

地下鉄トンネルの検査データに基づく
安全性評価と維持管理に関する研究
Subway Tunnel Safety Evaluation and its Maintenance
based on the Inspection Data

2017年2月

西 村 高 明
Takaaki NISHIMURA

地下鉄トンネルの検査データに基づく
安全性評価と維持管理に関する研究
Subway Tunnel Safety Evaluation and its Maintenance
based on the Inspection Data

2017年2月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科

西 村 高 明

Takaaki NISHIMURA

【目次】

第1章 序論

1.1 研究の背景	1
1.1.1 我が国の社会資本ストックの推移	1
1.1.2 インフラ施設のメンテナンスの必要性	4
1.2 研究の目的と概要	7
1.3 論文の構成	9

第2章 東京地下鉄銀座線の概要および維持管理

2.1 東京地下鉄および銀座線の概要	11
2.1.1 日本の地下鉄および東京圏の地下鉄	11
2.1.2 東京メトロの構造物	14
2.1.3 銀座線開業までの歴史	16
2.1.4 銀座線の建設の変遷	17
2.1.5 銀座線の構造物	19
2.1.6 銀座線建設時における設計法	22
2.1.7 銀座線の維持管理の変遷	32
2.2 構造物の維持管理	35
2.2.1 国土交通省の維持管理標準	35
2.2.2 鉄道トンネルの維持管理標準	35
2.2.3 東京メトロの維持管理	39
2.3 まとめ	43

第3章 銀座線の健全度評価と維持管理マネジメントの試み

3.1 銀座線の全般検査	45
3.1.1 通常全般検査の概要	45
3.1.2 特別全般検査の概要	47
3.1.3 通常全般検査結果および特別全般検査結果のまとめ	50
3.2 銀座線の個別検査	51
3.2.1 個別検査の概要	51
3.2.2 室内試験（1987～1995年）	51
3.2.3 外観調査（2004, 2005年および2013, 2014年）	52
3.2.4 室内試験（2004, 2005年および2013, 2014年）	57
3.2.5 個別検査結果のまとめ	62

3.3	銀座線の全般検査結果に基づく維持管理マネジメントの試み	64
3.3.1	維持管理マネジメントの適用とこれからの検討	64
3.3.2	経年による劣化予測と健全度評価	64
3.3.3	劣化原因と健全度について	70
3.3.4	修繕費用と修繕シナリオを考慮した補修シミュレーション	72
3.3.5	銀座線の全般検査結果に基づく維持管理マネジメントの試みのまとめ	78
3.4	銀座線の健全度評価と維持管理マネジメントの試みのまとめ	79

第4章 銀座線トンネル構造物の構造耐力評価

4.1	銀座線トンネル構造物の構造耐力評価の概要	83
4.2	検討条件	85
4.2.1	検討箇所の選定方針	85
4.2.2	検討箇所における躯体と地盤の概要	85
4.2.3	対象とする変状	85
4.2.4	躯体構成材料の特性値	86
4.3	三次元非線形 FEM	89
4.3.1	構造解析モデル	89
4.3.2	非線形挙動を支配する材料特性と荷重履歴	90
4.3.3	常時荷重と非線形挙動を支配する荷重履歴の設定	92
4.3.4	解析ケースと解析手順	95
4.3.5	数値解析手法	95
4.4	解析結果とその評価	96
4.4.1	評価手法の概要	96
4.4.2	「欠損 2」における安全性の評価	96
4.4.3	非線形 FEM の適用性の評価	97
4.4.4	部材の応力、ひずみによる評価	99
4.5	解析結果の考察	102
4.5.1	ひび割れに関する事項	102
4.5.2	鉄筋とコンクリートの付着に関する事項	103
4.6	解析による健全度評価のまとめ	105
4.6.1	解析結果から得られた知見	105
4.6.2	非線形 FEM 解析における今後の課題	106

第5章 結論

5.1	本研究の結論	109
5.2	維持管理の課題と今後の対策	112

謝 辞	114
-----	-----

研究業績	116
------	-----

地下鉄トンネルの検査データに基づく 安全性評価と維持管理に関する研究

第1章 序論

1.1 研究の背景

1.1.1 我が国の社会資本ストックの推移

1950年代後半から、我が国の社会資本は、高度経済成長とともに急速に整備が進められ、その後、約30～60年間で相当量の社会資本ストックが蓄積されてきた。

この間における社会資本ストックに要した費用の推移を、図1-1-1に示す。これを見ると、急速にストックの蓄積が進んできた中で、2000年を過ぎた頃から伸び率が鈍化し始めてきたことがわかる。

逆に、その頃より、その前に建設された多くのインフラ施設の老朽化が問題視され始め、インフラ施設の維持・更新がクローズアップされてきた。

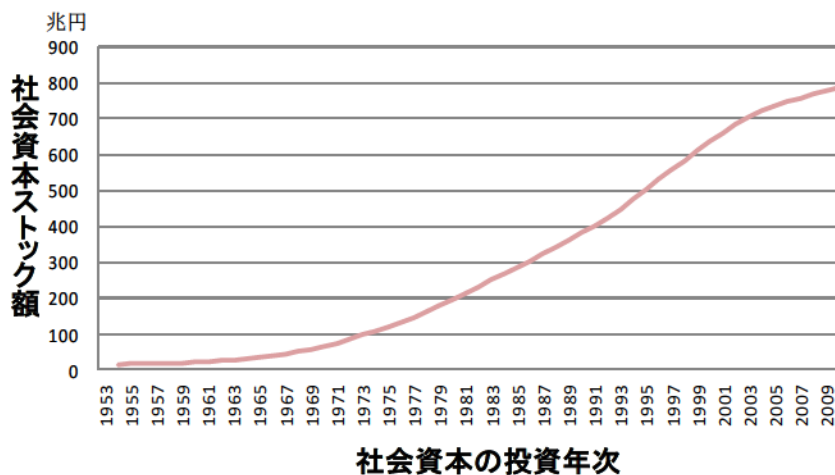


図 1-1-1 社会資本ストック額の推移¹⁾

そこで、社会資本ストックの現在までの構造物築年数について比較検討してみる。まず、全国に約70万橋ある道路橋のうち、建設後50年以上経過した橋梁（幅2m以上）の割合を見てみよう。

図1-1-2に示す建設年度別の橋梁数のグラフをもとに、建設後50年を超える橋梁数を比較すると、図1-1-3に示す割合となる。

2013年において、建設後50年以上経過した橋梁の割合は18%であるが、10年後（2023年）にはそれが43%になり、さらに20年後（2033年）には67%にまで増加することがわかる²⁾。

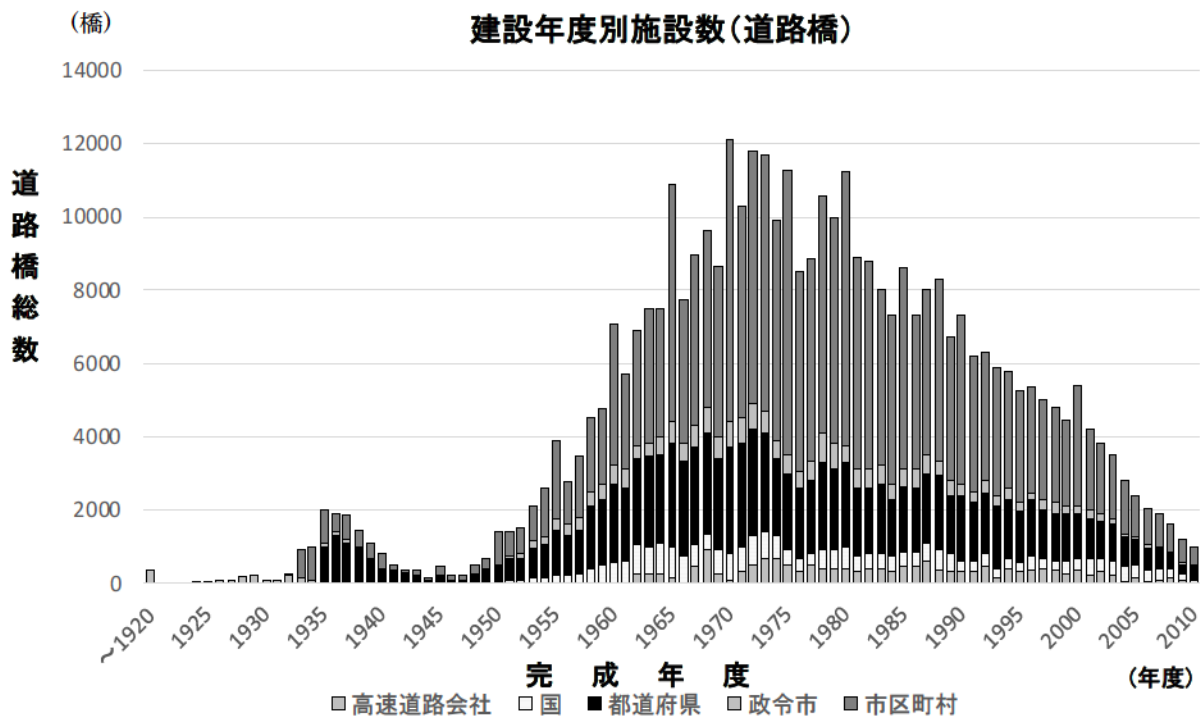


図 1-1-2 建設 50 年以上経過した橋梁数の推移²⁾

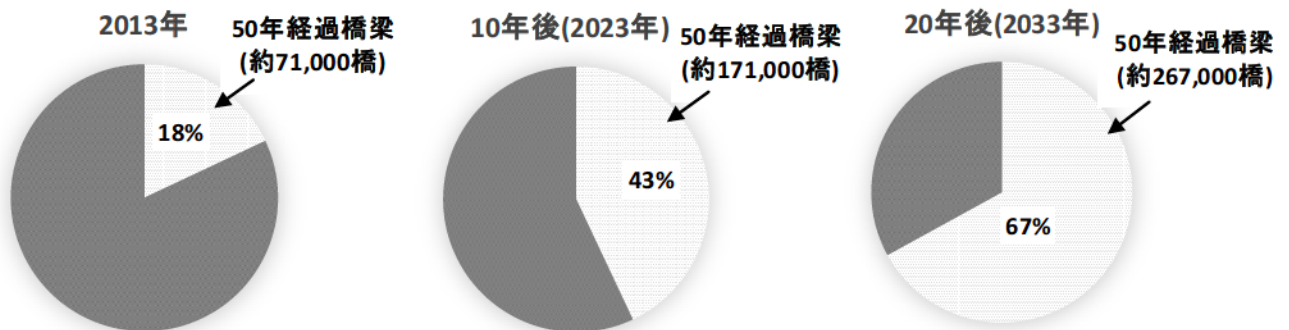


図 1-1-3 50 年経過した橋梁の割合²⁾

次に、全国に約 1 万本ある道路トンネルについて比較する。

図 1-1-4 に示す建設年度別のトンネル数のグラフから、図 1-1-5 のとおり、建設後 50 年以上経過したトンネルの割合は、2013 年では 1 万本のうち約 20% であるが、10 年後 (2023 年) には 34 % になり、さらに 20 年後 (2033 年) には 50% になる²⁾。

建設年度別施設数(道路トンネル)

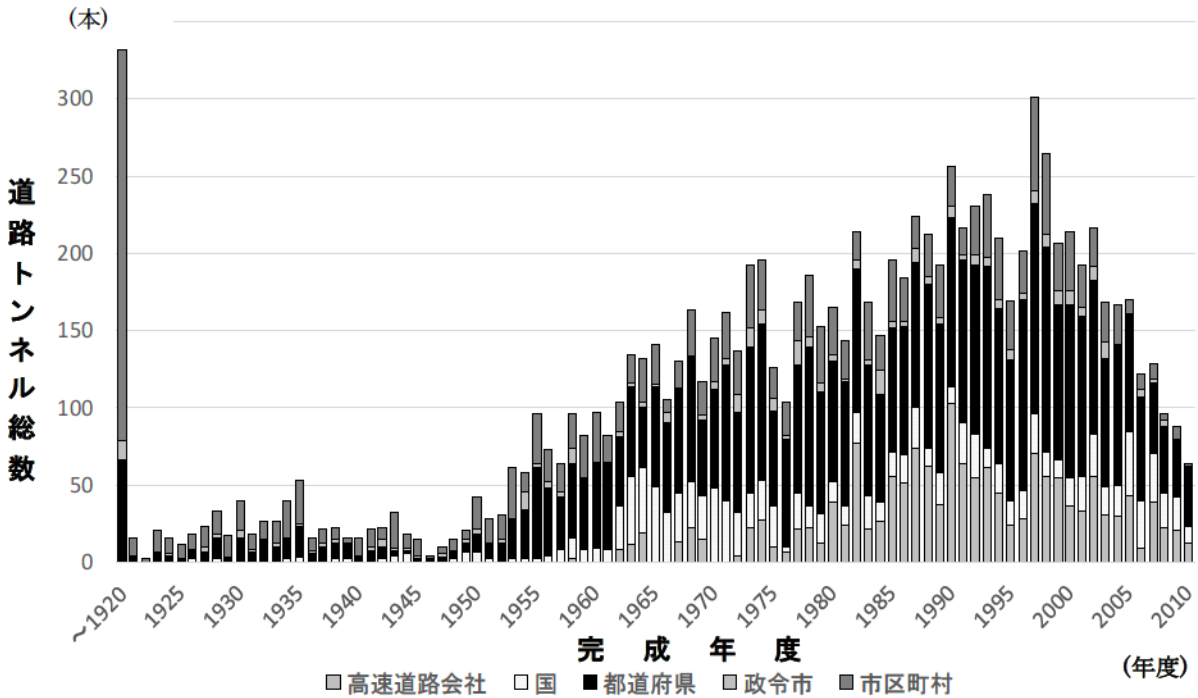


図 1-1-4 建設 50 年以上経過したトンネル数の推移³⁾

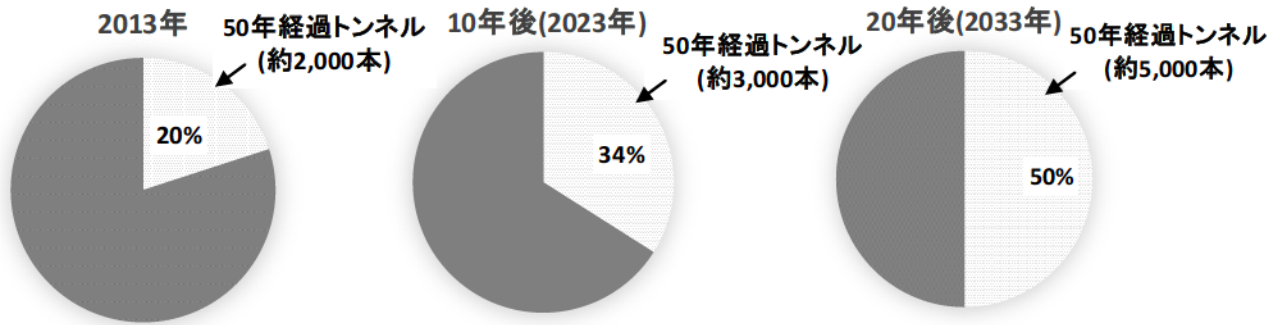


図 1-1-5 50 年経過したトンネルの割合³⁾

さらに、鉄道トンネルについても比較してみる。

建設年を 5 年毎にまとめた時の鉄道トンネル数を、図 1-1-6 に示す。

2013 年における鉄道トンネルの総数は 4,737 本である。そのうち建設後 50 年以上経過したものは、2013 年では全体の約 55% であるが、2033 年度には全体の約 85% を占めることになり、その割合は前述の道路橋や道路トンネルより多く、老朽化が顕著になると判断される³⁾。

建設年度別施設数(鉄道トンネル)

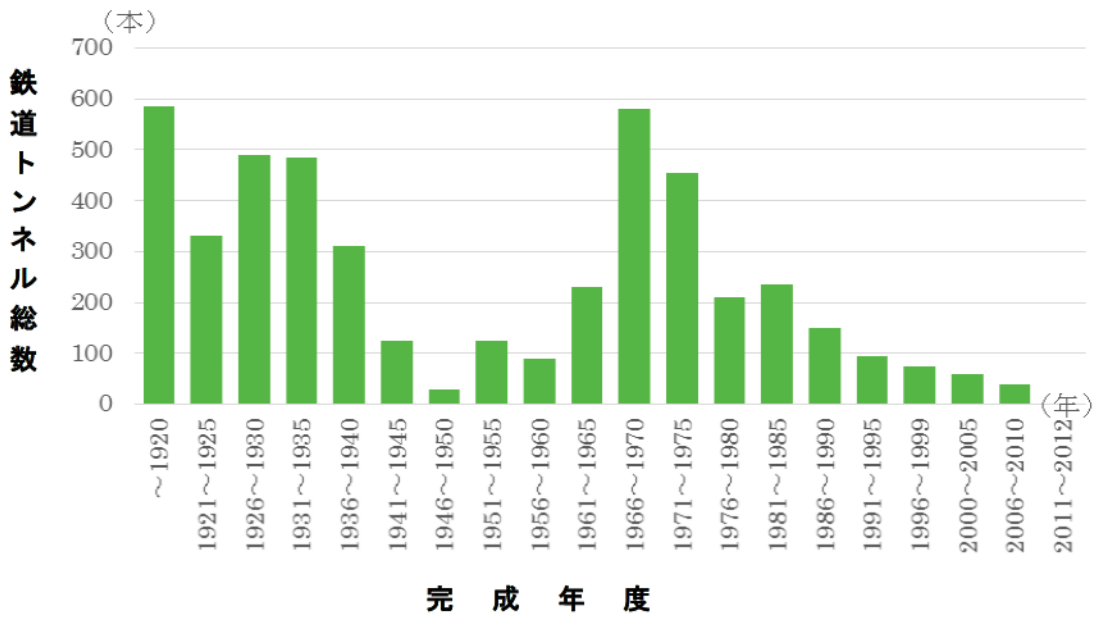


図 1-1-6 鉄道トンネルの建設数の推移⁴⁾

1.1.2 インフラ施設のメンテナンスの必要性

近年、1990年代初めのバブル崩壊以降から続く長期の景気低迷から、国や地方自治体の財政は極めて悪化し、インフラの整備に多額の予算を割くことができなくなった。そのため、インフラ施設に対する適切な維持管理、運用が実行されなくなる恐れが生じてきた。実際、地方公共団体が所有する道路橋や高速道路会社が所有する高架橋などのメンテナンスの必要性が喫緊の課題となってきた。

一方、鉄道施設物に関しては、事業主体が民間であることもあり、道路施設物と比べると社会一般に報じられる機会が少ない。しかしながら、構造物の築造後の経過年数を見ると、現在使用している鉄道施設物は、1.1.1で述べたとおり、道路施設物より古いものが多い。

過去に遡ると、鉄道においては、1872(明治5)年、現在より144年前に新橋～横浜間で初めて開通した。これは営業的にも成功を納めたことから、その後の近代化の基幹となる設備として位置付けられ、急速に鉄道施設物が建設されてきた。

しかし、戦争中のメンテナンス不足と相まって、戦後には構造物の経年劣化による事故が多発したが、メンテナンスの必要性はそれほど脚光を浴びることは少なかった。

従来のメンテナンスの体系を見ると、何か問題が発生してから対処する、いわゆる『事後保全』であったが、1965(昭和40)年頃を境に、『事後保全』から『予防・事後を組み合わせた効率的な保全』に変わり、1974(昭和49)年国鉄により

『土木建造物取替の考え方』が制定された。

これは、現在のメンテナンスの基になるものであるが、事前に定期的に検査を行って健全度を判定し、さらにそこから弱点箇所や変状箇所を抽出して詳細な検査を行い、必要な場合には措置（監視、補修・補強等）を施す、という体系である。この基準が制定されたことに伴い、それ以降、自然災害等による事故が急激に減少していったのがわかる（図 1-1-7）。

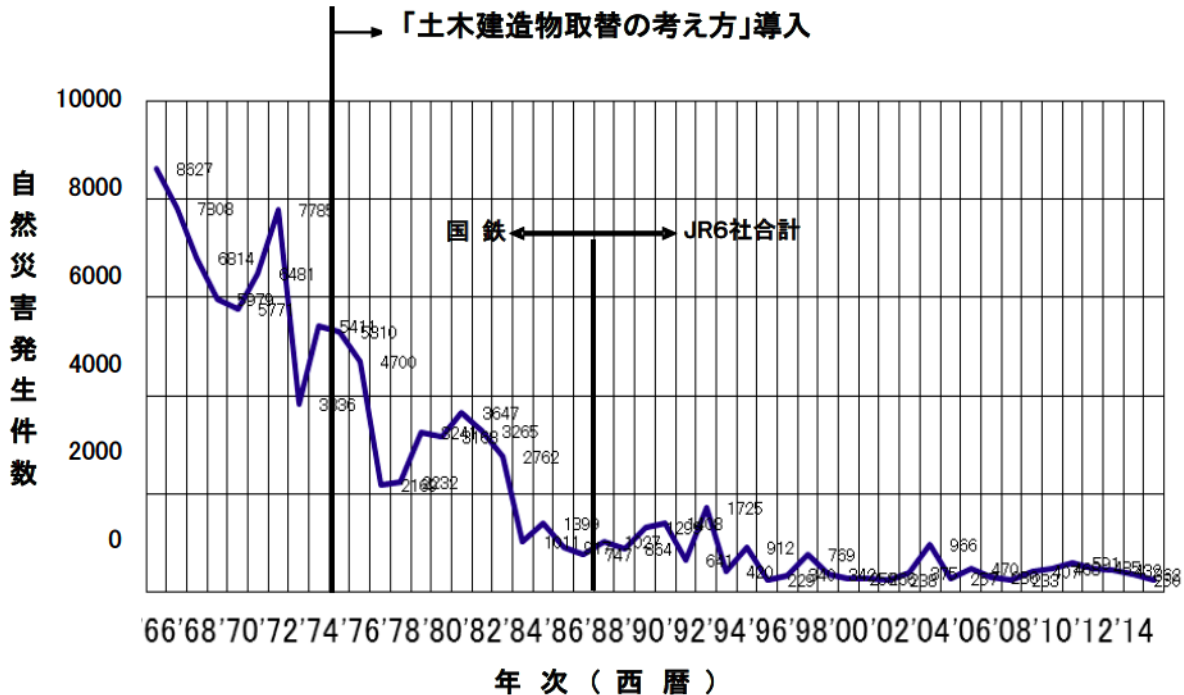


図 1-1-7 鉄道全般における自然災害発生件数の推移⁵⁾

その後、1975（昭和 50）年頃から、高性能なコンクリートや耐候性鋼材などを用いる『メンテナンスフリー』の考え方が生まれてきた。しかし、近年になり、コンクリートの中性化や剥落の問題等が顕在化したことで、維持管理に関する統一的手法がないことが再認識され、『小まめに調査して、悪いところに手をを入れて使っていく』ことの大切さが見直され始めた。

コンクリート構造物は、100年オーダーという長期にわたり使用していくことから、従来の『メンテナンスフリー』という考え方を見直し、最小限の維持管理を行い、最大限の長寿命化を図る『ミニマムメンテナンス』という考え方に変わりつつある。

一般に、社会資本は公共性が高く、国民の生活や経済活動を支える上で重要な役割を担っている。したがって、社会資本が適切に整備されず、その利用に支障をきたすことは、社会に多大な影響を及ぼしかねない。しかしながら、ここ数年、現場の技術継承の困難さや深刻な労働力不足などの問題が浮上してきている。

鉄道に関しては、需要の飛躍的な増加が望めず、施設の改良や新設が困難な現状では、今ある構造物を、いかに少ないリソースで効率的にメンテナンスを行って、構造物の安全の確保と長寿命化を図っていくことが必要であり、併せて、確実に効率的なメンテナンス手法の研究開発が望まれている。

それらを踏まえ、本論文では、アジア最古の地下鉄である『東京メトロ銀座線』を題材として、古い地下鉄構造物（開削トンネル）の維持管理の現状および今後のメンテナンスのあるべき姿について述べてみる。

1.2 研究の目的と概要

今後、全国の地下鉄では、経年 50 年以上の構造物が急速に増えるが、本研究では、このような古い地下鉄構造物の安全性の評価と、維持管理のあるべき姿を提案することを目的とする。

鉄道の安全性について国土交通省の定める維持管理標準では、

- ① トンネル構造の安定性として、トンネルが崩壊しないこと。
- ② 建築限界と覆工との離隔として、建築限界を支障しないこと。
- ③ 路盤部の安定性として、列車の安全な運行に支障するような路盤の隆起・沈下・移動が生じないこと。
- ④ はく落に対する安全性として、列車の安全な運行に支障するようなコンクリート片、補修材等のはく落が生じないこと。
- ⑤ 漏水・凍結に対する安全性として、列車の安全な運行に支障するような漏水、凍結が生じないこと。

が例示されている。

都市部における地下鉄の維持管理上で、現実に関係するのは、①、④ および⑤と考えられる。本研究の安全性については、はく落や漏水に対する安全性（応力度、ひび割れ、変位等）に関する点検結果や力学的な観点からのトンネル構造の安定性について、評価を行うこととする。

まず、一般論として、日本の鉄道における地下鉄の必要性を述べ、その中で東京メトロ銀座線に着目して、その重要性を確認する。

銀座線は、築後 89 年を経過した東洋一古い地下鉄路線であるが、ここでは銀座線建設の経緯、地下構造物の形式や改良工事の歴史について述べる。また、現在、東京メトロで行っている維持管理方法を整理するとともに、各種検査の結果から健全度を評価し、維持管理マネジメントとして、劣化予測から費用対効果を見据えた修繕対策を検討する。さらに、銀座線特有の構造形式である『鉄鋼枠（てっこうかまち）構造』（写真 1-2-1、図 1-2-1⁶⁾、P19 2.1.5 に詳述する。）を有する躯体に焦点をあて、新規に提案する非線形 FEM 解析により構造耐力を分析するとともに、現在の銀座線の現有耐力の評価を行う。



写真 1-2-1 鉄鋼枠構造(上野駅)⁶⁾

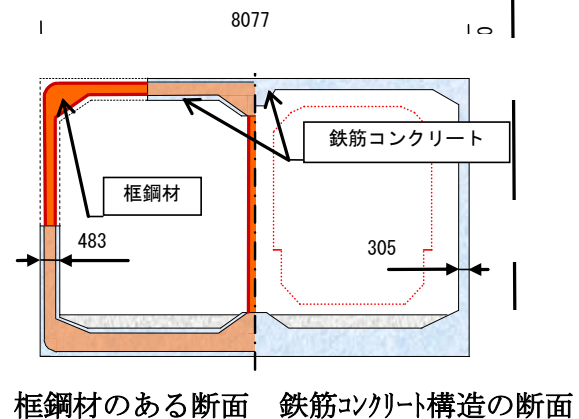


図 1-2-1 鉄鋼枠構造断面図⁶⁾

最後に、これらをまとめて、今後急速に増える築 50 年以上の地下鉄トンネルの維持管理についての対策を提案することとする。

図 1-2-2 に、本研究の流れを示す。

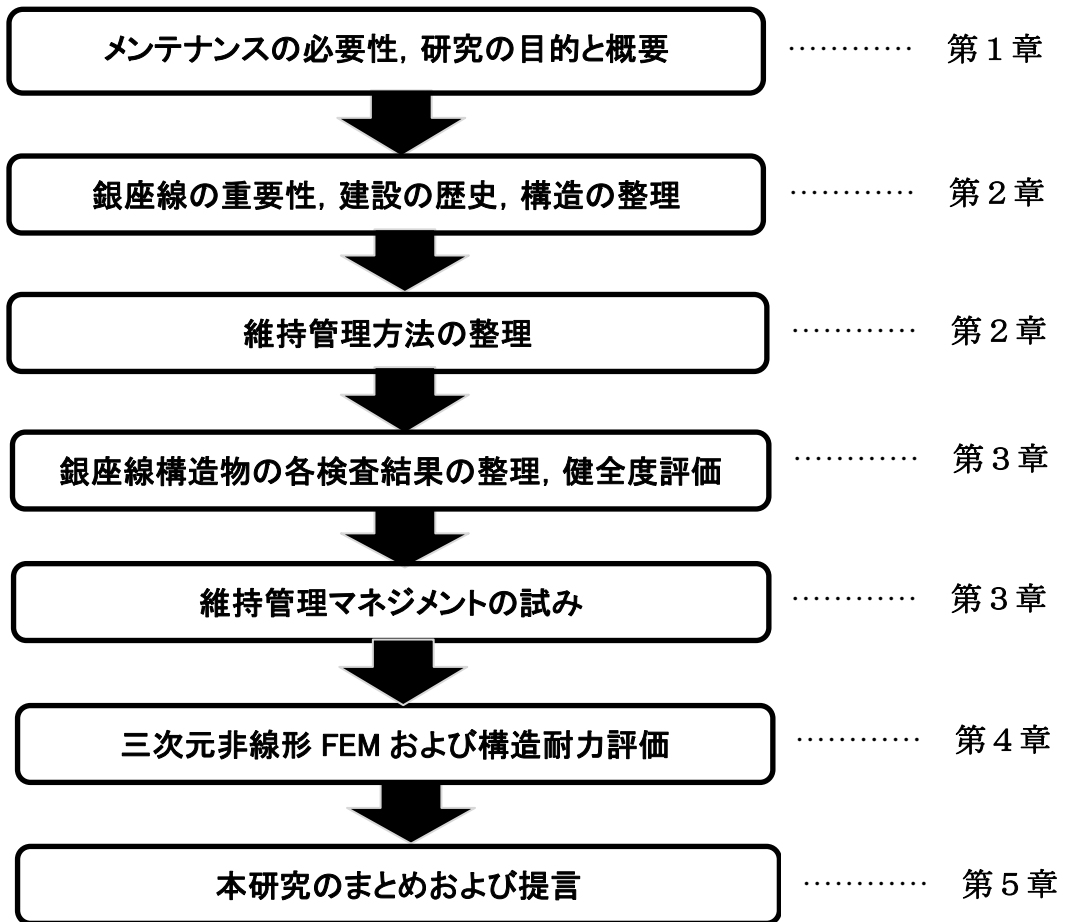


図 1-2-2 本研究の流れ

1.3 論文の構成

本論文の構成を示す。

第1章では、老朽化した社会資本インフラに対する効率的なメンテナンスの必要性といった研究の背景、研究の目的について述べる。

第2章では、築後 89 年という東洋一古い東京地下鉄銀座線の重要性と維持管理について説明する。

まず、日本の鉄道における地下鉄の位置付けと、その中での東京メトロの役割と銀座線の重要性について述べる。次に、銀座線の建設の歴史や当時の設計法を紹介するとともに、銀座線構造物の特徴について述べる。さらに、東京メトロの維持管理方法および銀座線トンネルの維持管理の現状を説明する。また、銀座線における維持管理の事例も紹介する。

第3章では、銀座線の健全度を評価するとともに、維持管理のマネジメントとして、劣化を予測して費用便益分析に基づく修繕対策について報告する。

まず、銀座線の通常全般検査、特別全般検査の結果を紹介する。次に、銀座線の老朽化についての詳細な検査結果について述べ、銀座線の健全度評価のまとめを行う。さらに、統計的に劣化を予測して、修繕費用を考慮した費用便益分析による最適な補修のシミュレーションを行う。

第4章では、第3章で紹介した老朽化に対する検討の中で、銀座線特有の鉄鋼框構造を有する躯体の構造耐力に焦点を当て、その耐力評価に関して詳述する。

特に、躯体調査および材料試験、検討条件を基に、三次元非線形 FEM 解析による結果から構造耐力評価について考察し、鉄鋼框構造物の現有耐力照査を行う。

最後に第5章では、まとめとして、本研究で得られた知見を述べ、これからますます増加していく老朽化した地下鉄トンネル構造物の維持管理に関する今後の課題と提案について述べる。

【1章 参考文献】

- 1) 内閣府政策統括官：日本の社会資本 2012，第3章 第2節，p.102，2012.11
- 2) 国土交通省 道路局：道路構造物の現状 (橋梁)，p.1，2013.4
- 3) 国土交通省 道路局：道路構造物の現状 (トンネル)，p.2，2013.4
- 4) 国土交通省：第1回鉄道構造物の維持管理に関する基準の検証会議，資料2，
鉄道施設のストック量，p.1，2013.4
- 5) 太田直之，杉山友康：災害の推移と今後の防災，日本鉄道施設協会誌，Vol.47，
No.6，2009.6
- 6) 高橋聡：東京メトロ銀座線，ダブル認定—近代化産業遺産 選奨土木遺産—，JREA 協会誌
2009年7月号，pp.46-49，2009.7

第2章 東京地下鉄銀座線の概要および維持管理

2.1 東京地下鉄および銀座線の概要

2.1.1 日本の地下鉄および東京圏の地下鉄

(1) 日本の地下鉄の概要

日本における全鉄道網を見ると、全国の旅客営業距離は 27,603.7 km (2015年3月現在)で、一日の旅客数は 6,466 万人に及ぶ¹⁾。

その中で、全国の地下鉄に注目し、各都市における路線数、営業キロおよび乗車人員を抽出する(表 2-1-1)。

日本の地下鉄は、全国に 46 路線、814.4 km を有して運営しているが、一日の旅客数は約 1,605 万人で、全鉄道旅客数の 24.8 %を担っている。

(2) 東京圏の地下鉄道網と東京メトロの役割

図 2-1-1 に東京 23 区の交通種別利用状況図を示す。これより、移動手段として鉄道(公営地下鉄, JR, 民鉄)の占める割合は 78.2 %にも及ぶ。

これは、世界的に見ても非常に高い割合であり、人口密度が高く、高度に交通手段が発達した都市のモデルケースであると考えられる。

また、都営地下鉄利用者は 25.3 %であるが、これに東京地下鉄株式会社(通称、東京メトロ)を合わせて、東京における地下鉄利用割合を算出すると、全国の約 61 %を占めることになる。

ちなみに、東京の地下鉄事業者は、東京メトロと都営地下鉄の 2 事業者であるが、それぞれの営業概要を表 2-1-2 に示すとともに、東京における地下鉄の役割などに着目し、鉄道ネットワーク上の必要性について述べる。

表 2-1-1 日本の地下鉄の概要²⁾ (2014 年度)

公営地下鉄	路線数	営業キロ (km)	乗車人員 (千人/日)
1 札幌	3	48.0	595
2 仙台 ^{注)}	2	28.7	166
3 東京	4	109.0	2,505
4 横浜	2	53.4	619
5 名古屋	6	93.3	1,237
6 京都	2	31.2	359
7 大阪	8	129.9	2,302
8 神戸	2	30.6	303
9 福岡	3	29.8	406
小計	32	553.9	8,492
民営・第3セクター地下鉄	路線数	営業キロ (km)	乗車人員 (千人/日)
10 東京メトロ	9	195.1	6,835
11 埼玉高速鉄道	1	14.6	95
12 東葉高速鉄道	1	16.1	140
13 広島高速鉄道	1	18.4	55
14 横浜高速鉄道	1	4.1	194
15 東京臨海高速	1	12.2	240
小計	14	260.5	7,559
合計	46	814.4	16,051

注) 仙台地下鉄の 2 路線目は、2015 年 12 月 6 日開業。
(この表には、その乗車人員は含まれていない。)

種類	乗客数	
	年間 (千人)	割合
地下鉄	3,120,274	25.3 %
J R	3,687,597	29.9 %
民鉄	2,836,615	23.0 %
バス	468,657	3.8 %
タクシー	369,993	3.0 %
路面電車	36,999	0.3 %
自家用車	1,812,965	14.7 %
合計	12,333,100	100.0 %

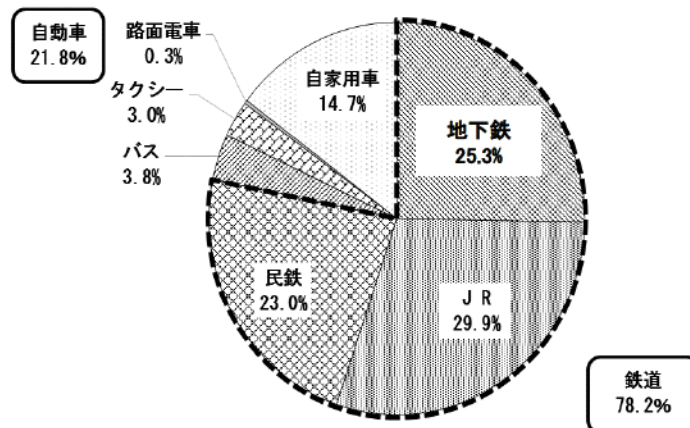


図 2-1-1 東京 23 区の交通種別利用状況³⁾ (2013 年度実績)

表 2-1-2 東京の地下鉄事業者の概要⁴⁾ (2015 年度実績)

	東京メトロ (東京地下鉄株)	都営地下鉄 (東京都交通局)	合計
開業時期	1927 年 12 月 30 日	1960 年 12 月 4 日	
路線数	9	4	13
営業キロ	195.1 km	109.0 km	304.1 km
駅数	179	106	285
客車保有車数	2,728	1,146	3,874
輸送人員	7,067 千人/日	2,596 千人/日	9,663 千人/日

この表からわかるように、東京メトロは歴史も古く、まもなく開業後 90 年を迎えようとしている。また、9 路線 195.1 km (図 2-1-2) を営業しており、1 日当たりの平均輸送人員が約 706.7 万人 (2015 年度実績) であるが、1 km 当りの輸送人員は、都営地下鉄のそれと比較すると、約 1.5 倍にも及んでいる。それだけ、東京メトロの地下鉄は、乗客に利用されている重要な路線であると考えられる。

また、銀座線および丸ノ内線を除く 7 路線においては、図 2-1-2 に示すように他線との相互直通運転を実施しているが、その総延長距離数は 532.6 km になり、東京メトロは、東京圏で巨大なネットワークを形成する重要な幹線鉄道の役割を担っていることがわかる。



図 2-1-2 東京メトロの路線網

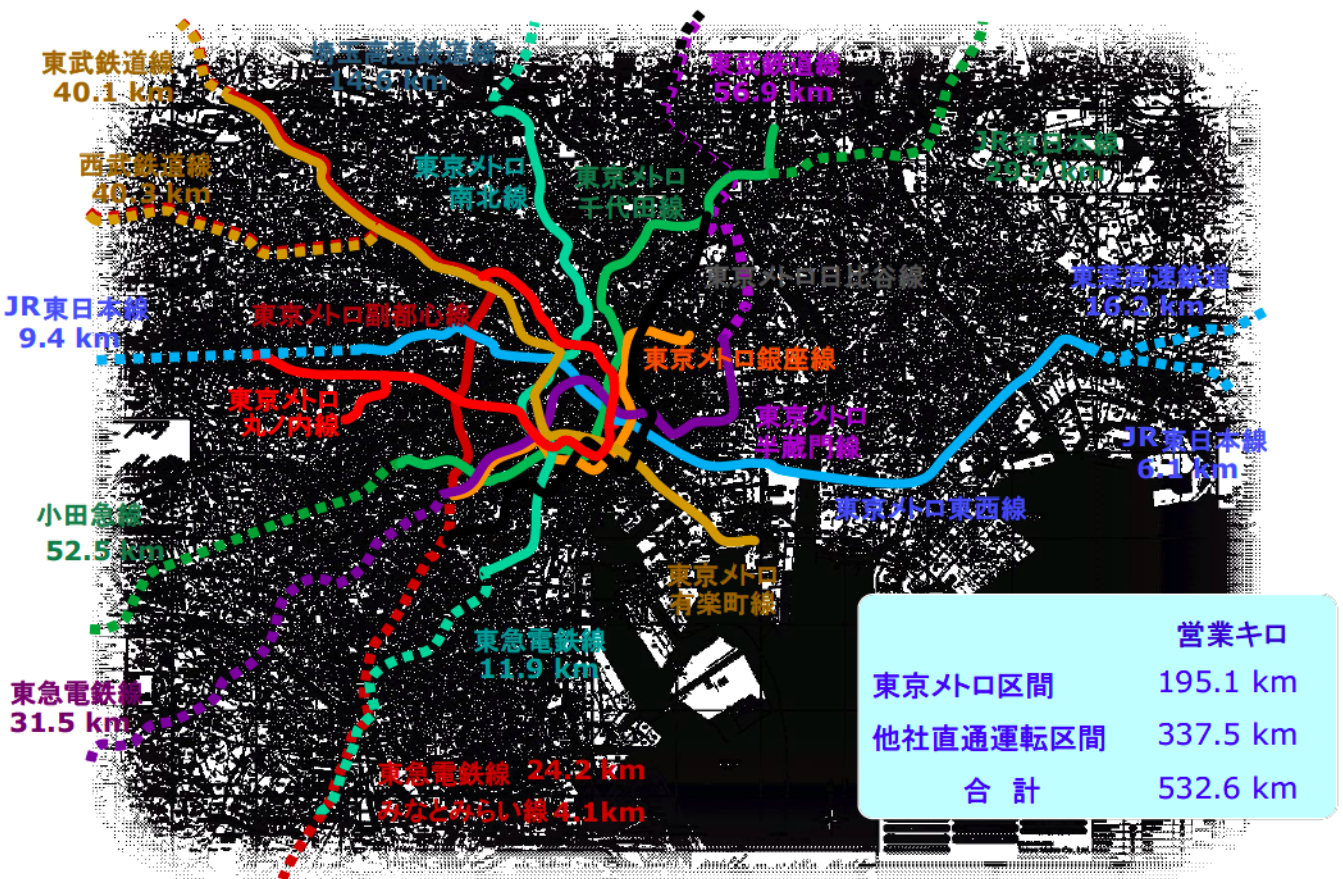


図 2-1-3 他社との相互直通運転区間を含めた東京メトロ路線網⁵⁾

2.1.2 東京メトロの構造物

次に、東京メトロの構造物について着目する。各路線における種々の構造物の延長を表 2-1-3 に、構造物の種類別割合を図 2-1-4 に、構造物の種類の写真写真 2-1-1 に示す。

構造物の総延長は、営業線延長より 800 m 長い 195.9 km である。その中で、トンネルの延長 (166.8 km) は、構造物総延長の 85 % を占めている。残りの 15 % は、地上構造物の橋梁、高架橋、その他 (石積擁壁やパネルによる盛土・切土) で構成されている。

表 2-1-3 東京メトロ各路線における構造物の延長⁶⁾

路線名	トンネル	橋 梁	高架橋	その他	合 計	全通年次
銀座線	14,053 m	152 m	194 m	109 m	14,508 m	1939 年
丸ノ内線	25,798 m	222 m	236 m	1,720 m	27,976 m	1962 年
日比谷線	17,342 m	543 m	1,401 m	1,390 m	20,676 m	1964 年
東西線	17,071 m	2,879 m	9,930 m	1,558 m	31,438 m	1969 年
千代田線	19,057 m	1,000 m	3,987 m	911 m	24,955 m	1979 年
有楽町線	26,445 m	258 m	1,612 m	1,025 m	29,340 m	1988 年
半蔵門線	16,846 m	0 m	0 m	0 m	16,846 m	2003 年
南北線	21,445 m	0 m	0 m	0 m	21,445 m	2000 年
副都心線	8,760 m	0 m	0 m	0 m	8,760 m	2008 年
計	166,817 m	5,054 m	17,360 m	6,713 m	195,944 m	—

地下構造物を見ると、『開削トンネル構造』と『シールドトンネル構造』の 2 種類に分類されるが、トンネル延長 166.8 km のうち開削トンネル構造は 117.5 km (70.4 %), 残りの 49.3 km (29.6 %) がシールドトンネル構造となっている。

構造物の種類	延長(m)	割合
トンネル	166,817	85.1%
橋 梁	5,054	2.6%
高架橋	17,360	8.9%
その他	6,713	3.4%
合 計	195,944	100.0%

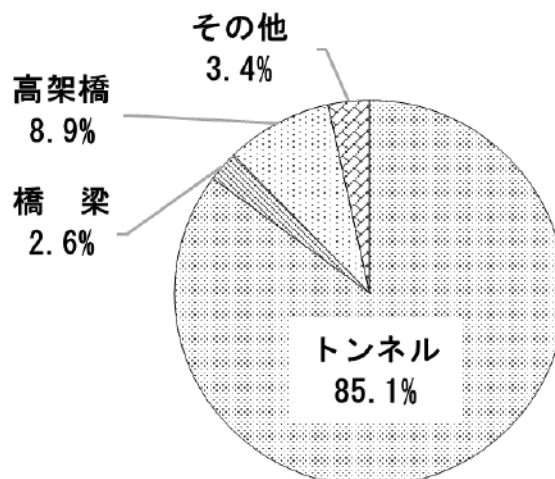
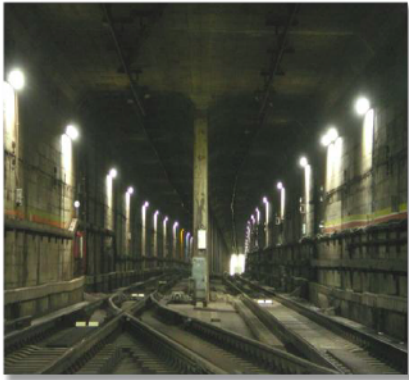


図 2-1-4 東京メトロの土木構造物の種類別の割合



開削トンネル



シールドトンネル



橋 梁



高 架 橋



石積み擁壁

写真 2-1-1 土木構造物の種類

図 2-1-5 には、各路線構造物の建設後の経過年数、図 2-1-6 には構造物の建設後の経過年数の延長、図 2-1-7 には構造物の建設後の経過年数の割合を示す。

これらからわかるように、建設後 40 年以上（1975 年以前）経過したものが 6 割を超えるが、銀座線や丸の内線は、建設後 50 年以上経っており、長い歴史を持っている。また 30 年以上経過した区間も含めると 7 割を超えていることがわかる。

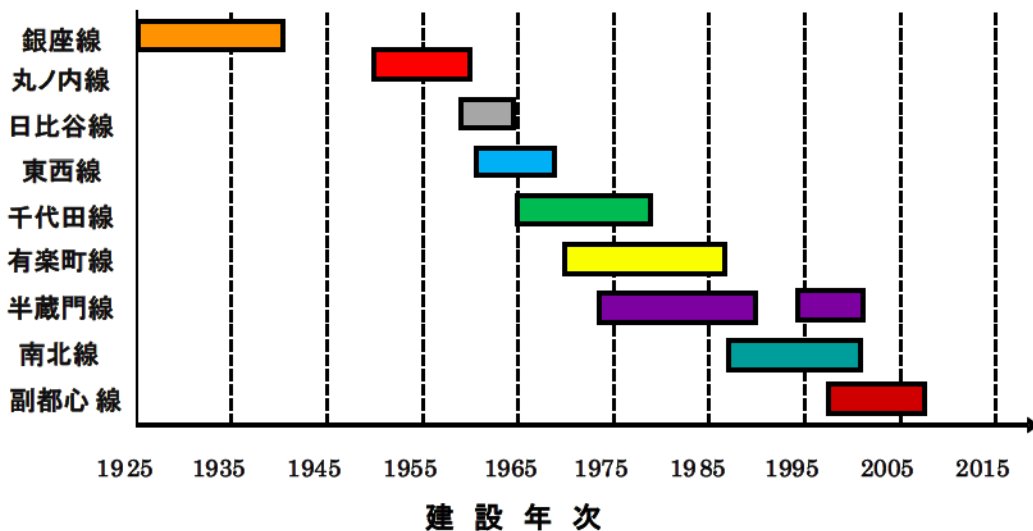


図 2-1-5 各路線構造物の建設後の経過年数

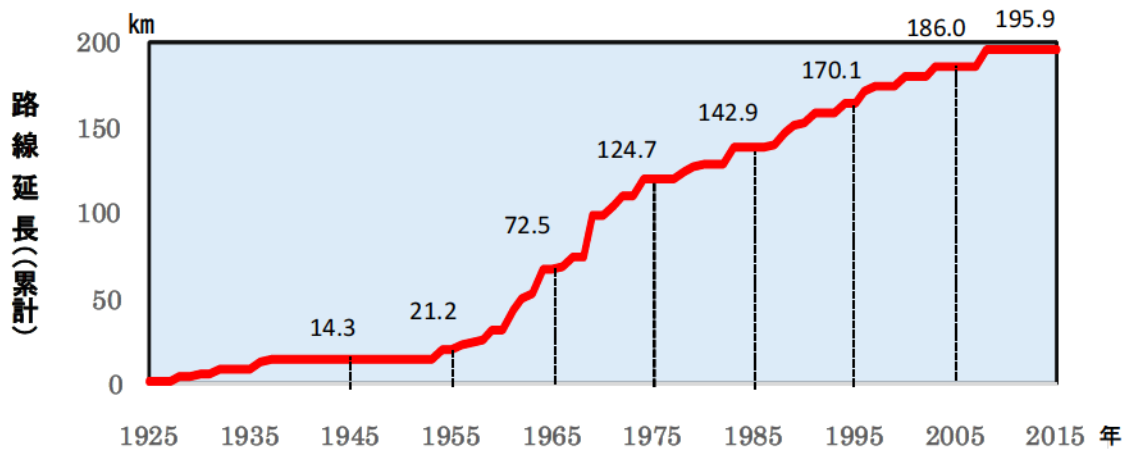


図 2-1-6 構造物の建設後の経過年数とその延長⁷⁾

構造物の経過年数	延長 (km)	割合
60年以上	21.2	10.8%
50～60年	51.3	26.2%
40～50年	52.2	26.6%
30～40年	18.2	9.3%
20～30年	27.2	13.9%
10～20年	15.9	8.1%
10年未満	9.9	5.1%
合計	195.9	100.0%

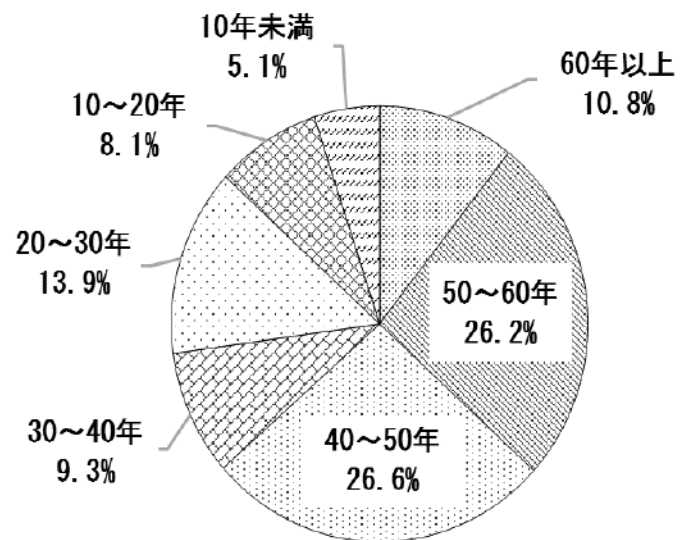


図 2-1-7 構造物の建設後の経過年数の割合

2.1.3 銀座線開業までの歴史

東京メトロの地下鉄の中で、一番古い歴史をもつ銀座線に着目してみる。

最初に、銀座線の歴史について説明する。銀座線は、1927（昭和2）年12月に浅草～上野間 2.2 km を開業後、順次路線を延長し、現在は浅草～渋谷間延長 14.3 km、一日約 106 万人のお客様にご利用いただいている東洋一古い地下鉄である（図 2-1-8）。

日露戦争、第一次世界大戦を経て発展した我が国の産業を背景として拡大した東京においては、路面電車だけでは交通需要に追いつかなくなり、交通混雑が大問題となっていた。

そうした中、混雑解消のための地下鉄の有効性を確信していた早川徳次（のりつぐ）は、1920（大正9）年8月、独力で「東京地下鐵道株」を設立し、資金調達や難工事に苦しみながらも、1927（昭和2）年、我が国最初の地下鉄浅草～上野間 2.2 km を開業させた。

その後も順次建設を続け、1934（昭和9）年に浅草～新橋間 8.0 km を開業させた早川は、「地下鉄の父」とも呼ばれている。

現在の銀座線の前身は、浅草～新橋間（1934（昭和9）年6月21日開業）を運営する「東京地下鐵道(株)」と渋谷～新橋間（1939（昭和14）年1月15日開業）を運営する「東京高速鐵道(株)」の2社で経営されていたため、当時は、新橋駅で一度改札口を出てから両社間の乗り継ぎを行っていた。この不便を解消するため、1939（昭和14）年9月から両鉄道会社による浅草～渋谷間の相互直通運転が開始された。

その後、1941（昭和16）年7月4日、帝都高速度交通営団法に基づき「帝都高速度交通営団（本論文では“東京メトロ”に統一して呼称する。）」が設立され、両鉄道会社から営業路線を譲り受けて“銀座線”として業務を開始し、2004（平成16）年4月1日からは、東京地下鉄株式会社法により特殊会社になった『東京地下鉄(株)』の銀座線として営業を行っている。

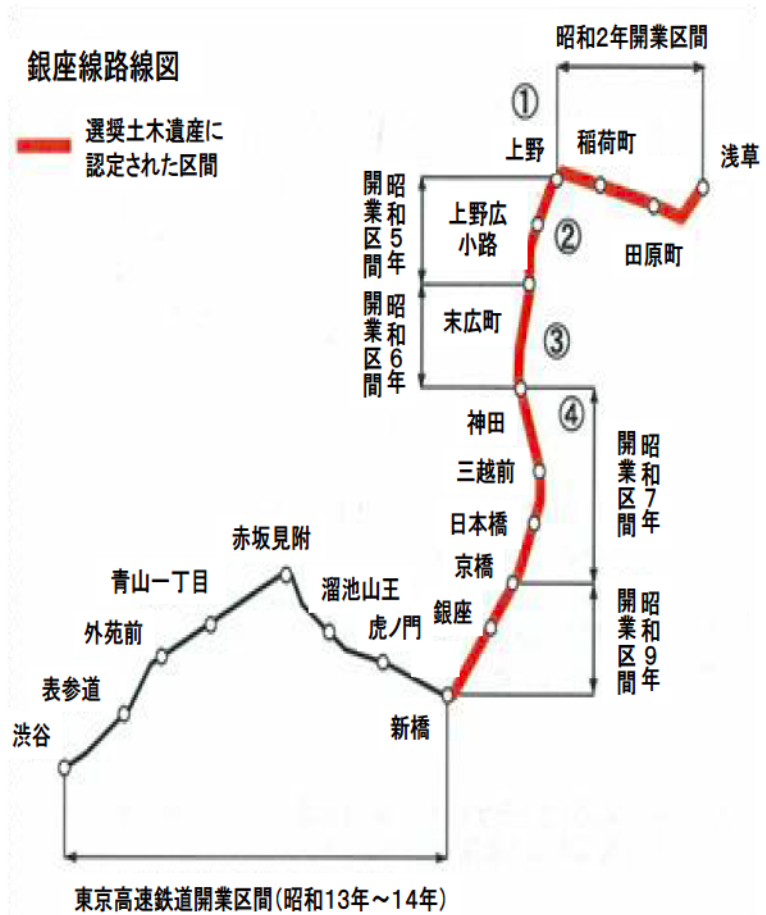


図 2-1-8 銀座線路線図

2.1.4 銀座線の建設の変遷

(1) 浅草～新橋間の建設状況

浅草～新橋間（東京地下鐵道株式会社により、1934（昭和9）年6月21日開業）の建設については、『東京地下鐵道史』に詳述されているため、これをもとに建設の歴史を抽出することにする^{8), 9)}。

1920（大正9）年8月29日に「東京地下鐵道株式会社」が創設され、同年11月、鉄道省技師八田嘉明氏に海外の地下鉄の視察を委託した。また、1921（大正10）年2月8日から路線の測量を開始し、芝～品川～高輪間を11月に完了した。地質調査については、1921（大正10）年3月から、品川～上野～浅草および上野～南千住区間の5.9 km に渡って193地点で開始した。

1924（大正13）年4月、ドイツシーメンスのルードル・ブリスケ技師を技術顧問に招聘し、1925（大正14）年4月起工、浅草駒形河岸に土砂搬出用栈橋を設置、地下埋設物の移設を行い、同年9月、最初の工事区間となる第一工区浅草～上野間を、大倉土木株式会社の請負で工事着手した。その後の各工区の施工については、表 2-1-4 に記載する。

表 2-1-4 銀座線浅草～新橋間の建設の歴史⁹⁾

工区	区間	延長(m)	起工年月日	営業開始年月日	請負者
第1工区	浅草～上野	2,163.0	1925(大正 14). 9.27	1927(昭和 2).12.29	大倉土木
第2工区	上野～萬世橋	1,774.0	1927(昭和 2). 7.10	1929(昭和 4).12.31	大林組
第3工区	萬世橋～神田	719.0	1929(昭和 4). 6. 7	1931(昭和 6).11.30	清水組
第4工区	神田～三越前	571.0	1931(昭和 6). 2.25	1932(昭和 7). 4.29	大倉土木
第5工区	三越前～日本橋	538.0	1931(昭和 6).10.10	1932(昭和 7).12.24	大倉土木
第6工区	日本橋～京橋	647.0	同上	同上	間組
第7工区	京橋～銀座	885.0	1933(昭和 8). 1. 7	1934(昭和 9). 3. 3	間組・大倉土木
第8工区	銀座～新橋	636.0	1933(昭和 8). 4.10	1934(昭和 9). 6.21	大倉土木
浅草停車場拡張工事		64.0	1930(昭和 5).10.25	1931(昭和 6). 8.15	大倉土木

(2) 新橋～渋谷間の建設状況

渋谷～新橋間（東京高速鐵道株式會社により、1939（昭和 14）1月 15 日開業）の建設については、『東京高速鐵道建設工事概要』に記述されているので、これをもとに建設の歴史を抽出する¹⁰⁾。

新橋～渋谷間は、東横電鉄会社(現東急電鉄)が東京高速鐵道株式會社を設立して、渋谷線と称して建設した。

地質をみると、渋谷付近は洪積層の安定した地盤で、その上部の大部分は関東ローム層であった。その下は、成田層の粘性土、さらに下には礫層が存在するが、地下鉄の工事での深さまでは掘削しなかったようである。青山一丁目付近は、成田層の下に第三紀層の凝灰質粘性土が現れたところもあったが、概ね地質が良好で地下水も少なかった。このようなことから、これら硬質地盤での工事は極めて順調であった。

溜池から新橋間は、昔、神田川の旧流域であった。この区間の地質は、侵食作用で出来た溪谷に上流から流された土砂が沈殿して出来た軟弱な沖積層で、腐植土、粘土、砂質粘性土等の滞積したもので、地質は非常に悪く、施工は渋谷付近と比べ難しかったようである。

新橋～渋谷間の各工区の施工について、表 2-1-5 に記載する。

表 2-1-5 銀座線新橋～渋谷間の建設の歴史¹⁰⁾

工区	区間	延長(m)	起工年月日	営業開始年月日	請負者
第1工区	新橋～虎ノ門	1,167.0	1935(昭和 10).10.18	1939(昭和 14). 1.15	鉄道省委託 大倉土木
第2工区	虎ノ門～ 赤坂新町1丁目	1,350.0	1936(昭和 11). 5.11	1938(昭和 13).11.18	鹿島組
第3工区	赤坂新町1丁目～ 青山4丁目	1,930.0	1936(昭和 11). 3. 7	1938(昭和 13).11.18	間組
第4工区	青山4丁目～ 宮益坂	1,600.0	1935(昭和 10).12. 6	1938(昭和 13).12.20	大倉土木
第5工区	宮益坂～中道路	664.0	1937(昭和 12). 3. 1	1938(昭和 13).12.20	鹿島組
	中道路～大和田		1937(昭和 12).11.30	1938(昭和 13).12.20	安藤組

2.1.5 銀座線の構造物

(1) 銀座線トンネルの構造形式

銀座線トンネルの構造形式は、建設された年代や施工条件等から種々の形式で造られている。表 2-1-6 に、各区間の構造形式を示す。この表より、構造形式は大きく次の3つに分割されていることがわかる。

- ①浅草～末広町間 …………… 鉄鋼框構造（框とは、H型鋼材による枠のことをいう。）
- ②末広町～京橋間 …………… 鉄鋼框構造+RC 中壁構造
- ③京橋～渋谷間 …………… RC 箱型ラーメン構造

以下、銀座線の中で、特徴のある構造物について、詳述する。

(2) 鉄鋼框構造

鉄鋼框構造は、開削工法によりトンネル縦断方向に一定間隔で鋼材の框（H型鋼材による枠）を並べ、框間は鉄筋コンクリートの上床・側壁・下床スラブが配置された箱型トンネルである（図 2-1-9）。

浅草～京橋間のトンネルは、框構造が多く採用されている。

框の間隔は、浅草～上野間では5フィート（1,524 mm：鉄鋼框X型）（写真 2-1-2）としたが、その後、検討を重ね、上野以南では7フィート6インチ（2,286 mm：鉄鋼框Y型）（写真 2-1-3）を標準としている。

この框間隔を広くしたねらいは、主構造である鉄鋼框を薄い鉄筋コンクリートで覆うことにより、材料と工事費のコストダウンを図ったものであると考えられる。

表 2-1-6 銀座線トンネルの構造形式¹⁾

位置 (区 間)	構造形式	備 考
浅草 ~ 上野間	鉄鋼框構造X型	框間隔 5 フィート (1,524 mm)
上野 ~ 末広町間	鉄鋼框構造Y型	框間隔 7 フィート 6 インチ (2,286 mm)
末広町 ~ 神田間	鉄鋼框構造Y型	框間隔 7 フィート 6 インチ (2,286 mm) 鉄筋コンクリート中壁 (一部, アーチ型隧道区間有り)
神田 ~ 京橋間	鉄鋼框構造Y型	框間隔 7 フィート 6 インチ (2,286 mm) 鉄筋コンクリート中壁
京橋 ~ 青山一丁目間	RC 箱型ラーメン構造	鉄筋コンクリート中壁, 中柱
青山一丁目 ~ 表参道間	RC 箱型ラーメン構造	鉄筋コンクリート中柱
表参道 ~ 渋谷間	RC 箱型ラーメン構造	鉄筋コンクリート中壁, 中柱, 地上部高架橋

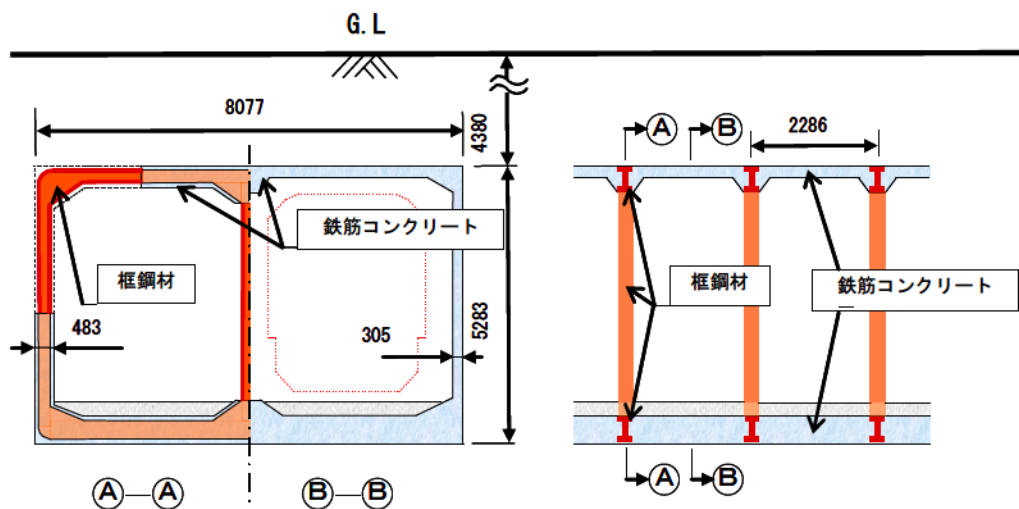


図 2-1-9 鉄構框構造Y型イメージ図¹⁾



写真 2-1-2 上野駅の鉄構框構造¹⁾



写真 2-1-3 神田駅～三越前駅間の鉄構框構造¹⁾

(3) 神田川河底トンネル

神田川河底トンネルの施工時期は、『帝都震災復興計画』に基づく萬世橋架け替えと同時期であったため、これを東京市に委託している。

市では架橋に先立ち、まず河底にトンネルを造り、その上に鉄筋コンクリート製の萬世橋を架ける工法を採っている。橋台を受けるトンネル部は、他部より大きな荷重を受けるため、橋台直前においてトンネルを分離構造にするとともに、漏水防止のために防水層の他に鉄板を挿入している。さらに、橋台荷重の水平分力に抵抗するようトンネル底を地盤に咬みこませている。この部分は、防水層4層を施した中壁を有する箱型鉄筋コンクリートトンネルとなっている。これは日本初の河底トンネルであり、その延長は約50m、幅は約9.4mの構造を有している(図2-1-10)。

また、河底が第3紀層の硬質粘性土であったため、工事中は、その前後を鋼矢板で締め切っているが、川の中央に据え水を流し、船の往来に使ったようである。

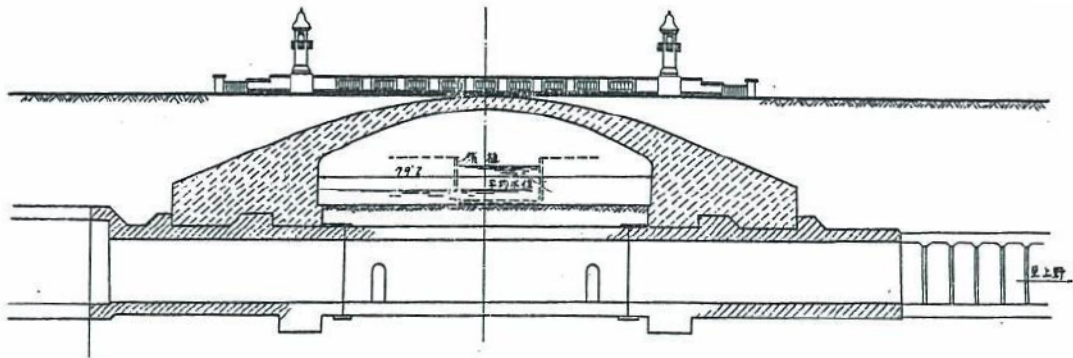


図 2-1-10 神田川河底トンネル構造図¹⁾

(4) 神田須田町トンネル

前述の神田川河底トンネルから須田町交差点までの区間は、大部分が人家の直下であり、さらに河底トンネルから急勾配で上ったとしても、土被りがかなり深いことから、都市部でありながら非開削の山岳工法で計画している。

この区間は、震災復興工事による道路の建設により、工事着手時には道路面直下となったが、当初計画通り山岳トンネル工法で築造している。このアーチ型トンネル(写真2-1-4)は、無筋コンクリートで、延長約130m、幅約11mである。

施工は、地表面沈下を防ぐため、まず2箇所立坑を掘り、その底からさらに井戸を掘って地下水をポンプで汲み上げ、付近の地下水位を下げて作業を進めている。次に、側壁部分に底設導坑を掘り、覆工を打設し、順次に同じ作業を繰り返して、9個の導坑により覆工部分を構築した。その後、トンネル覆工内の核部分の地盤を掘削している。

覆工の背面は、支保工材を埋設して、空隙のないようにコンクリートを充填し、トンネル上部の地盤沈下を抑えている。またインバートには鉄筋を入れてコンクリートを打設し、覆工を完成させている。

トンネル断面部の地盤は、神田川側は土丹および砂質土層であり、須田町側は粘性土層

である。2つの立坑は、いずれも側壁位置で、反対側の側壁位置まで横坑を掘って施工した。

覆工には、予め直径2インチの鉄管を37箇所埋め込んでおき、覆工完成後、背面空洞の充填による地表面沈下防止と防水効果を目的に、セメントモルタルを圧搾空気によって注入している。総注入量は、5,727立方フィート（約162 m³）に及んでいる。



写真 2-1-4 末広町駅～神田駅間アーチ型トンネル^{1 2)}

(5) 龍閑川（りゅうかんがわ）河底トンネル

神田～三越前間の今川橋位置で龍閑川（現在は埋め立てにより消滅）を横断する。この今川橋の幅は27.45 mで、前後の街路幅と同じであり迂回するのが困難であったことから、橋梁直下でトンネルを建設した。

今川橋は、鋼製桁を渡しコンクリート版で覆った径間8.84 mの橋梁である。また、本流は小さな掘割で、干潮時には水深0.30 m内外、満潮時には2.13 mとなる水路である。

施工は、路面の一部を壊し、橋台をトンネル構築の幅に合わせて改築する方法が取られた。鋼矢板切開き覆工法により掘削したが、橋台を取り壊して切梁を設置し、鉄筋コンクリートの中央隔壁を構築した。橋台の基礎は7.32 m長の松丸太が打設してあったが、トンネルの中段以深は土丹であり、施工しやすかったようである。

2.1.6 銀座線建設時における設計法

(1) 銀座線各工区の設計方針^{1 1)}について

銀座線の設計については、建設区間ごとに少しずつ変遷を経て行われてきた。

第1工区浅草～上野間のトンネル構築の設計にあたっては、ベルリンやニューヨークなどになった設計を採用した。I型鋼の枠を約1.5 mおきに配置し、これを鉄筋コンクリートによって包み込む設計を試み、地下鉄トンネル計算の基礎を作ることにつながった。複線部においては、この鉄構枠ごとにH型鋼を建てて中柱とし、駅部においては、鉄構枠の間隔は変えずに、中柱の上下に縦桁を設けることで間隔を約4.5 mに広げた。

第2工区上野～萬世橋間においては、荷重を鉄筋コンクリートから鉄骨に集中させ、鉄骨によって総荷重に対抗するものとして設計した。各種土被り圧に対しコスト比較を行い、鉄構枠の間隔を約2.3 mとした。このように、トンネル構築を鉄骨鉄筋コンクリートの仕様で決定したのは、諸外国での使用例があったことに加え、鉄構枠がトンネル施工中の路面荷重を支持する支保工となること、鉄筋コンクリート型枠を取り付けるのに便利であること、が理由であった。

しかし、第3工区の萬世橋～神田間では、路面荷重を受ける中間杭が不要である複線部で、施工中に鉄構框を支保工として利用することも少なく、型枠設置にしても鉄構框を支持に利用する以外の方法が必ずしも不経済でないことが判明した。また、該区間工事中の切梁等支保工が非常に輻輳していることから、鉄骨組立に時間と手間を要するため、複線部においては鉄筋コンクリートを採用した。

第4工区では、再び複線部に鉄骨を使用しているが、これは余った鉄骨材料を利用したものである。

(2) 構築の型について

銀座線の構築は、駅部・複線部・その他特殊部に大別されるが、それぞれ曲線半径や土被り圧等の条件ごとに内空や荷重が変化するため、鉄構框の型のパターンが異なる。各条件に応じて鉄構框の型を変えていくと種類が多くなり、製作、組立、施工にも多大の労力がかかることから、ある範囲で取りまとめ、総括的に設計を行うこととした。

表 2-1-4 に掲載した第1工区～第8工区に関する資料をもとに、その区間についての設計方針を記載する。

第1工区（浅草～上野間）

この工区の駅部はいずれも相対式ホームであり、複線部構築の幅を両側に広げる形をとる。箱型とするとホーム下空間に電らん棚等を敷設するには、空間が大きすぎるため、稲荷町および上野駅ではホーム下空間の隅を斜めに切り取ることで、六角形の構築とした。この当時、これは海外にも例のない試みであった。

この工区は全て鉄筋コンクリート造であるが、その鉄構框構造の種別は複雑である。浅草～上野駅間 2.2 km に 1400 組あまりの鉄構框を設置し、少ないものでは2組という組数でその種別は細かく設定された。

この工区における構築内空寸法を図 2-1-11 および図 2-1-12 に示す。建築限界外余裕は 2.5 cm あまりしかない設計のため、細心の注意を要し、工事は困難を極めたが、大きな誤差もなく日本最初の例としてのちの工事の参考となった。

以上の配置によってトンネル構築を完成した昭和2年12月、同区間の開通後、上野停車場部の埋戻しにあたり、南北に隔離している2階部の中間を、2階鉄構框30組をもって接続して総2階とした。浅草駅も、昭和5年、東武鉄道浅草雷門駅と連絡する関係上、乗降場延長を標準長である約91 mに延長する拡張工事を施し、旧2階部に接続して平家部31組、2階部10組を増設した。

第2工区（上野～萬世橋間）

この工区においては、鉄構框はすべて国産山形鋼、平鋼の組合せ結構とし框間隔を約2.3 mと改め、図 2-1-13 および図 2-1-14 に示すように、建築限界外余裕を幾分広めた。応力計算の方法も、第1工区のように鉄骨を鉄筋と同様に取扱ったのを変更して、前述のように鉄筋コンクリートからの荷重を鉄構框に移し、鉄鋼框はその荷重に耐える強度を有するものとし、停車場内の鉄鋼框間隔は約4.6 mとした。

第1工区のように縦桁を使用せず、鉄構框の種別も統一範囲を拡大したが、複線普通部のみで28種672組の多きに達し、上野広小路、末広町両駅おける約4.6 mの間隔をとった

鉄構框は 42 組に達した。

第 3 工区（萬世橋～神田間）

第 2 工区と第 3 工区の間にある神田川河底トンネル部は鉄筋コンクリートとして、これに続く延長およそ 400 尺の区間は、隧道式工法による複線アーチトンネルとし、その他の区間は第 2 工区の設定標準に多少の改良を加えた構造框を使用した。

神田大通橋の橋脚付近では、単線トンネル 2 線としたことなどにより、神田駅部は初めて島式ホームを採用した。駅部の上野寄りには構築上に比較的長い複線幅の出入口通路を設け、それに隣接した箇所を神田変電所としたため、本工区は延長の割に鉄構框の種別が多い。鉄構框の天井材下端面および側壁材内面をコンクリートで薄く包む工法は、フランジ面にコンクリートが付着しにくいいため、天井と側壁柱のフランジ面はニューヨークの例にならぬ、第 3 工区から露出のままとした。本工区の構築断面を図 2-1-15 に示す。

第 4 工区（神田～三越前間）

この工区から複線普通部構築を鉄筋コンクリート造とすることを原則とした。鋼材価格が上がり、鉄筋コンクリート造とする方がはるかに安価であること、鉄構框は掘削工程に合わせて搬入する必要があり、その置場や組立などに課題が多かったことが理由である。ただし、鉄鋼材料の余りがあったこともあり、鉄構框構造を用いている箇所も存在する。本工区の構築種別の断面を図 2-1-16 に示す。

第 5 工区（三越前～日本橋間）

この工区は日本橋駅、同地下変電所以外はすべて鉄筋コンクリート造を標準としたが、大倉書店、昭和銀行の民地部直下のみは鉄骨鉄筋コンクリート造とし、将来 8 階までの建築物を建てることを可能とした。日本橋駅は白木屋高島屋の百貨店を結んで総 2 階としたため、多くの型が存在している。本工区の構築断面を図 2-1-17 に示す。

第 6 工区（日本橋～京橋間）

この工区の途中にある榎町においては、将来他の地下鉄道路線との交差を想定しており、さらに連絡通路を設けることも考え、構築幅を大きくし、鉄骨を使用している。また、京橋駅部以外の複線普通部においてはすべて鉄筋コンクリート造とした。本工区の構築種別の断面を図 2-1-18 に示す。

第 7 工区（京橋～銀座間）

銀座駅の直下においては、将来他の地下鉄道路線と交差予定であったため、トンネル直下の交差箇所にて他路線用に相対式ホームの一部を同時に築造した。この部分は 3 階の鉄構框を使用した。3 階鉄構框は高さ 13.2m、幅 16.4m 重量 1 框 37.7 Ton に達するものがある。駅部以外はすべて鉄筋コンクリート造とした。本工区の構築種別の断面を図 2-1-19 に示す。

第 8 工区（銀座～新橋間）

新橋駅部、変電所部、新橋角屋下部、新橋駅出入口小野式隧道工法実施部および新橋河川底隧道橋台下部の中央柱に鉄骨を使用した他はすべて鉄筋コンクリート造とした。本工区の構築種別の断面を図 2-1-20 に示す。

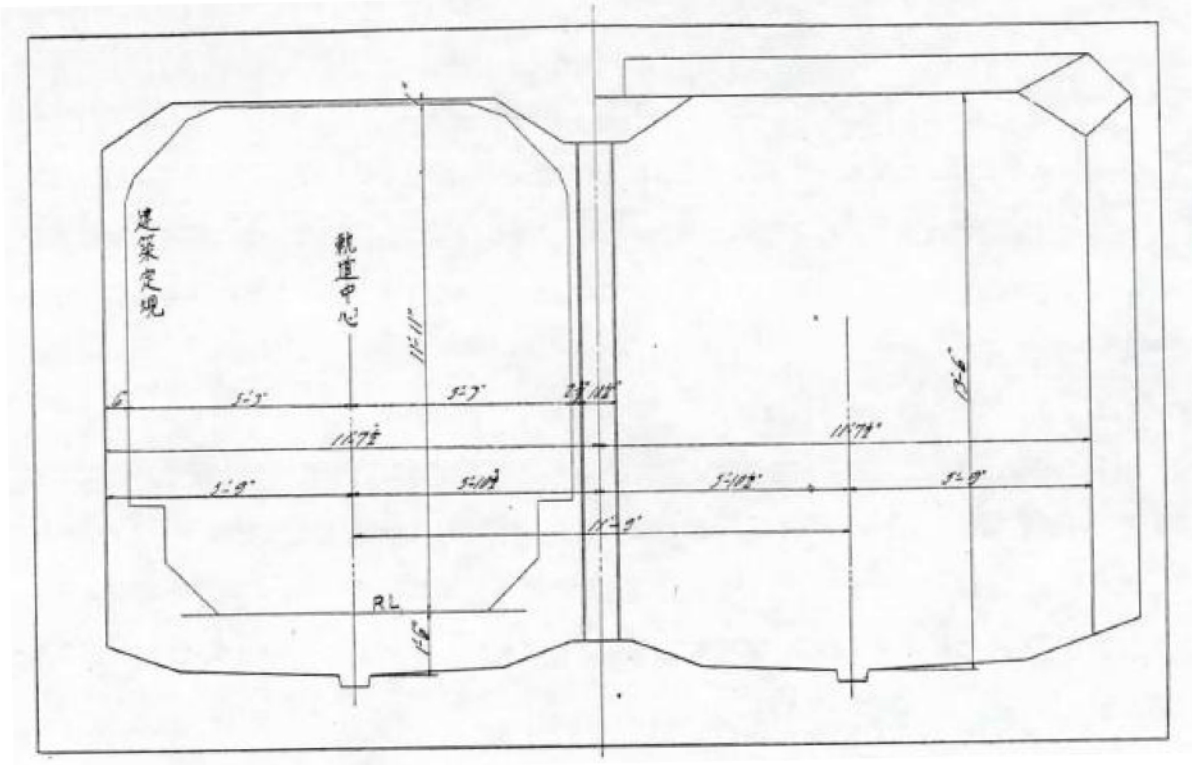


图 2-1-11 第 1 工区 直線部 構築内面寸法¹⁾

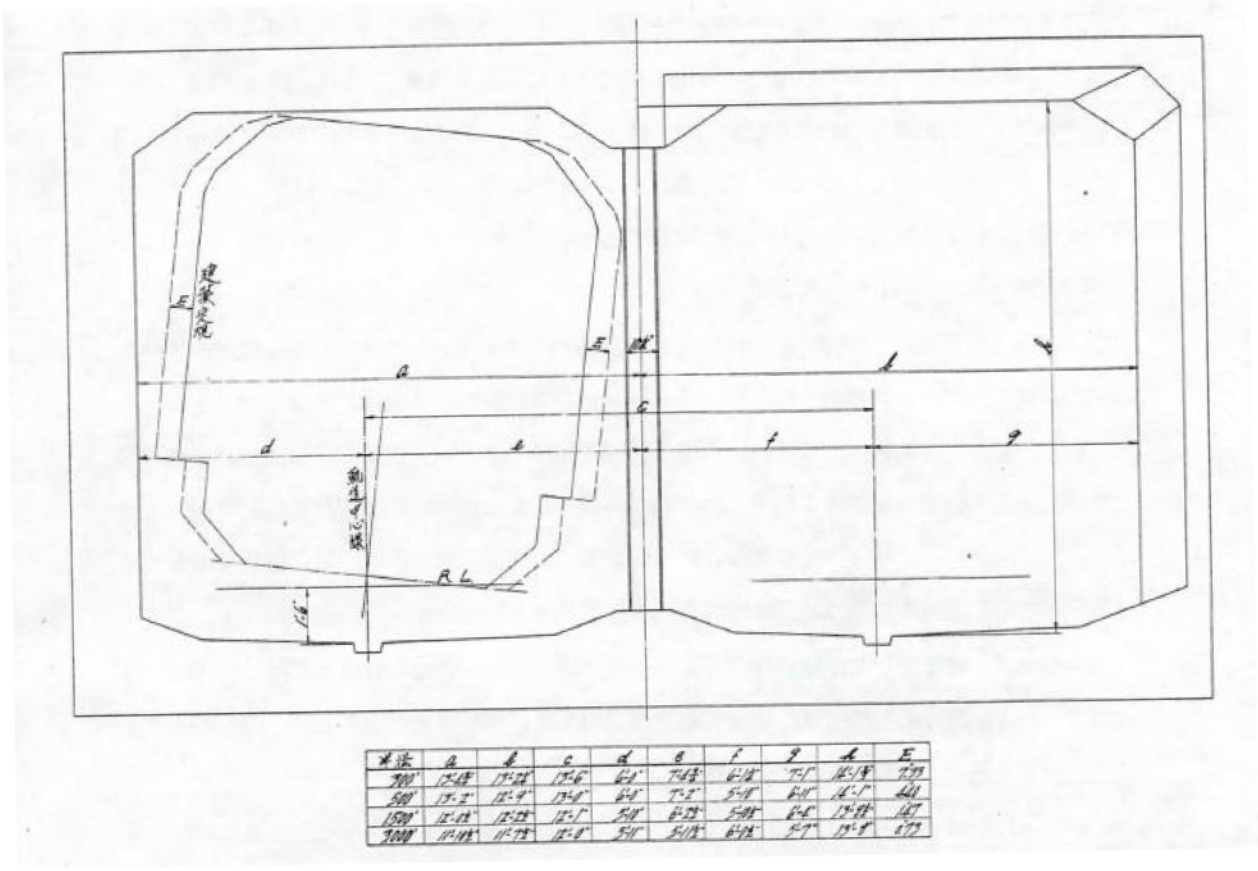


图 2-1-12 第 1 工区 曲線部 構築内面寸法¹⁾

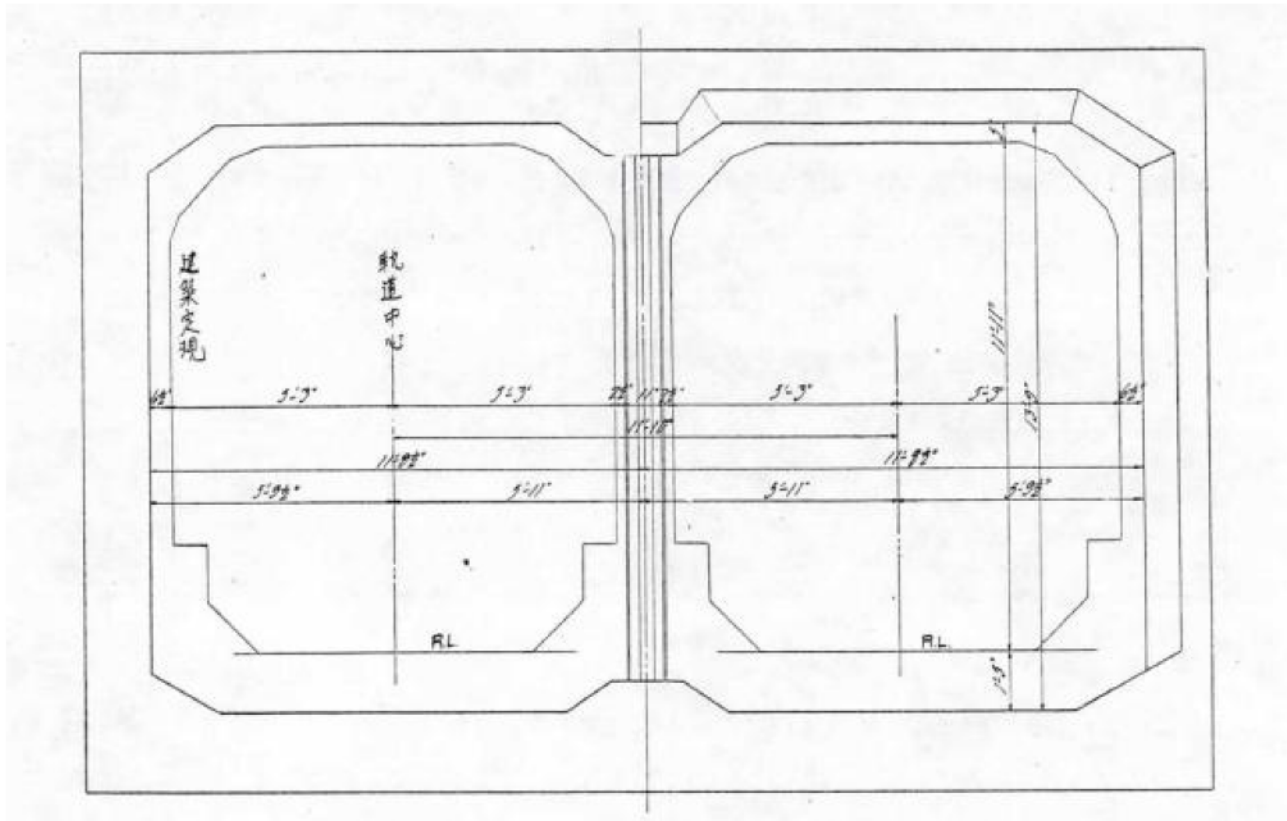


图 2-1-13 第 2 工区 直線部 構築内面寸法¹⁾

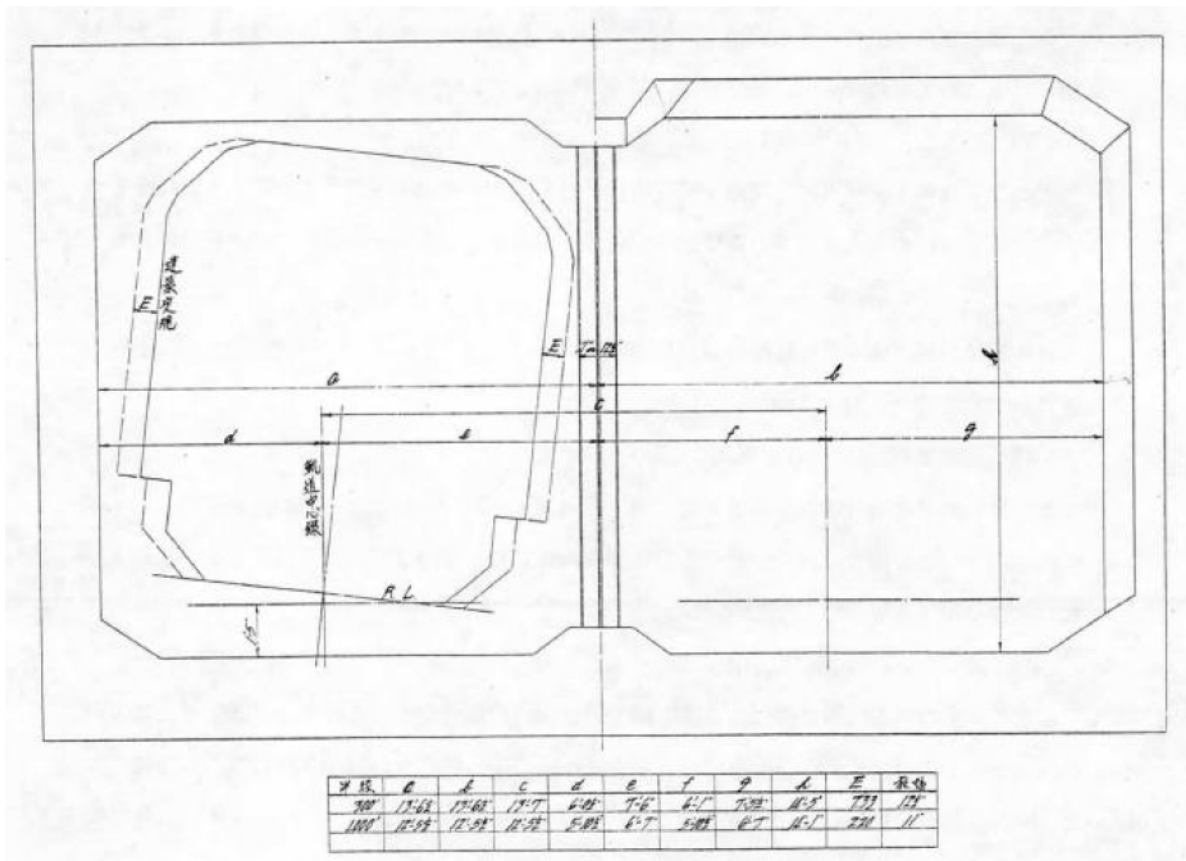


图 2-1-14 第 2 工区 曲線部 構築内面寸法¹⁾

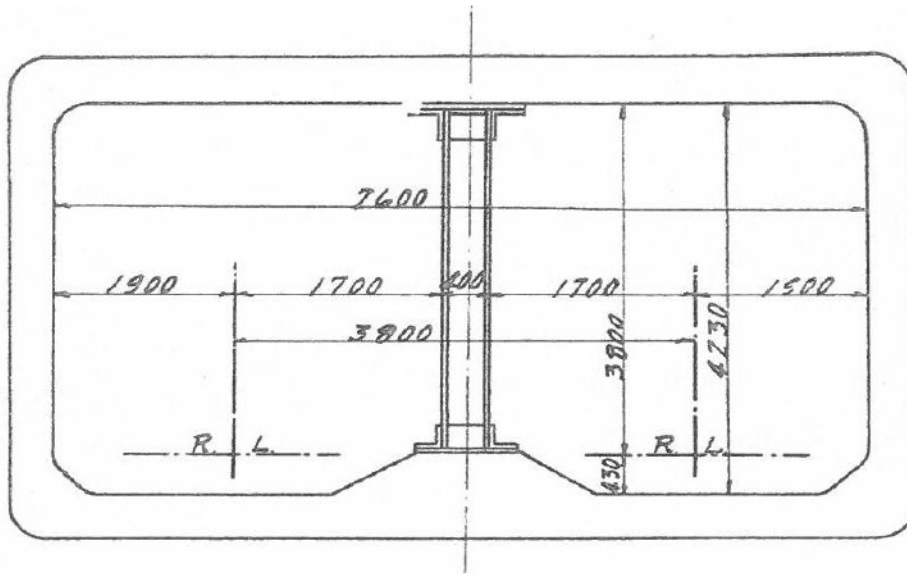


图 2-1-15 第 3 工区 構築断面图¹⁾

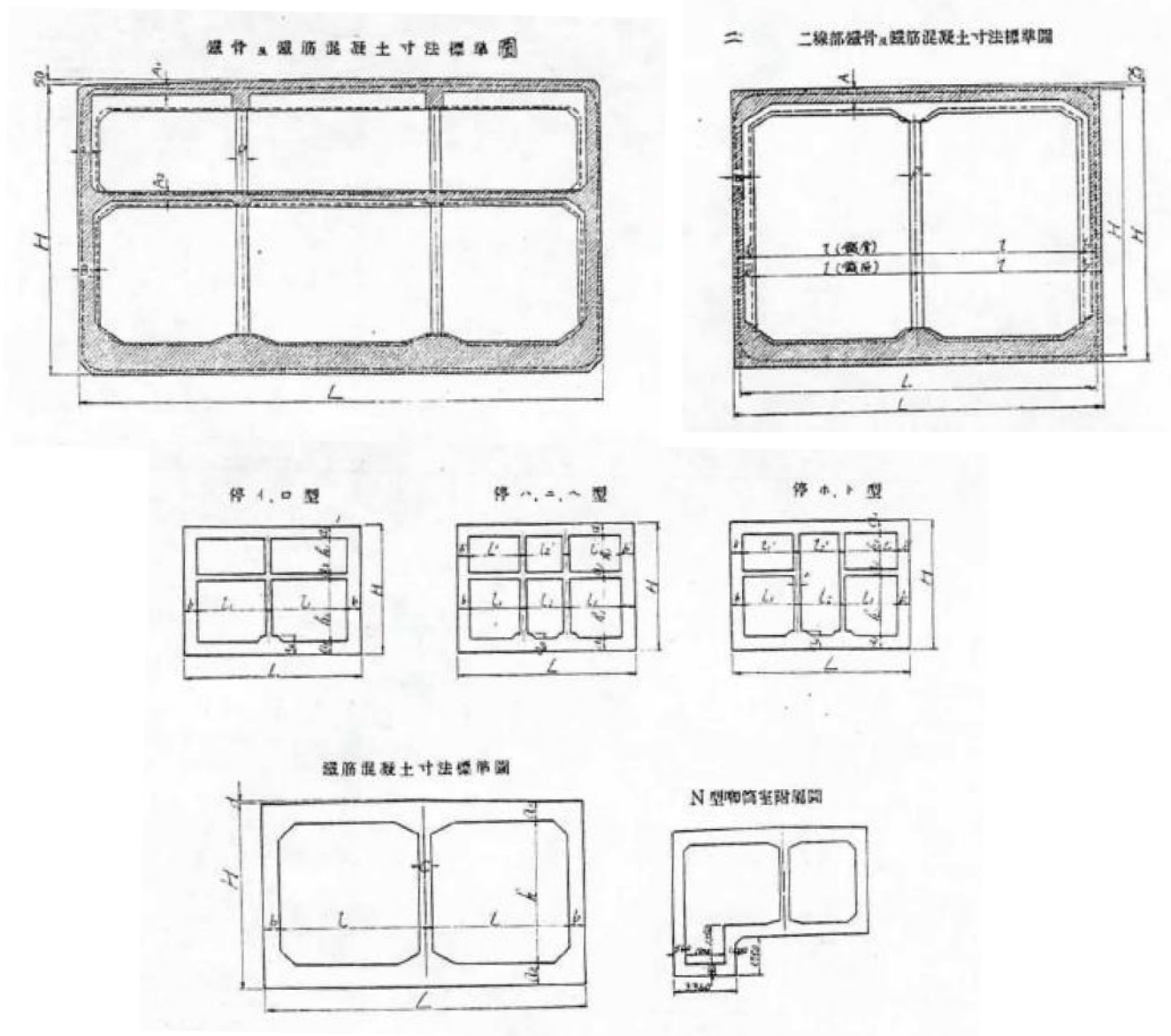


图 2-1-16 第 4 工区 構築断面图¹⁾

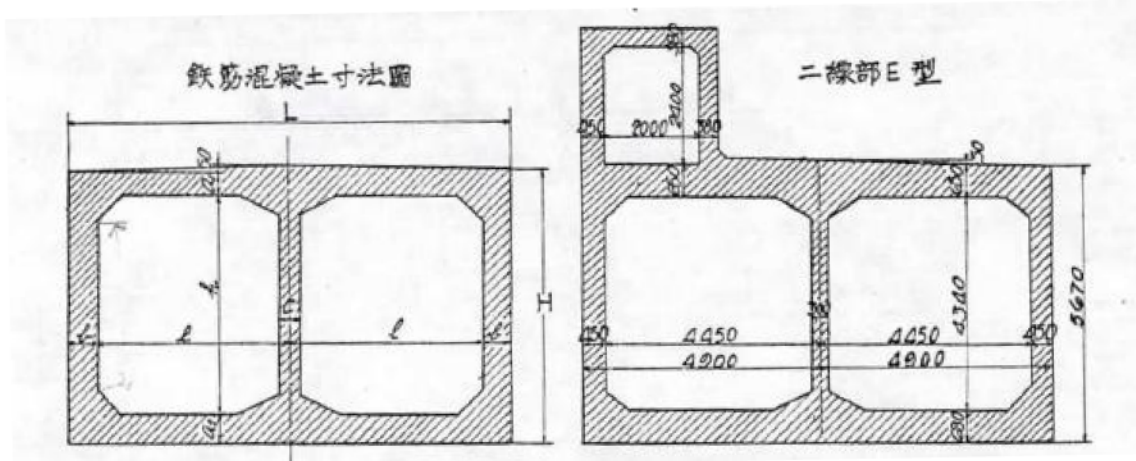
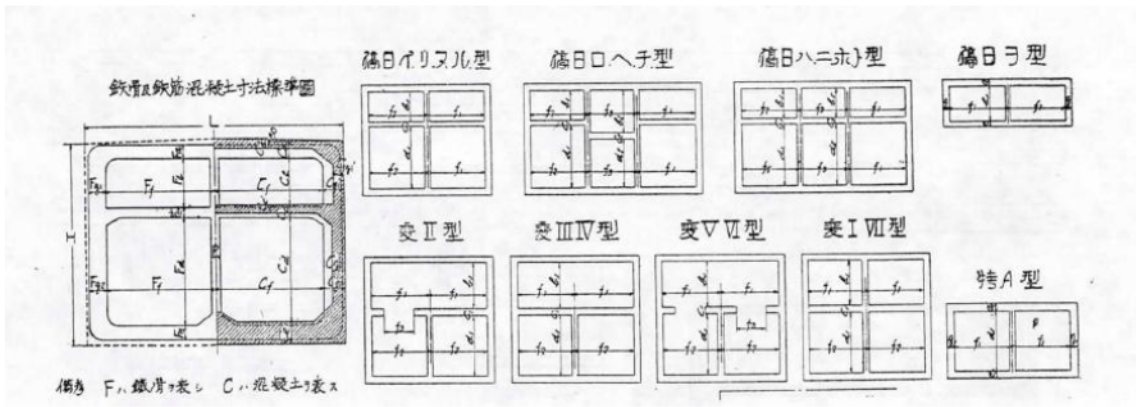


图 2-1-17 第 5 工区 構築断面图¹⁾

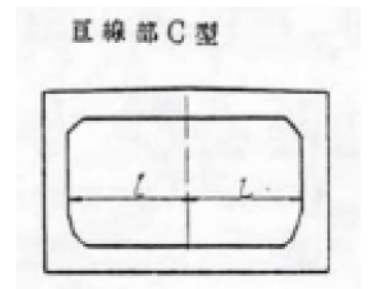
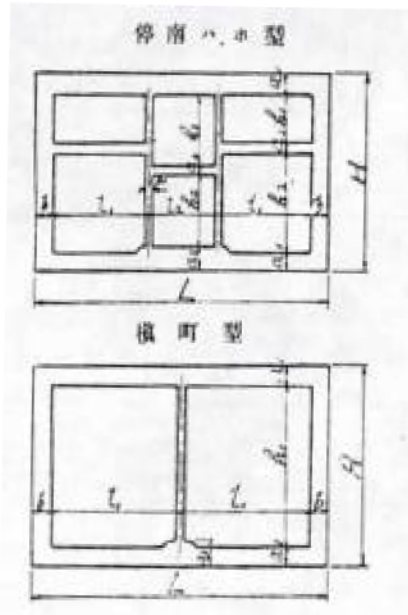
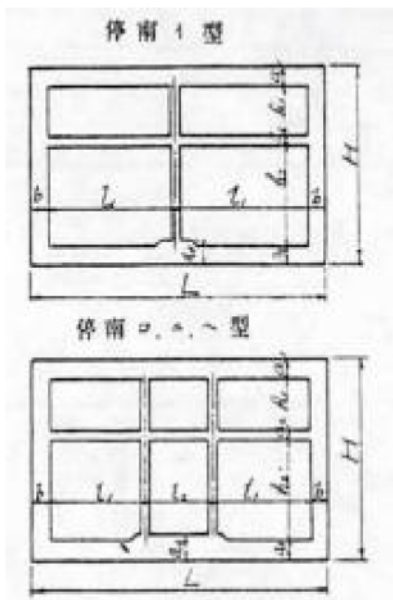
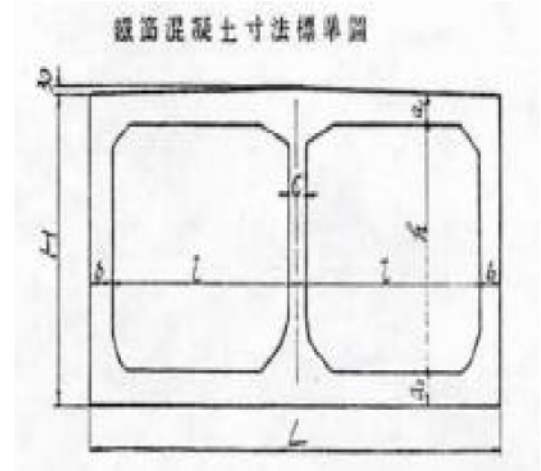
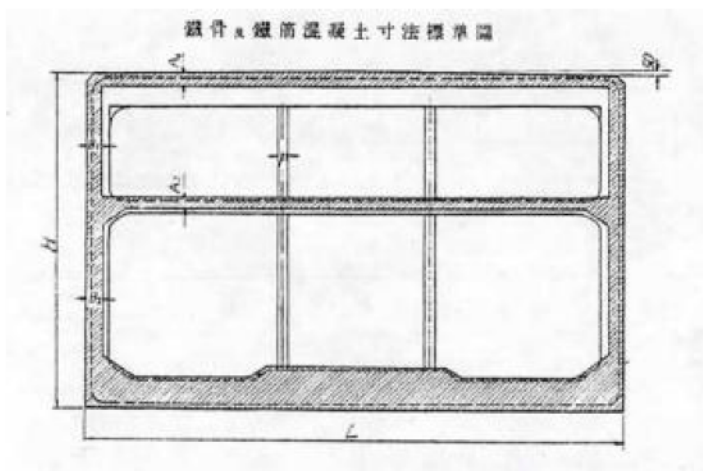
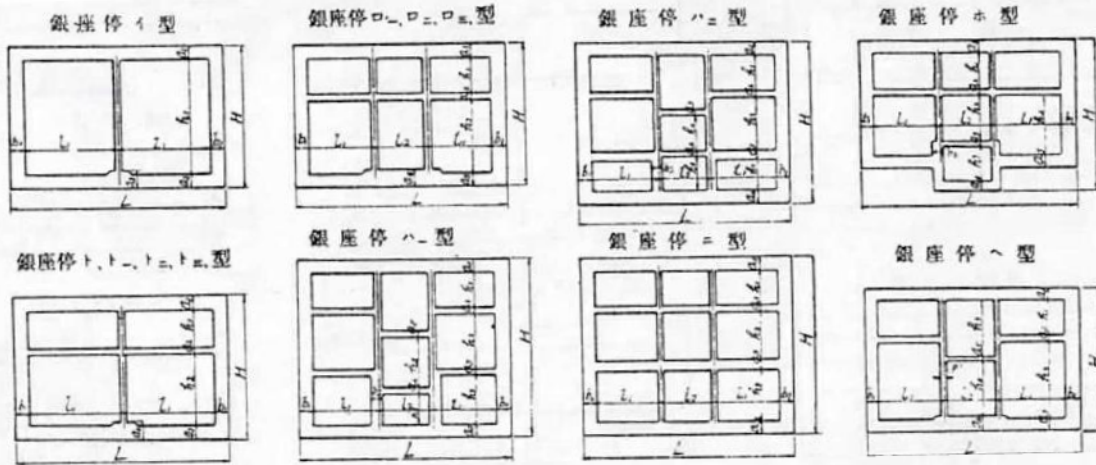
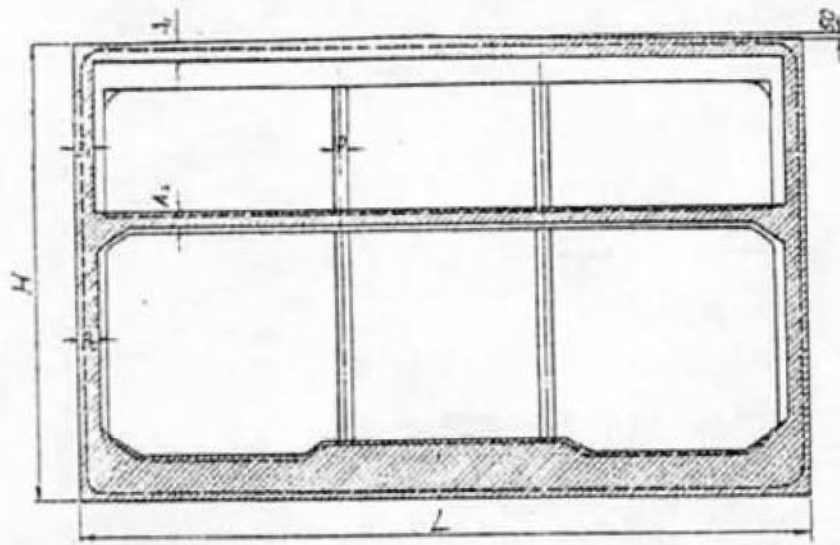
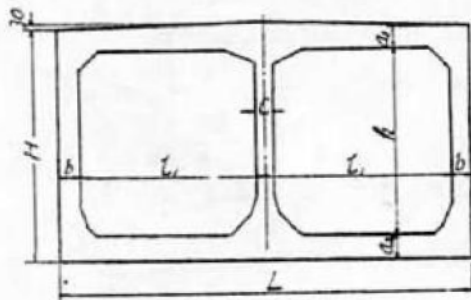


圖 2-1-18 第 6 工区 構築断面圖¹⁾

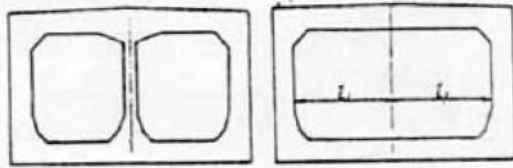
鋼竹及鐵筋混凝土寸法標準圖



鐵筋混凝土寸法標準圖



二線部A, B, C, E, F, H, 型 二線部 D 型



二線部G, G₂, 型 二線部 I 型

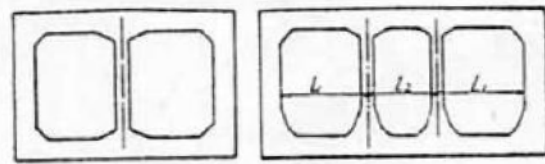


图 2-1-19 第 7 工区 構築断面图¹⁾

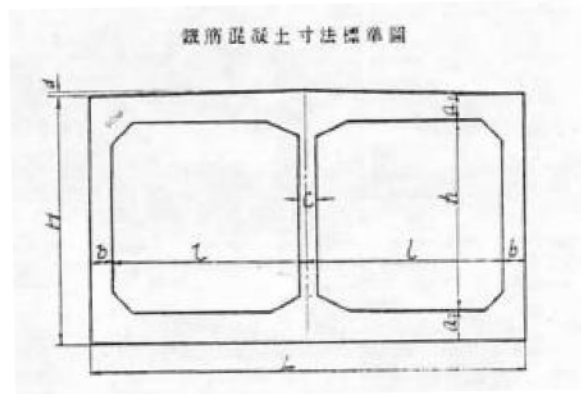
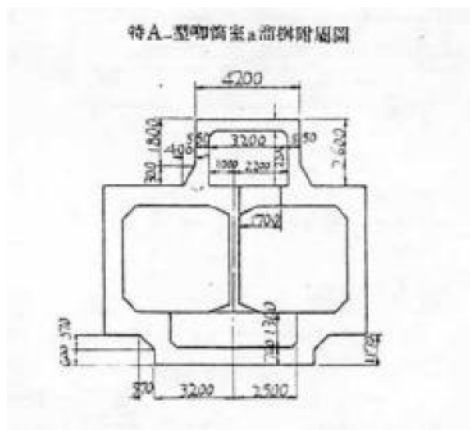
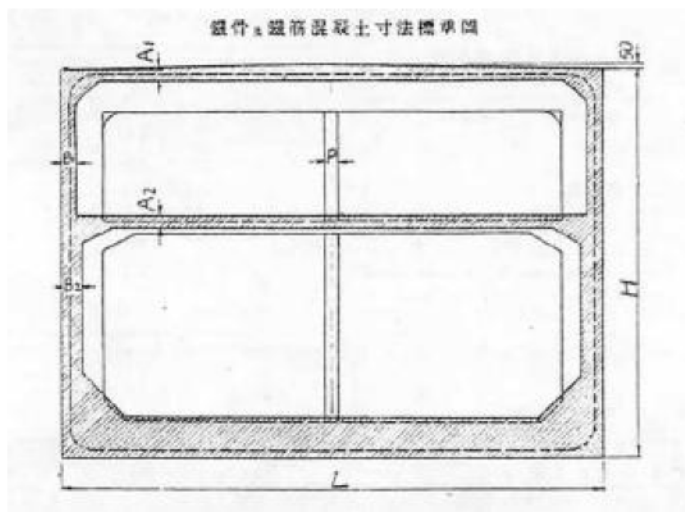
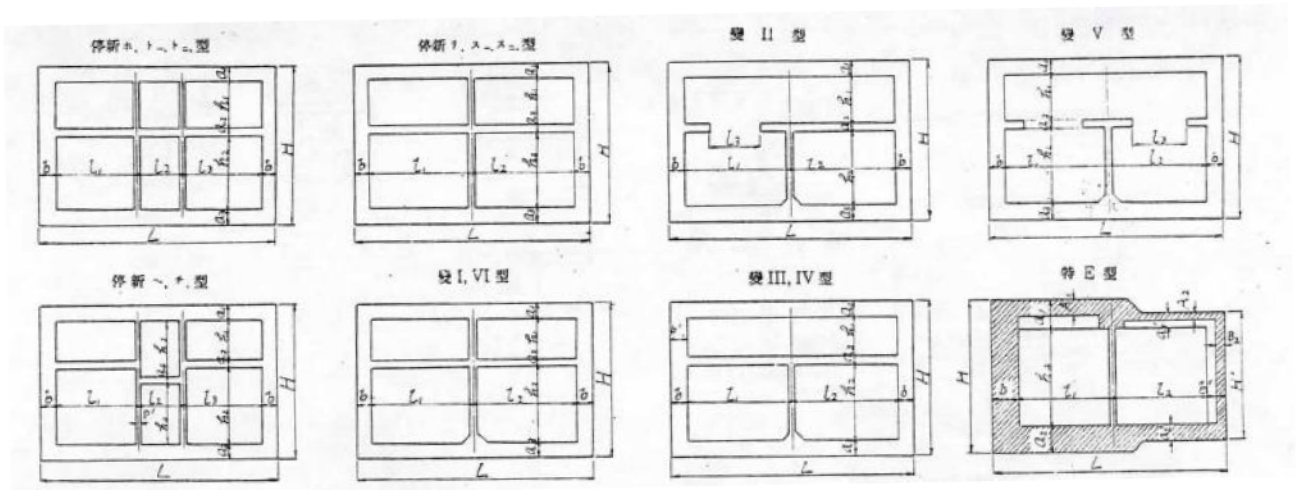


图 2-1-20 第 8 工区 構築断面图¹⁾

2.1.7 銀座線の維持管理の変遷

銀座線では、必要に応じて補修・補強を行ってきたが、経年によりトンネル内部の汚れが目立ち、正確なコンクリートの変状調査ができなくなってきた。そこで、1986（昭和 61）年に、ウォータージェットによるトンネル壁面洗浄を実施して検査を行った。その結果、汚れにより隠れていた構築のひび割れやはく離などの劣化箇所が数多く発見された。

このため、1987（昭和 62）年 10 月から 1989（平成元）年 7 月にかけて、第一次トンネル健全度調査を実施し、さらに二次調査を 1992（平成 4）年および 1995（平成 7）年に実施した。これら全線のトンネル調査結果に基づき、必要な区間では詳細調査を実施し、営業線トンネルの置かれた環境および諸条件を考慮した各々の劣化に対する補修・補強を行った。

これまでに実施してきた補修・補強対策を表 2-1-7 に示すが、それぞれの対策を次に詳述する。

表 2-1-7 過去に行われた銀座線での補修・補強対策^{1 3)}

No	位置（区間）	内容	施工時期
1	赤坂見附～虎ノ門駅間	トンネル補強	1935（昭和 10）年, 1956（昭和 31）年, 1964（昭和 39）年
2	日本橋～渋谷駅間	中柱補強	1932（昭和 7）年, 1991（平成 3）年
3	浅草～末広駅間	側壁補強	1992（平成 4）年
4	三越前～京橋駅間	中性化抑制工事	1992（平成 4）年
5	上野通路線	補強工事	1999（平成 11）年

(1) 赤坂見附～虎ノ門駅間トンネル補強

この区間は、東京高速鉄道（株）により、1935（昭和 10）年 10 月に着工し、1938（昭和 13）年 11 月に開通している。補強工事としては、1956（昭和 31）年 10 月、せん断亀裂が発生していた柱を壁構造とし、併せて薬液注入を施工して基礎地盤の強化を図った。

また 1962（昭和 37）年、トンネル内を清掃したところ、今まで発見されなかった亀裂が確認されたが、その原因として構築の沈下が影響していることが明らかになった。そこで構築の沈下防止対策として、構築下への空隙注入が効果的と判断し、1964（昭和 39）年 6 月から 1966（昭和 41）年 6 月にかけて、沈下の激しい区間（808 m）にモルタルを注入するとともに、トンネル中柱の中間部に H 形鋼を建込み、さらに亀裂部には樹脂注入を施工した。

(2) 日本橋～渋谷駅間中柱補強

日本橋～渋谷駅間は、1932（昭和 7）年から 1938（昭和 13）年にかけて建設された二線部箱型の鉄筋コンクリート構造である。健全度調査の結果、この区間内に中柱部のひび割れ、中柱上下ハンチ部における不良コンクリートが多数発見され、中柱部を中心に上床版の沈下が発生していた。併せて、上部縦桁部のひび割れ、上床版のトンネル軸方向へのひ

び割れや上床版から側壁にかけてのトンネル横断方向へのひび割れも発見された。これらの原因は、建設時に使用されたコンクリートの材質不良と施工方法による初期欠陥と考えられた。

この結果を踏まえ、補強対策として、中柱の劣化状態を4段階（A・B・C・S）に分類し、劣化度が著しいAおよびBランク 568本を補強することとし、1990（平成2）年7月に、青山一丁目・外苑前駅間の中柱（12本）で試験施工を実施した。1991（平成3）年から中柱補強工事を実施し、1998（平成10）年度にAおよびBランクの補強を完了した。

CおよびSランクについては、初期の調査から年次が経過していることから、今後改めて調査を行い、その結果を踏まえ対策方法を決定することとしている。

(3) 浅草～末広駅間側壁補強

浅草～末広町駅間は、1925（大正14）年から1931（昭和6）年にかけて建設された鉄骨枠構造である。

そのうち浅草～上野駅間は、枠の間隔が5フィート（1,524 mm）、上野～末広町駅間は、7フィート6インチ（2,286 mm）の間隔でH形鋼により枠を組んでいるが、設計上は、その枠を支点とする連続梁とした鉄骨鉄筋コンクリート構造である。

健全度調査の結果と詳細な内面変状調査から、この区間には初期欠陥であるジャンカやひび割れなどの変状箇所が多く存在したが、コアによる強度試験でも上床と比較して側壁は低強度のコンクリートであることが判明した。これらの欠陥は、すぐにトンネルが使用不可能になるほどの欠陥ではないが、健全なトンネルに復元するためには非常に長期間を要する工事となるため、直ちに補強工事に着手するべく補強工法についての検討を開始した。

その結果、1991（平成3）年7月、上野～上野広小路駅間の32 m区間で側壁補強工事の試験施工を行い、その結果を踏まえて1992（平成4）年11月から本格的な工事を実施し2002（平成14）年度末に約820 mを完了した。補強計画の延長は、浅草～末広町駅間のうち2,165 mとした。そのうち、上野～上野広小路駅間は、台東区による地下駐車場計画により、銀座線トンネルを露出させて工事が行われることから除外した。

(4) 三越前～京橋駅間中性化抑制工事

三越前～京橋駅間（トンネル延長1,145 m）は、1932（昭和7）年12月に開通した二線部箱型構造と鉄鋼枠構造とが混在した区間である。

健全度調査の中でコンクリートの中性化試験を実施した結果、コンクリートの中性化が鉄筋付近まで進行していることが判明した。このままの状態では鉄筋の腐食が始まり、鉄筋の強度低下、鉄筋体積の膨張によるコンクリートのひび割れが発生し、コンクリートのはく離・はく落による構造物の劣化が懸念された。そこで、中性化をこれ以上進行させないために、主原因である二酸化炭素をコンクリート表面で阻止することとし、トンネル内で使用可能な塗料（不燃材）で中性化を抑制できる材料および施工方法等について検討を重ねた。

その結果、1991（平成3）年2月に日本橋～京橋駅間60mで試験施工を行い、中性化抑制塗料の特性および経時変化を試験・調査することとして使用材料を選定した。さらに、現場で使用する材料および機械が煩雑になることや、トンネル内の仮置き場が少ない等の施工性を考慮して、構築内断面修復工事（劣化部の修復・ひび割れ注入）を先行し、その後中性化抑制工事を別途施工することとして、1992（平成4）年3月から本格的な工事を実施した。

なお、計画延長として断面修復は1,055m、中性化抑制塗布は933m（框構造部は、側壁・上床補強対象のため除く。）である。

(5) 上野通路線補強工事

上野通路線は、上野～稲荷町駅間から分岐して本線と上野車両基地を結ぶ単線トンネルであり、営業線と同じく1927（昭和2）年に使用を開始している。

建設当時は、将来営業線を延伸して、郊外に新しく車両基地を建設するまでの暫定的な構造物と考え、側壁は土留め用鋼矢板（ドイツ製ラルゼン鋼矢板）をそのまま用いて上床および下床を鉄筋コンクリート構造とする仮設構造物としていた。しかし当初の計画は、鉄道ネットワークの変遷経緯により実現可能性がないものとなったことから、東京メトロではこの施設を本設構造物として維持管理してきた。

このため、通常のトンネル検査においても、鋼矢板の腐食状態には注意を払ってきたが、下床付近の健全性が疑われる状況が発生したため、詳細な健全度調査を実施することになった。その結果、腐食が大きく、常時の許容応力度を超える可能性の高い場所があることが判明した。

通路線は車両基地と本線を結ぶ重要なトンネルであり、万一異常が発生すると営業線の運行に大きな影響を与えるため、対策の必要性がクローズアップされた。しかし、補強を必要とするトンネル145.7m区間は、大半が私有地下であり、工事に着手するためには地権者の同意を得なければ不可能であったため、具体的な工事はいつ始まるか予想がつかないのが実情であった。

また、この区間は単線の幅員しかないトンネルであり、作業員の待避スペースも確保されていない状況であることから、トンネル内側に補強することは事実上不可能であった。このため地上部から補強を行うこととし、既設構造物に外力をかけない外巻きによる補強（赤坂見附～虎ノ門駅間トンネル改良工事で実施）方式を採用することとした。

2.2 構造物の維持管理

2.2.1 国土交通省の維持管理標準

構造施設等の検査方法や検査周期など、鉄道における維持管理に関する技術基準としては、国土交通省から2007（平成19）年1月に『維持管理標準（鉄道構造物等維持管理標準・同解説）』が施行され、すべての鉄道事業者が同じ体系でメンテナンスを行うことになった。この維持管理標準は、次の考え方を基本として作成されている¹⁴⁾。

- 1) 列車運行と旅客公衆の安全性を確保するための性能照査型の体系を構築する。
- 2) 幅広い技術レベルからなる全ての鉄道事業者に適用できる体系とする。
- 3) すべての構造物に共通する体系とする。
- 4) これまでの維持管理体系を大きく変更しない。

また、鉄道の『維持管理標準』は、「コンクリート構造物」、「鋼・合成構造物」、「基礎・抗土圧構造物」、「土構造物（盛土・切土）」、「トンネル」の5編に分かれているが、いずれも、「総則、維持管理の基本、初回検査、全般検査、個別検査、随時検査、措置、記録、付属資料」という構成から成っている。

内容としては、1) 維持管理の性能規定化、2) 検査の区分、3) 検査の周期、4) 検査員、5) 調査項目と方法、6) 健全度判定、7) 措置、8) 記録、について、これらの考え方と方法が記載されている。

一般的に、構造物は、経年に伴い劣化する本体あるいは部材の性能を、継続して必要な水準以上に留めておかなければならない。そのために、設計・施工時において機能・性能の低下に配慮するとともに、完成後に適切な維持管理を行うことが極めて重要になってくる。すなわち、「設計・施工のみならず、維持管理を含めて供用中の構造物の性能をある水準以上に確保する」ことが、性能規定型の体系の基本的な考え方である。この性能を、次の3つに区分している¹⁴⁾。

- ・安全性……………構造物が使用者や周辺の人を命を脅かさないための性能
- ・使用性……………構造物が使用者や周辺の人に不快感を与えないための性能
および構造物に要求される諸機能に対する性能
- ・復旧性……………構造物の機能を使用可能な状態に保つ、あるいは短期間で回復可能な状態に留めるための機能

2.2.2 鉄道トンネルの維持管理標準

上記の『維持管理標準』をもとに、ここからは『トンネルの維持管理標準』について説明する。

鉄道トンネルの“安全性”は、『列車が安全に走行するとともに、落下物等により周辺の人命が脅かされないための性能』について取り扱い、また『構造物の要求性能として、必要に応じて適宜“使用性”や“復旧性”を設定する』こととして、表2-2-1に示す性能項目に整理されている。

“安全性”には、

- ① トンネル構造の安定性
- ② 建築限界と覆工との離隔
- ③ 路盤部の安定性
- ④ はく落に対する安全性
- ⑤ 漏水・凍結に対する安全性、

が考えられるが、近年、鉄道トンネルでは、特に④に関わる問題が顕在化しつつある。中でも、トンネル上部のコンクリート片のはく落は、列車の安全運行に支障することがあるので、これを防止することが重要となってきた¹⁴⁾。

表 2-2-1 鉄道トンネルにおける要求性能と性能項目¹⁴⁾

要求性能	性能項目	具体的な内容
安全性	1 トンネル構造の安定性	トンネルが崩壊しないこと
	2 建築限界外余裕	建築限界を支障しないこと
	3 路盤部の安定性	列車の安全な運行に支障を与えるような路盤の隆起・沈下・移動が生じないこと
	4 はく落に対する安全性	列車の安全な運行に支障を与えるようなコンクリート片、補修材等のはく落が生じないこと
	5 漏水・凍結に対する安全性	列車の安全な運行に支障を与えるような漏水、凍結が生じないこと
使用性	6 漏水・凍結に対する使用性	漏水・凍結が坑内設備の機能に影響を及ぼさないこと
	7 表面の汚れ	検査に著しく支障を与えるような汚れがないこと
	8 周辺環境に与える影響	周辺環境に有害な影響を与えないこと
復旧性	9 災害時等の復旧性	復旧対策が必要となるような災害時の偶発的な作用を受けた場合でもトンネルが崩壊せず性能回復が容易に行えること

実際の維持管理は、表 2-2-2 の構造物の状態に基づいた健全度判定を行うため、構造物の検査の周期、方法等を定めた維持管理計画を策定する。その一般的な検査の考え方を図 2-2-1 に、鉄道構造物の維持管理の流れを図 2-2-2 に示す。

表 2-2-2 維持管理標準における変状ランクの概要^{1 4)}

健全度 (判定区分)	構造物の状態
A	運転保安, 旅客および公衆などの安全ならびに列車の正常運行の確保を脅かす, またはその恐れのある変状等があるもの
	AA 運転保安, 旅客および公衆などの安全ならびに列車の正常運行の確保を脅かす変状等があり, 緊急に措置を必要とするもの
	A1 進行している変状等があり, 構造物の性能が低下しつつあるもの, または大雨, 出水, 地震等により, 構造物の性能を失う恐れのあるもの
	A2 変状等があり, 将来それが構造物の性能を低下させる恐れのあるもの
B	将来, 健全度 A になる恐れのある変状等があるもの
C	軽微な変状等があるもの
S	健全なもの

注：健全度 A1, A2 および B, C, S については, 各事業者の検査の実情を勘案して区分を定めてもよい。

検査は, 初回検査, 全般検査 (通常全般検査, 特別全般検査), 個別検査および随時検査に区分され (表 2-2-3), 全般検査で健全度の全体把握と共に個別検査や措置の要否を判定する (表 2-2-4)。

この検査では, 外力・劣化・漏水等による機能障害に対する検査とともに, トンネルでは, はく落に対する検査も行う。その手順は次のとおりである。

- 1) 全体の目視検査を行った上で, 必要な箇所の打音検査を行う。
- 2) 打音検査で「濁音」が生じる場合は, 可能な範囲で叩き落とす。
- 3) はく落に対する判定 (α , β , γ の 3 つに区分されている: 表 2-2-5) を行い, α の判定をした箇所については, はく落対策工を施す。

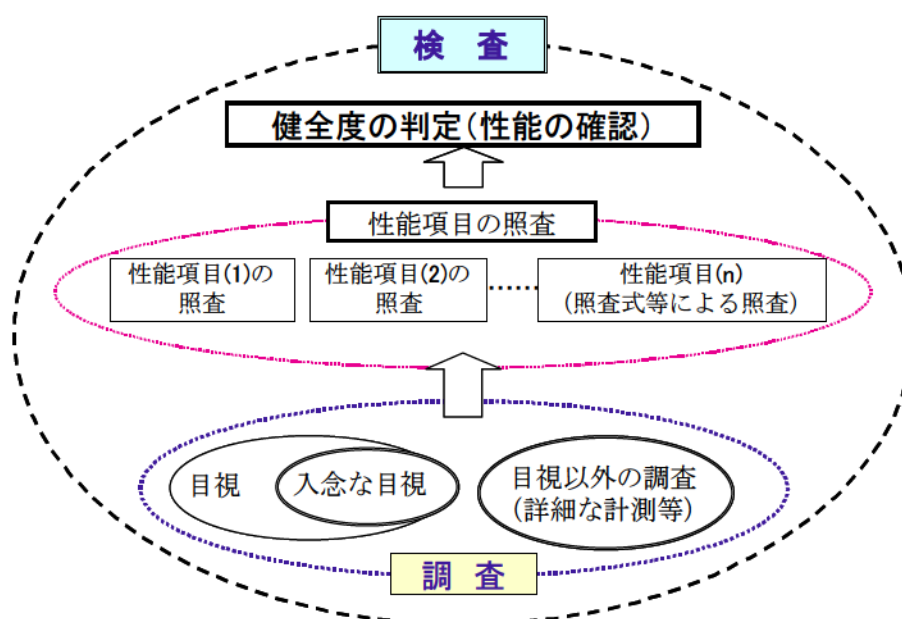


図 2-2-1 維持管理における検査の考え方^{1 4)}

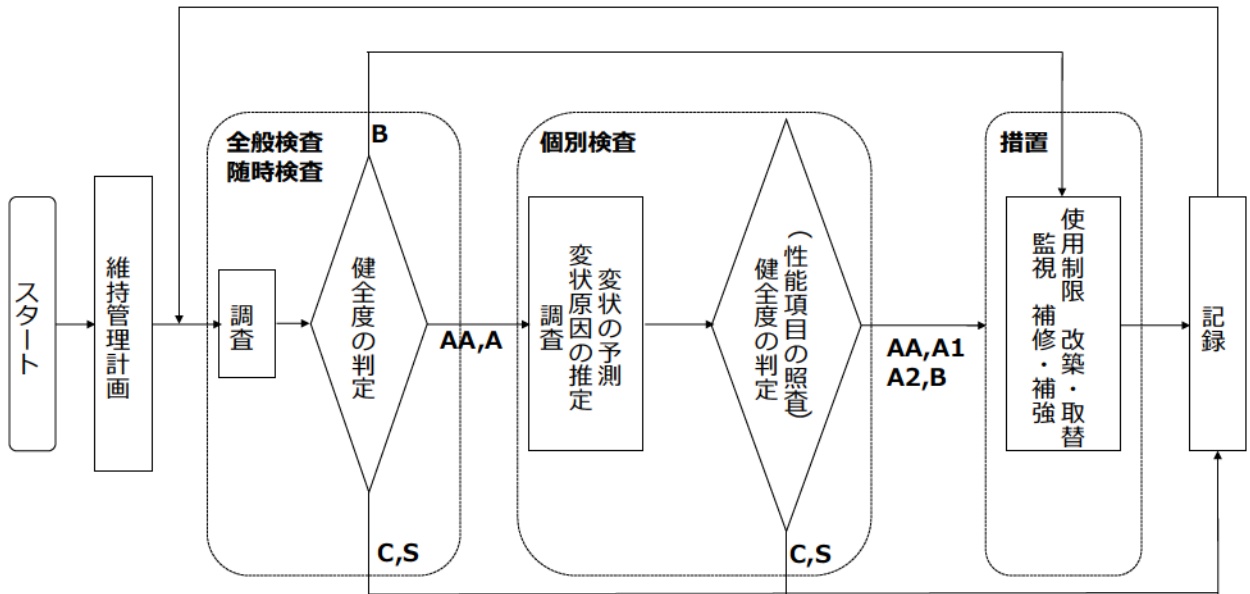


図 2-2-2 鉄道構造物の維持管理の流れ¹⁴⁾

表 2-2-3 鉄道トンネルにおける検査区分¹⁴⁾

検査区分	内容
初回検査	初期状態の把握を目的に新設時等の供用開始前に実施する検査 至近距離からの目視と打音
全般検査	健全度の全体把握と共に個別検査や措置の要否を判定するための定期的な検査
通常全般検査	2年毎に実施。目視と打音主体
特別全般検査	トンネルでは新幹線 10 年，在来線 20 年毎に実施。 至近距離からの目視と打音
個別検査	全般検査，随時検査で「健全度A」の場合に実施する検査で，変状程度および性能の把握，変状原因の推定，措置の要否や時期，方法等の精査を行う
随時検査	地震や大雨等で変状が発生した場合など必要な場合に実施

表 2-2-4 鉄道トンネルにおける健全度判定区分^{1,4)}

(1) はく落以外の安全性に対する判定

健全度		運転保安, 旅客および公衆などの安全に対する影響	変状の程度	措置等
A	AA	脅かす	重大	緊急に措置
	A1	早晚脅かす 異常時外力の作用時に脅かす	進行中の変状等 性能低下も進行	早急に措置
	A2	将来脅かす	性能低下の恐れがある 変状等	必要な時期に措置
B	進行すれば健全度 A になる		進行すれば健全度 A になる	必要に応じて監視等の措置
C	現状では影響なし		軽微	次回検査時に必要に応じて重点的調査
S	影響なし		なし	なし

表 2-2-5 鉄道トンネルにおける健全度判定区分^{1,4)}

(2) はく落に対する判定

健全度	変状の程度
α	近い将来, 安全性を脅かすはく落が生じる恐れがあるもの
β	当面, 安全性を脅かすはく落が生じる恐れがないが, 将来健全度 α になる恐れがあるもの
γ	変状が認められるものの, 安全性を脅かすはく落が生じる恐れがないもの

2.2.3 東京メトロの維持管理

東京メトロでは, 国土交通省「鉄道に関する技術上の基準を定める省令」に基づき, 「鉄道土木施設構造および整備実施基準」を定め, 更に規則により維持管理の詳細な事項を定めて維持管理を実施している. 表 2-2-6 に東京メトロの検査体系を示す.

トンネル構造物の維持管理は, 毎日の安全安定輸送を確保するための日常保守と, 施設保全を目的とする長期的保守に分かれる.

表 2-2-6 東京メトロの検査体系¹⁵⁾, 西村追記

検査分類	検査名	目的	検査周期(時期)	検査項目	健全度判定	
日常点検	徒歩巡回(列車巡回)	列車が安全に運転できる状態を保持するため	1巡回以上/月	目視:線路機能の状態全般の確認.	該当せず. (異常箇所のみ巡回簿に記載)	
定期検査	初回検査	構造物の初期状態の把握	新設・改装	入念な目視. 必要に応じて打音.	A・B・C・S に区分. はく落に対しては, α・β・γ に区分.	
	全般検査	通常	構造物の変状の抽出	2年に1回		目視. 必要に応じて打音.
		特別(トンネルのみ)	健全度の判定の精度を高めること	20年に1回		入念な目視. 必要に応じて打音.
	個別検査	変状原因の推定, 変状の予測, 性能項目の詳細な照査	—	入念な目視. 変状の状態により, 各種の詳細な調査.	A をより細分化して区分.	
	随時検査	異常時等, 必要と判断された場合に実施	—	目視. 必要に応じて, その他の方法.	A・B・C・S に区分. はく落に対しては, α・β・γ に区分.	

日常保守は, 定期的な検査とそれに基づく補修工事を, 継続的に行っている.

長期的保守は, 日常保守で変状が集中しているなどの区間において, 詳細な調査を行い, 変状の原因に応じた大規模な補修・補強工事を行うほか, 工学的なアプローチにより予防保全的な対策を行っている.

図 2-2-3 に東京メトロの夜間作業時間例を示す. トンネルの維持管理については, 一日の営業が終了し, 送電を停止してから始発前の送電開始の間に行わねばならず, 移動・準備時間を考慮すると実質 2 時間程度の作業時間となる. この他, 狭隘なトンネル内での作業, 大型の資機材の搬入は路線の端にある車両基地に限定される等, 空間的・立地的な制約が多いため, 適確かつ効率的に作業を行う必要がある.

ちなみに, 国土交通省と東京メトロの維持管理に関する基準を比較する(表 2-2-7).

東京メトロの維持管理基準は, 国の基準を遵守しつつ, さらに日常の点検保守も項目に追加して, 安全確認を行っている.

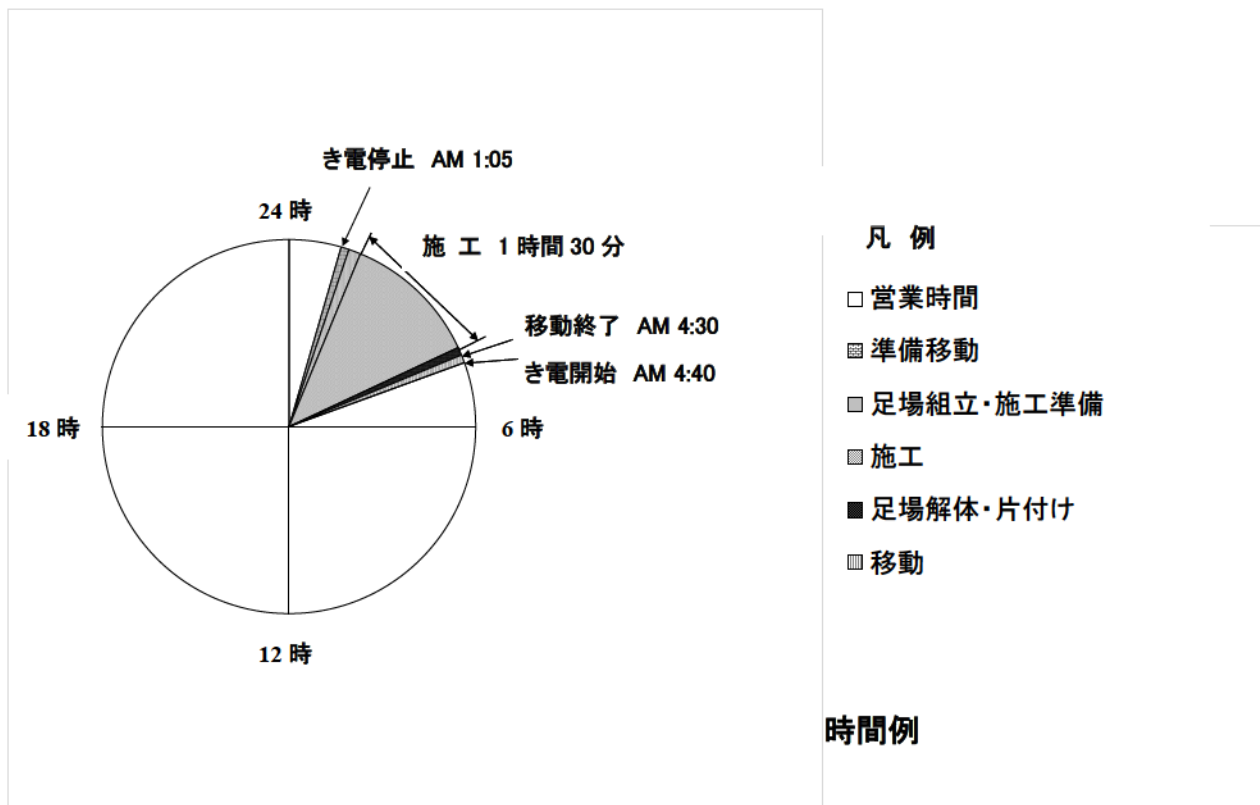


表 2-2-7 国土交通省維持管理標準と東京メトロ維持管理基準との比較

	国土交通省の基準（維持管理標準）		東京メトロの維持管理基準	
	検査の種類 および 検査周期	通常全般検査	2年	左記と同じ
特別全般検査		20年	"	
個別検査		随時	"	
随時検査		随時	"	
初回検査		随時	"	
検査員	検査責任者	社員	検査責任者	社員
	検査実施者	外注可能	検査実施者	外注
	補助者	外注可能	補助者	外注
健全度 判定	A	AA 安全並びに正常運行を脅かすもの	左記と同じ	
		A1 構造物の性能が低下しつつあるもの	"	
		A2 将来構造物の性能が低下する恐れのあるもの	"	
	B	将来、健全度Aになる恐れのあるもの	"	
	C	軽微な変状があるもの	"	
	S	健全なもの	"	
日常点検	規定なし		徒歩巡回	

また、東京メトロにおける維持管理の手順を図 2-2-4 にまとめる。

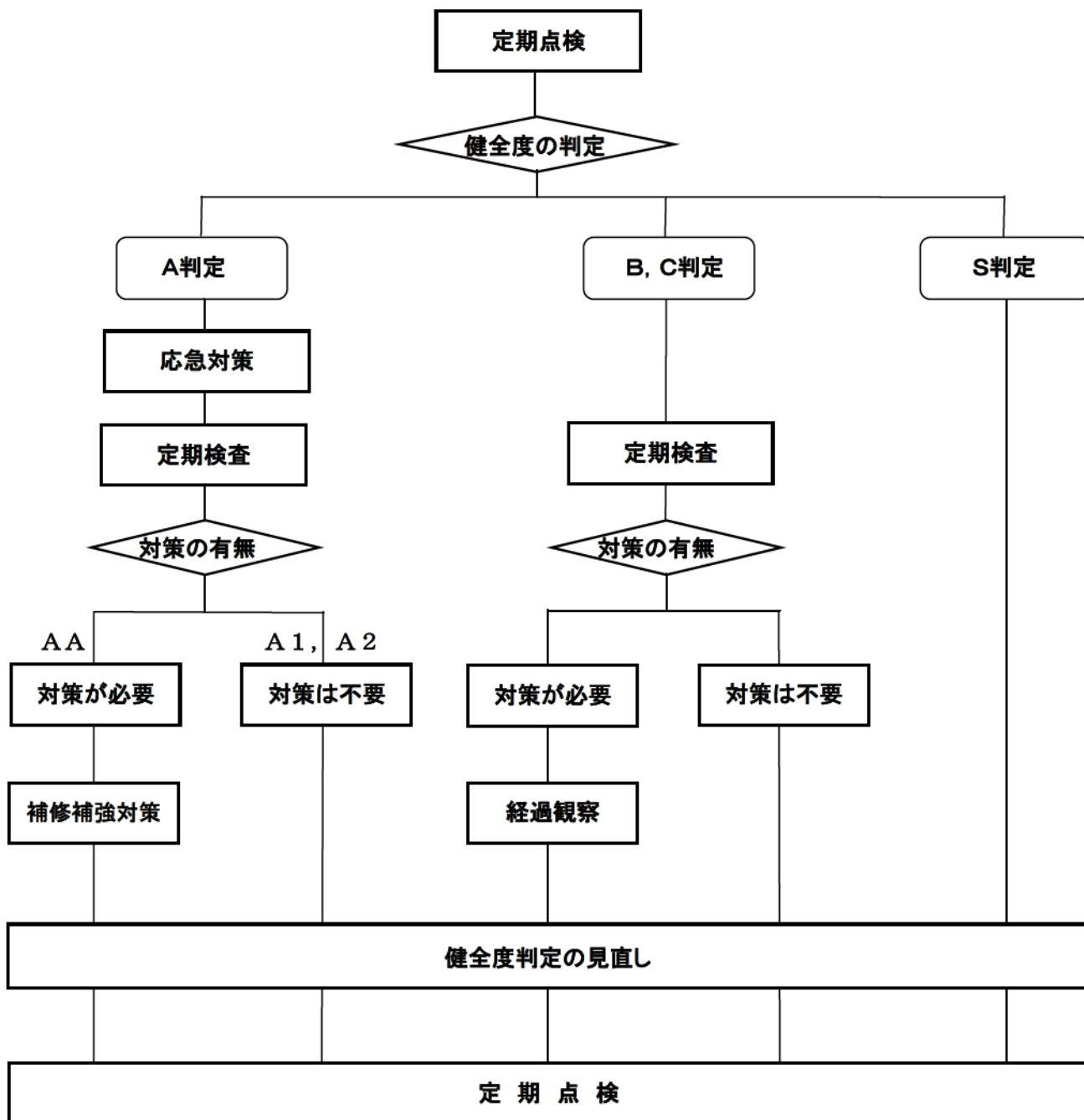


図 2-2-4 標準的な維持管理(定期点検)の手順

2.3 まとめ

地下鉄の開通の歴史を見ると、世界の中では、1863年のロンドン地下鉄を皮切りに、その後ヨーロッパ、アメリカ等の各都市で建設されたが、1927（昭和2）年12月に開通した地下鉄銀座線は、世界の都市では17番目、東洋では一番古い歴史を持つ路線である。

銀座線は、東京圏の地下鉄ネットワークの中でも重要な幹線鉄道の役割を担っている路線であるが、一日約108万人の乗客を運んでいるため、トンネル構造物の安全性には少なからず配慮しなければならない。しかし、維持管理を行うためには、地下鉄特有の制約が多いのが現状である。特に、維持管理を行う作業時間帯は、営業運転を休止している深夜の約1時間30分程度に限定されており、その時間内の作業で、日々の安全運行を確保しなければならない。そのためにも、各検査において構造物の健全度を把握しておくことが非常に重要となってくる。

以下、この2章における内容を要約する。

- (1) 東京地下鉄各路線の交通ネットワーク上の重要性について述べ、安全安定輸送を確保するためには、構造物等の維持管理が欠かせないことを述べた。
- (2) その中で、築造後89年経過した銀座線における建設の歴史や特殊な構造形式について紹介したが、構造物の老朽化に伴い、維持管理の必要性が増してくることを述べた。
- (3) 銀座線で行った構造物調査により発見された老朽化の著しい箇所についての補修・補強対策を紹介した。
- (4) 国土交通省から出された『維持管理標準』の考え方について紹介したが、地下鉄特有の制約が多い中で、国土交通省『維持管理標準』に準拠して設定した、東京メトロ独自の「維持管理基準」も標記した。
- (5) 併せて構造物の健全度の判定区分や維持管理（定期点検）の手順についても述べた。

一般に、鉄道トンネルの安全性には、『列車が安全に走行するとともに、落下物等により周辺の人命が脅かされないための性能』が求められているが、その要求性能に対する健全度を判定する基準が厳しいことから、全般検査や個別検査等の対応が重要となる。

東京メトロでは、各路線の構造物の維持管理（定期点検）を行っており、それに伴い各種データが蓄積されているが、次の3章では、それらのデータを活用して、銀座線トンネル構造物の健全度評価を報告する。

【2章 参考文献】

- 1) 国土交通省 総合政策局：鉄道輸送統計調査 年報平成 26 年度分, p.2, 2015.4
- 2) 一般社団法人日本地下鉄協会（ホームページ）：日本の地下鉄, 2015.3
- 3) 運輸政策研究機構：都市交通年報（平成 23 年度版）, p.83, 2013.4
- 4) 東京地下鉄株式会社：東京メトロハンドブック 2016, p.184, 2016.7
- 5) 東京地下鉄株式会社：東京メトロハンドブック 2016, p.49, 2016.7
- 6) 東京地下鉄株式会社：東京メトロハンドブック 2016, p.123, 2016.7
- 7) 東京地下鉄株式会社：東京メトロハンドブック 2016, p.149, P189, 2016.7
- 8) 東京地下鉄道株式會社：東京地下鐵道史 乾, 東京地下鐵道年譜, 1934.6
- 9) 東京地下鐵道株式會社：東京地下鐵道史 坤, p.2, 1934.6
- 10) 東京高速鐵道株式會社：東京高速鐵道建設工事概要, pp.14-18, 1939
- 11) 東京地下鐵道株式會社：東京地下鐵道史 坤, pp.75-92, 1934.6
- 12) 高橋聡：東京メトロ銀座線, ダブル認定—近代化産業遺産 選奨土木遺産—, JREA 協会誌 2009年7月号, pp.46-49, 2009.7
- 13) 東京地下鉄株式会社：銀座線トンネル維持管理検討委員会報告書, 東京地下鉄株式会社, p.8, 2005.3
- 14) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説, トンネル, pp.11-18, 2007.1
- 15) 東京地下鉄株式会社：工務部維持管理規程, 2007

第3章 銀座線の健全度評価と維持管理マネジメントの試み

3.1 銀座線の全般検査

3.1.1 通常全般検査の概要

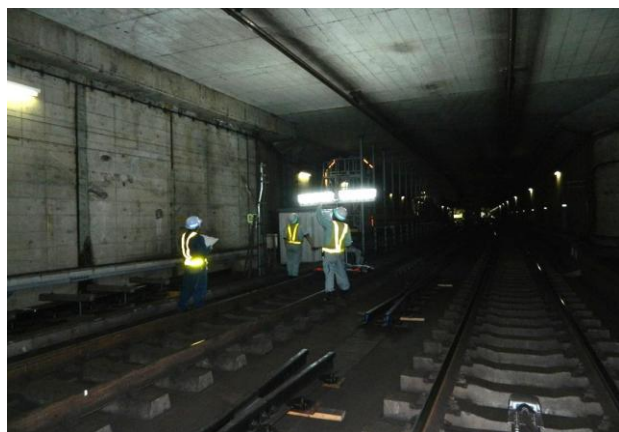
東京メトロでは、従来から全線にわたり全般検査を行っていたが、2007（平成19）年、国土交通省より「鉄道構造物維持管理標準」の通達が出されて以降は、「維持管理標準」で示されている形で全般検査を行っている。

東京メトロの通常全般検査は、1チーム4名で、1路線を3ヶ月かけて、徒歩による目視と、必要に応じて手の届く範囲の打音検査を行うが、銀座線については、2006（平成18）年度から2014（同26）年にかけて、2年毎に通常全般検査を行っている。表3-1-1に東京メトロの最近の通常全般検査計画を、写真3-1-1および写真3-1-2に代表的な通常全般検査の様子を示す。

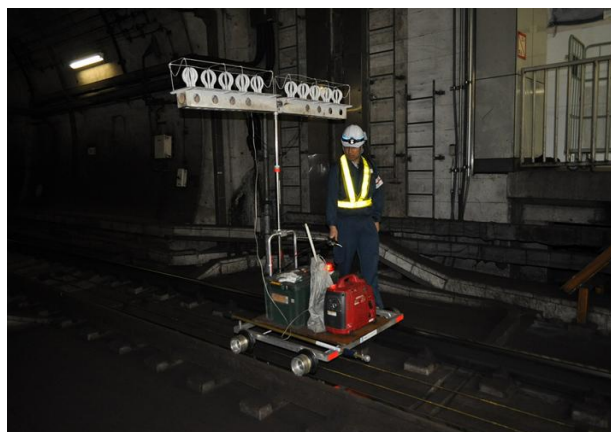
表 3-1-1 東京メトロの最近の通常全般検査 実施状況

	基準 期間	平成24年度												平成25年度												平成26年度											
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
		2年												2年												2年											
ト ン ネ ル ・ 連 絡 地 下 道 塔	銀座線	15																		15																	
	丸ノ内線							15												15																	
	日比谷線													15																							
	東西線													15																							
	千代田線																			15																	
	有楽町線	15																		15																	
	半蔵門線																			15																	
	南北線																			15																	
	副都心線	15																		15																	

注）平成26年度以降は、基準期間2年（24、25年度）の繰り返し。表内の数値15は、検査日数。



箱型トンネル 目視検査



照明一式

写真 3-1-1 代表的な通常全般検査の様子(その1)



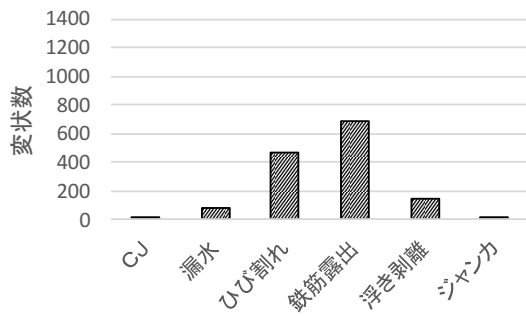
打音検査(側壁)



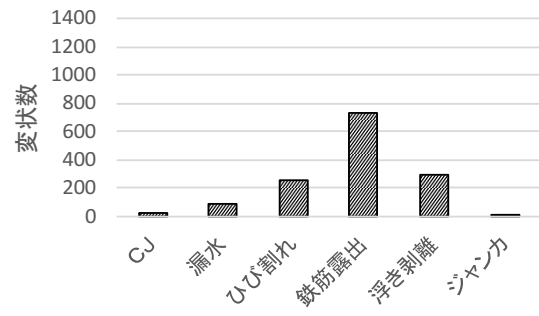
叩き落とし

写真 3-1-2 代表的な通常全般検査の様子(その2)

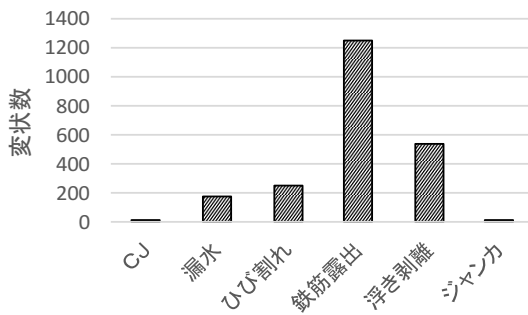
平成 18 年度



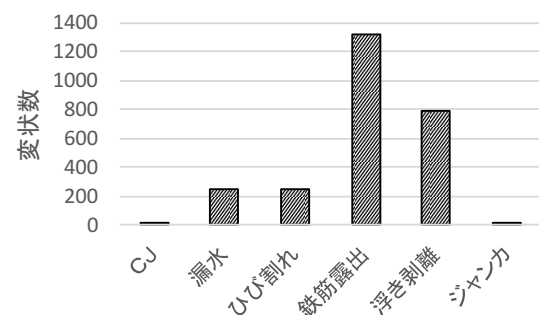
平成 20 年度



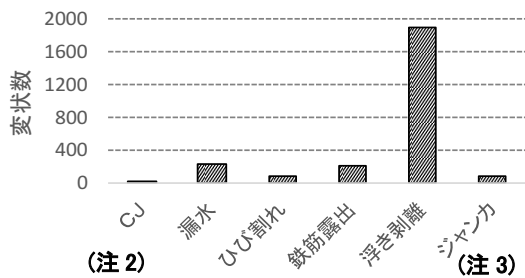
平成 22 年度



平成 24 年度



平成 26 年度 (注 1)



注 1 : 平成 26 年度は、鉄筋露出の判定方法を変更したため、数量が減少している。

注 2 CJ : コールドジョイント。最初のコンクリート打設後、次の打設まで時間が空いて、コンクリートが一体化しない状態。

注 3 ジャンカ : 締固め不足やセメントと砂利の分離などの施工不良により、強度が低下した状態。

図 3-1-1 各年度の通常全般検査の変状数


2006（平成18）年度から2014（同26）年度までの通常全般検査の結果から、Bランク以上の変状数を図3-1-1に示す。各年度で調査員の人数差が生じたため、変状数に多少のばらつきがあるものの、相対的には変状数が増加してきていることがわかる。その中では、浮きはく離の変状が多く見受けられ、2006（平成18）年度から2014（同26）年度にかけては約4.5倍に増加している。また、漏水も増加傾向であることが見受けられる。これは、2012（平成24）年度の特別全般検査において、通常全般検査の近接目視・打音検査だけでは判断出来なかった変状箇所が補修されず残っていたためであると考えられる。

3.1.2 特別全般検査の概要

特別全般検査^{1), 2)}では、高所作業車を用いて、主に天井部と側壁上部（通常で、手の届かない部位）の近接目視と必要に応じた打音検査、チョーキング、写真撮影および記録を行っている。東京メトロの特別全般検査計画（すでに実施もあり）を表3-1-2に示すが、その中で、銀座線の特別全般検査は、東京メトロ全路線の先駆けとして、2012（平成24）年から約1年かけて行われた。ちなみに、側壁下部は、通常全般検査にて近接目視および必要により打音点検を行っており、健全度判定の精度は特別全般検査と同等であることから、ここでは対象外とする。

表3-1-3に1パーティの編成を、写真3-1-3～3-1-5に検査状況を、図3-1-2に編成人員の配置を、図3-1-3に特別および通常全般検査の範囲を示す。

表 3-1-2 東京メトロの特別全般検査および通常全般検査工程（実施済みもあり）

凡例)  : 特別全般検査 ○ : 通常全般検査

	24年度				25年度				26年度				27年度				28年度				29年度				30年度				31年度																			
	4	6	7	9	10	12	1	3	4	6	7	9	10	12	1	3	4	6	7	9	10	12	1	3	4	6	7	9	10	12	1	3	4	6	7	9	10	12	1	3	4	6	7	9	10	12	1	3
銀座線	○																																															
丸ノ内線				○																																												
日比谷線																																																
東西線																																																
千代田線																																																
有楽町線																																																
半蔵門線																																																
南北線																																																
副都心線																																																

表 3-1-3 1パーティの編成

役 割	人員
モーターカー運転者	1
保守用車運行補助者	1
作業指揮者	1
検 査 者	4
記 帳 者	1
写真撮影者	1
清 掃 者	1
計	10名

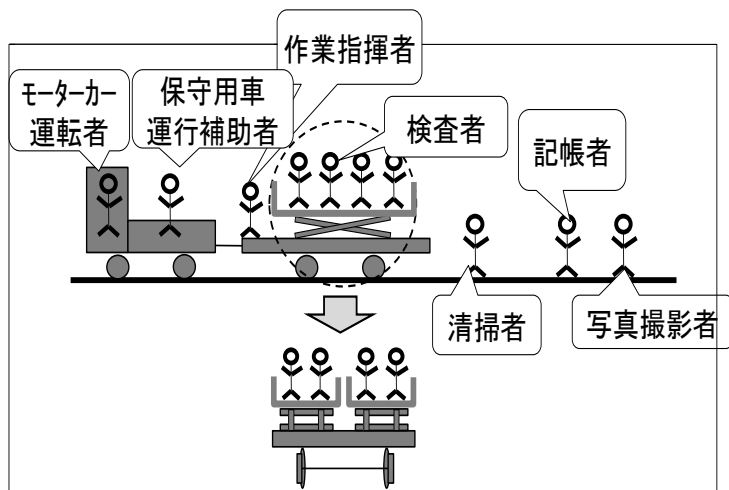


図 3-1-2 編成人員の配置



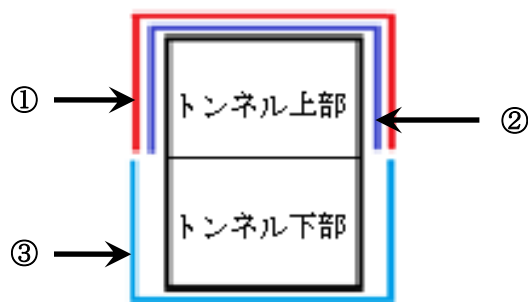
写真 3-1-3 高所作業車



写真 3-1-4 特別全般検査の目視・打音検査状況



写真 3-1-5 特別全般検査の記録作業状況



- ① 特別全般検査(近接目視・打音)範囲
- ② 通常全般検査(目視)範囲
- ③ 通常全般検査(打音)範囲

図 3-1-3 特別・通常全般検査概要

図 3-1-4 に、2012（平成24）年に実施した特別全般検査と通常全般検査の変状数の比較を示す。検査結果の変状総数を見てみると、特別全般検査では、通常全般検査で抽出した変状数の約3倍に及んだが、これは入念な目視による検査の結果と考えられる。

特別全般検査で新たに抽出した変状の多くは、軽微な浮きやはく離であり、浮きやはく離だけで比較すると、通常全般検査の約5倍の変状数となっている。小さな浮きやはく離を発見するためには、近接目視および打音検査が重要であると判断できる。ただし、浮きやはく離などの変状は、急に進行するものではないため、一度変状を把握しておけば、2年に1回の通常全般検査における経過観察で問題はなさそうである。

また、変状発生の傾向としては、ジャンカ（締固め不足やセメントと砂利の分離などの施工不良により、強度が低下した状態）・漏水・漏水跡周辺に多く発生しているが、鉄筋露出はかぶり不足による軽微なものが大半である。

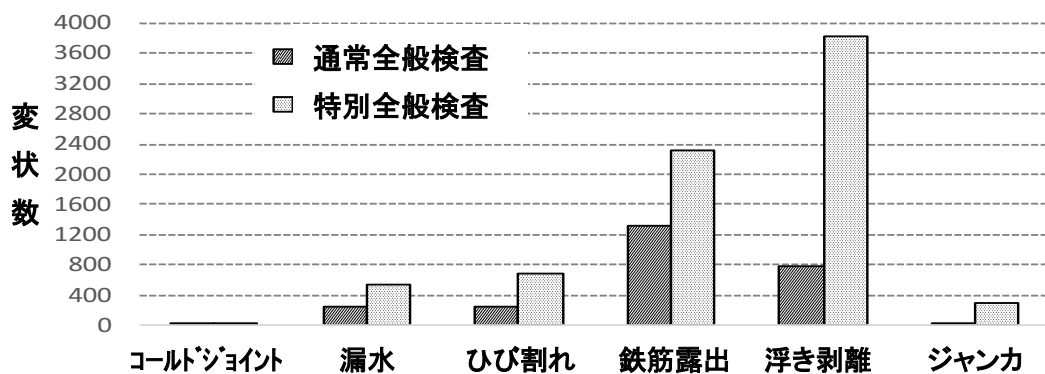


図 3-1-4 通常全般検査と特別全般検査の変状数の比較（2012（平成24）年度）

次に、駅間ごとの特別全般検査で挙げた全ての変状数を図 3-1-5 に示す。各区間の中で、顕著なものを次に抽出する。

上野広小路～末広町駅間については、過去の研究^{3), 4)}においてコア強度が比較的低く、なおかつ変状が多く見られたことから、2000（平成12）年までに側壁補強工事を行っている。この工事では、中性化進行による将来の劣化防止を考慮して、側壁のかぶりコンクリートをはつきり落とし、補強配筋を配置してコンクリートで増し打ちしているため、今回の検査では変状数が少なくなったものと考えられる。これらのことから、現在行われている補修・補強方法の有効性を確認することができる。

末広町～神田駅間では、鉄筋露出の数量が多かったため、この検査結果を受けて、2012（平成24）年度から断面修復を行い、2013（平成25）年7月に施工が完了している。

一方、三越前～京橋駅間では、1990（平成2）年から2005（平成17）年にかけて、断面修復・漏水・ひび割れ補修および中性化抑制を入念に施工しており、施工後十数年経過している箇所もあるが、他の区間に比べて変状は極端に少なかった。

また、赤坂見附～青山一丁目駅間は、極めて軟弱な沖積土で建設時から地下水が多く、これまでの通常全般検査でも漏水、漏水跡が多かった区間である。過去の研究結果^{3), 4)}でも、

漏水により構造物の劣化が進行しやすくなるとされており、そのため浮きやはく離が増加していると考えられる。

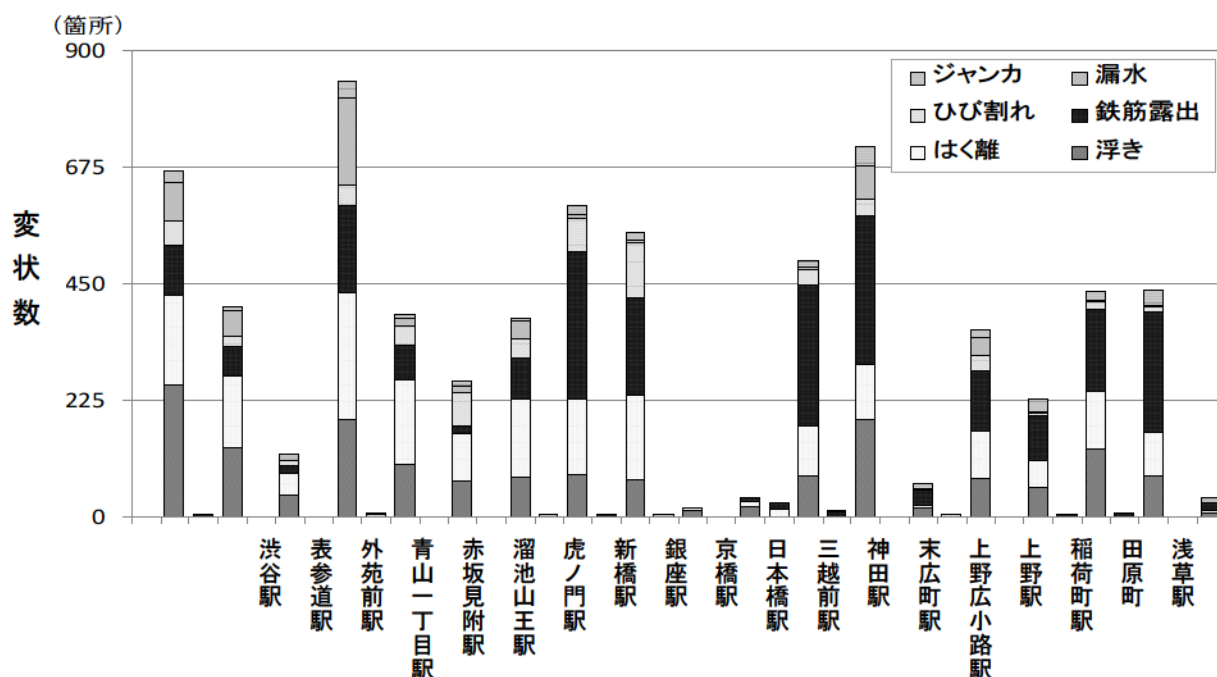


図 3-1-5 駅間毎の特別全般検査結果 (2012年度)

その他の区間でも、この特別全般検査で抽出した変状については、叩き落としが必要な箇所においては、可能なものは検査の中で処理を行い、後日対応が必要なものは、別途工事にて処理している。

銀座線の建設は、大雑把にみると浅草駅から渋谷駅に向かって施工されているため、比較的、浅草方向の構造物の方が、建設年次は古い。しかし、変状結果を見ると、単純に「建設年度が古い区間で変状が多い。」という結果には至っていない。これは、トンネルの構造や施工法、地盤環境など様々な要因が影響しているためと考えられる。

3.1.3 通常全般検査結果および特別全般検査結果のまとめ

2006～2014（平成18～26）年に行った通常全般検査結果および2012（平成24）年に行った特別全般検査の結果を分析して得られた知見を次に示す。

- ① 小さな浮きやはく離を発見するためには、近接目視および打音点検が重要であることを再確認した。ただし、浮きやはく離は急に進行するものではないため、一度変状を把握しておけば、経過観察を行うことで問題はないと考えられる。
- ② 補修を行った区間では、施工後十数年経過していても変状はほとんど出ていなかった。このことから、現在の補修工法の有効性を確認することができた。
- ③ 漏水が多い区間では、浮きやはく離が多くなる傾向が見られることから、漏水への対応（止水など）の重要性を再確認した。
- ④ 建設年度の古い構造物から劣化が進むのではなく、構造、施工法、劣化環境など様々な要因により劣化の進行具合が変わってくることを再確認した。

3.2 銀座線の個別検査

3.2.1 個別検査の概要

銀座線構造物の劣化進行の予測や健全度の判定基準の精度向上のためには、定期的なモニタリングを継続し、全体的な劣化の傾向を把握していくことが必要であった。そのため、1987、1988（昭和 62、63）年に、第一次トンネル健全度調査を実施し、さらに、1992～1995（平成 4～7）年にかけて、第二次トンネル健全度調査を実施した。第一次および第二次トンネル健全度調査においては、外観調査に加え、室内試験も実施した。室内試験では、圧縮試験、静弾性係数試験の他、中性化深さ試験（P58 3.2.4 (2) に詳述する。）も行った。

その後、2004、2005（平成 16、17）年および 2013、2014（平成 25、26）年には、これらに加えて、はつり調査や内部含水率測定（P56 3.2.3 (2) 3) に詳述する。）や、その他鉄筋、鋼材腐食に関する個別検査も行った。

また 2004～2005（平成 16～17）年にかけて、1987（昭和 62）年からの調査結果と比較するために、「銀座線トンネル維持管理検討委員会」を設置し、圧縮強度試験、中性化深さ試験等を行い、維持管理の方向性を検討した。その結果として、劣化進行予測や健全度の判定基準の精度向上のためには、定期的なモニタリングを継続し全体の傾向を把握していくことが必要であるとの結論から、構造物の劣化進行および現状把握を目的とした調査を行うこととした。

そこで、2005、2006（平成 17、18）年に、構造物コンクリートの圧縮強度試験や中性化深さ試験を行ったが、その後の 2013、2014（平成 25、26）年には、第一次および第二次トンネル健全度調査と同様の調査を行い、経年による健全度の比較評価を行うことにした。次に、各年次に行った調査結果を記す。

3.2.2 室内試験（1987～1995（昭和 62～平成 7）年）

(1) 調査区間

調査区間は、浅草～渋谷駅間の全線を対象とした。そのうち、赤坂見附～虎ノ門駅間は 1964～1966（昭和 39～44）年に補強工事を行っているため、調査対象外とした。

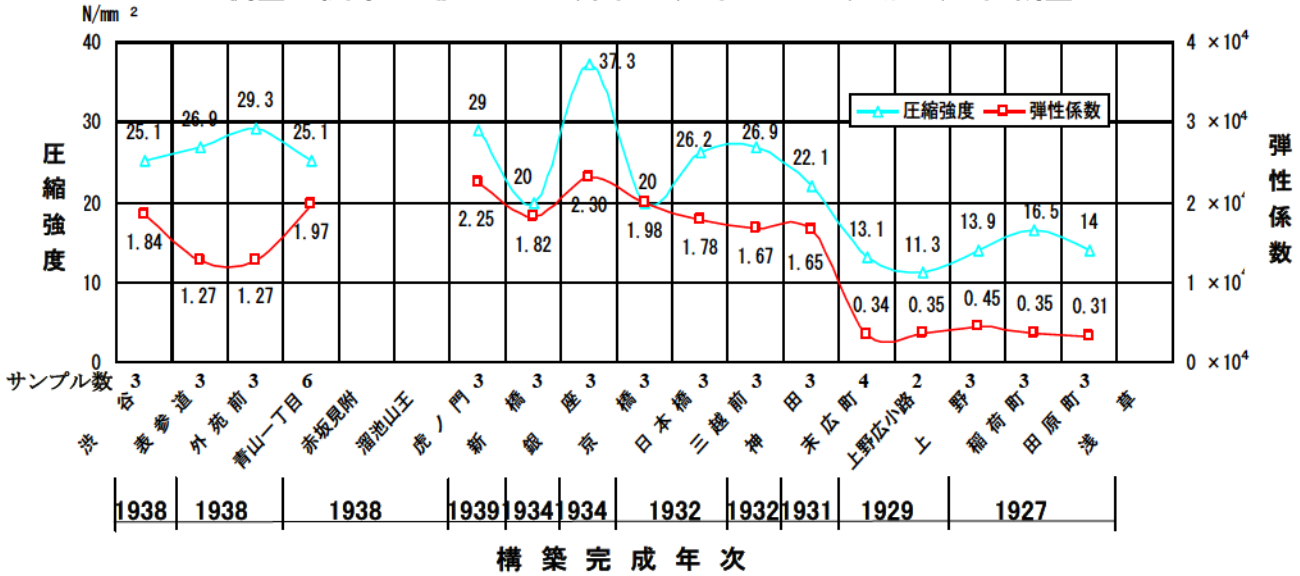
(2) 調査項目および調査結果

全区間の側壁を調査した際、圧縮強度、弾性係数、中性化深さおよび鉄筋のかぶりを測定した。その結果（平均値）を、図 3-2-1 および図 3-2-2 に示す。

図 3-2-1 を見ると、末広町～浅草駅間の側壁の圧縮強度および弾性係数が、他区間と比較して低いこと、また図 3-2-2 を見ると、日本橋～三越前駅間および末広町～上野広小路駅間の中性化深さが鉄筋に達していることが判明した。さらに目視変状調査では、初期の建設技術に起因するコンクリートの変状が多く観察される区間が見受けられた。

これらの結果をもとに、京橋～三越前駅間においては、1991～2005（平成 3～17）年に中性化抑制工事を、末広町～浅草駅間においては、1991～2002（平成 3～14）年に側壁補強工事を実施した。

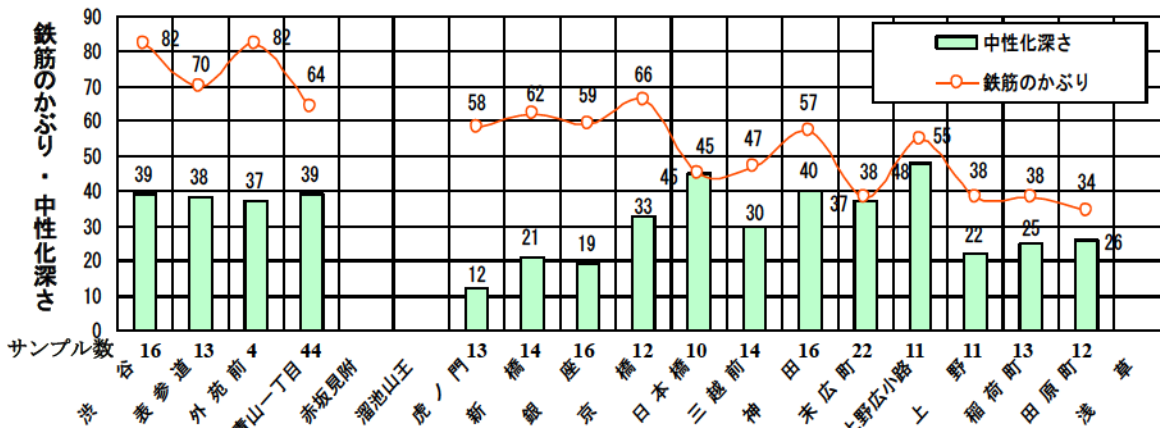
側壁の駅間平均値：1987（昭和 62）年～1989（平成元）年 調査



注) 赤坂見附～虎ノ門間のデータは、補強工事を行っているため調査対象外とした。

図 3-2-1 圧縮強度と弾性係数の調査結果⁵⁾

側壁の駅間平均値：1987（昭和 62）年～1989（平成元）年 調査



注) 構築完成年次は、

図 3-2-2 中性化深さと鉄筋のかぶりの調査結果⁵⁾

図 3-2-1 と同じ

3.2.3 外観調査（2004，2005（平成 16，17）年および 2013，2014（平成 25，26）年）

(1) 調査位置および調査項目

2004，2005（平成 16，17）年の調査区間は、① 上野広小路～上野駅間，② 上野～稲荷町駅間，③ 稲荷町～田原町駅間，④ 田原町～浅草駅間を対象箇所とした。

2013，2014（平成 25，26）年の調査区間は、追跡調査として、上記の①～④の区間に加え、⑤⑥ 京橋～日本橋駅間（2箇所），⑦⑧ 日本橋～三越前駅間（2箇所），⑨ 京橋駅において調査を実施した。表 3-2-1 に調査箇所の詳細位置を示す。

表 3-2-1 調査位置のキロ程

No	駅 間	線 (注)	キロ程 (2004, 2005 年)	キロ程 (2013, 2014 年)
①	上野広小路駅 ~ 上野駅	A	11 k 844 m	11 k 844 m
②	上野駅 ~ 稲荷町駅	A	12 k 512 m	12 k 519 m
③	稲荷町駅 ~ 田原町駅	A	13 k 001 m	13 k 000 m
④	田原町駅 ~ 浅草駅	A	14 k 023 m	14 k 024 m
⑤	京橋駅 ~ 日本橋駅	B	—	8 k 348 m
⑥		A	—	8 k 449 m
⑦	日本橋駅 ~ 三越前駅	A	—	8 k 991 m
⑧		B	—	9 k 024 m
⑨	京橋駅 ~		コア分析のみ	

注) 「線」の「A , B」とは、いわゆる上り線, 下り線を表す地下鉄特有の表示である。

また、鉄構框構造を有する躯体の概要図を図 3-2-3 に示し、この構造を有する末広町～浅草駅間の躯体に対して行った調査・試験内容を表 3-2-2 に示す。

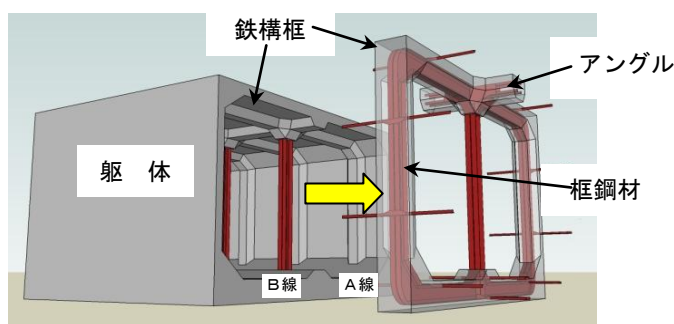


図 3-2-3 鉄構框構造を有する躯体の概要と鉄構框の詳細

表 3-2-2 調査・試験項目と箇所数

調査項目	2005 (平成 17) 年	2014 (平成 26) 年
目視・打音調査	12 箇所	8 箇所
かぶり厚さ測定	261 箇所	8 箇所
含水率測定	24 箇所	8 箇所
コア採取	35 箇所 105 本	24 箇所
はつり調査	13 箇所	8 箇所
圧縮強度試験	35 箇所 105 本	25 本
中性化深さ試験	54 断面 261 箇所	25 本
塩化物イオン量測定	—	2 本 (5 試料/本)

(2) 調査結果

1) 目視・打音調査結果

目視・打音調査は、図 3-2-3 に示すA線およびB線（地下鉄における上り線および下り線）の上床と側壁の各内面について実施し、ひび割れ、漏水、ジャンカ、浮きに着目した。

1987～1988（昭和 62～63）年の目視調査では、初期の建設技術に起因するコンクリートの変状が多く観察される区間が見られた。

2004～2005（平成16～17）年および2013～2014（平成25～26）年の調査では、当該区間で見られる変状は、ジャンカ、ひび割れ、浮き、漏水跡、エフロレッセンスであったが、鉄筋腐食が想定される錆汁は見られなかった。また1987～1988（昭和62～63）年の調査時と比べても、大きな変化は確認されなかった。

ひび割れは、0.1～0.3 mm程度のものが多数見られたが、縦断または横断方向などの規則的な方向性を持っているものではなかった。また、一部区間でジャンカや漏水が生じている箇所があったが、粗骨材同士は結合しており、叩いてもはく離しない状態であった。このことから、建設初期からの乾燥収縮によるひび割れが著しく進行する可能性は低いと考えられる。

また、顕著な鉄筋腐食を疑わせる錆汁や漏水は見られなかった。浮きについては、既に剥落対策の観点からはつり落としがなされており、これも今回の調査では該当する箇所はなかった。

本調査で取り扱ったひび割れには、いわゆるトンネル躯体への作用荷重やRC理論に基づくひび割れ（以下、構造ひび割れと呼ぶ。）と、コンクリートの配合、水和熱、自己・乾燥収縮といったコンクリートの材料特性に基づくひび割れ（以下、材料ひび割れと呼ぶ。）があるが、本調査においては、その目的を踏まえ、構造ひび割れと判断できる縦断方向に伸びているひび割れを中心に抽出して、図 3-2-4 に示す展開図を作成した。

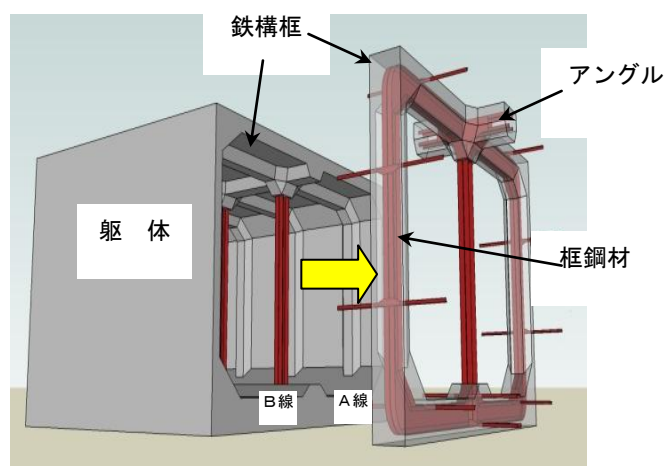


図 3-2-3 鉄構框構造を有する躯体の概要と鉄構框の詳細（再掲）

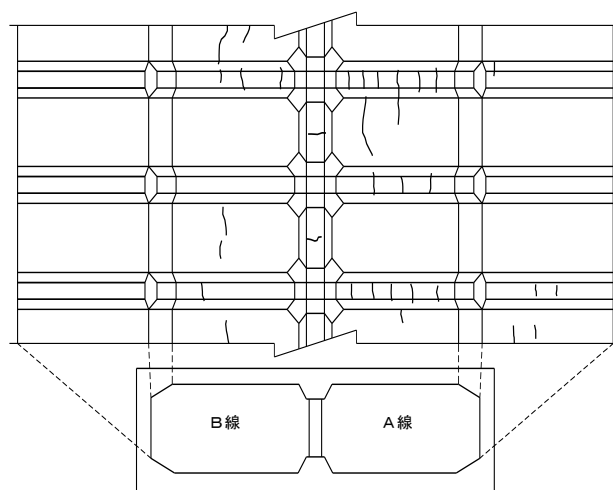


図 3-2-4 構造ひび割れ展開図（0.3mm 以上）⁶⁾

2) はつり調査結果

はつり出した鉄筋において、目視による鉄筋腐食度の判定を行った。腐食度の判定は、表 3-2-3 を参考として主筋の評価を行った。また、はつり範囲に配力筋を確認した場合は、配力筋の評価も行った。

写真 3-2-1 および写真 3-2-2 に、はつり作業状況を示す。また、はつり調査結果を表 3-2-4 に示す。目視での鉄筋腐食度については、概ねⅠ～Ⅱ程度であったが、一部区間でⅢも確認された。Ⅲについては、稲荷町～上野駅間にあった漏水による影響が考えられるが、その他の箇所については著しい腐食は確認されなかった。

表 3-2-3 鉄筋腐食度判定法⁷⁾




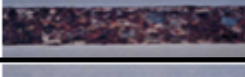

鉄筋腐食度	評価基準	状態
Ⅰ	腐食がなく、黒皮の状態	
Ⅱ	鉄筋表面に僅かな点錆が生じている状態	
Ⅲ	鉄筋表面に薄い錆が生じており、コンクリートに錆が付着している	
Ⅳ	やや厚みのある膨張性の錆が生じているが、断面欠損は比較的少ない状態	
Ⅴ	鉄筋全体にわたって著しい膨張性の錆が生じており、断面欠損がある状態	



写真 3-2-1 はつり作業状況1



写真 3-2-2 はつり作業状況2

表 3-2-4 はつり調査結果

注)採取部位は、すべて側壁

駅間	2004年		2013年	
	キロ程	腐食グレード	キロ程	腐食グレード
上野広小路～上野	A 11k 844m	Ⅰ～Ⅱ	A 11k 844m	Ⅰ～Ⅱ
上野～稲荷町	A 12k 512m	Ⅰ～Ⅱ	A 12k 519m	Ⅰ～Ⅲ
稲荷町～田原町	A 13k 001m	Ⅱ	A 13k 000m	Ⅱ
田原町～浅草	A 14k 023m	Ⅱ～Ⅲ	A 14k 024m	Ⅱ
京橋～日本橋	—	—	A 8k 449m	Ⅱ
			B 8k 348m	Ⅰ～Ⅱ
日本橋～三越前	—	—	A 8k 991m	Ⅰ
			B 9k 024m	Ⅱ～Ⅲ

3) 内部含水率測定結果

コンクリート中の鉄筋の腐食速度が、コンクリートの含水状態によって変化することは知られているが、その内部含水率の測定については、精度よく測定する方法が少ないのが現状である。ここでは、ブラシセンサーを用いた電気抵抗式水分計（コンクリートに接触する部分の電気抵抗により水分量を測定する計器）を使用して、表面から10mm毎に110mmの深さまで、電気抵抗を測定して含水率を求めた⁸⁾。

鉄道総合技術研究所の報告書⁹⁾では、内部含水率が3.1%以下では、鉄筋の腐食速度は極端に遅くなることが示されているが、図3-2-5および図3-2-6に示す2004（平成16）年および2013（平成25）年の内部含水率の測定結果をみると、全ての箇所において内部含水率が2%以下と、3.1%を下回っている。このことから、コンクリート表面にひび割れもなく漏水もない箇所では、腐食速度は極めて遅いと考えられる。また、地下鉄構造物は、地表面下の環境が変動せず概ね一定であることを考慮すると、将来的にも鉄筋の腐食進行は進み難いと想定することができる。

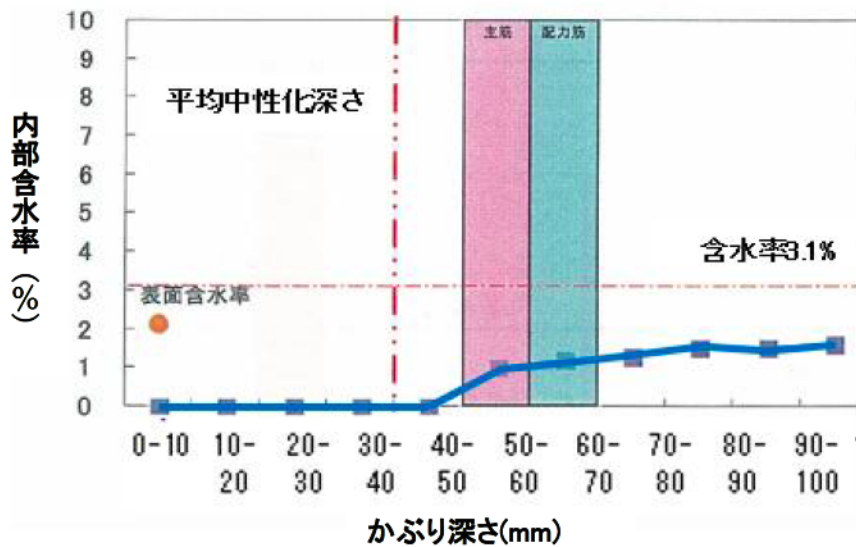


図 3-2-5 上野広小路駅～上野駅間 含水率の深さ方向分布 2004（平成16）年 調査結果

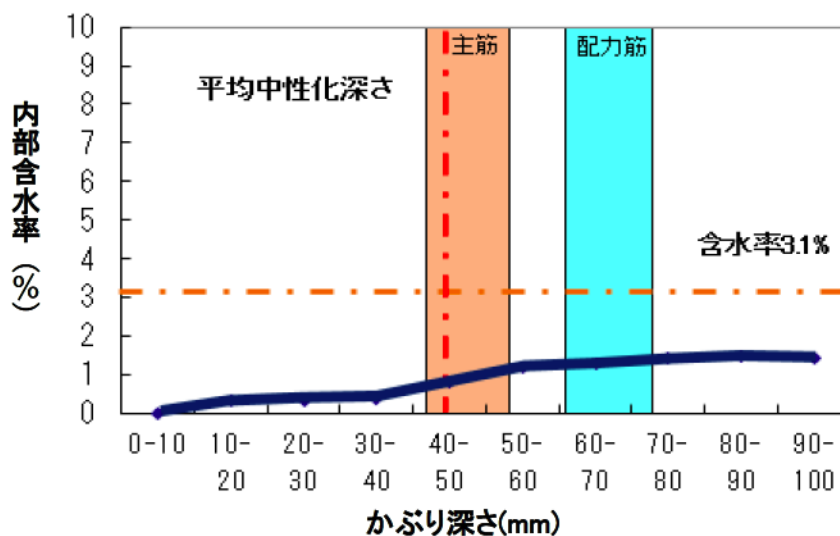


図 3-2-6 上野広小路駅～上野駅間 含水率の深さ方向分布 2013（平成25）年 調査結果

3.2.4 室内試験（2004, 2005（平成 16, 17）年および 2013, 2014（平成 25, 26）年）

(1) 圧縮強度試験，静弾性係数試験結果

採取したコアを用いて圧縮強度，静弾性係数試験を実施した。2004, 2005（平成 16, 17）年と 2013, 2014（平成 25, 26）年（今回調査結果）の側壁の圧縮強度および静弾性係数とトンネル位置（キロ程）との関係を，図 3-2-7 および図 3-2-8 に示す。

2004, 2005（平成 16, 17）年の調査結果では，上野広小路～浅草駅間での採取コアの圧縮強度試験の平均値は 20.9 N/mm^2 ，静弾性係数の平均値は 20.8 KN/mm^2 であった。その後，2013, 2014（平成 25, 26）年の調査における圧縮強度の平均値は 21.7 N/mm^2 ，静弾性係数の平均値は 19.6 KN/mm^2 であったため，どちらも概ね同等の結果を示した。また，全体的に浅草方向に向かって，強度が大きくなる傾向も見られた。

この圧縮強度の結果をみると，どちらも設計時の基準強度 10 N/mm^2 を十分上回っており，当時期待された強度は，現在でも有していることが判明した。

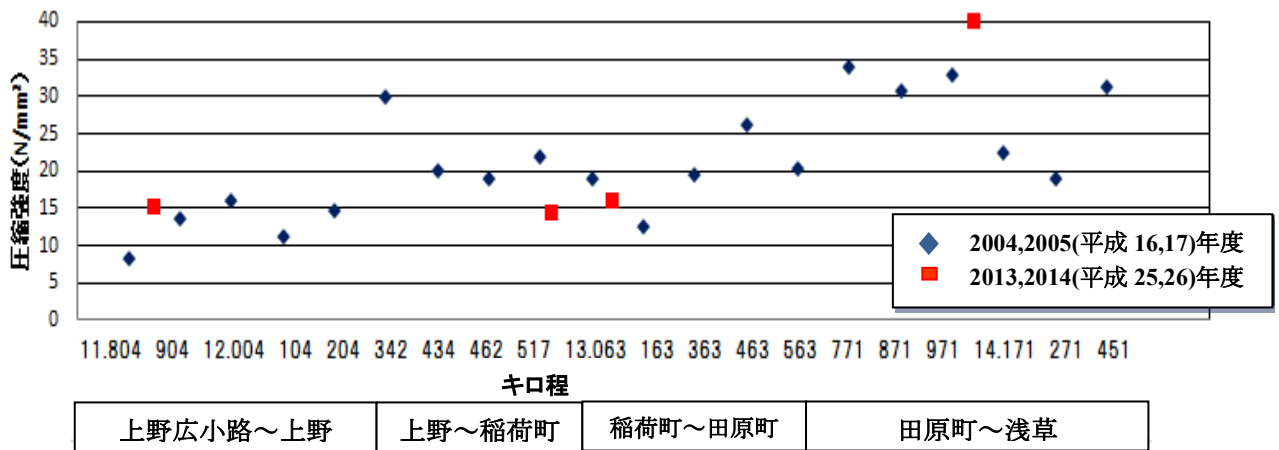


図 3-2-7 側壁の圧縮強度とトンネル位置の関係

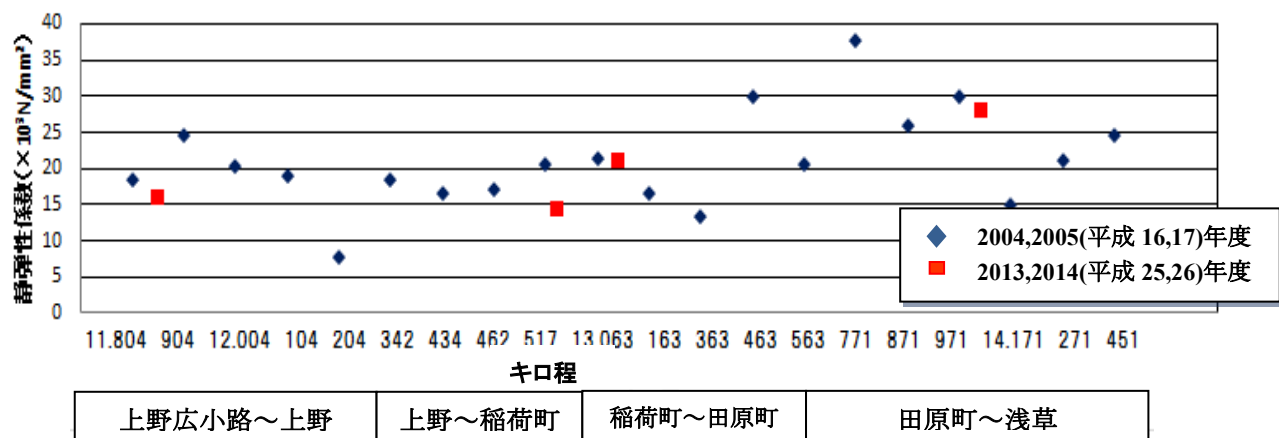


図 3-2-8 側壁の静弾性係数とトンネル位置との関係

(2) 中性化深さ試験結果

中性化深さは、ドリル法（日本非破壊検査協会 NDI3419『ドリル削孔粉を用いたコンクリート構造物の中性化試験方法』：ドリルで削孔し、発生したコンクリート粉を、フェノールフタレイン溶液を吸収させた試験紙で受取り、試験紙が発色したらドリルを停止し、孔の深さを中性化深さとして測定する方法）により測定した³⁾。

2004、2005（平成 16、17）年と 2013、2014（平成 25、26）年のはつり調査および採取したコアを用いて実施した中性化深さ試験により確認した中性化深さ、かぶり厚さ、中性化残り、および鉄筋腐食の試験結果を表 3-2-5 に示す。また、測定結果の状況を写真 3-2-3 および写真 3-2-4 に示す。

2004、2005（平成 16、17）年の中性化深さの結果を見ると、上野～浅草駅間ではバラつきもみられるものの、概ね 40 mm 以内（平均 10～20 mm 程度）であり、鉄筋位置（約 20～80 mm）まで到達している箇所は少なかった。一方、上野広小路～上野駅間ではバラつきが大きく 100 mm を超える箇所もあり、鉄筋位置を超えて進行している箇所も多かった。またジャンカ等空隙が偏在している箇所では、バラつきが大きく進行していることがわかった。2013、2014 年の結果もほぼ同じ傾向が見られた。

かぶり厚さは、はつり調査箇所におけるコンクリート表面から最も近い鉄筋のかぶり厚さを使用した。また中性化速度係数は、 \sqrt{t} 則を用いて算出した。

表 3-2-5 コアにおける中性化深さ試験結果

注)採取部位は、すべて側壁

駅 間	調査時	キロ程	腐 食 グレード	中性化 深 さ (mm)	かぶり (mm)	中性化 残 り (mm)	中性化速度 係 数 (mm/ \sqrt{t})
上野広小路～上野	2004 年	A11k 844m	I～II	36.4	56	19.6	4.21
上 野～稲荷町		A12k 512m	I～II	22.7	88	64.9	2.58
稲荷町～田原町		A13k 001m	II	22.7	64	40.9	2.58
田原町～浅 草		A14k 023m	II～III	17.6	45	27.7	2.01
上野広小路～上野	2013 年	A11k 844m	I～II	42.3	40	-2.3	4.62
上 野～稲荷町		A12k 519m	I～III	46.5	53	6.5	5.02
稲荷町～田原町		A13k 000m	II	22.5	27	4.5	2.43
田原町～浅 草		A14k 024m	II	13.2	40	26.8	1.42
京 橋～日本橋		A 8k 449m	II	14.5	43	28.5	1.61
		B 8k 348m	I～II	9.9	30	20.1	1.10
日本橋～三越前		A 8k 991m	I	23.8	52	28.3	2.64
		B 9k 024m	II～III	23.1	20	-3.1	2.56
京橋駅	—	—	—	23.4	—	—	2.60

表 3-2-5 より、中性化速度係数は、2004 年と 2013 年の調査では概ね同等の結果となった。しかし、上野～稲荷町駅間では、中性化速度係数が約 2 倍近く大きくなる結果が見られた。

これは、この箇所において、近傍に漏水跡があったこと、また調査を行っている場所に多少のズレがあったことから、かぶりの深さの相違が中性化速度係数に影響しているのではないかと考えられる。

測定の結果、中性化は経年による進行は見られたものの、概ね鉄筋の位置までは達していなかった。ただし、測定箇所によってバラつきが見られ、一部では鉄筋より深い位置まで中性化が進んでいる個所もあった。

一方、鉄筋の腐食状況は、非破壊検査機器（自然電位法）と、はつり出して直接目視する方法による調査を行ったが、建設から 89 年経過しているにもかかわらず、ほとんどの箇所で腐食が見られず、ごく軽微な腐食に留まっていた。

工事に伴い、鉄筋が露出した箇所があったので、その状況を写真 3-2-5 に示すが、腐食は見られず、また結束線も健全な状態で残っていることが見受けられた。

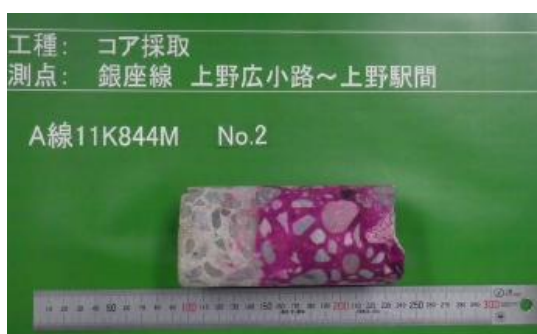


写真 3-2-3 コア採取状況



写真 3-2-4 中性化深さ状況



写真 3-2-5 鉄筋腐食状況 (1)



写真 3-2-5 鉄筋腐食状況 (2) (拡大)

漏水している箇所ではやや腐食が進んでいたが、全体的に鉄筋の腐食度が小さい原因としては、コンクリート内部の含水率が極めて低く、かなり乾燥したコンクリートであることが判明したため、たとえ中性化が進行して鉄筋の保護膜が消失しても、トンネル内では降雨もなく、漏水個所以外では水分が供給されないことから、腐食が進行しないのではないかと考えられる。

したがって、当該トンネルのような構造物の診断においては、一般的な指標である中性化深さのみで評価することは適切ではなく、コンクリートの含水状態や実際の鉄筋の腐食状況も十分に考慮すべきであると思われる。また、建設時の防水層の施工や供用後の漏水対策工の良否が、耐久性上大きな影響を与える可能性が高いことも考えられる。

次に、これまでの調査から算出された中性化速度係数を竣工年毎に整理し、さらに2013、2014（平成25、26）年の調査結果を追加して、竣工年と中性化速度係数の関係を図3-2-9に示した。この図を見ると、2013、2014（平成25、26）年の調査結果は、2004、2005（平成16、17）年の結果のバラツキの範囲内に収まっており、中性化が進行しているとは考えにくく、施工時のコンクリートの品質のバラツキによる影響が大きいと考えられる。

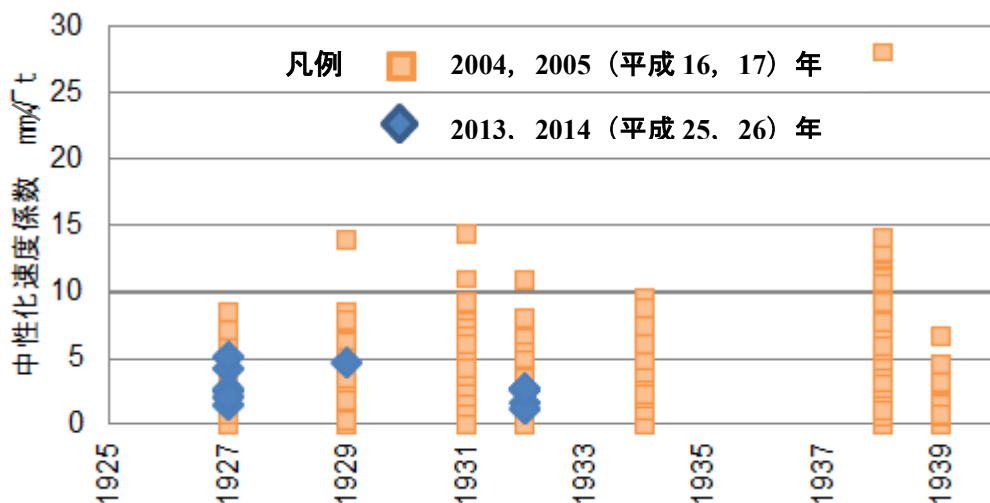


図 3-2-9 竣工年と中性化速度係数関係

中性化の進行は経過年数の平方根に比例する（ \sqrt{t} 則）。これによる予測を行った結果、一部を除くほとんどの区間は、今から50年後、つまり建設後140年近く経過しても鉄筋位置まで到達しないという結果になった（表3-2-6）。

表 3-2-6 中性化深さとかぶりの関係(上野広小路～浅草間)

部 位	駅 間 (略称)	中性化深さ(mm)				かぶり(mm)		
		平均 (2014年)	最大 (2014年)	平均 (50年後)	最大 (50年後)	最小	平均	最大
側 壁	②広～上	43.4	122.7	55.4	156.4	40	52	81
	③上～稲	21.7	65.3	27.6	83.3	29	66	86
	④稲～田	11.9	43.9	15.2	56.0	21	42	71
	⑤田～浅	18.5	39.5	23.6	50.4	16	40	68
補強側壁	①末～広	8.5	25.7	36.5	88.5	27	46	65
	③上～稲	6.4	11.5	28.8	61.4	52	60	68
側 部 框	②広～上	34.1	116.9	43.5	149.0	36	39	43
	③上～稲	10.0	43.6	26.5	55.6	19	33	58
	④稲～田	6.5	39.8	8.2	50.7	29	47	67
	⑤田～浅	18.3	53.4	23.3	68.1	14	43	59
上床版部	①末～広	13.4	20.5	17.1	26.1	20	43	67
	②広～上	9.0	15.1	11.5	19.2	28	52	67
	③上～稲	14.1	26.8	18.0	34.2	12	41	70
	④稲～田	14.0	36.4	17.8	46.4	4	34	53
	⑤田～浅	15.5	30.1	19.8	38.4	35	38	53

ただし、中性化の実測値にはバラつきがあり、またコンクリートの含水状態によっても鉄筋の腐食速度は大きく異なる。そこで、補修対策要否の判断材料の一つとするため、既存研究事例を参考に、中性化進行後から腐食ひび割れ発生までの期間の予測を試みた。

予測では、コンクリート含水率から腐食速度を算出するとともに、ひび割れ発生腐食量と現在の腐食量を設定することで、ひび割れ発生までの期間を算出した。その結果を、表 3-2-7 に示す。

表 3-2-7 ひび割れ予測年数⁶⁾

変状パターン		腐食 グレード	現腐食量 (mg/cm ²)	ひび割れ発生 までの腐食量 (mg/cm ²)	ひび割れ発生 までの予測年数 z (year)
漏水	外観上 の変状				
あり 含水率 3%以上 損失腐食率 2.42 mg/cm ² /year	あり	IV	96	50 - 96 = -46	既に発生レベル
	なし	III	32	50 - 32 = 18	18 / 2.42 ≒ 7.4 年
なし 含水率 3%以下 損失腐食率 0.242 mg/cm ² /year	あり	II	16	50 - 16 = 34	34 / 0.242 ≒ 140.5 年
	なし	I	0	50 - 0 = 50	50 / 0.242 ≒ 206.6 年

結果を見ると、漏水がない場合は腐食速度が低いため、100年以上先でもひび割れは発生しないと予測されたが、漏水がある場合は、約10年以内にひび割れが発生する可能性があるとして予測された。

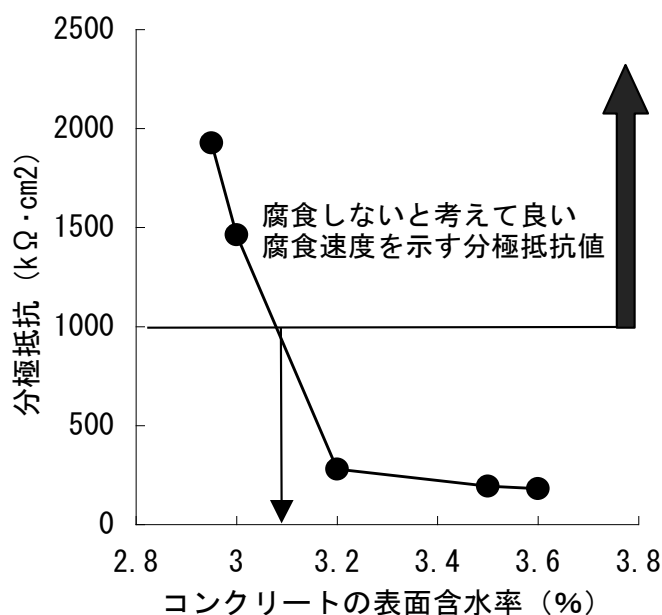


図 3-2-10 鉄筋位置より深部まで中性化したコンクリートの含水率と分極抵抗の関係⁹⁾

図 3-2-10 から、漏水部（含水率 3.1 %以上）の分極抵抗については、 $100 \text{ k}\Omega \cdot \text{cm}^2$ 、健全部（含水率 3.1 %以下）では、 $1000 \text{ k}\Omega \cdot \text{cm}^2$ とする。この分極抵抗値を用いて、次の式より腐食電流密度を求める¹⁾¹⁾。

$$I_{\text{corr}} = K (1 / R_p) \quad \text{式 (3-1)}$$

ここに I_{corr} : 腐食電流密度 (A/cm^2)
 K : 定数 = $0.026 (\text{V})$
 R_p : 分極抵抗 (Ω)

式 (3-1)を用いて算出した漏水部、健全部の腐食電流密度および損失腐食率は次のようになる。(腐食電流密度 $1\mu\text{A}/\text{cm}^2 \rightarrow$ 損失腐食率 $2.55 \text{ mg}/\text{cm}^2/\text{day}$)

$$\begin{aligned} \text{漏水あり} : I_{\text{corr}} &= 0.026 \times (1/100) = 2.6 \times 10^{-4} (\text{A}/\text{cm}^2) = 260 (\mu\text{A}/\text{cm}^2) \\ &\Rightarrow 2.42 (\text{mg}/\text{cm}^2/\text{year}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{漏水なし} : I_{\text{corr}} &= 0.026 \times (1/1000) = 2.6 \times 10^{-5} (\text{A}/\text{cm}^2) = 26 (\mu\text{A}/\text{cm}^2) \\ &\Rightarrow 0.242 (\text{mg}/\text{cm}^2/\text{year}) \end{aligned}$$

(3) 塩化物イオン量試験結果

室内試験の一つとして、塩害の影響の可能性を見極めるため『塩化物イオン量試験』の調査を行った。京橋～日本橋駅間、日本橋～三越前駅間で実施した塩化物イオン量試験結果を、表 3-2-8 に示す。

京橋～日本橋駅間、日本橋～三越前駅間で実施した塩化物イオン量試験結果から、いずれの結果においてもコンクリート中に含まれる塩化物イオン量は $1.2 \text{ kg}/\text{m}^3$ 以下¹⁾²⁾であり、塩化物イオンによる鉄筋の腐食が生じる可能性は低いと考えられる。

3.2.5 個別検査結果のまとめ

1987, 1988 (昭和 62, 63) 年, 2004, 2005 (平成 16, 17) 年, さらに 2013, 2014 (平成 25, 26) 年と 30 年近くにわたり行ってきた個別検査を整理した結果、銀座線のトンネル構造物に関して、次のような知見を得ることができた。

- ① 当該区間では、あまり漏水が生じていないことや地上部のように乾湿繰り返しを受けるような環境条件下でないことから、中性化の進行は認められていない。
- ② 今後、急速に中性化が進行する可能性は低く、通常実施している日常補修で十分対応できる状態にあると思われる。
- ③ 施工後 89 年経過していることを考慮すると、検査においては、ひび割れの多大な発生や漏水補修箇所の再漏水など、変状の発生の有無や発生場所にも留意して、定期的なモニタリングは必要不可欠であると考えられる。

表 3-2-8 塩化物イオン量試験結果^{1 3)}

区 間	深度 (mm)	単位容積質量 (注 1) (kg/m ³)	Cl ⁻ (注 2, 3)	
			(mass%)	(kg/m ³)
京橋～日本橋駅 B線 8k 348m No.3	0～20	2,310	0.01 (0.007)	0.16
	20～40		0 (0.007)	0.12
	40～60		0 (0.004)	0.09
	60～80		0 (0.004)	0.09
	80～100		0 (0.004)	0.09
日本橋駅～三越前駅 A線 8k 991m No.3	0～20	2,290	0.01 (0.029)	0.66
	20～40		0 (0.014)	0.32
	40～60		0 (0.013)	0.30
	60～80		0 (0.009)	0.21
	80～100		0 (0.008)	0.18

注 1 : 単位容積質量は、圧縮強度試験結果の見掛け密度(g/cm³)の値とした。

注 2 : 塩化物イオン量試験の結果は絶乾ベース。

注 3 : ()内の数値は、単位容積質量当たりの塩化物イオン量換算に使用した値である。

$$\text{Cl}^- (\text{kg/m}^3) = \text{単位容積質量} (\text{kg/m}^3) \times \text{Cl}^- (\text{mass}\%) \div 100$$

3.3 銀座線の全般検査結果に基づく維持管理マネジメントの試み

3.3.1 維持管理マネジメントの適用とこれからの検討

前節までは、化学的、物理的な視点で東京メトロ銀座線の構造物の老朽化の状態と維持管理について述べてきた。しかし、近年、社会資本の維持管理について物理的な観点だけではなく、効率的・効果的に維持管理するために社会資本アセットマネジメントという手法を適用する事例が注目されている。従来、アセットマネジメントとは証券や不動産などの金融資産管理に対して適用されていたが、本研究においては、アセットマネジメントを維持管理マネジメントと言い換え、トンネル構造物に対して適用することで、種々のシナリオの中で最適な維持管理がどのようなものか、費用対効果を比較して検証することとする。

以下に、トンネル構造物に対して維持管理マネジメントの適用を試みた内容について述べる。トンネル構造物の修繕計画を対象として、地下鉄費用の最小化と、修繕に基づく地下鉄資産の効用の最大化を目標とした。そこで、地下鉄トンネルを対象として、

- ① トンネルの検査結果に基づく健全度評価
- ② 劣化推移特性に基づく劣化予測
- ③ 費用便益分析に基づく修繕対策

について検討した結果を述べる。

3.3.2 経年による劣化予測と健全度評価

(1) 劣化予測の考え方

土木構造物の劣化予測の方法は、大きく2つに分類することができる。1つは、『力学的特性を把握し劣化予測を行う方法』。もう1つは、『検査による判定区分の低下を統計的に予測する方法』である。

前者は、特定の土木構造物や部材を対象としているのに対し、後者は、土木構造物全体を対象に使用されることが多いが、ここでは、後者の手法によりトンネル構造物全体の劣化進行を予測することとした。

統計的手法については、代表的なマルコフ確率過程（将来の挙動は、現在の値により決められ、過去の挙動とは無関係であるという性質を持つ確率過程）を使用することとした。マルコフ確率過程は、橋梁や舗装などを対象に多く使用されているが、トンネルやトンネル部材にも適用がみられる手法であることから、これを用いてトンネル構造物の劣化予測を行った。

(2) トンネル検査データの集計手順

トンネルの検査データは、次の手順で集計した。トンネル検査時に利用されている健全度判定区分について、表 3-3-1（表 2-2-2 の再掲）に示す。

表 3-3-1 維持管理標準における変状ランクの概要（表 2-2-2 の再掲）

健全度 (判定区分)		構 造 物 の 状 態
A		運転保安, 旅客および公衆などの安全ならびに列車の正常運行の確保を脅かす, またはそのおそれのある変状等があるもの
	AA	運転保安, 旅客および公衆などの安全ならびに列車の正常運行の確保を脅かす変状等があり, 緊急に措置を必要とするもの
	A1	進行している変状等があり, 構造物の性能が低下しつつあるもの, または大雨, 出水, 地震等により, 構造物の性能を失う恐れのあるもの
	A2	変状等があり, 将来それが構造物の性能を低下させる恐れのあるもの
B		将来, 健全度 A になる恐れのある変状等があるもの
C		軽微な変状等があるもの
S		健全なもの

- a) 地下鉄各路線のトンネルを 5 m スパンに区切り, そのスパン内で変状の最悪値をそのスパンの変状ランクとする。(スパン内に変状が見られない場合は, S とする.)
- b) 建設年代別(10 年毎)に, 各変状ランクの総数を全線において集計する。
- c) 年代別(10 年毎)に建設されたトンネルの総延長より, 年代別の総スパン数を求める。
- d) 10 年単位で各変状ランクのスパン数の総数を算出した結果を利用して, 10 年間に建設された総延長スパン数で除すことで, 10 年単位での各変状の存在確率を求める。
- e) 集計した 10 年単位での存在確率に対して線形補間を行い 1 年単位のデータを算出する。

これらの手順に基づいて, 構造条件 3 通り (開削・シールド・構造区別なし) と, 地盤条件 3 通り (地盤条件 A・地盤条件 B・地盤区別なし, 表 3-3-2 参照) の合計 9 通りについて同様の集計を行った。なお, 表 3-3-1 の判定区分 AA については, ただちに措置が講じられているため検査データは存在しない。

表 3-3-2 地盤条件 (A・B) の概要

Aブロック	Bブロック
<p>当ブロックは、本郷台、豊島台、淀橋台等の台地地帯で、地質構成は、代表的に表土（沖積層）、関東ローム層、東京砂層（硬質粘土層を介在）、東京礫層、江戸川層（以上洪積層）、上総層（第3紀層）の順に構成されている。表土の沖積層は数メートルオーダーで薄い。</p>	<p>当ブロックは、地表面より軟弱な有楽町層（沖積層）の層厚が大きい（B1ブロック 20～30m、B2ブロック 30～40m、B3ブロック 40m以上）。</p> <p>地層構成は、有楽町層、東京砂層、東京礫層、江戸川層（B1、B2ブロック）あるいは地域によって有楽町層、7号地層、東京砂層、江戸川層（C3ブロック）の順に構成されている。</p>

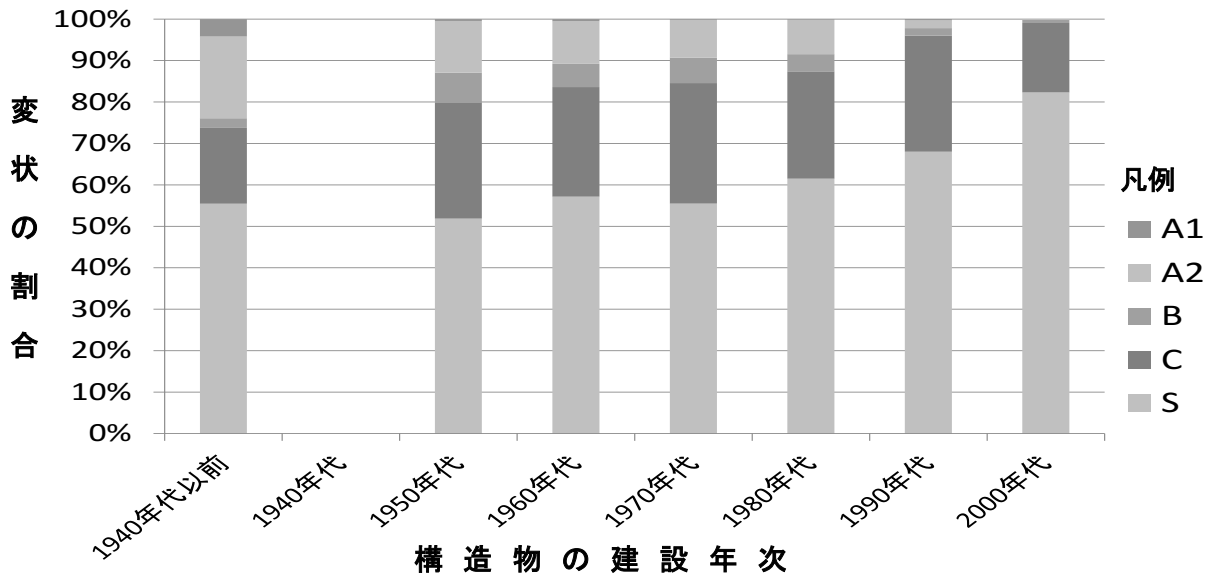


図 3-3-1 変状ランクの割合(地盤条件A・構造種別なし)

図 3-3-1 に、(地盤条件 A・構造区別なし) の条件で抽出した変状ランクの存在割合を 10 年単位の建設年次で表した例を示す。これより、建設年次が新しい構造物ほど S ランクが多く、変状の少ないスパンの割合が大きい、つまり全体的に、変状が小さい傾向にあることが確認できる。ちなみに、1940 年代は第二次世界大戦のため、地下鉄トンネルは建設されていない。

(3) 推移確率行列の作成

推移確率行列の作成については、上記の集計結果を用いてマルコフ確率過程を適用する。トンネルの劣化推移をマルコフ過程として扱うことで、過去の劣化推移の結果から統計的な考え方により、将来の劣化予測が可能になる。マルコフ確率過程では、建設完成から t_n 年経過したトンネルの変状 X の存在確率を $\{P_X\}$ とすると、 t_{n+1} 年経過したトンネルの変状ランク X の存在確率 $\{P'_X\}$ は次式で与えられる。

$$\{P'_S P'_C P'_B P'_{A2} P'_{A1}\} = \{P_S P_C P_B P_{A2} P_{A1}\} \begin{bmatrix} K_{SS} & K_{SC} & K_{SB} & K_{SA2} & K_{SA1} \\ 0 & K_{CC} & K_{CB} & K_{CA2} & K_{CA1} \\ 0 & 0 & K_{BB} & K_{BA2} & K_{BA1} \\ 0 & 0 & 0 & K_{A2A2} & K_{A2A1} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{A1A1} \end{bmatrix} \quad \text{式 (3-2)}$$

ここに、 K_{CC} は変状ランクCが翌年にランクCを維持していること、 K_{CB} はランクCが翌年ランクBに悪化する事象の割合を表していて、 $K_{A1A1}=1$ である。

なお、ここでは次の条件を仮定してシミュレーションを行った。

- a) トンネルの劣化変状ランクが、維持補修することなく自然に改善することはない。
- b) 変状ランクの1年毎の変化は、同じランクを維持するか、あるいは1ランク悪化するか、の2通りとする。
- c) 初年度(2010年度)における変状の存在確率は、Sランクが100%である。

上記の仮定を用いて算出した行列の作成例を次に示す。1年の変状割合の比較と、作成した推移確率行列の例は、表3-3-3、表3-3-4および表3-3-5の通りである。

表3-3-3は、建設後74年と建設後75年の変状割合を表した結果を示しており、表の割合の推移を比較することで行列を作成した。ちなみに、建設後74年、75年には、大きな意味は含まれていない。表3-3-5は、建設後74年経ったトンネル構造物の1年後の状態を予測する行列であり、表3-3-3の変状割合の推移に基づいた行列を示している。この行列を利用して建設後74年における変状ランクの割合から、建設後75年の変状ランクの割合を算出することができる。

表 3-3-3 変状割合の比較

変状ランク	S	C	B	A2	A1	合計
経年 75 年	53.02 %	24.03 %	3.84 %	16.35 %	2.76 %	100 %
経年 74 年	53.18 %	24.00 %	4.01 %	16.14 %	2.67 %	100 %

表 3-3-4 劣化推移確率行列の誘導過程（建設後74年と75年の差異）

		経年 75 年				
		S	C	B	A2	A1
		53.02 %	24.03 %	3.84 %	16.35 %	2.76 %
経年 74 年	S	53.18 %	53.02	0.16	0	0
	C	24.00 %	0	23.87	0.13	0
	B	4.01 %	0	0	3.71	0.30
	A2	16.14 %	0	0	0	16.05
	A1	2.67 %	0	0	0	0

表 3-3-5 劣化推移確率行列（建設後 74 年・75 年の比率）

			経年 75 年				
			S	C	B	A2	A1
			53.02 %	24.03 %	3.84 %	16.35 %	2.76 %
経年 74 年	S	53.18 %	0.9970	0.0030	0	0	0
	C	24.00 %	0	0.9946	0.0054	0	0
	B	4.01 %	0	0	0.9252	0.0748	0
	A2	16.14 %	0	0	0	0.9944	0.0056
	A1	2.67 %	0	0	0	0	1.0000

(4) トンネル健全度評価について

上記で求めた推移確率行列を用いた劣化予測計算により、銀座線トンネルの劣化予測と健全度評価を行った。健全度評価は定量的に行う必要があることから、重み付け係数を用いて、銀座線の各年における健全度(health index)を算出した。健全度 h とは、各変状スパン数に表 3-3-6 に示した健全度重み付け係数 k_i を乗じて変状総スパン数 n で割った値のことである。なお、重み付け係数は、東京メトロのトンネル技術者へのアンケート調査により設定した。

$$h = \frac{\sum_{i=1}^6 k_i \cdot n_i}{\sum_{i=1}^6 k_i} \quad \text{式 (3-3)}$$

ここに h : 健全度

k_i : 重み付け係数 ($i=AA,A1,A2,B,C,S$)

n : 変状総スパン数

表 3-3-6 健全度重み付け係数

変状ランク (i)	S	C	B	A2	A1	AA
重み付け係数 (k_i)	10	8	6	3	1	0

図 3-3-2 は、2012（平成 24）年に行われた特別・通常の両検査結果に基づいてトンネル上部箇所に着目し、式(3-3)で求めた健全度を比較したものである。この図より、通常全般検査よりも特別全般検査で得られた健全度がやや低い結果となったが、これは、特別全般検査が通常全般検査と比較して、トンネル上部について入念な検査を実施しているためと思われる。しかしながら、いずれの検査結果によっても、表 3-3-1 の変状ランク B から C 程度の健全度は保たれていることがわかる。なお、1932（昭和 7）年に建設されたトンネ

ル箇所については、集中的な補修が行われたので、他の区間よりも健全度の値が大きくなっている。

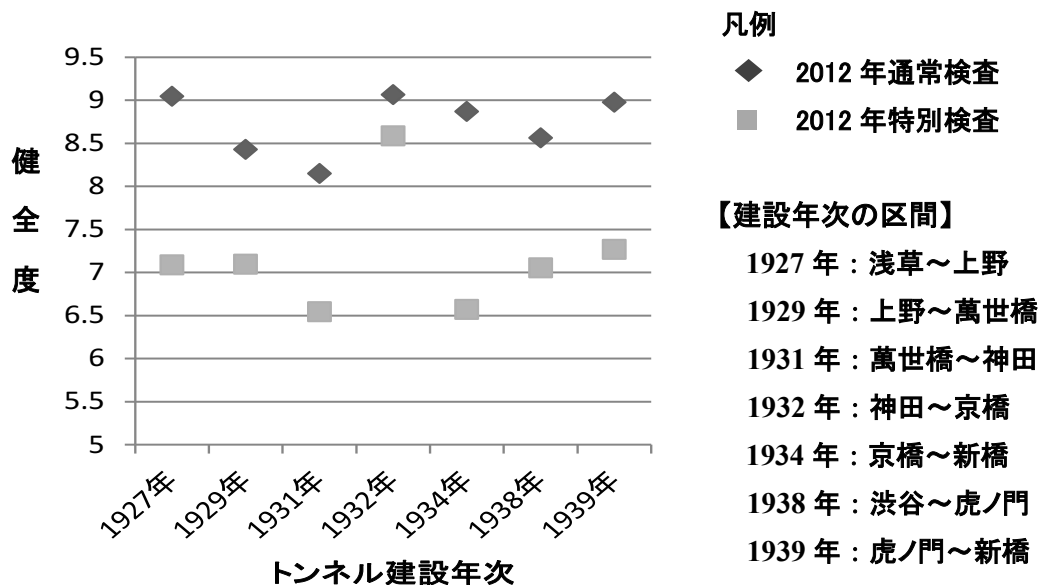


図 3-3-2 トンネル建設年次と健全度

図 3-3-3 は、2012 年に行われた通常全般検査の集計結果と、2010 年に行われた通常全般検査結果を利用して、前節で求めた推移確率行列を用いて 2010 年から 2 年後の健全度を予測した結果を比較した。これを見ると、トンネル建設年次毎に多少の違いがあるが、予測結果の方がやや高い健全度を示しているものの、両者はほぼ同じ値になった。このことから、トンネル検査結果を利用して作成した推移確率行列によるトンネルの劣化予測は、ある程度妥当性があることが確認できる。

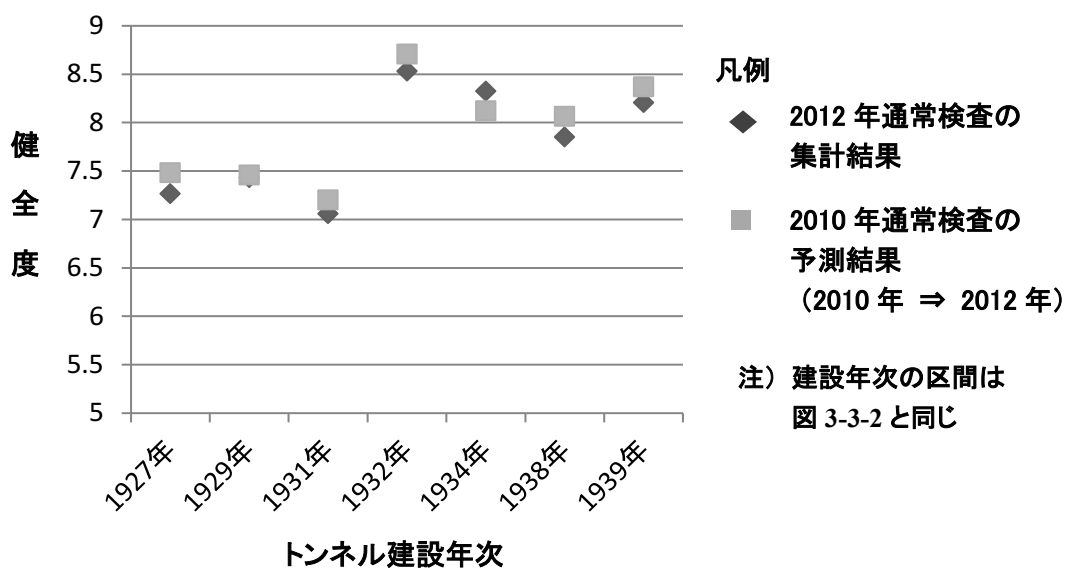


図 3-3-3 健全度の集計結果と予測結果の比較

3.3.3 劣化原因と健全度について

(1) 劣化原因の推定と中性化

前節で述べた個別検査で行われた調査・分析によって、ここで対象としている銀座線では、塩害やアルカリ骨材反応、化学腐食による劣化の可能性は低いことがわかっており、建設後 89 年を経過していることから、中性化が一番大きな劣化要因である可能性が高い。

中性化は、大気中の二酸化炭素がコンクリート内に侵入し、炭酸化反応を起こすことによってコンクリートマトリクスの pH が低下する現象である。これにより表 3-3-7 に示すようにコンクリート内の鋼材が腐食し、ひび割れが生じて、かぶりの剥落等が発生する。

中性化の進行は、コンクリートの品質や環境条件の影響を受けるが、一般に式 (3-4) に示すように、時間(材齢)の平方根に比例するとされている。ちなみに、表 3-3-7 における中性化残りとは、かぶりから中性化深さを差し引いた値とし、かぶりは、コンクリート表面から鉄筋外縁までの距離とする。

表 3-3-7 中性化進行と劣化度

劣化度	中性化残り	鋼材の腐食性	中性化による鉄筋腐食の可能性
高	0 mm 未満	大	腐食が生じ得る
中	0 mm 以上 10 mm 未満	やや大	場合によっては中性化による腐食が生じる可能性がある。
低	10 mm 以上 30 mm 未満	軽微	将来的には中性化による腐食が生じる可能性がある。
無	30 mm 以上	無し	当面の間は、中性化による腐食が生じる恐れはない。

$$y = b\sqrt{t} \quad \text{式 (3-4)}$$

ここに y : 中性化深さ (mm)

b : 中性化速度係数 (mm/年)

t : 材齢(年)

(2) 中性化進行と検査結果に基づく健全度の関係

図 3-3-4 に、対象トンネルの個別調査における中性化測定結果として、かぶり・中性化進行と経年年数の関係を示す。これを見ると、中性化検査位置におけるかぶりの平均値は約 60 mm であり、中性化深さの平均値はかぶりの 1/3 程度であるが、中性化の最大箇所では、中性化が鉄筋近傍まで進んでいることを確認することができる。

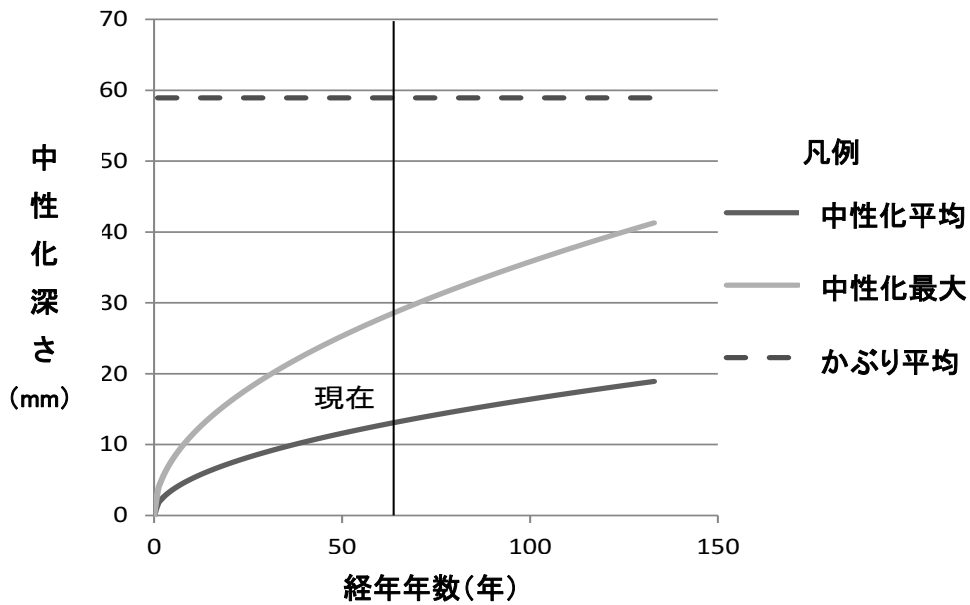
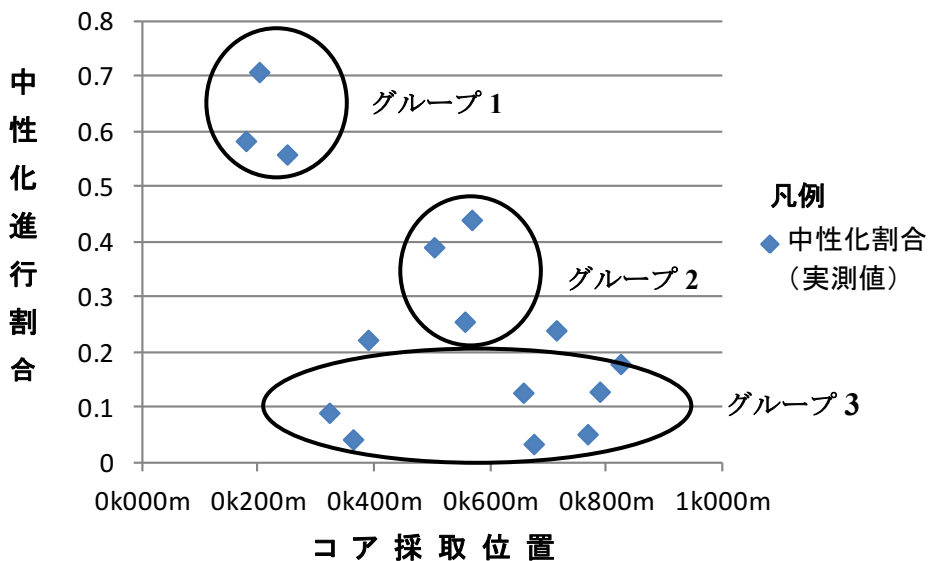


図 3-3-4 かぶり・中酸化進行と経年年数

ここで、コンクリートの中酸化進行による影響を定量的に評価するために、式(3-5)の中酸化進行割合を算出した。

$$\text{中酸化進行割合} = \frac{\text{中酸化深さ (mm)}}{\text{かぶり (mm)}} \quad \text{式 (3-5)}$$

図 3-3-5 は、対象トンネルにおけるコンクリートコア採取位置に応じた中酸化進行割合の分布を示したものである。横軸の採取位置には、対象トンネル起点からのキロ程数値が示されている。この図では、中酸化進行割合が高いコア採取区間をグループ 1、中酸化進行割合が中位のコア採取区間をグループ 2、中酸化進行割合が低いコア採取区間をグループ 3 として示している。



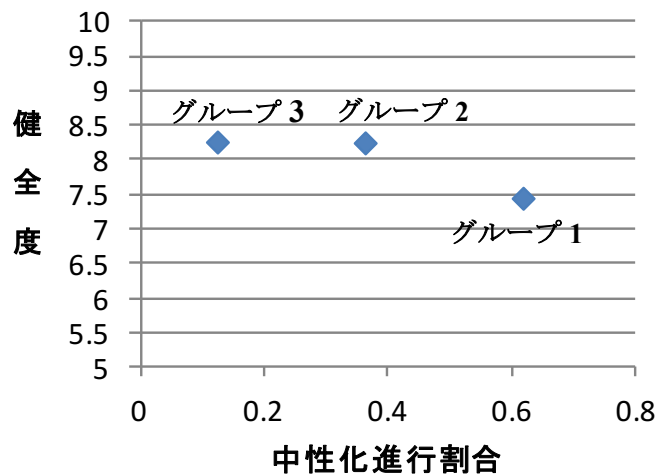


図 3-3-6 中性化進行割合と健全度

また、各グループにおけるトンネル検査結果に基づく健全度と中性化進行割合の平均値の関係を求めた結果を図 3-3-6 に示す。この図から中性化進行割合が高くなるほど、検査結果に基づくトンネル区間健全度が低くなることがわかる。すなわち、トンネル検査結果は、トンネル躯体の中性化等の物理的劣化状態を適切に反映したものと考えられる。

3.3.4 修繕費用と修繕シナリオを考慮した補修シミュレーション

(1) 修繕単価の設定

経年の劣化予測と健全度評価で求めた推移確率行列を用いた劣化予測計算を利用して、2010 年を基準とした時の 20 年間の健全度の変化と、修繕シミュレーションを行った。修繕単価は、現在、東京メトロで補修工事を実施している A2 ランクの修繕費用の実績値を基本として、各変状ランクの修繕単価を設定した。

各変状ランクの修繕単価を設定する際、A2 ランクの修繕累計費用を、その劣化個数総和で除した平均価格を設定単価とした。その他のランクについては、前述の表 3-3-5 の健全度重み付け係数に準じて、単価設定重み付け係数、A1: 3.0, A2: 1.0, B: 0.5, C: 0.2 を乗じてランク別に単価を設定した。各変状ランクの設定単価は、表 3-3-8 に示すとおりである。

表 3-3-8 各変状ランクの修繕単価

変状ランク	1ヶ所当たり単価(円)	重み付け係数比
A1	792,000	3.0
A2	264,000	1.0 (基本)
B	132,000	0.5
C	52,800	0.2

表 3-3-8 で設定した修繕単価は、変状 1箇所を修繕するのに必要な費用を示している。しかしながら、変状の集計は 5 m スパンで行っており、1つのスパンに変状が複数存在する場合もある。そこで、各変状ランクの総数を変状が存在するとみなされるスパン数で割ることで、1スパンあたりに存在する変状個数を算出したところ、平均 2.462 個であったため、その個数を乗じた 1スパン(5 m)当たりの修繕単価を求めた結果を表 3-3-9 に示す。

表 3-3-9 1スパン当たりの修繕単価

変状ランク	1スパン(5 m)当たり単価 (円)
A1	1,926,262
A2	640,470
B	320,235
C	126,153

(2) 修繕を考慮した補修シミュレーション

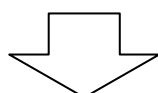
次に、対象トンネルに対してトンネル建設年次別に劣化予測を行った。ここでは、次の条件に基づいて補修シミュレーションを行った。

- 修繕は、年度毎に 1 回行われるものとする。
- 修繕費用は、表 3-3-8 に示した値を利用する。
- 修繕の信頼期間は 10 年とし、11 年目以降は構造物本体と同等に劣化推移する。
- 劣化予測には、全線を対象に 2010 年通常全般検査によって作成した推移確率行列を使用する。

以上の条件に基づいた修繕を考慮した劣化予測の流れの例を、図 3-3-7 に示す。この図では、トンネルに存在する A1, A2 を毎年修繕するシナリオを示している。また、このシミュレーションにおいては、修繕→劣化予測→修繕→劣化予測 の流れを 20 年間にわたって繰り返している。

2010 年着目年次 (修繕前)

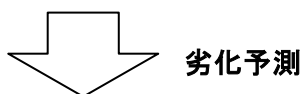
完成年	区 間	S	C	B	A2	A1
1927 年	浅 草～上 野	811	59	8	1	0
1929 年	上 野～萬世橋	585	110	13	2	0
1931 年	萬世橋～神 田	157	114	13	2	0
1932 年	神 田～京 橋	623	77	6	1	0
1934 年	京 橋～新 橋	376	163	10	1	0
1938 年	渋 谷～虎ノ門	1093	693	139	12	0
1939 年	虎ノ門～新 橋	273	190	44	18	0
計		3918	1406	233	37	0



修 繕

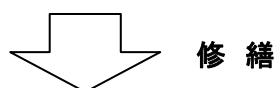
2010年着目年次（修繕後）…………… 修繕することで、A2がSに代わる。

完成年	S	C	B	A2	A1
1927年	812	59	8	0	0
1929年	587	110	13	0	0
1931年	159	114	13	0	0
1932年	624	77	6	0	0
1934年	377	163	10	0	0
1938年	1105	693	139	0	0
1939年	291	190	44	0	0
計	3955	1406	233	0	0



1年後（修繕前）…………… 徐々に劣化するため、Sが減少し A2が増加する。

完成年	S	C	B	A2	A1
1927年	810	60	7	1	0
1929年	586	111	12	2	0
1931年	159	114	12	2	0
1932年	622	78	6	1	0
1934年	376	163	10	1	0
1938年	1103	691	131	12	0
1939年	290	190	42	4	0
計	3946	1407	220	23	0



1年後（修繕後）…………… 修繕することで、A2がSに代わる。

完成年	S	C	B	A2	A1
1927年	811	60	7	0	0
1929年	588	111	12	0	0
1931年	161	114	12	0	0
1932年	623	78	6	0	0
1934年	377	163	10	0	0
1938年	1115	691	131	0	0
1939年	294	190	42	0	0
計	3969	1407	220	0	0

図 3-3-7 修繕を考慮した劣化予測の流れ

(3) 修繕シナリオ

上記の方法に基づいた修繕を考慮した補修シミュレーションを行い、2010年を原点とした時から20年後までの健全度推移と修繕費用の算出を行った。修繕シナリオは、1) 修繕範囲、2) 修繕頻度、に着目し作成した。

1) 修繕範囲を考慮したシナリオ

ここでは、修繕を行う際の修繕範囲に着目してシナリオ作成を行った。現在、修繕が実施されているのはA1、A2ランクの変状であるが、ここでは修繕範囲を広げてトンネル修繕の費用対効果がどのように変化するかを検討した。

この修繕範囲シナリオ適用の条件として、トンネル修繕は毎年行っており、変状ランクがA1、A2のトンネル箇所に関しては100%、変状ランクがBのトンネル箇所に関しては30%、変状ランクがCのトンネル箇所に関しては20%の修繕を実施するものと想定している。表3-3-10に、修繕範囲を考慮した3種類のシナリオを示す。

表 3-3-10 修繕範囲を考慮したシナリオ

シナリオ	内 容
1	A1, A2 ランクのみ修繕
2	A1～B ランクまでを修繕
3	A1～C ランクまでを修繕

2) 修繕頻度を考慮したシナリオ

ここでは、修繕を行う際の頻度に着目してシナリオ作成を行った。トンネルの変状ランクA1、A2は構造物の性能を低下させる恐れがあるため、即時に修繕が必要であると考えられる。それに対して、変状ランクBは直ちに修繕する必要性は低いため、ここでは変状ランクBの修繕頻度に着目した。

修繕頻度を考慮したシナリオは、表3-3-11に示すとおりであり、変状ランクがA1、A2はすべてを毎年修繕し、変状ランクBは、表3-3-11に示すような頻度で修繕することを想定した。ちなみに、シナリオ8はシナリオ1と同じシナリオである。

表 3-3-11 修繕頻度を考慮したシナリオ

シナリオ	内 容
4	B ランク を 毎年 1回 修繕
5	B ランク を 2年に1回 修繕
6	B ランク を 3年に1回 修繕
7	B ランク を 5年に1回 修繕
8	B ランク修繕なし (シナリオ1と同じ)

(4) 修繕シナリオの評価

維持管理の最適な政策を決定する要因には、修繕工法の選択、実施時期、適用箇所などが挙げられるが、本研究では修繕の実施時期や適用箇所などの実施手順に着目して、その投資効果を評価した。

修繕シナリオの評価は、費用便益分析(B/C)により行った。費用便益分析における費用便益比は、次の式(3-6)および式(3-7)で求めることができると仮定した。ある年度の全事業費に対するトンネル修繕費用の比率で割引いた営業収入にt年次の修繕で得られた健全度上昇比を乗じた値の合計を便益(B)、修繕費用の合計をコスト(C)とみなし、2010年を原点としたときの20年間にわたる便益とコストの比を算出した。なお、ここで営業収入に乗じた健全度上昇比は、修繕によるトンネル供用性能の増加に対応するものと考えている。

$$\text{便益(B)} = \sum_{t=1}^{20} \left\{ \text{健全度上昇比} \times \text{営業収入} \times \frac{\text{トンネル年間修繕費用}}{\text{全事業営業費}} \right\} \quad \text{式(3-6)}$$

$$\text{費用(C)} = \sum_{t=1}^{20} \left\{ t \text{年次の補修費用} \right\} \quad \text{式(3-7)}$$

1) 修繕範囲を考慮したシナリオ(シナリオ1～3)

図3-3-8に、修繕範囲を考慮したシナリオにおける20年間の健全度推移を示す。図3-3-8より、全シナリオにおいて20年間、健全度9.0以上を維持しており、広い範囲にわたって修繕を行うシナリオほど、20年にわたる健全度が高いことがわかる。表3-3-12に、修繕範囲を考慮したシナリオにおける20年間の累計修繕費用とB/C値を示す。

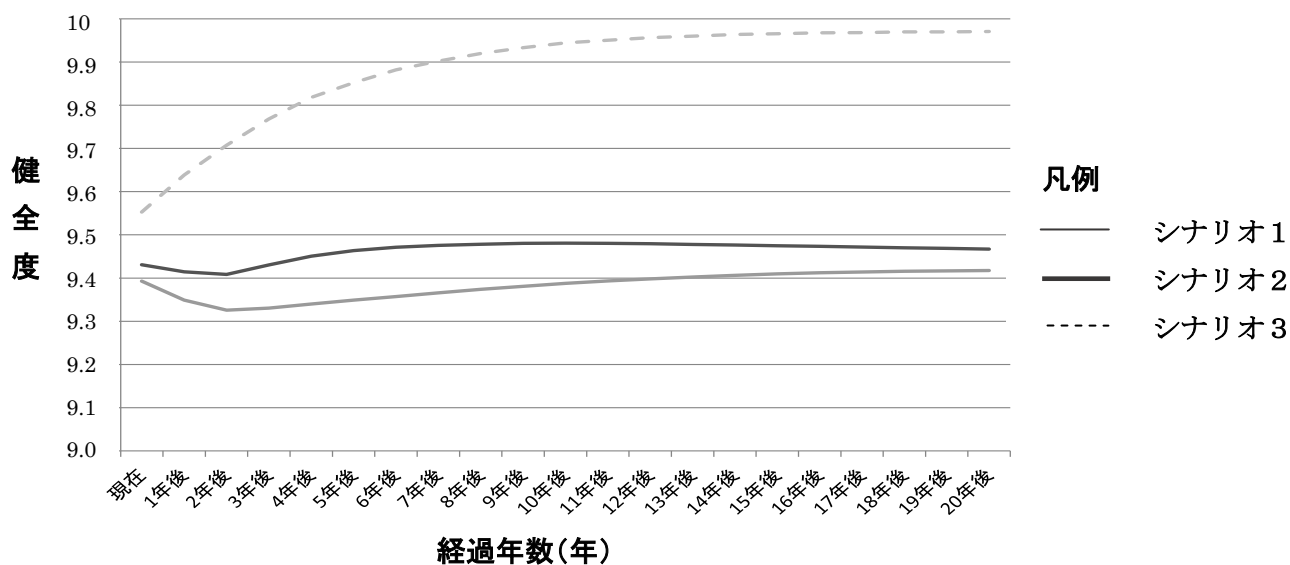


図 3-3-8 各修繕シナリオにおける健全度の推移 (シナリオ1～3)

表 3-3-12 累計修繕費用とB/C値 (シナリオ1~3)

番号	20年累積費用(百万円)	B/C値
シナリオ1	1,145.75	1.310
シナリオ2	1,051.60	1.334
シナリオ3	1,185.97	1.333

以上より、修繕範囲を考慮したシナリオにおいて、シナリオ2のA1~Bランクを補修した場合が最もB/C値が高く、また20年間の累計費用も低いことがわかる。変状ランクA1~Cまで修繕するシナリオ3では、広い範囲で修繕を行っているため健全度上昇は、シナリオ1、シナリオ2と比較して高い結果となっているが、広い範囲で修繕を行うほど、修繕費用が必要となり、B/C値はシナリオ2と比較してわずかに低い結果となった。したがって、シナリオ2が、トンネルの修繕費用を抑え、費用対効果の高いトンネルの修繕を行うことができると考えられる。

2) 修繕頻度を考慮したシナリオ (シナリオ4~8)

図 3-3-9 に、修繕頻度を考慮したシナリオにおける20年間の健全度推移を示す。シナリオの違いによる差は小さいが、修繕頻度が高いほど高い健全度を保ち、20年にわたって健全度9.0以上を維持していることが見受けられる。表 3-3-13 に、修繕頻度を考慮したシナリオにおける20年間の累計修繕費用とB/C値を示す。この表より、シナリオ4(変状Bランク毎年修繕)のB/C値が高いことから、修繕の頻度を多くすることで、結果的に20年間の累積費用を抑え、トンネル修繕の費用対効果を高められることが判明した。

以上のことから、トンネル変状ランクA1, A2のみでなく、トンネル変状ランクBに関しても、予防的に修繕を実施することが重要であると判断される。

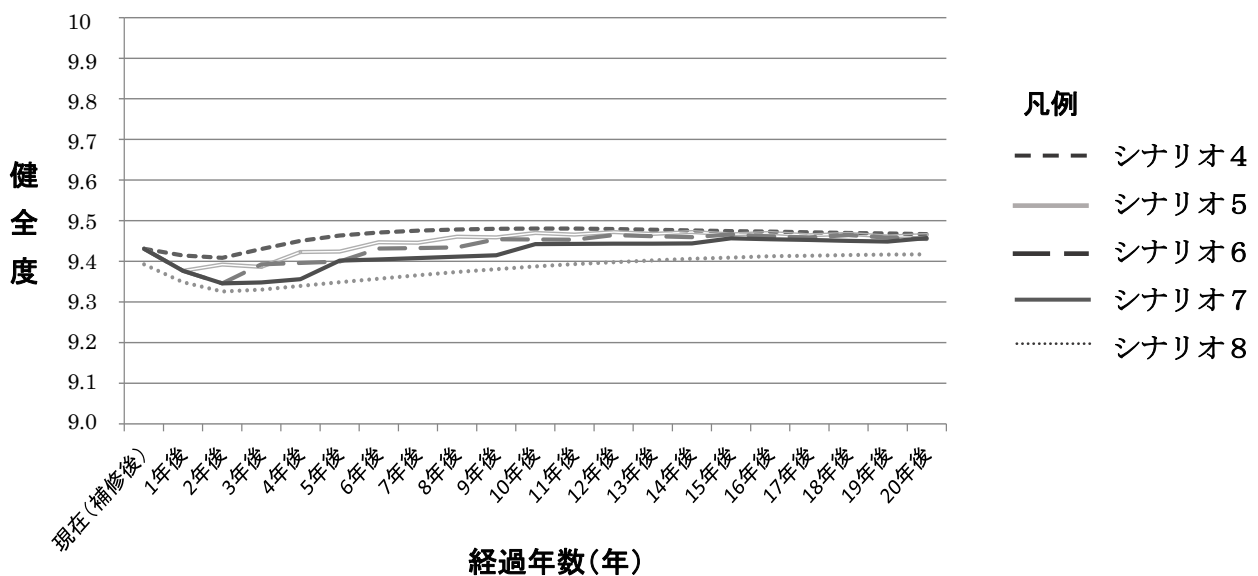


図 3-3-9 各修繕シナリオにおける健全度の推移 (シナリオ4~8)

表 3-3-13 累計修繕費用とB/C値(シナリオ4~8)

番号	20年累積費用(百万円)	B/C値
シナリオ4	1,051.60	1.334
シナリオ5	1,072.41	1.329
シナリオ6	1,082.34	1.329
シナリオ7	1,102.84	1.324
シナリオ8	1,145.75	1.310

3.3.5 銀座線の全般検査結果に基づく維持管理マネジメントの試みのまとめ

本研究では、地下鉄トンネルの劣化と修繕に着目し、構築の検査データを基に、健全度評価結果を利用した劣化推移特性に基づく修繕シミュレーションにより、修繕シナリオの検討を実施した。本研究で得られた成果は、次のとおりである。

- ① 2種類の検査データに基づくトンネルの健全度評価を行うことによって、通常、特別全般検査の特徴と精度を確認した。
- ② トンネル検査結果に基づく健全度評価と、コンクリート中性化検査結果に基づく中性化進行状況の比較をもとに、トンネル検査結果に基づく健全度は、コンクリート中性化等の物理的劣化状態による影響を適切に反映したものであることを確認することができた。
- ③ 作成した地下鉄トンネルの推移確率行列を用いて修繕シミュレーションを行った結果、修繕シナリオに対応して健全度推移、修繕費用を把握することができた。
- ④ 修繕範囲を広げ、修繕頻度を高くするといった予防保全的な修繕を実施することで、修繕の長期的な費用対効果を上げることが可能であることが判明した。

3.4 銀座線の健全度評価と維持管理マネジメントの試みのまとめ

ここでは、まず銀座線のトンネル構造物の維持管理のために行っている通常全般検査および特別全般検査の結果を分析した。また、30年近く行ってきた個別検査の結果も整理した。さらに、維持管理マネジメントを行う目的として、劣化を予測して、費用便益分析に基づく修繕対策の分析を行った。

以上の結果をもとに、銀座線の健全度の評価として、次のような知見を得ることができた。

- (1) 小さな浮きやはく離を発見するためには、近接目視および打音点検が重要であることを再確認したが、浮きやはく離は急に進行するものではないため、一度変状を把握しておけば、経過観察で対応できることが判明した。
- (2) 補修を行った区間では、施工後十数年経過していても、変状はほとんど出ていなかった。このことから、現在の補修工法の有効性を確認した。
- (3) 漏水が多い区間では、浮きやはく離が多くなる傾向が見られることから、漏水への対応（止水など）の重要性を確認した。
- (4) 建設年度の古い構造物から劣化が進むのではなく、構造、施工法、劣化環境など様々な要因により劣化の進行具合が変わってくることを確認した。
- (5) 建設時の防水層の施工や供用後の漏水対策工の良否が、耐久性上大きな影響を与える可能性が高いことが判明した。
- (6) 個別検査においては、中性化の進行はあまり認められなかった。これは当該区間であまり漏水が生じていないこと、また地上部のような乾湿繰り返しを受けるような悪条件下でないことが要因であり、今後も急速に中性化が進行する可能性は低いと考えられる。
- (7) マネジメントの試みとして、検査結果によるトンネルの劣化と修繕に着目し、修繕シミュレーションによるシナリオの検討を実施したが、費用対効果の高い修繕を行うには、修繕範囲を広げ、さらに修繕頻度を高くする、すなわち予防保全的な修繕を実施するのが望ましいことを確認した。
- (8) 銀座線が施工後 89 年経過していることを考慮すると、今後も定期的なモニタリングが必要不可欠である。特に通常全般検査において、ひび割れの多大な発生や漏水補修箇所での再漏水など、変状発生の有無や発生場所にも留意して監視を続けるとともに、必要な修繕を施していくことが重要であることを確認した。

以上、通常全般検査および特別全般検査結果などを基に、銀座線の健全度を評価したが、現実には、かぶりコンクリートがはく落した箇所も多くあることから、微小なものは防錆剤塗布、大きな箇所はその後に断面修復している。これらの箇所は、鉄筋とコンクリート

の付着という観点では低下している。このような観点から、力学的に耐力をチェックした例はあまりなく、古いトンネルにおいては検討しておく必要があると考えられる。

そこで、第4章においては、現場調査結果に基づく三次元非線形 FEM 解析を用いた、今後の維持管理方針を定めていくため、鉄構框構造を有する銀座線の躯体の現有耐力を評価することとする。

【3章 参考文献】

- 1) 榎谷祐輝, 新川洋行, 澤田一夫, 坂田聡, 小西真治: 築 85 年を経過したトンネルの特別全般検査について, 土木学会, 第 68 回年次学術講演会, 2013.9
- 2) 榎谷祐輝・新川洋行, 高橋泰広, 阿部正和, 小西真治: 近接目視・打音を中心とした特別全般検査による知見, 土木学会, 第 23 回トンネル工学研究発表会, 2013.12
- 3) 東京地下鉄株式会社: 銀座線トンネル維持管理検討委員会報告書, 東京地下鉄株式会社, 2005.3
- 4) 山本 努: 建設から 80 年を経過する銀座線トンネルの調査・診断, 日本鉄道施設協会, Vol.44, No6, pp.227-229, 2006.3
- 5) 東京地下鉄株式会社: 銀座線トンネル維持管理検討委員会報告書, 東京地下鉄株式会社, p.10, 2005.3
- 6) 東京地下鉄株式会社: 銀座線トンネル維持管理検討委員会報告書, 東京地下鉄株式会社, p.9, 2005.3
- 7) 東京地下鉄株式会社: 銀座線トンネル維持管理検討委員会報告書, 東京地下鉄株式会社, p.53, 2005.3
- 8) 東京地下鉄株式会社: 銀座線トンネル維持管理検討委員会報告書, 東京地下鉄株式会社, p.139, 2005.3
- 9) 飯島 亨, 佐々木 孝彦, 横田 優, 松島 学: 塩害と中性化の複合劣化を受けるコンクリート中にある鉄筋の腐食に関する研究, 鉄道総合技術研究所, コンクリート構造物の補修補強アップグレード論文報告集, 第 4 巻, pp.11-16, 2004.10
- 10) 東京地下鉄株式会社: 銀座線トンネル維持管理検討委員会報告書, 東京地下鉄株式会社, p.359, 2005.3
- 11) 日本コンクリート工学会: コンクリート診断技術'04, p.164, 2004.5
- 12) コンクリート標準示方書: 設計編 2012 年制定, 土木学会, p.74, 2013.3
- 13) 小柴康平, 川上幸一, 大泉政彦, 村上哲哉, 諸橋由治, 鈴木拓: 古い地下鉄開削トンネルの健全度調査結果, 第 21 回鉄道技術・政策連合シンポジウム (JRAIL) 講演論文集, 土木学会・機械学会・電気学会共催, S2-14-1, 2014.12

第4章 銀座線トンネル構造物の構造耐力評価

4.1 銀座線トンネル構造物の構造耐力評価の概要

第3章では、全般検査および個別検査から分析した銀座線の健全度評価について述べたが、この中には、構造耐力の評価が含まれていない。そこで、鉄鋼框構造の構造耐力の照査を行うこととした。本章では、その詳細について述べるが、図4-1-1に構造耐力の評価の流れを示す。

【目的】 維持管理のため、鉄鋼框構造の現有耐力を調査する。

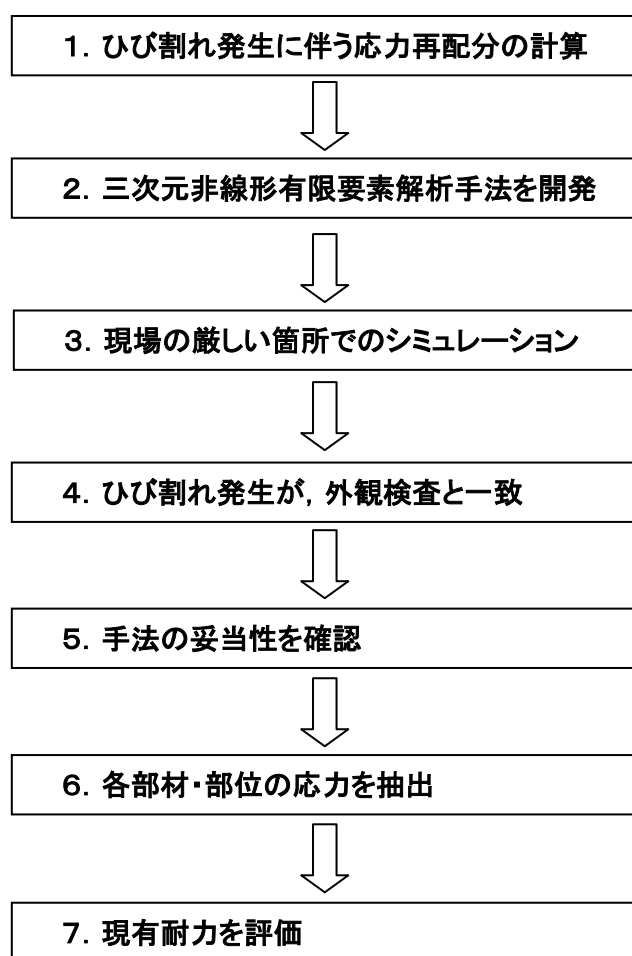


図 4-1-1 三次元非線形有限要素解析手法の妥当性の確認と構造物の現有耐力の評価の流れ

鉄構框構造を有する躯体の現有耐力を把握するには、次の3点の要因が重要である。

- 1) 同構造が通常のボックスラーメン構造とは異なり、三次元挙動が卓越する構造であること。
- 2) 経年に伴う材料の劣化やはく落対策を目的としたかぶりコンクリートのはつり落としに伴う断面欠損等、実際の躯体の状況を忠実に再現する必要があること。

- 3) 検討対象区間における補強の要否，補強内容，補強数量に対し，直接反映できる方針であること。

これらの条件を踏まえ，前章の現場調査結果に基づく解析を行った。

構造解析は，解析が容易で実績が豊富な二次元フレームモデルに加え，鉄鋼框構造特有の複雑な形状寸法を忠実に再現できるよう，六面体立体要素の集合である三次元ソリッドモデルを用いて，構造物の安全性を解析・照査した。

なお，三次元線形解析では，コンクリート・框鋼材・鉄筋を一体の剛性として扱うので，ひび割れの発生傾向や各部材の応力度を直接的に把握することができないが，構築の安全余裕を評価するためには，それらに関する情報も必要であると考え，まだ一般化されていない手法であるが，同モデルに対して，コンクリート，框鋼材，鉄筋相当の要素を付加し，それぞれに剛性を与え，コンクリートの曲げ引張ひび割れの発生を表現した三次元非線形解析も行った。

本章では，この躯体の安全性評価の内容について，検討した手順に沿って述べる。

- 1 この算定に用いた三次元非線形有限要素解析手法（以下，非線形FEMと呼ぶ。）について述べる。この手法は，ひび割れの発生で起こる応力の再配分を考慮できるものであり，既設構造物の現状に合った応力状態を再現できるものである。
- 2 この非線形FEMを用いて，躯体のひび割れ調査結果のシミュレーション解析を行う。
- 3 ひび割れの発生位置および引張ひずみの大きさ等について，この解析結果と実測したひび割れ展開図とを比較して，この解析手法の妥当性を確認する。
- 4 その時の躯体構成部材（以下，部材と呼ぶ。）の発生応力を用いて，当該躯体の安全性評価を行う。

次に，これらの内容について詳述する。

4.2 検討条件

4.2.1 検討箇所の選定方針

検討箇所の選定にあたっては、鉄構框を有する構造物の安全性の評価を目的とし、

- ① 3線部等の幅の広い特殊な構造を除いた「標準的な構造」を有している箇所
- ② 躯体の静的荷重状態（以下、常時荷重状態と呼ぶ。）が厳しいと判断される土被りが深い箇所
- ③ はく落対策を目的としたかぶりコンクリートのはつり落とし等による断面欠損が生じている箇所

という3点に着目した。

4.2.2 検討箇所における躯体と地盤の概要

4.2.1の条件から選定した検討箇所における躯体の形状寸法と築造位置を図 4-2-1に示す（鉄鋼框構造Y型）。1929（昭和4）年に竣工した同躯体は、上野広小路駅～上野駅間にあり、高さ5.283 m、幅8.077 m、土被り4.38 mの1層2径間の箱型トンネルである。

地盤は、地表面から構築天端までがN値 0 の埋土、構築天端から床付け位置付近（GL-10m程度）まではN値 10 ～40 程度の粘性土層、床付け位置以深 40 m付近までがN値 40 程度の砂質土層である。

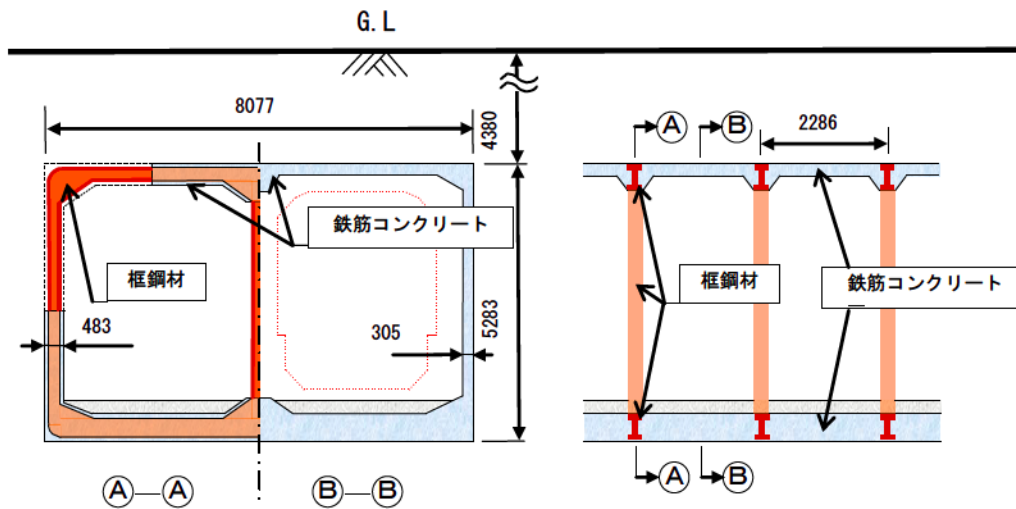
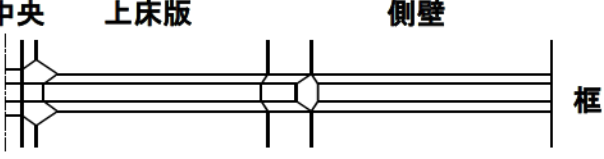
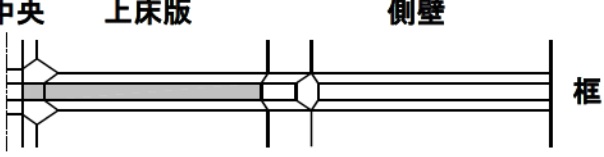
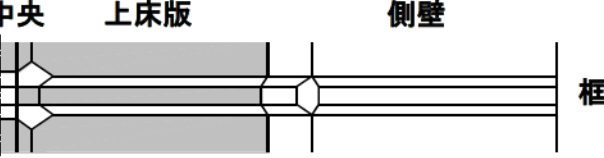


図 4-2-1 検討箇所における鉄鋼框構造Y型の形状寸法と築造位置

4.2.3 対象とする変状

当該検討箇所では、過去にはく落対策を目的としたかぶりコンクリートのはつり落としが実施されているが、3章で説明した調査・試験結果や、躯体の構造安全性に与える影響の大きさ等を踏まえて、構造解析では、このはつり落としによる断面欠損（以下、欠損と呼ぶ。）状態を表 4-2-1 のように表現することとした。ここで「健全」は「欠損がまったくない状態」、「欠損1」は「上部框のかぶりコンクリートが欠損している状態」、「欠損2」は「欠損1」に加えて「上床版および上床縦桁のかぶりコンクリートが欠損している状態」と定義した。

表 4-2-1 欠損状態の概要(ハッチ部が欠損部)

欠損状態	概 要
健全	
欠損 1	
欠損 2	

4.2.4 躯体構成材料の特性値

(1) 設定方針

本研究では、各材料の特性値として、コンクリートに関しては、圧縮強度とヤング係数を、鉄筋および框鋼材に関しては、引張、降伏の各強度とヤング係数を考慮した。また個々の値については、経年に伴う材料の劣化を考慮して、原則として2004（平成16）年時点で過去1年以内に実施された材料試験結果に基づいて設定した。

ただし、框鋼材の特性値については、供用中の躯体から材料を採取することが極めて困難であることから、過去の当該躯体の改良工事に伴う調査資料¹⁾に基づいて設定した。

材料毎にばらつきの見られる材料試験結果から具体的な数値を設定するにあたっては、次の考え方によることとした。

- ① 各々のヤング係数は検討箇所付近（上野広小路駅～上野駅間）の全試験結果の平均値を採用する。
- ② 各々の強度は、検討箇所付近の全試験結果に基づいて設定することとするが、限られたサンプル数であるため、真の平均値を上回って安全側に照査されることのないよう、全試験結果を正規分布していると仮定し、真の平均値を一定の確率（コンクリート:95%、框鋼材・鉄筋:99%）で上回らないよう、平均値を下方に補正する。

各特性値の数値の設定について、次に詳述する。

(2) 設定結果

コンクリートの材料試験結果については、駅間の構造形式や上床・側壁の位置により数値が異なる傾向があり、健全な箇所とジャンカなど変状のある箇所における材料試験結果を区別して整理した。ここでは、検討箇所が比較的健全であることを考慮して、鉄鋼框構造Y型の健全な箇所における試験結果のみを抽出した。

現場で採取して得たコンクリートの圧縮強度の試験結果を表 4-2-2 に、コンクリートのヤング係数の試験結果を表 4-2-3 に、鉄筋の各試験結果を表 4-2-4 に、框鋼材の各試験結果を表 4-2-5 に示す。

表 4-2-2 コンクリートの圧縮強度の平均値、最小値および基準強度補正值²⁾

(単位: N/mm²)

構造形式	駅 間	上 床				側 壁			
		数量	平均値	最小値	基準強度補正值	数量	平均値	最小値	基準強度補正值
Y型構造	末広町～上野	9	12.4	9.2	11.1	12	13.1	7.7	11.5

表 4-2-3 コンクリートのヤング係数の平均値、最小値および基準強度補正值²⁾

(単位: kN/mm²)

構造形式	駅 間	上 床				側 壁			
		数量	平均値	最小値	基準強度補正值	数量	平均値	最小値	基準強度補正值
Y型構造	末広町～上野	9	13.7	7.3	11.0	12	19.6	10.8	17.3

表 4-2-4 鉄筋の各強度またはヤング係数の平均値、最小値および基準強度推定値²⁾

各 値	数量	平均値	最小値	基準強度推定値	
				δ_0 試験値より	$\delta_0=0.05$
降伏強度 (N/mm ²)	9	284	253	253	271
引張強度 (N/mm ²)	9	417	381	379	397
ヤング係数 (kN/mm ²)	8	211	194	201	200

表 4-2-5 框鋼材の各強度またはヤング係数の平均値、最小値および基準強度推定値²⁾

各 値	数量	平均値	最小値	基準強度推定値	
				δ_0 試験値より	$\delta_0=0.05$
降伏強度 (N/mm ²)	3	261	233	219	241
引張強度 (N/mm ²)	3	390	369	361	359
ヤング係数 (kN/mm ²)	3	195	187	184	180

ここに、基準強度補正值とは、「建造物保守管理の標準・同解説 コンクリート構造」の「材料」(P147)の解説に示されている次に示す式(4-1)および式(4-2)を用い、構造物から得た強度の試験値から基準となる強度を補正した値である。

コンクリートの場合

$$X = \frac{X_n}{1 + 1.65 \frac{\delta_0}{\sqrt{n}}} \quad \text{式(4-1)}$$

ここに X : コンクリートの基準の強度
n : 試験値の個数
 X_n : n個の試験値の平均値
 δ_0 : n個の試験値の変動係数(標準偏差/平均値)

鋼材の場合

$$X = \frac{X_n}{1 + 3 \frac{\delta_0}{\sqrt{n}}} \quad \text{式(4-2)}$$

ここに X : 鋼材の基準の強度(降伏点)
n : 試験値の個数
 X_n : n個の試験値の平均値(降伏点)
 δ_0 : n個の試験値の変動係数($\delta_0=0.05$)

ここで、非線形FEMに用いる各部材の特性値は、圧縮強度、ヤング係数とも平均値を基本とした。

ただし、コンクリートの圧縮強度特性値は、今回のサンプル数では、平均値が真の平均値を上回る可能性があるため、そのままでは危険側に照査されることがある。そこで、サンプルから求めた平均値が、無限のサンプルから採取した場合の平均値を一定の確率で上回らない値を、式(4-1)で算出した基準強度補正值として補正して、標準的な圧縮強度の特性値 20~50 (N/mm²)³⁾と比較すると小さめではあるが、安全側の数値を採用することとした。同様に、框鋼材、鉄筋およびアングルの引張強度も、特性値 (SR295 : 440~600 N/mm²)より小さめであるが、サンプル数が少ないため式(4-2)で算出した補正值を採用した。

以上より、今回非線形FEMに用いた各部材の特性値を表 4-2-6 および表 4-2-7 に示す。

表 4-2-6 コンクリートの特性値²⁾

着目箇所	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
上部	11.1 (健全部)	13.7 (健全部)
側壁	11.5 (健全部)	19.6 (健全部)

表 4-2-7 框鋼材、鉄筋およびアングルの特性値²⁾

材 料	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
框 鋼 材	241	359	195
鉄筋・アングル	271	397	211

4.3 三次元非線形FEM

4.3.1 構造解析モデル

構造解析モデルの概要を図 4-3-1 に、同モデルに使用した要素の概要を表 4-3-1 に示す。モデル化の範囲は、トンネル横断方向に偏荷重等がないことから、横断方向は半断面、縦断方向は框間の1スパンとした。

構造解析モデルは、コンクリートを立体要素、框鋼材はシェル要素、鉄筋・アングルはトラス要素で表現し、構造物の形状寸法を忠実に再現した。

変位境界は、躯体底部の鉛直方向を地盤ばね境界とし、モデル中央位置の水平方向を固定境界とした。

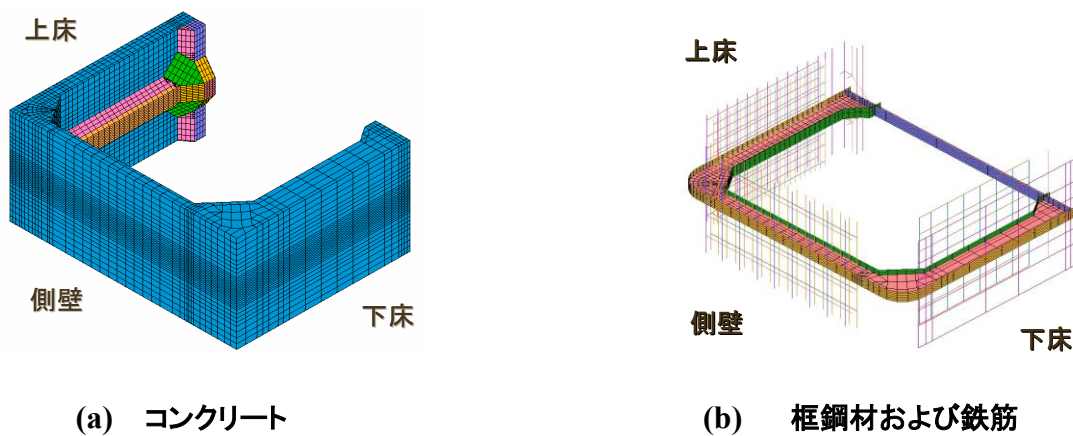
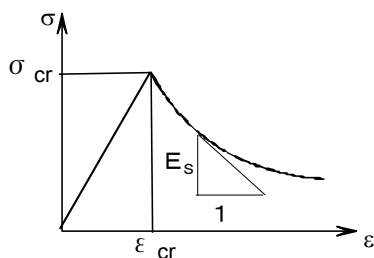


図 4-3-1 三次元構造解析モデル

表 4-3-1 要素の概要

部材種別	コンクリート	框鋼材	鉄筋・アングル
要素種類	立体	シェル	トラス
積分点数	2×2×2 ガウス積分点	2×2 ガウス積分点	—
応力および剛性評価点	各積分点	各積分点	中心点



$$\sigma = \sigma_{cr} \exp \{-c(\varepsilon - \varepsilon_{cr})\}$$

ここに σ_{cr} : ひび割れ発生応力 (N/mm²)

C : 残留特性係数

ε_{cr} : ひび割れ発生ひずみ

E_s : 引張軟化係数

図 4-3-2 コンクリートの引張軟化特性の概念

4.3.2 非線形挙動を支配する材料特性と荷重履歴

(1) コンクリートの引張強度特性

コンクリートの引張強度は、既往の示方書⁴⁾に示されている式(4-3)を用いて設定した。圧縮強度は、躯体から採取した供試体による材料試験結果から設定した。材料係数は、特性値の変動や経時変化は既に考慮されていると考えて1.1とした。また、安全性評価という目的から、上記で得られる数値の80%として評価した。

$$f_t = 0.23 (f_c / 1.1)^{2/3} \quad \text{式(4-3)}$$

ここに f_t : コンクリート引張強度 (N/mm²)

f_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

(2) コンクリートの引張軟化特性

構造ひび割れは、コンクリートの主応力が引張強度を超えることにより発生し、それ以降、当該ひび割れに垂直な方向の応力はひずみの増加に伴って徐々に低下していく。このコンクリートの引張軟化特性の概念を図4-3-2に示す。本研究では、材料試験結果で得られた引張強度に加えて、図4-3-2に示す指数関数において構造ひび割れ発生以降の主応力とひずみの変化率 $d\sigma/d\varepsilon$ (以下、引張軟化係数: E_s) が式(4-4)で表現されると仮定した⁵⁾。なお、同式中の残留特性係数 C は式(4-5)に示す破壊エネルギー G の関数⁶⁾とした。

$$E_s = C \sigma_{or} \exp \{ -C (\varepsilon - \varepsilon_{or}) \} \quad \text{式(4-4)}$$

ここに σ_{or} : ひび割れ発生応力 (N/mm²)

C : 残留特性係数

ε_{or} : ひび割れ発生ひずみ

E_s : 引張軟化係数

$$C = \left(\frac{G}{\sigma_{or} e} - \frac{\sigma_{or}}{2 E_c e} \right)^{-1} \quad \text{式(4-5)}$$

ここに G : 破壊エネルギー (N mm / mm²)

σ_{or} 、 E_c 、 G 、 C の具体的な値を表4-3-2に示す。 G の設定にあたっては、引用実績の多い既往の基準⁷⁾を参考にした。また、 C については、厳しめの評価を行うため、 C が大きいほど早い段階での構造ひび割れの発生と鋼材への応力再配分が見込めるという知見も考慮して大きめの値とした。

数値解の安定性は、破壊力学パラメータのひび割れ発生要素の寸法 l_e と、諸定数 (E_f 、 G 、 f_t) から算定される特性長さ l_{ch} (0.5 mm以下) の関係が $l_e / l_{ch} > 2$ であれば確保されることが知られている⁵⁾。解析モデルの作成にあたっては、これらの条件を満足するように、座標と要素の大きさを設定した。

表 4-3-2 解析に用いた諸定数

パラメータ	上床版	側壁	備考
σ_{cr} (N/mm ²)	0.89	0.88	f_t 準拠
E_c (N/mm ²)	13.7	19.6	現場調査結果
G (Nmm/mm ²)	0.04	0.04	CEB/FIP モデル コド'90
c (-)	211.5	118.3	式 (4-6)

(3) コンクリートと鉄筋の付着特性

コンクリートと鉄筋の付着特性は、コンクリート・鉄筋連結ばねによって表現した。その概念を図 4-3-3 に示す^{8)・9)}。また、法線方向ばね、接線方向ばねの説明を図 4-3-4 に示す。本研究では、コンクリート・鉄筋連結ばね特性に関する次の考え方を、汎用FEMコード MARCの User Subroutine 機能 (Fortran90) を活用して組み込み、各連結ばね力を次のように制御することとした。

- ① 法線方向連結ばねの限界値 (図 4-3-3 (a) の f_t) は、コンクリートの引張強度に同連結ばねを設定した各節点間距離に基づく鉄筋の支配面積を乗じることにより設定し、当該限界値に達した時に応力解放を行うようにした。なお、法線方向連結ばねが無効となる場合は、接線方向連結ばねも無効となるようにした。また、当該引張強度は 4.3.2 (1) で設定した値と同一とした。
- ② 接線方向連結ばねの限界値 (図 4-3-3 (b) の $\pm f_b$) は、コンクリートと鉄筋の付着強度に同連結ばねを設定した各節点間距離に基づく鉄筋の表面積を乗じることにより設定し、当該限界値以上の応力を負担しないようにした。また、法線方向連結ばねが有効である限りは、応力解放を行わないようにした。

ここで、対象とした構造物に使用されている鉄筋は丸鋼鉄筋であったので、当該付着強度はコンクリートと異形鉄筋の付着強度の実績値¹⁰⁾である3.0 N/mm²の2/3程度と見込み⁹⁾、2.0 N/mm²に設定した。

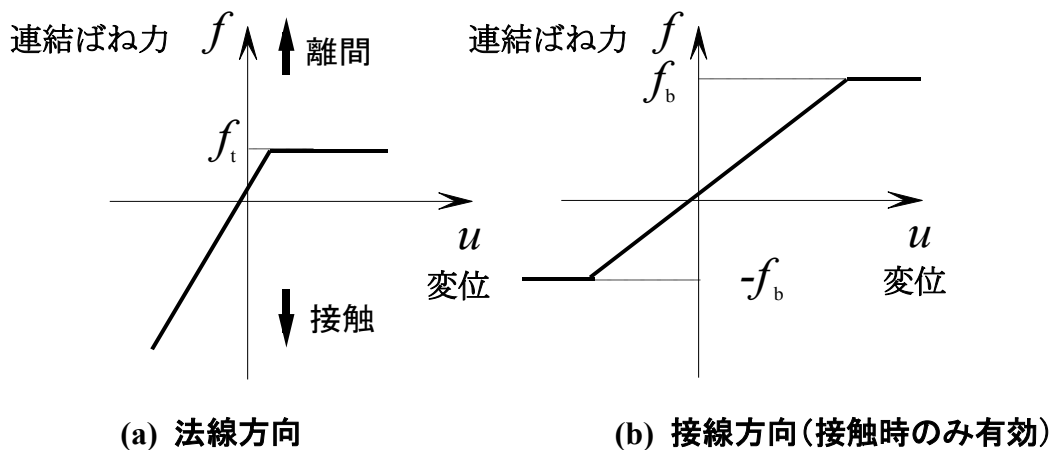


図 4-3-3 コンクリート・鉄筋連結ばね特性の概念^{8)・9)}

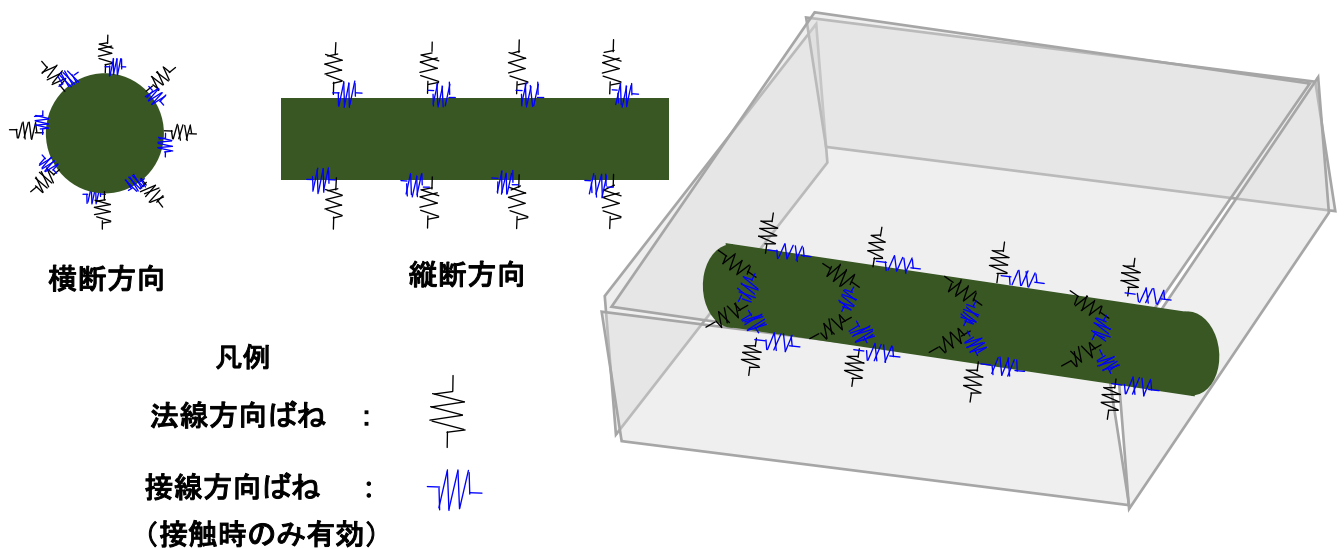


図 4-3-4 接線方向ばね, 法線方向ばねの概念図

4.3.3 常時荷重と非線形挙動を支配する荷重履歴の設定

(1) 概要

構造ひび割れの発生を考慮した躯体の非線形挙動を再現するにあたっては、当該検討実施時点において躯体に作用している荷重（以下、常時荷重と呼ぶ。）およびその荷重状態に至るまでの荷重履歴（以下、荷重履歴と呼ぶ。）を適切に模擬する必要がある。すなわち、厳密な解析を実施するには、当該検討箇所における常時荷重と荷重履歴を長期計測結果に基づいて設定し、当該解析に反映させる必要がある。

しかし、開削工法で築造された躯体の長期計測に関しては、施工過程が複雑なことに加え、計測器の寿命、信頼性および計測器の維持管理コスト等について不明な点も多く、十分に実施された例はほぼない。このようなことから、本研究では常時荷重と荷重履歴を次の考え方で設定した。

(2) 常時荷重の設定

考慮する常時荷重としては、躯体の死荷重、土圧からなる永久荷重および路面交通荷重からなる変動荷重を考慮した。

また、各荷重の算定に用いる諸数値は、既往の設計資料や指針等^{11), 12), 13), 14)}に基づき、地盤条件から定まる数値と、躯体、地盤材料に関する数値に分類し、表 4-3-3 および表 4-3-4 のように定めた。

常時荷重の作用状態（以下、常時荷重状態と呼ぶ。）については一意に定まらないため、「鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル」¹⁵⁾を参考にして、表 4-3-5、表 4-3-6 および表 4-3-7の安全係数を用いることによって、構造物に影響の大きい4種類の解析ケースを設定し、躯体にクリティカルな応力状態を仮定できるようにした。以上を考慮して得られた常時荷重状態を図 4-3-5 に示す。

表 4-3-3 地盤条件から決まる諸数値^{11), 12)}

地盤種別		粘性土層 (To-c)
単位体積重量 (kN/m ³)	地下水位以上	16
	地下水位以下	20
側圧係数		0.5
床付け位置のヤング係数 (MN/m ²)		10.0

表 4-3-4 躯体, 地盤各材料の
単位体積重量^{13), 14)}

材 料	単位体積重量 (kN/m ³)
コンクリート	22.0
鋼 材	78.5
アスファルト	23.0
砕 石	19.0

表 4-3-5 荷重に対する安全係数¹⁵⁾

安全係数	永 久 荷 重						変動荷重	
	死荷重		土 圧				路面交通荷重	
			鉛直方向		水平方向			
	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小
γ_f	1.0	1.0	1.1	0.9	1.2	0.9	1.0	0.0

表 4-3-6 材料に関する安全係数¹⁵⁾

安全係数	コンクリート	鉄 筋	鋼 材
γ_m	1.1	1.0	1.0

表 4-3-7 常時荷重設定結果

常時 荷重	安全係数 γ_f				設定根拠
	上床		側壁		
	土圧	変動 荷重	土圧	変動 荷重	
LD-1	1.1	1.0	1.2	1.0	上床・側壁の最大荷重状態
LD-2	1.1	1.0	0.9	1.0	上床中央に最大モーメントを生じる荷重状態
LD-3	0.9	0.0	1.2	0.0	側壁中央に最大モーメントを生じる荷重状態
LD-4	1.0	1.0	1.0	1.0	単位体積重量に基づく荷重状態

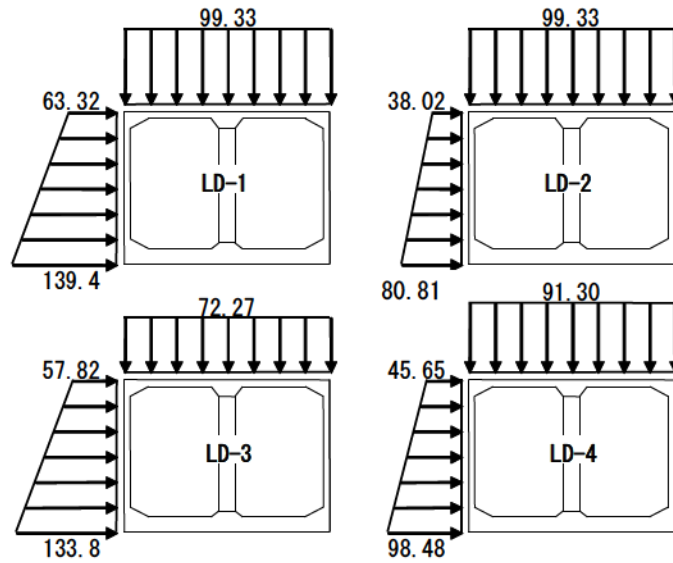
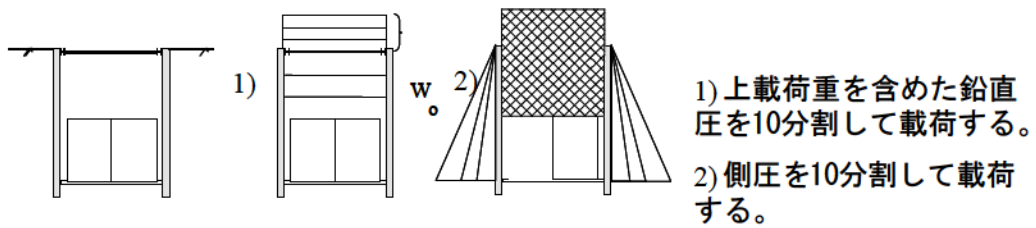
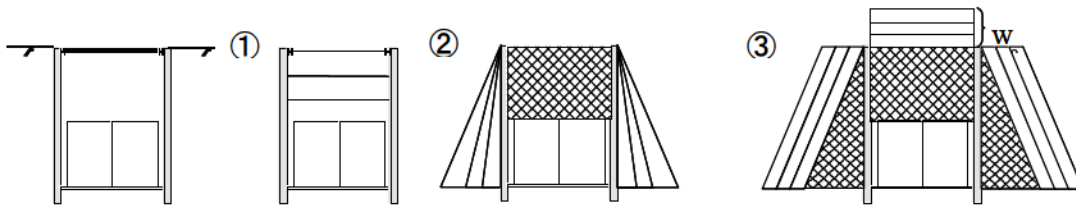


図 4-3-5 常時荷重状態図 (単位: KN/m²)



(a) 手法 ①



- ①埋め戻しにより発生する鉛直土圧を 10分割して載荷する。
 ②側方土圧を 10分割して載荷する。
 ③路面復旧後に作用する上載荷重を 10分割して載荷する。

(b) 手法 ②

図 4-3-6 荷重履歴概念図

(3) 荷重履歴の設定

荷重履歴についても、常時荷重同様、一意に定まらないが、その設定方法によって解析結果が大きく変化する可能性があるため、図 4-3-6 に示すような二つの手法を採用することとした。

手法①：表 4-3-7 のLD-1～3に示す3種類の常時荷重を，鉛直・水平各方向とも10分割した後，その分割した荷重を当該モデルの各方向に同時に多段階載荷する手法。

手法②：表 4-3-7 のLD-4に示す常時荷重を，当時の実施工記録^{1 6)}に則り，躯体築造後の切梁撤去→埋め戻し→路面交通荷重の作用，といったイベントの発生順序とそれら各イベント発生時に躯体に作用する荷重を定義し，当該モデルに多段階載荷する手法。

4.3.4 解析ケースと解析手順

以上の諸条件を総括して設定した解析ケースを表 4-3-8 に示す。解析によって躯体の安全性評価を行うには，想定する常時荷重状態の相違あるいは欠損の有無が躯体の構造ひび割れ発生状況と部材発生応力におよぼす影響について把握する必要がある。

具体的な解析手順は次のとおりである。①いずれの解析ケースにおいても表 4-3-7 に示す常時荷重を作用させ，躯体の応力を求める。②欠損発生時の躯体の応力は，①で作用させた常時荷重はそのままにして，表 4-3-9 に示すモデル化手法を用いて表現する。

表 4-3-8 解析ケース

常時荷重	荷重履歴	欠損状態		
		健全	欠損1	欠損2
LD-1	手法①	—	—	Case 3
LD-2	手法①	—	—	Case 4
LD-3	手法①	—	—	Case 5
LD-4	手法②	Case 1	Case 2	Case 6

表 4-3-9 欠損状態のモデル化手法

欠損状態	モデル化手法
健全	—
欠損 1	上部框部材のかぶりコンクリートの曲げ剛性を 0 に設定する。
欠損 2	上記に加え，上床版と縦桁のかぶりコンクリートも同様に曲げ剛性を 0 に設定する。

4.3.5 数値解析手法

本研究では，トンネル躯体の応力が構造ひび割れの発生を伴いながら段階的に変化する状態を非線形解析で再現するために，非線形解析手法は，ニュートン・ラフソン法を用いて，残差力は次のステップへ繰越すように計算した。

4.4 解析結果とその評価

4.4.1 評価手法の概要

まず、構造安全性に対して最も厳しい状態の「欠損2」（表 4-3-8 の Case 3～6）でのコンクリートの圧縮ひずみ、引張ひずみおよび框鋼材の圧縮・引張応力の発生状況と最大箇所についてコンター図を用いて評価した。

次に、状態が「健全」（表 4-3-8 の Case 1）な場合の引張ひずみのコンター図と、目視調査により作成した構造ひび割れ展開図を比較し、非線形FEMの構造ひび割れ再現解析としての適用性を確認した。

最後に、非線形FEMでは、構造ひび割れの発生に伴う躯体内部の応力再配分状況を、部材の応力やひずみの変化として直接把握できることに着目し、表 4-3-8 の各解析ケースにおけるコンクリートの応力、ひずみ、框鋼材および鉄筋の応力を抽出し、各々の許容値と比較して、躯体の安全性を部材レベルで照査した。

4.4.2 「欠損2」における安全性の評価

(1) コンクリート圧縮ひずみ分布

上床背面・側壁内面および上床内面・側壁背面におけるコンクリート圧縮ひずみ分布および最大値を 図 4-4-1 (a) および 図 4-4-1 (b) に各々示す。

前者から、上床背面ではスパン中央で、側壁内面ではハンチ直上で、後者から、側壁背面ではスパン中央で各々最大になっていることがわかる。

(2) コンクリート引張ひずみ分布

上床背面・側壁背面および上床内面・側壁背面における引張ひずみ分布および最大値を 図 4-4-2 (a) および 図 4-4-2 (b) に各々示す。

前者から、上床背面ではハンチ近傍で、側壁内面ではスパン中央で、後者から、側壁背面ではハンチ近傍で各々最大になっていることがわかる。

なお、「4.3.2 (2) コンクリートの引張軟化特性」で構造ひび割れは、コンクリートの主応力が引張強度を越える箇所に発生すると記したが、上記の引張ひずみ発生箇所は、図 4-4-1 および 図 4-4-2 に示す変形モードから、引張応力が発生していると判断できる箇所と一致していることがわかる。

(3) 框鋼材引張応力分布

框鋼材引張応力分布および最大値を 図 4-4-3 (a) に示す。鉄構框構造はコンクリートとの合成構造を有するため、最大値を示す箇所は 図 4-4-1 および 図 4-4-2 に示す変形モードから、コンクリートに引張応力が発生していると判断できる箇所と一致していることがわかる。

(4) 框鋼材圧縮応力分布

框鋼材圧縮応力分布および最大値を 図 4-4-3 (b) に示す。圧縮応力は中柱で最大となっていることがわかる。

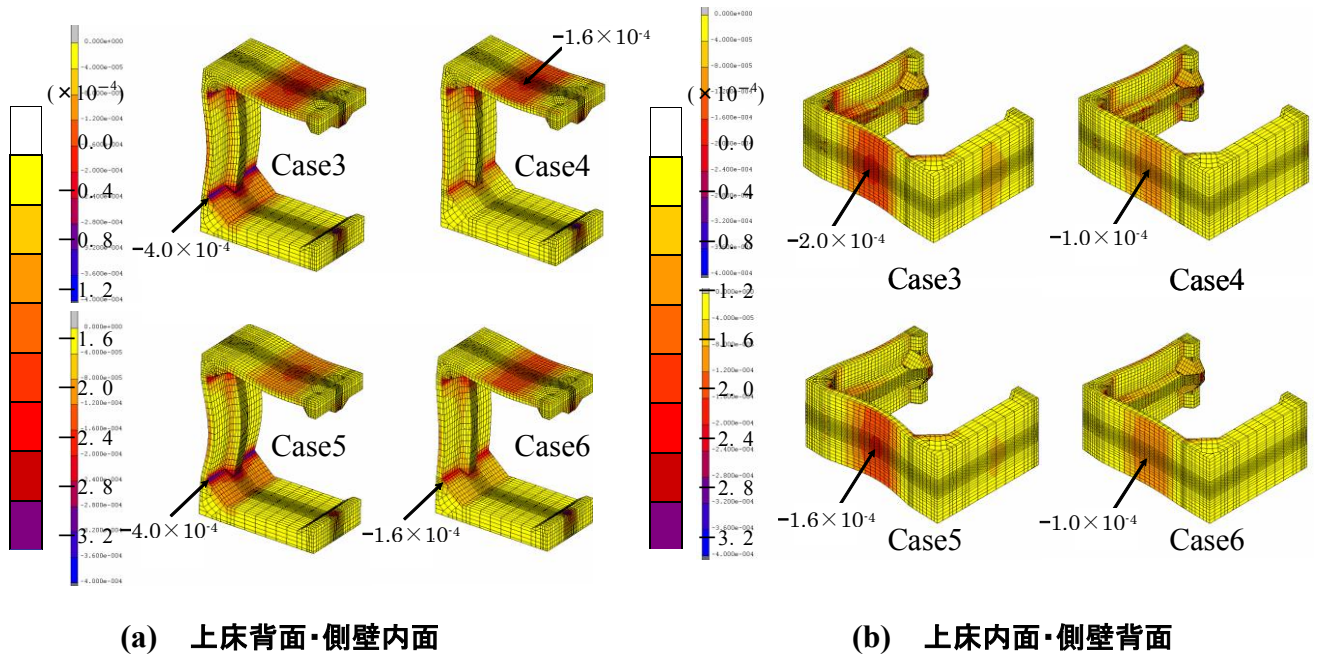


図 4-4-1 Case 3~6 (欠損 2) におけるコンクリートの圧縮ひずみ分布 (数値は最大値)

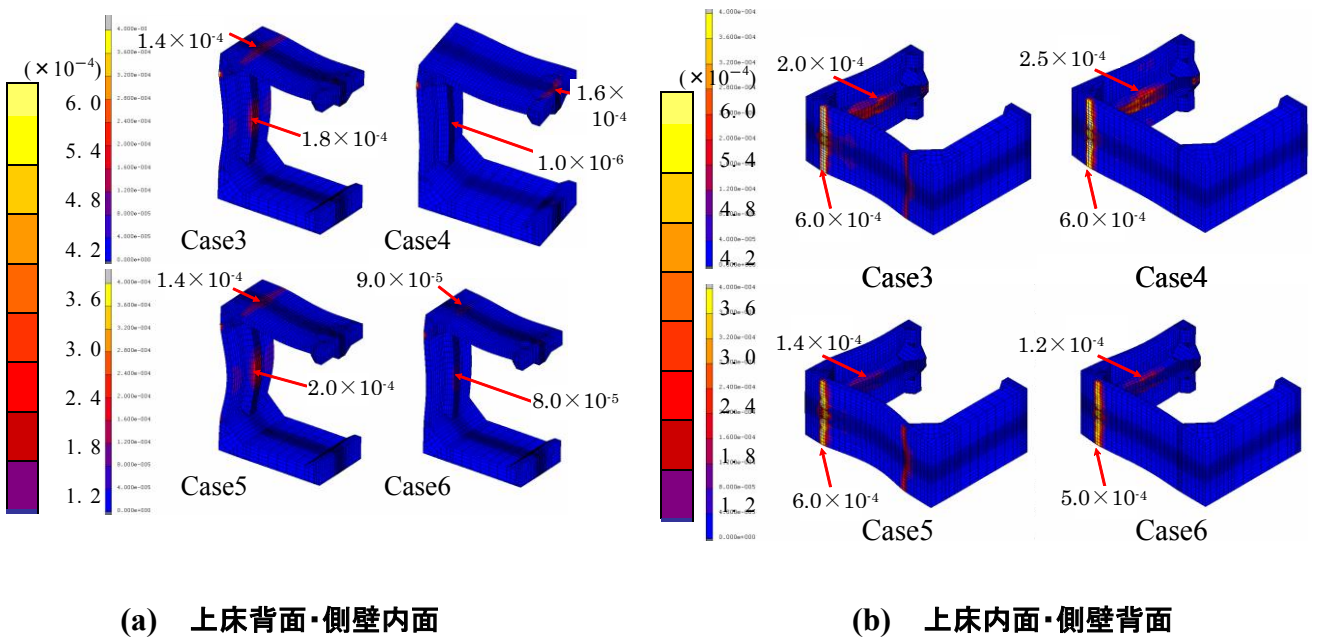


図 4-4-2 Case 3~6(欠損 2)におけるコンクリートの引張ひずみ分布 (数値は最大値)

4.4.3 非線形FEMの適用性の評価

Case 1 (健全) における引張ひずみのコンター図 (図 4-4-4) と、目視調査により作成された構造ひび割れ展開図 (図 4-4-5) を比較すると、上床版、上部框、側壁における構造ひび割れの分布状況は概ね一致している。このことから、構造ひび割れ再現解析に非線形 FEMを適用することは妥当であると考えられる。

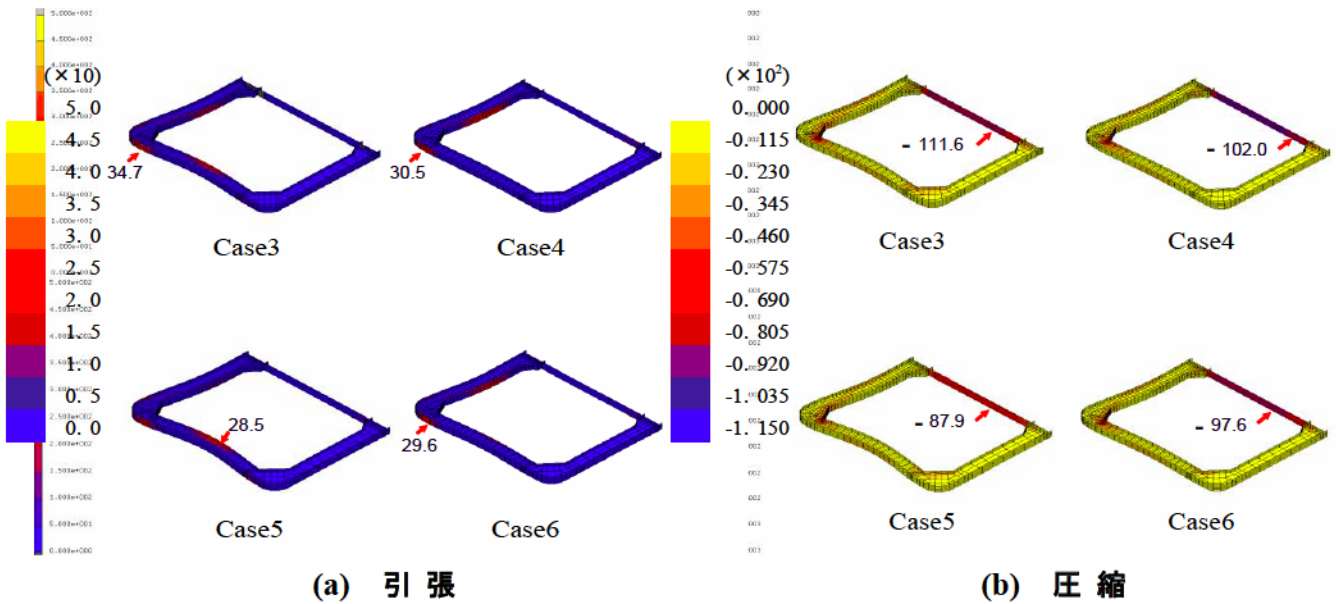


図 4-4-3 Case 3~6(欠損 2)における框鋼材の応力分布 (数値は最大値)

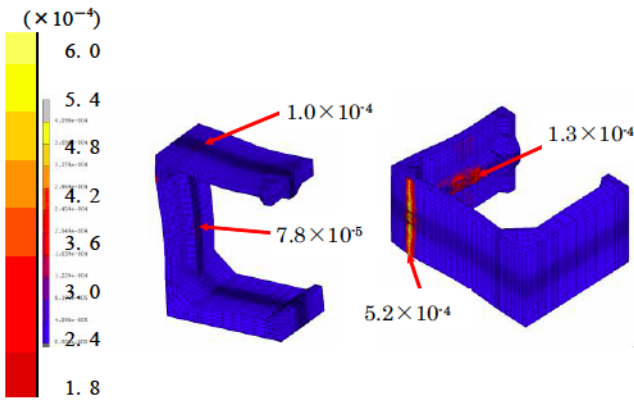


図 4-4-4 コンクリートの引張ひずみ分布 (健全: Case 1)

表 4-4-1 安全性評価に用いる部材の許容値

部材	種別	許容値	設定方針
框鋼材	引張	160.6 N/mm ²	降伏応力 / 1.5
	圧縮	126.7 N/mm ²	座屈許容圧縮応力度
鉄筋アングル	引張	180.6 N/mm ²	降伏応力 / 1.5
コンクリート	圧縮	0.002	弾性限界ひずみ

※ひび割れ位置が整合していることが見受けられる。

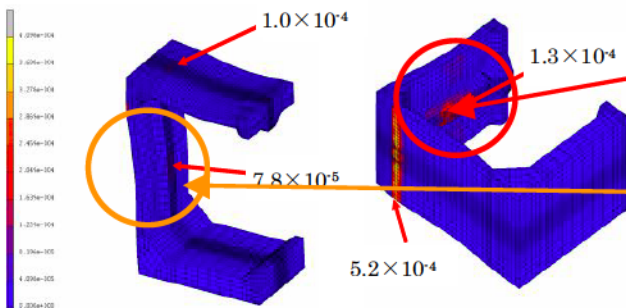


図 4-4-4 コンクリートの引張ひずみ分布 (再掲) (健全: Case 1)

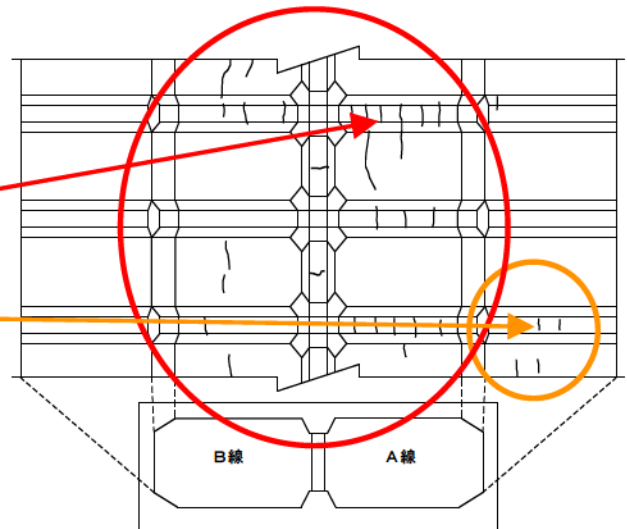


図 4-4-5 構造ひび割れ展開図 (0.3mm 以上) (図 3-2-4 の再掲)

4.4.4 部材の応力，ひずみによる評価

(1) 部材の許容値の設定

部材の応力，ひずみによる評価に用いる許容値を表 4-4-1 に示す．一般的に，RC構造の終局状態を表現するパラメータとして，コンクリートでは限界圧縮ひずみが，鋼材では降伏応力が用いられていることから，本研究における許容値もコンクリートはひずみで，框鋼材および鉄筋は応力で設定することとした．なお，框鋼材は中柱にも用いられ，この部分では圧縮応力が卓越するため，圧縮側の許容値として，座屈許容圧縮応力度を採用した．

(2) 上床版および上部框に関する評価

解析の評価にあたり，構造上最も重要な「上床部」に着目し，上床版および上部框の安全性の評価を行うこととした．そこで，同一荷重条件における「健全な状態 (Case 1)」と「断面欠損が最大の状態 (欠損2 : Case 6)」のそれぞれの各部材応力，ひずみを抽出し，整理した結果を表 4-4-2 に示す．

表 4-4-2 上床版および上部框の部材応力・ひずみ

欠損状態と解析ケース		健全	欠損2	許容値
		Case 1	Case 6	
照査項目	最大引張	19.8	22.8	160.6
		最大圧縮	20.6	22.1
コンクリートひずみ	最大圧縮	1.1×10^{-4}	1.3×10^{-4}	2.0×10^{-3}

この表から，次のことが確認できる．

- ① はつり落としによる断面欠損の発生 (欠損2 : Case 6) によって，本来，上床版および上部框のコンクリート部材が負担していた応力が，框鋼材あるいはコンクリートに再配分され，断面欠損発生前 (健全 : Case 1) よりも各部材の応力・ひずみが増加している．
- ② この増加量は，框鋼材の引張応力とコンクリートの圧縮ひずみで共に15%程度，框鋼材の圧縮応力で7%程度となっており，許容値に比べ十分に小さい値になっている．

このことから，当該構造物は使用上問題のない状態にあると考えられる．

(3) 鉄構框構造としての評価

鉄構框構造としての安全性を評価するために，非線形FEMから得られた各部材の最大応力および最大ひずみを抽出し，整理した結果を表 4-4-3 に示す．さらに，表 4-4-3 の鋼材の応力およびコンクリートのひずみの数値をグラフ化したものを，それぞれ図 4-4-6 および 図 4-4-7 に示す．

表 4-4-3 部材応力・ひずみ最大値総括表 注)赤字は各照査項目における最大値

欠損状態と解析ケース 照査項目		健全	欠損 1	欠損 2				許容値
		Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	
框鋼材応力 (N/mm ²)	最大引張	27.7	32.8	34.7	30.5	28.5	29.6	160.6
	最大圧縮	80.0	99.4	111.6	102.0	87.9	97.6	126.7
鉄筋応力 (N/mm ²)	最大引張	21.6	24.3	21.8	24.5	16.7	22.8	180.6
アングル応力 (N/mm ²)	最大引張	6.9	7.2	6.4	7.0	5.0	6.6	180.6
コンクリート ひずみ	最大圧縮	1.5×10 ⁻⁴	1.6×10 ⁻⁴	4.0×10 ⁻⁴	1.6×10 ⁻⁴	4.0×10 ⁻⁴	1.6×10 ⁻⁴	2.0×10 ⁻³
最大引張 ひずみ	上床背面	1.0×10 ⁻⁴	1.2×10 ⁻⁴	1.4×10 ⁻⁴	1.6×10 ⁻⁴	1.4×10 ⁻⁴	9.0×10 ⁻⁵	2.0×10 ⁻³
	上床内面	1.3×10 ⁻⁴	1.3×10 ⁻⁴	2.0×10 ⁻⁴	2.5×10 ⁻⁴	1.4×10 ⁻⁴	1.2×10 ⁻⁴	
	側壁内面	7.8×10 ⁻⁵	7.9×10 ⁻⁵	1.8×10 ⁻⁴	1.0×10 ⁻⁶	2.0×10 ⁻⁴	8.0×10 ⁻⁵	
	側壁背面	5.2×10 ⁻⁴	5.4×10 ⁻⁴	6.0×10 ⁻⁴	6.0×10 ⁻⁴	6.0×10 ⁻⁴	5.0×10 ⁻⁴	

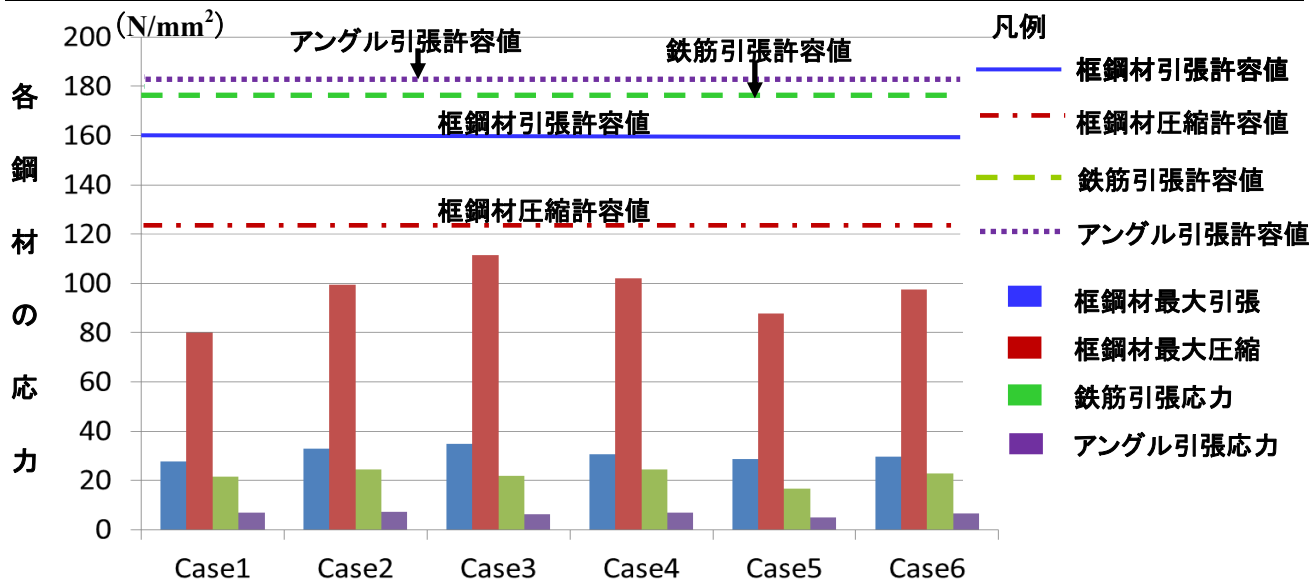


図 4-4-6 鋼材の応力評価

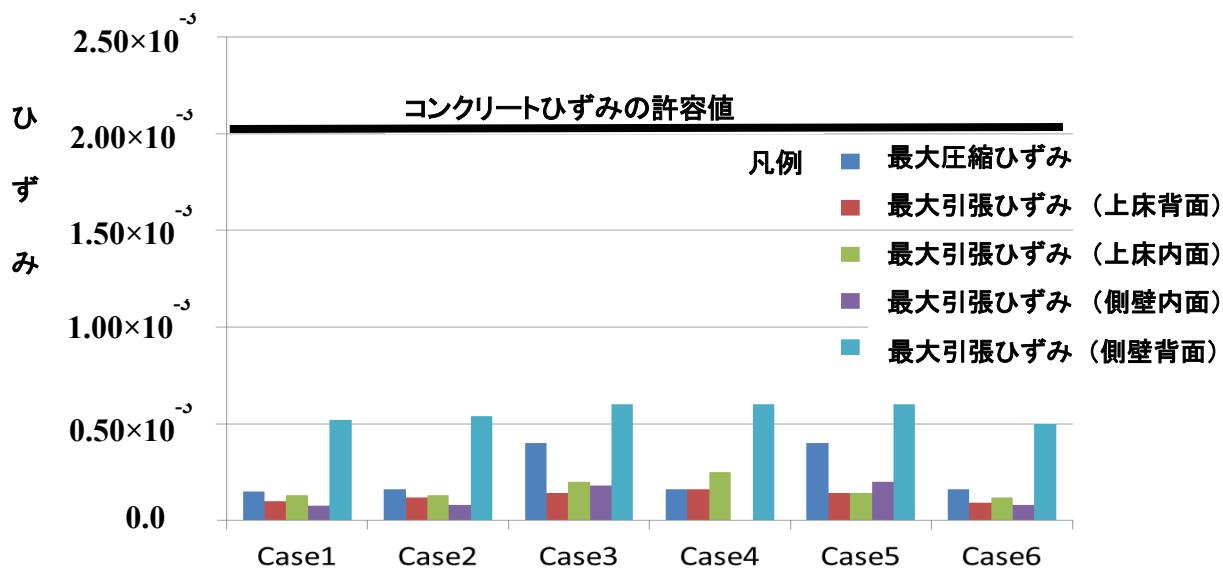


図 4-4-7 コンクリートひずみの評価

この表 4-4-3, 図 4-4-6 および 図 4-4-7 より, 次のことを確認することができる.

- ① 同一荷重条件における「断面欠損が最大の状態(欠損2)」の Case 6と, 欠損のない「健全な状態」の Case 1 とを比較すると, Case 6 の各部材の応力・ひずみは, 増加しているものの, 許容値と比べ十分に小さい値になっている.
- ② 構造上, 応力およびひずみが最大になる載荷荷重状態は, 鉛直荷重, 水平荷重とも最大となる状態の Case 3 であるが, 鋼材応力およびコンクリート圧縮ひずみは他のケースより大きい数値を示しているものの, 許容値と比べ十分余裕がある値になっている.
- ③ 構造上重要な上床部に対して, 最も厳しい載荷荷重状態となるのは, 鉛直荷重が大きく, 水平荷重が小さいアンバランスな状態の Case 4 であり, 鉄筋の引張応力および最大引張ひずみ(上床内面・背面)は他のケースより大きい数値を示しているが, これも許容値と比べ十分に小さい値になっている.
- ④ コンクリートの最大圧縮ひずみは Case3 および Case5 で発生しているが, その値は弾性限界ひずみ (2.0×10^{-3}) の 1/10 程度であり, 十分安全な余裕を有している.
- ⑤ 鋼材の最大引張応力は Case3 で発生しているが, その値は降伏強度の 1/5 程度と十分に小さく, 弾性範囲内にある.
- ⑥ 鋼材の最大圧縮応力は, 座屈許容圧縮応力度以内にある.
- ⑦ 鉄筋の最大引張応力は Case4 で発生しているが, その値は許容値の 1/7 程度と非常に小さく, 降伏強度に対して十分な余裕を持っている.

以上, 解析の結果, 断面力は断面耐力を大きく下回っており, またコンクリートのひずみは非常に小さく, 構造ひび割れ発生位置の鉄筋応力も非常に小さいことから, ひび割れ幅も小さいと判断され, 当該構造物の安全性は十分確保されていると考えられる.

当該トンネル構造物は, 昭和初期の材料・配合・施工で, コンクリート強度が現在より低いものであったにもかかわらず, それに応じた適切な部材断面・配筋が確保されていたことから, 当時の設計技術が現在と比べてもまったく遜色ないものであったと評価することができる.

4.5 解析結果の考察

4.5.1 ひび割れに関する事項

三次元非線形FEM解析から直接得られる引張ひずみ（図 4-3-2 に示す $\varepsilon - \varepsilon_{cr}$ ）は、クラック発生ひずみ ε_{cr} 以降、コンクリートの引張軟化挙動の進展に伴って大きくなることが知られている。したがって、非線形FEMをひび割れ管理の実務に適用するためには、当該ひずみからひび割れ幅を直接算定するための手法を具体的に示すべきであるが、これについては、コンクリート工学の分野でも十分な検討がされていない実情がある。そこで、本研究では、次の考え方に基づいてひび割れ幅を算定し、当該調査結果と比較した。

- ① ひび割れは、非線形FEMから得られる引張ひずみ発生範囲に1本存在すると仮定し、ひび割れ幅はコンクリート標準示方書¹⁶⁾に掲載されている式(4-6)に則って算定する⁸⁾。
- ② 同式で考慮する鉄筋応力は、引張ひずみ発生位置における数値とする。

$$W = k_f \left\{ 4C + 0.7(C_s - \phi) \right\} \left(\frac{\sigma_{ss}}{E_s} + \varepsilon_{cs} \right) \quad \text{式(4-6)}$$

ここに W : ひび割れ幅

k_f : 鉄筋の表面形状に関する係数

C : かぶり

C_s : 鉄筋間隔

ϕ : 鉄筋径

σ_{ss} / E_s : 引張ひずみ発生位置の鉄筋ひずみ

ε_{cs} : クラック発生ひずみ

また、上記に示した考え方によって算定されたひび割れ幅の評価は、 C をかぶりとして式(4-7)で表される許容ひび割れ幅と比較することによって行った。

$$W_d = 0.005 C \quad \text{式(4-7)}$$

ここに W_d : 許容ひび割れ幅

C : かぶり

これによると、式(4-6)で算定される最大のひび割れ幅は、上床版スパン中央付近で0.088 mmとなったが、式(4-7)で算定される許容ひび割れ幅は0.255 mmであり、当該値は十分許容できる値であることがわかる。また、実トンネルの目視によるひび割れ幅は0.1~0.3 mm程度と計測されている（図 3-2-4）ことから、これらは既往の示方書¹⁷⁾から算出される許容ひび割れを大きく超えるものではないと判断される。

一方、永久荷重による鉄筋引張応力が100 N/mm²を超えない場合は、ひび割れ幅の照査を省略可能であるとするコンクリート標準示方書¹⁸⁾の記述に対して、当該解析から得られた鉄筋引張応力は最大でも約25 N/mm²であることを考慮すると、構造物の安全性は十分確保されていると考えられる。

4.5.2 鉄筋とコンクリートの付着に関する事項

非線形FEMでは、構造ひび割れの発生に伴う躯体内部の応力再配分過程が忠実に再現されることから、解析結果から直接、部材の応力、ひずみを得ることができる。ただし、この解析の前提には、解析当初において鉄筋要素とコンクリート要素が離間していないという条件がある。

現実には、断面欠損箇所においては、鉄筋とコンクリートの付着切れ（以下、付着切れと呼ぶ。）が生じることがある。この状況を解析において忠実に再現しようとする、当初から鉄筋要素とコンクリート要素を局所的に離間させる必要があり、計算上、解が収束しにくくなり、当該箇所の部材の応力、ひずみを非線形FEMから直接得ることが非常に難しくなる。

一方、実際の躯体では、断面欠損部で局所的な付着切れが生じていても、同欠損部の両側においては、鉄筋とコンクリートの付着は明らかに確保されているが、断面欠損による付着切れが生じている部材の曲げ耐力は、付着している部材より小さくなるのが既往の研究¹⁹⁾で確認されている。

当該箇所の安全性評価を行う場合、付着切れ区間長と曲げ耐力の関係を定量的に把握できる手法がない現状では、付着切れ区間の両側の鉄筋とコンクリートの付着はないものとして、厳しめの評価を行わざるを得ない。

そこで本研究では、当該箇所を図 4-5-1 に示すような鉄筋とコンクリート梁の重ね梁モデルで表現し、各々に発生する曲げモーメントと縁応力を理論的に算定することにより、その安全性を評価することとした。

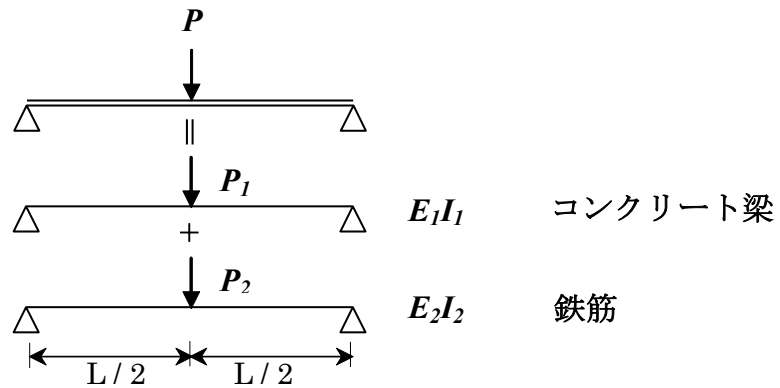


図 4-5-1 鉄筋とコンクリート梁の重ね梁モデル

まず、変位の連続条件から式 (4-8) が成立する。

$$\frac{P_1}{P_2} = \frac{E_1 I_1}{E_2 I_2} \quad \text{式 (4-8)}$$

よって、 P_1 と P_2 は式 (4-9) で表すことができる。

$$P_1 = \frac{E_1 I_1}{E_2 I_2} P_2 \quad \text{式 (4-9)}$$

次に、 $P = P_1 + P_2$ であることを考慮し、2つの梁のスパン中央部の曲げモーメントを各々 M_1 、 M_2 とすると、それらは式(4-10)、式(4-11)および式(4-12)で表すことができる。

$$M_1 = \frac{P_1 l}{4} = \frac{1}{4} \frac{E_1 I_1}{E_1 I_1 + E_2 I_2} P l \quad \text{式(4-10)}$$

$$M_2 = \frac{P_2 l}{4} = \frac{1}{4} \frac{E_2 I_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2} P l \quad \text{式(4-11)}$$

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{E_1 I_1}{E_2 I_2} \quad \text{式(4-12)}$$

ここで、本研究における数値として、

$$P = 10 \text{ kN} \quad L = 3 \text{ m} \quad E_1 = 1.0 \times 10^4 \text{ Mpa} \quad E_2 = 2.1 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$h_1 = 200 \text{ mm} \quad h_2 = 5 \text{ mm} \quad b = 100 \text{ mm}$$

を各式に代入すると、

$$M_1 = 7.498 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 0.00246 \text{ kNm}$$

となる。

すなわち、両者が別々に挙動することにより発生する曲げモーメントの比率は、鉄筋の1に対してコンクリート梁が3047となり、鉄筋とコンクリート梁の付着切れに伴い、鉄筋は曲げ挙動に対する補強効果をまったく期待できなくなることがわかる。

なお、上記の検討条件およびモデル化手法は、実際の躯体では見られない極端に厳しい状態を想定したものである。しかし、今後、広範囲にわたるかぶりコンクリートのはつり落としとそれに伴う付着切れ区間の発生が想定される箇所では、速やかに鉄筋とコンクリートの付着を確保できるような対策が必要であることをこの結果は示していると考えられる。

4.6 解析による健全度評価のまとめ

4.6.1 解析結果から得られた知見

三次元非線形FEM解析結果から得られた知見を次に記す。

- (1) 三次元非線形FEM解析は、鉄鋼框構造特有の縦断方向に対して不連続な状況を忠実に再現できるため、それらに起因する三次元効果や、同効果を考慮した挙動、応力状態から得られた評価により、構造物の耐力確認が可能となる。
- (2) 本研究のような構造耐力の照査を目的とした検討を行う場合は、構築の詳細な形状寸法の他、対象区間内にみられる各種の変状も忠実に再現できる立体要素を主体とした三次元構造解析モデルを用いることが妥当である。
- (3) 一般に、連続体解析ではコンクリートのほか鋼材、鉄筋を一体の剛性として扱うので、構造ひび割れの発生傾向や各部材の応力度を直接的に把握することはできない。本研究で採用したモデル化手法に則って、躯体内部にある鉄骨、鉄筋までモデル化して各々に剛性を与え、コンクリートの引張軟化構成則を適用することにより、コンクリートの曲げ引張ひび割れの発生を考慮した非線形解析が可能になる。
- (4) 鉄筋とコンクリートの付着切れは、長期的な安全性を確保する上では回避すべき事象であり、断面修復等の手法を用いて、速やかに鉄筋とコンクリートの付着を確保する必要がある。
- (5) 本解析で算定された最大ひび割れ幅は、コンクリート標準示方書で算定された許容ひび割れ幅を十分下回っており、実際のトンネルのひび割れも、許容ひび割れ幅とほぼ同等以下であったため、現在のトンネルは構造安定性を満足しており、鋼材腐食等の耐久性も問題ないと考えられる。

今回、構造解析は、実績が豊富な二次元フレームモデルに加え、当該トンネルの複雑な形状を忠実に再現できるよう、三次元ソリッドモデル解析も行った。解析の結果、断面力は断面耐力を大きく下回っており、十分な耐力余裕があることが確認された。

これは、本トンネルが昭和初期の材料・配合・施工でコンクリート強度は現在より低かったにも関わらず、それに応じた適切な部材断面・配筋が確保されており、当時の設計技術は現在と比べ遜色ないものであったと考慮される。

以上、現地調査等から得られた材料特性等を用いて行った解析・照査結果から、当該区間の構築は、安全性が十分確保できていると考えられるが、上記の知見をもって、今後の維持管理に反映させることが望ましい。

4.6.2 非線形FEM解析における今後の課題

なお、今後、躯体の構造ひび割れ調査結果の再現を目的とした非線形解析を進める場合の課題としては、次のものが挙げられる。

- (1) 土留め壁の築造から、地盤掘削、構築の立ち上げ、路面復旧、供用後の荷重変動等を適切に表現できる代表的な荷重履歴を現場長期計測結果等から策定し、それらを解析モデルへの入力荷重として用いることに留意する必要がある。
- (2) 非線形性を表現する各種構成則のパラメータと材料試験結果との関連性や評価方法について検討することについて留意する必要がある。
- (3) 鉄筋とコンクリートの付着切れが発生している区間長ならびに定着長と曲げ耐力との関係を合理的に評価できるようにするための実験、解析を精力的に行っていく必要がある。
- (4) 日常保守においてはひび割れの進展の有無、漏水発生などの状況変化に対し、常にモニタリングを行い、適切な措置を確実に講ずることが、長期的なトンネル供用の視点からも重要である。

【4章 参考文献】

- 1) 森本武夫：東北新幹線上野地下駅建設に伴う営団地下鉄3号線交差部の施工計画について，東工，第31巻，第2号，pp.275-291，1980.12
- 2) 東京地下鉄株式会社：銀座線トンネル維持管理検討委員会報告書，東京地下鉄株式会社，pp.222-225，2005.3
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕，p.23，2002.
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕，p.21，2002.
- 5) 吉川弘道，西藤厚，金刀督純：引張強度の空間的変動を考慮したコンクリートのFEM破壊シミュレーション，コンクリート工学論文集，第7巻，第2号，pp.103-117，1996.
- 6) 破壊力学の応用研究委員会：破壊力学の応用研究委員会報告書，(公社)日本コンクリート工学会，pp.329-580，1993.
- 7) CEB-FIP Model Code 1990， Design Code， Comité Euro-international du Béton.
- 8) 新井泰，津野究，杜世開，川上義輝：鉄筋コンクリート構造を有するトンネル覆工の力学的挙動に関する研究，トンネル工学論文集，第14巻，pp. 120-121，2004.
- 9) 新井泰，杜世開，山本努，渡辺忠朋：非線形挙動を考慮した開削トンネルのひび割れ調査結果シミュレーション，トンネル工学論文集，第15巻，pp. 173-181，2005.
- 10) 岩崎訓明，西林新蔵，青柳征夫：新体系土木工学(29)，フレッシュコンクリート・硬化コンクリート，技報堂出版，p.131，1981.
- 11) 土木学会：トンネル標準示方書〔開削工法編〕・同解説，pp.28-30，1996.
- 12) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル，p.297，2001.
- 13) 東京地下鐵道株式會社：東京地下鐵道史 坤，p.47，1934.
- 14) 東京地下鉄株式会社：土木構造物設計示方書〔13号線（池袋～渋谷間）〕，p.10，2004.
- 15) 鹿島建設土木設計本部：土木設計の要点[6] 耐震設計法/限界状態設計法，鹿島出版会，p.104，1993.
- 16) 大倉土木株式会社：東京地下鐵道竣工記念，1928.3.
- 17) 土木学会：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕，p.100，2002.
- 18) 土木学会：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕，p.102，2002.
- 19) 有賀貴志，田辺将樹，吉川和行，渡辺忠朋：鉄筋腐食と断面欠損によるRCはりの強度特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol28，No.2，pp.733-738，2006.

第5章 結 論

5.1 本研究の結論

1950年代後半から高度経済成長期が始まり、新規建設に対して、多くの予算を計上し、一定量の技術者が投入され、インフラ施設の急速な整備がなされてきた。しかし、ここ数十年のうちに、それによる弊害が露出し始めてきた。

2012年12月に起きた中央自動車道笹子トンネルの天井落下事故は記憶に新しいが、この事故を契機に、それまでに整備された数多くのインフラ施設の老朽化が問題視され、相俟って、施設の維持管理・更新に対する関心も高まり、補修・補強対策が喫緊の課題となってきた。

メンテナンスは、構造物を新設する分野とは異なり、『構造物を点検し、修理し、使用する』ことを繰り返すシステムである。それゆえ、東京メトロにおいても、鉄道構造物に対するメンテナンスの必要性が今まで以上に重視され、従来の検査体制を強化してきた。

本研究では、東洋一古い地下鉄路線の、築造後89年を経過した東京メトロ銀座線に着目し、現状の構造物の老朽化の状態を把握するため、構造物建設の歴史から、補修・補強の変遷、現況調査状況などを述べるとともに、特殊なトンネル構造物である“框構造”について、三次元非線形FEMを用いて解析し、老朽化によるコンクリートのひび割れや中性化等の検討を行い、現構造物の信頼性を評価し、さらに今後老朽化が見込まれる構造物に対しての維持管理の必要性について述べた。

次に、本研究において得られた結果および知見をまとめる。

第1章では、我が国における社会資本ストックの蓄積から、近年、多くのインフラ施設の老朽化が問題視され始め、インフラ施設の維持・更新の必要性がクローズアップされてきたことを背景に、地下鉄トンネルに特化した本研究の目的である維持管理の必要性とその概要について述べた。

第2章では、銀座線の建設の歴史や特殊な構造形式を紹介するとともに、地下鉄の安全安定輸送を確保するために、各種検査において発見された老朽化の著しい個所での補修・補強対策の紹介し、銀座線の維持管理の現状について述べた。次に、記述した内容を要約する。

- (1) 東京地下鉄各路線の交通ネットワーク上の重要性について述べ、安全安定輸送を確保するためには、構造物等の維持管理が欠かせないことを述べた。
- (2) また築造後89年経過した銀座線の建設の歴史や特殊な構造形式について

紹介し、構造物の老朽化に伴い、維持管理の必要性が増してくることを述べた。

- (3) 銀座線で行った構造物調査により発見された老朽化の著しい箇所についての補修・補強対策を紹介した。
- (4) 国土交通省から出された『維持管理標準』の考え方について紹介したが、地下鉄特有の制約の多い中で、国土交通省の『維持管理標準』に準拠して設定した、東京メトロ独自の「維持管理基準」も標記した。
- (5) さらに、構造物の健全度の判定区分や維持管理（定期点検）の手順について述べた。

第3章では、銀座線の通常全般検査および特別全般検査体制について詳述するとともに、老朽化についての検査結果について述べ、その健全度を評価した。その結果、銀座線のトンネル構造物は、構造的にまったく問題がないことが判明した。

また、維持管理のマネジメントの観点から、費用便益分析に基づく修繕対策について報告した。統計的に劣化を予測して、修繕費用を考慮した最適な補修のシミュレーションを行った。結果としては、トンネル構造物の修繕に関しては、修繕範囲を広くし、修繕頻度を高くすることで、費用対効果を上げることが可能であることを検証した。次に、銀座線の健全度評価として得られた知見を記す。

- (1) 小さな浮きやはく離を発見するためには、近接目視および打音点検が重要であることを再確認したが、浮きやはく離は急に進行するものではないため、一度変状を把握しておけば、経過観察で対応できることが判明した。
- (2) 補修を行った区間では、施工後十数年経過していても、変状はほとんど出ていなかった。このことから、現在の補修工法の有効性を確認した。
- (3) 漏水が多い区間では、浮きやはく離が多くなる傾向が見られることから、漏水への対応（止水など）の重要性を確認した。
- (4) 建設年度の古い構造物から劣化が進むのではなく、構造、施工法、劣化環境など様々な要因により劣化の進行具合が変わってくることを確認した。
- (5) 建設時の防水層の施工や供用後の漏水対策工の良否が、耐久性上大きな影響を与える可能性が高いことが判明した。
- (6) 個別検査においては、中性化の進行はあまり認められなかった。これは当該区間であまり漏水が生じていないこと、また地上部のような乾湿繰り返しを受けるような悪条件下でないことが要因であり、今後も急速に中性化が進行する可能性は低いと考えられる。

- (7) マネジメントの試みとして、検査結果によるトンネルの劣化と修繕に着目し、修繕シミュレーションによるシナリオの検討を実施したが、費用対効果の高い修繕を行うには、修繕範囲を広げ、さらに修繕頻度を高くする、すなわち予防保全的な修繕を実施するのが望ましいことが判明した。
- (8) 銀座線が施工後 89 年経過していることを考慮すると、今後も定期的なモニタリングが必要不可欠である。特に通常全般検査において、ひび割れの多大な発生や漏水補修箇所の再漏水など、変状発生の有無や発生場所にも留意して監視を続けるとともに、必要な修繕を施していくことが重要であることを確認した。

第 4 章では、三次元非線形 FEM を用いて、框構造の構造耐力評価の算定を行った。

その解析結果は、東京地下鉄で行う全般検査や個別検査と比較して、ほぼ同じひび割れが生じたことから、この解析の妥当性および東京地下鉄の検査の妥当性を確認することができた。次に、銀座線の健全度評価として得られた知見を記す。

- (1) 三次元 FEM 解析は、鉄鋼框構造特有の縦断方向に対して不連続な状況を忠実に再現できるため、それらに起因する三次元効果や、同効果を考慮した挙動、応力状態から得られた評価により耐力確認が可能である。
- (2) 本研究のような構造耐力の照査を目的とした検討を行う場合は、構築の詳細な形状寸法の他、対象区間内にみられる各種の変状も忠実に再現できる立体要素を主体とした三次元構造解析モデルを用いることが妥当である。
- (3) 一般に、連続体解析ではコンクリートのほか鋼材、鉄筋を一体の剛性として扱うので、構造ひび割れの発生傾向や各部材の応力度を直接的に把握することはできない。本研究で採用したモデル化手法に則って、躯体内部にある鉄骨、鉄筋までモデル化して各々に剛性を与え、コンクリートの引張軟化構成則を適用することにより、コンクリートの曲げ引張ひび割れの発生を考慮した非線形解析が可能になる。
- (4) 鉄筋とコンクリートの付着切れは、長期的な安全性を確保する上では回避すべき事象であり、断面修復等の手法を用いて、速やかに鉄筋とコンクリートの付着を確保する必要がある。
- (5) 本解析で算定された最大ひび割れ幅は、コンクリート標準示方書で算定された許容ひび割れ幅を十分下回っており、実際のトンネルのひび割れも、許容ひび割れ幅とほぼ同等以下であったため、現在のトンネルは構造安定性を満足しており、鋼材腐食等の耐久性も問題ないと判断される。

5.2 維持管理の課題と今後の対策

以上、本研究において得られた知見をもとに、これから急増する建設後 50 年以上経過した地下鉄トンネル構造物の維持管理に関する主な課題を述べ、それらに対する対策について提案する。

【課題】

- ・適切な維持管理を行わないと、トンネル構造物の機能が低下し、鉄道の安全・安定運行が損なわれる。
- ・今後、老朽化する構造物が増え、点検すべき対象が広範囲に亘ることにより、技術者の人員確保が難しくなり、さらに少子高齢化を背景として技術者数も減少することで、点検頻度が減少し、機能の低下を招く恐れがある。
- ・トンネル構造物の不具合箇所の対策の必要性の判断は、目視や打音による点検が重要であるが、その点検結果は技術者の判断によるため、結果としてバラついていた評価になる可能性がある。
- ・老朽化する構造物が増えることで、コスト増となり、維持管理を行う上での新規投資が困難な状態になる。

【対策】

- ・現場の変状は一律ではないため、個々の変状の発生状態を十分調査し、情報の収集・蓄積を行い、さらに『技術の伝承』を視野に入れた取り組みを行って、知識と経験を備えた技術者を育てる。
- ・技術者の減少に対応した技術の簡素化やコスト縮減のために、人口知能（AI）を導入した『新技術開発』を構築する。
- ・費用対効果を十分検証した上で、補修・補強対策の優先順位を決定する手法を構築する。
- ・構造物の変状を見逃さず、安定した評価を行えるよう、迅速かつ確実に把握できるシステムを導入する。

最後に、築 50 年以上経過した地下鉄トンネル構造物における『日常の維持管理』と『長期的な維持管理』に関して、本研究で提案した維持管理シナリオの『修繕シミュレーション』を活用したフローチャートを、図 5-2-1 に提案する。

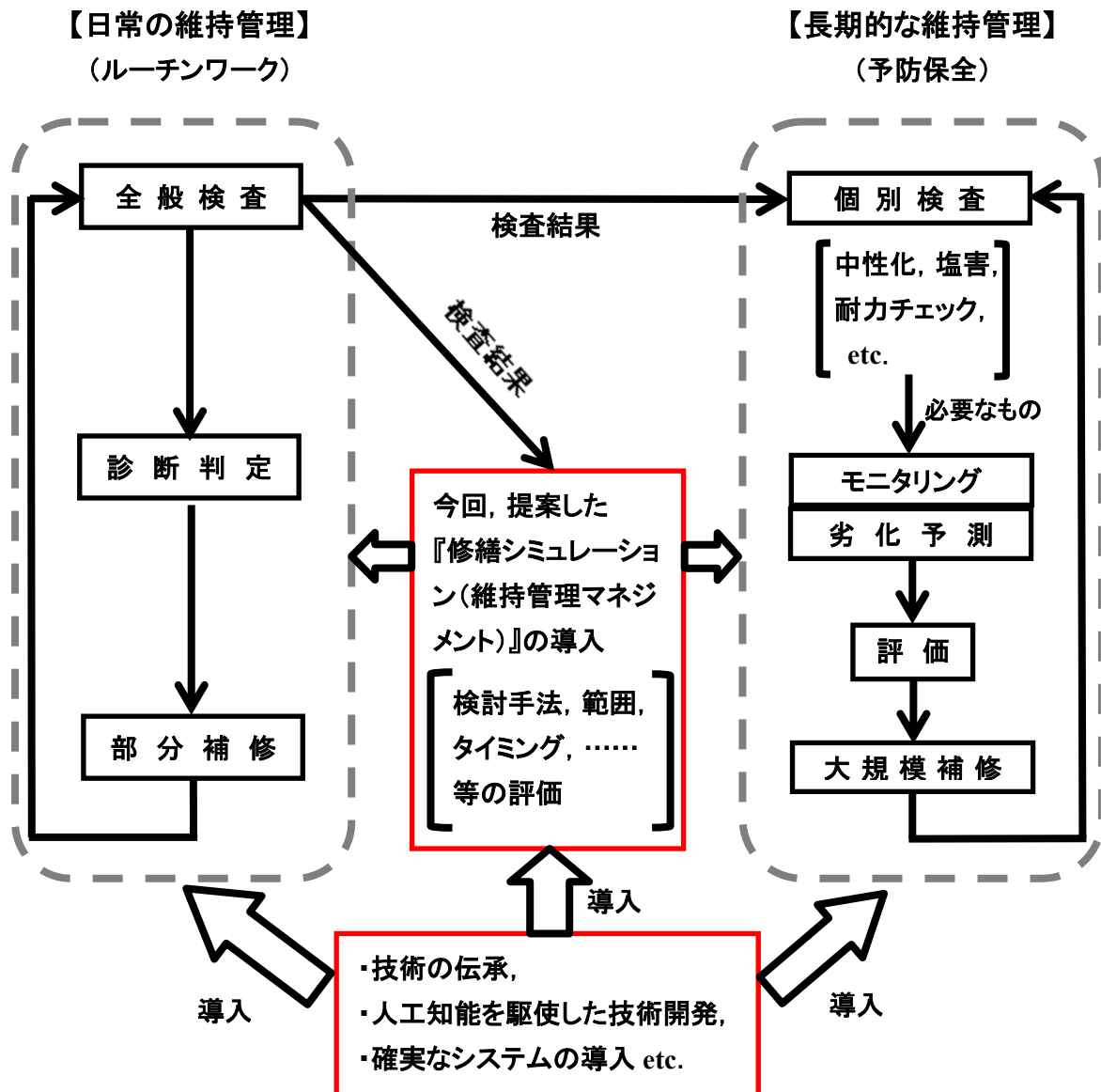


図 5-2-1 築 50 年以上経過した地下鉄トンネル構造物の維持管理フロー (提案)

鉄道の安全性に関しては、トンネルが崩壊しないことが前提であるが、その前に、安定運行を行うためには、トンネル構造物のコンクリート片、補修材等のはく落が生じないこと、漏水が生じないことが必須である。

それらを踏まえ、本研究では、銀座線トンネル構造物のはく落や漏水に関する安全性の評価を行ったが、今後は、本研究にて考察した維持管理の対策について、更なる展開がなされることを願う次第である。

謝 辞

本論文は、私が東京地下鉄株式会社において、地下鉄トンネル構造物の維持管理に関する業務を担当したことから、昔の資料や現場調査結果のデータをもとに、維持管理マネジメントや解析による構造物の安全性評価を行った研究を取りまとめたものであります。

本論文の作成に当たり、早稲田大学理工学術院 赤木 寛一 博士には、懇篤なるご指導・ご鞭撻を頂戴いたしました。ともすれば心の折れそうな時に、支えとなる励ましと優しいお言葉を頂き、完成するまでの長い期間、適切なお助言を賜わりここまでに至りました。本当にありがとうございました。ここに深甚なる感謝の意を表し、心より御礼申し上げます。

また、本論文をまとめるに当たり、早稲田大学理工学術院 小泉 淳 博士、同教授 小峯 秀雄 博士には、研究の細部に至るまで、貴重かつ有意義なお意見・ご指導を賜り、論文を上梓することができました。ここに深謝申し上げます。

さらに、東京地下鉄株式会社 鉄道本部 工務部 小西 真治 様には、データ作成から稚拙な文章に対するアドバイス、さらには筆が進まず諦めかけていた時に心強いお言葉を頂き、何とか全うすることができました。心より感謝申し上げます。

第1章では、公益財団法人 鉄道総合技術研究所 トンネル研究室 小島 芳之 様には、データに関する資料の提供を頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

第2章および第3章では、東京地下鉄株式会社 鉄道本部 工務部 武藤 義彦 様、河畑 充弘 様、村上 哲哉 様、大槻 あや 様、五十嵐 翔太 様、佐々木 孝太様ならびにメトロ開発株式会社 高橋 聡 様には、検査データ等に関して多大なるご支援とご協力を頂きましたことをここに記し、改めて謝意を表します。

また第3章では、早稲田大学 前田 啓太 様、鈴木 彰吾 様、三浦 丈典 様には、本論文の骨格の一つである『維持管理マネジメントの補修シミュレーション』に関する資料作成において多大なるご協力を賜りました。厚く感謝申し上げます。

第4章では、これも本論文の骨格の一つである『三次元非線形FEM解析による鉄鋼框構造の構造耐力評価』において、東京地下鉄株式会社 鉄道本部 工務部 山本 努 様、松川 俊介 様、同 鉄道本部 改良建設部 大石 敬司 様、新井 泰 様、株式会社コンポート 有賀 貴志 様ならびにTATE コンサルタンツ株式会社 杜 世開 様には、解析および分析に関する貴重なご支援とご協力を頂戴しましたことに、改めて深謝申し上げます。

そして、メトロ開発株式会社 相談役 矢萩 秀一 様, 同 社長 入江 健二 様には, 貴重なご意見を頂くとともに, 多大なるご協力とご理解を賜り, 最後まで温かく見守って下さいましたことに心より御礼申し上げます.

以上の方々を始め, 検査データを提供して下さいました東京地下鉄の多くの皆様やその他の関係者の皆様のご協力・ご理解, さらには温かい励ましのお言葉を頂いたからこそ, 本論文を無事遂行することができました. この場をお借りしまして, 皆様に感謝とともに御礼申し上げます. 本当にありがとうございました.

最後に, 本論文の上梓まで迷惑を掛け続けたにも関わらず, 最後には私を元気付けてくれた家族の皆に対し, この言葉を贈ります. 『ありがとう.』

2017年 2月 西村 高明

研究業績 (1/3)

種 類 別	題名, 発表・発行掲載誌名, 発表・発行年月, 連名者 (申請者含む)
○論文	<u>西村高明</u> , 山本務, 松川俊介, 大石敬司, 杜世開, 新井泰: 現場調査結果に基づく三次元非線形 FEM を用いた鉄構框構造の安全性評価に関する研究, 土木学会論文集 F, Vol.65.No.1,38-49,2009.2
○論文	<u>Takaaki Nishimura</u> , Shinji Konishi, Tetsuya Murakami, Shogo Suzuki, Keita Maeda, Hirokazu Akagi: A trial infrastructure asset management for subway tunnels, Proceedings of 6 TH JAPAN-CHINA GEOTECHNICAL SYMPOSIUM, Advanced Geotechnology in Japan and China, 30 August-1 September 2015, Sapporo Japanese
○論文	<u>Takaaki Nishimura</u> , Shinji Konishi, Tetsuya Murakami, Hirokazu Akagi, Keita Maeda and Shogo Suzuki: A trial intefrasuructure asset management for subway tunnels, Proceedings of Fourth International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering, 16-19 November 2014, Tokyo Japan
○報告	<u>西村高明</u> , 鈴木彰吾, 小西真治, 村上哲哉, 赤木寛一: 検査データに基づく地下鉄トンネル劣化予測に関する検討, 土木学会トンネル工学報告集, Vol.25, III-3, 2015.11
○報告	<u>西村高明</u> , 鈴木彰吾, 小西真治, 村上哲哉, 赤木寛一: 地下鉄トンネルの検査データに基づく健全度評価と修繕投資効果について, 土木学会トンネル工学報告集, Vol.24, III-7, 2014.12
報告	宮瀬史裕, <u>西村高明</u> , 小林朗, 塩屋俊幸: 高軸力を受ける RC 柱の炭素繊維シートによる耐震補強実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 2, pp. 231-236, 1997.6
報告	小山幸則, <u>西村高明</u> : 梁ばねモデルによるシールドトンネル覆工の設計法, 鉄道総研研究論文, 鉄道総合技術研究所, Vol.11, No.7, 1997.7
講演	郷原惇史, 赤木寛一, 小西真治, <u>西村高明</u> , 村上哲哉, 鈴木彰吾: 地下鉄トンネルの点検データを用いた劣化予測手法について, 第 12 回地盤工学関東支部発表会, pp450-451, 2015.10.
講演	三浦丈典, 赤木寛一, 小西真治, <u>西村高明</u> , 村上哲哉, 鈴木彰吾: 地下鉄トンネルの検査データに基づく河川下区間での健全度評価について, 第 50 回地盤工学研究発表会, 2015.9
講演	三浦丈典, 赤木寛一, 小西真治, <u>西村高明</u> , 村上哲哉, 鈴木彰吾: 地下鉄トンネルの点検データを用いた漏水進行割合と鉄筋の腐食確率の推定, 第 11 回地盤工学会関東支部発表会, 2014.10
講演	鈴木彰吾, 前田啓太, 赤木寛一, 小西真治, 村上哲哉, <u>西村高明</u> : 地下鉄トンネルの検査結果に基づく健全度評価について, 第 69 回土木学会年次学術講演会概要 VI, VI-170, pp.339-340, 2014.9

研究業績 (2/3)

種 類 別	題名, 発表・発行掲載誌名, 発表・発行年月, 連名者 (申請者含む)
○講演	<u>西村高明</u> : 東京地下鉄13号線建設における工事概要, 第1回日本-シンガポールトンネルセミナー, 2012.3 (Singapore)
○講演	<u>西村高明</u> , 浜辺真篤, 竹縄慎二, 佐々木洋二 : 海外情報 第 14 回(2009 年)JRMA 海外鉄道調査団報告(その4) スペイン(2), R&M, Vol18,No.7, S/N.718, 2010.7
○講演	<u>西村高明</u> , 浜辺真篤ほか : 海外情報 第 14 回(2009 年)JRMA 海外鉄道調査団報告(その3) スペイン(1), R&M, Vol18,No.6, S/N.717, 2010.6
○講演	<u>西村高明</u> : 東京メトロにおける建設技術の変遷, 建設技術研究委員会, 土木学会, 2009.11
○講演	<u>西村高明</u> : 東京メトロの改良建設工事計画, 建設技術力の活用方策, 第 10344 回日本計画研究所特別研究セミナー, 日本計画研究所, 2009.7
○講演	<u>西村高明</u> : シールドトンネルの設計, シールド講習会, 地盤工学会, 2008.12
○講演	<u>西村高明</u> : 副都心線建設工事における環境対策-発注者が取得した ISO の運用-, 第 8 回環境フォーラム, 玉川大学工学部マネジメントサイエンス学科, 2008.11
○講演	<u>西村高明</u> : 地下鉄副都心線建設プロジェクトを振り返って-新技術の活用とコスト縮減方策-, プロジェクトマネジメントシンポジウム 2008, 日本プロジェクトマネジメント協会, 2008.9
○講演	<u>西村高明</u> : 副都心線建設工事における環境対策-発注者が取得した ISO の運用-, 一般財団法人建材試験センター, 2008.4
○講演	<u>西村高明</u> : 東京地下鉄におけるシールド工事のコスト縮減の取り組み, 日本-ソウル地下鉄技術交流会, ソウル地下鉄運営公社, 2006.4 (Seoul)
○講演	<u>西村高明</u> : 東京地下鉄 13 号線 建設概要, 日中シールド技術交流会, 早稲田大学, 2005.8
○講演	<u>西村高明</u> : 東京地下鉄 13 号線建設における情報化・自動化技術の取り組み, 第 22 回建設用ロボットに関する技術講習会, 土木学会, pp.61-72, 2005.3
講演	廣元勝志, 矢萩秀一, 藤木育雄, <u>西村高明</u> , 今井京平 : 3 連円形駅シールドにおける縦桁の設計, 第 54 回土木学会年次学術講演会概要Ⅲ, VI-54, pp.268-269, 1999.9
講演	宇佐美芳彦, 小山幸則, <u>西村高明</u> , 松本吉雄 : 上り勾配中のシールドトンネル施工における鉛直地盤変位の解析, 第 51 回土木学会年次学術講演会概要Ⅲ, VI-170, pp.340-341, 1996.9
講演	入江健二, <u>西村高明</u> , 渡辺浩史 : 地下連続壁の本体利用に関する計測結果と設計手法について, トンネル工学研究発表会論文・報告集, pp.287-292, 1991.12

研究業績 (3/3)

種 類 別	題名, 発表・発行掲載誌名, 発表・発行年月, 連名者 (申請者含む)
報文	<u>西村高明</u> : 東京メトロ有楽町線小竹向原～千川駅間配線変更計画について, 日本鉄道情報, No.750, pp.1-6, 2010.4
報文	<u>西村高明</u> , 島村祐司 : 副都心線各駅のデザイン, 基礎工, Vol.36 pp.1-6, No.6, pp.34-38, 2008.6
報文	<u>西村高明</u> : 企業価値向上のためのリスク管理, 経営アカデミートップマネジメントコースグループ研究報告書, 社会経済生産性本部, pp.1-62, 2005.12
報文	<u>西村高明</u> , 今井龍雄, 吉永旭 : 低空頭下での銀座線高架橋下請け工事, 建設機械, Vol.41, No.8, pp.54-59, 2005.8
報文	<u>西村高明</u> , 今井龍雄, 鷺見博由 : 渋谷駅前の銀座線高架橋基礎の受け替えー13号線・東横線相直 渋谷駅建設工事ー, トンネルと地下, Vol.36, No.2, S/N.414, pp.29-36, 2005.2
報文	<u>西村高明</u> , 大月喜雄, 宮島秀夫 : 地下鉄13号線各駅の土留め工法, トンネルと地下, Vol.34, No.9, S/N.397, pp.21-29, 2003.9
報文	藤木育雄, <u>西村高明</u> , 高橋聡 : 多様化するシールド工法, 建設機械, Vol.38, No.12, pp.9-12, 2002.12
報文	<u>西村高明</u> , 武藤義彦 : 格子状に施工したセメント杭による液状化対策, 基礎工, Vol.30, No.11, pp.77-80, 2002.11
報文	朝倉俊弘, 小島芳之, 齋藤貴, 新井泰, 岡野法之, 小西真治, 野城一栄, 高橋徹, 大石敬司, 六車崇司, <u>西村高明</u> , 佐藤豊 : NATM トンネルの安全(和訳), Safety of NATM tunnels, 鉄道総研研究業務資料, 2000.9
報文	<u>西村高明</u> : シールドトンネル工事におけるコスト縮減対策 -営団地下鉄南北線・半蔵門線建設工事-, 土木施工, Vol.41, No.6, pp.25-28, 2000.5
報文	<u>西村高明</u> : わかりやすい土木講座 -シールドトンネル技術の変遷-, 日本鉄道施設協会誌, Vol.36, No.9, pp.63-66, 1998.9
報文	新井泰, 岡野法之, <u>西村高明</u> : シールドトンネル設計法の新たな方向, RRR, 鉄道総研, Vol.55, No.4, pp.24-27, 1998.4.
報文	Yukinori Koyama, <u>Takaaki Nishimura</u> : The Design of Lining Segment of Shield Tunnel Using a Beam-Spring Model, Quarterly Report of RTRI, Vol.39, No.1, pp.23-27, 1998.2
報文	<u>西村高明</u> : シールドトンネル覆工の新設計標準, 施設研究ニュース, No.84, pp.1-2, 1997.8
報文	<u>西村高明</u> : 既存の開削トンネル RC 柱の耐震補強および耐震補強工法, 施設研究ニュース, No.79, p.2, 1997.3