

埋設管と地盤のすべりを考慮した 液状化時挙動解析

八嶋 厚¹・張 鋒²・山本哲也³・桑嶋 健⁴

¹正会員 工博 岐阜大学教授 工学部土木工学科 (〒501-1193 岐阜市柳戸 1-1)

²正会員 博士 (工学) 岐阜大学助教授 工学部土木工学科 (〒501-1193 岐阜市柳戸 1-1)

³学生会員 岐阜大学大学院工学研究科土木工学専攻 (〒501-1193 岐阜市柳戸 1-1)

⁴正会員 住友金属工業 (株) エネルギープラント技術部 (〒541-0041 大阪市中央区北浜 4-5-33)

本研究においては、液状化する可能性のある地盤に設置された埋設管の動的挙動を解析する。埋設管のモデル化においては、引張降伏を考慮できる非線形梁要素を用いた。また、埋設管と地盤の間にジョイント要素を配し、埋設管と地盤の間のすべりを考慮した。相対すべり量の大小が動的挙動に与える影響を検討するために、降伏後のジョイント要素のせん断剛性を種々に変えるパラメトリックスタディを実施した。これらの解析の結果、埋設管の軸ひずみ分布および最大値に興味深い差異が認められたので報告する。

Key Words : liquefaction, joint element, buried pipeline, numerical analysis

1. はじめに

ライフライン施設のうち埋設管を対象とした地震時被害の定量的分析については、液状化被害と関連して、例えば「地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム」¹⁾に詳しく報告されている。それによれば、埋設管の被害は地盤の永久変位や地盤ひずみとある程度相関があり²⁾、また液状化の被害程度を予測する P_L 値とも相関性のあることがわかる³⁾。これらの報告では、液状化にともなって発生した地盤の側方流動と埋設管被害の関係が主に論じられている。しかしながら、側方流動を生じない地盤においても、動的変形時に、液状化地盤と非液状化地盤の境界部、もしくは液状化地盤内で大きな地盤ひずみが発生し、埋設管被害を引き起こすことが予想される。

埋設管を含む地中構造物の被災について、既往地震における事例的研究が「液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム」⁴⁾においても詳しく報告されている。それによれば、地中構造物の地震時の挙動は地盤ひずみに支配されるので、地盤条件の急変部や地上構造物などの異種構造物との接合部に応力や相対変位が生じ、一般部よりもこのような特殊条件を有する箇所が被災するパターンが多いことがわかる。液状化現象を伴った事例では、地盤の過大な永久変位や泥水圧の発生

が構造物被害に大きな影響を与えていると述べている。

そこで本研究においては、次の2点に注目して動的変形時の埋設管と地盤の相互作用を検討した。1)液状化地盤と非液状化地盤の境界部における埋設管の挙動、2)埋設管と地盤の相対変位、である。なお、ここでは、埋設管の降伏挙動として引張降伏のみを検討しており、埋設管の横断方向の挙動については何ら言及していない。

2. 解析条件

液状化解析は、Biot の2相混合体理論を $u-p$ 形式で定式化した支配方程式を、空間的には FEM と FDM により離散化し、時間的には Newmark の β 法により離散化した2次元有効応力解析コード LIQCA⁵⁾ によった。土の構成則は、過圧密境界曲面、非線形移動硬化則、流れ則の一般化などを取り入れた繰返し弾塑性構成式^{6) 7)}である。

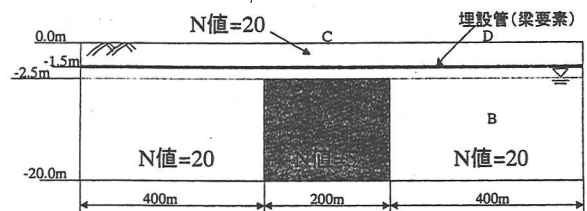


図-1 検討対象地盤モデル

表一 地盤、埋設管、ジョイント要素のパラメータ

地盤定数

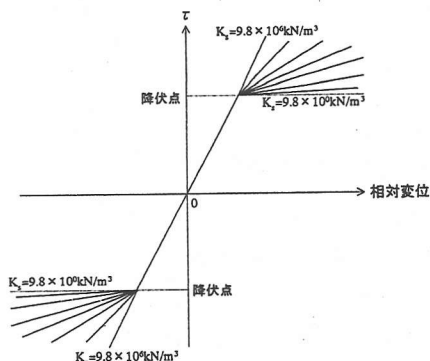
土層	間隙比 e	圧縮 指数 λ	膨潤 指数 κ	透水 係数 k (m/sec)	単位体積 重量 (kN/m ³)	変相 応力比 M _m [*]	破壊 応力比 M _f [*]
N値=5	0.8	0.025	0.002	2.0 × 10 ⁻⁵	2.450	0.800	0.980
N値=20	0.7	0.025	0.002	1.0 × 10 ⁻⁵	2.450	1.160	0.680

埋設管(梁要素)

ヤング 係数 (kN/m ²)	断面積 (m ²)	単位体積 重量 (kN/m ³)	断面2次 モーメント (m ⁴)	降伏 強度 (kN)	引張降伏 後の剛性 低下率
2.1 × 10 ⁸	0.00989	7.84	0.000196	3547.6	0.01

ジョイント要素

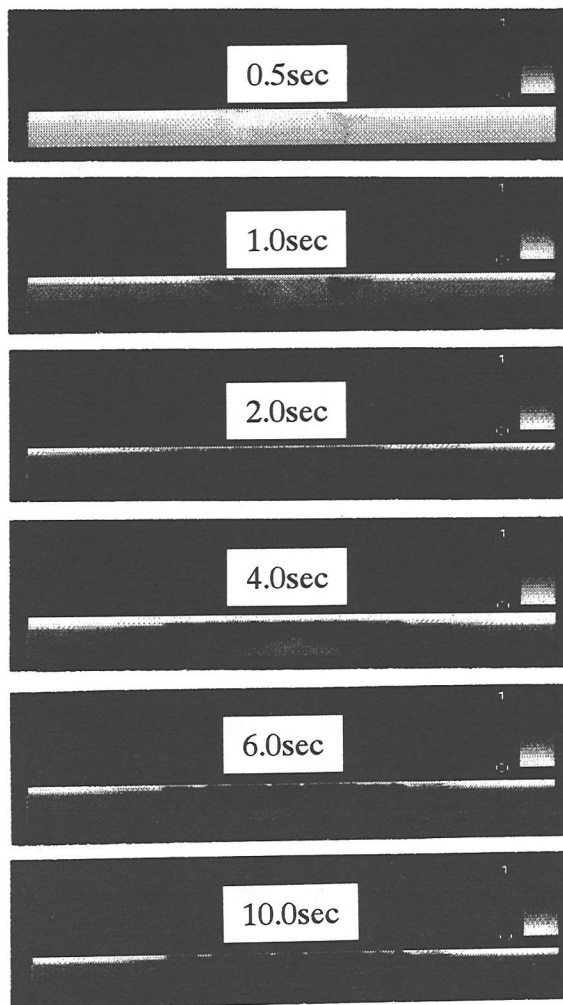
せん断剛 (kN/m ³)	垂直剛性 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	φ:内部摩 擦角 (度)
9.8 × 10 ⁶	9.8 × 10 ⁵	0	30



図一 二 ジョイント要素せん断特性のモデル化

検討対象地盤は、横 1,000m、厚さ 20m の地盤である (図一 1 参照)。地下水位は G.L. -2.5m の位置に設定されており、その深度まで掘削した後、G.L. -1.5m に埋設管が設置されていると想定している。地盤条件として、解析対象中央部に N 値=5 の液状化想定地盤を設定した。その左右には、N 値=20 の難液状化地盤を設けた。G.L. -2.5m までは掘削・埋戻しを行うので、それ以浅の地盤については N 値=20 と仮定した。また、液状化対象地盤の幅を 20m と狭くしたケースについても解析を行った。

地盤と埋設管の相対変位を検討するために、埋設管をモデル化した梁要素の上下にジョイント要素を配した。ジョイント要素のせん断応力が降伏応力に達した後のせん断剛性を変化させることによって、相対変位のしやすさをモデル化した。図一 2 にジョイント要素のせん断応力と相対変位の関係を模式的に示すが、降伏点以降の剛性を 9.8 kN/m³~9.8 × 10⁶ kN/m³ まで種々に変化させた解析を行った。降伏後のせん断剛性が 9.8 kN/m³ の場合



図一 三 相対有効応力比分布の経時変化

は、せん断降伏以降埋設管と地盤の間にほとんどすべり抵抗が無くなることを意味している。

解析モデルは、埋設管を非線形梁要素、地盤を平面ひずみ要素で、地盤と埋設管の間をジョイント要素でモデル化した。境界条件としては、底面は固定、側面は等変位境界とし、地下水位面は排水境界、底面および側面は非排水境界とした。表一に地盤、埋設管およびジョイント要素の物性値および構成モデルのパラメータを示す。地盤をモデル化した弾塑性構成式のパラメータは、N 値から液状化強度 R_{L20} を推定し、要素試験シミュレーションを行って決定した⁸⁾。埋設管としては φ406.4mm × t7.9mm、材質 API5L × 52 を想定し、引張降伏強度を 3547.6 kN、引張降伏後の剛性低下を初期剛性の 1/100 とした。埋設管と地盤の間のせん断抵抗として、粘着力ゼロ、摩擦角 30° を仮定した。入力加速度として最大加速度 100Gal、周波数 2Hz のサイン波を与えた。

3. 解析結果と考察

N 値=5 の液状化対象地盤の幅が 200m のケースについて相対有効応力比 $(1 - \sigma'_m / \sigma'_{mo})$: 初期時に 0 で液状

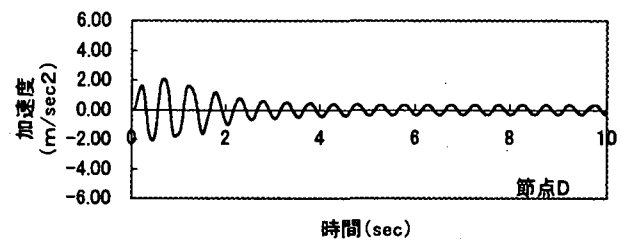
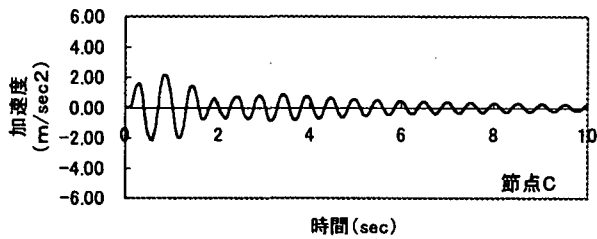
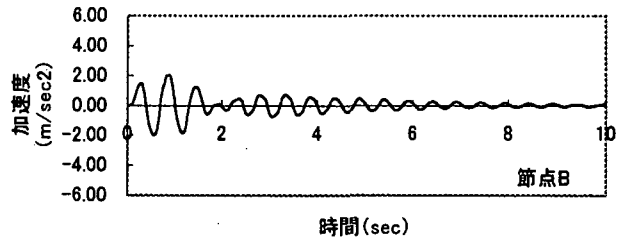
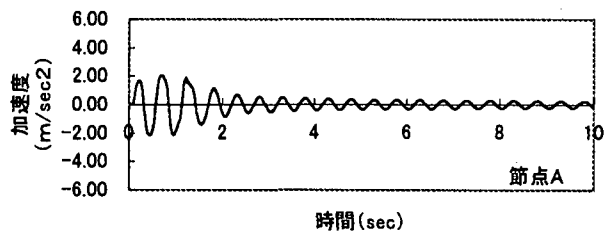


図-4 加速度時刻歴 (図-3に示した解析ケースについて)

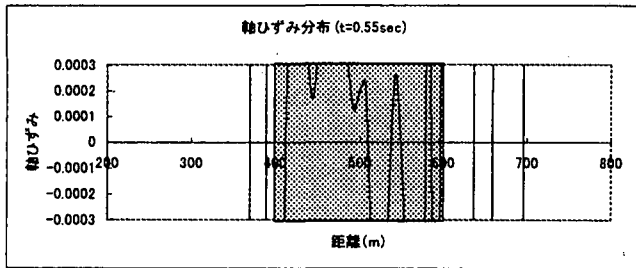
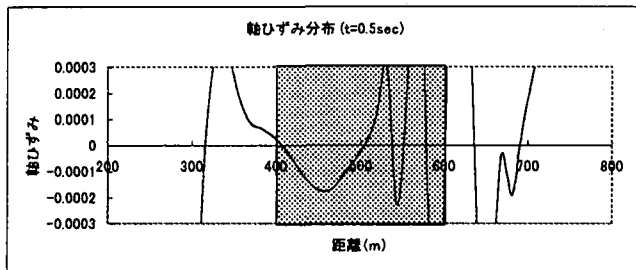


図-5 埋設管の軸ひずみ時間変化
(降伏後のせん断剛性=9.8 kN/m³)

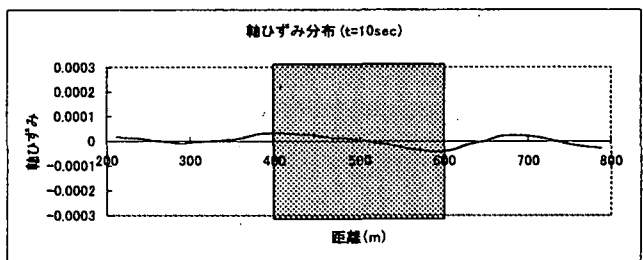
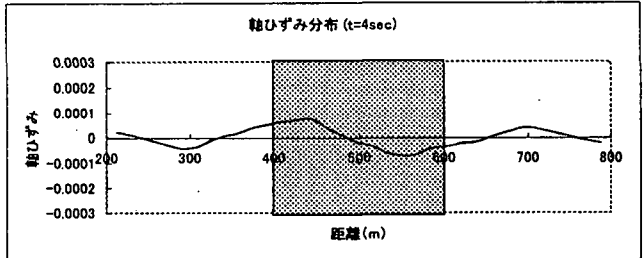
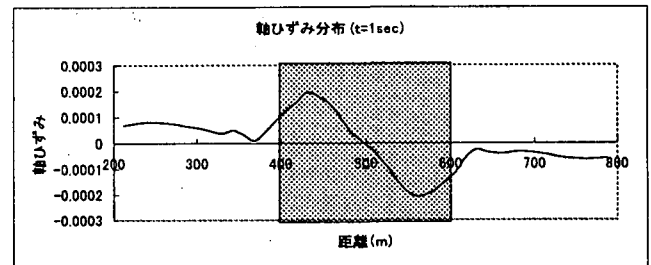
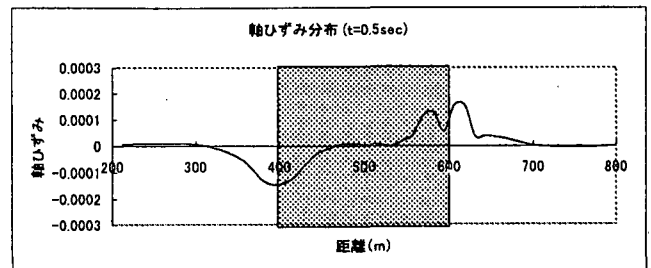


図-7 埋設管の軸ひずみ時間変化
(降伏後のせん断剛性=9.8 × 10⁶ kN/m³)

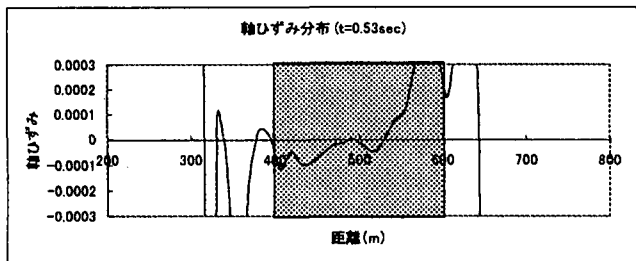
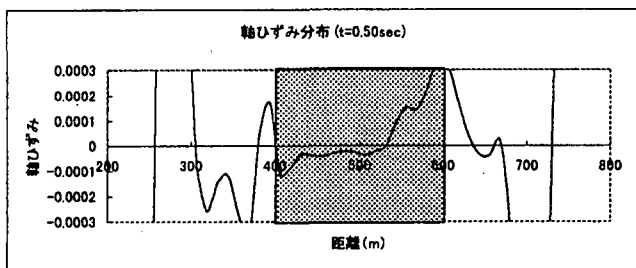


図-6 埋設管の軸ひずみ時間変化
(降伏後のせん断剛性=98 kN/m³)

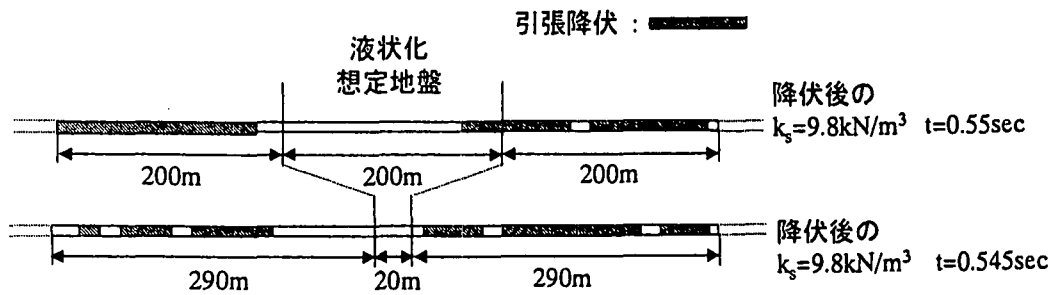


図-8 地盤と埋設管の相対変位を許した解析における埋設管の引張破壊領域分布

化すると1となる指標)の時間変化について図-3に示す。解析では、埋設管と地盤の相対すべりのしやすさについて数多くの解析を実施しているが、地下水位以下の地盤における相対有効応力比の変化過程は、すべてのケースについてほぼ同様であるので、ジョイント要素の降伏後のせん断剛性が初期剛性と等しいケースのみについて図示した。図には解析領域のうち中央部600mの部分が表示されている。この図より、時間の経過とともに、液状化想定地盤が全体的に液状化に至っていることがわかる。N値=20の難液状化地盤においては、地盤下部において液状化に至っている領域が発生している。地盤深度方向に一律なN値分布を想定しているため、地盤下部において液状化しやすくなったためと考えられる。いずれにしろ、埋設管直下の地下水位以深の地盤で、液状化している地盤と液状化に至っていない地盤が明確に分離存在していることがわかる。

図-3で示したケースについて、図-1中の節点A~D点について加速度時刻歴を図-4に示す。難液状化地盤下部の液状化により、地表面においては加速度の減衰がみられる。地表面C点、D点の加速度応答に明確な違いはない。

ジョイント要素のせん断降伏後のせん断剛性を9.8 kN/m³、98 kN/m³、9.8×10⁶ kN/m³とした3ケースについて、液状化対象地盤を含む長さ600mについて、埋設管の軸方向ひずみをプロットした(それぞれ、図-5、6、7)。9.8 kN/m³、98 kN/m³の2ケースについては、埋設管に過大なひずみが発生し、解析が途中で発散した。埋設管と地盤の相対変位を許す2つのケース(図-5、6)については、液状化対象地盤直上よりも難液状化地盤上の埋設管部において大きな軸ひずみが発生している。一方、埋設管と地盤の間に相対変位を許さないケース(図-7)においては、埋設管は引張降伏には至っていない。また、大きな軸ひずみが発生する部分は、液状化対象地盤と難液状化地盤の境界直上付近である。なお、図-4に示した加速度時刻歴からもわかるように下部地盤の液状化によって地下水位以浅の地盤の応答が減衰しているために、埋設管の軸ひずみも時間とともに小さくなった。

図-8に液状化対象地盤が200mと20mのケースについて、地盤と埋設管の相対変位を許した解析における埋設管の引張破壊領域分布を示す。図-5、6の考察にもあったように、難液状化地盤直上部で引張降伏していることがわかる。このように、地盤と埋設管の間の相対変位に対するモデル化を変化させるだけで、埋設管に発生する軸ひずみ分布に大きな差異が生じるのは興味深い。

本報文で紹介したケース以外にも、別の配管系について解析を実施した。その結果については当日発表する。また、埋設管と地盤の接触面について、どのようなモデル化が実現象に近いのかを今後とも検討していきたい。

参考文献

- 1) 地盤工学会・地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集、pp.12-25、1998。
- 2) 濱田政則・安田 進・磯山龍二・恵本克利：液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究、土木学会論文集、第376/Ⅲ-6、pp.221-229、1986。
- 3) 鈴木信久：地盤の永久変位を考慮した埋設パイプラインの耐震設計に関する研究、東北大学学位論文、1995。
- 4) 地盤工学会・液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム発表論文集、pp.309-313、1999。
- 5) Oka,F., Yashima,A., Kato,M. and Sekiguchi,K. : A constitutive model for sand based on the non-linear kinematic hardening rule and its application, Proc. 10th WCEE, pp.2529-2534, 1992.
- 6) Oka,F., Yashima,A., Shibata,T., Kato,M. and Uzuoka,R. : FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elastoplastic model, Applied Scientific Research, 52, pp.209-245, 1994.
- 7) Tateishi,A., Taguchi,Y., Oka,F. and Yashima,A. : A cyclic elastoplastic model for sand and its application under various stress condition, Proc. 1st Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, IS-TOKYO'95, pp.399-404, 1995.
- 8) 田口洋輔：液状化による地盤・基礎構造物の3次元挙動に関する研究、岐阜大学学位論文、1997。