

軟弱粘性土地盤におけるシールドトンネル内への
漏水に伴う地盤の圧密に起因する
付加荷重の算定に関する研究

LONG TERM ADDITIONAL LOAD ON A
SHIELD TUNNEL IN SOFT CLAY DUE TO
CLAY CONSOLIDATION WITH WATER
LEAKAGE

2020 年 10 月

岡 滋晃

Shigeaki OKA

軟弱粘性土地盤におけるシールドトンネル内への
漏水に伴う地盤の圧密に起因する
付加荷重の算定に関する研究

LONG TERM ADDITIONAL LOAD ON A
SHIELD TUNNEL IN SOFT CLAY DUE TO
CLAY CONSOLIDATION WITH WATER
LEAKAGE

2020 年 10 月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科

岡 滋晃

Shigeaki OKA

目次

第1章 序論

- 1.1 本研究の背景 1
- 1.2 本研究の目的と課題 4

第2章 対象とするシールドトンネルの構造と周辺の地盤条件

- 2.1 トンネル構造 6
- 2.2 トンネル周辺の地盤条件 7
- 2.3 トンネルのこれまでの変状状況と原因分析 9

第3章 関連する既往研究

- 3.1 トンネル内漏水を模擬した遠心模型実験 20
- 3.2 遠心模型実験による研究成果に基づく付加荷重の算定方法の問題点 22

第4章 三次元解析によるトンネル付加荷重増加メカニズムの解明

- 4.1 三次元解析モデルによる荷重増加メカニズムの解明手順 24
- 4.2 現場調査結果によるトンネル漏水に起因する地盤の圧密とトンネル挙動の把握 . . . 25
- 4.3 使用する三次元解析モデル 32
- 4.4 三次元解析における漏水のモデル化 37
- 4.5 三次元解析モデルによる解析結果 40
- 4.6 三次元解析により明らかになった荷重増加メカニズム 47

第5章 実用を志向した二次元解析による付加荷重算定方法の提案

- 5.1 簡便な二次元解析モデルを使用した場合の妥当性の確認手順 52
- 5.2 ひび割れ本数調査に基づく変動荷重比の推定値と三次元解析結果の比較 53
- 5.3 簡便な二次元解析による付加荷重の簡便な推定方法 58
- 5.4 簡便な二次元解析による全水頭差の解析結果の検証 70
- 5.5 簡便な二次元解析による変動荷重比の解析結果の検証 71

第6章 結論

- 6.1 本研究の結論 74
- 6.2 おわりに 76

- 謝 辞 77
- 付 録 79

第 1 章 序論

1.1 本研究の背景

2011 年の東日本大震災に伴う原子力発電所の停止を契機として、これまで実施されてきた発電・送電・配電の一貫体制に代わり、発電部門については電力自由化が施行されている。一方、送電部門については、安定供給性の確保のため、従来どおり在来電力会社の関連送電事業者による管理となっており、送電設備の所管箇所も各送電事業者となっている。そこで、上記の送電事業者のうちの 1 社（以下、A 社と称する）の地中送電網を例にとり¹⁾、現状の地中送電設備の状況を詳述する。

A 社における地中送電用トンネルの構造種別としては、**図-1.1**に示すようにシールド工法によるものが全体の半数以上を占めている。現時点では、これらのトンネルでは、その大半について深刻な経年劣化に至ってはいないものの、いくつかの事例では補修や補強が喫緊に必要となっている。とくに、**図-1.2**に示すように約半数が経年 35 年以上に達していることから、今後も設備の健全性について注視していく必要がある。

とくに顕著な経年劣化事例を**写真-1.1**に 2 例示す。

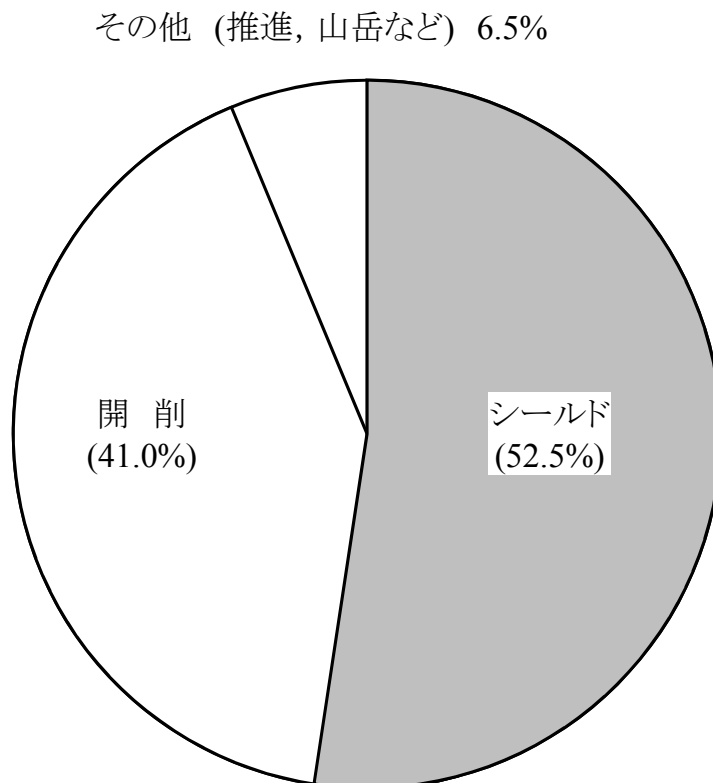


図-1.1 トンネル構造種別の割合¹⁾

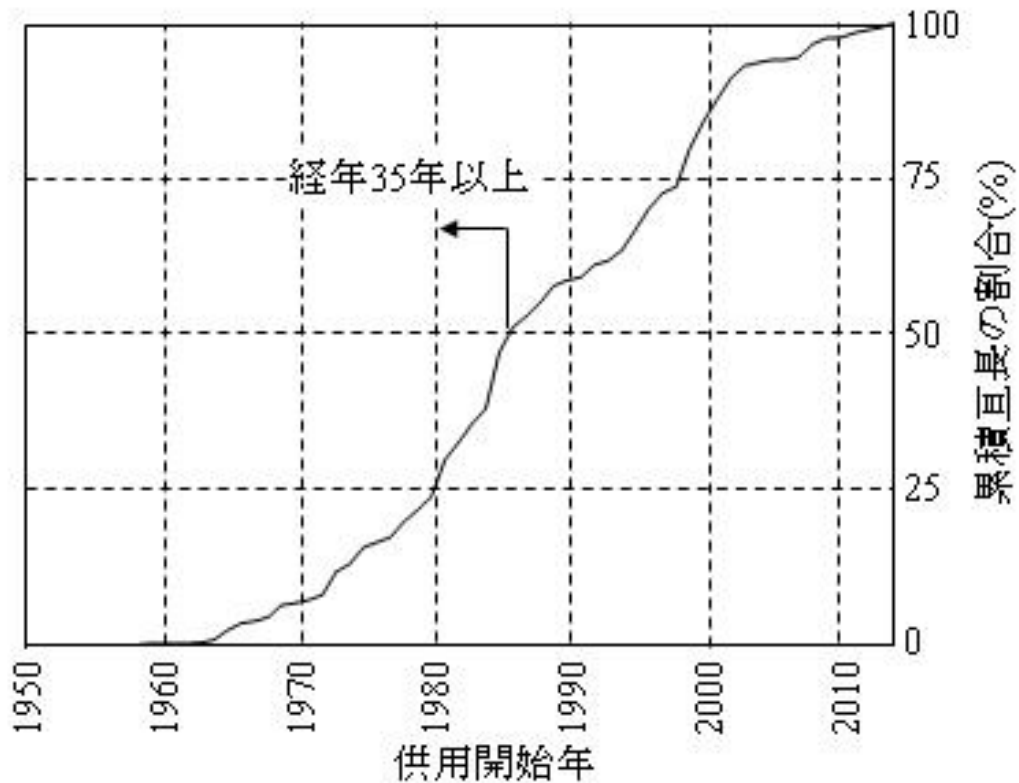


図-1.2 トンネルの供用開始年ごとの亘長推移¹⁾



(a) 塩害による腐食状況



(b) トンネル内漏水状況

写真-1.1 トンネルの供用開始年ごとの亘長推移¹⁾

地中送電用トンネルの特徴のひとつは、電力ケーブルの送電熱によりトンネル内の気温の変動が大きいことである。電力需要が大きい夏期には、トンネル内の気温は 35℃以上になることがある一方、需要が小さい時期には外気温程度にまで低下することがある。この温度差により、トンネル内面のコンクリートが乾湿の繰り返しを受けることになり、漏水やマンホールからの流入水に塩分が含まれている場合には、コンクリート表面部分に塩分が多く蓄積され、塩害の一要因となる。特に、鉄筋のかぶりが不足する部分においては、

塩害が進行しやすく、**写真-1.1(a)**に示すような、腐食した鉄筋の膨張によるコンクリートのひび割れ、さらには剥落が生じている。

軟弱地盤中に建設されたシールドトンネルでは、地下水位の変動に伴うトンネル周辺地盤の局所的な圧密沈下により、トンネルに作用する荷重が増加していると推定される事例がある。このような場合、**写真-1.1(b)**に示すようなトンネル内漏水の発生やトンネルの変形およびコンクリートのひび割れが進展しており、トンネルの耐力低下が懸念されている。

このように、トンネルの劣化には主として 2 種類あるが、このうち後者の荷重増加については、体系化された付加荷重の算定手法が存在しないことから、最大荷重を見積もった過大な補強設計がなされることが多い。

1.2 本研究の目的と課題

A社の地中送電用トンネルのうち、とくに荷重増加によって顕著な変状が顕在化した事例は、埼玉県下で軟弱粘性土地盤内に建設された1981年竣工のシールドトンネルである。このトンネルでは、トンネルの天端にトンネル縦断方向のひび割れが発生している。この主たる原因は、トンネル内への地下水の漏水(以下、漏水と称す)に伴って、トンネル周辺の軟弱粘性土地盤が圧密し、覆工に作用する鉛直土圧が設計値を超過したことに起因している^{2), 3), 4)}。本研究では、この増加した荷重を付加荷重と称す。付加荷重により発生する断面力がトンネルの設計耐力を超過した場合、補強対策を検討することとなり、付加荷重の予測は補強対策を検討する上で重要な課題となる。以上より本研究では、三次元土水連成 FEM 解析(以下、三次元解析と称す)を用いて以下の点を明らかにすることを課題とした。

- a) 付加荷重の主要因である漏水が、トンネルの経年の変状が進行する中で、どのように増加するか。
- b) 漏水の増加に伴い、付加荷重がどのように変化し、一定値になるか。

さらに、三次元解析により算定した付加荷重を二次元土水連成 FEM 解析(以下、二次元解析と称す)により算定した付加荷重と比較することで、精度の高い付加荷重を算定可能な簡便な方法を提案することを目的とした。

なお、今回研究対象としている付加荷重は、トンネルの新設時に適用する異常時荷重ではなく、トンネルの補強設計のための荷重である。

参考文献

- 1) 中島陽, 高橋晃, 和田和史: 地中送電用洞道の維持管理の現状, 基礎工, 第 492 卷 42 号, 2014.
- 2) 泉毅, 金子俊輔, 塩冶幸男: シールドトンネルの長期荷重に関する研究, トンネルと地下, 第 37 卷 11 号, pp. 49-56, 2006.
- 3) 焼田真司, 仲山貴司, 津野究, 高橋博樹, 小宮一仁, 赤木寛一: 地盤沈下に起因するシールドトンネルの長期変形挙動に関する解析的検討, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 69, No. 4, pp. 457-468, 2013.
- 4) 瀧山清美, 小宮一仁, 赤木寛一: 埋立て地盤に建設されたシールドトンネルの沈下挙動解析, トンネル工学論文集, Vol. 16, pp. 111-120, 2006.

第2章 対象とするシールドトンネルの構造と周辺の地盤条件

2.1 トンネル構造

対象トンネルは埼玉県下に位置し、**図-2.1**に示すように変電所から約2.2kmの延長をもつ。このうち、トンネルの換気孔No1～換気孔No3間は、1979年に泥土圧式および手掘り兼用ブラインド式にて建設され、また換気孔No3～換気孔No5間は、1980年に泥土圧式により竣工された。各区間のセグメント構造は、**図-2.2**に示すとおりである。

本トンネルは、1981年竣工の地中送電用シールドトンネルで、**図-2.2**に示すように地中送電ケーブルを複数収容している。覆工は、**表-2.1**にまとめたとおり、外径4000mm、内径3500mm、幅900mm、厚さ250mm、分割数6の鉄筋コンクリート製セグメントで構成されている。継手部の止水構造としては、未加硫ブチルゴムを採用しているが、そのゴム厚などは不明である。

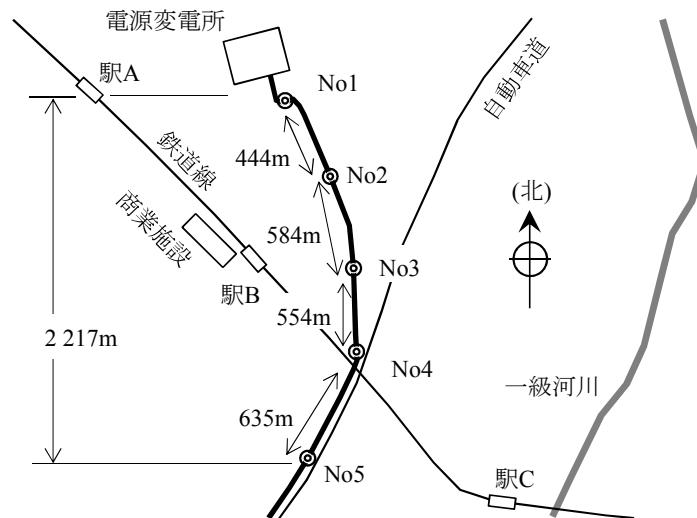
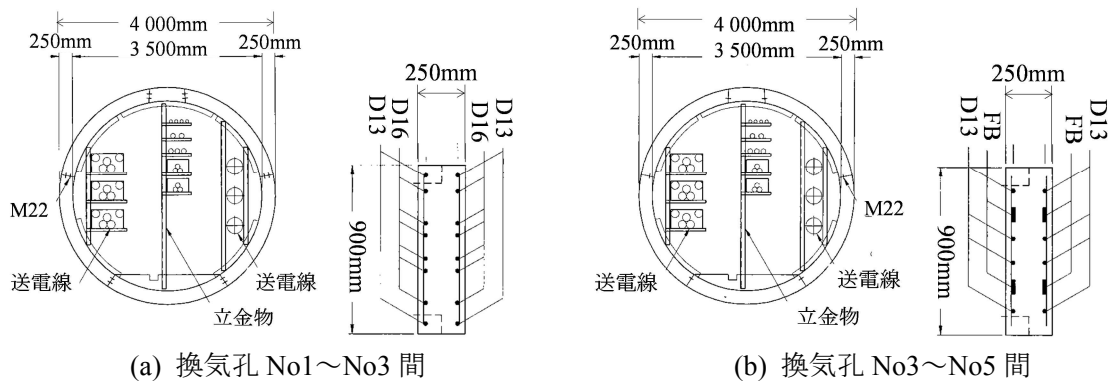


図-2.1 トンネル横断方向の断面図



(a) 換気孔No1～No3間

(b) 換気孔No3～No5間

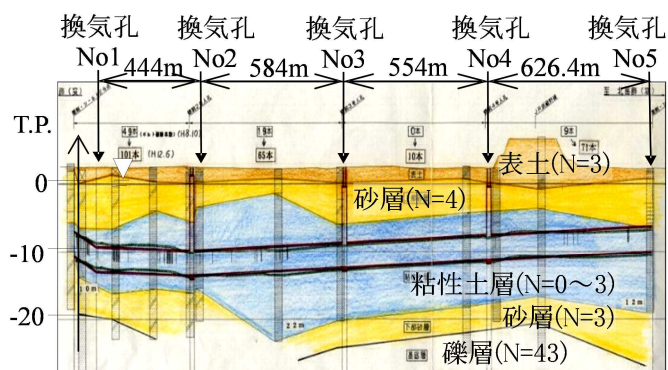
図-2.2 トンネル横断方向の断面図

2.2 トンネル周辺の地盤条件

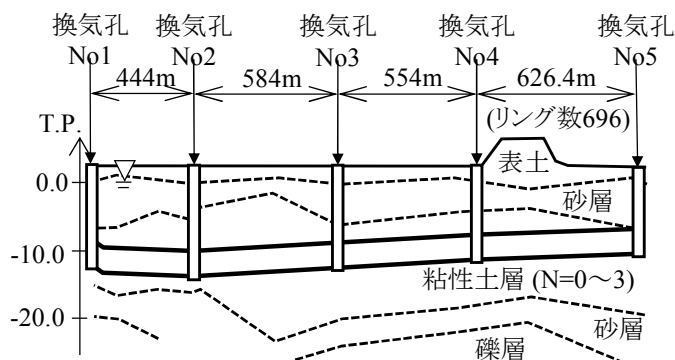
地質は、**図-2.3** に示すとおり軟弱粘性土層であり、その土質は、**表-2.2** に示すとおりシル

表-2.1 セグメント構造諸元

項目		諸元
トンネル内径		3 500mm
セグメント幅		900mm
セグメント厚		250mm
セグメント分割数		6 分割
主鉄筋	地山側	SS400 平鋼(幅 75mm× 2mm) @ 2 本+ SD295 D13 @ 4 本
	内空側	SS400 平鋼(幅 75mm× 6mm) @ 2 本+ SD295 D13 @ 4 本
主断面の有効高さ		215mm
配力鉄筋		SR235 ϕ @ 165mm
コンクリートの設計基準強度		45N/mm ²



(a) 原図



(b) 原図からモデル化した地質縦断図

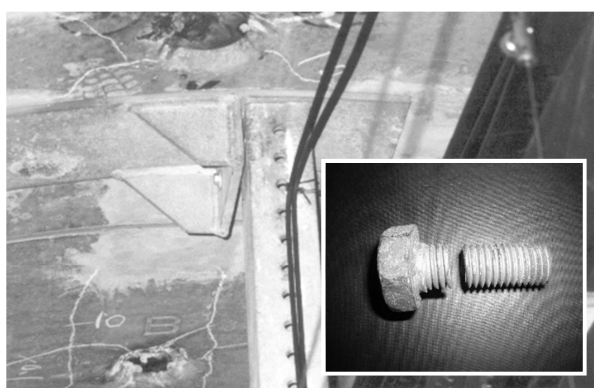
図-2.3 トンネル縦断方向の断面図

表-2.2 対象トンネルにおける地層の地質

時代	地層	層厚	色調	N 値	参考
現世	盛土	2m ~ 4m	暗褐~ 暗灰	3	砂~軟らかいシルト。 全体に腐植物を混入。
第 4 紀 完新世	砂層	5m ~ 6m	暗灰	4	細砂で含水量は中位。 全体に腐植物を混入。
	粘土	12m ~ 14m	暗灰	0-3	シルト~砂質シルト。 含水量は中位~やや多い。 所々に細砂や貝殻片を混入。
	砂層	5m	暗灰	3	細砂。含水量やや多く、 全体にシルトを混入。
	礫層	-	暗灰~ 暗緑	43	細砂~中砂。含水量は中位で 中砂や粗砂、少礫を混入。 礫径は□ 2~5mm 主体。



(a)天端のひび割れ



(b)ケーブルの支持金物のボルト破断状況

写真-2.1 対象トンネルの現地状況

ト~砂質シルトで N 値 0~3(平均 N 値 0.4)と極めて柔らかい。含水量は中位かやや多目である。また、地層の色調は暗灰色であり、地下水位位置は G.L.-1.3 m である。有泉ら¹⁾によれば、トンネル躯体に圧密沈下により、鉛直荷重が増加していることが明らかとなっている。とくに、換気孔 No.3 から換気孔 No.5 では著しい荷重増加が発生しており、一部延長の区間で鋼管柱を設置する補強対策を実施している。

今回の検討の対象とした区間は、過去に地盤中の含水比などのデータがあり²⁾、またトンネル内漏水による荷重増加が著しい換気孔 No.4 から換気孔 No.5 の延長 624.6m である。

2.3 トンネルのこれまでの変状状況と原因分析

本トンネルでは、1996年に写真-2.1に示す天端付近の軸方向ひび割れやケーブルの支持金物ボルトの破断が発見されている。まず、クラック発生本数と発生位置では、0.1mm～0.3mm幅のクラックは図-2.4のようにトンネル全般で発生していたが、幅0.3mm以上のクラックは換気孔No1～No3間と換気孔No4～No5間で多い傾向にあった。また、ケーブルの支持金物のボルトが破断した本数と発生位置では、図-2.5のようにボルト破断数は、幅0.3mm以上のクラックと同様に換気孔No.1～No.3間と換気孔No.4～No.5間で多かった。なお、1998年以降、図-2.6に示すとおり、トンネル内空変位量の計測を実施している。この結果によると、換気孔No.1～No.4ではいずれも4mm程度まで変位しているが、No.4～No.5間では、変位6mmを超えたところで徐々に一定値になりつつある。

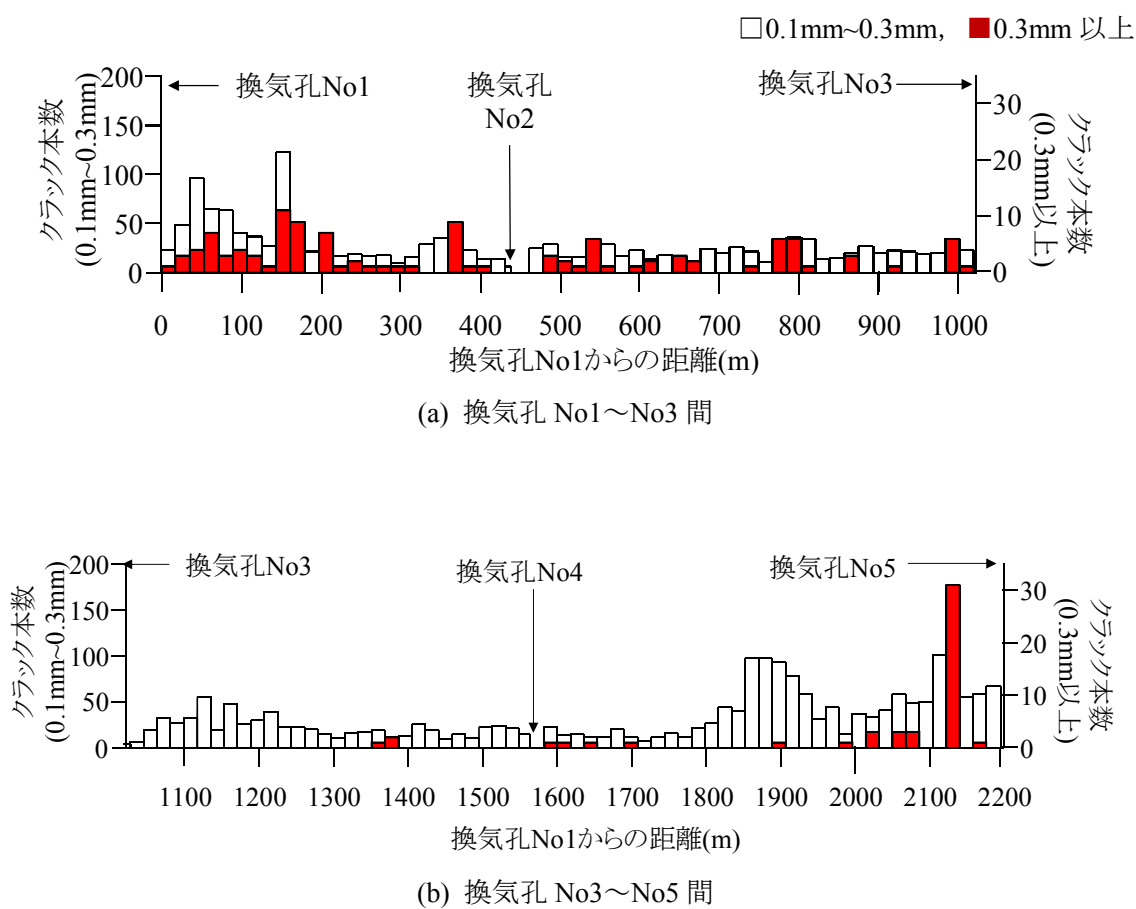
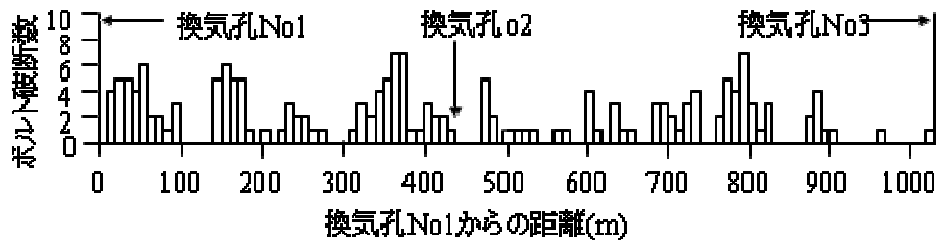
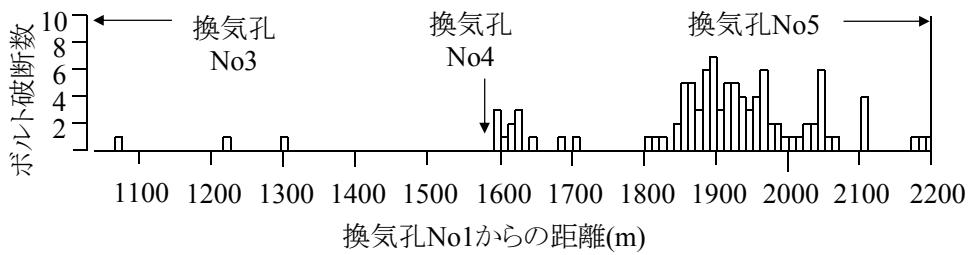


図-2.4 クラック発生本数と発生位置

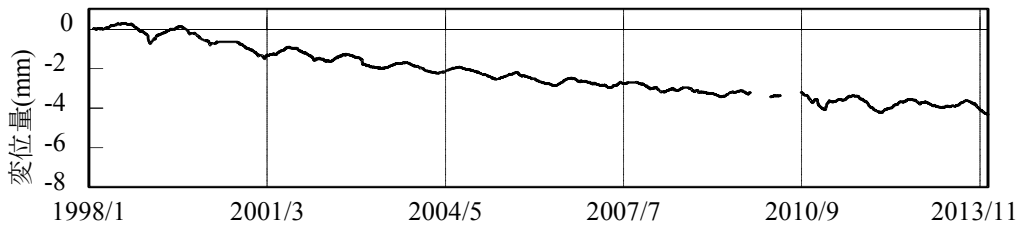


(a) 換気孔 No1～No3 間

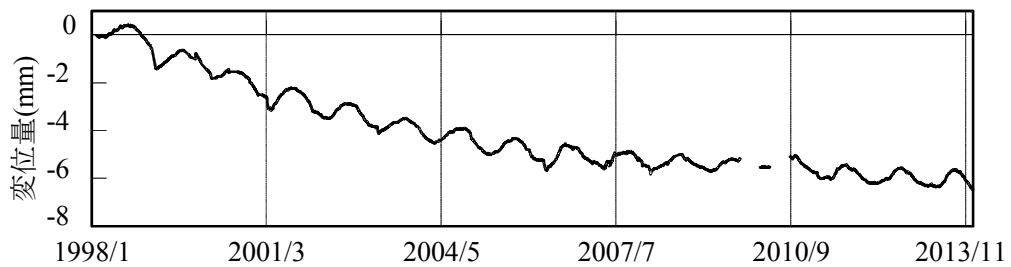


(b) 換気孔 No3～No5 間

図-2.5 ケーブルの支持金物のボルトが破断した位置と本数



(a) 換気孔 No1～No2 間



(b) 換気孔 No4～No5 間

図-2.6 トンネル内空変位量の計測結果

このようなトンネルの変状が発生した原因を、**図-2.7**のようにフォールトツリーにより解析した。フォールトツリーによる解析の結果、同図に示すように以下の2つが、トンネル変状要因である可能性があると考えられる。

- (a) トンネルが存在する粘性土下の下部砂層の広域的水位低下に伴う圧密。
- (b) トンネル漏水に伴う圧密。

そこで、以下において、既往の調査結果をもとにどちらが主要因であるか確認した。

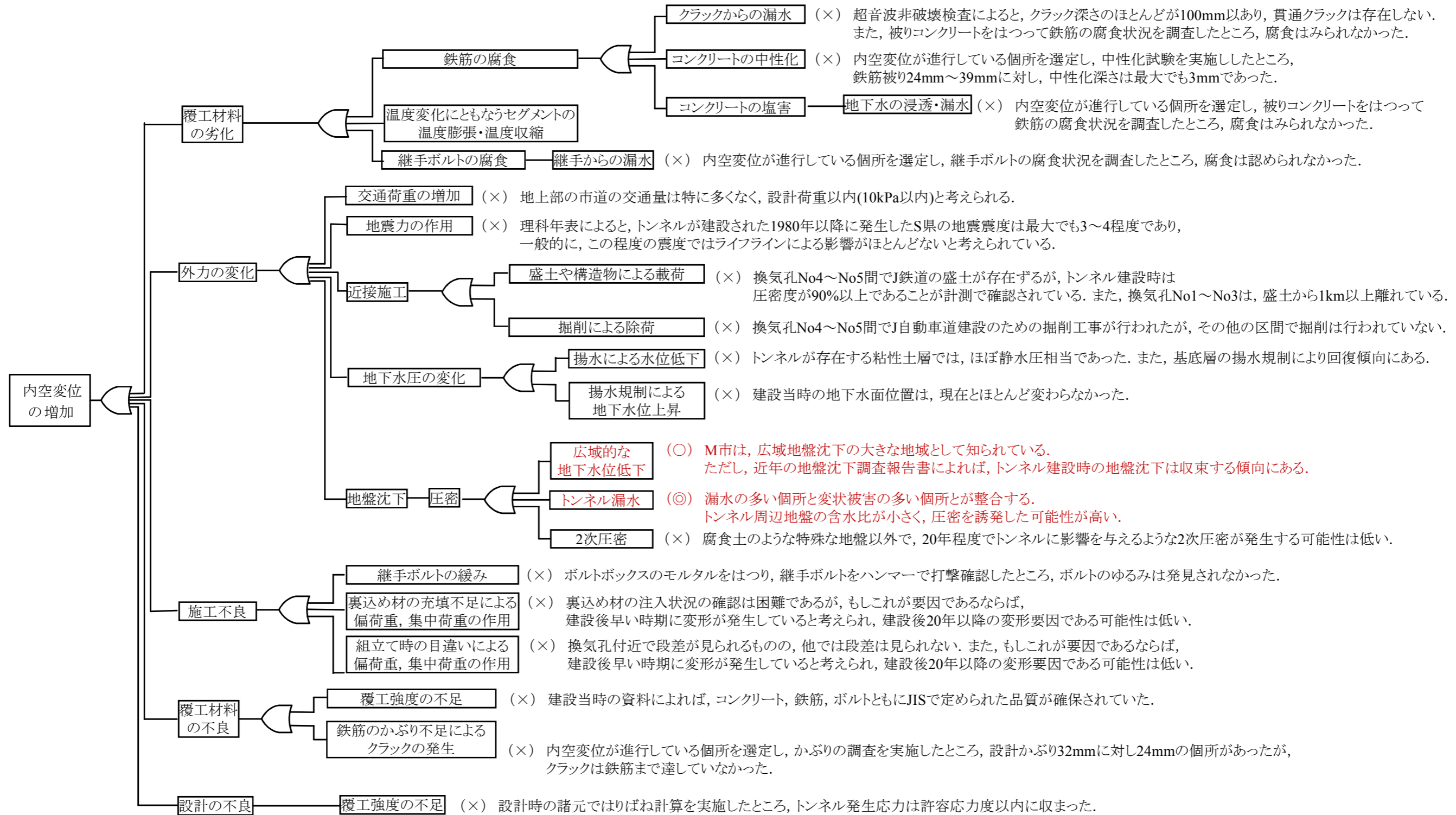


図-2.7 トンネルの変状発生の原因分析のためのフォールトツリー

(a) トンネルが存在する粘性土下の下部砂層の広域的水位低下に伴う圧密に関する分析

対象トンネルは沖積平野にあり、その沖積軟弱地盤層の基底面深さは、**図-2.8**のとおり深いところで50メートルにまで及ぶ。

本トンネル付近の地盤沈下は、工業用水や農業用水などの地下水利用が主な原因と考えられている。とくに、1961年～1974年にかけて年間20mmを超える激しい地盤沈下が観測され、最盛期には年間100mmを上回ることもあった³⁾。

しかし、1972年から県公害防止条例⁴⁾により地下水の取水（工場用・建築物用）が許可

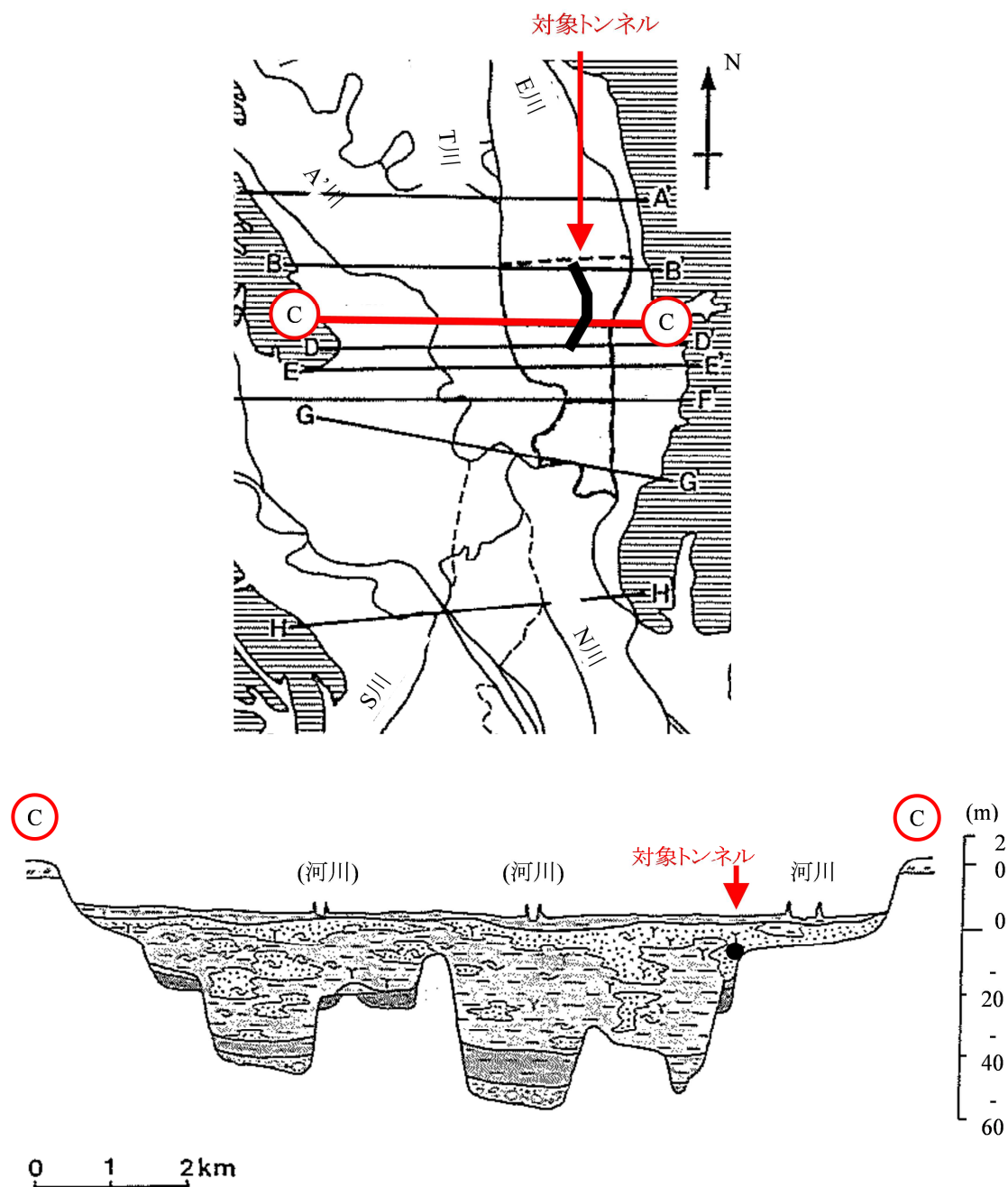


図-2.8 対象トンネル位置横断地質図

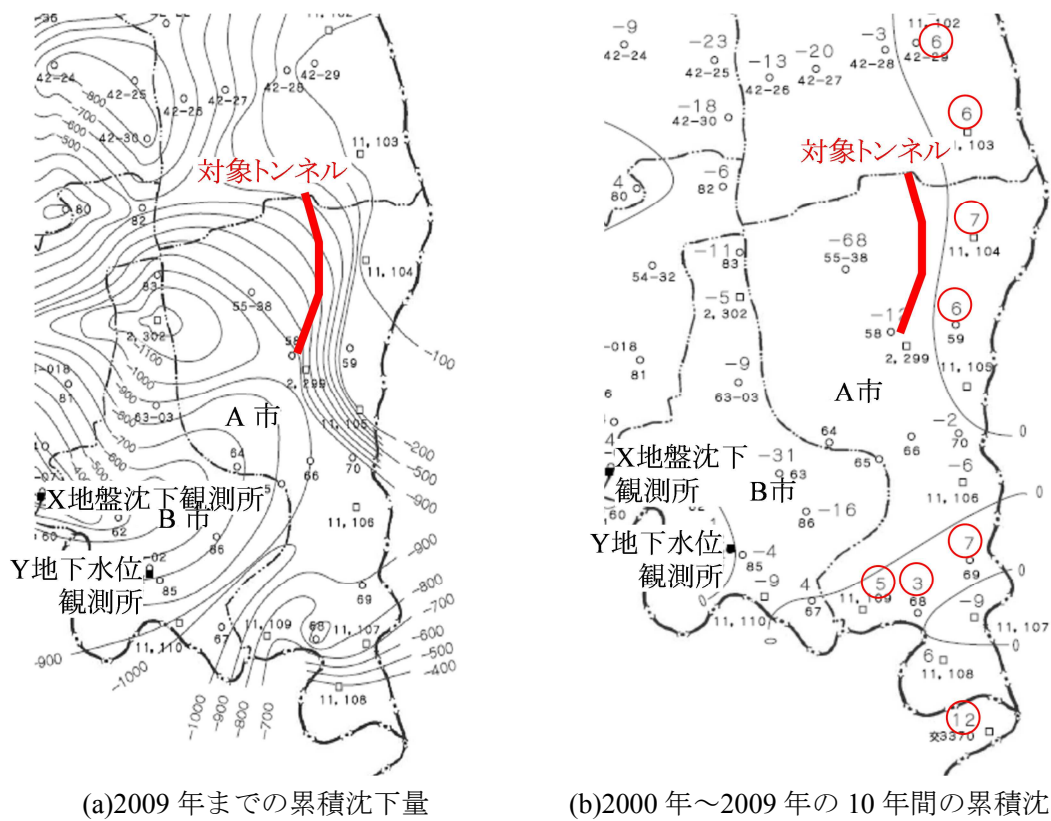


図-2.9 地盤沈下量の分布

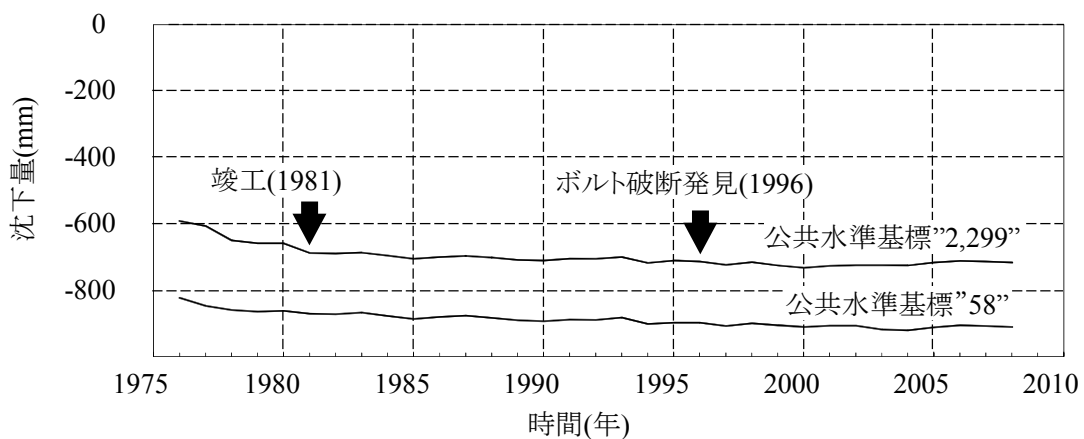


図-2.10 対象トンネル付近の公共水準基標における地盤沈下傾向

制になり、採取深度 650m 以浅、吐出口断面積 0.0021m^2 以上の井戸の新設が規制された。この結果、本トンネルが建設された 1981 年以降、研究対象個所では年間 20mm を越える地盤沈下は観測されなくなった。

ここで、図-2.9 に当該県が公表している地盤沈下量コンター⁴⁾を示す。(a)は、地盤沈下を観測してから 2009 年までの累積地盤沈下量のコンターであるが、本トンネルのある地点は、

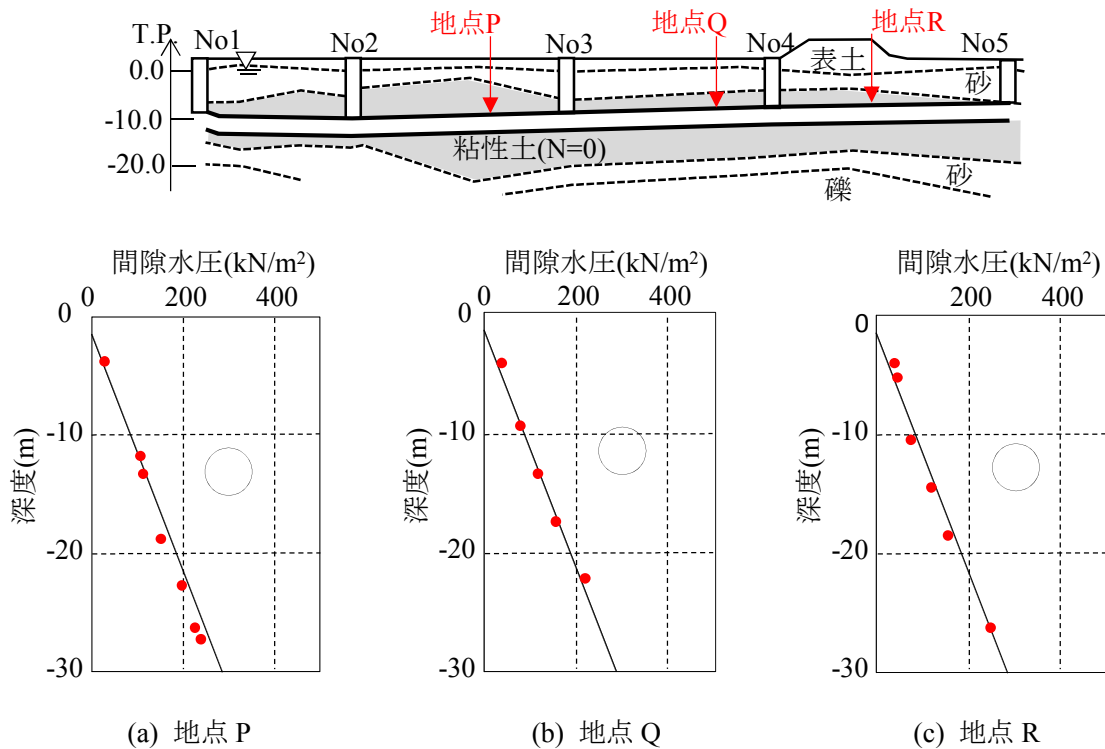


図-2.11 間隙水圧分布

沖積地盤の層厚変化が大きいので、沈下勾配が大きいことがわかる。また、(b)は2000年度～2009年度の地盤沈下量コンターであるが、東部では、むしろ地盤隆起が発生している。

一方、図-2.10に、公共水準基標位置での地盤沈下量を経年で追った結果を示す。同図のとおり、とくにトンネル竣工以降では、地盤沈下は収まりつつあり、点Bでは隆起している状況も認められる。また、図-2.11に示すように2001年にトンネル近傍で地下水圧の計測を実施しているが、いずれの地点でも静水圧に近かった。

以上より、下部砂層の地下水位低下に伴う地盤沈下の影響は、変状被害との整合性から推察すると小さいものと考えられる。

(b) トンネル漏水に伴う圧密に関する分析

図-2.12に示すように、建設時調査地点のP'、Q'のデータと2001年に実施した地質調査の地点P、Qを比較することで、変状要因がトンネル漏水に伴う圧密沈下である可能性について検討した。

比較した地盤調査項目（試験項目）は、図-2.13に示すように含水比 w 、間隙比 e 、圧密降伏応力 p_c 、一軸圧縮強度 q_u である。

まず、地点Pと建設時調査地点P'の結果を比較したところ、建設時点から2001年時点までの間で有効応力が増加して地盤が圧縮していることがわかる。主な要因として、下部砂層の地下水位低下による圧密か、トンネル漏水による圧密が考えられる。

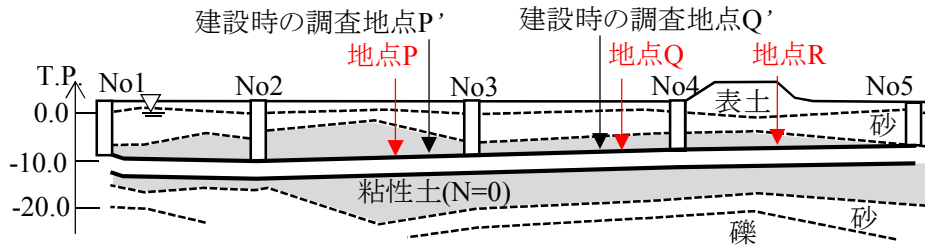
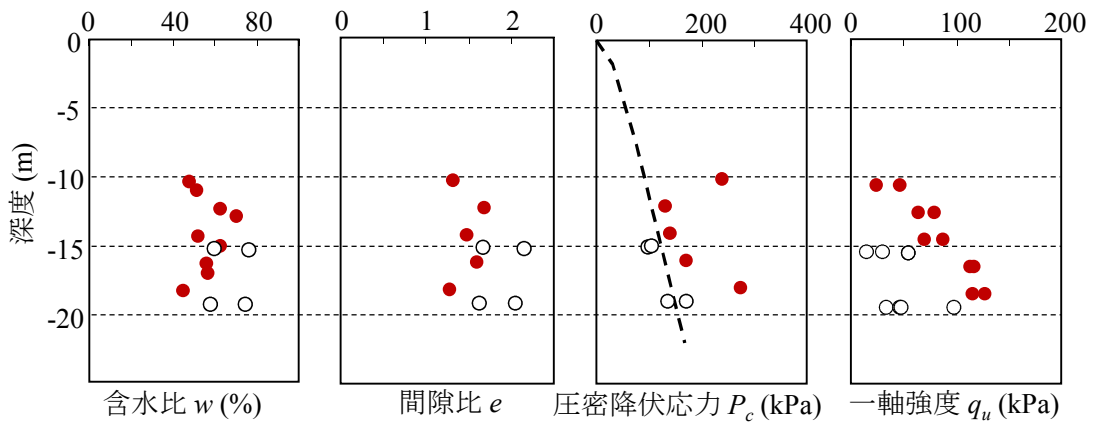
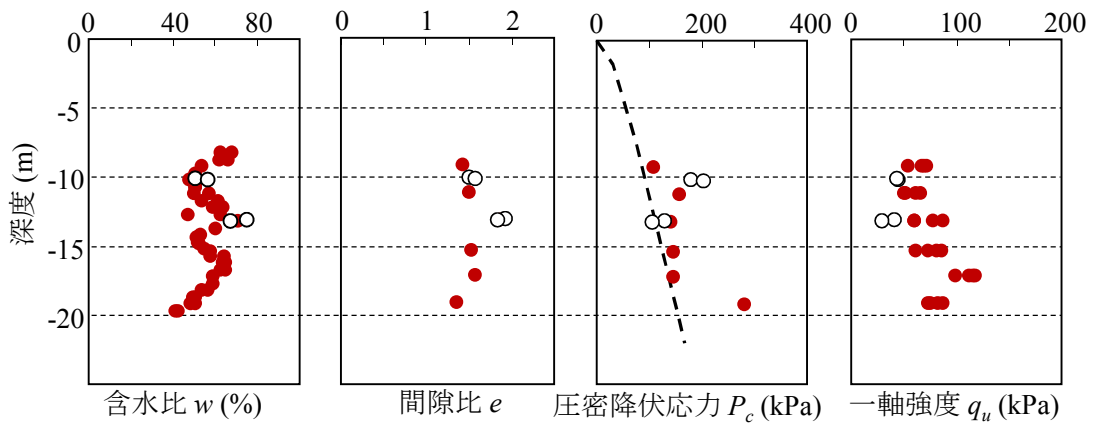


図-2.12 対象トンネル付近の公共水準基標における地盤沈下傾向



(a) 地点Pと地点P' (●: 地点P, ○: 地点P')



(b) 地点Qと地点Q' (●: 地点Q, ○: 地点Q')

図-2.13 比較結果

一方、地点Qと建設時調査地点Q'の結果を比較したところ、トンネル近傍の一軸圧縮強度 q_u が建設時点よりも2001年時点の方が大きく、圧密等が発生した可能性を示すが、その他の含水比、間隙水圧、圧密降伏応力についてはほとんど変化が見られない。総合的に評

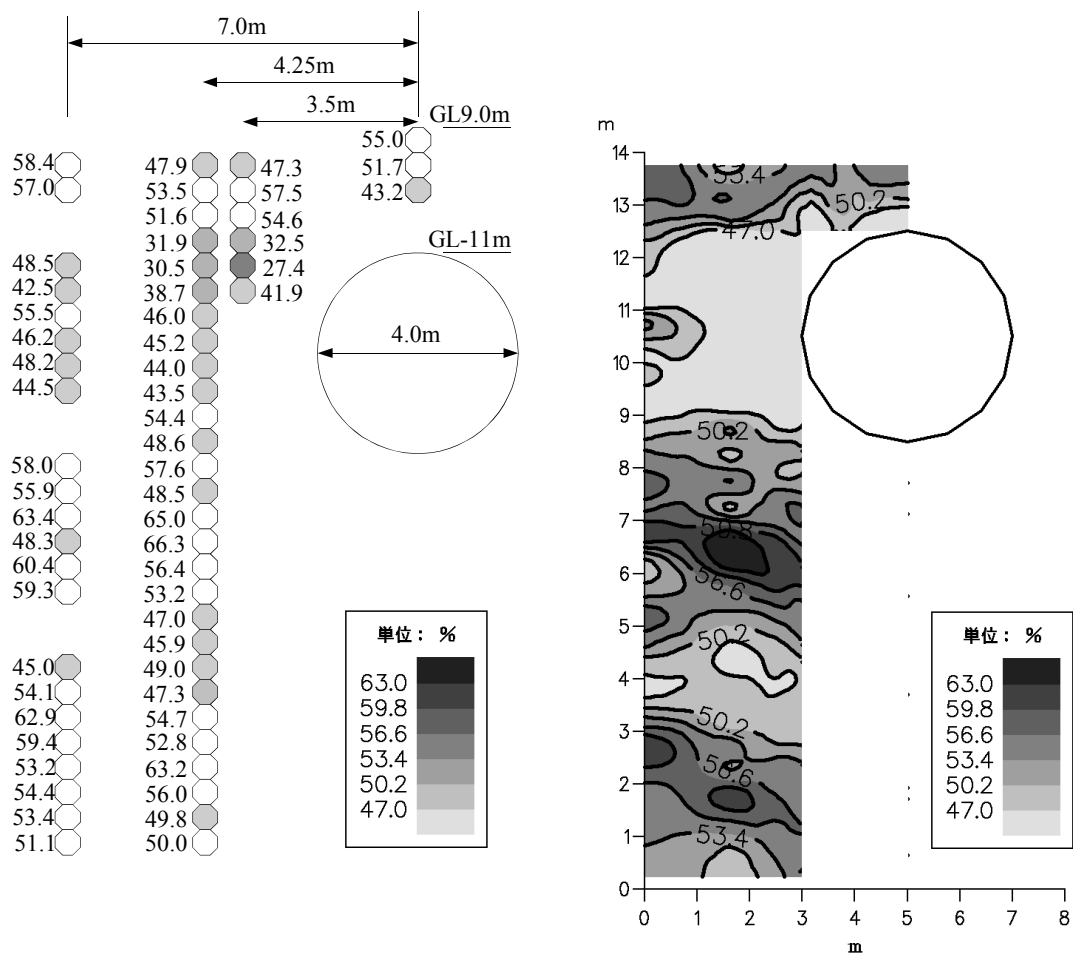


図-2.14 含水比の調査結果とコンター図

価すると、漏水に伴う圧密が発生した傾向は見られない。

図-2.12 に示した地点 R は漏水量が多く、また変状被害が大きかったため補強を実施した地点である（2003 年）。この地点①では、500mm ピッチで試料を採取し含水比試験を行っている。含水比試験の結果を図-2.14(a)に示す。また、これらの含水比にもとづいて作成したコンター図が図-2.14(b)である。これらの図によれば、トンネル近傍地盤の含水比が小さい傾向にある。このことは、トンネル内へ著しく漏水していることを示していると考えられることができる。

以上のトンネル変状要因の検討結果を整理する。

まず、対象トンネルが位置している県の地盤調査報告書によれば、1981 年(建設時点)から 1996 年(ボルト破断発見)までに発生した地盤沈下は、収まる傾向にある。

つぎに、2001 年の地盤調査によれば、補強を実施した地点の粘性土と下部砂層の水位は静水圧状態にあったが、トンネル内空変位は鉛直方向に増加していた。

三点目として、1981年(建設時点)と2001年の地盤調査結果を比較すると、漏水が多く、変状被害が大きい地点において、トンネル近傍地盤で圧密が発生した傾向が認められた。また、トンネル近傍部分の間隙水圧が低下していた。

さいごに、トンネル漏水が多く、またトンネル変状が大きい地点で含水比試験を行った結果、トンネル周辺部分だけ含水比が小さく、過去に圧密が発生した傾向が認められた。

以上を総合的に評価すると、トンネル変状要因は、下部砂層の水位低下に伴う圧密よりもトンネル漏水に伴う圧密の可能性が高いと推察される。

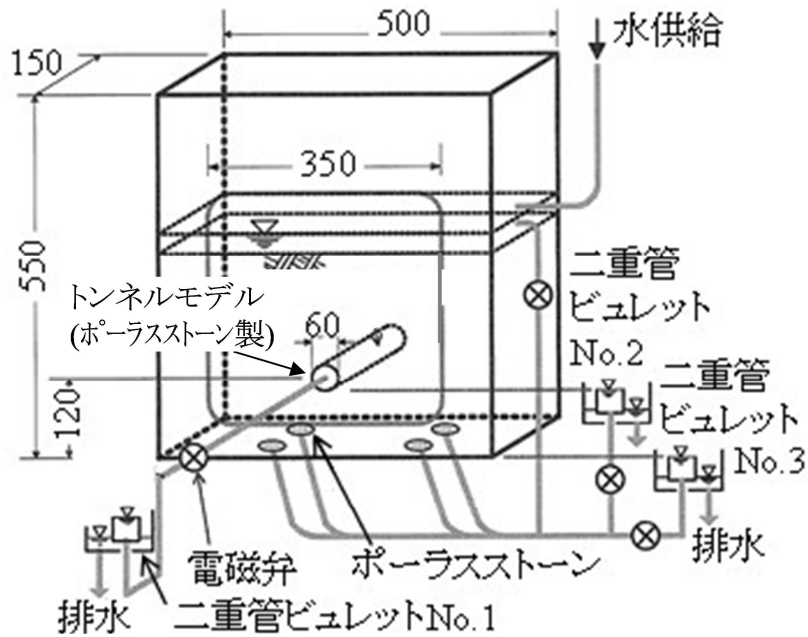
参考文献

- 1) 有泉毅, 金子俊輔, 塩冶幸男: シールドトンネルの長期荷重に関する研究, トンネルと地下, 第37巻11号, pp.49-56, 2006.
- 2) 有泉毅, 金子俊輔, 塩冶幸男, 山崎剛, 日下部治: 軟弱粘性土地盤の圧密に伴うシールドトンネルの長期荷重に関する解析的研究, 土木学会論文集, Vol.2005, No.799, III-72, pp.799_89-799_108, 2005.
- 3) 埼玉県三郷市環境部: 地盤沈下・地下水位観測年報
- 4) 埼玉県環境部: 地下水採取の規制ー大切な郷土を守るためにー, 埼玉県生活環境保全条例による地盤沈下防止対策の概要, 2019.2.

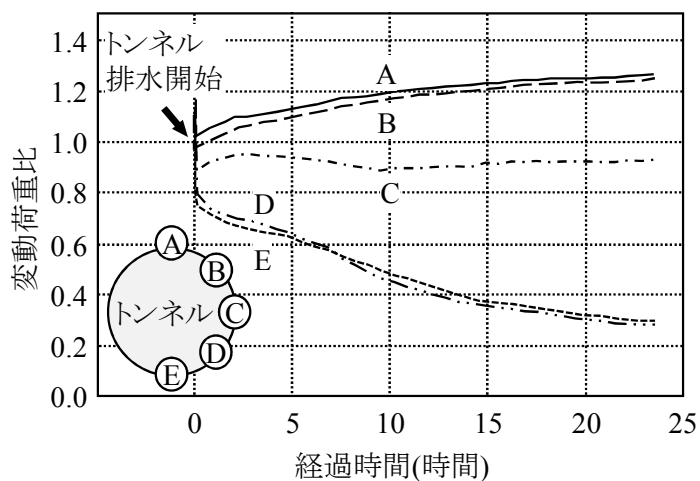
第3章 関連する既往研究の整理

3.1 トンネル内漏水を模擬した遠心模型実験

有泉ら¹⁾は図-3.1(a)に示すように、前章で示した軟弱粘性土地盤中のトンネルを模擬し



(a)遠心模型実験の実験装置



(※) 1時間は、実現場の半年に相当

(b)遠心模型実験の実験結果

図-3.1 有泉ら¹⁾による遠心模型実験

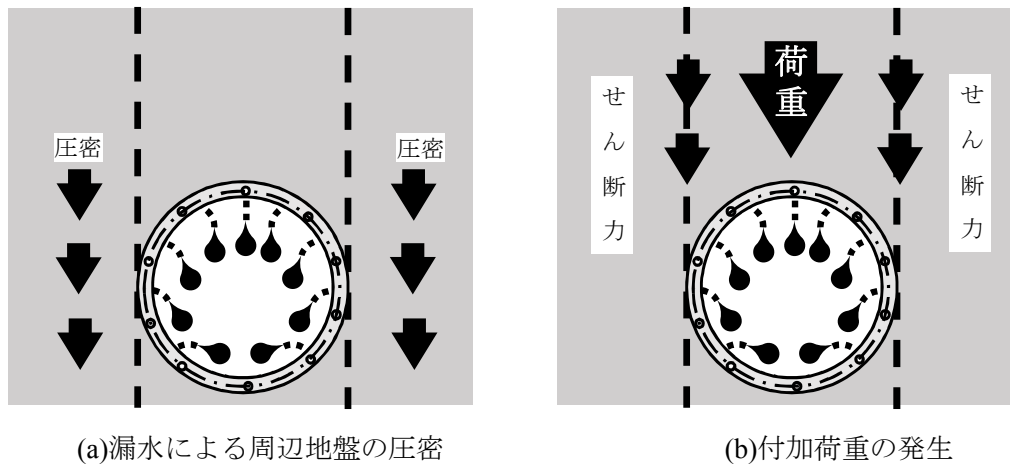


図-3.2 既往の知見による付加荷重の発生メカニズム

たポーラスストーン製の模型トンネルを製作して遠心模型実験を行い、トンネル内への地下水の漏水によりトンネル天端に作用する付加荷重を評価している。この実験では、建設時からトンネル全周で漏水が発生していると仮定している。

実験の結果、図-3.1(b)に示すとおり、設計鉛直土圧に対する付加荷重の比を変動荷重比と定義すると、トンネル天端における変動荷重比の最終値が約 1.3 になることを示している。さらに金子ら²⁾は、この遠心模型実験を再現する形で二次元解析による数値解析を実施し、解析上も変動荷重比が概ね 1.3 となることを確認している。以上の実験および解析の結果をもとに、既往の研究では、付加荷重の発生メカニズムとして、図-3.2 に示すように、Marston³⁾ や Spangler⁴⁾ の考え方に準ずる形で、トンネルの側方地盤の圧密により発生する相対変位に伴って、側方地盤の鉛直面に発生したせん断力を主たる要因と考察している。

3.2 遠心模型実験による研究成果に基づく付加荷重算定方法の問題点

塩治ら⁵⁾は、変動荷重比 1.3 とは、トンネルの天端に生じるトンネル縦断方向のひび割れのうち、幅 0.1mm 以上のものの本数が 10 本生じる状態に相当すると考察している。したがって、**図-2.1(b)**で示した実験結果と合わせて考えると、トンネルには経年 12 年でトンネルの天端に 10 本のひび割れが生じていることとなる。

しかしながら、経年 24 年時点でひび割れ本数を調査した結果によると、トンネルの天端のひび割れ本数はリング No.240 ~ No.530 区間の平均で 2.4 本であり、**図-3.3**に示すように、リング No.311 の内空変位も一定になる傾向にあることから、塩治らの考察はあてはまらない。

図-3.4は、とくにトンネルの天端でのひび割れと漏水が著しいリング No.289~No.324 区間の経年 24 年時点での、ひび割れ、漏水箇所および漏水跡をスケッチした結果である。同図によると、トンネルの上半(以下、上半と称す)のリング継手からの漏水もあるが、主にトンネルの下半(以下、下半と称す)のリング継手からの漏水が多く、トンネルの全周からの漏水は生じていないことがわかるが、これは有泉らの実験の仮定とも異なる。以上より、トンネルの全周からの漏水を仮定した既往の研究では、付加荷重を安全側に評価する可能性

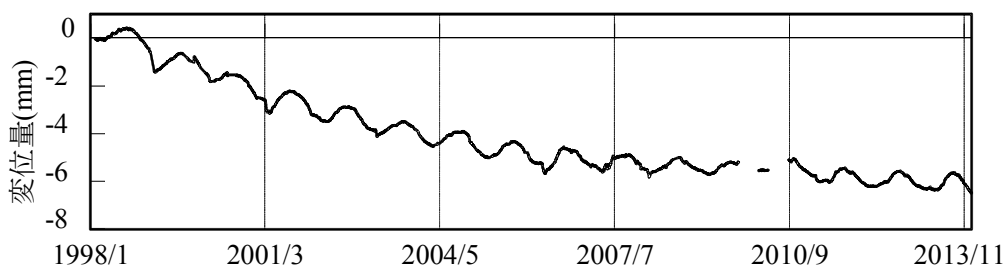


図-3.3 リングNo.311での内空変位の傾向 (**図-2.6(b)**再掲)

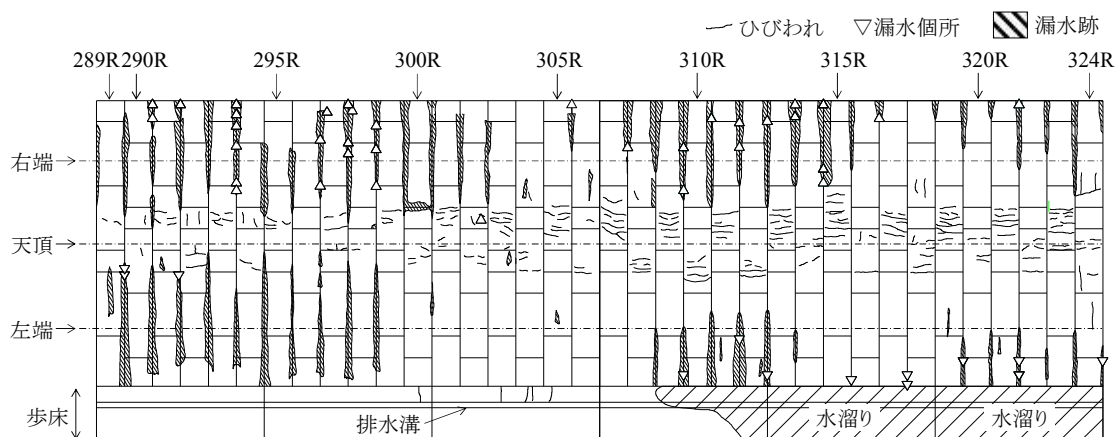


図-3.4 リングNo.289 ~ No.324区間での漏水状況のスケッチ展開図

がある。つまり、漏水の量や範囲を特定することが重要な問題といえる。

参考文献

- 1) 有泉毅, 金子俊輔, 塩冶幸男: シールドトンネルの長期荷重に関する研究, トンネルと地下, 第 37 卷 11 号, pp. 49-56, 2006.
- 2) 金子俊輔, 有泉毅, 山崎剛, 塩冶幸男: 軟弱粘性土の圧密に伴って発生するトンネル覆工作用土圧について, 地下空間シンポジウム論文と報告集, Vol. 9, pp. 227-234, 2004.
- 3) Marston, A. and Anderson, A. O.: The theory of loads on pipe in ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe, Bulletin 31 Iowa Eng. Experiment Station, 1913.
- 4) Spangler, M. G.: Underground conduits - An appraisal of modern research, Transactions of ASCE, Paper No. 2337, Vol. 113, pp. 316-374, 1948.
- 5) 塩冶幸男, 内藤幸弘, 阿南健一, 大塚正博, 小泉淳: 経年劣化したシールドトンネルの補強に関する研究, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol. 67, No. 2, pp. 62-78, 2011.

第4章 三次元解析によるトンネル付加荷重増加メカニズムの解明

4.1 三次元解析モデルによる荷重増加メカニズムの解明手順

トンネル天端への付加荷重の増加には、漏水の増加が深く関係していると考えられる。そこで、本章では、まずトンネル内における漏水の増加と、現場に発生した変状の事実の確認を実施した。確認した事実をもとに漏水の増加に伴う地盤沈下に起因する付加荷重の増加のメカニズムを想定し、これを三次元解析により確認することとした。

4.2 現場調査結果によるトンネル漏水に起因する地盤の圧密とトンネル挙動の把握

本研究では、後述するように2次元の浸透流解析および土水連成解析(圧密解析)により荷重増加量を予測している。いずれの解析においても、トンネル内への流れは、**図-4.1**のとおり

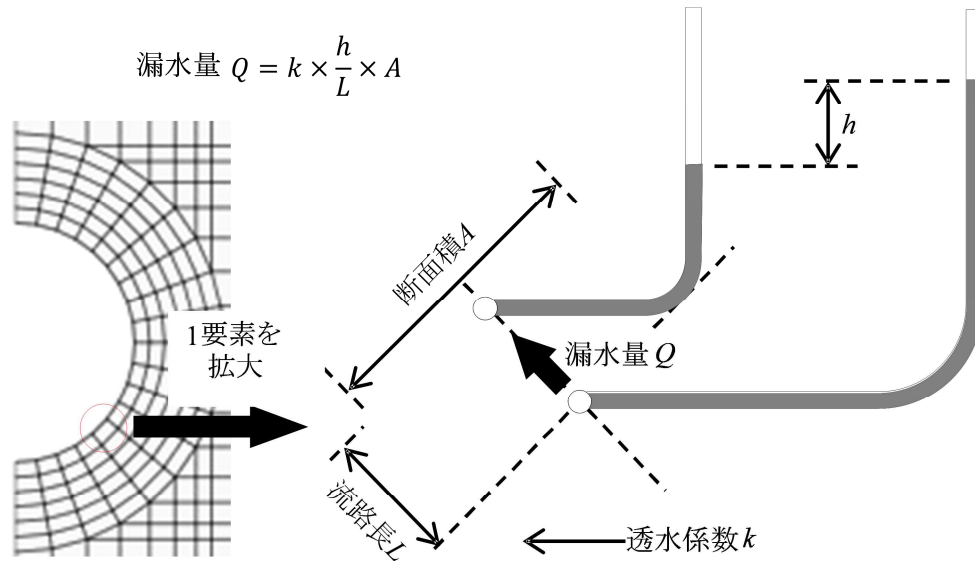


図-4.1 漏水量と全水頭差の関係

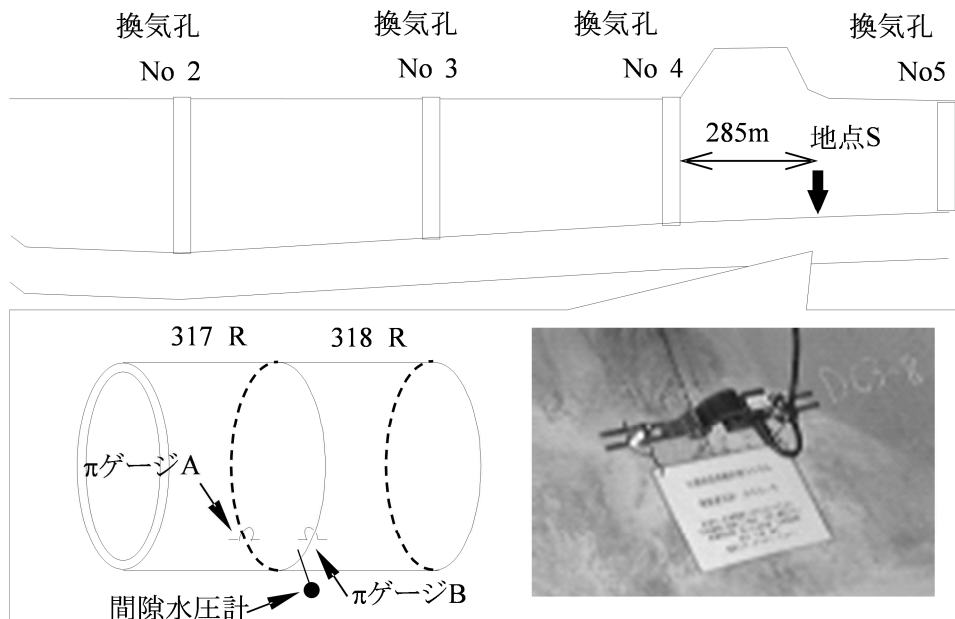


図-4.2 リング継手部でのπゲージ取付け

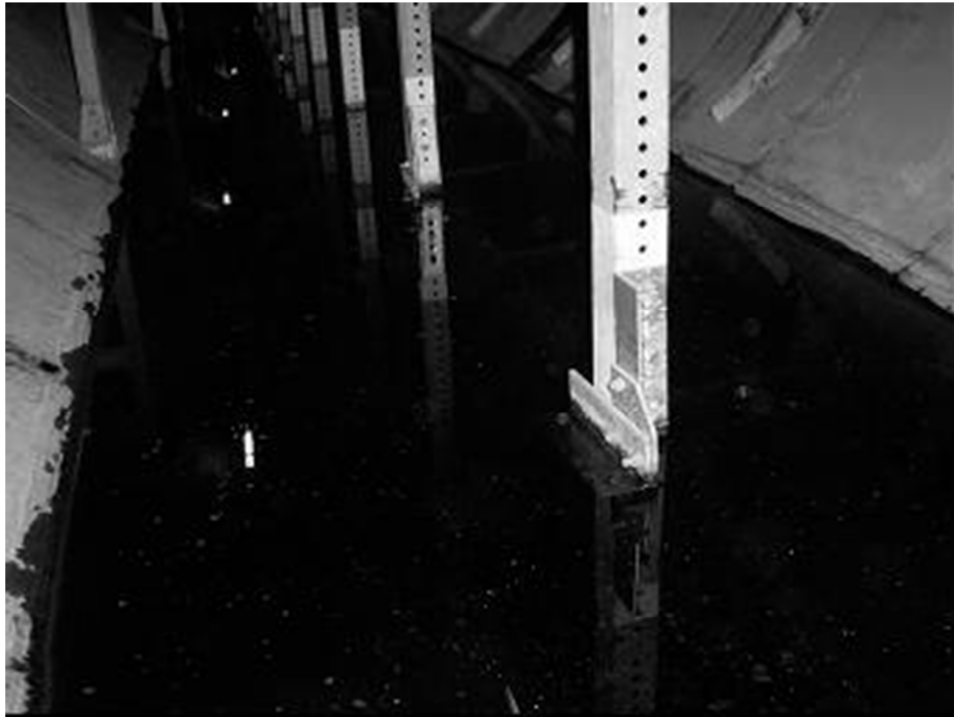


写真-4.1 漏水による歩床コンクリート上の水溜り¹⁾

りトンネル壁面に位置する自由排水面とそれに接する要素の中心の全水頭差 h として表現できる。以下の論述で、全水頭差とはこの水頭差を示すものとする。

最終的な荷重増加量を推定するには、最終的な全水頭差を決定する必要がある。そこで、本節では漏水量が増加する 1 要因である目開き量について、**図-4.2** に示す Π ゲージにより計測した結果およびその考察を説明した後、最終的な全水頭差の推定について論述する。

トンネル内への地下水の漏水状況については、経年的なデータがないが、建設当時の点検記録を参照すると建設当初から少量ながら漏水があったことがわかる。

現在では、**写真-4.1** に示すように、主に冬季の 1 月から 2 月にかけて、多量の漏水が発生し滞留水となっている状況が確認されている。一方、この期間を除くと漏水は確認されず、とくに夏季である 7 月から 8 月にかけてはドライな状況となっている。この現象については、季節の変動に伴ってセグメントリングがトンネル軸方向に伸縮するため、冬期の気温が低い時期ではセグメントリングの縮小により継手の目が開き、漏水が誘発されている可能性が考察されている¹⁾。このため、とくに、リング継手面より多くの漏水跡が確認されている。そこで、継手の目の伸縮傾向を経時的に計測することで、トンネル内漏水が年々増加する現象を追跡できると考えた。以上より**図-4.2** に示すように、とくに漏水の激しい地点 A にてリング No.317R と 318R の継手箇所 A, B を選び、 Π ゲージにより目開き量を 2001 年の 1 年間、計測することとした。このとき、気温の常時計測も並行実施した。

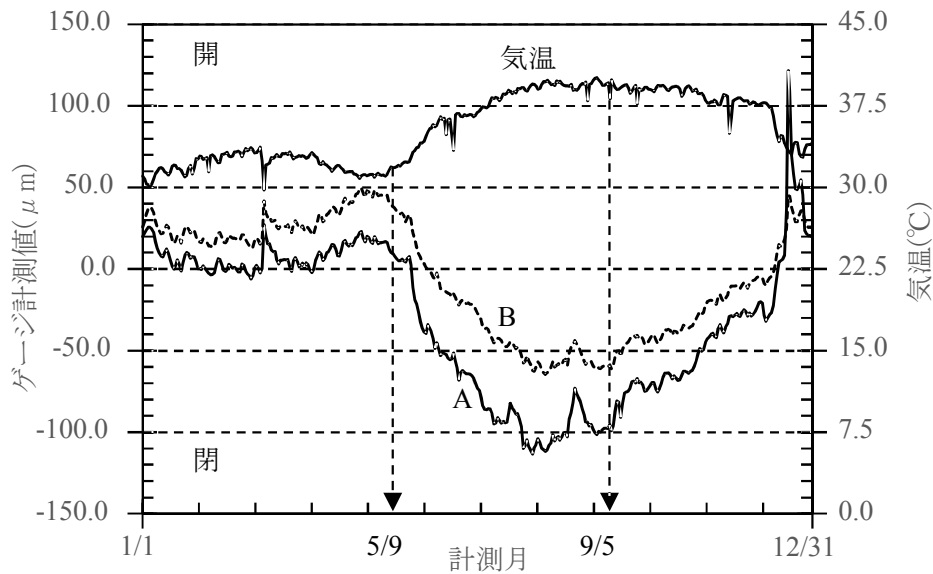
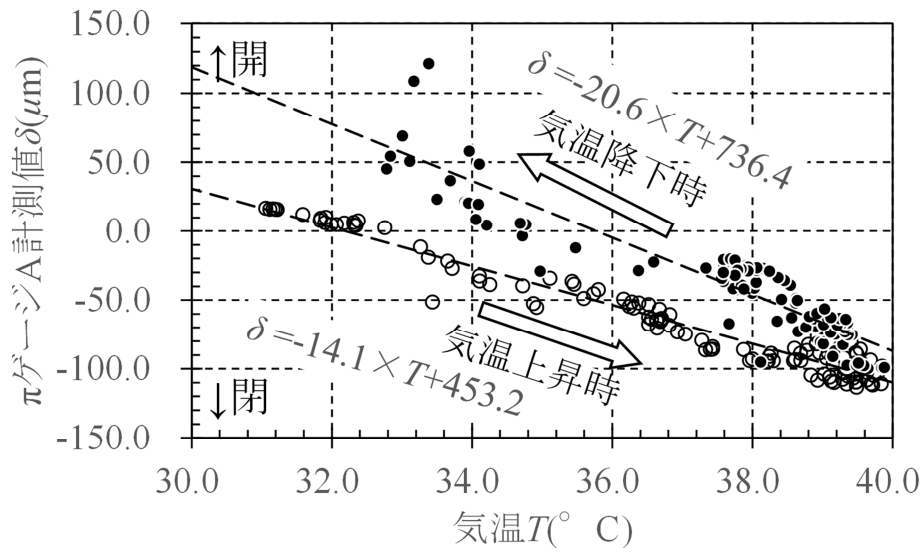


図-4.3 Πゲージの変位量と気温測定結果

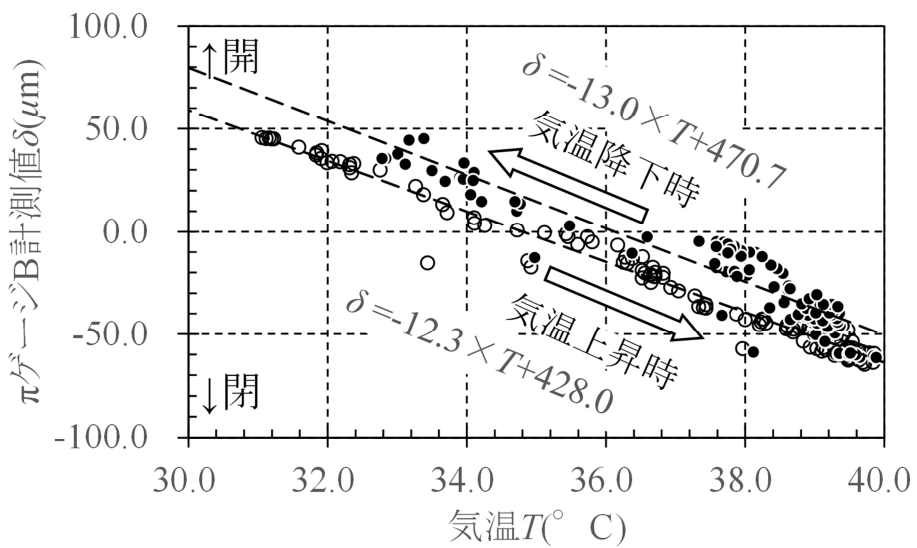
図-4.3 に計測結果を示す。同図のとおり、設置したいずれのリング継手面にあっても、気温が平均より低い1月～5月では継手は目開き傾向にあり、逆に気温が高い6月～12月では目が閉じる傾向にあることがわかる。この理由は、夏季は電力使用量が多くなり送電ケーブルに負荷がかかることで気温が上昇し、セグメントリングが縦断方向に膨張するためと考えられる。以上のことは前述のとおり、既に考察として指摘されていたことであったが、今回、Πゲージにより定量的に確認することができた。

ここで、気温とΠゲージ計測値の変化を比較すると、1月1日～5月9日の間は気温が概ね一定のため、目開き量も一定の傾向にある。これに対して、5月10日～9月5日では、気温が上昇するにしたがって目が閉じていき、9月6日～12月31日の間は気温の降下に伴って目が開く傾向にあることがわかる。そこで、図-4.4 のとおり、気温変化に伴う目開き量の変化について回帰処理を行った。

回帰直線の傾きに注目すると、とくにAでは、気温降下時は $20.6\mu\text{m}/^\circ\text{C}$ の割合で開くのに対し、気温上昇時は $14.1\mu\text{m}/^\circ\text{C}$ の割合で目が閉じる傾向にあることがわかった。このことから、気温の変化に伴い目が開いた後閉じたとしても、完全には閉じきらないことがわかる。



(a) ΠゲージA



(b) ΠゲージB

図-4.4 Πゲージの変位量と気温の相関

以上の結果，経年に伴って徐々に目開きが拡大すれば，止水シールの未加硫ブチルゴムの経年劣化とともに，トンネル内への漏水量は経時的に増加すると考えられる．このことは，先に述べたとおり，建設当時に比較して，漏水量が多くなっている事実に合致する．Bについても同様の回帰処理のもとに考察を行うと，目が開く割合が $13.0 \mu\text{m}/^{\circ}\text{C}$ であり，目が閉じる割合 $12.3 \mu\text{m}/^{\circ}\text{C}$ に比較してわずかに大きく，漏水を増加させていると考えられる．

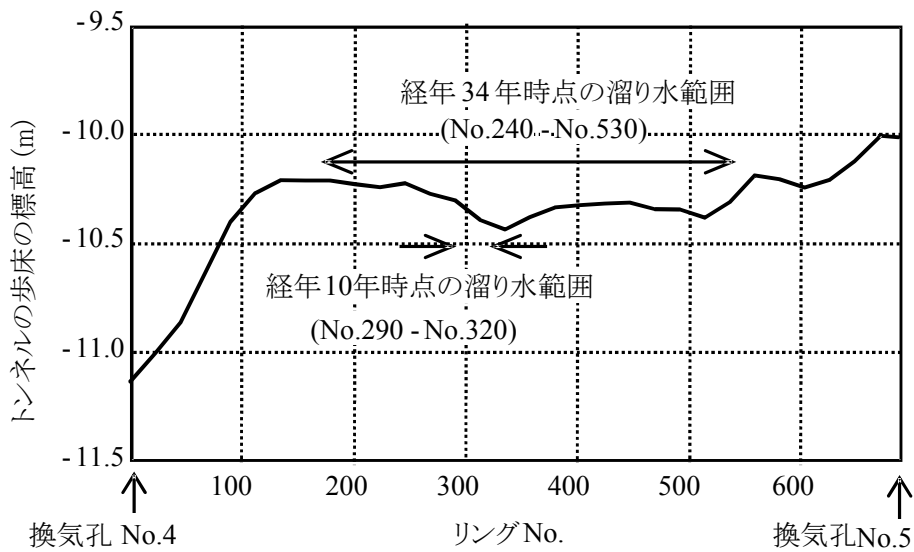


図-4.5 経年10年と経年34年での溜り水の範囲

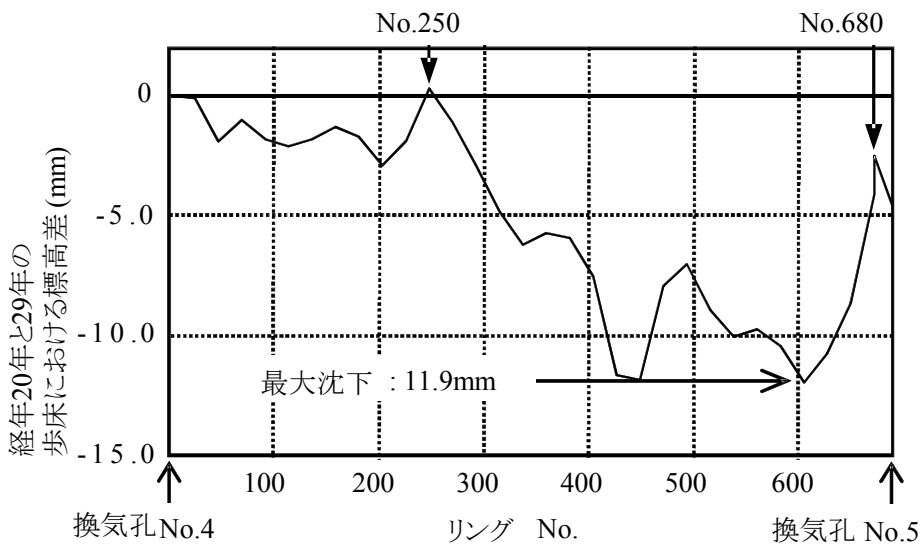


図-4.6 経年20年と経年29年での標高差

a) トンネル内の漏水とトンネルの沈下の経年変化

図-4.5は、経年10年時点と経年34年時点で、漏水によって対象トンネルの縦断方向の歩床上に発生した溜り水の範囲を比較したものである。図のように、経年10年時点の溜り水の範囲はリング No. 290～No. 320 区間であった。この経年10年時点での漏水補修記録では、「漏水は設備引継後2～3年からはじまり1991年(経年10年)に補修」となっている。この記述より、トンネル完成当時の漏水はごくわずかであったが、経年2～3年で漏水が目視できるほどに増加したと考えられる。また、経年34年時点の点検記録によれば、溜り水の範囲はリング No. 240～No. 530 の間に大幅に拡大した。以上より、トンネル建設後、経年に

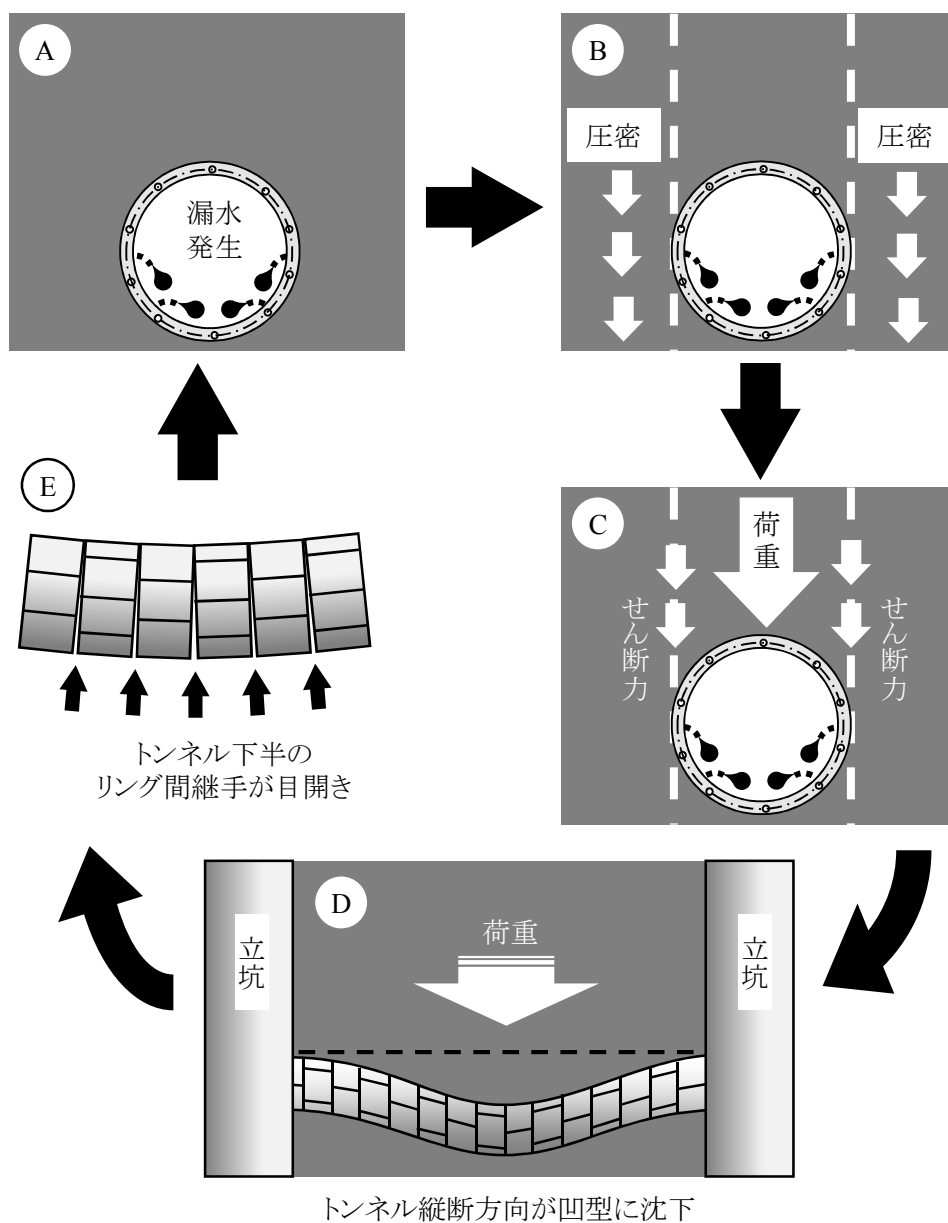


図-4.7 付加荷重の増加に関する想定メカニズム

従って漏水は徐々に増加してきたと考えられる。

次に、経年 20 年時点と経年 29 年時点でトンネルの縦断方向のレベル測量を実施した結果を利用して、図-4.6 に経年 20 年と経年 29 年の標高差を示す。図のように、トンネルはリング No. 400 ～ No. 600 区間で最大 11.9mm、凹形に沈下した。ただし、換気孔 No. 4 ～ リング No. 250 区間とリング No. 650 ～ 換気孔 No. 5 区間では大きな沈下を生じていない。この理由は、トンネルが換気立坑により固定支持された状態であるためと考えられる。

b) 付加荷重増加メカニズムの想定

以上に基づいて、付加荷重が増加するメカニズムを図-4.7 のように想定した。

まず、原因は特定できないがトンネル完成時点からごくわずかの漏水は発生していたと考えられるため、図-4.7 の状態 A に示すように、リング継手のシール材の経年変状によりトンネル内に漏水が発生したとする。この結果、状態 B に示すようにトンネル内への漏水に伴ってトンネル側方地盤は圧密沈下しようとする。この結果、状態 C に示すようにトンネル上部の地盤との境界面にせん断力が発生し、トンネル上部の地盤がトンネルを下側に押すようにして付加荷重が発生する。ここまでは、2 章で示した既往の研究と同様である。しかし、この付加荷重により、状態 D に示すように立坑に両端を支持されたトンネルは縦断方向に中央部が凹型に沈下し、状態 E に示すようにリング継手下部の目開きを促進すると考えられる。したがって、下半のリング継手が目開きを生じ A に示す漏水が一層増加することで、以上の状態 A～E のサイクルを繰り返して付加荷重の増加が促進されたと考えられる。

以上の想定メカニズムにおける付加荷重の増加のサイクルは、トンネル内への漏水に伴う周辺地盤の圧密が完了することで付加荷重が一定値になると考えられる。そこで、この想定メカニズムを検証するため、三次元解析によりトンネルに付加荷重が発生する状況を追跡した。

4.3 使用する三次元解析モデル

解析モデルを図-4.8に示す。解析は、換気孔 No. 4 から換気孔 No. 5 の区間を対象として、地盤をソリッド要素、トンネルをシェルで再現した。3次元解析は地盤汎用解析システム“Midas GTS NX”³⁾を使用した。モデルは、節点数 157 280、トンネルのシェル要素数 16 704、地盤の要素 59 413 の規模である。なお、図-4.8は、換気孔 No. 4 側から換気孔 No. 5 方向に俯瞰したものである。

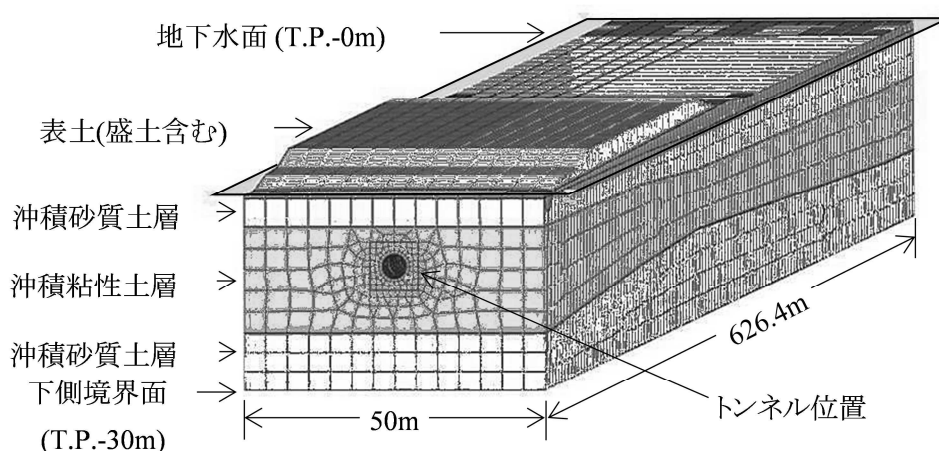


図-4.8 解析モデル

表-4.1 トンネル位置の沖積粘性土層の地盤物性値(文献²⁾を基に設定)

	単位	設定値	設定根拠
単位体積重量	kN/m ³	16.4	室内土質試験
非可逆比	-	0.924	各種圧密試験
限界応力比	-	1.410	非排水三軸圧縮試験
ダイレイタンスー係数	-	0.065	標準圧密試験
ポアソン比	-	0.317	K ₀ 圧密試験
鉛直方向透水係数	m/s	4.11×10 ⁻⁹	標準圧密試験
水平方向透水係数	m/s	8.22×10 ⁻⁹	鉛直方向透水係数の2倍
静止土圧係数	-	0.464	K ₀ 圧密試験
間隙比	-	1.353	室内土質試験

表-4.2 トンネル位置以外の地層の地盤物性値

	平均層厚 (m)	単位体積重量 (kN/m ³)	変形係数 (kN/m ²)	ポアソン比 (-)	透水係数 (m/s)	間隙比 (-)
表土 (盛土)	1.9	17.5	9 300	0.33	4.11×10 ⁻⁹	1.105
上部沖積 砂質土層	5.5	17.5	4 000	0.33	4.24×10 ⁻⁵	1.105
下部沖積 砂質土層	4.6	17.5	4 000	0.33	5.90×10 ⁻⁶	1.105

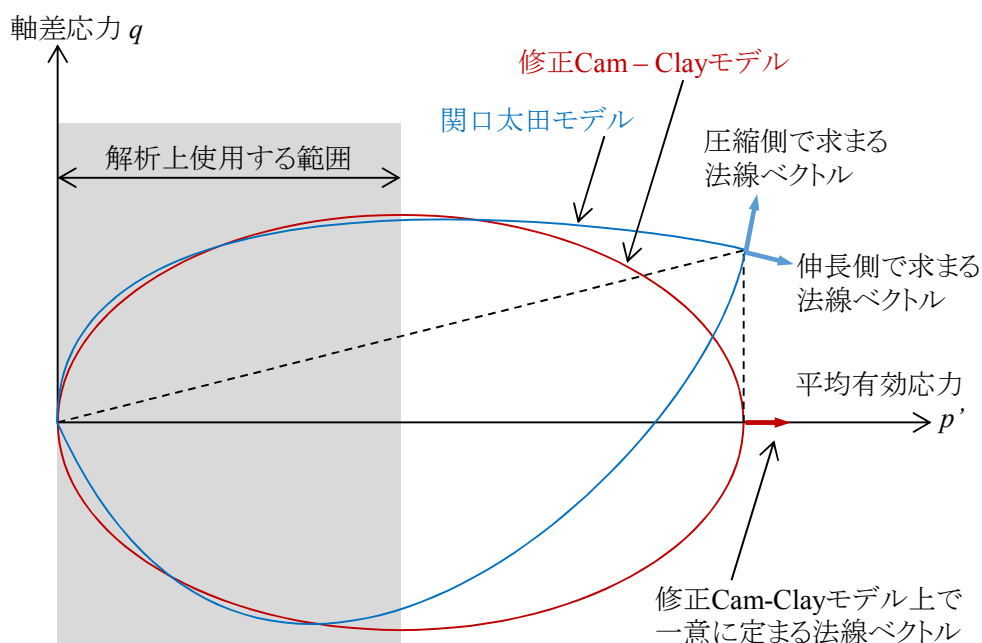


図-4.9 修正Cam-Clayモデルと関口太田モデルの降伏関数の違い

表-4.1 と表-4.2 に、地盤の入力物性値を示す。いずれの物性値も現地ボーリング調査結果および室内土質試験結果に基づいており、トンネルが設置されている沖積粘性土層は圧密特性を適切に評価するため、修正 Cam - Clay モデル⁵⁾ を適用したが、それ以外の地層については計算の収束性を考慮して弾性体とした。ここで、後述の二次元解析では関口太田モデルを使用しているが、三次元解析では関口太田モデルは時間がかかり、かつ計算値の収束性も極めて悪いため、数値解析結果が安定しやすい修正 Cam - Clay モデルを適用した。この理由は以下のように考えられる。図-4.9 に、関口太田モデルおよび修正 Cam - Clay モデルの降伏関数を模式的に示す。同図に示すように、関口太田モデルでは、マイノリティ

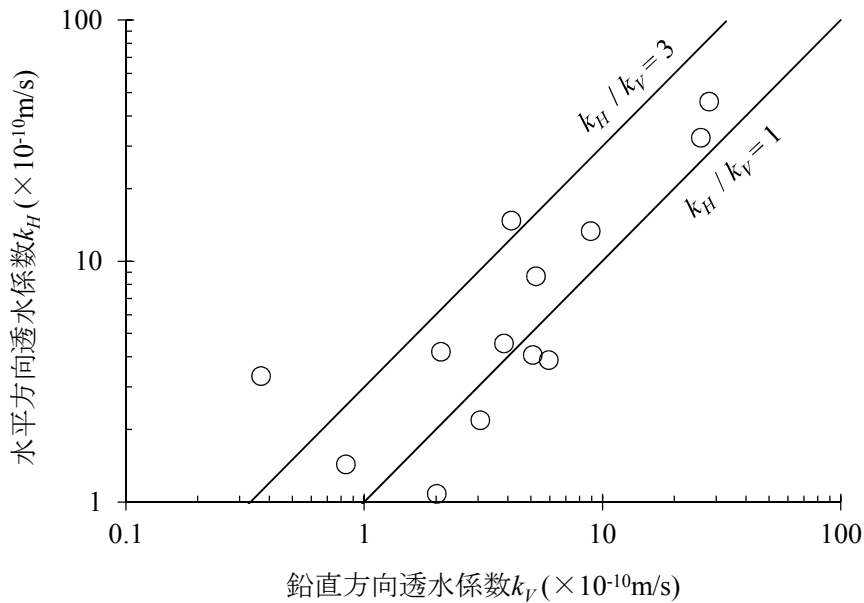


図-4.10 粘性土の異方透水性(文献⁴⁾を基に作成)

ルールに基づく極限状態での法線ベクトルが圧縮側と伸長側で異なるため、計算が発散しやすく、収束性が極めて悪い。その結果、三次元解析上は多くの計算時間(今回の計算では約1週間)を要してしまうと考えられる。一方、修正 Cam-Clay モデルでは、降伏関数が楕円の形状をしており、極限状態でも法線ベクトルが圧縮側と伸長側で一意に定まる。このため、計算が比較的短時間(約半日)で完了すると考えられる。

なお、沖積粘性土層の透水係数については、一般に水平方向が鉛直方向に比較して大きく、異方透水性を有すること⁶⁾、図-4.10 に示す筒井ら³⁾の知見によると、水平方向の鉛直方向に対する比は概ね1~3程度であること、等を考慮し、水平方向は平均的な値として鉛直方向の2倍とした。なお沖積粘性土層以外の地層では水平方向と鉛直方向の透水係数は等しいものと仮定した。

表-4.3 に、トンネルの入力物性値を示す。ここで、リング継手における剛性低下を考慮した等価剛性のシェルモデルとし、等価曲げ剛性は下水道施設の耐震対策指針⁷⁾に基づき、次式を用いた。

$$(EI)_{eq} = \frac{\cos^3 \phi}{\cos \phi + \left(\frac{\pi}{2} + \phi\right) \cdot \sin \phi} \cdot (E_C I_S) \quad (4.1)$$

ここに、

$(EI)_{eq}$: 等価曲げ剛性(kN・m²)

E_C : セグメントの弾性係数(= 32GPa)

I_S : セグメントリングの断面2次モーメント(= 5.2m⁴)

表-4.3 トンネルの入力物性値

	単位	数値
単位体積重量	kN/m ³	24
等価曲げ剛性	kN・m ²	5.88×10 ⁷
ポアソン比	-	0.3

表-4.4 トンネルの継手の諸元

項目	単位	数値	
		セグメント 継手	リング 継手
継手ボルトの呼び径	—	M 22	M 22
継手ボルトの断面積	mm ²	380	380
ネジ切り部の 有効断面積	mm ²	303	303
ボルトの本数	—	厚さ方向に 2段 / 継手	16 本/リング
継手ボルトの 軸部の長さ	mm	15	15
平座金の枚数	枚	2	2
平座金の厚さ	mm	3	3
ナットの高さ	mm	18	18
ナットの有効率	%	60	60
継手板・ボルトの 弾性係数	GPa	210	210

ϕ : リング中心軸から中立軸までの角度 (=29.14°)で、以下の式を満足する角度

$$\phi + \cot \phi = \pi \left(\frac{1}{2} + \frac{K_j}{E_C \times A'_s / B} \right)$$

ただし、

K_j : リング継手全体の軸剛性で、表-4.4 に示す継手ボルトの諸元より 24.4GN/m と算定

A'_s : セグメントの管軸方向断面積(=2.95 m²)

B : セグメントの幅 (=0.9m)

以上により、トンネルの等価曲げ剛性を 5.88×10^7 kN・m² と評価した。なお、式(4.1)はトンネル縦断方向の等価剛性であるが、横断方向については、セグメント同士およびリング同士が継手で結合されていることやコンクリートの等方性を考慮し、式(4.1)による等価曲げ剛性(5.88×10^7 kN・m²)をセグメントリングの断面 2 次モーメント(5.2m^4)で除した値(11.3GPa)と考えた。

解析モデルのトンネル両端部における変位に関する境界条件は、現地のトンネル縦断方向のレベル測量結果より、トンネル端部は換気孔で鉛直方向に支持固定されていると考えられるため、トンネルの鉛直方向のみ固定とした。また、解析モデル全体の側面は、水平方向を固定、底面は全方向を固定とした。

解析モデルの側面の水理境界条件としては、地盤内の復水が完了した後にトンネルが建設されているため、一定とした。同様に、モデル内の地下水位についても、定常水位とした。

4.4 三次元解析における漏水のモデル化

トンネル内の漏水発生については、次に示す3点を仮定した。

1点目は、**図-4.7**の想定メカニズムAに相当する初期の漏水個所の仮定である。**図-4.11**に示すように、経年24年時点で観察された漏水跡の面積が大きな個所が建設当初からトンネル下半で漏水しているものと仮定し、同図に示したリング番号の8つのリング継手付近を初期漏水個所と仮定した。ここで、**図-4.12(a)**に示すように、当該リングとその次のリングとの継手を中心とした6リングの間のリング継手位置を初期漏水箇所とした。なお、換気孔No.5付近の漏水跡については、坑口からの漏水による漏水跡が多く認められるため、トンネル初期漏水位置ではないと考えて、初期漏水位置と仮定しなかった。

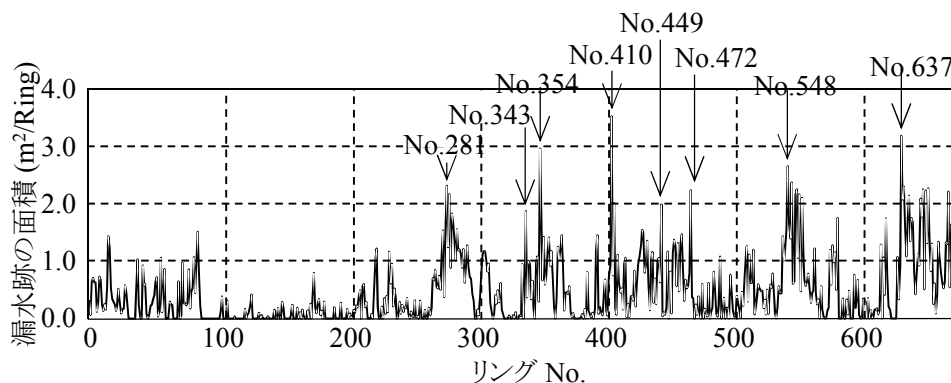
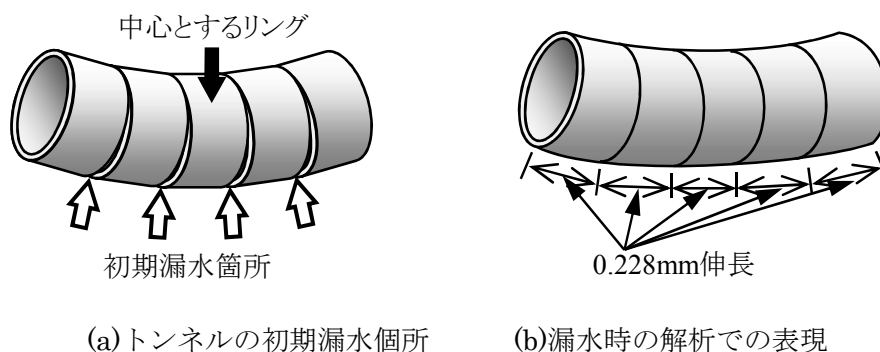


図-4.11 トンネルの漏水跡の面積の分布



(a) トンネルの初期漏水箇所 (b) 漏水時の解析での表現

図-4.12 トンネルの漏水箇所

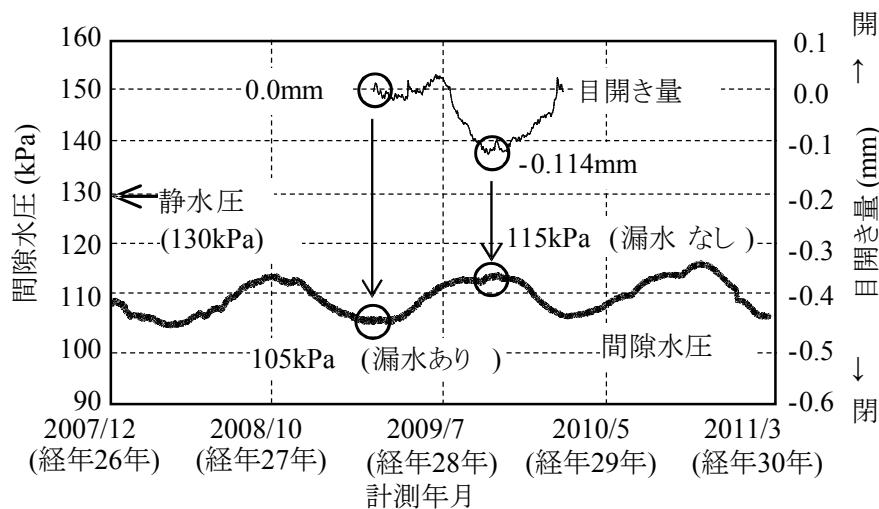


図-4.13 No.317近傍の間隙水圧および目開き量の計測結果

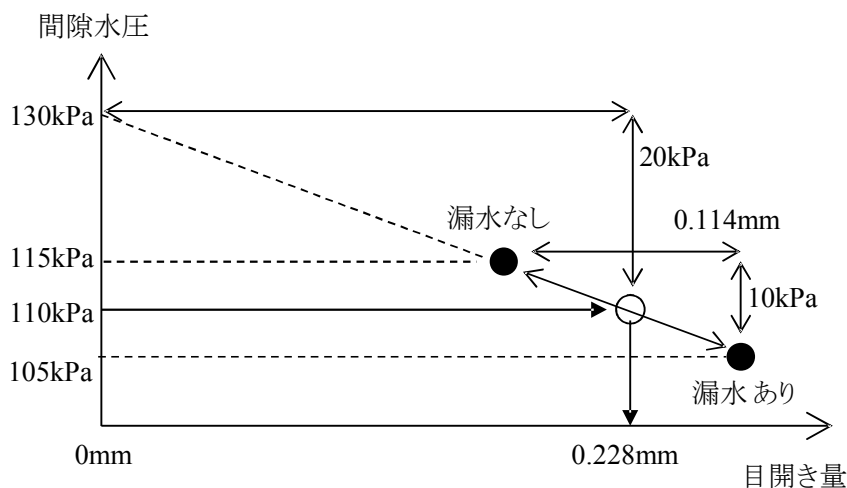


図-4.14 トンネルの漏水開始時の目開き量の推定

2点目は、漏水が開始すると判断するリング継手の目開き量に関する判断基準である。図-4.13は、リングNo.317近傍でトンネルより1.15m離れた土中における、経年26年から経年30年までの間隙水圧、および経年27年から経年29年にかけてのリング継手の目開き量の計測結果を示したものである。なお、リング継手の目開き量は絶対値ではなく初期値を0とした場合の相対値である。同図から、漏水の有無において間隙水圧は10kPaの差があり、目開き量は0.114mmの差があることがわかる。そこで、竣工時の静水圧130kPaに対する目開き量を0mmとするとともに、このような小さな範囲ではシール材は弾性的な挙動をとると仮定し、これらの関係を図化すると、図-4.14に示すようになる。同図から、漏水が発生する間隙水圧を110kPaと仮定し、その際の日開き量を算出すると0.228mmとなる。これを漏水が開始する目開き量とした。なお、解析の上では、図-4.12(b)に示すように下半の要素

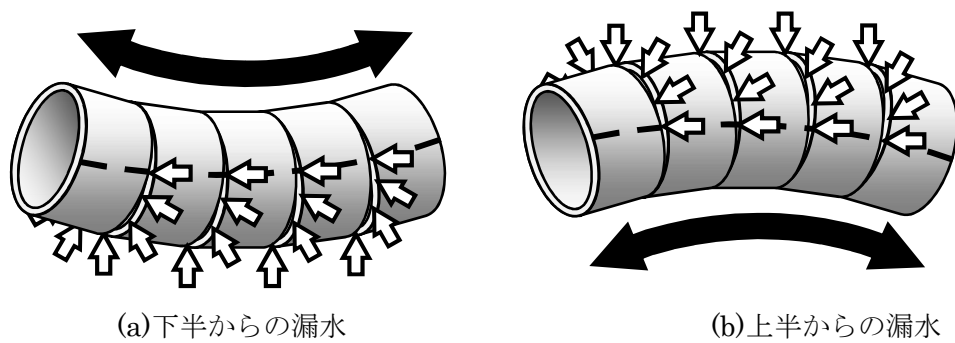


図-4.15 トンネルの漏水位置の設定

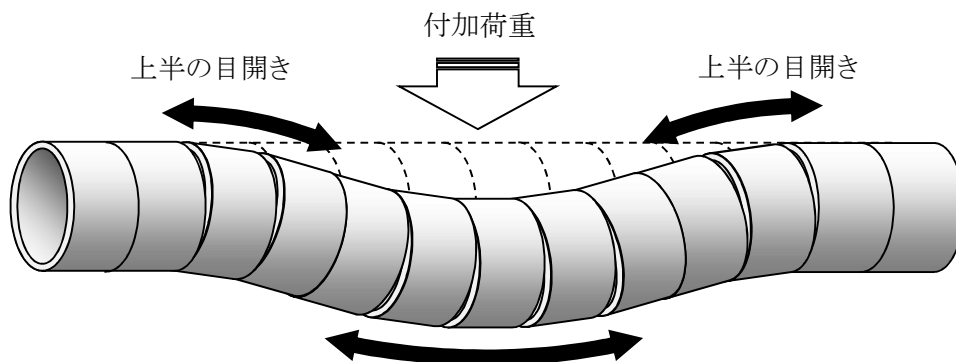


図-4.16 下半の漏水による付加荷重に伴う上半の目開きの発生

の伸びを目開き量に換算した。

3点目は、目開き量が漏水開始の判断基準である 0.228mm を超えたときの、周辺地盤からの排水条件を支配する目開き位置での間隙水圧の設定である。この場合、漏水箇所が自由排水面になるとし、間隙水圧が大気圧に相当する 0kPa まで低下すると仮定した。なお、解析上は、間隙水圧を全水頭として入力することから、該当するリングを構成する要素での全水頭を位置水頭相当とした。

また、図-4.15(a), (b)に示すように、下半に目開きが生じた場合と上半に目開きが生じた場合、それぞれで目開き位置を自由排水条件とした。ただし、リング継手での目開き量による透水性の違いは考慮していない。ここで、上半でも漏水が発生する場合を考えたのは、図-4.16に模式的に示すように、下半での漏水により凹型のトンネルの沈下が発生した場合、曲率変曲点をはさんで上半でも目開きが発生する可能性があると考えたためである。

なお、解析にあたっては、漏水の発生に伴って目開きが増えることで付加荷重が増加する状況を明確に把握するため、建設当初、経年7年、経年15年、経年20年、経年29年、経年36年、経年39年、経年49年の各時点で各リング継手の目開き量を確認した。以上の解析条件のもとで、経年49年までのトンネルの漏水に伴う周辺地盤の圧密に伴う付加荷重の増加状況を解析した。

4.5 三次元解析モデルによる解析結果

以下に、解析結果を概説する。

この解析では、解析の妥当性に関する比較のため、表-4.5 に示す 3 ケースを解析ケースとして考えた。

解析ケース A は、図-4.17 に示すように、既出の図-4.11 の 8 個所に加えて No.680 を初期漏水箇所として加え、No.680 を除外することが正しいか確認するものである。また、解析ケース B は、今回考えている基準ケースである。さらに、解析ケース C は、もし付加荷重を受けている箇所を補強した場合に、トンネルの沈下傾向が軽減されるか、セグメントのヤング率を約 2 倍にすることで、ヤング率の感度を確認するものである。

表-4.5 IIゲージの変位量と気温測定結果

解析ケース	セグメントのヤング率	初期漏水箇所	備考
A	11.3 GPa	9 箇所	初期漏水箇所として No.680 を追加
B	11.3 GPa	8 箇所	基準ケース
C	11.3 GPa 23.5 GPa	8 箇所	

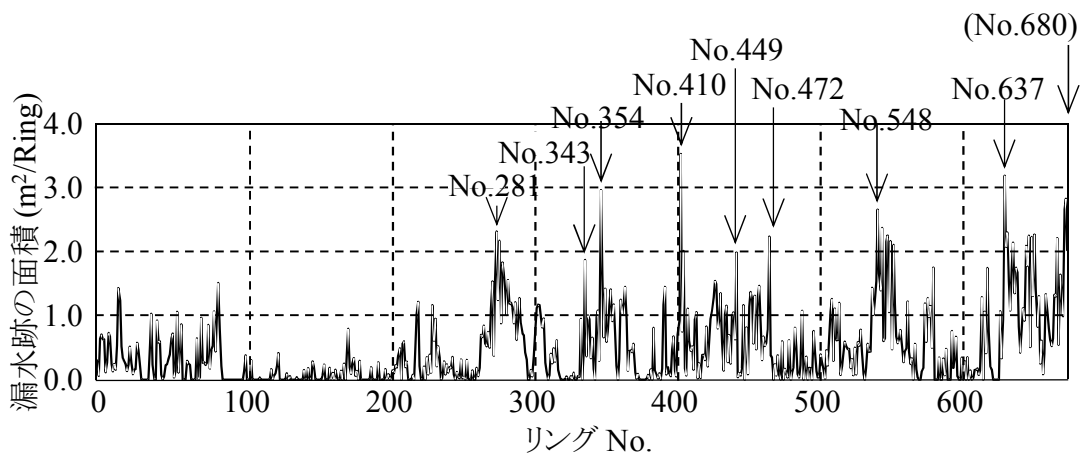


図-4.17 解析上の漏水位置 (図-4.10にNo.680を加筆)

(a) 解析ケース A における解析結果

図-4.17 に、解析ケース A におけるトンネルの沈下量を示す。後述する解析ケース B の場と比較しても、大きな差は認められないが、換気孔 No.5 付近でかなり大きな沈下が発生していることがわかる。

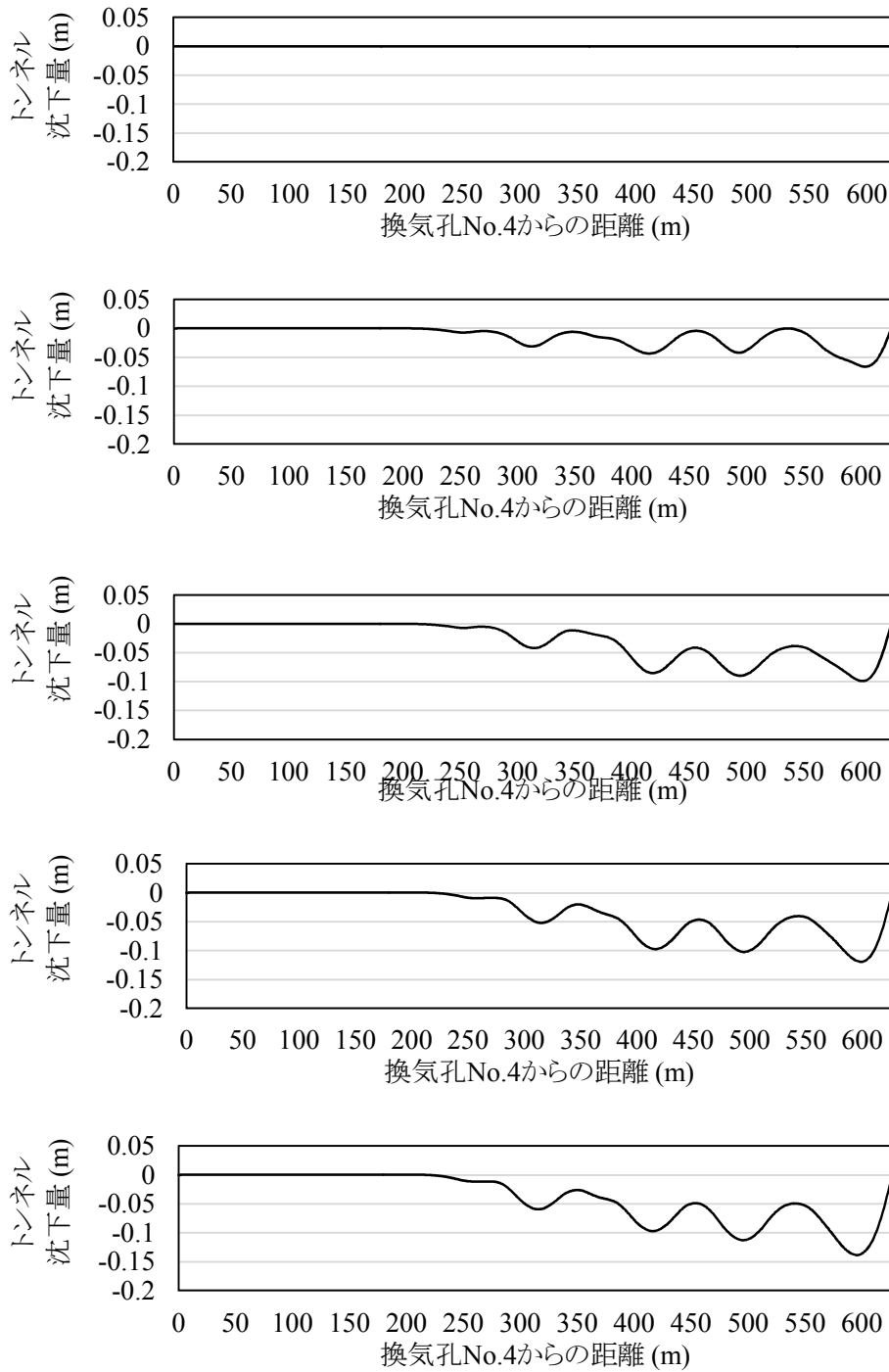


図-4.18 解析ケースAにおけるトンネルの沈下の増加状況

(上から、経年 0 年、15 年、20 年、29 年、39 年)

つぎに、**図-4.19**に、解析ケースAにおける経年に伴う上半・下半での漏水個所の増加傾向を、**図-4.20**に、2001年と2010年における沈下量の差を実測した結果に対し、解析結果を比較した結果を示す。換気孔No.5付近では実測結果に対して解析結果に差が生じているが、全体的な傾向としては同様であり、解析モデルは適切であると判断できる。

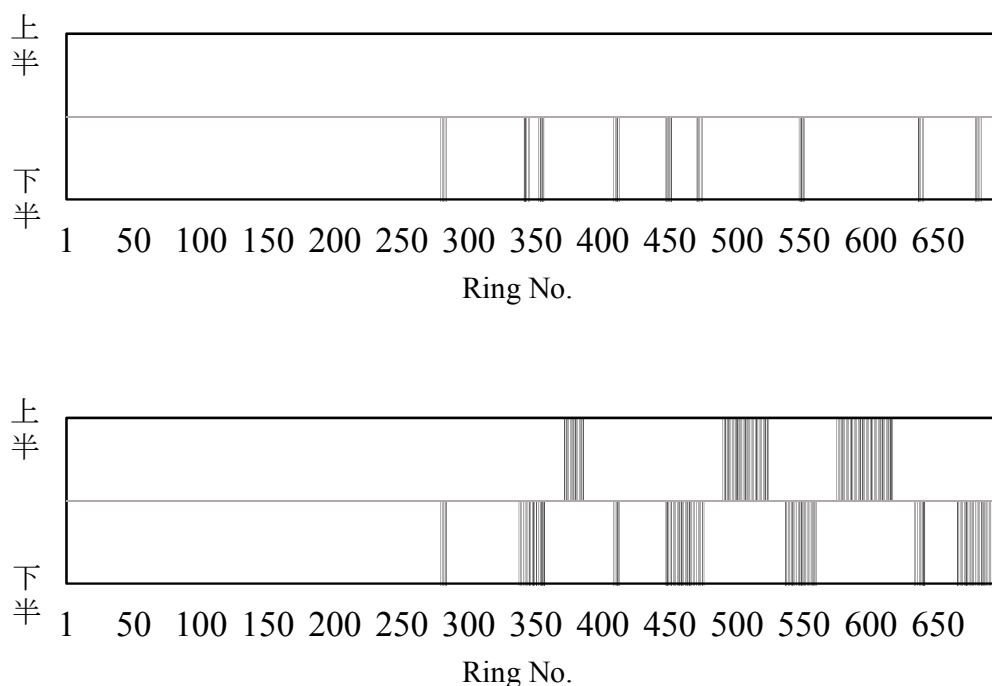


図-4.19 解析ケースAにおけるトンネルの漏水個所の増加状況
(上から、経年0年、20年)

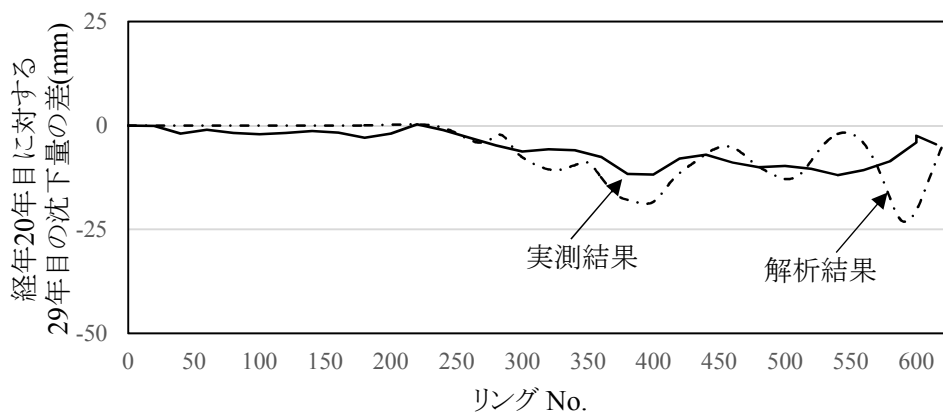


図-4.20 解析ケースAにおける経年20年と29年におけるトンネルの沈下量の差

(b) 解析ケース B における解析結果

図-4.21 に、解析ケース B におけるトンネルの沈下量を示す。解析ケース A と比較してもあまり大きな差は認められない。

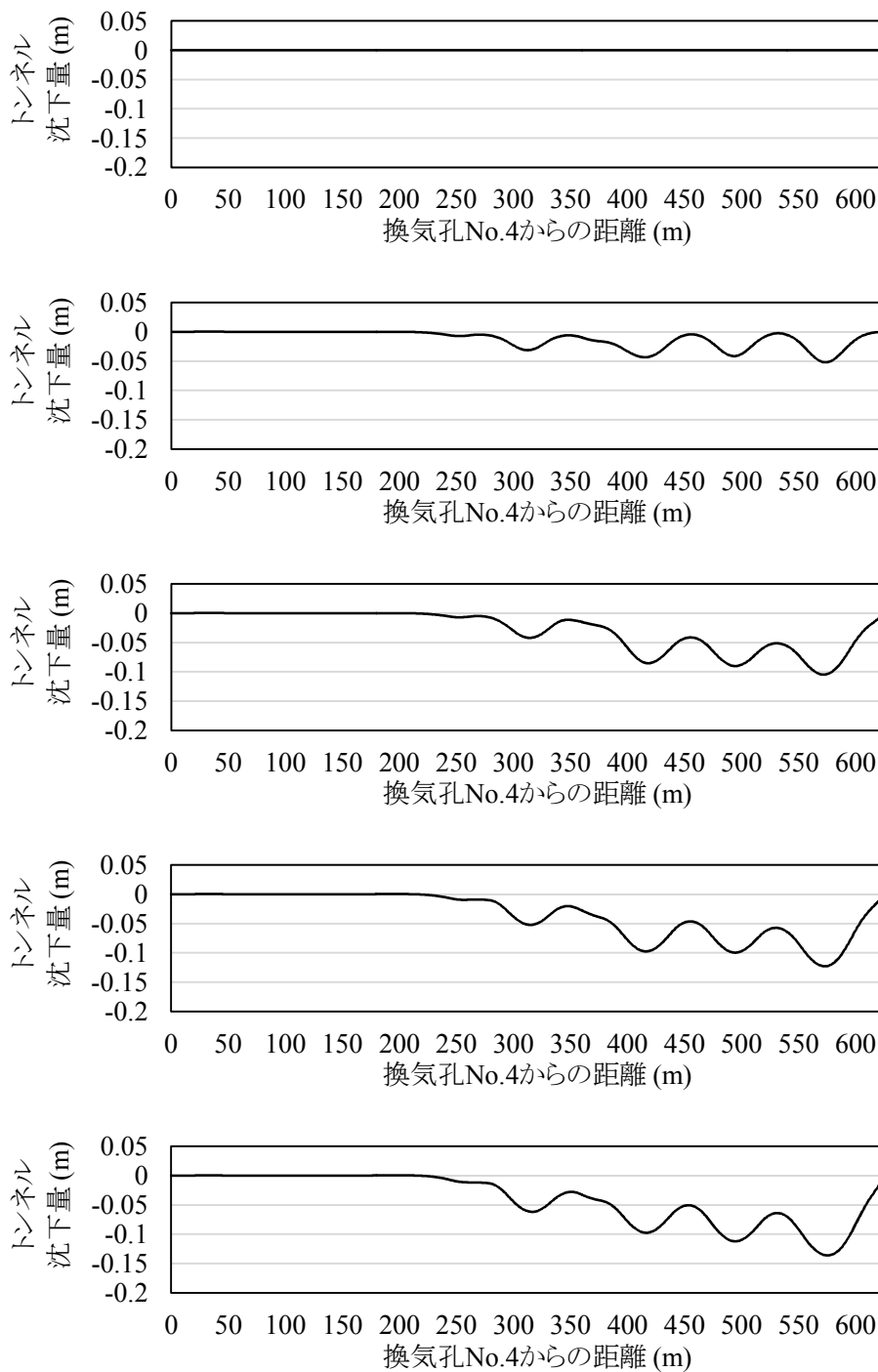


図-4.21 解析ケースBにおけるトンネルの沈下の増加状況
(上から、経年0年、15年、20年、29年、39年)

つぎに、**図-4.22**に、解析ケースBにおける経年に伴う上半・下半での漏水個所の増加傾向を、**図-4.23**に、2001年と2010年における沈下量の差を実測した結果に対し、解析結果を比較した結果を示す。換気孔No.5付近では実測結果に対して解析結果に差が生じているが、全体的な傾向としては同様であり、解析モデルは適切であると判断できる。

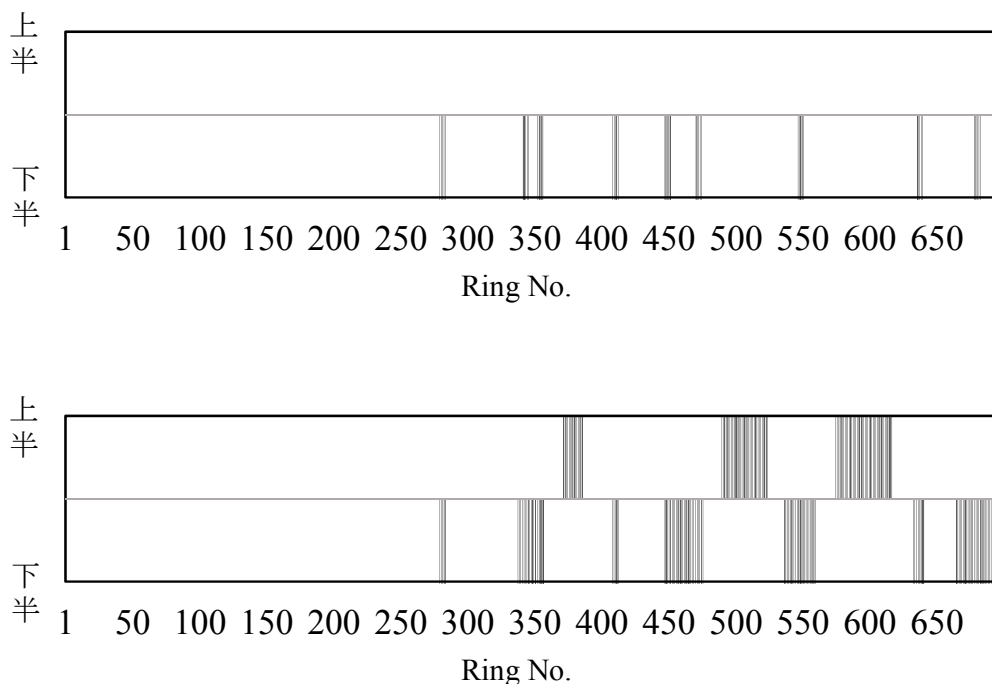


図-4.22 解析ケースBにおけるトンネルの漏水個所の増加状況
(上から、経年0年、20年)

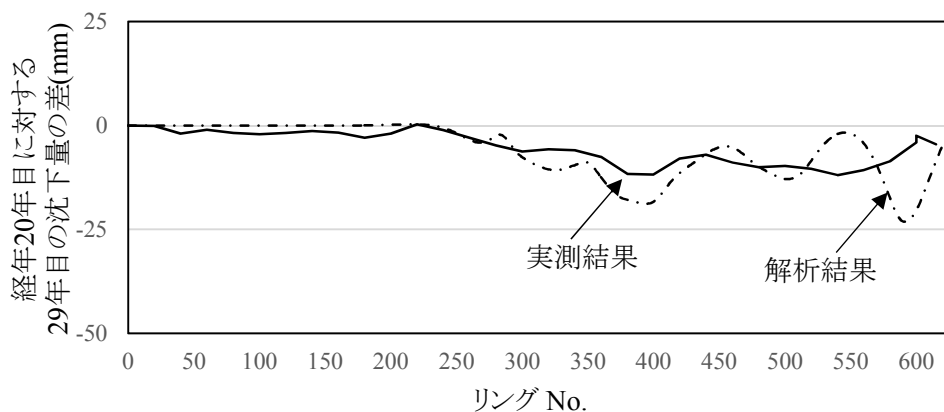


図-4.23 解析ケースBにおける経年20年と29年におけるトンネルの沈下量の差

(c) 解析ケース C における解析結果

図-4.24 に、解析ケース C におけるトンネルの沈下量を示す。解析ケース A, B と比較してもあまり大きな差は認められない。

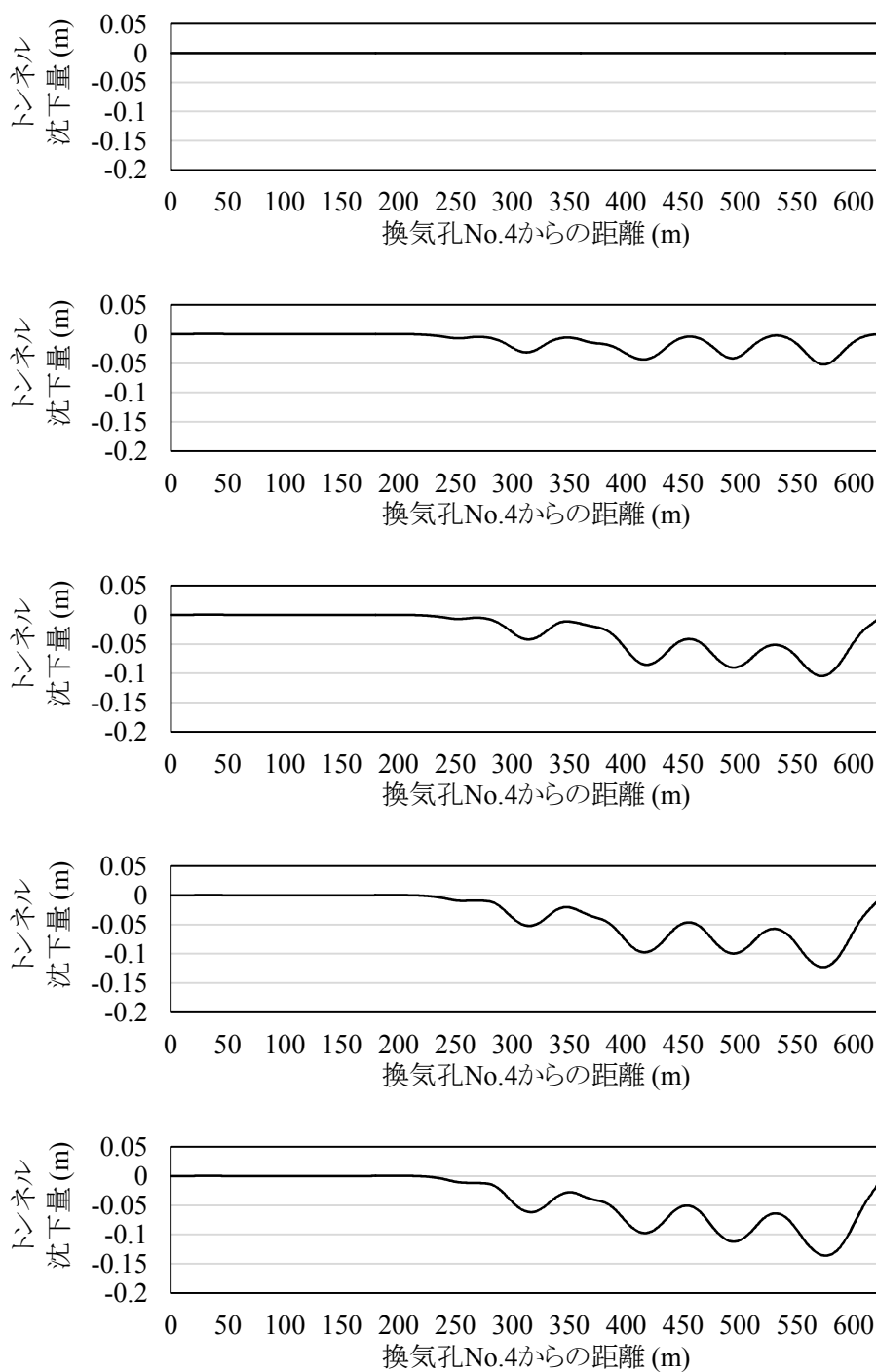


図-4.24 解析ケースCにおけるトンネルの沈下の増加状況
(上から、経年0年、15年、20年、29年、39年)

つぎに、**図-4.25**に、解析ケースCにおける経年に伴う上半・下半での漏水個所の増加傾向を、**図-4.26**に、2001年と2010年における沈下量の差を実測した結果に対し、解析結果を比較した結果を示す。換気孔No.5付近では実測結果に対して解析結果に差が生じているが、全体的な傾向としては同様であり、解析モデルは適切であると判断できる。

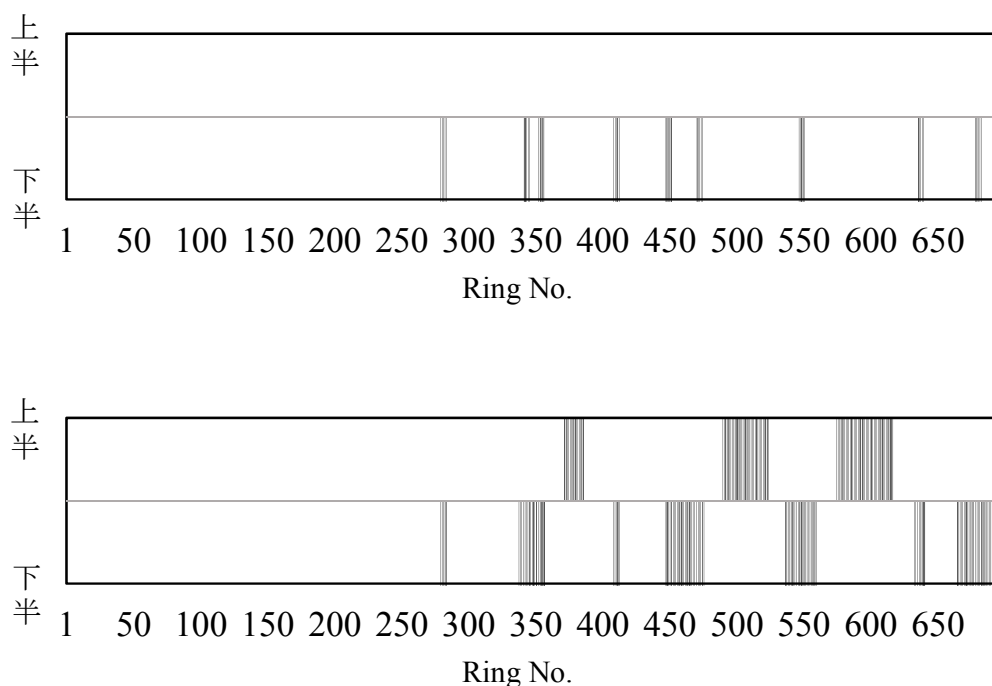


図-4.25 解析ケースCにおけるトンネルの漏水個所の増加状況
(上から、経年0年、20年)

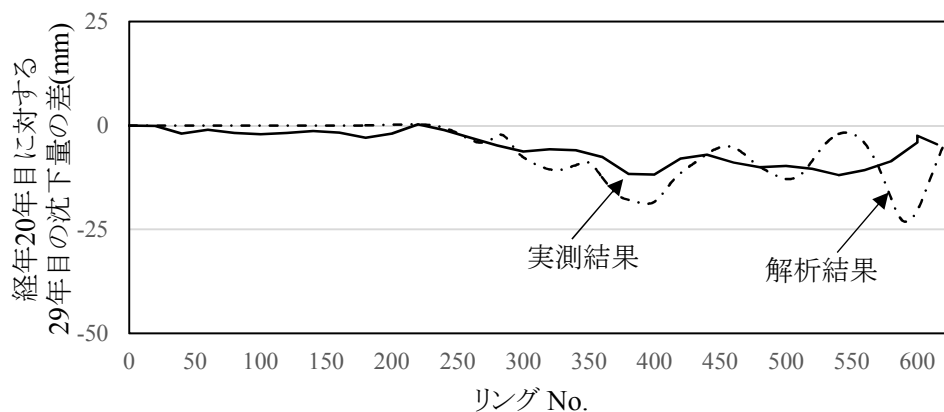


図-4.26 解析ケースCにおける経年20年と29年におけるトンネルの沈下量の差

4.6 三次元解析により明らかになった荷重増加メカニズム

以上のように、解析ケースによる大きな差異は認められないことから、基準の解析ケースとなる解析ケース B による結果を用いて、荷重増加のメカニズムに関する考察を行うこととした。

図-4.27 は、経年 20 年と経年 29 年でトンネルの縦断方向の沈下量の解析結果の差をとった結果である。図中には、比較のためにレベル測量による標高差もあわせて示している。図のように、解析結果と実測結果では、おおむね傾向が一致しているが、個別のリング位置では絶対量の差が認められる。

とくに、絶対量に大きな差が出た個所として、例えば、リング No.440 付近では、実測値 11.8mm に対して解析結果は 18.2mm である。この理由は、解析上の仮定で設定した漏水開始の判断基準や目開き位置での間隙水圧が実際のトンネルにおける条件と違っているためと考えられる。また、換気孔 No.5 付近では、実測値 11.9mm に対して解析結果が 20.3mm と大きい。この理由は、リング No.637 における漏水跡が、実際には換気孔 No.5 からの漏水によるものであり、初期漏水によるものではなかった可能性、トンネル建設時の到達防護による地盤改良による強度の増加が解析上反映されていない可能性などが考えられる。

しかし、このような解析上の仮定による出力結果の差を除けば、全体としての傾向は実測結果と解析結果で一致しており、定性的とはいえ、解析は実現象を十分追跡できていると考えられる。

次に、個別のリングにおける漏水の発生を反映するトンネル横断方向の間隙水圧分布に

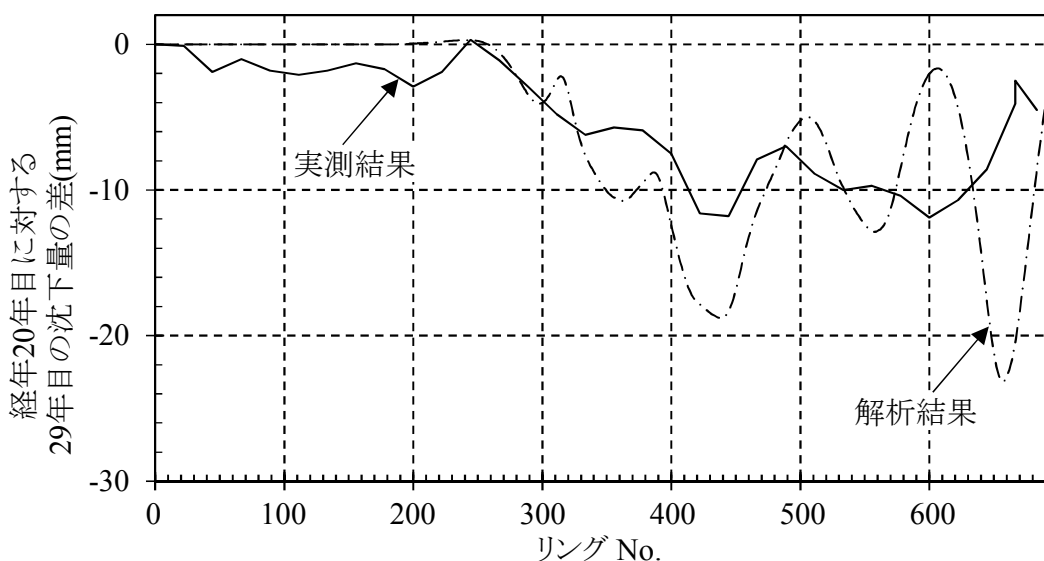


図-4.27 経年20年と29年におけるトンネルの沈下量の差 (図-4.22再掲)

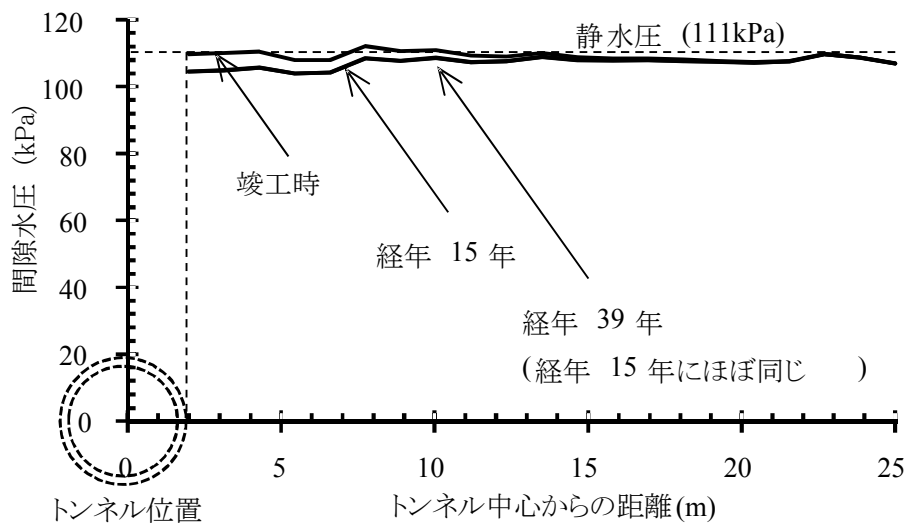


図-4.28 リングNo.329における横断方向の間隙水圧の分布

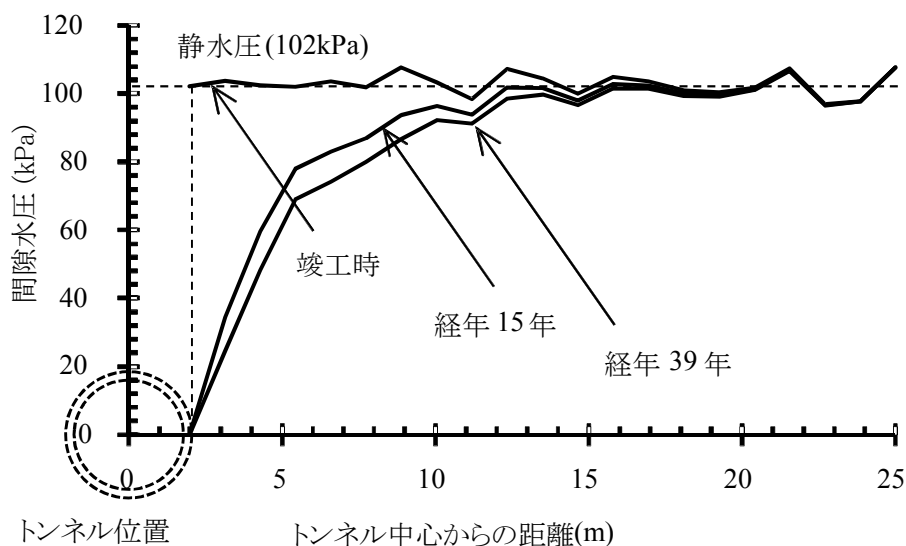


図-4.29 リングNo.343における横断方向の間隙水圧の分布

よる動水勾配の経年的な変化を確認した。図-4.28に、上半と下半とも漏水が発生しなかったリング No. 329 と、初期漏水個所と仮定したリング No. 343 におけるトンネル側方の横断方向の間隙水圧の分布の変化を示す。リング No.329 では、トンネル側方で建設時点から -6kPa の減少となった後は、経年によらず一定の分布となっていることがわかる。

また、図-4.29 に示すように、初期漏水個所であるリング No.343 では、初期漏水により 0kPa まで減少した後は、トンネルに向かう定常的な地下水流が存在することになる。以上より、漏水に伴う間隙水圧の分布の勾配が一定となるに従って、地盤の圧密も完了し、付

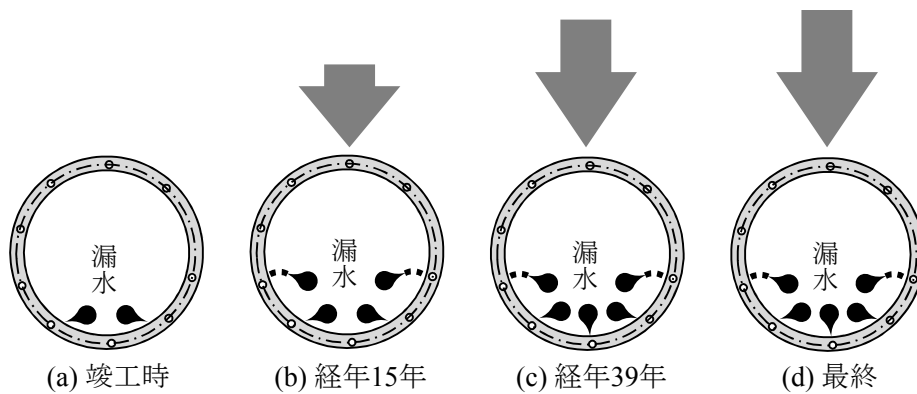


図-4.30 漏水の増加に伴う付加荷重の増加のイメージ

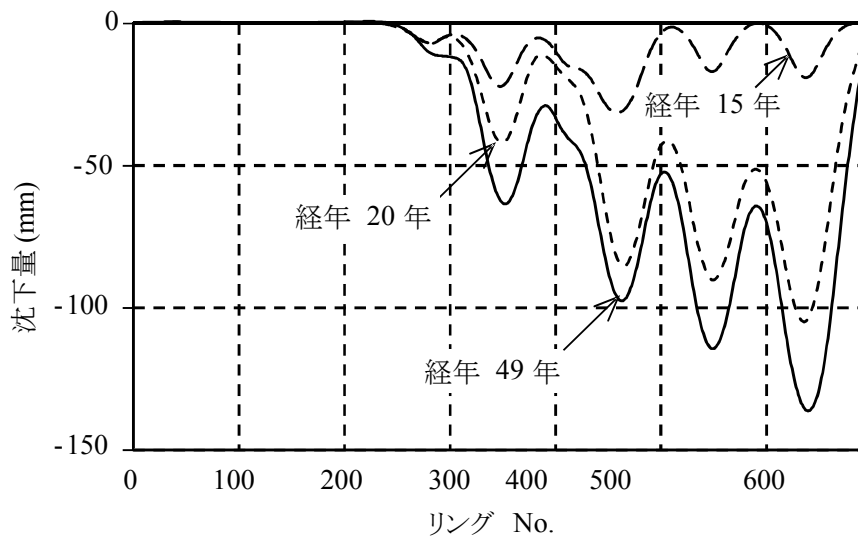


図-4.31 沈下の経時的変化の解析結果

加荷重も一定値になると考えられる。

上記の内容をイメージしやすいよう、図-4.30 にイメージを表現した。リング No.343 では、まず(a)に示すように、付加荷重は発生していないものの、きっかけとなる微量の初期漏水が発生しているため、0kPa まで減少する。つぎに(b)に示すように、徐々に漏水が増加し、トンネルに向かう地下水流も増加することで動水勾配も発生し、付加荷重も増加することになる。さいごに(c), (d)に示すように、漏水に伴う間隙水圧の分布の勾配が一定となるに従って、付加荷重も最終的に一定値になる。

最後に、付加荷重が一定値になることに伴うトンネル下端での縦断方向の経年的な沈下量の変化を確認した。図-4.31 に建設時点から経年 15 年、20 年および 49 年におけるトンネル下端の縦断形状を示す。トンネル建設後、経年 15 年から経年 20 年に至るまで沈下が加

速していることがわかる。この理由は、**図-4.5**で示したようにトンネル縦断方向に漏水の範囲が広がるためと考えられる。一方、経年 49 年の沈下は、経年 20 年の沈下と大きく変わらず、沈下量はほぼ一定値になっている。この理由は、すでに**図-4.29**で示したとおり、地下水からの供給量と動水勾配とが平衡状態に達している状態で一定値になった付加荷重が、トンネルの縦断方向の沈下を一定の状態にさせているものと考えられる。

参考文献

- 1) 山崎剛, 有泉毅, 五十嵐寛昌: 連載講座 シールド掘進に伴う地盤変造入門(14) シールド新時代に向けて(その 2)―維持管理における新たな技術的課題―, トンネルと地下, Vol.35, No. 1, pp.65-71, 2004.
- 2) 金子俊輔, 有泉毅, 山崎剛, 塩冶幸男: 軟弱粘性土の圧密に伴って発生するトンネル覆工作用土圧について, 地下空間シンポジウム論文と報告集, Vol. 9, pp. 227-234, 2004.
- 3) MIDAS IT Japan Co., Ltd.: 64 ビット基盤地盤分野汎用解析システム, Midas GTS NX, 2018.
- 4) 筒井康平, 田中洋行, 山添誠隆: 三軸試験機を用いた透水性の異方性, 地盤工学会北海道支部技術報告書, 第 54 号, pp. 41-44, 2014.
- 5) Roscoe, K. H. and Burland, J. B.: On the generalized stress-strain behavior of 'wet' clay, in J. Heyman and F. A. Leekie (eds.), Engineering Plasticity, pp. 535-609, Cambridge University Press, 1968.
- 6) Lambe, L. W.: The structure of inorganic soil, Proc. ASCE, Vol. 79, Separate No. 315, 1953.
- 7) 公益社団法人 日本下水道協会: 下水道施設の耐震対策指針と解説―2014 年版―, pp. 172-174, 2014.

第5章 実用を志向した二次元解析による付加荷重算定方法の提案

5.1 簡便な二次元解析モデルを使用した場合の妥当性の確認手順

前章までの考察により，三次元解析結果は実現象を適切に表現していると考えられる．そこで，三次元解析で用いた解析モデルの地盤要素に作用する鉛直方向の垂直全応力の解析結果により，変動荷重比の最終的な一定値を算定した．さらに，計算で得られた最終的な一定値と，対象トンネルのひび割れ本数調査結果により求められる変動荷重比とを比較し，三次元解析結果から求められた変動荷重比の妥当性を検討した．

さらに，対象トンネルにおいて，二次元解析により，変動荷重比を解析した．この理由は，三次元解析における地盤の挙動は構成則上の粘性項を使用する範囲になく，今回の解析では， $e - \log(p')$ 曲線上で，ほぼ弾性域の挙動であることがわかったためである．したがって，二次元解析でも三次元解析と同等の精度で解析を実施することができると考えた．

この二次元解析では，トンネル周辺の間隙水圧の最終的な一定値を内空変位の計測結果により推定し，その推定値をもとに変動荷重比の最終的な一定値を算定する手法を提案している．そこで，二次元解析に使用した間隙水圧および求まる変動荷重比を，三次元解析より求めた間隙水圧および変動荷重比と比較することにより，以前に提案した二次元解析による変動荷重比の簡便な算定方法の妥当性を検証した．

5.2 ひび割れ本数調査に基づく変動荷重比の推定値と三次元解析結果の比較

付加荷重の増加に伴って，トンネル天端のトンネル縦断方向のひび割れ本数も増加すると考えられる．そこで，実際にトンネルに作用している付加荷重による変動荷重比を，トンネルの天端付近の縦断方向のひび割れ本数から推定した．

このトンネルでは，経年 24 年に幅 0.1mm 以上のひび割れ本数調査を実施している．このときのひび割れ本数の調査結果によると，縦断方向のひび割れ本数は，平均して 1 リング当たり 2.4 本であった．したがって，トンネルに発生している付加荷重として，ひび割れ本数 2.4 本に相当する変動荷重比を推定することとした．

図-5.1 に，ひび割れ本数を算定する際の構造解析モデルを示す．同図のとおり，構造解析

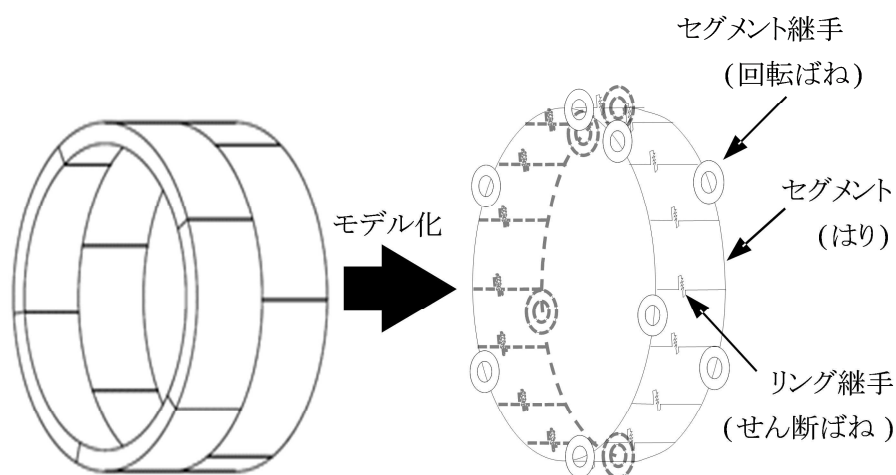


図-5.1 二次元非線形はりばねモデルにおけるモデル化

表-5.1 セグメント構造諸元 (表-2.1 再掲)

項目		諸元
トンネル内径		3 500mm
セグメント幅		900mm
セグメント厚		250mm
セグメント分割数		6 分割
主鉄筋	地山側	SS400 平鋼(幅 75mm× 2mm) @ 2 本+ SD295 D13 @ 4 本
	内空側	SS400 平鋼(幅 75mm× 6mm) @ 2 本+ SD295 D13 @ 4 本
主断面の有効高さ		215mm
配力鉄筋		SR235 φ9 @ 165mm
コンクリートの設計基準強度		45N/mm ²

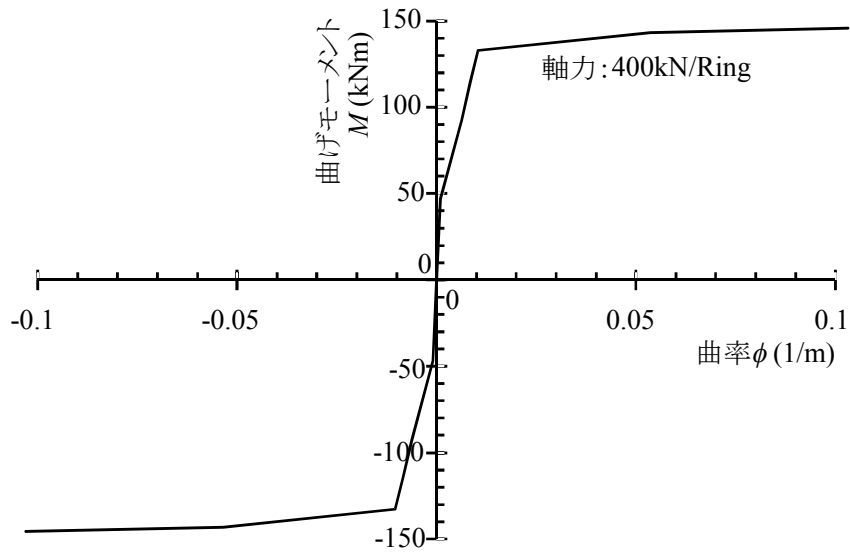
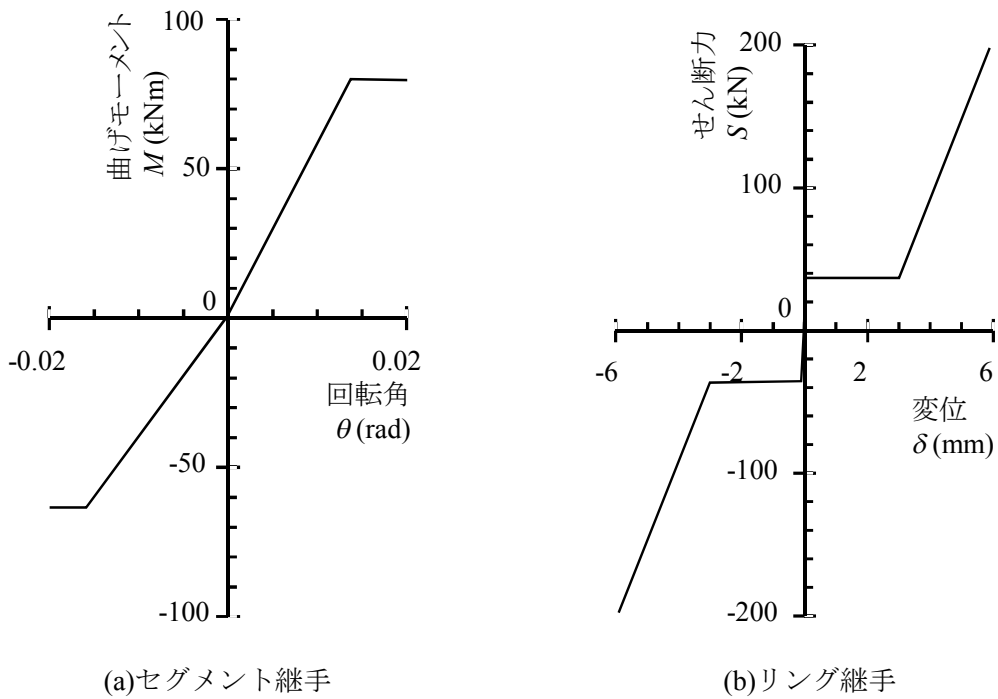


図-5.2 二次元非線形はりばねモデルのはりの非線形 $M-\phi$ 曲線



(a)セグメント継手

(b)リング継手

図-5.3 二次元非線形はりばねモデルの継手のばね定数

モデルにはセグメントをはり要素，継手をばね要素とする二次元非線形はりばねモデル¹⁾を使用した。解析上のセグメントの構造諸元は，表-5.1に示したものを使用した。

図-5.2に使用したはりの $M-\phi$ 曲線，図-5.3に各継手のモデル化に使用したばね物性を示す。また，モデルに使用した荷重は，三次元解析で使用した物性値をもとに設定した。

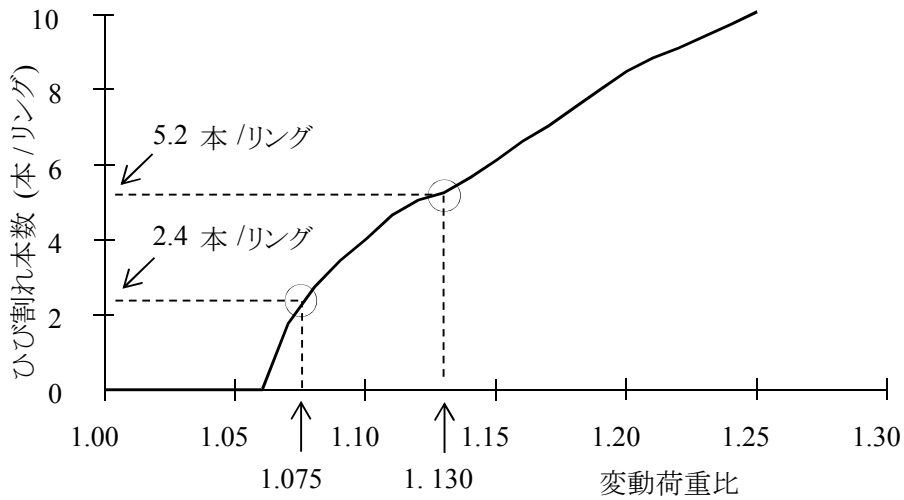


図-5.4 ひび割れ本数からの変動荷重比の推定値

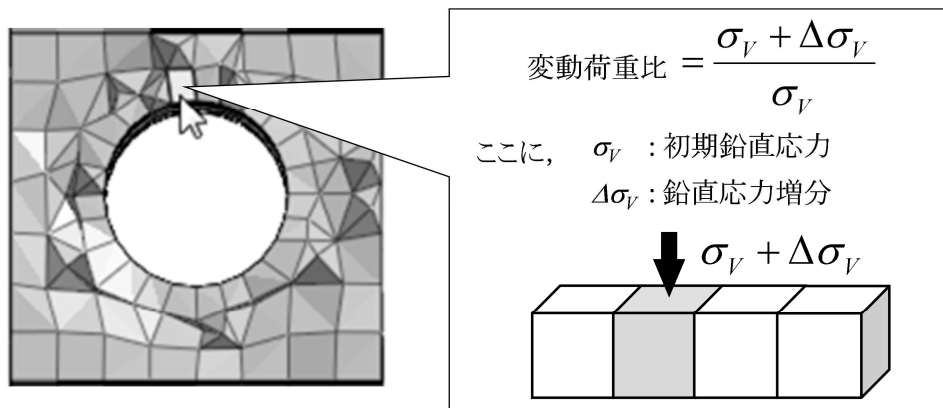


図-5.5 三次元解析における変動荷重比の算定

幅 0.1mm 以上のひび割れ本数は、トンネル標準示方書に示されるひびわれ幅算定式²⁾に基づき、以下のように算定した。

まず、トンネル天端を中心に左右 45°範囲で内空側の主鉄筋に発生する引張応力度 σ_{se} を算定する。その後、ひびわれ幅算定式を用いて現場で観測可能なひびわれの幅 0.1mm からひびわれ発生応力度 σ_{sw} を逆算する。

$$w = l_{\max} \times \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right) \quad (5.1)$$

$$\therefore 0.1\text{mm} = l_{\max} \times \left(\frac{\sigma_{sw}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right)$$

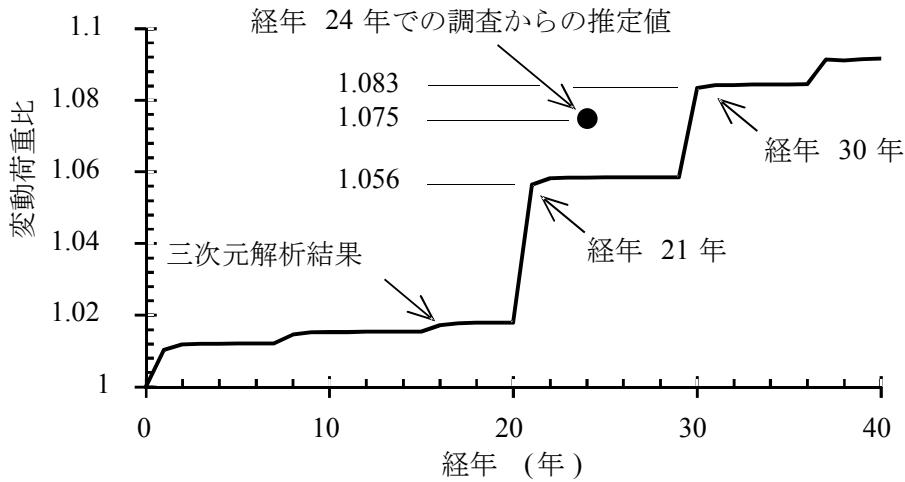


図-5.6 ひび割れ本数による推定値と三次元解析結果の比較

$$\therefore \sigma_{sw} = E_s \times \left(\frac{0.1\text{mm}}{l_{max}} - \varepsilon'_{csd} \right) \quad (5.2)$$

ここに,

- W : ひび割れ幅(mm)
- l_{max} : 配力鉄筋の最大間隔(mm)
- σ_{se} : 主鉄筋の鉄筋応力度の増加量(N/mm²)
- E_s : 主鉄筋のヤング係数(N/mm²)
- ε'_{csd} : 常時乾燥時, 乾湿繰返し環境では, 150×10^{-6}
- σ_{sw} : $w = 0.1\text{mm}$ のときの σ_{se} (N/mm²)

引張応力度 σ_{se} がひびわれ発生応力度 σ_{sw} 以上となる範囲を特定する. 最後に, トンネルの縦断方向のひびわれは配力鉄筋位置に発生することから, 配力鉄筋の間隔で当該範囲の長さを除して本数を算定する.

図-5.4 に, 変動荷重比を変数としたときの, 天端を中心とした左右 45° 範囲のトンネル縦断方向のひび割れ本数のグラフを示す. 図-5.4 より, ひび割れ本数 2.4 本から推定される変動荷重比は 1.075 である. この推定値と, 三次元解析に基づく変動荷重比を比較した. 三次元解析における変動荷重比の算定方法は, 図-5.5 に示すように, トンネル天端に隣接する地盤要素について, トンネル建設時点での初期の地盤内の鉛直方向の垂直全応力に対する, 付加荷重による応力の増分の比として計算した.

$$\therefore \alpha = \frac{\sigma_{V_0} + \Delta\sigma_V}{\Delta\sigma_{V_0}} \quad (5.3)$$

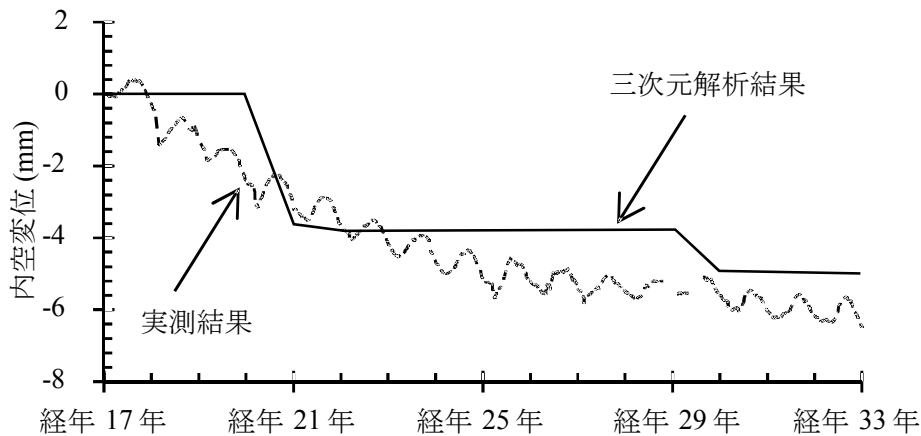


図-5.7 内空変位の計測結果と三次元解析結果の比較

ここに、

- α : 変動荷重比
- $\Delta\sigma_V$: 地盤内の鉛直方向の垂直全応力の増分
- σ_{V0} : 初期の地盤内の鉛直方向の垂直全応力

図-5.6 は、調査結果からの推定値 1.075 と、三次元解析結果により計算される変動荷重比を比較したものである。対象とするリングは、ひび割れ本数が全リング平均値であることから、図-4.26 に示したトンネル全体の沈下量の平均値 5.2mm とほぼ同じ沈下量を示したリング No.329 とした。三次元解析では、5 年～10 年の間隔でのステップ解析となっているため、グラフは階段状となっている。したがって、経年 24 年時点での変動荷重比そのものはグラフ上に出力されていない。しかし、経年 21 年での変動荷重比の計算結果は 1.056、経年 30 年での変動荷重比は 1.083 である。調査結果からの推定値もこの 2 点間の範囲に入っていることから、三次元解析による変動荷重比の計算結果は、調査結果からの推定値と同等と評価できる。以上より、三次元解析で得られた変動荷重比は、実現場のひび割れ発生状況を考慮した変動荷重比と対応した結果となっている。

さいごに、リング No.311 での内空変位の実測結果と同リングでの三次元解析結果を比較した。図-5.7 に、比較した結果を示す。図に示すように、三次元解析結果は、ほぼ実測結果と一致した経年変化を示し、内空変位も経年にしたがって一定値になることがわかった。したがって、後述するように二次元解析では内空変位が最終的に一定値になることを仮定しているが、三次元解析により内空変位が最終的に一定値になることが確認できた。

5.3 簡便な二次元解析による付加荷重の簡便な推定方法

目開きに伴いトンネル内漏水が誘発されれば、周辺地盤の間隙水が減少するため、間隙水圧が低下することとなる。事実、有泉ら³⁾は複数のボーリング調査を実施し、**図-5.8**に示す含水比のコンター図を得ている。図によれば、低含水範囲がトンネル周辺で横断方向に広がっていることから、周辺地盤の圧密沈下はトンネル内への地下水の漏水により促進されていると推察される。しかしコンター図では、トンネル周辺でどれほどの間隙水圧の差が発生しているかを示すことはできない。そこで、トンネル周辺の間隙水圧を、2007年12月6日～2011年3月10日の約3年3ヵ月にわたり、**図-5.9**のように間隙水圧計を設置して確認することとした。

まず、**図-5.10**に各地点での各間隙水圧計の計測期間平均値を示す。図のように、静水圧に比して実測の間隙水圧は20kPa～30kPa程度低くなっていることがわかる。

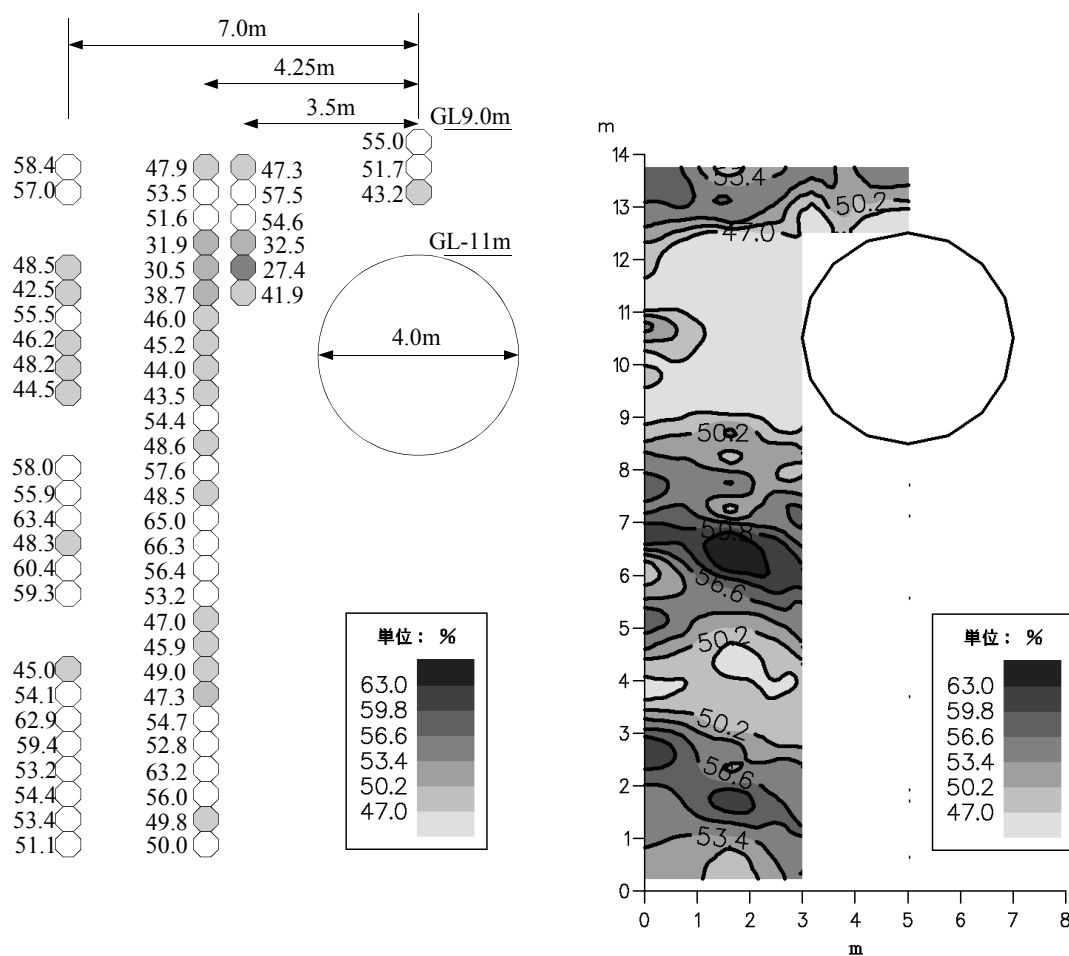


図-5.8 含水比の調査結果とコンター図 (図-2.14 再掲)

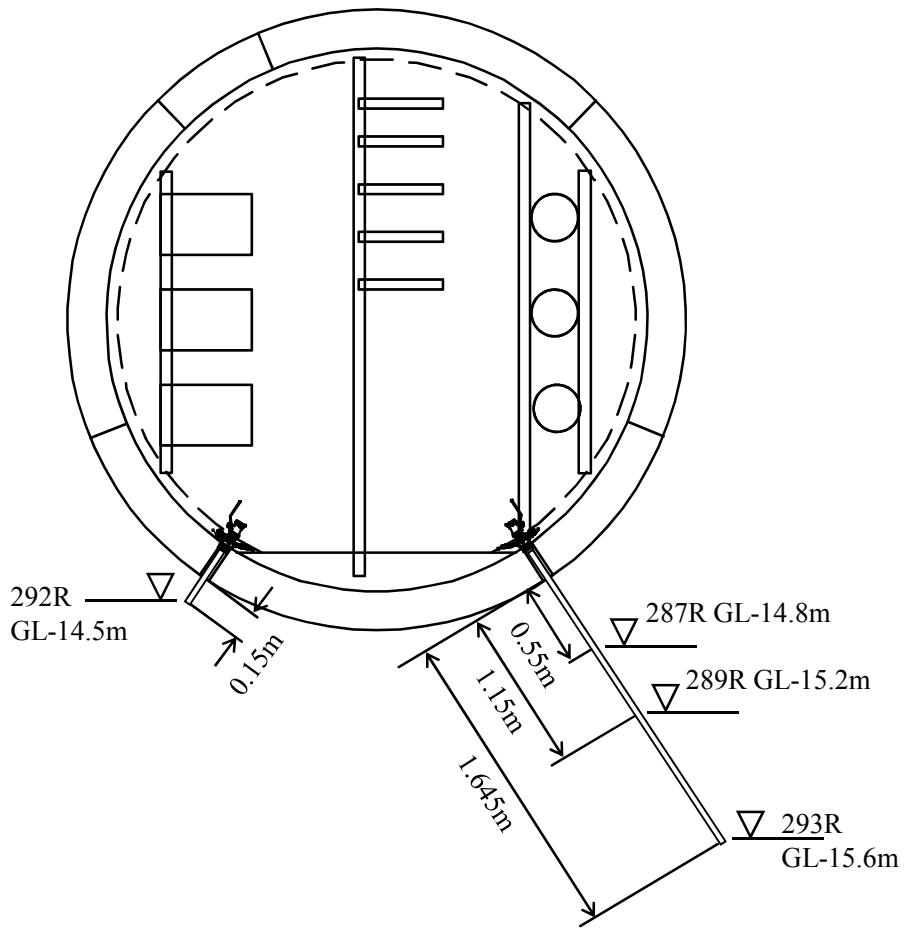


図-5.9 間隙水圧計の計測位置

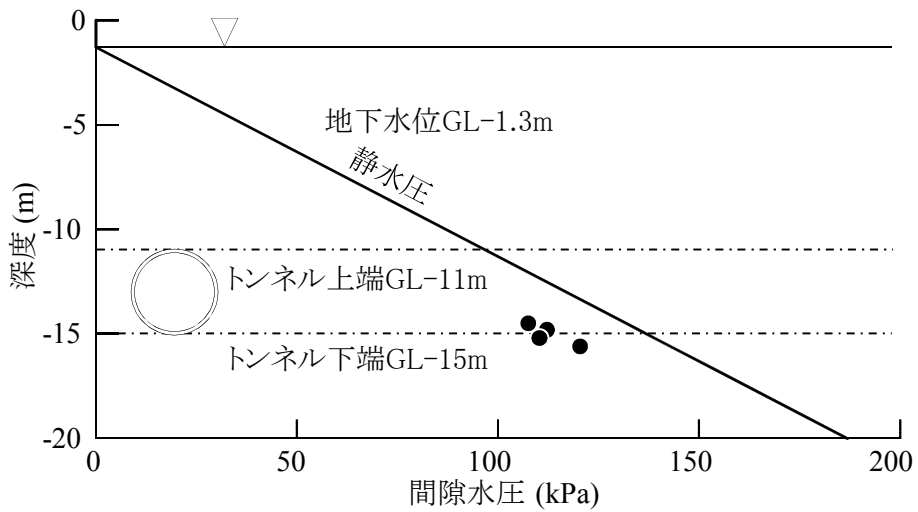


図-5.10 各リングにおける間隙水圧の計測平均値

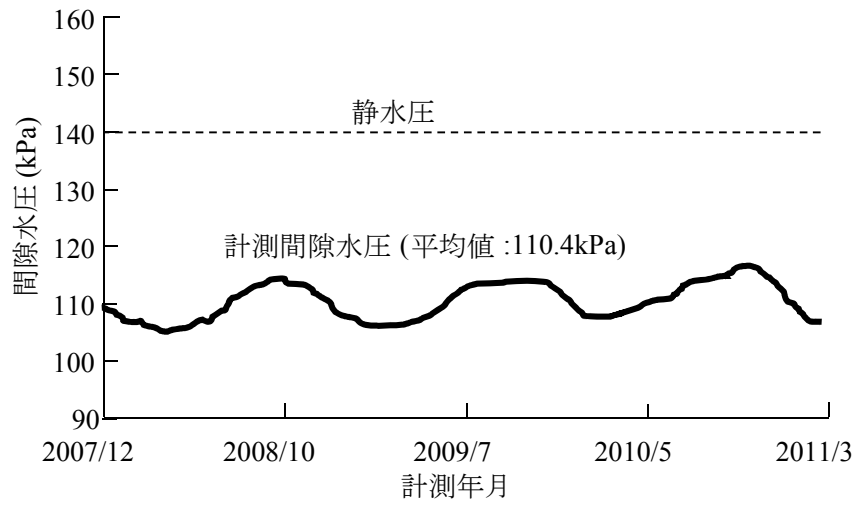


図-5.11 289R での計測値の経時変化

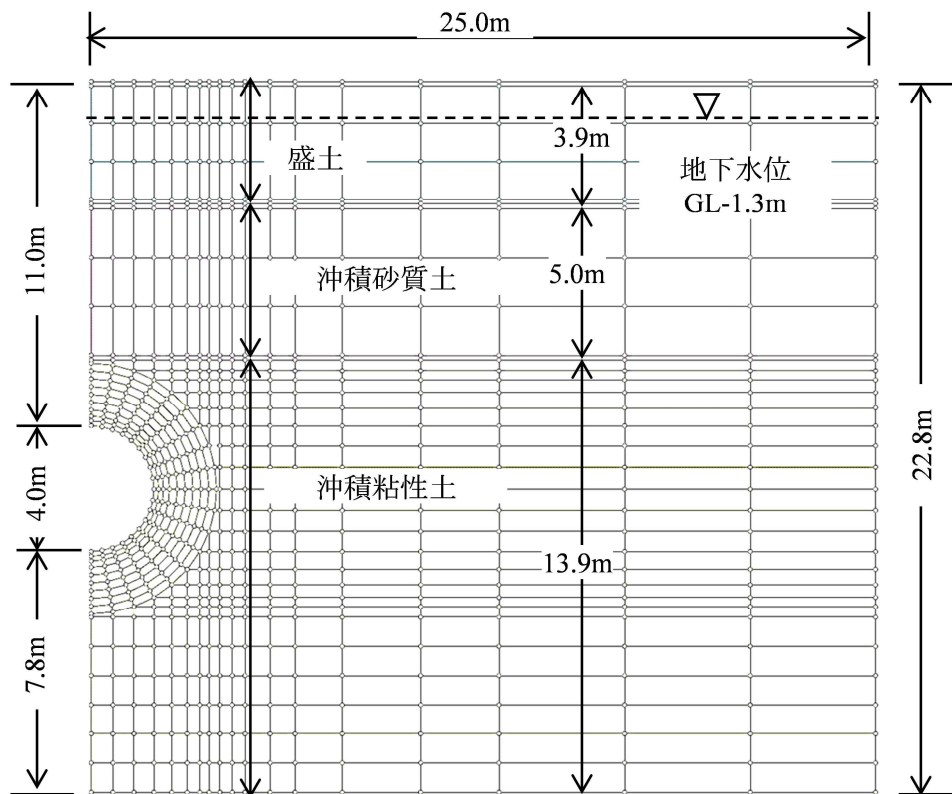


図-5.12 二次元浸透流解析の計算格子

表-5.2 二次元浸透流解析の使用物性値

土質	透水係数	備考
盛土	$4.1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$	沖積粘性土相当
沖積砂質土	$4.2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$	現場透水試験結果より
沖積粘性土	$4.1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$	圧密試験結果より

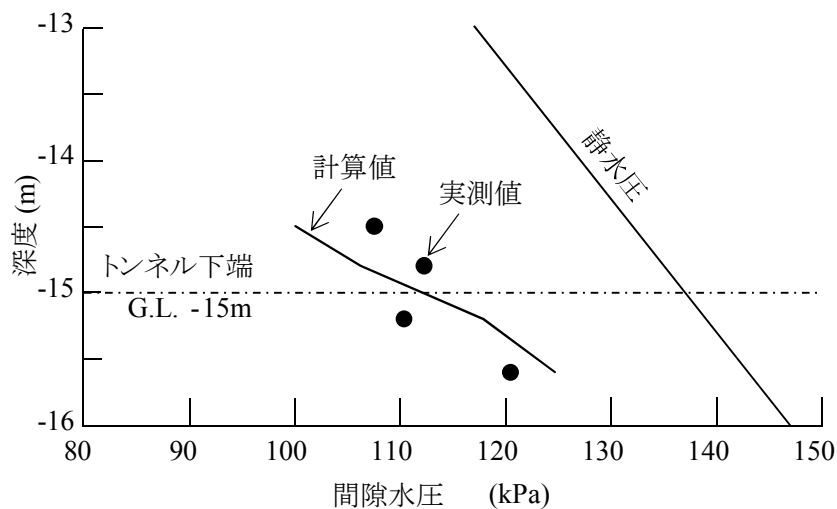


図-5.13 二次元浸透流解析による間隙水圧計算結果

次に図-5.11 に、一例として 289R (G.L.-15.2m)における間隙水圧の経年変化を示す。図に示すとおり、間隙水圧は周期的な季節変動を繰り返す。しかし、最も間隙水圧が高い時期にあっても静水圧に比較して、30kPa 程度低い値となっていることがわかった。

上述の実測値について、トンネル周辺の全水頭差を解析上どれほどに設定すれば、計測間隙水圧分布が得られるかを図-5.12 に示すモデルを用いた二次元浸透流解析により検討した。表-5.2 に解析に用いた透水係数を示す。解析には西垣ら⁴⁾の公開プログラム「Dtransu-2D」を使用することとした。解析領域の側面と底面の間隙水圧の境界条件は、静水圧を仮定している。また、現地はトンネル下半に漏水跡が集中していることから、トンネル上半は不透水境界とし、下半のみ排水境界として全水頭差の検討を実施した。

とくに、図-5.13 にトンネル周面の全水頭差を 3.5m とした場合の、深度方向の間隙水圧分布を示す。解析による計算値は実測値を良好に表現していることがわかる。

以上より、漏水範囲を現状に合わせてトンネル下半のみとした場合、その範囲でのトン

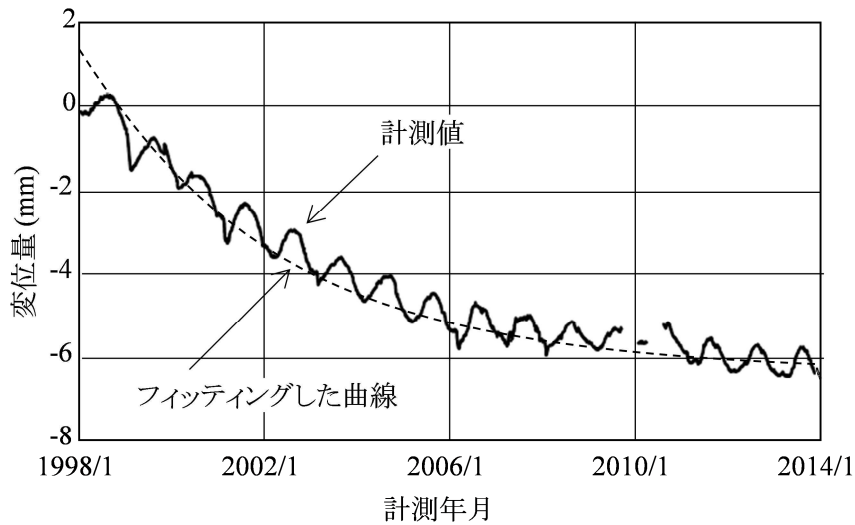


図-5.14 二次元浸透流解析による間隙水圧計算結果

ネル周辺の全水頭差を 3.5m とすると、現状をよく再現できることがわかった。

一方、図-5.14 に示すように 1998 年 1 月よりトンネルの内空変位量の経年変化を計測している。この結果、荷重増加による内空変位量の増加が確認されている。

このとき、変動荷重比が最大値に達した状況を考えると、トンネル内への漏水量が外部の地下水の供給量と一致し、漏水による圧密沈下に伴う地盤内の発生応力が平衡した状況が考えられる。このような場合は、もはや内空変位の増加も終了した状況となる。このため、内空変位量の変化は最終的に一定値になると考えられる。

ところで、地盤の圧密沈下と経過時間を表現する関係式として、脇田⁵⁾ は三笠⁶⁾ や Terzaghi⁷⁾ の一次元圧密方程式に基づき、理論的に以下の関係式を導出している。

$$F(t) = S_f - b \exp(ct) \quad (5.4)$$

ここに、

- $F(t)$: 経過時点 t における圧密沈下量(mm)
- S_f : 1次圧密の最終沈下量(mm)
- b, c : 圧密方程式を級数展開したときの 1 次の係数
- t : 経年数(年)

内空変位は地盤の圧密に従属して発生するため、図-5.14 のグラフの漸減傾向を表現するにあたり、式(1)のアナロジーにより表現できると考えた。

式(5.4)の係数 b が次元を有するため、定数変換により無次元化すると、式(5.5)に改めることができる。

$$\begin{aligned}
F(t) &= S_f - b \exp(ct) \\
&= S_f \left(1 - \frac{b}{S_f} \exp(ct) \right) \\
&= S_f \left(1 - \frac{(b/S_f)}{\exp(-c \times t)} \right) \\
&= S_f \left(1 - \frac{A}{\exp(B \times t)} \right) \quad (\because b/S_f \rightarrow A, -c \rightarrow B) \\
\therefore \delta &= \delta_0 \times \left(1 - \frac{A}{\exp(B \times t)} \right) \tag{5.5}
\end{aligned}$$

ここに,

- δ : 経年 t (年)における内空変位量(mm)
- δ_0 : 最終的な内空変位量(mm)
- A, B : 既存の内空変位データから推定される定数
- t : 経年数(年)

図-5.14 のとおり, 式(5.5)を使用して内空変位計測グラフをフィッティングすると, 以下の式(5.6)となる.

$$\delta = -6.3\text{mm} \times \left(1 - \frac{64}{\exp(0.24 \times t)} \right) \tag{5.6}$$

ここで, 内空変位量は変動荷重比に従属な関数であり, かつ変動荷重比は漏水量, すなわち解析上の全水頭差に従属であることを考慮すれば, 内空変位量の変化と全水頭差の変化は互いに連動すると考えることができる. したがって式(5.6)を参照すれば, 全水頭差の変化は式(5.7)で表現することができる.

$$h = h_0 \times \left(1 - \frac{64}{\exp(0.24 \times t)} \right) \tag{5.7}$$

ここに,

- h : 全水頭差(m)
- h_0 : 最終的な全水頭差(m)

間隙水圧に関する考察から, 2007年(経年26年)の全水頭差は最大3.5mである. したがって, 式(5.6)の h に 3.5m, t に 26年を代入することで, 最終的な全水頭差の値 h_0 を求めることができる.

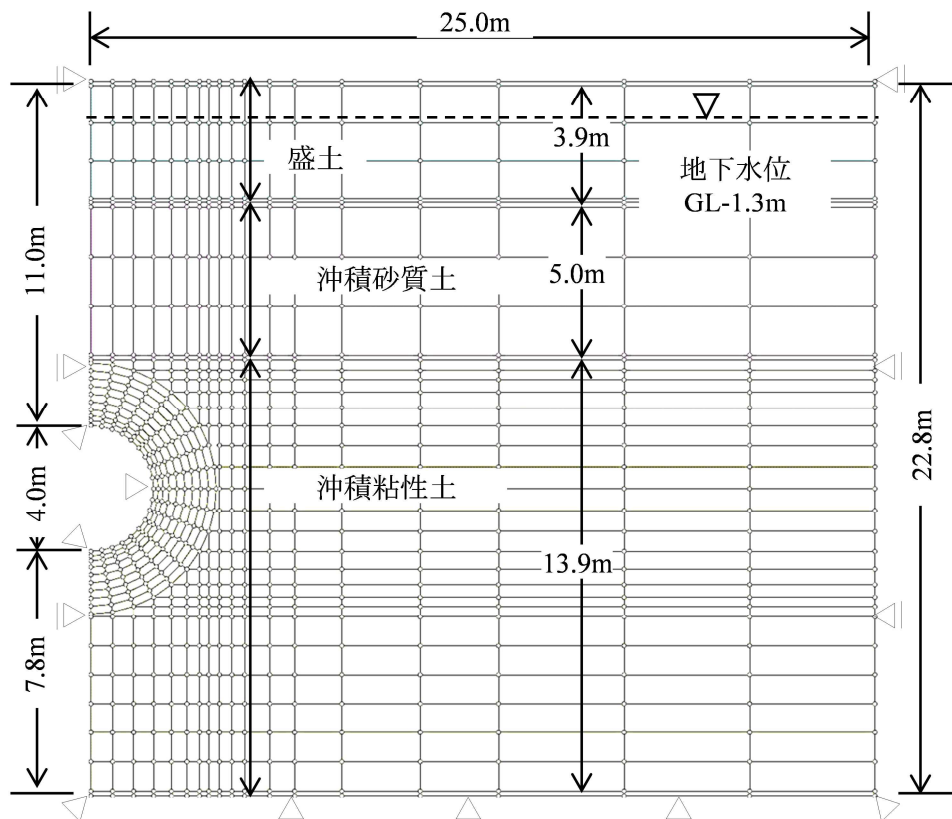


図-5.15 二次元土水連成解析解析の計算格子

$$h = h_0 \times \left(1 - \frac{64}{\exp(0.24 \times t)} \right)$$

$$3.5\text{m} = h_0 \times \left(1 - \frac{64}{\exp(0.24 \times 26\text{年})} \right)$$

$$\therefore h_0 = 3.5\text{m} \div \left(1 - \frac{64}{\exp(0.24 \times 26\text{年})} \right) = \underline{4.0\text{m}}$$

この計算から、付加荷重が一定値となった最終的な全水頭差は4.0mになると推定される。なお、上述のように全水頭差が一定値になるまで増加するにしたがい、荷重増加の進行に伴ってトンネルの縦断線形が凹となり、とくにトンネル下半の漏水が増加してくると考えられる。したがって、前述のように、トンネル下半のみに漏水範囲が集中していると考えられる。以上の内容は、漏水に伴う荷重増加が漸増する現象の一要因と考えられる。

以上で検討した内容をもとに、最終的な変動荷重比を予測した。予測には、飯塚ら⁸⁾の二次元土水連成解析コード「DACSAR」を使用した。

表-5.3 二次元土水連成解析解析の使用物性値

土質	物性値	設定値
盛土	単位体積重量 γ_t	17.5kN/m ³
	変形係数 E	9.3MN/m ²
	有効ポアソン比 ν'	0.330
	透水係数 k	4.11×10 ⁻⁹ m/s
沖積砂質土	単位体積重量 γ_t	17.5kN/m ³
	変形係数 E	4.0MN/m ²
	有効ポアソン比 ν'	0.330
	透水係数 k	4.24×10 ⁻⁵ m/s
沖積粘性土	単位体積重量 γ_t	16.5kN/m ³
	非可逆比	0.924
	限界応力比	1.41
	ダイラタンシー係数	0.065
	有効ポアソン比 ν'	0.317
	透水係数 k	4.11×10 ⁻⁹ m/s

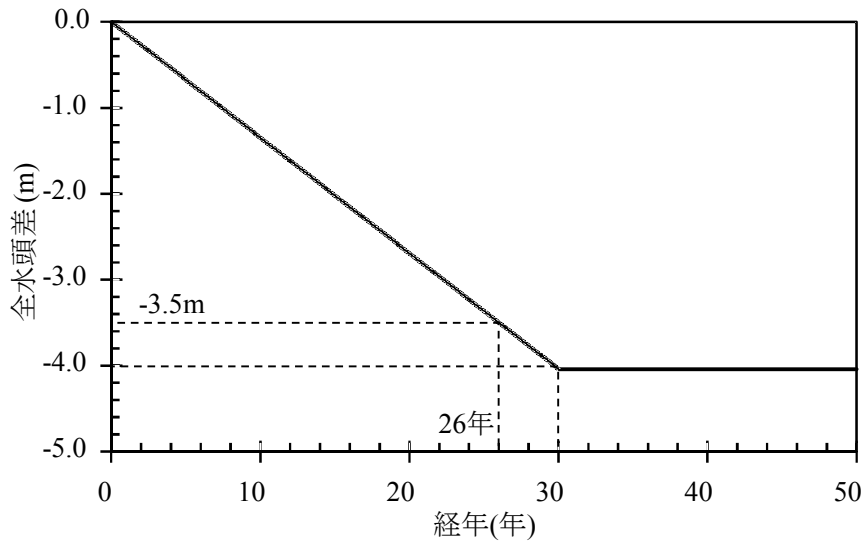


図-5.16 土水連成解析に用いた全水頭差の経時変化

図-5.15 に解析モデル, 表-5.3 に用いた入力物性値を示す. トンネル周面での全水頭差は, 4.での検討内容を反映して, 図-5.16 に示すように徐々に増加していき, 最終的に 4.0m となるように設定した. すなわち, 経年 26 年のときに全水頭差 3.5m を通る線形近似を仮定し,

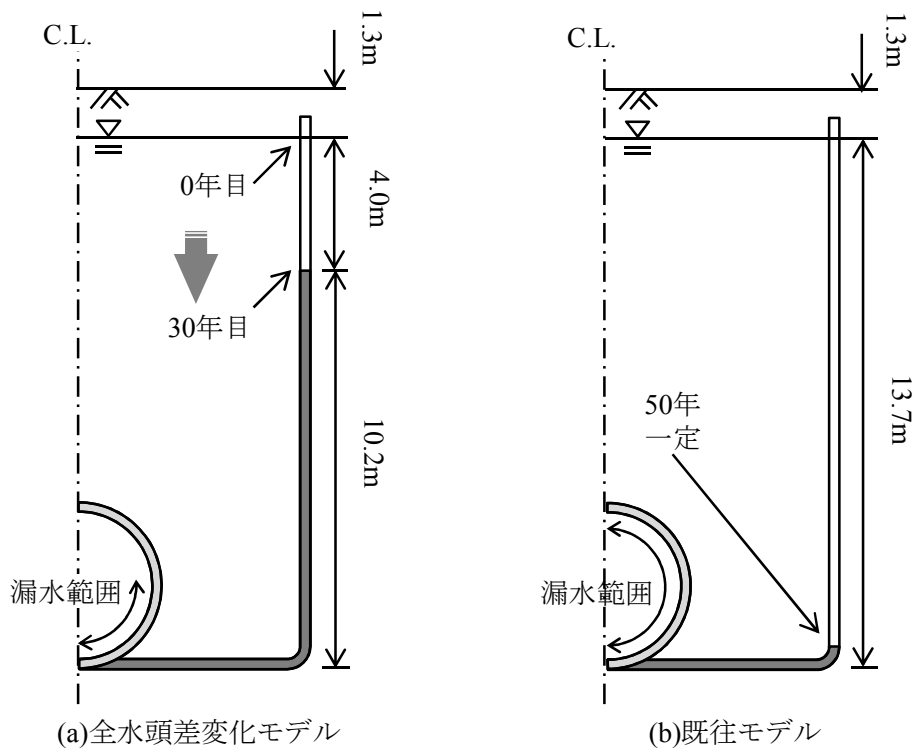


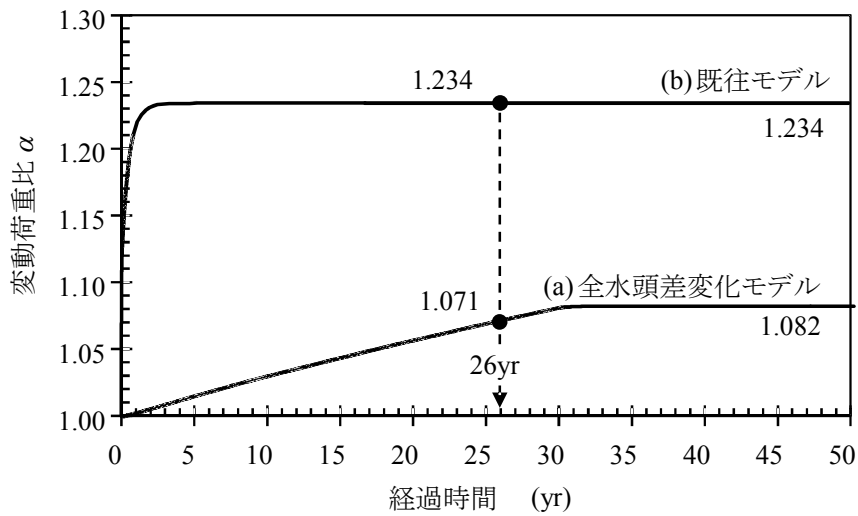
図-5.17 全水頭差変化モデルの概要図

全水頭差が4.0mになった段階で一定となるように設定した。ここで、全水頭の変化に式(4)を用いない理由は、式(4)ではトンネル竣工時付近の全水頭差の変化が再現できないためである。また、排水境界条件については、Dtransu-2Dの検討結果をもとに下半のみから漏水するものとした。

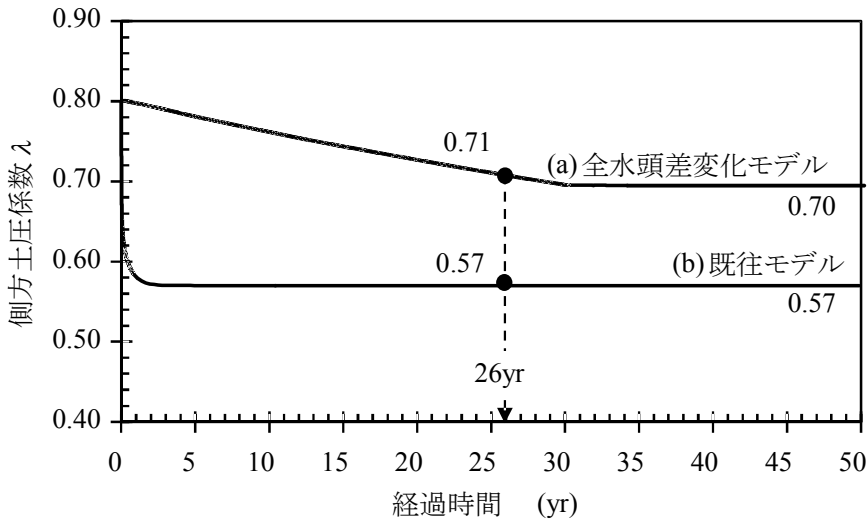
なお、比較検討のために、既往モデル⁹⁾、すなわち、建設当初からトンネル全周より漏水が常時発生し、その水圧はトンネル下端(G.L.-15.0m)に相当すると仮定したモデルでも解析を実施することとした。地下水位がG.L.-1.3mであることから、既往モデルでは、全水頭差として13.7mとなる。図-5.17に両者の排水条件の違いを模式的に示す。

図-5.18に、両モデルから計算される変動荷重比 α と側方土圧係数 λ を示す。既往モデルではトンネル竣工から3年程度で1.234の変動荷重比となり、圧密による荷重増加発生を過大に評価していることがわかる。一方、今回考えたモデルでは、トンネル内漏水の増加に伴って周辺地盤の圧密が促進され、最終的に変動荷重比が1.082となっていることが表現されている。また、側方土圧係数は、今回のモデルが0.80から0.70までしか減少していないのに対し、既往モデルでは0.43となり、荷重バランスが大きく崩れる計算結果となっている。

この算出された結果が対象トンネルの状況に整合しているかについて、対象トンネルの天端付近の縦断方向トンネルひび割れ本数から検討した。対象トンネルでは2005年(経年24年)にひび割れ本数調査を実施しており、このときの計測平均値は2.40本/Ringであった



(a) 変動荷重比 α



(b) 側方土圧係数 λ

図-5.18 変動荷重比 α と側方土圧係数 λ の計算結果

ため、この値を検討に使用することとした。

そこで、改めて今回の地盤条件による解析を行い、変動荷重比の変化に対するひび割れ本数の影響を求めた。このときのトンネル構造の解析モデルには二次元非線形はりばねモデル^リを使用した。

図-5.19 に、計算結果として変動荷重比 α とひび割れ本数の関係を示す。ここで、全水頭差 4.0m での変動荷重比 1.082 に相当するひび割れ本数を確認すると、2.87 本/Ring であることがわかる。一方、2005 年のひび割れ本数平均値 2.40 本/Ring に対する実際の全水頭差は不明であるが、2006 年時点と同等と考えると全水頭差は 3.5m 程度と考えられる。したがって、解析値は実測値とほぼ同等の値を示していると考えられる。なお、既往のモデルではトンネル周囲の間隙水圧に関する情報が不足していたため、安全側にみて変動荷重比を算出し

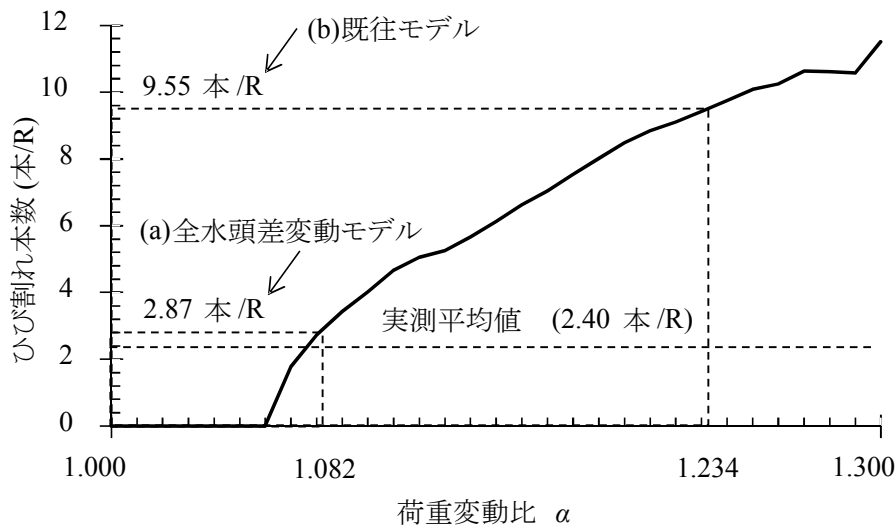


図-5.19 変動荷重比 α の増加に対するひび割れ本数の計算結果

ており、算出されたひび割れ本数も 9.55 本/Ring と大きくなっている。

以上より、構築したモデルによる予測は、発生している荷重増加量を適切に表現でき、整合性が高い予測手法であると考えられる。

以上の内容をもとに、以下に、手順を示した図-5.20 に従って、地下水位による全水頭差の変化の算定手法を説明する。

まず、図-5.20 の手順 A のように、漏水が多いほど間隙水圧が低下することから、現場での漏水状況を把握するため、トンネル側面での年間平均の間隙水圧を計測する。経年 26 年当時、間隙水圧は静水圧に対して -35kPa 低下していた。したがって、間隙水圧を全水頭で表現した場合、地下水位に対する全水頭差は 3.5m となる。

手順 B では、経年に伴う内空変位計測結果に圧密理論曲線の第 1 次近似解をフィッティングする。フィッティングして得られたグラフを用いて、手順 C のように全水頭差の減少にも適用し、経年 26 年での全水頭差 3.5m が将来的にどれほどとなるか、予測計算する。計算の結果、今回の場合では、最終的に 4m になると予測している。

最後に、手順 D に示すように、漏水が徐々に増加してきたと仮定し、建設時点で全水頭差は 0、経年 26 年時点で 3.5m、将来的に 4m で地下水の供給と漏水が平衡状態に達すると評価する。建設当初からの地下水圧低下を直線で近似し、経年 30 年で 4m に達した段階で一定となるとした折れ線状の全水頭差の経年変化を算定する。

以上により算定された全水頭差の経年変化を二次元解析に入力することで、筆者らは、図-29 に示すような変動荷重比の経年変化を得ている。そこで、この算定手法の妥当性を検証するため、二次元解析で仮定している全水頭差の分布、および解析により得られる変動荷重比を三次元解析と比較した。

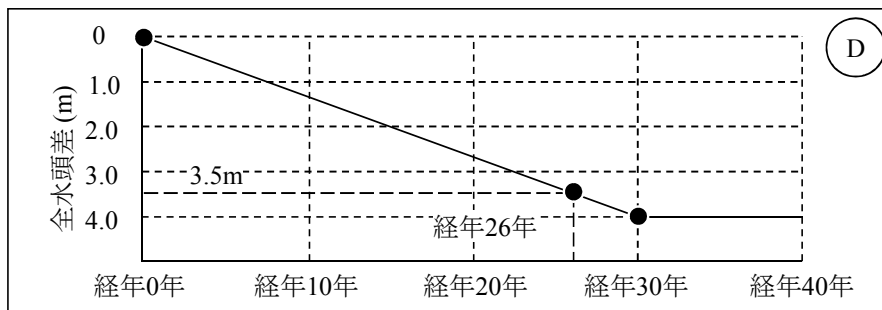
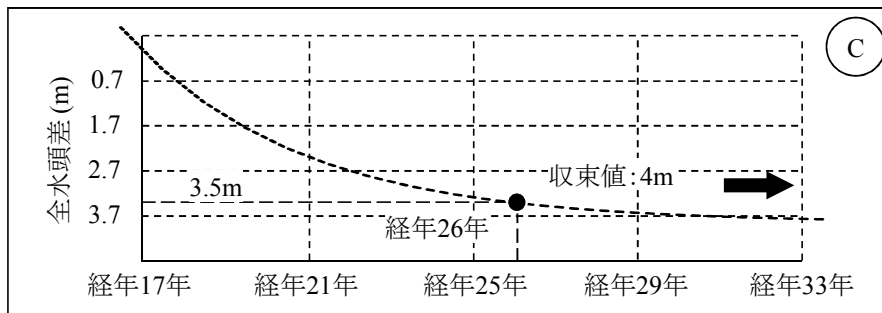
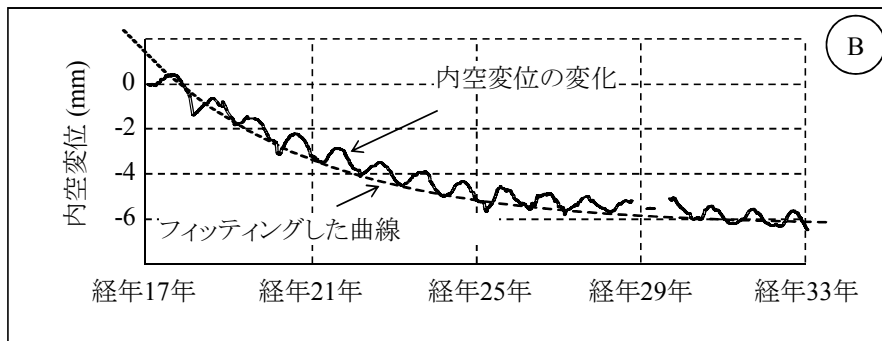
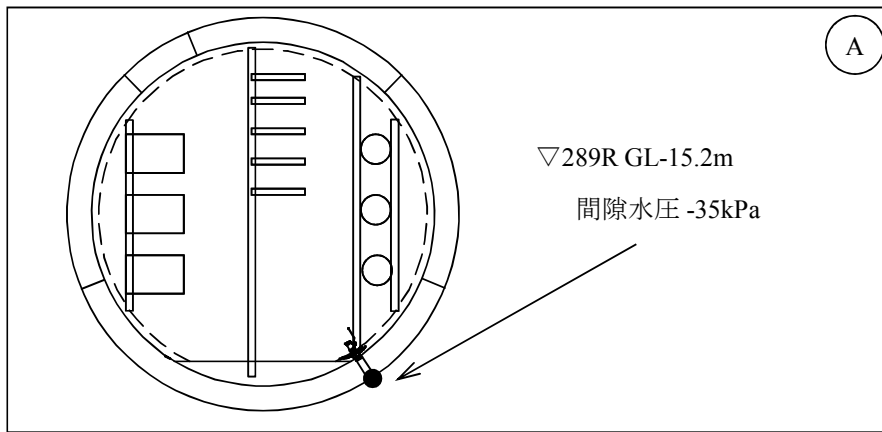


図-5.20 二次元解析における漏水に伴う全水頭差の算定

5.4 簡便な二次元解析による全水頭差の解析結果の検証

図-5.21 に、二次元解析と三次元解析の全水頭差の分布を比較した結果を示す。三次元解析の結果は、上半と下半とも漏水が発生しなかったリング No.329 と、初期漏水個所と仮定したリング No.343 を対象としており、ほぼ付加荷重の増加が完了した経年 39 年時点でのグラフである。なお、二次元のグラフも経年 39 年時点でのグラフである。

図のように、二次元解析による全水頭差の分布は、三次元解析による解析結果の中間的な分布となっている。二次元解析による計算結果では、トンネル全体を平均的にモデル化しているため、三次元解析における結果の中間的な分布となっていると考えられる。したがって、二次元解析における全水頭差の分布と、三次元解析における間隙水圧の分布は整合していると考えられる。以上より、二次元解析における間隙水圧の低下を仮定する場合、現地の間隙水圧計測結果と内空変位計測結果をもとにした、上述の手法によることが妥当と考えられる。

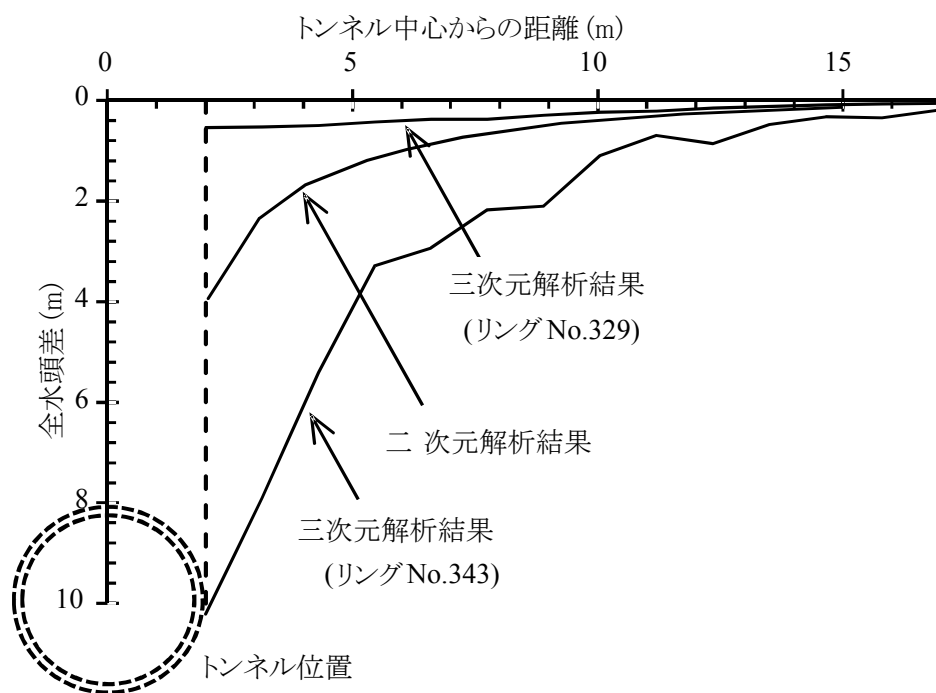


図-5.21 二次元解析と三次元解析による全水頭差の比較

5.5 簡便な二次元解析による変動荷重比の解析結果の検証

トンネルの沈下量を平均的に表現したリングとしてリング No.329 を対象とし、**図-5.22** に変動荷重比の計算結果を示す。同図には、二次元解析による計算結果も併記した。いずれの解析でも最終的に 1.08~1.09 程度となっており、かつ全体としてのグラフの傾向は二次元解析結果と三次元解析結果で一致していると評価できる。また、前章までで述べてきたとおり、三次元解析の結果は実現象を適切に表現していると考えられる。

以上のように、二次元解析および三次元解析による全水頭差の分布と変動荷重比の出力値の比較により、トンネルへの変動荷重比の最終的な値は、筆者らが示した方法により、二次元解析によっても適切に評価できると考えられる。ただし、今回の解析では平均的な変動荷重比の議論を展開している。したがって、平均より大きなひび割れ本数を示している個所では、より大きな変動荷重比を評価する必要がある。運用上の評価方法としては、以下のように、平均的な変動荷重比同士の比例による比較から、現在の最大の変動荷重比が将来どれほどまで増加するか、推定する方法が考えられる。

$$\alpha_{\max,F} = \overline{\alpha}_F \times \frac{\alpha_{\max,P}}{\overline{\alpha}_P} \quad (5.8)$$

ここに、

$\alpha_{\max,F}$: 将来の最大の変動荷重比

$\alpha_{\max,P}$: 現在の最大の変動荷重比

$\overline{\alpha}_F$: 将来の平均的な変動荷重比

$\overline{\alpha}_P$: 現在の平均的な変動荷重比

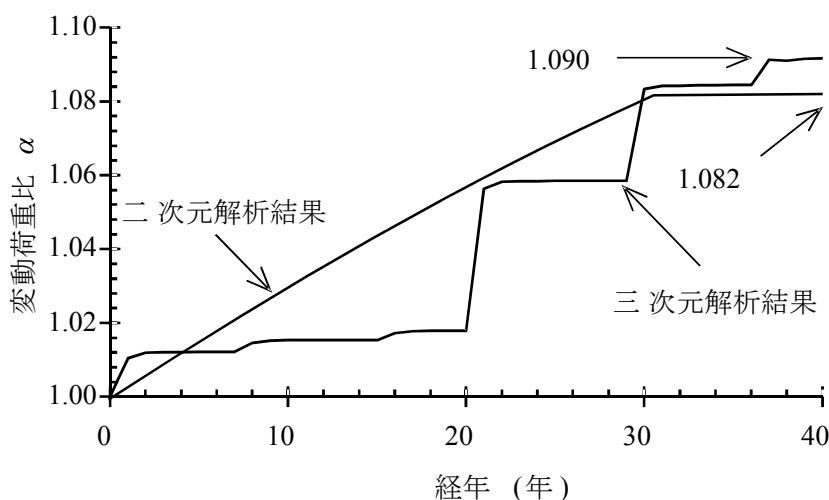


図-5.22 二次元解析と三次元解析による荷重変動比の比較

例えば、今回の場合では、最大で1リング当たり5.2本のひび割れが発生している個所があった。図-5.19によれば、このひび割れ本数は、変動荷重比1.130に相当する。図-5.6によると平均的な変動荷重比が現在の1.075から将来、1.082に増加する。したがって、式(4)を用いると将来の最大の変動荷重比は、現在の1.130から将来、1.137に増加すると考えられる。

$$\begin{aligned}\alpha_{\max,F} &= 1.082 \times \frac{1.130}{1.075} \\ &= \underline{1.137}\end{aligned}$$

上記に述べてきたとおり、本研究以前は、二次元解析で最大の漏水を想定することで最大限の付加荷重を計算してきた。しかし、今回の研究により、少なくとも平均的な場において、三次元解析と同等の精度で、現場計測および二次元解析により付加荷重を算定できることがわかった。さらに、最大のひび割れ本数発生個所と平均的なひび割れ本数が互いに線形な関係にあると仮定すれば、上述のように、将来の最大の付加荷重の予測まで可能であることがわかった。

参考文献

- 1) 岡滋晃, 阿南健一, 実広拓史, 吉本正浩: シールドトンネルの鉄筋残存量の評価と補強設計に関する研究, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol. 72, No. 3, pp. I_108-I_122, 2016.
- 2) 公益社団法人 土木学会: 2016 年制定トンネル標準示方書, [共通編]・同解説, [シールド工法]・同解説, pp. 320-321, 2016.
- 3) 有泉毅, 金子俊輔, 塩冶幸男, 山崎剛, 日下部治: 軟弱粘性土地盤の圧密に伴うシールドトンネルの長期荷重に関する解析的研究, 土木学会論文集, Vol.2005, No.799, III-72, pp.799_89-799_108, 2005.
- 4) 西垣誠, 菱谷智幸, 橋本学, 河野伊一郎: 飽和・不飽和領域における物質移動を伴う密度依存地下水流の数値解析手法に関する研究, 土木学会論文集, No.511/III-30, 135-144, 1995.
- 5) 脇田英治: 二次圧密を考慮した沈下予測と予測精度推定法, 土木学会論文集 No.457/III-21, pp.97-105, 1992.
- 6) 三笠正人: 軟弱粘土の圧密, 鹿島出版会, 1963.
- 7) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons Inc., 1943.
- 8) Iizuka, A. & Ohta, H. : A Determination Procedure of Input Parameters in Elasto-Viscoplastic Finite Element Analysis, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
- 9) 金子俊輔, 有泉毅, 山崎剛, 塩冶幸男: 軟弱粘性土の圧密に伴って発生するトンネル覆工作用土圧について, 地下空間シンポジウム論文と報告集, Vol. 9, pp. 227-234, 2004.

第 6 章 結論

6.1 本研究の結論

本研究では以下の知見を得た。

まず、トンネル内への漏水による付加荷重の増加メカニズムは次のような機構であることがわかった。トンネル内に漏水が発生すると、トンネル側方の地盤に含まれていた地下水がトンネル内に引き込まれる。この結果、トンネル側方の地盤では圧密による沈下が発生しようとする。これにより、トンネル上部の地盤とトンネル側方の地盤との間で相対変位を発生させようとする力が発生し、トンネル上部の地盤はトンネルを下方に押しつぶそうとする。これを縦断方向からみると、トンネルが凹型に沈下する変形モードとなる。この沈下により、トンネル下半でのリング継手の目開きが発生する。トンネル下半の目開きはさらなる漏水を発生させるため、付加荷重が増加していくこととなる。

つぎに、付加荷重は上述のメカニズムにより増加していくが、トンネル側方の間隙水圧の分布の勾配が一定になることにより、増加傾向がとまり一定値に落ち着くことがわかった。

三番目にわかったこととしては、三次元解析により、付加荷重が生じる想定メカニズムの妥当性を評価できることである。三次元解析内で時系列を追った解析を実施し、逐次、付加荷重に伴う変形を計算していくことで、実現象を再現することができることを示した。現状では、逐次計算における漏水の目開きの判定は人間の判断に頼らざるをえないため、5～10 年間隔の漏水判定となるが、それでも実現象を十分解析できるモデルを作成することができた。なお、三次元解析の結果を確認すると、修正 Cam-Clay モデルの構成則における粘性項の範囲を使用しておらず、ほぼ $e\text{-log}(p')$ 曲線の弾性域を使用していることがわかった。このことから、三次元解析では収束性のよい修正 Cam-Clay モデルを使用しているが、後述の二次元解析では、より現実の地盤を模擬しており、使用実績も多い関口-大田モデルを使用している。

四番目にわかったこととして、内空変位の変化に着目すると現状の全水頭差から将来の全水頭差を予測できることを挙げる。具体的には、トンネル内への地下水の漏水量とトンネル内に地下水を動水しようとする動水勾配が互いに見合う状況になった段階で、内空変位量の増加が止まる傾向に着目する。内空変位の変化を指数関数による漸減曲線でフィッティングし、求まる指数関数を全水頭差にあてはめる。得られたグラフをもとに現状の全水頭差から将来の全水頭差を予測できることとなる。

五番目には、予測した結果と現地漏水範囲調査結果をもとに、トンネル下半より徐々に漏水が増加する状況を再現することで、二次元解析によりトンネル現場を適切に表現するモデルとすることができることがわかった。また、二次元解析により算定された変動荷重

比は現地のひび割れ本数とも整合する結果である。

最後に、最大限の漏水を仮定している既往の手法と比較すると、今回のモデルでは変動荷重比が適正な範囲に抑えられ、適切な補強対策を検討できることが挙げられる。本手法は、簡便な二次元解析を使用しているにもかかわらず、三次元解析と同等の精度の荷重変動比の最終的な一定値を予測できるものである。

以上のように、本研究では、当初の目的であった、以下の2点、

a) 付加荷重の主要因である漏水が、トンネルの経年の変状が進行する中で、どのように増加するか。

b) 漏水の増加に伴い、付加荷重がどのように変化し、最終的に一定値となるか。

に対し、明確な解を提示するのみならず、実務上の簡便性を見越した付加荷重の推定手法の提案まで行っている。このように実務側にまで踏み込んだ付加荷重に関する研究成果は、これまでにないものであり、今後のトンネルの補強設計に大いに資する内容と考えられる。

6.2 おわりに

本研究では、トンネルの設備現場に発生している様々な漏水現象に着目し、これを適切に表現できるモデルを構築することで、適正な荷重増加量を予測する手法を提案した。この手法を用いれば、今後の経年により変状したトンネルの補強設計に必要な、将来の変動荷重比を適切に予測できることを示した。内空変位計の値については最終的な一定値が予測どおりの値となるか、引き続き継続監視をしていくとともに、今後、最終的に一定値とまらないケースでの最終変動荷重比の予測方法についても精査したいと考えている。

一方、間隙水圧を計測するにはトンネル周辺で間隙水圧計を設置する必要があり、コストの増大が懸念される。このため、より簡便に全水頭差を予測する手法について検討していく予定である。

また、本研究では三次元解析を省略して二次元解析のみの簡便方法で付加荷重を推定できることを提案している。しかし、二次元解析といえども解析に労力を要する数値解析であることに変わりはない。このため、二次元解析も省略して手計算のみの荷重算定手法を構築できないか考えている。この構築のヒントとして、山岳トンネルにおける湧水量の算定式が適用できるのではないかと考えており、そのノートを本論文の付録1とした。

さらに、データの取得も曲線のフィッティングという観点でいえば、最低3年間で、同地点同時点の3つのデータがあれば理論上可能なはずであり、観測を省略できる余地があると考えている。これについても、そのヒントを付録2に載せた。

なお、本研究を進めていく中で課題に浮かび上がった点として、過去の地盤データを使用するにも既に失われていることが多く、解析物性値を決定する上でかなり困難なことがあった点である。提案する解決策都市は、本研究のように該当地点でのボーリングデータの採取が困難な場合でも、研究に必要な物性値を即座に入手できるよう、公的機関も含めた土木業界一体での地盤情報データベースを構築することである。

本研究では、付加荷重の増加に着目し、これを適切に表現できる三次元解析モデルを構築することで、漏水と変動荷重比を適切に評価した。今後は、本研究成果を実際のトンネルに適用し、トンネルの合理的な補強対策を行う予定である。本論文のような付加荷重の算定手法構築は過去に例がないため、同程度の規模のシールドトンネルの付加荷重の算定にも有用ではないかと考えている。

謝 辞

本論文は、早稲田大学創造理工学部社会環境工学科 赤木寛一教授のご指導の下、筆者が主に担当した研究内容を取りまとめたものです。赤木教授には、研究の計画段階より論文作成に至るまでの5年の長きに亘り、常に温かいご指導とご鞭撻を賜りました。本研究の主題となっているシールドトンネルの荷重増加メカニズムは、構造物であるトンネルとトンネル周辺に位置する地盤の相互の作用に深く関係しており、シールドトンネルへの荷重作用について深い知識と経験を有する赤木教授の豊かなご助言なくして、本研究の完成はありえませんでした。ここに深く感謝いたします。

同・社会環境工学科の小峯秀雄教授、岩波基教授には、論文審査を通じて、細部に亘り非常に貴重なご指導、ご助言をいただきました。謹んで感謝の意を表します。

また、本研究を包含する内容に関しまして、小泉 淳早稲田大学名誉教授、小山幸則 地域地盤環境研究所東京事務所長に多くのご指導をいただきました。改めて御礼申し上げる次第です。

さて、本研究は、筆者が勤務している東京電力グループにおける地中送電用設備の保全部門で、埼玉支店に勤務していた際、埼玉県下のトンネルの補強工事を担当したことが端緒となっております。その後、本社の土木・建築統括室に転勤し、本当にそのような補強工事が必要であったか、反省と今後の補強合理化に向けた研究を担当するに至りました。研究をする中で、高次の不静定構造物であるシールドトンネルに地盤の圧密による荷重が発生するメカニズムの奥深さ、面白さに強く関心をもった次第です。研究を進める中で、当時の上司にあたる吉本正浩博士、現在の上司にあたる斉藤仁博士に学位論文として研究成果をまとめるようご指導いただきました。シールドトンネルに発生する荷重メカニズムについて甚だ見識不足な私を、研究から論文執筆まで温かく見守っていただいたこと感謝の念に堪えません。また、両博士とのディスカッションを通じて解析結果の解釈の方法や方向性に関しまして、多くのご示唆をいただきました。深く謝辞を述べる次第です。

本論文は6章の章立てとなっておりますが、その内容は最新の土質工学の知見を踏まえた内容となっております。とくに、2章、3章における既往の知見に関しては、東電設計(株)の金子俊輔氏のご指導がなくしてはとりまとめが困難でした。記して感謝の意を表します。

4章の三次元解析による荷重増加メカニズムの解明では、全体を通じて多くのご指導、ご協力を、研究当時に赤木研究室にご所属であった、アリエザ=アフシャニ講師(現・(株)大林組)、李ウェイ氏にいただきました。とくに、アリエザ先生には、三次元解析の構成則である修正 Cam-Clay モデルと、二次元解析の構成則である関口・太田モデルの整合性に関しまして、多くのご助言、ディスカッションをさせていただきました。また、李氏には三次元解析モデルにおける漏水の発生の有無につきまして、多くの労力を割いていただきました。これだけ精度の高い解析ができたのも李氏の緻密な努力の賜物と考えております。本当にありがとうございます。

5章の内容は二次元解析による三次元解析の追跡ですが、ここでは東電設計(株)の伊藤喜広氏、横田彩加氏にご協力いただきました。とくに、伊藤氏とは本研究において赤木教授のご指摘を深く議論するなど、色々な場面で多くのディスカッションをさせていただき、より一層、研究における見識を深めることができました。また、解析内容の大半は伊藤氏の尽力なくしてはありえませんでした。深く感謝いたします。

その他、研究全般にわたり内容に関するお手伝いをいただくとともに、叱咤激励して支えてくださった方々として、窪泰浩土木・建築統括室長、塚田智之土木・建築エンジニアリングセンタ所長、大矢孝氏、足立倫海氏、大井学氏、和田好史氏、小椋明仁氏、砂原宏介氏、内藤幸弘氏、末永貴志氏、高橋巧氏、金城佑紀氏、篠口冴子氏の各氏に心からお礼申し上げます。

さいごに、筆者が本研究に没頭する中、いつも温かく見守り励ましてくれた両親と義父母に感謝いたします。また、本研究は家族の理解なしに完成することはありえませんでした。いつも支えてくれた最愛の妻、直子と、最愛の娘たち、結菜と陽菜に感謝いたします。

そして、これからもよろしく願い申し上げます。

2020年7月

付 録

付録 1 図-4.29 の動水勾配の曲線に関する考察

トンネルを掘削した際の周囲の全水頭差を計算する簡便な方法としては、山岳トンネルの掘削において、ダルシー則に基づく以下の公式が知られている。

$$h = -h_0 + \frac{\ln(x) - \ln\left(\frac{D}{2}\right)}{\ln(L_0) - \ln\left(\frac{D}{2}\right)} \times h_0 \quad (\text{付 1})$$

ここに、

- h : 平衡状態になったときの全水頭差(m)
- h_0 : 平衡状態になったときのトンネル近傍における全水頭差(m)
- D : トンネル外径(m)
- x : トンネル中心からの距離(m)

今回の地盤は自立性が期待できない軟弱粘性土地盤であることから、上記の式は厳密には適用できない。しかしながら、上記の式は地盤の透水性に基づいていることから、今回の研究でも動水勾配の曲線における定性的な形状を評価できるのではないかと考えた。

そこで、この式を用いて、以下のように動水勾配の曲線を導出したところ、図-付 1 に示すように二次元解析結果と良好に一致することがわかった。

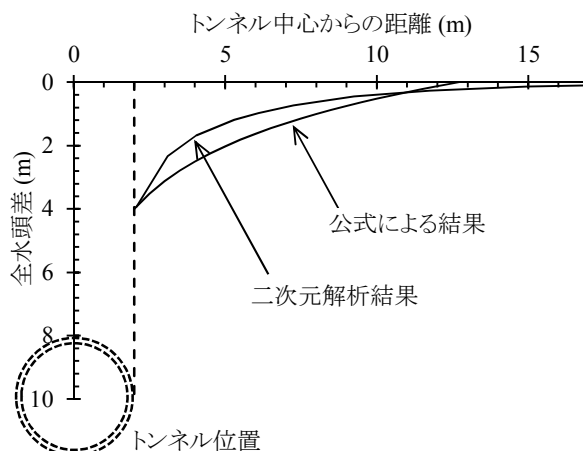


図-付1 二次元解析結果と公式による値の比較

以上より、(付 1)に示した知見を利用すれば、二次元解析浸透流解析を省略し、手計算のみで将来の付加荷重を予測する手法も構築可能ではないかと考えている。ただし、これについてはデータが不足していることから、今後の課題とする。

付録2 図5.14の曲線のフィッティングに関する考察

グラフのフィッティング手法としては、以下のように最小二乗法を用いる方法が高精度で説明性も高いと考えられる。

$$\delta = \delta_0 \times \left(1 - \frac{A}{\exp(B \times t)} \right) \quad (5.5 \text{ 再掲})$$

$$\begin{aligned} S &= \left\{ \delta - \delta_0 \times \left(1 - \frac{A}{\exp(B \times t)} \right) \right\}^2 \\ &= \delta^2 - 2\delta\delta_0 \times \left(1 - \frac{A}{\exp(B \times t)} \right) + \delta_0^2 \left(1 - \frac{2A}{\exp(B \times t)} + \frac{A^2}{\exp(2B \times t)} \right) \\ \frac{\partial S}{\partial \delta_0} &= \frac{\partial S}{\partial A} = \frac{\partial S}{\partial B} = 0 \quad (\text{付2}) \end{aligned}$$

しかし、本方法ではデータ数が膨大になる。また、変位計自身の季節変化に伴う温度変化も無視できなくなり、データの補正が必要となってくる。

ところで、式(5.5)の未知数は δ_0 、 A 、 B の3つのみである。したがって、3年間、3ヶ月に1回程度の割合でデータをとれば、 δ_0 、 A 、 B のデータセットが4セット取得できることとなり、これらの平均値を各々の未知数でとればよいと考えられる。

本方法についても、現在1つの現場のデータのみであることから、今後の課題とする。

軟弱粘性土地盤におけるシールドトンネル内への漏水に伴う地盤の圧密に起因する付加荷重の算定に関する研究

岡 滋晃

地中送電設備は、シールドトンネルや開削トンネル、立坑といった大規模な土木構造物が多く、その大部分が東京都、神奈川県、埼玉県を中心とする都心および副都心にある。地中送電設備の土木構造物は、我が国の電力需要の増加に合わせる形で、1950年代から順次建設されてきており、2020年現在、トンネル延長は約430kmに達している。

一方、都心や副都心では、地下10m程度まで軟弱な沖積粘性土が広がっていることが多い。このような地盤中に建設されたトンネルのうち、とくにシールドトンネルでは、経年に伴って地下水がセグメント継手およびリング継手からトンネル内に漏水し、周辺地盤が圧密現象を発生することがある。圧密が発生した場合、地盤の圧密沈下によって発生する付加荷重が、シールドトンネルを下方に押し込み、トンネルにひび割れなどの経年的な劣化を発生する。発生した劣化を放置すれば、やがてトンネルの崩壊に至り、周辺地盤の陥没や送電の停止といった重大な事故を招き、首都圏の経済活動にダメージを与えることが懸念される。

したがって、軟弱な粘性土地盤中に建設され、経年に伴って地盤が圧密した地盤ではトンネルに補強対策が要求されるが、地盤の圧密による付加荷重がどの程度まで増加するか、不明な場合も多い。発生が予測される付加荷重に対して過不足のない合理的な補強対策を実現するためには、地盤の圧密によってどの程度まで付加荷重が発生するか、把握するスキームを構築しておくことが、老朽化したトンネルの維持管理では重要な課題のひとつといえる。

以上の背景のもと、本論文では、埼玉県下の軟弱粘性土地盤において1980年代に建設された地中送電用シールドトンネルを対象に綿密な現地調査を実施した。その上で、三次元有限要素法による土水連成解析を実施し、ト

ンネル内への漏水に伴って発生する地盤の圧密による地下水の移動状況を明らかにして、トンネルに発生する付加荷重の発生メカニズムを考察するとともに、その増加状況を現地調査の結果との比較をもとに解明した。さらに、得られた知見をもとに、同種のシールドトンネルの維持管理を想定して、より簡便な二次元土水連成解析を用いて、将来に発生する付加荷重の増加を予測する手順を考案した。本論文は全6章から構成されており、以下に各章の概要を述べる。

第1章では、上述した研究の背景および研究の目的と課題について詳述する。

第2章では、今回、研究対象とする地中送電用シールドトンネルの構造および周辺の地盤状況を詳述する。一般に、地中送電用シールドトンネルでは、外径4m以下の中小径シールドトンネルが地下10m程度の沖積の軟弱粘性土層に建設された場合に、上述の問題が発生していることが多い。今回対象としたトンネルは外径4m、内径3.5mで1980年代にN値0~3の沖積の粘性土層に建設され、上述の問題が発生している典型的なトンネルである。トンネル内では漏水も多く見受けられることから、今回の研究対象として適切と考えられる。

第3章では、既往の研究成果を整理して論述している。周辺地盤の圧密に伴って付加荷重が発生する現象については、これまでも研究成果があり、例えばMarstonやSpanglerは地盤内にすべり面を仮定した極限約合法による考え方を提案している。この考え方では、円形トンネル内に漏水が発生することで、水平方向に設置されたサンドドレーンに近い形で周辺地盤が圧密される。この結果、トンネル上部の地盤と周辺地盤との間に相対変位が発生し、トンネル上部の地盤がトンネルを下方に押し込むことで付加荷重が発生すると想定している。この考え方を確認するため、有泉や金子らは今回の対象トンネ

ルを模擬した遠心模型実験や二次元有限要素法土水連成解析を実施し、付加荷重は長期的に概ね設計荷重の1.3倍になるであろうと結論づけている。しかしながら、これらの研究では、付加荷重が最終的に一定値となるメカニズムについては明らかにされておらず、地盤や構造条件が異なるトンネルで最終的な一定値がどのように変化するか、予測する手段は示されていない。さらに、対象としたトンネルの坑内調査結果によると、設計荷重の1.3倍に対応するようなひび割れは確認されていないので、1.3倍の荷重は過大であることが危惧された。

第4章では、第3章で示された既往の研究における問題を解決するために、三次元有限要素法による土水連成解析モデルを構築して解析を行い、トンネル坑内での詳細な調査結果との比較をもとに漏水に伴う周辺地盤の圧密に起因する付加荷重の発生、増加メカニズムを解明している。

まず、漏水が発生しているシールドトンネル継手部における継手板間の離隔が、季節による温度環境の変化によってどの程度変化し、それによって周辺地盤の間隙水圧がどのように変化するかを確認するため、詳細なトンネル坑内の計測を実施した。その結果、気温が上昇する夏季にはセグメントが温度膨張することで継手板間の離隔が閉じ、漏水がなくなって周辺地盤の間隙水圧が上昇すること、また気温が低下する冬季にはセグメントが温度収縮することで継手板間の離隔が開き、漏水が発生して周辺地盤の間隙水圧が減少することを確認した。さらに、冬季から夏季における継手板間の離隔の減少量と比較して、夏季から冬季における継手板間の離隔の増加量の方が大きいことから、年間を通じて継手離隔は増加する方向にあり、経年とともに漏水を加速させる状況にあることを立証し、継手における漏水が発生するか否かの閾値を同定した。

つぎに、トンネル縦断方向の変位状況の解析結果と継手における漏水個所を確認したトンネル坑内における実測結果をもとに、経年にもなると、トンネル縦断方向の変位によって継手が開いて漏水が発生する個所を、三次元土水連成解析により詳細に追跡した。その結果、トンネル漏水に伴う周辺地盤の圧密初期段階では、トンネル下部における継手板間の離隔が増加するに従い漏水個所が多くなる。さらに、徐々にトンネル縦断方向の変位状況の変化に伴ってトンネル上部でも継手離隔の増加が生じて漏水が加速する。これらのトンネル上下における漏水の加速より、トンネル周辺地盤内の半径方向垂直全応力の増加を招く付加荷重が増大していることを確認した。つまり、建設初期の段階で施工不良などによりトンネル下半で漏水が発生した場合、上述の付加荷重の作用によりトンネル下半での漏水個所がトンネル縦断方向

に広がっていく。すると、トンネル縦断方向の変位状況の変化でトンネル上半に継手の目開きが生じ、トンネル上半でも漏水が発生する。このようにして漏水が加速し、付加荷重の増加も加速していくと考えられる。ただし、ある程度トンネル継手の離隔が大きくなったところで、漏水のトンネル内への流入量に対応する周辺地盤の間隙水圧分布、すなわちトンネル近傍における地盤内での動水勾配分布が定常状態になってしまうこと、これにともなう付加荷重も増加が続き一定値になることを、トンネル近傍における地盤内での動水勾配の解析結果と実測結果の比較をもとに確認している。

第5章では、三次元土水連成解析により得られた知見をもとに、同種のシールドトンネルの維持管理を想定して、より簡便な方法で付加荷重の最終的な一定値を得るための手順を考案した。

まず、二次元はり-ばねモデルにより、設計荷重に対する付加荷重の比(以下、「変動荷重比」という)とトンネル天端に発生するひび割れ本数との関係を求める。この関係で推定した変動荷重比と第4章の三次元土水連成解析により求まっている変動荷重比を比較することで、三次元解析により得られる平均的な変動荷重比が、トンネル現場のひび割れ調査結果から求めた縦断方向の平均的な変動荷重比と一致することを確認した。

このひび割れ本数と変動荷重比の関係を利用して、対象トンネルのひび割れ調査結果を用いて現場で発生していると考えられる変動荷重比を推定する。

次に、簡便な二次元土水連成解析に、トンネル現場の内空変位の計測結果から推定される対象トンネル周辺地盤の間隙水圧の変化及び最終的な一定値を入力することで、平均的な変動荷重比の最終的な一定値を求めることができる。

この二次元土水連成解析により求まる変動荷重比が、トンネル現場の平均的なひび割れ本数から推定される変動荷重比、および三次元土水連成解析から求まる平均的な変動荷重比と一致することから、複雑な三次元土水連成解析を用いなくとも、現地計測結果と二次元土水連成解析によって平均的な変動荷重比を求めることが可能であることを確認した。

なお、実務上は、局所的に大きな変動荷重比に対しても補強対策を実施する必要がある。このため、現在の平均的な変動荷重比と将来の平均的な変動荷重比から、将来の最大の変動荷重比を求める方法についても、本章の中で言及した。

第6章は結論であり、本論文で得られた研究成果全体を取りまとめるとともに、今後に残された課題を示している。

研究業績書

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
1.論文	
○1 論文	岡 滋晃, 伊藤 喜広, Wei Li, Alireza Afshani, 金子 俊輔, 斉藤 仁, 赤木 寛一: 軟弱粘性土中のシールドトンネル内への漏水に伴う地盤の圧密に起因する付加荷重の算定, 土木学会論文集 F1 通常号, 第 76 巻 1 号, pp.49-61, 2020 年 4 月
○2 論文	岡 滋晃, Wei Li, 伊藤 喜広, 金子 俊輔, 斉藤 仁, 赤木 寛一: 軟弱粘性土中のシールドトンネルの復水に起因する付加荷重の算定, 土木学会論文集 F1 特集号, 75 巻 2 号, pp.20-29, 2019 年 1 月
○3 論文	岡 滋晃, 伊藤 喜広, 横田 彩加, 斉藤 仁, 金子 俊輔, 赤木 寛一: 軟弱粘性土地盤におけるシールドトンネルの長期的な荷重増加の予測について, 土木学会論文集 F1 特集号, 73 巻 3 号, pp. 75-84, 2018 年 2 月
○4 論文	岡 滋晃, 高橋 巧, 齋藤 仁: レベル 2 地震時に生じる橋梁支承部の損傷を想定した添架管路の耐震性の確保に関する研究, 電力土木, 391 号 pp.9-18, 2017 年 9 月 (最優秀論文賞「高橋賞」)
○5 論文	岡 滋晃, 阿南 健一, 実広 拓史, 吉本 正浩: シールドトンネルの鉄筋残存量の評価と補強設計に関する研究, 土木学会論文集 F1 特集号, 72 巻 3 号 pp.108- 122, 2017 年 2 月
○6 論文	Shigeaki Oka, Yoshihiro Ito, Wei Li, Alireza Afshani, Shunsuke Kaneko, Jin Saito, Hirokazu Akagi: Long term additional load on a shield tunnel in soft clay due to clay consolidation with water leakage, The 10 th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, 1115pp.1-8, June 2020, Cambridge, UNITED KINGDOM
7 論文	Wei Li, Shigeaki Oka, Alireza Afshani, Hirokazu Akagi: Long-term Behaviour of Ground Around Tunnel due to Groundwater Level Fluctuations, The 10 th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, 1125pp.1-7, June 2020, Cambridge, UNITED KINGDOM
○8 論文	Oka Shigeaki, Wei Li, Alireza Afshani, Hirokazu Akagi: Long-Term Subsidence of A Shield Tunnel in Alluvial Clay, ITA-AITES Poster Paper Proceedings, WORLD TUNNEL CONGRESS, April 2018, Dubai International Convention & Exhibition Centre, UAE
2.報告	
1 報告	和田 将也, 足立 賀奈子, 伊藤 喜広, 岡 滋晃, Alireza Afshani, 赤木 寛一: 中位の粘性土地盤のシールド工事における設計時土圧について, 地盤工学会関東支部発表会, 16, 2019 年 8 月
○2 報告	岡 滋晃, 末永 貴志, 斉藤 仁: 2 次元非線形はりモデルによる橋梁添架管路の耐震性検討事例, 電力土木, 398 号 pp.124-127, 2018 年 11 月
○3 報告	岡 滋晃, 高梨 晋成, 吉本 正浩: 鉄筋切断法を用いたひび割れ直下の異形鉄筋の応力度推定と降伏履歴判定, 電力土木, 398 号 pp.120-123, 2018 年 11 月

4 報告	伊藤 喜広, 岡 滋晃, 金子 俊輔, 齊藤 仁, 赤木 寛一: 剛塑性有限要素法の緩み土圧算出への適用性に関する基礎的検討, トンネル工学報告集, 28pp.1-5, 2018 年 10 月
5 報告	足立 賀奈子, 伊藤 喜広, 岡 滋晃, Alireza Afshani, 赤木 寛一: 中位の粘性土地盤のシールド工事における設計時土圧について, 地盤工学会関東支部発表会, 15, 2018 年 8 月
○6 報告	岡 滋晃, 齋藤 仁, 吉本 正浩: RC セグメントの主鋼材に作用する応力度推定法の開発, 電力土木, 392 号 pp.135-140, 2017 年 11 月
7 報告	重岡 匠, 岡 滋晃, 齋藤 仁: レンガ組積体の曲げ耐力評価式の構築, 電力土木, 392 号 pp.141-145, 2017 年 11 月
○8 報告	岡 滋晃, 佐藤 克晴, 齋藤 仁: 塩害を受けた RC セグメントにおける鋼材腐食量の統計的評価手法, 電力土木, 390 号 pp.71-74, 2017 年 7 月
9 報告	野畑 拓也, 岡 滋晃, 内藤 幸弘: 電力ケーブルが輻輳するトンネルの埋設型枠を用いた補強対策, トンネルと地下, 48 巻 3 号 PP.183-191, 2017 年 3 月
○10 報告	岡 滋晃, 齋藤 仁, 吉本 正浩: 被りコンクリートが剥落した電力用シールドトンネルの耐力評価事例, 電力土木, 387 号 pp.112-116, 2017 年 1 月
○11 報告	岡 滋晃, 梶原 誠, 実広 拓史: 電力用シールド洞道での内空変形と鋼材腐食事例, 電力土木, 379 号 pp.53-56, 2015 年 9 月
3.講演	
○1 講演	岡 滋晃, 齊藤 仁, 嘉賀大樹, 本田中, 阿南健一: 載荷状態にある RC 構造物における X 線を用いた鉄筋応力度の測定, 土木学会第 75 回年次学術講演会, 2020 年 9 月
2 講演	齊藤 仁, 岡 滋晃, 佐藤 克晴, 中川 貴之, 志岐 仁成, 竹田 宣典, 十河 茂幸, 徳納 剛: コンクリート中の亜硝酸イオンの拡散について, 土木学会第 75 回年次学術講演会, 2020 年 9 月
3 講演	佐藤 克晴, 吉本 正浩, 岡 滋晃, 齊藤 仁, 新家 由隆: 地中送電設備の耐震設計技術に関する研究 (その 1) ~ (その 3), 土木学会第 75 回年次学術講演会, 2020 年 9 月
○4 講演	岡 滋晃, 齊藤 仁, 中川 貴之: 地中送電用シールドトンネルにおける塩化物イオンの拡散係数の検討, 土木学会第 74 年次学術講演会, V-174, 2019 年 9 月
○5 講演	岡 滋晃, 吉本 正浩, 高梨 晋成: コンクリートひび割れ位置における鉄筋の発生応力度計測方法, V-626, 2018 年 8 月
○6 講演	岡 滋晃, 齋藤 仁, 吉本 正浩: 穿孔法を応用したセグメントの主鋼材に作用する応力度推定法の開発, III-388, 2017 年 9 月
4.特許	
○1 特許	岡 滋晃, 高橋 巧, 齊藤 仁, 吉本 正浩, 佐野 正樹, 高梨 晋成: 構造部材の応力評価

	方法，特願 2016-235939，2016 年 12 月
○2 特許	岡 滋晃，吉本 正浩，実広 拓史，阿南 健一，新家 由隆，小室 真一：既設構造物の補強構造の設計方法，及び既設構造物の補強構造，特願 2017-016326，2017 年 1 月
○3 特許	岡 滋晃，吉本 正浩，実広 拓史，阿南 健一，新家 由隆，小室 真一：既設管路構造物の補強構造，及び既設管路構造物の補強構造の施工方法，特願 2017-016328，2017 年 1 月