

近畿建設協会研究助成
発表論文集



一般社団法人

近畿建設協会

論 文 集

目 次

1. カバープレートの溶接ルート部における疲労き裂予防方法の提案
大阪大学大学院 工学研究科 准教授 廣畑 幹人 . . . 1
2. 常時微動探査による地すべり層厚検出と滑動性の評価
香川大学 創造工学部 教授 山中 稔 . . . 7
3. 「豊かな海」の実現にむけた流域圏における残留塩素の実態解明
神戸市立工業高等専門学校 都市デザイン工学科 教授 宇野 宏司 . . . 15
4. 事後対策型防災杖「用心棒」の開発
和歌山工業高等専門学校 環境都市工学科 准教授 横田 恭平 . . . 23
5. 粒子画像計測法による鋼管矢板基礎の先端閉塞メカニズムの解明
摂南大学 理工学部都市環境工学科 准教授 寺本 俊太郎 . . . 31
6. 多点加速度計測による橋梁変位と相対ひずみの同定
京都大学大学院 工学研究科 教授 金 哲佑 . . . 37
7. 河川堤防の越水破堤を対象とした三次元粒子法モデルの開発
京都大学 工学研究科 准教授 五十里 洋行 . . . 43

※所属等は 2026 年 3 月時点のもので、助成選定時とは異なる場合がございます。

カバープレーットの溶接ルート部における疲労き裂予防方法の提案

大阪大学 大学院工学研究科 地球総合工学専攻 准教授 廣畑幹人

1. 緒言

近年、我が国において高度経済成長期に建設された橋梁の劣化や損傷が顕在化しており、適切な維持管理・補修補強により構造物の長寿命化を図ることが重要となってきた。橋梁の劣化や損傷の主な原因として、腐食による減厚や疲労き裂の発生および進展が挙げられる。腐食による減厚は部材の耐荷力および剛性を低下させると共に、部材破断を引き起こす場合がある。他方、疲労き裂の発生についても多数報告されている。一例として、図 1 に示すような、桁端支承部の下フランジとソールプレートのような、カバープレート構造において溶接止端部および溶接ルート部での疲労き裂の発生がある¹⁾²⁾。疲労き裂の発生原因として、下フランジとソールプレートとのギャップに起因する支承の機能不全が明らかにされている³⁾。このギャップの存在により下フランジとソールプレートの面的な荷重伝達が行われず、すみ肉溶接部に高い応力集中が生じる。このような下フランジとソールプレート周辺での疲労き裂の発生に対する根本的な解決策としてはソールプレートと支承の取り換えがあるが、施工難度およびコストが高くなることが課題とされている。

本研究では、カバープレート構造の溶接ルート部から発生するき裂を抑制するため、金属補修材を用い、溶接ルート部の疲労耐久性向上効果が得られるかを検討するために一連の検討を行った。

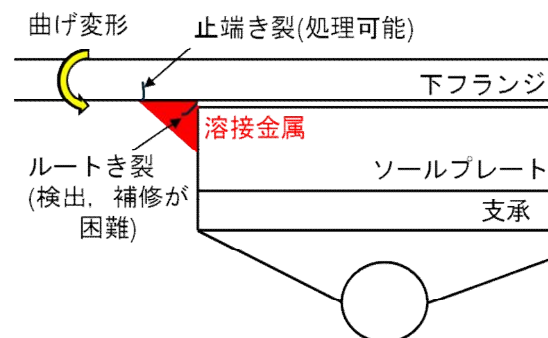


図1 溶接ルートき裂の発生機構

2. 実験供試体

実験供試体の形状および寸法を図2に示す。供試鋼材には板厚 9mm、幅 200mm、長さ 300mm の SM400A 鋼板（下フランジと称す）と、板厚 22mm、幅 200mm、長さ 120mm の SM400A 鋼板（ソールプレートと称す）を使用した。溶接材料は JIS T 49J 0 T1-0 C A-U を使用した。鋼板どうしを接着する金属補修材は高温用耐熱性パテ（旭エンジニアリング社製）を使用した。

図3に示すように、初めに下フランジに金属補修材を塗布し、硬化する前に金属補修材とソールプレートを接着した。下フランジとソールプレートで金属補修材を挟んだ状態で固定し、金属補修材の硬化をもって、接着完了とした。その後、下フランジとソールプレートの端部を

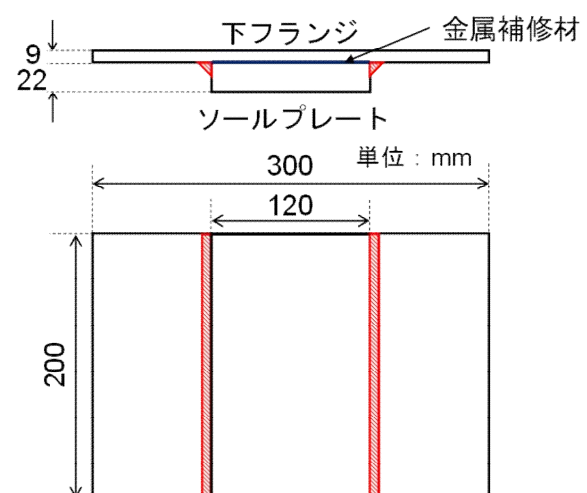


図2 実験供試体の形状および寸法

すみ肉溶接した。溶接のみで作製した供試体を W, 溶接と金属補修材の併用で作製した供試体を WA とする。すみ肉溶接による熱伝導の影響で金属補修材が使用温度 (260℃) 以上に達すると, 金属補修材の性能低下が生じる可能性がある。そこで, 溶接ビードに近い金属補修材が使用温度以上に到達しないように, 図 4 に示すように溶接ビードと金属補修材に離隔 $d=10\text{mm}$ を設けた。この離隔は二次元熱伝導理論に基づき設定した^{4,5)}。

3. 疲労実験

溶接後の供試体 WA と供試体 W を 40mm 幅に切り出し, 疲労実験用の供試体とした。図 5 に示すように, ルート部に開口変位を与える条件として 4 点曲げ载荷で実験を実施した。载荷中, 定期的に磁粉探傷を行い, 図 6 に示すような 0.2mm 以上のき裂を確認した時点を疲労寿命と定義した。応力比に対応する最小荷重と最大荷重の比を 0.1, 周波数を 5Hz として実験を行った。また, 繰返し数が 200 万回を超えても疲労き裂の発生が確認されなかった場合はその時点で実験を終了した。

実験を行った供試体の種類と疲労実験の結果をまとめ, 図 7 に示す。荷重範囲 3kN, 4kN および 5kN の条件で, 供試体 W よりも供試体 WA の方が疲労寿命が長くなる傾向が得られた。これより, 金属補修材で鋼板どうしを接着することによる, 溶接ルート部の疲労耐久性向上効果が確認された。疲労実験で用いた供試体 WA の金属補修材の厚さ h と離隔幅 d の計測箇所を図 8 に, 計測結果を表 1 に示す。なお, 疲労き裂が発生した箇所を赤字で示している。金属補修材の厚さ h が左右で異なっている供試体と, 比較的均一である供試体が存在することが確認できる。疲労き裂は, 金属補修材が厚い方の溶接ルート部から生じる傾向があることが読み取れる。また, 離隔幅 d に着目すると, 供試体 WA1 は離隔幅が長い方の溶接ルート部から, 供試体 WA3, WA4 は離隔幅が短い方の溶接ルート部から疲労き裂が発生していることが確認できた。

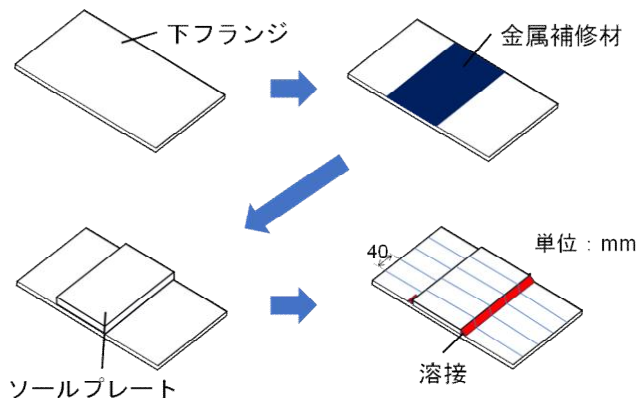


図3 実験供試体の作製順序

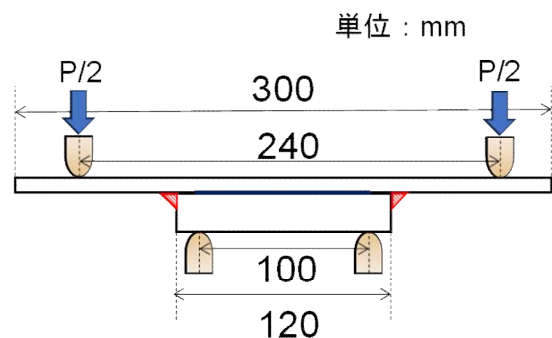


図5 疲労実験の载荷条件

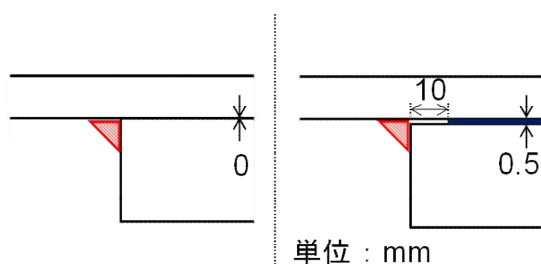


図4 溶接のみ(W)供試体と溶接接着(WA)供試体

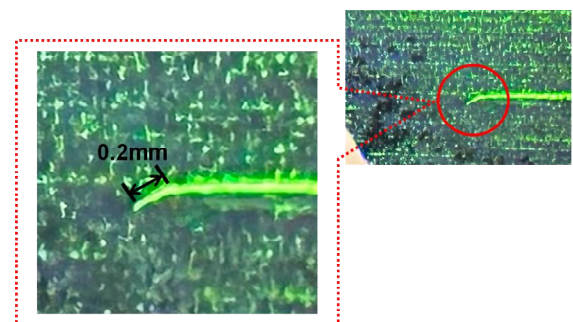


図6 疲労き裂の発生事例

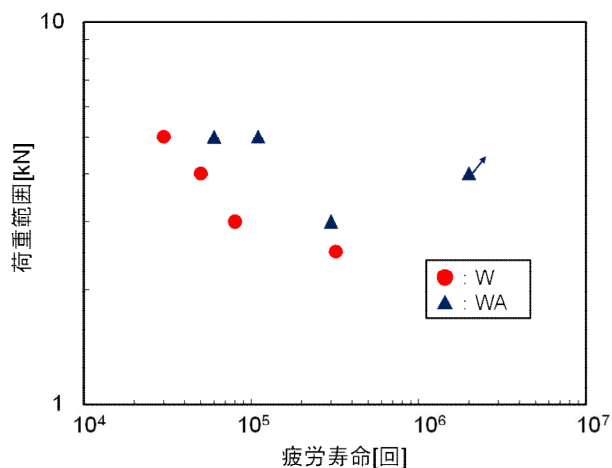
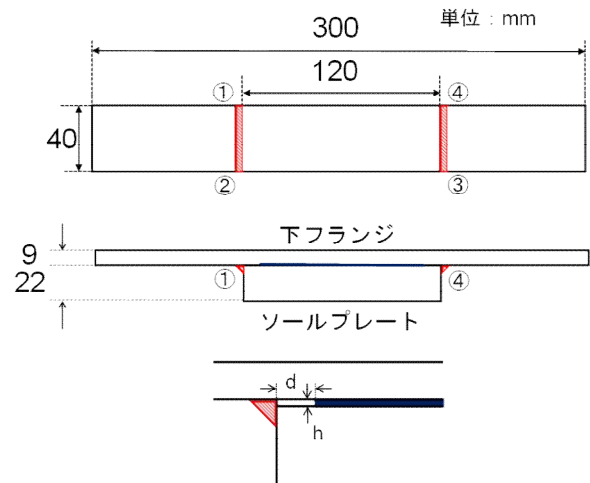


図7 疲労実験結果

図8 金属補修材の厚さ h と離隔幅 d の測定箇所表1 金属補修材の厚さ h と離隔幅 d の測定結果

厚さ h (mm)	①	②	③	④	荷重範囲(kN)
WA1	1.44	1.22	1.28(11 万回)	1.44	5
WA2	1.37	1.14	1.35	1.14	4
WA3	0.71(6 万回)	0.82(6 万回)	0.27	0.22	5
WA4	0.54(50 万回)	0.70(30 万回)	0.27	0.27	3
離隔幅 d (mm)	①	②	③	④	荷重範囲(kN)
WA1	3.14	6.28	8.46(11 万回)	8.35	5
WA2	5.98	9.57	5.84	9.43	4
WA3	4.97(6 万回)	8.42(6 万回)	9.07	5.08	5
WA4	3.35(50 万回)	3.51(30 万回)	8.65	10.59	3

4. 弾性解析によるシミュレーション

金属補修材で鋼板どうしを接着することによる溶接ルート部の疲労耐久性向上効果に加え、金属補修材の厚さが溶接ルート部の疲労耐久性に与える影響について検討するため、弾性解析を用いたシミュレーションを行った。

解析モデルを図9に示す。対称性を考慮して、疲労実験供試体を1/4にモデル化し、3次元弾性解析を実施した。汎用有限要素解析ソフトABAQUSを使用し、8節点ソリッド要素でモデルを作成した。ソールプレートと下フランジに相当する要素には弾性係数200GPa、ポアソン比0.3を与えた。ソールプレートとフランジの間に厚さ0.5mmの空隙を設けたモデル(W0.5モデル)と、金属補修材による接着を想定し、ソールプレートと下フランジの間に厚さ0.5mmおよび1mmの金属補修材の層を設けたモデル(WA0.5モデルおよびWA1.0モデル)を構築した。金属補修材に相当する要素には弾性係数5GPa、ポアソン比0.3を与えた⁶⁾。このモデルでは、金属補修材と鋼板が完全に付着していることを想定し、鋼板要素と金属補修材要素の節点を結合した。作用荷重は3kNとした。

疲労耐久性の比較、評価には、き裂発生位置に作用する応力を用いることが望ましいが、溶接ルート部のような応力集中部では、要素の種類やメッシュのサイズによって値が大きく変化する。そこで、

開口部の相対変位を開口部の長さで除した値（以下、開口ひずみと称す）を用いて比較を行った。ルート部が開口することによって、溶接ルート部で疲労き裂が発生するため、開口ひずみが小さいほど、疲労耐久性が高くなると言える。開口変位（ひずみ）を算出するのに用いた節点を図 10 に赤い丸で示す。また、得られた開口ひずみを表 2 に示す。

W0.5 モデルに比べて WA0.5 モデルおよび WA1.0 モデルの開口ひずみは大きく抑制されていることが分かる。すなわち、金属補修材で鋼板どうしを接着することによる、溶接ルート部の疲労耐久性向上効果が確認できた。また、WA1.0 モデルよりも WA0.5 モデルの方が開口ひずみが小さく、金属補修材が薄いほど溶接ルート部の疲労耐久性向上効果が高くなる可能性が示唆された。しかし、金属補修材の厚さが減少することによる開口ひずみの減少はさほど大きくなく、溶接ルート部の疲労耐久性に与える影響は小さいと推察した。これより、本研究で行った疲労実験では、金属補修材の厚さの

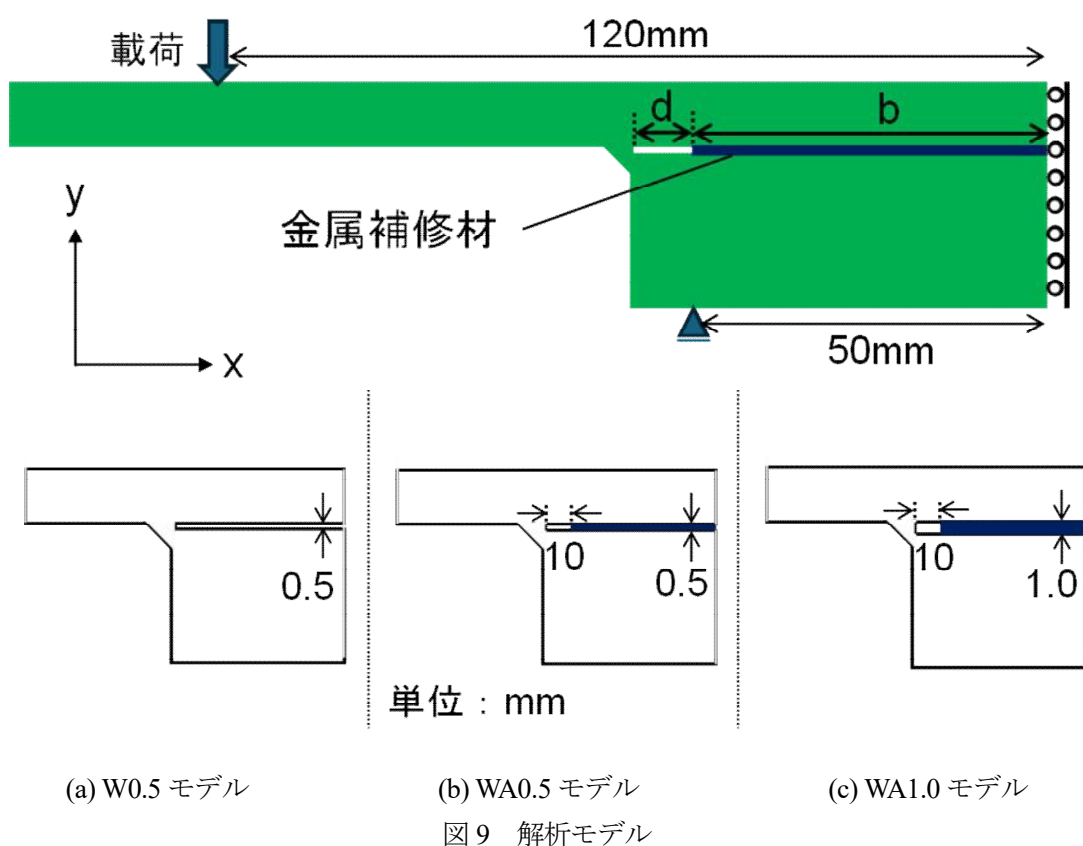


図 9 解析モデル

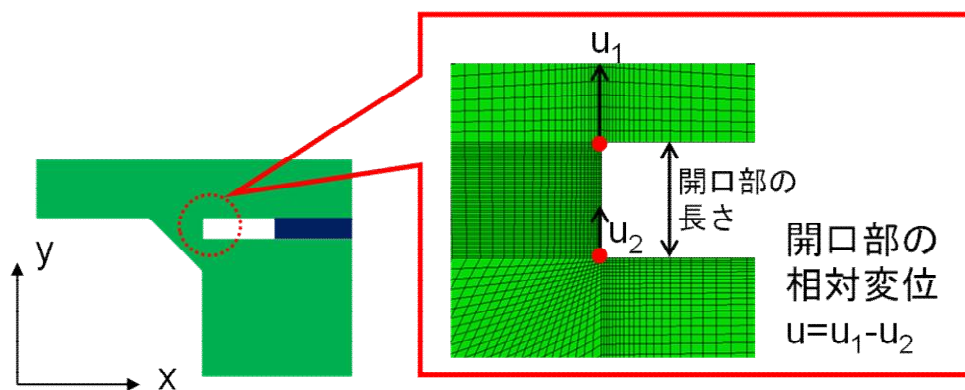


図 10 開口ひずみを算出するのに用いた節点

表 2 開口ひずみの比較

	W0.5 モデル	WA0.5 モデル	WA1.0 モデル
開口部の長さ(mm)	0.5	0.5	1.0
開口部の変位(mm)	2.7×10^{-2}	4.4×10^{-5}	1.0×10^{-4}
開口ひずみ	5.4×10^{-2}	8.8×10^{-5}	1.0×10^{-4}

不均一が影響し、金属補修材が薄い方の溶接ルート部から疲労き裂が発生したケースもあったと推察した。

また、供試体 WA1 と供試体 WA3 は荷重範囲が同じであるにも関わらず、供試体 WA3 の方が疲労寿命が短かった。金属補修材の厚さ h を比較すると、全体的な厚さは供試体 WA1 の方が厚いが、厚さの不均一は WA3 の方が大きいことが確認できる。このことから、金属補修材の厚さの不均一は溶接ルート部の疲労耐久性に与える影響が大きい可能性が示された。

5. 結言

本研究では、カバープレート構造の溶接ルート部から発生するき裂を抑制するため、金属補修材を用い、溶接ルート部の疲労耐久性向上効果が得られるかを検討するために一連の検討を行った。得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 供試体を作製する際に、金属補修材が使用温度以上に到達しないように、溶接ビードと金属補修材の間に離隔を設けた。本研究の範囲では、二次元熱伝導理論に基づきこの離隔を 10mm に設定した。
- (2) 溶接のみの供試体と金属補修材で接着した後に溶接した供試体の 2 種類で疲労実験を行った。荷重範囲 3kN, 4kN, 5kN の条件では、金属補修材で鋼板どうしを接着することにより、溶接ルート部の疲労耐久性が向上する効果が確認された。
- (3) 疲労実験の結果から、金属補修材の厚さおよび厚さの不均一が溶接ルート部の疲労耐久性に影響を与える可能性が示唆された。この可能性を検証するため、弾性解析によるシミュレーションを行った。溶接のみで鋼板間に厚さ 0.5mm の空隙を設けたモデル、接着を想定して鋼板間に厚さ 0.5mm および 1.0mm の金属補修材の層を設けたモデルの計 3 種類の比較から、金属補修材で鋼板どうしを接着することにより、溶接ルート部の開口ひずみが抑制される効果を確認した。また、金属補修材が薄いほど溶接ルート部の開口ひずみ抑制効果が高くなる傾向を確認した。しかし、金属補修材の厚さの影響は小さく、実験の範囲では厚さの不均一が溶接ルート部の疲労耐久性に大きな影響を与えると推察した。

6. 参考文献

- 1) 鋼構造委員会鋼橋の余寿命評価小委員会：鋼橋の劣化現象と損傷の評価，土木学会論文集，No.501, I-29, pp.21-36, 1994.
- 2) 丹羽雄一郎，松本健太郎，矢島秀治，小林裕介：鉄道合成桁ソールプレート溶接部の疲労対策，構造工学論文集，Vol.58A, pp.611-621, 2012.
- 3) 舘石和雄，名取暢，三木千寿：プレートガーダー支承部の疲労損傷とそのディテール改良に関する研究，土木学会論文集，No.489, I-27, pp.167-176, 1994.
- 4) 廣畑幹人：接着接合を併用した重ねすみ肉溶接継手の静的引張強度特性，溶接学会論文集，第

31 巻, 第 4 号, pp.252-259, 2013.

- 5) ADAMS, C M : Cooling Rates and Peak Temperatures in Fusion Welding, Welding Journal, Vol.37, No.5, pp.210-215, 1958.
- 6) 浅山英一 : プラスチック読本, pp.59-65, 1954.

常時微動探査による地すべり層厚検出と滑動性の評価

香川大学創造工学部 教授 ○山中 稔, 准教授 地元孝輔

1. 研究の背景と目的

地層の厚さを調査する物理探査としては、弾性波探査、電気探査、高精度表面波探査等の物理探査がある。これら物理探査は解析上の課題から平坦面への適用が主流であり、また調査に時間と労力が多大にかかることから、地すべり地のような斜面地形には適用されてこなかった。本研究で用いる常時微動探査においても地層解析で水平地盤を仮定することから、これまで平野部での適用が主流であった¹⁾。しかし、申請者らの既往の地すべり地での適用研究²⁾により、常時微動探査における微動計の配置パターンや解析条件を工夫することで、より精度の高い地すべり層厚の検出が可能であることが明らかになってきた。

本研究は、申請者らのこれまでの知見をもとに、より急傾斜地における既存の地すべり地形上で、異なる配置パターンでの常時微動測定の実施や、単点微動測定で得た振動スペクトルから逆解析する方法を採用することで、さらなる地すべり層厚の高精度化を目指す。さらに、常時微動測定による解析により得た地層区分を用いて、地すべり土塊の滑動性を評価することを目的としている。

本研究では、2024 年能登半島地震により地すべりが発生した輪島市稲舟地区において、単点微動探査を多点カ所で実施し、得られた S 波速度構造より、地すべり層厚を面的に解明するとともに、地すべり安定解析を円弧すべり法で実施し、地すべり土塊の滑動性(すべり安全率)を解析評価した。また、福井市内の地すべり地形が見られる山腹斜面において微動アレイ探査を実施し、クラックの発生により緩んだ地層の層厚分布の解明を行なった。

2. 常時微動探査について

地すべりの滑動性評価には、地すべり土塊の層厚や力学特性の把握が不可欠である。その把握のために、本研究では非破壊かつ簡便に地盤構造を推定可能な常時微動探査を採用した。

本研究では、常時微動探査装置を複数台用いる直線アレイ探査と、1 台で連続して観測する単点微動探査の 2 つの調査方法を併用した。直線アレイ探査からは S 波速度構造を推定するとともに、地すべり土塊に対応する低速度層の S 波速度を設定した。

写真-1 に、本研究で用いた常時微動探査装置を示す。ロガー(McSEIS-AT)にセンサー(3 成分ジオフォン)を接続して用いる。測定では、微動計は方位を合わせて地盤面に水平に設置する。地盤面が緩い場合には、長さ 5cm 程度のスパイクを取り付け、スパイクを地盤面にしっかりと差し込むことで微動計を地盤に密着させた。一方、舗装面のように硬質な箇所の設置では、周辺の小石などを取り除いた後、微動計に高さ調節可能なレバリングプレートを取り付けて測定を行った。

1 箇所あたりの測定時間は約 30 分である



微動計 McSEIS-AT 3CH



3成分ジオフォン



スパイクでの設置



レバリングプレートでの設置

写真-1 微動計 McSEIS-AT とその測定状況

図-1 に、単点微動探査による調査地点の地すべり層厚を推定する解析例を示す。調査地点の地層を 2～3 層に区分(層厚と S 波速度)して得た理論分散曲線と、単点微動探査により得た H/V スペクトルのピークを一致させる。この一致した際の地層構造からその地点の地すべり層厚を求める。一致する地層構造(層厚, S 波速度)を得ることで、理論分散曲線のピークに一致させる。この方法で得た地すべり層厚分布に基づき斜面安定解析を行うこととした。

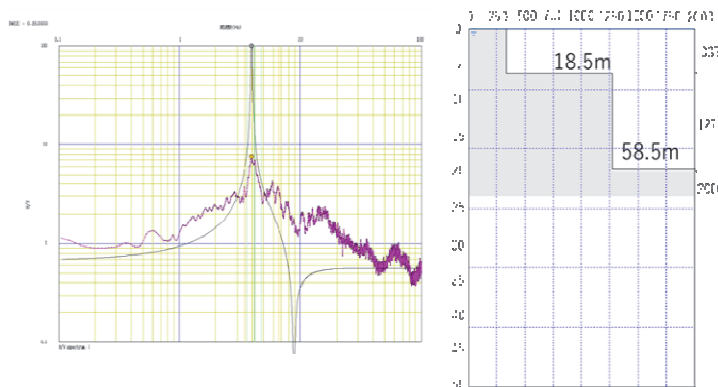


図-1 単点微動探査で得た H/V スペクトルに理論分散曲線を一致させて地層構造を求める方法

3. 2024 年能登半島地震で地すべりが生じた輪島市稲舟地区での調査

1) 輪島市稲舟地区の被災概要

2024 年 1 月に発生した能登半島地震によって、輪島市稲舟地区の農地に複数の地すべりブロックが滑動し、多数の亀裂や斜面崩壊が発生した(図-2 参照)。地すべり学会調査団の報告⁴⁾によると、斜面崩壊により強風化の珪質泥岩と風化が進んでいない珪質泥岩との境界面に沿ってすべり面が露出している状況が確認でき、この境界面は、斜面下方に向かって傾斜している。すべり土塊と基盤岩とは風化の程度や透水性の相違が明瞭で、すべり面付近では湧水が確認されている。また、この上部にある段丘面においては、ブロック内及びブロック外周沿いに亀裂等の変状が多数認められている。

図-3 に示すように、本地区は比高約 50m の海岸段丘地形に位置しており、凹状地形であることから過去に崩壊した地すべり地であることが推測できる。



図-2 稲舟地区の被災状況³⁾

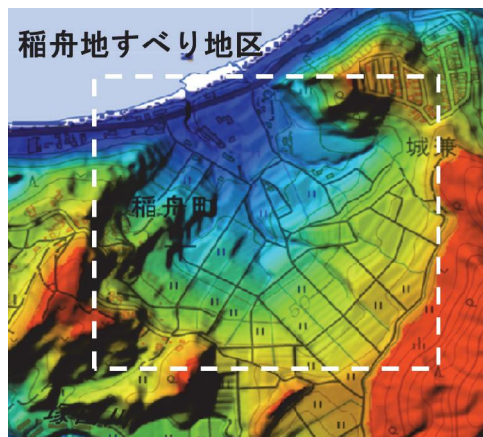


図-3 稲舟地すべり地区の標高図

2) 稲舟地すべり地区での常時微動探査の方法

図-4 に示す稲舟地すべり地区において、L 形状に微動計を配したアレイ探査を 10 区域(A～J 区域)、単点微動探査を 1 測線上に 24 か所、および任意の地点で単点微動探査を実施した。微動計は 10 m 間隔で配置し、すべての地点で 30 分間計測した。写真-2 には、常時微動探査の実施状況を示す。

3) 微動探査により得られた各地点の H/V スペクトル

図-5 に、L 形状に微動計を配置した A～J 区域のうち、地すべり土塊内に位置すると想定した 3 区域(A, D, H 区域)における微動探査により得た H/V スペクトルを示す。(a)図の A 区域の H/V スペクトル



図-4 微動探査の実施地点(稲舟地区)



写真-2 実施状況

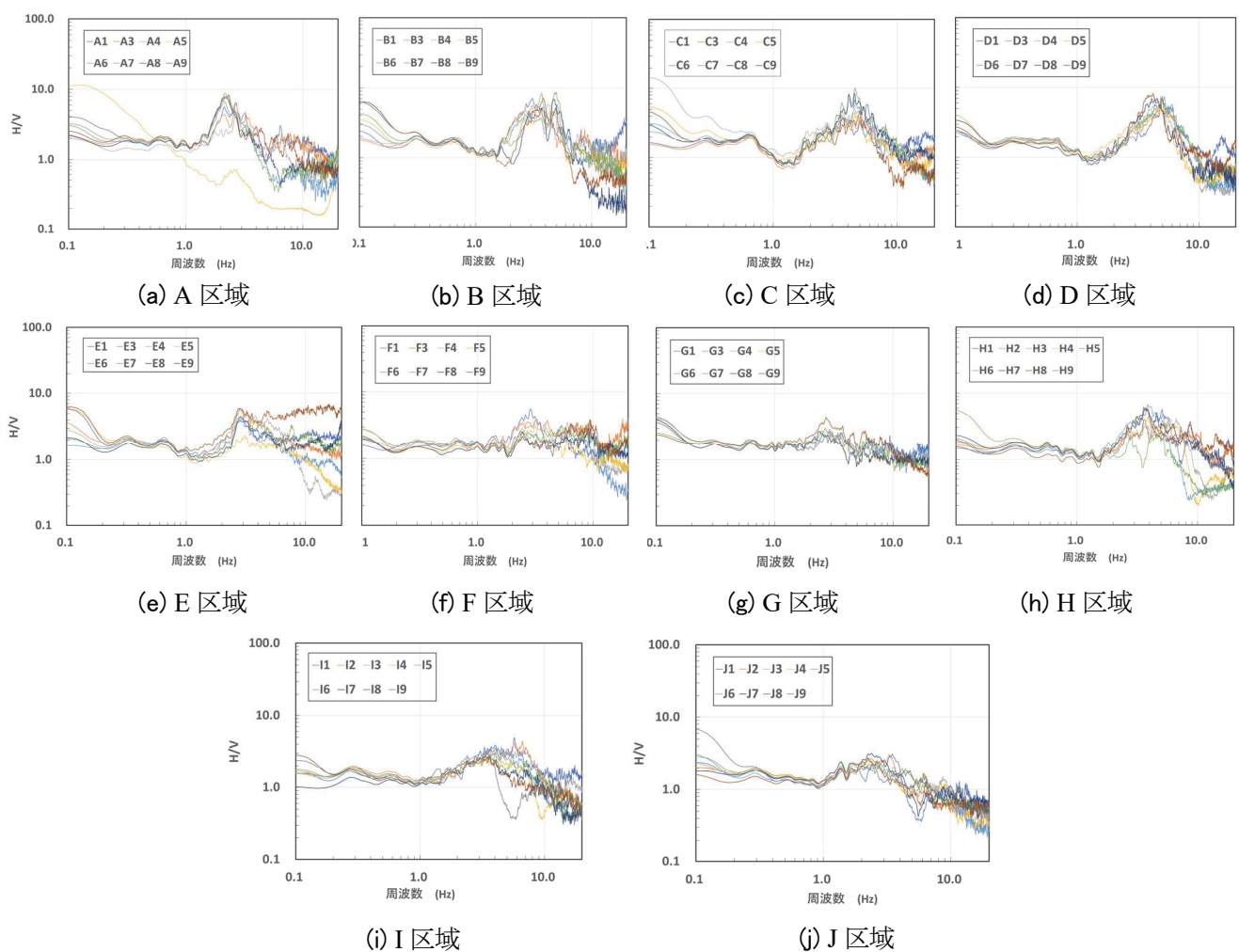


図-5 稲舟地区内の各区域の微動探査により得られた H/V スペクトル

ルは、A9 地点で他と異なる形状を示すものの、A1～A8 はほぼ同様の形状を示している。ピーク周波数は 2.2～2.5Hz を呈しており、A 地域内での大きな地層の変化はないことが分かる。一方、他の区域においても、同一区域内の H/V スペクトルの形状は概ね同様であり、ピーク周波数はある値の幅に内に終息していることから、同一区域内での大きな地層の変化は見られないと言える。

表-1 に、各測点の H/V スペクトルにおける卓越周波数と、区域ごとの平均値を一覧する。なお、表中において卓越周波数が 2.00～3.00Hz を水色に、3.00～4.00Hz を黄色に、4.00Hz 以上を橙色に色分けしている。ここで、2 層地盤における 4 分の 1 波長則に即して考察すると、A、B、F、J 区域の卓越周波数の平均値が 2.00～3.00Hz と低いが、これは稲舟地すべり地区の外辺部に位置していることから、地すべり層厚が比較的薄いものの、地すべり土塊の S 波速度波低い(強度が低い)ことが想定される。さらに、卓越周波数の平均値が 4.00Hz 以上を示した C、D 区域は稲舟地すべり地区の中央側に位置しており、この C、D 区域における地すべり層厚は比較的厚いが、地すべり土塊の S 波速度波低い(強度が低い)ことが想定される。

表-1 各測点の H/V スペクトルにおける卓越周波数(Hz)

測点	1	2	3	4	5	6	7	8	9	平均
A	2.70	欠測	2.69	2.59	2.82	2.14	2.20	2.14	2.32	2.45
B	2.70	欠測	3.07	2.56	2.56	2.55	3.72	3.08	3.26	2.94
C	3.80	欠測	3.62	4.53	4.55	4.61	4.53	4.07	4.06	4.22
D	4.97	欠測	4.96	4.91	4.84	5.14	4.88	4.18	4.20	4.76
E	2.84	欠測	2.84	2.79	2.98	2.93	2.85	2.87	2.99	2.89
F	2.87	欠測	3.19	3.17	3.16	2.35	2.32	2.44	2.44	2.74
G	2.91	欠測	2.70	2.70	2.53	2.72	2.72	2.75	2.72	2.72
H	3.60	3.63	3.77	3.88	3.91	2.84	3.91	3.59	3.59	3.64
I	4.01	3.50	3.99	3.71	4.01	4.07	4.04	3.63	3.63	3.85
J	3.51	3.30	2.30	2.43	2.46	2.37	2.37	2.24	1.98	2.55

3) L型アレイ探索による地すべり地の S 波速度構造の解析

図-6 に、各区域の L 型アレイ探索により求めた S 波速度構造をそれぞれ示す。一般的に、地すべり土塊の平均 S 波速度が 100～300 m/s であることから、約 300 m/s 以下の低速度層に着目して層境界を設定した結果、層境界深度は 5.6～20.8 m となった。S 波速度は深度方向に緩やかに増加し、明瞭なすべり面を持たない粘土質層の連続分布が示唆され、本地点の地すべりはクリープ的挙動を示す可能性があると推察できる。

表-2 に、L 型アレイ探索から得られた S 波速度構造に対して加重平均で求めた、A、B、C、D、H の各区域の平均 S 波速度を示す。

表-2 各区域の平均 S 波速度 Vs (m/s)

	A 区域	B 区域	C 区域	D 区域	H 区域
第 1 層	135	199	255	207	243
第 2 層	340	326	520	688	511
第 3 層	—	520	—	—	—

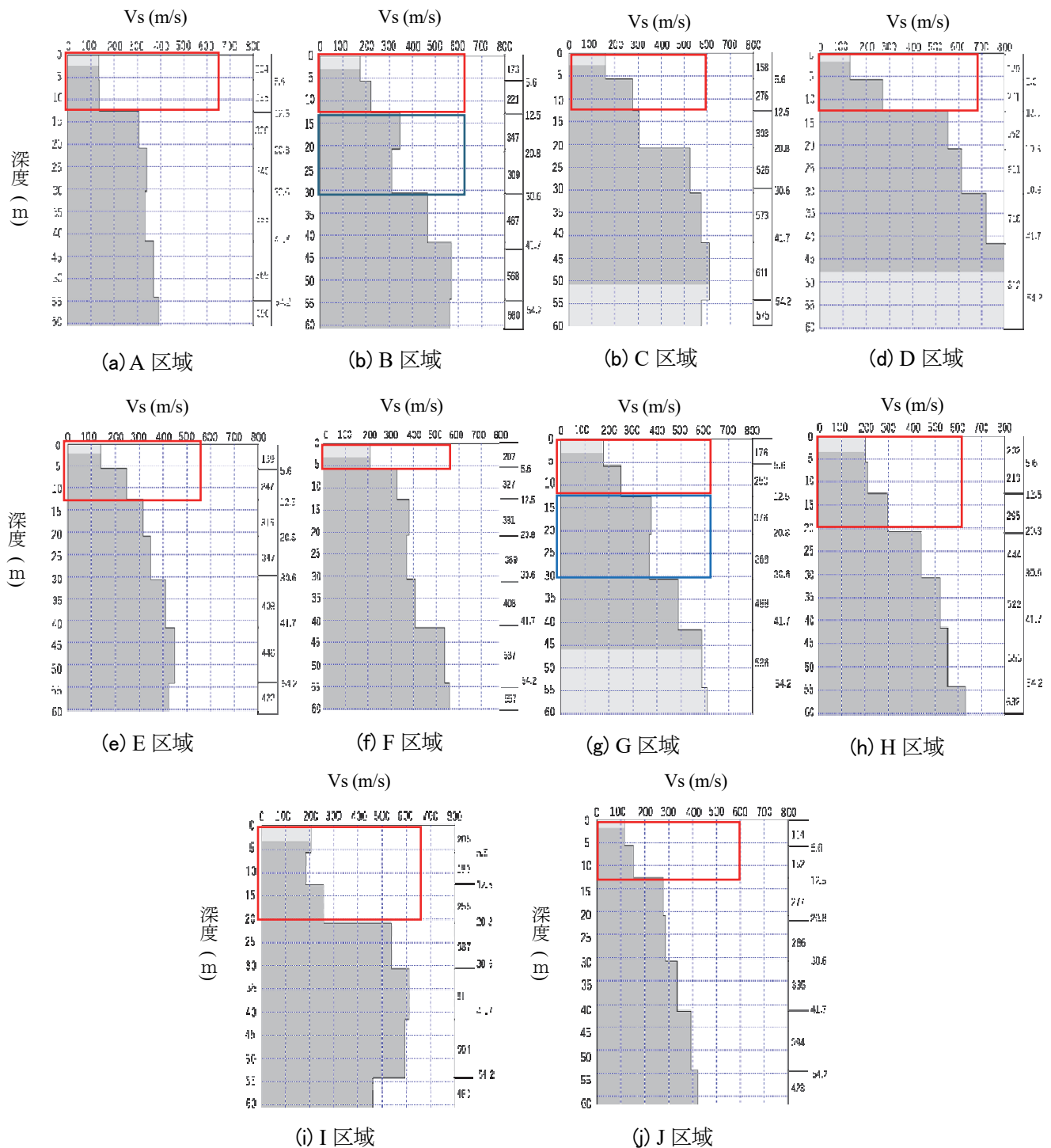


図-6 L型アレイ探査により得たS波速度の深度方向分布図

4) H/V スペクトルと理論分散曲線を一致させて求めた地すべり土層の層厚

算出した S 波速度を用いて、前述の図-1 のように理論分散曲線のピークを H/V スペクトルに一致させることで、地すべり層厚を算出した。表-3 に、算出した各区域の地すべり層厚の平均値を示す。

表-3 地すべり層厚の算出結果

	A 区域	B 区域	C 区域	D 区域	E 区域	H 区域
地すべり層厚 (m)	15.8	9.9	11.5	11.9	16.7	13.4

5) 地すべり土層の安定解析

図-7 に示す S-S' 測線の地すべり土層断面において、すべり安全率を求めることとした。表-3 の地すべり土層の層厚を用いた。解析に用いる土質強度定数は表-2 の V_s を用いて、 N 値換算式により設定した。

表-4 に、すべり安定解析に用いた土質物性を示す。地すべり層の平均 $V_s=208$ m/s を用いて今井の換算式より $N=11.4$ を得た。この N 値から土質物性を推定した。地下水位面は、被災調査報告⁴⁾に湧水があったとのことより、想定地すべり層の中間深度に設定して解析を行った。

図-7 に、常時(水平震度 $k_h=0.0$)における最小安全率を示す円弧すべり面を示す。常時の地すべり安全率は 4.32 と高く、斜面は安定していることが示された。

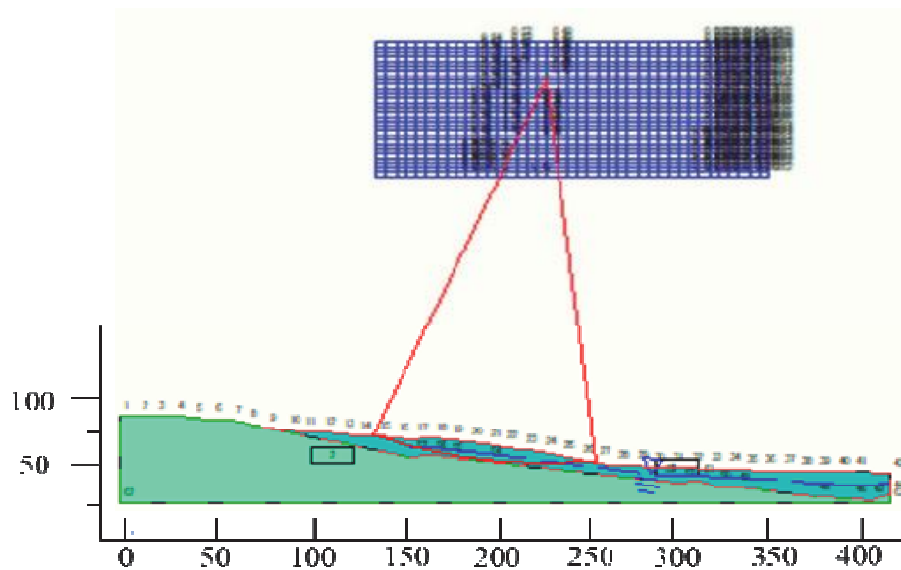


図-7 最小安全率時の円弧すべり面

表-5 水平震度を变化させた最小すべり安全率

すべり 安全率	常時 0.0	地震時(水平震度)					
		0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
F_s	4.25	1.75	1.35	1.10	0.93	0.80	0.71

表-5 に、地震時の解析として、同じ断面モデルと土質物性において、水平震度を上昇させた場合の最小安全率の変化について示す。地震時解析では、 $k_h=0.5$ 以上で安全率が 1.0 を下回る結果となった。能登半島地震において、本調査地では震度 7 が観測されている。震度階は最大加速度との関係は必ずしも一定ではないが、震度 7 は 400 gal 以上とされる。これに対し、設計水平震度 $k_h=0.5$ は重力加速度換算で約 490 gal に相当し、400 gal を上回る値となる。本解析において $k_h=0.5$ で安全率が 1.0 を下回ったことから、震度 7 相当の地震動条件と概ね整合していると考えられる。

以上のことから、本解析の結果、2024 年能登半島地震の余震として今後に水平震度 $k_h=0.5$ 以上の地震動が作用すると、地すべりが再滑動する可能性があることが示唆された。

4. 破碎性岩質斜面での調査

1) 調査の概要

等高線地形図から旧地すべり地形が判読された福井県内の破碎性岩質斜面の調査地において、地すべり土層の層厚直線微動アレイ探査および単点微動探査を実施した。

図-8 に探査測線を示す。探査測線は想定すべり範囲を跨ぐように設置した。直線アレイ探査は横断および縦断方向の 2 測線で行い、約 15 m 間隔に微動計を配置し、各測線約 30 分間観測した。単点微動探査は同一地すべり地内で計 19 地点において各 30 分間実施した。

写真-3 に、縦断測線上および横断測線上での自動探査実施状況写真を示す、

2) 調査結果

図-9 に、直線アレイ探査における縦断測線と横断測線での 2 次元 S 波速度構造を示す。いずれの測線ともに、地表面から深度約 10m までは S 波速度約 240m/s の低速度層が分布している。また、その下位には深度約 25m まで S 波速度約 380m/s の層が存在している。この結果は、別途実施した PS 検層結果と整合的であることから、解析結果の妥当性は高いと判断している。

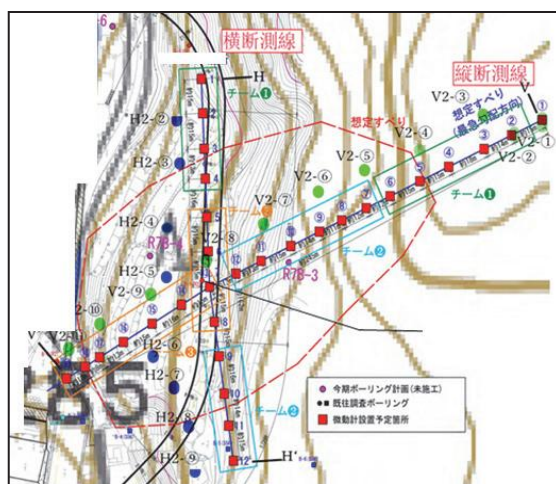
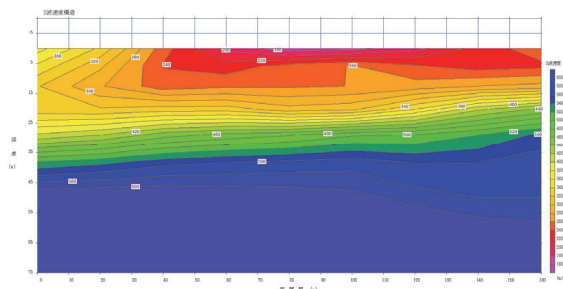


図-8 破碎性岩質斜面での探査測線

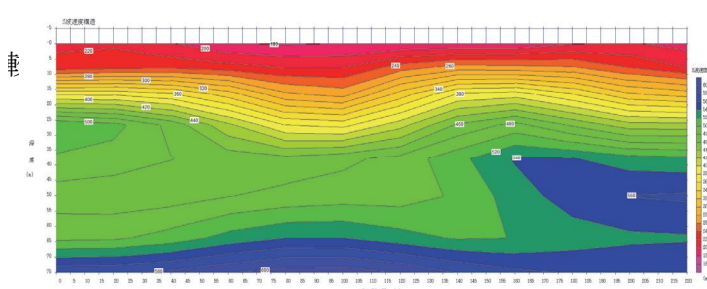


(a) 縦断測線上 (b) 横断測線上

写真-3 探査状況



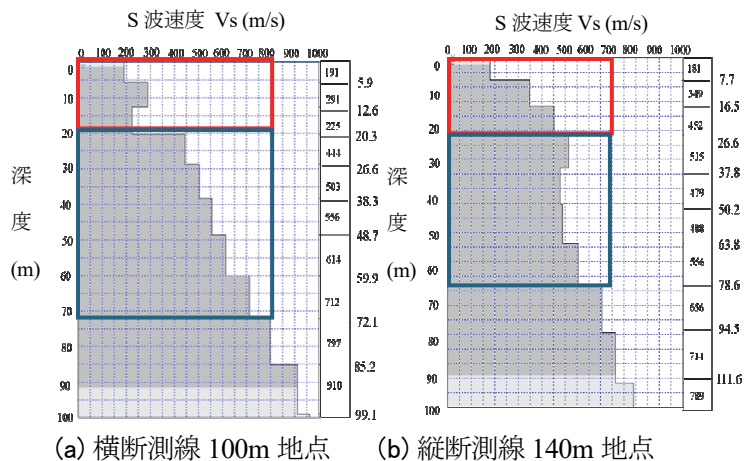
(a) 横断測線 (H-H')



(b) 縦断測線 (V-V')

図-9 二次元 S 波速度構造

図-10 に、横断測線と縦断測線が交差する地点での一次元 S 波速度構造を示す。横断測線での結果の方が、浅層部の Vs が低いものの、深度 20m 以深では概ね同様の結果を示している。近傍のボーリングデータを参考にとすると、第 1 層として安山岩由来の崩積土が地表から深さ約 25 m まで分布し、第 2 層として流紋岩由来の崩積土が深さ約 25~38 m まで存在する。想定地すべり土層は、上層部の第 1 層の崩積土として評価できる。



(a) 横断測線 100m 地点 (b) 縦断測線 140m 地点

図-10 一次元 S 波速度構造

図-11 に、横断測線上の H/V スペクトルを、想定地すべりの外側と内側に分けて示す。(a)図の想定地すべり外では周波数のピークが分散するものの、(b)図の想定地すべり内では周波数のピークが 2~5 Hz の範囲に集中していることが分かる。

図-12 に、各測点の S 波速度構造を標高に合わせた断面図を示す。想定地すべり層厚は、横断方向で約 20.3~20.8 m、縦断方向で約 20.3~23.7 m であることが明らかとなった。

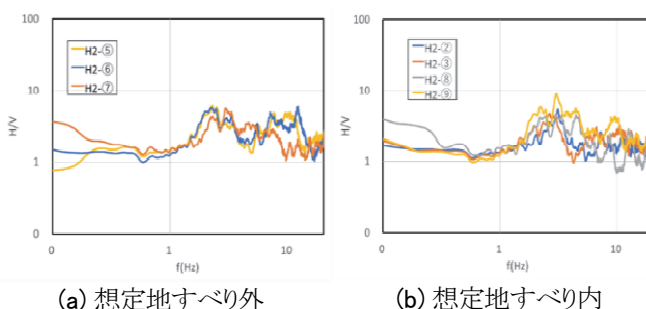


図-11 横断測線での H/V スペクトルの比

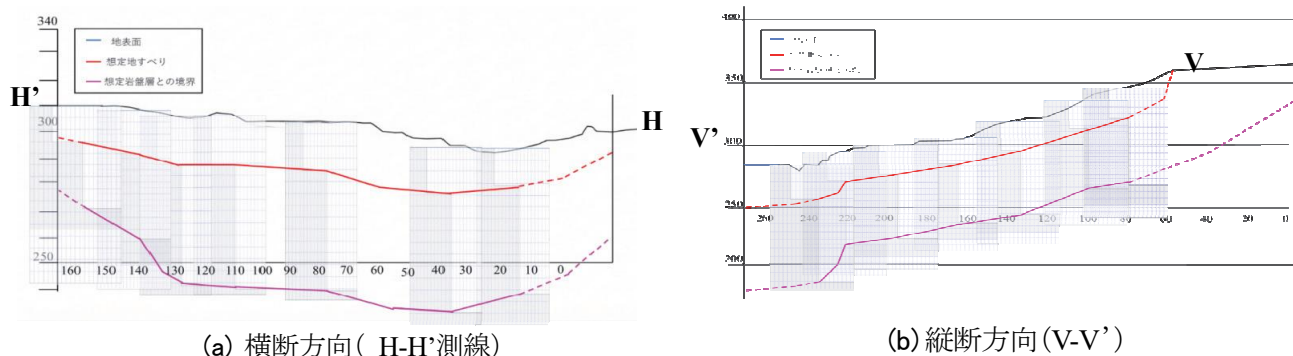


図-12 S 波速度構造より推定される層境界

5. まとめ

本研究では、2024 年能登半島地震で被災した輪島市稲舟地すべり地区と、福井県内の地すべり地形が見られる破砕性岩質斜面において、常時微動探査を実施し、常時微動探査より得られた物性を用いて、地すべり層厚や地盤構造を推定するとともに、稲舟地すべり地区では円弧すべり安定解析を行い、地すべりの滑動性評価を実施した。

本研究により得られた成果を、以下に要約する。

- ・常時微動探査から得られた S 波速度 V_s の深度方向分布を用いることで、地盤構造の層区分および地すべり層厚の推定が可能であることを示した。
- ・常時微動探査に基づく層厚算出および地すべり形状の推定結果が、地形学的解釈と整合的であることが確認できた。
- ・推定された地盤構造を用いて円弧すべり安定解析を実施し、すべり安全率の算出および滑動性の評価まで行うことができた。

参考文献

- 1) 山中 稔, 大久雅貴, 地元孝輔, 長谷川修一, 矢野弘道: 高松平野沿岸部における異なるアレイ形状での地盤 S 波速度構造の解析, 日本地震工学会第 19 回年次大会梗概集, 論文 No.D-5-3, 5p., 2025.12.
- 2) M. Yamanaka, M. Ooku, S. Hasegawa, H. Yano: Detection of Landslide Layer Thickness using Single Microtremor Survey, Asian Journal of Engineering Geology, 2025, Vol. 2, Special Issue, ARC-15 of IAEG, Abstract No.169, 2025.11.
- 3) 北陸地方整備局: 農地地すべり特定災害復旧事業「稲舟地区」事業概要,
https://www.maff.go.jp/hokuriku/kokuei/dogi/attach/pdf/noto_fukkyu-1.pdf
- 4) 日本地すべり学会能登半島災害調査団第 3 次調査団報告,
https://japan.landslidesoc.org/Reports/DisasterReports/2024/Noto_3rd.pdf

「豊かな海」の実現にむけた流域圏における残留塩素の実態解明

神戸市立工業高等専門学校都市デザイン工学科 教授 宇野 宏司

1. はじめに

瀬戸内海では富栄養化対策として水質改善が進められてきたが、近年は生態系の多様性や生産性、漁業との関係を踏まえ、栄養塩類をどのように管理するかが重要な政策課題となっている¹⁾。環境省は「栄養塩類管理計画」のガイドラインを示し、栄養塩不足が生じる海域への対応や、計画的な栄養塩供給の考え方を整理している²⁾。兵庫県でも「栄養塩類管理計画」が策定され、対象海域の状況や取組が公表されている³⁾。

栄養塩類管理を考える際には、窒素・リンだけでなく、人間活動に由来する水質要因にも目を向ける必要がある。沿岸域には上水道・下水道・事業排水・冷却水などが流入し得るため、これらに含まれる成分を把握することは、水域の状態を評価するうえで重要である。本研究では、その中でも残留塩素濃度に着目した。残留塩素は上水・処理水・冷却水の影響を反映する可能性があり、沿岸域の水質を読み解く補助的な指標となる。

上水道では消毒状況を確認するため、給水栓水の遊離残留塩素濃度が基準として示されている⁴⁾。また、公共用水域へ放流される処理水についても、漁業集落排水施設の報告書において塩素消毒の運用や残留塩素の記載がある⁵⁾。

さらに、塩素は水中でアンモニアと反応してクロラミンを生成し、結合残留塩素として測定されることがある。沿岸域ではこの反応が水質に影響を与える可能性があり、漁業集落排水施設の報告書では、モノクロラミン (NH_2Cl) がノリに強い阻害を与える物質として整理されている⁶⁾。また、遊離アンモニアとクロラミンが混在する条件で魚類への急性毒性を評価した研究も報告されている⁷⁾。加えて、発電所などの海水冷却設備では付着生物対策として塩素注入が行われる場合がある⁸⁾。

以上を踏まえ、本研究では、兵庫県内のいくつかの流域における残留塩素の実態把握に関する現地調査とその挙動に関する簡易室内実験を行った。

2. 研究の目的

本研究の目的は、兵庫県南部の沿岸域とその流域を対象に残留塩素を実測し、地域の水環境管理に役立つ基礎情報を得ることである。

現地調査では、使用機器の仕様上、主に遊離残留塩素濃度を測定対象とし、以下について実施する。

- (i) 兵庫県南部沿岸と流域において、遊離残留塩素濃度がどの地点でどの程度観測されるかを実測し、地点差・調査回差として整理可能なデータを取得する。また、沿岸域では塩素注入が行われる場合がある⁹⁾ため、観測時には周辺の水利用や取放水の状況も併せて記録する。
- (ii) 室内実験では、残留塩素の有無や濃度条件を変え、空気部・水中部の CO_2 濃度 (pCO_2 計表示値)の時間変化を整理し、残留塩素の影響を把握する。

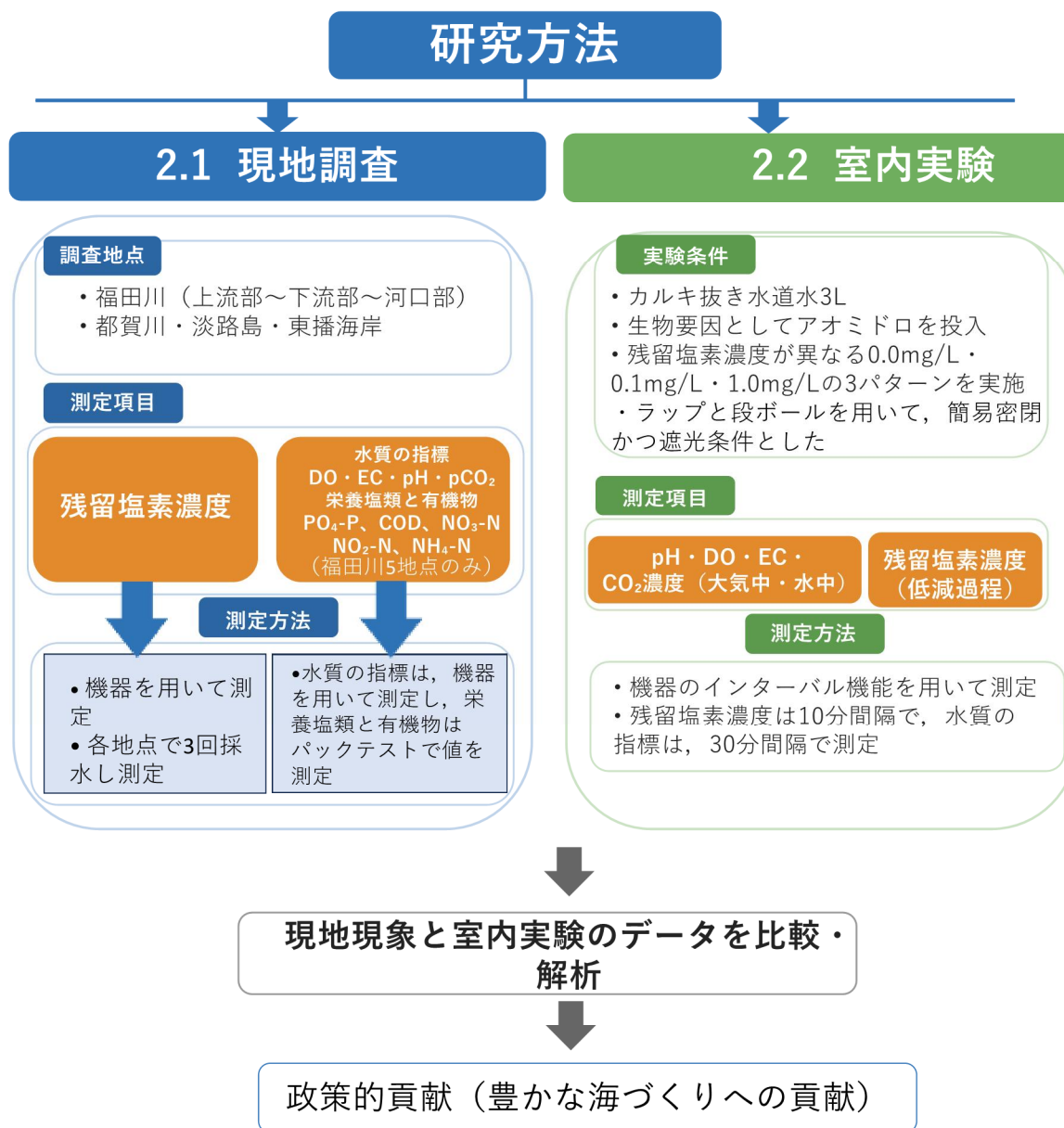


図-1 研究フロー

3. 研究方法

研究フローを図-1 に示す。

3.1 現地調査

3.1.1 調査地点

本研究では「兵庫県南部沿岸とその流域における水中塩素の実態把握」を目的に、土地利用やインフラ整備状況を考慮して、流域の違いを比較できるよう地点を設定した。

(1) 福田川（上流4地点＋河口部）図-2 左

F1（奥畑河川広場）・F2（中山親水広場）・F3（つつじが丘親水広場）・F4（名谷あじさい公園）と、河口のF5（福田橋）で2025年9月～2026年1月にかけて月1回に残留塩素を計測した。

(2) 福田川下流域（橋梁直下5地点）図-2 中

市街地・インフラが集中する下流～河口部の特徴を把握するため、東垂水橋(F4-1)・瑞穂橋(F4-2)・

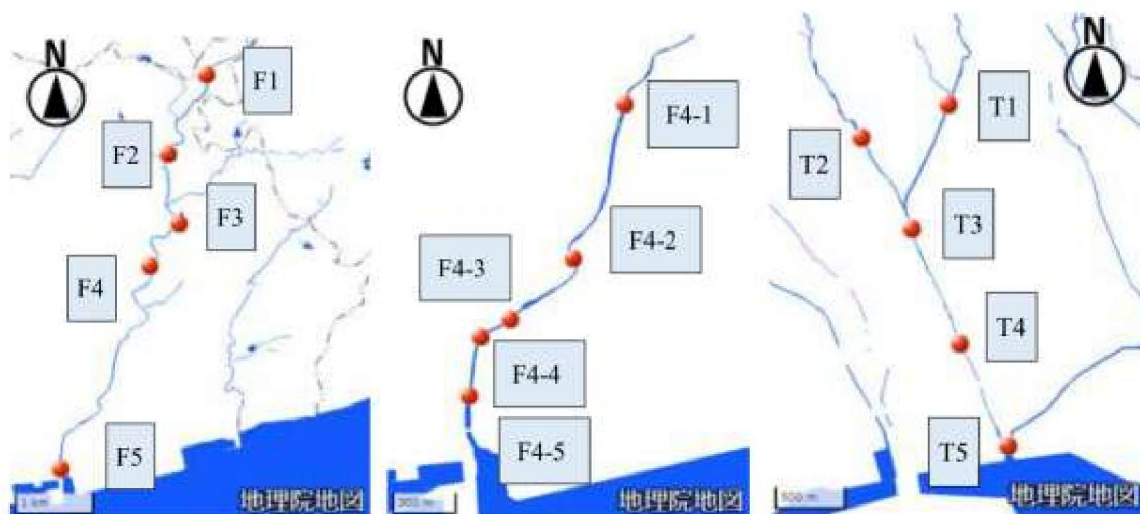


図-2 調査地点（左：福田川流域・中：福田川下流域・右：都賀川）

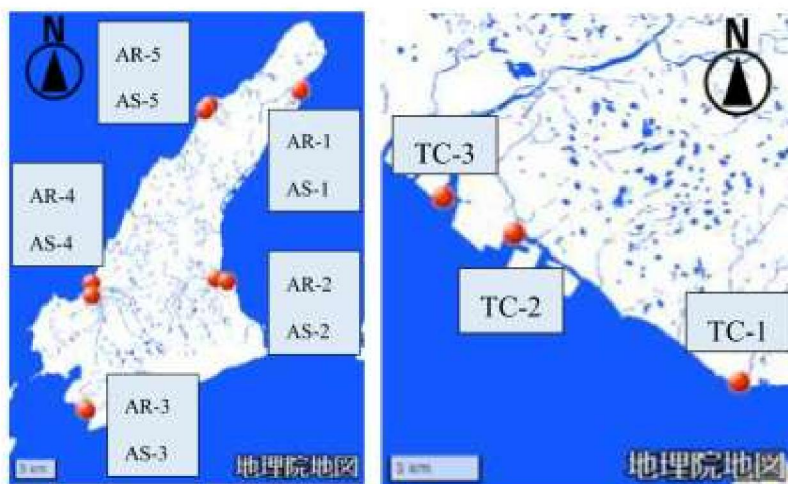


図-3 調査地点（左：淡路島沿岸・右：東播海岸）



写真-1 現地調査の様子

水道橋(F4-3)・川原橋(F4-4)・上福田橋(F4-5)において、2025年12月～2026年1月の間に3回残留塩素を計測した。

(3) 都賀川（支川～合流～河口の5地点）図-2 右

福田川と同じ都市河川として比較し、福田川の結果と比較するため、都賀川支流の六甲川・柚谷川から本川・河口へ至る連続区間で年1回測定した。

(4) 淡路島（海岸5地点＋河川5地点）図-3 左

下水道普及率が低く、浄化槽処理が多い淡路島において、年1回、残留塩素を計測した。

(5) 東播海岸（工場・処理場周辺3地点）図-4 左

産業集積地域として位置づけられる東播海岸3地点において、年1回、残留塩素を計測した。

3.1.2 測定・分析方法

残留塩素は全地点でポータブル残留塩素計（RC-31P）を用い、各地点で独立した3試料を採水して測定し、平均値とばらつき（最大値-最小値）を整理した。

3.2 室内実験

残留塩素が大気部・水中部の CO_2 吸収／放出に与える影響を把握するための室内実験をおこなった（写真-2）。

実験は、10 L 水槽にカルキ抜き水道水 3 L を入れ、暗条件で外気交換を抑えた閉鎖条件下で行った。

生物影響を確認するため、福田川で採集したアオミドロ（*Spirogyra*）を投入し、 pCO_2 の変化を観測した。アオミドロは条件ごとにに入れ替え、湿重量約 250 g で統一した。実験開始後、10 分間隔で残留塩素と pCO_2 を 24 時間計測した。

初期の残留塩素濃度は 0.0 mg/L（カルキ抜き水道水）、0.1 mg/L、1.0 mg/L の 3 段階を設定した。

濃度調整には市販の次亜塩素酸ナトリウム 6% 水溶液を用い、添加・攪拌・測定を繰り返して目標値に合わせた。アオミドロ投入後も濃度を再調整した。許容幅は 0.1 mg/L 条件で +0.05 mg/L、1.0 mg/L 条件で +0.5 mg/L とし、開始時点で目標値を下回らないようにした。



写真-2 室内実験の様子

4. 結果と考察

4.1 現地調査結果

図-4 に残留塩素の時間変化（福田川流域）を示す。福田川の定点 5 地点（F1～F5）の時系列では、地点によって残留塩素の検出・非検出の頻度が異なることが確認された。特に、2026/01/21 の F1（奥畑河川広場）と F4（名谷あじさい公園）では 3 回すべて検出されなかった。一方、同日の F2（中山親水広場）と F3（つつじが丘親水広場）では検出される場合もあった。これに対して F5（福田橋）では、2025/11/19（平均 0.030mg/L）、2025/11/27（平均 0.017mg/L）、2025/12/08（平均 0.033mg/L）、2025/12/24（平均 0.010mg/L）、2025/12/27（平均 0.027mg/L）、2026/01/21（平均 0.017mg/L）と、計 6 回の測定でいずれも 3 回とも残留塩素が検出され、非検出の機会は無かった。

図-5 に残留塩素の時間変化（福田川下流域）を示す。福田川下流域 5 地点（F4-1～F4-5）でも、下流域の中で地点ごとに非検出の頻度が違うことが確認された。たとえば、2026/01/05 の東垂水橋（F4-

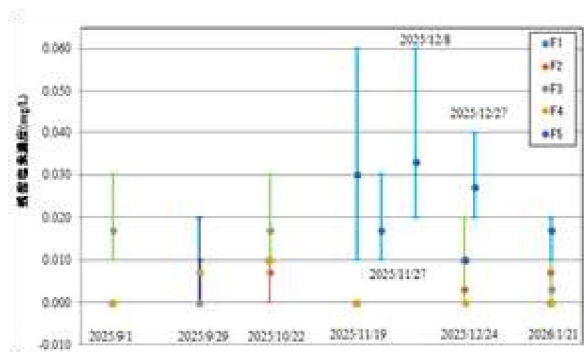


図-4 残留塩素の検出状況（福田川 5 地点）

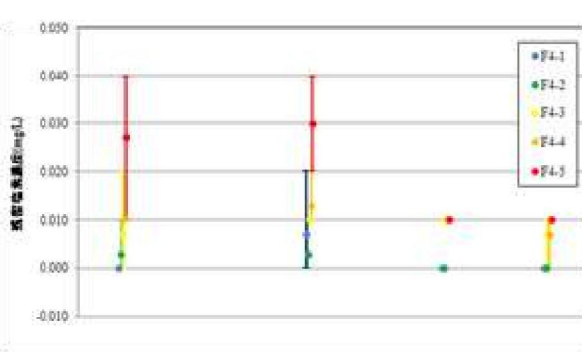


図-5 残留塩素の検出状況（福田川下流域）

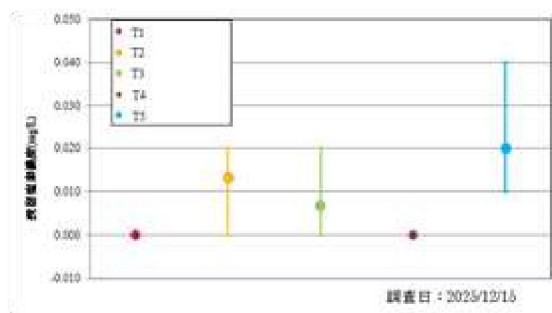


図-6 残留塩素の検出状況（都賀川流域）

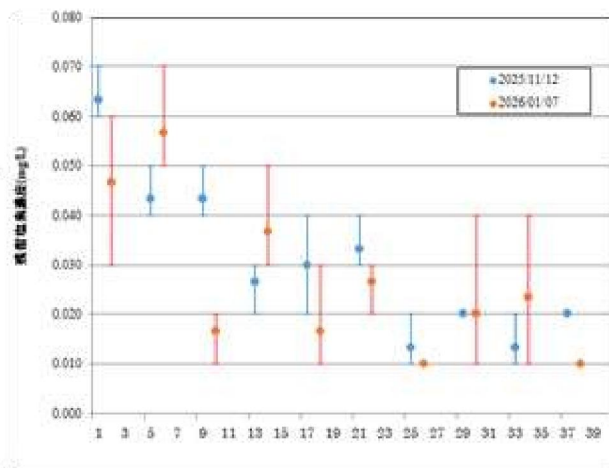


図-7 残留塩素の検出状況（淡路島沿岸）

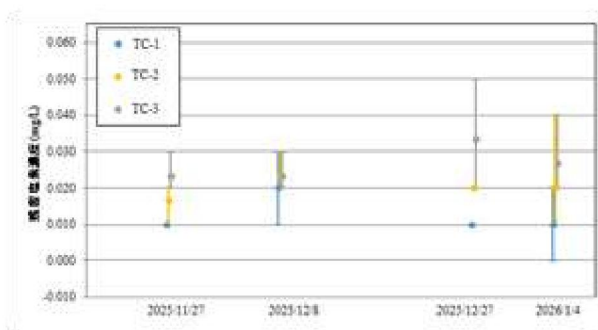


図-8 残留塩素の検出状況（東播海岸）

1)と瑞穂橋(F4-2)は 3 回とも非検出であった。一方、水道橋(F4-3)と川原橋(F4-4)では 0.01mg/L を含む測定値が得られ、平均 0.007mg/L となった。上福田橋(F4-5)は 3 回とも 0.01mg/L であり、平均 0.010mg/L であった。

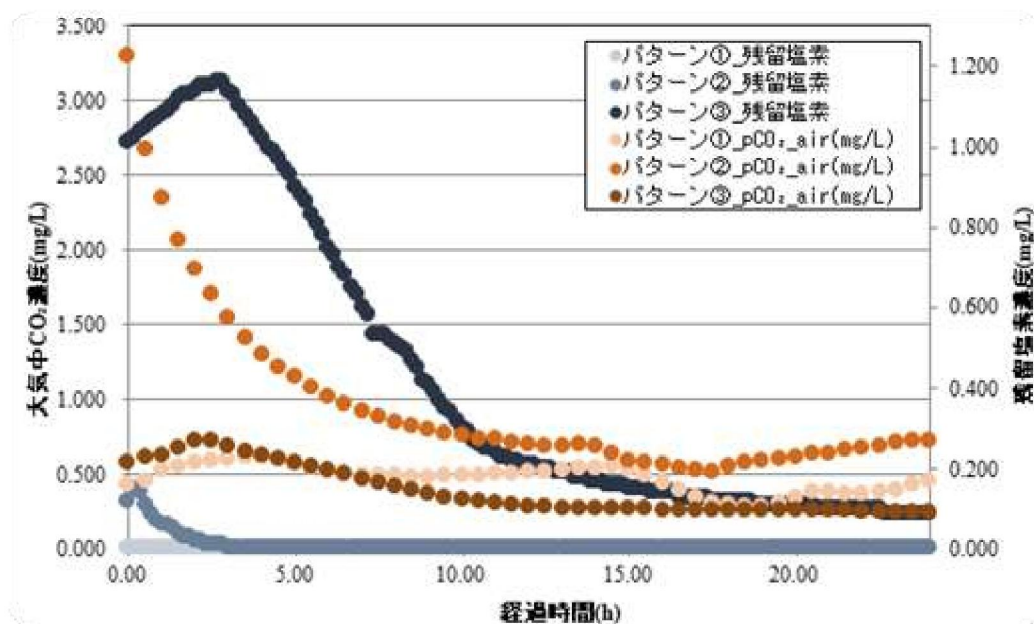
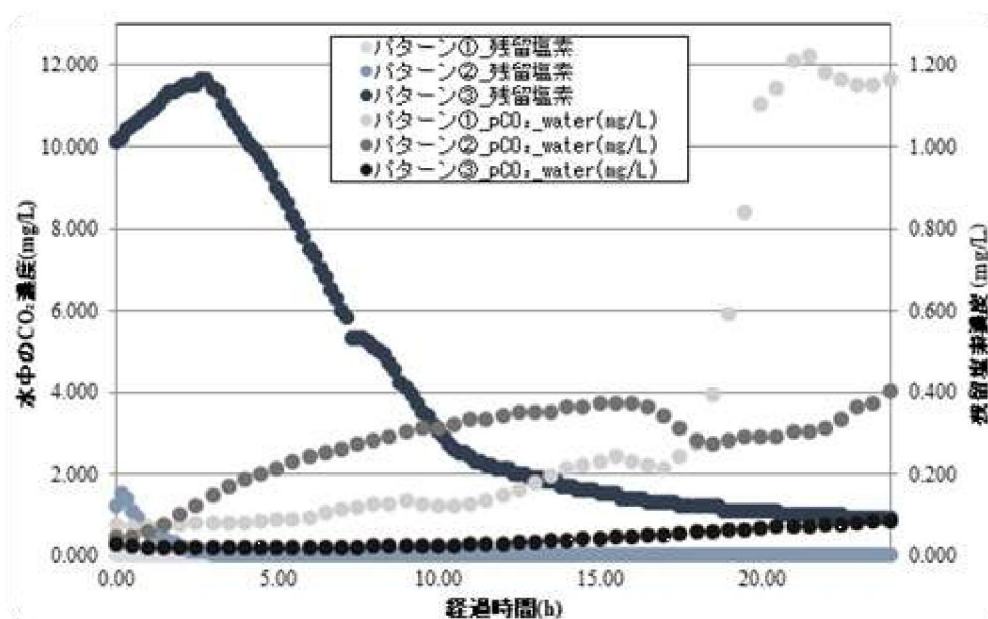
図-6 に残留塩素の時間変化（都賀川流域）を示す。都賀川では、2025/12/15 に T1 と T4 で 3 回とも非検出であった。一方、T5 では平均 0.020mg/L であり、3 回とも残留塩素が検出された。T2 と T3 では平均 0.007- 0.013mg/L であり、一部で非検出であった。

図-7 に残留塩素の時間変化（淡路島沿岸）を示す。淡路島では、隣接する河川と海岸をペアで計測した結果、地点によって平均値の幅が大きいことが示された。2025/11/12 の例では、AR-5 は平均 0.013mg/L である一方、AR-1 は平均 0.063mg/L であり、淡路島内でも河川によって異なる水準が測定された。また、同日の海岸側でも、AS-4 では、平均 0.020mg/L を測定する一方、AS-1 および AS-2 では、平均 0.043mg/L を測定するなど、ばらつきがみられた。

図-8 に残留塩素の時間変化（東播海岸）を示す。東播海岸では、2026/01/04 の測定で、平均 0.010 - 0.027mg/L (TC-1 : 0.010mg/L, TC-2 : 0.020mg/L, TC-3 : 0.027mg/L) が得られた。このうち TC-1 では平均 0.010mg/L であったが、範囲は 0.00- 0.02mg/L であり、非検出が 1/3 出現した。このことから、同じ河川でも調査日によって非検出の頻度にばらつきがあることが確認された。

4.2 室内実験結果

図-9 に大気 CO₂濃度と残留塩素濃度の時間変化、図-9 に大気 CO₂濃度と残留塩素濃度の時間変化を示す。大気中 CO₂濃度は、0.0mg/L 条件では変化が小さい一方、他条件では低下傾向が見られた。密閉系では外部との交換が小さいため、この変化は水と空気の間での CO₂の分配や初期条件差を反映した可能性が高い。したがって、大気中 CO₂濃度の低下は、CO₂そのものの総量が減少したというよりも、水中に留まる割合の変化として現れた可能性がある。

図-9 大気 CO₂濃度と残留塩素濃度の時間変化図-10 水中 CO₂濃度と残留塩素濃度の時間変化

一方、水中 CO₂濃度はどの条件でも増加したが、0.0mg/L および 0.1mg/L の低残留塩素条件で増加が大きく、1.0mg/L の高残留塩素条件では、他の条件と比べて増加が小さく、抑えられる形となった。このことから、低残留塩素条件では呼吸・分解といった生物過程が進んで CO₂生成が大きくなり、高残留塩素条件では生物過程が抑えられて CO₂生成が相対的に小さくなった可能性が示唆される。

以上のように、室内実験では高残留塩素条件ほど水中 CO₂濃度の増加が小さい傾向がみられたことから、残留塩素濃度の違いが、生物過程（呼吸・分解など）に伴う CO₂生成の大きさに影響した可能性が示唆された。一方、DO は高残留塩素条件で大きく低下する傾向を示したため、DO の変化には、生物過程だけではなく、残留塩素による酸化反応や化学的酸素消費などが関与した可能性があると考えられる。

室内実験では、残留塩素条件を変えることで、より単純な環境で水質の時間変化を比べることができた。

低濃度条件では残留塩素が短時間で非検出になった一方、高濃度条件では 24 時間後も残存し、初期濃度によって残りやすさが大きく変わった。これは、塩素消費反応の進み方が条件によって異なることを示す。

5. まとめ

本研究は、兵庫県南部沿岸とその流域を対象に、現地調査と室内実験を組み合わせを行い、河川および沿岸域における残留塩素濃度の実態を把握することを目的とした。

現地調査では、残留塩素濃度は地点や調査日により大きく変化し、常に一定の濃度で存在する背景値ではなく、時間的・空間的にばらつきながら現れる指標であることがわかった。

福田川の定点観測では、上流域で非検出が多く見られる日がある一方、河口部では調査日を通じて残留塩素が継続して検出され、非検出がない日が確認された。このことから、同じ河川内でも、残留塩素の検出状況は地点によって異なり、河川全体で一様に分布しているわけではないことが示された。また、下流域の縦断分布でも、同じ調査日であっても地点ごとに非検出の頻度が異なり、残留塩素濃度が上流から下流へ単純に連続的に変化するとは言えないことがわかった。

淡路島、東播海岸、都賀川では、河川から沿岸海域に至るまで残留塩素が検出される事例が確認され、地域間だけでなく、同一地域内でも平均値の幅が大きかった。このことは、残留塩素が河川域に限らず沿岸域でも検出されうる一方、その状況は地点や調査日により大きく変動することを示している。

室内実験では、残留塩素濃度を条件として設定し、24 時間にわたって水質指標の時間変化を追跡した。その結果、低濃度条件では短時間で非検出となる一方、高濃度条件では 24 時間後も残留塩素が残存し、初期濃度により減衰挙動が大きく異なることが確認された。また、すべての条件で pH は低下し、EC は上昇し、水中 CO₂は増加したが、DO の低下量や CO₂増加量には条件差がみられた。これらの変化が同時に生じたことから、酸素消費を伴う過程と CO₂生成を伴う過程が並行して進行しており、高い残留塩素濃度が残存する条件ではそれらの過程が相対的に抑えられる可能性が示された。

本研究で得られた結果を、より確かな理解や実務への活用につなげるためには、いくつかの課題が残されている。

まず、現地調査の時間的な解像度を高める必要がある。本研究では月 1 回程度の調査を基本としたため、降雨や出水、潮汐、気温変化などの短期的な変動が、残留塩素濃度や水質指標に与える影響を十分に把握できていない可能性がある。今後は、降雨直後や流量が大きく変化する時期を含めた臨時観測や、特定期間における高頻度観測を行い、非検出の頻度やばらつきが短期間でどの程度変動するのかを明らかにする必要がある。

次に、現地調査と室内実験の関係をより明確にする必要がある。本研究では、室内実験で得た関係が実際の河川でも成り立つ条件の特定に至っていない。室内実験は単純化した密閉系であるのに対し、現地は再曝気や混合が常に生じる開放系であるため、室内で得られた結果をそのまま現地に当てはめることはできない。今後は、現地において残留塩素と DO、pH、CO₂濃度を同時に観測する事例を増やし、室内実験で示唆された対応関係が現地でも一定程度成立するかを検証することが重要である。特に、残留塩素が検出される地点と非検出が頻出する地点を対比し、同時刻における DO や CO₂濃度の傾向を積み上げて比較することが求められる。

以上の課題に取り組むことで、残留塩素の分布を支配する要因と、水質変動への関与の仕方をより明確に整理できる。その結果、河川から沿岸域に至る水環境において、残留塩素を適切に評価でき、今後の水質保全や生物生産性の議論を進めるための土台を、より良いものにできると考えられる。

参考文献

- 1) 環境省：栄養塩類管理計画（栄養塩類増加措置）策定に関するガイドライン，環境省，2022年3月，URL：<https://www.env.go.jp/content/000127313.pdf>，最終閲覧日：2026年3月28日。
- 2) 兵庫県：兵庫県栄養塩類管理計画の進捗状況（資料3），兵庫県，2022年10月21日，URL：https://www.kankyo.pref.hyogo.lg.jp/download_file/view/29174/21375，最終閲覧日：2026年3月26日。
- 3) 厚生労働省健康局水道課水道水質管理室：水道等における衛生上の措置の徹底について（事務連絡），2006年9月12日，URL：<https://www.mlit.go.jp/common/830002457.pdf>（国土交通省ウェブサイト掲載），最終閲覧日：2026年3月28日。
- 4) 漁港漁場漁村技術研究所：漁業集落排水施設の処理水による海域への影響度調査（平成19年度），水産庁（委託），平成19年度，入手先 URL：https://www.jfa.maff.go.jp/j/gyoko_gyozyo/g_thema/houkokusho/attach/pdf/H19houkokusho-26.pdf，最終閲覧日：2026年3月26日。
- 5) 漁港漁場漁村技術研究所 第2調査研究部（担当：山本竜太郎，大賀之総）：漁村の総合的振興方策の実現に向けた課題の解決とその適正な評価に関する手法開発調査（漁業集落排水施設に係る環境配慮型の計画策定手法），水産庁（委託），平成21年度，URL：https://www.jfa.maff.go.jp/j/gyoko_gyozyo/g_thema/houkokusho/attach/pdf/H21houkokusho-1.pdf，最終閲覧日：2026年3月26日。
- 6) 恩地啓実：遊離アンモニアとクロラミンがアユの生残と行動に及ぼす影響，海生研研究報告，2021，第26号，pp.29-57，URL：https://www.kaiseiken.or.jp/publish/reports/lib/2021_26_02.pdf，最終閲覧日：2026年3月27日。
- 7) 関西電力株式会社：南港発電所更新計画に係る環境影響評価準備書 説明資料，2025年8月，p.12，URL：https://www.pref.osaka.lg.jp/documents/899/02_shiryo2_20250819_1.pdf，最終閲覧日：2026年3月27日。
- 8) 田代喬，小川隆文，辻本哲郎：河川における残留塩素の低減過程に関する現地観測，河川技術論文集，2013，第19巻，pp.561-566，URL：https://www.jstage.jst.go.jp/article/river/19/0/19_561/_article/-char/ja/，最終閲覧日：2026年3月27日。

事後対策型防災杖「用心棒」の開発

和歌山工業高等専門学校環境都市工学科 准教授 横田恭平

1. はじめに

日本は地理的・地質的条件から、自然災害の発生リスクが極めて高い国である。四方を海に囲まれ、国土の多くを山岳地帯が占め、河川も急勾配であることから、洪水や土砂災害の危険性が常に存在している。また、日本列島には多数の活断層やプレート境界が分布しており、全国各地で地震が発生する可能性がある。特に、今後 30 年以内に南海トラフ巨大地震や首都直下地震が発生する確率は約 70%とされており、甚大な被害が想定されている。さらに、気候変動の影響により台風や豪雨の激甚化・頻発化が進み、毎年のように全国各地で大規模な水害が発生している¹⁾。これらの状況を踏まえると、防災・減災対策を強化していく必要がある。

このように自然災害の発生頻度が高い国であるにもかかわらず、日本では防災および減災に対する意識が十分に高いとは言えない状況が見受けられる。内閣府が令和 4 年 9 月 1 日から 10 月 9 日に実施した「防災に関する世論調査」によると、防災意識の不足を示す結果が明らかになっている²⁾。調査項目の一つである「自然災害への対処などを家族や身近な人と話し合ったことの有無」については、1,791 人中 36.9% (約 660 人) が「話し合ったことがない」と回答している。その理由としては、「話し合うきっかけがなかったから」が 58.1%、「災害が起きても家族や身近な人とすぐに連絡が取れると思うから」が 20.3%、「話し合う時間がなかったから」が 18.0%と、多くの割合を占めていた (複数回答、割合合計 136.2%)。また、「防災訓練への参加または見学の有無」については、37.5% (約 670 人) が参加・見学をしたことがないと回答している。その理由として、「具体的な日時・場所、申し込み方法がわからないから」が 38.3%、「時間がなかったから」が 29.2%、「特に理由はない」が 21.9%、「関心や興味がなかったから」が 15.6%であった (複数回答、割合合計 129.5%)。これらの結果から、約 4 割の人々が防災に対して十分な意識を持っていないことがうかがえる。

近年、日本国内では日本人観光客および外国人観光客が年々増加している。その一方で、日常生活においても防災意識が十分でない中、観光先で防災について意識してもらうことは非常に困難である³⁾。実際に、観光客を対象としたアンケート調査では、8 割以上の観光客が観光地における避難場所の知識を有していないと回答している (図-1)。また、「観光地で被災するリスクを考えたことがあるか」という質問に対しても、約 7 割の観光客が「考えたことがない」と回答している (図-2)。和歌山県白浜町で実施さ

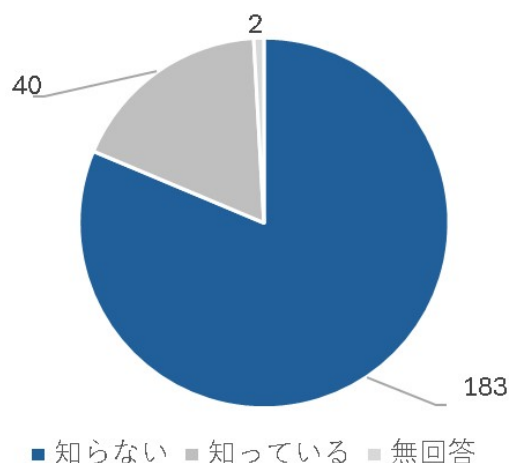


図-1 観光客の避難場所の認識に関する結果[人]

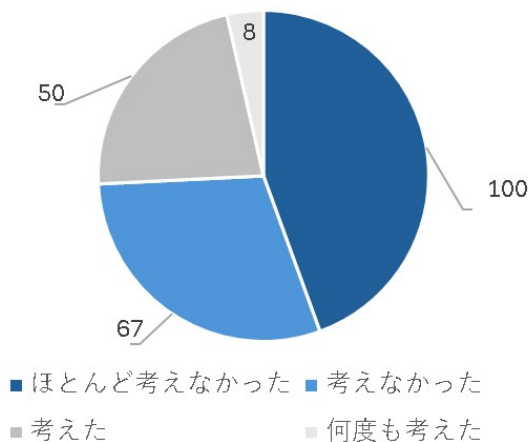


図-2 観光客の被災リスクの認識に関する結果[人]

れたテレビの街頭インタビューにおいても、避難場所を知らないという意見が多く見られた。このような観光客は、観光中に被災した場合、土地勘がないため避難すべき場所が分からない、その土地特有の災害特性に関する知識が乏しいなどの理由から、被害が拡大する可能性が高いと考えられる。したがって、観光客にも直感的に理解できる避難方法を提示することが重要である。白浜町では 2015 年から観光客を対象とした防災対策として、観光客も参加可能な避難訓練を実施している⁴⁾。しかし、この避難訓練は毎日実施されるものではなく、日々異なる多くの観光客が訪れる観光地においては、十分な効果を発揮しているとは言い難い。また、避難訓練参加者への調査によると、参加者の約半数が「避難看板から避難場所までのルートがすぐに分からなかった」と回答している。このことから、訓練そのものだけでなく、実際の避難誘導方法にも課題が残されていることが分かる。以上より、観光地には「観光客が避難場所を知らないこと」と「土地勘のない不特定多数の観光客に対する防災対策の難しさ」という二つの大きな課題が存在している。毎日異なる不特定多数の人々が訪れる観光地の特性上、事前にすべての観光客



図-3 AR ナビ試作品

に避難場所を周知することは極めて困難である。そのため、防災教育などの事前対策も重要である一方で、災害発生時に迅速かつ正確に、分かりやすく観光客を避難場所へ誘導する「事後対策型」の防災設備を整備する方が有用であると考えられる。「事後対策型」とは、避難訓練やハザードマップといった、事前に避難場所を把握させる「事前対策型」とは異なり、災害発生直後に避難場所を提示し、そこまで案内する新しい防災の考え方である。私たちは通学、通勤、旅行などさまざまな理由で日常的に移動しており、その移動中に災害に遭遇する可能性は十分にある。避難場所を把握していない場所で被災した場合、事前対策型のみでは対応が困難である。一方、事後対策型防災は、事前の知識を必要とせず、場所を問わず対応できる点で有効であり、特に観光地において高い効果を発揮すると考えられる。さらに、少子高齢化が進む現代社会においては、高齢者が多く、避難場所を記憶してもらうこと自体が難しい状況にある。避難場所を覚える必要のない事後対策型防災は、こうした社会背景にも適した、新しい防災の形であると言える。

このような課題を踏まえ、災害発生直後に利用者を速やかに避難場所へ案内する「事後対策型」の支援システムが必要であると考えた。そこで本研究では、避難時に携行することが推奨されている杖と防災アプリを融合させた、事後対策型防災杖「用心棒」の開発を目的とする。

2. 検証方法の概要

本研究で作成した「用心棒」は、主に 4 つの機能を有しており、そのうちのひとつとして避難場所を示す AR ナビを搭載している。本研究では、この AR ナビの改良を行い、実地検証、防災イベント参加者へのヒアリングおよびアンケート調査を実施した。これらを通じて、改良版 AR ナビを組み込んだ「用心棒」の有効性を検証し、実用性について総合的に評価した。

2-1. AR ナビの改良方法について

試作品では、緑色の矢印を配置し、あらかじめ設定したルートに基づいて避難場所へ使用者を案内する AR ナビ（図-3）を作成した。本試作品は、災害発生時に使用者を安全な場所へ迅速に誘導することを目

的として設計したものである。しかし、白浜町役場の防災担当者などから助言を受ける中で、いくつかの課題が指摘された。具体的には、災害発生時には事前に想定した避難経路が必ずしも安全であるとは限らず、AR ナビが示す経路が常に最適な避難経路になるとは言えない点である。また、災害の発生状況や被害の進行を事前に正確に予測し、それらに完全に対応した避難誘導システムを構築することは極めて困難であるとの指摘も受けた。これらの指摘を踏まえ、当初の研究目的について再検討を行った。その結果、本研究の本質的な目的は、避難経路を厳密に誘導することそのものではなく、土地勘のない観光客に対して、避難場所の存在や位置といった基礎的な避難知識を提供することにあると整理した。すなわち、災害時において「現在地が危険であるかどうか」および「どこに避難すべきか」という最低限の情報を提示するだけでも、避難行動を促す上で一定の効果が期待できると判断した。

以上の考えに基づき、事前に定めた経路を詳細に案内する方式から、避難場所の位置情報を直感的に提示することに重点を置いた新しいARナビゲーションの作製を行った。

2-2. 防災イベント参加者へのヒアリングについて

改良版の「用心棒」について、実際の利用を想定した評価を行うため、イベント参加者へのヒアリングを実施した。ヒアリングは、2025年12月14日に和歌山県御坊市で開催された防災イベントにおいて、来場者に「用心棒」を実際に使用してもらった上で行った。本イベントには、自治体の防災担当者をはじめとする防災関係者が多数参加しており、防災意識の高い参加者から専門的な観点に基づく意見を得ることができた。一方で、本イベントはコンサートと合同で開催されていたため、防災に対して必ずしも高い関心を持たない一般参加者も多く来場していた。このように、防災意識の高低が異なる参加者が混在する環境でヒアリングを行うことにより、防災に関心のある層とそうでない層の双方から意見を収集することができた。これにより、「用心棒」が幅広い利用者にとどのように受け取られるか把握した。

2-3. アンケート調査について

観光地における防災意識の実態および、本研究で提案する防災支援機構に対する利用意向を把握するため、アンケート調査を実施した。調査は、オンライン形式および街頭形式の二種類で行った。オンライン形式では、アンケート回答用のフォームを作成し、そのURLをQRコードとして配布した。

表-1 アンケート調査質問内容

Q1	あなたの年代は？
Q2	今何をしていましたか？（通学、通勤、仕事、買い物、観光など）
Q3	これまでに自然災害の被害を経験したことがありますか？
Q4	被災するかもしれないという被災リスクについて考えていますか
Q5	もし、今災害が発生した場合、避難する場所が分かりますか？（出先）
Q6	自宅周辺の避難場所は分かりますか？
Q7	災害に対してなにか備えていることはありますか？
Q8	「レンタルスクーター」などのレンタルサービスを利用したことはありますか？
Q9	レンタルできる折りたたみ椅子があれば使用したいですか？（観光地や通勤中などで、列に並ぶ時や、休憩したい時などに）
Q10	レンタル折りたたみ椅子の利用料金がいくらなら利用しますか？
Q11	レンタルできる椅子がどこにあれば使用したいですか？



図-4 本研究で作成した改良版のARナビの機能について

QRコードはSNSや知人を通じて共有し、回答者がスマートフォンなどの端末から自由に回答できる形式とした。街頭形式では、現地において調査用紙を用い、設問ごとに選択肢ヘシールを貼付する方式で回答を収集した。この方式により、短時間で直感的に回答できるよう配慮した。

アンケートの設問内容は、大きく三つの項目で構成した。第一に、回答者の年代や調査時点での行動内容など、基本的な属性に関する設問を設定した。第二に、過去の自然災害の被災経験の有無、防災や被災リスクに対する意識、災害発生時における避難行動および避難場所の認知状況など、防災意識に関する設問を設定した。具体的な設問内容については、一覧として整理し、表-1に示す。

3. 検証結果

3-1. ARナビの改良・結果

Unityを使用し、Android端末で利用可能な改良版のARナビを作成した。本システムでは、通常モードおよびARモードを備えた避難支援画面を実装した。通常モードでは地図上に避難支援に関する情報を集約して表示し、ARモードではカメラ映像上に避難場所情報を重ねて表示する構成とした(図-4)。地図上には、青色のマーカーを用いて現在位置および端末が向いている方向を表示した。また、避難場所は緑色のピンとして表示し、避難先の位置を直感的に確認できるようにした。画面下部には災害時モード切替えボタンを設け、このボタンを押すことで通常モードから災害時モードへ切り替えられるようにした。災害時モードでは、浸水エリアの表示が有効になる仕様とした(図-5)。浸水エリアは、事前にハザードマップを参考に設定した範囲を赤色で示す方式とし、浸水深の違いは区別せず、一律の危険区域として表示した。現在位置が浸水エリア内にある場合は警告文を表示するとともに警報音を鳴らす仕様とした(図-6)。一方で、浸水エリア外にいる場合は警報音を鳴らさず、「浸水エリア外です」と表示する仕様とした。ARモードでは、画面上部にARカメラ映像、画面下部に地図を表示するレイアウトとした。ARナビのカメラ表示部には、避難場所の方向および距離を示すAR避難場所マーカーを表示することで、スマ

ートフォンを動かすだけで避難場所の方向を直感的に把握できるようにした。さらに、避難場所の名称および現在地からの距離を表示する情報表示機能を実装した。

3-2. AR ナビの実地検証結果

作成した AR ナビについて、実際の観光地環境における動作確認を目的として、和歌山県白浜町、那智勝浦町、石川県金沢市、輪島市、京都府京都市、舞鶴市において実地テストを行った。本節では、和歌山県①白浜町、②那智勝浦町、③石川県金沢市、そして④全体を通しての結果について述べる。

①白浜町での実地テスト結果

白浜町において実地テストを行った結果、全体として大きな問題なく使用できることを確認した。一方で、道路が上下に交差している地点では、避難場所の方向が分かりにくい場面が見られた。また、現地には避難指示を示す看板が電柱などに複数設置されていることを確認した（図-7）。観光地であるにもかかわらず、これらの看板は日本語表記のみであり、外国人観光客への対応としては十分とは言えない状況であった。このことから、外国語にも対応可能な AR 表示の必要性が現地環境から確認された。さらに、設置されている避難指示看板のうち一部について、案内を示す矢印が後から貼り直されているものを確認した（図-7）。

このことから、地域に精通した行政機関においても、後から避難誘導内容の変更が必要となる場合があることが分かり、災害時の状況を事前に完全に想定することの難しさが現地で確認された。

②那智勝浦町での実地テスト結果

那智勝浦町において AR ナビを起動した結果、現地環境下においても支障なく動作し、現在位置および設定した避難場所が正しく表示されることを確認した。また、津波浸水想定地域内にいる状態で災害時モードへ切り替えた場合には、浸水エリアが適切に表示されるとともに、避難場所の方向が示されることを確認した。一方で、AR モード使用時には、スマートフォンの持ち方によって避難場所の表示方向が大き



図-5 通常モード（左）と災害時モード（右）の切り替え



図-6 浸水エリアにいる場合



図-7 重ね張りされた避難看板

く変動する現象が確認された。特に、端末を縦向きに保持した場合には表示が大きくぶれるのに対し、横向きに保持した場合には比較的安定して表示される傾向が見られた。そのため、AR 表示を確認しながら移動することが困難な場面もあった。また、細い道や入り組んだ地形が多い地域では、避難行動自体が容易ではない場面が確認された。実地テストでは勝浦小学校を避難場所として設定したが、避難場所の出入口が限定されているため、AR ナビが示す方向と実際に進入可能な経路が一致しない状況が発生した。その結果、設定した避難場所とは異なる位置へ誘導される場面が生じた。ただし、周辺に別の避難場所が存在していたため、そちらへ避難する行動を取ることが可能であった。



図-8 Google Map (左) と AR ナビ (右) の GPS 精度の比較

③金沢市での実地テスト結果

金沢市において実地テストを行った結果、ビル群の間や建物に囲まれた環境では GPS 信号が遮断され、AR ナビの使用が困難となる場面が確認された。一方で、ビル群からある程度離れた場所では GPS 信号が安定し、現在位置および避難場所が問題なく表示されることを確認した。

④実地テスト全体を通した確認事項

複数地域において実地テストを実施した結果、現在位置の表示精度については Google Map の GPS 表示と比較しても遜色なく、高い精度で現在位置を示していることを確認した (図-8)。一方で、AR モードでは避難場所の方向を示すことは可能であるものの、高さ方向や立体的な位置関係の把握には制約があり、山道や複雑な地形における避難誘導には限界があることが確認された。また、AR ナビ単体で避難行動を完結させるのではなく、現地に設置されている避難誘導看板などと併用して使用される状況が想定されることが、実地テストを通して明らかとなった。

3-3. 防災イベント参加者へのヒアリング・結果

2025 年 12 月 14 日に和歌山県御坊市で開催された防災イベントでのヒアリングの結果、「使いやすい」「警告音が鳴ることで状況が分かりやすい」「避難場所を確認しながら避難できる点に安心感があ

表-2 ヒアリング結果

好評だった点	改善すべき点
使いやすいし、音が鳴るのがいい。	スマホの充電の消費が激しい。
避難場所を知りながら避難できるのは安心する。	杖の高さが合わない
椅子をレンタルできるのは便利で、利用したい。	年配の方には少し重い
椅子としては軽い。	県が出している防災アプリは使ったことがない。

る」といった肯定的な意見が多く得られた。さらに、通信環境に依存せず、オフライン環境でも使用できる点について評価する意見も得られた。一方で、改善点としては、「スマートフォンの充電消費が大きい」「使用者によっては杖の高さが合わない」「高齢者にとってはやや重く感じられる」といった意見が挙げられた。また、防災アプリの利用経験について尋ねたところ、「自治体が配布している防災アプリを使用したことがない」という回答も見られた。これらのヒアリング結果の詳細については、表-2に示す。

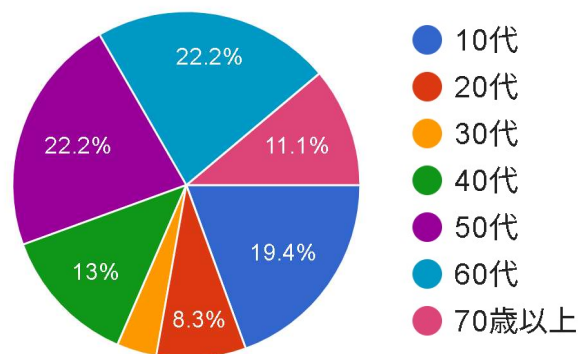


図-9 回答者年齢分布 [%]

3-4. アンケート調査結果

3-4-1. 回答の年齢分布

アンケート調査の回答者は、10代から70代以上まで幅広い年齢層に分布していた（図-9）。特定の年代に偏ることなく、複数の世代から回答を得ることができた。一方で、知人を通じてアンケートを配布した影響により、50代および60代の回答者が比較的多い傾向が見られた。

3-4-2. 自宅周辺と出先での避難場所把握率の差

自宅周辺における避難場所の把握率は74%であったのに対し、出先における避難場所の把握率は52%

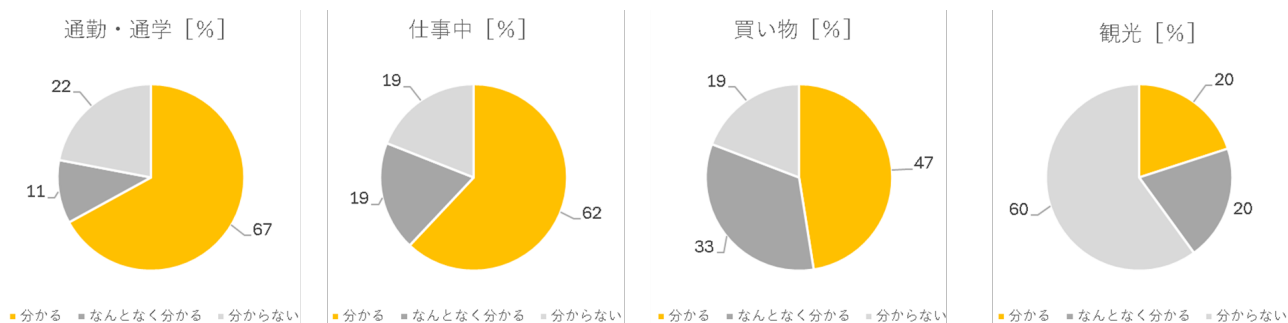
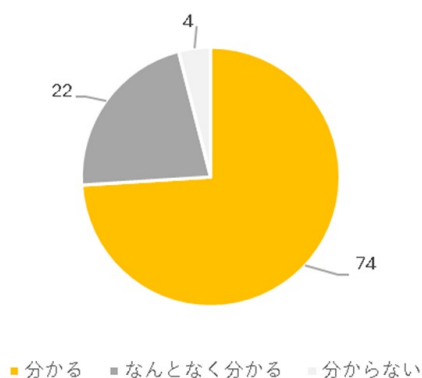


図-10 自宅周辺と出先での避難場所把握率の差

自宅周辺での避難場所の把握率 [%]



出先での避難場所の把握率 [%]

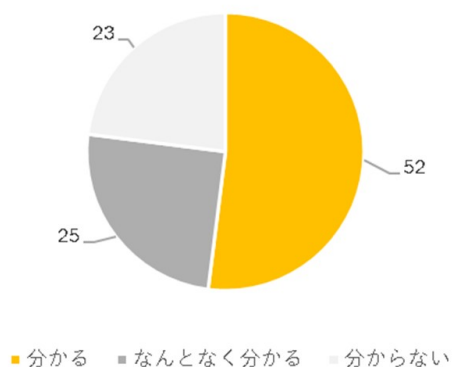


図-11 自行動別の避難場所把握率

となり、18 ポイントの減少が確認された（図-10）。この結果から、出先では避難場所を正確に把握できていない人が約半数にのぼり、災害発生時に避難行動に迷う可能性があることが示唆された。

3-4-3. 行動別の避難場所把握率

行動内容別に避難場所の把握率を比較した結果、通勤・通学中および仕事では、6 割以上の回答者が避難場所を把握していることが明らかとなった（図-11）。一方で、買い物中では「なんとなく分かる」と回答した割合が多く、避難場所を正確に把握できていない層が一定数存在することが示された。特に観光中では、避難場所を把握している割合が著しく低く、行動内容の中でも避難場所把握率が大きく低下する傾向が確認された。

4.まとめ

災害に対する意識が十分に高いとは言えず、観光客も多い現代日本において、従来の防災対策である「事前対策型」の防災のみでは、すべての人に避難場所の知識を事前に周知することは困難である。そこで本研究では、現代社会に適した新しい防災の形として、避難場所の知識を事前に必要としない「事後対策型」の防災対策を提案し、そのモデルケースとして、避難時に携行していくことが推奨されている杖と防災アプリを融合させた事後対策型防災杖「用心棒」の開発を行った。本研究では、特に「用心棒」に付属する AR ナビについて改良を行うとともに、実地検証、防災イベント参加者へのヒアリング、アンケート調査を通じて、その有効性の検証を行った。

アンケート調査の結果から、観光中における避難場所の把握率は、自宅周辺と比較して大きく低下することが明らかとなり、観光客が災害発生時に避難行動で迷う可能性が高いことが確認された。また、実地検証およびヒアリングの結果から、避難場所の方向や距離を直感的に提示する AR ナビは、観光客に対する避難支援として一定の有効性を有することが示された。一方で、地形条件や端末条件によっては使用場面が制限される場合があることも明らかとなった。また、現地調査の結果、観光客にとってハザードマップのみでは避難行動に必要な情報を十分に提供できないことが明らかとなった。事前に観光地のハザードマップを確認して現地を訪れたが、ハザードマップだけでは避難場所の状況や避難経路が分かりにくく、現地に設置されている避難看板についても視認性や理解のしやすさに課題が見られた。このことから、事前知識のない観光客が、災害発生時の混乱した状況下で避難看板のみを頼りに迅速に避難することは困難であると考えられる。

以上の検証結果から、改良版 AR を設置した「用心棒」を用いることにより、災害発生時の避難場所までに誘導に有用である結果となった。

参考文献

- 1) 国土交通省防災減災対策本部. 1. 防災・減災が主流となる社会の必要性. 国土交通省, 2020, <https://www.mlit.go.jp/river/bousai/bousai-gensaihonbu/2kai/pdf/siryou01-2.pdf>, (参照 2026-3-24)
- 2) 内閣府大臣官房政府広報室. 防災に関する世論調査（令和 4 年 9 月調査）. 内閣府, 2023, <https://survey.gov-online.go.jp/r04/r04-bousai/>, (参照 2026-3-24)
- 3) 酒井宏平・豊田祐輔・鐘ヶ江秀彦：観光客の防災意識に影響する要因に関する研究-世界遺産姫路城を事例に-, 歴史都市防災論文集, Vol. 12, 2018.
- 4) 全国町村会 HP, "和歌山県白浜町／災害に強い「観光のまち」を目指して～観光客の生命を守るために～", <https://www.zck.or.jp/site/forum/1328.html>, (参照 2026-3-24)

粒子画像計測法による鋼管矢板基礎の先端閉塞メカニズムの解明

摂南大学理工学部都市環境工学科 准教授 寺本俊太郎

1. はじめに

1.1 研究背景

鋼管矢板基礎は、継ぎ手付き鋼管杭を井筒形状に配列し、頂版で剛結することで一体化させた基礎形式である。高い支持力と水平抵抗、施工時における仮締切機能を兼ね備えた合理的な構造であり、橋梁基礎を中心に広く採用されている。現行の道路橋示方書¹⁾では、図-1 に示すように極限支持力特性値を算出するが、以下の点において実挙動を正確に評価できていない可能性がある。

(1) 先行研究²⁾では、基礎短辺長 B (以下、 B とする) や基礎と地盤の摩擦特性によって、内周面と外周面の摩擦度が大きく異なること、また先端閉塞に伴う内周面摩擦力の増加量とその範囲が異なることが、報告されている。上記に対して現行の支持力算定式では、内周面と外周面の摩擦力を一律に評価し、内周面摩擦力を見込む範囲を基礎底面から B と評価している。

(2) 一般的な群杭基礎の設計では、杭中心間隔が $2.5D$ (D :杭径) を下回る場合、その極限支持力に対して低減係数を乗じることで群杭効果を考慮する。しかし鋼管矢板基礎では、杭中心間隔が $1.1\sim 1.2D$ 程度しかないにも関わらず、群杭効果を一切考慮しない設計となっている。

以上の通り、現行の設計法における極限支持力特性値の算定式では、幾何学的条件や地盤条件が鉛直支持力に及ぼす影響を十分に評価できておらず、設計のさらなる合理化に向けて、支持力発現機構を詳解することが不可欠である。

1.2 研究の目的および手法

本研究は、鋼管矢板基礎の内周面摩擦力に着目し、土粒子挙動の可視化による内周面摩擦の発現メカニズムの解明を通じて、鉛直支持機構を詳解することを目的とする。実際の鋼管矢板基礎は複雑な 3 次元構造を有するが、支持力発現の根幹となる閉塞現象を力学的に議論するため、本研究では、井筒構造を構成する最小要素である 2 枚の矢板間の挙動に焦点を当てる。

具体的には、特定の観測断面における土粒子のせん断帯の形成や体積変化といった、閉塞に直結する局所的な挙動を精緻に捉える手法を採る。これにより、本来不可視である地盤内部の変形プロセスを可視化し、内周面摩擦の増分と土粒子挙動の相関関係を明確にする。検討手法としては、可視型貫入模型実験および画像解析 (以下、PTV 解析) により、先端近傍の土粒子挙動が閉塞プロセスに及ぼす影響を視覚的に捉えるとともに、実験を対象とした弾塑性 FEM による再現解析を通して、先端閉塞および内周面摩擦の発現機構を力学的に検討・評価する。

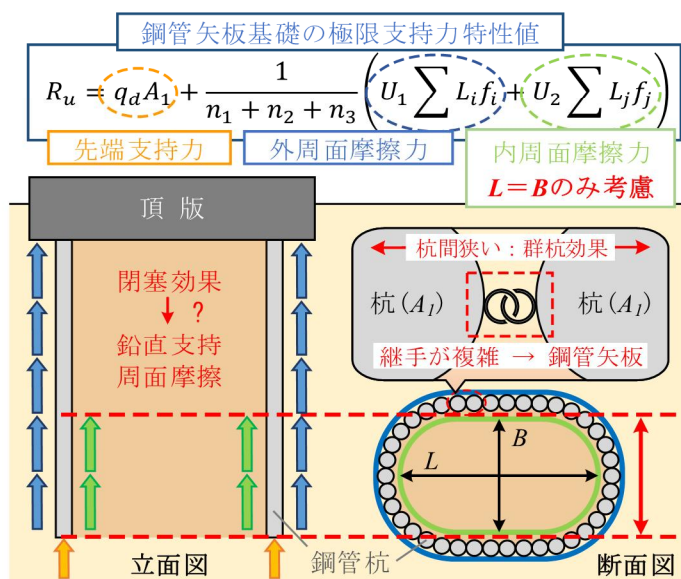


図-1 鋼管矢板基礎設計の現状

た 3 次元モデルを採用し、両側面を拘束することで平面ひずみ状態を再現した。

2.2.2 土および基礎のモデル

地盤の構成式には、中間主応力の影響や土の過圧密状態を適切に評価可能な subloading t_{ij} model³⁾を採用し、閉塞プロセスにおける局所的なダイレイタンシーやせん断挙動を精緻に再現した。解析に用いた豊浦砂および模型基礎（弾性体）の各入力パラメータは既往の研究⁴⁾より表-2 の通り設定した。

基礎は弾性体とし、基礎・地盤間には完全弾塑性型のジョイント要素を配置して、矢板表面の摩擦特性と滑り挙動を再現した。ジョイント要素の入力パラメータは深度に応じた有効上載圧に基づき表-3 の通りに設定した。

2.2.3 载荷条件および载荷ステップ

载荷条件は、実験と同様に基礎中央上面への鉛直変位制御载荷とし、最大貫入量 10 mm に対して载荷速度 0.5 mm/min に設定した。また、別途実施した感度分析の結果に基づき、解析の载荷ステップ数は 4000 step とした。

3. 研究結果

3.1 荷重貫入量関係

模型実験および数値解析における荷重 P と貫入量 S の関係を、図-5 に示す。まず、設計上の極限支持力に相当する矢板厚 D の 10 % (1.5 mm) 変位時の荷重に着目する。表-4 に示す通り、相対密度 $D_r = 50\%$ の Case1 と Case3 の支持力は同程度となったが、Case2 ($D_r = 80\%$) は Case1 に対して 2.08 倍の支持力を示しており、密度条件が極限支持力に及ぼす影響が確認できた。この影響は大変形時の挙動にも現れ、実験では全ケース共通で 2~3 mm 変位付近に降伏挙動が確認された。破壊形式については、 $D_r = 50\%$ で荷重が単調増加する局部せん断破壊、 $D_r = 80\%$ では全般せん断破壊に近い傾向を呈した。以上のように、密度条件に伴う支持力特性や破壊形式が、地盤の一般的な傾向と整合することから、本実験は基礎の鉛直力学挙動を適切に再現できているといえる。

数値解析結果では、Case3 の極限支持力が Case1 を上回っており、実験ケース間の違いを定性的には再現できた。しかし、実験と数値解析結果を比較すると、微小変形領域 ($S < 0.5$ mm 程度) の初期剛性は、Case1 において実験値が解析値の約 5.76 倍、Case3 では 4.33 倍と著しい乖離が見られた。この要因として以下の 3 点が推察される。

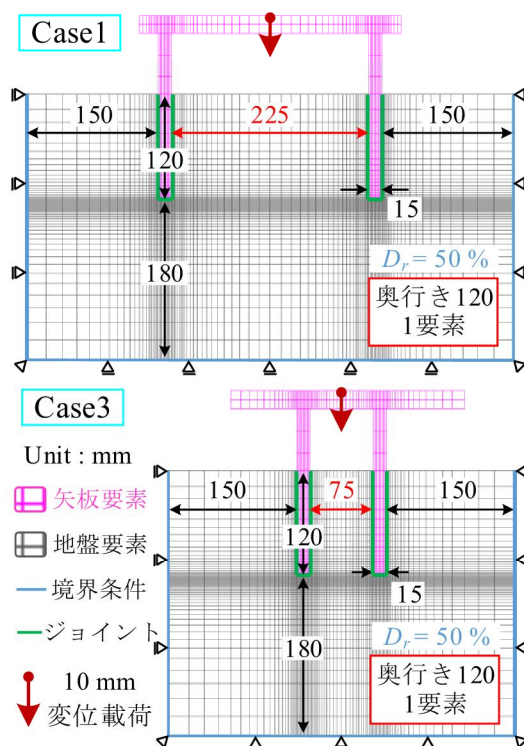


図-4 FEMメッシュ

表-2 各入力パラメータ

豊浦砂 (subloading t_{ij} model)		
初期間隙比 e_0	0.770	
ポアソン比 ν	0.333	
静止土圧係数 K_0	0.364	
土粒子密度 ρ_s (t/m ³)	2.64	
ダイレイタンシー係数 β	2.0	
密度係数 ann	60	
圧縮指数 λ	0.07	
膨潤係数 κ	0.0045	
破壊時の主応力比 R_f	3.2	
空隙率 N	1.1	
模型基礎 (弾性体)	矢板	载荷板
縦弾性係数 E (GPa)	72.6	68.9
密度 ρ (g/cm ³)	2.79	2.7
ポアソン比 ν	0.33	0.33
静止土圧係数 K_0	0.248	0.248

表-3 ジョイント要素入力パラメータ
(一部抜粋) ※土圧計該当メッシュ

全21層	深度 (mm)	K_s (kN/m ³)	K_n (kN/m ³)	σ_m (kPa)
13層目	91 - 96	0.91	3.63	0.833
12層目	91 - 96	0.96	3.83	0.881
11層目	96 - 100	1.00	4.01	0.922
10層目	100 - 103	1.04	4.16	0.957
9層目	103 - 106	1.07	4.30	0.988
8層目	106 - 109	1.10	4.41	1.015
7層目	109 - 111	1.13	4.51	1.038
6層目	111 - 113	1.15	4.61	1.059
5層目	113 - 115	1.17	4.68	1.077
4層目	115 - 117	1.19	4.75	1.092
3層目	117 - 118	1.20	4.80	1.105
2層目	118 - 119	1.21	4.86	1.117
1層目	119 - 120	1.22	4.90	1.127
基礎底面	120	1.85×10^2	7.39×10^2	1.704

(1)土槽壁面の影響：土槽壁面と地盤との摩擦が荷重に抵抗したことで、見かけ上の剛性を増大させた可能性がある。解析では境界条件を完全平滑としたため、実験値が大きく現れた一因と推察される。(2)低拘束圧下の剛性過小評価：1 G 場の低拘束圧下では、subloading t_{ij} model やジョイント要素が剛性を過少評価する傾向にあり、それが初期剛性の不足に繋がったと考えられる。(3)剛性パラメータの不適合：現行の剛性パラメータ (λ, κ) では、微小変形時の高剛性と降伏後の挙動を一貫して再現することに限界がある。したがって、微小ひずみから大変形領域までを一貫して評価可能なパラメータ同定手法や、剛性の非線形性を考慮した検討が今後の課題である。

以上の初期剛性の過小評価は降伏後の荷重値に影響するが、ケース間の相対的な増加傾向や降伏後の塑性挙動は概ね再現されており、本解析は密度条件が支持力特性に及ぼす影響を検討する上で一定の妥当性を有すると判断した。

3.2 PTV による内周面摩擦発現機構の考察

図-6 に水平土圧履歴、図-7 に載荷開始から 10 mm 貫入時までの PTV 解析結果を示す。本節では、上記の相関から内周面摩擦の発現メカニズムについて考察する。まず、最終貫入時の土圧増分に着目すると、Case1 に対して Case2 で 2.01 倍、Case3 では 3.84 倍となった。この要因について、PTV から得られた領域ごとの挙動を比較する。

$D_r = 80\%$ と密地盤な Case2 では、矢板先端下部（領域 A）の土粒子が側方へ押し出される挙動を示しており、これは密地盤がせん断されることで正のダイレイタンシーが生じたためだと考えられる。この膨張により矢板先端直下から内側（領域 B）の地盤応力が上昇し、形成された高剛性領域を避けるように矢板が外側へと傾斜する。この矢板の外傾により、内部土が流入される挙動となることで領域 C で先端閉塞が進行し、内部土圧の増大および締固め作用の促進に繋がったと推察される。

一方、矢板間離隔 B が狭い Case3 では、領域 A の土粒子は Case1 と同様に鉛直下向きの軌跡を辿るが、領域 C の変位が Case1 と比較して抑制されている。これは、離隔の縮小により内部容積が制限され、先端閉塞の進行によって内部土の拘束応力が高まったためである。こうした水平土圧の上昇は、矢板面におけるせん断抵抗を増大させる。既往の研究²⁾では、杭間離隔の縮小が先端内周面付近の摩擦抵抗を増大させることが数値解析で示されているが、それはこの Case3 のような土の動きによって内部土が強く拘束され、矢板と内部土の間に大きな垂直応力が生じたためと考えられる。

以上のことから、内周面摩擦の発現には、地盤密度の増大に伴う局所的なダイレイタンシー挙動と、矢板間離隔の縮小に伴う拘束圧の上昇という、異なる力学的プロセスが複合的に関連していることが示唆された。特に後者においては、空間的制限によって先端閉塞が進行し、土圧上昇を介して摩擦抵抗を効率的に引き出す役割を担っていると考えられる。

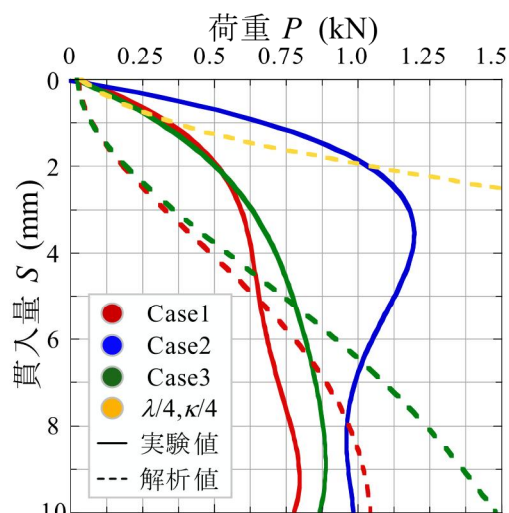


図-5 荷重貫入量関係

表-4 初期剛性および極限支持力

		初期剛性 (kN/mm)	極限支持力 (kN)
test	Case1	0.461	0.416
	Case2	0.814	0.867
	Case3	0.313	0.400
FEM	Case1	0.080	0.135
	Case3	0.072	0.135
	$\lambda/4, \kappa/4$	0.333	0.500

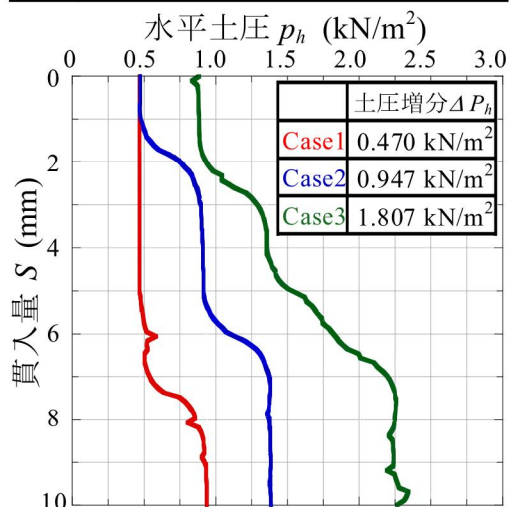


図-6 水平土圧履歴

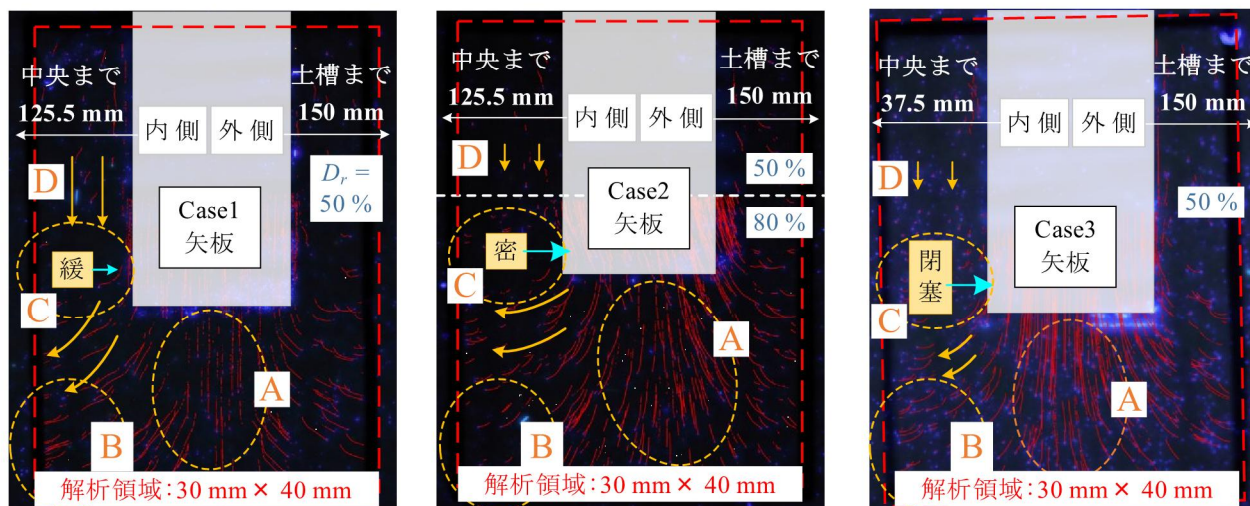


図-7 PTV 解析結果（左：Case1, 中央：Case2, 右：Case3）

3.3 FEMによる内周面摩擦発現機構の考察

表-5 に FEM の Case1, 3 における荷重分担率を示す。本節では、設計上の極限支持力とする変位 $10\%D$ (D : 矢板厚) における矢板の鉛直支持機構を確認する。

両ケース共に、低拘束圧下では周面摩擦が十分に発揮されないため、先端分担率が約 9 割と支配的な値を示した。周面分担率に着目すると、Case1 では内外の周面摩擦力が同程度に対し、Case3 では内周面が外周面を明確に上回った。これは前述の考察の通り、離隔縮小によって、内周面側の拘束効果が相対的に向上したためと言える。しかし、最終変位時には、Case1 では依然として内周面が外周面を上回る傾向を維持しているのに対し、Case3 では内周面分担率が外周面を下回る逆転現象が確認された。こうした鉛直支持機構の遷移が生じる力学的背景について、次節で詳細に検討する。

3.4 PTV および FEM による内周面摩擦発現機構の考察

PTV による土粒子の軌跡および FEM の接点変位を図-8 に、FEM の体積ひずみ分布を図-9 に示す。領域 A の鉛直成分や側方への広がりや、Case3 において領域 B の連行変位が Case1 より小さい挙動など、変位軌跡は概ね整合した。図-9 より、離隔の狭い Case3 では、矢板間中央（領域 B）に顕著な圧縮ひずみが確認された。この領域 B における内部土の圧縮に伴い、貫入過程で生じる鉛直反力による内部土の沈下抑制により相対変位が増加し、貫入初期には内周面摩擦が効率的に発現したと考えられる。領域 C において Case3 の変位軌跡が Case1 より相対的に短い挙動は、この沈下抑制による矢板と内部土の変位差を反映したものといえる。しかし、Case3 は離隔が狭いため早期に先端閉塞へと至り、摩擦が有効に作用する範囲は先端付近の限定的な領域に留まる。さらに閉塞の進行で内部土が矢板に追従して沈下することで、相対変位が消失し、支持メカニズムが摩擦抵抗から閉塞体底面の先端抵抗へと遷移したと推察される。

対照的に離隔の広い Case1 では、圧縮領域の形成が不十分なため、沈下抑制効果は小さく土粒子は矢板に連行される形で長い変位軌跡を描く。先端閉塞の進行は穏やかだが、広範囲で相対変位が維持されるため、摩擦の有効領域は広くなる。その結果、貫入に伴い内周面摩擦が増加し続け、最終的には早期に上限に達した Case3 の分担率を上回る逆転が生じたと考えられる。以上より、離隔条件は内周面摩擦の発現時期とその有効範囲に支配的な影響を及ぼすといえる。

表-5 荷重分担率

	変位 (mm)	荷重 (kN)	荷重分担率(%)		
			先端	外周面	内周面
Case1	0.15 (1 % D)	0.06	67.1	16.5	16.5
	0.75 (5 % D)	0.11	80.8	9.5	9.7
	1.5 (10 % D)	0.18	88.9	5.4	5.6
	10.0 (67 % D)	1.12	97.1	1.0	1.9
Case3	0.15 (1 % D)	0.06	71.7	14.1	14.2
	0.75 (5 % D)	0.10	83.9	7.6	8.6
	1.5 (10 % D)	0.17	91.2	3.9	4.9
	10.0 (67 % D)	1.50	98.3	1.1	0.6

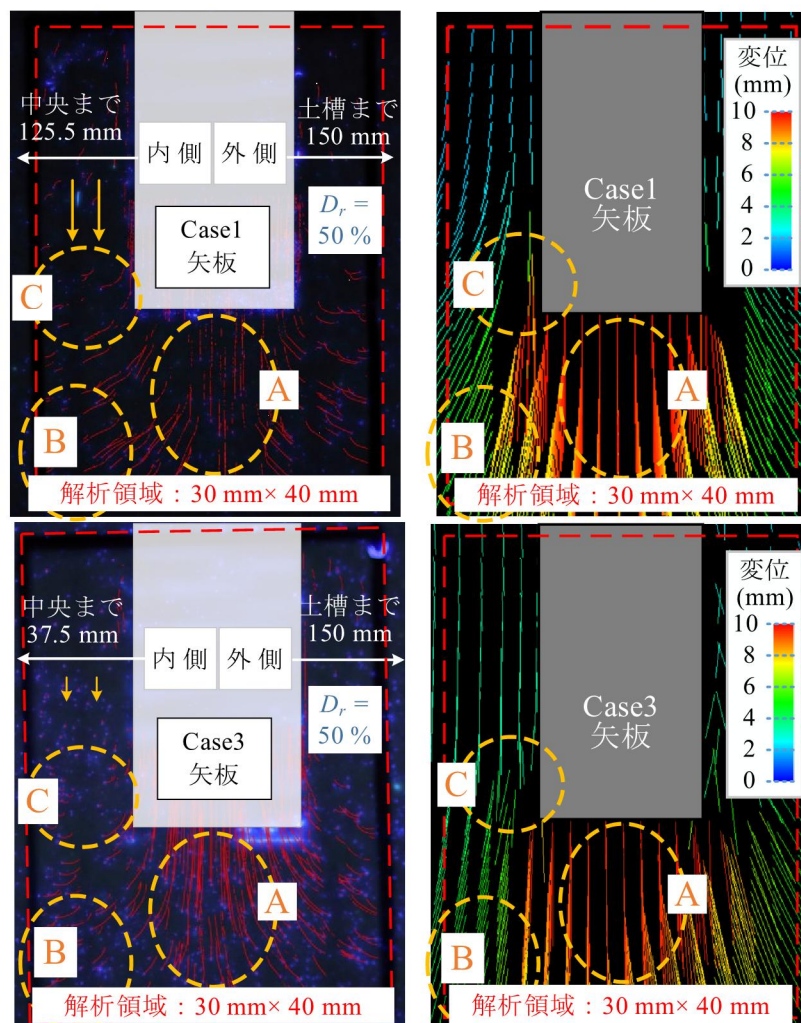


図-8 PTV 土粒子軌跡(左)とFEM 節点変位軌跡(右)の比較
($S = 10$ mm 時点)

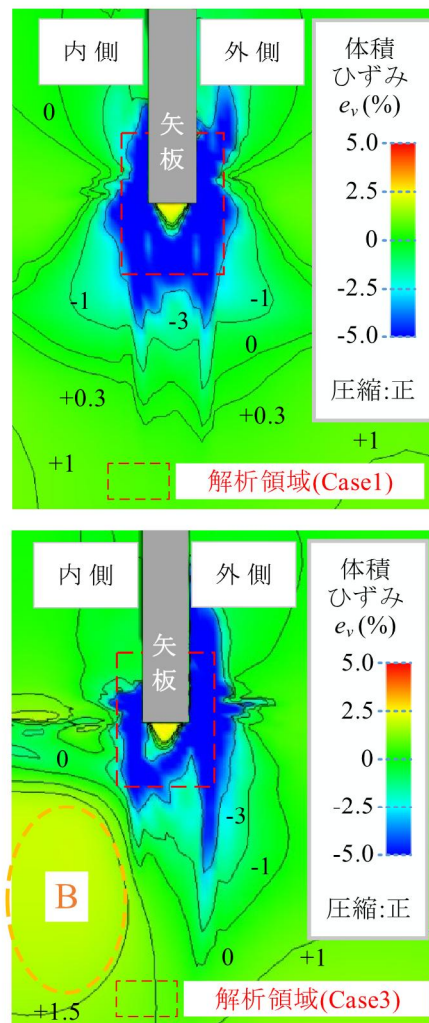


図-9 FEM 体積ひずみ
($S = 10$ mm 時点)

4. まとめ

本研究では、可視型の矢板貫入模型実験およびPTV解析、FEM再現解析を実施し、相対密度および離隔が鋼管矢板基礎の支持機構に及ぼす影響について以下の知見を得た。

- 1) 地盤密度の増大はダイレイタンスにより剛性を高めるが、離隔の縮小は空間的制限による内部土の拘束圧上昇を招く。特に離隔の狭い条件下では、貫入初期の内周面土圧増大を通じて支持力も向上する。
- 2) 離隔の縮小に伴い先端間中央の圧縮による鉛直反力が生じ、内部土の沈下を抑制する。この沈下抑制による矢板との相対変位が、初期の摩擦力を増大させることが示唆された。
- 3) 貫入の進行に伴う内部土の側方拘束圧の上昇が、早期の先端閉塞を促す。この追従挙動により相対変位が消失し、支持機構が摩擦から先端抵抗へと遷移することが、最終的な摩擦分担率の低下につながる。

今後の課題として、今回得られた知見は1G場の低拘束圧条件におけるものであったため、本実験により得られた可視化技術を用いて遠心場による貫入実験を実施する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2017。
- 2) 寺本ら：3次元弾塑性FEMを用いた鋼管矢板基礎の内周面摩擦力発現機構に関する検討，第60回地盤工学研究発表会，2025。
- 3) Ye et.al.: Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, *S&F*, Vol. 47, No. 3, pp. 547-558, 2007。
- 4) Nakai et.al.: A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, *S&F*, Vol. 44, No. 2, pp. 53-70, 2004。

多点加速度計測による橋梁変位と相対ひずみの同定

京都大学大学院工学研究科 教授 金 哲佑

1. はじめに

橋梁の異常検知や維持管理における性能推定を目的として、振動ヘルスマモニタリングの有効性は長年にわたり研究されてきた。振動特性に着目した異常検知の可能性については多く報告されている一方で、振動特性を用いた定量的な構造性能評価は困難であるとの認識が強くなっている。橋梁維持管理において、構造性能を直接的に評価可能な指標である変位（たわみ）は極めて重要な物理量である。しかし、変位計測には固定点が必要であるため、適用可能な対象が限定されるという課題がある。近年では、レーザ変位計や画像処理技術を用いた変位同定が可能となっているものの、高価であり、長期計測には必ずしも適していないのが現状である。

本研究は、振動モニタリングを通じた橋梁の構造性能評価を目的とし、加速度からたわみ角を導出することで、橋梁の変位およびひずみを同定可能とする手法の実証を目指すものである。加速度の時間積分において初期値が不明な場合に変位同定が極めて困難であるという従来の課題に対し、本研究では、加速度から得られるたわみ角を空間的に積分することでこれを克服することを目指している。すなわち、空間積分における積分定数に対して、力学的に自明な橋梁の境界条件（ピン支点およびローラー支点における変位および曲げモーメントがゼロ）を適用することにより、変位を算定可能である点に着目している。さらに、たわみ角の空間差分を用いたひずみ推定についても検討対象とする。

具体的には、「橋軸方向の加速度から空間的に連続した橋軸方向のたわみ角曲線を同定し、その空間積分によって変位を推定する手法」および「たわみ角曲線の空間差分により、加速度からひずみを同定する手法」の妥当性について検討を行う。図1に本提案手法の概念を示す。

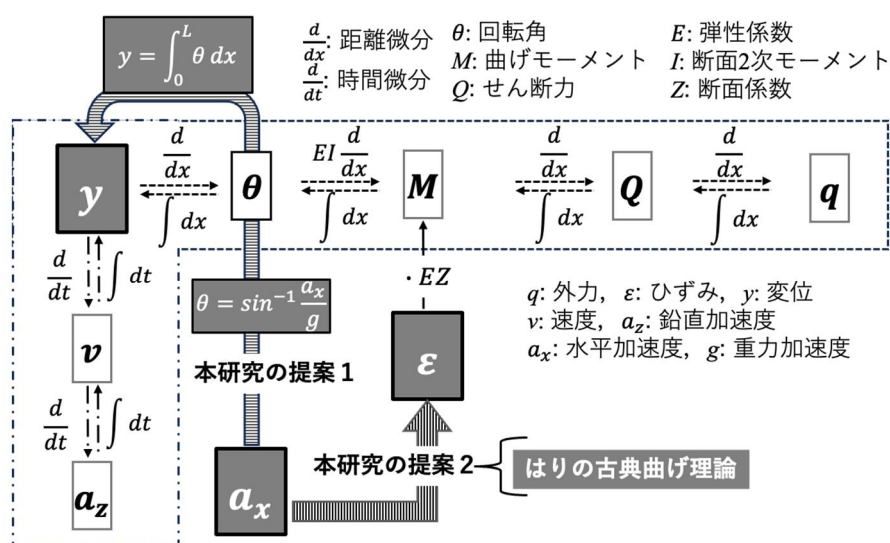


図1 橋軸方向の加速度計測による「たわみ角曲線」、「たわみ」および「ひずみ」の同定概念

2. 梁の多点加速度計測によるたわみとひずみ推定手法

「加速度計測に基づく橋梁のたわみとひずみ同定法」のための中核を担う研究項目は「加速度を用いた回転角の時系列の同定」と「回転角の時系列を用いた橋軸方向の空間的に連続なたわみ角曲線の同定」の2点である。空間的に連続なたわみ角曲線が精度良く同定できれば、梁の古典曲げ理論に基づき「たわみ角曲線の空間積分により橋梁のたわみ」を、「たわみ角曲線の空間差分により橋梁のひずみ」を同定することができる。ただし、共用中の橋梁の現有の中立軸の把握には別途の実験を必要とするなど容易でないことから、設計図書から中立軸を改定し、ひずみを求め、そのひずみの相対的な変化から構造物の性能評価を行うことができる。このような点から、本研究では「相対ひずみ」と称している。曲げ剛性 EI が既知であれば、曲げモーメントやせん断力の推定も可能であることは特記すべき点である。

3. 妥当性検証

提案週報の妥当性検証のために、RC 梁の載荷実験を行った。図 2 に RC 梁の試験体の諸元と加速度計 (B1~B9)、変位計 (A1~A9) と載荷位置 (L1 と L2) を示す。図 2(c) は RC 梁試験体のセンサ設置写真の一部を示している。また、載荷シナリオを表 1 にまとめる。

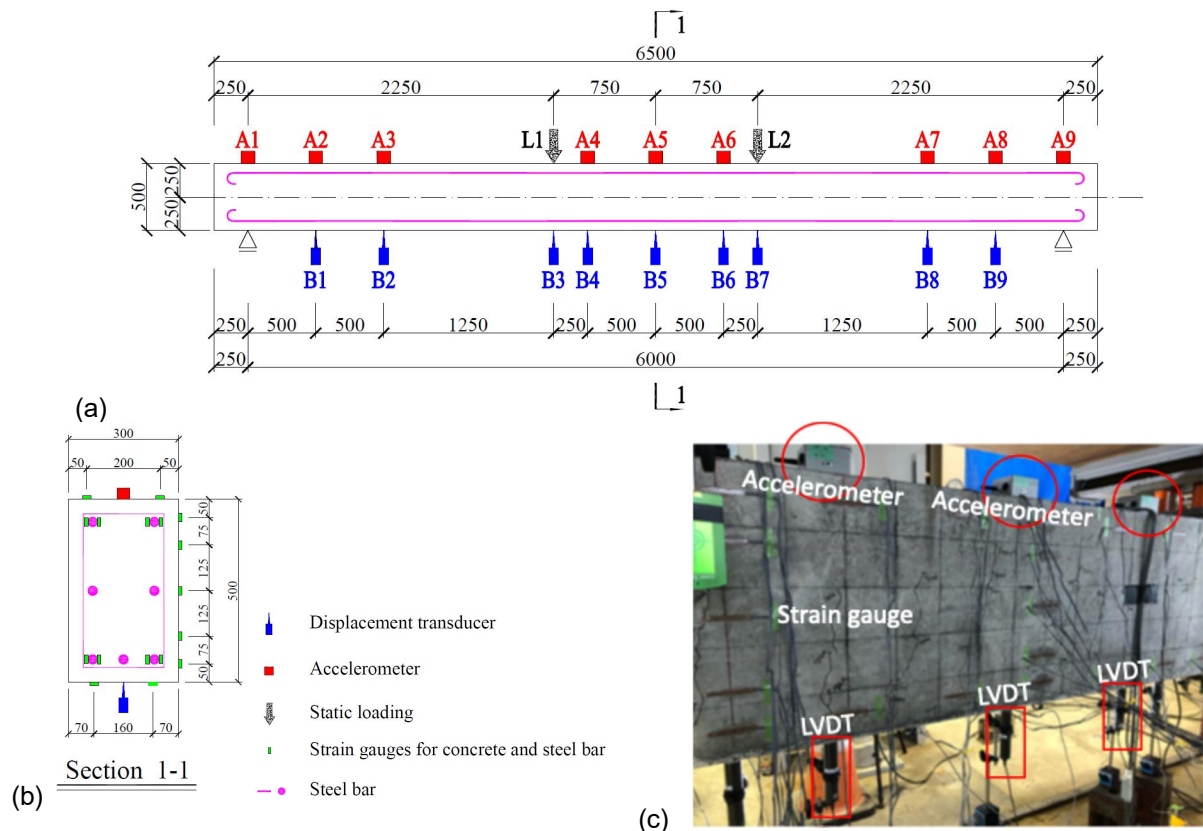
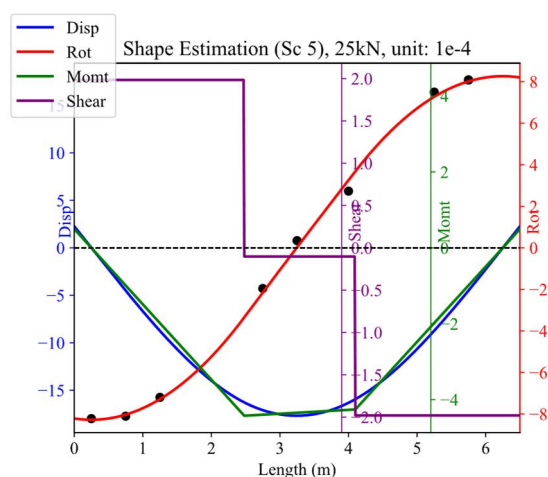


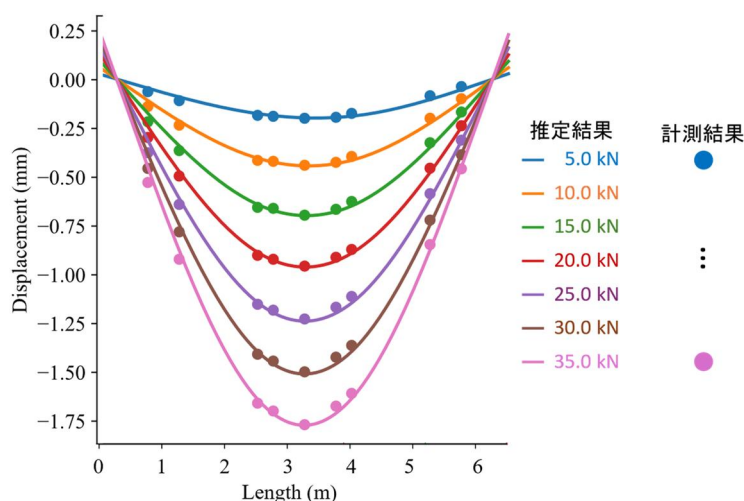
図 2 RC 梁試験体とセンサ設置図

表 1 載荷シナリオ

シナリオ No	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
初期荷重 (kN)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
載荷(kN)	10	20	25	30	40	50	70	90	110	120	130	135
除荷 (kN)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Break off



(a) たわみ角から推定したたわみ角曲線, たわみ曲線, 部材力図

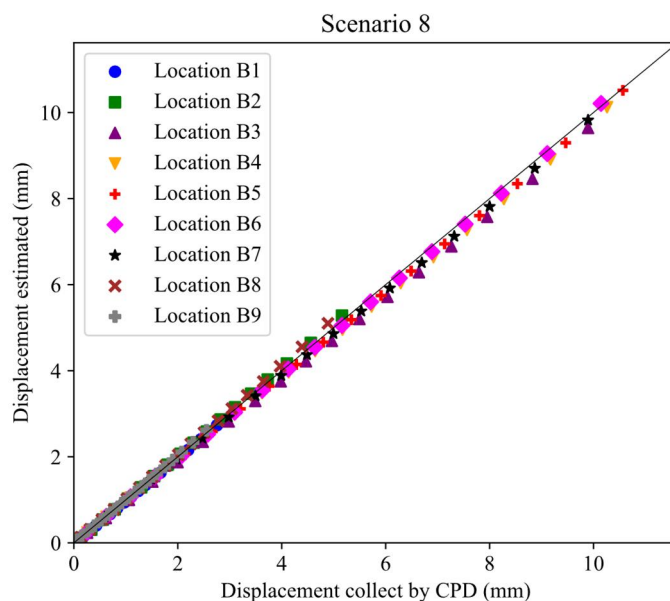


(b) 推定たわみ曲線

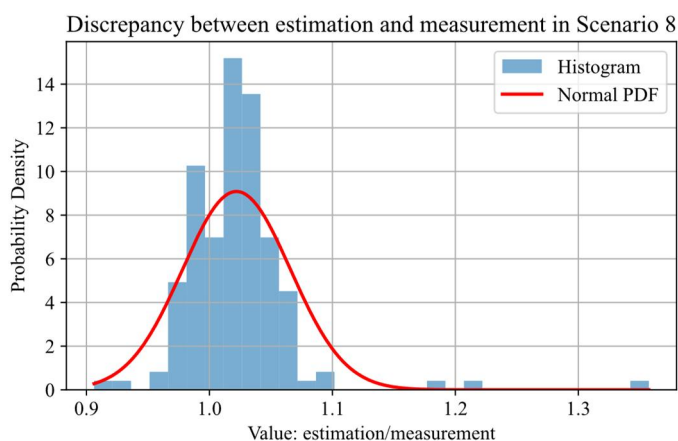
図 3 载荷シナリオ No.5 のたわみ推定結果の比較

3.1 たわみ推定

図 2 に示した RC 梁の载荷シナリオ No.5 におけるたわみ角曲線とたわみの推定結果を図 3 に示す。図 3(a)には、25kN 载荷時における各加速度計から算定したたわみ角（黒点），推定たわみ角曲線（-Rot），推定たわみ曲線（-Disp），ならびに EI を仮定して推定した曲げモーメント（-Momt）とせん断力（-Shear）図を示す。また、载荷シナリオ No.5 における各载荷段階（5.0kN～35.0kN）について、加速度計計測から推定したたわみ角曲線と、変位計により計測したたわみを図 3(b)に示す。これより、本研究で提案する、加速度から推定したたわみ曲線に基づくたわみが高い精度で推定可能であることが確認できる。



(a) 推定たわみと計測たわみの相関



(b) 推定たわみと計測たわみの比のヒストグラム

図4 载荷シナリオ no.8 のたわみ推定結果の比較

他の载荷シナリオについても検討を行い、概ね同様のたわみ推定精度が得られることを確認した。例えば、载荷シナリオ No.8 について、加速度計計測から推定したたわみと、変位計で計測したたわみとの相関図を図 4(a)に示す。すべての観測点において、高いたわみの推定精度が確認できる。また、加速度計計測から推定したたわみと、変位計で計測したたわみとの比のヒストグラムを図 4(b)に示す。中央値が 1.02 であり、高い推定精度を示している。ただし、加速度計測から推定したたわみは、変位計で計測したたわみに比べて約 2% 過大評価する傾向があることがわかる。

3.2 ひずみ推定

たわみ角曲線が推定できれば曲率の推定が可能となり、さらに中立軸が既知であればひずみを推定することができる。ただし、共用中の既設橋梁においては、現有の中立軸位置が設計図面上の中立軸位置と一致しているかは不明である。そのため、加速度計測から推定されるひずみの比を用いることで、橋梁維持管理への応用が可能であると考えられる。

図 2 の RC 梁の試験体について、中立軸が断面中央に位置すると仮定し（図 5），ひずみの推定を行った。得られた結果を図 6 に示す。図 6 のひずみ推定結果から、引張域における鉄筋ひずみの推定結果（Bar-Bottom (Loading)と Bar-Bottom (Unloading)）は、ひずみゲージによる測定結果と高い相関を示していることがわかる。ただし、 $1400\mu\epsilon$ までの範囲では、推定ひずみが計測ひずみよりも大きな値を示し、 $1400\mu\epsilon$ を超えると、推定ひずみは計測ひずみよりも小さな値を示す傾向が確認された。理由として、載荷実験前の試験体の中立軸は、仮定した初期中立軸の位置より下方に位置し、載荷が進むにつれて引張域にひび割れが発生し、実際の中立軸が圧縮側へ移動していることが考えられる。この要因として、載荷実験開始前の試験体における実際の中立軸位置が、仮定した初期中立軸位置よりも下方に存在していた可能性が考えられる。また、載荷の進行に伴い引張域にひび割れが発生し、これにより実際の中立軸が圧縮側へ移動したことが影響していると推察される。

一方、圧縮側におけるコンクリートおよび鉄筋のひずみ推定結果は、計測ひずみと比較して小さな値を示している。引張側のひずみは主に鉄筋の伸びにより支配されるため比較的安定しているのに対し、圧縮側ではコンクリートが圧壊にいたる直前に局所的に圧縮ひずみの集中が生じやすい。また、圧縮破壊の起点となる微細なひび割れの発生位置や進展経路は一定ではなく、局所的な材料強度のばらつきとして顕在化した可能性がある。

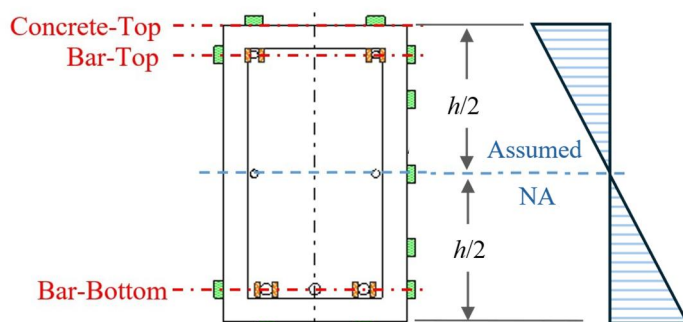


図 5 ひずみ推定における中立軸仮定とひずみ推定位置

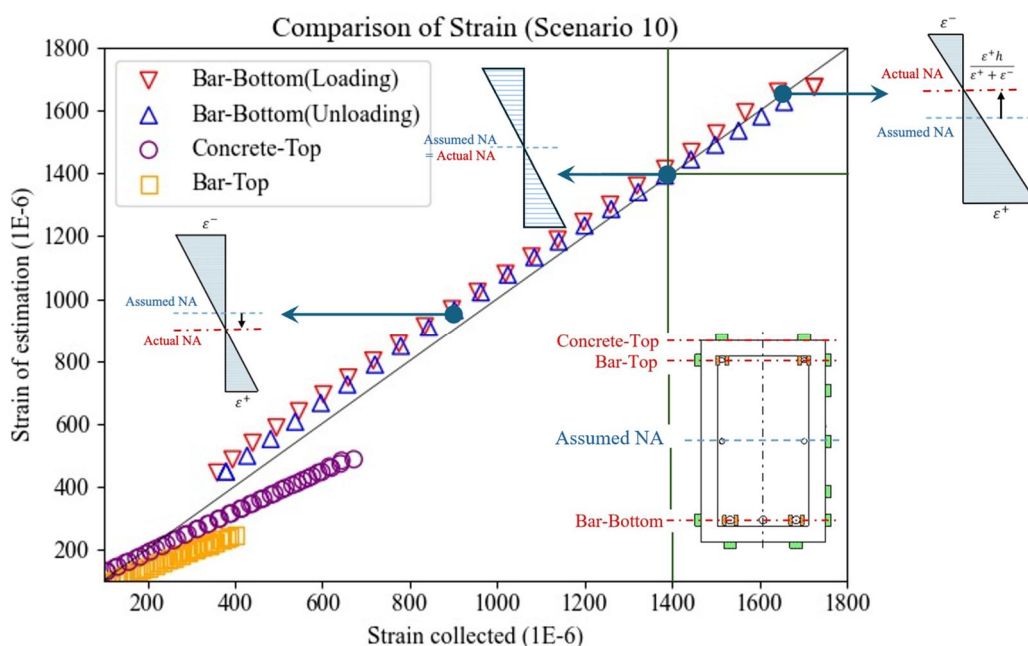


図 6 載荷シナリオ no.10 における推定ひずみと計測ひずみの相関

4. まとめ

本研究は、振動モニタリングを通じた橋梁の構造性能評価を目的とし、加速度計測データからたわみ角を導出することで、橋梁の変位および相対ひずみを同定可能とする手法の妥当性を検討した。具体的には、「橋軸方向の加速度から空間的に連続した橋軸方向のたわみ角曲線を同定し、その空間積分により変位を推定する手法」および「たわみ角曲線の空間差分により、加速度からひずみを同定する手法」について、RC 梁の載荷実験を通じて検証を行った。

たわみの推定に関しては、加速度から推定したたわみ角曲線に基づく変位が高い精度で推定可能であることを確認した。また、ひずみについては、中立軸の仮定が推定精度に影響を及ぼすものの、RC 梁の引張鉄筋ひずみは高精度で推定可能であることが示された。特に、ひずみに関しては、中立軸が未知である場合を想定し、ひずみ比などの相対的なひずみに着目することで、加速度計測に基づく構造性能評価が可能になると考えられる。

連続橋への適用など汎用性を有する手法とするため、理論の拡張および共用中の橋梁における実証実験を今後の検討課題とする。

河川堤防の越水破堤を対象とした三次元粒子法モデルの開発

京都大学工学研究科 准教授 五十里洋行

1. 研究の目的

近年、線状降水帯の発生による集中豪雨が高頻度に発生している。大量の降水により河川水位が上昇すると堤越流が発生するが、それによって堤体の一部が侵食されるとそれをトリガーとして堤内地への流出流量が徐々に増加し、最終的には堤体の破堤へと至り得る。この一連の越水破堤現象については、実験による検討は数多く行われているものの（例えば、島田ら(2010)）、CFDに基づいた数値シミュレーションに関しては、特に侵食土砂の堆積まで扱ったものは少ない。この種の被害予測や対策を講じる上で、現象を理解するためには水理実験の実施が第一の選択肢であるのは言うまでもないが、一方で、検討のためのコストをより削減させるためには、本現象を再現可能な数値シミュレーションモデルの開発もまた重要であると言える。そこで、本研究では、このような越水破堤現象を記述可能な数値シミュレーションモデルの開発を行う。モデルの根幹として、物体の複雑な変形に対応可能な粒子法を適用し、流れによる堤体の時系列変化を追跡できるモデルを開発する。既往の水理実験（Elalfy et al., 2018）を参考に境界条件を設定し、数値的に越水を発生させて、堤体の侵食に端を発する土砂の流動・堆積過程を数値流体力学的に検討する。

2. 数値モデルの概要

本研究では、粒子法をベースとした数値モデルを構築した。移動・変形の対象となる物体は流体および土砂であり、以下にそれぞれについての解析手法の概要を記述する。

(1) 流体解析

支配方程式は、以下の通りである。

$$\frac{D\rho_l}{Dt} + \rho_l \nabla \cdot \mathbf{u}_l = 0 \quad (1)$$

$$\frac{D\mathbf{u}_l}{Dt} = -\frac{1}{\rho_l} \nabla p_l + \nu \nabla^2 \mathbf{u}_l + \mathbf{g} - \frac{\beta}{\rho_l} \mathbf{F}_{ls} \quad (2)$$

ここで、 $\mathbf{u}$ ：流速ベクトル、 p ：圧力、 ρ ：密度、 t ：時間、 $\mathbf{g}$ ：重力加速度ベクトル、 ν ：動粘性係数、 $\mathbf{F}_{ls}$ ：固液相間相互作用力ベクトル、 β ：侵食量を調整するための低減係数であり、下添え字 l および s はそれぞれ液相（流体）および固相（土砂）を示す。

本数値モデルの流体解析では、上式を高精度 ISPH（Incompressible Smoothed Particle Hydrodynamics）法（後藤，2018）の離散化モデルに基づいて離散化する。まず、ISPH 法（Shao and Lo, 2003）では、流速を Projection 法に従って 2 段階に分けて更新する。

$$\mathbf{u}_l^* = \mathbf{u}_l^k + \Delta t \left(\nabla^2 \mathbf{u}_l^k + \mathbf{g} - \frac{\beta_l}{\rho_l} \mathbf{F}_{ls}^k \right) \quad (3)$$

$$\mathbf{u}_l^{k+1} = \mathbf{u}_l^* - \frac{\Delta t}{\rho_l} \nabla p_l^{k+1} \quad (4)$$

ここで、 Δt ：計算時間間隔であり、上添え字 k および $*$ は計算ステップおよび仮の値を示す。圧力 p_l^{k+1} は、式(4)の両辺の発散を取って得られる下記の Poisson 方程式を解くことで得られる。

$$\nabla^2 p_l^{k+1} = \frac{\rho_l}{\Delta t} \nabla \cdot \mathbf{u}_l^* \quad (5)$$

本数値モデルでは、左辺の Laplacian に対して以下の離散化モデル (Khayyer and Gotoh, 2010) を適用する。

$$\langle \nabla^2 p_l^{k+1} \rangle_i = \sum_j \left\{ \frac{\partial p_{ij}}{\partial r_{ij}} \frac{\partial w_{ij}}{\partial r_{ij}} + p_{ij} \left(\frac{\partial^2 w_{ij}}{\partial r_{ij}^2} + \frac{D_0 - 1}{r_{ij}} \frac{\partial w_{ij}}{\partial r_{ij}} \right) \right\} V_j \quad ; \quad p_{ij} = p_j - p_i \quad (6)$$

ここで、 r_{ij} : 粒子 ij 間の距離、 w : カーネル関数、 D_0 : 次元数、 V : 粒子の体積である。また、右辺に対しては、下記のモデル (Khayyer and Gotoh, 2009) を適用する。

$$\langle \nabla \cdot \mathbf{u}_l^* \rangle_i = \sum_j V_j \mathbf{u}_l^* \cdot \nabla w_{ij} \quad (7)$$

さらに、式(4)に含まれる圧力勾配項については、以下のモデル (Oger et al., 2007) を適用する。

$$\langle \nabla p \rangle_i = \sum_j V_j p_{ij} \mathbf{c}_{ij} \cdot \nabla w_{ij} \quad (8)$$

$$\mathbf{c}_{ij} = \left\{ \sum_j V_j \nabla w_{ij} \otimes \mathbf{r}_{ij} \right\}^{-1} \quad ; \quad \mathbf{r}_{ij} = \mathbf{r}_j - \mathbf{r}_i \quad (9)$$

ここで、 $\mathbf{r}_i$: 粒子 i の位置ベクトルである。以上は標準的な ISPH 法で用いられる離散化モデルとは異なり、計算精度向上のための高精度スキームが適用された離散化モデルである。これらに加えて、計算の安定性向上のために DS (Dynamic Stabilization) 法 (Tsuruta et al., 2013) も導入した。これは、2 粒子間の距離の極端な接近を防ぐためのスキームである。

(2) 土砂変形解析

本数値モデルでは、堤体を連続体 (弾塑性体) と近似して変形を解く (Ikari and Gotoh, 2016, 2020) 。運動方程式は以下のように書ける。

$$\Xi = 0 : \quad \frac{D\mathbf{u}_s}{Dt} = \frac{1}{\rho_s} \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} - \frac{1}{\rho_s} \nabla p_l + \mathbf{g} + \frac{1}{\gamma \rho_s} \mathbf{F}_{ls} \quad (10)$$

$$\Xi = 1 : \quad \frac{D\mathbf{u}_s}{Dt} = \frac{1}{\rho_s} \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} - \frac{1}{\rho_s} \nabla p_l + \mathbf{g} + \frac{1}{\zeta(\rho_s + \theta C_M \rho_l)} \mathbf{F}_{ls} \quad (11)$$

$$\Xi = 2 : \quad \rho_l \left(\frac{\rho_s}{\rho_l} + C_M \right) \frac{d\mathbf{u}_s}{dt} = \mathbf{F}_{ls} + \rho_l (1 + C_M) \frac{d\mathbf{u}_l}{dt} - \nabla p_l + \rho_s \mathbf{g} \quad (12)$$

ここで、 Ξ は土砂粒子の分類を示す変数であり、 $\Xi = 0$: 地盤内粒子、 $\Xi = 1$: 地盤表層粒子、 $\Xi = 2$: 孤立粒子である。土砂粒子が地盤内もしくは地盤表層にある場合は、連続体の一部として、孤立した場合には個別要素法のような離散体粒子として扱う。なお、 C_M : 付加質量係数、 γ : 地盤 (堤体) の間隙率、 ζ : 地盤 (堤体) の充填率 ($= 1 - \gamma$) であり、 θ は本計算で用いる計算粒子径に対する実際の堤体土砂の代表粒径の割合である。

$\boldsymbol{\sigma}$ は応力テンソルであり、以下の式を用いて計算される。

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{\Omega} \cdot \boldsymbol{\sigma} - \boldsymbol{\sigma} \cdot \boldsymbol{\Omega} + \lambda_e \text{Itr}(\dot{\boldsymbol{\epsilon}}) + 2\mu_e \dot{\boldsymbol{\epsilon}} - \{ \lambda_e \text{Itr}(\dot{\boldsymbol{\epsilon}}_p) + 2\mu_e \dot{\boldsymbol{\epsilon}}_p \} \quad (13)$$

$$\boldsymbol{\sigma}^{k+1} = \boldsymbol{\sigma}^k + \dot{\boldsymbol{\sigma}} \Delta t \quad (14)$$

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \frac{1}{2}\{\nabla \mathbf{u} + (\nabla \mathbf{u})^T\}, \quad \boldsymbol{\Omega} = \frac{1}{2}\{\nabla \mathbf{u} - (\nabla \mathbf{u})^T\} \quad (15)$$

$$\lambda_e = \frac{Ev}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \quad \mu_e = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (16)$$

ここで、 E ：堤体のヤング率、 ν ：堤体のポアソン比、 $\mathbf{I}$ ：単位テンソルである。 $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_p$ は塑性ひずみ速度テンソルであり、流れ則に従って以下の式から計算される。

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_p = \dot{\lambda}_p \frac{\partial g_p}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (17)$$

$$\dot{\lambda}_p = \frac{\lambda_e \text{tr}\left(\frac{\partial f_p}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right) \text{tr}(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}) + 2\mu_e \frac{\partial f_p}{\partial \boldsymbol{\sigma}} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}}{\lambda_e \text{tr}\left(\frac{\partial f_p}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right) \text{tr}\left(\frac{\partial g_p}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right) + 2\mu_e \frac{\partial f_p}{\partial \boldsymbol{\sigma}} : \frac{\partial g_p}{\partial \boldsymbol{\sigma}}} \quad (18)$$

f_p および g_p は、塑性関数およびダイレイタンシー関数であり、本研究ではそれぞれ Drucker-Prager 条件を用いた。

$$f_p = \sqrt{J_2} + \alpha_\phi I_1 - k_c \quad (19)$$

$$g_p = \sqrt{J_2} + \alpha_\psi I_1 \quad (20)$$

$$\alpha_\phi = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{3}(3-\sin\phi)}, \quad k_c = \frac{6c \cos\phi}{\sqrt{3}(3-\sin\phi)}, \quad \alpha_\psi = \frac{2\sin\psi}{\sqrt{3}(3-\sin\psi)} \quad (21)$$

ここで、 I_1, J_2 ：応力の第一および第二不変量、 ϕ, ψ, c ：堤体の内部摩擦角、ダイレイタンシー角および粘着力である。本研究では、堤体を弾完全塑性体と近似して計算を行う。

(3) 固液相間相互作用

標準的な粒子法計算においては、流体粒子の固相内部への侵入を認めない。これは、固相内部で粒子数密度が過度に上昇して圧力が急激に増加するのを防ぐためである。しかし、本数値モデルでは、堤体内部に限っては流体粒子の侵入を許可する。すなわち、流体粒子と土砂粒子の位置の重複を認める。これは、堤体内部の浸透流と外部の表層流を統一して解くためである。ただし、流体粒子および土砂粒子それぞれで粒子数密度を計算する際には異相粒子がカーネルの範囲内にいたとしても、粒子数密度のカウントには含まないとするこことで、粒子数密度の過度な上昇を防ぐ。両相の相互作用力については、上記の土砂粒子の分類フラグによって異なる式で与える。

$$\Xi = 0: \quad \mathbf{F}_{ls} = \frac{\alpha_{ls}\mu\xi^2}{\gamma d_{50}^2}(\mathbf{u}_l - \mathbf{u}_s) \quad (22)$$

$$\Xi = 1: \quad \mathbf{F}_{ls} = (1-\theta) \frac{\alpha_{ls}\mu\xi^2}{\gamma d_{50}^2}(\mathbf{u}_l - \mathbf{u}_s) + \theta \frac{3}{4} C_d \frac{\zeta}{d_p}(\mathbf{u}_l - \mathbf{u}_s)|\mathbf{u}_l - \mathbf{u}_s|\gamma^{-1.65} \quad (23)$$

$$\Xi = 2: \quad \mathbf{F}_{ls} = \frac{3}{4} C_d \frac{\zeta}{d_{50}}(\mathbf{u}_l - \mathbf{u}_s)|\mathbf{u}_l - \mathbf{u}_s|\gamma^{-1.65} \quad (24)$$

$$\alpha_{ls} = \frac{41\gamma^2}{\zeta^{\frac{2}{3}}\left(1 - \zeta^{\frac{1}{3}}\right)\left(1 - \zeta^{\frac{2}{3}}\right)} \quad (25)$$

ここで、 μ ：粘性係数、 d_{50} ：堤体土砂の中央粒径、 C_d ：抗力係数である。

3. 河川氾濫流による越水破堤シミュレーション

(1) 計算領域

図-1~図-3 に、本計算における計算領域を示す。領域左端の流入境界から一定の流量で水を供給して流れを発生させる。流入境界のある等幅水路（断面 A）から拡幅部（断面 B）を経て、固定斜面部（断面 C）に続けて台形状の堤体（断面 D）を設置する。堤体には図-3 に示すような断面が幅 0.1 m × 深さ 0.1 m の矩形形状の切り欠（導流水部）を設け、切り欠からの越流侵食を促す。堤内地側には、侵食土砂の堆積挙動を調査するために固定平坦床を設置した。なお、固定平坦床を超えた越流水は消去した。計算領域右端は流出境界として越流堰を設けた。初期水深は、0.15 m である。これらの領域設定は、Elalfy et al. (2018)の水力実験条件を参考にした。粒子径は、0.01 m とした。

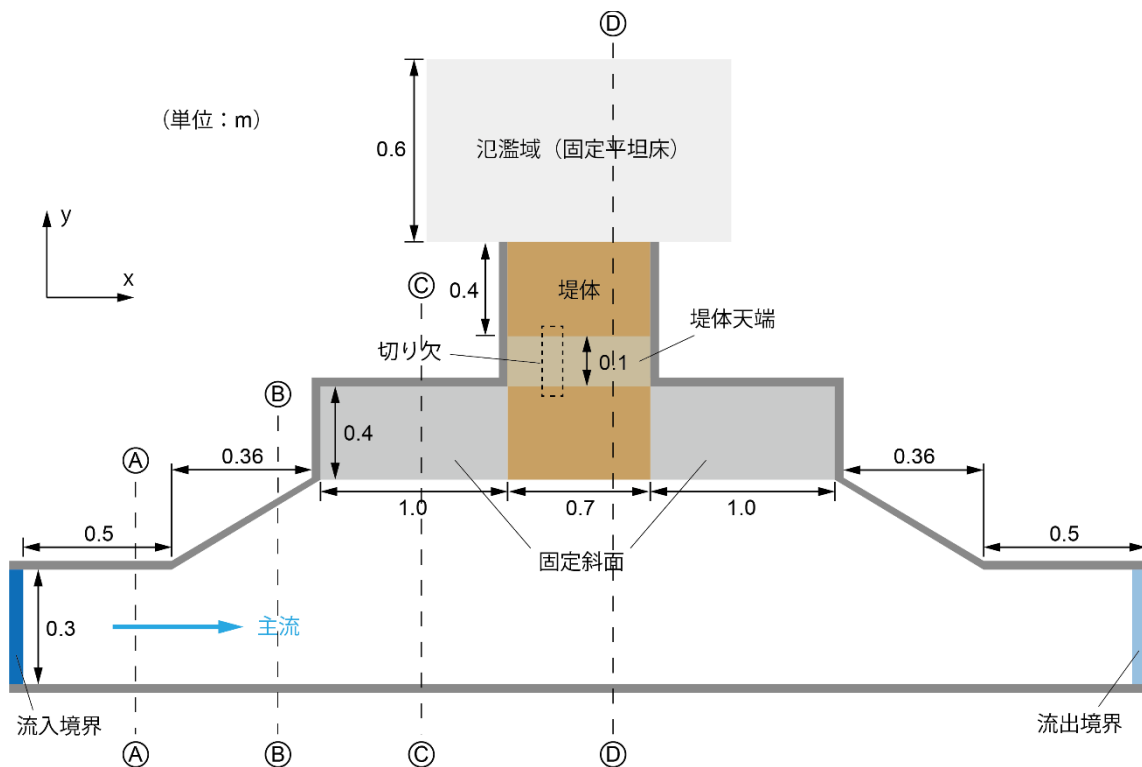


図-1 計算領域（平面図）

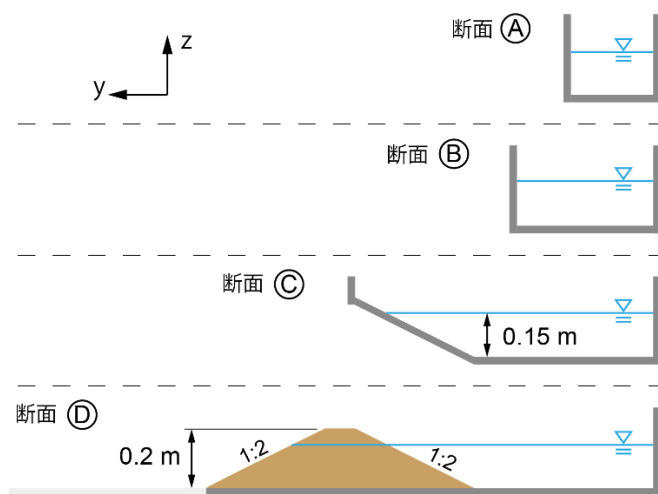


図-2 計算領域（断面図）

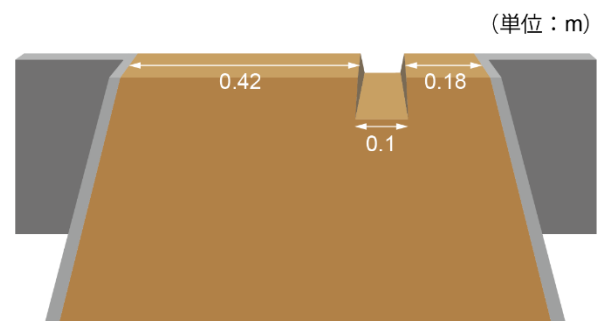


図-3 堤体模式図

(2) 計算結果

図-4 に、計算領域全体を図示した計算結果のスナップショットを示す。図中の水色の球で示しているのが流体粒子であり、茶色が土砂粒子、灰色が固定壁粒子である。なお、流入開始時刻ではなく、越流開始時刻を $t=0.0$ s と定義している。河川の流れを模した主流部から堤体の切り欠けを通じて越流が発生している様子がわかる。越流水は固定平坦床部において三角形状に広がって氾濫域を拡大していく。

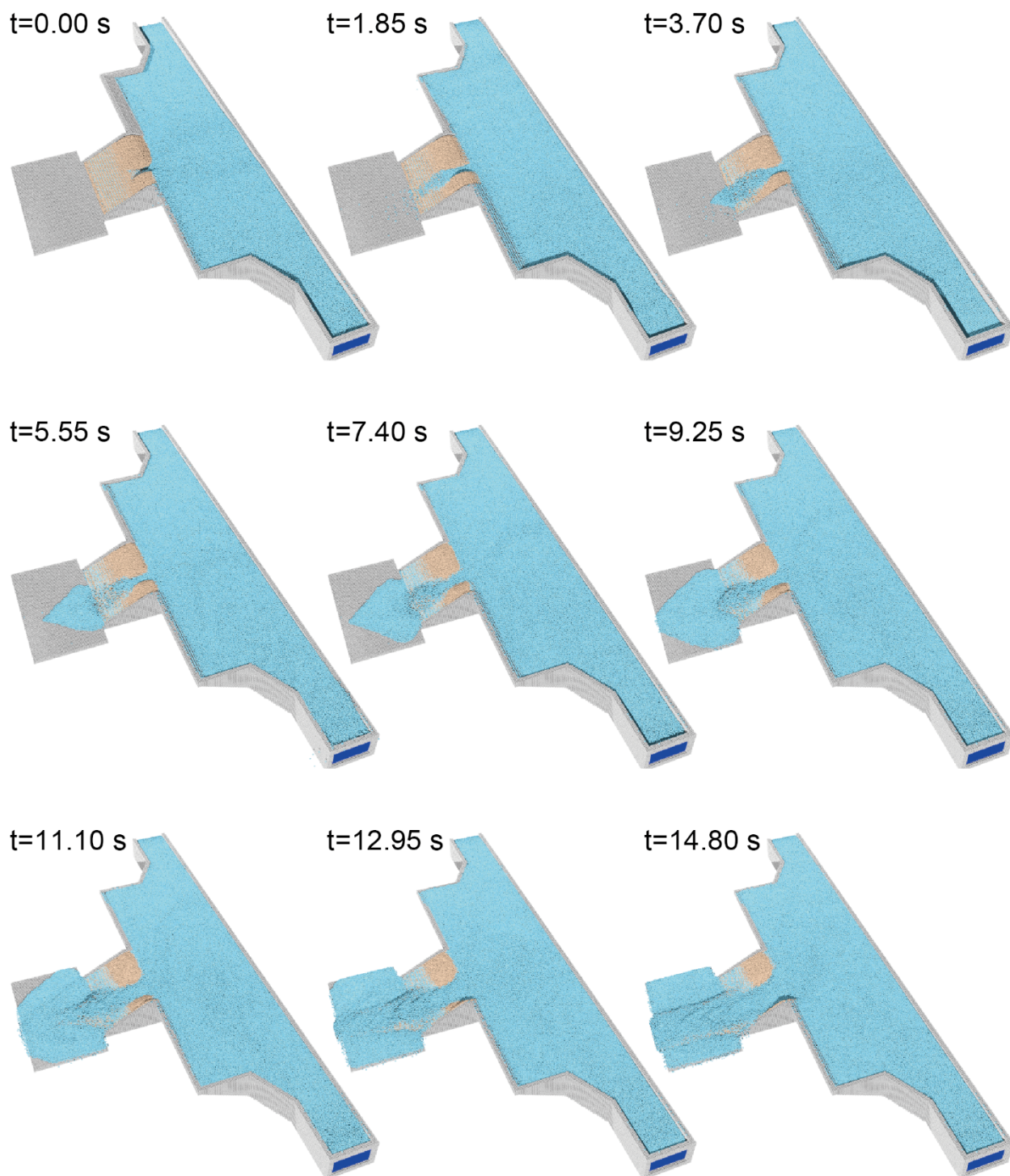
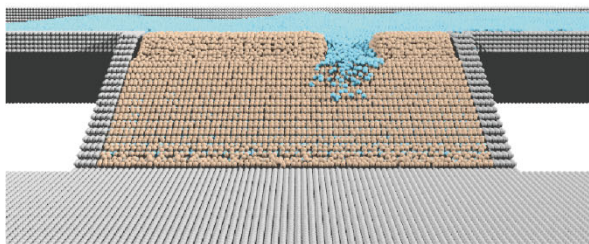


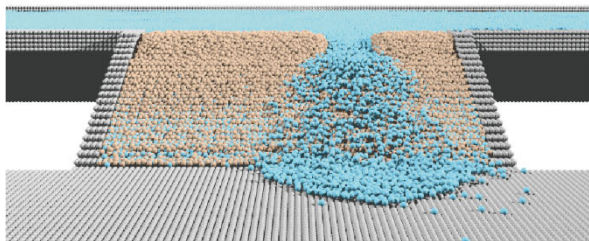
図-4 計算結果のスナップショット（全体図）

図-5 に、固定平坦床部からの視点で堤体近傍を図示したスナップショットを示す。また、図-6 に、堤体および固定平坦床部の上方から土砂粒子および固定壁粒子のみを描画したスナップショットを示す。切り欠部を中心に越流水によって堤体が侵食され、切り欠の幅が拡大し、氾濫が増大している。また、越流水の作用によって土砂粒子が固定平坦床部に移動し、堆積する状況が本計算によって示されている。本計算では越流開始から約 15 秒後まで計算を実施したが、流体は固定平坦床部全域に広がったのに対して、土砂の堆積域は堤体幅の 2/3 程度までしか下流側には広がらなかった。

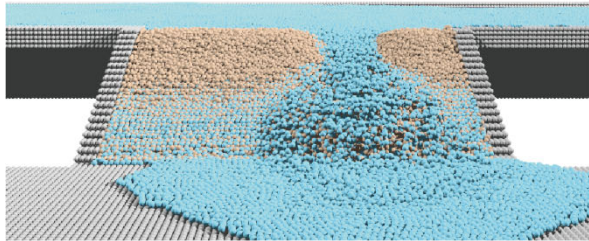
t=0.4 s



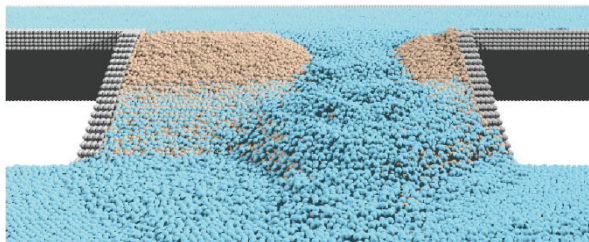
t=4.0 s



t=7.6 s



t=11.2 s



t=14.8 s

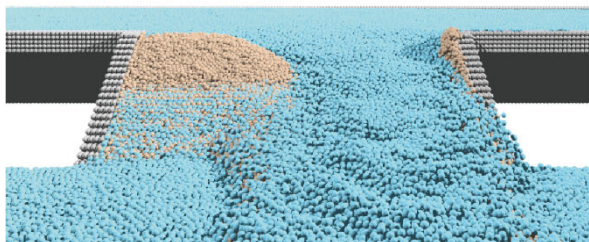
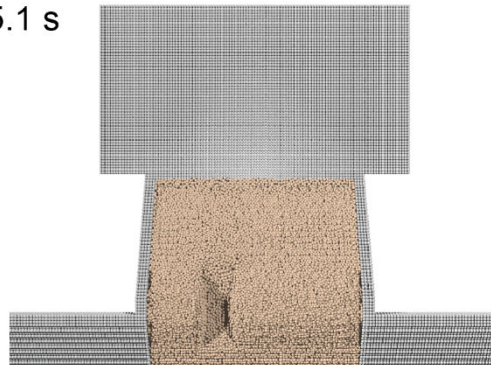
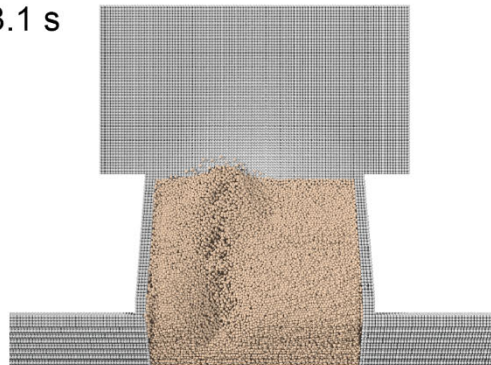


図-5 切り欠からの氾濫

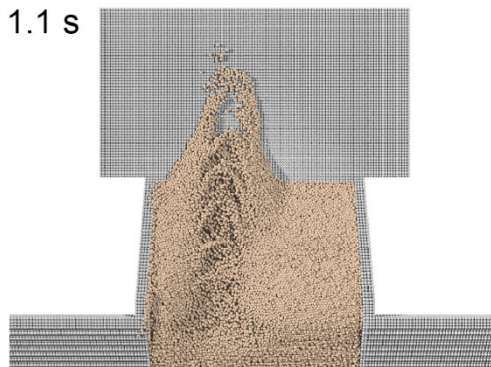
t=5.1 s



t=8.1 s



t=11.1 s



t=14.1 s

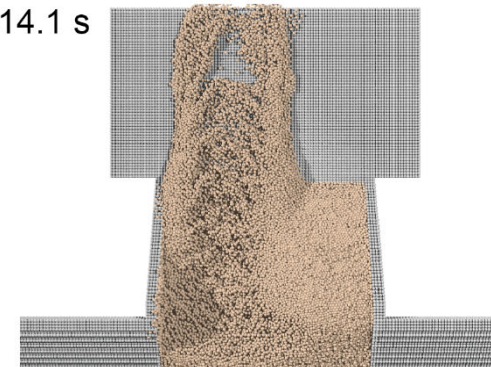


図-6 堤体土砂の堆積

図-7 に、図中に示す堤体の 4 計測断面における断面形状を Elalfy et al.(2018)の実験結果と併せて示す。実験結果の断面形状と比較すると計算結果は $t=5.0$ s 時点では実験結果と良好に対応しているが、 $t=15.0$ s では侵食量が大きく、特に切り欠部の幅が広く評価された。これは、本計算での主流部の水位が実験結果よりも大きいことが原因の一つであると思われる。本計算においては、流出堰の高さを試行錯誤的に調整して主流部の水位を実験結果に合致させようとしたが、まだ実験結果に一致するような調節が完了していない。もう一つの原因として、堤体の粘着性に関する問題がある。実験結果の断面形状を見ると、切り欠の斜面勾配が非常に大きい。これはおそらく堤体土砂が不飽和土で見かけ上の粘着性を有していることを示唆しており、本計算においても切り欠形状を維持するために粘着力を与えたが、それが不十分で計算の方が侵食されやすい状態であったことが考えられる。断面形状に関しては、今後、主流部の水位や土砂に与える粘着力を引き続き検討した上で比較する必要がある。

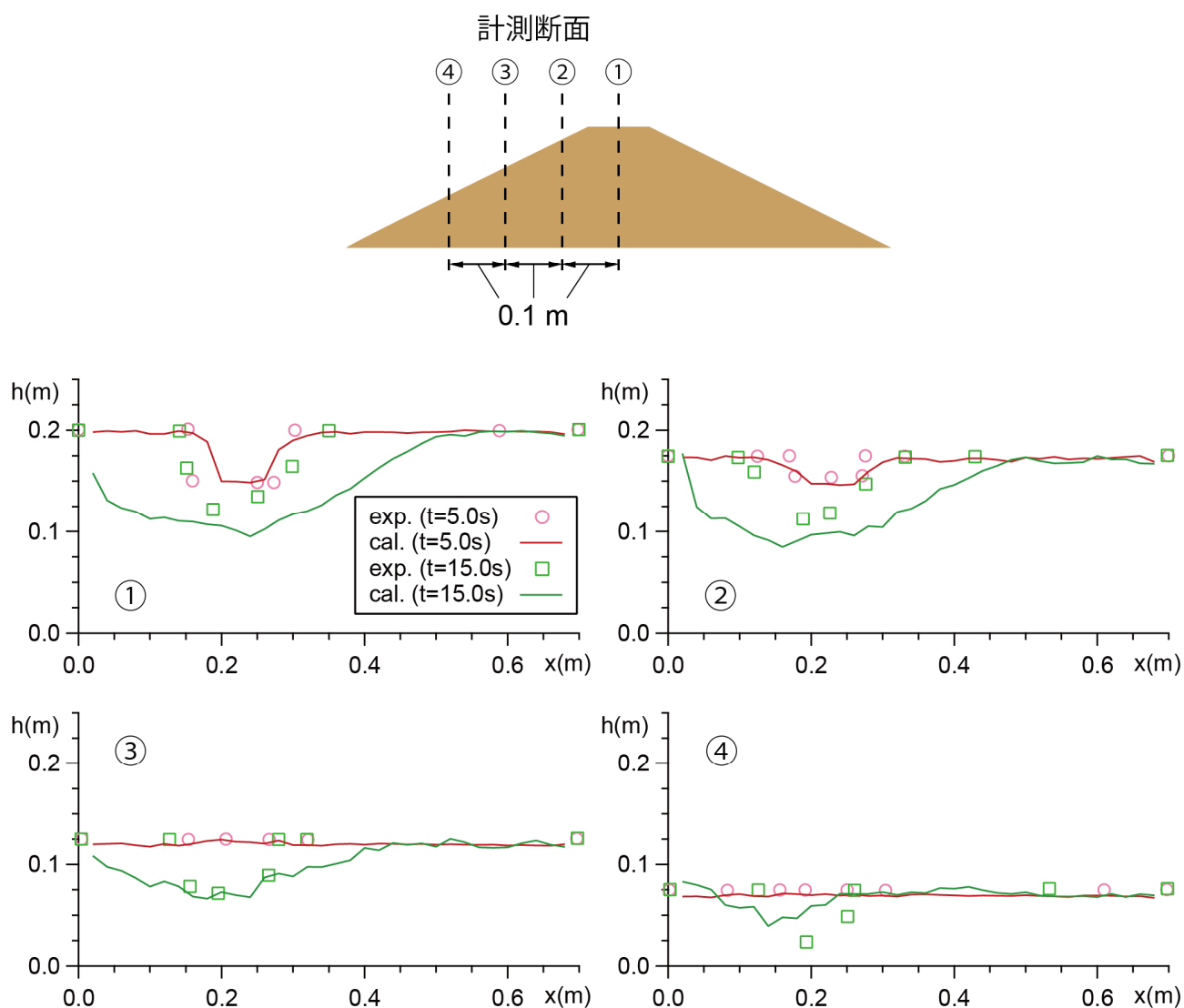


図-7 堤体断面形状の比較

4. 結論

本研究では、粒子法をベースとした河川堤防の越水破堤解析に対応可能な数値シミュレーションモデルの構築を行った。流体には高精度 ISPH 法を適用し、堤体の変形を弾塑性構成則に従って解くモデ

ルを開発した。既往の水理実験と同様に、河川の左岸のみに越流を促進するための切り欠を設けた堤体を設置した水路を用いて計算を行った。

計算の結果、河川水が堤体の切り欠を通して堤内地に流出して氾濫が発生する過程が再現された。また、その越流水によって堤体の裏法が徐々に侵食されて堤体が変形するとともに、流出した土砂が堤内地に流動・堆積する過程も解かれた。本現象に関して、定性的には越水破堤過程の再現に成功したと言える。ただし、堤体の断面形状を実験結果と比較した結果、本計算では比較的侵食が大きく評価された。これは、河川の水位が実験よりも高いことや土砂の粘着力が原因であると考えられ、今後それらの条件設定の見直しが必要である。

参考文献

- 1) E. Elalfy, A. A. Tabrizi, and M. H. Chaudhry. Numerical and Experimental Modeling of Levee Breach Including Slumping Failure of Breach Sides. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 144(2), 04017066, 2018.
- 2) H. Ikari and H. Gotoh. SPH-based simulation of granular collapse on an inclined bed. *Mechanics Research Communications*, Vol. 73, pp. 12–18, 2016.
- 3) H. Ikari and H. Gotoh. Multiphase particle method using an elastoplastic solid phase model for the diffusion of dumped sand from a split hopper. *Computers and Fluids*, 208, 104639, 2020.
- 4) A. Khayyer, H. Gotoh, and S. Shao. Enhanced predictions of wave impact pressure by improved incompressible SPH methods. *Applied Ocean Research*, Vol. 31, No. 2, pp. 111–131, 2009.
- 5) A. Khayyer and H. Gotoh. A higher order Laplacian model for enhancement and stabilization of pressure calculation by the MPS method. *Applied Ocean Research*, Vol. 32, No. 1, pp. 124–131, 2010.
- 6) G. Oger, M. Doring, B. Alessandrini, and P. Ferrant. An improved SPH method: Towards higher order convergence. *Journal of Computational Physics*, Vol. 225, No. 2, pp. 1472–1492, 2007.
- 7) S. Shao and E.Y.M. Lo. Incompressible SPH method for simulating Newtonian and non-Newtonian flows with a free surface. *Advances in Water Resources*, Vol. 26, No. 7, pp. 787–800, 2003.
- 8) N. Tsuruta, A. Khayyer, and H. Gotoh. A short note on Dynamic Stabilization of Moving Particle Semi-implicit method. *Computers & Fluids*, Vol. 82, pp. 158–164, 2013.
- 9) 後藤仁志. 粒子法 - 連続体・混相流・粒状体のための計算科学. 森北出版, 289p, 2018.
- 10) 島田友典, 平井康幸, 辻珠希. 千代田実験水路における越水破堤実験. 水工学論文集, 第 54 巻, pp. 811–816, 2010.