

二層構造管の荷重分担評価と設計手法の提案

Allocation of External Force in Two Layered Pipeline and Design Method

高田 至郎*, 市原 大助**, 鯨田 泰子***

Shiro Takada, Daisuke Ichihara and Yasuko Kuwata

*工博, 神戸大学教授, 工学部建設学科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)

**株式会社日立製作所 (〒100-8280 東京都千代田区丸の内 1-6-6)

***博士(工学), 神戸大学助手, 工学部建設学科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)

It has been more than 50 years since the drainage business started in Japan. Then, the maintenance of the drainage system enters the importance stage to keep its function. Recently a various kind of renewal methods of aged Hume pipelines is introduced considering cost effectiveness and construction methods giving no effects to urban residential areas. But, there is no guideline on the load resisting capacity of the two layered renewal pipelines so far. The purpose of the present study is to propose a design procedure to obtain the thickness of a inserted new pipes by executing indoor tests and theoretical analyses for the various kinds of pipe materials of the inserting pipelines and to show the performance of the two layered renewal pipelines by a theoretical method.

Key Words: Drainage Facility, Renewal Method of Pipeline, Two Layered Pipeline

キーワード: 下水道施設, 管更生工法, 二層構造管

1. はじめに

下水道整備は本格的な維持管理の時代を迎えようとしている。例えば神戸市においては、2001 年現在で下水道事業着手から 50 年が経過し、人口普及率は 2000 年度末 97.9%、整備済管渠延長は 4275km に達している。また、大都市以外においてもこの 30 年くらいの間に急速に整備を進めたところが多く、今後はこれら施設が全国的に集中して耐用年数に達することが予想される。一方、下水道は適切な維持管理のもとにその機能が十分発揮されるものであり、一時たりとも機能停止が許されない都市の最も根幹的なインフラ施設のひとつである。このような背景のもと、非開削により経済的に管渠機能が修復できる更生工法が注目されている。更生工法とは既設管をさや管として、その中に 1 口径小さい新管を挿入して管路を更新する方法である。道路交通事情、地下埋設物などの影響を受けずに工事を行うことができ、既存の管路を活用できるため、経済性に非常に優れている。また、二層構造であることから既設管がひび割れ荷重に達したときも、更生管があることで、管路としての機能が維持されることも期待できる。(社)日本下水道協会により管更生の手引き(案)が発行され、50 年の耐用年数と、構造

設計的には既設の管が外力を受け持たないといった安全側にたった設計手法が示されている¹⁾。また、試験土槽を用いた載荷試験を実施し、全く耐力のない管のモデルとして 90 度に 4 分割したものをを用い、その中に更生管を配置した場合と更生管単独の場合とで二層構造管の変形・強度特性が示されており、同モデルで数値シミュレーションを行い管更生工法の設計手法に関する検討も実施している²⁾。

そこで本研究では、老朽化した既設管に対して強度試験、超音波伝播速度試験および中性化深さ試験を実施し、老朽化した既設管の材料特性、強度特性を把握する。また、二層構造管横断方向を対象とし、既設管と更生管の二層構造を考慮した解析モデルを用いて数値シミュレーションを行う手法を提案し、これに関連して行われた実験結果と比較検討することで精度検証を行う。さらに、老朽管の強度試験で得られた結果を用いて老朽管をモデル化し、更生工法で更新した二層構造管に対して応力計算を行い、老朽管の応力分担を考慮した二層構造管の合理的な設計手法を提案することを目的とした。

2. 老朽管の健全性確認実験

2.1 供試管の種類

実験に用いた供試管の種類を表-1 に示す。老朽管については約 40 年前に施工されたものであり、供試管の損傷状況については供試管①～④では、管底部外面に細骨材の露出が見られた。これは、接合部から流出した汚水の影響であると推察される。また、管頂部内面には硫化水素の影響による腐食が見られた。

表-1 供試管の種類

番号	種類	呼び径(mm)	肉厚(mm)	施工年	損傷状況
①	老朽	特厚φ250	32	昭和40年	特になし
②	老朽	JISφ250	28	昭和41年	管底外面に細骨材が露出 管頂内面が腐食
③	老朽	JISφ250	28	昭和41年	
④	老朽	JISφ250	28	昭和41年	
⑤	老朽	JISφ250	28	昭和41年	
⑥	新	JISφ250	28	-	-
⑦	新	JISφ250	28	-	-

*特厚とは神戸市下水道規格による通常より厚い管

2.2 外圧試験

JIS A5303 外圧試験に準拠し、線荷重を与え、その際の荷重－管扁平量関係を計測し、破壊荷重を求めた³⁾。

試験結果を図-1 に示す。老朽管の破壊荷重は、いずれの値も破壊強度規格値を上回っている。老朽管は新管と比較しても同等の破壊荷重値を示しており、十分な強度を有している。これより、施工されてから 40 年程度の老朽管は新管と同程度の強度を有していることが知られた。

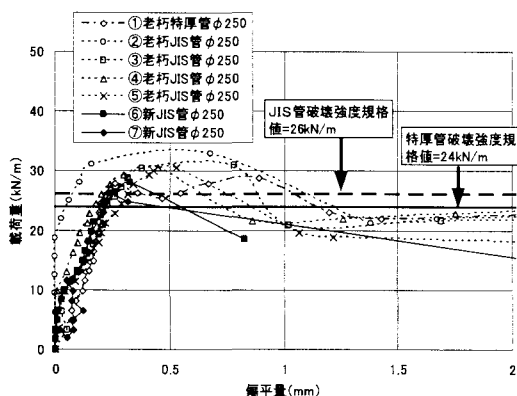


図-1 供試管の試験結果

2.3 超音波伝播速度

老朽管の長手方向への超音波の伝播速度を計測した。計測は、管頂部から円周方向に 8 断面 (45 度毎) に対して行った。

供試管の超音波伝播速度の分布を図-2 に示す。老朽管ではいずれも管底部の 4～6 測点を中心に伝播速度が遅くなっている。②供試体～⑤供試体については、管下部の外面に細骨材の露出が見られた。管に生じている局部変形やクラック等は、超音波の伝播速度が変化している原因の一つであると考えられ、いずれの老朽管にも見ら

れる管下部周辺の伝播速度の低下は、材料強度・剛性の低下を反映したものと考えられる。②供試体～⑤供試体では管内面の頂部に腐食が見られたが、超音波の伝播速度においては大きな変化は見られなかった。

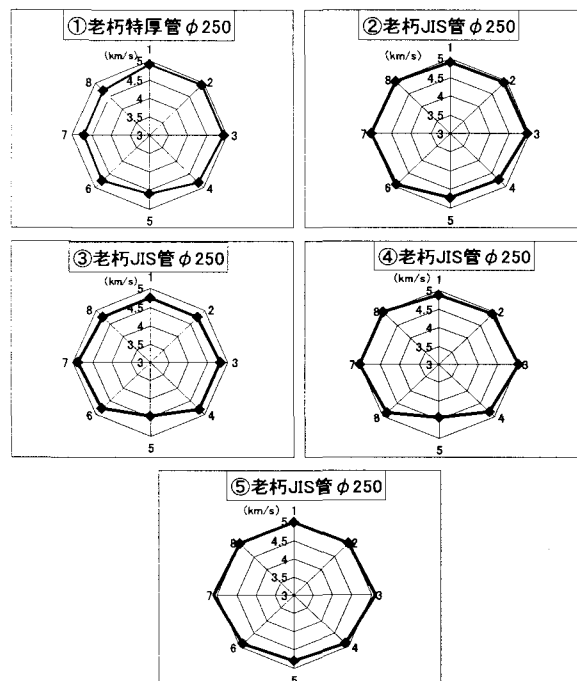


図-2 超音波速度試験結果

2.4 中性化深さ

各老朽管の円周方向断面にフェノールフタレインを塗布し、中性化の領域を計測した。

中性化の生じている領域を図-3 に示す。図に示すのは

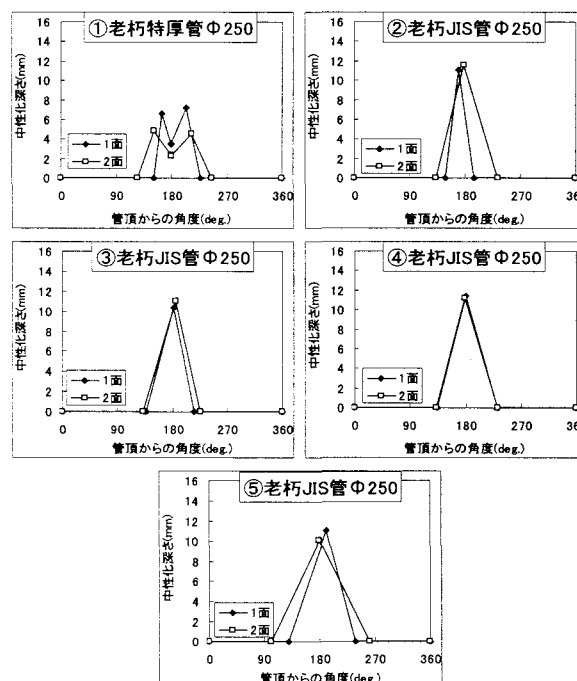


図-3 中性化深さ試験結果

いずれも管内面の中性化領域である。管外面も中性化が生じているが、円周方向断面ではその領域が不明瞭であったため、計測していない。図のように、管頂から 150 度～220 度を中心に中性化が見られる。これら中性化領域は、供試体①のように喫水線を中心として現われている場合と供試体②～⑤のように管底部を中心に現れている場合があった。過去、本研究室でおこなわれた実験でも同様に、喫水線を中心に中性化が現れているケースと、管底部を中心に現れているケースが見られた。管底部を中心に中性化が現れている供試体②～⑤のケースでは中性化開始位置付近に喫水線が見られた。

2.5 健全性評価

本章では、老朽化したコンクリート管について、外圧試験、超音波伝播速度計測試験および中性化深さ試験を行い、その老朽化度について検討を行った。管外面のクラック、超音波伝播速度の変化および管内面の中性化が見られたが、外圧試験の結果、外圧強度の低下は見られず、埋設時の外圧に対する強度低下は無いと考えられる。

3. 土槽載荷実験

3.1 試験概要

本章では、土槽載荷試験を実施することによって、常時荷重作用時における土中埋設時の二層構造更生管に対して、その変形・強度特性を把握することとした。

埋設土には砂質土を使用し、土被りは 30cm、締固め度は 90%以上とした。

3.2 試験装置

試験装置の模式図を図-4 に示す。試験土槽は 1m×1m×1m の鋼板で、側面には観測窓を設ける。試験中、側面観測窓から埋設した供試管の内面を目視観察する。図-5 に供試管の埋設状況を示す。供試管は、土槽壁面や供試管端部の測定値への影響を低減するために、長さ 50cm に切断して土槽の中央に設置し、供試管の両端に長さ約 25cm のダミー管を設置する。供試管とダミー管、管内への土砂流入を防ぐためにゴムスリーブで接続する。ダミー管は土槽側面に設けた観測窓の位置に合わせ、試験中に供試管内部を観察できるようにする。

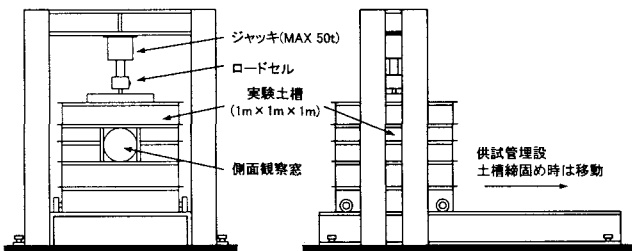


図-4 試験装置の概要

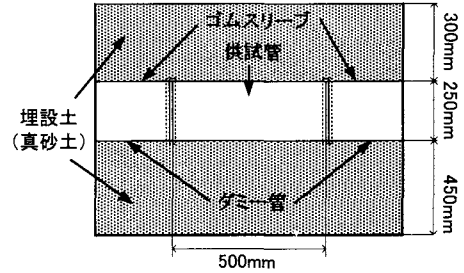


図-5 供試管の埋設状況

3.3 供試管

土槽載荷試験で用いた供試管を表-2 に示す。更生管のみを用いた CASE1、新管のヒューム管を用いた CASE2、破壊したヒューム管による CASE3、破壊したヒューム管を更生管により補強した CASE4 の合計 4 種類の試験を行った。本試験で用いた供試管の物性値を表-3 に示す。

表-2 土槽載荷試験 CASE と供試管諸元

CASE名	管種	試験数	供試管寸法 (mm)		
			内径	管厚	長さ
CASE1	更生管(塩化ビニル管)	3	240	5.3	500
CASE2	ヒューム管(新)	1	250	28	500
CASE3	ヒューム管(四ッ割)	1			
CASE4	ヒューム管(四ッ割)+更生管	3	250+240	28+5.3	500

表-3 供試管の材料定数

	更生管(塩ビ管)	ヒューム管(B型1種)
内径 (mm)	240	250
管厚 (mm)	5.3	28
管長 (mm)	500	500
単位体積重量 (tf/m ³)	1.41	2.45
ヤング係数 (tf/m ³)	2.46×10^5	3.4×10^6 (管理値)
ポアソン比	—	0.166
コンクリート設計基準強度 (kgf/cm ²)	—	550 (管理値)
鉄筋引張強度 (kgf/cm ²)	—	7840 (鉄線 管理値)

3.4 載荷方法

載荷は試験条件に従い、一段階 1.0t で段階的に荷重を増加させ、供試管の破壊条件が確認できるまで載荷を行う。荷重増加は荷重変動のないように調整しながら、応力、ひずみの変化がなくなるまで一定荷重を保持する。

3.5 実験結果

図-6 に実験結果を示す。破壊状態にあるヒューム管の CASE3 と二層構造管の CASE4 の比較により、破壊状態にあるヒューム管に対し、二層構造管の内空変位が減少しているのがわかる。水平方向の内空変位も同様に、二層構造管の内空変位が破壊ヒューム管の内空変位と比較して減少している。これらのことより、破壊状態にあるヒューム管に更生管を挿入することで、管渠機能が更生管単体と同程度に回復することが見込めることが確認できた。しかし、新ヒューム管と比較すると二層構造管の内空変位は大きい値となっている。

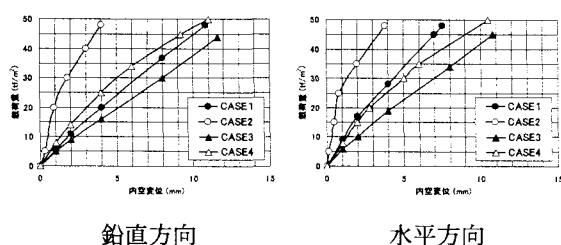


図-6 実験結果

4. 数値解析

4.1 解析手法

解析に使用したプログラムは、本研究室で開発された弾性床のはり理論を用いた地中管路解析プログラムを基本とし、二層構造管の種々の解析ケースに対応できるように改良されたものである。

このプログラムははり-ばねモデルにおけるマトリクス構造解析法に基づいて開発されたプログラムであり、各要素の局所座標系剛性マトリクスを作成した後、はり要素の節点変位を計算し、その節点変位から管路横断面の断面力（軸力・せん断力・曲げモーメント）を算出するものである^{4,5)}。また、はり要素については各々の要素に $M-\phi$ 関係を与えることによって非線形性を考慮することが可能になっており、図-7 に示すように更生管は初期剛性 EI の勾配を持つ線形はり部材、ヒューム管はひび割れ、降伏、終局を考慮したトリリニア型の非線形はり部材でモデル化を行った。

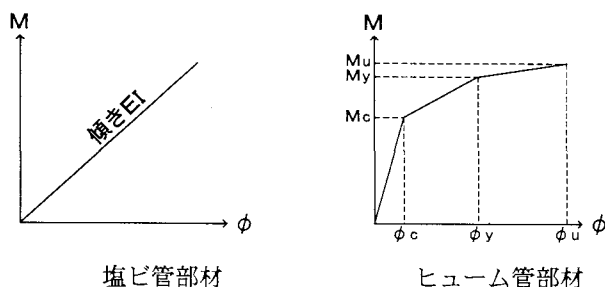
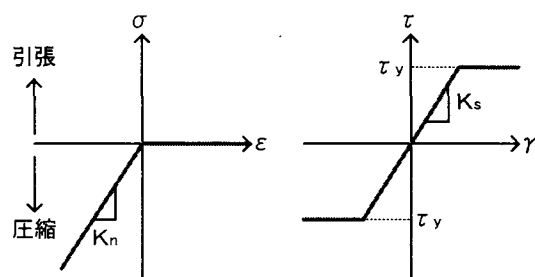


図-7 はり部材のモデル化

地盤ばねは、弾性床のはり理論を用いて管路に等分布の地盤ばねを介在させた分布ばねモデルによって評価する。本解析において分布ばねを採用したのは、各節点に与える集中ばねに対して、分布ばねの方がより現実に近い状況を再現できるためである。これに関しては、文献 6) で詳しく検討されているので参照されたい。

また、本解析では既設管と更生管の相互関係を評価するために接合ばねを用いる。この接合ばねは図-8 のように両管間のすべりや剥離の非線形性を考慮することを可能としている。接線方向ばねにおけるすべり上限値 τ_y は式(1)により求めた。粘着力は一軸圧縮強度が 20KN/cm^2 の材料を想定して設定した。



管接線直角方向ばね 管接線方向ばね

図-8 接着面ばねモデル

$$\tau_y = C + \sigma_n \tan \phi \quad (1)$$

C : 粘着力 ($=1.0 \times 10^{-6}(\text{kN/m}^2)$)

$\tan \phi$: ヒューム管と更生管の摩擦係数($=0.6$)

σ_n : 自重+常時荷重解析によって得られる法線方向接合ばねの応力

図-9 に本解析に用いた更生管と既設管の二層構造を考慮した地中管路横断面方向の解析モデルの 1 部分を示す。更生管を内側はり要素（軸剛性 $E_1 A_1$, 曲げ剛性 $E_1 I_1$ ）で、既設管を外側はり要素（軸剛性 $E_2 A_2$, 曲げ剛性 $E_2 I_2$ ）で、地盤との相互作用ははり要素軸方向 K_g , および軸直角方向 K_{gu} について弾性床のはり理論に基づく分布ばねで評価した。両管梁間の相互作用は、管軸方向の力を伝達する接合ばね K_x および管直角方向の力を伝達する接合ばね K_y で評価する。

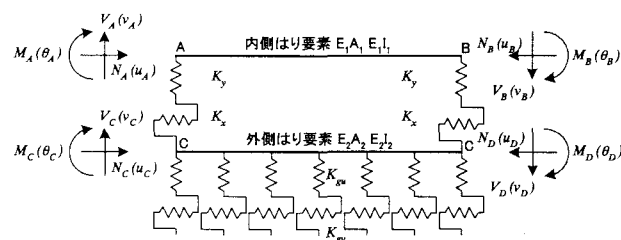


図-9 二層構造を考慮した解析モデル

4.2 解析モデル

検討 CASE である CASE1～CASE4 の解析モデルを図-10 に示す。フレームモデルは管路断面を、文献 7) に従い、モデルの正当性が十分確保できることが確認されている 36 の節点に分割したものとす。支点条件としては水平ローラー支点を 2 箇所、鉛直ローラー支点を 1 箇所図のように与える。CASE1, CASE2 はそれぞれ更生管単体、既設のヒューム管の新管の場合を想定している。また CASE3 は、劣化状態にある既設のヒューム管を想定したものであり、管上下左右の 4 箇所にはクラックが生じている四つ割管となっている。4 箇所のクラックは、クラック位置の両側のはり部材をピン結合でつなぐことによって表現した。CASE4 は二層構造を有する管路を想定しており、外側はり部材の上下左右の 4 点をピン結合とすることにより四つ割ヒューム管を表現した。

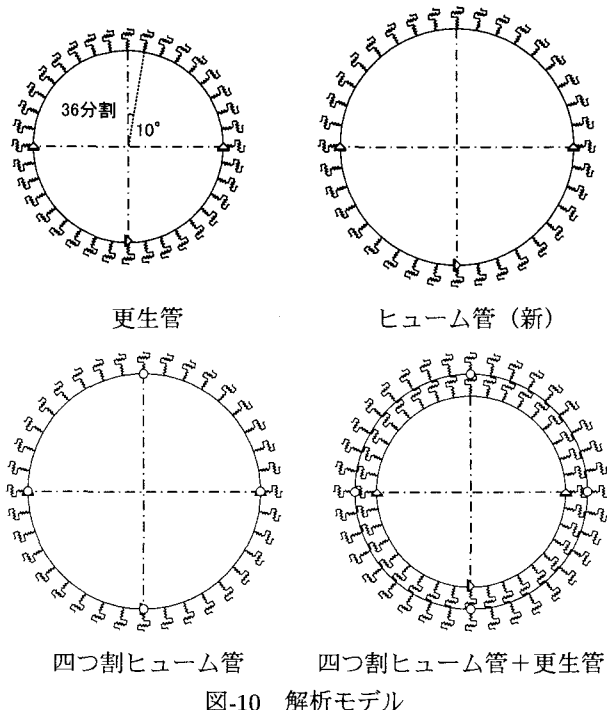


図-10 解析モデル

4.3 作用荷重

管の自重、埋戻し土および上載荷重による土圧分布を分布荷重として与えた。「下水道用硬質塩化ビニル管（JSWASK-1）」（1985 年、日本下水道協会）において示されているように更生管単体（塩化ビニル管）では側方三角形荷重を、「下水道施設耐震計算例-管路施設編-後編」（2001 年、日本下水道協会）において示されているようにコンクリート管では側方台形荷重を与えた（図-11）^{7),8)}。荷重算定時の側圧係数 λ はポアソン比が $1/3$ の材料であるので、 $\lambda=0.5$ で計算を行った。

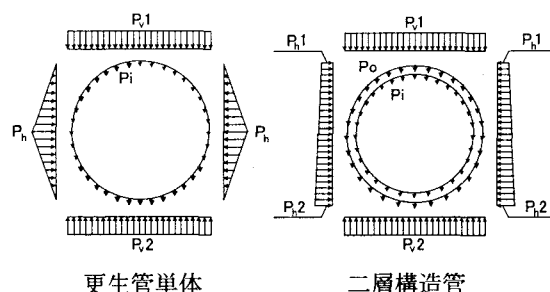


図-11 荷重作用図

4.4 解析結果と実験結果の比較

試験および解析結果を比較する。各 CASE の実験値と解析値の鉛直・水平方向の載荷重と内空変位の関係を図-12～14 に示す。図より実験値と解析値の最大値、変位挙動、大小関係を比較すると、概ねその傾向は一致している。よって本研究の解析モデルの妥当性が確認できたといえる。また、図-12 の更生管単体と二層構造管の鉛直方向の内空変位の比較より、実験値、解析値ともに更生管単体に対して二層構造管の内空変位が減少している傾向が見られる。これより破壊状態にあるヒューム管に更生管を挿入した場合でも、ヒューム管に更生管の変形を抑制する効果があることが確認できた。一方、図-13 の破壊状態にあるヒューム管と二層構造管の比較により、実験値、解析値ともに破壊状態にあるヒューム管に対し、二層構造管の内空変位が減少しているのがわかる。実験、解析ともに、新ヒューム管と比較すると内空変位は大きくなるが、破壊状態にあるヒューム管と比較すると更生管単体と同程度の管渠機能が回復できるといえる。

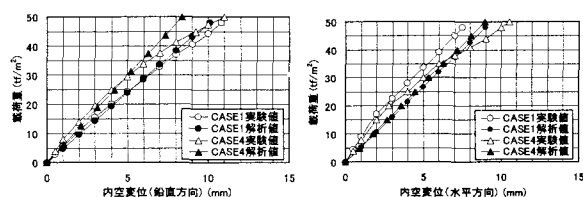


図-12 載荷重-内空変位曲線（CASE1&CASE4）

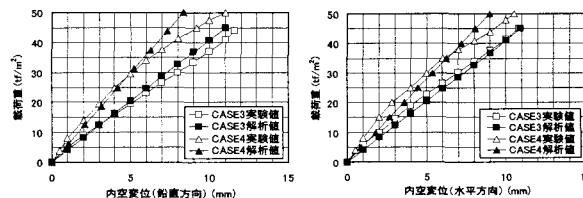


図-13 載荷重-内空変位曲線（CASE3&CASE4）

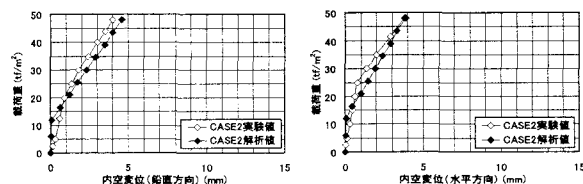


図-14 載荷重-内空変位曲線（CASE2）

5. 老朽化を考慮した二層構造管解析

管更生工法は老朽化した管に対してその内側に一口径小さい管を挿入することによって更生する。したがって、二層構造管解析の既設管を第2章の老朽管実験によって得られた結果を用いてモデル化する。また、二層構造管モデルは第3、4章で実験と検証し、精度が確認された解析モデルを用いて応力計算を実施し、結果を検討する。

5.1 解析モデル

更生管は初期剛性 E の勾配を持つ線形はり部材とした。ヒューム管に関しては第2章で行われた載荷試験の結果を用いてモデル化を行う。

ここで、実験をシミュレートするため図-15のように管路をモデル化した。図のように集中荷重を管頂部にかけ、管底部を固定支点とした。

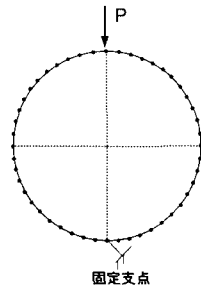


図-15 解析モデル

管の外径、内径、管厚ともに実験の老朽管5ケースの平均値をとった。また、老朽ヒューム管のはり部材のモデル化を図-16に示すように実験値を回帰して行った。

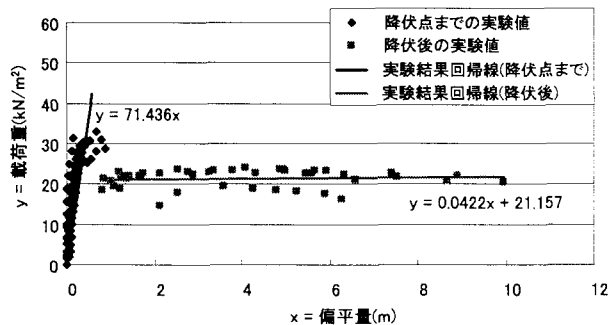


図-16 老朽管解析に用いる材料非線形モデル

図-17に実験結果と老朽管解析結果を示す。これより、弾性域の傾きは実験の傾きとほぼ等しい値となっている。しかし、降伏点が実験値と解析値では大きく異なっている。解析値では $20(\text{kN/m}^2)$ 程度が降伏点なのに対し、実験値では $30(\text{kN/m}^2)$ となっている。これは、はり部材をモデル化する際にバイリニアでモデル化したためにこのような結果となったといえる。降伏点のこのような差異が与える影響について検討し、必要であればはり部材のモデル化をもっと実験の値に近づける必要がある。

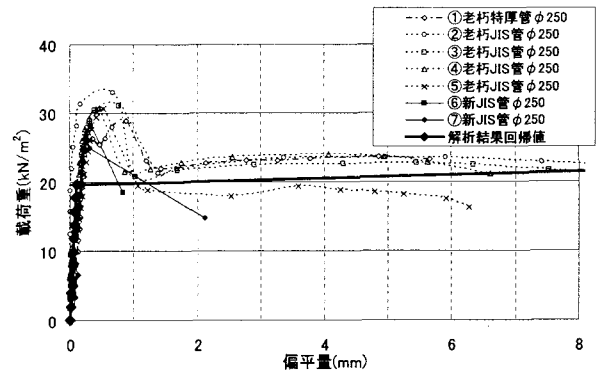


図-17 実験結果と老朽管解析結果の比較

本検討で対象としたクラックの分布状況をパラメータとした二層管路モデルの全ケースを図-18に示す。なお、図中では二層管のうちの既設管のみを示している。これらはクラックの分布状況によって全体型、分散型、集中型に分類した。

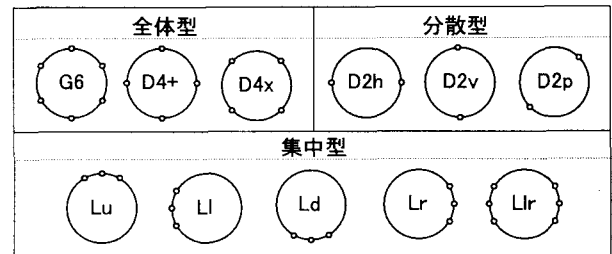


図-18 検討 CASE

5.3 二層構造管の構造諸元

表-5に二層構造管の諸元を示す。既設管の鉄筋コンクリート管は、第2章で行った老朽化実験で得られた諸定数を用い既設管厚は腐食により鉄筋位置まで減肉したと仮定して解析を行った。また、作用荷重は4.3に示したと同様に更生管単体では側方三角形荷重を、二層構造管では側方台形荷重を与えた。

表-5 二層構造管の諸元

管種	硬質塩化ビニル管	鉄筋コンクリート管
呼び径(mm)	250	250
外径(mm)	270	306
内径(mm)	259.6	270
管厚(mm)	5.2	18 (10mm減肉)
弾性係数(N/mm ²)	2350	老朽管実験回帰値 72900

5.5 計算結果

二層構造管解析結果を表-6に示す。クラック数の多い全体型のケース G6, D4+, D4x においては内空変位、断面力とも大きな値を示している。更生管単体と比較して内空変位は 70%, 最大せん断力は 70%~90%, 曲げモーメントは 90%~100%の値となった。

クラック数が 2 個の分散型ケースにおいてはクラックが斜め対角方向に入っている D2p が他の分散型ケースと比べて非常に大きな応答を示した。これは今回のように荷重が上下左右方向から作用した場合、クラックが上下左右方向に入っているケースではクラックの両側の部材には等しい荷重が作用する。それに対して斜め対角位置にクラックが入っている場合はクラックの両端の部材に異なる荷重が作用する。これによって、内側の更生管に偏心荷重が作用し、大きな応答が発生することとなる。

また、集中型のケースでは、内空変位においてはクラック数が 6 個入っているケースでも更生管単体の場合と比較して 30%にも満たない応答であった。これは一部分が集中的に破壊されていても管自体は円形を保持できているためにこのような小さい応答になったといえる。せん断力においては左右方向にクラックが発生している Ll, Llr で更生管単体と比較して 80%程度の応答を示した。曲げモーメントにおいては全ての集中型ケースで更生管単体に対して 40~60%の値を示した。

また、図-19、図-20 に各クラックパターンにおける変形図、更生管の曲げモーメント図を示す。全てのケースにおいてクラックが生じているところで更生管断面力が局所的に大きくなっている。これは、管が老朽化することによってその強度が下がることだけでなく、クラックが生じることによって内側更生管に局所的に大きな断面力がかかることを考慮に入れて設計手法を確立させる必要性を示している。さらに、実験の結果を参考にしても、クラックが生じていなければ老朽管の強度自体が低下することはほとんどなかったことから、既設管のクラックの位置を把握することと、それに対して適切な設計手法を確立する必要があるといえる。

表-6 二層構造管解析結果

CASE名	最大内空変位(mm)		最大せん断力 ($\text{kN} \times 10^{-3}$)	最大曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m} \times 10^{-3}$)
	鉛直	水平		
G6	1.857	1.424	13.16	0.769
D4+	1.826	1.774	10.12	0.688
D4x	0.824	0.710	8.63	0.116
D2h	0.023	0.027	0.16	0.012
D2p	0.520	0.457	9.91	0.116
D2v	0.029	0.023	0.17	0.004
Lu	0.133	0.095	5.87	0.257
Ld	0.146	0.104	6.71	0.289
Ll	0.065	0.113	3.26	0.150
Lud	0.659	0.397	7.66	0.439
Llr	0.316	0.591	11.68	0.346
更生管単体	2.714	2.575	14.14	0.755

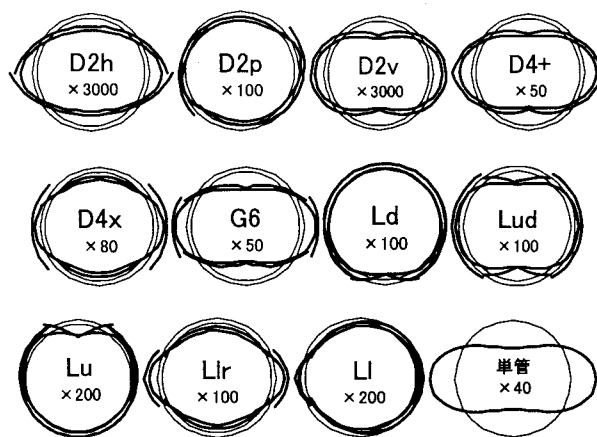


図-19 各クラックパターンにおける変形図

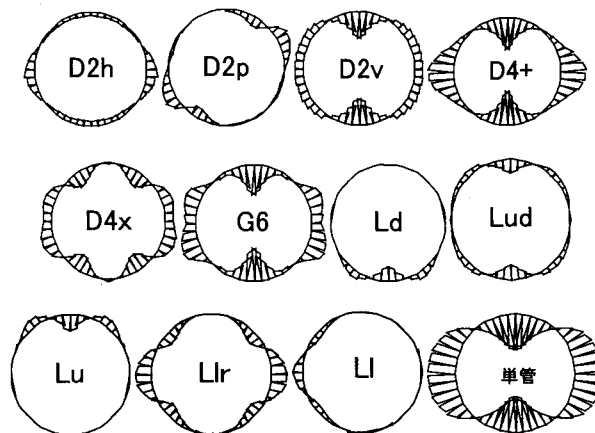


図-20 各クラックパターンにおけるモーメント図

5.6 応力分担評価

更生管の設計には既設管にも外力の分担を期待することが合理的であると考えられる。そこで、上述の既設管と更生管の二層構造を考慮した解析モデルを用いて応力計算を実施した。ここでは、とくに合理的な設計手法を提案するための足がかりとして二層構造管の既設管と更生管がどの程度応力を分担しているか検討する。

図-21 に既設管と更生管の最大せん断力を示す。これより、既設管が受け持っているせん断力は最大値である Lu と最小値である D4+ とで比較して 2 倍程度しか変わっていない。つまり、既設管が受け持つせん断力は今回取

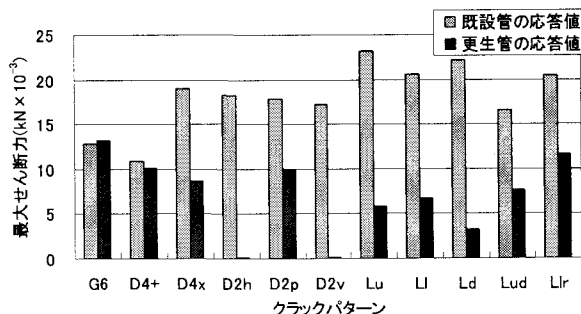


図-21 既設管と更生管の最大せん断力

り上げたクラックパターンでは顕著な差は見られなかった。これに対して、内側の更生管が受け持っている耐力は最大のケースである G6 と最小のケースである D2h を比較すると 80 倍以上異なってくる。以上から、クラックパターンによる差異は既設管応答にはほとんど影響がなく内側の更生管の応答に強く依存することが知られた。

次に、曲げモーメントについて考察を行う。図-22 に既設管と更生管の曲げモーメントを示す。これより、G6 および D4+ のケースでは更生管の曲げモーメントの方が既設管の曲げモーメントの値に比べて大きな値を示している。これら 2 ケースでは既設管が受け持っている曲げモーメントの値は他のケースと比べると小さい値であり、内側更生管の曲げモーメントが更生管単体の値と比較してもほとんど変わらないことから既設管の応力分担は期待できないといえる。また、曲げモーメントもせん断力の結果と同様に内側の更生管の値と比較すると既設管のクラックパターンによる応答の変化は非常に小さいことが伺える。

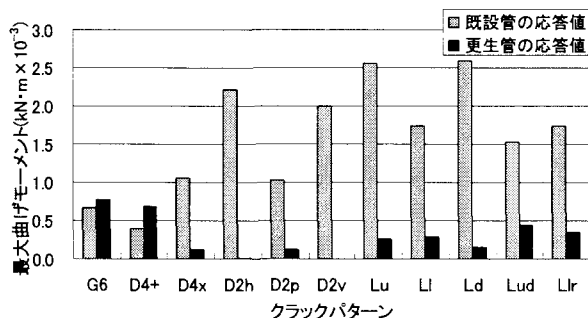


図-22 既設管と更生管の最大曲げモーメント

6. クラックパターンに応じた二層管設計法

ここでは、「下水道用硬質塩化ビニル管 (JSWASK-1)」(1985 年, 日本下水道協会) に示す曲げ強度およびたわみ率の計算に準じた更生管厚算定式を用いて二層構造管の管厚算定式を検討する⁷⁾。曲げ強度およびたわみ率で算出した更生管厚算定式は既設管の強度を期待せず、更生管のみで外力に抵抗するものとし、新管と同等以上の耐荷性および耐荷力を有するものとなる。しかし、既設管が老朽管であっても曲げ、変位に対する残存強度を有しているケースがあることが第 2 章における実験、第 5 章における解析結果から示された。これより、既設管の損傷状況による更生管の簡易設計式を提案、検討する。

6.1 危険度別分類

第 5 章で検討した二層構造管解析結果より、危険度別に CASE を分類した。表-7 に危険度別 CASE 分類を示す。

表-7 危険度別 CASE 分類

危険度	レベルA	レベルB	レベルC
CASE名	G6, D4+	D4x, D2p, Lu, Ld, Li, Lud, Llr	D2h, D2v
備考	既設管の応力分担がほとんど望めない	詳細な検討が必要	既設管の残存強度が十分見込める

6.2 レベル A に対しての管厚設計

レベル A は既設管の応力分担がほとんど望めないため、更生管を自立管として設計する必要がある。自立管の管厚設計では、曲げ強度からの管厚設計値と、たわみ率からの管厚設計値の大きい方の管厚 t を採用している。

曲げ強度より求めた式

$$t = \frac{D}{1 + \sqrt{\frac{2\sigma}{3 \cdot (k_1 \cdot q + k_2 \cdot p)}}} \quad (2)$$

たわみ率より求めた式

$$t = \frac{D}{1 + \sqrt[3]{\frac{E \cdot V}{75 \cdot (K_1 \cdot q + K_2 \cdot p)}}} \quad (3)$$

ここで、

- σ : 管に発生する曲げ応力 (N/mm²)
- q : 埋め戻し土による鉛直土圧 (N/mm²)
- p : 活荷重による鉛直土圧 (N/mm²)
- V : たわみ率(%)
- E : 管の弾性係数 (N/mm²)
- k_1 : 土圧による曲げモーメント係数
- k_2 : 活荷重による曲げモーメント係数
- K_1 : 土圧によるたわみ係数
- K_2 : 活荷重によるたわみ係数
- D : 更生管外径(mm)

6.3 レベル B に対しての管厚設計

レベル B における更生管の管厚設計では、自立管の式に計算管厚を低減するための係数を適用し既設管の寄与を考慮する。第 5 章で行った二層構造管の解析結果より、更生管単体と比較して二層構造管に作用する応力は既設管の影響を考慮して (二層構造管の場合) / (更生管単体の場合) の比率を下記のように求める。

$$a_1 = \sigma' / \sigma \quad (4)$$

$$a_2 = \delta' / \delta \quad (5)$$

- σ : 二層構造管の最大曲げモーメント(kN・m)
- σ' : 更生管単体の最大曲げモーメント(kN・m)
- δ : 二層構造管の最大内空変位(mm)
- δ' : 更生管単体の最大内空変位(mm)

式(2), (3)および式(4), (5)より, 二層管の管厚設計式が下記のように求められる。

$$t = \frac{D}{1 + \sqrt{\frac{2\sigma}{3 \cdot a_1 \cdot (k_1 \cdot q + k_2 \cdot p)}}} \quad (6)$$

$$t = \frac{D}{1 + \sqrt[3]{\frac{E \cdot V}{75 \cdot a_2 \cdot (K_1 \cdot q + K_2 \cdot p)}}} \quad (7)$$

自立管での管厚設計式である式(2), (3)と二層構造管の管厚設計式である式(6), (7)を比較すると荷重項の部分に係数がかけられていることが分かる。つまり, 二重構造管は既設管が荷重を分担することから更生管に作用する荷重およびびずみ率は減少すると考えられ, その分を差し引いて自立管と同様の考え方で更生管の管厚を算出していることとなる。

次に, 式(6), (7)を用いてレベル B の管厚を算出する。表-8 に二層構造管厚算出諸元を示す。

表-8 二層構造管厚算出諸元

鉛直土圧(kN/mm ²)	3.6×10 ⁻⁵
土の単位体積重量(kN/mm ³)	1.8×10 ⁻⁸
土被り(mm)	2000
更生管外径(mm)	270
曲げモーメント係数	0.107
曲げ強度(設計値)(kN/mm ²)	0.04
たわみ係数	0.07
許容たわみ率(%)	5
曲げ弾性係数(設計値)(kN/mm ²)	2.69

二層構造管厚算出諸元より, 更生管厚を求めた結果を表-9 に示す。

表-9 更生管厚算定結果

	曲げ応力により算出			たわみ率により算出		
	a1	管厚(mm)	減肉量(%)	a2	管厚(mm)	減肉量(%)
自立管	-	3.2	50	-	6.4	0
D4+	0.9	3.1	52	0.7	5.6	11
D2p	0.7	2.7	58	0.2	3.7	42
Lu	0.4	2.1	67	0.0	2.4	63
Ll	0.8	2.9	54	0.0	2.3	64
Ld	0.5	2.2	65	0.1	2.4	62
Lud	0.6	2.5	61	0.2	4.0	37
Llr	0.8	2.9	54	0.2	3.9	38

これより各クラックパターンによる自立管と比較した減肉量の値を図-9 に示す。この結果から, D4x, Lud, Llr, D2p では 30~40% ほど減肉が可能で Ll, Lu, Ld に関しては 60% 以上減肉が可能であることが分かった。下水道施設は厳しい財政事情のもとで, 限られた財源を有効に活用して, 社会資本整備を着実に進める必要がある。レベル B では全てのケースで 30% 以上減肉できることが知られ, 30% 以上減肉することができれば材料費を大きく縮減することが期待できる。さらに Lu, Ld に関しては 60% 減肉可能であることからモニタリングなどにより

クラック位置を正確に把握し, クラック位置によって更生管厚を変えて設計することは有意義であると言える。また, 危険度レベル B のクラックパターンによる自立管に対する減肉量の値を図-23 に示す。

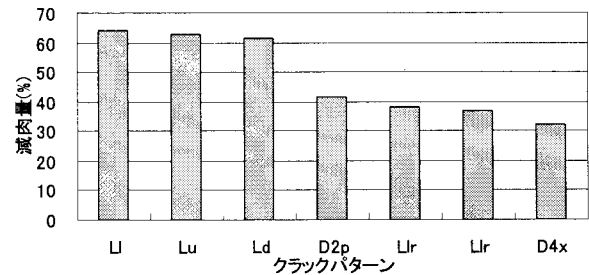


図-23 クラックパターンによる減肉量

6.4 レベル C に対しての管厚設計

レベル C は既設管が残存強度を十分有しており, 更生管の応力分担は既設管に比較して非常に小さいと考えられる。そこでレベル C では, 更生管は水圧に対する耐荷力を保持するように設計を行えばよい。

7. おわりに

本稿では, 老朽管の強度試験を行った結果を示し, 埋設された老朽管の持つ強度について検討した。また, 二層構造管横断方向を対象とし, 既設管と更生管の二層構造を考慮した解析モデルを用いて応力計算を行う解析手法を提案し, これに関連して行われた実験結果と比較検討することで, 提案する解析手法の精度検証を行った。さらに老朽管の強度試験により得られた結果を用いて老朽管をモデル化し, 更生工法により更生した二層構造管を想定し, 応力計算を行った。本稿では老朽管実験, 土槽試験をおこなったが, 供試体数を増やし, データ数を追加して, 安全であり実用的な管厚設計手法が望まれる。得られた主な知見を以下に示す。

- ・ 外圧試験の結果, 老朽管の外圧強度はいずれも規格値を上回っている。また, 新管と強度比較を行ったところ, 老朽管と新管で強度に差は見られなかった。
- ・ 管長手方向への超音波伝播速度を測定したところ, 老朽管では管底部を中心に伝播速度が遅くなっている領域が見られた。しかし, 管外面を観察すると伝播速度の遅い領域では, 外面にくぼみやクラックが見られたことから, 材料の劣化とは断言できない。
- ・ 中性化試験の結果, 管内面の喫水線もしくは管底部を中心に中性化領域が見られた。
- ・ 既設管と更生管の二層構造を考慮した地中管路横断方向解析モデルを用いて応力計算を行う解析手法を提案した。また, 土槽試験を対象とした本解析手法による数値解が全 CASE の試験値と良く一致したこ

とから、この解析手法によって二層構造管の挙動が精度よくシミュレートできることが確かめられた。

- ・ 老朽化したヒューム管を対象とし、クラックの分布状況をパラメータとした二層構造管モデルで応力解析を実施することにより、クラックの分布状況によって二層管の変形・強度特性が大きく異なることが知られた。
- ・ クラックが生じている箇所で更生管断面力が局所的に大きくなっていることが知られた。既設管が老朽化することによってその強度が下がることだけでなく、クラックが生じていることによって内側更生管に局所的に大きい断面力がかかることを考慮に入れて設計手法を確立させる必要がある。
- ・ 既設管のクラックパターンによる応答の差異は内側の更生管の値と比較すると非常に小さいことが知られた。
- ・ 既設管の劣化程度を危険度別に分類し、それぞれの危険度に応じた設計手法を提案した。これより、危険度レベルBでは全てのケースで30%以上減肉できることが知られた。さらに L_u 、 L_d に関しては 60% 減肉可能であることからモニタリングなどによりクラック位置を正確に把握し、クラック位置によって更生管厚を変えて設計することは有意義であると言える。

参考文献

- 1) 日本下水道協会：管更生の手引き(案)，2001.6
- 2) 管梁更生工法連絡会：管きよの更生工法の内二層構造管の設計手法に関する研究，2002.12.
- 3) 日本下水道協会：下水道施設耐震計算例－管路施設編－後編，pp.116-117，2001，4
- 4) 青島博之・上村智彦：マトリックス法による構造解析，培風館，pp.137-201，1988.2
- 5) 上田智宏：管路横断面の耐震計算と作用荷重評価，建設工学研究所論文報告集第 43-B 号，2001.11
- 6) Moshe Eisenberger and David Z.Yankelsky：Exact stiffness matrix for beams on elastic foundation，Computers & Structures，Vol.21，No.6，pp.1355-1359，1985.
- 7) 日本下水道協会：下水道用硬質塩化ビニル管(JSWASK-1)，1985.
- 8) 日本下水道協会：下水道施設耐震計算例-管路施設編-後編，2001.
- 9) 財団法人 建設工学研究所：管梁の更生工法の内2層構造管の設計手法に関する研究－応力解析モデルの検討－，pp.54-60，2003，3

(2004 年 9 月 17 日 受付)