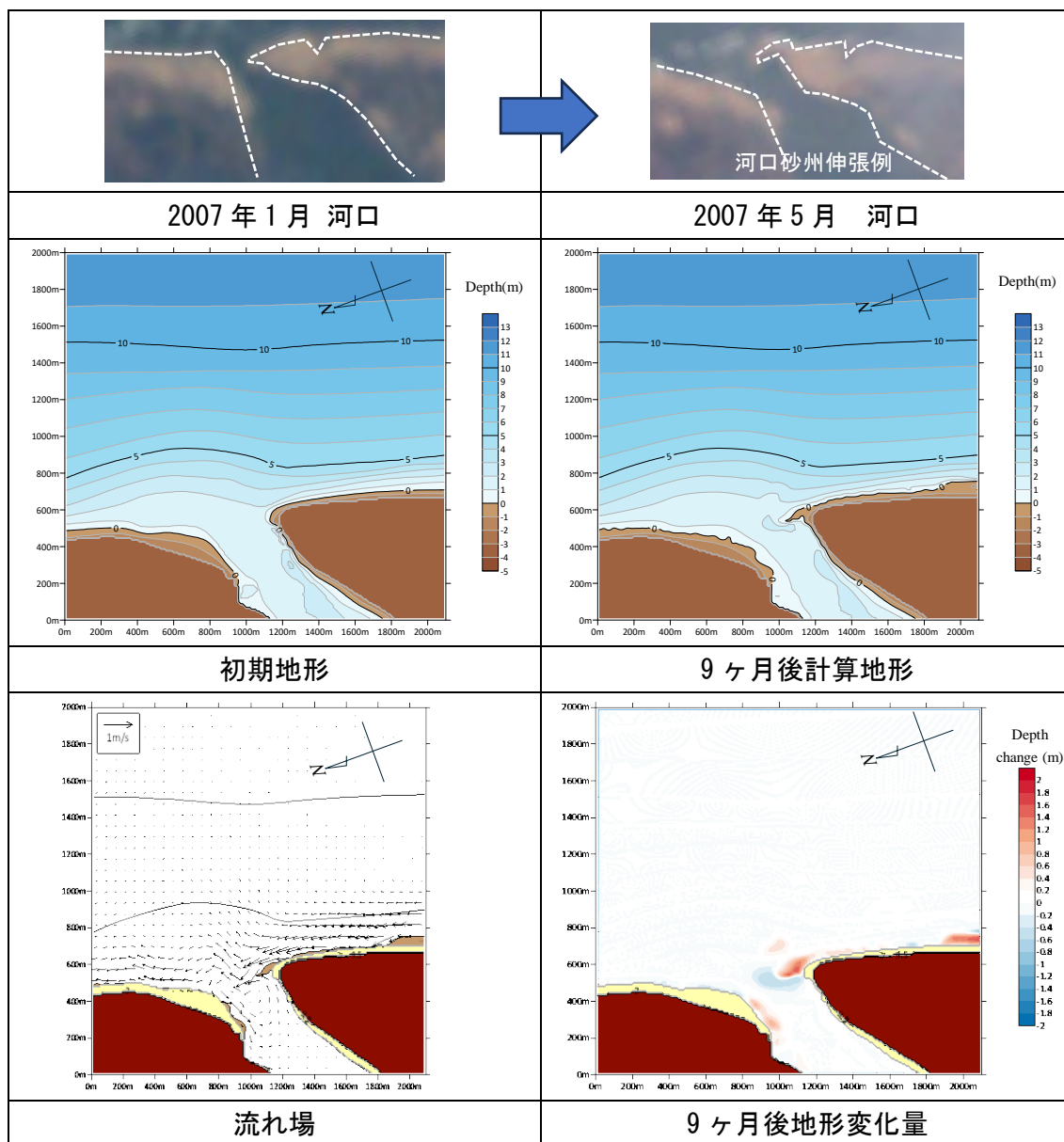


出典: 海岸施設設計便覧[2000年版], 土木学会

**Figure 5-58: 海浜変形モデルの適用範囲**

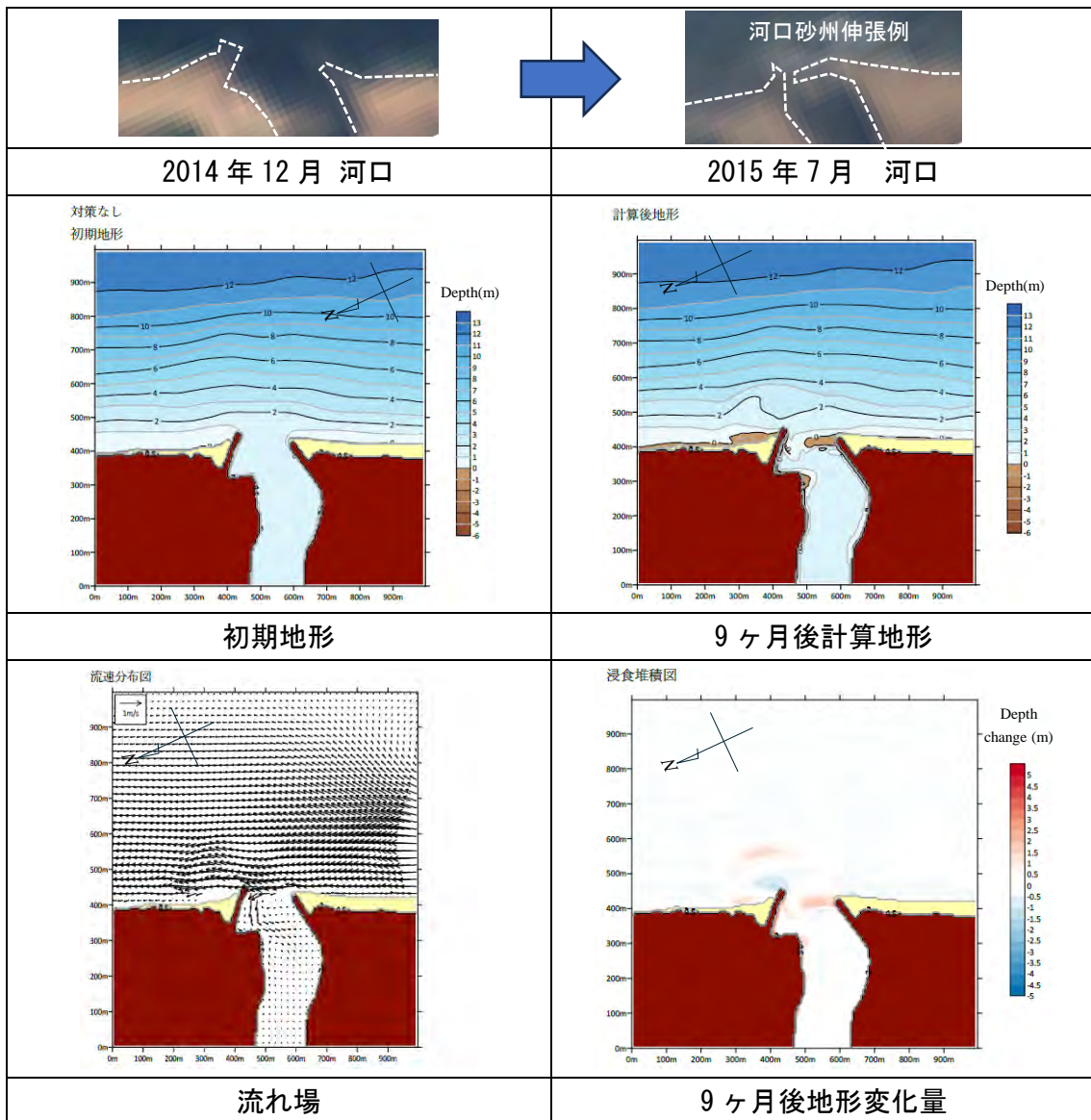
5.5.5.3. 再現計算

前項までの検討条件を踏まえ、三次元海浜変形モデルによる再現計算を実施した。再現計算結果を Figure 5-59~Figure 5-62 に示す。本モデルは、主に河口砂州を含む海浜変形を解析するモデルとなっており、モンスーン前には河口の浚渫も行われるため、雨期（出水期）を除く9ヶ月を解析とした。各河川の河口砂州が北向きの漂砂により右岸より左岸側に向かって発達する状況（各図上部に衛星画像に基づく各河口砂州の伸張を例示）が数値計算で再現されており、現実の河口砂州の発達を再現しているといえる。



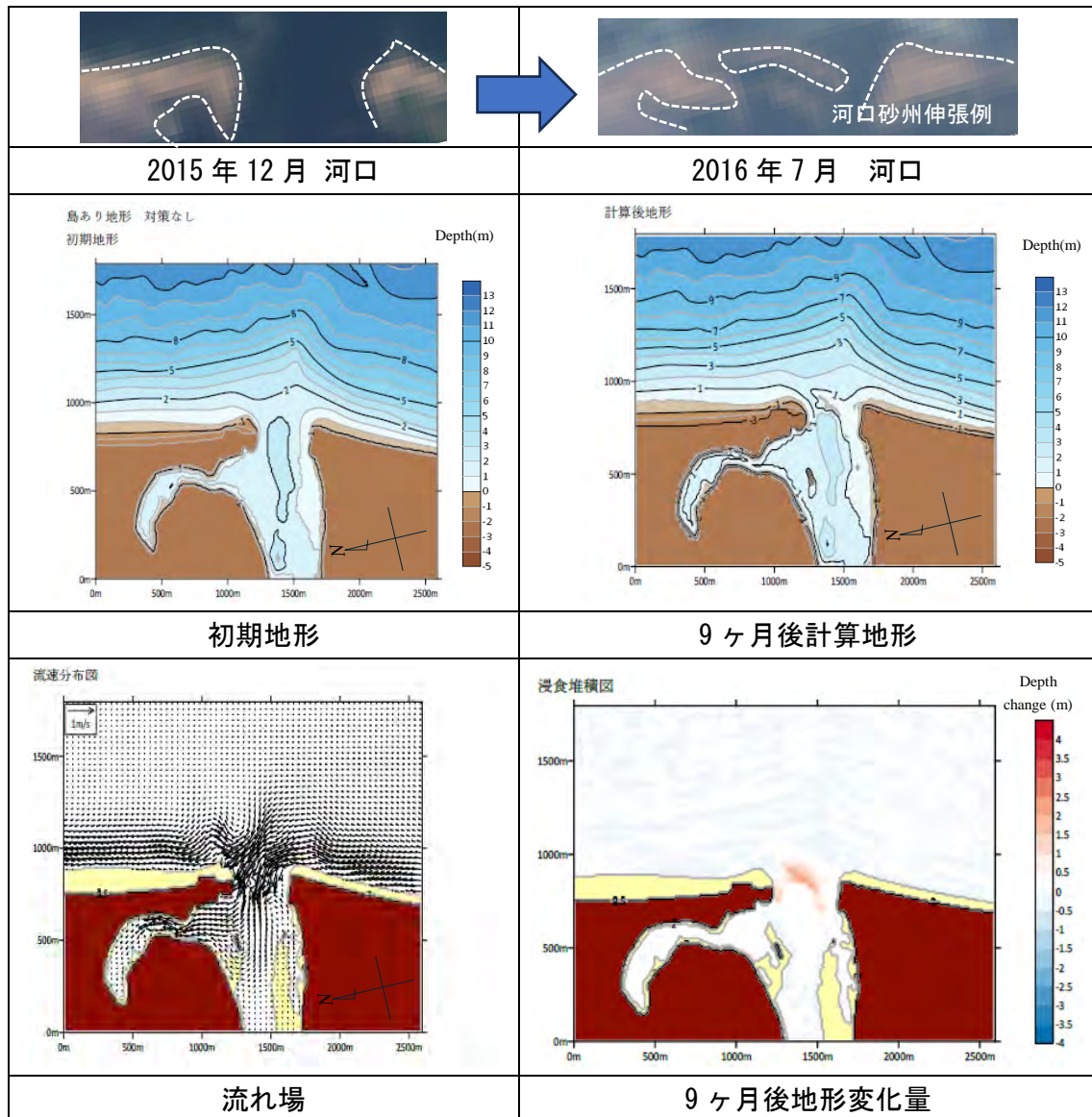
出典: JICA Expert Team

Figure 5-59: Kosasthalaiyar 川の再現計算結果



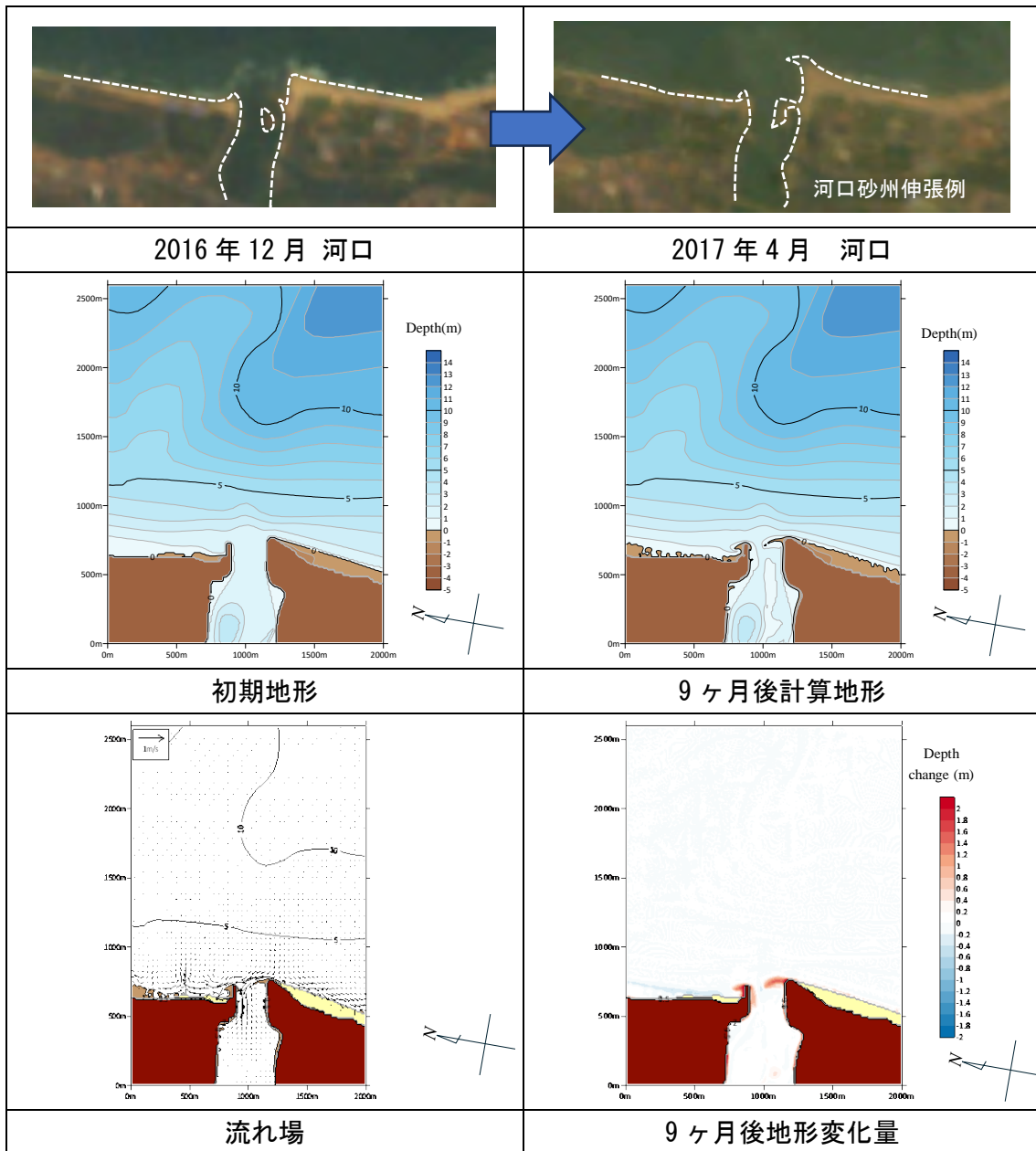
出典: JICA Expert Team

Figure 5-60: Cooum 川の再現計算結果



出典: JICA Expert Team

Figure 5-61: Adyar 川の再現計算結果



出典: JICA Expert Team

Figure 5-62: B Canal(North)河口の再現計算結果

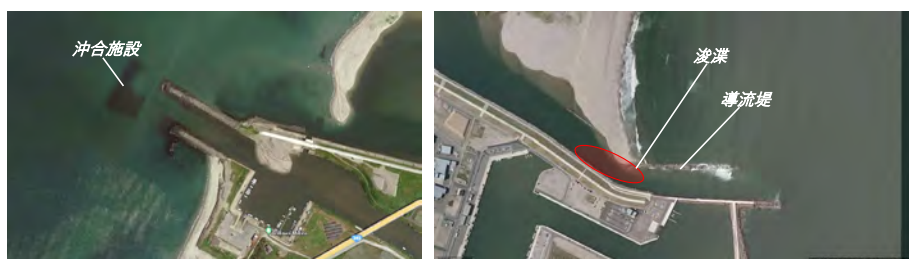
#### 5.5.5.4. 対策案の検討

##### (1) 検討方針

現在、各河川の河口では、既に河口閉塞対策として導流堤や突堤が設置されており、モンスーン前に浚渫が実施されている。前項の河口特性や河口閉塞原因を踏まえて、複数の対策を検討する。河口閉塞対策としては、日本における河口閉塞対策事例 (Figure 5-63) を踏まえ、導流堤・突堤、浚渫、沖合施設の3つの選択肢を検討する。それぞれの対策の特性を下記に列記する。

- ・ 導流堤・突堤：河口へ堆積する海岸部の沿岸漂砂の河口内への移動を阻止する。
- ・ 浚渫：河口にたまった土砂を浚渫して河口閉塞を直接的に阻止する。
- ・ 沖合施設 (離岸堤・人工リーフ等)：沖合施設背後に土砂を堆積させることにより、河口へ堆積する海岸部の沿岸漂砂の河口内への移動を阻止する。

対象河川それぞれの対策工の検討方針を以下に示す。



出典：JICA Expert Team, 写真：国土地理院

**Figure 5-63: 日本における河口閉塞対策事例 (導流堤、浚渫、沖合施設)**

##### (2) Kosasthalaiyar 川

Kosasthalaiyar 川の河口については、TNWRD により導流堤工事が進められている。そこで、TNWRD により進められた対策案による予測計算及び代替案の検討を行う。ほぼ完成している河口導流堤の写真を Figure 5-64 に示す。



出典：JICA Expert Team

**Figure 5-64: Kosasthalaiyar 河口導流堤 (2024/2/14 撮影)**

(3) Cooum 川

Cooum 川の河口についても、インド政府により導流堤工事が進められている。そこで、Kosasthalaiyar 同様に、インド政府により進められた対策案による予測計算及び代替案の検討を行う。ほぼ完成している河口導流堤の写真を Figure 5-65 に示す。



出典: JICA Expert Team

**Figure 5-65: Cooum 河口導流堤 (2024/2/13 撮影)**

(4) Adyar 川

Adyar 川河口においては、インド政府検討によると、導流堤等のハード対策ではなく、維持浚渫による河口維持の方針となっている。そこで、代替案として、ハード対策を行った場合の検討を行う。

(5) Muttukadu (Backingham Canal (North))

Muttukadu においては、すでに既設の導流堤が設置されているものの、導流堤先端付近まで南側の海岸線が前進しており、導流堤の機能が失われつつある。Kosasthalaiyar や Cooum 川のように、現在のところ大規模な導流堤の建設計画もないことから、Muttukadu において、既存導流堤を延伸した場合と維持浚渫で対策した場合の比較検討を行い、対策案を提案する。なお、Kosasthalaiyar、Cooum、Adyar の3河川は、インド政府側での対策(工事)が進行しており、Muttukadu においては、対策(工事)等は進行していないため、他の河川の河口と比べて、導流堤構造や経済性も含めたより詳細な検討を行った。

#### 5.5.5.5. 予測計算及び対策案の評価

前項の対策方針を踏まえて、再現計算で構築した数値解析モデルで予測計算を実施した。予測計算の対象は、現在のインド政府の導流堤建設計画および追加対策案「本MPにおける代替案」である。計算は対象4河川について実施した。以下に計算結果を示す。

計算結果については、河道内の堆積量について比較し、各対策案の効果について比較を行った。

##### (1) Kosasthalaiyar 川

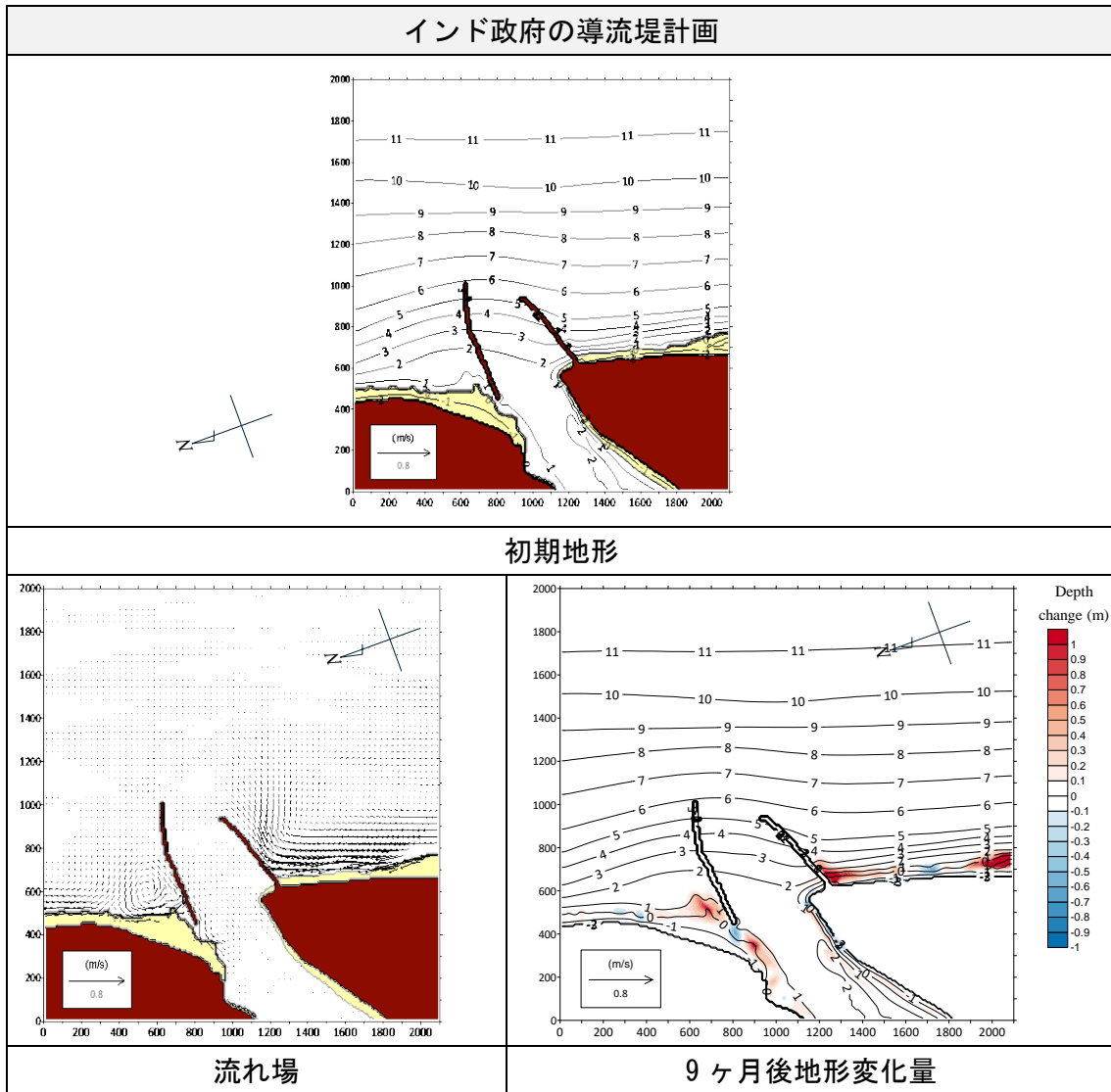
Kosasthalaiyar 川の河口については、インド政府により導流堤工事が進められており、対策がとられている。そこで、インド政府により進められた対策案による予測計算及び代替案の検討を行った。最初に、インド政府の案の計算結果を Figure 5-66 に示す。導流堤の沖合水深は、-5m~-6m に達しており、沿岸漂砂をほぼ完全に阻止している。河口右岸側の海浜部に北側（画面右側）に向かう海浜流が見られるが、導流堤により河口への流入を阻止され、沖へ向かう流れになっている。導流底部で流速が小さくなることから、河口右岸側の導流堤基部に顕著な堆積が生じている。一方、左岸側の導流堤基部にも海浜流が円を描いており、左岸導流堤基部にも堆積が生じる結果となった。左岸側の海浜はやや侵食傾向となっている。導流堤間の河口部に堆積はなく、導流堤は、河口内への土砂堆積を抑制できていると考えられる。

インド政府の導流堤案は、導流堤先端が沖合-6m 付近まで達しており、沿岸漂砂の河道内への移動をほぼ抑制し、河口閉塞対策としての効果は大きい。しかし、同時に沿岸漂砂の下手側である北部の海岸への土砂供給をほぼ完全に絶つことから、海岸侵食が発生する可能性が高い。そこで、インド政府の導流堤案の代替案として、小規模な導流堤と沖合施設（離岸堤）を組み合わせ配置し、沿岸漂砂の移動を完全には抑制しない代替案について検討を行った。検討結果を出典：JICA Expert Team

Figure 5-67～出典：JICA Expert Team

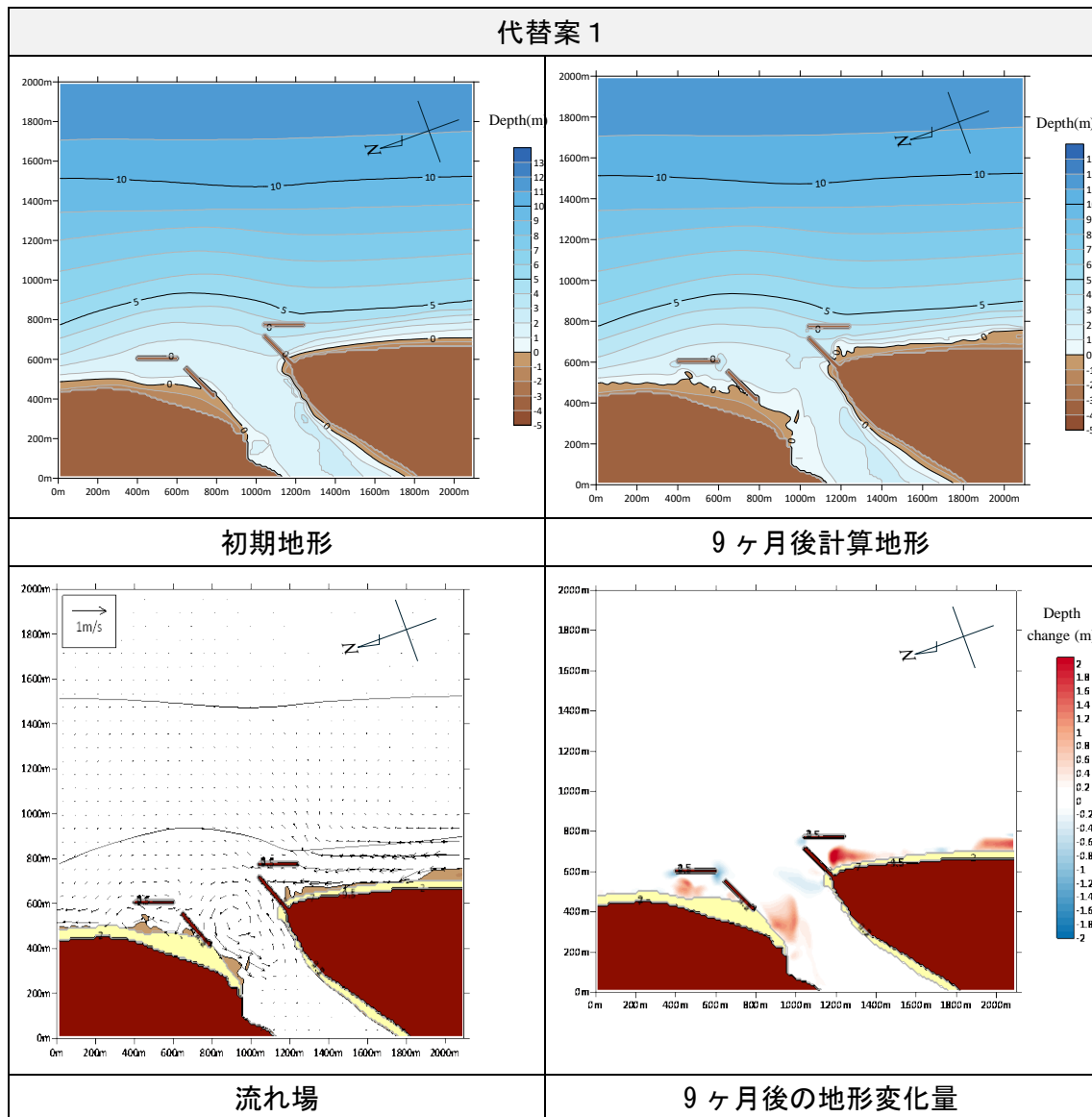
Figure 5-68 に示す。代替案1と代替案2の違いは離岸堤の配置である。代替案1は汀線平行方向に離岸堤を配置しているのに対して、代替案2では、離岸堤を導流堤直角方向に配置して、左岸側の離岸堤規模を縮小した案である。代替案1・代替案2ともに、南から北へ向かう海浜流を抑制し、右岸側へ土砂を貯めており、河口への土砂流入を抑制しているが、インド政府案よりは抑制効果は弱くなっている。そのため、河口内には循環流が発生し、土砂が堆積している。その代わり、左岸側海浜の侵食傾向はイ

インド政府案よりは抑制された結果となった。



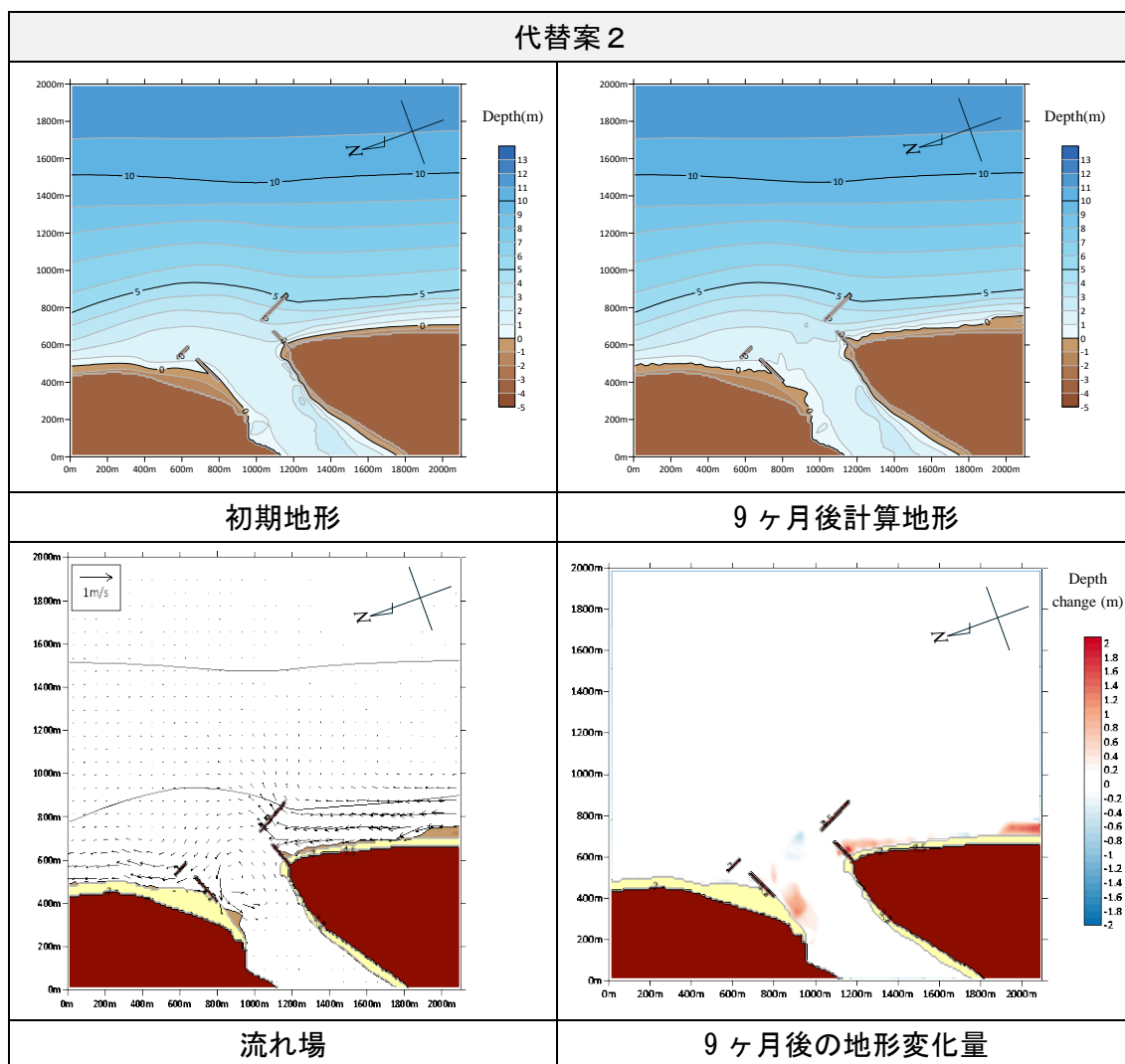
出典: JICA Expert Team

Figure 5-66: Kosasthalaiyar 川の予測計算結果 (インド政府の導流堤計画)



出典: JICA Expert Team

Figure 5-67: Kosasthalaiyar 川の予測計算結果 (代替案 1)



出典: JICA Expert Team

**Figure 5-68: Kosasthalaiyar 川の予測計算結果 (代替案 2)**

河口部の堆積量の比較を Table 5-15 に示す。これから、インド政府の計画導流堤案が最も河口における堆積量を減らすことができる。一方、代替案 1・2 とともに河口への土砂堆積抑制効果はみられ、代替案 1 と代替案 2 では、代替案 2 の方が代替案 1 より土砂抑制効果が高い結果となった。代替案 2 については、施設規模が代替案 1 より小さいことから、より効率がよい対策といえる。

前述したように、インド政府の導流堤案は、対策効果が高い一方で沿岸漂砂を遮断し、北側の海岸への影響が懸念される。また、将来的には、右岸側の堆積が進めば、導流堤先端の水深が浅くなり、河口から土砂が再び流入し、導流堤の対策効果が小さくなることが考えられる。その場合、最も簡単な追加対策としては、導流堤延長を沖合へ

延伸するなどの方法が考えられるが、その他に代替案2のような沖合施設を追加することも考えられる (Figure 5-70)。代替案2のような沖合施設 (離岸堤) は、沿岸漂砂の移動を遅くするものの、完全には遮断しない。したがって、漂砂の下手側への影響は大規模突堤と比較すれば小さいと考えられる。いずれにせよ、導流堤設置後、特に周辺海岸のモニタリングを継続し、必要な対策をとることが望まれる。

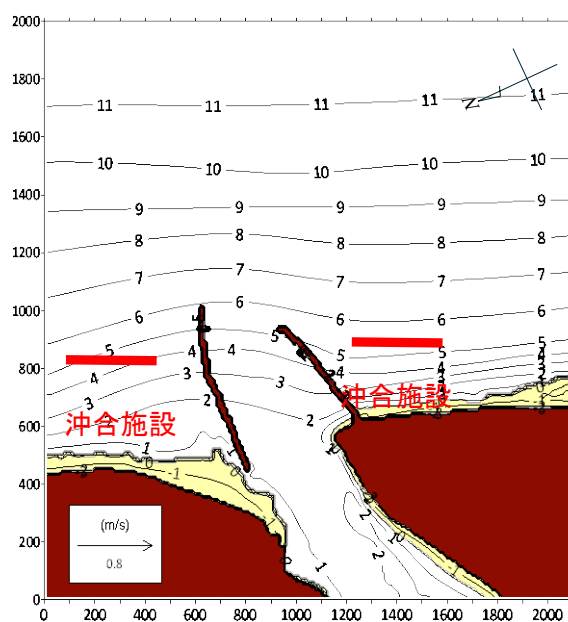
Table 5-15: 各対策案の堆積量の比較

計画	堆積量(m <sup>3</sup> /年)	侵食量(m <sup>3</sup> /年)	合計(m <sup>3</sup> /年)
現況	30519	-10881	19638
インド政府計画導流堤	9440	-1732	7707
代替案1	30003	-7195	22808
代替案2	20442	-2225	18217

出典: JICA Expert Team



Figure 5-69: 上表中の土砂計測範囲 (水色範囲)



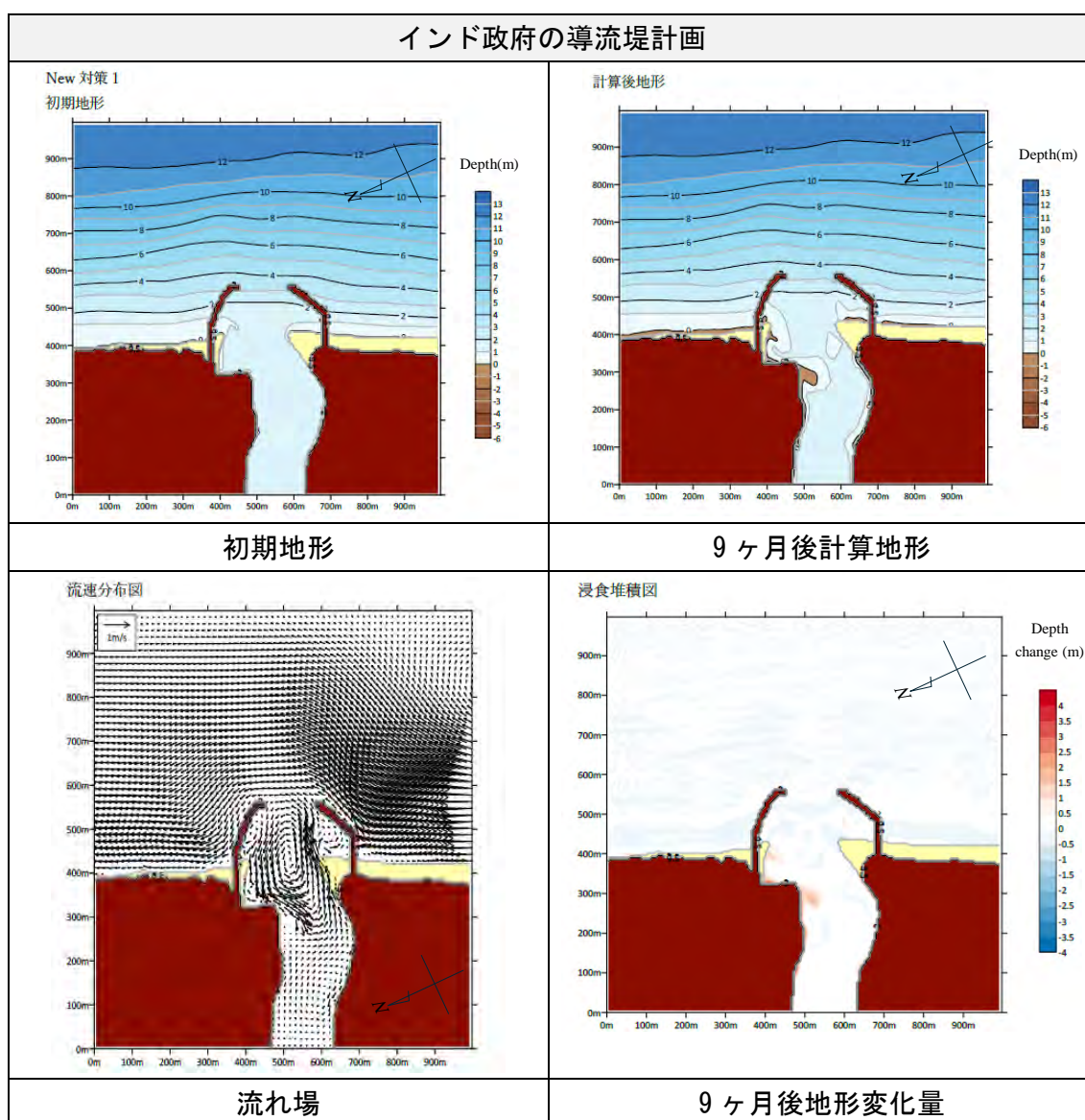
出典: JICA Expert Team

Figure 5-70: 追加対策施設のイメージ

(2) Cooum 川

Cooum 川の河口についても、インド政府により導流堤工事が進められている。そこで、Kosasthalaiyar 同様に、インド政府により進められた対策案による予測計算及び代替案の検討を行った。

インド政府の導流堤案および代替案の検討を行った。最初にインド政府の同流提案の検討結果を Figure 5-71 に示す。導流堤により北向きの海浜流が抑制され、北向きの沿岸漂砂が遮断されることにより、河口内の堆積が抑制されている。一方で、導流堤間に循環流が生じており、河口左岸側に堆積がみられる結果となった。



出典: JICA Expert Team

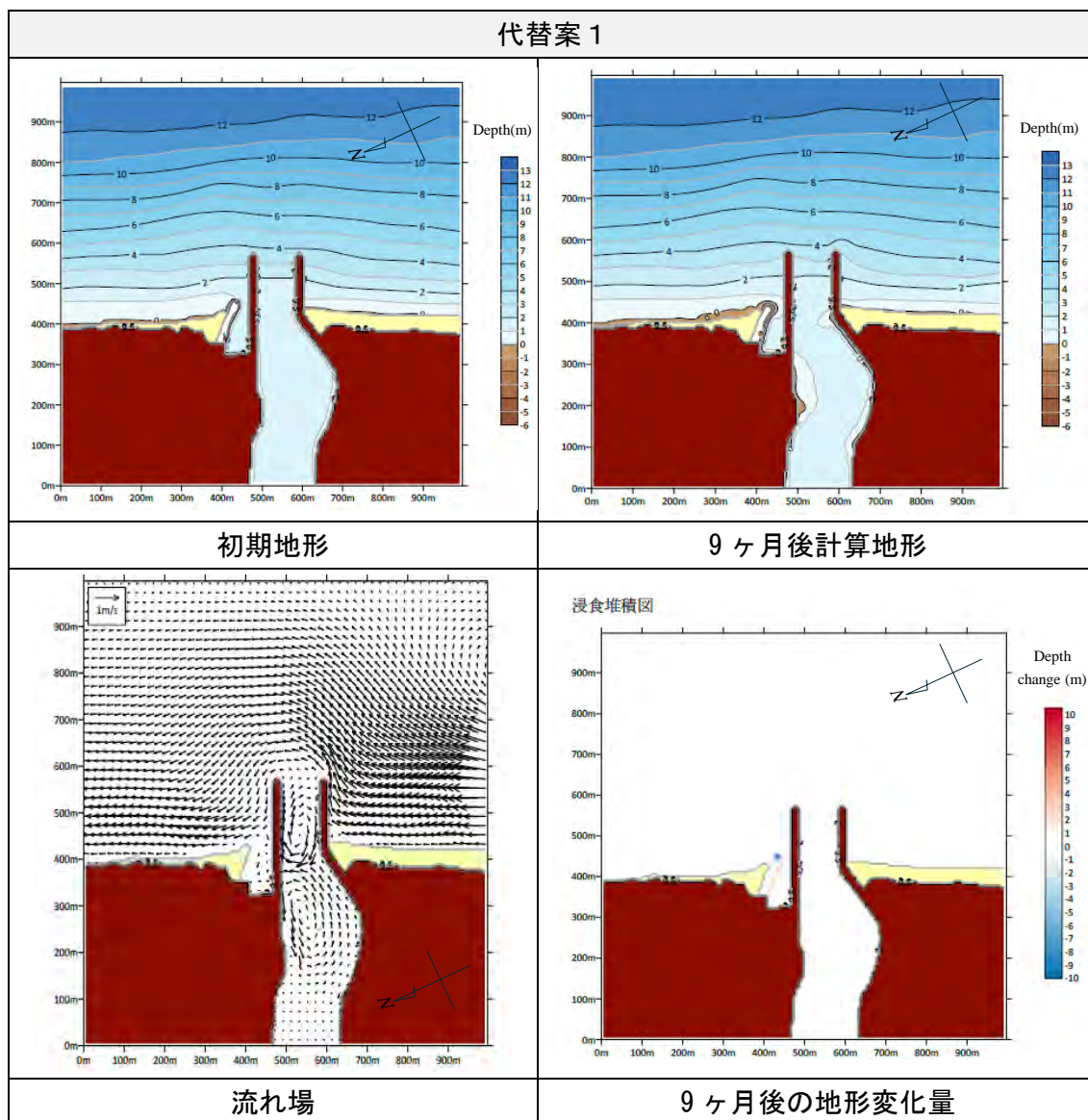
Figure 5-71: Cooum 川の予測計算結果 (インド政府の導流堤計画)

代替案として導流堤間（河口）を狭くして河口内の循環流の抑制を図った案（代替案1）、既存導流堤を延伸した上で沖合施設として離岸堤を配置し、さらに河口への土砂移動の抑制を図った代替案2の検討結果を出典：JICA Expert Team

Figure 5-72～出典：JICA Expert Team

Figure 5-73 に示す。

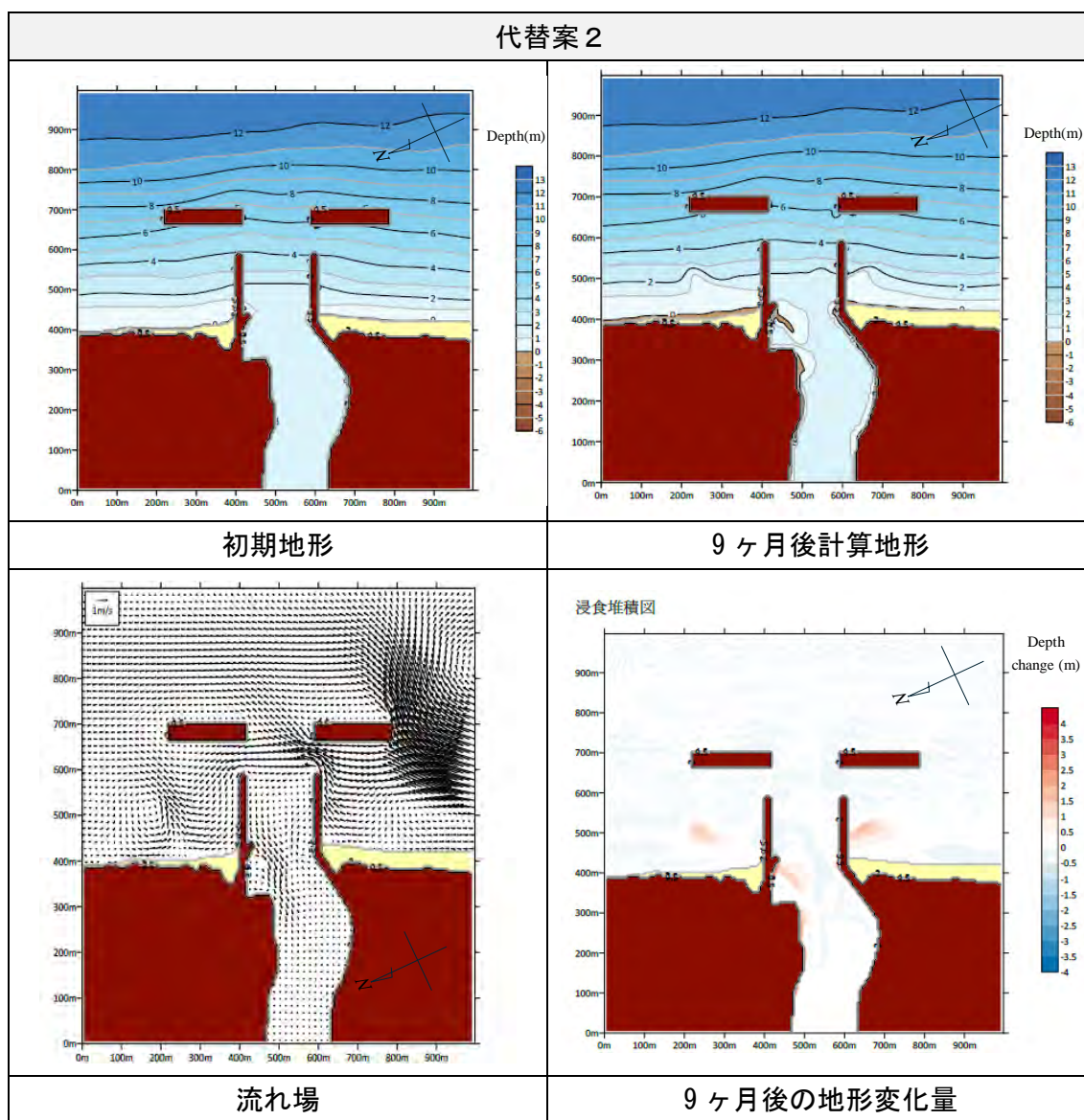
代替案1においても、インド政府案で見られたような導流堤間の循環流は見られているが、比較的小規模に抑制され、河口に堆積は生じるもののインド政府案と比べて堆積が小さくなっている。周辺海岸の堆積・侵食は、導流堤の沖合の先端水深がほぼ同じであることから、同程度である。



出典：JICA Expert Team

**Figure 5-72: Cooum 川の予測計算結果 (代替案1)**

代替案2では、導流堤間に顕著な循環流が発生しなかったものの、河口幅が大きい  
ためか導流堤間で堆積が発生する結果となった。左右岸の離岸堤については、背後に  
土砂が堆積し、沿岸漂砂の移動を抑制する効果が見られるものの、離岸距離（汀線と離  
岸堤までの距離）が大きいため、離岸堤背後に顕著な循環流が発生せず、堆積効果は小  
さい結果となった。導流堤の周辺海岸への影響は、沖合の先端水深がインド政府案、代  
替案1とほぼ同じであることから、同程度である。



出典: JICA Expert Team

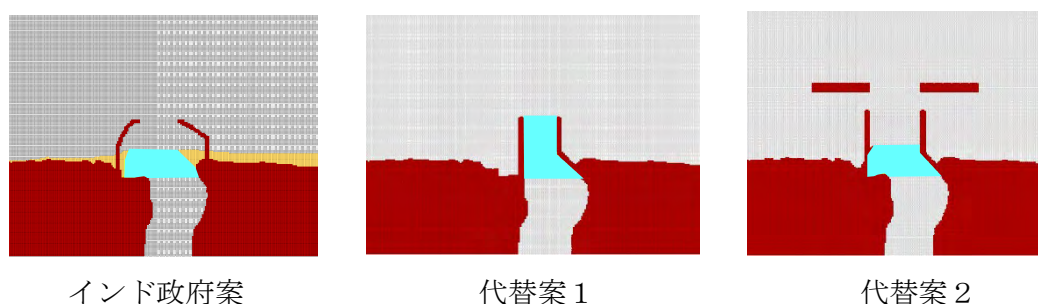
Figure 5-73: Cooum 川の予測計算結果（代替案2）

河口部の堆積量の比較を Table 5-16 に示す。これから、インド政府の計画導流堤案は大幅に河口部の堆積土砂量を減らすことができることがわかる。代替案1は、インド政府計画案と比較して、さらに河口内の堆積土砂を減らすことができる。したがって、インド政府の計画導流堤建設後に河口部に顕著な土砂堆積が発生する場合は、代替案1のように改良することも考えられる。ただし、代替案1は、河口幅が旧導流堤の河口幅およびインド政府計画案より狭くなっていることから、出水時に河口幅が広がるように導流堤基部等の構造を工夫することが必要である。代替案2は河口幅を広くし、沖合施設を追加したものであるが、現況よりは堆積量を減らすことができるものの、インド政府計画案、代替案1よりは河口堆積量が大きくなる結果となった。従って、インド政府案の導流堤の有効な代替案とはならなかった。

**Table 5-16: 各対策案の堆積量の比較**

計画	堆積量(m <sup>3</sup> /年)	侵食量(m <sup>3</sup> /年)	合計(m <sup>3</sup> /年)
現況	10819	-519	10301
インド政府計画導流堤	3865	-247	3617
代替案1	1606	-1421	185
代替案2	6177	-325	5852

出典: JICA Expert Team

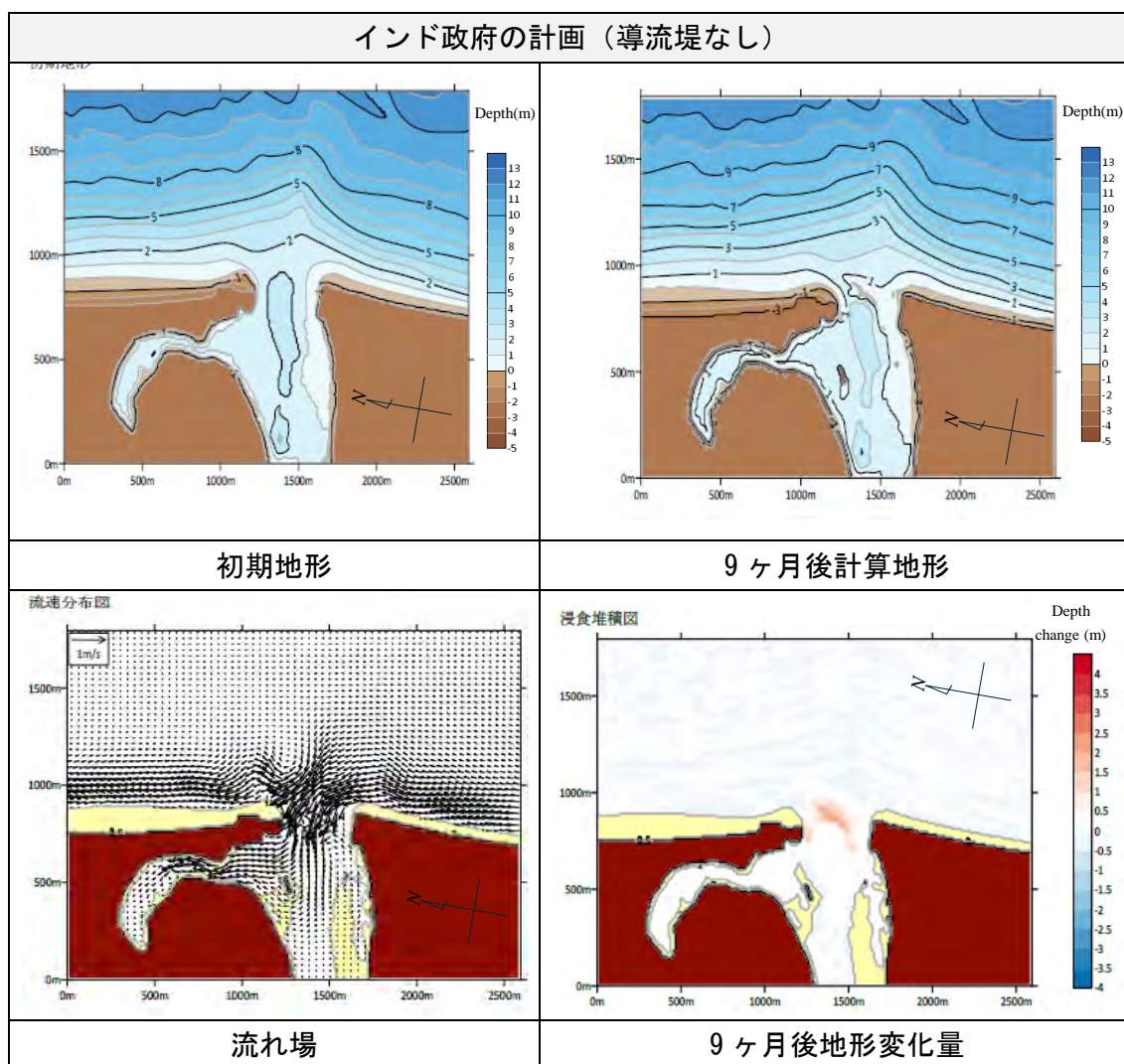


**Figure 5-74: 上表中の土砂計測範囲（水色範囲）**

(3) Adyar 川

Adyar 川河口においては、インド政府検討によると、導流堤等のハード対策ではなく、維持浚渫による河口維持の方針となっている。そこで、代替案として、ハード対策を行った場合の検討を行った。

インド政府の維持浚渫による対策として対策施設なしの計算結果を Figure 5-75 に示す。Adyar 川では、沖合に突出した浅い地形（河口テラス）が形成されており、この部分が波浪・海浜流により侵食されることにより河口部に土砂が堆積し、島状の河口砂州が形成され、河口幅が著しく減少している。この河口砂州が発達すれば、河口閉塞に至ると思われるが、インド政府により維持浚渫が行われ、実際は河口が維持されている（数値計算においては、維持浚渫は考慮していない）。

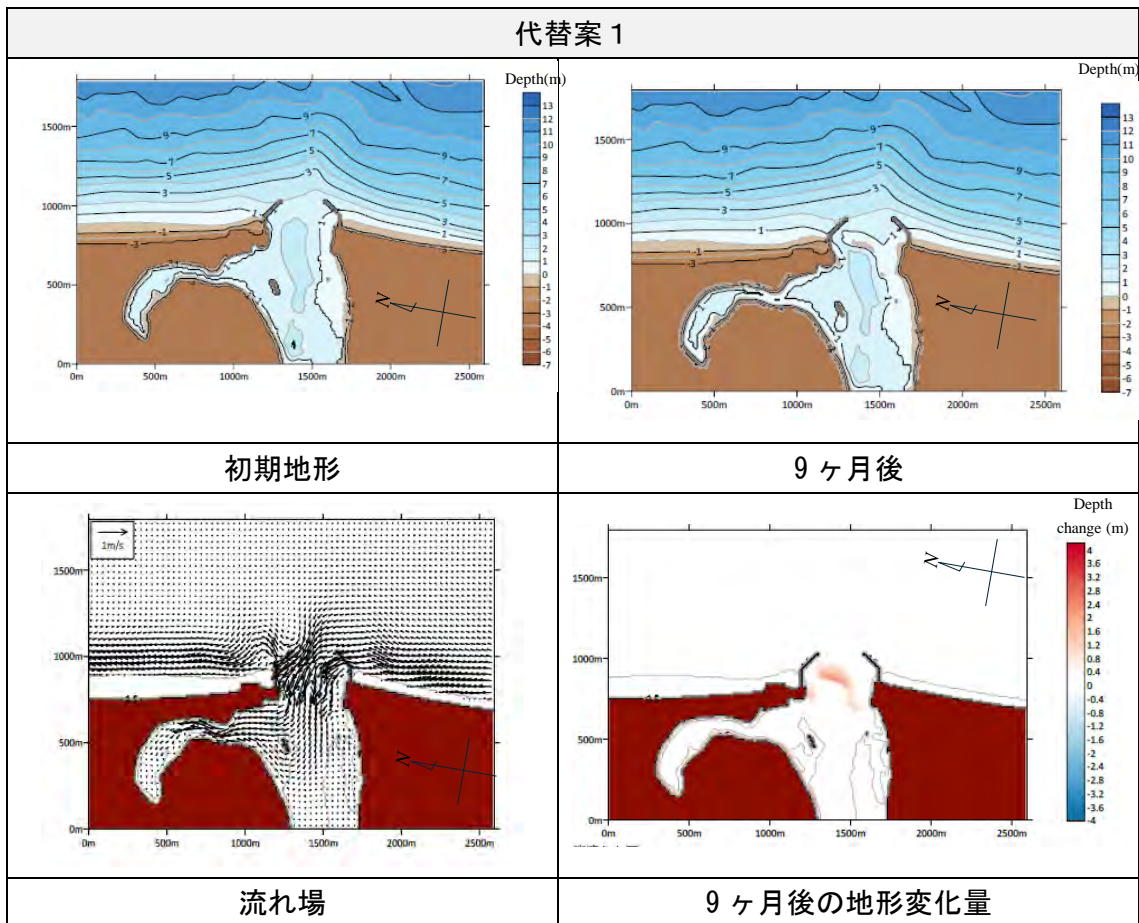


出典: JICA Expert Team

Figure 5-75: Adyar 川の予測計算結果（インド政府の導流堤計画）

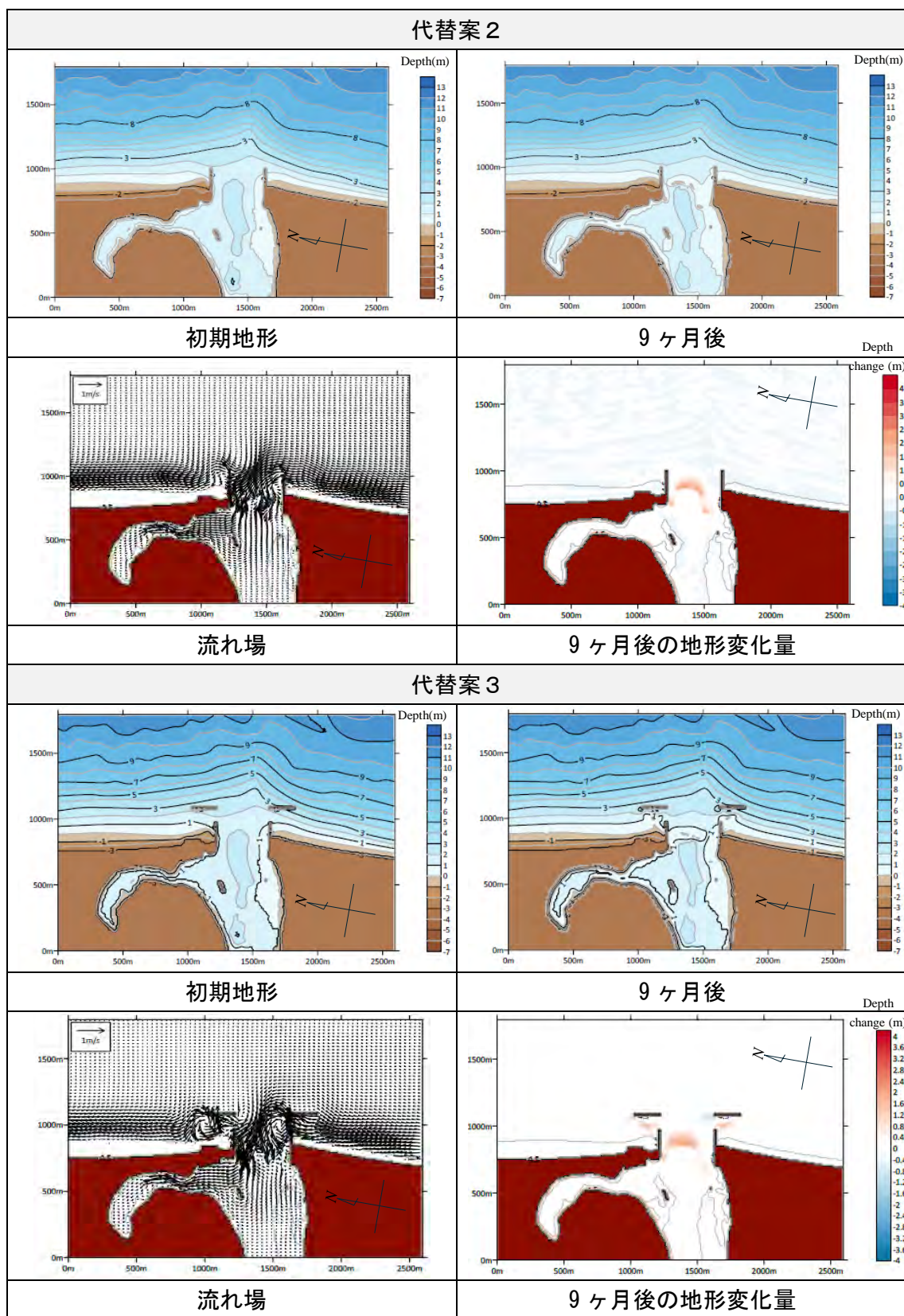
インド政府の河口計画の代替案として、導流堤および沖合施設を配置した案を検討した結果を Figure 5-76～Figure 5-77 に示す。河口閉塞を引き起こす沿岸漂砂を導流堤で抑制した案が代替案 1、代替案 2 である。両者の違いは、曲線状の導流堤か直線上の導流堤かの違いであり、導流堤の先端水深（水深 2 m）は同じであるため、沿岸漂砂の阻止機能としては同等である。代替案 3 は、導流堤規模を代替案 1・2 より小さくし（先端水深 1～1.5m）、代わりに沖合施設として左右岸に離岸堤を配置した案である。いずれの案も導流堤の先端水深が浅いことから、沿岸漂砂を完全に阻止するものではなく、周辺海岸に大きく影響する施設ではない。河口を維持しやすくし、浚渫回数を減少させることが目的である。

最初に、代替案 1 及び 2 の結果については、導流堤は、北向きの海浜流を阻害するものの、河口の上流側へ向かう海浜流は阻止されず河口に土砂が堆積する結果となった。これは、Adyar 川が河口テラスを有しており、波浪により河口テラス地形が侵食され、岸沖方向の土砂移動で、河道内に堆積するため、導流堤では十分にその動きを阻止できないためと考えられる。代替案 3 についても、導流堤と離岸堤で海浜流や沿岸漂砂は移動を抑制するものの、沖合から河口への直接的な土砂移動は抑制できない結果となった。



出典: JICA Expert Team

Figure 5-76: Adyar 川の予測計算結果 (代替案 1)



出典: JICA Expert Team

Figure 5-77: Adyar 川の予測計算結果 (代替案)

河口部の堆積量の比較を Table 5-17 に示す。現況では大幅な堆積が発生することから維持浚渫が必要であるとわかる。仮に維持浚渫だけでの対応が難しくなった場合は、構造物対策を実施することが考えられるが、検討した代替案の中では、代替案 2 と代替案 3 が比較的効果を発揮する結果となったが、大幅な河口堆積土砂の削減には至らなかった。この理由として、Adyar 川の河口砂州の形成が導流堤等で阻止できる沿岸漂砂だけでなく、豊富な土砂供給により河口前面（沖合）に形成された河口テラスからの河口・河口砂州への直接的な土砂移動によっても形成されているためと考えられる。したがって、従来行われてきた導流堤のような対策だけでは、効果的に河口を維持できないため、現状インド政府が行っている浚渫による河口維持や、河口幅を狭くして河口への土砂移動を直接抑制する、河口位置を変える方法などが有効と考えられる。河口砂州形成の要因の一つである沿岸漂砂を抑制するため、本検討で提案した導流堤よりもさらに沖合まで導流堤を伸ばすことも考えられるが、上記の河口砂州の形成要因から、必ずしも効果的な対策とならない可能性があること、周辺海岸への土砂供給源になっていると考えられる Adyar 河口周辺の沿岸漂砂が阻止されると海岸侵食の影響が大きいと想定されることから、実施する場合は影響を事前に十分予測するとともに、サンドバイパスなどの影響緩和策とセットで行うことが重要である。

なお、参考として各案の経済性について検討を行った結果を Figure 5-78: 上表中の土砂計測範囲（水色範囲）

Table 5-18 に示す。対策費用の単価は Cooum 川の対策費用実績から算定した（離岸堤は費用実績がないため、導流堤と同じ単価とした）。この案では、代替案 2（Case2）が最も経済的となったが、インド政府案と代替案 2 の差は僅差であり、周辺海岸への影響も踏まえて判断する必要がある。

Table 5-17: 各対策案の堆積量の比較

計画	堆積量(m <sup>3</sup> /年)	侵食量(m <sup>3</sup> /年)	合計(m <sup>3</sup> /年)
現況（インド政府案）	59620	-793	58826
代替案 1	52268	-1839	50408
代替案 2	49614	-663	48951
代替案 3	49716	-1895	47821

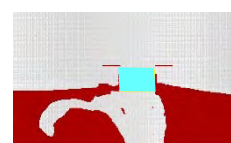
出典: JICA Expert Team



代替案 1



代替案 2



代替案 3

**Figure 5-78:** 上表中の土砂計測範囲（水色範囲）

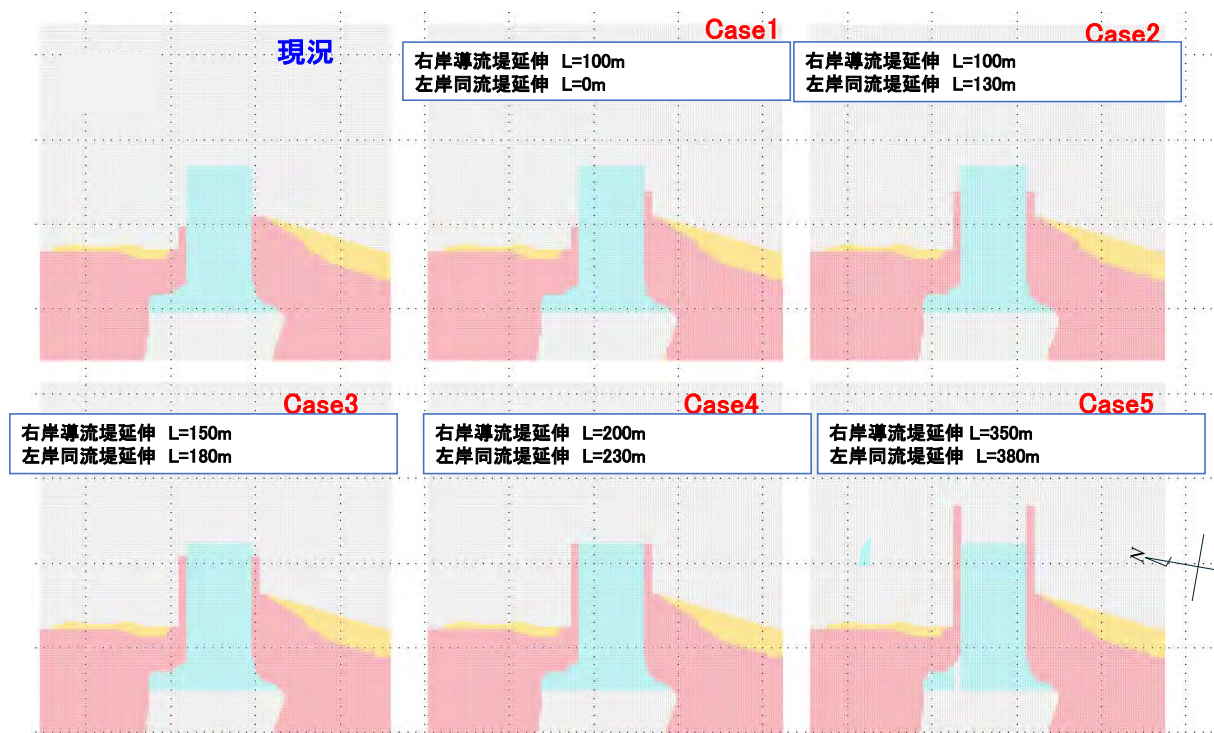
**Table 5-18:** 各対策案の対策費用の比較（参考）

Item	Notes	Present	Case1	Case2	Case3
Length of training wall(m)	Right bank	0	200	170	300
Length of training wall(m)	Left bank	0	200	170	300
Deposition(m <sup>3</sup> /y)		59620	52270	49610	49720
Erosion(m <sup>3</sup> /y)		-790	-1840	-660	-1900
Net (m <sup>3</sup> /y)		58830	50430	48950	47820
<b>Cost</b>					
Construction Costs(IND)		0	247,974,400	210,778,300	371,961,600
Maintenance fee for Structure(IND)	50years	0	61,993,600	52,694,600	92,990,400
Dredging Costs(IND)	50years	1,426,627,500	1,222,927,500	1,187,037,500	1,159,635,000
Shipping Costs(IND)	50years	633,164,400	555,107,400	526,858,200	528,026,400
Disposition Costs(IND)	50years	0	0	0	0
Total Costs(IND)		2,059,791,900	2,088,002,900	1,977,368,600	2,152,613,400
Evaluation Result		2nd	3rd	1st	

出典: JICA Expert Team

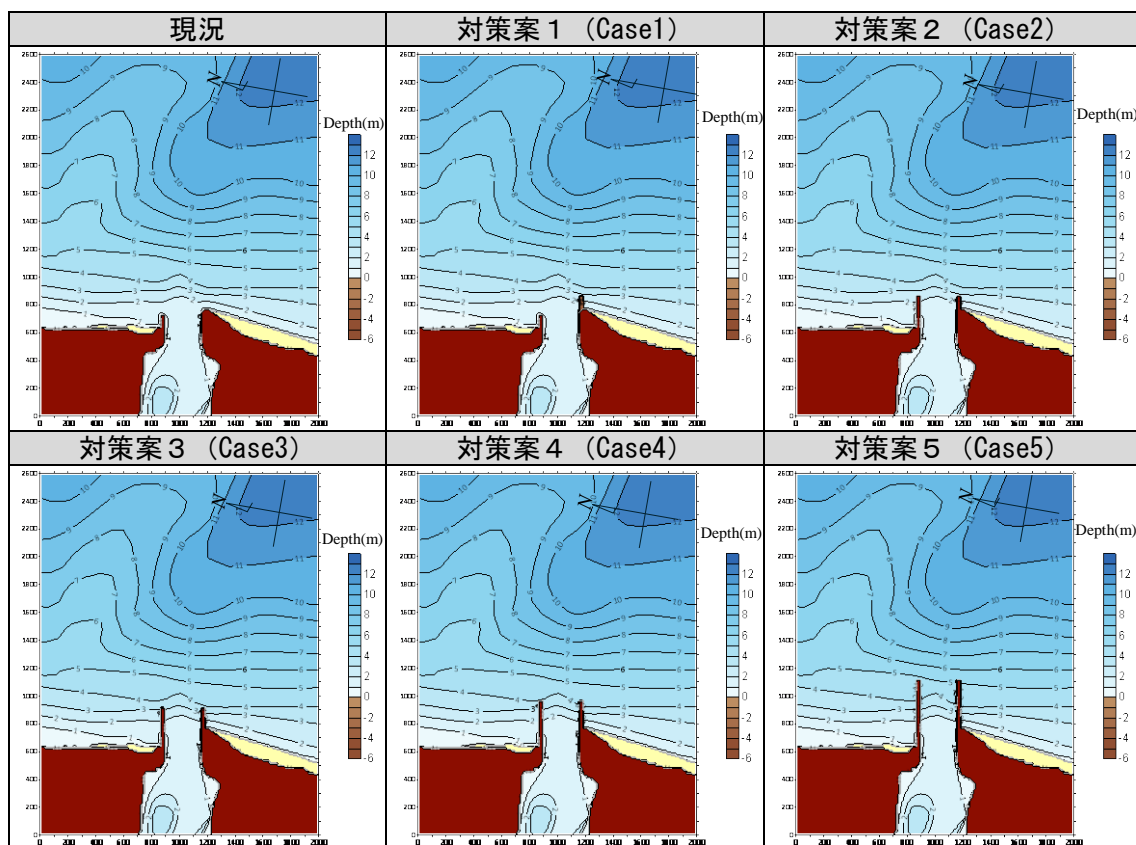
1) Muttukadu(Backingham Canal North)

Muttukadu においては、すでに既設の導流堤が設置されているものの、導流堤先端付近まで南側の海岸線が前進しており、導流堤の機能が失われつつある。Kosasthalaiyar や Cooum 川のように、現在のところ大規模な導流堤の建設計画もないことから、Muttukadu においては、既存導流堤を延伸した場合と維持浚渫で対策した場合の比較検討を行い、対策案を提案する。検討した対策案を Figure 5-79 に示す。導流堤の長さを段階的に検討し、図中水色のハッチをかけた範囲の土砂堆積量を比較した。各案の初期地形を Figure 5-80 に、計算結果を Figure 5-81～Figure 5-84 に示す。



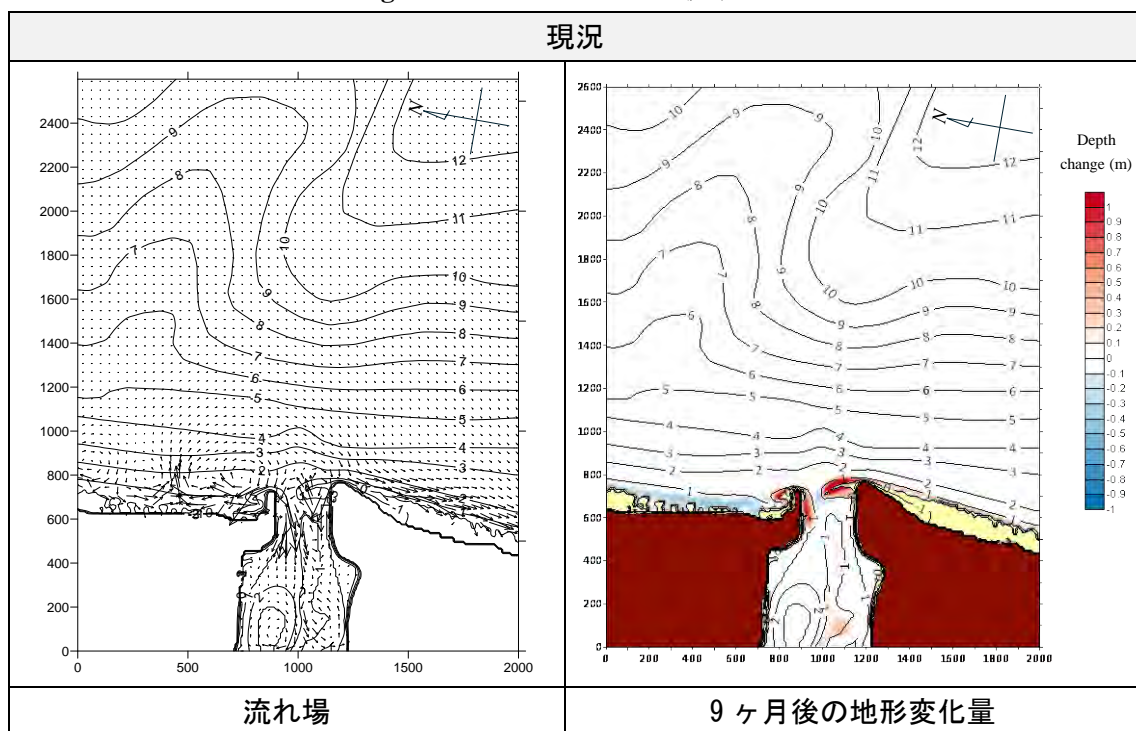
出典: JICA Expert Team

Figure 5-79: Muttukadu の対策案



出典: JICA Expert Team

Figure 5-80: Muttukadu の初期地形



出典: JICA Expert Team

Figure 5-81: Muttukadu の予測計算結果 (現況)

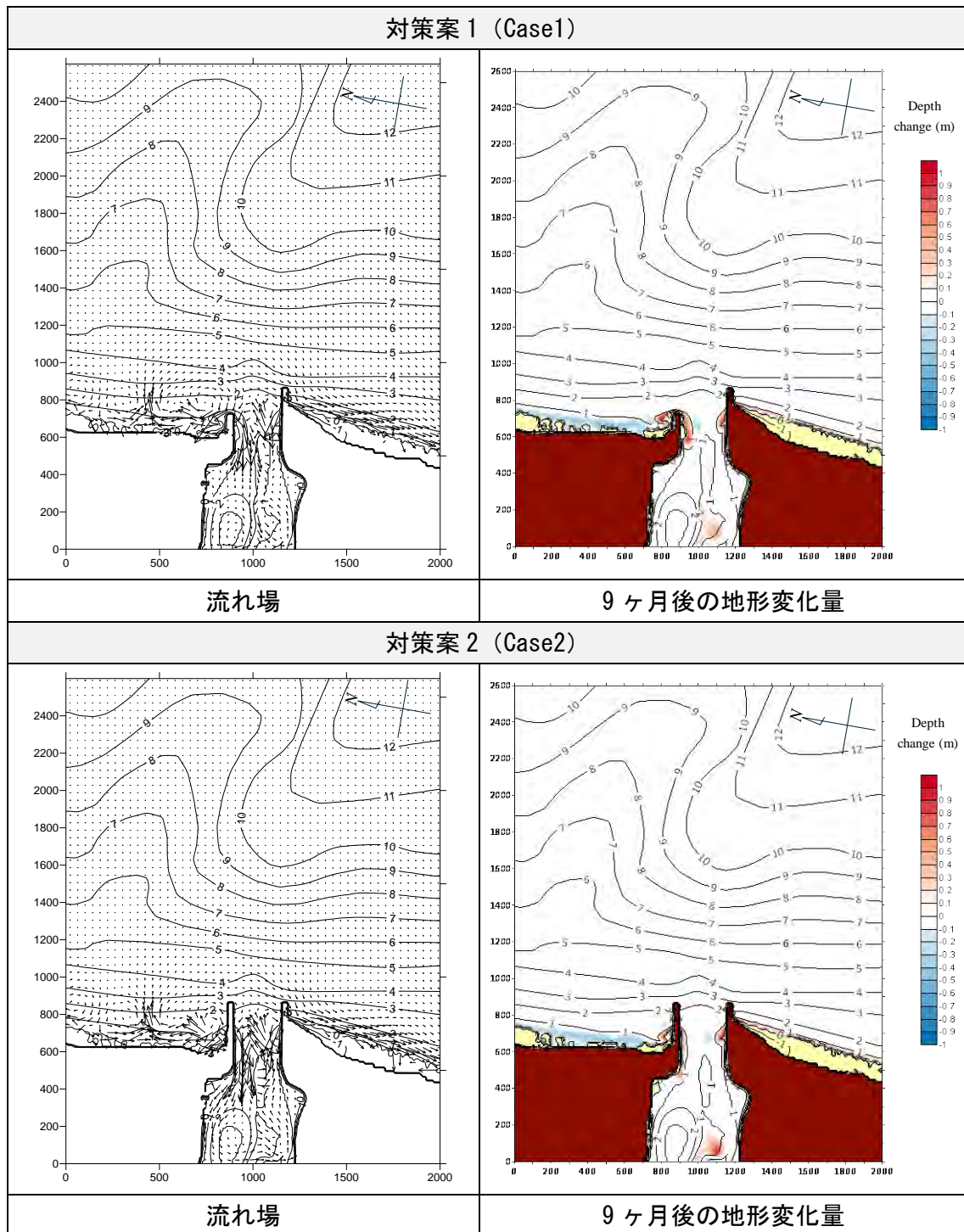


Figure 5-82: Muttukadu の予測計算結果 (対策案 1・2)

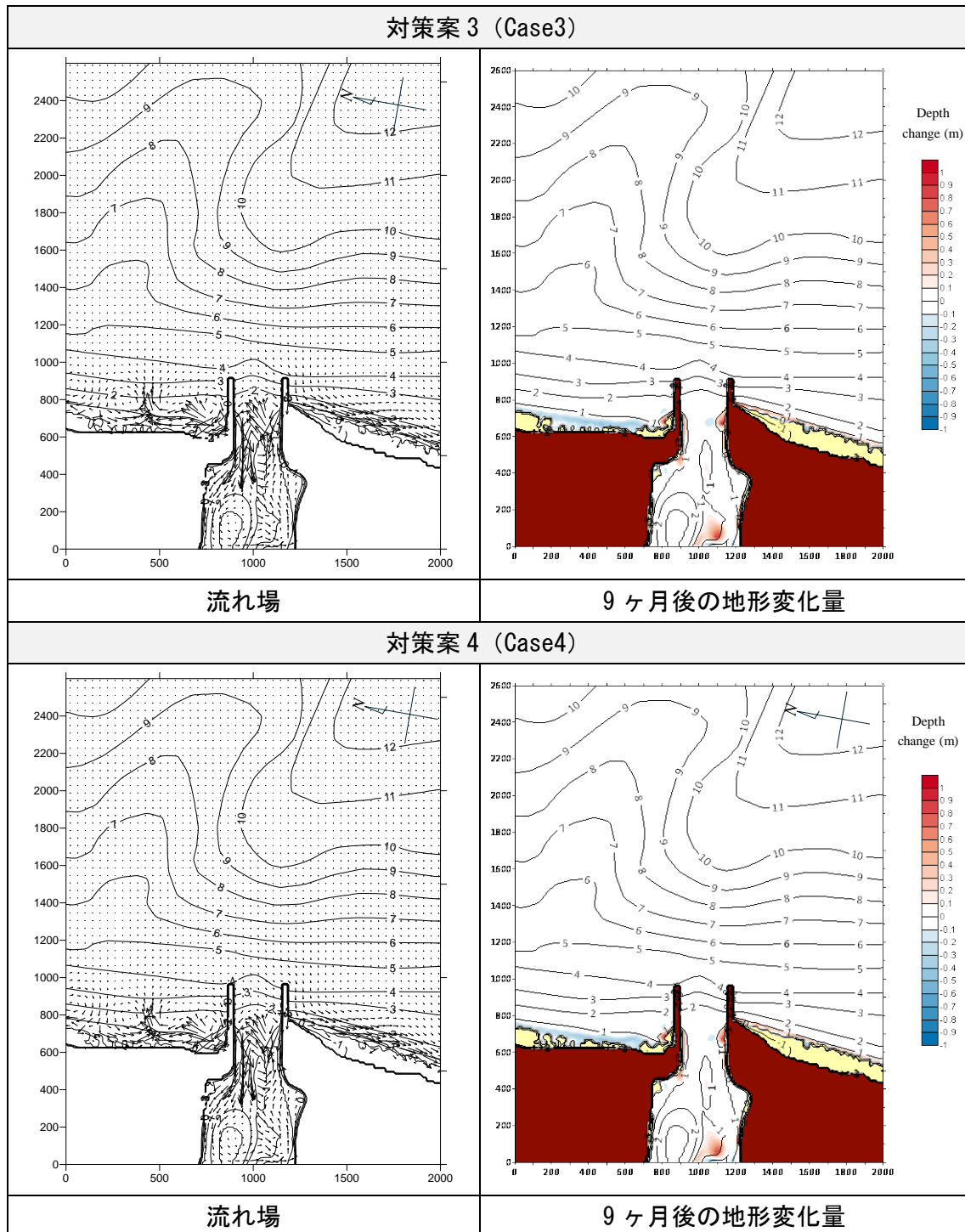
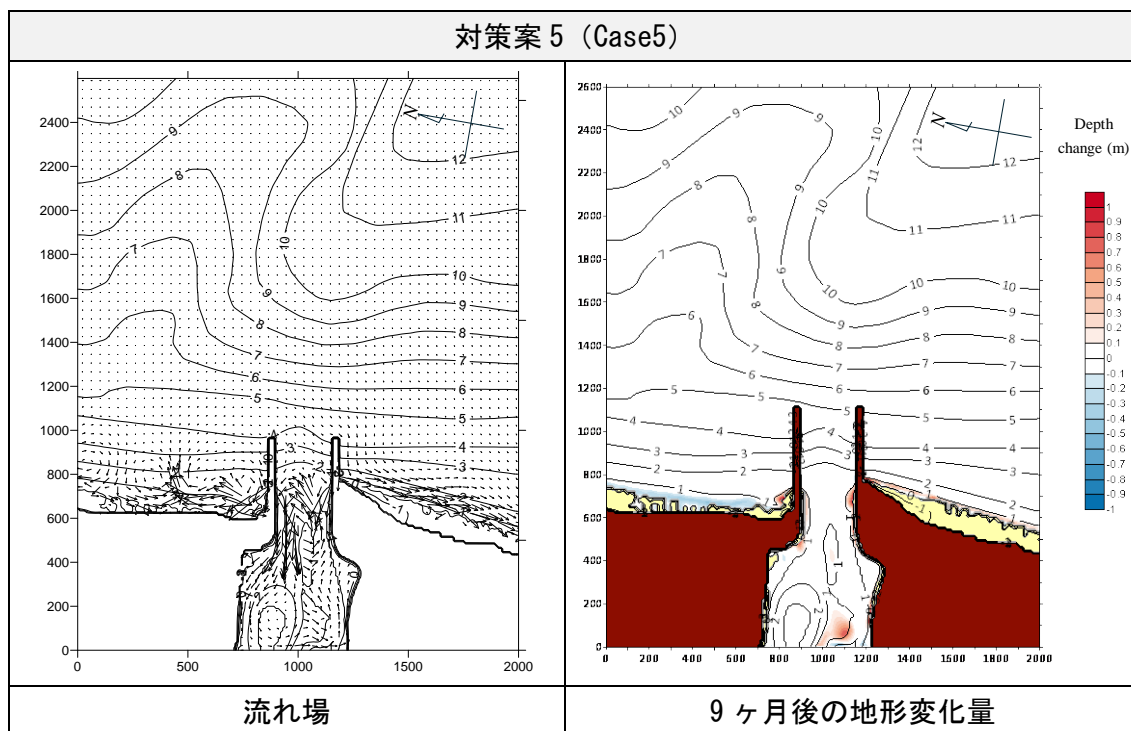


Figure 5-83: Muttukadu の予測計算結果 (対策案3・4)



出典: JICA Expert Team

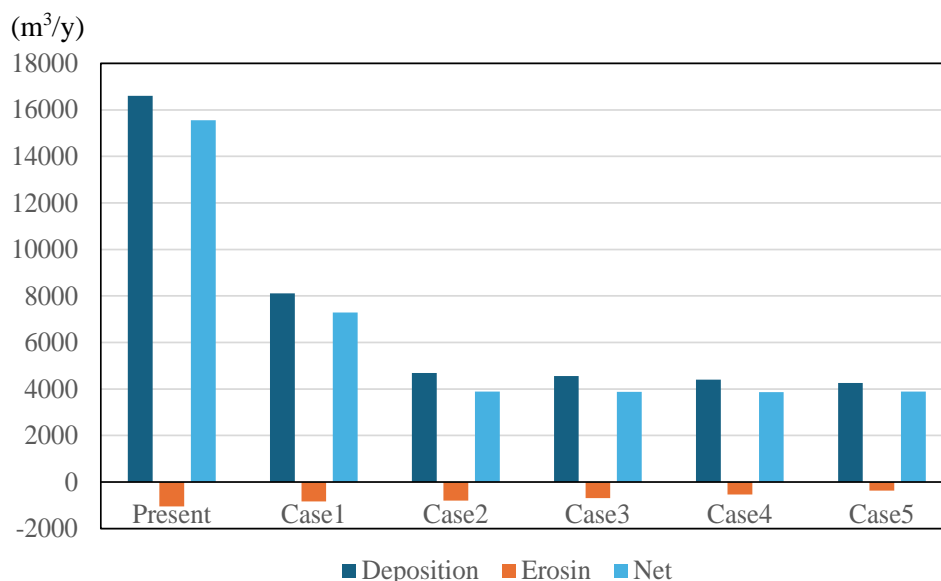
**Figure 5-84: Muttukadu の予測計算結果 (対策案 5)**

河口部の堆積量の比較を Table 5-19 に示す。現況では大幅な堆積が発生するが、導流堤を沖合に伸ばすにしたがって (Case1~5)、河口内の堆積量は減少する。最も河口への土砂堆積が減少するのは、Case5 である。これは、導流堤を伸ばせば伸ばすほど、維持浚渫量が減少することを意味する。各案の河口部への土砂堆積量を棒グラフで表したものを Figure 5-85 に示す。各案の土砂堆積量の減少は一律ではなく、Case2 までは急速に減少するが、Case2~5 は、河口の土砂堆積量はほとんど同じであることがわかる。

**Table 5-19: 各対策案の堆積量の比較**

Item	Notes	Present	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
Extention of training wall(m)	Right bank	0	100	100	150	200	350
Length of training wall(m)	Right bank	200	300	300	350	400	550
Extention of training wall(m)	Left bank	0	0	130	180	230	380
Length of training wall(m)	Left bank	200	200	330	380	430	580
Deposition(m <sup>3</sup> /y)		16600	8100	4700	4600	4400	4300
Erosin(m <sup>3</sup> /y)		-1000	-800	-800	-700	-500	-400
Net (m <sup>3</sup> /y)		15600	7300	3900	3900	3900	3900

出典: JICA Expert Team



出典: JICA Expert Team

Figure 5-85: Muttukadu の予測計算結果の比較

河口への土砂堆積については、維持浚渫で対応することとし、導流堤の建設費と維持浚渫費用を各案で比較したものを Table 5-20 に示す。維持浚渫費用及び維持管理費については、ライフサイクルコストとして 50 年間分を比較した。その結果、Case2 がトータルの対策費用としては最も安価となった。従って、推奨案としては Case2 とした。建設費用単価については、Cooum 川の導流堤建設費用を参考とした。

Table 5-20: 各対策案の対策費用の比較

Item	Notes	Present	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
Extention of training wall(m)	Right bank	0	100	100	150	200	350
Length of training wall(m)	Right bank	200	300	300	350	400	550
Extention of training wall(m)	Left bank	0	0	130	180	230	380
Length of training wall(m)	Left bank	200	200	330	380	430	580
Deposition(m³/y)		16600	8100	4700	4600	4400	4300
Erosin(m³/y)		-1000	-800	-800	-700	-500	-400
Net (m³/y)		15600	7300	3900	3900	3900	3900
<b>Cost</b>							
Construction Costs(IND)		0	61,993,600	142,585,300	204,578,900	266,572,500	452,553,300
Maintenance fee for Structure(IND)	50years	0	15,498,400	35,646,400	51,144,800	66,643,200	113,138,400
Dredging Costs(IND)	50years	378,300,000	177,025,000	94,575,000	94,575,000	94,575,000	94,575,000
Shipping Costs(IND)	50years	176,292,000	86,022,000	49,914,000	48,852,000	46,728,000	45,666,000
Disposition Costs(IND)	50years	0	0	0	0	0	0
Total Costs(IND)		554,592,000	340,539,000	322,720,700	399,150,700	474,518,700	705,932,700
Evaluation Result			2nd	1st	3rd		

出典: JICA Expert Team

選定した Case2 の総建設費用を Table 5-21 に示す。また、前提とした導流堤の標準断面図を以下 Figure 5-86 に示す。断面図は、Cooum 川の断面を参考に、日本の海岸保全施設の技術上の基準・同解説やブロックカタログの諸元値を踏まえて見直しを行った。

**Table 5-21: Case2 の費用**

**Project Cost (Training Wall, Case2)**

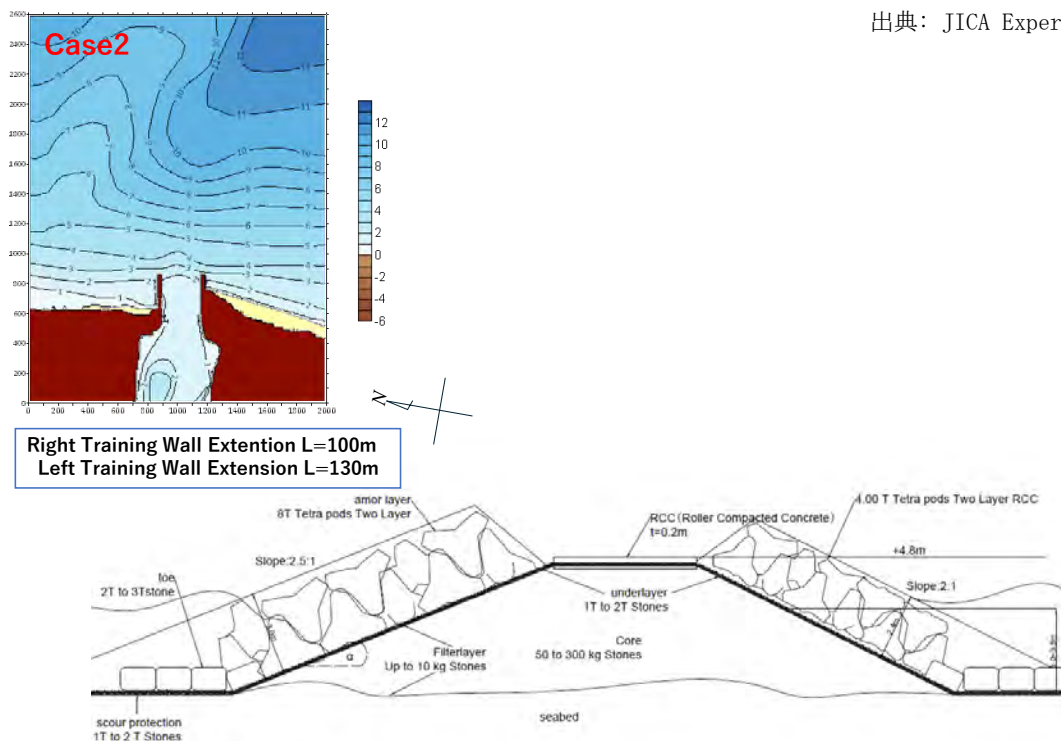
Item	Specification	Unit Price		Quantity		INR
Construction Costs	=130m(Left), L=100m(Righ	619,936	INR/m	230	m	142,585,275
Dredging Costs		485	INR/m <sup>3</sup>	30,000	m <sup>3</sup>	14,550,000
Shipping Costs	20km	212.4	INR/m <sup>3</sup>	30,000	m <sup>3</sup>	6,372,000
Base Cost						<b>163,507,275</b>
GST	18%					29,431,310
Subtotal						<b>192,938,585</b>
Provision	Base Cost x 26%*					42,511,892
Total						<b>235,450,477</b>

\*Provisin rate was estimated from training wall construction cost in Cooum River.

**Maintenance Cost**

Item	Specification	Unit Price		Remark
Maintenance fee for Structure	0.5% x Project Cost	1,177,252	INR/year	
Dredging for Maintenance	4,000m <sup>3</sup> /year (Case2)	2,789,600	INR/year	The dredge volume was rounded to the nearest numerically calculated volume.
Total		<b>3,966,852</b>	<b>INR/year</b>	

出典: JICA Expert Team



出典: JICA Expert Team

**Figure 5-86: Muttukadu 対策案 (Case2) の導流堤配置及び標準断面図**

導流堤を延伸した場合、漂砂の下手側である北側の海浜において侵食が発生する可能性が高い。したがって、維持管理のために浚渫した土砂は全て北側の砂浜に供給することが望ましい。また、導流堤南側の砂浜に大量の砂が堆積した場合は、サンドバイパスを行い、南側に堆積した土砂を北側砂浜に供給して、養浜することが望まれる。

維持浚渫土砂の運搬及びサンドバイパスのイメージを Figure 5-87 に示す。



出典: JICA Expert Team

**Figure 5-87: 維持浚渫土砂および南側堆積土砂のサンドバイパスによる北側海浜の養浜**

## 5.6 今後の課題および解決策

### 5.6.1 今後の課題

本章では、沿岸域と河口を分析し、特に洪水対策に貢献する河口閉塞対策を検討した。河口閉塞対策については、インド政府により Kosasthalaiyar 河口、Cooum 河口に導流堤が設置されたばかりである。導流堤は、河口の維持に貢献すると考えられるが、今後、新設された導流堤によって沿岸漂砂が阻止され、導流堤周辺の海岸線に影響が現れてくると考えられる。これについては、河口をモニタリングした上で追加対策が必要になる。

## 5.6.2 解決策

### 1) 河口および海岸線のモニタリング

インド政府においては、河口及び周辺海岸においてこれまでモニタリングを実施してきたが、継続して定期的にモニタリングを継続することが望ましい。特に、新設した導流堤については少なくとも年1回の地形測量や空中写真による計測を行い、その機能と周辺への影響を確認評価するべきである。

### 2) 維持浚渫と周辺海岸への供給（サンドバイパス）

導流堤を設置した効果により、1年あたりの河口への土砂堆積量は減少すると考えられる。一方、導流堤設置により一年間の中で河口幅が開いている期間が長くなり、その間の掃流力が設置前より小さくなるため、河口内や河川上流側へ土砂堆積が進む可能性もある。従って、河口への土砂堆積は完全にはなくなると考えられることから、必要かつ確実な河口幅の確保のため、維持浚渫は継続すべきである。また、浚渫砂は侵食性の海岸の養浜に用いることが望ましい。さらに、導流堤の南側に土砂が大量に堆積し、導流堤の北側の海岸線が陸側へ後退する場合は導流堤により漂砂の連続性が阻害されている証左であることから、サンドバイパスを行い、漂砂の連続性を保つ対策が必要である。

### 3) 気候変動への対応

5.4章に記述したように、推定される気候変動による海水面の上昇はそれほど大きくないものの、今後の状況により、海面上昇の影響が出てくる可能性がある。海に面した海岸及び河口は直接的に影響を受けることから、気候変動による海面上昇等の影響が明らかになった場合は、気候変動による海面上昇の影響を明示的に設計条件等に取り入れる等の対応が望ましい。