

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	水封式岩盤タンクの設計・施工管理及び維持管理に関する研究
Title(English)	
著者(和文)	長谷川誠
Author(English)	
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第3520号, 授与年月日:2001年3月31日, 学位の種別:論文博士, 審査員:日下部 治
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第3520号, Conferred date:2001/3/31, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

水封式岩盤タンクの設計・施工管理
及び維持管理に関する研究

長谷川 誠

要 旨

本研究は、筆者が携わってきた水封式岩盤タンクを取り上げ、日本における最初の水封式岩盤タンクである菊間実証プラントに適用した設計法について、同プラントにおける岩盤タンクの安定性、水封機能性に対する挙動を検討し再評価した。また、この設計法を基本にして設計された大規模地下石油備蓄串木野基地建設時の技術的課題及び維持管理期間中に得られた知見を検討し考察を加えることによって、大規模な水封式岩盤タンクを合理的に設計する際に考慮すべき事項を明らかにし、今後研究開発を進めるべき課題を述べた。

本論文の概要は以下のとおりである。

第 1 章「序論」では、本研究の背景と目的を述べるとともに、既往の研究を概観して本研究の位置付けを明確にした。

第 2 章「実物大実証プラントの設計と原位置計測」では、まず実証プラントの概要と用いた設計法について述べ、次に建設時と完成後の実証実験の計測結果について力学的安定性と水封機能の 2 点について考察と検討を加え、用いた設計法の再評価を行った。これにより、空洞掘削時の岩盤安定及び水封機能に用いた設計法はほぼ妥当であることを示した。また、貯油槽湧水量に対する影響因子を分析した結果、水封水位及び貯油槽の貯蔵条件（内圧と液面位）が支配的な影響因子であることを明らかにし、影響因子を考慮した鉛直二次元 FEM 浸透流解析は、複雑な条件下でも実測値の変化傾向を表現できその適応性は高いことを示した。さらに、長期間にわたる湧水量の実測データの分析・検討から、湧水量の低減率は初期に大きく 1 年以上経過すればほぼ 60% 程度になり、長期間経過後の低減率は概ね初期の 30~40% 程度となることを明らかにした。このことから、非定常解析による長期間の地下水流動予測解析では、透水係数は初期値から値を変化させて使用する必要があることを指摘した。

最後に、これらの検討結果をもとに、大規模な水封式岩盤タンクの建設に際し重要となる検討課題を抽出し、広域的調査、空洞の長期的安定性確保、水封機能にかかわる継続的な観測及び管理の重要性を指摘した。

第 3 章「断層群中の水封式岩盤タンクの施工管理」では、まず串木野基地の概要について述べ、次に同基地建設中に新たに発見された断層群に対する、空洞の力学的安定性評価及び水封機能評価に基づく対策工の立案について検討と考察を加えた。これにより、建設前に行われる広域調査では、建設地域全体をカバーする詳細な地質情報を得るのは不可能であり、施工中の地質観察・計測あるいは追加調査により地質情報の補完を行い、地質状況に応じた当初設計の見直しや修正を迅速に行うことの重要性を指摘した。また、水封機能に影響を及ぼす要因は地質的な不連続面（断層や貫入岩等の地層境界）にあり、建設中

に得られる地質状況、湧水状況、地下水位状況などの継続的な観察・計測を行い、それらの因果関係を詳細に検討し地下水流動状況の把握に努めることが重要であることを指摘した。さらに、菊間実証プラントと同様に串木野基地の湧水量は、長期的に低下傾向を示すことを明らかにした。また、貯蔵空洞の上部にトンネルを配置する場合は、人工的に地下水の涵養を補う工夫が必要であることを指摘した。

これらの検討結果から、水封式岩盤タンクでは、地下水観測、地下水流動に関する調査技術、地下水流動評価技術、計測管理技術などのトータルな技術開発の重要性を提言した。

第4章「地震時の岩盤中の水理挙動と水封式岩盤タンク維持管理への影響」では、まず維持管理活動中に発生した群発地震の記録に基づき、地震時の岩盤水理挙動について検討と考察を加えた。これにより、串木野基地で観測された震度5強～6弱レベルの地震では、地震時間隙水圧は水平加速度及び水平方向の粒子速度にほぼ比例する関係にあることを明らかにした。また、地震時間隙水圧の変動量は水みちとなる割れ目の透水性、割れ目の開口幅、粘土介在物の有無などで異なることを指摘した。さらに、地震後の常時間隙水圧の空間的变化量は、周辺岩盤内の地下水ポテンシャルの影響を受け同一のボーリング孔での変化量はほぼ同じであること、地震によって一旦上昇した常時間隙水圧は、群発地震期間中においては、震度が同程度以下の地震ではそれほど影響を受けず、それ以上の震度の地震が発生した場合大幅ではないが上昇することを明らかにした。また、地震が誘因となって岩盤タンク周辺の透水性・ポテンシャルが変化することにより地下水流動が発生し、串木野基地では震度5～6程度の地震直後湧水量は約15%増加したこと、岩盤タンク周辺の透水性およびポテンシャルは徐々に復元することを示した。

今後の課題として、岩盤のひずみをグローバルに計測することにより地震時における間隙水圧の変化を議論することが重要であることを提言した。

次に、三次元地下水流動解析により建設時の地下水流動を再現した後、維持管理上重要な4つの事象を想定し予測を行って、水封機能を評価し考察を加えた。その結果、水封水供給施設が正常に機能している場合は、水封機能は正常に保持できることを明らかにした。特に、地震に対する事象を浸透流解析のみで表現した場合、断層などの透水係数を2倍にすることにより湧水量の定性的な変化傾向が一致することを明らかにした。

また、今後の課題として貯蔵空洞の健全性を評価するための技術開発について提言した。

第5章「結論」では、各章で得られた結論をまとめることにより本論文の結論とした。

Summary

This study focuses on the water-sealed rock caverns that the author has been involved in. A review was made of the design method applied to the Kikuma demonstration plant, where Japan's first water-sealed rock cavern is located, by studying the behavior of the rock cavern in terms of stability and the water sealing capacity. An examination was also made of the technical problems encountered during the construction of the Kushikino base, a large scale underground oil storage base designed based on the above design method, and of the knowledge obtained during the maintenance of the base. Then, the considerations in rational design of water-sealed large scale rock caverns were identified, and the matters requiring future research and development were described.

The contents of the paper are outlined below.

Chapter 1, "Introduction" described the background and the objective of this study, surveyed existing studies, and clearly positioned this study.

Chapter 2, "Design of real size demonstration plant and field measurement" first outlined the demonstration plant, and described the design method adopted. Then, the mechanical stability and water-sealing capacity were examined and reviewed based on the measurements obtained in performance tests during construction and after completion. Thus, the design method applied was evaluated. As a result, the design method used to stabilize the rock mass during the excavation of the cavern, and to provide water-sealing capacity proved to be almost valid. An analysis of the factors affecting the seepage in the oil storage cavern revealed that the piezometric head of water sealing, and the storage conditions of the cavern (internal pressure and the level of oil) were predominant factors. It was also found that two-dimensional Finite Element analysis of vertical seepage could represent variations in measurements even under complicated conditions, and was, therefore, highly adaptable. The analysis and study of actual long-term seepage data clearly showed that the rate of seepage decrease was great in the initial stage, and was about 60% of the initial rate after one year. After the lapse of a longer time, the rate was 30 to 40% of the rate in the initial stage. Accordingly, the need to modify the initial value of permeability coefficient was pointed out if the coefficient was to be used for predicting long-term groundwater flow in unsteady seepage analysis.

Finally, based on the above analysis, the key problems that are important to the

construction of water-sealed large scale rock caverns were extracted. Then, the importance of extensive investigations, securing of long-term stability of caverns, and continuous monitoring and control of water-sealing capacity was emphasized.

In Chapter 3, "Construction control of water-sealed rock caverns in a group of faults", an outline of the Kushikino base was presented first. Then, planning for measures responding to a group of faults newly discovered during the construction of the Kushikino base was studied and considered based on the evaluation of mechanical stability and water-sealing capacity of the caverns. As a result, wide area surveys in pre-construction were found to provide no detailed geological data for the entire area of construction. The need was, therefore, noted to supplement geological data by geological monitoring and/or measurement during construction, or additional investigations, and to make a review of or modifications to the initial design quickly according to the latest geological data. It was pointed out that water-sealing capacity is influenced by discontinuities (discontinuities of formations such as faults and intrusive rocks), and that continuous monitoring and measurement of geological conditions, seepage and water level during construction, and detailed studies of the cause and effect among those factors are important to the grasp of groundwater flow. In the Kushikino base as well as the Kikuma demonstration plant, seepage was found to have a tendency to decrease in the long run. Placing a tunnel above the storage cavern requires measures for artificially recharging water.

Based on the above analysis, the importance of total development of technologies to water-sealed rock caverns was suggested. Such technologies include those for groundwater monitoring, groundwater flow investigation and evaluation, and instrumentation.

Chapter 4, "Hydraulic behavior in rock during earthquakes and its influence on maintenance control for water-sealed rock caverns" first studied and discussed hydraulic behavior of the cavern during earthquakes based on the record of earthquakes swarm that occurred during maintenance activities. As a result, it was explained that the pore water pressure during the earthquakes of a seismic intensity of slightly higher than 5 to slightly lower than 6 detected at the Kushikino base was almost in proportion to horizontal acceleration and horizontal particle velocity. Fluctuations of pore pressure during earthquakes were found to vary depending on the permeability of a crack serving as a seepage path, opening width of a crack, and the existence of clay in the seepage path. It was also revealed that spacial fluctuation of

post-earthquake continuous pore pressure was influenced by the groundwater potential in the surrounding rock mass, and remained almost the same in one and the same borehole. Continuous pore pressure that once increased due to an earthquake was not much affected by another earthquake of same or smaller intensity among a swarm of earthquakes, but increased slightly during an earthquake of greater intensity. Earthquake-induced variations in the permeability and groundwater potential in the vicinity of the rock caverns caused groundwater flow. In the Kushikino base, seepage increased about 15% immediately after an earthquake of a seismic intensity of 5 to 6, and the permeability and groundwater potential in the vicinity of the rock caverns gradually recovered.

For future studies, the importance of discussions on the fluctuations of pore pressure during an earthquake based on the global monitoring of strains in rocks was suggested.

Then, groundwater flow during construction was re-created by three-dimensional groundwater analysis, and water-sealing capacity was evaluated and considered by making predictions based on the assumption of four events important to maintenance. As a result, it was revealed that water-sealing capacity could be maintained as long as sealing water supply facilities were operating normally. It was shown that when representing an earthquake-induced event based only on seepage analysis, doubling the coefficients of permeability of faults could result in agreement with measurements with respect to qualitative tendency of change of seepage.

Recommendations were also made for future study in relation to technical development for evaluating the soundness of storage caverns.

Chapter 5, "Conclusions" listed knowledge obtained in each section of this paper.

目 次

	ページ
第1章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 水封式岩盤タンクの概要	2
1.2.1 水封の原理	2
1.2.2 水封式岩盤タンクの貯蔵方式	2
1.2.3 海外の水封式岩盤タンクの事例	4
1.3 水封式岩盤タンクに関する既往の研究と既往の研究の問題点	6
1.4 本研究の構成	11
参考文献	13
 第2章 実物大実証プラントの設計と原位置計測	 17
2.1 概説	17
2.2 実証プラントの概要	17
2.2.1 施設概要	17
2.2.2 実証実験の目的	21
2.3 貯油槽の設計	23
2.3.1 貯油槽の支保構造設計	23
2.3.2 水封機能に関する設計	25
2.4 実証実験とその結果	33
2.4.1 構造上の安定性について	39
2.4.2 水封機能性に関する実証実験	47
2.4.3 菊間実証プラントの湧水量データの分析	54
2.5 大規模地下備蓄基地建設に対する課題と問題点の抽出	66
2.6 結論	69
参考文献	70
 第3章 断層群中の水封式岩盤タンクの施工管理	 72
3.1 概説	72
3.2 地下石油備蓄串木野基地の概要	72
3.2.1 施設概要	72
3.2.2 地形・地質概要	72
3.2.3 施工計画概要	84
3.2.4 岩盤タンク掘削における計測管理	84
3.3 弱層部の空洞安定対策	93

3.3.1 経緯	93
3.3.2 内空変位計測データの分析	96
3.3.3 新型断面形状の比較検討	98
3.4 水封機能対策	109
3.4.1 経緯	109
3.4.2 グラウト工事の情報化施工	109
3.4.3 簡易モデルによる改良効果の把握	115
3.4.4 三次元割れ目系解析による湧水量検討	118
3.4.5 オイルイン後のタンク湧水量低減割合の検討	127
3.4.6 TK-101 の部分操業	136
3.5 完成前の最終点検	148
3.6 結論	158
参考文献	160
第4章 地震時の岩盤中の水理挙動と水封式岩盤タンク維持管理への影響	162
4.1 概説	162
4.2 串木野基地完成後における地震の影響	163
4.2.1 間隙水圧計の設置	163
4.2.2 システム概要	163
4.2.3 地震観測記録と地震時間隙水圧測定	169
4.2.4 地震時の岩盤水理挙動	181
4.3 3次元地下水流動解析による再現解析と予測解析	189
4.3.1 解析モデル及び解析条件	189
4.3.2 解析結果と考察	198
4.4 結論	225
参考文献	227
第5章 結論	229
謝辞	233
付表一覧	234
付図一覧	236
Appendix	A-1
Appendix 1	A-1

Appendix 2	A-3
Appendix 3	A-5

第1章 序 論

1.1 研究の背景と目的

1975 年前後の日本において、1973 年の第 1 次石油危機、1974 年に発生した水島における石油流出事故（12 月 18 日三菱石油水島製油所）などに端を発し、地上タンクの立地難や建設費の高騰に対処するため、新しい備蓄方式による石油の備蓄の必要性が真剣に討議されていた。このような社会的ニーズを受けて、通産省資源エネルギー庁内に「石油備蓄技術研究会」が設置され、1976 年度から 1978 年度にかけて、様々な備蓄方式の調査・検討が行なわれ¹⁾、その成果を基に、国は石油の備蓄政策を遂行し最近においては図 1.1-1 に示したように約 5,000 万 kℓ の国家石油備蓄体制が確立した。

1990 年 8 月に始まった、イラクのクウェートへの侵攻に端を発する中東湾岸危機に、過去 2 度の石油危機のような社会的混乱を招くことなく乗り切ることが可能となったのは、140 日分の備蓄があったことによるものである⁴⁾とされている。

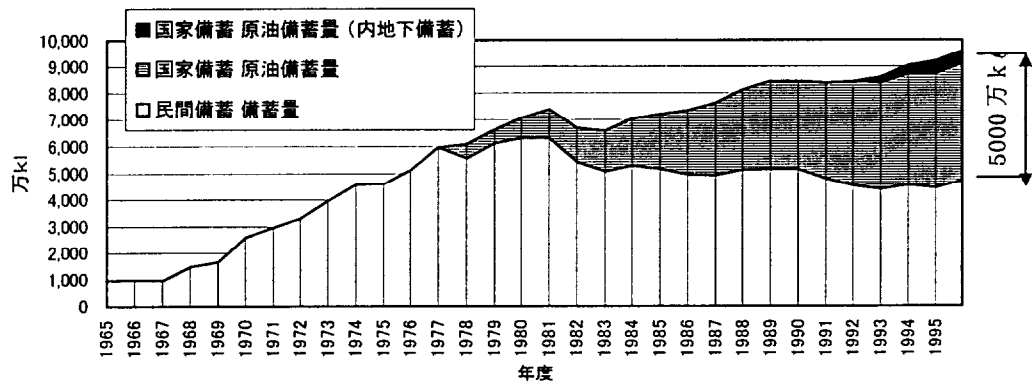


図 1.1-1 石油備蓄量の推移 2),3)を基に作成

筆者は、1975 年に海外から導入した水封式岩盤タンクに関する技術を、日本に適用させるための技術開発を行い、その成果を基に我が国最初の水封式岩盤タンクの実験プラントである菊間実証プラントの建設に係わる設計、実証実験、及びその成果の取りまとめに参画した。また、菊間実証プラントの成果に基づいて建設が決定された大規模な国家地下石油備蓄串木野基地の建設に係わる技術的課題に対する検討に携わり、さらに 1994 年の串木野基地完成以降も維持管理に関する委員会活動も行っている。このように日本における水封式岩盤タンク技術導入後のほぼ初期の段階から“エンジニアリング スタッフ”としてこの技術の発展・普及及び実現に係わってきた。

本研究は、筆者が携わってきた水封式岩盤タンクを取り上げ、菊間実証プラントに適用した設計法について、同プラントにおける岩盤タンクの安定性、水封機能性に対する挙動を検討し再評価するとともに、この設計法を基本にして設計された大規模石油備蓄基地建設時の技術的課題及び維持管理期間中に得られた知見を検討し考察を加えることによって、

水封式岩盤タンクの合理的な設計法の向上を目指すことを目的とするものである。併せて、今後の同種プロジェクトに対する研究課題を提言する。

1.2 水封式岩盤タンクの概要

岩盤内に無覆工で石油類を貯蔵する水封式岩盤タンクのアイデアは、1939年にスウェーデン人の Herman Jansson によって考えられたものであるが、第二次世界大戦を経て実際にこの方式の適用が開始されたのは 10 年経過した後からであった⁵⁾。

以下に、水封の原理、水封式岩盤タンクの貯蔵方式及び海外の事例を述べる。

1.2.1 水封の原理

地表に降った雨の一部は、地盤内にしみこみ、その後表土と基盤の間にある風化帯に浸透し層間地下水となる。このごく一部が節理などの岩盤不連続面を通して岩盤内へ浸透し、岩盤内の間隙を飽和させる。この岩盤内の地下水は基盤内地下水と呼ばれる。(図 1.2-1 ①参照)

このような岩盤内に空洞を掘削すると、図 1.2-1 ②に示すように当然空洞は基盤内地下水で満ち溢れることになるが、空洞から排水を行えば、図 1.2-1 ③に示すように岩盤内の基盤内地下水が空洞内に継続的にしみ出す状態になる。この空洞内に、油が水より軽く水と混合しない性質を利用して油を貯め、基盤内地下水圧を常に油及びガスの圧力より大きくしておけば、その漏れを防ぐことができる。(図 1.2-1 ④参照) すなわち、貯蔵圧力より地下水圧を常に高くし、空洞内に流入する湧水を常に排水し、空洞内へ地下水が常に流入する状態を作れば貯蔵が実現可能となる。これが液密・気密の条件であり、水封の基本原理となっている。

空洞内に流入する湧水を排水する方法は、地下水をピットに集めて排水し、水床（ウォーターベッド）を常に一定に保つ固定水位法（図 1.2-2(a)）がもっとも一般的であるが、ガソリンやナフサなどの特に揮発性の高い石油類を貯蔵する場合は、水床を上下させタンク頂部の一定位置に石油類を保つ変動水位法（図 1.2-2(b)）が用いられる。ただし、変動水位法は大規模なポンプ設備と水処理設備を必要とする。

1.2.2 水封式岩盤タンクの貯蔵方式

水封式岩盤タンクの貯蔵方式は、貯蔵する石油類の性状により①～④に述べる異なる貯蔵方式がとられる。

LPG の場合は、ガスが可燃性ガスであるため気密性が要求される。また、大規模輸送では低温、小規模輸送では常温にして輸送するのが有利とされており、さらに 2 次輸送が必要な場合は常温の LPG を冷却し低温にして輸送するために冷却設備が必要となるので、LPG の貯蔵方式の選定に当たっては貯蔵施設が占める流通上の役割を考慮して①ないし②の方式を選定する。

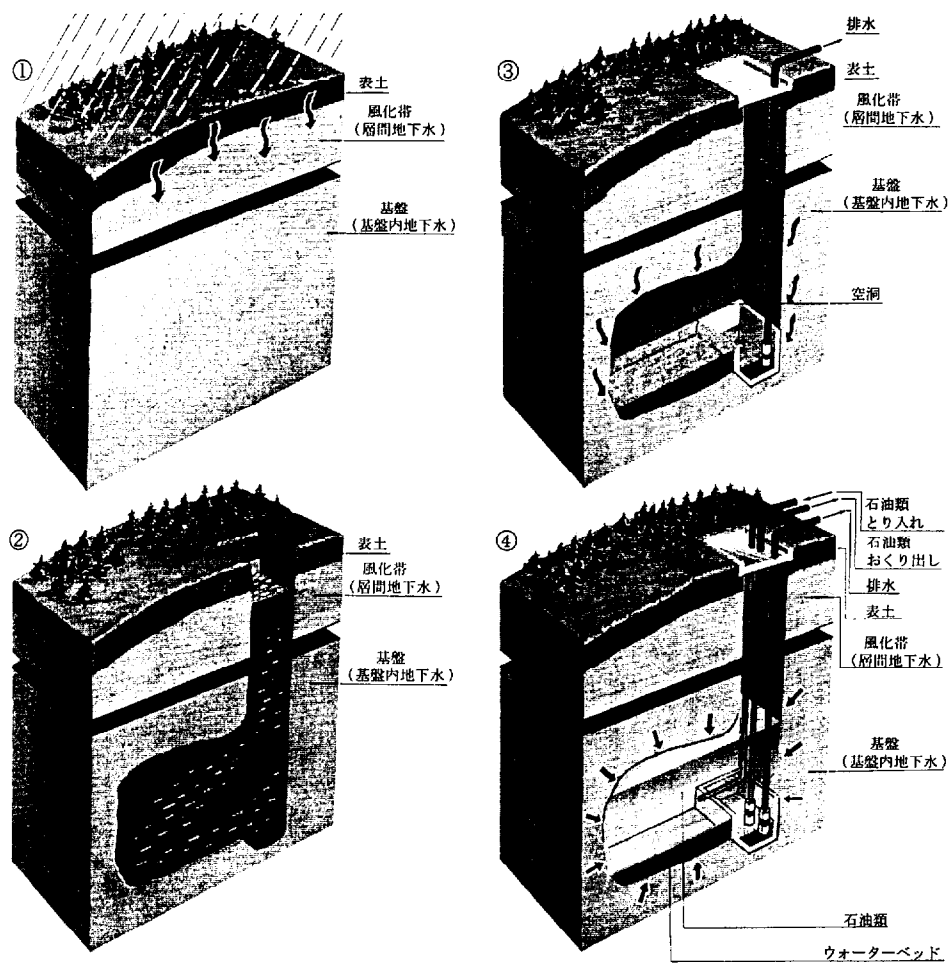
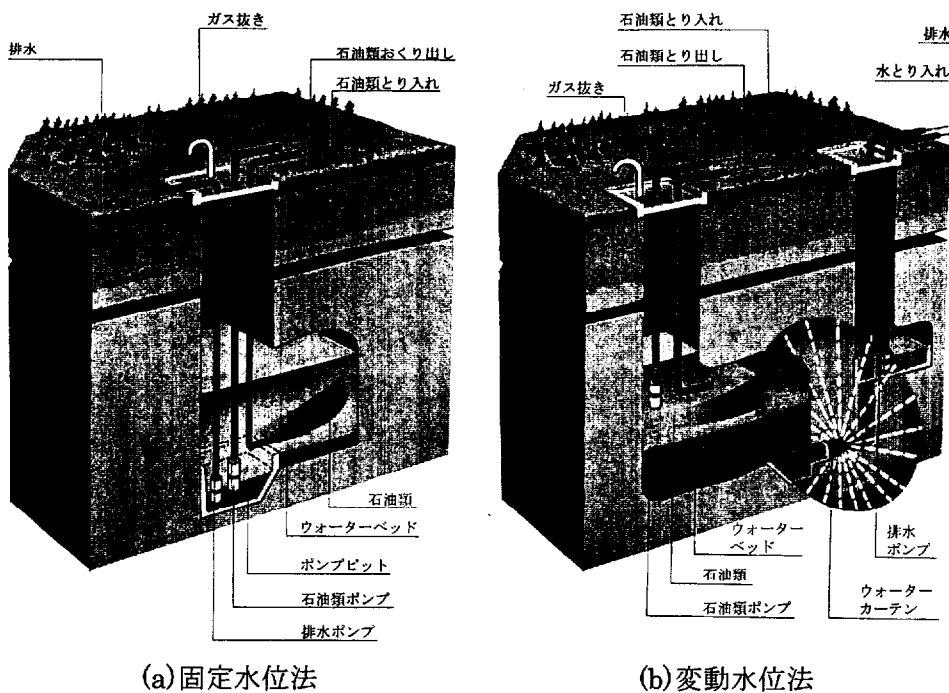


図 1.2-1 水封の原理図⁶⁾



(a) 固定水位法

(b) 変動水位法

図 1.2-2 水床の方式⁶⁾

原油は産地によって流動点（液状になる温度）が異なるが、常温で液状の場合は③の方式が採用される。また、そのガスは可燃性であるため気密性が要求される。一方、流動点の高い原油や重油は加温して貯蔵する必要があり通常④の方式が採用される。

常温で流動性を有するガソリン、ナフサはガス圧が高く可燃性ガスであるので、常温で流動性を有する原油と同じく③の方式が採用される。

①LPG 加圧タンク（図 1.2-3(a)）

プロパン（ C_3H_8 ）やブタン（ C_4H_{10} ）などの液化石油ガスを常温高压状態で貯蔵する場合に使用される。基盤内地下水圧が LPG の蒸気圧以上となる十分な深さに設けられ、ウォーターカーテンにより積極的に水封を行うのが一般的である。なお、常温状態での LPG の蒸気圧（ベーパー圧）は、プロパンの場合 20℃で約 0.8MPa、ブタンの場合 20℃で約 0.2MPa である。

②LPG 冷凍タンク（図 1.2-3(b)）

この方式は、LPG を常圧低温状態で貯蔵する場合に使用される。

常圧でプロパンは-42℃以下、ブタンは-0.5℃以下で液化するため、タンク周辺の節理に浸透した地下水は凍り、岩盤内のすべての不連続面を氷で埋める。したがって、タンク周辺は強固な岩盤と氷の殻で囲まれた状態になり、ガスが外に出る恐れが無く安全に貯蔵できる。設置深度は LPG 加圧タンク程深く設置する必要が無い。

③原油タンク（図 1.2-3(c)）

原油を貯蔵する場合は、ベーパーとスラッジ（沈澱物）の問題を解決する必要がある。ベーパーガスの発生を抑えるには、LPG と同じ加圧タンクの方式をとる。

スラッジは、ウォーターベッドの深さを通常より深くし、原油を一端から入れて、他端から出すようにして、スラッジをウォーターベッドの中に沈澱させるようにする。

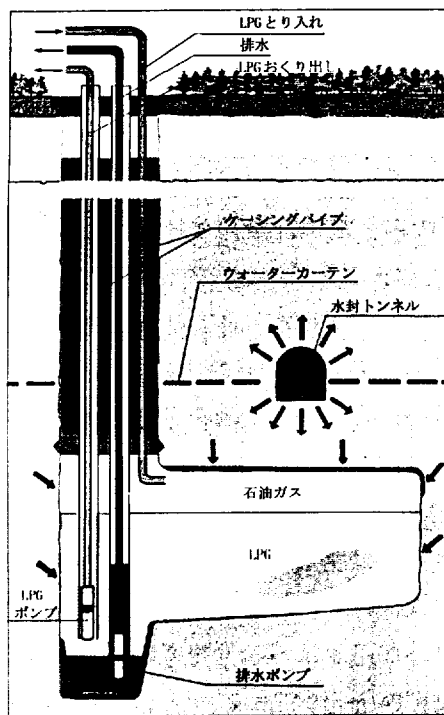
④加熱タンク（図 1.2-3(d)）

重油などの流動点の高い油種の場合には、地上タンクと同様に加熱する必要があるが、これには直接加熱する方法と、ウォーターベッドを加熱する間接加熱法や、両者を併用する方法がある。

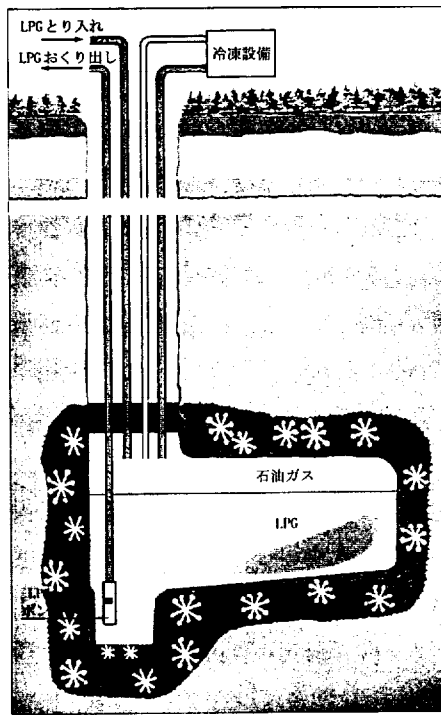
1.2.1 で水封の原理を述べたが、水封式岩盤タンクを経済的に建設するためには、安定した基盤内地下水があり、空洞の安定に十分な強度の岩盤であること、大量の石油類の受け入れを行うために港湾施設が設置可能な海岸線に近いことなどが、成立性の要件として挙げられる。

1.2.3 海外の水封式岩盤タンクの事例

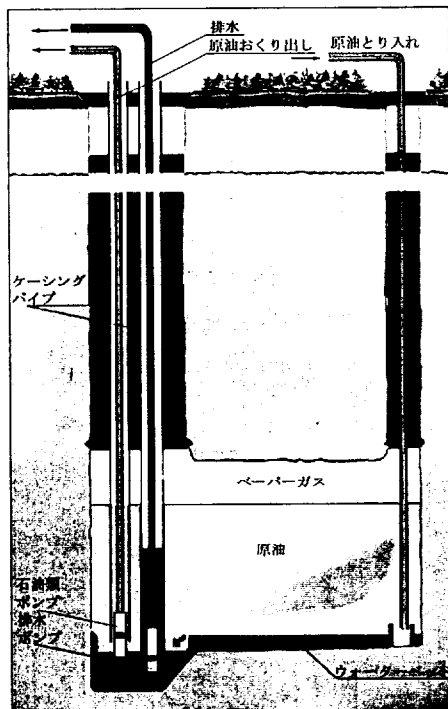
石油の地下貯蔵方式は、地上タンク方式などの従来の石油貯蔵方式に比べ火災及び地震に対する安全性が高く、かつ環境保全の面からも優れていることが評価されている。この



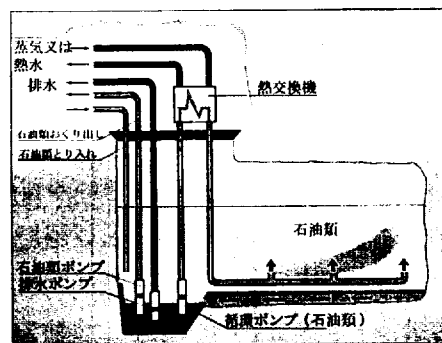
(a)LPG 加圧貯蔵方式



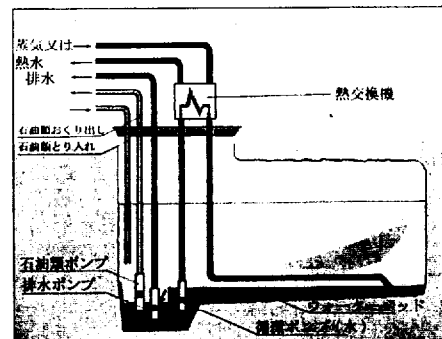
(b)LPG 冷凍貯蔵方式



(e)原油タンク



(d)加熱タンク（直接加熱法）



(e)加熱タンク（間接加熱法）

図 1.2-3 貯蔵方式⁶⁾

地下貯蔵方式は、1940 年代後半にスウェーデンにおいて初めて建設が行われて実用化されて以来既に 50 年以上の建設実績がある^{7),8),9)}。スウェーデンをはじめとする北欧諸国では国防上の理由から、地下を積極的に利用するなどの政策をとっており一般的な貯蔵方式となっている。しかし、これらの国々の地盤は約 35 億年前のプレカンブリア紀に形成された安定した地質であり、大部分の岩盤タンクは堅固な岩盤内に無覆工で建設されており、地質的な評価と経験を基にプロジェクトが進められているものが多い。図 1.2-4,5 にスウェーデンとフィンランドの貯蔵用空洞形状の事例を示した。現在では、北欧・アメリカ・フランス・ドイツ・韓国などで広く実用プラントが建設され稼動している。ただし、アメリカ・ドイツは岩塩を利用し、水で溶解した空洞内に貯蔵している事例が多い。

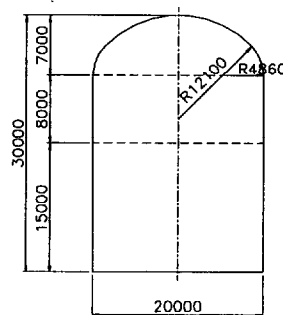


図 1.2-4 スウェーデンの空洞形状事例¹⁰⁾ (単位：mm)

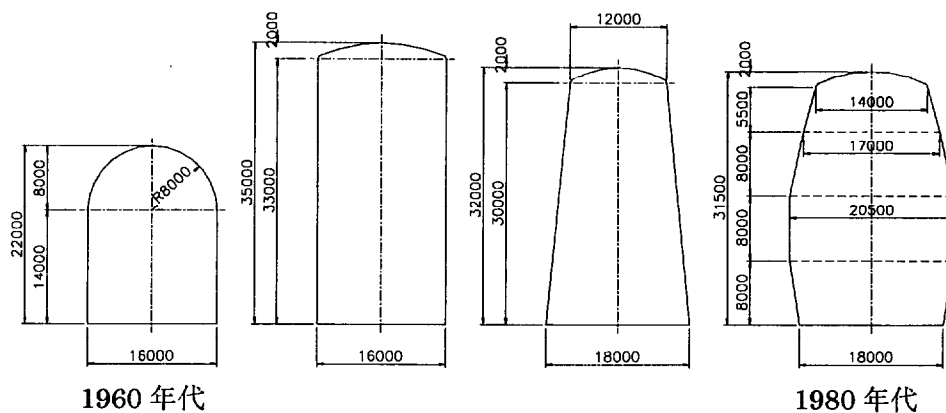


図 1.2-5 フィンランドの空洞形状事例¹⁰⁾ (単位：mm)

1.3 水封式岩盤タンクに関する既往の研究と既往の研究の問題点

水封式岩盤タンク方式が成立するために技術的に解決すべき事項は、①空洞の安定性を確保した上で、②液密及び気密を確保することである。それにより石油類を地下に安全に貯蔵することを可能にしている。ここでは、まず液密及び気密を確保するための既往の研究を概観し、北欧及び日本における水封式岩盤タンクに関する研究動向を述べる。つぎに、空洞の安定性に関する評価技術、液密及び気密確保に関連する地下水流動に関する評価技術、日本における大規模地下石油備蓄に関する研究の概要を紹介する。最後に、既往の研究の問題点を述べる。

Åberg¹¹⁾は、LPG の常温高圧貯蔵において、岩盤内の不連続面（亀裂や空隙など）からの LPG ガス気泡の上昇は、地下水の流れ（動水勾配）により防止できるとした。これは、LPG ガス気泡に作用する浮力は鉛直方向に不連続面がある場合最大値となるが、不連続面内の LPG ガス気泡に作用する毛細管力の測定は実際には難しいのでこの毛細管力を無視した上で、LPG ガス気泡周辺の地下水の流れをベルヌーイの定理を適用し水理学的に検討した結果、不連続面内の LPG ガス気泡が上昇しない条件（気密条件）として、空洞近傍の鉛直動水勾配が 1 以上あればよいとしたものである。さらに、これを実現する手段として無限孔列に関する Muskat¹²⁾の理論を適用し、水封ボーリング孔から注水を行うことにより鉛直方向の動水勾配を確保する考え方を述べた。Lindblom ら¹³⁾は、スウェーデンで 1975 年～1976 年にかけて花崗片麻岩中に建設された LPG 貯蔵空洞を利用し、LPG ガスの圧力変動内で圧縮空気により気密試験を行った結果、空洞上部に水封ボーリング孔を設けて水压を作用させることによって、空気漏洩率が 0.006%/day 以下になったと報告している。

一方、駒田ら¹⁴⁾は、Åberg¹¹⁾の提案は実際に作用している毛管現象を考慮しない点であり、あまりにも余裕がありすぎるとして、アクリル円柱（ ϕ 10cm、長さ 30cm）内に幅 8cm で厚さを 0.3mm、0.5mm、1.0mm、2.0mm の 4 段階に変化させたスリットを設け、上下間に水頭差を与えた上で下部から空気を注入し圧力を上昇させる模型実験を行い、亀裂幅が 0.3mm～2.0mm の範囲では鉛直動水勾配が 0.10～0.13 以上あれば気泡の上昇が起これないことを示した。中川ら¹⁵⁾は、アクリル製角柱（10cm×10cm、長さ 50cm）に幅 10cm で厚さ 1mm に固定したスリットを設け、さらに角柱下部に高さ 3cm のノッチを設けその角度を 30°、60°、90°、120°、180°（水平）に変化させて駒田ら¹⁴⁾と同様な実験を行った結果、鉛直動水勾配がほぼ 0 の状態でも気泡の上昇が起これないことを報告した。日本立地センターにて行なわれた Hele-Shaw 模型（平行平板間の層流流れの運動方程式が、Darcy 則に従う地下水流の方程式に類似していることを利用し、平行平板間の流れで地下水流を相似させた模型）による実験¹⁶⁾でも駒田ら¹⁴⁾と同様な結果が得られている。このような議論を受け、Goodall ら¹⁷⁾は、駒田ら¹⁴⁾の考え方を参考とし Åberg¹⁴⁾の提案を一般化させた形で気密条件を検討する考え方を議論した。この結論において、気密条件は不連続面の傾斜、不連続面の開口厚または不連続面内の毛細管力、空洞の形状及び掘削面の凹凸などの因子によって異なるが、これらの因子は実際の岩盤では測定不可能であり不連続面内へのガス侵入を防止するとする設計的アプローチは適切でなく、不連続面内に存在するガスの上昇を防止する設計的アプローチに立つべきであるとした。

また、Åberg¹⁸⁾は水平な亀裂が存在する場合において、空洞間で油などの移流を防止する有効な手段として、やはり無限孔列に関する Muskat¹¹⁾の理論を適用し縦水封ボーリングを配置する設計の考え方を示している。

一方、日本における研究は上記の研究成果を出発点とし、菊間実証プラントにおける地下水挙動計測から、地下水流動を FEM による二次元浸透流解析行って評価した百田ら¹⁹⁾の報告、亀裂系三次元浸透流解析などに関する基礎的研究を行った百田²⁰⁾の提案がある。

下茂ら²¹⁾は、三次元鏡像法を用い施工段階及び人工水封時の岩盤内の間隙水圧分布を解析した。これらの研究は、菊間実証プラントにおけるこの種の浸透流解析手法の有用性を示した例としてあげられる。また、宮下ら²²⁾は同プラントに設置した計測システムを紹介するとともに岩盤内変位、間隙水圧分布などの計測結果を報告している。

さらに、北欧諸国と異なり地震国である日本の実状から、耐震性の研究^{23), 24)}も行われており、菊間実証プラントのような堅硬な花崗岩内（電力中央研究所の岩盤分類でB～CH級）に設置された岩盤タンクの構造安定性は特に問題なく、地下の良好な岩盤内の水平方向加速度は地表の1/4～1/5との結果を報告した。また、複数の地下発電所における同様な観測例²⁵⁾でも、菊間実証プラントと同様に地下の良好な岩盤内の水平方向加速度は地表の1/2～1/3、鉛直方向の加速度は地表の1/1～1/2であることを示している。

従来のトンネルや地下発電所を代表とする大規模地下構造物の建設工事においては、力学的な安定性に対しては、十分な計測体制を採り施工を行ういわゆる情報化施工が一般的に行なわれている。しかしながら、この種の地下構造物における建設上の地下水に対する扱いは、流れを制御する方法もしくは透水性を低減する方法を採用するのが一般的である。流れを制御する方法は水抜きトンネルやドレーントンネルなどにより地下水を排出する方法であり、透水性を低減する方法はグラウト注入により湧水を抑制する方法である。青函トンネルはグラウトの先行注入と水抜きボーリングを併用して建設された代表例としてあげられる。ただし、この2者の方法はどちらかという施工に伴う補助工法の位置付けが強い。

これに対し、水封式岩盤タンクは地下水の流動を積極的に利用することによって、岩盤内に建造した空洞内部に貯蔵される石油類及びそのガスの漏洩を防ぐことを目的としている点が異なっている。このため、水封式岩盤タンクの設計においては、従来から行われていた掘削に伴う空洞の力学的安定性の評価に加え、空洞完成後の地下水流動の評価も重要な検討項目となっている。

ここで、空洞の力学的安定性評価及び地下水流動の評価技術について研究動向を概観すると以下のようなものである。

まず、地下空洞を対象とした力学的安定問題を評価する方法としては、不連続体解析手法と等価弾性体解析手法に大別される²⁶⁾。

不連続体解析手法は岩盤内に存在する断層などの大きな不連続面、卓越した不連続面が存在する場合及び割れ目が多く岩盤構造物周辺に岩盤ブロックが形成される場合などに適用される手法である。Goodmanら²⁷⁾により提唱されたジョイント要素、Cundall²⁸⁾、木山ら²⁹⁾によって提唱された個別剛体要素法、Goodmanら³⁰⁾によって提唱されたKey Blockなどが代表例としてあげられる。

等価弾性体解析手法は岩盤に割れ目が無く連続体として扱える場合もしくは非常に多くの割れ目が区間的にランダムに分布している場合などに適用される方法であり、多くの研究者により研究が行なわれている。代表例として川本³¹⁾の研究、現在でも地下発電所の空

洞安定問題の検討に標準的に適用される林ら³²⁾の研究がある。さらに、任意の角度で交差する不連続面群に対し分布を特徴付けるファブリックテンソルを導入した Oda³³⁾の研究、金属のクリープ損傷理論の概念を導入し損傷テンソルを求める京谷ら³⁴⁾の研究、マイクロメカニックスの理論を用い個別のジョイントの開口・せん断変形を評価する Cai ら³⁵⁾、吉田ら³⁶⁾の研究がある。

一方、地下水流動の評価手法も力学的な評価手法と同様 2 つの手法に大別できる。多孔質媒体の浸透問題を扱う手法及び不連続性が地下水流におよぼす影響を検討する手法である。

多孔質媒体の浸透問題を扱う手法は多くの研究者により研究されており、定常浸透流解析により自由水面問題を扱った川本ら³⁷⁾の研究、それを非定常問題まで拡張した駒田ら³⁸⁾の研究を代表例としてあげることができる。さらに、解析対象を飽和領域から不飽和領域まで拡張し非定常浸透流の研究を行った Neuman³⁹⁾、赤井ら⁴⁰⁾、駒田ら⁴¹⁾の報告がある。一方、Oda^{42),43)}はファブリックテンソルの概念を導入し、亀裂性岩盤の透水テンソルを異方性多孔質媒体さらには弾性多孔質媒体まで求められるように発展させた。

不連続性が地下水流におよぼす影響を検討する手法に関する研究は、古くは Louis⁴⁴⁾ によって提唱され、数値解析的研究では、亀裂部分のみ浸透性を有するとした Wilson ら⁴⁵⁾、川本ら⁴⁶⁾、Long ら⁴⁷⁾、百田ら⁴⁸⁾の研究がある。さらに応力と水とを連成して扱う解析手法も Noorishad ら⁴⁹⁾、大西ら⁵⁰⁾によって研究されている。

以上、力学的安定問題及び地下水流動問題を評価する上での研究の動向を概観した。これらの評価手法は、実際の岩盤内に内在する不連続面を忠実にモデル化できれば有効な手段となるが、現実には岩盤中に存在する大小の不連続面の位置・方向・大きさなどの幾何特性や力学特性及び水理特性を定量的にすべて特定して求めることは、現在の技術においても不可能でありこの点が課題となっている。

日本における大規模な水封式岩盤タンクに関する研究については以下の事例がある。

松村⁵¹⁾は、自らが企画・推進した石油備蓄政策の一環となる地下石油備蓄基地建設において、事業者として建設に関連して発生した様々な課題に対し意思決定を行ったが、そのプロセスを分析・評価し意思決定に関する方法論を論じた。

中澤⁵²⁾は、従来のトンネルや地下発電所の地質観察や内空変位、岩盤内変位測定などの計測を基にした施工管理の方法を参考にして、地下石油備蓄基地建設に先立ち事前に設定した施工管理基準について、串木野基地の施工実績及び施工管理の状況を詳細に分析・評価することにより施工管理の妥当性を含めて施工管理項目として新たに考慮すべき事項を明らかにし、新たな大深度、大断面連設空洞掘削時の施工管理方法を提案した。

岡本⁵³⁾は、従来の岩盤分類で補助的に採用されている透水係数や割れ目密度などを基として地下石油備蓄建設に始めて適用した地下備蓄式岩盤分類法について、3 基地（久慈基地、菊間基地、串木野基地）のデータを整理し、湧水現象の発生機構を明らかにした上で、割れ目を透水性状によって分類し、新たな現場における割れ目を含めた岩盤の水封評価法

を提案した。また、水封管理の方法として湧水量変化による管理手法を併せて提案している。

地下石油備蓄基地建設に際し岩盤の「硬さ」と「割れ目間隔」の2項目を主要素とした地下備蓄式岩盤分類法が初めて適用されたが、宮下⁵⁴⁾は串木野基地の計測データを統計的に分析、検証を行うとともに、適用した岩盤分類及び施工管理手法の合理性、適合性、経済性について再度見直しを行い、大断面空洞の迅速施工に対応した新たな岩盤分類・評価手法を提案している。

宮永⁵⁵⁾は、自然浸透方式でカオリン系の粘土を不連続面に注入することにより地下水制御を行う新たな注入方法を実験し、それを久慈基地に適用した成果を報告している。

以上、既往の研究を概観したが、既往の研究の問題点を以下に述べる。

水封式岩盤タンクの技術の導入先である北欧諸国では、地質的に安定な岩盤を対象として地質的評価と経験に基づき水封式岩盤タンクの設計・建設が行われているが、地質年代の若い日本においては複雑な地質構造や断層破碎帯などを考慮する必要があり、地質的評価と経験に基づく設計法の適用は難しいといえる。

したがって、日本において水封式岩盤タンクを建設する場合、不連続面の力学挙動や地下水流動を評価するために、現実的には（数値）解析手法に頼る以外に方法がないのが実情であり、既往の研究成果はその意味においては重要となる。しかし、建設時の挙動は必ずしも事前の設計通りの挙動を示さず、建設時に設計の変更が行われることになる。特に、広範囲に地下空洞を建設する大規模な水封式岩盤タンクの場合は、実岩盤における現象の把握と評価が重要な役割を占めるが、これに即した工学的評価を行う方法に関する研究事例は、前述した中澤⁵²⁾、岡本⁵³⁾及び宮下⁵⁴⁾の研究がある程度でまだ十分ではない。しかも、これらの研究は現場における工学的評価手法や施工管理方法に言及されたものであり、それに結びつくべき設計的評価（空洞の力学的安定性及び地下水流動の評価）については触れられていない。特に、周辺岩盤から地下空洞内に地下水が流れる状況を作りかつそれに伴い発生する湧水の排水を常に行うことにより石油類を岩盤内に貯蔵することを可能とする水封式岩盤タンクの場合、湧水量の算定に係わる地下水流動の評価は排水処理施設的能力（湧水を排出する特殊なポンプ能力、排水配管サイズ及び水処理設備能力）決定に大きく影響を及ぼすため設計上重要な問題であり課題となっている。

また、維持管理を行うに当たって地震に対する配慮は日本において重要な問題であるが、北欧諸国では地震がほとんどなく、地震の影響が水封式岩盤タンクに及ぼす影響についての研究は行われていない。さらに、日本においても地震時における岩盤構造物に対する評価は、地下発電所の地震観測例²⁴⁾にも見られるように、その主眼は主に構造物の力学的安定性に注がれており、地震が岩盤内の地下水流動に及ぼす影響に関する研究は行われていない。しかしながら、地下水を積極的に利用する水封式岩盤タンクにおいては、地震の地下水流動に及ぼす影響は設計上また維持管理上極めて重要な問題であり課題となっている。

1.4 本研究の構成

本論文は、1.3 で述べた既往の研究の問題点を解決するために、著者が携わった菊間実証プラントの設計及び実証実験、串木野基地における施工管理及び同基地の維持管理について、主に設計的観点から現場における計測や観測結果を分析・検討を行い、大規模な水封式岩盤タンクを合理的に設計法する際に考慮すべき事項を明らかにするものである。さらに、今後研究開発を進めるべき課題を述べた。

図 1.4-1 に水封式岩盤タンクに関する設計・施工・維持管理の各段階を概略的なフローで示し、その各段階での筆者の役割を明確にすることによって本研究の位置付けを示した。

第 1 章は序論であり、筆者が携わった水封式岩盤タンクについて本研究の背景と目的を述べ、水封式岩盤タンク方式の成立上重要な液密及び気密確保に関する既往の研究、岩盤の力学的安定性・地下水流動の評価に関する既往の研究を概観した上で、既往の研究の問題点を明らかにし本研究の位置付けを明確にした。

第 2 章では、まず日本における最初の水封式岩盤タンクである菊間実証プラントの概要と設計を行うに際して用いた設計手法について述べ、次に建設時と完成後の実証実験の計測結果について力学的安定性と水封機能の 2 点について考察と検討を加えて、適用した設計法の再評価を行った上で、大規模な岩盤タンクの建設に際し重要となる検討課題を抽出した。

第 3 章では、まず菊間実証プラントの成果に基づいて建設が決定された大規模な水封式岩盤タンクである地下石油備蓄串木野基地概要について述べた。次に同基地建設中に新たに発見された断層群に起因する技術的課題について取り上げ、追加調査や観測・計測結果の評価とその解決手段（空洞の力学的安定性評価に基づく対策工の立案や水封機能評価に基づく対策工の立案）を通して実際の困難な問題をどう解決したかについて検討を加え、今後の同方式における設計及び施工管理の考え方について考察を加えた。

第 4 章では、大規模な地下石油備蓄串木野基地完成後の維持管理活動中に発生した群発地震の記録に基づき、地震時の地下水流動について検討を加え水封機能の評価し、今後の設計にフィードバックすべき事項について考察した。さらに、維持管理を行うに当たって操業後に予想される事象を想定し、三次元地下水流動解析を基に建設時の地下水流動を再現した後、想定事象に対する予測を行って水封機能の評価し考察を加えた。

最後に、第 5 章は結論であり、各章での検討内容を要約して総括を行い、今後の水封式岩盤タンクに関する展望と課題を述べた。

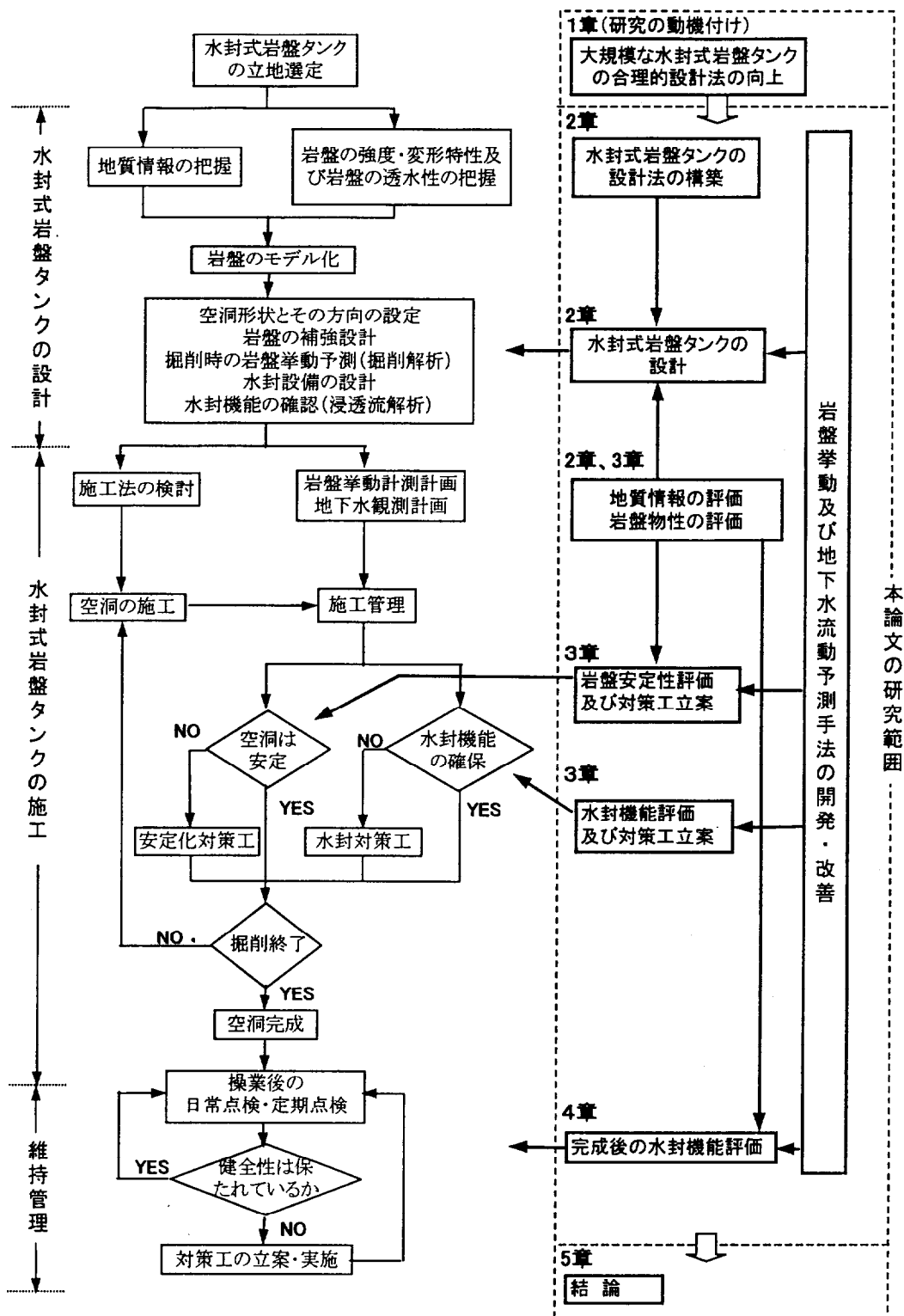


図 1.4-1 水封式岩盤タンクの設計・施工・維持管理のフロー図と本論文の位置付け

参考文献

- 1) 松村克之：わが国における地下石油備蓄基地建設の経緯と現状，資源と素材，Vol.110，No.7，pp.521-525，1994.
- 2) 日本エネルギー経済研究所 エネルギー計量分析センター編：エネルギー・経済統計要覧，p.148，1998.
- 3) 日本地下石油備蓄(株)：日本地下石油備蓄 10 年史，p.4，1996.
- 4) 資源エネルギー庁 石油流通課 液化石油ガス産業室編：LP ガスの国家備蓄－LP ガス安定供給基盤強化のあり方について－，p.230，1992.
- 5) Royal Swedish Academy of Engineering Sciences (IVA) ed. : *Going Underground*, p.101, 1988.
- 6) 清水建設：水封式岩盤内石油類貯蔵法，Technical Report 32，1983.
- 7) Moberg, S.H. : Storage of heavy fuel oil in rock caverns during three decades, *Preprint of The First International Symposium on Storage in Excavated Rock Caverns (ROCK STORE 77)*, Vol.2, pp.117-123, 1977.
- 8) Nolsäter, F. and Rockström, H. : Rock cavern plants for storage of motor gasoline and light fuel oil - experiences from 20 years of operation - , *Preprint of The First International Symposium on Storage in Excavated Rock Caverns (ROCK STORE 77)*, Vol.1, pp.125-129, 1977.
- 9) Jansson, G. : Storage of petroleum products unlined excavated caverns - construction experience - , *Preprint of The First International Symposium on Storage in Excavated Rock Caverns (ROCK STORE 77)*, Vol.3, pp.9-13, 1977.
- 10) 石油備蓄技術集成委員会編：我が国の石油備蓄（岩盤・地中タンク）技術資料上巻，(株) 施策研究センター，pp.119-129，1983.
- 11) Åberg, B. : Prevention of gas leakage from unlined reservoirs in rock, *Preprint of The First International Symposium on Storage in Excavated Rock Caverns (ROCK STORE 77)*, Vol.2, pp.175-189, 1977.
- 12) Muskat, M. : *The Flow of Homogeneous Fluids Through Porous Media*, McGraw-Hill, pp.524-530, 1977.
- 13) Lindblom, U.E., Janelid, I. and Forselles, T.A. : Tightness of an underground cavern for LPG, *Preprint of The First International Symposium on Storage in Excavated Rock Caverns (ROCK STORE 77)*, Vol.2, pp.191-198, 1977.
- 14) 駒田広也，中川加明一郎，北原義浩，林正夫：水封式燃料地下貯蔵用空洞周辺の浸透流に関する検討，土木学会論文報告集，No.300，pp.69-80，1980.
- 15) 中川加明一郎，駒田広也，宮下国一郎，村田満：岩盤内圧縮空気貯蔵空洞からの漏気防止条件，土木学会論文集，No.370/Ⅲ-5，pp.233-242，1986.

- 16)日本立地センター：石油地下備蓄技術調査研究報告書，pp.180-249，1979.
- 17)Goodall, D.C., Åberg, B. and Brekke, T.L. : Fundamentals of gas containment in unlined rock caverns, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol.21, No.4, pp.235-258, 1988.
- 18)Åberg, B. : Model tests on oil storage in unlined rock caverns, *Preprint of The First International Symposium on Storage in Excavated Rock Caverns (ROCK STORE 77)*, Vol.2, pp.287-300, 1977.
- 19)百田博宣，藤城泰行，青木謙治，花村哲也：降雨浸透を考慮した岩盤中の地下水位挙動に関する解析的検討，土木学会論文集，No.379/VI-6，pp.74-82，1987.
- 20)百田博宣：地下空洞をもつ岩盤中の地下水流動の解析手法と流動特性に関する基礎的研究，ORI-R-8906，1989.
- 21)下茂道人，竹田直樹，宮下国一郎，青木謙治：岩盤内空洞掘削と地下水環境－菊間実証プラント－，土と基礎，Vol.134，No.11，1986.
- 22)宮下国一郎，青木謙治，花村哲也，田島孝也：岩盤内原油備蓄タンクの計測技術，土木学会論文集，No.355/VI-2，pp.30-37，1985.
- 23)石油地下備蓄研究委員会 耐震性研究専門委員会：石油地下備蓄の耐震性に関する研究報告書，1979.
- 24)竹脇尚信，吉村隆，青木謙治，花村哲也，田島孝也：石油地下備蓄施設における地震観測と解析，第7回日本地震工学シンポジウム講演論文集，pp.1879-1884，1986.
- 25)(社)電力土木技術協会編：電力施設地下構造物の設計と施工，pp.1001-1019，1986.
- 26)櫻井春輔，清水則一：不連続性岩盤の解析法の現状，土と基礎，Vol.40，No.11，pp.39-44，1992.
- 27)Goodman, R.E. and Taylor, R.L. : A model for the mechanics of jointed rock, *Proc. ASCE SM3*, Vol.94, pp.637-659, 1968.
- 28)Cundall, P.A. : Computer model for simulating progressive large movements in block system, *ISRM symposium*, Nancy, II-8, 1971.
- 29)木山英郎，藤村尚：カンドルの離散剛体要素法を用いた岩質粒状体の重力流動解析，土木学会論文報告集，No.333，pp.137-146，1983.
- 30)Goodman, R.E. and Shi, G.H. : *Block Theory and Its Application to Rock Engineering*, Prentice Hall, 1985.
- 31)川本眺万：基礎岩盤の変位状態に及ぼす地山の異方性について，土木学会論文報告集，No.126，pp.16-26，1966.
- 32)林正夫，本島睦，日比野敏：岩盤掘削時の安定解析のための電子計算プログラムの開発，電力中央研究所報告，No.377012，1978.
- 33)Oda, M. : Fabric tensor for discontinuous geological materials, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.4, pp.96-108, 1982.

- 34)京谷孝史, 市川康明, 川本眺万: 岩盤の力学特性評価における損傷テンソルの適用について, 土木学会論文集, No.358/Ⅲ-3, pp.27-35, 1985.
- 35)Cai, M. and Horii, H. : A constitutive model of highly jointed rock masses, *Mechanics and Materials*, 13, pp.217-246, 1992.
- 36)吉田秀典, 堀井秀之: マイクロメカニクスに基づく岩盤の連続体モデルと大規模掘削解析, 土木学会論文集, No.845/Ⅲ-34, pp.1-19, 1996.
- 37)川本眺万, 駒田広也, 宮口友延: 堤体および基礎における浸透流の有限要素解析について, 土と基礎, Vol.18, No.12, pp.19-26, 1970.
- 38)駒田広也, 金沢紀一: フィルダムの貯水池水位急降下時の非定常浸透流解析および安定解析, 土木学会論文報告集, No.240, pp.51-62, 1975.
- 39)Neuman, S.P. : Saturated-unsteady seepage by finite elements, *Proc. ASCE HY*, Vol.99, No.12, pp.2233-2250, 1973.
- 40)赤井浩一, 大西有三, 西垣誠: 有限要素法による飽和-不飽和浸透流の解析, 土木学会論文報告集, No.264, pp.87-96, 1977.
- 41)駒田広也: 飽和-不飽和土中の非定常浸透流解析, 電力中央研究所報告, No.377015, 1978.
- 42)Oda, M. : Permeability tensor for jointed rock masses, *Geotechnique*, Vol.35, No.4, pp.483-495, 1982.
- 43)Oda, M. : An equivalent continuum model for coupled stress and fluid flow analysis in jointed rock masses, *Water Resources Research*, Vol.22, No.3, pp.1845-1856, 1986.
- 44)Louis, C. : *Rock Hydraulics*, ed. by Müller, L., pp.299-389, 1972.
- 45)Wilson, C.R. and Witherspoon, P.A. : Steady state flow in rigid networks of fractures, *Water Resources Research*, Vol.10, No.2, pp.328-335, 1970.
- 46)川本眺万, 門田俊一: 亀裂性岩盤内の浸透流解析について, 発電土木, No.147, pp.7-16, 1977.
- 47)Long, J.C.S., Remer, J.S., Wilson, C.R. and Witherspoon, P.A. : Porous media equivalents for networks of discontinuous fractures, *Water Resources Research*, Vol.18, No.3, pp.645-658, 1982.
- 48)百田博宣, 佐藤邦明: 割れ目系地山のトンネル・空洞を対象とした地下水の三次元挙動解析, 土木学会論文集, No.364/Ⅲ-4, pp.41-50, 1985.
- 49)Noorishad, J., Ayatollahi, M.S. and Witherspoon, P.A. : A finite element method for coupled stress and fluid flow analysis in fractured rock mass, *International Journal of Rock Mechanics for Mining Science and Geomechanics Abstracts*, Vol.19, pp.185-193, 1982.
- 50)大西有三, 大津宏康: 有限要素法による不連続性体の応力・変形・浸透流解析, 土木学

会論文報告集, No.322, pp.110-120, 1982.

- 51) 松村克之：石油地下備蓄の建設における意思決定について，東京大学学位請求論文，1995.
- 52) 中澤保延：石油地下備蓄岩盤タンク掘削で現れた岩盤の挙動と施工管理－地下石油備蓄串木野基地について－，東京大学学位請求論文，1996.
- 53) 岡本明夫：石油地下備蓄岩盤タンクの水封評価－久慈・菊間・串木野基地について－，東京大学学位請求論文，1996.
- 54) 宮下国一郎：大断面空洞／迅速施工に対応した岩盤分類・評価手法の研究－地下石油備蓄串木野基地について－，東京大学学位請求論文，1998.
- 55) 宮永佳晴：自然浸透方式による粘土グラウトに関する研究，東京大学学位請求論文，1995.

第2章 実物大実証プラントの設計と原位置計測

2.1 概説

1973年の第1次オイルショック、1974年の水島石油流出事故に端を発し、新しい備蓄方式を実用化するという社会的ニーズを受けて、種々の備蓄方式の技術開発に関する調査・検討が行なわれた¹⁾。この結果、北欧諸国で1940年代後半から建設がはじめられすでに50年以上の建設実績がある^{2),3),4)}、地下貯蔵方式による実証プラントを建設し実証実験を行うこととなり、1979年12月に横穴水封式貯油槽建設に関する設計コンペが行われた。

この設計コンペの結果、筆者が属する企業グループの提案が採用され、この提案を基に1980年度から愛媛県菊間町において容量25,000klの横穴水封式実証プラントの建設を開始し、工事は1982年3月に完成した。工事完成後引き続き、我が国における地下貯蔵方式の実用化を目指した実証実験が行なわれた。

本章では、まず実証プラントの概要と設計を行うに際して用いた設計手法について述べ、次に実証実験の結果について力学的安定性と水封機能の2点について考察するとともに適用した設計法について再評価した上で、大規模な岩盤タンクの建設に際し重要となる検討課題を抽出する。

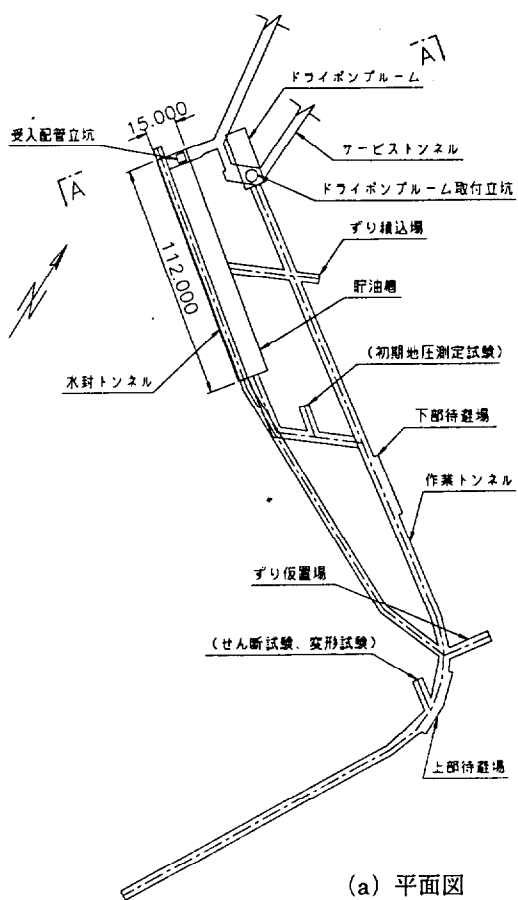
2.2 実証プラントの概要

2.2.1 施設概要

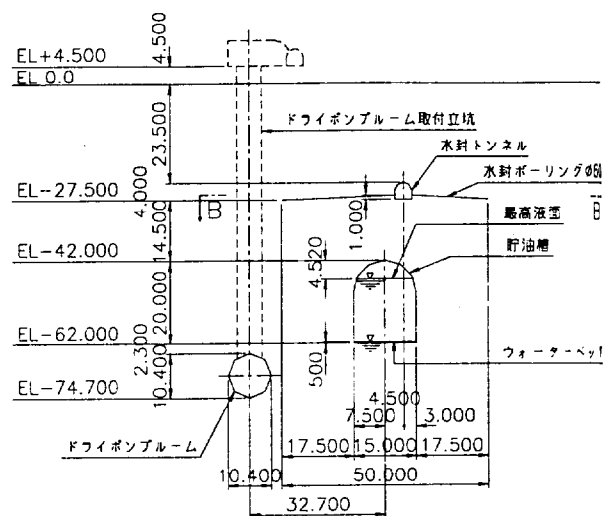
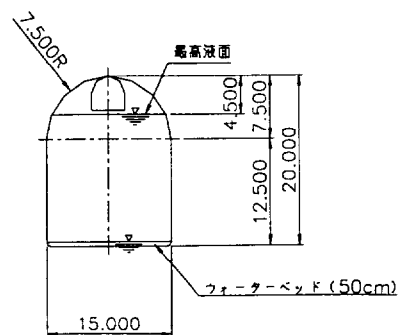
表2.2-1に設計コンペ時点で提示された基本計画条件を示したが、この条件により計画した菊間実証プラントの構造は、図2.2-1に示すように高さ20m、幅15m、長さ112mの原油貯蔵用空洞を標高42m～62mに設置し、併せて関連するトンネル及び立坑を周辺に配置している。その構造及び諸設備の構成を表2.2-2及び表2.2-3に示す。

表2.2-1 菊間実証プラント基本計画条件⁵⁾を加筆修正

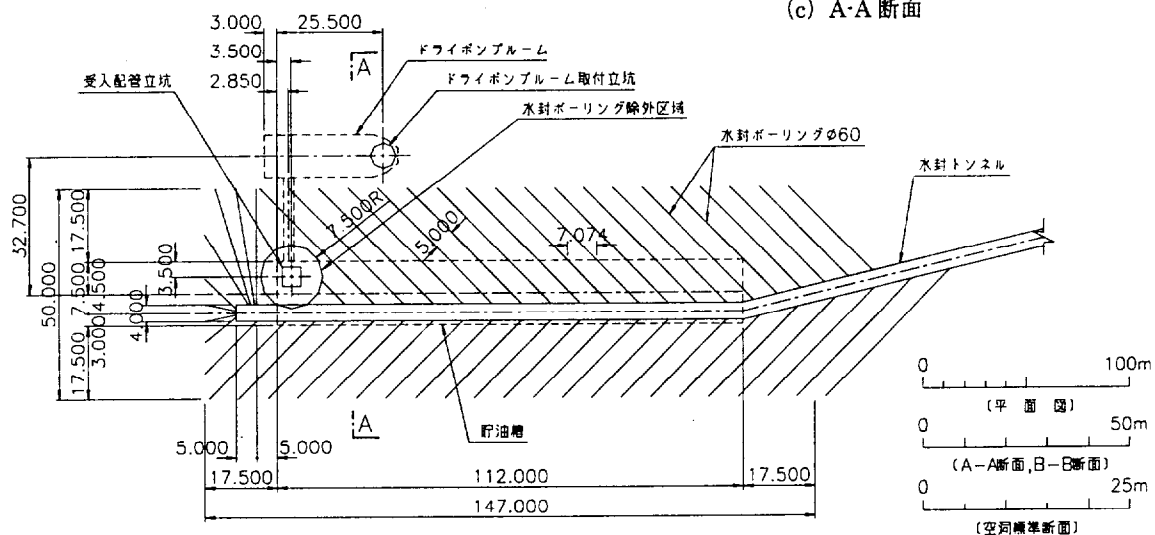
項 目	計 画 条 件
設 置 場 所	愛媛県越智郡菊間町種 太陽石油(株)敷地内
貯 油 槽 型 式	横穴水封式(固定水床式)
貯 油 容 量	25,000kl
貯蔵油種条件	中東系中質原油
受 払 流 量	最大1,000kl/hr
払出ポンプ形式	ドライポンプ型式
運 転 圧 力	-49～216kPa・Gauge(加圧貯蔵) 0～49kPa・Gauge(大気圧貯蔵)



(b) 貯油槽標準断面図 ($S=275.9\text{m}^2$)



(c) A-A 断面



(d) B-B 断面

図 2.2-1 菊間実証プラントの構造図 (建設当初) 6) を加筆修正 (単位: mm)

表 2.2-2 構造概要⁵⁾

名 称	規 模・寸 法	備 考
貯 油 槽	巾 高さ 延長 15m × 20m × 112m	タンク容量 25,000kl(原油)
水 封 トンネル	巾 高さ 延長 4.0m × 4.0m × 282.4m	水封水を人工的に供給させるトンネル
サービストンネル	巾 高さ 延長 4.5m × 4.5m × 134.6m	配管類を通すためのトンネル
受入配管立坑	高さ 4.3m × 4.3m × 46.5m	原油を受入れるための配管類を通す立坑
払出配管立坑	径 高さ φ 6.0m × 46.5m	原油を払出すための配管類を通す立坑
ドライポンプ室	径 延長 φ 8.0m × 34.0m	地下に原油を払出すためのポンプ類を置くための空洞
作業トンネル	巾 高さ 延長 4.5m × 4.5m × 442.7m	貯油槽本体に取付くための作業用斜坑
地上施設ヤード		排水処理設備、窒素ガス設備等の設置ヤード

表 2.2-3 諸設備の構成⁵⁾

設 備	構 成
移 送 設 備	原油を受払するための配管、ポンプ類。
運 転 管 理 設 備	貯油槽内の状況を監視、制御する液面、界面、圧力、温度及び水封水位の各管理設備。
電 気 設 備	動力、照明等の設備。
用 役 設 備	窒素ガス、蒸気、工業用水等の供給設備。
排 水 処 理 設 備	貯油槽内から排出される含油排水を基準内に処理する油水分離、砂濾過、活性炭吸着の各設備。
排ガス処理設備	貯油槽内から原油ベーパーが排出される場合に、悪臭成分等を基準内に処理するアルカリ洗浄、ベントスタック設備。
保 安 防 災 設 備	換気、検知警報(漏油漏気、酸素濃度等)、防消火等の設備。

菊間町は、四国高縄半島に位置し(図 2.2-2 参照)、菊間実証プラント建設地点(図 2.2-3 参照)は、領家変成帯に属する花崗岩類で構成され、なだらかな丘陵地を形成し付近の海岸は埋め立てられて太陽石油㈱の石油精製基地となっている。菊間町の南方 25km には中央構造線が ENE-WSW に走っているがその影響はなく、建設予定地点には大規模な断層は発見されていない。表 2.2-4 に菊間地域の地質構成を表にして示した。

表 2.2-4 地質構成表⁷⁾を加筆修正

地質時代			地質名	記 事
新生代	第四紀	完新世	崖錐堆積物	沢沿いに分布、マサ土を主とし捕獲性の漂砂、粘土よりなる。盛土及び土捨て場の土砂もこれに含めた。
			現海底堆積物	波打ち際に分布、石英、長石粒を主体とする。中～粗砂で花崗閃緑岩礫や、粘土を混える。
中生代	白亜紀		アップライト	白色を呈する堅硬緻密な岩石で花崗岩類中に貫入。最大巾は70cm程度で10cm以下のものが圧倒的に多い。
			花崗岩類	結晶質、粗粒岩石で石英、カリ長石、斜長石、部分的に帯状～レンズ状にミロナイト化。

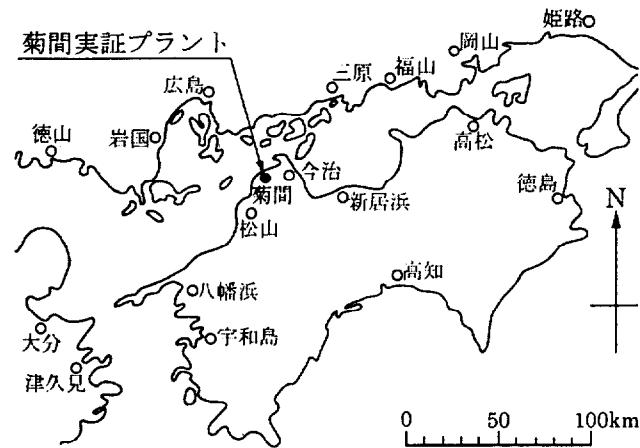


図 2.2-2 菊間実証プラント位置図

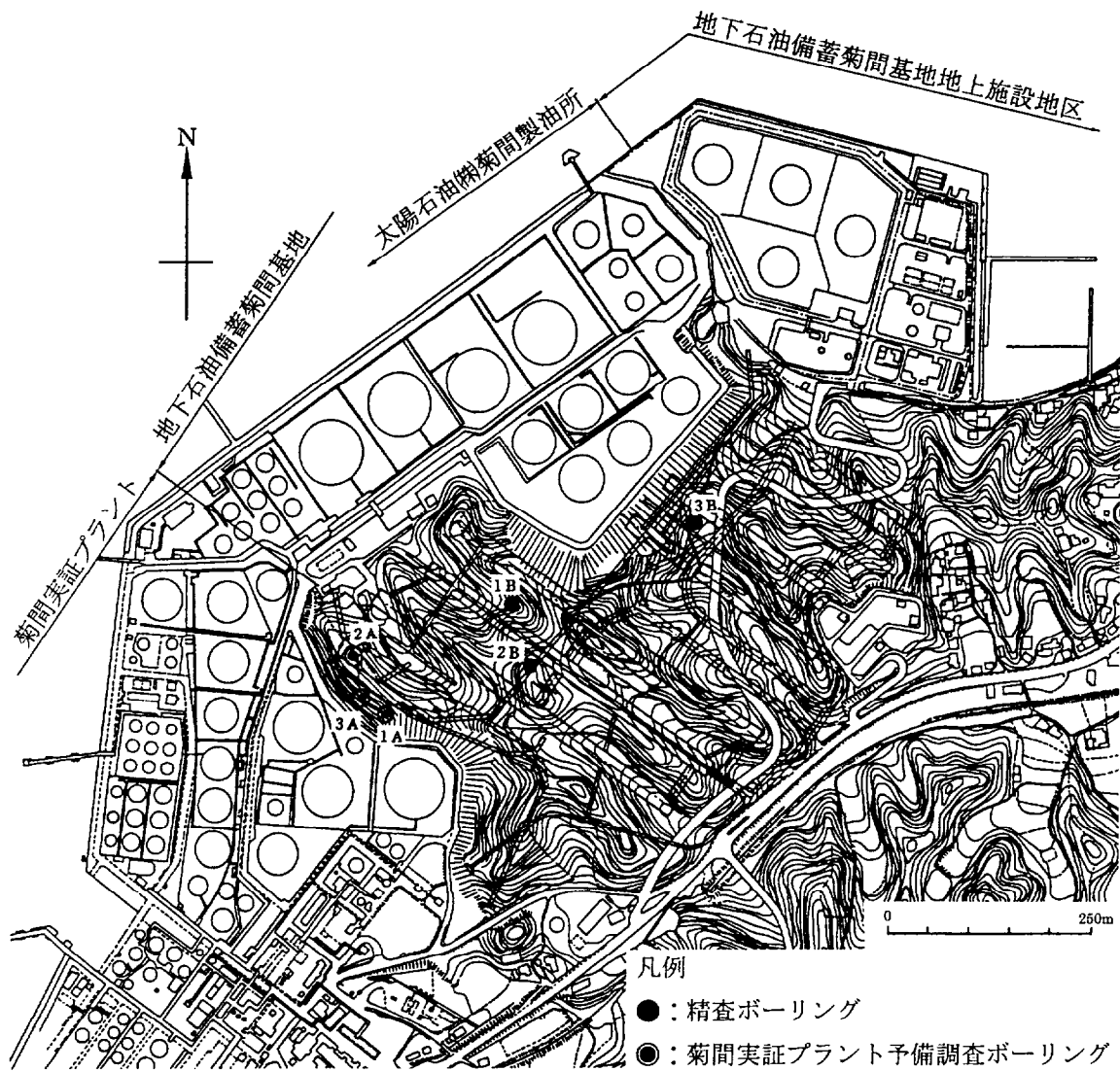


図 2.2-3 菊間実証プラント配置図 (6), 8) を基に作成

図 2.2-3 には、建設着手以前の精査調査時点で実施した 3 本のボーリング (1B、2B、3B) と、菊間実証プラント建設に先立ち予備調査⁹⁾で行った 3 本のボーリング (1A、2A、3A) の位置を示している。なお、1987 年から菊間実証プラントに併設して建設が開始された地下石油備蓄菊間基地基地のレイアウトを併せて示した。また、予備調査用の 3 本のボーリング孔は、2.4 で述べる実証実験用の観測ボーリング孔として後に転用されている。

これらの調査結果から作成した地質図上に、図 2.2-1 で示した菊間実証プラントの構造を加えたものを図 2.2-4 に示した。図 2.2-4 に示したように、菊間実証プラントの大部分の地下構造物は、表 2.2-4 に示した花崗岩類の岩盤等級 B~CH (電力中央研究所分類) の良好な岩盤内に配置したが、立坑上部室やサービストネルは CL~D 級の風化花崗岩中に配置する設計とした。これは図 2.2-3 に示した太陽石油(株)製油所の敷地のレベルが EL4.5m であり、立坑上部室やサービストネルの床面のレベルを同一に合わせることで太陽石油(株)の地上施設との接続を図ったためである。

2.2.2 実証実験の目的

実証実験項目として、掲げた項目は以下の 4 項目である。

① 構造上の安定性

一般的に、岩盤内には不連続面が内在するため、構造並びに力学特性が複雑なものとなっているが、不連続面に起因する力学的挙動を実際に観測し、理論的取り扱いと比較して、貯油槽の安定性評価技術の妥当性を確認する。

② 水封機能性

設計の基本となった水封理論の適応性を、実際の岩盤について確認する。

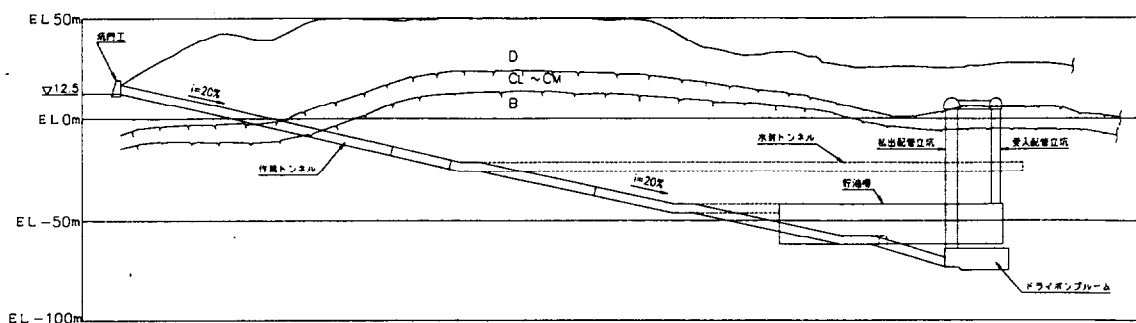
③ 操業上の実用性及び安全性

貯油施設の運転によって操業上の実用性及び安全性を確認する。

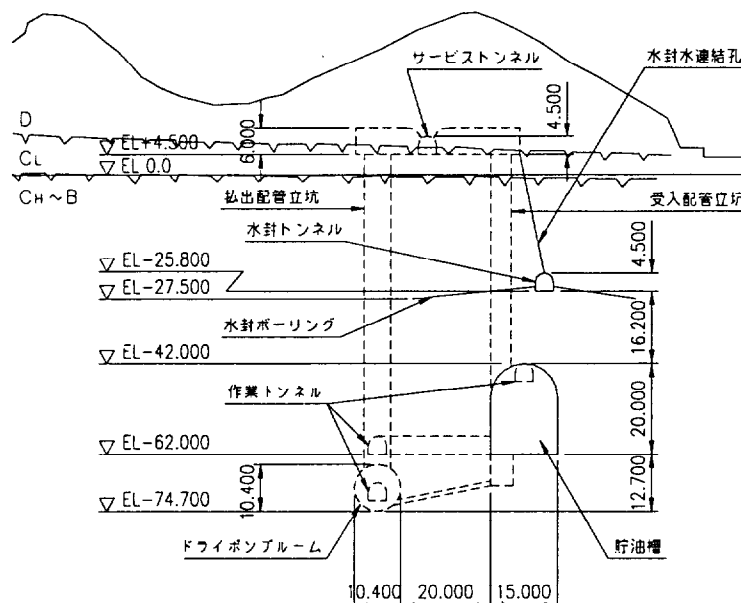
④ 環境に対する影響

実証プラント建設中及び実証運転中に周辺地域の環境調査 (大気・地下水、岩盤温度、植生) を行い、良好な環境を維持しつつ建設及び運転が可能であることを確認する。

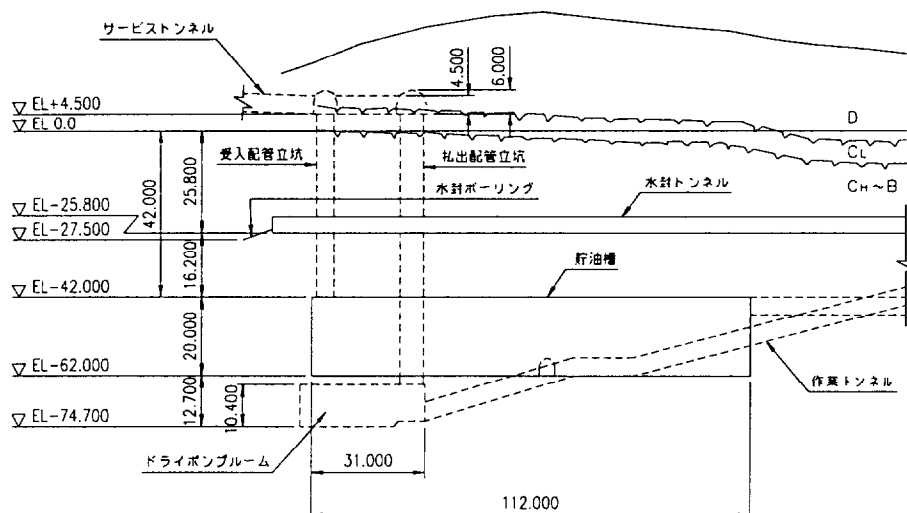
約 35 億年前のプレカンブリア紀に形成された北欧の安定した地質に対し、地質年代的にさらに若い時代に形成された我が国の地質は一般に断層破碎帯などが発達し、地質的な条件が異なっている。したがって、我が国において水封式岩盤タンクを建設する場合、最も重要なことは①空洞の力学的安定性と②水封機能性が確保されることを実証することにある。



(a) 作業トンネル縦断面



(b) 貯油槽部横断面



(c) 貯油槽部縦断面

図 2.2.4 菊間実証プラントと地質構造との関係 6) を基に作成 (単位: mm)

(図中の B、CH、CM、CL、D は電力中央研究所の岩盤分類を表わす)

2.3 貯油槽の設計

貯油槽の設計は、岩盤の力学的安定性と水封機能に関する評価をお互いに関連付けながら個別に検討することとし、図 2.3-1 のフローに基づいて実施した。

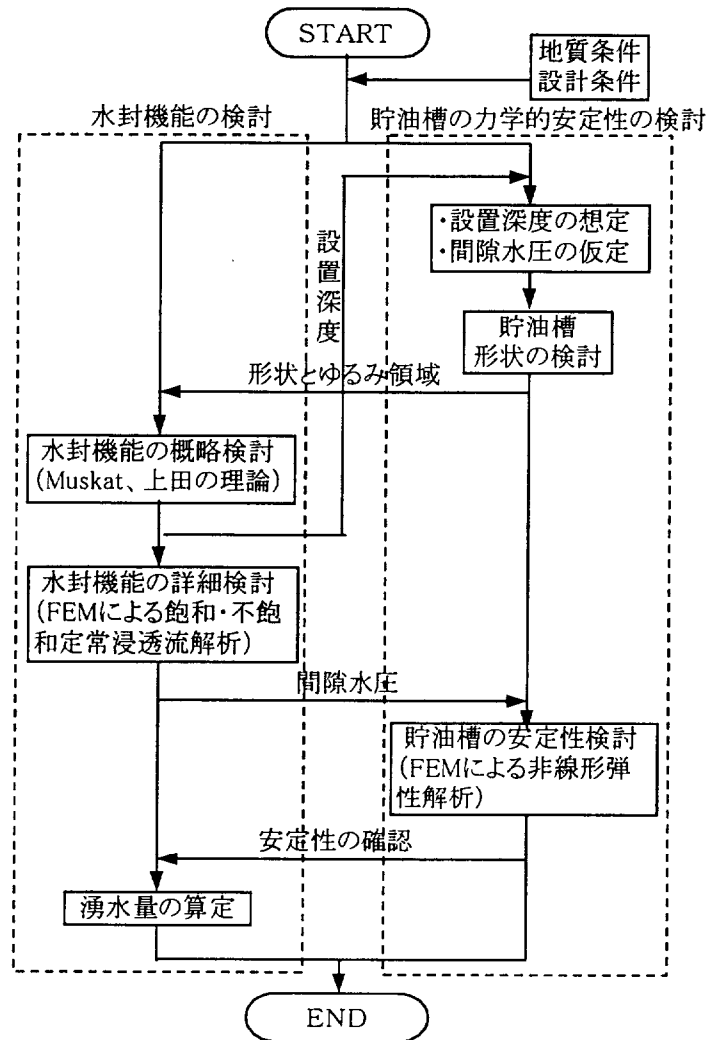


図 2.3-1 貯油槽の設計フロー 10) を加筆修正

この設計で使用した岩盤の安定性評価技術及び水封機能評価技術には、FEM による非線形弾性解析法¹¹⁾ 及び駒田の提案¹²⁾ に基づいた FEM による二次元鉛直断面の飽和・不飽和定常浸透流解析手法を選定し、菊間実証プラント設計前に筆者が中心となって開発したものである。

2.3.1 貯油槽の支保構造設計

地質調査結果⁷⁾ から、菊間地点での岩盤の割れ目の卓越方向は N24° E であることが示

されていた。この結果から、貯油槽の軸方向を割れ目の卓越方向にほぼ直交する N54° W に設定し、二次元的に空洞安定性の評価を行えるようにした。

貯油槽の設計は、ロックボルトと吹付コンクリートを支保部材とする NATM を適用することとし、既往の地下発電所の設計において実績のある FEM を利用した非線形弾性解析法⁶⁾を主体とし、ゆるみ領域に対する安全性は、側壁に対しては円弧滑り、天端に対しては吊下げに対する検討を行って確保した。(解析法の考え方を Appendix 1 に示した。)

空洞の安定性評価に関し FEM による非線形弾性解析法¹¹⁾を選定した理由は、岩盤構造物として現在でも最大規模の断面を掘削する地下発電所の設計検討に使用され、しかも多くの適用事例があったことによるものである。

設計コンペの段階では、地質調査結果⁷⁾から岩盤等級は電中研分類で B~C_H 級の良好な岩盤と判定されており、非線形弾性解析法¹¹⁾による空洞安定解析によって推定した結果から約 3m のゆるみ域がでるものと予想した。ただし、最終的には予備調査⁹⁾において貯油槽掘削前に作業トンネル内で原位置試験(平板載荷試験・ロックせん断試験)を行って岩盤の力学特性を確認し、さらに貯油槽近傍で初期地圧測定(オーバーコアリング法)を行った上で、これらの条件を考慮して安定解析を追加し支保構造を決定した。また、貯油槽の構造設計にあたって、NATM では吹付けコンクリートには 4 つの効果(岩盤との付着力・せん断抵抗による支保効果、内圧効果、外力の配分効果、被覆効果)¹³⁾があるとされているが、空洞の安定性を検討する上でそれらの効果を期待しないこととし、安全側の設計を行うこととした。以上の考え方により、既往の事例¹⁰⁾を参考とし地質調査結果⁷⁾及び予備調査結果⁹⁾に基づき設定した物性値(表 2.3-1 参照)により、図 2.3-2 で示したモデルで解析し、図 2.3-3 に示した 3 タイプの支保構造を決定した。この複数の支保タイプを設計で定めた理由は、貯油槽掘削前の調査段階では地下の状況を詳細に把握するのは不可能であるので、貯油槽掘削時の地質観察に基づく岩盤等級の判定により、該当する支保タイプを選定できるよう配慮したためである。

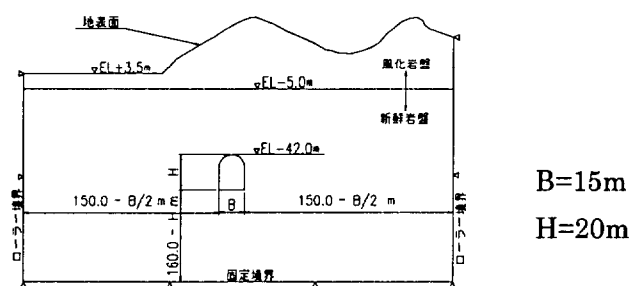


図 2.3-2 掘削時の安定解析モデル図¹⁰⁾

また、NATM においては、計測は施工中の安全管理に重要であることはもちろんであるが、空洞の安定性を確保する意味でも特に重視される。したがって、施工においては地質観察及び計測を重視し設計及び施工に反映させるいわゆる情報化施工を行うこととした。

表 2.3-1 解析用物性値 10), 14) を加筆修正

	単位	新鮮岩盤部			風化岩盤部
		CH級	CM級	B級	
密度 ρ	ton/m ³	2.65	2.65	2.65	2.65
変形係数 D_0	GPa	4.90	1.96	6.86	0.98
ポアソン比 ν_0	—	0.25	0.25	0.25	0.25
せん断強度 τ_{R0}	MPa	3.92	1.96	3.92	0.98
引張強度 σ_{t0}	MPa	0.39	0.20	0.39	0.10
破壊包絡線指数 a	—	2	2	2	2
緩み常数 k	—	4	4	4	2
クリープ係数 α	—	0.3	0.3	0.1	0.3
クリープ係数 β	1/day	0.5	0.5	0.25	0.5
内部摩擦角 ϕ	deg.	55	45	55	40
側圧比 λ 注1)	—	0.67 ^{注2)}	0.67 ^{注2)}	1.2 ^{注3)}	0.67 ^{注2)}
適用支保タイプ	—	タイプ2	タイプ3	タイプ1	—

注1) λ = 水平方向初期地圧成分/鉛直方向初期地圧成分

注2) 初期地圧計算用のポアソン比 ν_0 を0.4とし、弾性理論による下式で求めた。

$$\lambda = \nu_0 / (1 - \nu_0)$$

注3) 初期地圧測定結果に基づき算定

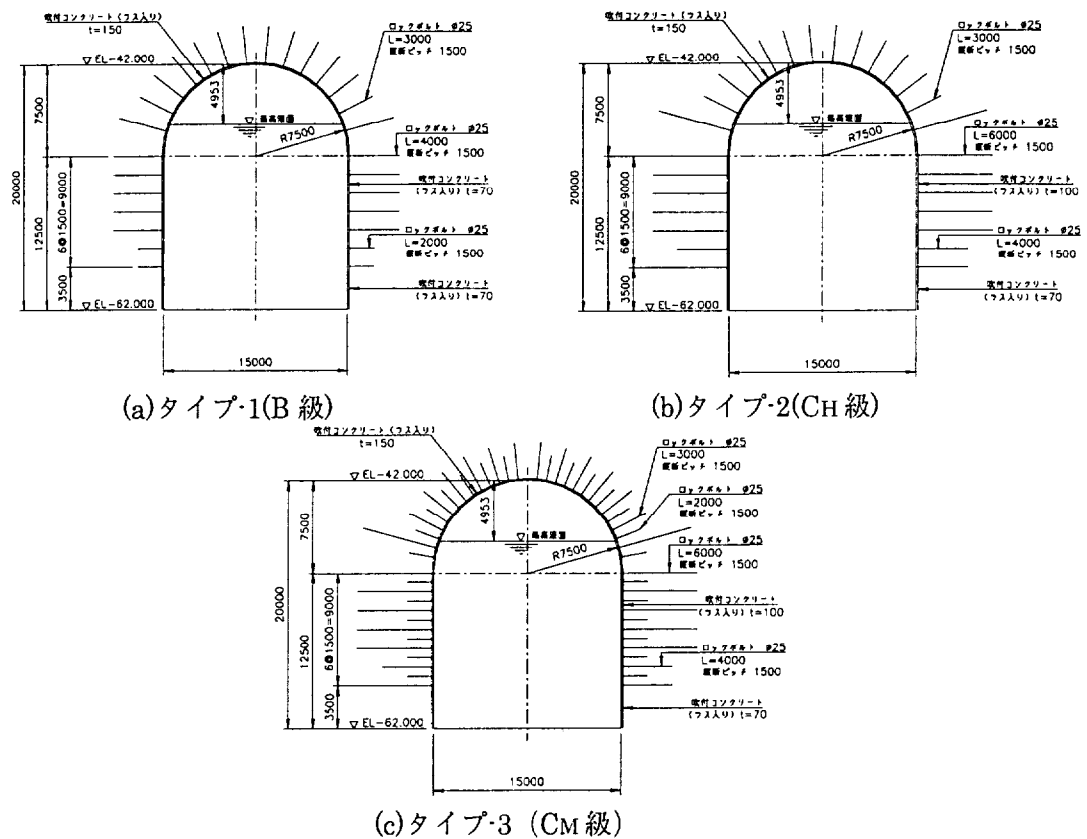


図 2.3-3 支保タイプ 10), 14) を基に作成 (単位: mm)

2.3.2 水封機能に関する設計

水封に関する設計は、図 2.3-1 に示したフローにしたがって行った。

概略の設置深度は、湛水流入部が限定された半無限領域における集水暗渠の取水量推定式に関する上田の理論¹⁵⁾を利用した。即ち、図 2.3-4 に示すように貯油槽を等価円形暗渠に置き換え、人工水封により定常水位が保たれるとした場合に貯油槽天端の動水勾配 (I_n) を算出する式は式 (2.3-1) のようになる。

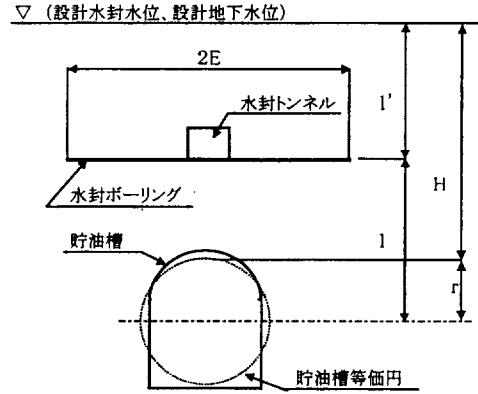


図 2.3-4 上田の理論によるモデル¹⁶⁾を加筆修正

$$I_n = \frac{l' - \left(\frac{P_g}{\rho_w g} - l \right)}{r \log_e \left(\frac{a' + (l-r)/\sqrt{E^2 + (l-r)^2}}{a' - (l-r)/\sqrt{E^2 + (l-r)^2}} \right)} \quad (2.3-1)$$

ここに、 l : 水平ウォーターカーテンと貯油槽等価円中心との距離 (m)

l' : 設計水封水位から水平ウォーターカーテンの深さ (m)

E : ウォーターカーテンの長さ (m)

P_g : 貯油槽内圧力 (kPa)

ρ_w : 水の密度 (=1ton/m³)

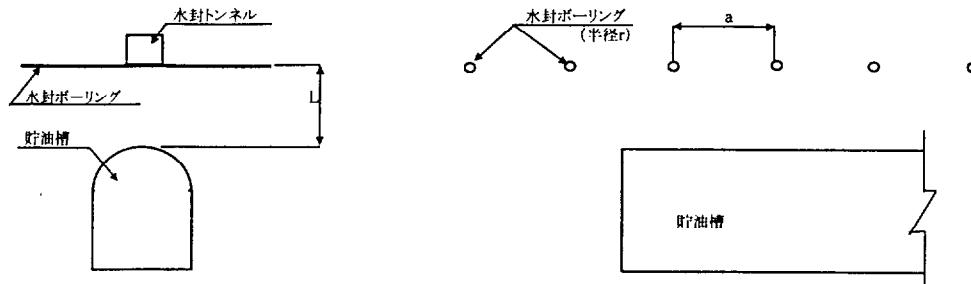
g : 重力加速度 (=9.8m/s²)

I_n : 動水勾配

r : 貯油槽等価半径 (m)

$$\text{ただし、} a' = \sqrt{\frac{l^2 - r^2}{\sqrt{\{E^2 + (l-r)^2\}\{E^2 + (l+r)^2\}}}}$$

この結果、設置深度 H を 40m～45m の範囲に選べば、鉛直動水勾配が $I_n > 1$ を満足することが判明した。この結果を用いて、無限孔列に関する Muskat の理論¹⁷⁾を利用することにより水封ボーリング孔のピッチを求める Åberg の提案¹⁸⁾に基づき縦断方向のピッチを求めた。この式は式(2.3-2)のように示される。(図 2.3-5 参照。)

図 2.3-5 Muskat の理論によるモデル¹⁶⁾

$$h_w = \frac{P_g}{\rho_w g} + aI_0 \left\{ \frac{L}{a} + \frac{1}{2\pi} \log_e \left(\frac{a}{2\pi r} \right) \right\} \quad (2.3-2)$$

ここに、 h_w : 水封ボーリング水頭 (m)

P_g : 貯油槽内圧力 (kPa)

ρ_w : 水の密度 (=1ton/m³)

g : 重力加速度 (=9.8m/s²)

r : ボーリング孔半径 (m)

a : ボーリング孔間隔 (m)

I_0 : 動水勾配 (=1)

L : 貯槽天端とボーリング孔との距離 (m)

ただし、 $L > a$ 、 $a \gg r$

この際、スウェーデンの Skanska 社の施工事例¹⁹⁾を分析し水封施設と貯油槽間の離れ L を 15~30m として、設置深度による掘削数量の増加や水封ボーリング本数・長さなどによるコスト比較を行った上で、設置深度 H を 42m、ボーリングピッチ a を 5m、水封施設と貯油槽間の離れ L を 15.5m とした。

詳細検討は、駒田の提案¹²⁾に基づいた FEM による二次元鉛直断面の飽和・不飽和定常浸透流解析によって、対称性を仮定し図 2.3-6 に示す解析モデルを基に行った。

駒田の提案¹²⁾に基づいた FEM による二次元鉛直断面の飽和・不飽和定常浸透流解析手法を選定した理由は、地下水面の変化に応じて解析メッシュの変更をその都度行う従来の飽和領域のみを対象とした解析手法に比べて、不飽和領域も扱えることからメッシュの変更を行うことなく同一メッシュで自由水面を表現できる点にあり、検討の期間が短縮できると考えた点にある。

解析領域は次の考え方により設定した。

- ① 上部境界は安全側の観点にたち降雨の影響を無視し海水面 (EL0m) とした。
- ② 横断面モデルの側方境界は、海岸線 (貯油槽から 500m) に近い位置に設定し静水圧境界とした。
- ③ 縦断面モデルの側方境界は、端部ウォーターカーテン延長距離 (ℓ_1) より遠方に設

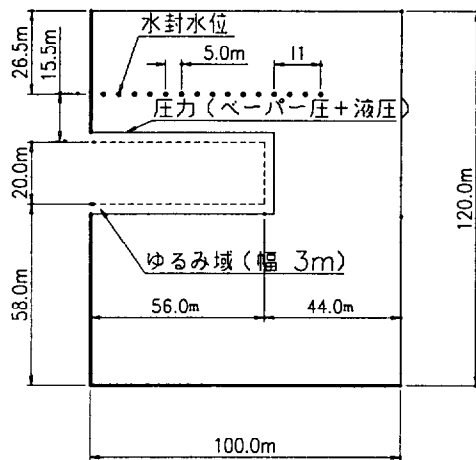
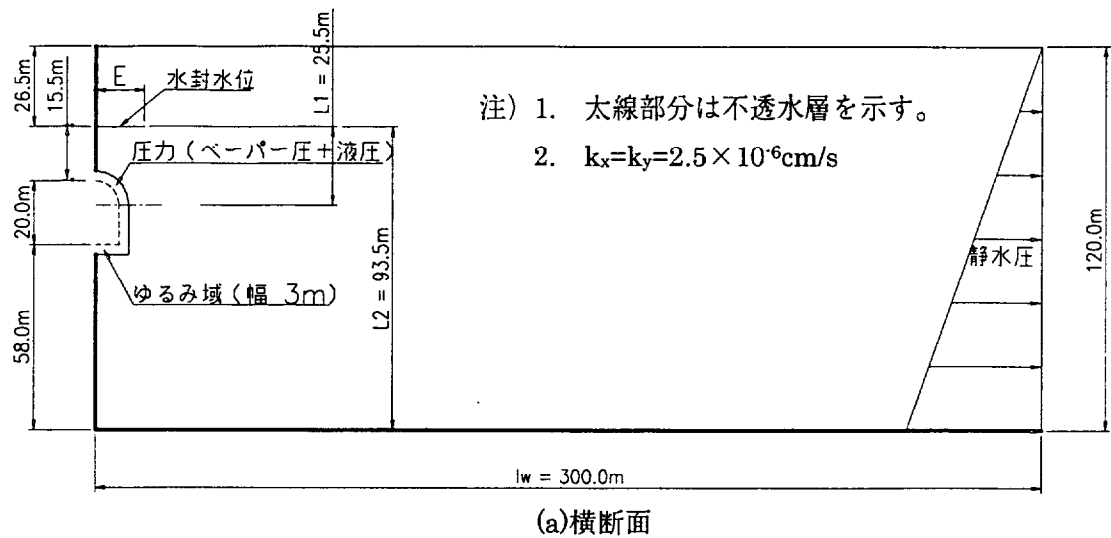


図 2.3-6 解析領域と境界条件 16) を加筆修正

置すればよいので、安全側の観点から 100m 離れた位置に設定し、不透水境界とした。

- ④ 底部境界は、上田ら¹⁵⁾の考え方 ($L2/L1 > 2.5$) に基づき、 $L2/L1 = 3.5$ となるように設定し不透水境界とした。

なお、安全側の設計を考えて、空洞の安定解析で求められたゆるみ域 (ポアソン比が 0.45 となる領域) 3m を空洞の一部とみなして検討を行うことにした。この理由は、ゆるみ域の増大に伴い水封機能が低下すること、および湧水量が増えることを考慮したためである。

地質調査結果⁷⁾ 及び菊間実証プラント建設時に行った予備調査⁹⁾ のボーリング調査で得られた、透水試験結果を整理し表 2.3-2 に示す。この結果から明らかなように、飽和透水係数 k_0 の分布が大きいので、以下に示す考えにより飽和透水係数 k_0 を設定した。

- ① 貯油槽周辺は良好な岩盤で、顕著な亀裂を含む一部を除けば、飽和透水係数 k_0 は 10^{-8}cm/s 以下と考えられる。

- ② 貯油槽周辺に顕著な亀裂等の不連続面が掘削時に発見された場合は、グラウトによって透水性を 10^{-5}cm/s オーダーに改良する。

この①及び②から、建設地点の透水性は 10^{-6}cm/s のオーダーで、 $1 \sim 5 \times 10^{-6}\text{cm/s}$ 程度と考えると考え、透水係数を水平方向及び鉛直方向とも $2.5 \times 10^{-6}\text{cm/s}$ と設定した。

以上から、水封機能に関する検討条件を整理し表 2.3-3 に示した。

表 2.3-3 検討条件¹⁶⁾を加筆修正

	単 位	規模等	備考
貯油容量	kl	25,000	
設計最高圧力	kPa	233.4	
設計最低圧力	kPa	-49.0	
常用圧力	kPa	196.1	
水床深さ	m	0.5	固定水位法
設計水封水位	m	0.0	海水面レベル
水封ボーリング直径	mm	50.0	
原油密度	ton/m ³	0.9	
設計地下水位	m	0.0	海水面レベル
新鮮岩盤部飽和透水係数	cm/s	2.5×10^{-6}	設計コンペ時点では $5.0 \times 10^{-7}\text{cm/s}$

2.2.1 で示した基本計画条件の圧力変動範囲内で検討を行った結果、概略検討で決めた仕様で水封機能が満足されることを確認し、最終的にこの結果を基に実際の施工を行うこととした。また、水封ボーリング孔の削孔方向は不連続面の卓越方向、すなわち貯油槽軸方向に一致させ配置すべきであったが、敷地の制約上水封トンネル軸方向を貯油槽軸方向に合わせ、かつ貯油槽上部に配置せざるを得なかったため、水封トンネル側壁から斜に削孔することにより不連続面の卓越方向に水封ボーリング孔が当たりやすいように配置し、水封ボーリング孔から不連続面への水封水の供給を行いやすいように配慮した。

さらに、図 2.3-6(a)のモデルにおける水封ボーリング孔の断面直角方向 (貯油槽軸方向)

表 2.3-2 透水試験結果 6)

菊間実証プラント予備調査工事										精査報告書 ⁷⁾																			
No.1Aボーリング孔					No.2Aボーリング孔					No.3Aボーリング孔					No.1Bボーリング孔					No.2Bボーリング孔					No.3Bボーリング孔				
口元標高 EL.24.66m					口元標高 EL.35.89m					口元標高 EL.23.47m					口元標高 EL.23.47m					口元標高 EL.23.47m					口元標高 EL.23.47m				
No.	測定区間	透水係数	標高 (EL. m)		No.	測定区間	透水係数	標高 (EL. m)		No.	測定区間	透水係数	標高 (EL. m)		No.	測定区間	透水係数	標高 (EL. m)		No.	測定区間	透水係数	標高 (EL. m)		No.	測定区間	透水係数	標高 (EL. m)	
1	3.66 ~ -0.34	1.3×10 ⁻⁴			1	-7.107 ~ -15.11	3.3×10 ⁻⁶			1	-5.53 ~ -12.4	1.4×10 ⁻⁶			1	19.99 ~ 17.49	1.7×10 ⁻⁴			1	21.29 ~ 16.29	2.4×10 ⁻⁶			1	25.89 ~ 21.84	10 ⁻⁸ 以下		
2	-0.34 ~ -5.34	5.3×10 ⁻⁷			2	-15.11 ~ -20.11	10 ⁻⁹ 以下			2	-12.4 ~ -17.53	1.5×10 ⁻⁵			2	17.49 ~ 12.49	3.3×10 ⁻⁶			2	16.29 ~ 10.29	1.1×10 ⁻⁶			2	21.89 ~ 16.74	10 ⁻⁸ 以下		
3	-5.34 ~ -10.34	10 ⁻⁸ 以下			3	-20.11 ~ -25.11	4.0×10 ⁻⁷			3	-17.53 ~ -22.53	5.3×10 ⁻⁷			3	12.49 ~ 7.49	3.6×10 ⁻⁷			3	10.29 ~ 5.29	10 ⁻³ 以下			3	17.54 ~ 12.39	10 ⁻⁸ 以下		
4	-10.34 ~ -15.34	4.0×10 ⁻⁷			4	-25.11 ~ -30.11	10 ⁻⁸ 以下			4	-22.53 ~ -27.53	6.7×10 ⁻⁷			4	7.49 ~ 2.49	2.8×10 ⁻⁶			4	5.29 ~ 0.29	9.9×10 ⁻⁷			4	11.14 ~ 6.14	1.8×10 ⁻⁶		
5	-15.34 ~ -20.34	6.8×10 ⁻⁶			5	-30.11 ~ -35.11	10 ⁻⁹ 以下			5	-27.53 ~ -32.53	4.0×10 ⁻⁷			5	2.49 ~ -2.51	6.3×10 ⁻⁷			5	0.29 ~ -4.71	10 ⁻⁶ 以下			5	6.39 ~ 1.39	5.0×10 ⁻⁵		
6	-20.34 ~ -25.34	5.6×10 ⁻⁶			6	-35.11 ~ -40.11	10 ⁻⁹ 以下			6	-32.53 ~ -37.53	2.7×10 ⁻⁷			6	-2.51 ~ -7.51	10 ⁻³ 以下			6	-4.71 ~ -9.71	1.2×10 ⁻⁶			6	1.29 ~ -4.26	10 ⁻³ 以下		
7	-25.34 ~ -30.34	1.3×10 ⁻⁶			7	-40.11 ~ -45.11	10 ⁻⁸ 以下			7	-37.53 ~ -42.53	10 ⁻³ 以下			7	-7.51 ~ -12.51	5.4×10 ⁻⁷			7	-9.71 ~ -14.71	1.5×10 ⁻⁶			7	-3.21 ~ -8.36	10 ⁻⁸ 以下		
8	-30.34 ~ -35.34	7.6×10 ⁻⁶			8	-45.11 ~ -50.11	3.9×10 ⁻⁶			8	-42.53 ~ -47.53	2.7×10 ⁻⁷			8	-12.51 ~ -17.51	3.6×10 ⁻⁷			8	-14.71 ~ -19.71	3.6×10 ⁻⁷			8	-6.71 ~ -12.76	10 ⁻⁸ 以下		
9	-35.34 ~ -40.34	4.9×10 ⁻⁶			9	-50.11 ~ -55.11	10 ⁻⁹ 以下			9	-47.53 ~ -52.53	2.7×10 ⁻⁷			9	-17.51 ~ -22.51	1.4×10 ⁻⁷			9	-19.71 ~ -24.71	9.0×10 ⁻⁸			9	-13.16 ~ -19.31	10 ⁻⁸ 以下		
10	-40.34 ~ -45.34	4.3×10 ⁻⁶			10	-55.11 ~ -60.11	4.5×10 ⁻⁶			10	-52.53 ~ -57.53	2.3×10 ⁻⁶			10	-22.51 ~ -27.51	1.8×10 ⁻⁷			10	-24.71 ~ -29.71	10 ⁻⁸ 以下			10	-17.21 ~ -22.91	10 ⁻⁸ 以下		
11	-45.34 ~ -50.34	1.9×10 ⁻³			11	-60.11 ~ -65.11	10 ⁻⁹ 以下			11	-57.53 ~ -62.53	7.7×10 ⁻⁶			11	-27.51 ~ -32.51	2.7×10 ⁻⁷			11	-29.71 ~ -34.71	6.3×10 ⁻⁷			11	-22.06 ~ -27.86	10 ⁻⁸ 以下		
12	-50.34 ~ -55.34	3.8×10 ⁻⁵			12	-65.11 ~ -70.11	4.5×10 ⁻⁵			12	-62.53 ~ -67.53	1.5×10 ⁻⁶			12	-32.51 ~ -37.51	9.0×10 ⁻⁸			12	-34.71 ~ -39.71	10 ⁻³ 以下			12	-27.71 ~ -33.41	2.4×10 ⁻⁶		
13	-55.34 ~ -60.34	3.2×10 ⁻³			13	-70.11 ~ -75.11	9.3×10 ⁻⁷			13	-67.53 ~ -72.53	1.2×10 ⁻⁵			13	-37.51 ~ -42.51	10 ⁻³ 以下			13	-39.71 ~ -44.71	2.9×10 ⁻⁶			13	-32.21 ~ -38.01	10 ⁻⁸ 以下		
14	-60.34 ~ -65.34	2.9×10 ⁻⁶			14	-75.11 ~ -80.11				14	-72.53 ~ -77.53	1.6×10 ⁻⁵			14	-42.51 ~ -47.51	5.4×10 ⁻⁷			14	-44.71 ~ -49.71	6.3×10 ⁻⁷			14	-37.11 ~ -42.81	10 ⁻⁸ 以下		
15	-65.34 ~ -70.34	2.3×10 ⁻⁶			15	-80.11 ~ -85.11				15	-77.53 ~ -82.53	1.2×10 ⁻⁵			15	-47.51 ~ -52.51	9.0×10 ⁻⁸			15	-49.71 ~ -54.71	10 ⁻³ 以下			15	-42.06 ~ -47.76	10 ⁻⁸ 以下		
16	-70.34 ~ -75.34	2.4×10 ⁻⁶													16	-52.51 ~ -57.51	9.0×10 ⁻⁸			16	-54.71 ~ -59.71	10 ⁻⁸ 以下							
17	-75.34 ~ -80.34	1.7×10 ⁻⁶													17	-57.51 ~ -62.51	9.0×10 ⁻⁸			17	-59.71 ~ -64.71	1.6×10 ⁻⁶							
															18	-62.51 ~ -67.51	9.0×10 ⁻⁸			18	-64.71 ~ -69.71	3.6×10 ⁻⁷							
															19	-67.51 ~ -72.51	10 ⁻⁸ 以下			19	-69.71 ~ -74.71	6.3×10 ⁻⁷							
															20	-74.71 ~ -79.71	3.6×10 ⁻⁸			20	-74.71 ~ -79.71	3.6×10 ⁻⁸							
															21	-79.71 ~ -84.71	3.6×10 ⁻⁷			21	-79.71 ~ -84.71	3.6×10 ⁻⁷							

注) ボーリング孔の設置位置は、図 2.2-3 参照

の扱いは、解析モデル上スリットとして解釈される。したがって、図 2.3-6(a)のモデルを断面直角方向に切った場合、図 2.3-6(b)のモデルとはならず水封ボーリング孔が連結したモデル（スリット）で表現され、近似的にはスリットと貯油槽間の一次元流となる。この状態での一次元流の鉛直動水勾配 I_0 は、一次元の定常浸透流問題の理論解から次式で評価される。

$$I_0 = \frac{h_w - \frac{P_g}{\rho_w g}}{L} \quad (2.3-3)$$

ここに、 h_w : 水封ボーリング水頭 (m)

P_g : 貯油槽内圧力 (kPa)

ρ_w : 水の密度 (=1ton/m³)

g : 重力加速度 (=9.8m/s²)

L : 貯槽天端とボーリング孔との距離 (m)

したがって、図 2.3-6(a)のモデルのみで水封設計を行った場合、図 2.3-6(b)のモデルのように実際に配置する水封ボーリング孔の状況を考慮すれば危険側の評価となる。この危険側の評価を避けるため、式 (2.3-2) から求められる鉛直方向動水勾配 I_0 が 1 となる時、式 (2.3-3) から求められる鉛直方向動水勾配 I_0 は 1.22 であることを求め、図 2.3-6(a)のモデルによる気密条件は鉛直方向動水勾配 I_0 が 1.22 以上であることを条件とした。

地質調査結果⁷⁾ から設計コンベ時に求めた湧水量は圧力 P_g が 49kPa の時最大になり 0.44m³/hr となったが、この時点では調査数量が少ないことや、岩盤の不連続面の状態による透水係数の不確かさを考慮し、設計湧水量としては約 5 倍の安全を見込んで 2.5m³/hr とした。その後、建設前に実施した予備調査結果⁹⁾ から得られたデータを追加して透水係数の見直しを行って求めた湧水量は、圧力 P_g が 49kPa の時最大で 2.2m³/hr (52.8 m³/day) となり、これを新たな設計湧水量とした。

以上、2.3.1 の支保構造設計及び 2.3.2 の水封機能の設計から、図 2.2-1 に示した菊間実証プラントの構造図を決定した。

なお、建設時点で判明した不連続面の走向と傾斜を図 2.3-7 に示したが、水封トンネル入り口付近の不連続面の走向が当初の予想より変化したため、図 2.2-1(c)に示した当初の水封ボーリングの削孔方向を、図 2.3-8 に示したように不連続面に確実に水封水が供給できるように削孔方向を変更した。また、図 2.3-9 には貯油槽の支保工として建設時に岩盤等級などにより選定した支保タイプ（図 2.3-3 参照）を展開図上で示した。貯油槽中央部付近で、タイプ-2,3 を採用したものの大部分はタイプ-1 の支保工を選定し完成している。

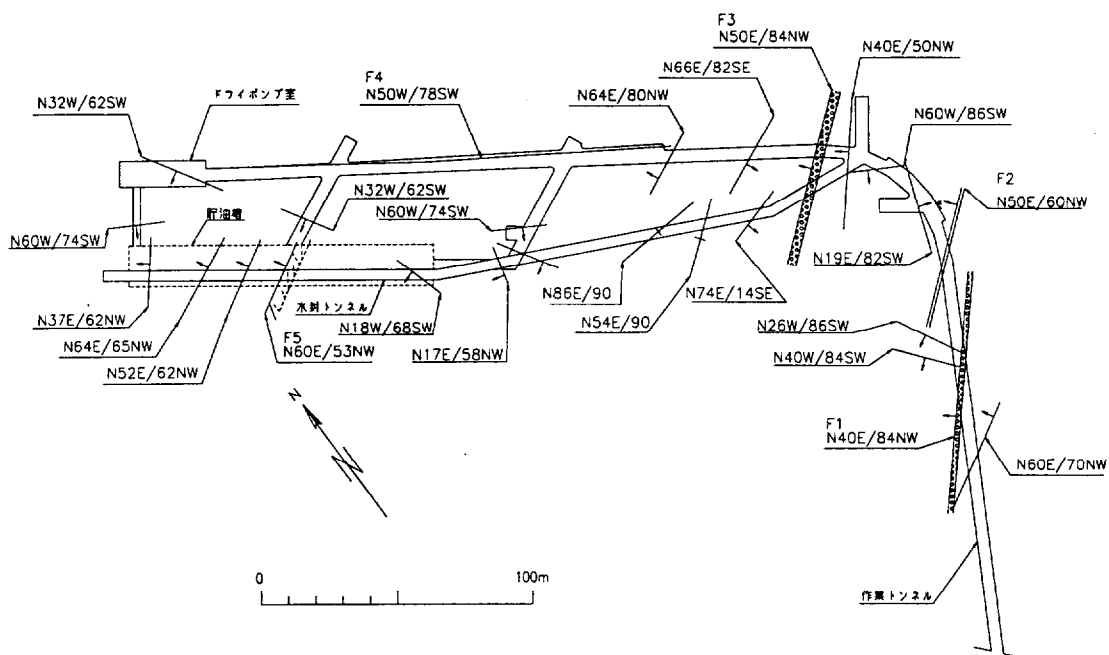


図 2.3-7 主要破砕帯位置図 14) を基に作成

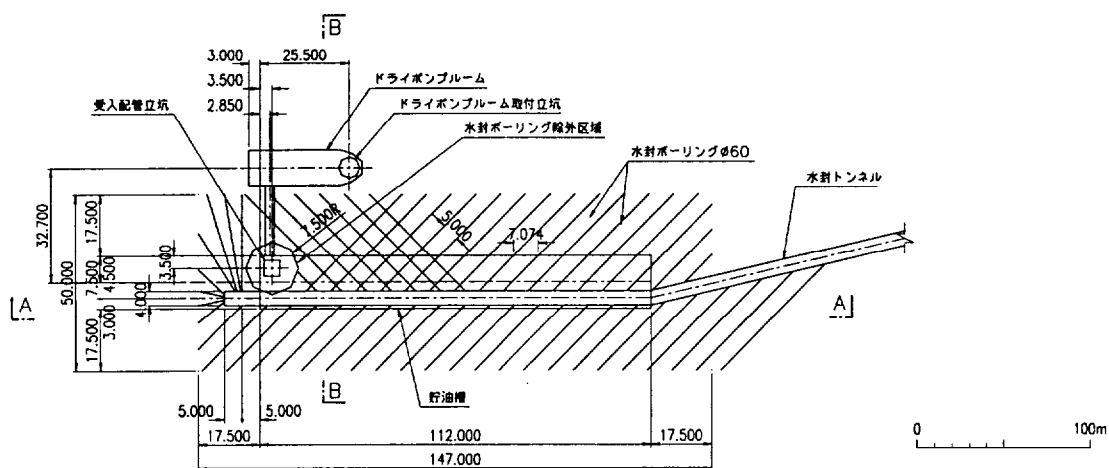


図 2.3-8 水封ボーリング孔の配置変更 14) を基に作成 (単位: mm)

距離	(m)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	112	
地質概要	花崗閃緑岩														
岩盤区分	C _H C _H C _M														
岩盤補強工	⑧	タイプ-1(7cm)						タイプ-3(10cm)				タイプ-1(7cm)			
	⑥	タイプ-1(7cm)						タイプ-3(10cm)				タイプ-1(7cm)			
	④	タイプ-1(7cm)						タイプ-3(10cm)				タイプ-1(7cm)			
	②	タイプ-1(15cm)						タイプ-3(15cm)							
	①	タイプ-1(15cm)						タイプ-3(15cm)				タイプ-1(15cm)			
	③	タイプ-1(15cm)						タイプ-3(15cm)				タイプ-1(15cm)			
	⑤	タイプ-1(7cm)						タイプ-2(10cm)				タイプ-1(7cm)			
	⑦	タイプ-1(7cm)						タイプ-2(10cm)				タイプ-1(7cm)			
	⑨	タイプ-1(7cm)						タイプ-2(10cm)				タイプ-1(7cm)			

注) ()内は吹付コンクリートの厚さを示す。

図 2.3-9 貯油槽に採用した支保タイプの展開表示 14) を加筆修正

2.4 実証実験とその結果

1981年12月に実証プラント施設建設完成後、翌年1月から実証実験を開始した。この実証実験に先立ち、図2.4-1に示したように貯油槽周辺にボーリング孔を削孔し間隙水圧計、地下水位観測計、地震計などの諸計器を埋設し実験に備えた。図2.4-2の各断面にボーリング孔に配置した諸計器の設置位置と貯油槽の関係を示した。なお、図2.2-3に示した、建設着手前に調査用として削孔した予備調査ボーリング孔No.1A～No.3Aは、諸計器の埋設用ボーリング孔に転用している。(図2.4-2(a),(c)及び(f)参照) また、地震計は図2.4-2(c)及び(g)に示したようにボーリング孔内に埋設したが、それ以外には図2.4-2(c)の貯油槽底盤部に1箇所(SA-8)及び図2.4-1に示したようにサービストンネル底盤部(風化岩盤部)に2箇所(SA-6、SA-7)埋設した。

表2.4-1に実証実験期間中に行った主要な実験と時期などを一覧表にして示した。同表における最大常用圧力気密試験及び、最低常用圧気密試験は、原油受入実験の前に設計条件を満たしているかどうかの確認実験である。引き続き、実際の原油を使用して加圧条件下で6回の原油運転を行った。この原油運転の鉛直動水勾配は $I_0=1$ の条件下で行ったが、その後 $I_0=0.8$ の条件下での気密実験を2回行った。一覧表の最後に示した大気圧貯蔵実験は、ベーパー部の圧力を大気圧状態で貯蔵を行う実験であり、水封トンネル内のヘッドを地下水位とバランスするようにコントロールし自然水封方式による貯蔵実験を行ったものである。

図2.4-3は、貯蔵実験に先立ち実施した水封トンネル、作業トンネル及び受入配管立坑の水没に伴う水位の変化と貯蔵実験期間中の坑内の経時変化を示したものである。貯油槽の頂設導坑切掘り掘削は水封条件下で行う必要があるとの事前検討の結果¹⁶⁾に基づいて、水封トンネルの坑内水位は1981年2月中旬(水封トンネル掘削及び水封ボーリング孔削孔完了後)から水没を開始し貯油槽の頂設導坑切掘り掘削に備えた。その後、1981年12月に実証プラント施設の全施設完成後、同年12月15日から作業トンネルに注水を開始し、年末には所定の水位(EL3.5m)として水没を完了した。これらの図には参考のために、水封方式の種別とデータ分析の主対象とする加圧貯蔵時及び原油運転の実施時期を併記した。ただし、図2.4-3に示した人工水封期間中は、強制的に水封水位をコントロールしている。これに対し、自然水封方式(大気圧貯蔵実験)の期間では、水封水位は水封水の供給を停止し、降雨による浸透などの自然の涵養に起因した自然の地下水位にバランスした結果が計測されている。

なお、同期間中には、1984年8月下旬から11月下旬にかけて極端な水位低下が認められるが、これは限界気密試験坑の工事に伴って強制排水を行った結果である。また、1988年4月及び1989年12月からも大きな水封水位の低下が示されているが、これらは隣接して建設された地下石油備蓄基地の工事の影響であることが明確になっている。

図2.4-4の貯油槽内圧と液面位については、内圧は人工水封期間では加圧方式による貯蔵であるため大きく変動しているが、自然水封期間では大気圧方式の貯蔵であるため、変動

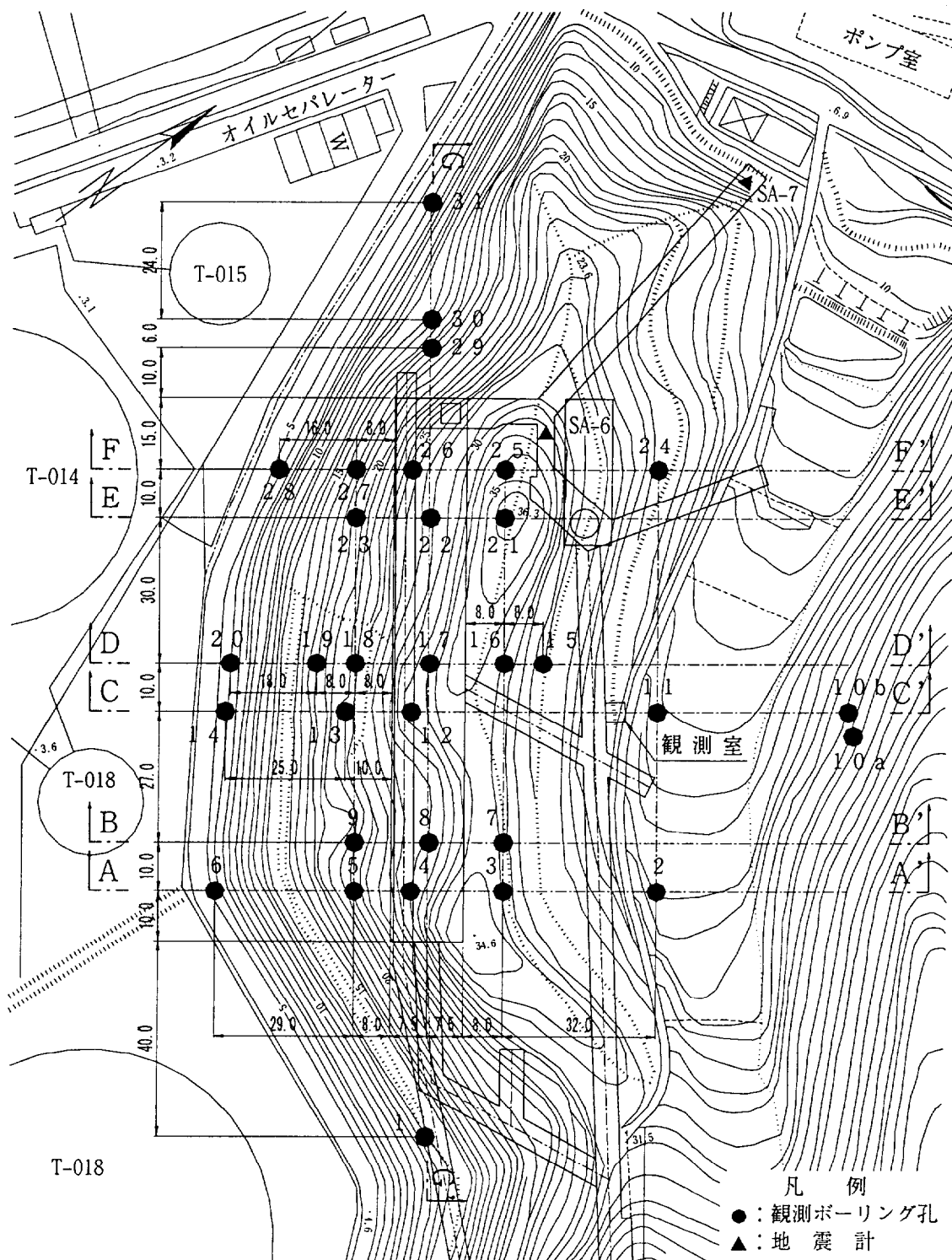


図 2.4-1 観測ボーリング孔平面配置図 14)を加筆修正

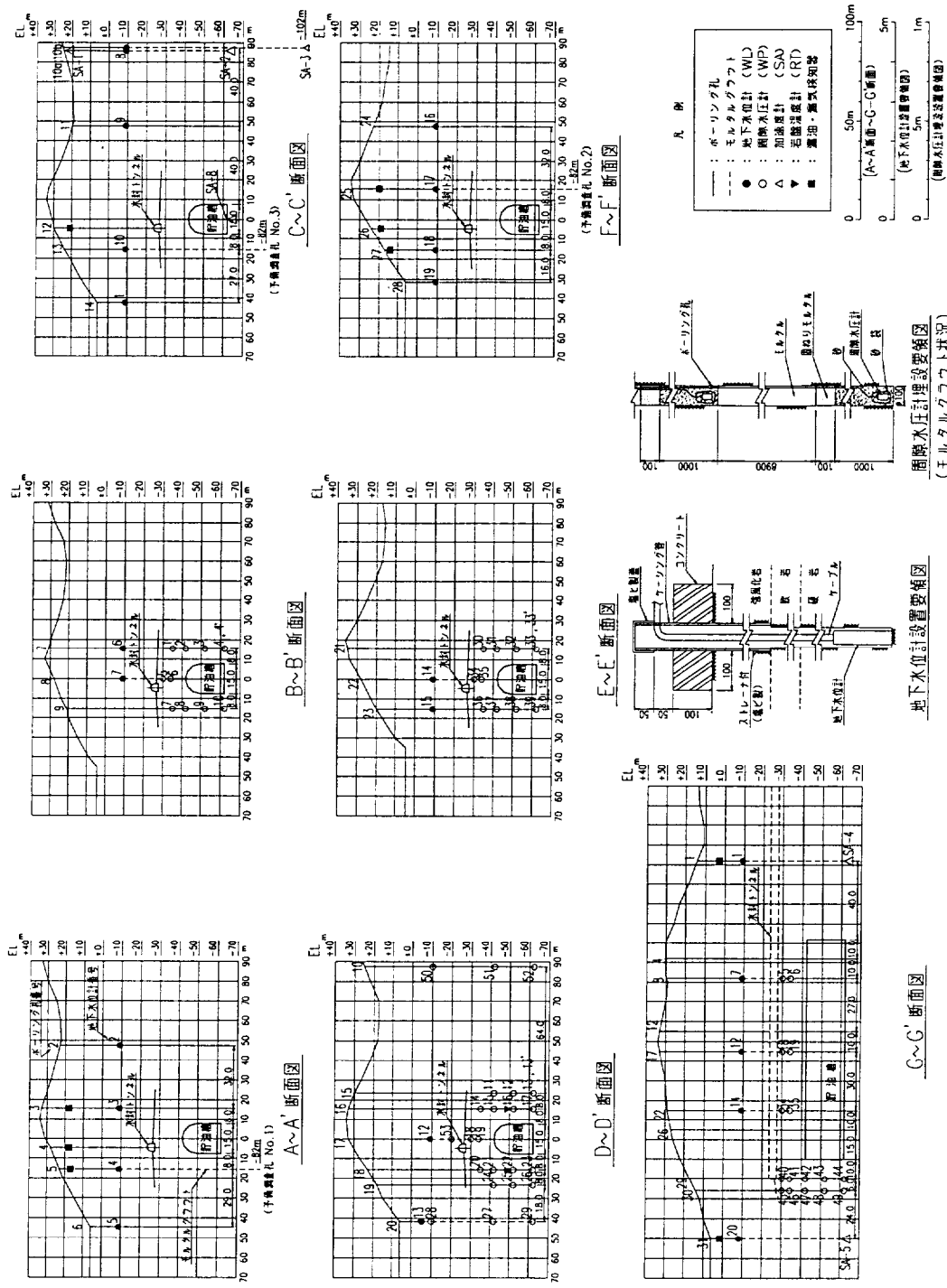


図 2.4-2 地下水位観測計・間隙水圧計他計器設置図 9) を加算修正

表 2.4-1 主要貯蔵実験 8) を基に作成

試験項目	試験圧力 (kPa・Gauge)	試験期間		試験目的	備 考
		開始年月日	終了年月日		
最大常用圧力気密試験	233.2	1982.1.7	1982.1.10(72時間)	気密試験	圧力変化過程 ①0.0kPa→20.0kPa 1981.12.29 ②20.0kPa→29.1kPa 1982.1.2 ③29.1kPa→223.9kPa 1982.1.3～1982.1.4 ④223.9kPa→220.7kPa 1982.1.4～1982.1.10 ⑤220.7kPa→0.0kPa 1982.1.10～1982.1.11
	-49.9	1982.2.9	1982.2.12(72時間)	気密試験	圧力変動範囲 -49.9kPa～-49.5kPa
	187.2	1982.3.24	1982.4.24	内圧変動調査	受入速度 500kl/h 1982.3.24～1982.3.26 払出速度 200kl/h～300kl/h 1982.4.8～1982.4.17
	193.3	1982.4.26	1982.5.14	内圧変動調査	受入速度 700kl/h 1982.4.26～1982.4.27 払出速度 1000kl/h 1982.5.4～1982.5.8
	190.6	1982.5.14	1982.6.1	内圧変動調査	受入速度 1000kl/h 1982.5.14～1982.5.15 払出速度 1000kl/h 1982.5.24～1982.5.25
	195.9	1982.6.1	1982.6.17	内圧変動調査	受入速度 1000kl/h 1982.6.1～1982.6.2 払出速度 1000kl/h 1982.6.8～1982.6.9
l ₀ =0.8気密試験	188.1	1982.6.17	1982.7.1	内圧変動調査	受入速度 1000kl/h 1982.6.17～1982.6.18 払出速度 1000kl/h 1982.6.24～1982.6.25
	-	1982.7.1	1982.7.8	タンクデブール作成	受入速度 1000kl/h 1982.7.1～1982.7.3 払出速度 1000kl/h 1982.7.6～1982.7.8
	333.2	1982.11.27	1982.11.30(72時間)	鉛直動水勾配0.8時の気密確認	液位及び水床を変化させ圧力調整
	215.6	1982.12.13	1982.12.16(72時間)	ペーパー溶解・蒸発確認	液位及び水床を変化させ圧力調整
	0.0	1983.8.29	1983.11.6	大気圧貯蔵状態の確認	受入速度 1000kl/h 1983.8.29～1983.9.1 払出速度 500kl/h 1983.11.4～1983.11.6
	0.0	1983.12.2	1984.10.3	大気圧貯蔵状態の確認	受入速度 1000kl/h 1983.12.2～1983.12.4 払出速度 500kl/h 1984.10.1～1984.10.3

注) 水封水位 EL3.5m

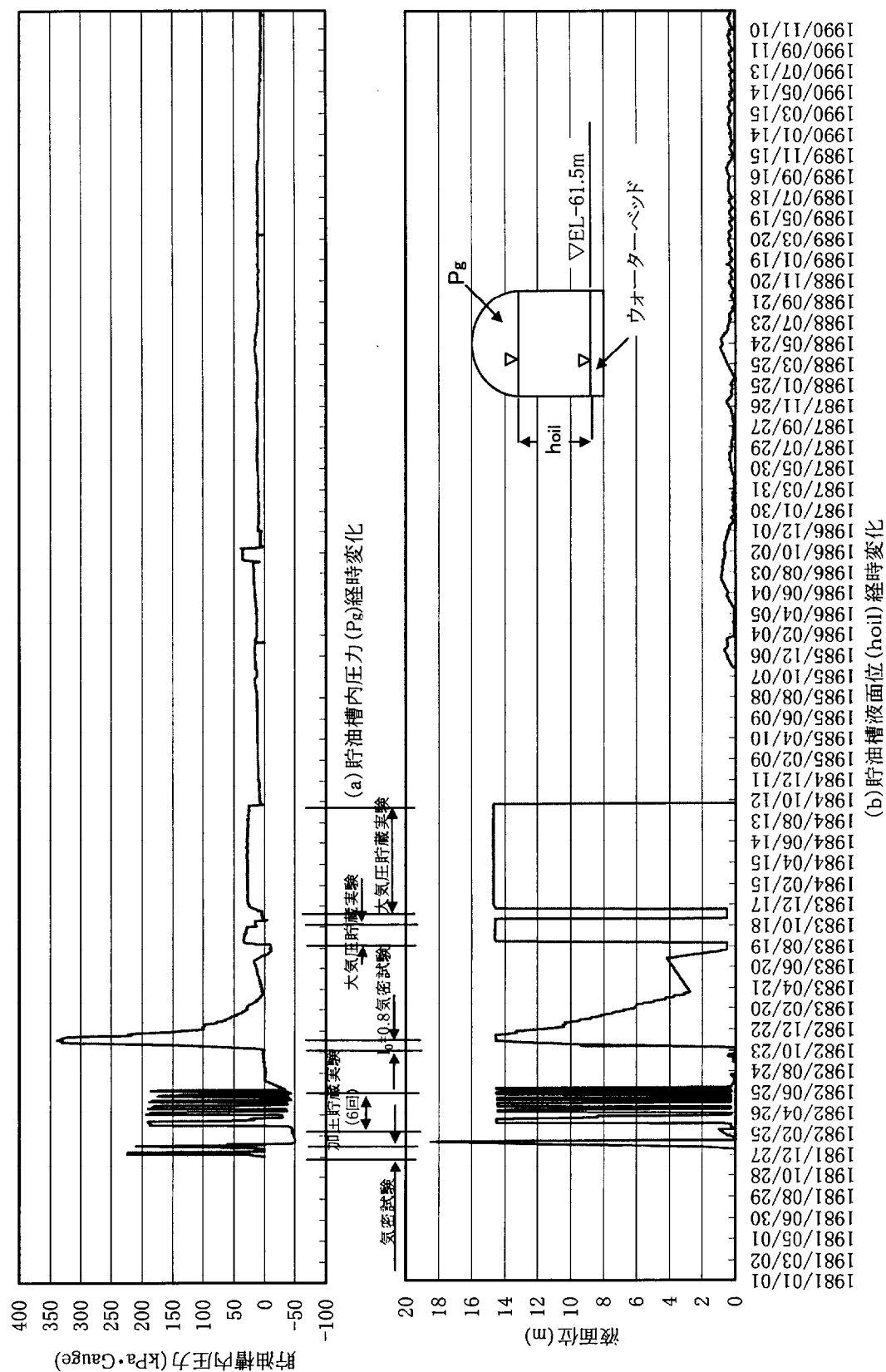


図 2.4-4 貯油槽内圧力及び液面位の経時変化 8)を加算修正

幅が小さい。また、液面位は原油受け払いなどによる変動を示しているものであり、人工水封及び自然水封期間のそれぞれの期間に原油受け払い運転を行っている。

図 2.4-5 に貯油槽内で行った岩盤内変位量測定、内空変位量測定及びロックボルト軸力測定の位置とその計測断面を示す。この内、内空変位量測定は、貯油槽建設期間中のみの計測であるが、岩盤内変位量測定及びロックボルト軸力測定は、主要な貯蔵実験終了まで計測を行った。

2.4.1 構造上の安定性について

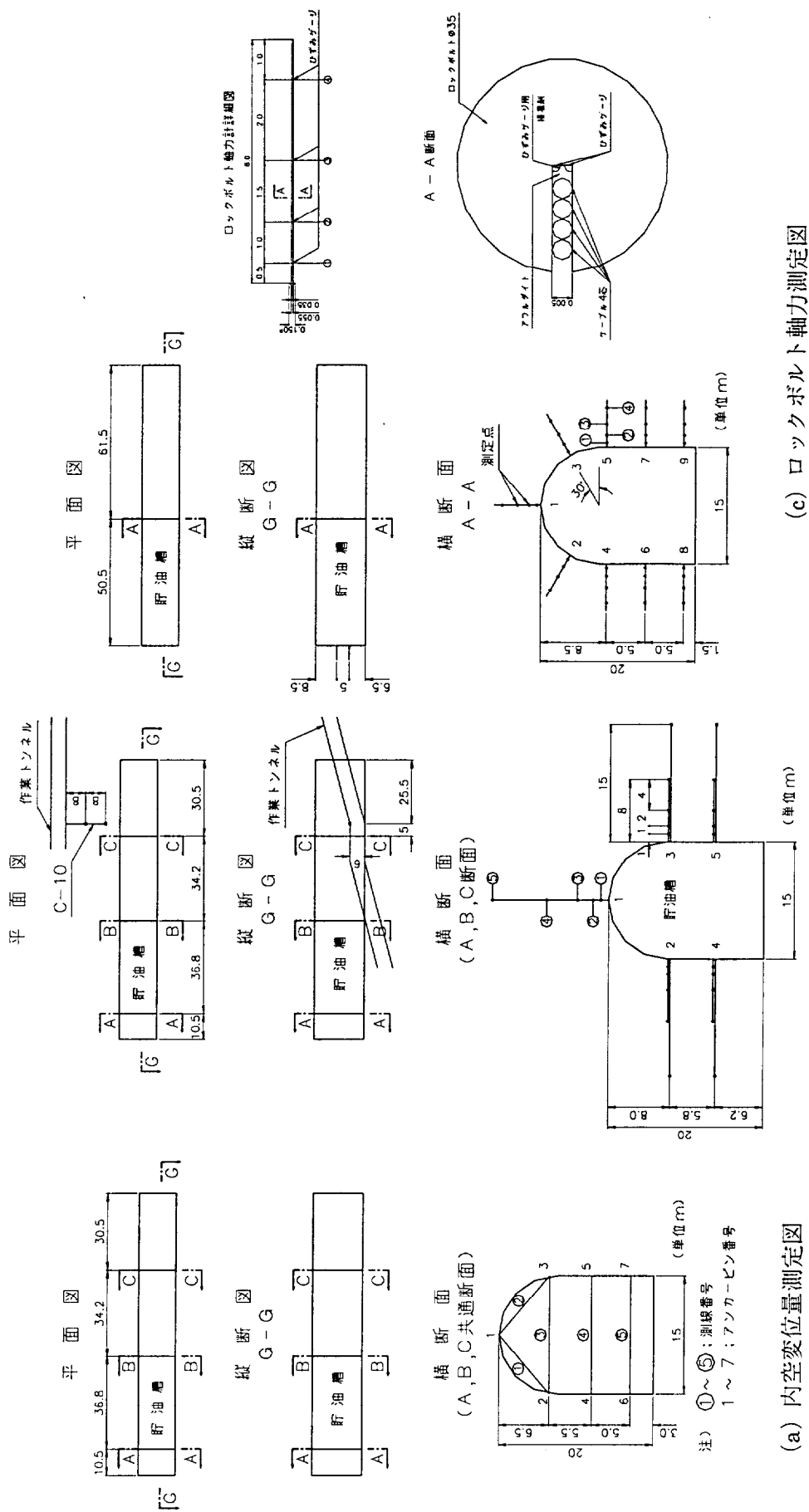
(1) 貯油槽の静的安定性について

例として、図 2.4-5(a)に示した B-B 断面において、掘削進行段階における岩盤内変位計の測定結果を図 2.4-6 に示し、図 2.4-5(b)に示した A-A 断面、B-B 断面及び C-C 断面の内空変位測定結果を図 2.4-7 にそれぞれ示した。これら岩盤内変位計及び内空変位用の計器は貯油槽の掘削進捗に伴い順次設置された。なお、一部の計器に計測途中から不調が現れたものがあるが、これは絶縁不良であるものと考えられている。

図 2.4-6 から、貯油槽掘削時の岩盤内変位は、計器 2 及び計器 3 において 3 次ベンチ通過時に 3～4mm 程度の変化が認められる程度であり、その他の計器にはほとんど変化が認められない。貯油槽掘削完了後は作業トンネル注水時及び気密試験時にはほぼ全ての計器に若干の変動が認められるが、その後の加圧貯蔵実験時などでは変動がほとんど見られない。いずれにしても 1cm 以内の変化であり顕著なゆるみ域の発達とは認められないものと判断される。

内空変位量は、図 2.4-7(a)の A-A 断面の測定結果では 2 次ベンチ通過後増加したが、3 次ベンチ通過後の変動は少ない。図 2.4-7(b)の B-B 断面の測定結果でも 2 次ベンチ通過後増加したが、A-A 断面部と同様に増加傾向を示し、3 次ベンチ通過後の変動は④を除き少ない。図 2.4-7(c)の C-C 断面においては、初期に測定値が増加したがその後の各ベンチ通過においても格別な変化は認められない。岩盤内変位量と同様に各断面とも変化量は 1cm 以内の変化であり顕著なゆるみ域の発達とは認められないものと判断される。

これらの各掘削段階の内空変位及び岩盤内変位量の測定結果を、2.3.1 で行った支保設計に対応するように換算し表 2.4-2,3 に比較して示した。ただし、各表に示した実測値は施工時の岩盤分類の判定で B 級と判定した箇所である。以上のことから、解析の岩盤分類と実際の岩盤分類及び掘削ステップが一致している表 2.4-2,3 の（その 2）で解析値と実測値の違いを述べると、解析値は実測値とやや異なる値を示しているものの設計時の予測が概ね実際の現象を予測している。したがって、岩盤は概ね弾性的な挙動を示したのと考えられる。ただし、このような解析値と実測値の違いは、解析は連続体の仮定に基づいて実施したのに対し、実際の岩盤は不連続面を内在しているため連続体の仮定と異なる挙動を示すために起こるものであり、さらに原位置試験箇所（図 2.2-1 参照）と施工箇所の岩盤状況の相違も考慮する必要がある。



(b) 岩盤内変位量測定図

図 2.4-5 計測位置と計測断面 14) を加算修正 (単位: m)

(a) 内空変位量測定図

(c) ロックボルト軸力測定図

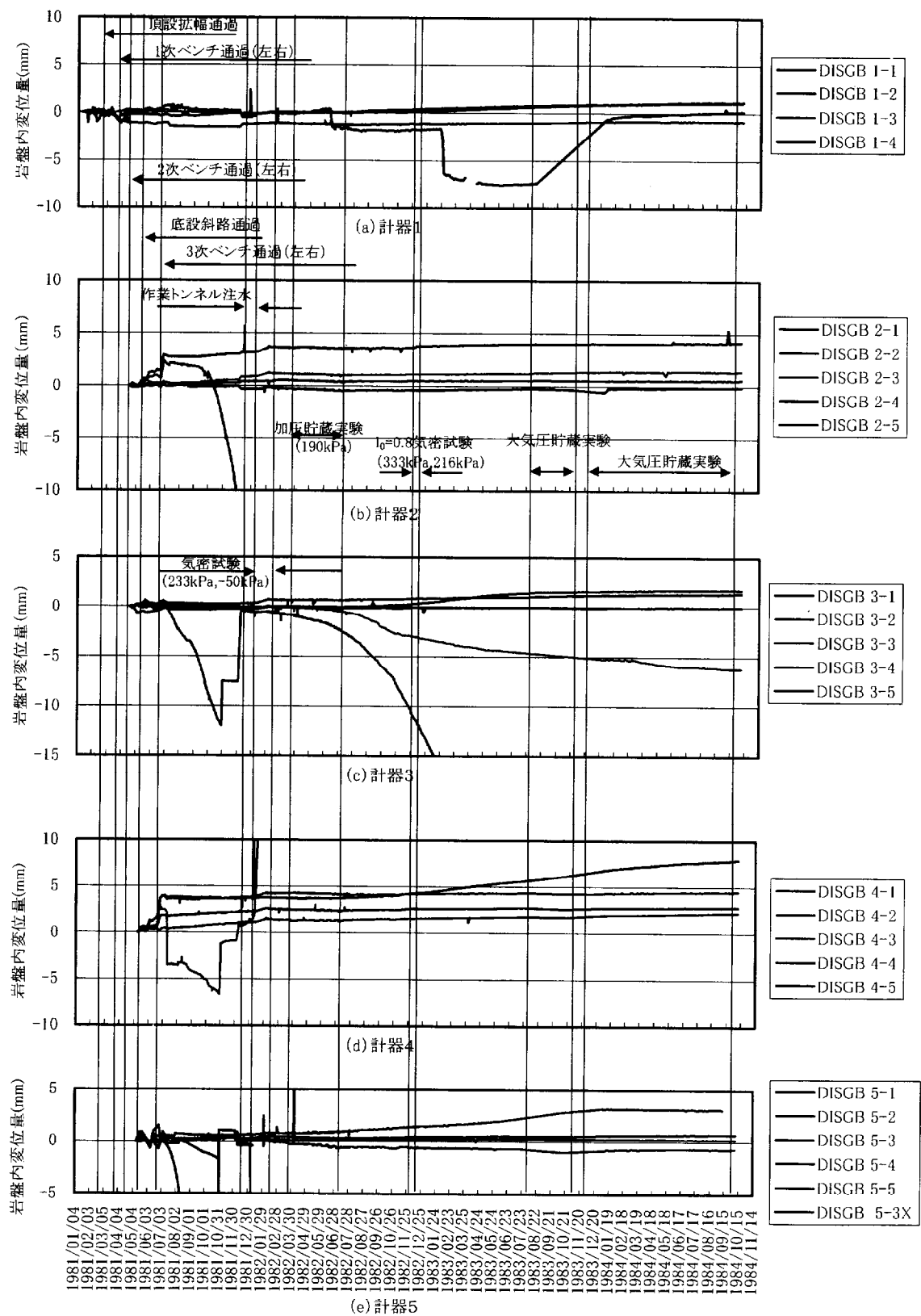


図 2.4-6 岩盤内変位量測定結果 (B-B 断面) 14) を加筆修正

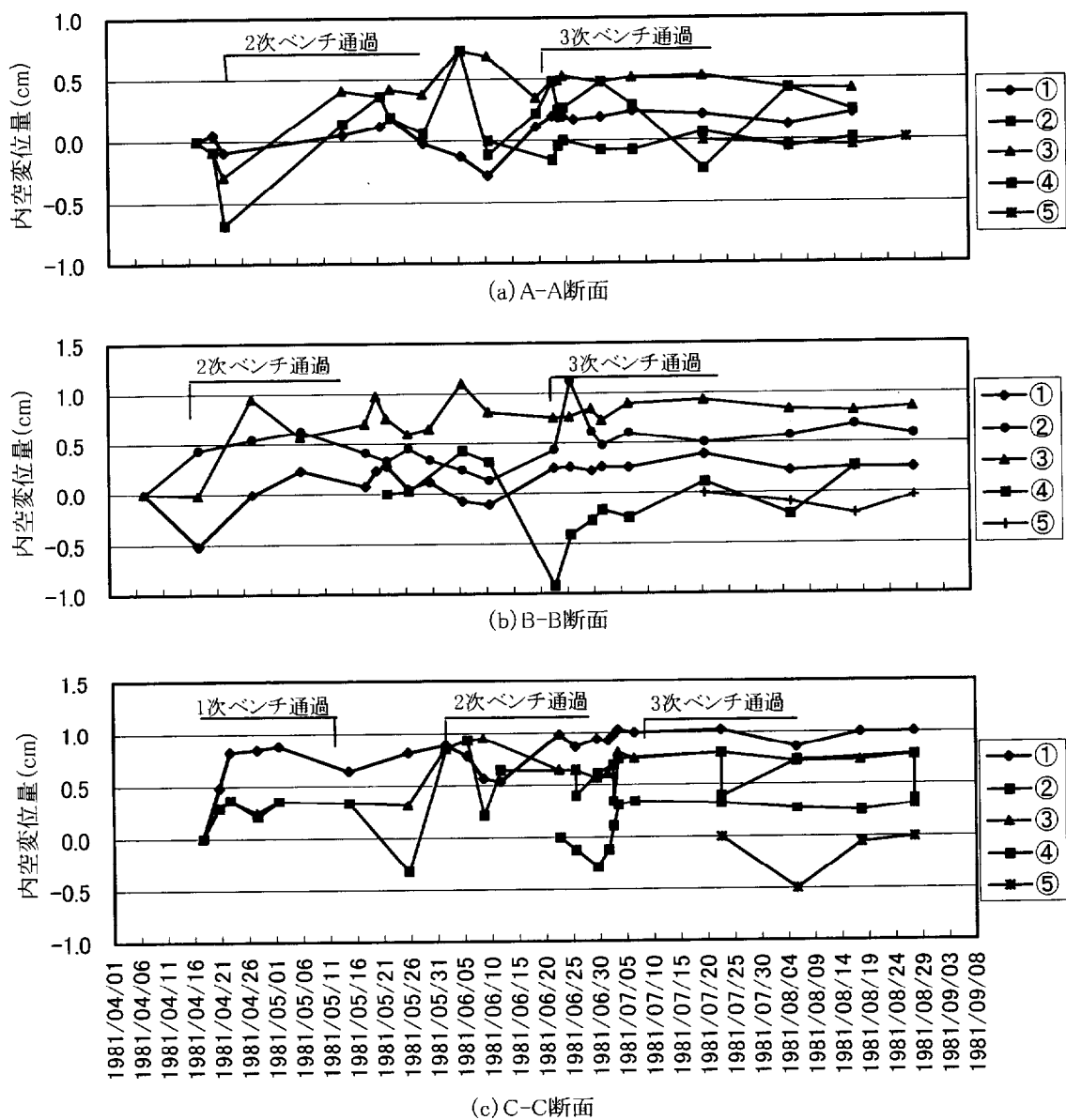
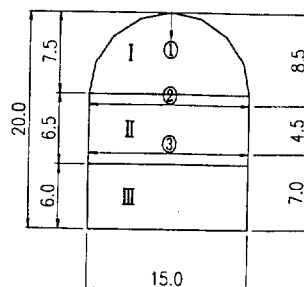


図 2.4-7 内空変位量測定結果 ¹⁴⁾ を加筆修正

表 2.4-2 岩盤内変位量の解析値と実測値の比較 (その 1) 14) を加筆修正

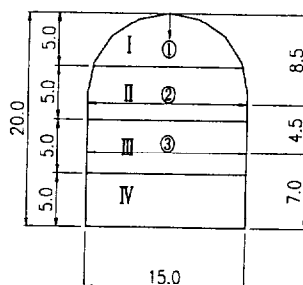
掘削 ステップ	測線	解 析 値		実測値
		CH級	CM級	
I	①	2.4	6.8	-0.27
II	①	0.2	0.3	-0.03
	②	3.9	10.7	1.15
III	①	0.1	0.0	0.00
	②	1.4	2.9	0.61
	③	4.9	14.4	4.18



注 1) 掘削ステップは当初設計、注 2) 表中の数値の単位：mm、図中の単位：m

表 2.4-2 岩盤内変位量の解析値と実測値の比較 (その 2) 14) を加筆修正

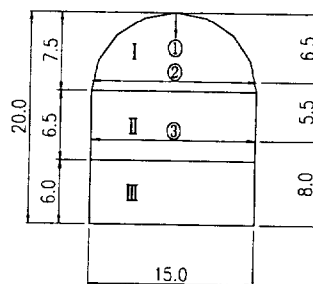
掘削 ステップ	測線	解 析 値	実測値
		B級	
I	①	3.2	-0.28
II	①	0.1	0.01
III	①	-0.1	-0.03
	②	5.4	1.15
IV	①	0.0	0.00
	②	1.8	0.61
	③	5.6	4.18



注 1) 掘削ステップは実際の施工を反映、注 2) 表中の数値の単位：mm、図中の単位：m

表 2.4-3 内空変位量の解析値と実測値の比較 (その 1) 14) を加筆修正

掘削 ステップ	測線	解 析 値		実測値
		CH級	CM級	
II	①	0.1	0.2	2.8
	②	4.6	12.0	5.4
III	①	-0.6	0.0	-1.9
	②	2.6	8.6	2.8
	③	5.6	17.1	-2.8

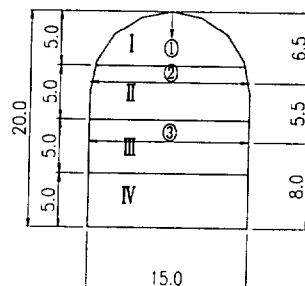


注 1) 掘削ステップは当初設計

注 2) 表中の数値の単位：mm、図中の単位：m

表 2.4-3 内空変位量の解析値と実測値の比較 (その 2) 14) を加筆修正

掘削 ステップ	測線	解 析 値	実測値
		B級	
III	①	-0.4	2.8
	②	6.8	5.4
IV	①	-0.5	-1.9
	②	4.8	2.8
	③	8.6	-2.8



注 1) 掘削ステップは実際の施工を反映

注 2) 表中の数値の単位：mm、図中の単位：m

また、①で示した天端沈下については、掘削ステップⅠ（初期掘削時）において、実測値と解析値の符号が逆転している。これは前述した岩盤の不連続面の影響に加え、表 2.3-1 に示したように側圧比が高い初期地圧測定結果の影響もあると思われる。これは図 2.2-4 に示したように菊間実証プラントのような土被りの薄い岩盤で側圧が高い場合の掘削時（応力解放時）において、天端部の剛性が深部に較べて軟らかい場合は沈下現象を示し、天端部の剛性が深部に較べて硬い場合は上昇を示すことが考えられることによる。精査報告書⁷⁾による孔内載荷試験の結果では地表付近の新鮮岩盤部の変形係数は深部の変形係数よりやや大きな値を示しており前述の考え方を支持するものである。これに対し解析では、初期地圧測定結果を考慮して解析を行ったが、同一岩盤等級では全て同一物性として扱っているためこのような現象は表現できなかったものと思われる。

ロックボルト軸力については、図 2.4-5(c)に示した A-A 断面における測定結果を図 2.4-8 に示す。図 2.4-8 から、貯油槽掘削の進行に伴って大きく変動したロックボルト軸力計は、ロックボルト 4,6 の軸力計であり、その他の軸力計の発生応力度は少ない。ロックボルト軸力計 4-2（図 2.4-5(c)から、空洞壁面から 1.5m に設置したひずみゲージ）は、2 次ベンチ通過後設置され、その後増加をはじめ底設斜路通過後には約 150kPa となり、3 次ベンチ通過後も約 30kPa 増加し、気密試験終了時点まで上昇を続け 220kPa 前後となった。

しかし、その後の貯蔵実験中の変動はなくほぼ一定で推移した。ロックボルト軸力計 6-2 についても発生応力度は最大で約 175kPa とロックボルト軸力計 4-2 より少ないもの、同様な変動傾向を示している。また、ロックボルト軸力計 4～9 では、加圧貯蔵実験中の貯油槽内圧力変動の影響を僅かであるが受けていること示している。図 2.4-5(c)に示した設置位置から貯油槽の底盤に近づくほど影響の度合いは大きく、これは貯油槽底盤に近づくほど原油の液圧が増加することによるものである。

ロックボルトに対する解析上のモデル化は、掘削後にロックボルトが打設される実際の施工過程を考慮して行うが、この場合掘削後（応力解放後）にロックボルトを解析のモデルに組み込むため通常発生応力は小さいのが一般的である。実際のロックボルト軸力の測定結果も前述したロックボルト 4,6 の軸力計を除き同様な挙動を示している。一方、岩盤内に内在する不連続面に当たるように打設されたロックボルトは、掘削時に不連続面が動いた場合それに応じロックボルトの軸力も増加するのが一般的であるが、計測箇所の掘削面上に不連続面が観察されておらず解析モデルに不連続面を組み込むことが不可能であったためロックボルト 4,6 の軸力計の挙動に関する解析的な説明はできていない。

以上のように計測値と解析値との比較を行いながら議論を行ったが、図 2.4-6 に示したように実証運転段階時の岩盤内変位量の計測によっても、空洞周辺岩盤は弾性的な挙動を示したにとどまり、また、図 2.4-8 に示したように実証運転段階時のロックボルト軸力計の観測によっても変動は少ないことが示され、実証運転段階時の空洞の力学的安定性は十分に保たれていることを確認した。

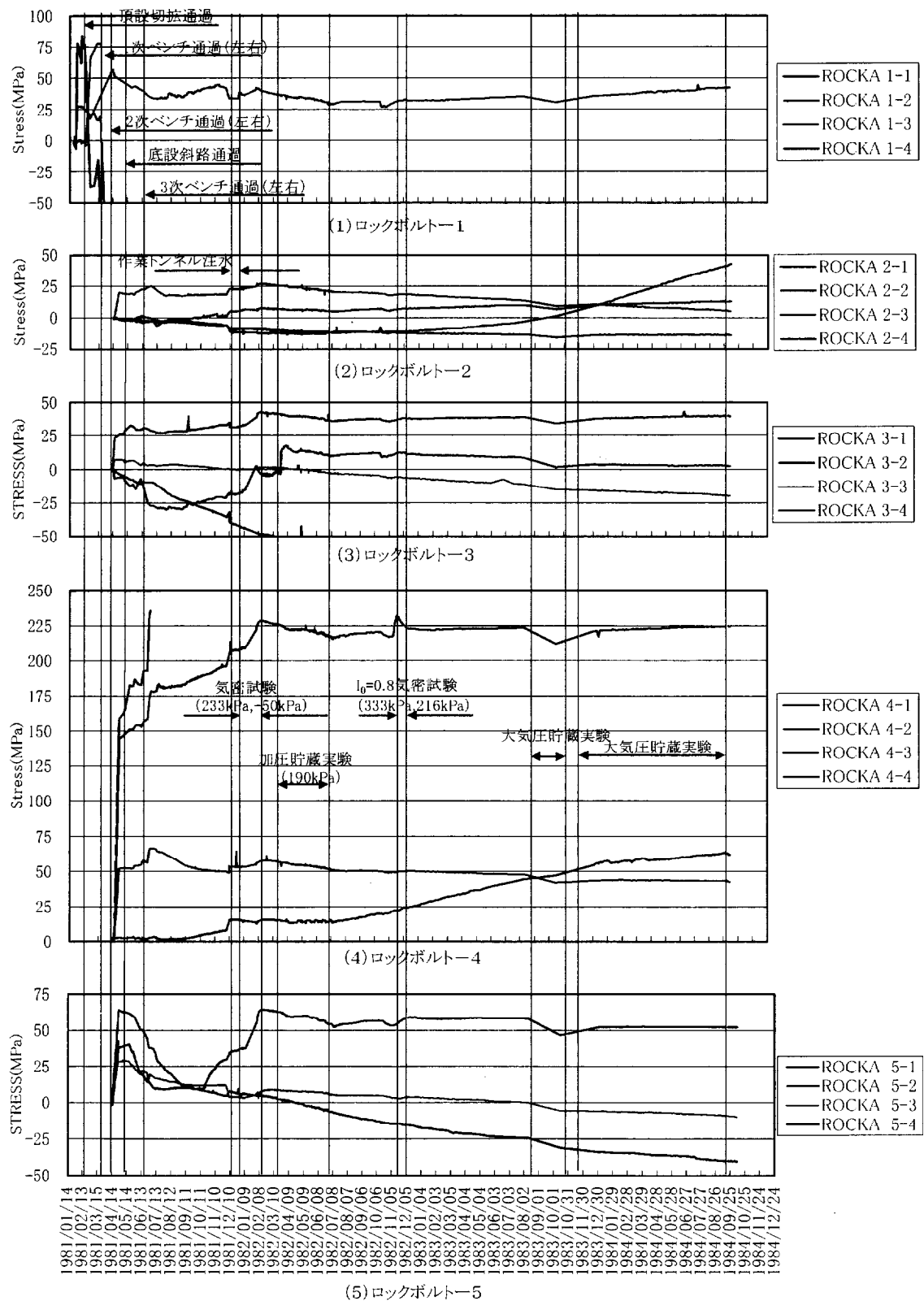


図 2.4-8 ロックボルト軸力経時変化 (その 1) (A-A 断面) 14) を加筆修正

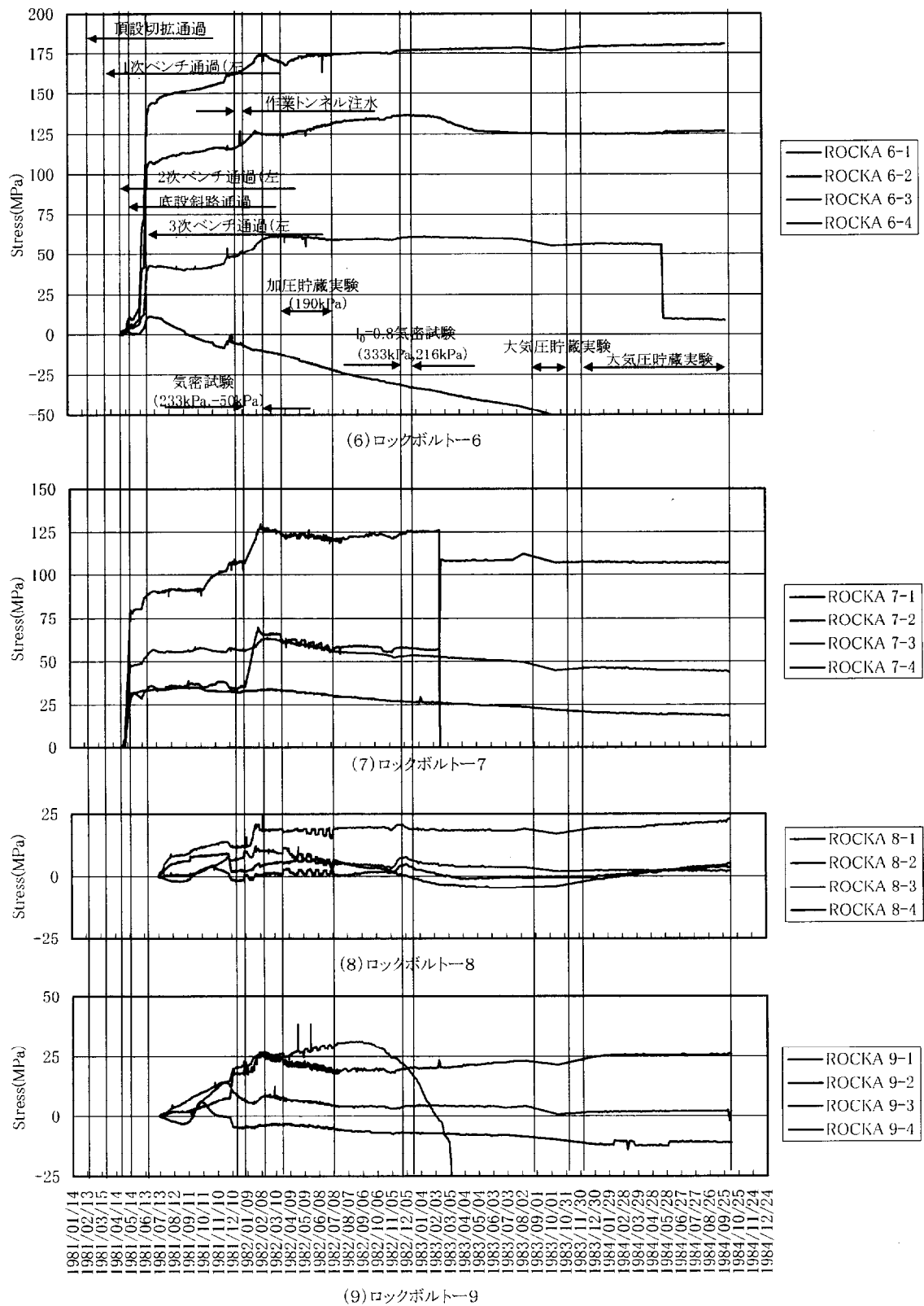


図 2.4-8 ロックボルト軸力経時変化 (その 2) (B-B 断面) 1.) を加筆修正

(2) 貯油槽の動的安定性

調査期間中に 42 回の地震を観測したが、1983 年 8 月 26 日に大分県北部を震源とする地震により松山で震度Ⅳを観測したのが最大の規模のものであった。この地震後、諸構造物を調査したが、なんら影響は認められなかった。図 2.4-9 は、最深部に設置した地震計 SA-3 における加速度が比較的大きい 6 地震の水平成分について、地震計 SA-3 に対する各地震計の加速度増幅率を示したものである。図 2.4-9(a)より、鉛直方向における加速度の増幅は岩盤内では小さく、風化層に至ってやや増幅した後地表付近で急激に増加することがわかり、岩盤部の加速度は平均で地表面の加速度の $1/4 \sim 1/5$ 程度であり、地震に対しては岩盤内が地表に比べて有利であることを確認した。また、複数の地下発電所における観測事例²⁰⁾でも、菊間実証プラントと同様に地下の良好な岩盤内の水平方向加速度は地表の $1/2 \sim 1/3$ 、鉛直方向の加速度は地表の $1/1 \sim 1/2$ であることが報告されている。図 2.4-9(b)から、同一レベルの岩盤部に設置した地震計の増幅率は $0.9 \sim 1.8$ であり同程度となっている。特に貯槽底盤部に設置した SA-8 は、貯油槽から 40m 以上離れた位置に設置された SA-2 等とはほぼ同じことから、貯油槽掘削に伴う振動モードへの影響はほとんど現れていない。

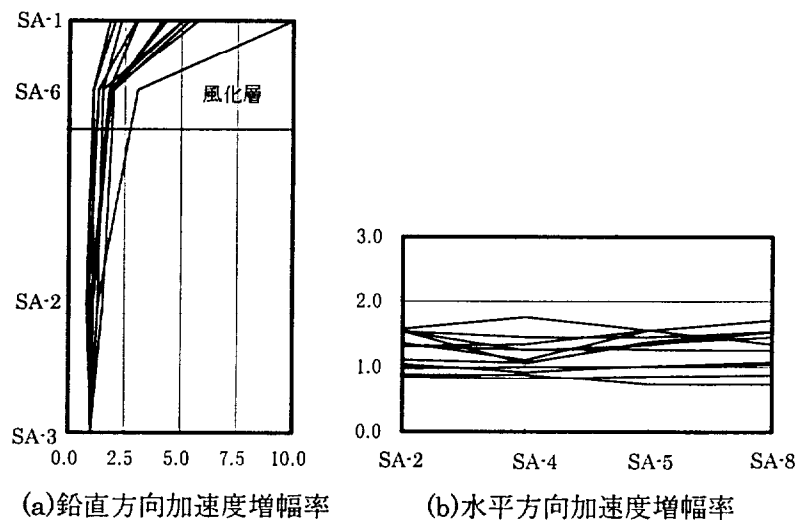


図 2.4-9 測点 SA-3 に対する加速度増幅率⁸⁾

2.4.2 水封機能性に関する実証実験

(1) 水文調査・地下水位観測・間隙水圧測定

水文調査では、降雨の地下への浸透量を定量的に把握するために、地表部において降雨量、蒸発量、表面流出量の測定を行った。

地下水位観測は、貯油槽建設と運転による地下水位の変化状況と、涵養量、坑内湧水量などとの関連性から、岩盤内における地下水の賦存状況を把握するとともに、水封機能性を評価する基本データを得ることを目的として行った。

図 2.4-1,2 に地下水及び間隙水圧観測孔の配置図を示したが、例として図 2.4-10 に A-A

断面に配置された観測孔及び図 2.4-11 に C-C 断面に配置された観測孔の地下水位測定結果をそれぞれ示した。

図 2.4-10 より、WATLA-AX2 は作業トンネル、貯油槽掘削の影響を受けて水面低下が起こり、貯油槽掘削完了直後若干上昇をした。その後 EL11m 程度まで低下後作業トンネル注水に伴い上昇に転じ、人工水封下の加圧貯蔵実験が終了するまで上昇を続けた後、降雨の影響を受けて変動を繰り返しているが概ね EL18m 前後で推移している。WATLA-AX3 は、水封トンネル掘削の時期に合わせて水位低下を 3 m ほど起こしたが、その後降雨の影響も受けずほぼ一定で推移した。WATLA-AX4 は、同様に初期に掘削の影響を受け、水位低下を起こしたが、水封トンネル注水時に水位が約 5m 程度上昇し、その後降雨の影響を敏感に受け、降雨が多い時には急激な水位上昇を、降雨が少ない時期は水位低下傾向を示している。WATLA-AX5 も同様に掘削の影響を受け、水位低下傾向を示したが、水封トンネル注水後水位はやや上昇し、その後は降雨が多い時には若干の上昇を示すが全体的には EL2m 付近の水位で安定している。

図 2.4-11 より、WATLC-CX8 は、WATLA-AX2 と同様な変動傾向を示し、作業トンネル注水時まで低下傾向を示し、その後降雨時に鋭敏な反応を示しながら上昇に転じた。WATLC-CX9 は、掘削の影響を受けて初期に水位低下傾向を示したが、その後降雨の影響を最も敏感に受け水位変動が著しいことを示している。WATLC-CX10,11 は掘削の影響をほとんど受けず、EL1~2m 前後で推移し、降雨時に水位上昇を示す程度である。

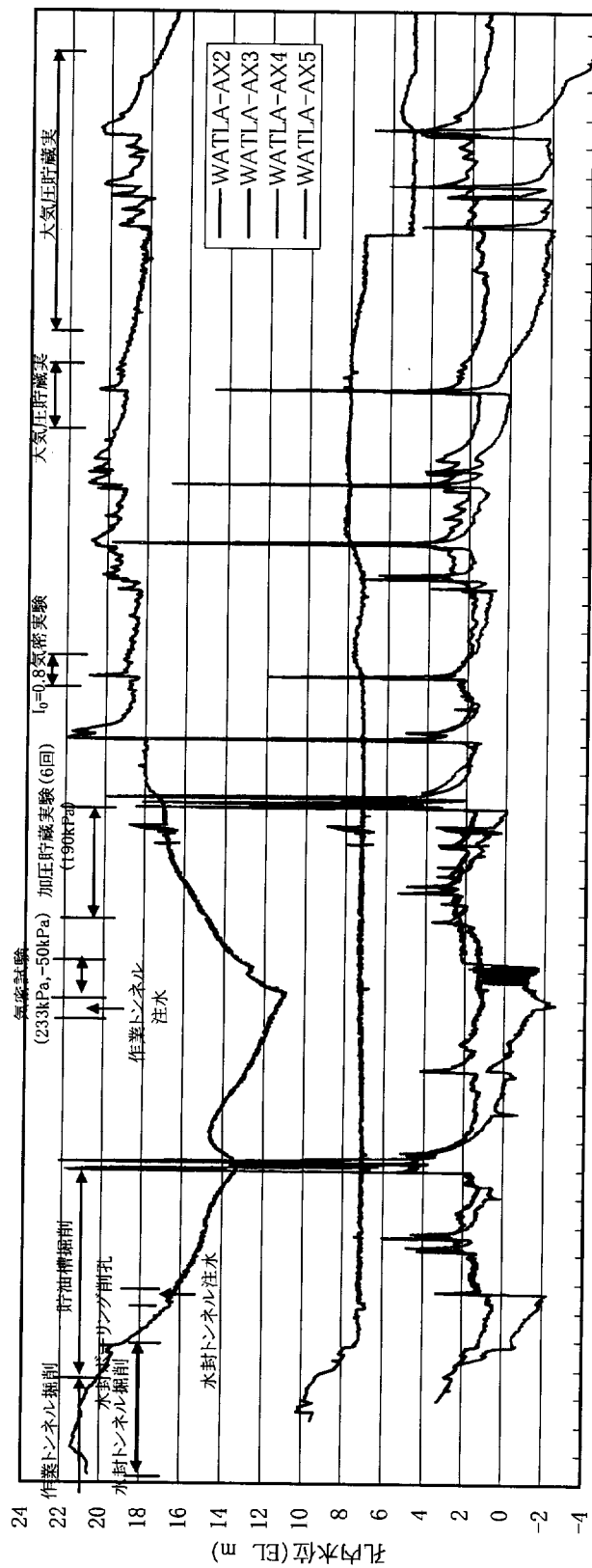
図 2.4-10,11 から、人工水封下の気密試験、実証運転中は、貯油槽の圧力変動に対し、地下水位はほとんど変化しなかったことが示された。

岩盤内間隙水圧測定は、貯油槽建設と運転による貯油槽周辺、岩盤内の間隙水圧の変化状況と地下水位、涵養量などとの関連性から岩盤内間隙水圧の特性を把握するとともに、貯油槽周辺における水圧分布状況を把握するために実施したものである。例として図 2.4-12 に B-B 断面の間隙水圧観測、図 2.4-13 に D-D 断面の間隙水圧観測をそれぞれ示す。

図 2.4-1,2 に地下水及び間隙水圧観測孔の配置図を示したが、図 2.4-12、図 2.4-13 より、地下水位観測孔とは異なり、間隙水圧計は貯油槽掘削による影響、人工水封下の気密試験、加圧貯蔵実験の圧力変動に対し鋭敏な応答を示し、圧力変動に見合った値に変化する変動傾向を持ち、降雨の影響は受けていないことが示されている。この理由 2.4.3 で後述するが、貯油槽上部に設置した水封施設により水封水位がコントロールされており、貯油槽近傍の水頭分布はこの水封施設により支配されるため降雨の影響は受けにくくなっているためである。

表 2.4-4 に水文調査観測結果を年変化として示したが、菊間地域の自然涵養量、すなわち降雨が地表から地下に浸透する量は、0.5~2.2mm/日程度であることが明かとなった。

図 2.4-10,11 から、水封水供給停止期間中（大気圧貯蔵期間中）の地下水位低下量は小さいので、涵養量と貯油槽及びドライポンプ室湧水量（25m³/日）がほぼバランスした状態となっているものと考えられる。



(a) 地下水位経時変化

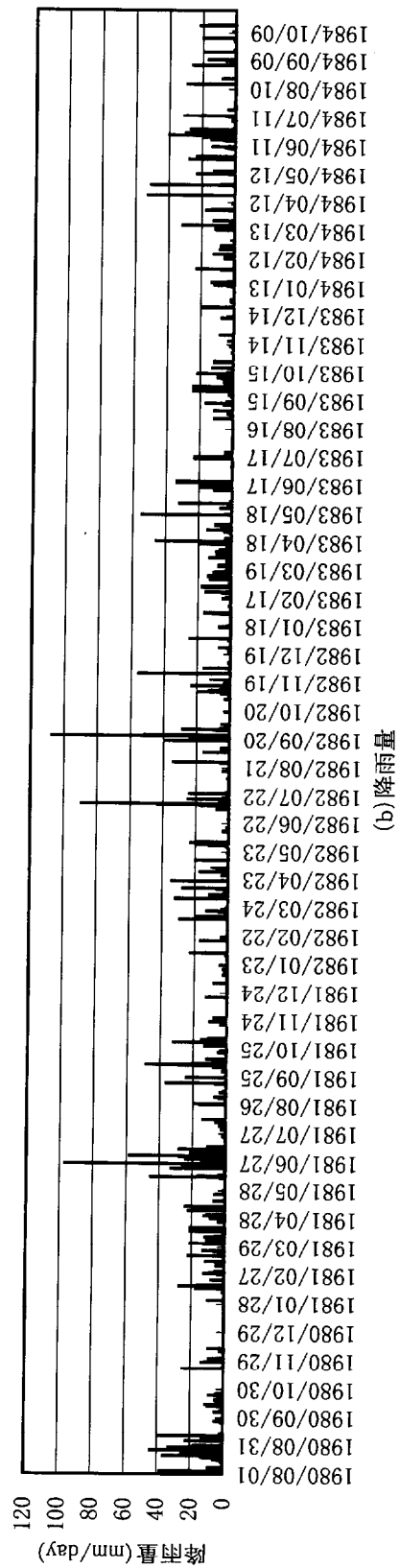
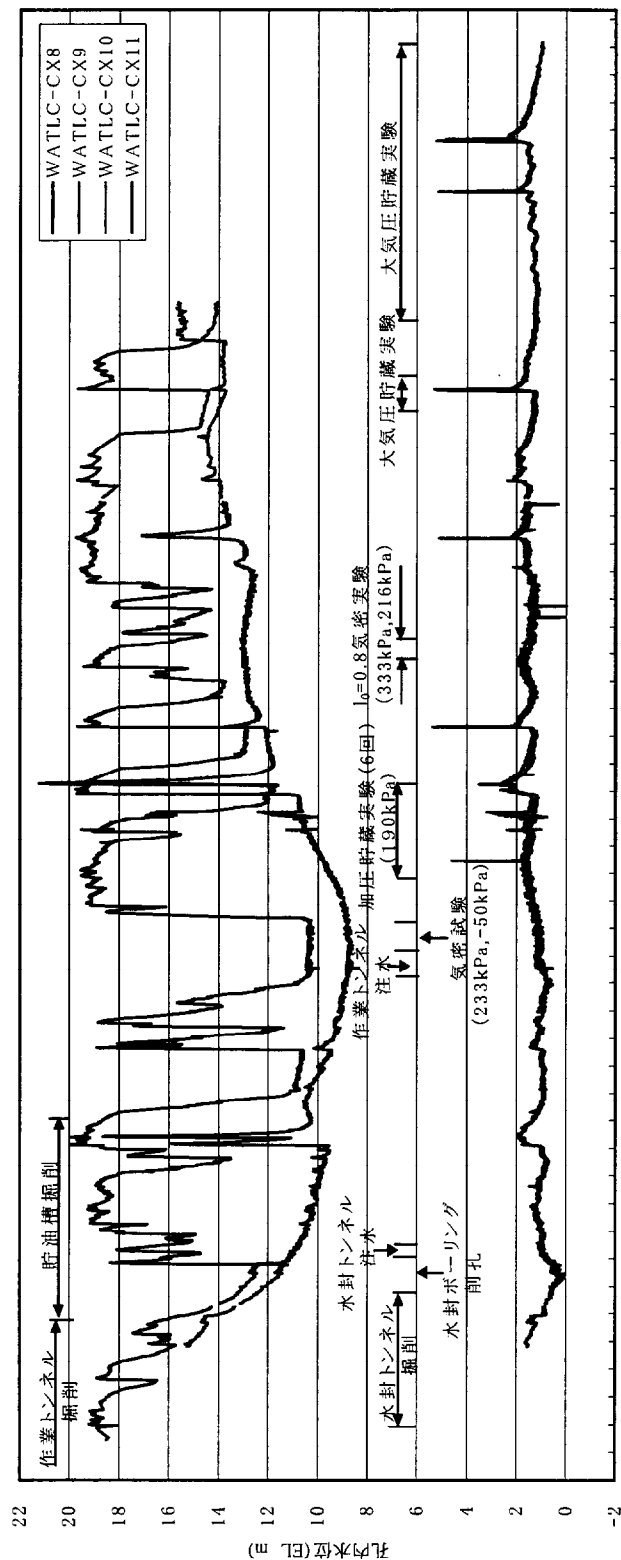


図 2.4.10 地下水位経時変化 (A-A 断面) 1c) を加算修正



(a) 地下水位経時変化 (C-C断面)

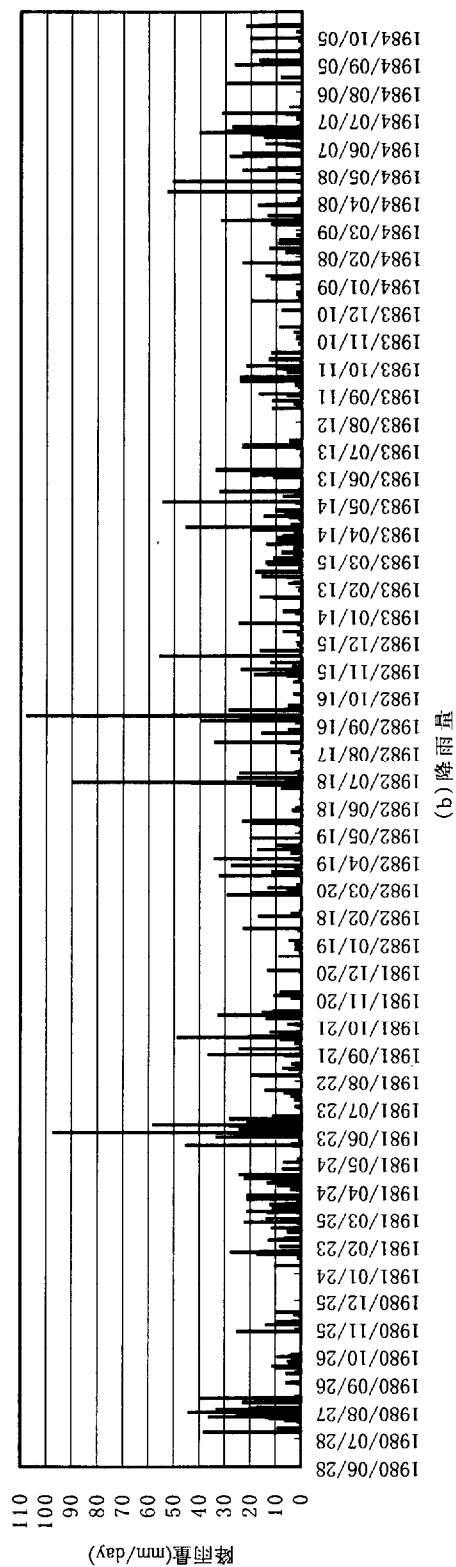


図 2.4-11 地下水位経時変化 (C-C 断面) 14) を加筆修正

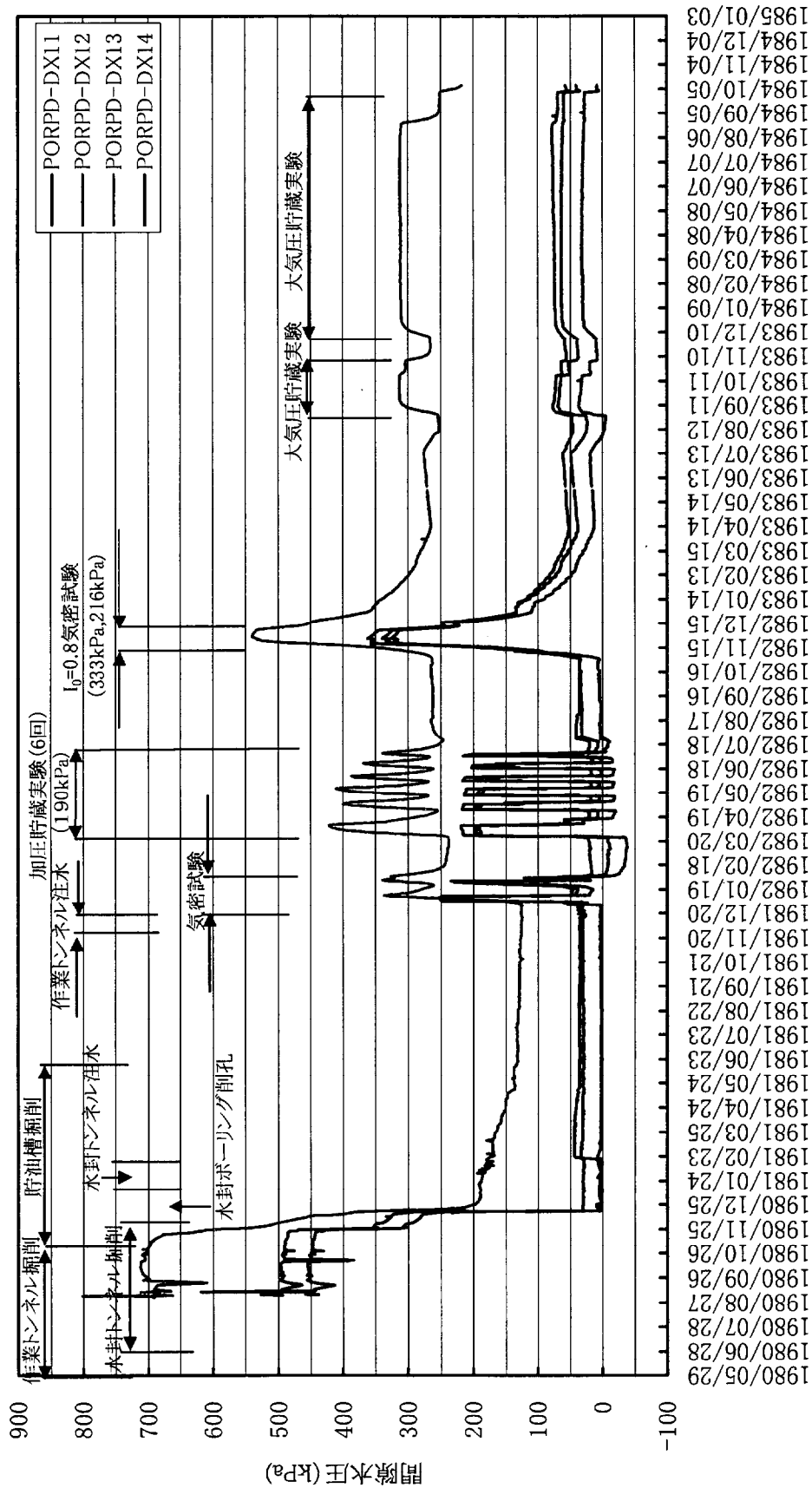


図 2.4.13 間隙水圧経時変化 (D-D 断面) 14', 21' を加筆修正

表 2.4-4 水文調査結果（年変化）⁸⁾

期 間	降雨量 (mm)	表面流出量 (mm)	蒸発散量 (mm)	可能浸透量 (mm)	涵養量 (mm/日)
1980年 1月 1日～1980年12月31日	1858.4	357.2	783.9	717.3	1.97
1981年 1月 1日～1981年12月31日	1258.5	187.6	835.5	235.4	0.65
1982年 1月 1日～1982年12月31日	1295.6	227.9	898.6	169.1	0.46
1982年12月16日～1983年12月15日	1104.0	150.5	657.9	295.6	0.81
1983年12月16日～1984年12月15日	924.5	92.4	637.7	194.4	0.53
1984年12月16日～1985年12月15日	1388.0	203.8	625.6	558.6	1.53
1985年12月16日～1986年12月15日	1159.0	136.8	676.9	345.3	0.95
1866年12月16日～1987年12月15日	1365.0	175.2	541.6	648.2	1.78
1987年12月16日～1988年12月15日	1214.0	142.9	596.6	474.5	1.30
1988年12月16日～1989年12月15日	1501.5	196.5	561.0	744.0	2.04
1989年12月16日～1990年12月15日	1537.5	188.4	561.8	786.8	2.16

注) 蒸発数量は1980～1982年はペンマン法による推定、1983年以降は実測蒸発量からの補正値

(2) 気密試験²¹⁾

貯油槽施設の工事終了後、鉛直動水勾配 I_0 を 1.0 以上の状態で、完成検査前の検査として最大常用圧力 ($P_0=215.7\text{kPa} \cdot \text{Gauge}$) 及び最低常用圧力 ($P=-49.0\text{kPa} \cdot \text{Gauge}$) のもとで圧縮空気を用いて貯油槽本体の気密性を試験した。次に、原油を貯蔵した状態で、貯油槽天端部の鉛直方向動水勾配 I_0 が 0.8 以上となるよう原油液面を上昇させ、貯油槽の気密性が保たれるかどうかを確認した。これらの気密試験は各々72時間にわたって行った。

この結果を Boyle-Charles の理想気体則に従うものとして評価した場合、 $I_0>1.0$ では、漏洩率は $0.0\%/日$ であり、気密性は十分あることが確認できた。ただし、 $I_0>0.8$ の状態では、漏洩率は $0.48\%/日$ となった。その後気密試験中の圧力挙動を分析した結果、原油のベーパーの圧力は Boyle-Charles の理想気体則に従う挙動と、原油ベーパーが溶解や蒸発を行いより安定な圧力状態に移行する気液平衡則に従う挙動との中間的な挙動を示すことが判明した。これにより貯油槽内への原油受け入れ速度によりその圧力挙動が異なり、急激に液面を上下させた場合は気液平衡則に基づいた挙動を示し、原油のベーパーが原油に溶解することにより、この溶解分が $0.48\%/日$ の漏洩率となって現れていることで説明され、気密性には問題がないと判断された。

(3) 限界気密試験 ($I_0<1.0$)⁸⁾

この試験は、空洞天端部の鉛直動水勾配 I_0 が 1.0 以下のどの程度の値になると空洞から漏気が生じるか、その限界値を調査するために行ったものである。試験は、貯油槽掘削前に作業トンネルから分岐して原位置試験を行ったトンネルを利用することとした。このため準備工事として作業トンネル水位を一時的に低下させた。これが要因となって、試験時において試験坑周辺の間隙水圧が完全に回復していないことがうかがわれ、目的とする試験実施には至っていない。

(4) 漏油漏気観測⁸⁾

貯油槽の運転による、貯油槽周辺岩盤を通しての油、ガスの漏洩の有無を、図 2.4-2 に

示した各ボーリング孔に設置した漏油・漏気検知器により観測したが、油、ガスの漏洩は全く確認されなかった。

2.4.3 菊間実証プラントの湧水量データの分析

(1) 貯油槽湧水量に影響する因子の抽出

1981年から1990年までの貯油槽湧水量に影響すると考えられる水封水位、貯油槽内圧、油面高の実測値は図2.4-3,4に示したが、この期間の貯油槽及びドライポンプ室の湧水量の実測値は図2.4-14に示す通りであった。ここで、ドライポンプ室は鉄筋コンクリート構造物であり密閉構造となっているが、コンクリート中に発生した微小クラックから若干の湧水が生じたため、参考としてその観測値を示したものである。

図2.4-14の湧水量の測定結果から、人工水封期間では貯油槽内圧と液面位の変動に応じて明確な変動を示し、両者が貯油槽の湧水量に対する影響因子となっていることがわかる。自然水封方式の開始時点(1982年12月16日)からは貯油槽内圧と液面位を低下させたが、これに伴い湧水量が大きく増大しており、貯油槽内圧と液面位が貯油槽湧水量の影響因子であることが再確認できる。また、1984年8月中旬～10月、1988年4月から9月及び1989年12月以降の水封水位低下期間については、貯油槽湧水量の低下が認められ、水封水位も貯油槽湧水量の影響因子であることがわかる。

これらの湧水量の変動特性とは別に、調査期間を通じて湧水量の低減傾向があることが認められ、これについては岩盤の目詰まりによる透水性の低下がその要因になっていると考えられる。同様な現象を起こす事例としてバクテリアにより水封ボーリング孔の口元が塞がれた事例が一例報告²²⁾されているが、年度毎に水質検査を行った菊間実証プラントの場合は、湧水量の減少はバクテリアによる影響ではないことが確認されている⁸⁾。また、貯蔵条件や水封条件がほぼ同じ条件でも測定値が大きい変動を示すことがあるが、これは原油の出し入れに伴う液面位の変動などによる測定誤差に起因するものである。

以上の貯油槽湧水量の影響因子以外に、降雨による地下浸透量が考えられるが、人工水封期間中には水封水位をコントロールしており、この水封施設が貯油槽近傍の水頭分布を支配するため、湧水量への影響は小さい。また、自然水封期間については、降雨による浸透量は周辺地下水位に影響し、地下水位とバランスした水封水位に影響を与えている。この期間においても水封施設が貯油槽近傍の水頭分布を支配するため、降雨の影響は水封水位への影響に含まれると考えられる。したがって、降雨による地下浸透量は独立した影響因子として取り上げる必要はないものと考えてよい。

以上から、貯油槽湧水量の影響因子として下記の項目を対象とした。

- ① 水封水位、貯油槽の貯蔵条件（内圧、液面位）
- ② 地盤の目詰まりによる透水性の低下

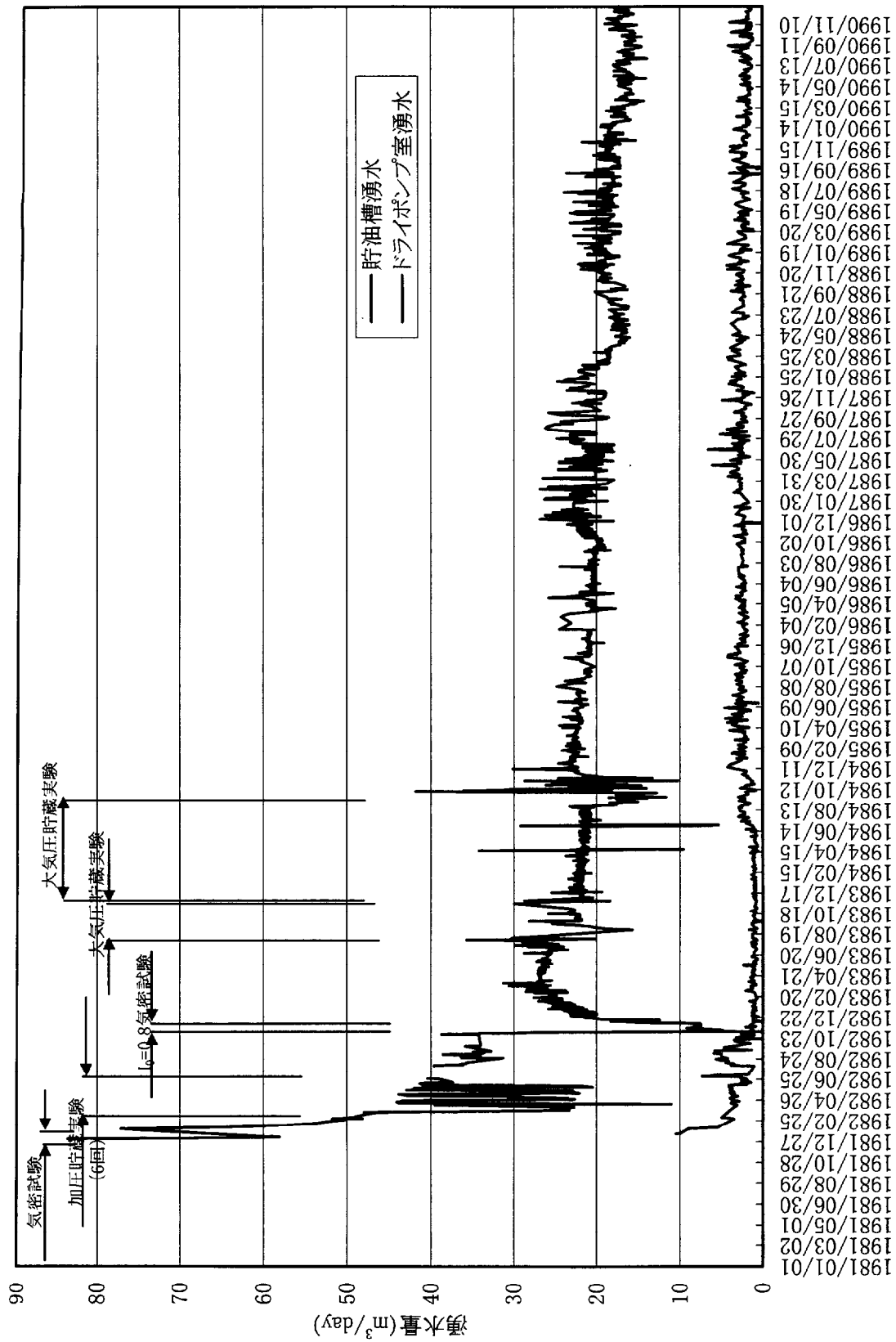


図 2.4.14 貯油槽とドライポンプ室湧水量の経時変化 8) を加筆修正

(2) 貯油槽湧水量の変動特性の分析

a) 影響因子と湧水量測定結果との対応性の明確化と解析手法の適用性の検討

図 2.4-3,4 及び図 2.4-14 では定量的な評価が難しいため、調査期間の検討対象期間について、影響因子と貯油槽湧水量の結果を一覧表にまとめ、表 2.4-5 に示した。

ここで、検討対象期間を貯油槽完成後の 1982 年 1 月から地下石油備蓄菊間基地建設開始時点の 1988 年 4 月までとしたが、実証プラント建設中の代表的な時点も参考として表に示した。ただし、データ量の関係で検討期間中の個々のデータについて代表とする時点で一覧表を作成している。さらに、同表には実証実験の解析結果²⁴⁾として湧水量の計算値も示したが、数値解析の諸元は下記の通りである。

- ・解析法 鉛直二次元 F E M 浸透流解析による定常及び非定常計算

(計算の種別は表 2.4-5 の計算値の欄に記載)

- ・透水性 新鮮岩盤部 $2.5 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ (全計算で共通)

- ・境界条件 水封水位、貯油槽の貯蔵状態、周辺境界の水位

以上をもとに、計算値と実測値の比較検討を行う。なお、比較検討の期間は、次の通りである。

① 気密試験時 (最低常用圧) : 1982 年 2 月 9 日 ~ 1982 年 2 月 10 日

② 加圧貯蔵時の原油運転時 : 1982 年 3 月 9 日 ~ 1982 年 7 月 10 日

③ 水位低下傾向調査期間 : 1982 年 12 月 16 日 ~ 1982 年 12 月 15 日

まず、①の期間については、実測値 $60.0 \sim 59.2 \text{m}^3/\text{day}$ に対し、計算値は $52.4 \text{m}^3/\text{day}$ であり良く一致しているといえる。

また、②の期間については、空槽時の実測値 $43.8 \sim 41.2 \text{m}^3/\text{day}$ に対し、計算値は $49.7 \text{m}^3/\text{day}$ であり、貯蔵時の実測値 $24.0 \sim 22.0 \text{m}^3/\text{day}$ に対しては計算値は $27.2 \text{m}^3/\text{day}$ であり計算結果は貯蔵条件の変化に対応した合理的な値を与えている。ただし、①の期間の結果では、実測値が計算値より大きいのにに対し、②の期間ではこの関係が逆転していることが相違点である。これは、後述するが地盤の目詰まりに起因した透水性の低下と考えられ、原油運転時の各サイクルの実測湧水量が低下していく状況からも理解できる。

③の期間の比較では、計算値は実測値の 1.5 から 1.9 倍であり、時間の経過に伴って両者の差異が大きくなって行く。この差異は同様に目詰まりの影響であると考えられ、初期の透水性を用いて計算した結果両者の差が①及び②に比較して大きくなったものといえる。ただし、定性的な変動傾向のみに着目すると、計算湧水量は水封水位と貯油槽の貯蔵条件の経時変化に対応した実測値の変動傾向を表現していると考えてよい。

b) 原油受払時の湧水量の変動特性

人工水封時と自然水封時における原油運転時の湧水量の変動特性をそれぞれまとめ、原油受払時における湧水量の変動特性の評価を、実測値と計算値の両者の結果で比較する。

表 2.4-6 に加圧貯蔵状態における原油運転時の実測値の変化特性に関する検討結果を、また表 2.4-7 には同時期の計算値に関する検討結果を示した。同様に、表 2.4-8 には大気圧

表 2.4-5 菊間実証プラントの湧水量の経時変化 (その 1) 23) を加算修正

年月日	水封 方式 種別	実証試験内容の概要	水封トンネル	水封水位 (EL, m)	貯油槽内圧 (kPa・Gauge)	貯油槽液面高 (m) (EL-61.5mまでの 原油部の深さ)	貯油槽湧水量 (m ³ /day)
1981/09/18	建設	貯油槽本体掘削完了	-0.52	推定 -72.0	0.00	水床なし	実測値
1981/10/09	建設	貯油槽本体掘削完了	-0.55	推定 -72.0	0.00	水床なし	計算値
1981/12/04	建設	貯油槽本体掘削完了	推定 -0.55	推定 -72.0	0.00	水床なし	27.3
1982/01/07	人工	気密試験 (最大常用圧)	3.52	3.52	220.65	0.0	28.7
1982/01/09	人工	気密試験 (最大常用圧)	3.55	3.55	220.65	0.0	27.1 (定常解析)
1982/02/09	人工	気密試験 (最大常用圧)	3.94	3.94	-50.01	0.0	27.1 (定常解析)
1982/02/10	人工	気密試験 (最大常用圧)	3.95	3.95	-50.01	0.0	52.4 (定常解析)
1982/02/11	人工	気密試験 (最大常用圧)	3.94	3.94	-50.01	0.0	52.4 (定常解析)
1982/03/09	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (0サイクル以前)	推定 3.50	推定 3.50	-49.03	0.0	49.0
1982/03/27	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第1サイクル貯蔵時)	推定 3.50	推定 3.50	187.31	14.505	23.28
1982/04/04	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第1サイクル貯蔵時)	推定 3.50	推定 3.50	190.25	14.491	24.04
1982/04/11	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第1サイクル抽出し途中)	推定 3.50	推定 3.50	17.06	8.374	37.55
1982/04/19	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第1サイクル空槽時)	推定 3.50	推定 3.50	-30.11	0.261	43.49
1982/04/25	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第1サイクル空槽時)	推定 3.50	推定 3.50	-286.35	0.242	43.08
1982/04/29	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第2サイクル貯蔵時)	推定 3.50	推定 3.50	187.90	14.423	22.58
1982/05/03	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第2サイクル貯蔵時)	推定 3.50	推定 3.50	184.07	14.426	23.45
1982/05/06	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第2サイクル抽出し途中)	推定 3.50	推定 3.50	120.03	13.250	29.22
1982/05/09	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第2サイクル空槽時)	推定 3.50	推定 3.50	-36.58	0.277	42.91
1982/05/13	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第2サイクル空槽時)	推定 3.50	推定 3.50	-35.21	0.270	43.85
1982/05/16	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第3サイクル貯蔵時)	推定 3.50	推定 3.50	185.84	14.464	22.03
1982/05/23	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第3サイクル貯蔵時)	推定 3.50	推定 3.50	180.54	14.466	22.85
1982/05/27	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第3サイクル空槽時)	推定 3.50	推定 3.50	-36.48	0.270	41.77
1982/05/31	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第3サイクル空槽時)	推定 3.50	推定 3.50	-35.21	0.268	41.88
1982/06/04	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第4サイクル貯蔵時)	推定 3.50	推定 3.50	185.15	14.480	21.34
1999/06/06	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第4サイクル貯蔵時)	推定 3.50	推定 3.50	183.58	14.481	21.41
1982/06/10	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第4サイクル空槽時)	推定 3.50	推定 3.50	-42.36	0.270	40.99
1982/06/15	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第4サイクル空槽時)	推定 3.50	推定 3.50	-40.11	0.278	39.90
1982/06/20	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第5サイクル貯蔵時)	推定 3.50	推定 3.50	173.09	14.504	
1982/06/22	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第5サイクル貯蔵時)	推定 3.50	推定 3.50	171.52	14.507	
1982/06/28	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第5サイクル空槽時)	推定 3.50	推定 3.50	-42.17	0.259	39.76
1982/07/05	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第5サイクル空槽時)	推定 3.50	推定 3.50	178.48	14.531	
1982/07/08	人工	加圧貯蔵時の原油運転 (第6サイクル抽出し途中)	推定 3.50	推定 3.50	-15.30	5.010	

●貯蔵時の解析
条件と計算値
(内圧: 179.5kPa)
(液面高: 14.5m)
(水封水位: 3.5m)
27.2 (定常解析)

●空槽時の解析
条件と計算値
(内圧: -35.3kPa)
(液面高: 0.25m)
(水封水位: 3.5m)
49.7 (定常解析)

表 2.4-5 菊間実証プラントの湧水量の経時変化 (その 2) 23) を加算修正

年月日	水封 方式 種別	実証試験内容の概要	水封トンネル	水封水位 (EL, m)	作業トンネル	貯油槽内圧 (kPa・Gauge)	貯油槽液面高 (m) (EL-61.5mまでの 原油部の深さ)	貯油槽湧水量 (m ³ /day)
1982/08/05	人工	特別な実施事項無し		3.95	4.03	-0.69	0.085	39.54
1982/08/13	人工	特別な実施事項無し	推定	3.95	推定 4.05	-0.10	0.259	35.67
1982/08/27	自然	水位低下傾向調査		0.415	3.83	-3.24	0.0	35.98
1982/09/11	自然	水位低下傾向調査		-0.425	3.54	0.39	0.0	40.7(非定常解析)
1982/10/01	自然	水位低下傾向調査		-0.638	3.302	1.27	0.149	40.33(非定常解析)
1982/11/02	人工	$I_0 = 0.8$ の気密試験 (注水・昇圧)		3.945	推定 3.593	7.65	1.335	40.18(非定常解析)
1982/11/21	人工	$I_0 = 0.8$ の気密試験 (予備試験)	推定	3.953	推定 4.274	329.31	14.550	34.23
1982/11/28	人工	$I_0 = 0.8$ の気密試験 (貯油槽内圧336.5kPa)	推定	3.953	推定 4.274	336.47	14.548	9.18
1982/12/14	人工	$I_0 = 0.8$ の気密試験 (貯油槽内圧217.7kPa)	推定	3.953	推定 4.274	217.71	13.311	7.60
1982/12/16	自然	水位低下傾向調査		3.986	4.274	217.61	13.326	13.40
1982/12/28	自然	水位低下傾向調査		1.374	4.269	100.81	10.452	17.36
1983/01/18	自然	水位低下傾向調査		0.960	4.269	76.79	9.313	22.65(非定常解析)
1983/02/14	自然	水位低下傾向調査		0.314	4.221	-36.48	6.783	20.51
1983/03/14	自然	水位低下傾向調査		-0.078	4.035	19.02	4.951	24.34
1983/04/06	自然	水位低下傾向調査		-0.115	4.119	3.63	2.993	26.40
1983/05/13	自然	水位低下傾向調査		0.240	4.271	8.24	3.286	26.03
1983/06/13	自然	水位低下傾向調査		0.340	4.274	12.85	3.736	26.63
1983/07/11	自然	水位低下傾向調査		0.545	4.274	16.87	4.138	25.91
1983/08/08	自然	水位低下傾向調査		0.488	4.276	-10.40	0.500	39.88(非定常解析)
1983/08/29	自然	水位低下傾向調査	推定	0.75	推定 4.276	-9.22	0.500	25.82
1983/09/02	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵		0.835	4.276	29.52	14.554	30.25
1983/09/14	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵		0.900	4.276	34.32	14.626	42.21(非定常解析)
1983/10/14	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵		0.790	4.276	29.22	14.610	35.93(非定常解析)
1983/11/02	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵		0.660	4.276	15.69	14.601	22.17
1983/11/18	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油空槽時		0.400	4.273	3.82	0.500	22.54
1983/11/22	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油空槽時		0.377	4.271	4.02	0.500	37.12(非定常解析)
1983/11/24	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油空槽時		0.390	4.274	5.00	0.500	28.62
1983/12/07	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵		0.345	4.272	14.42	14.579	26.39
1983/12/15	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵		0.335	4.272	24.61	14.690	24.28
1984/01/13	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵		0.150	4.254	28.24	14.700	21.66
1984/02/13	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵		-0.047	4.099	27.75	14.684	22.03
1984/03/15	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵		-0.200	3.954	27.75	14.677	22.08
								22.80
								21.26

表 2.4-5 菊間実証プラントの湧水量の経時変化 (その3) 23) を加算修正

年月日	水封方式 種別	実証試験内容の概要	水封水位 (EL, m)		貯油槽内圧 (kPa・Gauge)	貯油槽液面高 (m) (EL-61.5mまでの 原油部の深さ)	貯油槽湧水量 (m ³ /day)	
			水封トンネル	作業トンネル			実測値	計算値
1984/04/13	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵	-0.160	3.939	27.95	14.674	21.64	
1984/05/14	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵	0.060	4.174	29.22	14.697	21.81	
1984/06/14	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵	0.115	4.272	28.24	14.698	20.92	35.73(非定常解析)
1984/07/13	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵	0.432	4.276	28.54	14.686	21.93	
1984/08/13	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵	0.410	4.264	27.26	14.703	21.40	
1984/08/21	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵	0.398	4.222	28.05	14.691	22.94	35.65(非定常解析)
1984/08/27	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵, 水封トンネル強制排水	-4.300	-17.900	25.79	14.679	18.67	29.12(非定常解析)
1984/09/15	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵, 水封トンネル強制排水	-6.321	-20.800	25.50	14.690	17.65	
1984/10/01	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵, 水封トンネル強制排水	-6.645	-20.300	25.50	14.686	17.16	28.93(非定常解析)
1984/10/02	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵, 水封トンネル強制排水	-6.838	-20.300	3.14	0.000		33.21(非定常解析)
1984/10/24	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵, 水封トンネル強制排水	-7.504	-22.000	7.65	0.000	23.31	
1984/11/17	自然	水位低下傾向調査, 大気圧貯蔵時の原油貯蔵, 水封トンネル強制排水	-7.548	-19.300	8.43	0.000	19.08	
1984/11/26	自然	水位低下傾向調査, 限界気密試験	-1.918	4.119	7.85	0.000	21.78	39.58(非定常解析)
1984/12/15	自然	水位低下傾向調査, 限界気密試験	-1.274	4.016	9.02	0.000	23.84	
1985/01/15	自然	水位低下傾向調査, 限界気密試験	-1.230	3.649	10.30	0.000	23.19	
1985/02/15	自然	水位低下傾向調査, 限界気密試験	-1.265	3.464	10.49	0.000	22.47	
1985/03/15	自然	水位低下傾向調査, 限界気密試験	-1.020	3.864	10.79	0.000	22.22	
1985/04/15	自然	水位低下傾向調査	-1.540	4.199	11.28	0.000	22.16	
1985/05/14	自然	水位低下傾向調査	-1.565	3.737	11.38	0.000	22.09	
1985/06/15	自然	水位低下傾向調査	-1.720	3.759	11.57	0.000	21.90	39.15(非定常解析)
1985/07/15	自然	水位低下傾向調査	-0.930	4.203	11.77	0.000	22.00	
1985/08/20	自然	水位低下傾向調査	-1.280	4.219	12.85	0.000	22.87	
1985/10/16	自然	水位低下傾向調査	-1.508	3.742	12.06	0.000	21.06	
1985/12/13	自然	水位低下傾向調査	-1.900	3.919	16.08	0.585	20.49	38.74(非定常解析)
1986/02/11	自然	水位低下傾向調査	-2.220	3.649	12.65	0.087	23.06	
1986/04/22	自然	水位低下傾向調査	-2.227	3.251	13.04	0.094	21.87	

表 2.4-5 菊間実証プラントの湧水量の経時変化 (その 4) 23) を加算修正

年月日	水封方式 種別	実証試験内容の概要	水封水位 (EL: m)		貯油槽内圧 (kPa・Gauge)	貯油槽液面高 (m) (EL-61.5mまでの 原油部の深さ)	貯油槽湧水量 (m ³ /day)	
			水封トンネル	作業トンネル			実測値	計算値
1986/06/16	自然	水位低下傾向調査	-1.885	3.417	15.79	0.567	20.38	
1986/08/15	自然	水位低下傾向調査	-1.435	4.079	17.26	0.758	20.61	
1986/10/16	自然	水位低下傾向調査	-1.600	3.834	9.22	0.639	21.39	
1986/12/15	自然	水位低下傾向調査	-2.325		10.40	0.329	23.56	
1987/02/17	自然	水位低下傾向調査	-2.621		9.22	0.000	20.06	
1987/04/13	自然	水位低下傾向調査	-2.526		10.00	0.087	20.13	
1987/06/15	自然	水位低下傾向調査	-2.407		11.67	0.311	20.87	
1987/08/19	自然	水位低下傾向調査	-1.890		11.08	0.161	22.52	
1987/10/20	自然	水位低下傾向調査	-1.735	3.514	11.18	0.154	19.52	
1987/12/15	自然	水位低下傾向調査	-1.800	3.818	12.75	0.409	19.13	
1988/02/15	自然	水位低下傾向調査	-2.228	3.397	10.59	0.062	22.11	
1988/04/15	自然	水位低下傾向調査	-2.132	3.088	14.12	0.667	18.90	

表 2.4-6 加圧貯蔵時の原油運転における湧水量の変化特性（人工水封時）²³⁾ を加筆修正

運 転 状 況		水封トンネル 水封水位 (EL. m)	貯油槽 内圧 (kPa)	貯油槽内 油面高 (m)	貯油槽内 湧水量 (m ³ /day)	平均的 水頭差 (m)	貯蔵時／空槽時	
							湧水比	水頭比
第1サイクル	貯蔵時平均(1982.03.27, 1982.04.04)	3.50	189.27	14.50	23.66	29.43	0.540	0.506
	空槽時平均(1982.04.19, 1982.04.25)	3.50	-29.42	0.25	43.44	58.14		
第2サイクル	貯蔵時平均(1982.04.29, 1982.05.03)	3.50	186.33	14.42	23.02	29.76	0.530	0.507
	空槽時平均(1982.05.09, 1982.05.13)	3.50	-35.30	0.27	43.38	58.73		
第3サイクル	貯蔵時平均(1982.05.16, 1982.05.23)	3.50	183.38	14.47	22.44	30.04	0.536	0.510
	空槽時平均(1982.05.27, 1982.05.31)	3.50	-37.27	0.27	41.83	58.93		
第4サイクル	貯蔵時平均(1982.06.04, 1982.06.06)	3.50	184.37	14.48	21.38	29.93	0.529	0.504
	空槽時平均(1982.06.10, 1982.06.15)	3.50	-41.19	0.27	40.45	59.33		
第5サイクル	貯蔵時平均(1982.06.20, 1982.06.22)	3.50	172.60	14.50	—	31.13	—	0.524
	空槽時平均(1982.06.28)	3.50	-42.17	0.26	39.76	59.43		
第6サイクル	貯蔵時平均(1982.07.05)	3.50	178.48	14.53	—	30.51	—	0.559
	払出し途中(1982.08.13)	3.50	-15.69	5.01	—	54.60		

表 2.4-7 加圧貯蔵時の原油運転における湧水量の変化特性
(人工水封時、平均的条件)²³⁾ を加筆修正

運 転 状 況		水封トンネル 水封水位 (EL. m)	貯油槽 内圧 (kPa)	貯油槽内 油面高 (m)	貯油槽内 湧水量 (m ³ /day)	平均的 水頭差 (m)	貯蔵時／空槽時	
							湧水比	水頭比
貯蔵時(第1～6サイクルの平均的な条件を設定)		3.50	179.46	14.50	27.20	30.43	0.547	0.518
空槽時(第1～6サイクルの平均的な条件を設定)		3.50	-35.30	0.25	49.70	58.74		

表 2.4-8 大気圧貯蔵時の原油運転における湧水量の変化特性（自然水封時）²³⁾ を加筆修正

運 転 状 況		水封トンネル 水封水位 (EL. m)	貯油槽 内圧 (kPa)	貯油槽内 油面高 (m)	貯油槽内 湧水量 (m ³ /day)	平均的 水頭差 (m)	貯蔵時／空槽時			
							空槽時:1983.11.18		空槽時:1983.11.22	
							湧水比	水頭比	湧水比	水頭比
貯蔵時	1983.09.14 実測値	0.900	34.32	14.46	22.17	42.57	0.775	0.826	0.840	0.827
	1983.11.02 実測値	0.660	15.69	14.60	23.17	44.24	0.810	0.858	0.878	0.859
	計算値	0.660	15.69	14.60	37.12	44.24	0.904	—	—	—
空槽時	1983.11.18 実測値	0.400	3.82	0.50	28.62	51.53	1.000	1.000	—	—
	計算値	0.400	3.82	0.50	41.06	51.53	1.000	—	—	—
	1983.11.22 実測値	0.377	4.02	0.50	26.39	51.49	—	—	1.000	1.000
貯蔵時	1983.12.15 実測値	0.335	24.61	14.69	22.03	42.96	0.770	0.834	0.835	0.834
	計算値	0.335	24.61	14.69	36.23	42.96	0.882	—	—	—
	1984.06.14 実測値	0.115	28.24	14.70	20.92	42.37	0.731	0.822	0.793	0.822
	計算値	0.115	28.24	14.70	35.73	42.37	0.870	—	—	—
	1984.08.21 実測値	0.398	28.05	14.69	22.94	42.68	0.802	0.828	0.869	0.829
	計算値	0.398	28.05	14.69	35.65	42.68	0.868	—	—	—

貯蔵状態における原油運転時の実測値と計算値を対比して示した。ただし、表 2.4-6～8 に対する検討は、水封水位の代表箇所として水封トンネルにおける水封水位を用いて、図 2.4-15 に示す水封トンネル水封水位と貯油槽の平均水頭の差（以降‘平均的水頭差’と呼ぶ）を用い、原油受払時の湧水量の変化に対する影響因子の面から評価を行った。すなわち、水封箇所としては、図 2.2-2 に示す作業トンネル、受払い立坑、払出し立坑があるが、ここでは貯油槽上部に貯油槽を覆って配置した水封トンネル及び水封ボーリングが貯油槽の湧水量に与える影響が最も大きいと考えられることから、これらを代表させている。

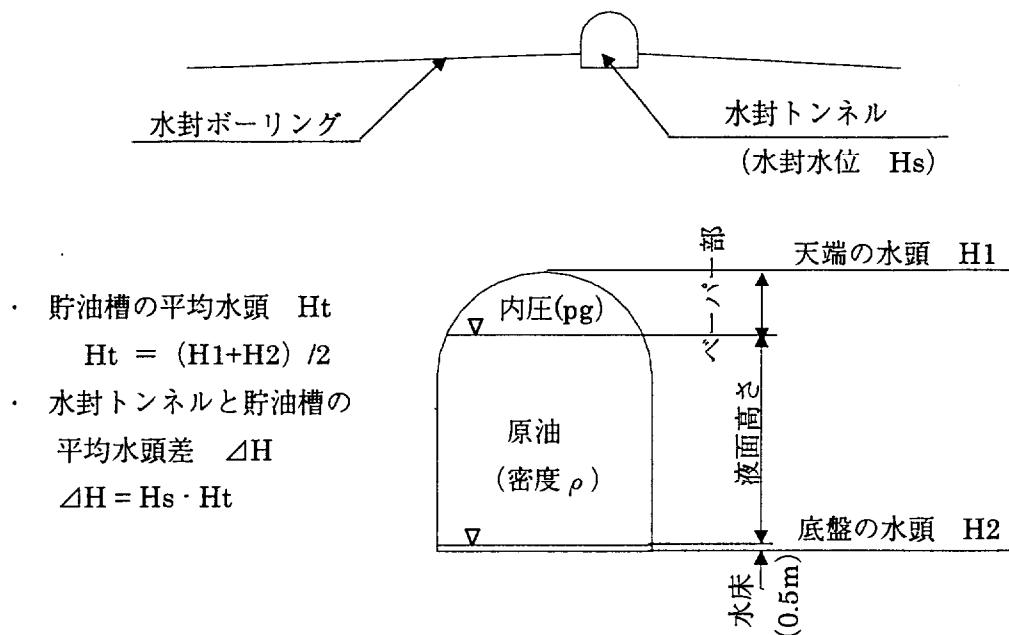


図 2.4-15 平均的水頭差説明図 23) を加筆修正

まず、表 2.4-6,7 から、人工水封状態における貯蔵時湧水量の空槽時に対する比（以降‘湧水比’と呼ぶ）は、実測値と計算値の両者の対応が良い。また、人工水封状態における貯蔵時の平均的水頭差と空槽時のそれに対する比（以降‘水頭比’と呼ぶ）は、湧水比と良い一致を示している。したがって、このことから人工水封状態における原油受払による湧水量の変動特性については、以下のことが言える。

- ①原油受払時の湧水量の変動は、受払前後の平均的水頭差の変化に比例する。
- ②実測値の変動特性は計算結果で合理的に説明できる。
- ③人工水封時の貯油槽湧水量の低減率は、0.50～0.55 程度である。

次に、表 2.4-8 の自然水封時については、空槽時の湧水量にバラツキがあるが、湧水比は概ね実測値と計算値の対応も良く、水頭比も湧水比と比較的良く一致している。したがって、自然水封状態における原油受払による湧水量の変動特性についても、上記した人工水封時の①と②については同様なことが言える。また、人工水封時の③に対応する結果として 0.82～0.88 が得られる。

c) 貯槽湧水量の低減状況

ここでは、これまで述べた貯槽湧水量の経時的な低減傾向について検討する。図 2.4-3,4,14 及び表 2.4-5 でわかるように、検討対象期間で湧水量に対する影響因子が変化しているので、貯油槽を空槽状態（大気圧、水床なし）で水封トンネルの水封水位が EL3.5m の場合を標準状態とし、貯油槽湧水量の実測値を標準状態に換算することにより低減傾向を検討することにした。この時の、換算式は以下の通りである。

$$Q' = Q \frac{\Delta H'}{\Delta H} \quad (2.4.1)$$

ここに、 Q 、 ΔH ：実測した貯油槽湧水量と平均的水頭差

Q' 、 $\Delta H'$ ：標準状態における貯油槽湧水量と平均的水頭差

これは、実測値の平均水頭差と貯油槽湧水量が比例すればその傾きが $Q/\Delta H$ で与えられることを利用した式である。表 2.4-9 に標準状態に近い条件下の実測値を整理し、式 (2.4.1) を用いて湧水量を換算した結果を示す。なお、1982 年 2 月 10 日の湧水量を初期値とし、その低減率を示した。また、換算湧水量に対する低減率を図 2.4-16 に示した。

換算湧水量に対する低減率は同一条件下の低減率であるため、これは透水性の低下率に対応する。

この結果から、湧水量の低減率は初期に大きく 1 年以上経過すればほぼ 60% 程度になることが分る。その後の長期間経過後の低減率はかなり小さくなり、おおむね初期の 30～40% 程度となる。また、長期間経過後の貯蔵状態での低減率が、空槽状態の低減率より約 10% 程度低くなっているが、これは貯蔵状態では、内部に貯蔵する液圧によりポテンシャルが空槽状態より高くなるため、地下水流速が遅くなることにより起こるものと考えられる。ただし、両者の低減率の差はあまり変化しない。

また、図 2.4-17 に実測値と計算値の比較例として 1982 年 12 月 16 日から 1985 年 12 月 15 日の自然水封期間を対象とした非定常解析結果²⁴⁾を示す。図 2.4-17 によると計算値は実測値よりも大きめの湧水量を予測しているが、湧水量の長期的予測をこのような非定常計算で行う場合は、ここで述べた湧水量の低減傾向を考慮して、透水係数の低減をすることにより予測を行うことが必要と判断される。ただし、上記の湧水量の低減率は菊間実証プラントの岩盤条件下で得られた結果であり、その低下割合は異なる岩盤条件下では当然のことながら違うものと予想される。

表 2.4-9 菊間実証プラント湧水量の低減状況 (23) を加算修正

年月日	水封 方式 種別	実証試験内容の概要	水封トンネル 水封水位 (EL m)	貯油槽の貯蔵状態		水封トンネルと貯油槽 との平均的水頭差 ΔH (m)	貯油槽湧水量 (m ³ /day)			
				内圧 P _k (kPa・Gauge)	液面高 H _{oil} (m)		貯蔵状態	実測値 Q	低減率	空槽状態 実測値 Q'
1982/02/10	人工	気密試験(最低常用圧)	3.950	-50.01	0.000	60.800	59.70	1.000	54.50	1.000
1982/03/09	人工	加圧貯蔵時の原油運転(0サイクル以前)	3.500	-49.03	0.000	60.250	49.00	0.821	45.14	0.828
1982/04/19	人工	加圧貯蔵時の原油運転(第1サイクル空槽時)	3.500	-30.11	0.261	58.203	43.79	0.734	41.76	0.766
1982/05/09	人工	加圧貯蔵時の原油運転(第2サイクル空槽時)	3.500	-36.58	0.277	58.855	42.91	0.718	40.46	0.743
1982/05/27	人工	加圧貯蔵時の原油運転(第3サイクル空槽時)	3.500	-37.66	0.270	58.969	41.77	0.700	39.31	0.721
1982/06/10	人工	加圧貯蔵時の原油運転(第4サイクル空槽時)	3.500	-42.36	0.270	59.449	40.99	0.687	38.27	0.702
1982/06/28	人工	加圧貯蔵時の原油運転(第5サイクル空槽時)	3.500	-42.17	0.259	59.443	39.76	0.666	37.13	0.681
1982/08/05	人工	特別な実施事項無し	3.950	-0.69	0.850	55.732	39.54	0.662	39.38	0.723
1982/08/27	自然	水位低下傾向調査	0.415	-3.24	0.000	52.495	35.98	0.603	38.04	0.698
1982/10/01	自然	水位低下傾向調査	-0.638	-1.27	0.149	50.915	33.99	0.569	37.05	0.680
1982/11/02	自然	I ₀ =0.8 気密試験(注水・昇圧)	3.945	-7.65	1.335	54.314	34.23	0.573	34.98	0.642
1983/01/18	自然	水位低下傾向調査	0.960	76.79	9.313	40.689	24.34	0.408	33.20	0.609
1983/03/14	自然	水位低下傾向調査	-0.078	19.02	4.951	47.504	26.03	0.436	30.41	0.558
1983/06/13	自然	水位低下傾向調査	0.340	12.85	3.736	49.099	25.91	0.434	29.29	0.537
1983/09/14	自然	水位低下傾向調査, 大気貯蔵時の原油貯蔵時	0.900	34.32	14.626	42.568	22.17	0.371	28.91	0.530
1983/11/22	自然	水位低下傾向調査, 大気貯蔵時の原油空槽時	0.377	4.02	0.500	51.492	26.39	0.442	28.44	0.522
1983/12/15	自然	水位低下傾向調査, 大気貯蔵時の原油貯蔵時	0.335	24.61	14.690	42.965	22.03	0.369	28.46	0.522
1984/03/15	自然	水位低下傾向調査, 大気貯蔵時の原油貯蔵時	-0.200	27.75	14.677	42.116	21.26	0.356	28.02	0.514
1984/05/15	自然	水位低下傾向調査, 大気貯蔵時の原油貯蔵時	0.060	29.22	14.697	42.216	21.81	0.365	28.67	0.526
1984/08/21	自然	水位低下傾向調査, 境界気密試験	0.398	28.05	14.691	42.677	22.94	0.384	29.83	0.547
1984/12/15	自然	水位低下傾向調査, 境界気密試験	-1.274	9.02	0.000	49.556	23.84	0.399	26.70	0.490
1985/03/15	自然	水位低下傾向調査	-1.020	10.79	0.000	49.630	22.22	0.372	24.85	0.456
1985/06/15	自然	水位低下傾向調査	-1.720	11.57	0.000	48.850	21.90	0.367	24.88	0.457
1985/10/16	自然	水位低下傾向調査	-1.508	12.06	0.000	49.012	21.06	0.353	23.85	0.438
1985/12/13	自然	水位低下傾向調査	-1.900	16.08	0.585	47.947	20.49	0.343	23.72	0.435
1986/04/22	自然	水位低下傾向調査	-2.227	13.04	0.094	48.151	21.87	0.366	25.21	0.463
1986/08/15	自然	水位低下傾向調査	-1.435	17.26	0.758	48.214	20.61	0.345	23.73	0.435
1986/12/15	自然	水位低下傾向調査	-2.325	10.40	0.329	48.217	23.56	0.395	27.12	0.498
1987/04/13	自然	水位低下傾向調査	-2.526	10.00	0.087	48.165	20.13	0.337	23.20	0.426
1987/08/19	自然	水位低下傾向調査	-1.890	11.08	0.161	48.657	22.52	0.377	25.46	0.467
1987/12/15	自然	水位低下傾向調査	-1.800	12.75	0.409	48.466	19.13	0.320	21.71	0.398
1988/04/15	自然	水位低下傾向調査	-2.132	14.12	0.667	47.878	18.90	0.317	21.71	0.398

注) 1. 水頭差 ΔH については, 図2.4-15参照
 2. 補正湧水量については, 空洞完成状態の貯油槽条件の湧水量とした。このときの $P_g = 0.0kPa$, $H_{oil} = 0.0m$, 水床ありでかつ水封水位を3.5mとした。
 3. 空洞完成状態の水頭差を H' とすれば $\Delta H' = 55.5m$ であり, 補正湧水量は $Q' = Q \times \Delta H' / \Delta H$ で算出した。
 4. 低減率は1982.2.10の湧水量 (実測値or補正値) に対する各時点の湧水量の比率とした。

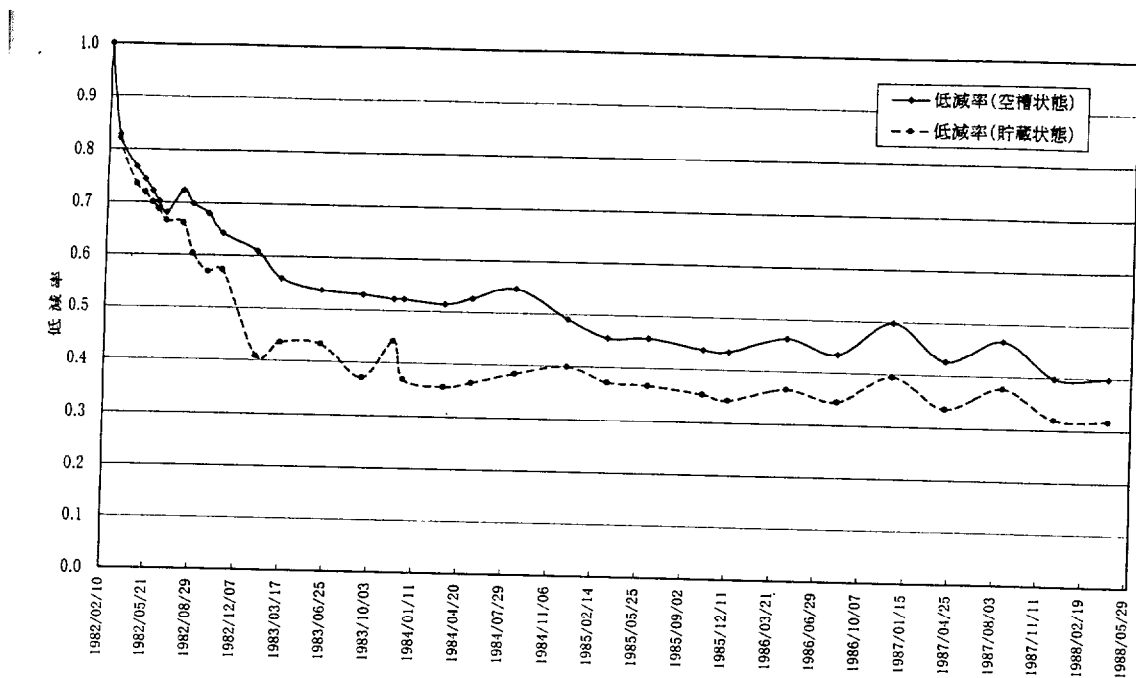


図 2.4-16 換算湧水量に対する低減率²³⁾を加筆修正

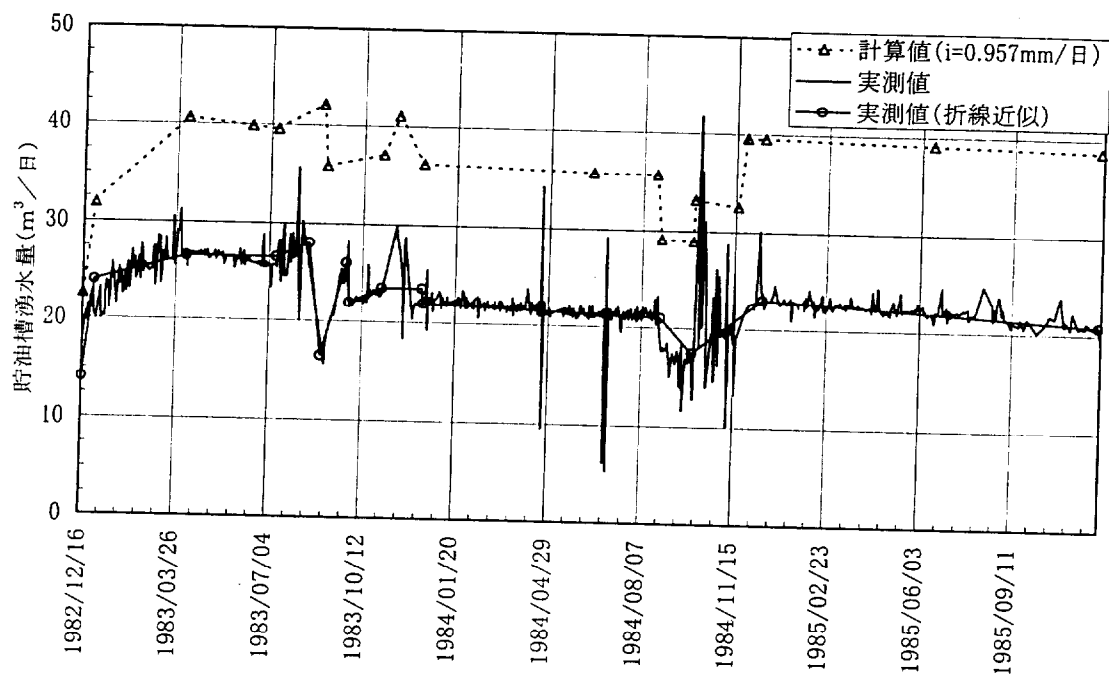


図 2.4-17 鉛直二次元浸透流解析による湧水量と実測値の比較
(自然水封期間、1982 年 12 月 16 日～1985 年 12 月 15 日)²⁴⁾を加筆修正

2.5 大規模地下備蓄基地建設に対する課題と問題点の抽出

ここでは、日本において既に建設実績のある大規模な地下発電所と水封式岩盤タンクを対比しながら、大規模地下備蓄基地建設に対する課題と問題点を抽出する。

まず、水封式岩盤タンクが地下発電所と大きく異なる点は、良好な岩盤内に中規模の空洞を掘削することにより経済性を追求している点にある。また、建設時に地下水を抜かず逆に水封ボーリングから注水を行い水封機能を確保しながら掘削する点は、従来の地下発電所あるいは一般のトンネルとは大きく異なる点である。

限定された良好な岩盤内に建設する大規模地下発電所と異なり、大規模地下石油備蓄の場合はかなり広い範囲（1km²程度あるいはそれ以上の範囲）に賦存する良好な岩盤中に建設することになる。したがって、広域的な調査が必要となるが、このような広域の調査範囲で精密な調査を行うには限度があり、建設時の地質観察や計測に基づいた柔軟な対応が求められる。所謂 NATM の考え方がこれにあたり、水封式岩盤タンクにおいては極めて重要なものとなっている。また、建築限界のあるトンネルや地下発電所と異なり、空洞内に貯蔵する原油の容量が確保できれば空洞断面やレイアウトの変更は可能であることが大きな特徴としてあげられる。

また、大規模地下石油備蓄においては、原油受け入れ後長期間にわたり貯蔵状態が続くものと想定され、一旦原油が受け入れられた後は原則として貯油槽内に人が立ち入らないことが要求される。したがって、完成後の空洞内部に対する補修などを主とした維持管理はトンネルや地下発電所とは異なりよほどのことがない限り不可能であるので、岩盤本来が持つ強さ・耐蝕性等を有効に利用し、かつ長期にわたる空洞の安定性・水封機能の確保に留意して計画・設計を行う必要がある。このような設計の考えを踏まえた上で、施工時においては空洞の安定性確保に努めることは極めて重要となる。

さらに、水封の原理に基づき、水封機能を保持しながら施工を行うとともに、完成後も水文データ、水封関連データの継続的な観測及び管理を行って水封機能の健全性を確認していく必要がある。

また、貯油槽内の湧水を常に排水して水封機能を確保しているが、この湧水を排出するポンプは、特殊なポンプであり設計及び製作を含め据付までに15ヶ月以上期間を必要とする。したがって、建設時の空洞安定性の確保は柔軟に対応できるのに対し、排水関連設備（ポンプ、配管、水処理施設など）に対する柔軟性は低いといわざるを得ない。このため、湧水量の予測技術もまた極めて重要である。これに対処するためには、貯油槽の設計時点では水封機能性の検討時に求められる湧水量をもとに、岩盤の不確実性を想定し、余裕を持ったポンプ排水能力を設定する必要がある。また、建設時には観測に基づき湧水量を常に見直すことが重要となっている。菊間実証プラントでは、当初設計では計算で求められた湧水量の5倍を設計湧水量とし、ポンプ排水能力はこの設計湧水量の3倍を持って設定した。その後本格的な建設前に調査を行って透水性の見直しを行い、最終的には計算湧水量と設計湧水量を同じとして、ポンプ排水能力はこの設計湧水量の3倍を持って設

定した。

以上をまとめて表 2.5-1 に地下発電所と水封式岩盤タンクを比較した表を示した。

菊間実証プラントの成果をもとに、土木学会エネルギー土木委員会において、大規模な岩盤タンクを建設する際にどのような課題があるかを調査し検討報告書²⁵⁾としてまとめた。この委員会には、筆者も参加して取りまとめ作業に当たったが、調査対象範囲は多岐にわたり、水封式岩盤タンクの調査、設計（空洞の安定性、水封機能性、構造物設計）、施工及び維持管理に及ぶものであった。この中には、北欧の水封式岩盤タンクの実績、法規、日本における地下発電所およびトンネルの建設実績などの調査も含まれている。この報告書をもとに消防庁は、大規模地下備蓄基地を屋外貯蔵タンクの一形態として位置付け、「岩盤タンクに係わる屋外タンク貯蔵所」として消防法（昭和 62 年 3 月 31 日政令公布）と規則（昭和 62 年 4 月 20 日省令公布）の改正を行った。（昭和 62 年 5 月 1 日より施行）

表 2.5-1 大規模水封式岩盤タンクと地下発電所の違い

	大規模水封式岩盤タンク	地下発電所
調査	良好な岩盤を選定 水封機能にかかわる調査が重要(岩盤透水性・水文) 多数の空洞を設置するため広域調査が必要 広域調査の精度を上げるためには調査数量が増える 設置面積が広いため多様な岩盤に遭遇する可能性が大	良好な岩盤を選定 地下発電所空洞に限れば比較的狭い範囲 空洞設置域の集中的な調査
設計	制約が少なく、地形、地質条件を充分考慮した計画が可能 空洞断面形状の自由度が高い(容量限界) 補強工は基本的にロックボルト、吹付けコンクリート 多数の空洞を設けるため、連設空洞の安定性確保が重要 地質条件に合った複数の断面設計が必要 水封機能の設計が必要 貯槽間の移流防止の設計が必要 一度締め切ると2度と入らない(開放点検が原則として無い) 排水ポンプの設計製作に長期間必要 消防法(石油類貯蔵の場合) 高圧ガス保安法(LPG等)	配置上、上池、下池、鉄管路などを考慮すると制約多い 内部設置機器の関係で断面が決まる(建築限界) ロックアンカー、ロックボルト、天井覆工コンクリート 通常単設空洞(地下発電所を分離した場合)は双設空洞) 設置機器の関係で断面の大きさは変えることはできない 通常地下水に関する設計はしない 常時人が出入りできる 排水トンネルを設け排水する 電気事業法
適用法規		
施工	水封機能を保持しながら施工 地質条件の変化に対応した設計変更が容易 多数の切羽を設けることができる 急速施工に伴う大量のずり搬出処理が必要 透水性の改良を行いながら掘削を行う必要あり。	原則的に水を下げる 設計変更の自由度は低い 切羽は1ないし2箇所 ロックアンカーを打設する場合急速施工は難しい
維持管理	空洞の維持補修はほぼ不可能(開放点検が原則として無い) 水文データ(地下水位、蒸発散量)などの観測が必要 水封関連データ(湧水量、給水量、水封水位、地下水位観測孔)の継続的測定・管理	維持補修が可能

2.6 結論

我が国において将来の大規模な地下石油蓄基地建設の可能性を探るため、技術競争を経て菊間実証プラントの建設が行われた。筆者が中心となって技術開発を行い構築した設計法を適用し、菊間実証プラントの設計を行ったが、完成後約 8 年にわたる種々の実験・観測を継続して実施してきた結果、適用した設計検討の方法・手法がほぼ妥当であることを確認した。この菊間実証プラントの成果は、日本においても水封方式による原油の地下貯蔵が可能であることを実証し、その後の大規模な地下石油蓄基地建設の実現に貢献した。また関連して、菊間実証プラントの成果を土木学会で取りまとめた調査報告書²⁵⁾は、消防法の改正を行う際の基礎資料として使用された。

以上をもとに、本章のまとめを以下に示す。

- ①良好な岩盤を選定すれば、日本における水封式岩盤タンクの立地は可能である。
- ②大規模な地下発電所を中心に適用されている空洞掘削時の岩盤評価法は、水封式岩盤タンクにも適用できる。
- ③水封機能に適用した設計法は、菊間実証プラントの水理挙動をマクロ的に説明することが可能である。
- ④貯油槽湧水量に対する影響因子を検討した結果、水封水位、貯油槽の貯蔵条件（内圧と液面位）が支配的な影響因子であることがわかった。
- ⑤影響因子を考慮した鉛直二次元 FEM 浸透流解析は、複雑な条件下でも実測値の変化傾向を表現できその適応性は高い。
- ⑥原油受払時の湧水比（貯蔵時湧水量と空槽時湧水量の比）は水頭比で説明でき、目詰まりの経過が推定できた。
- ⑦長期間にわたる湧水量の実測データをもとに分析・検討した結果、湧水量の低減率は初期に大きく 1 年以上経過すればほぼ 60%程度になり、その後の長期間経過後の低減率はおおむね初期の 30~40%程度となる。また、空槽状態では貯蔵状態より若干低減傾向が少なく、長期的にもその差はほぼ一定である。
- ⑧⑦の結果から、非定常解析などで長期間にわたる地下水流動解析を行う場合、解析に使用する透水性（透水係数）は初期値とは異なった値を設定する必要がある。
- ⑨菊間実証プラントを基に、大規模な備蓄基地を建設する場合における課題を抽出し、特に広域的調査の重要性、空洞の長期的安定性確保、水封機能にかかわる継続的な観測及び管理の重要性を指摘した。

ただし、上記の知見は菊間実証プラントの岩盤条件下で得られた結果であり、異なる岩盤条件下では当然のことながら違うことを考慮する必要がある。

参考文献

- 1) 松村克之：わが国における地下石油備蓄基地建設の経緯と現状，資源と素材，Vol.110，No.7，pp.521-525，1994.
- 2) Moberg, S.H. : Storage of heavy fuel oil in rock caverns during three decades, *Preprint of The First International Symposium on Storage in Excavated Rock Caverns (ROCK STORE 77)*, Vol.2, pp.117-123, 1977.
- 3) Nolsäter, F. and Rockström, H. : Rock cavern plants for storage of motor gasoline and light fuel oil - experiences from 20 years of operation - , *Preprint of The First International Symposium on Storage in Excavated Rock Caverns (ROCK STORE 77)*, Vol.1, pp.125-129, 1977.
- 4) Jansson, G. : Storage of petroleum products unlined excavated caverns - construction experience - , *Preprint of The First International Symposium on Storage in Excavated Rock Caverns (ROCK STORE 77)*, Vol.3, pp.9-13, 1977.
- 5) 石油公団編：石油備蓄技術(地下備蓄)調査写真集(昭和 55 年度～昭和 62 年度)，144p., 1987.
- 6) 清水・鹿島・大成・日揮共同企業体：石油備蓄技術(地下備蓄)調査 菊間実証プラント予備調査設計業務 土木設計報告書，第 1 篇 109p., 1980.
- 7) 石油地下備蓄研究委員会 実証プラント立地調査専門委員会編：石油地下備蓄実証プラント建設適地 精査報告書，1979.
- 8) 石油公団編：石油備蓄技術(地下備蓄)調査報告書(昭和 55 年度～平成 2 年度総括版)，166p., 1991.
- 9) 石油公団編：石油備蓄技術(地下備蓄)調査報告書(昭和 54 年度委託事業)，223p., 1981.
- 10) 清水・鹿島・大成・日揮共同企業体：石油備蓄技術(地下備蓄)調査 菊間実証プラント予備調査設計業務 土木設計報告書，第 2 篇 56p., 1980.
- 11) 林正夫, 本島睦, 日比野敏：岩盤掘削時の安定解析のための電子計算プログラムの開発，電力中央研究所報告，No.377012，1978.
- 12) 駒田広也：飽和－不飽和土中の非定常浸透流解析，電力中央研究所報告，No.377015，1978.
- 13) 土木学会編：トンネル標準示方書〔山岳工法〕・同解説，p.72，1996.
- 14) 石油公団編：石油備蓄技術(地下備蓄)調査報告書(昭和 55 年度委託事業)，183p., 1982.
- 15) 上田年比古, 杉尾哲：被圧水で満たされた円形暗きょの取水量について，土木学会論文報告集第 194 号，pp.91-101，1971.
- 16) 清水・鹿島・大成・日揮共同企業体：石油備蓄技術(地下備蓄)調査 菊間実証プラン

- ト予備調査設計業務 土木設計報告書, 第4篇 48p., 1980.
- 17) Muskat, M.: *The Flow of Homogeneous Fluids Through Porous Media*, McGraw-Hill, pp.524-530, 1977.
- 18) Åberg, B.: Prevention of gas leakage from unlined reservoirs in rock, *Preprint of The First International Symposium on Storage in Excavated Rock Caverns (ROCK STORE 77)*, Vol.2, pp.175-189, 1977.
- 19) Skanska AB: *Rock Caverns for Underground Storage*, 1981.
- 20) (社) 電力土木技術協会編: 電力施設地下構造物の設計と施工, pp.1001-1019, 1986.
- 21) 石油公団編: 石油備蓄技術(地下備蓄)調査報告書(昭和57年度委託事業), 684p., 1983.
- 22) Barbo, T.F. and Danielsen, S.W.: Bacterial impairment of water curtain between oil storage caverns in rock, *Proceedings of The International Symposium on Subsurface Space (ROCK STORE 80)*, Vol.1, pp.245-250, 1980.
- 23) 日本地下石油備蓄(株)編: 串木野基地 TK-103 湧水抑制対応に関するワーキンググループ報告書, 1993.
- 24) 百田博宣, 藤代泰行, 青木謙治, 花村哲也: 降雨浸透を考慮した岩盤中の地下水挙動に関する解析的検討, 土木学会論文集, No.379/VI-6, pp.74-82, 1987.
- 25) 土木学会エネルギー土木委員会編(危険物保安技術協会委託): 岩盤タンクの安全確保に関する調査報告書, 1986.

第3章 断層群中の水封式岩盤タンクの施工管理

3.1 概説

1982年に菊間実証プラントの調査研究の中間的な結論として、我が国においても北欧と同等の石油備蓄空洞が建設される可能性は極めて大きいとの報告¹⁾がなされた。この報告を受けて、大規模石油備蓄基地建設に関する立地可能性調査がスタートし、数年間の調査の結果、1987年に岩手県久慈市、愛媛県越智郡菊間町、鹿児島県串木野市の3地点に合計500万klの大規模な地下石油備蓄基地の建設を行うことが決定された。筆者は、このうち鹿児島県串木野市に建設する地下石油備蓄串木野基地の建設工事の施工管理に従事したが、建設当初の地質調査結果では予測されていなかった断層群に遭遇し、これに係わる技術的課題を解決することとなった。特に、3.4で述べる水封機能対策において、事業者は、事業者、設計者及び施工者からなるワーキンググループを組織し、予測されていなかった断層群に起因する水封機能の問題に取り組むことを決定した²⁾。筆者は、このワーキンググループに参加する機会を与えられこれに対処した。本章では、技術的課題を検討する時点で得られた知見を整理し考察を加えて、大規模な水封式岩盤タンクの設計にフィードバックする事項を抽出する。

なお、2章では貯蔵用空洞を“貯油槽”と呼んだが、菊間実証プラント建設後はこれを“岩盤タンク”と称するようになったので、以降この呼称を使用する。

3.2 地下石油備蓄串木野基地の概要

3.2.1 施設概要³⁾

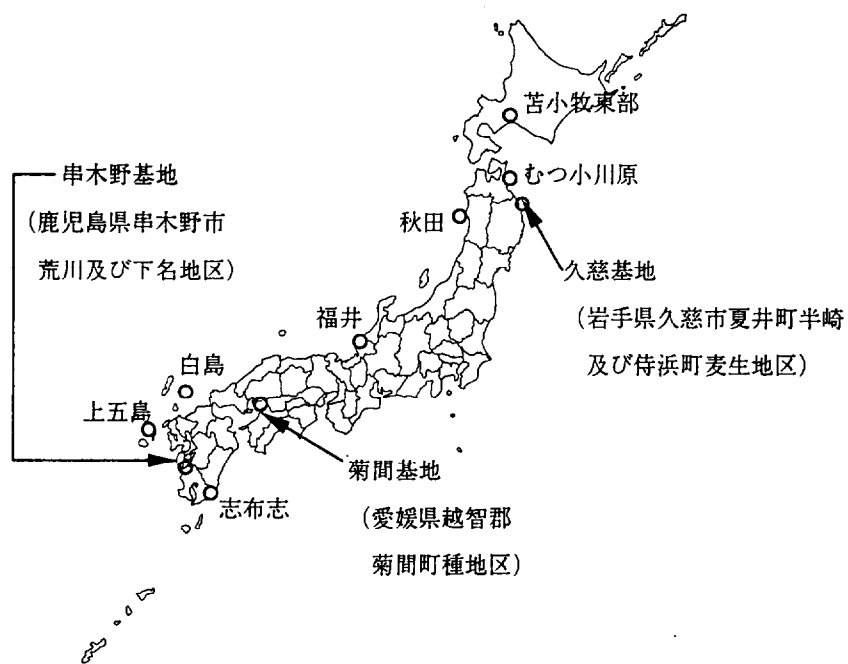
串木野基地は、図3.2-1(a)に示すように鹿児島県薩摩半島基部にある串木野市に位置し、西側は東シナ海に面している。

串木野基地の備蓄容量は175万klであり(表3.2-1、図3.2-2参照)、貯油施設は市街地北方山地の安山岩地域に、地上施設は地域振興公団により埋立が行われた西薩中核工業団地内に配置されている。この工業団地の埋立は主に備蓄基地建設に伴い発生した岩砕を利用して行ったものである。受払施設は、基地の2.3km沖合いに一点係留浮標式の係留設備及び海底パイプラインが敷設された。(図3.2-1(b)参照)

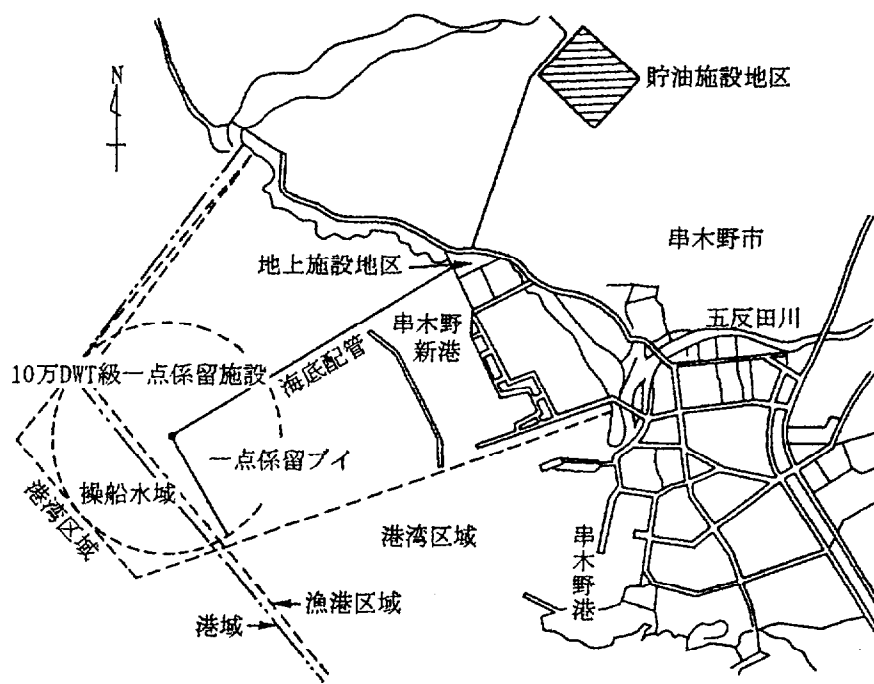
3.2.2 地形・地質概要

図3.2-3に示すように、岩盤タンク設置対象地点は、ENE-WSW方向に延びる丘陵性山地であり、立岩(標高275.4m)を主峰とする北東部山地と東シナ海に面して平均標高200mの南に開く馬蹄形の稜線をもつ南西部山地となっている。南西部山地の海岸側は、比高十数メートルの急斜面が発達し、海岸には岩礁が点在している。

串木野基地の立地に際しては、表3.2-2に示したように1981年度～1986年度にかけて広範囲にわたり多方面の調査、試験が実施された。これらの調査、試験の結果、対象地域



(a)地下石油備蓄基地位置図



(b)串木野基地位置図

図 3.2-1 地下石油備蓄基地及び串木野基地位置図³⁾

表 3.2-1 地下石油備蓄基地の施設概要 2)を加筆修正

項 目		久慈基地	菊間基地	串木野基地
敷地面積	地上部 (ha)	約6	約10	約5
	地下部 (ha) 注1)	約26	約15	約26
貯油施設	全備蓄施設容量(万kl) 注2)	175	150	175
	岩盤タンク	横穴水封式	横穴水封式	横穴水封式
	水床方式	固定水床式	固定水床式	固定水床式
	貯蔵圧力(MPa・G)	-0.01~0.04	-0.01~0.04	-0.01~0.04
	水封方式	人工水封	人工水封	自然水封 (一部人工水封)
	岩質	久喜花崗岩	新期領家花崗岩	北薩古期安山岩
	設置深さ(天端)			
	海面より(m)	-20	-35	-20
	地表より(m)	-100以深	-65以深	-100以深
	寸法:幅×高さ×長さ (m/ユニット)	18×22×1,080 ~2,160	20.5×30×1,030 ~1,313 15×20×112 注3)	18×22×1,110 ~2,220
受払施設	貯蔵容量 (万kl/ユニット)	35, 70, 70	59.4, 74.5, 2.5 注3)	35, 70, 70
	ユニット数	3	3	3
	備蓄施設容量(万kl)	175	136	175
	地上シフトタンク	—	フローティングルーフタンク	—
	寸法:直径×高さ(m)	—	46.5×21.9	—
	容量×基数(万kl/基)	—	3.4×4	—
	備蓄施設容量(万kl)	—	14	—
		・10万DWT級多点 浮標式係留設備	太陽石油(株) 菊間 製油所の既存施設 を利用 ・13万DWT級多点 浮標式係留設備 ・8.8万DWT級ドル フィンバース	・10万DWT級1点 浮標式係留設備
操油施設	配管	32B, 30B	28B, 16B	32B, 30B
	払出ポンプ	サブマージブル型	—	サブマージブル型
	シフトポンプ	サブマージブル型	サブマージブル型	サブマージブル型
	受払ポンプ	—	遠心横型	—
	ブースターポンプ	遠心横型	—	遠心横型
用役施設	底水排水ポンプ	サブマージブル型	サブマージブル型 注4)	サブマージブル型
計装施設		集中管理方式		
安全防災施設	消火設備	消火用水貯水槽, 消火ポンプ, 屋外給水ポンプ, ハロゲン 化物消火設備, 固定泡消火設備, 消火器, 消防車等		
	保安防災設備	油濁防除対策設備, 漏油等検知設備, 通報監視設備, 換気設備, 非常用照明設備, 予備電源設備		
公害防止設備		スロップタンク・排水処理設備・排ガス処理設備		
管理施設・その他		総合管理事務所・資機材倉庫・緑地等		

注1) 岩盤タンク等投影面積, 注2) 3基地合計500万kl, 注3) TK-103(旧菊間実証プラント), 注4) TK-103は遠心横型

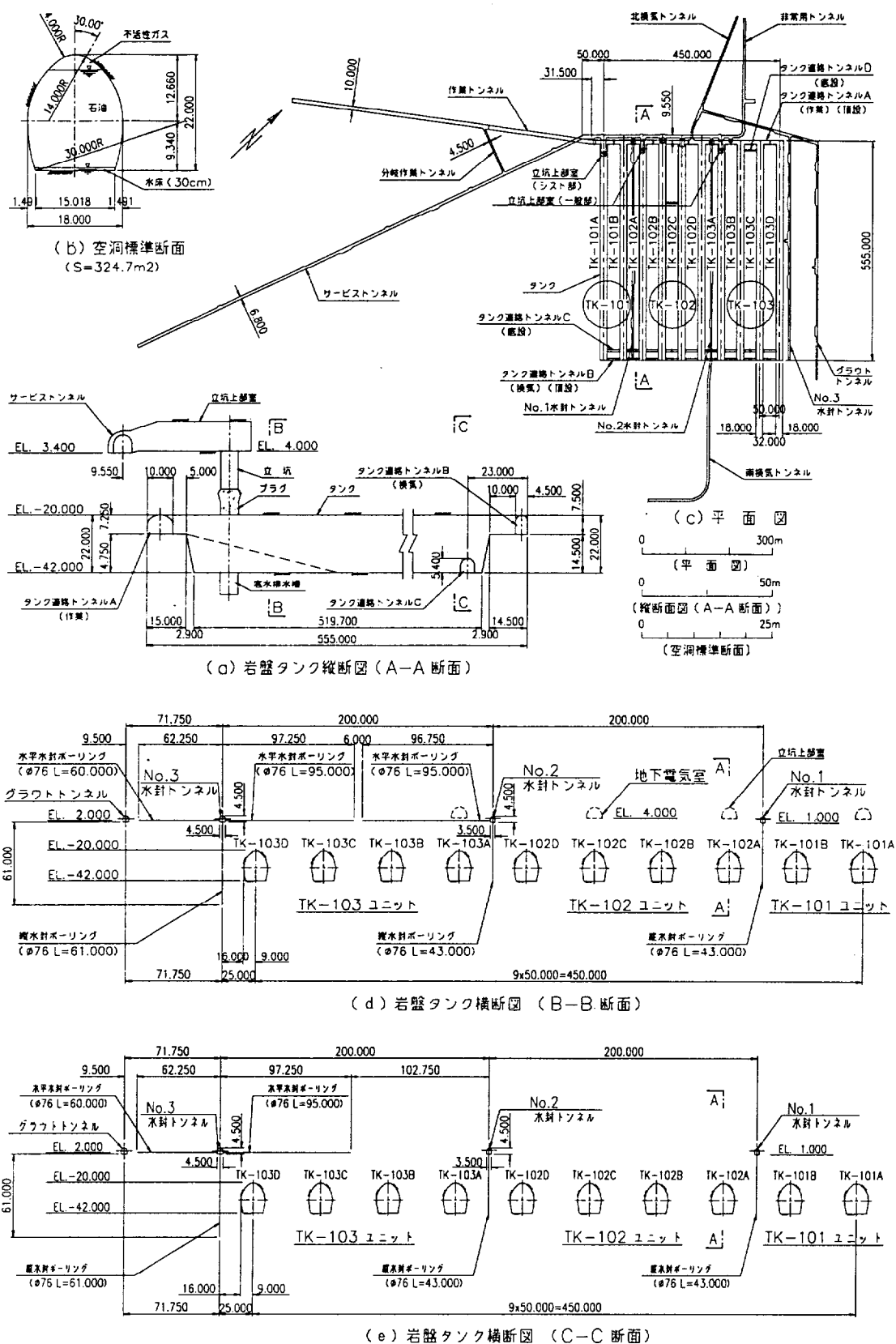
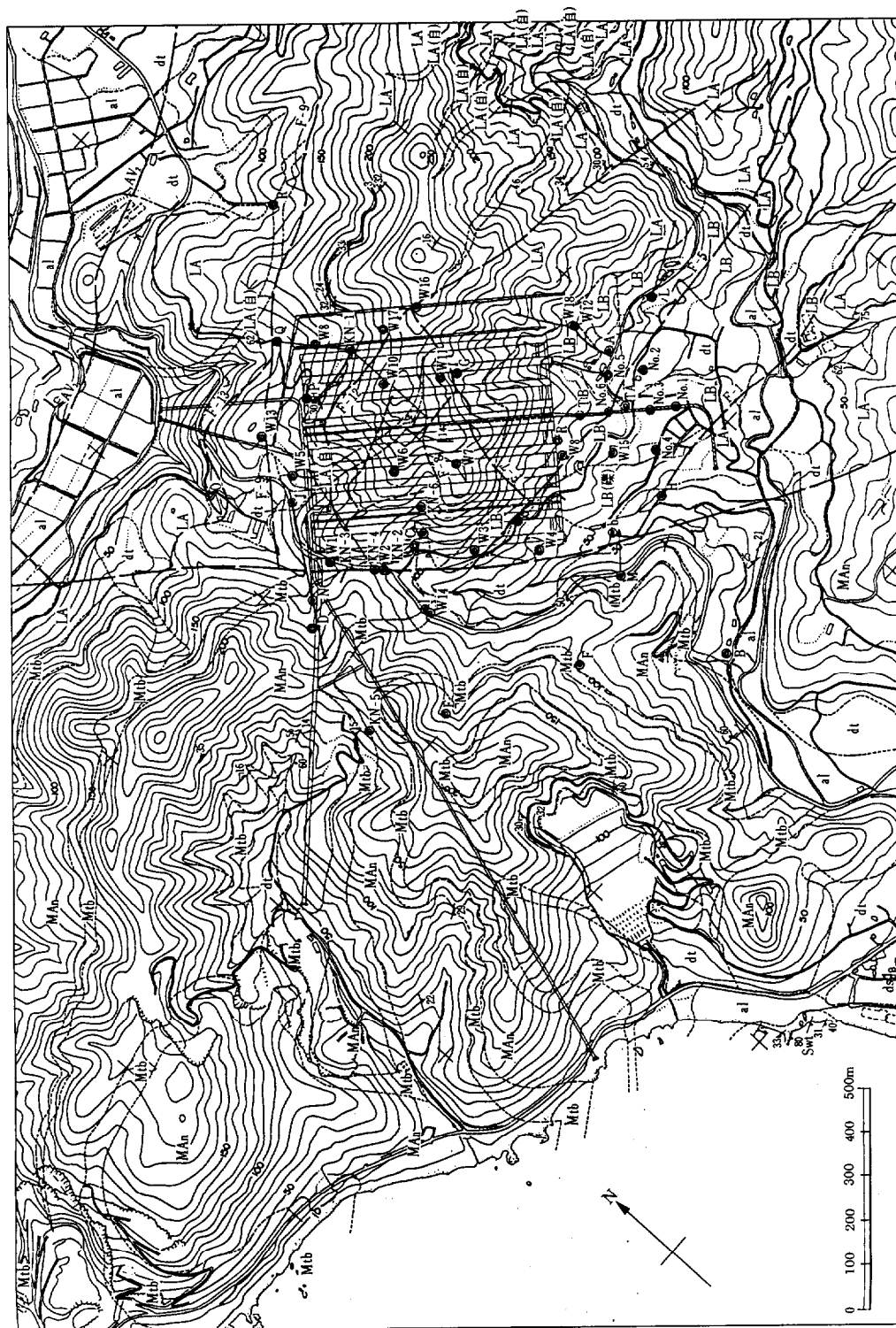


図 3.2-2 串木野基地の平面図・縦断面図及び横断面図 (完成時) 2) を基に作成 (単位: mm)



注 1) グラウトトンネル新設に伴い図中の W16 は廃止され、W17 及び W18 が新設された。
 2) その後、W18 を W16 と呼称変更している。

図 3.2-3 地表地質平面図 a) を基に作成

凡 例

al	沖積地堆積物
dt	堆積地堆積物
ds	砂丘堆積物
Swt	川内河床凝灰岩類 (川内安山岩質溶結凝灰岩)
MAN	北麓中部安山岩類 (安山岩溶岩)
Mtb	北麓中部安山岩類 (凝灰角礫岩、凝灰岩)
LA	北麓古期安山岩類 (安山岩溶岩)
LA(自)	北麓古期安山岩類 (上記安山岩中に存在する火山砕屑岩)
LB	北麓古期安山岩類 (自溶砕状安山岩、凝灰角礫岩)
LB(他)	北麓古期安山岩類 (凝灰岩、凝灰岩の角礫を多量に含む火山角礫岩)

地質境界	地質境界
断層	断層 (推定)
せん断滑り面の走向・傾斜	せん断滑り面の走向・傾斜
地層の走向・傾斜	地層の走向・傾斜
褶皺面跡の走向・傾斜	褶皺面跡の走向・傾斜
流理面の走向・傾斜	流理面の走向・傾斜
ボーリング (新置)	ボーリング (新置)
ボーリング (傾斜)	ボーリング (傾斜)
ボーリング (水平)	ボーリング (水平)
弾性波速度測定測線	弾性波速度測定測線
調査横坑	調査横坑

表 3.2-2 串木野地区地質調査総括表 2)を加筆修正

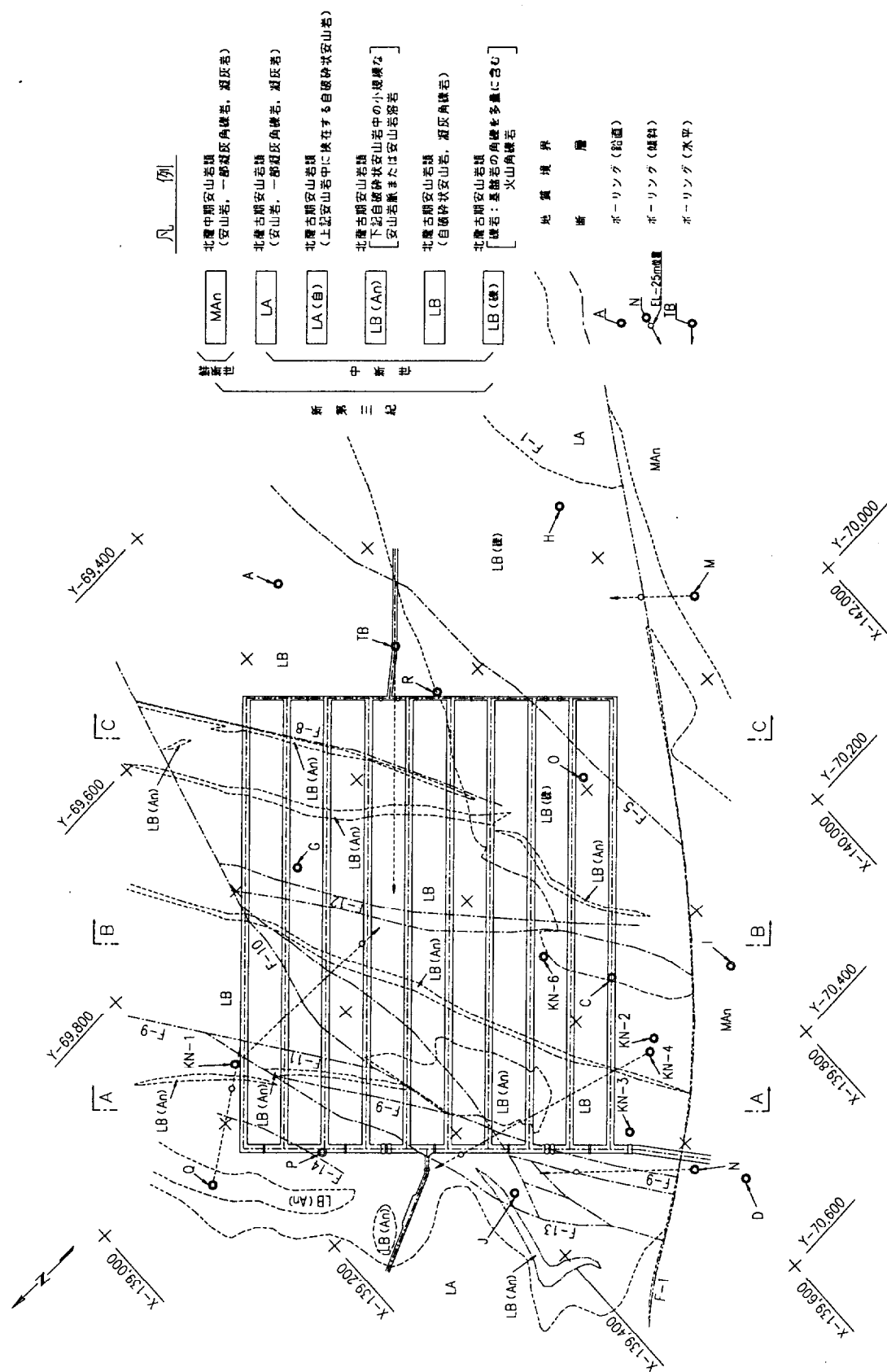
実施機関	石油公団		石油公団		日本地下石油備蓄(株)		合 計
	調査名	立地可能性調査	事前確認業務調査	詳細設計調査			
調査期間	1981年度～1984年度	1985年度	1986年度				
地質調査	3.2 k m ²	1/5000					3.2 k m ²
弾性波探査	1 測線	計1,100m					1 測線
機械ボーリング	20孔	計3,876.9m	7孔	計211m	9孔	計1,435m	33孔
電気検層	3孔	計415m					3孔
速度検層	12孔	計2,007.9m					12孔
温度検層	6孔	計860m					6孔
キャリパー検層	3孔	計428m					3孔
密度検層	3孔	計417m					3孔
孔内水圧載荷試験	12孔	計93回	3孔	計15回			15孔
ロックセメント試験			3試験坑	計12ブロック			3試験坑
平板載荷試験			3試験坑	計12点			3試験坑
初期水圧破壊法	1孔	計6箇所					1孔
地圧オーバーコアリング法							
測定 A E 法	1孔	計50供試体	3孔	計90供試体			4孔
物理試験	16孔	計119供試体					計140供試体
超音波伝播速度測定	10孔	計83供試体					計119供試体
一軸圧縮試験	16孔	計118供試体	3孔	計15供試体			計83供試体
圧裂引張試験	13孔	計108供試体	3孔	計15供試体			計133供試体
三軸圧縮試験	9孔	計72供試体					計123供試体
透水試験	20孔	計734回	7孔	計26回	6孔	計81回	計72供試体
地下水調査			4孔 (坑内)	計35回			計841回
地下水位測定	10孔	計79回	1孔 (坑内)	計20回			計35回
地下水位測定	18孔	1式	7孔	1式	6孔	1式	計79回
水質調査	5孔	計13資料	3孔	計17資料			計20回
浸透流解析	地表湧水	計3資料	坑内	3地点			1式
水収支調査		1式		1式			計38資料
坑内スケッチ				計483m		1式	1式
坑壁弾性波			10測線	計330m			計483m
坑内水平ボーリング			4孔	910m			計330m
内空変位測定				1式			4孔
その他	ランドサット映像解析 空中写真判読 地形図作成 帯磁率 樹木活力調査	1式 1式 1式 1式 1式	X線分析 湧水量測定 回復水位	15資料 1式 1式	帯磁率 植生調査 工事中の環境予測	1式 1式 1式	1式

の地質は、新第三紀の北薩古期安山岩類及び北薩中期火山岩類ならびに第四紀の崖錐堆積層からなっており、北西側に北薩古期安山岩類が、南東側には北薩中期火山岩類が分布しており、この地域の地質構成は表 3.2-3 になることが示されている。図 3.2-4(a)は、当初設計時の EL-25m レベルの地質平面図であるが、岩盤タンク設置対象地域には、古期安山岩類のうち自破碎状安山岩 (LB) が主として分布し、一部に礫岩 (LB(礫)) 及び脈状の安山岩 (LB(An)) が分布し、断層は F-8 断層が出現することが予想されていた。図 3.2-4(b)は、岩盤タンク掘削完了時点の EL-27.5m レベルの地質平面図であるが、岩盤タンク掘削中に F-9 断層群 (F-9～F-14 の総称) が出現し、この断層群の対策のため施工上苦勞した。この対策については 3.3 及び 3.4 で述べる。図 3.2-5 は、図 3.2-4(b)に示した各断面の横断図を示したものである。

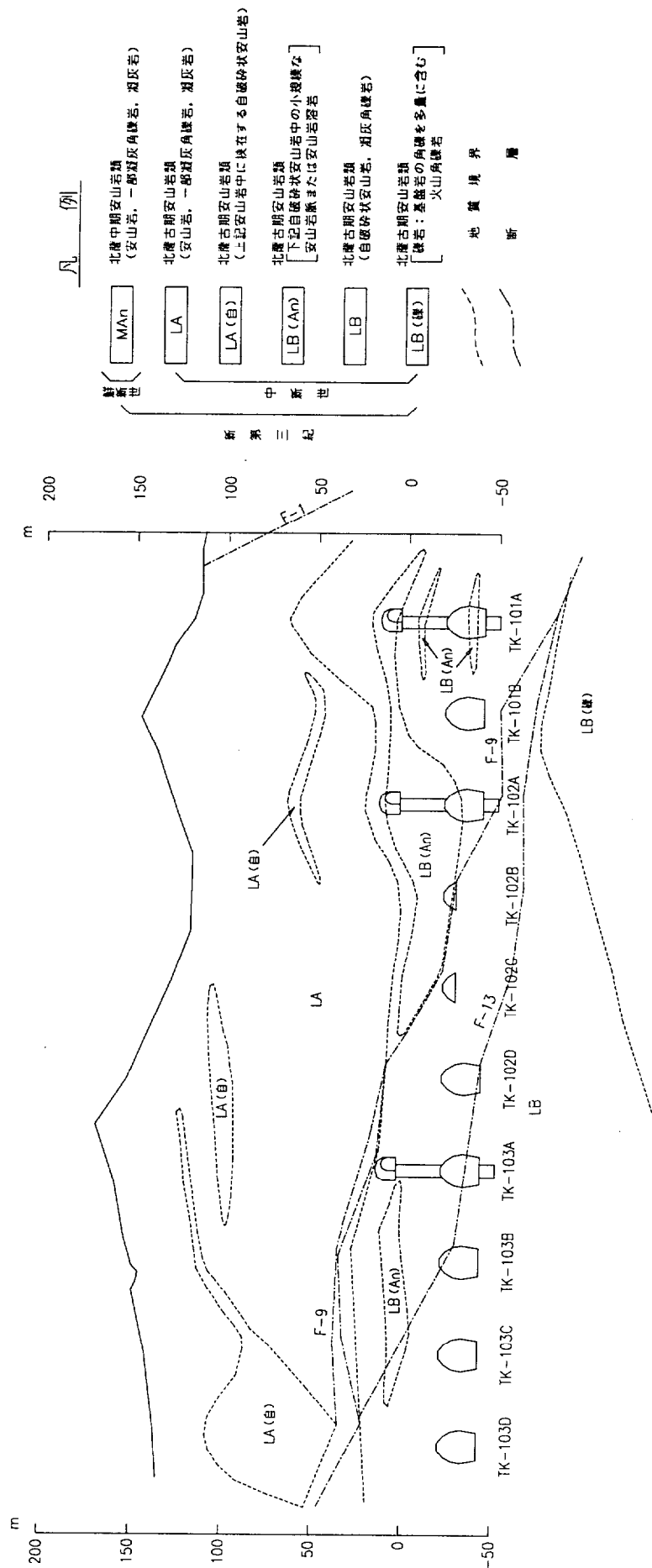
また、当初の調査結果から、地下水位は標高 50～120m 付近にあることが示されている。

表 3.2-3 地質構成表²⁾

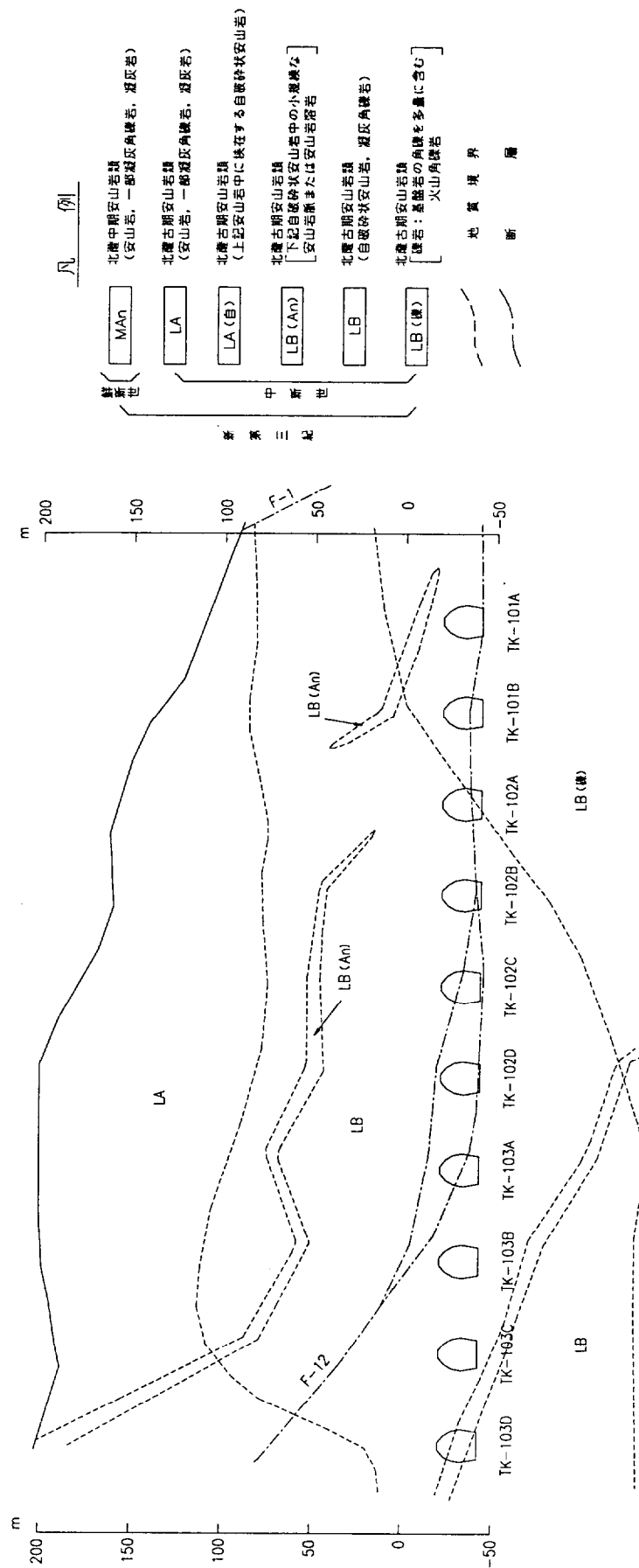
地質時代		地 層 名		記号	地 質 説 明	
第四紀	完新世	沖積地堆積物		al	河床及び海岸沿いの沖積低地に分布。礫、砂、シルト、粘土からなる未固結堆積物。	
		崖錐堆積物		dt	沢沿い、山裾の緩斜面に分布。礫、砂、シルト、粘土からなる未固結堆積物。	
新第三紀	鮮新世	北薩古期安山岩類	安山岩		MAn	県道串木野～荒川線の西川地域からオコン川南側に分布。調査横坑では坑口から約80m付近まで分布。緻密堅硬で板状節理の発達した斑状安山岩溶岩を主とするが、一部に凝灰角礫岩、凝灰岩を伴う。
		北薩古期安山岩類	安山岩類	安山岩	LA	安山岩は立岩の南斜面から北側に分布。緻密堅硬で、板状節理の発達した安山岩を主とするが、一部に凝灰角礫岩、凝灰岩を伴う。 この安山岩は一般に熱水変質を受けて緑色化していること、強い磁性を示すことで中期安山岩 (MAn) と区別される。自破碎状安山岩を挟在 (最大層厚60m) している。その岩質はLB層の自破碎状安山岩と類似。
	自破碎状安山岩及び碎屑岩類		自破碎状安山岩	LB	立岩の南斜面からオコン川にかけに分布。 緑灰～暗緑灰色を呈し、LA層に比べてやや軟質であるが、割れ目は少ない。径10m以下の緑色を呈する角～亜円礫と、緑灰色～暗緑灰色を呈する半晶質ないしガラス質の基質からなる。 全体に熱水変質を受け緑色化している。	
			凝灰角礫岩	LB	緑灰～暗緑灰色を呈し、径2～5cm前後の安山岩角礫が主体。全体に塊状無層理であるが、一部に凝灰岩を伴い、その箇所には層理が認められる。安山岩に比較して割れ目は少ない。	
			礫岩	LB(礫)	地表部では立岩の南斜面に小規模に露出。 礫径は一般に数10cm以下 (平均2cm前後) の砂岩、黒色頁岩、安山岩等の角～亜円礫と、褐暗灰色の凝灰質岩～シルト岩の基質からなる。塊状で全般に割れ目は少ない。	
	中新世					



(b)掘削完了時 (EL-27.5m レベル)
 図 3.2-4 地質平面図 (その 2) 4) を基に作成

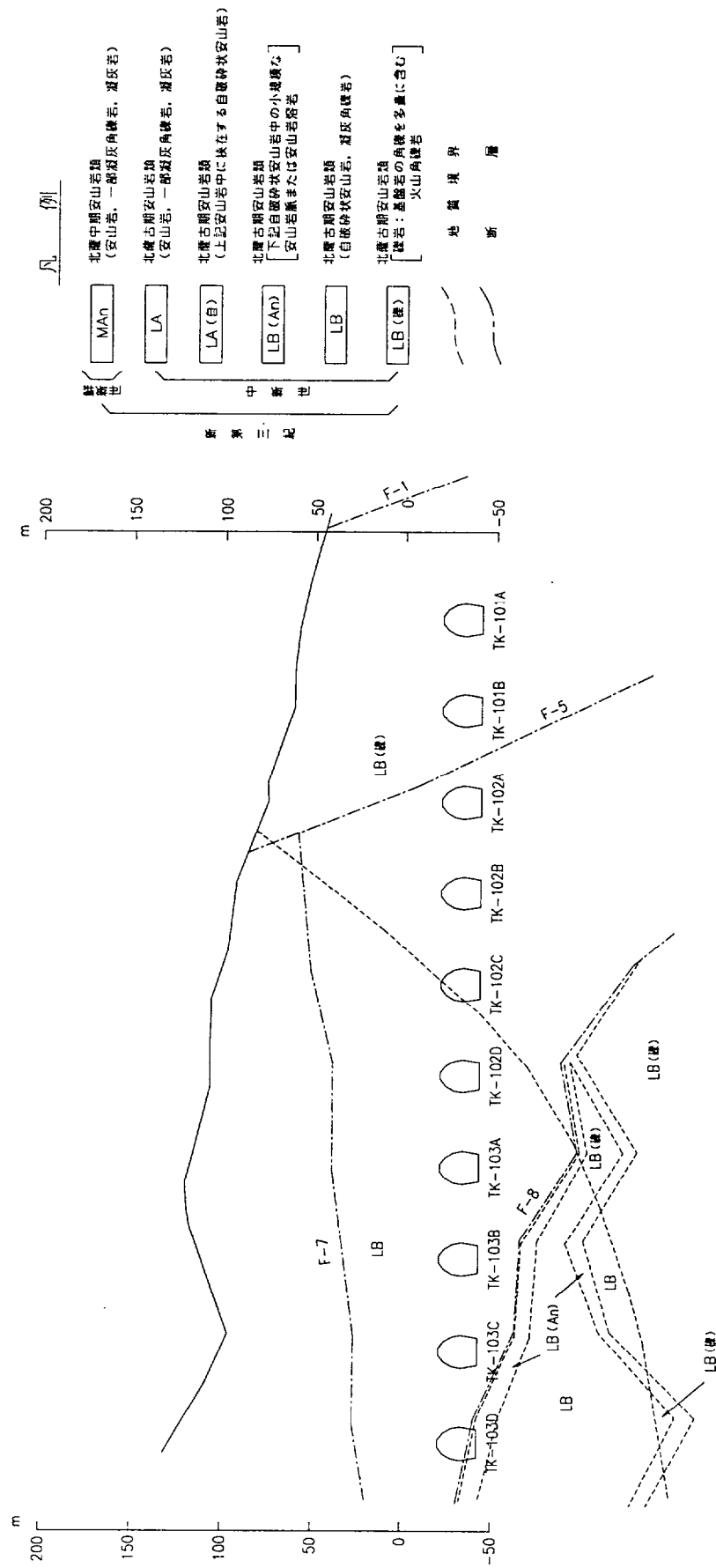


(a) A-A 断面
図 3.2.5 地質横断面図 (掘削完了時) (その 1) 4) を基に作成



(b) B-B 断面

図 3.2.5 地質横断面図 (掘削完了時) (その 2) 4) を基に作成



(c) C-C 断面
図 3.2.5 地質横断面図 (掘削完了時) (その 3) 4) を基に作成

3.2.3 施工計画概要⁵⁾

岩盤タンクの標準掘削断面積は約 336m²に及ぶことから図 3.2-6(a)に示すように、アーチ部 (約 82m²)、第 1 段ベンチ部 (約 80m²)、第 2 段ベンチ部 (約 91m²)、第 3 段ベンチ部 (約 83m²) の 4 ステップに分割して施工した。頂設導坑の幅、各ベンチの高さは、安全性の見地から、各掘削段階の内空変位と事前の詳細な解析に基づいた管理基準値 (3.2.4 で後述) との比較を行う必要があり、施工性も考慮してあらかじめ設計時点で求められている。このアーチ部、ベンチ部の施工要領を図 3.2-6(b)及び(c)に示す。硬さと割れ目間隔を岩盤評価の主体とした岩盤区分 (図 3.2-7) に対応して、NATM による空洞の支保工は図 3.2-8 のように予め設定された。また、付帯トンネルも NATM を採用し、最終ライニングは付帯トンネル坑口部を除き、ロックボルトと吹付コンクリートのみで施工した。岩盤タンク本体と付帯トンネルの掘削量の合計は約 204 万 m³ (地山数量) におよび、1988 年初めに岩盤タンクの一端に到達後、約 3 年で掘削を完了させる計画で工事を進めたが、最盛期 (約 15 月間) には、6 本の岩盤タンクを併行掘削することにより、1 日約 4,000m³の掘削を行なった。

岩盤分類の主要素			
	ランク	硬 さ	割れ目間隔の基準
硬 ↑ ↓ 軟	A	ハンマー軽打でも容易に割れない。	I 100cm以上
	B	ハンマー軽打で割れない。	II 40～100cm
	C	ハンマー軽打で容易に割れる。 ハンマー軽打で小岩片となっても岩片は硬い場合がある。	III 20～40cm
	D	ハンマー軽打でへこむ。 岩片は手で砕くことができる。	IV 5～20cm
	E	ハンマーピックが容易に刺さる。 岩片は指でつぶすことができる。	V 5cm以下

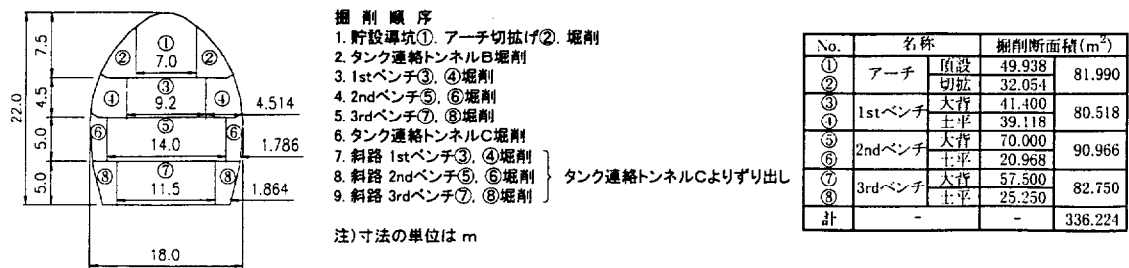
		硬 さ				
		A	B	C	D	E
割 れ 目 間 隔 ↓ ↑	I		○ Hv	○ Hv		
	II		○ Hv	△ H		
	III		△ H	○ H		
	IV		△ M	△ M	△ L	
	V			△ L	△ Lv	△ Lv

注1) ○:出現頻度高い、△:出現頻度低い
2) Hv,H,M,L,Lvは岩級区分を示す。

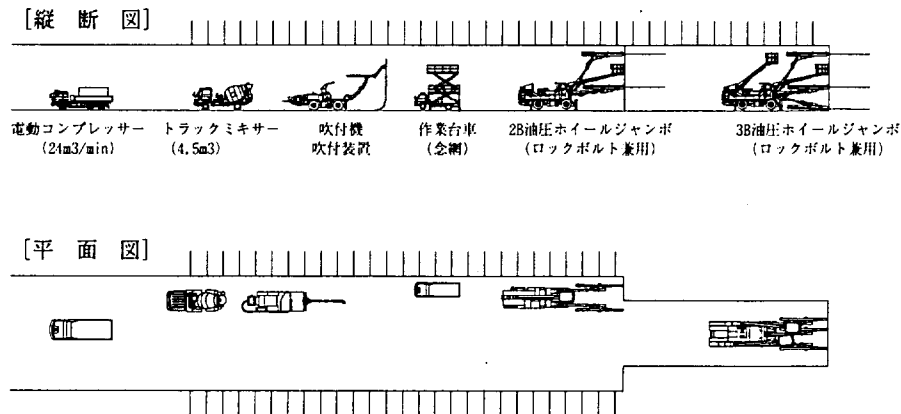
図 3.2-7 岩盤区分 (自破碎状安山岩)²⁾

3.2.4 岩盤タンク掘削における計測管理⁵⁾

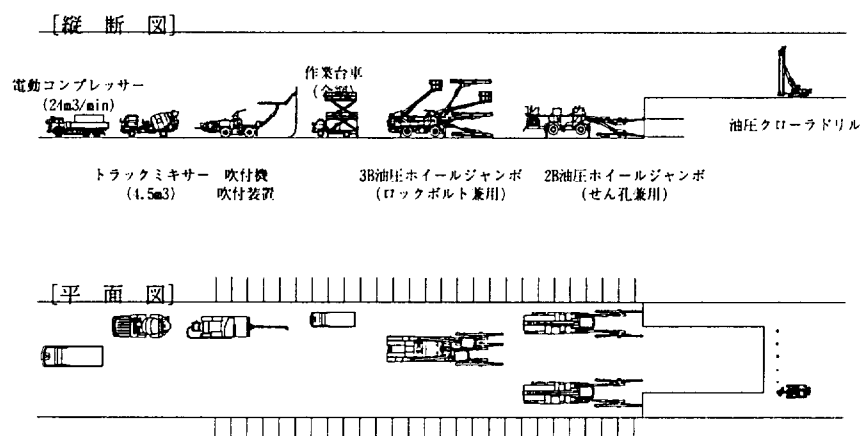
3.2.3 で述べたように、建設着手後約 204 万 m³に及ぶ掘削を約 3 年で完了するという急速施工による大規模掘削を行う計画であったため、空洞掘削中に得られる膨大な計測データを如何に迅速に処理し施工に反映させるか、所謂、情報化施工を行うための計測システムの構築が鍵を握っているのは明らかであった。このため準備期間中に①コンピュータを利用した計測管理技術の確立、②計測の迅速化 (光波測距儀による内空変位の測定) の採用。 (図 3.2-9 参照)、③スキャニングシステムによる岩盤内変位の測定、④パソコンを利用した逆解析法⁶⁾ の適用による空洞安定性の評価手法などを開発し計測管理に備えた。



(a) 岩盤タンク加背割・施工順序 (単位: m)

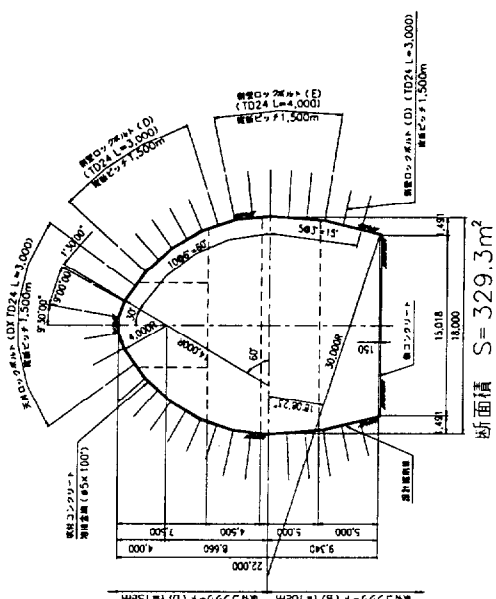


(b) アーチ部施工要領

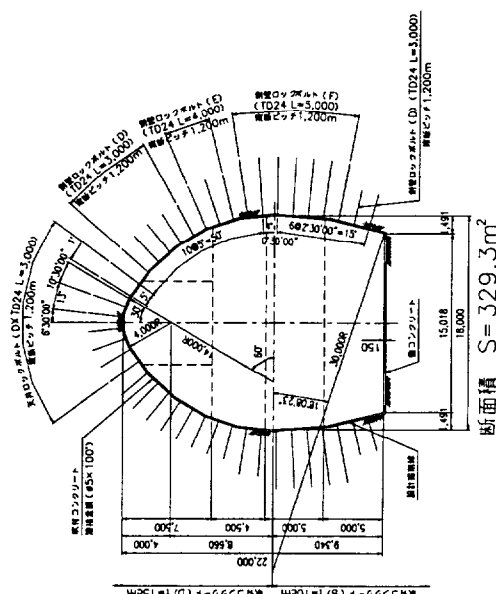


(c) ベンチ部施工要領

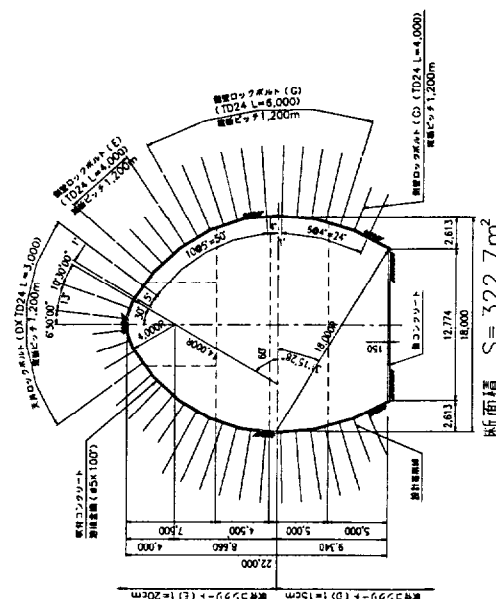
図 3.2-6 岩盤タンク加背割・施工順序図、アーチ部及びベンチ部施工要領図⁵⁾



(a) I-a 型断面 (標準断面、Hv 級、H 級対応)



(b) I-b 型断面 (標準断面、M 級対応)



(c) II-c 型断面 (標準断面、L 級対応)

図 3.2-8 岩盤区分に対応した支保タイプ (I 型、II 型) 2) を基に作成 (単位: mm)

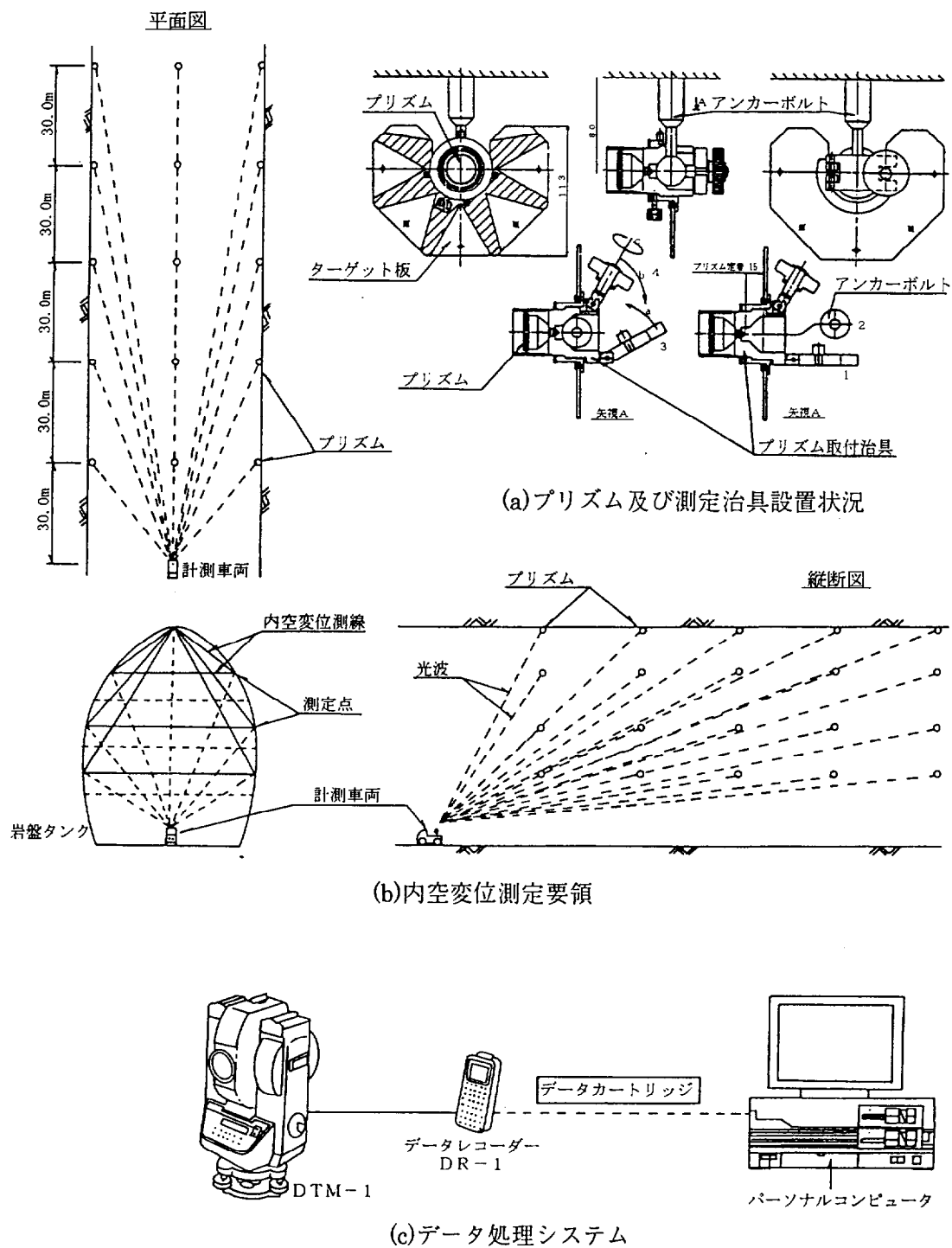


図 3.2-9 内空変位測定要領図⁵⁾

岩盤タンク本体の掘削における施工管理は、図 3.2-9(b),10 に示すように 30m 毎に設ける計測断面（地質不良部は適宜断面を追加）での内空変位および天端沈下の計測値とそれに対する表 3.2-4 の管理基準値を比較することを主体に行った。この表 3.2-4 の管理基準値の考え方は、図 3.2-11 に示すような断面内の掘削順序を考慮し設計時点で各岩盤等級に対する検討を行った上で設計者により定められたものである。

管理基準値は各掘削段階毎に設定し、それぞれを大きく 2 つの管理レベルに分け、注意レベルにある場合は主として観察、計測を強化することで対応し、警戒レベルに入った場合は増しボルト（ランダムボルトとも呼称した）、断面形状の変更などの対策を行うことが定められている。（各管理レベルの区分けは表 3.2-4 の注）1 参照）

なお、設計者による検討の結果、天端沈下は、1 次ベンチ以降の掘削段階ではほとんど増加しないことから、ベンチ掘削段階では内空変位測定を主体としている。

表 3.2-4 串木野基地内空変位・天端沈下管理基準値⁴⁾

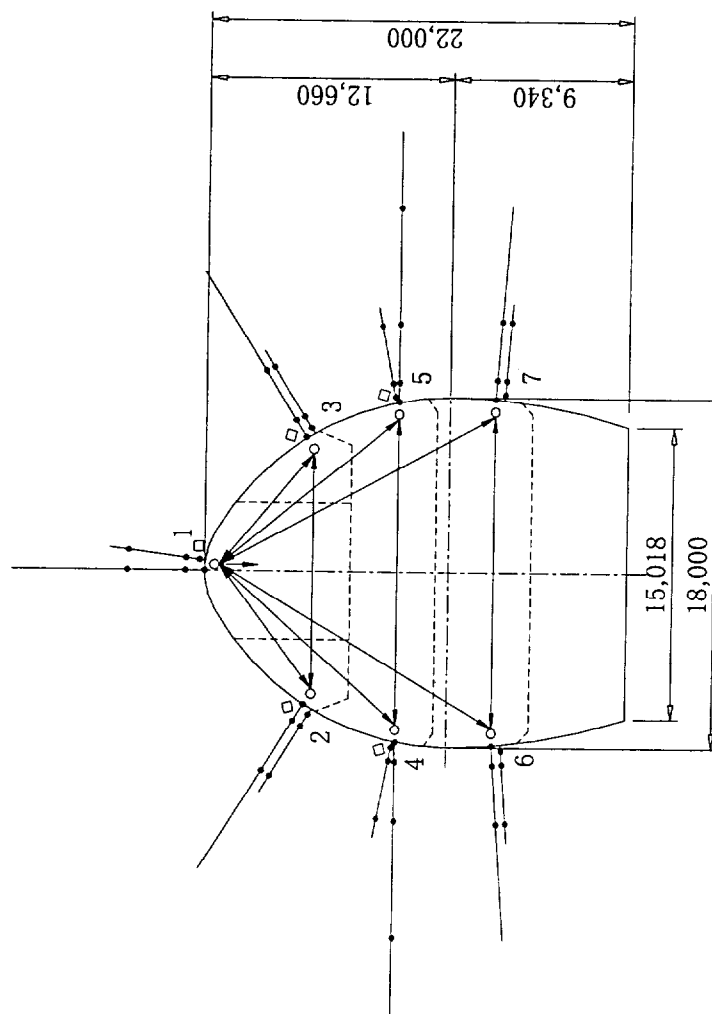
掘削段階	レベル	内空変位(mm) (主)	天端沈下(mm) (従)	対 策	
				H 物 性	M 物 性 以 下
切 払 げ 掘 削 時	注意レベル1	—	≥ 9(主)	増しボルト施工、M物性に移行	—
	" 2	—	≥ 13(主)	"、L物性に移行	観察・計測強化、孔内物性試験
	警戒レベル	—	≥ 22(主)	"、L物性に移行	必要に応じて増しボルト、場合によっては盤下げ中止
第1段ベンチ掘削時	注意レベル1	≥ 12	≥ 13	増しボルト施工、M物性に移行	—
	" 2	≥ 19	≥ 20	"、L物性に移行	観察・計測強化、孔内物性試験
	警戒レベル1	≥ 31	≥ 33	"、L物性に移行	必要に応じて増しボルト施工
	" 2	≥ 47	≥ 50	増しボルト・断面形状変更・場合によっては盤下げ中止	断面形状変更・場合によっては盤下げ中止
第2段ベンチ掘削時	注意レベル1	≥ 17	≥ 16	増しボルト施工	—
	" 2	≥ 27	≥ 24	"、L物性に移行	観察・計測強化、孔内物性試験
	警戒レベル1	≥ 44	≥ 39	"、L物性に移行	必要に応じて増しボルト施工
	" 2	≥ 67	≥ 58	増しボルト・断面形状変更	断面形状変更
第3段ベンチ掘削時	警戒レベル1	≥ 45	≥ 44	増しボルト(PCアンカーを含む)施工 ストラット施工	
	" 2	≥ 68	≥ 66		

※H物性からL物性へ移行した場合には、観察・計測強化、孔内物性試験を実施。

- 注1)・注意レベル1はH物性変形係数に相当する変位
・注意レベル2はM物性変形係数に相当する変位
・警戒レベル1はL物性変形係数に相当する変位
・警戒レベル2は警戒レベル1の変位の1.5倍で、変形係数としては0.98GPa強の値である。
- 2)・内空変位は単設空洞の場合の値であり、別途「換算テーブル」を用意して計測値を単設空洞に換算し、上記の管理基準値との比較を行なう。
・天端沈下は空洞が無限に連なる場合を表現した併設モデルで、全空洞の掘削レベルが同一となった場合の値であり、その他の場合には「換算テーブル」により連設空洞に換算し、上記の管理値との比較を行なう。
- 3)・管理基準値には主たる管理基準値(主)と従たる管理基準値(従)を設ける。切払げ掘削時のみ天端沈下を(主)とするが、以降の掘削段階で内空変位を(主)、天端沈下を(従)とする。両者の関係は下記の通りとする。
(a) (主) ≥ 管理値、(従) < 管理値の場合、所定の対策を実施
(b) (主) < 管理値、(従) ≥ 管理値の場合、他のデータを含めて総合的な対策を検討。
- 4)・掘削直上の計測線以外の計測線の変位量が上表の値を越えた場合には参考値として、上記(b)の場合と同様、他のデータも含めて総合的な対策を検討する。
- 5)・上記によらず、吹付けコンクリート面、ロックボルト頭部の変状が発達した場合には、増しボルトを施工する。
- 6)・変位収束期間は参考値として、警戒レベル1 ≥ 20日、警戒レベル2 ≥ 40日として、4)と同様の対策を検討する。

図 3.2-11 において掘削段階と計測の手順を説明する。図 3.2-11(a)の頂設導坑掘削時に詳細な地質観察を行い岩盤分類と対応付け天端沈下測定用の測定ピンをセットする。

図 3.2-11(b)のアーチ切払げ時は天端沈下計測を行い、内空変位 (H₁ 側線) 測定用のターゲット (図 3.2-9(a)参照) をセットする。図 3.2-11(c)の 1 次ベンチ掘削後天端沈下及び H₁ を測定し、内空変位 (H₂ 側線) 測定用のターゲットをセットする。図 3.2-11(d)の 2 次ベンチ掘削後天端沈下及び H₁、H₂ を測定し、内空変位 (H₃ 側線) 測定用のターゲットを



- 内空変位測定プリズム
- 地中変位計・ロックボルト軸力計
センサー位置
- (0.3) (3.0) 電気式ロックボルト軸力計
(1.0) (4.0)
- (0) (4.0) 10.0 電気式地中変位計 (3測線)
(1.0)
- (0) (4.0) 16.0 電気式地中変位計 (4測線)
(1.0)
- 電気式コンクリート応力計 (1測点)
- : 内空変位測線
- : 天端沈下測線

注: () 内は計器の壁面からの
セット位置 (参考値であり単位はm)

図 3.2-10 計測断面計器配置図 (断面の掘削完了時点) 3) (単位: mm)

セットする。図 3.2-11(e)の 3 次ベンチ掘削後天端沈下及び H_1 、 H_2 、 H_3 を測定する。

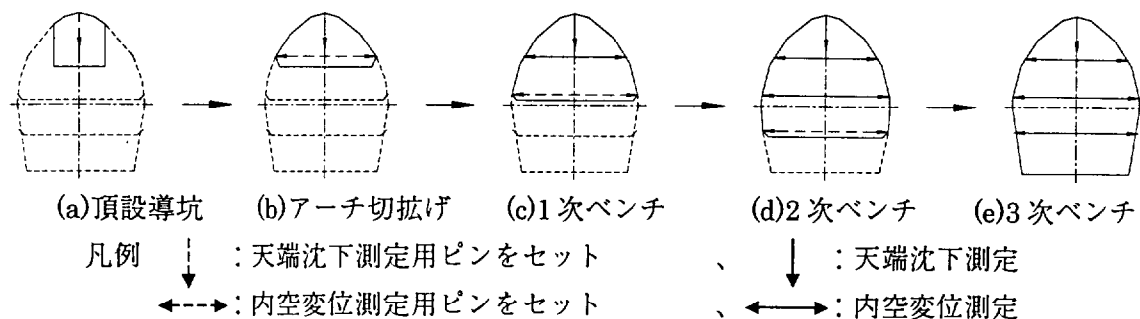


図 3.2-11 掘削順序と計測との関係

観察・計測の手順としては、頂設導坑を掘削した後、切羽の観察によって掘削位置の岩盤区分を決定するとともに、天端沈下の測点を設置し、この切上げ掘削後の天端沈下量を測定することにより、管理基準値と比較した。警戒レベルを越えた場合は、ロックボルト頭部や吹付コンクリートの亀裂など変状の状況を詳細に観察するとともに、坑壁からボーリングを行い、孔内载荷試験を行うなどの処置を講じた。孔内载荷試験により、主に岩盤の変形係数、地山応力、クリープ特性を求め、必要に応じて非線形弾性解析⁷⁾などの解析を行い、変状原因を把握した。また、以後の掘削段階毎の変位予測⁸⁾を行い、増しボルトなどの対策工の検討を行った。

ベンチ掘削においては、上記のアーチ部掘削時とは異なり直上の計測線の内空変位量を主体とした施工管理を行い、警戒レベル 1 を超える場合には、土平部の掘削後に孔内载荷試験を実施し、変状原因を把握して対策工を施した。警戒レベル 2 を超える場合には、断面形状の変更や、場合によっては、以後の盤下げ中止の検討を行った。表 3.2-5 に実施した観察・計測内容を示し、図 3.2-12 にはこのような計測管理の結果、実際に配置した内空変位計測断面の設置箇所を平面図に示した。

岩盤タンクの各空洞の大部分は内空変位測線ピッチ 30m (図 3.2-9(b)) で計測管理を行ったが、図 3.2-4 で示したように TK-102B~TK-103D の北部で掘削中に新たな F-9 断層群に遭遇し、これらの箇所に変状が大きく観測された。そのため、表 3.2-4 の管理基準に従い計測断面を増やし、図 3.2-12 に示したように内空変位の測定間隔を密に設置して計測強化に努めた。

表 3.2-5 観 察 ・ 計 測 内 容 2)

観 察 ・ 計 測 項 目	測 定 方 法	記 録	頻 度	計 測 箇 所	期 間 そ の 他
切羽部地質観察	①目視・スケッチ	所定の記録用紙に記入	・1回/1進行 ・連続スケッチ	切羽、天井、側壁 頂設導坑側壁	全掘削期間 頂設導坑掘削期間
	②カラー写真	所定の記録用紙に添付	ほぼ壁面がカバーできるように	切羽、天井、側壁 (頂設導坑側壁)	全掘削期間 ネガを整理保管
既施工区間変状観察	①詳細パトロール 3名以上のパトロール隊による吹付けコンクリート面の亀裂状態、ロックボルトの変状の有無を確認するための定期的なパトロールであり、パトロール隊は、目視観察記録を作成すると同時に、変状部にマーキングを行い、必要な計器類を設置し、日常パトロールに引き継ぎを行なう。	所定の記録用紙に記入	1回/半月 ～1回/月	既施工区間	掘削期間(1回/半月) 及び掘削完了後観察可能期間(1回/月)
	②日常パトロール 日常の吹付けコンクリート面、ロックボルトの変状観察、記録、及び①で確認された変状部の変状発達状況の追跡記録	所定の記録用紙に記入	1回/日	既施工区間	掘削期間
内空変位計測	計測車による光学測量	カートリッジに記録し、CPU入力、解析処理して出力	1回/日 ～1回/2日 (必要箇所)	プリズム設置位置 (標準30mごと)	隣接空洞の掘削の影響も含めて変位が収束するまでの間(1回/日) 及び変位収束後6日間 (1回/2日)程度
天端沈下計測	水準測量	所定の記録用紙に記入	1～2回/月 (必要箇所)	プリズム設置位置 (標準30mごと)	掘削期間
埋設計器計測 ①ロックボルト軸力測定 ②岩盤内変位測定 ③応力計	埋設計器のデータをスキャナー伝送ケーブルを経由してCPUに入力	CPUに自動記録、解析処理して出力	1回/日・定時 及び必要時 (必要箇所)	計器設置位置 (標準2断面/キャブ)	掘削期間
弾性波探査	弾性波探査(6ch)及び簡易弾性波探査器(1ch)	所定の記録用紙に記入	特記仕様書に基づく	掘削面側壁	掘削期間
孔内物性試験 (別途施工)					

注) 頻度及び期間は標準を示すものであり、十分に安全が確認された場合は変更可能。また、地質状況により上記の頻度・期間が不足すると施工者が判断した場合も変更可能
ただし、いずれの場合も監督者の承諾が必要。

3.3 弱層部の空洞安定対策

3.3.1 経緯

岩盤タンクの掘削開始以来、順次各空洞の掘削に着手していったが、アーチ掘削時に TK-102B (TD40m 付近、TD: トンネル起点からの実長)、TK-102C (TD50m 付近)、TK-102D (TD80m 付近) 等において L 級岩盤の変質帯が幅 20m~40m 程度存在することが明らかになった。そのため支保タイプをⅡ型に変更しかつ計測を強化して、当該地点の第 1 段ベンチ掘削を完了した。その間に得られた計測データによると、図 3.3-1 に示すように TK-102C において表 3.2-4 の計測管理基準値に示した警戒レベル 1 (L 級相当) を越えて警戒レベル 2 に近い値が得られた。

TK-102B、TK-102C の第 2 段ベンチ以降の盤下げについては、当初の計画通り掘削を行った場合、空洞支保がかなり大掛かりになりコストアップは避けられず、かつゆるみ領域 (局所安全率 $FS \leq 1.5$ となる領域) の増大に伴って健全部の幅が狭まることが予想された。(消防法はこの健全部の幅を基に空洞間離隔距離を規定している。図 3.3-2 参照) このことから、この部分の盤下げを中止し当初の計画を図 3.3-3 のように変更することを提案した。ただし、この提案に基づけば計画備蓄容量の減少が避けられなくなるので、事業者は空洞断面形状の測定を行ったうえ容量計算を行いチェックした。この結果、盤下げ中止に伴う箇所の容量不足分は確保できることが確認され、事業者は TK-102B 及び TK-102C の弱層部の盤下げ中止を決定した。

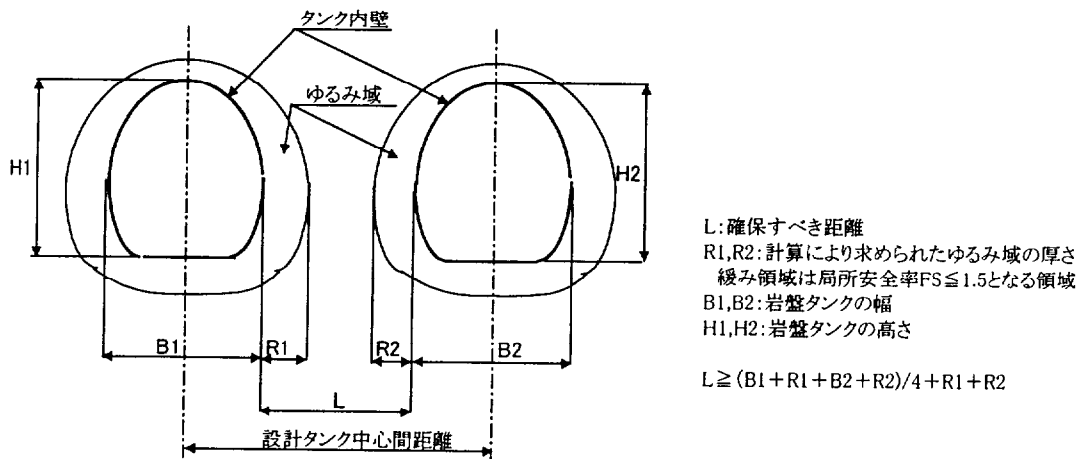
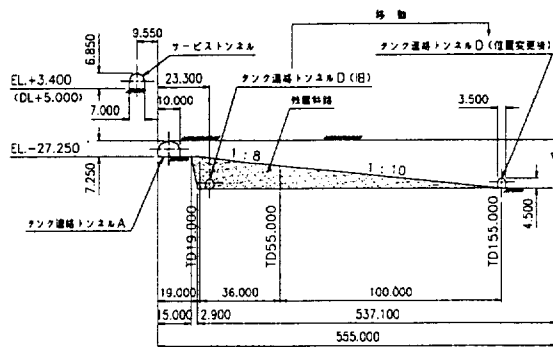
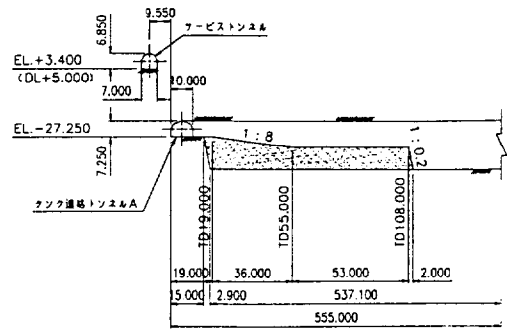


図 3.3-2 空洞離隔距離²⁾

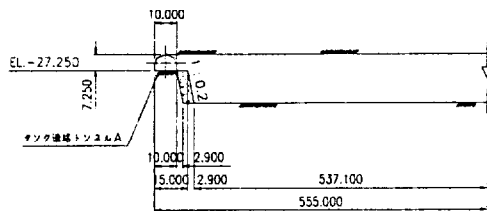
その他の箇所については、計測を強化して掘削を続行し、その時点で得られている計測データの分析を行い、表 3.2-4 に示した管理基準にしたがい M 級以下の対応策に基づき孔内載荷試験を実施し L 級岩盤の変質部の調査を行うこととした。この結果により岩盤物性を見直しを行った上で、3.3.3 で後述する新型断面の検討を行うこととした。



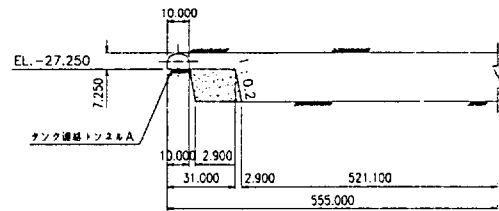
TK-102B - 傾斜材料とする。
 TD19m~TD55mは勾配 1:8
 TD55m~TD155mは勾配 1:10
 - タンク連絡トンネルDの位置変更
 TD23.3m → TD156.75m



TK-102C TD19m~TD108m 第1段ベントリ掘削完了で仕上げとする。

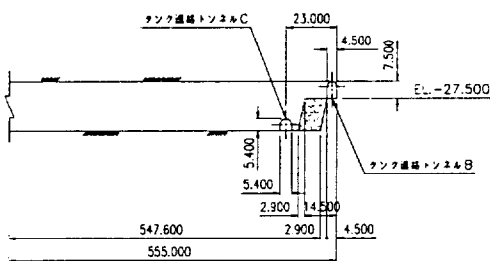


TK-102Dの地点部を5m延長

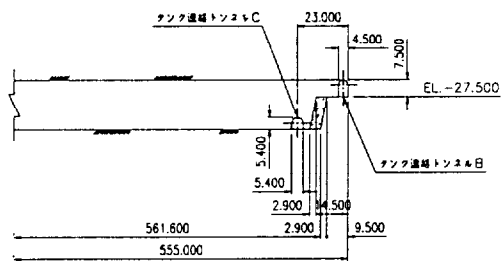


TK-103Dの地点部を2m延長

(a)始点部形状変更



TK-101A, TK-103D
 地点部を10m延長



TK-101B, TK-102A~TK-102D
 TK-103A~TK-103C
 地点部を5m延長

(b)終点部形状変更

図 3.3-3 岩盤タンク形状変更図 10) を加筆修正 (単位: mm)

3.3.2 内空変位計測データの分析

弱層部の掘削を今後も行う必要があり、既に掘削した弱層部で得られた内空変位計測データの分析を行い、対象箇所の盤下げに伴う挙動を検討するのに適した解析条件、解析モデルを得ることを目的として実施したものである。

(1) 盤下げの影響に関する検討

TK-102C の TD175m 以降に代表される良質部と TK-103C および TK-103D における弱層部の各々における H_1 側線の変位が、第 2 ベンチ掘削によりどのような影響を受けるかを以下の 2 点に留意し分析した。

- ①クリープによる影響を除外するため、大背通過前においてゆるやかな変位増加から急増する前の値を使用する。
- ②計測誤差を考慮して変位の傾向を論じるため、個々の計測値を取るよりも各計測値の平均をとる変位曲線を考える。

第 2 段ベンチ掘削前及び掘削後の内空変位 H_1 の値をそれぞれ δ_1 および δ_2 と定義すると表 3.3-1,2 のように示される。(図 3.2-10 及び図 3.3-4 参照)

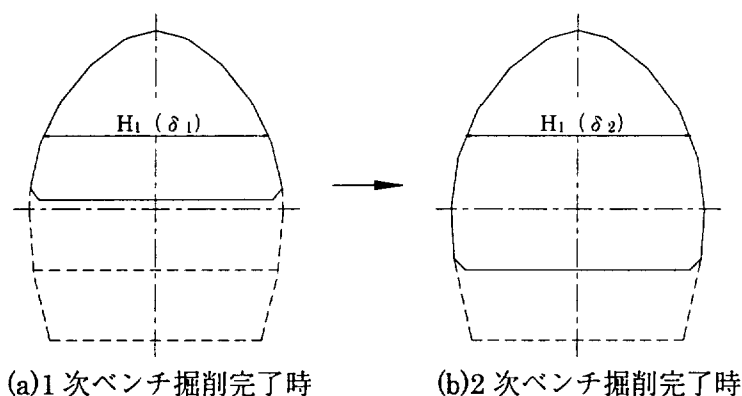


図 3.3-4 1 次及び 2 次ベンチ掘削完了時の H_1 の測定関係図

表 3.3-1 δ_1 および δ_2 の計測値 (良質部) ¹⁾

δ_1 (mm)	δ_2 (mm)	計測断面		
		タンク	TD (m)	岩盤等級
17.83	17.48	102C	175	M
-0.48	-0.40	102C	210	H _v
3.64	4.46	102C	235	H _v
24.54	24.96	102C	265	M
6.63	4.53	102C	295	M
7.23	8.22	102C	325	H _v
7.13	6.55	102C	355	H _v
15.13	16.34	102C	385	M
11.29	8.22	102C	417	H
6.20	5.98	102C	445	M

表 3.3-2 δ_1 および δ_2 の計測値 (弱層部) ¹⁾

δ_1 (mm)	δ_2 (mm)	計測断面		
		タンク	TD (m)	岩盤等級
7.80	15.50	103C	125	M
12.50	25.80	103C	135	L
15.00	33.50	103C	140	L
41.50	60.50	103C	145	L
7.70	12.80	103C	150	L
0.70	2.80	103C	153	L
3.30	12.80	103C	160	L
21.60	33.00	103D	135	L
18.20	27.00	103D	150	M

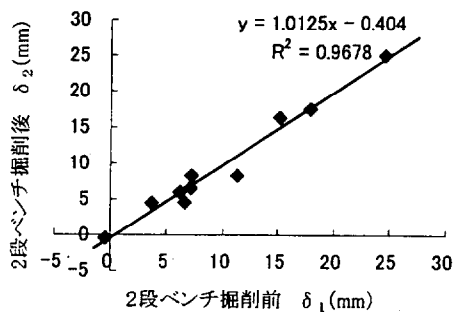


図 3.3-5 δ_1 および δ_2 の相関（良質部）¹¹⁾

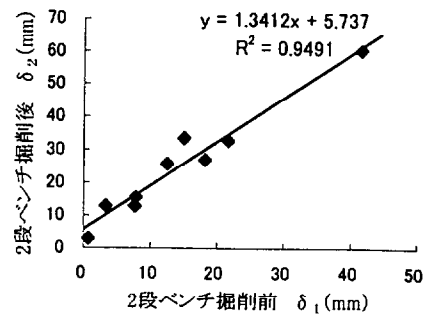


図 3.3-6 δ_1 および δ_2 の相関（弱層部）¹¹⁾

この結果から、良質部および弱層部のデータ数は若干少ないが、図 3.3-5,6 に示すように δ_1 および δ_2 には非常に高い相関関係があること、また、良質部では $\delta_1 \cong \delta_2$ であり盤下げの影響は受けないこと、弱層部では盤下げの影響がかなり大きいことが認められた。

(2) 隣接空洞の掘削による影響

弱層部の TK-103C の内空変位に着目し、隣接する TK-103D の第 1 段ベンチ大背及び土平の掘削による影響を調べた。検討は、TK-103C の内空変位収束値 a と TK-103D 第 1 段ベンチ大背掘削後の TK-103C の内空変位収束値 b とを比較することにより行った。

検討時点において、図 3.3-7 に示すように TK-103C の大背は空洞延長方向に TK-103D の大背より 130m 先行して離れており、TK-103D の大背が TK-103C の検討する断面に到達したときには、TK-103C ベンチ掘削による変位は収束していると考えた。なお、TK-103C の TD125m の箇所は、計器設置が多少遅れて a の値が 0 となり、b/a は比較できなかったが、それ以外の条件は全て同じである。

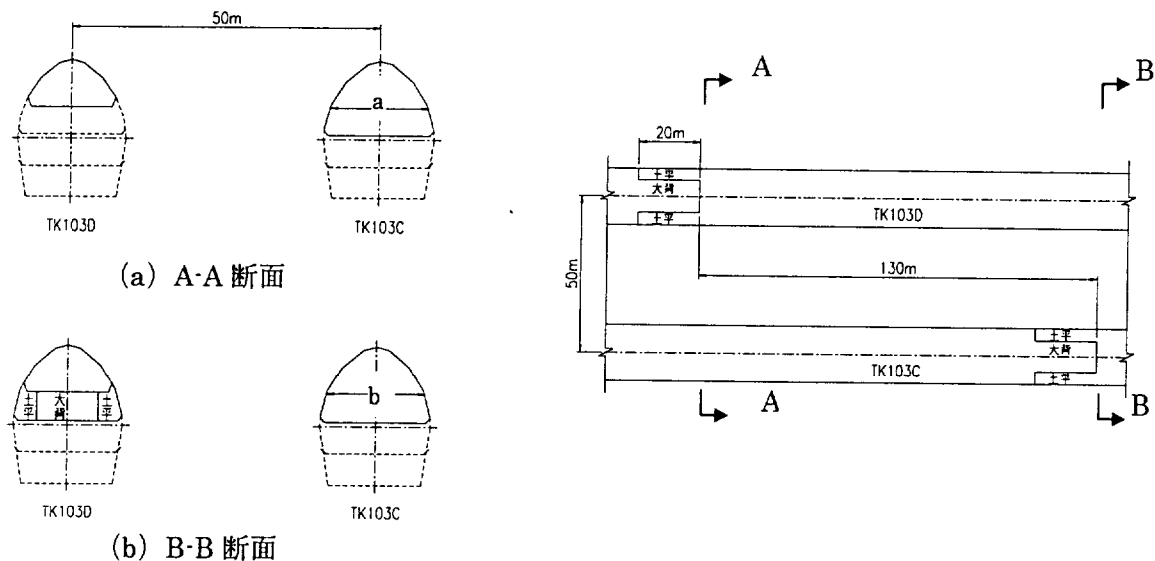


図 3.3-7 TK-103C と TK-103D の 2 次ベンチ掘削位置関係

表 3.3-3 TK-103C の隣接空洞 (TK-103D) 掘削による影響¹⁾ (単位 mm)

TK-103C TD (m)	内空変位 H_1				内空変位 H_2			
	a	b	b/a	$b-a$	a	b	b/a	$b-a$
125	0.00	2.38	-	2.38	0.00	5.05	-	5.05
135	4.79	10.70	2.23	5.91	10.60	17.70	1.67	7.10
140	5.53	10.80	1.95	5.27	5.53	10.80	1.95	5.27
145	33.00	38.60	1.17	5.60	7.38	13.20	1.79	5.82
150	3.60	6.60	1.83	3.00	6.70	11.30	1.69	4.60
	平 均 値		1.80	4.43	平 均 値		1.77	5.57
	不偏標準偏差		0.21	2.66	不偏標準偏差		0.02	0.94

この結果によれば、隣接空洞の大背が掘削されると内空変位は約 5mm 増加することがわかる。また、比較的内空変位の大きい TD145m の場合でも、増加量としては 5mm 前後で絶対量としては、内空変位の小さい箇所の結果と相違が無いことが判明した。なお、隣接空洞の土平掘削による影響を同様に検討したが、顕著な変化は認められず、結局大背掘削による影響が大きいことを明かにした。

3.3.3 新型断面形状の比較検討

F-9 断層群に起因する弱層部沿いの空洞については、その後の盤下げ時においてさらに変形が増大することが予想され、当初設計における図 3.2-5 に示したⅠ型、Ⅱ型断面では空洞の安定性を確保できない可能性があった。この課題に対処するために新しい断面を予め検討しておくこととした。

(1) 検討ケース

管理基準に基づき実施した孔内載荷試験結果を整理し表 3.3-4 に示し、変形係数の頻度分布を岩級区分にまとめ、さらに各岩級の変質部で行った試験を分離して図 3.3-8 に示した。図 3.3-8 において、M 級及び L 級変質部の頻度分布は 1GPa 以下が大部分を占めているが、これに該当する箇所は TK-102B 及び TK-102C の盤下げを中止した部分で測定した値である。

検討は、3.2.4 で述べたように孔内載荷試験によって求めた L 級岩盤変質部の物性値 (表 3.3-5) を基に、第 3 段ベンチ部をⅡ型から新たな形状に変更した場合の空洞の安定性を事前に評価することにある。この検討においては、地質不良部を対象としていることから岩盤の非線形性を考慮することとし、当初設計時の支保工検討に用いた有限要素法による非線形弾性解析⁶⁾によった。また、当初設計時に検討した結果では、ロックボルトの有無による空洞周辺の岩盤応力状態の差はほとんどなかった (岩盤の剛性に対し、通常のロックボルトの打設密度による剛性の増加は少ない) ので、本検討においてもロックボルト無し
の条件で第 3 段ベンチ掘削の安定性の比較を行うこととした。

なお、図 3.3-9 に示すように該当区間は原油受け入れ時の油還流ルートの途中にあり、この部分を所定のレベル (EL-42m) まで掘削しないとスラッジがたまる可能性が大きいこと、さらに、想定する弱層部が空洞の途中にあり、引き続き掘削予定の空洞の工事に支障

の無い形状を選定することがポイントであった。このため、建設機械が通過可能な最低限の幅を考慮して断面形状の選定を行った。

表 3.3-4 孔内載荷試験結果²⁾を加筆修正

岩盤等級	孔番	データ個数	最大値 (GPa)	最小値 (GPa)	平均値 (GPa)
Hv ・ H	2C-3R	24	2.85	1.04	1.91
	2C-3L	16	2.02	0.98	1.35
	3A-3R	20	2.36	0.91	1.62
	3A-3L	23	2.54	0.11	1.38
	計	83	2.85	0.11	1.59
M	1A-1R	23	2.03	0.16	1.05
	1A-1L	24	2.48	0.83	1.45
	2C-1R	22	0.75	0.16	0.37
	2C-1L	19	0.54	0.02	0.18
	2C-2R	19	1.75	0.02	0.46
	2C-2L	26	0.95	0.05	0.51
	計	133	2.48	0.02	0.69
L	2C-4R	22	0.77	0.02	0.39
	2C-4L	22	0.41	0.06	0.20
	2D-1R	20	1.60	0.72	1.11
	2D-1L	19	0.60	0.03	0.24
	3A-1R	19	2.95	0.36	1.46
	3A-1L	24	1.12	0.01	0.41
	3A-2R	20	3.26	0.29	1.80
	3A-2L	20	0.36	0.03	0.14
	3D-1R	24	2.70	0.44	1.28
	3D-1L	24	3.09	0.15	1.07
	計	214	3.26	0.01	0.81

注) 2C-4L、2C-4Rは第1段ベンチで、それ以外はアーチ部で試験を実施。

表 3.3-5 L級岩盤の岩盤物性値¹²⁾を加筆修正

	L級岩盤変質部物性値	L級岩盤物性値 (当初設計時)
変形係数 (D)	0.98GPa	1.57GPa
ポアソン比 (ν)	0.35	0.35
せん断強度 (τ _R)	0.74MPa	1.18MPa
引張強度 (σ _t)	0.15MPa	0.24MPa
密度 (ρ)	2.5t/m ³	2.5t/m ³
側圧比	1	1

選定した断面形状を検討ケースとして表 3.3-6 に示した。この検討にあたって、解析モデルは二次元平面ひずみ問題とし、かつ連設空洞であることを考慮し対称性を加味したモデルとした。切羽付近の三次元効果による変形の遅れは考慮せず、掘削時に応力が 100% 解放されるものとした。また、計測結果および孔内載荷試験結果の一部にクリープ的挙動を示すデータも認められたが断面形状の比較検討では考慮していない。

表 3.3-6 検討ケース一覧表¹¹⁾

ケース	岩盤等級	断面形状	土被り(m)	備 考
ケース1	L級変質部	新Ⅲ型	190	底盤幅3m、ゆるいスロープ
ケース2	L級変質部	新Ⅲ型	190	底盤幅3m、スロープ角度60°
ケース3	L級変質部	新Ⅲ型	190	底盤幅4m、スロープ角度60°
ケース4	L級変質部	Ⅲ型	190	底盤幅6m、スロープ角度60° (当初設計時の未検討断面)
ケース5	L級変質部	新Ⅲ型	190	側壁部を半径8mで擦り付け

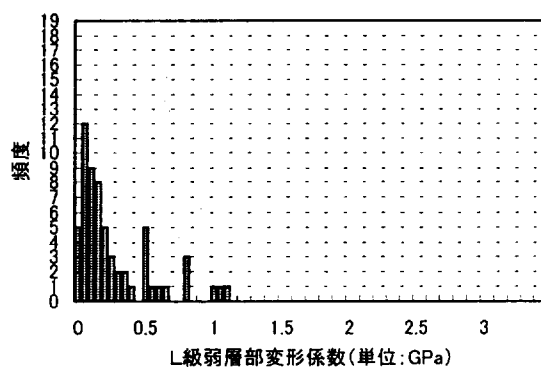
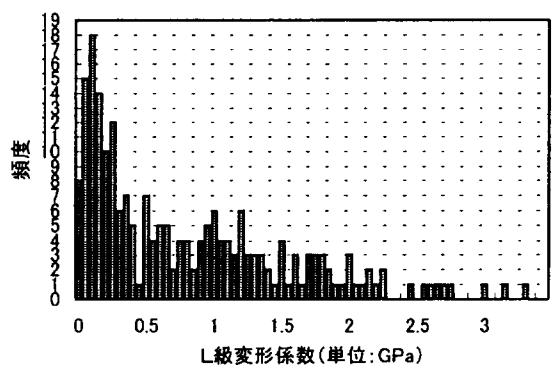
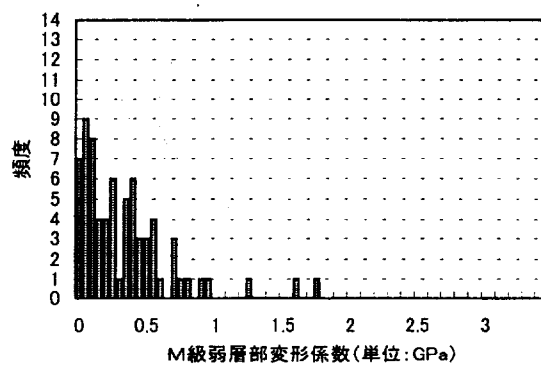
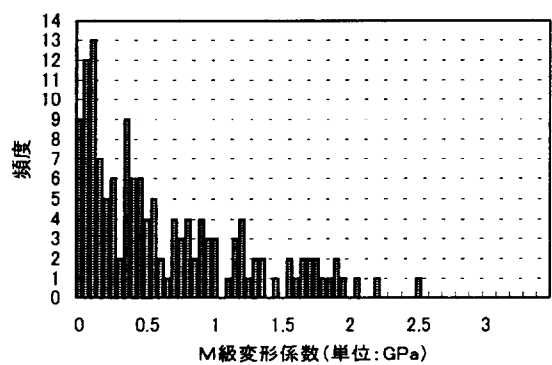
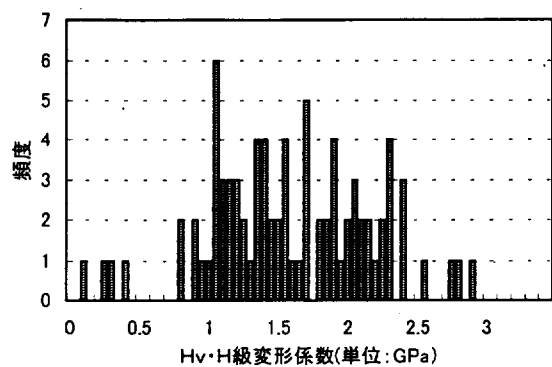


図 3.3-8 孔内載荷試験による変形係数の頻度分布 ²⁾を加筆修正

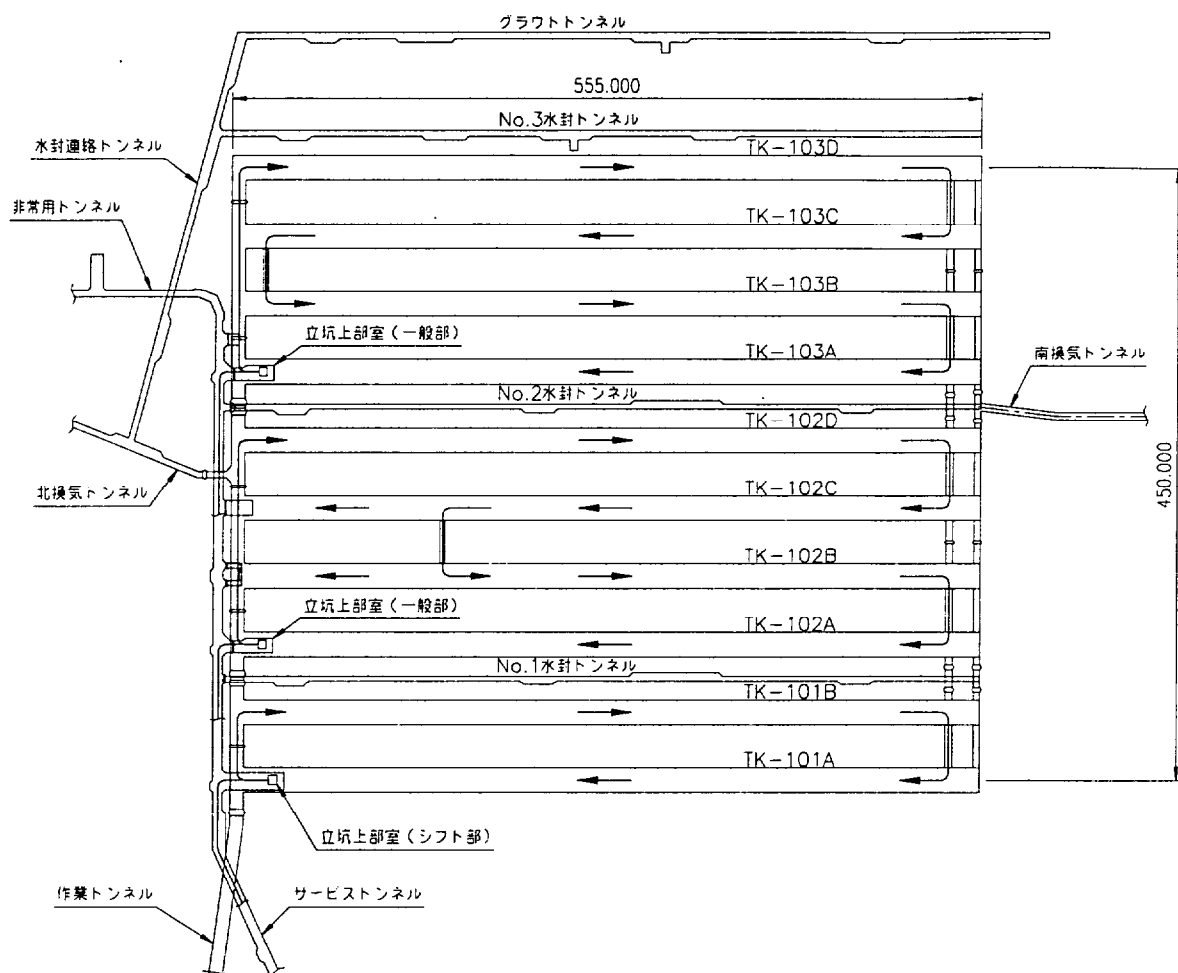


図 3.3-9 原油の環流ルート (単位: mm)

(2) 解析結果と考察

図 3.3-10 における局所安全係数 FS (Appendix 1 の式 (A1-5) で定義される) の分布において、 $FS \leq 1.5$ の領域が当初設計で定義したゆるみ領域である。設定した条件で消防法に規定された空洞間の離隔距離を満足する断面はケース 1~4 である。ただし、建設用重機類の通過幅などの施工条件を考慮すれば、ケース 3,4 が適している。また、スロープ部の施工を考慮した場合、ドリルジャンボのガイドセルが壁面に当たる可能性がケース 4 にあり、このような施工面の条件を加味した上で採用断面はケース 3 と決定した。

図 3.3-11 から、ケース 1~4 は、天端沈下および内空変位に顕著な差は無いが、ケース 5 は他のケースと比較して側壁の水平方向の変位は小さいが、沈下傾向が大である。

図 3.3-12 から、ケース 1~4 はいずれも第 3 段ベンチ掘削後の天端および側壁の主応力は、第 2 段ベンチ掘削時点からほとんど増加しない。空洞周辺の応力分布は隅角部を設けないケース 5 が最も好ましい。したがって、岩盤物性が設定した L 級変質部の物性よりある程度良好な場合はケース 5 の断面の採用も考えることとした。

以上の検討結果に基づき、ケース 3 の断面を新たに VI 型断面とし L 級の極めて劣化の著しい岩盤の区間に適用し、ケース 5 の断面を V 型断面としこの断面は VI 型よりやや良好な岩盤区間に適用することを提案した。この提案に基づき、詳細な支保工の検討が設計者により行われ、図 3.3-13 に示した新型断面が決定された。

なお、新型断面の施工に当たっては 3 次ベンチの掘削高さを、I 型及び II 型のベンチ掘削高さ (5m) の半分に分割し 2.5m として 2 回に分けて掘削することとした。さらに、所定の掘削面から 50cm 内側にラインドリリングすることによって、発破による壁面損傷を極力抑えるよう配慮し、残りの 50cm はブレーカー掘削を行って慎重に仕上げた。図 3.3-14 に VI 型断面に変更した箇所の内空変位計測結果例を示す。図 3.3-14 に示した管理基準値は、2 次ベンチ掘削後の状態を初期値として、3 次ベンチ掘削時の変形を検討した結果を基に設計者が新たに設定したもので、この管理基準値に基づき前述した慎重な施工を行った結果、無事掘削を完了したものである。

図 3.3-15 に全空洞掘削完了時点での、岩盤区分と採用支保タイプの関係を示したものであるが、特に盤下げを中止した区間を赤で着色し、新たに設定した V 型断面、VI 型断面適用区間は凡例に示した着色を行って表示した。図 3.3-16 に示した盤下げ中止部の断面を適用した TK-102B 及び TK-102C の北部に存在する F-9 断層群の走向に沿って、新たに設定した V 型を採用した空洞は TK-103C であり、VI 型断面を採用した空洞は TK-102D、TK-103C 及び TK-103Dであることを示している。同断層の空洞安定性に及ぼした影響は大きいと言えるが、その中間に位置する TK-103A 及び TK-103B では I 型ないし II 型で掘削を完了しており、断層の性状の複雑さを表わしている。

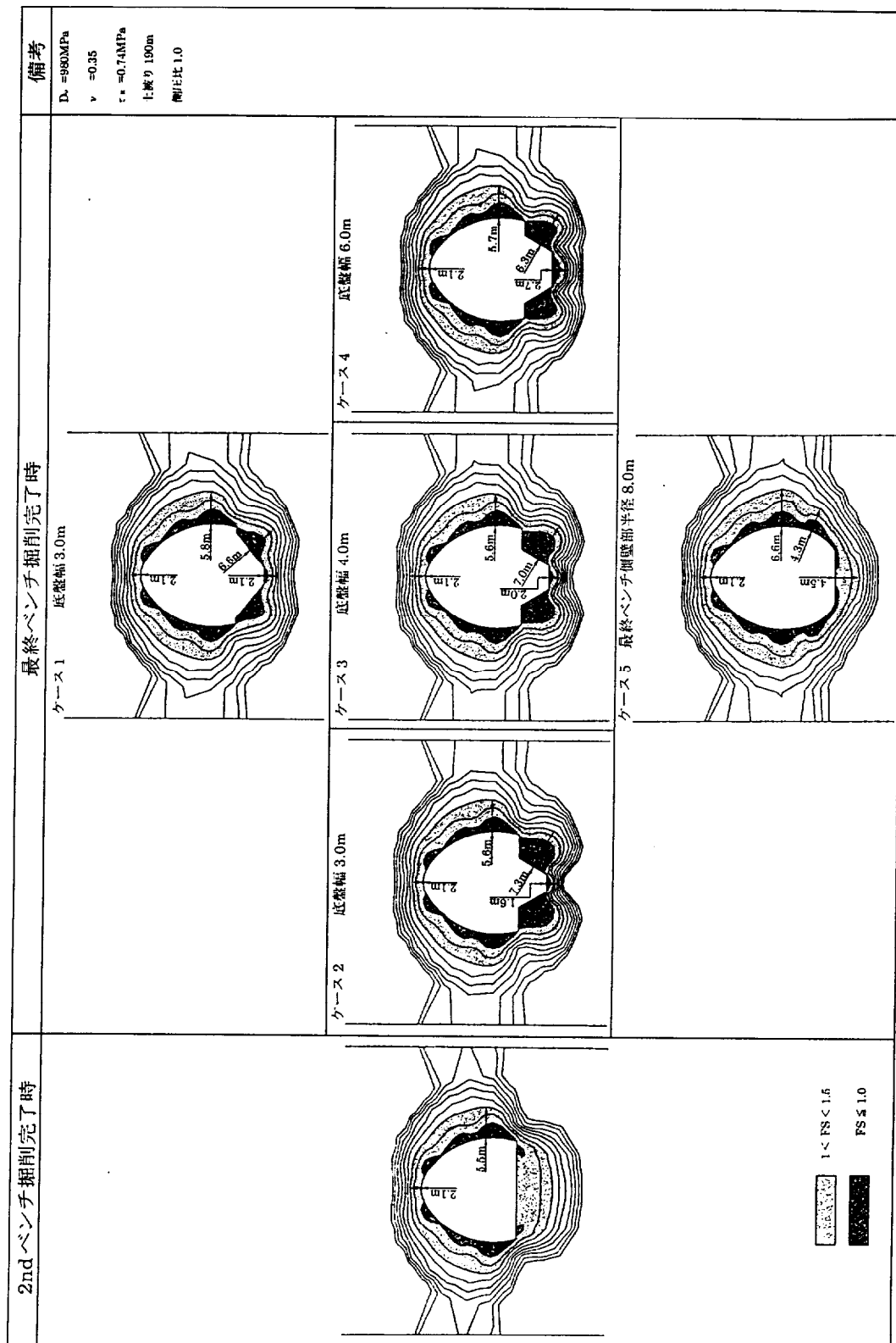


図 3.3-10 空洞形状比較図（局所安全率分布 11）を加算修正

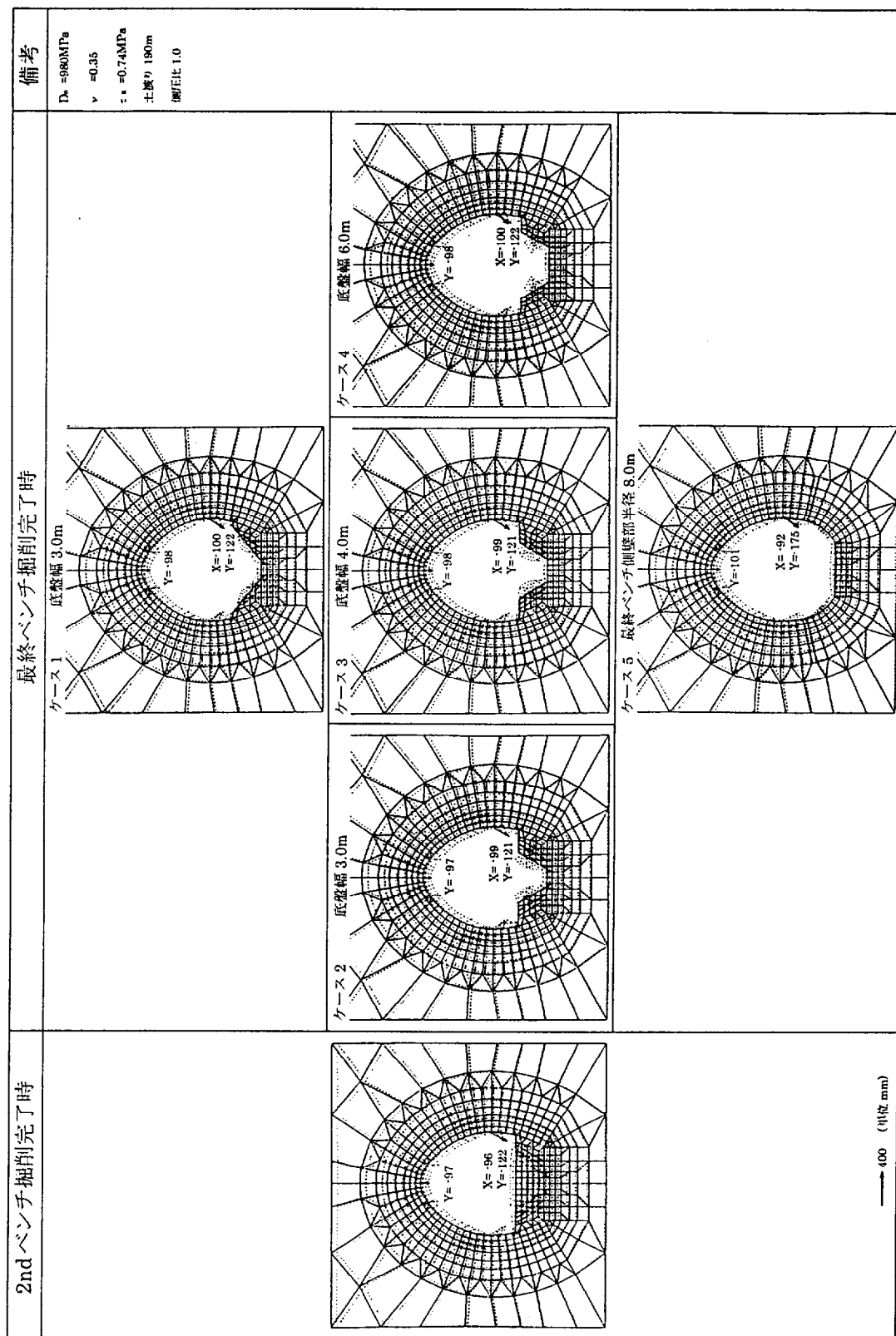


図 3.3-11 空洞形状比較図 (変位分布 11) を加算修正

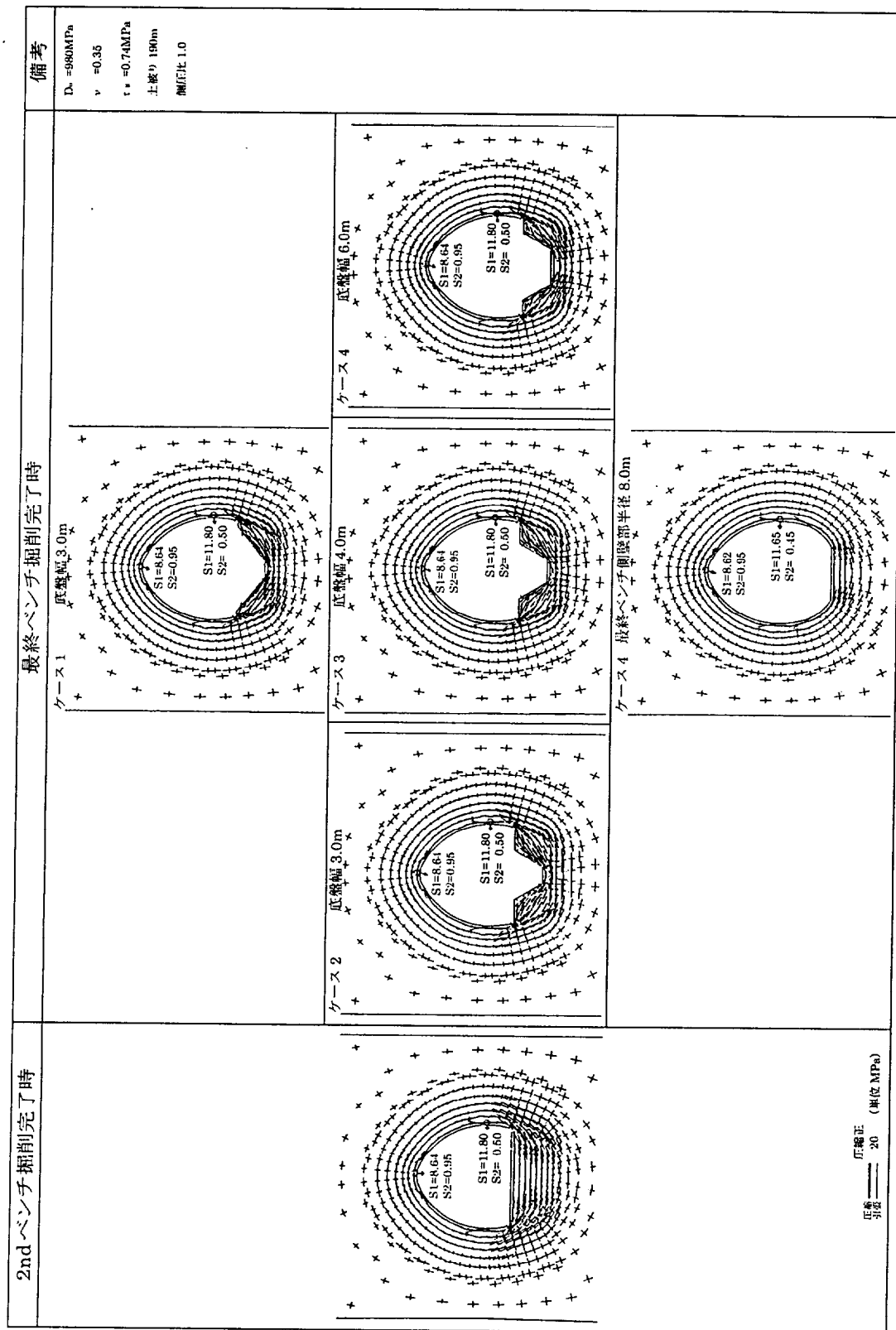


図 3.3-12 空洞形状比較図 (主応力分布) 11) を加算修正

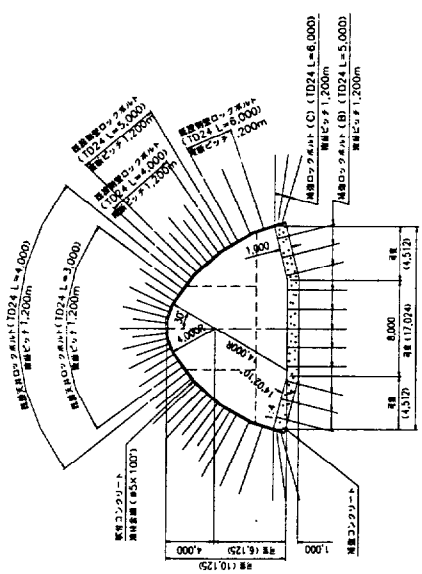
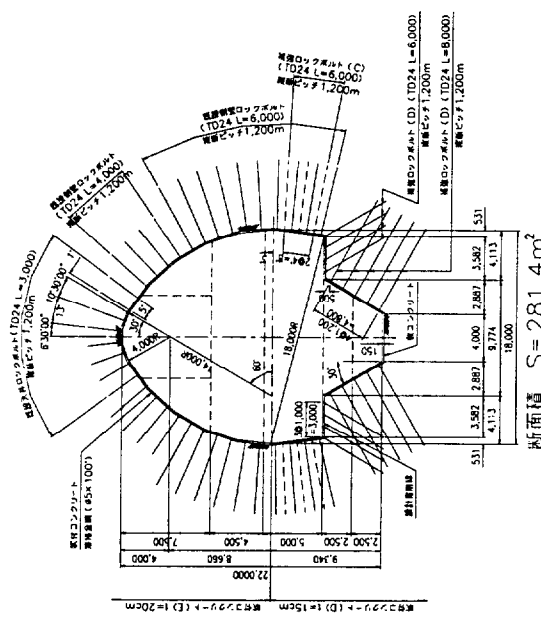
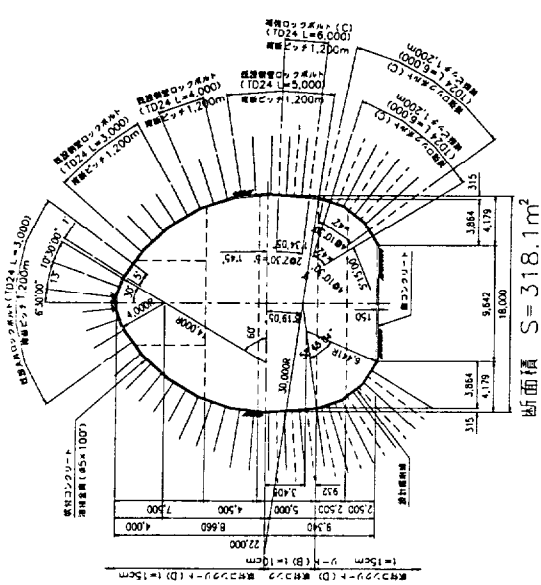


図 3.3-16 盤下げ中止部断面 2) (単位: mm)



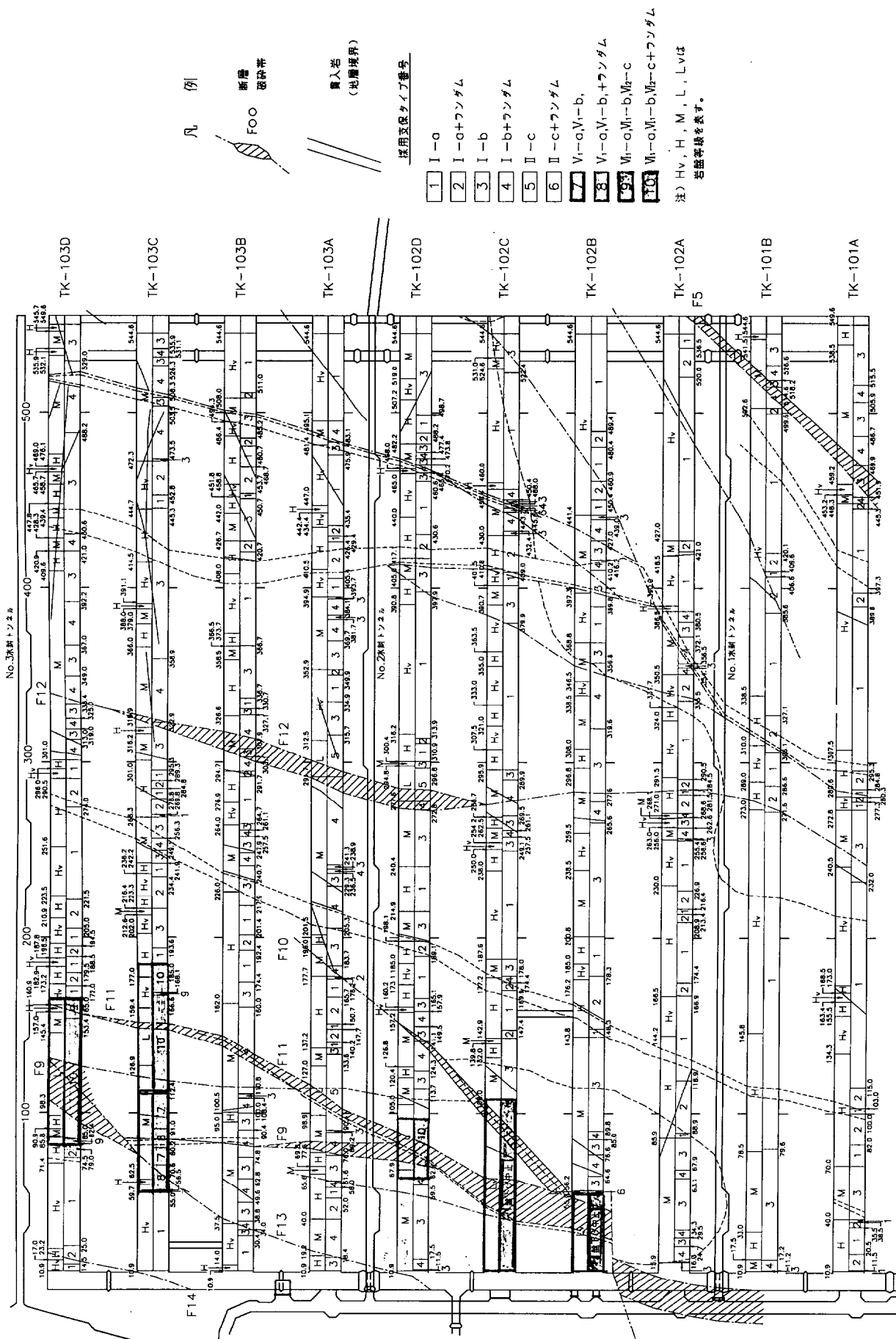
(b) VI型断面 (L級変質部対応)

図 3.3-13 V型・VI型断面 12) (単位: mm)



(a) V型断面 (L級変質部対応)

図 3.3-13 V型・VI型断面 12) (単位: mm)



3.4 水封機能対策

3.4.1 経緯

建設当初から継続的に地下水位観測孔で観測を行っていた孔内水位は、岩盤タンクの掘削の進行によっても EL50.0m 以上で安定していた。しかし、1990 年 2 月に岩盤タンクのベンチ部よりプレグラウト用注入孔を削孔した際、注入孔の孔内水位が EL-58m にあり岩盤タンクの底盤 (EL-42m) より約 16m 低下していることが確認された。このため岩盤タンク全域にわたり調査が行われたが、その結果、図 3.4-1 に示したように、水位低下が認められた範囲は、TK-103 ユニットの北部および南部と TK-102D の一部であることが判明した。これは、地下水位観測孔による水位と比較した場合、2 重地下水位を呈していることを示唆するものであった¹³⁾。この内、TK-103 ユニット北部の水位低下ゾーンは、3.3.3 で前述した V 型・VI 型の空洞断面を新たに設けた F-9 断層群を含んだものである。

さらに、岩盤タンク周辺の透水性をボーリング孔によるルジオン試験で確認した所、TK-103 ユニット北部の下方においては 10～100Lu の高透水帯の存在が確認された。(1Lu : 0.98MPa の注入圧力でボーリング孔 1m 当たり 1ℓ/min の注入量をあらわす。)

この対策として、TK-103 ユニット北東側にこれと平行して No.3 水封トンネルを新設し、給水を行って地下水位の上昇を図る案が直ちに採用されることとなった。またこの水封トンネルの増設と同時に、タンク域外への逸水を極力押さえるためグラウトトンネルを平行して掘削しそのトンネルからカーテングラウトを行うという、当初計画に対して大掛りな変更を実施することとなった。

この No.3 水封トンネルとカーテングラウトの完成に伴い、1991 年 11 月より No.3 水封トンネルから給水を開始した。この結果はある程度予想されたことではあったが、この給水によってタンク底盤から多量の湧水が発生することとなった。湧水処理の対策として、①本設のポンプ増設のみで対処する案、②グラウトによる改良案などを比較検討したが、①では、新たなポンプ製作に 1 年以上かかること、水処理用の排水配管および油水分離処理設備の増設が必要になること、さらに完成後のランニングコストをも考慮した場合には②に比較してコスト高になることなどから、最終的にグラウトによる遮水性の改良で対処することに決定された。

3.4.2 グラウト工事の情報化施工

既に施工したプレグラウトのルジオン値を分析した結果、10m 区間の平均透水係数は 10^{-4}cm/s のオーダーを示し、かつセメント注入量も通常の岩盤の空隙充填を上回る値を示し、断層 (F-9 断層群) に伴って大きな空隙が存在することが明確となった。

TK-103 ユニットでは、掘削の進行に伴い周辺地下水位が低下していることがボーリング調査などの地質調査により確認され、また、断層破碎帯周辺のルジオン試験結果から、 10^{-3} ～ 10^{-4}cm/s オーダーの高い透水性を示す開口割れ目を含む変質帯の存在が明らかになった。

これに伴い実施された 4 次にわたる追加調査の結果を整理し、併せて当初設計時点の結果も含めて図 3.4-2 に透水係数の頻度分布を示す。断層破碎帯、地層境界などの不連続面を主体とした追加調査の結果ではあるが、明かに当初設計時点の透水係数分布とは異なり透水性がかなり大きいことを示している。

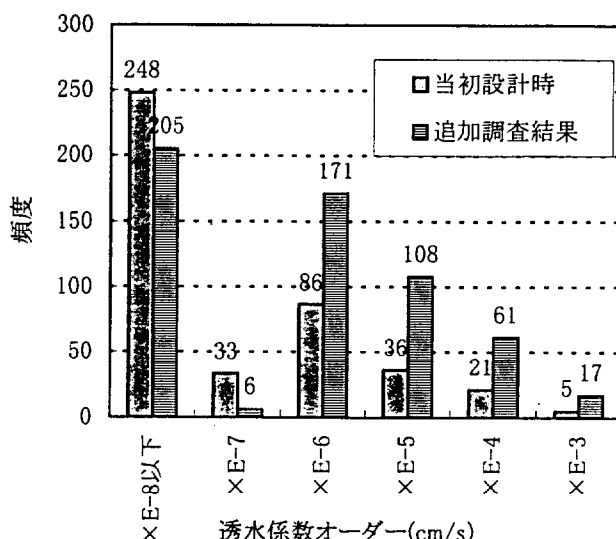


図 3.4-2 当初設計時と追加調査結果の透水係数の頻度分布比較図 2)、15) を基に作成

この水位低下を防ぐため、TK-103 ユニットに水封トンネルおよび水封ボーリングを追加して設置することになったが、断層に沿って地下水の流れが東部方向に向かっている可能性があったことから、図 3.4-3 に示すように同ユニットの TK-103D 東側に設置したグラウトトンネルからのカーテングラウト及び断層深部に対する粘土グラウトにより東方への地下水の流れを防いでいる。このカーテングラウト施工時の調査から、TD170m から TD270m の EL-50m 以深の F-13 において珪化の著しい箇所が発見されこの部分が水みちとなっていることが確認されたため、この箇所をはさんでカーテングラウトが施工された。一方、岩盤タンク内からは、深度 10～50m を主とする長尺のセメントグラウトを行い、断層周辺の透水性の低減を図った。図 3.4-4 に 30m 孔のグラウトパターンを例として示した。

この高透水ゾーンは、断層破碎帯周辺あるいは変質帯周辺部に限られていることが明白であったことから、グラウトによる透水性の改良は地質展開図をもとに断層破碎帯、変質帯に対して集中的に実施した。グラウトの管理はパソコンにより高ルジオン区間及びセメント多量注入区間の平面図及び断面図を作成し、地質図との照合によって次段階の注入区間の絞り込みを行なうとともに、地下水位、湧水量を設計にフィードバックし、現状の湧水量に対する岩盤全体としての透水性を 3.4.3 で後述する逆解析(簡易解析)により評価し、施工管理に反映させた。これら一連の施工管理の流れを図 3.4-5 に示す。

平
面
圖

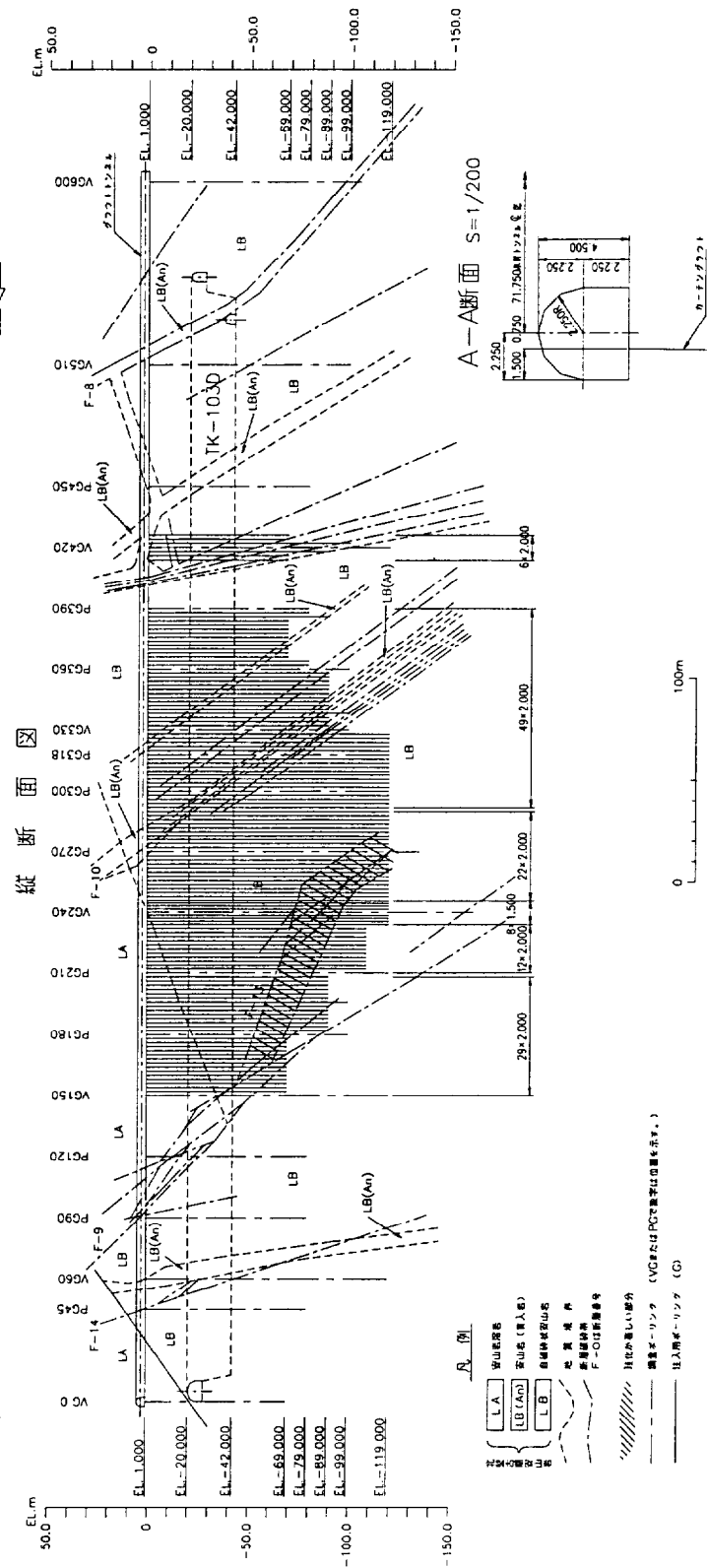
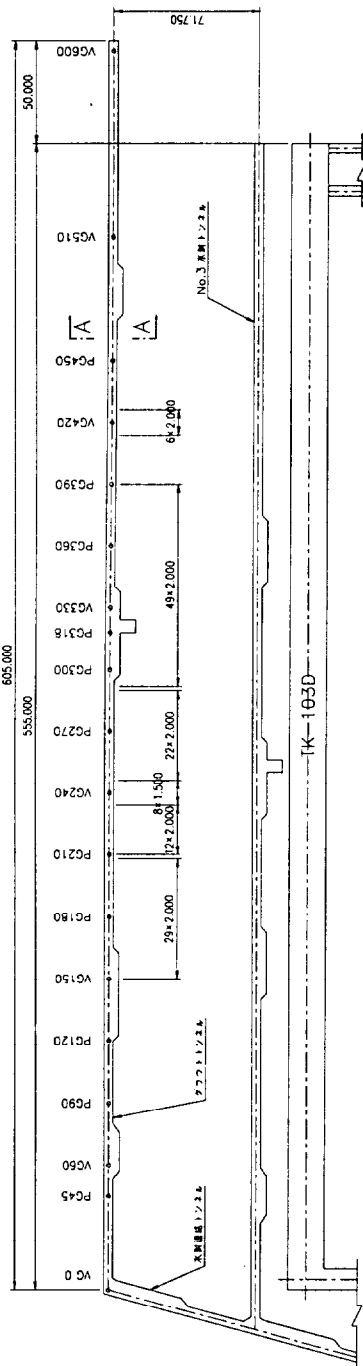
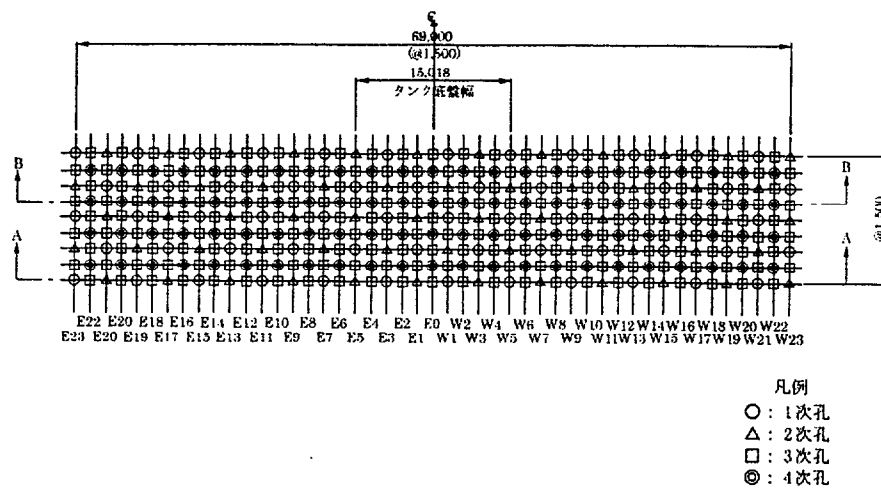
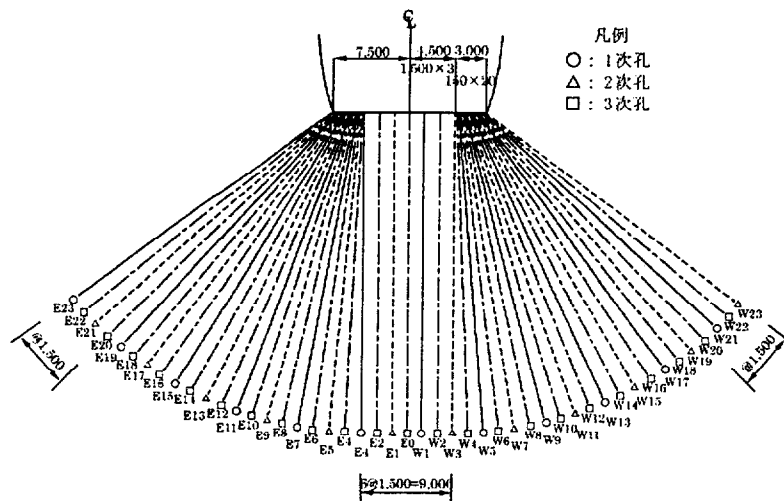


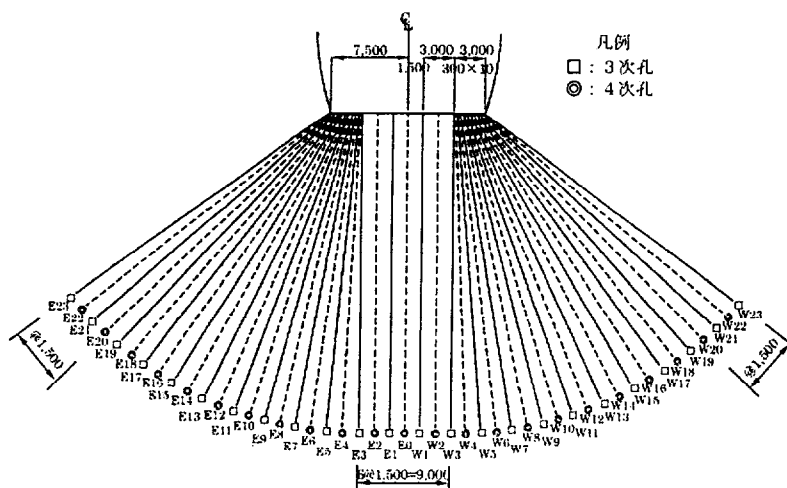
図 3.4-3 カーテンングラウト完成図^{4), 16)} を基に作成 (単位: mm)



(a)30m/孔標準配置図



(b)30m/孔標準断面図 (A-A 断面)



(c)30m/孔標準断面図 (B-B 断面)

図 3.4-4 グラウトパターン例 (30m 孔) 16) を基に作成 (単位: mm)

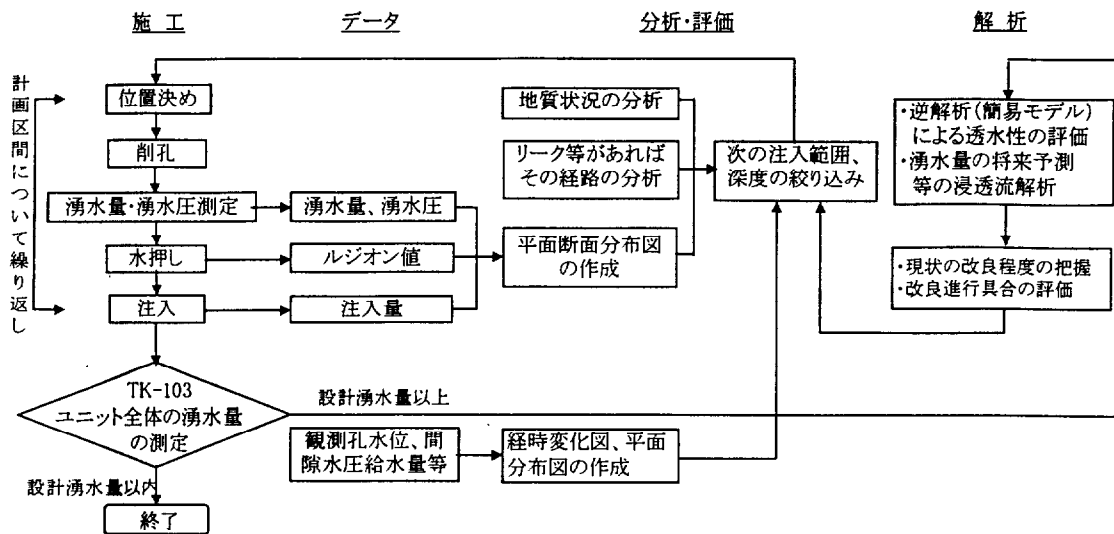


図 3.4-5 底盤部セメントグラウト施工フロー¹⁷⁾

このように、グラウト施工の実施と湧水量、地下水位等の変化状況の計測及び 3.4.4 で述べる解析などによるフォローを繰り返しながら水封管理を行なった結果、地下水位は安定し、また図 3.4-6 に示すように TK-103 ユニットにおける最終的な湧水量目標値 730ℓ/min を短期間で達成できた。

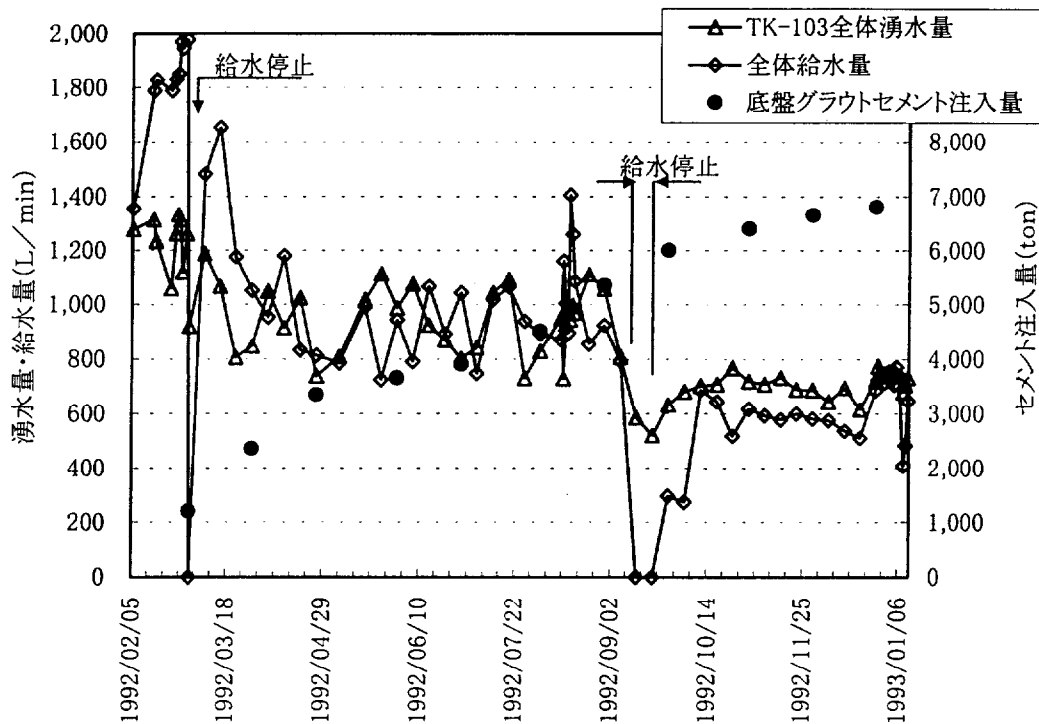


図 3.4-6 グラウトによる湧水量低減結果¹⁷⁾

3.4.3 簡易モデルによる改良効果の把握

湧水量・水封水給水量が現場の施工状況により時々刻々変化し、グラウトによる改良の効果の判断が付きにくい状況であったが、このような状況のもとで改良の程度を統一的に判断する必要に迫られた。そこで、現場で測定されていた地下水位・間隙水圧・湧水量を利用し、簡易なモデルにより岩盤タンク底盤の改良域の透水性を湧水量から求める逆解析プログラムを作成し、現場で管理及び評価が迅速にできるように対処した。これを作成するにあたっては、厳密性には多少欠けるが、大部分の湧水が岩盤タンク底盤から起こるという事実に基づき次の仮定を基にして図 3.4-7 に示すモデルによった。(考え方の詳細は Appendix 2 参照)

- 仮定① TK-103 北部においては、タンク下部の高透水層のヘッドを観測孔 S-160 と W-17 孔の孔内観測水位とみなす。
- 仮定② 岩盤タンク内の湧水は、下部高透水層を通りタンク下部の改良対象域から発生する。
- 仮定③ 地下水の流れは Darcy 則に従う。

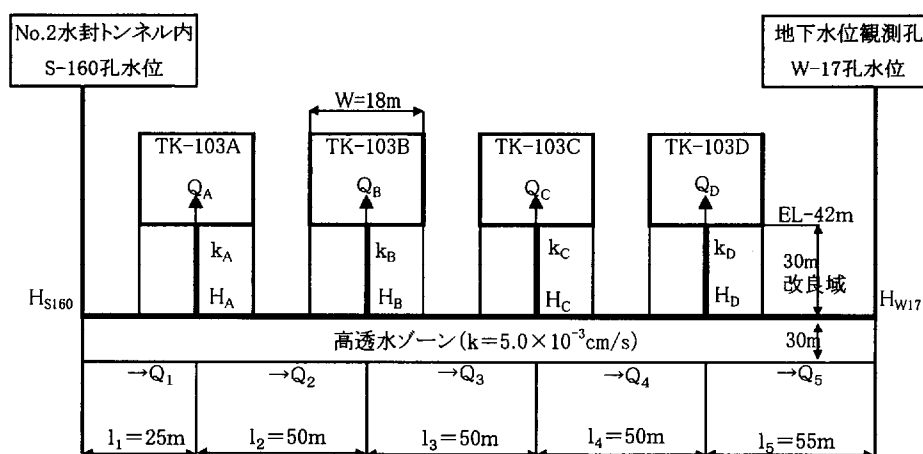


図 3.4-7 簡易解析モデル (北部) ¹⁸⁾

この仮定を TK-103 ユニット北部及び南部の両方に適用し、岩盤タンク底盤の改良域の透水性を湧水量から逆解析して求め、その結果を基に完成時のヘッド（水封水位 EL9.0m）を代入することにより、基準状態（完成状態）の全体の湧水量（換算湧水量）を算出して改良状況を判断し、グラウトの施工管理に資するものである。

求められた換算湧水量の経時変化の最終状態を図 3.4-8 に示す。この図から、完成時の基準状態において、初期の TK-103 ユニット全体湧水量が約 3,300ℓ/min 程度とかなり多量であったことが推定され、3.4.5 で述べるポンプ設計排水能力（設計湧水量 440ℓ/min の 3 倍）をはるかに上回るものであった。その後のグラウト施工の進捗に伴い、完成時の基準状態における TK-103 ユニット全体湧水量は、1 年後にその改良目標値 730ℓ/min を達成したものと判断した。

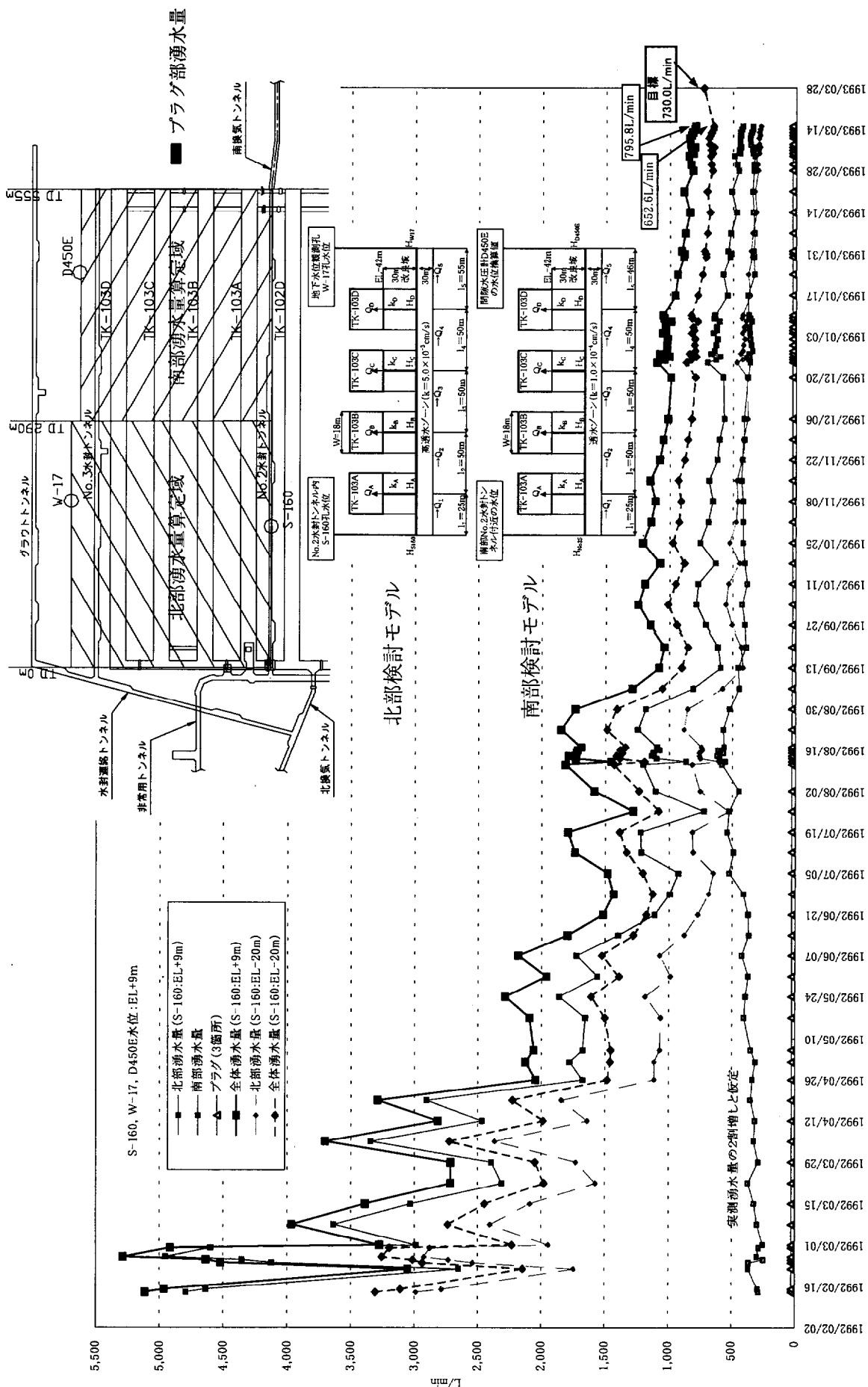


図 3.4-8 簡易モデルによる基準状態の湧水量の経時変化 (18)

図 3.4-9 は、観測孔とした W-16、W-17、S-160 孔及びグラウト改良期間の実際の TK-103 ユニット全体湧水量と全体給水量 (No.2 及び No.3 水封トンネルへの給水量合計) の変動状況を示したものである。全体給水量は、1992 年 2 月末に最大給水可能量の約 2,000ℓ/min に上昇後、グラウトの改良度合いをチェックするため第 1 回目の給水停止を行った。その後給水を再開し、9 月中旬に 2 回目の給水停止を行いグラウトによる改良度合いをチェックし、グラウトによる改良が所定の目標値に達したと判断した 1993 年末には約 750ℓ/min となっている。この間の TK-103 ユニットの実測全体湧水量は、第 1 回目の給水停止期間までの間は 1,300ℓ/min~1,100ℓ/min の間で変動し、第 1 回目の給水停止時には、約 900ℓ/min に低減し、その後の第 2 回目の給水停止期間までは 1,100ℓ/min~800ℓ/min の間で変動している。さらに、第 2 回目の給水停止時には約 500ℓ/min に低下し、給水再開後 750ℓ/min~600ℓ/min の間で推移し、グラウトによる改良が所定の目標値に達したと判断した 1993 年末頃には 750ℓ/min 程度で安定した。

S-160 孔の孔内水位は、1992 年 4 月初めまで一定の水位 EL-42m で推移したが、それ以降第 2 回目の給水停止まで EL-42 m~EL-28m の間で変動し、第 2 回目の給水停止時期には、初期の孔内水位 EL-42 m に戻った。その後の給水再開に伴い上昇を始め EL-15m 付近まで上昇後 1993 年末頃には EL-20m になっている。W-16 孔は、当初の EL-8 m 程度から徐々に低下し 1992 年 5 月中旬には EL-11 m 付近となったが、その後上昇に転じ EL13m 付近まで上昇後 1992 年 6 月初旬以降は EL3 m 付近で安定的に推移した。一方、W-17 孔は当初 EL-13 m 付近であったが EL-5m に上昇後 1992 年 4 月初旬には EL-18 m 程度に低下し、その後上昇に転じ、1992 年 7 月中旬には EL10 m まで上昇後第 2 回目の給水停止時までに EL0 m~EL10 m の間で変動している。第 2 回目の給水停止時には EL10m~EL0 m まで低下し、その後の給水再開に対応して EL9 m 付近で安定的に推移した。この結果から W-17 孔の変動傾向は、給水量の変動にほぼ対応した形で推移していることが理解できる。

このように、現場の状況は変化しているので実際の湧水量で改良度合いを判定するのは難しく、図 3.4-7 に示した簡易モデルにより完成時の状態を基準として統一的に改良度合いを判定する意義がある。これにより現場の状況にとらわれることなく、グラウトによる改良度合いを判定した。この結果から、グラウトで透水性の改良を行う場合に、図 3.4-4 に示したように従来のグラウト管理手法に加えて、地下水位観測孔を利用しかつ完成時の状態を基準としてその改良の程度を把握する手法が有効であることを示した。

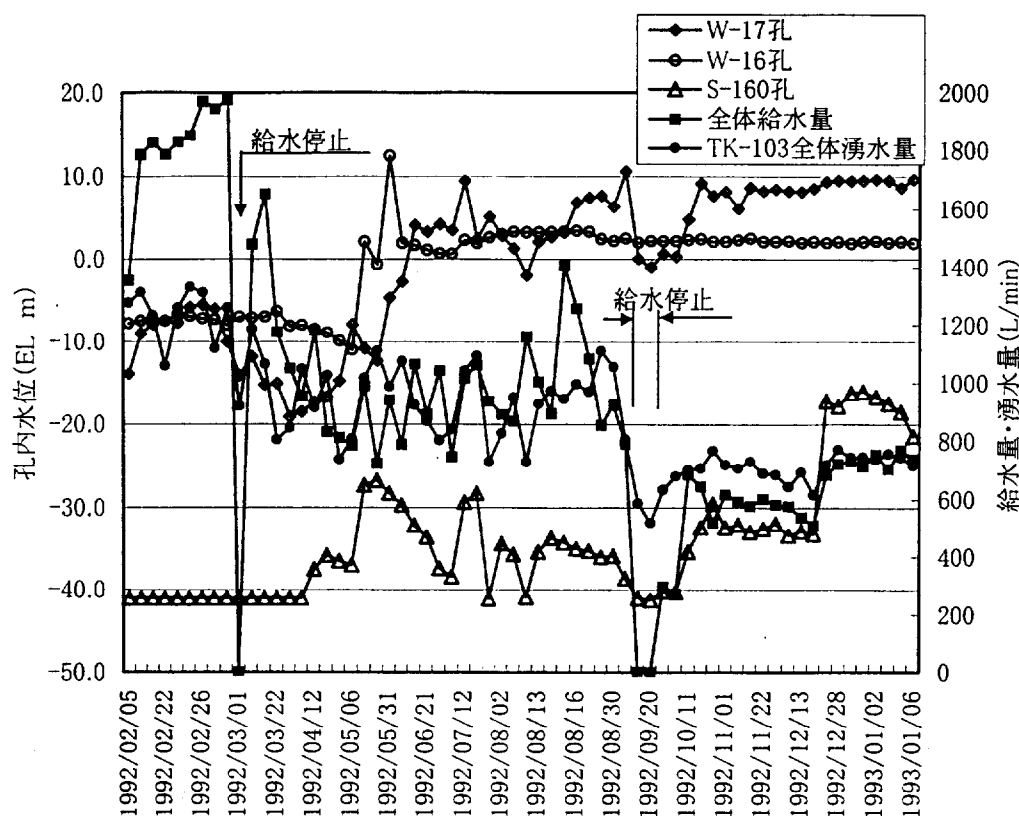


図 3.4-9 W-16、W-17、S-160 孔内水位、全体給水量
及び TK-103 ユニット全体湧水量の経時変化 ¹⁸⁾

3.4.4 三次元割れ目系解析による湧水量の検討

本解析の目的は、F-9 断層群を主とする不連続面をモデル化して浸透流解析を行い、逸水対策工（カーテングラウト・水封ボーリング）と岩盤グラウトの改良効果の予測を行うことにあり、それによって①地下水挙動、②水位回復効果の確認、③岩盤タンク完成後のタンク内湧水量および水封水供給量の予測、④広域的な地下水分布の把握を行った。

グラウトにより遮水性の改良を行う箇所は、水みちとなっている不連続面であり、このような不連続面の水みちを扱う解析手法として三次元割れ目系浸透流解析 ¹⁹⁾ に着目した。この解析手法は、断層などの不連続面の透水性が良い部分と新鮮岩盤のような難透水性の部分が混在する場合、地下水は水みちとなる透水性のよい部分のみネットワークを形成して流れ、難透水性部の地下水の流れは、工学的に無視できるとの前提に立ち、不連続面内の流れのみに着目し解析を行うものである。したがって、本解析を行う上で必要となる情報は、不連続面の走向／傾斜、層厚、透水性及び解析領域などが主要なものとなる。ただし、この時点におけるこの解析手法は、方程式の解法として掃出し法を用いており扱える要素数も少なく小規模問題のみ対応可能であった。そこで方程式の解法をスカイライン法に変更し、スーパーコンピュータの保有する大規模メモリーを有効に利用しかつ高速処理が行えるようにアルゴリズムの改良を加えて大規模な解析問題を扱えるようにした。

(1) 解析対象領域

図 3.4-10 に解析対象領域を EL-27.5 m レベルの平面図において示した。同図から明らかなように、設定した領域内では地質に関する情報量は岩盤タンク周辺部が最も多いが、情報量の少ない岩盤タンク東方領域については、地質技術者の協力を得ながら地下水位低下の主要因と推定された東方領域に関する解析領域の設定を行った。また、図 3.4-11 には、各不連続面と側方境界の交線の状況を示した。

(2) 解析の対象とした各不連続面の層厚および走向／傾斜

各不連続面の層厚は、実測データをもとに評価し、表 3.4-1 のように設定した。なお、解析領域との関連および三次元的な各不連続面の交差状況を考慮し、解析メッシュ作成に当たっては、解析対象領域内に岩盤タンク及びトンネルを配置した立体構造をもとに、走向／傾斜をもった不連続面が切断する面上に要素および節点を配して作成した。また、各不連続面同士は交線上で節点を共有させ、面的なネットワークを形成する地下水流動を解析できるようにした。一例として、図 3.4-12 に F-13 断層のモデルを示す。

表 3.4-1 各不連続面の層厚及び走向／傾斜一覧表 ¹⁸⁾

不連続面名称	層厚 (m)	走向		傾斜
		真北に対して	タンク軸に対して	
F-13	18	N72° E	61°	33.735° SE
F-9	10	N57° E	76°	33.423° SE
F-11	5	N54° E	79°	37.512° SE
F-10	4	N88° W	41°	72.868° SW
亀裂①	1	N79° E	54°	66.000° SE
貫入岩①	6	N63° E	70°	51.448° SE
F-8	4	N58° E	75°	50.407° SE
貫入岩②	6	N51° E	82°	30.100° SE
亀裂②	3	N32° W	-15°	53.069° SW
亀裂③	2	N59° W	12°	66.912° SW

(3) 解析条件

a) 水理特性

各不連続面の岩盤水理特性は、追加調査による分析結果及び実測データを基に評価し次のように設定した。

①不連続面の水理特性 $k=1.0 \times 10^{-4} \text{cm/s}$

ただし、調査結果および、グラウトの実績、1992 年 6 月の実湧水量を再現させるために、F-13、F-9、F-11 および F-10 の解析モデル内に高透水ゾーンおよび熱水変質帯を設定した。設定した高透水性ゾーンの水理特性は TK-103D 下部からのグラウトの改良部分では $2.0 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ 、それ以深では $5.0 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ とした。また、熱水変質帯は、TK-101A 側の側方境界から TK-102D と TK-103A のほぼ中間まで EL25.0 m ~ EL-400.0m にわたって存在するものとし、その透水係数を $1.0 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ とした。

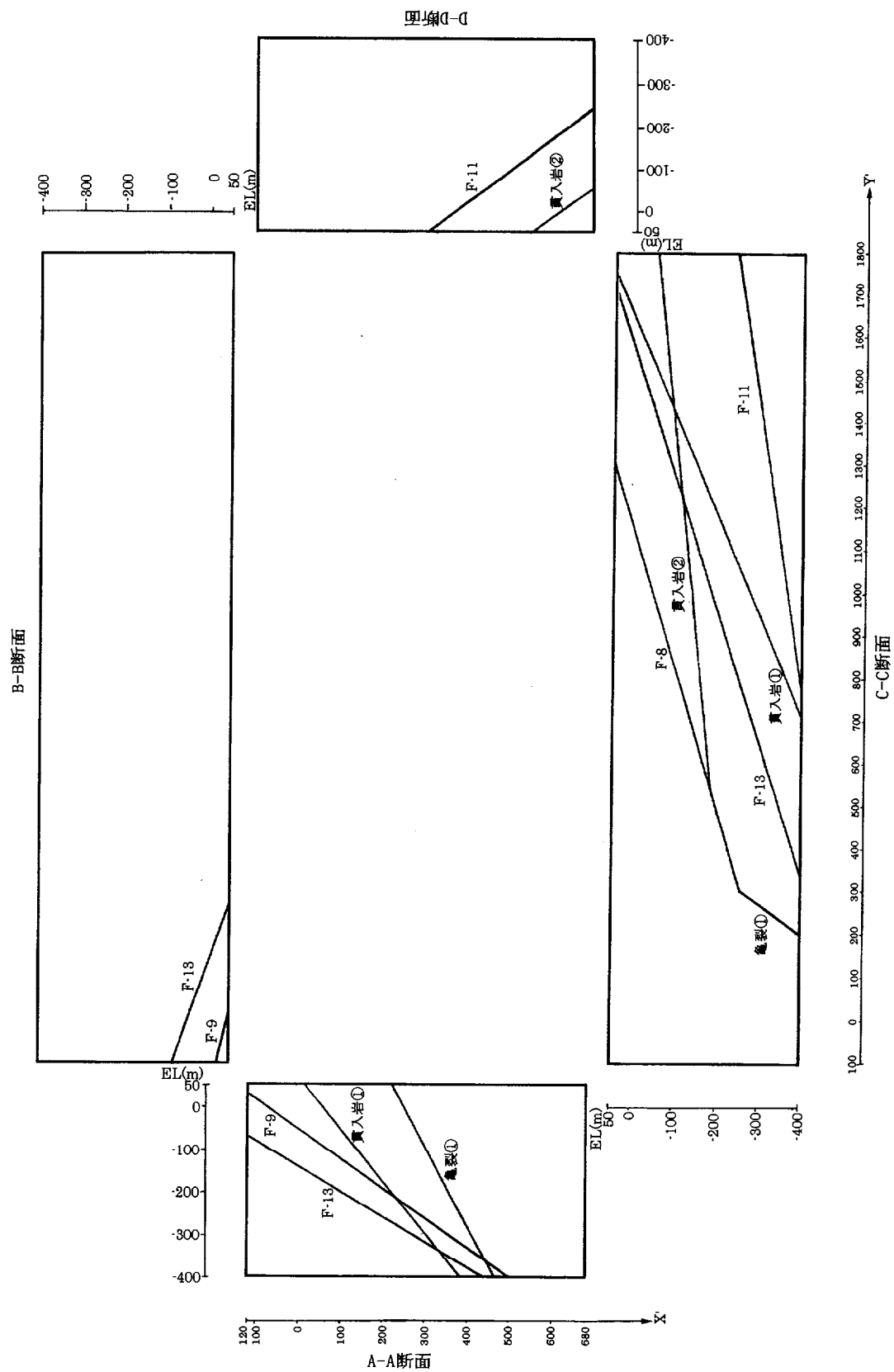


図 3.4-11 各不連続面と側方境界の交線 18)

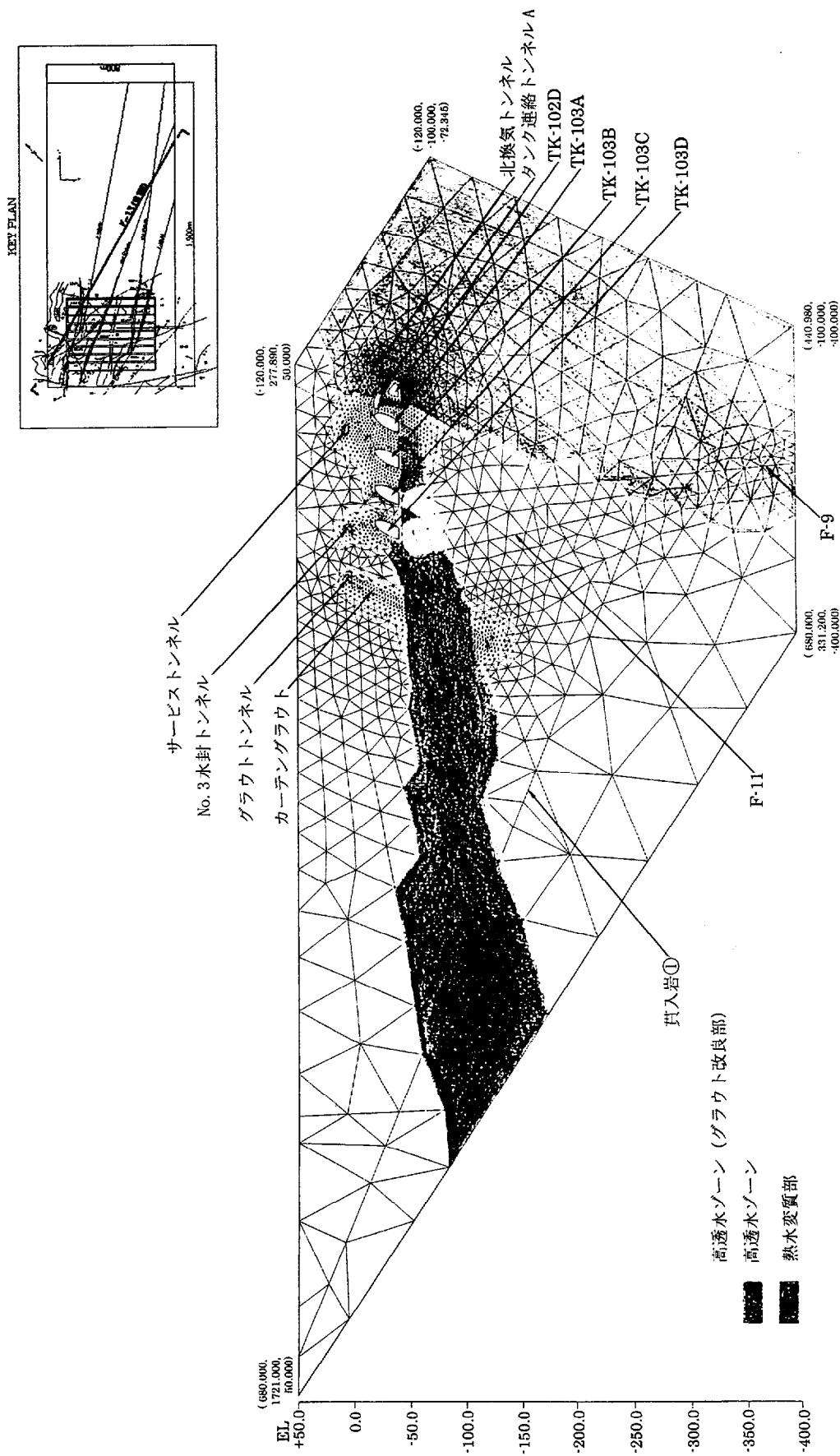


図 3.4-12 解析メッシュ (F-13断層)¹⁸⁾

②カーテングラウト領域の水理特性 $k=1.0 \times 10^{-5} \text{cm/s}$

③タンク底盤グラウト領域の水理特性 $k=4.0 \times 10^{-5} \text{cm/s}$

ただし、この透水係数はグラウト工事の改良目標値である。

④タンク周辺の水理特性 $k=1.0 \times 10^{-6} \text{cm/s}$

ただし、1992年6月時点の実測湧水量に合わせるための再現解析の結果、F-13、F-9、F-11、およびF-10などについては、タンク底盤部の領域の水理特性を表3.4-2の透水係数に変更して設定した。

表 3.4-2 タンク周辺底盤領域の透水係数 ($\times 10^{-5} \text{cm/s}$) ¹⁸⁾

不連続面名称	TK-103A~TK-103C	TK-103D
F-13、F-9、F-10、F-11	10.0	50.0
F-8	1.0	1.0
貫入岩②	1.0	10.0

⑤No.3 縦水封ボーリング周辺部 $k=1.5 \times 10^{-6} \text{cm/s}$

湧水量のデータより、No.3 縦水封ボーリング周辺部は、グラウトにより改良が行われているとした。

(4) 境界条件

解析領域は、本来地下水理的に空洞掘削の影響を受けない範囲までとする必要があるが、情報量にバランスを欠いていることから以下のように設定した。

a) 上下境界

上部境界の標高 EL50.0m とし、また、この検討にあたっては地下水涵養を無視し、それに接続する不連続面との交線部を不透水境界としている。下部境界の標高は EL-400.0m とし、同様にそれに接続する不連続面との交線部を不透水境界とした。

b) 側方境界

図 3.4-10 の A-A 断面部は F-1 断層上に相当(岩盤タンク TK-101A 側境界)しているが、この付近には地下水位観測孔が多数存在し、地下水位の情報が把握できているので、一つの明確な地下水境界となりうるとして側方境界とし、交線部での地下水位は EL+100.0m とした。

B-B 断面および C-C 断面の側方境界は、岩盤タンクと A-A 断面までの離れと同じ程度になるように設定し、かつ不透水境界とした。

D-D 断面部は、地下水位低下の主要因と思われる岩盤タンク TK-103D 東方領域に設定し、地下水再現解析に基づき EL-68.0m とした。

c) 岩盤タンク内部

岩盤タンク内部圧力は、空の状態とし大気圧とした。

d) 水封水供給施設

水封トンネルおよび水封ボーリングには、所定の水封水位を作用させた。((5)の検討ケー

ス参照)

(5) 検討ケース

現状検討とグラウトによる対策工を実施した場合の比較を行うことを目的として、4 ケースの検討を行った。各ケースの内容は以下の通りである。

- ・ CASE-1 …… 1991 年 10 月以前の地下水位を再現する。(地下水位は底盤以下)
- ・ CASE-2 …… CASE-1 により再現されたモデルに、カーテングラウト (改良目標 1Lu) が施工された状態で、所定の水封水位を与えることにより得られる地下水位、タンク湧水量および水封水供給量を検討する。
- ・ CASE-3 …… 1992 年 6 月時点におけるタンク底盤グラウトのルジオン値より地下水位、タンク湧水量および水封水供給量を再現する。
- ・ CASE-4 …… CASE-3 のモデルにおいて、タンク底盤グラウトが設計目標 (4Lu) 通りに改良された際の地下水位、タンク湧水量および水封水供給量を算出する。

この各検討ケースにおける水封水位など設定値を表 3.4-3 に示す。なお、検討は全て定常解析で実施した。

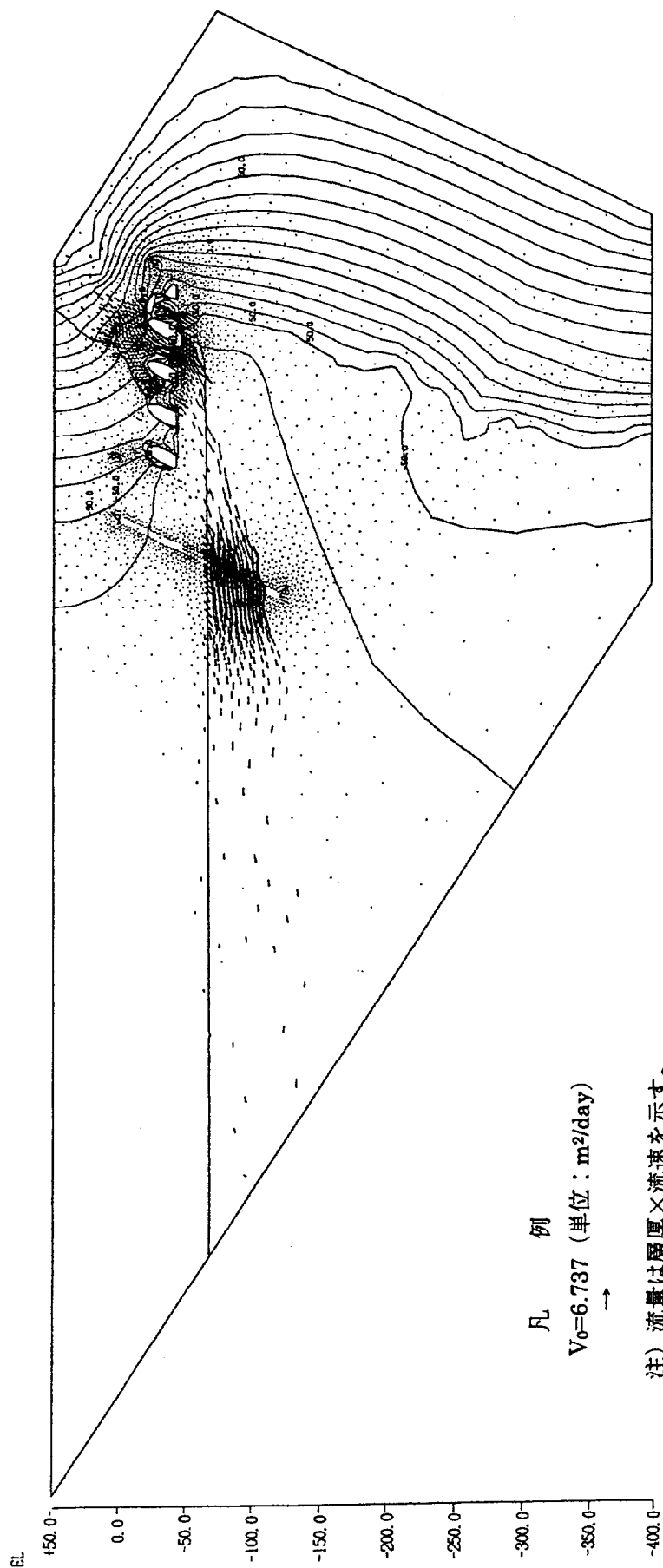
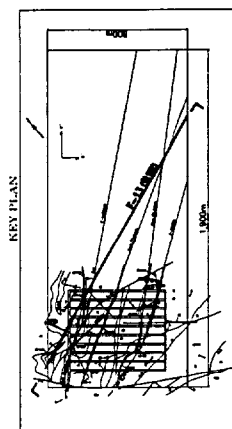
表 3.4-3 検討ケース一覧表 ¹⁸⁾

検討ケース	水封水位 (EL m)		
	No.1水封トンネル 縦水封Br.	No.2水封トンネル 縦水封Br. 水平水封Br.	No.3水封トンネル 縦水封Br. 水平水封Br. グラウトトンネル
CASE-1 (未対策状態)	—	—	—
CASE-2 (水封水供給時)	3.0	9.0	9 (底盤グラウト無し)
CASE-3 (1992年6月)	1.0	1.0	1 (底盤グラウト実施中)
CASE-4 (完成時)	3.0	9.0	9 (底盤グラウト改良目標達成時)

(6) 解析結果および考察

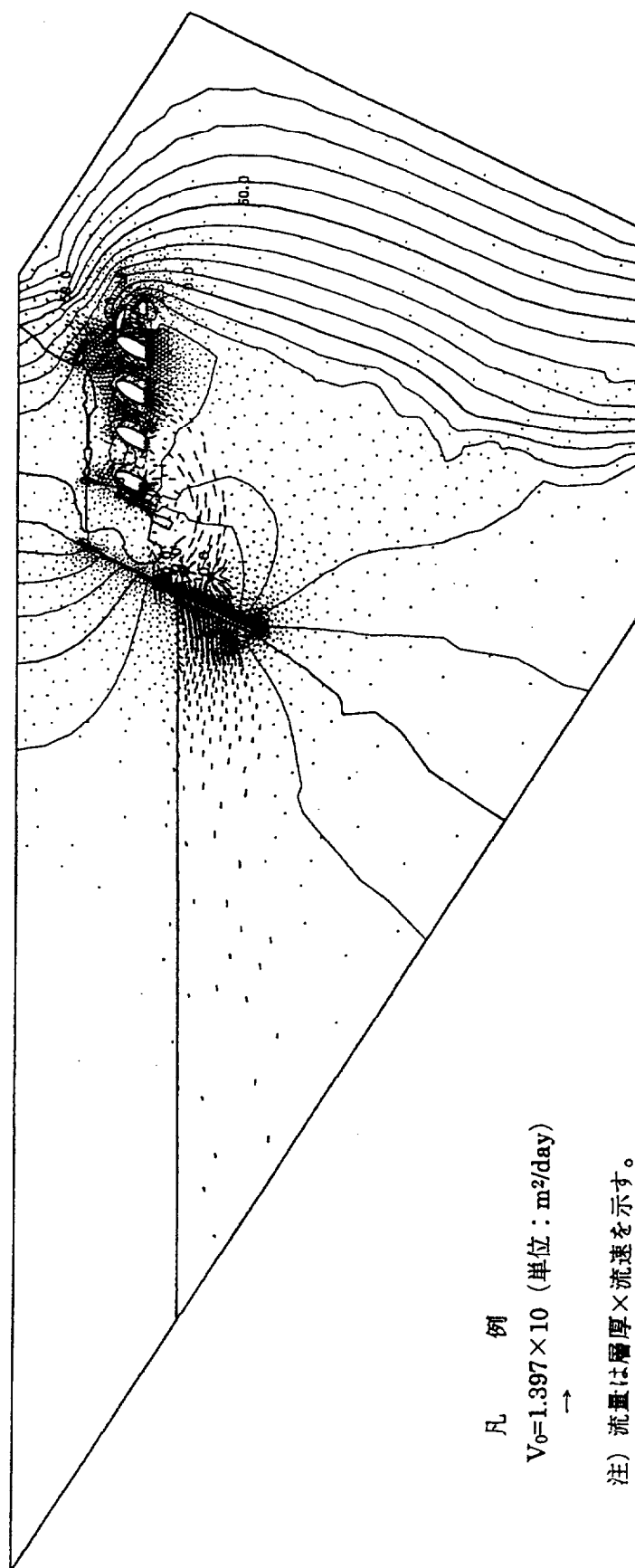
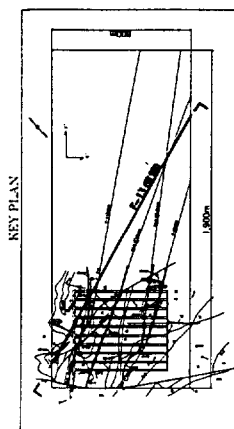
CASE-1 においてグラウト改良前の、現状の地下水位の再現解析を行った結果、図 3.4-13 に示したように岩盤タンク底盤下に地下水面が存在する状況を再現し、地下水位が限界地下水位 (EL1.0m) を確保していないという地下水水理現象を確認し、対策工の必要性を本検討により再認識した。この検討ケースを基にして、CASE-2 以降の検討を実施した。

図 3.4-14 に示したように、CASE-2 ではカーテングラウトによる逸水防止効果により、水封トンネルから所定の水封水位 (EL9.0m) を作用させた場合、限界地下水位は確保するが、タンク湧水量が設計湧水量 (440ℓ/min) を大きく上回りそのためポンプの設計排水能力 (設計湧水量の 3 倍) も不足し、また、それに対応して限界地下水位 (EL1.0m) を維持するための水封水供給水量が多量に必要となり、タンク周辺底盤のグラウトによる改良の



注) 流量は層厚×流速を示す。

図 3.4-13 流量分布図(CASE-1, F-13 断層)18)を加筆修正



凡 例

$V_0 = 1.397 \times 10$ (単位: m^2/day)
→

注) 流量は層厚×流速を示す。

図 3.4-14 流量分布図(CASE-2,F-13 断層)18)を加筆修正

必要性を確認した。

CASE-3 では 1992 年 6 月中旬のタンク湧水量および水封水供給水量に近い値を示した。
(図 3.4-15 参照)

CASE-4 では底盤グラウトがその改良目標 (4Lu) 通りに施工できれば、タンク湧水量は計画目標に近くなることを示し、改良目標の変更無しにグラウトを継続して透水性の改良が行えることを示唆した。この成果をもとに、グラウトによる改良目標を 4Lu としてグラウト改良工事が継続された。(図 3.4-16 参照)

各検討ケースの解析結果をもとに、消防法に規定されている限界地下水位 (EL1.0m) と、タンク湧水量および水封水供給水量の関係を表 3.4-4 に示した。

表 3.4-4 各検討ケースの結果一覧 ¹⁸⁾

検討ケース	限界地下水位 (EL1.0m)の確保	タンク湧水量 l/min	水封水供給水量 l/min
CASE-1	OUT	69.82	97.97
CASE-2	OK	3767.96	4124.09
CASE-3	OUT	1049.67	1186.1
CASE-4	OK	466.51	674.25

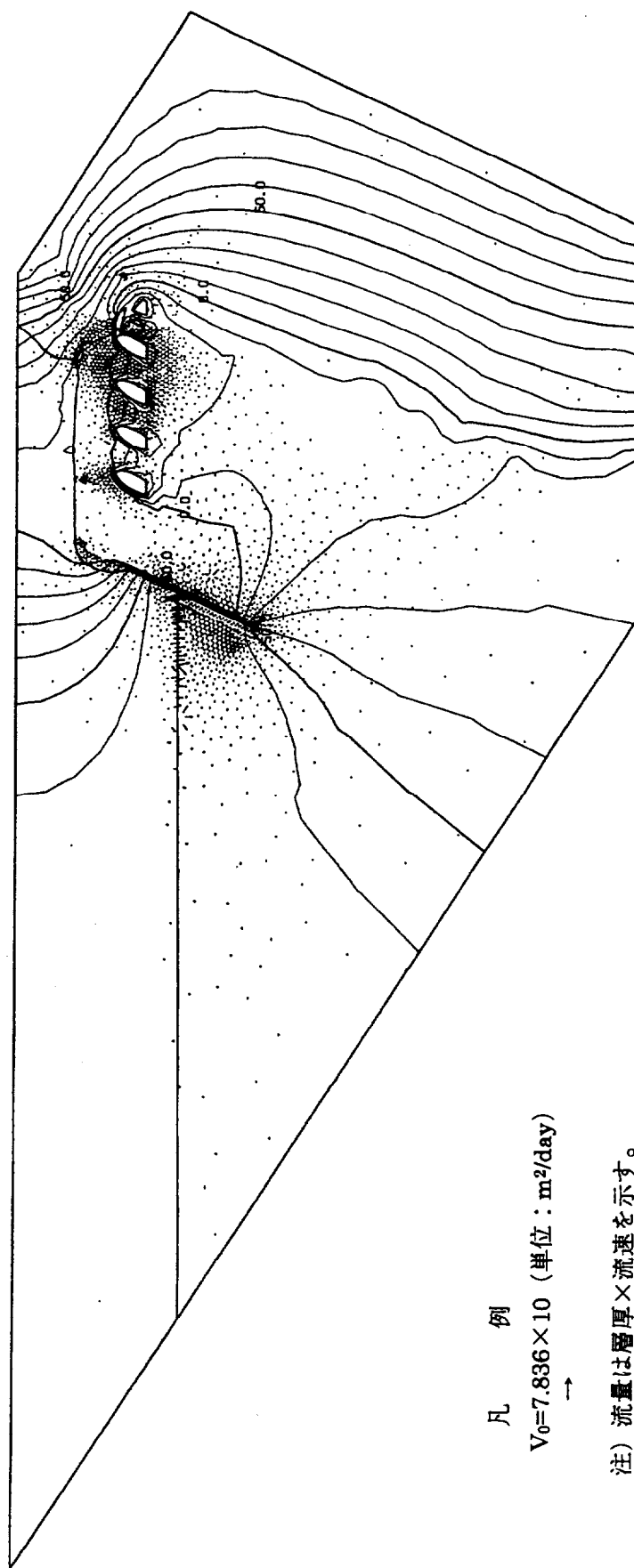
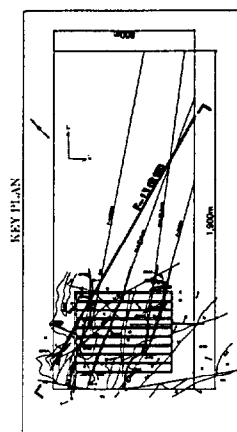
3.4.5 オイルイン後のタンク湧水量低減割合の検討

菊間実証プラントの実測データにおいてオイルイン後の湧水量は、オイルイン前の湧水量に比べて低減することを 2.4.3 で示した。串木野基地は備蓄基地であり、岩盤タンク内湧水量が実際の排水設備の能力に直接関係するので、オイルイン後の湧水量の低減割合を検討しておくことが重要である。特に、TK-103 ユニットの設計湧水量を 220ℓ/min から 440ℓ/min に増加修正し、それに伴うポンプの増設が行われたものの、ポンプ排水能力から見ればグラウトによる改良目標の達成状況によっては排水能力が不足する事態になり兼ねない問題点があった。したがって、原油を受け入れた場合湧水量はどれだけ低減するかを事前に検討しておくことが重要であり、逆にそれがグラウトによる改良目標にも反映されることになる。

このため、串木野基地のオイルイン前とオイルイン後の岩盤タンク内湧水量の変動特性を解析によって予測し、オイルイン後の湧水量の低減割合を推定することとした。2.6 では「鉛直二次元 FEM 浸透流解析」が実際問題に対する適用性が高いことを示したが、この検討においても同解析手法を用いることとし、以下の二項目について検討を行った。なお、割れ目系三次元解析を使用しない理由は、この「鉛直二次元 FEM 浸透流解析」はグラウトによる改良が成功することを前提として行ったもので、改良した箇所は周辺の透水性とほぼ同程度になるものと判断したためである。

解析は以下の観点で検討を行った。

- ①TK-101 と TK-102 ユニットの自然水封方式による湧水量の低減割合を求め、1993 年 1 月から予定されている TK-101 の部分操業に伴うオイルイン後の実測湧水量の

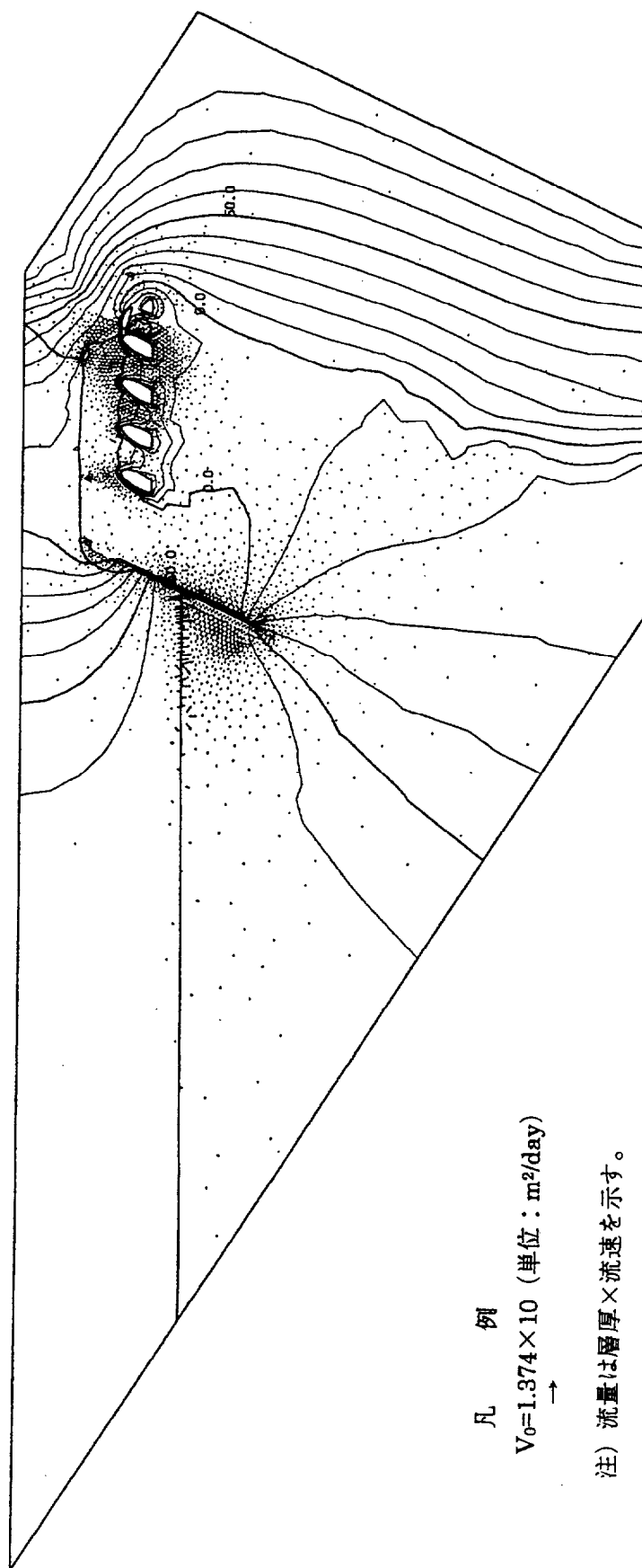
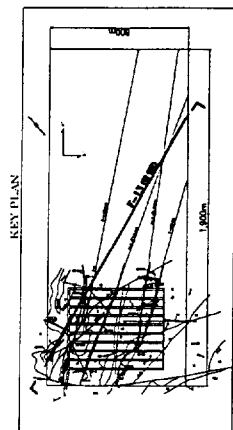


凡 例

$V_0 = 7.836 \times 10$ (単位: m^2/day)
→

注) 流量は層厚×流速を示す。

図 3.4.15 流量分布図(CASE-3, F-13 断層)18)を加算修正



凡 例

$V_0 = 1.374 \times 10$ (単位: m^2/day)

注) 流量は層厚 $\times$ 流速を示す。

図 3.4.16 流量分布図(CASE-4, F-13 断層)18)を加算修正

低減割合と比較する。(3.4.6 参照)

②TK-103 ユニットの人工水封方式による湧水量の低減割合の検討

(1) 検討条件

解析は断面二次元 FEM 飽和不飽和浸透流解析によるものとし、定常解析を行う。

岩盤の透水係数は、湧水量の変動特性の把握を主目的とするため、単位量とし $k=1.0\text{m/day}$ とした。

(2) 境界条件

境界条件としては、串木野基地の状況を考慮し以下のものを考慮する。

① オイルイン前後のタンク内の貯蔵条件

② 水封水位

③ 自然地下水位

オイルイン前の貯蔵状態は、岩盤タンク完成後の空槽状態と（大気圧、水床なし）とした。また、オイルイン時の岩盤タンク内の貯蔵条件を表 3.4-5 に示す。

表 3.4-5 串木野基地のオイルイン時のタンク貯蔵条件（検討時想定）¹⁸⁾を加筆修正

	TK-101ユニット	TK-102ユニット	TK-103ユニット
原油油種	カフジ原油	カフジ原油	カフジ原油
原油貯蔵量 (kl)	330,000	665,000	665,000
原油液位 (EL m)	-23.5	-21.5	-23
原油密度 (g/cm ³)	0.883	0.883	0.883
気層部圧力 (kPa)	19.6	19.6	19.6
水床厚さ (m)	0.3	0.3	0.3

水封水位は以下の条件とした。

No.1 水封トンネル 水封水位 EL3.4m

No.2,3 水封トンネル 水封水位 EL9.0m

③の自然地下水位は岩盤タンクおよび各トンネルの掘削が全て完了した 1991 年 5 月以降のデータに基づき地下水位観測孔の実測値を用いて設定を行った。降雨浸透の影響は、2.4.3 で述べたように自然地下水位の変動に表れているので、自然地下水位を考慮することで反映させた。

その結果を表 3.4-6 に各観測孔の 1991 年～1992 年の期間別最高水位と最低水位として一覧表にまとめた。この最高水位と最低水位は降雨浸透の季節変動の影響を表わしたものである。最高水位と最低水位を境界条件とすることにより降雨浸透の影響を考慮した。なお、下方境界は解析結果に影響を及ぼさない深さに不透水境界を設定したが、下方境界にポテンシャル線がほぼ直交することでこれを確認した。

表 3.4-6 地下水位観測孔の孔内水位の最高値と最低値 (単位: EL m) ¹⁸⁾

孔番	1991年5月～9月		1991年10月～12月		1992年1月～3月		1992年4月～6月		1992年7月～8月		1991年5月～1992年8月		対象ユニット
	最高値	最低値	最高値	最低値	最高値	最低値	最高値	最低値	最高値	最低値	最高値	最低値	
W-1	104.36	93.23	103.41	101.74	109.41	96.36	103.40	92.47	104.35	86.25	109.41	86.25	TK-101, 102
W-2	110.60	107.45	109.64	108.02	110.28	108.02	111.48	109.61	112.03	110.23	112.03	107.46	TK-101, 102
W-3	94.27	89.46	92.16	91.28	93.76	91.50	95.27	93.46	96.16	94.87	95.27	89.46	TK-101, 102
W-4	62.51	61.43	62.18	61.74	62.36	62.05	62.77	62.00	62.46	61.91	62.77	61.43	TK-101, 102
W-5	115.07	107.65	114.15	103.85	114.10	107.19	113.25	110.73	113.26	111.73	115.07	103.85	TK-101, 102
W-6	140.43	137.46	138.97	136.12	136.65	133.26	139.05	136.65	140.17	139.11	140.45	133.26	TK-101, 102, 103北部
W-7	141.35	139.02	142.31	139.10	140.79	137.24	144.32	140.62	145.58	143.94	145.58	137.24	TK-101, 102, 103南部
W-8	79.19	64.99	79.14	77.21	79.14	76.47	83.29	79.22	85.63	83.36	85.63	64.99	TK-101, 102, 103南部
W-9	136.85	134.09	137.33	135.40	137.54	137.41	138.37	137.17	137.41	137.19	138.37	134.09	TK-103北部
W-10	173.45	170.05	173.13	170.42	173.67	170.42	173.70	172.23	174.20	173.15	174.20	170.05	TK-103北部
W-11	165.81	159.37	162.17	157.53	158.69	154.94	161.63	156.73	163.20	160.78	165.81	154.94	TK-103南部
W-12	97.71	87.96	92.88	89.07	94.37	89.30	96.67	94.29	97.77	95.67	97.77	87.96	TK-103南部
W-13	オイルイン後の岩盤ダング内雨水量の低減にほとんど影響がないと考えられるため採用しない。												
W-14	"												
W-15	"												

(3) 解析モデルと解析ケース

解析モデルはTK-101及びTK-102ユニット検討用の自然水封方式検討モデルとTK-103ユニット検討用の人工水封方式検討モデルに区別して作成した。またTK-103ユニットにおいては、南部と北部で水封の条件が異なるので、モデルを2つに分けて考えることにした。(図3.4-17参照)

自然水封検討モデルでは、地下水面は表3.4-6よりTK-101とTK-102ユニット周辺の地下水位観測孔の最高水位と最低水位を用いた。ただし、最高水位はW-7でEL 145.58mとなっているが、安全側の考えに立ってEL 150.0mと設定した。また、最低水位はW-4孔でEL 61.43mとなっているが、最高水位と同様に安全側の考えに立ってEL 60.0mとした。

東側側方境界については、TK-102BとTK-102C間に地下水位観測孔(W-5、W-6、W-7、W-8、W-15)が位置し地下水位が既知となっているので、ここを不透水境界として対称性を仮定することによりTK-102AはTK-102Dの結果を、またTK-102BはTK-102Cの結果も表わせるように考えた。

西側側方境界については、無限境界対応位置として、TK-101Aから西側325mの位置に静水圧が作用するものとした。

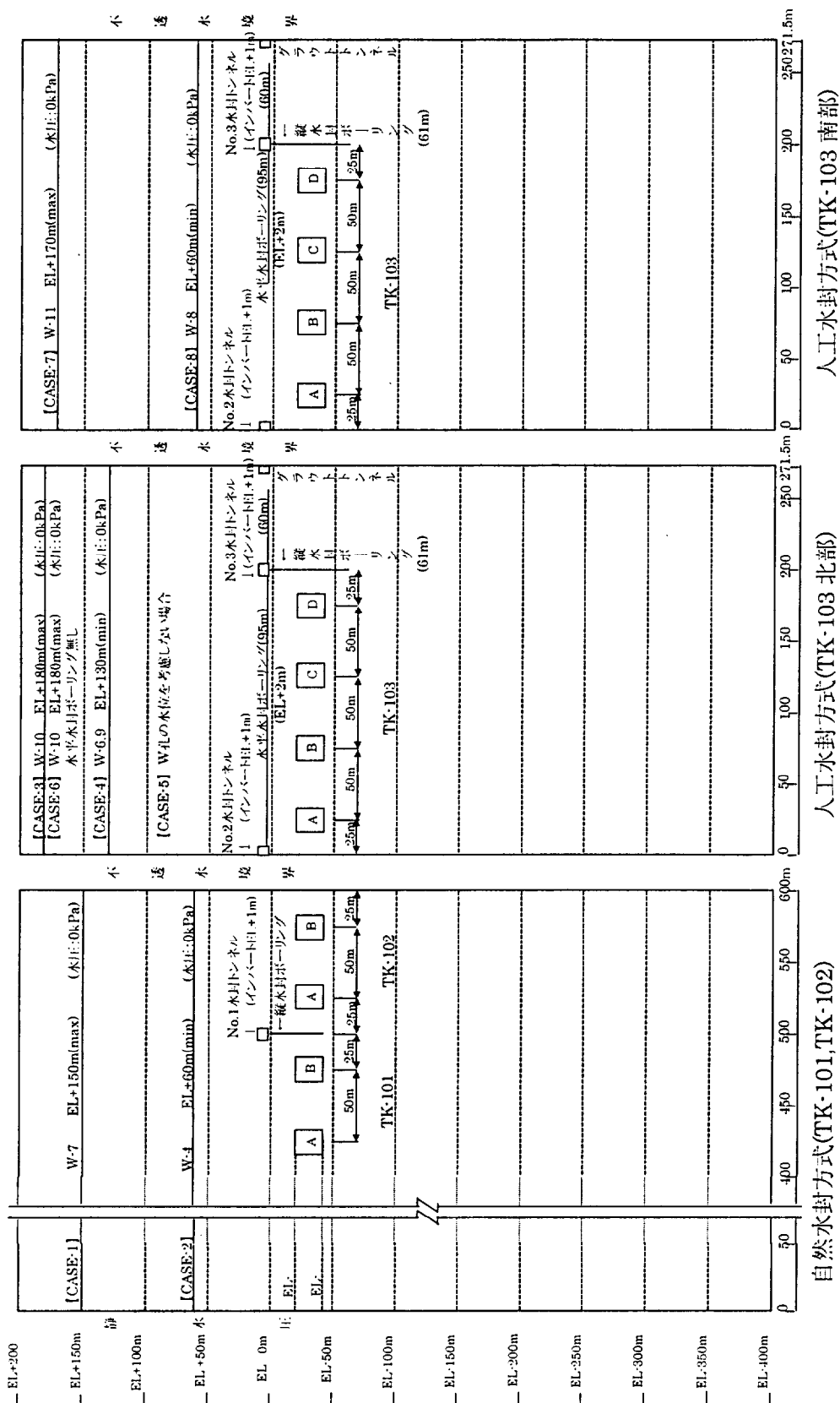
下方境界については、無限境界対応位置としてEL-400mに不透水境界を設定した。

人工水封モデルでは、TK-103ユニット北部については、地下水面は表3.4-6よりTK-103ユニット北部周辺の地下水位観測孔の最高水位と最低水位を用いた。ただし、最高水位はW-10でEL 174.20mとなっているが、安全側の考えに立ってEL 180.0mと設定した。また、最低水位はW-6孔でEL 133.26m、W-9でEL 134.09mとなっているが、最高水位と同様に安全側の考えに立ってEL 130.0mとした。

東側側方境界については、グラウトトンネルの位置を不透水境界に設定した。

西側側方境界については、TK-101、TK-102ユニットとTK-103ユニット間で水平方向の地下水流が無いものと仮定し、TK-102ユニットとTK-103ユニットの中間部、すなわちNo.2水封トンネルを不透水境界とした。ただし、No.2水封トンネルおよび同縦水封ボーリング孔には水封水位を作用させている。

下方境界については、自然水封モデルと同様に無限境界に対応する位置としてEL-400m



人工水封方式(TK-103 南部)

注) 空洞形状は簡略化し矩形で示した。

人工水封方式(TK-103 北部)

図 3.4-17 解析モデル図 18)を加算修正

に不透水境界を設定した。

なお、人工水封モデルでは、TK-103 ユニット南部については、No.2 水封トンネルには水平ボーリングが無く、この点が北部モデルと異なる点である。地下水面以外のその他の条件は北部と同じと考えた。地下水面は表 3.4-6 より TK-103 ユニット南部周辺の地下水位観測孔の最高水位と最低水位を用いた。ただし、最高水位は W-11 で EL 165.81m となっているが、安全側の考えに立って EL 170.0m と設定した。また、最低水位は W-8 で EL 64.99m となっているが、最高水位と同様に安全側の考えに立って EL 60.0m とした。

以上をまとめた解析ケース一覧を表 3.4-7 に示す。

表 3.4-7 解析ケース一覧表¹⁸⁾

	ケース名	満役状態の ユニット	水封トンネルおよびボーリング				地下水位観測 孔の地下水位 (EL m)
			No.2水平水封ボーリング (l=95m) No.3水平水封ボーリング (l=155m)	No.1縦水封ボーリング (l=48m)	No.2縦水封ボーリング (l=43m)	No.3縦水封ボーリング (l=61m)	
自然 水封 方式	1-1	空槽状態		有り			150
	1-2	TK-101		有り			150
	1-3	TK-101,102		有り			150
	2-1	空槽状態		有り			60
	2-2	TK-101		有り			60
	2-3	TK-101,102		有り			60
人工水 封方式 (北部)	3-1	空槽状態	No.2,3有り		有り	有り	180
	3-2	TK-103	No.2,3有り		有り	有り	180
	4-1	空槽状態	No.2,3有り		有り	有り	130
	4-2	TK-103	No.2,3有り		有り	有り	130
	5-1	空槽状態	No.2,3有り		有り	有り	無し
	5-2	TK-103	No.2,3有り		有り	有り	無し
	6-1	空槽状態	無し		有り	有り	180
	6-2	TK-103	無し		有り	有り	180
人工水 封方式 (南部)	7-1	空槽状態	No.3のみ有り		有り	有り	170
	7-2	TK-103	No.3のみ有り		有り	有り	170
	8-1	空槽状態	No.3のみ有り		有り	有り	60
	8-2	TK-103	No.3のみ有り		有り	有り	60

(5) 解析結果及び考察

各ケースの各岩盤タンク内湧水量の解析結果を表 3.4-8～10 に示す。

表 3.4-8 TK-101 ユニット基準湧水量解析結果¹⁸⁾ (単位 m³/day)

ケース	TK-101A	TK-101B	Total
CASE-1-1	194.312	159.333	353.645
CASE-1-2	174.068	121.659	295.727
CASE-1-3	178.149	127.389	305.538
CASE-2-1	138.496	142.643	281.139
CASE-2-2	116.312	104.329	220.641
CASE-2-3	119.918	109.795	229.713

表 3.4-9 TK-102 ユニット基準湧水量解析結果¹⁸⁾ (単位 m³/day)

ケース	TK-102A	TK-102B	TK-102C	TK-102D	Total
CASE-1-1	152.750	84.296	84.296	152.750	474.092
CASE-1-2	158.144	87.743	87.743	158.144	491.774
CASE-1-3	113.124	72.572	72.572	113.124	371.392
CASE-2-1	143.292	73.278	73.278	143.292	433.140
CASE-2-2	148.417	76.414	76.414	148.417	449.662
CASE-2-3	102.878	60.280	60.280	102.878	326.316

表 3.4-10 TK-103 ユニット基準湧水量解析結果¹⁸⁾ (単位 m³/day)

ケース	TK-103A	TK-103B	TK-103C	TK-103D	Total	備考
CASE-3-1	146.112	77.149	81.342	165.001	469.604	北 部
CASE-3-2	110.687	60.282	63.023	122.669	356.661	"
CASE-4-1	146.111	77.149	81.341	165.001	469.602	"
CASE-4-2	110.687	60.281	63.022	122.669	356.659	"
CASE-5-1	146.100	77.089	81.276	164.976	469.441	"
CASE-5-2	110.676	60.222	62.957	122.644	356.499	"
CASE-6-1	143.067	69.615	74.895	164.085	451.662	"
CASE-6-2	111.151	59.286	63.047	125.173	358.657	"
CASE-7-1	143.079	71.818	80.720	164.985	460.602	南 部
CASE-7-2	110.584	58.843	62.845	122.665	354.937	"
CASE-8-1	142.098	70.599	80.577	164.979	458.253	"
CASE-8-2	109.302	57.287	62.666	122.658	351.913	"

この結果を基に、各ユニットの空槽状態を 1.0 とした場合のオイルイン後の、低減割合（湧水比）をグラフ化したものが図 3.4-18 である。

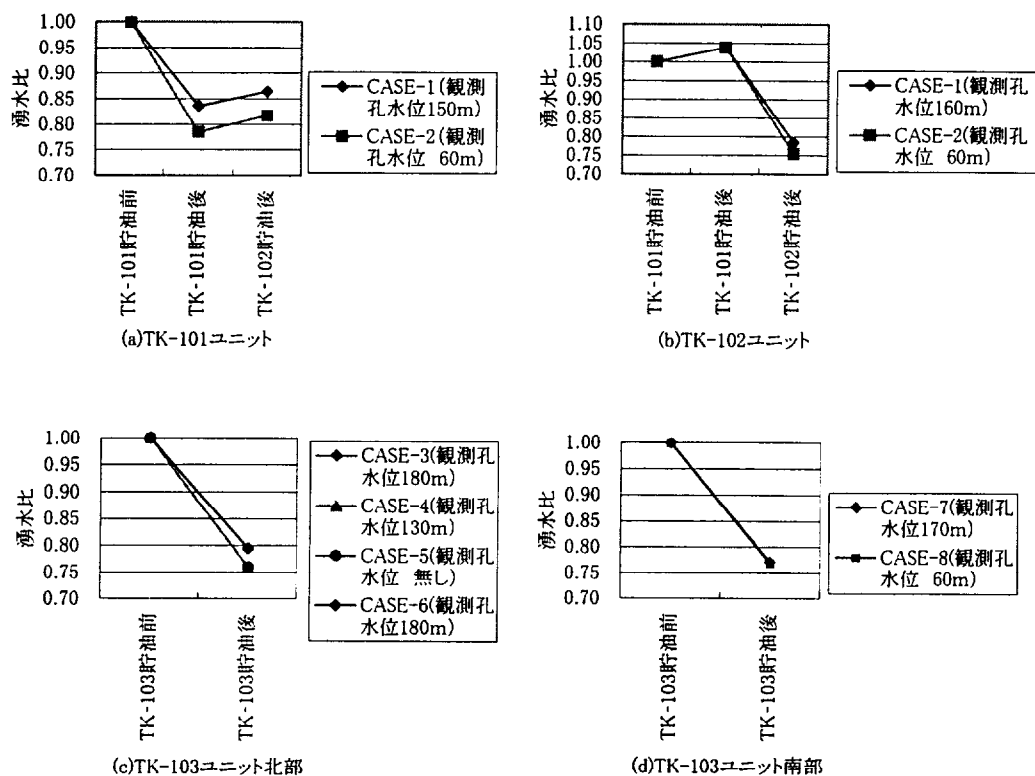


図 3.4-18 各ユニットの貯蔵前と貯蔵後の湧水比変化図¹⁸⁾

TK-101 ユニットは、1993 年 1 月にオイルインが行われ、TK-102 及び TK-103 ユニットは 1994 年 6 月から 12 月にかけてオイルインが行われた。それに伴う実際の各ユニットの湧水量を図 3.4-19 と本検討に対応する湧水比を図 3.4-20 に示す。ただし、TK-101 ユニット及び TK-102 ユニットの空槽時の基準湧水量は、1993 年 1 月 1 日～1 月 7 日（オイルイン直前）の湧水量の平均値をとりそれぞれ 104m³/day、288 m³/day としている。また、

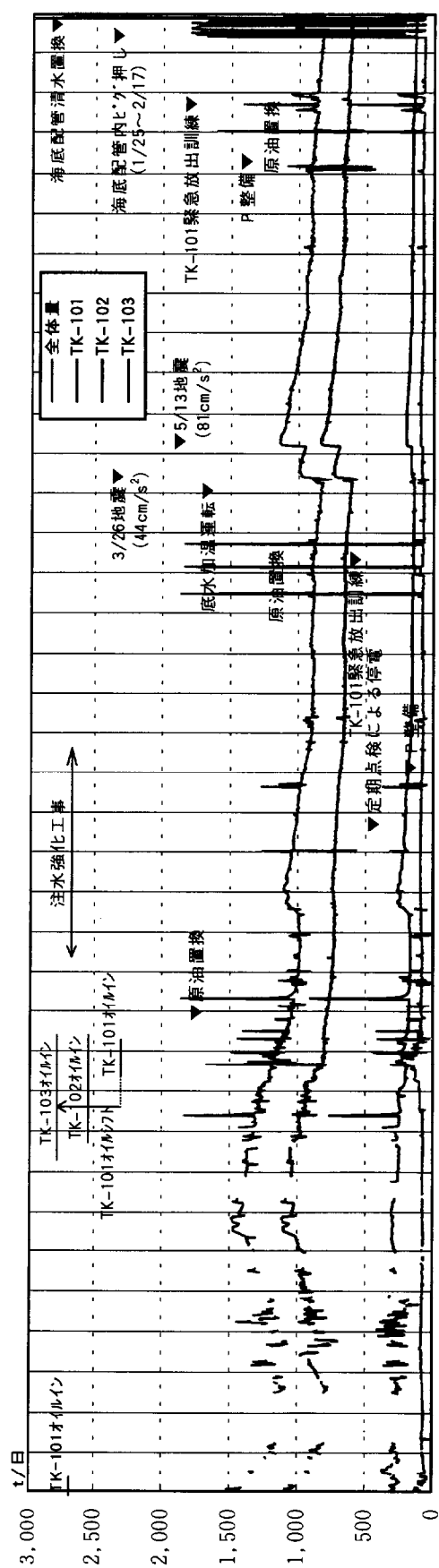


図 3.4-19 各ユニットの実測湧水量経時変化 (20)

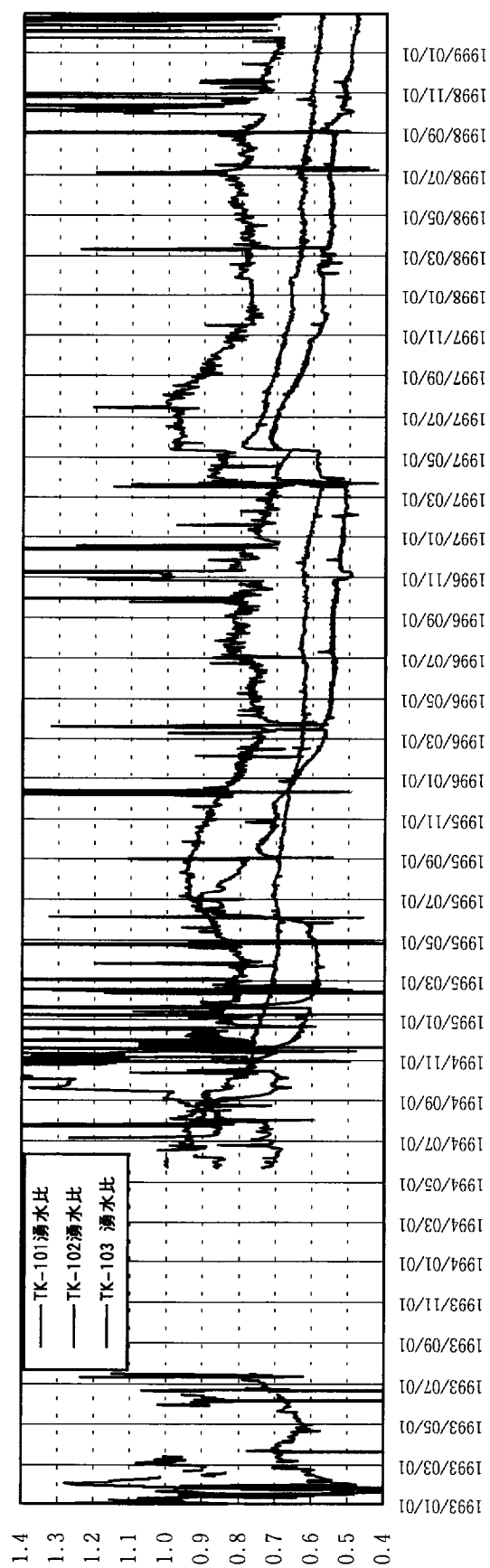


図 3.4.20 実測湧水量に基づく各ユニットの湧水比経時変化

TK-103 ユニットでは、やはりオイルイン直前の 1994 年 5 月 22 日～5 月 31 日の湧水量の平均値をとり 1,051 m³/day とした。図 3.4-19 及び図 3.4-20 によっても 2.4.3 で述べたような湧水量の低減傾向が認められる。この低減傾向はバクテリアによっても起こることを 2.4.3 で述べたが、その影響ではないことが事業者による毎年の水質試験で確認されている。

ここで、TK-101 ユニットの湧水比の変動が極端に大きい理由は、オイル受け入れ時に配管内の油を全て岩盤タンク内に入れるため最後に水を使うためである。また、TK-102、TK-103 ユニットのオイルイン時には一端 TK-101 ユニットにオイルを受け入れ、その後 TK-102 ユニットまたは TK-103 ユニットに油をシフトするようになっていることも原因となっている。図 3.4-20 を見ても判るように、予測した湧水比はほぼ一致しているといえるが、長期的にはやはり、2.4.3 で示した湧水量の低減傾向にしたがった傾向で推移している。また、1987 年 3 月 26 日と同年 5 月 13 日の地震により、湧水比が約 15% ずつ増加しているが、これについては 4.2 で述べる。

3.4.6 TK-101 の部分操業

1992 年に入っても、3.4.1 で述べたグラウト改良の目途がたたず、完成期限である 1992 年 9 月までに全施設を完成しオイルインを行うことは不可能な状態であった。

この完成期限を延ばすことは、地下石油備蓄の基地建設に対する地域社会の信頼を損なう恐れが強いことなどから、最終的判断として、TK-103 ユニットのグラウト工事と独立して TK-101 ユニットにまずオイルインを行うことが事業者により決定された⁹⁾。

当初設計では、完成後に異種の油が混合するのを防止するために各ユニット間に縦水封施設を計画していたが、一方で油を貯め片方で工事をする状況は想定していなかったため、この新たな状況における安全性の検討を行う必要が生じた。また、部分操業とはいえ、一つの完成したタンクとみなされるため消防法上の検査も受ける必要もあった。

図 3.4-21(a)に、No.1 水封トンネルの縦水封ボーリング孔削孔直後の孔内水位の安定位置と地質図を重ねたものを示したが、地質不連続面に当たるように削孔された縦水封ボーリング孔は、孔内水位が低下していることがわかる。また、当初計画の縦水封ボーリング孔の間隔は、Muskat の理論²¹⁾に基づき Åberg により提案²²⁾された下式により求め、最終的に鉛直二次元浸透流解析により、均質等方条件で油の混合防止を確認していた。

$$hw_{\min} = h_A + \frac{(h_A - h_B)a}{\pi S} \log_e \left(\frac{a}{2\pi r} \right) \quad (3.4-1)$$

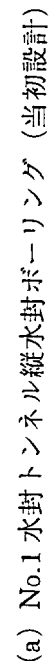
ここに、 $hw_{\min}$: 水封ボーリング孔内最低必要水頭 (m)

h_A, h_B : 隣接するタンク内の水頭 (m)

a : ボーリング孔ピッチ (m)

S : タンク間距離 (m)

r : ボーリング孔半径 (m)



断層破碎帯（Ⅰ級以下）

(b) No.1 水封トンネル縦水封ボーリング増強後

図3.4-21 No.1 水封トンネルの縦水封ボーリングダ18)を基に作成 (単位: mm)

ただし、 $S > 2a$ 、 $a \gg r$

しかし、式 (3.4-1) は水平な透水層が存在する場合に適用できる式であり、前述した不連続面が実際に傾斜を持って存在する場合には適用性に問題があると判断し、亀裂をモデル化した数値的検討を実施することとした。

(1) 検討内容

TK-101B と TK-102A 間の新鮮岩盤中に代表的な水みちを考慮し、水みち面における縦水封ボーリングの混合防止機能を検討する。この場合の解析は、水みち面上の二次元解析とし、新鮮岩盤中の縦水封ボーリングによる水封の効果を無視した安全側の検討を行うことにした。

解析メッシュ及び境界条件を図 3.4-22 に示すが、代表的な水みちとして、串木野基地における走向及び傾斜の卓越方向を選定しそれぞれ $N62^\circ E$ 、 $50^\circ SE$ とした。これは、TK-101B と TK-102A 間の代表的な水みちと考えられ、F-5、F-8、F-12 の各断層の走向と傾斜にはほぼ一致するものである。

水理特性は、解析断面内で均一（均質）とし厚さも一定とした。検討は、縦水封ボーリングが混合防止機能を満たしているかどうかを確認するために行うものであり、湧水量の増加量をこの検討で求めるものではないので、透水係数を単位量（1m/day）とした。これは、Darcy 則に基づけば、透水係数は流速に影響（比例）するがポテンシャル分布、動水勾配には無関係であることを利用したものである。これにより、代表的な水みちの透水性（低透水性から高透水性）にかかわらずポテンシャル分布、動水勾配を基に混合防止機能を確認できるようにした。

縦水封ボーリングのピッチとしては、図 3.4-21(a)に示した当初設計の 10m ピッチ（CASE-1）と、中間にボーリング孔を増強し 5m ピッチとした案（CASE-2）を検討した。ボーリングの孔底深度は当初設計通り EL-42.0m とし、水封水位は EL3m とした。

岩盤タンクは、壁面周辺部 4m をゆるみ領域とし、これをタンクの一部とみなしポテンシャル勾配をきつくすることにより安全側の検討を行うこととした。

貯蔵条件としては、TK-101 ユニット側に貯蔵圧と原油貯蔵状態（密度 $0.9t/m^3$ ）を考慮し、TK-102A 側は大気圧下にあるものとして部分操業の状態を想定した。

(2) 解析結果及び考察

地下水流動状況を図 3.4-23,24 に示す。また、混合防止の条件を確認するため、TK-101B に接する要素の水平方向動水勾配を求め、これを表 3.4-11 に示した。

この場合、水平方向動水勾配が TK-101B に向かう方向がプラスであれば、混合防止機能が満たされると判断できる。

表 3.4-11 の CASE-1 から、図 3.4-22 に示した要素①及び要素②の水平方向動水勾配がプラスであり水の流動方向は TK-101B 側に向かって流れる結果となり、当初設計の水封設備で原油漏洩の可能性はないことが判明した。しかし、要素②の水平方向動水勾配が 0 に近いことから、当初設計の縦水封ボーリングのピッチ（10m）を増強し、5m ピッチとし、

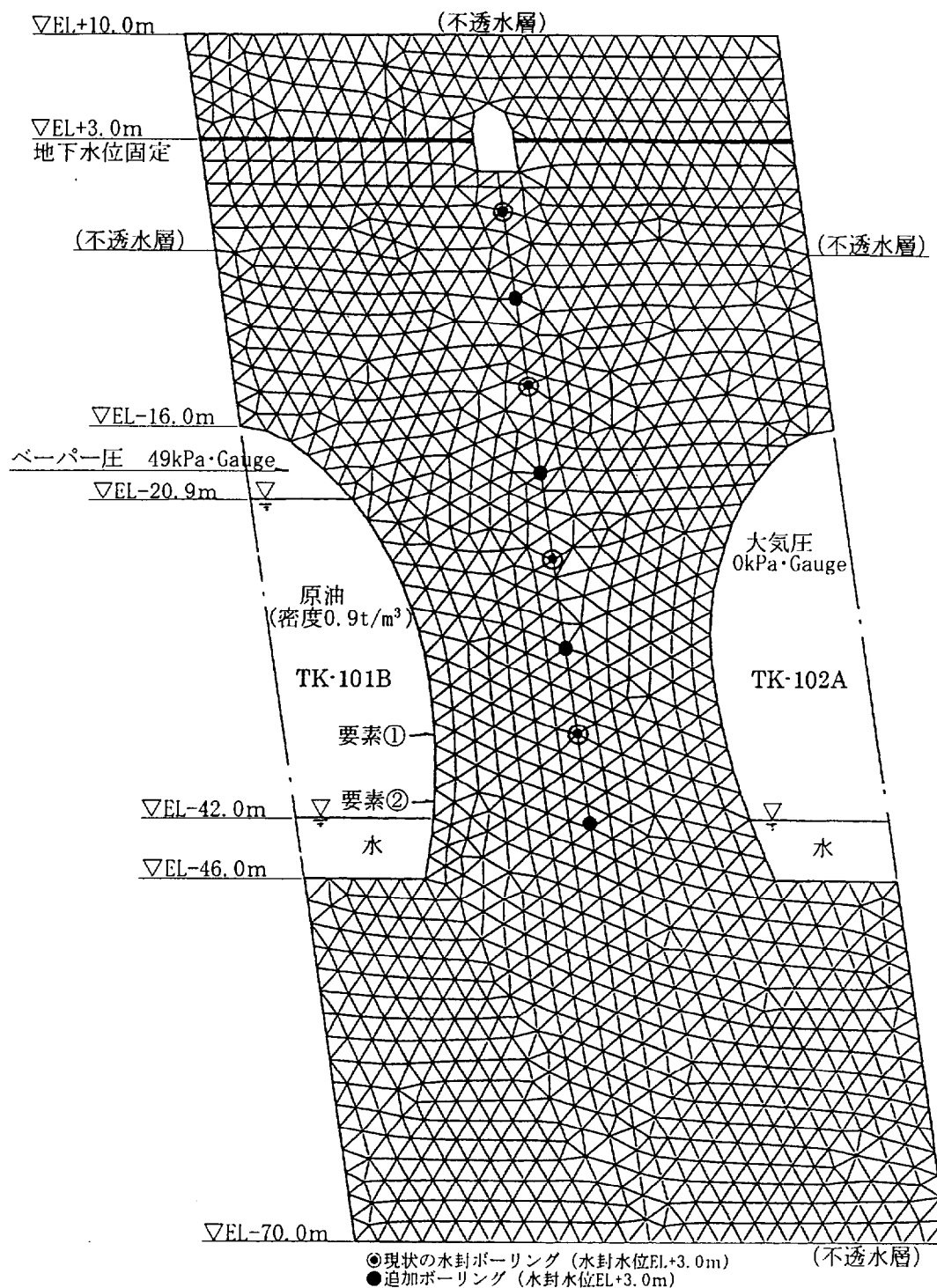


図 3.4-22 解析メッシュ及び境界条件 18) を加筆修正

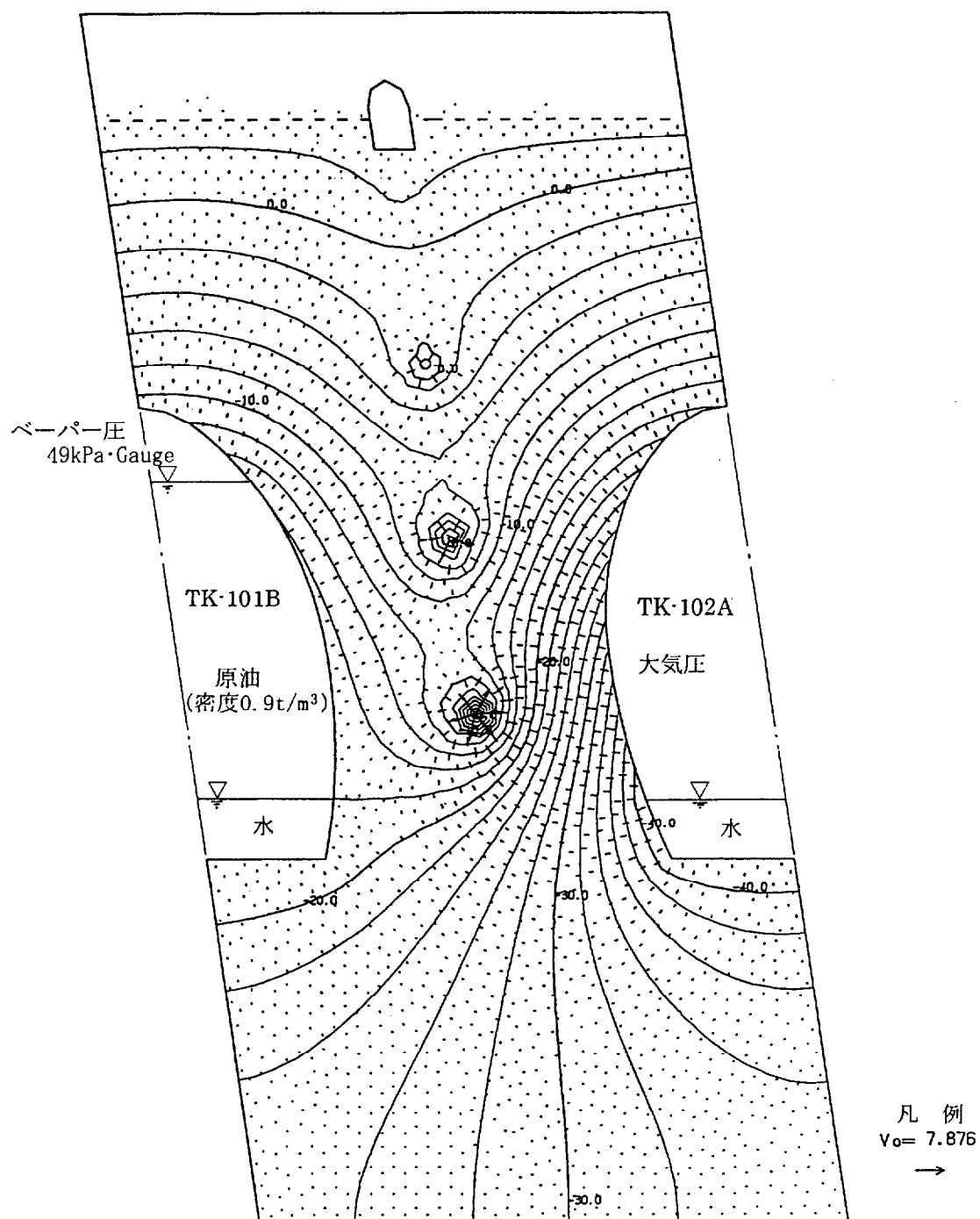


図 3.4-23 地下水流動状況 (CASE-1) 18) を加筆修正

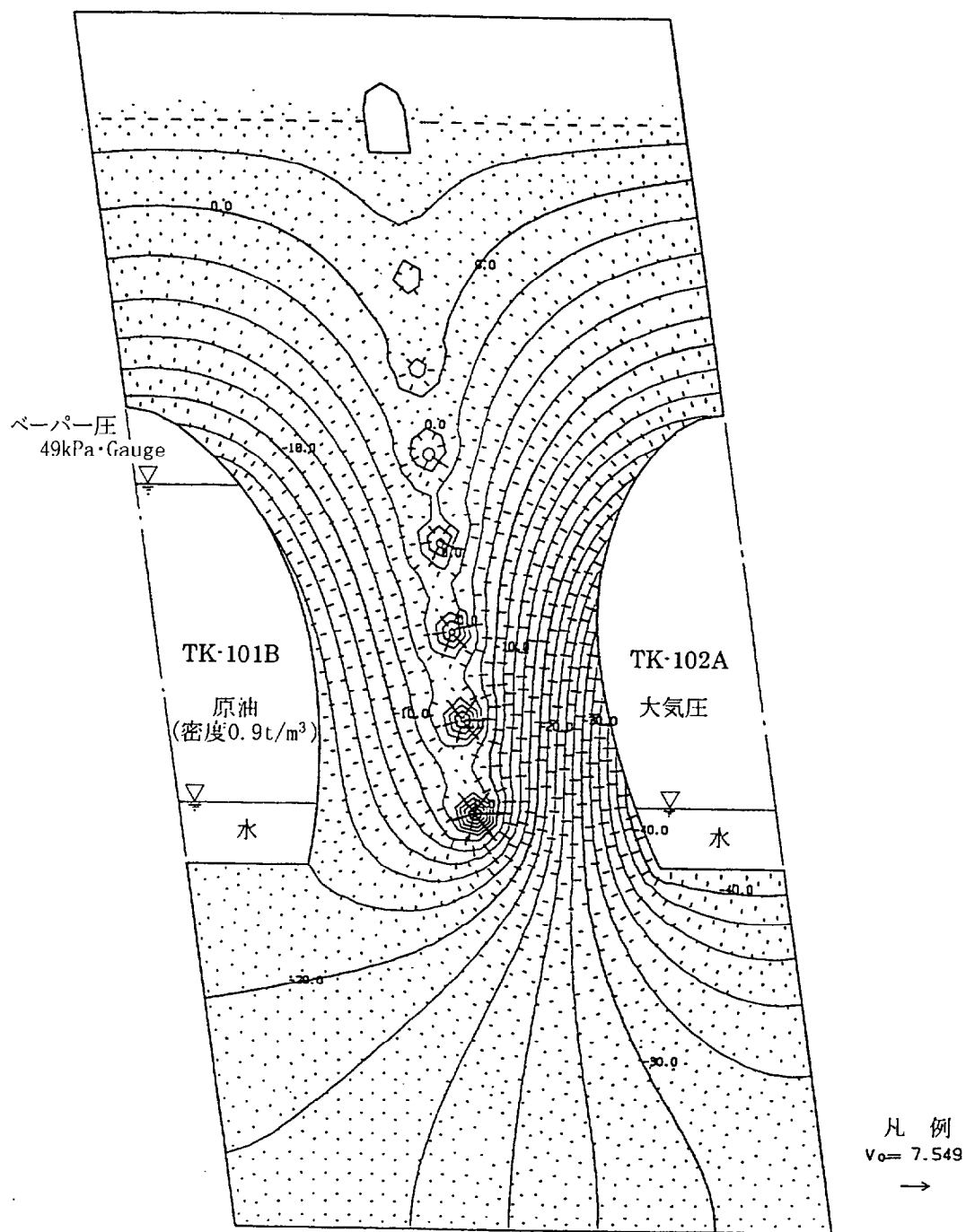


図 3.4-24 地下水流動状況 (CASE-2) 18) を加筆修正

かつ増強するボーリング孔は現状のボーリング孔より更に 5m 深く削孔して孔底レベルを EL・47m までとすることとした。また、追加削孔する縦水封ボーリング孔においても孔内水位が低下することが認められた場合は、さらに縦水封ボーリング孔を追加し 2.5m ピッチとすることとした。

表 3.4-11 TK-101B に接する要素の水平方向動水勾配¹⁸⁾

検討ケース	縦水封ボーリングピッチ	水平方向動水勾配	
		要素①	要素②
CASE-1	10.0m(当初設計)	0.554	0.107
CASE-2	5.0m(増設)	1.159	0.685

注) 要素①、要素②の位置は図 3.4-21 参照

この考え方に基づいて、設置された縦水封ボーリング孔の施工結果を図 3.4-21(b)に示す。また、図 3.4-25 には、オイルイン前後の TK-101 ユニット及び TK-102A の観察記録を示した。

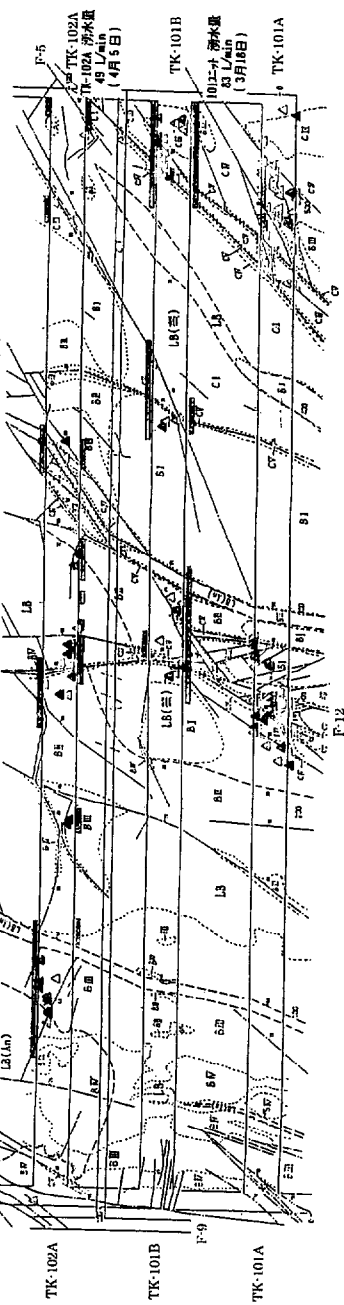
同図の①は、図 3.4-21(a)に示した当初設計の縦水封ボーリング孔の配置で、No.1 水封トンネルを水張りした状況下での、TK-101B 及び TK-102A の空洞壁面の湿り、TK-101A、TK-101B 及び TK-102A の湧水及び滴水状態を観察したものである。空洞中央部(TD200 m～TD300m)の F-12 断層とその付近の貫入岩(LB (An))及び TD400m 以奥の F-5 断層に TK-101A、TK-101B 及び TK-102A 共通して坑壁の湿りや、滴水などが観察されている。一方、TK-102A の TD100m 付近の貫入岩に観察されている坑壁の湿り及び滴水、また、TK-101B の TD450m 付近の貫入岩に観察された坑壁の湿り及び滴水は、該当する不連続面あるいは貫入岩の延長線上にある他方の空洞には観察されていない。

同図の②は、TD302.5m 以奥の縦水封ボーリングの増強が完了した No.1 水封トンネルを部分的に水張りした時点の観察結果である。この結果、TK-102A 側では、F-12 断層とその付近の貫入岩で坑壁の湿りが連続し、かつ滴水も増加した。また、TK-101B の TD450m 付近の貫入岩に観察されていて、TK-102A 側では観察されていなかった坑壁の湿りや滴水が新たに観察された。さらに、TK-102A 側 TD500 m 付近の F-5 断層部坑壁の湿りや滴水の増加が観察されている。しかし、TK-101B 側は TD450m 付近の貫入岩部で若干滴水が増加した程度で大きな変化は認められていない。

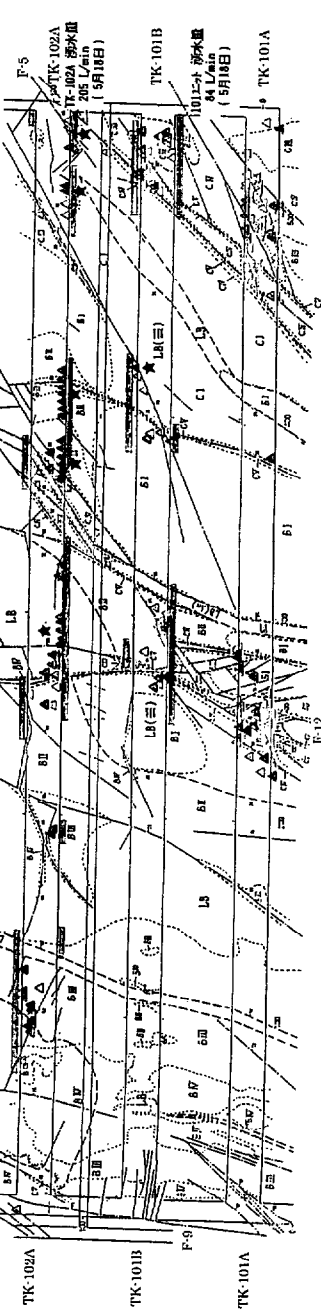
同図の③は、縦水封ボーリング増強完了後、No.1 水封トンネルを全面的に水張りした状態である。この時点での観察結果は②の結果とほとんど変わらないが、TK-101B の TK-102 側坑壁に、TD200 m～TD300m 間の F-12 断層部で坑壁の湿りや滴水が新たに増加した。

同図の④は、TK-101 ユニットに原油を受け入れるため、TK-101B と TK-102A 間にプラグを打設し、No.1 水封トンネルの水張りが完了した時点の観察結果である。このような状態のため、TK-101 側へ入って壁面の観察を行うことは不可能となり、TK-102A の観察結果のみとなっている。この時点での TK-102A の状況は③の状況と同じである。

① 1992. 2. 18 観察時 (No. 1 水封トンネル縦水封ボーリング孔間隔 10m、全面水張り時)



② 1992. 5. 18 観察時 (No. 1 水封トンネル縦水封ボーリング孔間隔 5m、TD302. 55m 以奥水張り時)



③ 1992. 7. 20 観察時 (No. 1 水封トンネル縦水封ボーリング孔間隔 5m、全面水張り時)

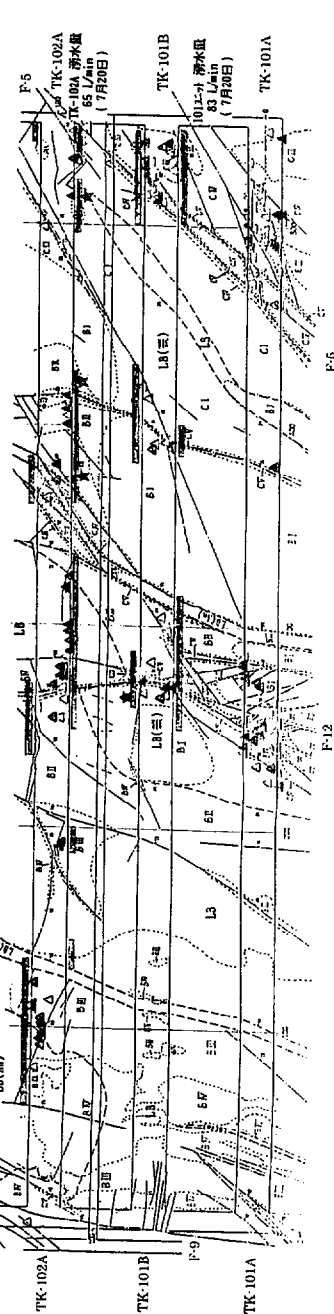


図 3.4-25 オイルイン前後の TK-101 及び TK-102A の観察記録 (その 1)²³⁾

凡 例

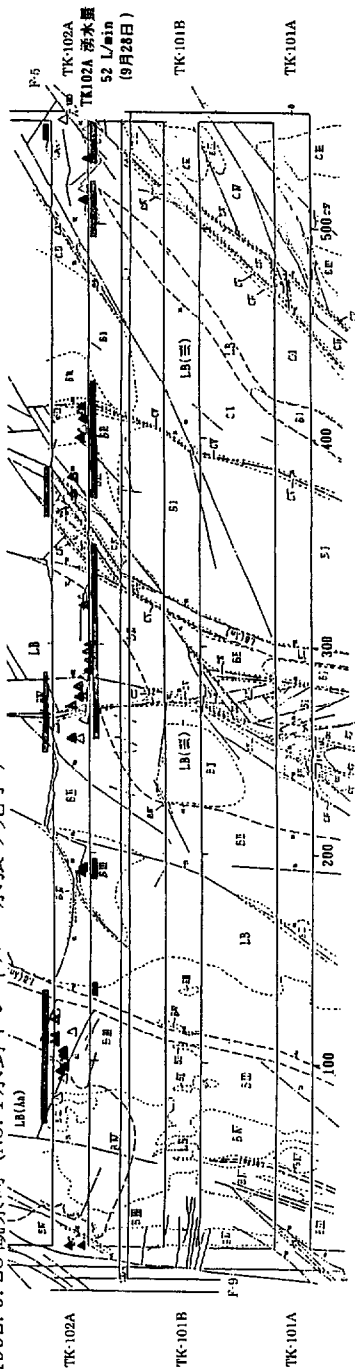
- ▲: a. 連続的な滴水、湧水箇所
- ▲: b. やや連続的な滴水、湧水箇所 (a と c の中間的な状態)
- △: c. 断続的な湧水箇所
- : TK-101B と TK-102A において坑壁の通っている区間
-: 前回観察時と比較して、新たな滴水が発生している箇所
- ★: 湧水量が増加した主要な場所
- ★: 滴水、湧水量が減少あるいはなくなった主要な場所

記 事

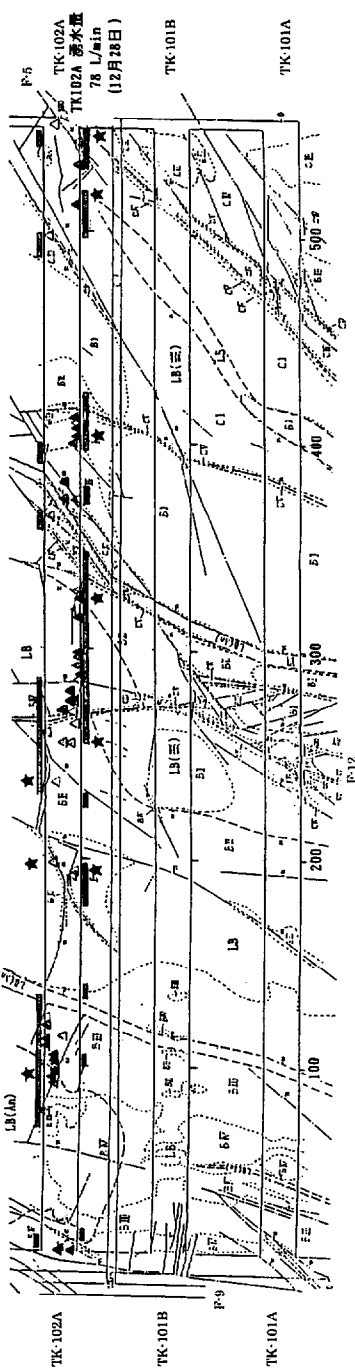
- TK-102A
 - ・②では、TD280m～299m、TD265m～375m、TD390m～430m、TD195m～515mの範囲において、湧水の増加が認められた。
 - 特に、TD260m～299m、TD365m～375mでは、坑壁の掘り範囲全体から多量の湧水がみられた。
 - ・③では、②で多量の湧水増加がみられた区間で、湧水量が大幅に減少した。
- TK-101B エニット
 - ・②では、TK-101Bの TD370m～410m、TD510m～530mの各区間で湧水箇所が数箇所増加した。
 - ・③では、TK-101Bの TD270m止側で、湧水箇所が数箇所増加した。
 - ・TK-101 エニットでは、②③とも、湧水箇所が何箇所か増加したが、大きな変化ではなかった。



④ 1992. 9. 28 観察時 (No. 1 水封トンネル 水張り完了)



⑤ 1992. 12. 28 観察時 (TK-101ユニット オイルイン直前)



⑥ 1993. 1. 19 観察時 (TK-101ユニット 第2船オイルイン直後、22.6万 kL貯蔵時 (液面高 H=12.3m))

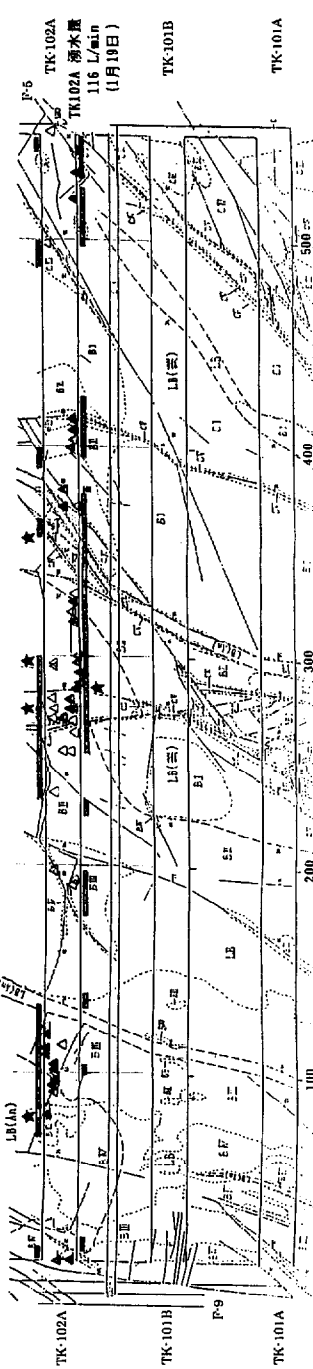


図 3.4-25 オイルイン前後の TK-101 及び TK-102A の観察記録 (その 2)²³⁾

凡 例

- ▲: a. 連続的な湧水、湧水箇所
- ▲: b. やや連続的な湧水、湧水箇所
- △: c. 断続的な湧水、湧水箇所
- : 坑壁の崩壊している区間
- : 前回観察時と比較して、新たな湧水が生成あるいは湧水量が増加した主要な箇所
- ★: 湧水、湧水が減少あるいはなくなった主要な箇所

記 事

- ④では、⑤と比較して、部分的にやや増減がみられるが、全体的にみるとほとんど変化はみられていない。
- ⑤では、TK-102A 東側、TK-101B、TK-101A の西側で、湧水の減少が認められた。また TK-102A 西側、TK-101B 東側で湧水量が増加した。TK-101A 付近では湧水量がやや増加し、TK-102A 付近では湧水量が減少した。
- ⑥では、TK-102A 西側、TK-101B 東側で湧水量が増加し、TK-101A 付近では湧水量が減少した。また、TK-102A 東側で新たな湧水箇所が認められた。

同図の⑤は、TK-101 ユニットに原油を受け入れる直前の状態であり、TK-101 では原油受け入れのため、図 3-4.25 に示すように岩盤タンク内の圧力を不活性ガスにより約 13kPa へ昇圧している過程であった。この時点で、TK-102A では、TD100m 付近の貫入岩、TD200m～TD300m の F-12 断層とその付近の貫入岩 (LB (An))、TD450m 付近の貫入岩、TD500m 付近の F-5 断層部において新たに湧水が発生した箇所や、増加した箇所が認められた。

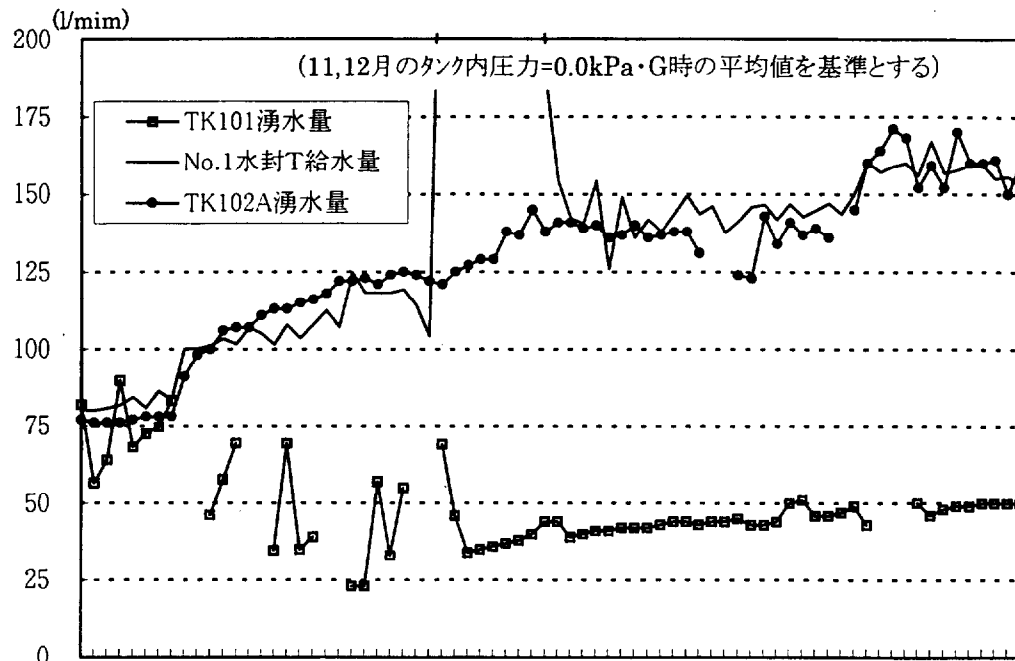
同図の⑥は、TK-101 ユニットに第 2 船のオイルを受け入れた後 (容量の約 2/3 を受け入れ後) の状況を示したものである。オイルイン直前の⑤と比べて、TK-102A の TD200m～TD300m の F-12 断層とその付近の貫入岩 (LB (An)) で坑壁の湿り具合が連続し、新たな湧水が発生した。その他の不連続面の箇所ではほとんど変化が無いことが観察された。また、TK-102A における観察結果から、縦水封ボーリング孔の設置密度増加により安全に油が貯蔵できていることを確認している。

図 3.4-26 にはオイルイン前後の TK-101 ユニットと TK-102A の湧水量及び No.1 水封トンネルの給水量変化図、TK-101 ユニットの内圧変化、TK-101 ユニット内の液位の変化をそれぞれ示した。

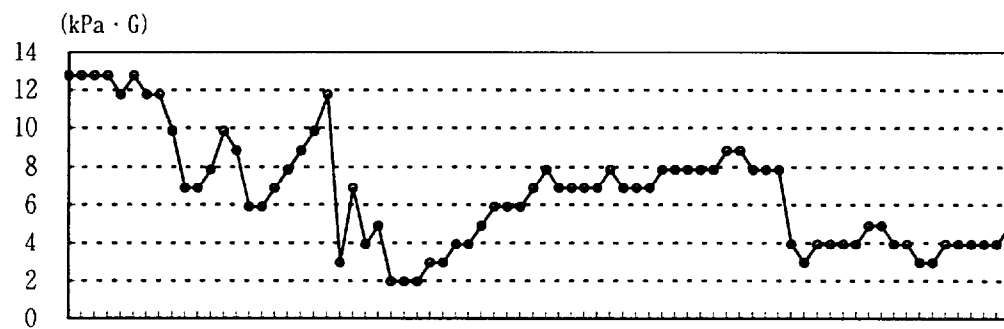
図 3.4-26(a)は TK-101 ユニットと TK-102A の湧水量及び No.1 水封トンネルへの給水量の経時変化を示したものである。3.4.5 で示したように、オイルイン完了後 TK-101 ユニットの湧水量は低減し、受入前の約 80ℓ/min から徐々に安定し 50ℓ/min (約 60%の低減) となった。なお、オイルインの過程で湧水量が一時的に増加する理由は、3.4.5 でも述べたように配管内の残りの原油を、水を使用して岩盤タンク内へ入れるためである。一方、TK-102A の湧水量は TK-101 側への原油受入後初期の 75ℓ/min から徐々に増加を始め図に記載した範囲では最終的に 160ℓ/min 前後 (約 200%の増加) となった。この増加の過程は、No.1 水封トンネルへの給水量の増加過程と対応している。これは、湧水量の増加に対応するように給水で水を補給することを行っているためであり、これにより水封機能が人工的に保てることを示しているものである。なお、TK-102A への原油の移流防止をさらに確実にするため、1993 年 1 月末から 2 月の始めにかけて、No.1 水封トンネルの水封水位を EL3.0m から EL9.0m に変更したため、給水量が一時的に増加している。これも TK-102A 湧水量の増加の原因であり、3.4.5 で行ったオイルイン後の湧水量の予測値 (No.1 水封トンネルの水封水位 EL3.4m で TK-102A は約 150%の増加) に対し実際の湧水量の増加が約 200%となったものと考えられる。

図 3.4-26(b)の圧力の経時変化では、初期の TK-101 へのオイルインに伴う気相部の減少に対処した圧力コントロールのための変動しているが、オイルイン完了後圧力変化が安定したと認められた 1993 年 2 月 25 日以降所定の管理圧力 4kPa・G でコントロールを開始した状況を示している。

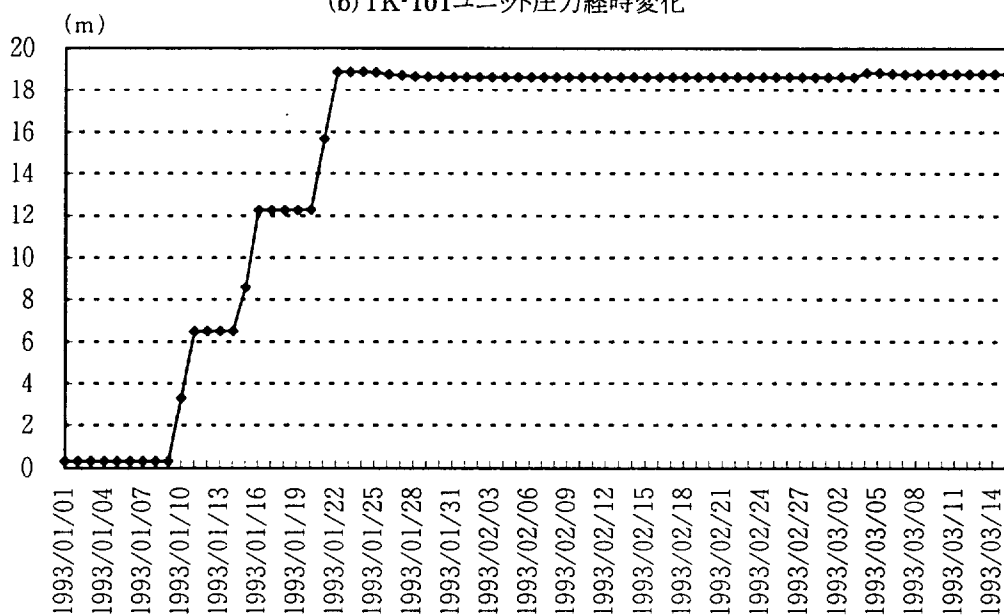
図 3.4-26(c)は原油受入に伴う TK-101 ユニットの液位の変化状況を示したものであり、原油を 3 回に分けて受入後、安定して液面が保持されている状況を示し、原油の TK-102A



(a) 湧水量と給水量の経時変化



(b) TK-101ユニット圧力経時変化



(c) TK-101ユニットタンク内液位経時変化

図 3.4-26 TK-101 オイルイン前後の湧水量・給水量・内圧及び液位変化図 24) を基に作成

側への移流が防止されていることが確認できる。

設計時点では実際の不連続面の状況を想定するのは不可能であり、設計時点までに得られた地質情報を基に前提を設けて設計するのが一般的である。この検討で述べたように、建設時に得られた地質状況に応じて設計の変更を行うことの重要性が改めて再認識できたといえよう。

3.5 完成前の最終点検

3.4 で述べた対策により、岩盤タンクの底盤を対象としたグラウトによる改良及び水封強化策が功を奏し、水封機能を満足しかつ湧水量を減らすという目的が達成され完成の目途が立ったが、その対象は主にタンクの底盤、側方及び上部への対策であり、岩盤タンク軸方向周辺部に対する評価は行われていなかった。水封式岩盤タンクの完成は、最終的に周辺トンネルにプラグを打設ことにより周辺トンネルと岩盤タンクを隔離した後、周辺トンネル部に注水を行って水没させ水封機能を確保する必要がある。この水没によりプラグ周辺や、地質不連続面から岩盤タンクへの湧水が大きい場合、岩盤タンクの湧水量がトータルとして増加し、特に 3.4 で述べたように TK-103 ユニットの場合その影響は大きい。そこで、岩盤タンク及び周辺トンネル建設時に得られた地質状況・湧水状況から施工時に対応した事項を整理し、周辺トンネル水没に伴う湧水の増加の可能性についてまとめたものが表 3.5-1 である。同表に基づき岩盤タンク軸方向の端部及び周辺部を中心に見直しを行い、湧水量増加の懸念のある箇所をピックアップし、図 3.5-1 に示した位置に対策を行うことを事業者に提案した。

この内、南部については 1993 年 9 月～10 月にかけて南換気トンネルを水没し湧水確認を行った結果、対策の必要が無いことが判明した。

しかし、北部の TK-103 ユニット上部付近のサービストンネル、非常用トンネルについては、岩盤タンク底盤部で問題となった F-9 断層群の走向／傾斜から湧水抑制対策の必要性があるものと判断した。特に、非常用トンネル下部の水理的な地質状況には不明な点が多く、かつこの部分の湧水確認は工程上最後（1993 年 12 月実施）になり、湧水確認後に対策を行った場合は工程が間に合わないことが予想されたため、1993 年 8 月から調査に着手することとなった。

この調査では、図 3.5-2 に示した No.3～No.5 孔及び No.8～No.10 孔の加圧注水を行った結果、タンク連絡トンネル A、TK-103 ユニット及び非常用トンネル坑壁に滴水箇所（図 3.5-3）が発見されることとなった。この時の、給水量と北換気トンネルプラグ部（PN）の湧水量の経時変化を図 3.5-4 に示す。これらの箇所は F-13 と F-14 の交差部及びその周辺部に限られたものであったが、注水試験時にこれらの断層周辺部にも高透水ゾーンが存在することを確認したことになる。

さらに、図 3.5-2 に示すようにグラウト注入時には、多量の注入領域が確認され、また TK-103 ユニット、タンク連絡トンネル A 及び非常用トンネルでは多量のセメントミルクのリークが観察された。地質分析の結果、これには F-13 断層の上盤と下盤が影響していることが明かとなった。また、北換気トンネルプラグ（PN）の打設によって、同プラグから坑口側のトンネル壁面に湧水が確認され、その範囲は拡大する状況を示し、この付近にも高透水域が存在することが確認された。（図 3.5-3 参照）

このような状況下で、1993 年 10 月 21 日から 1993 年 10 月 25 日にかけて、TK-103 ユニットにおいて 20kPa を目標に圧縮空気を使用して昇圧テストを実施した。その結果を

表 3.5-1 周辺トンネルの水没に伴う水位上昇によるタンク内湧水増加の可能性についての地質的検討 (1993.7.20 時点) 25)

湧水増加が 予測される 断層	分布状況	地質状況・湧水状況	湧水増加の可能性についての評価	本検討以前施工時の対応
F-13 F-13 以外の断層	連絡T.Aレベ (北換気T取付口 ～ 連絡T.A)	・連絡T.Aでは、TD255m付近からTD335mにかけて灰白色粘土及び岩片よりなる 破砕帯及び変質帯が多くみられ、周囲には方解石脈が発達している。 破砕帯としては大きなところで30cm程度あり、周囲はCIVあるいはBIVの割れ目 の多い岩盤となっている。 ・連絡T.A掘削中にはTD280m～TD295m付近で多量の湧水(40～50L/min)がみら れたが、数日後にはほとんどみられなくなり、宙水状に貯留されていた地下水が一 時的に湧出したものと考えられた。 ・北換気Tでは、連絡T.Aに比べ破砕規模、範囲等は縮小したものとっており、湧 水がみられず、一部に湧水がみられるのみであった。(連絡T.Aを先に掘削したことも、湧 水が見られなかった一因と考えられる。) ・No.3水封T内では、TD80m付近からTD135m付近にかけて、連絡T.A、TK- 103ユニットでみられたと同様な性状を示す破砕帯、変質帯が連続しているが、 F-9との交差点となっていることもあり、広範囲な地質的弱層部を形成している。 湧水がみられず、一部に湧水がみられるのみであった。 ・非常用Tにおいては、顕著な破砕帯はなく、地質境界部に小規模な破砕帯が みられる程度である。 湧水もみられず、一部に湧水がみられるのみであった。 ・水封連絡Tから非常用Tへ連絡ボーリングを穿孔した時に、30m程度掘削し たところで水封連絡Tへの逸水がみられたが、これはF-13の派生脈によるも のと考えられる。 ・F-13はF-9以西では水位はあるものの、湧水は少ない。 ・F-13はF-9より東ではTD170m付近に分布するF-9については、破砕規模、範囲ともに大き いものであったが、灰白色粘土を主体とし、部分的には湧水もみられていた。 ・TD400m～TD450m付近に分布するF-14については、灰白色粘土をもち、一部 開口していたが、破砕帯としては一本のみであり、規模としては小さい。 ・F-5.5～6における多量の降雨による北換気Tの湧水増は坑口付近の風化部か らによるもので、新鮮岩盤部での大幅な増加はみられない。 ・連絡T.Bでは、TD84m付近からTD110mにかけて灰白色粘土及び岩片より なる破砕帯及び変質帯がみられ、周囲には方解石脈が発達しているが、 破砕帯としては、大きなものでも20cm程度であり、周囲のCIVの比較的割れ 目の多い部分も小規模である。 湧水はみられていないが、壁面は全体に乾いているか湿っており、部分的に 湧水箇所も何箇所かみられていた。 ・南換気Tにおいては、TD305m～TD315m付近にF-5が分布しており、調査機坑 掘削時点の地質観察結果によると大きく開口しているところもみられており、 湧水もみられていた。	・F-13は、岩盤タンクレベル以下では連絡T.Aで多量の湧 水が見られた以外は全体に湧水はみられず、むしろ乾い た状態にあった。岩盤タンクレベルより上部においては、 顕著な湧水は見られなかったが、滴水・湿りはみられ ていた。 このことから、連絡T.Aより下部については、これま での水封対策工事の経緯によっても、比較的規模の大 きな水みちが形成され、地下水が下方に抜けていたと 考えるのが適当であると言えるが、上部については下 部ほどの高透水性を示すものではなく、地表部付近か らの地下水とある程度連続性のある水みちを形成して いるものと推定される。 これは、No.3水封T・グラウトTで現在湧水がみられ ているということからも言える。しかし、この湧水量 に比較して、タンクの湧水量が少ないことから、北換 気T水没後の岩盤タンク内湧水量の増加の可能性は低い。	・F-13 連絡T.A:セメントグラウト施工済 岩盤タンク:セメントグラウト施工済 No.2水封T:水封ボーリング工(水平) 粘土グラウト施工済 No.3水封T:水封ボーリング工(水平・鉛直) 粘土系グラウトおよび 粘土グラウト施工済
F-13 F-13 以外の断層	上部トンネルレベ (非常用Tコーナー部 ～ No.3水封T)	・F-13はF-9以西では水位はあるものの、湧水は少ない。 ・F-13はF-9より東ではTD170m付近に分布するF-9については、破砕規模、範囲ともに大き いものであったが、灰白色粘土を主体とし、部分的には湧水もみられていた。 ・TD400m～TD450m付近に分布するF-14については、灰白色粘土をもち、一部 開口していたが、破砕帯としては一本のみであり、規模としては小さい。 ・F-5.5～6における多量の降雨による北換気Tの湧水増は坑口付近の風化部か らによるもので、新鮮岩盤部での大幅な増加はみられない。 ・連絡T.Bでは、TD84m付近からTD110mにかけて灰白色粘土及び岩片より なる破砕帯及び変質帯がみられ、周囲には方解石脈が発達しているが、 破砕帯としては、大きなものでも20cm程度であり、周囲のCIVの比較的割れ 目の多い部分も小規模である。 湧水はみられていないが、壁面は全体に乾いているか湿っており、部分的に 湧水箇所も何箇所かみられていた。 ・南換気Tにおいては、TD305m～TD315m付近にF-5が分布しており、調査機坑 掘削時点の地質観察結果によると大きく開口しているところもみられており、 湧水もみられていた。	・タンク上部西方のF-9については粘土主体であり、ま た保水した断層であると考えられることから、今後の 大幅な湧水増加は考えにくい。 ・F-14については湧水増加の可能性は考えられるが、 粘土系グラウト、ボストグラウトを実施していることか ら影響としては少ないと予測される。	・F-14 連絡T.A:セメントグラウト施工済 No.3水封T:水封ボーリング工(水平・鉛直) 粘土系グラウトおよび 粘土グラウト施工済
F-5	連絡T.B ～ 南換気T	・F-5はF-9以西では水位はあるものの、湧水は少ない。 ・F-5はF-9より東ではTD170m付近に分布するF-9については、破砕規模、範囲ともに大き いものであったが、灰白色粘土を主体とし、部分的には湧水もみられていた。 ・TD400m～TD450m付近に分布するF-14については、灰白色粘土をもち、一部 開口していたが、破砕帯としては一本のみであり、規模としては小さい。 ・F-5.5～6における多量の降雨による北換気Tの湧水増は坑口付近の風化部か らによるもので、新鮮岩盤部での大幅な増加はみられない。 ・連絡T.Bでは、TD84m付近からTD110mにかけて灰白色粘土及び岩片より なる破砕帯及び変質帯がみられ、周囲には方解石脈が発達しているが、 破砕帯としては、大きなものでも20cm程度であり、周囲のCIVの比較的割れ 目の多い部分も小規模である。 湧水はみられていないが、壁面は全体に乾いているか湿っており、部分的に 湧水箇所も何箇所かみられていた。 ・南換気Tにおいては、TD305m～TD315m付近にF-5が分布しており、調査機坑 掘削時点の地質観察結果によると大きく開口しているところもみられており、 湧水もみられていた。	・F-5については、岩盤タンク部においては掘削時から湧水、 滴水がみられており、連絡T.B、南換気Tにおいて も、タンク部に比べれば量的に少ないが、滴水はみ られていた。 従って、水封機能としては健全であるといえること であるが、調査機坑では開口割れ目を確認しており、そ の影響が岩盤タンク内に及ぶ可能性は考えられる。	・F-5 連絡T.B:セメントグラウト施工済 岩盤タンク:セメントグラウト施工済 No.6 連絡T.B:セメントグラウト施工済
F-6	連絡T.B ～ 南換気T	・F-6はF-9以西では水位はあるものの、湧水は少ない。 ・F-6はF-9より東ではTD170m付近に分布するF-9については、破砕規模、範囲ともに大き いものであったが、灰白色粘土を主体とし、部分的には湧水もみられていた。 ・TD400m～TD450m付近に分布するF-14については、灰白色粘土をもち、一部 開口していたが、破砕帯としては一本のみであり、規模としては小さい。 ・F-5.5～6における多量の降雨による北換気Tの湧水増は坑口付近の風化部か らによるもので、新鮮岩盤部での大幅な増加はみられない。 ・連絡T.Bでは、TD84m付近からTD110mにかけて灰白色粘土及び岩片より なる破砕帯及び変質帯がみられ、周囲には方解石脈が発達しているが、 破砕帯としては、大きなものでも20cm程度であり、周囲のCIVの比較的割れ 目の多い部分も小規模である。 湧水はみられていないが、壁面は全体に乾いているか湿っており、部分的に 湧水箇所も何箇所かみられていた。 ・南換気Tにおいては、TD305m～TD315m付近にF-5が分布しており、調査機坑 掘削時点の地質観察結果によると大きく開口しているところもみられており、 湧水もみられていた。	・F-6については、岩盤タンク部においては掘削時から湧水、 滴水がみられており、連絡T.B、南換気Tにおいて も、タンク部に比べれば量的に少ないが、滴水はみ られていた。 従って、水封機能としては健全であるといえること であるが、調査機坑では開口割れ目を確認しており、そ の影響が岩盤タンク内に及ぶ可能性は考えられる。	・F-6 連絡T.B:セメントグラウト施工済 岩盤タンク:セメントグラウト施工済
F-5.6 F-5.6 以外の断層	連絡T.B ～ 南換気T	・F-5.6はF-9以西では水位はあるものの、湧水は少ない。 ・F-5.6はF-9より東ではTD170m付近に分布するF-9については、破砕規模、範囲ともに大き いものであったが、灰白色粘土を主体とし、部分的には湧水もみられていた。 ・TD400m～TD450m付近に分布するF-14については、灰白色粘土をもち、一部 開口していたが、破砕帯としては一本のみであり、規模としては小さい。 ・F-5.5～6における多量の降雨による北換気Tの湧水増は坑口付近の風化部か らによるもので、新鮮岩盤部での大幅な増加はみられない。 ・連絡T.Bでは、TD84m付近からTD110mにかけて灰白色粘土及び岩片より なる破砕帯及び変質帯がみられ、周囲には方解石脈が発達しているが、 破砕帯としては、大きなものでも20cm程度であり、周囲のCIVの比較的割れ 目の多い部分も小規模である。 湧水はみられていないが、壁面は全体に乾いているか湿っており、部分的に 湧水箇所も何箇所かみられていた。 ・南換気Tにおいては、TD305m～TD315m付近にF-5が分布しており、調査機坑 掘削時点の地質観察結果によると大きく開口しているところもみられており、 湧水もみられていた。	・F-5.6については、岩盤タンク部においては掘削時から湧水、 滴水がみられており、連絡T.B、南換気Tにおいて も、タンク部に比べれば量的に少ないが、滴水はみ られていた。 従って、水封機能としては健全であるといえること であるが、調査機坑では開口割れ目を確認しており、そ の影響が岩盤タンク内に及ぶ可能性は考えられる。	・F-5.6 連絡T.B:セメントグラウト施工済 岩盤タンク:セメントグラウト施工済

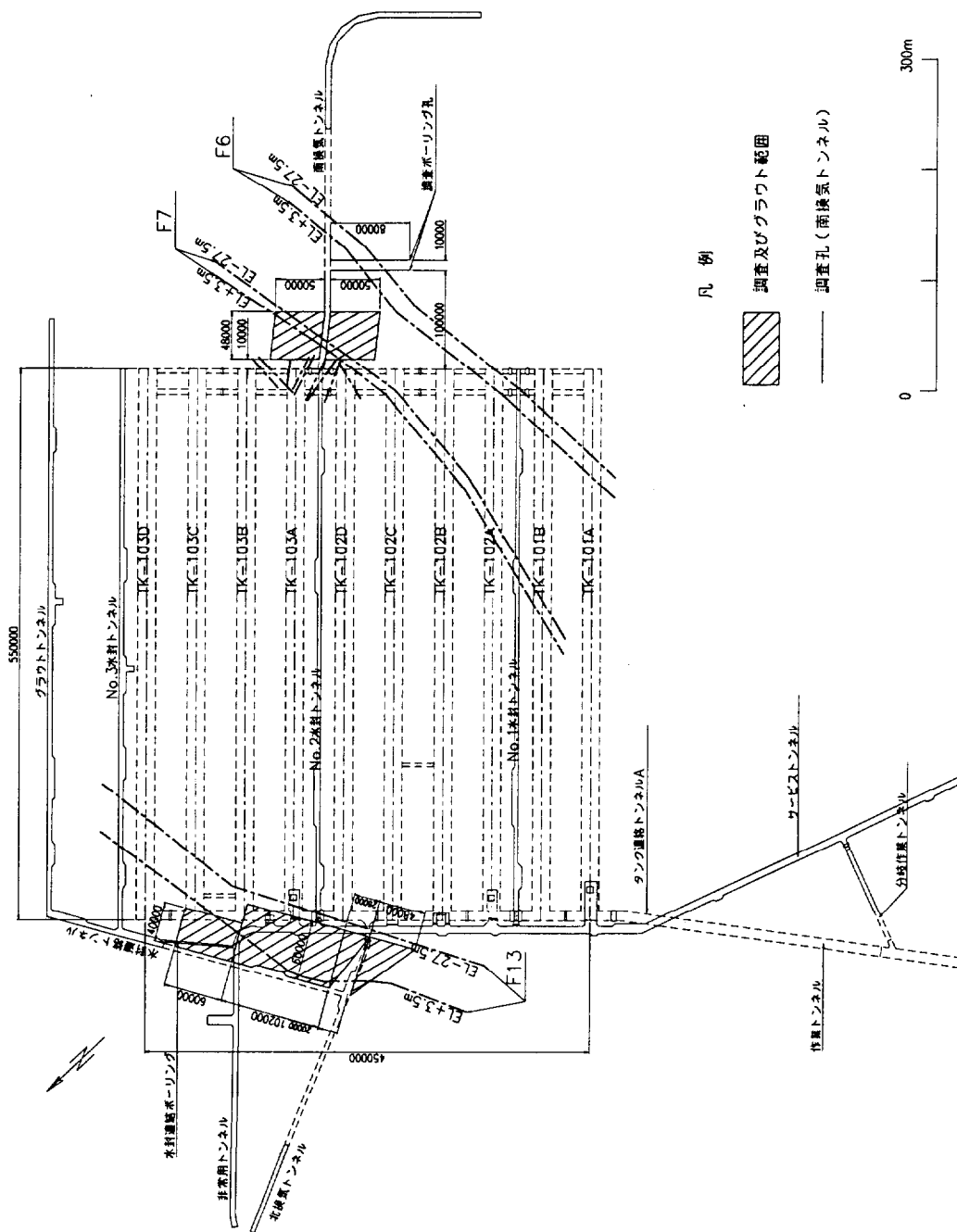


図 3.5-1 地質検討に基づく湧水抑制クラウト対策位置図 2b)を加筆修正

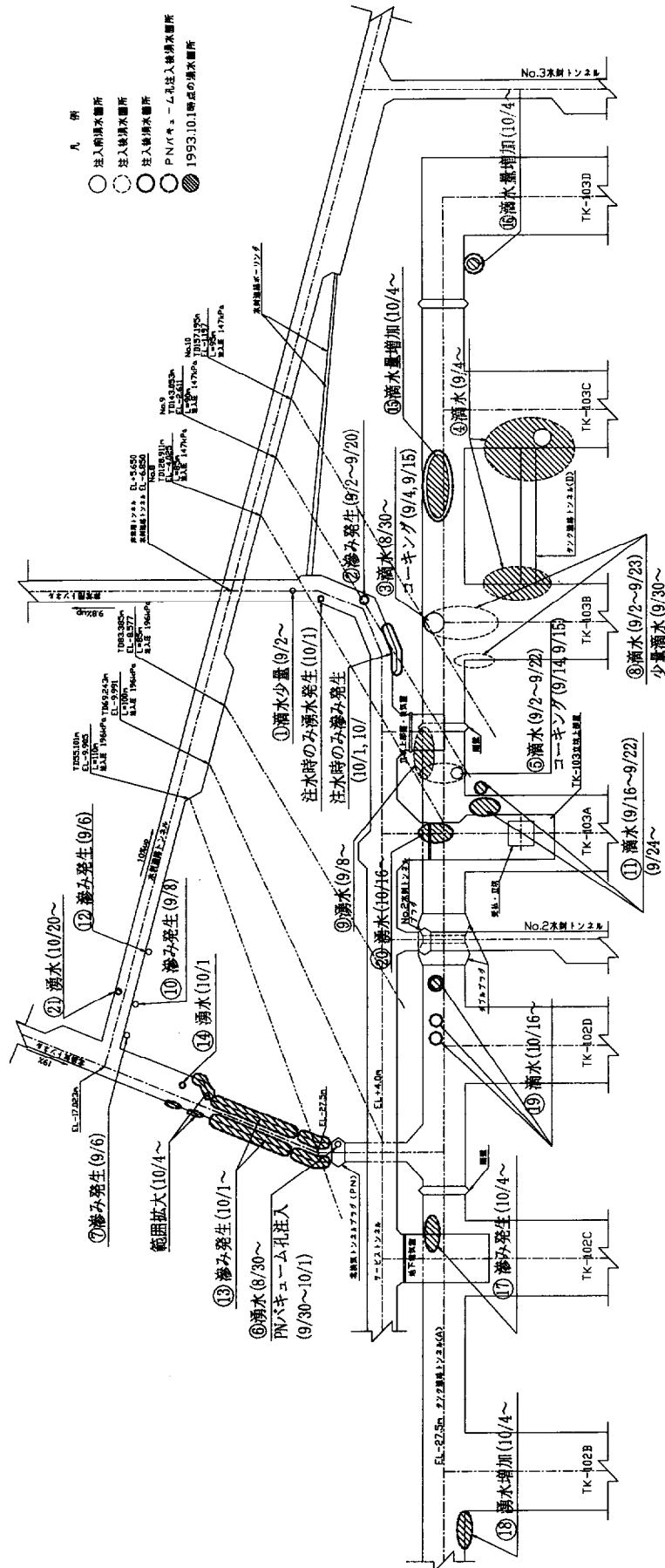


図 3.5.3 滴水位置図 25)を加修正

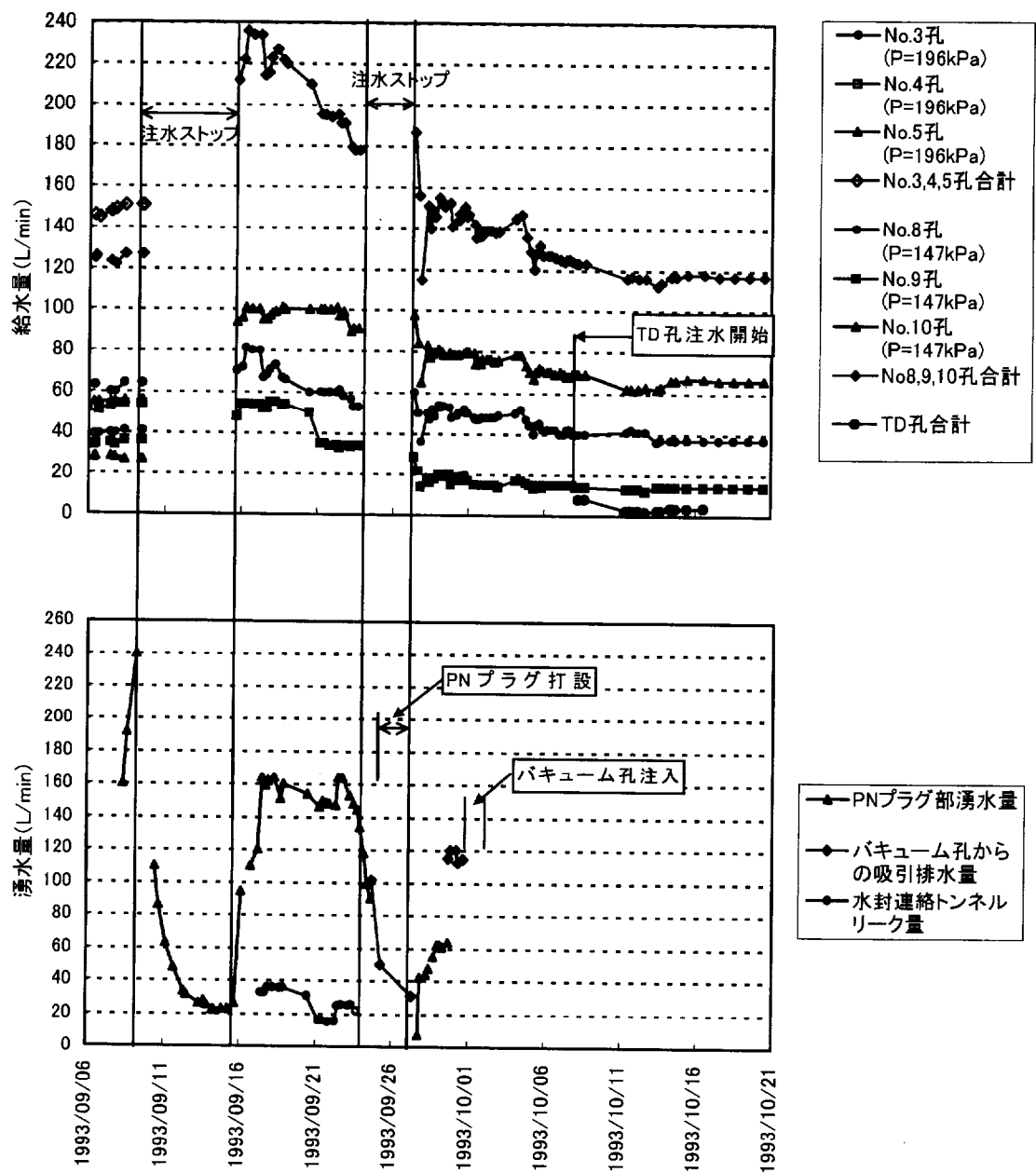


図 3.5-4 給水量と北換気プラグ (PN) 湧水状況²⁵⁾ を基に作成

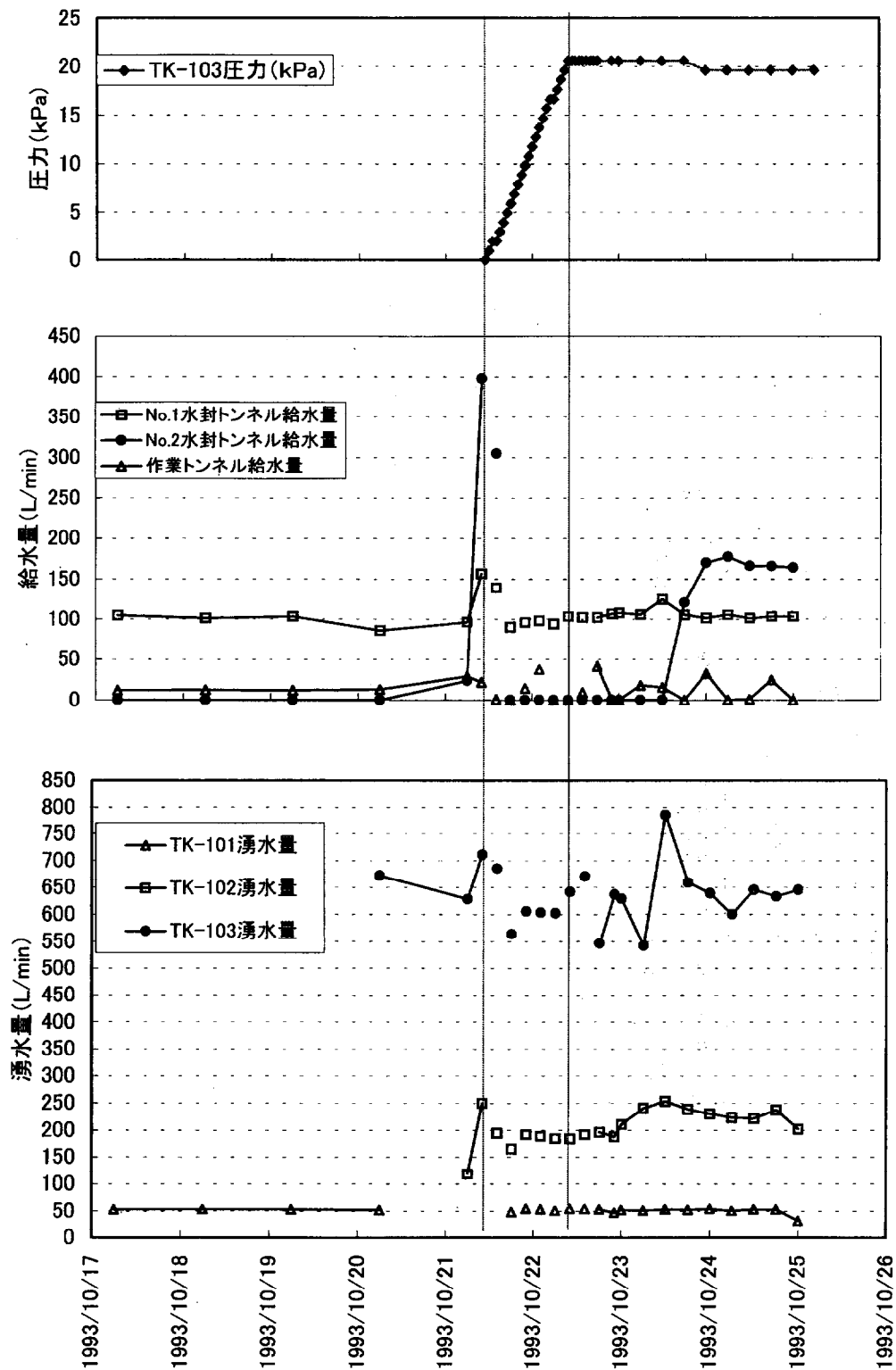


図 3.5-5 TK-103 昇圧試験²⁴⁾を基に作成

図 3.5-5 に示す。20kPa の圧力保持期間中、非常用トンネル、水封連絡トンネル及びサービストンネルの点検を行っていたが、1993 年 10 月 22 日に水封連絡トンネル底盤部からの漏気を発見した。これに対する対策として、追加長尺グラウトを実施し F-13 断層に対する改良を行った。(図 3.5-2 参照)

これらの現象は図 3.5-6 に示すように、空洞上部のトンネルを建設することにより、今まで涵養があった地下水を遮断することにより起こるものと判断され、このような地質状況がみとめられる場合は、上部からの注水を行うことが水封機能を確保する上で重要であると判断される。

以上の結果から、TK-102 ユニットに対するサービストンネル部の対策も必要と考えた。このサービストンネル部は掘削当初滴水が認められていたが、この時点では壁面の状況は湿り気がある程度であり湧水としては減少傾向にあった。しかし、串木野基地完成のスケジュールから工程上間に合わないことが確実であったので、串木野基地完成後に行うこととし、壁面の状況を十分監視し対策が必要と認められる場合は注水強化工事を実施することとした。実際にこの注水強化工事は、串木野基地完成後の 1995 年度に実施した。この工事では、非常用トンネルの実績に基づき、図 3.5-7 に示すようにボーリング孔は F-9 断層を貫いて削孔し注水強化を行う方針とした。

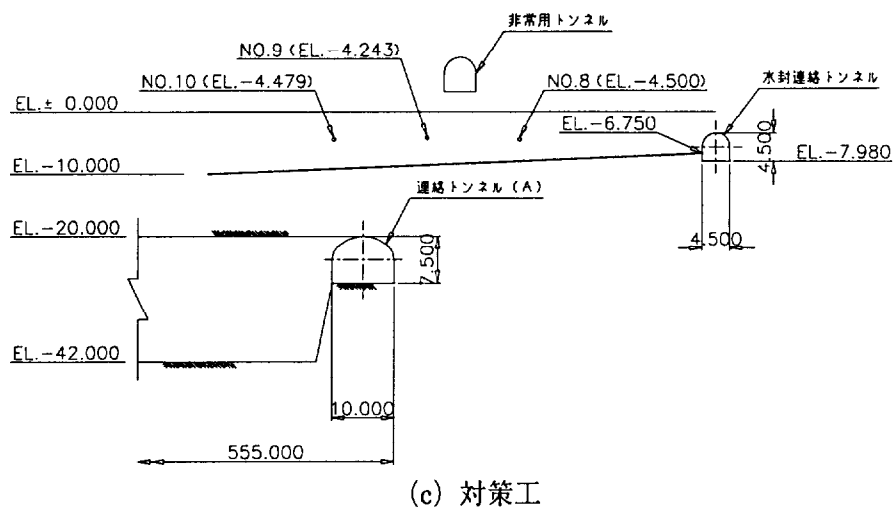
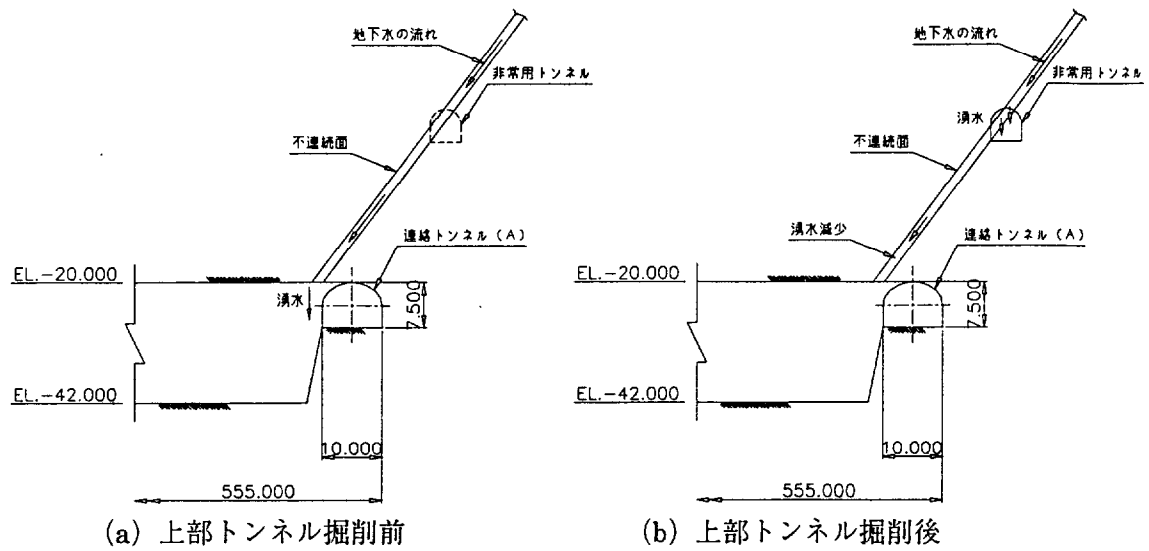


図 3.5-6 不連続面と空洞の関係による水みち遮断概念図と対策工（単位：mm）

3.6 結論

菊間実証プラントの実証実験の成果及び串木野基地における事前の調査結果を踏まえて、大規模地下石油備蓄串木野基地の設計及び施工が行われたが、本章で述べたように事前の地質調査結果と異なる F-9 断層群の出現に伴って、短期間で同断層群に起因する様々な技術的課題を解決しなければならない事態に直面した。結果的にはこのような箇所は、範囲としては岩盤タンク全域の 10% 程度にすぎなかったが、空洞の安定及び水封機能に影響を及ぼす地質的な要因は、不連続面（断層や貫入岩などの地層境界）にあり、これらが集中したところが原因であった。したがって、調査及び施工中に得られる地質データの綿密な分析、評価により、その影響の程度を的確に判断することの重要性が指摘されよう。

ただし、そのような事態に直面した場合でも、追加調査を行うことにより、本章で述べたような適切な手段を講ずれば水封機能に支障を与えず建設が可能であることを示した。

また、計測管理面については、構造の安定性確保に重点が注がれてきたことは否めないが、地下水を積極的に利用する水封式岩盤タンクの場合には、地下水観測の重要性が浮かび上がる。このためには、調査計画から始まって、設計及び評価技術、計測管理技術、施工技術などのトータルな技術の進歩発展が肝要であると同時に、岡本ら²⁷⁾が提案した現場における地下水に関する割れ目の評価も施工管理面では極めて重要な事項であると言えることができる。

以上述べたことを整理し、大規模地下石油備蓄串木野基地の施工管理で得られた知見を以下にまとめる。

- ①建設着手前に行われる広域調査で、建設地域全体をカバーする詳細な地質情報を得るのは不可能であり、施工中の地質観察あるいは状況によっては追加調査を実施して地質情報の補完を行うことが必要である。特に、地下水に関する調査、観測は範囲の拡大や密度を上げるなどを考慮することが望ましい。
- ②水封機能に影響を及ぼす要因は、地質的な不連続面（断層や貫入岩などの地層境界）にあり、調査及び掘削中に得られる地質データの綿密な分析、評価が重要である。特に、地質状況、湧水状況、地下水位状況などの継続的な観察、計測とその因果関係を詳細に検討し地下水流動状況の把握に努めることが肝要である。
- ③地質状況に応じ、当初設計の見直しや修正に対するフレキシブルな対応が要求され、追加調査、追加試験の実施を行い設計の観点からの再評価を迅速に行い、対策を実施することが求められる。
- ④貯蔵空洞の上部に、トンネルを配置する場合は、貯蔵空洞への水みちの遮断の可能性がある。施工時における継続的な観察が重要であると同時に、疑念が生じた時は調査を実施し不連続面の特性とその分析、評価を行う必要がある。水みちを遮断する事態が認められた場合は、注水強化を行って人工的に地下水の涵養を補う工夫が必要であり、空洞の湧水量が増加する場合はグラウトの併用も考える必要がある。この時の注水孔は不連続面に当てるように配置する。

- ⑤良好な岩盤部における空洞掘削において、隣接空洞が同一のベンチ掘削の状態では、隣接空洞の土平掘削の影響が大きい。また、同一空洞における次段ベンチ掘削の影響は良好な岩盤ではほとんどない。
- ⑥菊間実証プラントと同様に、岩盤タンク内の湧水状況は長期的に低下傾向にある。
- ⑦岩盤タンク湧水量は、それを排出する特殊なポンプの排水能力決定に直接影響する。この意味においても、地下水流動に関連する地質、水理地質に関する物理探査技術（電気探査など）、解析技術（調査結果に基づく水みちのモデル化）などの向上が求められる。

参考文献

- 1)石油公団編：石油備蓄技術（地下備蓄）調査報告書（昭和 55 年度委託事業），1982.
- 2)日本地下石油備蓄(株)編：串木野地下備蓄基地 工事記録（岩盤土木），1994.
- 3)蒔田敏明：地下石油備蓄基地建設の概要，資源と素材，Vol.107，No.13，pp.927-938，1991.
- 4)日本地下石油備蓄(株)編：串木野基地工事記録（地質編）報告書 図面集，1991.
- 5)清水建設：串木野国家石油備蓄基地・岩盤タンクの施工，土木クォーターリーNo.90，pp.2-21，1991.
- 6)櫻井春輔，清水則一，福原明，岡本明夫：地下石油備蓄空洞の情報化施工における逆解析の適用，土と基礎，Vol.46，No.6，pp.5-8，1998.
- 7)林正夫，本島睦，日比野敏：岩盤掘削時の安定解析のための電子計算プログラムの開発，電力中央研究所，No.377012,1978.
- 8)長谷川誠，河野重行，征矢雅宏，本村浩志：確率論に基づく NATM 計測の予測に関する研究，第 46 回土木学会年次学術講演会，VI-157，pp.340-341，1991.
- 9)清水・ハザマ・大林・三井・前田・鉄建・フジタ共同企業体：岩盤タンク等工事（串木野基地）計測報告書 巻末資料その 1，1994.
- 10)日本地下石油備蓄(株)串木野事業所：岩盤タンク TK-102B、TK-102C 弱層部盤下げ中止に伴う容量計算書，1989.
- 11)清水・ハザマ・大林・三井・前田・鉄建・フジタ共同企業体：岩盤タンク等工事（串木野基地）計測データ分析結果（中間報告書），1989.
- 12)Fukuhara, A. and Hasegawa, M. : An observational method for the excavation of large underground caverns – Excavation control of Kushikino underground crude oil storage cavern -, *Proc. of the International Workshop on Observational Method of Construction of Large Underground Caverns in Difficult Ground Conditions*, 8th International Congress on Rock Mechanics, pp.87-98, Tokyo, 1995.
- 13)松村克之，蒔田敏明，岡本明夫，中澤保延，小島圭二：地下石油備蓄基地建設における鉱業技術に基づく意思決定，資源と素材，資源素材学会誌，Vol.111，No.11，pp.743-748，1995.
- 14)日本地下石油備蓄(株)編：水封調査業務その 2（串木野基地），1990.
- 15)日本地下石油備蓄(株)編：水封調査業務その 4（串木野基地），1991.
- 16)日本地下石油備蓄(株)編：（串木野基地）既往水封対策工事に関する分析業務報告書，1992.
- 17)長谷川誠，宮下国一郎：串木野地下石油備蓄基地における水封設計及び施工管理，岩盤構造物の設計法に関する研究報告書 シンポジウム発表論文編，pp.1-4，日本学術協力財団・地盤工学会，1997.
- 18)日本地下石油備蓄(株)編：串木野基地 TK-103 湧水抑制対応に関するワーキンググループ

- 報告書, 1993.
- 19)百田博宣：地下空洞をもつ岩盤中の地下水流動の解析手法と流動特性に関する基礎的研究, ORI-R-8906, 1989.
- 20)日本地下石油備蓄(株)：MR システムデータ (personal Communication), 1999.
- 21)Muskat, M.: *The Flow of Homogeneous Fluids Through Porous Media*, McGraw-Hill, pp.524-530, 1937.
- 22)Åberg, B. : Model tests on oil storage in unlined rock caverns, *Preprint of The First International Symposium on Storage in Excavated Rock Caverns (ROCK STORE 77)*, Vol.2, pp.287-300, 1977.
- 23)日本地下石油備蓄(株)編：串木野基地タンクTK-101先行オイルインに関する湧水状況調査報告書, 1992.
- 24)日本地下石油備蓄(株)串木野事業所：業務日報 (personal Communication), 1993.
- 25)日本地下石油備蓄(株)編：(串木野基地) プラグ設置等工事その2 工事報告書, 1994.
- 26)日本地下石油備蓄(株)編：串木野基地注水強化等工事 工事報告書, 1996.
- 27)岡本明夫, 中澤保延, 長谷川誠, 小島圭二：岩盤の「割れ目」に対応した水封評価法, 資源と素材, 資源素材学会誌, Vol.114, pp.14-27, 1998.

第4章 地震時の岩盤中の水理挙動と水封式岩盤タンク維持管理への影響

4.1 概説

1995年5月に串木野基地は完成し、本格的操業段階に入ったが、日本で初の大規模地下備蓄基地であることから、事業者により「地下石油備蓄保全技術検討委員会」が設置され、3基地完成後の水封機能の状況などを定期的に審議することとなった。筆者はその委員会の委員を委嘱され、筆者が主に携わった串木野基地も含めて3基地の状況を審議する機会が与えられた。さらに、串木野基地固有の問題については、事業者と個別に議論する機会が与えられている。

現在、事業者により行われている水封式岩盤タンクに係わる日常点検及び定期点検項目を列举すると以下の通りである。

- ①日常点検は、水封機能のチェックのために行われているもので、点検項目は地下水位、岩盤タンク湧水量・水封水位、水封水供給水量、降雨、河川流量、気圧の各測定及び坑道点検、周辺地山等の観察である。
- ②定期点検は、事業者が消防法上の義務として、一定期間（1年に1回以上）ごとに点検を行う必要があるもので、水封機能に関する項目と坑道に関する項目がある。水封機能に関する点検項目は地下水位測定、岩盤タンク湧水量、水封水位、水封水供給水量、降水量、蒸発量であり、これに基づき水封機能の安定性に関する分析・評価を行う。

トンネルに関する点検項目はサービストンネルや非常用トンネル・堅坑上部室などの内空変位測定、吹付コンクリートのクラックチェックなどである。

この「地下石油備蓄保全技術検討委員会」では、消防法に規定されている保安点検に関する事項に基づいて事業者にて実施される日常点検・定期点検を通じ完成した構造物の健全性を判定し、場合によっては補修の必要性について審議を行うものである。

本章では、維持管理期間中に個別に議論した事項を扱うこととする。

まず、サービストンネルの注水強化工事については3.5に前述したが、これはF-9断層群に関連する水みちを遮断する位置にあるTK-102部のサービストンネルにおいて非常用トンネルと同様な対策を行う必要性について議論し、その結果に基づき工事を行うこととなったものである。

つぎに、「三陸はるか沖地震」により、地下石油備蓄久慈基地の岩盤タンクの湧水量が急増したが、この湧水量の増加は水封を前提とする岩盤タンクにおいては重要な問題であり、地震と水封機能との関連性を把握する必要性を強く感じ、串木野基地に間隙水圧計を設置することについて議論した。この結果間隙水圧計を設置することとなり、この間隙水圧計が、1997年3月から8月にかけて鹿児島県川内市付近を震源とする群発地震時に、串木野基地において高精度な間隙水圧の変動を記録した。本章では、4.2においてこの間隙水圧の変動を検討するとともに、岩盤タンク設置域の地下水系としての挙動について考察を加えた。

また、維持管理活動中に起こり得る事象（前述した地震も含む）を想定し、これらの事象が水封機能にどのような影響を及ぼすかについての必要性を議論し、その結果、暫定的に定められていた日常点検・定期点検などの点検項目に対する管理基準値の見直しを行うため、3次元の地下水流動解析を実施した。4.3ではこの解析の結果について検討と考察を加えた。

4.2 串木野基地完成後における地震の影響

4.2.1 間隙水圧計の設置

1994年12月28日に発生した「三陸はるか沖地震」により、岩手県久慈市に建設された地下石油備蓄久慈基地(図 3.2-1(a)参照)では岩盤タンク湧水量が地震後全体で24% (約1,000m³/日) 急増し水位観測孔の水位は18孔中3孔で2~4m低下した。湧水量の増加はポンプ排水能力限度一杯まで増加しその後2ヶ月程で急減し、地震前の状況に回復するのに約6ヶ月を要した。(図 4.2-1 参照) また、水位観測孔の低下から局所的な不飽和域の発生も予想されたが、既設の水位観測システム(40,000m²に1本)では把握しきれていないのが実情であった。図 4.2-2 に久慈基地の水位観測孔(Wを冠して表示したボーリング孔)の配置を示し、図 4.2-3 に久慈基地の標準的な地質横断を示した。

地震による、このような現象を記述した文献は少なく^{4), 5)}、あっても地震後の調査が主体であり地震前の状況については聞き取り調査によるものが多い。

湧水量の増加は水封を前提とする岩盤タンクにおいては重要な問題であり、地震と水封機能との関連性を把握する必要性を強く感じた。このようなことから、串木野地方は従来から地震のあまりない地域として知られていたが、水位観測システムを補完し地震時における岩盤水理挙動を解明するための基礎データを蓄積することを目的として、串木野基地のタンク周辺岩盤内に、地震動に連動して作動する間隙水圧計を設置することを事業者に提案した。

この提案は事業者の承認を得ることとなり、間隙水圧計設置工事は他の2基地(久慈基地、菊間基地)に先駆けて1995年5月から実施し年度内に完成した。

この設置した間隙水圧測定システムが、1997年3月26日及び5月13日をはじめとする、鹿児島県川内市周辺を震源とする群発地震を捉えた。この間、串木野基地では、臨時点検を地震の都度行ったが幸い基地の諸施設には被害が見られず、既設地震計および間隙水圧計は正常に作動し、高精度なデータを取得できた。

4.2.2 システムの概要

図 4.2-4,5 に示すように間隙水圧計設置場所は、サービストンネル内および非常用トンネル内2箇所です。既設空洞群の水理的影響をできるだけ避け、かつトンネルの機能を損なわない位置に設置する計画とした。

間隙水圧計は既設の地震計に連動して動作するものとし、地震発生時の間隙水圧の上昇を細かく記録できるシステムとし、保全技術向上に必要なデータ取得ができるよう計画した。

ボーリングを削孔後、図 4.2-6 に示すように各ボーリング孔に間隙水圧計を深さ方向に3段

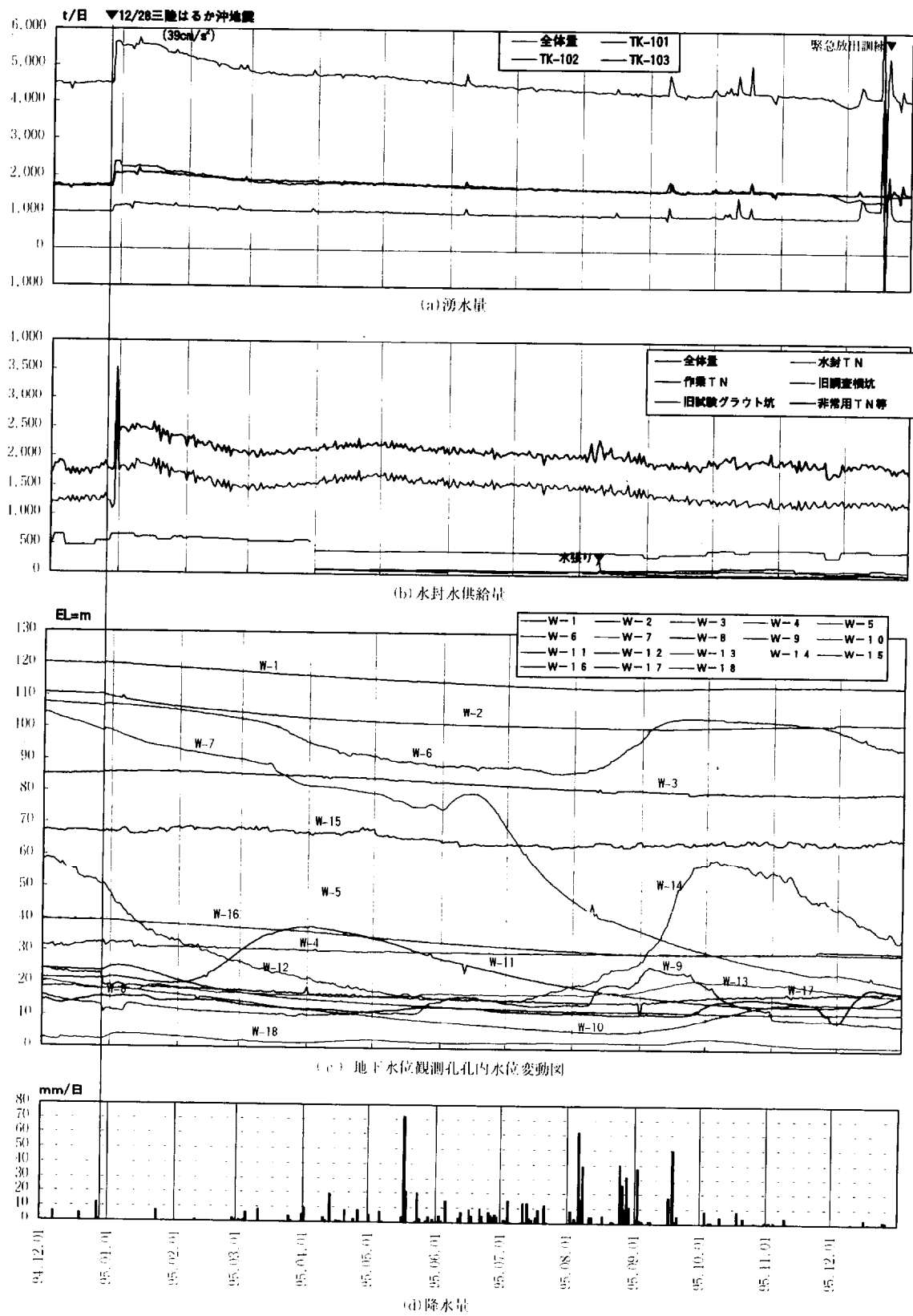
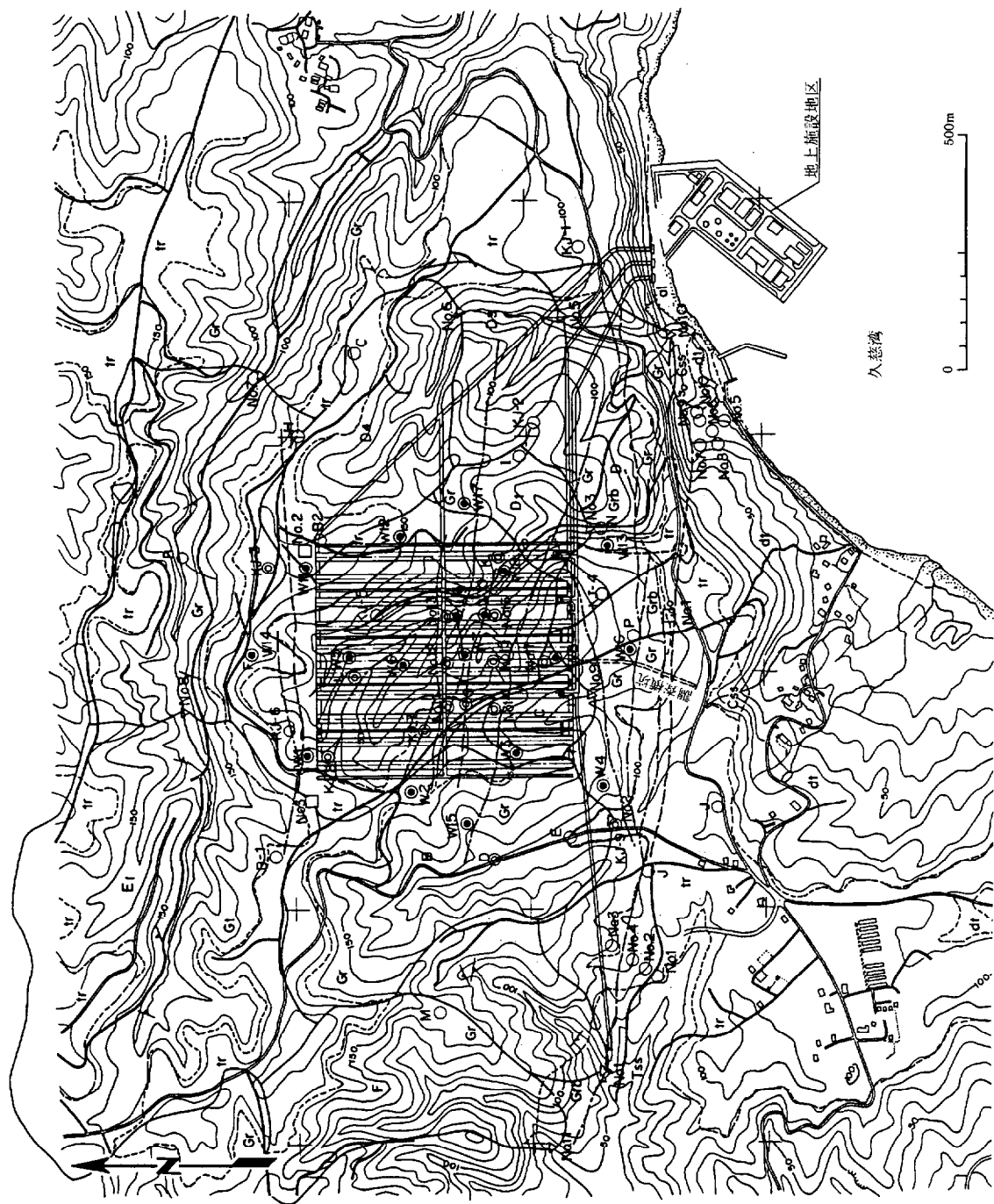


図 4.2-1 三陸はるか沖地震時の水封機能関連データ（久慈基地）D



注) ●印の孔内水位観測孔は、図 4.2-1 のグラフに測定値を示した現在の観測孔を表す。

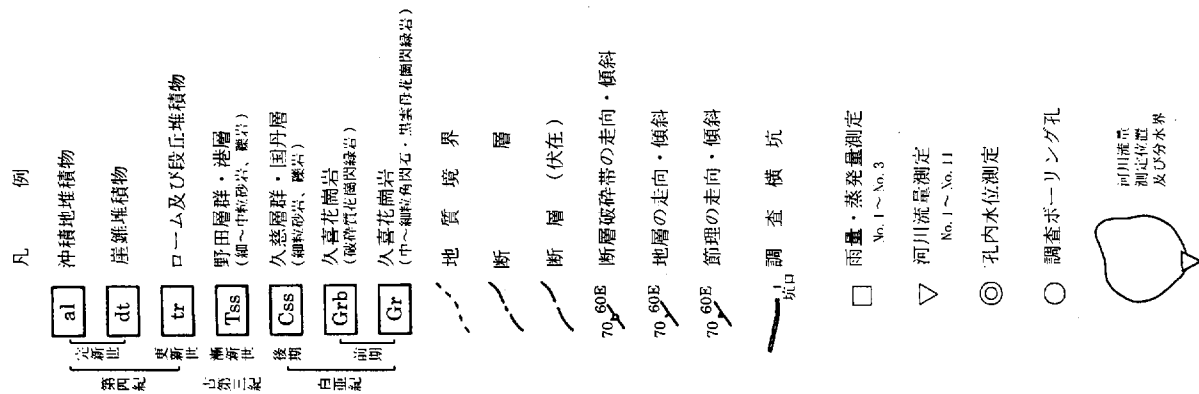


図 4.2-2 水収支調査位置図 (久慈基地) 2) を加算修正

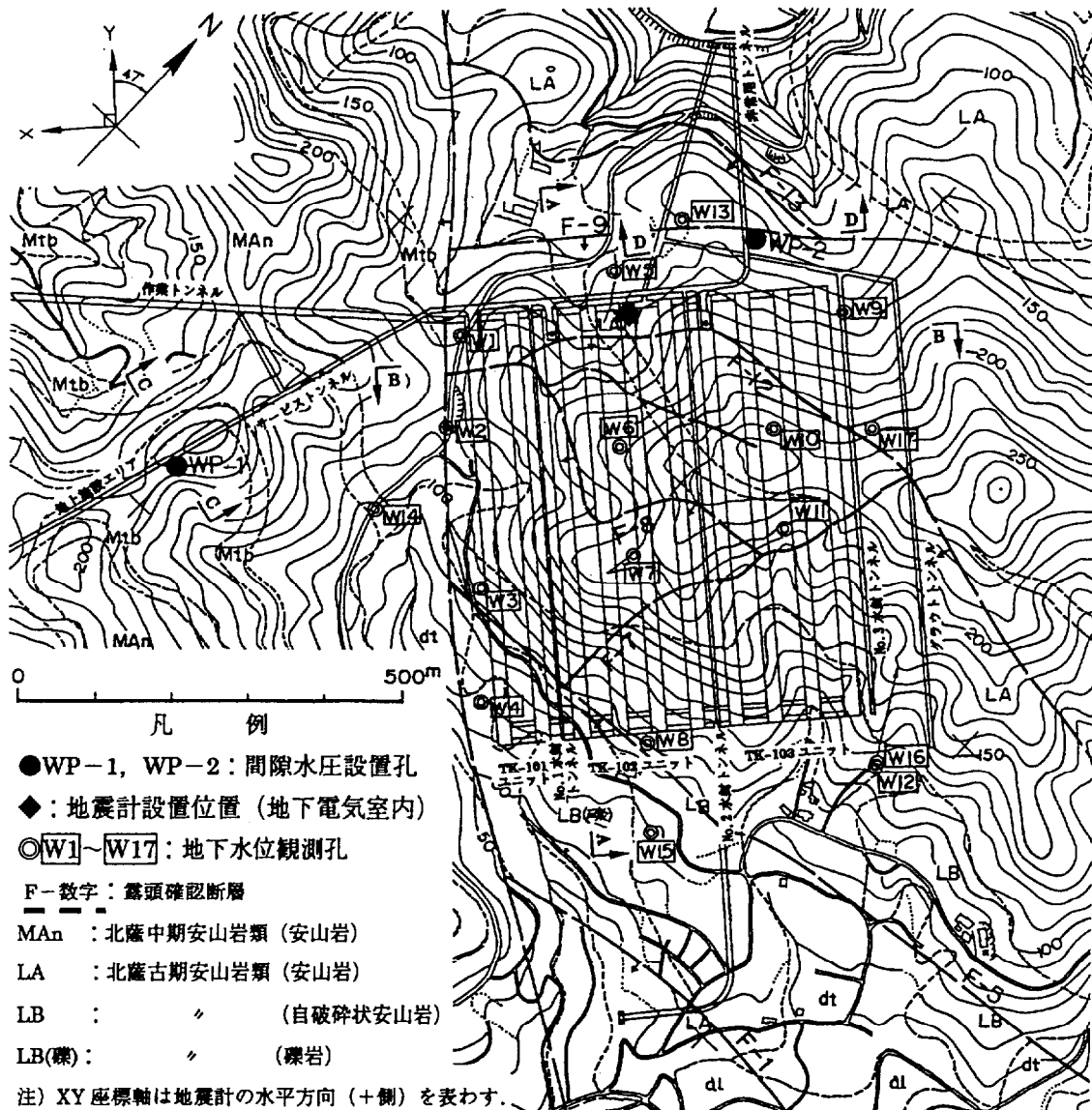


図 4.2-4 間隙水圧計設置孔・地震計及び地下水位観測孔設置位置図 ⑥

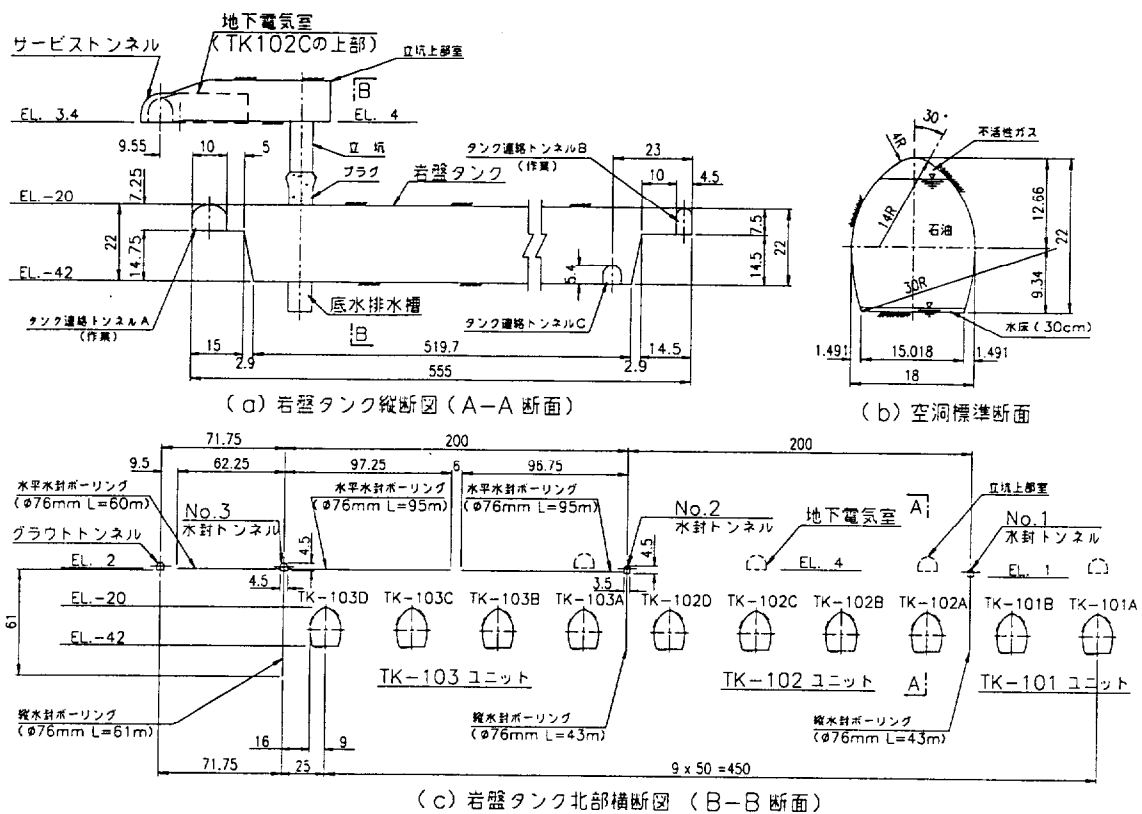


図 4.2-5 岩盤タンク縦断面図・空洞標準断面及び岩盤タンク北部横断面図⁶⁾ (単位: m)

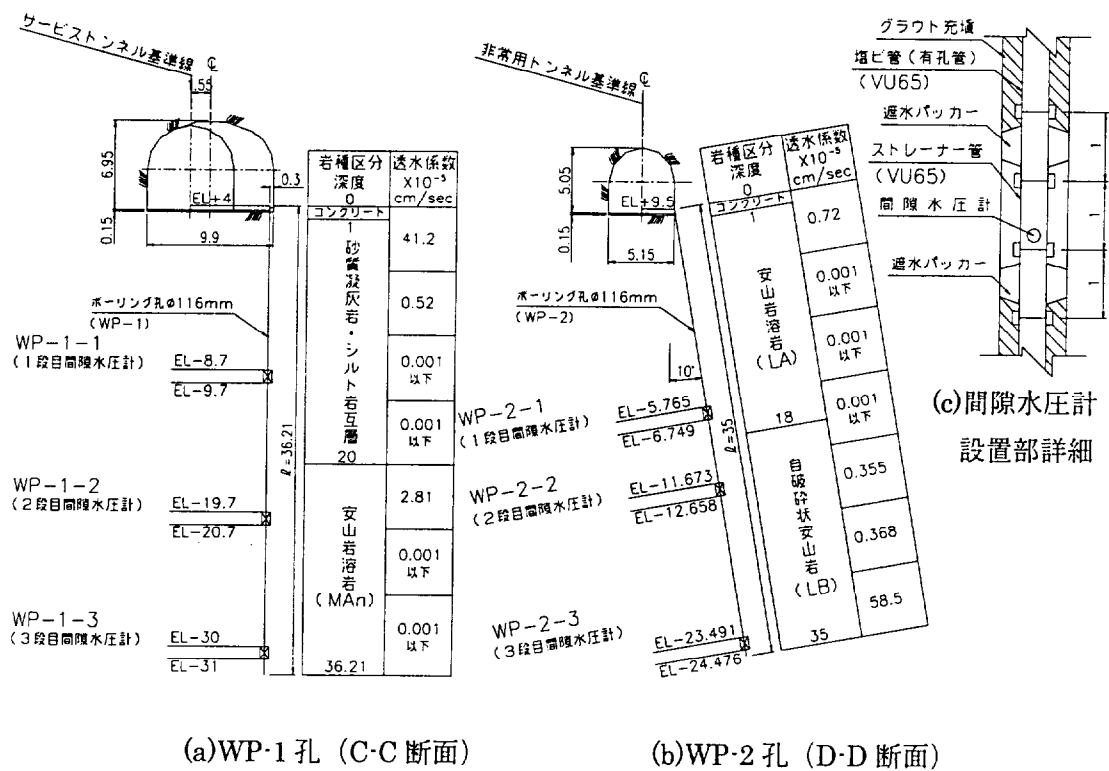


図 4.2-6 間隙水圧計設置孔断面図⁶⁾ (単位: m)

(最上段と中段の間隙水圧計は最大 0.5MPa、最下段は最大 1 MPa まで測定可能) に設置し、おのおのは独立するようにシールした。これを図 4.2-5 に示した地下電気室内の床面上 (EL4.0m) に設置されていた既設の地震計に接続し、常時においては静的データ計測部にて 2 時間に一度、地震時には動的データ計測部にてトリガーとした鉛直動が 5cm/s^2 以上の地震動を感知した時点で 10 秒前にさかのぼりデータを連続的に記録する間隙水圧計測システムを地下電気室内に設置した。データ収録はメモリーカードを利用し、その収録可能時間はトリガー感知後 60 秒間とした。図 4.2-7 に示したように、収録データはメモリーカードを回収し、コンピュータで処理した。なお、図 4.2-4 に示すように既設地震計の水平方向 X のプラス方向は $\text{N}137^\circ \text{W}$ 、水平方向 Y のプラス方向は $\text{N}47^\circ \text{W}$ となっている。

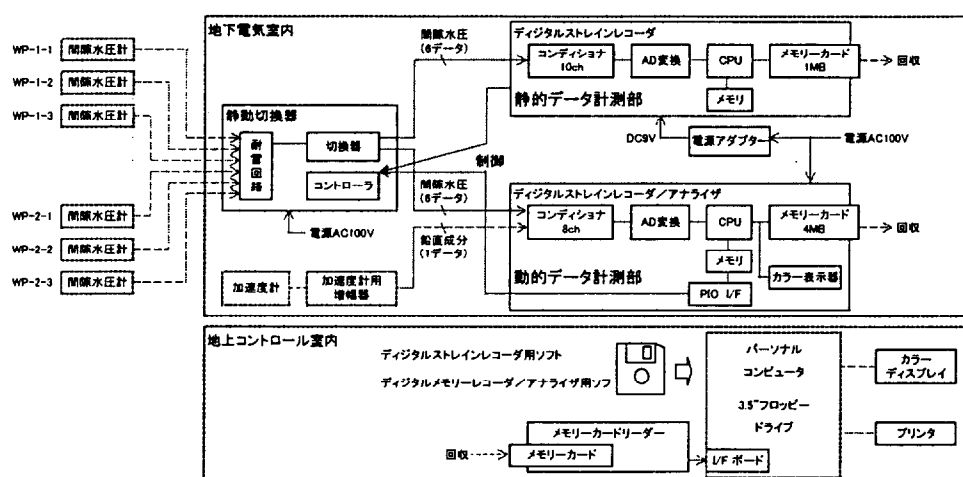


図 4.2-7 間隙水圧計測システムブロック図⁶⁾

4.2.3 地震観測記録と地震時間隙水圧測定

ここでは、表 4.2-1 に示した地震名の付けられた 2 つの規模の大きな地震を取り上げ、その時刻歴変化、周波数特性について検討するとともに、地震時間隙水圧変動のメカニズムについてはスペクトル解析を行って地震動と比較・検討することにより考察を加えた。

表 4.2-1 震度 4 以上の地震の諸元⁶⁾ (気象庁大口観測局による)

発生日時	震度	マグニチュード	命名地震とその震源深さ
3月26日 17:31	5弱	6.3	鹿児島県北西部地震 8km
" 17:38	4	4.7	—
" 18:05	4	4.5	—
" 22:24	4	4.4	—
4月 3日 4:33	5強	5.5	—
4月 4日 2:33	4	4.6	—
4月 5日 13:24	5弱	4.9	—
4月 9日 23:20	4	4.8	—
5月13日 14:38	6弱	6.2	第2鹿児島県北西部地震 8km
5月14日 8:32	4	4.7	—
7月26日 18:36	4	4.3	—

(1) 鹿児島県北西部地震

a) 時刻歴変化

図 4.2-8 は地震時間隙水圧および加速度の観測記録を示したものである。地震時間隙水圧は 6 箇所の間隙水圧計の変動状況を、また加速度は水平 2 成分・鉛直 1 成分および水平合成加速度の変動状況を示している。この地震の継続時間は 30 秒間で、主要動は時刻 10～20 秒の約 10 秒間である。この時の、加速度及び地震時間隙水圧記録の時刻歴変化の特徴を以下に示す。

- ①水平加速度は Y 成分で最大 39.6 cm/s^2 発生しており、地下発電所における観測事例⁷⁾及び菊間実証プラントにおける観測事例⁸⁾と比較しても岩盤内部で観測された記録としては大きい。水平加速度波形は比較的長周期成分の波が卓越し、これに短周期成分波が加算された形になっている。X 方向と Y 方向の波形の形状および振幅を比較すると、両者に大きな違いが見られないことから、一方向に片寄って振動しているということはない。
- ②WP-1-2、WP-1-3、WP-2-3 の 3 カ所は地震時間隙水圧の増減が少なく、S/N 比（現象とノイズの割合）の関係からノイズ成分が大きく現れている。一方、WP-2-2 の地震時間隙水圧の増減は顕著であり、最大値はプラス側 126.5 kPa 、マイナス側 119.6 kPa となっている。このことから、特に WP-2 孔では間隙水圧計設置位置によって地震時間隙水圧の増減の違いが大きいことが分かる。地震時間隙水圧波形のピーク位置については、6 成分とも良く対応している。
- ③地震時間隙水圧波形は鉛直方向より水平方向の加速度波形に比較的近い。加速度の増減に伴い地震時間隙水圧も増減し、地震の継続中は加速度の変動にほぼ対応したかたちで地震時間隙水圧が変動している。
- ④WP-2-2 のマイナス側にピークが見られる時刻 15 秒付近で、水平加速度にも同様のピークがある。しかし、WP-2-2 のプラス側にピークが見られる時刻 12.5 秒付近には、平加速度に対応するピークはない。

なお、鉛直加速度は水平加速度よりも短周期の波が多く含まれており、水平動と鉛直動の振動性状は大きく異なっているが、これは鉛直加速度には周期的な電気ノイズが含まれているためである。

b) 周波数特性

図 4.2-9 は加速度 3 成分（水平 2 成分、鉛直 1 成分）と地震時間隙水圧の 3 成分（WP-1-1、WP-2-1、WP-2-2）のフーリエスペクトルを示したもので、周期の範囲は 0.1～3.0 秒である。この図から加速度および地震時間隙水圧の周波数特性の特徴は以下のように示される。

- ①水平加速度記録に見られる長周期成分波の周期は 1～2 秒であり、短周期成分波は周期 0.2 秒である。また、鉛直加速度記録のフーリエ振幅は水平加速度の $1/5$ 以下と小さく、水平加速度のような卓越したピークは見られない。

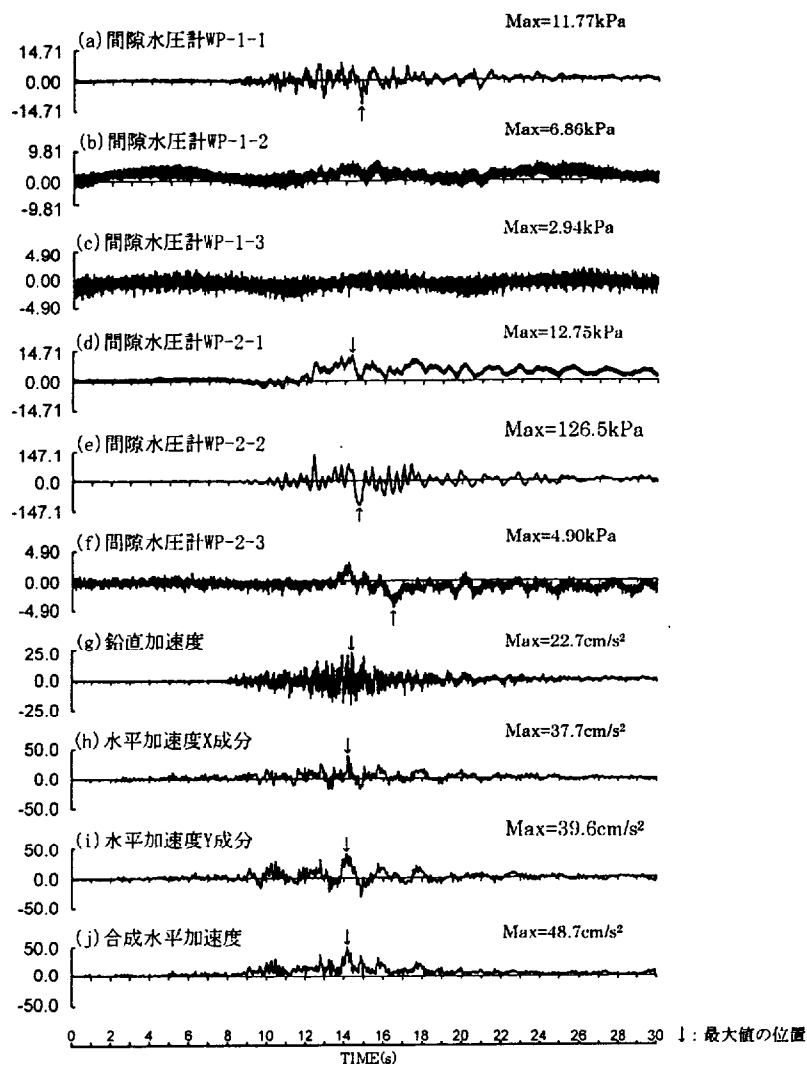


図 4.2-8 地震時間隙水圧および加速度の観測記録（鹿児島県北西部地震）⁶⁾

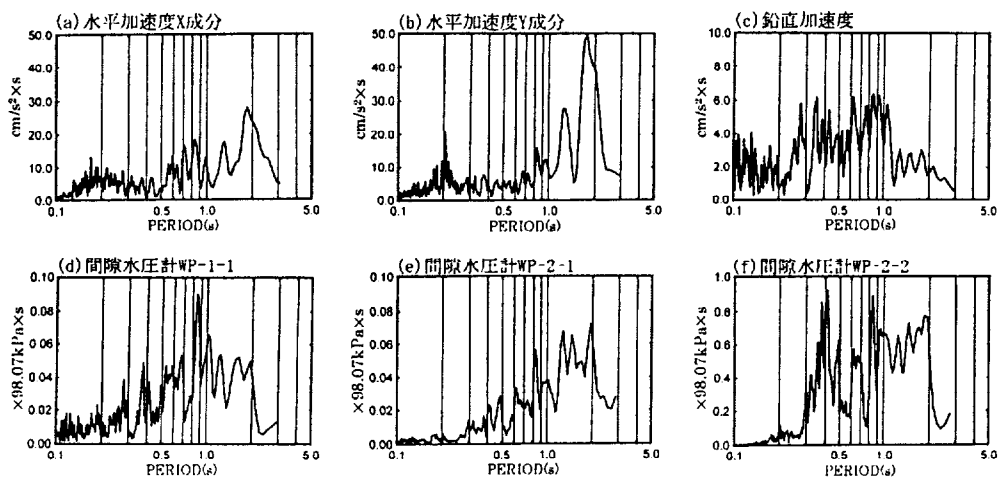


図 4.2-9 地震時間隙水圧および加速度のフーリエスペクトル（鹿児島県北西部地震）⁶⁾

②地震時間隙水圧は周期 0.8～2 秒の成分が卓越し、WP-2-2 にはさらに周期 0.4 秒付近の成分の波が含まれている。

③地震時間隙水圧の周期 1～2 秒（長周期側）の成分は、水平加速度のピーク（周期 1～2 秒）と良く対応している。地震時間隙水圧に見られる周期 0.4 秒付近の成分は水平加速度にはないが、鉛直加速度にはわずかに含まれている。なお、水平加速度 Y 成分に見られる周期 0.2 秒の成分は地震時間隙水圧にはない。

(2) 第 2 鹿児島県北西部地震

a) 時刻歴変化

この地震の継続時間は 24 秒間で、主要動は時刻 8～18 秒の約 10 秒間である。図 4.2-10 に地震時間隙水圧及び加速度の観測記録を示した。この図から加速度及び地震時間隙水圧の時刻歴変化の特徴を述べれば以下ようになる。

①水平加速度 Y 成分は最大 60.4 cm/s^2 で、鹿児島県北西部地震の約 1.5 倍である。鉛直加速度も同様に 1.8 倍程度大きくなっている。

②地震時間隙水圧は前記した鹿児島県北西部地震と同様に、WP-1-2、WP-1-3、WP-2-3 の 3 カ所は増減が少なく、WP-2-2 は最大 210.8 kPa と顕著な上昇を示した。WP-2-2 の最大値は鹿児島県北西部地震の約 1.7 倍となっている ($210.8/126.5=1.67$)。

③地震時間隙水圧波形と加速度波形との対応は、鹿児島県北西部地震とほぼ同じ傾向を示している。

b) 周波数特性

図 4.2-11 に(1)b)と同様にフーリエスペクトルを示した。この図から加速度及び地震時間隙水圧の周波数特性の特徴は以下のように示される。

①加速度には、水平および鉛直ともに周期 1 秒以上の長周期側にピークがあるが、卓越周期は水平成分が周期 2 秒以上であるのに対して、鉛直成分は周期 1 秒強と差異が見られる。また、周期 0.7～0.8 秒と 0.2 秒付近に、水平および鉛直に共通して主要な周期成分の波が見られる。

②地震時間隙水圧には周期 2 秒弱、1 秒前後および 0.4 秒付近にピークが見られる。

③地震時間隙水圧を加速度と対比した場合、周期 1～2 秒の長周期側の成分は水平加速度と良く対応しているが、地震時間隙水圧にある周期 0.4 秒付近の成分は加速度と明瞭な関係は見られない。一方、加速度に見られる周期 0.7～0.8 秒の成分は地震時間隙水圧にもみられよい対応を示しているが、周期 0.2 秒の成分は地震時間隙水圧にはない。

(3) 地震時間隙水圧記録のノイズの除去及び速度成分による粒子軌跡

(1)a)で間隙水圧記録に電氣的ノイズがあることを述べたが、間隙水圧計（共和電業製）の特性として 20Hz にノイズがあることが判明しており、ここではそのノイズを除去した結果を示す。

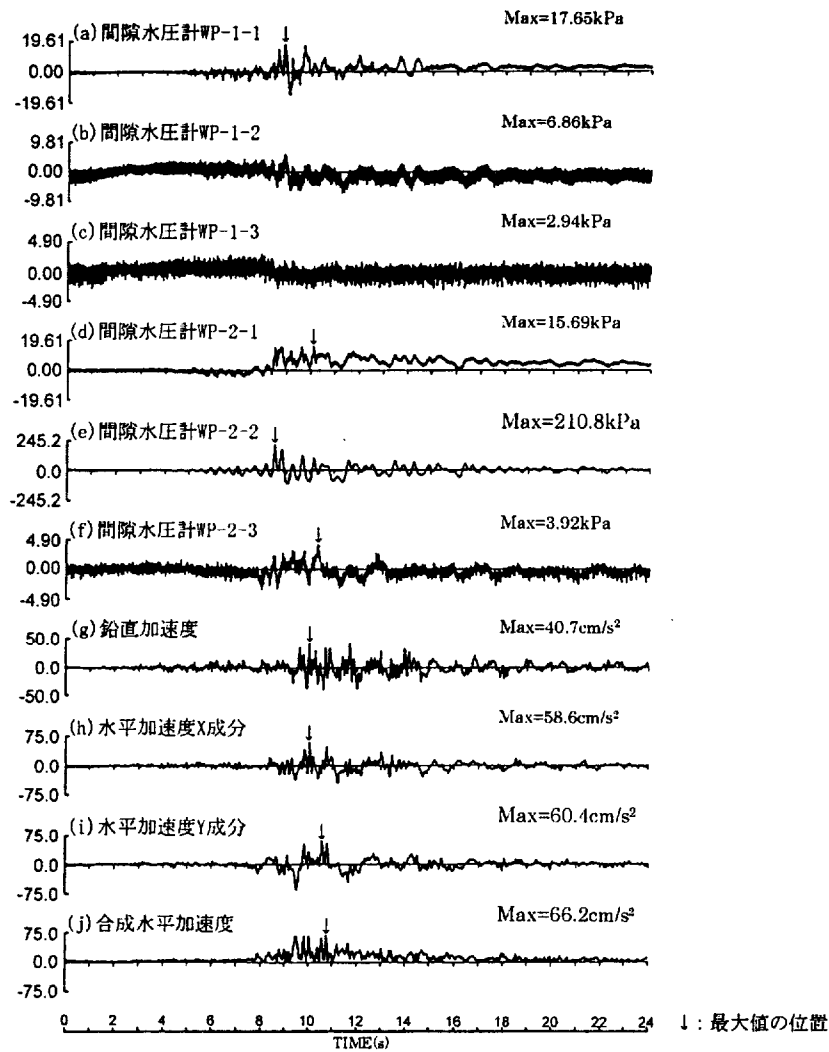


図 4.2-10 地震時間隙水圧および加速度の観測記録（第 2 鹿児島県北西部地震）⁶⁾

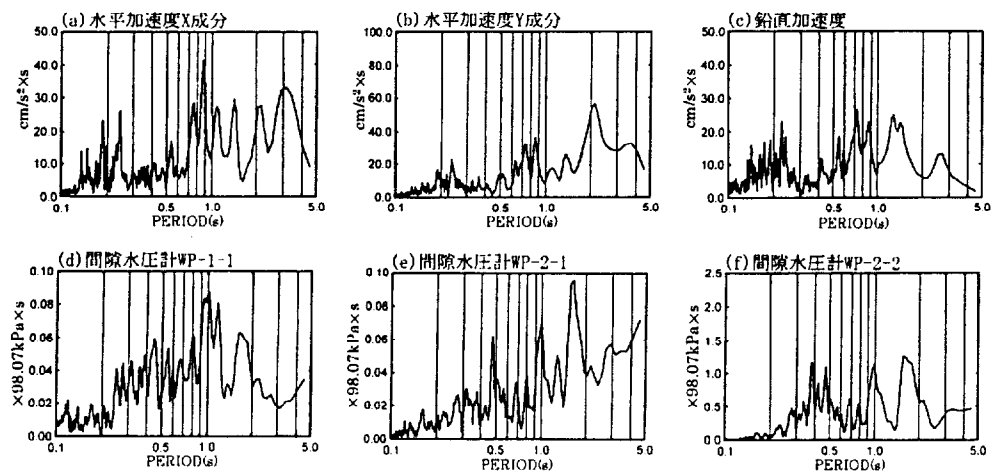


図 4.2-11 地震時間隙水圧および加速度のフーリエスペクトル
（第 2 鹿児島県北西部地震）⁶⁾

この地震時間隙水圧記録の電氣的ノイズ除去にあたり、間隙水圧計のフーリエスペクトルの結果（図 4.2-9 及び図 4.2-11）から振動数 0.25Hz 以下（周期 4 秒以上）の成分をカットし、間隙水圧計の特性である振動数 20Hz のノイズを考慮して 15Hz 以上の成分をカットする、いわゆるバンドパスフィルターを利用して 0.25Hz から 15Hz の間の成分だけを取り出した。

ノイズ除去後の地震時間隙水圧の結果を、鹿児島県北西部地震は図 4.2-12(a)～(f) に、第 2 鹿児島県北西部地震は図 4.2-13(a)～(f)にそれぞれ示した。

この結果によると、WP-1-2、WP-1-3 及び WP-2-3 は、図 4.2-8,10 に示した波形よりもよりクリアーに表現されており、特に WP-1-2、WP-1-3 は図 4.2-8,10 では間隙水圧が最大値を示す位置は示せなかったが、その位置も明確に示せるようになっている。また、間隙水圧の最大値は、鹿児島県北西部地震において WP-1-1 が増加したが、その他の間隙水圧計では減少した値となった。さらに、両地震とも間隙水圧波形は各ボアホールにおいては深度によらずよく似た形をしており、また WP-1 と WP-2 の波形も似ている結果が得られた。

つぎに、地震により発生するひずみは粒子速度に依存しているので、加速度を積分して粒子速度を求めて地震時間隙水圧との関係を検討した。なお、加速度波形の積分を行うに当たり、フーリエスペクトルの結果（図 4.2-9 及び図 4.2-11）から振動数 0.2Hz 以下（周期 5 秒以上）の成分をカットし積分を行っている。

ここで、ひずみと粒子速度との関係は、弾性論に基づき次のように説明できる。

応力 σ_{ij} は、弾性定数 C_{ijmn} と式(4.2-1)で定義されるひずみ ε_{mn} により、式(4.2-2)で示される。弾性定数 C_{ijmn} が時間によらず一定とし式(4.2-1) 及び式(4.2-2)を時間 t で微分すれば、それぞれ式(4.2-3) 及び式(4.2-4)のようになる。

$$\varepsilon_{mn} = \frac{\partial u_m}{\partial x_n} + \frac{\partial u_n}{\partial x_m} \quad (4.2-1)$$

$$\sigma_{ij} = C_{ijmn} \varepsilon_{mn} \quad (4.2-2)$$

$$\varepsilon_{mn,t} = \frac{\partial^2 u_m}{\partial t \partial x_n} + \frac{\partial^2 u_n}{\partial t \partial x_m} \quad (4.2-3)$$

$$\sigma_{ij,t} = C_{ijmn} \varepsilon_{mn,t} \quad (4.2-4)$$

ここに、添字は方向、カンマは微分を表わし、総和規約を適用している。

式(4.2-4)から地震による応力の時間変化は、ひずみの時間変化(式(4.2-3))すなわち粒子速度に関係することが示される。

積分して求めた粒子速度の各成分を、鹿児島県北西部地震は図 4.2-12(j)～(l)に、第 2 鹿児島県北西部地震は図 4.2-13(j)～(l)に示した。また、加速度成分についても、鹿児島県北西部地震は図 4.2-12(g)～(i)に、第 2 鹿児島県北西部地震は図 4.2-13(g)～(i)に再表示した。の結果によれば、鹿児島県北西部地震は図 4.2-12(g)～(l)から加速度の最大値の位置と

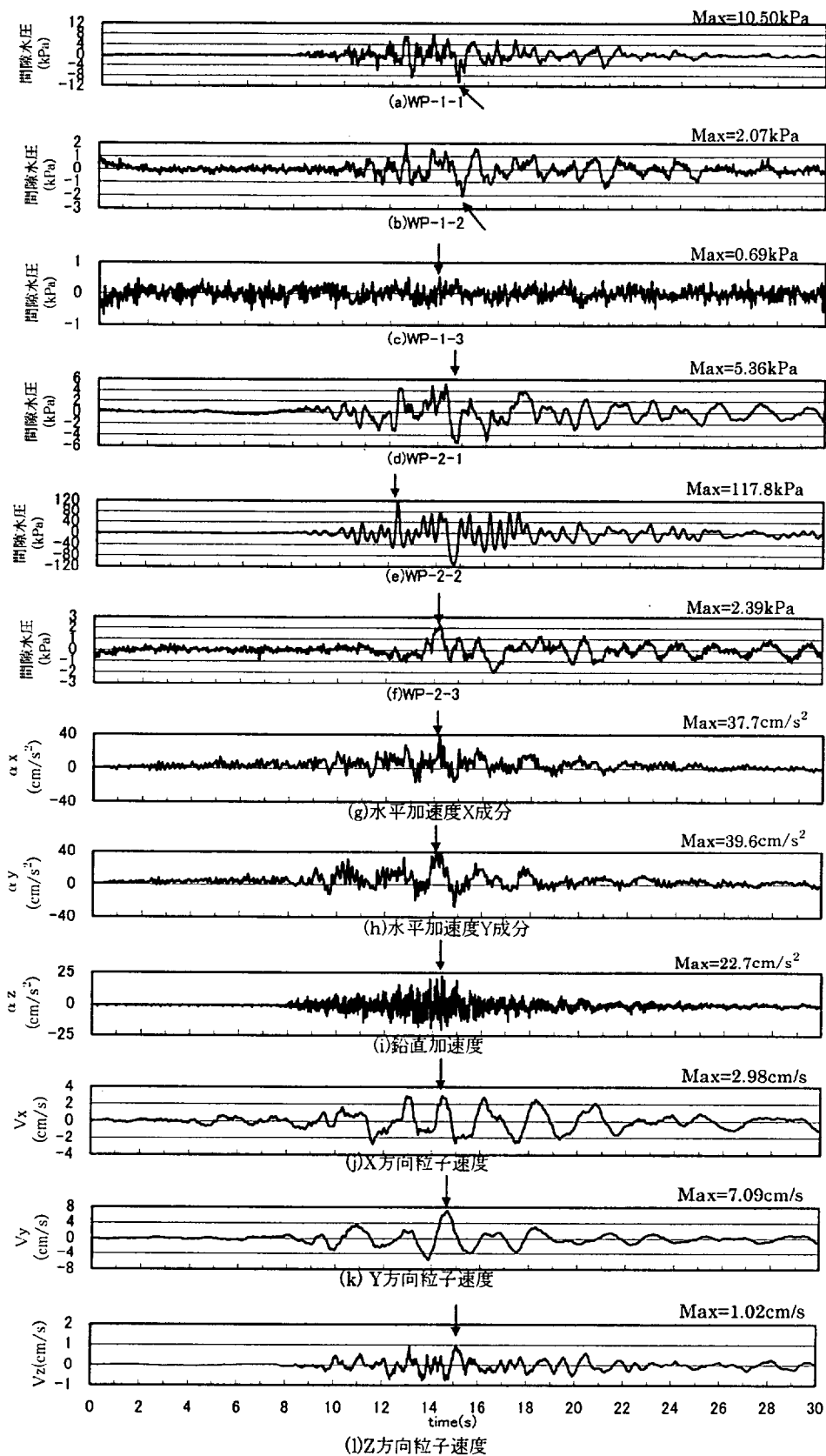


図 4.2-12 ノイズ除去後の地震時間隙水圧・加速度・粒子速度（鹿児島県北西部地震）
（矢印は最大値の位置を示す。）

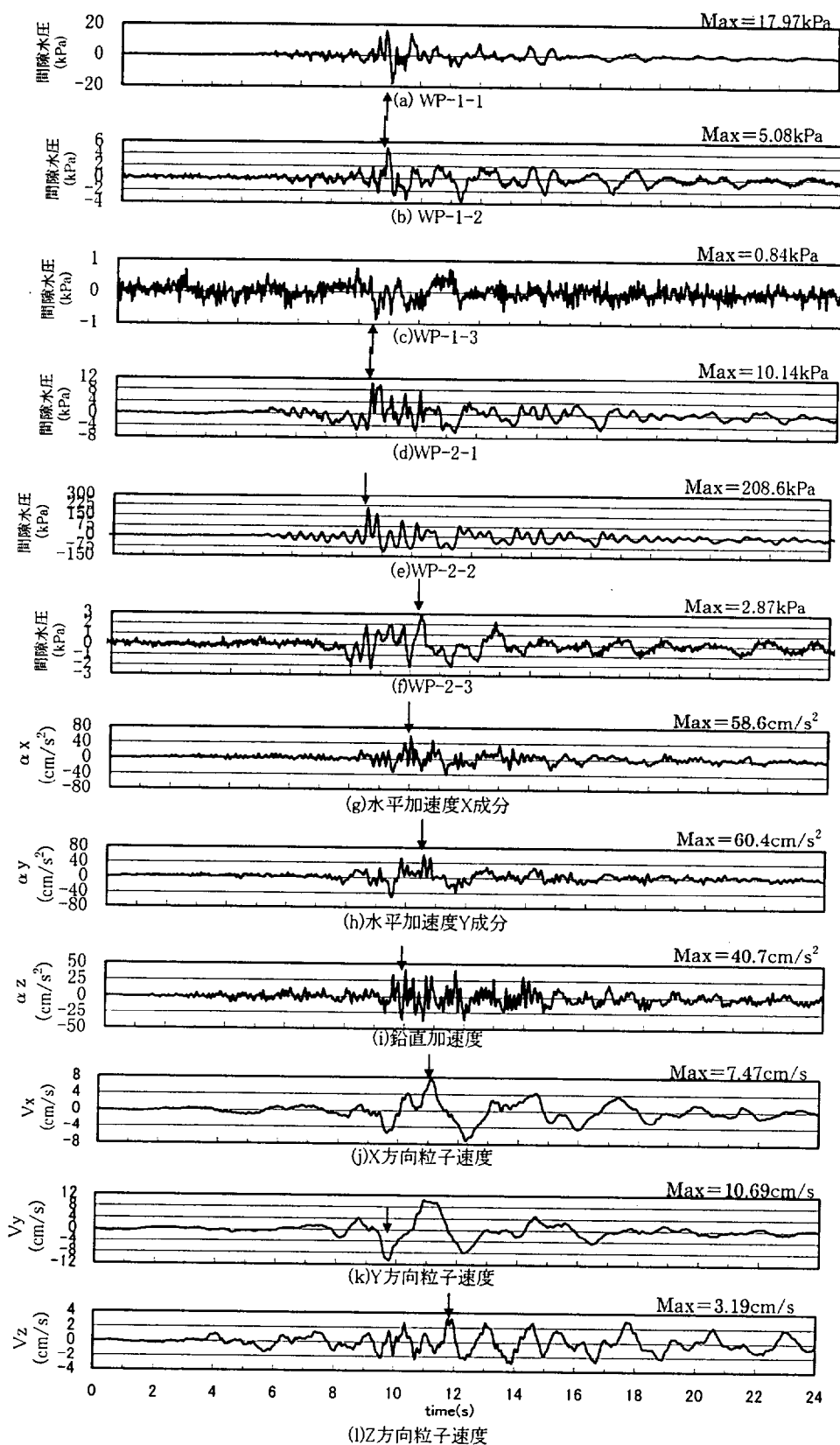


図 4.2-13 ノイズ除去後の地震時間隙水圧・加速度・粒子速度 (第2 鹿児島県北西部地震)
(矢印は最大値の位置を示す。)

粒子速度の最大値の位置は、ほぼ同じ時刻で起こることを示している。しかし、第2 鹿児島県北西部地震では図 4.2-13(g)~(l)から粒子速度の最大値の時刻は加速度の最大値の時刻をはさんだ位置にあり、鹿児島県北西部地震とは少し異なる挙動を示している。

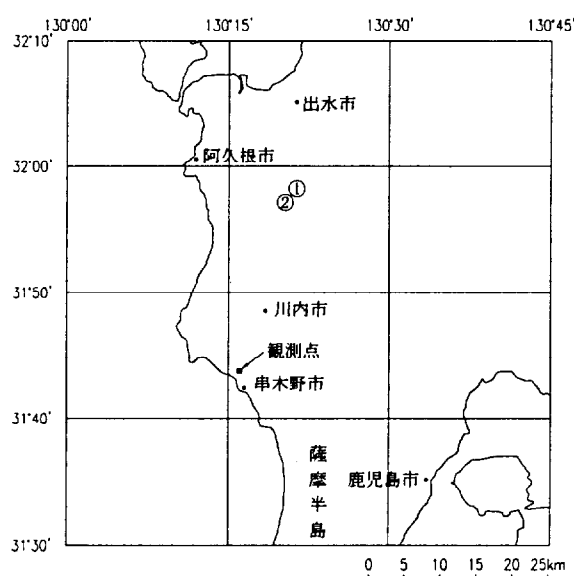
粒子速度と間隙水圧の関係は、地震計の位置(観測点)と震央との関係から次のように検討した。串木野基地における観測点は北緯 31° 43' 44"、東経 130° 15' 32"にあり、観測点に対する震央の方角は表 4.2-3 に示す震源位置から表 4.2-4 のようになる。この観測点と震央の関係を図に示せば図 4.2-14 のようになる。

表 4.2-3 震源位置 9)より作成

発生日時	地震名	緯度・経度	深さ [km]	震源決定機関	M (JMA)	備 考
1997.03.26 17:31	鹿児島県 北西部地震	31° 58' 12" E 130° 22' 48" N	8.2	九州大学理学部 島原地震火山観測所	6.5	東西方向の左横ずれ断層 (長さ7km、幅6km)
1997.05.13 14:38	第2鹿児島県 北西部地震	31° 57' 07" E 130° 20' 35" N	7.7	鹿児島大学理学部	6.3	南北方向の右横ずれ断層(長さ3km、幅4km)と 東西方向の左横ずれ断層(長さ3km、幅4km)の 2つの運動

表 4.2-4 震央の方角

地 震 名	震央距離 [km]	観測点から見た震央の方角
鹿児島県北西部地震	29	N23° E
第2鹿児島県北西部地震	26	N18° E



凡 例

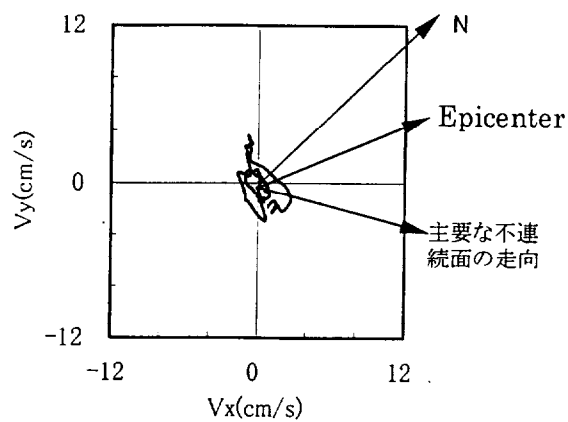
①：鹿児島県北西部地震震央

②：第2 鹿児島県北西部地震震央

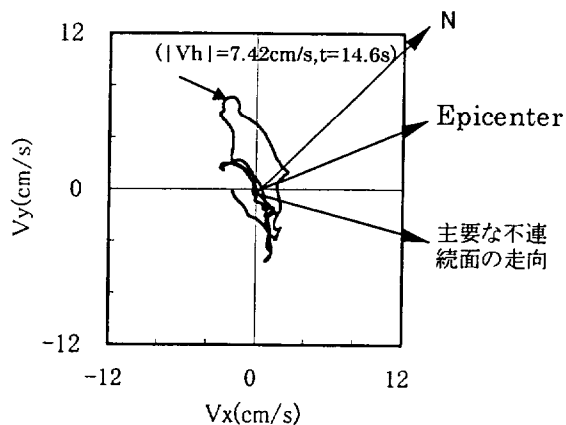
図 4.2-14 観測点と震央の位置図

図 4.2-12(j),(k)及び図 4.2-13(j),(k)から、表 4.2-4 に示した方角を使用し主要動部分を 4 秒毎に区切って、水平速度成分による軌跡を描いたものを図 4.2-15,16 に示した。なお、図 4.2-4 に示したように加速度計の座標の取り方が反転しているため、X 方向の粒子速度の正負を逆にして表示した。

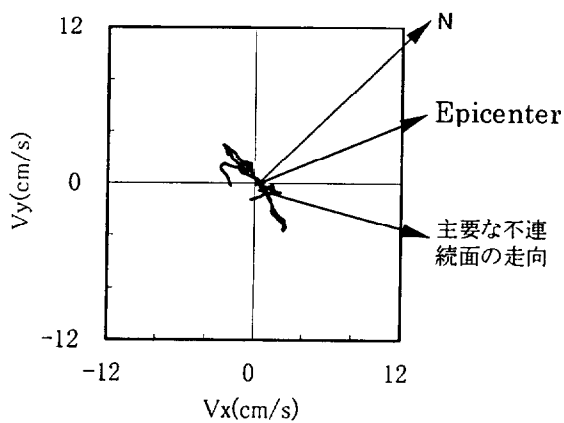
この結果によると、両地震とも震央に直交する方向 (E-W 方向) の動きが卓越している。



(a) 粒子軌跡 (時刻8~12秒)

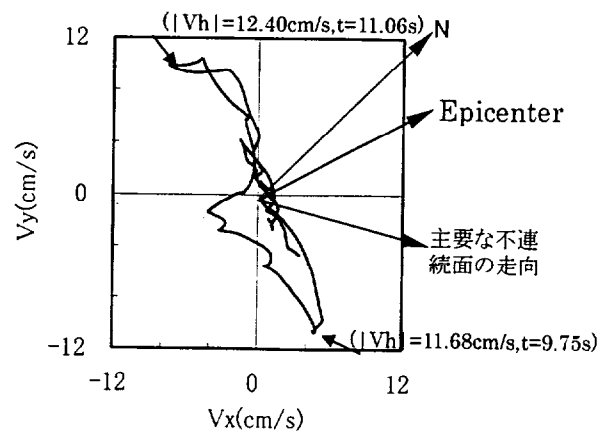


(b) 粒子軌跡 (時刻12~16秒)

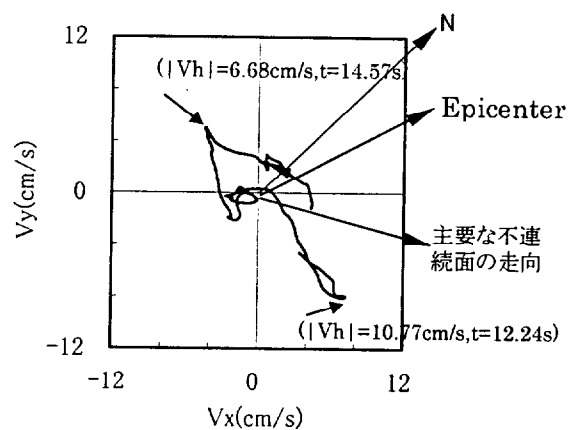


(c) 粒子軌跡 (時刻16~20秒)

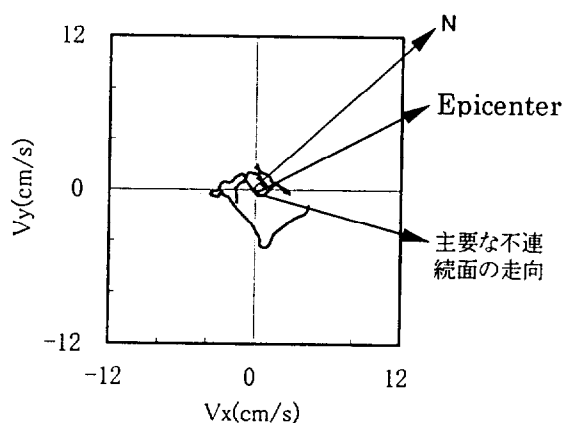
図 4.2-15 水平面内の粒子軌跡
(鹿児島県北西部地震)



(a) 粒子軌跡 (時刻8~12秒)



(b) 粒子軌跡 (時刻12~16秒)



(c) 粒子軌跡 (時刻16~20秒)

図 4.2-16 水平面内の粒子軌跡
(第2 鹿児島県北西部地震)

すなわち、表 4.2-3 の備考に示した地震の規模（方向、幅、長さなど）に対して、表 4.2-4 に示した観測点から震央まで距離の関係から、点震源とみなせる動きを示しているものである。これは、観測点が断層の長さ以上離れれば、観測点の粒子軌跡は点震源に対する動きと同様の動きをすることが強震動に関する最近の研究²³⁾でも報告されており、串木野基地における粒子軌跡はこの報告と調和的となっている。また、串木野基地の主要な不連続面の卓越走向を併記して示したが、両地震とも粒子速度の軌跡は主要な不連続面の走向 (N60° E) に 30° 程度のずれが認められる。観測点近傍での主要動時における水平面内の岩盤の挙動は、主要な不連続面の走向に対し平行する動きは認められず、地震により不連続面が開口と閉合を伴う動きがあるものと考えられる。

図 4.2-15(b)に示した鹿児島県北西部地震では、合成した水平方向の粒子速度の最大値は時刻 14.6 秒で 7.42cm/s であるが、この時刻付近で WP-1-2 の間隙水圧計を除き他の間隙水圧計は最大値（マイナス側）を示している。ただし、WP-1-2 の間隙水圧計の最大値（プラス側）は 12 秒付近であるが、14.6 秒付近ではマイナス側の最大の値 (-111.8kPa) を示している。これは、主要な不連続面から見ると、この時刻では粒子は開口側に動いているとすれば圧力の減少は説明可能である。

一方、図 4.2-16(a)に示した第 2 鹿児島県北西部地震では、合成した水平方向の粒子速度の最大値は時刻 11.06 秒で 12.40cm/s であるが、この付近に間隙水圧が最大値を示す間隙水圧計は WP-2-3 のみであり、他の間隙水圧計は主要動の初期の 8.5 秒から 9.0 秒前後で起きており、鹿児島県北西部地震とは異なる挙動を示している。ただし、前述したように粒子軌跡は鹿児島県北西部地震と同様に、主要な不連続面の走向に対し平行する動きは認められないため、地震による不連続面の開口と閉合を伴う動きにより間隙水圧の変動があるものと考えられる。

(4) 地震時間隙水圧測定結果に対する考察

(1)～(3)で述べた地震記録の最大値は表 4.2-4 に示す通りである。

表 4.2-4 地震記録の最大値⁶⁾を加筆修正

観測項目		鹿児島県 北西部地震	第2鹿児島県 北西部地震
水平加速度X	(cm/s ²)	37.7	58.6
水平加速度Y	(cm/s ²)	39.6	60.4
鉛直加速度Z	(cm/s ²)	22.7	40.7
粒子速度Vx	(cm/s)	2.98	7.47
粒子速度Vy	(cm/s)	7.09	10.69
合成水平方向粒子速度Vh	(cm/s)	7.42	12.04
粒子速度Vz	(cm/s)	1.02	3.19
地震時間隙水圧	(kPa)	126.5	210.8
ノイズ除去後地震時間隙水圧	(kPa)	117.8	208.6

(1) b)の③と(2)b)の③から、地震時間隙水圧は水平加速度と対応が高いことを示したが、ここで両者の比をとると次のようになる。

鹿児島県北西部地震について

$$\text{水平加速度 } X : 126.5\text{kPa} / 37.7\text{cm/s}^2 = 3.36\text{kPa} / \text{cm/s}^2$$

$$\text{水平加速度 } Y : 126.5\text{kPa} / 39.6\text{cm/s}^2 = 3.19\text{kPa} / \text{cm/s}^2$$

第2 鹿児島県北西部地震について

$$\text{水平加速度 } X : 210.8\text{kPa} / 58.6\text{cm/s}^2 = 3.60\text{kPa} / \text{cm/s}^2$$

$$\text{水平加速度 } Y : 210.8\text{kPa} / 60.4\text{cm/s}^2 = 3.49\text{kPa} / \text{cm/s}^2$$

これより、水平加速度 1cm/s^2 あたりの地震時間隙水圧は、ほぼ一定の関係にあることがわかる。

また、(3)では、粒子速度と地震時間隙水圧との関係を述べたが、加速度と同様な検討を行った結果を以下に示す。ただし、ここでは、間隙水圧はノイズ除去後の値を用いている。

鹿児島県北西部地震について

$$\text{水平粒子速度 } V_x : 117.8\text{kPa} / 2.98\text{cm/s} = 39.53\text{kPa} / \text{cm/s}$$

$$\text{水平粒子速度 } V_y : 117.8\text{kPa} / 7.09\text{cm/s} = 16.61\text{kPa} / \text{cm/s}$$

$$\text{合成水平粒子速度 } V_h : 117.8\text{kPa} / 7.42\text{cm/s} = 15.88\text{kPa} / \text{cm/s}$$

$$\text{鉛直粒子速度 } V_z : 117.8\text{kPa} / 1.02\text{cm/s} = 115.5\text{kPa} / \text{cm/s}$$

第2 鹿児島県北西部地震について

$$\text{水平粒子速度 } V_x : 208.6\text{kPa} / 7.47\text{cm/s} = 27.93\text{kPa} / \text{cm/s}$$

$$\text{水平粒子速度 } V_y : 208.6\text{kPa} / 10.69\text{cm/s} = 19.51\text{kPa} / \text{cm/s}$$

$$\text{合成水平粒子速度 } V_h : 208.6\text{kPa} / 12.04\text{cm/s} = 17.33\text{kPa} / \text{cm/s}$$

$$\text{鉛直粒子速度 } V_z : 208.6\text{kPa} / 3.19\text{cm/s} = 65.39\text{kPa} / \text{cm/s}$$

図 4.2-15,16 から、 V_y の粒子速度が大きいため、この場合は V_y (または V_h) の成分に対し、 1cm/s あたりの地震時間隙水圧はほぼ一定であることを示している。

田中ら¹⁰⁾は、釜石鉾山において三陸はるか沖地震直後の弾性波速度の低下を測定した結果から、岩盤の応力降下による空隙の体積増加(閉合亀裂の開口や、開口亀裂の広がり)があると報告しているが、(3)から串木野基地での地震時間隙水圧測定結果は、空隙の時間的な体積の増減過程を記録しているものと判断される。すなわちボーリング孔周辺岩盤の亀裂(あるいは透水性が高い層)が地震時に相対変形を起こし、閉じた時に水圧が上昇し、逆に開いた時に水圧が減少するものと解釈できる。

さらに、地震時間隙水圧および加速度の時刻歴変化と周波数特性との対応を見ると、地震時間隙水圧の長周期成分(鹿児島県北西部地震では周期 1 秒以上、第2 鹿児島県北西部地震では周期 2 秒付近)については、水平動によって発生したものと判断できる。

一方、加速度に見られる短周期側の 0.2 秒の成分が地震時間隙水圧に見られない理由は、地震時間隙水圧が低次の地盤振動(亀裂の開閉)で発生すると仮定すれば、この周期成分が上記の 1 秒以上の卓越周期に対しては高次の周期に相当するので周期 0.2 秒の成分が表れないことが理解できる。しかし、地震時間隙水圧に見られる周期 0.4 秒付近の成分については、加速度の周期成分と対応しておらず、その発生要因は十分説明できない。

なお、図 4.2-8,10 から地震時間隙水圧は正負で最大値にあまり差がないので、加速度と地震時間隙水圧の相関を、正負を区別せず（絶対値）に考察した。

本節では地震時における間隙水圧の変化について、1 観測点に関する地震データ及びそれと同時に計測した間隙水圧の変化から議論を進めたが、間隙水圧の変化を詳細に議論するためには、例えば三角錐の頂点に地震計（通常は加速度計）を設置し、加速度から変位を求めるよう配置上の工夫を行い、岩盤のひずみをグローバルに計測することにより対応関係を議論する必要がある。

4.2.4 地震時の岩盤水理挙動

ここでは、間隙水圧を水柱（ヘッド）で表示して説明を行う。

(1) 間隙水圧計設置位置の岩盤状況と地震時間隙水圧の挙動

図 4.2-6 に各間隙水圧計の設置位置の岩盤状況も示したが、その岩盤状況を柱状図及びコア写真をもとに詳細に整理した結果が表 4.2-5 である。この表には各間隙水圧計の 3 月 26 日及び 5 月 13 日に発生した地震時における計測値の変動状況も合わせて示した。

表 4.2-5 間隙水圧設置位置の地質状況及び間隙水圧変化状況⁶⁾

間隙水圧計		WP-1-1	WP-1-2	WP-1-3	WP-2-1	WP-2-2	WP-2-3
岩盤状況	設置標高(EL,単位m)	-8.700~-9.700	-19.700~-20.700	-30.000~-31.000	-5.765~-6.749	-11.673~-12.658	-23.491~-24.476
	地質	砂質凝灰岩	安山岩溶岩(MAn)	安山岩溶岩(MAn)	安山岩溶岩(LA)	自破砕状安山岩(LB)	自破砕状安山岩(LB)
	コア状況	短棒、角礫状細片状	長棒状	短棒、角礫状細片状	短棒状	短棒状	短棒、礫状
	最大コア長 (cm)	5	50	30	30	30	35
	R Q D (%)	0	100	50	90	90	45
	硬さ ^(E2)	C	B	C, B	B	B	B
透水係数 (cm/s)		0.01×10^{-9} 以下	2.81×10^{-5}	0.01×10^{-9} 以下	0.01×10^{-9} 以下	3.55×10^{-6}	5.85×10^{-4}
水理地質的考察	地質	強度は低く、スレーキング崩壊および層理面剥離がみられ、ガサガサの状態となっている。	良好岩盤内にあるが所々に方解石の薄脈を伴う開口した節理が発達している。	WP-1-1同様スレーキング崩壊を起こすところがあり、岩盤が脆弱化している所が多い。	良好岩盤内にあるが、所々に方解石の薄脈を伴う節理が発達している。	同左、方解石の薄脈を伴う開口した節理もあり、やや節理が発達している。	方解石の薄脈を伴う断層破砕帯がみられ、開口した割れ目がみられる。
	水理	破砕帯内にあり、粘土化していることが考えられ、透水性は低い。	開口割れ目により透水性は大きい。	破砕帯内にあり、粘土化していることが考えられ、透水性は低い。	割れ目は発達しているが、方解石の薄脈で密着し透水性は低い。	開口割れ目により透水性はやや大きい。	開口割れ目により透水性は大きい。
鹿児島県北西部地震	地震時間隙水圧最大上昇量(cm)	120	70	30	130	1,290	50
	常時間隙水圧(cm) (3月26日 16:00)	1,242.6	2,605.3	3,676.2	1,414.5	1,966.1	3,221.0
	常時間隙水圧(cm) (3月27日 18:00)	1,250.7	2,613.8	3,680.4	1,475.1	2,032.0	3,275.7
	地震後上昇量 (cm)	8.1	8.5	4.2	60.6	65.9	54.7
第2鹿児島県北西部地震	地震時間隙水圧最大上昇量(cm)	180	70	30	160	2,150	40
	常時間隙水圧(cm) (5月13日 14:00)	1,244.8	2,520.9	3,591.7	1,465.6	2,018.2	3,267.0
	常時間隙水圧(cm) (5月14日 16:00)	1,247.3	2,521.2	3,604.6	1,479.9	2,035.8	3,284.1
	地震後上昇量 (cm)	2.5	0.3	12.9	14.3	17.6	17.1
	常時間隙水圧(cm) (5月19日 4:00)	1,248.6	2,518.0	3,588.8	1,508.6	2,063.0	3,314.6
	地震後上昇量 (cm)	3.8	-2.9	-2.9	43.0	44.8	47.6

注1) 間隙水圧は水柱に換算して表示した。

注2) 地下備蓄方式の硬さ分類³⁾で、Bはハンマー軽打で割れない状態を表し、

Cはハンマー軽打で容易に割れるが、小片状になっても岩片は硬い場合がある状態を表す。

表 4.2-5 から地震時間隙水圧の挙動について以下のことが示される。

- ①WP-1-2、WP-2-3 のように、開口割れ目が発達し透水性が高いところでは、地震時間隙水圧の最大上昇量は WP-1-2 で 3 月 26 日地震時に 70cm、5 月 13 日地震時に 70cm、WP-2-3 では 3 月 26 日地震時に 50cm、5 月 13 日地震時に 40cm と小さいものとなっている。
- ②WP-2-2 は、開口割れ目がみられ WP-1-1、WP-2-1 に比べ透水性はやや高いが、3 月 26 日地震時に最大 12.9m、5 月 13 日地震時に最大 21.5m の極めて大きな上昇量を示した。
- ③WP-1-3 については透水性が低く、地震時間隙水圧上昇量も 30cm と小さいことから、変動は局所的に限定されたものと考えられる。

以上から、地震時間隙水圧は地震の揺れに応じて変動するが、その上昇量は間隙水圧計の設置位置の岩盤状況（透水性等）により異なるとともに、割れ目の開口程度・粘土介在物の有無などに影響されることが示された。

(2) 群発地震発生状況と常時間隙水圧変動状況

図 4.2-17 に群発地震発生状況と常時間隙水圧変動状況を、図 4.2-18 には常時間隙水圧の拡大図をそれぞれ示した。これらの図より地震の発生とそれに伴う常時間隙水圧の変動状況について以下のことが示される。

- ①3 月 26 日の地震により各間隙水圧計の値は上昇し、WP-2-1、WP-2-2、WP-2-3 については上昇した値からわずかずつではあるが低下しながら推移した。WP-1-2、WP-1-3 については上昇後徐々に低下傾向を示し、WP-1-1 はわずかに上昇した後ほとんど変動がみられていない。地震後の水圧上昇値は各設置孔ではほぼ同程度となっており、地震後約 1 日で、WP-1 孔では数 cm、WP-2 孔については 60cm 前後の上昇となっている。
- ②5 月 13 日の地震では、WP-2 孔については地震直後の上昇（3 月 26 日後の上昇値付近まで一旦上昇）後も徐々に上昇し、累計上昇量が 45cm 前後となった 5 月 19 日頃にはほぼ 5 月 13 日の地震前の値にまで下がり、その後はほぼ一定値で推移した。WP-1 孔については、WP-1-3 が 13cm 程度上昇した後徐々に低下した。WP-1-1 は 30cm 程度の急激な上昇後下降を示したが、5 月 14 日に数 cm の上昇で落ち着いた後はほぼ一定値で推移した。
- ③その他の地震については 6 月 27 日に発生した震度 3 の地震による影響と考えられるわずかな変動がみられる他は特に顕著な動きはみられていない。
- ④表 4.2-1 および図 4.2-17 から、主として WP-2 孔に関して、3 月 26 日の鹿児島県北西部地震（震度 5 強）によって、一旦常時間隙水圧が上昇した後は同程度以下の地震ではそれほど影響を受けないことを示している。これは、4 月 3 日～9 日にかけて頻発した震度 5 強を含む地震群によって常時間隙水圧にほとんど変動がみられなかったことから判断される。その後の 5 月 13 日の第 2 鹿児島県北西部地震（震度 6 弱）

は、3月26日の地震より大きな地震であったので大幅な上昇ではないが変動したと判断される。

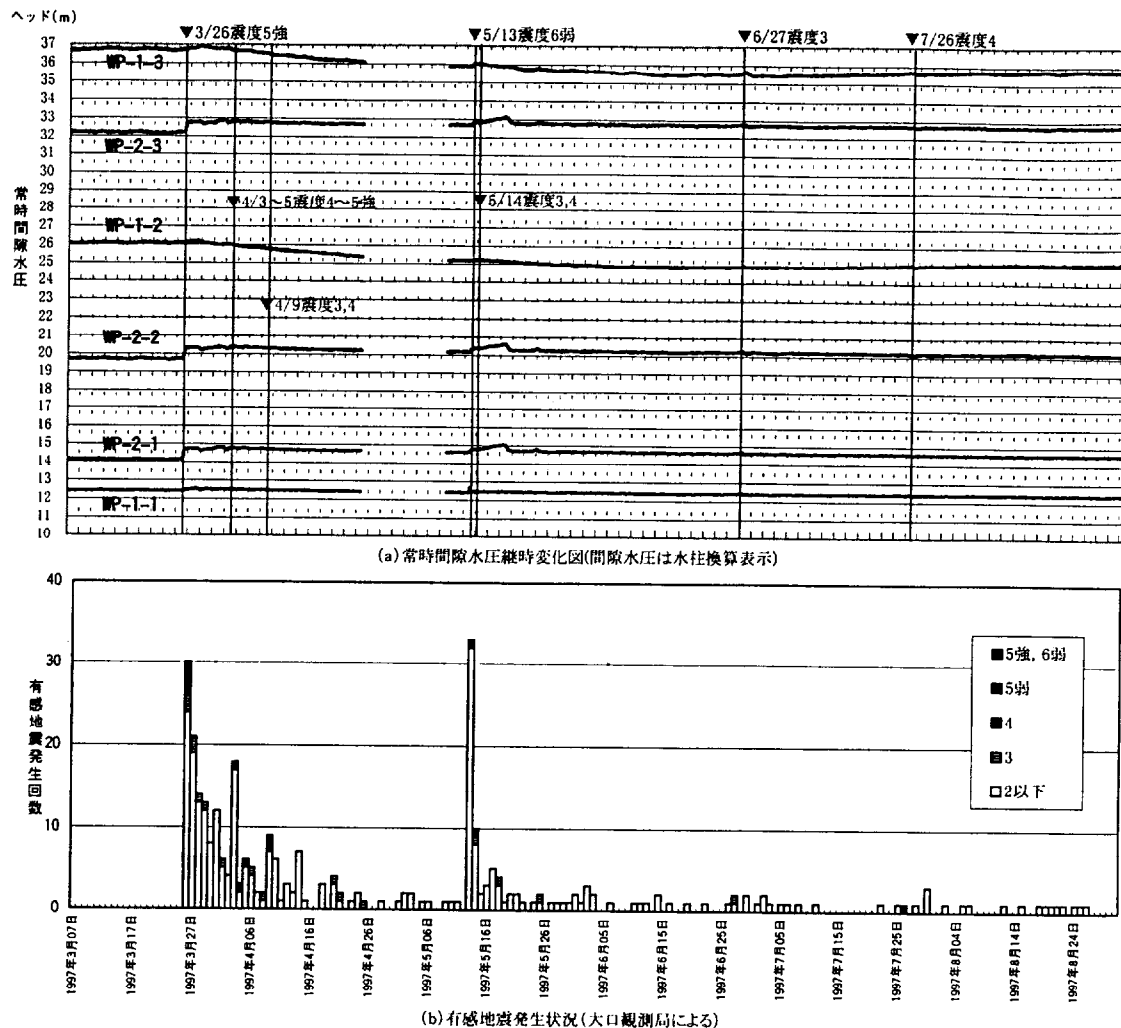


図 4.2-17 常時間隙水圧経時変化図 (1997.3.7 16:00~1997.8.19 14:00) と有感地震発生状況図 (1997.3.26~1997.8.31) ⁶⁾

このように、地震後の常時間隙水圧は全般的に変化したが、その量は孔によってほぼ同じ値となっており、これは間隙水圧計設置箇所の岩盤状況の影響というよりは、各孔周辺の地下水のポテンシャルによって支配されているものと判断される。

一方、WP-1 孔と WP-2 孔でみられる変動傾向の違いは、主に設置位置の地質的な差と判断されるが、それ以外に設置位置の地形的な違いも考慮する必要があると思われる。(図 4.2-4 から、WP-1 孔は尾根地形、WP-2 孔は沢地形に位置している。)

図 4.2-19 には 8 月以降一年間の間隙水圧の経時変化を示したが、その間の小さな地震(矢印で表示) に対してはほとんど変化は示さずほぼ一定で推移した。

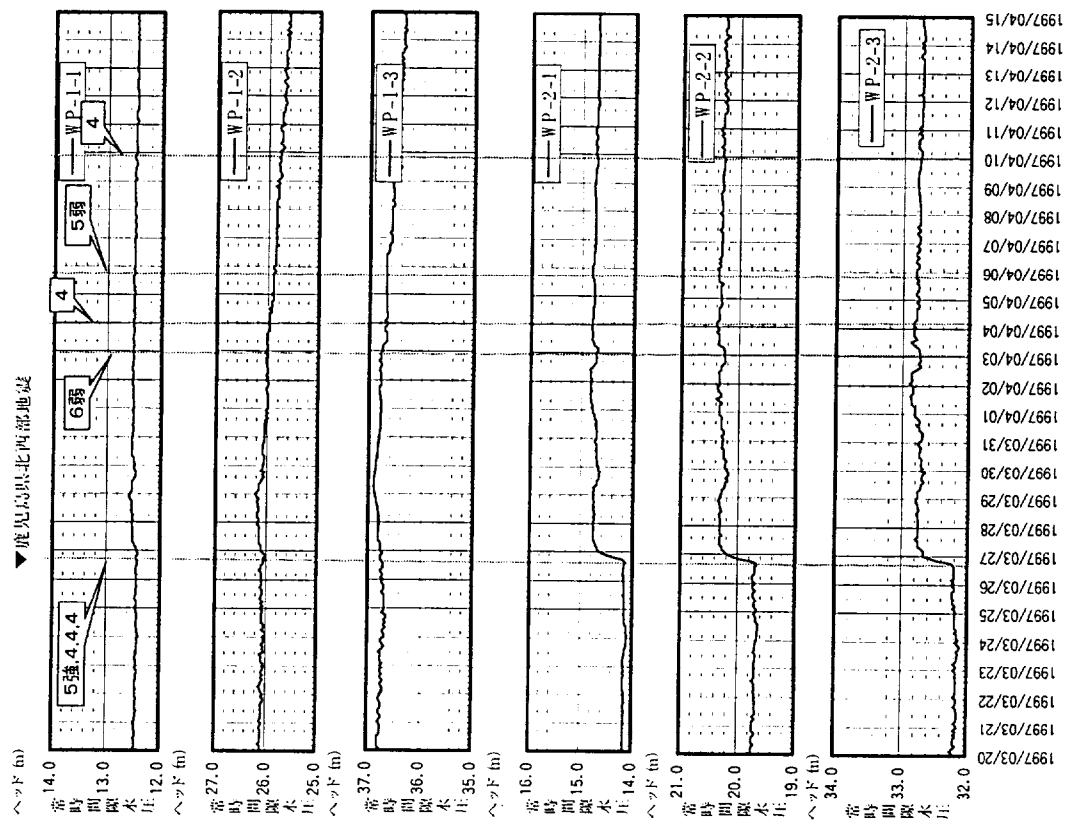


図 4.2-18 常時間隙水圧経時変化拡大図 (その1) (97.3.20～97.4.15)

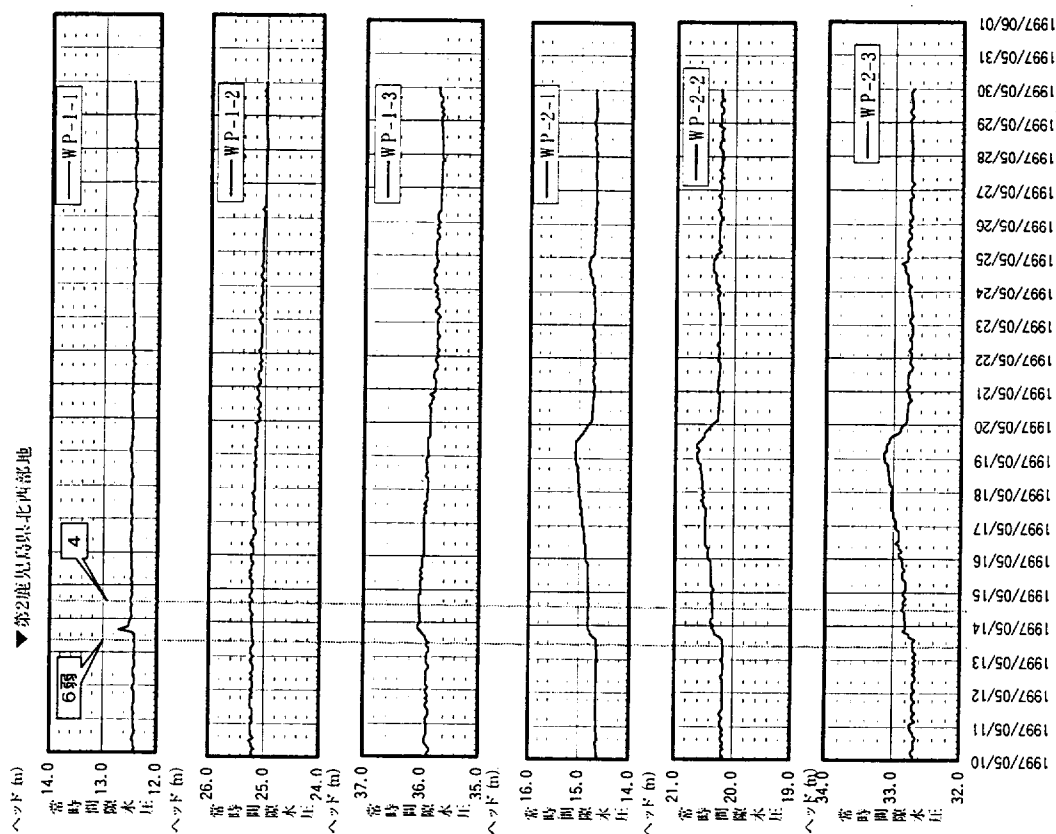


図 4.2-18 常時間隙水圧経時変化拡大図 (その2) (97.5.10～97.5.30)

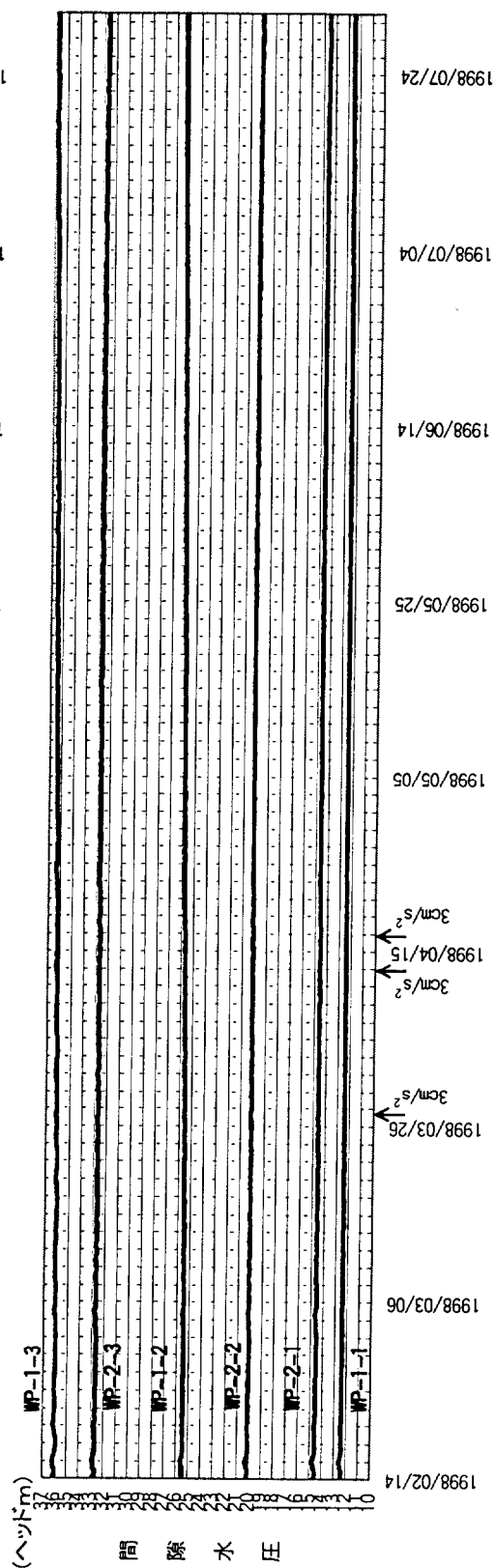
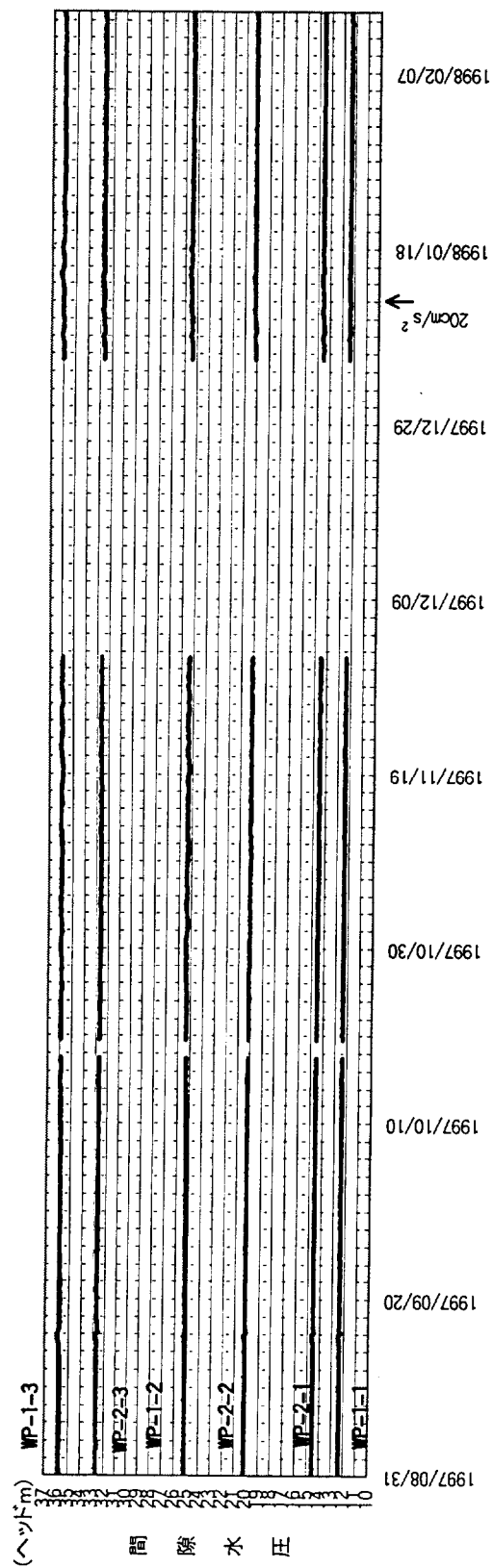


図 4.2-19 常時間隙水圧経時変化図 (1997.8.31 ~ 1998.7.31) iii

(3) 岩盤タンク内湧水量、水封水供給水量、地下水位の変化

図 4.2-20 に 1997 年 1 月～1997 年 8 月間の串木野基地の岩盤タンク内湧水量、水封水供給水量、地下水位などの変化を示した。これらの変化の特徴を以下の各項ごとに分けて述べ考察する。

a) 岩盤タンク内湧水量の変化

図 4.2-20(a)からわかるように、湧水量は 2 回の地震とともに地震直後、全タンク合計でそれぞれ約 15% 増加した。湧水量の増加が特に TK-103 ユニットで顕著にみられるのは、3.4 で述べた F-9 断層群が影響しているもので、その付近に割れ目等が多く分布していたことによるものと判断される^{12), 13)}。これらの湧水量の増加は、地震の揺れによる既存の割れ目の透水性と間隙水圧の変化がもとで生じるものと判断される。この湧水量増加後は徐々に湧水量は低下しており、既存の割れ目の透水性と間隙水圧が、時間の経過とともに徐々に元に戻ることを示している。このような、地震直後の湧水量の増加とその後の漸減傾向は、参考文献 4) 及び 5) にも示されている。

b) 水封水供給水量の変化

図 4.2-20(b)から、TK-101 および TK-102 ユニットの湧水量が増加するに伴い、No.1、No.2 水封トンネルへの給水量は増加していることが分かる。一方、TK-103 ユニットの湧水量の増加に伴い、No.3 水封トンネルへ給水量は減少し逆に湧水（抜水）に転じている。

この現象は、3.4 で述べたように No.1～No.3 水封トンネルが所定のヘッド（EL9.0m）を維持するように自動コントロールされているために起こるものと解釈できる。すなわち、TK-101 および TK-102 ユニットでは、ヘッドの減少を伴う岩盤タンク内への湧水が発生し、ヘッドを維持するため No. 1, No.2 水封トンネルからの給水（補給）が増加した。

一方、TK-103 ユニットでは、ヘッドの減少を伴う岩盤タンク内への湧水が発生したが、No.3 水封トンネルへの給水（補給）量以上の湧水が周辺岩盤から流入したため、ヘッドを維持するために結果として湧水（抜水）に転じたためである。このことは、4.2.4(2)にも関連するが、No.3 水封トンネルおよびグラウトトンネル周辺部分のポテンシャル（間隙水圧）が所定のヘッド（EL9.0m）以上に増加したことを意味している。このような現象が発生した箇所は、3.4 で述べたように施工中に透水性の改良に苦勞した F-9 断層群の割れ目等が多く分布していた部分を横断した No.3 水封トンネルおよびグラウトトンネル周辺部^{12), 13)}と判断される。

その後の岩盤タンク内湧水の減少に伴い、供給水量も追隨して減少（No.3 水封トンネルでは湧水の減少）していく。したがって、水封システムとしては地震による岩盤水理状況の変化に対応し、正常に機能していることが確認された。

c) 地下水位の変化

図 4.2-2(c)から、3 月 26 日の鹿児島県北西部地震では、WP-2 孔付近の地下水位観測孔 W-13 孔の水位が約 1.2m 上昇した。

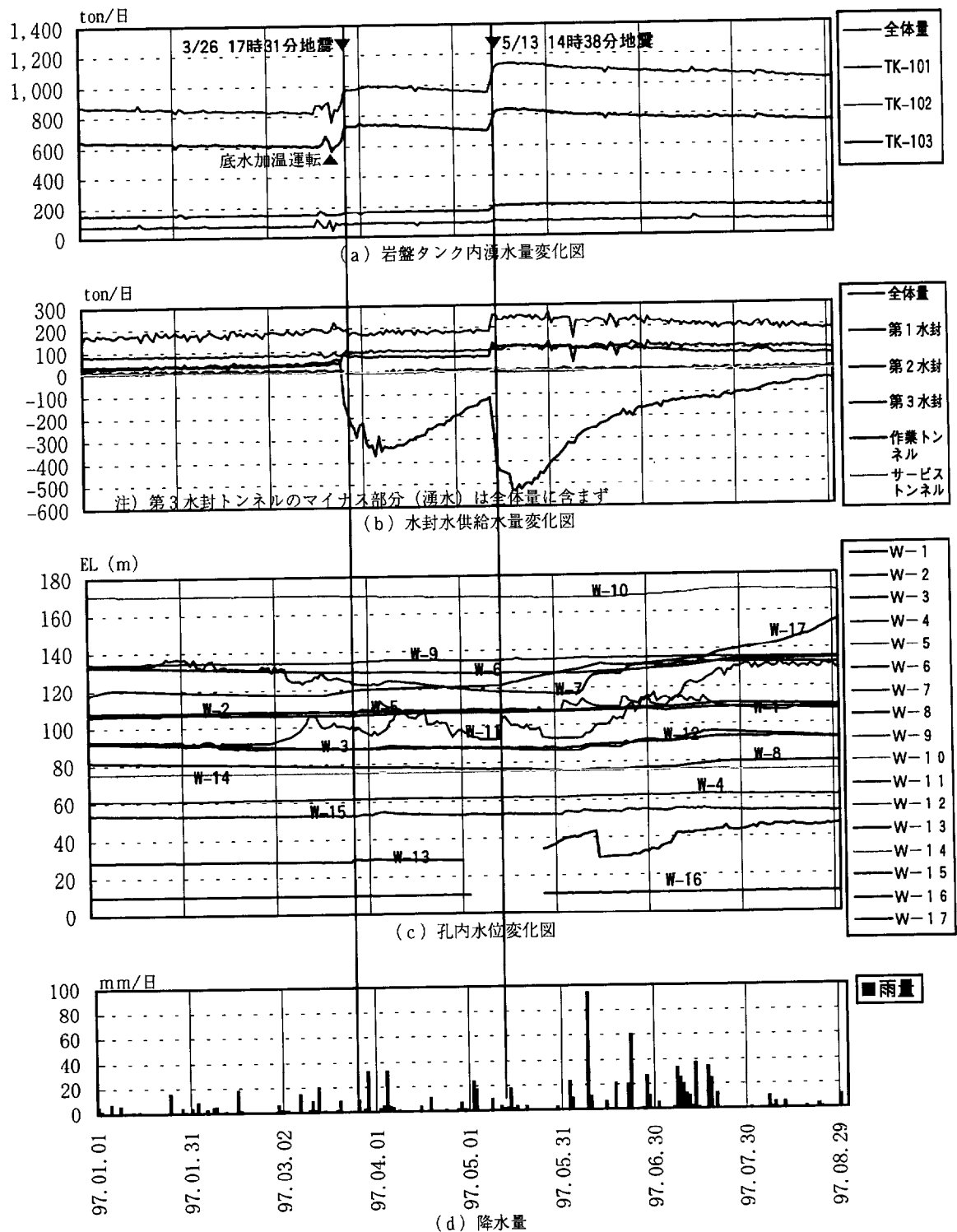


図 4.2-20 岩盤タンク内湧水量・水封水供給量・坑内水位・降水量変化図⁶⁾

W-11 孔は約 1.5m 上昇したが、図からもわかるように、水位変動が通常でも 1m 程度みられており、通常の変動範囲内と考えてもよいと判断される。

W-9 孔については、約 0.3m の上昇と少ないが、その後わずかずつではあるが徐々に上昇の傾向を示し、地震の影響が伺われる。

その他の孔についても同様に上昇、低下の動きがみられるが、顕著な変化ではない。

一方、5 月 13 日の第 2 鹿児島県北西部地震では、W-11 孔は約 11m の顕著な上昇量を示したが、図 4.2-20(c)に示したようにその変化は不規則なところがあり、地震の影響かどうかについては明確でない。

W-9 孔は約 0.4m の上昇と少ないが、3 月 26 日の地震同様、その後はわずかずつではあるが徐々に上昇の傾向を示した。

3 月 26 日に明瞭な変動を示した W-13 孔は、5 月 2 日から 5 月 26 日の間計器の調整中でデータは欠測となっているので、5 月 26 日以降の変動から地震の影響を受けている可能性があると思われるが詳細は不明である。

他の孔については 3 月 26 日と同様、上昇、低下の動きがみられるが、顕著な変化ではない。

地下水位に関して、地震の影響により変動を示した W-9 孔は、図 4.2-2 から判断すると沢地形もしくは斜面地形に配置されている孔であることがわかる。また、5 月 26 日以降の変動に不明点はあるが、W-13 孔も同様な地形に配置されている。

また、小野寺ら¹⁴⁾は、1995 年の兵庫県南部地震において、土質地盤に設けられた地下水位観測孔が水位上昇を観測した事例を液状化ポテンシャルと関連づけるとともに、水位上昇のパターンとしては急激に上昇しその後徐々に低下をたどる観測孔、変化を殆ど示さない観測孔等を含め 6 パターンあると報告している。このことから、急激な水位上昇を示す観測孔はないものの岩盤内部でも同じような現象が起こることを、串木野基地における地下水位の観測結果は示している。このような、地震による水位観測孔の水位変動等に関することを記述した文献としては川辺¹⁵⁾、松本ら¹⁶⁾、遠田ら¹⁷⁾の報告などがある。

なお、操業以来約 4 年を経過した串木野基地の継続的観測結果から、降雨により季節的変動を受ける地下水位観測孔は W-3、W-6、W-7、W-8、W-11、W-12、W-17 であることが判明している。図 4.2-20(d)からわかるように、これらの孔では 6 月初旬からの降雨の影響が、1~2 ヶ月後に現れはじめていると解釈できる。しかし、6 月上旬以前の地下水位の変動については、W-11 を除き降雨の影響はあまり受けていないものと判断される。

4.3 3次元地下水流動解析による再現解析と予測解析

本解析の目的は、建設前の状況を初期値とし、建設期間中および完成後の作業時の測定データを取り込んで再現解析を実施することにより、消防法に基づき事業者により実施されている岩盤タンクなどの日常点検・定期点検において、暫定的に定められた管理基準値を解析に基づいて見直しを行うものである。

解析は、登坂ら¹⁸⁾によって開発された差分法による2成分2相3次元浸透流解析に基づいて行った。(Appendix 3 参照) この解析手法の選定理由は、2章及び3章で使用した浸透流解析手法では、水と空気(ガス)及び油などが同時に存在する場合、水と異なる性質を持つ流体の圧力を水の圧力(ポテンシャル)に置き換えて全体として水の流れとして解析するため、それぞれの流体の挙動を把握できないことに難点があり、この解析手法によりこの問題が解決できると考えたからである。特に、3.4で述べたような2重地下水の問題を扱う場合は、筆者の経験によれば従来の手法では表現しにくく、本検討で使用するこの手法に着目した。この予測解析における筆者の役割は、建設時の様々な現場での対応を解析に反映させ、解析結果を通して今後の適応性を高めることであった。

4.3.1 解析モデル及び解析条件

3次元の解析モデル作成に当たって、図4.3-1に示すように平面的な解析対象領域は、水封機能の解析を行うに対して十分な境界領域を考えて、側方境界は境界条件の設定が比較的容易である海岸線、河川もしくは稜線を採用した。さらに、平面的な格子作成に当たっては側方境界、地形及び地下構造物を考慮して作成した。また、深度方向は図4.3-2に示したように地形及び地下構造物を考慮した上で、地表水(河川)の流動を解析に取り込むため、地表面の上に大気層を設定した。

領域のグリッド分割に際しては、流れに大きく影響を与えると想定される岩盤タンク・各付属トンネル、地質構造、地形などを考慮した。

解析条件を、表4.3-1に一覧として示したが、地質構造は、MAn(北薩中期安山岩)、LA1(北薩古期安山岩、F-1断層より海側)、LA2(北薩古期安山岩、F-1断層より陸側)、およびLB(北薩古期安山岩類自破碎状安山岩および礫岩)の4区分とした。

建設時に新たに発見されたF-9断層群に起因するTK-103ユニットの北部および南部の水位低下ゾーンを、それぞれ高透水ゾーン1及び2としてモデル化した。なお、4.3.2(1)で後述する再現解析の過程において、透水帯3~7を追加して設定した。(図4.3-3~6参照)

各地質区分に対応し設定した飽和率に対する相対浸透率及び毛細管圧力の関係を図4.3-7に示す。

また、降水量は、降雨量の観測データから蒸発散量を控除して設定した。

解析に使用する時刻については、串木野基地の実現可能性調査(表3.2-2参照)の時に実施された、調査横坑掘削開始時点(1985年6月1日)を0日とし以下累積日数で表示している。

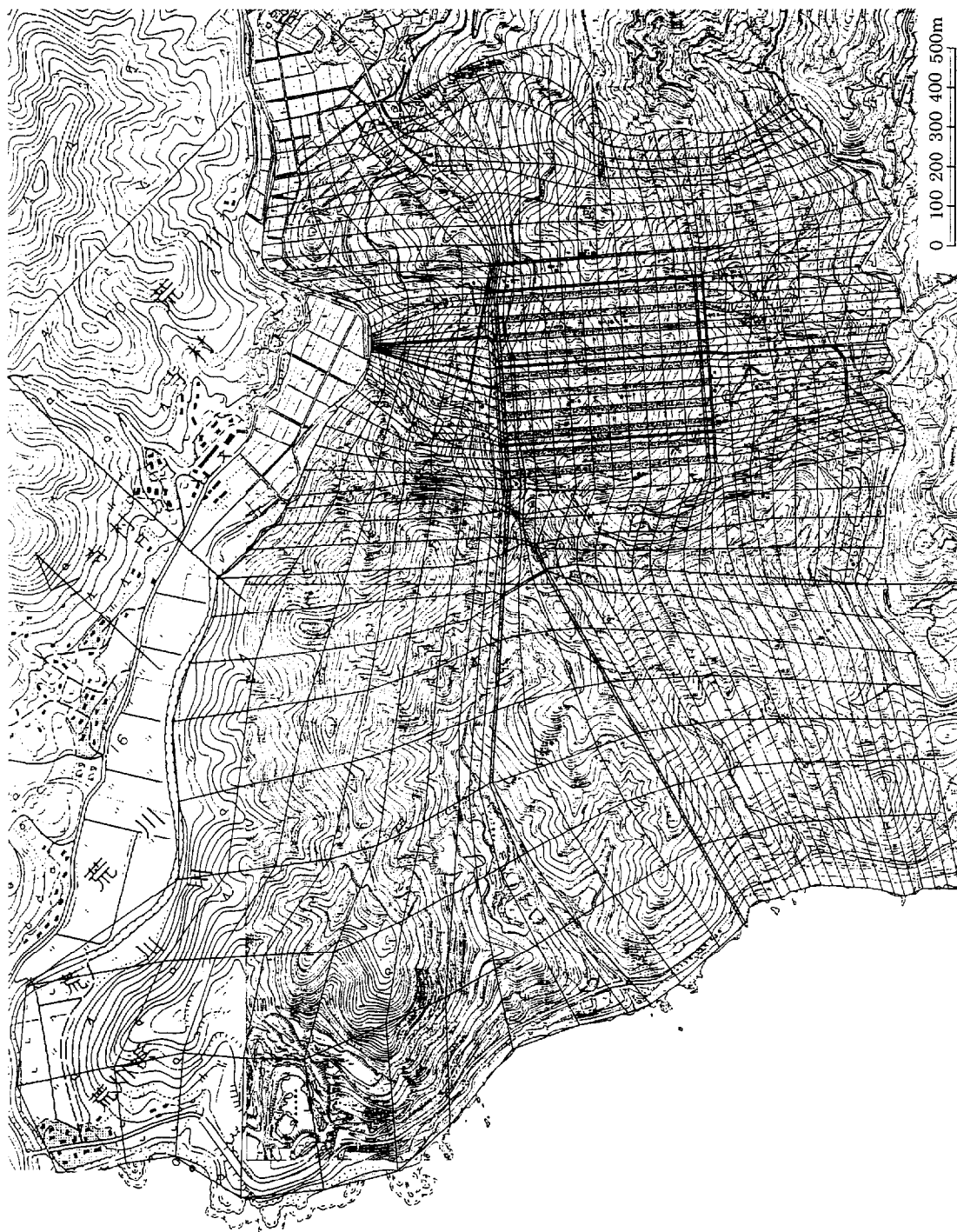


図 4.3-1 解析対象領域と領域分舎¹⁹⁾

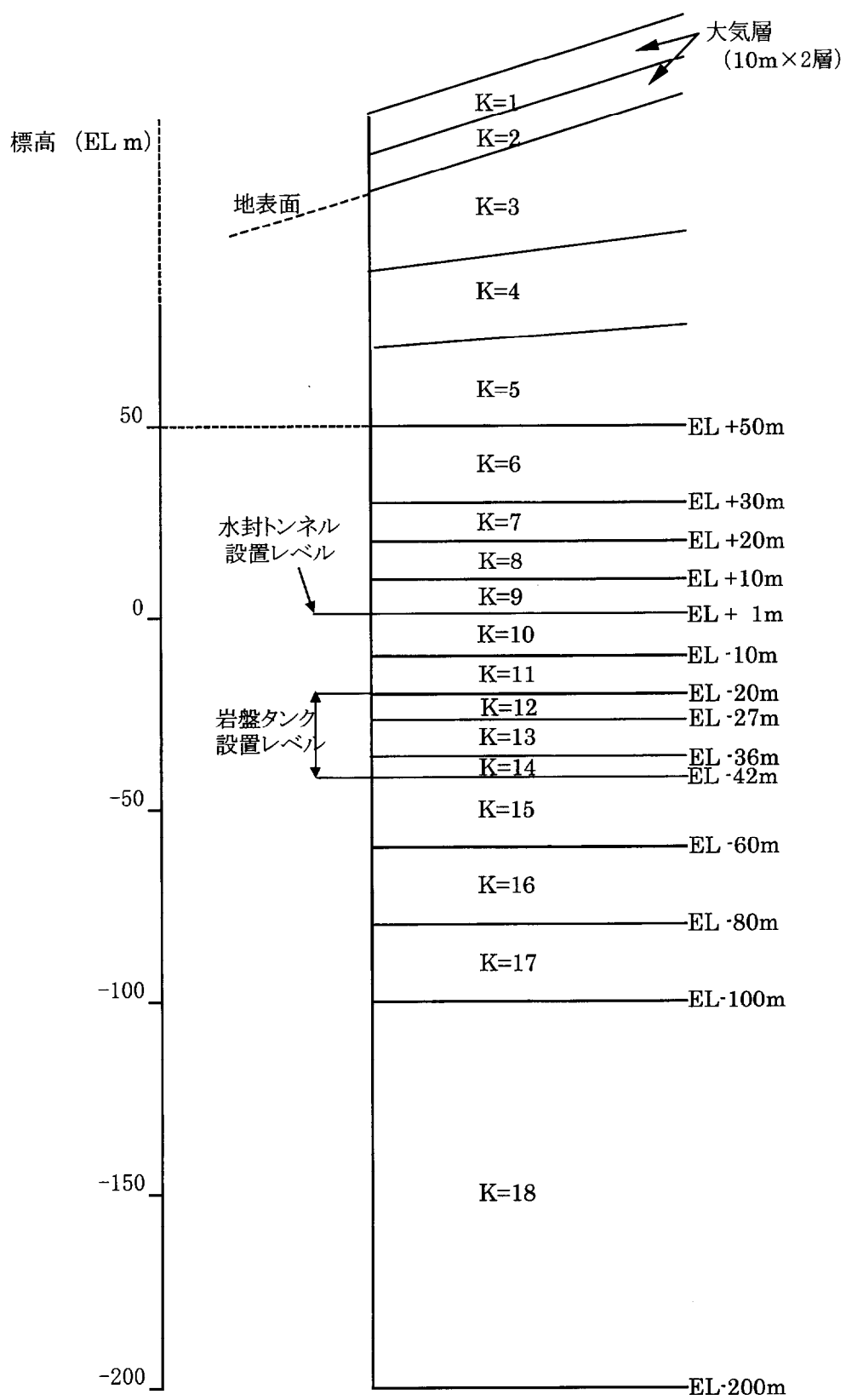


図 4.3-2 深度方向の領域分割 ¹⁹⁾

建設時については、岩盤タンク及び各付属トンネルの掘削工事、調査横坑（建設時点で南換気トンネルに転用）、水封水供給、グラウト工事を工事工程の進捗に合わせて解析に取り入れている。すなわち、岩盤タンク等の掘削は、該当する格子の圧力を大気圧、水の飽和率を0.001、透水係数及び間隙率を極めて極めて大きく変化させることにより表現した。また、水封水供給は供給水の圧力の変化、グラウト改良域は透水係数を低下させた。ただし、2.4.3で示した湧水量の低減傾向を表わすために表4.3-2に示すボーリング補正係数を設定した。またグラウトの改良効果については岩盤の透水係数を表4.3-3に示すように低減させることによって表現した。

表 4.3-1 解析条件一覧表 19)を加筆修正

条件及びパラメータ	概 要
流 体 の 成 分	水、空気、流体2成分
未 知 数	圧力、飽和度
基 本 方 程 式	質量保存則、ダルシー則
数 値 解 法	同時完全陰的差分法（離散化）、ニュートン・ラブソン法（線形化） 共役残差法（行列方程式の解法）
解 析 対 象 領 域	平面 4.50km ² 断面 EL-200m～地表近傍の大気層
格 子 数	平面 36×52、断面 18 計33,696
地 形	地形図デジタル化により作成
地 質	MAn, LA1, LA2, LB, 断層帯, 高透水ゾーン, 透水帯の区分
透 水 係 数	地質区分により設定（第3層上面は風化帯の数値 7.0×10^{-4} cm/sを設定） 透水係数は現象を再現するように修正
間 隙 率	MAn 10%, LA 5%, LB 10%
不 飽 和 特 性	水飽和度-相対浸透率（水、空気）、水飽和度-毛細管圧力を設定 水残留率 0.4
降 水 量 ・ 蒸 発 量	月毎に観測量を用いて設定
境 界 条 件	頂面：定圧境界 底面：閉境界 側面：海岸線は地表以下定圧境界 河川は大気層定圧境界 稜線は閉境界
初 期 値	再現解析時：初期値自身も再現解析を行い設定 予測解析時：再現解析結果を初期値として使用
建 設 期 間 中	調査横坑掘削、坑内水平ボーリング及び南換気トンネル（調査横坑）の水没を考慮 岩盤タンク及び各トンネルの掘削工事を考慮 水封水供給工事、グラウト工事を考慮
操 業 段 階	オイルイン時の油面レベル、内圧をユニット毎に設定 水封水位は各水封トンネル毎に設定
タ イ ム ス テ ッ プ	再現解析：1990ステップ/4375日（1984年～1995年） 予測解析：240ステップ/730日
マ ッ チ ン グ 量	岩盤タンク及び各トンネルの湧水量、水封水供給水量、河川流量、観測孔水位

表 4.3-2 水封ボーリング孔補正係数 19)

ボーリング孔	補正係数を与えた時刻	補正係数	対 象 工 事
No.3水封水平ボーリング(北部)	2465日(1992年3月1日)	1/10	湧水抑制グラウト工事その2
No.3水封水平ボーリング(南部)	2465日(1992年3月1日)	1/5	〃
No.3水封縦ボーリング(北部)	2557日(1992年6月1日)	1/10	〃
No.3水封縦ボーリング(南部)	2557日(1992年6月1日)	1/4	〃
No.3水封縦ボーリング(北部)	2649日(1992年9月1日)	1/30	湧水抑制グラウト工事その3
No.2水封縦ボーリング	2883日(1993年4月23日)	1/2	

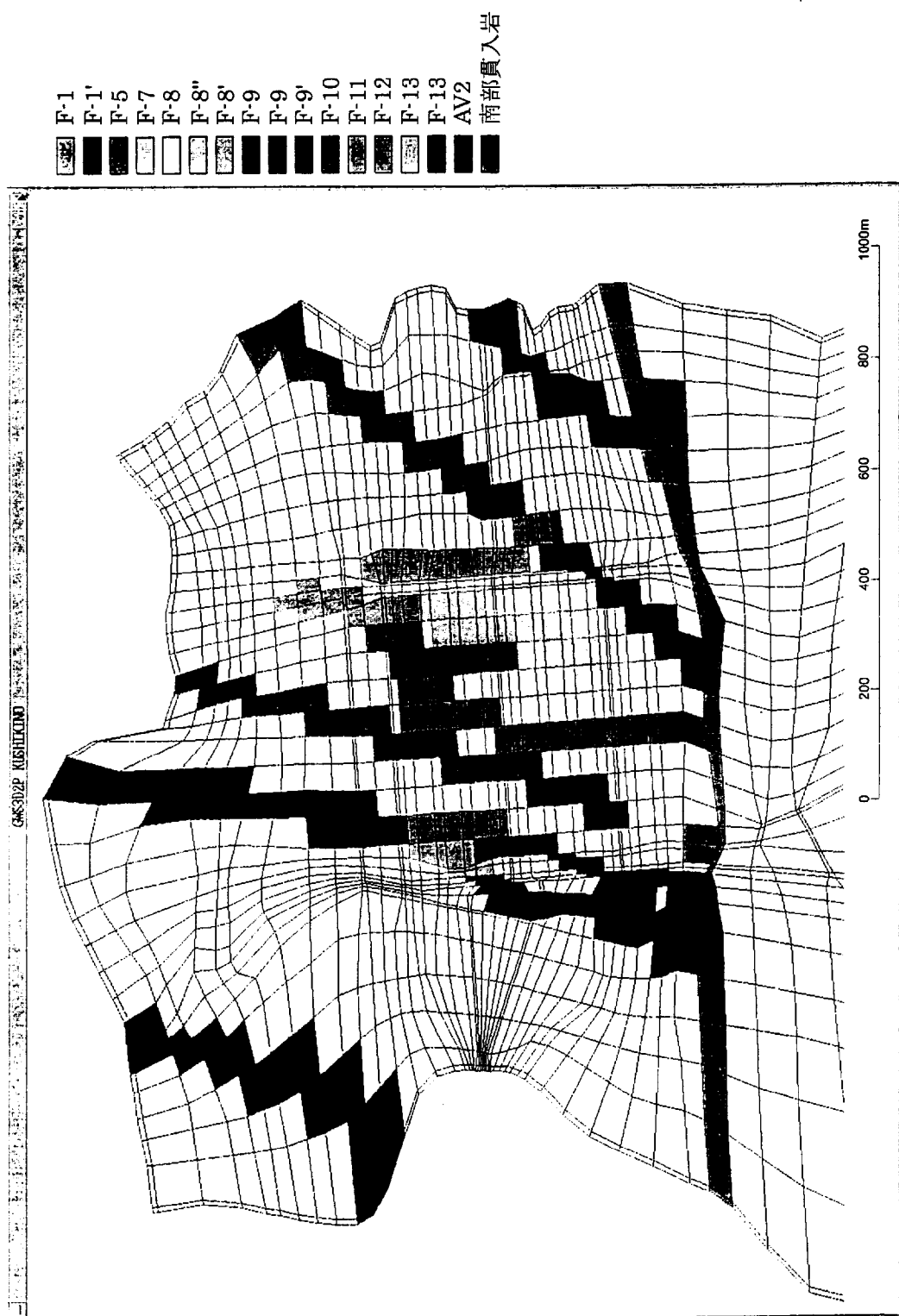


图 4.3-3 断層带分布 (K=12 平面) ¹⁹⁾



図 4.3-4 地層区分図 (K=15 平面) ¹⁹⁾

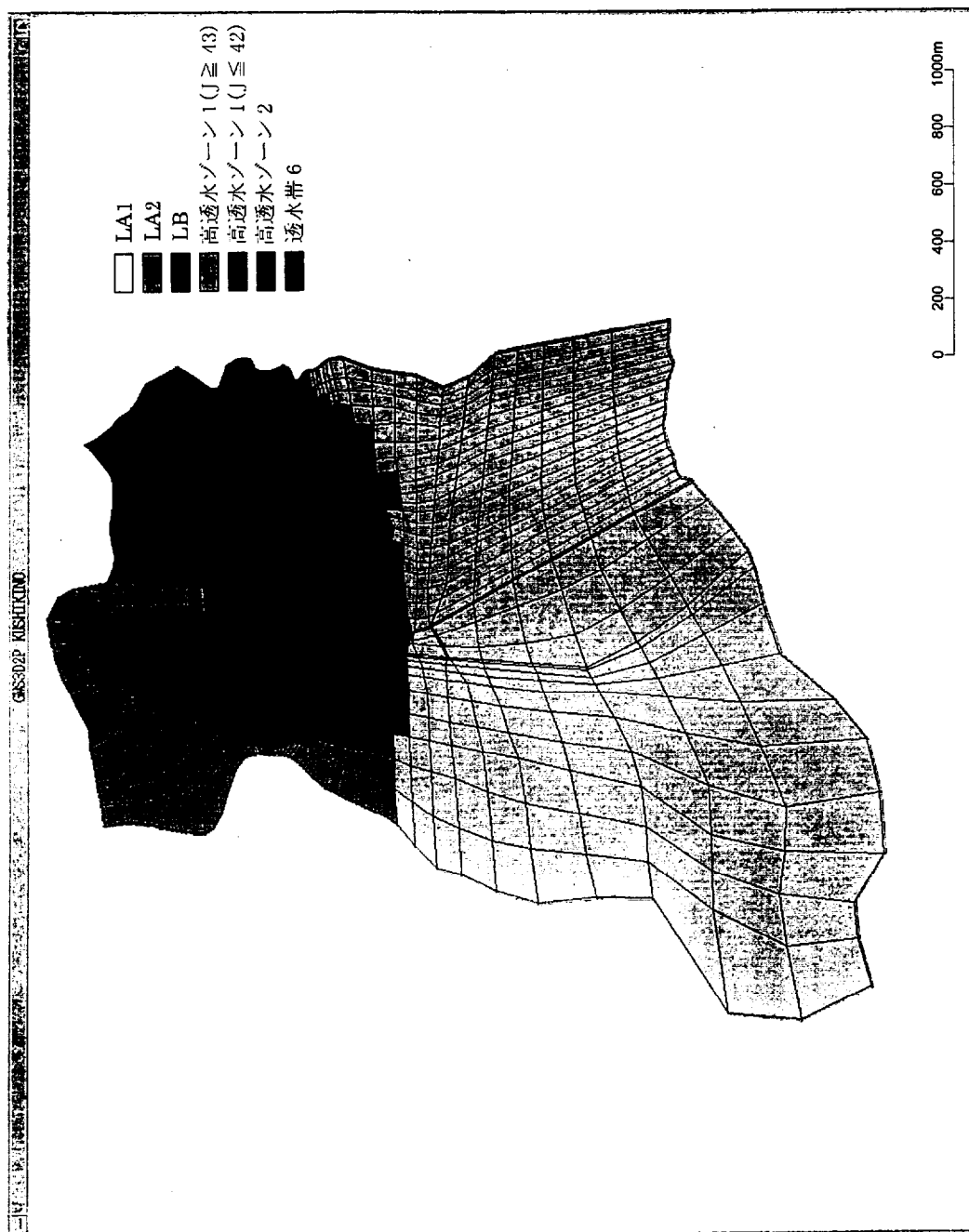


図 4.3-5 地層区分図 (K=16 平面) ¹⁹⁾

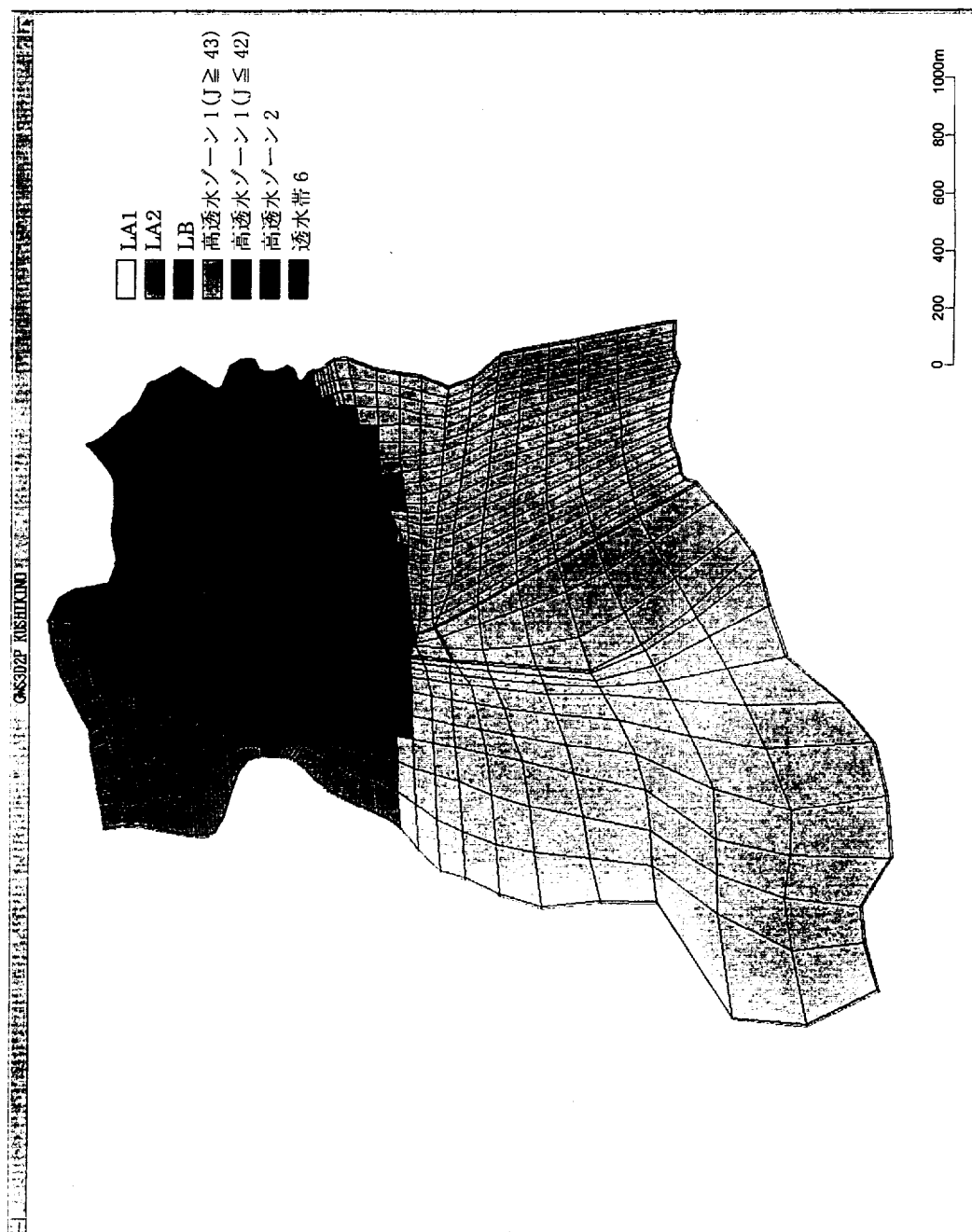


図 4.3-6 地層区分図 (K=17 平面)¹⁹⁾

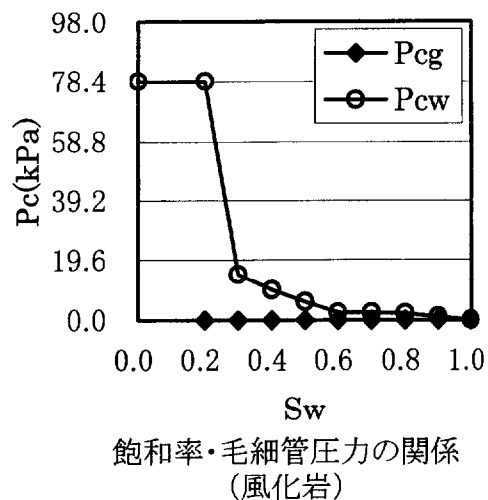
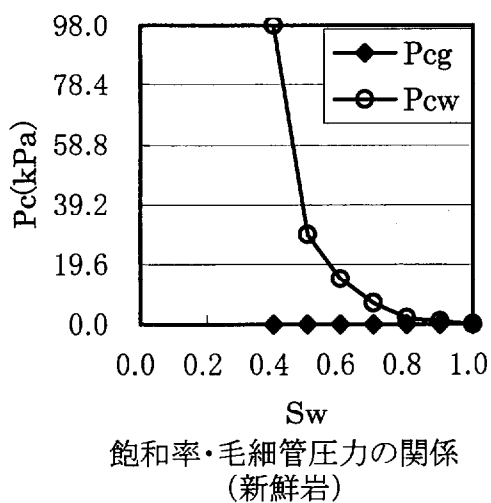
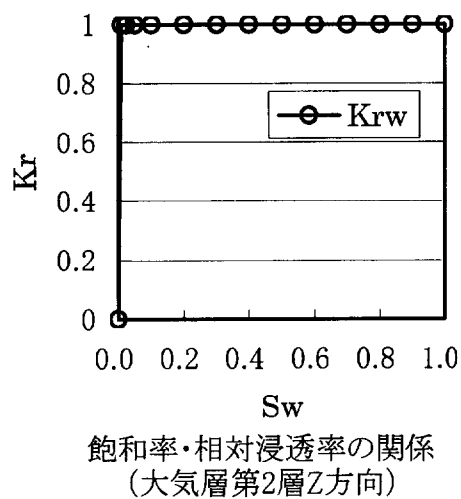
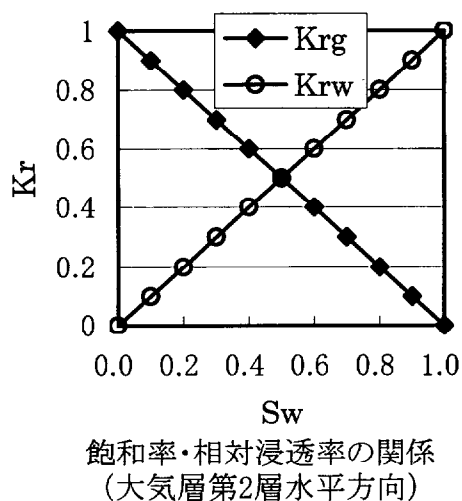
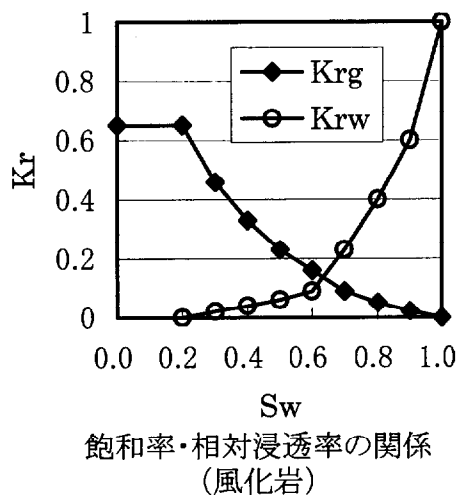
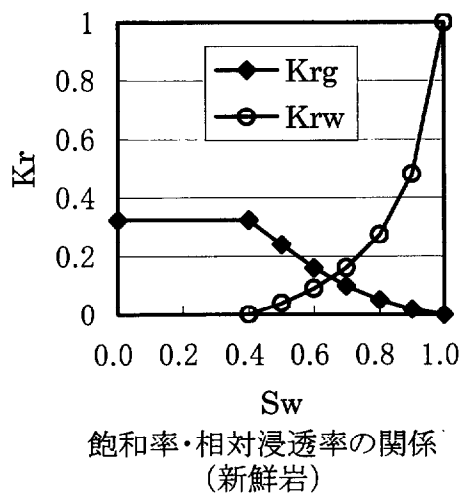


図 4.3-7 飽和率に対する相対浸透率及び毛細管圧力の関係 19) を加筆修正

表 4.3-3 透水性を低下させた箇所一覧表 19)を加筆修正

透水性を低下させた箇所箇所	透水性を低下させた時刻	透水係数 (cm/s)
透水ゾーン3	2210日 (1991年6月20日)	3.0×10^{-6}
TK-103A下部 (I,J,K)=(16, 31, 15)	2618日 (1992年8月1日)	1.0×10^{-4}
TK-103D下部 (I,J,K)=(16~17, 37, 15)	2679日 (1992年10月1日)	1.5×10^{-4}
〃	2780日 (1993年1月10日)	80×10^{-5}
TK-102D下部 (I,J,K)=(17, 27, 15)	2802日 (1993年2月1日)	3.0×10^{-6}

注) (I,J,K)はX,Y,Z方向の格子を表わす。

オイルイン後の操業時については、水封水位のレベル、油面のレベルおよびタンク内圧力の変化を、それぞれに対応する圧力を変化させて解析に取り入れている。

4.3.2 解析結果と考察

(1) 再現解析

再現解析はモデルを改善しながら合計 5 ケース実施したが、実際の地下水流動に最も近い結果を表現した最終ケース (ケース 5) の結果を採用した。なお、建設時の実際の現象を解析で再現させるに際し最も重視した点は、解析結果として得られる岩盤タンクの湧水量及び水封水供給水量であり、地表部の河川流量である。これらの再現結果を図 4.3-8~10 に示すが、岩盤タンクの湧水量、水封水供給水量及び地表部の河川流量について、建設時及び操業時の経時的な変動をかなり良く表現しているものと判断できる。

以下に、上記以外の地下水位観測孔、間隙水圧分布、空気飽和率分布について結果を述べる。なお、圧力は絶対圧で記述している。

a) 地下水位観測孔

ほぼ全ての地下水位観測孔 (W-1~W-17) において、計算水位は実測値を下回る結果が得られたが、これは、4.2 でも述べたように、串木野基地の実際の観測孔水位は、地表部の降雨の影響を直接受けているものと考えられる。これに対し、計算で求められる観測孔水位は、観測孔下部の飽和域の平均水位を表現しているため、結果として実際の観測孔水位より下回るものと解釈される。(図 4.3-11 参照)

b) 間隙水圧分布

図 4.3-12(b)に示す K=15 平面 (EL-50m) において、建設前の 1984 年末 ($t=152$ 日) の圧力分布は、高透水ゾーンの存在を反映して、TK-103 ユニットの北部および南部水位低下ゾーンに相当する部分に圧力低下部が形成されている。F-9 断層群に対応した高透水ゾーンでは、98kPa 以下の領域が存在し不飽和領域の存在を伺わせている。

図 4.3-12(a)に示す表層 (地表部) の K=3 平面では、全領域にわたり地形を反映した圧力分布になっており、ほぼ全域が飽和状態を示している。このことは、3 章で述べた 2 重水位の存在を計算の面から示したといえる。

図 4.3-12(c)に示す岩盤タンク掘削終了時点の 1990 年末 ($t=2,309$ 日) の K=15 平面で

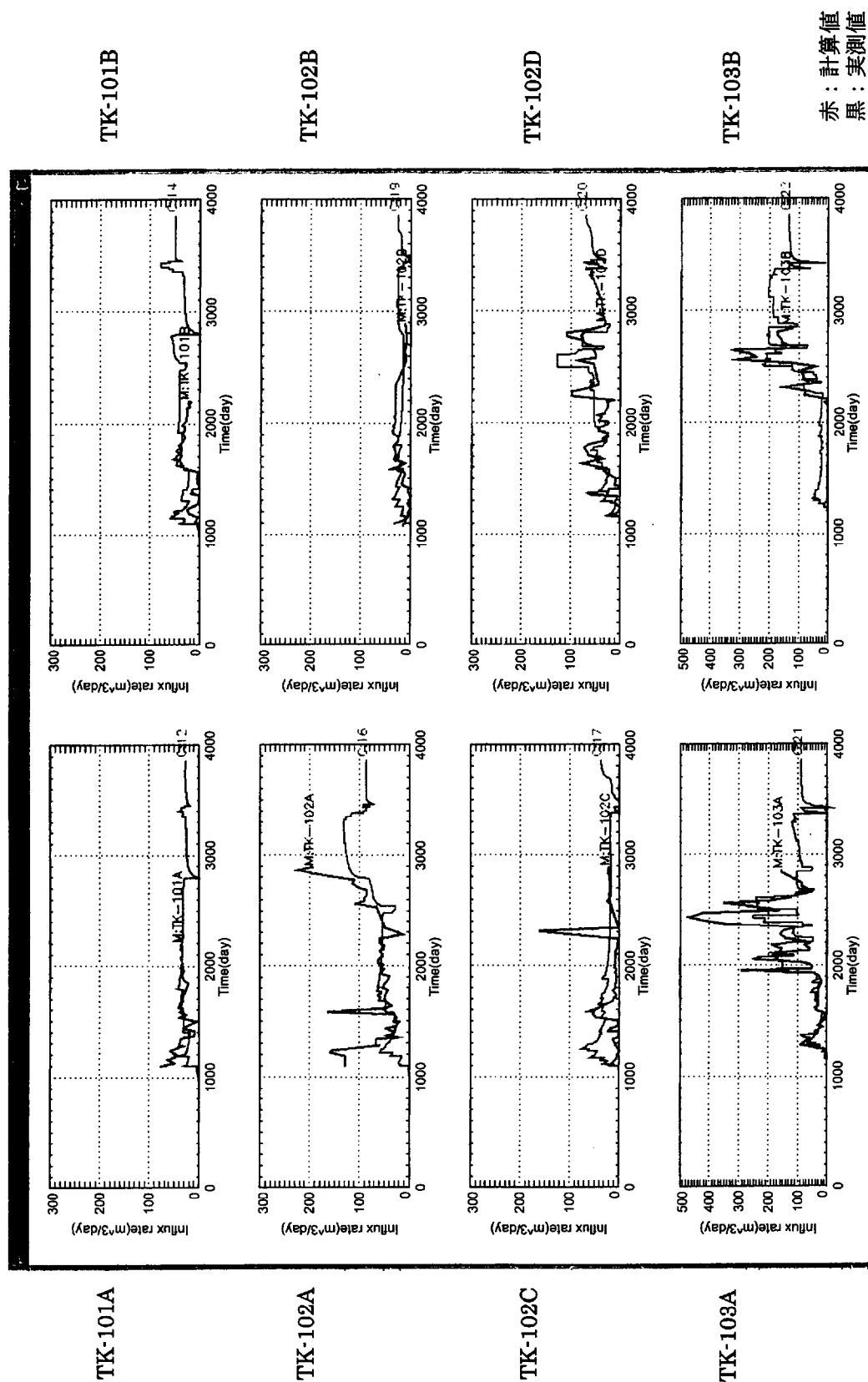
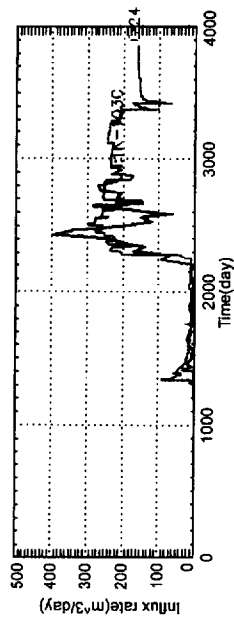
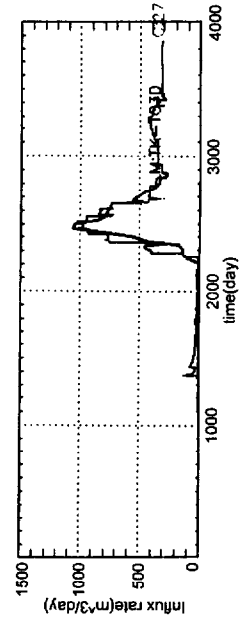


図 4.3-8 岩盤タンク湧水量経時変化図 (その 1)¹⁹⁾ Time=0は 1985年 6月 1日

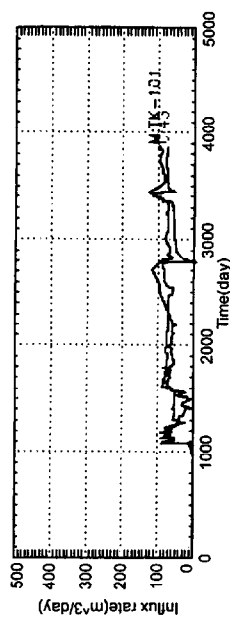
TK-103C



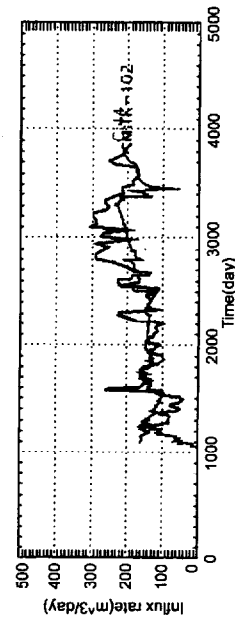
TK-103D



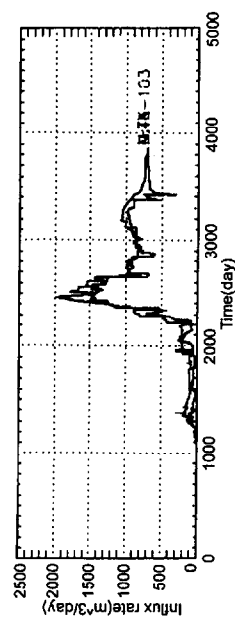
TK-101ユニット



TK-102ユニット



TK-103ユニット



赤：計算値
黒：実測値

図 4.3-8 岩盤タンク湧水量経時変化図 (その 2)¹⁹⁾

No. 1 水封トンネル
系統

No. 3 水封ボーリング

No. 3 水封トンネル
系統

No. 2 水封トンネル
系統

グラウトトンネル
給水ボーリング

赤：計算値
黒：実測値

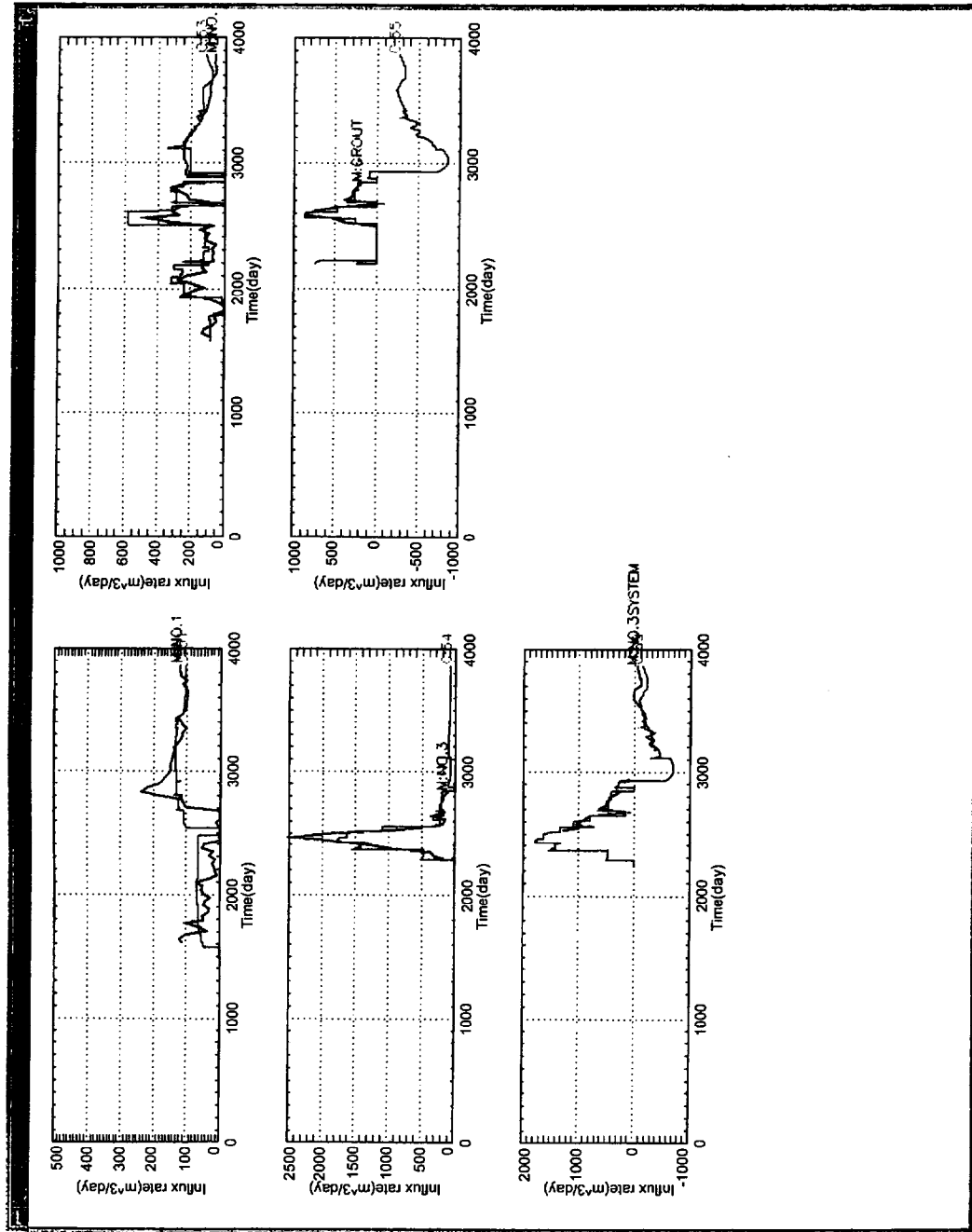


図 4.3-9 水封水供給水量経時変化図 19)

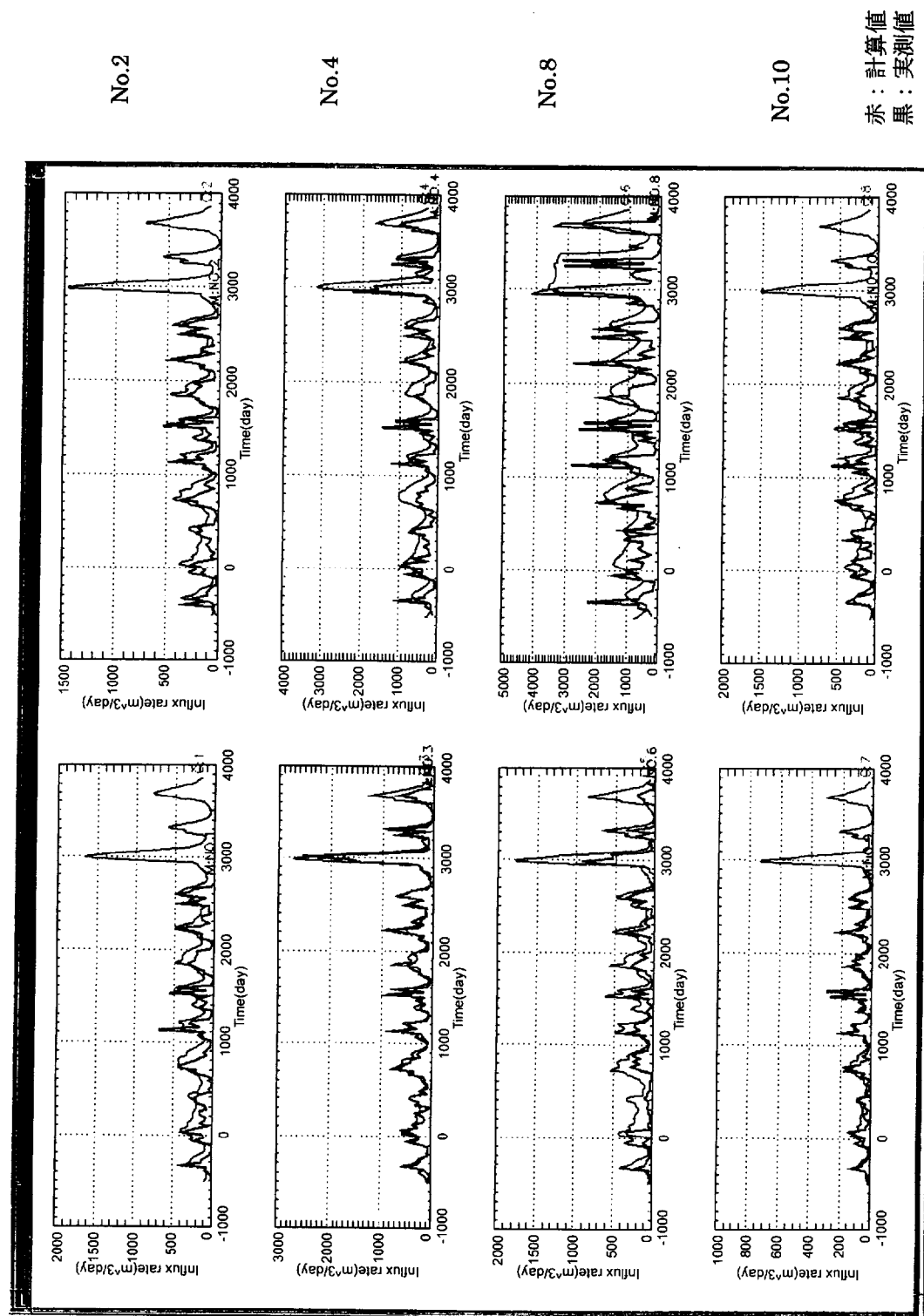


図 4.3-10 河川流量経時変化図 19)

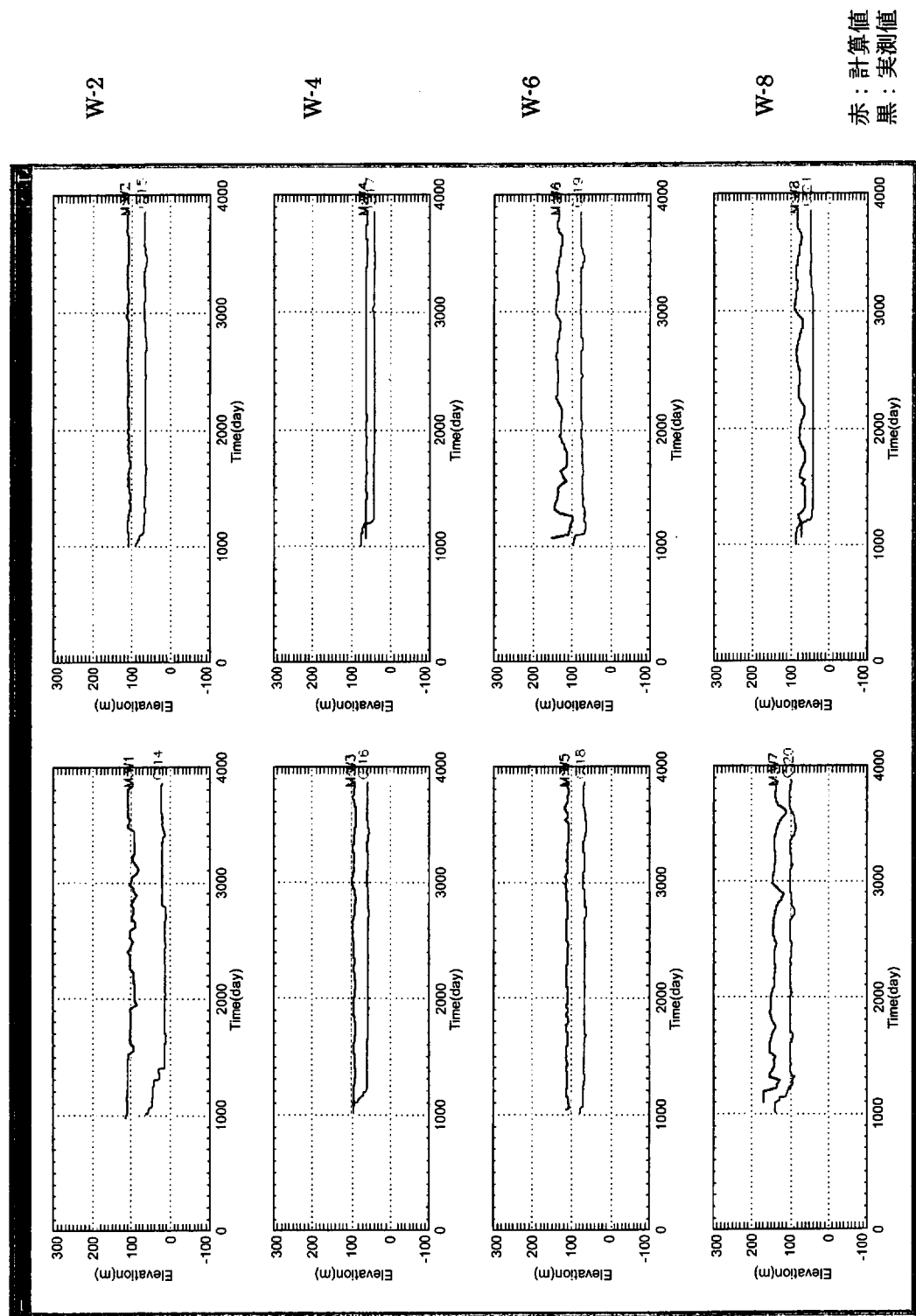


図 4.3-11 地下水位観測孔経時変化図 (その 1)¹⁹⁾

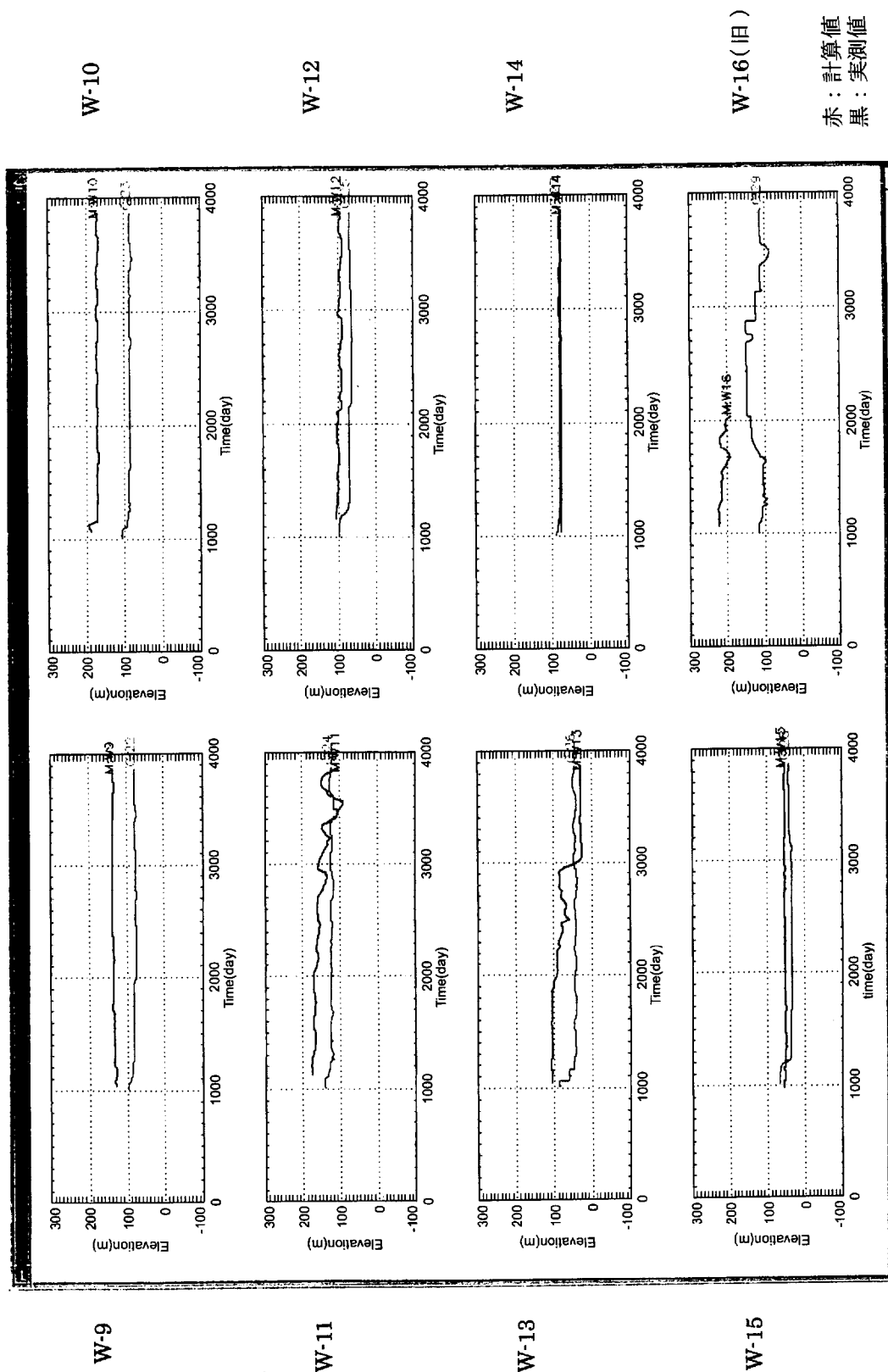


図 4.3-11 地下水位観測孔経時変化図 (その 2)¹⁹⁾

W-17(旧)

W-16

W-17

BC232L

(I=18,
J=52,
K=16)

赤：計算値
黒：実測値

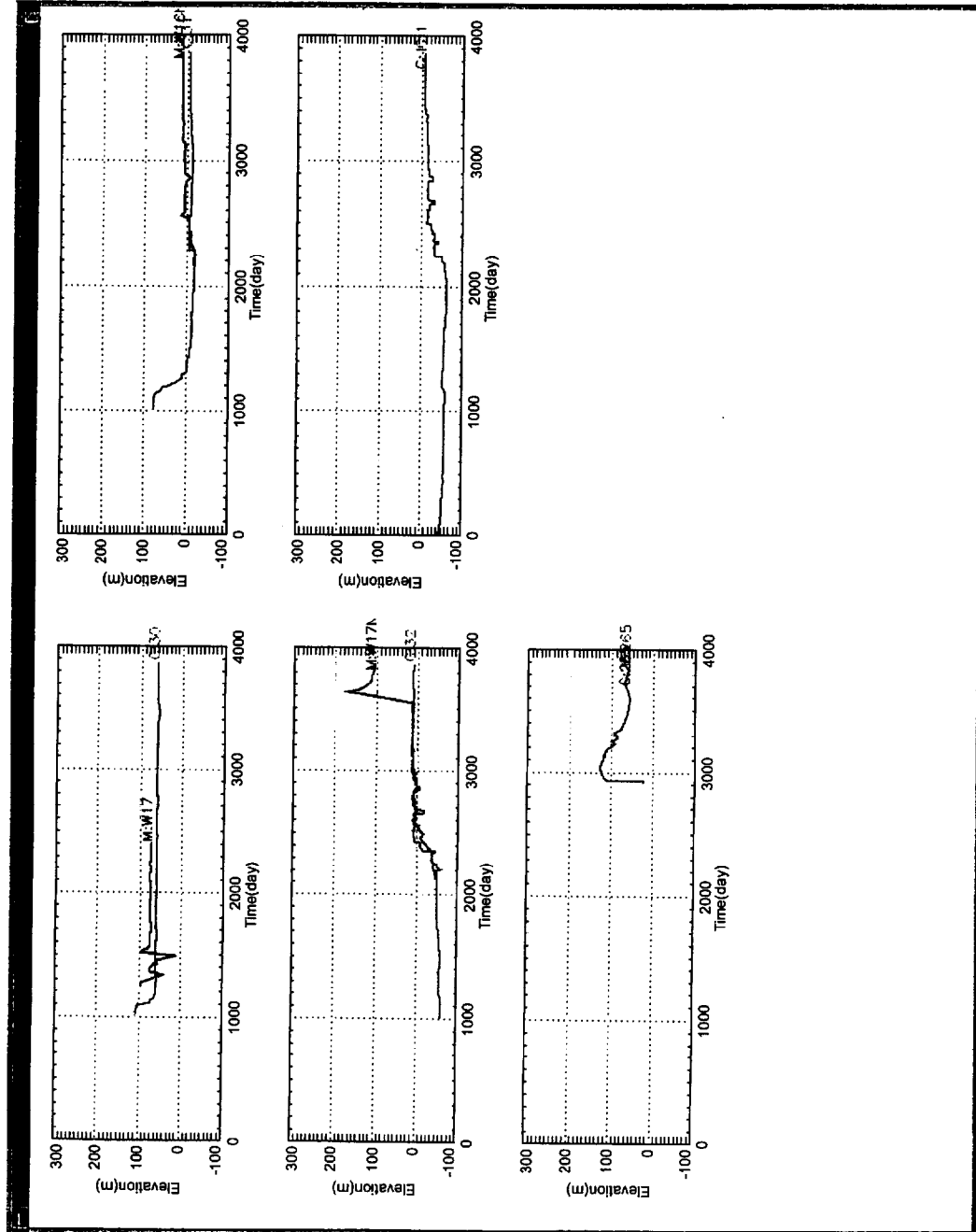
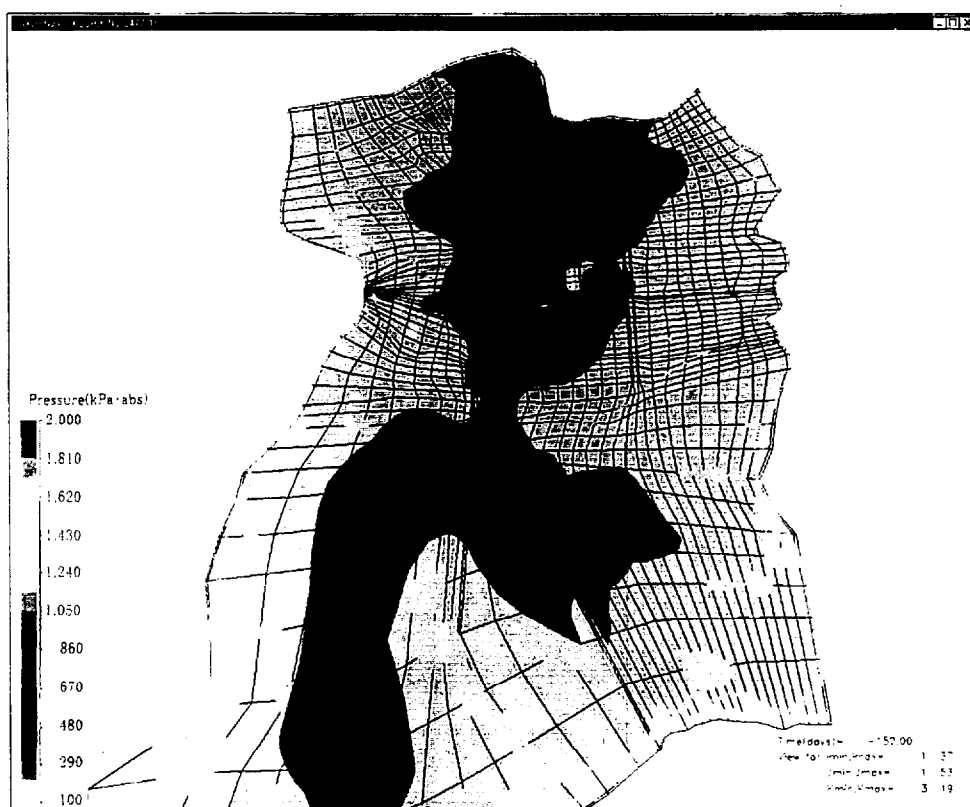
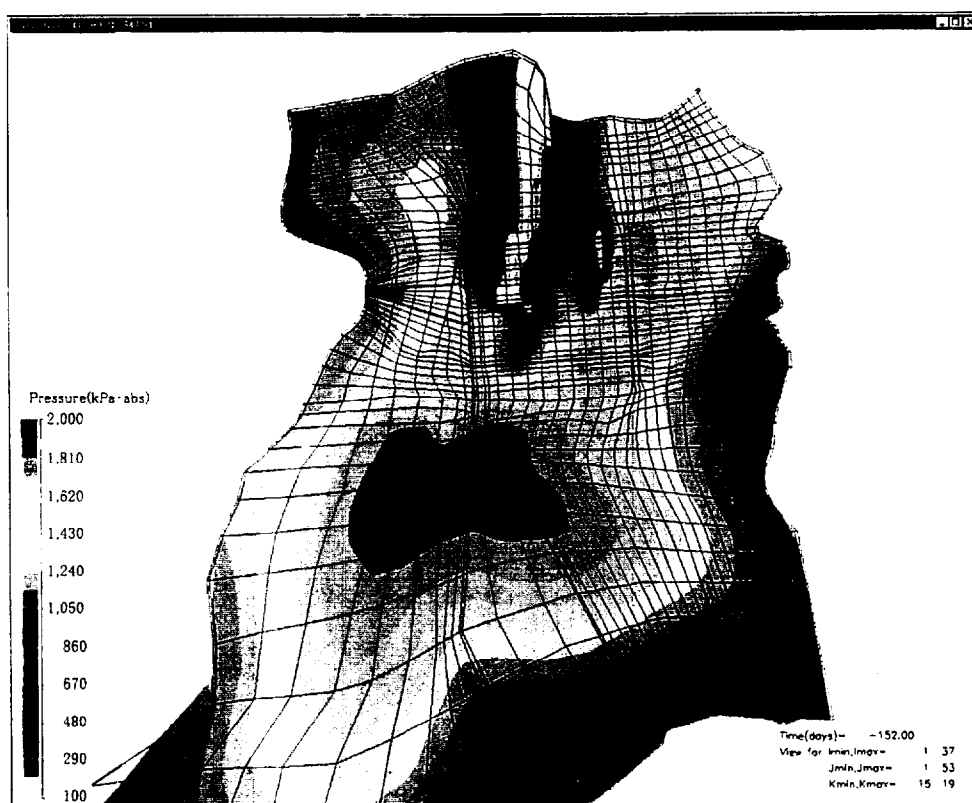


図 4.3-11 地下水位観測孔経時変化図 (その 3)¹⁹⁾

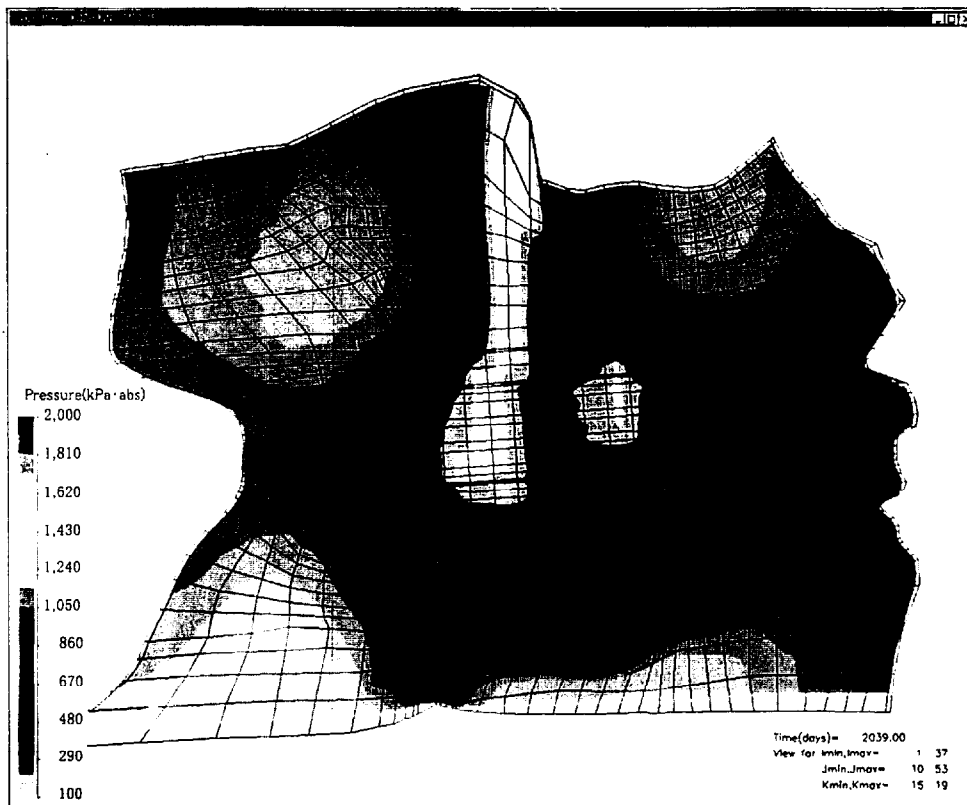


(a) 圧力分布 (K=3 平面、 $t=-152$ 日)

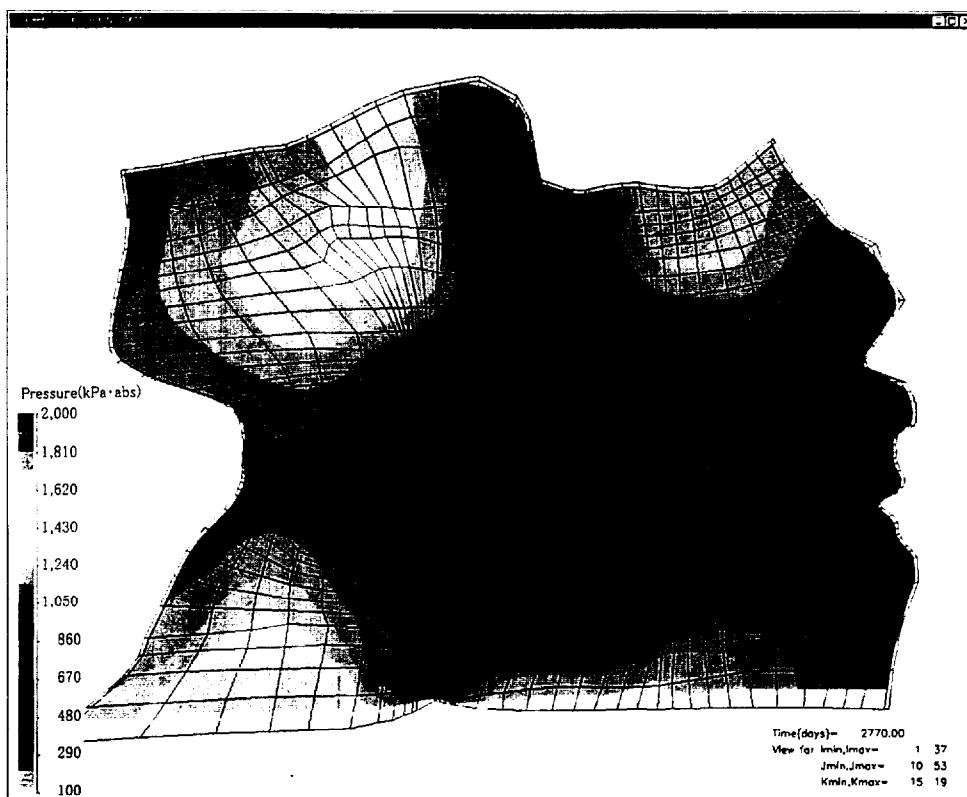


(b) 圧力分布 (K=15 平面、 $t=-152$ 日)

図 4.3-12 間隙水圧分布図 (その 1)¹⁹⁾を加筆修正

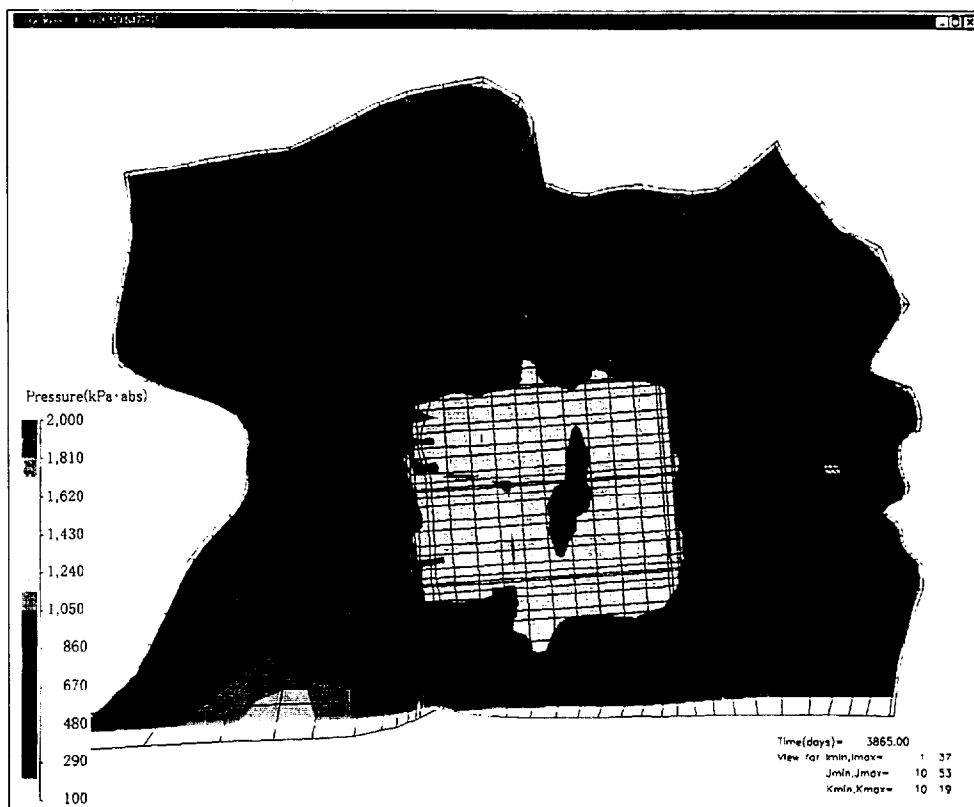


(c) 圧力分布 (K=15 平面、 $t=2,039$ 日)

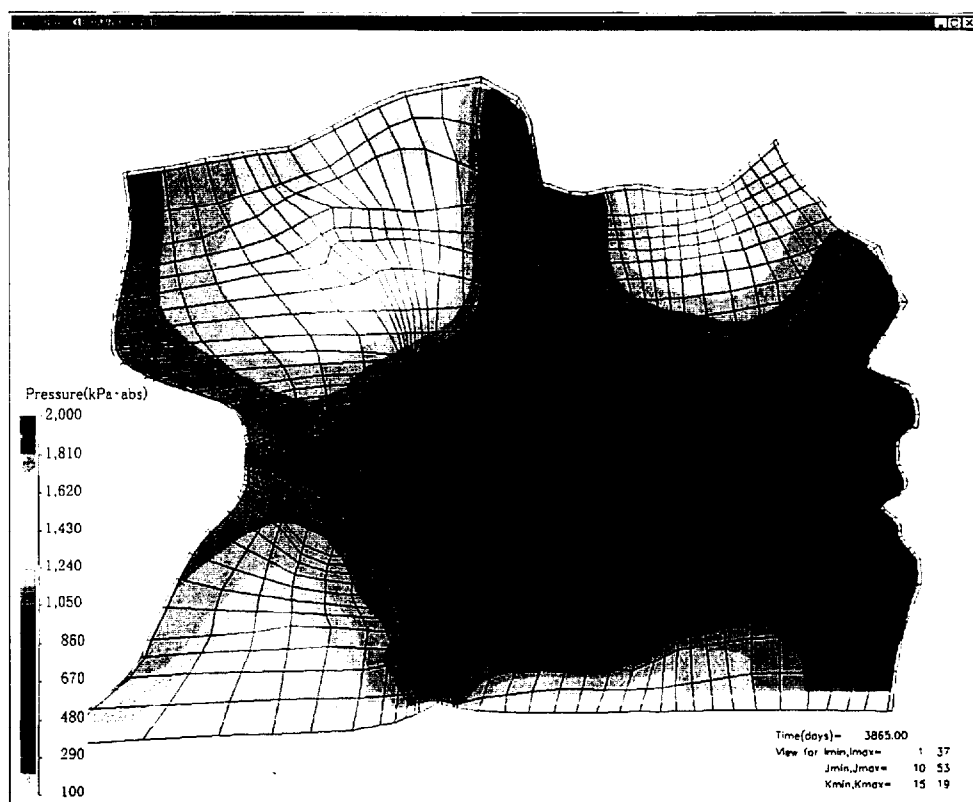


(d) 圧力分布 (K=15 平面、 $t=2,770$ 日)

図 4.3-12 間隙水圧分布図 (その 2)¹⁹⁾ を加筆修正



(e) 圧力分布 (K=10 平面、t=3,865 日)



(f) 圧力分布 (K=15 平面、t=3,865 日)

図 4.3-12 間隙水圧分布図 (その 3)¹⁹⁾を加筆修正

は、岩盤タンク掘削により岩盤タンク周辺全域にわたり圧力が低下している。特に、TK-103ユニットの北部および南部水位低下ゾーンに相当する部分に圧力低下部が形成されており、建設時に判明した諸事実を表現している。

図 4.3-12(d)に示すオイルイン前の 1992 年末 ($t=2,770$ 日) の $K=15$ 平面では、水封水の供給および高透水ゾーン境界部の水位上昇に伴い、タンク周辺部の圧力が上昇し、水位低下ゾーンが消滅した。オイルイン後一年を経過した 1995 年末 ($t=3,865$ 日) では、図 4.3-12(e)に示す $K=10$ 平面において圧力が 98kPa 増加し、図 4.3-12(f)に示す $K=15$ 平面 (EL-4.5m) の圧力は、岩盤タンク周辺部において最も低い箇所でも 108kPa 以上となっている。

c) 空気飽和率分布

図 4.3-13(a)に示した高透水ゾーン (F-9 断層群) を通過する I=17 断面では、1984 年末 ($t=152$ 日) において、すでに、高透水ゾーン沿いに境界部から TK-103D まで不飽和となっており、この不飽和領域はタンク掘削とともに拡大し、1990 年末 ($t=2,039$ 日) には岩盤タンク全域を覆い (図 4.3-13(b)参照)、さらに、岩盤タンクと交差する断層沿いにも拡大した。水封水の供給および高透水ゾーン境界部の水位上昇が進展する 1992 年末 ($t=2,770$ 日) になると、この高透水ゾーンの不飽和域は大幅に減少する。(図 4.3-13(c)参照)

オイルイン後一年を経過した 1995 年末 ($t=3,865$ 日) では、岩盤タンク周辺部においても不飽和領域は大幅に減少し、断層沿いを除いて消滅した。(図 4.3-13(d)参照) このことは、断層が空気の抜け道になっていることを示している。

(2) 予測解析

(1)で述べた再現解析の結果により、建設時の事象をほぼ表現できたと判断し、この結果を用いて、次に示す 4 ケースを設定して将来の予測解析を行った。なお、初期値は再現解析の最終時刻である 1995 年末 (1995 年 12 月 31 日) の結果とし、予測期間は 2 年間とした。

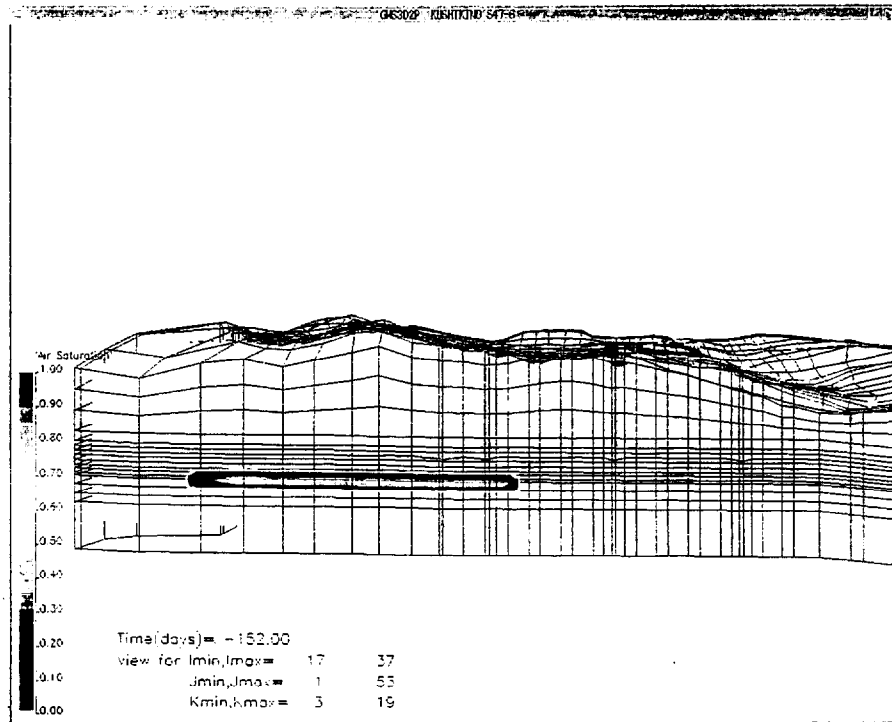
以下に解析の条件とその結果を述べる。なお、各ケースにおける岩盤タンク湧水量・水封水供給水量及び地下水位観測孔の初期値に対する最大増加変動量及び最大減少変動量を表 4.3-4 に一覧表として示す。

各ケースとも、年間蒸発量は、串木野基地における 12 年間の観測記録の平均を取って 574mm/年としている。また、解析における月別の降水量は、観測記録の月別の平均降水量を基に、各ケースで設定した年間降水量に比率をかけて設定した。

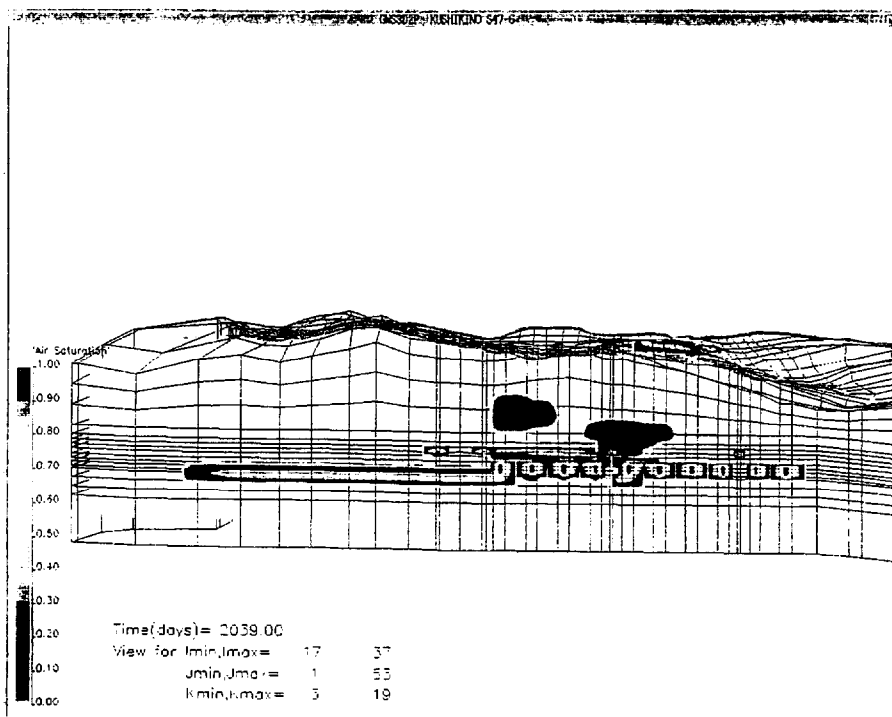
a) ケース 1 (豊水年を想定したケース)

1993 年に串木野地方は年間降水量 3,939mm を記録した。ケース 1 はこの観測結果をもとに、年間降水量を 4,000mm と設定したものである。串木野地方の年間平均降水量は 2,165mm であるので、設定した降雨量は平均降雨量の 1.8 倍となっている。

表 4.3-4 から、降雨による地下水涵養量が増加するのに対し、水封水位は自動コントロー

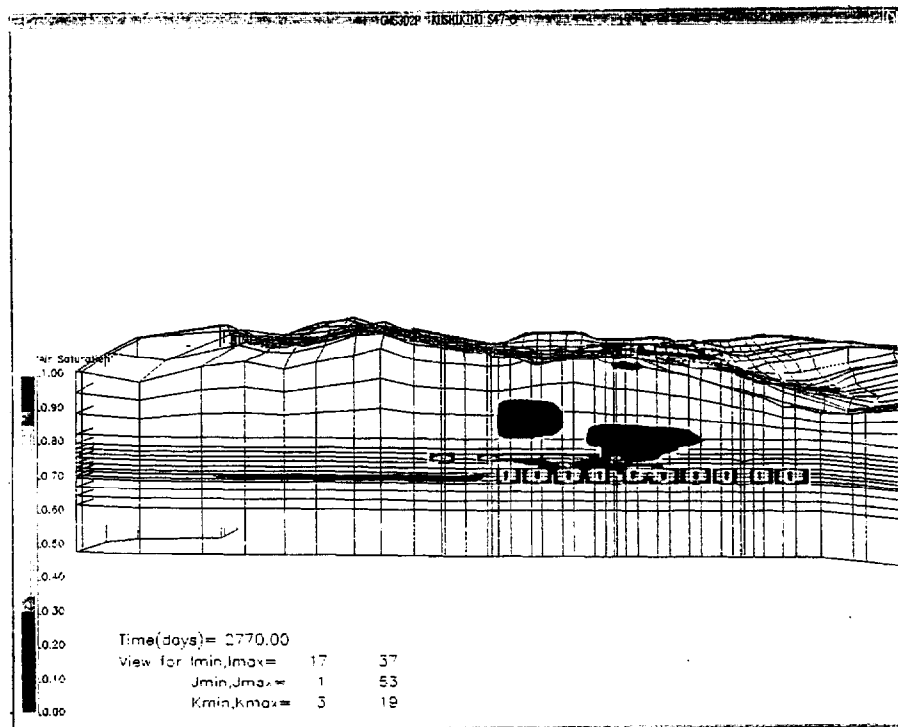


(a) 空気飽和率分布 (I=17 断面、t=-152 日)

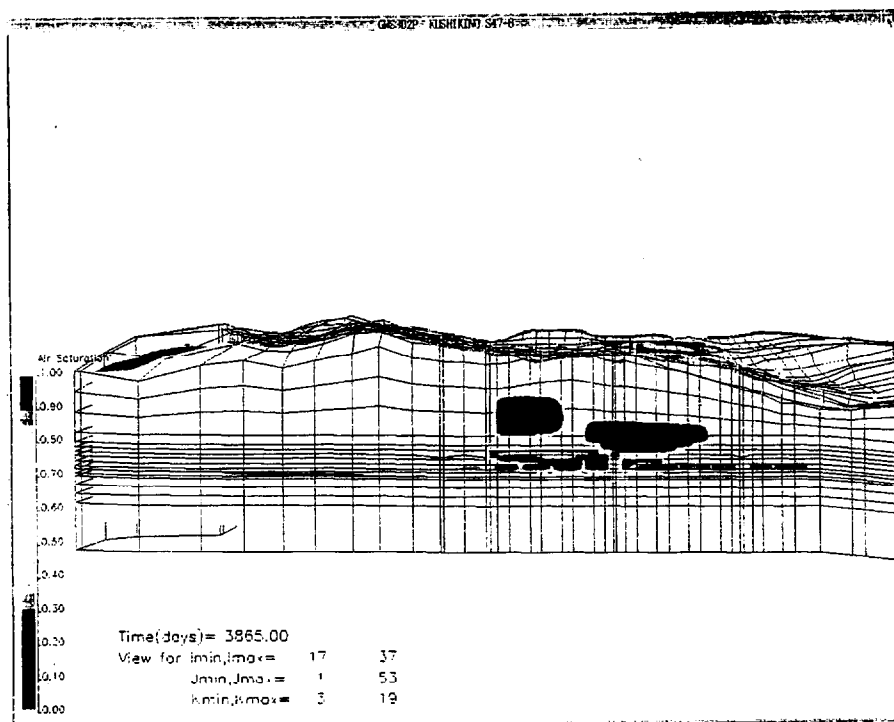


(b) 空気飽和率分布 (I=17 断面、t=2,039 日)

図 4.3-13 空気飽和率分布図 (その 1)²⁰⁾

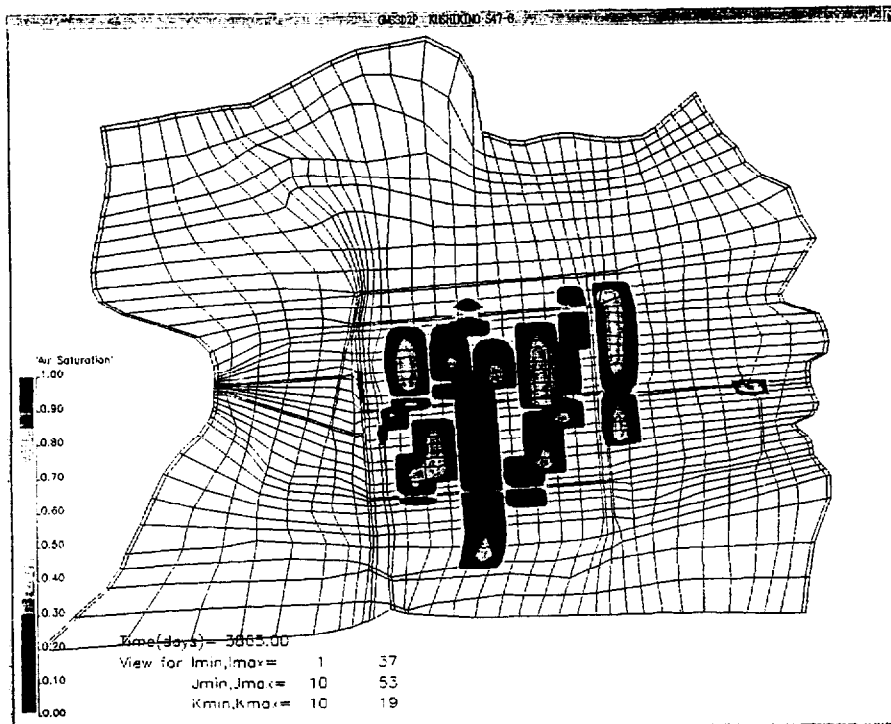


(c) 空気飽和率分布 (I=17断面、t=2,770日)



(d) 空気飽和率分布 (I=17断面、t=3,865日)

図 4.3-13 空気飽和率分布図 (その 2)²⁰⁾



(e)空気飽和率分布 (K=10 平面、t=3,865 日)

図 4.3-13 空気飽和率分布図 (その 3)²⁰⁾

ルされているため水封水供給水量が減少することにより、岩盤タンク湧水量は結果的にTK-103 ユニットで最大 39m³/day (約 6%) 増加するに過ぎない。(図 4.3-14 参照) 水封水供給水の最大減少量は、No.2 水封トンネルで 52 m³/day、No.3 水封トンネルで 404 m³/day となる。(図 4.3-15 参照)

観測孔水位の最大上昇量は 1 年間で平均 2.6m であるが、大半の観測孔は乾季において相当量の低下を示した。5m を越える最大上昇量を示した観測孔は W-7 および W-13 である。(図 4.3-16 参照)

表 4.3-4 観測値変動量一覧表 (予測解析結果) 19)を加筆修正

項目	箇所	計算初期値 (1995年12月31日)	ケース1 (豊水年)		ケース2 (渇水年)		ケース3 (地震)		ケース4 (水封水低下)		ケース5 (平年)	
			増加 ^{注1)}	減少 ^{注2)}	増加 ^{注1)}	減少 ^{注2)}	増加 ^{注1)}	減少 ^{注2)}	増加 ^{注1)}	減少 ^{注2)}	増加 ^{注1)}	減少 ^{注2)}
タンク 湧水量 (m ³ /day)	TK-101	76	1	0	0	-1	1	-1	0	-7	1	-1
	TK-102	216	5	0	5	0	5	0	0	-32	5	0
	TK-103	694	39	-21	0	-10	265	-20	0	-161	6	-7
水封水 供給水量 (m ³ /day)	No.1水封	105	0	-1	1	-1	0	-1	1	-21	0	-1
	No.2水封	117	32	-52	26	-6	55	-42	21	-108	41	-42
	No.3水封	-122	241	-404	151	0	242	-58	88	-186	95	-59
地下水位 観測孔 内水位 (m)	W-1	20.8	1.3	-0.3	0.6	-0.9	1.3	-0.6	1.1	-0.6	1.2	-0.6
	W-2	64.4	1.5	-0.4	1.0	-1.7	1.2	-0.3	1.1	-0.3	1.2	-0.3
	W-3	57.1	0.8	-0.6	0.1	-0.3	0.4	-0.3	0.4	-0.3	0.4	-0.3
	W-4	41.0	2.0	-1.7	0.1	-0.3	0.7	-0.6	0.7	-0.7	0.7	-0.6
	W-5	66.4	2.9	-1.4	1.8	-2.7	2.6	-2.2	2.5	-2.2	2.6	-2.2
	W-6	75.0	2.6	-0.1	2.3	-3.0	2.5	-0.6	2.2	-0.7	2.5	-0.6
	W-7	95.5	5.4	-0.4	3.7	-7.6	5.3	-1.9	4.6	-1.9	5.3	-1.9
	W-8	48.8	0.3	-0.2	0.0	-0.1	0.2	-0.2	0.0	-1.7	0.2	-0.2
	W-9	79.2	0.3	-0.2	0.1	-0.4	0.3	-0.3	0.2	-1.7	0.3	-0.3
	W-10	85.3	0.8	0.0	0.5	-0.9	0.7	-0.2	0.3	-0.1	0.7	-0.2
	W-11	124.0	4.8	-0.9	1.9	-5.9	4.7	-3.9	4.4	-3.9	4.7	-3.9
	W-12	69.7	0.3	-0.2	0.1	-0.2	0.3	-0.3	0.1	-1.4	0.3	-0.3
	W-13	46.6	8.1	-5.1	0.7	-2.9	6.5	-6.0	6.5	-6.0	6.5	-6.0
	W-14	80.5	1.2	-0.7	0.4	-0.9	0.7	-0.4	0.7	-0.4	0.7	-0.4
	W-15	45.0	0.8	-0.6	0.1	-0.3	0.4	-0.4	0.3	-1.4	0.4	-0.4
	W-16	-6.6	0.2	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0	-3.0	0.1	0.0
	W-17	10.2	4.2	-2.6	0.0	-1.5	0.2	-2.2	0.5	-6.2	0.5	-0.9
	平均		2.6	-0.9	0.8	-1.7	1.7	-1.2	1.5	-1.9	1.7	-1.1

注1) 最大増加変動量

注2) 最大減少変動量

b) ケース 2 (渇水年を想定したケース)

年間降水量を 100 年確率の最小降水量 1,901mm として、年蒸発量はケース 1 と同じとした。この設定した年間降水量は、串木野基地の年間平均降水量の約 1/2 である。

表 4.3-4 より解析結果は、ケース 1 とは逆に降雨による地下水涵養量が減少するのに対し、水封水位は自動コントロールされているため水封水供給水量が増加することにより、結果的に各岩盤タンクとも湧水量の変動は極微量の変動に留まった。(図 4.3-17 参照) 水封水供給水の最大増加量は、No.2 水封トンネルで 26 m³/day、No.3 水封トンネルで 151 m³/day となり、No.3 水封トンネルでは湧水から給水状態になる。(図 4.3-18 参照)

観測孔水位の低下は、1 年間で平均 1.7m であるが、大半の観測孔は次の雨期においては元の状態に回復する。5m を越える最大低下量を示した観測孔は W-7 および W-11 となった。(図 4.3-19 参照)

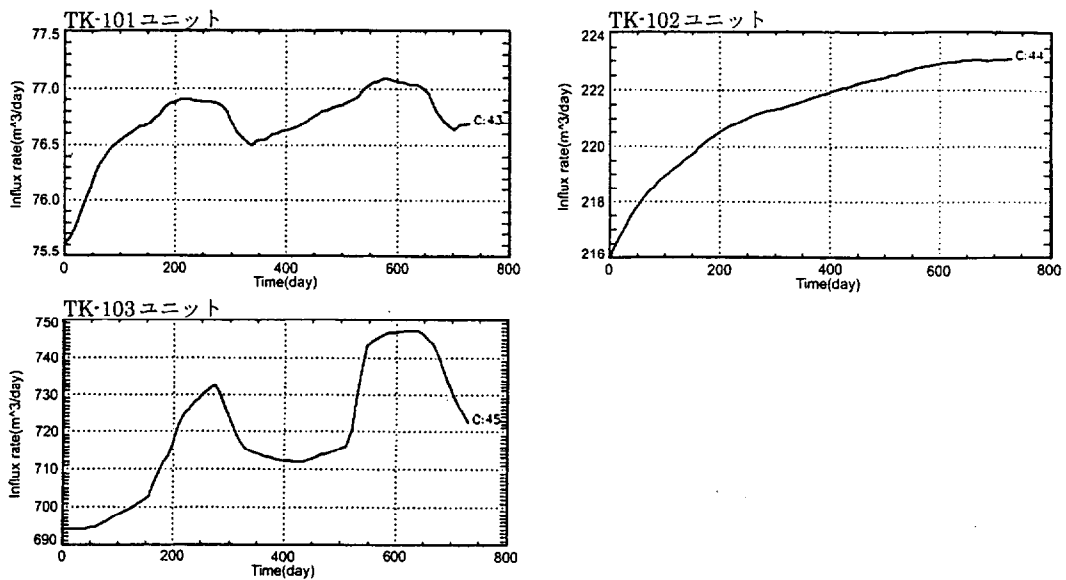


図 4.3-14 岩盤タンク湧水量経時変化 (ケース 1) ¹⁹⁾

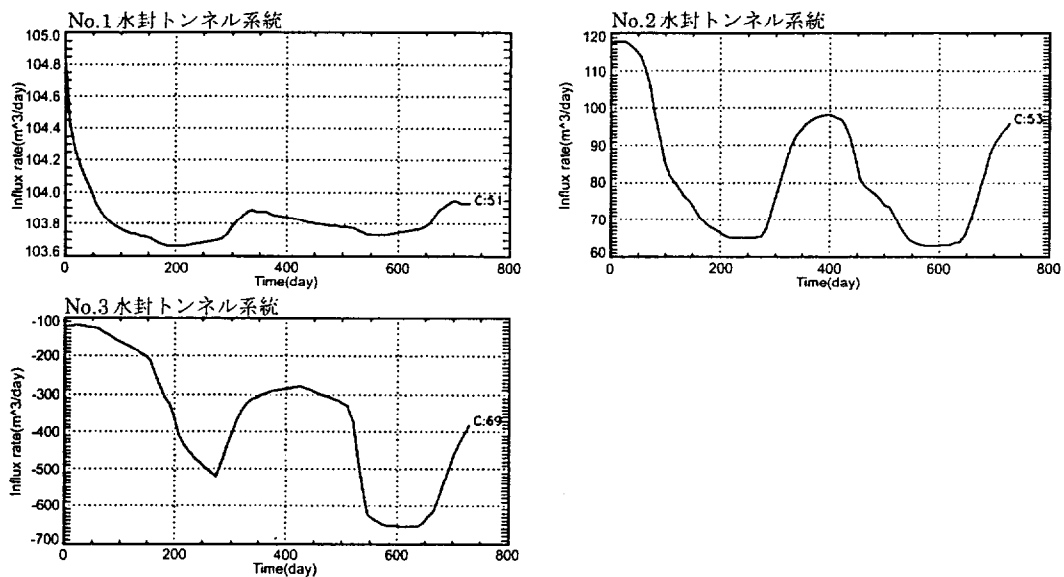


図 4.3-15 水封水供給水量経時変化 (ケース 1) ¹⁹⁾

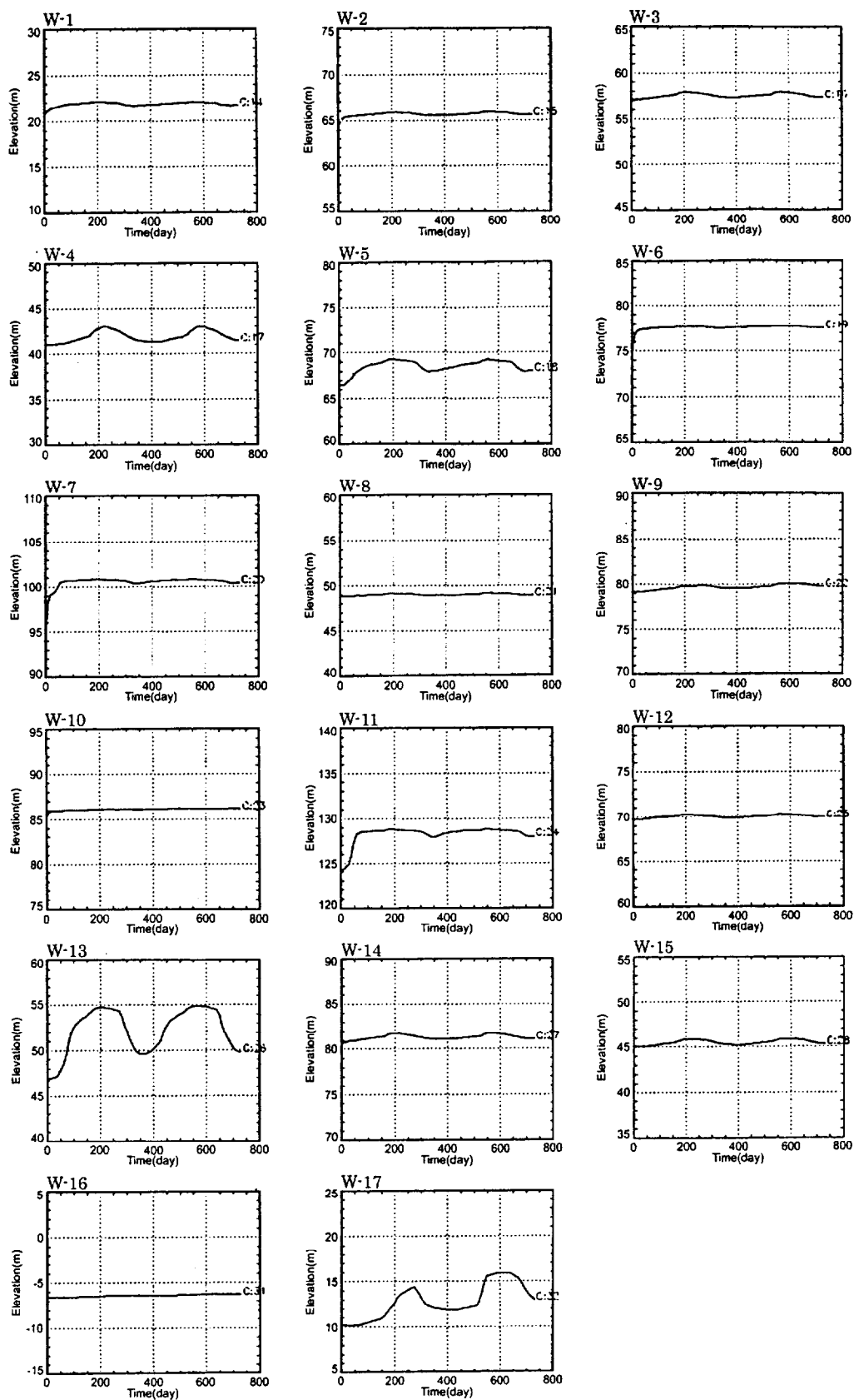


図 4.3-16 地下水位観測孔経時変化 (ケース 1) 19)

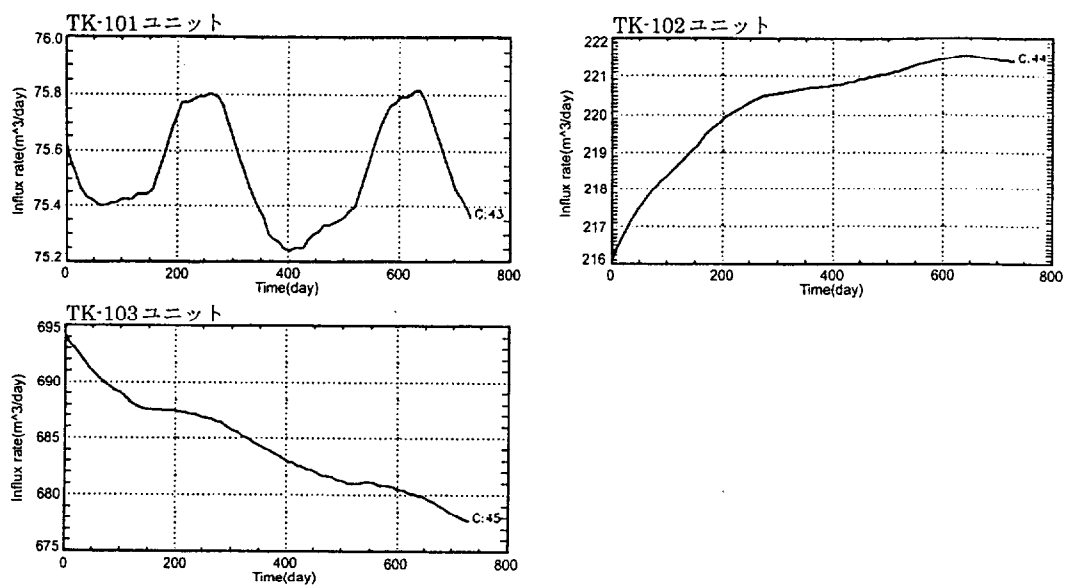


図 4.3-17 岩盤タンク湧水量経時変化（ケース 2）¹⁹⁾

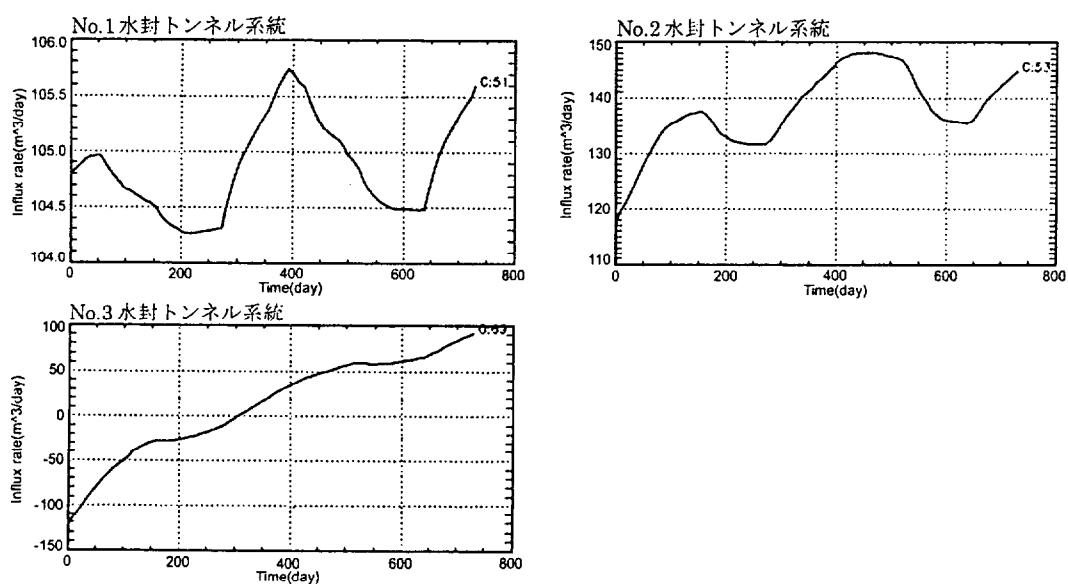


図 4.3-18 水封水供給水量経時変化（ケース 2）¹⁹⁾

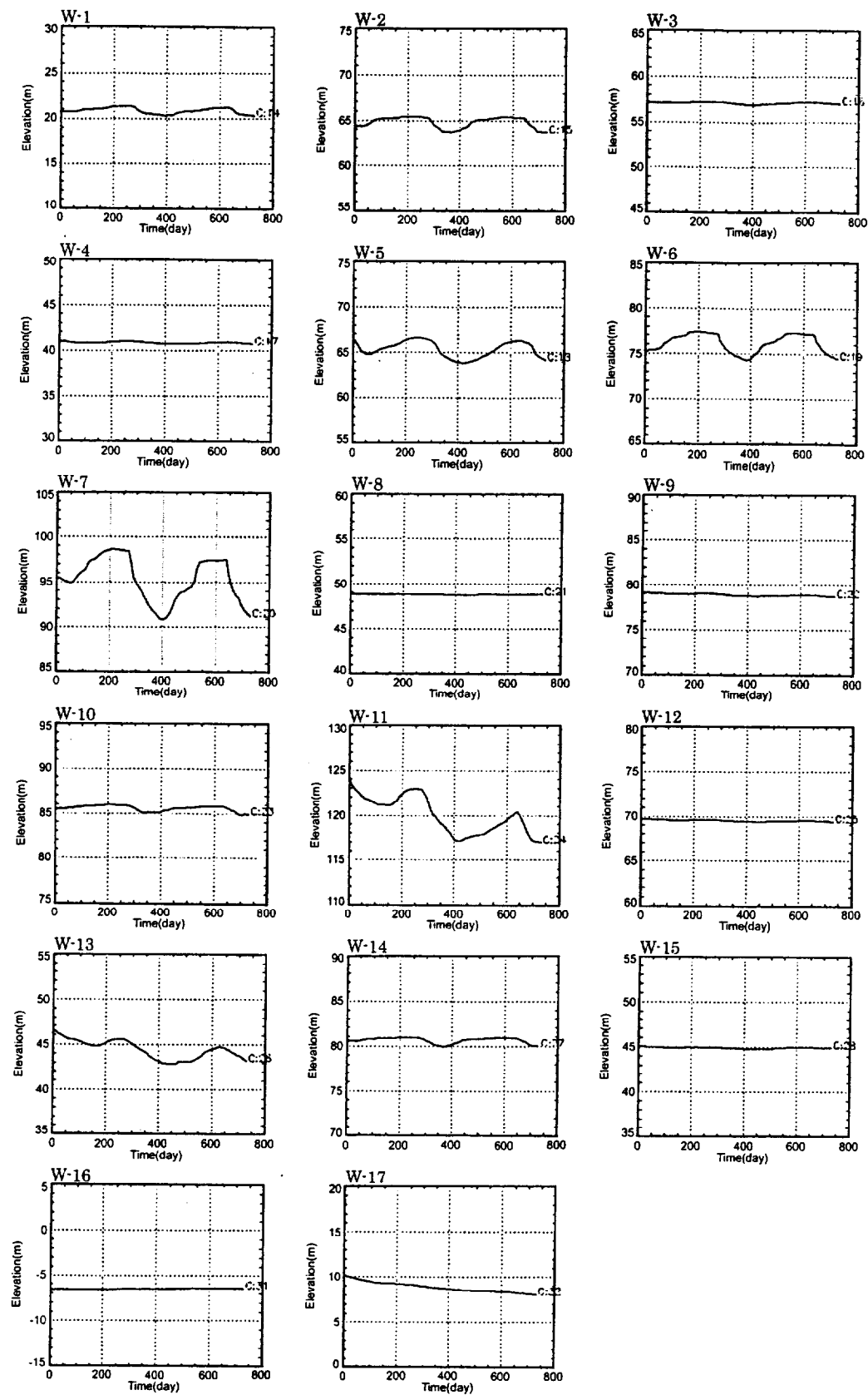


図 4.3-19 地下水位観測孔経時変化 (ケース 2) 19)

c) ケース 3 (地震等により断層破碎帯の透水性が増大したと想定したケース)

本解析ケースは、4.2 で述べたように久慈基地で経験した「三陸はるか沖地震」の事象を基に設定したものであり、川内周辺での群発地震を想定したものではなかったが、地下水流動解析で湧水量の増加を示すためには高透水ゾーン 1,2 および F・11 断層の透水係数を、再現解析における透水係数の 2 倍と設定することにより串木野地方での地震の影響を表わそうとしたものである。なお、降水量および蒸発量は 12 年間の観測の平均を与えた。

表 4.3-4 から水封水供給水量の増加が、そのまま岩盤タンク湧水量の増加となっている。(図 4.3-20,21 参照) 岩盤タンク湧水の最大増加量は、TK-103 ユニットにおいて 265 m³/day であり、水封水供給水の最大増加量は、No.2 水封トンネルで 55 m³/day、No.3 水封トンネルで 242 m³/day であった。TK-103 ユニットと No.3 水封トンネルの変動は瞬間的におこり、No.3 水封トンネルは湧水から給水に転じた。この解析の結果は、4.2 で述べた川内周辺を震源とする群発地震による実際の現象を定性的に表わしたものと解釈される。観測孔水位の低下は、1 年間で平均 1.2m であるが、地震に伴う大幅な水位の変化は見られない。(図 4.3-22 参照)

d) ケース 4 (水封水供給能力の低下を想定したケース)

本ケース以外は、水封水の供給が正常に機能していることを想定して解析を行っているが、重要な水封水供給施設が故障した場合を想定して検討を行ったものである。

このため、解析的には水封水位を EL9m から EL3.3m に低下させ、水封水供給水量の減少を表現した。

表 4.3-4 に示したように、水封水供給水量は No.1 ~ No.3 水封トンネルの合計で最大 315 m³/day 減少し、タンク湧水量は TK-101 ~ TK-103 ユニットの合計で最大 200 m³/day 減少した。(図 4.3-23,24 参照)

観測孔水位の低下は、1 年間で平均 1.9m であるが、ケース 5 (平年) より 1m 以上低下した観測孔は W-8、W-9、W-12、W-16 および W-17 孔である。いずれも季節変動より卓越した変化を示している。W-17 の水位低下は、6.2m であり水位のレベルは低下させた水封水位 (EL3.3m) とほぼ同じとなる。(図 4.3-25 参照)

e) ケース 5 (平年時を想定したケース)

他のケースの変動量と比較するために平年時の解析を行ったケースである。

タンク湧水量の変動は、降雨による自然涵養量と水封水供給水量が補いあって、変動も微量である。水封水供給水量は傾向として約 40 m³/day 増加している。(図 4.3-26,27 参照)

観測孔水位の上昇量の平均は 1.9m、低下量の平均は 1.1m であり若干微増の傾向がある。(図 4.3-28 参照)

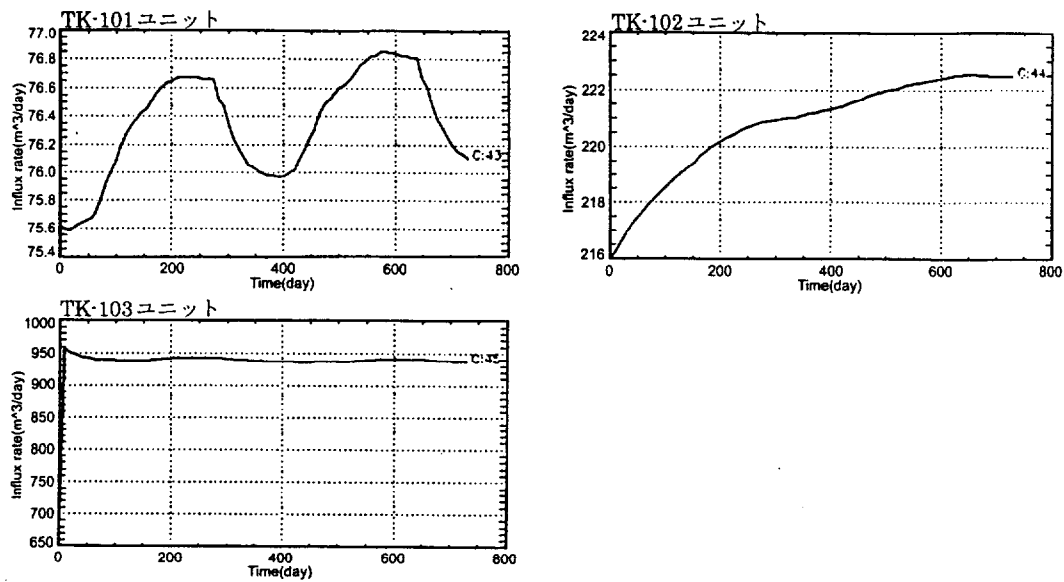


図 4.3-20 岩盤タンク湧水量経時変化 (ケース 3) 19)

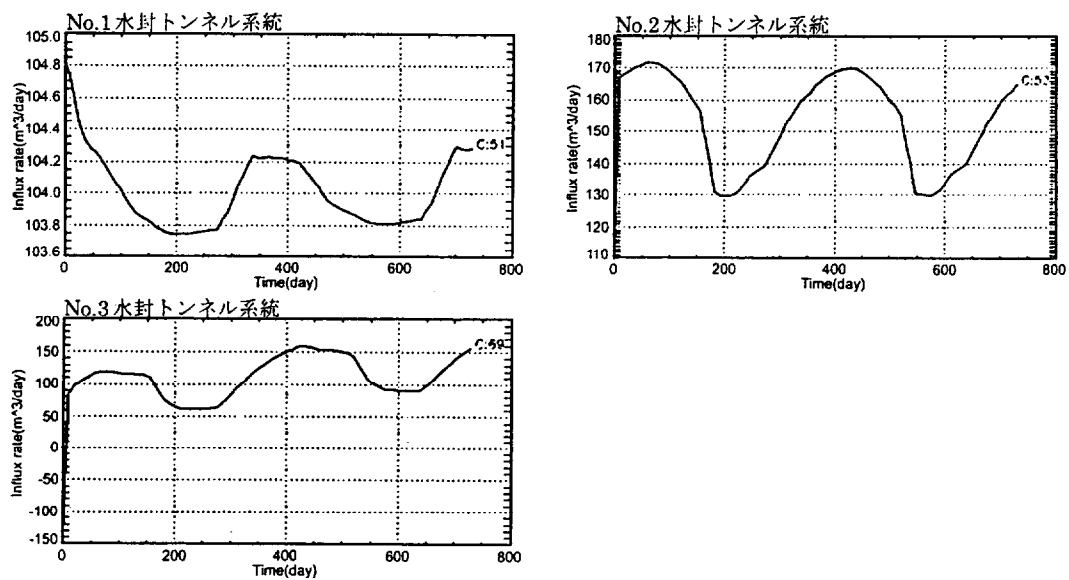


図 4.3-21 水封水供給水量経時変化 (ケース 3) 19)

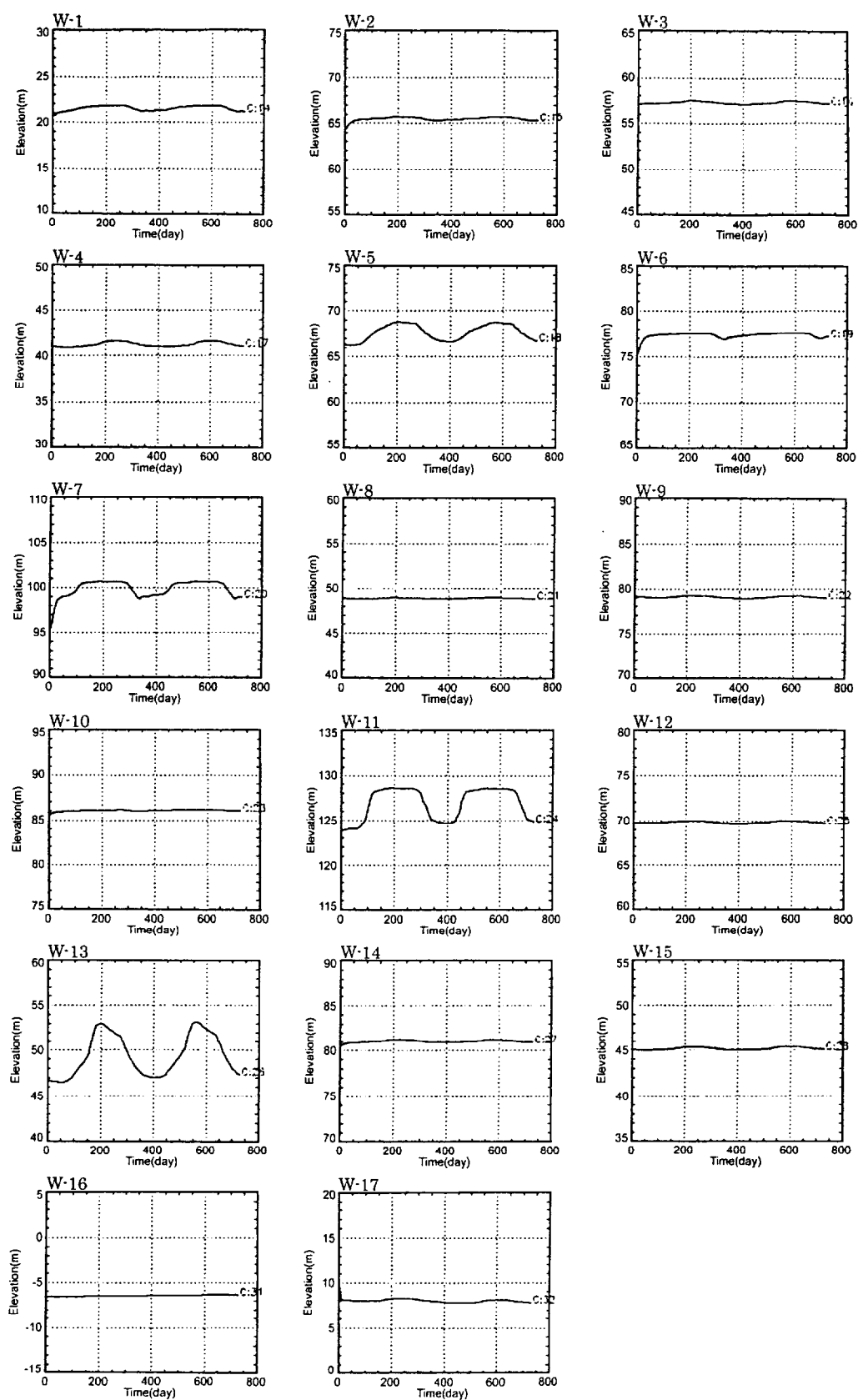


図 4.3-22 地下水位観測孔経時変化 (ケース 3) 19)

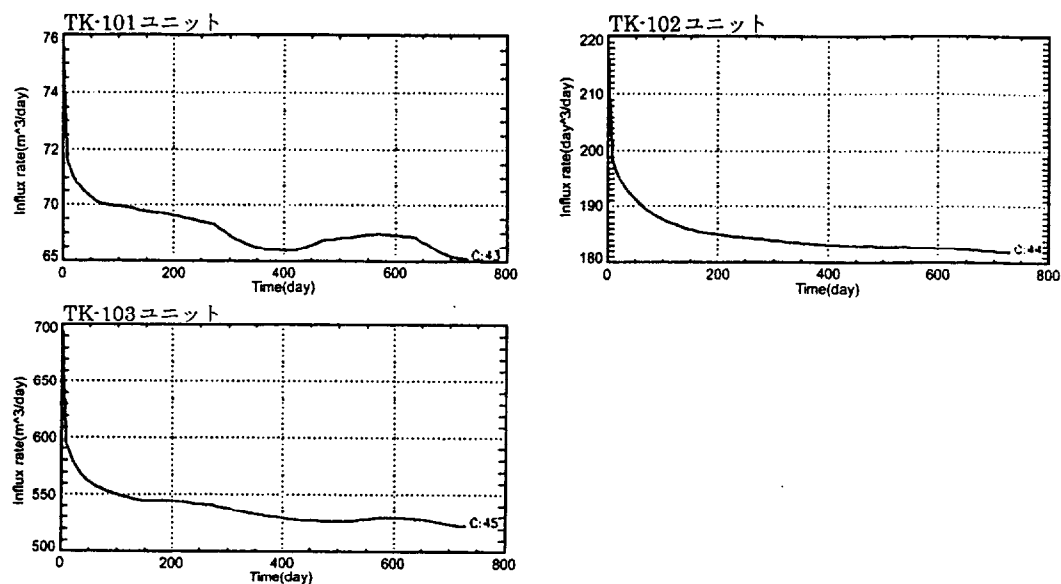


図 4.3-23 岩盤タンク湧水量経時変化 (ケース 4) ¹⁹⁾

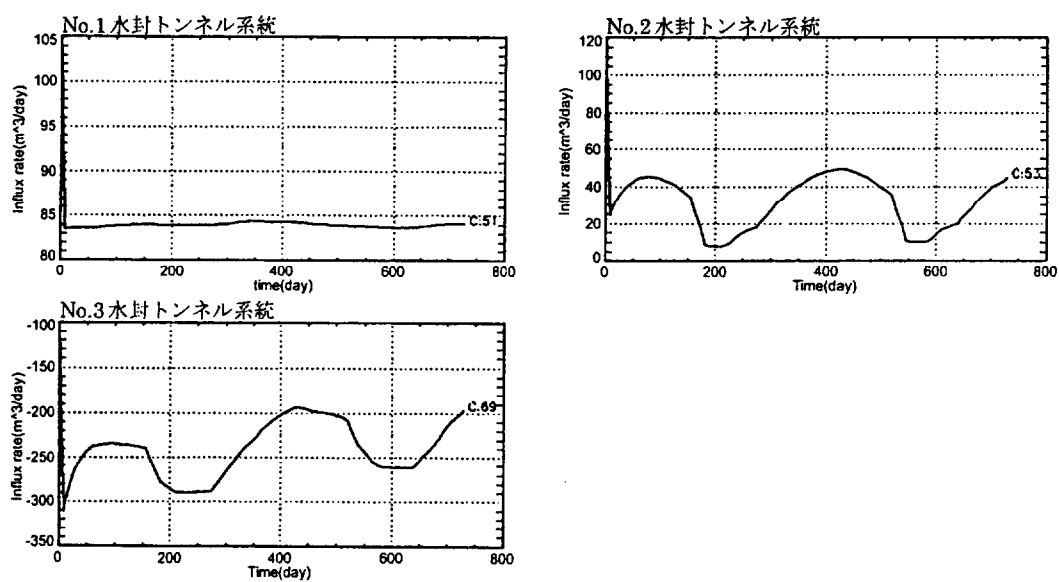


図 4.3-24 水封水供給水量経時変化 (ケース 4) ¹⁹⁾

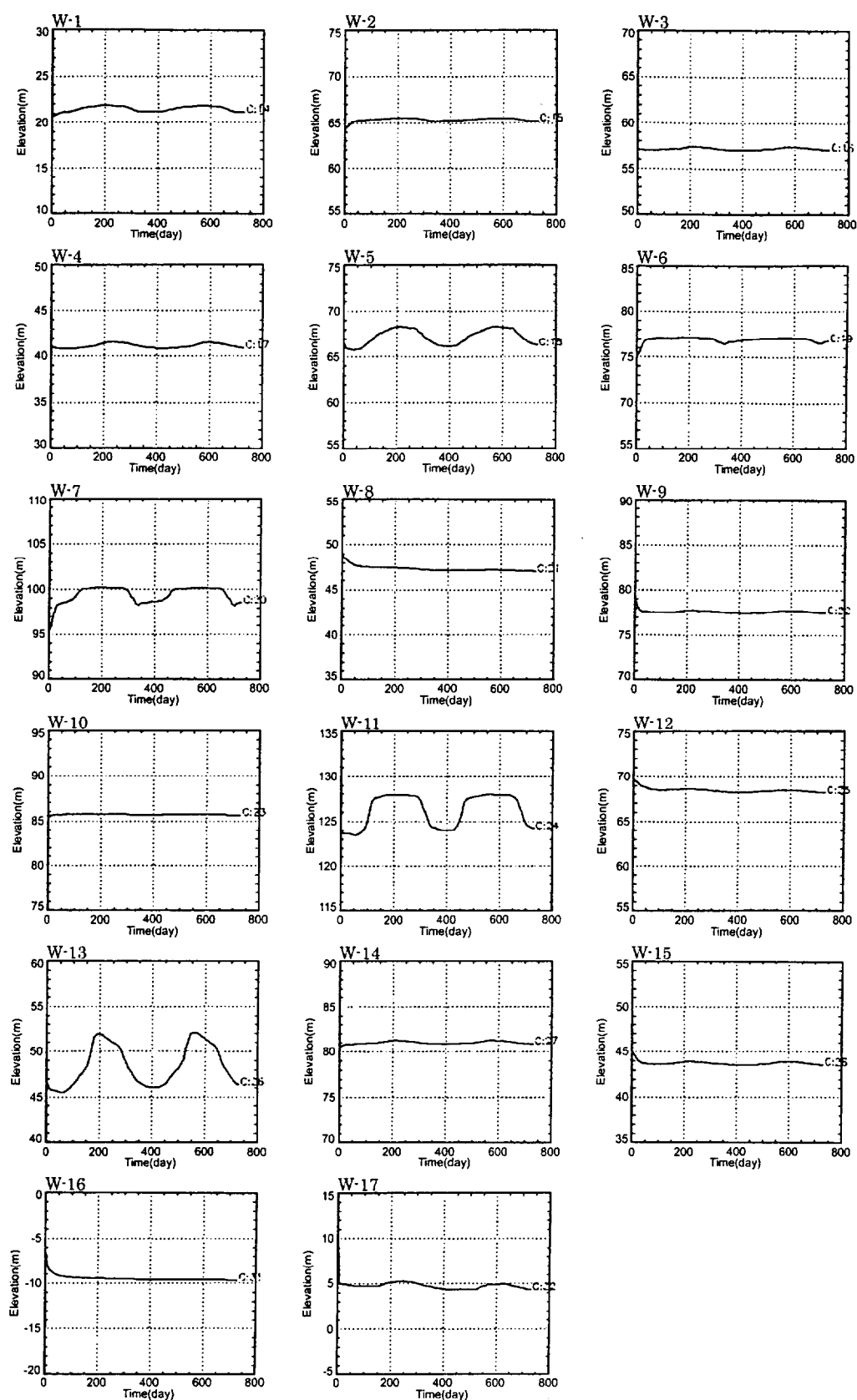


図 4.3-25 地下水位観測孔経時変化 (ケース 4) ¹⁹⁾

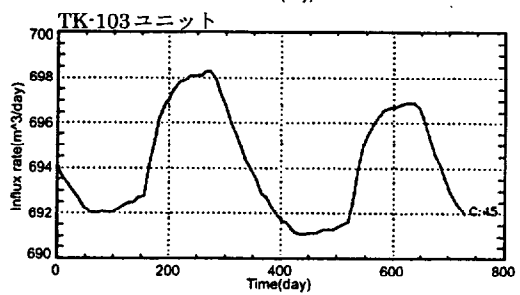
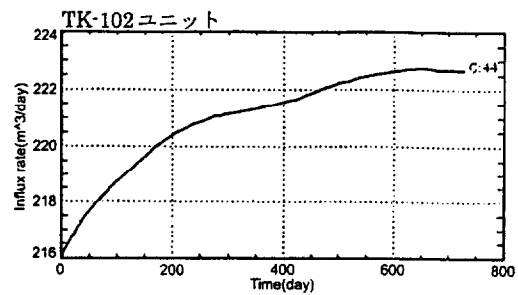
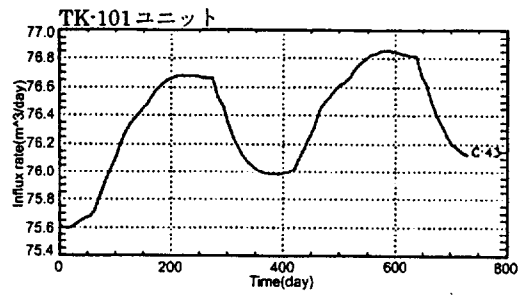


図 4.3-26 岩盤タンク湧水量経時変化 (ケース 5) 19)

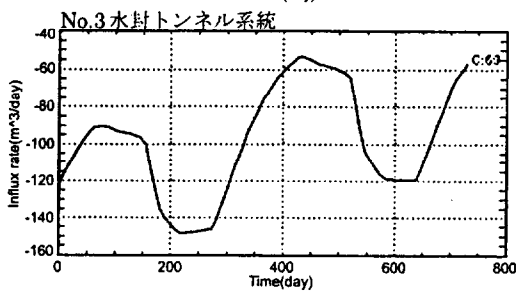
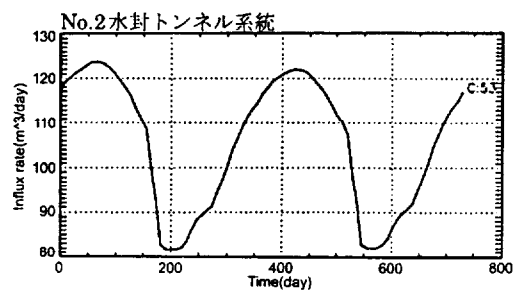
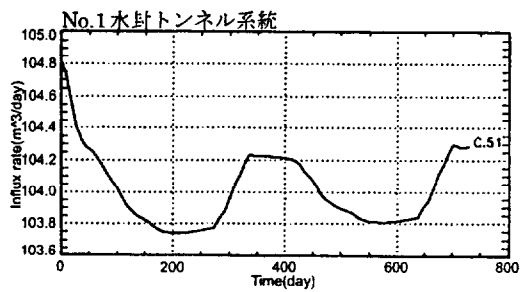


図 4.3-27 水封水供給水量経時変化 (ケース 5) 19)

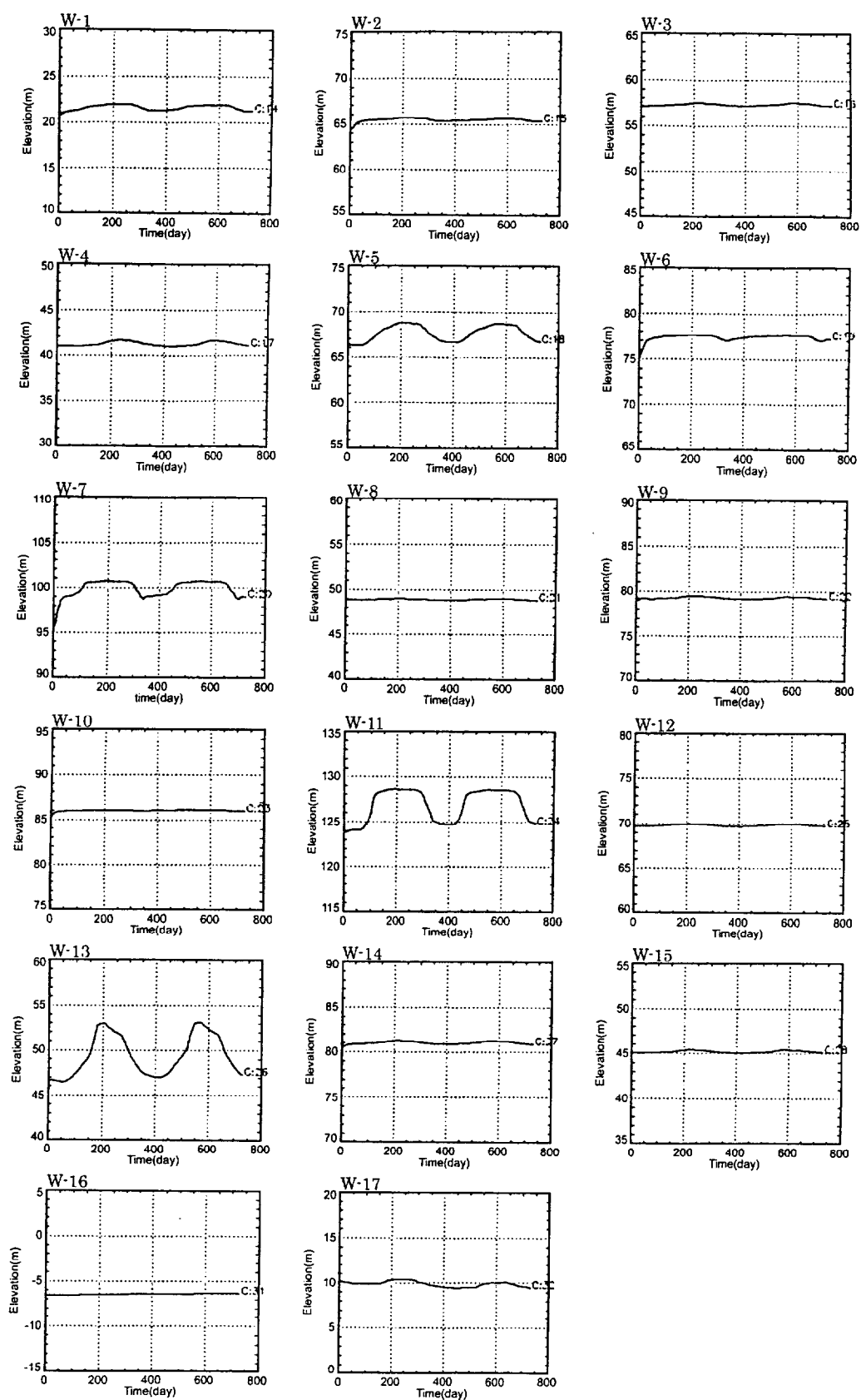


図 4.3-28 地下水位観測孔経時変化 (ケース 5) 19)

4.4 結論

本章では、維持管理を行う上で重要な、地震による水封式岩盤タンクに及ぼす影響について実際に観測されたデータに基づき検討を加えて岩盤タンク設置域の地下水系としての挙動について考察を加えた。また、維持管理活動中に起こり得る事象（前述した地震も含む）を想定して実施した3次元の地下水流動解析の結果について検討と考察を加えた。

まず、串木野基地で観測された震度5強～6弱レベルの地震による岩盤水理挙動に関する知見は以下のように要約される。

- ①地震時間隙水圧は水平加速度及び水平方向粒子速度にほぼ比例する関係にあり、その測定結果から、岩盤の亀裂が地震時に相対変形を起こし、閉じた時に水圧が上昇し、逆に開いた時に水圧が減少すると解釈できる現象が捉えられた。また、その変動量は水みちとなる割れ目の透水性、割れ目の開口幅、粘土介在物の有無などで異なる。
- ②地震後の常時間隙水圧は、時間的空間的にも変化するが、空間的变化量は周辺岩盤内の地下水ポテンシャルの影響を受け、同一のボーリング孔での変化量はほぼ同じとなる。また、地震によって一旦上昇した常時間隙水圧は、群発地震期間中においては、震度が同程度以下の地震ではそれほど影響を受けないが、それ以上の震度の地震が発生した場合大幅ではないが上昇する。
- ③地震が誘因となって岩盤タンク周辺の透水性・ポテンシャルが変化することにより地下水流動が発生し、この結果、串木野基地では震度5～6程度の地震直後湧水量は約15%増加した。また、時間の経過とともに岩盤タンク内湧水量、水封水供給水量、地下水位は元の状態に戻っていくことから、岩盤タンク周辺の透水性及びポテンシャルも徐々に復元していくものと考えられる。

このような過程は、地震時における砂地盤の液状化の現象²¹⁾に類似した現象、すなわち岩盤では①から不連続面の開口や閉合により岩盤内部の間隙水圧の変動がおこることを示すものと思われる。ただし、深部岩盤内では有効応力が大きいため破壊には至らず、間隙水圧の逸散（空洞内への湧水量の増大や No.3 水封トンネルへの湧水）が起こり最終的に元の状態に復元するものと考えられる。

串木野基地は水封システムを採用した大規模な岩盤タンクであり、従来の岩盤構造物では行われたことの無い観測・計測を系統的かつ継続的に行ってきた結果、上記の知見が得られたものである。本章では地震時における間隙水圧の変化について、1観測点に関する地震データ及びそれと同時に計測した間隙水圧の変化から議論を進めたが、間隙水圧の変化を詳細に議論するためには、例えば三角錐の頂点に地震計（通常は加速度計）を設置し、加速度から変位を求めるよう配置上の工夫を行い、岩盤のひずみをグローバルに計測することにより対応関係を議論する必要がある。このように、地震による岩盤水理挙動のメカニズムを把握するためには更に一層の努力が必要である。これに関連して、兵庫県南部地震に関する日本応用地質学会の報告²²⁾では、地震前の聞き取り調査と地震後の水位観測孔の変化、地震前

後の河川流量の変化、温泉などの湧水量の変化などから、地震により広域的な地下水流動現象が起こるものと推論しており、このような地下水流動現象の推定を行うためには断層モデルの改良や新たな手法の開発が必要であるとしている。これ以降、動的破壊現象を現実の地震へ適用する動力学モデルによる震源過程の再現の研究²³⁾などが行われるようになってきている。また最近、核燃料サイクル開発機構により地震、間隙水圧などの計測を長期間行った結果が報告²⁴⁾された。これによると、釜石鉾山の 555m レベルの坑道から、約 100m の長さのボーリング孔を水平に 3 本削孔し、その口元に間隙水圧計をセットして水圧観測を行った結果、水圧の最大の変化は「三陸はるか沖地震」時に 34kPa の圧力低下を観測した孔があったこと、水圧変化は数週間で元の状況に復旧したこと、また付近の坑道では天端からの地震時の湧水量の増加は認められなかったことなどが報告されている。

串木野基地で観測された震度 5 強～6 弱レベルの地震において、水封システムに大きな影響はみられないことが確認され、岩盤タンクの有効性が新たためて示されることとなったが、今後同程度あるいはさらに大きな地震の発生の可能性も考えられることから、引き続き地震時の諸データを集積し、分析することが、岩盤タンクの安全性を確認していく上で重要である。なお、串木野基地での成果を受け、事業者は、1997 年に久慈基地、1998 年に菊間基地に、それぞれ同様のシステムを設置した。

次に、3 次元の地下水流動解析は、建設後に行った事後解析により建設中及び操業開始後約 1 年間の諸事象を再現し、暫定的に定められていた日常点検・定期点検などの点検項目に対する管理基準値の見直しを行うため実施した。岩盤タンク湧水量、水封水供給水量及び地表部の河川流量に再現の重点をおき、その他の地下水位観測孔、間隙水圧分布、空気飽和率分布の挙動を調べた。その結果、地下水位観測孔の挙動がうまく表現できないもののその他は解析的に表現できることを確認し、この手法の有効性を示した。この結果を基にして実施したその後の予測解析では、維持管理を行う上で必要と思われる 4 つの事象を採り上げ検討を行った。特に、地震に対する事象を浸透流解析のみで表現するためには、断層などの透水係数を 2 倍にすれば定性的な傾向が一致することを示した。しかしながら、前述したように地震時の岩盤内の水理挙動はまだ未解明な部分が多く、今後継続的に観測、計測、研究などを行っていくことが必要と思われる。また、水封水供給施設が正常に機能している場合は、水封機能は正常に保持できることを確認した。

最後に、水封式岩盤タンクはメンテナンスフリーを目指した設計が行われており、その意味においては長期的な岩盤空洞の健全性に関する配慮は本来不要なものとして考えられる。しかし、維持管理上は健全性の評価（確認）は常に重要な問題である。しかし、原油の備蓄期間中は空洞内に入って健全性の確認を行うのは現実的には不可能な状態となっているので、このような状況下で維持管理活動を行っていくためには、空洞外部から健全性を評価する手法に頼らざるを得ない。このような手法には物理探査が適用可能と考えられるが、現状の技術ではまだ不十分なところもあると考えられ、今後さらに技術開発を進め対応を図っていく必要がある^{25)・26)}。

参考文献

- 1) 日本地下石油備蓄(株)編：第8回保全技術検討分科会資料, 第2編 pp.1-8, 1996.
- 2) 日本地下石油備蓄(株)編：久慈地下石油備蓄基地 工事記録(岩盤土木), 1994.
- 3) 日本地下石油備蓄(株)編：久慈基地工事記録(地質編) 報告書 図面集, 1991.
- 4) 高橋学：M7.0以上の地震時の地下空間の震度について－1993年釧路沖地震，北海道南西沖地震の事例－，北海道応用地学合同研究論文集，No.5，pp.24-31，1994.
- 5) 坂井五郎，高橋正義，山田由弘，鳴海栄治：青函トンネルの挙動計測－海底部区間の維持管理－，土と基礎，Vol.45，No.5，pp.373-376，1997.
- 6) 長谷川誠，宮下国一郎，清水勝美，岡本明夫：地震による岩盤水理挙動－地下石油備蓄串木野基地の事例－，土木学会論文集，No.631/Ⅲ-48，pp.481-494，1999.
- 7) (社)電力土木技術協会編：電力施設地下構造物の設計と施工，pp.1001-1019，1986.
- 8) 竹脇尚信，吉村隆，青木謙治，花村哲也，田島孝也：石油地下備蓄施設における地震観測と解析，第7回日本地震工学シンポジウム講演論文集，pp.1879-1884，1986.
- 9) 三宅弘恵，岩田知孝，入倉孝次郎：経験的グリーン関数法を用いた1997年3月26日(MJMA6.5)及び5月13日(MJMA6.3)鹿児島県北西部地震の強振動シミュレーションと震源モデル，地震，第51巻，pp.431-442，1999.
- 10) 田中義晴，稲葉力，平田篤夫，石田一成，佐野修：原位置における高精度弾性波測定システムを用いた岩盤モニタリング技術の開発，土木学会論文集，No.561/Ⅲ-38，pp.185-192，1997.
- 11) 長谷川誠，宮下国一郎，岡本明夫：地下石油備蓄串木野基地における長期的な岩盤水理挙動について，土木学会第29回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.76-80，1999.
- 12) 日本地下石油備蓄(株)編：串木野地下石油備蓄基地 工事記録(岩盤土木)，pp.20-165，1994.
- 13) 長谷川誠，宮下国一郎：串木野地下石油備蓄基地における水封設計及び施工管理，岩盤構造物の設計法に関する研究報告書，シンポジウム発表論文編，pp.1-4，日本学術協力財団・地盤工学会，1997.
- 14) 小野寺功，沢田好幸，堂元史博，別府亮：京阪地域の地震時浅層地下水位の挙動，応用地質技術年報，兵庫県南部地震特集号，pp.197-213，1997.
- 15) 川辺岩夫：地震に伴う地下水・地球化学現象，地震，第44巻特集号，pp.341-364，1991.
- 16) 松本則夫，高橋誠：地震に伴う地下水位変化検出のための時系列解析－静岡県浜岡観測井への適用－，地震，第45巻，pp.407-415，1993.
- 17) 遠田晋次，田中和広，千木良雅弘，宮川公雄，長谷川琢磨：1995年兵庫県南部地震に伴うコサイスマックな地下水挙動，地震，第48巻，pp.547-553，1995.
- 18) 登坂博行，小島圭二，三木章生，千野剛司：地表水と地下水流を結合した3次元陸水シ、

- ミュレーション手法の開発, 地下水学会誌, Vol.38, No.4, pp.253-267, 1996.
- 19)日本地下石油備蓄(株)編:水封機能等解析調査業務(平成7年度)報告書 概要版, 1996.
- 20)岡本明夫, 中澤保延, 長谷川誠, 小島圭二:岩盤の「割れ目」に対応した水封評価法, 資源と素材, 資源素材学会, Vol.114, pp.14-27, 1998.
- 21)石原研而:土質動力学の基礎, 鹿島出版会, pp283-290, 1976.
- 22)日本応用地質学会 阪神・淡路大震災調査委員会編:地震による地下水の変動, 兵庫県南部地震-応用地質学からの視点-, pp.107-114, 1996.
- 23)宮武隆:1948年福井地震の強震動-建築物・墓石等の倒壊方向と震源過程-, 地震, 第52巻, pp.151-160, 1999.
- 24)核燃料サイクル開発機構:釜石原位置試験総括報告書, JNC TN7410 99-001, I 編 pp. 63-74, 1999.
- 25)西琢郎, 奥野哲夫, 宮下国一郎, 長谷川誠, 岡本明夫:比抵抗探査結果の評価法に関する考察, 第55回土木学会年次学術講演会, III-A294, pp.588-589, 2000.
- 26)多田浩幸, 長谷川誠, 宮下国一郎, 岡本明夫:岩盤空洞の健全性評価に対する弾性波トモグラフィーの適用性に関する検討, 土木学会第31回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.181-185, 2001.

第5章 結 論

本章では、この研究の結論として各章に示した検討結果について以下に要約して示す。

第1章では、本研究の序論として、まず研究の目的と背景を述べ、次に主題とする水封式岩盤タンクの概要を説明した。その上で水封式岩盤タンク方式の成立上重要な液密及び気密確保に関する研究動向、岩盤の力学的安定性・地下水流動の評価に関する研究動向を概観しその問題点を述べ、本研究の目的とする所を明らかにした。最後に本研究の構成を示した。

第2章では、筆者が中心となって技術開発を行い構築した設計法を適用し設計した菊間実証プラントについて、完成後約8年にわたる実証実験に関して考察と検討を加え、適用した設計検討の方法・手法がほぼ妥当であることを示した。この菊間実証プラントは、我が国において将来の大規模な地下石油蓄基地建設の可能性を探るため、技術競争を経た上で建設が行われたものであるが、この菊間実証プラントの成果は、日本においても水封方式による原油の地下貯蔵が可能であることを実証し、その後の大規模な地下石油蓄基地建設の実現に貢献した。また関連して、菊間実証プラントの成果を土木学会で取りまとめた調査報告書は、消防法の改正を行う際の基礎資料として使用された。

以上をもとに、本章のまとめを以下に示す。

- ①良好な岩盤を選定すれば、日本における水封式岩盤タンクの立地は可能である。
- ②大規模な地下発電所を中心に適用されている空洞掘削時の岩盤評価法は、水封式岩盤タンクにも適用できる。
- ③水封機能に適用した設計法は、菊間実証プラントの水理挙動をマクロ的に説明することが可能である。
- ④貯油槽湧水量に対する影響因子を検討した結果、水封水位、貯油槽の貯蔵条件（内圧と液面位）が支配的な影響因子であることがわかった。
- ⑤影響因子を考慮した鉛直二次元FEM浸透流解析は、複雑な条件下でも実測値の変化傾向を表現できその適応性は高い。
- ⑥原油受払時の湧水比（貯蔵時湧水量と空槽時湧水量の比）は水頭比で説明でき、目詰まりの経過が推定できた。
- ⑦長期間にわたる湧水量の実測データをもとに分析・検討した結果、湧水量の低減率は初期に大きく1年以上経過すればほぼ60%程度になり、その後の長期間経過後の低減率はおおむね初期の30~40%程度となる。また、空槽状態の方が貯蔵状態の方より若干低減傾向が少なく、長期的にもその差はほぼ一定である。
- ⑧⑦の結果から、非定常解析などで長期間にわたる地下水流動解析を行う場合、解析に使用する透水性（透水係数）は初期値とは異なった値を設定する必要がある。

- ⑨菊間実証プラントを基に、大規模な備蓄基地を建設する場合における課題を抽出し、特に広域的調査の重要性、空洞の長期的安定性確保、水封機能にかかわる継続的な観測及び管理の重要性を指摘した。

ただし、上記の知見は菊間実証プラントの岩盤条件下で得られた結果であり、異なる岩盤条件下では当然のことながら違うことを考慮する必要がある。

第3章では、菊間実証プラントの成果を適用し建設された、大規模な国家石油備蓄串木野基地の建設工事における施工管理について検討と考察を加えたものである。

本章では事前の地質調査結果と異なる断層群の出現に伴って、短期間で同断層群に起因する様々な技術的課題を解決しなければならない事態に直面した。結果的にはこのような箇所は、岩盤タンク完成時の整理結果に基づく岩盤タンク全域の10%程度に過ぎなかったが、水封機能に影響を及ぼす要因は、地質的な不連続面（断層や貫入岩などの地層境界）にあり、調査及び施工中に得られる地質データの綿密な分析、評価の重要性を指摘した。

ただし、そのそのような事態に直面した場合でも、追加調査を行うことにより、本章で述べたような適切な手段を講ずれば水封機能に支障を与えず建設が可能であることを示した。

また、計測管理面については、構造の安定性確保に重点が注がれてきたことは否めないが、地下水を積極的に利用する水封式岩盤タンクの場合には、地下水観測の重要性が浮き上がる。このためには、調査計画から始まって、設計及び評価技術、計測管理技術、施工技術などのトータルな技術の進歩発展が肝要であると同時に、現場における地下水に関する割れ目の評価も施工管理面では重要な事項であることを示した。

大規模地下石油備蓄串木野基地の施工管理で得られた知見を以下に要約して示す。

- ①建設着手前に行われる広域調査で、建設地域全体をカバーする詳細な地質情報を得るのは不可能であり、施工中の地質観察あるいは状況によっては追加調査を実施して地質情報の補完を行うことが必要である。特に、地下水に関する調査、観測は範囲の拡大や密度を上げるなどを考慮することが望ましい。
- ②水封機能に影響を及ぼす要因は、地質的な不連続面（断層や貫入岩などの地層境界）にあり、調査及び掘削中に得られる地質データの綿密な分析、評価が重要である。特に、地質状況、湧水状況、地下水位状況などの継続的な観察、計測とその因果関係を詳細に検討し地下水流動状況の把握に努めることが肝要である。
- ③地質状況に応じ、当初設計の見直しや修正に対するフレキシブルな対応が要求され、追加調査、追加試験の実施を行い設計の観点からの再評価を迅速に行い、対策を実施することが求められる。
- ④貯蔵空洞の上部に、トンネルを配置する場合は、貯蔵空洞への水みちの遮断の可能性がある。施工時における継続的な観察が重要であると同時に、疑念が生じた時は調査を実施し不連続面の特性とその分析、評価を行う必要がある。水みちを

遮断する事態が認められた場合は、注水強化を行って人工的に地下水の涵養を補う工夫が必要であり、空洞の湧水量が増加する場合はグラウトの併用も考える必要がある。この時の注水孔は不連続面に当てるように配置する。

- ⑤良好な岩盤部における空洞掘削において、隣接空洞が同一のベンチ掘削の状態では、隣接空洞の土平掘削の影響が大きい。また、同一空洞における次段ベンチ掘削の影響は良好な岩盤ではほとんどない。
- ⑥菊間実証プラントと同様に、岩盤タンク内の湧水状況は長期的に低下傾向にある。
- ⑦岩盤タンク湧水量は、それを排出する特殊なポンプの排水能力決定に直接影響する。この意味においても、地下水流動に関連する地質、水理地質の各調査技術、解析技術などの向上が求められる。

第4章では、大規模地下石油備蓄基地完成後の維持管理期間中に得られた、地震観測結果と三次元地下水流動による再現解析と予測解析に関する検討と考察を加えた。

まず、串木野基地で観測された震度5強～6弱レベルの地震による岩盤水理挙動に関する知見は以下のように要約される。

- ①地震時間隙水圧は水平加速度及び水平方向粒子速度にほぼ比例する関係にあり、その測定結果から、岩盤の亀裂が地震時に相対変形を起こし、閉じた時に水圧が上昇し、逆に開いた時に水圧が減少すると解釈できる現象が捉えられた。また、その変動量は水みちとなる割れ目の透水性、割れ目の開口幅、粘土介在物の有無などで異なる。
- ②地震後の常時間隙水圧は、時間的空間的にも変化するが、空間的变化量は周辺岩盤内の地下水ポテンシャルの影響を受け、同一のボーリング孔での変化量はほぼ同じとなる。また、地震によって一旦上昇した常時間隙水圧は、群発地震期間中においては、震度が同程度以下の地震ではそれほど影響を受けないが、それ以上の震度の地震が発生した場合大幅ではないが上昇する。
- ③地震が誘因となって岩盤タンク周辺の透水性・ポテンシャルが変化することにより地下水流動が発生し、この結果、串木野基地では震度5～6程度の地震直後湧水量は約15%増加した。また、時間の経過とともに岩盤タンク内湧水量、水封水供給水量、地下水位は元の状態に戻っていくことから、岩盤タンク周辺の透水性及びポテンシャルも徐々に復元していくものと考えられる。

このような過程は、地震時における砂地盤の液状化の現象に類似した現象、すなわち岩盤では①から不連続面の開口や閉合により岩盤内部の間隙水圧の変動が occurring ことを示すものと思われる。ただし、深部岩盤内では有効応力が大きいため破壊には至らず、間隙水圧の逸散（空洞内への湧水量の増大や No.3 水封トンネルへの湧水）が起り最終的に元の状態に復元するものと考えられる。

串木野基地は水封システムを採用した大規模な岩盤タンクであり、従来の岩盤構造物で

は行われたことの無い観測・計測を系統的かつ継続的に行ってきた結果、上記の知見が得られたものである。本章では地震時における間隙水圧の変化について、1観測点に関する地震データ及びそれと同時に計測した間隙水圧の変化から議論を進めたが、間隙水圧の変化を詳細に議論するためには、例えば三角錐の頂点に地震計（通常は加速度計）を設置し、加速度から変位を求めるよう配置上の工夫を行い、岩盤のひずみをグローバルに計測することにより対応関係を議論する必要がある。このように、地震による岩盤水理挙動のメカニズムを把握するためには更に一層の努力が必要である。

串木野基地で観測された震度5強～6弱レベルの地震において、水封システムに大きな影響はみられないことが確認され、岩盤タンクの有効性が新ためて示されることとなったが、今後同程度あるいはさらに大きな地震の発生の可能性も考えられることから、引き続き地震時の諸データを集積し、分析することが、岩盤タンクの安全性を確認していく上で重要である。なお、串木野基地での成果を受け、事業者は、1997年に久慈基地、1998年に菊間基地に、それぞれ同様のシステムを設置した。

次に、3次元の地下水流動解析は、建設後に行った事後解析により建設中及び操業開始後約1年間の諸事象を再現し、暫定的に定められていた日常点検・定期点検などの点検項目に対する管理基準値の見直しを行うため実施した。岩盤タンク湧水量、水封水供給水量及び地表部の河川流量に再現の重点をおき、その他の地下水位観測孔、間隙水圧分布、空気飽和率分布の挙動を調べた。その結果、地下水位観測孔の挙動がうまく表現できないもののその他は解析的に表現できることを確認し、この手法の有効性を示した。この結果を基にして実施したその後の予測解析では、維持管理を行う上で必要と思われる4つの事象を採り上げ検討を行った。特に、地震に対する事象を浸透流解析のみで表現するためには、断層などの透水係数を2倍にすれば定性的な傾向が一致することを示した。しかしながら、前述したように地震時の岩盤内の水理挙動はまだ未解明な部分が多く、今後継続的に観測、計測、研究などを行っていくことが必要と思われる。また、水封水供給施設が正常に機能している場合は、水封機能は正常に保持できることを確認した。

第5章では、前章までに得られた結論を総括することにより本論文の結論とした。

本研究は、筆者が携わった水封式岩盤タンク貯蔵方式をもとに行ったものである。

今後、本方式による様々なかたちの大規模地下構造物の建設が計画されていくものと考えられるが、その際には、地質評価技術、設計評価技術、計測管理技術の一層の向上が必要であり、特に、地下水流動に関する評価は益々重要な役割を担うものと思われる。このような中で、本研究の成果がその課題解決のための一助となれば幸いである。

また、メンテナンスフリーを目指して貯蔵空洞の設計が行われるが、貯蔵空洞の健全性を評価するための技術開発を今後はさらに発展させる必要があるものとする。

謝 辞

終りに、本研究を進めていくにあたり、仕事の関係でなかなか筆が進まない筆者に対し、終始かわらぬ暖かい御指導と多くの御助言を賜りました東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 日下部治教授に深く感謝致します。また、同専攻の池田駿介教授、同学大学院理工学研究科国際開発工学専攻 太田秀樹教授、同学大学院総合理工学研究科人間環境システム専攻 大町達夫教授、同学大学院情報理工学研究科情報環境学専攻 廣瀬壮一教授からも本研究に対し適切な御指摘、御指導を賜りました。心から感謝申し上げる次第です。

財団法人電力中央研究所理事（東京工業大学客員教授） 日比野敏博士の貴重な御助言と激励のことばが本研究を進めるきっかけとなりました。心から感謝と御礼を申し上げます。

東京大学名誉教授 小島圭二博士及び財団法人電力中央研究所参事 駒田広也博士には、串木野基地建設時の「施工技術検討小委員会」、「湧水抑制対策 WG」及び同基地完成後の「保全技術検討委員会」等の委員会活動を通して貴重な御助言をいただくとともに、最後まで暖かい激励のことばをいただきました。ここに改めて厚く御礼を申し上げます。

日本地下石油備蓄株式会社業務部調査役 岡本明夫博士には、串木野基地建設時及び同基地完成後の維持管理活動時（現在も継続中）における議論を通じ有益な示唆と御協力をいただくとともに、公私にわたり暖かい励ましのことばをいただきました。ここに深謝申し上げます。また、三井金属資源開発株式会社代表取締役社長 中澤保延博士及び同社企画営業部部長 境大学氏からも、御二人が日本地下石油備蓄株式会社に出向しておられた時から、暖かい励ましのことばをいただきました。ここに御礼を申し上げます。

開発設計コンサルタント取締役 宮永佳晴博士には、本研究に対して御理解をいただき常に暖かい激励のことばをいただきました。ここに感謝申し上げます。

日鉱探開発株式会社取締役開発事業部部長 谷藤吉郎氏、同社開発事業部開発部次長 笠原秀外氏及び同社開発事業部開発部技師長 山石毅氏には串木野基地の三次元浸透流解析において多くの協力いただきました。厚く御礼を申し上げます。

清水建設株式会社技術研究所 百田博宣博士及び宮下国一郎博士には、日頃の業務を通して貴重なアドバイスをいただくと共に、終始激励をいただき厚く感謝いたします。また、同社プロポーザル本部プロパティーマネジメント事業推進室 片岡俊一博士には、串木野基地の地震波形処理について協力をいただきました。ここに感謝申し上げます。

石油公団及び日本地下石油備蓄株式会社の皆様には本研究を進めるにあたり、多くの貴重な資料を快く提供していただくとともに、最後まで暖かい激励をいただきました、ここに厚く御礼申し上げます。また、菊間実証プラント及び串木野基地の建設に携われた清水建設株式会社をはじめとする諸先輩、関係各位の皆様の労苦に対し深く感謝と御礼を申し上げます。

付表一覧

ページ

第2章

表 2.2-1	菊間実証プラント基本計画条件	17
表 2.2-2	構造概要	19
表 2.2-3	諸設備の構成	19
表 2.2-4	地質構成表	19
表 2.3-1	解析用物性値	25
表 2.3-2	透水試験結果	30
表 2.3-3	検討条件	29
表 2.4-1	主要貯蔵実験	36
表 2.4-2	岩盤内変位量の解析値と実測値の比較（その1）	43
表 2.4-2	岩盤内変位量の解析値と実測値の比較（その2）	43
表 2.4-3	内空変位量の解析値と実測値の比較（その1）	43
表 2.4-3	内空変位量の解析値と実測値の比較（その2）	43
表 2.4-4	水文調査結果（年変化）	53
表 2.4-5	菊間実証プラントの湧水量の経時変化（その1）	57
表 2.4-5	菊間実証プラントの湧水量の経時変化（その2）	58
表 2.4-5	菊間実証プラントの湧水量の経時変化（その3）	59
表 2.4-5	菊間実証プラントの湧水量の経時変化（その4）	60
表 2.4-6	加圧貯蔵時の原油運転における湧水量の変化特性（人工水封時）	61
表 2.4-7	加圧貯蔵時の原油運転における湧水量の変化特性 （人工水封時、平均的条件）	61
表 2.4-8	大気圧貯蔵時の原油運転における湧水量の変化特性（自然水封時）	61
表 2.4-9	菊間実証プラント湧水量の低減状況	64
表 2.5-1	大規模水封式岩盤タンクと地下発電所の違い	68

第3章

表 3.2-1	地下石油備蓄基地の施設概要	74
表 3.2-2	串木野地区地質調査総括表	77
表 3.2-3	地質構成表	78
表 3.2-4	串木野基地内空変位・天端沈下管理基準値	88
表 3.2-5	観察・計測内容	91
表 3.3-1	δ_1 および δ_2 の計測値（良質部）	96
表 3.3-2	δ_1 および δ_2 の計測値（弱層部）	96

表 3.3-3	TK-103C の隣接空洞 (TK-103D) 掘削による影響	98
表 3.3-4	孔内載荷試験結果	99
表 3.3-5	L 級岩盤の岩盤物性値	99
表 3.3-6	検討ケース一覧表	99
表 3.4-1	各不連続面の層厚及び走向／傾斜一覧表	119
表 3.4-2	タンク周辺底盤領域の透水係数	123
表 3.4-3	検討ケース一覧表	124
表 3.4-4	各検討ケースの結果一覧	127
表 3.4-5	串木野基地のオイルイン時のタンク貯蔵条件 (検討時想定)	130
表 3.4-6	地下水位観測孔の孔内水位の最高値と最低値	131
表 3.4-7	解析ケース一覧表	133
表 3.4-8	TK-101 ユニット基準湧水量解析結果	133
表 3.4-9	TK-102 ユニット基準湧水量解析結果	133
表 3.4-10	TK-103 ユニット基準湧水量解析結果	134
表 3.4-11	TK-101B に接する要素の水平方向動水勾配	142
表 3.5-1	周辺トンネルの水没に伴う水位上昇によるタンク内湧水増加の可能性についての地質的検討 (1993/7/20 時点)	149

第 4 章

表 4.2-1	震度 4 以上の地震の諸元	169
表 4.2-2	震源位置	177
表 4.2-3	震央の方角	177
表 4.2-4	地震記録の最大値	179
表 4.2-5	間隙水圧設置位置の地質状況及び間隙水圧変化状況	181
表 4.3-1	解析条件一覧表	192
表 4.3-2	水封ボーリング孔補正係数	192
表 4.3-3	透水性を低下させた箇所一覧表	198
表 4.3-4	観測値変動量一覧表 (予測解析結果)	213

付図一覧

ページ

第 1 章

図 1.1-1	石油備蓄量の推移	1
図 1.2-1	水封の原理図	3
図 1.2-2	水床の方式	3
図 1.2-3	貯蔵方式	5
図 1.2-4	スウェーデンの空洞形状事例	6
図 1.2-5	フィンランドの空洞形状事例	6
図 1.4-1	水封式岩盤タンクの設計・施工・維持管理のフロー図と 本論文の位置付け	12

第 2 章

図 2.2-1	菊間実証プラントの構造図（建設当初）	18
図 2.2-2	菊間実証プラント位置図	20
図 2.2-3	菊間実証プラント配置図	20
図 2.2-4	菊間実証プラントと地質構造との関係	22
図 2.3-1	貯油槽の設計フロー	23
図 2.3-2	掘削時の安定解析モデル図	24
図 2.3-3	支保タイプ	25
図 2.3-4	上田の理論によるモデル	26
図 2.3-5	Muskat の理論によるモデル	27
図 2.3-6	解析領域と境界条件	28
図 2.3-7	主要破碎帯位置図	32
図 2.3-8	水封ボーリング孔の配置変更	32
図 2.3-9	貯油槽に採用した支保タイプの展開表示	32
図 2.4-1	観測ボーリング孔平面配置図	34
図 2.4-2	地下水位観測計・間隙水圧計他計器設置図	35
図 2.4-3	坑内水位経時変化	37
図 2.4-4	貯油槽内圧及び液面位の経時変化	38
図 2.4-5	計測位置と計測断面	40
図 2.4-6	岩盤内変位量測定結果（B-B 断面）	41
図 2.4-7	内空変位量測定結果	42
図 2.4-8	ロックボルト軸力経時変化（その 1）（A-A 断面）	45
図 2.4-8	ロックボルト軸力経時変化（その 2）（A-A 断面）	46
図 2.4-9	測点 A-3 に対する加速度増幅率	47

図 2.4-10	地下水位経時変化 (A-A 断面)	49
図 2.4-11	地下水位経時変化 (C-C 断面)	50
図 2.4-12	間隙水圧経時変化 (B-B 断面)	51
図 2.4-13	間隙水圧経時変化 (D-D 断面)	52
図 2.4-14	貯油槽とドライポンプ室内湧水量の経時変化	55
図 2.4-15	平均的水頭差説明図	62
図 2.4-16	換算湧水量に対する低減率	65
図 2.4-17	鉛直二次元浸透流解析による湧水量と実測値の比較 (自然水封期間、1982 年 12 月 16 日～1985 年 12 月 15 日)	65

第 3 章

図 3.2-1	地下石油備蓄基地及び串木野基地の位置図	73
図 3.2-2	串木野基地の平面図・縦断図及び横断図 (完成時)	75
図 3.2-3	地表地質平面図	76
図 3.2-4	地質平面図 (その 1)	79
図 3.2-4	地質平面図 (その 2)	80
図 3.2-5	地質横断図 (その 1)	81
図 3.2-5	地質横断図 (その 2)	82
図 3.2-5	地質横断図 (その 3)	83
図 3.2-6	岩盤タンク加背割・施工順序図、 アーチ部・ベンチ部施工要領図	85
図 3.2-7	岩盤区分 (自破碎状安山岩)	84
図 3.2-8	岩盤区分に対応した支保タイプ (Ⅰ, Ⅱ型)	86
図 3.2-9	内空変位測定要領図	87
図 3.2-10	計測断面計器配置図 (断面の掘削完了時)	89
図 3.2-11	掘削順序と計測との関係	90
図 3.2-12	内空変位計測断面平面配置図 (掘削完了時点)	92
図 3.3-1	計測点相対変位経時変化図 (TK-102C TD55m)	94
図 3.3-2	空洞離隔距離	93
図 3.3-3	岩盤タンク形状変更図	95
図 3.3-4	1 次及び 2 次ベンチ掘削完了時 H1 の測定関係図	96
図 3.3-5	δ_1 および δ_2 の相関 (良質部)	97
図 3.3-6	δ_1 および δ_2 の相関 (弱層部)	97
図 3.3-7	TK-103C と TK-103D の 2 次ベンチ掘削位置関係	97
図 3.3-8	孔内載荷試験による変形係数の頻度分布	100
図 3.3-9	原油の還流ルート	101

図 3.3-10	空洞形状比較図（局所安全率分布）	103
図 3.3-11	空洞形状比較図（変位分布）	104
図 3.3-12	空洞形状比較図（主応力分布）	105
図 3.3-13	V型・VI型断面	106
図 3.3-14	計測点相対変位経時変化図（TK-103D TD100m）	107
図 3.3-15	岩盤区分と採用支保パターンの関係	108
図 3.3-16	盤下げ中止部断面	106
図 3.4-1	地下水位低下ゾーン	110
図 3.4-2	当初設計時と追加調査結果の透水係数の頻度分布比較図	111
図 3.4-3	カーテングラウト完成図	112
図 3.4-4	グラウトパターン例（30m 孔）	113
図 3.4-5	底盤部セメントグラウト施工フロー	114
図 3.4-6	グラウトによる湧水量低減結果	114
図 3.4-7	簡易解析モデル（北部）	115
図 3.4-8	簡易モデルによる基準状態の湧水量の経時変化	116
図 3.4-9	W-16、W-17、S-160 孔内水位、全体給水量及び TK-103 ユニットの 全体湧水量の経時変化	118
図 3.4-10	解析対象領域（EL-27.5m レベル）	120
図 3.4-11	各不連続面と側方境界の交線	121
図 3.4-12	解析メッシュ（F-13 断層）	122
図 3.4-13	流量分布図（CASE-1,F-13）	125
図 3.4-14	流量分布図（CASE-2,F-13）	126
図 3.4-15	流量分布図（CASE-3,F-13）	128
図 3.4-16	流量分布図（CASE-4,F-13）	129
図 3.4-17	解析モデル図	132
図 3.4-18	各ユニットの貯蔵前と貯蔵後の湧水比変化図	134
図 3.4-19	各ユニットの実測湧水量経時変化	135
図 3.4-20	実測湧水量に基づく各ユニットの湧水比経時変化	135
図 3.4-21	No.1 水封トンネルの縦水封ポーリング	137
図 3.4-22	解析メッシュ及び境界条件	139
図 3.4-23	地下水流動状況（CASE-1）	140
図 3.4-24	地下水流動状況（CASE-2）	141
図 3.4-25	オイルイン前後の TK-101 及び TK-102A の観察記録（その 1）	143
図 3.4-25	オイルイン前後の TK-101 及び TK-102A の観察記録（その 2）	144

図 3.4-26	TK-101 オイルイン前後の湧水量・給水量・内圧及び液位変化図	146
図 3.5-1	地質的検討に基づく湧水抑制グラウト対象位置図	150
図 3.5-2	ルジオン値及び注入セメント量	151
図 3.5-3	滴水位置図	152
図 3.5-4	給水量と北換気プラグ (PN) 湧水状況	153
図 3.5-5	TK-103 昇圧試験	154
図 3.5-6	不連続面と空洞の関係による水みちの遮断概念図と対策工	156
図 3.5-7	サービストンネル注水強化	157

第 4 章

図 4.2-1	三陸はるか沖地震時の水封関連データ (久慈基地)	164
図 4.2-2	水収支調査位置図 (久慈基地)	165
図 4.2-3	地質横断面図 (久慈基地)	166
図 4.2-4	間隙水圧設置孔・地震計及び地下水位観測孔設置位置図	167
図 4.2-5	岩盤タンク縦断面図・空洞標準断面及び岩盤タンク北部横断面図	168
図 4.2-6	間隙水圧設置孔断面図	168
図 4.2-7	間隙水圧計測システムブロック図	169
図 4.2-8	地震時間隙水圧および加速度の観測記録 (鹿児島県北西部地震)	171
図 4.2-9	地震時間隙水圧および加速度のフーリエスペクトル (鹿児島県北西部地震)	171
図 4.2-10	地震時間隙水圧および加速度の観測記録 (第 2 鹿児島県北西部地震)	173
図 4.2-11	地震時間隙水圧および加速度のフーリエスペクトル (第 2 鹿児島県北西部地震)	173
図 4.2-12	ノイズ除去後の地震時間隙水圧・加速度・粒子速度 (鹿児島県北西部地震)	175
図 4.2-13	ノイズ除去後の地震時間隙水圧・加速度・粒子速度 (第 2 鹿児島県北西部地震)	176
図 4.2-14	観測点と震央の位置図	177
図 4.2-15	水平面内の粒子軌跡 (鹿児島県北西部地震)	178
図 4.2-16	水平面内の粒子軌跡 (第 2 鹿児島県北西部地震)	178
図 4.2-17	常時間隙水圧経時変化図 (1997.3.7 16:00~1997.8.19 14:00) と 有感地震発生状況図 (1997.3.26~1997.8.31)	183
図 4.2-18	常時間隙水圧経時変化拡大図 (その 1) (1997.3.20~1997.4.15)	184

図 4.2-18 常時間隙水圧経時変化拡大図 (その 2) (1997.5.10～1997.5.30)	184
図 4.2-19 常時間隙水圧経時変化図 (1997.8.31～1998.7.31)	185
図 4.2-20 岩盤タンク内湧水量・水封水位供給水量・孔内水位・降水量変化図	187
図 4.3-1 解析対象範囲と領域分割	190
図 4.3-2 深度方向の領域分割	191
図 4.3-3 断層帯分布 (K=12 平面)	193
図 4.3-4 地質区分図 (K=15 平面)	194
図 4.3-5 地質区分図 (K=16 平面)	195
図 4.3-6 地質区分図 (K=17 平面)	196
図 4.3-7 飽和率に対する相対浸透率及び毛細管圧力の関係	197
図 4.3-8 岩盤タンク湧水量経時変化図 (その 1)	199
図 4.3-8 岩盤タンク湧水量経時変化図 (その 2)	200
図 4.3-9 水封水供給水量経時変化図	201
図 4.3-10 河川流量経時変化図	202
図 4.3-11 地下水位観測孔経時変化図 (その 1)	203
図 4.3-11 地下水位観測孔経時変化図 (その 2)	204
図 4.3-11 地下水位観測孔経時変化図 (その 3)	205
図 4.3-12 間隙水圧分布図 (その 1)	206
図 4.3-12 間隙水圧分布図 (その 2)	207
図 4.3-12 間隙水圧分布図 (その 3)	208
図 4.3-13 空気飽和率分布図 (その 1)	210
図 4.3-13 空気飽和率分布図 (その 2)	211
図 4.3-13 空気飽和率分布図 (その 3)	212
図 4.3-14 岩盤タンク湧水量経時変化 (ケース 1)	214
図 4.3-15 水封水供給水量経時変化 (ケース 1)	214
図 4.3-16 地下水位観測孔経時変化 (ケース 1)	215
図 4.3-17 岩盤タンク湧水量経時変化 (ケース 2)	216
図 4.3-18 水封水供給水量経時変化 (ケース 2)	216
図 4.3-19 地下水位観測孔経時変化 (ケース 2)	217
図 4.3-20 岩盤タンク湧水量経時変化 (ケース 3)	219
図 4.3-21 水封水供給水量経時変化 (ケース 3)	219
図 4.3-22 地下水位観測孔経時変化 (ケース 3)	220
図 4.3-23 岩盤タンク湧水量経時変化 (ケース 4)	221
図 4.3-24 水封水供給水量経時変化 (ケース 4)	221

図 4.3-25	地下水位観測孔経時変化（ケース 4）		222
図 4.3-26	岩盤タンク湧水量経時変化（ケース 5）		223
図 4.3-27	水封水供給水量経時変化（ケース 5）		223
図 4.3-28	地下水位観測孔経時変化（ケース 5）		224

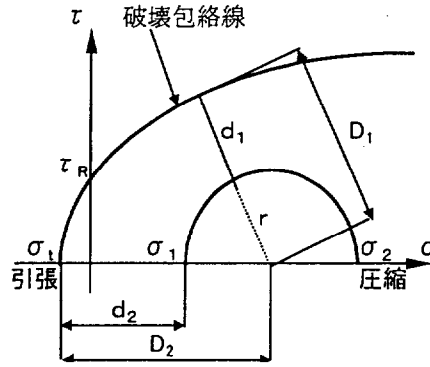
Appendix

Appendix 1 林らによる非線形弾性解析^{1), 2)}

この解析手法の考え方は、岩石の三軸圧縮試験による変形特性が、岩盤の変形特性に類似であるとして FEM により数値解析を行なうものである。以下にその基本的な考え方を述べる。

(1) 岩盤の破壊基準

一般に、岩盤の破壊包絡線は高応力状態まで考えると、放物線状をなしていると考えられている。この破壊包絡線に対してモール応力円が接近するにつれて、岩盤の内部結合状態が緩み、変形係数 D は低下しポアソン比 ν は増大するとし、これを図 A1-1 に示す応力状態を用いて式 (A1-1) のように表現した。



図A1-1 破壊包絡線とモールの応力円の関係

$$\frac{D-D_f}{D_0-D_f} = \begin{cases} 1 & (1 < R) \\ R^m & (0 < R < 1) \\ 0 & (R < 0) \end{cases}, \quad \frac{\nu-\nu_f}{\nu_0-\nu_f} = \begin{cases} 1 & (1 < R) \\ R^n & (0 < R < 1) \\ 0 & (R < 0) \end{cases} \quad (\text{A1-1})$$

破壊包絡線は式 (A1-2)、 R は破壊接近度を表わす式 (A1-3) を用いて式 (A1-4) で定義される。

$$\left(\frac{\tau}{\tau_R} \right)^a = 1 - \frac{\sigma}{\sigma_t} \quad (\text{A1-2})$$

$$R' = \min \left\{ \frac{d_{\min 1}}{|\sigma_2 - \sigma_1|/2}, \frac{d_{\min 2}}{|\sigma_2 - \sigma_1|/2} \right\} \quad (\text{A1-3})$$

$$R = kR' \quad (\text{A1-4})$$

ここに a : 破壊包絡線指数 (岩石では、 $a=2$ としモール則に従うものとする。)

D_0 : 初期変形係数	D_f : 緩み時変形係数 ($=D_0/100$)
ν_0 : 初期ポアソン比	ν_f : 緩み時ポアソン比 ($=0.45$)
R' : 破壊接近度	k : 緩み定数
R : 緩み係数	
τ_R : せん断強度	σ_t : 引張強度
m : 非線形特性指数 (通常 $m=a$)	n : 非線形特性指数 (通常 $n=2a$)

ここで、各定数 k, m, n は岩石の三軸試験結果によって決定され、 τ_R, σ_t は原位置試験の結果を参考にして決定される。

一方、局所安全率 FS は次式で定義される。

$$FS = \min \left\{ \frac{D_1}{|\sigma_2 - \sigma_1|/2}, \frac{D_2}{|\sigma_2 - \sigma_1|/2} \right\} \quad (A1-5)$$

(2) 応力解放

地山を掘削することは、地山に自由面を形成することである。自由面形成には、初期地圧に対抗する外力を、形成しようとする自由面に作用することと等価であり、この外力を掘削相当外力という。

したがって、掘削後残存する地山に作用する地圧（2次地圧）は、掘削前に作用していた地圧（初期地圧）と掘削相当外力により発生する応力を合成することにより求めることができる。

掘削相当外力は図 A1-2 から次のようにして求めることができる。

地山内の初期地圧 σ_{n0}, τ_{nt0} を考えると、掘削面を形成するためには面に最小限 $-\sigma_{n0}, -\tau_{nt0}$ の応力を作用させる必要があり、この力は次式で示される。

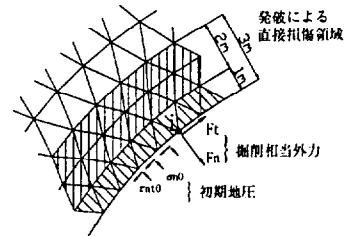


図 A1-2 掘削相当外力³⁾

$$F_n = -\int \sigma_{n0} ds, \quad F_t = -\int \tau_{nt0} ds \quad (A1-6)$$

自由面形成には、式 (A1-6) で求められた掘削相当外力が最小限必要である。

参考文献

- 1) 林正夫, 本島陸, 日比野敏: 岩盤掘削時の安定解析のための電子計算プログラムの開発, 電力中央研究所報告, No.377012, 1978.
- 2) 日比野敏, 林正夫, 北原義浩: 水封式燃料地下貯蔵の技術開発に関する研究, 電力中央研究所, No.379001, 1979.
- 3) 土木学会編: 土木技術者のための岩盤力学 (昭和 50 年改訂版), p.578, 1975.

Appendix 2 簡易モデル

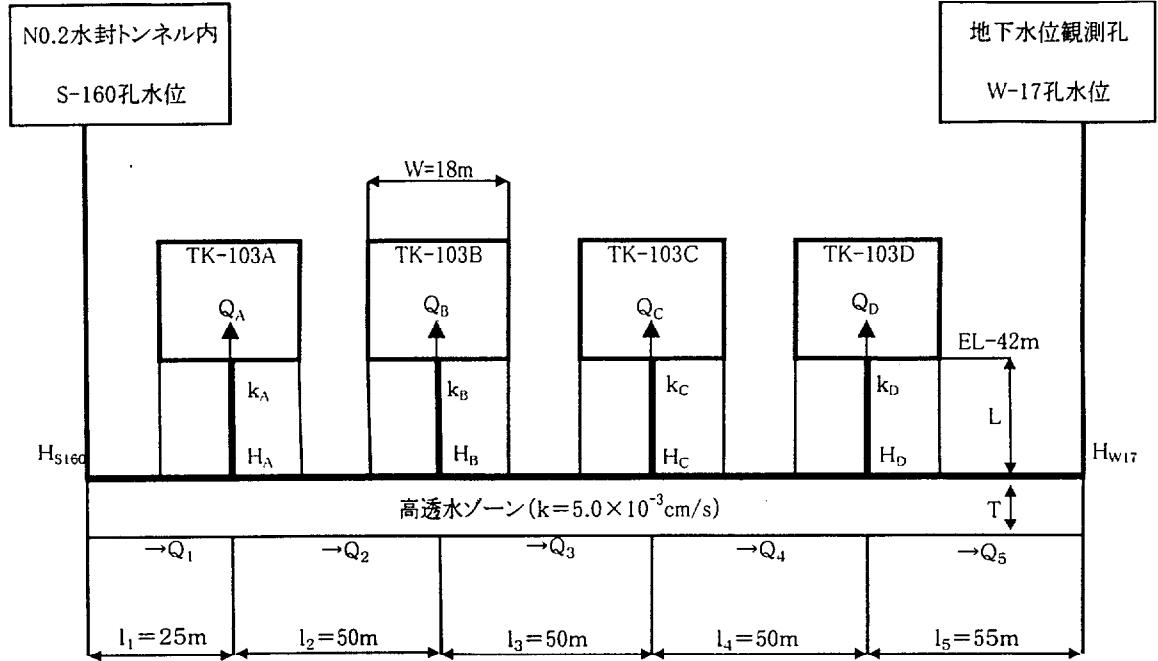


図 A2・1 簡易解析モデル（北部モデル）

上図を基に、高透水ゾーンの透水係数を $k(=5.0 \times 10^{-3} \text{cm/s})$ 、高透水層の厚さを $T(=20\text{m})$ 、改良厚さを $L(=30\text{m})$ 、タンク幅を $W(=18\text{m})$ としたときの、タンク奥行き 1m 当りの流量は次式で求まる。ただし、タンク内の底盤のヘッド H_T を -42m としている。

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= -k(H_A - H_{S160})T/\ell_1 \\
 Q_2 &= -k(H_B - H_A)T/\ell_2 \\
 Q_3 &= -k(H_C - H_B)T/\ell_3 \\
 Q_4 &= -k(H_D - H_C)T/\ell_4 \\
 Q_5 &= -k(H_{W17} - H_D)T/\ell_5
 \end{aligned}
 \tag{A2-1}$$

タンク内湧水量は次式で求まる。

$$\begin{aligned}
 Q_A &= -k_A(H_T - H_A)W/L \\
 Q_B &= -k_B(H_T - H_B)W/L \\
 Q_C &= -k_C(H_T - H_C)W/L \\
 Q_D &= -k_D(H_T - H_D)W/L
 \end{aligned}
 \tag{A2-2}$$

連続方程式

$$\begin{aligned}Q_1 &= Q_A + Q_2 \\Q_2 &= Q_B + Q_3 \\Q_3 &= Q_C + Q_4 \\Q_4 &= Q_D + Q_5\end{aligned}\tag{A2-3}$$

以上、式 (A2-1) ~ (A2-3) から、全体方程式は以下のようになる。

$$\begin{aligned}-k(H_A - H_{S160})T/\ell_1 + k(H_B - H_A)T/\ell_2 &= Q_A \\-k(H_B - H_A)T/\ell_2 + k(H_C - H_B)T/\ell_3 &= Q_B \\-k(H_C - H_B)T/\ell_3 + k(H_D - H_C)T/\ell_4 &= Q_C \\-k(H_D - H_C)T/\ell_4 + k(H_{W17} - H_D)T/\ell_5 &= Q_D\end{aligned}\tag{A2-4}$$

以上の準備のもとに、タンク内の実測湧水量 (Q_A , Q_B , Q_C , Q_D) を式 (A2-4) に代入し、ヘッド (H_A , H_B , H_C , H_D) を求め、透水係数 (k_A , k_B , k_C , k_D) を求める。

この求めた透水係数を用いて、今度は H_{S160} , H_{W17} に基準のヘッド (水封水位 EL+9.0m) を式 (A2-5) に代入することにより、ヘッド (H_A , H_B , H_C , H_D) を求めて式 (A2-2) に代入し、完成時における湧水量を評価しようとするものである。

$$\begin{aligned}-k(H_A - H_{S160})T/\ell_1 + k(H_B - H_C)T/\ell_2 &= -k_A(H_T - H_A)W/L \\-k(H_B - H_A)T/\ell_2 + k(H_C - H_B)T/\ell_3 &= -k_B(H_T - H_B)W/L \\-k(H_C - H_B)T/\ell_3 + k(H_D - H_C)T/\ell_4 &= -k_C(H_T - H_C)W/L \\-k(H_D - H_C)T/\ell_4 + k(H_{W17} - H_D)T/\ell_5 &= -k_D(H_T - H_D)W/L\end{aligned}\tag{A2-5}$$

Appendix 3 差分法による三次元地下浸透流解析

本解析は、2成分2相三次元地下水流体系問題を扱う汎用解析システムであり、登坂ら¹⁾によって開発されたものである。

第2章及び第3章で水封機能の設計に使用した地下水解析（飽和・不飽和浸透流解析）が、地下水のみを対象とし、空気の流れを解析に取り込まない1成分擬似二相系として単純化した解析を行っているのに対し、この解析手法は地下における空気・水の2成分2相の流れだけでなく、地表・河川の流れを同時に考慮した統合型陸水循環解析が行えるものである。以下にその特徴を示す。

(1) 2相系の支配方程式

水及び空気の多孔質媒体内の流れは、2成分2相圧縮性流体に関する一般化されたDarcy法則により次式により示される。

$$Q_{ps,\ell} = -\frac{K_{\ell} k_{rp,\ell}}{\mu_p B_p} A_{\ell\perp} \frac{\partial \phi_p}{\partial \ell} \quad (\text{A3-1})$$

ここに、添字pは相（水をw、空気をgで表現する。）、 ℓ は流れの方向表す。

$Q_{ps,\ell}$: p相の ℓ 方向の標準状態s（地表状態あるいは実験室での分析条件）での体積流量

K_{ℓ} : ℓ 方向の浸透率

$k_{rp,\ell}$: 地下状態rでのp相の ℓ 方向の相対浸透率

μ_p : p相の粘性係数

B_p : p相の容積係数（体積を標準状態sに換算する係数）

ϕ_p : p相のポテンシャル

$A_{\ell\perp}$: 流れに垂直な断面積

上式と、質量保存則を組み合わせると水と空気に関する支配方程式は以下のようになる。

$$\nabla \cdot \left(\frac{K k_{rw}}{\mu_w B_w} \nabla \phi_w \right) - q_{ws} = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\phi S_w}{B_w} \right) \quad (\text{A3-2})$$

$$\nabla \cdot \left(\frac{K k_{rg}}{\mu_g B_g} \nabla \phi_g \right) - q_{gs} = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\phi S_g}{B_g} \right)$$

ここに、 q_{ps} : p相の標準状態sでの体積湧水率

S_p : p相の飽和度

ϕ : 間隙率

また、 P_p をp相の圧力、 Z を下向きに測った深度、 ρ_p をp相の密度、 g を重力加速度とすれば、以下の関係が成り立つ。

$$S_w + S_g = 1 \quad , \quad \phi_w = P_w - \rho_w gZ \quad , \quad \phi_g = P_g - \rho_g gZ \quad (A3-3)$$

解析は、式 (A3-2) の圧力 P と飽和度 S を未知量とし、他のパラメーターは等温状態を仮定し、以下のような関数として扱っている。

$$P_w = P_g - P_{cw}[S_w] \quad , \quad \phi = \phi[P_g]$$

$$k_{rp} = k_{rp}[S_w] \quad , \quad B_p = B_p[P_p] \quad , \quad \rho_p = \rho_p[P_p] \quad (A3-4)$$

ここで、 P_{cw} は水 - 空気系の毛管圧力であり、 $[S_w]$ 等は S_w の関数であることを表わす。

(2) 数値計算手法

数値解析は、空気と水に対して同時完全陰的差分法 (Simultaneous Fully Implicit Difference Method) を用い、空間領域は不規則格子 (コーナーポイント型) により離散化する方法を採用している。また、非線型連立方程式の線形化には Newton-Raphson の反復法を使用し、各反復段階で作成される方程式は、前処理付き共役残差法 (Preconditioned Residual Method) によって解くものである。さらに、大規模な問題に関しては、逐次陽化解法 (Successive Explicitization Process) を用い未知数を逐次低減し計算の効率化を図っている。

参考文献

- 1) 登坂博行, 小島圭二, 三木章生, 千野剛司: 地表水と地下水流を結合した 3 次元陸水シミュレーション手法の開発, 地下水学会誌, Vol.38, No.4, pp.253-267, 1996.