

近畿建設協会研究助成発表会

2022年9月28日



一般社団法人

近畿建設協会

論 文 集

目 次

1. 断層パラメータによる埋設管路応答への影響評価
神戸大学大学院 工学研究科 准教授 鎌田 泰子 . . . 1
2. 夢洲2区（万博用地）の浚渫粘土層の地盤特性と圧密沈下予測
大阪公立大学大学院 工学研究科 教授 大島 昭彦 . . . 9
3. 戦国時代の一乗谷川における外水氾濫の再現期間と水害対策の解明
福井工業高等専門学校 環境都市工学科 教授 野々村 善民 . . . 21
4. 木造住宅密集地区における震度別車両通行確率を用いた避難所配置の診断・評価と
強靱化施策への適用
大阪公立大学工業高等専門学校 総合工学システム学科 教授 北村 幸定 . . . 31
5. 刻印機によるマーキングを利用した画像解析によるひずみ計測に関する研究
京都大学大学院 工学研究科 准教授 北根 安雄 . . . 39
6. X線CT画像を用いた凍害によるコンクリート表面からの劣化進行メカニズムの解明
近畿大学 理工学部 社会環境工学科 教授 麓 隆行 . . . 49
7. 使用済み碍子のコンクリート用細骨材としての有効利用に関する研究
神戸市立工業高等専門学校 都市工学科 教授 水越 睦視 . . . 55
8. パイル担体活性汚泥法による余剰汚泥の減容化
立命館大学 理工学部 環境都市工学科 教授 惣田 訓 . . . 69

※所属等は2022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。

断層パラメータによる埋設管路応答への影響評価

神戸大学大学院工学研究科 准教授 楢田泰子

1. 研究の目的

地震時の断層変位対策として、断層近傍での建築物の建設に規制を掛けることは一つ的手段として行われる。一方、水道やガスなどの埋設管は、計画上の布設箇所では断層を横断する場合、それを回避して布設することが一つの対策になっているものの、現実には困難である。現在の地震対策では、活断層地図等の地盤資料を基にして断層との横断箇所を特定し、その断層の想定される断層変位に対して、断層を境界に地盤がブロック状にずれ動いた場合の地盤ブロック内の埋設管の挙動を数値解析で確認する手法がよく行われている。地表に断層が達しない地盤変位だけが生じる場合も十分あることを考えると、断層変位だけでなく、断層運動に起因した地表の地盤ひずみ分布を踏まえた上で埋設管の応答特性を把握することが重要である。そこで、本研究では、食い違い弾性理論を用いて断層のすべり方向、すべり量などの断層パラメータによる地表の地盤変位を算出し、埋設管の地盤ひずみ分布を評価する。さらに、表層地盤の変形特性も踏まえて、断層境界から埋設管にとって危険な範囲を特定し、空間的に埋設管の断層変位リスクを評価することを目的としている。

地震学の分野では、断層ずれに伴う地表変位の理論式を *Steketee* (1958)¹⁾ が提案して以降、点震源から矩形震源へと徐々に弾性理論に基づく理論式が提案されてきた。これらの理論は震源断層域を含めた地盤が均質な弾性体と仮定したもので、原子力施設的设计等にも広く利用されている。埋設管の設計では、図-1 に示すように断層に地表が現れない場合には、地盤の変位量ではなく管路の軸方向、軸直角方向に作用する地盤ひずみが重要な指標となるが、断層からどの範囲において、これらのひずみが卓越するのか検討した事例はない。そこで、本研究では断層パラメータやアスペリティの位置に応じて、地表の地盤ひずみ分布の特性を踏まえる。

さらに、地震工学分野において食い違い弾性理論を応用する場合には、表層地盤の不均質性を考慮し、より詳細な連続体力学に基づく数値解析による検討が必要である。近年、地表断層変位の解析技術の高精度化が進められている（例えば、澤田(2018)²⁾）。本研究では、食い違い弾性理論によって求められた硬地盤における地盤ひずみ分布の特徴を踏まえ、さらに、表層地盤の変形特性については FEM 解析を用いて地盤ひずみの増減の影響についても評価した。

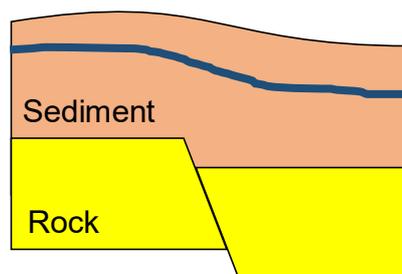


図-1 本研究で検討する断層変位を受ける埋設管の概念モデル

2. 断層変位による管路ひずみの評価方法

地震学の分野では、断層周辺の地表変位を論じるのに食い違い弾性理論が用いられてきた。*Steketee*¹⁾は、材料学や結晶構造学の分野で用いられていた転位の概念を初めて断層研究に導入し、地震断層を結晶構造のような不連続転位ではなく、連続した均質な地球媒体中の著しい転位と見なした。そして、*Chinnery*³⁾や *Okada*⁴⁾ は、理論式を点源から矩形断層に拡大した。例えば、平野・羽田⁵⁾ は、神戸地震で発生した甲陽断層まで神戸南部が断続的に移動したことを、水平変位量を *Chinnery* の式と比較することで検証している。この式による推定では、甲陽断層の震源断層は地下 0.2~0.5km に到達していることが示唆された。

Okada⁴⁾ が提案した食い違い弾性理論は、地表は水平で、堆積物は均質で連続した地質構造をなし、均質で等方的な半無限弾性体を仮定している。さらに、断層は震源断層とみなし、その平面の形状は矩形であり、断層面内のすべりは一様と仮定している。そこで、大草・谷⁶⁾ は、食い違い弾性理論による課題として、基盤上の地形や表層地盤の地質構造などを挙げている。さらに、食い違い弾性理論を原子力発電所などの重要施設における地盤の変形やせん断ひずみの推定に利用している⁷⁾。そのため、将来的には表層地盤の不均質性や不均一性に関する課題に対して数値解析などによる検証が必要である。このことを前提に、本研究では、食い違い弾性理論で仮定した等方性半無限弾性体の断層ずれによる地表変形による埋設管の変形リスクについて考察する。

埋設管路の耐震設計では、地盤変動による地盤ひずみによって発生する埋設管路の管路ひずみと地盤変形によって耐震性能を確認する。本研究では、横ずれ断層と逆断層について検討した。断層に直交する埋設管の軸方向ひずみの分布特性について、断層パラメータを変化させて検討した。埋設管と地盤の間にすべりや降伏がなく、地盤のひずみが直接埋設管に伝達されると仮定する。また、埋設管は地表から約 1m 下に埋設されているが、管のひずみは地表のひずみと同じとみなす。

水平な xy 平面上に x 軸方向に断層が走行し、その断層と直交する y 軸方向に管路があると設定する。また、 xy 平面の垂直方向に z 軸をとる。横ずれ断層の場合の x 軸、 y 軸、 z 軸方向の地表変位をそれぞれ u_x 、 u_y 、 u_z と仮定すると、 x 方向の変位が z 方向の変位より卓越していることから、管路ひずみ ε は次のように評価することができる。

$$\varepsilon = \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial^2 u_x}{\partial y^2} \cdot \frac{D}{2} \quad (1)$$

ここで、 D は管路の直径である。

一方、逆断層の管路ひずみの評価では、管軸直角方向では z 方向の変位が x 方向の変位より大きいと仮定し、以下の式で評価する。

$$\varepsilon = \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial^2 u_z}{\partial y^2} \cdot \frac{D}{2} \quad (2)$$

上記 2 式において、右辺の第 1 項は軸ひずみ、第 2 項は曲げひずみを表している。本研究では、地表に断層が現れず、管路に局所的なせん断変形が生じない場合を想定している。

3. 食い違い弾性理論による管路のひずみ分布

(1) パラメータ設定

様々なマグニチュードにおける断層長さとしべりの経験的な関係から、表-1、表-2 に示すように断層パラメータを設定した。断層長さを 40 km、断層幅を 20 km とし、断層すべりを 2 m とした。媒質の Lamé 定数である λ_0 、 μ_0 はそれぞれ 32 GPa と仮定した。断層の傾斜角は 90°、計算範囲は xy 平面上で 120×120 km とした (図-2)。断層下端から地表までの鉛直距離 $Z_{s,b}$ をケーススタディのパラメータとして 20.2, 20.5, 21.0, 22.0, 25.0 km とした。これらの計算条件として、全てのケースで地表に断層が現れないことが前提になっている。管路は断層と 90° で交差し、半無限長に設定されている。すべり角が 0° の場合には断層は右横すべり、90° の場合には逆断層のケースとなる。

さらに、管路の曲げひずみを計算する際には、計算パラメータの 1 つとして口径が必要となる。そのため、管路の口径は 100 mm と 800 mm の 2 つのケースを設定した。管路の位置については y -軸に平行な管

路について論じ、xy-平面投影上の断層中点を通過させる。この他、管路ひずみコンター図を用いて、最大管路ひずみが発生する位置から検討したが、本報告からは割愛する。拙著論文 8)を参考にされたい。

表-1 断層パラメータ

Length of fault, L (km)		40
Width of fault, W (km)		20
Dip angle of fault, δ (deg.)		90
Strike angle, θ (deg.)	Strike-slip fault	0
	Reverse fault	90
Lame constant, λ_0 (GPa)		32
Lame constant, μ_0 (GPa)		32
Elementary dislocation, U (m)		2

表-2 検討ケースの断層下端から地表までの距離 $Z_{s,b}$ (km)

Case 1	20.2
Case 2	20.5
Case 3	21.0
Case 4	22.0
Case 5	25.0

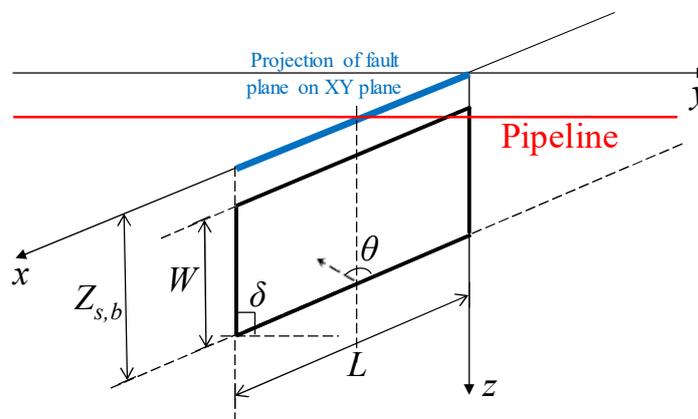


図-2 本研究で想定する断層モデル

(2) 断層の投影直線の中点を管路が直交する場合の計算結果

a) 横ずれ断層

図-3 は $Z_{s,b}=20.2$ km の時の水平変位の絶対値とその方向を示している。水平変位は断層を境界として左右対称に発生する。一方、管路が断層の中点を横切る場合には、管路に沿った水平変位 U_y が発生しない。したがって、横ずれ断層の場合、管路のひずみは水平変位 U_x による曲げひずみが優位になる。図-4 に、ケース 1~5 の管路に沿った水平変位 U_x を示す。横ずれ断層の断層面が地表に近いほど、断層変位による地表変形が大きくなっていることがわかる。

横ずれ断層の場合の管路ひずみ分布を、口径 100 mm と 800 mm で比較した (図-5、図-6) 。両図とも、断層近傍の長さ 2 km の範囲の管路ひずみを示している。断層線から 20 km 以内ではある程度の変位が見られるが (図-4) 、断層線から 0.5 km 以内 ($y=0$) では大きな管路ひずみが発生していることがわかる。ピーク時の変位の位置は、ピーク時の管路ひずみの位置と対応している。断層の上端が地下 200 m にある断層と地下 500 m にある断層では、断層が地表に近い方が最大ひずみは大きく、値にして 3 倍以上の差がある。

管径が 800 mm の場合、地表付近の埋設管の横すべり断層による最大ひずみは約 4.1×10^{-6} となる。しかし、耐震設計で用いられる管路の降伏ひずみは $10^{-3} \sim 10^{-2}$ のオーダーである。例えば、WSP029 の溶接鋼管耐震設計基準による鋼管の許容ひずみは、通常 0.3~0.4 % である。また、配水用ポリエチレン管および継手に関する調査報告書 (日本水道協会, 1998) によると、ポリエチレン管の許容ひずみは 3 % である。し

たがって、本計算モデルのように地表に断層が現れない場合、横ずれ断層による管路ひずみは、管路に損傷を与えるほどではない。

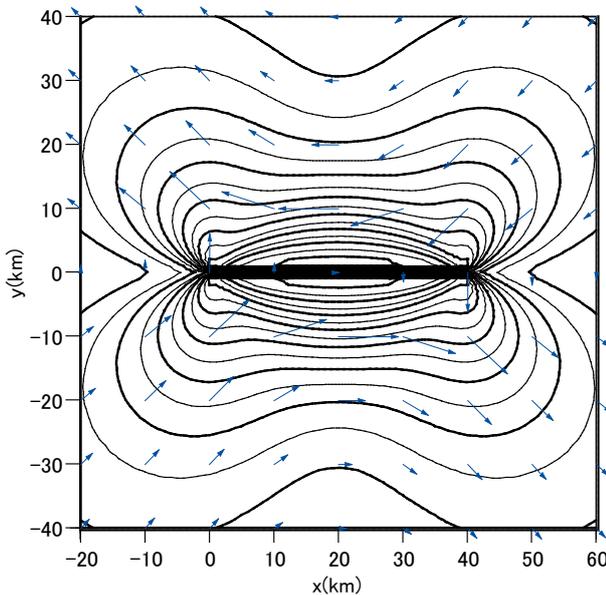


図-3 横ずれ断層の場合の断層周りの水平変位とその方向 ($Z_{s,b}=20.2$ km)

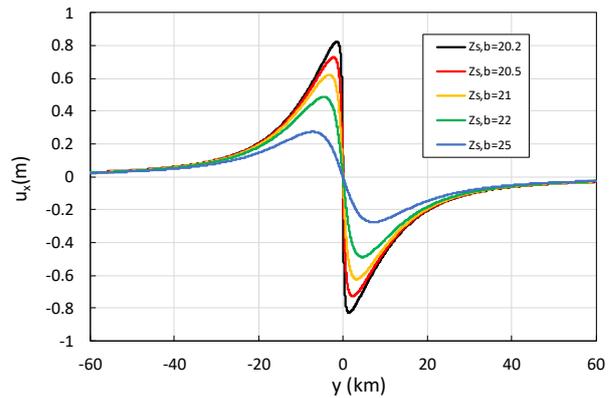


図-4 横ずれ断層時の管路が断層線中間を横断するときの x 方向の変位 U_x

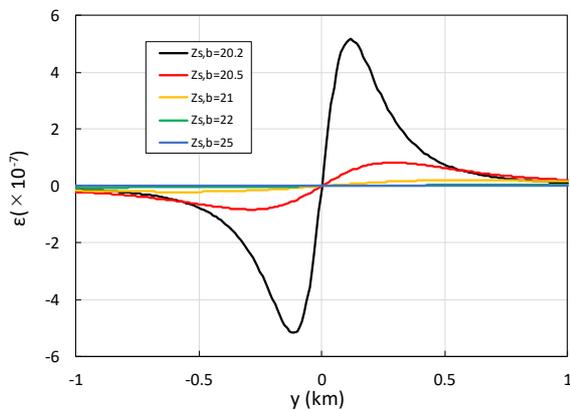


図-5 横ずれ断層の場合、 $D=100$ mmの管路が断層線の中点を横切るときの管路ひずみ

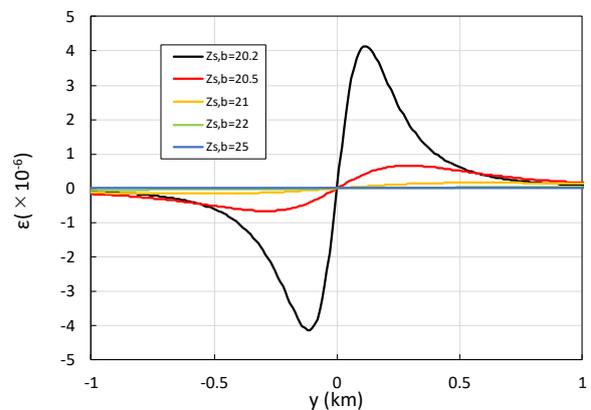


図-6 横ずれ断層の場合、 $D=800$ mmの管路が断層線の中点を横切るときの管路ひずみ

b) 逆断層

逆断層の場合、例えば、 $Z_{s,b} = 20.2$ km の場合の水平変位とその方向を図-7 に示す。管路が断層を直交する場合、管軸方向沿った水平変位 U_y は、管路の軸方向のひずみに直接影響を与える。また、図-8 は断層の深さによる管路周辺の鉛直変位 U_z を示している。逆断層による鉛直変位 U_z は、全ての断層深度において横ずれ断層による水平変位 U_x より大きくなる。断層上端までの深さが浅いほど地表変位は大きくなる。逆断層の場合、管軸方向の水平変位 U_y を評価上無視することはできず、管路ひずみは U_y と U_z の変位に影響される。逆断層の場合の管路ひずみ分布を、口径 100mm と 800mm で比較した (図-9、図-10)。断層線から 0.5 km の範囲内 ($y = 0$) では管路ひずみが大きくなっていることがわかる。これらの図はほぼ同じである。軸ひずみと比較すると曲げひずみは微小であり、式(2)を考慮すると、逆断層による管路ひずみは管の軸ひずみによって決まっているといえる。

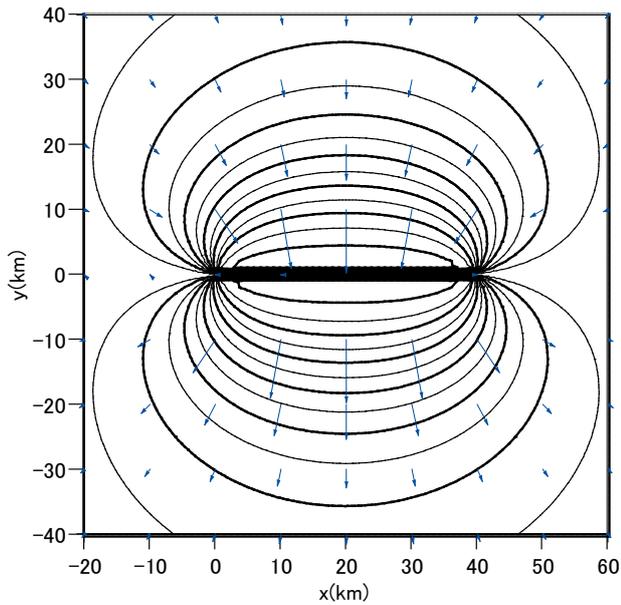


図-7 逆断層の場合の断層周りの水平変位とその方向 ($Z_{s,b}=20.2$ km)

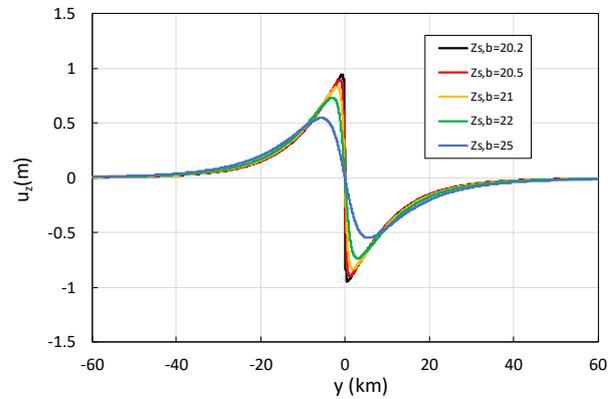


図-8 逆断層時の管路が断層線中間を横断するときの z 方向の変位 U_z

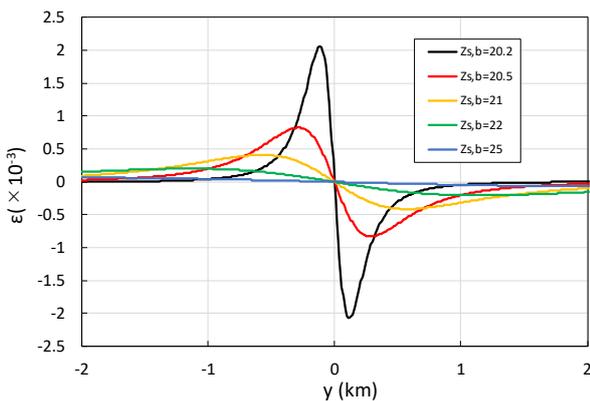


図-9 逆断層の場合、 $D=100$ mmの管路が断層線の中点を横切るときの管路ひずみ

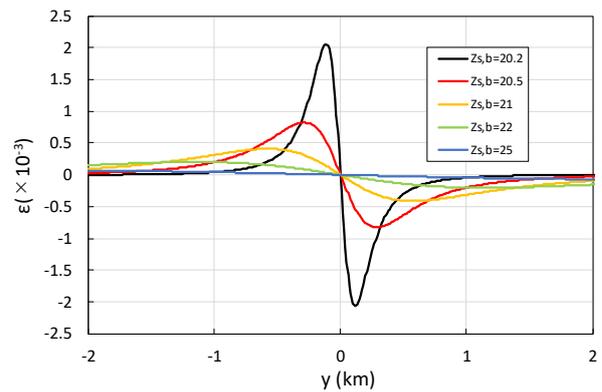


図-10 逆断層の場合、 $D=800$ mmの管路が断層線の中点を横切るときの管路ひずみ

c) 各ケースにおけるひずみのピークの座標

断層を横切る埋設管路の設計では、管路ひずみだけでなく、断層からの距離も重要である。断層の深さが深くなるにつれて、管路ひずみが最大となる位置は断層から離れる（図-5、図-6、図-9、図-10）。最大管路ひずみと断層からの距離との関係を図-11 に示す。マーカー付近の文字は、断層下端から地表までの距離を示している。横ずれ断層では、口径によって最大管路ひずみの値が異なる。しかし、最大管路ひずみが発生する位置（横軸）は、口径に依存していないことがわかる。逆断層の場合は、曲げによる管路ひずみは全体の管路ひずみにほとんど影響しないので、口径に関わらない。断層の位置が深くなるにつれて、管路の最大管路ひずみの位置は断層から離れる。また、断層から遠くなるほど、最大管路ひずみは徐々に減少する。

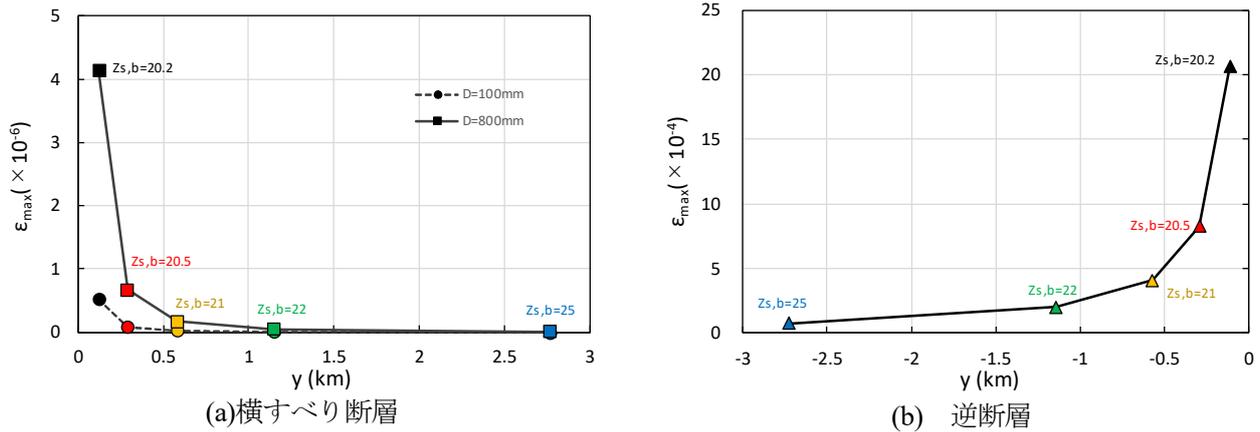


図-11 管路が断層線の中点で直交する場合の最大管路ひずみとそれが発生する断層からの距離

(3) 断層すべりの不確定性による地盤ひずみの影響

食い違い弾性理論では、これまで断層面に一樣なすべりが生じることが想定されている。一方で、近年の地震学、地震工学の分野では、震源断層においてよく変位が生じる場所があることが認識されている。そこで、本研究では経験的に知られているアスペリティの面積や幅、長さ、すべり量などを踏まえて、断層面内にアスペリティがあり、その位置が断層面内で異なる場合に地表の管路ひずみに与える影響を明らかにした。この分析結果によると、逆断層ではアスペリティの上下位置の変動はパイプのひずみや設計にほとんど影響せず、アスペリティのない一様すべりの方が安全側の設計であることがわかった。しかし、横ずれ断層によるアスペリティの水平位置の変動は大きく、横ずれ断層におけるアスペリティが管路ひずみに与える影響を考慮する必要がある。

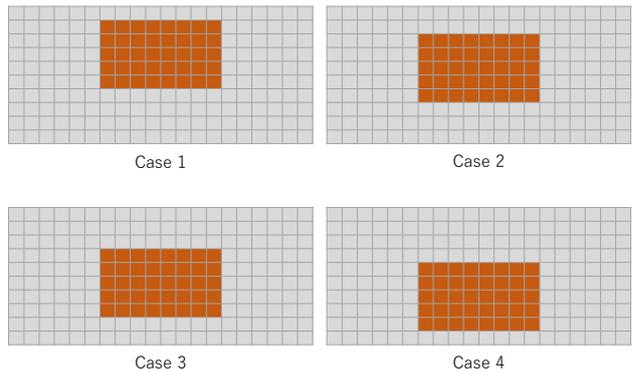


図-12 アスペリティを考慮した断層モデル

4. 有限要素法を用いた表層地盤の断層変位シミュレーション

上記のとおり食い違い弾性理論に基づいて理論的に地盤変位、ひずみ計算を算出したが、実際の表層地盤は通常緩い堆積層があり、弾性理論に基づく計算は適していない。そのため、食い違い弾性理論の分析ケースで検討したように断層上端より数 100m から数 km の堆積層があるモデルを用いて、基盤より浅層の地盤に対して食い違い弾性理論で得られる地盤変位を入力として、表層地盤が地表の地盤変位に及ぼす影響を数値解析によって検討した。

本論文では、シミュレーション計算のための FEM 解析を行うために汎用解析ソフト Soil Plus を用いた。ここでは、2 次元モデルにおいて逆断層変位による表層地盤変形について検討する。上述の表層堆積層を考慮しない食い違い弾性理論に基づく計算と合わせて、両者の一般的な相違点を比較し、断層を通過する管路の危険範囲について考察することが本研究の目的である。

解析モデルを図-13 に示す。表層地盤の厚さは 2.05 km、長さ 1 km、要素サイズは 50 m×50 m である。モデルの両側はローラー支持で、底面は固定支持である。荷重は自重の他に、底面左側の逆断層による変位を模擬した上方 2 m の強制変位を与える。図-14 は表層地盤のみの変位を示している。図は例として 1 層一様地盤としているが、今後は層の剛性を変化させたものや、非線形特性による違い、堆積層に特別な

モデルを想定した場合などについても検討していく予定である。

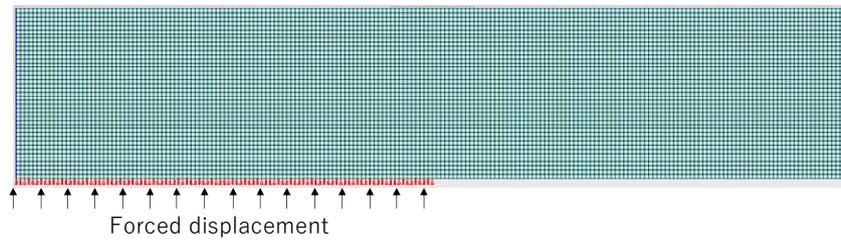


図-13 解析モデル

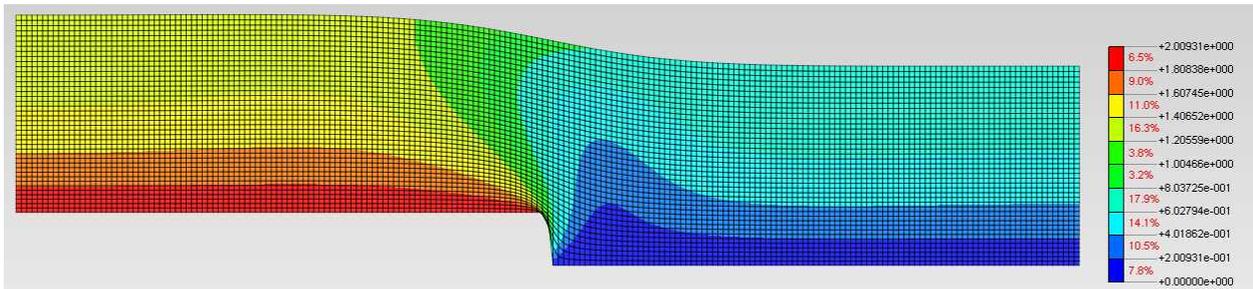


図-14 断層変位を与えた場合の変位

5. まとめ

本研究では、断層の傾斜角が 90 度で表層に断層が達しておらず、断層と直交するように埋設管が設置された場合を想定し、食い違い弾性理論に基づいて計算される表面変位による管路ひずみについて考察を行った。結論として次のようにまとめることができる。

- 食い違い弾性理論に基づくと、断層変位による埋設管路のひずみは、断層近傍で大きなひずみを持つことが定量的に明らかになった。断層の深さが深くなるにつれて、管路ひずみが最大となる位置は断層によりも遠くなる。このように、地表に断層変位が現れない場合でも、断層深さによる断層危険領域が決定できる。
- 本研究で想定した条件では、逆断層の場合、断層の中間点付近で直交する管路で最大管路ひずみが発生するが、横ずれ断層の場合、断層中央部よりも断層の端部で管路が直交する方がより軸ひずみが大きくなるため、管路にとってより危険である。
- 断層面内のアスペリティの位置の変動については、逆断層では上下位置の変動は管路ひずみにほとんど影響せず、アスペリティを考慮しない設計の方が安全である。しかし、横ずれ断層によるアスペリティの水平位置の変動の影響は大きくなる。
- 表層地盤の非線形性も踏まえ、断層変位よりも表層にある地盤変状を有限要素法によって解析的に検討した。食い違い弾性理論によるひずみよりも大きくなる傾向があるが、これについては断層上部のモデル化などについても様々考慮した場合について検討する必要がある。

参考文献

- 1) Stekette, J.A.: On Voltra's dislocation in a semi-infinite elastic medium, *Can. J.Phys.Earth.*, 22, pp.213-221, 1958.
- 2) 澤田昌孝, 羽場一基, 堀宗朗: 地表地震断層を伴う実地震を対象とした高性能計算による地表断層変位評価, *土木学会論文集 A2(応用力学)*,2018.
- 3) Chinnery, M. A.: The deformation of the ground around surface faults, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 51, 3, pp.355-372, 1961.
- 4) Okada, Y.: Surface deformation due to inclined shear and tensile faults in a half space, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 75, 4, pp.1135-1154, 1985.
- 5) 大草陽太郎、谷和夫：食い違い弾性理論による地震時の地殻変動の問題抽出に関する文献調査、第 39 回岩盤力学に関するシンポジウム論文集、土木学会、2010
- 6) 大草陽太郎、谷和夫：横ずれ断層の断層変位による地表面変形の食い違い弾性理論を用いた検討、第 40 回岩盤力学に関するシンポジウム論文集、土木学会、2011.
- 7) 平野昌繁、波田重熙：兵庫県南部地震と六甲山系の地質構造条件 -地形災害の背景として
- 8) Pan, Y., Kuwata, Y.: Deformation risk of buried pipeline due to fault based on elasticity theory of dislocation, *Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. A1 (Structural Engineering & Earthquake Engineering (SE/EE))*, 2022 Volume 78 Issue 4 (Accepted).

夢洲 2 区（万博用地）の浚渫粘土層の地盤特性と圧密沈下予測

大阪市立大学大学院工学研究科都市系専攻 教授 大島昭彦

1. 研究の背景と目的

1977年に埋立が開始された人工島である夢洲（大阪市此花区，390ha）は，大阪・関西万博や統合型リゾート（IR）の用地として開発される予定にある。しかし，夢洲は浚渫粘土，建設発生土および廃棄物の処分場として埋め立てられたので，極めて複雑な地盤構造となっており，例えば，浚渫粘土層の不均質性と短期的な沈下，沖積粘土層や洪積粘土層の長期的な沈下は今後の構造物の設計・施工に大きく影響する。本研究は対象を夢洲 2 区（万博用地）の浚渫粘土層に絞り，2025 年 4 月からの万博が無事に開催できるように，浚渫粘土層の地盤特性（層厚，物理・圧密特性など）を調べ，それを基に圧密沈下予測を行い，万博構造物に不同沈下が生じない対策を提案することを目的としている。

一般に，浚渫粘土層は高含水比の状態ではポンプ圧送されて排砂管から投入されるため，排砂管近傍に粗粒土が，遠方に細粒土が貯まりやすく，場所によって粘土の物性が異なる不均質な状態となる。また，超軟弱で層厚が大きいので，長時間にわたって大きな沈下が生じる。そこで夢洲 2 区では，その圧密促進のために約 17 万本の PBD（プラスチックボードドレーン，水抜きのための排水材）が打設された。2022 年 3 月現在，最終的な盛土施工が行われており，1 年の圧密放置期間を経て，2023 年 4 月からパビリオンを含む万博構造物の建設が始まる状態にある。本研究では万博構造物の不同沈下を課題とし，浚渫粘土層の地盤調査・土質試験に基づく圧密沈下予測によって将来の沈下性状を求める。また，同時に PBD 打設時の油圧抵抗を基に三次元的な地盤特性（強度特性，圧密特性）も求める。

2. 夢洲 2 区浚渫粘土層の土質特性

図-1 に夢洲全体の区分けを示す。万博用に土地造成工事を行っているのが 2 区の赤破線の内の約 30ha である。2 区は図-2 に示すように，第 1，第 2，第 3 の 3 つの工区に分かれている。この 2 区の地盤の沈下性状を把握するために，大阪港湾局の発注で層別沈下計を各工区内の①，②，③地点に設置する工事と地盤調査が 2021 年 6～8 月に行われた。その際に①，②，③地点で浚渫粘土層の乱れの少ない試料のサンプリングが行われ，その試料を用いて土質試験を行って詳細な土質特性を調べた。なお，サンプリング時点では浚渫粘土層の表層 1.5m が表層混合処理，その上に敷砂・盛砂 1m が行われている。なお，図-2 内の 1-1～3-12 は地表面沈下測点（後述）である。

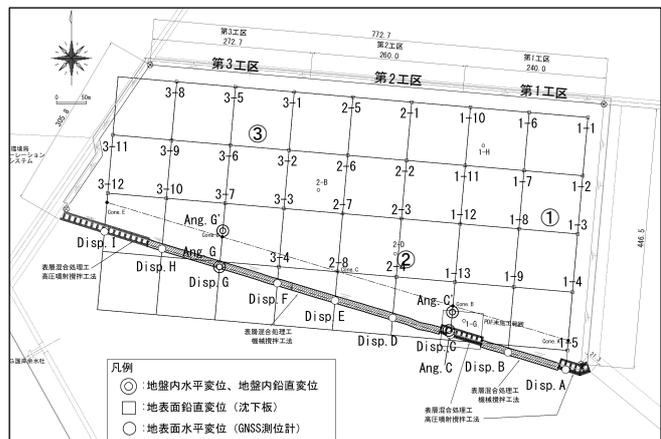


図-1 夢洲全体の区分け

図-2 夢洲 2 区土地造成地内のサンプリング位置

図-3~5 にそれぞれ①, ②, ③地点の(1)自然含水比 w_n , 液性限界 w_L , 塑性限界 w_p , (2)粒度含有率, (3)圧縮指数 C_c , (4)圧密係数 c_v , (5)圧密降伏応力 p_c と一面定体積せん断強さ s_u の深度分布, 図-6 に各地点の圧縮曲線を $\log f$ - $\log p$ 曲線¹⁾として示す。

各図(1)の w_n , w_L , w_p から, ①地点では粘土層の w_L の変化が大きく不均質な状態にあり, 標高 DL-1m, DL-6.5m, DL-10.5m 前後の w_n , w_L は低い。平均的には $w_L=90\%$ 前後, $w_n=70\%$ 前後となっている。②地点では比較的均質な粘土土であるが, DL-0.5m 前後のみ w_n , w_L は低い。平均的には $w_L=90\%$, $w_n=80\%$ 程度となっている。③地点は最も均質な粘土土であり, 他の地点よりも塑性が高い。全体に $w_L=100\%$ 前後, w_n は 90~60% で深度方向に減少している。ただし, DL-13m 付近の w_n , w_L は低い。

各図(2)の粒度含有率から, 図(1)で w_n , w_L が低かった標高では細粒分含有率が小さく, 砂分が混入している。それ以外では 100% に近い。粘土分含有率は w_L と調和している。浚渫粘土層の砂分混入による不均質性は排砂管からの距離によると考えられる。

各図(3)の C_c は, 各地点とも w_L と相似な分布を示しており, 砂分が混入している標高では C_c が小さい。図中に示した C_{cr} は高圧力域の値で, C_c と C_{cr} の差は粘土の構造発達程度を表すが, 浚渫粘土層では堆積時間が短いので, 構造発達があまり見られない。

各図(4)の c_v (正規圧密域の値) は, 各地点とも w_L と逆相似な分布を示しており, 砂分が混入している標高では c_v は大きい, それ以外では $50\text{cm}^2/\text{d}$ 程度の値を示している。特に③地点の c_v はほぼ一定である。

各図(5)の p_c は, 調査時点の有効土被り圧 p_0 ^{注)} と対比しているが, ①地点では正規圧密か, やや未圧密状態にある。DL-3m 付近は試料に乱れがあった(既設の PBD に当たったもよう)ため p_c は小さい。②地点の p_c は弓形分布で, 一次元圧密状態での未圧密の分布となっている。これは, ②地点がかつての計測槽 2-D (地下水位低下井戸と層別沈下計測兼用) 位置に近く, PBD が未打設であったためと考えられる。③地点は全体にやや未圧密にある。 p_c と p_0 の差が深度方向に一定(約 30kN/m^2)となっていることから, PBD の鉛直排水工が効いた分布と解釈できる。なお, 各図(5)には p_c で圧密した一面定体積せん断強さ s_u も示した。座標軸を p_c の 1/3 としているので ($s_u/p=1/3$ と仮定して), p_c と同様な深度分布となっている。

注) ここでの p_0 は, ①, ②, ③地点の盛土部の地下水位 DL+7.28, +7.32, +6.74m (実測値) に対して, 敷砂層の地下水位を DL+2.0m (実測値) に固定して, 水位差による有効応力増分を粘土層内に比例配分して求めている。

図-6 の圧縮曲線は, ①, ②地点で不均質性が, ③地点で均質性が表れている。粘土の深度方向の塑性変化に応じて圧縮曲線の位置が上下している。図内に後述の圧密計算に用いた $\log f$ - $\log p$ 式を書き入れた。

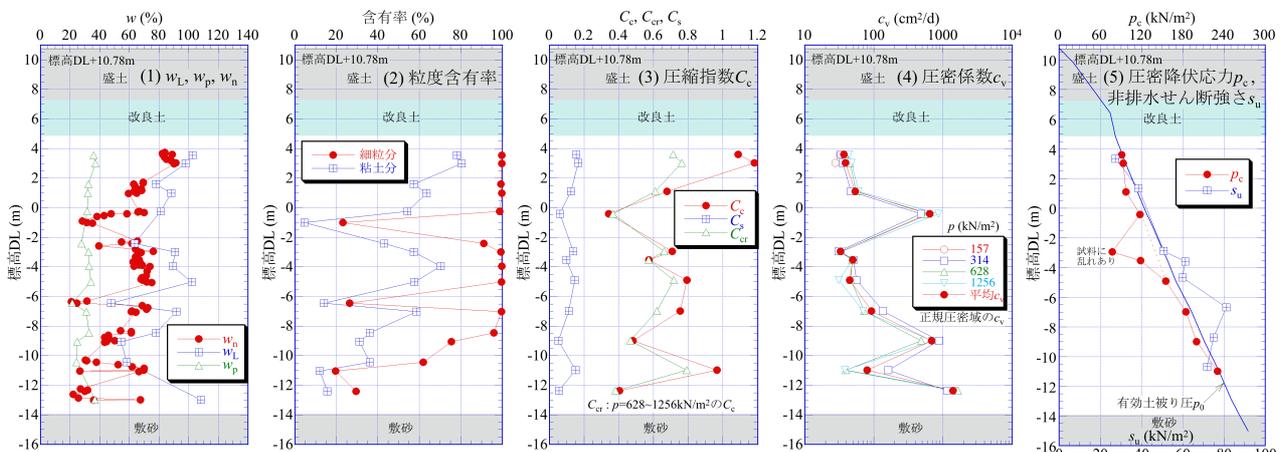


図-3 夢洲 2 区①地点の浚渫粘土層の土質特性

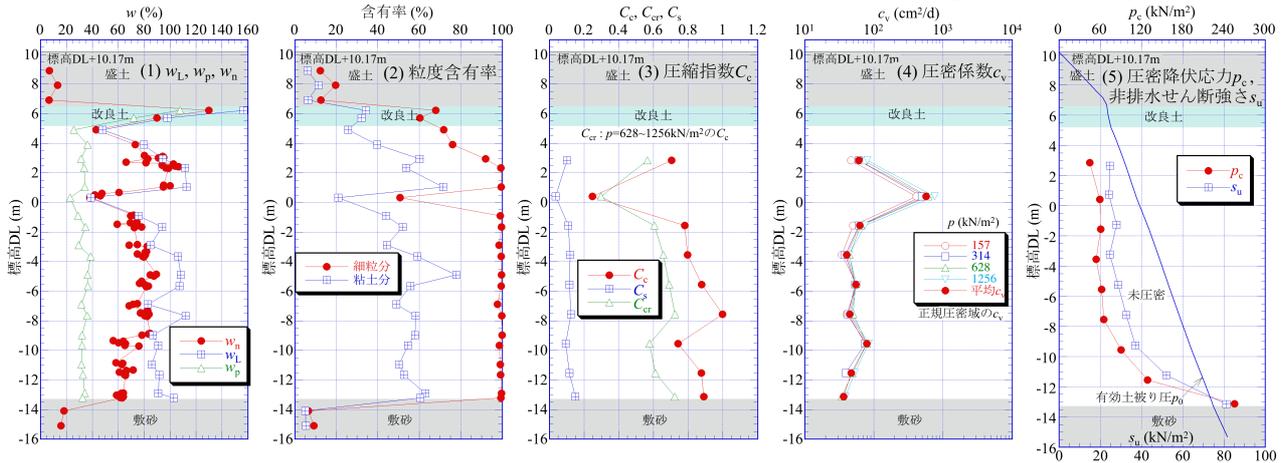


図-4 夢洲 2 区②地点の浚渫粘土層の土質特性

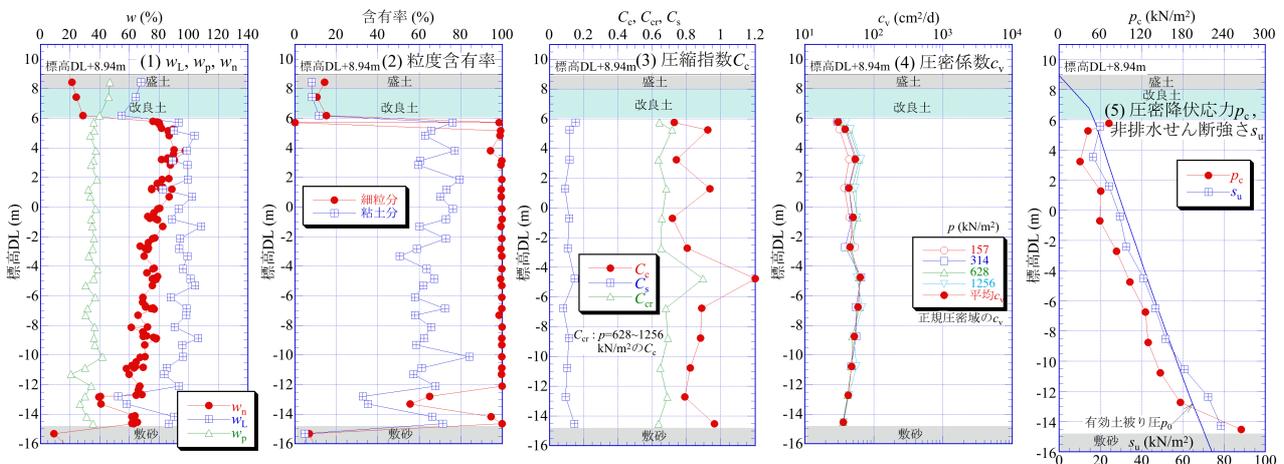


図-5 夢洲 2 区③地点の浚渫粘土層の土質特性

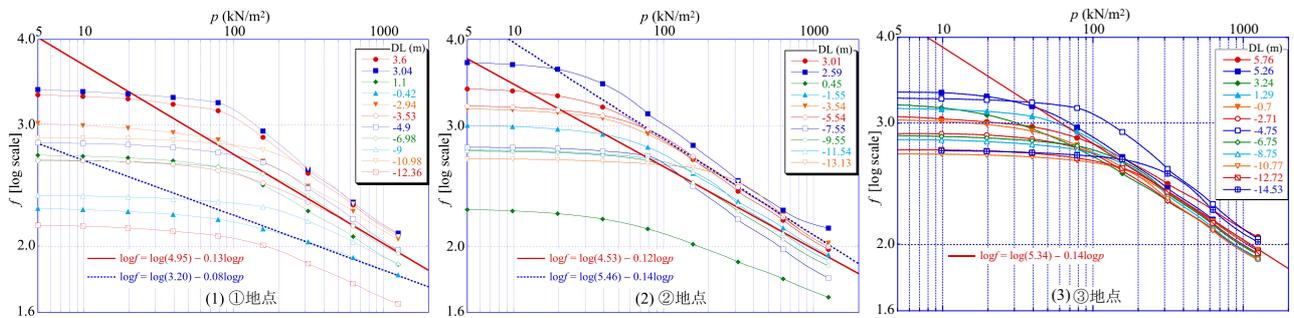


図-6 夢洲 2 区の浚渫粘土層の圧縮曲線 (log-f-log p 曲線)

3. 夢洲 2 区の圧密沈下予測

3.1 夢洲 2 区土地造成の概要

夢洲の埋立は 1977 年から始められ、旧海底面の沖積粘土層に敷砂、サンドドレーン施工後、浚渫粘土投入に応じて敷砂層に設置した排水井戸によって地下水位低下工法を併用した圧密促進が行われた（2 区では 1992～2002 年頃まで）。表-1 に今回対象とする夢洲 2 区土地造成の工程表を示す。1987～2002 年に一次浚渫粘土が投入され、2003 年に処分地の減容化のため、水面上から PBD が打設され（PDF 工法）、2004～2018 年に二次浚渫粘土が投入された。その後、2019 年から浚渫粘土層上部 1.5m が表層混合処理され、敷砂 0.5m と盛砂 0.5m 施工後、2020 年 10 月から 2021 年 4 月まで一次、二次浚渫粘土層を通して再度 PBD が打設され、2022 年 3 月まで盛土による土地造成がなされた。今後、2023 年 3 月まで 1 年間の圧密放置期

間を経て、2023年4月から2025年3月まで万博パビリオンなどの建設工事が始まる予定にある。

表-1 夢洲2区土地造成の工程表

年(西暦)	1987	1988	1989	}}	2001	2002	2003	2004	}}	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	
年(和暦)	S62	S63	H1	}}	H13	H14	H15	H16	}}	H29	H30	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	
一次浚渫粘土	■			■	■														
PDF打設						■													
二次浚渫粘土								■	■	■									
表層混合処理													■						
敷砂・盛砂													■						
PBD打設													■	■					
盛土造成														■	■				
圧密放置期間															■	■			
パビリオン建設																■	■	■	■

万博開催

3.2 ③地点の浚渫粘土層の埋立状況の再現計算

地盤調査時点以降の圧密沈下予測を行うに当たって、過去の浚渫粘土層の埋立の投入状況を再現する必要がある。具体的な浚渫粘土の投入量・投入時期の記録はなかったが、③地点近傍では表-2、図-7の■線で示す一次、二次浚渫粘土の埋立履歴となる泥面標高の経時変化が測定されていた。そこで、この泥面標高の経時変化を圧密計算によって再現することにした。

表-2の左半分に、浚渫粘土層の投入年月日、経過日数と泥面標高の実測値を示す。経過日数は浚渫粘土の投入を開始した1987年11月29日を0としている。表の太字(橙の網掛け)で示している浚渫粘土投入直前の実測値に合うように、粘土の投入段階ごとの投入層厚を繰返し計算で求めた。その結果を表-2の右半分に示す。図-7の■線で標高が増加しているのは投入期間、標高が減少しているのは放置期間として、一次浚渫粘土を6段階、二次浚渫粘土を3段階で投入とした。ただし、浚渫粘土投入と同時に、浚渫粘土の自重圧密と沖積粘土Ma13層以深(洪積粘土層を含む)の沈下が始まるので、泥面標高は浚渫粘土の投入分に加えて浚渫粘土とMa13層以深の沈下を考慮する必要がある。Ma13層以深の沈下は③地点近傍の観測台Bの図-8に示す実測値があるので、それを加えたのが図-7の橙線である。さらに浚渫粘土層の沈下量を加えたのが図-1の◆線で示す浚渫粘土の投入標高となる。

さらに、先に述べたように、現地では浚渫粘土層下の敷砂層に設置した排水井戸によって地下水位低下も行っている。2区内の堤内水位(浚渫粘土層上面水位)と敷砂層水位は図-9に示す測定が行われている

表-2 浚渫粘土の泥面標高の実測値と計算値

浚渫粘土投入回数	年月日	経過日数(day)	実測値 DL (m)	投入層厚 (m)	計算値 DL (m)	
一次浚渫粘土	1	1987/11/29	0	-7.46	14.5	-7.46
		1990/4/20	873	1.96		2.27
	2	1991/8/26	1366	0.77	2.2	0.72
		1992/3/2	1555	1.85		1.88
	3	1992/9/24	1761	1.26	9.6	1.22
		1995/5/23	2732	5.81		5.38
	4	1995/11/15	2908	4.66	5.0	4.60
		1996/9/11	3209	7.96		7.87
	5	1997/9/13	3576	6.60	4.1	6.61
		1998/5/21	3826	8.85		9.32
	6	2000/11/10	4730	7.12	6.4	7.10
		2001/11/14	5099	11.24		11.24
PDF施工	2003/7/1	5693	10.47		10.46	
二次浚渫粘土	7	2003/11/14	5829	9.69	5.8	8.95
		2007/1/17	6989	6.54		6.52
	8	2007/1/17	6989	6.54	6.6	6.52
		2009/7/23	7907	9.11		9.38
	9	2012/12/6	9139	7.78	2.9	7.77
2014/9/2		9774	8.64	9.12		
	2019/2/18	11404	8.00		8.02	

一次Σ41.8m, 二次Σ15.3m, 合計57.1m

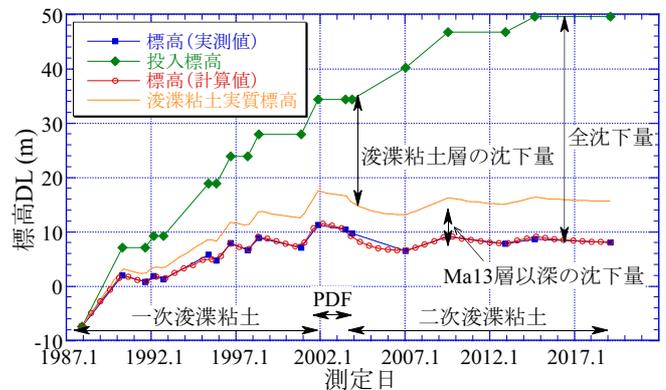


図-7 ③地点近傍での泥面標高の経時変化

ので、この水位差による有効応力増分を圧密応力として加えた。

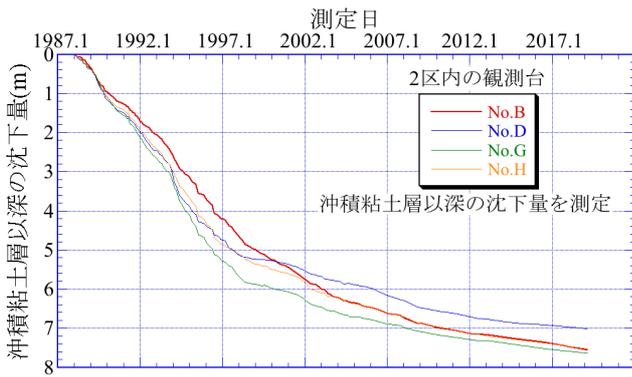


図-8 2区内の沖積粘土層以深の沈下量

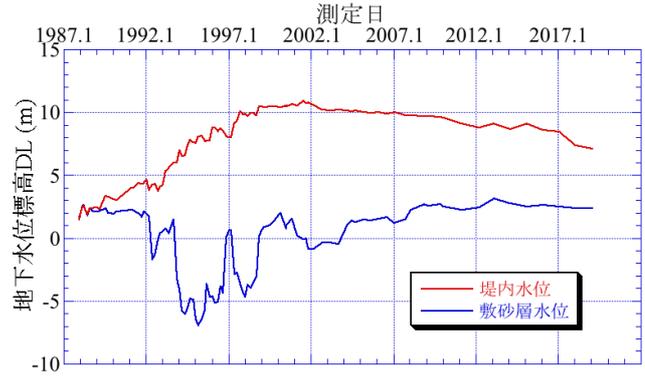


図-9 2区内の地下水位の測定結果

計算条件は以下である。一般に浚渫粘土層が自重圧密を始める際の含水比は、液性限界 w_L の 2~3 倍といわれている。③地点の浚渫粘土層は均質で $w_L=100\%$ であったので、初期含水比 $w_0=250\%$ と仮定した。浚渫粘土層の圧縮曲線 ($\log f$ - $\log p$ 関係) と c_v ($\log f$ - $\log c_v$ 関係) は、先の圧密試験結果から次式とした。いずれも対数体積比 $\log f$ を用いている¹⁾。

$$\log f = \log(5.34) - 0.13 \log p \quad [p: \text{kN/m}^2] \quad (1)$$

$$\log f = \log(53.6) - 0.79 \log c_v \quad [c_v: \text{cm}^2/\text{d}] \quad (2)$$

自重圧密計算は、次式の三笠の有限ひずみ圧密理論 (圧密中の c_v 変化と粘土自重を考慮) の自然ひずみ ε 式を用い、差分式で行った。

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = c_v \exp(2\varepsilon) \left\{ \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial z_0^2} + \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial z_0} \right)^2 \right\} + \exp(2\varepsilon) \frac{dc_v}{d\varepsilon} \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial z} \right)^2 \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = c_v \exp(2\varepsilon) \left\{ \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial z_0^2} + \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial z_0} \right)^2 \right\} + \exp(2\varepsilon) \frac{dc_v}{d\varepsilon} \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial z} \right)^2 \quad (3)$$

2003 年には一次浚渫粘土層には PBD (幅 95mm) が打設された (三角形配置, ピッチ $d=1.8\text{m}$) ので、それ以降は一次浚渫粘土層には Barron 解を、二次浚渫粘土層には式(3)を用いて計算した。

図-7 の○線で浚渫粘土層の泥面標高の計算値を示す。計算値が■の実測値をほぼ再現できていることがわかる。

3.3 ③地点の埋立後の表層混合処理、敷砂、盛砂、PBD 打設、盛土造成による圧密沈下予測

次に、③地点の 2019 年以降の表層混合処理、敷砂、盛砂、PBD 打設、盛土造成における圧密沈下予測を行った。表層混合処理は浚渫粘土層の表層 1.5m を固化させているので、圧密沈下層から対象外とした (荷重としては考慮)。敷砂、盛砂はそれぞれ 0.5m 層厚で、载荷に要する時間が短いことから一括载荷荷重とした。その後 2021 年 4 月以降に、一次、二次浚渫粘土層を通して PBD (幅 150mm の広幅タイプ) が打設された (三角形配置, $d=1.4 \text{ m}$)。これ以降は一次、二次浚渫粘土を通して Barron 解で計算した。最後に、盛土造成は実測値に応じて段階载荷荷重として与えた。なお、敷砂、盛砂、盛土の単位体積重量は $\gamma_t=19.6\text{kN/m}^3$ (2.0tf/m^3)とした。以上の工程は同じ 2 区内であっても場所によって異なるが、ここでは③地点近傍で実測されている施工年月日と盛土層厚を設定して計算した。

夢洲 2 区では、100m 間隔で地表面沈下測点 (浚渫粘土層上面に設置した沈下板) が 37 ヶ所あり、その内 9 ヶ所では浚渫粘土層下面の敷砂層に沈下板を設置して Ma13 層以深の沈下量も計測している。③地点は測点 3-6 の近傍となっている (沈下測点位置は後述の図-12 参照)。

図-10 に測点 3-6 (③地点) の表層混合処理以降の圧密曲線を盛土の経時変化とともに示す。図中の赤線が浚渫粘土層の沈下量の計算値、□は測点 3-6 の地表面沈下量の実測値、△は測点 3-6 の Ma13 層以深の実

測値, ○は□から△を差し引いた浚渫粘土層の沈下量の実測値である。計算値(赤線)は実測値(○)を良く再現している。最終沈下量 $S_f = 2.11\text{m}$ となった。圧密放置期間が終わる 2023 年 3 月時点では $S = 2.04\text{m}$ とな

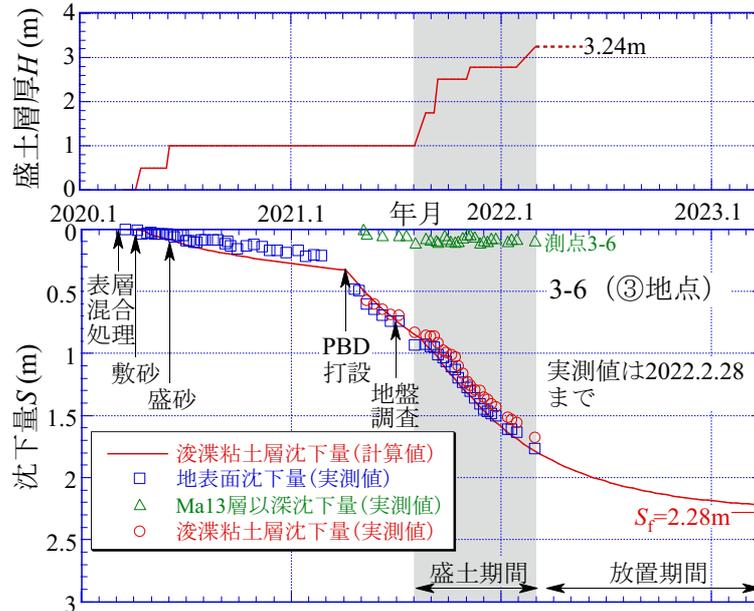


図-10 測点 3-6 (③地点) の表層混合処理工以降の圧密曲線と盛土の経時変化

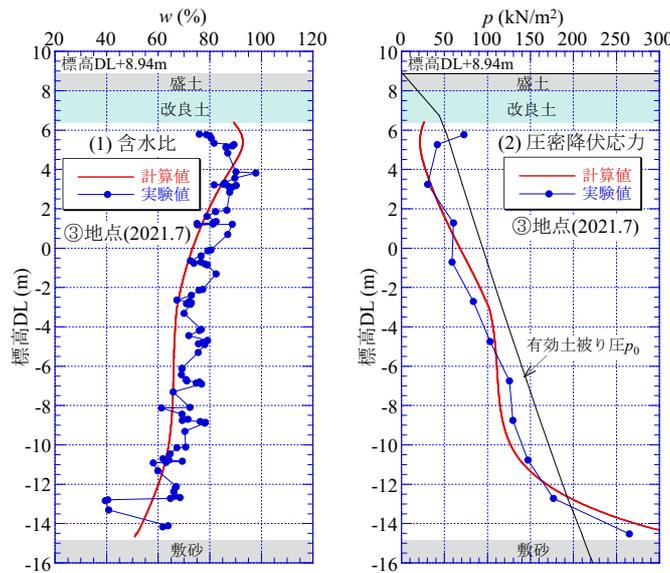


図-11 2021 年 7 月時点の w_n , p の実測値と計算値の比較

り, PBD の設計通りに圧密度 90%を超えていることが確認できる。また, 地盤調査時点での浚渫粘土層の層厚は 20.6m, 計算値は 21.1m であり, 粘土層厚も再現できている。

図-11(1), (2)に地盤調査時点 (2021 年 7 月) でのそれぞれ含水比 w_n , 圧密降伏応力 p_c の実測値と計算値の標高分布を示す。両者の実測値と計算値はほぼ一致しており, 計算値が浚渫粘土層の圧密進行状態を再現できているといえる。

3.4 夢洲 2 区全体の沈下計測点での浚渫粘土層の沈下予測方法

図-12 に夢洲 2 区内の 37 ヶ所の地表面沈下計測点 (図の○, 浚渫粘土層の上部敷砂層に設置した沈下板) の位置を示す。その内 9 ヶ所では沖積粘土 Ma13 層以深の沈下 (図の●, 浚渫粘土層の下部敷砂層に設置

した沈下板²⁾も計測している。なお、外周の測点は内護岸に近く、2003年のPBD未打設であり、地盤条件が異なるので、本研究では図-12の青線内の20の測点を計算対象とした。なお、沈下量の実測は2020年3月頃から始められている。

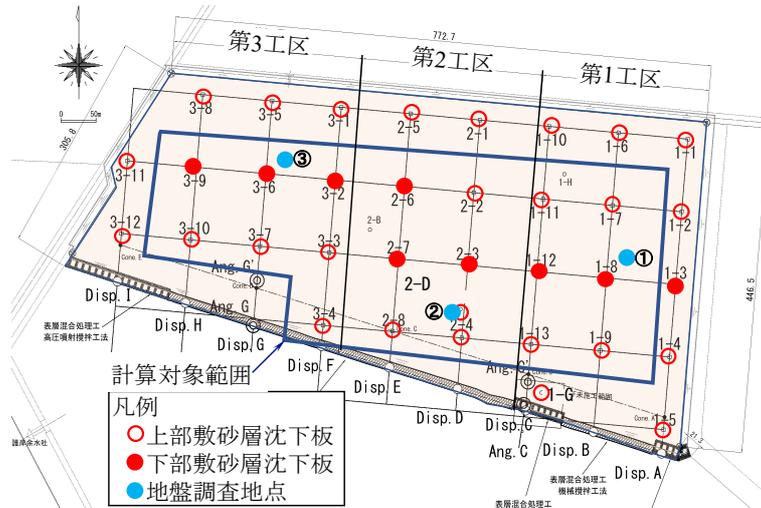


図-12 夢洲2区の沈下測点と計算対象範囲

各測点での沈下予測方法は、まず、浚渫粘土層の埋立履歴は、3.2の③地点と同様に、泥面標高の経時変化の記録のある観測点の内、沈下測点に最も近いものを用いた。また、浚渫粘土層上下の地下水位差による有効応力増加は実測値に基づいた。次に、表層混合処理、敷砂、盛砂、PBD、盛土造成の施工年月日は測点ごとの記録を用いた。盛土造成は2022年2月28日で完了した。浚渫粘土層の圧密特性は図-12の●で示す①、②、③地点で詳細に求めているので、図-12に示す第1、第2、第3工区内をそれぞれ①、②、③地点の圧密特性を用いた。既に①、②、③地点の圧縮曲線(logf-logp曲線)は図-6に示した(代表となるlogf-logp式を赤線で入れた)。③地点は均質であるが、①、②地点は不均質なため、深度方向で圧縮曲線の位置に幅を持っている。これは、同一工区内であっても、浚渫粘土投入時の排砂管位置からの距離が原因で、砂分混入により不均質となり、圧密特性が異なるためと考えられる。そこで、3.5で述べる圧密沈下の計算値が実測値と合わない場合には圧縮曲線を低塑性側、高塑性側に補正し(図-6の青破線)、再計算を行った。

3.5 夢洲2区全体の沈下計測点での沈下予測結果

図-13~15にそれぞれ第1、第2、第3工区の代表として南北方向の3つの沈下測点の圧密曲線の計算値と実測値の比較を示す(測点位置は図-12参照)。図中のHは盛土層厚(敷砂、盛砂を含む)である。赤線が浚渫粘土層の沈下量の計算値、□は地表面沈下量の実測値、△は図-12の●で示した測点1-8、2-3、3-2のMa13層以深の実測値、○は□から△を差し引いた浚渫粘土層のみの沈下量の実測値である。計算値は実測値(○)とよく合っている。ただし、測点1-7では図-6(1)の赤線で示す圧縮曲線を使うと赤点線のように計算値は過大となった。これは浚渫粘土層の不均質性(砂分混入)のためと考え、圧縮曲線を低塑性側に補正(図-6(1)の青点線)して再計算したのが赤実線である。また、圧密放置期間が終わる2023年3月末時点ではPBDの当初設計通りに圧密度90%を超えていることが確認できる。

図-16に2区全体の沈下測点での2022年2月28日時点の沈下量の計算値(上段)と実測値(下段)を示す。外周の測点は実測値のみを示している。沈下量の計算値は実測値とほぼ整合しており、南西方向に大きく、北東方向に小さい傾向にある。これは、浚渫粘土投入時の排砂管に近い位置では低塑性、遠い位置では高塑性粘土が堆積し、沈下量の小さい、大が現れたと考えられる。

図には示さないが、圧密放置期間が終了する 2023 年 3 月末時点（パビリオンなどの万博構造物の建設が始まる時点）での地表面標高の計算値は、文献 2) で報告される実測沈下量から双曲線法によって推定した値とよく整合しており、計算値、推定値ともに現場での盛土高の調整によって標高差は 1m 以内に収まることを確認している。

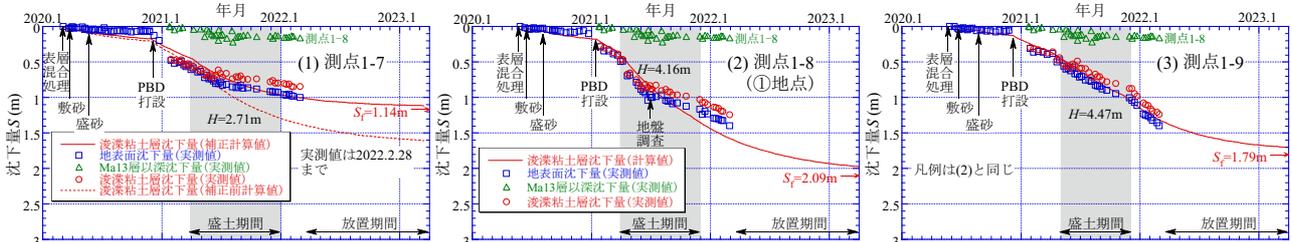


図-13 第 1 工区の圧密曲線の計算値と実測値の比較

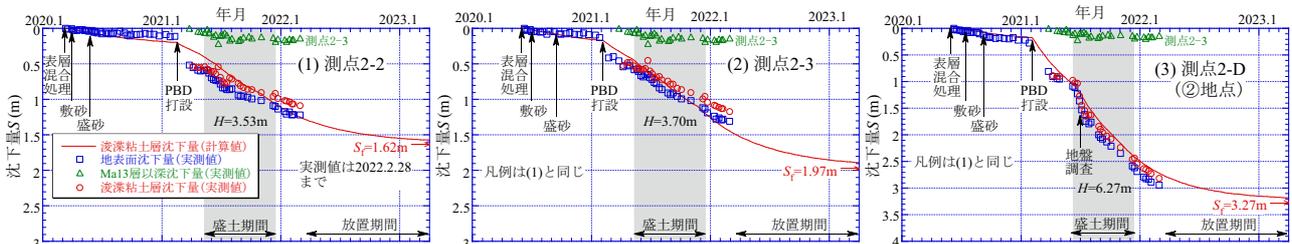


図-14 第 2 工区の圧密曲線の計算値と実測値の比較

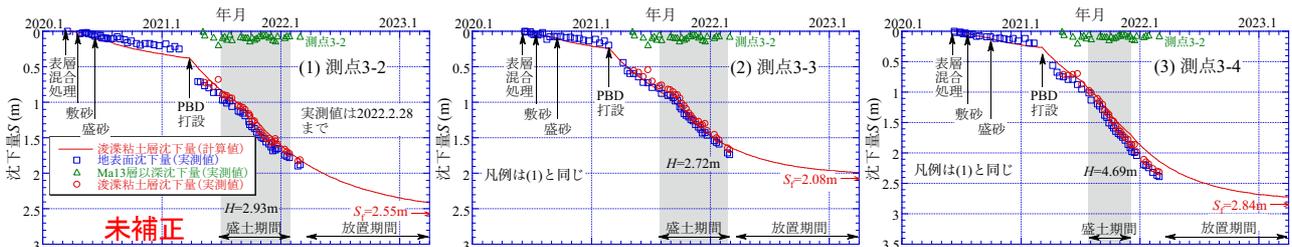


図-15 第 3 工区の圧密曲線の計算値と実測値の比較

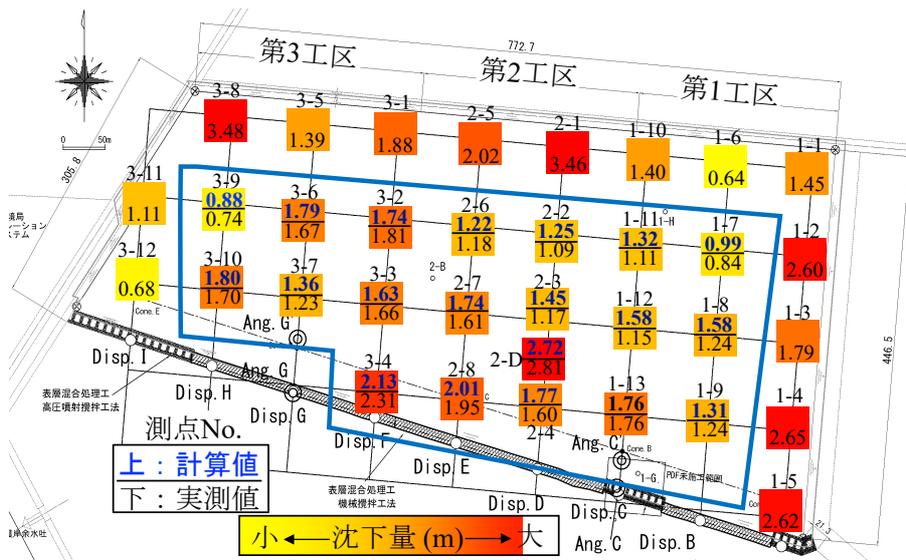


図-16 2022 年 2 月 28 日時点の沈下量

4. 浚渫粘土層の PBD 打設時の貫入抵抗による強度・圧密特性の推定

3.1 で述べたように、夢洲 2 区では浚渫粘土層の圧密促進のために鉛直排水工として 2020 年 10 月から

2021年4月までに約175,000本のPBD（プラスチックボードドレーン）が打設された。このPBD打設では、PBDを収めたケーシング圧入時の油圧抵抗 P_M と圧入深さを計測している。この仕様は電気式コーン貫入試験（CPT）と類似しており、一種のサウンディングと見なすことができる。既に P_M と CPT の先端貫入抵抗 q_t とを関連付けて地盤強度を推定する技術が開発されている³⁾。本研究では、この技術を応用し、さらに補正してPBD打設時の貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ から浚渫粘土層の強度、圧密特性の面的な分布を推定した。

ここでは紙面の都合で、詳細を書くことができないので、推定した強度、圧密特性の面的な分布を以下に示す（詳細は成果論文を参照されたい）。

図-17に夢洲2区のPBD打設時の貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の東西断面の深度分布を南北方向に約25mピッチで並べたものを示す（以下の図も同様な表記で示す）。北部と南部で $q_{t,PBD}$ が小さい（青色）状態にあることがわかる。また、中央付近の西側、東側において赤色で示す2MPaを超えている箇所は粘土ではなく（浚渫粘土の $q_{t,PBD}$ は0.1~1MPa程度）、明らかに砂質土であることを表しており、敷地全体で砂混入による不均質な状態が見て取れる。これは、文献2)で示したPBD打設深度の分布に対応しており、排砂管位置の影響が現れていると考えられる。

図-18に夢洲2区の非排水せん断強さ s_u の分布を示す。当然ながら s_u には $q_{t,PBD}$ の分布が反映されるが、場所による浚渫粘土層の s_u の分布の違いを見ることができる。やはり北部と南部で s_u が小さい傾向にある。

図-19に夢洲2区の圧密降伏応力 p_c の分布を示す。当然ながら p_c には s_u の分布が反映されるが、やはり北西部や中央付近で p_c が大きく、北部と南部で p_c が小さい傾向にあり、特に南東部の p_c が小さい。

図-20に夢洲2区の過圧密比 OCR の分布を示す。当然ながら OCR には p_c の分布が反映されるが、北西部や中央付近で過圧密、北部と南部が未圧密の傾向が見られる。この結果から、過圧密の箇所は沈下量が小さく、未圧密の箇所は沈下量が大きくなると予想でき、それが沈下量の実測値²⁾と整合していることを確認している。

さらに、この $q_{t,PBD}$ と体積圧縮係数 m_v を対応させて夢洲2区の沈下量を予測することもできた。

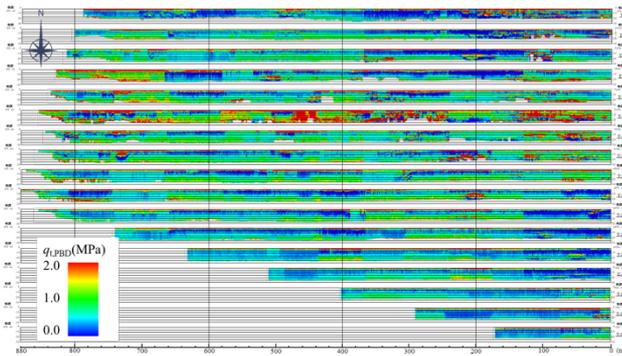


図-17 夢洲2区の貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の分布

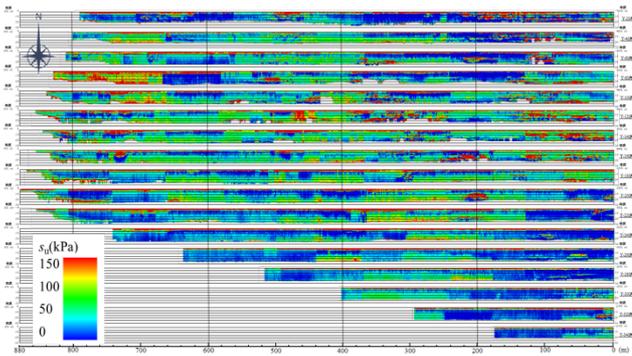


図-18 夢洲2区の非排水せん断強さ s_u の分布

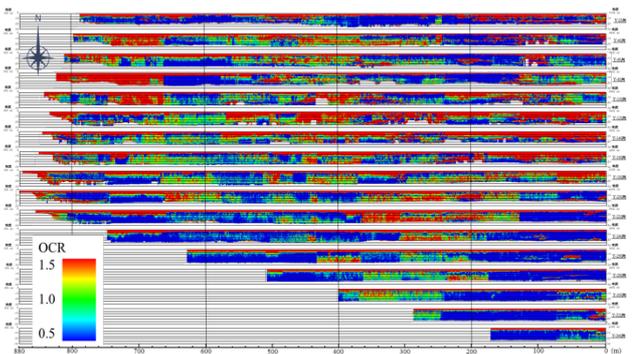
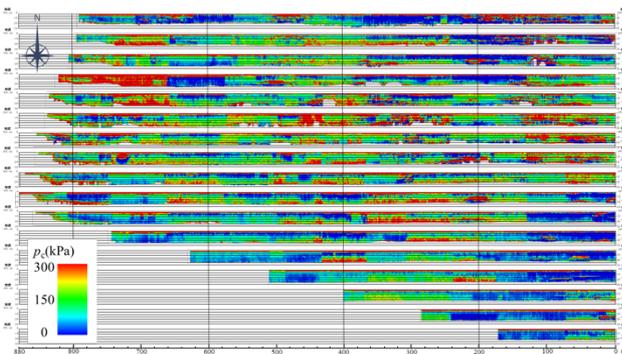


図-19 夢洲2区の圧密降伏応力 p_c の分布

図-20 夢洲2区の過圧密比 OCR の分布

5. まとめ

本研究で、夢洲2区の浚渫粘土層の土質試験による圧密特性を用いて、浚渫粘土層の埋立履歴、地盤改良履歴を圧密計算で再現し、2019年以降の表層混合処理、敷砂、盛砂、PBD打設、盛土造成における圧密沈下予測を行った。その結果、2区全体の沈下測点での2022年2月末の沈下量の計算値は実測値とほぼ整合し、圧密放置期間が終わる2023年3月末時点ではPBDの当初設計通りに圧密度90%を超えることが確認できた。沈下量は南西方向に大きく、北東方向に小さい傾向にある。これは、浚渫粘土投入時の排砂管に近い位置では低塑性、遠い位置では高塑性粘土が堆積し、沈下量の小、大が現れたと考えられる。しかし、現場での盛土高の調整によって標高差は1m以内に収まっており、地表面標高の不陸は最小限となった。

ただし、本研究では、浚渫粘土層を対象とした圧密沈下予測を示したが、最終的な盛土荷重によって、その下に堆積している沖積粘土層および洪積粘土層が長期的に沈下していくので、今後はその圧密沈下予測を行う予定である。

なお、本研究は2021年度に地盤工学会関西支部に設置された「夢洲の地盤性状と沈下性状に関する研究委員会」（申請者が委員長）での活動の一環として行ったことを付記する。

最後に、夢洲2区での工事と地盤調査を実施いただいた大阪港湾局と五洋建設(株)、およびPBDの油圧抵抗データとその解析ソフトを提供いただいた錦城護謨(株)に謝意を表します。

参考文献

- 1) 岡田広久・大島昭彦：対数体積比 $\log f$ で表した圧密特性の再検討—浚渫粘土を例にして—，地盤工学ジャーナル，Vol. 10, No. 2, pp.187-199, 2015.
- 2) 大月一真・白神新一郎・大川浩司・明石実可子・大島昭彦：PBD打設機により軟弱粘土層下部に設置した沈下計測機器の活用法の提案，土木学会第77回年次学術講演会(投稿中)，2022.
- 3) 平田昌史・白神新一郎・清水英樹・福田淳・川鍋修・野村忠明：プラスチックボードドレーン打設機の油圧抵抗を利用した地質推定方法の開発，土木学会論文集C，Vol.67, No.3, pp.358-371, 2011.

成果論文

- 1) 大島昭彦・一谷浩史・萩原侑大・林口美木・岡田広久：夢洲2区(万博用地)の浚渫粘土層の土質特性，第57回地盤工学研究発表会(投稿中)，2022.
- 2) 一谷浩史・大島昭彦・坂口雄人・岡田広久・大月一真・西口松男：夢洲2区(万博用地)の浚渫粘土層の埋立・地盤改良を再現した圧密沈下予測，第57回地盤工学研究発表会(投稿中)，2022.
- 3) 一谷浩史・大島昭彦・坂口雄人・岡田広久・大月一真・西口松男：夢洲2区(万博用地)の浚渫粘土層の圧密沈下予測と実測値との比較，土木学会第73回年次学術講演会(投稿中)，2022.
- 4) 大島昭彦・一谷浩史・坂口雄人・中野将吾・岡田広久：夢洲2区(万博用地)の沖積粘土Ma13層，洪積粘土Ma12，Ma11層の土質特性，土木学会第77回年次学術講演会(投稿中)，2022.
- 5) 林口美木・大島昭彦・萩原侑大・大月一真・西口松男・白神新一郎・榊原司：夢洲2区(万博用地)の浚渫粘土層のPBD打設時の油圧抵抗とCPTとの対応，第57回地盤工学研究発表会(投稿中)，2022.
- 6) 萩原侑大・大島昭彦・林口美木・大月一真・西口松男・白神新一郎・榊原司：夢洲2区(万博用地)の浚渫粘土層のPBD打設時の貫入抵抗の推定，第57回地盤工学研究発表会(投稿中)，2022.
- 7) 林口美木・大島昭彦・萩原侑大・中野将吾・大月一真・西口松男・白神新一郎・榊原司：夢洲2区(万

博用地)の浚渫粘土層の PBD 打設時の貫入抵抗と圧密特性の分布, 土木学会第 77 回年次学術講演会(投稿中), 2022.

- 8) 萩原侑大・大島昭彦・林口美木・大月一真・西口松男・白神新一郎・榊原司: 夢洲 2 区(万博用地)の浚渫粘土層の PBD 打設時の貫入抵抗に基づく沈下予測, 土木学会第 77 回年次学術講演会(投稿中), 2022.

戦国時代の一乗谷川における外水氾濫の再現期間と水害対策の解明

福井工業高等専門学校 環境都市工学科 教授 野々村善民

1. 研究の目的

図1に示すように、戦国武将朝倉氏の城下町一乗谷の所在地は福井県福井市である。この一乗谷は山に囲まれ、水害が生じやすい一乗谷川沿いの谷間にある。福井県立一乗谷朝倉氏遺跡資料館（以下、資料館）による遺跡調査から、過去の外水氾濫は1573年の朝倉氏滅亡直後に1度あったことがわかった。また、戦国時代の一乗谷川（以下、旧一乗谷川）の河川断面の主要寸法が明らかになった。資料館による遺跡調査結果のみでは、旧一乗谷川で生じた氾濫時の降水量などの気象条件は不明である。

そこで、本研究は河川氾濫シミュレーション（解析ソフト；iRIC, STREAM）と現在の気象データを用いて、1573年の朝倉氏滅亡直後の氾濫時の降水量と氾濫の再現期間を明らかにすることを目的とする。



(1) 解析領域の配置図



(2) 朝倉館跡と復原町並の様子

図1 福井市一乗谷の所在地

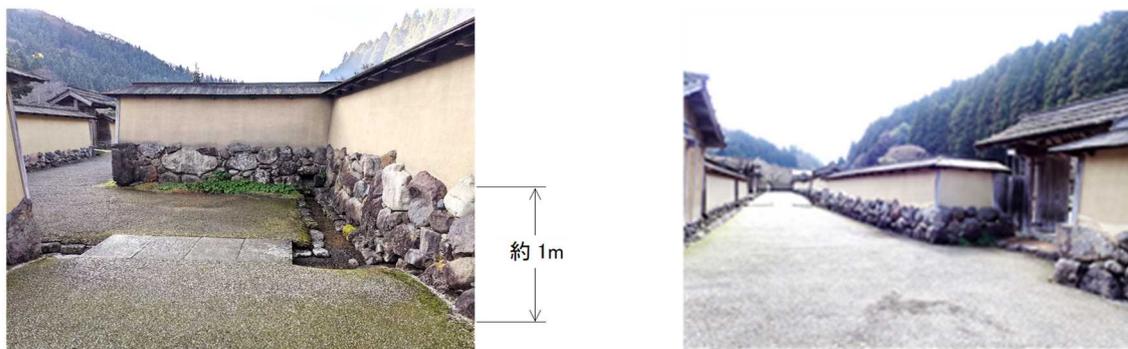
2. 研究の方針

戦国時代などの過去における河川氾濫の予測事例は極めて少ない。これは、従来の遺跡調査が日本国内の過去に発生した地震の被害状況を明らかにすることを主な目的としたことによる。そこで、本研究の特色は、福井県一乗谷川流域において発掘された遺跡調査資料を用いて、戦国時代に発生した河川氾濫の状況を予測することである。これまで、朝倉氏資料館はこれまでに大量に蓄積した遺跡調査資料を保有している。これらの遺跡調査結果と氾濫解析の結果を活用して、本研究は戦国時代の城下町における外水氾濫の再現期間を予測することを目標とする。

これまでの国内における河川氾濫解析の研究開発については、根元らは流出解析と氾濫解析を組み合わせ、1582年、岡山県の備中高松城水攻めで造られた堤防の規模について検討した^{文献1)}。

また、根元らは流体数値シミュレーションを用いて、山梨県の御勅使川における信玄堤の治水能力を明らかにしている^{文献2)}。以上の2つの研究例では、過去の河川氾濫による水の流れを現在の気象データと流体数値シミュレーションを用いた予測手法は学術的に有効であることがわかった。

そこで、本研究は考古学の遺跡調査と建設工学で活用されている河川氾濫解析を結びつけることを将来の展開する。写真1に示すように、朝倉氏資料館は遺跡調査に基づき一乗谷遺跡公園内に立体復原町並を再現し、その中で石垣と土塀が忠実に再現されている。石垣の高さは約1mであり、この石垣の機能は一乗谷川から氾濫した水を防ぐものであると考えられる。よって、この石垣の高さに氾濫した水が到達した場合の一時間降水量を予測することで、外水氾濫の再現期間が推定できる。



(1) 土塀の石垣

(2) 武家屋敷の入口

写真1 復原町並の様子

【参考・引用文献】

- 1) 根元裕樹, 泉 岳樹, 中山大地, 松山 洋: 備中高松城水攻めに関する水文学的研究 ―洪水氾濫シミュレーションを用いて―, 地理学総論 86-4, pp. 315-pp. 337, 2013 年
- 2) 根元裕樹, 中山大地, 松山 洋: 洪水氾濫シミュレーションを用いた信玄堤の治水能力の再評価 ―御勅使川沿いの治水施設群に着目して―, 地理学総論 84-4, pp. 553-pp. 571, 2011 年, 2019 年

3. 研究計画

本研究は2種類の流体数値シミュレーションを用いて広域モデル解析と狭域モデル解析を実施した。ここでは本研究で用いた2種類の解析方法について記す。広域モデル解析は iRIC (Nays2DFlood) を用いて、一時間降水量と河川流量を予測する。広域モデル解析の結果は狭域モデル解析の境界条件とする。狭域モデル解析では、水の流れは旧一乗谷川流域を再現した 3D 地形モデルと STREAM の MARS 法 (Multi-interface Advection and Reconstruction Solver) を用いて、河川からの氾濫水の水深を予測する。

図1に示すように、解析領域のほぼ中心に一乗谷川がある。一乗谷周辺で降った水は南側の源流から北側の足羽川に向かって流れる。図中の青枠は iRIC による広域モデル解析で設定した解析領域である。この解析領域の範囲は東西方向 6000m および南北方向 5060m である。

図中の予測点は旧一乗谷川西岸における復原町並に位置する。図中の赤枠は STREAM による狭域モデル解析で設定した解析領域である。この解析領域の左下が座標の原点である。予測点は東西方向に 214m、南北方向に 393m の座標に位置する。

図2(1)は資料館の遺跡調査で明らかになった旧一乗谷川の平面図の一部である。川幅は 7.5m~12m であった。図2(2)は旧一乗谷川の断面図である。堤防の高さは 3m~4m であった。iRIC で入力した旧一乗谷川の河川断面は川幅 20m, 高さ 1.125m とした。また、舟の停泊に使用していた大型の杭が出土した。

なお、戦国時代の一乗谷における物流の手段は和舟であった。当時の和舟は平底であった。そのため、浅い水深であっても、川のは行き来は可能であった^{文献3), 4)}。このように、旧一乗谷川の河川断面は現在の一乗谷川の場合と比べて小さいものであった。

表1は iRIC による広域モデル解析の主な条件を示す。本研究で用いた iRIC の空間メッシュ数は 27.3 万個である。メッシュのサイズは 10m×10m である。そのため、旧一乗谷川の川幅は2つ以上のメッシュで再現した。

戦国時代の降水量はこれまでに発掘された遺跡資料などで確認できない。そのため、iRIC に入力する降雨量モデルは 2008 年 7 月 8 日に福井地方気象台で計測された大雨時の降水量を用いて算出した。

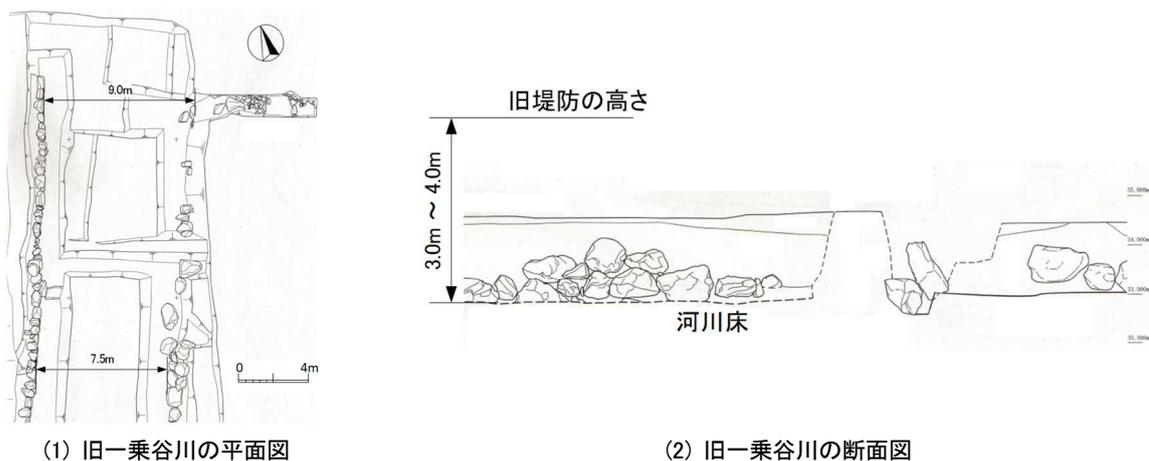


図2 旧一乗谷川の河川断面

表1 iRIC による広域モデル解析の主な条件

No	事項	内容
1	使用したソフト	iRIC(Nays2DFlood)
2	解析の対象地域	福井県福井市の一乗谷川流域
3	地形データ	国土地理院 基盤地図情報 数値標高モデル 10m メッシュ 533672,533673,543602,543603
4	流移項の差分方法	CIP 法
5	マンニングの粗度係数	0.035 [m ^{-1/3} ・s]
6	解析領域側方の境界条件	自然流出
7	初期水面	水深ゼロ
8	降雨条件	2008 年 7 月 8 日 福井地方気象台の観測値
9	解析領域	6000m × 4550m
10	空間メッシュ数	273000 [個] = 600 × 455
11	格子サイズ	10m × 10 m

表2は STREAM の主な解析条件を示す。本研究で用いた STREAM の空間メッシュ数は約 337.6 万個である。そのため、100 秒後の水の流れを解析するために要する時間は約 24 時間であった。使用した解析 PC の CPU は Intel Core i9-10900X (3.7GHz 10 コア) であり、内部メモリは 64GB である。STREAM のソルバーで用いたコア数は 8 コアである。

図3は降雨量モデルであり、計測間隔は 10 分間である。図中の降水量は、10 分間の積算降水量を 1 時間の積算値で基準化したものである。

図4は旧一乗谷川流域を再現した 3D 地形モデルである。旧一乗谷川における主な河川断面は 9m×4m である。旧一乗谷川流域の 3D 地形モデルは、**表 1** に示す数値標高モデルを基に作成した。河川断面の高さは河床の標高を上昇させ、3.5m~4.0m とし、川幅は 12m 以下となるように調整した。

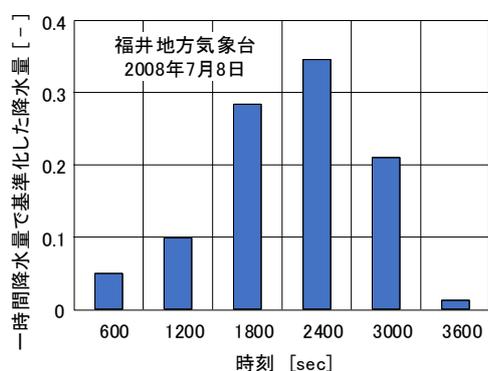


図3 降雨量モデル

表2 STREAM による狭域モデル解析の主な条件

No.	事項	内容
1	流体領域	空気(非圧縮, 20°C), 水(非圧縮, 20°C)
2	水の計算方法(自由表面)	非定常解析 MARS 法 (Multi-interface Advection and Reconstruction Solver)
3	自由表面の圧力の補正方法	SIMPLER 法
4	自由表面の壁面上の接触角(全体)	15 度
5	解析領域	677m × 873m × 200m
6	空間メッシュ数	3,376,666 個 (113 × 134 × 223)

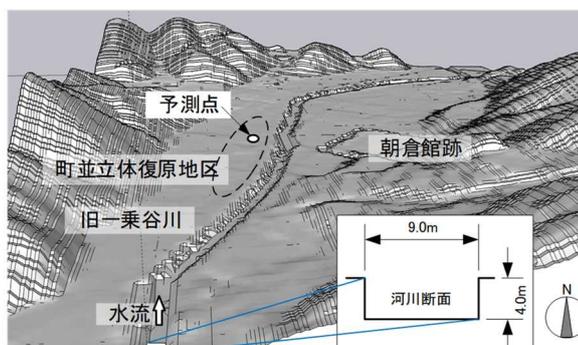


図4 旧一乗谷川流域の3D 地形モデル (SketchUp Pro 2021 で作成)

図5は、Fa データの作成に用いた福井県とその周辺の 20 点の観測点の位置を示す^{文献5)}。Fa データは福井県とその周辺における 20 点の観測点の日最大 1 時間降水量 X_i から最大値を選択して作成したデータである。

図6は、Fa データの日最大 1 時間降水量 X_i の超過確率 P を示す。図中には、確率分布に当てはめた場合の超過確率と再現期間を示す。図中の近似曲線の決定係数 R^2 は 0.9894 であり、観測値と近似曲線の関係は高い相関を示す。Fa データの再現期間 100 年の X_i は 103[mm] となる。なお、福井地方気象台の再現期間 100 年の X_i は 74[mm] となる。以上から、福井県内において計画する建設構造物の設計雨量を Fa データから算出した場合、その値は安全側となる。



図5 Fa データの作成に用いた各観測点の配置図 (福井県とその周辺の 20 点)^{文献5)}

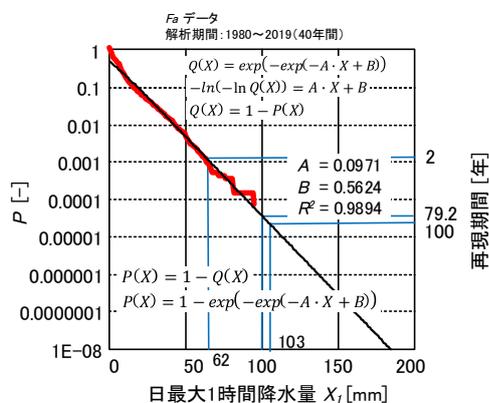


図6 Fa データの確率降水量

【参考・引用文献】

- 3) 岩本才次：昔の日本の船事情，日本航海学会誌 164 巻，pp. 24-46，平成 18 年（2006 年）6 月
- 4) 京都市：22 高瀬川，2009 京都市（制作 京都市歴史資料館）ver. 1. 10，2009 年
- 5) 岸本拓海，野々村善民，島脇優里，達川宙輝：福井県における確率降水量に関する研究（その 1） 複数の 1 時間降水量データの相関性に関する検討，日本建築学会・情報システム技術委員会 第 43 回情報・利用・技術シンポジウム 2020 論文集，pp. 308-311，令和 2 年（2020 年）12 月 7 日

4. 解析結果

4.1. iRIC による広域モデル解析の結果

図7は旧一乗谷川における最大水深の分布である。この時の1時間降水量が100mmである。旧一乗谷川の源流が複数存在し、一乗谷周辺に降った雨水が一乗谷川に集まっていることがわかる。

図8は旧一乗谷川における1時間降水量と最大流速の関係を示す。1時間降水量は50mm, 100mmおよび150mmの3ケースである。図中の最大流速は旧一乗谷川の予測域の中心における予測値である。図に示すように、1時間降水量と最大流速は比例関係であることがわかる。

図9は旧一乗谷川の予測域における最大水深の分布である。この時の1時間降水量は50mmである。図中の横軸のマイナス側は旧一乗谷川の西岸である。

図10は旧一乗谷川における1時間降水量と流量の関係を示す。流量は空間メッシュの流速、メッシュ幅および水深を乗じたものである。図に示すように、1時間降水量と流速は比例関係であることがわかる。

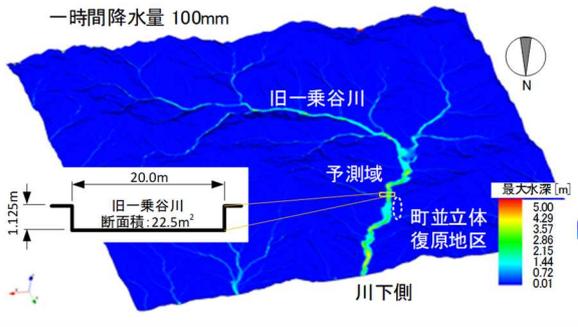


図7 1時間降水量100mmの最大水深の分布 (iRICによる広域モデル解析)

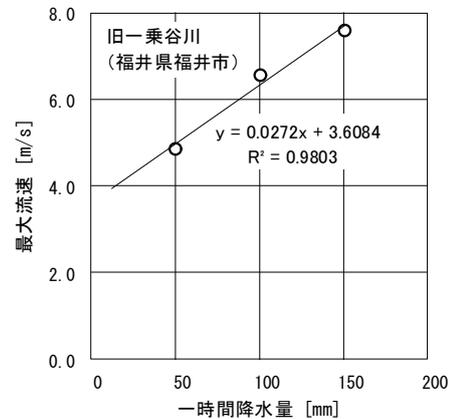


図8 予測域における1時間降水量と最大流速の関係 (iRICによる広域モデル解析)

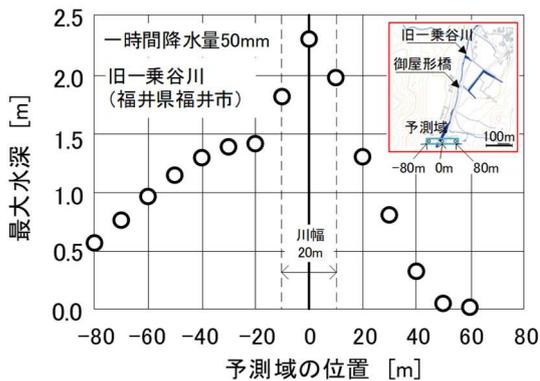


図9 予測域における最大水深の分布 (iRICによる広域モデル解析, 1時間降水量 50mm)

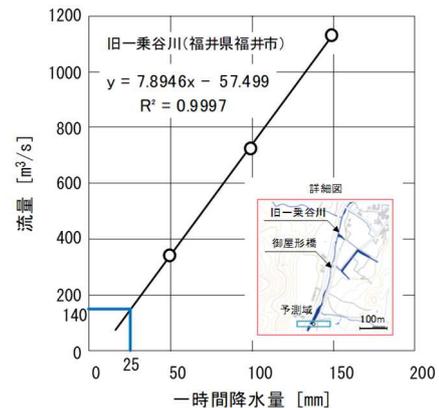


図10 1時間降水量と旧一乗谷川の流量の関係 (iRICによる広域モデル解析)

4.2. STREAM による狭域モデル解析の結果と外水氾濫の再現期間

表3は狭域モデル解析の入力条件の一部である。これは広域モデル解析の結果を用いて、旧一乗谷川の流量を設定したものである。狭域モデル解析で用いた吐水面は図5の解析領域の川上面に設定した。吐水面の幅は9mとし、吐水面の流速は図8から算出した。吐水面の流量は図10から算出し、吐水面の高さは上記の幅と流速で除したものである。解析時間は100secとした。なお、解析時間が100sec以上であっても、予測点の水深は、概ね同じであった。

図11はケースBの旧一乗谷川における最大水深の分布を示す。この時の1時間降水量は50mmである。雨の降り始めからの経過時間は30min~40minに相当する。旧一乗谷川から氾濫した水は西岸に到達している。

図12はケースA~Dの旧一乗谷川の西岸にある予測点における1時間降水量と水深の関係を示す。図中に示すように、1時間降水量と流速は比例関係であることがわかる。写真1に示す石垣高さ1mに達する1時間降水量は42mmとなることわかる。

表3 狭域モデル解析の入力条件(一部)

ケース名		A	B	C	D
1時間降水量	[mm/h]	25	50	100	150
吐水面の幅	[m]	9	9	9	9
吐水面の高さ	[m]	3.6	7.5	12.9	16.3
吐水面の流速	[m/s]	4.3	5.0	6.3	7.7
吐水面の流量	[m ³ /s]	139.9	337.2	732.0	1126.7

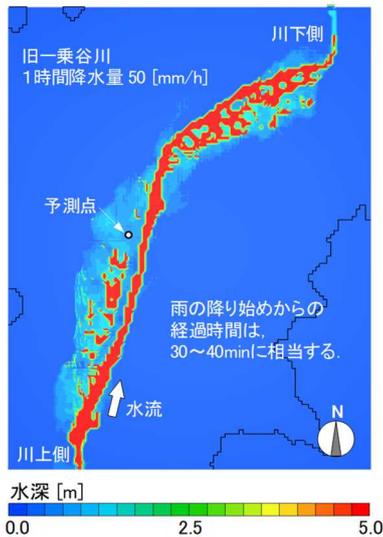


図11 旧一乗谷川流域における水深分布 (STREAM による狭域モデル解析)

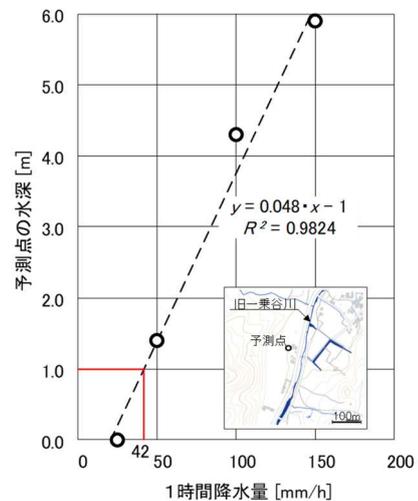


図12 予測点における1時間降水量と水深の関係 (STREAM による狭域モデル解析)

図 13 は Fa データを用いて作成した福井県における日最大 1 時間降水量の超過確率と再現期間を示す。図中に示すように 1 時間降水量 42mm の超過確率は 0.96% であることがわかる。つまり、この大雨は毎年発生し、1 年間の発生日数は 3.5 日となる。

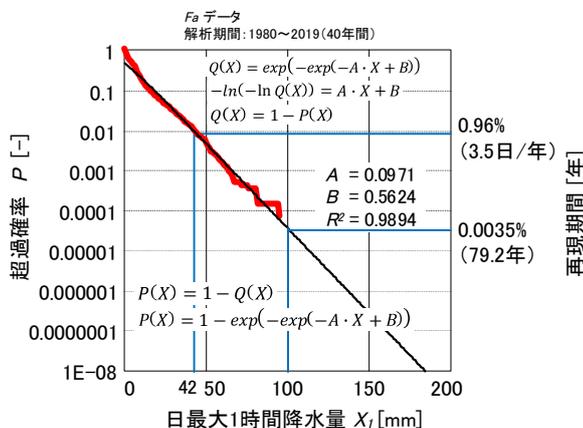


図 13 福井県における日最大 1 時間降水量の再現期間

5. まとめ

本研究は 1573 年の朝倉氏滅亡直後の氾濫時の降水量と外水氾濫の再現期間を明らかにし、以下に得られた知見を示す。

- ① 一乗谷川の西岸にある復原町並の石垣の高さは地面から約 1 m である。この高さに水が達する場合の 1 時間降水量は 42mm であることがわかった。
- ② 戦国時代の一乗谷において、復原町並の土塀の石垣は氾濫した水の備えであると想定した場合、外水氾濫は 1 年間で 3.5 日発生することがわかった。

以上から、一乗谷川の西岸にある復原町並における石垣の高さから外水氾濫の再現期間を逆算した結果、戦国時代の一乗谷川は頻繁に氾濫していることがわかった。

今後、資料館による遺跡調査は地震との関連性に加えて、外水氾濫の痕跡にも着目して実施される。これにより、考古学の研究分野において新たな知見が得られ、一乗谷朝倉氏遺跡に対する関心が国内外で高まるものと考えられる。

6. 研究成果

本研究の実施期間において得られた研究成果を以下に示す。

- 1) 野々村善民, 島脇優里, 萩原春親: 戦国時代の一乗谷川における外水氾濫に関する研究 考古学的資料に基づく 3D モデルの作成と河川氾濫解析, 日本建築学会・情報システム技術委員会 第 44 回情報・利用・技術シンポジウム 2021 論文集, pp.161-166, 2021 年 12 月
- 2) 中村彩乃, 野々村善民, 萩原春親: 福井県高浜町の小生川流域における外水氾濫の予測, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 2022 年 9 月(投稿予定)
- 3) 吉森洋子, 野々村善民, 萩原春親: 伊勢湾における確率降水量に関する研究 日最大一時間降水量の超過確率の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 2022 年 9 月(投稿予定)
- 4) 寺前海斗, 野々村善民, 萩原春親: 写真測量を用いた一乗谷朝倉氏遺跡の復元街並の再現, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 2022 年 9 月(投稿予定)
- 5) 野々垣修慶, 野々村善民, 萩原春親: 写真測量を用いた建設構造物の 3D モデルの再現方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 2022 年 9 月(投稿予定)
- 6) 野々村善民, 寺前海斗, 萩原春親: 戦国時代の一乗谷における上城戸の水流の予測, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 2022 年 9 月(投稿予定)

木造住宅密集地区における震度別車両通行確率を用いた

避難所配置の診断・評価と強靱化施策への適用

大阪府立大学工業高等専門学校 総合工学システム学科 都市環境コース 教授 北村 幸定

1. 背景と目的

地区の最大震度を表したハザードマップが、各自治体において作成・公表されているが、リスクの極めて高い木造住宅密集地区の細街路を対象として、地震時にどの道路がどの程度の確率で車両通行不可となるか、といったミクロな脆弱性診断はなされていない。

そこで本研究では、筆者らの既往研究で提案した震度別車両通行確率を用いることにより、木造住宅密集地区である大阪府寝屋川市の香里地区を対象として、脆弱な箇所を詳細に可視化する。そして、地震発生後において、地区内の避難所が短期・長期的な視点から有効に機能するかどうかについて診断を行う。そして、避難所配置計画のあり方について、定量的な視点から考察することにより、建物の耐震化・不燃化や土地区画整理事業、無電柱化等といったハード面のみならずソフト面から、地区全体の強靱化施策に寄与することを目的とする。

2. 方針と経過

1) 震度別車両通行確率の定式化

震度別車両通行確率の考え方について記述し、定式化する。

2) 現地調査・基礎情報の整理

道路ネットワークデータに住宅位置情報、建物情報の他、電柱・電線位置情報、避難所に関する情報を付加し、分析の基礎となる情報を整理する。また、香里地区内の道路は寝屋川市が管理する市道であることから、寝屋川市役所に対して、市道管理や避難所の整備・維持管理に対するヒアリングを行い、現地調査の補足を行う。

3) 震度別車両通行確率を用いた脆弱な箇所の可視化

香里地区における震度 6 強、震度 7 における地区の震度別車両通行確率を図示する。これにより、住民に対してより具体的な防災意識の熟成を図れるとともに、地震発生時において地区内のより迅速な救急活動や避難活動につながるものとする。

4) 避難所配置計画のあり方検討

避難所が短期・長期的な視点から有効に機能させるためにどの道路を強靱化すればよいか、について、具体的な案を提示する。

5) 強靱化施策による車両通行確率の変化

建物の耐震化・不燃化や土地区画整理事業、無電柱化等といったハード面の対策を行ったときに、3)の震度別車両通行確率がどのように変化するかを定量的に表す。

6) まとめ

以上の成果を、具体的な結論として取りまとめる。

3. 得られた結果

1) 震度別車両通行確率の定式化

震度別木造・非木造建物の倒壊確率は近年の地震の代表的な例である阪神・淡路大震災の建物の倒壊事例に基づき、東京消防庁が考案した関係式¹⁾より求めた。電柱の震度別倒壊確率については、筆者の既往研究²⁾を参考にした。木造家屋、非木造家屋、電柱の震度別倒壊確率の結果を表-1に示す。

表-1 木造家屋、非木造家屋、電柱の震度別倒壊確率

倒壊確率	震度6強	震度7
木造建物 ($\alpha_{W,si}$)	12.5%	44.2%
非木造建物 ($\alpha_{N,si}$)	1.6%	8.5%
電柱 ($\alpha_{P,si}$)	0.27%	7.27%

次に、道路における震度別車両通行確率は、図-1に示す道路幅員、木造建物・非木造建物・電柱の倒壊確率、道路に隣接する木造建物・非木造建物の建ち方、ならびに道路内にある電柱の建ち方により算定されるものとした。本研究では木造建物・非木造建物・電柱の建ち方のパターン数を、2)のデータを用いて、リンクごとにカウントした。

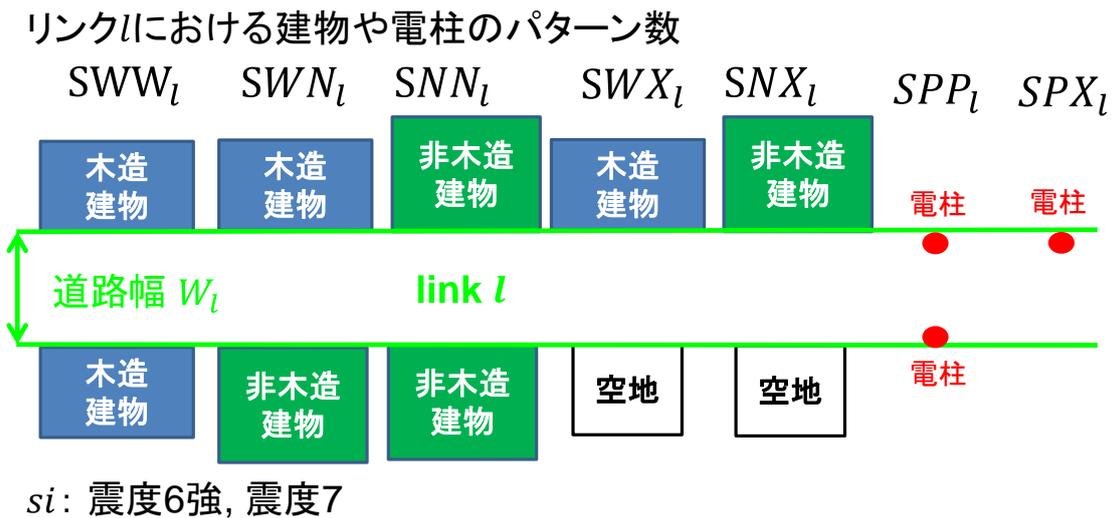


図-1 震度別車両通行確率算定のための木造建物・非木造建物ならびに道路内にある電柱の建ち方

最終的に、道路における震度別車両通行確率は、以下の式(1)~(3)を用いた。

a) 道路幅が $W < 5.5m$ のとき

図-1に示す道路両側にある木造建物・非木造建物・電柱のいずれか1つが倒壊したときに、この道路が車両通行不可になると仮定する。これより、車両通行確率は道路両側にある木造建物・非木造建物・電柱が全て倒壊しない確率と等しくなることから、震度 si 、リンク*l*における車両通行確率 $PC_{l,si}$ は式(1)のように表す。

$$PC_{l,si} = (1 - \alpha_{bw,si})^{2 \cdot SWW_i + SWN_i + SWO_i} \times (1 - \alpha_{bn,si})^{SWN_i + 2 \cdot SNN_i + SNO_i} \times (1 - \alpha_{e,si})^{2 \cdot SPP_i + SPO_i} \quad (1)$$

b) 道路幅が $5.5m \leq W < 13.0m$ のとき

図-1 に示す道路両側に木造建物・非木造建物・電柱があり、それが両側とも倒壊したときのみ、この道路が車両通行不可になると仮定する。これより、車両通行確率 $PC_{l,si}$ は式(2)のように表す。

$$PC_{l,si} = (1 - \alpha_{bw,si}^2)^{SWW_i} \times (1 - \alpha_{bw,si} \alpha_{bn,si})^{SWN_i} \times (1 - \alpha_{bn,si}^2)^{SNN_i} \times (1 - \alpha_{e,si}^2)^{SPP_i} \quad (2)$$

c) 道路幅が $13.0m \leq W$ のとき

木造建物・非木造建物・電柱がどのように倒壊しても、道路は車両通行可能として、車両通行確率 $PC_{l,si}$ は式(3)のように表す。

$$PC_{l,si} = 1 \quad (3)$$

2) 現地調査・基礎情報の整理

一般財団法人日本デジタル道路地図協会（DRM協会）が保有するDRMデータ³⁾を用いて、寝屋川市の香里地区の細街路と交差点ごとに、ノードとリンクを設定した。また、国土基盤情報⁴⁾における建物データを用いて、木造建物・非木造建物の位置を抽出した。そして、関電サービスが保有する有償の電柱位置情報データ⁵⁾から電柱の位置データを抽出し、以上のデータをオーバーレイした。その結果を図-2に示す。



図-2 香里地区（一部エリア）の道路・木造建物・非木造建物・電柱位置情報

3) 震度別車両通行確率を用いた脆弱な箇所の可視化

香里地区のリンク総延長32.2kmに対し、震度別車両通行確率でのリンク延長割合がどの程度になるかを、また式(1)～(3)に基づき震度6強ならびに震度7での「震度別車両通行確率」を可視化したものを図-3に示す。

当該地区においては震度6強の場合、全体の34.5%の道路の車両通行確率が80%以上となっており、主要道路だけでなく、地区の中に入る道路においても比較的車両通行確率が高いリンクが多い。しかしながら震度7の場合、全体の60.2%の道路の車両通行確率が20%以下になっている。

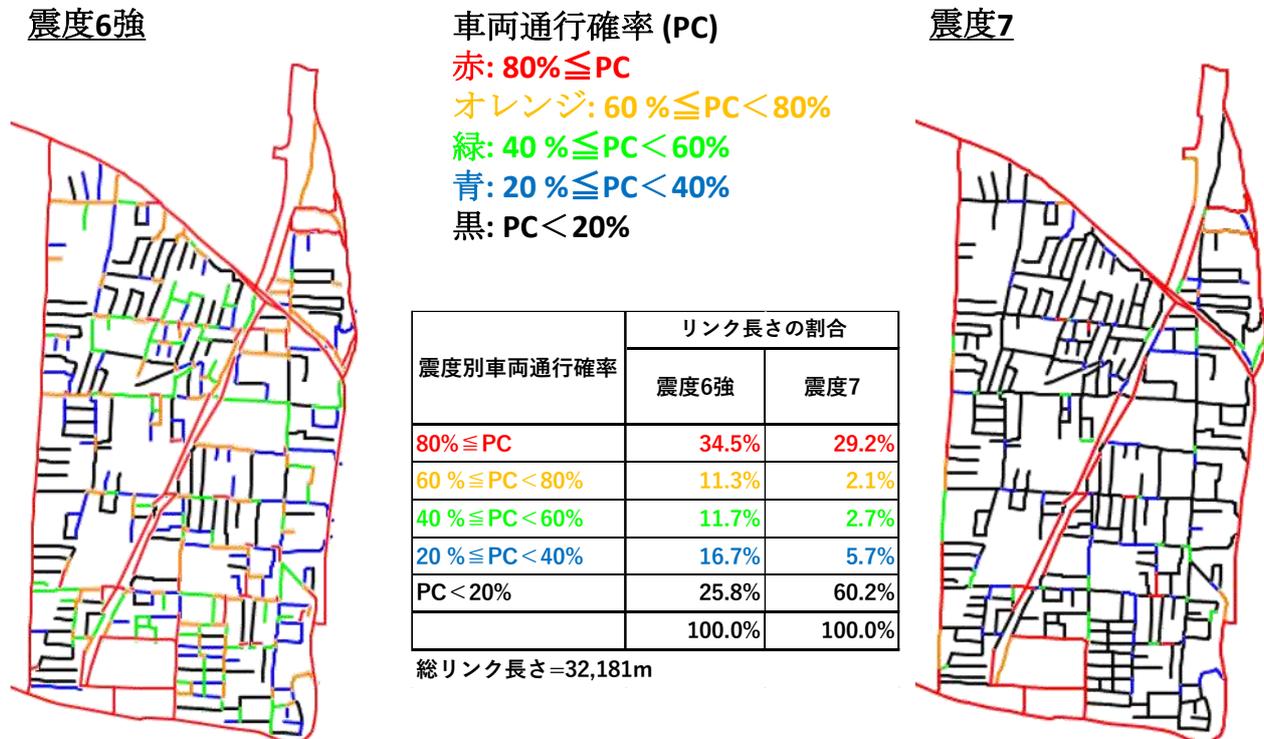


図-3 香里地区における震度別車両通行確率

4) 避難所配置計画のあり方検討

図-4 に香里地区における避難所・一時避難所と主要道路の位置を示す。避難所としては、地区内に北小学校・田井小学校・第三中学校の3箇所、一時避難所として田井西公園の1箇所、計4箇所が寝屋川市によって定められている。避難所の規模としてはかなり大きいこと、また当地区は住宅が密集しているおり、他の代替地がないことから、今ある4箇所の避難所を有効に機能させることが重要であると考え。すなわち、災害時において、避難所と外部とのアクセスを常時確保することが、本地区での避難所配置計画のあり方の根底となると考える。

そこで、避難所と主要道路の図を重ね合わせると、現状では、避難所・一時避難所は全て主要道路に面しておらず、地区外からのアクセスを考えると問題がある。しかし、将来において京阪本線の連続立体交差化事業が完成した場合には、未開通の主要道路が開通するため、田井小学校・第三中学校・田井西公園の3箇所が主要道路に面することになり、地区外からのアクセスはかなり改善され、避難所としての機能を有効に果たすことができる。

しかしながら、未開通の主要道路が開通するだけでは、地区内から避難所までのアクセスが不十分である。特に第三小学校の南側のエリア・北小学校の東側のエリアにおいては、災害時に避難所

や主要道路までアクセスすることは困難な状態であるといえる。そこで、本研究では、図-5 に示す地区内に入る道路ならびに主要生活道路⁹⁾の改善を実施することにより、災害時において、地区外から全ての避難所へのアクセス，ならびに地区内から避難所へのアクセスを常時確保するという強靱化施策を実施するものとする。

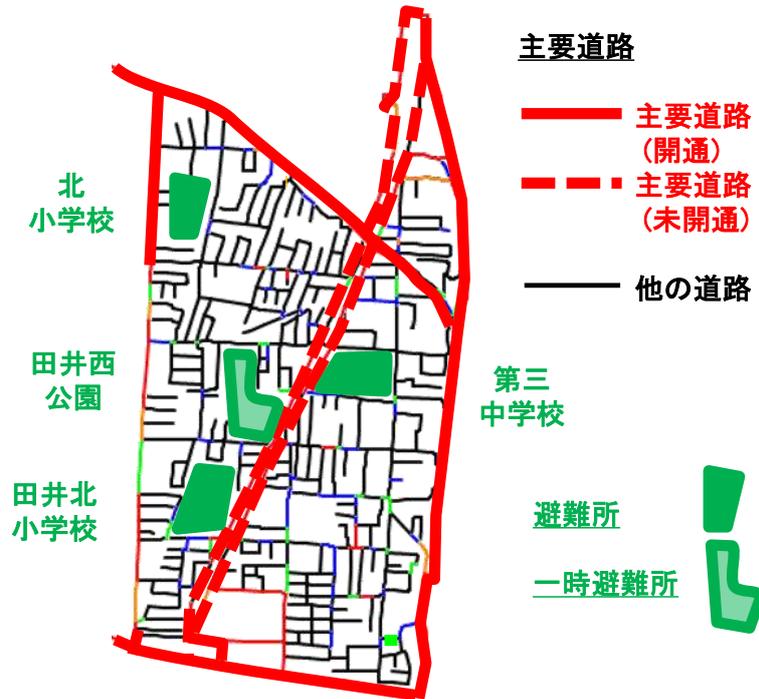


図4 香里地区における避難所・一時避難所と主要道路の位置

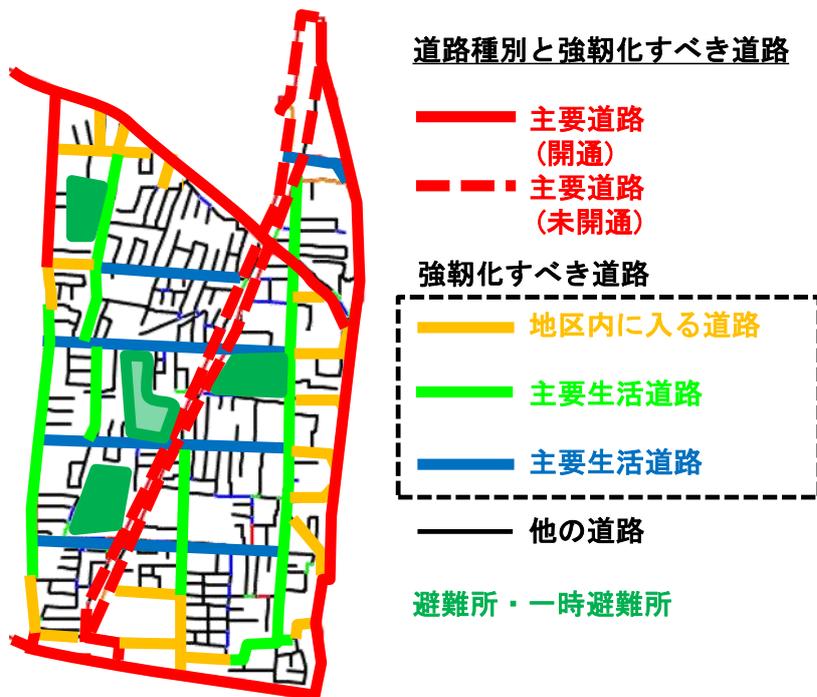


図-5 香里地区における強靱化すべき道路

5) 強靱化施策による車両通行確率の変化

図-5 に示す地区内に入る道路ならびに主要生活道路は全長 8,988m あり、これは香里地区全体の道路延長 32,181m の約 27.9%に相当する。

地区内に入る道路ならびに主要生活道路の改善，強靱化施策として，次の a) b) c) を提案する

- a) 道路拡幅：幅 5.5m 未満の道路を 5.5m 以上に拡幅する
- b) 木造建物の非木造化：道路に面する木造建物を全て非木造建物に建替える（道路幅は変更無）
- c) 無電柱化：道路に面する電柱を全て地中化する（道路幅は変更無）

そして，式(1)~(3)より，地区内に入る道路ならびに主要生活道路を対象として，現状 0) ならびに各強靱化施策 a) b) c)において，震度別車両通行確率の分布がどのように変化するか，を表-3 に示す。

表-3 強靱化施策による震度別車両通行確率の分布

0) 政策無し

震度別車両通行確率	リンク長さの割合	
	震度6強	震度7
80% ≤ PC	16.6%	7.5%
60% ≤ PC < 80%	18.3%	3.6%
40% ≤ PC < 60%	19.5%	5.6%
20% ≤ PC < 40%	24.1%	9.3%
PC < 20%	21.5%	74.0%
	100.0%	100.0%

a) 道路拡幅

震度別車両通行確率	リンク長さの割合	
	震度6強	震度7
80% ≤ PC	100.0%	26.8%
60% ≤ PC < 80%	0.0%	17.1%
40% ≤ PC < 60%	0.0%	27.3%
20% ≤ PC < 40%	0.0%	14.7%
PC < 20%	0.0%	14.2%
	100.0%	100.0%

b) 木造建物の非木造化

震度別車両通行確率	リンク長さの割合	
	震度6強	震度7
80% ≤ PC	79.4%	13.7%
60% ≤ PC < 80%	20.6%	23.0%
40% ≤ PC < 60%	0.0%	26.7%
20% ≤ PC < 40%	0.0%	20.2%
PC < 20%	0.0%	16.4%
	100.0%	100.0%

c) 無電柱化

震度別車両通行確率	リンク長さの割合	
	震度6強	震度7
80% ≤ PC	16.6%	8.8%
60% ≤ PC < 80%	18.3%	2.3%
40% ≤ PC < 60%	19.5%	5.6%
20% ≤ PC < 40%	25.2%	10.2%
PC < 20%	20.4%	73.2%
	100.0%	100.0%

a) 道路拡幅についての評価

表-3 の 0), a)より，対象となる道路において，震度 6 強では車両通行確率は全て 80%以上になるが，震度 7 では道路拡幅により車両通行確率が比較的高い道路（PC ≥ 80%）の割合が 7.5%から 26.8%に増加することがわかる。そのため，道路拡幅が可能な場合は，道路拡幅を促進することが有効であると考ええる。

b) 木造建物の非木造化についての評価

表-3 の 0), b)より，対象となる道路において，震度 6 強では車両通行確率はいずれも 60%以上で

あるが、震度 7 では、建物の全非木造化により、比較的低いリンクの車両通行可能確率（ $PC < 20\%$ ）の道路の割合が 74.0%から 16.2%に減少していることがわかる。従って、車両通行確率が比較的低い道路で拡幅が困難な場合は、建物の非木造化を促進することが有効であると考ええる。

c) 無電柱化についての評価

表-3 の 0), c)より、震度 6 強ではほとんど効果がないが、震度 7 では若干の効果があることがわかる。したがって、特に重要な道路では、電柱の撤去を促すことが効果的であると考ええる。

4. 具体的な結論

本研究では、1)にて、木造建物と非木造建物、および電柱の倒壊確率を考慮した震度別車両通行確率に関する式を提案し、それに用いる震度別の木造建物と非木造建物および電柱の倒壊確率を推定した。

3)にて、木造住宅密集地である寝屋川市香里地区において、各リンクの震度別車両通行可能確率を算出し、可視化した。その結果、当該地区においては震度 6 強の場合、全体の 34.5%の道路の車両通行確率が 80%以上となっており、主要道路だけでなく、地区内の道路においても比較的車両通行確率が高いリンクが多い。しかしながら震度 7 の場合、全体の 60.2%の道路の車両通行確率が 20%以下になっており、この場合、地区内の道路においてはほぼ車両通行確率が 20%以下になることが明らかとなった。

4)にて、香里地区における避難所配置計画のあり方として、「災害時において、避難所と外部とのアクセスを常時確保する」ことが重要であるということを記載した。その上で、図-5 に示す地区内に入る道路ならびに主要生活道路 8,988m の改善を実施することにより「災害時において、地区外から全ての避難所へのアクセス、ならびに地区内から避難所へのアクセスを常時確保する」という強靱化施策の必要性を述べた。

以上のことから、5)にて香里地区において強靱化施策 a) 道路拡幅、b) 木造建物の非木造化、c) 無電柱化、を実施したときの震度別車両通行確率の分布がどのように変化するか、について評価を行った。その結果、a) 道路拡幅、の施策によって、震度 7 では車両通行確率が比較的高い道路（ $PC \geq 80\%$ ）の割合が 7.5%から 26.8%に増加することから、「道路拡幅が可能な場合は道路拡幅を行うこと」、b) 木造建物の非木造化、の施策によって、建物の全非木造化により、比較的低いリンクの車両通行可能確率（ $PC < 20\%$ ）の道路の割合が 74.0%から 16.2%に急減していることから、「比較的低い車両通行確率の道路において道路拡幅が困難な場合は建物の非木造化を行うこと」、c)無電柱化、の施策によって、震度 7 では若干の効果があることから、「特に重要な道路では、電柱の撤去を促すこと」、が有効であることを示した。

本研究の最終目標は、以上のような知見をさらに発展させて、強靱化対策のコストと効果を定量的に評価し、災害対応・復旧計画、防災計画の観点から優先的に実施すべき対策を提案することにある。また、本研究で提案した指標が、脆弱性の可視化、住民の防災教育、様々な強靱化対策の合意形成ツールとして活用されれば幸甚である。

5. その他

【謝辞】

当報告書は、一般社団法人近畿建設協会の研究助成をもとに作成を行いました。なお、香里地区内の詳細データにつきましては、寝屋川市役所都市基盤整備部道路管理課様のご協力により資料を貸与していただきました。また本研究助成を元に、東京都足立区、横浜市西区へ現地調査を実施し、リスクの極めて高い木造住宅密集地区に対して、どのような補助政策が実施されているのか、また実現しやすい改善施策としてどのようなものがあるか、についていろんな視点から考えることができました。この場を借りて感謝の念を表します。

【参考文献】

- 1) 東京消防庁：震災時における新たな危険性の評価，<http://www.tfd.metro.tokyo.jp/kk/pdf-data/21kst03.pdf>
- 2) 白柳博章，北村幸定：地震時における細街路単位でのリンク通行確率ならびにノード到達確率の提案～密集市街地での脆弱性の評価と防災対策の向上を目指して～，第 60 回土木計画学研究発表会・秋大会，CD-ROM, pp. 1-7, 2019.
- 3) 一般財団法人日本デジタル道路地図協会（DRM協会）：DRMデータベースの紹介，<https://drm.jp/>
- 4) 国土交通省国土地理院：国土基盤情報，<https://www.gsi.go.jp/kiban/>
- 5) 関電サービス：電柱位置情報データ，https://www.denchu-koukoku.jp/ad_services/
- 6) 寝屋川市役所：密集住宅地区における取組，[http:// www.city.neyagawa.osaka.jp/shisei/seisaku/planvision/matidukuri/1545722889890.html](http://www.city.neyagawa.osaka.jp/shisei/seisaku/planvision/matidukuri/1545722889890.html)

【添付論文】

- 1) 北村幸定，白柳博章：木造住宅密集地区における震度別車両通行確率 の定量化と強靱化施策の評価，土木学会論文集D3（土木計画学），Vol.77(No.5) pp.1-9（登載決定）
- 2) Yukisada KITAMURA & Hiroaki SHIRAYANAGI：VULNERABILITY MITIGATION POLICIES IN A DENSELY POPULATED AREA USING THE PASSABLE PROBABILITY OF TRAFFIC VEHICLES BY SEISMIC INTENSITY，2022PRSCO（投稿予定）

刻印機によるマーキングを利用した画像解析によるひずみ計測に関する研究

京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻 准教授 ○北根安雄

京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻 教授 杉浦邦征

京都大学工学部地球工学科 4 回生 清水厚佑

1. はじめに

構造物のひずみを計測し、状態把握を行うことは構造物の安全性を確保する上で重要になる。現在、そのようなひずみ計測の手段としては、ひずみゲージを用いた計測が一般的である。ひずみゲージによるひずみの計測は、精度高く計測が行える一方で、複数の点の計測には、それぞれの測定箇所にはひずみゲージを設置しなければならず、それに伴いゲージから計測器へ複雑な配線作業が必要になるなどの作業面での問題がある。また、計測に際して、ひずみゲージは対象物に直接貼り付ける必要があるが、対象物の物理的、環境的な制限によりひずみゲージを直接貼り付けることができないところではひずみの計測が行えないという問題もある。さらに、ひずみゲージの素材の耐久性により長期間にわたるひずみ計測においても課題がある。

それらの問題を解消するために、現在ひずみゲージに代わる様々な計測法が提案されているが、そのなかの一つである画像相関法（DIC）を用いた計測法は、計測に際して、対象物をカメラで撮影し、画像を解析するだけで簡易にひずみの計測が行える手法である。この手法を実構造物のひずみ計測に用いることが出来れば、構造物を維持管理する上で有効なひずみ計測手法となりうるが、そのためには、DIC を用いたひずみの計測法による計測精度が重要になる。

DIC を用いたひずみ計測に関する既往研究では、DIC によるひずみ計測精度や計測範囲に関して、様々な条件、方法に着目し、数多くの研究が行われている。出水ら[1]は、撮影角度やシャッター速度、撮影距離などの撮影条件や加算平均処理、サブセット範囲などの解析条件の違いが DIC のひずみ計測精度に及ぼす影響を評価した。畝田ら[2]は、基本測定条件として測定対象物の有する表面模様ランダム性及びサブセットサイズ等の DIC における解析パラメータ等の条件とひずみの計測精度の関係について実験的検討を行った。有川ら[3]は、デジタル DIC を測定範囲の異なるスペックル干渉法を組み合わせることで、広範囲の大きさのひずみをまとめて計測する方法を提案した。以上の既往研究ではひずみ計測精度向上のために、計測、解析条件の違いに対し、精度を評価する研究が多くなされてきたが、本研究では、計測対象物に施したマーキングの違いによるひずみ計測精度の違いを評価し、DIC によるひずみ計測をする上で有効なマーキングを検討した。

これらの研究背景を踏まえ、本研究では、マーキングを施した計測対象物に DIC を用いたひずみ計測を行い、それぞれの計測精度を検証し、効果的なひずみの計測方法を明らかにすることを目的とする。また、マーキングには、実構造物のひずみ計測にも利用可能な刻印機を用いた刻印でのマーキングや、DIC による追跡が行いやすいと考えられるエーミングターゲットとしてシールによるマーキングなどを試し、計測精度がどの程度なのかを明らかにする。

2. 実験

2.1. 試験体

実験としては、図-1 に示す SS400 鋼材の試験体に対して、静的引張試験および圧縮試験を実施した。試

験体には、ひずみゲージを貼布し、ひずみを計測した。また同時に試験体表面にマーキングを施し、マーキングの画像をデジタルカメラで撮影することで、DICによりマーキング箇所でのひずみを同定した。

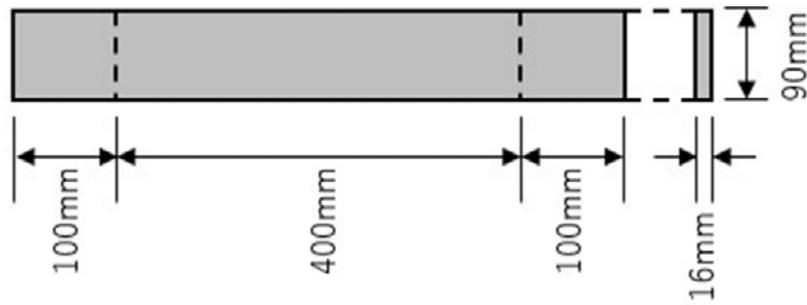


図-1 試験体の寸法

2.2. マーキング

マーキングの種類としては、図-2 に示したように、4分円を10mmの正方形の四隅に刻印したもの、4分円のシールを10mmの正方形の四隅に張り付けたもの、同心円を10mmの四隅に刻印したもの、同心円のシールを10mmの正方形の四隅に張り付けたもの、QRコードを10mm四方に刻印したもの、スプレーによりランダムパターンを10mm四方に塗布したもの計6つのマーキングを試した。それぞれ試験体の中央付近の位置にマーキングを行った。



図-2 マーキングの種類

2.3. 実験方法

DICにより求めたひずみの精度を確かめる方法として、ひずみゲージによる計測を同時に行い、その値との比較により精度を確かめる。ひずみゲージは、ゲージ長5mmのものを使用し、マーキングのすぐ下の位置に設置した。

使用した試験機は、MTS材料試験機(最大荷重500kN)である。引張試験については、0kNから、試験体の降伏に対し約1.7の安全率を取った220kNまでの弾性範囲内で20kNずつ载荷し、各荷重においてマーキングをカメラで撮影し、ひずみゲージによる計測を行った。圧縮試験についても同様に実施した。試験

の様子を以下の図-3 に示す。



図-3 実験の様子

2.4. DIC によるひずみの同定方法

DIC 解析は商業用ソフト、DIPP-Motion V を使用して行った。DIC の解析には、テンプレート範囲とその探査範囲を指定する必要がある。テンプレートは、変形前後の画像に対して、追跡の対象とする範囲である。このテンプレート範囲にマークやパターンの特徴が入るように設定する。探査範囲は、テンプレートを画像内で探索する範囲である。引張試験および圧縮試験の解析に用いた各マーキングでのテンプレート、探査範囲を表-1 に、各マーキングの追跡点を図-4 に示す。

精度の比較のためにテンプレートは基本的に揃えて解析を行ったが、ランダムパターンについては、10mm×10mm のパターンの内部を追跡したため、そのサイズに適切なテンプレート範囲、探査範囲を設定した。

軸ひずみの算出には、前章で述べたように、DIC により追跡した载荷方向の 2 点の 2 点間の線分の長さを求めてひずみを求める方法と、DIC により追跡した点から三角形要素をつくりひずみを求める方法でひずみの値を算出した。2 点間の線分の長さを求めてひずみを求めた方法と、三角形要素をつくりひずみを求めた方法による結果の例を示す。図-5 と図-6 はそれぞれ、引張試験、圧縮試験において、刻印の四分円

表-1 画像解析の解析単位

	テンプレート範囲	探査範囲
四分円(刻印)	500pixels×500pixels	1000pixels×1000pixels
同心円(刻印)	500pixels×500pixels	1000pixels×1400pixels
四分円(シール)	500pixels×500pixels	1000pixels×1000pixels
同心円(シール)	500pixels×500pixel	1000pixels×1000pixels
QR コード	500pixels×500pixels	1000pixels×1000pixels
ランダムパターン	200pixels×200pixels	400pixels×400pixels

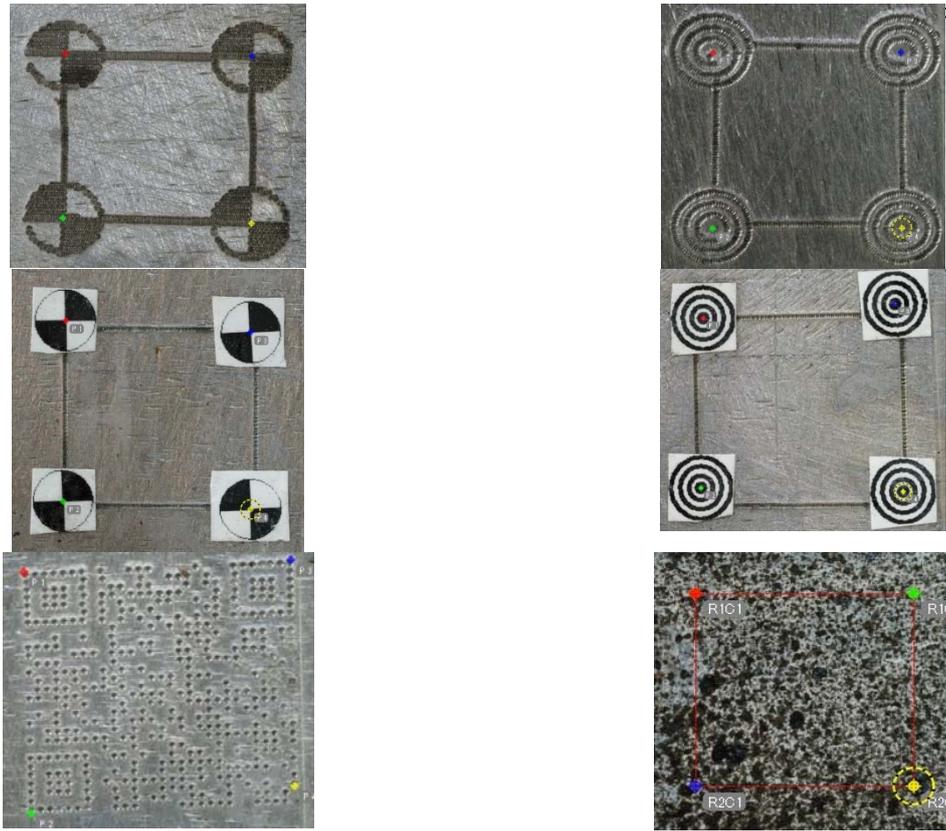


図-4 各マーキングの追跡点

のマーキングでひずみを計測した際の応力-ひずみ関係のグラフを示している。グラフ内では、2点間の線分の長さからひずみを算出した場合の結果を「2点間距離」、三角形要素からひずみを算出した場合の結果を「三角形要素」と表記した。

図-5 と図-6 に示された、2点間距離からひずみを算出した場合と三角形要素からひずみを算出した場合の応力-ひずみ関係のグラフを比較すると、得られた値のばらつきやその傾向に差はほとんど無かった。また、誤差の平均の結果を比較しても、得られた値にほとんど差がなく計測精度においてもほとんど差が無いことがわかる。この結果を踏まえ、以下に示す結果には、三角形要素からひずみを算出した場合の結果のみを示す。

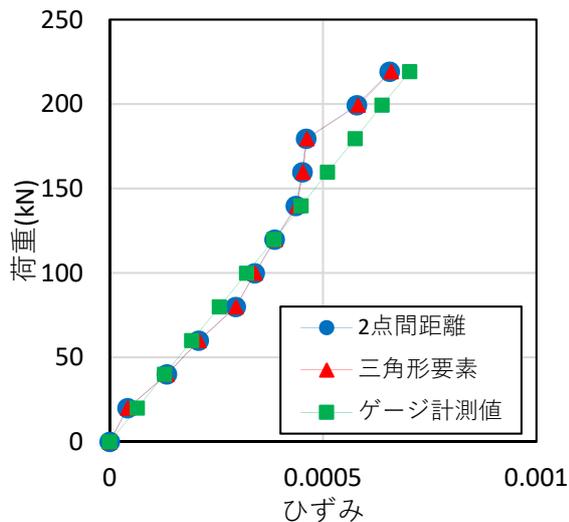


図-5 引張試験の結果

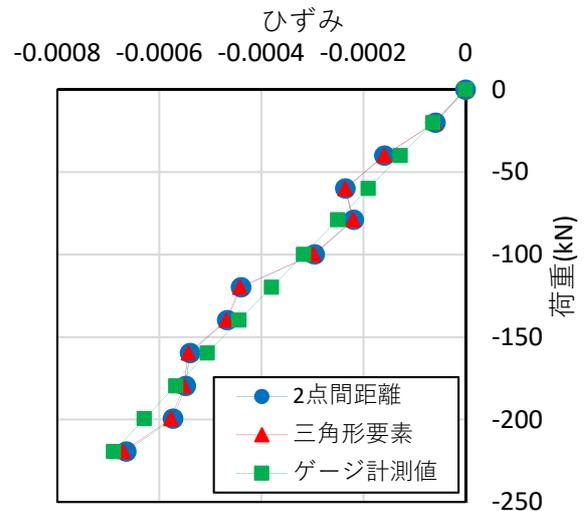


図-6 圧縮試験の結果

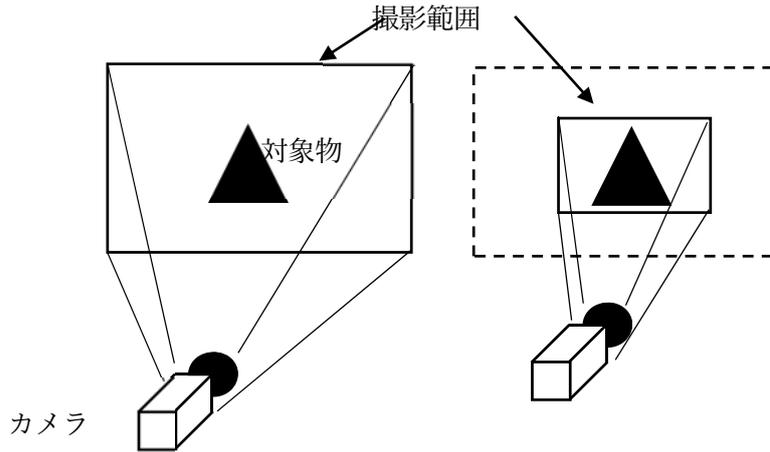


図-7 カメラと被写体の距離と撮影範囲

DIC を用いてひずみを算出するためには、画像内でのスケール(ピクセル単位)を実際のスケール(実際の長さの単位)に変換するために、それらの関係を求める必要がある。具体的には、寸法の分かっている物体を撮影し、その物体の画像内でのピクセル数と実際の寸法との関係から、画像内のピクセル数が実際のスケールではどのくらいの長さになるのかを求める。

変形前後でカメラと対象物の平面の位置関係が変化する場合、変形前後の画像で画像内でのピクセル数と実際の長さの関係が変化してしまう。例えば、図-7 のようにカメラと対象物との距離が遠くなる場合は画像内の対象物を構成するピクセル数が小さくなり、カメラと対象物との距離が近くなる場合は画像内の対象物を構成するピクセル数が大きくなる。このような場合は、ひずみを求める際に、画像内でのピクセル数と実際の長さの関係を変形前後の画像ごとに設定を行う（以下スケールの補正と呼ぶ）必要がある。

本研究では、実験において上記の例と同様に変形前後の画像ごとにスケールの変化があったためスケールの補正を行った。スケールの補正のための長さの基準として、長さ 10mm のルーラーと中心間距離が分かっている 2 個のマークをマーキングと一緒に撮影し、それらの画像内でのピクセル数と実際の長さとの関係より画像内でのスケールと実際のスケールとの関係を求めた。画像内のピクセル数は、ルーラーについては両端の点、マークについては 2 個のマークの中心点をそれぞれ画像相関法により追跡し、それにより得られた各点のピクセル座標値の追跡データを用いて、ルーラーの両端の 2 点間のピクセル数、およびマークの中心の 2 点間のピクセル数を求めた。マーキングと一緒に撮影したルーラーとマークの様子を以下の図-8 に示す。ルーラーとマークは、図-9 のようにマーキングのすぐ横の位置に、試験体の変形の影響が出ないように角だけにテープを付け、試験体に貼り付けた。

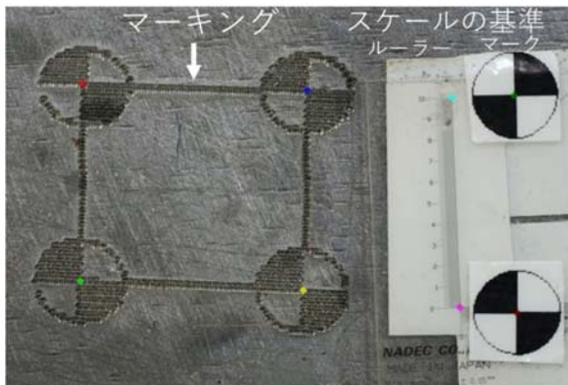


図-8 ルーラーとマーク

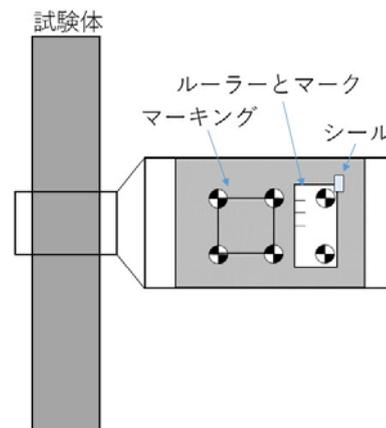


図-9 ルーラーとマークの貼付位置

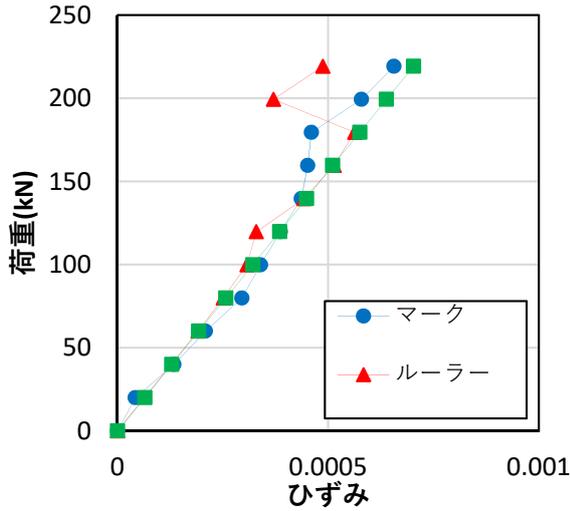


図-10 引張試験の結果

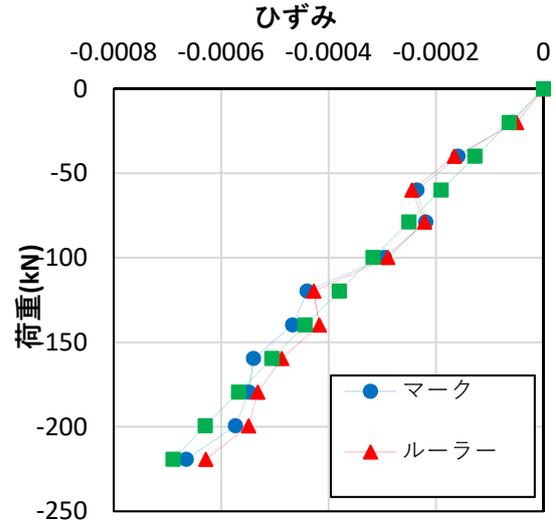


図-11 圧縮試験の結果

マークにより補正した場合とルーラーにより補正した場合での結果の例を、図-10 と図-11 に示す。図-10 と図-11 は、それぞれ、引張試験、圧縮試験において、刻印の四分円のマーキングでひずみを計測した際に、ルーラーによりスケールを補正した場合とマークにより補正した場合の荷重-ひずみ関係のグラフを示している。これらの結果からは、マークにより補正した場合に比べ、ルーラーにより補正した場合の方が全体的にゲージ計測値から大きく外れた箇所が多く確認され、平均の誤差でも、ルーラーにより補正した場合の方の平均の誤差が大きくなるという結果であった。この理由としては、マークとルーラーの追跡点の追跡の行いやすさの違いが考えられる。ルーラーは、線が細かく、画像内に映る線もあまり明瞭ではないため、変形前後の撮影間の時間差における、撮影環境（実験室の明るさ等）や撮影条件（カメラのフォーカス等）の微妙な違いにより、画像ごとにルーラーの線の明瞭度、濃さや太さなども微妙に変化し、正確な追跡が行いづらかったと考えられる。一方で、ルーラーの点の追跡が DIC で正確に行えたと考えられるケースにおいては、精度としても、マークで補正した場合とほぼ変わらない計測精度が得られており、正しく追跡が行えればマークと同程度の精度が期待できる。以上を踏まえると、DIC による追跡を行いやすさ、精度という観点で見れば、スケールの補正のためには、マークのように追跡が行いやすいものを用いる方が良いものと考えられる。この結果を踏まえ、以下の結果では、マークにより補正した場合の結果を示す。

2.5. 実験結果と考察

図-12 と図-13 は、それぞれ引張試験と圧縮試験での各マーキングでひずみを計測した際の荷重-ひずみ関係のグラフである。グラフ内では DIC によるひずみ計測値を「DIC 計測値」、ひずみゲージによるひずみ計測値を「ゲージ計測値」と表記した。また表-2 には、引張試験、圧縮試験においての各マーキングの DIC によるひずみ計測値の平均の誤差を示した。誤差は、DIC により求めたひずみ計測値とゲージ計測値の差の絶対値と、ゲージ計測値との比をパーセンテージで示したものである。

引張試験と圧縮試験の結果は、どちらか一方の試験でひずみの計測精度が大きく変わるということはなく、軸ひずみの計測においては、引張と圧縮による違いが計測精度に影響することはあまりないと考えられる。

次に、各種マーキングを比較する。得られた結果を比較すると、四分円と同心円は、引張試験、圧縮試験の両試験において、全体的に誤差が 10%以下ほどで抑えられたとことが多く、引張試験で値のばらつきが大きく、平均の誤差が 15%ほどになったランダムパターンや、全体的を通して誤差が 15%~20%ほどになった QR コードの結果と比べると良い計測精度を示した。これは、四分円や同心円のマーキングがランダムパターンや QR コードに比べると、明暗や幾何的に特徴のあるマーキングなので、画像相関法による追

跡点の同定も行ないやすく、計測精度も良かったことが考えられ、特徴のあるマークによるマーキングが画像相関法による計測に上手く機能したのと考えられる。

ランダムパターンは、圧縮試験においては平均の誤差が 9%ほどで、全体的に誤差が 10%以下に抑えられていたところが多く、四分円や同心円と同じくらいの計測精度を確認できた一方で、引張試験においては、四分円や同心円のマーキングに比べ値のばらつきや誤差が大きくなったところが多く、四分円、同心

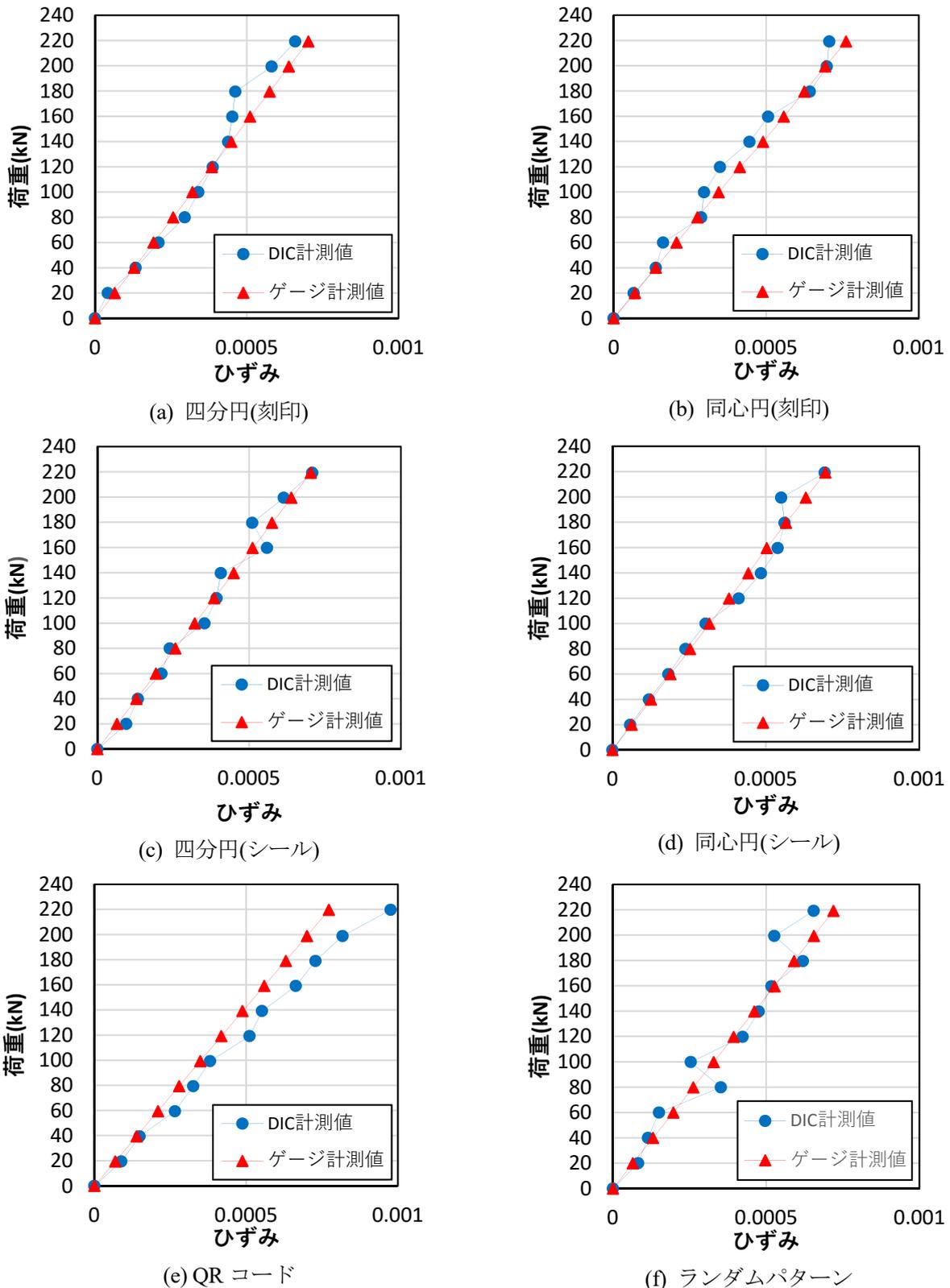


図-12 引張試験の荷重-ひずみ関係

円のマーキングと比べ、やや計測精度を欠いた結果となった。ランダムパターンは、四分円や同心円のようにマークの中の特徴的な点を追跡するのではなく、任意の点のランダム性を手掛かりにして画像相関法による追跡を行っており、解析の際に選んだ任意の追跡点のまわりのランダム性によっても計測精度が異なると考えられ、引張試験と圧縮試験の解析の際に選んだ任意の点まわりのランダム性の違いが、引張試験と圧縮試験での計測精度の差の原因ではないかと考えられる。今回は、ランダムパターンをひずみ分布

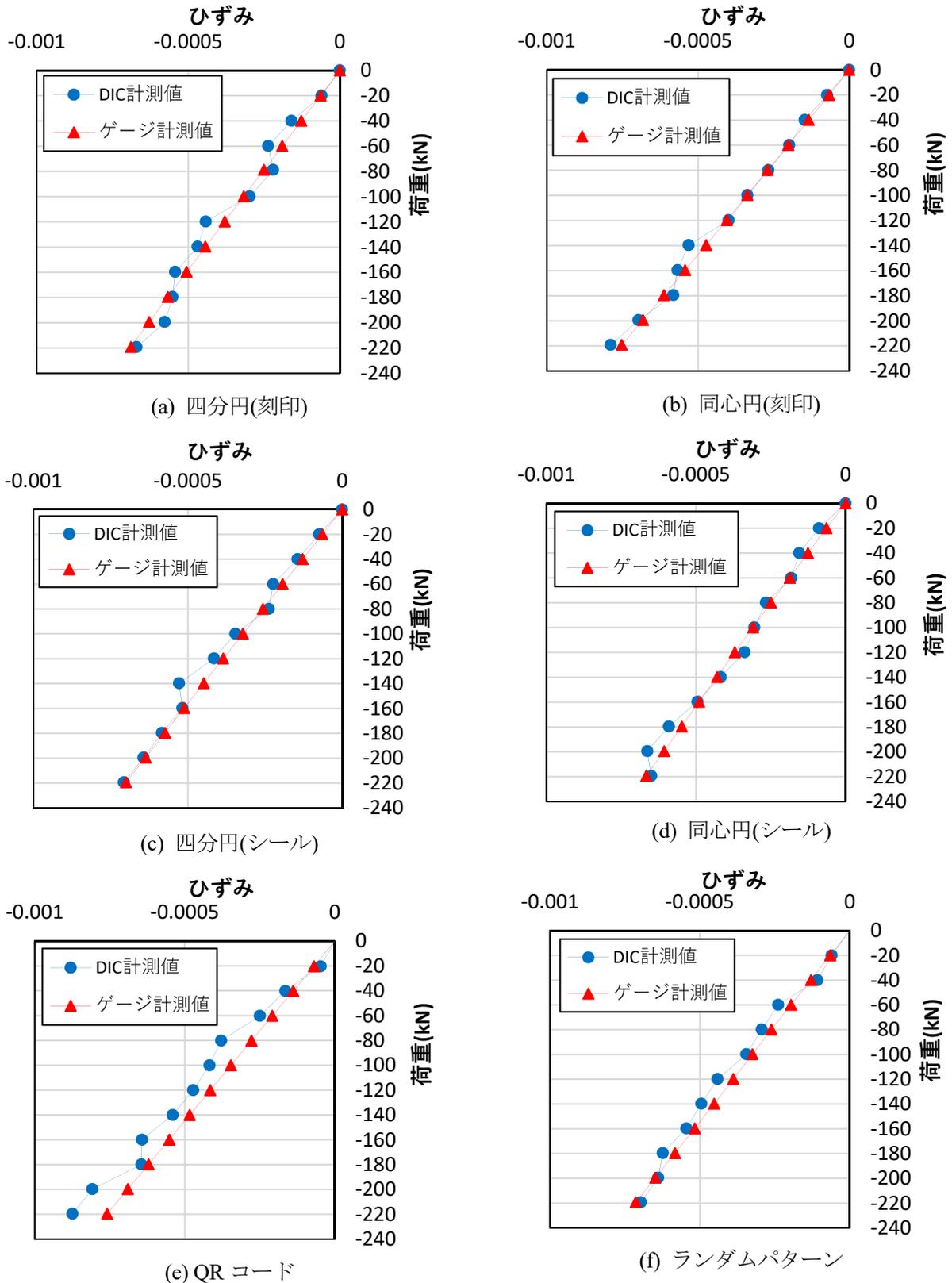


図-13 圧縮試験の荷重-ひずみ関係

表-2 各マーキングのゲージ計測値に対する誤差の平均(%)

	引張試験	圧縮試験
四分円(刻印)	10.73	10.54
同心円(刻印)	8.17	4.80
四分円(シール)	11.42	8.07
同心円(シール)	4.61	9.59
QR コード	18.37	17.79
ランダムパターン	15.09	9.45

ではなくひずみの計測のために用いたため、10mm×10mm の小さな範囲にランダムパターンを作成したが、作成したパターンも細かく小さなものになってしまったため、ひずみ計測を行う上で適切なパターンのサイズであったか、ランダム性が十分であったかは改めて検討する必要があると考えられる。

QR コードは、引張試験と圧縮試験において、全体を通して 15%から 20%ほどの誤差があり、四分円、同心円やランダムパターンと比べても精度を欠いた結果となった。この理由としては、QR コードのマーキングの追跡の精度が他のマーキングと比べるとあまり高くなかったことが考えられる。QR コードは、打刻した点を特徴点として追跡を行ったが、画像を細かく確認すると、打刻点の明暗や線の明瞭度が画像ごとに微妙に変化しており、画像ごとに正確な追尾点を特定することが難しかったのではないかと考えられる。打刻点の明暗や、線の明瞭度が画像ごとに変化した理由としては、打刻点がマーキングとしてはあまり目立つものではなかったため、撮影時の実験室の明るさの変化や載荷ごとのフォーカスの微妙な違いなどが映り方に影響したのではないかと考えられる。この結果からは、刻印の打刻点を単独で追尾してひずみを求めるよりは、細かい打刻点の集まりから線や明暗部を作った四分円や同心円のような特徴のあるマークを追跡してひずみを求める方が得られる結果の精度は良いと言える。

最後に、刻印によるマーキングとシールによるマーキングの結果の違いについて述べる。表-2 の刻印(四分円、同心円)とシール(四分円、同心円)の平均の誤差を比較すると、マーキングごとに平均の誤差に違いはあるが、刻印とシールでどちらか一方が安定して誤差が小さく抑えられたというような結果は確認できず、どちらか一方の計測精度が良いと言えるほどの差は無かった。図-12 と図-13 の全体の結果を見ても、両者ともに、画像相関法による計測値がゲージ計測値に対して大きく外れたということは無いものの、値にばらつきがあるところが何箇所か確認され、この結果についてもあまり大きな差は無かった。また、圧縮試験の刻印の同心円の結果や、引張試験のシールの同心円の結果のように、平均の誤差が 5%ほどで、誤差や値のばらつきが特に小さく抑えられていたところも確認されたが、これらの結果も、引張試験、圧縮試験の両方で、同様の結果が得られたという訳では無かったので、マーキングによる効果というよりは、試験ごとの撮影環境や条件等の違いによるものではないかと考えられる。

ただし、細かな違いとしては、刻印の場合は、図-12(a)の引張試験の刻印の四分円の荷重 160kN~200kN の範囲でのひずみや、図-12(b)の刻印の同心円の 100kN~160kN の範囲でのひずみのように、画像相関法による計測値がゲージ計測値から若干外れる箇所が多かった一方で、シールの場合は、値のばらつきがあるところは確認されるものの、全体的には値のばらつきが少なかった。この結果から、シールと刻印のマークの追跡の精度に大きな差は無いものの、刻印に比べるとシールの方がより安定して精度の高く追跡が行っていたのではないかと考えられる。シールは刻印よりもマークの線や白黒の明暗を細かく明瞭に表現出来るため、図-14 に示すように同じテンプレート範囲に収まる模様についても明瞭度高く、より多くの情報を収めることができ、それがマークの探索、追跡に大きく役立ったと考えられる。

刻印についても、シールと比べると誤差にばらつきが大きかったものの、全体を通して、誤差が 10%以下に抑えられたところがほとんどで、誤差が 1%~6%ほどに抑えられたところも多く確認でき、ほとんど

のところでは、シールと同程度に精度高く計測が行えたものと考えられる。また、 $60\mu \sim 100\mu$ ほどの小さなひずみに対して誤差が1~4%ほどに抑えられたところもあり、刻印についてもシールと同等に小さなひずみの変化を追うことができることが確認できた。

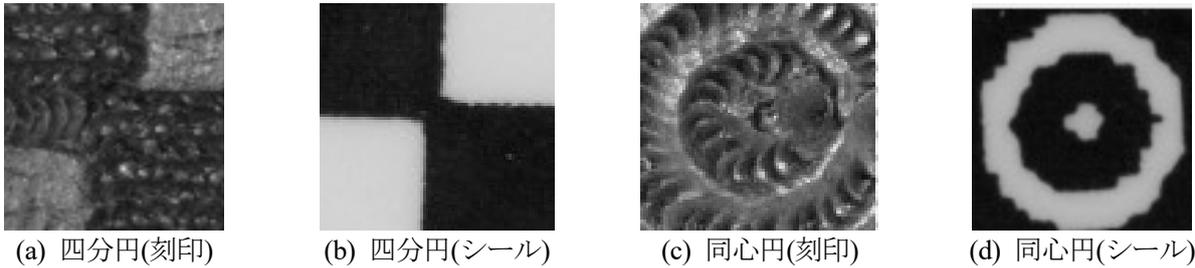


図-14 テンプレート範囲のマーキングの様様

3. 結論

本論文での結論は以下の通りである。

- (1) 刻印およびシールを用いたマークのマーキングについては、軸ひずみの計測において精度良く計測できることが確認できた。長期の計測を行う実構造物に利用する上では、刻印の方が有効なマーキング方法であると考えられる。
- (2) ひずみの計測を精度行うためには、基準寸法の補正を画像ごとに行う必要がある。
 今後は、実構造物で計測を行い、その精度を確認すること、また、カメラの位置を移動させた場合でも、精度よく計測ができるかどうかについて確認を行う必要がある。

参考文献

- [1] 出水享, 板井達志, 藤野義裕, 山下務, 松田浩; 撮影・解析条件がデジタル画像相関法のひずみ計測精度に及ぼす影響, 長崎大学研究成果リポジトリ, 2011.
- [2] 畝田道雄, 奥畑峻, 石川憲一; デジタル画像相関法を用いた全視野変形・ひずみ計測の精度評価研究, 日本機械学会論文集(C編), 76巻763号, No.09-0809, pp.587-594, 2010-3.
- [3] 有川秀一, 富永泰隆, 米山聡; スペックル・画像相関ハイブリッド法による広レンジひずみ計測, 実験力学, Vol112, No.3, pp.235-242, 2012.

本報告は「第 21 回 コンクリート構造物の補修，補強，アップグレードシンポジウム」への投稿論文を再編集したものです。

X 線 CT 画像を用いた凍害によるコンクリート表面からの劣化進行メカニズム の解明

近畿大学理工学部 教授 麓 隆行

1. はじめに

凍害の主な要因は、外気温の低下により、コンクリート内部の自由水が凝固点に達して凍結する際に生じる体積膨張である。その現象が多様な細孔を有するコンクリート内で局所的に生じると、未凍結水への圧力伝播やイオン濃度変化による浸透圧などを引き起こす¹⁾。結果として生じた過剰な膨張圧によりコンクリート内部で微細なひび割れが生じる。それらの繰り返しの繰り返しにより、構造物表面から内部へと劣化が進行していくこととなる¹⁾。

既往の研究では、凍結融解による劣化の進行は、供試体の見かけの相対動弾性係数や長さ変化で計測されている^{2), 3)}。しかし、上記のような供試体内部の局所的な体積ひずみの変化を数値化した研究はほとんどない。供試体内部の表面から内部へと凍結による劣化が進行する過程を数値化できれば、構造物内部方向への劣化進行過程を予測する手立てとなり、今後の維持管理に有用な知見になると考えられる。

著者らの既往の研究⁴⁾では、X 線 CT(Computed Tomography)法と画像計測法を活用し、凍結融解作用を付与したモルタル供試体内部の体積ひずみ分布を計測し、繰り返しの体積膨張ひずみ値とその範囲の変化を評価できることを示した。この手法を用いて、凍結過程においてモルタル内部における温度と膨張量との関係や、周辺の水の有無によりモルタル内部の膨張挙動の違いを明らかにできると考えた。

そこで本研究では、消泡剤で空気をできるだけ除去したモルタルを用いて、封緘状態または水中状態の環境下で、氷点下の降温過程にともなう供試体内部の体積変化について考察した。

2. 実験概要

モルタルの配合を表-1 に示す。W は水道水，C は普通ポルトランドセメント（密度 3.16g/cm³），S1 は硬質砂岩砕砂（表乾密度 2.64g/cm³，吸水率 1.86%），S2 は石灰岩砕砂（表乾密度 2.69g/cm³，吸水率 0.59%），Zr は内部変形の計測精度向上のために混入したジルコニア球（径 0.1mm）である。ジルコニア球はモルタル全体積の 0.75%となるように混合した。また，Ad はポリエーテル系消泡剤であり，C×0.004%でモルタルに添加した。

小型プラネタリミキサで，5L のモルタルを作製し，練上り直後に JIS R 5201 に準じて計測したフロー値は 143，JIS A 1116 に準じた質量法により計測した空気量は 0.07%であった。

表-1 モルタルの配合

目標空気量 (%)	W/C (%)	S/C	単体量(kg/m ³)					g/m ³
			W	C	S1	S2	Zr	
0	68	3.39	299	440	893	600	46	17.6

直径 50mm, 高さ 100mm の供試体を 2 体作製した。打込み時に, 熱電対を側面から 2 本挿入し, 1 本は供試体側面付近, もう 1 本は供試体中心付近に打込み面から深さ 30mm で配置した。翌日脱型後, 20℃の水中で養生した。材齢 33 日に水中から取り出し, 容器高さに合わせて打込み面から 20mm を切断後, 切断面を下にして図-1 のようにプラスチック容器の底面に設置した。凍結融解時における供試体位置の移動防止を目的に, 容器底部にシリコン樹脂を高さ 10mm まで充填し, 供試体を固定した。封緘状態で実施する場合, 供試体周囲もシリコン樹脂で覆って封緘状態を再現した。水中状態で実施する場合, 供試体上面のみシリコン樹脂で覆い, 図-2 のように上面付近まで水を満たした。

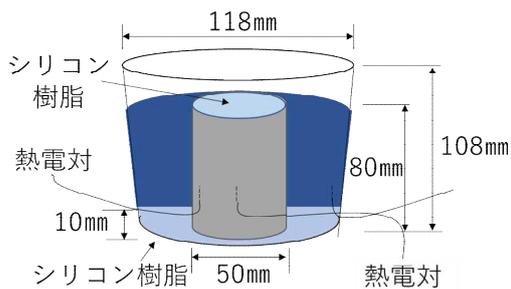


図-1 水中状態の供試体の概要



封緘状態

水中状態

図-2 封緘状態と水中状態の供試体の様子

いずれも, 容器ごと恒温槽内に設置し, 槽内温度を-20℃まで 2 時間で降温後, 4 時間保持する凍結過程と, 30℃まで 2 時間で昇温後に 2 時間保持する融解過程を合わせて 1 サイクルとして凍結融解試験を 10 サイクルまで実施した。

本研究では, 氷点下の降温過程における供試体内部の体積変化を計測することを目的としている。しかし, モルタル内部の未凍結水の凝固点は, 圧力や細孔径, イオン濃度などにより変化するため, 凝固点温度前後を目標温度とすることは難しい。そこで, 本研究では, プラスチック容器に水を注ぎ, モルタルと同じ凍結過程を与えた際の水温変化から撮影温度を決めた。

図-3 に, 水温変化の結果を示す。恒温槽内の温度低下と共に水温も低下した。107 分で 0℃付近に達し, それ以降, 水温低下が急激に緩やかとなった。234 分で-3℃となった後, 低下速度が徐々に早くなった。360 分で-20℃に達した。以上の結果から, X 線 CT での撮影温度を, 供試体中心部が 0, -1, -3, -7.5 および-15℃とした。また, 1 サイクル目での凍結過程での膨張量は小さいと予想されることから, 10 サイクル目での凍結過程においても同じ温度で撮影を行った。

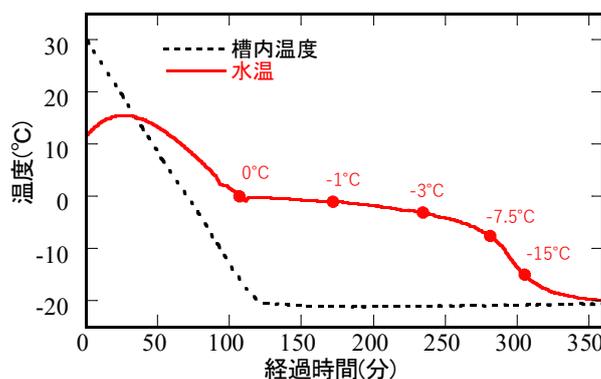


図-3 恒温槽内での水温変化に関する予備実験結果

恒温槽内で凍結過程を始めて、供試体中心が所定の温度に達すると槽内温度保持した。取り出した供試体の周囲に図-4 のように断熱材を施し、近畿大学所有の装置⁵⁾を用いて X 線 CT 画像を取得した。図-5 に X 線 CT 装置での撮影の様子を示す。撮影後は再び供試体を恒温槽内に戻し、供試体中心が次の目標温度に達するまで槽内温度を降温させた。なお、恒温槽から供試体を取り出していた時間は平均 40.4 分であり、その間の中心部の温度上昇は 0.4~2.9℃であった。なお、1 と 10 サイクル目の温度サイクルは供試体の撮影時間を除き、他サイクル目とほぼ同じとした。

1 サイクル目の供試体中心部 0℃とその後の撮影画像を用いて、3次元画像相関法(Digital Volume Correlation, 以下 DVC)により供試体内部の変形分布を計測した。計測には、Tudisco⁶⁾が作成した TomoWarp2 を用い、Correlation window を一辺約 1.5mm の立方体とし、その重心点間隔を約 0.75mm とした。隣り合う Correlation window の重心点での計測変位の差から各軸方向ひずみを算出し、その総量を体積ひずみとして算出した。

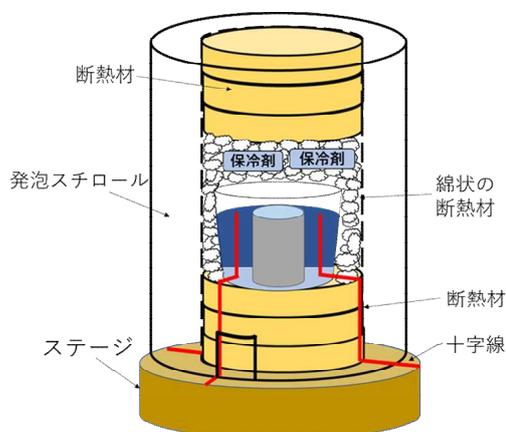


図-4 X線CT撮影時の供試体保温状況



図-5 X線CTでの撮影時の状況

3. 実験結果と考察

図-6 および図-7 に、2 サイクル目の封緘状態および水中状態の供試体内部の温度計測結果を一例として示す。図中には、槽内温度および容器内の供試体周囲の気温および水温についても示している。

封緘状態の場合、容器内の温度は、槽内の送風循環の影響もあり、やや遅れて恒温槽の温度を追随している。供試体中心の温度は-20℃まで曲線的な低下を示し、温度が一定になる状況はなかった。昇温過程では供試体の中心温度は急速に上昇し、-1℃付近で緩やかになった箇所があった。なお供試体の側面と内部での温度差は極めて小さい。

水中状態の場合、槽内の温度とは異なり、容器内の水温は 120 分経過後に図-4 と同様に-0.5℃で 60 分ほど一定となった。その後、緩やかに温度が低下し、220 分を経過すると温度低下速度が徐々に大きくなり、最終的に-18℃まで低下した。昇温過程でも-0.5℃付近で昇温速度が急激に低下した。凍結融解過程の供試体中心や側面の温度は、周辺の水温とほぼ同様に推移した。また供試体の側面と中心との差はほとんどなかった。ただし、凍結過程で一定となる供試体側面や中心の温度は-1.2℃であった。これはイオンを含む自由水の凝固点降下が原因だと考えられる。

図-8 に、1 および 10 サイクルの凍結過程終了時の中央縦断面画像を示す。封緘状態では、サイクルにかかわらず、ひびわれやスケーリングは見られない。水中状態の場合、1 サイクルでは同様に目立った劣化は見られない。しかし、10 サイクル目には赤線で囲った箇所で剥離が見られた。

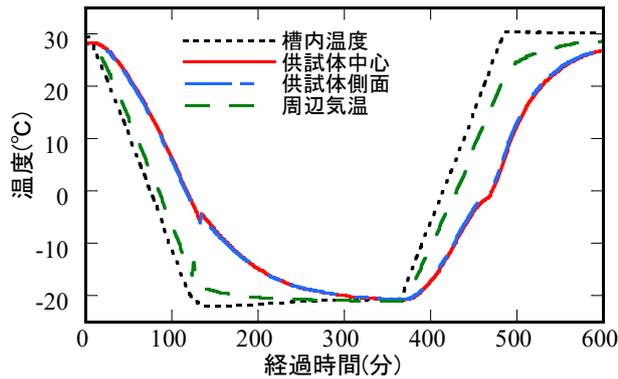


図-6 封緘状態での供試体内部の温度変化例

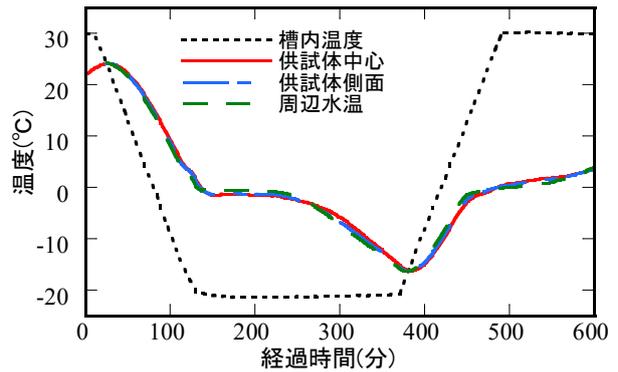


図-7 水中状態での供試体内部の温度変化例

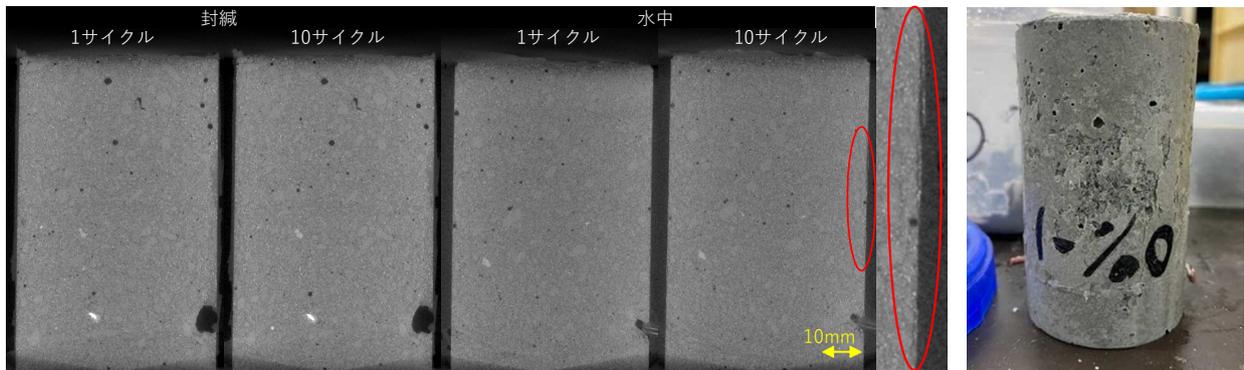


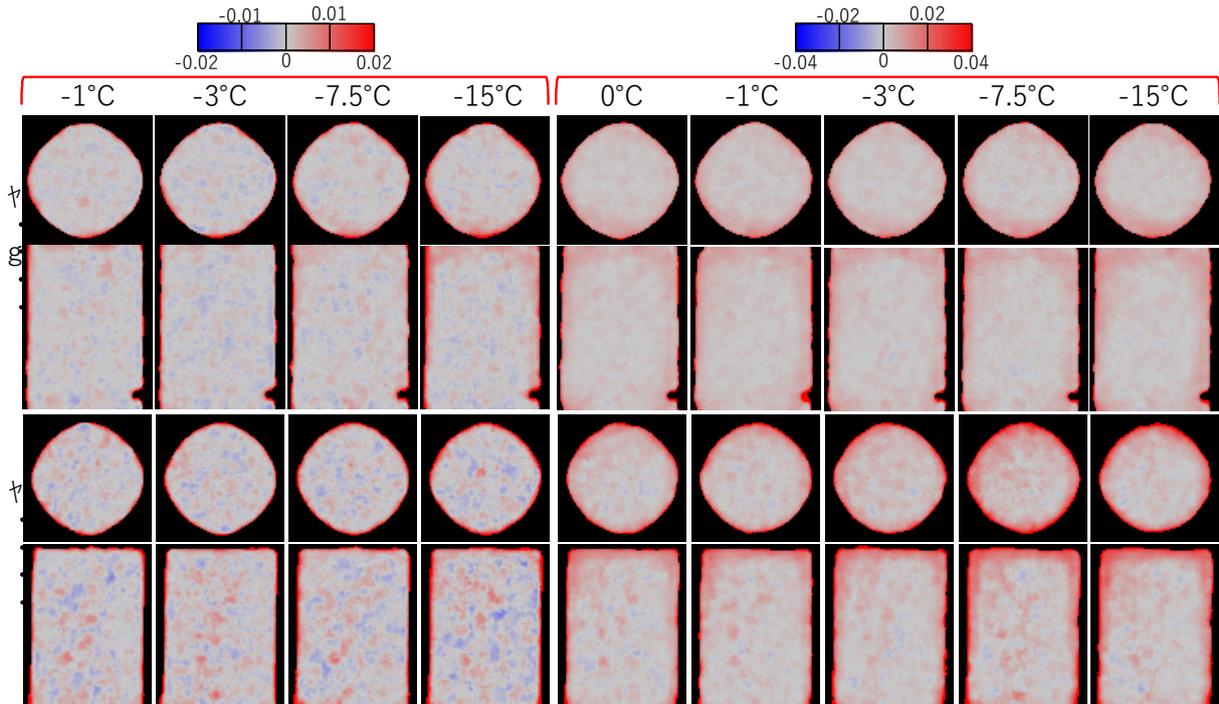
図-8 供試体の中央縦断面画像の比較, 赤丸箇所の拡大図と実験終了後の水中状態の供試体表面の様子

また、図-8 の赤丸箇所の拡大図では側面上部で剥離が、また側面中央や下部でひび割れがあった。実験終了後の供試体側面でも剥離が確認された。なお、封緘状態の供試体では全面に樹脂を塗布したため、表面は観察できていない。

図-9 に、封緘状態と水中状態の供試体について、0°Cを基準にして算出した供試体高さ中央の水平断面の体積ひずみと、供試体の中央縦断面の体積ひずみを示す。また、左4列は1サイクル目、右5列は10サイクル目の結果である。なお、サイクルによりひずみ値の範囲が大きく異なるため、凡例の範囲も異なる表記とした。凡例の正值(赤)は膨張を、負値(青)は収縮を示す。

封緘状態において、1サイクル目では-1°Cの時点で供試体表面付近や内部で小さな体積ひずみが一部で生じていた。-7.5°Cになると膨張を示す赤色の箇所が、特に側面や上端部付近で内部方向に広がった。-15°Cになると、側面での体積ひずみ値がさらに大きくなり、その範囲は表面から3~9mmとなった。10サイクル目の体積ひずみでは、0°Cにおいて、1サイクル目の-15°Cと同様の範囲で膨張が見られた。その後、-3°Cまで変化はほぼ見られないが、-7.5°C、そして-15°Cと中心温度が低下すると側面から12mm程度まで膨張範囲が広がった。

水中状態において、-1°Cの時点で封緘状態と同様の範囲で、より大きな体積ひずみが生じていた。-3°Cでは明確な変化はなかったが、-7.5°C、そして-15°Cと内部温度が低下すると、側面や上端面からわずかに内部へと膨張する範囲が広がった。なお、水中状態の体積ひずみ値は、封緘状態に比べて大きく、膨張する範囲は側面付近に集中していた。なお、本実験では収縮を示す箇所に骨材やペーストが多い等の明確な傾向は見られなかった。10サイクル目の結果では、0°Cにおいて、1サイクル目と異なり供試体上部で広範囲に大きな膨張が生じていた。-7.5°Cや-15°Cで体積ひずみ値の増加が見られ、その範囲は表面から10mm程度の範囲まで広がった。

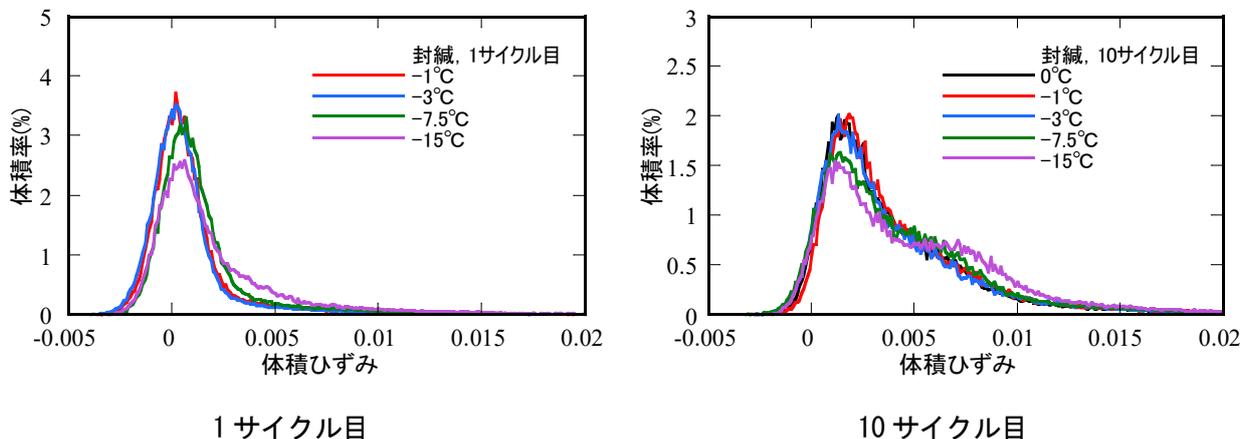


1 サイクル目 10 サイクル目
 図-9 供試体高さ中央の水平断面および中央縦断面での体積ひずみ
 (上段は封緘状態, 下段は水中状態)

図-10～11 に、1 および 10 サイクルの凍結過程の供試体内部の体積ひずみの頻度分布を示す。

封緘状態の供試体内部の体積ひずみ分布では、1 サイクル目の-1°Cと-3°Cにおける体積ひずみ分布はほぼ一致したが、-7.5°Cでは、分布が膨張側（右側）にシフトし、全体的に体積膨張が生じたと考えられる。さらに-15°Cになると、特に 0.002～0.008 のひずみ値の体積率が増加した。一方、10 サイクル目の 0°Cでは、供試体内部はほぼ膨張を示し、主に 0.001 と 0.006 を中央とする 2 つのひずみ値の範囲が存在した。-3°Cまでは 0°Cと同じ分布だが、-7.5°Cでひずみ値 0.004～0.008 が増加した。-15°Cでは、ひずみ値 0.006～0.012 で体積率が顕著に増加した。

水中状態の供試体内部の体積ひずみ分布では、-1°Cの時から、同じ温度の封緘状態に比べると、体積ひずみの範囲が広がった。-7.5°Cまでの降温により、少しずつ膨張側（右側）にシフトし、全体的



1 サイクル目 10 サイクル目
 図-10 1 サイクル目および 10 サイクルの封緘状態の供試体内の体積ひずみ

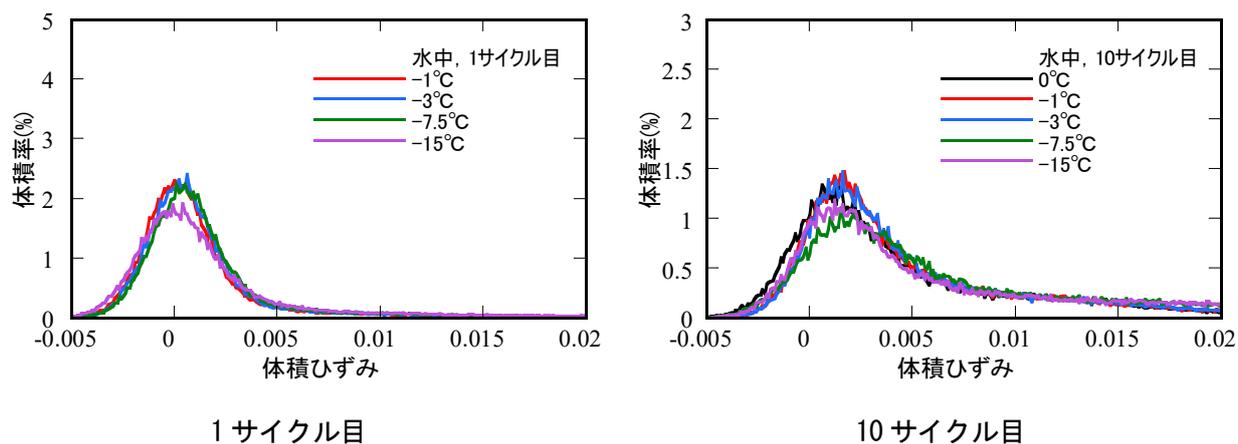


図-11 1 サイクル目および 10 サイクル目の水中状態の供試体内の体積ひずみ

に一定の膨張が生じた。-15°Cになると、読み取りにくいだが、0.004 以上の広範囲で体積率がわずかに増加していた。一方、10 サイクル目の-1°Cでは、1 サイクル目比べて全体的に膨張し、ひずみ値の範囲が広がった。-7.5°Cへの温度低下により 0.005~0.008 の範囲で体積ひずみがわずかに増加し、-15°Cとなるとひずみ値 0.015 以上の体積率の増加が顕著であった。

4. 結論

本研究では、X 線 CT 法を用いて凍結過程の空気無混入モルタル供試体内部の体積変化の数値化を試みた。得られた結果を以下に示す。

- 1) 封緘状態では、-3°C以下で凍結による膨張が明確となり、-7.5°C以下で体積膨張が顕著となる箇所が生じた。その箇所は、-15°Cで表層から 3~9mm の範囲で、ひずみ値 0.002~0.008 であった。10 サイクルの繰り返しで範囲は 12mm ほどに、ひずみ値も 2 倍程度に増加した。これは表面からの凍結が要因ではないかと考えられる。
- 2) 内部のひずみ値は封緘状態よりも広範囲の膨張および圧縮ひずみ値を示した。温度低下により表面近傍で体積ひずみが生じるが、供試体全体に生じる体積変化は小さい。10 サイクル後の表面近傍のひずみ値は 0.015 以上と大きいだが、膨張範囲は表面から 10mm 程度だった。これは、周囲の水が、供試体内部より先に凍結膨張を生じたためだと考えられる。

参考文献

- 1) 杉山隆文:コンクリートの耐久性 (改訂版), 技報堂出版, pp. 433-439, 2018.
- 2) 日本産業規格: JIS A 1148 コンクリートの凍結融解試験方法, 2010
- 3) 三浦尚他: 低温下におけるコンクリートのひずみ挙動と劣化, 土木学会論文集, No. 420/V-13, pp.191-200, 1990.
- 4) 麓隆行: X 線 CT 法によるペースト供試体内部の水分逸散による体積変化分布に関する基礎研究, コンクリート構造物の補修・補強・アップグレード論文報告集, Vol. 19, pp. 407-412, 2019.
- 5) 麓隆行: 新しい機構の X 線 CT の開発とポリマーコンクリートの圧縮試験への適用, 土木学会論文集 E2, Vol. 69, No. 2, pp. 182-191, 2013.
- 6) Tudisco, E.他: TomoWarp2: A local digital volume correlation code, SoftwareX, Vol.6, pp. 267-270, 2017.

使用済み碓子のコンクリート用細骨材としての有効利用に関する研究

神戸市立工業高等専門学校都市工学科 教授 水越睦視

1. 研究の背景および目的

近年、日本では科学技術が発展し生活が豊かになると共に様々な構造物が建造されている。その一方で維持費の面や安全性の面から壊されている構造物も多い。その一つとしてコンクリート製の電柱がある。

また、電柱に付属して電線に取り付けられている碓子についても、電柱のコンクリートと同様にリサイクルする必要がある。碓子とは電線と電柱等の支持物との間の絶縁用器具であるが、廃棄される碓子は、毎年1万トンを超え、そのうちの50%程度が最終処分されてきた。廃碓子は、建設用骨材としてのリサイクルが検討されており、碓子を粉砕して細骨材とする技術は開発されている¹⁾²⁾。路盤材やブロック・エクステリア等のモルタルでの再利用例がみられるが、大量かつ継続的に利用するためには、コンクリート用細骨材としての利用が有効である。また、碓子は硬度が大きいことから、コンクリートのヤング係数の向上が期待できる。しかし、廃碓子をコンクリートに使用した場合の報告はなく、角張った粒子形状や小さい吸水率から、コンクリートの材料分離が懸念されるなど、碓子のコンクリートへの適用性はまだ明確にされていない。よって、廃碓子細骨材(CWS)の使用量の決定など、最適なコンクリート配合を確立し、基本的な力学的特性について把握する必要がある。

本研究では、CWSを用いた普通コンクリート(CWS-NC)および軽量コンクリート(CWS-LC)の配合試験を行い、ワーカビリティ、ブリーディング等のフレッシュ特性を確認し、最適配合を決定し、各種強度等の硬化コンクリートの特性を明らかにすることで、廃碓子の大量かつ継続的なりサイクル手法を実現することを目的としている。さらに、CWS-LCを鋼管内に充填した新しいCFT構造(CWS-L-CFT)の対称4点曲げ載荷実験を行い、CWS-L-CFTの曲げ強度の算定手法について検討した。

2. コンクリートの基本特性に関する実験

2.1 実験概要

2.1.1 使用材料

実験に用いた材料およびそれらの物理的性質を表2-1に示す。ここで、細骨材には使用済み碓子を粉砕し、粒度調整した廃碓子細骨材(CWS)を使用した。碓子の構成材料を表2-2に、碓子の化学成分を表2-3に、碓子の主な物性を表2-4に示す。また、CWSの粒度曲線を砕砂と併せて図2-1に示す。CWSは、吸水率が0.79%と小さく、粗粒率は3.42と汎用的な砕砂に比べて大きく、粒径1.2mm以上の粗い粒子が多く、この範囲において砕砂の標準粒度範囲の下限值から外れている。また、碓子は硬く、すり減り減量も小さいことから、コンクリートに使用した場合、コンクリートの静弾性係数の向上が期待でき、すり減り現象が生じる舗装やキャビテーションが起こる水理構造物に使用した場合に効果が発揮させる可能性を有している。一方で、吸水率が小さく、粗い粒子も多いことから、ブリーディングの増大や材料分離の発生には留意が必要である。

表 2-1 使用材料

水	W	水道水(密度:1.00g/cm ³)
セメント	C	普通ポルトランドセメント(密度:3.15g/cm ³ , 粉末度:3390cm ² /g)
フライアッシュ	FA	JISⅡ種(密度:2.24g/cm ³ , 粉末度:3810cm ² /g)
細骨材	S	碓子(使用済み・再生細骨材) (表乾密度:2.41g/cm ³ , 粗粒率:3.42, 吸水率:0.79%)
粗骨材 ①	G①	碎石, 大阪府高槻産, 硬質砂岩系 (表乾密度:2.71g/cm ³ , 粗粒率:6.73, 吸水率:0.68%, 最大寸法20mm)
粗骨材 ②	G②	構造用人工軽量粗骨材, 膨張頁岩系 (表乾密度:1.68g/cm ³ , 絶乾密度:1.31g/cm ³ , 粗粒率:6.37, 最大寸法:15mm, 吸水率:28.5%)
混和剤①	AEWR	AE減水剤高機能タイプ, ポリカルボン酸系
混和剤②	SP	高性能AE減水剤, ポリカルボン酸系
混和剤③	AE	AE剤, 樹脂酸系界面活性剤, 高級樹脂酸系界面活性剤(FA使用時)

表 2-2 碓子の構成材料

陶石	長石	珪石	粘土
磁器の原料 SiO ₂ が80%	造岩鉱物 Si、O	石英 チャート	カオリナイト等

表 2-3 碓子の化学成分

Si	Al	K	Na	Ca	Ti	その他
70~80%	20~30%	1%	1%	微量	微量	微量

表 2-4 碓子の主な物性

単位容積質量	すりへり減量	モース硬度
1.7~2.5g/cm ³ 程度	20%程度	7~8

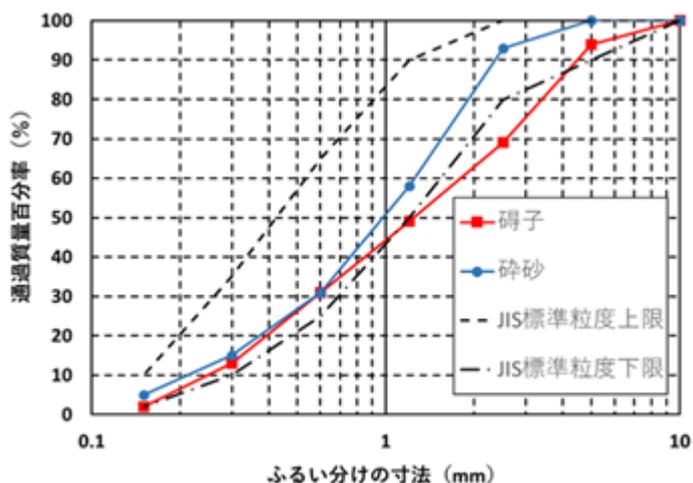


図 2-1 使用した CWS の粒度曲線

2.1.2 コンクリートの示方配合

CWS を用いた普通コンクリート (CWS-NC) の示方配合を表 2-5 および表 2-6 に示す。細骨材全体に CWS, 粗骨材は砕石を用いている。フレッシュ試験では, 細骨材を碍子 100%に統一し, 主に材料分離の有無を念頭にスランプ, 空気量, 練上り温度を測定しフレッシュ性状を確認した。

表 2-5 では, W/C は 50%に統一し, s/a のみを変化させた場合の配合である。ここでは s/a のみを変化させた場合のフレッシュ性状を確認し, 最適 s/a を定めることを目的とした。

普通コンクリートでは, 表 2-6 に示すように普通強度であるが耐久性の高い構造物への適用を考え, CWS-NC の W/C は 40%から 55%の範囲で検討した。また, CWS を細骨材全量に用いた場合, セメント量の少ない貧配合では材料分離が生じることも考慮し, W/C=55%以下で配合試験を実施した。また, 材料分離が特に懸念される W/C が 50%および 55%の配合では, コンクリート材料分離抵抗性を向上させる目的でフライアッシュ (FA) を使用した配合の実験も行った。ここで, 目標スランプ $10 \pm 2.5\text{cm}$, 目標空気量 $4.5 \pm 1.5\%$ に設定した。

表 2-5 最適 s/a の検討に用いた CWS-NC の示方配合

空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				C× (%)	Aの数
			W	C	S(CWS)	G		
4.5	50	46	175	350	740	978	0.5	1
		50			805	905		
		54			870	832		

注) AE 剤 : $1A=C \times 0.02\%$

表 2-6 CWS-NC の示方配合

空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)					C× (%)	Aの数
			W	C	FA	S(CWS)	G①		
4.5	40	48	165	413	-	762	930	1.0	0.5
	45	49	165	367		795	930	1.0	1.0
	50	50	165	330		827	927	1.0	1.0
	55	51	165	300		853	924	1.0	0.5
	50	50	165	330	20	815	916	1.0	2.0
	50	50	150	300		846	949	1.0	2.0
	55	51	165	300		844	911	1.0	2.0

注) AE 剤 : $1A=C \times 0.02\%$

CWS を用いた軽量コンクリート (CWS-LC) の示方配合を表 2-7 に示す。軽量コンクリートでは, 高強度コンクリートへの適用を考え, CWS-LC の W/C は 28%から 33%の範囲で検討した。これは, 軽量コンクリートでは, 密度の小さい軽量粗骨材が上面に浮き上がることにより, 材料分離を生じる可能性が普通コンクリートよりも高いと考え, セメント量の多い高強度コンクリート配合とした。また, 軽量コンクリートでは, W/C を小さくすることにより, ある程度, 高強度化はできるが静弾性係数は小さいという欠点

を有している。碍子は硬度が高いことから、コンクリートに細骨材として全量使用した場合、コンクリートの静弾性係数を向上させる効果が期待できるのではと考えられる。このような観点から、高強度コンクリートに着目した。ここで、目標スランプ 23±2.0cm, 目標空気量 5.0±1.5%に設定した。ここで、軽量コンクリートの骨材修正係数は 1.0%とした。

表 2-7 CWS-LC の示方配合

空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				C× (%)	Aの数
			W	C	S(CWS)	G②		
5.0	28	46	165	589	663	543	1.0	2
		46		589	663	543	1.3	2
	33	47		500	709	558	1.0	2
	38	48		434	750	564	1.0	1.5

* AE剤：1 A = C × 0.002%

2.1.3 試験項目および試験方法

本実験で実施した試験項目とその試験方法を表 2-8 に示す。コンクリートの練混ぜは、パン型強制練りミキサを用い、セメント、フライアッシュ、細骨材、粗骨材を投入後、30 秒間の空練りを行い、水と混和剤を投入して AE 減水剤 (AEWR) を用いた普通コンクリート (CWS-NC) では 90 秒間、高性能 AE 減水剤 (SP) を用いた軽量コンクリートでは 120 秒間の本練り後にコンクリートを排出した。供試体はフレッシュコンクリート (CWS-LC) 試験を行い、フレッシュ性状を確認した後に作製し、脱型は翌日に行い、脱型後 20°C の恒温水槽にて標準養生を行った。各種強度試験は材齢 28 日を基準に行い、適宜、短期、長期の強度を測定した。

表 2-8 試験項目と試験方法

試験項目	試験方法
スランプ	JIS A 1101 コンクリートのスランプ試験方法
空気量	JIS A 1128 フレッシュコンクリートの空気量の圧力による試験方法
圧縮強度	JIS A 1108 コンクリートの圧縮強度試験方法
静弾性係数	JIS A 1149 コンクリートの静弾性係数試験方法
割裂引張強度	JIS A 1113 コンクリートの割裂引張強度試験方法
ブリーディング	JIS A 1106 コンクリートの曲げ強度試験方法
凝結	JIS A 1147 コンクリートの凝結時間試験方法

2.2 コンクリートの基本特性に関する試験結果および考察

2.2.1 フレッシュ試験結果

CWS-NC のフレッシュ試験結果を表 2-9 および表 2-10 に示す。表 2-9 では、すべての配合で材料分離は生じず、フレッシュ性状としてはどれも良好なものであった。その中でも s/a=50%と s/a=54%の配合は目標スランプの範囲内に位置しているが、s/a=54%の配合はスランプ試験時にくずれが生じ、ワーカビリティは良好ではないと考えられた。以上より、W/C=50%における最適細骨材率は s/a=50%と判断された。

表 2-10 において FA を使用していない配合に着目すると、W/C=45%でスランプが目標範囲より小さくなった原因は、W/C=50%で所要のスランプが得られていることからの推察は難しいが、W/C=45%および 50%の両方とも目視観察ではあるが明らかな材料分離は生じていなかった。しかし、W/C=50%では、やや材料分離傾向が認められた。一方で、W/C=55%においてスランプが 4.0cm と小さくなった原因としては、コンクリートの目視観察から材料分離が原因であると考えられた。このことから、CWS-NC における W/C=50%以上の配合では、材料分離が懸念されることがわかった。

そこで、W/C=55%においてセメント量は変化させず、セメントの外割で CWS の一部として FA を 20kg/m³ 使用した。この FA を使用した W/C=55%の配合では、スランプ 11.5cm と目標スランプの範囲内に収まった。以上のことから、ワーカビリティの改善に FA の使用は有効であることが確認された。これは、FA のボールベアリング効果によるものであると考えられる。

また、FA を使用した W/C=50%の配合において、単位水量が 165kg/m³ の配合では目標スランプの範囲外となったが、単位水量を 150kg/m³ 減らすことで目標スランプを得ることができた。以上のことから、単位水量を調節することでスランプを調節できることが確認された。

表 2-9 最適 s/a 試験におけるフレッシュ試験結果

空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	混合割合 (%)	C× (%)	Aの数	試験結果			
			碍子 S	SP	AE	スランプ (cm)	空気量 (%)	練上り温度 (°C)	単位容積質量 (kg/m ³)
4.5	50	46	100	0.5	1	9.0(くずれ)	4.2	24.1	2390
		50				9.0	4.2	23.7	2233
		54				6.5	5	23.6	2250

表 2-10 CWS-NC のフレッシュ試験結果

空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)					C× (%)	Aの数	フレッシュコンクリートの試験結果		
			W	C	FA	S(CWS)	G①			AEWR	AE	スランプ (cm)
4.5	40	48	165	413	-	762	930	1.0	0.5	8.5	4.9	21.4
	45	49	165	367		795	930	1.0	1.0	6.0	6.2	17.6
	50	50	165	330		827	927	1.0	1.0	11.0	4.2	16.7
	55	51	165	300		853	924	1.0	0.5	4.0	5.9	17.6
	50	50	165	330	20	815	916	1.0	2.0	19.0	4.8	16.4
	50	50	150	300		846	949	1.0	2.0	12.5	5.6	16.0
	55	51	165	300		844	911	1.0	2.0	11.5	4.8	17.6

CWS-LC のフレッシュ試験結果を表 2-11 に示す。表より、目標スランブを得るために W/C=28%では、高性能 AE 減水剤の添加率を 1.0%から 1.3%に増やしたが、W/C=33%, 38%では、高性能 AE 減水剤の添加率は 1.0%で目標スランブを得ることができた。高強度領域における軽量コンクリートは、CWS を使用した場合でも良好なフレッシュ性状が得られることが確認された。

表 2-11 CWS-LC のフレッシュ試験結果

空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				C× (%)	Aの数	フレッシュコンクリートの試験結果			
			W	C	S(CWS)	G②			SV	AE	スランブ (cm)	スランブ フロー
5.0	28	46	165	589	663	543	1.0	2	19.5	31.0×29.0	3.7	13.7
		46		589	663	543	1.3	2	22.5	33.0×32.0	3.6	13.4
	33	47		500	709	558	1.0	2	23.5	42.0×41.0	5.8	13.0
	38	48		434	750	564	1.0	1.5	24.0	40.0×40.0	4.5	12.6

*AE剤：1A=C×0.002%

2.2.2 ブリーディングおよび凝結特性

ブリーディングおよび凝結試験に用いた CWS-NC の配合とフレッシュ試験結果を表 2-12 に示す。対象とした配合は、材料分離の傾向がみられた W/C=55%とし、FA の使用の有無によるブリーディングおよび凝結の差異に着目した。今回の試験時の室温を図 2-2 に示す。実験を行っている際の室温が 10°Cを下回っていたため、FA を使用したコンクリートのスランブは目標範囲より大きくなったが、FA を使用していないコンクリートでは所用のスランブが得られた。FA の影響を検討すること目的としていたため、単位水量および AE 減水剤量は統一し、ブリーディング試験、凝結試験を実施した。

ブリーディング試験の結果を図 2-3 に示す。ブリーディング量およびブリーディング速度は、FA を使用していない配合の方が大きくなっている。特に、最初の 60 分までのブリーディング量の増加が著しく、フレッシュコンクリートに材料分離が生じている可能性を示唆している。FA を 20kg/m³ 使用することで、60 分までのブリーディング量は約 20%に抑制されることが確認された。このことから、FA を使用することで、初期のブリーディングと材料分離を抑制できることがわかった。しかしながら、FA を使用した配合でも、最終のブリーディング量は 0.45cm³/cm² と比較的多くなっている。JASS5 では水密コンクリートのブリーディング量は 0.3cm³/cm² 以下とすることが規定されている³⁾。この上限値によると、今回は、10°C以下と厳しい試験条件での結果ではあるが、FA を使用した配合でも冬期の施工に CWS-NC を使用する場合は留意が必要であることがわかる。

凝結試験の結果を図 2-4 に示す。図中の点線は、貫入抵抗値 3.5N/mm² 時の時間を始発、28.0 N/mm² 時の時間を終結として示している。図より、FA を使用しない配合の始発時間は 18.6 時間、20.2 時間であり、20°C程度での始発時間に比べるとかなり遅延していることがわかる。また、FA を使用することにより、1.5 時間程度の凝結遅延が生じた。これは、FA を使用した配合の方が、ブリーディングが 2 時間、長く続いた図 3-2 の結果を説明するものである。

以上より、W/C=55%の CWS-NC では、FA を用いることで初期の材料分離を抑制できるが、6°C~10°C 程度の環境では、その後の初期養生には留意が必要であることがわかる。

表 2-12 ブリーディングおよび凝結試験に用いた CWS-NC のフレッシュ性状

空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)					C×(%)	Aの数	フレッシュコンクリートの試験結果		
			W	C	FA	S	G			AEWR	AE	スラブ (cm)
	55	51	165	300	-	853	924	1.0	0.5	10.5	4.7	9.7
	55	51	165	300	20	844	911	1.0	2.0	18.0	6.0	9.6

※AE剤: 1A=C×0.002%

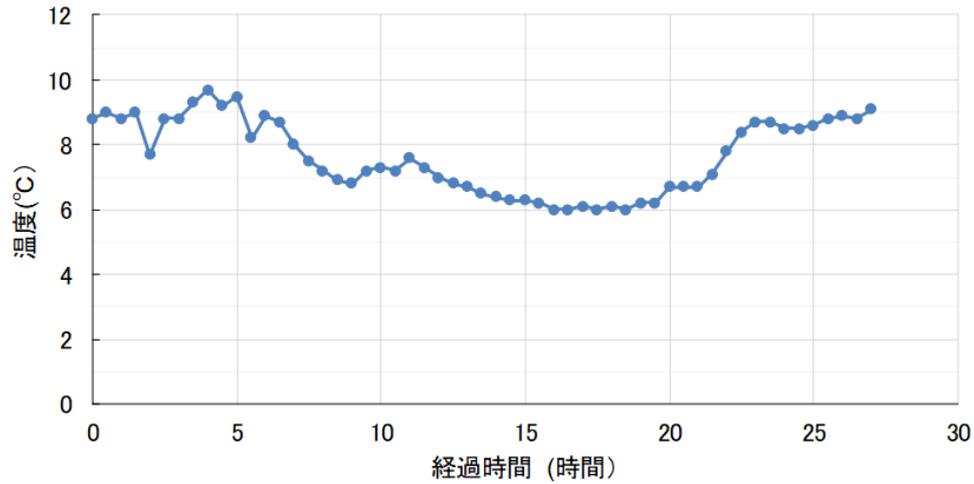


図 2-2 凝結試験時の試験室温度の経時変化

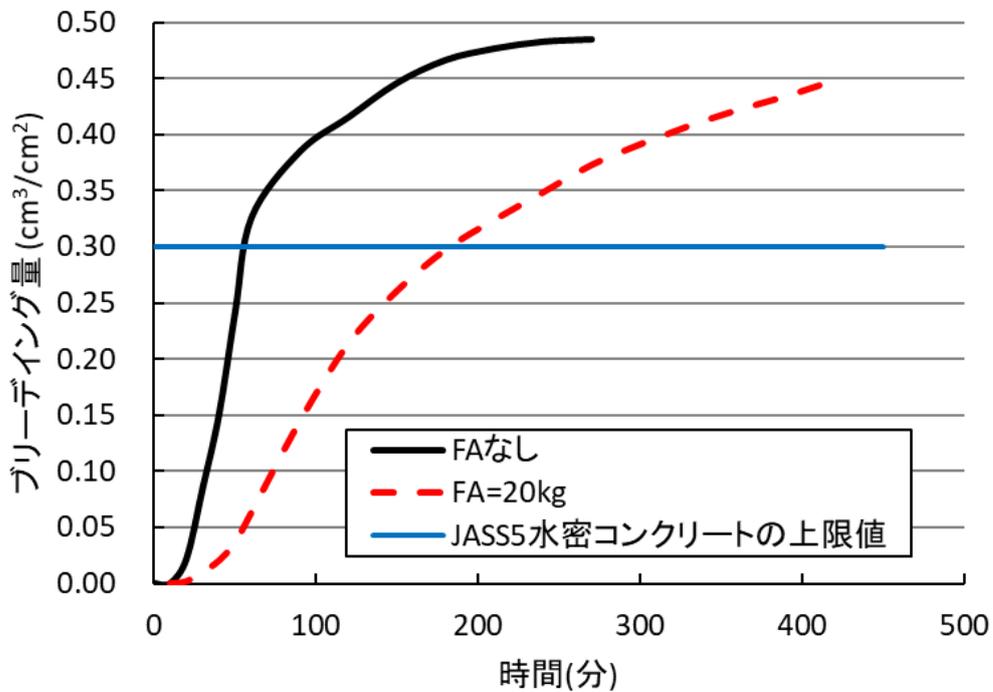


図 2-3 CWS-NC のブリーディング量

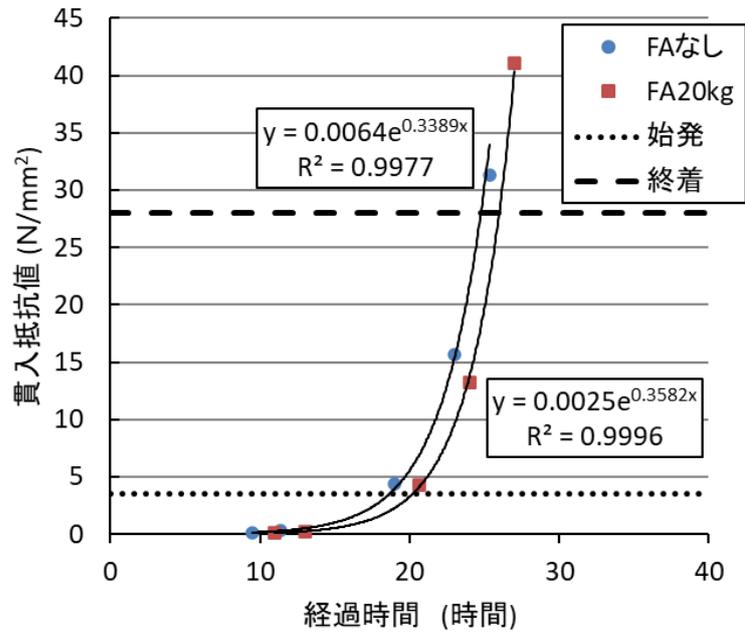


図 2-4 CWS-NC の凝結時間

2.2.3 圧縮強度特性

CWS-NC の圧縮強度とセメント水比 (C/W) の関係を本実験室で 2017 年度に実施した砕砂を用いた普通コンクリート (NC) のデータ⁴⁾と併せて図 2-5 に示す. 図より, FA を使用していない CWS-NC の C/W と圧縮強度の関係は, NC と同様に線形関係が認められる. しかし, NC の直線の傾きに比べて大きくなった. これは, W/C=50%, 55%の配合は材料分離傾向にあり, 材料分離による圧縮強度の低下が原因であると考えられる. そこで, FA を 20kg/m³使用した配合に着目すると, 圧縮強度が向上する傾向が確認された.

以上より, W/C=50%以上で碓子を普通コンクリートの細骨材全量に使用する場合, FA を 20kg/m³使用することは, 材料分離ひいては圧縮強度の確保に有用であると考えられる.

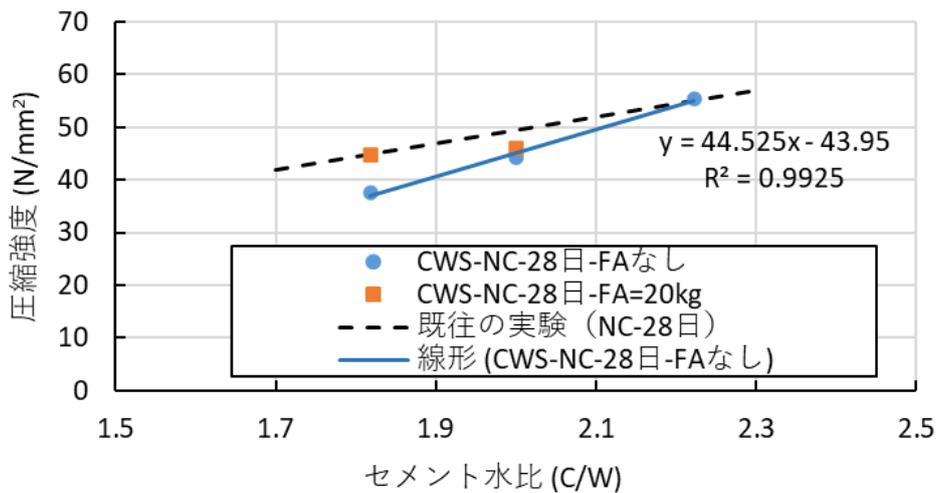


図 2-5 CWS-NC の圧縮強度と C/W の関係

CWS-LC の圧縮強度と C/W の関係を本実験室で 2017 年度に実施した細骨材、粗骨材ともに軽量骨材を用いた軽量コンクリートII種 (LC2) のデータ⁴⁾と併せて図 2-6 に示す。また、本実験で作成した碇子を使用した軽量コンクリートの単位容積質量を表 3-5 に示す。全ての材齢において CWS-LC の C/W と圧縮強度の関係は、NC と同様に線形関係が認められた。また、LC2 の軽量細骨材全量を碇子細骨材に置き換えた場合、圧縮強度は大きくなることが確認された。しかし、軽量細骨材を碇子に置き換えていることから、単位容積質量に差異が生じていることが表 2-13 からわかる。表 3-5 から、CWS-LC の単位容積質量の平均は 1960.7kg/m³ であり、JASS5 で規定されている LC2 の範囲である 1400 kg/m³~1800 kg/m³ に比べて、約 10~30%、大きくなった。しかし、NC に比べると約 15%軽く、圧縮強度も 60N/mm²、70N/mm² レベルの高強度が得られることがわかった。

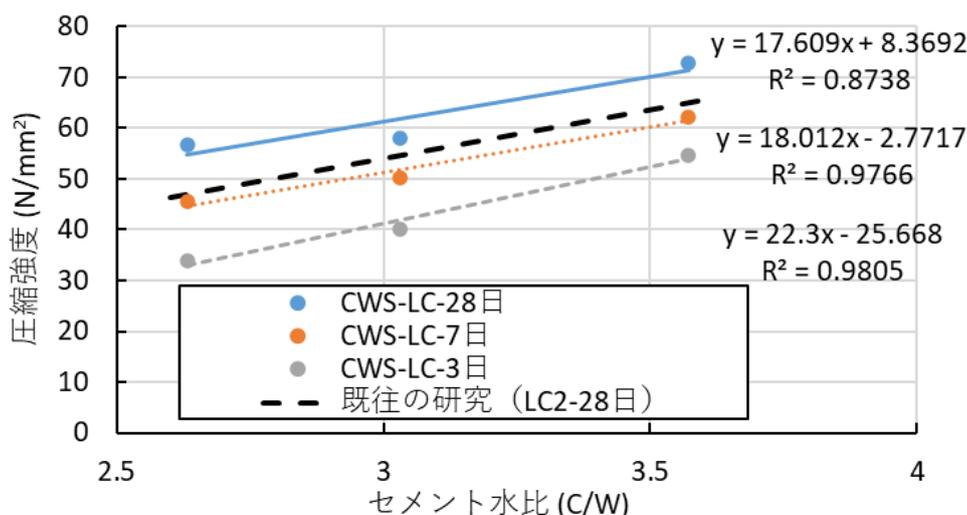


図 2-6 CWS-LC の圧縮強度と C/W の関係

表 2-13 CWS-LC の単位容積質量

空気量	W/C	単位容積質量 (kN/m ³)	平均 (kN/m ³)
5.0	28	1995	1960.7
	33	1932	
	38	1955	

2.2.4 静弾性係数と圧縮強度の関係

CWS-NC の静弾性係数と圧縮強度の関係を本実験室で 2017 年度に実施した NC のデータ⁴⁾、土木学会コンクリート標準示方書の値⁵⁾と併せて図 2-7 に示す。図より、CWS-NC では NC に比べて静弾性係数は大きくなり、細骨材全量に CWS を使用することで静弾性係数を向上させることがわかった。

CWS-LC の静弾性係数と圧縮強度の関係を本実験室で 2017 年度に実施した LC2 のデータ⁴⁾、土木学会コンクリート標準示方書の値⁵⁾と併せて図 2-8 に示す。軽量コンクリートも普通コンクリートと同様に、CWS

近畿建設協会研究助成報告書
 を使用することでコンクリートの静弾性係数を向上させることがわかった。さらに、軽量コンクリートは普通コンクリートに比べ、静弾性係数の向上が顕著であったことが確認された。このことから、軽量コンクリートにCWSを使用することは、静弾性係数が向上するという観点のみで考えても非常に有用であるといえる。

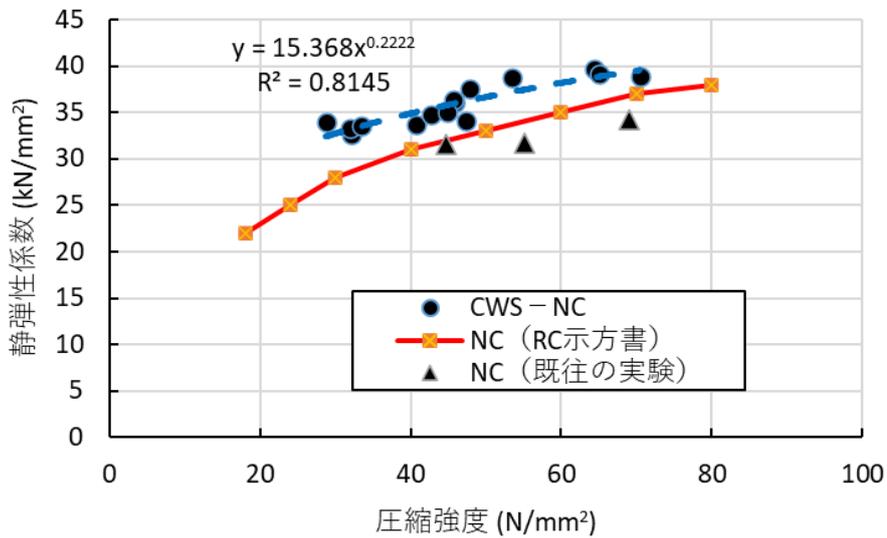


図 2-7 CWS-NC の静弾性係数と圧縮強度の関係

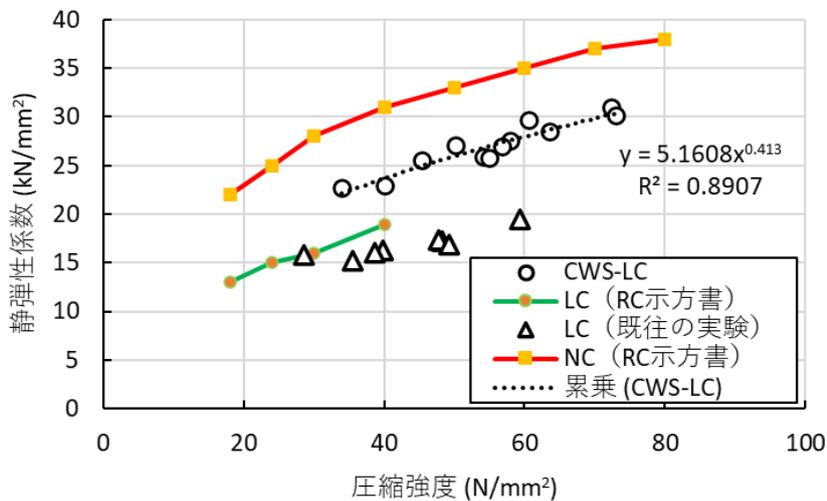


図 2-8 CWS-LC の静弾性係数と圧縮強度の関係

2.3 まとめ

廃碍子細骨材 CWS をコンクリートに用いた実験により得られた結論を示す。

- 1) CWS を細骨材全量に用いた普通コンクリート (CWS-NC) において、W/C=50%以上の配合では材料分離が生じる可能性が高い。材料分離を生じさせず、ワーカビリティを改善するためにはセメントの外割で FA を 20kg/m³ 用いることが有効である。
- 2) W/C=55%の CWS-NC 配合において、FA を使用することで、初期のブリーディングと材料分離を

抑制できることがわかった。しかし、FAを使用した配合でも6~10°C程度の環境ではブリーディング量は大きくなり、FAを用いることで1.5時間程度の凝結遅延が生じるため、CWS-NCの初期養生には留意が必要である。

- 3) 材料分離が生じないCWS-NCのW/C=45%配合では、NCと同等の圧縮強度が得られた。一方で、材料分離が生じたW/C=50%、55%の配合でも、FAを使用することで、圧縮強度はNCと同等の圧縮強度まで改善されたことがわかった。
- 4) CWSを使用することで、普通コンクリート、軽量コンクリートともに静弾性係数の向上が見られ、特に軽量コンクリートはその向上が顕著であった。

3. 充填鋼管に関する実験

3.1 はじめに

本章では、細骨材100%を碍子に置き換えた軽量コンクリートCWLを正方形鋼管に充填したCWL-CFTの曲げ特性について述べる。さらに、従来のCFT部材⁶⁾の重要な変数である幅厚比(B/t)が曲げ特性に与える影響について、実験的に考察することを目的とする。

3.2 実験方法

荷重方法を図3-1に示す。供試体のスパン長は900mmであり、対称4点曲げ荷重方法により、曲げモーメント図、せん断力図は図3-1の通りとなる。鋼管の幅、および高さは100mmであるため、せん断スパン比はおおむね4を確保している。

つぎに、供試体一覧を表3-1に示す。充填材はNC:普通コンクリート、LC2:軽量2種コンクリート、およびCWL:細骨材を使用済み碍子に置き換えた軽量コンクリートの3種類である。この3種類の充填材がCFTの曲げ特性に与える影響について検討した。

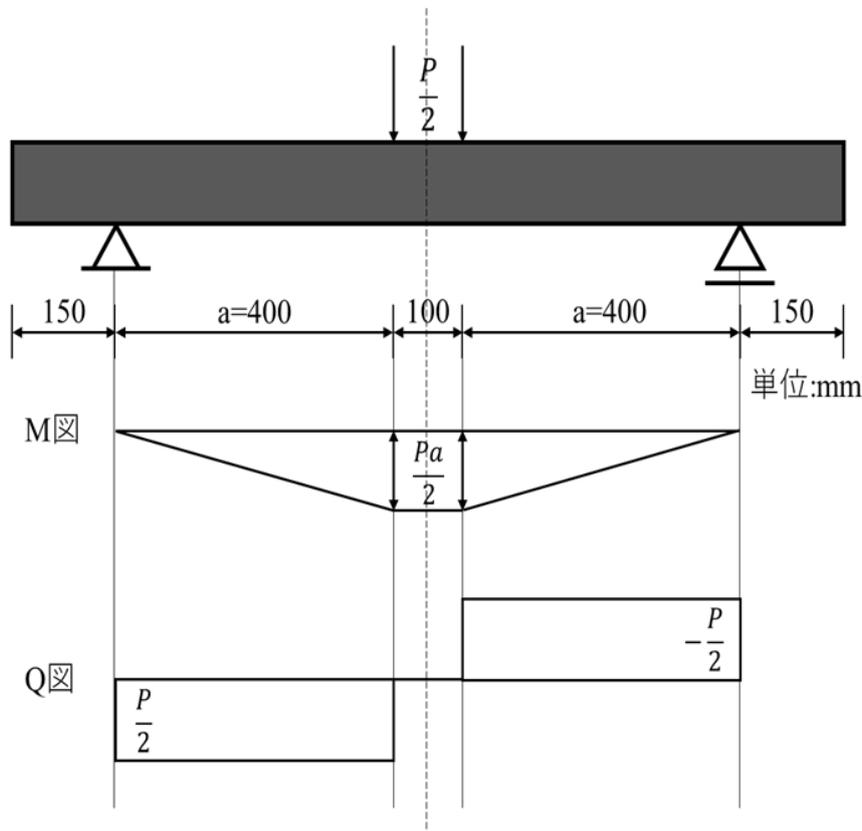


図3-1 荷重方法と断面力図

表 3-1 供試体一覧

No.	Tag	Steel tube				Concrete		
		$B(=D)$ (mm)	t (mm)	B/t	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_c' (N/mm ²)	Type
1	NC-23	100	2.3	43.5	354	471	38.3	Normal
2	NC-32		3.2	31.3	478	515		
3	NC-45		4.5	22.2	362	454		
4	LC2-23		2.3	43.5	354	471	31.2	Lightweight
5	LC2-32		3.2	31.3	478	515		
6	LC2-45		4.5	22.2	362	454		
7	CWL-23	2.3	43.5	354	471	40.7	Ceramic waste lightweight	
8	CWL-32	3.2	31.3	478	515			
9	CWL-45	4.5	22.2	362	454			

3.3 実験結果と考察

3.3.1 破壊形式

図 3-2 より、充填材料の影響を受けることなくすべての供試体においてスパン中央付近で局部座屈が破壊形式としてみられた。また、すべての供試体において鋼管の圧縮ならびに引張降伏はみられたが、鋼管の破断は見られなかった。

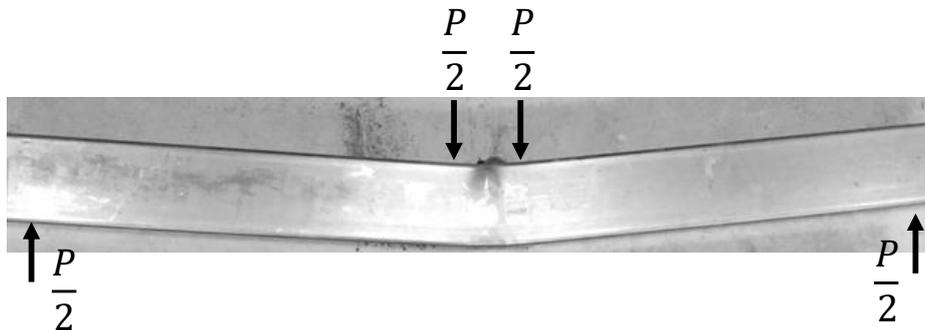
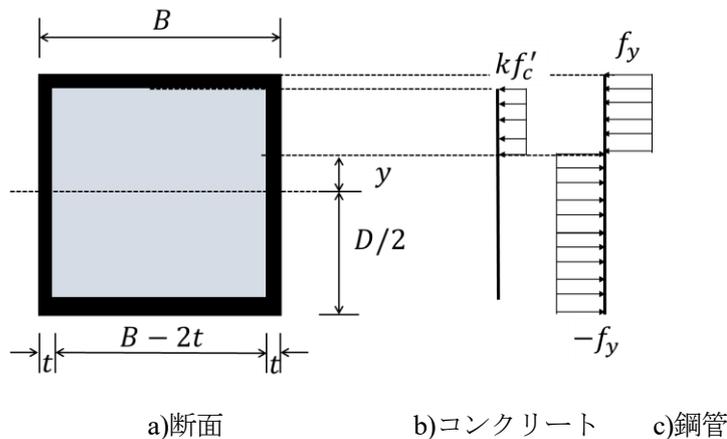


図 3-2 破壊形式(NC-45)

3.3.2 曲げ強度

図 3-3 に鋼管 CFT の断面、ならびに終局状態における鋼管とコンクリートの応力状態を示す。



a)断面 b)コンクリート c)鋼管

図 3-3 鋼管の断面と応力状態

図 3-3 の応力状態により，軸力(N_u)ならびに曲げモーメント(M_u)は以下の通りに表される。

$$N_u = -4f_y t y + k f'_c (B - 2t) \left(\frac{D}{2} - t - y \right) \quad (1)$$

$$M_u = \frac{1}{2} k f'_c (B - 2t) \left(\frac{D}{2} - t - y \right)^2 + f_y t B (D - t) + 2 f_y t \left\{ \left(\frac{D}{2} - t \right)^2 + y^2 \right\} \quad (2)$$

ここで， f_y : 鋼管の降伏強度， f'_c : コンクリートの圧縮強度， t : 鋼管厚， D : 鋼管高さ， B : 鋼管幅， $k=0.85$ である。 $N_u=0$ となる図心軸からの距離 y を求め，式(2)に代入することにより，純曲げモーメント(M_u)を求めることができる。

図 3-4 に算定曲げ強度と実験強度との関係を示す。同図より，相対比(M_{exp}/M_u)=1.08，相関係数 $r=0.87$ となり，算定曲げ強度は実験強度を精度よく評価していることがわかる。つぎに，図 3-5 に曲げ強度比(M_{exp}/M_u)と鋼管の幅厚比(B/t)の関係を示す。同図より，幅厚比が大きくなっても顕著な曲げ強度比の低下は見られないことがわかる。

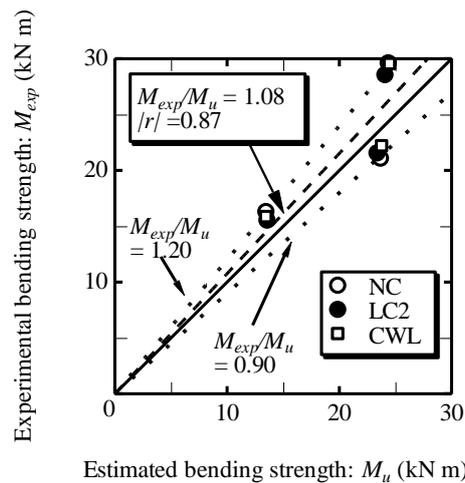


図 3-4 算定曲げ強度と実験強度

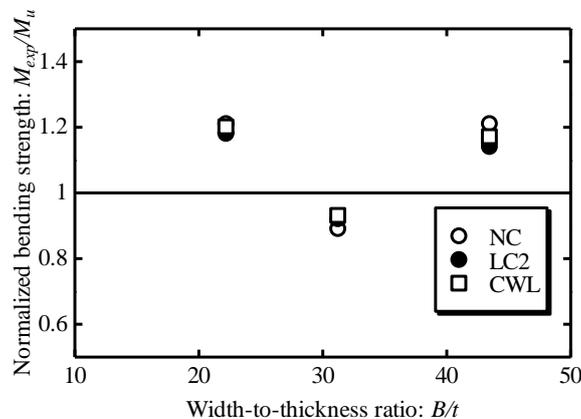


図 3-5 曲げ強度比(M_{exp}/M_u)と幅厚比(B/t)

3.4 まとめ

- 1) 破壊は、鋼管が降伏した後に局部座屈が生じる形式であった。また、充填材料が破壊形式に及ぼす影響は見られなかった。
- 2) $Nu=0$ の算定曲げ強度(μ)を計算したところ、充填材料の影響を受けることなく算定曲げ強度は実験曲げ強度を相対比(M_{exp}/μ)=1.08, および相関係数 $r=0.87$ となり、算定曲げ強度(μ)は、実験曲げ強度(M_{exp})を 0.9~1.2 倍の範囲で評価することがわかった。

参考文献

- 1) Hiroshi Higashiyama, Manote Sappakittipakorn, Mutsumi Mizukoshi and Osamu Takahashi : “Characteristics of Chloride Diffusion and Porevolume in Ceramal Waste Aggregate Mortar Containing GGBS” , International Journal of GEOMATE, , Vol. 11, Issue 26, pp.2568-2575, Oct. 2016.
- 2) 橋野大智：コンクリート・碍子再生骨材のコンクリートへの適用性に関するモルタル実験，神戸市立工業高等専門学校卒業論文，2020.2.
- 3) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事，pp.575~578，2009.
- 4) 大山久美子：軽量コンクリート 2 種の強度特性に関する研究，神戸市立工業高等専門学校卒業論文，2018.3.
- 5) 土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書[設計編]，2018.3.
- 6) 日本建築学会:コンクリート充填鋼管構造設計施工指針，2008.10.

パイル担体活性汚泥法による余剰汚泥の減容化

立命館大学理工学部 教授 惣田訓

1. はじめに

下水処理方法の主流である活性汚泥法では、その処理過程で微生物の塊である余剰汚泥が発生し、その処理やリサイクルには、多大な費用とエネルギーが必要とされている。その解決策として、曝気槽にパイル担体(図 1)を浸漬し、通常は活性汚泥中に発生しにくい貧毛類(水生ミミズ)を食物連鎖の最上位者として保持し、余剰汚泥を減容化する方法(パイル担体活性汚泥法)が提案されている。しかし、その安定的な運用方法はまだ解明されていない。

和歌山県工業技術センターは、梅加工場の排水を処理する活性汚泥法の曝気槽にアクリル製パイル織物を浸漬したところ、付着した汚泥とともに微小動物の一種である貧毛類(水生ミミズ)が高密度の群集を形成し、余剰汚泥の発生量が、1年目は30%、2年目は50%、3年目は83%にまで減少する成果を挙げ、これをパイル担体活性汚泥法 ESCAPE (Excess Sludge reduction system using Carriers based on Acrylic Pile fabrics)と命名した(山際ら, 2013; 山際, 2017)。アクリル繊維である起毛(パイル)部分の表面には細菌が、ポリエスエル繊維である生地(ベース)部分には貧毛類が、多量に付着し、適度な揺動によって、餌となる細菌が貧毛類に連続供給される立体構造が汚泥減容化に適しているとされている(山際ら, 2013; 山際, 2017)。曝気槽内のパイル担体には、貧毛類群集が(479~690) × 10⁴ 個体/m²の密度で付着し、ウスベニトミミズ (*Monopylephorus rubroniveus*)、ユリミミズ (*Limnodrilus hoffmeisteri*)、ミナミミズミミズ (*Allonais inaequalis*)、シロヒメミミズ (*Enchytraeus albidus*)の4種の存在が確認されており、特にウスベニトミミズ(図 2)が優占していることが報告されている(大高ら, 2021)。ウスベニトミミズは、海水でも淡水でも生存でき、塩分濃度が変動する梅加工場の排水中での生存に適していると推測されている)。

これまでの研究(惣田ら, 2021)では、活性汚泥の小型連続装置を用い、Run1~Run8は低負荷(140 mg-C/L・d)、Run9~Run15は高負荷(420 mg-C/L・d)で実証実験を行った。汚泥収率は、低負荷の場合、貧毛類を導入した試験系は-2.45~-1.45 gVS/gTOC、貧毛類を導入していない対照系は-1.50~-0.28 gVS/gTOCとなり、余剰汚泥は発生しなかった。高負荷の場合、試験系は0.07~0.56g VS/gTOC、対照系は0.31~0.62 gVS/gTOCとなり、理論典型値1.46 gVS/gTOC(Henze et al., 2006)より低く、汚泥の減容化効果が得られた。しかし、Run15終了後、活性汚泥から貧毛類が全滅してしまった。本研究では、貧毛類の継代培養方法の確立と生態調査を目的とした平板培地での実験と、中負荷(290 mg-C/L・d)条件での汚泥発生抑制効果の検証を実施した。

2. 実験方法

2-1 平板培地による貧毛類の継代培養

1%の寒天を含む生理的塩類溶液(NaCl 3.5 g/L、KCl 0.05 g/L、CaCl₂ 0.05 g/L、NaHCO₃ 0.2 g/L、寒天 10.0 g/L)(野呂ら, 2014)を元に、塩分濃度が1倍(0.35%)、2倍(0.7%)、5倍(1.75%)、7倍(2.45%)、10倍(3.5%)の5種類の平板培地20 mLを各2つずつ作成し、貧毛類の産卵、孵化、成長を観察した。産卵観察にはウスベニトミミズを10匹と活性汚泥2.0gを、孵化観察にはウスベニトミミズのコクーン10個を各平板培地に添加した。孵化観察が終了後、活性汚泥を2.0g平板培地に添加して、成長観察に移行した。全ての平板培地は、室温25℃の暗所に静置し、毎日観察を行った。



図1 RFV-52295(株)オーヤパイル)のパイル織物。



図2 ウスベニトミミズ。

2-2 パイル担体活性汚泥法による余剰汚泥減容化の連続式ラボスケール実験

曝気槽(5L)と沈殿槽(2L)で構成される連続式活性汚泥減容化リアクターを2台用いた(図3)。1台の曝気槽には、パイル担体(RFV-52298、(株)オーヤパイル、7.5×25.5cm、244g)を浸漬し、下水処理場の試験装置から採取した貧毛類(主にウスベニトミミズ)を付着させ、試験系とした(図4)。同様にパイル担体を設置した、もう1台の装置には貧毛類は付着させずに対照系とした。水温18~23℃、溶存酸素2~3mg/L、返送汚泥比2.0に設定し、合成下水を滞留時間12時間で処理した。合成下水の組成は、カツオ肉エキス(和光純薬工業株式会社)400mg/L、ハイポリペプトン(富士フィルム和光純薬株式会社)600mg/L、 $\text{Na}_2\text{HPO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ 83.6mg/L、 KH_2PO_4 13.6mg/L、NaCl 15mg/L、KCl 7mg/L、 $\text{MgSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ 10.25mg/L、 $\text{CaCl}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ 9.27mg/Lとした。物質収支を計算する便宜上、余剰汚泥の引き抜きをせずに14~21日間の運転を行った後、系内の全汚泥を回収して定量した。汚泥を入れ替え、実験を16回繰り返した(Run16~Run31)。

槽内温度と処理水量を毎日記録し、光学式MLSS計(ML-30N、笠原理化工業(株))を用いて曝気槽内のMLSS濃度を測定した。また、2,3日おきに、処理水SS(Suspended Solids、浮遊物質)とTOC濃度の測定を行った。14日ごとの汚泥入れ替えの際には、投入汚泥とリアクター内の汚泥のMLSS、MLVSS、TOC濃度の測定および担体湿重量を測定した。ろ過した処理水のTOCを(TOC-5000A(株)島津製造所)で測定した。MLSS、MLVSS(Mixed Liquor Volatile Suspended Solids、活性汚泥有機性浮遊物質濃度)は、各Runの最終日以外の日は光学式MLSS計で数値を測り、最終日は連続式活性汚泥減容化リアクターの曝気槽と沈殿槽の汚泥をすべて引き出し、混ぜた後、下水試

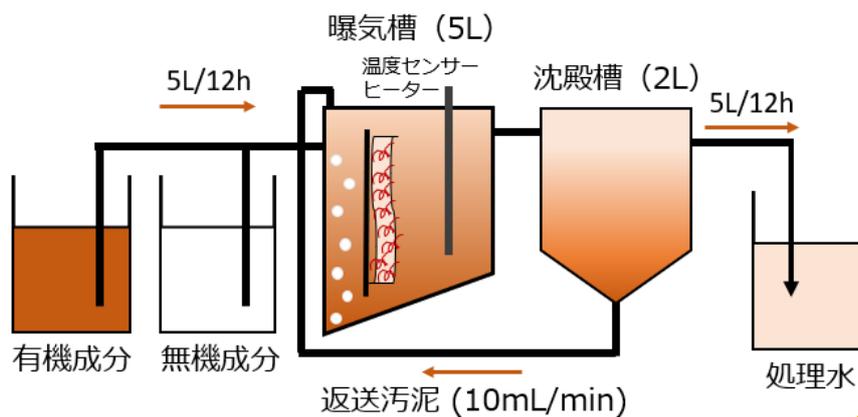


図3 連続式活性汚泥減容化リアクター.



図4 パイル担体 (試験系) , 右) パイル担体 (対照系) .

験法 JISK0102 に準じた重量法で測定した。貧毛類の推定生存重量は、まず各 Run の最終日に、パイル担体をリアクターから引き出し、1 時間静置させ、水を切った後に電子天秤で重量を測定した。そして、担体から剥離した貧毛類をリアクター内から回収し、担体に付着させた後の重量を測定した。その結果を用いて、貧毛類の推定生存量 (g-湿重量) を算出した。

物質収支は、活性汚泥モデル ASM3C では、典型値として、細菌細胞に摂取された有機物は、細胞内の貯蔵物質に収率 0.91gTOC/gTOC で変換され、さらに収率 0.67 gTOC/gTOC で細胞に変換され、細菌細胞の炭素量から VS (volatile solids) 量への換算値は 2.4 gVS/gTOC である (Henze et al., 2006)。これより、除去された単位 TOC 質量当たりの理論汚泥収率の典型値を 1.46 gVS/gTOC とした。曝気槽の中の微生物が自己分解を行い、食物連鎖によって、実際の収率は理想値より小さくなる。汚泥の除去率を把握するため、各 Run の収率を計算した。

$$\text{収率} = \frac{\text{最終汚泥量(gVSS)} + \text{流出汚泥量(gVSS)} - \text{初期汚泥量(gVSS)}}{\text{除去 TOC(g - C)}}$$

3. 結果と考察

3-1 平板培地による貧毛類の培養

試験系の担体に付着させた貧毛類は、Run16 と Run18 と Run22 においてわずかに減少したことを除き、ウスベニトミミズの産卵、孵化および成長に適した塩分は異なった (図 5)。卵包の産卵には、0.35%まで塩分が低いほど適していた。塩分 2.45%以下なら幼生は孵化できた。塩分 1.75%が幼生の成長に最適であった。産卵観察において、海水と同程度の塩分濃度 3.5%の平板培地でも、産卵数が最も少なかったものの、ウスベニトミミズの成体自体は生存し続けた。

3-2 連続式活性汚泥装置による余剰汚泥の減容化の検証

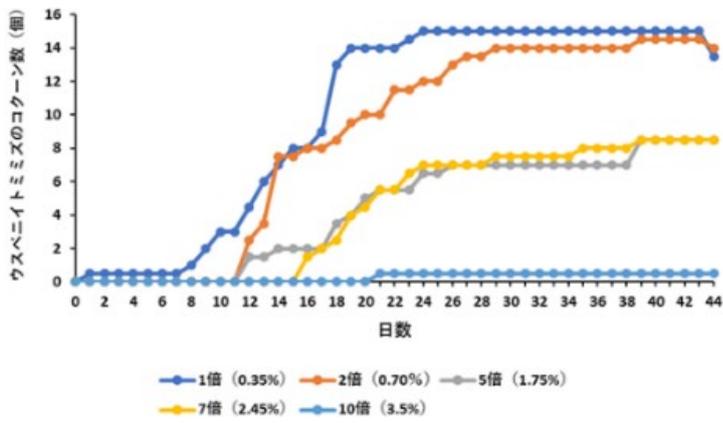
試験系の担体に付着させた貧毛類は、Run16 と Run18 と Run22 においてわずかに減少したことを除き、曝気槽内で良好に生存した (図 6, 7)。また、汚泥中に沈殿した状態では生存していることも多く、パイル担体から剥離した貧毛類は、多い場合は 15g-wet 程度であった。前回の Run で剥離した貧毛類も回収して付着させているため、各 Run の 0 日目の担体表面には、いわゆるミミズ玉が局在した状態であったが、各 Run の最終日には、担体内部のペース部に潜り込むようにして貧毛類は分布していた。

MLSS 濃度(図 8)は、初日に比べ、14 日目の方が高くなり、全体的に試験系の方がわずかに高かった。しかし、Run24~Run27 の期間は、試験系の 14 日目の MLSS 濃度が著しく低下した。

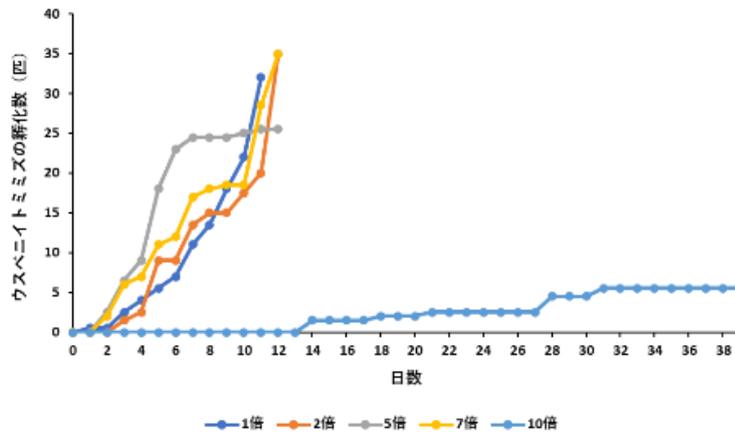
両系の処理水の TOC は、既往研究 (惣田ら, 2021) の倍近い濃度である 40~50 mg/L となり、有機物除去は不調であった (図 9)。さらに貧毛類の存在によって、有機物の除去にはある程度の悪影響があったと考えられる。

図 10 に示すように中負荷条件である本研究の汚泥収率は、試験系は 0.07~1.25 gVS/gTOC、対照系は 0.44~1.25 gVS/gTOC となった。この結果は、余剰汚泥が発生したが、汚泥収率が理論典型値より低く汚泥が除去されていることが分かる。すなわち、貧毛類の導入によって汚泥が減容化されていることが考えられる。しかし、既往研究の高負荷条件よりも高い数値となり、活性汚泥による有機物除去が不調であったことが、その一因と考えられる。

A



B



C

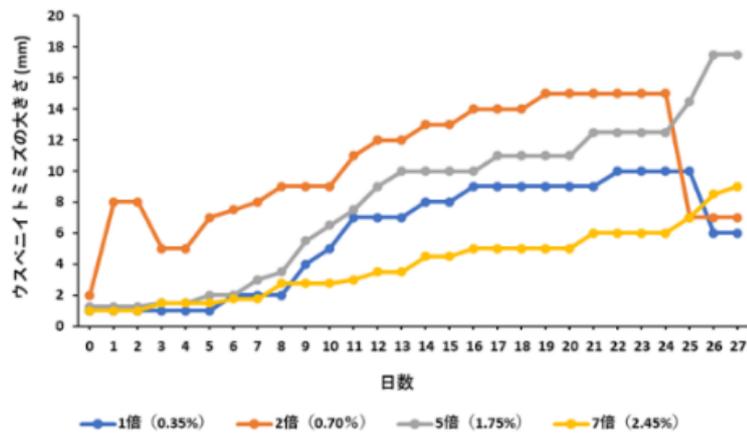


図5 平板培地の各観察結果. (A) 産卵観察、(B) 孵化観察、(C) 成長観察.

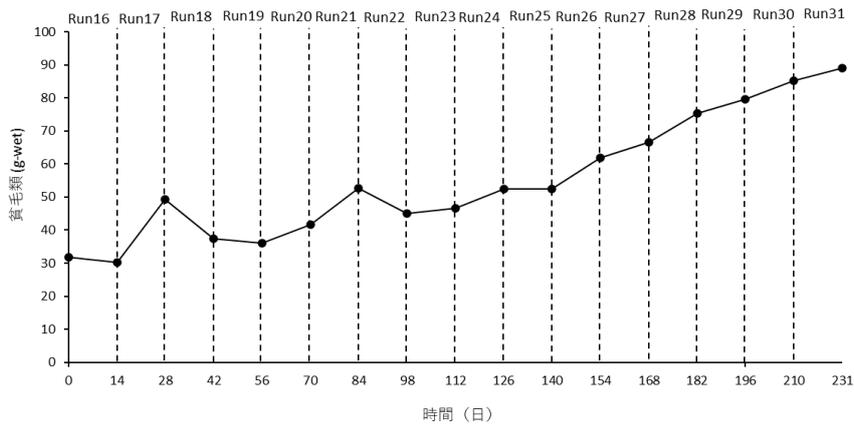


図6 パイル担体活性汚泥法の貧毛類の生存重量.

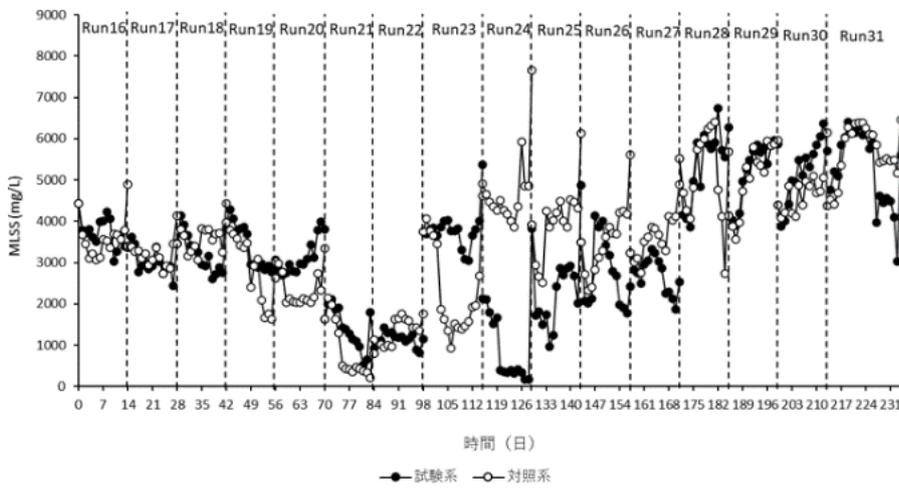


図8 パイル担体活性汚泥法の MLSS 濃度.

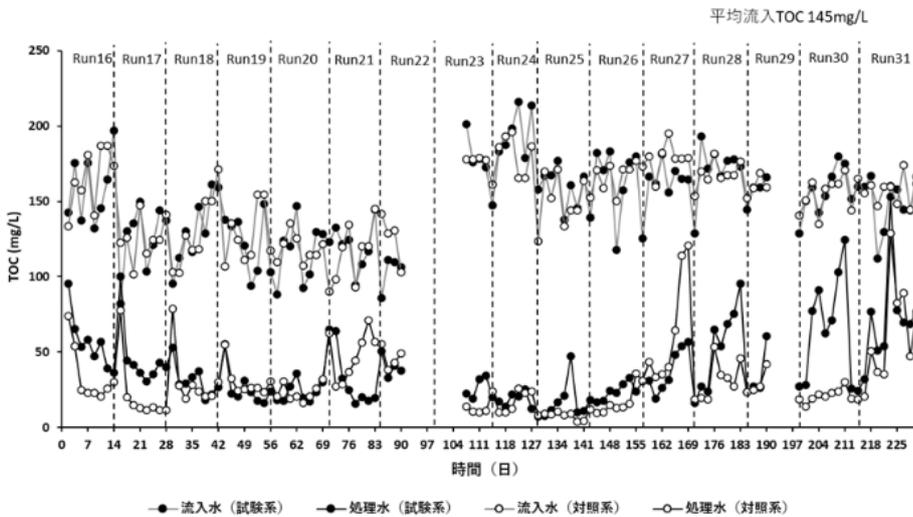


図9 パイル担体活性汚泥法の TOC 濃度.

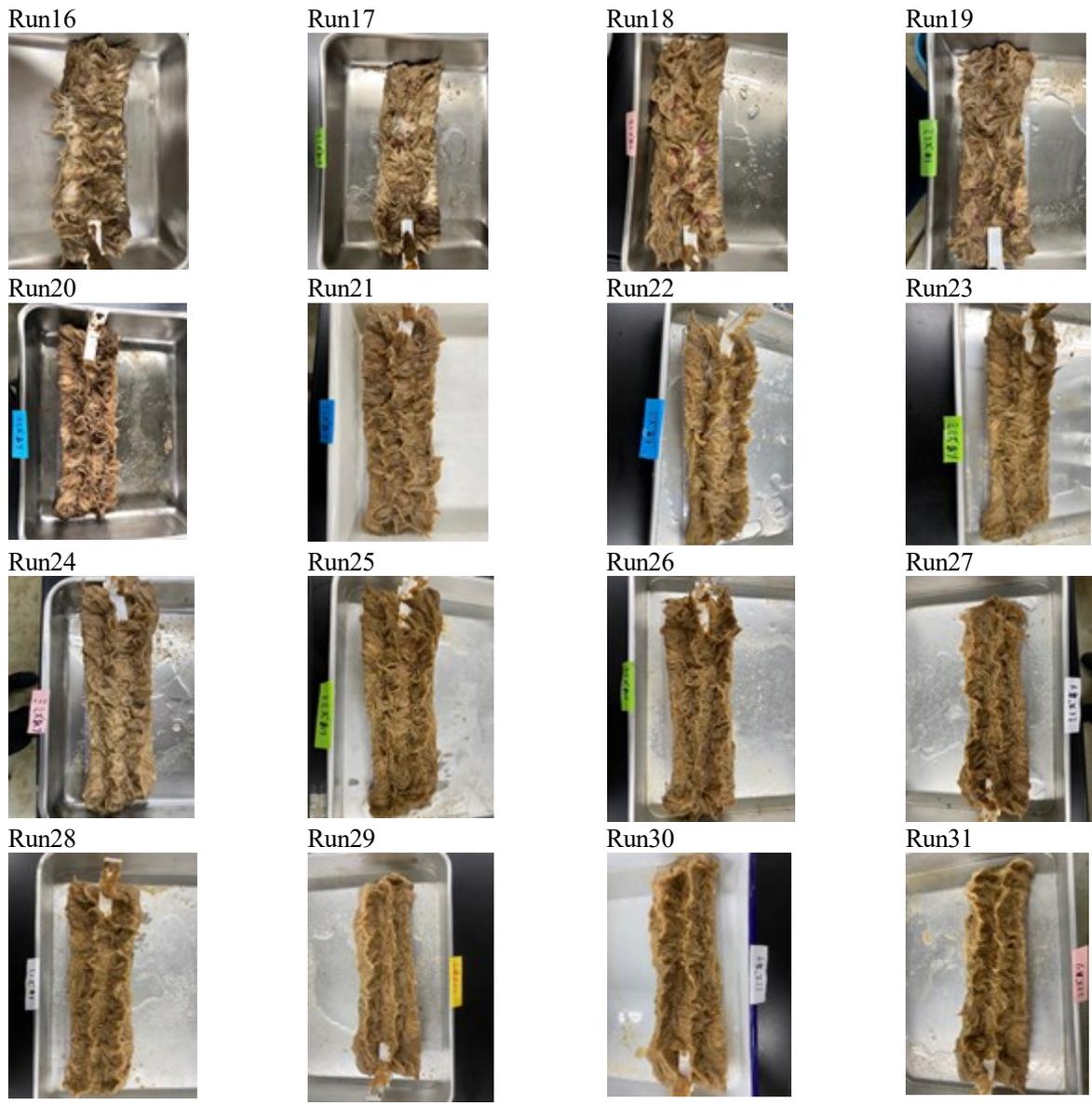


図7 各 Run の貧毛類が付着したパイル担体

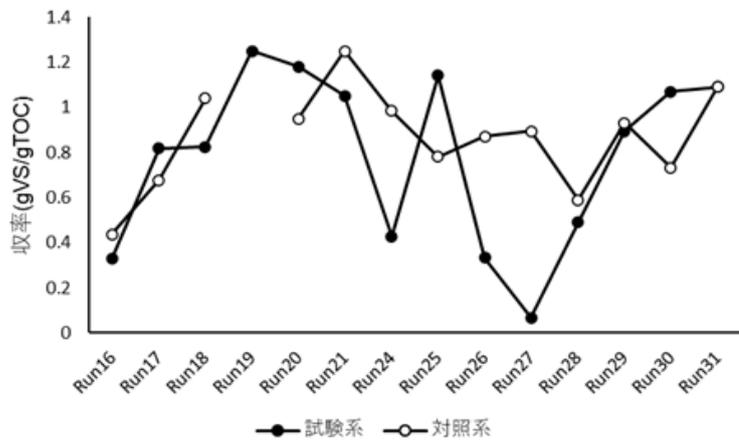


図10 各 Run の汚泥収率.

4. 結論

平板培地による貧毛類の継代培養では、ウスベニイトミミズの産卵環境、孵化環境および成長環境に適した塩分濃度がそれぞれ違うことが分かった。まず、ウスベニイトミミズの産卵は、塩分濃度が低い環境ほど適しており、孵化は塩分濃度が 7 倍 (2.45%) 以下の環境が適しており、成長は、塩分濃度が 5 倍 (1.75 倍) の環境が最適であった。また、産卵観察の塩分濃度 10 倍 (3.5 倍) の平板培地では、ウスベニイトミミズが 30 日以上生存していたため、塩分濃度が海水と同じ環境下でも生存することができると考えられる。しかし、食物連鎖を利用した活性汚泥法の安定的な運用には、ウスベニイトミミズの更なる生態調査が必要と考えるため、継続して観察試験を行うことが必要である。

連続式ラボスケール実験では、14 日ごとの MLSS 濃度、TOC 濃度、処理水 SS などの数値を計算して、貧毛類による余剰汚泥の減容化効果の分析を行った。両系の TOC の除去率は 70%以上になり、物質収支の収率が、実験データが欠損の Run を除いて、試験系の収率は 0.07~1.25 gVS/gTOC、対象系は 0.44~1.82 となった。さらに、試験系は理論汚泥収率の典型値 1.46 gVS/gTOC より低くなった。処理水 SS の数値においては、多くの Run で汚泥が処理水 SS として流出したため、全体的な SS 数値が高くなった。この原因としては、貧毛類の摂食によって、汚泥を細分化し、沈殿しにくくなったことが考えられる。よって、今後の研究では汚泥が流出させないための工夫を考える必要がある。また、今回の研究で、貧毛類の導入による処理水の水質が悪くなることもなく、貧毛類は約 224 日間連続式活性汚泥リアクターの曝気槽内で、生存し、繁殖していた。これからの研究では、貧毛類を多種類の塩分濃度の環境で培養、限界値と最適な塩分濃度などの解明が必要だと考えている。

参考文献

- 惣田訓, 前川愛実, 鍛冶龍馬, 松山怜愛, 赤木知裕, 山際秀誠 (2021) 小型連続式装置を用いたパイル担体活性汚泥法 (ESCAPE) による余剰汚泥の発生抑制効果の検証. 日本水処理生物学会誌, 57, 43-53.
- 高明史, 鳥居高明, 赤木知裕, 山際秀誠: 梅加工場で発生する高塩分の排水処理に寄与する水生貧毛類の組成と塩分耐性. 日本水処理生物学会誌, 57, 23-33 (2021)
- 野呂佳代子, 伊藤 孝, 加瀬榛香, 山口智也: ヤマトヒメミズ幹細胞システムを活用した環境重金属バイオセンサー開発. 日本大学生産工学部研究報告 A, 47 (2), 15-22 (2014)
- 山際秀誠, 解野誠司, 高辻 渉, 大家健司, 中田祐史: 小規模事業者向け排水処理設備の商品開発. 月刊「せんい」, 66, 71-75 (2013)
- 山際秀誠: 梅加工場排水処理における汚泥減容化技術の開発. 環境管理, 53 (8), 40-45 (2017)
- Henze, M., Gujer, W., Mino, T., and van Loosdrecht, M.: Activated sludge models ASM1, ASM2, ASM2d and ASM3. IWA Publishing, London (2006)