

V-4 下水道管渠周辺地盤のゆるみ評価、対策技術の開発

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平13～平16

担当チーム：材料地盤研究グループ（土質）

研究担当者：小橋秀俊、桑野玲子、堀井俊孝

【要旨】

本研究は、道路陥没や管の閉塞等の事故につながる、管渠破損部から管渠内への土砂流出とそれに伴う周辺地盤内空洞・ゆるみの形成メカニズムを検討し、土砂流出性（空洞やゆるみのできやすさ）の観点から埋設材料の条件を整理したものである。地盤内空洞・ゆるみの形成過程を小型模型実験により再現し、主要な影響要因について調べた。また、各種埋戻し材料の土砂流出性を簡便に推定するための簡易試験方法を提案した。

キーワード：埋設管、ゆるみ、空洞、模型実験、簡易試験

1. はじめに

下水道整備が拡充する一方で、耐用年数を超過した管渠も増え始めており、今後老朽化は一層進むと予測される。また最近では、管渠の老朽化に伴った破損が原因とみられる道路陥没事故も頻発している。老朽化した管渠の破損が原因となる道路陥没事故を未然に防ぐためには、地盤内のゆるみや空洞の発生メカニズム、及び進展過程の把握が不可欠であるが、これらは多数の要因が絡み、未解明な部分が多い。本研究では、

- ① 埋設管周辺地盤のゆるみ発生メカニズムの類型化
- ② 下水道管路周辺地盤概略判定手法及び管路劣化に伴う周辺地盤への影響を考慮した埋設手法の開発を目標とした。①により既設埋設管の潜在危険箇所の選定に資すると共に、②により今後の管渠埋設において管渠の老朽時や更新時を念頭ににおいた埋設方法の提案を目指した。

まず、下水道管渠が原因と考えられる道路陥没事故

の実態を把握するため、自治体へのヒアリング調査を実施した。その結果、都市部においては年間数百～数千件の道路陥没事故が発生しており、図-1に示すようにその発生件数は降雨の多い月に多く、道路陥没に降雨が強く影響していると推測された。

そこで、降雨の影響を考慮した模型実験を実施し、管渠周辺地盤のゆるみや空洞の発生メカニズムや進展過程の解明を試みた。また、道路陥没事故につながるような空洞やゆるみが起こりにくい埋戻し材料の提案を目的として、埋戻し材料の土砂流出性を推定するための簡易試験を行った。

なお、既往の研究¹⁾では、雨水が地表面から地盤下方へ浸透する過程で発生するゆるみや空洞について評価しており、老朽管の損傷程度が大きいほど空洞は形成されやすいが、細粒分含有率の低い地盤材料では、管の損傷程度と空洞の発生には強い関連がないことを報告している。

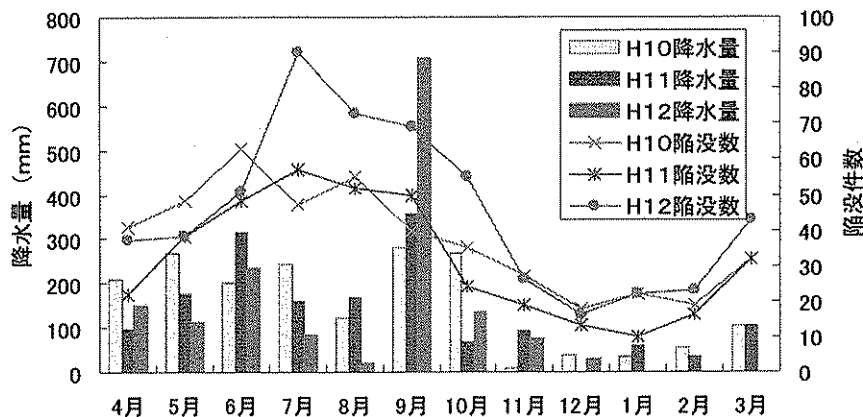


図-1 道路陥没事故と降雨の関係（A市）

2. 空洞形成再現実験

2.1 実験の目的

小型土槽の底版に設けた開口部から水や土砂を流出させ空洞を形成させる再現実験を行い、空洞やゆるみの形成過程を観察し、メカニズムを検討すると共に、空洞周辺の“ゆるみ”の定量評価を試みた。

実験は、土槽や開口の形状、水の制御方法、空洞・ゆるみの評価の方法などから、表-1に示す3通りの方法で行った。

表-1 実験のパターン

	土槽開口部	水の制御	空洞・ゆるみの評価方法
A	2次元(I)	底版スリットから継続的に流出	画像解析 凍結・ブロック切出しによる間隙比測定
B	2次元(II)	底版スリットから断続的に流入・流出	画像解析 排出土量測定
C	3次元	底版孔から断続的に流入・流出	X線CTスキャン撮影による密度分布測定

2.2 2次元模型実験 I

2.2.1 実験方法

表-1のAに示した2次元模型実験Iは、管渠破損部から地下水が管渠内に流れ込み、土砂が流出する現象を模擬した模型実験である^{3) 4)}。

図-2に実験フローを、図-3に実験装置の概要図を、表-2に実験ケースを示す。管渠破損部を模擬するため、土槽下面に5mmないし10mm幅の開口部を設け、定水位に保ったモデル地盤より開口部を通して排水・排土をさせることで、管渠破損部から地下水が管渠内に流れ込み、土砂が流出する現象をシミュレーションした。

実験中は、土槽正面からデジタルビデオカメラを用いてビデオ撮影を行い、ゆるみ・空洞の拡がりを観察すると共に、実験終了時の着目点（色砂の交点またはゴム製ターゲット）の変位をパソコン上で読み取り、ひずみ分布から間隙比分布（以下、画像間隙比分布）を求めた。また、山砂地盤の実験終了後には、土槽ごと冷凍庫に入れ、地盤を凍結させたのち、約5cm四方のブロックに切断し、それぞれのブロックの体積と含水比を測定することにより、実際の間隙比分布（以下、冷凍間隙比分布）を把握した。

地盤材料には山砂、豊浦砂、珪砂の3種類を用いた（地盤材料の物理特性は表-3を参照）。モデル地盤は、1層2.5cmで8層、総厚20cmを、相対密度80%とな

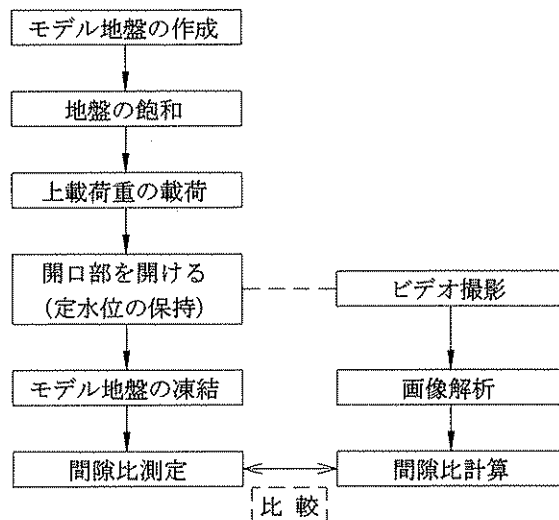


図-2 実験フロー（2次元模型実験I）

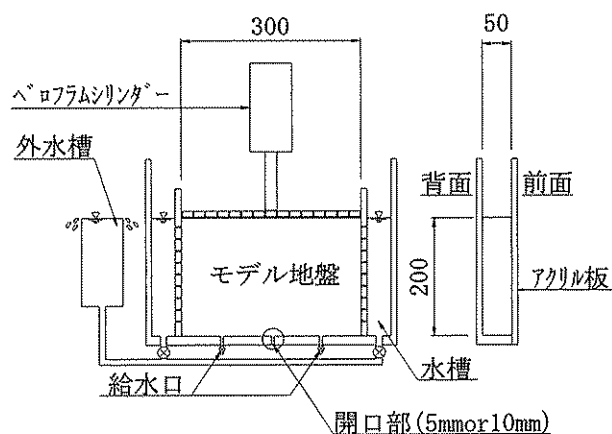


図-3 実験装置概要図（2次元模型実験I）

表-2 実験ケース（2次元模型実験I）

Case	地盤材料 (相対密度: Dr) (初期間隙比: e)	水位 (cm)	開口幅 (mm)	上載荷重 (kN/m ²)
1	山砂 (Dr = 80%) (e = 0.87)	20	5	9
2				19
3			10	9
4				19
5		10	5	9
6				19
7			10	9
8				19
9	豊浦砂 (Dr = 80%) (e = 0.68)	20	10	20
10		10		
11		0		
12		20		
13	3号珪砂 (Dr = 80%) (e = 0.72)	20	10	20
14		10		
15		0		
16		20		

るように1層ごとに計量し締め固め、画像解析を行うために、山砂地盤内には色砂を水平及び垂直方向に2.5cm ピッチで敷設した。豊浦砂及び珪砂地盤では直径5mmの円盤状のゴム製ターゲットに長さ8mm×φ3mmの足を付けたものを土槽前面の亚克力板に沿って2.5cmの格子状に設置した。

地盤の飽和は、土槽下面に設置した給水口から水を供給しながら24時間放置した。実験中はその給水口にホースを取り付けてマンメータとし、地盤内部の水位をチェックした。実験中は土槽内部の水位を保つために、外部槽と土槽の水槽を接続し、外水槽の水位を保つことにより定水位状態を保った。

上載荷重は、土被り厚80cm(山砂)又は150cm(山砂、豊浦砂、珪砂)相当の荷重をペロフラムシリンダーにより載荷した。

Case12、16の網敷設では、開口部にせん断、曲げに対する抵抗性がない、編み目約2mmの網を敷設した。

実験は、地盤のゆるみ範囲が土槽下端より10cmの高さまで広がったのを目視により確認した時点で水の供給を止め終了とした。豊浦砂及び珪砂の場合は、ゆるみ範囲の広がりが速く、水の供給を止めた後も地盤上面までゆるみ範囲が大きく広がったため、ゆるみ範囲が地盤上面まで達した時点で水の供給を止め実験終了とした。

2. 2. 2 実験結果

図-4に山砂地盤の実験(Case1~Case8)から得られた、冷凍間隙比分布を示す。進行時間とは、ゆるみが進行し土槽下面より10cmの高さの地盤変位が目視(画像)で確認できたまでの時間である。また図-5には、水位20cm、開口幅10mm、上載荷重20kN/m²の場合の実験終了時の画像間隙比を示す。

図-4において、水位条件のみ異なるケースを比較すると(Case1と5、Case2と6、Case3と7、Case4と8)、水位の高いほうが概ねゆるみ範囲が大きい事が分かる。また、ゆるみ・空洞の進行時間には水位は大きく影響し、いずれのケースでも水位の高い方が早くゆるみが進行する。同様に、Case1と3、Case2と4、Case5と7、Case6と8を比べて開口幅の影響を評価すると、開口幅の大きいほうがゆるみが早く進行するが、ゆるみ範囲には明確な相違は見られなかった。Case1と2、Case3と4、Case5と6、Case7と8の比較からは、土被りの小さいほうがゆるみ範囲が大きく、進行も若干早いことがわかった。

なお、これらの傾向はCase1~8の実験から概ね判断できるが、特にCase5~8の水位10cmの場合は、開口

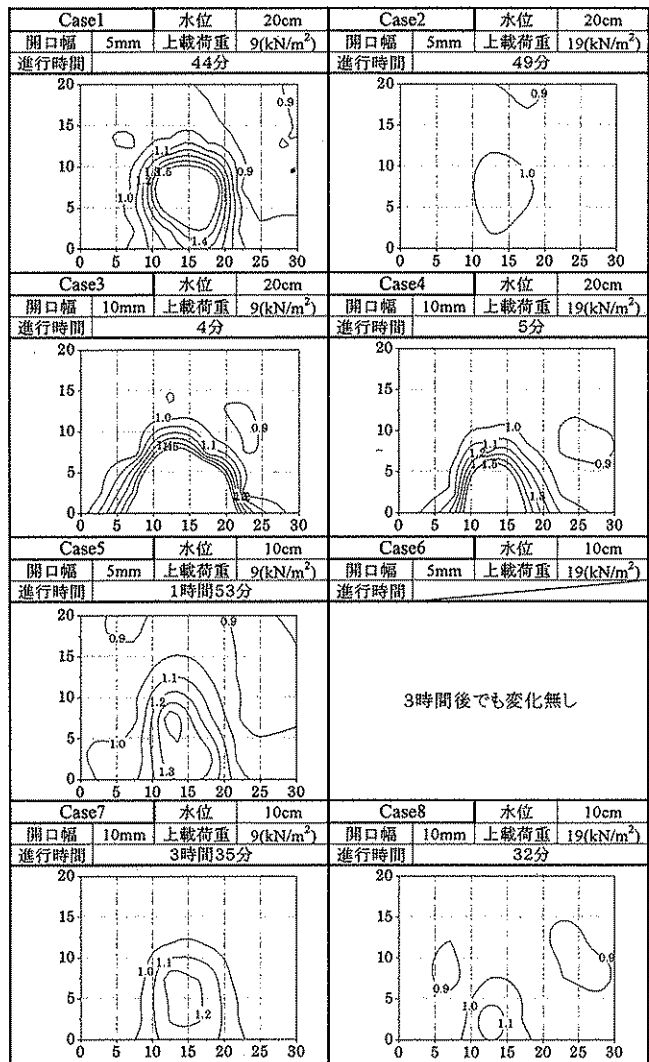


図-4 冷凍間隙比分布

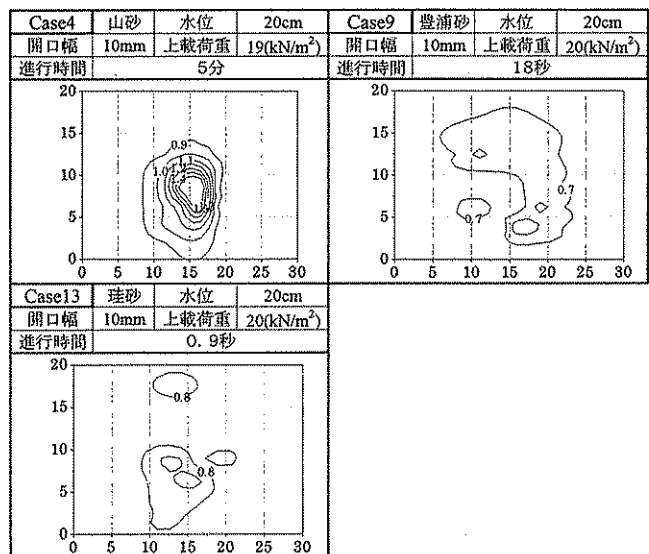


図-5 画像間隙比分布

部を開いてから最初の土塊が排出するまでの時間にバラツキがあり、ゆるみの進行時間に影響したように思われた。空洞やゆるみの形成過程は必ずしも連続的ではなく、空洞の内壁がポロポロと離散的に落下・流出していく様相を呈する場合が多い。また、一旦欠損した部分が形成されるとゆるみは波及して進展していくが、最初のきっかけが起こらなければゆるみ領域は発生しない。Case7 では、このきっかけの発生に時間がかかったため、結果として進行時間も大きなものとなった。

図-5に示す、Case4, 9, 13を比較すると、珪砂地盤の場合が最も早く進行し、次いで豊浦砂、大きく差があって山砂という結果であった。また図からは読み取りにくい、豊浦砂と珪砂では顕著な空洞を形成することなく開口部から水と共に砂が連続的に流出した。

網を敷設した豊浦砂地盤の場合 (Case12) には進行時間が31秒となり、敷設しない場合のCase9に比べて進行時間が遅くなった。また、珪砂地盤 (Case16) では、土粒子が全く編み目を通り抜けず、ゆるみも発生しなかった。

なお、豊浦砂と珪砂地盤で水位0 (乾燥状態)、開口部10mm、上載荷重20kN/m²で実験したところ、進行時間は0.2秒、0.5秒と非常に速かった。

2.3 2次元模型実験Ⅱ

2.3.1 実験方法

豪雨時に管内が水で満たされると管内の水圧が上昇し、管渠破損部等から水が周辺地盤に流れ出る。雨がやみ管内の水圧が下がってくると周辺地盤から水や土が管内に流れ込む。このような水の流出・流入の繰り返しを模擬したものが、表-1のBパターン⁵⁾の2次元模型実験Ⅱである。

図-4に実験フローを、図-5に実験装置の概要図を、表-3に実験ケースを示す。管渠破損部を模擬するため、土槽下面に5mm幅の開口部を設け、開口部から一定量の水をモデル地盤へ流入、流出させることで、集中豪雨時の圧力流れによる管渠破損部から周辺地盤への雨水の急激な流入、流出現象をシミュレーションした。

実験中は、土槽正面からデジタルビデオカメラを用いてビデオ撮影を行い、ゆるみ・空洞の拡がりを観察すると共に、各サイクル終了時のゆるみや空洞の範囲をパソコン上で読み取った。また、各サイクルごとに排出される土砂の量からゆるみ及び空洞の範囲を推定し、画像から読みとったゆるみ範囲と比較することによって、ゆるみ領域のゆるみ程度を推定した。

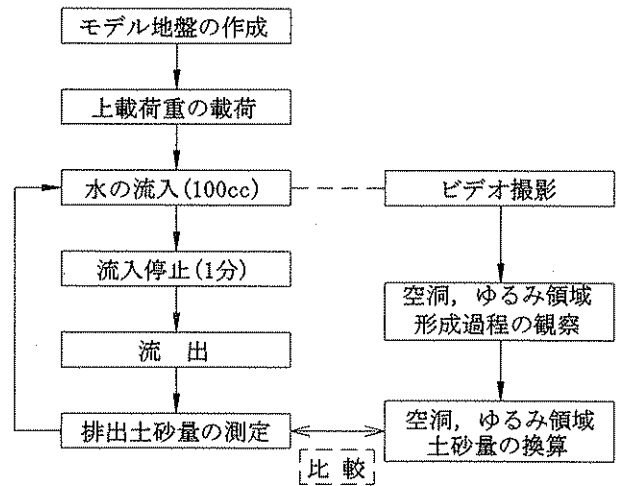


図-6 実験フロー (2次元模型実験Ⅱ)

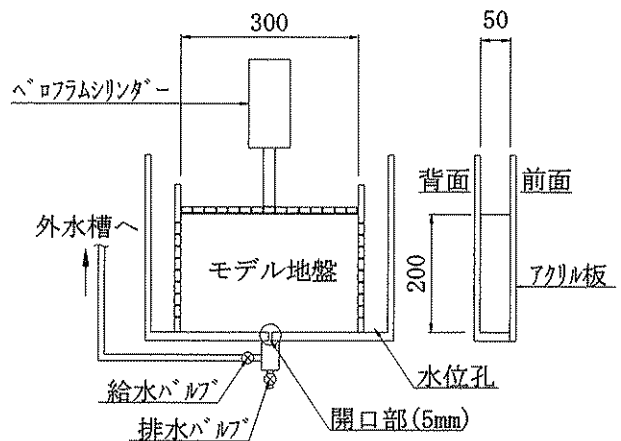


図-7 実験装置概要図 (2次元模型実験Ⅱ)

表-3 実験ケース (2次元模型実験Ⅱ)

Case	地盤材料	相対密度 Dr (%)	初期含水比 w (%)	上載荷重 P (kN/m ²)
1	豊浦砂	80.0	14.0	14
2	山砂	80.0	17.5	13
3	シルト	113.8	21.4	15
4	豊浦砂+シルト5%	80.0	13.8	15
5	豊浦砂+シルト10%	80.0	13.1	15
6	豊浦砂+シルト20%	80.0	13.0	16

地盤材料には、豊浦砂、山砂、シルト及び豊浦砂シルト混合土 (シルト分: 5%、10%、20%) の6種類を用いた (地盤材料の物理特性は表-4を参照)。2次元模型実験Ⅰと同様に、モデル地盤は1層2.5cmで8層、総厚20cmを、相対密度80%となるように1層ごとに計量し締め固め、画像撮影によるゆるみ領域算定のため、色砂を水平方向に2.5cmピッチで敷設した。ただ

表-4 地盤材料の物理特性

	土粒子の密度 ps (g/cm ³)	最大乾燥密度 pdmax (g/cm ³)	最小乾燥密度 pdmin (g/cm ³)	最適含水比 w _{opt} (%)	最大乾燥密度 pdmax' (g/cm ³)	透水係数 k ₁₅ (cm/s)	一軸圧縮強さ qu (kPa)
3号珪砂	2.703	1.578	1.392	—	—	2.6×10 ⁻¹	—
豊浦砂	2.644	1.648	1.319	14.2	1.562	9.6×10 ⁻³	13.0
山砂	2.647	1.556	1.177	17.5	1.675	5.0×10 ⁻⁴	13.2
シルト	2.924	1.437	0.932	21.4	1.578	4.3×10 ⁻⁴	44.6
豊浦砂+シルト5%	2.633	1.717	1.372	13.8	1.615	1.3×10 ⁻³	16.6
豊浦砂+シルト10%	2.678	1.790	1.412	13.1	1.663	9.2×10 ⁻⁴	21.4
豊浦砂+シルト20%	2.692	1.895	1.490	13.0	1.730	1.5×10 ⁻⁴	47.1
カオリンレー	2.639	0.623	0.391	—	—	—	—
風化改良土	—	—	—	—	—	—	50.7

※) 透水係数, 一軸圧縮強さは、相対密度Dr=80%の時の値。

	処理土の 比重 γ	泥水の 比重 γf	配合			打設時 フロー値 (mm)	一軸圧縮強さ qu (σ ₂₈) (kPa)
			泥水 (kg)	関東P-4 (kg)	固化材 (kg)		
流動化処理土	1.42	1.11	578	762	100	115	392

※) 竹田他²⁾より

し、シルト地盤の場合、予備実験において、相対密度80%では水の流入によって地盤が収縮し、地盤内にクラック発生したので、相対密度を高く設定してクラック発生を抑制した。また、地盤作成時、開口部には砂糖を詰め、スリットからの土砂排出を防止した。この砂糖は、初回の水流入時に速やかに溶け、その後の土砂排出には障害とならない。

上載荷重は、ペロフラムシリンダーにより土被り厚100cm相当の圧力を载荷した。

水の流入、流出は、土槽下面の開口部から1サイクルごとに100ccの水を流入水圧9.8kPaのもとで流入させ、一定の停止時間(1分間)を設けた後、排水・排砂する。流入水圧は土槽と外水槽の水頭差により管理した。また、実験中、地盤上面より水が溢れだす場合は吸水ポンプにより排水した。

実験は、地盤上面まで空洞が広がったのを目視により確認した時点で終了とした。山砂では、15サイクル目に色砂部分が浸食され水みちが出来たため、この時点で実験終了とした。また、シルトでは、20サイクル流入・流出を繰り返した時点でゆるみや空洞に大きな進展が見られなかったため実験終了とした。

2.3.2 実験結果

開口部からモデル地盤への水の流入、停止、流出時のそれぞれの段階で、ゆるみや空洞の形成は次の様な経過で生じた。

① 流入時：地盤に水が浸透し、空洞周辺(初期段階では開口部周辺)が部分飽和になる。飽和した領域はサクシオンが消失し、不安定状態となるが、流入水

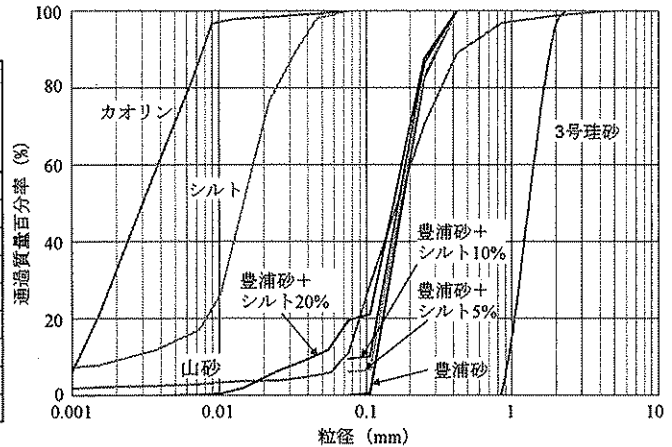
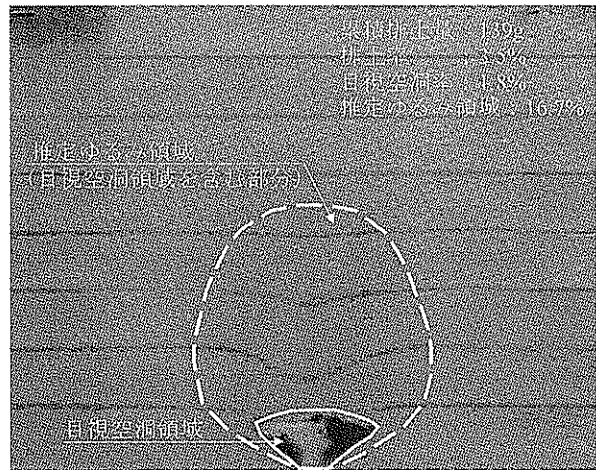
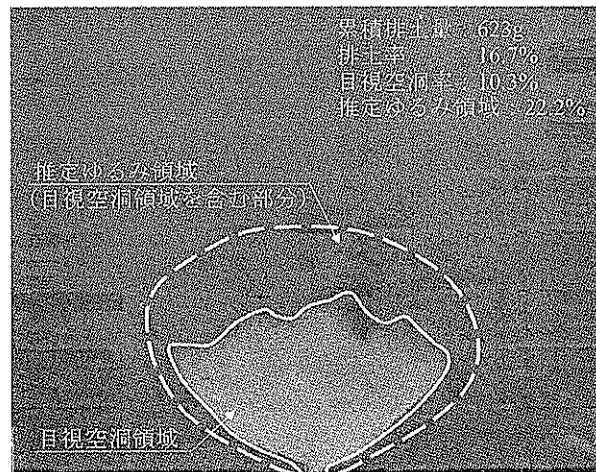


図-8 地盤材料の粒度分布



a) 豊浦砂 (3 サイクル)



b) 山砂 (13 サイクル)

図-9 空洞形成状況

庄により空洞壁に土粒子が押しつけられるためか、土粒子は安定している。

- ② 停止時：空洞が水で満たされ、不安定状態となった空洞天端部の土粒子が水中を落下する。また、空洞側部の斜面状の部分は、斜面角度が安息角程度に落ち着くまで土粒子が滑り落ちる。
- ③ 流出時：停止時に落下した土粒子が開口部から排砂され、空洞が拡大する。空洞周辺は応力が開放され不安定となるが、排水に伴い空洞周辺は不飽和状態になりサクションが作用すると共に、応力の再配分に伴ってアーチアクションが働き安定する。なお、安定に至るまでに、空洞周辺の土粒子が空洞方向に移動するため、ゆるみ領域が形成される。

1 サイクルごとに上記①～③を繰り返すことにより、ゆるみや空洞が進展し、最終的に不安定化して崩壊に至る。図-9に開口部からモデル地盤への水の流入、流出の繰り返しの結果形成された空洞と周辺地盤のゆるみの典型的パターンを示す。白の実線で囲んだのは目視で確認できる空洞範囲（目視空洞領域）、破線で囲まれているのは色砂の変位から推定した推定ゆるみ領域（目視空洞部を含む）である。豊浦砂の地盤では3サイクルで空洞の上部にゆるみが大きく進展しているが、山砂の場合は13サイクルでも空洞周辺のゆるみ領域が比較的小さく、空洞も水平に広がりやすいことがわかる。他の地盤材料では、豊浦砂+シルト5%、10%で、豊浦砂と同様の傾向を示し、豊浦砂+20%では、豊浦砂と山砂の中間的なゆるみパターンを示した。なお、シルト地盤では、発生するゆるみや空洞が小さく、ゆるみの傾向を確認するに至らなかった。図-10に各地盤材料における、サイクル数と累計排土量を示した。細粒分を多く含む材料では高い耐浸食性を有している。豊浦砂及び豊浦砂シルト混合土では、途中か

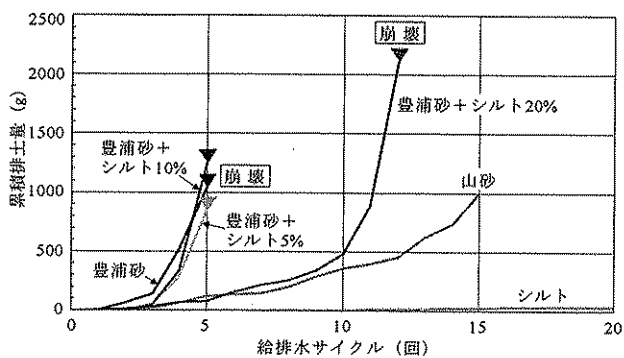


図-10 累積排土量

らゆるみの進展が急速に進み崩壊に至った。

図-11は、山砂について、幅25.0cm×高さ20.0cmの範囲を対象としたモデル地盤内の各領域の割合を示したものである。目視空洞領域、及び推定ゆるみ領域は撮影画像から読み取った。土は空洞周辺のゆるみ部からも排出されるので、実測した排土量から換算した空洞領域の割合は、目視空洞領域と、推定ゆるみ領域との間にプロットされる。山砂の場合、ゆるみ領域の土（図-9における破線と実線で囲まれる部分）の50%が排出されたと仮定すると、排土量から換算した空洞領域とほぼ一致し、水の流入・流出サイクルの初期から空洞周辺にゆるみ程度約50%のゆるみ領域が形成されていたことがわかる。このゆるみ領域のゆるみ程度は地盤材料によって異なり、豊浦砂や豊浦砂シルト混合土では、空洞周辺にゆるみ程度約15～20%のゆるみ領域が形成されていた。これは、豊浦砂及び豊浦砂シルト混合土では、軽微なゆるみが急速に進展し、地盤崩壊に至りやすいことを示している。なお、シルト地盤でのゆるみ領域のゆるみ程度は20%程度であるが、豊浦砂や豊浦砂シルト混合土とは異なり、ゆるみ領域の進展は遅く、20サイクル流入・流出を繰り返した時点で大きなゆるみや空洞は見られなかった。

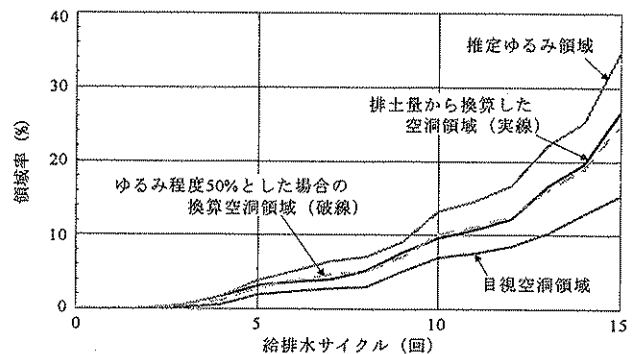


図-11 ゆるみ程度の推定（山砂）

2.4 3次元模型実験

空洞及びその周辺のゆるみ領域をより詳細に把握するために、熊本大学所有の産業用 X 線 CT 装置を用いて 3 次元模型実験を実施した⁶⁾。内径 15cm の円筒形土槽に地盤高 10cm、相対密度 80% のモデル地盤を作成し、土槽下面に設けた開口部から水を流入、流出を繰り返すことにより形成されるゆるみや空洞を X 線 CT スキャナーを用いて評価した。

X 線 CT スキャナーを用いた実験では、X 線の透過性より地盤の密度を評価する。地盤の X 線透過性は CT 値と呼ばれる物体の密度と比例する数値で表され、高密度で X 線の透過性が悪い方が CT 値は高く、低密度で X 線の透過性が良い方が CT 値は低い。

また、CT 画像では、高密度領域は白く、低密度領域は黒く表示される。図-12 に物体の密度と CT 値の関係を示す。

図-13 に X 線 CT 実験の結果形成された空洞とゆるみの典型的パターンでの CT 画像を、図-14 に CT データより構築された 3 次元縦断面画像を示す。

CT 画像より、豊浦砂を用いた実験では 2 次元土槽実験 II と同様に土槽下部では中央部に空洞が形成され、その周辺にゆるみ領域が広がっていることが確認される。また、3 次元縦断面画像より、土槽下部に青色で表された空洞の上部に、緑色で表されるゆるみ領域が大きく進展していることがわかる。

3 次元縦断面画像の CT 値分布より、健全地盤の CT 値は約 450~500 程度、ゆるみ領域の CT 値は約 200~300 程度であることがわかる。この CT 値より、各領域の地盤密度は、健全地盤で約 $1.6(\text{g}/\text{cm}^3)$ 、ゆるみ領域で約 $1.3(\text{g}/\text{cm}^3)$ と推定される。これにより、ゆるみ領域の地盤密度は健全地盤の約 80% となり、ゆるみ領域のゆるみ程度が 20% 程度であると推測できる。これは 2 次元土槽実験 II とほぼ同様の結果である。

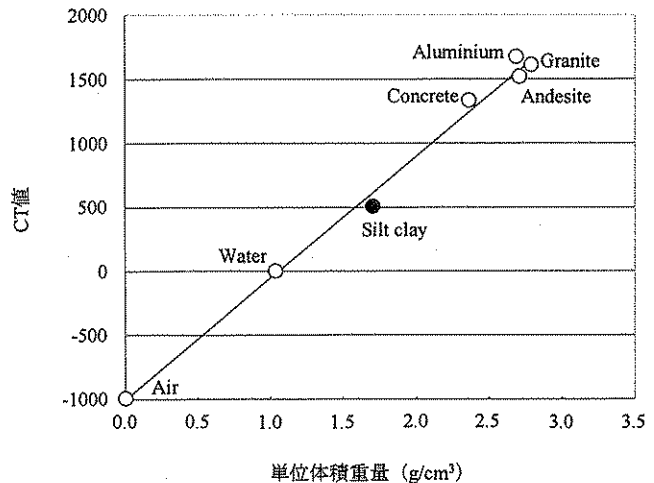


図-12 物体の密度と CT 値の関係

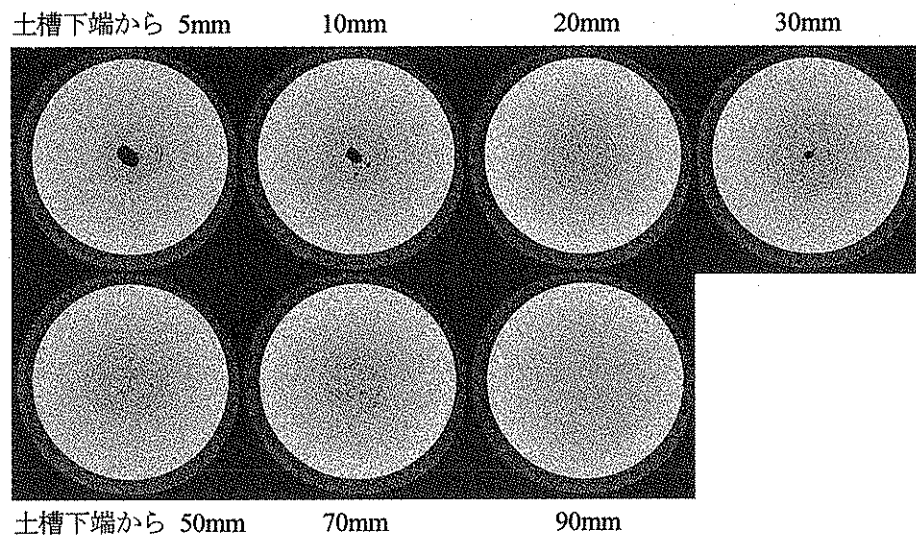


図-13 CT 画像 (豊浦砂 4 サイクル)

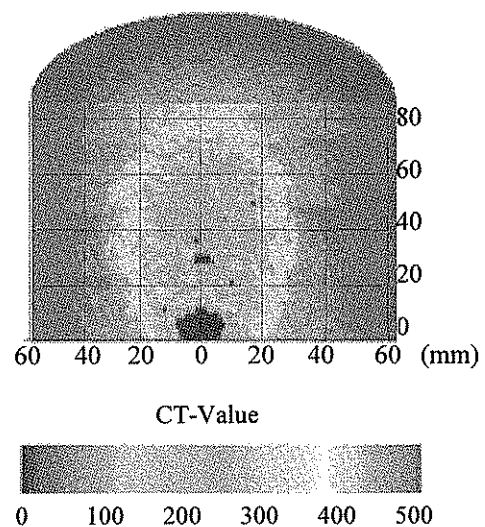


図-14 3次元縦断面画像 (豊浦砂 4 サイクル)

3. 埋戻し材料の土砂流出性に関する簡易試験

3. 1 試験方法

道路陥没事故が起こりにくい埋戻し材料の提案を目的として、埋戻し地盤内のゆるみや空洞の発生・進展に関連する土砂流出性を簡便に判定するために、様々な地盤材料の小型供試体を用いて水浸試験を行った⁷⁾。

図-15に試験装置の概要図を、写真-1に試験状況を示す。

供試体には、細粒分含水率などが異なる9種類の材料を使用し、そのうち山砂では相対密度及び含水比を変化させた計14ケースを行った。なお、埋戻し材料の物理特性は表-3を参照のこと。風化改良土は、平成5年に本研究所内で実施された、埋設管模型埋戻し実験²⁾で使用された流動化処理土で、実験後、実験棟内で気中に約10年間暴露されていたものであり、主材として関東ロームが混入されているものを使用した。

試験は、小型供試体を水で満たした水槽に水浸させ、供試体が崩壊し土粒子の顕著な動きがなくなるまでの時間(写真-1bの状況)を測定し、崩壊時間とした。

供試体作成について、風化改良土は、暴露されている材料から小型供試体の形状に切り出したものを使用し、その他の材料については、①含水比を調整した試料を設定相対密度となるように計量し、供試体作成用カップに投入する②カップに投入した試料を、締め固め用具を用いてカップ上面まで締め固める③上面を平らに仕上げた後、カップから供試体を取り出す、という手順により作成した。

3. 2 試験結果

表-5に試験ケースと各供試体の物理・水理・力学特性、及び簡易試験で得られた崩壊時間を示す。砂質土では数秒から数分で崩壊に至るが、粘土や風化改良土では3日以上放置しても崩壊しなかった。図-16, 17に、細粒分含有率及び透水係数と崩壊時間の関係を示す。細粒分を多く含み透水係数が低い材料の方が、崩壊時間が長く耐浸食性が高いことがわかる。なお、図中に示していないが、カオリン粘土は他の材料に比べて透水係数は低く($10^{-7} \sim 10^{-8}$ (cm/s)程度)、崩壊時間は長い。

図-18に一軸圧縮強さと崩壊時間の関係を示す。ここに示す一軸圧縮強さは、砂質土において供試体作成時の不飽和状態でサクションによって発揮されたもので、きわめて弱い値といえる。試験の結果、一軸圧縮強さが大きい材料の方が概ね崩壊時間が長い傾向はあるものの、ばらつきも大きく、必ずしも強い相関があ

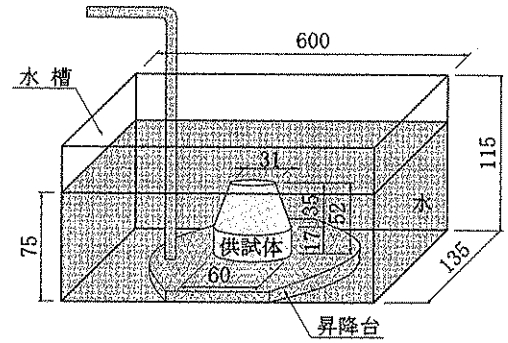


図-15 試験装置概要図(土砂流出性簡易試験)

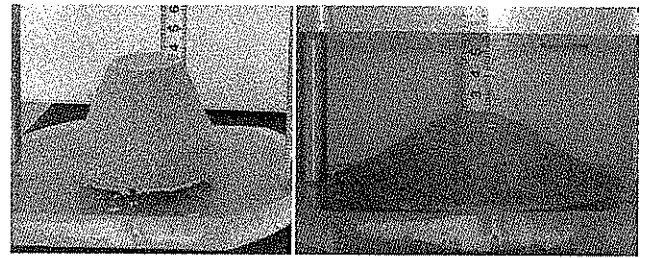


写真-1 試験状況(山砂)

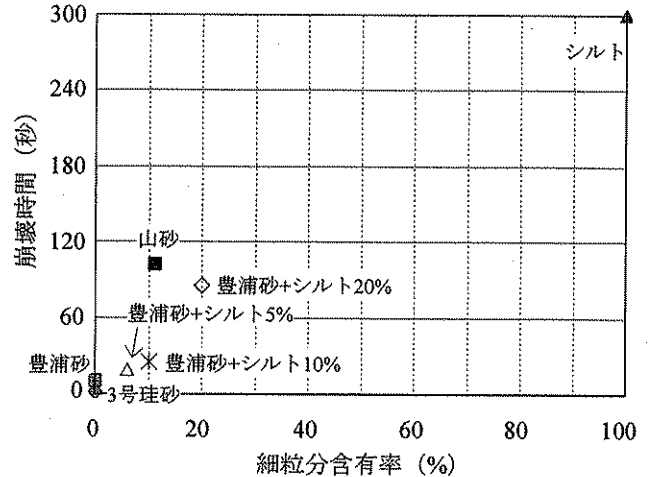


図-16 細粒分含有率と崩壊時間

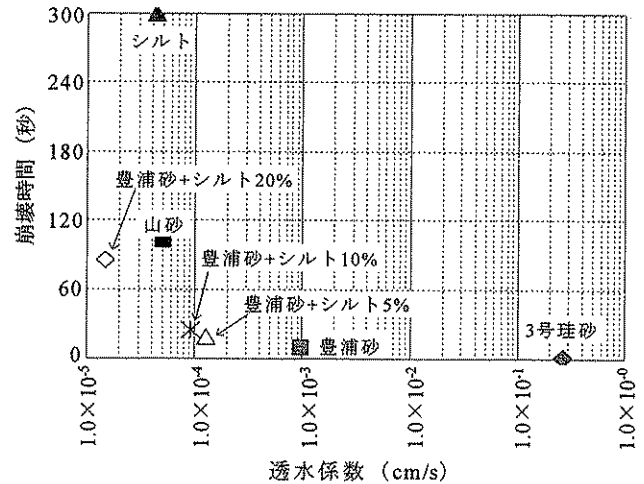


図-17 透水係数と崩壊時間

表-5 試験ケース及び試験結果

Case	埋戻し材料	相対密度 Dr (%)	含水比 w (%)	間隙比 e	飽和度 Sr (%)	透水係数 k_{15} (cm/s)	一軸圧縮強さ qu (kPa)	崩壊時間 t
1	3号珪砂	80	2.0	0.76	7.1	2.6×10^{-1}	—	1秒
2	豊浦砂	80	14.0	0.68	54.4	9.6×10^{-3}	13.0	10秒
3	山砂	80	17.5	0.81	57.2	5.0×10^{-4}	13.2	1分42秒
4		40	17.5	1.03	45.0	—	—	20秒
5		60	17.5	0.92	50.4	—	—	37秒
6		135	17.5	0.51	90.8	—	—	25分以上
7		80	15.0	0.81	49.0	—	—	34秒
8		80	20.0	0.81	65.4	—	—	3分12秒
9		シルト	80	21.4	1.26	49.7	4.3×10^{-4}	44.6
10	豊浦砂+シルト5%	80	13.8	0.63	58.3	1.3×10^{-3}	16.6	19秒
11	豊浦砂+シルト10%	80	13.1	0.58	60.5	9.2×10^{-4}	21.4	25秒
12	豊浦砂+シルト20%	80	13.0	0.50	70.0	1.5×10^{-4}	47.1	1分25秒
13	カオリンクレー	80	5.0	3.74	3.5	—	—	3日以上
14	風化改良土	—	0.0	—	0.0	—	50.7	3日以上

るとはいえない。風化改良土は、打設当時の一軸圧縮強さの8分の1程度の強度であり、シルトや豊浦砂+シルト20%と同程度である。しかし、試験期間中(3日)に崩壊することはなかった。

図-19に2次元模型実験Ⅱの結果と、本試験で得られた崩壊時間との関係を示す。模型実験の残存土量率は、模型土槽底版のスリットから水の流入・流出を4サイクル繰り返した時点での、対象地盤内(幅25.0cm×高20.0cm)の初期土量と残存土量(初期土量-流出土砂量)の割合で、材料の耐土砂流出性をあらわす指標といえる。簡易試験の崩壊時間と模型実験の残存土量率に良い相関が見られ、本試験が様々な地盤材料の土砂流出性の概略判定に有効である事を示している。

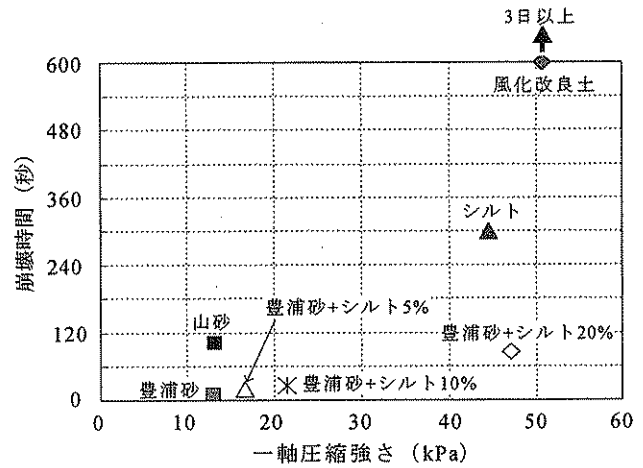


図-18 一軸圧縮強さと崩壊時間

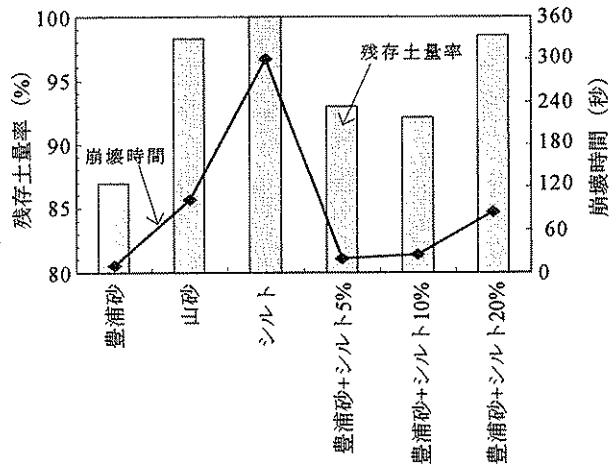


図-19 残存土量率と崩壊時間

4. まとめ

本研究では、管渠の破損が原因となる地盤内のゆるみや空洞の形成過程を小型模型実験により再現し、埋戻し材料、管渠の破損状況、水位、土被り厚等が、ゆるみ・空洞の発生メカニズムや進展過程にどのような影響を及ぼすのか考察すると共に、埋戻し材料の土砂流出性を簡便に推定するための簡易試験方法を提案した。研究当初設定した達成目標と本研究で得られた主要な知見を整理すると以下の通りである。

① 埋設管周辺地盤のゆるみ発生の類型化

- 1) 模型実験にて、各種地盤材料にて形成される空洞周辺のゆるみ領域を定量的に評価することができた。
- 2) 地盤材料により、ゆるみや空洞の進展速度、及びゆるみ領域の形状やゆるみ程度が異なる。
- 3) 細粒分が少ない地盤材料は空洞上部にゆるみが大きく進展する。また、軽微なゆるみが急速に進展して地盤崩壊に至りやすい。
- 4) 細粒分を含む材料では、空洞周辺のゆるみ領域が比較的小さく、空洞も水平に拡がりやすい。
- 5) 地盤材料以外の外的要因として、①埋設深度が浅く、②地下水位が高く、③管渠の破損の度合いが大きい場合に、周辺地盤のゆるみや空洞の範囲が大きく、ゆるみの進展も早い。

② 下水道管路周辺地盤概略判定手法及び管路劣化に伴う周辺地盤への影響を考慮した埋設手法の開発

- 6) 簡易試験結果と模型実験結果とは良い相関があり、埋戻し材料の土砂流出性の概略判定に有効である。
- 7) 埋戻し材料の土砂流出性は、細粒分含有率、透水係数、相対密度、飽和度など相互に関連した要因に影響を受ける。強度、剛性、締固め度などの力学特性のみで土砂流出性を評価することは適切ではない。
- 8) 埋戻し材料として改良土を用いる場合、軽度の改良で耐土砂流出性が十分発揮される。

以上より、既設の埋設管渠に対して、管渠が破損した場合に道路陥没事故が発生する危険性が高い箇所をスクリーニングする指標の提示が可能である。また、管路が破損しても道路陥没が起こりにくい（耐土砂流出性の高い、すなわちゆるみにくい）埋戻し材料、及び埋設手法の提案に関する基本的要件が明らかになった。なお、埋設手法の具体的提案には、改良範囲、改良の程度（強度）、改良部の耐久性（長期挙動）などについて詳細を明らかにする必要がある。

参考文献

- 1) 東田淳、松林誠、二ノ形一哉、大杉朗隆、岡島洋一（2003）：

「損傷した老朽下水道管周囲の空洞形成シミュレーション実験」、第38回地盤工学研究発表会講演論文集（2冊分の2）、pp.1755-1756、2003年7月

- 2) 竹田喜平衛、久野悟郎、三木博史、持丸章治、岩淵常太郎、加々見節男、大山正（1994）：「発生土の利用率を高めた流動化処理土の充填性に関する大型実物大実験の報告」、第29回土質工学研究発表会講演論文集（3冊分の3）、pp.2207-2210、1994年5月
- 3) 山内慶太、桑野玲子、小橋秀俊、片野定男（2004）：「老朽埋設管周辺地盤のゆるみ・空洞発生模型実験（その1）」、第39回地盤工学研究発表会平成16年度発表講演集、No.872
- 4) 桑野玲子、山内慶太、小橋秀俊、片野定男（2004）：「老朽埋設管周辺地盤のゆるみ・空洞発生模型実験（その2）」、第39回地盤工学研究発表会平成16年度発表講演集、No.873
- 5) 堀井俊孝、桑野玲子、小橋秀俊、片野定男（2005）：「老朽埋設管内への土砂流出による周辺地盤の空洞形成過程」、第40回地盤工学研究発表会平成17年度発表講演集、投稿中
- 6) 大田和正、大谷順、桑野玲子、堀井俊孝（2005）：「X線CTを用いた下水道管渠周辺地盤におけるゆるみ発生メカニズムの解明」第40回地盤工学研究発表会平成17年度発表講演集、投稿中
- 7) 桑野玲子、堀井俊孝、小橋秀俊、片野定男（2005）：「埋設管の埋戻し材料の土砂流出性に関する簡易試験」、第40回地盤工学研究発表会平成17年度発表講演集、投稿中