

# 近畿建設協会研究助成発表会

2021年9月9日



一般社団法人

近畿建設協会

# 論 文 集

## 目 次

1. 巨椋池干拓地の一部を遊水地として活用する淀川水系の治水構想に関する研究  
摂南大学 理工学部都市環境工学科 准教授 石田 裕子 . . . 1
2. 都市河川流域における小さな自然再生による豊かな海の実現に向けた社会実装  
神戸市立工業高等専門学校 都市工学科 教授 宇野 宏司 . . . 11
3. 新型コロナウイルス感染症のパンデミックにおける緊急時の都市内配送マネジメント  
京都大学大学院 名誉教授 谷口 栄一 . . . 19
4. 土中の水の状態による道路の通行規制・解除基準の考察  
大阪産業大学 工学部都市創造工学科 教授 小田 和広 . . . 27
5. 土工構造物の維持管理の合理化に関する研究  
関西大学 環境都市工学部 都市システム工学科 准教授 北岡 貴文 . . . 37
6. 廃ガラスカレットを用いた気泡混合軽量土の開発  
大阪工業大学 工学部 都市デザイン工学科 教授 日置 和昭 . . . 45
7. 画像拡大による目視で検知できない緩んだボルトの検出  
京都大学大学院 工学研究科・社会基盤工学専攻 教授 金 哲佑 . . . 53
8. 疲労き裂を有する鋼桁のき裂進展を考慮した残存耐荷力評価法の開発  
神戸大学大学院 市民工学専攻 准教授 橋本 国太郎 . . . 61
9. 中小鋼橋維持管理のための低コスト塗装更新技術の提案  
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 . . . 69
10. 高架橋の健全性診断のための自立型センシングシステムの開発  
関西大学 システム理工学部 機械工学科 教授 小金沢 新治 . . . 77

※所属等は 2021 年 4 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。

## 巨椋池干拓地の一部を遊水地として活用する

## 淀川水系の治水構想に関する研究

○摂南大学理工学部 准教授 石田裕子

摂南大学 名誉教授 澤井健二

## 1. 研究の背景と目的

近年、日本では、2018年の平成30年7月豪雨や2019年の令和元年東日本台風（台風19号）など、既存のハード設備だけでは制御できない、想定を超える甚大な洪水災害が起こっている。国土交通省は、2019年10月に「気候変動を踏まえた治水計画のあり方」を提言した。これは気候変動における今後頻発すると予測される水害に対して、気候変動による影響を踏まえた降雨予測を活用し、今後河川整備を行っていくとされている<sup>1)</sup>。また、土木学会は2020年1月に2019年台風19号を踏まえた今後の防災・減災に関する提言を発表した<sup>2)</sup>。この提言では、強靱な国土づくりを進めるために、河川整備、氾濫を抑える流域対策、氾濫リスク評価等に基づく氾濫に備える対策を一層進化させ、ハード・ソフト両面で氾濫した洪水をコントロールし、氾濫リスクに基づく徹底したまちづくり・住まい方の改善等を一体的に進めるため、「流域治水」の実現に向けた重点的施策を提言している。さらに、国土交通省は、2020年7月6日に、近年の水災害による甚大な被害を受けて、施設能力を超過する洪水が発生することを前提に、社会全体で洪水に備える水防災意識社会の再構築を一步進め、気候変動の影響や社会状況の変化などを踏まえ、あらゆる関係者が協働して流域全体で行う、流域治水への転換を推進し、防災・減災が主流となる社会を目指す方針を打ち出した<sup>3)</sup>。

琵琶湖・淀川流域、特に本川である宇治川・淀川においては、河道掘削や天ヶ瀬ダムの再開発事業など、河道内の流下能力を高める整備を行っているものの、計画規模を超える超過洪水に対しては流域治水の考え方に基づいた対策を取る必要がある。琵琶湖・淀川流域の中間点である三川合流域付近には、かつて巨椋池が存在し、宇治川の遊水機能を持っていたことが知られている。今では干拓地となっているが、本研究ではこの干拓地の一部に巨椋池遊水地をつくることを仮定して、宇治川・桂川・木津川および淀川本川を含めた、超過洪水時の一次元流れ解析および二次元氾濫解析を実施し、水位低減効果について検証した。また、本流域の治水や環境の課題を普及・啓発するために、すでに製作している巨椋池流域模型ピオトープ等を利用した資料の作成や見学会を実施した。

## 2. 巨椋池遊水地を仮定した1次元流れ解析

## 2.1 モデル河川の設定について

不等流解析ならびに不定流解析で用いる淀川本川、宇治川、木津川、桂川の河川モデルの川幅を、表1に示す。縦断方向および高さデータについては、淀川河川事務所から提供された淀川縦断面図、宇治川縦断面図、木津川縦断面図、桂川縦断面図のデータより、200mごとの計画河床高を使用した。粗度係数は全区間で $0.02 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}$ とした。計算に必要な各地点のデータを表2に示す。断面内諸量の計算を単純化するために、横断面は単断面のモデル断面を考え計算に用いた。

河口から約10km付近には淀川大堰があり、平水時は堰き止められて大川（旧淀川）へ淀川本川の水を流しているが、洪水時には全開にして新淀川へ放流が行われている。本研究では淀川大堰の操作は全く考慮しない。なお、標高の表し方は全てO.P.（大阪湾最低潮位）を基準としている。

表 1 各河川の川幅条件

各河川	川幅 (m)
淀川本川	400 m
宇治川	200 m
木津川	200 m
桂川	200 m
木津川との合流部	350 m
桂川との合流部	300 m

表 2 各地点の距離と各断面番号条件

各地点	距離 (km)	断面番号
河口	0 km	0
木津川合流点	35.8 km	179
桂川合流点	37.0 km	185
宇治川下流端	37.2 km	186
宇治川上流端 (宇治観測所)	50.6 km	253
木津川下流端	0.2 km	254
木津川上流端 (飯岡観測所)	16.0 km	333
桂川下流端	0.2 km	334
桂川上流端 (天竜寺観測所)	18.0 km	423

## 2.2 不等流モデルによる水面解析

開水路流れのエネルギー保存則（ベルヌーイの定理）を用い、下流から上流に向かって水面形を試算的に求めた。具体的には、下流水深から上流水深を仮定して全水頭差を求め、それが摩擦損失水頭に一致するまで 2 分法を繰り返した。今回は、水深の下限値を限界水深としているため、流れがすべて常流となるように設定している。そのため、水位が限界水位を下回る場合も、すべて限界水位として計算を進めた。また、平時時、淀川大堰により本川 10 km 地点まで影響が出るが、淀川大堰は全開していると考え計算を進めた。表 3 に解析条件を示す。

表 3 不等流の解析条件

項目	内容
流量 $Q$	宇治川 500 m <sup>3</sup> /s 木津川 1000 m <sup>3</sup> /s 桂川 700 m <sup>3</sup> /s
計算区間 $L$	37,000 m (淀川本川 0 - 37 km) 13,600 m (宇治川 37 - 50.6 km) 16,000 m (木津川 0 - 16.0 km) 18,000 m (桂川 0 - 18.0 km)
計算間隔 $\Delta x$	200 m
計算断面数 $imax$	423 ( $L/\Delta x$ )
河床高 $z$	国土交通省淀川河川事務所縦断面図の計画河床高
下流端水位 $HH0$	限界水深

不等流解析の結果を、図 1 に示す。それぞれ横軸に計算区間（距離）を、縦軸に水位、ならびに計画河床高を表している。本研究では、次項に示す不定流解析において、洪水が現れる前の定常状態の水面形として本項の結果を用いた。しかし、不等流解析の川幅や粗度係数を 0.02 m<sup>-1/3</sup>/s とし一定に与えているのに対し、実河川では、川幅や粗度係数が断面によって異なる。今後、実河川の各流量における水面形を再現するにはさらなる検討が必要である。



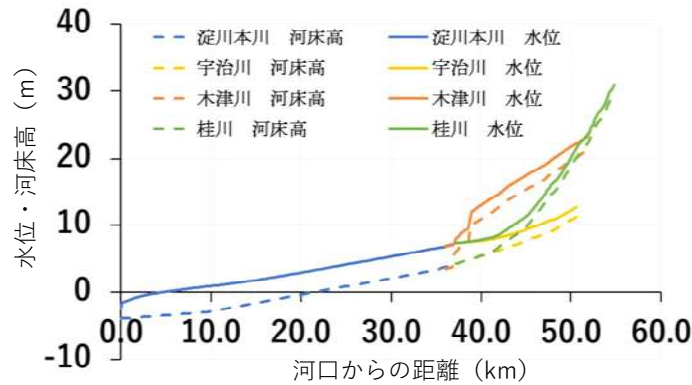


図1 各河川における水位および河床高

2.3 不定流モデル (Leap-frog 法) による検証

Leap-frog 法は、縦軸に時間、横軸に計算断面を取る時空平面において、断面ごとに流量と水位を交互に求めていく解析法である。計算式は、次のとおりである。

流量計算式

$$Q_I^{n+1} = \frac{H_{I+1}^n - H_{I-1}^n + \left[ \left( \frac{1}{gA} \right)_{(I+1)(I-1)}^n * \frac{\Delta x}{\Delta t} + T \right] * Q_I^{n-1}}{\left( \frac{1}{gA} \right)_{(I+1)(I-1)}^n * \frac{\Delta x}{\Delta t} - T + \left( \frac{2}{K^2} \right)_{(I+1)(I-1)}^n * \Delta x * |Q_I^{n-1}|}$$

水位計算式

$$H_{I+1}^{n+2} = \frac{\Delta t}{B_{I+1}^n * \Delta x} * [Q_{I+2}^{n+1} - Q_I^{n+1}] + H_{I+1}^n$$

ただし、

$$T = \frac{\Delta x}{4\Delta t} \left( \frac{2B}{gA^2} \right)_{(I+1)(I-1)}^n [(H_{I+1}^{n+2} - H_{I+1}^n) + (H_{I-1}^{n+2} - H_{I-1}^n)]$$

$$K^2 = A^2 R^{4/3} / n^2$$

ここに、 $Q$ ：流量， $H$ ：水位， $A$ ：流積， $B$ ：水面幅， $\Delta x$ ：断面の間隔， $\Delta t$ ：計算の時間間隔， $K$ ：断面の通水能をそれぞれ表す。添字記号の上側は時刻，下側は位置断面の番号を表す。例えば， $Q_I^{n+1}$ は原点からの距離  $I\Delta x$  の断面における時刻 $(n+1)\Delta t$  のときの流量を意味する。また，下側添字記号の $(I+1)(I-1)$ は断面 $(I+1)$ と $(I-1)$ における水理量の平均値を表している。

本研究では、宇治川の 42.2 km 地点に越流堤を設け、水位が越流堤を越えて河道から巨椋池干拓地に流れ込むと仮定し、遊水地の有無による下流域の水位・流量の影響、および遊水地に貯まる貯留量を検討した。

遊水地の面積  $S_p$ ，遊水地の水位  $H_p$ ，越流水深  $h_w$ ，越流堤頂位  $z_w$ ，越流幅  $b_w$ ，河道から遊水地への流出流量を  $Q_w$  とすれば遊水地の貯留量を計算でき以下の式で示す。

$$\Delta H = \frac{Q_w \times \Delta t}{Sp}$$

$$Hp(t + \Delta t) = Hp(t) + \Delta Hp$$

$$Q_w = Kw \times bw \times hw^{\frac{3}{2}}$$

ただし、越流水深  $hw$  に関しては、河道水位  $H$ 、遊水地の水位  $Hp$ 、越流堤頂位  $zw$  の大小関係によって場合分けする。

- $H < zw$ かつ $Hp < zw$ の場合  $hw = 0$  (a)
- $H > zw$ かつ $Hp < zw$ の場合  $hw = H - zw$  (b)
- $H > Hp$ かつ $Hp > zw$ の場合  $hw = H - Hp$  (c)
- $H > zw$ かつ $Hp > H$ の場合  $hw = Hp - H$  (d)
- $H < zw$ かつ $Hp > zw$ の場合  $hw = Hp - zw$  (e)

解析条件を表 4 および表 5 に示す。IPCC（国連気候変動に関する政府間パネル）の第 5 次評価報告書に基づき、国土交通省は今後、気候変動による降雨特性の変化により、将来大阪では 2℃上昇した場合において、流量が 1.2 倍になると試算した<sup>1)</sup>。よって、ここではモデル洪水を計画高水流量の 1.2 倍とした。越流堤の高さは、42.2 km 地点の計画高水位が 16.685 m であることから、それぞれ 4 m、2 m 切り下げると仮定し、12.685 m (Case 1) および 14.685 m (Case 1A) とし、越流堤のない場合を Case 2 とした。

表 4 不定流の解析条件

項目	内容
上流端設定	モデル洪水 宇治川（淀川本川） 1,800 m <sup>3</sup> /s 木津川 7,440 m <sup>3</sup> /s 桂川 6,360 m <sup>3</sup> /s
下流端設定	限界水深
解析対象区間 $L$	37,000 m（淀川本川 0 - 37 km） 13,600 m（宇治川 37 - 50.6 km） 16,000 m（木津川 0 - 16.0 km） 18,000 m（桂川 0 - 18.0 km）
位置断面間隔 $\Delta x$	200 m
河道幅 $B$	各河川および合流部で異なる（表 1 参照）
位置断面数 $imax$	423 ( $L/\Delta x$ )
計算時間間隔 $\Delta t$	0.5 s
計算時間 $t$	172,800 s（2 日）
洪水波形周期 $TT$	直線近似を行っている 172,800 s（2 日分）
遊水地の有無	Case 1 : 考慮する Case 2 : 考慮しない
越流堤の高さ	Case 1 : 12.685 m Case 1A : 14.685 m
粗度係数	0.02 m <sup>-1/3</sup> /s（全計算区間）
淀川大堰の操作	考慮しない（全開と考える）

表 5 越流堤と遊水地の条件

項目	内容
流量係数 $K$	1.785
切り欠きの幅 $b$	400 m
越流堤の高さ $Z_w$	Case1 12.685 m Case1A 14.685 m
越流水深 $h$	不定流計算の $(HHI(212)-Z_w)$
遊水地の面積 $A_p$	4,000,000 m <sup>2</sup>
遊水地の平均地盤高	10 m

枚方地点 (25.9 km) における Case 1 および Case 2 の水位・流量の時間変化を、図 2 に示す。Case 1 では、遊水地を設けることで、最大で水位を 0.2 m、流量を約 500 m<sup>3</sup>/s 低減することが可能であると言えた。しかし、実河川とは川幅や粗度係数が異なる部分があり、今後精度を高めていく検討が必要である。Case 1A の時、河道内水位は越流堤より低い高さであったため、越流堤から遊水地への流入は確認されなかった。

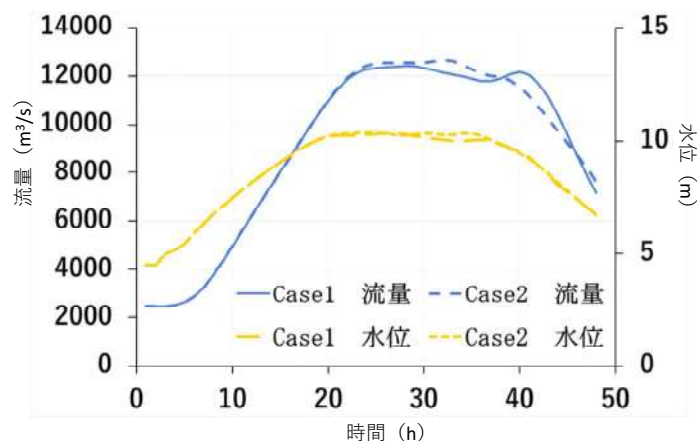


図 2 枚方地点 (25.9 km) における水位・流量の時間変化

### 3. 2次元氾濫解析による越流堤の高さと幅の検討

#### 3.1 解析手法

本項では、平面 2 次元の氾濫流解析ソフトウェアの iRIC ver.2.3 内の解析ソルバー iRIC Nays2D Flood ver.5.0 を用いて氾濫解析を行い、越流堤の高さと幅を変更した時の遊水地の治水効果を検討した。Nays2D Flood は、地形データに流入量や粗度などのデータを入力し、氾濫解析を行うソルバーである。Nays2D Flood で用いる直交座標系 (x, y) における流れの基礎方程式を次式に示す。

【連続式】

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = q + r \quad (3.1)$$

【運動方程式】

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -hg \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} + D^x \quad (3.2)$$

$$\frac{\partial(vh)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial(hv^2)}{\partial y} = -hg \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} + D^y \quad (3.3)$$

ただし、

$$\frac{\tau_x}{\rho} = C_f u \sqrt{u^2 + v^2} \quad \frac{\tau_y}{\rho} = C_f v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (3.4)$$

$$D^x = \frac{\partial}{\partial x} \left[ v_t \frac{\partial(uh)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ v_t \frac{\partial(uh)}{\partial y} \right] \quad (3.5)$$

$$D^y = \frac{\partial}{\partial x} \left[ v_t \frac{\partial(vh)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ v_t \frac{\partial(vh)}{\partial y} \right] \quad (3.6)$$

ここで、 $h$  は水深、 $t$  は時間、 $u$  は  $x$  方向の流速、 $v$  は  $y$  方向の流速、 $q$  は単位面積当たりのカルバート・樋門・ポンプによる流入量、 $r$  は雨量、 $g$  は重力加速度、 $H$  は水位、 $\tau_x$  は  $x$  方向の河床せん断力、 $\tau_y$  は  $y$  方向の河床せん断力、 $C_f$  は河床せん断係数、 $v_t$  は渦動粘性係数、 $\rho$  は水の密度である。なお、Nays2D Flood では、上式を一般座標系 ( $\xi, \eta$ ) における基礎式に変換したものをを用いる。

地形データは国土地理院基盤地図情報の digital elevation model (5 m DEM) を用いた。なお、LP データで障害となる高速道路は内挿して地盤高に合わせ、河道部は河川縦断 (測量) 図より一部補正を行った。遊水地は 1953 年台風 13 号水害での決壊場所 (43.2 km 地点) に越流堤を設置し、市街化調整区域のうち住宅の少ない北東部 (遊水地面積約 4.975 km<sup>2</sup>) を囲う周囲堤を 43.2 km 地点の宇治川堤防と同じ高さ (標高 19.8 m) とした (図 3)。越流堤の高さは、越流堤付近の堤内地の標高が約 12 m であることから宇治川の計画高水位の 16.685 m から 2 m ずつ下げていき、16.685 m、14.865 m、12.865 m の 3 ケースを設定した。幅に関しては、1953 年台風 13 号水害で宇治川左岸が 450 m に渡り破堤したことと木津川の上野遊水地を参考に、100 m、200 m、400 m の 3 ケースを設定した。

上流端流量に関しては、国土交通省が公開している水文水質データベースから、宇治川の上流端にある宇治観測所の流量が、最大であった 2014 年台風 11 号を対象とした。2014 年台風 11 号は、宇治川の最大の流量が 1666.1 m<sup>3</sup>/s (2014 年 8 月 10 日 21 時) となり、計画高水流量の 1500 m<sup>3</sup>/s を超えるものであった。Case 0 では解析モデルを検証するため、2014 年台風 11 号で記録された流量を上流端条件、水位を下流端条件とした (解析期間は 2014 年 8 月 8 日 20 時から 16 日 24 時)。Case 1 から Case 9 の流量は、Case 0 の値を 1.2 倍し、下流端の水位は Case 0 と同じとした。

解析条件を表 6 に示す。



図 3 遊水地の設定エリア

表 6 2次元氾濫解析の条件

項目	越流堤の高さ×幅 (m)	内容
Case 0	遊水地なし	実績洪水：2014 年台風 11 号 (2014 年 8 月 8 日 20 時から 2014 年 8 月 16 日)  モデル洪水：2014 年台風 11 号 (2014 年 8 月 8 日 20 時から 2014 年 8 月 16 日) の洪水波形を 1.2 倍
Case 1	400×16.685	
Case 2	400×14.685	
Case 3	400×12.685	
Case 4	200×16.685	
Case 5	200×14.685	
Case 6	200×12.685	
Case 7	100×16.685	
Case 8	100×14.685	
Case 9	100×12.685	
Case 10	遊水地なし	
越流堤の設定場所		1953 年台風 13 号水害での決壊場所 (43.2km 地点)
解析対象区間		①宇治川(淀川)：34.8～50.0km ②木津川：0.0～5.8km ③桂川：0.0～5.4km ①から③を含む解析面積 77.4km <sup>2</sup>
上流端流量		①宇治川：宇治観測所 (河口から) 50.9km ②木津川：八幡観測所 37.9km ③桂川：羽束師観測所 42.3km
下流端水位		淀川本川：34.8km 2014 年台風 11 号の高浜観測所の水位
地形条件		2016 年 測量河道 (河道) 2016 年 数値標高モデル DEM データ (5m メッシュ) (河道外)
解析メッシュ		25m×25m
高水敷および干拓地の粗度係数		0.04m <sup>-1/3</sup> /s
低水路粗度係数		0.03m <sup>-1/3</sup> /s
計算タイムステップ		0.5s

3.2 結果と考察

ここでは、最も水位変化の大きかった宇治川の向島地点と淀地点の結果について報告する。各地点のそれぞれのケースにおいて、遊水地がない場合と比較した時の水位差は、解析開始から約 10,000 秒付近、160,000 秒から 180,000 秒の間で顕著に現れた (向島地点：図 4，淀地点：図 5)。これらの水位を 1 度目のピークと 2 度目のピークとし、水位の比較を行った。

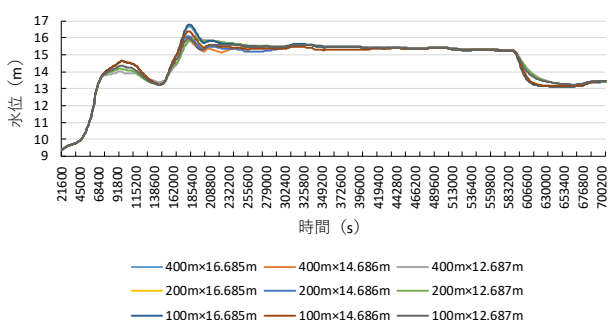


図 4 向島地点の水位変化

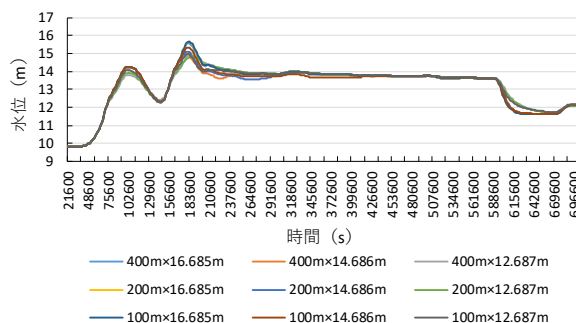


図 5 淀地点の水位変化

図 6 は向島地点における 1 度目のピークと 2 度目のピークの各ケースの水位を示している。1 度目のピークでは、遊水地がない場合と比較し越流堤の高さが 12.685 m の時に水位の低下が見られ、この時越流堤の幅を広くすることでさらに水位を低下させることができた。2 度目のピークでは、越流堤幅の拡大による水位抑制効果は、高さ 14.685 m の時によく現れ、この時約 0.9 m の水位低下が見られた。一方、高さ 16.685 m と 12.685 m ではあまり効果が現れなかった。また、2 度目のピーク時には、越流堤幅 400 m の場合、越流堤高さを 14.685 m から 12.685 m に変更すると水位が上がる結果となった。越流堤付近の水位と流速ベクトルの結果から、遊水地内と河道の水位がほぼ同じとなり、遊水地内への流入が止まり、遊水地から河道への水の流出が起こったことが理由と考えられる。

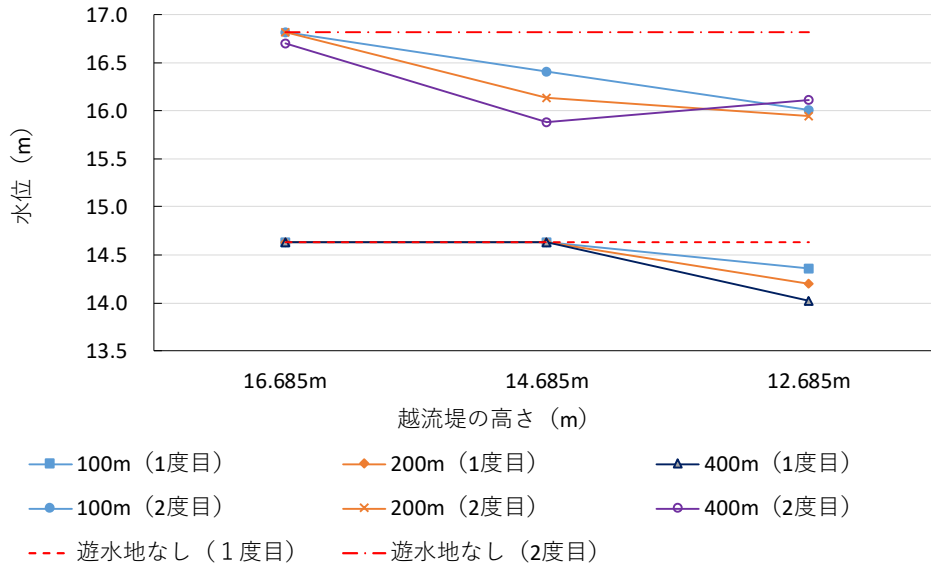


図 6 向島地点における各越流堤高の時の水位

図 7 は淀地点における 1 度目のピークと 2 度目のピークの各ケースの水位を示している。向島地点と同様の傾向を示し、最大で約 0.9 m 水位が低下することがわかった。また、三川合流点 (35.7 km) においても、約 0.4 m の水位低下が確認された。

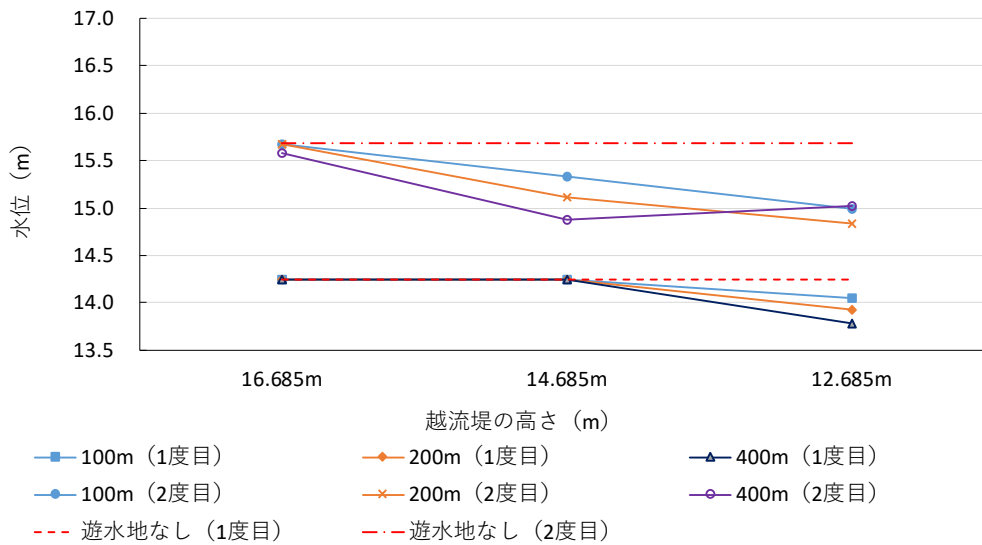


図 7 淀地点における各越流堤高の時の水位

本研究の結果から、宇治川 (淀川本川) では遊水地をつくることで水位低下の効果があることがわかった。一方で、桂川と木津川の水位低下にはあまり影響が見られなかった。しかし、超過洪水時の宇治川の流量を減らすことで、桂川と木津川の流量を先に下流の淀川本川に流すことができ、三川合流域付近の水害リスクを減らせると考えられる。

#### 4. 普及・啓発活動

本研究グループでの研究結果や淀川流域の治水や環境に関する課題等を広く市民に普及・啓発するための活動をおこなった。コロナ禍での制限のある中、感染症予防対策を取りながら開催した。

##### (1) 巨椋池流域見聞 (図 8)



日時：2020年7月18日（土）10時30分～16時30分

場所：京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリー，京都市南クリーンセンター「さすてな京都」

参加者：約20名

京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリー内に本研究グループが製作した巨椋池流域模型ビオトープにおいて，氾濫実験のデモンストレーションを実施した。その後，さすてな京都において「巨椋池の魅力～模型製作を通して学ぶ地域環境～」という題の生涯学習講座の実施と，展望塔から三川合流域および巨椋池干拓地を見学した。



図8 巨椋池流域見聞 （左）巨椋池ビオトープでの見学，（右）生涯学習講座の実施の様子

（2）琵琶湖・淀川・大阪湾流域圏シンポジウム in 大阪 兼 第22回近畿水環境交流会（図9）

日時：2020年11月21日（土）12時30分～17時

場所：大阪工業大学梅田キャンパス

参加者：約100名

流域圏の諸問題について一般市民に関心を持ってもらうシンポジウムを実施した。今回はテーマを治水と文化とし，国土交通省近畿地方整備局河川部長の豊口佳之氏による「治水行政に関する最近の動向」と愛知大学地域政策学部准教授の飯塚公藤氏による「琵琶湖・淀川・大阪湾流域圏における近代舟運の変遷」の2つの講演をおこなった。参加者および参加団体によるポスター発表では，流域に関する研究や市民活動など多様な内容があった。本研究グループは，「巨椋池干拓地の一部を遊水地として活用する淀川水系の治水構想に関する検討」について発表した。



図9 シンポジウム会場の様子

## (3) 巨椋池流域模型ビオトープの整備，堤防決壊実験模型の製作 (図 10)

本研究グループでは，三川合流域を含めた巨椋池流域模型ビオトープを製作し，洪水氾濫実験の実施や巨椋池にかつて生育していた植物を保全している．2020 年度は新型コロナウイルス感染症拡大の影響を受け，施設への立ち入りが制限され実験はできなかったが，実験に必要なポンプ等の整備をおこなった．また，持ち運びのできる堤防決壊実験模型を製作し，一般市民向けに堤防の役割と越水時の様子について解説した．



図 10 実験模型 (左) 巨椋池流域模型ビオトープ，(右) 堤防決壊実験模型

## 5. 結論

本研究では，淀川流域の超過洪水対策としての巨椋池遊水地構想について，洪水氾濫解析を用いて検討した．宇治川沿いに遊水地を整備することで，宇治川の水位を下げ，他の場所からの越水や破堤の危険性が低減できる可能性が示された．現在，淀川流域では天ヶ瀬ダムの再開発事業が進められているが，計画規模までの洪水にはダム等に対応することとなっている．しかし，計画規模を超える超過洪水に対しては，河道内施設に加えて陸域での流域治水手法も必要となる．多様な治水手法を組み合わせることで，将来の淀川流域の持続的な発展に資すると考えられる．

## 引用文献

- 1) 国土交通省 気候変動を踏まえた治水計画に係る技術検討会 (2019 年) : 「気候変動を踏まえた治水計画のあり方」提言  
[http://www.mlit.go.jp/river/shinngikai\\_blog/chisui\\_kentoukai/pdf/02\\_honbun.pdf](http://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/chisui_kentoukai/pdf/02_honbun.pdf) (2021 年 1 月 10 日確認)
- 2) 社団法人土木学会 (2020 年) : 台風第 19 号災害を踏まえた今後の防災・減災に関する提言～河川、水防、地域・都市が一体となった流域治水への転換～  
[http://www.jsce.or.jp/strategy/hagibis\\_20200123.shtml](http://www.jsce.or.jp/strategy/hagibis_20200123.shtml) (2021 年 1 月 10 日確認)
- 3) 国土交通省 (2020 年) : 流域治水の推進  
<https://www.mlit.go.jp/river/kasen/suisin/index.html> (2021 年 1 月 10 日確認)



# 都市河川流域における小さな自然再生による

## 豊かな海の実現に向けた社会実装

神戸市立工業高等専門学校 都市工学科 教授 宇野宏司

### 1. はじめに

近年、過度の水質改善により水産資源の枯渇が目立ち始めており、神戸市沖でも、春の風物詩“いかなご漁”や、“須磨のり”で有名な海苔養殖などは、近年不漁が続いている。(図-1)。

流域には富栄養状態の調整池や農業用ため池が多数点在し、流入負荷源としての活用が期待できるが、回収土砂の有効利用には至っていない。

海域への流入負荷低減による水質の大幅改善と水産資源の枯渇を受けて、「きれいな海」から「豊かな海」への転換を目的に、瀬戸内海環境保全特別措置法が平成 27 年に改正され、各海域に応じた施策が展開できるようになった。一方、流域に点在する富栄養状態の調整池や農業用ため池の堆積泥、土砂は流入負荷源としての活用が期待できるが、有効利用には至っておらず、下流への土砂・栄養塩の供給が寸断されたり、経年的に池の環境機能が劣化する悪循環を招き、流域全体の環境機能が低下したりしている。

こうした社会的背景から、本研究では、瀬戸内海に流入する典型的な都市河川で、慢性的な水質改善の課題を抱えた二級河川・福田川流域(神戸市)及びその流入先の海域を対象に、地域の環境保全活動団体・漁協・水利権者・研究機関(高専)の4者が連携し(図-2)、都市水辺空間の改善と水産資源の回復を目的とした流域スケールでの社会実装を実施し、同様の課題を抱えた他の地域に適用しうる市民主体の環境保全活動スキームを提示する。



図-1 イカナゴの不漁を伝える新聞記事 (2020年3月10日神戸新聞朝刊)

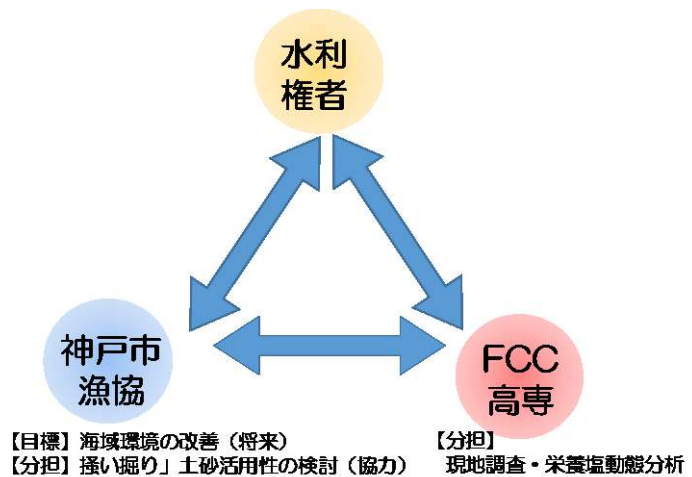


図-2 本社会実装の担い手

神戸市・福田川流域(神戸市)及びその流入先の海域を対象に、地域の環境保全活動団体・漁協・水利権者・研究機関(高専)の4者が連携し(図-2)、都市水辺空間の改善と水産資源の回復を目的とした流域スケールでの社会実装を実施し、同様の課題を抱えた他の地域に適用しうる市民主体の環境保全活動スキームを提示する。

## 2. 調査対象流域及びステークホルダー

本章では本プロジェクトに関わるステークホルダーと研究対象流域の概要を紹介する。

### 2.1 流域環境保全団体

福田川クリーンクラブは垂水区・須磨区に流れる福田川を市民に親しまれる安心な美しい川として守り育てることを目的に 2002 年に設立された。毎週日曜日の午前中には、週替わりで、流域 4ヶ所でクリーン活動を行っているほか、川を活用した地域おこし活動や、流域の幼稚園・小学校を対象とした環境学習のサポート、環境保護啓発イベントなどを行っている。また、季節ごとに流域数か所の地点で、動植物、土質、水質の状況などを継続的に調査・記録する環境保全活動も実施している（図-3）。

### 2.2 水利権者

福田川上流の奥畑地区に位置する奥池・口池（図-4、図-5）は、西神戸ニュータウン開発に取り残された灌漑用のため池である。神戸市総合運動公園内の管理道路よりアプローチ可能であるが、一般には解放されていないため、ごみ等の流入は極めて少なく良好な自然環境を保っている。両池は、長年地元で耕作を営む住民の手で管理されてきた。田畑等に導かれた用水の余りは、福田川中上流域で本川に流入している。近年は離農化・高齢化が進み、この水源を利用するのは 5 世帯程度となっている。現在は 80 歳を越える地域住民の手によって細々と管理されている状況で、水抜きの機会も年数回に限られている。そのため、落葉落枝が堆積してできた富栄養な底質がため池内にトラップされたまま、下流域や海に流達しないという状況となっている。

### 2.3 漁業協同組合

神戸市漁業協同組合は、市の西端に位置し、明石海峡大橋を望む舞子地区（垂水区）から駒ヶ林地区

### クリーン活動の様子

■コープ福田店～福田小学校前



樹木に雑草とゴミが絡みついています（5月）

■あじさい公園



川の中にジャブジャブ入ってゴミ回収です（10月）



岩場にも大量のゴミが引っかかっています（1月）

公園内のゴミ拾いも活動の一つです（9月）



(c) 2020福田川クリーンクラブ

### 福田川生物多様性確保プロジェクト

■滝ヶ谷口池・奥池



水抜きがなされず水がよどみ、水質が落合池並に悪い奥池（左側写真）と、管理がなされて良好な口池（右側写真）（5月）



奥池下の水路には無数のタニシ（5月）



もんどりによる捕獲で、生き物はザリガニとスジエビのみで魚は掛からず（5月）



(c) 2020福田川クリーンクラブ

### 川原橋ビオトープの補強工事（7月16日）

- ・2018年に河口・汽水域の高水敷に、高丸地区からの清水を引き込んでせき止め、ビオトープを構築
- ・メダカ、モクズガニ、ウズムシなどの生物が市街地で観察できる施設を構築しました
- ・2018年のたび重なる大型台風で、水をせき止める境界ブロックが流失したため、7月に補強工事実施
- ・今年度内に兵庫県・神戸土木事務所により、清水を引き込む恒久的な水路建設予定です



2019年の台風でもびくともしなかった改修後のビオトープ（11月）

(c) 2020福田川クリーンクラブ

図-3 流域環境保全団体の取り組み  
（福田川クリーンクラブ）



(長田区) までの大阪湾に面した地区を対象に昭和 34 年に市内 7 つの漁協が合併してきた漁業組合である。当初から海苔養殖漁業に着手し、漁船漁業と海苔養殖漁業の 2 本立てで周年操業を行っている。また、神戸市の名産となっている「イカナゴくぎ煮」のイカナゴを船曳網漁業で漁獲している。船曳網漁業では、この他にイワシシラス(チリメン)も漁獲している。このほか、底曳網・刺網・1 本釣り・籠漁業・たこつぼ漁等の漁船漁業を周年営んでいるが、「1. はじめに」で紹介したとおり、近年は不漁に悩んでいる。

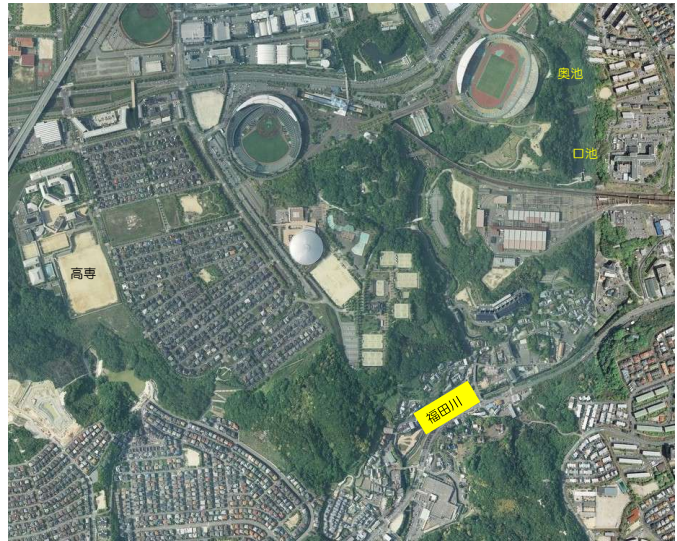


図-4 位置図 (奥池・口池)

## 2.4 研究機関

福田川中上流域近郊にある神戸研究学園都市内に立地する神戸高専は福田川流域にも近く、地域貢献の場や都市河川流域圏の研究フィールドとして、学生、教員が活用している。



図-5 掻い掘り前の奥池

## 2.5 対象河川

本研究では、福田川という何の特色もない典型的な都市河川を研究対象とした。全国各地には同じような課題を抱えている都市河川も多く、地域住民の手による環境改善の取り組み、行政主導によらない流域環境改善スキームの構築を目的とした社会実装は、兵庫県内のみならず瀬戸内海地方をはじめとする全国各地の先駆的な事例となり、同様の課題を抱えた他の流域においての展開のヒントを示唆できるものと考えている。

福田川は神戸市須磨区白川台に源を発し、ニュータウン開発が行われている上流域を経て、途中、小川(おがわ)と合流して南下し、扇状地から市街地へと流れ、垂水区平磯で大阪湾に注ぐ、流域面積約 16.9km<sup>2</sup>、法定河川延長 7,410m(本川)の 2 級河川である(図-6)。その流域は神戸市西部の

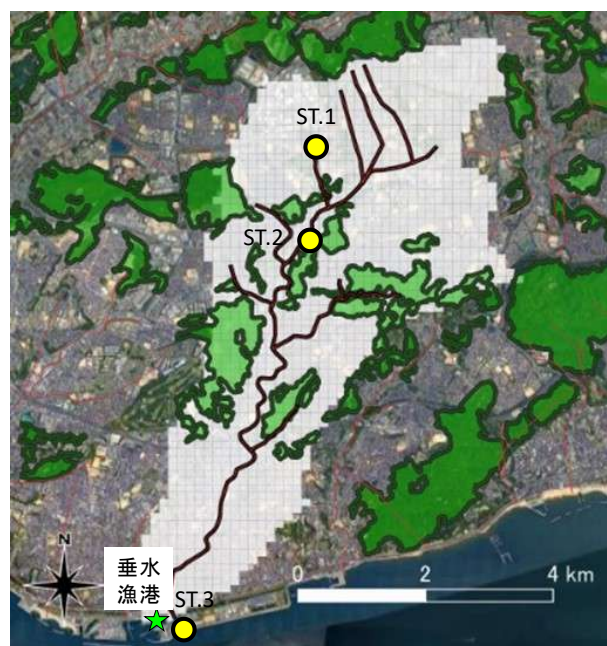


図-6 福田川流域



須磨区、垂水区に位置し、上流域のニュータウン開発、海岸埋立地におけるショッピングゾーン、垂水駅前の再開発等により、西神戸地区における社会・経済の基盤を成している。また、流域の地形は第2神明道路を境に上流が山地、下流が平地に分かれる。以前は上流側山地の大部分が森林であったが、昭和40年代以降に宅地開発が進み、現在の土地利用は市街地が全体の70%、山地が30%となっている。神戸市の都市計画では、流域の大部分が市街化区域として定められており、さらに市街化が進行する可能性がある。



図-7 掻い掘り実施後の奥池

### 3. 研究方法

本研究は、高専（申請者）、流域の環境保全団体、水利権者、漁協関係者が連携し、地域住民の手による環境改善の取り組み、行政主導によらない流域環境改善スキームの構築を目指す社会実装である。本助成期間では、実際に以下の事項について取り組んだ。

#### 3.1 海域への栄養塩供給を目的とした灌漑用のため池の環境改善

前節で述べたように、福田川上流域（図-6 St.1）に位置する灌漑用ため池の奥池・口池には落葉落枝による栄養塩豊富な土砂が堆積している。これを海域に流達させるには、洪水出水等の機会を利用して「水抜き」を行う方法が有効であると考えられる。しかし、周辺の開発が進んだ福田川では流域全体の保水力が弱く、そのような状況下ではパルス的な出水形態となり、増水状態が継続しないことが予想される。その結果、灌漑用のため池からの供給土砂は、一度のイベントで海域まで到達することは困難である。むしろ、中流域に残された供給土砂によって河川環境がさらに悪化する可能性も高いと考えられる。そこで、



図-8 掻い掘り時に回収された土砂



図-9 多様な主体による掻い掘り実施の様子（奥池）



これを陸送して、海域に直接投入することとした。そのために、水利権者の理解と協力のもと、段階的に「水抜き」を行い、さらに「掻い掘り」を実施した(図-7)。この「掻い掘り」で得られた土砂(図-8)を、次節で述べる海域設置コンテナ充填材の一つとした。

人海戦術的な「掻い掘り」を実施するには、多大なマンパワーを必要とするが今回は、水利権者や流域住民のほか、神戸市内の外国人留学生のボランティアらの手によった(図-9)。欧米ではこうした環境保全に係るボランティア活動に参加することで、大学での履修単位として認められる文化がある。本社会実装を持続可能なものとするためには、今後こうした参画を制度化していくことが重要である。

### 3.2 海域への栄養塩供給を目的とした灌漑用のため池の環境改善

水産資源の回復を目的として、福田川河口に隣接する垂水漁港(図-6 St.3)内のいけすに陸域負荷源を充填したコンテナを吊り下げ(図-10)、コンテナ内充填材の栄養塩等の保持状況や、コンテナ内への生物の蝸集状況等を観察した。

コンテナ充填物(図-11)には前節の「掻い掘り土砂」(図-6 St.1にてスコップ採取)、奥畑親水公園前の福田川堆積土砂(同図 St.2にてスコップ採取)、福田川河口沖の堆積土砂(同図 St.3付近にてエクマンバージ採泥器で採取)のほか、鉄鋼スラグ(転炉スラグ)も取り扱った。これは環境修復材としての利用可能性が期待されるもので、本研究では粒径 15 mm 以下、エージング処理(出荷前にスラグを屋外に山積みし、適当な期間大気中に保持すること、または蒸気等によってスラグ内の消化反応を促進させること)はされていないものを用いた。

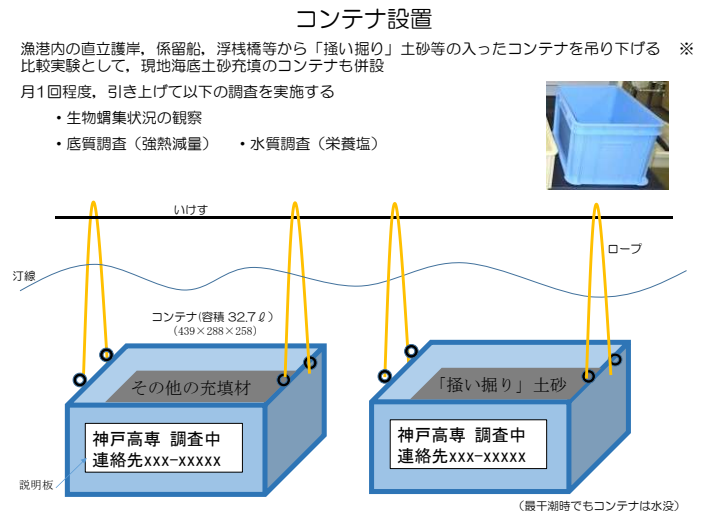
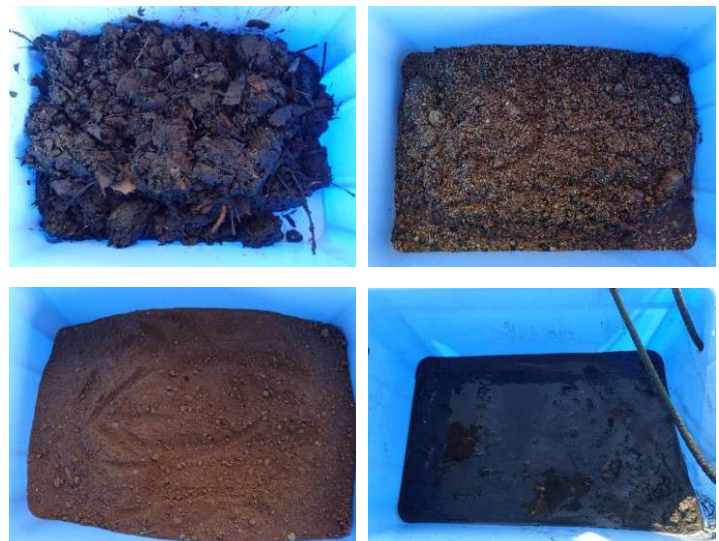


図-10 コンテナ設置のイメージ図



(左上より時計回りに St.1「掻い掘り土砂」、St.2「奥畑親水公園前の福田川堆積土砂」、St.3「福田川河口堆積土砂」、「鉄鋼スラグ(転炉スラグ)」)

図-11 コンテナ内の充填材



図-12 コンテナ設置の検証の様子

コンテナの設置にあたっては予め、ダミーの川砂を入れた状態で安定するかどうか、充填物が波浪等によって流失することがないか等、設置方法について検討した。当初は、コンテナを完全に着底させての実験も考えたが、短期的には有光層内に設置する方が状況変化を把握しやすいと考え、水面下 3m の位置に吊り下げることとした (図-12)。

コンテナ設置後は、月 1 回のペースで引き上げ、各コンテナ内の生物の蝟集状況を目視で観察した。また、各コンテナ内の充填剤の一部を採取して実験室に持ち帰った。持ち帰った試料は一定量を蒸留水中に入れた状態で十分に攪拌した後、一昼夜静置した上澄み溶液 (図-13) の水質分析を実施した。なお、いけす周辺の表層水についても持ち帰り、同様に水質分析を実施した。

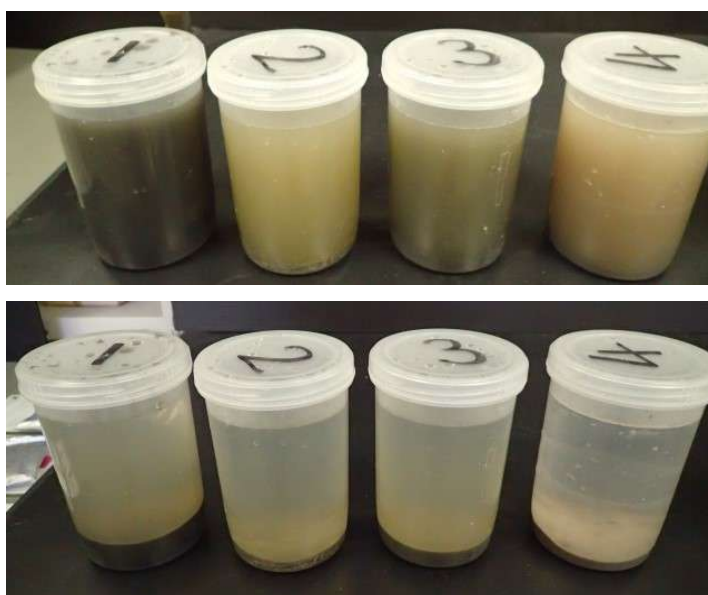


図-13 底質からの栄養塩溶出実験  
(上：攪拌直後，下：24 時間後)

## 4. 結果と考察

### 4.1 コンテナ充填試料内有機物量の経時変化

図-14 にコンテナ充填試料内有機物量の経時変化を示す。ここでの有機物量は土壌や鉱物中に含まれる揮発性物質の質量を求めたものである。St.1～St.3 及び鉄鋼スラグの値を比較すると、St.1 (奥池掻い掘り土砂) が有機物量を最も多く含んでいることがわかる。また投入から約 4 か月経過した時点での有機物の消失は約 2 割に留まっており、高い保持率を有しているといえる。同様の傾向は他の充填材においても確認された。

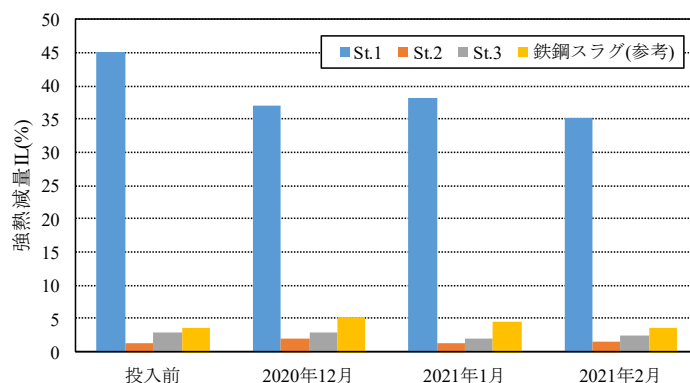


図-14 コンテナ充填試料内有機物量の経時変化

### 4.2 現場海域における水質の経時変化

神戸市の公共用水域水質調査では、本調査地点近傍の沖合での水質調査結果

(令和 2 年度) の平均値は、pH=8.14, COD=2.53 [mg/L], DO=8.27 [mg/L], TN=0.2 [mg/L], TP=0.02 [mg/L], NH<sub>4</sub>-N=0.01 [mg/L], NO<sub>3</sub>-N=0.007 [mg/L], NO<sub>2</sub>-N=0.05 [mg/L], PO<sub>4</sub>-P=0.01 [mg/L]であった。また、流入河川 (測定点: 福田川福田橋) での水質平均値は、pH=8.59, BOD=1.32 [mg/L], DO=10.3 [mg/L],

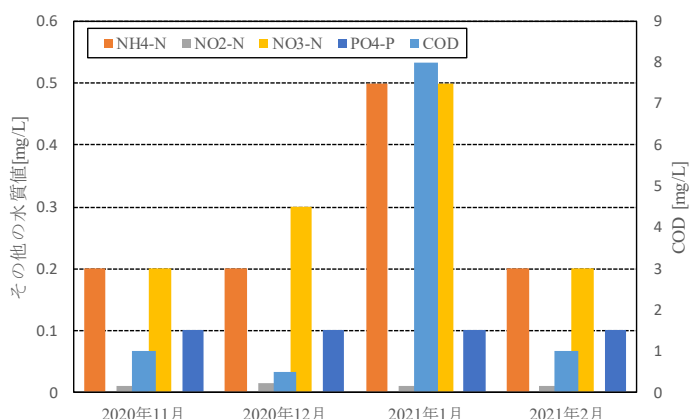


図-15 現場海域における水質の経時変化

TN=0.5 [mg/L], TP=0.03 [mg/L], NH<sub>4</sub>-N=0.01 [mg/L], NO<sub>3</sub>-N=0.0085 [mg/L], NO<sub>2</sub>-N=0.22 [mg/L], PO<sub>4</sub>-P=0.02 [mg/L] であった (いずれも速報値)。福田川の環境基準の水域類型は最低ランクの E に区分されているが、各水質の環境基準値 (pH=6.0~8.5, BOD=10[mg/L]以下, DO=2[mg/L]以上) を満たしており、近年は水質改善の傾向にあることがわかる。

図-15 に現場海域における水質の経時変化を示す。オーダー的には、公共用水質測定結果と大きく変わらないが、海域にも関わらず、水質変動は大きくなっている。これは隣接する下水処理場からの排水の影響を受けている可能性が考えられる。

### 4.3 充填材からの溶出試験

図-16 に充填材からの溶出試験における水質測定結果を示す。投入前 (同図上) の各地点の COD 値を比較すると、「掻い掘り」土砂の値が最も高く、流下するにつれて値が下がっている様子が見られる。また、St.1~St.3 では投入後 4 カ月の時点 (同図下) では、投入前に比較して値が低下しており、有機物が消費・分解する結果が示された。硝酸態窒素 (NO<sub>3</sub>-N) については、St.2 で高い値を示していたが、投入後 4 カ月後には消費されていた。リン酸態リン (PO<sub>4</sub>-P) については、いずれの充填材とも投入前より定量下限値未満という結果であった。有機物や栄養塩 (窒素) に関しては、定期的に充填剤を補充することが必要であることがわかった。比較のために投入した鉄鋼スラグについては、投入前では COD や栄養塩はほぼ検出されなかったが、投入後 4 カ月経過した試料からは溶出が確認される結果となった。これは、海水中の有機物や栄養塩が鉄鋼副産物に

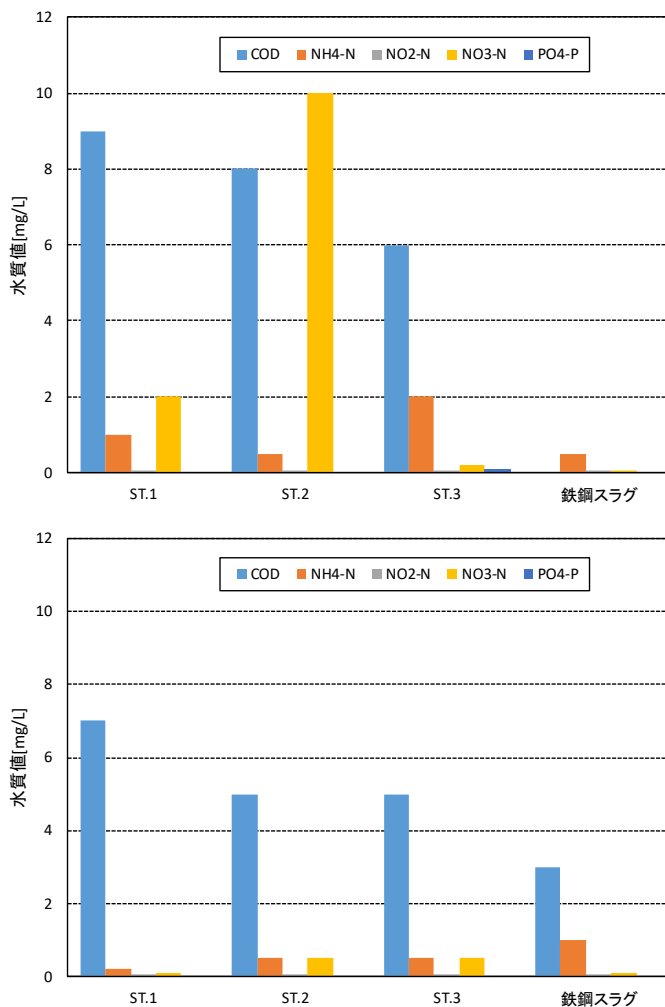


図-16 充填材からの溶出試験結果 (上：投入前，下：2021年3月 (投入後4カ月))

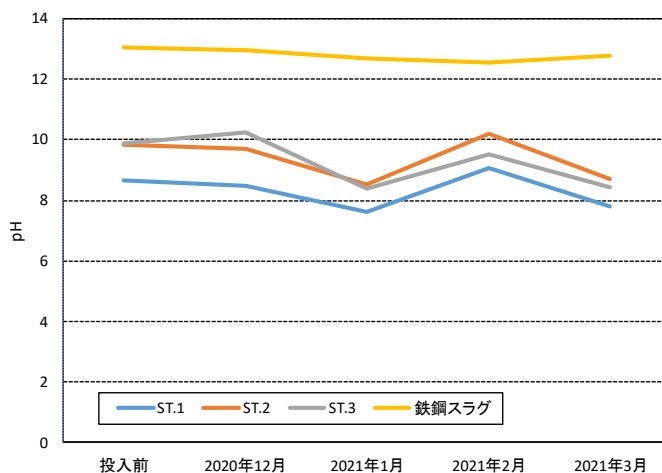


図-17 充填材からの溶出試験結果 (pHの経時変化)





図-18 水硬化した鉄鋼スラグ  
(2021年3月)



図-19 生物の蝟集状況 (2021年3月)

吸着したためであると考えられる。

図-17 に充填材からの溶出試験における水質測定結果(pH の経時変化)を示す。鉄鋼スラグ(転炉スラグ)については、他の充填材よりも高アルカリの溶出が認められ、底生生物の生息にはマイナス効果であると考えられる。しかし、この値はいずれもサンプル瓶の中で密閉した実験で得られたものである。宮崎らの報告<sup>3)</sup>によると水の希釈や拡散等の物理的作用、緩衝作用により、現地の底質直上では実験値と同様の pH 値にはならないとされている。現地海域でも、その点は確認されており、現時点で大きな問題はない。一方で、鉄鋼スラグ(転炉スラグ)は、スラグ材に含まれる生石灰(CaO)が水(H<sub>2</sub>O)と反応して消石灰(Ca(OH)<sub>2</sub>)に変化し硬くなる水硬性<sup>2)</sup>があり(図-18)、底生生物の造巢環境としては他の充填材よりも不向きであるように思われる。

図-19 にコンテナ内の生物の蝟集状況を示す。設置から4カ月経過した時点ではまだ水温が低い時季であったが、「掻い彫り」土砂投入コンテナを中心に、仔稚魚や貝類の生息が確認された。

## 5. おわりに

本研究では瀬戸内海に流入する典型的な都市河川で、慢性的な水質改善の課題を抱えた二級河川・福田川流域(神戸市)及びその流入先の海域を対象に、地域の環境保全活動団体・漁協・水利権者・研究機関(高専)の4者が連携し、都市水辺空間の改善と水産資源の回復を目的とした流域スケールでの社会実装を実施した。その結果、設置コンテナ内の充填物による生物の蝟集効果などが確認され、スポット的には効果がある可能性が示唆された。ただし、設置からの日が浅いこともあり、充填材の違いによる水質や生物蝟集状況の特性を把握するには至っていない。「掻き掘り」を実施した奥池は、淡水域ブルーカーボンの実証実験地として水草の移植等が計画されている。今後、継続的なモニタリングを進めるとともに、他地域への展開も検討していきたい。

## 参考文献

- 1) 福田川クリーンクラブ：2019年の福田川クリーンクラブの活動，2020。
- 2) 宮崎哲史・肴倉宏史・水谷聡・高橋克則・木曾英滋・平井直樹・武田将英・倉原義之介：海域における鉄鋼スラグ製品からのアルカリ溶出に関する大規模水槽実験，土木学会論文集 B3(海洋開発)，Vol.69, No.2, pp.I 1042-I 1047, 2013。
- 3) 鉄鋼スラグ協会：鉄鋼スラグの特性と用途，冊子『環境資材鉄鋼スラグ』，p.12, 2015。



# 新型コロナウイルス感染症のパンデミックにおける緊急時の都市内配送マネジメント

京都大学学際融合教育研究推進センター・レジリエンス実践ユニット 特任教授 ○ 谷口栄一  
京都大学大学院工学研究科都市社会工学専攻 准教授 Ali Gal Qureshi

## 1. はじめに

新型コロナウイルス感染症によるパンデミックのために、店舗の自粛によって従来の買い物が難しくなりネットショッピングが増加し、またテレワークの導入による巣ごもり需要の増加などの影響で、eコマースの需要が増え、宅配の物流量が急激に増加した。例えばある食品宅配サービスにおいて、2020年4月の配送量は前年同期比でコメが75%増、冷凍食品が37%増、生活雑貨が29%増となっている。また従来からのドライバーの人手不足のために、需要が急増したとしても急に宅配の配送トラック台数を増やすことは困難である。このような状況において、宅配のサービスレベルを維持し、市民生活を守るために、緊急時の都市内配送を最適化するための様々な施策を実施する必要がある。今回の新型コロナウイルス感染症によるパンデミックは突然世界中に広がったものであり、また感染リスクを下げるために人との接触を避けなければならないという状況において、対応が困難であった。今後また、新型の感染症によるパンデミックが起こることが想定されるため、宅配需要が急激に増加した場合に、都市内配送のサービスレベルを維持するために人工知能(AI: Artificial Intelligence)を用いた配送ロボットなどの新技術を活用した緊急の対応策を考えておくことが必要である。

## 2. 研究の目的

本研究の目的は、前述の課題を解決するために、新型コロナウイルス感染症のパンデミックなどによる急激な宅配需要増加に対応して、配送ロボットを活用して配車配送計画を最適化する方法を開発し、緊急時の都市内配送のサービスレベルを維持するための施策についてその効果を明らかにすることである。また、ここで開発した方法を大阪市の道路ネットワークに適用し、配送ロボットの活用による総配送コストの削減、他の交通機関との連携、共同配送などの施策の効果を明らかにし、今後の緊急時の都市内配送マネジメントに貢献する方法論を示す。

## 3. 従来の研究

近年、都市内配送における自動運転配送トラックおよび配送ロボットの利用に関する研究が行われるようになった。Taniguchiら(2020)は、都市内配送において自動運転配送トラックおよび配送ロボットを利用することによって、配送コストおよび環境負荷を低減する効果があることを指摘した。Boysenら(2018)は、都市内配送において、トラックをベースとする配送ロボットによる物資配送について、配送スケジュールを最適化するモデルを用いて、顧客への配送遅れを最小化する方法を検討した。Simoniら(2020)は、トラックと配送ロボットを用いたシステムによる端末配送について研究を行い、もし配送ロボットが交通混雑の激しい地域において用いられれば、効果が大きいことを指摘した。Chenら(2021)は配送ロボットがCOVID-19のパンデミックのような場面において用いられれば、接触リスクを最小化させることができることを示した。Figliozzi and Jennings(2020)は、配送

ロボットを用いることによってエネルギー消費および CO<sub>2</sub> 排出量をかなり削減できることを示した。

#### 4. 大阪市の都市内配送における配送ロボットの活用に関する研究

新型コロナウイルスによるパンデミックにおける都市内配送において、通常のディーゼルトラックに代わって電動の配送ロボット（写真1参照）を活用することによって、どのような効果が得られるかという点について、配車配送計画問題として、大阪市中心部を対象として研究を行った。また、動くハブ(moving hub)としてマザーシップバン(mothership van)を用いて複数の配送ロボットを顧客の近傍まで輸送し、そこから配送ロボットによる配送を行う方法（Boysen ら、2018）、タクシーとの連携、共同配送を導入した場合の効果についても検討を行った。以下に研究の方法、大阪市中心部への適用、結果および考察について述べる。



写真1 配送ロボットを用いた藤沢市における配送実験（出所：東洋経済オンライン）

##### 4. 1 研究方法

本研究においては、都市内配送において、物流事業者が配送拠点であるデポから出発して複数の顧客に物資を配送するケースを考える。一般に、都市内の物資配送は、小型のディーゼルトラックを用いて行われる。このような問題は、配車配送計画問題として把握することができる。数理モデルを定式化して最適解を求めることもできるが、本研究においては、物流事業者の実際の配送について調査を行った配送トラックのプローブデータが得られているので、このプローブデータを用いて研究を行う。ケース1として、ディーゼルエンジンの配送トラックによる実際の物資配送を取り上げる。配車配送計画において、顧客が物資を配送してほしい時間帯、すなわちタイムウィンドウ(time windows)が与えられており、そのタイムウィンドウを満たしながら配送トラックは顧客に物資配送を行う。次にケース2として、同じデポと顧客の位置、タイムウィンドウの設定が与えられているときに配送トラックの代わりに配送ロボットを用い、配送ロボットがデポから直接顧客に物資を配送するケースを取り上げる。ケース3としては、配送ロボットを用いるケース2に加えてタクシーとの連携を考慮する場合を考える。ケース4においては、配送トラックの代わりに配送ロボットを用い、デポからマザーシップバンが配送ロボットを顧客近傍まで輸送し、マザーシップバンからロボットが出発して顧客に物資配送を行う場合を考える。ケース5においては、複数の物流事業者間で共同配送を導入する場合を考える。

(ケース1) 通常の配送トラックを用いて配送を行う。

(ケース2) 配送トラックの代わりに配送ロボットを用い、配送ロボットがデポから直接顧客に物資を配送する。配送ロボットは、積載量が限られるので、デポと顧客間のピストン配送を行い、ルート配送は行わないと仮定する。

(ケース3) (ケース2)に加えてタクシーとの連携を行う。配送ロボットによるデポから顧

客への往復配送時間が 40 分以上となる場合にタクシーに転換させる。

- (ケース 4) 配送トラックの代わりに配送ロボットを用い、デポからマザーシップバンが顧客近傍まで行き、マザーシップバンからロボットが出発して顧客に物資配送を行う。
- (ケース 5) 複数の物流事業者間で共同配送を導入する。

各ケース 2、3、4、5 における総配送コストについて、ケース 1 との比較を行って考察を加える。配送ロボットは電気で走行するため、走行時に地球温暖化に関する CO<sub>2</sub> やローカルな大気汚染に関する NO<sub>x</sub> などは排出しない。また、トラック配送のように、物資配送時にドライバーが顧客と接触することがないので、新型コロナウイルスによる感染のリスクは低い。配送ロボットによる配送は従来のディーゼルトラックによる配送に比べて、このような利点を持っているが、導入にあたっては、コスト面における検討が必要であるので、ここでは配送ロボットを導入した場合の総配送コストについて主に検討する。

物流事業者へのヒアリングに基づいて、検討に用いた小型配送トラックのコストは、固定コスト 10,417 円/日、運行コスト 14.02 円/分とした。配送ロボットの固定コスト、運行コストについてはまだ実際のロボットの運用が行われておらず、不明な点が多いので、配送ロボットの実験を行っている企業へのヒアリングに基づいて、値をいくつか変化させてその影響を検討した。なお、配送ロボットの速度は人間が歩く速度 (約 4 km/時) と同じと仮定した。タクシー料金については、2 km までは 500 円、その後 80 円/300m とした。また、顧客位置に配送ロボットが到着後、顧客が配送ロボットから物資を受け取るまでに 10 分かかるものと仮定した。



図 1 大阪市中心部における物流事業者 A、B のデポと顧客の位置

#### 4. 2 大阪市中心部への適用

上記のような配車配送計画問題を、大阪市中心部を対象として適用した。図1に大阪市中心部における物流事業者 A、B のデポおよび顧客の位置を示す。なお、顧客位置は、2014年9月28日における配送トラックのプローブデータから推定した。物流事業者 A の顧客の数は 33、物流事業者 B の顧客の数は 170 である。なお、顧客への物資配送の指定時刻帯（タイムウィンドウ）は、午前 8 時—午後 2 時、午後 2 時—4 時、午後 4 時—6 時、午後 6 時—8 時である。

配送ロボットの初期コスト、運行コストが配送のパフォーマンスに影響を及ぼすと考えられるので、表1に示すような4つのシナリオを設定して、感度分析を行った。配送ロボットの初期コストについては、配送ロボットのメーカーへのヒアリングに基づいて設定した。また、配送ロボットの運行コストについては、データがないので、小型電気トラックの運行コストの約 1/2 および約 1/4 と設定した。

表1 設定したシナリオ

シナリオ	配送ロボットの初期コスト (円/日)	配送ロボットの運行コスト (円/分)
1	1,200	5.0
2	1,200	2.5
3	600	5.0
4	600	2.5

#### 4. 3 結果および考察

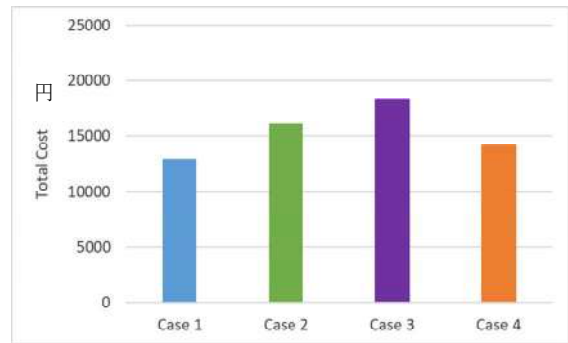
図2は、物流事業者 A の配送について、各シナリオの総配送コストの比較を示している。図2 (a) の配送ロボットの初期コストが 1,200 円/日、運行コストが 5.0 円/分のシナリオ1においては、ケース2の配送ロボットがデポから直接各顧客に配送しデポに戻る場合、およびケース3のタクシーと連携する場合は、ともにケース1よりもコストがかなり増加している。ケース4のマザーシップバンが顧客近傍まで行く場合には、ケース1よりも若干高めの総配送コストとなっている。図2 (b) において、配送ロボットの初期コストはシナリオ1と同じ 1,200 円/日とし、運行コストをシナリオ1の半分の 2.5 円/分としたシナリオ2においては、ケース2、3の総配送コストはケース1より大きい、シナリオ1に比べるとケース1との差は少ない。ケース4の総配送コストはケース1とほぼ同程度となっており、配送ロボットの運行コストを下げることによる総配送コストへの影響がかなり大きいことが分かる。図2 (c) の運行コストをシナリオ1と同じ 5.0 円/分とし、初期コストをシナリオ1の半分の 600 円/日としたシナリオ3においては、シナリオ2と同程度の効果がみられる。最後に図2 (d) の配送ロボットの初期コストをシナリオ1の半分の 600 円/日とし、運行コストをシナリオ1の半分の 2.5 円/分としたシナリオ4においては、ケース2の総配送コストがケース1よりも小さくなっており、この程度の初期コスト、運行コストになれば、配送ロボットによる直接配送の総配送コストが、従来の配送トラックによる配送よりも小さくなることが分かる。また、ケース3、4においても総配送コストはケース1とほぼ同程度になっている。したがって、配送ロボットの初期コスト、運行コストがかなり低くなった場合には、配送ロボットの運用として直接顧客に配送する場合も、マザーシップバンを用いる場合も、従来の配送トラックを用いる場合とほぼ同程度の総配送コストになり、配送ロボットの活用がコスト面において可能であることを示

唆している。また、タクシーとの連携も可能性があることが分かる。

表 2 は、これらのシナリオで必要となるトラックあるいはマザーシップバン、配送ロボット、タクシーの台数を示している。4つのシナリオにおいて、これらの台数は結果としてすべて同じであった。ケース 2 においては、8 台の配送ロボットが必要であるが、ケース 4 において、1 台のマザーシップバンを用いることによって必要な配送ロボット台数を 2 台に削減することができることが分かる。またケース 3 において、タクシーとの連携をはかることによって必要な配送ロボット台数を 6 台に削減することができる。



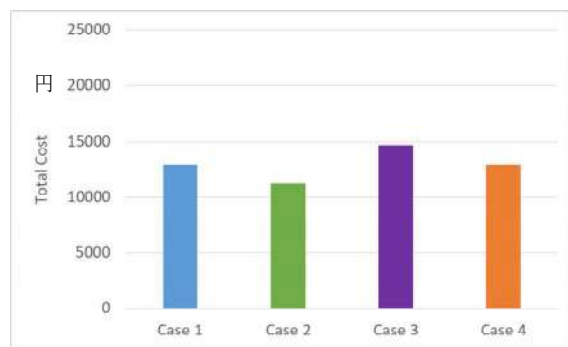
(a) シナリオ 1 : 配送ロボットの初期コスト  
1,200 円/日、運行コスト 5.0 円/分



(b) シナリオ 2 : 配送ロボットの初期コスト  
1,200 円/日、運行コスト 2.5 円/分



(c) シナリオ 3 : 配送ロボットの初期コスト  
600 円/日、運行コスト 5.0 円/分



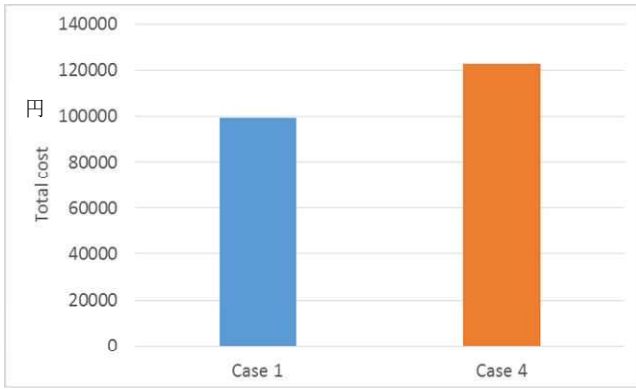
(d) シナリオ 4 : 配送ロボットの初期コスト  
600 円/日、運行コスト 2.5 円/分

図 2 物流事業者 A の総配送コストの比較

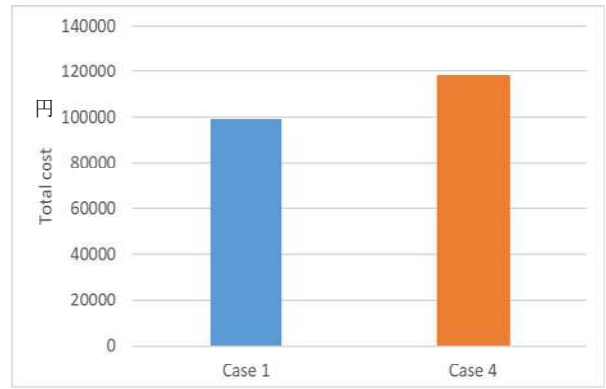
表 2 配送に必要となるトラックあるいはマザーシップバン、配送ロボット、タクシーの台数 (シナリオ 1 - 4 で同じ)

ケース	トラックあるいはマザーシップバンの台数	配送ロボットの台数	タクシーの台数
1	1	0	0
2	0	8	0
3	0	6	7
4	1	2	0

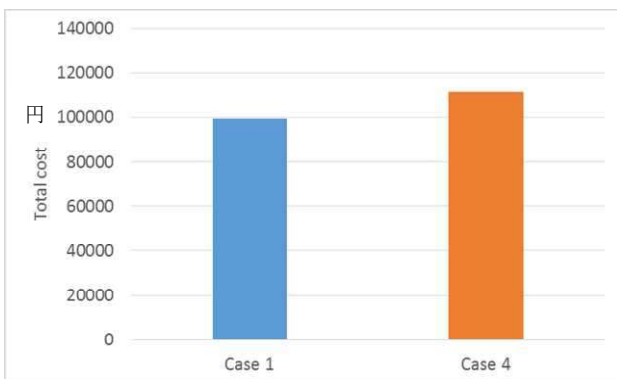




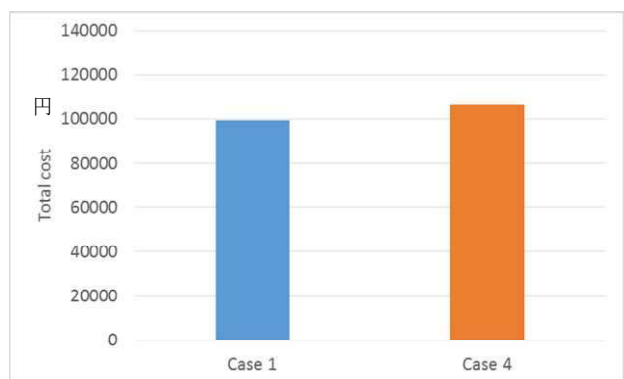
(a) シナリオ 1 : 配送ロボットの初期コスト 1,200 円/日、運行コスト 5.0 円/分



(b) シナリオ 2 : 配送ロボットの初期コスト 1,200 円/日、運行コスト 2.5 円/分



(c) シナリオ 3 : 配送ロボットの初期コスト 600 円/日、運行コスト 5.0 円/分



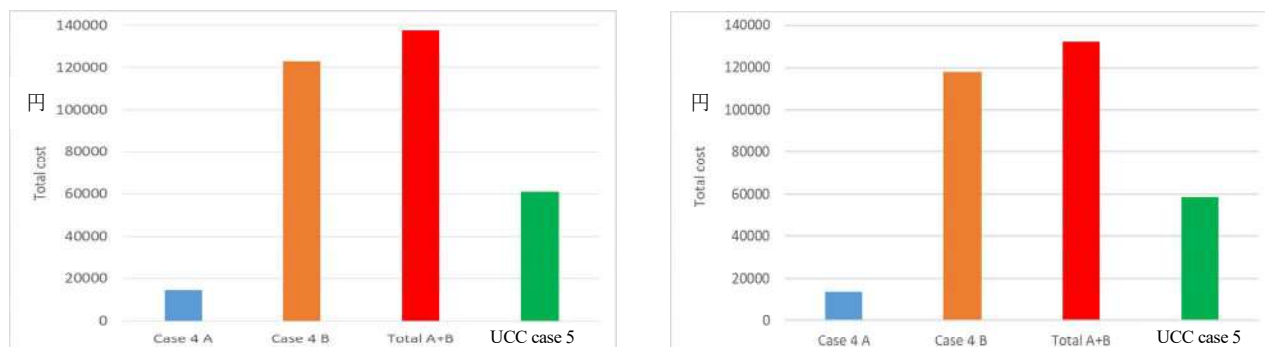
(d) シナリオ 4 : 配送ロボットの初期コスト 600 円/日、運行コスト 2.5 円/分

図 3 物流事業者 B の総配送コストの比較

図 3 に物流事業者 B の各シナリオの総配送コストの比較を示す。物流事業者 B のデポから配送先の顧客までの距離が約 8 km あり、ケース 2、3 の配送ロボットによるデポからの直接配送が現実的でないので、ケース 4 のマザーシップバンからの配送ロボットによる配送のみを計算した。なお、物流事業者 B のケース 1 においては配送トラックを 8 台用いているので、ケース 4 においても 8 台のマザーシップバンを用いると仮定した。図 3 において、シナリオ 1 - 4 のいずれにおいてもケース 4 の総配送コストはケース 1 の総配送コストより大きくなっている。しかし、シナリオ 4 の配送ロボットの初期コストが 600 円/日、運行コストが 2.5 円/分の場合には、ケース 4 の総配送コストはケース 1 の総配送コストと同程度まで下がってきている。シナリオ 1 - 4 のいずれの場合においても用いられる配送ロボットの台数は 2-3 台であり、マザーシップバンの台数を削減して配送ロボットの台数を増やすことによって総配送コストを減少させる可能性があるのではないかと考えられる。

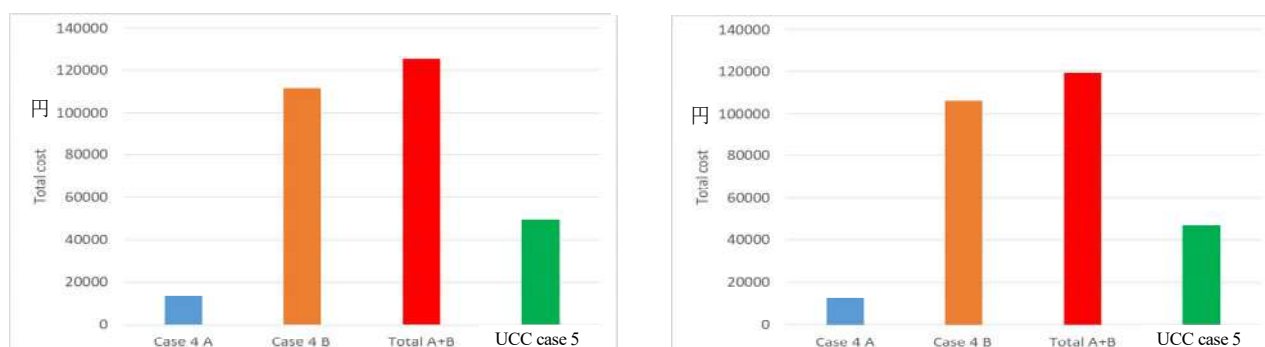
図 4 に、ケース 5 の物流事業者 A、B が配送ロボットを用いて共同配送を導入する場合とケース 4 の物流事業者 A、B が個別に配送する場合の総配送コストの比較を示す。共同配送センター (UCC: Urban Consolidation Center) の位置は、図 1 に示すように物流事業者 A と B の顧客の間に設置すると仮定した。ケース 5 において、与えられた顧客に物資を配送するために必要となるマザーシップバンおよび配送ロボ

ットの台数を決定するために、顧客のマザーシップバンへの割り当て問題をビンパッキング問題として解き、それぞれの必要台数を決定した。シナリオ 1、2 において、共同配送センターを設けてそこからマザーシップバンと配送ロボットを用いて配送する場合の総配送コスト（図 4 の UCC case 5）は、物流事業者 A と B が個別に配送する場合の総配送コストの合計（図 4 の total A+B）に比べて、約 44%に削減でき、シナリオ 3、4 の場合には、共同配送の場合の総配送コストが約 40%に削減できることが分かる。



(a) シナリオ 1：配送ロボットの初期コスト 1,200 円/日、運行コスト 5.0 円/分

(b) シナリオ 2：配送ロボットの初期コスト 1,200 円/日、運行コスト 2.5 円/分



(c) シナリオ 3：配送ロボットの初期コスト 600 円/日、運行コスト 5.0 円/分

(d) シナリオ 4：配送ロボットの初期コスト 600 円/日、運行コスト 2.5 円/分

図 4 配送ロボットを用いて共同配送を導入する場合（ケース 5）と物流事業者 A、B が個別に配送する場合（ケース 4）の総配送コストの比較

表 3 配送ロボットを用いて共同配送を導入する場合（ケース 5）と物流事業者 A、B が個別に配送する場合（ケース 4）に必要なマザーシップバンおよびロボットの台数（シナリオ 1 - 4 で同じ）

ケース	マザーシップバンの台数		配送ロボットの台数	
	物流事業者A	物流事業者B	物流事業者A	物流事業者B
5	1	2	2	17
4	1	8	2	3

表 3 は、ケース 5 の共同配送を導入する場合に必要なマザーシップバンおよびロボットの台数および比較のために物流事業者 A、B が個別に配送するケース 4 の同様の台数を示している。物流事業者 B について、共同配送を導入していないケース 4 と比較すると、ケース 5 において必要となるマザーシップバンの台数が 8 台から 2 台に減少し、ロボット台数が 3 台から 17 台に増加している。共同配送センターが顧客の近傍にあることによってこのような戦略が可能になり、結果として総配送コスト削減に効果があったと考えられる。

## 5. 結論

本研究においては、新型コロナウイルス感染症のパンデミックにおいて、都市内物流の端末配送に配送ロボットを用いた場合の効果について研究を行った。大阪市中心部を対象として、物流事業者 2 社の物資配送データを用いて、配送ロボット導入による総配送コストの変化について検討した。その結果、配送ロボットの初期コスト、運行コストが総配送コストに与える影響が大きく、これらのコストを下げることであれば、配送ロボットによる直接配送あるいはマザーシップバンを動くハブとして用いてそこから配送ロボットを出発させて配送する方法を用いることによって、従来のトラック配送と同程度あるいは若干高めの総配送コストになることが分かった。したがって、配送ロボットによる物資配送は、顧客との接触がないので新型コロナウイルスの感染リスクが低く、また需要が急増した場合にも柔軟に対応できるというメリットがあり、配送ロボットの普及などによって初期コストおよび運行コストを下げることによって、コスト面においても従来のトラック配送に対して競争力を持つものと考えられる。また、配送ロボットを用いて共同配送を導入した場合には、物流事業者が個別に配送する場合に比べて、総配送コストを約 40-44% に削減できることが明らかになった。

なお、配送ロボットはまだ本格的に導入されていないので、本研究においては、配送ロボットの初期コスト、運行コストを企業へのヒアリングに基づいて推定したが、今後、実際の配送ロボットの運用データが得られれば、より正確な検討が可能になる。さらに、今回の計算ではマザーシップバンの停車位置を顧客の近傍の 1 か所に固定としたが、マザーシップバンを巡回させる戦略についても研究が必要である。

## 参考文献

- Taniguchi, E., Thompson, R.G. and Qureshi, A.G. (2020). Modelling city logistics using recent innovative technologies, *Transportation Research Procedia* **46**, 3-12.
- Boysen, N., Stefan Schwerdfeger, S. and Weidinger, F. (2018). Scheduling last-mile deliveries with truck-based autonomous robots, *European Journal of Operational Research*, **271**, 1085–1099.
- Simoni, M.D., Erhan Kutanoglu, E. and Claudel, C.G. (2020). Optimization and analysis of a robot-assisted last mile delivery system, *Transportation Research Part E*, **142**, 102049.
- Chen, C., Demir, E., Huang, Y. and Qiu, R. (2021). The adoption of self-driving delivery robots in last mile logistics, *Transportation Research Part E*, **146**, 102214.
- Figliozzi, M. and Jennings, D. (2020). Autonomous delivery robots and their potential impacts on urban freight energy consumption and emissions, *Transportation Research Procedia*, **46**, 21-28.



## 土中の水の状態による道路の通行規制・解除基準の考察

大阪産業大学工学部 教授 小田和広

### 1. はじめに

道路では、豪雨によるのり面の土砂災害に対する交通の安全を確保するため、通行規制区間が設けられ、異常気象時に雨量に基づく事前通行規制が行われている。過去の実績によれば、規制を行う前に災害が発生する“見逃し”や規制を実施しても災害が発生しない“空振り”が多数ある<sup>1)</sup>。特に、“空振り”は年々増加している。これは、防災工事等によって道路の防災力が向上しているにも関わらず、その効果が規制基準に反映されていないことが挙げられる。というのも、従来、規制基準は経験的に決定され、科学的根拠に基づかないことが理由の一つとなっている。

土質力学的見地に立てば、斜面災害の発生は土中の水の状態に支配される。そのため、土中の水の状態を計測し、斜面防災に役立てようとする試みは多数行われている<sup>2)</sup>。土中の水の状態を計測する手段としては、①地下水位の計測のための水位計、②土中のサクシオンを計測するためのテンシオメーター、③体積含水率を計測するための土壌水分計等がある。①は昔から存在し、多くの適用例がある。但し、地下水位のみが計測されるため、土中の含水量などが不明である。したがって、雨水の浸透から地下水位の形成過程を明らかにすることができない。②は雨水浸透に伴うサクシオンの変化や地下水位の形成といった土中の雨水浸透特性を明らかにすることができる。一方、メンテナンスに手間がかかることや計測されるサクシオンから土中の水分量に変換するためには水分特性曲線が必要であることなどの問題点もある。③は単位体積あたりの間隙水の体積である体積含水率を計測するものであり、土中の水分量を直接的に得ることが出来る。また、比較的メンテナンスも容易である。一方で、地下水位が発生した後の地下水位の高さは計測することができない。このように、土中の水の状態を把握する方法には、それぞれに利点と欠点がある。

ところで、国の科学技術政策である Society 5.0 では、“サイバー空間（仮想空間）とフィジカル空間（現実空間）を高度に融合させたシステムにより、経済発展と社会的課題の解決を両立する、人間中心の社会（Society）”が提唱されている<sup>3)</sup>。これは、各種センサによって計測される実物の現象（すなわち、フィジカル空間）とコンピューターシミュレーション（サイバー空間）を同期させ、計測値を再現できるようにシミュレーションモデルを逐次修正する。そのようにして、逐次修正されたシミュレーションモデルによって対象とする現象が発展していく様子を予測し、問題を解決しようとするものである。いわゆる、データ同化を基盤としたデジタルツインやサイバーフィジカルシステムといった技術である。

本研究では、体積含水率の計測結果に基づくデータ同化解析によって斜面への雨水浸透を再現できるシミュレーションモデルを同定する。次に、コンピューターシミュレーションによって計測が行われた道路のり面の土中の水の状態を再現する。さらに、そののり面における降雨量（連続雨量、時間雨量）、土壌雨量指数等の気象指標と土中の水の状態（体積含水率、地下水の有無およびその水位）との関連を明かにする。最後に、現在用いられている、または既に提案されている通行規制・解除基準に対して、土中の水の状態に基づき考察を行うことを目的としている。

### 2. データ同化解析手法

先に述べたように、データ同化とは、現地計測結果によってシミュレーションモデルを逐次修正する

技術である<sup>4)</sup>。図-1は斜面への雨水浸透問題におけるデータ同化の位置付けを示している。現地計測では、計測点において土中の水の状態が計測されるが、その空間的な広がりなどは不明である。また、計測値は計測を行っている現在までの値であり、今後についても当然不明である。一方、コンピューターシミュレーションでは、空間的な土中の水分の状況や計測できない物理量なども得ることが出来る。また、降水予報を用いれば任意の降雨に対する土中の水の状態を予測することもできる。しかし、シミュレーションモデルを設定する際に不確定部分が多く、現地で実際に起こる雨水浸透挙動に対するシミュレーションモデルの適用性については担保されない。この両者を高度に融合させ、両者の欠点を利点によって打ち消しあうのがデータ同化である。つまり、計測値を再現できるようにシミュレーションモデルを逐次修正

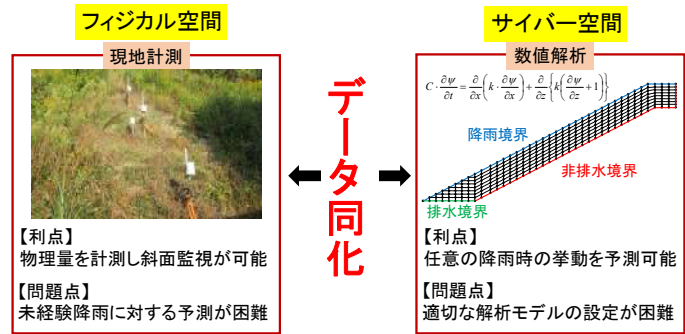


図-1 雨水浸透問題におけるデータ同化の位置付け

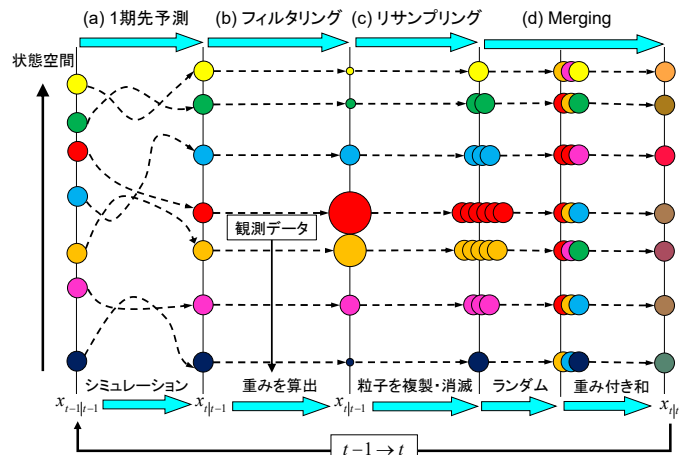


図-2 融合粒子フィルタのアルゴリズム<sup>4)</sup>

し、その修正されたシミュレーションモデルによってコンピューターシミュレーションを行うことにより、シミュレーション結果に対する信頼性を担保する。一方、計測値の空間的な広がりや今後の土中の水分の状態の変化などの予測についてはコンピューターシミュレーション結果が現地計測を補うこととなる。

以上、データ同化について概念的に説明したが、以下に本研究で使用したデータ同化手法について説明する。本研究では、粒子フィルタ (PF : Particle Filter) を用いた<sup>4)</sup>。粒子フィルタとはシステムの状態に関する確率分布を粒子と呼ばれる多数の実現値集合体で近似的に表現するデータ同化手法の1つである。各粒子はシミュレーションモデル (初期条件, 境界条件, パラメータ等) とシミュレーション結果である各時刻の物理量の情報を有している。そして、計測値に対する適合度に応じてそれぞれの粒子に重みを付け、その重みを活用することによって、計測値を再現可能なシミュレーションモデルの確率分布を求めるものである。PFには様々な手法があるが、本研究では、融合粒子フィルタ (MPF : Merging Particle Filter)<sup>5)</sup>を用いた。図-2はMPFのアルゴリズムを概念的に示している。MPFでは(a)1期先予測、(b)フィルタリング、(c)リサンプリング、(d)マージングの4つの計算ステップを繰り返すことによってデータ同化を行う。いま、図-2では7個の粒子がある。ここで、色の違いは各粒子の違いを表している。まず、(a)1期先予測では、時刻  $t-1$  から時刻  $t$  までのシミュレーションが行われる。時刻  $t$  における観測データ (計測値) が与えられると(b)フィルタリングが行われる。この過程では、観測データ (計測値) に対するシミュレーション結果への適合度に基づきベイズの定理によって各粒子の重みが計算される。図では、重みを玉の大きさで表している。つまり、観測データ (計測値) は赤色と橙色の粒子の間にあるため、赤玉と橙玉が大きく、観測データ (計測値) から

離れている黄玉と黒玉は小さい。次の(c)リサンプリングでは、(b)フィルタリングで付けた重みに応じてサンプルを復元抽出する。図では、全体が 21 個になるように重みに応じてサンプルを復元しているため、重みの大きい赤玉は 5 個、橙玉は 4 個となり、逆に小さい黄色玉や黒玉は 1 個である。最後に(d)マーキングでは 21 個のサンプルを 3 個ずつの組にし、それぞれについて重みつき和を行う。このようにして 7 個の粒子を再度作成する。このようにして作成された粒子は、観測データ（計測値）に近い値のシミュレーションモデル（赤玉、橙玉）の情報を持つ確率が高くなる。一方、観測データ（計測値）に遠い値のシミュレーションモデル（黄玉、黒玉）の情報を持つ確率は小さい。その結果、観測データ（計測値）を表現できる粒子の確率が高くなる。以上の計算ステップを繰り返すことによって、観測データ（計測値）に対して適合度が高いシミュレーションモデルの確率が高くなるように自律的に修正される。

### 3. 現地計測

本研究では、近畿地方に位置する道路沿いの盛土斜面を研究の対象とした<sup>6)</sup>。盛土は主にまき土で構成されている。写真-1 は土壤水分計の設置状況を示している。まず、設置地点にトレンチを掘り、所定の設置深度において、掘削した鉛直面に対して垂直になるようにセンサ部分を地盤に突き刺して設置した。この方法であれば、掘削によって乱されない地盤にセンサを設置することができる。写真-2 は使用した土壤水分計を示している。Delta T Device 社製の SM150T<sup>7)</sup>であり、その仕様は、検出方法は誘電率測定方式（ADR 法）、測定範囲は 0~0.6m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>、測定精度は±0.03m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>である。

図-3 は現地の簡易貫入試験結果を示している。打撃回数は概ね深度とともに増加している。但し、深度 140cm 以深において打撃回数が急増している。この試験結果に基づき、土壤水分計の設置位置は地表面から深度 40cm、80cm および 100cm とした。また、雨量計も計測地点に設置した。いずれも計測間隔は 10 分である。

図-4 は本研究で研究対象とした降雨時における体積含水率の計測値と 10 分間雨量の経時変化を示している。研究対象とした降雨の総雨量は 437.5mm であった。

また、降雨継続時間が 73.5 時間であり、前半は降雨量が多く後半は少ないことから、前半が強めの長雨であったと判断される。体積含水率は、①上昇、②一時的な平衡状態、③再上昇、④再度の平衡状態および⑤漸減している。①は深度が浅いほど、②は深度が深いほど、⑤は深度が浅いほど開始刻が早い。

### 4. コンピューターシミュレーションの概要

本研究では、シミュレーションモデルとして赤井らの方法<sup>8)</sup>による飽和不飽和浸透流解析を用いている。不飽和土中の水の流れの支配方程式は次式で与えられる。



写真-1 土壤水分センサ設置状況



写真-2 土壤水分計<sup>7)</sup>

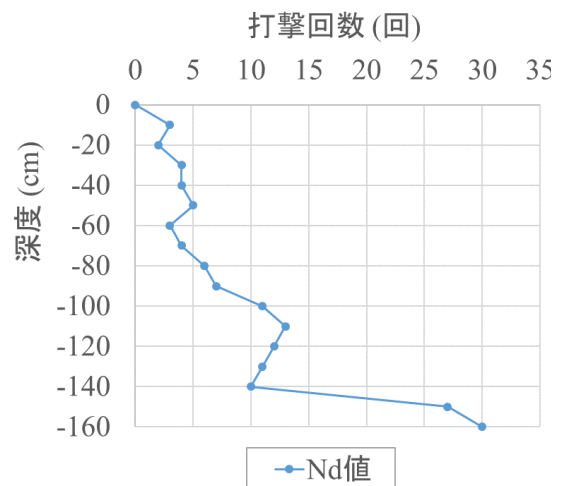


図-3 簡易貫入試験における Nd 値

$$C \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ k(\Psi) \cdot \left( \frac{\partial \Psi}{\partial z} + 1 \right) \right\} \quad (1)$$

$$C = \frac{\partial \theta}{\partial \Psi} \quad (2)$$

ここに、 $\theta$  は体積含水率、 $\Psi$  は土壌水分吸引水頭、 $C$  は比水分容量、 $t$  は時間、 $k$  は不飽和透水係数である。個々で、 $\theta$  と  $\Psi$  の関係を表現するモデルが水分特性曲線モデルであり、 $\theta$  や  $\Psi$  から不飽和透水係数  $k$  を算出するモデルが不飽和透水係数モデルである。本研究では、水分特性曲線モデルとしては式(3)に示す van Genuchten モデル<sup>9)</sup>を、不飽和透水係数モデルとしては式(4)に示す Mualem モデル<sup>10)</sup>を用いた。

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left\{ \frac{1}{1 + (-\alpha \cdot \psi)^n} \right\}^{1 - \frac{1}{n}} \quad (3)$$

$$k = k_s \cdot S_e^{\frac{1}{2}} \cdot \left\{ 1 - \left( 1 - S_e^{\frac{n}{n-1}} \right)^{1 - \frac{1}{n}} \right\}^2 \quad (4)$$

ここに、 $S_e$  は有効飽和度、 $\theta_s$  は飽和体積含水率、 $\theta_r$  は残留体積含水率、 $\alpha$  と  $n$  は水分特性曲線の形状を与えるパラメータ、 $k_s$  は飽和透水係数である。以上、これらのモデルにおける推定すべき未知パラメータは  $\theta_s$ 、 $\theta_r$ 、 $\alpha$ 、 $n$  および  $k_s$  の 5 種類である。

図-5 は解析モデルを示している。雨水の浸透は一次元的に生じることから鉛直方向の浸透のみを考慮する一次元問題としてモデル化を行った。簡易貫入試験の結果から 140cm 以深の土は良く締まっており、難透水層とみなせると考え、そこを排水境界とすることとした。そのため、モデル全体の大きさは 140cm とした。そして、各土壌水分計の設置深度の中間を層の境界として三つの層に分割した。また、モデル上面は降雨境界とし、雨量計で計測された降雨量の全量を与えた。次に、モデル側面は非排水境界とした。最後に、モデル底面は浸透係数を導入した排水境界とした<sup>6)</sup>。通常、浸透解析では、完全に水の出入りを遮断する非排水条件、全ての間隙水の出入りを可能とする自由排水条件のいずれかしか扱えない。そのため、境界に近い部分では境界条件の影響が過度に出てしまう傾向がある。これを避けるには、境界条件との緩衝体とするための有限要素を用いる必要がある。本研究で使用する浸透係数を用いた排水境界条

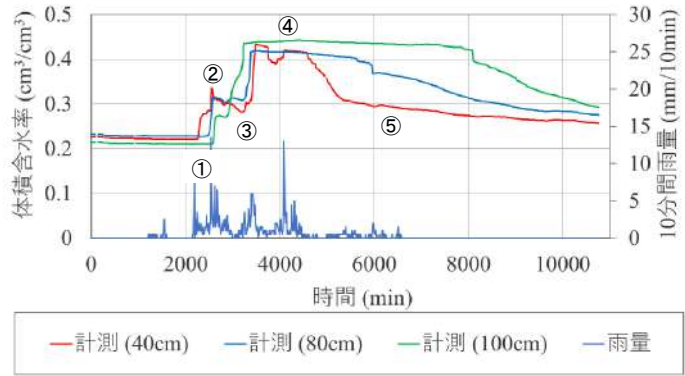


図-4 体積含水率と 10 分間雨量の経時変化

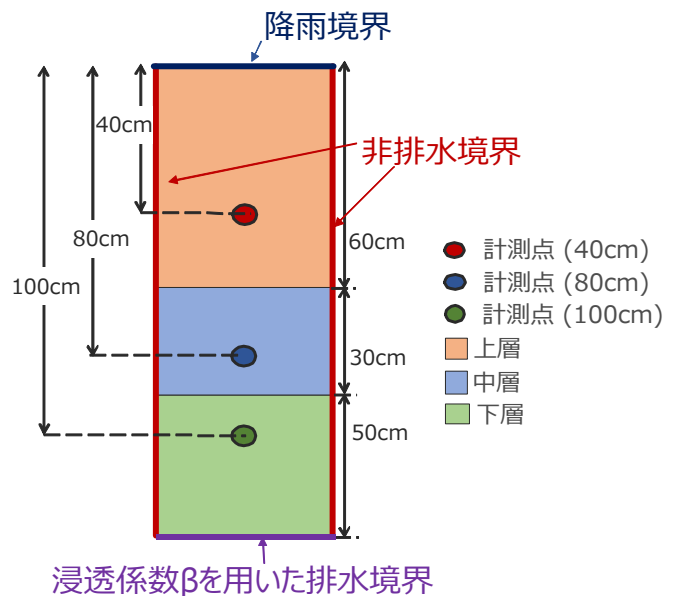


図-5 解析モデル



件とは、境界からの排水量を制御することにより、非排水条件と自由排水条件の中間的な条件を扱うことができる。ここで、境界からの排水量を制御する浸透係数 $\beta$ は  $0 \leq \beta \leq 1$  をとる値であり、 $\beta=0$  の時は非排水条件、 $\beta=1$  の時は自由排水条件を示す。

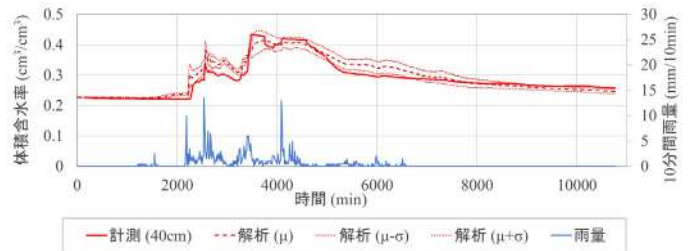
表-1 は解析に使用したパラメータの範囲を示している。2. で述べたように、PF では粒子と呼ばれるそれぞれが異なる条件を持つ多数のシミュレーションモデルが必要となる。これは、それぞれのケースにおいて異なる解析パラメータを使用したシミュレーションを意味している。本研究においては、500 個の粒子を用いた。すなわち、表-1 に示す解析パラメータの範囲内で一様乱数によりランダムなパラメータの組み合わせを 500 通り作成し、それぞれの粒子の解析条件とした。なお、本研究では、MPF を用いているので、各粒子のもつ解析パラメータは同化を行う毎に計測値と適合するように時々刻々変化する。

表-1 パラメータの範囲

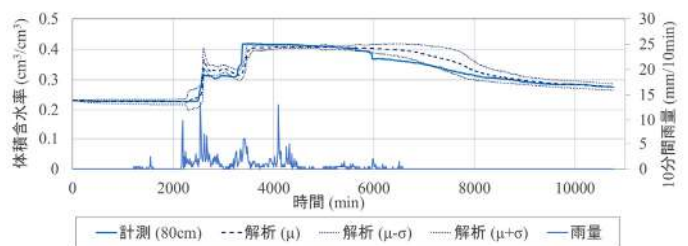
		$\theta_s$ ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )	$\theta_r$ ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )	$\alpha$ ( $1/\text{cm}$ )	$n$ (-)	$k_s$ ( $\text{m/s}$ )	$\beta$ (-)
上層	最大値	0.44	0.20	0.13	1.8	$1.0 \times 10^{-3}$	-
	最小値	0.42	0.12	0.03	1.3	$1.0 \times 10^{-5}$	-
中層	最大値	0.42	0.20	0.13	1.8	$1.0 \times 10^{-3}$	-
	最小値	0.40	0.12	0.03	1.3	$1.0 \times 10^{-5}$	-
下層	最大値	0.45	0.18	0.13	1.8	$1.0 \times 10^{-3}$	-
	最小値	0.43	0.12	0.03	1.3	$1.0 \times 10^{-5}$	-
	最大値	-	-	-	-	-	0.1
	最小値	-	-	-	-	-	0.001

5. 土中の水の状態の再現性と地下水位の挙動

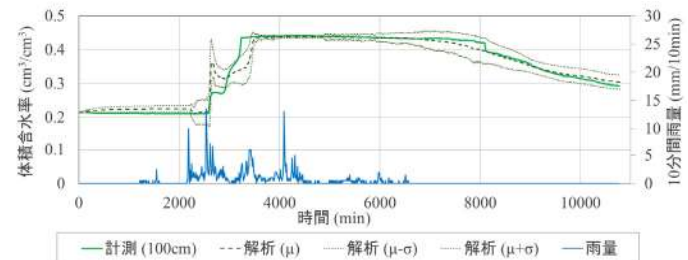
図-6 は計測値とデータ同化結果の比較を示している。図中、実線が現地計測値を、破線がデータ同化解析の結果を示している。また、凡例の $\mu$ は 500 個の粒子の平均値、 $\sigma$ は標準偏差である。深度 40cm については、図-4 の②の区間における体積含水率が 0.05 近くデータ同化解析結果の方が大きい値を一時的に示したことが、③の区間においてピーク値に至る過程が十分に再現できていないこと以外は、計測値とデータ同化結果で体積含水率の経時変化は概ね一致している。深度 80cm に関しては、⑤の区間の 6000 分以降において、データ同化結果の方が体積含水率の低下が遅い点を除けば、計測値とデータ同化結果で体積含水率の経時変化は概ね一致している。深度 100cm に関しては、②や③の区間の計測値とデータ同化結果は大きな差がある。但し、この点を除けば両者の経時変化は概ね一致している。さて、計測値とデータ同化結果における違いの原因の一つとして間隙空気の影響が挙げられる。既往の研究において、間隙空気の影響により降雨が全て地盤内に浸透しない



(a) 深度 40cm



(b) 深度 80cm



(c) 深度 100cm

図-6 計測値とデータ同化結果の比較

ケースもあることが報告されている<sup>11)</sup>が、本研究で使用したシミュレーションモデルでは間隙空気の影響を考慮していない。その他の原因としては、表層の植生などの影響によって降雨の一部が地面に浸透せず表面流としてのり面を流下したことも考えられる。次に、深度 100cm の体積含水率の計測値とデータ同化結果の差が他の深度と比べて大きかったことについて考察する。10 分間雨量に着目すると、2160 分以降の降雨では、降雨開始から 5.5mm/10min や 10 mm/10min と降雨が大きかった。そのため、モデル底面付近では水位が形成されていたのではないかと考えられる。よって、深度 100cm では底面付近での水位形成による毛管水帯の影響で 0.09 と他の深度よりも計測データと解析結果の差が大きくなったと推察される。しかし、その後降雨は 1.0mm/10min や 1.5mm/10min と弱くなったため、モデル底面付近に形成していたと考えられる水位も下降し、2710 分時点で深度 100cm の体積含水率も低下したと考えられる。

図-7 はデータ同化結果から推定される地下水位の経時変化を示している。まず、解析モデル底面の境界を、浸透係数を用いた排水境界条件によってモデル化したため、地下水位の発生と消失を再現できた。地下水位は約 3400 分で発生し、その後、急激に上昇する。約 3700 分で

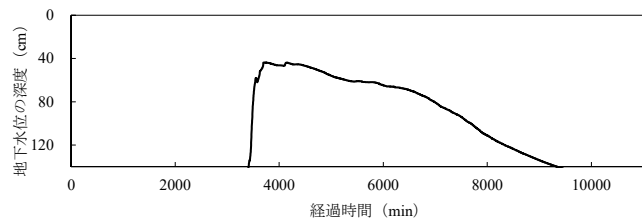


図-7 地下水位の経時変化

ピーク値の約 40cm の深度に達し、ほぼ平衡状態となる。約 4500 分まで深度約 40cm の地下水位を保った後、時間の経過とともに単調に地下水位は低下している。地下水位の発生は、降雨前半の強度の強い降雨によってではなく、後半の比較的弱い降雨に起因している。つまり、前半の降雨によって擬似飽和状態<sup>2)</sup>が形成され、その後の降雨によって地下水位が形成された。また、降雨強度が弱いにもかかわらず地下水位の形成からピークに達するまでは非常に急である。このことは、図-4 および図-6 において、体積含水率がほぼフラットになる時間が深度にかかわらずほぼ同じであることから裏付けられる。つまり、体積含水率がほぼフラットになるということは、完全に飽和したことを示しており、これは地下水位の上昇によるものである。データ同化結果に基づけば、地下水位のピークは深度約 40cm である。このことは地下水位がほぼピークに達した時点で深度 40cm の位置の体積含水率がフラットになっていることから裏付けられる。また、約 3900 分以降体積含水率がピーク値よりも若干小さくなっているのは、その期間において地下水位が若干低下していることと対応しているものと考えられる。図-4 および図-6 から分かるように、各深度の体積含水率が下がり始める時間が大きく異なるのは、地下水位の低下が上昇に比べてゆっくりであるからである。

## 6. 通行規制・解除基準時の土中の水の状態

道路の通行規制基準として、①多くの国道で用いられている連続雨量<sup>12)</sup>、②高速道路等で用いられている組合せ雨量<sup>12)</sup>、③筆者が提案した土壤雨量指数と時間雨量を組み合わせた基準<sup>13)</sup>を適用することとした。また、通行規制解除の基準は、①連続雨量の場合は、2mm/h 以下の雨量が 3 時間続いた時点、②組合せ雨量の場合は、2mm/h 以下の雨量が 6 時間続いた時点、③土壤雨量指数と時間雨量を組み合わせた基準の場合は、定められた土壤雨量指数 (180) を下回った時点とした。なお、今回適用する基準は、計測を行った盛土を有する道路に用いられているものではないこと、使用した雨量は雨量計によるものでなく、解析雨量であることを明記しておく。

表-2 は①の連続雨量による規制基準を示している。連続雨量は 140mm~200mm の 4 ケースとした。図-8 は組合せ雨量による規制基準を示している。図中には解析雨量に基づくスネーク曲線を併せて

示している。本基準においては、連続雨量の最大値を 200mm とした。降雨強度に関しては、25mm/h を基準とし、その時の連続雨量を 60mm～120mm の 4 ケースに変動させた。その結果、A120H25 を除き、時間雨量に基づく規制基準に達することとなった。図-9 は土壌雨量指数と時間雨量を組み合わせた規制基準を示している。図中には解析雨量に基づくスネーク曲線を併せて示している。本基準において、土壌雨量指数の最大値を 180 とした。降雨強度に関しては、25mm/h を基準とし、その時の土壌雨量指数を 50～11

0 の 4 ケースに変動させた。なお、図から分かるように、いずれにおいても同じ時点で規制基準に達する。

図-10 は体積含水率の経時変化と連続雨量に基づく通行規制・解除基準の関係を示している。規制基準に達したとき、深度 40cm と深度 80cm では、いずれも擬似飽和状態である。しかし、深度 100cm では、C140 と C160 が擬似飽和状態であるのに対し、C180 では擬似飽和状態から飽和状態へ移行中、C200 では飽和状態となっている。このことは、C200 では、地下水が発生し、水位が深度 100cm 以上に達していることを意味している

(図-7 参照)。一方、規制解除時点では、40cm では体積含水率が飽和状態から減少しはじめている。このことは、地下水水位が深度 40cm 以下まで低下したことを意味している。80cm と 100cm では体積含水率が飽和体積含水率のままであることから、地下水水位は深度 80cm よりも高いことが分かる。このような挙動を示すメカニズムは 5. で考察したとおりである。そのメカニズムに基づけば、深度 40cm では擬似飽和状態の期間が長い一方で、飽和状態の期間が短い。また、5. で示唆したように、深度約 140cm に難透水層が存在することから、深度 100cm では擬似飽和状態に至った後、

表-2 連続雨量による規制基準値

	連続雨量 (mm)
C140	140
C160	160
C180	180
C200	200

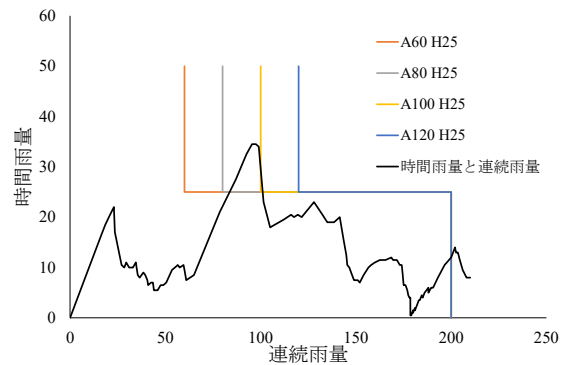


図-8 組合せ雨量による規制基準値

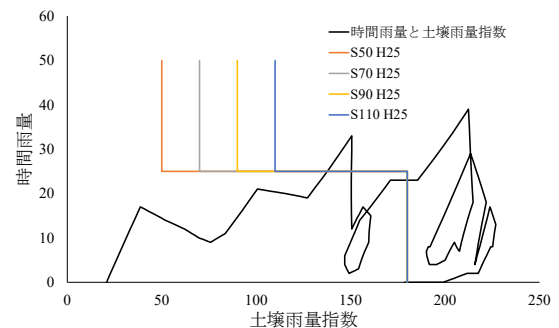


図-9 土壌雨量指数と時間雨量を組み合わせた規制基準値

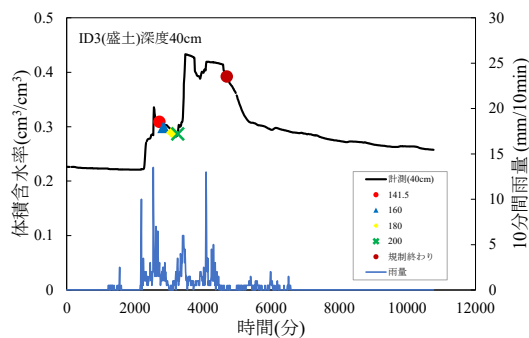


図-10(a) 体積含水率の経時変化と連続雨量に基づく規制基準の関係 (深度 40cm)

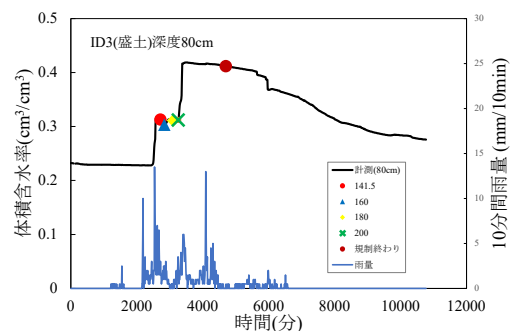


図-10(b) 体積含水率の経時変化と連続雨量に基づく規制基準の関係 (深度 80cm)

短い時間で浸潤面が難透水層に達し、地下水位が形成される。そして、急速に地下水位が上昇する（図-7 参照）。このため、ケース毎の土中の水分状態の違いが顕著に表れる。その一方で、降雨終了後の地下水位の低下は非常に遅いため、規制解除の基準に至るまでにその影響を受ける地下水位の最高水位とほぼ等しい深度 40cm だけである。

図-11 は体積含水率の経時変化と組合せ雨量に基づく通行規制・解除規制基準の関係を示している。規制基準に達したとき、深度 40cm ではいずれのケースも擬似飽和状態である。深度 80cm では、A60H25 と A80H25 では擬似飽和状態に至る過程であり、一方、A100H25 と A120H25 では擬似飽和に至っている。深度 100cm では、A120H25 のみが飽和状態に至っているが、それ以外は擬似飽和状態にも達していない。A120H25 を除き、連続雨量に基づく通行規制基準に比べて早い段階で規制がかかるのは、図-8 から分かるように、規制基準に達したとき連続雨量が小さいためである。なお、A120H25 では、時間雨量による基準に達しなかったため、C200 と同じ連続雨量 200mm の規制基準となる。一方、規制解除時点では、40cm では体積含水率が飽和状態から減少しはじめており、地下水位が低下していることが分かる。ただし、80cm と 100cm では体積含水率が飽和体積含水率のままであることから、地下水位は深度 80cm よりも高い。なお、規制解除の基準は 2mm/h 以下の降雨が 6 時間続いた場合としたが、その程度では地下水位は下がり始める程度である。

図-12 は体積含水率の経時変化と土壌雨量指数と時間雨量を組み合わせた基準に基づく規制基準の関係を示している。なお、先に述べたようにケースに関わりなくいずれも同じ時点で規制基準に達しする。規制基準に達した時点では深度に関わりなくいずれも擬似飽和状態である。一方、規制解除時点、土壌雨量指数が 180 を下回った時点では、40cm では体積含水率が飽和状態から減少しはじめて

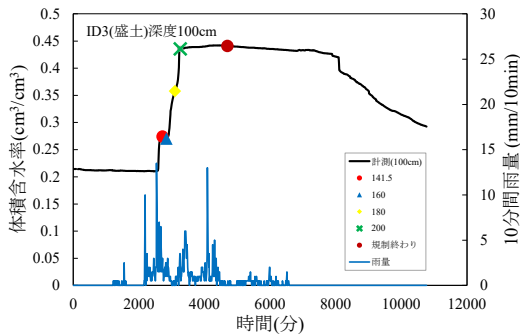


図-10(c) 体積含水率の経時変化と連続雨量に基づく規制基準の関係（深度 100cm）

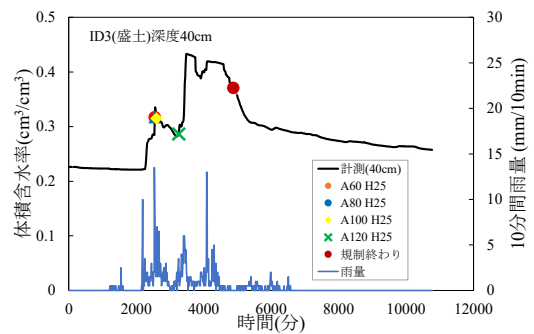


図-11(a) 体積含水率の経時変化と組合せ雨量に基づく規制基準の関係（深度 40cm）

おり、地下水位が低下しているが、80cm と 100cm

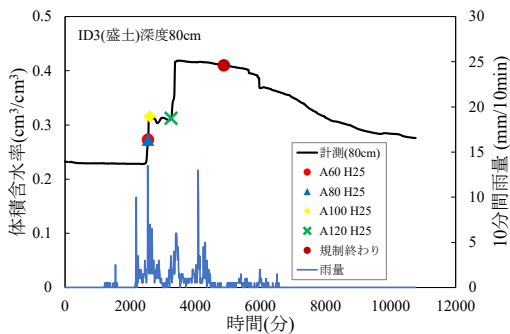


図-11(b) 体積含水率の経時変化と組合せ雨量に基づく規制基準の関係（深度 80cm）

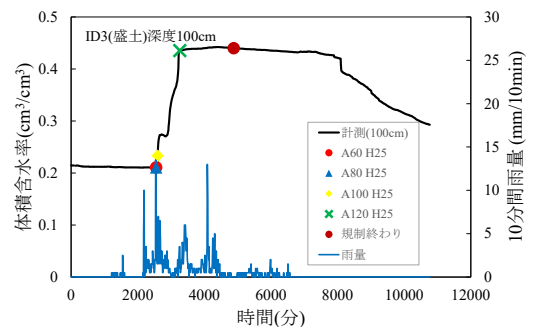


図-11(c) 体積含水率の経時変化と組合せ雨量に基づく規制基準の関係（深度 100cm）



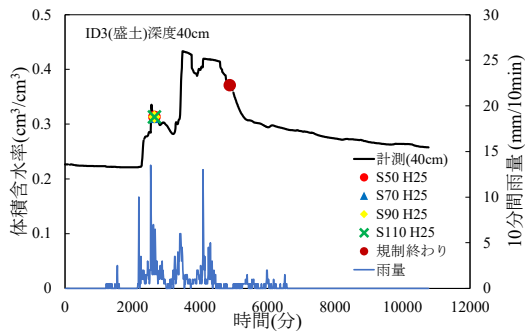


図-12(a) 体積含水率の経時変化と土壤雨量指数に基づく規制基準の関係 (深度 40cm)

では体積含水率が飽和体積含水率のままである。なお、本研究では、規制基準の土壤雨量指数の最大を組合せ雨量よる基準とほぼ一致するように決めている。

以上の結果から、本研究で検討対象とした道路の通行規制・解除基準では、通行規制を開始する時点ではほとんどのケースで擬似飽和状態である。ここで、地下水が発生した後の地下水位の上昇は非常に急であり、一挙にピークに達する(図-7 参照)ことから、地下水位の観測を以て通行規制を行うことが困難であることを示唆している。したがって、地下水位の発生する前の擬似飽和状態で通行規制を適用することが望ましいと考えられる。一方で、地下水位が低下しきるまでには非常に長い時間を要することから地下水位のピーク後、低下しはじめた段階において規制を解除するという点も理にかなっているものと考えられる。

本研究のような取り組みによって、土中の水の状態と通行規制・解除基準との関係を科学的見地から明らかにすることができた。空振り事例が多発している通行規制区間においては、本研究のような取り組みを行い、現地ののり面における土中の水の状態とそれを支配するメカニズムを解明することによって、通行規制・解除基準に科学的な裏付けを与えることができる。さらにそれを応用することによって、規制雨量の緩和や撤廃につなげるべきである。

## 7. 結論

本研究によって得られた主な知見は以下の通りである。

- 1) 体積含水率の計測結果に対し、浸透係数を用いた排水境界条件を考慮した飽和不飽和浸透解析をシミュレーションモデルとしたデータ同化解析によって、豪雨時の雨水浸透におけるシミュレーションモデルを同定できる。
- 2) 体積含水率の現地計測からでは不明であった地下水位の挙動を推定できる。
- 3) 豪雨時における土中の水の状態は、①斜面からの雨水浸透による擬似飽和状態、②地下水形成と地下水位の上昇による飽和状態、③降雨終了後、地下水位の低下による不飽和状態へと変動する。

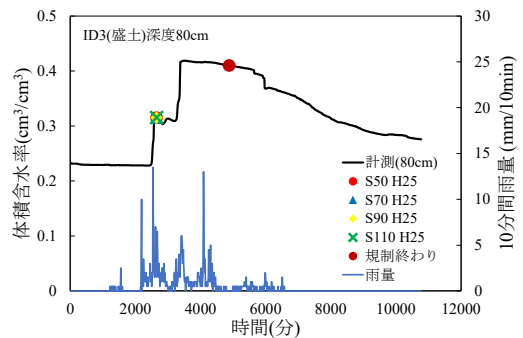


図-12(b) 体積含水率の経時変化と土壤雨量指数に基づく規制基準の関係 (深度 80cm)

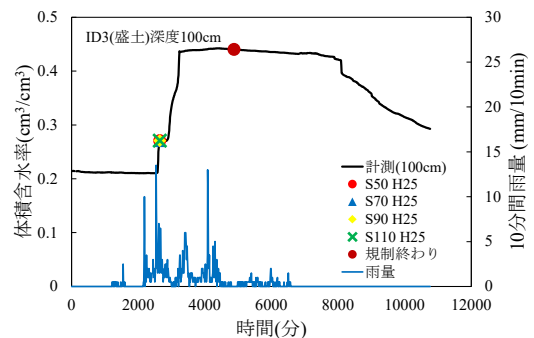


図-12(c) 体積含水率の経時変化と土壤雨量指数に基づく規制基準の関係 (深度 100cm)

- 4) 地下水の形成後、地下水位は一挙に上昇し、ピークに達する。但し、ピーク後、地下水位の低下は非常に遅い。
- 5) 通行規制が開始される際の土中の水の状態は、擬似飽和状態である場合が多い。
- 6) 通行規制が解除される際の土中の水の状態は、地下水位が下がりはじめている
- 7) 本研究の取り組みのような現地計測とコンピューターシミュレーションを組み合わせた取り組みによる豪雨時における土中の水の状態を推定から通行規制・解除基準に科学的裏付けを与えることができる。

## 参考文献

- 1) 一般財団法人 道路新産業開発機構：ゲリラ豪雨に対応した新しい事前通行規制の試行，[http://www.hido.or.jp/14gyousei\\_backnumber/2015data/1508/1508gerira\\_gouu\\_mlnt.pdf](http://www.hido.or.jp/14gyousei_backnumber/2015data/1508/1508gerira_gouu_mlnt.pdf), (2018年2月13日閲覧)
- 2) 小泉圭吾, 櫻谷慶治, 小田和広, 伊藤真一, 福田芳雄：降雨時の表層崩壊に対する高速道路通行規制基準の高度化に向けた基礎的研究, 土木学会論文集 C, 73/1, 93-105, 2017.
- 3) Society 5.0 - 科学技術政策 - 内閣府, [https://www8.cao.go.jp/cstp/society5\\_0/](https://www8.cao.go.jp/cstp/society5_0/)(2021年2月13日閲覧)
- 4) 樋口知之, 上野玄太, 中野慎也, 中村和幸, 吉田亮：データ同化入門—次世代のシミュレーション技術—, 朝倉書店, 2013.
- 5) 中野慎也, 上野玄太, 中村和幸, 樋口知之：Merging Particle Filter とその特性, 統計数理, 56/2, 225-234, 2008.
- 6) 伊藤真一, 小田和広, 小泉圭吾, 西村美紀, 檀上徹, 酒匂一成：融合粒子フィルタを用いた境界条件を含む浸透解析モデルの推定手法の提案, 土木学会論文集 C, 76/1, 52-66, 2020.
- 7) SM150T Soil Moisture Sensor - Delta-T Devices, (2021年3月13日閲覧)
- 8) 赤井浩一他：有限要素法における飽和-不飽和浸透流の解析, 土木学会論文報告集, No.264, pp.87-95, 1977.
- 9) van Genuchten, M.: Calculating the unsaturated hydraulic conductivity with a new closed-form analytical model, Research Report, No.78-WR-08, Princeton Univ., 1978.
- 10) Mualem, Y.: A New Model for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Porous Media, Water Resources Reserch, Vol.12, pp.513-522, 1976.
- 11) 岡崎滉大, 小泉圭吾, 小松満, 小田和広, 堤浩志：擬似飽和現象に着目した現地観測結果の一考察, 地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム論文集, pp.105-108, 2019.
- 12) 地盤工学会編：豪雨時における斜面崩壊のメカニズムおよび危険度予測, 107-112, 2009.
- 13) 小田和広, 鳥居宣之, 小山倫史, 小泉圭吾, 藤本将光：連続雨量に基づく通行規制・解除基準と土壌雨量指数によるその比較, Kansai Geo-Symposium 2019 発表論文集, 121-126, 2019.

## 土工構造物の維持管理の合理化に関する研究

関西大学環境都市工学部 准教授 北岡貴文

## 1. はじめに

近年、線状降水帯による集中豪雨が多発している。浅層崩壊は突発的なものであり、崩壊が生じる可能性のある斜面を予測することは非常に困難である。土砂災害危険箇所は、全国で合計約 52 万箇所存在する<sup>1)</sup> (かけ崩れ (表層崩壊) 約 33 万箇所, 土石流約 18 万箇所, 地滑りや約 1 万箇所)。土工構造物 (本研究では、道路土工構造物を対象とする) の点検では、まず何を、どのように点検すれば良いのか、に関する事項が重要となる。しかし、土工構造物に関するアセットマネジメントは、他の分野と比較して遅れている。これは、土工構造物は橋梁やトンネルなどの他の分野と比較すると、不確実性要因が多く含まれているので、明確な劣化過程を示さないということが要因であると考えられている。また、崩壊の発生する危険箇所は地下水が集中しやすい地下構造の斜面であると考えられており、簡単に地下水の集中する場所を特定できる探査手法があれば、点検の高度化が図れる。浅層崩壊では、地表面近くの不飽和浸透による影響が大きく作用される。不飽和浸透による浅層崩壊は、地盤の不均質性の問題もあり、浸透現象は複雑であり、選択流 (preferential flow) やマクロポア流の影響から、従来の浸透理論よりも速い浸透が生じることが指摘されている<sup>2)</sup>。このような背景から、土工構造物におけるアセットマネジメントの点検手法の高度化の重要性が指摘されている。簡易的に地下水が集中しやすい場所、降雨浸透現象の特性を把握できる可能性のある、地下流水音探査の活用が期待されている。

ここで、地下流水音探査に関する既往の研究について述べる。多田ら<sup>3)</sup>は、均一な土層に水みちが 1 つ存在する場合の地下流水音を検討するために、模型実験を行った。その結果、地表面に伝わる地下流水音の大きさは、水みちの流量と深さの両者の関係によって定まるという知見が得られた (水みちの深さが等しければ、流量が多いほど音は大きくなり、少ないほど音は小さくなる)。多田ら<sup>4)</sup>は、水みちと崩壊の因果関係の研究が進んでいない原因の一つとして急峻な山地において、簡便に水みちの位置を特定する手法がないということを挙げ、地下流水音の分布と崩壊位置の関係性に着目した研究を行った。その結果、崩壊の発生している位置では地下流水音が強く、地中水の集中する部位 (水みち) で崩壊が発生していることを示した。また、強い地下流水音が認められた未崩壊斜面が豪雨後に崩壊したことから、斜面には日常的に水みちが存在し、そこに豪雨などで多量の水が供給されることにより崩壊が発生すると推定した。本研究から崩壊する斜面と、崩壊しない斜面は根本的に水の供給のされ方が異なるということを明らかにした。

地下流水音探査は、自然斜面においても簡易的に水みちを調査できることから、その有用性が認められている。しかしながら、土工構造物を対象とした水みちや降雨浸透を対象とした点検手法の研究事例は、まだまだ少ない。簡易的に実施可能な地下流水音探査は、降雨浸透特性において、どのような地下流水音の反応が示され、原位置計測との総合的な検討が課題として残されている。

上記のことから、本研究の目的は、関西大学の敷地内にある大阪層群 (堆積岩系) で構成された細粒分～粘土分を多く含む切土斜面を対象として、地下流水音探査を実施し、降雨浸透における探査の点検手法の適用性について検証することである。実験は大学の敷地内の三つの異なる人口斜面において、無降雨時、散水後、降雨後における地下流水音探査を実施することにより、原位置計測結果との定性的な考察を加えた。さらに、地下流水音探査を用いた今後の点検手法の高度化について提言した。

## 2. 実験対象地

図1は、本研究において対象とする人工斜面を示す。場所は、元々大阪北群に広がる「千里丘陵」の南域部に位置する（関西大学の北門付近）。千里丘陵の地質構成は、表層部より新生代新三紀鮮新世～新生代第四紀更新世にかけて堆積した大阪層群（砂、礫および粘性土互層、数枚の火山灰を伴う）が分布する。本人工斜面は、細砂から粘土分で構成される比較的透水性の低い小規模切土斜面である（斜長は 5m, 斜面横の長さは 7m）。そのため、透水性は比較的に低いと考えられる。現場周辺のボーリング調査において、孔内水位が 12/28(1990) の 1 箇所において、2.40m と観測されているが、ほとんどの箇所では孔内水位は現れず、地下水位はだいぶ深部にあると考えられる。すなわち、本研究において、地下流水音探査でとらえようとしているのは、不飽和浸透である。また、切土 I, 切土 II は、図 2, 図 3 に示すように、それぞれ 5.0m×7.0m(1.0m 間隔で探査を実施), 12.0m×12.0m(2.0m 間隔で探査を実施)の斜面の範囲で、地形的には切土 I の標高は、切土 II の標高と比較して数 m 高い箇所にある。



図1 実験対象地（関西大学北門付近）

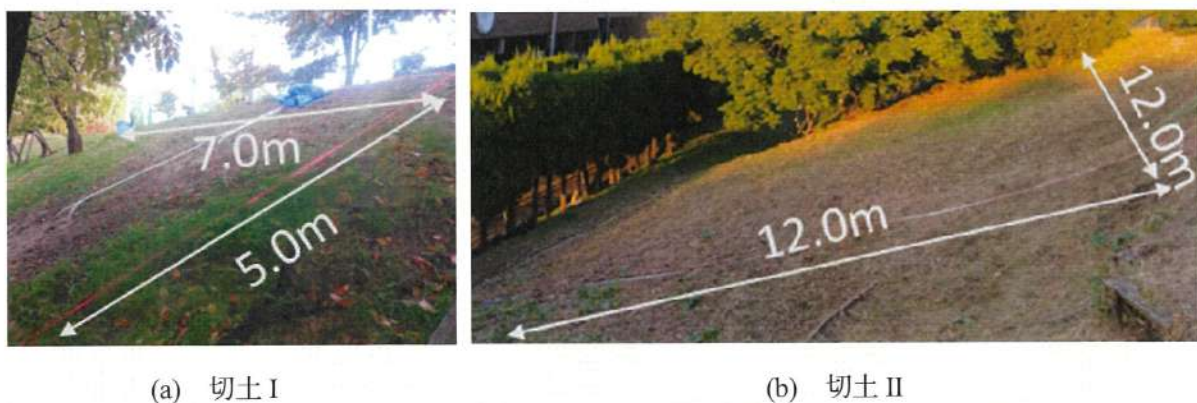


図2 実験対象人工斜面

## 3. 実験方法

本章では、原位置計測における概要と、地下流水音探査特性について言及する。

### 3.1 原位置計測の概要

実験サイトには、雨量計、土壤水分計、テンシオメータを設置し、2020年11月からモニタリングを開始した。本研究では、このモニタリングデータ（降雨と土壤水分、降雨とサクシジョンの関係）の



分析を行った。当該斜面では、法尻と中腹ともに深さ 0.4m, 1.0m の計 4 つにセンサーを設置した（図 3 参照）。設置した計測器具は、土壌水分計（Decagon 社 EC-5）とテンシオメータ（モル製）、雨量計（転倒マス雨量計（応用地質製））である。計測は、2020 年 11 月 1 日から開始した。計測間隔は 10 分間であるが、降雨計測中は 1 分間隔で計測するシステムである。なお、体積含水率やサクシジョンのデータは電圧で読み取られるため、得られたモニタリングデータは、式 1、式 2 の変換式を用いて推定した。

$$\text{体積含水率} = 11.9 * 10^{-4} * mv - 0.401 \quad (\text{式 1})$$

ここで、mv：土壌水分計

$$\text{テンシオメーターの値} = 100 * (pf / 1000) - 200.4 \quad (\text{式 2})$$

ここで、pf：テンシオメーターの値

なお、計測を 2020 年 11 月から開始しているため、雨季における計測はまだ実施できていない。そのため、実験条件として、実験斜面に散水をして、表 1 に示す散水後に地下流水音探査を実施した。散水は、降雨強度に換算すると 10~20 (mm/hour)程である。

表 1 実験条件（散水）



				天気	散水強度 (mm/hour)	開始時間	終了時間	継続時間
	10/2	盛土	散水	晴れ	20~30	8:20 11:50	10:20 13:00	3hr10min
①	10/2	盛土	探査	晴れ	-	10:20	11:50	1hr30min
②	10/2	盛土	探査	晴	-	13:30	-	-
	10/2	盛土	散水	晴れ	20~30	18:00	23:00	5hr00min
③	10/3	盛土	探査	晴れ	-	10:10	13:50	3hr40min
	10/3	切土	散水	晴れ	20~30	10:10	13:50	3hr40min
④	10/3	切土	探査	晴れ	-	13:50	15:10	1hr20min
計測器 確認	10/30	切土	散水	晴れ	20~30	15:30	16:30	1hr00min
	11/12	切土	散水	晴れ	20~30	9:30	15:00	5hr30min
⑤	11/12	切土	探査	晴れ	-	15:00	16:25	1hr25min
単点	11/13	切土	散水	曇り	20~30	9:00	13:00	1hr30min
⑥	11/13	切土	探査	小雨	-	14:00	16:30	2hr30min
⑦	12/25	切土	探査	晴	降雨後	9:30	10:50	1hr20min
⑧	1/25R3	切土	探査	晴れ	降雨後	10:25	11:25	1hr00min

図 3 計測システムの様子

### 3.2 地下流水音探査の概要

この地下流水音探査の仕組みは、地下水流に含まれる気泡が、地下水の移動に伴って破裂する際に生じる曝気音の強弱から、地下水が集中して流れている位置を特定するという仕組みである（図 4 参照）<sup>5)</sup>。測定装置はピックアップセンサー、測定記録器、ヘッドホンで構成されている。ピックアップセンサーは加速度センサー、センサーロッド、（防振板）で構成されている（旧バージョン GAS-03）。センサーロッドで地盤にセンサーを固定し、加速度センサーによって地中を伝搬する微弱な振動（音）を底面で検出し、電圧信号に変換後、測定記録器へ送信され、その値が探査の結果として数値で表示される。防振板は、ケーブルの揺れや振動によるノイズがセンサーへ伝わるのを防ぐためのものであるが、新バージョン（GAS-04）では必要なくなった。ピックアップセンサーでとらえた音には、地下水の流れる音、風切り音、砂礫の摩擦音、外界のノイズなどが含まれる。このような仕組みによって、測定部で地下流水音を増幅させたり、雑音を抑えたりすることで、加速度センサー底面部に伝わる微弱な音を検出している。測定機器で捉えた音には、地下流水音の他に、ノイズも含まれているので、図 5 のように測定した音の情報から周波数を制限するフィルター機能によりノイズに対応している<sup>6)</sup>。検出された音はヘッドホンから聞こえると同時にデジタルデータと

して測定機器に表示されるので聴覚的かつ視覚的に判断することができる。なお、探査で得られる単位は、加速度の検出値に対して複数回観測による平均化とフィルター処理を実施しているため、単位はない。

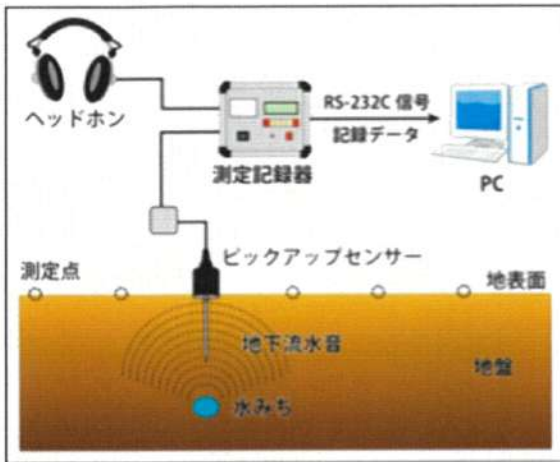


図4 地下流水音探査の仕組み<sup>5)</sup>

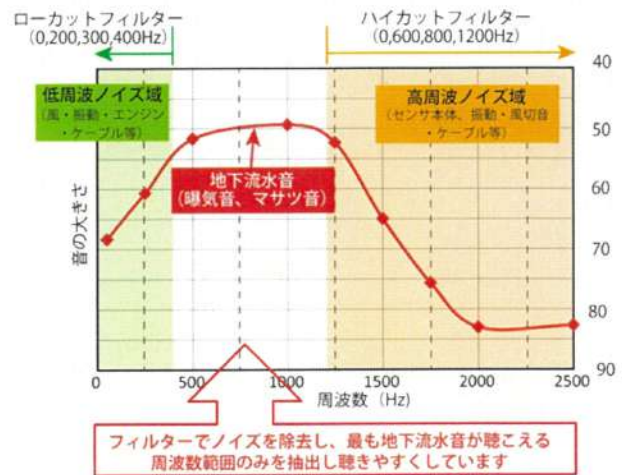


図5 地下流水音の周波数範囲とフィルター効果<sup>6)</sup>

#### 4. 実験結果と考察

##### 4.1 原位置計測結果と考察 (法尻)

図6は、法尻におけるサクシヨンの結果を示す。図7は、法尻における体積含水率の結果を示す。なお、今回は、法尻サクシヨンの深度1.0mでは計測初期不良のため、計測していない。図に示すように、降雨(または散水)時にサクシオン及び体積含水率が反応している。図6に示すように、先の11月12日前後の散水(約10(mm/1hour)×7時間)では、法尻深度0.4mで1.5kPa程上昇している。その後、1ヵ月と2週間程、ほぼ無降雨であったため、3.5kPa程低下した。12月27日、29日には、

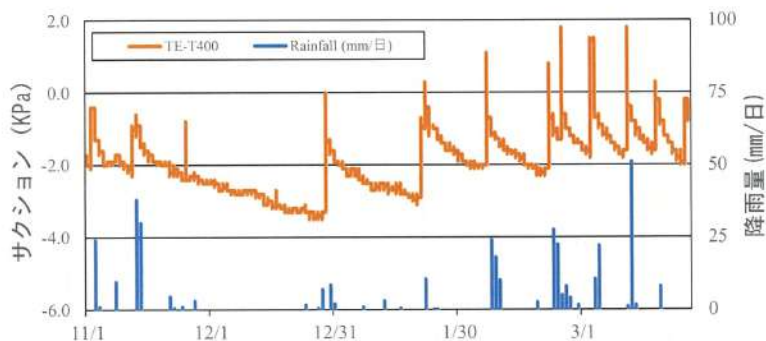


図6 サクシヨンの変動 (法尻)

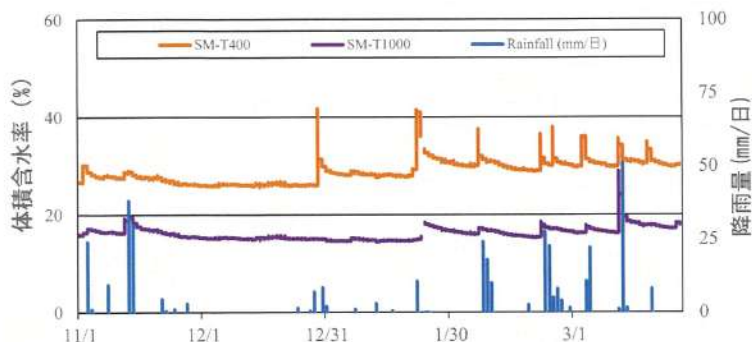


図7 体積含水率の変動 (法尻)



15.5(mm/2day)の降雨が降った際には、0kPa まで急上昇した。なお、計測が最後までできなかったが、2021年1月21日と22日には、30.5(mm/2day)の降雨が計測された際は、負圧から正圧になった。23日、24日にも降雨は降っていたが、人為的なミス（バッテリー交換ミス）で計測できていない。なお、気象庁の雨量データ（茨木）では、23日に25mm（1時間最大3.0mm）、24日13.5mm(1時間最大3.0mm)であり、24日の16時には降雨は終了した。一方、図7に示すように、先の降雨において体積含水率の急上昇が計測された。これは、先述したように、テンシオメータが正圧を示した時と一致する。12月29日2時頃に降雨が開始した際には体積含水率26.2%から、6時15分頃には40%を超えた。この4時間程度に降った雨量は、5.5mm程であった。1月22日5時25頃に降雨が開始した際には体積含水率29.3%から、10時35分頃には40%を超えた。この5時間程度に降った雨量は、6.5mm程であった。

本斜面は大阪層群のシルト質を含む粘土（細砂も含む）であるため、透水性が非常に小さいと考えられる。そのため、本斜面において各項目が急上昇するのに要する時間は1時間程であり、マクロポア流の可能性は低いと考えられる。

4.2 原位置計測結果と考察（中腹）

図8は、中腹におけるサクシヨンの結果を示す。図9は、中腹における体積含水率の結果を示す。図に示すように、降雨（または散水）時にサクシオン及び体積含水率が反応していない。法尻の特性とは違い、中腹においては、浸透せず、表面流出が生じている可能性がある。

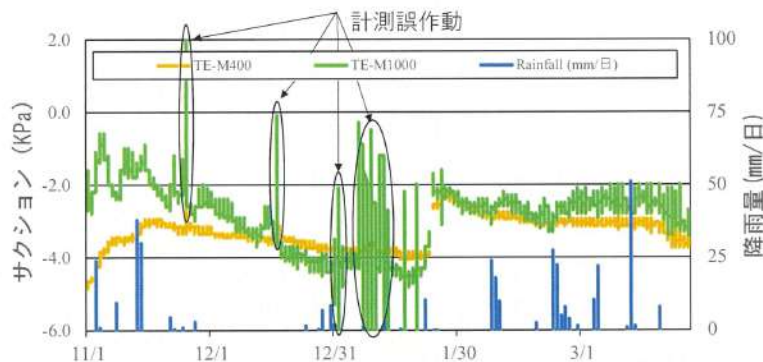


図8 サクシヨンの変動（中腹）

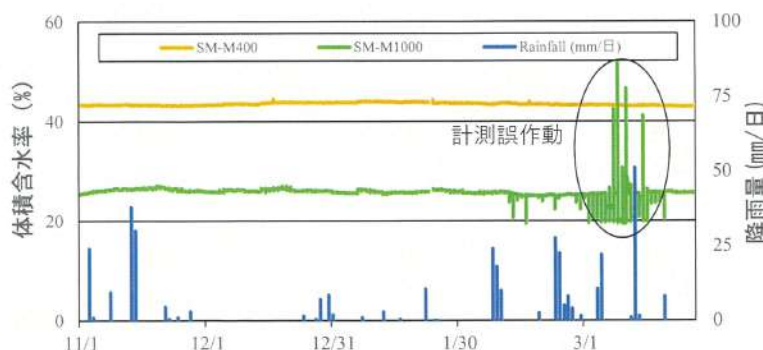


図9 体積含水率の変動（中腹）

4.3 地下流水音探査の結果と考察（切土I）

まず、切土Iについて考察する。図10は、2020年11月12日の、散水直後の地下流水音探査の結果を示す。法肩中央部において、比較的強い反応が見られた（最大で100程、平均50程）。この結果から、水みちは、法肩の中央部に浸透しやすい（水みちと想定）領域が局所的にあると考えられる。図11は、2021年1月25日の、三日間降り続けた降雨数時間後の地下流水音探査の結果を示す。

す。なお、計測がバッテリーの問題で最後まで計測できなかったが、2021年1月21日と22日には、30.5(mm/2day)の降雨が計測された際は、テンシオメータが負圧から正圧になったことを確認した。23日、24日にも降雨は降っていたが、先述したように計測できていない。現地の観測データとは異なるが、降雨は24日の16時頃に終了したと推定される。本結果は、降雨終了から18時間前後経過した結果であると推定される。図に示すように、法肩ではあまり反応を示さなかったが、法尻において比較的強い反応が示された。このことから、降雨後の数時間において、水みちが法尻に集水していると推定される。なお、本探査結果は、原位置計測結果（法尻）において、深度0.4mで体積含水率が上昇していることから、計測結果と整合性がある。しかしながら、深度1.0mでは反応していないことから、探査の結果は、深度0.4m程に浸透した結果であると考えられる。一方、中腹においては特に反応を示さなかったことから、中腹では浸透せず、表面流出していたと推察される。原位置計測結果においも、反応は示されていないことから、整合性がある。

上記のことから、散水直後（降雨直後）は、法肩に水みちがあり、数時間経過してから、法尻に水みちが集中したと考えられる。このように、地下流水音探査は、地盤中の不飽和部における水みちや、地盤の浸透しやすい場所の、不均質性を把握できると考えられる。

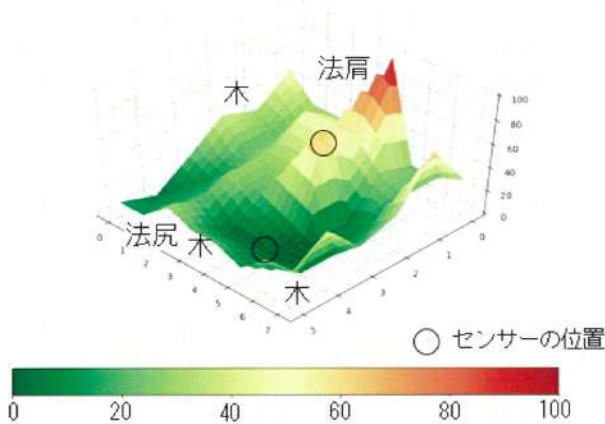


図10 切土 I (⑤11月12日 散水直後)

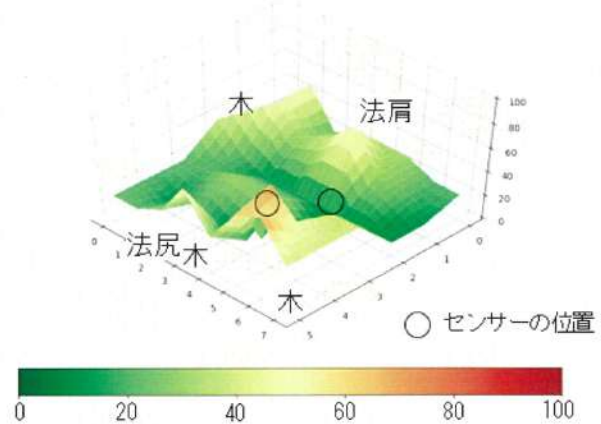


図11 切土 I (⑧1月25日 (R3) 降雨後)

4.4 地下流水音探査の結果（切土 II）

次に、切土 II について考察する。図12は、2020年11月13日の途中降雨の場合、図13は、2020年12月25日の降雨後の結果を示す。図に示すように、途中降雨の場合と降雨後の結果を比較するとあまり変化がなかった。図12は、反応が高い箇所もあるが、これは途中で小雨が降った影響である。図13は、図12と比較して当初は、図13の地下流水音の反応が高いと予想したが、先述したよ

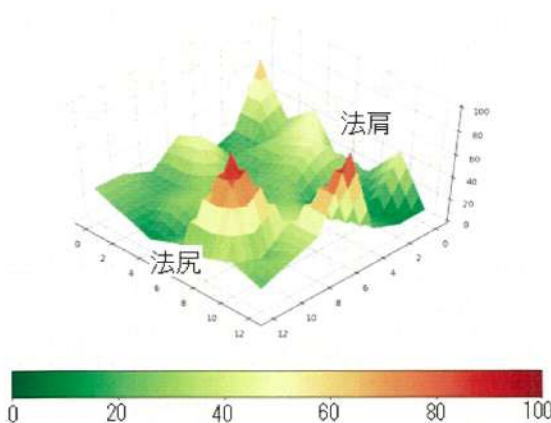


図12 切土 II (⑥11月13日 途中降雨)

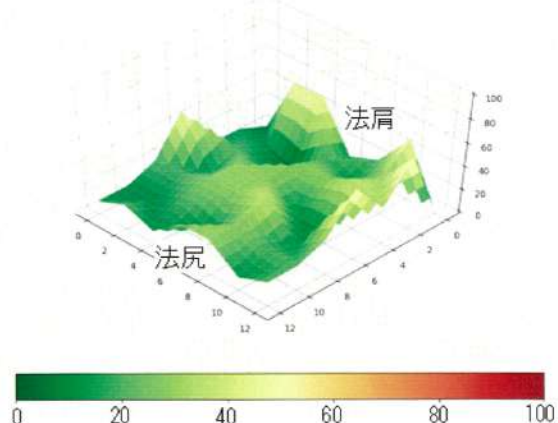


図13 切土 II (⑦12月25日 降雨後)



うに、先の探査では途中の降雨の影響もあり、このような結果になったと考えられる。

一方、切土 I と比較すると、切土 II は、降雨が無い場合でも比較的に高い反応があったため、地形・地質的な影響による差と考えられる。例えば、切土 II は、切土 I と比較して標高が低い、地盤特性の違い等が考えられる。

#### 4.5 地下流水音探査の結果（盛土）

最後に、盛土について考察する。図 14 に示すように、散水無しの測定結果は、ほとんどの領域において 0～50 程度であった。図 15 は、5 時間散水した直後に探査した結果を示す。図に示すように、左上の法肩と法尻中央部に大きな音を確認できた。この結果は、局所的に降雨浸透の可能性が高い領域を捉えていると考えられる。または、地下水位の上昇がしやすい領域がある可能性もある。一方、中腹においては反応を示さないことから、中腹においては表面流出していると考えられる。

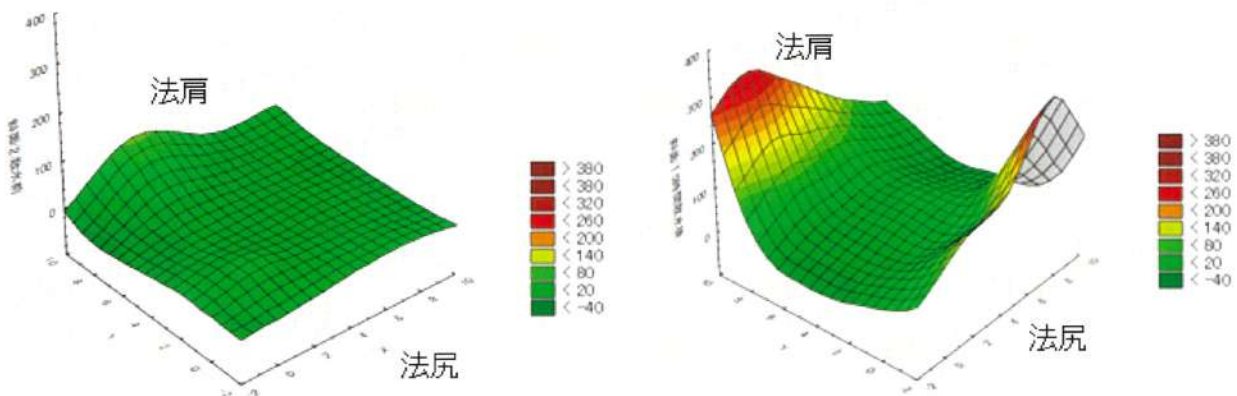


図 14 盛土 II (①10月2日 散水無)

図 15 盛土 I (③10月2日 5時間散水後)

#### 4.6 地下流水音探査を用いた土工構造物の点検への適用性に関する考察

上記の結果を踏まえ、地下流水音探査を用いた道路土工構造物の点検手法について考察を加える。

- まず、地下流水音探査の最大のメリットは簡易的に探査を実施できることである。図 10～図 15 で示す結果は、探査時間としては 1 時間程で実施でき、水みちを簡易的に調査できるものである。今回、旧バージョン (GAS-03) と新バージョン (GAS-04) を用いて検討したが、新バージョンは、作業面において旧バージョンから改善が施されている。
- 雑音は、フィルター効果により多くは取り除かれているが、飛行機の騒音 (300～400)、カラスの鳴き声 (100)、雨音 (500～600) と、取り除くことができない音があるため、どのような音が取り除くことができないのかについては、今後も整理していく必要がある。
- 降雨浸透は、原位置計測では理論よりも速い浸透が報告されている。この主な原因は、原位置地盤は不均質性があるためである。そのため、原位置斜面における降雨浸透を検討する上では、不均質場を考慮する必要があるが、地下流水音探査は、その不均質場を評価できる可能性を示した。
- 地下流水音探査の結果は、原位置計測結果との整合性が高かったことから (今回、法肩における浸透特性は検討できていない)、人工斜面に対する浸透現象を、簡易的に推定する際には、有用性が期待される。しかしながら、マクロポア部を把握できるのか等、十分な考察までには至っていないため、今後の検証が必要である。
- 植生や木の根により振動の減衰率が大きく変化すると予想されるため、影響はあると考えられるが、今回の結果からは十分な検討するには至らなかった。そのため、今後多くの実験を実施

する必要がある。

- 原位置計測で得られた結果と、地下流水音探査の結果との詳細な分析はできていない。しかし、これらのデータを分析することで、例えば、人工知能を用いて、探査結果と原位置計測結果との関係性を学習させることで、地下流水音探査を用いた土工構造物の点検手法の高度化が期待される。その理由としては、地下流水音探査は、実際の地下水位や（水みちの場所）、流量などを定量的に分析することはできないが、多くの現場で得られた原位置データを学習することで、探査結果に付加価値のあるデータを推定できる可能性があるためである。

上記、原位置計測結果は、現状では雨季（6月頃）の計測はできていないため、詳細な分析は実施できていない。引き続き、原位置計測を継続し、多くの条件における地下流水音探査を実施していく。

## 5. 結論

本研究は、関西大学の敷地内にある大阪層群で構成された細粒分～粘土分を多く含む切土斜面を対象として、地下流水音探査を実施し、道路土工構造物の点検手法の適用性について検証した。得られた知見については、4章にまとめているため、文面の都合上、ここでは割愛する。

今後の展望としては、原位置計測を継続することで、本斜面における降雨浸透現象の分析を試みる。特に、降水量の多い6月頃にも地下流水音探査を実施し、その結果を比較検討することで、時期や降雨量の変化を考慮した分析をする必要がある。さらに、地下流水音探査は、地下水位や流量を把握できるものではないが、得られた原位置計測データと探査の結果を、人工知能を活用して相関的な関係について分析をすることで、地下流水音探査を用いた道路土工構造物の点検手法の高度化を図る。

## 参考文献

- 1) 土木学会地盤工学委員会斜面工学研究小委員会：実験で学ぶ土砂災害，pp.60-61, 2020.
- 2) 多田泰之，藤田正治，堤大三，小山敢，河合隆行：地下流水音による地中水みち経路の推定，水工学論文集，Vol.50, pp.283-288, 2006.
- 3) 多田泰之，藤田正治，堤大三，小山敢，河合隆行，奥村武信，本田尚正：地中水みちと崩壊発生位置の関連性，砂防学会誌，Vol.60, No.4, pp.25-33, 2007.
- 4) 大津宏康，北岡貴文，馬場隆聡，矢部満，櫻井健：不均質な空隙分布に起因する選択流が降雨浸透特性・排水特性に与える影響，土木学会論文集C（地圏工学），Vol.76, No.2, pp. 122-141, 2020.
- 5) 竹内太一，松尾信明：地下流水音探査測定による堤体盛土での探査事例，全地連「技術フォーラム2016」熊本，No.78, 2016.
- 6) 株式会社拓和 HP：地下流水音測定装置とは，<http://www.mizumichi.jp/sound.php>, 2021/1/12 閲覧

## 廃ガラスカレットを用いた気泡混合軽量土の開発

大阪工業大学工学部 教授 日置和昭

## 1. はじめに

気泡混合軽量土 (FCB : Foamed Cement Banking) は、①軽量で硬化後は自立する、②流動性に優れ施工が容易 (ポンプで最大 500m 程度の圧送が可能)、③一軸圧縮強さ (300~1,000kN/m<sup>2</sup>) や単位体積重量 (5.0~15.0kN/m<sup>3</sup>) の調節が可能、④現地発生土など建設副産物の利用が可能などの特長を有し、我が国の社会資本整備には欠かせない工法の一つとなっている。気泡混合軽量土 (以下、FCB) は、2019 年度末までに累計で約 630 万 m<sup>3</sup> の施工実績があり、その大半はエアミルク (水+セメント+気泡) であるが、近年は河川等の改修工事などにも用途が拡大し、湿潤密度が 1.000g/cm<sup>3</sup> を超えるエアモルタル (水+セメント+砂質土+気泡) の需要が増加傾向にある。

一方、建設材料としての有効利用・大量消費が期待されているリサイクル材料の一つに、廃ガラスカレットがある。ここで取扱う廃ガラスカレットは、廃ガラス瓶残渣などを破碎・エッジレス加工したもので、素手で強く握っても痛くないとされる、鋭利度 : 0.5 以下、円形度 : 0.75 以上を満足し、かつ土壤環境基準 26 項目も満足するリサイクル材料であり、エコマーク商品認定に加え、大阪府認定リサイクル製品にも登録されている。また、廃ガラスカレットは、突固めによる破碎はほとんど認められず、すり減りに対する抵抗力も再生路盤材の品質規格値を十分に満足し得るリサイクル材料であることも確認されており<sup>1)</sup>、今後、建設分野での適用拡大が期待されている。

本研究課題では、廃ガラスカレットの FCB (エアモルタル) への適用性を把握するため、廃ガラスカレットを用いた FCB の配合試験 (密度試験、コンシステンシー試験、一軸圧縮試験) と、X 線 CT 撮影による FCB 供試体の内部構造観察、さらに ASR (アルカリシリカ反応) 試験を実施した。また、比較検討のため、自然砂を用いた FCB についても、同様の試験を実施した。

## 2. 自然砂を用いた FCB の配合試験

配合試験に用いた自然砂は、石灰砕砂、熊野川砂、丹波山砂、丹波川砂、北九州砂、西宮砂、海砂、西島砕砂の 8 種類であり、それらの粒度特性を表 1 に示す。土粒子の密度は JSF T 111-1990 『土粒子の密度試験方法』に準拠し求め、礫分から細粒分までの各含有率 (%) と 60% 粒径から 10% 粒径までの各通過粒径 (mm) は JIS A 1204-2009 『土の粒度試験方法』に準拠し求めた。また、コンクリート分野において、骨材の大きさの概略値を示す指数として用いられる粗粒率は JIS A 1102-2014 『骨材のふるい分け試験方法』に準拠し求めた。

FCB (エアモルタル) の配合仕様は表 2<sup>2)</sup> に示す K3-10 とし、供試体の作製方法は NEXCO 試験法 117-2015 『気泡混合軽量土の供試体作製方法』に従った。セメントは住友大阪セメント (株) 製の高炉セメント B 種を用い、起泡剤も同社製のスミシールド As1 を 24 倍希釈、25 倍発泡として用いた。

密度試験は、NEXCO 試験法 127-2015 『フレッシュな気泡混合軽量土の密度・コンシステンシー試験方法』に従い実施した。コンシステンシー試験は、NEXCO 試験法 127-2015 『フレッシュな気泡混合軽量土の密度・コンシステンシー試験方法』に従い実施した。一軸圧縮試験は、JIS A 1216 (直径 : 5cm, 高さ : 10cm の供試体を使用) に従い実施した。なお、各々の品質管理基準は、表 3<sup>2)3)</sup> に示すとおりとした。

自然砂を用いた FCB (以下、自然砂 FCB) の配合試験結果 (密度試験結果、コンシステンシー試

表 1 配合試験に用いた自然砂の粒度特性

		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8
		石灰砕砂	熊野川砂	丹波山砂	丹波川砂	北九州砂	西宮砂	海砂	西島砕砂
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.717	2.702	2.697	2.699	2.671	2.646	2.649	2.681
含有率 (%)	2mm以上 (礫分)	6.2	16.2	1.1	21.6	16.8	12.6	6.3	10.6
	0.85~2mm (粗砂)	21.6	34.3	31.1	30.6	12.7	25.9	16.0	44.1
	0.25~0.85mm (中砂)	37.3	36.8	45.5	31.5	32.3	40.2	53.8	34.3
	0.075~0.25mm (細砂)	25.5	9.1	17.1	12.1	31.6	17.2	20.9	7.0
	0.075mm以下 (細粒分)	9.4	3.6	5.2	4.2	6.6	4.1	3.0	4.0
通過粒径 (mm)	60%粒径 $D_{60}$	0.56	1.09	0.73	1.19	0.51	0.82	0.55	1.11
	50%粒径 $D_{50}$	0.40	0.86	0.59	0.91	0.35	0.63	0.44	0.93
	30%粒径 $D_{30}$	0.22	0.52	0.34	0.47	0.20	0.35	0.29	0.59
	20%粒径 $D_{20}$	0.16	0.37	0.22	0.30	0.15	0.24	0.23	0.41
	10%粒径 $D_{10}$	0.08	0.20	0.13	0.17	0.10	0.15	0.17	0.23
均等係数 $U_c$		6.9	5.3	5.73	6.85	4.83	5.47	3.33	4.81
曲率係数 $U'_c$		1.03	1.22	1.27	1.07	0.77	1.01	0.92	1.35
粗粒率 $FM$		2.48	2.95	1.95	2.76	2.40	2.75	2.08	2.92

験結果, 一軸圧縮試験結果) を図 1~図 3 に示す。これらの図から, 密度試験では, 全ての自然砂で管理基準値を満足し, コンシステンシー試験では, 丹波川砂, 西宮砂を除く 6 種類の自然砂で管理基準値を満足していることが見て取れる。一方, 一軸圧縮試験 (材齢 28 日) では, 全ての自然砂で管理基準値を満足していないことが確認できる。

表 2 FCB (エアモルタル) の配合仕様 (K3-10)<sup>2)</sup>

単位量 (kg/m <sup>3</sup> )					空気量 A (%)	湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )
セメント C	砂 S	混練水 $m_1$	起泡剤 $m_2$	希釈水 $m_3$		
199	597	226	0.81	18.63	46.5	1.04

表 3 FCB の品質管理基準<sup>2),3)</sup>

湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	フロー値 F (mm)	一軸圧縮強さ (材齢28日) $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
1.04±0.1	180±20	1,200以上

3. 廃ガラスカレットを用いた FCB の配合試験

配合試験に用いた廃ガラスカレット (GC) は, GC-a~GC-g の 7 種類であり, それらの粒度特性を表 4<sup>4)</sup>に示す。粒子密度や粒度特性は自然砂と同様の方法で求め, また, FCB (エアモルタル) の配合仕様や供試体の作製方法なども自然砂を用いた場合と同様 (砂の代替材として廃ガラスカレットを用いたこと以外は全て同様) とした。

廃ガラスカレットを用いた FCB (以下, ガラスカレット FCB) の配合試験結果 (密度試験結果, コンシステンシー試験結果, 一軸圧縮試験結果) を図 4<sup>4)</sup>~図 6<sup>4)</sup>に示す。これらの図から, 密度試験では, GC-g の湿潤密度が管理基準値の上

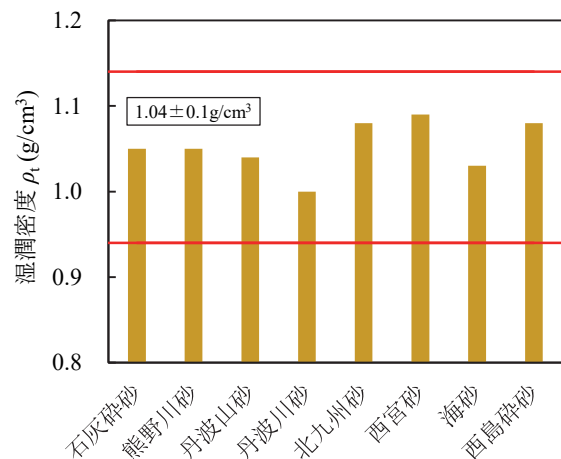


図 1 密度試験結果 (自然砂)



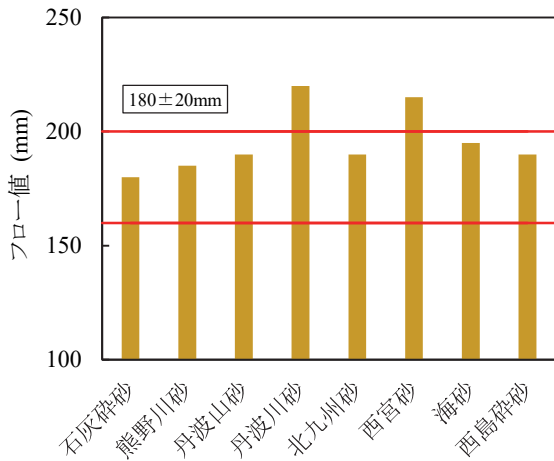


図 2 コンシステンシー試験結果(自然砂)

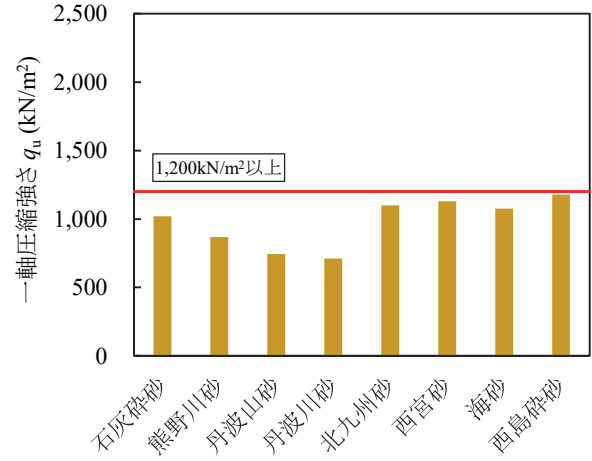


図 3 一軸圧縮試験結果(自然砂)

表 4 配合試験に用いた廃ガラスカレットの粒度特性<sup>4)</sup>

		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7
		GC-a	GC-b	GC-c	GC-d	GC-e	GC-f	GC-g
粒子密度 $\rho_{cc}$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.508 ~ 2.519						
含有率 (%)	2mm以上 (礫分)	13.5	13.9	0.0	0.0	1.8	0.3	0.0
	0.85~2mm (粗砂)	35.9	33.4	41.5	38.8	26.3	11.9	0.0
	0.25~0.85mm (中砂)	37.9	36.0	43.8	41.7	46.7	58.3	11.6
	0.075~0.25mm (細砂)	8.7	9.7	10.1	11.3	12.5	22.0	40.8
	0.075mm以下 (細粒分)	4.0	7.0	4.6	8.1	12.6	7.5	47.6
通過粒径 (mm)	60%粒径 $D_{60}$	1.04	1.01	0.88	0.84	0.67	0.48	0.13
	50%粒径 $D_{50}$	0.84	0.80	0.74	0.70	0.53	0.40	0.08
	30%粒径 $D_{30}$	0.51	0.47	0.44	0.42	0.31	0.25	0.06
	20%粒径 $D_{20}$	0.36	0.31	0.30	0.26	0.19	0.19	0.04
	10%粒径 $D_{10}$	0.21	0.14	0.18	0.11	0.06	0.11	0.01
均等係数 $U_c$		4.96	7.15	4.89	7.64	10.53	4.17	9.52
曲率係数 $U'_c$		1.17	1.59	1.22	1.91	2.21	1.16	1.67
粗粒率 $FM$		2.95	2.78	2.70	2.54	2.13	2.11	0.51

限に近い値を示しているものの、GC-a~GC-g の全てで管理基準値を満足し、コンシステンシー試験では、GC-g を除く GC-a~GC-f で管理基準値を満足していることが見て取れる (GC-g は GC-a~GC-f と比較し細粒分が多いため、水・セメント・GC-g で練り上げたモルタルは粘性が高い状態にあったものと考えられる)。また、一軸圧縮試験 (材齢 28 日) では、GC-a~GC-b は管理基準値に到達していないものの、GC-c~GC-g は管理基準値を満足していることが確認できる。特に、GC-g は管理基準値を大きく超えているが、これ

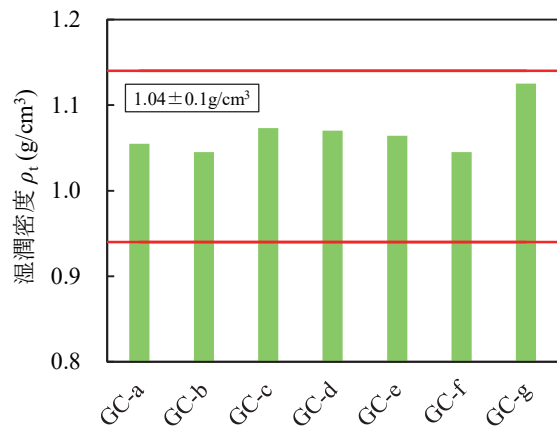


図 4 密度試験結果 (廃ガラスカレット)<sup>4)</sup>

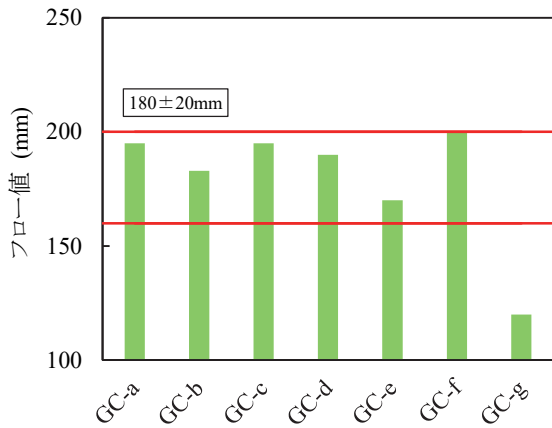


図5 コンシステンシー試験結果(廃ガラスカレット)<sup>4)</sup>

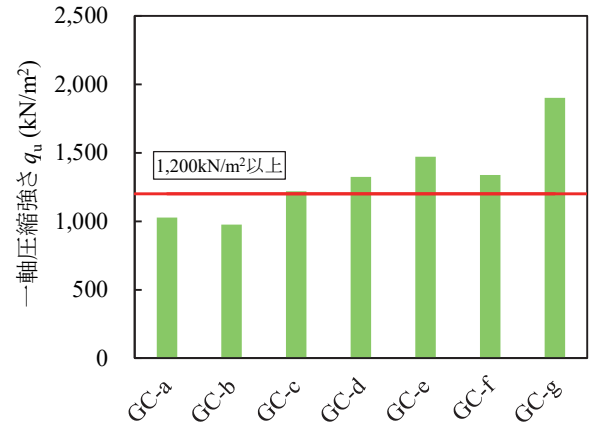


図6 一軸圧縮試験結果(廃ガラスカレット)<sup>4)</sup>

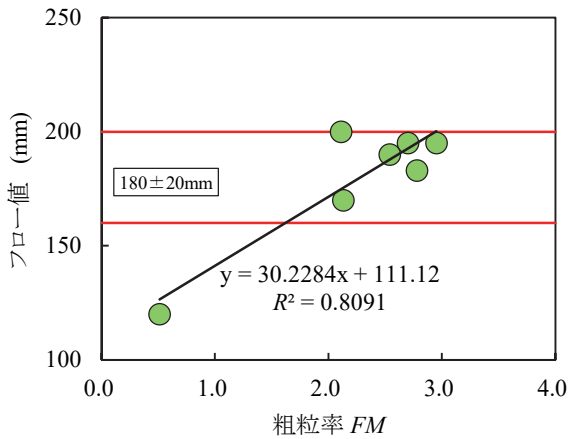


図7 フロー値と粗粒率  $FM$  の関係  
(廃ガラスカレット)<sup>4)</sup>

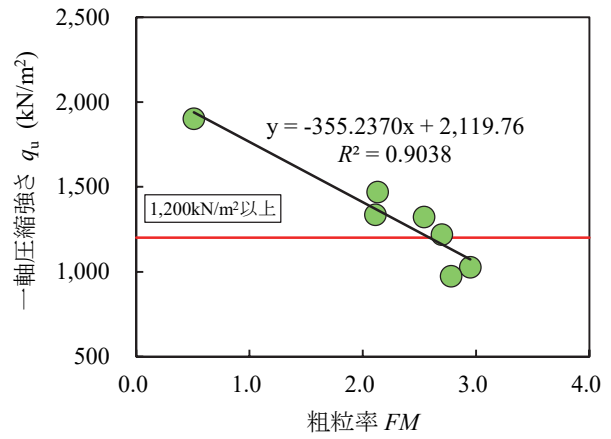


図8 一軸圧縮強さ  $q_u$  と粗粒率  $FM$  の関係  
(廃ガラスカレット)<sup>4)</sup>

はモルタルの粘性が高いことに起因して、気泡の混合過程で消泡・破泡が生じたためと考えられる（このことは、GC-gの湿潤密度が管理基準値の上限に近い値を示していることと調和的である）。

次に、配合試験結果に基づき、ガラスカレット FCB のフロー値と粒度特性（礫分含有率，粗砂含有率，中砂含有率，細砂含有率，細粒分含有率，60%粒径  $D_{60}$ ，50%粒径  $D_{50}$ ，30%粒径  $D_{30}$ ，20%粒径  $D_{20}$ ，10%粒径  $D_{10}$ ，均等係数  $U_c$ ，曲率係数  $U'_c$ ，粗粒率  $FM$ ）との線形回帰を試みた結果，決定係数  $R^2$ （回帰式の精度，すなわち，回帰式によってデータをどれくらい説明できているかを表す値）は，細粒分含有率：0.9407，粗粒率  $FM$ ：0.8091（図7<sup>4)</sup>参照），中砂含有率：0.7247の順に大きい値を示した。同様に，ガラスカレット FCB の一軸圧縮強さと粒度特性との線形回帰では，決定係数  $R^2$  は，20%粒径  $D_{20}$ ：0.9181，粗粒率  $FM$ ：0.9038（図8<sup>4)</sup>参照），30%粒径  $D_{30}$ ：0.8732の順に大きい値を示した。すなわち，フロー値，一軸圧縮強さともに，決定係数  $R^2 > 0.800$  を示したのは粗粒率  $FM$  との回帰式のみであり，ガラスカレット FCB のフロー値や一軸圧縮強さは，粗粒率  $FM$  との回帰式から比較的高い精度で予測可能と思われる。これらの回帰式を活用すると，粗粒率  $FM$  が1.7～2.6程度（フロー値の観点からは粗粒率  $FM$  が1.7～3.0程度，一軸圧縮強さの観点からは粗粒率  $FM$  が2.6程度以下）のガラスカレット FCB は品質管理基準（表3参照）を全て満足し，FCB に適用可能と判断できる。なお，自然砂 FCB についても，同様の線形回帰を試みたが，フロー値，一軸圧縮強さと

もに、決定係数  $R^2 > 0.250$  となる回帰式はほぼ見当たらなかった（フロー値と礫分含有率の回帰式のみ決定係数  $R^2$  が 0.2513 を示した）。

4. X線CT撮影によるFCB供試体の内部構造観察

配合試験の結果、ガラスカレット FCB の方が自然砂 FCB よりも強度面で有利になることが明らかとなった。この要因としては、両者の内部構造の違いが考えられる。ここでは、両者の内部構造を X 線 CT 撮影により観察した。大阪工業大学が所有する X 線 CT 装置の基本スペックを表 5 に、また外観を写真 1 に示す。なお、X 線 CT 装置の撮影条件は、表 6 に示すとおりである。

X 線 CT 撮影に用いた供試体（直径：5cm，高さ：10cm）は、自然砂（西島砕砂）を用いた 3 供試体（S-1, S-2, S-3）と廃ガラスカレット GC-f を用いた 3 供試体（G-1, G-2, G-3）である。両者の配合仕様は、表 2 に示したとおりである。なお、X 線 CT 撮影は材齢 28 日で行い、その直後に、JIS A 1216 に従い、一軸圧縮試験を実施した。

X 線 CT 撮影の結果として、自然砂 FCB 供試体（S-1, S-2, S-3）1/2 高さの水平断面画像を写真 2 に、またガラスカレット FCB 供試体（G-1, G-2, G-3）1/2 高さの水平断面画像を写真 3 に示す。X 線 CT 画像の特徴としては、密度の高い物質ほど白く、逆に密度の低い物質は黒く撮影される。従って、自然砂や廃ガラスカレットは白く撮影され、気泡は黒く撮影される。これらの写真によると、ガラスカレット FCB 供試体（G-1, G-2, G-3）の方が自然砂 FCB 供試体（S-1, S-2, S-3）よりも均質かつ密実であることを確認できる。

X 線 CT 撮影後の供試体を用いた一軸圧縮試験結果を表 7 に示す。これによると、ガラスカレット FCB 供試体（G-1, G-2, G-3）の方が自然砂 FCB 供試体（S-1, S-2, S-3）よりも一軸圧縮強さが大となることを再確認でき、X 線 CT 撮影画像の様子を裏付ける結果が得られている。

表 5 X 線 CT 装置の基本スペック

型式	ScanXmate-D150SS270
X線管	密閉型マイクロフォーカスX線管
方式	反射型密封管
X線管電圧	40-150kV
X線管電流	10-500μA
最大出力	30W
画像マトリックス	258×253
	516×506
	1,032×1,012
	1,800×1,013
外形寸法	1,460W×1,140D×1,600H
重量	1,500kg
焦点寸法	5μm/4W未満
	7μm/4-10W(小焦点)
	20μm/10-30W(中焦点)
X線出射角	約43°
スキャン&再構成	CTハーフ/フルスキャン
	CTノーマル/オフセットスキャン
	CT連続スキャン
	透視連続スキャン(16fps/8fps)



写真 1 X 線 CT 装置の外観(大阪工業大学)

表 6 X 線 CT の撮影条件

X線管電圧	150kV
X線管電流	200μA
ビニングモード	1×1
ピクセルサイズ	0.1270mm
画素数	1,856×1,472
幾何学的拡大率	3.24621
プロジェクション	3,000枚
撮影方法	多段撮影(2段)

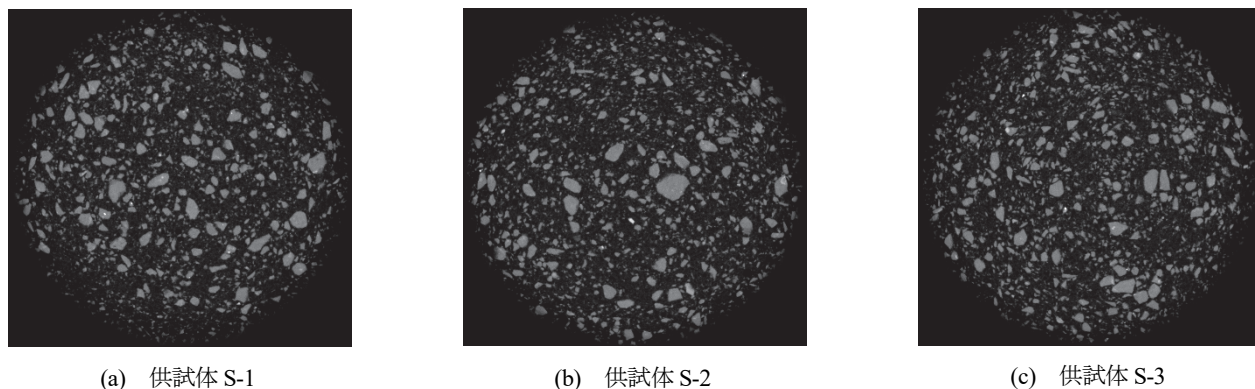


写真 2 自然砂(西島砕砂)を用いた FCB 供試体 1/2 高さの水平断面画像

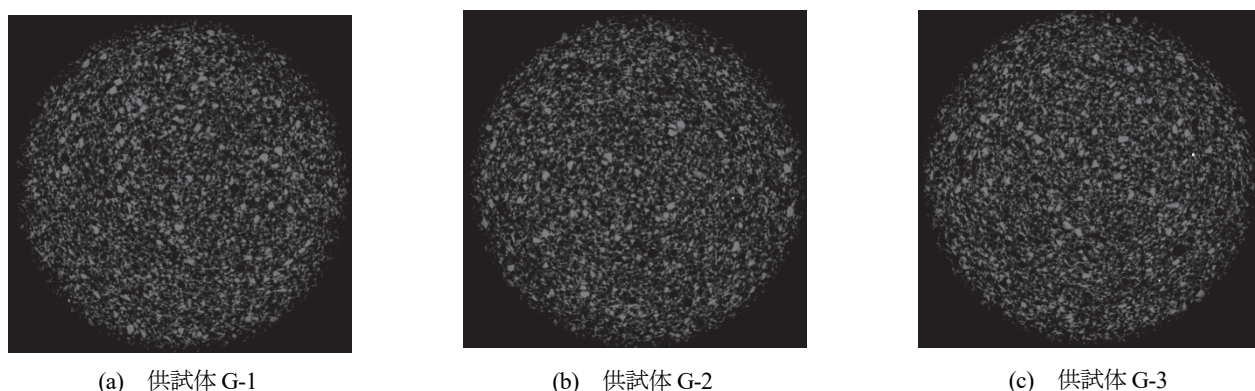


写真 3 廃ガラスカレット GC-f を用いた FCB 供試体 1/2 高さの水平断面画像

5. 廃ガラスカレットを用いた FCB の ASR 試験

廃ガラスカレットは、シリカ成分を多く含む廃ガラスの破碎・加工品であるため、それを用いた FCB の ASR (アルカリシリカ反応) 劣化については、その可能性の有無について検討しておく必要がある。ここでは、ガラスカレット FCB を対象に ASR 試験 (JIS A 1146-2017 : モルタルバー法を抛り所とした ASR 試験) を実施し、その膨張特性を確認した。

JIS A 1146-2017 の概略を表 8 に示す。ガラスカレット FCB の ASR 試験は、この JIS 規格を抛り所に実施した。続いて、ASR 試験に用いた供試体の配合仕様と実施条件を表 9<sup>5)</sup>に示す。まず、case1~case2 では、廃ガラスカレットの粒径の違いが ASR による膨張特性に与える影響を把握するため、廃ガラスカレットを用いたモルタルの ASR 試験を実施した。JIS A 1146-2017 との違いは、砂の代替材として廃ガラスカレット (GC-c, GC-f) を用いたこと、高炉セメント B 種を用いたことである。次に、case3~case5 では、配合仕様の違いが ASR による膨張特性に与える影響を把握するため、ガラスカレット FCB の ASR 試験を実施した。JIS A 1146-2017 との違いは、砂の代替材として廃ガラスカレット (GC-f) を用いたこと、高炉セメント B 種を用いたこと、FCB の配合仕様 (K1-10, K3-10, K5-10) <sup>2)</sup>で実施したこと、脱型を練上り後 7 日

表 7 X 線 CT 撮影した供試体の湿潤密度および一軸圧縮強さ

供試体	湿潤密度 $\rho_t$ ( $g/cm^3$ )	一軸圧縮強さ $q_u$ ( $kN/m^2$ )
S-1	0.960	908
S-2	0.953	961
S-3	0.955	928
G-1	0.987	1,652
G-2	0.980	1,604
G-3	0.981	1,622

で実施したことである。また、ASR による膨張特性を比較検討するため、case6～case7 では、自然砂 FCB の ASR 試験も実施した。JIS A 1146-2017 との違いは、試料調整していない自然砂（西宮砂，西島砕砂）を用いたこと，高炉セメント B 種を用いたこと，FCB の配合仕様（K3-10）で実施したこと，脱型を練上り後 7 日で実施したことである。

JIS A 1146-2017 では、供試体 3 本の平均膨張率が練上がりからの材齢 26 週で 0.100%未満の場合は“無害”と判定し、0.100%以上の場合は“無害でない”と判定する。これを参考に、case1～case2 では供試体 3 本の平均膨張率を求め、また case3～case7 では供試体 6 本の平均膨張率を求めた（FCB を対象とした ASR 試験は前例がないため、case3～case7 では供試体を各々 6 本作製した）。なお、case6 については試験の開始が遅れ、材齢 26 週の結果が得られていない。

ASR 試験結果を図 9<sup>5)</sup>に示す。同図より、全てのケースにおいて、材齢 26 週（case6 は材齢 13 週）の平均膨張率が 0.100%未満であること [case1～case7]，モルタルの場合、平均粒径  $D_{50}$  の小さい廃ガラスカレットを使用した方が平均膨張率は小となる傾向にあること [case1～case2]，モルタルと FCB を比較すると、配合仕様に起泡剤が含まれる FCB の方が平均膨張率は大となること（これは JIS

表 8 JIS A 1146-2017 の概略

	試料粒度分布表		
	ふるいの公称目開き (通過)	残留 (残留)	質量分率(% (粒度区分B)
試料調整	4.75mm	2.36mm	-
	2.36mm	1.18mm	5 <sup>※1</sup>
	1.18mm	600 $\mu$ m	35
	600 $\mu$ m	300 $\mu$ m	40
	300 $\mu$ m	150 $\mu$ m	20
セメント	普通ポルトランドセメント		
配合	水+NaOH水溶液 <sup>※2</sup> (ml)	300 $\pm$ 1	
	セメント(g)	600 $\pm$ 1	
	表乾試料(g)	1350 $\pm$ 1	
脱型	24h $\pm$ 2hで実施		
測定	練上がりから 材齢2週，4週，8週，13週，26週で測定		

※1 粒径2.5～1.2mmの試料を質量分率で5%採取できない場合は、粒径1.2～0.6mmの試料を40%としてもよい。

※2 NaOH水溶液の量は、セメントの全アルカリがNa2Oeqで1.2%とする。

表 9 ASR 試験に用いた供試体の配合仕様と実施条件<sup>5)</sup>

case	1	2	3	4	5	6	7
種類	モルタル		FCB(エアモルタル)				
試料(砂，廃ガラスカレット) <sup>※1</sup>	廃ガラスカレット			自然砂			
	GC-c	GC-f			西宮砂	西島砕砂	
セメント	高炉セメントB種						
仕様	モルタル	K1-10	K3-10	K5-10	K3-10		
水+NaOH水溶液 <sup>※2</sup> (ml)	300 $\pm$ 1	—	—	—	—		
セメント(g)	600 $\pm$ 1	—	—	—	—		
表乾試料(g)	1350 $\pm$ 1	—	—	—	—		
配合	セメント C (kg/m <sup>3</sup> )	—	278	199	153	199	
	砂(廃ガラスカレット) S (kg/m <sup>3</sup> )	—	278	597	765	597	
	混練水 m <sub>1</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	—	236	226	237	226	
	起泡剤 m <sub>2</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	—	0.95	0.81	0.70	0.81	
	希釈水 m <sub>3</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	—	21.85	18.63	16.10	18.63	
	空気量 A (%)	—	54.5	46.5	41.5	46.5	
	湿潤密度 $\rho_1$ (g/cm <sup>3</sup> )	—	0.82	1.04	1.17	1.04	
脱型	24h $\pm$ 2hで実施		練上がり後7日で実施				
測定	練上がりから材齢 2週，4週，8週， 13週，26週で測定		脱型から材齢2週，4週，8週，13週，26週で測定				

※1 各試料は粒度区分分けせずに使用した。

※2 NaOH水溶液の量は、セメントの全アルカリがNa2Oeqで1.2%とした。



1146-2017 に準拠し、供試体を 40℃で養生したことにより、供試体内部の気泡が膨張したためと考えられる) [case2~case4] , ガラスカレット FCB の膨張特性は配合仕様の影響をほとんど受けないこと [case3~case5] , 自然砂 FCB の膨張特性はガラスカレット FCB のそれとは異なり、膨張後に収縮する傾向があること [case6~case7] , などが見て取れる。

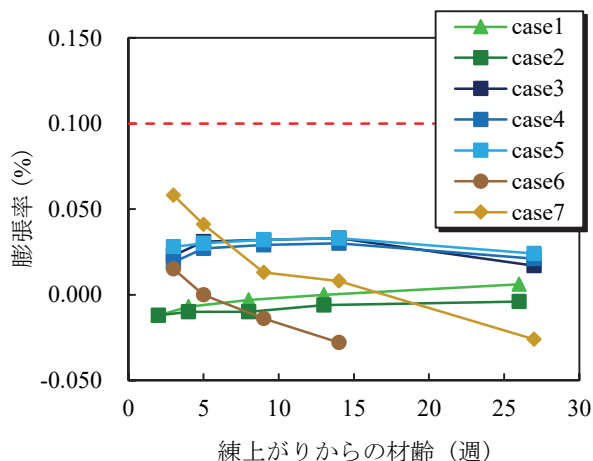


図9 ガラスカレット FCB の ASR 試験結果<sup>5)</sup>

## 6. まとめ

本研究課題では、社会資本整備における廃ガラスリサイクルの推進と、FCB（エアモルタル）の品質向上・安定化を目的に、ガラスカレット FCB の配合試験、X 線 CT 撮影、ASR 試験を実施した。得られた成果を要約すると、以下のとおりである。

- (1) 8 種類の自然砂を対象とした、自然砂 FCB の配合試験（配合仕様：K3-10）では、湿潤密度は全ての自然砂が、またフロー値は 6 種類の自然砂が品質管理基準を満足するものの、一軸圧縮強さについては全ての自然砂が品質管理基準を満足しないことが確認された。
- (2) ガラスカレット FCB の配合試験（配合仕様：K3-10）では、粗粒率が 1.7~2.6 程度の廃ガラスカレットが FCB に適しており、粗粒率がこの範囲内にある廃ガラスカレットを用いれば、湿潤密度、フロー値、一軸圧縮強さの品質管理基準を全て満足できる可能性が確認された。
- (3) X 線 CT 撮影による FCB 供試体の内部構造観察では、ガラスカレット FCB 供試体の方が自然砂 FCB 供試体と比較し、均質かつ密実であることが確認された。
- (4) ガラスカレット FCB の ASR 試験（JIS A 1146-2017：モルタルバー法を拠り所とした ASR 試験）では、材齢 26 週の平均膨張率を 0.100%未満に抑えられることが確認された。

今後は、ガラスカレット FCB の試験打設を行い、その品質を確認するとともに、同 FCB の長期耐久性についても検討する必要がある。なお、この開発は、大阪工業大学、㈱エステック、藤野興業㈱の共同開発であり、早期の実用化に向けて 3 者で技術研鑽を重ねていきたい。

最後に、FCB 供試体の X 線 CT 撮影では、大阪工業大学の三方康弘教授にご協力を頂いた。ここに、深く感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 日置和昭, 橋本篤, 服部健太, 中岡明, 山本剛一: 廃ガラス再生砂礫およびその混合土の物理・力学特性について, 第 12 回環境地盤工学シンポジウム発表論文集, pp.59-64, 2017.
- 2) 三嶋信雄, 益村公人: FCB 工法, 理工図書, p.69, 2000.
- 3) 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社: 土工施工管理要領, p.4-4, 2017.
- 4) 谷内建吾, 小川恒郎, 岡本郁也, 吉原正博, 日置和昭, 山本剛一: 廃ガラスカレットの気泡混合軽量土への適用性について, 第 14 回地盤改良シンポジウム論文集, pp.311-314, 2020.
- 5) 谷内建吾, 日置和昭, 小川恒郎, 岡本郁也, 吉原正博, 山本剛一: 廃ガラスカレットを用いた FCB の ASR 試験について, 第 56 回地盤工学研究発表会, 2021. (投稿中)



## 画像拡大による目視で検知できない緩んだボルトの検出

京都大学工学研究科社会基盤工学専攻 教授 金 哲佑

### 1. はじめに

社会基盤施設の老朽化が進む中、社会基盤施設の安全性と使用性の確保は、近代社会の持続的な社会の構築のためにも重要な課題になっている<sup>1)</sup>。社会基盤施設の維持管理は目視による定期点検を基本にしており、例えば橋梁の定期点検に着目すると5年に1度、土木技術者の近接目視により行うことが義務付けられている。一方で、膨大な数の構造物の定期点検には莫大な費用を必要とすることが明らかになっており、点検従事者の不足や点検結果のばらつきも課題になっている。このような目視を基本とする定期点検に代わって使えるあるいは従来の点検を補助できる技術開発が望まれており、センサーを用いるモニタリング技術に着目した構造ヘルスマニタリングの研究が注目されてきた。特に、河川や海を渡る橋梁構造物のモニタリングでは、固定点を必要とする変位の計測の制約が多く、構造物の振動を計測する加速度センサーによる振動モニタリングが注目されてきた<sup>2)</sup>。

近年の画像処理技術の発展、デジタルカメラの高解像度化、さらにはドローンのような無人飛行機(UAV)の発展により、デジタル画像を用いた研究も多く行われている。デジタル画像に着目したモニタリング技術は、構造物のひび割れ検知のような人が検知できる点検対象の点検効率向上を目的とした技術と、構造物のたわみのように人が目視で検知できない動きを検知しようとする技術に分類できる。しかしながら従来のデジタル画像処理技術でも微弱な振動や変位の検知には限界がある。

本研究では、ボルト接合が多い鋼構造物の点検項目としてボルトのゆるみに着目し、ゆるんだボルトのスクリーニング法として、ボルトの微動を撮影した動画からボルトのゆるみを検知する手法を検討する。橋梁などの大型構造物において、全てのボルトの緩みの有無を、個別に調査することは、構造物に足場を組むなど、大変な労力と費用を要することから、詳細調査の対象とするボルトの緩みを事前にスクリーニングできる技術が望まれる。

画像解析によるボルト緩みのスクリーニングを可能にするために、動画のような経時的な画像の空間的に微妙な変化を増幅する Eulerian Video Magnification 法 (オイラー画像拡大法)<sup>3)</sup>の改良手法である Phase-Based Video Processing 法 (位相差画像処理法)<sup>4)</sup>に着目している。オイラー画像拡大法は、動画の動きの時間的なエイリアシングを抑制し、小さな色の変化や微妙な動きを明らかにするために適用されてきた。しかしながら、画像拡大の観点からは、拡大倍率を上げるとノイズも大きく増幅されてしまい高い空間周波数では小さな拡大率しかサポートできない問題点がある。

位相差画像処理法は、画像空間における複素ステアラブル・ピラミッド (Steerable Pyramid)<sup>5)</sup>をベースにした新しいオイラー型の画像拡大法である。ステアラブル・ピラミッドにより原画像を逐次的に低い解像度を持つ複数の低い空間周波数の画像と低い解像度を持つ複数の高い空間周波数の画像を生成し、低周波画像と高周波画像の各々に対してノイズ除去処理を行うことで、高い空間周波数でもノイズの影響を低減した画像拡大が可能になる。このような拡大によって、知覚できない変化を視覚化することに加え、対象としない変化を減衰させることができる。すなわち、この手法では、動画像に空間フィルタを適用することで空間周波数別に分解される画像の各々のピクセル (画素) について、時間フィルタを適用することで必要な周波数帯域のピクセルのみを拡大し、動画内の微小な変化を視覚化することが可能となる。以上の位相差画像処理のプロセスを図-1<sup>4)</sup>に示す。

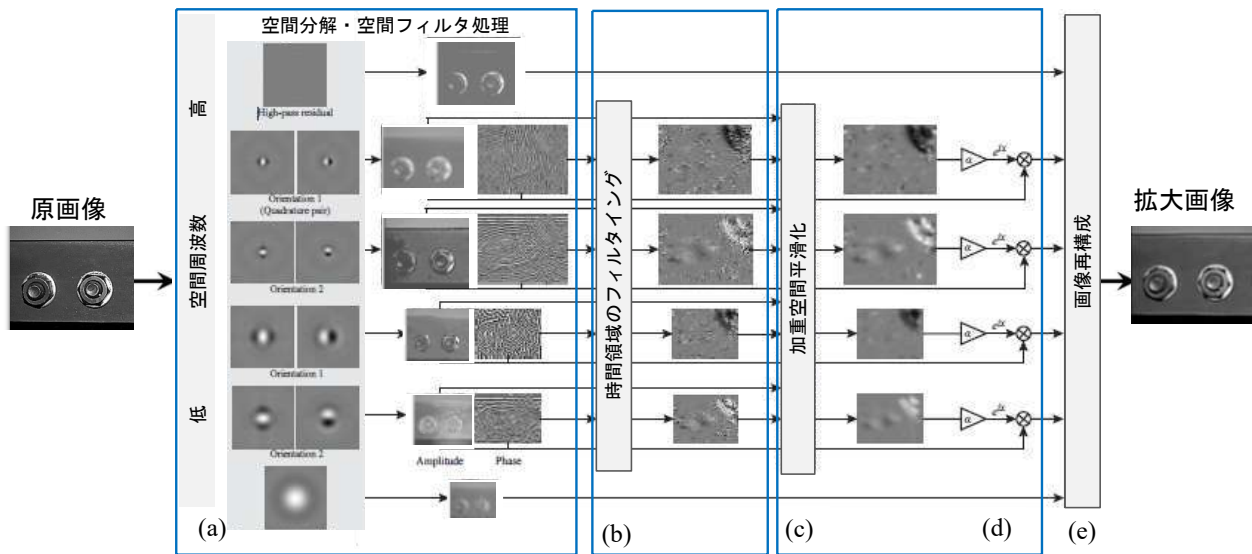


図-1 画像拡大プロセス：(a) 複素ステアラブルピラミッドによる動画の空間分解し，ローカルウェーブレットの振幅と位相分離；(b) 各位置，方向，スケールで独立して位相を時間的にフィルタリング；(c) 加重空間平滑化；(d) 時間的にバンドパスされた位相を増幅または減衰；(e) ビデオを再構成。

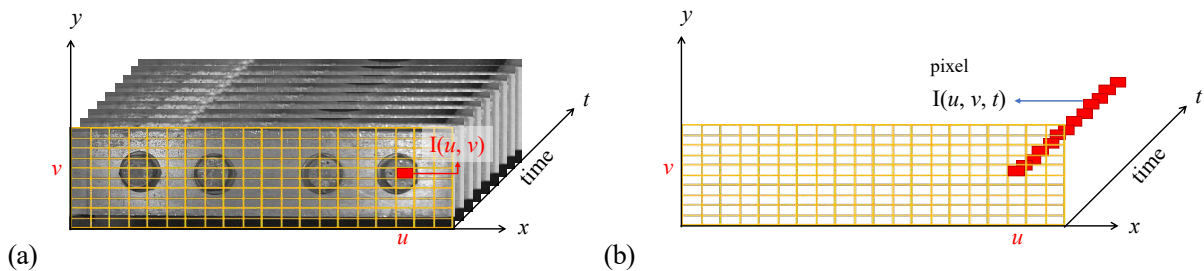


図-2 動画の空間および時間関数の概念：(a) 画像のピクセル，(b) 画像ピクセルの時間変化

提案手法の妥当性については，ゆるんだボルトを模型橋梁に装着し，模型車両走行による振動実験を行い，ボルトの微動を撮影した動画からボルトのゆるみを検知する手法の妥当性を検証する。

## 2. 画像拡大法の概要

位相差画像処理法を直感的に理解するために，フーリエ基底を使用した例を示す．図-2のように動画を時間軸に並べた例を考える．座標 $x = u, y = v$ での画像の輝度プロファイル $I(u, v)$ とし，ある時間でのその画像の輝度プロファイル $I(u, v, t)$ とする．説明を簡単にするために， $I(u, v)$ の時間軸に対する1次元的なピクセルの変化のみに着目し，図-2(a)の $I(u, v)$ を $f(x)$ とする．画像 $f(x)$ はフーリエ級数分解によって式(1)のように複素正弦波の和で表現できる．

$$f(x) = \sum_{\omega=-\infty}^{\infty} A_{\omega} e^{i\omega(x)} \tag{1}$$

時刻 $t$ の画像フレームの画像のピクセルの変位関数を $\delta(t)$ とし，画像中のピクセルの移動は位相における変化のみに現れ，画像 $f(x)$ は移動後に $f(x + \delta(t))$ に変化し，式(2)になる．

$$f(x + \delta(t)) = \sum_{\omega=-\infty}^{\infty} A_{\omega} e^{i\omega(x+\delta(t))} \quad (2)$$

ここで $\omega$ は各帯域での単一周波数を示す。

式 (2) は、対象物の移動（振動）を表現するためには、基準フレームとある時刻のフレームとの位相差を計算すればいいことを意味する。また、式 (2) の $A_{\omega} e^{i\omega(x+\delta(t))}$ の各振動数 $\omega$ の複素正弦曲線を式 (3) のように定義する。

$$S_{\omega}(x, t) = A_{\omega} e^{i\omega(x+\delta(t))} \quad (3)$$

式(3)の $S_{\omega}$ の位相部分は画像の動きの情報が含まれているため、位相を変化させることで動きを変化させることができる。特定の時間周波数の動きを分離するために、直流バランスフィルタを使用し、位相 $\omega(x + \delta(t))$ を時間的にフィルタ処理する。導出を単純化するために、時間フィルタは直流フィルタ成分 $\omega x$ を除去する以外にほかの効果が無いと仮定する。この結果として、バンドパスフィルタを通した位相情報は式(4)となる。

$$B_{\omega}(x, t) = \omega\delta(t) \quad (4)$$

次に、位相 $B_{\omega}$ にサブバンド $S_{\omega}$ の位相をかけて、動きを拡大した特定振動数 $\omega$ の複素正弦曲線は式 (5) になる。

$$\hat{S}_{\omega}(x, t) := S_{\omega}(x, t) e^{i\alpha B_{\omega}} = A_{\omega} e^{i\omega(x+(1+\alpha)\delta(t))} \quad (5)$$

これにより入力 $1 + \alpha$ 倍の動きをもつ複素正弦波となり、特定振動数 $\omega$ の複素正弦曲線 $S_{\omega}(x, t)$ の変動 $\delta(t)$ が強調されることが分かる。

分解された画像を再構成することで、特定振動数 $\omega$ の振動が拡大されたビデオを再構築できる。すなわち、すべての周波数帯域の複素正弦曲線を合計して、動きを拡大したシーケンス $f(x + (1 + \alpha)\delta(t))$ を取得することで特定の周波数の動きを $\alpha$ 倍した動画の拡大が可能である。

以上の方法のプロセスを以下にまとめる。

- ① 複素ステアラブル・ピラミッドによって、画像の特徴量が空間周波数の大きさ（スケール）と周波数の方向（オリエンテーション）ごとにウェーブレット分解される。各ウェーブレットは実部虚部の両方を保持しており、振幅 ( $A_{\omega}$ ) と位相 ( $e^{i\omega(x)}$ ) に分解できる。これによってピクセルの位相が計算できる。
- ② これらの位相について一時的にバンドパスフィルタを通して、特定の構造物に関する特定の時間周波数を分離し、時間領域の直流成分を削除する。これらの時間的にバンドパスされた位相 ( $e^{i\omega(x+\delta(t))}$ ) は、様々な空間位置と方向の動きに対応する。
- ③ これらの増幅された位相差を使用して、各フレームに各係数の位相を変更する ( $A_{\omega} e^{i\omega(x+(1+\alpha)\delta(t))}$ ) ことにより、シーケンス内の動きを拡大・縮小することができる。

### 3. 実験概要

緩んだボルトの振動を検出するための位相差画像処理法の実現可能性を判断するために、実験室にて図-3に示す模型橋梁にボルトで締めた鋼材を用意する。その模型橋梁に車両(図-3(c))を走行させることにより橋梁が振動し、連動してボルトが振動するのを動画で撮影する。カメラはKeyenceVW-6000ハ

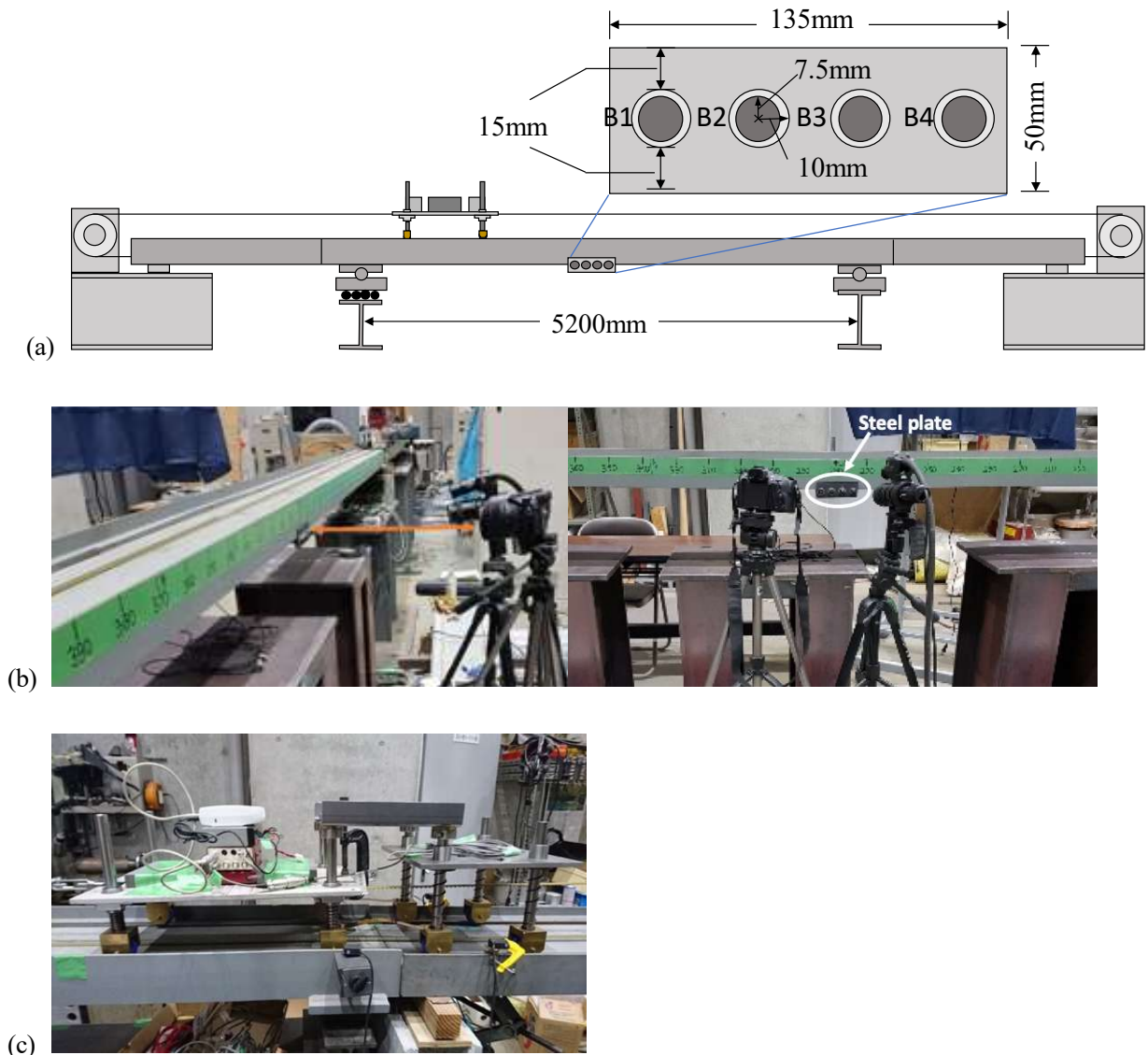


図-3 実験概要図

(a) 模型橋梁車両走行実験の模式図, (b) 検討対象のボルトで締結の鋼材, (c) 模型車両

イスピードカメラを用いた。フレームレートは緩んだボルトの振動を十分にとらえられるように設定し、1000fpsとする。なお、模型橋梁の1次モード固有振動数は3.64Hzである。

着目するボルトは、図-3(a)に示すボルト群の右から3つ (B1, B2, B3) を対象とし、B1, B2, B3ボルトの締め具合をそれぞれ100%, 25%, 0%とする。ボルトおよび鉄板の詳細は図-3(a)に記載している。鉄板は縦15cm、横13.5cm、ボルトはワッシャー部分を含め、1.5cm間隔で配置する。また、模型橋梁の詳細を図-3(b)に示す。支点間長5400mmであり、境界条件として、片方は固定、片方は橋軸方向の移動を自由としたローラーを設置している。カメラは十分な解像度を得られるように50cmほど供試体から離し、撮影対象ボルトである右から3つが十分映る画角で撮影を行う。



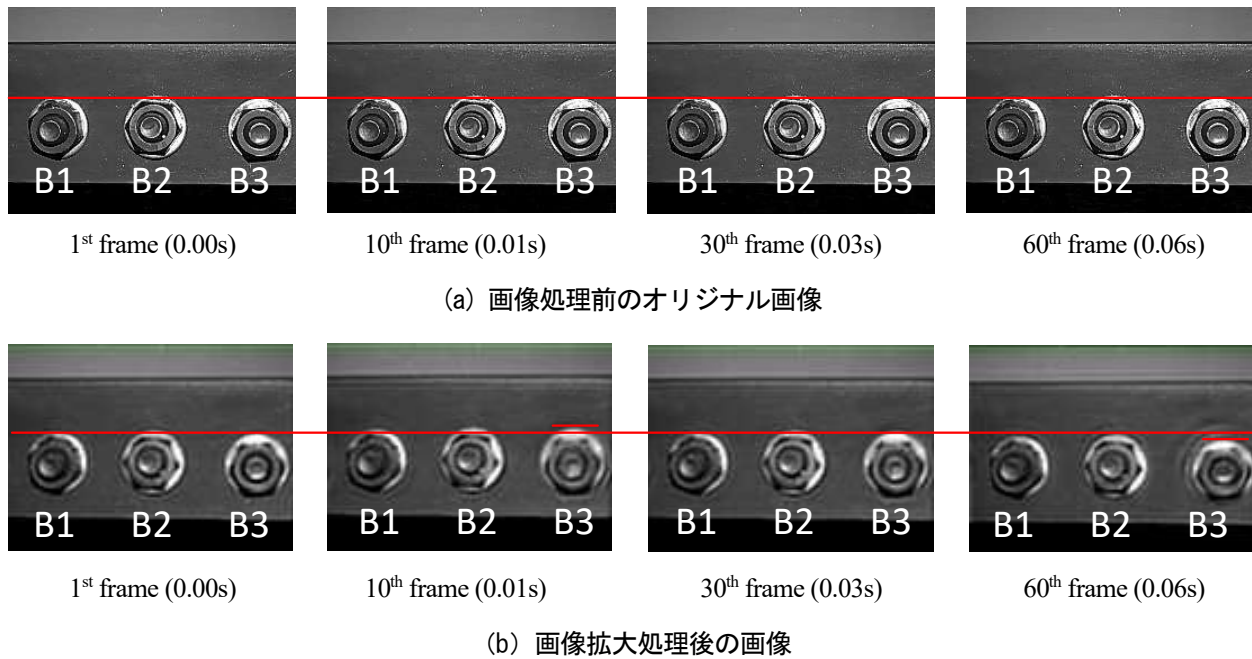


図-4 画像拡大前後の動画内の画像の例

#### 4. 画像拡大の適用結果

室内実験により得られるボルトの振動動画に位相差画像処理法を適用する．いくつかの動画に対して、位相差画像処理法を適用し、動きの変化が正常に観察された動画に関して考察を行う．また、位相差画像処理法の適用において、拡大倍率 $\alpha = 100$ とする．また、位相のバンドパスフィルタのカットオフ振動数は下限で $\omega_l = 24$  (Hz)、上限で $\omega_h = 28$  (Hz)とした．サンプリングは $f_s = 1000$  (fps)とした． $f_s$ については、動画を撮影した際のフレームレートである． $\omega_l$ と $\omega_h$ は増幅させたい振動数帯を含むように設定する．

今回の実験ではボルトの揺れの振動数帯が事前に判明しておらず、実験的に $\omega_l$ と $\omega_h$ を変更しながら、位相差画像処理法を適用し、十分に対象ボルトの動きが増幅させるものを選択した． $\alpha$ の設定についてもパラメータの値を変更しながら最適なものを選択した．

図-4に、画像拡大を適用する前後の動画内の画像の一部を示す．なお、画像に関しては動画内のフレーム1, 10, 30, 60である．画像拡大を適用させ前の動画では、ボルトのゆるみは肉眼では認識できない．しかし、画像拡大を適用させた後の動画では、ボルトのゆるみ率が大きくなればなるほど、大きく振動していることが、肉眼で認識できるようになった．すなわち、フレームごとの画像を比較すると、画像拡大を適用する前はフレームによってボルトの動きは判断できないが、画像拡大を適用した後ではフレームが変わるにつれてボルトの位置が変わっていることがわかる．

この結果より、画像拡大によって肉眼では認識できなかった動画の変化を認識できるようになることが確かめられた．しかし、橋梁点検において、維持管理検査に利用するには、ボルトのゆるみを定量的に判断できることが必要である．そこで、次章において画像拡大を適用した動画を使用して、ボルトのゆるみを定量化する方法を提案する．

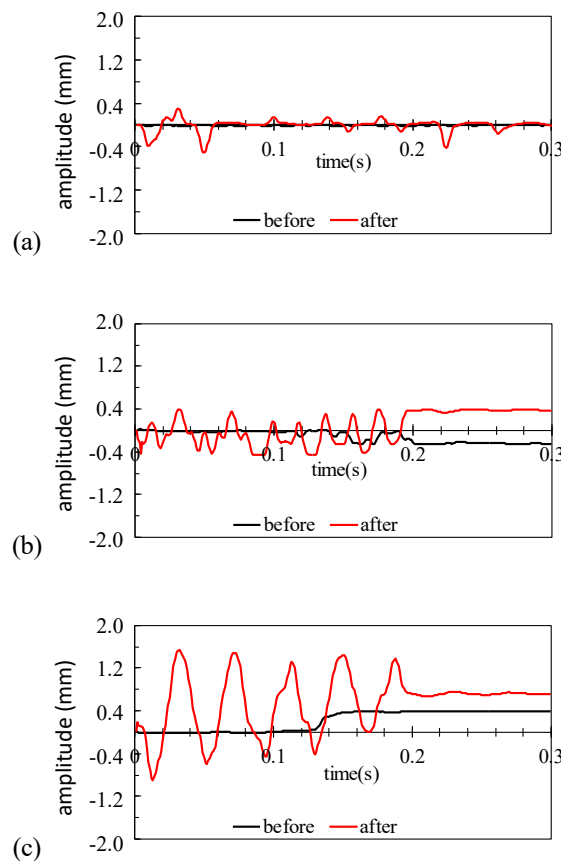


図-5 ボルトのゆるみの定量化：(a) B1 ボルト，(b) B2 ボルト，(c) B3 ボルト

5. 画像拡大適用動画のボルト振動の定量化

変化が増幅されたボルトのゆるみの動画において、ゆるみを定量化する方法を提案する。

ハイスピードカメラで撮影した動画に対して、画像拡大によって振幅増幅させた動画に対して、ボルトゆるみ検知の精度を高めるために、適当な前処理を施す。まず、動画をフレーム分割することで、大量の画像を生成する。微小なボルトの振動を検出するためには、画素数を多くする必要があることから、双三次内挿法(Bi-Cubic補間)を用いて画素補間を行う。双三次内挿法とは、線形補間よりも高精度な補間法であり、16近傍の画素値から三次関数を用いて補間することができる。本研究では、10倍のスケールで画素補間を行った。例として、検討の動画では幅875画素、高さ656画素であったのが、画素補間をすることで、幅8750画素、高さ6560画素とした。

次に、画素補間を行うことで画質の低下した画像に対して、線形フィルタを用いノイズの除去を行った。まず、円滑なフィルタ処理を行うために、画像をグレースケールに変換する。次に、線形フィルタの一種であるウィーナーフィルタを適応した。ウィーナーフィルタは、分散が大きい部分では平滑化を行わないが、分散が小さい部分では平滑化を行うフィルタ処理を行うことから、画像のエッジを維持することができるため、より高い精度でエッジ間の動きを読み取ることができる。

この前処理を行った動画に関して、鉄板とボルトの境目（エッジ）のピクセル情報の移動を読み取ることによって定量化を目指す。グレースケーリングを前処理で行っているため、ピクセル情報の輝度によって比較的容易にボルトの位置を判断できる。この輝度の位置の変化をボルトの動きとみなし、ボル

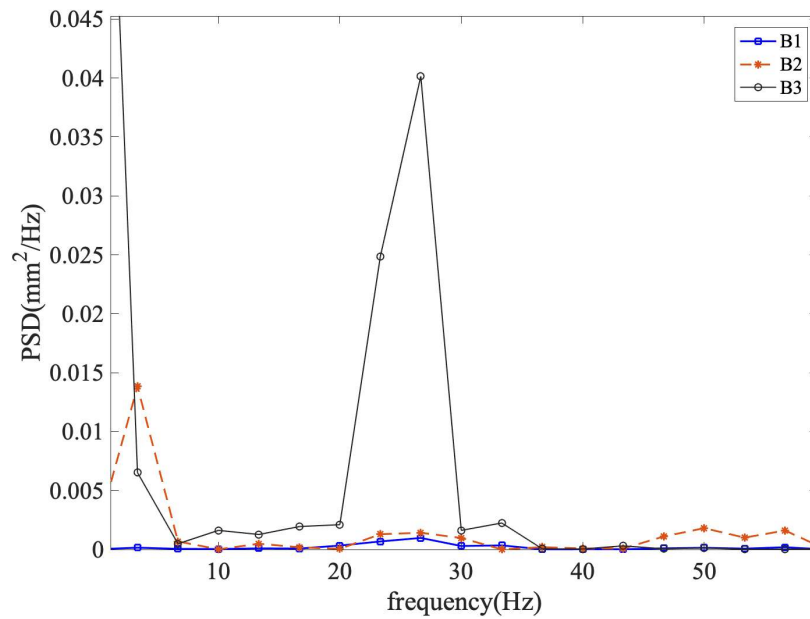


図-6 ボルト振動のPSD

トの振動を算出する．抽出した結果を図-5に示す．縦軸は相対変位，横軸は時間を示している．図-5からわかるように，B1ボルトの動きの推移は0.4 mmほどの最大振幅から徐々に減衰をしている．B2ボルトも0.4 mmほどの最大振幅を示しているが，B1ボルトに比べて振動している様子が確認できる．B3ボルトは，1.6 mmほどの最大振幅から，徐々に減衰していることがわかる．B1ボルトは締め度合いが100%，B2ボルトは締め度合いが20%，B3ボルトは締め度合いが0%であり，画像拡大を適用した動画の緩んだボルトの動きが相対変位として算出され，動画によってボルトのゆるみの可視化のみならず定量的に判断できることがわかる．

また，図-6に各ボルトの振動のフーリエスペクトル(PSD)を示す．付けられた鉄板上のボルトの振動は，鉄板自体の振動も含まれており，図-5に示している振動は母材の鉄板の振動に対する緩んだボルトの相対的な振動である．図-6からわかるように，すべてのボルトにおいて30Hz付近でPSDが卓越している結果となった．すなわち，緩んだボルトの動きのパワーが卓越していることは明らかである．

## 6. 結論

橋梁に締め付けているボルトの緩みを検出する方法として，画像拡大法に着目し，模型橋梁に備えられた鉄板にボルトを取り付け，ボルトの締め度合いを変更した上で，模型橋梁車両走行実験を実施した．対象ボルトをハイスピードカメラで撮影し，画像拡大法により画像処理された後，可視できないボルトのゆるみの可視化の可能性について検討を行なった．

画像拡大実施前の元の動画では，締め度合い0%の緩んだボルトでも振動を観察することで緩みを目視で判断することはできなかった．それに対して画像拡大法を適用した動画では，緩んだボルトの微弱な振動を拡大し可視化できることを確認した．また，締め度合いが異なるボルトを比較すると，当然ながら締め度合いが100%のボルトは画像拡大によって振動が大きく増幅された．一方で，締め度合いが20%のボルトに関しては，画像拡大法を適用しても緩みによるボルトの振動の可視化は難しいこ

とがわかった。締め度合い20%でも、摩擦によってボルトが振動してないことが原因の一つと考えられる。締め度合いが0%のボルトは、当然ながら緩みによる振動は観察されなかった。

ボルト間の緩みの定量化を図るために、ボルトのピクセル情報を追うことで基準点（本研究ではボルトが締め付けられた母材のエッジ）に対するゆるみによるボルトの相対変位を推定することができた。締め度合いが20%のボルトと締め度合いが0%のボルトの算出した相対変位を比較すると、予想通り締め度合いが20%のボルトのほうが、締め度合いが0%のボルトより変位振幅が大きい結果となった。すなわち、締め度合いによってボルト振動の母材振動に対する相対変位が異なることが確認できた。

ただし、画像拡大法の適用には、最適パラメータ値の決定法がなく、対象構造物ことの実験則が必要となる。もちろん、パラメータの設定には繰り返しの試行錯誤で決めることができるが、自動化のためにも対象構造物別の最適パラメータのデータベースなどを検討しておくとう用性は高まると考えられる。あるいは、パラメータ決定に関して自動的に決定されるようなシステム構築が必要である。

画像拡大法により微視的な変化を可視化できることから、構造物の振動計測にも有効に適用できると考える。また、構造物の振動特性によっては一般のカメラで撮影された動画でも画像拡大法による構造物の振動の可視化が可能である。今後は、対象構造物を広げ研究を進める予定である。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省，道路局：道路メンテナンス年報，2020.
- 2) 金 哲佑：橋梁点検と構造ヘルスマニタリング，橋梁と基礎，Vol.54, pp.46-51, 2020.
- 3) H. Wu, M. Rubinstein, E. Shih, F. Durand, W. Freeman: Eulerian Video Magnification for Revealing Subtle Changes in the World, ACM Transactions on Graphics, Vol. 31, No. 4, Article No.65., 2012.
- 4) N. Wadhwa, M. Rubinstein, F. Durand, W.T. Freeman: Phase-based Video Motion Processing, ACM Transactions on Graphics, Vol. 32, No. 4, Article No.80, 2013.
- 5) A. Davis, M. Rubinstein, N. Wadhwa, G.J. Mysore, F. Durand, W.T. Freeman: The Visual Microphone: Passive Recovery of Sound from Video, ACM Transactions on Graphics, Article No.79, 2014.



## 疲労き裂を有する鋼桁のき裂進展を考慮した残存耐荷力評価法の開発

神戸大学大学院工学研究科 准教授 橋本国太郎

## 1. はじめに

日本の鋼道路橋の多くは、高度経済成長期（1955～73年）に建設され、今後建設から約60～70年を迎えることとなる。自動車荷重の増大や交通量の増大、近年の自然条件の悪化など建設後の想定外の環境変化による腐食や疲労き裂も見つかり、今後、鋼橋の老朽化に伴い、事態はさらに深刻化するものと思われる。その一例として、2006年10月に国道25号山添橋（鋼3径間連続鋼桁橋、橋長128.02m、1971年竣工）の横桁下フランジが主桁ウェブに貫通する部位から、長さ1mを超えるき裂が発見された。き裂面の一部には脆性破壊の特徴が見られ、き裂全長のうち少なくともある範囲はき裂が一気に進展した可能性が高いと考えられている。

本研究の大きな目的は、このような疲労き裂を有する鋼橋について、残存耐荷力評価を簡単に行える方法を開発し、現場における緊急応急補修の必要性やそれらの対策時期を決定するための基礎的資料の提供としている。本論文では、その目的の第1段階として疲労き裂を有する鋼I桁部材に着目し、その残存耐荷力を解析的に評価し検討することが目的である。ここでは、実際に疲労き裂が発見された鋼桁を対象として、様々なき裂損傷を解析モデルで再現する。き裂のモデル化に関してはき裂進展も考慮した拡張有限要素法（XFEM）を用いて検討し、健全な場合と疲労き裂を有する場合についてそれぞれ比較しながら残存耐荷力を検討する。

## 2. XFEM による桁およびき裂のモデル化

## 2.1 XFEM

有限要素法（Finite Element Method）は、本来、連続体を対象とする離散化手法であるため、き裂面のような不連続領域をモデル化するには、き裂面における2重節点の導入、き裂先端近傍における要素分割の細分化や特異要素の使用、またき裂進展を考慮するには、き裂進展に伴うモデルの変化を考慮した複雑なリメッシュ処理を繰り返す必要がある。この従来のFEMによるき裂進展解析の問題点を解決したのが、近年提案された拡張有限要素法（eXtended FEM : XFEM）である。このXFEMは、従来のFEMの枠組みにおける数値解析手法であるにも関わらず、任意の局所的な領域において図-1に示すような要素内部に不連続性を含む高度な近似（エンリッチメント）の構成を可能とする。このため、き裂解析において要素と独立にき裂のモデル化が可能となり、上記した従来のFEMを用いたき裂進展解析における問題を回避することが可能となり、き裂解析の効率化が期待されている。

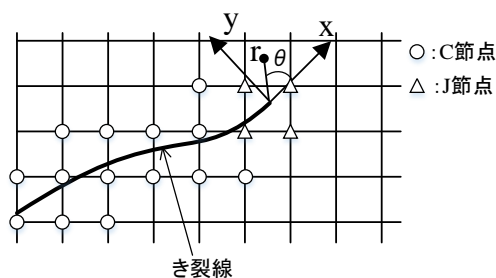


図-1 XFEM における節点のエンリッチ

き裂の発生は、エンリッチ要素での粘着応答の低下の開始を意味する。低下の過程は、応力またはひずみが指定されたき裂発生基準を満たしたときから始まる。き裂発生基準には、本研究で用いた有限要素解析コード ABAQUS では、最大主応力基準や最大主ひずみ基準などが使用できる。本研究における解析では、最大主ひずみ基準を用い実施した。また、き裂進展の方向は常に最大主ひずみ方向に直行する。このようなき裂の発生・進展基準を用いることでき裂の進展解析を行った。き裂の発生後の進展は破壊エネルギー $G_c$ を基準とした応力と要素内の分離する変位（き裂開口量）の軟化勾配の関係で表現される。この関係は ABAQUS においてデフォルトで線形関係として与えられているため、本解析ではデフォルトの線形関係を用いた。また、本研究では破壊基準として、最大主ひずみ基準を 0.05 とし解析を行った。

## 2.2 解析モデル

解析モデルは図-2 に示す鋼 I 桁をシェル要素でモデル化した。材料は SM400 とし、材料特性として、降伏点を 235 N/mm<sup>2</sup>、引張強さを 400 N/mm<sup>2</sup> とし、ヤング率 E は 200,000N/mm<sup>2</sup>、ポアソン比  $\nu$  は 0.3 とした。応力-ひずみ関係は降伏点を塑性開始点としたバイリニア型で与えた。

初期不整には、初期たわみと残留応力があるが、本論文の主な解析では、初期たわみのみを考慮した。本論文で検討するようなき裂を有する鋼桁の残留応力に関する研究成果や XFEM 解析におけるき裂を有する鋼桁の残留応力に関する研究結果が不十分であるが、残留応力を考慮した方が精度の高い結果が得られることが既往の研究により明らかである。そのため、各章でのき裂進展を考慮しないき裂 Case1 における残留応力の有無における解析結果を示すこととした。また、解析モデルは、水平補剛材ありと水平補剛材なしの 2 モデルを作成した。

載荷は桁端部に強制回転角を与える曲げ負荷モデルと、強制変位を与えるせん断負荷モデルの 2 種類とした。

き裂のモデル化は図-3 に示すように、ウェブにき裂を導入したケース（3 章）では、き裂の進展方向と長さを変化させた。フランジにき裂を導入したケースは 4 章で紹介する。また、耐荷力解析中にき裂の進展を考慮した場合と、考慮しない場合の 2 種類の解析を実施した。き裂の進展を考慮した場合、上述した XFEM を用いるが、その場合はき裂先端のみを XFEM によりモデル化し、その他のき裂部位は通常の FEM により 2 重節点でモデル化した。き裂進展しないモデルでは、すべて FEM により 2 重節点でき裂をモデル化している。き裂進展を行う部位に関してはソリッド要素によるモデル化が必要であるため、き裂先端部の XFEM を用いる部位のみソリッド要素でモデル化した。

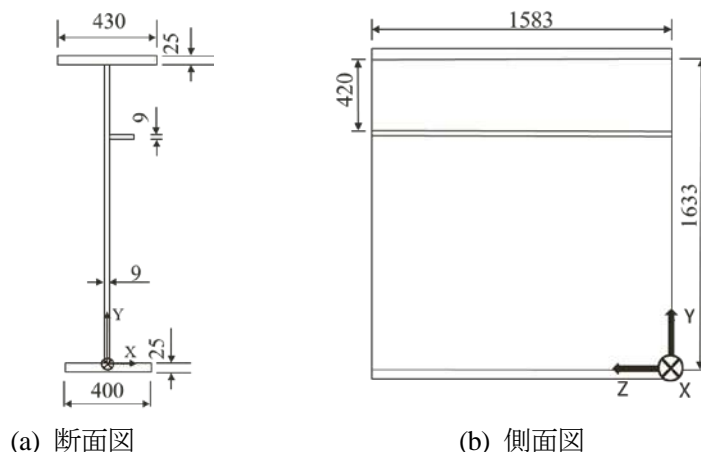


図-2 解析モデル

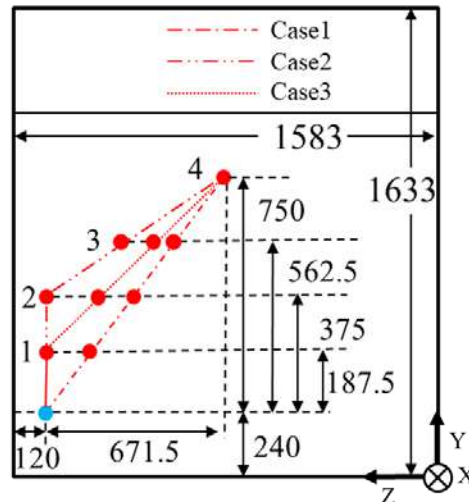


図-3 ウェブき裂モデル

### 3. ウェブにき裂を有する鋼桁の残存耐荷力評価

#### 3.1 解析ケース

解析ケースは、前述したように、載荷荷重、補剛材の有無、き裂進展の有無、き裂の進展方向（3 ケース）および長さ（4 ケース）を変化させた 96 ケースを基本とし、残留応力の有無を検討するため 20 ケース追加した。解析名は初めの文字はき裂進展有のケースでは XFEM とし、き裂進展なしのケースでは Case とした。この文字の次に来る数字が図-2 の進展方向を表し、次の数字が図-2 におけるき裂長さを表す。なお、載荷荷重や補剛材の有無によっての解析名の違いは区別していない。

#### 3.2 残留応力の有無による耐荷力の違い

ここでは、き裂進展を考慮しないモデルの健全（き裂無し）モデルとき裂有りの Case1 に対して、残留応力の有無が耐荷力にどのような影響を及ぼすか検討を行った。

補剛材の有無と曲げ負荷およびせん断負荷の場合で検討したが、曲げ負荷ではほぼ残留応力の影響がなく、残留応力があっても耐荷力はほとんど変化しないことがわかった。一方、せん断負荷の場合、補剛材無のケースに関しては、残留応力を入れることで、耐荷力が若干変化することがわかったが、その変化量は 5%程度であり、ほとんど変化がないと言える。

#### 3.3 曲げ負荷を受ける鋼桁の解析結果

曲げモーメント  $M$  (N・mm) と回転変位  $\theta$  (rad) の関係を図-4 に示す。ここでは、補剛材なしの場合を示している。なお、X-のケースはき裂進展を考慮したモデル、Case のモデルはき裂進展を考慮しないシェル要素のみのモデルを表している。

図-3 に示す補剛材なしのケースにおいて、き裂進展を考慮したモデルと考慮していないモデルとを比較すると、その荷重経路にあまり変化がなく、き裂進展を考慮することにより最大耐荷力は約 2~3%の減少となることがわかった。このことからウェブのき裂進展の考慮が曲げ耐荷力に与える影響が少ないことがわかる。また、変形図を確認したところ、すべてのケースでき裂の進展が起こっていないことを確認している。さらに、ウェブき裂の方向や長さが曲げ耐荷力にほとんど影響を及ぼさないことがわかった。そこで 4 章では、曲げ負荷の場合のみ引張フランジ側に亀裂がある場合について検討した。

なお、ここでは図に示していないが、補剛材ありの XFEM モデルでは、解の収束性が悪く、最大曲げモーメントが出る前に解析が発散した。ただし、き裂進展を考慮した解析は、き裂進展を考慮しない解析値のすぐ下を通る経路で解析が進んでいたことから、ほぼ同じもしくは若干小さい耐荷力を示すものと考えられる。なお、補剛材がある方が、き裂長さによって耐荷力が若干変化することがわかった。

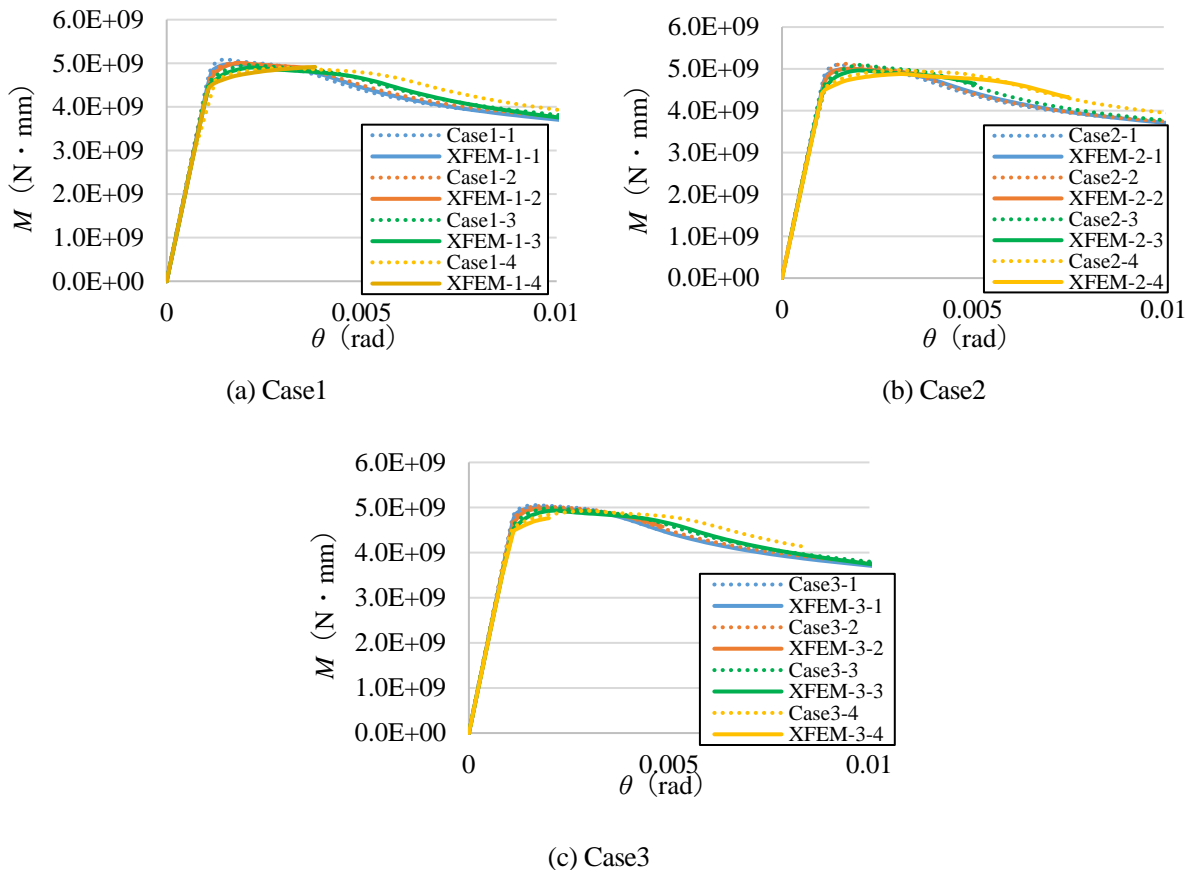


図-4 曲げモーメントー回転角関係

### 3.4 せん断負荷を受ける鋼桁の解析結果

解析結果として、図-5 に補剛材なしの荷重 - 変位関係を示し、図-6 には、き裂長さと耐荷力の関係を示している。また、図-7 にき裂進展時のコンター図を示す。

図-5 および図-6 より、き裂の長さによって、耐荷力が大きく変化することがわかる。せん断負荷の場合、き裂が長くなり、ある長さ以上（き裂長さ/桁高さ比 0.3 以上）になると耐荷力が大きく減少することがわかった。

図-7 より、き裂進展を考慮するモデルと考慮しないモデルにおいて、き裂進展を考慮した場合のほうが、耐荷力がわずかながら上がっている。図-6 からわかるように最大荷重時では補剛材なしモデルのき裂が最も長くなったケースのみき裂が進展しており、腹板の座屈よりもき裂進展が先行しているため耐荷力が低下した。しかし、き裂が進展する前に腹板の座屈が先行しているモデルでは耐荷力が上昇していた。進展を考慮しない場合、き裂先端の応力集中が大きくなりウェブの座屈に影響を及ぼしているため、最大耐荷力が小さく出ている。また、き裂進展を考慮すると最大荷重がより小さい変位で出ているのは、き裂先端の応力の影響で最大荷重がより早く達したためと考えられる。

最大荷重時のミーゼス応力分布より、き裂進展を考慮していないモデルでは、上下フランジの端部



が応力集中しているのに対し、き裂進展を考慮したモデルでは上下フランジ端部には、応力集中が見られないことがわかった。このことから、き裂進展を考慮し、き裂先端の応力が分配することにより応力集中部が発生しにくくなり耐荷力に影響したと考えられる。

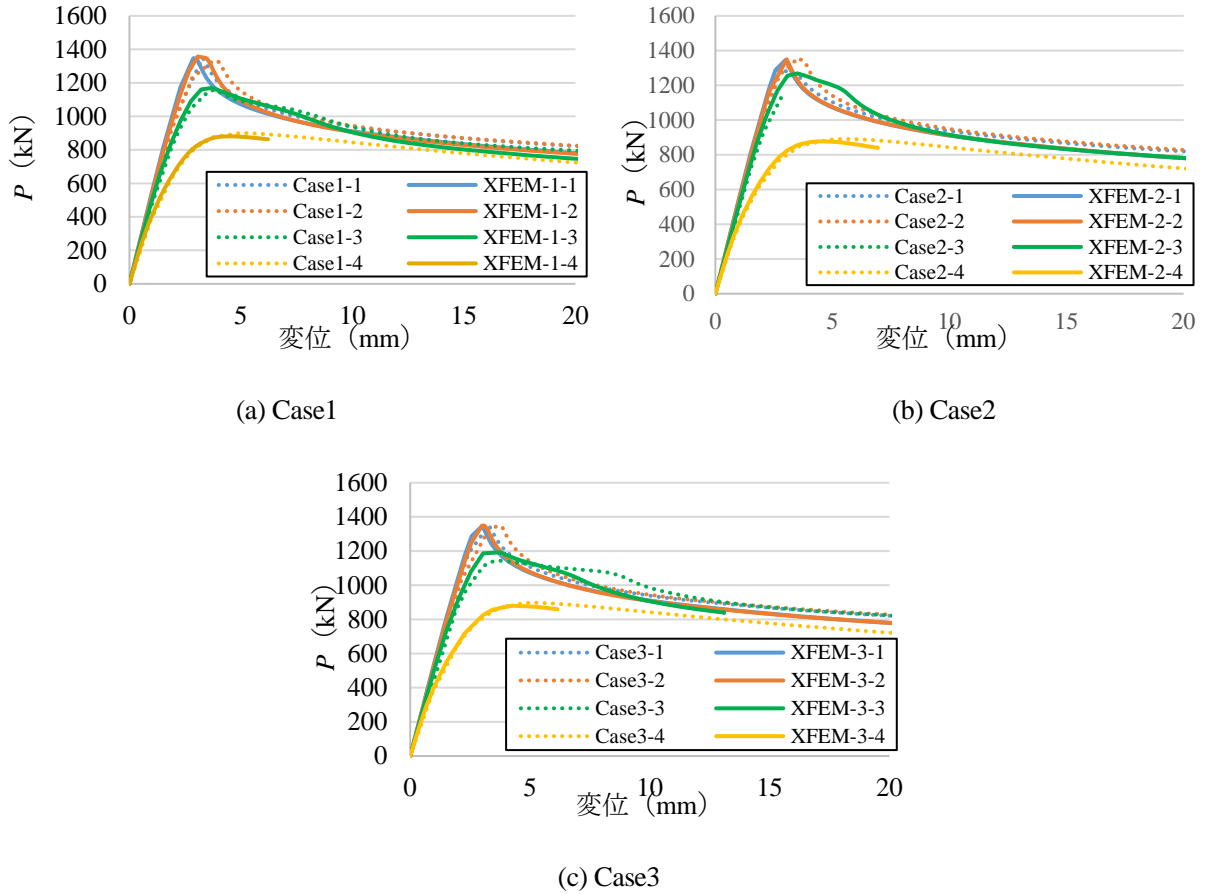


図-5 荷重—変位関係

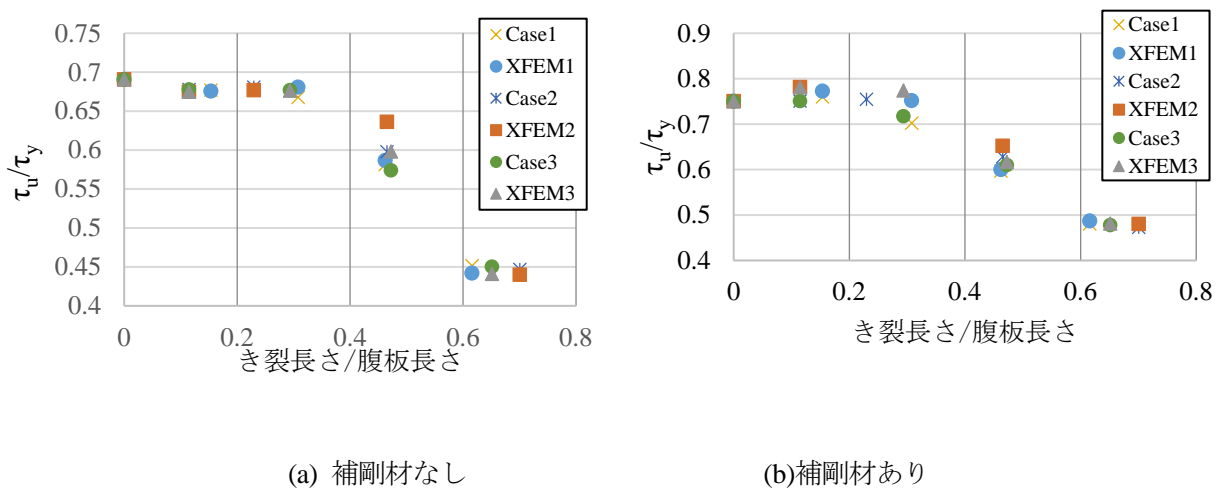


図-6 耐荷力とき裂長さの関係

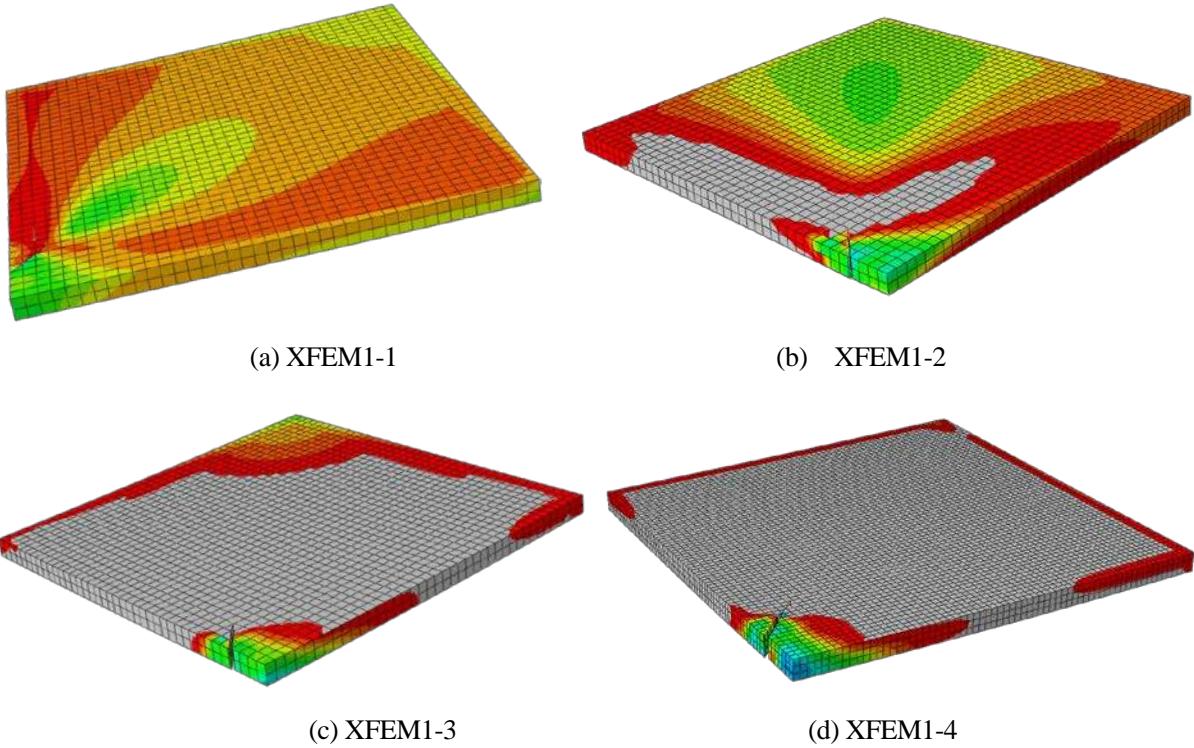


図-7 最大荷重時ミーゼス応力分布（ソリッド部，補剛材なしモデル）

4. フランジにき裂を有する鋼桁の残存耐荷力

4.1 解析モデルおよびケース概要

図-8 にき裂の概要を示す．図-8(a)に示すき裂の下にある数字は Case△もしくは XFEM△の三角の数字を示し，赤点の左下の数字は，Case△-○もしくは XFEM△-○の丸の数字を示し，き裂はウェブおよびフランジの中央まで進展したモデルを考える．XFEM を用いたソリッド要素は，フランジ側のき裂先端の両端に使用し，それ以外の領域をシェル要素でモデル化した．境界条件および荷重条件は第 2 章で示したものを使用する．

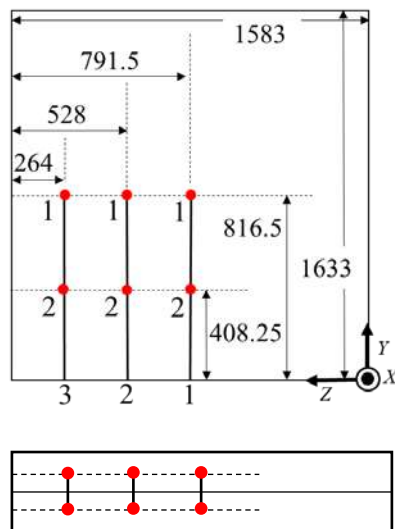


図-8 解析モデルの概要

4.2 残留応力による耐荷力の違い

残留応力については、3 章と同様に、き裂進展を考慮しないモデルの健全と Case1-1 に対して、残留応力の有無が耐荷力にどのような影響を及ぼすのか検討を行った。その結果、3 章と同様に残留応力の有無によって耐荷力はほとんど変わらなかった。

4.3 曲げ負荷を受ける鋼桁の解析結果

補剛材なしモデルのフランジにき裂進展を考慮しない場合および考慮した場合での、曲げモーメント  $M$  (N・mm)と回転変位  $\theta$  (rad)の関係を図-9 に示す。Case のモデルはき裂進展を考慮しないシェル要素モデル、X のケースはき裂進展を考慮したモデルを表している。

図-9 より、フランジのき裂は、き裂位置によって耐荷力へ影響することが分かり、フランジ端にき裂が発生した場合よりも中央にき裂が発生した場合のほうが耐荷力に影響を及ぼす。また、き裂進展を考慮した方が、考慮しないものに比べ耐荷力が小さくなり、荷重ピークが早い段階で出ていることがわかる。

また、最大曲げモーメント時の XFEM1 のソリッド要素のミーゼス応力分布を図-10 に示す。図-10 から耐荷力は、き裂進展がある程度進展してから最大値が出ていたことが分かった。

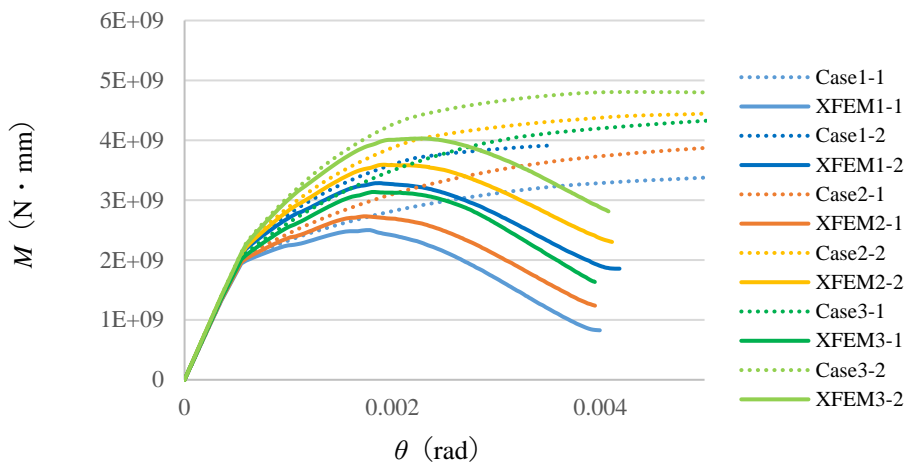
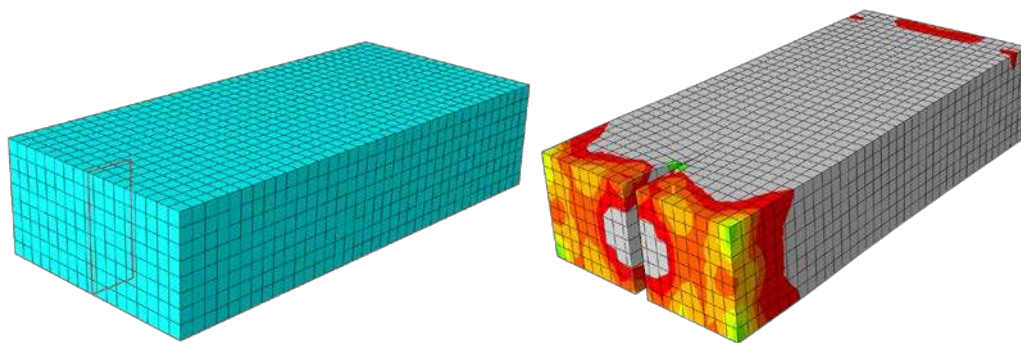


図-9 曲げモーメントー回転角関係 (補剛材なし)



(a) 初期き裂先端 (b) 最大応力時のき裂先端

図-10 最大荷重時ミーゼス応力分布 (ソリッド部, 補剛材なしモデル)

## 5. まとめ

本研究は、き裂を有する鋼桁を想定し、曲げもしくはせん断を受ける際の耐荷力特性を FEM 解析およびき裂進展を考慮した XFEM 解析によって検討した。以下では、本研究で得られた内容をまとめる。

- 1) ウェブにき裂を有する鋼桁の残留応力の有無による耐荷力の違いはほとんどない。曲げ荷重を受ける桁よりもせん断荷重を受ける桁のほうが耐荷力の違いは大きくなった。
- 2) 曲げ荷重を受けウェブにき裂を有する桁の解析では、水平補剛材を考慮しき裂進展を考慮することで解析が複雑になり、最大荷重が出る前に解析が収束しなかった。補剛材の有無に関係なくき裂進展を考慮しても、き裂進展を考慮しないシェルモデルとほぼ同じ耐荷性能を示す。曲げ荷重を受ける桁についてはウェブに発生したき裂が耐荷力に及ぼす影響が少ない。これは、曲げによって発生する応力が小さく、き裂進展よりも圧縮フランジの座屈が先行するため、残存耐荷力にき裂進展の影響が少なかったためと考えられる。
- 3) せん断荷重を受けウェブにき裂を有する桁では、き裂があることで残存耐荷力が低下することがわかった。また、き裂長さが長いと耐荷力は低下する。さらに、き裂進展を考慮することにより耐荷力が少し上がる傾向を示した。き裂の進展よりも座屈が先行しているとき、耐荷力があがり、き裂の進展が座屈よりも先行しているときは耐荷力が下がる傾向があった。
- 4) 曲げ荷重を受けフランジにき裂を有する桁の解析では、き裂位置によって耐荷力への影響が変わっていた。フランジ端にき裂が発生した場合よりも中央にき裂が発生した場合のほうが耐荷力は大きく減少する。
- 5) ウェブのみに発生したき裂では、き裂の長さが曲げ耐荷力に及ぼす影響は大きくないが、下フランジに進展したき裂の場合、ウェブのき裂長さが上フランジの応力分布などに影響を与えるため、き裂長さが耐荷力に大きく影響を及ぼしていた。

今後の課題として、本解析の 3 次元なき裂の進展解析において要素分割サイズにより解析精度や収束性の確保が困難になるといった課題があるためそれらの改善が必要である。また、曲げとせん断の組合せ荷重におけるき裂を考慮した解析も行う必要がある。

## 参考文献

- 1) 三木千壽：橋梁の疲労と破壊，朝倉書店，2011
- 2) 森 猛：鋼橋の維持管理とそれを支える要素技術，JSSC，No44,2002
- 3) 金仁浩，山口隆司，北田俊行，中村智昭：ソールプレート周辺にき裂を有する鋼橋 I 桁端部のせん断耐荷力特性に関する基礎的研究，土木学会論文集 A，Vol.64 No.4，841-856，2008
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，丸善出版，2017
- 5) Dassault Systemes Simulia Corp：ABAQUS2018 Analysis user's guide，2018
- 6) 土木学会・鋼構造委員会座屈設計ガイドライン改訂小委員会：座屈設計ガイドライン改訂第 2 版，丸善，2005
- 7) 星野加奈，橋本国太郎：き裂を有する鋼板の曲げおよびせん断耐荷力に関する解析的検討，鋼構造年次論文報告集，第 24 巻，pp.351-358，2016
- 8) 足立湧人，橋本国太郎：疲労き裂を有する鋼 I 桁の残存耐荷力に関する解析的研究，鋼構造年次論文報告集，第 26 巻，pp.486-493，2018



## 中小鋼橋維持管理のための低コスト塗装更新技術の提案

大阪大学大学院工学研究科 地球総合工学専攻 社会基盤工学部門 准教授 廣畑幹人

### 1. はじめに

市町村が維持管理する中小鋼橋において、腐食損傷が進行し防食の更新が要求されるものが数多く存在する。建設年代の古い鋼橋の塗装には下塗りに鉛が使用されているものが多く、塗装の塗替えに際し劣化した旧塗膜を剥離しようとする、鉛の飛散防止等の厳格な規制により、防護、養生に要する費用が膨大になる。維持管理予算が潤沢でない市町村レベルでは、塗膜剥離剤やブラスト等を用いた塗膜剥離工事を行うことが経済的、技術的に困難であり、劣化した鋼橋の塗装更新が深刻な課題となっている。これに対し、市町村でも実施できる簡便かつ安価な方法で、中小鋼橋の塗膜剥離および塗装更新のための技術が求められる。これに対し、粉塵の飛散、廃棄物量の抑制を可能にする高周波誘導加熱 (Induction Heating, IH) による塗膜剥離<sup>1,2)</sup>に注目する。IH は、近年、施工事例が増えつつある塗膜剥離工法の一つであるが、積算等の体系が構築されていないためにコストを適切に算出する方法がなく、予算の潤沢な大規模工事において採用されている。本研究では、スパン 10~15m 程度の中小規模の鋼橋においても IH による塗膜剥離を選択肢として整備することを念頭に、IH による入熱が中小規模の鋼橋部材の耐荷性能に及ぼす影響を明らかにするための一連の検討を実施した。

### 2. 研究の方法

申請者らはこれまで、IH による塗膜剥離のための条件探索に資するツールとして、IH による塗膜剥離のための加熱を有限要素法に基づく熱弾塑性解析によりシミュレーションする方法を構築してきた<sup>3)</sup>。本研究では、このシミュレーション方法を活用して、鋼橋部材の一部をモデル化し、供用下において IH による塗膜剥離のための入熱を施した場合の部材の耐荷性能を検討した。

### 3. 解析モデル

#### 3.1 解析モデルの形状、寸法および境界条件

本研究では、鋼橋の部材を構成する板要素を抽出し、解析の対象とした。例えば、図-1 に示すような箱型断面部材の 1 パネルを考え、部材軸方向長さを 1135 mm、幅 400 mm、板厚 12 mm とし、図-2 に示すモデルを作成した。力学的境界条件は実構造とは異なるが、板状の構造部位の解析における一般的な境界条件として、4 辺単純支持とした。メッシュサイズは 5 mm×5 mm である。材料 (SS400) の機械的性質および物理定数の温度依存性は既往の文献を参照して決定した<sup>4,5)</sup>。熱的境界条件は空気中への熱伝達を考慮した。なお、初期たわみおよび溶接残留応力は考慮していない。このパネルの幅厚比パラメータを式 (1) により計算する。

$$R = \frac{1}{\pi} \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k}} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \quad (1)$$

ここに、 $R$  は幅厚比パラメータ、 $b$  は板幅 (mm)、 $t$  は板厚 (mm)、 $\mu$  はポアソン比、 $k$  は座屈係数、 $\sigma_Y$  は鋼材の降伏点 (MPa)、 $E$  はヤング率 (MPa) である。

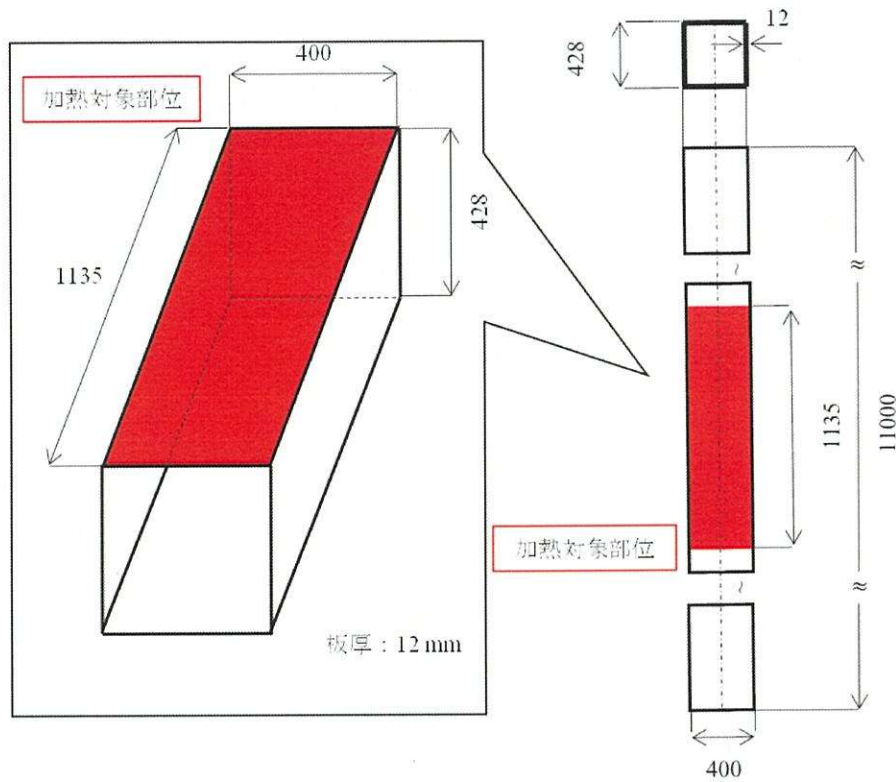


図-1 解析対象部材

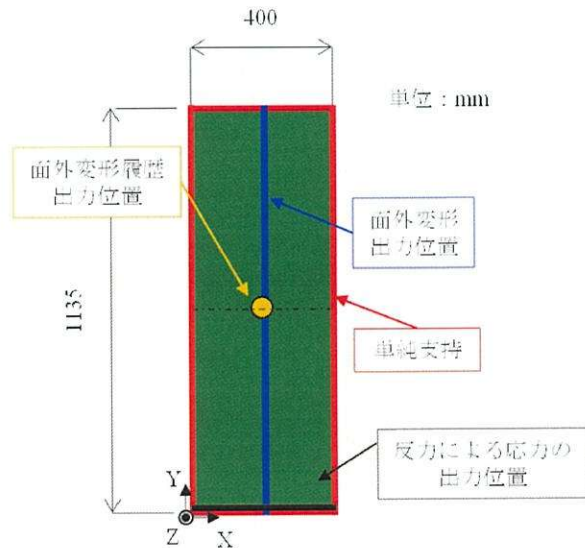


図-2 解析モデル

パネルの幅 $b=400$  mm, 板厚 $t=12$  mm, ポアソン比 $\mu=0.3$ , 4辺単純支持の座屈係数 $k=4.0$ , SS400の基準降伏点 $\sigma_y=235$  MPa, 常温時のヤング率 $E=206000$  MPaを代入すると幅厚比パラメータ $R=0.59$ となる. IHによる塗膜剥離では鋼材を約 $250$  °Cまで加熱する<sup>1,2)</sup>. ヤング率および降伏点は温度により変化することが知られており, 既往の文献<sup>4,5)</sup>による温度依存型の機械的性質では $250$  °Cにおけるヤング率 $E=194348$  MPa および降伏点 $\sigma_y=183$  MPa となり, これらの値を用いると,  $R=0.54$  となる. これらの幅厚比パラメータの値はいずれも弾性座屈が発生しない範囲にあり, 値の差もさほど大きくない. すなわち $250$  °Cの加熱に対し, パネルの座屈に対する抵抗が著しく低下する可能性は低いと考えられる.



3.2 入熱方法

上述したパネル状のモデルに対し、インダクションヘッドの幅 100 mm の加熱装置 (図-3) を用いた加熱を想定した。加熱順序を図-4 に示す。Y 方向 (部材軸方向) に下端 (Y=0 mm) から上端 (Y=1135 mm) へと加熱領域を移動させた。左端部 ( $0 \leq X \leq 100$ ) を加熱した後、作業者および装置の移動時間を想定して 20 秒の冷却時間を設け、連続して隣接部分 ( $100 < X \leq 200$ ) を加熱する。これを右端部 ( $300 < X \leq 400$ ) まで繰り返し、400 mm の幅に対し 100 mm ずつ 4 回の加熱を行った。

既往の研究<sup>3)</sup>で構築した方法を基本として、装置の移動に合わせて装置直下の部分から鋼板に表面熱流束を与え、鋼板表面の温度が 250°C 程度になるように入熱量を調整した。

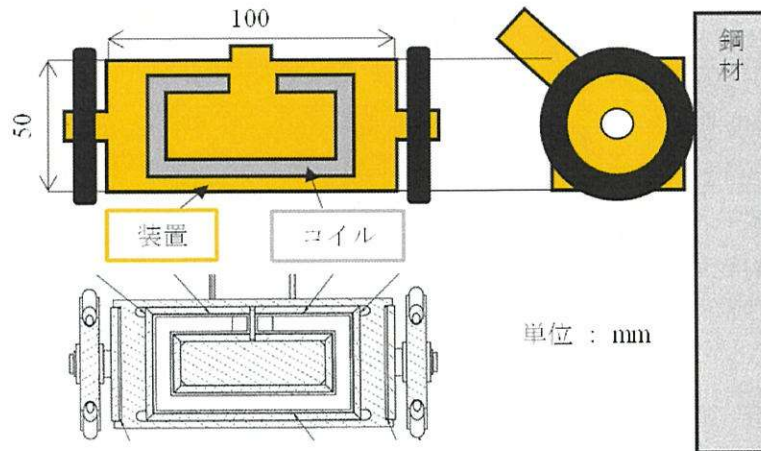


図-3 加熱装置

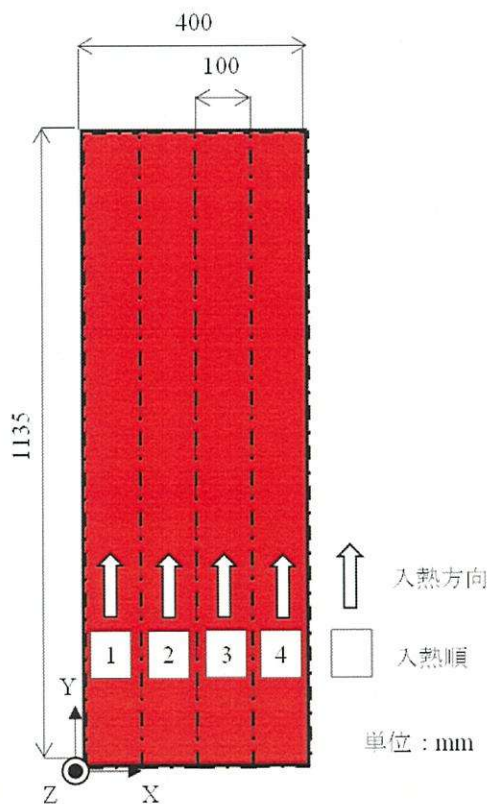


図-4 解析モデル

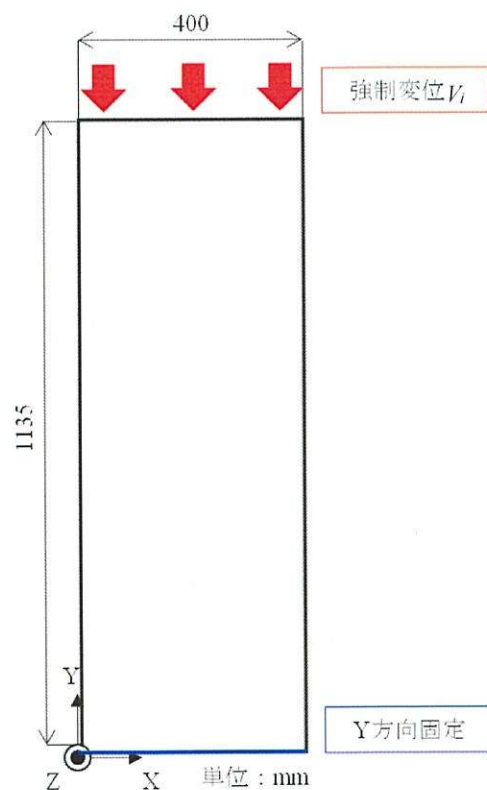


図-5 载荷条件

### 3.3 荷荷条件

IH による塗膜剥離施工を行う際、最も安全であると考えられるのが、荷重が作用していない状態での施工である。しかし、施工において車両の活荷重や死荷重等を取り除くためには、通行規制やジャッキアップ等が必要であり、高いコストや交通への負荷が生じる。そのため、一般的には荷重作用下で塗膜剥離施工が実施されているが、部材の耐荷性能に及ぼす影響については不明な点が多い。施工中の荷重が部材の耐荷性能に及ぼす影響を検討するため、パネルに一定の圧縮応力が作用した状態で加熱するシミュレーションを行う。解析モデルに対する荷荷条件の概要を図-5 に示す。Y=1135 mm の辺に、面内方向に一定の強制変位を付与することで、圧縮応力を負荷する。作用させる圧縮応力の値に応じて強制変位を式(2)により算出し、圧縮応力を負荷した状態で加熱する。

$$V_i = \frac{\sigma_{ic}}{E} \times l \quad (2)$$

ここに、 $V_i$ は変位 (mm) ,  $\sigma_{ic}$  はパネルに負荷する圧縮公称応力 (MPa) ,  $E$ はヤング率 (MPa) ,  $l$ は部材軸方向の長さ (mm) である。

パネルに負荷する圧縮応力(以降、初期圧縮応力と称し、圧縮の値を正とする)  $\sigma_{ic}$  =0 MPa, 50 MPa, 100 MPa, 150 MPa とし、鋼のヤング率  $E = 206000$  MPa, 部材軸方向の長さ  $l = 1135$  mm を代入し、各応力レベルに対応する強制変位をそれぞれ、 $V_i = 0$  mm, 0.28 mm, 0.55 mm, 0.83 mm とした。なお、加熱終了後 10000 秒の冷却時間を設け、更にパネル面内方向の強制変位を増加させた。加熱中ならびに加熱後の荷荷過程における  $Y=0$  mm の辺の面外方向反力を断面積で除して求めた応力を作用応力  $\bar{\sigma}$  とし、パネルの圧縮挙動および耐荷性能を評価する。

## 4. 解析結果および考察

### 4.1 加熱中および冷却後の面外変形

幅方向中央、長さ方向中央の位置で出力した面外変形履歴を図-6 に示す。4 回の加熱時 (①~④) , 温度上昇に伴い表面の体積が膨張し、表面に対し凸(正方向)の変形が生じた。時間経過とともに表面の熱は熱伝導により拡散し、表面は温度低下により収縮、裏面は温度上昇により膨張したことで、全てのモデルで裏面に対し凸となる面外変形の傾向が得られた。初期圧縮応力が 0 MPa の場合は加熱中の面外変形が -0.83 mm であったのに対し、初期圧縮応力が、50 MPa, 100 MPa, 150 MPa の場合は面外変形が -1.07 mm, -1.27 mm, -1.40 mm となり、初期圧縮応力の増加に伴い面外変形の絶対値が大きくなった。

道路橋示方書では、トラス部材腹板の面外変形許容誤差を以下の式(3)で与えている<sup>6)</sup>。

$$\delta_f = \frac{h}{250} \quad (3)$$

ここに、 $\delta_f$ はトラス部材腹板の面外変形許容誤差 (mm) ,  $h$ は腹板高 (mm) である。

パネルの腹板高(本論文ではパネルの幅)  $h = 400$  mm を代入すると、 $\delta_f = 1.6$  mm となった。すべての初期圧縮応力レベルで、加熱中の面外変形は許容誤差範囲内となった。

加熱後、常温までの冷却過程では面外変形が徐々に小さくなった。冷却終了後の 10000 秒の時点における面外変形の値は、初期圧縮応力 0 MPa, 50 MPa, 100 MPa, 150 MPa のケースに対しそれぞれ -0.67 mm, -0.92 mm, -1.10 mm, -1.19 mm となった。

加熱後 10000 秒の冷却時間を設けた後、幅方向中央で出力した残留面外変形のモードを図-7 に示す。



残留面外変形の最大値は初期圧縮応力 0 MPa, 50 MPa, 100 MPa, 150 MPa に対しそれぞれ-0.8 mm, -0.9 mm, -1.1 mm, -1.3 mm 程度となった。これらは式(3)許容誤差範囲内である。ところで、変形の最大値は中央 (Y=568 mm) ではなく上端 (Y=1135 mm) 近傍である。初期圧縮応力 0 MPa では Y=705 mm, 50 MPa では Y=715 mm, 100 MPa では Y=810 mm, 150 MPa では Y=860 mm で変形が最大となった。本解析では、下端から上端へと加熱領域を移動させている。下端近傍が加熱される時は、上端近傍に加熱されていないため拘束が大きくなる。一方上端近傍が加熱される時は、下端近傍は既に加熱されているため、拘束が小さくなったと考えられる。したがって変形の最大値は中央ではなく、Y=705~860 mm になったと考えられる。

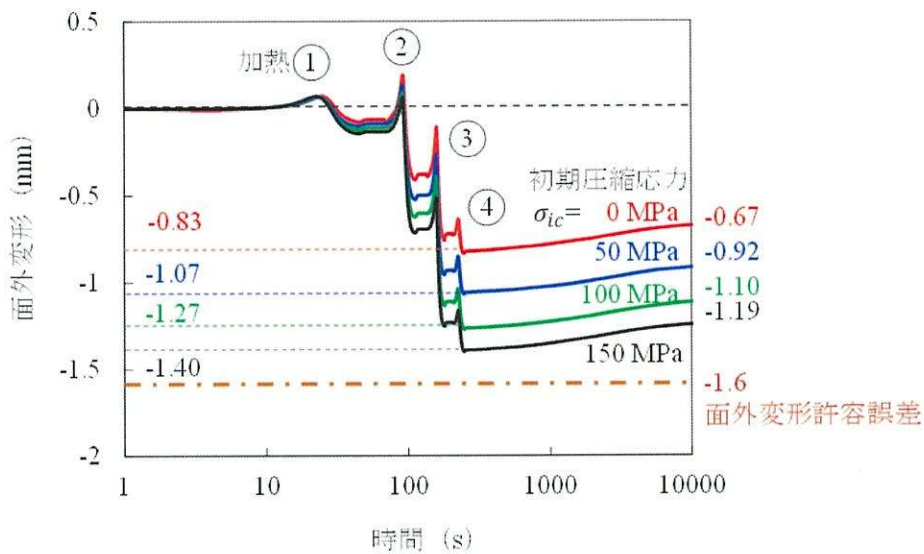


図-6 面外変形の生成履歴

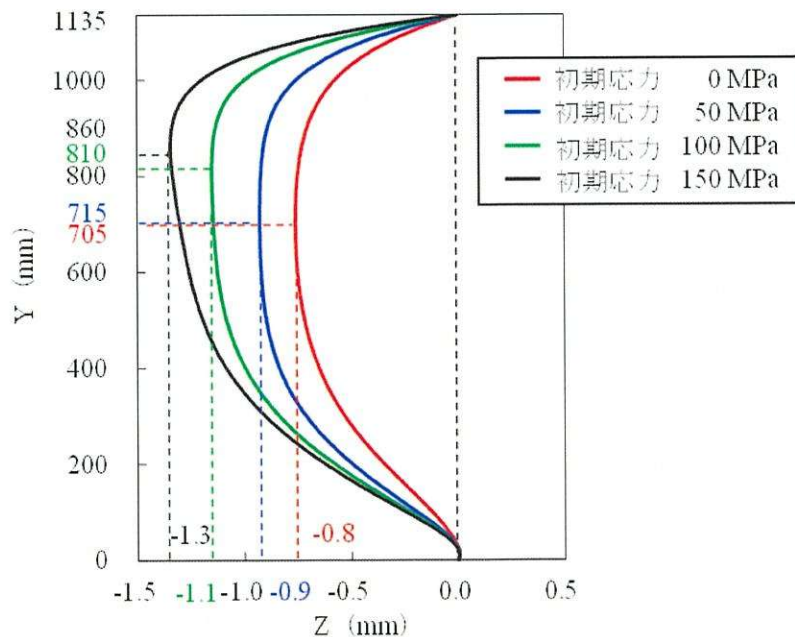


図-7 残留面外変形のモード

4.2 加熱中の応力および冷却後の残留応力

Y=0 mm の辺で出力した Y 方向の反力から求めた応力（作用応力 $\sigma$ ，圧縮を正とする）の履歴を図-8 に示す。加熱中，温度上昇に伴いパネル表面の体積が膨張し，この膨張に対する反力として作用応力が上昇する。20 秒の冷却時間による温度低下で加熱部は収縮し，作用応力も減少する。これを 4 回繰り返した結果，初期圧縮応力 0 MPa，50 MPa，100 MPa，150 MPa に対しそれぞれ作用応力が最大 63 MPa，91 MPa，132 MPa，170 MPa となった。初期圧縮応力 0 MPa では 4 回の加熱中の作用応力が上昇したが，初期圧縮応力 50 MPa，100 MPa，150 MPa では作用応力が減少する傾向を呈した。

許容応力度設計における SS400 の局部座屈に対する許容応力度は 140 MPa である。本解析において，初期圧縮応力 0 MPa，50 MPa，100 MPa では加熱中の作用応力が局部座屈に対する許容応力度よりも小さな値をとり，作用応力の観点からトラス部材腹板としての性能を満たしていると考えられる。一方，初期圧縮応力 150 MPa の場合は加熱前の時点で作用応力が局部座屈に対する許容応力度を超過しており，加熱中の作用応力は最大 170 MPa に達した。

道路橋示方書では，4 辺単純支持鋼板の耐荷力曲線を式(4)で与えている<sup>6)</sup>。

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_Y} = 1.0 \quad (R \leq 0.7)$$

$$= \frac{0.5}{R^2} \quad (0.7 < R)$$
(4)

ここに， $\sigma_{cr}$  は座屈応力 (MPa)， $\sigma_Y$  は降伏応力 (MPa)， $R$  は幅厚比パラメータである。SS400 の基準降伏点 $\sigma_Y=235$  MPa，幅厚比パラメータ $R=0.54$  (250 °C) あるいは 0.59 (常温) を代入すると，座屈応力 $\sigma_{cr}=\sigma_Y=235$  MPa となり，初期圧縮応力 150 MPa の場合の加熱中の作用応力は，座屈応力および基準降伏点よりも小さい。初期圧縮応力が局部座屈に対する許容応力度よりも大きくなるのは，腐食に伴い断面が欠損し板厚が減少した場合には想定されるが，一般には生じない状態である。ただしそれでも本解析の範囲では作用応力が基準降伏点の 72%程度であり，座屈発生の可能性は低いと考えられる。

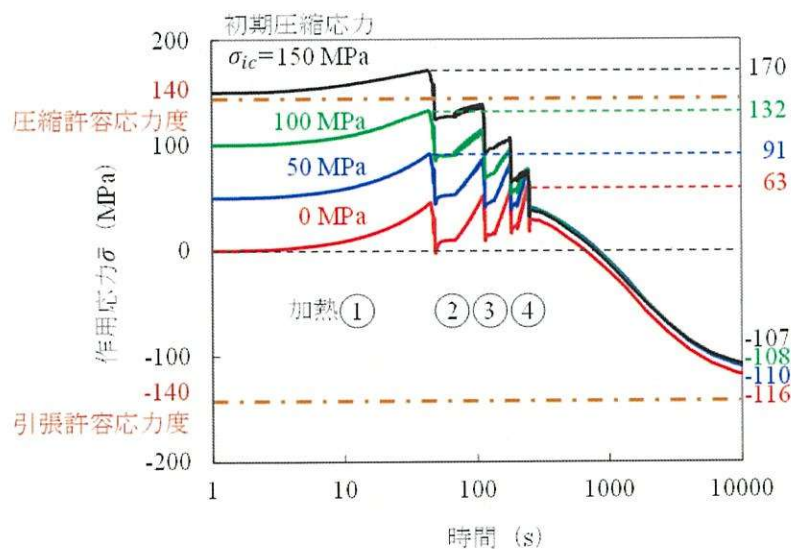


図-8 作用応力の履歴



4.3 冷却後の耐荷性能評価

本解析で得られた作用応力と面内方向ひずみ（パネル初期長さに対する面内方向変位の割合）の関係を図-9に示す。初期圧縮応力 0 MPa, 50 MPa, 100 MPa, 150 MPa に対し最大応力はそれぞれ, 201 MPa, 191 MPa, 191 MPa, 185 MPa となった。以降, 最大応力を圧縮強度と定義する。全ての初期圧縮応力において, SS400 の基準降伏点 235 MPa と比較すると, 圧縮強度はこれを下回った。また, 初期圧縮応力が大きい程, 圧縮強度が低下した。初期圧縮応力が大きくなる程, 残留面外変形および残留応力が大きくなるため, 圧縮強度が低下したと考えられる。しかし, 全ての初期圧縮応力の条件で圧縮強度は圧縮許容応力度である 140 MPa よりも大きく, 圧縮部材としての基本的耐荷性能を満たしていると考えられる。

5. まとめ

本研究では, IH による塗膜剥離施工の適用範囲拡大を念頭に, 圧縮部材を簡易にモデル化したパネルを対象とし, IH による加熱を熱弾塑性解析によりシミュレーションした。供用下での加熱が部材の耐荷性能に及ぼす影響を検討するため, 一連の解析的検討を実施した。得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 実構造部材では, 塗膜剥離施工中にも荷重が作用している。この状態を, 初期圧縮応力として 0 MPa, 50 MPa, 100 MPa, 150 MPa を付与することにより再現した。初期圧縮応力が 0 MPa の場合は加熱中の面外変形が -0.83 mm であったのに対し, 初期圧縮応力が 50 MPa, 100 MPa, 150 MPa の場合は面外変形がそれぞれ -1.07 mm, -1.27 mm, -1.40 mm となった。初期圧縮応力の増加に伴い面外変形の絶対値が大きくなったが, いずれも許容誤差圏内であった。
- (2) 加熱中の作用応力は初期圧縮応力 0 MPa, 50 MPa, 100 MPa に対しそれぞれ最大 63 MPa, 91 MPa, 132 MPa となり, 局部座屈に対する許容応力度 140 MPa よりも小さかった。初期圧縮応力 150 MPa では作用応力が 170 MPa となったが, 基準降伏点の 72 % 程度であり, 座屈発生の可能性は低いと考えられる。
- (3) 加熱終了後 10000 秒の冷却時間を設け, 更にパネル面内方向の強制変位を増加させた。初期圧縮応力 0 MPa, 50 MPa, 100 MPa, 150 MPa に対し, 最大応力（圧縮強度）はそれぞれ, 201 MPa, 191 MPa, 191 MPa, 185 MPa となった。圧縮強度は基準降伏点よりも低い, 圧縮許容応力度よりは大きいため, IH による塗膜剥離後も圧縮部材としての基本的耐荷性能を満たしていると考えられる。

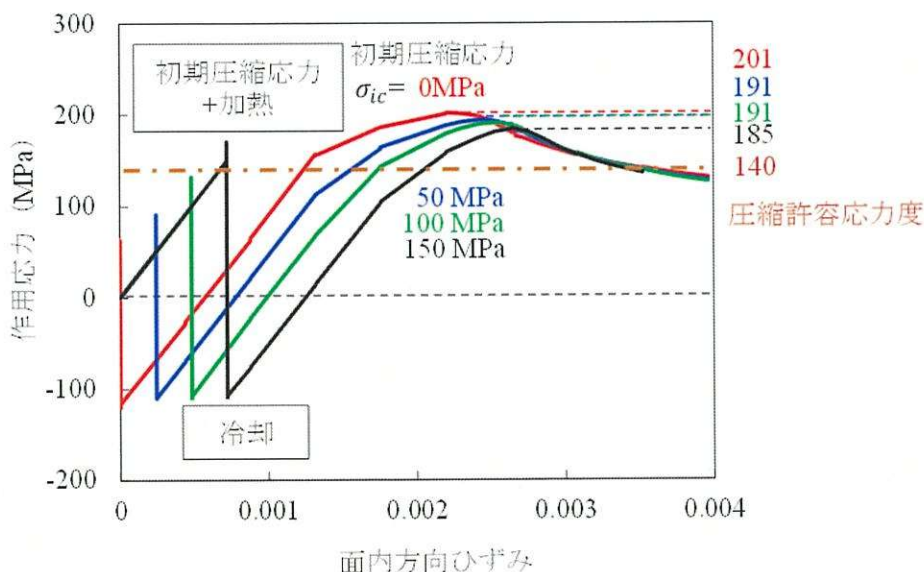


図-9 作用応力とひずみの関係

本研究で対象とした程度の寸法の部材では、IH による塗膜剥離のための加熱が部材の耐荷性能に及ぼす影響が小さい可能性が示唆された。今後、解析結果の妥当性を検証するための実験を行うとともに、種々の寸法、境界条件を設定した解析によりデータを蓄積することで、中小規模の鋼橋部材を含め IH による塗膜剥離施工の適用拡大に繋がるものと期待される。

#### 参考文献

- 1) 小西日出幸, 鈴木直人, 田中正裕, 鮫島 力, 西谷朋晃, 廣畑幹人: 許田高架橋補修工事における IH 装置による塗膜剥離工法の適用, 橋梁と基礎, 第 51 巻第 7 号, pp.14-20, 2017.
- 2) 小西日出幸, 井隼俊也, 福島夏樹, 松井隆行, 早矢仕正尚, 廣畑幹人: 市川橋における IH 装置による塗膜剥離の試験施工, 橋梁と基礎, 第 54 巻第 6 号, pp.18-23, 2020.
- 3) 桐畑光生, 廣畑幹人, 小西日出幸: 高周波誘導加熱による塗膜剥離施工シミュレーションに関する検討, 鋼構造年次論文報告集第 27 巻, pp.707-714, 2019.
- 4) 中村弘文, 鈴木弘之, 橋梁の崩壊温度, 鋼構造論文集, 第 6 巻, 第 22 号, pp.57-65, 1996.
- 5) 金裕哲, 李在翼, 猪瀬幸太郎, すみ肉溶接で生じる面外変形の高精度予測, 溶接学会論文集, 第 23 巻, 第 3 号, pp.431-435, 2005.
- 6) 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 社団法人日本道路協会, 2012.



## 高架橋の健全性診断のための自立型センシングシステムの開発

関西大学 システム理工学部 機械工学科 教授 ○小金沢新治  
 関西大学大学院 石井智丈

### 1. はじめに

わが国における交通インフラは高水準に整備されており、活発な経済活動を支え、豊かな暮らしをもたらす基盤となっている。そして、その保守点検は、おもにスキルを持った作業員による目視や打音検査などによって行われている。しかし、2013年度の国土交通白書によれば[1]、全国の2m以上の橋梁の75%が市町村の管理下にあつて、人口の少ない市町村ほど作業人員や予算の不足などの理由から、点検・補修に手が廻っていないと報告されている。その一方で、2014年に国土交通省は「国土交通省インフラ長寿化計画」を制定し、5年に一度の定期点検を新たに義務付けており、人手をかけた点検や補修によるインフラの保全が今後ますます困難となることは明らかである[2]。このため、センサやIoT技術を活用して、保守点検にかかる人手を削減しようとする研究が盛んに行われている。その中で、橋梁の振動特性の変化に着目した健全性の評価手法は、比較的簡単に観察できる上、重大な損傷の検知に効果的であることから、いくつかの研究が実用性検証の段階にある。ただ、それらシステムの電源を得るためには、大掛かりな電源配線工事や太陽光発電パネルを日射の方角や風向きを考慮して設置する必要があったり、数年に一度の電池交換が必要であったりと、設置自由度や作業量や費用の面から、多くの橋梁に簡単に設置するわけにはいかない。既存の橋梁にも健全性診断システムを簡単に導入するためには、電源の施設を容易にすることが必要である。

そこで本研究では、車両の通過時における橋梁の振動を利用して、システムを駆動する電力を得ながら、長期にわたりメンテナンスフリーで橋梁の固有振動数の変化をモニタリングするための自立型センシングシステムの構築を目指している(図1)。

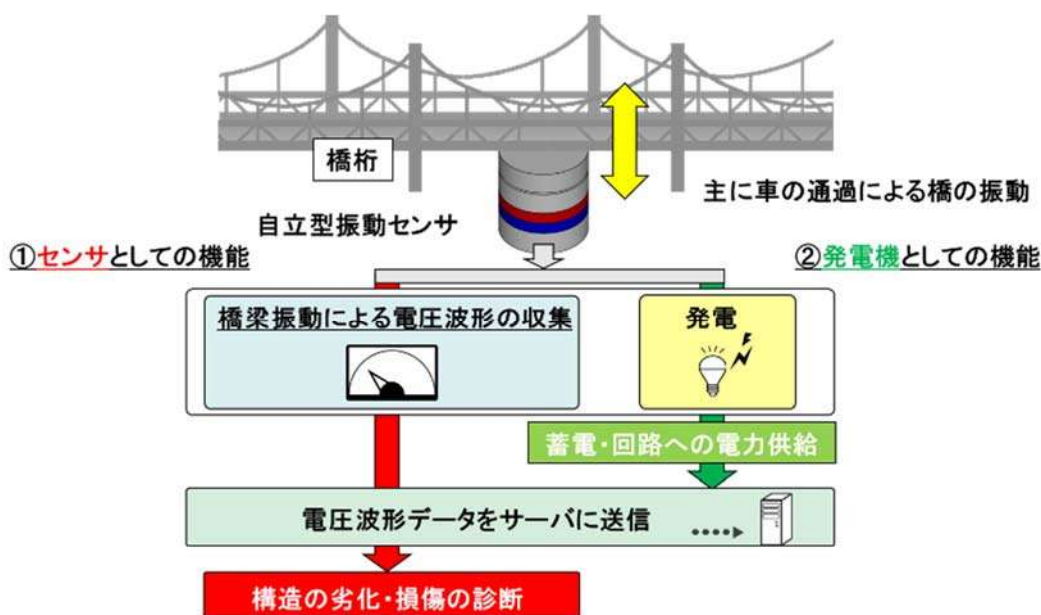


図1 橋梁の固有振動数の変化をモニタリングする自立型センシングシステムの概要

我々が開発している橋梁の健全性モニタリングシステムにおいて中心的な役割を担うものが、開発中の自立型振動センサ（以下では、単に振動センサと呼ぶ）である。開発中のシステムは、振動センサの発電電力を二次電池に蓄電しておき、システムの駆動電力として利用する。そして、一日に一から数回、短時間の間だけ二次電池に蓄えられた電力を利用して、振動センサの出力電圧波形を無線通信によってサーバに送信する。サーバでは、送信されたデータから橋梁の固有振動数を求め、データとして蓄積しておき、その変動を監視することで橋梁の健全性を診断する。このように、開発中のシステムは、支承付近の橋脚と橋桁の間に設置しておくだけで、既存の橋梁においても大掛かりな電気工事を必要とせず、構造健全性をモニタリングできるという大きな利点がある。このようなシステムを実現できるのは、この振動センサが、後述のように比較的大きな電力を発電することができるためである。

## 2. 自立型振動センサの構造と発電原理

橋梁の振動を利用した発電装置は、これまでに振動による慣性力を利用するものが数多く提案されている。これらは、発電装置に備えられた慣性質量（おもり）に橋梁の振動加速度が慣性力として働き、そのおもりの振動を利用して発電する。しかし、橋梁の振動の周波数は数ヘルツ程度と低く、振幅も大きくないため、大きな慣性質量を用いなければ大きな電力を発電しにくい。そこで、我々は、橋梁の低周波数・小振幅の振動であっても、橋梁の持つ振動エネルギーは非常に大きいことに目を付け、支承付近に設置する超磁歪型の振動センサを開発した[3]。この振動センサは、橋梁振動の変位によって超磁歪材料を歪ませることで、大きな磁束密度変化を発生させることが特徴であり、超磁歪材料の周りにコイルを巻けば大きな電力が得られる。また、発生した電圧は橋梁の振動速度に比例するため、発生電圧の時間軸波形を周波数分析することによって橋梁の固有振動数を検出することができる。

図2に試作した振動センサの構造を示す。また、表1に振動センサの設計仕様を示す。超磁歪材料にはGalfenolを採用した。Galfenolの外形寸法は直径10mm、長さ25mmであり、この寸法であれば在庫品があり比較的安価に購入できたため使用している。（この寸法を変更した場合の見積金額は、とても購入できるような金額ではなかった。）このため、今回は、このGalfenolの寸法を制約条件として設計を行い試作した。

図3に発電原理図を示す。振動センサは橋桁と橋脚間に挟みこみ多少の与圧をあたえて設置する。橋上を自動車が通過すると橋桁が振動するので、その振動がカバー部分に加えられGalfenolに圧縮応力が加わる。すると、Galfenol内の磁束密度が変化し、コイルに誘導電流が流れ、発電する仕組みである。

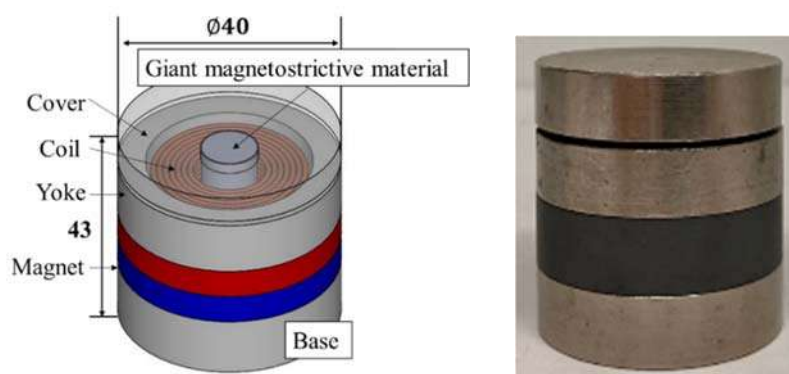


図2 自立型振動センサの構

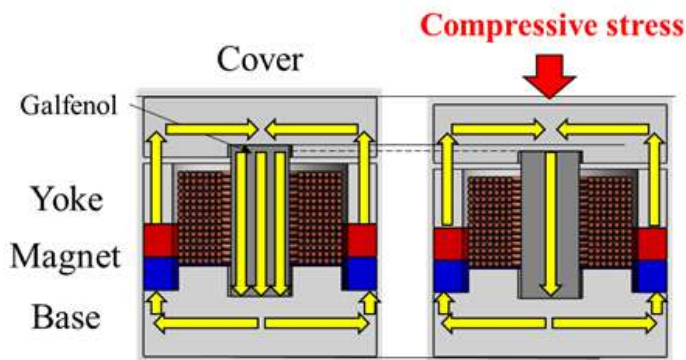


図3 発電およびセンシングの原理

表1 自立型振動センサの設計仕様

質量 [kg]	0.343
体積 [cm <sup>3</sup> ]	43.9
コイル抵抗 [Ω]	15.9
コイル巻数	1033

### 3. 圧縮応力に対する磁束密度変化の基礎実験

圧縮応力を受けた Galfenol 内部の磁束密度変化の大きさは、バイアス磁界と振動センサの磁気回路構成に依存する。はじめに、試作した振動センサを用いて、Galfenol に加えるバイアス磁界を変化させたときの、Galfenol を通過する磁束密度の大きさを測定した。バイアス磁界は Galfenol の周りに巻いたコイルに直流電流を加えることで与え、電流の大きさを変えることでバイアス磁界の大きさを変化させた。Galfenol を通過する磁束密度の大きさを測定は、別の検出用コイルを Galfenol に巻いておき、その電圧波形から求めることを試みたが、今回用いた加圧機で実現できる荷重の変化速度が遅く、大きな電圧が得られなかったことから、ギャップ間の磁束密度をガウスメータで測定し、漏洩磁束密度を十分小さいとして、Galfenol を通過する磁束密度を計算により求めた。そしてその結果から、Galfenol に与えるバイアス磁界が、18330 A/m となるように磁気回路の設計を行った。

### 4. 実際の橋梁における実験

#### 4. 1 実験方法

実際の橋梁に試作した振動センサを設置して、車両通過に伴う発電電圧波形を測定し、橋梁の固有振動数と発電電力の大きさを求めた。図4に実験のセットアップの概要を示す。また、図5に験装置全体の写真と、自立型センサの設置を分かりやすく示すために3D-CAD モデルを示す。センサは、カバー部分を橋梁の橋桁下面に押し当てて固定されている。図4は、振動センサを強調して大きく描いているが、

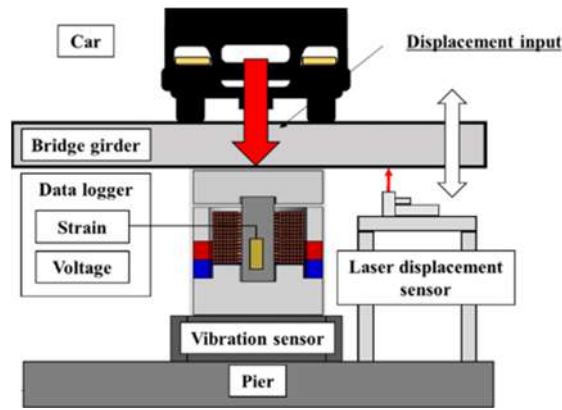


図4 実験装置のセットアップの概要

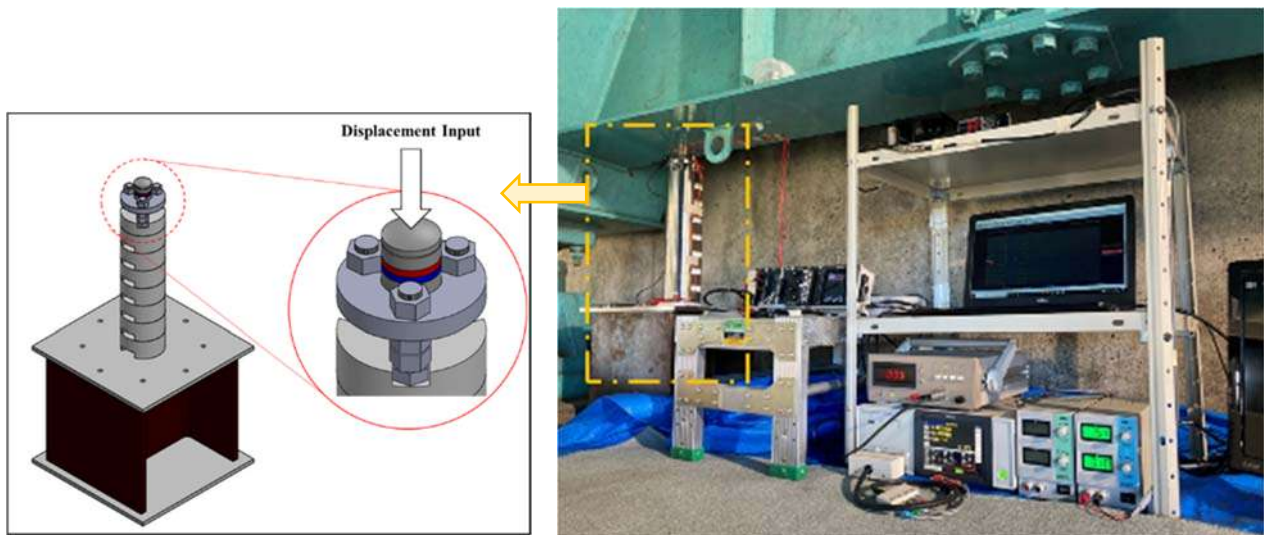


図5 実験装置のセットアップ

実際の振動センサの外形は、図5に示す通り非常に小型である（直径40mm、高さ43mm）。振動センサのコイルにはセンス抵抗を直列に接続し、センス抵抗の両端電圧を測定した。また、Galfenolには歪ゲージを貼り付け、歪みも同時に測定した。さらに、レーザ変位計を用いて橋桁の変位を測定した。これらの時間軸波形は、データロガーにより1kHzのサンプリングレートで連続収集した。

#### 4.2 実験結果と考察

図7に路線バスが通過した際の橋桁の変位及びGalfenolの変形量、図8に発生電圧を示す。図6に示す路線バスの通過により、橋桁が180 μm変位し、それに応じてGalfenolは28 μm圧縮変形した。このときGalfenolに加えられた圧縮応力は81 MPaであり、疲労限度に対して十分小さな応力で収まっていた。図8における時刻0.3秒と0.9秒において、それぞれ約50 μm、130 μmの急激な変位が確認できるが、これらは路線バスの前輪と後輪の通過に伴って支承が変形し、橋梁が降下したことをあらわしている。その後、橋桁の高さは振動しながら緩やかに復元しているが、これは、車両が移動しているため、振動センサ付近の支承にかかる荷重が徐々に小さくなってゆくため、支承の剛性により橋桁の高さが徐々に元に戻っていくためである。

図8は図7と同時刻の振動センサの出力電圧の波形である。橋梁が急激に変位するタイミングで大きな電圧が発生している。時刻0.9秒で路線バスの後輪が橋梁に差し掛かったときに発生電圧は1.03 Vと最大



値となった。Galfenol の内部を通過する磁束密度の変化は、次式のように電圧波形を積分することで計算することができる。

$$\Delta B = - \int \frac{V(t)}{nS} dt$$

ここで、 $n$ はコイルの巻き数、 $S$ はGalfenolの断面積である。上式に従い、路線バスの通過に伴う磁束密度変化を求めると、 $\Delta B = 0.52 \text{ T}$ と算出された。これは、設計値に近く、Galfenolへのバイアス磁界が適切に与えられていることを示している。得られた電圧波形より、インピーダンスマッチングを想定して発電量を算出した。路線バスの通過では、後輪通過時に発生した瞬時の最大電力は、16.7 mWであった。

我々のこれまでの実験結果から、十分な分解能で橋梁の固有振動数を求めるのに必要な電圧波形のデータサイズは約4MBであり、そのデータを一日に一回BLE (Bluetooth LE) によって無線通信するための電力は522mJと見積もっている。つまり、一日の発電電力として522mJが所要電力である。この所要電力は、今後見直す余地があるが、現状ではそれを目標値として開発を行っている。



図6 大きな出力が得られた路線バスの通過

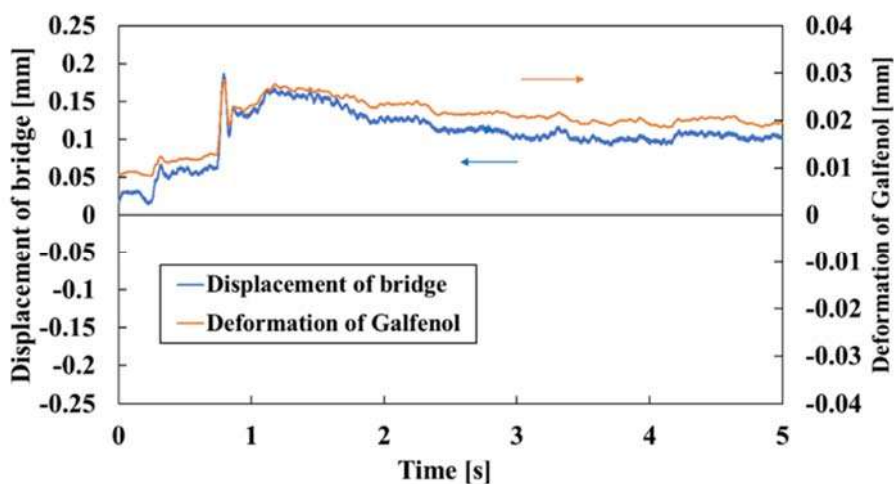


図7 橋桁の変位とGalfenolの変形量

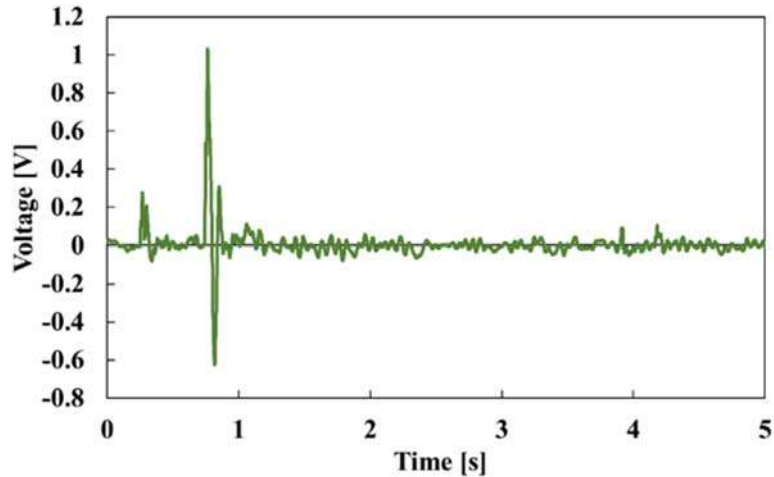


図8 振動センサの出力電圧波形

図9にセンサの出力電圧と、レーザ変位計で測定した橋桁の速度をFFT解析した結果を示す。図8に示すように、電圧波形は車両の前後輪の通過タイミングでインパルス状の出力波形となるので、固有振動数の解析に適した波形でなく、残留振動波形のみを用いて解析した方がより精度よく解析できる。しかし、今回は試みとして、全時間軸波形から100秒の長さのデータを切り取り、50%オーバーラップの平均化処理を行うだけの単純な処理でFFT解析を行った。従って、周波数分解能は1/100 Hzである。

図9の青線は橋桁速度、緑色の線はセンサ出力のフーリエスペクトルを表している。橋桁速度は、レーザ変位計で測定された橋桁変位を微分して求めたものである。両者は、原理的に比例関係があるが、両者のフーリエスペクトルはそれをよく表していることがわかる。1.92 Hz, 2.39 Hz, 3.08 Hz, 3.81 Hzに、橋梁構造の四つの固有振動数が非常に鋭いスペクトルとして観察できている。すなわち、車両による間欠的な入力であっても、振動センサの出力電圧を単純にFFT解析することにより、橋梁の固有振動数を高い周波数分解能で検知できるといえる。なお、各周波数に見られる固有振動の振動モードについては、今回は測定していないが、このセンサを複数個用いて同時測定すれば、モード形状の同定ができる。これは、今後の課題としたい。

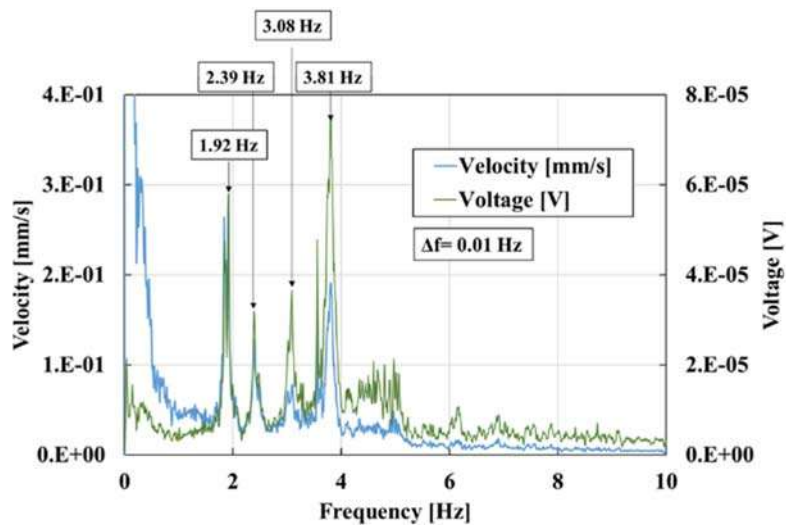


図9 振動センサの出力電圧と橋桁の速度のフーリエスペクトル

## 5. 今後の展開

今回の振動センサの設計には Galfenol の寸法に制約があったが、次の設計では、Galfenol の寸法についても検討し、発電電力を最大化する設計を行う。これにより、大幅な発電電力の向上が期待できる。

また、実験結果からわかるように、開発したセンサは車両の前輪・後輪の通過するタイミングを検出することができる。車両のホイールベースの平均値と、前後輪の通過する時間間隔の平均値を用いれば、車両の通過速度の平均値を知ることができる。つまり、橋梁上の交通の円滑さや渋滞の有無を知るセンサとして応用できる。また、通過車両ごとの電圧波形を機械学習によって分類することで、通過車両の車種を知ることや、通過台数を知ることができるようになると考えられる。つまり、この振動センサだけで車両の通行台数を含めて橋梁の健全性を評価することができるようになる。このように交通状況や交通量調査への用途の拡大についても、今後検討していきたい。

## 6. 結論

橋梁の固有振動数を検知するための、超磁歪材料を利用した小型の自立型振動センサを開発した。外形寸法は、直径  $\Phi 40$  高さ 43mm である。超磁歪材料には Galfenol を用いた。実際の橋梁における実験結果より、路線バスの通過により最大瞬時電力として 16.7mW が得られた。また、一時間の発電量は 30.6mJ が得られた。さらに、発生電圧の出力データ波形を FFT による周波数分析を行うことで、橋梁の固有振動数を高い周波数分解能で計測することができることを確認した。開発した自立型振動センサは、橋梁の固有振動数の測定だけでなく、橋上を通過する車両の台数や、通行の平均速度や渋滞の有無を検出するなどの交通状態をモニタリングするセンサとしての応用も期待できる。

## 謝辞

本研究は、キンキ道路（株）の全面的な協力を受けて行われた。この場を借りて感謝を申し上げたい。

## 参考文献

- (1) 国土交通省, “平成 24 年度 国土交通白書”, <http://www.mlit.go.jp/hakusyo/mlit/h24/hakusho/h25/>
- (2) 国土交通省, “令和 2 年版国土交通白書 (国土交通白書全文第 3 章今後の国土交通行政が向き合うべき課題と方向性)”, <https://www.mlit.go.jp/hakusyo/mlit/r01/hakusho/r02/pdf/np103200.pdf>
- (3) 小金沢新治, 振動発電装置, 特願 2019-083757, 2019 年
- (4) A.E.クラーク, 江田弘, “超磁歪材料—マイクロシステム・アクチュエータへの応用”, 1995, 日刊工業新聞社, pp.144-145
- (5) Shinji Koganezawa, Tomotake Ishii, Hiroshi Tani, Renguo Lu, Norio Tagawa, “Development of Vibration Sensor Using Giant Magnetostrictive Material for Self-Powered Structural Health Monitoring System,” 2020 IEEE SENSORS, 25-28 Oct. 2020, DOI: 10.1109/SENSORS47125.2020.9278840
- (6) 石井 智丈, 小金沢 新治, 多川 則男, 谷 弘詞, 呂 仁国, 高架橋の健全性診断のための自立型振動センサの研究,” 日本機械学会 IIP 部門講演会 IIP2021, 3.8-9, [IIP1A1-1]