

無堤河川渡河施設の計画と設計

—無堤河川における渡河施設の計画・設計の在り方—

2025 年 3 月

土木学会 建設マネジメント委員会
国際連携小委員会

著作権：本報告書の著作権は、出典を明記したもの以外はすべて本委員会に属します。

まえがき

この度、土木学会建設マネジメント委員会国際連携小委員会より、「無堤河川における渡河施設の計画・設計の在り方」に関する報告を行うこととなりました。

本報告は、主に途上国等において渡河施設整備に携わる土木技術者を対象として、参考となる知見を提供することを目的としています。また、このような技術者のみならず、様々な方にも参考にしていただきたいと考えています。ここから、本報告書の内容につきまして簡単に説明させていただきます。

日本国内で渡河施設といえば、常識的には橋梁のことを指します。しかし、国外においては、気象条件、社会状況、インフラ整備水準等が日本と異なるため、渡河施設が橋梁とならない場合もあります。本報告書では、渡河施設の形態として、フォード（洗い越し）、コーズウェイ（盛土道路）、沈下橋（潜り橋・潜水橋）、無堤河川渡河（取付け盛土及び架橋）、有堤河川橋梁渡河（日本の一般的橋梁）を説明しています。

現在の日本では、高水時においても橋梁は水没させないことが常識となっています。しかしながらこれは、日本の気象条件の下で、河川改修を前提にして、計画高水位をある程度予測でき、強固な橋梁整備を可能ならしめる社会的要請が前提となっています。一方で、国外、特に途上国においては、そもそも気象条件が日本と異なる、河川が未改修である、高水位を予測するための水文データが不十分である、強固な橋梁を整備するだけの財政状況にないなどの理由により、最適な渡河形態が異なる場合が多く存在します。

土木技術者の専門分野も異なります。途上国の場合には技術者の数が十分ではないことからジェネラリスト的な土木技術者が必要とされますが、日本では水文、河川施設、橋梁、交通、舗装、土工などを専門とする様々な土木技術者が協力することが一般的です。このため、日本の土木技術者が途上国で仕事をすると日本国内においては専門外とされた分野の知見を必要とされることも多くあります。

本報告書は、日本とは異なる状況での最適な渡河施設の在り方を模索するジェネラリスト的な土木技術者の参考となることを、主に目指しています。

本報告書は、古木委員、横倉委員の多大な貢献に基づくものであり、両委員へ多大な賛辞を贈りたいと思います。また、NPO 法人国際インフラパートナーズ中尾忠彦（前）理事長には河川工学の視点からご指導を賜り、渡邊前々委員長、塚原前委員長のリーダーシップの基で、国際連携小委員会委員の方々からご意見を頂きながら検討が進められました。これらの方々に感謝申し上げます。

令和7年3月

国際連携小委員会 委員長 曾根真理

建設マネジメント国際連携小委員会名簿（2025 年 3 月末現在）

<u>委員職区分名</u>	<u>氏 名</u>	<u>勤務先所属部署</u>
小委員長	曾根 真理	(株) フジタ 経営改革統括部研修センター兼人材開発部
副小委員長	西村 徹	国土交通省 国土技術政策総合研究所
委員	池田 鉄哉	国土交通省国土技術政策総合研究所
委員	川原 俊太郎	独立行政法人国際協力機構 社会基盤部
委員	五艘 隆志	東京都市大学 建築都市デザイン学部都市工学科
委員	鈴木 泰之	(株)建設技術研究所 道路本部技術第 4 部
委員	遠山 秀春	大成建設(株) 国際事業本部営業部
委員	二宮 仁志	東洋大学 理工学部都市環境デザイン学科
委員	古木 守靖	(株) 建設技研インターナショナル
委員	山岡 暁	宇都宮大学 地域デザイン科学部社会基盤デザイン科
委員	横倉 順治	八千代エンジニアリング (株) 海外事業部
委員	渡邊 法美	ボンド大学 社会デザイン学部
顧問	塚原 健一	九州大学 工学研究院

無堤河川渡河施設の計画と設計

2024 年度建設マネジメント国際連携小委員会の研究報告書

目次

序章

第 1 章 海外無堤河川渡河施設の損傷事例

1.1 無堤河川渡河施設損傷の特徴

1.2 海外無堤河川渡河施設の損傷事例及び事業事例

- 事例 1 ホンジュラス, アグアン川国道 13 号における盛土の被災
- 事例 2 ミャンマー, タキン橋の被災
- 事例 3 バヌアツ, テオウマ橋の被災
- 事例 4 インドネシア, 東ヌサ・トゥンガラ州, ファツアット橋の被災
- 事例 5 カンボジア, 6A 号線の橋梁
- 事例 6 ネパール, シンズリ道路建設計画, 一さまざまな渡河施設の事例
- 事例 7 ジブチ, 国道 1 号線改修計画－既設の洗い越し構造をボックスカルバートに更新
- 事例 8 ギニア国, スンバ橋, 塞上げ量（背水）を低下させた例
- 事例 9 米国, I-90 スコハリー・クリーク橋脚沈下による崩落
- 事例 10 米国, テキサス州 US59 号線グアダループ川橋梁－氾濫原内の橋梁を 2 回延伸した事例

第 2 章 自然条件, 経済・社会条件と堤防並びに渡河形式

2.1 自然条件と堤防

2.2 経済・社会条件と堤防

2.3 有堤・無堤河川と渡河形式

2.4 河川管理体制と設計水位

2.5 第 2 章のまとめ

第 3 章 渡河施設の被災と対策

3.1 研究対象渡河施設

3.2 洪水被害の分類

3.3 損傷メカニズムと対策

3.4 気候変動（Climate Change）と渡河施設設計法の最近の動き

3.5 無堤河川渡河施設の計画手順

3.6 第 3 章のまとめ

第 4 章 結論と提言

4.1 結論

4.2 提言

付属資料

1. 開発途上国の無堤河川での洪水による橋梁被災事例
 - 1-1.被災事例
 - 1-2.資料 1 に関する考察
2. 開発途上国の無堤河川における渡河施設計画・設計事例
3. 日本の河川管理施設等構造令と海外の無堤河川
4. 洗堀深推計法
5. 土木学会全国大会研究討論会報告

図 目次

- 図 1-1 国道 13 号アグアン川での被災
- 図 1-2 洪水の越流により氾濫原道路盛土が洗掘されるメカニズム
- 図 1-3 沈下橋タキン橋（赤線）と取付け盛土, 2 箇所のカルバート（黄線）
- 図 1-4 流失した盛土部
- 図 1-5 上流から見た旧テオウマ橋
- 図 1-6 旧テオウマ橋右岸側橋台（基礎が露出）と橋台背面盛土の被災状況
- 図 1-7 テオウマ橋と新旧河道
- 図 1-8 右岸側の取付け盛土が流失したファツアット橋
- 図 1-9 ファツアット橋とスヌエル川
- 図 1-10 1996 年, 1998 年, 2000 年洪水被害箇所
- 図 1-11 深い洗掘を受けた国道 6 A 号線 25 号橋梁
- 図 1-12 1996 年洪水被災後の国道 6 A 号線 26 号橋梁
- 図 1-13 シンズリ道路で採用された様々な無堤河川の渡河方式
- 図 1-14 事業対象区間位置図
- 図 1-15 最大の洗越し構造区間（乾季）
- 図 1-16 No.36 カルバートの側面図と平面図
- 図 1-17 カルバート断面図
- 図 1-18 No.36 9 連カルバート完成予想図
- 図 1-19 旧スンバ橋
- 図 1-20 新スンバ橋断面図
- 図 1-21 新スンバ橋建設による背水水位の低下
- 図 1-22 スコハリー・クリーク氾濫原と I-90 スコハリー・クリーク橋
- 図 1-23 スコハリー・クリーク橋平面図
- 図 1-24 スコハリー・クリーク橋断面図
- 図 1-25 撤去作業中のスコハリー・クリーク橋
- 図 1-26 グアダループ川氾濫原の US59 号線
- 図 1-27 グアダループ川橋梁初期の姿
- 図 1-28 大水害後のグアダループ川橋梁
- 図 1-29 橋長延伸後のグアダループ川橋梁
- 図 1-30 グアダループ川橋梁から見た左岸の洗掘状況
- 図 2-1 世界の年平均降水量
- 図 2-2 世界の地形分布
- 図 2-3 世界の河川の浸食速度
- 図 2-4 典型的な堆積河川と浸食河川の例
- 図 2-5 農地に見る有堤, 無堤の違い

- 図 2-6 日本の有堤河川渡河施設横断図
- 図 2-7 無堤河川の構成要素と渡河施設模式図
- 図 2-8 有堤と無堤の渡河施設の洪水流線(青い線)の違いと洗堀
- 図 2-9 環境条件と渡河形式の選定
- 図 3-1 河川横断面形状と架橋範囲による渡河施設の分類
- 図 3-2 道路盛土が越水によって路肩から崩壊する場合の道路盛土の断面図
- 図 3-3 道路盛土越水の様子
- 図 3-4 遊水地の越流堤
- 図 3-5 カンボジア国道 6 号線道路盛土開口部（避溢橋）の洪水流洗堀により生じた落ち堀
- 図 3-6 橋脚沈下により落橋した事例
- 図 3-7 桁下高が小さい米国（ミズーリ州）の幹線道路橋
- 図 3-8 渡河形態と L2 洪水位（2,000 年確率洪水）
- 図 3-9 無堤河川の渡河計画全体手順例
- 図 3-10 橋長不足による越水と橋長延長による是正のイメージ図
- 図 3-11 洗堀対策検討（ブルー着色部分）を加味した渡河施設計画フロー例
- 図 3-12 水流収縮による洗堀（赤）と局所洗堀（黄）を別途計算し合成する推定法概念図
- 図 3-13 洗堀により損傷した橋台基部の事例
- 図 3-14 2 つの盛土部設計の考え方
- 図 3-15 越水時作用力とパラメーターの定義
- 図 3-16 無次元化水深（ h^* ）と揚力係数（ C_L ）

表 目次

- 表 1-1 海外無堤河川渡河施設の洪水による被災事例
- 表 2-1 無堤河川渡河形式の本書における分類
- 表 2-2 渡河施設の様々な形態
- 表 3-1 無堤河川渡河施設被害の分類
- 表 3-2 各国の橋梁桁下高（freeboard）
- 表 3-3 無堤河川橋梁における渡河施設被害形態別の対策（まとめ）
- 表 3-4 水理設計，洗堀設計，洗堀設計チェックのための洪水頻度
- 表 3-5 洪水の超過確率年と検討期間 N における超過確率

略号リスト (List of Acronyms)

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials(米国全州道路交通運輸行政官協会, 1973 年に AASHO から名称変更)

ASCE: American Society of Civil Engineers (アメリカ土木学会)

DFL: Design Flood Level (設計洪水水位)

DOT: Department of Transportation ((連邦)運輸省)

FEMA: Federal Emergency Management Agency (連邦緊急事態管理庁)

FFRMS: Federal Flood Risk Management Standard (連邦洪水リスク管理基準)

FHWA: Federal Highway Administration (連邦道路庁)

FIRM: Flood Insurance Rating Map(FEMA, 洪水保険料率地図)

HP: Home page (ホームページ)

HWL: High Water Level (高水位)

INDOT: Indiana Department of Transportation(インディアナ州交通局)

JICA: Japan International Cooperation Agency (国際協力機構)

LWL: Low Water Level (低水位)

NCHRP: National Cooperative Highway Research Program(全米高速道路共同研究プログラム)

NFIP: National Flood Insurance Program (全米洪水保険制度)

NTSB: National Transportation Safety Board (米国, 国家運輸安全委員会)

NYDOT(NYS DOT): New York State Department of Transportation (ニューヨーク州交通局)

ORN: Overseas Road Note(英国 TRL, 海外道路ノート)

TRB: Transportation Research Board (米国 National Academy of Science, 交通研究委員会)

TRL: Transport Research Laboratory (英国, 交通研究所)

USACE: United States Army Corps of Engineers (米国陸軍工兵隊)

用語集

用語	説明・定義	対応英語例
氾濫原	洪水流が浸水する範囲にある低地部分の総称。無堤河川では洪水確率を指定して定義。米国 FEMA では 100 年確率洪水（100-year flood） ¹ で定義している。	Flood plain
河道	日本の有堤河川では堤防と堤防の間で洪水の流れる範囲と定義。米国 FEMA の無堤河川では、平水流路を流路または河道（stream channel/river channel）と呼び、100 年確率の洪水到達範囲を氾濫原と呼ぶ。そのうち、氾濫原にせり出して構築物を設けて良い範囲を洪水外辺（flood fringe/floodway fringe）、「洪水を安全に下流へ流すために確保すべき区域」を規制洪水路（regulatory flood way）と定義する（図 2-7）。	Stream channel/River channel 及び Flood way （無堤河川対応の用語なので、日本語とは厳密な意味で対応しない）
計画高水位	日本において計画高水流量が河川改修後の河道を流下する時の水位である。本報告では河川管理の視点での脈絡で使用し、渡河施設設計条件の脈絡では設計水位と表記するものとする。	High water level (HWL) (設計水位 : Design water level)
掘り込み河道	日本の定義で堤内地盤高が計画高水位より高い河川のタイプ。本書では 100 年確率洪水程度で氾濫しない無堤河川とする。	
超過洪水	洪水を防ぐため計画目標とした洪水（計画規模）を超える恐れのある洪水（堤防越水の恐れがあるイメージを伴うようである）。	Extreme flood という言葉があるが、これは L2 洪水のニュアンス。
設計洪水 (L1 洪水 /L2 洪水)	施設設計の対象とする洪水。合わせて本報告では対応する水位を設計水位と呼ぶものとする。本書ではこれをレベル 1 (L1) 洪水と呼び、渡河施設設計に当たりチェックのため想定する最大規模の洪水をレベル(L2)洪水と呼ぶ。	Design flood
余裕高	元来日本の河川堤防において、波浪等の影響を避けるため計画高水位に加えられる省令で決められた高さ。本書では便宜的に堤防天端と設計水位との差で説明する場合がある。	
桁下高	橋桁の最下端から設計水位までの距離。日本の有堤河川では河川構造令により桁下高を余裕高以上とする。	Freeboard (橋梁以外に盛土に対しても使う)
沈下橋	洪水時には水没する橋。多くの例では年数回程度の越水が発生する。	Submersible bridge
コーズウェイ	水域や湿地を横断する盛土道路。通水のためのカルバートが設けられるのが普通。越水を許容する設計もある。	Causeway
洗い越し	河床をコンクリートなどで整えて、常時川が流れるようにしつつ通行する渡河施設。	Ford (crossing)
無堤河川橋梁	橋梁 + 取付け盛土（Embankment）の渡河施設	無堤河川橋梁は本書独自の用法である。

（本書で特別に定義して使用したものや特に説明が必要と思われる用語：委員会作成）

¹ 本書では、国内で専門用語として使われている「年超過確率 1/X 洪水」を簡略化して「X 年確率洪水」のように表記する。なお「超過確率年 (X)」と「年超過確率 (1/X)」とは逆数の関係にある。また米国政府の文書等においては年超過確率 1/100 洪水を 100-year flood と表記している。

序章

(1) 海外無堤河川渡河施設研究の目的

日本の国際協力事業など海外の道路・橋梁整備事業においては、国内では稀な洪水被害が多く報告されている。例えば橋梁の取付け盛土（通常英語では単に *embankment* と表記）の流失あるいは橋台周辺の洗堀と橋台護岸の崩落などである。本研究では、まずこのような海外における渡河施設²の洪水被害の実態分析を行った³。そしてこれら損傷事例が総じて無堤河川で発生していることに着目し、先進国における渡河施設設計法などを参照しつつ、無堤河川渡河に関する計画・設計に関して海外の事例を整理して、日本との違いと計画・設計の際の注意点などを取りまとめた。本書は、委員会活動としての研究報告書であると同時に、海外で渡河施設の計画・設計に携わる関係者にとって参考図書となることを目指したものである。

日本と海外との違いの1例をあげれば、日本国内では河川管理者が水文・水理の検討を行って必要な情報を公開しつつ河川管理を行っているが、海外では必ずしもそのような河川管理は行われていないことである。日本では一般的に、道路事業者は河川管理者が定めた、河川管理上必要な規定に従って橋梁を設計する、このため道路事業者は、水文・水理には深い関心は寄せていないのが実態であろう。とはいえ道路事業者は、河道内の道路構造物による河道や流水への影響及び流水による構造物への影響が、時には重大な損傷や災害に繋がりがねないことを認識しておかなければならない^{4, 5}。特に途上国をはじめとして、海外の河川では十分な河川管理は行われていないため、河川を横断する道路事業に当たっては、道路・橋梁を守るためだけでなくそれらが流域に悪影響をもたらさない様、道路事業者自ら河川と水文・水理といった工学分野に関心を持つことから始めなければならない。

河川は何処にあっても大地を流れる水であり、そこに内在する力学は共通であって、例えば橋脚周りの洗堀の脅威などは有堤であれ、無堤であれ各国共通である。しかし多くの海外の河川は無堤河川であるため、有堤河川とは異なる水理現象がある。例えば洪水流の収縮（*Contraction*）による洗堀、橋台・橋脚の倒壊など日本国内とは異なる様々な現象が発生している。道路事業者は水理学や河川工学の専門家の協力を得て、このような問題に的確に対応しなければならない。

このような認識の下で、海外の無堤河川の様々な特徴に配慮し、適正な技術を採用して道

² 海外の河川を渡る技術には橋梁だけではなく、盛土構造、コーズウェイや洗い越しなどさまざまな形があるので渡河施設と呼ぶ。

³ 本書では海外の損傷事例を中心に分析しているが、国内の事例は下記脚注5の土木学会地震工学委員会報告書に詳しい。その他巻末参考文献・資料6.玉井信行等による文献に詳しい。

⁴ (財)国土技術研究センター：河川を横過する橋梁に関する計画の手引き（案）、平成21年7月、p.1

⁵ 土木学会地震工学委員会 橋梁の対津波・対洪水設計に関する研究小委員会：橋梁の対津波・対洪水設計に関する研究小委員会 報告書、第3編橋梁等に対する水災害への対策、2020年。

路事業を実施することは、経済合理性に富み、かつ持続可能な渡河施設整備の要諦である⁶。またこのことは本邦企業の国際貢献と国際競争力の向上に繋がることになる。

本研究の過程を通じて、海外無堤河川の渡河施設整備の現場においては、海外における知識と経験を有する我が国のベテラン技術者が、必ずしも日本の基準にはよらずに様々な工夫を凝らして橋梁などを整備してきていることも確認された。従って本研究は、今後の海外無堤河川における渡河施設整備の際の注意点を取りまとめたものであるだけでなく、海外渡河施設整備事業の適正技術と工夫をも集成しており、それら暗黙知を形式知化し、一定程度体系化しようという試みでもある。

（２）本書の構成

本書では、第１章で海外渡河施設の損傷事例を分析・紹介する。第２章では有堤河川を中心とする日本の河川に於ける渡河技術と、無堤河川を中心とする海外の渡河技術との差異及びその自然や社会・経済的背景をまとめている。第３章では、無堤河川渡河施設被災を類型化しその対策例を紹介する、さらにこの対策を反映した設計手順例を紹介する。その過程で特に必要となる洗堀問題と、無堤河川独特の設計対象洪水以上の洪水（レベル２洪水と呼ぶ）に対する対処法の事例を紹介する。なお第３章では、実際の計画・設計に当たって参考となる情報ではあるものの、詳細に過ぎるため読み飛ばしてもよい情報を（参考情報）として記載している。

本書ではこのような日本ではあまり馴染みのない技術に光を当てているが、海外事業とはいえ、このような日本で馴染みのない事柄だけ知っておけば良いということではない。国内外共通の事柄には国内の技術と基準類が適用可能なので、あえて本書では扱わないということである。

なお本書では渡河施設の洪水被害を分類しているが、この分類は比較的安定した地形を対象としていて、例えば扇状地のような急激な変動を起こしている場合は単純には当てはまらない。またこの分類には、長大橋梁の事例は含めていない。長大橋梁にあっては、個別的环境条件の差異が大きく、検討する項目も多岐にわたるので、別の範疇であると考えたからである。

（３）路線選定と渡河施設

本研究は橋梁と盛土構造の渡河施設の計画・設計を中心にしているので、路線選定レベルの課題については扱わない。しかし第１章の事例（第４及び第１０）でも触れているように、渡河位置及び渡河施設と河道との交差角度や橋脚の位置は、渡河施設の安定性を左右する。すなわち、道路の路線選定に当たり、渡河位置と道路と河道の交差角などは検討路線の評価要素として取り入れておくことが肝要である。ただし本研究では渡河位置は定ま

⁶ 保田 敬一，古木 守靖，石川 博基：氾濫原に架橋する場合の合理的な橋長決定方法の提案，土木学会論文集 F5（土木技術者実践），Vol. 77, No. 1, 10 - 21, 2021 年。

っているものとして議論を展開している。渡河位置と渡り方の決定は渡河施設のいわば戦略であり、その設計は戦術に相当すると言っても良い。戦略の失敗は戦術で補うことはできない⁷ともいえるので、路線計画は別途十分に慎重に検討して必要がある。

海外、特に途上国の河川の多くは専門家による管理体制が整っていないことから、渡河施設の計画段階においても経験を積んだ河川技術者の参加・協力を得る必要がある。河川技術者と道路・橋梁技術者の協働を効果的に進めるためには、道路・橋梁技術者にあっても基礎的な河川の知識を有しておく必要がある。また渡河位置を論じた参考文献⁸を参照しておくことも望まれる。

⁷ クラウゼビッツ「戦争論」によるとされる。

⁸ UK, Transport Research Board: Overseas Road Note 9, A Design Manual for Small Bridges, 2nd edition, 2000年, Chapter 2. Planning. に概要が述べられている。さらに巻末参考文献・資料の 22. River Engineering for Highway Encroachments, Chapter 9, に詳述されている。

第1章 海外無堤河川渡河施設の損傷事例

本章では海外の渡河施設の洪水被害事例を紹介する。あわせて、国内では見られない無堤河川特有の渡河施設設計事例を紹介する。

1.1 無堤河川渡河施設損傷の特徴

途上国を中心とする海外の河川における渡河施設の洪水による損傷事例を表1-1に示す。また各損傷事例の詳細を付属資料1に示す。これらの分類については第3章において詳細を記載する。表1-1からいえることは、海外、特に途上国の河川は無堤であるということである。無堤河川渡河施設の洪水被害について有堤河川との違いを意識しつつ特徴をまとめると以下の通りである。

- ① 観察された範囲で被害は河川の中下流域、あるいは勾配の緩やかな河川で発生している。幹線道路が平地部に集中しているからであろう。
- ② 取付け盛土区間の被害が多数観察されている。これは主に氾濫原の中の事象であり、国内の有堤河川では見られない損傷形態である。
- ③ 橋台の被害という形態も多い。国内有堤河川では橋台は堤体内に設置され、一般に堤防が損傷を受けない限り発生しないものである。
- ④ 河床の洗堀により橋脚の沈下・倒壊とそれに伴う桁の落下が多く発生している。
- ⑤ 事例の中には計画流量を超過する洪水による損傷を含んでおり、また流量データ不詳な被災もあるので、詳細を論ずるにはデータが不十分である例も多いが、有堤河川と異なり、設計対象の洪水（設計洪水）を超える場合に対する検討が求められている。

1.2 海外無堤河川渡河施設の損傷事例と考察

表1-1に示した損傷事例のうち、典型的なものについて原因と対策及び、無堤河川特有の多様な渡河形式を紹介する。

事例1 ホンジュラス、アグアン川国道13号における盛土の被災

氾濫原横断の盛土部が越水により洗堀・損傷した事例である。

1998年に発生したハリケーン・ミッチは、ラテンアメリカ諸国に200年に1度の規模の洪水をもたらした。ホンジュラスでは1998年10月27日~29日の間停滞し、大きな災害が発生した。ホンジュラスに隣接するニカラグア北西部の地方都市チナンデガでの10月26日



横断盛土部の下流側法面が洗堀されている。写真提供：細川容宏氏

図1-1 国道13号アグアン川での被災

表 1-1 海外無堤河川渡河施設の洪水による被災事例（付属資料 1 に詳細）

付属資料 1の 番号	国 名	発生年	被災施設 建設の資 金	場 所 ・ 橋 梁 名	被災の形態			
					盛土洗堀・流失	橋脚・橋台洗堀倒壊	橋桁流失	塞き上げ被害
中南米								
2-3*	ホンジュラス	1998**	不詳	アグアン川の下流部氾濫原盛土道路	○			
2-4	ホンジュラス	1998**	不詳	スーラバレー出口氾濫原での盛土道路	○			
1-1	ホンジュラス	1998**	日本無償	新チョルテカ橋の盛土取付け道路	○			
1-2	ホンジュラス	1998**	不詳	新チョルテカ橋とテクシガルパ市以外の各地	○	○	○	
3-1	ホンジュラス	1998**	不詳	テクシガルパ市内 8 橋		○	○	
2-5	ニカラグア	1998**	不詳	Los Limones 平野の氾濫原	○			
1-5	ニカラグア	1998**	不詳	国内各地の 10 橋	○	○	○	
1-4	ニカラグア	1998**	不詳	エル・グアルモ橋		○		
1-5	エルサルバドル	1998**	不詳	エルサルバドル南部を縦貫する CA-2 の 3 橋		○	○	
1-6	ボリビア	2008	日本無償	日本ボリビア友好橋	○			
アジア								
2-1*	カンボジア	1996	日本無償 (戦後復興支援)	6A 及び 6 号線、メコン川プノンペン上流右岸氾濫原	○	○		
2-2	カンボジア	1998	不詳、 1940 年頃の橋梁	7 号線モアトクモン橋、メコン川プノンペン上流左岸氾濫原	○	○	○	
1-9*	ミャンマー	2023	地元政府	エーヤワディー川支川	○			
2-7	バングラデシュ	2007	不詳	ジャムナ川右岸氾濫原	○	○		
1-8*	バヌアツ	2015	日本無償 (災害復旧)	テオウマ橋	○	○		
2-8	ネパール	2019	不詳	タライ平野	○			
3-2	東ティモール	2021	不詳	首都デイリ市内の 3 橋				○
1-7*	インドネシア	2011	日本無償	東ヌサ・トゥンガラ州、ファツアット橋	○			
9-1	バングラデシュ	1991/97	日本無償	メグナ橋		○		
北米								
参考 1 *	USA	1987	連邦補助	I-90, Schoharie Creak Bridge, NY, US.		○	○	

* は次節以降事例紹介、発生年 1998** はハリケーン・ミッチーによる災害。

出典：委員会作成

～31 日にかけての 5 日雨量は 1,494mm に達した。これはニカラグアの年平均降雨量 1,400mm を上回った⁹。

この事例は国道 13 号線が広大な氾濫原を盛土で横断し、渡河部を橋長 150m の橋梁で渡っていた箇所である。国道 13 号線の盛土部において越水が発生し、数か所、合計延長約 1km に渡り洗堀された（図 1-1）。そのメカニズムを図 1-2 に示す¹⁰。

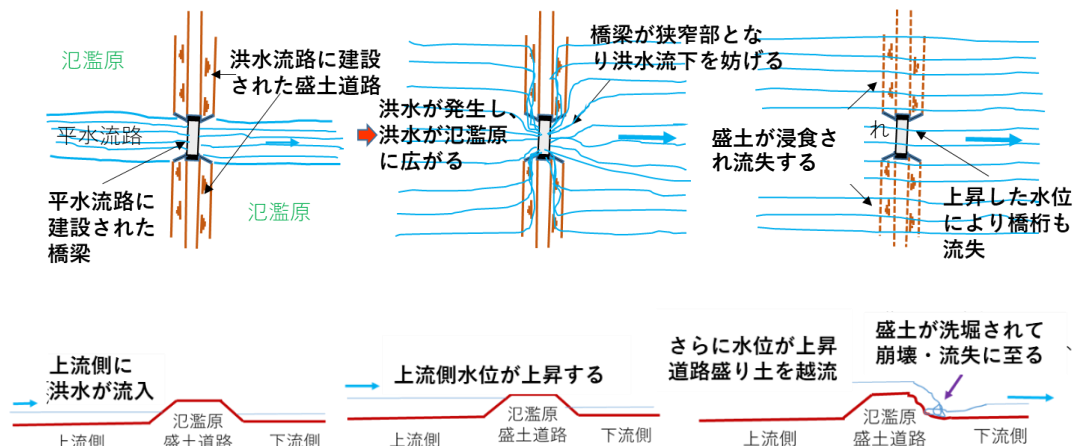


図 1-2 洪水の越流により氾濫原道路盛土が洗堀されるメカニズム

出典：委員会作成

ハリケーン・ミッチは 200 年確率レベルの降雨をもたらしているので、仮に当該道路が 100 年確率降雨を対象として設計されていたのであれば、越水してもやむを得ないといえる。しかし気候変動を考慮すれば、今後はこのような幹線道路の不通がもたらす経済的・社会的損害と改善のための追加コストとを比較しながら、①現設計のままで、超過洪水では盛土部の流失を是とし、塞き上げによる上流での湛水を防止する設計、②盛土部の一定区間を耐越水構造として、あえて越水させて他の区間を救う設計などの案も検討に値する。

事例 2 ミャンマー、タキン橋の被災

氾濫原横断の盛土部が越流により洗堀・流失し、直ちに復旧した事例である。

2023 年 5 月の降雨による出水で、橋梁部、盛土部ともに越流が発生したものであるが、降雨等のデータは不明である。

⁹ 横倉順治：1998 年“ハリケーン・ミッチ”による橋梁災害復旧事業-架橋計画における河川防災的視点の重要性と課題-, 国際建設防災第 10 号（平成 12 年版）, p78.

¹⁰ 横倉順治, 須賀堯三：開発途上国の氾濫原道路とその橋梁計画の在り方-河川防災の視点から, 水工学論文集第 44 巻, 2000 年 2 月, p337~342, （同論文に掲載された写真は細川容宏氏提供）。

横倉順治：開発途上国の未改修・不安定河川における架橋、盛土及び取水施設などの建設計画に関する河川工学的考察, 宇都宮大学, 2005 年 5 月, p.49.

細川容宏：ホンジュラス共和国災害復興調査短期派遣専門家から横倉順治がヒアリング, 1994 年 8 月。

タキン橋は外務省の NPO 支援事業で実施され 2016 年に完成した。タキン橋は沈下橋で橋長 178m, 取付け道路部分約 400m は地元州政府が負担し施工した。取付け盛土の区間に

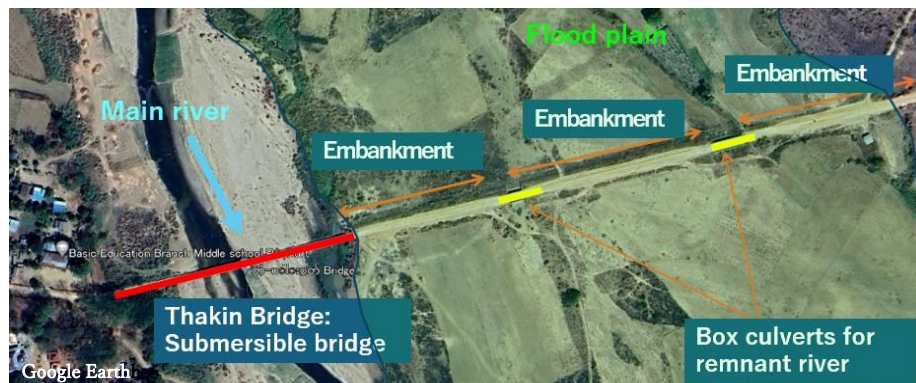


図 1-3 沈下橋タキン橋（赤線）と取付け盛土、2 箇所のカルバート（黄線）

は 2 箇所名残川があり大型のボックスカルバートで処理していた（図 1-3）。2023 年洪水による越水により取付け盛土部は流失したが、沈下橋及びカルバートは損傷を受けなかった（図 1-4）。

構造物が無事であったことから、地元政府は直ちに盛土部の復旧工事にかかり、約 1 週間で復旧した。盛土部は地元技術者による計画・建設であり、復旧体制をすぐ構築できたことが素早い工事執行に繋がったのであろう。

盛土道路の開口部（橋梁＋カルバート 2 箇所）の通水断面積不足から盛土部の越水が原因であった可能性があるが、洪水流量が不明であり詳細な分析は行われていない。



写真中央の沈下橋は損傷していない。写真提供：(NPO) 国際インフラパートナーズ朝倉氏

図 1-4 流失した盛土部

なお日本の NPO 法人による沈下橋はミャンマー国内で 2016 年以来 15 橋が建設された。2024 年現在政治的環境の悪化から事業は中断されているが、地元政府による沈下橋整備の事業は行われており、沈下橋の有効性は高く評価されている。無堤河川ならではの沈下橋という渡河技術が、地方部の生活環境を飛躍的に向上させていることは画期的である¹¹。

事例 3 バヌアツ、テオウマ橋の被災^{12, 13}

氾濫原横断の盛土部と橋台基礎が洪水流により洗掘・損傷したが、総合的な水文・水理学的検討に基づく復旧を行っている事例である。

¹¹ この事実は高く評価されて、2024 年に日本水大賞国際貢献賞を受賞している。

¹² JICA: バヌアツ国エファテ島環状道路テオウマ橋災害修復情報収集・確認調査調査報告書, 2017年。

¹³ JICA: バヌアツ国 テオウマ橋災害復興計画準備調査報告書(先行公開版), 2019 年。



図 1-5 上流側から見た旧テオウマ橋



左岸側橋台が低いのは道路勾配ゆえであり、損傷によるものではない。出典：図 1-5, 1-6 とも脚注 13 の報告書による。

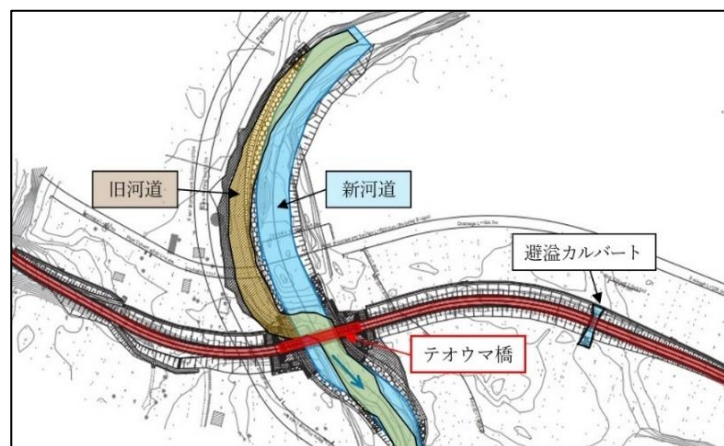
図 1-6 旧テオウマ橋右岸側橋台（基礎が露出）と橋台背面盛土の被災状況

旧テオウマ橋はバヌアツ国エファテ島のテオウマ川の氾濫原に取付け盛土と橋長 25m の架橋で渡河していた（図 1-5）。この橋梁は震災復旧計画の一環として 2005 年に建設されたものであるが、2015 年 3 月サイクロン・パムにより被災した（図 1-6）。

サイクロン・パムの出水は 50 年確率レベルと考えられているが、洪水は橋梁及び右岸側アプローチ部の盛土を越え、その盛土が崩落し、また橋台基礎防護工（蛇籠）の流失などにより基礎杭が露出し橋梁が危険な状況となった。

当該被災橋梁は災害復旧事業により建設されたものであり、原状復旧の考え方が適用されたため、洪水疎通能力の確認が十分ではなかったと考えられる。このため 50 年確率の出水で塞上げが発生し、越水に至った。また付近の河道の安定対策も実施されてこなかったため、次第に蛇行が進み、右岸の取付け盛土が水衝部となっていたことも塞き上げを大きくしたと推定される。

新たに実施された JICA の災害復旧事業では橋梁部分のみならず、アプローチ盛土内カルバートの併設などの代替案を、氾濫範囲の変化を推計し、被災面積や事業費などによって比較し、最適案を決定した（図 1-7）。この復旧案は 100 年確率洪水を対象とした。その結果橋長は旧橋の倍の 2 スパン、橋長 50m となっている。また蛇行による河道の移動を安定させる護岸工事施工している。この河道安定化工事は左岸の切削及び右岸の盛土・護岸工事であり堤防を設けておらず、あくまで道路施設を護るための



河道の整形と護岸工がほどこされて橋梁を保護している。またアプローチ道路に避溢用ボックスカルバートが設置されている。出典：JICA: バヌアツ国 テオウマ橋災害復興計画準備調査報告書(先行公開版), 2019 年, 一部彩色

図 1-7 テオウマ橋と新旧河道

流路固定を目的として実施している。すなわち施設としては、河道安定化工事も渡河施設の一部となっているといえる。その中で橋梁の桁下高は地元基準の0.5mとしているのも目を引く。渡河施設を橋梁単体で計画せず、河道と橋梁を一体として計画・設計し、塞き上げや洗堀検討など丁寧に検討しているなど、無堤河川渡河検討手順の典型的な事例である。

事例4 インドネシア、東ヌサ・トゥンガラ州、ファツアット橋の被災¹⁴

洪水時に浸水する氾濫原に盛土したアプローチ道路が流失し、被災後橋長を延長して復旧した事例である。

本事業はインドネシア、東ヌサ・トゥンガラ州西ティモールの海岸沿いの幹線道路がスヌエル川を渡る橋梁で、2008年4月に日本の無償資金協力により完成した。橋長129.7m、5スパンの5径間連結合成 PC-I 桁橋であり、橋脚は径1.0m及び1.2m のパイルベント式である。

その後、2011 年の出水により、右岸アプローチの道路盛土を洪水が越えて流下、橋梁は無事であったがアプローチ道路が流失して通行不能となった（図1-8）。



写真提供：JICA 国際協力専門員三部信雄氏
図 1-8 右岸側の取付け盛土が流失したファツアット橋

設計に当たっては、50年確率降雨に対する水位や地元ヒアリングによる最高水位などから、流水断面を計算し、橋長129.7m とされた。このため右岸側の取付け盛土は洪水時の浸水域にせり出す形となった。これは無堤河川渡河の形式として一般的な構造である。その後復旧に当たったインドネシア政府は、右岸側に1スパン追加し、全橋長約155mの橋梁として再建して、流下能力の増大を図った（図1-9）。

設計者によれば、設計時の検討で盛土部は設計対象洪水を超える出水に対しては越水により流失の恐れがあったが、取付け盛土が流失しても土工による復旧は相手国政府でも対応可能であると想定し、予算制約の中での決定であったとのことである。

架橋位置は大型礫質を含む河原状の箇所、掘り込み河道の様相を呈している。しかし同時に地形的には河川縦断勾配の変曲点の直下流で、小型の扇状地の扇のかなめの位



破線は橋長が短い場合に考えるべき導流堤。

図 1-9 ファツアット橋とスヌエル川

¹⁴ 1) JICA：インドネシア共和国東ヌサ・トゥンガラ州橋梁建設計画基本設計調査報告書、2005年1月

2) JICA インドネシア事務所：案件別事後評価（内部評価）評価結果表：無償資金協力、2015 年 2 月

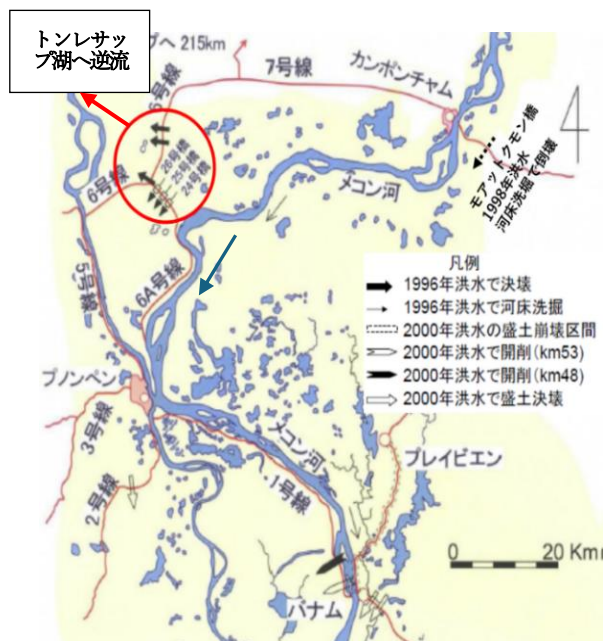
置のように見える¹⁵。その意味では架橋地点の選定には問題ないと思われる¹⁶。ただし扇状地の性格を有する箇所では、河床の上昇など河床変動が見られ、平水の流路は不安定である。このような洪水時に湛水する氾濫原への盛土を伴う橋梁構築では水理計算に慎重を期した上で橋長決定し、流路の誘導・固定などを検討する必要がある。例えば予算が許せば、橋長の確保の他、取付け道路の天端高を十分に確保する、あるいは右岸上流側に導流堤を構築して橋梁部に水流を導くなどの手段も考えられる。

この架橋の事例では、無堤河川での典型的検討課題が以下の通り明らかになった。水理検討に限定するが、①橋長決定の方法、②流路の安定方法、③垂直方向の河床変動対策、④超過洪水への考慮、の4点である。第3章でこれらについて検討する。

事例5 カンボジア、国道6A号線の橋梁^{17, 18, 19}

広大なメコン川氾濫原を横断する盛土道路の橋長が不十分で河床洗堀を受けたことから、復旧事業として橋長を長くし、また盛土損傷部を橋梁化して洪水の疎通能力を増大させた事例である。

1991年に内戦が終了したカンボジアの道路インフラは、重なる水害と相まって損傷復旧が出来ていない状況であった。1993年プノンペンからトンレサップ川を、(当時は落橋していた)チョルイチョンバ橋で渡りシェエムリアップに達する重要な国道網を構成する6A号線(現在は6号線)の復旧計画がJICAによって調査された。



出典：脚注9

図1-10 1996年、1998年、2000年洪水被害箇所

1993年の6A号線の復旧事業は、チョルイチョンバ橋の完成に合わせた早急な完成が求められていたことから、残存する橋梁を

¹⁵ 上流山地には大規模な崩壊が見られ、土砂の流出が大きい。河床の縦断勾配を調べると、架橋位置は河床勾配の変曲点となる箇所(扇状地の扇頂)から100mほど下流に位置し、海岸から960mほどである。

¹⁶ 扇状地を横断する場合の路線選定においては、扇が広がっている箇所よりなるべく狭い箇所(上流側)を渡ることが推奨されている。

¹⁷ 横倉順治、須賀堯三：開発途上国の氾濫原道路とその橋梁計画の在り方-河川防災の視点から、水工学論文集 pp.337~342, 2000年2月。

¹⁸ 横倉順治、須賀堯三：開発途上国の未改修河川でのコーズウェイと潜り橋の実用性に関する現地資料に基づく考察河川技術論文集第17巻, pp.293~298, 2011年7月。

¹⁹ 横倉順治：開発途上国の未改修・不安定河川における架橋、盛土及び取水施設などの建設計画に関する河川工学的考察, 宇都宮大学, pp.41, 42, 43, 2005年5月。



1993年調査で新設されたもの、落ち堀も見える。



1993年の調査に基づき流失していたアプローチ部の再建のみを行った橋梁。今回は橋梁部の洗堀被害を受けた。写真は1-11, 1-12ともに横倉による。

図 1-11 1996 年、深い洗堀を受けた国道 6A 号線 25 号橋梁

図 1-12 1996 年洪水被災後の国道 6A 号線 26 号橋梁

最大限活用して復興することとした。この時の検討では、地域住民へのヒアリングなどからメコン川の出水時には支流のトンレサップ川の水位も上昇すると推察され、盛土を挟んだ水位差は大きくないことと、復旧に緊急を要するという判断から、既存橋梁の開口部長(橋長)は変更しないこととした。このため復旧の対象とされた橋梁は旧来の橋長のまま再建された²⁰。ところが 1996 年の大洪水でこれらの橋梁や盛土区間が大きな被害を受けた(図 1-10)。

中でも 25 号、26 号橋梁(図 1-11, 1-12)は強い洗堀を受けて、25 号橋は橋台の基礎が露出、26 号橋は橋脚、橋台共に危険な状況になった。また両橋とも下流側には落ち堀²¹が発生した。

この 1996 年洪水の被害を受けて、再度実施された無償資金協力ではメコン川の洪水水位の経過を考察し、6A 号線の先に続く国道 6 号線上において越水があった 3 か所に新規に 3 橋(それぞれ橋長 54m, コンクリート T 桁橋)を建設してメコン川からの洪水による水位上昇を抑え、越水リスクを低減する設計がなされた²²。24 号、25 号及び 26 号橋については橋長を伸ばしたうえで架け替えられている。しかし 1993 年の設計においては、内戦直後の復興支援の事業という当時の事情を勘案すれば、同じ橋長で復興するという判断もやむを得なかったであろう。しかしその後の技術的發展から、現時点ではこのように無堤河川の橋梁設計に当たって、氾濫原の洪水流を阻害することになる長い盛土道路を構築・改良する際には、詳細な水文・水理的な検討が可能となっているので、水理的な検証は必須となっている。本事例のような無堤河川の氾濫原道路での被害は、1996 年以降もカンボジアのメコン川氾濫原で引き続き発生し、またバングラデシュのジャムナ河の氾濫原でも発生している(表 1-1)。

²⁰ JICA:国道 6A 号線復旧計画基本設計調査報告書, 1993 年 4 月。

²¹ 落ち堀(国土地理院は落堀(おっぼり)あるいは押堀と表記)とは堤防決壊あるいは越水地点で発生する洗堀によってできた窪みを指すが、氾濫原の盛土に建設された橋梁の場合も同様に洪水流により洗堀が発生するので落堀と呼ぶこととする。なお「落とし堀」は別の言葉で農業用水の排水路を指す古い言葉である。

²² JICA: カンボジア王国 国道 6・7 号線改修計画基本設計調査報告書, 1997 年, p.3-60.

JICA: カンボジア王国 国道 6A 号線橋梁整備計画基本設計調査報告書, 2000 年。

事例6 ネパール、シンズリ道路建設計画

本事例は被災事例ではなく、無堤河川の多様な渡河形式を幹線道路で採用した事例として紹介する。ネパールの重要路線であるシンズリ道路（延長 160 km）では、洗い越しやコースズウェイが多用され、険しい地形であるにもかかわらず、キロ当たり約 1.6 億円の建設費に抑えて、日本の無償資金協力で実施することができた。洗い越しやコースズウェイは地域の経済情勢と交通量によっては適切な技術として選択されることが分かる。

シンズリ道路は、ネパールの首都カトマンズと南部タライ平野の東部をつなぐことにより、安定した物資の輸送ルートを確認することなどを目的として、1995 年～2015 年の 16 年間に渡り、日本の無償資金協力 260.7 億円を投入して建設された。

シンズリ道路における渡河地点 54 か所のうち、39 箇所では洗い越し・コースズウェイが設置され、15 か所では橋梁が建設された²³（図 1-13）。これらの河川は全て無堤の自然河川である。洗い越しやコースズウェイは建設の時間とコストを抑えることができることから、小規模な川の支流を横切る箇所や、雨季にのみ水が流れる河床などを中心に設置された²⁰。



1. 緩勾配、堆積土砂撤去が容易な土砂流が主となる天井川状の支流では洗い越しが採用された。出典：日本工営 HP



2. 谷地形では一般的な橋梁形式も採用。ロシ川を渡るロシ橋（スパン 83m の上路トラス橋）。出典：JICA ODA 見える化サイト。



3. 乾季も常時流れの有る河道部では管渠を設けたコースズウェイが採用された。出典：日本工営 HP



4. 流量が多く、かつ土石流の流れる河川では連続ボックスカルバートを適用し、越流を許容する沈下橋となっている。出典：日本工営 HP

図 1-13 ネパール、シンズリ道路で採用された様々な無堤河川の渡河方式

1992 年頃、日本大使館により第一工区の現場が調査され、ネパール政府がすでに日本から供与された建設機械を使い、どのように道路建設を計画・施工し、維持管理しているかが確認された。その結果ネパールの技術者が自力で建設した第一工区では、橋梁を設けず、これに代えて洗い越し、コースズウェイの設置という工夫がされていることが判明した²⁴。このことから、洗い越し、コースズウェイのアイディアは、日本側からの一方的な提案ではなく、ネパール側による自国予算による技術に発想を得ていると考えられる。

²³ 亀井温子: 未来を拓く道, 佐伯印刷株式会社出版事業部, 2016 年 3 月 10 日, pp. 61, 63, 77, 202.

²⁴ 亀井温子: 未来を拓く道, 佐伯印刷株式会社出版事業部, 2016 年 3 月 10 日, pp. 61

1993 年の JICA 調査では、橋梁を最小限として洗い越し、コースウェイを多用する計画とされた²⁵。また一部に沈下橋も建設されている。2007 年に実施された事後評価報告書では、「コースウェイ（筆者注：用語の定義から、洗い越しも含むと考えられる）の採用については、経済性や河川環境に配慮した設計を行っていることから、適切な設計であったと判断した。」と評価されている²⁶。

事例 7 ジブチ、国道 1 号線改修計画－既設の洗い越し構造をボックスカルバートに更新²⁷

アフリカの乾燥地域の国際幹線道路において、降雨時に越流による交通障害の発生する洗い越し構造（ford crossing）をカルバートボックスのコースウェイに変更した事例である。

ジブチの国道一号線はジブチ港が位置する首都ジブチからエチオピア国境のガラフィまでの 219km を繋ぐ最重要幹線道路であり、内陸国エチオピアの輸入物資の 9 割以上が通過する（図 1-14）。



出典：JICA、ジブチ国国道一号線改修計画準備調査準備調査報告書

図 1-14 事業対象区間位置図



JICA、ジブチ国国道一号線改修計画準備調査準備調査報告書

図 1-15 最大の洗越し構造区間（写真は乾季の様子）

事業はそのうち延長 20.69km を対象区間とした。横断する河川はすべて乾季には流水のないワジである。雨季は 10~4 月で、年間降雨量は約 150mm という乾燥地域である。

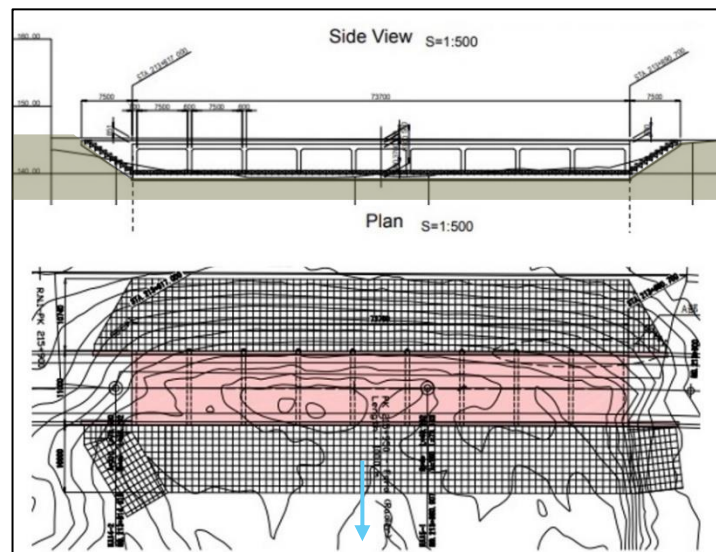
降雨時に冠水し通行不能を引き起こす既設の洗い越し構造を、全てボックスカルバートに更新することにより、通年通行を可能とする高水準な国際幹線道路として整備した。事業区間にはワジを渡る 7 箇所の洗越し構造が存在した。国際幹線道路であることから、交通不能を引き起こす洗越し構造はカルバート構造に変更して常時通行可能とすることとなった（図 1-15）。このうち最も延長の長かった洗越しについては橋梁構造と 9 連のボックスカルバート構造の比較検討が行われ、事業費が 8 分の 1 で済むとのことなどからカルバート構造が選択された。カルバート底版には土砂堆積を防ぐ目的で勾配を付け、カルバート構造物の上下

²⁵ 国際協力事業団、日本工営：シンズリ道路建設計画アフターケア調査最終報告書第 1 巻要約編、1993、p.3

²⁶ 国際協力機構：無償資金協力におけるプロジェクト・レベル事後評価にかかる評価調査業務（道路セクター）報告書、第 4 章 ネパールシンズリ道路建設計画（第 4 工事区間（2/2 期））、2007、p. 4-6

²⁷ JICA：ジブチ国国道一号線改修計画準備調査報告書、平成 30 年 12 月（2018 年）。

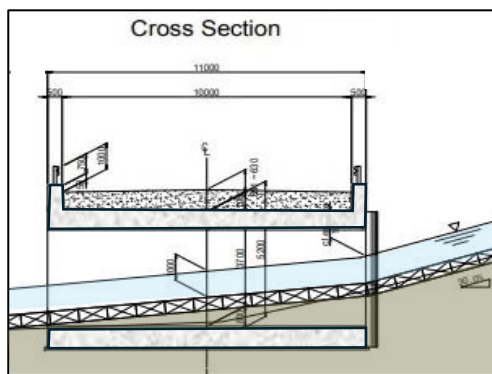
流 10m 区間を含め護床工(当初鉄線籠としていた設計をコンクリートの叩きに変更)を設置した。カルバート側壁上流側には土石緩衝柱を設置して土石による摩耗から構造物を保護している(図 1-16, 1-17, 1-18)。このボックスカルバートは 25 年確率以上の出水では越水を許すものであり、コースウェイに分類される。事業としてはその他に既存の小さな横断カルバートボックス 33 基を、設計対象洪水 25 年確率のボックスカルバートに改善し、越流を想定して鉄線籠で護岸護床工を実施した。



出典：JICA,ジブチ国国道一号線改修計画準備調査準備調査報告書

図 1-16 No.36 カルバートの側面図と平面図

実施設計～工事完了までの工期は 27 か月であり、日本側投入額は道路改良工事すべてを含めて 38.63 億円, 1 キロ当たり 1.9 億円であった。日本では稀なコースウェイが、乾燥地帯においては幹線道路で有効に活用されるという事例である。



出典：JICA,ジブチ国国道一号線改修計画準備調査準備調査報告書

図 1-17 カルバート断面図



出典：JICA,ジブチ国国道一号線改修計画準備調査準備調査報告書

図 1-18 No.36 9 連カルバート完成予想図

事例 8 ギニア, スンバ橋, 塞上げ量(背水)を低下させた例²⁸

橋梁架け替え時に、橋梁が原因で発生していた背水による浸水問題を解決した事例である。

²⁸ JICA:ギニア共和国 国道 3 号線橋梁改修計画準備調査協力準備調査報告書, 2018 年

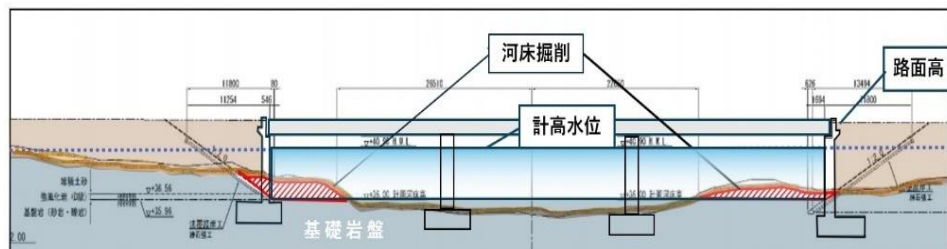
ギニア共和国スンバ橋は落橋の危険のある古い橋梁の架け替え事例であり、かつ洪水時に橋梁近辺及び上流において集落が湛水する被害が発生していたものである。同橋は河積阻害率が36%と極めて高くまた架橋地点での河床が固い地質であり河積が不足していた（図1-19）。このため架橋地点で大きな水位上昇を発生させていた。



橋桁の中央を補助的橋脚で支えている。

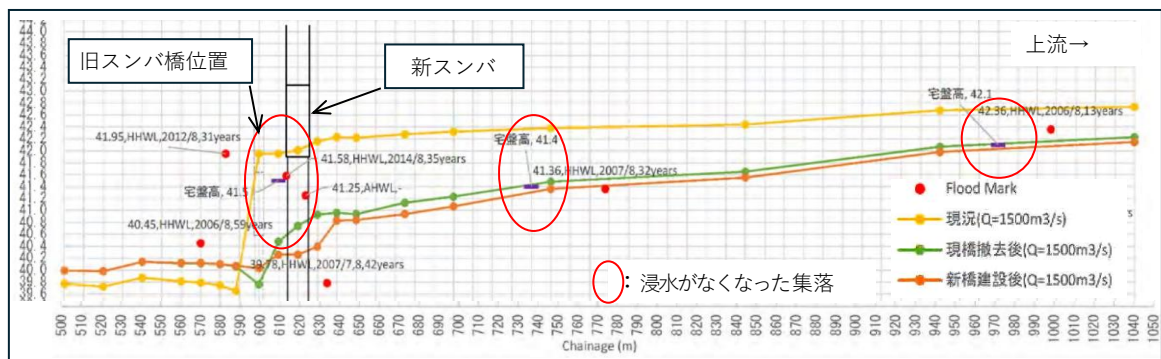
図1-19 旧スンバ橋

新橋設計にあたり水理計算により、塞き上げに起因する上流集落への浸水の影響を確認した。また橋梁諸元決定のため、設計対象洪水量を想定し、また計画河川断面を仮定して計画水位を決定した（図1-20）。



氾濫原に盛土し、想定計画断面に合わせて設計した。出典：JICA:ギニア共和国 国道3号線橋梁改修計画準備調査協力準備調査報告書, 2018年

図1-20 新スンバ橋断面図



出典：JICA:ギニア共和国 国道3号線橋梁改修計画協力準備調査報告書, 2018年

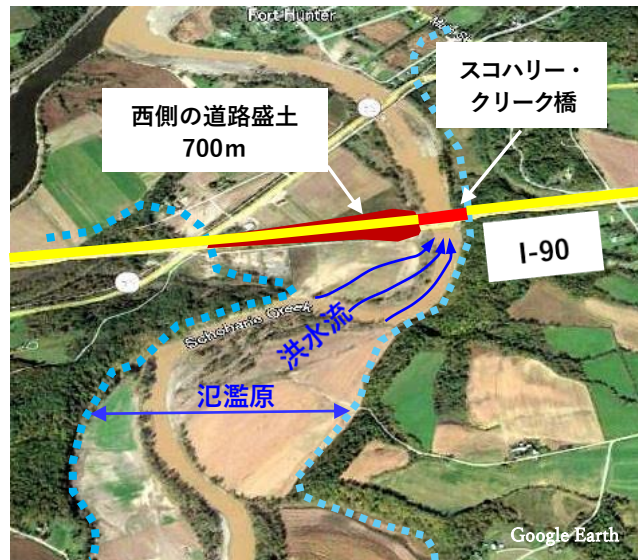
図1-21 新スンバ橋建設による背水水位の低下

旧橋撤去により背水水位は一挙に低下した。しかし固い岩盤からなる断面形状から、依然として上流側で流水の急縮、下流側で急拡が発生し水位の上昇は残っていた。このため架橋部河床を想定計画断面まで開削して一層の水位低下を実現し、集落湛水問題は解消した（図1-21のオレンジ色の水位線）。このように日本河川のような管理がなされていない河川では、道路事業者は塞き上げによる被害にも留意する必要があるという事例である。

事例 9 米国 I-90 スコハリー・クリーク橋脚沈下による崩落^{29, 30}

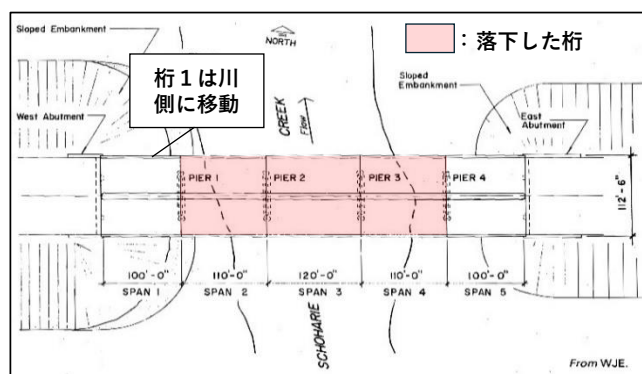
無堤河川における河床の洗堀によって橋脚が倒壊し、落橋に繋がった例である。この事故は米国で道路橋梁の設計から維持管理に至る大問題を提起することとなった。

1987 年 4 月 5 日米国ニューヨーク州においてインターステート・ハイウェイ I-90 のスコハリー・クリーク橋 (Schoharie Creek Bridge : 5 径間単純鋼 2 主桁橋、橋長 165m、全幅 34m、6 車線、1954 年供用) において、橋脚 3 本の損傷・倒壊により橋梁 2 スパン (後に 3 スパン) が落下し、車 5 台が巻き込まれて 10 人が犠牲となった(図 1-22)。



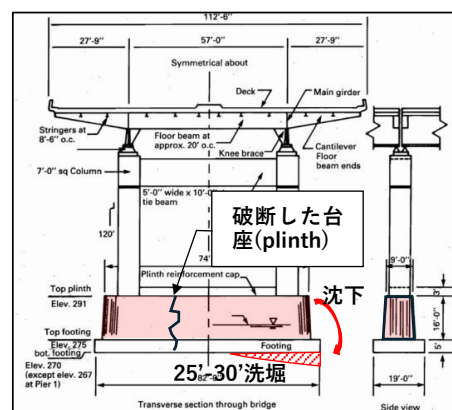
I-90 の西側盛土がクリークの氾濫原を 700m も侵犯しているのがわかる。

図 1-22 スコハリー・クリーク氾濫原と I-90 スコハリー・クリーク橋



出典 (図 1-24 とともに) : NTSB Report No. NTSB/HAR-88/02

図 1-23 スコハリー・クリーク橋平面図



橋台下洗堀・台座破断・沈下のイメージ図。

図 1-24 スコハリー・クリーク橋断面図

原因となったのは降雨 150mm に加え雪解け水が加わった 1800t/s、流速 4.6m/s の出水であった。これは 50 年確率の洪水で、道路盛土が無堤河川の氾濫原を侵犯 (encroach) して洪水流を橋梁部に集中させたことに起因する河床の洗堀によるものであった。橋梁は単純鉸桁橋で、コンクリート橋脚は礫交じりの堆積層の上に直接基礎で設置された当時の標準的な設計であった。当初基礎の周囲は土砂で埋め戻され、捨て石 (riprap) で覆われていた。1987 年当時、築後 30 年を経てこれらは洗堀により流れ去り、更に基礎の周囲・直下の土砂

²⁹ Wikipedia : Schoharie Creek Bridge collapse.

³⁰ *Lessons from the Collapse of the Schoharie Creek Bridge*, Proceedings of the 3rd ASCE Forensics Congress, October 19 – 21, 2003, San Diego, California.

が洗堀されて、門型橋脚を支える台座(plinth)が破断した。このため門型の柱を支えられずに橋脚の破壊・転倒に至り桁の落下に繋がったものである(図 1-23, 1-24, 1-25)。当初設計では、橋脚基礎の周囲にドライ施工を実施するため設置した鋼矢板を工事完了後も残すようになっていたが、これも撤去されていた。1988 年国家運輸安全委員会 (NTSB)³¹は AASHTO, FHWA 及び NYDOT に対して改善の勧告 (recommend) を行っている。その後 ASCE (American Society of Civil Engineers) が作成した報告では次のような趣旨の原因と対策がまとめられている³²。



P2, P3 の台座 (plinth) が破断しているのがわかる。傾いていた桁 1 は撤去済み。出典: ASCE Failure Case Studies: Lessons from the Collapse of the Schoharie Creek Bridge

図 1-25 撤去作業中のスコハリー・クリーク橋

- ・当時の基準 AASHTO1949 では杭基礎が必要であると明確に規定していなかったが、杭があれば洗堀に対する耐性は高かった。設計の際は水理条件、地質条件、構造条件の 3 条件で設計しなければならないが、従来水理的な検討はないがしろにされていた。
- ・連続桁にしておけば応力分散により粘りが出て 3 番ピアが崩落しても一気に落橋しなかった (redundancy を付与することになる)。
- ・基礎の周りに矢板を残し、これを大きな riprap(捨て石)で十分に覆うべきであったが、その後の維持管理で riprap の補充が省かれた。またこれらの riprap は流速に耐える重さの 3～4 分の 1 であった。
- ・何よりもまして、管理者は構造上重大な影響のある事柄が何であるかを把握し、その点検と維持管理を行わなければならなかった。しかし、管理者は 5 年に 1 回必要とされていた潜水調査を行っていなかった。

この事故以前も米国内各所で洗堀による橋梁の損傷は発生していたが³³、スコハリー・クリーク橋崩落は米国幹線道路網のシンボルともいえるインターステート・ハイウェイの事故で、しかも 10 名の犠牲者を伴うものであり、道路関係者の洗堀対策の重要性に対する意識の転換点となったと言われている。FHWA においては、1988 年 9 月には Interim Procedures for Evaluating Scour at Bridges³⁴を発行し本格的に洗堀対策に取り組むことになった。その直後 1993 年ミシシッピ川上流の洪水で 23 の橋梁が洗堀で崩落し、そのうち 14 橋は橋台の損

³¹ NTSB Report No. NTSB/HAR-88/02: Highway Accident Report—Collapse of New York Through way (I-90) Bridge Over the Schoharie Creek, Near Amsterdam, New York, April 5, 1987.

³² ASCE Failure Case Studies: *Lessons from the Collapse of the Schoharie Creek Bridge*, Proceedings of the 3rd ASCE Forensics Congress, October 19 – 21, 2003, San Diego, California.

³³ FHWA: Evaluating Scour at Bridges, Fifth Edition, 2012 年, p.1.1, Huber, Frank(1991)によれば、1951 年 -1988 年の間に全米で 494 もの橋が洗堀によって崩落していたという。

³⁴ これは現在 FHWA: Evaluating Scour at Bridges, Fifth Edition, 2012 として活用されている。

傷であった。さらに1994年のジョージア州の洪水では、ローカルの小橋梁を含めて500橋が洗堀で損傷している³⁵。

このような経過を経て、AASHTO の道路橋標準仕様（Standard specification）は改訂されて1992版では次のようなことを定めている：

- ・ 水理調査，特に洗堀予測は道路橋梁予備設計の一部であること。
- ・ 洗堀予測は地質調査と水理調査に基づいて行われること。
- ・ 橋梁基礎杭は想定される洗堀深発現時でも十分な支持を発揮できる長さとする。

スコハリークリーク橋は1988年に橋長720フィート（約220m，旧橋から60m 延伸），4径間連続の鋼鈑桁橋として再建されている。

この事例は水理学的な無関心のもとで設計・建設された無堤河川渡河施設の陥りやすい問題点を示す典型であるとともに，工学的な理解のもとで適切な点検と維持管理を行うことの重要性を示したものであった³⁶。

事例 10 米国，テキサス州 US59 号線グアダループ川橋梁—氾濫原内の橋梁を 2 回延伸した事例

これは大陸平原の氾濫原渡河施設の洪水及び河道の蛇行への対応の事例紹介である。

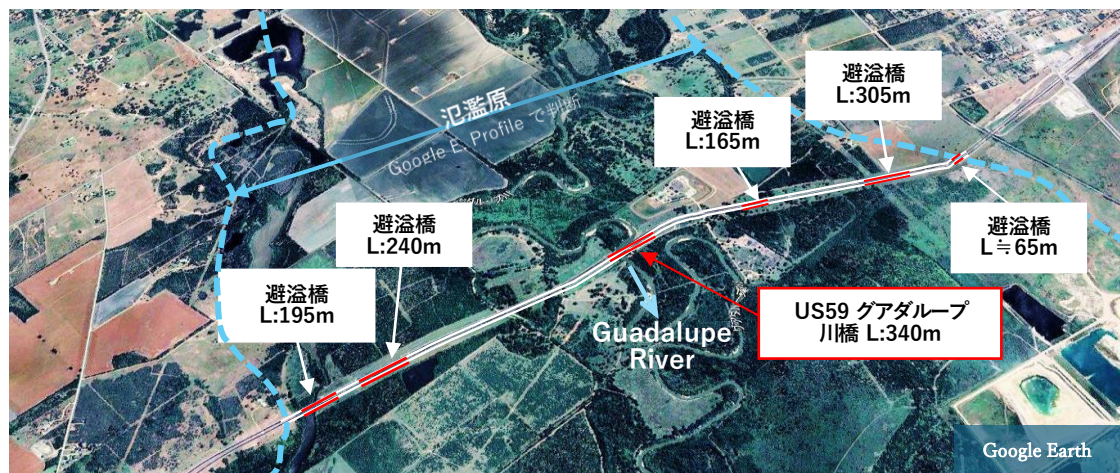


図 1-26 グアダループ川氾濫原の US59 号線（氾濫原内総延長約 4,700m，内橋梁部約 1,300m）

³⁵ この前後の経緯は FHWA: Evaluating Scour at Bridges, Fifth Edition, 2012 年. P.1.1 による

³⁶ 各州は橋梁の点検と新規設計において洗堀対策を講じている。インディアナ州では点検の結果当面緊急性のない橋梁とケアの必要な橋梁の区別もなされて，後者については点検・維持管理の方法も重点的に対応がされ，緊急性のない橋梁の点検費を節約している。

テキサス州 US59 号線はビクトリア市の西郊外を流れるグアダループ川 (Guadalupe River) の氾濫原を盛土と橋梁で渡河する (図 1-26)。氾濫原内の総延長は約 4,700m であり、現在そこに渡河橋梁 1 橋と 5 つの避溢橋³⁷を設置し、橋梁総延長は 1,340m で氾濫原内の渡河施設の約 29% が橋梁である。延長 4,700m の氾濫原渡河施設の唯一の渡河橋梁がグアダループ橋であり、1995 年以前は橋長 120m であったものが 2002 年の大洪水で被災し、橋長 220m の橋梁として再建されている (図 1-27, 1-28)。

2002 年の降雨は低気圧によるもので 500 年確率の事象と言われ、近くの地点で上昇水位は 10m 以上とされる。この場合橋梁も取付け盛土も越水した可能性が高く、洗堀の被害があった可能性がある。

さらに、2009 年には 220m であった橋長を右岸に 1 スパン約 30m、左岸に 3 スパン 90m を加えて 120m 延長し現在は約 340m となっている。1996 年から 2023 年の 27 年間に左岸の岸 (bank) は約 100m 東方に移動している (図 1-29, 1-30)。この対策として橋梁部分を延長した可能性が考えられる。つまり蛇行対策である可能性があり、河道固定対策とどちら



図 1-27 グアダループ川橋梁初期の姿



図 1-28 大水害後のグアダループ川橋梁

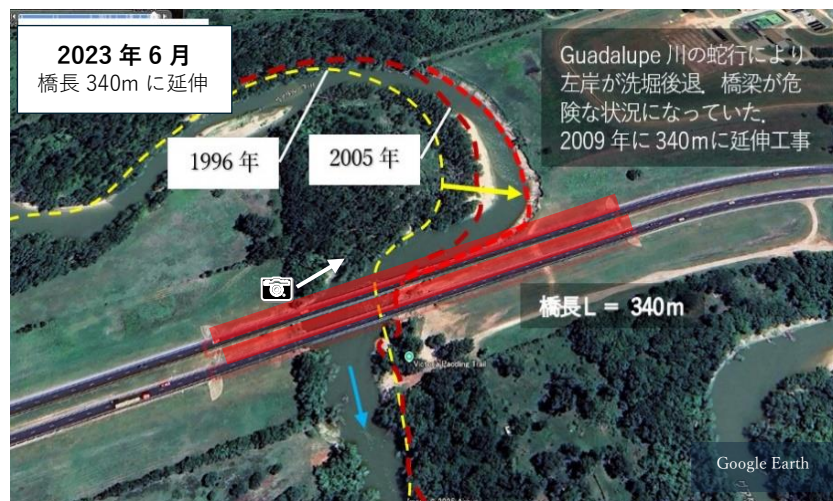


図 1-29 橋長延伸後のグアダループ川橋梁 (グアダループ川の蛇行に注目)

³⁷ 氾濫原を横断する盛土が、上流側に洪水流を塞ぎ上げて氾濫させたりしないように、盛土の一部を橋梁にしておくもの。

が良いかの比較があり得るし、むしろ路線選定時に若干南に振れなかったかという計画論も教訓となろう。

2002年の被災後100m延長した橋梁を10年も経ないうちにさらに120m延伸するというのは異例である。このように橋長を短期間に3倍に延伸するといったことは氾濫原を蛇行する河川での渡河施設管理の困難さを表すものと考えられる。



流路の左岸（bank）の高さ 5-6m ほど、その上は氾濫原。

図 1-30 グアダループ川橋梁から見た左岸の洗堀状況

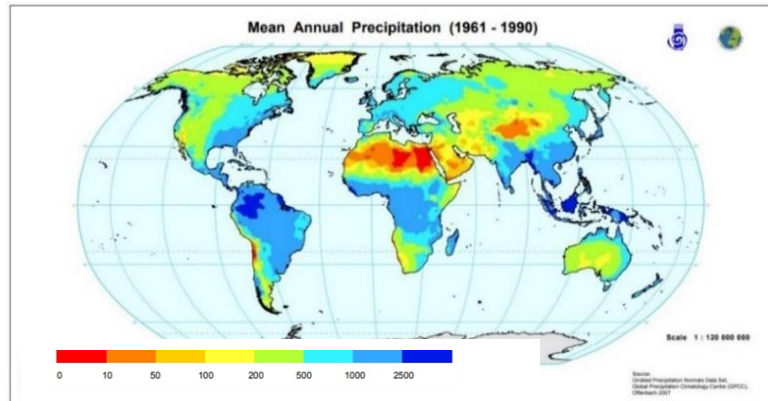
第2章 自然条件、経済・社会条件と堤防並びに渡河形式

海外では無堤河川が一般的であるが、本章では本研究の課題である渡河施設を考える際前提となる、堤防の有無と渡河の形態について整理した。

2.1 自然条件と堤防

まず堤防の前提となる河川の形状と地質的特色を自然地理の知見に基づき整理した。

図 2-1 に示すように、世界の降水量分布を見ると年間 2,500mm 以上の地域は限られており、南米及びアジアの東部地域に限定されている。次に世界の地形を見ると大陸には安定陸塊(Craton)が広く分布し、その中に古期造山帯と新期造山帯と呼ばれる山岳地形が带状に分布している。太平洋の周辺には新規造山帯が分布して、火山島などの島嶼が分布する (図 2-2)。



出典：WHYMA (World-wide Hydrogeological Mapping and Assessment Program)

図 2-1 世界の年平均降雨量 (mm/y)

これら多雨地帯と造山帯とが重なる地域が東南アジアとその近辺で、この地域では山地の浸食も盛んであると推測される。この浸食速度は河川が搬送する土砂の量に反映される。図 2-3 は流域面積当たりの浸食速度を表しており、東及び東南アジアにおける浸食速度が顕著であり、この地域では河川の下流部では堆積する土砂も多くなる。このため河川下流部には運搬された土砂が堆積して沖積平野が形成される³⁸。このような河川を堆積河川 (Alluvial river)³⁹、地形を堆積平野 (Alluvial plain)⁴⁰と呼ぶ。堆積平野では土砂の堆積が多くその結果河道は安定せず、蛇行と移動を繰り返す。しかしこの堆積平野は水田耕作に適しており、人々の活動はこの平野を活用しながら発展してきた。このため一部の地域では、河道を安定させ農地を守る必要が生じて堤防構築に繋がっていった。

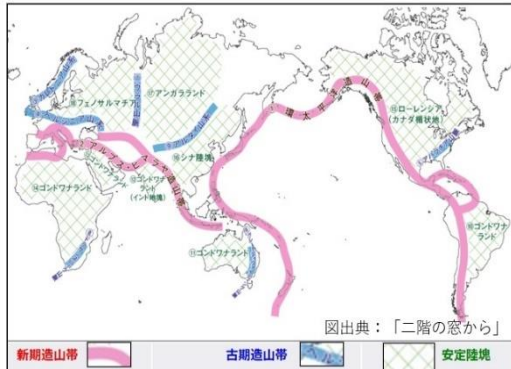
他方、アフリカ、ヨーロッパ、北アメリカなど安定陸塊である大陸では、河川は河口近くを除いてもっぱら浸食作用が卓越し、河床は下降する傾向にある。このような河川を浸食河川 (Incised river)、地形を浸食地形と呼ぶ。安定陸塊は基本的になだらかな地形であり、河道

³⁸ 坂口豊，高橋裕，大森博雄：日本の川，1995 年，pp.228-232.

³⁹ UK, Transport Research Laboratory: Overseas Road Note 9, A Design Manual for Small Bridges, 2nd edition, 2000 年. 2.1.1 River morphology による。

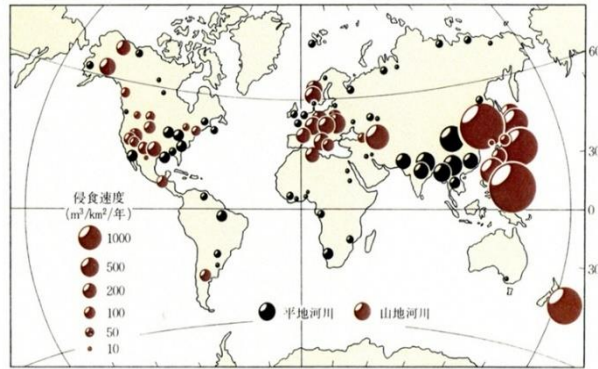
⁴⁰ 学問的には堆積平野は沖積平野と洪積台地とを含む概念とされる。しかし本書では堆積平野と沖積平野とは事実上同じものとして扱っている。

も急激な移動は見られない。また人の営みは主として台地上で展開されるので、沿川の狭い範囲と河口部を除いて堤防は必要ではなかった⁴¹。また安定陸塊の河川であるナイル川⁴²やミシシッピ川の下流部にも沖積平野は存在するが、流域面積に比してその面積割合は必ずしも大きいわけではないとされる⁴³。



新期造山帯 ⇒ 堆積平野/堆積河川
安定陸塊 (卓状地と盾状地) ⇒ 浸食平野/浸食河川

図 2-2 世界の地形分布



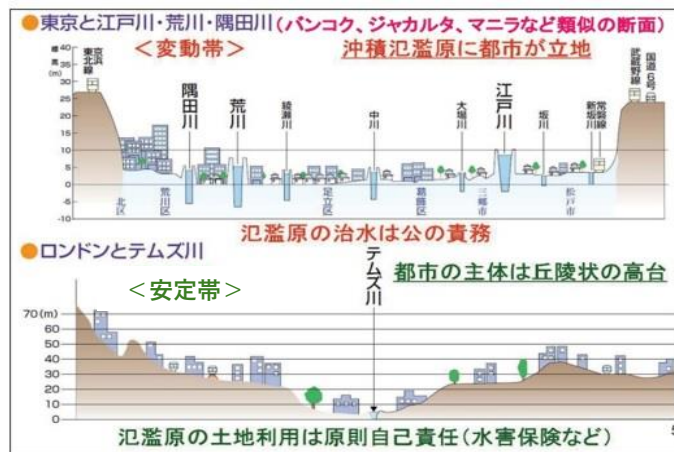
出典: 坂口豊, 高橋裕, 大森博雄「日本の川」p.229

図 2-3 世界の河川の浸食速度

典型的な堆積河川と浸食河川流域の横断図を図 2-4 に示す。東京東部の隅田川から江戸川にかけての河川は元来蛇行して流れていた流路を堤防で固定した典型的な堆積河川である。

一方ロンドンのテムズ川では、河川は台地を浸食して流れてきたものである。浸食による土砂掃流量も少なく流路は安定しており、若干の氾濫原を有するのみである。また河口部

堆積河川



堆積平野の河川 信濃川 写真: MLIT

浸食河川



卓状地の浸食河川 US Indiana州

図出典: 虫明功臣「水の環を人の環に」, 日本ICID-YPF勉強会, 2017.12.19

図 2-4 典型的な堆積河川と浸食河川の例

⁴¹ 浸食河川に沿って見られる氾濫原は、米国大陸では農牧地が中心で一部を除いて都市的な利用は制限されている。ヨーロッパでは都市の一部が川に沿った氾濫原にも見られるが、日本に見られるような広い沖積平野ではない。

⁴² ナイル川は降水量の多い地域を水源とし、乾燥地域を貫流する河川であり、外来河川と呼ばれる。

⁴³ 坂口豊, 高橋裕, 大森博雄: 日本の川, 1995 年, p.228

近くにのみ堆積平野が存在する。降雨量もアジアのモンスーンに比べて少なく、大規模な堤防は設けられていない。

2.2 経済・社会条件と堤防

自然条件と合わせて地域の経済・社会条件も堤防整備の背景となる。同じ沖積平野であっても、日本では高い生産性の水田耕作が行われ、また治水技術の発展もあったため、農地の洪水被害を少なくするため連続堤防整備の要望も強まって、1986年に制定された旧河川法に反映されたとされる⁴⁴。さらに都市化の進展によって沖積平野の洪水は人の命と財産を脅かすこととなり、堤防の整備の要請はさらに強いものとなった。そして日本では経済発展がそれを可能にした。一方経済的発展が不十分な国の沖積平野では同じ水田地帯であっても、堤防の整備はなされず雨季には湛水する地域も多い（図 2-5）。



有堤河川：堤防で守られた農地（小貝川）



無堤河川：粗大な農地で雨季には湛水する（アジアモンスーン地域）

図 2-5 農地に見る有堤、無堤の違い（いずれの箇所も沖積平野）

このように世界的に見ると広い沖積平野は必ずしも一般的ではなく、また沖積平野に人口と資産の集積する地域は限られる。そのような沖積平野で、日本のように歴史と経済力がある地域においては堤防が整備されている。

2.3 有堤・無堤河川と渡河形式

（1）有堤河川と無堤河川の違い

典型的な日本の平地河川では、感潮区間等を除くと、橋梁躯体（橋桁）は計画高水位に河川構造令で定める堤防の余裕高を加えた高さ以上の位置に設置されなければならないとされ

⁴⁴ 1896年の旧河川法成立の際、連続堤防が指向されたのは住民（当時の第1次産業就労者が大半を占めていた）からの要望が強かったからだとされる（松浦茂樹、「治水家の統」、ミツカン水の文化センター「水の文化」32号）。明治20年代の淀川、木曽川、筑後川などの治水事業（高水工事）推進運動では農村出身の国会議員の働きが大きかったという（大熊孝、「川を制した近代技術」平凡社、P233）

ている。これにより橋梁が洪水の流下を妨げ、塞き上げによる堤防越水をもたらすことが防止されると考えられる⁴⁵。これを模式的に示したものが図 2-6 であり、分かりやすく言うところの橋桁の下端は堤防天端以上になることが分かる⁴⁶。

一方無堤河川の構造と、そこに渡河施設を設ける事例を模式的に示したものが図 2-7 である。無堤河川の渡河施設では、このように取付けのための盛土と橋梁を組み合わせた形式が

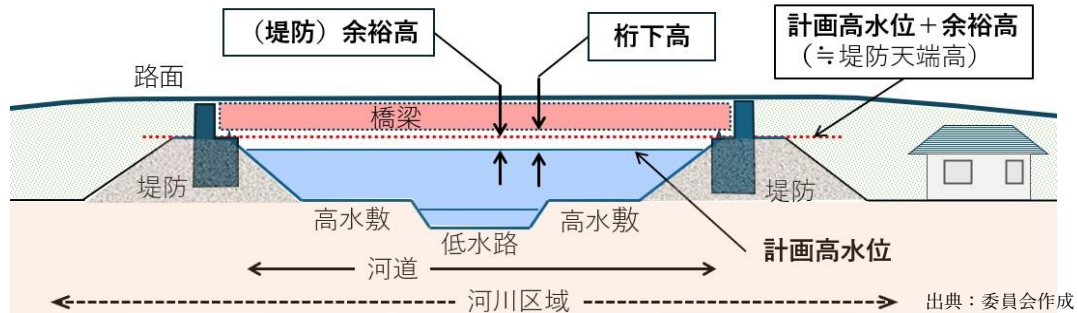


図 2-6 日本の有堤河川渡河施設横断面図

多く見られる。また有堤河川では河道が堤防の存在により明確に定義されるが、無堤河川では平水流路（Stream channel/River channel）と洪水時の範囲である Floodway（洪水流路）とがあることに注意する必要がある。

有堤・無堤の違いを更に詳しくみてみる。図 2-8 に示すように有堤河川では、橋梁があっても洪水がスムーズに河道を流下しているのに対して、無堤河川に於いては、盛土と橋梁により洪水流が収縮（Contraction）している。以下の工学的な議論は、このような洪水流線の違いを前提として進める。

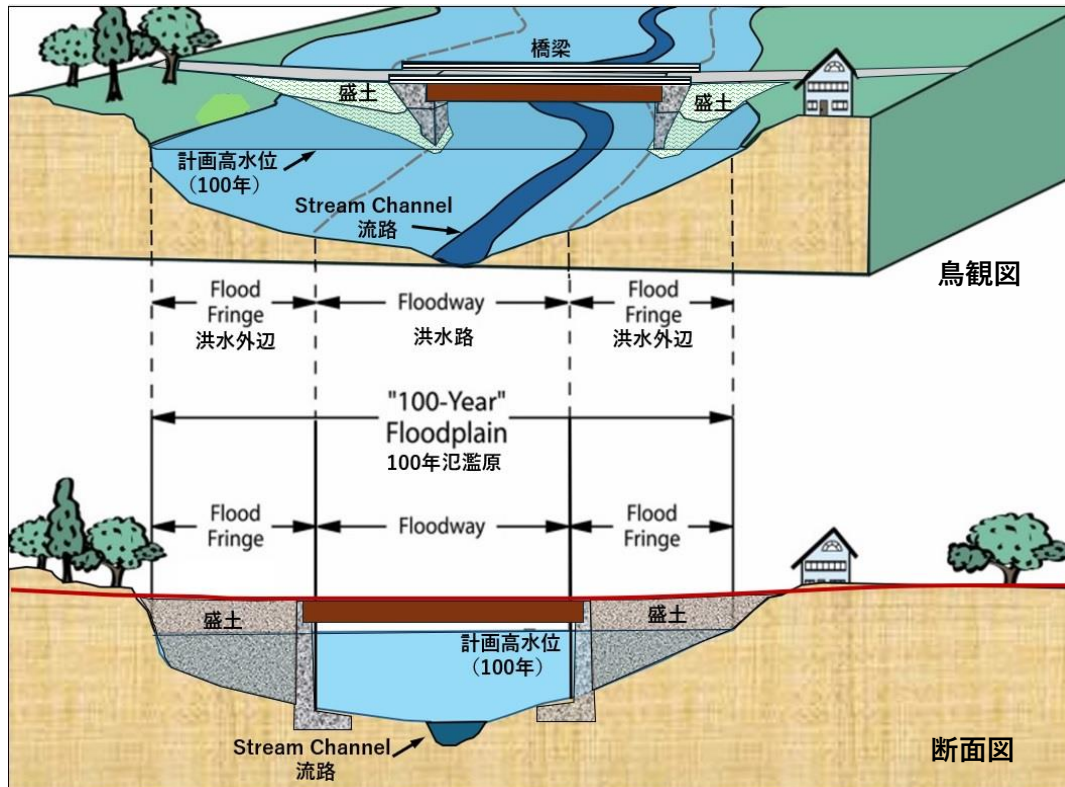
（２）無堤河川の様々な渡河形式

次に無堤河川にあっては横断する道路のサービス水準を下げることによって、横断施設の路面を限りなく低くすることができ、様々な渡河形式が存在することを確認する。

コーズウェイなど横断施設の路面を低くした構造は表 2-1 の a)b)c) に示す通りである。洗い越し、コーズウェイ、沈下橋などの構造は利用者の立場からすると利用できない期間が発生するため、施設のサービス水準は低いといえる。またこれらは日本の河川管理の基準からは新規の河道内設置が認められない形式だと思われる。その意味で無堤河川特有の形式である。しかし、それぞれ低コストで整備できるものであり、地域や道路の性格によっては有効であるので以下に説明を加える。

⁴⁵ 河川管理施設等構造令第 64 条（桁下高等）の規定による。同政令では、第 20 条（堤防の高さ）を引用しつつ第 41 条（可動堰ぜぎの可動部のゲートの高さ）及び第 42 条（可動堰の可動部の引上げ式ゲートの高さの特例）が定められ、第 64 条では「第 41 条第 1 項及び第 42 条の規定は、橋の桁下高について準用する」としている。結局この桁下高の規定は、橋梁の部材の位置を「計画高水位 + （堤防の）余裕高」よりも高くする目的だと考えられる。なお河川構造令の解説図書では、流木などが予想され治水上支障がある場合はこれらの規定以上の桁下高を取るものの必要性に言及している。

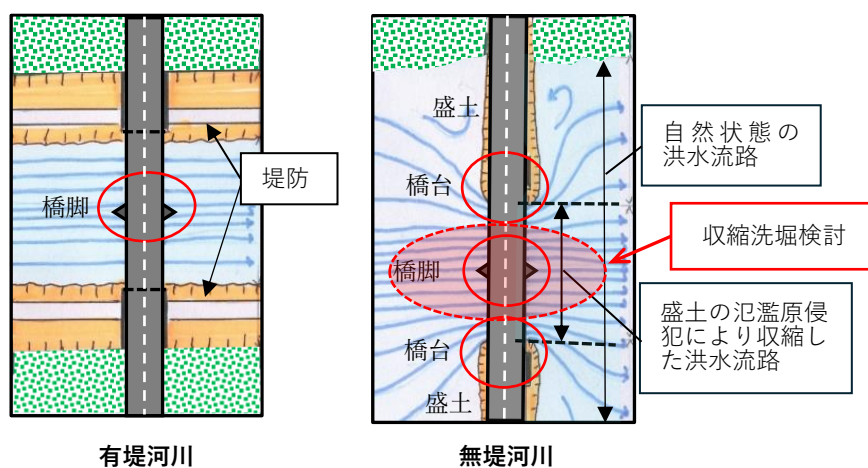
⁴⁶ 実際の堤防は完成後も余盛りなどもあり、計画高水位 + 余裕高とは異なるが、概念的な説明である。



この図における氾濫原は 100 年確率洪水の浸水範囲で、米国 FEMA による氾濫原の定義である。米国の場合取付け盛土によって氾濫原を侵犯(encroach)する場合、盛土による塞き上げの高さ(backwater rise/afflux)が 0.3m 以下であれば許可される。これらはあらかじめ計算できるので、これを規制洪水路(regulatory floodway)と呼び、全米に渡り指定されていて、結果的に多くの場合橋梁の範囲が洪水路である。

出典: Indiana Department of Natural Resources, “General Guidelines for the Hydrologic-Hydraulic Assessment”を加工。

図 2-7 無堤河川の構成要素と渡河施設模式図



○：局所洗堀の検討が必要な箇所 出典：委員会作成

図 2-8 有堤と無堤の渡河施設の洪水流線（青い線）の違いと洗堀

表2-1 無堤河川渡河形式の本書における分類

名称	概念図	説明	事例
a) 洗い越し (Ford/ Unvented ford)		<ul style="list-style-type: none"> 川底を修正して流水の中を渡る形式。 小河川やワジのような出水の稀な箇所が対象となる。 英国では舗装された ford を Bed-level causeway と呼ぶことがある (ORN#9) 写真は英国の公園内の道路である。 	
b) コーズウェイ/盛土 道路 (Vented causeway/Vented ford)		<ul style="list-style-type: none"> Causeway は本来盛土により水辺を渡る施設全般だが、本書では低水用の通水口付き盛土渡河施設をさすものとする。 路面の高さはバリエーションがあり得る。 同様にカルバーの形式と期待する水量もバリエーションがある。 	
c) 沈下橋/潜り橋/潜水橋 (Submersible bridge)		<ul style="list-style-type: none"> 低水位状態では通行可能だが、洪水時は潜水し使用できない橋。 河床の状況で小河川のみならず中規模河川まで設置され、ミャンマーに (NPO) 国際インフラパートナーズは約180mのものを設置している。 写真は水位が上昇して、越水しそうな状況の例。 	
d) 無堤河川橋梁 (橋梁+盛土) (Bridge)		<ul style="list-style-type: none"> 洪水時も使用できることを前提に計画された橋。一般的に両側にアプローチの盛土構造を伴う。 広範な氾濫原を横断する場合、長大な盛土となる場合がある。その際には流水の滞留を避け、橋梁部の流量・流速を緩和するためにカルバーを設けるか意図的に越水可能とすることがある。 写真は完成予想図で、無堤河川である。 	

(注) このような施設の内、特に流量の小さな川を渡る施設を Low water crossing と呼ぶことがあり、米国では上記洗い越しから沈下橋までの構造物を Unvented ford (穴無し)、Vented ford (穴あり)、Low-water bridge に分けて呼んでいる例がある (“Development of Low-Water Crossing Design Guide lines for Very Low Routes in Illinois”). Design Guideline の例としては“Low Water Stream Crossings: Design and Construction Recommendations”, Iowa State University がある。主に遠隔地の居住地に向かう道、公園内の径などに見られる。

英国では、Overseas Road Note No.9 “A design manual for small bridges”に詳しい。第7章 Low level water crossing において、①fords and bed-level causeways, ②vented causeways and submersible bridges の2つに分類している。なお ford について低水時の水深は15cm以下としている。

a) 洗い越し (Ford crossing)

若干の河床整正を行って河床を通行するもので、平水時の水深を 5～15 cm 程度で設計する。しかし出水時には通行不能となるものである。乾燥地帯のワジ、あるいは公園内の車道の小河川渡河でも活用される形式であるが、アフリカのマリ国を流れるニジェール川のような大河川での事例もある（表 2-2 参照）。欧米の地方部や自然公園内では現在でも活用されていて、設計・施工のガイドブックも整備されている。英国では約 2,000 箇所存在するとされる⁴⁷。また途上国の小河川では自然発生的なものを見ることができる。実務的には次のコースウェイとともに工事中の代替道路としても活用される。

b) コースウェイ (Causeway)

語源的には水面を盛土で渡る道路全般をさすが、本書では河川流水を妨げないようにカルバートを設置する盛土形式の渡河道路をさすものとする。河川以外では島嶼部でサンゴ礁の渡水などに使われる。河川渡河の場合、一定規模の出水以上の場合は越水を許容する例もある。

c) 沈下橋 (Submersible bridge)

河道部を低床の橋梁で渡り、出水時には越水を許すものである。

最近の事例ではミャンマーやラオスの中小河川で、低価格のメリットを生かして数多く建設されている（第 1 章事例 2）。これらの例では越水は年数回、越水時間は半日～1 日程度のものが多いが、住民にとって安全性、利便性が飛躍的に向上しているという⁴⁸。またミャンマーで建設された例では橋長 178m のものもあり、河床の状況によっては中規模河川への適用も可能である。

d) 無堤河川橋梁（橋梁＋盛土）

無堤河川に越水を許さない橋梁をかけるには、氾濫原に盛土し、一部を橋梁で渡る形式が一般的である。これは途上国のみならず先進国でも多く見られる無堤河川の典型的な渡河形式で、利用者へのサービス水準は最も高い形式である。洪水時には従来幅広い範囲に渡って流下していた流水を橋梁部で絞って流下させるために、自然の状態に比して大幅に流速が上昇する。このため設計に当たっては設計対象の水位のみならず、このような水理現象を注意深く検討したうえで橋長を決定する必要がある。検討方法については後述する。

⁴⁷ Wikipedia による（2024 年 12 月）。

⁴⁸ NPO 法人国際インフラパートナーズ HP より。

表 2-2 渡河施設の様々な形態（付属資料 2 に詳細）

番号*	国名	建設など事業実施時期・協力スキーム	事業案件名	渡河施設の形態
アジア				
1-1	ネパール	1996~2015 事業実施 日本無償	シンズリ道路建設計画	洗い越し・コースウェイと越流を許容するボックスカルバート橋（沈下橋）など
5-1	ミャンマー	2021 調査実施 JICA 無償準備調査	農村地域における基礎インフラ開発計画 OD 調査	丘陵地帯村落における架橋計画・設計：無堤河川橋梁（2021 年政変により建設は pending）
1-7	ミャンマー	2015~ 事業実施 外務省日本 NGO 連携無償資金協力	地方部における沈下橋の建設及び技術移転事業	年に数回程度越水する沈下橋の建設
2-1	カンボジア	2000 EN ¹⁾ 日本無償	国道 6 号線シェムリアップ区間改善計画	越流を許容する国道の盛土道路：コースウェイ
3-2	カンボジア	2001 EN 日本無償	国道 6A 号線橋梁整備計画	1996 年の洪水を受け、氾濫原への盛土の開口部（無堤河川橋梁）を追加して整備。
1-2	ベトナム	2002 EN 日本無償	中部地方橋梁改修計画	地方道路におけるサービス水準の低い橋梁整備（通常は越水しないが計画高水位では越水する渡河施設）
4-1	インドネシア	2006~2011 事業実施 日本有償	メラピ山流域砂防施設建設（プロゴ川流域メラピ火山緊急防災事業 JBIC Loan IP-524）	砂防ダムを利用した渡河施設
4-3	インドネシア	2006~2011 事業実施 日本有償	バワカレン山流域砂防施設建設（JBIC Loan IP-524）	砂防ダムを利用した渡河施設
アフリカ				
1-8	ジブチ	2020 竣工 日本無償	国道一号線改修計画	既存洗越し構造をボックスカルバート橋に更新（計画規模を超える洪水については越水を許容）
1-9	ジブチ	2024 EN 日本無償	パルマレ橋梁建設計画 OD 調査	ジブチ市内の幹線道路の既存コースウェイの一部を橋梁に架替
1-3	マリ	不明	ニジェール河渡河施設	大河川の沈下橋、洗い越し
1-6	チュニジア	不明	メジェルダ川渡河施設	沈下橋
1-5	モロッコ	不明	無堤河川（ワジ）に建設された渡河施設	洗い越し、コースウェイ
1-4	モーリタニア	不明	無堤河川（ワジ）に建設された渡河施設	洗い越し、コースウェイ、沈下橋

*注：番号は付属資料 2 による。

出典：委員会作成

これらの定義と考察のもとで、途上国の無堤河川における渡河形式の事例を調査したものが表 2-2 である。表には典型的な事例以外に、砂漠地帯のワジを渡る幹線道路におけるコ

ーズウェイ（表 2-2, 1-4, 1-5, 1-8）及び砂防堰堤を道路として使っているような工夫事例（表 2-2, 4-1, 4-3）も含まれている。

表 2-2 から、JICA の事業を含めて途上国の渡河事業にあつては、従来から洗い越し、コーズウェイ、沈下橋など本邦基準に拠らず、現地に適した技術の採用など多くの工夫がなされてきたことがわかる。また、米国や欧州などの先進国にあつても、安定陸塊地域の勾配の緩やかな河川は無堤が多く、都市部を除くと幹線道路の渡河形式は上記 d) 無堤河川橋梁（橋梁＋盛土）が一般的である。典型的な事例が米国の中西部ミシシッピ川の支川、フランスの平原部、アフリカの内陸部、オーストラリアなどの渡河施設で多く見られる。

（３）渡河形式の選定と技術基準

どのような渡河方式を選定するかは、その路線の交通量やネットワーク上の重要度、費用便益分析など経済的な評価、あるいは予算制約によって道路管理者が決定する。従つて対応する渡河事業の資金提供者（Donor）とコンサルタントは、まず対象国の技術基準や政府の方針を尊重し、それらが不十分な場合には周辺国や先進国の基準や実績を参考とし、施設管理者と対話しつつ渡河形式の選定と設計をおこなう。

我が国には無堤を前提とした渡河施設の体系的な技術基準は存在しないが、橋梁部分については道路橋示方書、水理的な仕様に関しては河川管理施設等構造令（以降河川構造令という）などの規定が参考となる。ただし河川構造令の規定の一部は堤防の存在と保全を前提に定められているので、参照に当たっては過剰な設計にならない様注意する必要がある（付属資料 3）。

米国、オーストラリア、英国などの橋梁に関する技術基準・ガイドブック類の水理学的な検討方法は無堤が前提で構成されているので、多くの国の無堤河川橋梁（橋梁＋盛土構造）には比較的なじむと考えられる。これらに関しては巻末の参考文献・資料を参照のこと。

2.4 河川管理体制と設計水位

以上の渡河施設の検討を通じて疑問となるのは、各国の河川管理がどのように行われている、橋梁設計手順は異ならないのだろうかということである。このことは本研究の主題ではないが、多くの日本の道路技術者が疑問に感ずるところであるので概要をまとめておく。

a) 先進諸国（欧米諸国と日本、中国）の場合

欧米各国（米、英、仏、独）について見ると、米国の工兵隊（USACE: United States Army Corps of Engineers）が主要河川を管理している例を除くと、各国とも基本的に沿川の平

野は少なく⁴⁹、ミシシッピ川下流部は例外として、河川の洪水対策は国家レベルの業務ではない。すなわち河川管理の責任は沿川の州・自治体等にゆだねられている⁵⁰。米国の例を取ると、FEMA（Federal Emergency Management Agency）が防災の観点から、流域の安全のための流域管理施策として NFIP（National Flood Insurance Program）を所掌しているが、河川管理はこの保険に加入した自治体の責任である。しかしつぶさに見ると、河川管理というよりも河道とそれに沿った氾濫原の一体管理と見るべきである。日本の河道を中心とした河川管理、あるいは沖積平野と有堤河川を主要構成要素とする流域治水とは異なる概念である。しかしこの差異は基本的には地形の差異に由来していることは **2.1** の説明から明らかである。

中国と日本では早くから流路の安定と洪水防御のために堤防を築いて、沖積平野を安定した農地に変え人々の生活の場としたが、その建設・管理は時々の統治者や国家の力によって実現してきた。堤防を有する河川の多い中国の場合は、日本と同様に河川管理上の計画水位があり、また関連して余裕高の規定もある。他方 米国の大半の中小河川では FEMA が 100 年洪水位を決めており、橋梁は州の規定に従ってこの水位に 0.6～1.2m の余裕高（Freeboard）を加えて設計する。

b) 開発途上国の場合

沖積平野の少ない安定陸塊諸国と沖積平野の発達した南・東南アジア区域に分けられる。

すなわち、安定陸塊のアフリカなどでは、河川の主要な区間が浸食河川である性質上沖積平野は狭く、河口近くの都市部等以外では活用されている沖積平野は少ない。また土地利用も粗放であるので国家としても、治水の観点からの河川管理には大きな関心を寄せていない。

一方南・東南アジアのアジアモンスーン諸国では河川の上流部では山地は急峻で平地は少ないが、下流部では沖積平野が発達していて、農地として、また都市的活動の場としてもポテンシャルは高い。このためフィリピンやインドネシアなどにおいて日本の技術協力も得て、一部の河川で堤防による治水と沿川の土地利用の高度化が進んでいる。しかし他の多くの地域では、氾濫原の土地利用の高度化は進んでいない。そのため河川管理も十分ではなく、中小河川における渡河施設事業の際の設計水位設定は道路事業者が行う場合が多い。

従っていずれの地域においても、設計水位（Design water level）の設定は渡河施設事業者が設定することが多い。

⁴⁹ 日本の氾濫原面積は国土の約 10%と言われるが、米国の 100 年氾濫原面積は米国陸地面積の 4.1%である。さらに可住地面積に占める氾濫原面積を見ると日本は 27.3%であるのに対して米国は 5.8%である（米国河川研究会編著：洪水とアメリカ、1994 年、pp. 14-15）。

⁵⁰ 湧川勝己、柳澤修：欧米諸国における治水事業実施システム、国土技術研究センター。

2.5 第2章のまとめ

これまでの分析を整理すると、自然条件と社会・経済条件によって堤防を構築するかどうかを選択され、そこを横断する渡河施設については、予算制約や路線の重要性に応じて、洗い越し、コースウェイ、沈下橋、無堤河川橋梁といった、様々な構造形式が選択されている（図2-9）。

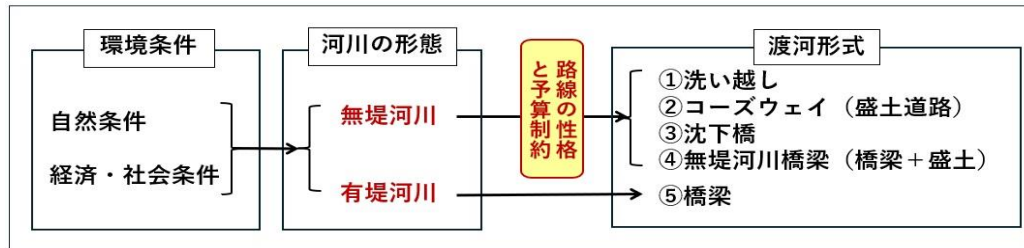


図2-9 環境条件と渡河形式の選定

出典：委員会作成

渡河施設の計画・設計に当たっては、有堤河川では堤防越水と破堤の防止は極めて重要であり、橋梁に関する日本の規定（河川構造令第8章「橋」）⁵¹もその目的に沿って構成されている。実際には日本のような高い連続堤防と高度の管理を伴う有堤河川は世界的には少なく、特に途上国の河川では無堤か、高さの低い堤防が設置されているのが一般的な状態である。従って多くの場合、渡河施設設計のために必要な設計水位の決定と渡河形式は道路事業者が決定することになる。またその設計に当たっては洪水収縮による洗堀、橋台・橋脚の局所洗堀対策、塞き上げ背水の影響に関する検討が重要である。このように現地地の事情に合わせた様々な技術の導入は、途上国において日本が実施した渡河事業において現在でもみられる。

⁵¹ （財）国土技術研究センター：改定・河川管理施設等構造令同解説，（社）日本河川協会発行の第8章「橋」。

第3章 渡河施設の被災と対策

本章では、これまでの分析をもとに、渡河施設の洪水被害を分類し、それら被害に対する個別の対策を整理し、これらの考察のもとで無堤河川の特徴を反映した渡河施設設計の手順と関連する技術的課題を紹介する。

3.1 研究対象渡河施設

本章では検討対象は橋梁＋取付け盛土構造とする。第2章で示した渡河形式分類のうちの無堤河川橋梁、すなわち橋梁＋取付け盛土の形式である（図2-9の④無堤河川橋梁）。沈下橋、コースウェイ及び洗い越しといった形式は、現在も砂漠地帯など一部地域の幹線道路で採用されているが、多くの地域の幹線道路では橋梁＋取付け盛土の形式が標準的な構造であるからである。最初に橋梁に着目して渡河形式と河川形態について整理する。

図3-1は橋梁に着目して渡河形式を河川形状との関係から分類したものである。図3-1の「1. 洪水流路の範囲に架橋」は、日本の有堤河川を含めて洪水時の流路の範囲を跨いで橋梁を建設して渡河するものである。諸外国でも都市部にあっては、河道が整備され有堤河川、あるいは掘り込み河道になっていることも多く、これらの形式もよく見られる。これらは日本の技術者が普段取りあつかう技術であり問題なく対応可能であるので、本研究の対象とはしていない。

「2. 洪水流路を盛土で侵犯して架橋」は本研究で取り上げた課題である。2.を二つに分類し、a.の形式は、米国中西部、欧州各地、アフリカなどで見られる中小の氾濫原を盛土と橋梁で渡る形式であり、b.は南・東南アジアなどの沖積平野で見られる広い氾濫原を盛土と橋梁で渡形式である。もちろんa.の浸食平野であっても数kmに渡る氾濫原を有する場合もあるので、a.とb.とは連続的である。

簡単に渡河形式と日本の渡河技術との関係を整理すると以下ようになる。

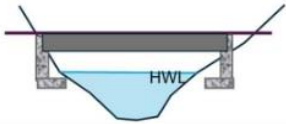
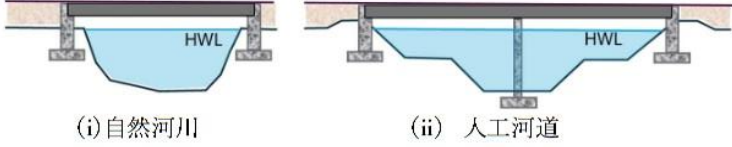
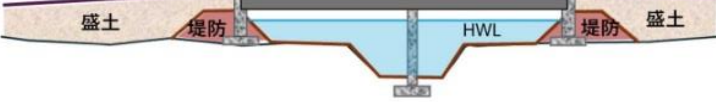
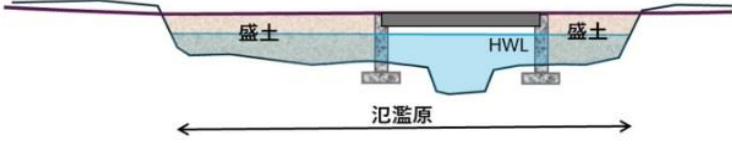
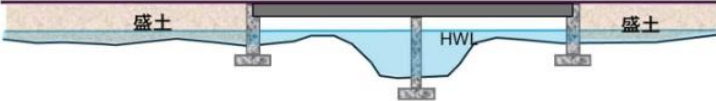
（1）洪水流路に架橋

- a.山地河川渡河 → 国の内外で大きな渡河技術的差異は無く日本の経験が生かせる。
- b.掘り込み河道渡河 → 国の内外で大きな渡河技術的差異は無く日本の経験が生かせる。
- c.有堤河川渡河 → 国内と中国など一部地域に固有の技術体系である。

（2）洪水流路を侵犯して架橋

- 海外特有の計画・設計手順による。国内有堤河川の基準では不十分。

なおこの分類は比較的安定した地形を対象としていて、例えば扇状地のように変動の顕著な場合は単純には当てはまらない。またこの分類には長大橋梁の事例は含めていない。

架橋 範囲	河川横断面形状と架橋範囲による分類	摘要
1. 洪水 流路の 範囲に 架橋	a. 山地河川渡河 	・山地河川では世界 共通の渡河形態で ある。
	b. 掘り込み河道渡河  (i) 自然河川 (ii) 人工河道	・これらは世界中で 見られる。
	c. 平野の有堤河川渡河 	・日本のほとんどの 渡河施設はここに 分類される。
2. 洪水 流路を盛土で 侵犯して架橋	a. 中小氾濫原を有する無堤河川渡河（浸食平野） 	・米国中西部、ヨー ロッパ、アフリカ に多く見られる。 ・幅の広い氾濫原の 例も存在。 ・洪水時越水を許す 設計も見られる。
	b. 広い氾濫原を有する無堤河川渡河（堆積平野） 	・東・東南アジアに 多く見られる。 ・2. の a, b. は設計 手順としてはほぼ 共通である。

注) 本研究で対象としているのが赤枠内「2. 洪水流路を盛土で侵犯して架橋」で、洪水流の収縮に関しては図2-7, 2-8参照。

出典：委員会作成

図 3-1 河川横断面形状と架橋範囲による渡河施設の分類

3.2 洪水被害の分類

考慮すべき洪水による被害としては、渡河施設自体の損傷のみならず、塞き上げ背水による上流側の被害を加えて表 3-1 のように分類した。

表 3-1 無堤河川渡河施設被害の分類

被害の分類		説明	例示写真
a. 渡河施設被害	a1 盛土流失: 取り付け道路の流失と橋台裏側の洗堀	極めて多く報告されている被害形態。橋長不足により越流が発生し、盛土が洗堀を受けて最終的に流失する。	
	a2 洗堀による橋台・橋脚の損傷と河床低下	橋長不足から、橋台・橋脚周辺の流速が上昇し、洗堀によって橋台・橋脚が沈下・転倒。あるいは河床全体が低下し下流側に落し堀が形成される。	
	a3 橋桁流失: 橋桁のみの流失（流木などによる）	橋長不足による流下能力不足から、あるいは流下物が引っかかって橋桁が流失する。コンクリート桁の流失は希である。	
b. 塞き上げ被害: 河川周辺の被害		橋長不足による流下能力不足から、あるいは流下物が引っかかって塞き上げが発生し、上流に洪水が広がる。	

出典：委員会作成

3.3 損傷メカニズムと対策

有堤河川橋梁と無堤河川渡河施設（橋梁）の水利条件の差異に関しては 2.3 で述べたところである。渡河施設の設計に注目すると、有堤河川では橋梁下部構造が洪水流に及ぼす影響を極力少なくするように設計されている。一方無堤河川ではまず第 1 に可能な限りアプローチの盛土延長を長く、橋梁延長を短くするように設計される。それは橋梁の延長当たりのコストは盛土に比べて圧倒的に高額であるからである。この際問題となるのは、図 2-8 で示したように、盛土による流水の収縮の影響である。

以下表 3-1 の被害形態分類に従い、従来の事例に基づく被害のメカニズムと対策の基本的な考え方を取りまとめた。

a) 渡河施設被害に対する対策

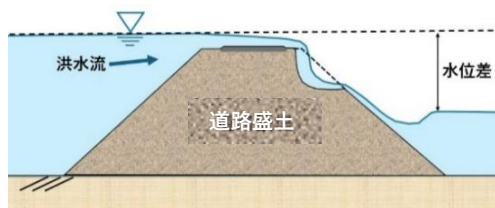
a1. 盛土流失

盛土部の典型的な損傷メカニズムは、まず開口部の不足による塞き上げや想定以上の洪水によって、盛土部で越水（Overtopping）が発生し、盛土下流側の法面が洗堀され、やがて堤体全体の崩落に至るものである（図 3-2, 3-3）。河川堤防の越水による洗堀の場合は最

初に堤内地側（堤防裏面）の法尻洗堀に始まって堤体の崩落に至ることが多いとされる．一方氾濫原上の道路盛土の場合，水位差は発生するものの，下流側も一定程度水位が保たれているので法尻の洗堀は少ないと考えられる．また盛土区間上流側の，特に橋台付近は流水の作用も激しく，洗堀が発生する例も多い．対策としては以下のようなことが考えられる．

①開口部の大きさ，すなわち橋梁延長の適正化：

水理解析により計画流量を所定の塞き上げ高以下で流せるように橋梁の長さを決定する⁵²．



出典：委員会作成

図 3-2 道路盛土が越水によって路肩から崩壊する場合の道路盛土の断面図



道路盛土法肩から崩壊していることが分かる（1996年10月カンボジア国道6A号線）。写真提供：PCI社

図 3-3 道路盛土越水の様子

このことにより取付け盛土の越水リスクを低減するように計画できる．また取付け盛土が長くなる場合には，途中に洪水流のバイパスとしてカルバートなどを設けて橋梁部の流量・流速が過大にならない様に設計する（第1章 1.2 事例3，5 参照）．

②盛土部の高さ選定と越水に強い構造：

盛土部の高さにも自由度がある．盛土部の高さは開口部の塞き上げによる水位以上にするのが一般的である．橋梁部では，洗堀・越水に対する抵抗力のある橋台・橋脚構造は高価となりまた損傷した場合復旧が高額になる．このようなことから，盛土部が長い場合，これら橋梁及び近辺の構造物に係る流水負荷を減ずる目的で，盛土部の1部に計画高水位からの余裕高を小さくして，水位が上昇した場合橋梁部よりも先に越水を許容する設計も見られる⁵³．



天端の舗装と遊水地側法面に保護工がされている。

図 3-4 遊水地の越流堤

⁵² 米国 FEMA による氾濫原管理基準（National Flood Insurance Program (NFIP)）の計算根拠で，氾濫原侵犯限界（橋長）の計算はこれに拠る．経緯と内容は参考文献・資料 23：FHWA：Highways in the River Environment-Floodplains, Extreme Events, Risk, and Resilience, Hydraulic Engineering Circular No. 17, 2nd Edition 参照．

⁵³ 盛土部の高さは，計画高水位に余裕高（freeboard）を加えて決定する．米国のインディアナ州の Design Manual では，例えば橋梁設計は 100 年確率の計画高水位に余裕高を加えて設計するが，盛土部は舗装端部を計画高水位に余裕高を加えた高さとする．橋梁部では桁は 2 m に及ぶので，橋梁部の越水の前に盛土部に越水が

③越水を許容するには盛土の天端を全面舗装し浸透水を防ぐとともに、路肩から下流側にかけて浸食に耐える保護工を施すなどの浸食対策が検討される。その際日本で見られる遊水地の越流堤 (図 3-4) や現在研究が進められている、粘り強い河川堤防の構造が参考となるであろう^{54,55}。

a2. 橋台・橋脚の洗堀

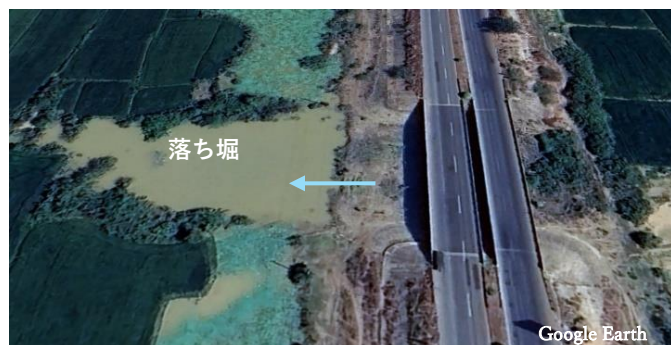
橋台・橋脚の洗堀による被害には、橋台前面の洗堀による損傷及び橋脚周辺の洗堀による橋脚の沈下や倒壊によって桁の損傷や落下が起こるものがある。この事例も多く報告されていて、英国の海外事業の技術的ガイドブックの一つである ORN 9 “A Design Manual for Small Bridges”(p.38)では橋梁損傷のほぼ半数は洗堀によるとしている。

無堤河川では盛土部が洪水断面を侵犯すること (Encroachment) によって橋梁部で洪水流が収縮し、流速が増大することで河床全体が洗堀される (収縮洗堀: Contraction scour)。単スパン橋梁の場合はこれにより橋台の損傷に至るとともに、橋梁狭窄部における射流の発生により下流側に落ち堀と呼ばれる洗堀孔が生じることがある (図 3-5)。

橋台の周りの損傷は橋脚部とは異なる形態となるが、基本的に開口部で流路幅が狭められ流速を増した流水によって橋台前面、特に上流側が浸食され、法面土砂の崩落と橋台基礎構造の露出に至るもので、無堤河川では多くの事例が報告されている。

図 3-6 は洪水流の収縮による洗堀で橋脚が傾斜し、落橋した例である。洪水時に橋脚周辺に発生する渦の作用で橋脚前面のみならず側面にも洗堀が発生し、橋脚設計の前提となっている地盤条件を逸脱した状況に至り、橋脚の沈下あるいは倒壊によって橋桁の落下に至るものである。橋脚の損傷は日本国内でも古い橋梁を中心に発生している⁵⁶。

このような洪水流の収縮による洗堀対策は次の通りである⁵⁷。



この橋梁は 1996 年の洪水被害後建設されたもの。橋梁上下流の河床それぞれ 20m はふとん籠 (wire mat) で保護され橋梁は健全である。下流側の洗堀が進行しているのでふとん籠の流失が発生する前に、必要に応じて保護工を考える必要がある。

図 3-5 カンボジア国道 6 号線道路盛土開口部 (避溢橋) の洪水流により生じた落ち堀 (約 50m×120m)

発生する。同様にオーストラリアのガイドブックでは、取付け盛土の高さを橋梁床面よりも低くすることが望ましい (preferable) としている (参考資料・文献 14, pp.90-92)。その他表 2-2 の事例においても実施例は多く見られる。

⁵⁴ 国土交通省国土技術政策総合研究所 河川研究部: 粘り強い河川堤防の構造検討に係る 技術資料 (案), 令和 5 年 3 月。

⁵⁵ 小野瀬 涼太・田中 規夫・五十嵐 善哉・黄 旭: 越水による侵食破壊メカニズムを考慮した新しい裏法面保護工法の検討, 河川技術論文集, 第 28 巻, 2022 年 6 月

⁵⁶ (財) 国土技術研究センター: 河川を横過する橋梁に関する計画の手引き (案), 2009 年

⁵⁷ (財) 国土技術研究センター: 河川を横過する橋梁に関する計画の手引き (案), 2009 年

- ① a1.と同様に、橋長が適切であるかどうか水理的な検討を行う。橋台、橋脚周辺の流速が洗堀対策を行う視点から過大ではないかを洗堀深の推定などから判断し、橋長延伸の必要性の有無を検討する。洗堀深の推定に関する詳細は **3.5 無堤河川渡河施設の計画手順**を参照のこと。
 - ② 橋台前面の洗堀対策、橋脚根元の洗堀対策として床固工と矢板、捨て石、ふとん籠などによる根固め工の設置を行う⁵⁸。設計段階であれば橋脚基礎の天端を洗堀深よりも深く設計する。その際洗堀が深刻と判断されれば、洗堀対策を下流まで延長することを検討する。
 - ③ 道路構造の対策として、取付け盛土に十分な長さがある場合、盛土部を橋梁部よりも低くして先に越水させる。盛土の高さは計画水位以上とするものの、橋梁の桁下高さよりも低くすることで、橋梁部での越水が発生する前に盛土部の越水が発生し、橋梁周辺での流水によるリスクを低減する（前節 **a1.②**参照）。取付け盛土の途中にカルバートを配置して、橋梁部の流量を低減することも考えられる。
-
- 出典：Moses Kinyanjui for Citizen Digital, “Bridge collapsed” Kenya, Paai 橋, 2022 年 2 月
- 図 3-6 橋脚沈下により落橋した事例**
- ④ 大規模な渡河施設の場合、橋台周りの洗堀対策として、ガイドバンク（Guide banks / Spur dikes）によって、狭窄部の流れを整える方法がある⁵⁹。
 - ⑤ 維持管理段階では橋脚の基礎構造物は水中にあって日常の目視点検では観察が困難であるので、潜水探査などにより適切な維持管理に留意する。

a3. 橋桁流失

洪水によって橋桁単独で損傷を受けるか流失する例は少ない。一方流木によって桁に想定以上の外力が作用した場合、古い橋梁などで支承の強度不足、あるいは橋台の構造的な不備がある場合、桁の流失が発生する⁶⁰。

一般的に越水による橋桁流失に対しては以下のような対策が考えられる。

- ① 桁下高（橋桁最下部から設計水位までの距離）を確保して流下物塞き止めによる塞き上げを避ける。渡河施設事業者はその国に桁下高の基準があればそれに従うが、ない場合

⁵⁸ 国土交通省河川局治水課：鉄線籠型護岸の設計・施工技術基準（案），2009 年及び建設省河川局：河川砂防技術基準計画編，第 9 章河道並びに河川構造物計画など参照。

⁵⁹ HEC-23 Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures, Vol.2 (FHWA 2009), p. DG 15.3.
Indian Road Congress : Guidelines on Flood Disaster Mitigation for Highway Engineers, 2018.

⁶⁰ 原田紹臣，里深好文：超過洪水時における河川洪水流が橋梁上部工の流出に与える影響，構造工学論文集 Vol. 69A (2023 年 3 月) 報告

は無堤河川に適用できる他国の基準を参考にして決定する⁶¹。日本の河川構造令に定める桁下高は堤防の存在を前提としているので⁶²、これをそのまま適用することは必ずしも妥当ではないが、それらの基準の考え方を参考にし、流速、流下物、河床の安定性など総合的に判断して渡河施設事業者が独自に判断することになる。先進国では桁下高を流量の多少にかかわらず0.6 m (2 フィート) とする場合が多い。都市河川で0 mを認める例、逆に流木や氷など流下物が想定される場合0.9 mや1.2 mを採用する例もある(表 3-2、図 3-7)。



出典：MoDOT: Engineering Policy Guide , 748.3 Freeboard

図 3-7 桁下高が小さい米国（ミズーリ州）の幹線道路橋

表 3-2 各国の橋梁桁下高（freeboard）

出典：委員会作成

国名	団体	内容			注記
オーストラリア	Australian Standard	渡河橋梁の条件はそれぞれの水路管理者が定める。 ①サービス限界状態（SLS）の洪水に対して橋梁と道路は被害なく耐えなければならない。SLS洪水は道路の種類によって再現確率10年から100年まで決められている。1、2級幹線道路は50～100年確率。 ②終局限界状態（ULS）で橋梁は崩落してはならない（1/2000洪水）。その際流下物と洗掘を考慮し、また橋梁越流水も強度設計で考慮しなければならない。			2段階設計法である。桁下余裕に関しては具体的な数値は示さない。参考文献 5。
オーストラリア	Goulburn Broken Catchment Management Authority	桁最下端部材の高さを既往最大水位または100分の1確率水位以上とし、設計洪水水位から0.6mのクリアランスが望ましい。			ビクトリア州は流域毎の管理組織を配置。クリアランスは浮遊流下物による損傷対策。参考文献 6。
ニュージーランド	NZ Transport Agency Bridge manual(SP/M/022)	①サービス限界状態（SLS）確率洪水に対して重大な被害が橋梁と道路に発生しない設計とし、対応する水位から上部工下端まで、通常は0.6m、大きな樹木の流下の可能性がある場合には1.2m必要とする。 ②終局限界状態（ULS）で崩落しない設計とする（道路の種類により1/500～1/5000洪水）。			SLSには1/25と1/100の2段階がある。1/2段階設計法である。参考文献 7。
アメリカ	Indiana DOT	一般的に設計水位から0.6mの最小クリアランスを取る。不適切な場合例えば小河川などでは0.3m。ただし、大きな流下物がある場合0.9m。			勾配制約のある都市部河川では0mでもよい。参考文献 8。これとは別にserviceability freeboardを定めている。
アメリカ	Missouri DOT	流域51km ² 未満で設計水位から0.3m	51km ² 以上で0.6m	本川からのバックウォーター区間：0.3m	カルバートの場合は0mでよい。流下物が多い場合は高さを高くする。参考文献 9。

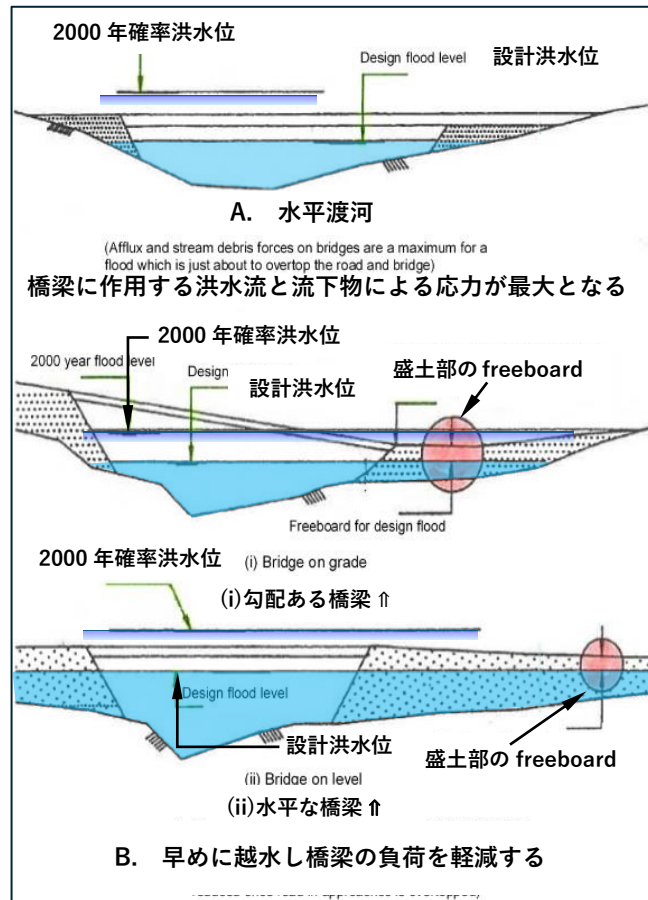
⁶¹ フィリピンの Design Guidelines, Criteria & Standards Volume 5, Bridge Design 2015 によれば, debris がある場合は 1.5m 以上, その他の場合は 1 m 以上としている。

⁶² 河川構造令の無堤河川への適用に関しては付属資料 3. 参照のこと。

②道路構造の対策として、取付け盛土の長さが十分あって道路の縦断勾配が確保できる場合、盛土部に越水許容箇所を設置する。これにより水位が上昇し、設計水位を超えてきたときに盛土部が橋梁部よりも先に越水することで、橋梁部損傷のリスクを低減させることができるという設計思想がある。図 3-8 はオーストラリアの河川にかかる構造物のガイドブックの事例である。図の B. にあるように、取付け盛土の余裕高を小さくして、設計洪水位 (L1 洪水位) を超える洪水時には、盛土部が先に越水し橋梁本体を流れる流量を減らそうという意図が表現されている⁶³。このように橋梁部の負荷を下げる工夫は、同時に橋梁付近の洗堀を低減することにもつながる。

③橋梁の径間長を確保する。径間長を長くすれば、流下物の疎通能力は向上する。径間長は、日本とは異なり橋梁の経済性、洪水流の流下に関する水理的条件、流下物の大きさなどを総合的に判断することが優先する。その際日本では河川構造令による最小径間長 20m を確保することは流木対策として有効とされている⁶⁴ので参考になる。

④ 橋脚・橋台の落橋防止構造を活用して桁の流失を防ぐ、あるいは支承を強固にする。2011 年 7 月の新潟・福島豪雨において、只見川水系では、洪水の作用を考慮して支承が設計された鋼板桁 2 橋梁が、越水にも関わらず流失をまぬかれている⁶⁵。このような越水



この図は A. のような設計では、洪水が橋梁を越水する時に最大の応力が橋桁に作用するが、B. のように盛土部で越水をさせると、橋桁に作用する作用は小さくなるとの説明がされている。出典：参考文献・資料 14, Figure 4.3, 一部彩色

図 3-8 渡河形態と L2 洪水位 (2,000 年確率洪水)

⁶³ Austroads: Guide to Bridge Technology Part 8, Hydraulic Design of Waterway Structures, 2018, p42.

⁶⁴ (財) 国土技術研究センター:「改訂・河川管理施設等構造令同解説」(社) 日本河川協会発行の第 8 章「橋」による基準径間長は堤防ありきの規定なので、無堤河川では流量と連動させて考える必要はないが、その最低値 20m を確保することは有効と考えられる。

⁶⁵ 中ノ平橋及び賢盤橋 (ともに鋼板桁橋): 玉井信行他「豪雨による河川橋梁災害-その原因と対策-」技報堂出版, 2015 年, p.57,

を意図的に設計条件として採用する点に関しては **3.4 気候変動（Climate Change）と渡河施設設計法の最近の動き** において報告する。

b. 塞き上げ⁶⁶被害

渡河施設自体の被害以外に、渡河施設に起因する塞き上げによる被害も想定される。設計水位を超える洪水流や流木が橋梁に掛かることによる塞き上げは有堤河川でも発生するが、洪水流収縮が引き起こす塞き上げによる上流側の被害は無堤河川に特有である。

- ① 水理計算により、塞き上げ量と影響範囲を確認し、被害が想定される場合は開口部の拡張（橋長延伸）、河床の掘削を行う。米国 FEMA では、氾濫原管理の観点から塞き上げ量を 0.3m 以下とするように定めており、橋長決定に当たっては塞き上げ量が重要な評価変数となっている⁶⁷。アフリカの無堤河川の橋梁架け替えに当たって、河道開削を行い、塞き上げ被害を解消して上流の洪水被害を防止した事例もある（**第 1 章 1.2 事例 8 参照**）。
- ② 流下物の影響を考慮する。日本の先例によれば流下物に関する対策においては桁下余裕よりも径間長の方が重大との認識があり、橋梁スパン最低限 20m 確保するという経験⁶⁸は参考になる。ただし流域による地域性もあるので、流木等の流下物を調査して安全な値を採用する。

表 3-3 に以上の対策を要約した。

表 3-3 無堤河川橋梁における渡河施設被害形態別の対策（まとめ）

被害形態		対策の考えかた	注記
a) 施設被害	a1. 盛土流失	<ul style="list-style-type: none"> ・ 開口部の水理計算を適正に行って盛土部の高さを確保し越水を防止。 ・ 盛土部の耐越水設計（天端を舗装し法肩を補強するなど）を実施。 	
	a2. 洗堀による橋台・橋脚の損傷と河床低下	<ul style="list-style-type: none"> ・ 開口部の疎通能力のみならず、洗堀予測を行って流速が過大であれば、橋長の拡大、バイパスのカルバート設置、取付け盛土に越水箇所設置。 ・ 矢板など橋台・橋脚防護工、ふとん籠など河床部の洗堀対策を設置。 ・ 射流が予想される場合は洗堀対策を下流側まで伸ばすか減勢工を実施。 ・ 維持管理の適正化。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 橋脚の沈下による橋梁損傷は事例が多い。 ・ 先進国でも事例は多い。

⁶⁶ 背水が上流まで伝播する常流状態を想定しているので、水理学上（参考文献 5 水理学参照）は「塞き上げ背水」とすべきであるが、本書では便宜上「塞き上げ」と表現する。

⁶⁷ FEMA により全米の河川の氾濫区域が調査され、盛土等の規制がされている。河川の管理責任は沿川の自治体であり、塞き上げ量の上限を 0.14 フィートとさらに厳しくしているインディアナ州のような例もある。

⁶⁸ 河川構造令第 63 条の解説による（付属資料 3）。

	a3. 橋桁流失	<ul style="list-style-type: none"> ・ 桁下高さを確保して流下物が橋桁に掛からないようにし、桁への外力増大の防止. ・ 取付け盛土に越水箇所を設置. ・ 支承を強固に設計する、あるいは橋脚、橋台にソケットを設けるなどにより桁の流失を防止. ・ 越水を前提とした設計（盛土部で越水させる/橋梁部で越水対策として必要な対策工を実施する）を実施. 	<ul style="list-style-type: none"> ・ コンクリート橋では流木等による影響がない場合は越水に耐えられる.
	b) 塞き上げ被害	<ul style="list-style-type: none"> ・ 水理計算により塞上げ背水の影響を確認する. ・ 流下物による塞上げ対策として桁下高を拡大. ・ 橋長を増やして塞き上げ量を削減. ・ 橋梁部及び上下流の河道掘削を実施. 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 上流まで計算せず橋梁上流側の堰上げ高（1例 0.3m 以下）で判断する例あり.

3.4 気候変動（Climate Change）と渡河施設設計法の最近の動き

前節では被害の形態ごとの対策を列挙した. しかし災害の対策を個別に論ずるだけでは不十分であり、個別災害対策を包括した設計を行う必要がある.

例えば近年気候変動に伴って、世界的に水害被害が拡大しているとされるが、これに対する適応策は様々な対策を総合的に組み合わせる必要がある. 土木施設にとって気候変動の影響で特に重大なことは、降雨量の変化に伴う洪水流の変化と海面上昇に伴う感潮区間の河川水位上昇である. 多くの地域で多雨化の傾向があるとされ、それは洪水流量増加をもたらし、設計水位を変更しなければならないことを意味している. 海岸沿いの道路にあっては、海面上昇に伴う高波の激化と感潮区間水位上昇に伴う渡河部の越水の被害への対処が必要となる.

このように頻発する災害に対処するため、気象現象を的確に予測する技術も向上し、洪水予測も各地域で改訂が進められている. そして設計の入力としての洪水の扱いも変化がみられる. 例えば渡河施設設計に関して、米国、オーストラリアなどでは通常の設計対象洪水（L1 洪水）とは別に非常に大きな洪水（L2 洪水⁶⁹）に対する施設の耐性を検証する手順が導入されつつある. このような渡河施設の設計方法をめぐる背景について以下に概要を紹介する.

（1）気候変動と洪水に関する国内外の動き

日本国内では河川整備基本方針⁷⁰において、気候変動を含む計画の見直しが行われている. 気候変動に関しては、パリ協定（2015 年）の気候変動のシナリオのうち、将来の気温上昇を 2°C としたプロセス RCP2.6 を基本とし、降雨量増加は 1.1 倍、これに伴う河川の平均的

⁶⁹ L1 洪水、L2 洪水は本書での説明の便宜のための命名であって、それぞれの国によってその定義と呼称は異なる.

⁷⁰ 河川整備基本方針は河川法に基づいて、国土交通大臣が水系ごとに、長期的な視点で基本高水量を含む河川整備の方向性を定めるもので、河川毎の詳細な実施計画である河川整備計画の基礎となる（1997 年導入）.

な傾向として流量増が 1.2 倍となることを中心に検討が進められている^{71, 72, 73}。この根拠として、広域レベルの気象シミュレーター⁷⁴を使って温暖化による日本各地の降雨量の予測を行い、そのデータをもとに主要河川流出量の試算結果を集約するという一連の作業が行われている。

国際的に気候変動政策の科学的根拠となっている IPCC⁷⁵レポートは順次改訂されて確度向上が図られ、将来予測には様々なシナリオが存在している。このような状況の中で、国交省水管理・国土保全局の有識者会議である「気候変動を踏まえた治水計画に係る技術検討会」の提言においては、「河川管理施設の新設に当たっては、少なくとも 2°C 上昇時の外力を踏まえて設計を行うのが望ましく、更なる気候変動にも備えた設計の工夫が望ましい」としている⁷⁶。有堤河川を前提とする施設と海外における無堤河川渡河事業とは状況が異なるところがあるものの、「更なる気候変動に備える設計が望ましい」という提言には着目すべきである。

海外では世銀、アジア開銀などの国際機関も、気候変動を重点課題の一つとして掲げて個別事業で施策を展開している。また日本政府の開発協力政策の基本方針を示す「開発協力大綱」(R5 年 6 月 9 日)の重点政策の中で、気候変動の緩和策・適応策 (Mitigation/Adaptation) に対する支援強化をうたっている。これを受けて、JICA においても、「JICA グローバル・アジェンダー 開発途上国の課題に取り組む 20 の事業戦略」の一つとして気候変動への取り組みを取り上げ、JICA 第五期中期計画により個々の事業において適宜気候変動を考慮している。

(2) レベル 2 (L2) 洪水を取り入れた渡河施設設計

前節で述べた情勢から、途上国も含めて各国とも気候変動の影響予測に着手していることもあり、海外で渡河施設の設計を行う際は、施設の管理者の意向、最近の技術的調査結果、そしてその国の基準を十分に理解した上で事業に取り組むことが第一の原則である。

しかし気候変動への適応策検討に未着手の場合で、当該国の基準類に照らして、技術的に対応可能であれば気候変動への対応や、洪水リスクへの洪水に対する抵抗性 (洪水耐性: Flood resilience) 強化の目的で、L2 レベルを取り入れた設計法を提案することも可能なので以下最近の動きを紹介する。

⁷¹ 国際的な動きとして、1992 年の気象変動枠組条約 (UNFCCC)、2013 年の IPCC 第 5 次評価報告書、2015 年の持続可能な開発目標 (SDGs) に対応して政府では 2015 年に政府全体の「適応計画」を策定。気候変動適応の根拠法としては 2018 年に「気候変動適応法」が制定された。このような環境の中で、国交省では令和元年及び 3 年に「気候変動を踏まえた治水計画に係る技術検討会」の提言を受けて全国の河川の整備方針の点検を行っている。

⁷² 気候変動を踏まえた治水計画に係る技術検討会:「気候変動を踏まえた治水計画のあり方 提言」, 令和元年 10 月, 令和 3 年 4 月改訂。

⁷³ PDF: 国土交通省水管理・国土保全局: 河川整備基本方針の変更の考え方, 令和 4 年 5 月 27 日。

⁷⁴ MRI-AGCM (気象庁気象研究所全球大気モデル) の活用。

⁷⁵ IPCC: Intergovernmental Panel on Climate Change の略。気候変動に関する政府間パネルと訳す。1988 年世界気象機関 (WMO) と国連環境計画 (UNEP) によって設立された政府間組織。

⁷⁶ 気候変動を踏まえた治水計画に係る技術検討会: 気候変動を踏まえた治水計画のあり方 提言, 令和元年 10 月, 令和 3 年 4 月改訂, p. 27。

そもそも L2 レベルの洪水への対処としては、道路全線に渡り余裕高を十分高く取るか、開口部を大きく取れば良い。しかし盛り土部が長大である場合などは、橋梁を延伸する工事費が高価になることもあり、橋梁部を保護する意味もあって、L2 洪水に対しては土工部で越水を許容する設計との比較も必要である。堤防の場合に越水が発生するのは、遊水地の越流堤以外では、計画高水位を越えた出水すなわち超過洪水の場合である。国内で堤防を含む治水施設に関する超過洪水対策が最初に提案されたのは、1987 年河川審議会の答申「超過洪水及びその推進方策について」によるものとされる。ここでは「洪水は自然現象である降雨に起因するものである以上、極めて規模の大きな洪水、したがって計画の規模を上回る洪水が発生する可能性は、常に存在している⁷⁷⁾」との認識を示して高規格堤防整備などの対策を提言している。

ところがその後も従来経験しなかったレベルの洪水が世界各地で頻発するようになるとともに、気象学とコンピューターの進歩により降雨の予測を高い確度で推定できるようになった。このような背景から、超過洪水に対する対処法が具体化してきた⁷⁸⁾。

少し早期の事例では、1998 年ニカラグアを襲って 200 年確率と言われる洪水をもたらしたハリケーン・ミッチによる橋梁被害の復旧事業において、設計対象洪水としては 50 年確率洪水を採用したが、併せて 200 年確率洪水と言われたハリケーン・ミッチレベルの洪水に対する抵抗性のチェックを行った事例もある⁷⁹⁾。これは L2 洪水を考慮した設計の 1 例である。

米国においては、オバマ政権下の 2015 年に 500 年洪水に対する耐性チェックを含む FFRMS (Federal Flood Risk Management Standard) が決定されて、500 年洪水対応の手続きが連邦レベルで制度化され、幹線道路を中心に DOT (連邦運輸省) と各州でも実装化されつつある。FFRMS の特徴は、500 年洪水を設計で考慮すべき重要行為 (Critical action) を具体的に指定することであり、道路で言えばインターステート・ハイウェイや US ハイウェイがこれに相当する。この内容はオーストラリアの 2000 年確率洪水や日本の水防法で運用されている 1,000 年洪水とやや定義が異なると思われるが、本書では L2 洪水に含めるものとする。

日本の有堤河川の橋梁は、従来から河川管理の規定に従って、端的に言えば堤防天端以上の位置に設置されるので、設計に当たって基本的には越水は想定しない。ところが海外の無堤河川では余裕高を 0.6m あるいはそれ以下とすることも多く (表 3-2)、橋梁における越水は発生しやすい。FHWA のガイドブックでは橋梁設計時の洗掘検討において、橋梁の越水時にオリフィス状態の水理現象に起因して流速が高まった状態の洗掘深 (Pressure flow scour) を確認するよう推奨されている。これは桁下高を 0.6m としていることから、越水ないしは

⁷⁷⁾ 本書「参考情報 2」の表 3-5 洪水の超過確率年と検討期間 N における超過確率に示すように、100 年確率洪水で設計しても、100 年間に超過洪水が発生する確率は 63.4% に上る。

⁷⁸⁾ 日本では水防法に基づく流域治水の政策が進められている。この中でレベル 2 洪水に相当する概念が導入されている。

⁷⁹⁾ JICA：ニカラグア共和国主要幹線道路橋梁架け替え計画基本設計調査報告書、2000 年

オリフィス状で流下する洪水が発生しやすい実態を反映していると考えられる⁸⁰。あるいは米国において気候変動適応策の案として桁下高を高めるだけでなく、橋梁部における越水を許容する設計が対策として議論されていることも、実際に橋梁・盛土の越水が発生している、あるいは一部意図的に越水させる構造となっている実態⁸¹を反映しているとも考えられる。

近年オーストラリア（クイーンズランド州）の橋梁設計基準においても、通常的设计洪水（本書では L1 洪水と呼ぶ）⁸²に対する設計に加えて、2,000 年確率洪水（L2 洪水と呼ぶ）を入力として、この外力でも落橋のような壊滅的（catastrophic）な損傷に至らない設計となるように規定されている。さらにその広大な土地柄を反映していると考えられるが、渡河施設の取付け盛土の高さを橋梁の桁下高さよりも低くして、計画高水位以上の水位に対して橋梁周りの損傷を防ぐように推奨している（図 3-8）⁸³。もちろんこのような設計を行っても、実際に通行不能になるのは数十年に 1 回といったレベルであって、毎年数回の越水を前提とするいわゆる沈下橋とは異なり、高いサービス水準は確保されている。

従来米国において越水が発生していたにもかかわらず、橋梁の越水が明確に問題視されなかった理由としては、米国の中小橋梁は一般的に AASHTO の標準設計によるコンクリート T 桁橋であり、さらに多くが平地河川であって流速も極端に速くないため、越水によって橋桁が流される例が稀であったと推定される。しかし近年橋桁の越水対策のための工学は日米ともに研究が進んでいる^{84, 85}（参考情報 3）。

JICA 事業においても、広い氾濫原を通過する道路の場合は越水を許容する橋梁設計が行われた例も複数あり、海外の道路事業では越水の許容の手法は必ずしも特殊な設計手法という訳ではない⁸⁶（付属資料 2）。

結局 L2 レベルの洪水への対処としては、全線に渡り余裕高を十分高く取ることが考えられるが、盛土部が長い場合はここで述べたような越水部を設ける設計も有効である。いずれにしても設計水位を超える状態、あるいは L2 レベルの状態に対するチェックは、無堤河川における渡河施設設計上避けて通れない課題であり、今後力学的研究と施工経験の蓄積が期待される。

更に、道路計画に立ち返ると、地域全体としての道路ネットワークの順位付けの下で、洪水に対する耐性の確保を行って、その中で渡河部の洪水耐性が位置づけられることが望ましい。

⁸⁰ FHWA: Evaluating Scour at Bridges Fifth Edition, 2012, pp.6.24-29,

⁸¹ 脚注 52 参照。

⁸² L1 洪水：渡河施設設計対象の洪水（オーストラリアにおいては Serviceability Limit State に対応）、L2 洪水：渡河施設設計に当たり想定する最大規模の洪水（オーストラリアにおいて Ultimate Limit State に対応）。

⁸³ Austroads: Guide to Bridge Technology Part 8, Hydraulic Design of Waterway Structures, 2018, p.92.

⁸⁴ FHWA: Hydraulic Design of Safe Bridges, Chapter 10, 2012, Chapt.10.

FHWA: Hydrodynamic Forces on Inundated Bridge Decks, (Kerenyi, K., T. Sofu, and J. Guo), 2009.

⁸⁵ 土木学会 地震工学委員会 橋梁の対津波・対洪水設計に関する研究小委員会: 橋梁の対津波・対洪水設計に関する研究小委員会 報告書, 第 3 編橋梁等に対する水災害への対, 2020.

⁸⁶ JICA: ヴィエトナム中部地方橋梁改修計画基本設計調査報告書, 2002, pp. 3-10, 3-13~3-22, p. 資 8-24 等.

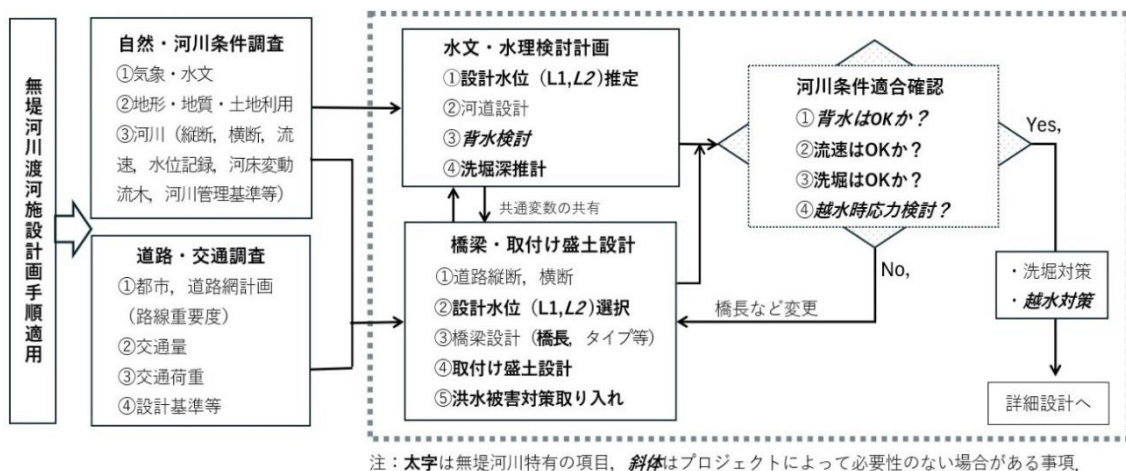
3.5 無堤河川渡河施設の計画手順

本章でこれまで分析してきた無堤河川渡河施設の被災実態と対策を考慮して、以下新規の渡河施設を計画・設計する際の手順と、最重要課題としての洗堀及び先進的計画論ともいえる L2 洪水の検討の考え方について取りまとめる。本書では、無堤河川における渡河施設を主題としているが、無堤河川であっても氾濫原の形状次第では、例えば流量計算から堤防定規断面を想定し、一定区間に渡り護岸を構築することも行われる。この場合は国内と同様な手順で橋梁を設計することも自然な流れとなる。

(1) 無堤河川渡河施設の計画手順の 1 例

本節の氾濫原を有する無堤河川の渡河施設の検討手順提案に当たっては、この分野で先駆的で体系的な構成となっている、FHWA による Evaluating Scour at Bridges, Fifth Edition の洗堀検討手法を参考としている。なお日本で使われている各種水理検討手法は、無堤河川であっても適用できると考えられるが、本書では詳細に立ち入らない。

海外、特に途上国にあっては、河川管理形態が日本と異なり、受注コンサルタントは計画対象の洪水流量（設計洪水）とそれに対応する水位（設計水位）、背水及び洗堀深などの水深、さらには状況により気候変動対応方法の提案が必要となる⁸⁷。交通量や設計荷重といっ



出典：古木守靖，無堤平地河川渡河施設の計画と設計－地域に適した技術開発－，土木学会年次学術講演会論文，2021 年 9 月のフロー図を修正。

図 3-9 無堤河川の渡河計画全体手順例

⁸⁷ ここで「超過洪水対応」としているのは、例えば米国の 500 分の 1、あるいはオーストラリアの 2000 分の 1 確率の流量対応の設計チェックを指している。

た交通に関する設計条件の検討手順は確立されているので簡略化し、河川条件の適合に着目した業務フローの1例を図3-9に示す。以下で主要な項目について説明を加える。

(2) 橋長の決定

図3-9のフロー図の中の橋梁・取付け盛土設計では、水文・水理検討から設計水位を決定した後、次に行う重要な検討事項は橋長の決定である。図3-10は橋長決定手順の1例を示す。この図は最初の仮設計では橋長 $\ell 1$ で開始し、もしこの仮設計(図3-10①の橋長 $\ell 1$)が河川の諸条件を満たさない場合、たとえば、越水が発生し、塞き上げ高が大きくて沿川に問題が生じたり、流速も過大となって洗堀対策が困難となったりする場合は橋長を延伸する(図3-10の②の $\ell 2$ とする)。それでも不十分な場合は路面高を上げることになる。逆に諸条件を余裕をもってクリアできる場合は橋長を減ずることも可能である。このほかに、盛土部が長い場合には橋長変更ではなく、盛土部に流水バイパス用のカルバートを設置することも行われる。図3-10の事例は設計水位までは渡河施設において越水させない計画であり、幹線道路では一般的である。

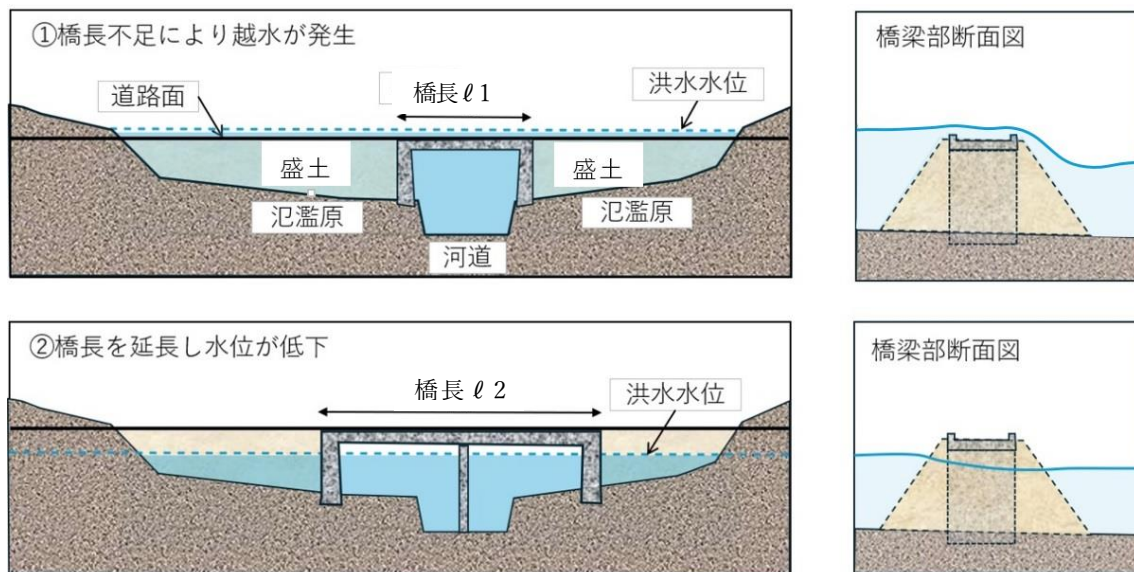


図3-10 橋長不足による越水と橋長延伸による是正のイメージ図

出典：委員会作成

(3) 洗堀深の推計

図3-9に示す渡河計画の手順では、洪水流の処理と並んで洗堀深の推計と対策が重要な要素となっている。

海外の事業で一般的に採用されている渡河施設の検討手順に、洗堀検討の手順を加えたフロー図が図3-11である。図上の①から③までは一般に行われる水文・水理解析によって橋梁の諸元を決定する手順である。ここで図の③で「流速」が判定要素に加わっているのは、

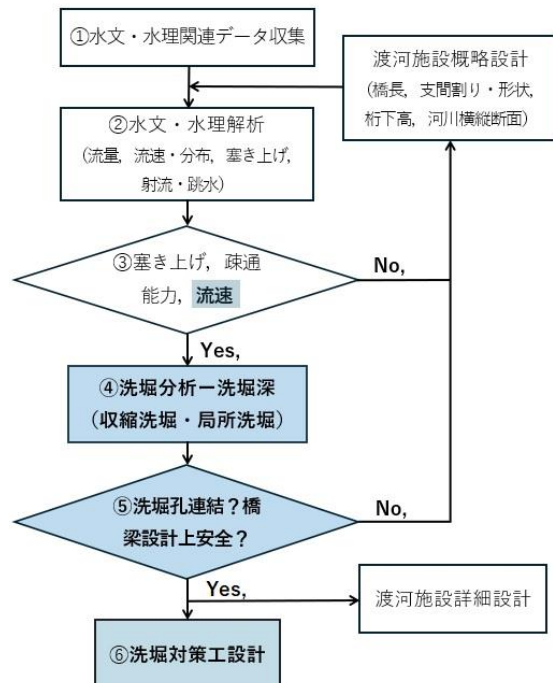
流速によっては⑥の洗堀対策工が困難とならないかどうかと関連しているからである。従って厳密には⑥のための流速の条件を先に決める必要があるが、煩雑であるので、便宜的に礫が動き始める臨界流速式等により定めることも考えられる⁸⁸。オーストラリア・クイーンズランドの事例では一律に流速を2 m/s 以下とするように定めている。

しかし計算上捨て石工で対応できる流速はさほど速くはない⁸⁹。また実際に開口部（橋梁部）で大きな窪み（落ち堀）を生じたり、橋台が損傷したりする例も多いため、多くの場合ふとん籠などの護床工を前提で設計すべきであろう（図 3-5）。詳細の判断は、現場の土地利用等も考慮して判断する必要がある。

図 3-11 の③以下が洗堀にかかる解析であり、①②の水文・水理解析結果から流量、流速、河床条件及び橋梁設計諸元などのデータを受けとり、洗堀深の推計と橋梁設計の適否の分析を行うものである。⑤の適否の判断は専門家間の判断により決まるものであるが、その重要な要素としては、洗堀深とその範囲、橋梁基礎工への影響、そして流速が速い場合の対処である。つまり橋長を変更するか、別途バイパスのカルバートなどによって流速を下げられるか、あるいは護床工や下流の減勢工で対応が可能かどうかの判断である。中規模以上の平地河川では河道の安定のためのガイドバンクも洗堀対策として検討対象となる（付属資料 4 図 6）。

渡河施設の諸元に問題がない、あるいは洗堀対策が可能であるとされれば、渡河施設は詳細設計へ、また洗堀に関する作業は⑥の洗堀対策工に移行する。なお FHWA の発表による洗堀対策は無堤河川を前提としており、本研究のテーマに沿って参考になる⁹⁰。

（４）洗堀深の推計法



出典：委員会作成

図 3-11 洗堀対策検討（ブルー着色部分）を加味した渡河施設計画フロー例

⁸⁸ 国土技術研究センター：護岸の力学設計法，山海堂，pp.84-85, pp.146

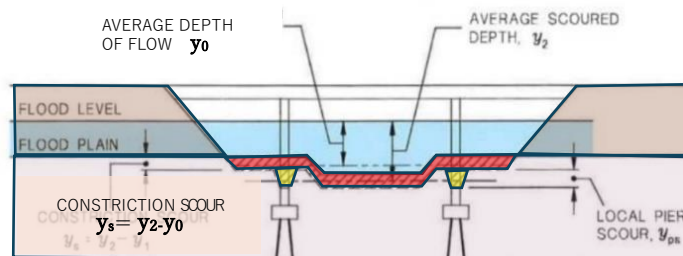
⁸⁹ 臨界流速の経験式の例として、 $v_c = \alpha (gd_s)^{0.5}$ を使い α を 1.0、礫の直径 $d_s = 0.3\text{m}$ として計算すると $V_c = 1.7\text{m/s}$ 、また、Stricker 式 $v = Cd^{1/6}R^{2/3}S^{1/2}$ において C ：経験係数（約 25～30）を 25、 d ：礫の直径（m）を 0.3m、 S ：河床勾配を 1/100 で計算すると $V_c = 1.5\text{m/s}$ となる。実際の流速分布は複雑であり一概に言えないが、洪水時収縮流の平均流速は速いので、捨て石では防護は困難で、ふとん籠が必要であろう。上記脚注 88 p.146 によっても V_0 (代表流速) = $3.0 \sim 3.5\text{m/s}$ であり、仮に $V_0 = 5\text{m/s}$ レベルの流速に耐える捨て石の径は $D_m = 0.5 \sim 0.7\text{m}$ となりあまり現実的ではないということになる。

⁹⁰ FHWA, HEC-23 Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures, Vol.2 (FHWA 2009)

ここで洗堀深推定の考え方に関して、検討方法の概要をまとめておく。河床の変動は、第一に長期的な河床低下、第二に橋梁及び盛土による水流の収縮に起因する洗堀、第三に橋脚周辺などの局所的洗堀の3種類から構成されると考えられる。

第1の河床の長期的な変動は過去の河床の記録などを使い、河相の分析などによって行うが、本書では取り上げない。FHWA が Evaluating Scour at Bridges, Fifth

Edition において推奨する洗堀推計手順では、上述第2、第3の2種の変動を合計して推計洗堀とする（図3-12）。以下順に概要を述べる。詳しくは付属資料4を参照のこと。



出典: AUSTROADS, Guide to Bridge Technology Part 8: Hydraulic Design of Waterway Structures

図3-12 水流収縮による洗堀（赤）と局所洗堀（黄）を別途計算し合成する推定法概念図

①水流収縮による洗堀（Contraction scour）⁹¹は橋梁前後における水流の幅と土砂運搬に寄与する流量から推定する。この水流収縮による洗堀深は日本国内の橋梁設計では一般的に発生しない。しかし海外における大きな橋梁では必須の課題である。小さな橋梁であっても、図3-13に見られるような洗堀による被害はJICA事業を含めて発生しているので十分な注意が必要である。付属資料4に示すFHWAの概略推定法などを参照し、詳細な調査分析が困難な場合や小橋梁にあっては、必ず護床工を実施する必要がある。

②橋脚周囲の洗堀深は、国内においても従来から研究がなされているので、例えば建設省土木研究所：治水上から見た橋脚問題に関する検討、土木研究所資料第3225号（参考文献・資料10）、及び（財）国土技術研究センター：河川を横過する橋梁に関する計画の手引き（案）（参考文献・資料11）等を参照する。

③橋台周辺の洗堀問題は、実際の橋台周辺の構造や河床断面形状を考慮しなければならず複雑である。橋台周辺の洗堀推定ではNCHRP（National Cooperative Highway Research Program：FHWAの支援で運営される研究計画の一つ）が開発した推計式が良いとされてきた⁹²。しかしその後の検証で、過大に計算されることが判明し、現在各州は橋台周辺の洗堀推計は行わず、橋台周辺にriprap（捨て



右岸練り石護岸が被災し、その後補修した状況である。

図3-13 洗堀により損傷した橋台基部の事例

⁹¹ 一般的な収縮の現象を表すときは contraction が使われる。Constriction も同義であるが特定の事象に使われるともいわれる。

⁹² FHWA: Evaluating Scour at Bridges, Fifth Edition, 2012, の Chapter 8 による計算法。

石、蛇籠、ふとん籠）等で洗堀防止工を行うことで対処するように変更されている⁹³。土木学会 橋梁の対津波・対洪水設計に関する研究小委員会の報告書（参考文献・資料35, p.3-41-48）及び御厨敷公平らの研究（参考文献・資料34）に詳しいので参照のこと。

④ 図3-11における⑤の、洗堀深による渡河施設設計の適否検討の際の主要な対象項目は、前述 Evaluating Scour at Bridges によれば以下の通りである。

- ・洗堀孔の範囲は隣接構造物の洗堀孔と連動して巨大化することは無いかな？
- ・洗堀設計対象洪水（表 3-4, **Qs**）に対して、洗堀の深さは当初の想定以下かな？推定される洗堀深で橋脚設計時の支持力は保持できるかな？
- ・洗堀設計チェック洪水（表 3-4, **Qc**）の洗堀に対して、一定の安全が確保できるかな？（例えば落橋したりしてはならない）。

なお洗堀対策に関しては、3.2 損傷メカニズムと対策 a2.橋台・橋脚の洗堀において一般的な対策を示しているところであるが、橋梁部における流速によって対策工も変わってくる。例えば流速が速い場合蛇籠等の柔軟な施設では対処できず、鉄筋コンクリート構造物にする必要があるかもしれない。このことに関しては、水理学的検討並びに事例調査等を慎重に実施する必要がある。このような複雑な検討が必要な事態を防ぐために、あらかじめ洪水収縮による流速を、通常の護床工などによって対処できる流速以下にすることが望ましい。オーストラリア、クイーンズランド州の流速を 2 m/s 以下に規制する考えもこのような意味があると思われる。

（5）渡河施設越水設計

越水を許容する渡河施設設計については、3.4 気候変動（Climate Change）と渡河施設設計法の最近の動きの実装事例として、もし当該国の最近の調査状況や基準類に照らし、技術的に対応可能であれば、以下気候変動への対応及び洪水耐性強化の目的で提案できる設計法の 1 例を紹介する。

図 3-14 に渡河方法の二つの異なる盛土部と橋梁の高さの組み合わせパターンを示す。

a.は計画洪水(L1 洪水)位に対する余裕高を渡河部全線に渡り同一とする設計である。しかし例えば L2 洪水に際しては、図のように全体に越水が発生する可能性がある。オーストラリアのガイドブックでは、このような状態は L2 洪水⁹⁴の際に橋梁部に係る負荷が大きくなるので好ましくないとしている。この背景として、オーストラリアは平坦な地形が卓越し、路面を高くすることが大幅なコスト増につながるということは考えられる。

⁹³ インディアナ州では Chapter 203 of the Indiana Design Manual, Hydraulics and Drainage Design(p.50)で橋台洗堀は riprap で防護するので計算は不要であるとしている。

⁹⁴ オーストラリアでは、2000 年洪水を使用する（参考図書・資料 14, pp.90-92）。

このパターンのバリエーションとして、3.4 (2)で紹介したような、L2 レベル洪水時には越水時に致命的な損傷が無いように設計することが实际的である。事実上、特に PC 桁やラーメン橋では越水を経験した事例も多いと思われるが、必ずしも設計法が体系化されていない恨みがある。本書では現在体系化が進んだ事例として FHWA の越水された橋桁に対する作用力計算法の事例を**参考情報 3**に紹介しておく。

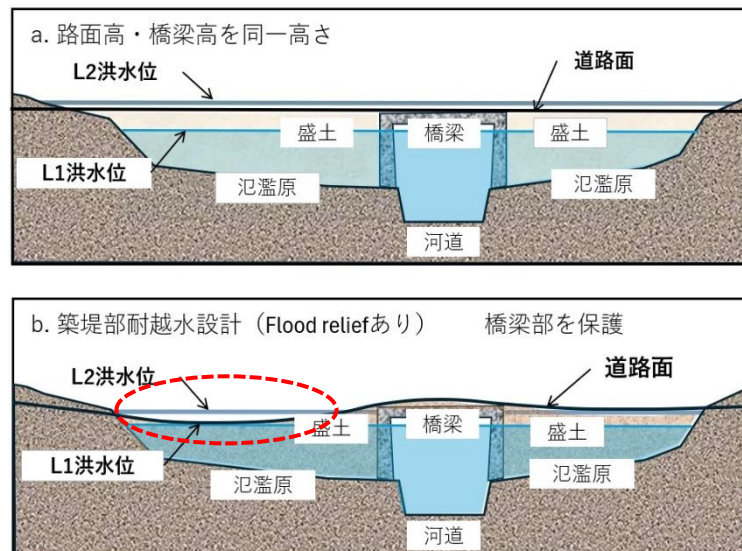
図 3-14 b.は盛土部に L2 洪水時に越水を認める区間（オーストラリアでは flood relief と表現する）を設ける構造として、橋梁の被害を減じ、あるいは橋梁周りの洗堀とそれに伴う橋梁被害を防ぐ思想である。米国及びオーストラリアでは基準類や連邦の基準（Standard）に明示されている設計思想であり動向を注目したい。

ただしこの設計は道路の縦断勾配の制約から取付け盛土に十分な長さが必要であり、流速がさほど速くないことも実施のための制約条件となろう。その場合はコストが嵩んでも路面高

を高くし橋長を伸ばす必要がある。また、橋長の検討において、橋長を短くするあまり、わずかな洪水量の超過で越水する状態をきたすことの無いように水理計算は慎重に行っておくことは、これらの議論の前提である。

b.の場合、一定確率で越水を許すということは同時に通行不能となることを許容するものである。ただし盛土部の高さ次第でその頻度は様々に変化し、図のように例えば 100 年確率の計画洪水水位以上であれば、数十年に一度の交通阻害発生である。このように盛土部の高さの選択は同時に交通阻害頻度確率の選択であり、道路のネットワーク上の重要性和建設コストとのバランスを考慮して判断するものである。勿論この頻度は、多くの沈下橋のように毎年数回越水するといレベルのものではない。

これらに関しては FHWA のガイドブック（**参考文献・資料 24** 及び**参考情報 3**）及びオーストラリアのガイドブック（**参考文献・資料 14**）を参照されたい。



取付け盛土部を橋梁部よりも低くして（赤枠部：flood relief と呼ぶ）L2 洪水時の橋梁への負荷と洗堀の低減を図っている。各施設の高さの組み合わせにはさまざまな組み合わせが考えられる。

出典：委員会作成

図 3-14 2つの盛土部設計の考え方

(参考情報 1⁹⁵) * * * * *

3 段階の水理検討—水理検討, 洗堀検討, 洗堀設計確認のための 3 段階の洪水

図 3-9 のフローの中の水文・水理検討の項目の内, 洗堀を考慮した渡河施設の設計について, FHWA, Evaluating Scour at Bridges Fifth Edition における耐洗堀設計の特徴的な考え方は, 先に 3.3 気候変動 (Climate change) と渡河施設設計法の最近の動きで論じた気候変動の対処方法としても機能すると考えられる。

Evaluating Scour at Bridges では考慮する洪水レベルを 3 段階とする。すなわち①水理設計洪水 (Hydraulic design flood), ②洗堀設計洪水 (Scour design flood), ③洗堀設計チェック洪水 (Scour design check flood) の 3 段階である。このレベル設定は 3 段階であるが, 上部工設計に当たって必要な L2 洪水に相当するのは Q_c (洗堀設計チェック洪水頻度) であり, 通常の設計に対する洪水確率年が 100 年を採用する重要橋梁に対して L2 洪水は 500 年洪水としている。

水理設計洪水は橋梁設計用の基本的な設計洪水 (L1 洪水) であり, 洗堀設計洪水は耐洗堀設計の対象洪水である (これらは合わせてサービス限界状態: Service limit states と呼ばれる)。チェック洪水は機能低下が発生しても構造上の破壊に至らない状態 (Strength limit states と呼ばれる) に対応するチェック対象洪水 (本書では L2 洪水に分類) である。この場合洗堀設計洪水は水理設計洪水以上のレベルの洪水に設定する。すなわち橋梁基礎構造は上部構造よりも強くするのである。その理由は, 建設・再建費用・期間を考察すると, 基礎構造をより大きな洪水に耐えるように設計することが好ましい (基礎から補修をするのは時間も掛かり高価となるが, 橋脚が残存していれば桁の架設は比較的容易である) からである。このような背景から上記 3 種類の洪水を表 3-4 の通り設定する。ただし小規模な橋までこの原則は適用する必要はないとしている。なお下部工の耐津波・洪水性能を重視する考え方は, 日本でも多発する洪水及び津波の経験を踏まえて主張されている⁹⁶。

洗堀対応設計では, まず水理設計洪水 Q_D (L1 洪水) を決定, 次に洗堀設計洪水 Q_s を決定し, その流量, 流速によって洗堀深を推定し, それに対応する洗堀防止工を決定する。表 3-4 では Q_s は橋梁一般の設計に使う設計洪水 Q_D の 2 分の 1 (2 倍の超過確率年) 程度の発生確率としている。洗堀設計チェックでは, さらに大きな超過確率年の洗堀設計チェック洪水流量 Q_c (L2 洪水) のもとで洗堀深を計算して, 橋梁基礎や橋台・橋脚が構造上致命的な損傷を受けないかどうかのチェックを行う。

この設計思想は, 単純に設計対象の入力 (洪水) があって, それまでは安全性を確保するという, いわばイチゼロの設計思想ではなく, 超過的な外力まで多段階で考える粘り強い施設設計の思想である。もちろんこのような FHWA による 3 段階設計法を採用するかどうかは, いわばオプションとして施設の重要性などから判断することである。

⁹⁶ 土木学会橋梁の対津波・対洪水設計に関する研究小委員会の報告書 p.3-17-18.

表 3-4 水理設計，洗堀設計，洗堀設計チェックのための洪水頻度

水理設計洪水頻度 (Hydraulic Design Flood Frequency, Q_D)	洗堀設計洪水頻度 (Scour Design Flood Frequency, Q_S)	洗堀設計チェック洪水頻度 (Scour Design Check Flood Frequency, Q_C)
Q_{10}	Q_{25}	Q_{50}
Q_{25}	Q_{50}	Q_{100}
Q_{50}	Q_{100}	Q_{200}
Q_{100}	Q_{200}	Q_{500}

出典：FHWA: Evaluating Scour at Bridges, Fifth Edition, p.2. 1

(参考情報 2) * * * * *

洪水の計画規模（設計対象の超過確率年）⁹⁷

不確実性を増すように見える洪水現象への対応を考える場合は従来の 1 段階の基準設定による単純な設計理論ではなく，多段階の概念，別の表現では確率的な概念を念頭に置くことが有効である．そこで基礎的な情報として，設計に使用する洪水レベル（超過確率年）に関して確率的な性質を整理しておく．

超過確率の意味するところを計算したものが表 3-5 である．例えば 100 年確率洪水を設計対象とし，耐用年数 100 年で設計した場合にその施設が耐用年数期間内に 100 年確率規模以上の

表 3-5 洪水の超過確率年と検討期間 N における超過確率

Table B.1. Probability of Flood Exceedance of Various Flood Levels.							
Flood Frequency (超過確率年)	Probability of Exceedance in N Years (or Assumed Bridge Design Life)						
Years	N = 1	N = 5	N = 10	N = 25	N = 50	N = 75	N = 100
10	10.0%	41.0%	65.1%	92.8%	99.5%	100.0%	100.0%
25	4.0%	18.5%	33.5%	64.0%	87.0%	95.3%	98.3%
50	2.0%	9.6%	18.3%	39.7%	63.6%	78.0%	86.7%
100	1.0%	4.9%	9.6%	22.2%	39.5%	52.9%	63.4%
200	0.5%	2.5%	4.9%	11.8%	22.2%	31.3%	39.4%
500	0.2%	1.0%	2.0%	4.9%	9.5%	13.9%	18.1%

出典：FHWA: Evaluating Scour at Bridges Fifth Edition, p. B. 8.

洪水を経験する確率は 63.4%である．つまり，100 年確率洪水対応の施設もその耐用年数以内に超過洪水に遭遇する確率は 63%に達する．このように考えても，渡河施設設計に当たって超過洪水対応を考えることの必要性が浮かび上がってくる．

⁹⁷ 日本では河川の重要度に応じて計画の規模（計画降雨の降雨量の超過確率年）が定められている（国土交通省監修「河川砂防技術基準基本計画編」2.4.1 計画の規模）。

また設計洪水を、100 年確率から 200 年確率に高めると、100 年確率以上の洪水を 1 回以上受ける確率は 63.4% から 39.4% へと、約 6 割に低下する。しかし依然として 100 年間の間に約 39% の確率で 200 年確率以上の洪水に見舞われる可能性がある。

このような確率の性質は、設計者が設計の際に考慮しておくとともに、行政や一般市民等に確率の説明をする際に、例えば 100 年洪水で橋梁を設計しても 100 年間には 63% の確率でそれ以上の洪水に見舞われて越水するかもしれないのだということを理解してもらう根拠となるものである。

(参考情報 3) * * * * *

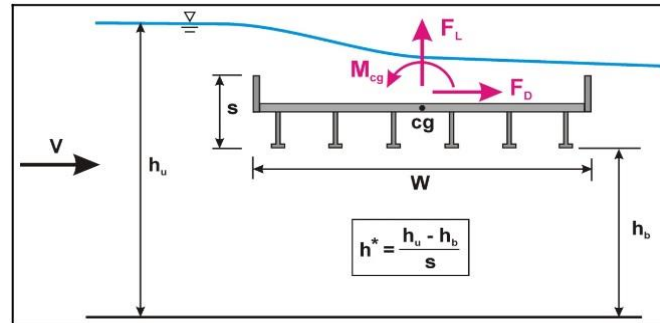
越水時の橋梁に対する流水の作用

有堤河川では話題にはならなかった橋梁の越水に対する抵抗性は、無堤河川では重要な検討課題となることが想定される。橋梁の耐越水性に関しては日本では津波耐性の問題意識に付随して研究が始まったが、米国では実際に越水を多く経験し、さらに気候変動対応の観点から理論的研究が進んでいる。

平地の渡河では、計画洪水の生起確率年を大きく取り、高くなった計画高水位に従って橋梁・盛土を高くするよりも、越水に強い施設として設計するほうが有利である可能性もある。表 3-5 で示すように、100 年の期間では 63.4% の確率で超過洪水を経験するので、100 洪水確率で設計した橋梁が 200 年規模の洪水で損傷した場合も、100 年規模以上だったから損傷はやむを得ないとは言いきれないともいえる。つまり粘り強い、あるいは resilient な交通施設整備の思想の導入という発想が必要である。社会的にはむしろ必然であると言えるかもしれない。この課題は道路利用者に対する道路サービス水準とコストのバランスの問題であるが、道路の社会・経済的な効用を考えると重要な課題である。技術的には日本では堤防強化の研究を通じて粘り強い盛土の研究が進んでおり、取付け盛土に関してはそれらの経験が生かされと考えられる。以下これらの議論の 1 例として FHWA のガイドブックの内容を紹介する。

橋梁部分に関して、米国 FHWA では州政府の要請に応じて、模型実験とコンピューターシミュレーションを行って、橋桁に越流水が及ぼす応力の推計法を「Hydrodynamic Forces on Inundated Bridge Decks, (Kerenyi, K., T. Sofu, and J. Guo)」として取りまとめ 2009 年に発刊している。これにより各州への普及も進んでいると思われる。以下に流水による揚力を取り上げて紹介する。原本にはその他に流水による水平方向の力（流水圧）や、回転モーメントも示されている。

以下越水を受けた橋桁にかかる揚力を以下の条件で求めている。図 3-15 はパラメーターの定義である。



出典：Hydrodynamic Forces on Inundated Bridge Decks,
(Kerenyi, K., T. Sofu, and J. Guo)

図 3-15 越水時作用力とパラメーターの定義

- ・ 橋梁は 6 主桁で水流は水平（実験は層流状態と推察される）

C_L : Lift coefficient (式 3-1 参照)

F_L : Lift force (N) 揚力

F_D : Drag force (N) 流水圧

M_{cg} : Moment about the center of gravity (N·m) 重心の周りのモーメント

Fr : Froude number フルード数

h^* : Inundation ratio (m) 無次元化水深 $= (h_u - h_b) / s$

h_b : Height from bottom of flume to bottom of bridge (m) 桁下端からの高さ

h_u : Height of water from bottom of flume (m) (上流側) 水深

s : Deck thickness (m) デッキの高さ

V : Free stream velocity (m/s) 自由流速

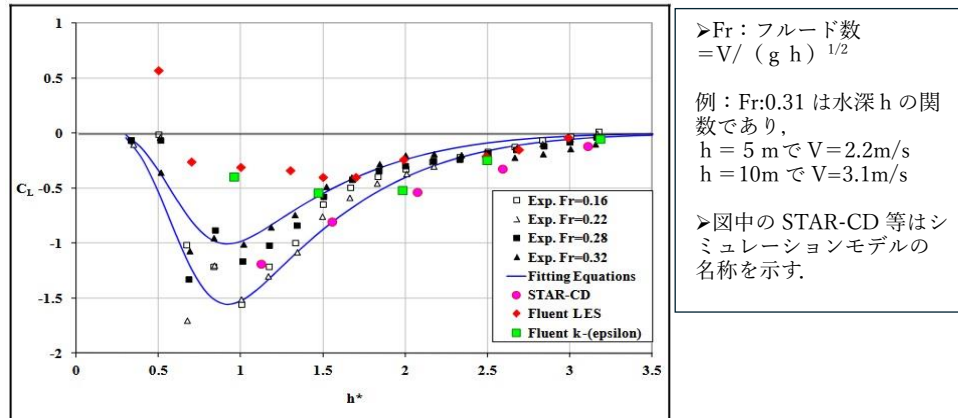
W : Bridge width (m) 橋の幅

ρ : Fluid density (or water density) (kg/m³) 流体の密度

- ・ 揚力計算式

$$F_L = \frac{\rho C_L V^2 W}{2} \quad \text{単位：N) } \dots \dots \text{式 3-1}$$

橋梁の幅 W (m) と流速 V (m/s), 及び 図 3-16 の青線より C_L を決定して代入すれば, 揚力 F_L (N) が算出される. 同様に F_D : Drag force (流水圧) 及び M_{cg} : Moment about the center of gravity (重心周りのモーメント) についても実験式が与えられている.



横軸は無次元化された水深. 1.0 は越水が始まる水深. 黒色プロットは流速 (Fr) を, 彩色プロットはシミュレーションモデルを示す. 出典: Hydrodynamic Forces on Inundated Bridge Decks, (Kerenyi, K., T. Sofu, and J. Guo)

図 3-16 無次元化水深 (h^*) と揚力係数 (C_L)

図 3-16 の意味するところは, C_L がフルード数すなわち流速に拠らないこと, 横軸無次元化水深 (h^*) が 1, すなわち水流が丁度パラベットを超えるあたりで最大となり越水が始まると, 以降低減してやがて 0 となるとしている. また, C_L はマイナスなので揚力 F_L がマイナス, すなわち下向きであり, 一例として, $s : 3 \text{ m}$, $W : 10 \text{ m}$, $V : 3 \text{ m/s}$, $\rho : 1,000 \text{ kg/m}^3$ とすると, C_L の最大値は約 -1.5 であり, 式 3-1 より最大の揚力は $F_L = -67,500 \text{ N}$ (約 6.6 t) となる. コンクリート T 桁橋では自重が 1 m 幅当たり 25 t 程度であるので, 支承への荷重は 31 t ほどとなつて, 26%ほど大きくなることを意味する. 設計に当たってはこれらの外力を支える支承の確認が必要となる. これらから判断して, コンクリート桁に関しては安全である可能性があるが, メタル桁の場合は自重が小さいため従来の設計荷重に比して流水による応力の割合が大きくなることに注意が必要である. また河川勾配や乱流の環境など条件が異なる場合の結果など適応条件の確認が必要である.

なお日本のシミュレーション例では, 耐震設計された鉄桁橋梁は洪水流下の越水による流水圧に抵抗する強度は有しているが, 揚力に対する強度が不足という事例も報告されている⁹⁸.

⁹⁸ 土木学会地震工学委員会 橋梁の対津波・対洪水設計に関する研究小委員会: 橋梁の対津波・対洪水設計に関する研究小委員会 報告書, 第 3 編橋梁等に対する水災害への対策, 2020.

3.6 第3章のまとめ

無堤河川には特徴的な洪水被害形態がある。それらは盛土流失、洗堀による橋台・橋脚の損傷、橋桁の流失といった渡河施設の損傷と、塞き上げによる沿川被害に分類できる。橋梁被害の半数は洗堀によるものとの報告もあり損傷事例が多い。

これらの損傷対策を検討したが、有堤河川に於ける渡河と比べて大きな違いは、流路収縮現象に起因する洗堀や塞き上げに着目して対策を講じなければならないことに尽きる。すなわち河道対策は渡河計画の重要な構成要素である。最後にこれら対策を包括する無堤河川渡河施設設計手順を提示した。

このための確な流量予測に基づく水理解析のもとで、塞き上げ高さの確認と流速が過大とならないような橋長の決定、流水の収縮による洗堀及び局所洗堀の予測と対策の実施が肝要であることが指摘される。取付け盛土の長さが長い場合は、米国連邦道路庁（FHWA）やオーストラリアにおける、無堤河川を前提とした水理解析と洗堀対策に係るガイドブック類がなじむものと思われる。逆に氾濫原の形状から、仮想の堤防定規断面が決められるような場合は、有堤河川での設計手順に従うことも可能である。

将来の気候変動などによる洪水増大への対処方法として、桁高の確保と並んで越水に強い橋梁の設計も有力で、FHWA から調査結果が発表されている。取付け盛土に関しても、越流堤の構造などを参照しつつ無堤河川渡河施設に適した設計を検討することが必要である。これら越水を許容する設計に関しては今後の設計法の確立と実績の積み重ねが期待される。

第4章 結論と提言

4.1 結論

- (1) 地域の自然条件, 社会・経済条件に応じて河川に堤防が設置されるが, 世界的には高い堤防を有する有堤河川は限定的である. 一部を除き開発途上国では日本のような体系的な河川管理は行われていない. 特に安定陸塊地域の河川は氾濫原も狭く, 人間活動が丘陵部に展開するので無堤ないし小規模な堤防であることも多い. 一方沖積平野が発達するアジアモンスーン地帯の日本や中国では歴史的に河川堤防を築き, 氾濫原での農地の整備と集落及び都市の発展がみられる.
- (2) 無堤河川においてはその地域の自然条件及び社会・経済条件と道路の性格・重要度に応じて, 取付け盛土を伴った橋梁のほか, コーズウェイ, 沈下橋, 洗い越しなど様々な形式が可能であり, 自由度が高い. そのうち取付け盛土と橋梁で渡河する場合, 渡河施設の損傷は, ①越水による盛土部の流失, ②洗堀による橋台・橋脚の損傷と河床低下, ③橋桁の流失, さらに④塞き上げによる上流部での氾濫被害に分類される.
- (3) 国内有堤河川渡河計画・設計と海外の主流である無堤河川(自然河川)における渡河施設(橋梁+盛土構造)計画・設計とは技術的アプローチが異なる例が多い. 今後海外の無堤河川に渡河施設を計画・設計する場合は下記のような点に留意する必要がある.
 - ①日本の有堤河川では, 道路事業者は河川管理者の定める構造基準に準拠して, 堤防から堤防の間に橋梁を計画し, 設計・施工することで渡河する. しかし無堤河川における幹線道路の渡河では橋梁と取付け盛土の組み合わせを採用するのが基本となる.
 - ②日本国内有堤河川の橋梁においては橋脚の洗堀検討が必要であるものの, 河川構造令に従えば基本的な水理的要件は満たされる. 無堤河川の橋梁では開口部(橋梁)延長の適正化, 塞き上げ高さの適否, 洪水流収縮による洗堀対策, 橋台・橋脚の洗堀対策などの検討は重要である. このため洗堀対策や河道の整正なども渡河施設計画の一部であると認識する必要がある.
 - ③無堤河川では必要に応じて橋梁や盛土の越水にたいする抵抗性の検討を行う必要がある. 例えば平地部の無堤河川でレベル2 (L2) 洪水チェックが必要な場合, さらに桁下高を高くする設計だけでなく, 橋梁での越水や取付け盛土の越水を許容したほうが合理的である可能性がある.
- (4) 海外で無堤河川の施設整備事業では水文・水理検討の必要性を道路事業者が良く理解し, 海外の事情に詳しい河川分野の専門家と協働して渡河計画を作成する必要がある.
- (5) 広く日本の技術者が担当した海外の渡河施設を概観すると, 本邦基準に拠らずに現地に適した技術の採用など多くの工夫が見られる. 本研究は, 今後の無堤河川での施設整

備の注意点を取りまとめているだけでなく、海外の渡河施設整備事業に携わった多くのベテラン技術者の工夫も集成しており、それら暗黙知を形式知化し、一定程度体系化しようという試みでもある。

4.2 提言

- (1) チーム日本*として、無堤河川における渡河施設に関する事例と技術を集積、体系化し共有する必要がある。コンサルタント・施工会社を中心とする技術者はこの課題に関して海外で実務経験を重ねているにもかかわらず、それらの経験は各企業所有のノウハウでもあって企業間では必ずしも共有されない。しかし日本企業が海外展開を進めるために、あるいはODAを効果的に実行するためには、渡河問題に限らず海外展開する日本企業が直面する基本的な技術的課題解決のためJICA、土木学会などの団体がいわばプラットフォームを提供して技術開発を支援し、さらには技術共有・蓄積の促進を行う必要がある。このことによりトラブル発生リスクを低減し、経済的・効果的なODAの実施、さらに日本企業の国際競争力向上につなげることができると考える。

(注) チーム日本：JICAなど事業関係者、官庁、建設業・コンサルタント、アカデミア

- (2) 当面日本企業が共有すべき技術的課題の1例として、途上国における気候変動の影響予測と対策研究（越水を許す道路・橋梁設計を含む）が挙げられるが、実際には潜在的に取り組むべきその他の課題は多い。なお分析・設計方法はプログラム化して使用しやすくすることも必要である。
- (3) DAC(OECD開発援助委員会)⁹⁹の定める開発援助の評価基準は、JICAを始め広く活用されている。しかしDACの評価基準はその目的からアウトカム評価であり、また経済的、政策的な評価に偏っているために、事業の成果を左右する重要な要素である技術的側面の評価が欠落している。そのため例えば無堤河川特有の洗堀などの課題への対処などはこれまで報告・評価されてこなかったのではないかと。失敗を防ぎ、また良いプラクティスを普及させるためには社会基盤整備事業の成功・失敗の背後にあるプロセス及び技術的な側面に光を当てた評価が必要である。事業の成功や失敗の背景にある技術と地元への技術移転は、相手国の自律的発展を左右する重要な側面であると同時に、現場の技術者の士気にも関わる事柄である。この実現のためには、DAC評価基準の変更を待つまでもなく、たとえば事業評価に当たって、評価チームには経験を踏んだ分野別の技術専門家を加え、プロセスと技術的要素を把握・分析して評価できるよう工夫することが肝要である。

⁹⁹ 経済協力開発機構（OECD）の開発援助委員会（DAC）が1991年に発表した「DAC評価方針」で示した、援助事業の評価をおこなう視点・基準で、妥当性（Relevance）、有効性（Effectiveness）、効率性（Efficiency）、インパクト（Impact）、持続可能性（sustainability）及び一貫性（Coherence）の6項目（基準）で構成。

(参考文献・資料) (本文脚注で引用しているものを含む)

1. 阪口豊, 高橋裕, 大森博雄: 日本の河川, 岩波書店, 1995 年.
2. 村瀬哲史: 地理 B・系統地理編, Gakken, 2020 年 12 月.
3. 四俵正俊: 水理学, 技報堂出版, 2019 年.
4. 中尾忠彦: 河川工学の基礎と防災, 成山堂書店, 2014 年.
5. 大熊孝: 洪水と水害をとらえなおす, 農文協プロダクション, 2020 年.
6. 玉井信行, 石野和男, 榎田真也, 前野詩朗, 渡邊泰玄: 豪雨による河川橋梁災害ーその原因と対策ー, 技報堂出版, 2015 年.
7. 山本晃一: 日本の水制, 山海堂, 1996 年.
8. (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 (平成 29 年版).
9. (財) 国土技術研究センター: 改訂・河川管理施設等構造令同解説, (社) 日本河川協会.
10. 建設省土木研究所: 治水上から見た橋脚問題に関する検討, 土木研究所資料第 3225 号, 平成 5 年 11 月.
11. (財) 国土技術研究センター: 河川を横過する橋梁に関する計画の手引き (案), 2009 年.
12. UK, Transport Research Board: Overseas Road Note 9, A Design Manual for Small Bridges, 2nd edition, 2000 年.
13. STANDARDS Australia: Bridge design Part 1: Scope and general principles, (AS 5100.1:2017).
14. Austroads: Guide to Bridge Technology Part 8, Hydraulic Design of Waterway Structures, 2018.
15. New Zealand Bridge Manual (SP/M/022), [Bridge manual - 3rd edition - introduction \(nzta.govt.nz\)](https://www.nzta.govt.nz/bridge-manual-3rd-edition-introduction)
16. INDOT: Indiana Design Manual Bridges, [Chapter 32 \(English\) \(in.gov\)](https://www.in.gov/indot/Chapter%2032%20(English)%20(in.gov))
17. MoDOT: Missouri state 748.3 Freeboard, [748.3 Freeboard - Engineering Policy Guide \(modot.org\)](https://www.modot.org/748.3-Freeboard-Engineering-Policy-Guide)
18. AASHTO LRFD: Bridge Design Specifications SI Units, 6th Edition, 2012.
19. NFlood Insurance Program (NFIP), ホームページ.
20. 米国 FEMA ハザードマップ, (2025 年 2 月現在詳細情報が閉鎖されている).
21. FHWA: Resilience, FHWA ホームページ.
22. FHWA: River Engineering for Highway Encroachments, Highways in the River Environment, Hydraulic Design Series Number 6, National Highway Institute, Dec. 2001.
23. FHWA: Evaluating Scour at Bridges Fifth Edition, 2012.
24. FHWA: Highways in the River Environment – Flood Plains, Extreme Events, Risk, and Resilience.
25. FHWA: Hydrodynamic Forces on Inundated Bridge Decks, (Kerenyi, K. T. Sofu and J. Guo), 2009.
26. FHWA: Hydraulic Design of Safe Bridges, 2012.
27. FEMA: Floodway Analysis and Mapping, December 2020, (2025 年 2 月現在 suspended).
28. Indian Road Congress: Guidelines on Flood Disaster Mitigation for Highway Engineers, 2018.
29. 横倉順治, 須賀堯三: 開発途上国の氾濫原道路とその橋梁計画のありかたー河川防災の視点から, 水工学論文集, 第 44 巻, 2000 年 2 月.
30. 古木守靖, 無堤平地河川渡河施設の計画と設計ー地域に適した技術開発ー, 土木学会年次学術講演会論文, 2021 年 9 月.
31. 末次忠司: アメリカ治水史の系譜ー氾濫原管理施策への展開ー, 土木史研究 第 16 号 1996 年 6 月.
32. 末次忠司: 氾濫原管理のための氾濫原解析手法の精度向上と応用に関する研究, 九州大学学術情報リポジトリ, 平成 10 年 11 月.
33. 常田賢一: 河川堤防の洪水時の破堤特性, 性能評価および対策ー災害事例から学び今後を展望ー: LRRI 技術資料, Vol.2, No.1, pp.1-51, 2024.3.
34. 御厨敷公平, 川尻俊三, 川口貴之: 水理模型実験による橋台背面盛土の崩落メカニズムと対策工に関する検討, 建設機械施工 Vol.71, No.3, March, 2019.
35. 土木学会 地震工学委員会 橋梁の対津波・対洪水設計に関する研究小委員会: 橋梁の対津波・対洪水設計に関する研究小委員会 報告書, 第 3 編橋梁等に対する水災害への対策, 2020.

付属資料目次

1. 開発途上国の無堤河川での洪水による橋梁被災事例
 - 1-1 被災事例
 - 1-2 資料 1 に関する考察
2. 開発途上国の無堤河川における渡河施設計画・設計事例
3. 日本の河川管理施設等構造令と海外の無堤河川
4. 洗堀深推計法
5. 土木学会全国大会研究討論会報告