

東京大学生産技術研究所

都市基盤安全工学国際研究センター

**社会基盤施設の老朽化に伴う性能低下の
評価技術に関する研究委員会
平成21-22年度報告書**

社会基盤施設の老朽化に伴う性能低下の評価技術に関する研究会

(RC-62)

報 告 書

平成 23 年 3 月

東京大学生産技術研究所

都市基盤安全工学国際研究センター

まえがき

東京大学生産技術研究所都市基盤安全工学国際研究センター(ICUS)では、老朽化した社会基盤施設に対して、地盤から施設を構成する構造物までを包括した構造システム全体の性能で評価することの意義や、その評価方法に関する検討と提案を目的に、(財)生産技術研究奨励会の特別研究会として、「社会基盤施設の老朽化に伴う性能低下の評価技術に関する研究会(RC-62 研究委員会)」を設立し、平成20年度から平成22年度までの3年間に渡って活動して参りました。

我々の生活を支える社会基盤施設には、コンクリート構造物、土構造物、鋼構造物など、様々な材料・構造形式が存在します。これらの施設は、老朽化、求められる性能や使用方法の変化などに伴い、必要な機能が失われた施設が散見されます。また、現時点では要求性能を満足している施設においても、将来にわたってその性能を保証するためには、性能評価に基づいた確かな維持管理が必要です。従来、各種計測技術を活用して、構造物の性能評価が試みられていますが、構造物の性能を適切に評価できる技術は未だ確立されておりません。さらに、地盤から構造物までを包括した全体構造の性能を評価する技術に関しては、全くと言っていいほど検討されていないのが現状です。

このような背景のもと、RC-62 研究委員会では、コンクリート構造物および土構造物の性能を定量的に評価する技術、および地盤から構造物までを包括した全体構造の性能を評価する技術に関する調査・検討を行うことを目的とし、民間企業16社に参画をいただいて活動して参りました。各分野(コンクリート構造物、土構造物、地盤等)における既存の計測・評価技術の整理を行い、特定の分野で用いられている最新の技術の応用やそれらの統合も視野に入れ、将来技術の方向性を議論しました。

初年度の平成20年度は、現状のレビューを目的とし、構造物WGと地盤・土構造物等の性能評価WGの2つのWG、および構造物WGには、SWG1(材料劣化を考慮した構造性能評価)、SWG2(構造性能計測技術)、SWG3(コンクリートと地盤の融合検討)の3つのサブWGを組織し、それぞれの活動の成果を中間報告書としてとりまとめました。

平成21、22年度は、具体的な事例として地下埋設ボックスカルバート構造物とテールアルメ擁壁を選定し、変状機構検討WG(WG1)と点検・計測技術検討WG(WG2)を組織し、それぞれの活動の成果を本報告書としてとりまとめました。

最後に本研究委員会の活動にあたり、調査にご協力いただいた国土交通省東北地方整備局胆沢ダム工事事務所殿、財団法人土木研究センター殿、補強土(テールアルメ)壁技術検討委員会殿、飛島建設株式会社の平間昭信様、桃木昌平様、終始熱心にご協力をいただいた委員諸氏、特に、WGの幹事をお引き受けくださった、羽瀨貴士氏、早川健司氏に厚く御礼を申し上げます。

平成23年3月

社会基盤施設の老朽化に伴う性能低下の評価技術に関する研究会
委員長 横田 弘

社会基盤施設の老朽化に伴う性能低下の評価技術に関する研究会(平成 21~22 年度)

委員会名簿

委員長	横田 弘	東京大学生産技術研究所	客員教授
委員	加藤 佳孝	東京大学生産技術研究所	准教授
	桑野 玲子	東京大学生産技術研究所	准教授
	遠藤 貴宏	東京大学生産技術研究所	助教
	加藤 絵万	独) 港湾空港技術研究所	地盤・構造部 構造研究領域 構造研究チーム
		東京大学生産技術研究所	都市基盤安全工学国際研究センター 研究員
	勝木 太	芝浦工業大学	工学部 土木工学科
	栗田 守朗	清水建設(株) 技術研究所	社会基盤技術センター 社会インフラ技術グループ
	稲田 裕	清水建設(株) 技術研究所	社会基盤技術センター 社会インフラ技術グループ
	佐藤 登	三協(株)	
	天野 勲	(株)保全工学研究所	技術部
	中山 聡子	(株)保全工学研究所	技術部
	小田部 裕一	住友大阪セメント(株)	セメント・コンクリート研究所生コンクリート技術センター
	門 万寿男	OSMOS 技術協会	
	小池 豊	ジオ・サーチ(株) 企画開発部	企画推進グループ
	瀬良 良子	ジオ・サーチ(株) 企画開発部	企画推進グループ
	五味 信治	りんかい日産建設(株) 技術研究所	
	杉山 長志	中央開発(株) ソリューション本部	探査計測部
	肥田 研一	(株)K&T こんさるたん	
	伊波 あかね	(株)K&T こんさるたん	
	福浦 尚之	大成建設(株) 技術センター	土木技術研究所 土木構工法室
	羽瀨 貴士	東亜建設工業(株) 技術研究開発センター	新材料・リニューアル技術グループ
	花岡 大伸	東亜建設工業(株) 技術研究開発センター	新材料・リニューアル技術グループ (現北陸支店)
	田口 博文	東亜建設工業(株) 技術研究開発センター	地盤・防災技術グループ
	安藤 慎一郎	(株)竹中土木 技術・生産本部	技術開発部
	松本由美子	(株)竹中土木 技術・生産本部	技術部
	清水 隆史	(株)建設技術研究所	東北支社 総合技術部
	岸村 和守	(株)建設技術研究所	社会システム部 アセットマネジメント室
	恒国 光義	東電設計(株) 土木本部	耐震技術部 保全技術グループ
	柴田 頼孝	東急建設(株) 土木総本部	土木技術部 技術推進グループ
	早川 健司	東急建設(株) 技術研究所	土木研究グループ
	松井 義昌		
	柳瀬 高仁	(株)ジャスト	技術部
	川越 洋樹	(株)ジャスト	技術部

順不同

事務局 吉本 英子 東京大学生産技術研究所 都市基盤安全工学国際研究センター

社会基盤施設の老朽化に伴う性能低下の評価技術に関する研究会

目次

まえがき

委員会の構成

WG1（変状機構検討）活動報告

1. WG1 の活動概要	1
1.1 活動方針	1
1.2 活動内容	1
2. 事例研究.....	2
2.1 地下埋設ボックスカルバート構造物の性能低下	2
2.1.1 発生する可能性のある老朽化による変状の整理	2
(1) ボックスカルバートの基礎情報	2
(2) 開削トンネルの保有状況.....	4
(3) トンネル躯体の機能.....	10
(4) 都市トンネルの変状の整理	13
2.1.2 変状シナリオ（変状連鎖）の想定	17
2.1.3 変状に関する解析的検討	20
(1) 変状要因と性能低下	20
(2) 解析モデルの設定	21
(3) 変状発生に及ぼす土圧の影響に関する解析的検討	23
(4) 変状発生に及ぼす地盤沈下の影響に関する解析的検討	27
(5) 解析的検討のまとめ.....	30
2.2 テールアルメ擁壁の性能低下	31
2.2.1 テールアルメ工法の概要	31
2.2.2 テールアルメ擁壁に発生する可能性のある変状の整理	32
2.2.3 変状シナリオ（変状連鎖）の想定	44

WG2（点検・計測技術検討）活動報告

1. WG2 の活動概要.....	47
2. 地下埋設ボックスカルバートの性能評価のための計測技術.....	48
2.1 概要	48
2.2 ボックスカルバートの沈下を計測する技術	50
2.2.1 ノギス方式の測定ゲージによる目地変位量の測定	51
2.2.2 デジタルレベルによる沈下測定.....	52
2.2.3 連通管式の沈下計測.....	53
2.3 ボックスカルバートに発生する変形，応力を評価するための計測技術.....	54
2.3.1 内空変位の計測.....	54
2.3.2 応力，ひずみの測定.....	55

(1) ひずみゲージ方式	55
(2) 光ファイバ方式	56
2.3.3 デジタル画像によるひび割れ調査法	59
2.4 地盤沈下に伴う変状評価のための計測，モニタリング手法に関する検討	60
2.4.1 概要	60
2.4.2 デジタルカメラによるひび割れ計測結果	61
2.4.3 光ファイバセンサ（OSMOS システム）によるひずみ挙動のモニタリング結果	62
(1) 計測概要	62
(2) 長期連続モニタリング結果	62
(3) 地震応答計測結果	65
2.4.4 適用性の評価	68
3. 補強土壁（テールアルメ）の性能評価に関する計測技術の検討	70
3.1 概要	70
3.2 弾性波によるストリップの変状評価	71
3.2.1 調査概要	71
3.2.2 試験結果	74
3.2.3 ストリップの変状評価に関する解析的検討	79
3.3 コンクリートスキン表面における非破壊評価	82
3.3.1 概要	82
3.3.2 試験概要	82
3.3.3 試験結果および考察	84
3.4 まとめ	87

WG 1 活動報告書

変状機構検討

WG1 名簿

氏名	会社名	所属
天野 勲	(株)保全工学研究所	技術部
小田部 裕一	住友大阪セメント(株)	セメント・コンクリート研究所 生コンクリート技術センター
岸村 和守	(株)建設技術研究所	社会システム部 アセットマネジメント室
栗田 守朗	清水建設(株)	技術研究所 社会基盤技術センター 社会インフラ技術グループ
小池 豊	ジオ・サーチ(株)	企画開発部 企画推進グループ
五味 信治	りんかい日産建設(株)	技術研究所
恒国 光義	東電設計(株)	土木本部 耐震技術部 保全技術グループ
西岡 壮志	(株)保全工学研究所	技術部
花岡 大伸	東亜建設工業(株)	北陸支店
◎羽瀧 貴士	東亜建設工業(株)	技術研究開発センター 新材料・リニューアル技術グループ
肥田 研一	(株)K&Tこんさるたん	
福浦 尚之	大成建設(株)	技術センター 土木技術研究所 土木構工法室

(五十音順)

◎：幹事

1. WG1の活動概要

1.1 活動方針

本WGでは、地盤から構造物までを包括した全体構造の性能を評価する技術に関する調査・検討を行うことを目的として、具体的な対象構造物について、以下の項目を検討した。なお、本検討は、平成20年度報告書のSWG1, SWG3, WG2の成果をベースとして実施した。

- ・地盤と構造物の相互作用を考慮した変状機構（変状原因・作用機構・劣化機構）の整理
- ・地盤と構造物の相互作用を考慮した性能評価および劣化予測に必要な情報の整理
（詳細かつ適切な性能評価のために必要なパラメータの抽出）

対象構造物は、種々の検討の結果、以下の2構造物とした。

- ①地下埋設ボックスカルバート構造物
- ②テールアルメ擁壁

1.2 活動内容

上記の活動方針にしたがって、それぞれの対象構造物について、以下の検討を行った。なお、テールアルメ擁壁については、各種要因が性能低下に及ぼす影響の程度について十分に整理できていないため、変状機構の整理を行うにとどめた。

- ①地下埋設ボックスカルバート構造物
 - ・発生する可能性のある変状の整理
 - ・変状シナリオ（変状連鎖）の想定
 - ・変状に関する解析的検討（変状発生に及ぼす土圧と地盤沈下の影響に関する検討）
- ②テールアルメ擁壁
 - ・発生する可能性のある変状の整理
 - ・変状シナリオ（変状連鎖）の想定

2. 事例研究

2.1 地下埋設ボックスカルバート構造物の性能低下

2.1.1 発生する可能性のある老朽化による変状の整理

(1) ボックスカルバートの基礎情報

地下埋設ボックスカルバート構造物は、トンネル標準示方書 [開削工法編]・同解説 ((社) 土木学会：2006 年制定) における開削トンネルの位置付けにある。開削工法としては以下、用語が定義されている。

- ・ 土留め工を施しながら地表面から所定の位置まで掘削し、構造物を構築する工法。

また、解説文には、以下の記述がある。

- ・ 開削工法には種々の方法があるが、今日わが国で広く採用されている工法は、土留め工を施しながら全断面掘削し、箱形トンネルを築造する方式である。この示方書は、掘削深さ 40m 程度までの通常の開削工法を主な対象として、(以下、省略)。

同様に、トンネルの維持管理 (トンネル・ライブラリー第 14 号 (社) 土木学会) では、開削工法に関する以下の記述がある。

- ・ 開削工法は、平野部にトンネルを施工する際、比較的浅い部分にトンネルを構築するのに適した工法である。
- ・ 開削トンネルは比較的震度の浅い位置にトンネルを構築するのに採用されるものであり、地下鉄・水路・共同溝等の多くのトンネルで採用されている。開削トンネルの断面形状は基本的に矩形であり、埋め戻し後の土水圧に耐えられる設計の鉄筋コンクリート構造となっている。
- ・ 地下鉄トンネルは、駅部を中心に開削工法によって築造されている。掘削時の土留め工法は時代とともに進歩を遂げているが、掘削後の現場打ちコンクリートによるトンネル築造は変わっていない。都市部のトンネルでは、防水工が施工されている場合が多く、防水には注意が払われている。図- 2.1.1 に開削工法による鉄道トンネルの事例を示す。

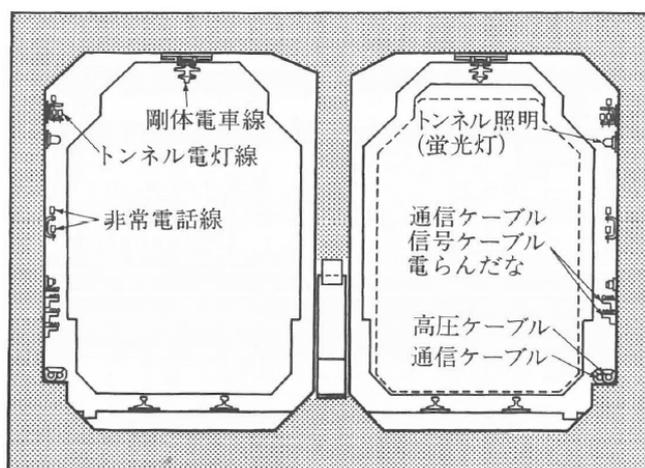


図- 2.1.1 鉄道トンネルの例¹⁾

同様に，開削工法の道路トンネルの例（図- 2.1.2），共同溝の例（図- 2.1.3）を以下に示す．

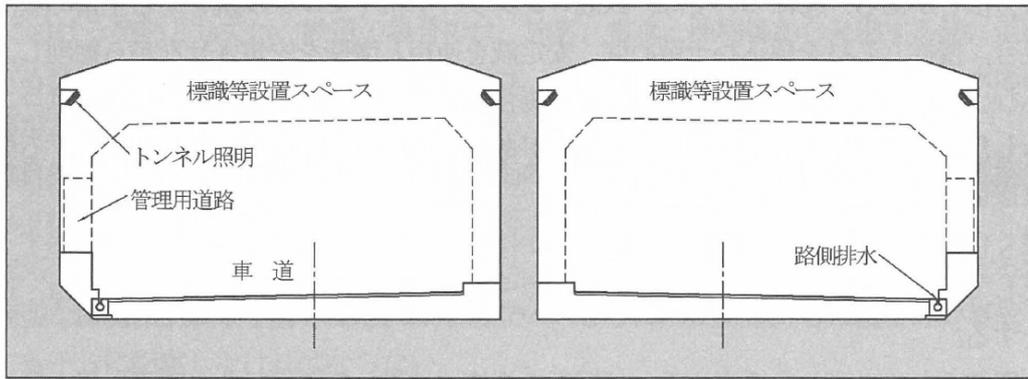


図- 2.1.2 道路トンネルの例¹⁾

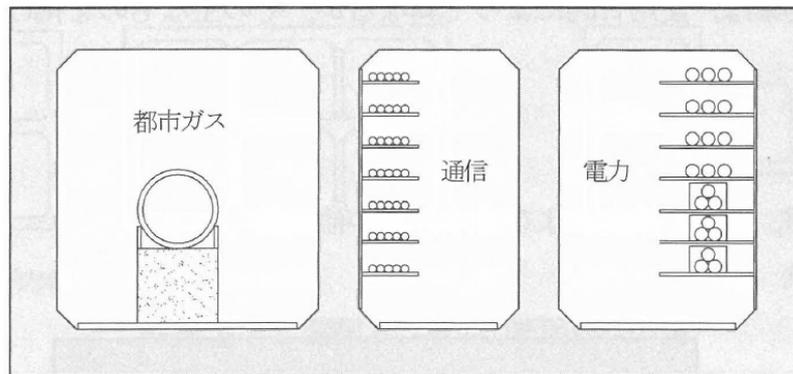


図- 2.1.3 共同溝の例¹⁾

- ・ 比較的小さな断面の下水道トンネルや共同溝等では，写真- 2.1.1 に示すようなプレストレストコンクリート構造も採用されている．

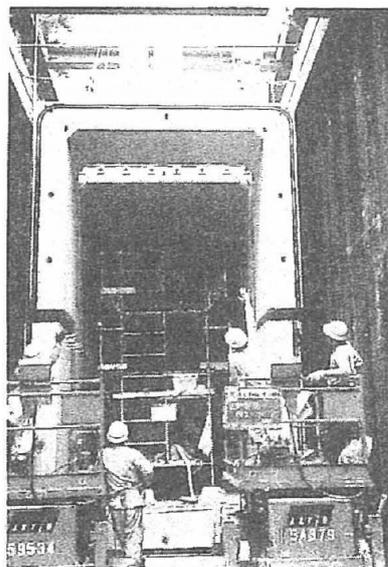


写真- 2.1.1 プレストレストコンクリート工法による共同溝トンネル²⁾

- 近年、トンネルの力学的安定性を合理的に確保するためと施工の効率化を目的として、写真- 2.1.2 に示すように山岳トンネルと同様に円形のプレキャストコンクリートを用いた開削工法も採用されてきている。

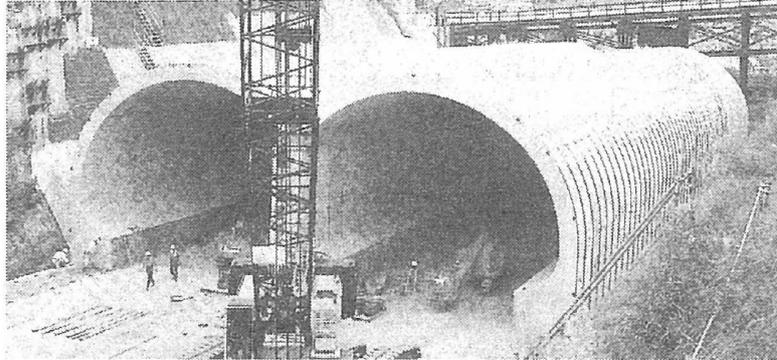


写真- 2.1.2 プレキャスト工法による道路トンネル²⁾

(2) 開削トンネルの保有状況

我が国におけるトンネルの利用は、道路・鉄道トンネルなどの交通用に供するものから、発電用、下水道などの水路トンネル通信や送電用などの都市施設に供するトンネルなどその用途はさまざまである。ここでは、我が国におけるトンネルの保有状況としてトンネルの構造種別や保有延長などを利用目的別にまとめる。

a) 道路トンネル

一般国道における開削トンネルの保有状況は不明であるが、旧日本道路公団が管理する高速自動車国道と一般国道自動車専用道路のトンネル総延長は、1,288.2km（1,430 本；2004 年 4 月現在）である。図- 2.1.4 に日本道路公団におけるトンネル構造種別および供用開始年ごとの延長推移を示す。

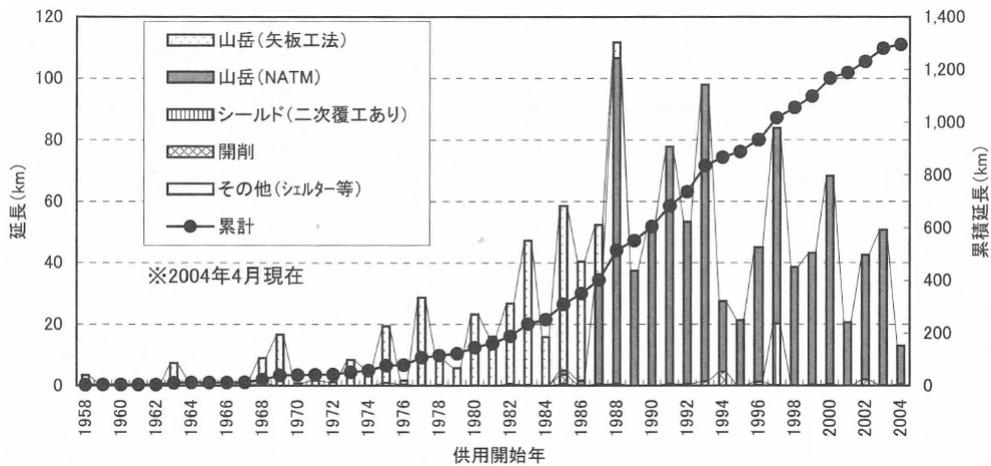


図- 2.1.4 旧日本道路公団におけるトンネル構造別および供用開始年ごとの延長推移²⁾

首都高速道路公団が管理する自動車専用道路のトンネル総延長は、15.8kmである。図-2.1.5 に首都高速道路公団におけるトンネル構造種別および供用開始年ごとの延長推移を示す。

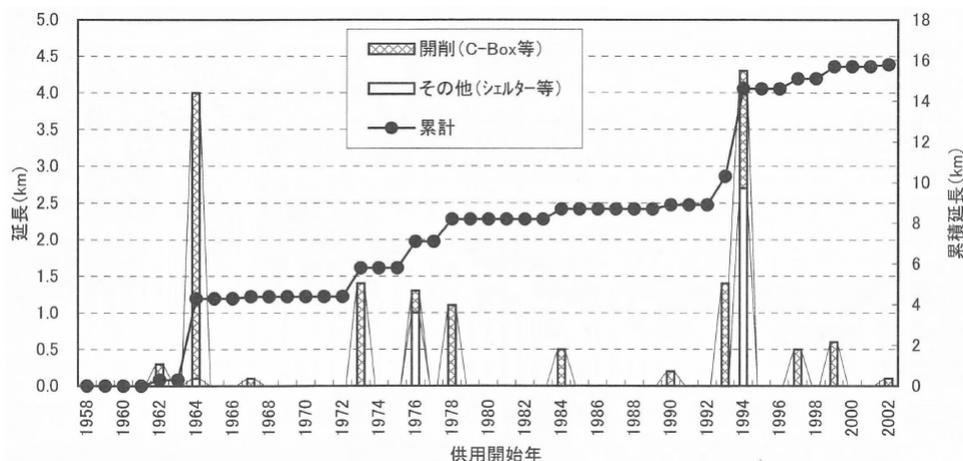


図- 2.1.5 首都高速道路公団におけるトンネル構造別および供用開始年ごとの延長推移²⁾

図- 2.1.6 に道路トンネルにおける構造種別の割合を示す。旧日本道路公団におけるトンネル構造種別 97% (1, 246.1km) が山岳工法によるトンネルである。開削トンネルやシールドトンネルも 3%程度であるが採用されている。首都高速道路公団におけるトンネル構造種別の割合をみると 76%(12.0km) が開削トンネルである。

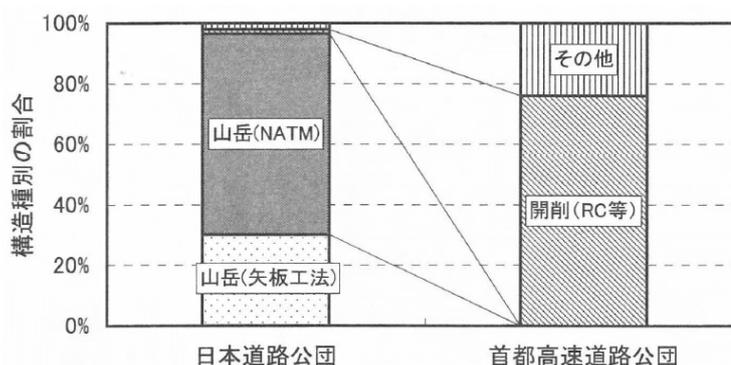


図- 2.1.6 道路トンネルにおける構造種別の割合²⁾

b) 鉄道トンネル

図- 2.1.7 に JR 東日本の在来線および新幹線におけるトンネル構造種別および供用開始年ごとの延長推移を、図- 2.1.8 に東京地下鉄におけるトンネル構造種別および供用開始年ごとの延長推移を示す。JR 東日本では在来線、新幹線合わせて約 800km の延長に達するトンネルを保有している。1950 年(昭和 25 年)以前に建設されたトンネルを多く保有して

おり、1960年代後半から1980年代前半にかけてトンネル保有数が増加している。1980年代前半には新幹線建設のためにトンネル保有数の増加がみられる。

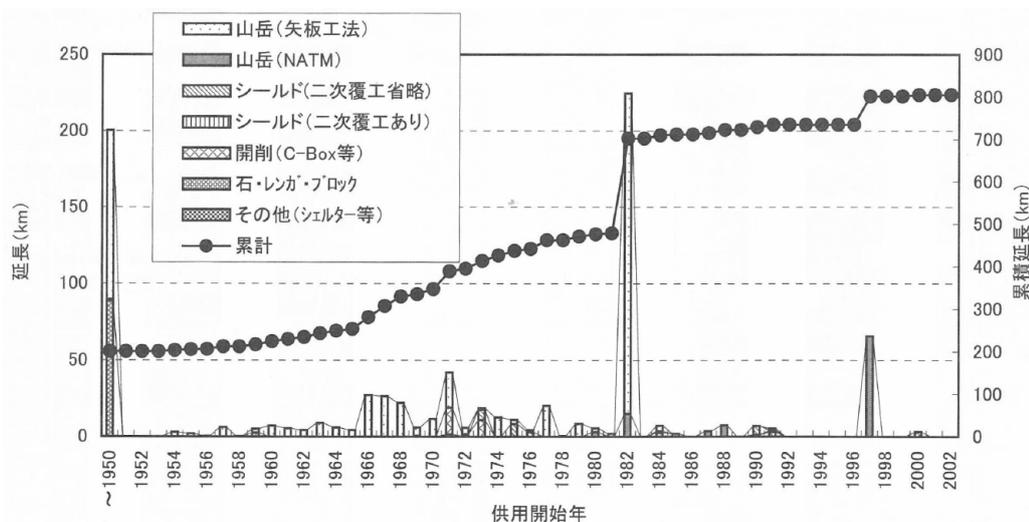


図- 2.1.7 JR 東日本におけるトンネル構造種別および供用開始年ごとの延長推移²⁾

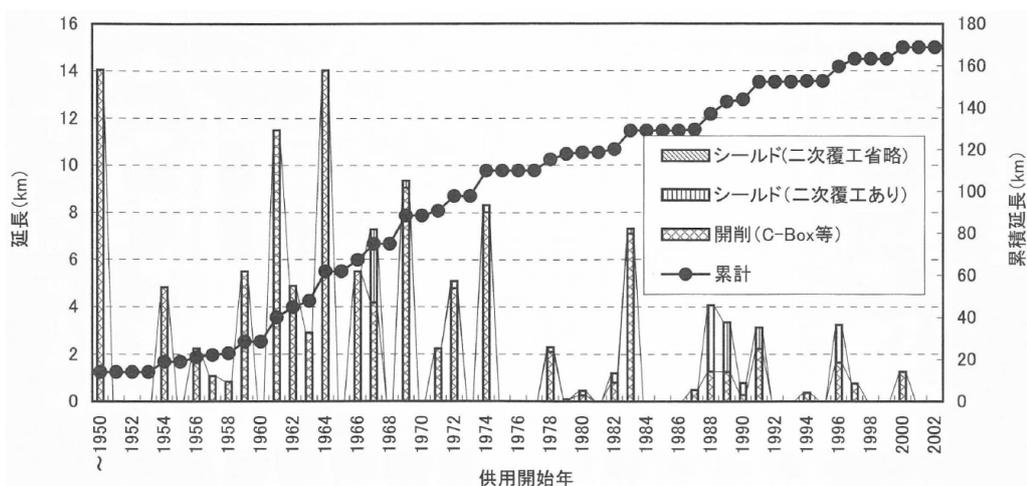


図- 2.1.8 東京地下鉄におけるトンネル構造種別および供用開始年ごとの延長推移²⁾

その他の鉄道を含む鉄道トンネルにおけるトンネル構造種別を図- 2.1.9 に示す。それらの構造種別をみると、在来線においては約 65%，新幹線では約 70%が矢板工法によるコンクリート覆工である。NATM の割合をみると在来線では 4%と少ないが、新幹線トンネルでは約 30%が採用されている。開削工法やシールド工法による割合は、在来線で 13%採用されているものの新幹線トンネルでは少ないものとなっている。

一方、地下鉄においては山岳工法の適用事例は少なく、東京地下鉄では図- 2.1.8 に示すように約 70%が開削トンネル、約 30%がシールドトンネルであり、その延長は約 170km に達する。

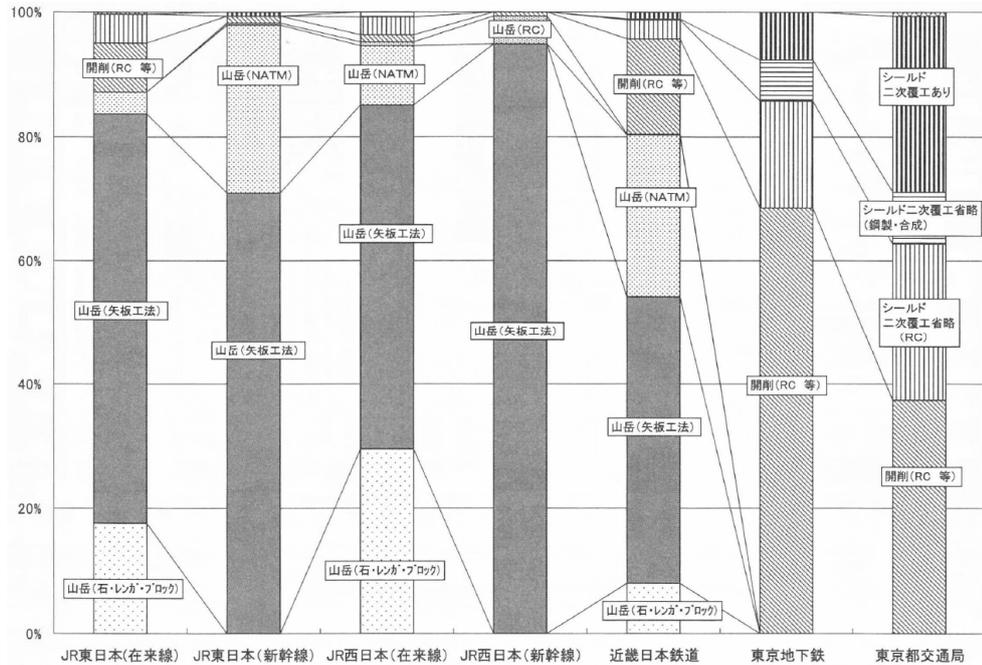


図-2.1.9 鉄道トンネルにおける構造種別²⁾

c) 下水道トンネル

図-2.1.10 に東京都下水道局におけるトンネル構造種別および供用開始年ごとの延長推移を示す。この図をみると、下水道は順調に整備されており、1972年(昭和47年)には70km程度の供用開始がみられる。構造種別の変遷をみると、1965年(昭和40年)頃までは開削トンネルの割合が多くみられるものの、それ以降はシールドトンネルの割合が増加している。1978年(昭和53年)以降は、そのほとんどがシールドトンネルである。

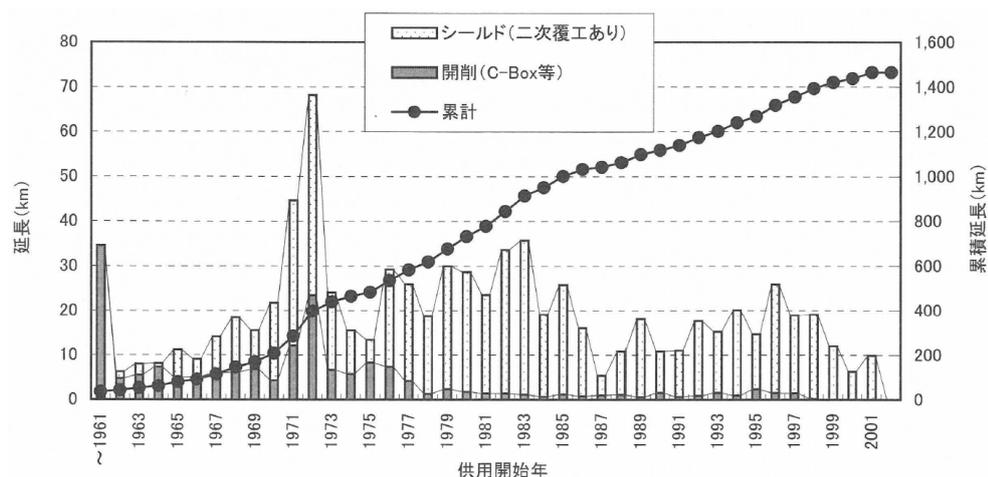


図-2.1.10 東京都下水道局におけるトンネル構造種別および供用開始年ごとの延長推移²⁾

図-2.1.11 に東京都下水道局におけるトンネル構造種別の割合を示す。この図をみると約82%がシールドトンネルによるものであり18%程度が開削トンネルである。

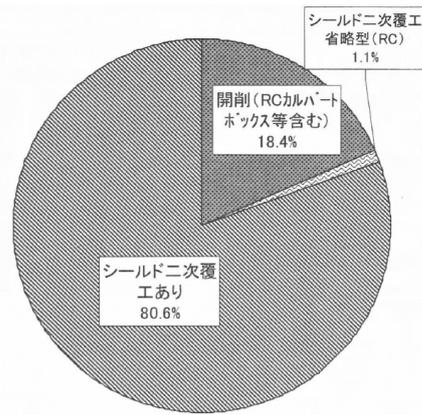


図- 2.1.11 東京都下水道局におけるトンネル構造種別の割合²⁾

d) 通信トンネル

ここでは、通信用トンネル(通信用とう道)の保有状況についてまとめる。図- 2.1.12 および図- 2.1.13 に、NTTにおけるトンネル構造種別および供用開始年ごとの延長推移と構造種別の割合を示す。NTTが保有するトンネルの総延長は約600kmである。構造種別をみるとシールドトンネルの割合が57.2%と最も多く、次いで開削トンネルが41.6%となっている。山岳トンネルの割合は1.3%と少ないことがわかる。供用開始年ごとの延長推移をみると1960年代前半は開削工法によるものであり、1960年代後半からシールドトンネルが採用されはじめ、1970年代後半に入るとシールドトンネルと開削トンネルの供用割合がほぼ半数になり、1980年代後半にはそのほとんどがシールドトンネルである。

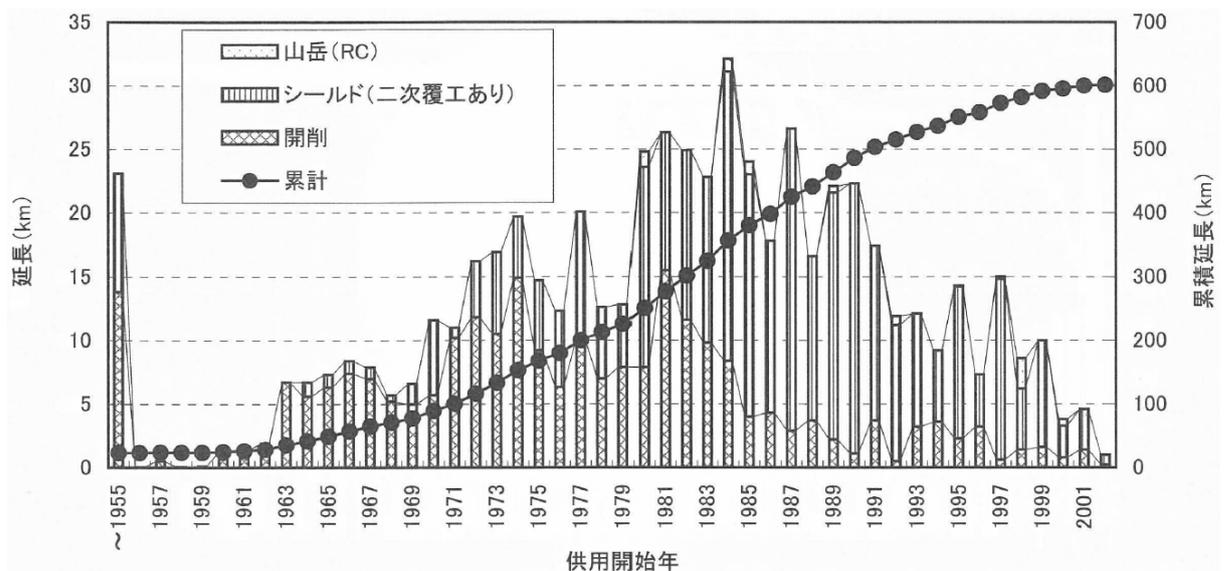


図- 2.1.12 NTTにおけるトンネル構造種別および供用開始年ごとの延長推移²⁾

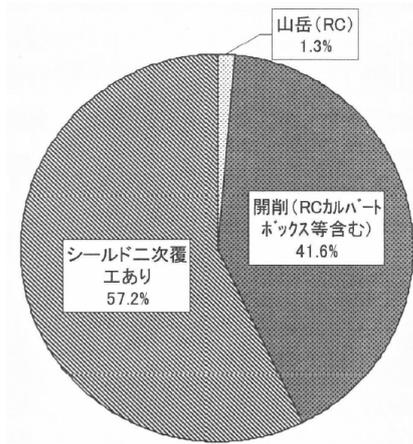


図- 2.1.13 NTTにおけるトンネル構造種別の割合²⁾

e) 地中送電線トンネル

地下空間を利用した電力設備には、地中送電線、地中配電線および地下変電所といった設備がある。東京電力管内約 40,000km²における送電線延長は、2001 年度末において約 40,000km である。そのうち 27.7%が地中化されており、さらに都区内に限れば 91.2%が地中化されている。管路延長は約 1,500km で、このうち、洞道・共同溝の延長は 400km 程度である。

図- 2.1.14 および図- 2.1.15 に東京電力による供用開始年ごとの延長推移と構造種別の割合を示す。東京電力が保有する東京都周辺の地中送電用トンネルは約 500km あり、そのほとんどが 1960 年代前半から現在までに建設されたものである。構造種別をみると開削工法とシールド工法によるものが 90%を占め、山岳工法によるものはわずかである。

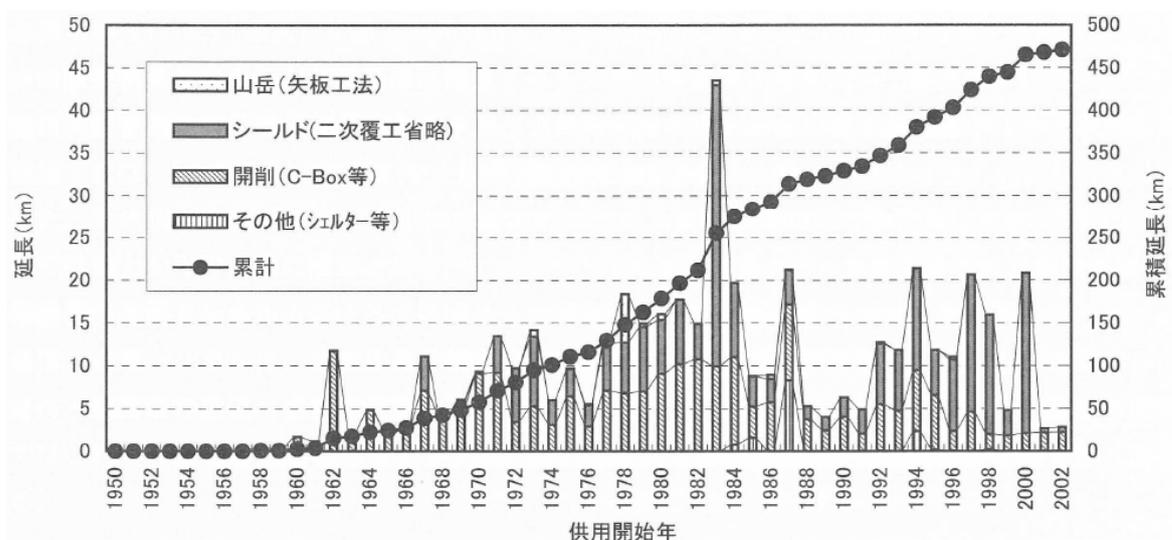


図- 2.1.14 東京電力におけるトンネル構造種別および供用開始年ごとの延長推移²⁾

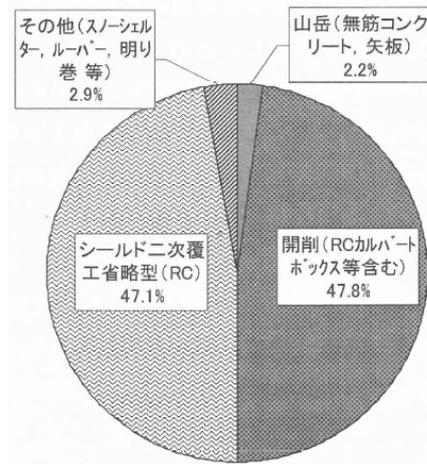


図- 2.1.15 東京電力におけるトンネル構造種別の割合²⁾

(3) トンネル躯体の機能

「コンクリート標準示方書[維持管理編]」(土木学会, 2001)では, 性能照査型の維持管理のあり方が示されており, 構造物の機能と性能が次のように定義されている.

- ・ 構造物の機能: 目的または要求に応じて構造物が果たす役割
- ・ 構造物の性能: 目的または要求に応じて構造物が発揮する能力

一般にトンネル覆工・躯体の機能には, 以下のものがあると考えられる.

- a) トンネル構造が安定していること (安全性)
- b) トンネルを安全・快適に使用できること (使用性)
- c) 第三者に悪影響を及ぼさないこと (第三者影響度)
- d) 景観・美観に配慮されていること (景観・美観)
- e) 上記 a)~d)の性能について耐久性を維持できること (耐久性)
- f) トンネルの維持管理が容易であること (作業性)

ここでは, 上記の機能の考え方をもとに, トンネルの機能の基本的な考え方を用途ごとに整理することにする. 上記の内, b)使用性については, トンネルの用途によりかなり異なる. 上記, 各機能について, 用途ごとに整理した結果をまとめて表- 2.1.1 に示す.

また, 表- 2.1.2 は, トンネルの機能ごとに評価すべき項目と, その評価を行うための指標の例を示したものである. 機能の分類は, 表- 2.1.1 と同様に, 安全性, 使用性, 第三者影響度, 景観・美観, 耐久性, 作業性に大別されるものとした. なお, 表中の右欄は, 機能の各項目と通常のトンネルにおける維持管理で実施されている健全度を判定するための評価指標が示されている.

トンネルが所要の機能を発揮し続けるためには, 供用中の適切な維持管理が必要である. 一方, これらの機能の各項目に応じて要求性能を定量的に示すことは, RC の材料劣化等, 一部の領域を除き現状では困難である. そのため, 健全度を判定するための評価指標と各種の評価項目との整合を図り, 各事業者における維持管理体系の中で行われている「健全度判定」によって, 要求性能が評価されることになると考える.

表-2.1.1 用途別のトンネルの機能²⁾

用途 機能 種別	(共通)	道路トンネル 鉄道トンネル	水路トンネル (発電用水路, 下水道)	送電・通信トンネル
安全性	<ul style="list-style-type: none"> トンネルが安定しており崩壊しないこと 所定の位置に定められた空間を維持できること 	<ul style="list-style-type: none"> トンネルの利用者が安全・快適に使用できること 建築限界が確保されていること 路面や軌道に有害な狂いを生じさせないこと 覆工材料等（コンクリート片等）の落下による車両または通行者への被害がないこと 漏水・凍結への対応や排水の措置が適切に行なわれ、車両や諸設備への支障がないこと 車両運転上の必要な視認性が確保されていること 必要な防災施設が整備されていること 	<ul style="list-style-type: none"> 必要な流水断面、勾配が確保されていること 流水抵抗が少ないこと 周辺環境からの流入や、周辺環境への流出が防壁または抑制されていること 	<ul style="list-style-type: none"> 必要な内空断面が確保されており、ケーブルの布設、収納が容易にできること 覆工材料等（コンクリート片など）の落下による施設物の破損がないこと 漏水・凍結への対応や排水の措置が適切に行なわれ、ケーブルなどの処設備への支障がないこと 必要な防災施設が整備されていること
第三者 影響度	<ul style="list-style-type: none"> 地下水位低下、地表面沈下が最小限に抑えられていること 地表面に陥没を起こさないこと 	<ul style="list-style-type: none"> 振動や気圧変動による影響が法定限度内に抑えられていること（鉄道） 	<ul style="list-style-type: none"> 流体の噴出による被害を起こさないこと 臭気等の影響が抑制されていること 水質汚濁が抑制されていること 降雨時に汚水による路面冠水がないこと 	<ul style="list-style-type: none"> —
景観・美観	<ul style="list-style-type: none"> 景観・美観に配慮されていること 	<ul style="list-style-type: none"> 使用者に不快感や不安等を与えないこと 	<ul style="list-style-type: none"> — 	<ul style="list-style-type: none"> —
耐久性	<ul style="list-style-type: none"> トンネルを存続させるために各部材の長期的な機能を保持し得ること 	<ul style="list-style-type: none"> 火災時においても機能を保持し得ること 	<ul style="list-style-type: none"> 微生物による腐食などの覆工劣化の進行が抑制されていること 	<ul style="list-style-type: none"> 火災時においても機能を保持し得ること
作業性	<ul style="list-style-type: none"> トンネルの維持管理が容易なこと 坑内での維持管理作業等に必要な空間や施設が確保されていること 災害時に容易に復旧が行えること 	<ul style="list-style-type: none"> 煤塵、かび、埃などの表面付着物を除去し、変状を容易に発見できること 坑内の諸設備を適切に運用できること 	<ul style="list-style-type: none"> 堆積土砂などを除去し、変状を容易に発見できること 酸欠、有害ガスの発生等による作業性への支障がないこと 	<ul style="list-style-type: none"> 坑内の諸設備を適切に運用できること

表- 2.1.2 トンネルの機能ごとの評価項目と主な評価指標の例²⁾

機能種別	機能の評価対象	健全度を判定するための評価指標
安全性	【構造安定性】 ・ 周辺地盤および構造物の力学的安定性 ・ 設計時に想定できない外力が作用している場合の抵抗性	トンネルの変形・変位, 地山の変形, トンネルの損傷, 材料劣化・材質不良など
使用性	【内空断面の保持】 ・ 建築限界が確保されていること	トンネルの変形・変位, 地山の変形, トンネルの損傷, 漏水・凍結など
	【剥落抵抗性】 ・ 覆工・躯体のコンクリート等の剥落に対する抵抗性	トンネルの損傷, 材料劣化・材質不良, 補修・補強材の劣化, 表面付着物など
	【防水・排水性】 ・ 防水・排水の措置が適切に行われているか	トンネルの損傷, 材料劣化・材質不良, 補修・補強材の劣化, 漏水・凍結, 表面付着物, 流入水, 流入物など
	【利用者快適性】 ・ 利用者が快適にトンネルを使用できるか	トンネルの変形・変位, トンネルの損傷, 漏水・凍結, 表面付着物, 流入水など
第三者影響度	【地盤・空気振動の影響】 ・ 振動など周辺に対する環境影響が法定限度内に抑えられているか	トンネルの損傷, 補修・補強材の劣化, 各種法令など
	【地下水位低下の影響】 ・ 地下水の低下による周辺地盤への影響	地山の変形, 材料劣化・材質不良, 補修・補強材の劣化, 漏水・凍結, 表面付着物, 流入水など
	【地表面沈下の影響】 ・ 地表面の沈下による周辺地盤への影響	トンネルの変形・変位, 地山の変形, 流入物など
	【臭気の影響】 ・ トンネル使用者に与える臭気の影響	表面付着物, 流入水, 流入物など
景観・美観	・ トンネル構造物の美観・景観	トンネルの変形・変位, 地山の変形, トンネルの損傷, 材料劣化・材質不良, 漏水・凍結, 表面付着物など
耐久性	【部材・材料の耐久性】 ・ 化学的損傷に対する抵抗性や物理的損傷に対する抵抗性などの, 構造物を長期間存続させるための部材・材料の抵抗性	トンネルの変形・変位, 地山の変形, トンネルの損傷, 材料劣化・材質不良, 補修・補強材の劣化, 漏水・凍結, 表面付着物, 流入物など
	【耐火性】 ・ 火災による覆工・躯体の損傷に対する抵抗性	トンネルの損傷, 材料劣化・材質不良, 補修・補強材の劣化など
作業性	【維持管理の作業性】 ・ 維持管理作業に必要な空間や施設が確保されていること	トンネルの変形・変位, 地山の変形, トンネルの損傷, 漏水・凍結, 流入水, 流入物, 付帯設備の劣化など
	【点検の容易性】 ・ 維持管理作業を行うにあたり, 変状現象を容易に発見できること	材料劣化・材質不良, 漏水・凍結, 表面付着物, 流入水, 流入物など

(備考) 各評価指標の具体的変状現象は概ね以下ようになる

- トンネルの変形・変位・・・横断面変形, 縦断面変形, 覆工押し出し, 覆工・躯体移動, 側壁転倒, 脚部沈下, 路盤隆起, 路盤沈下, トンネル軸方向の変形(軌道狂い), 坑口前傾, 坑口沈下, 坑口移動など
- 地山の変形・・・トンネル周辺の押し出し, 地表面沈下, 地表面陥没など
- トンネルの損傷・・・目地切れ, 目違い, 段差, 目開き, 食い違い, 剥離・剥落, ひび割れ, コールドジョイントの開口など
- 材料劣化・材質不良・・・石灰分の溶出, ジャンカ, 鉄筋の露出, 鉄筋腐食, 断面欠損, 強度不足など
- 補修・補強材の劣化・・・浮き, ひび割れ, 剥離・剥落, 腐食など
- 漏水・凍結・・・漏水, つらら, 側水
- 表面付着物・・・エフロレッセンス, 錆汁, バクテリアスライム, 煤煙, 黒鉛, かび, 汚泥, 油など
- 流入水・・・漏水, 滞水, 氷盤など
- 流入物・・・噴泥, 沈砂, バクテリアスライム, 汚泥など
- 付帯設備の劣化・・・支持金物の腐食, 取付部の緩み, 脱落など

(4) 都市トンネルの変状の整理

ここで、都市トンネルとは、シールド工法または開削工法によるトンネルのことである。都市トンネルの変状現象としては、図-2.1.16の変状現象の模式図に示されるように、主に覆工・躯体における変形、ひび割れ、剥落、漏水、また金属材料で構築されている際にはこれらの腐食などが代表的である。表-2.1.3は、変状現象が発生する部位ならびにその形態と、各変状現象によって阻害される覆工・躯体の主な機能を整理したものである。表に示すように、トンネルではさまざまな変状が生じ、その現象は山岳トンネルと都市トンネルとは異なる。山岳トンネルと比較し、都市トンネルには、以下の特徴がある。

- ・ 都市トンネルでは設計段階に地山の荷重を見込む。
- ・ 都市トンネルの覆工あるいは躯体は RC で施工されるため、鉄筋腐食とそれに伴う変状が生じやすい。
- ・ 都市トンネルは、都市部の地下など比較的安定した環境条件下に建設されることが多い。

なお、トンネルは、工法、使用目的、事業者によって部材の有無（山岳トンネルにおけるインバートなど）、各部の名称・役割などがさまざまであるので、表に示した名称はあくまで一般的な表現によっている。

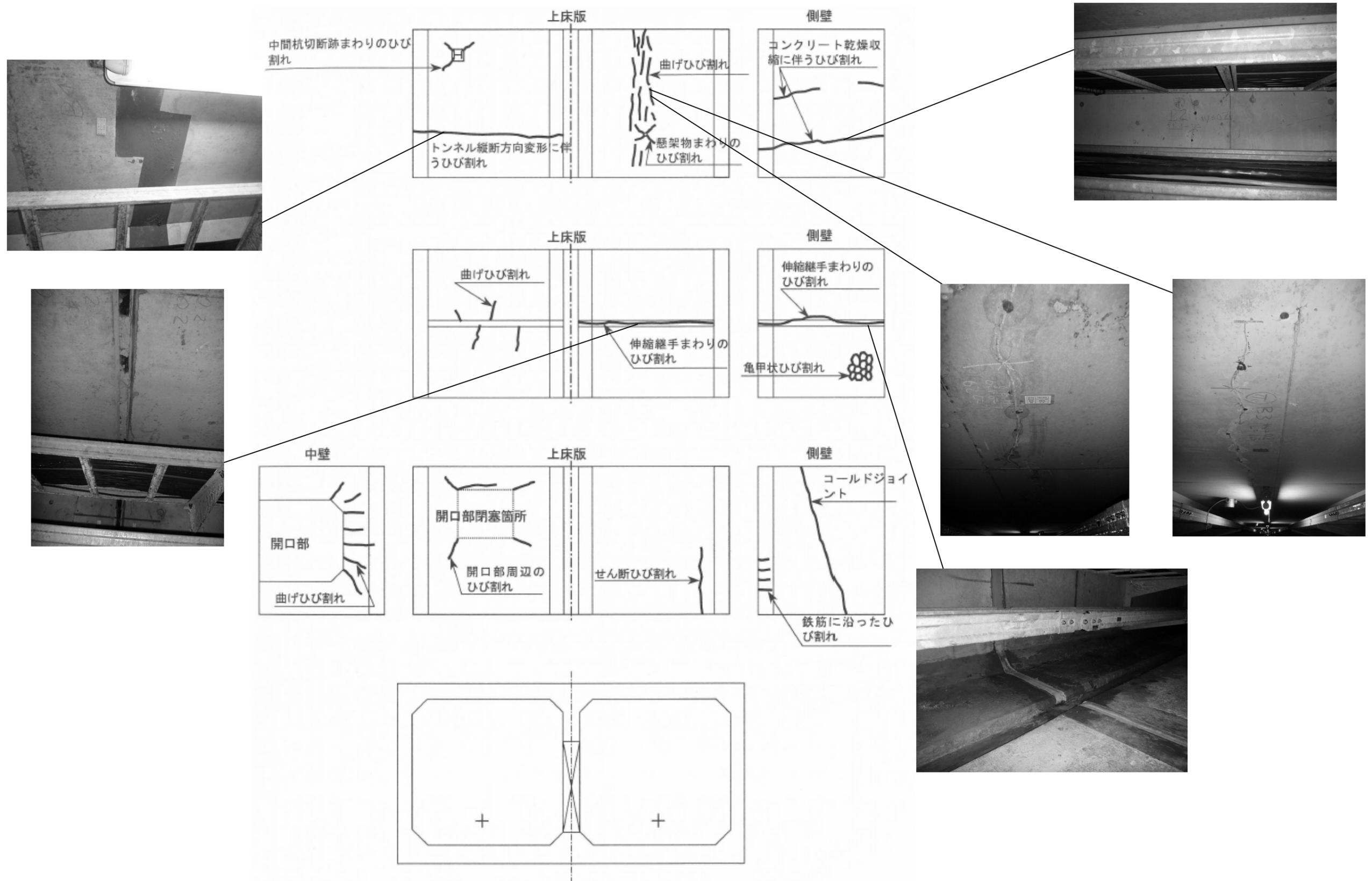


図-2.1.16 開削トンネルにおける変状現象の模式図及び写真事例（鉄道総研提供資料に写真追加）²⁾

表-2.1.3 トンネルの変状現象とそれによって阻害される覆工・躯体の主な機能との関係²⁾

部位	トンネルの変状現象		安全性			使用性			第三者影響度			耐久性		作業性				
	形態	現象	工法 区分※	構造 安定性	内空断面 の保持	剥落 抵抗性	防水・ 排水性	利用者 快適性	地盤・空気 振動の影響	地下水底下 の影響	地表面沈下 の影響	臭気 の影響	景観・ 美観 の影響	部材・材料の 耐久性	耐火性	維持管理 の作業性	点検の 容易性	
損傷	変形	目地切れ、目違い、段差、目開き	山・都	○	○	○	○	○					○	○	○	○	○	○
		ひび割れ、ユールジョイントの開口 剥離・剥落	山・都 山・都	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○				○	○	○	○	○
覆工・躯体	材料劣化・ 材質不良	押し出し、横断面変形 移動、側壁転倒、沈下	山・都	○	○	○	○	○		○			○	○	○	○	○	○
		石灰分の溶出 ジャンカ、断面欠損 鉄筋の露出、鉄筋腐食 鋼製セグメント腐食、継ぎ手ボルトの腐食	山・都 山・都 山・都 都	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○	○				○	○	○	○	○
路面・路盤	損傷	漏水・凍結	山	○	○	○	○	○					○	○	○	○	○	○
		表面付着物	山・都 山・都	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○				○	○	○	○	○
排水溝	流入水	エプロレットセス、錆汁 パワエリアスライム、煤煙、黒鉛、かび、汚泥	山・都 山・都	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○				○	○	○	○	○	○
		湧起、沈下 トンネル軸方向の変形(軌道狂い) 排水溝の縁石の転倒	山・都 山・都 山	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○				○	○	○	○	○	○
坑口部・開口部	損傷	噴泥、沈砂 パワエリアスライム、汚泥	山・都 山・都	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○				○	○	○	○	○	○
		ひび割れ、食い違い 前傾、沈下、移動	山・都 山	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○				○	○	○	○	○
構造変化部 ^{※※}	変形	ひび割れ 目地切れ、目違い、段差、目開き 横断面変形、縦断変形	山・都 山・都 山・都	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	○				○	○	○	○	○
		流入水	山・都	○	○	○	○	○	○					○	○	○	○	○
付帯設備	腐食	支持金物の腐食	山・都	○	○	○	○	○						○	○	○	○	○
		変形	山・都	○	○	○	○	○	○						○	○	○	○
補修・補強材	劣化	取付部の緩み・脱落 浮き、ひび割れ、剥離・剥落 腐食	山・都 山・都 山・都	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	○					○	○	○	○	○
		トンネル周辺の押し出し	山	○	○	○	○	○						○	○	○	○	○
地山	損傷	トンネル周辺の押し出し	山	○	○	○	○	○						○	○	○	○	○
		変形	山・都	○	○	○	○	○	○					○	○	○	○	○
トンネル用途 ^{※※※}	トンネル	道路トンネル、鉄道トンネル	山・都	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
		通信・送電トンネル	山・都	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎

※ 山・・・山岳トンネル(山岳工法によるトンネル)ノ都・・・都市トンネル(シールド工法または開削工法によるトンネル)
 ※※ この区分は、構造的特徴上比較的生じやすい変状現象を表すものであり、区分されていない工法では該当する変状が生じないということではない。
 ※※※ 具体的には、既設トンネルと新設トンネルの接合部、トンネルの分岐部、トンネルの分岐部、工法の変化部などである。
 ※※※ トンネルの用途ごとに要求される覆工・躯体の機能を示したものである。
 ◎・・・特に必要なもの、○・・・必要なもの、△・・・場合によっては必要となるもの

2.1.2 変状シナリオ（変状連鎖）の想定

トンネルの変状原因は多岐にわたっており、2.1.1（4）項で述べた変状現象と必ずしも一対一の対応となっていないため、変状現象から変状原因を特定することが困難な場合もある。しかしながら変状原因を明らかにすることは、適切な対策工を選定する上で非常に重要である。変状原因を特定する際には、変状現象のみならず地形、地質条件、周辺環境、トンネルの構造や施工法など、さまざまな要因を考慮することが求められる。

表-2.1.4は都市トンネルを対象として変状原因を分類した一例である。この表に示されるようにトンネルの変状原因は、外力や環境の変化を要因とする「外因」と、材料劣化や設計・施工の不具合を要因とする「内因」に大別される。また、外因と内因は、さらにいくつかの原因に細分される。なお、材料面からは、都市トンネルでは鉄筋コンクリートの劣化問題を扱うことがほとんどである。

表- 2.1.4 都市トンネルにおける変状原因の分類例（鉄道総研提供資料）²⁾

外因と内因の別	分類	変状の要因	主な変状													
			かぶりコンクリートの浮き	コンクリートの断面欠損	鉄筋露出・鉄筋腐食	ひび割れ	遊離石灰	エフロレッセンス	漏水	材料分離（ジャンカ等）	トンネル内空変形	ボルト腐食	継手目開き	継手段差		
外因	外力	近接施工				○						○				
		地震		○		○						○				
		周辺地山圧密沈下										○				
		荷重の増減				○						○				
	環境	列車振動	○			○										
		地下水位の変動									○		○			
		有害な成分を含む地下水	○		○		○	○	○				○			
		坑内温度変化			○	○										
内因	コンクリート全般に関して	材料	骨材中の泥分	○	○		○				○	○				
			中性化	○		○										
		設計	アルカリ骨材反応	○		○	○	○	○	○						
			コンクリート硬化時の温度応力				○									
			乾燥収縮				○									
			部材厚不足				○					○				
	設計・施工	開口補強不足		○		○										
		鉄筋かぶり不足	○	○	○	○										
	施工	防水工不良									○					
		締固め不足										○				
		養生不良		○		○							○			
		早期脱型				○										
	セグメントに関して	運搬	コールドジョイント								○					
			ストック時欠け		○											
		施工	裏込め注入不足									○				
			裏込め注入による偏圧				○									
ジャッキ押し				○		○									○	
Kセグメントの無理な挿入				○		○									○	
シール材欠損											○					
真円度不足												○		○		
設計		不適切なセグメント分割										○				
		不適切な防食方法											○			
		不適切な継手選択									○					

トンネルの変状現象は、これらのさまざまな原因が相互に複雑に関連しながら発現してくると考えられる。都市トンネルにおいて表-2.1.4のように変状原因の整理が行われており、変状原因の究明は内因と外因の相互関係に留意すべきであると注意を喚起している。

なお、トンネルの変状現象は、複数の変状が複合的に生じていることが多く、このことから変状の原因は、現に観察できる変状が根本的な原因とは限らないことに注意する必要がある。例えば、外力の増加によって生じたひび割れが原因となって漏水を誘発した場合、変状の根本的な原因は外力の増加となる。しかしながら、変状の根本的な原因の把握が不十分であると現に現れている漏水に対してのみ対策を行い、根本的な原因である外力の増加に対しては十分な対策が行われないことも考えられる。したがって変状原因の究明にあたっては、種々の調査からその変状の根本的な原因を把握して適切に補修などの手当を施さない限り同じ変状を繰り返すことにもなるので、原因の究明には慎重に取り組むべきである。

図-2.1.18に、開削トンネルにおける変状シナリオ（変状連鎖）の想定（案）を示す。

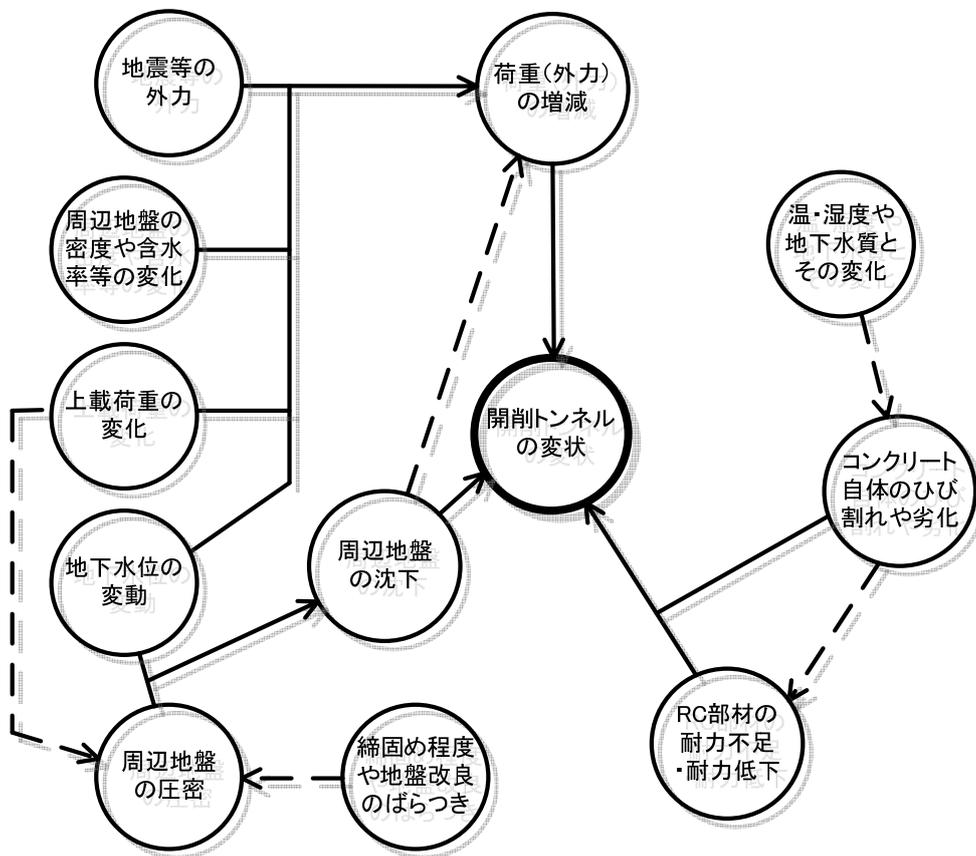


図-2.1.18 開削トンネル変状原因の関係

参 考 文 献

- 1) (社)土木学会:トンネル標準示方書[開削工法編]・同解説, 2006.7.
- 2) (社)土木学会:トンネルの維持管理(トンネル・ライブラリー第14号), 2005.7.
- 3) (社)土木学会:山岳トンネル覆工の現状と対策, 2002.9.

2.1.3 変状に関する解析的検討

(1) 変状要因と性能低下

本検討では、図 2.19 に示す地下埋設ボックスカルバートの変状連鎖のうち、荷重の増加と周辺地盤の沈下に伴う変状に着目した（同図中の二重丸）。荷重の増加では、鉛直荷重については土被りの変化，側方土圧については側圧係数の変化に着目して，横断面の解析を行っている。また，周辺地盤の沈下に伴うスパン両端の相対沈下量に着目した縦断方向の解析を行っている。

性能低下については，前項 2.1.1 の検討結果に基づく安全性，作業性に着目した評価を行っている。各性能に対する評価指標と，解析での評価との関係をまとめたものを表 2.5 に示す。同表は，前項 2.1.2 の変状シナリオ（変状連鎖）の検討結果を参考にしてまとめたものである。安全性の評価ではカルバートの損傷に着目し，荷重の増加を考慮した横断面の解析から得られる躯体の引張応力に基づき，曲げひび割れの発生の有無で評価した。また，作業性の評価では流入水に着目し，周辺地盤の沈下を考慮した縦断方向の解析から側壁のせん断応力を評価し，貫通ひび割れにつながる可能性の高いせん断ひび割れの発生の有無を評価した。

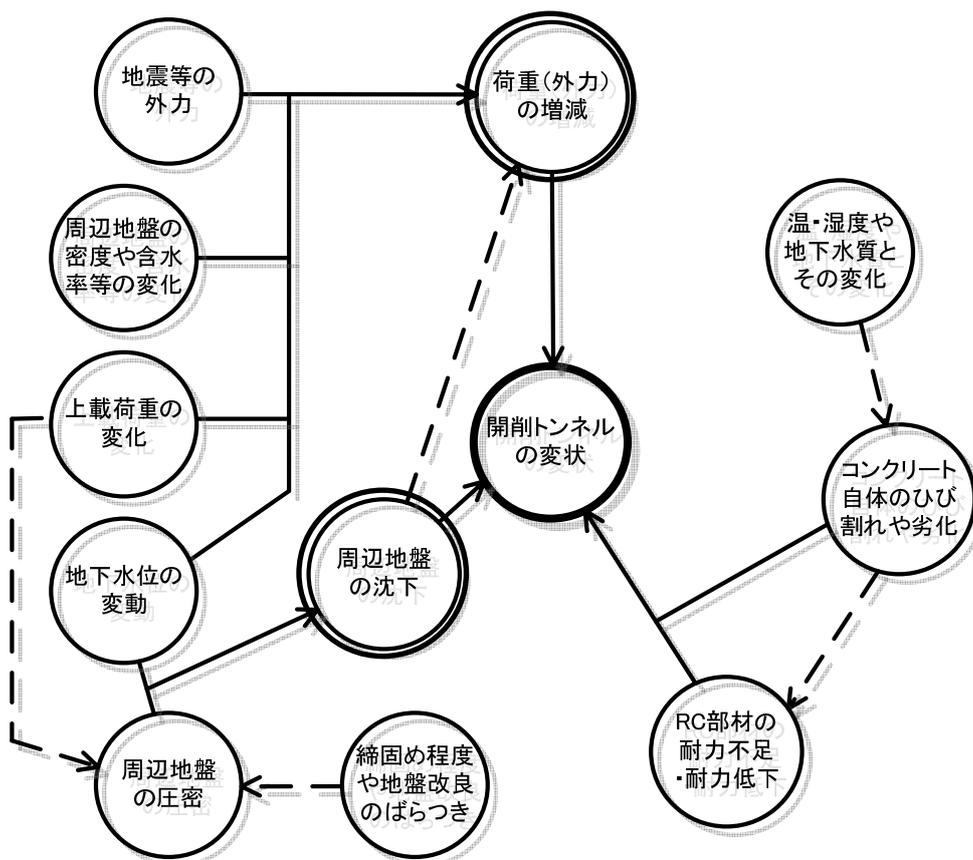


図 2.19 対象構造物の変状連鎖

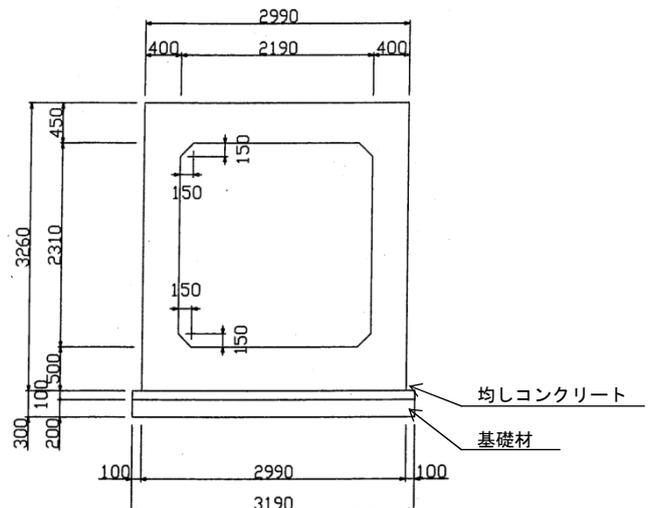
表 2.5 トンネルの機能ごとの主な評価指標と解析での評価指標

性能	性能を判定するための評価指標	解析での評価指標
安全性	カルバートの変形・変位，地山の損傷， <u>カルバートの損傷</u> ，材料劣化・材質不良など	引張応力による曲げひび割れの発生（横断面の解析） せん断応力によるせん断ひび割れの発生（縦断方向の解析）
作業性	カルバート変形・変位，地山の損傷，カルバートの損傷，漏水・凍結， <u>流入水</u> ，流入物，付帯設備の劣化，材料劣化・材質不良，表面付着物など	せん断応力によるせん断ひび割れの発生（縦断方向の解析）

(2) 解析モデルの設定

本検討では，図 2.20 に示す断面の地下埋設ボックスカルバートを対象とした．解析に用いた物性値を表 2.6 に示す．後述するように，横断面の解析では，荷重の増加に関係すると考えられる土被り，側圧係数をパラメータとし，躯体のひび割れの発生の有無に着目した．横断面の解析モデルを図 2.21 に示す．頂版，側壁には土圧を載荷し，底版は，地盤の N 値から推定した変形係数を弾性係数として与えた弾性要素で支持した．本検討では，図 2.21 に示すように，頂版，側壁の矢印位置に着目しての応力の変化を評価した．

また，1 スパンを 15m でモデル化した縦断方向の解析（図 2.22 参照）では，周辺地盤の沈下に着目した検討を行い，スパン両端の相対沈下量を 10cm として，底版を支持する地盤バネの地盤反力係数をパラメータとした解析を行った．



(単位 : mm)

図 2.20 対象断面

表 2.6 横断面の解析に用いた物性値の一覧

対象	項目	数値	備考
地盤	変形係数	28,000 kN/mm ²	2800N(N : N 値)で推定
	せん断波速度	172 m/s	
	N 値	10	
	湿潤単位体積重量	22 kN/mm ³	
	ポアソン比	0.4	
	土被り	1, 3, 5 m	パラメータ (基本ケース 3m)
	側圧係数	0.4, 0.5, 0.7	パラメータ (基本ケース 0.4)
コンクリート	弾性係数	2.5 × 10 ⁴ N/mm ²	圧縮強度 24 N/mm ² 相当
	単位体積重量	24.5 kN/m ³	
	ポアソン比	0.20	

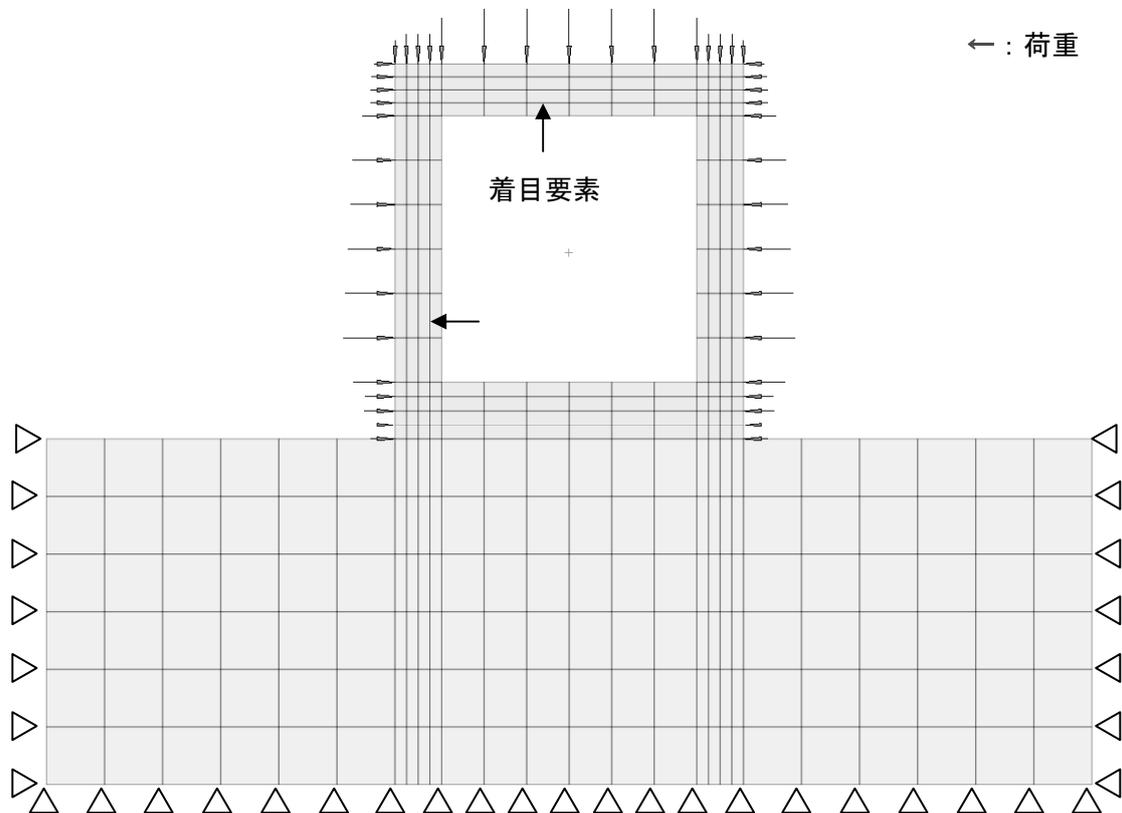


図 2.21 横断面の解析モデル

※図中矢印で示す要素の応力を評価

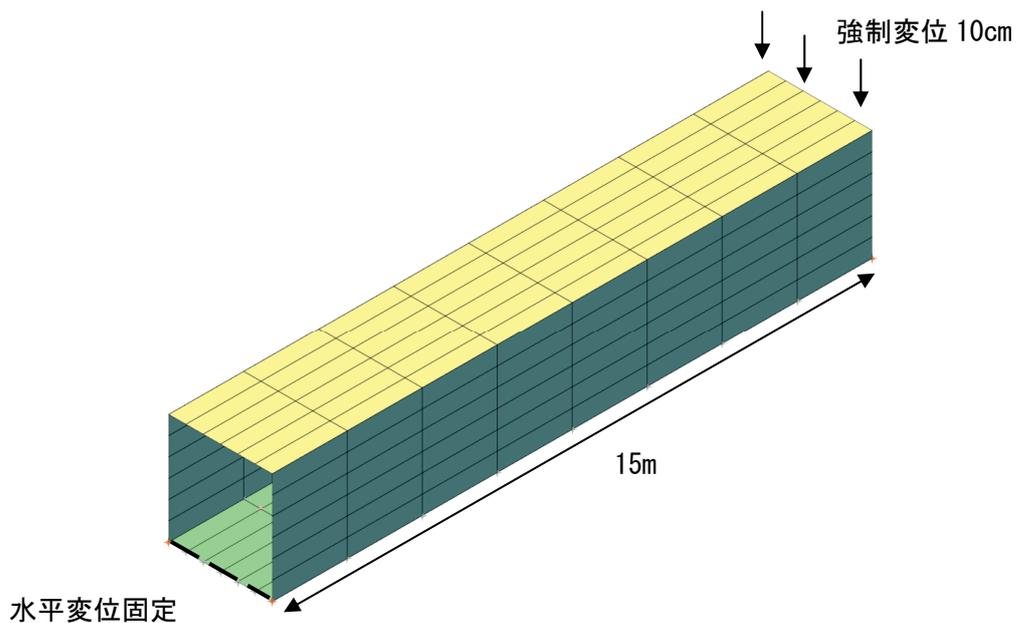


図 2.22 縦断方向の解析モデル

(3) 変状発生に及ぼす土圧の影響に関する解析的検討

図 2.23 には、土圧を作用させる前の自重作用時の応力分布を示し、図 2.24 には、基本としたケース（土被り 3m，側圧係数 0.5）の土圧を作用させたときの応力分布を示す。

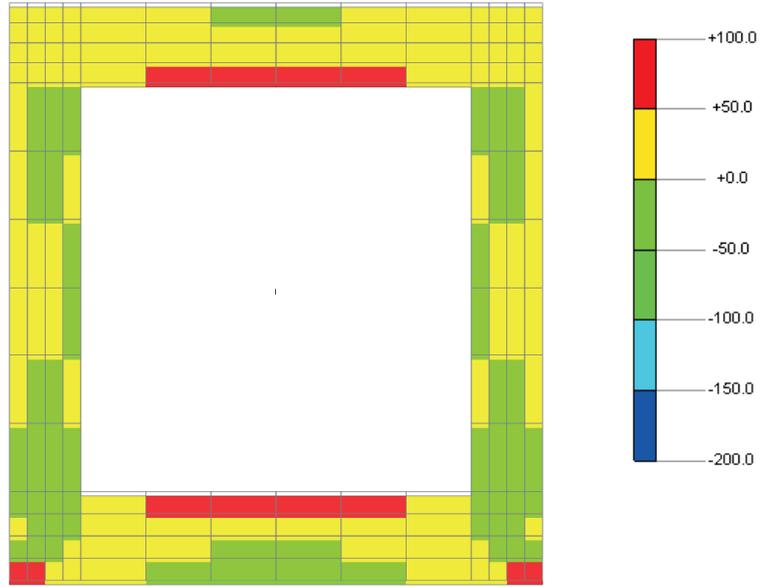
図 2.25 (a) に示すように、土被りが大きくなる、すなわち、頂版、側壁に作用する土圧が大きくなるのに伴って、頂版では曲げに伴う引張応力が増大する。側壁では、土被りの増大に伴って圧縮応力が増加する傾向となった。

側壁でも、側方土圧による引張応力が増大すると考えられるが、その逆の傾向となったのは、図 2.26 に示すように支持している地盤が沈下していることがその原因の一つと考えられ、支持地盤が堅固であれば、側壁でも曲げに伴う引張応力の増大となるものと考えられる。

また、いずれのケースにおいても、頂版の引張応力は、引張強度 2.0N/mm^2 に達しない結果となった。

図 2.25 (b) に示すように、側圧係数が大きくなる場合、側壁では曲げに伴う引張応力が増大するが、頂版には側壁側から圧縮応力が導入され、自重作用による引張応力は減少する結果となる。また、土被りの増大、すなわち鉛直荷重の増大とは逆の傾向となっているのは、頂版の鉛直荷重を一定とし、側方土圧のみを変化させているためである。

[UNIT] kN/m
[DATA] 自重解析, STRSOMR4-SPmax(V), (Step 1)



[UNIT] kN/m
[DATA] 自重解析, STRSOMR4-SPmin(V), (Step 1)

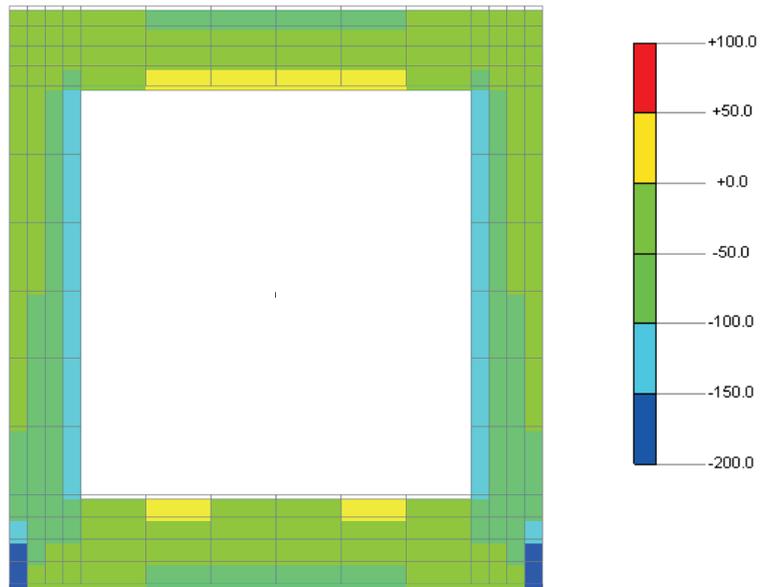
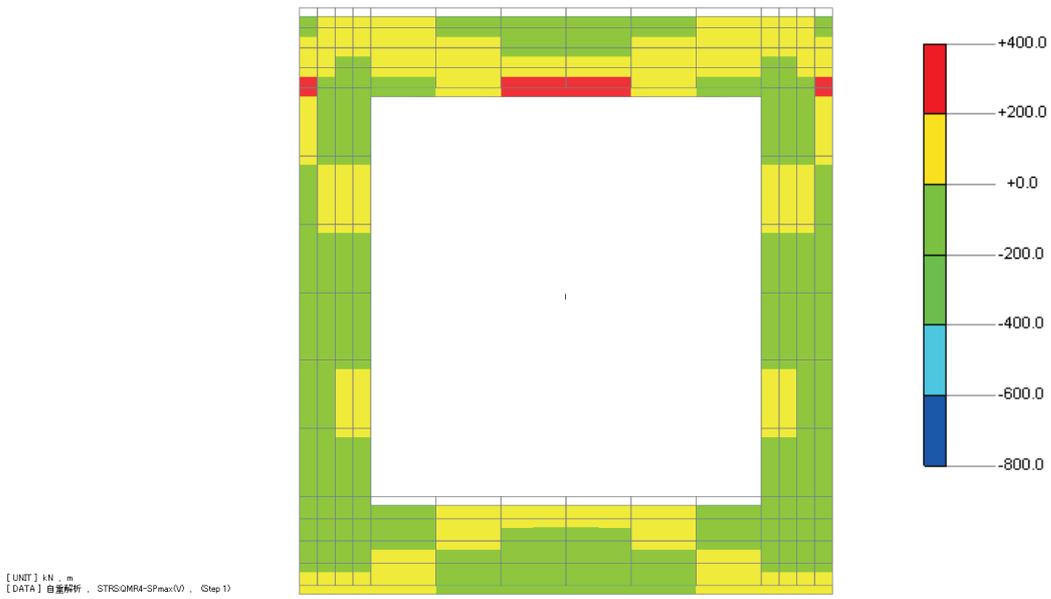
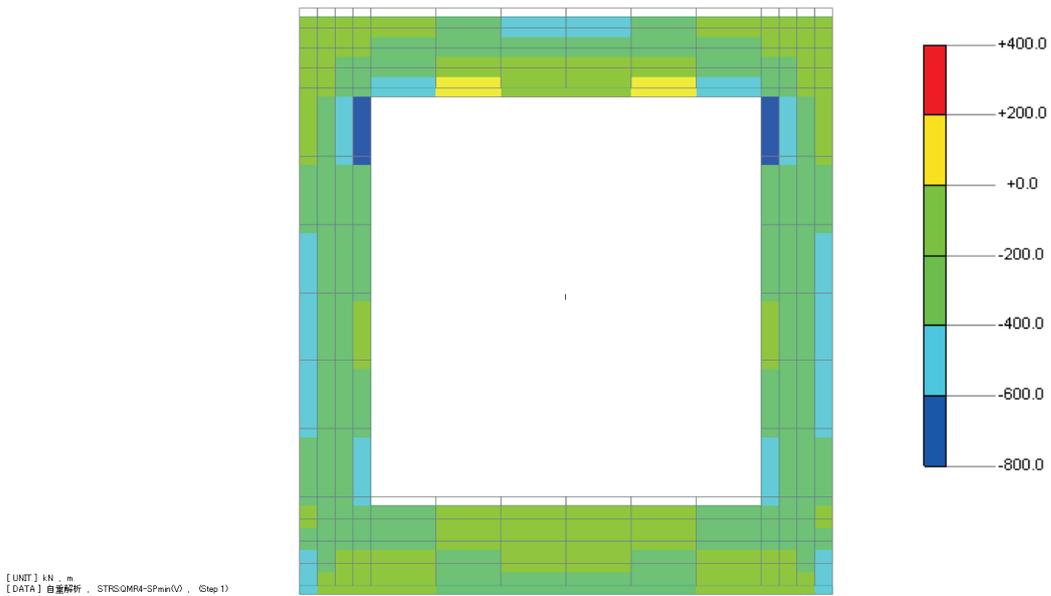


図 2.23 自重解析結果 (単位: kN/m²)

※+ : 引張, - : 圧縮



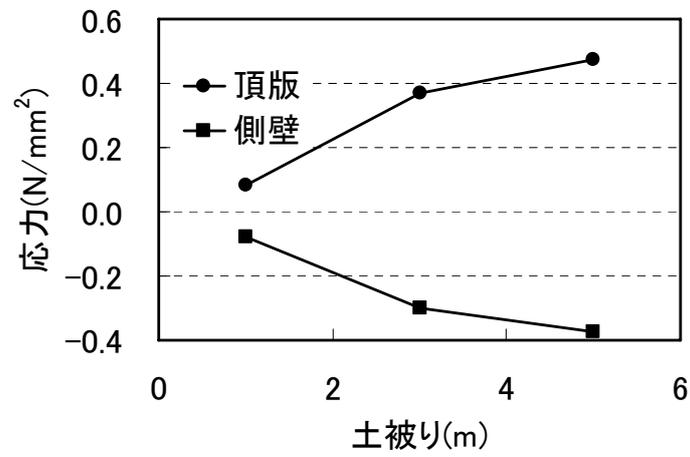
(a) 最大主応力分布



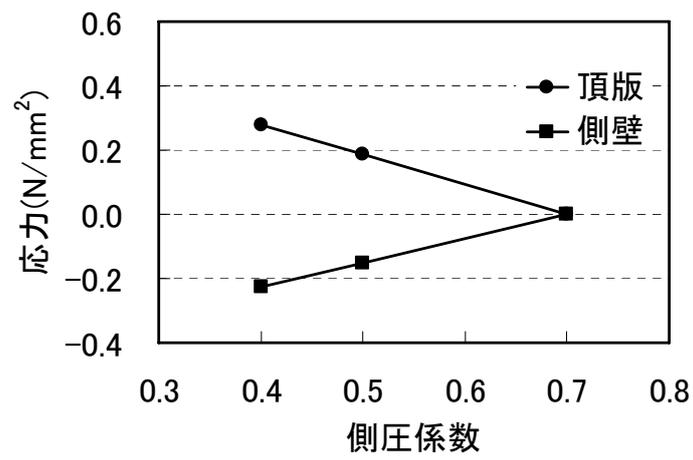
(b) 最小主応力分布

図 2.24 土圧作用時の解析結果（土被り：3m，側圧係数：0.4）（単位：kN/m²）

※+：引張，-：圧縮



(a) 土被りと応力の関係



(b) 側圧係数と応力の関係

図 2.25 土圧作用時の解析結果

※+ : 引張, — : 圧縮

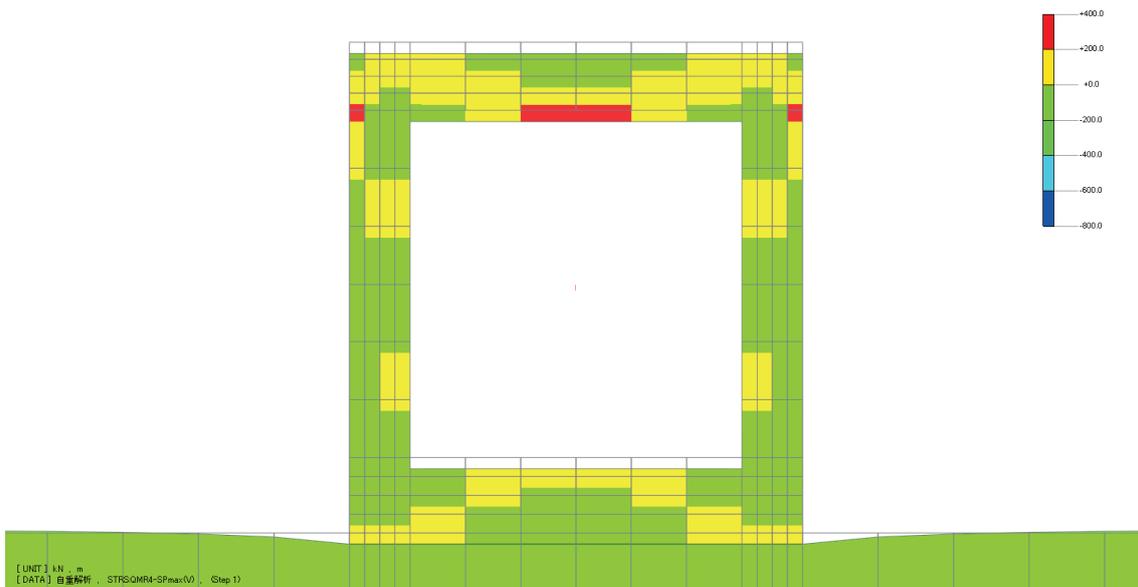


図 2.26 変形図（土被り：3m，側圧係数：0.4）

（４）変状発生に及ぼす地盤沈下の影響に関する解析的検討

底版を支持する地盤バネの地盤反力係数を、N 値から推定した $1.6 \times 10^7 \text{kN/m}^3$ を用いたときの変位分布を図 2.27 に示す。また、極端な場合ではあるが、地盤反力係数の値を $1/1000$ としたときの変位分布を比較のために図 2.28 に示す。地盤反力係数が高いと、カルバートが縦断方向に曲げを受けるが、地盤反力係数が小さいと、カルバートの変形は小さくなり全体的に回転する傾向になる。

側壁のせん断応力分布を図 2.29 と図 2.30 に示す。同図中に示すように、地盤反力度が高い場合、側壁のせん断応力は許容せん断応力を超える可能性がある結果となった。

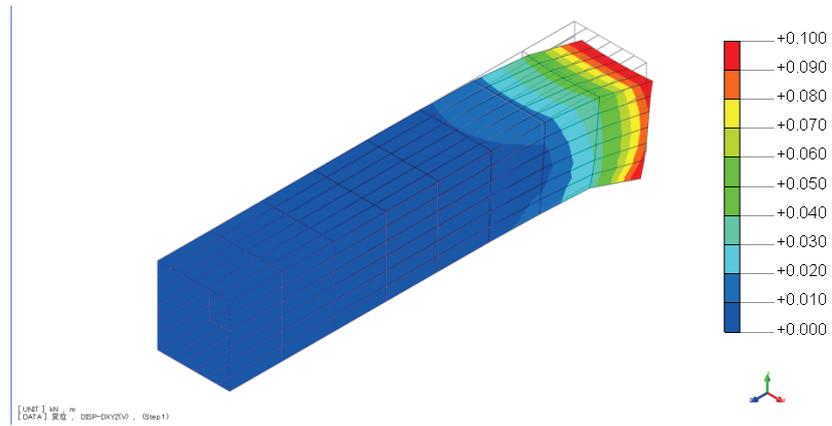


図 2.27 相对沈下時の変位分布 (地盤反力係数 $1.6 \times 10^7 \text{kN/m}^3$) (単位 : m)

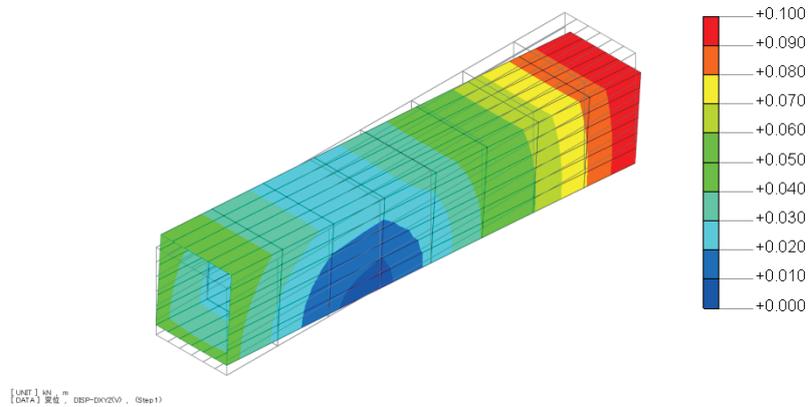


図 2.28 相对沈下時の変位分布 (地盤反力係数 $1.6 \times 10^4 \text{kN/m}^3$) (単位 : m)

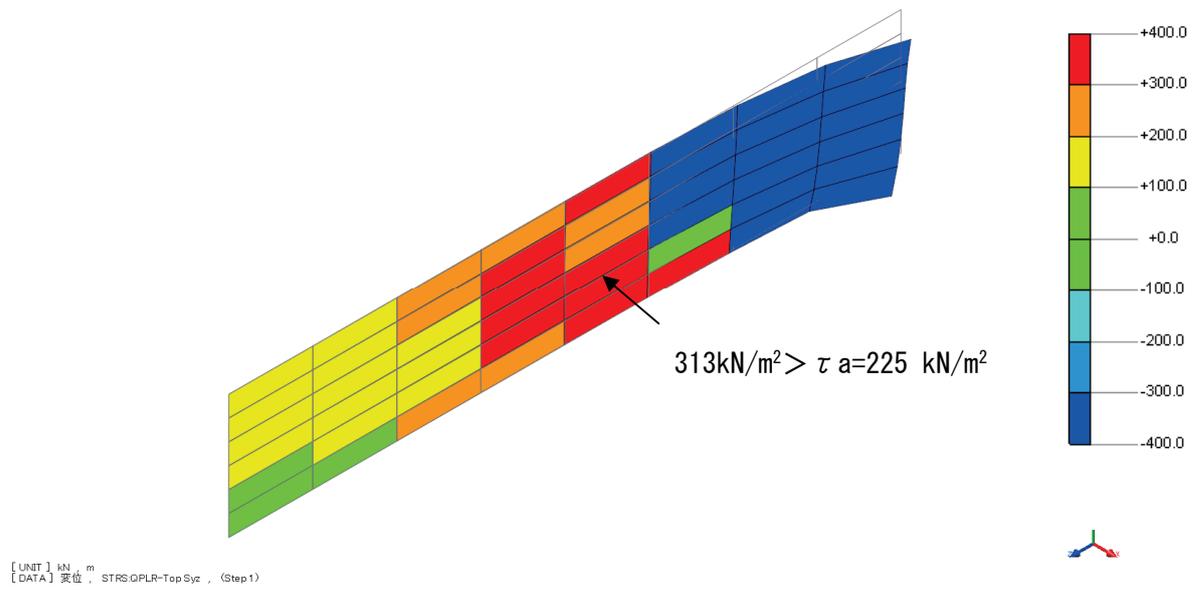


図 2.29 相対沈下時のせん断応力分布 (地盤反力係数 $1.6 \times 10^7 \text{kN/m}^3$) (単位 : kN/m^2)

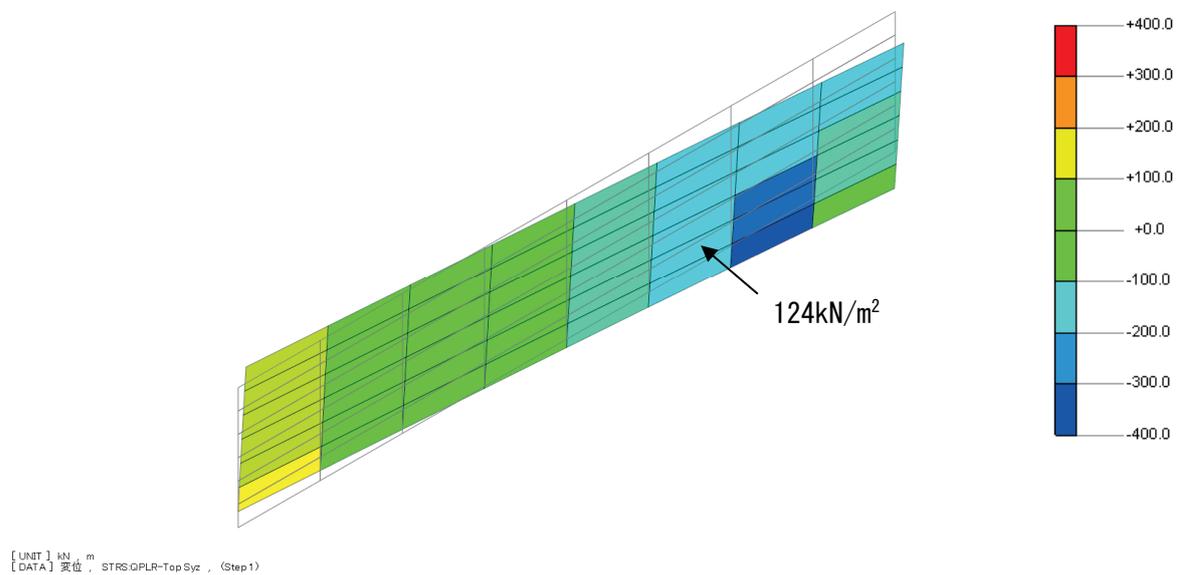


図 2.30 相対沈下時のせん断応力分布 (地盤反力係数 $1.6 \times 10^4 \text{kN/m}^3$) (単位 : kN/m^2)

(5) 解析的検討のまとめ

対象断面の形状と解析で考慮したパラメータの範囲では、以下の結果が得られた。

- ・ 土被りが増大する場合、頂版では引張応力が増大し、側壁では圧縮応力の増大となる。
- ・ 側圧係数（側方土圧）側方土圧が増加すると、頂版では圧縮応力の増加となる。
- ・ 上述の結果は、支持する地盤の剛性によって変化することが考えられる。
- ・ 本検討範囲では、頂版、側壁ともに、荷重の増加によりひび割れが発生する程度の引張応力は生じない結果となった。
- ・ 地盤沈下によってカルバートの縦断方向に相対沈下が生じると、底版を支持する地盤反力度（地盤の剛性）が高い場合、側壁のせん断応力は許容応力度を超える可能性がある。

また、カルバートの性能という観点では、地盤沈下によって縦断方向の相対沈下が生じた場合、側壁に許容せん断応力を超える応力が発生することから、地盤沈下によって安全性、作業性ともに性能が低下する可能性があることが考えられる。

2.2 テールアルメ擁壁の性能低下

2.2.1 テールアルメ工法の概要

テールアルメ工法は、垂直な壁面に有し盛土内に敷設した補強材（ストリップ）が土の動きを拘束するとともに壁面に働く土圧と引き抜き抵抗力が平衡を保ちながらストリップを敷設した領域が一体化し、土留め壁として安定を保つ土構造物である。日本国内では 1972 年に利用が始まり、これまで多くの施工実績がある代表的な補強土壁工法である。図 2.31 にテールアルメ擁壁の構造の概要を示す。

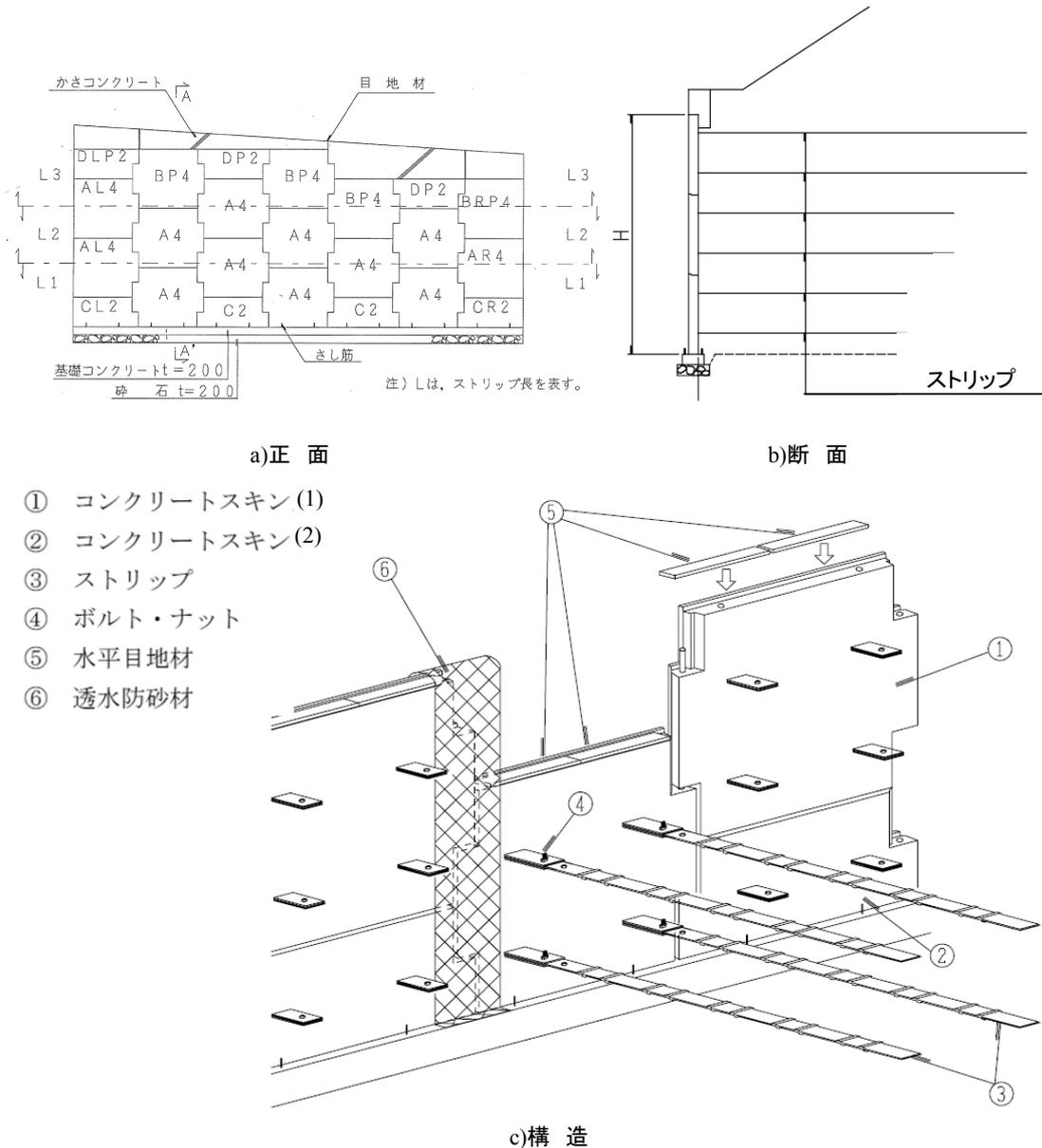


図 2.31 テールアルメ擁壁の概要¹⁾

2.2.2 テールアルメ擁壁に発生する可能性のある変状の整理

文献調査を行い、テールアルメ擁壁に発生する可能性のある変状の整理を行った。表 2.7 にまとめを、表 2.8～表 2.15 に調査文献の抜粋を示す。また、表 2.15 については、変状連鎖についての調査結果も示す。

表 2.7 テールアルメの変状のまとめ

項 目		具体的な変状の例
擁壁 自体 の変 状	壁面及び基礎の変 状	コンクリートスキンの欠落，欠損またはひび割 れ コンクリートスキン間目地のずれ，開き 壁面等のはらみ出し，沈下，移動または倒れ 基礎フーチングや笠コンクリートのひび割れ，沈 下，移動または倒れ 壁面よりの腐食さび汁の流出
	ストリップ，接続部 の変状	ストリップの腐食による断面減少，破断 接続部の破断
擁壁 周 辺 の 変	背面地盤の変状	地盤の亀裂，沈下 壁面との段差 地盤自体および壁面との間の洗掘 地盤材料の崩落による断面欠損
	排水，漏水の変状	排水水抜き孔や目地からの著しい出水，にごり 壁面よりの著しい漏水

表 2.8 テールアルメの変状の調査結果(1)

文献名：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル²⁾

内容の抜粋：

テールアルメは剛壁を有する一般の擁壁と違い、背面盛土自体が補強されて安定を保っているため、ある程度の変形までは問題にならないが、壁面の倒れや部分的なはらみ出しなどを継続的に点検を行う必要がある。この継続的な点検では、直ちに安定性を損なう程度の変形量なのか、変形挙動が進行的、あるいは収束状態にあるのかを判断するための情報を得る必要がある。下表にテールアルメに関わる巡回の際の主な点検項目とその着眼点を示す。

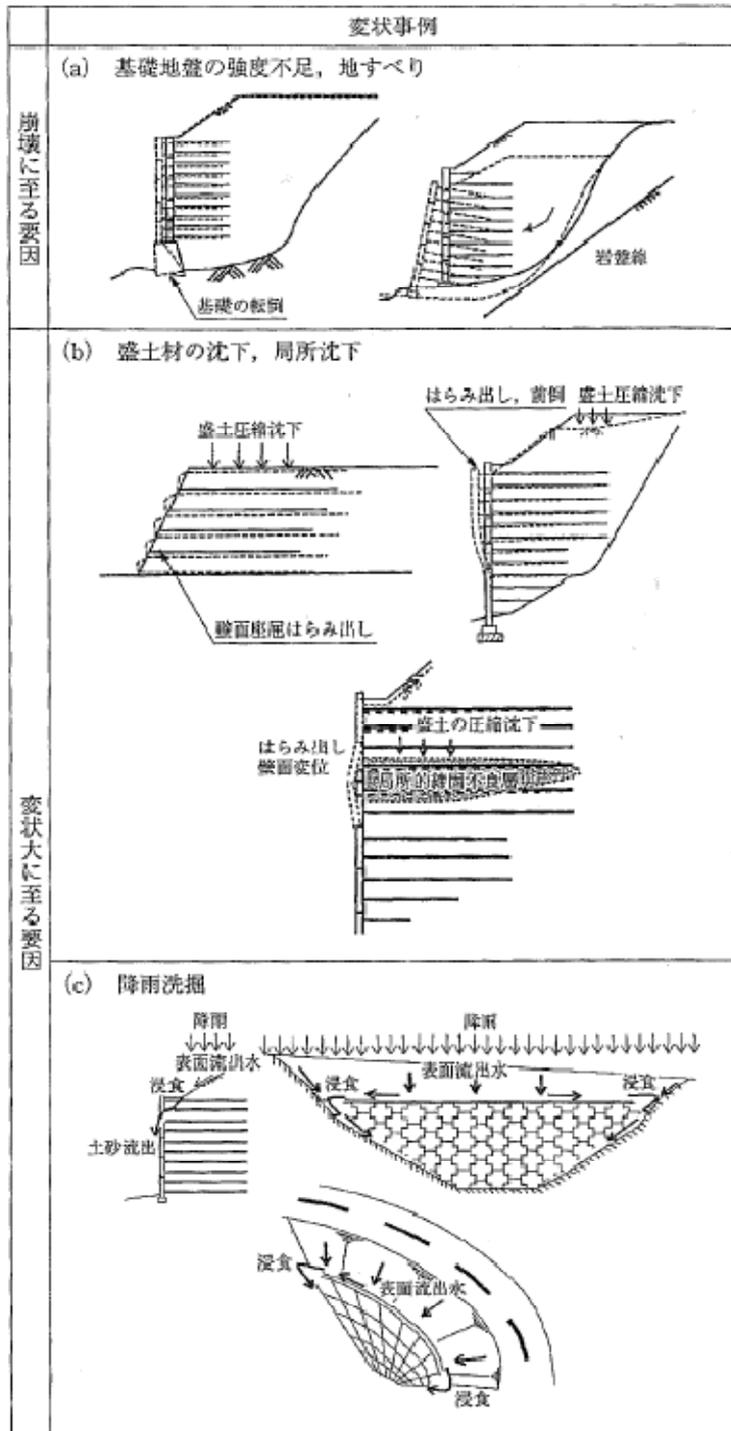
巡回時の主な点検項目と着眼点

点検項目	着眼点
スキンの変状	欠落または崩壊に結びつく著しいスキンのひび割れまたは欠損等はないか、また、その進展のおそれはないか
壁面等のはらみ出し 沈下・移動・倒れ 背面部の変状	壁面等のはらみ出し、沈下、移動または倒れはないか、また、その進展のおそれはないか 背面部に段差や亀裂等の異常はないか 基礎フーチングや笠石コンクリート等にひびわれ、段差、損傷等はないか
目地の異常	目地のずれ、開き、またその程度はどうか
洗 掘	基礎または本体の周辺が著しく洗掘されていないか また、その進展のおそれはないか
排水、漏水	排水水抜き孔や目地から著しい出水、にごり、水量の変化、または排水施設の詰まりはないか
ストリップ、鉄筋等の腐食	さび汁の流出が見られたり、腐食に悪影響を与える物質が投機されたり、構築されたりしていないか

表 2.9 テールアルメの変状の調査結果(2)

文献名：高速道路における補強土壁への期待と課題³⁾

内容の抜粋：

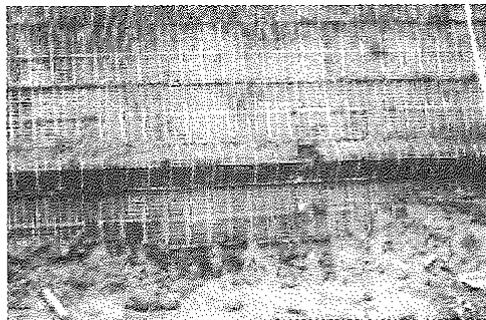


補強土変状事例の要因

表 2.10 テールアルメの変状の調査結果 (3)

文献名：鉄道における補強土壁への期待と課題⁴⁾

内容の抜粋：



パネル・金網壁の座屈



接合部ボルトの破断



植生土嚢壁の延焼被害



盛土材のすり抜け

表 2.11(1) テールアルメの変状の調査結果(4)

文献名：寒冷地における補強土壁工法の信頼性⁵⁾

内容の抜粋：

北海道における補強土壁の変状事例推定される変状要因

No	補強土壁の種類	適用箇所	最大壁高(m)	施工時期	変形の状況	推定された変状原因
1	帯鋼補強土壁	橋台背面	3.3 2.5	夏期	橋台との取付部で補強土壁が5cm沈下	軟弱地盤による沈下
2	アンカー補強土壁	橋台背面	8.1 6.5	夏期	壁面中段のはらみ出し、最大12cm	不明、許容範囲
3	アンカー補強土壁	盛土、沢	15.3 13.5	冬期	笠コンクリートの倒れ、道路センター側に最大29cm	基礎形式の変化による相対沈下、許容範囲
4	アンカー補強土壁	橋台背面、沢	12.5 12.0	冬期	笠コンクリートの倒れ、道路センター側に最大8cm	基礎形式の変化による相対沈下、許容範囲
5	ジオテキスタイル補強土壁	路肩	1.4 1.4	冬期	局部的な壁面上段のはらみ出し	凍結土混入
6	ジオテキスタイル補強土壁	橋台背面	8.4 7.2	夏期	施工中の壁面のはらみ出し、最大14cm	局部的締固め不良、許容範囲
7	帯鋼補強土壁	橋台アプローチ	14.4 12.7	夏期	壁面のはらみ出し、3cm程度	施工精度、許容範囲
8	帯鋼補強土壁	橋台アプローチ	10.6 9.0	夏期	壁面のはらみ出し、3cm程度	施工精度、許容範囲
9	帯鋼補強土壁	橋台アプローチ	11.0 9.7	夏期	壁面のはらみ出し、3cm程度	施工精度、許容範囲
10	帯鋼補強土壁	橋台アプローチ	10.6 9.7	夏期	壁面のはらみ出し、3cm程度	施工精度、許容範囲
11	ジオテキスタイル補強土壁	橋台取付部(側面交差部)	7.6 5.6	冬期	壁面中段のはらみ出し、5cm程度	施工時の変形、許容範囲
12	帯鋼補強土壁	橋台背面	7.6 6.0	夏期	壁面中段のはらみ出し、3cm程度	施工精度、許容範囲
13	アンカー補強土壁	橋台背面	6.9 6.0	夏期	笠コンクリートの倒れ、3cm、目開き3cm	不明、許容範囲
14	アンカー補強土壁	盛土	16.6 15.0	冬期	笠コンクリートの倒れ、道路センター側に5cm	局部的過大荷重、盛土材が凍結、許容範囲
15	アンカー補強土壁	盛土	12.8 11.5	冬期	笠コンクリートの倒れ、道路センター側に15cm	局部的過大荷重、盛土材が凍結、許容範囲
16	ジオテキスタイル補強土壁	盛土、路肩	3.5 2.4	冬期	笠コンクリートの倒れ、道路センター側に5.4cm、壁面中段のはらみ出し、7cm程度	一部、盛土材の凍結
17	アンカー補強土壁	橋台背面	7.0 5.5	冬期	笠コンクリートの倒れ、道路センター側に2.5cm	一部、盛土材の凍結、許容範囲
18	アンカー補強土壁	盛土	8.9 8.5	冬期	笠コンクリートの倒れ、道路センター側に平均2cm、壁面中段のはらみ出し、最大4.5cm	一部、盛土材の凍結、許容範囲

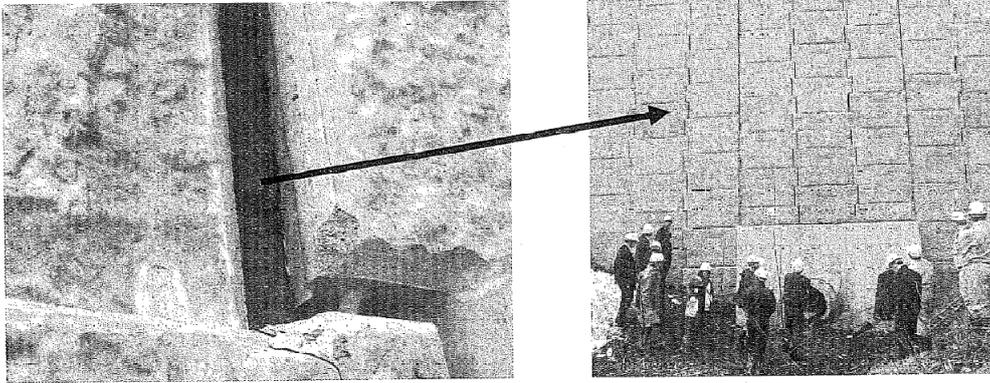
※「最大壁高」の上段は笠コンクリート高および防護欄基礎高を含んだ壁高、下段は補強土壁本体の壁高。

(続く)

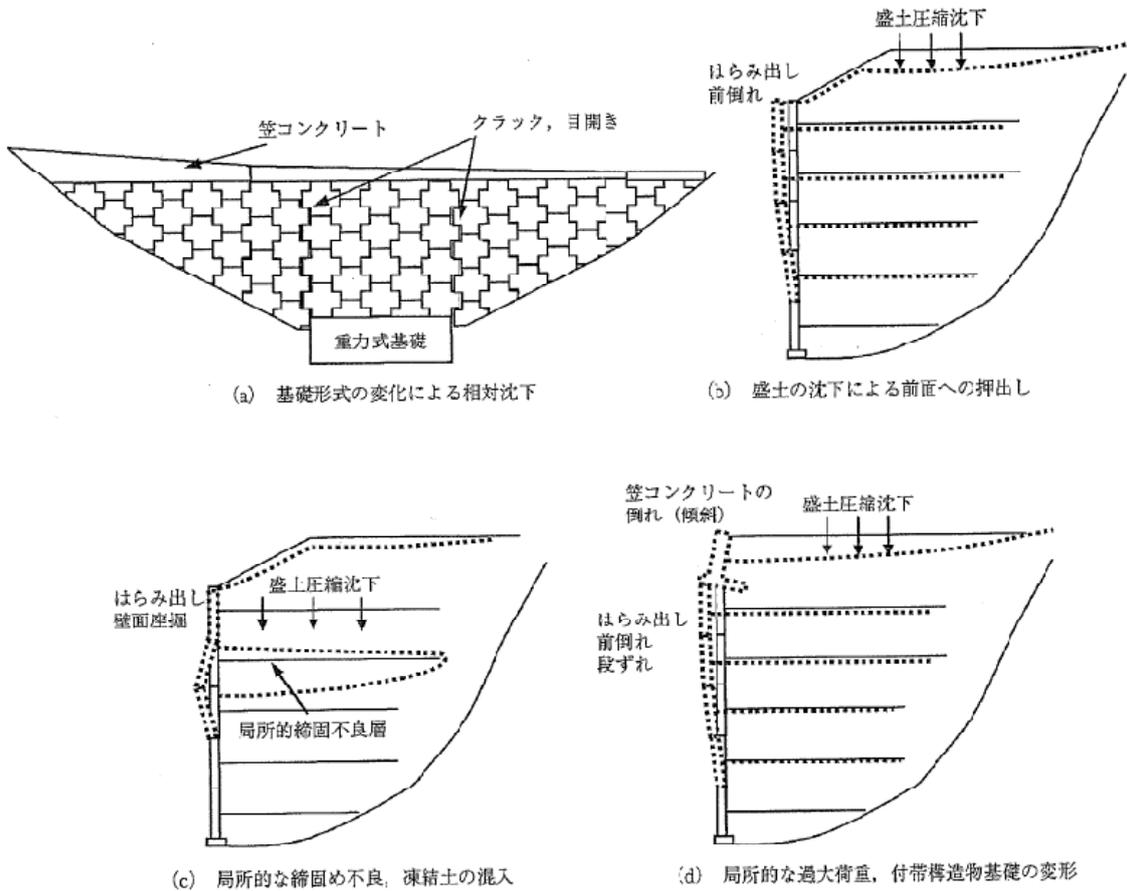
表 2.11(2) テールアルメの変状の調査結果(4)

文献名：寒冷地における補強土壁工法の信頼性⁵⁾

内容の抜粋：



変状事例 No.3 の壁面変状の状況



壁面変状の状況と推定される変状要因

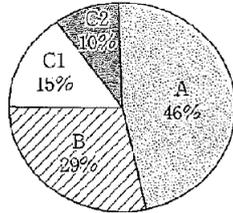
表 2.12 テールアルメの変状の調査結果 (5)

文献名：テールアルメ壁工法の課題と取組み⁶⁾

内容の抜粋：

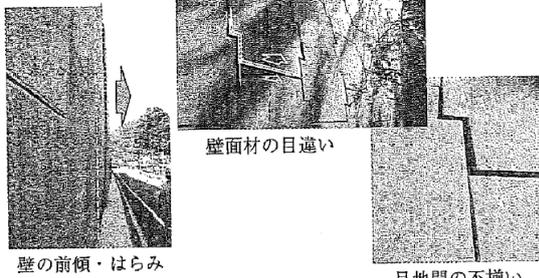
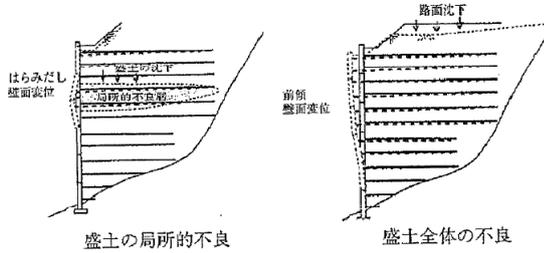
- ・変状の発生率はおおよそ1% (全件数13,140件, 平成9年調査)
- ・件数で126件
- ・工法別の割合

A工法：59件 (9,860件, 0.6%)
 B工法：36件 (1,210件, 3.0%)
 C1工法：19件 (1,480件, 1.3%)
 C2工法：12件 (590件, 2.0%)

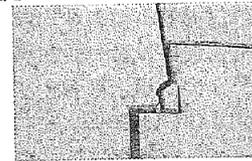
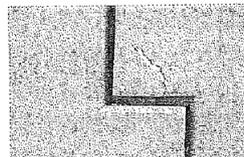
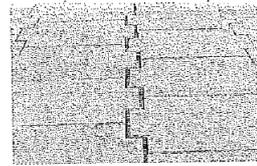
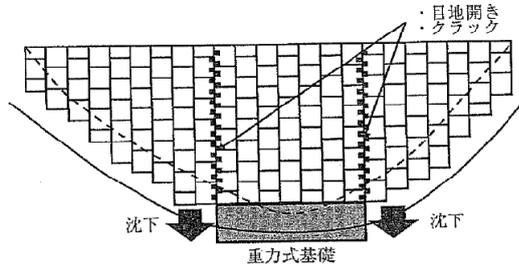


(A工法：テールアルメ工法)

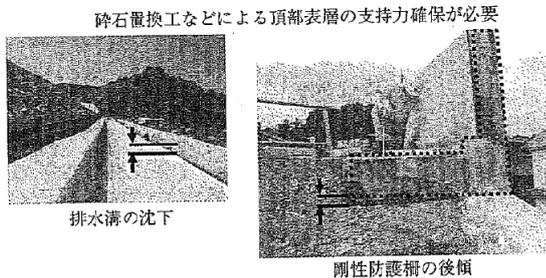
補強土壁の変状に関する調査例



締め固め不良,盛土材不良による壁面の変状

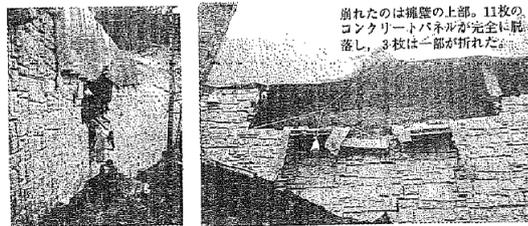


異種地盤,基礎形式の境界における沈下差による変状



壁頂部の沈下による附帯構造物の変状

- ・壁裏側への水の浸入により凍上圧が繰り返し発生
- ・浸入の抑止と排水対策が必要



凍上による壁面材の変状

表 2.13 テールアルメの変状の調査結果 (6)

文献名：テールアルメの耐震性能 (その2) ⁷⁾

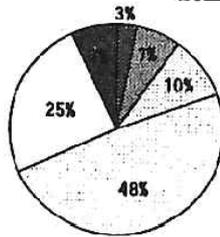
内容の抜粋：

変状領域	全体・局所・異常なし	変状ランク	A・B・C・D
壁面の状態	横断方向	はらみ・前倒れ・座撞・目違い・土砂流出	
	縦断方向	目違い	
天端形式	笠コン、その他	目地の開き・目違い・段差・クラック	
	L型基礎、重力式	転倒・滑動・目違い・段差・クラック	
端部	構造物取合い	目地の開き・目違い・段差・クラック	
	土羽巻込み	巻込み部沈下・亀裂	
壁面材	クラック	角欠け・袖部クラック・ひび割れ	
	損傷	座撞・圧壊・脱着	
補強土 周辺	テールアルメ上面	沈下・クラック・段差・すべり	
	テールアルメ前面	沈下・段差・周辺構造物の損傷	
道路・路面	通行可、通行不可	クラック・段差・付帯構造物との開き	
補修の必要性	有、無	部材補修・一部撤去再構築・全撤去	

変状ランク

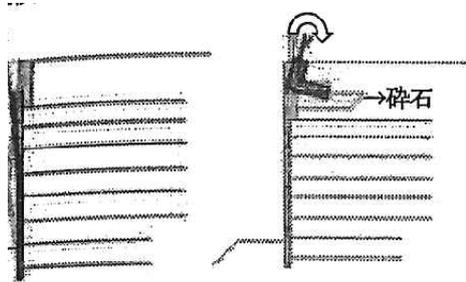
- A: 撤去再構築(盛土+部材の同時補修を対象)
- B: 部材もしくは盛土の補修
- C: 変状あるが補修無し
- D: 変状無し, 補修無し

調査結果集計

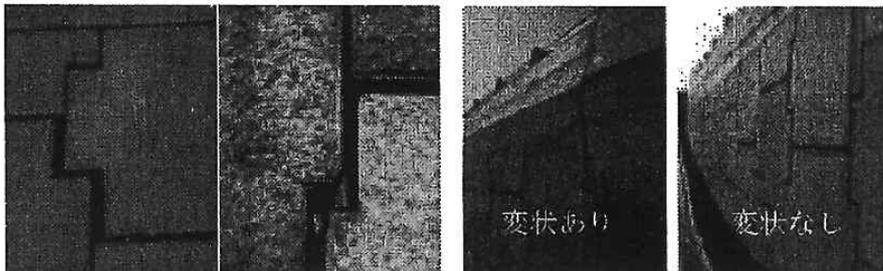


□ A: 崩壊	0件
■ A: 盛土修復	2壁
▨ B: 一部補修	5壁
□ C: 微小変形	7壁
□ C: 微小クラック	35壁
□ C: 周辺変位のみ	18壁
■ D: 損傷なし	5壁

調査時の着目点と変状ランク



変状の形態



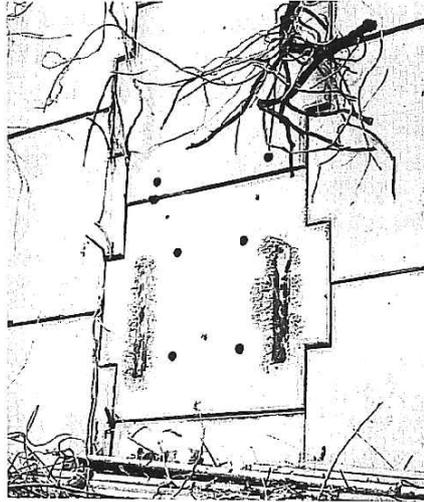
壁面材目違いおよび損傷

防護柵基礎

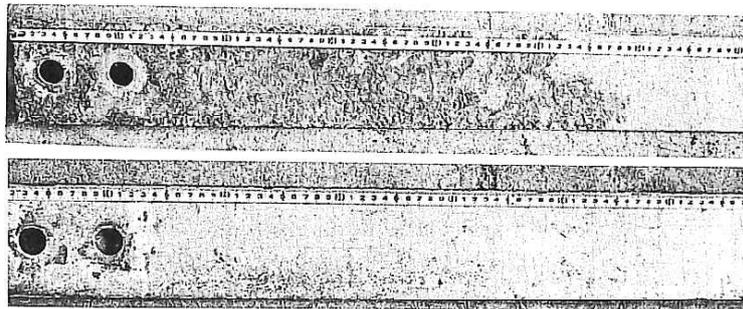
表 2.14 テールアルメの変状の調査結果 (7)

文献名：テールアルメ工法の耐久性に関する現地調査⁸⁾

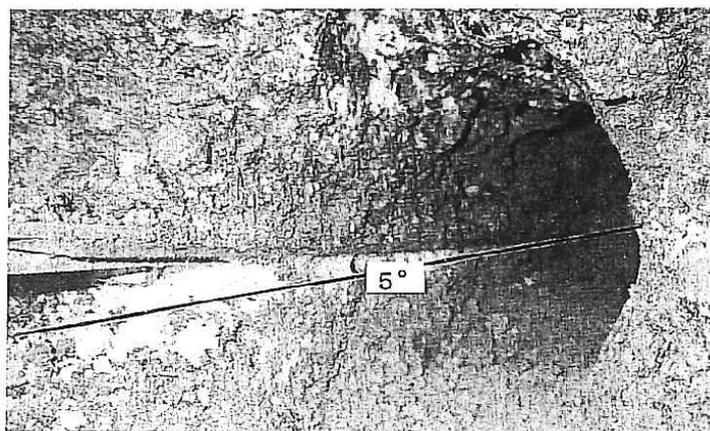
内容の抜粋：



スキンの剥離状況



ストリップの腐食状況 (写真上部上側面, 写真下部下側面)



ストリップの傾斜と下側空洞状況

表 2.15(1) テールアルメの変状の調査結果(8)

文献名：テールアルメの壁面脱落に関する報告書⁹⁾

内容の抜粋：

1. 事故の状況

(1) スキンの脱落状況

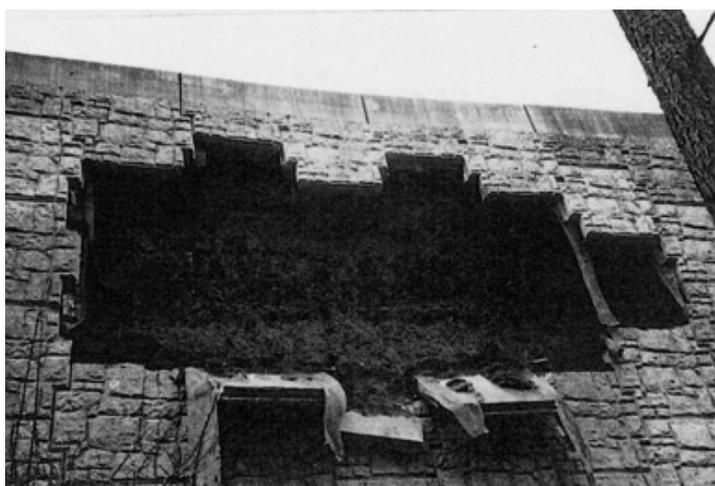
完全に脱落したスキンは 11 枚、スキンが折れ一部が脱落しているものが 3 枚であり、その面積はおよそ 28m²である。

(2) ストリップ・コネクティブの破断状況

スキン側のボルト孔の部分で、ストリップもしくはコネクティブが破断している。破断面の腐食具合が破断箇所によって大きく異なり、破断した時期の相違がうかがわれる。破断部を目視により観察すると、破断部が細くなっており、延性破壊による破壊形態を示す。

(3) 盛土の崩落状況

スキン脱落部とその上部において、スキン背面からおよそ 20cm の範囲の盛土が崩落している。崩落部背後の盛土は、垂直に近い勾配で、安定している。



スキン脱落状況

(続く)

表 2.15(2) テールアルメの変状連鎖の調査結果(8)

文献名：テールアルメの壁面脱落に関する報告書⁹⁾

内容の抜粋：

2. スキン脱落（ストリップとコネクティブの破断）の原因

スキン脱落の原因として、考えられるものを以下に挙げる。

(1) 使用した盛土材料

本現場のテールアルメは、設計条件を満足するようにセメント系固化材によって土質安定処理が施されている。脱落部の盛土は、崩れること無く安定しており、改良効果は現在も持続している。

(2) 使用した部材の断面形状や材質

破断されていないストリップおよびコネクティブの断面積を確認したところ、規定値を満足していた。破断は、別工場において別々の材料により製造されたストリップとコネクティブの両方に発生しており、これらが同時に問題を持っていたとは考えにくい。なお、成分分析試験、引張り試験からも材質に問題の無いことを確認した。

(3) 鋼材の腐食

ストリップとコネクティブは、亜鉛めっきが施されているため、破断後腐食したと思われる破断面の腐食以外は、確認されていない。

(4) 極低温による部材強度の低下

氷点下での引張り試験において、ストリップ、コネクティブのいずれにおいても強度の低下は見られなかった。

(5) 設計値以上の応力の作用

破断部を目視により観察すると、破断部が細くなっており、延性破壊による破壊形態を示す。延性破壊は、鋼材の引張り強度以上の応力が作用した場合に見られる。

つまり、設計値を3倍程度上回る鋼材の引張り強度（破断強度）以上の応力が作用したことが考えられる。

したがって、今回の事故の原因は、上記（5）の設計値以上の応力が発生したことが原因と思われる。さらに設計値以上の応力がストリップおよびコネクティブに作用した原因について次項に述べる。

（続く）

表 2.15(3) テールアルメの変状連鎖の調査結果(8)

文献名：テールアルメの壁面脱落に関する報告書⁹⁾

内容の抜粋：

3. 応力の発生原因

今回のスキン脱落を招いた応力の発生原因を考察する。発生した応力によりストリップやコネクティブの接続部が破断していることから、応力がスキンに作用していたことがわかる。この応力の発生原因としては以下に挙げる3つが考えられる。

(1) 土圧

テールアルメは、通常、土とストリップの摩擦力により、盛土内部が安定するため、スキンには大きな応力は作用しない。しかも本現場のテールアルメは、設計条件を満足するようにセメント系固化材によって土質安定処理が施されているため、特に盛土の自立性が発揮される。スキン脱落後も背面部の盛土は、崩れることなく、安定して残っており、改良効果は現在も持続していることがうかがわれる。このため、ストリップを破断させるほどのスキンに対する土圧の発生は考えられない。

(2) 間隙水圧の増加

水の浸入による間隙水圧の増加が、スキンに作用する応力の増大をもたらすことが考えられるが、脱落部背面の盛土が安定して残っていることから、間隙水圧の増加による盛土崩壊は考えられない。

(3) 凍上圧

凍上は、土中の水分が凍るとともに毛管現象により周囲の水を集め、体積が膨張する現象である。この、膨張により発生する圧力が凍上圧となる。膨張は、水分の供給がある箇所ほど大きくなる。また、凍上圧はこの膨張を妨げるような拘束圧が大きいほど大きくなる。

本現場におけるテールアルメの盛土材には、改良土が使用されているため通常の抵抗力よりも大きな引抜き抵抗力が発生する。一般的に改良土は凍上しにくいとされており、何らかの原因で、温度の影響を受け易い壁背際のみ浸水し改良土が劣化して、外気により凍上し、ストリップやコネクティブが破断したことが考えられる。

しかしながら、今回のスキン脱落の直接原因となるストリップおよびコネクティブの破断が、今年のみで起きたとは考えにくく、何年かの間に破断していき、今年の凍上により釣り合いが取れなくなりスキンが脱落したものと推測される。

2.2.3 変状シナリオ（変状連鎖）の想定

前項 2.2.2 で示した事例をもとに総合的に変状のシナリオ（変状連鎖）を整理し、テールアルメ擁壁に発生する可能性のある変状連鎖について検討を行った。

変状発生の要因としては、地震、降雨、地盤凍結などの自然条件などのほかにも、テールアルメ擁壁自体の計画や周辺の構造物環境の変化があげられる。また、施工の不確実性も変状発生の要因となる。

これらの要因は、まず、表 2.7 中のテールアルメ擁壁周辺の変状に示される、基礎・背面地盤の沈下・すべり・洗掘などにより地盤の変状として現れると共に、ストリップ・接続部・スキニング中の鉄筋など鋼材の腐食につながる。そして、これらの変状の進行が著しくなることで、表 2.7 中のテールアルメ擁壁自体の変状に示される、壁面・基礎・ストリップ等のテールアルメの構成部材の変状として顕在化し、テールアルメ擁壁の機能の低下につながっていく。

図 2.30 テールアルメ擁壁に発生する可能性のある変状連鎖フローを示す。

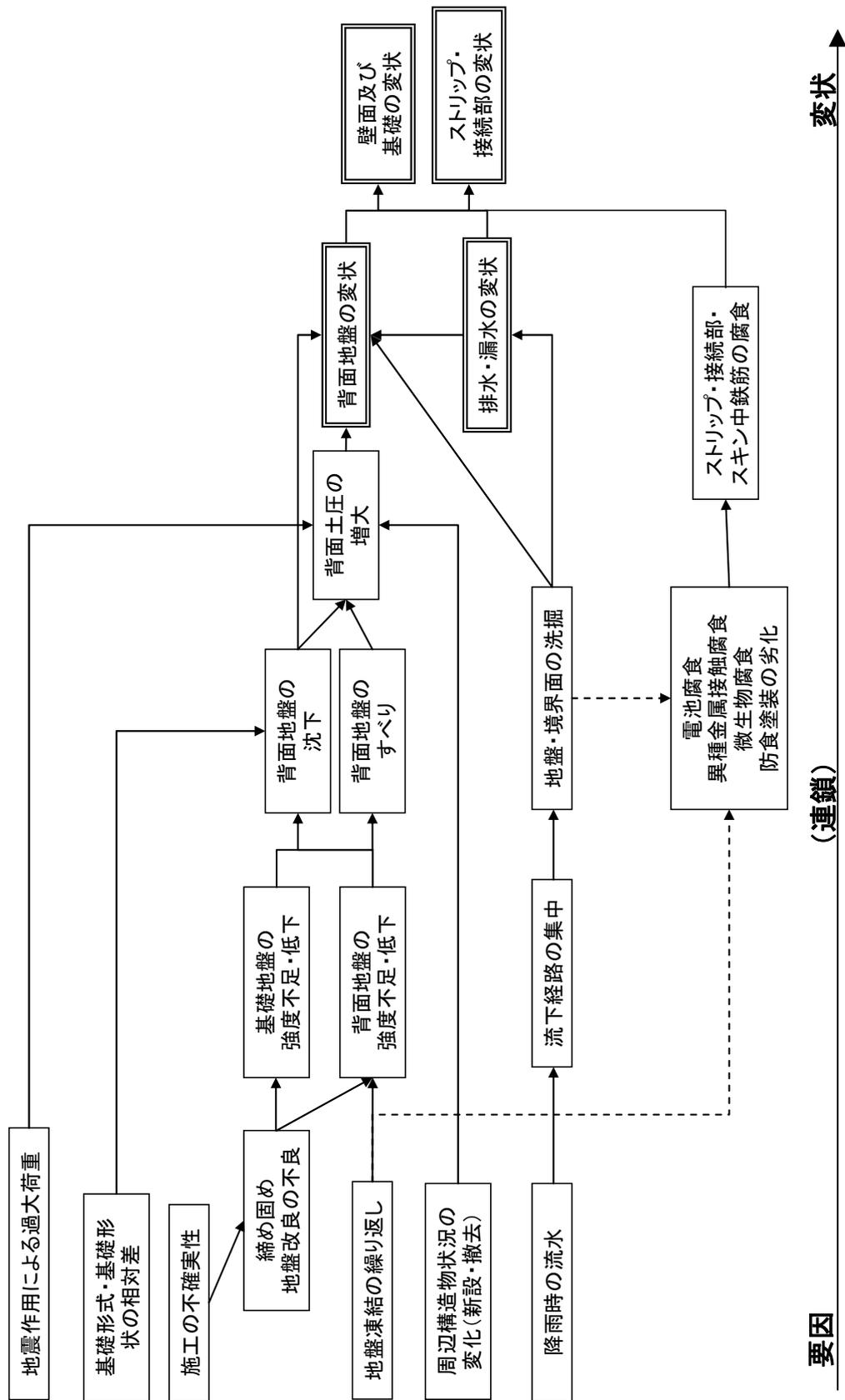


図 2.32 テーラルアルメ擁壁に発生する可能性のある変状連鎖

参考文献 (2.2)

- 1) 技術情報ライブラリー08.04 JFE 商事テールワン株式会社
- 2) 補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル 第3回改訂版平成 15 年 11 月(財)土木研究センター
- 3) 高速道路における補強土壁への期待と課題 吉村雅宏, 横田聖哉, 中村洋丈 439号 2010年02月号 Vol38 基礎工
- 4) 鉄道における補強土壁への期待と課題 館山勝 439号 2010年02月号 Vol38 基礎工
- 5) 寒冷地における補強土壁工法の信頼性 木旗行宏 439号 2010年02月号 Vol38 基礎工
- 6) テールアルメ壁工法の課題と取組み 平山弘靖 439号 2010年02月号 Vol38 基礎工
- 7) テールアルメの耐震性能(その2)-平成 16 年新潟県中越地震における被災調査報告-永倉秀典, 松澤佳一, 大田均 第 40 回地盤工学研究発表会 2005.7
- 8) テールアルメ工法の耐久性に関する現地調査 殿垣内正人, 川井洋二, 西剛整, 大広良則 第 33 回地盤工学研究発表会 1998.7
- 9) テールアルメの壁面脱落に関する報告書 平成 12 年 11 月 JFE商事テールワン株式会社

WG 2 活動報告書

点検・計測技術検討

WG2 名簿

氏名	会社名	所属
稲田 裕	清水建設(株)	技術研究所 社会基盤技術センター 社会インフラ技術グループ
佐藤 登	三協(株)	
中山聡子	(株)保全工学研究所	技術部
門 万寿男	OSMOS 技術協会	日揮(株) 産業・国内プロジェクト本部 原子力プロジェクト部 内
小池 豊	ジオ・サーチ(株)	企画開発部 企画推進グループ
瀬良 良子	ジオ・サーチ(株)	企画開発部 企画推進グループ
杉山 長志	中央開発(株)	ソリューション本部 探査計測部
松井 義昌		
田口 博文	東亜建設工業(株)	技術開発センター 地盤・防災技術グループ
岸村 和守	(株)建設技術研究所	社会システム部 アセットマネジメント室
◎早川 健司	東急建設(株)	土木総本部土木技術部
安藤 慎一郎	(株)竹中土木	技術・生産本部 技術開発部

(順不同)

◎：幹事

1. WG2 の活動概要

WG2 では、地盤と構造物の相互作用に起因する性能低下を評価するための計測技術に関して調査、検討することを目的として活動した。地盤から構造物までを包括した全体構造の性能の評価は様々な構造物で必要となると考えられるが、本検討では、対象構造物として地下埋設ボックスカルバートおよび補強土（テールアルメ）壁を対象とし、実際に発生しているもしくは発生する可能性のある変状について以下の検討を行った。

（1）地下埋設ボックスカルバート

WG1 での検討結果「地盤条件の変化、構造物の沈下に変状発生に及ぼす影響」に基づき、想定される変状を評価するための計測、モニタリング手法に関する調査、検討

（2）テールアルメ擁壁

地震により変状が発生した補強土（テールアルメ）壁の性能評価のための計測手法の検討

（主にコンクリート分野で用いられている計測手法を用いた検討）

- ・ストリップの状態の評価
- ・コンクリートスキンおよび背面状態の評価

2. 地下埋設ボックスカルバートの性能評価のための計測技術

2.1 概要

地下埋設ボックスカルバートにおける変状としては、外力に起因するもの、コンクリートの材料、設計、施工に起因するもの等があるが、本検討では地盤と構造物の相互作用に起因する性能低下の検討を目的としているため、周辺地盤条件の変化等による外力に起因する変状を対象とした。

図 2.1 にボックスカルバートの変状の模式図¹⁾を示す。ボックスカルバートで発生する可能性のある変状は様々であるが、図に示す変状の中で、外力の変化に起因する変状としては、頂版や側壁の曲げひび割れ、またトンネルの縦断方向変位に起因するひび割れ、また構造物の沈下が挙げられる。検討においては、まずこれらの変状を計測、モニタリングする手法について整理した。

WG1による検討断面を限定した解析的な検討結果によれば、曲げひび割れについては地盤条件の変化、すなわち圧密による上載荷重の変化、また圧密に伴う地盤の緩み等の側圧の変化が生じた場合であっても、ひび割れは大きく進展しないことが示されている。一方、構造物の沈下が起こった場合、縦断方向の変形については、支持地盤の条件によっては変状が発生する可能性があることが指摘されている。

以上の WG1 の検討結果から、地下埋設ボックスカルバート構造の地盤と構造物の相互作用に起因する性能低下としては、沈下に伴う構造物における主に縦断方向の変状に着目した。このような変状に関する計測技術としては、地盤側の状態を測定する方法、ならびにコンクリート構造物における応答を測定する方法が考えられるが、本検討では、周辺地盤条件の変化による構造物の変位、変形を計測、モニタリングするための現状技術に着目した。そして、それぞれの計測、モニタリング方法によってどの程度の構造物の性能低下を評価可能であるかについて検討した。

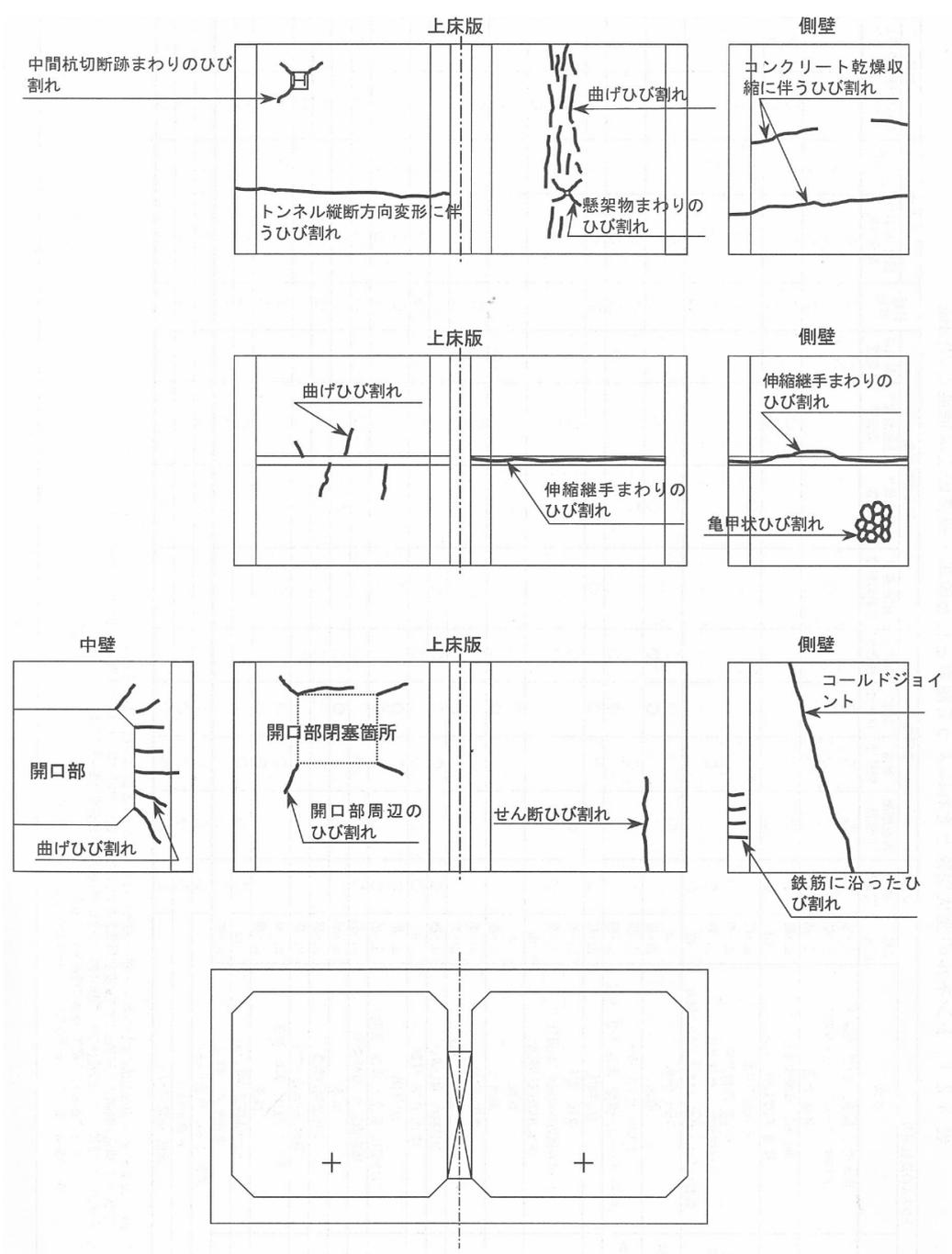


図 2.1 開削トンネルの変状（ひび割れ）の模式図¹⁾

2.2 ボックスカルバートの沈下を計測する技術

表 2.1 に沈下計測の手法について示す。地下埋設ボックスカルバートの沈下を把握するための最も一般的で汎用的な方法はレベル測定である。基準点からの距離等により測定精度は異なると考えられるが、ミリ単位で測定することは可能である。また、ボックスカルバートの目地の開き、ずれの測定は比較的簡易に測定可能であり、不同沈下しているかどうか等の判断指標としては有効な方法である。また、比較的安価な測定ゲージを用いれば、測定精度は向上すると考えられる。ただし、このような測定手法は人力によるものであり、リアルタイムに構造物の変位をモニタリングすることはできない。

構造物の沈下変位をリアルタイムで測定する方法には、連通管式の沈下計やデジタルレベルによる方法等がある。これらは現状、他構造物との近接施工における施工管理に用いられることが多い技術であるが、本検討で対象としている構造物の変位をモニタリングする手法としても活用できると考えられる。このような手法を用いれば、構造物の沈下進行をリアルタイムかつ比較的高精度で計測することは可能となる。ただし、構造物全体が沈下するような場合には、基準点の取り方に工夫が必要である。

以下では計測手法の具体例をそれぞれ示す。

表 2.1 沈下計測の手法

計測手法	概要	測定精度
目地の開き、ずれ	スケールによる測定	ミリ単位
	測定ゲージ	0.05mm
レベル測量	構造物全体の沈下状態の測定	ミリ単位
デジタルレベル	デジタルレベルとターゲットを連続的に配置して計測	0.05mm (距離 15m)
連通管式沈下計	リアルタイムで構造物の沈下挙動のモニタリングが可能	0.01mm

2.2.1 ノギス方式の測定ゲージによる目地変位量の測定

本品は本来ひびわれ幅の挙動監視用に使用されているが、目地部に取り付けることで目地の開き、垂直方向のズレを計測することができる。ゲージは比較的安価であるが、目視により記録する必要がある。

●仕様	CMゲージ TZ-1000
測定方式	ノギス方式による変位量の目視
目盛	主尺:1mm刻み、副尺:0.05mm
計測範囲	-5~5.7mm(分解能0.05mmの場合) -5~19mm(分解能1mmの場合)
守法・質量	85~120(W)×20(D)×7(H)mm、0.008kg
付属品	接着剤

※株式会社ケツト科学研究所社製

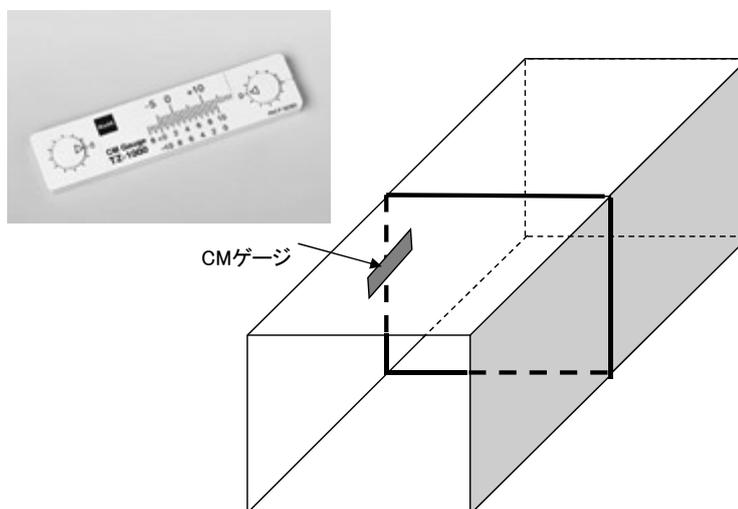
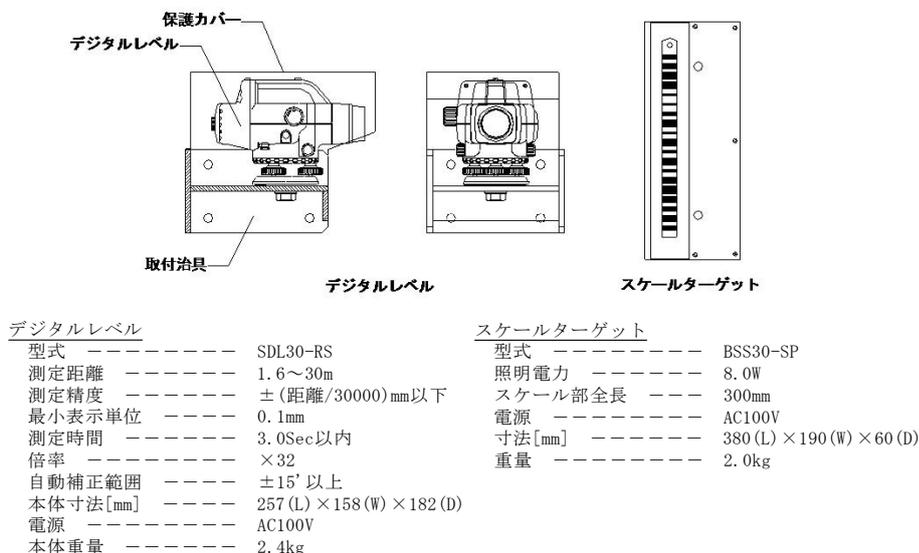


図 2.2 測定概念図

2.2.2 デジタルレベルによる沈下測定

デジタルレベルによりコードスケールを視準すると、内部のCCDイメージセンサ上にバーコード目盛像が投影される。CCDイメージセンサから出力されるコードパターンとピントを合わせる際に得られる距離データとを、メモリ内に格納されている距離・コードパターンと比較・演算して、高さデータを出力する。



※システム例 : <http://www.elmeskeisoku.com/pdf/p02.pdf>

図 2.3 計測器の仕様例

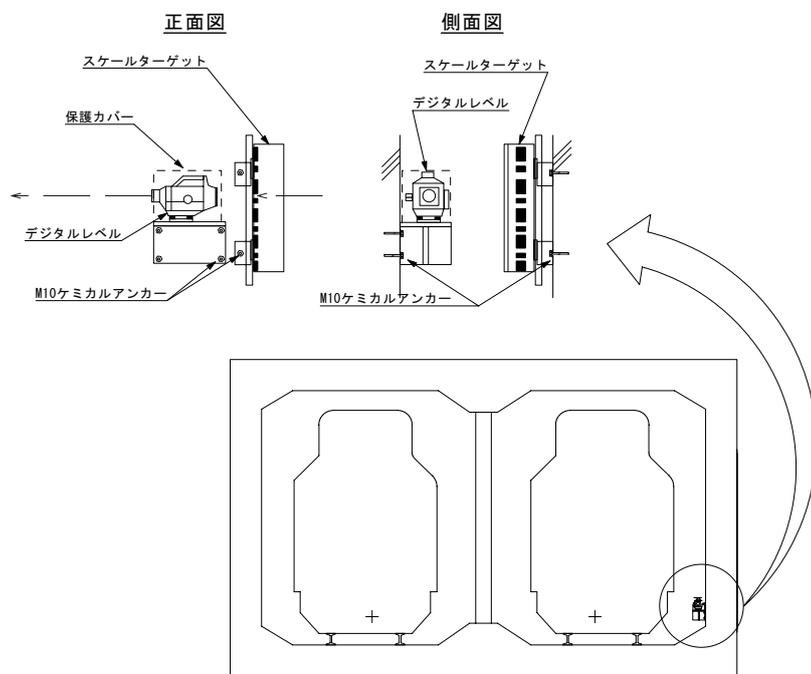
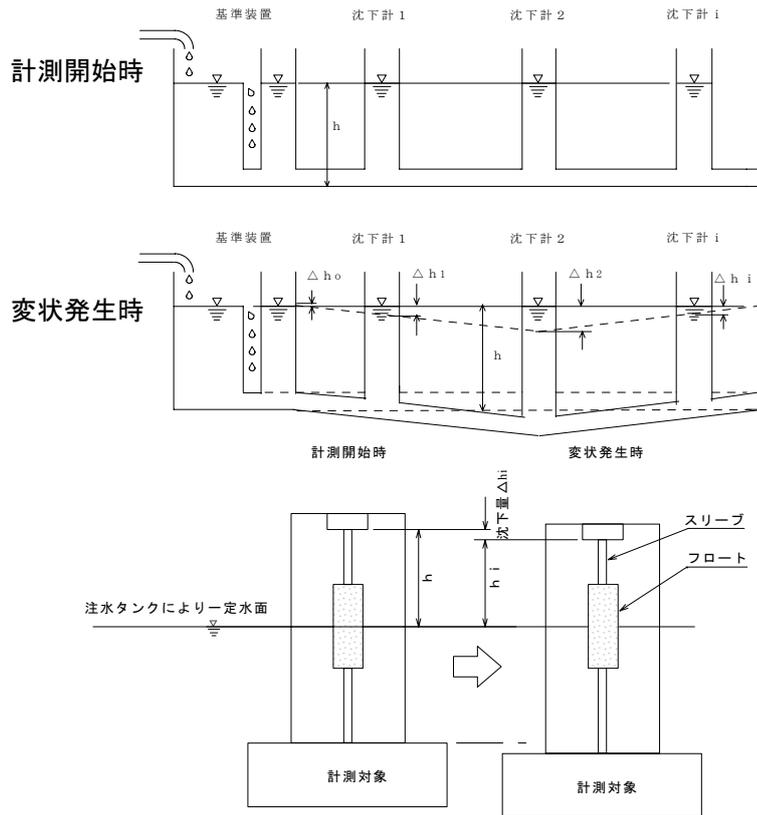


図 2.4 デジタルレベルの取付け概念図

2.2.3 連通管式の沈下計測

本器は、水盛りの原理を応用して電氣的に沈下量を検出するもので、連通管式沈下計（検出部）・基準装置（注水タンク）および連通管により構成されている。測定原理は、図 2.5 に示すとおり、水盛りの原理を応用したもので、各測点の水面位置をフロートセンサや圧力計により検出する。注水タンクで一定水面を保ち、各沈下計の水面高さ変化量 Δh_i を計測することで沈下量が分かる。注水タンクを沈下の影響範囲外の不動部に設置することで沈下量を計測できる。



* スリーブの変動量をフロート（注水タンクにより一定レベル）で感知し、変位量 h_i を求める。

沈下計

型式	DT-700F-25-01
測定範囲[mm]	± 2.5
定格出力[V]	± 4
非直線性[%・R0]	1.0
最小読取值[mm]	0.01
連通管[mm]	テフロン製フレッドホース φ 2.5 × φ 3.3
使用ケーブル[mm ²]	0.5 × 4 芯
寸法[mm]	100 (L) × 100 (W) × 200 (H) *保護カバー含む寸法
重量[kg]	約 5

注水タンク〔基準装置〕

型式	D V L
吐出量[cc/min]	0 ~ 1900
タンク容量[l]	約 10
電源[V]	A C 100.0 ± 1.0
消費電力[W]	1.0
寸法[mm]	400 (L) × 150 (W) × 310 (H)

※システム例：<http://www.elmeskeisoku.com/pdf/p01.pdf>

図 2.5 沈下計測定原理図および仕様例

2.3 ボックスカルバートに発生する変形、応力を評価するための計測技術

表 2.2 に、ボックスカルバートの変形や応力を評価するための代表的な計測技術を示す。

内空変位を計測する方法としてはレーザ距離計や変位計があり、コンクリート断面内に発生するひずみや応力を計測する方法としては、鉄筋計のようなセンサをコンクリート内部に埋込む方法と、構造物表面に設置する方法がある。計測方式としては、ひずみゲージ式（電気抵抗）や光ファイバセンサを用いた方法がある。

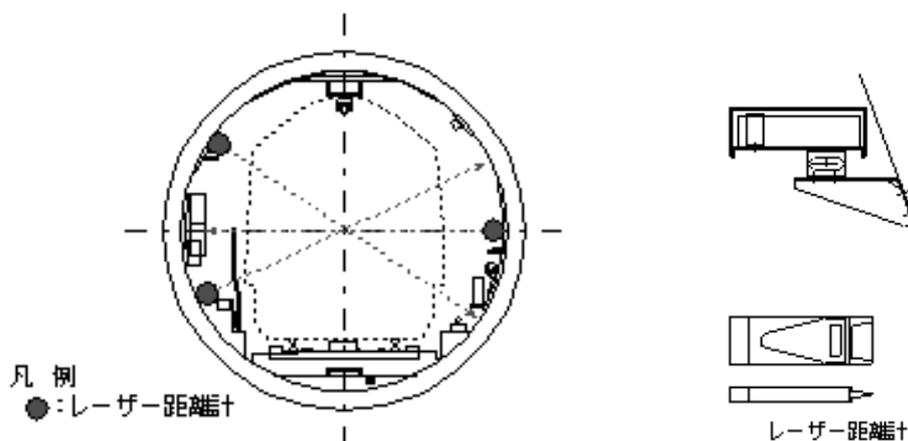
代表的な計測手法の具体例について以下に示す。

表 2.2 変形や応力を評価するための代表的な計測技術

計測対象	使用計器	方式
内空変位	レーザ距離計	ひずみゲージ方式（電気抵抗） 光ファイバ方式
	変位計	
応力、ひずみ	ひずみ計	
ひび割れ	亀裂変位計	ひずみゲージ
	デジタルカメラ	画像処理

2.3.1 内空変位の計測

図 2.6 にレーザ距離計による内空変位の計測例を示す。レーザ距離計を用いることにより、測定テープ（メジャー）を張ることなく、測定誤差±1mm 程度でリアルタイムな測定が可能となる。



※<http://www.elmes.co.jp/service/doboku02.html>

図 2.6 レーザ距離計による内空変位の計測例

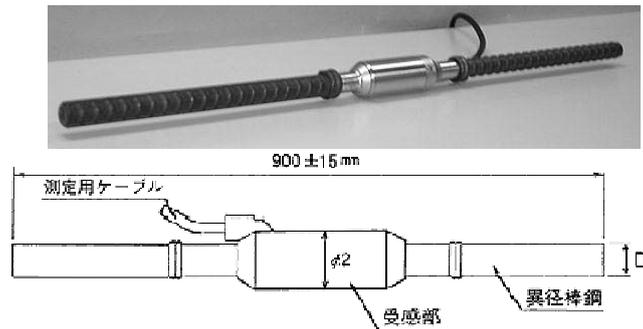
2.3.2 応力、ひずみの測定

(1) ひずみゲージ方式

ボックスカルバートの応力状態を測定する方法としては、**図 2.7**に示すような鉄筋計をあらかじめ構造物内に設置する方法、**図 2.8**に示すような変位計を構造物表面に設置する方法がある。

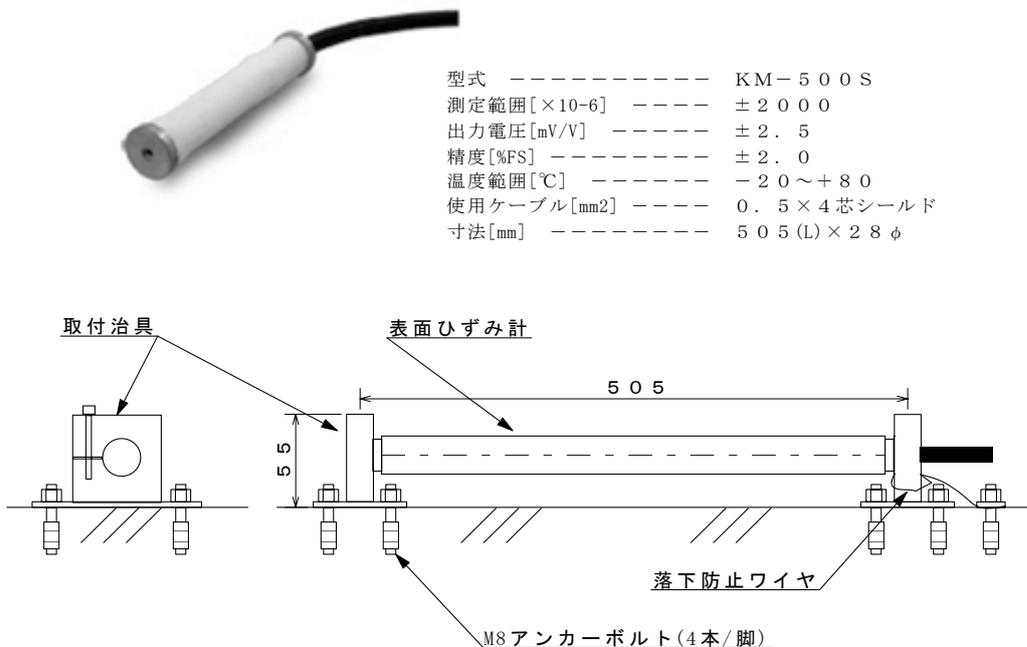
一般に、鉄筋計はコンクリート構造物の鉄筋の軸力や曲げによる応力を測定するために用いられる。設置は、配筋作業の前に予め計器長（ $L=900\text{mm}$ ）相当分を切断し計器を圧接する方法と、鉄筋を切断することなく結束線などで鉄筋に計器を添わせて固定する添筋法とがある。

このようなひずみゲージ式変換機による計測では、ケーブル等の絶縁抵抗の低下による出力値のばらつきが問題になることがある。



※東横エルメス社製：GR-□AN

図 2.7 鉄筋計（埋込みタイプ）の例



※東京測器研究所社製

図 2.8 変位計（表面設置タイプ）による計測例

(2) 光ファイバ方式

a) 光ファイバ方式 (BOTDR 方式)

光ファイバケーブル自身の断線、劣化等に対する保守技術として発達してきた方法に OTDR 法がある。この技術ではレーザ光におけるレーリ―散乱光の特性を用いている。同じ OTDR 法にあって、ブリルアン散乱光は光ファイバケーブル自身のひずみに対し、波長をシフトして応答する。BOTDR 方式はこの原理を適用したものであり、構造物に固定ジグなど用いて、光ファイバケーブルを緊張させて敷設すれば、固定ジグ間の構造物のひずみを、光ファイバケーブルのひずみとして 100μ の精度で測定することが出来る²⁾。

図 2.9 は、シールドトンネルの近接施工時における既設 NTT とう洞の挙動を BOTDR 方式によって計測した事例²⁾であり、従来の電気抵抗式のひずみゲージ方式と同等の計測結果が得られたことが報告されている。

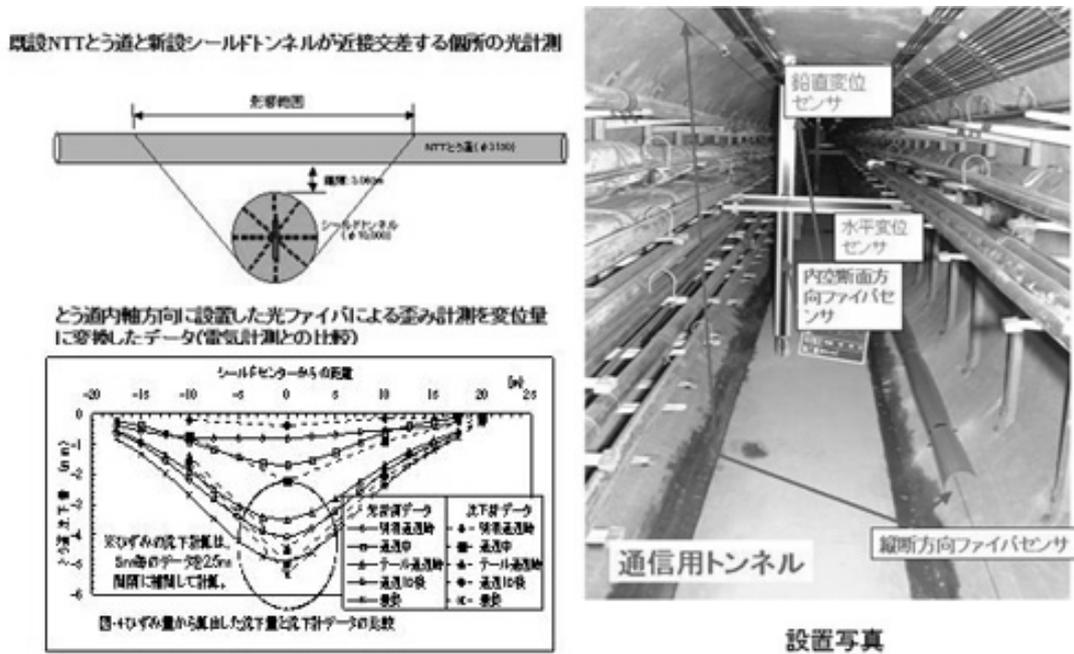


図 2.9 BOTDR 方式による計測例

b) 光ファイバ方式 (OSMOS)

OSMOS (オスモス) センサは光ファイバを三つ編み状に撚り合わせてセンサ化した変位計測センサである。光ファイバセンサ共通の特徴である電気ノイズに強く、長寿命である、本質防爆を満足しているなどの特徴以外に、非常に 1/1000mm から数十 mm までの変位を連続的に計測できる特徴を有している。また、センサの長さが 1m から 10m までの採用できるためひび割れが発生しているようなコンクリート構造物の巨視的なひずみ計測が可能である。更に、温度依存性が非常に低いため温度補正が不要なこと、振動や衝撃、地震などの動的挙動も計測可能な特徴を有している。

OSMOS システムは近年インターネットを利用したグローバルモニタリングネットワークが構築され、カナダの構造物をヨーロッパで監視するなど国を跨いだ国際的なモニタリングが可能となっている。

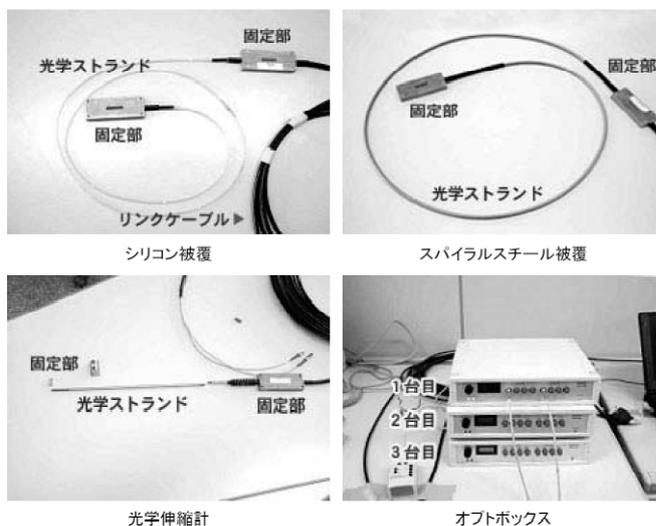


図 2.10 OSMOS センサ概要

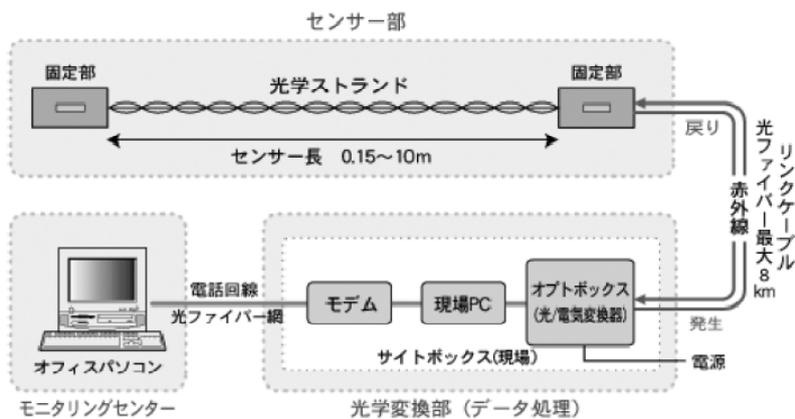


図 2.11 OSMOS システム概要

表 2.3 OSMOS センサの基本仕様

計測長	0.15～10m ※オプション: 1～10mの任意の長さの光学ストランドも用意できます。
計測範囲	計測長の0.5%
計測感度	±0.002～±0.004mm
計測精度	±0.02～±0.004mm
温度条件	-20℃～+60℃
動的計測	サンプリングタイム20～200Hz
電 源	AC100V(電力量は600W程度)
長期耐久性	露天で10年以上

2.3.3 デジタル画像によるひび割れ調査法

本調査法は、ひび割れ部をデジタルカメラで可視画像を撮影し、画像処理によりひび割れの幅と長さを抽出する方法である。撮影したデジタル画像では、ひび割れの幅に応じて、その画素の濃淡が変化することから、画像解析によりひび割れ部の識別、幅の抽出を行う。抽出できるひび割れ幅は、理想値で1画素の約20%まで抽出が可能で、ひび割れ幅0.2mm以上を抽出するには、1画素あたり1mmの解像度で撮影を行う必要がある。

本報告で使用したEOS 5D Mark IIは、5,616×3,744画素で、0.2mm以上のひび割れを抽出するには、対象面を5.6m×3.7m以下の画角で撮影を行う必要がある。本検討では、画角約3.4m×2.2m(0.6mm/画素)で撮影し、最小抽出ひび割れ幅を0.2mmとして解析を行った。

なお、画像解析にはKuraves-Actis(倉敷紡績(株)、(有)GMC社製)を使用し、図2.12に示すように、レンズ収差補正、接合正対化補正を行い、ひび割れの自動抽出処理を行った。

なお、0.2mm以下ひび割れについても技術者が画像よりトレースし補足抽出している。



写真 2.1 使用機器の外観



写真 2.2 撮影状況例

表 2.4 デジタルカメラの仕様

メーカー名	Canon
型番	EOS5D Mark II
有効画素数	21メガピクセル(5,616×3,744)
撮像素子	36×24mmサイズRGB原色CCD
記録画素数	[L] 5,616×3,744
撮像感度	ISO 100~6400相当
記録画像	Exif2.2準拠, DCF準拠, DPOF準拠
画質	圧縮: JPEG-Baseline準拠
モード	非圧縮: 8ビットTIFF-RGB/12ビット
記録媒体	コンパクトフラッシュカード

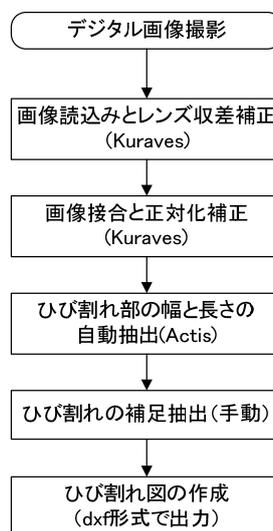


図 2.12 画像解析フロー

2.4 地盤沈下に伴う変状評価のための計測，モニタリング手法に関する検討

2.4.1 概要

地盤沈下に伴いボックスカルバートに発生する変状を計測モニタリングする方法としては前項で示したボックスカルバートの目地などの接合部の挙動を目視により直接計測する方法，連通貫式の沈下計やデジタルレベル計で構造物の沈下量を計測する方法，構造物のコンクリートや鉄筋ひずみを応力計や変位計で計測する方法が有る．また，光ファイバセンサを用いて連続的にモニタリングする方法も開発されている．本検討の対象としている地盤沈下に伴うボックスカルバートの横断方向の変状を計測，モニタリングするためには，構造物の変形，応力を把握する必要がある．

本項では，地盤沈下に伴いボックスカルバートに発生する変状を計測する手法の一類似事例として，東京大学生産技術研究所，研究実験棟地下1階鉄筋コンクリート壁面において実施しているデジタルカメラによるひび割れ分布の追跡調査結果と光ファイバセンサによるひずみ挙動の連続モニタリングの結果について紹介する．

写真 2.3 にモニタリングを実施している鉄筋コンクリート壁面の状態と光ファイバセンサ設置状況を示す．光ファイバセンサ（OSMOSシステム）によるモニタリングは2003年1月より現在（2011年3月現在）まで連続的に実施している．モニタリングを実施しているコンクリート壁面は竣工後よりひび割れが観察されており，ひび割れパターンは壁面に対して斜め45度の典型的なせん断ひび割れの様相を呈している（図 2.13 参照）．

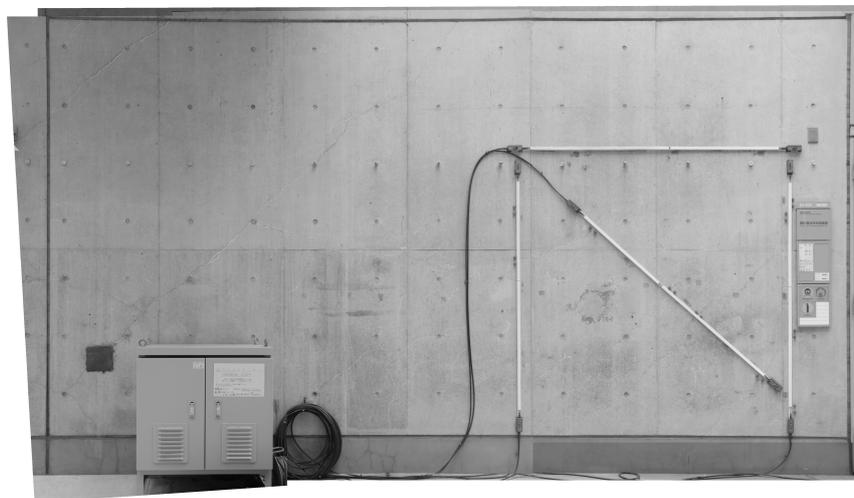


写真 2.3 モニタリング壁面

2.4.2 デジタルカメラによるひび割れ計測結果

図 2.13 に、前項で示したデジタル画像によるひび割れ調査法にもとづくデジタルカメラの画像解析から求めたひび割れパターンとひび割れ幅を示す。デジタル画像解析から求めたひび割れパターンは目視観察結果と非常に良く一致しておりひび割れ状態を精度良く表現できている。

表 2.5 に、デジタルカメラと目視計測結果の比較を示す。画像解析より求めたひび割れ幅は目視観察による測定結果と非常に良い一致を示している。両者における計測結果の相違の一要因は観測日時の違いによるコンクリート表面温度差によるものと考えられる。

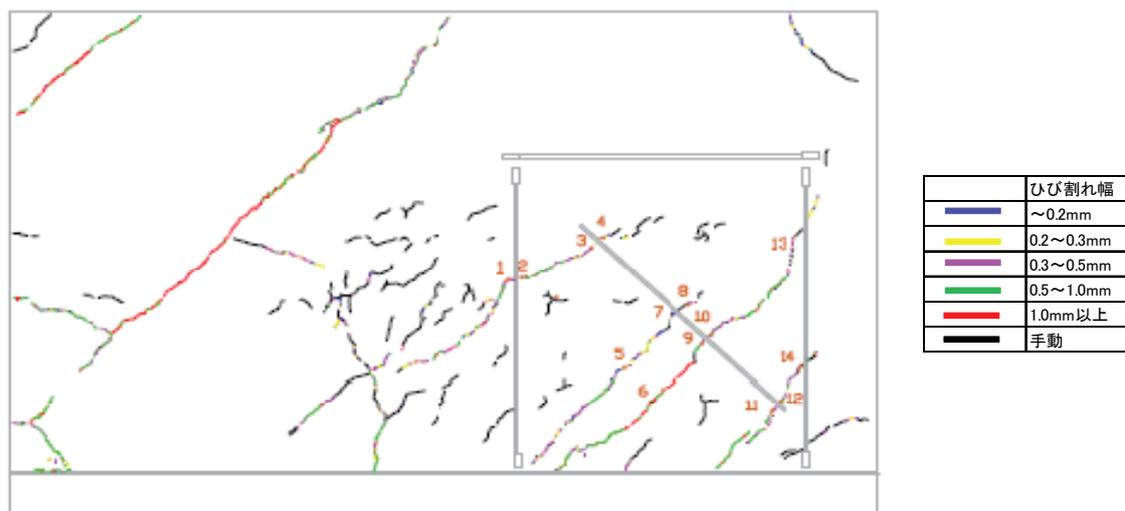


図 2.13 デジタルカメラによるひび割れ画像

表 2.5 ひび割れ幅計測結果

計測位置	測定日	2011/2/17	2011/2/15
	測定者	阿南	デジタル画像法
	表面温度	11.1℃	6.7℃
1		0.40	0.34
2		0.25	0.35
3		0.30	0.3
4		0.30	0.31
5		0.25	0.22
6		0.55	1.15
7		0.15	0.13
8		0.10	0.15
9		0.60	0.53
10		0.60	0.51
11		0.50	0.56
12		0.50	0.59
13		0.30	0.37
14		0.40	0.38
15		0.45	0.21

2.4.3 光ファイバセンサ（OSMOS システム）によるひずみ挙動のモニタリング結果

（1）計測概要

写真 2.4 にセンサ設置状況を示す。設置した光ファイバセンサは何れも長さ 2m のストランドタイプセンサを採用し、壁に発生する最大主ひずみ、最大せん断ひずみ、最大主ひずみの角度等の挙動をモニタリングできるように壁面に対して水平方向（1 本）、鉛直方向（2 本）、45 度方向（1 本）、合計 4 本を設置した。

光ファイバセンサによるモニタリングは 2003 年 1 月 10 日より開始し、2011 年 3 月現在も継続している。計測データは 20Hz のサンプリング間隔で連続的に計測し、30 分間のデータの平均値を計測データとして保存記録している。モニタリング期間中に地震などのような設定ひずみ閾値を超えるような動的な現象があった場合は 0.05 秒間隔の時刻歴応答を動的ファイルとして自動的に保存するシステムとなっている。

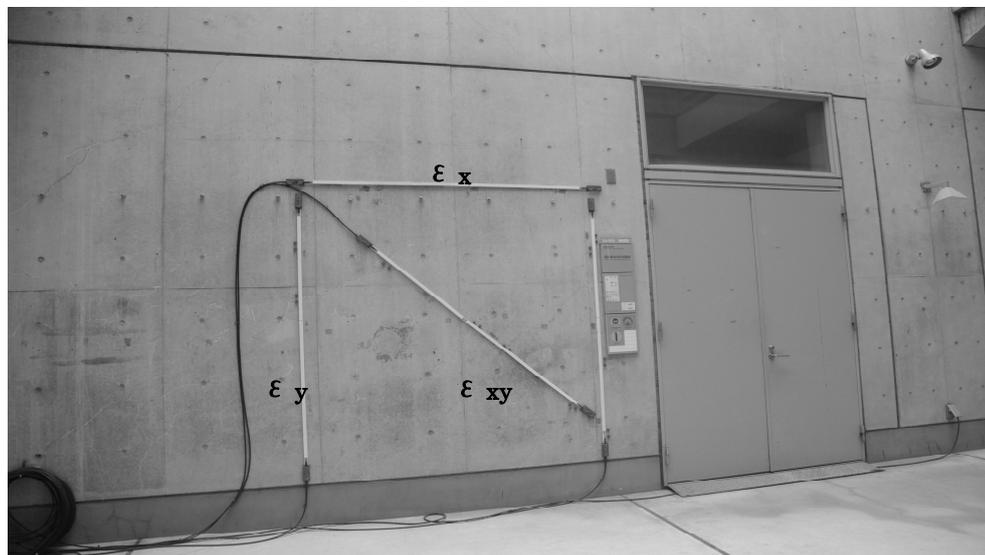


写真 2.4 光ファイバセンサ設置状況

（2）長期連続モニタリング結果

モニタリング結果の内、2003 年 1 月から 2006 年 7 月までの計測結果を以下に示す。

図 2.14 に、2003 年 1 月から 2006 年 7 月までの計測結果の午前 3 時のみのひずみデータを示す。

図 2.15、図 2.16 に、ひずみ計測結果から求めた最大せん断ひずみ及び、最大主ひずみ角度（X 軸からの角度）と壁面温度の関係を示す。

壁面のひずみトレンドの変化はモニタリング開始から約 1 年半後の 2004 年 7 月まで急速に変化しているが 7 月を境にそのトレンド変化速度は緩慢になっている。この傾向は 45 度方向に設置しているセンサ（ ϵ_{xy} ）に顕著に表れている（図 2.14）。同様に、計測ひずみより求めた最大せん断ひずみ、ならびに最大主応力角度のトレンドグラフ（図 2.15、図 2.16）も 2004 年 7 月を境に様相が明らかに変化している。

最大せん断ひずみ（図 2.15）は、温度変動に対して可逆的な挙動を示しており、非常に強い負の相関関係を示している。このことは最大せん断ひずみが温度変化により発生している事を示唆している。更に、最大せん断ひずみを巨視的に見ると、せん断ひずみは温度変動に対して負の相

関関係を保ちながら推移し、モニタリング開始から 2004 年 7 月まで急速に減少する傾向を示している。その後、7 月を境に減少傾向は解消され、約 200 μ のひずみを中心に温度変動にリンクして推移している。この事は、2004 年 7 月までは最大せん断ひずみが温度によるひずみとそれ以外の要因によるひずみが合成された値として計測されていることを示唆している。すなわち、沈下などの要因によるひずみの存在が考えられる。

最大主ひずみの角度 (図 2.16) は 35 度から 50 度に集中しており壁面に発生している斜めひび割れに直交する角度として求められている (図 2.15 参照)。したがって、ひび割れ発生の原因は乾燥収縮などの材料収縮に起因したものではなく、温度変化による二次応力の発生や沈下などの力学的な原因により発生していることを示唆している。最大主ひずみ角度のトレンドも 2004 年 7 月を境に前後でトレンドが異なっている、これは 2004 年 7 月前後で壁面に対する外力の状態が変化した可能性を示唆しており、この原因の一つとし基礎部の沈下が考えられる。

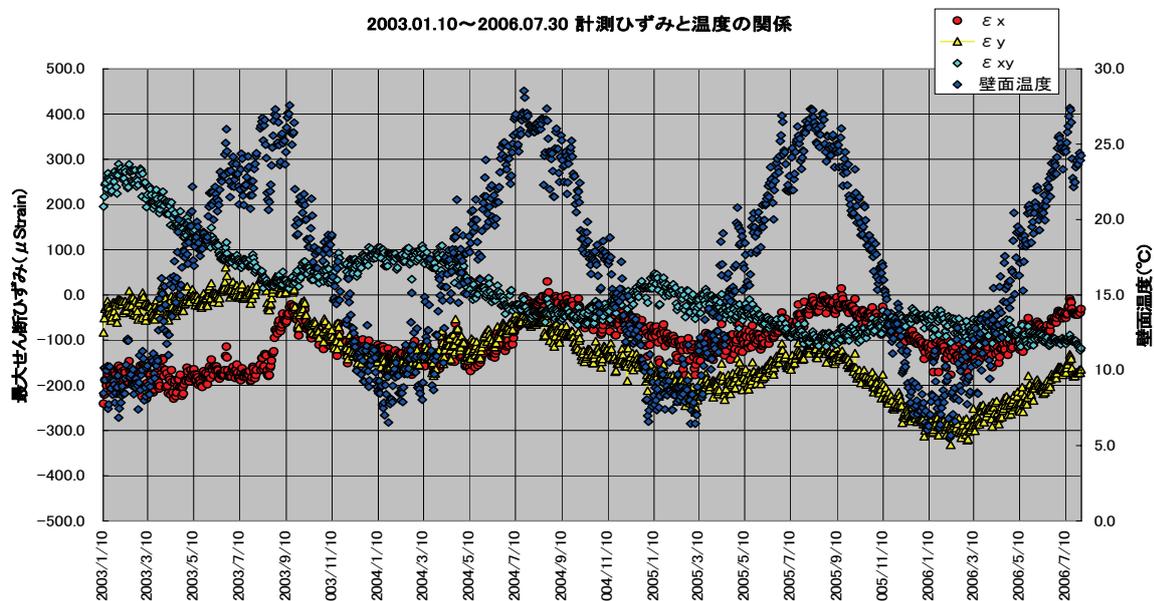


図 2.14 ひずみ計測結果 (午前 3 時のデータ)

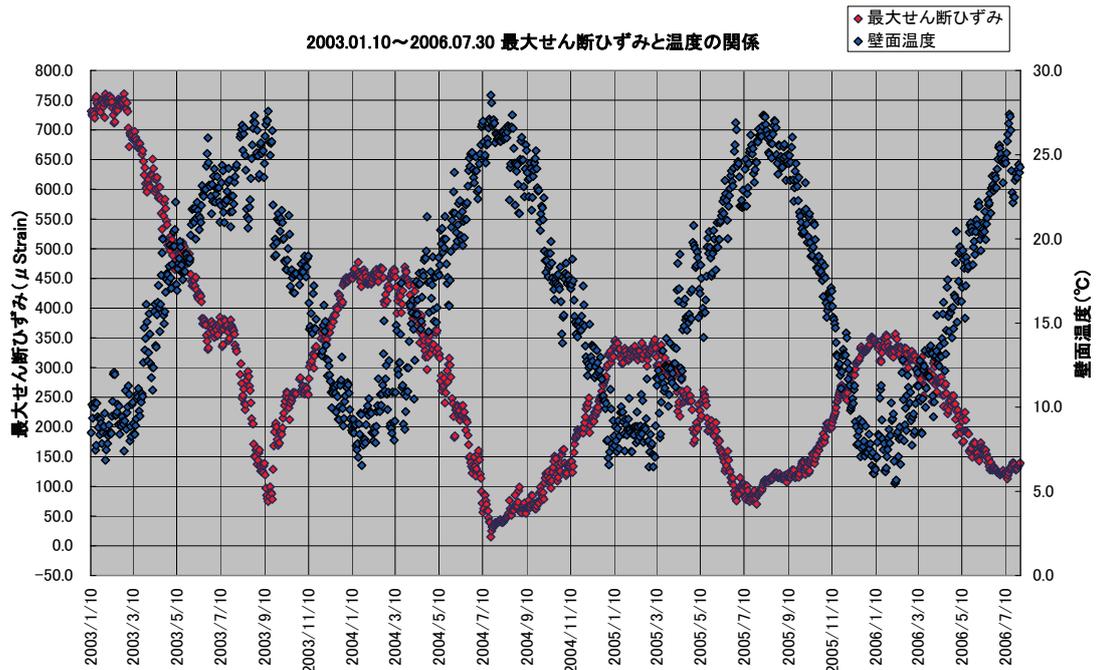


図 2.15 最大せん断ひずみと壁面温度の関係

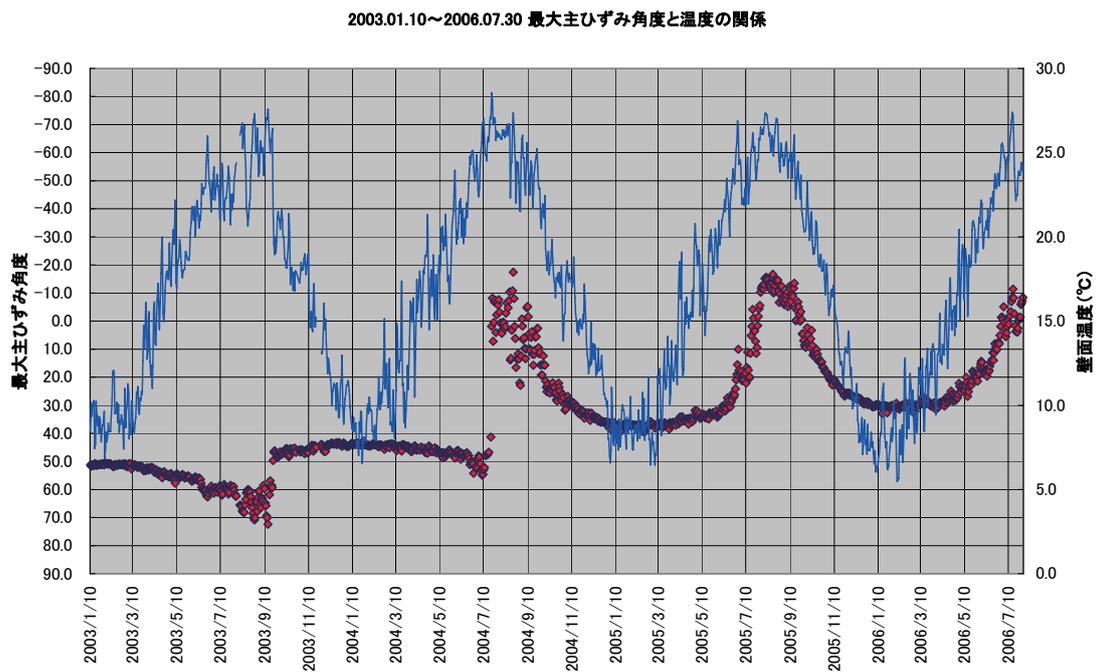


図 2.16 最大主ひずみ角度と壁面温度

(3) 地震応答計測結果

壁面モニタリングに採用している OSMOS システムは動的計測閾値を超える急激なひずみが測定された場合、動的ファイルを自動的に作成し動的データを保存するように設計されている（本計測では $10\mu\text{ Strain}$ を閾値として設定）。

本システムによるモニタリング中、幾つかの地震応答が記録されているが、そのうち 2007 年 7 月 23 日 16 時 35 分頃発生し、駒場周辺で震度 V の揺れが観測された千葉県北西部を震源とした M5.7 の地震（図 2.17 参照）によるモニタリング結果と分析結果を示す。

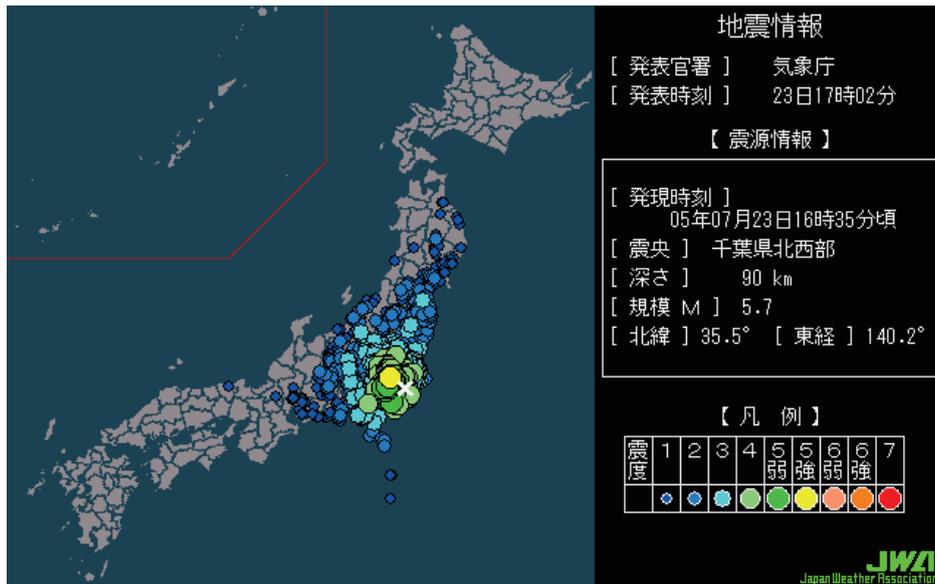


図 2.17 2005/07/23 に発生した地震情報

図 2.18 に、OSMOS システムで計測された壁面の地震応答ひずみ記録、図 2.19 に計測された地震応答ひずみをもとに地震応答のフーリエスペクトル分析の結果を示す。スペクトル分析結果から、本研究実験棟の卓越振動数は 2.25 Hz 付近に有ることが分かった。

図 2.20 に、測定結果から求めた最大、最小主ひずみ、最大せん断ひずみのトレンドを示す。最大せん断ひずみは地震応答がピークの時に発生しており約 $33\mu\text{ Strain}$ と大きな値を示している。

図 2.21 に地震応答ひずみ波形から求めた地震時の最大主ひずみの角度を、図 2.22 に主ひずみ角度の頻度分布を示す。最大主ひずみの角度の頻度分布は地震時の主ひずみの方向が 40 度と 135 度に集中している事を示している。この角度は長期連続モニタリングの結果と調和的であり、壁面に発生している斜めひび割れの角度とその角度に直交する角度にほぼ一致している。これらのことは地震時の応答も長期連続モニタリングにより観測されている変形挙動も力学的には同じであることを示唆している。

2005年7月23日16:35頃千葉県北西部を震源として発生した地震の応答記録(ひずみ)

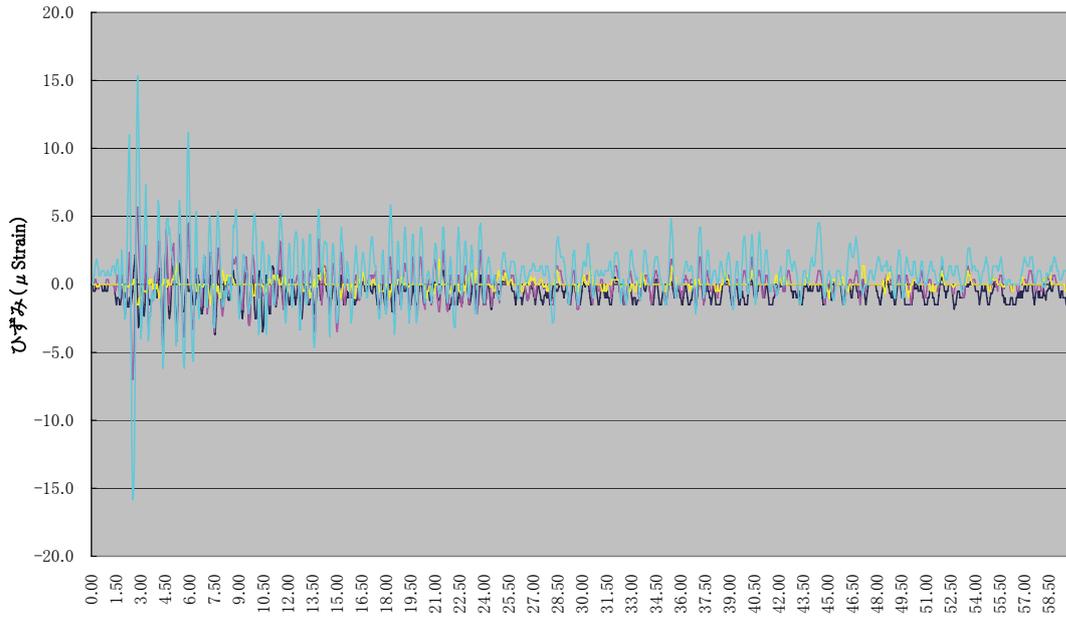


図 2.18 地震応答ひずみ波形

2005年7月23日に発生した地震の応答スペクトル(ひずみ)

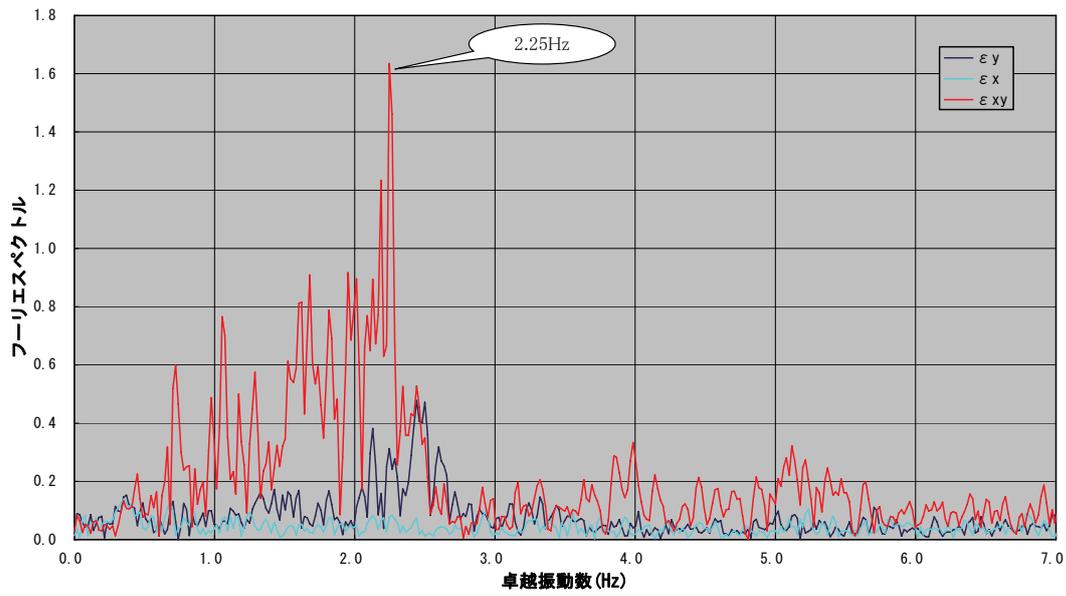


図 2.19 地震応答スペクトル

平成17年7月23日16:35頃千葉県北西部地震時 最大、最小主ひずみ&最大せん断ひずみ

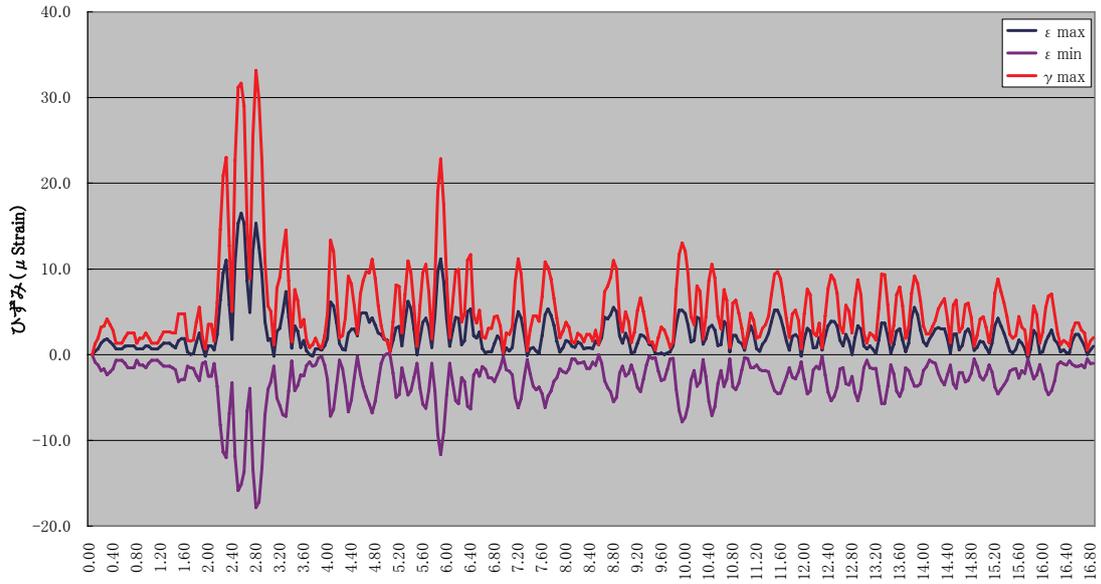


図 2.20 地震時最大応答主ひずみ, せん断ひずみ

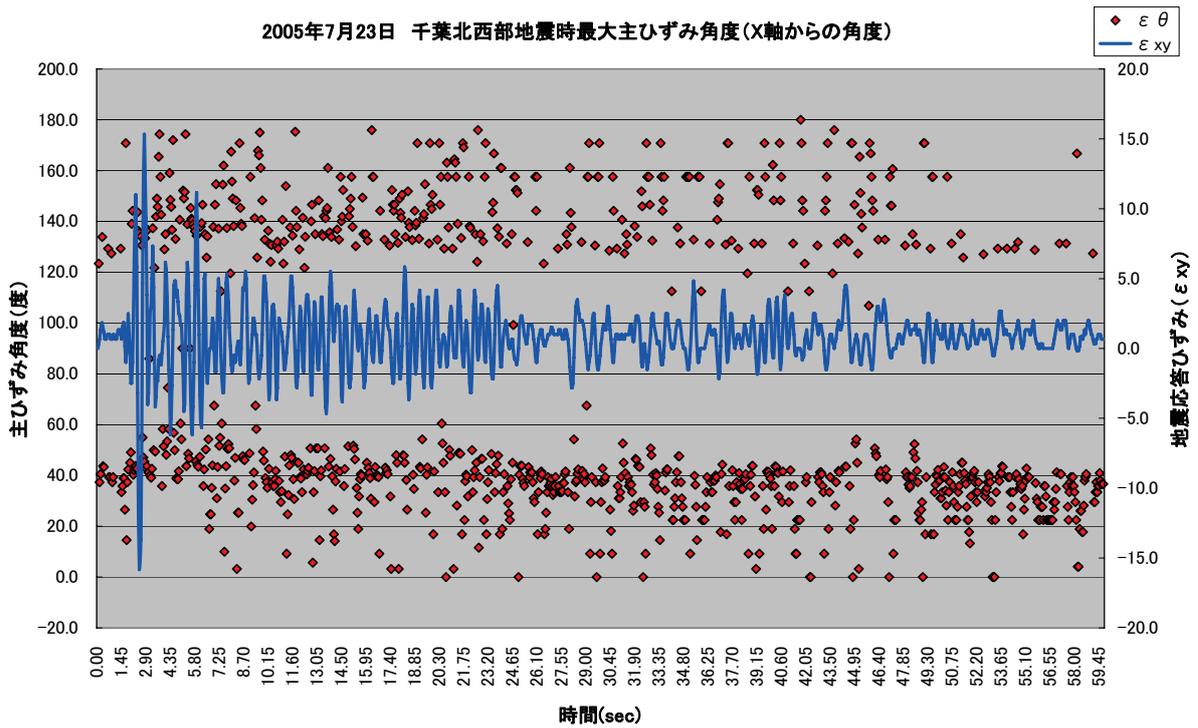


図 2.21 地震応答ひずみの最大主ひずみ角

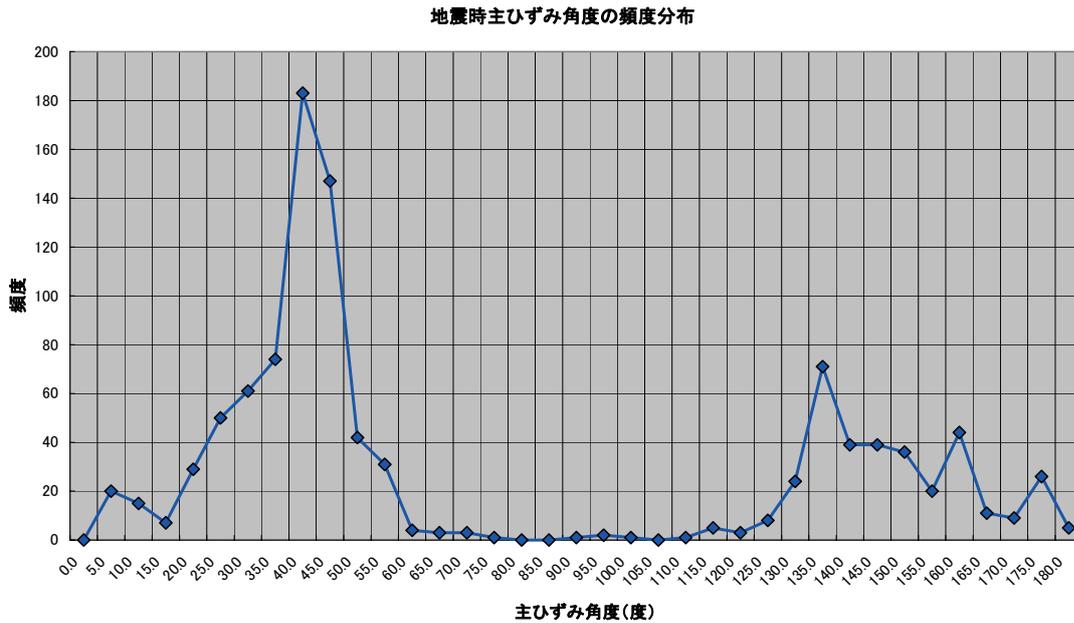


図 2.22 地震時最大応答主ひずみの角度

2.4.4 適用性の評価

地盤沈下に伴う構造物の変状計測，評価のためのデータ取得，挙動情報の取得手法として，東京大学生産技術研究所，研究実験棟地下1階鉄筋コンクリート壁面で実施している光ファイバーセンサー（OSMOS）によるコンクリート挙動モニタリング手法とデジタルカメラによるひび割れ調査手法が適用可能かどうかをそれぞれのモニタリングデータの分析結果並びにひび割れ画像解析から評価した．評価結果を以下に示す．

- ① デジタルカメラを適用したひび割れ画像解析は，ひび割れ状態，ひび割れ幅を精度良く表現できており，ひび割れ状態の追跡調査には非常に有効な手段と考える．
- ② デジタルカメラを用いたひび割れ分析は，現場で足場などの仮設機材を必要としない手法のため，定期的に画像撮影ができれば本報告で問題としている地盤沈下などの挙動が緩慢な変状調査，分析には有効な手段と考える．
- ③ ひび割れ状態の変化から沈下挙動が把握できる場合，デジタルカメラ法は非常に簡易で有効な手段と考える．
- ④ 光ファイバセンサを用いたモニタリングは，長期間連続的に構造物の挙動を監視できるため地盤沈下のような緩慢な変状を評価するためには理想的なシステムと言える．
- ⑤ 沈下に伴う構造物の挙動を変位やひずみセンサで的確に把握，評価するためには適切な評価指標を選定する必要がある．今回検討した最大主ひずみの角度（方向）や最大せん断ひずみを評価指標とする方法は動的変動の少ない土木構造物の評価には有効な指標と考える．当然のことであるが評価指標のデータが的確に計測できるセンサ設置は非常に重要である．
- ⑥ ひび割れが発達したコンクリート構造物の場合，既往のひずみゲージや変位計では計測結果にひび割れの影響が入り構造物の挙動が正確に計測できないことがあり，ある程度の計測長さのあるセンサが必要となる．

- ⑦ 構造物の評価を行う上で地震などの動的応答は非常に多くの評価情報を与えてくれるが、橋梁構造物を除き土木構造物のほとんどは地震を除き動的な外力が作用することは希である。したがって、モニタリングシステムにおいて地震などの動的現象が発生した場合は確実にその応答を保存、記録するシステムが重要である。
- ⑧ 地震応答などの外力によるひずみ挙動がない構造物の場合、温度変動と変形挙動を比較して評価する手法が有効である。但し、この手法を採用する場合、温度依存性が低いセンサを採用する必要がある。
- ⑨ 今回検討した光ファイバシステムはこれらの何れの条件も満足しており、地盤沈下に伴う構造物の変状計測に適用できるものと判断できる。

3. 補強土壁（テールアルメ）の性能評価に関する計測技術の検討

3.1 概要

対象構造物は、胆沢ダム工事用のコアグリズリヤードに使用された仮設の補強土壁（テールアルメ）であり、重力式コンクリート構造物の取り付けの補強土壁である（図 3-1 参照）。本構造物は、岩手・宮城内陸地震により被災を受け、重力式コンクリート構造物の滑動変形に伴い、補強土壁の裏込め材の流出、また壁面が前に押し出された結果、地表面が 1m 程度沈下した事例である¹⁾。

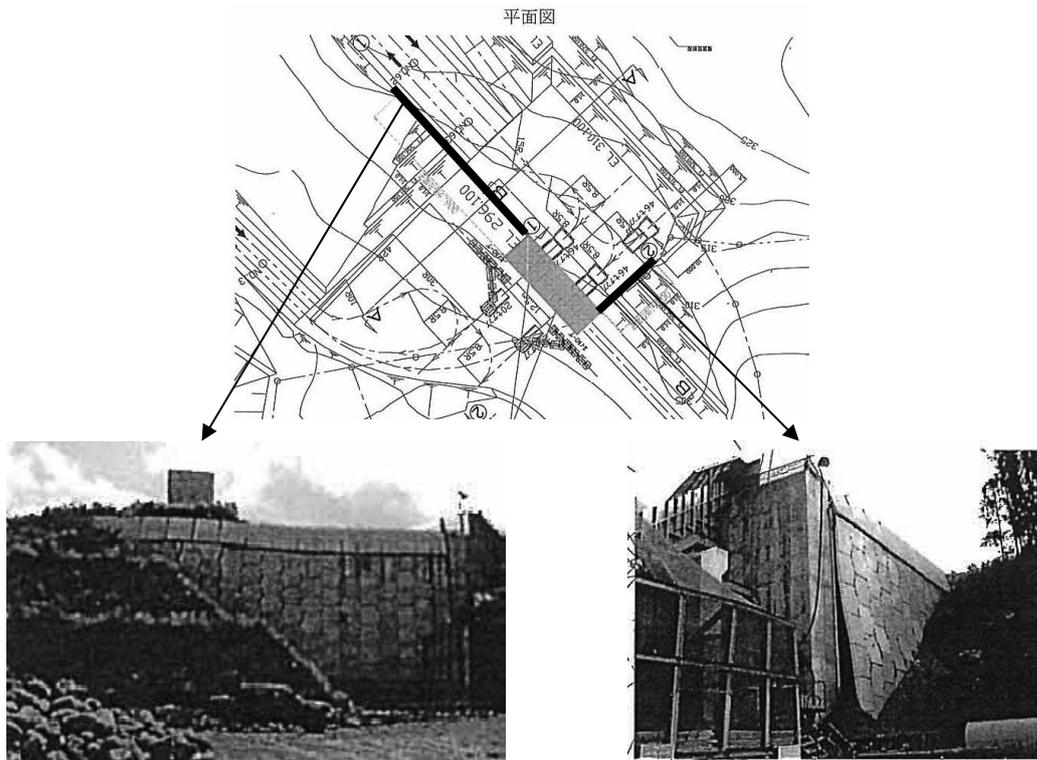


図 3.1 対象構造物の変状状況

一般に、被災した補強土壁の調査は、壁面材の変状、はらみだしや目地開き等の変形、土砂の流出等の外観観察を主として行われる⁴⁾。また、構造物の性能評価のために、補強材の引抜き試験、あるいはボーリング調査（N 値、地下水位、孔内検層）等が必要に応じて実施される程度である。本構造物は、通常見ることができない補強土壁内部の状況、すなわち緩みや裏込め材の沈下に伴う接合部材の状況等が解体撤去時に詳細に調査されている³⁾。ただし、被災を受けた一般の構造物ではこのような補強材等の内部状況を直接確認できない。したがって、非破壊調査によってこのような補強土壁内部の状態を明らかにすることができれば、性能評価において有効な情報になると考えられる。そこで、一般にコンクリート構造物に用いられる非破壊手法による現地調査を実施し、健全性の評価が難しい補強材（ストリップ）の変状、またコンクリートスキンの健全性ならびにスキン背面の地盤状態の評価の可能性について検討した。

3.2 弾性波によるストリップの変状評価

3.2.1 調査概要

本調査では、ストリップ端部に弾性波を発生させ、反射波等の波形解析結果からストリップの破断や変形状態の評価を試みた。

図 3.2 にテールアルメ補強土壁の部材概要、図 3.3 に弾性波による測定の概念図を示す。図 3.3 に示すように、ストリップ端部の弾性波を発生させ、ストリップ中に伝播した波を AE センサや広帯域超音波センサによって収録し、波形の解析を行ってストリップの健全性を評価する。

図 3.2 に示すように、ストリップはコンクリートスキンにあらかじめ埋設されたストリップの取付け用の鋼製冶具とボルトによって接続されている。コンクリートスキン表面からの弾性波の入力および波形計測ではストリップの補強土内での変状の評価は難しいと考えられ、少なくとも取付け用鋼製冶具もしくはストリップを露出させる必要があると想定した。今回の調査では、鋼製冶具を取り除き、ストリップ先端を露出した状態で行った（図 3.3 のⅡ、写真 3.1 参照）。

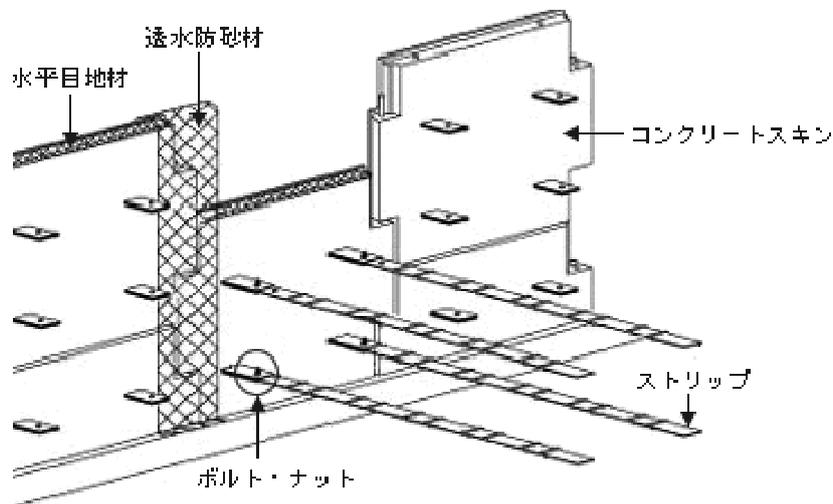


図 3.2 テールアルメ補強土壁の部材概要⁵⁾

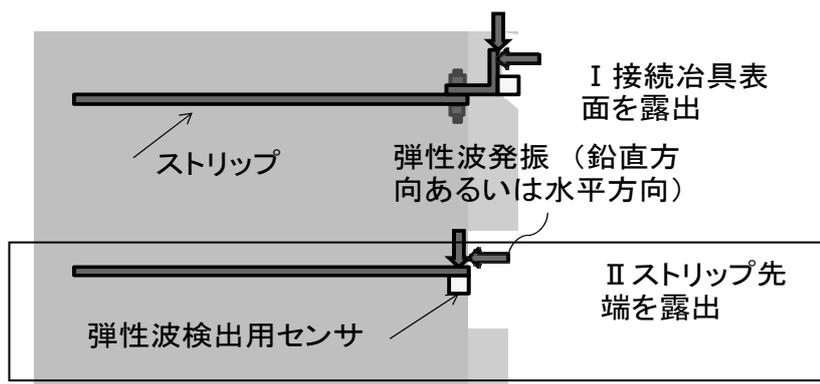


図 3.3 弾性波による測定の概念図



写真 3.1 センサの取付け状況

表 3.1 に弾性波によるストリップ変状の測定概要を示す。弾性波の発振手法は超音波発生器および鋼球による打撃であり、鋼球には径 3~12.5mm の 7 種類を用いた。受振センサの種類には 30kHz 共振型センサおよび広帯域超音波センサを用い、 $2\mu\text{sec}$ で取得した波形データから反射波の到達時間を求めてストリップの長さを推定した。なお、ストリップの詳細な状態は文献 1) に示されているが、図 3.4 に示すように、対象としたストリップは、スキン表面から 2m 程度の位置で 40cm 程度の引込み (スキンとストリップの接続位置を基準) が観察されている状態である³⁾。

表 3.1 弾性波によるストリップ変状の測定概要

センサ種類	発振手法	波形データ取得方法	波形解析方法
① 30kHz 共振型 AE センサ	超音波発生器	加振用センサは受信センサの近傍に設置, 5 秒間連続加振し, 2μsec の間隔でデータを収録	反射波の到達時間を求めてストリップの長さを推定 ・時系列 ・短時間フーリエ変換 (short-time Fourier transform) $L=V*(t2-t1)/2$ L:ストリップの長さ V:縦波伝播速度 t1:発振波の初動到達時間 t2:反射波の初動到達時間
② 広帯域超音波センサ			

*ストリップの縦波伝播速度は 5,000~6,000m/sec の範囲内と想定

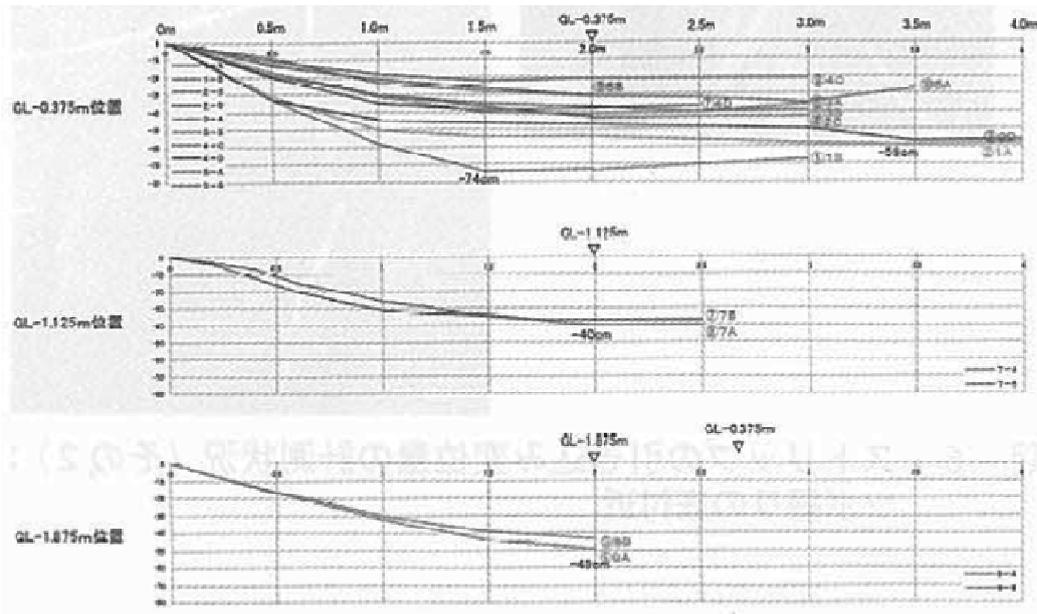


図 3.4 ストリップの引き込み状況³⁾

3.2.2 試験結果

表 3.2 に試験結果一覧, 図 3.5~3.12 に波形測定結果を発振方法毎に示す. 発振方法が超音波発生器およびφ12.5mm の鋼球の場合には反射波の特定ができず, φ9.5 およびφ11mm の鋼球の場合には, 広帯域センサもしくは AE センサでの確認が困難であった. φ3~8mm の鋼球の場合には反射波を特定することができ, φ3mm の鋼球と AE センサによる組み合わせが反射波を識別しやすい結果であった. ストリップの縦波の伝搬速度を 5000~6000m/sec とすればストリップの推定長さは 8~9.6m となる. 設計における対象ストリップの長さは 8.5m であるので, 計測対象のストリップは少なくとも補強土内部において破断はしていない状況が想定でき, この結果は掘削による目視観察の結果と一致する.

表 3.2 試験結果一覧

発振方法	ストリップ推定長さ(m)			備考
	v=5000m/sec	v=5500m/sec	v=6000m/sec	
超音波発生器	不可	不可	不可	波エネルギーの減衰が大きい
Φ3mm 鋼球	8	8.8	9.6	
Φ5mm 鋼球	7.25	7.98	8.7	
Φ6.5mm 鋼球	8.5	9.35	10.2	
Φ8mm 鋼球	7.75	8.53	9.3	
Φ9.5mm 鋼球	7.25	9.98	8.7	広帯域センサの確認が困難
Φ11mm 鋼球	7.25	7.98	8.7	AE センサの確認が困難
Φ12.5mm 鋼球	反射波確認できず			センサ接触が悪い, もしくは周波数感度良くない

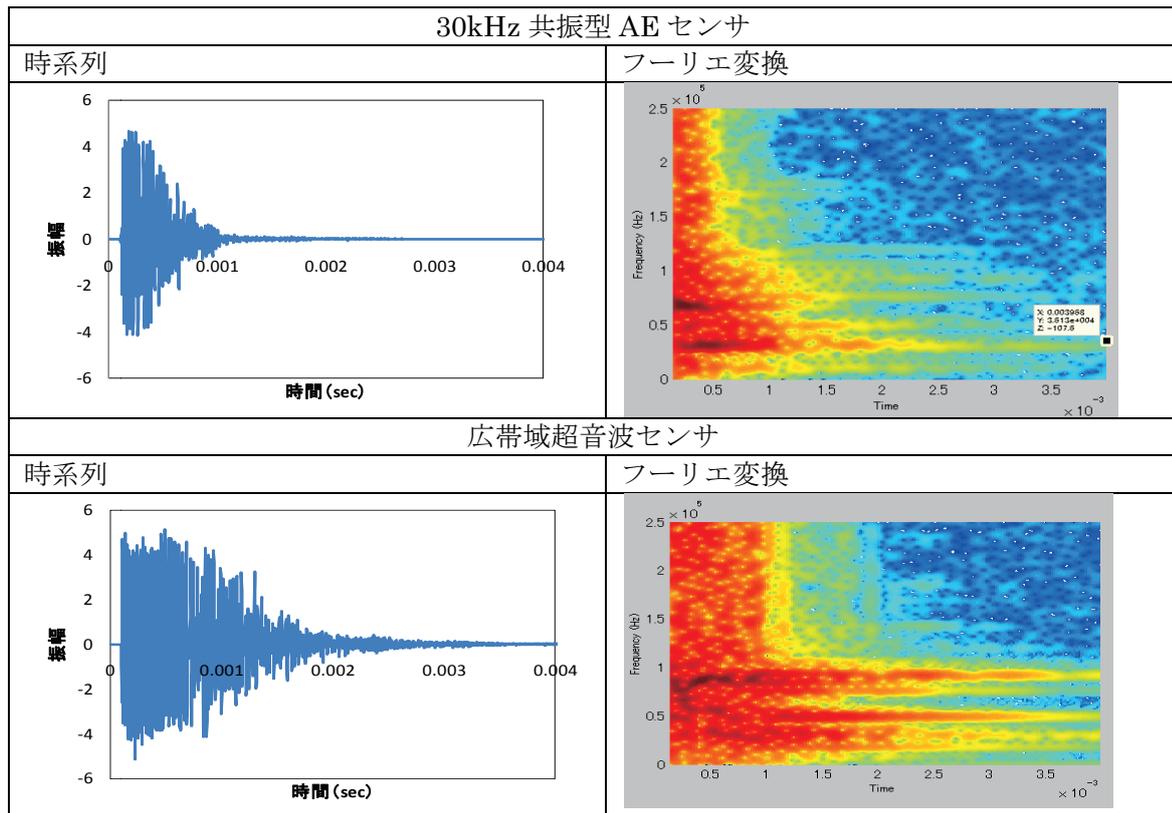


図 3.5 試験結果その 1 (超音波発振器)

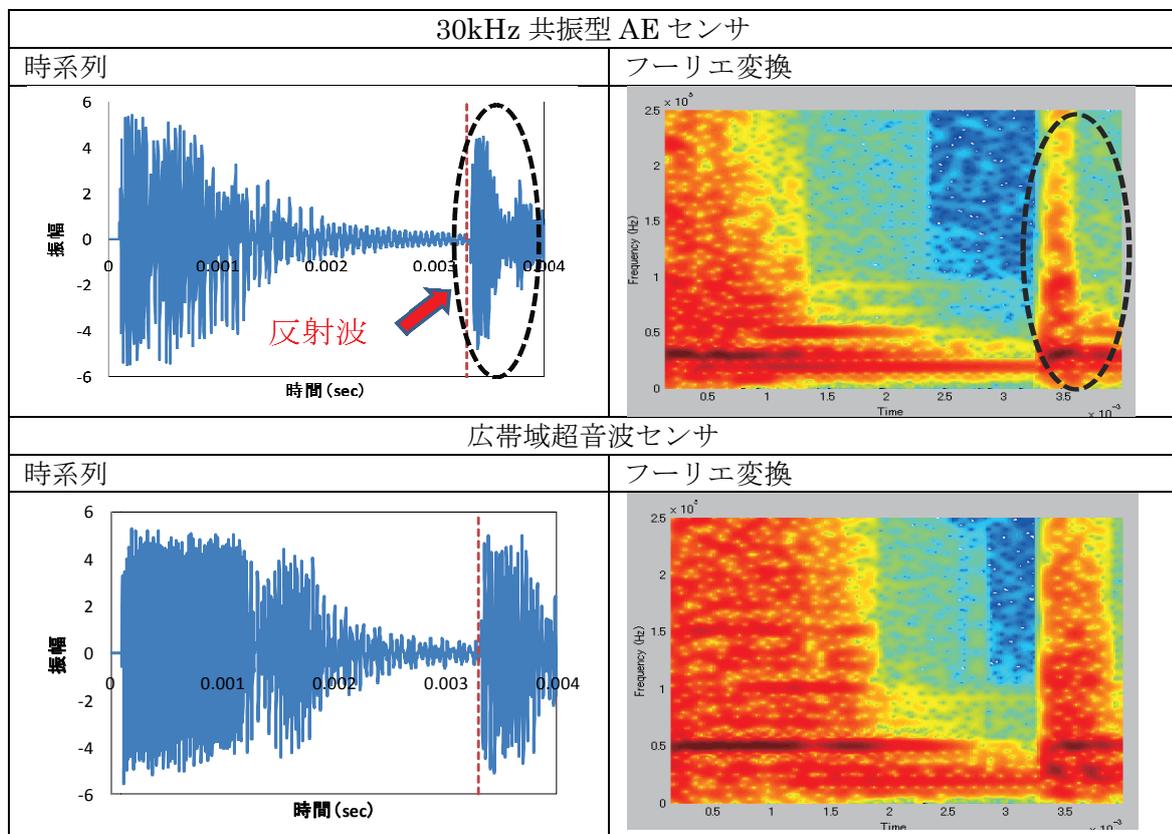


図 3.6 試験結果その 2 (鋼球 3mm)

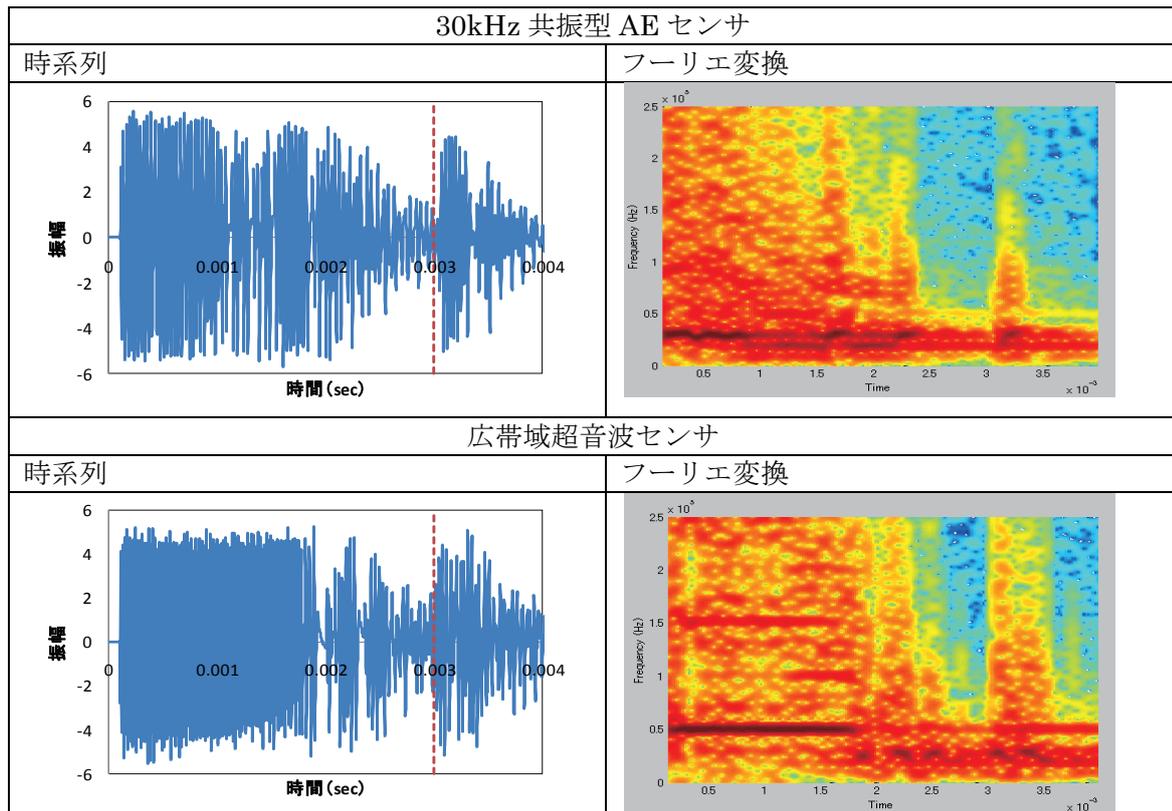


図 3.7 試験結果その 3 (鋼球 5mm)

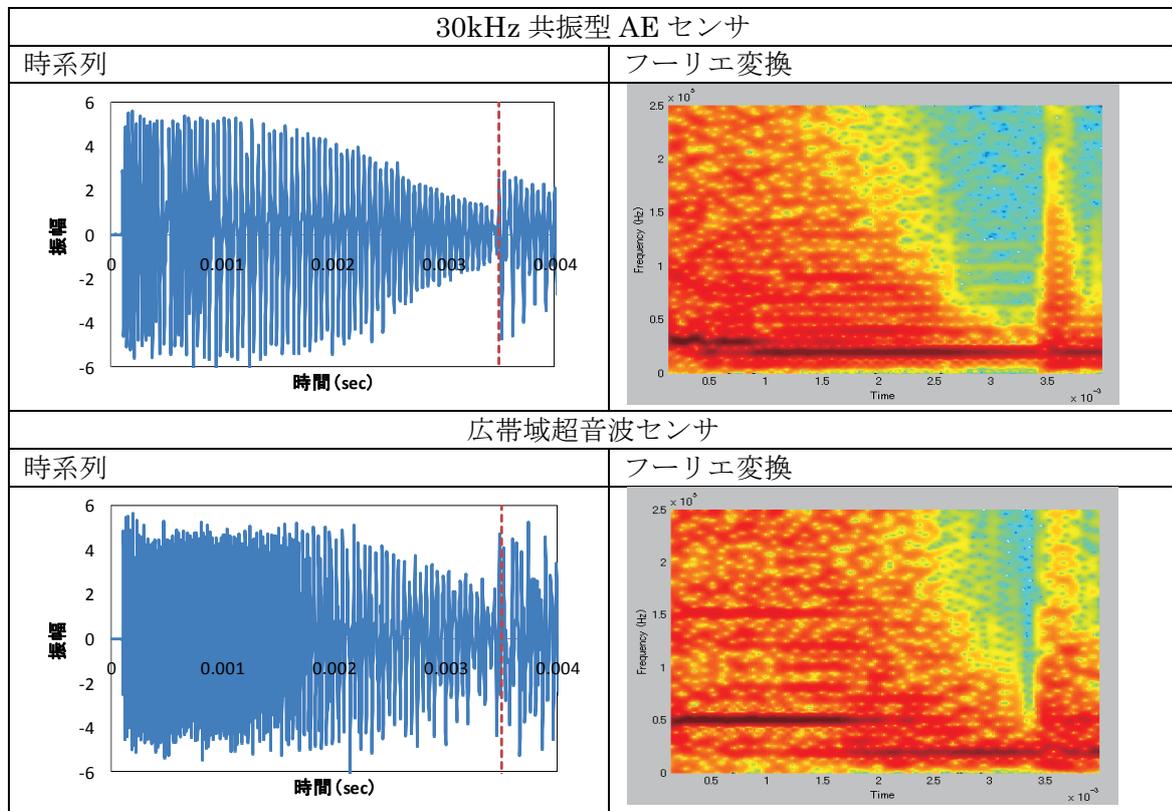


図 3.8 試験結果その 4 (鋼球 6.5mm)

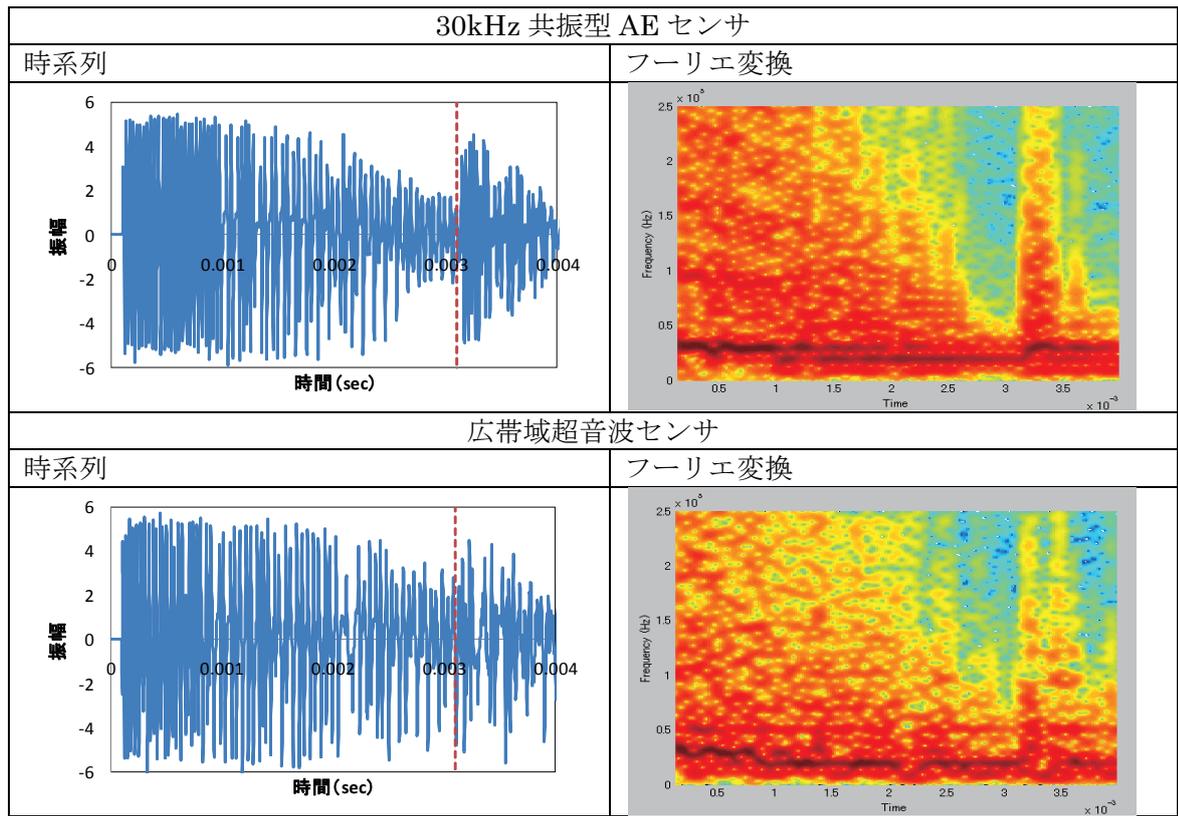


図 3.9 試験結果その 5 (鋼球 8mm)

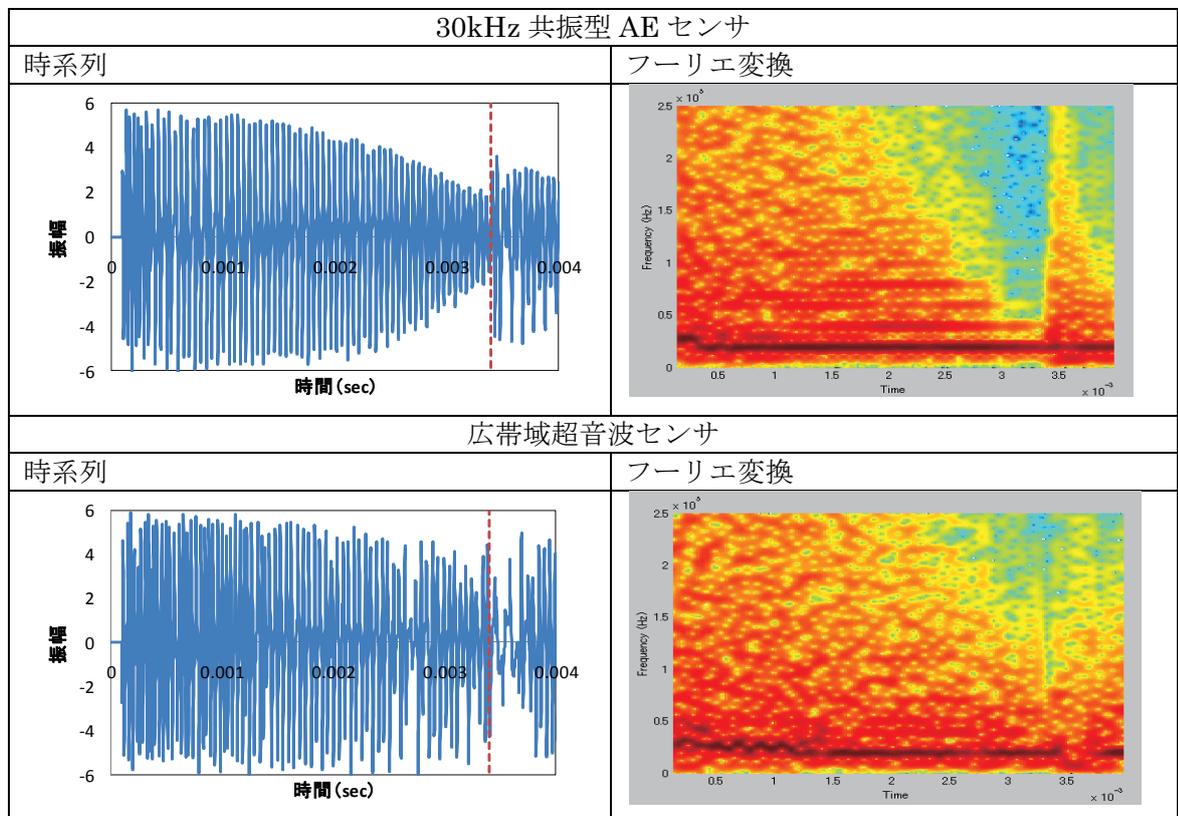


図 3.10 試験結果その 6 (鋼球 9.5mm)

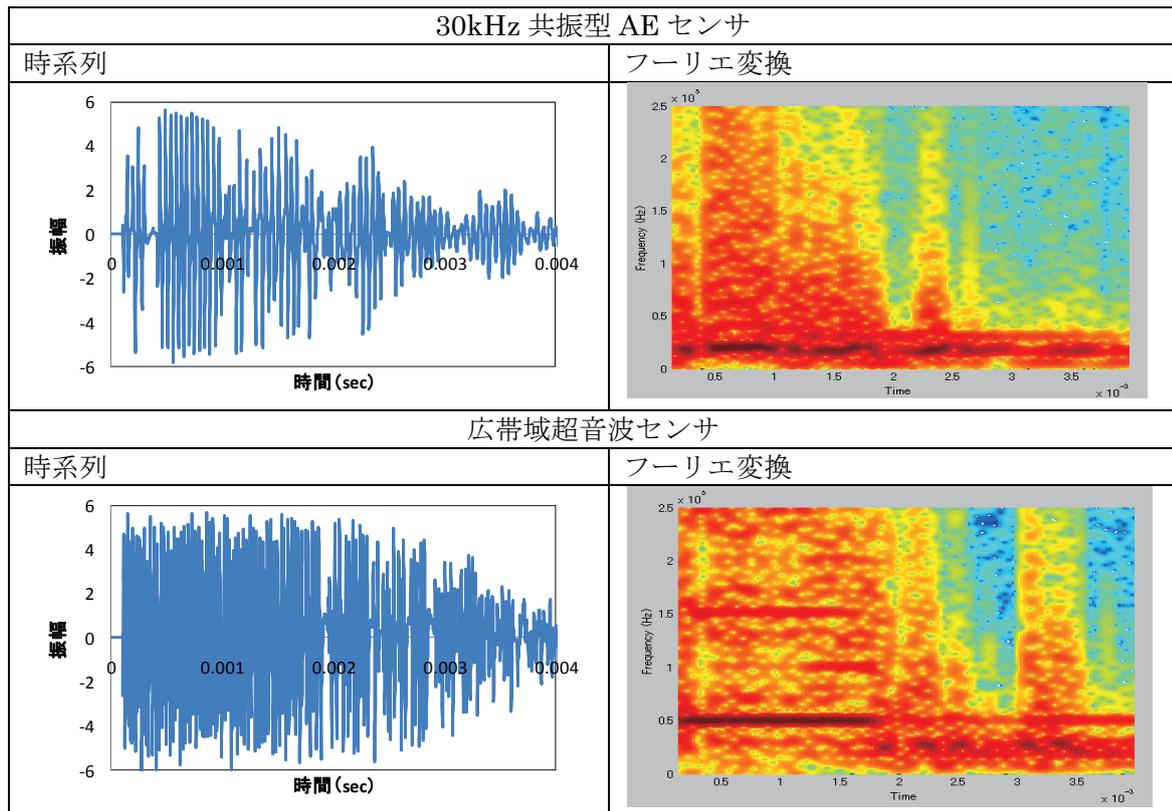


図 3.11 試験結果その 7 (鋼球 11mm)

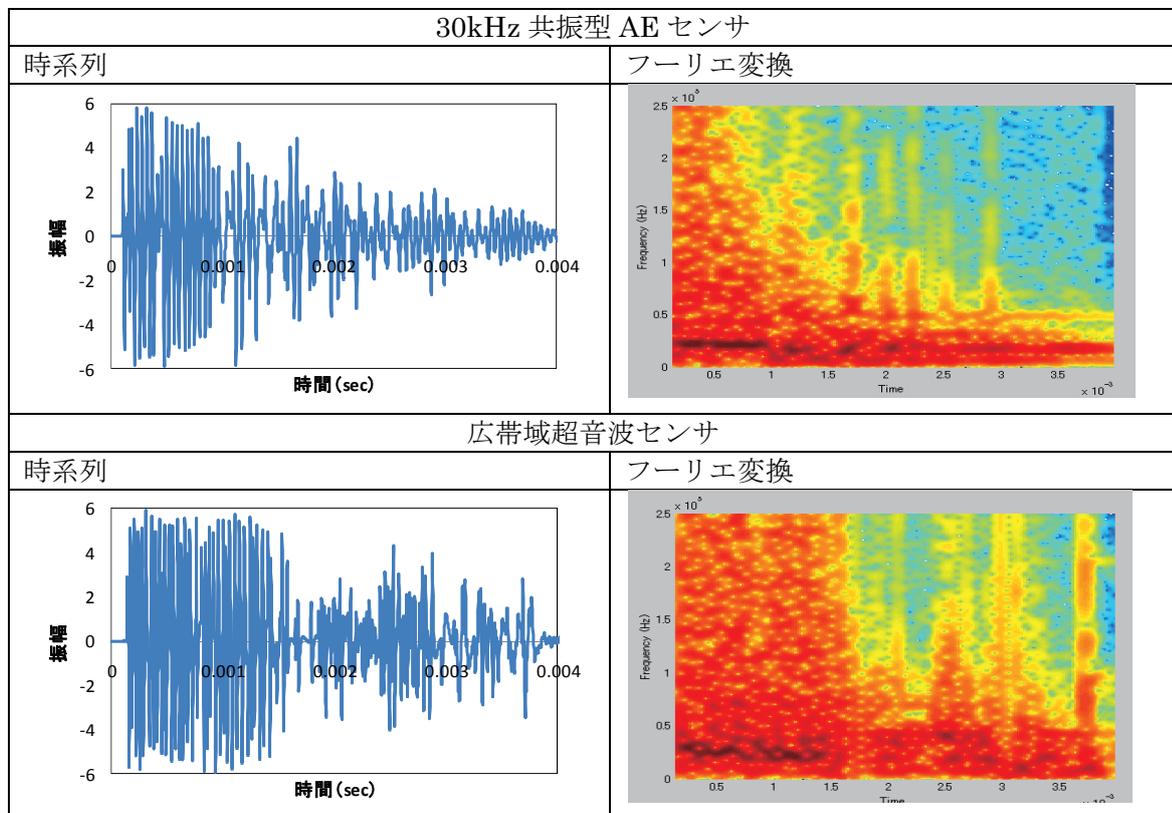


図 3.12 試験結果その 8 (鋼球 12.5mm)

3.2.3 ストリップの変状評価に関する解析的検討

3.2.2 で示した試験結果によれば、弾性波を用いる非破壊手法により、ストリップの破断の有無は評価可能であることが示された。ただし、今回の計測はストリップ 1 本を対象としたものであり、健全な状態のストリップの測定結果との比較検討等ができず、ストリップの変形、亀裂等の情報が本手法によって得られるかは不明である。そこで、ストリップが補強土内部で変形した場合や一部に亀裂が生じた場合に、これらの変状を弾性波によって評価可能であるかについて解析的検討を行った。

図 3.13 に、シミュレーションモデルの概要、図 3.14 にシミュレーション結果を示す。検討では、ストリップに変形、および亀裂が発生した場合を想定し、健全な状態を含めて全 4 ケースについてシミュレーションを行った。図 3.14 に示すように、ストリップに不具合がある場合、反射波の到達時間および波形は健全なものとは比べ変化することが分かる。これらの結果は、健全なストリップの波形と比較検討することなどにより、弾性波による方法で、ストリップの破断の有無のみならず、内部における変形や亀裂の有無を評価できる可能性を示していると考えられる。

図 3.13 シミュレーションモデルの概要

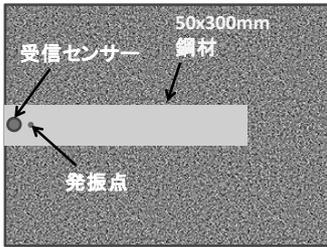
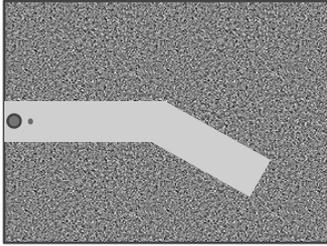
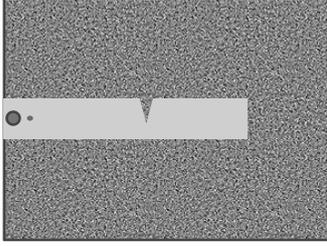
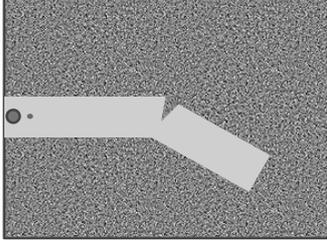
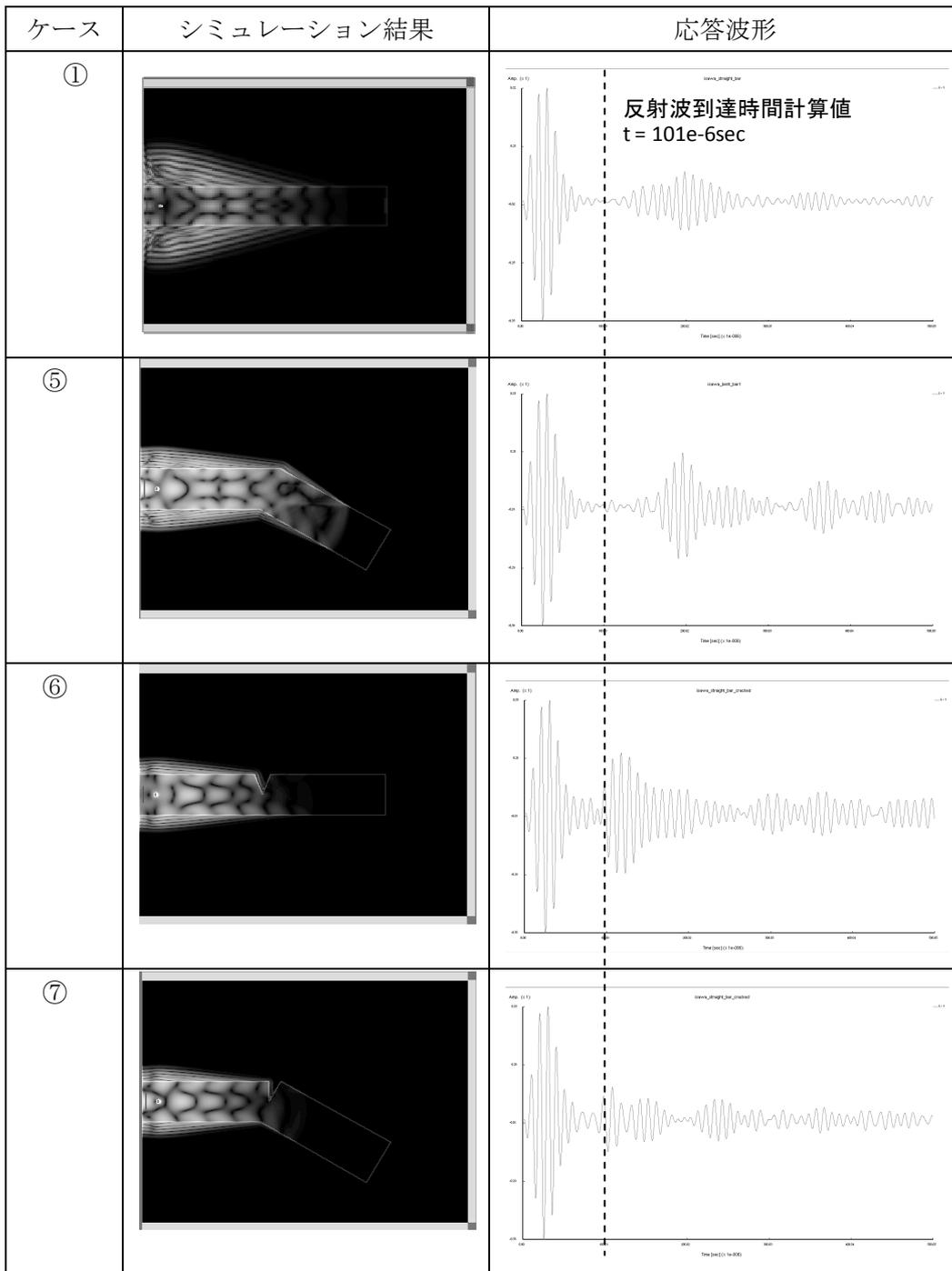
ケース	ストリップの状態	2次元モデルのイメージ
①	健全 (変形, 亀裂なし)	
②	変形あり	
③	亀裂あり	
④	変形, 亀裂あり	

図 3.14 シミュレーション結果



3.3 コンクリートスキン表面における非破壊評価

3.3.1 概要

本試験は、コンクリートスキン表面にセンサを配置し、弾性波の伝搬速度等から、スキン自体の健全性の評価、また空洞や緩み等の背面土の状態評価の可能性を検討することを目的として実施したものである（図 3.15 参照）。調査対象としたコンクリートスキンは、目視において表面変状は確認できない状態であり、背面土の有無、すなわち背面土がある状態と、ストリップの調査掘削を行い背面土のない状態の 2 ケースのスキンを対象とした。

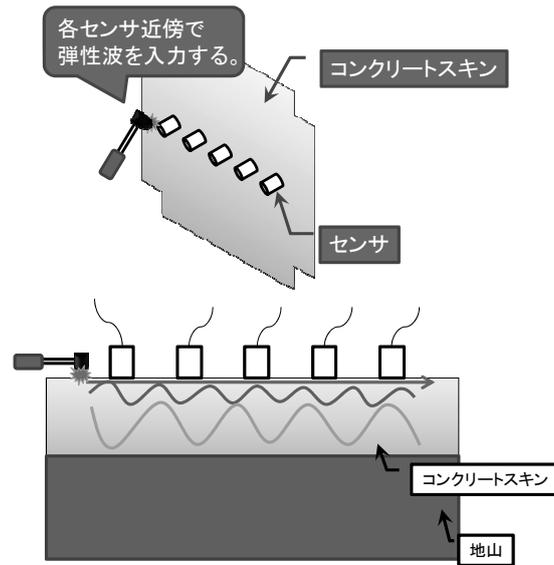


図 3.15 試験の概念図

3.3.2 試験概要

図 3.16 にセンサの配置図、表 3-3 に弾性波の入力および測定方法について示す。スキン表面に加速度センサを 150mm 間隔で配置し、両端部の加速度センサ近傍において鋼球によって弾性波を入力した。

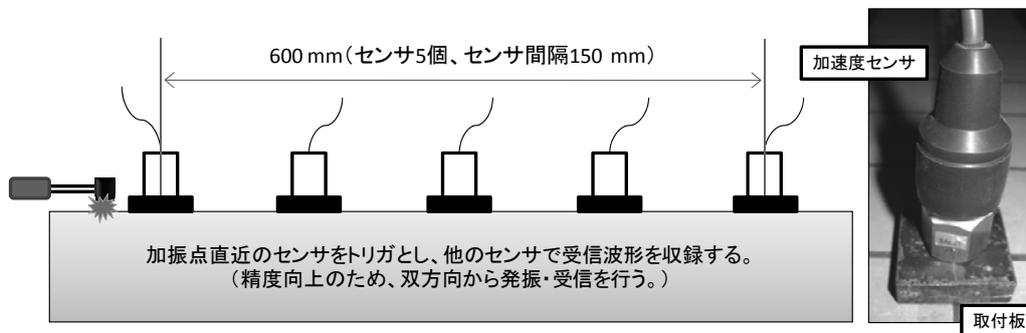
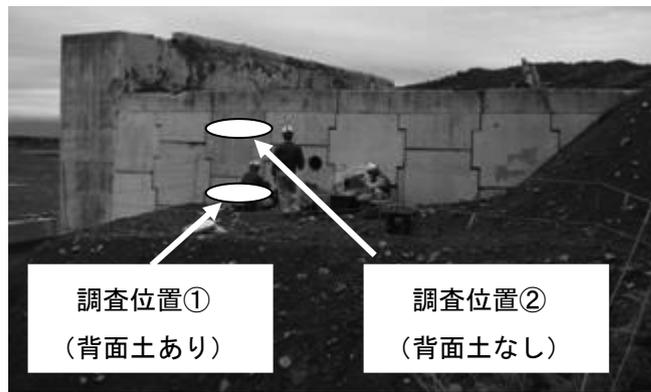


図 3.16 コンクリートスキン表面の加速度センサの配置状況

表 3.3 弾性波の入力および測定方法

項目	概要
加速度センサ	共振周波数：45kHz 取付け鋼板をスキンに接着し，ネジにより設置
弾性波入力	鋼球ハンマによる加振 φ15, 35, 45mm の3種類 連続打撃（5sec）により入力
波形収録	データロガーにより 5μsec で収録 約 20 個の波形を重合処理し，ノイズを低減



調査位置①の測定状況



調査位置②の測定状況

写真 3.2 計測状況

3.3.3 試験結果および考察

(1) 縦波伝播速度による評価

図 3.17 に縦波伝播速度による評価の概念図を示す。初動の到達時間差と伝播距離から、縦波 (P 波) の伝播速度を算出し、スキン表面に開口ひび割れなどが存在する場合には、直進する弾性波が遮断され回折波のみが通るので、伝播距離がひび割れ深さの増加に伴い長くなる。その伝播距離の増加分を到達時差によって計測することで、ひび割れの深さを推定する。

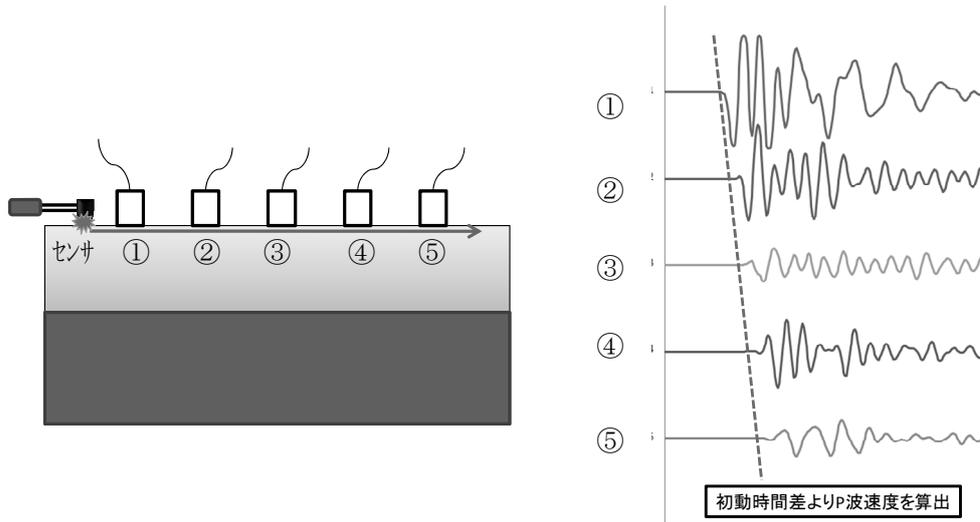


図 3.17 縦波伝播速度による評価の概念図

図 3.18 に、縦波伝播時間とセンサ位置 (距離) の関係の一例として鋼球 $\phi 15\text{mm}$ の測定結果を示す。図に示すように、到達時間差と距離の相関は高く、一定の伝播速度であることが分かる。また、一般的に良質とされるコンクリートでの伝播速度の目安 (4,000 m/sec) から、両測線とも目視による結果と同様に、伝播速度でも健全であると判断できる。

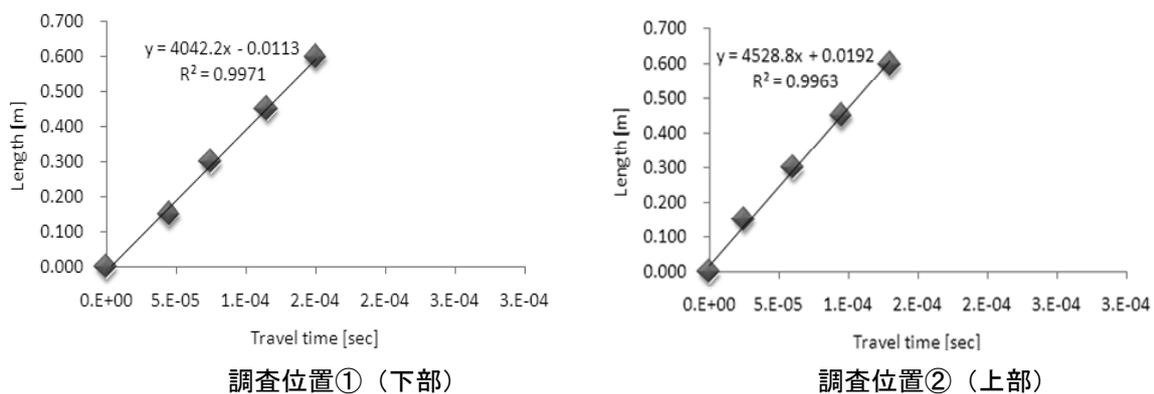


図 3.18 縦波伝播時間と距離の関係

(2) 表面波伝播速度による評価

図 3.19 に表面波による内部状態の評価の概念図を示す。入力された弾性波の中でエネルギーの大半を占める表面波 (Rayleigh 波) は、表面から波長に相当する深さまでが影響範囲であり、目視確認できない背面側の変状の有無や程度の検出が可能となる。表面波の周波数が低いほど、よ

り深いところまで評価可能となるため、表面波の波長を定量的に把握することが重要である。表面波は縦波よりも伝搬速度が遅く（P波速度×0.57程度）、距離が長いほど分離しやすく、収録した波形間の相関性（ピーク到達時間差）から伝播速度を算出する。

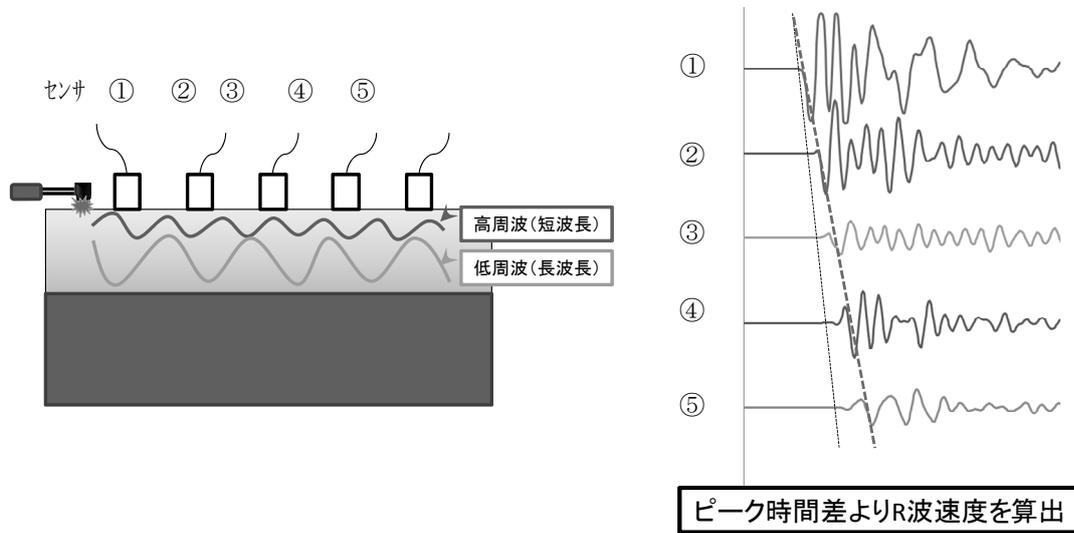


図 3.19 表面波による内部状態の評価の概念図

図 3.20 に、表面波の到達時間差と距離の関係を示す。両者の関係は相関が高く、一定の伝播速度である。健全なコンクリートの表面波速度のおおよその目安は 2,280 m/sec 程度（縦波伝播速度 4,000 m/sec×0.57）であるため、波長に相当する深さにおいても大きな変状はないと考えられる。

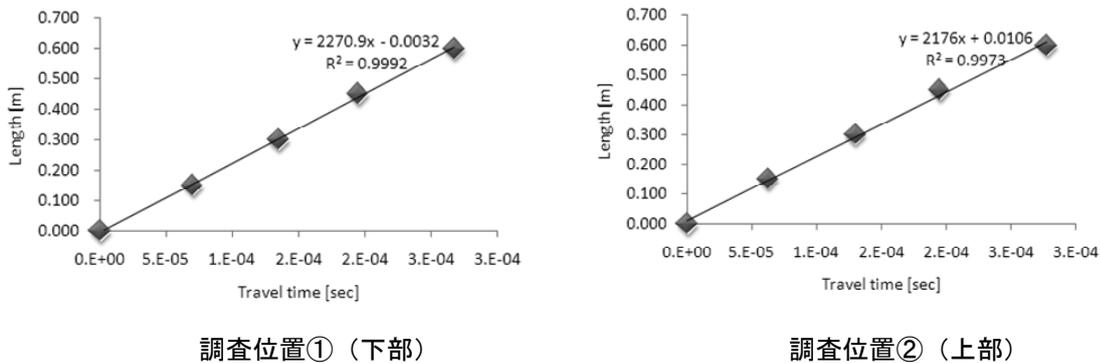


図 3.20 表面波の到達時間差と距離の関係

表 3.4 に、各鋼球による入力弾性波の卓越周波数および波長を示す。波長の分析は、図 3.21 に示すように、収録波形から表面波初動以外の振幅を除去した波形から卓越周波数を求めている。最も短い波長（高い周波数）と考えられた $\phi 15 \text{ mm}$ の鋼球で計測された卓越周波数でさえ、コンクリートスキン厚（0.150 m）を超える計算値が得られた。 $\phi 35 \text{ mm}$ 、 $\phi 45 \text{ mm}$ の鋼球ではそれ以上に長い波長であると考えられ、位相速度データはばらつきが非常に大きく（特に約 5 kHz 以下）信頼性に欠けるものと考えられる（図 3.22 参照）。したがって、本検討のみからはコンクリートスキンに加え裏込め土の状態を表面波（Rayleigh 波）理論で議論できるかは不明確であり、これについては詳細な検討が必要である。

表 3.4 卓越周波数および波長の算出結果

鋼球径 [mm]	卓越周波数 f [kHz]	波長（概算）※ λ_d [m]
15	7~12	0.190~0.326
35	3~6	0.380~0.760
40	2~4	0.570~1.140

※表面波速度 C_R は 2,280 m/sec として算出

$$\lambda_d = C_R / f$$

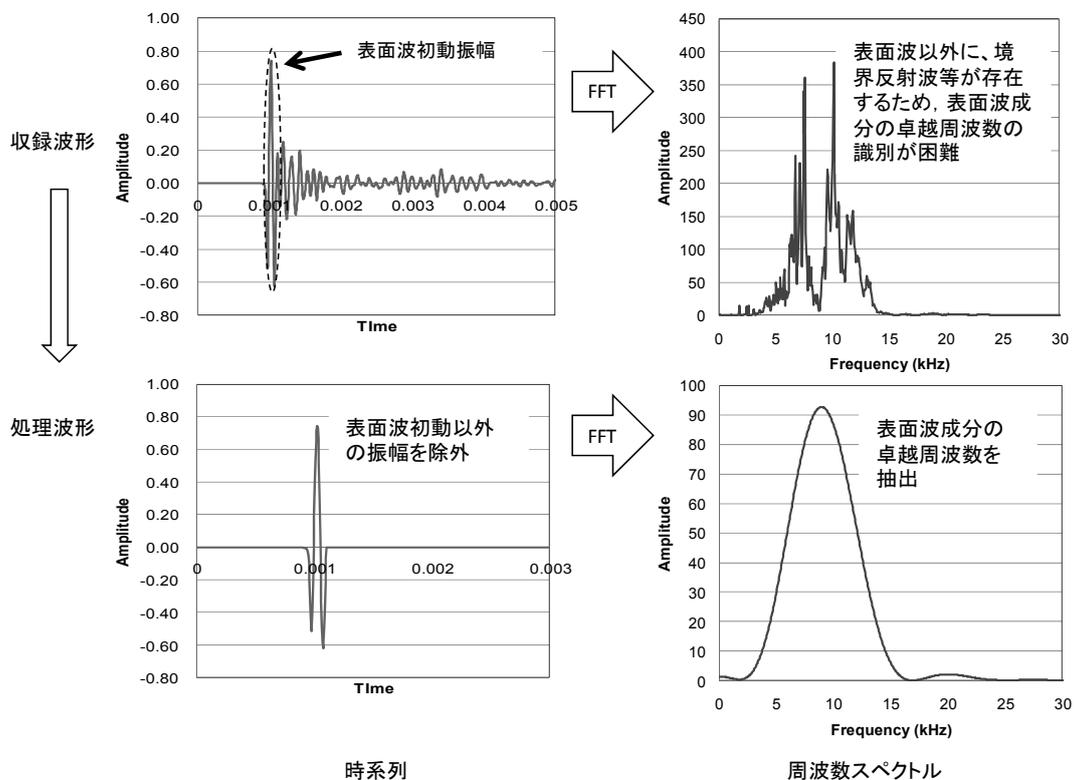


図 3.21 卓越周波数の分析方法

位相速度の算出方法

表面波の卓越周波数における位相差 ($\Delta\theta$) より、
表面波位相速度を算出

波形の周期を T [sec], その時間差を Δt [sec] とすると、
位相差 $\Delta\theta$ は式(1)となる. $\Delta\theta = \Delta t / T \cdot 2\pi$ (1)

周波数: f [Hz] = $1/T$ より

$$\Delta\theta = \Delta t \cdot f \cdot 2\pi$$

$$\Delta t = \Delta\theta / 2\pi f \quad (2)$$

位相速度: V_{ph} [m/sec] = $\Delta L / \Delta t$ に(2)を代入すると

$$V_{ph} = \Delta L / (\Delta\theta / 2\pi f)$$

$$= \Delta L \cdot 2\pi f / \Delta\theta$$

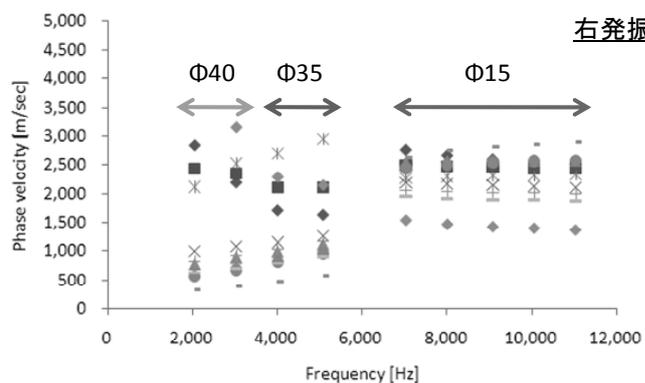
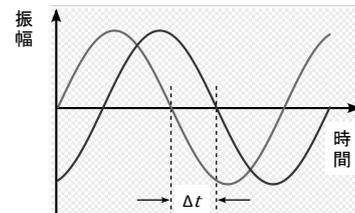


図 3.22 位相速度の算出結果の一例

3.4 まとめ

非破壊評価によって補強土壁内部の状態を明らかにすることができれば、性能評価において有効な情報になると考えられることから、本調査では、地震による被災を受けた補強土壁を対象とし、一般にコンクリート構造物に用いられる非破壊手法による現地調査を実施した。具体的には、健全性の評価が難しい補強材（ストリップ）の変状、またコンクリートスキンの健全性ならびにスキン背面の地盤状態の評価の可能性について検討した。

その結果、弾性波による方法により、ストリップの破断の有無を把握できること、またこれを検出するための適切なセンサの組み合わせを把握することができた。また、ストリップの変形や亀裂の有無など、より詳細な状態の評価できる可能性があることを解析的に示した。また、コンクリートスキンの自体の健全性については一般のコンクリート構造物と同様に弾性波によって評価可能であることが確認された。

本調査で得られたデータは限定的なものであり、今回用いた手法による評価を行っていくためには詳細な検討が必要であるが、このような計測手法を適用することにより、補強土壁の性能評価の高度化に寄与できるものと考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会：トンネルの維持管理，トンネルライブラリー14，2005.7
- 2) 奥要治，堀地紀行，小泉淳，平岡慎雄：光ファイバケーブルによるシールド近接交差計測と既設トンネルの断面力解析，トンネル工学論文代 15 巻，pp107-114，2005.12
- 3) 佐藤雅宏，太田均，苗村正三：補強土壁の次世代技術への新たな試みー大変形を受けた胆沢ダム補強土壁の性能レベルと限界状態ー，土木技術，vol.65，No.12，pp54~59，2010.12
- 4) 財団法人土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル第 3 回改定版，2003.11
- 5) JFE 商事テールワン株式会社：技術情報ライブラリー08.04

東京大学 生産技術研究所
都市基盤安全工学国際研究センター
〒153-8505 東京都目黒区駒場4-6-1
<http://icus.iis.u-tokyo.ac.jp/>
E-mail: icus@iis.u-tokyo.ac.jp

Tel: (+81-3)5452-6472

Fax: (+81-3)5452-6476