

# 機械学習を用いた通信地下管路の 地震被害推定手法の構築

伊藤 陽



# 目次

1	緒言	1
1.1	通信基盤設備の概要および課題	1
1.2	通信に用いられる地下管路の詳細	2
1.3	過去の地震における通信管路設備の被害状況	7
1.4	通信における震災対策の手法	8
1.5	通信以外の管路被害の予測手法	10
1.6	管路劣化に関する既往研究	12
1.7	本研究の目的と構成	14
2	データベースの構築および分析	19
2.1	対象となるデータ	19
2.2	設備情報	23
2.3	地盤等管路設置場所の情報	30
2.4	地震動の情報	44
3	機械学習による地震被災予測モデル構築	68
3.1	概要	68
3.2	機械学習アルゴリズム	70
3.3	4 地震データのモデル作成結果	73
3.4	作成モデルの特徴分析	82
3.5	4 地震モデルを用いた熊本地震被害予測	86
3.6	液状化と断層を踏まえたモデルの修正	93
4	腐食の管路耐力への影響	99
4.1	概要	99
4.2	耐力低下定量化試験	99
4.3	マンホール環境下での腐食速度の定量化	105
4.4	腐食の耐震性能への影響	112
5	腐食予測のための予測モデル構築および地震被災予測への応用	114

5.1	概要 . . . . .	114
5.2	基となるデータベース . . . . .	114
5.3	機械学習による予測モデル構築 . . . . .	122
5.4	劣化を加味した金属管被害予測モデル . . . . .	131
6	結論	134



# 1 緒言

## 1.1 通信基盤設備の概要および課題

日本においては通信の信頼性を維持するために多様かつ大量の土木設備が存在している。これらは通信基盤設備と呼ばれ通信ビルから通信サービスを受ける顧客まで通信ケーブルを防護するために、とう道、マンホール、管路などから構成される。構成例を図 1.1 に示す。この通信基盤設備はその多くが高度経済成長期に建設されたものであり、例えばマンホールであれば 2030 年には約 8 割が建設後 50 年を超え<sup>[1]</sup>、継続的な使用が可能であるかを見定める必要があるといえる。一方で通信基盤設備はマンホールが約 68 万個、とう道が約 650 km、管路が延べ約 62 万 km 存在しており、大半は必要な機能を有していることからこれら全てを無計画に更改していくことは効率的ではない。このことから通信基盤設備に対し、どの設備がいつ、どのように劣化・損傷するのか把握することが最も重要な課題となっている<sup>[2]</sup>。

劣化の予測においては設備個々の設置環境などに基づいた詳細なものが必要となっており、これらの研究が進められている。例えばマンホールの鉄蓋は表面が規定以上に摩耗した際などに対策が必要となるが、これに対して全設備を定期的に点検していたものを個別の状況によって劣化しやすいグループと劣化しにくいグループに分け点検周期を分けるなどの運用を行えるようになってきている<sup>[3]</sup>。他に鉄筋コンクリートを用いたマンホール躯体の劣化予測も同様に行われており、マンホールの鉄筋露出後の劣化要因を特定し、劣化しやすいマンホールを特定している<sup>[4]</sup>。こうした設備一律では無く個別の条件に応じた被害予測を実施することにより、点検と補修の効率化が可能となる。

予測の重要性は災害対応であっても同様であり、被害が生じうる箇所を特定する事が効率化お

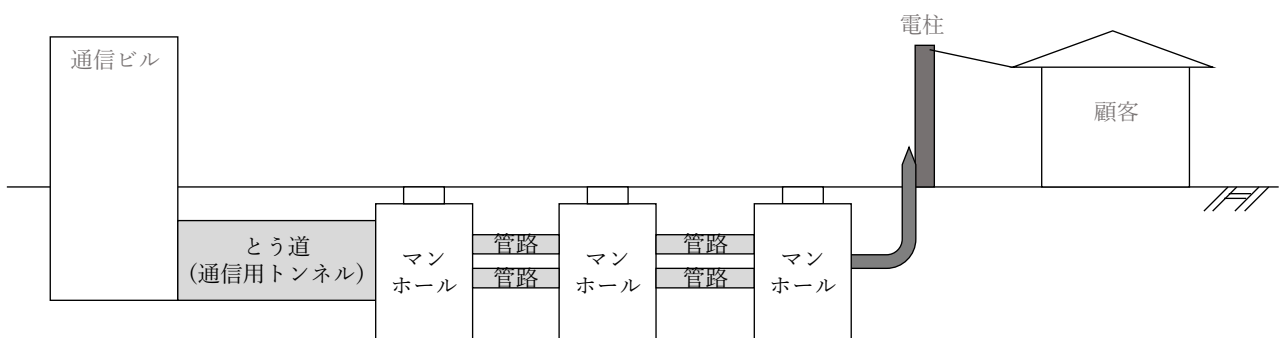


図 1.1 通信基盤設備の構成例

よび通信の信頼性向上に重要である。大規模震災においてとう道やマンホールといった大規模なコンクリート構造物の崩壊といった事例は無いが、管路が損傷することにより通信ケーブルに損傷を与える事例が発生している。例えば東北地方太平洋沖地震などにおいては、埋設管路の継手部が引張力により離脱し繰り返し衝突しケーブル被災にいたる事例や、せん断力によりケーブルが損傷し通信障害が発生した<sup>[5]</sup>。これらの被害は現行規格の管路においてはほとんど発生しておらず、熊本地震においては被害全体の86%が旧仕様の継手を持つ鋼管とビニル管に生じた<sup>[6]</sup>。すなわち現行規格品に更改することで対策可能であるが、これらの管路損傷から掘削による管路更改を経ずにケーブルを防護する方法も開発されており、NTTではPipe Insertion Type (PIT) ライニングと呼ばれるケーブルを抱きこんで管内部に塩化ビニル製の内管を挿入する工法が、地震動で管路の継手部が離脱した際にもケーブルを防護する<sup>[5]</sup>。しかし図1.2に示すように、1985年まで使用されていた旧仕様の管路は全体に対して約80%であり、これらの対策を無計画に行うことは効率的な対策にはならない。劣化予測同様に地震時に被害を受けやすい条件を明らかにして、個々の条件に応じた被災予測を行うことが重要であり、大きな課題となっている。

本研究では劣化の観点からも、災害時の被災の観点からも重要となる地下管路について検討する。

## 1.2 通信に用いられる地下管路の詳細

通信に用いられる管路は、他のライフラインと比較し異なる部分がある。通信基盤設備は先述の通り通信ビルからサービスを受ける顧客までまずとう道にケーブルが格納され、その後マンホールと管路で防護される。管路はマンホールとマンホールを接続するように建設されており、このマンホールはケーブルの敷設、メンテナンス等の理由により平均約150m毎に建設されてい

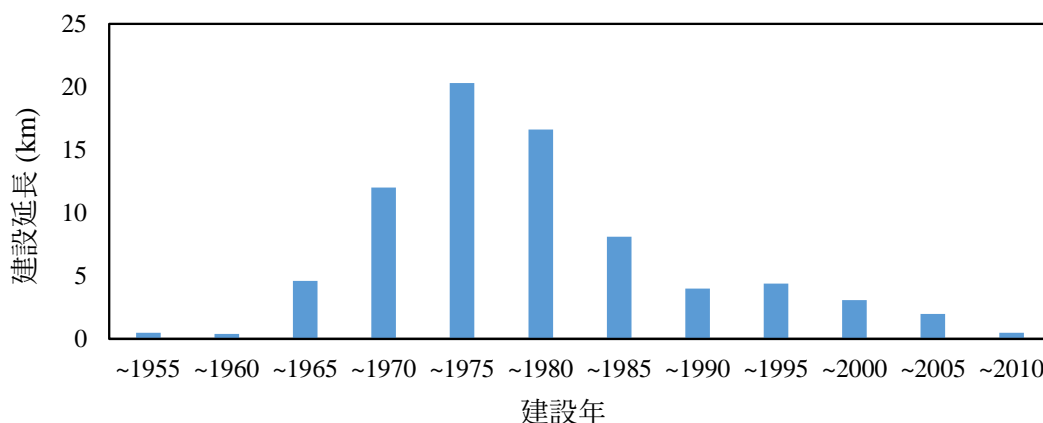


図 1.2 管路の建設量変遷

る。よって管路の亘長も平均 150m となっている。マンホールは鉄筋コンクリートもしくはレジンコンクリート製であり、ケーブルを収容する量によってサイズが決まる。また一つのマンホールとマンホールの上に複数条の管路が敷設されていることがほとんどであり、計画されるケーブルの量に応じて条数とマンホールのサイズが定まる。基本的には管路 1 条に対してケーブルは 1 条のみ敷設される。このため、ビルへの引き込みなどの場面を除き管路内径は基本的に同一のものが利用される。

管路は古くから図 1.3 に示す通り複数の材質のものが使用されてきたが、現在主に使用されているのは鋼管、硬質塩化ビニル管、一部区間で鋳鉄管である。このため本研究で主に対象とするのはねじ継手の鋼管、接着継手硬質塩化ビニル管、差込式鋼管、差込式硬質塩化ビニル管、ねじ継手の鋳鉄管を対象とする。差込式の鋳鉄管も存在はするが、非常に少数であるため対象外とする。鋼管、硬質塩化ビニル管の継手等について表 1.1 に示す。管路の材料は JISG3452 に基づく炭素鋼管と硬質塩化ビニルの二種類が全体の約 9 割を占めており、建設された年代によって外面防食の構造、継手構造などが異なる。炭素鋼の継手は大きく分けると 1985 年以前のねじ継手と 1986 年以降の差し込み継手の二種類がある。1985 年以前のねじ継手は、JISB2301 に基づくねじ込み式可鍛鋳鉄製管継手に対して管体を締結することで剛結される構造となっている。この継手を図 1.4 に示す。一方で差し込み継手は、ストッパーリングによって把持される差込部を有する構造となっており、ねじ継手の鋼管と比較すると軸方向に伸縮し得る構造となっている。差込継手の構造を図 1.5 に示す。硬質塩化ビニル管も同様であり 1985 以前はソケットに管体を接着することで剛結する構造で、1986 以降は伸縮長を有する差し込み式のものに変わっている。接着継手硬質塩化ビニル管の構造を図 1.6 に、差込式の構造を図 1.7 に示す。本稿で旧仕様の管路とは、鋼管であればねじ継手を有する、硬質塩化ビニル管であれば接着の構造を持つものを指す。いずれの継手も 5.5m 間隔で継手が配置される。剛結される構造であるために、地震時に現行規格の管路よりも弱点となりやすい。加えて、マンホールとの接合部も旧仕様のものと新仕様のものでは大きく異なっており、ほぼ接着されているダクトソケットと伸縮性能を有するダクトスリーブの二種類が存在する。

管路の劣化については、炭素鋼管であれば管体の腐食が問題となる。この対応として、外面について 1975 年以前はジュートもしくはビニロンクロスにアスファルトを焼き付けたものを用いて現場施工で防食し、これ以降は外面にポリエチレン被覆を行うことで防食している。内面は合成樹脂塗料により防食している。一方で硬質塩化ビニル管は、管体劣化等は発生しづらいことが判っており塩化ビニル管・継手協会の調査でも耐用年数は 50 年以上と評価されている [7]。

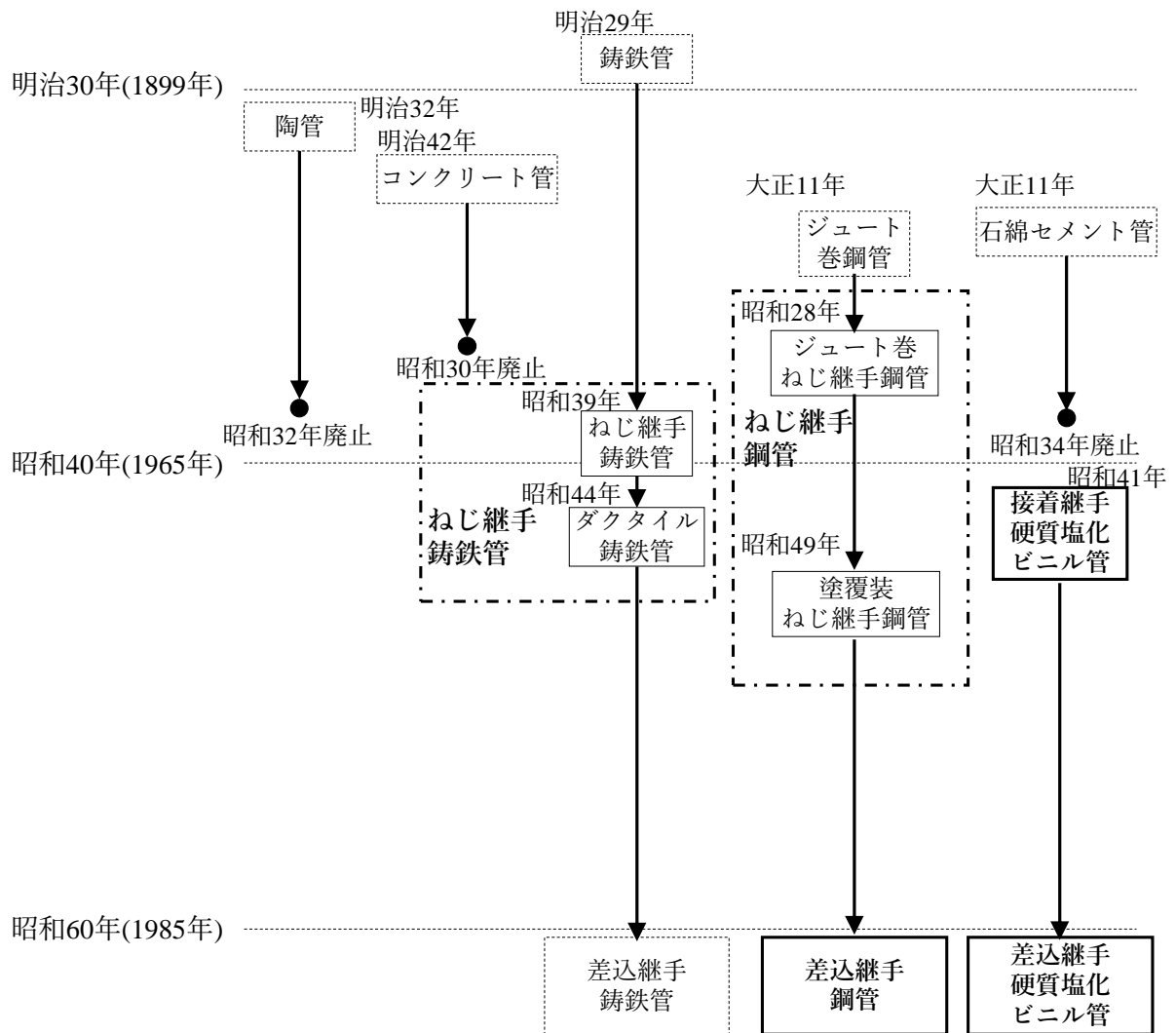


図 1.3 管路設備の変遷

表 1.1 鋼管および硬質塩化ビニル管の諸元

管路種別	炭素鋼管	硬質塩化ビニル
内径	80.7 mm (呼び径 80A)	83 mm (呼び径 75)
管体肉厚	4.2 mm	6.5 mm
材質	SGP(P:0.04% 以下, S0.040% 以下)	ポリ塩化ビニル
継手構造 (旧仕様)	ねじ継手	接着継手
継手構造 (現行)	差し込み式	差し込み式



図 1.4 ねじ継手鋼管の例 (断面)

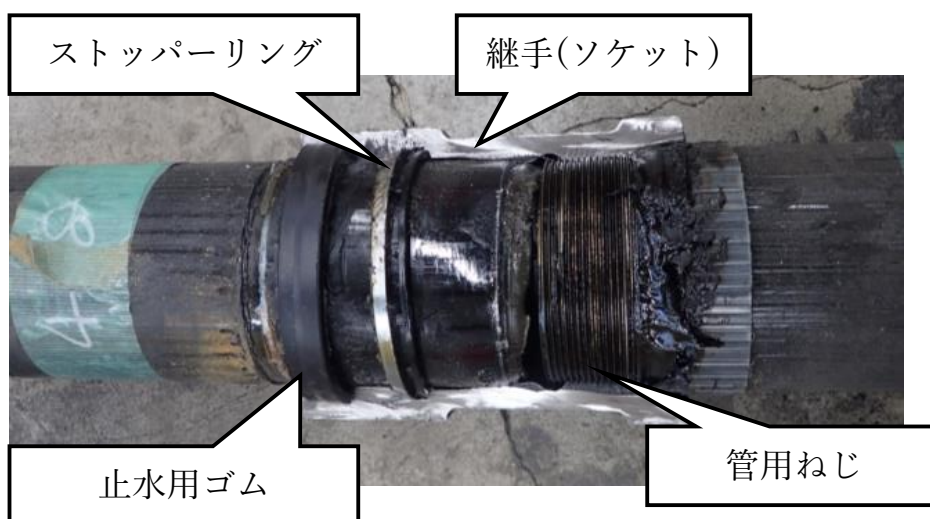


図 1.5 差込式鋼管の構造

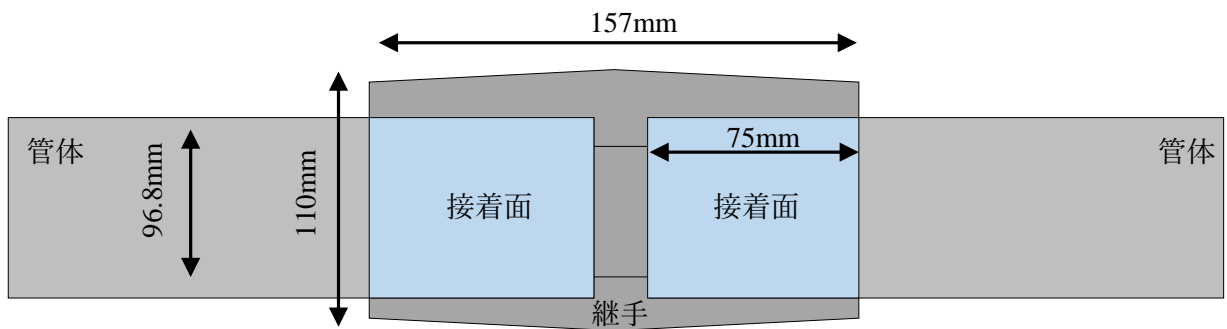


図 1.6 接着継手硬質塩化ビニル管の構造

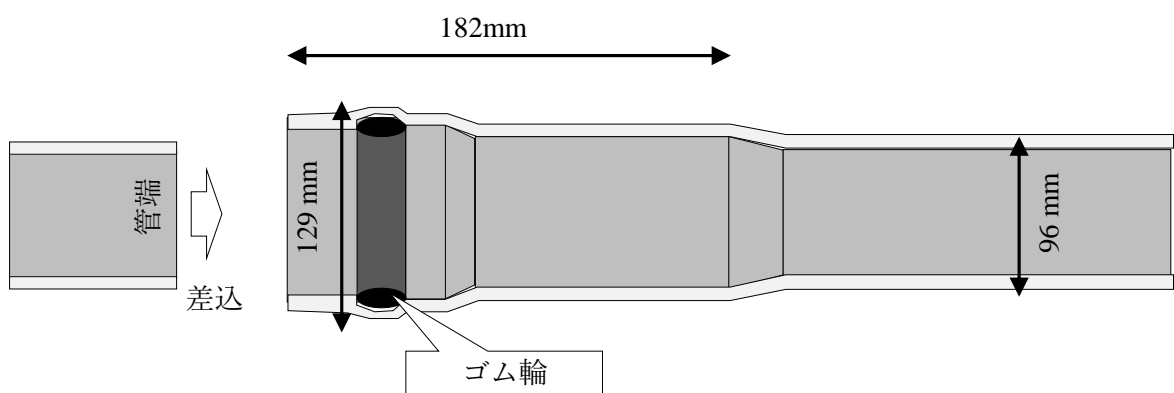


図 1.7 差込式硬質塩化ビニル管の構造

## 1.3 過去の地震における通信管路設備の被害状況

これまでの地震において、各設備が点検され被害状況が報告されている。これらの報告について、主な地震について地震毎に整理する。

### 1.3.1 1995年 兵庫県南部地震<sup>[8]</sup>

1995年当時、加入電話の普及が進み6000万加入を超えた状況であった。しかし兵庫県南部地震を受けて通信の被害は震度7を記録した神戸地区に集中し、30万加入を超える電話が不通となった。通信用電源の予備バッテリーの損傷や発電設備の給水パイプの損傷などにより、交換機が機能停止に陥ったことが最も大きな原因であるが、設備面でも被害が大きい。電柱が約3600本、架空ケーブル335km、地下ケーブル26kmの被災が確認されたが、とう道や共同溝においてはケーブルへ影響を与えるよう被害は無く、被害の多くは管路起因のものであった。マンホールは全体の10%にあたる2650個に剥離、亀裂等の損傷が確認された。管路の被害亘長は217kmであり、全亘長のうちの5.9%であるが、被害が六甲アイランド等に集中しており各スパンが短いため被害を受けたスパン数としてはより多くなっている。またいずれの設備も、ポートアイランド等の海岸沿岸の埋め立て地域を中心に発生した液状化の影響を受けて被害を受けた管路が非常に多いのが特徴である。

### 1.3.2 2004年 新潟県中越地震<sup>[9]</sup>

中継光ケーブルの断線が6箇所発生しているが、4箇所は冗長性を構成していたため影響があったのは4450回線であった。電柱は被害が一部発生しており、98,000本調査した内、折損が633件、傾斜が2768件発生している。マンホール被害については道路陥没、崩壊に伴う被害が多く小千谷、長岡、越路で多く見られ首部の亀裂が多く見られている。一方で管路は道路崩壊を除いた結果で、被災率が1%と地震動の大きさに対しては低いものとなっていることが特徴である。被害の多くはねじ継手の鋼管と接着継手の硬質塩化で発生している。

### 1.3.3 2007年 新潟県中越沖地震

電源喪失による加入者回線収容装置が利用できず、約830加入において一時的にサービスが中断となった。これに加えて地下設備の被害が多く、ケーブル、管路に損傷が発生した<sup>[10]</sup>。発生直後の7月29日時点で既に管路被害が8箇所確認されており、道路の崩落、側方流動などにより損傷しているものが多い<sup>[11]</sup>。

### 1.3.4 2011年 東北地方太平洋沖地震

山崎ら<sup>[12]</sup>が東北地方太平洋沖地震の被害状況を報告しており、被災回線数は過去の地震と比較しても非常に多く151.9万回線の被害が生じている。また、移動通信の基地局についても6720局と大きな被害を受けている。通信ビル自体の被害は全壊16ビル、浸水12ビル、電柱の折損等は28000本、架空ケーブルの被害は2700kmに上る。

この地震においては津波被害も大きな特徴であり、津波の影響を受けたと考えられるエリアにおいて管路は岩手で2.6km、宮城で2.5kmの被害が確認され、岩手においては地震動による被災よりも割合として大きい。地上設備である橋梁添架管路や電柱はより大きな影響を受けており、橋梁添架管路は箇所数を対象として28%、電柱は本数単位で44%の被害が確認された。また千葉や茨城においては液状化の影響も大きく、茨城で1.2km、千葉で6.6km、東京で0.3kmの被害が生じている。

これら以外の箇所においては被害が大きくなり、岩手、宮城、福島、茨城の4件で41kmの被害となっている。震源に近い箇所や脆弱な地盤が対象外となることが原因であると考えられる。また管路は震度階で確認すると6強より被災率が増加しだす傾向にあると確認されている。

### 1.3.5 2016年 熊本地震

熊本地震では2度の最大震度7の地震により、熊本市街の中継ケーブルが3区間、阿蘇エリアで6区間の被害が発生した。電柱の倒壊は熊本・大分で1401本発生し、ケーブル管路被害も多く生じており、若竹らの報告<sup>[6]</sup>では被害率は条単位で約4%であると確認されている。

## 1.4 通信における震災対策の手法

通信分野では震災の経験を受けて複数の対策手法を開発している。地下管路については、先述の通り1985年以降は伸縮機能のある管路が採用されるようになってきているが、これ以外に既設の管路内のケーブルを防護する手法としてPITライニングが開発されている。図1.8に構造と外観を示す。PITライニングは既設の1000芯光ケーブル1条と新設の1000芯光ケーブル2条を収容可能な構造となっている。本体部で既設のケーブルを抱きこみ、継手部も同様に抱きこむようにして勘合することで本体部同士をつなぐ。この時継手部は一か所あたり6mmの伸縮しろがあり、また約7度の曲げも可能となっていることで、管路の多様な敷設線形にも追従可能なものとなっている。

この手法について応答変位法を応用し、奥津らは耐震性能を確認している<sup>[5]</sup>。まず、地盤の変形を地盤ばねを介して外管に作用させ、その応答を把握する。この次に得られた外管の変位をば



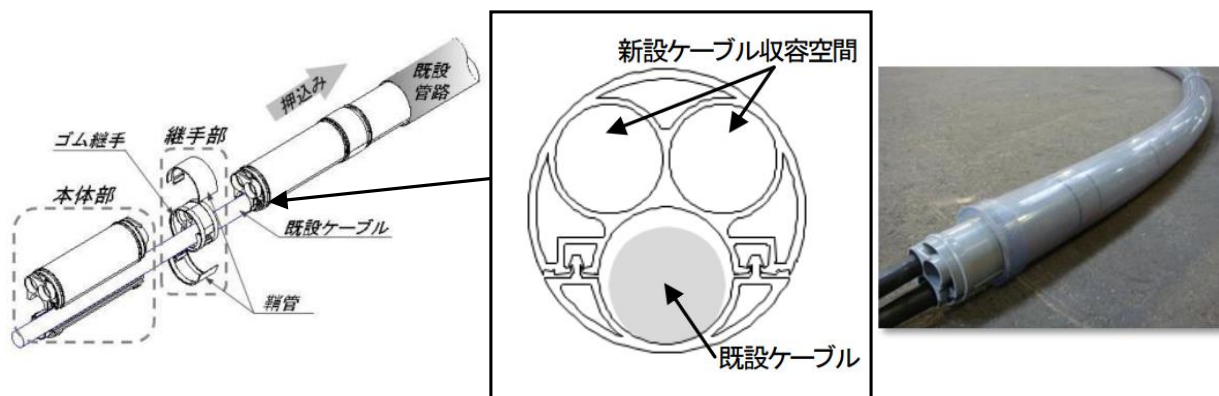


図 1.8 PIT ライニングの構造と外観 [5]

ねを介してライニング管に作用させる方法で確認している。この方法で検証すると、地盤ひずみ 1.0% の地震動を想定した場合でも外管は損傷しても PIT 自体は破壊することがないことが確認できた。PIT は外管との接触面積が小さく外管の影響を受けにくく、かつ変位を複数の継手部で吸収可能であるために破壊せずに防護できたと考えられる。軸方向の変位以外にも橋台周辺などで生じる不等沈下についても確認している。外管が離脱し、地盤の不等沈下により PIT ライニングにせん断力が作用する場合を想定し、実事例を模したせん断荷重 638N を作用させた実験が行われているが、この条件下で PIT は損傷せず、ケーブルへの影響も発生しないことが確認された。

これらの試験結果を基に地震からケーブルを防護可能であると考え、現状では地震に対して信頼性が必要と考えられる箇所を中心にこの PIT ライニングを用いて対策が行われている。

また震災対策を効率的に行うために、管路など設備の耐震性能を行う技術も検討されている。まず、通信管路について東北地方太平洋沖地震のデータを基に被災予測手法を検討した事例として、庄司らはこの地震における管路被害を分析し、管路被害を受けやすい箇所を分類するスクリーニング手法を提案している [13][14]。東北地方太平洋沖地震の被害率を、地表面最大加速度 (PGA)、地表面最大速度 (PGV)、計測震度それぞれで分類し確認すると、PGV が相対的に被害率と相関性が高い事が判った。また液状化領域の方が非液状化領域よりも被害を受けやすいとも言える結果であった。この結果に対し数量化 I 類を適用し、管種、亘長、建設年、液状化有無を考慮した微地形区分ごとの回帰式を導出している。この検討を基に地震発生前に耐震化優先順位を 4 クラスに分けるスクリーニング手法が提案された。このスクリーニング手法では管種、亘長、微地形区分の 3 種のパラメータを用いてまず 1 次的なスクリーニングを行い、その後に地震被害関数のモデルにより地震動強さを考慮する 2 次スクリーニングを行う。強震動が観測された 5 エリアにおいて、被害のあった管路をランク 2 以上に分類する事ができており一定の性能を有する

と確認された。

張らは通信用管路について東北地方太平洋沖地震以外にも直下型について整理を試みている [15]。1995 年兵庫県南部地震，2004 年新潟県中越地震，2007 年新潟県中越沖地震でデータを整理し被害傾向を検討した。地震動強さの指標として PGV，PGA を，埋設管の属性として，管種，亘長等，これと微地形区分を組み合わせて被災傾向を分析すると，PGV が被災率を予測する上で有効である可能性があり，これと PGA で算出される等価卓越周波数も被災率と関係がある可能性が示唆された。また旧仕様の管路であるねじ継手鋼管と接着式硬質塩化ビニル管については東北地方太平洋沖地震と同様に他の管種よりも被害を受けやすいことが確認できている。

これに加えて，管路一条毎の被災予測を行う技術も開発されている。個々の設備の耐力を推定する技術であり，曲がりの有無や管路の敷設形態，カッター等の外部要因から管路を防護するために施工される管路の一部に巻きたてたコンクリート（防護コンクリート）と呼ばれるコンクリートの有無，地盤の評価，劣化の評価を基に算出する [16]。通信管路はケーブルをその中に敷設するために，曲率や角度等が大きくなるよう規定されているが，この範囲の中でも約 20 度程度の角度で曲げて敷設される場合には地震時に力を受けやすくなる傾向にある [17]。また防護コンクリートが存在する場合には地盤の急変部と同様の挙動となることが確認され，防護コンクリートの端部付近で被害が生じることが確認された [18]。これらの検討を踏まえ，管路一条毎に耐震性能を評価する手法であるが，敷設形態や防護コンクリートの有無などは一つ一つを図面で判読する必要がある。

## 1.5 通信以外の管路被害の予測手法

通信以外にも地下管路の地震被害を推定する手法は検討されている。水道管においては磯山らが水道管路の被害率  $R_m$ (件/km) を推定する式を式 (1.1) のように提案している [19]。

$$R_m(v) = C_p C_d C_g C_l R(v) \quad (1.1)$$

ここで  $C_p$  は管種係数， $C_d$  は管径係数， $C_g$  は地形・地盤係数， $C_l$  は液状化係数， $v$  は PGV である。 $R(v)$  は標準被害率曲線であり，式 (1.2) のような形である。

$$R(v) = c(v - A)^b \quad (1.2)$$

ここで  $A$ ， $b$ ， $c$  は定数である。この標準被害率は標準的な管路が一般的な条件で埋設されている場合の被害率を指す。兵庫県南部地震における PGV と铸铁管 (CIP) の配水管被害率を基に標準被害率曲線を定めると， $A = 15$ ， $b = 1.3$ ， $c = 3.11 \times 10^{-3}$  となる。この被害率曲線に大志，数量化理論 I 類を用いて各係数を求めている。結果として，CIP，VP に対してダクトイル铸铁管 (DIP)

は半分程度しか被害を受けず、管径は小さい方が被害を受けやすく、地形では谷などに設置されているものが被害を受けやすいと導出された。

丸山らはこれに 2004 年中越地震，2007 年能登半島地震，2007 年新潟県中越沖地震のデータを考慮して標準被害率曲線を構築した [20]。少ないパラメータで被害が発生し始める地震動強さを評価することができるように，標準正規分布の確率分布関数  $\Phi(x)$  を用いて式 (1.3) のように標準被害率曲線を仮定している。

$$R(v) = C\Phi((\ln v - \lambda)/\xi) \quad (1.3)$$

ここで  $C$ ， $\lambda$ ， $\xi$  は回帰で決定する定数である。実被害データと式 (1.3) の  $R(v)$  の差を，管路延長を重みとして用いた重み付き最小二乗法で決定すると CIP については， $C = 2.06$ ， $\lambda = 5.00$ ， $\xi = 0.860$  であった。この時の CIP および VP の標準被害率曲線は PGV が 30cm/s 付近より被害が発生し始めると予測している。また 120cm/s 付近で被害率が頭打ちとなる傾向も得られた。

下水道においても同様の検討がなされており，液状化領域，非液状化領域に区分した上で，熊本地震の全地域の被害データに対して標準被害率曲線の構築が行われた [21]。PGV 以外の指標においても標準被害率曲線の作成が為されており，被害率  $R^*(x)$ (km/km) は

$$\begin{aligned} R^*(x) &= C \cdot \Phi\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right) (x : \text{PGA, PGV}) \\ R^*(x) &= C \cdot \Phi\left(\frac{x - \mu}{\sigma}\right) (x : \text{ij}) \end{aligned} \quad (1.4)$$

の被害率曲線にフィットさせ，導出している。また，上水道と同様に数量化理論 1 類をもちいて各係数の重みを作成している。畠山らの結果において管種は陶管とポリエチレン管が被害を受けやすく，管径が大きくなるほど被害を受けづらいと確認された。また，液状化領域では被害を受けやすいことも示された。その後，皆川ら [22] は北海道胆振東部地震の結果を加えて検討している。各係数についてはポリエチレン管については同等の結果が得られているが，非液状化地域の厚真町および安平町での被害率が高いことからローム台地等の係数が上がっている傾向などが確認された。北海道胆振東部地震のデータを加えた標準被害率曲線は，非液状化地域の PGA においては 400cm/s<sup>2</sup> 付近から徐々に被害が発生し始め，1000cm/s<sup>2</sup> 付近で被害率が一定となる傾向がある。液状化地域では 600cm/s<sup>2</sup> の少し前から被害が発生し始め，こちらも 1000cm/s<sup>2</sup> で頭打ちとなる。PGV では液状化地域，非液状化地域双方で 30～40cm/s 付近から被害が生じ始め 80 付近で頭打ちとなっている。計測震度は，非液状化領域では 5.0 前後より被害率が上昇し始め，6.0 ではピークとなる。一方で非液状化領域においては 5.5 から 6.0 の間で被害率が上昇し始めるが，その後急激に被害率が上昇するモデルとなった。

ここまでの地下ライフラインの被害予測においては予測において設備劣化は考慮されていないが，木造住宅の被害に対する標準被害率曲線においては経過年数毎に被害率曲線を作成している

[23]. 経年劣化と建物の耐震規定の変化の 2 要因を分離しており、経年劣化については式 (1.5) のようにモデル化された。

$$f(T) = \frac{\exp\left(-\alpha \cdot \left(\frac{T}{\beta T_0}\right)^2\right) + \gamma}{1 + \gamma} \quad (1.5)$$

ここで  $f(T)$  は経年劣化による築  $T$  年の耐力低下率、 $\alpha$  は定数 (0.7)、 $T_0$  は 50 年である。パラメータ  $\beta$  は劣化の速さを、パラメータ  $\gamma$  はモデルの収束位置を変更するパラメータである。これに加え、耐震規定の変遷による必要壁力の違いをモデル化しており、

$$R(Y) = \begin{cases} 1 & (1981 \leq Y) \\ R_a & (1959 \leq Y \leq 1980) \\ R_b & (Y \leq 1958) \end{cases} \quad (1.6)$$

となる。通信地下管路の劣化を考える場合規定の変遷は管種で表現され、経年劣化は鋼管の場合腐食について表現する必要がある。

## 1.6 管路劣化に関する既往研究

炭素鋼の腐食はアノード側の酸化反応とこれに対応するカソード反応によって鉄が酸化鉄へと変化する事である。すなわちアノードでは  $\text{Fe} \longrightarrow \text{Fe}^{2+} + 2\text{e}^-$  が、カソードでは  $\text{O}_2 + 2\text{H}_2\text{O} + 4\text{e}^- \longrightarrow 4\text{OH}^-$  という反応となる。この腐食反応においては水分と酸素が必要であるため土壤等の状態は腐食速度に影響を与えうると考えられる。しかし、地下設備の劣化については過去から多くの研究が為されているが、土壤腐食において土壤から鋼材の腐食へ与える影響は非常に複雑である。米国国家標準局は土壤をパラメータとして全米 47 箇所の土壤に鋼材を埋設し、長期間にわたり腐食速度を鋼材の質量減少量から把握している [24][25]。この時の結果の一部を表 1.2 に示す [26]。抵抗率の高い箇所は全面腐食度がやや小さい傾向にあるが、pH の影響や粒径の影響などは不明であると結論づけられている。この結果に対して Ricker は再度統計的な分析を試み、腐食損傷の分布と速度を推定する式を考案したがばらつきが多く、年間の土壤や地下水の挙動を反映することが必要であると論じられている [27]。

その他に実測によって長期的な腐食速度を求めた事例として鋼管杭の事例がある [28]。30 年計画で鋼管杭を 5 箇所に埋設し腐食深さを計測した試験が行われた。腐食量は陰極電解法により除錆し、質量を計測した上でこれを腐食速度 (mm/y) に変換する方法で求めた。この時利用された杭は JIS3452 の 80A のものであるため、通信管路に用いるものと同じ材質、サイズのものである。裸鋼杭の経過年数と腐食速度の関係は、5 年時点で 0.015mm/y、10 年時点で 0.010mm/y、20 年時点で 0.009mm/y となっており、およそ 0.01mm/y 前後で推移しているが、腐食速度が徐々に低減していることが確認できる。鋼管杭はおよそ 10m まで埋設しているため、深さ方向の腐食速度の

変化が観測されている。埋設箇所によって傾向の違いはあるが、全体として5mを超えると腐食しづらくなる傾向が見られる。NTTの鋼管は舗装からおよそ2m内に建設されていることが多いため、相対的には腐食しやすい傾向にあると考えられる。

また、管路の外表面は土壌に接しているために土壌腐食にあたると思われるが、管路の内表面には地下水もしくは雨水が溜まっていることから、管路内表面は淡水腐食であると考えられる。海水中の腐食速度は10年間の実測値から得られた値として0.08mm/y、30年間の実測で得られた速度は0.04mm/yであったと報告されている<sup>[29]</sup>が、一方で淡水中では熱帯地域で0.0178mm/yであると報告されており海水より低い<sup>[30]</sup>。このような海水もしくは淡水腐食に対しては小澤らが式を提案している<sup>[31]</sup>。この式は平均腐食深さを $a$  (mm)とし、経過時間を $t$ (年)、初期腐食深さを $r_0$  (mm/y)、被膜抵抗係数を $f$ として式(1.7)のように表される。

$$a = r_0 \left[ \left( \frac{2}{f}t + \frac{1}{f^2} \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{f} \right] \quad (1.7)$$

ここで初期腐食速度 $r_0$ は式(1.8)のように示される。

$$r_0 = 1.16zFD_{O_2}[O_2 - aq]/\delta \quad (1.8)$$

この時、 $z$ は電荷数、 $F$ はFaraday定数、 $D_{O_2}$ は溶存酸素拡散定数、 $[O_2 - aq]$ は溶存酸素沖合濃

表 1.2 アメリカ各地の土中における裸鋼材の腐食速度<sup>[26]</sup>

土質	抵抗率 ( $\Omega \cdot \text{cm}$ )	通気性	pH	全面腐食度 (mm/year)
Cecil ローム質粘土	17800	良	4.8	0.016
Hagerstown ローム	5210	良	5.8	0.019
Susquehana 粘土	6920	可	4.5	0.028
Chino シルト質ローム	148	良	8.0	0.029
Mohave ローム	232	可	8.0	0.085
Acadia 粘土	190	不良	6.2	0.031
Docus 粘土	62	可	7.5	0.070
Loke Charles 粘土	406	不良	7.1	0.114
Merced シルト質粘土	278	可	9.4	0.163
Carlisle 黒泥炭	1660	極不良	5.6	0.045
Rifle ピート	218	不良	2.6	0.072
Tidal 沼地	84	極不良	6.8	0.086
Sherkey 粘土	943	不良	7.6	0.100

度、 $\delta$  は拡散層厚さを示す。式 (1.8) に示されるように初期腐食速度は溶存酸素の沖合濃度等によって定まる数値であり、アニオン濃度などの水質には影響を受けない。一方で被膜抵抗係数は水質依存性が確認され、硫酸イオン  $[\text{SO}_4^{2-}]$ 、塩化物イオン  $[\text{Cl}^-]$  の和と炭酸水素イオン  $[\text{HCO}_3^-]$  の濃度比としての Larson Skold 指数 (LSI) に影響し

$$f = \frac{114.0}{\text{LSI}} + 24.09 \quad (1.9)$$

と表される。すなわち、淡水中では腐食速度は硫酸イオンと塩化物イオンの和が多い場合進行が早く、炭酸水素イオンが多い場合に進行が遅くなる傾向にある。淡水中の腐食速度は硫酸イオン、塩化物イオン、炭酸水素イオンの量が影響していると考えられるが、面的に広く地下に埋設されている管路全体に対して、腐食速度の大きい箇所や小さい箇所を推定することは現状の技術では困難であり、加えて地震時の被害にどの程度影響するかも不明である。

## 1.7 本研究の目的と構成

本研究は通信用管路について、点検データを用いて地震被害を予測する技術を構築することである。地震被害の予測には既往研究にて確認した通り地震動や設備条件によるクラス分けや関数形を事前に設定することが中心となっているが、本研究においてはノンパラメトリックな予測モデルを構築可能である機械学習を用いる。機械学習は学習データを学習することで、回帰や分類のタスクを実施すること可能な予測モデルを構築する手法であり、関数形を規定しないノンパラメトリックなモデルを構築することで予測性能が向上する可能性がある。このような技術は近年土木分野でも利用されることが多くなっている。例えば S.Lim と S. Chi は橋梁の点検に勾配ブースティングの一種である XGBoost を用いて韓国の橋梁について損傷推定を行うモデルを構築し、経過年数が最も重要な要因となり、活荷重、死荷重などが次いで重要な指標となっていることが判ったと報告している [32]。日本のライフラインにおいても予測等への活用が考えられており、滝らはガス管の被害分析のために、異常検知の問題ととらえ教師無学習の一つである密度比推定推定を用いて 50m メッシュでの被害予測検討した [33]。また能島・大西は複数のアルゴリズムで予測性能がどのように変わるか基礎的な検討を行っている [34]。通信用管路においてこれらの手法を活用することで被害の予測が可能となるか、また予測されるモデルがどのようなモデルになるか分析をして汎用性のあるモデルとなっているかを検討する。

加えて、今回は管路の劣化を被災予測に活用可能であるかを検討し、管路劣化を評価することでより精度の高い予測手法の構築を目指す。管路の劣化は周辺環境によって大きく異なる可能性があるが、通信用管路について環境から劣化を予測する手法は確立できていない。劣化予測のモデルを構築し、これが汎用性のあるモデルとなっているかも検討し、この出力を被災予測に活用

する。

以下に本論文の構成を示す。

第 1 章では通信用設備の概要と地震被害状況について述べ、地震被害予測と地下管路の劣化に関係する既往研究を確認する。これらを踏まえて研究の目的と手法を定める。

第 2 章では地震被害予測に用いる変数について述べる。本研究においては、過去に発生した大規模な震災における点検データを対象とするため、これらにどのような変数を持たせるかを議論する。加えて、付与した変数と地震被害について関係性を統計的に確認する。

第 3 章では作成したデータベースを学習用データ、調整用データ、評価用データの三種に分け、被災予測のための機械学習を行う。今回はアルゴリズムとして XGBoost を用いる。まず 2016 年熊本地震以外の 4 つの大規模な地震の点検データを対象に被災予測モデルを作成し、このモデルの性能等を確認する。次にこのモデルにとって未知である熊本地震の点検データを入力し、どの程度の予測が可能となるか確認する。

第 4 章では管路の劣化と地震被害の関係を見るための実験について述べる。地震被害も継手での損傷が殆どであるために、利用されていた管路を収集し、この継手性能がどの程度低減しているかを確認する。結果として管路内面の腐食が最も耐力に影響を与えうると考えられるため、次に管路内面の腐食速度を実際の環境に近いと考えられる研究所地内のマンホールに 4 年超浸漬させ腐食速度について考察した。

第 5 章では管路の劣化を点検データから予測可能であるか検討する。管路の劣化に影響しうる変数を選別し、これらを基に劣化予測モデルを構築する。最後に、管路の劣化予測モデルを地震被害予測モデルと連携させ、被害推定の精度が向上するか確認した。

第 6 章で本研究の結論を述べる。

## 参考文献

- [1] 杉野文秀, 政倉浩志: 通信基盤設備の安心安全かつ経済的運用を実現する維持管理技術, NTT 技術ジャーナル, vol.26, No.8, pp8-11, 2014.
- [2] 田中実: 基盤設備維持管理技術の研究開発の同行, NTT 技術ジャーナル, vol.32, No.1, pp.62-66, 2020.
- [3] NTT アクセスサービスシステム研究所: 車道設置マンホール鉄蓋の劣化予測技術, <https://www.rd.ntt/as/history/infra/in0223.html>, 2019.
- [4] 笠原久稔, 藤本憲宏, 岡村陽介: 露出鉄筋の腐食進行に及ぼす温度差による結露の影響, col.69, No.7, pp.539-546, 2020.
- [5] 奥津大, 榊克実, 山崎泰, 片桐信, 鈴木崇伸: ケーブル収容管補修技術によりライニングした通信管路の地震時ケーブル防護効果, 土木学会論文集 A1, Vol.70, No.4, (地震工学論文集第 33 巻), pp. I\_897-I\_907, 2014.
- [6] 若竹雅人, 張秋松, 末富岩雄, 鈴木崇伸: 熊本地震による被害を受けた通信埋設管の概要について, 土木学会第 72 回年次学術講演会, 193-I-097, 2016.
- [7] 塩化ビニル管・継手協会: 製品の概要, [https://www.ppfa.gr.jp/products/product\\_a04.php](https://www.ppfa.gr.jp/products/product_a04.php) (2021 年 9 月 25 日閲覧)
- [8] 斎藤哲巳: 公衆電気通信ネットワークの災害対策, [https://www.isad.or.jp/pdf/information\\_provision/information\\_provision/no45/19p.pdf](https://www.isad.or.jp/pdf/information_provision/information_provision/no45/19p.pdf), (2022.4.25 閲覧)
- [9] 上原秀幹, 出口大志, 坂元幸一郎; 2004 年新潟中越地震における通信設備被害, 土木学会 第 60 回年次学術講演会, 1-672, pp. 1341-1342, 2005
- [10] 東日本電信電話株式会社: 過去の主な大規模災害等事例, 2007 年新潟県中越沖地震, [https://www.ntt-east.co.jp/saigai/taisaku/case\\_13.html](https://www.ntt-east.co.jp/saigai/taisaku/case_13.html), (2022.4.25 閲覧)
- [11] 安田進: 5 ライフライン系・交通系被害 5.1 上下水道・ガス系被害 (その 2) [https://www.jsce.or.jp/report/43/report/5\\_1\\_2.pdf](https://www.jsce.or.jp/report/43/report/5_1_2.pdf), (2022.4.25 閲覧)
- [12] 山崎泰司, 瀬川信博, 石田直之, 鈴木崇伸: 東日本大震災における電気通信土木設備の被害状況に関する考察, 日本地震工学会論文集, Vol. 12, No. 5, pp. 55-68, 2012.
- [13] 庄司学, 岸太陽, 宮崎史倫, 若竹雅人, 伊藤陽, 鈴木崇伸: 東北地方太平洋沖地震の作用を受けた通信埋設管の被災分析, 日本地震工学会論文集, 第 16 巻, 第 3 号 (特集号), pp. 213-233, 2016.
- [14] 庄司学, 宮崎史倫, 若竹雅人, 伊藤陽, 鈴木崇伸: 通信埋設管路の地震対策に活用するス



- クリーニング手法の提案および地震被害関数の構築, 土木学会論文集 A1, Vol. 72, No. 4, I\_523-I\_541, 2016.
- [15] 張秋松, 奥津大, 若竹雅人, 末富岩雄, 塚本博之, 庄司学, 鈴木崇伸: 直下型地震における地下埋設管の被害分析, 土木学会論文集 A1, Vol.74, No. 4, (地震工学論文集第 37 巻), I\_1062-I\_1069, 2018.
- [16] NTT アクセスサービスシステム研究所: 大地震で被災する地下管路を高精度に予測します, ANSL R&D Times, Vol. 95, No. 2, <https://www.rd.ntt/as/times/095/02/top.html>, 2017, (2022.4.25 閲覧).
- [17] 若竹雅人, 瀬川信博, 榊克実, 片桐信, 鈴木崇伸: 地震時に被害を生じやすい通信管路敷設形態に関する分析, 第 33 回地震工学研究発表会, 24-D-6, 2013.
- [18] 若竹雅人, 伊藤陽, 田中宏司, 片桐信, 鈴木崇伸: コンクリート巻き立て管の埋設地盤内の挙動に関する研究, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.72, No.4, pp. I\_496-I\_505, 2016.
- [19] 磯山龍二, 石田栄介, 湯根清二, 白水暢: 水道管路の地震被害予測に関する研究, 水道協会雑誌, 第 761, pp.25-40, 1998.
- [20] 丸山喜久, 山崎文雄: 近年の地震被害データを紙したマクロな配水管被害予測式の改良, 土木学会論文集 A1, Vol. 65, No. 1 (地震工学論文集第 30 巻), pp. 565-574, 2009.
- [21] 畠山大治, 庄司学, 永田茂: 下水道埋設管路の地震被害データに対する統一的な整理・分析と解釈, 土木学会論文集 A1, Vol.75, No.4 (地震工学論文集第 38 巻), pp. I\_144-I\_169, 2019.
- [22] 皆川大雅, 庄司学: 2018 年北海道胆振東部地震において被災した下水道埋設管路の被害の傾向, 土木学会論文集 A1, Vol. 76, No. 4 (地震工学論文集第 39 巻), pp. I\_716-I\_726, 2020.
- [23] 鈴木達矢, 境有紀: 年代別被害関数を用いた木造建物の経年劣化と耐震規定による耐力変化の推定, 日本地震工学会論文集, Vol.11, No.3, pp. 73-84, 2011.
- [24] K.H.Logan; Underground Corrosion, National Bureau of Standards (USA), 1945.
- [25] M. Romanoff, Underground Corrosion, National Bureau of Standards (USA), NBS Circular 579, 1957.
- [26] 電気学会. 電食防止研究委員会: 電食防止・電気防食ハンドブック, オーム社, p.99, 2011.
- [27] R.E.Ricker: Analysis of Pipeline Steel Corrosion Data From NBS(NIST) Studies Conducted Between 1922-1940 and Relevance to Pipeline Management, Journal of Research of the National Institute of Standards and Technology, 115, pp.373-392, 2010.
- [28] 大境彰, 田中裕, 漆原幹夫: 土壌中の鋼管杭の長期腐食試験 二, 防錆管理, Vol.45, No.2 53-62, 2001.
- [29] 腐食防食学会: 腐食防食学会ハンドブック, 丸善出版, p177, 2000.

- [30] C.R. Southwell, J.D. Bultman, J.D. Alexander: Corroioon of Metals in Tropical Environments. Final Report of 16-Year Exposures, Material Performance, Vol.15, No.7, pp.9-15, 1976.
- [31] 小澤正義, 明石正恒; 海水および淡水中の炭素鋼の均一腐食進展予測モデルの構築: 材料と環境, Vol.66, pp.99-106, 2017
- [32] S.Lim, S. Chi: XGBoost application on bridge management systems for proactive damage estimation, Advanced Engineering Informatics, Vol. 41, 100922, 2019.
- [33] 滝勇太, 猪俣渉, 丸山喜久: 機械学習技術を活用した低圧ガス導管被害推定手法の検討, 第9回インフラ・ライフライン減災対策シンポジウム講演集, pp.71-75, 2019.
- [34] 能島暢呂, 大西克茂: 地中埋設管の地震被害予測への機械学習の適用に関する基礎的検討, 東濃地震科学研究所報告, Vol. 43, pp.23-31, 2019.

## 2 データベースの構築および分析

### 2.1 対象となるデータ

本研究において、分析および予測モデル構築のために用いるデータベースについて述べる。データベースは1995年兵庫県南部地震、2004年新潟県中越地震、2007年新潟県中越沖地震、2011年東北地方太平洋沖地震、2016年熊本地震の5種類の地震における点検データを基とする。点検データはマンホールとマンホール間をつなぐ通信管路の1条単位の被害有無を点検によって確認した結果である。この点検は震度6弱以上の地震動が確認された自治体の管路を中心に行われているが、点検対象は地震の規模等や現場の状況により変化している。また全数を点検するものではなく、多くはマンホールとマンホールをつなぐ管路に対して空いている予備管を中心に一部を抽出して点検したものである。被害有無を判別する点検のフローチャートを図2.1に示す。点検の際には一定のサイズの点検用治具を管路に通し通過性を確認する通過試験をまず行い、ここで通過しなかった場合にはパイプカメラを用いて通過しなかった箇所を撮影し確認するパイプカメラ点検を行う。治具が通過しない場合においても、パイプカメラを用いて地震によって生じたと考えられる被害形態であった場合においてのみ地震被害有と判定する。地震によって生じたと考えられる場合の例を図2.2に示す。被害の形態は多様だがこれらは全て被害有として扱い、被害の程度は今回考慮しない。逆にこれらに該当しない、腐食生成物の隆起や異物による詰まりの場合は地震被害無と判定する。腐食した管路の事例を図2.3に示す。各地震の点検データ数、被害有数、被害率を表2.1に示す。

データベース作成の考え方を図2.4に示す。データベースは管路1条毎に作成し、この結果に対して設備情報、地盤等の設置個所の情報、地震動の情報を付与し、1つのレコードとする。また

表 2.1 各地震のデータ数

地震名	データ数	内被害有数	被害率
1995年兵庫県南部地震	3922	851	0.22
2004年新潟県中越地震	2147	56	0.026
2007年新潟県中越沖地震	876	102	0.12
2011年東北地方太平洋沖地震	19164	162	0.0086
2016年熊本地震	6849	217	0.033
全体	32958	1401	0.042

今回は図中の管路 C のように 1 条に対して複数箇所で損傷がある場合であっても 1 被害としてカウントする。また未点検の管路についてはレコードを作成せず評価対象外とする。今回点検結果に付与する変数を表 2.2 に示す。設備に関する変数として管種、巨長、経過年数を、地盤に関する変数として AVS30、基本固有周期、推定人工平坦化地、平均標高、平均傾斜角を、地震動に関する変数として、PGV、PGA、計測震度、SI 値、換算変位、等価卓越周期、地盤ひずみを付与する。

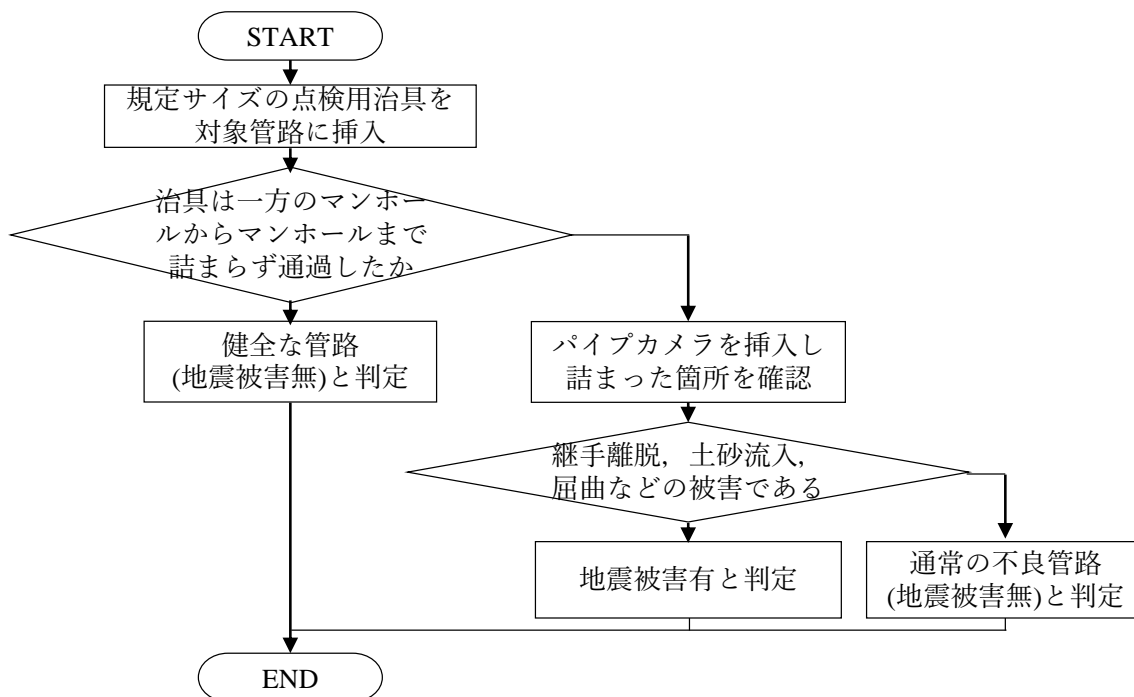


図 2.1 点検のフローチャート

継手離脱



土砂流入



屈曲



図 2.2 地震被害の例



図 2.3 管路腐食被害の例

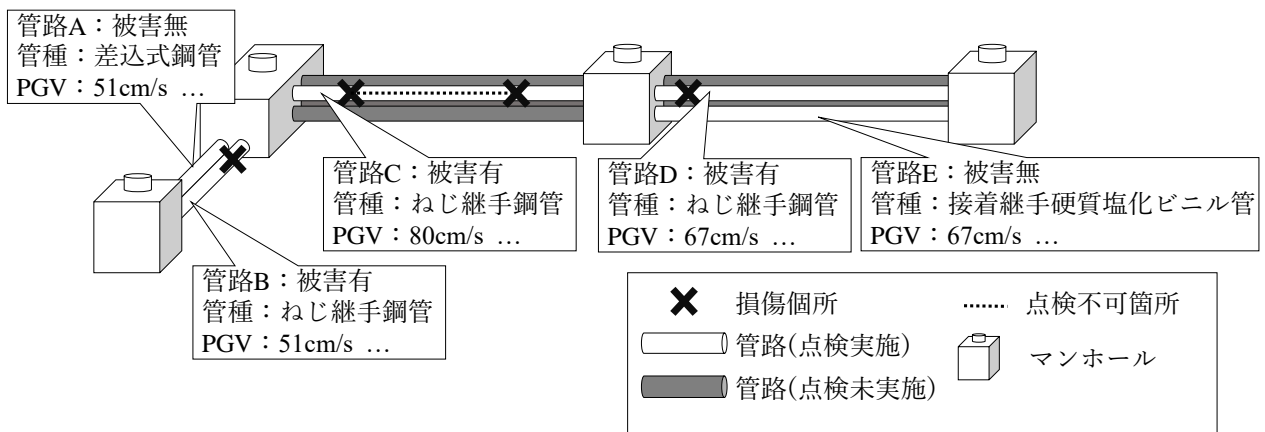


図 2.4 点検結果のデータベース化の考え方

表 2.2 利用した変数

項目	概要
管種	鋼管 (ねじ継手) / 鋼管 (差込継手) / ビニル管 (接着継手) / ビニル管 (差込継手) / 鋳鉄管 (ねじ継手)
巨長	当該管路の敷設長
経過年数	建設から地震発生までの経過年数
AVS30	地下 30m までの平均 S 波速度. J-SHIS の微地形区分に基づく値にボーリングデータを統合したもの
基本固有周期	地盤の固有周期. J-SHIS の微地形区分に基づく値にボーリングデータを統合したもの
推定人工平坦化地	盛土等, 人工的に平坦化されたと推定される箇所
平均標高	基盤地図情報数値標高モデル 10m メッシュより作成された 250m メッシュの平均標高
平均傾斜角	基盤地図情報数値標高モデル 10m メッシュより作成された 250m メッシュの平均傾斜角
PGV	K-NET, KIK-net で観測された最大速度を 250m メッシュにて推定
PGA	K-NET, KIK-net で観測された最大加速度を 250m メッシュにて推定
計測震度	K-NET, KIK-net で観測された計測震度を 250m メッシュにて推定
SI 値	K-NET, KIK-net で観測されたスペクトル強度を 250m メッシュにて推定
換算変位	推定された $PGV^2/PGA$ で変換される最大変位に相当する値.
等価卓越周期	推定された $2\pi PGV/PGA$ で変換される周期
地盤ひずみ	高圧ガス導管耐震設計指針に基づき算出されるひずみ

## 2.2 設備情報

管路の被害有無データに、設備情報、地盤等の情報、推定された地震動の情報を付与する。設備情報は管種、亘長、建設から地震発生時までの経過年数である。本研究で検討する変数は先述の通り表 2.2 のものである。

管種は 1 章で述べた通り現在でも多く残っている旧仕様のねじ継手鋼管、接着継手硬質塩化ビニル管、ねじ継手鋳鉄管、および現行仕様の差し込み式鋼管、差し込み式硬質塩化ビニル管の 5 種類を対象とする。構造の上では剛結される旧仕様鋼管の方が被害を受けやすいと考えられる。今回対象とする 5 地震で確認した内容を図 2.5 に示す。図中の数値は被害率を示す。データの内、72% はねじ継手鋼管であった。通信用地下管路は約 5 割がねじ継手鋼管で、20%~30% 程度が接着式硬質塩化ビニル管であるため点検結果はやや鋼管に偏った内容となっている。これは地域毎の敷設設備の偏りの他に、点検時の考え方として管体が伸び辛い鋼管の方が被害を受けやすいとして鋼管の点検を優先させた可能性などが考えられる。被害率は差込式の二種類について被害率が 0.020 となっており、他の管種と比較すると低い傾向にあることが判る。剛結される残りの三種については硬質塩化ビニル管の被害率が他より高くなっている。これについて  $\chi^2$  乗検定を行うと、5% 有意水準で独立しているため、管種によって被害率は異なると言える。

次に、亘長について傾向を確認する。亘長はマンホールからマンホールまでの間の距離であり、既往研究においても被害に関係する重要な要素であり、100m 以上であれば被害を受けやすくなる可能性があるとしてされている<sup>[1]</sup>。今回の対象データでは平均 137.1m、標準偏差 72.7m である。今回の検討においては、10m 未満の管路はとう道から最初のマンホールへ入るまでの箇所など、

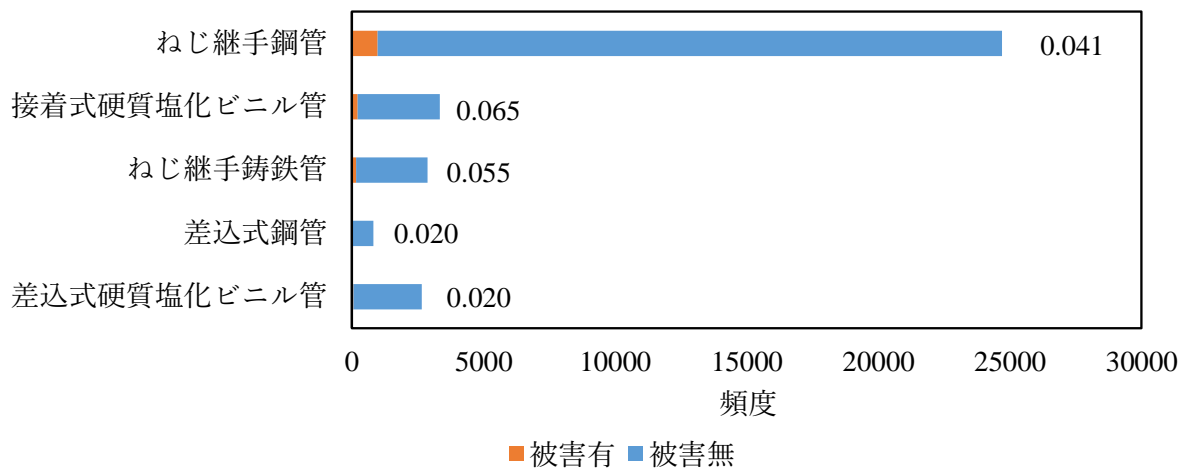


図 2.5 管種毎の被害率

特殊な箇所になる可能性があるため検討から除外している。全データについてのヒストグラムを図 2.6 の (a) に示す。全体としては亘長が 100m 未満の箇所で被害率が 0.06 を超え、亘長が長いと徐々に低下する傾向にある。これは兵庫県南部地震で点検された管路が他と比較し亘長が短く、平均亘長が 82.0m、標準偏差が 53.4m であったために、相対的に短い管路に被害が集まっているように見られることが原因であると考えられる。地震毎に分類して確認したものを図 2.6 の (b), (c), および図 2.7 に示す。兵庫県南部地震はデータ数が十分にある 250m までの管路を見ると、わずかに右肩上がりの傾向にあると考えられる。加えて、新潟県中越、東北地方太平洋沖、熊本についてもほぼ亘長が長くなると被害を受けやすくなる傾向にある。

次に経過年数について考える。経過年数は建設から地震が発生するまでの期間を示しており、長期間になれば管路劣化の影響により被害を受けやすくなる可能性があると考えられる。全体の平均は 34.5 年、標準偏差は 10.1 年である。全体と各地震における経過年数についてのヒストグラムを図 2.8 および図 2.9 に示す。合計 10 件以下のデータは被害率を表示しない。全体データの (a) を見ると、20 年から 29 年までの管路の被害率をピークとしてその後被害率が下がる傾向となっている。これは大半の管路が 1960 年代から 70 年代に建設されており、1995 年に地震が発生した兵庫県南部地震の被害が多いため、建設後 20 年から 30 年で被害を受けている管路が多くなっていることが原因であると考えられる。兵庫県南部地震のデータを対象とする (b) を確認すると右肩上がりの傾向を確認する事ができる。1 章の図 1.3 に示した通り、1985 年以降に建設された管路は現行規格である差込式継手のものとなっている。兵庫県南部地震において、0-9 の管路は差込式のものであると考えられ、これらは被害率が他と比較して低いことが判る。一方で、中越地震を示した (c) を確認すると、19 年以前の現行規格の被害率は 0.023 (0-9 年：0.064, 10-19 年：0.015) であり、旧規格と大きな差がない。中越地震は 1 章で述べたように山間地での道路崩落などの影響が多かったことが他の地震と比較して特徴的であり、この影響によるものである可能性がある。中越沖地震、東北地方太平洋沖地震は現行規格よりも旧規格の方が基本的には被害率が高い傾向にある。一方で熊本地震においては現行規格のものでも高く、29 年までで被害率が 0.046 であった。こちらも中越地震と同様に旧規格と大きな差があるものでは無かった。熊本地震においては図 2.10 の赤枠内に示すように差込継手鋼管の被害が多く生じた箇所があるが、この箇所について、液状化や断層変位等は確認できずなぜ特に被害が生じているのかは不明である。軽微な被害でありケーブル損傷は生じていなかったが、この原因は今後検討する。現行規格と旧規格の分類という観点では、兵庫県南部、新潟県中越沖、東北地方太平洋沖地震では現行規格の管路の方が被害を受けづらいと言える。一方で年数が経過する事で被害が生じやすくなるか確認すると、図 2.8 の (b) にあるように兵庫県南部地震の被害率は 10 年以降上昇している傾向にあるが、その他の管路については明確な傾向を見る事ができない。



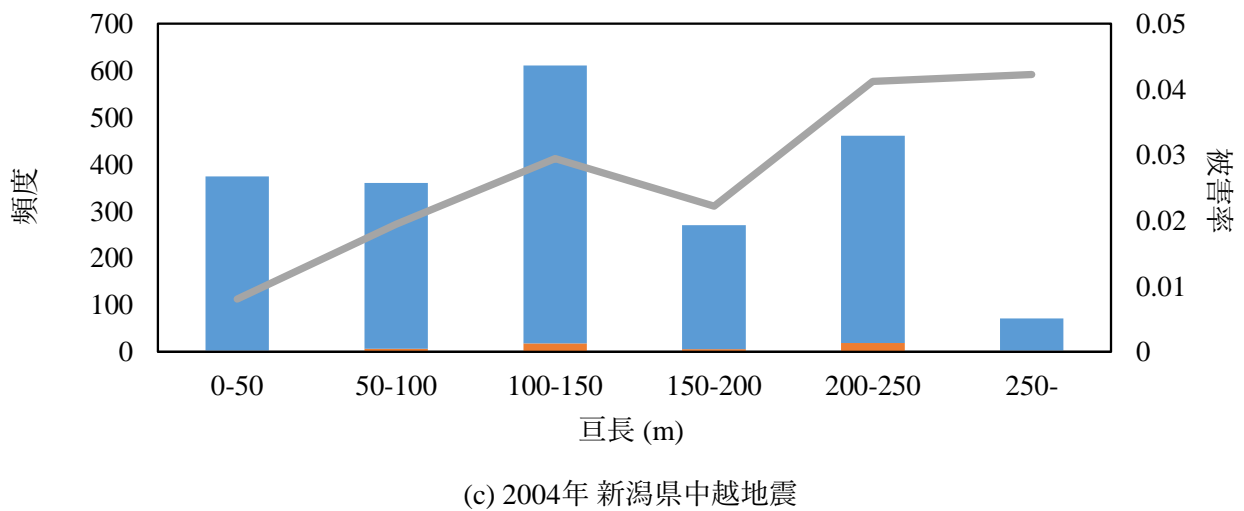
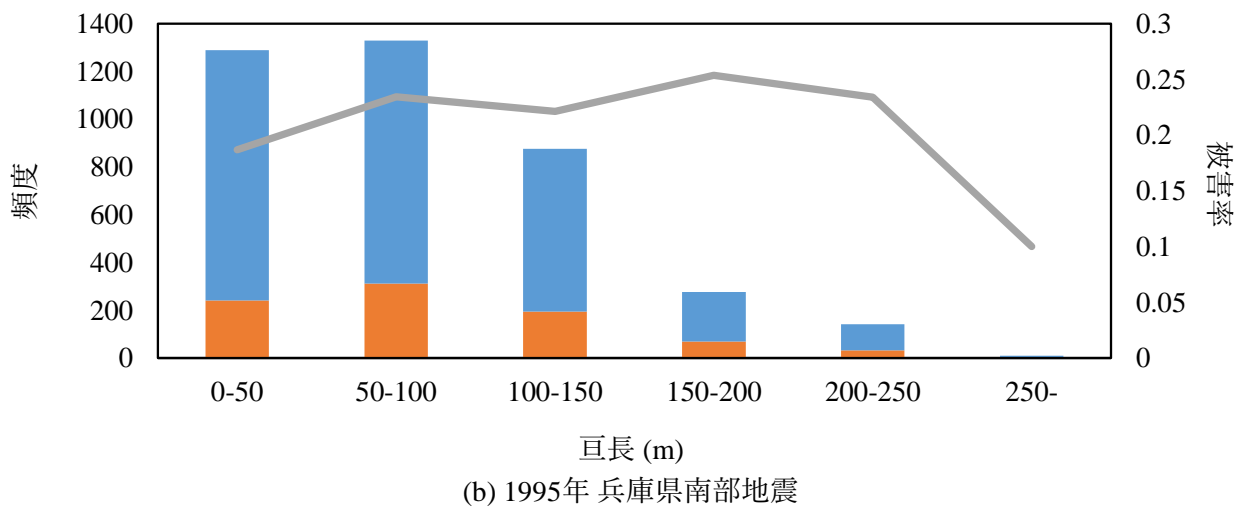
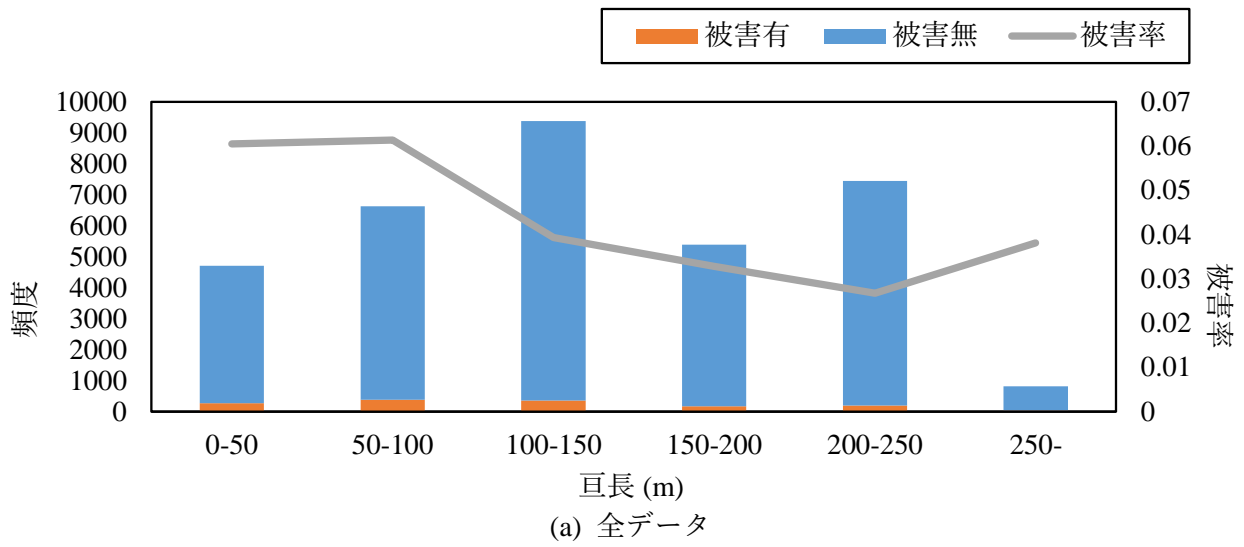
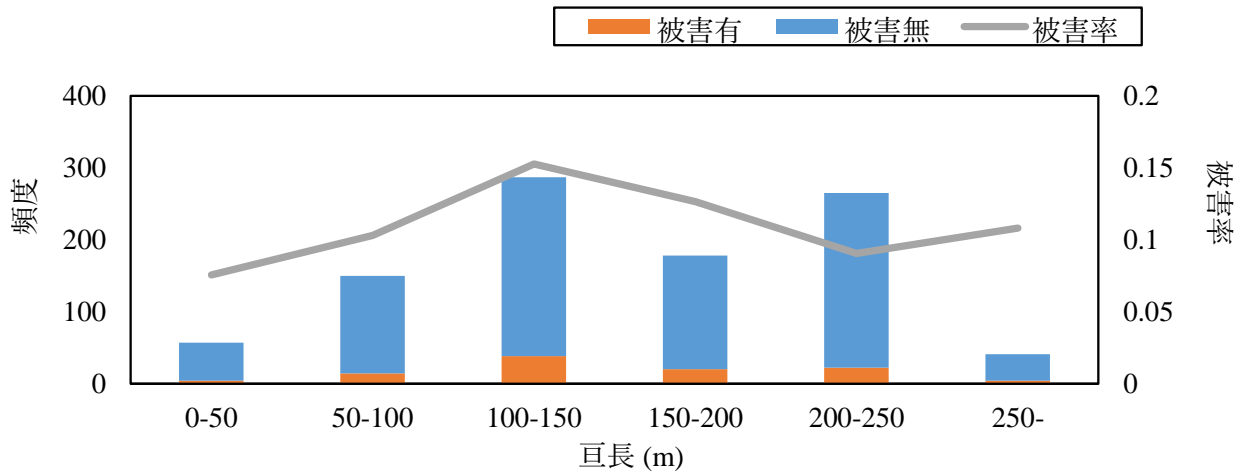
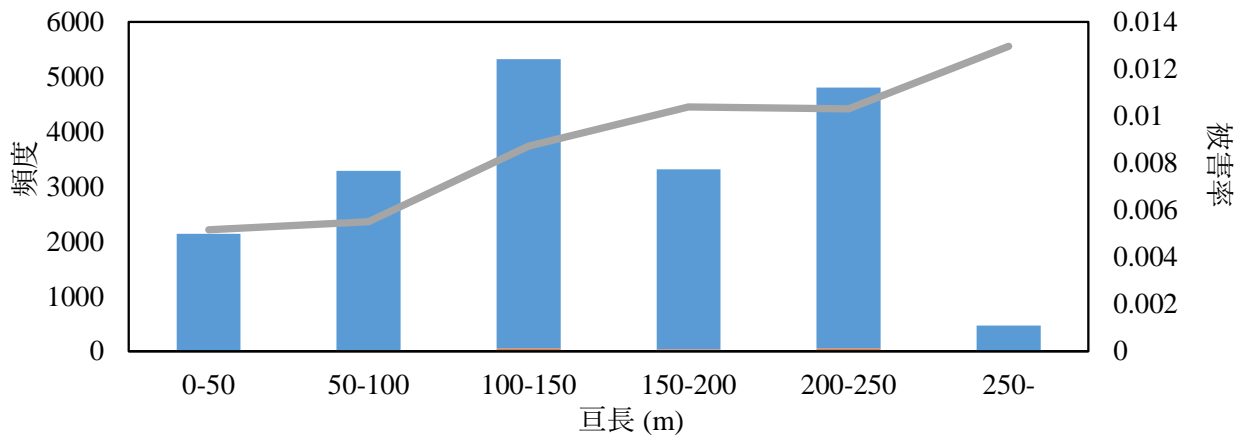


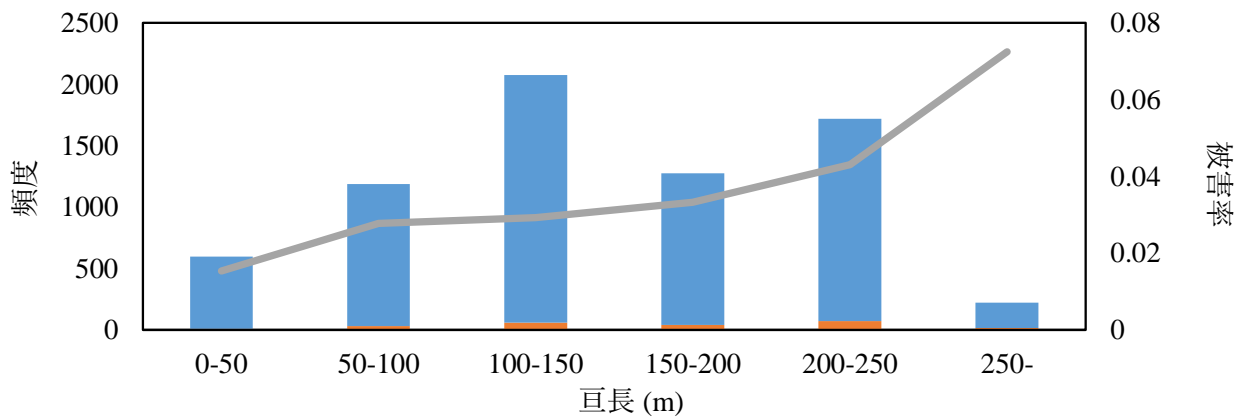
図 2.6 巨長についてのヒストグラム (全体, 兵庫県南部, 新潟県中越)



(d) 2007年 新潟県中越沖地震

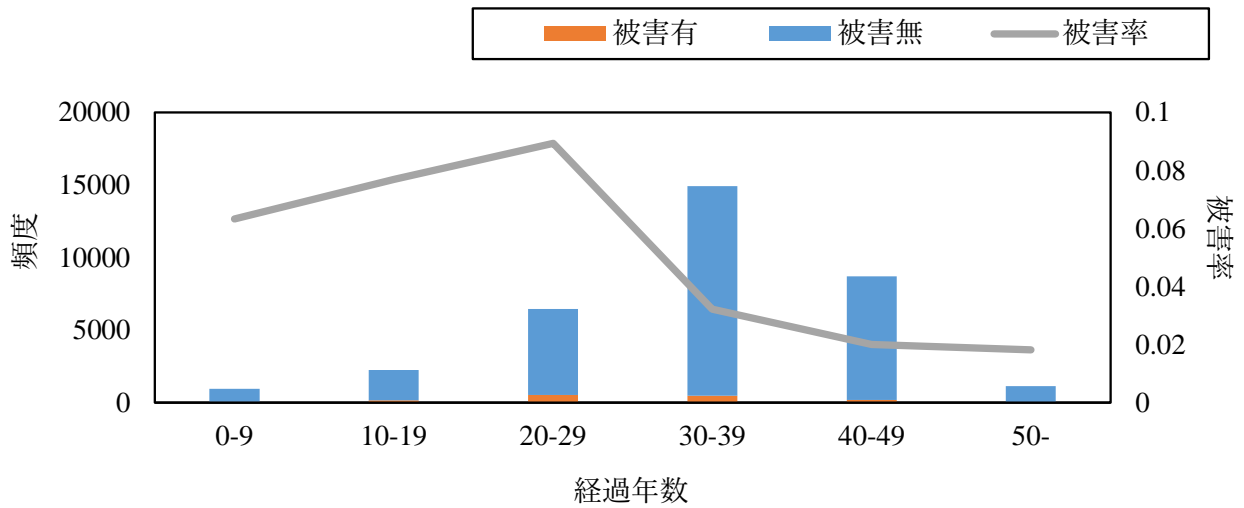


(e) 2011年 東北地方太平洋沖地震

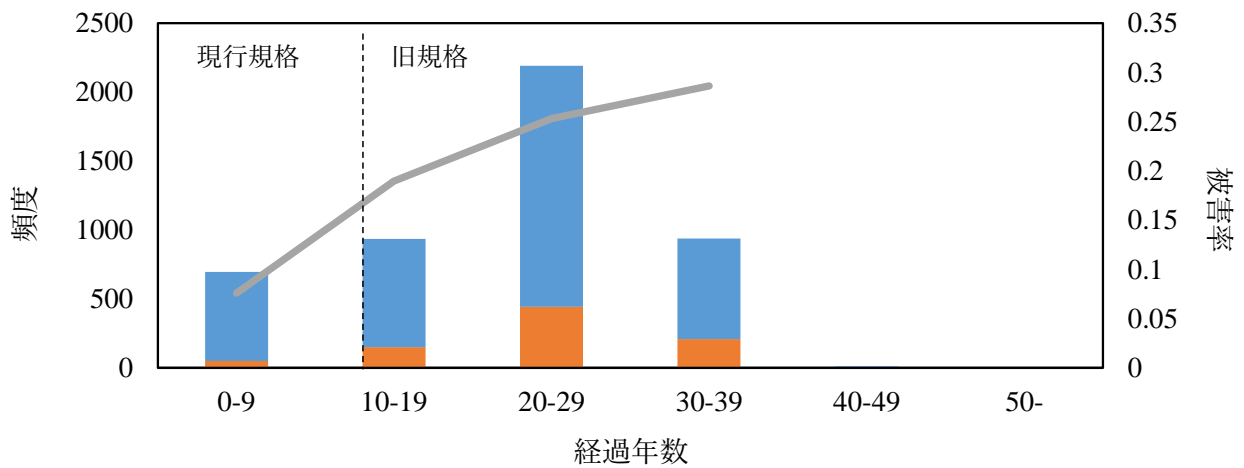


(f) 2016年 熊本地震

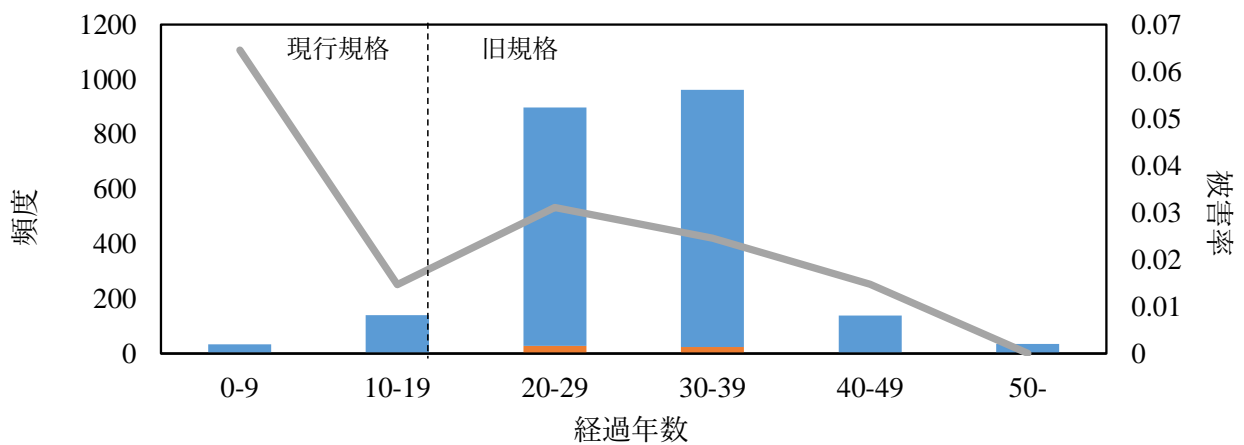
図 2.7 巨長についてのヒストグラム (新潟県中越沖, 東北地方太平洋沖, 熊本)



(a) 全データ

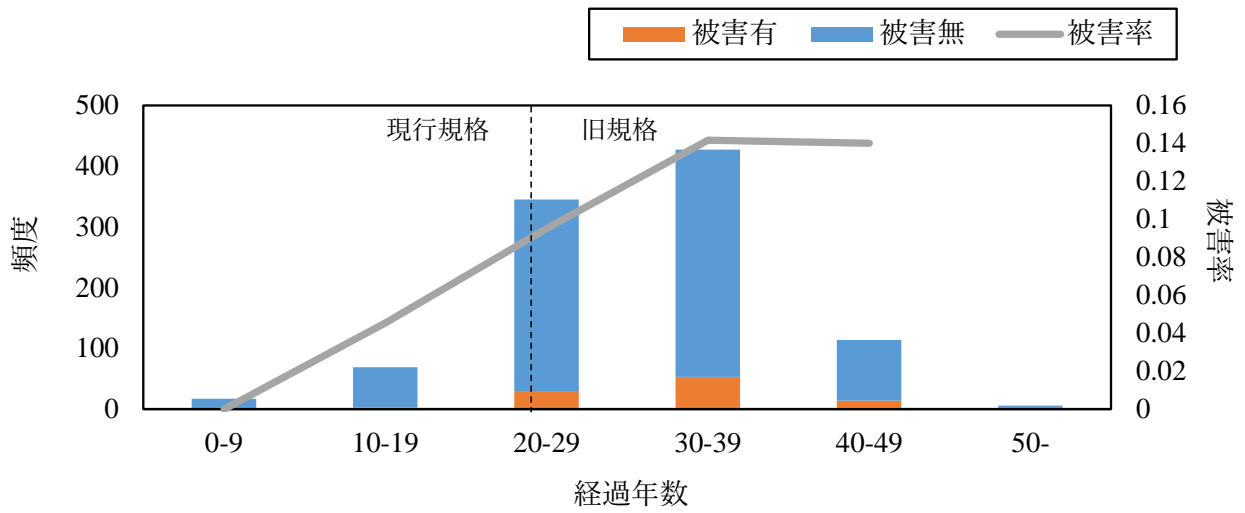


(b) 1995年 兵庫県南部地震

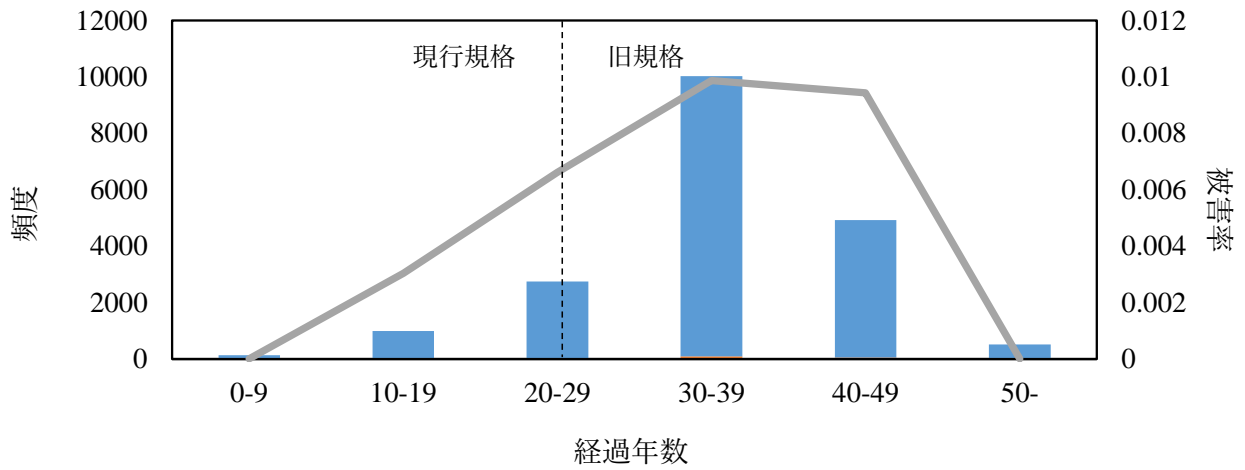


(c) 2004年 新潟県中越地震

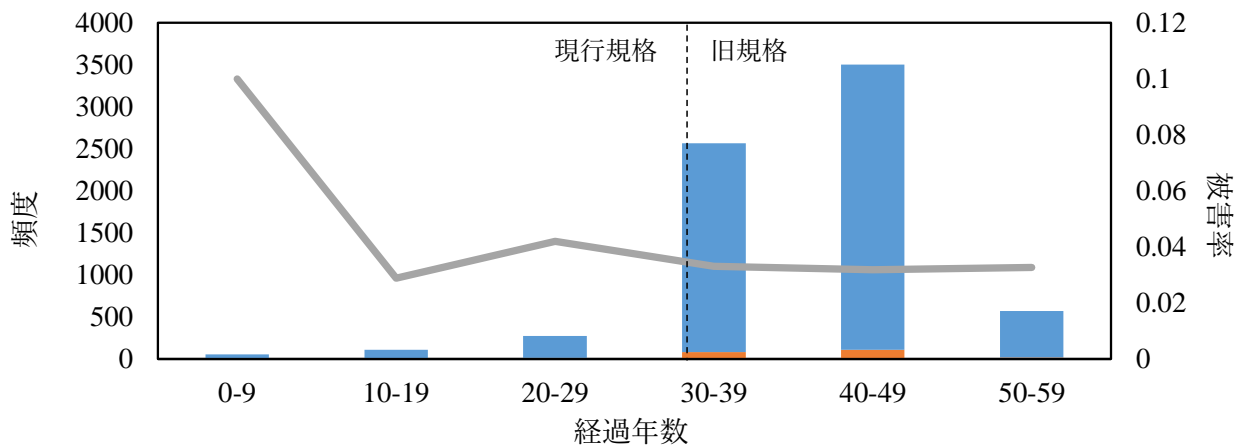
図 2.8 経過年数についてのヒストグラム (全体, 兵庫県南部, 新潟県中越)



(d) 2007年 新潟県中越沖地震



(e) 2011年 東北地方太平洋沖地震



(f) 2016年 熊本地震

図 2.9 経過年数についてのヒストグラム (新潟県中越沖, 東北地方太平洋沖, 熊本)

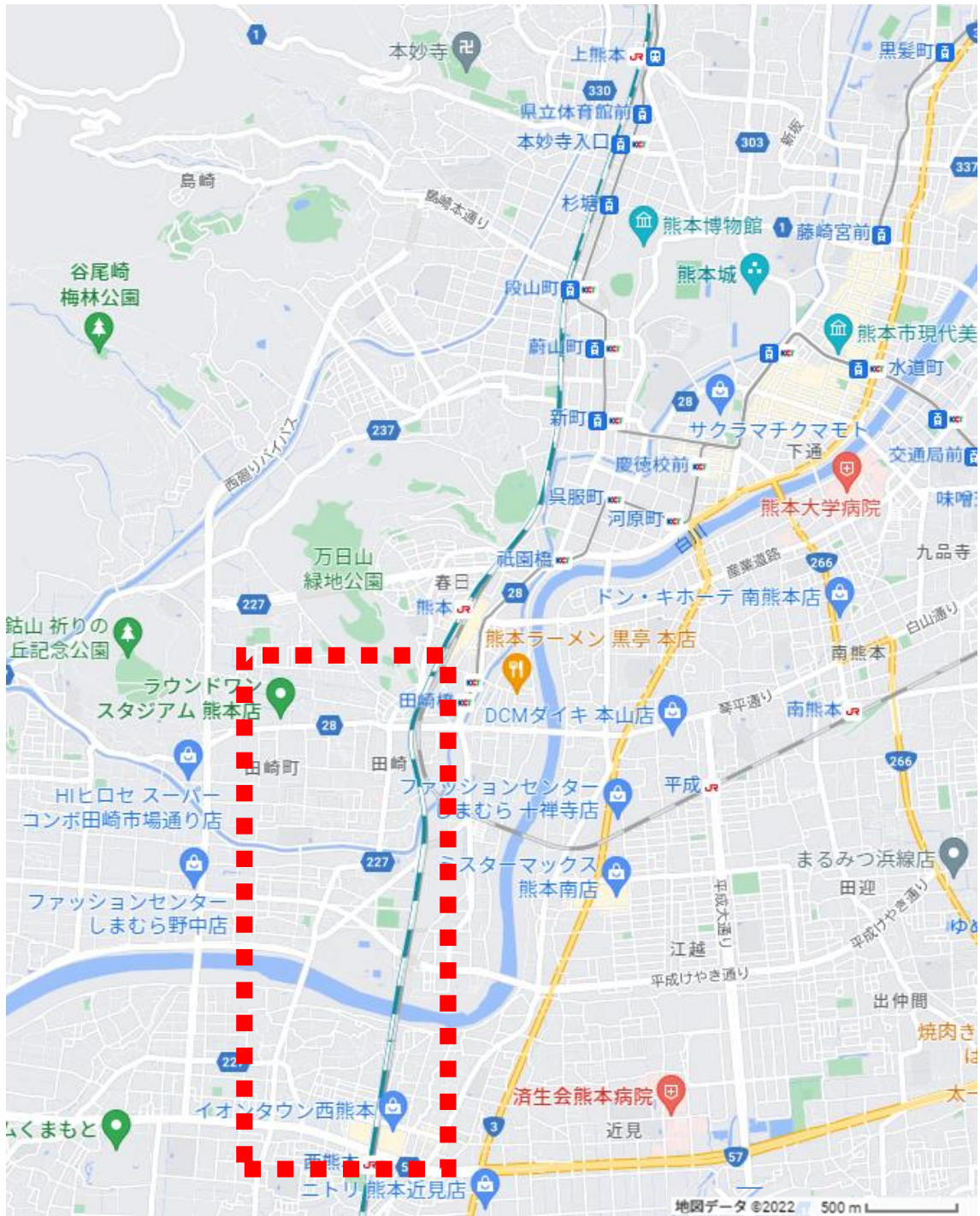


図 2.10 熊本地震における差込継手鋼管の被害箇所

## 2.3 地盤等管路設置場所の情報

まず標高と平均傾斜角は国土交通省の国土数値情報ダウンロードサービス<sup>[2]</sup>より得た当該箇所  
の平均標高と平均傾斜角のデータを付与する。この時地理情報システム（GIS）を用いて管路点  
検データに管路設置箇所の5次メッシュ（約250mメッシュ）の平均標高、平均傾斜角の値を付与  
した。管路は長さを持つラインで表されるが、今回は収容局に近い側のマンホール（上部マンホー  
ル）の位置を代表点とした点データとして扱う。このため、上部マンホールの位置における平均  
標高と平均傾斜角を付与する。標高が低い箇所は埋立地や沖積平野であることが多いことから標  
高は地盤の硬軟を表現している可能性があり、傾斜角も山地等を表現している可能性があるため、  
これらが被害の有無に利用可能か確認する。平均標高と平均傾斜角の各地震動のデータを表2.3  
に示す。兵庫県南部地震と新潟県中越沖地震は海に面した低地を中心に被害が生じており、平均  
平均標高が低いが、新潟県中越と熊本地震は山間部においても強い地震動が発生していることも  
あり高所かつ標準偏差も大きい傾向にある。一方で傾斜角は新潟県で大きくなっており、特に中  
越地震においては相対的に平均値と標準偏差が高くなっている。

標高についてのヒストグラムを図2.11および図2.12に示す。合計10件以下のデータについ  
ては被害率を表示しない。標高は50mまでのデータが大半でありこれを超えると徐々に被害率  
が低下する傾向にあるが、一方で標高250m以降は再度被害率が上昇する傾向にあった。地震毎  
に見ると、兵庫県南部地震と新潟県中越沖地震では標高の高い箇所のデータが殆ど存在していな  
いこともあり、標高が高くなると被害率は低下する傾向にあった。新潟県中越地震は50mから  
100mの箇所で被害率がピークとなり、150mから250mの位置では被害が発生していない。しか  
し250mを超えると被害が再度発生する。東北地方太平洋沖は250mから300mで被害率がピー

表 2.3 平均標高と平均傾斜角

地震	平均平均	平均標高	平均平均	平均傾斜角
	標高 (m)	標準偏差 (m)	傾斜角 (度)	標準偏差 (度)
1995 年兵庫県南部地震	24.5	55.4	2.19	3.26
2004 年新潟県中越地震	79.4	96.4	3.54	5.40
2007 年新潟県中越沖地震	25.1	23.7	3.20	4.60
2011 年東北地方太平洋沖地震	41.0	70.0	2.32	3.36
2016 年熊本地震	84.3	154.1	2.39	4.14
全体	50.1	95.9	2.42	3.73

クとなり、熊本地震では 300m 以上の箇所では被害率がピークとなる。地震毎の違いは大きいですが、低地に集中しているものではなく、250m 以上の高所でも被害が存在している。これは山間部の道路における道路崩落などを表現している可能性がある。

平均傾斜角度についてのヒストグラムを図 2.13 および図 2.14 に示す。全体としては平均傾斜角について被害率が大きく変化する傾向は見られないが、新潟県中越沖地震では傾斜角が小さい箇所で被害が多く、東北地方太平洋沖地震では大きい箇所で被害が多くなる傾向になっている。平均標高と合わせて考えると、新潟県中越沖地震では平坦かつ標高の低い地域に被害が集中しており、兵庫県南部地震は傾斜が大きい箇所でも被害が多く発生しており、両地震では被害傾向が異なると考えられる。東北地方太平洋沖地震では、低地等でなく標高が高く、傾斜の大きい箇所での被害が相対的に高い傾向にあるため、被害は山中の道路崩壊などによるものが多い可能性がある。

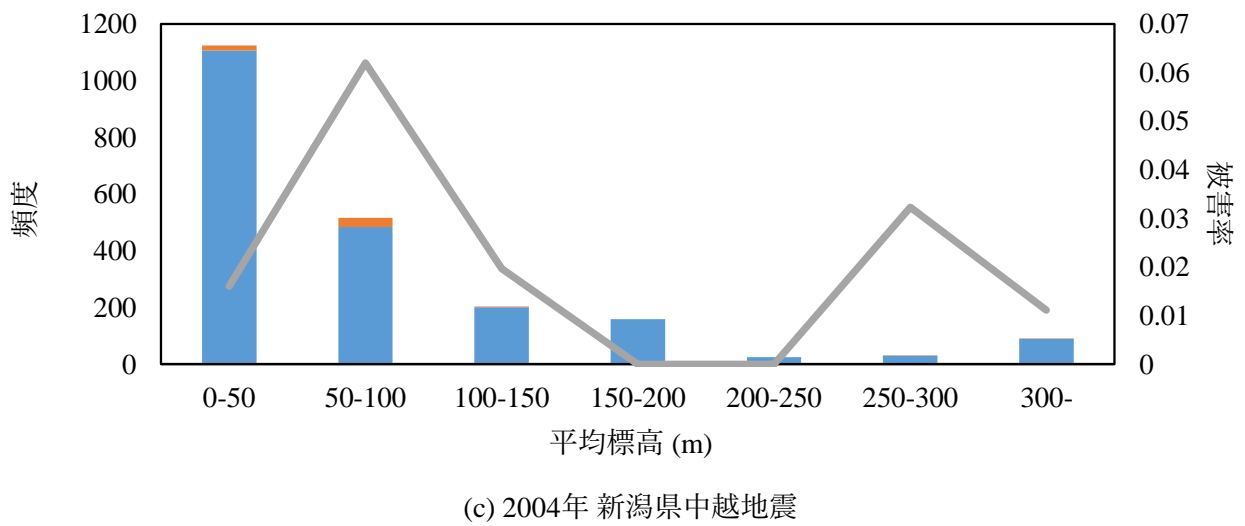
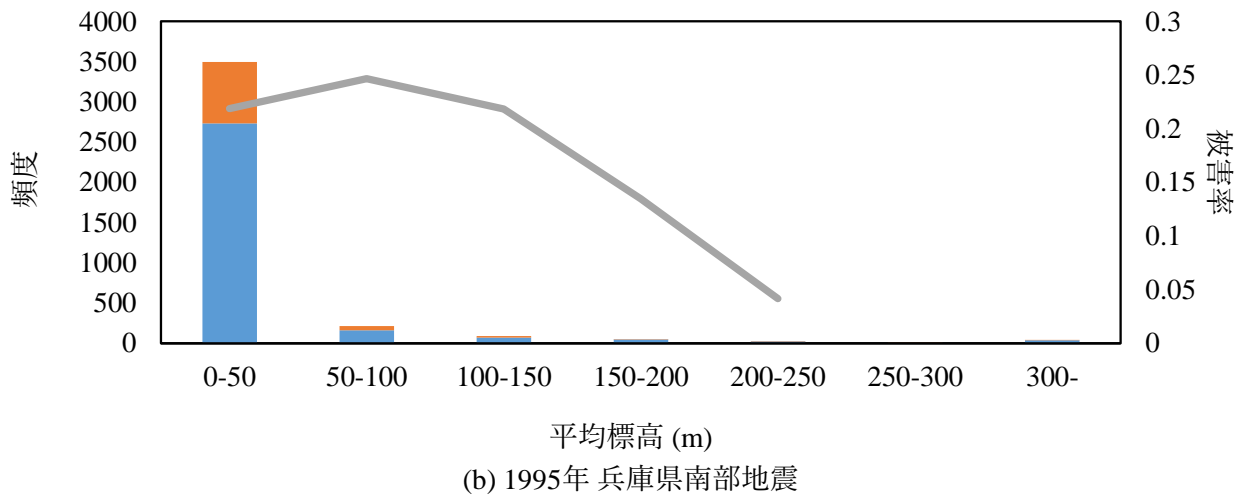
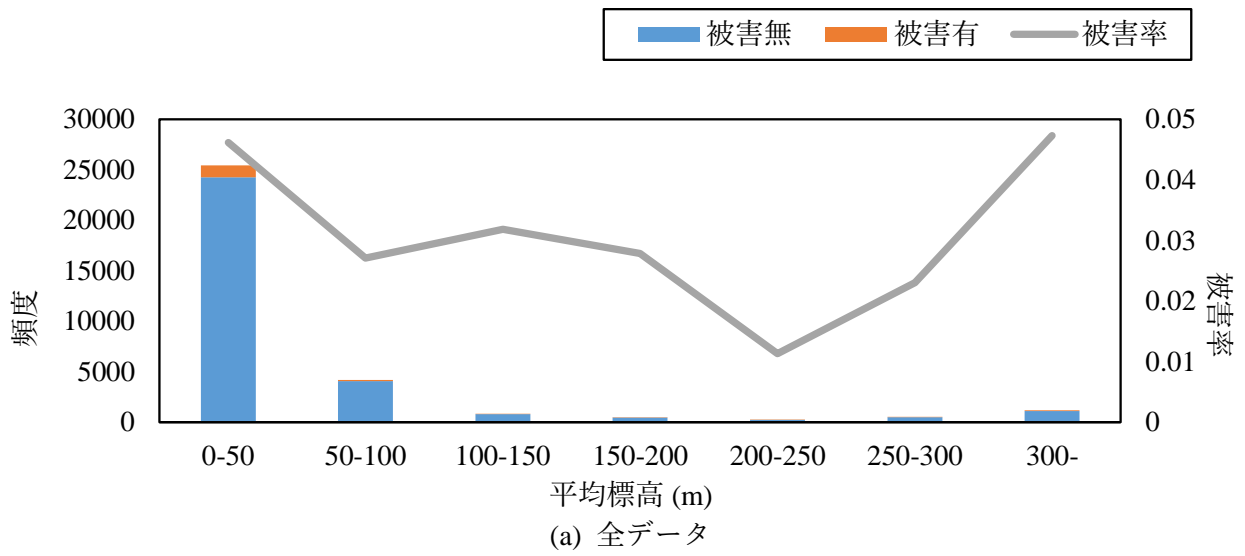
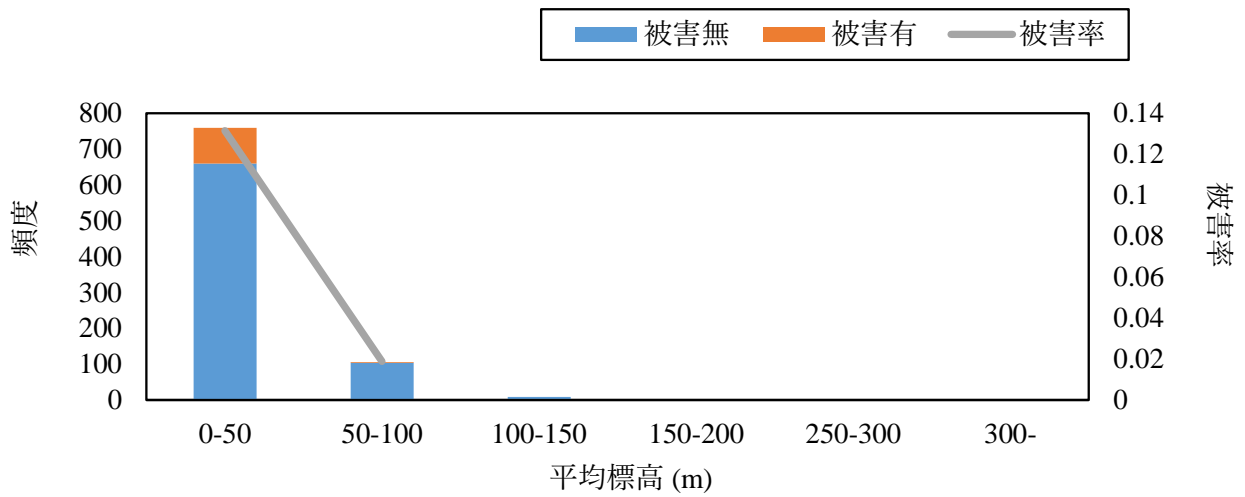
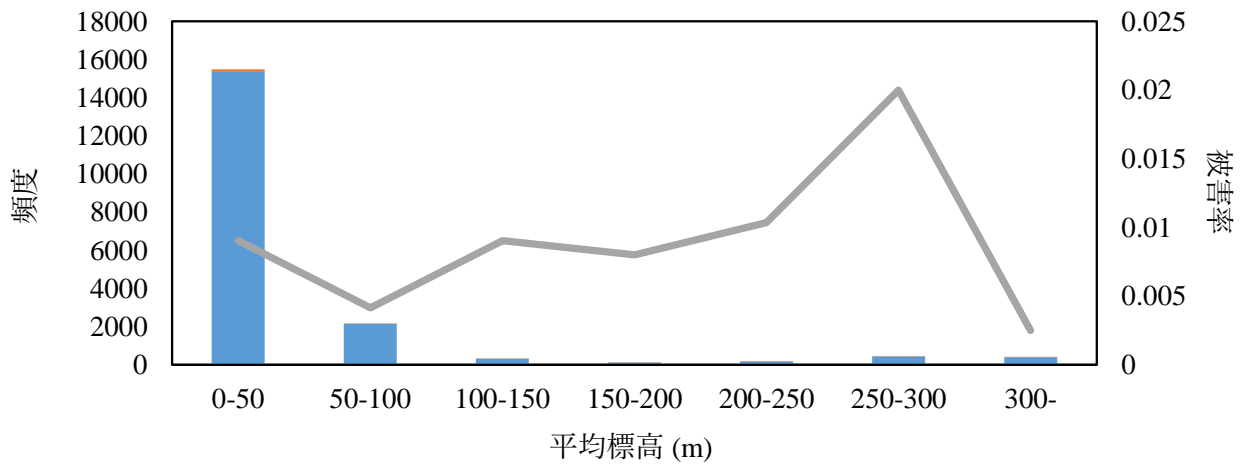


図 2.11 平均標高についてのヒストグラム (全体, 兵庫県南部, 新潟県中越)

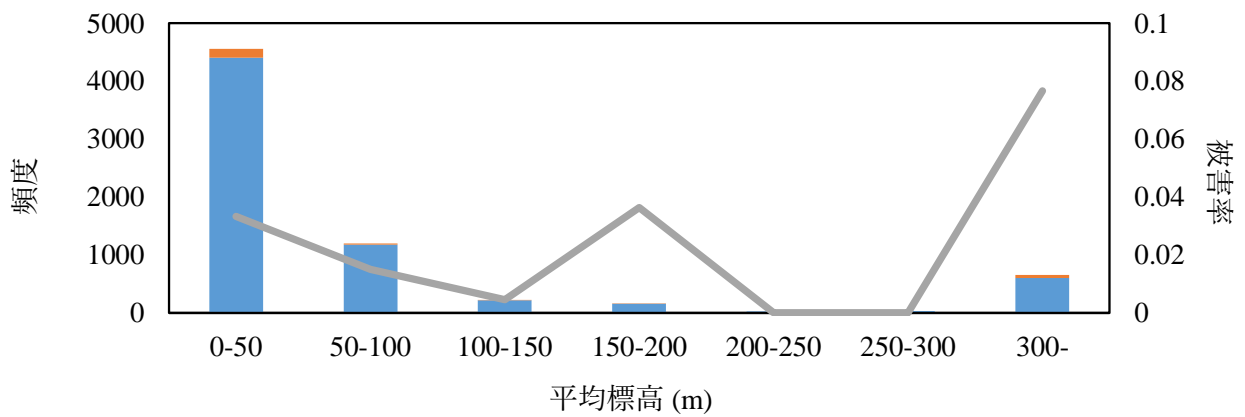




(d) 2007年 新潟県中越沖地震



(e) 2011年 東北地方太平洋沖地震



(f) 2016年 熊本地震

図 2.12 平均標高についてのヒストグラム (新潟県中越沖, 東北地方太平洋沖, 熊本)

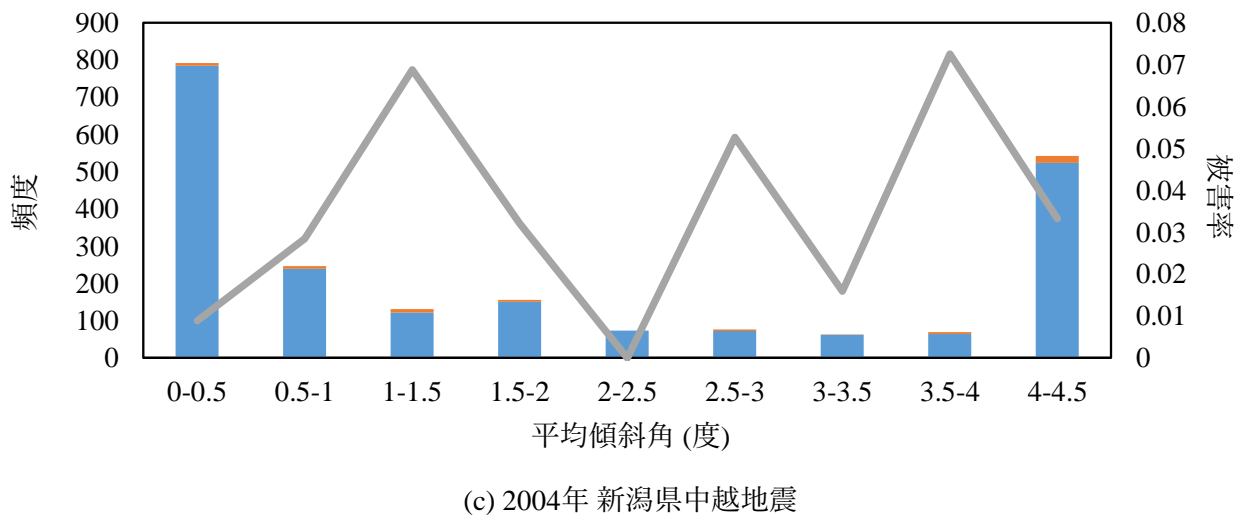
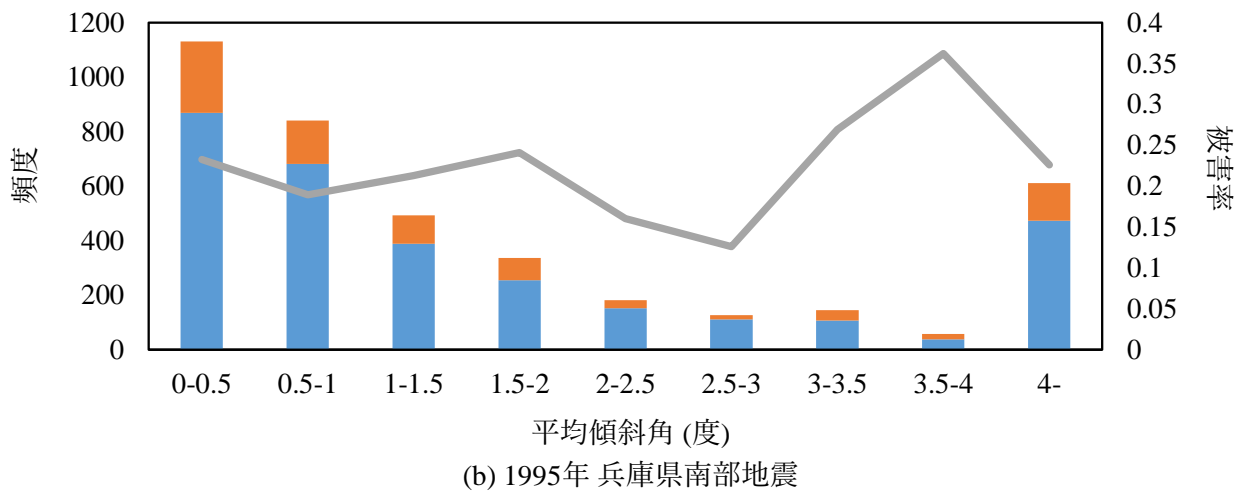
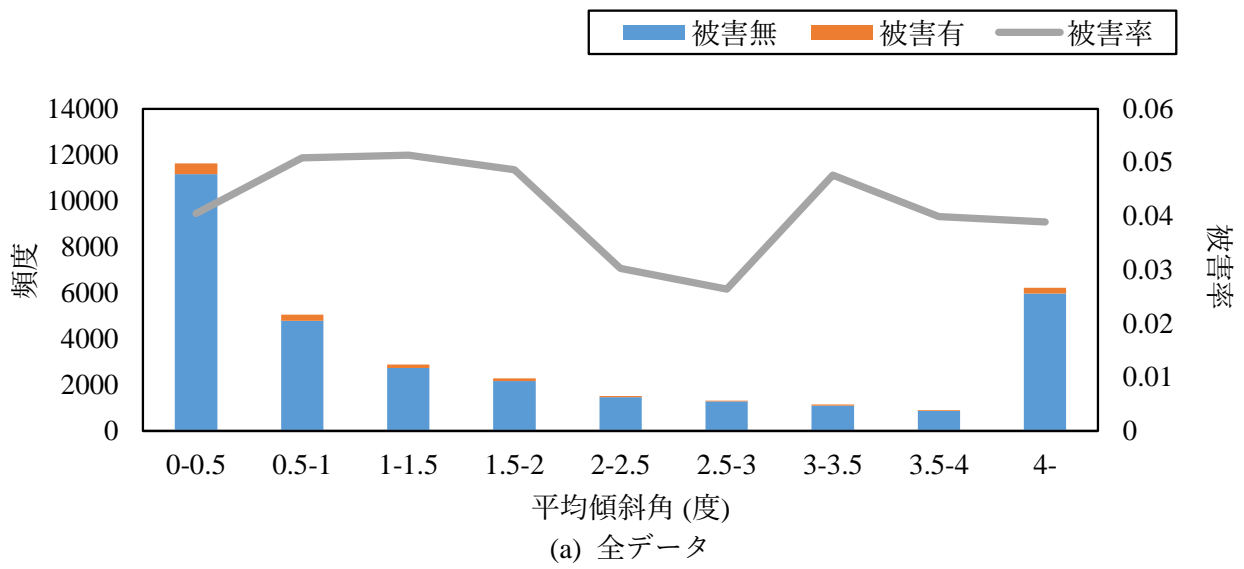
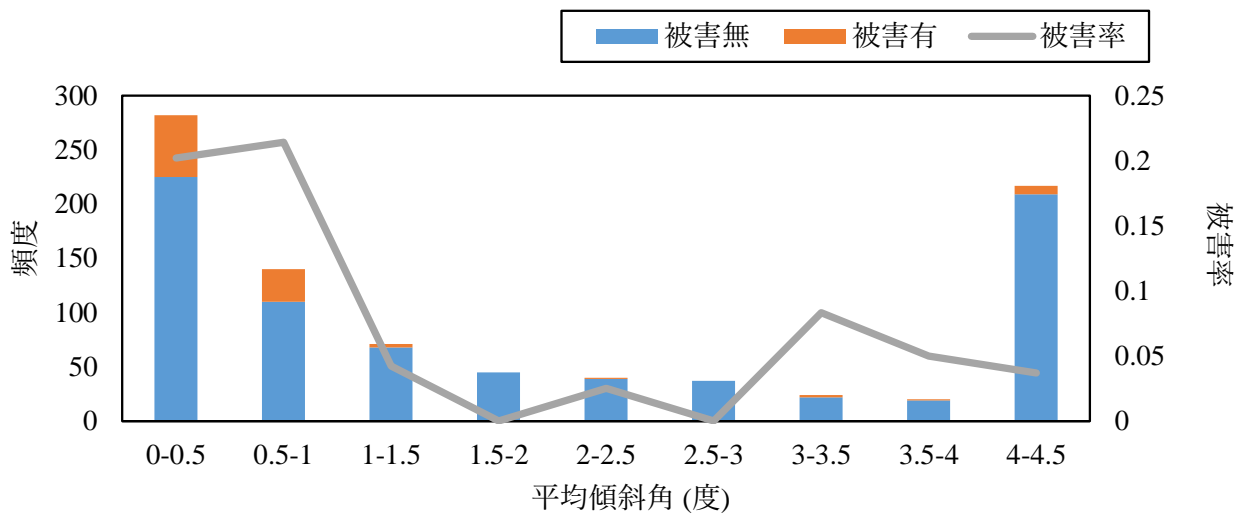
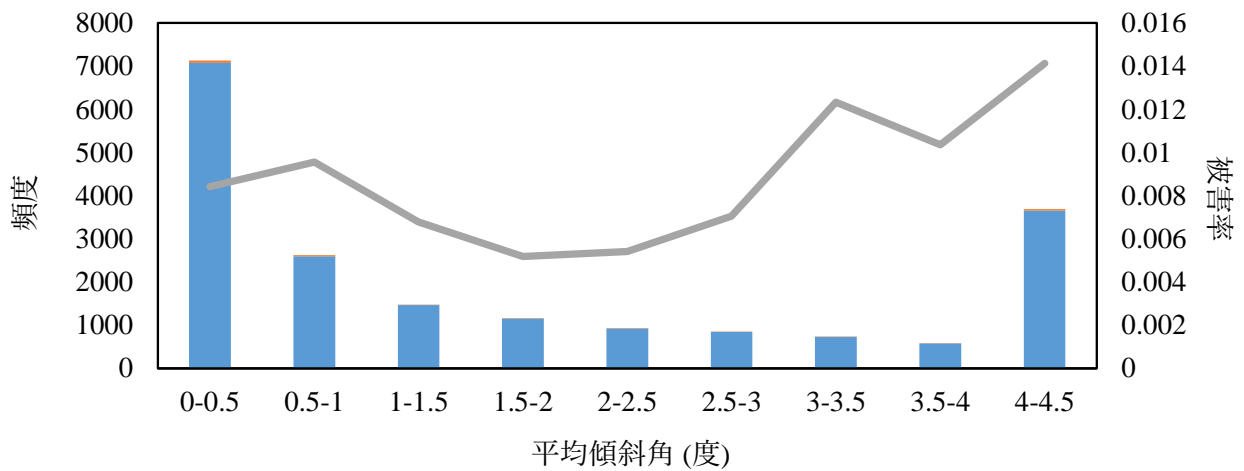


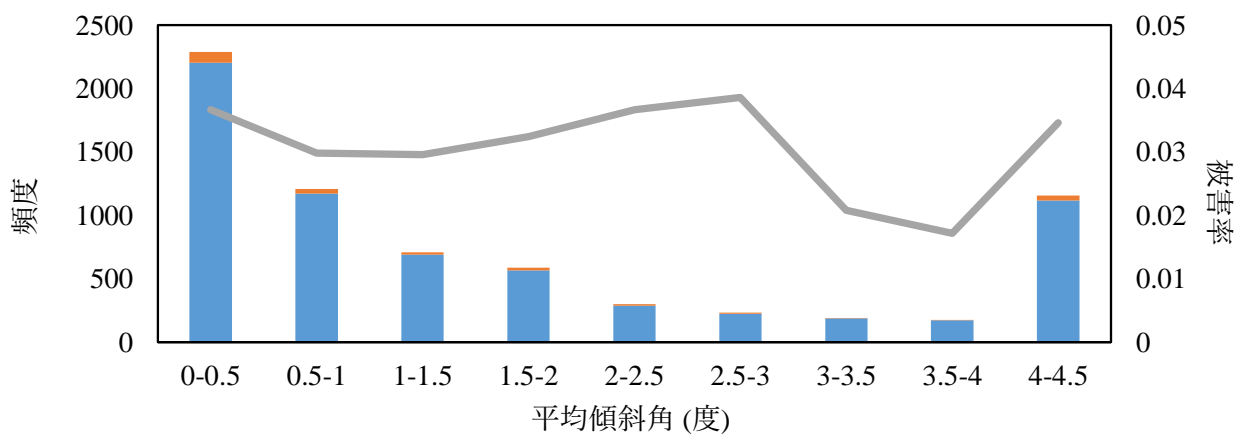
図 2.13 平均傾斜角についてのヒストグラム (全体, 兵庫県南部, 新潟県中越)



(d) 2007年 新潟県中越沖地震



(e) 2011年 東北地方太平洋沖地震



(f) 2016年 熊本地震

図 2.14 平均傾斜角についてのヒストグラム (新潟県中越沖, 東北地方太平洋沖, 熊本)

次に AVS30 と基本固有周期を考える．いずれも地盤の硬軟を示すもので，地下管路の被害に影響を与えうる指標である．これらについては，末富らの方法を用いて地震後等に行われた地盤調査やボーリングデータの収集などの結果を統合する [3]．

ここでまず AVS30 については，J-SHIS<sup>[4]</sup> にて公開されている 250m メッシュの AVS30 を利用し，これにボーリングデータを統合する．ボーリングデータを用いてあるメッシュの平均 S 波速度を評価する際には石田らのように式 (2.1) のように統合できる [5]．

$$\overline{AVS}_j = \frac{\sum_{i=1}^n w_{ij} AVS_i + w_g z_g}{\sum_{i=1}^n w_{ij} + w_g} \quad (2.1)$$

ここで， $\overline{AVS}_j$  はメッシュ  $j$  の AVS30 推定値， $AVS_i$  は地点  $i$  のボーリングデータによる AVS30， $w_{ij}$  は地点  $i$  とメッシュ  $j$  中心間の距離  $r_{ij}$  と係数  $\alpha$ ，整数  $n$  より式 (2.2) によって定まる重みである．

$$w_{ij} = \begin{cases} \frac{\alpha}{r_{ij}^n} & : \text{地点 } i \text{ とメッシュ } j \text{ が異なる場合} \\ \frac{1}{r_{ij}^n} & : \text{地点 } i \text{ とメッシュ } j \text{ が同じ場合} \end{cases} \quad (2.2)$$

本研究では  $\alpha$  は末富らと同様に  $\alpha = 10$  と， $n$  は石田らと同様に  $n = 2$  とする．また， $z_g$  は地形分類による AVS30 であり，メッシュの中心からの距離が  $r_g$  のボーリングデータとして扱う．すなわち重み  $w_g$  は式 (2.3) により求められる．

$$w_g = \frac{1}{r_g^n} \quad (2.3)$$

末富らは  $r_g$  を複数の値で検証した上で， $r_g = 1\text{km}$  を採用しているため，これを用いる．AVS30 を求めるには S 波速度が必要となるが，PS 検層データが少ないため N 値から算出する．本検討では，式 (2.4) に示す田村・山崎式を利用する [6]．

$$V_s = 108.5N^{0.319} \begin{cases} 1.08 \\ 0.93 \\ 1.00 \\ 1.00 \\ 0.64 \end{cases} \quad (2.4)$$

次に地盤の基本固有周期を考える．基本固有周期は同様に上部マンホールの位置における微地形区分に対する平均スペクトル増幅率における平均卓越周期を利用し表 2.4 に示す値に，AVS30 と同様のボーリングデータの統合を行う．[7]．微地形区分は防災科学研究所の地震ハザードステーション (J-SHIS) にて公開されている区分を利用する [4]．

AVS30 と基本固有周期について平均値と標準偏差を表 2.5 に示す．新潟県中越地震が山間部を中心とした地震であることから，AVS30 が高く基本固有周期が低い傾向にある．他の地震は

AVS30 が平均 200 から 300m/s に、基本固有周期が 0.3 から 0.4sec に入っており近い値となっている。新潟県中越地震と同程度に標高が高かった熊本地震の AVS30 と基本固有周期の傾向が中越地震のそれらと異なるのは、標高の高い阿蘇地域に後背湿地や自然堤防が存在していることが原因であると考えられる。

基本固有周期についてのヒストグラムを図 2.15 および図 2.16 に示す。10 件未満のデータの場合、被害率を表示していない。全データの傾向は 0.9 秒から 1 秒の箇所を除きおよそ 0.03 から 0.04 程度であり、基本固有周期について被害が集中している箇所などは見られない。新潟県中越地震では低周期の箇所に被害が集中し、新潟県中越沖地震、熊本地震は緩やかに周期の増加と共に被害率が増加している傾向がある。また東北地方太平洋沖地震は基本固有周期 1 秒以上の箇所に被害が集中しているが、これは浦安市での液状化による被害箇所であると考えられる。また

表 2.4 微地形区分と基本固有周期

微地形区分	基本固有周期 (sec)
山地	0.09
山麓地	0.13
丘陵	0.12
火山地	0.11
火山山麓地	0.17
火山性丘陵	0.17
岩石台地	0.17
砂礫質台地	0.11
ローム台地	0.17
谷底低地	0.13
扇状地	0.13
自然堤防	0.70
後背湿地	0.70
旧河道	0.70
三角州・海岸低地	0.70
砂州・砂礫洲	0.50
砂丘	0.13
干拓地	0.50
埋立地	1.10

AVS30 の傾向を図 2.17 および図 2.18 に示す。基本固有周期と同様に新潟県中越地震は AVS30 が高い箇所が、新潟県中越沖地震、東北地方太平洋沖地震、熊本地震では AVS30 が低い箇所に被害が多く見られる。

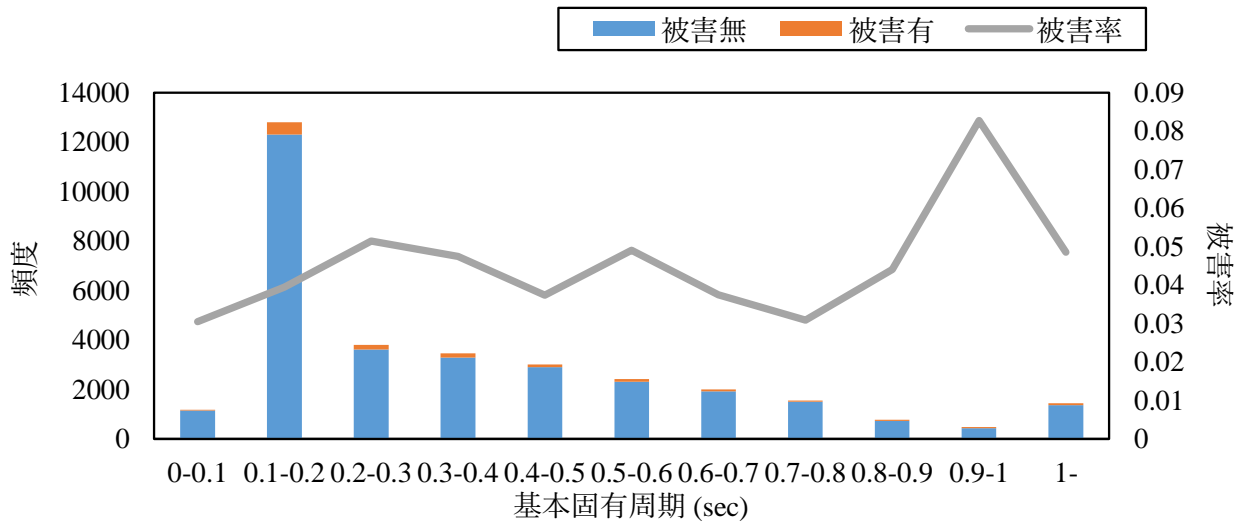
基本固有周期および AVS30 の傾向からも新潟県中越地震の被害傾向は他の地震とやや異なる傾向にあると言え、標高の高い箇所、周期や AVS30 が比較的高い箇所での道路崩落等が原因の被害であると考えられる。

次に盛土などの人工的に平坦化された土地であるか否かを判定する。当該箇所において、微地形区分が山地、山麓地、丘陵、火山地、火山山麓地、火山性丘陵のいずれかに該当するメッシュにおいて、国土数値情報の土地利用において道路、建物用地の面積が存在している場合に、人工的に平坦化された土地であると判定をする。

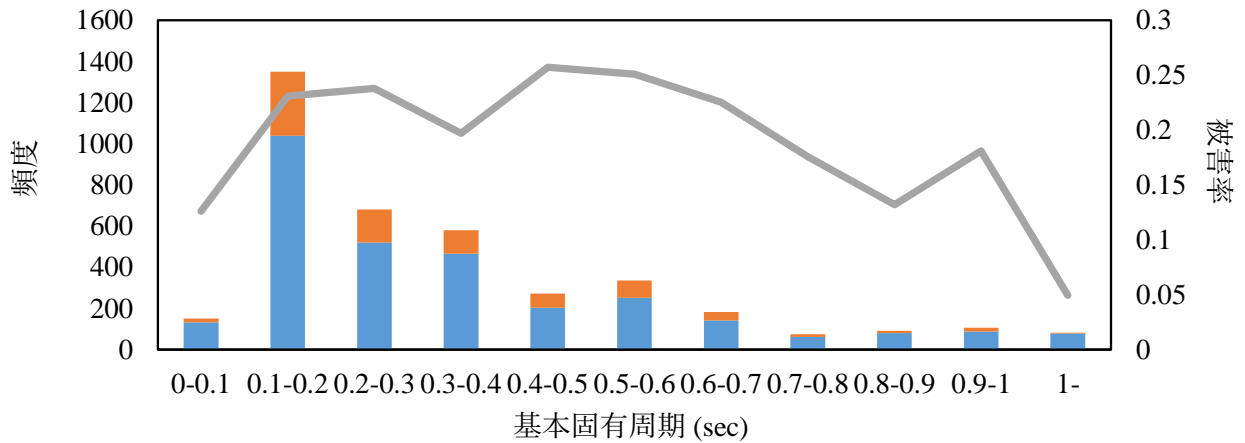
人工的に平坦化された箇所について被害を分析したものを表 2.6 に示す。山麓地は被害を受けた管路が無いため除外する。山地においては有意に被害が異なり、人工的に平坦化された箇所の被害を分類できている。一方で他の微地形区分については有意な差が見られなかった。火山地、火山性山麓地は熊本地震におけるデータであり、阿蘇などでは火山地と火山性山麓地と後背湿地のメッシュが隣接している箇所などがある。これに依って実際に埋設されている地形としては後背湿地に近い環境であっても火山地や火山性山麓地と判断されているものもある可能性があり、有意な差が見られない可能性がある。

表 2.5 地震毎の AVS30 と基本固有周期の平均と標準偏差

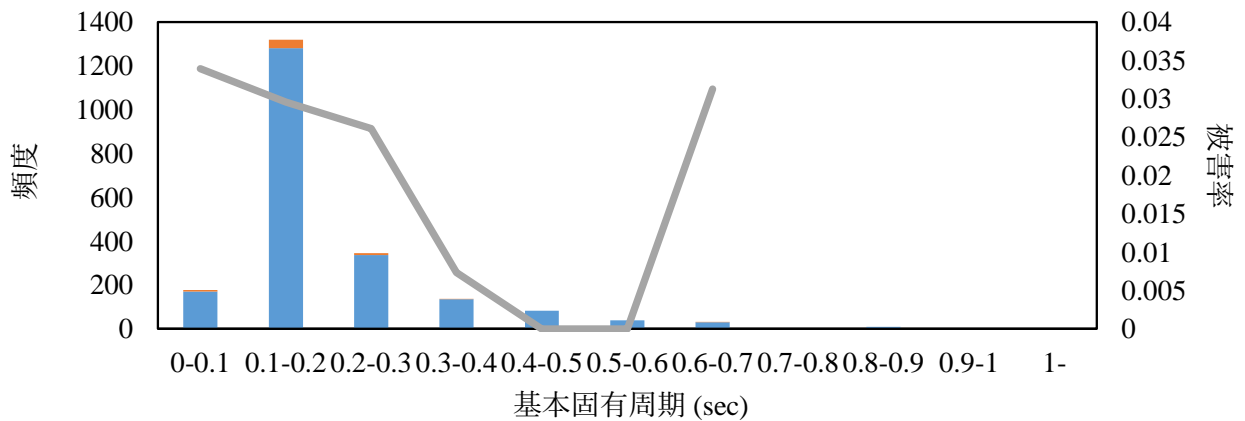
地震	平均 AVS30 (m/s)	AVS30 標準偏差 (m/s)	平均基本 固有周期 (sec)	基本固有周期 標準偏差 (sec)
1995 年兵庫県南部地震	245.0	65.6	0.34	0.25
2004 年新潟県中越地震	357.0	104.3	0.19	0.13
2007 年新潟県中越沖地震	283.5	127.1	0.38	0.30
2011 年東北地方 太平洋沖地震	252.1	106.5	0.39	0.31
2016 年熊本地震	259.4	84.5	0.36	0.30
全体	260.4	102.1	0.37	0.30



(a) 全データ

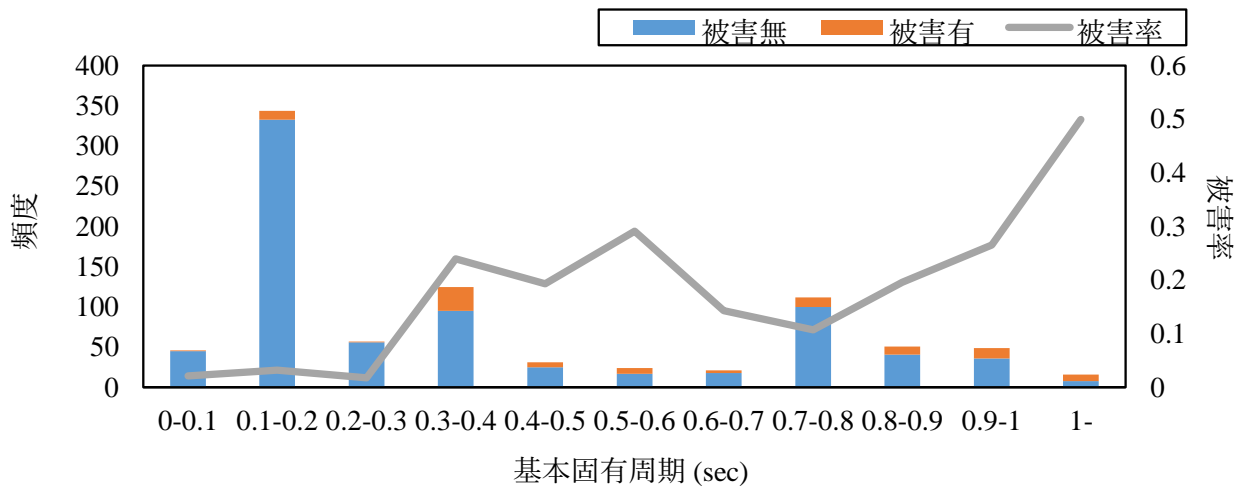


(b) 1995年 兵庫県南部地震

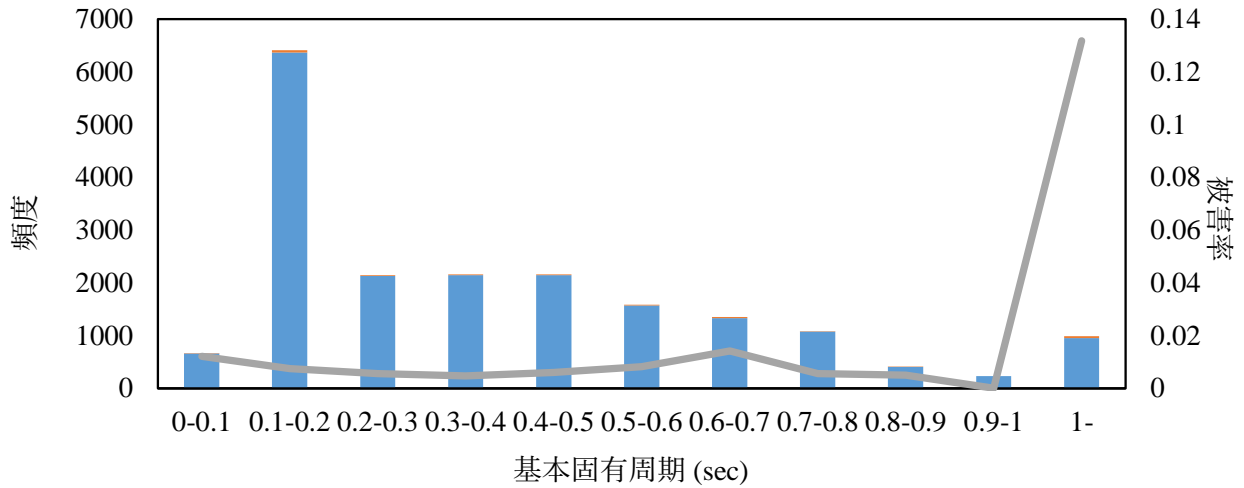


(c) 2004年 新潟県中越地震

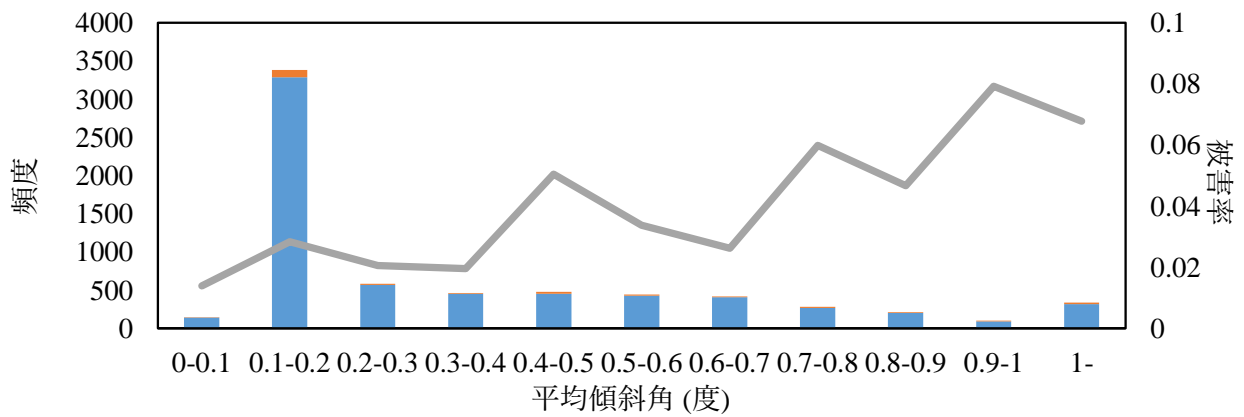
図 2.15 基本固有周期についてのヒストグラム (全体, 兵庫県南部, 新潟県中越)



(d) 2007年 新潟県中越沖地震



(e) 2011年 東北地方太平洋沖地震



(f) 2016年 熊本地震

図 2.16 基本固有周期についてのヒストグラム (新潟県中越沖, 東北地方太平洋沖, 熊本)



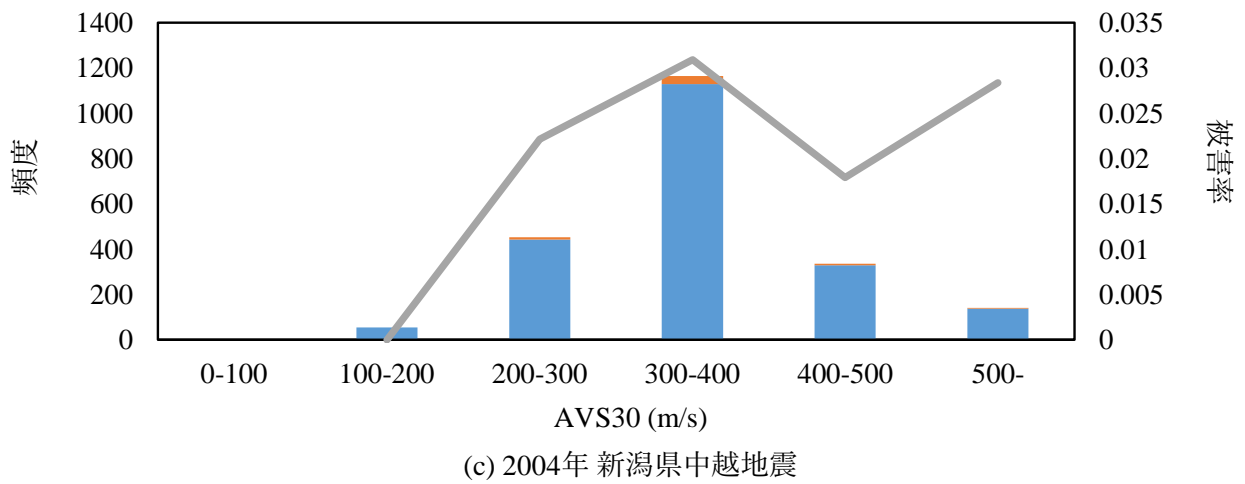
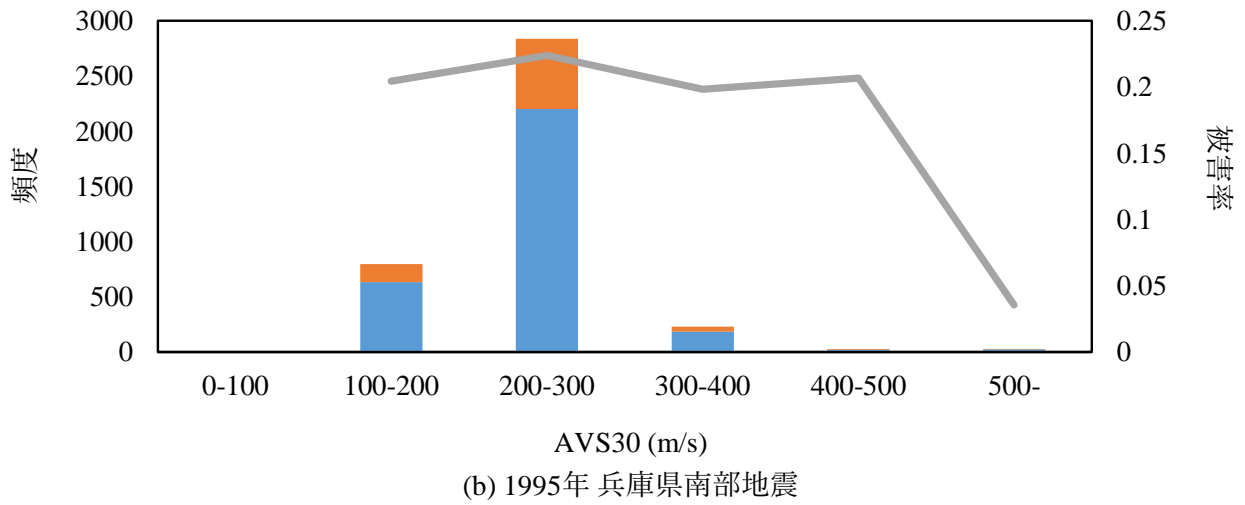
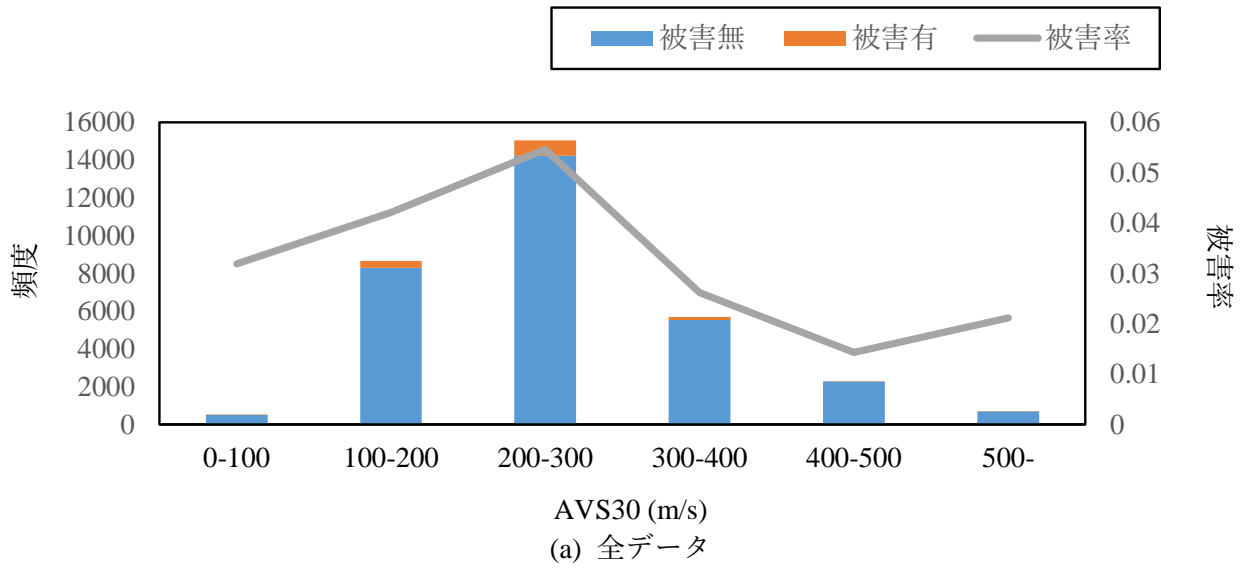
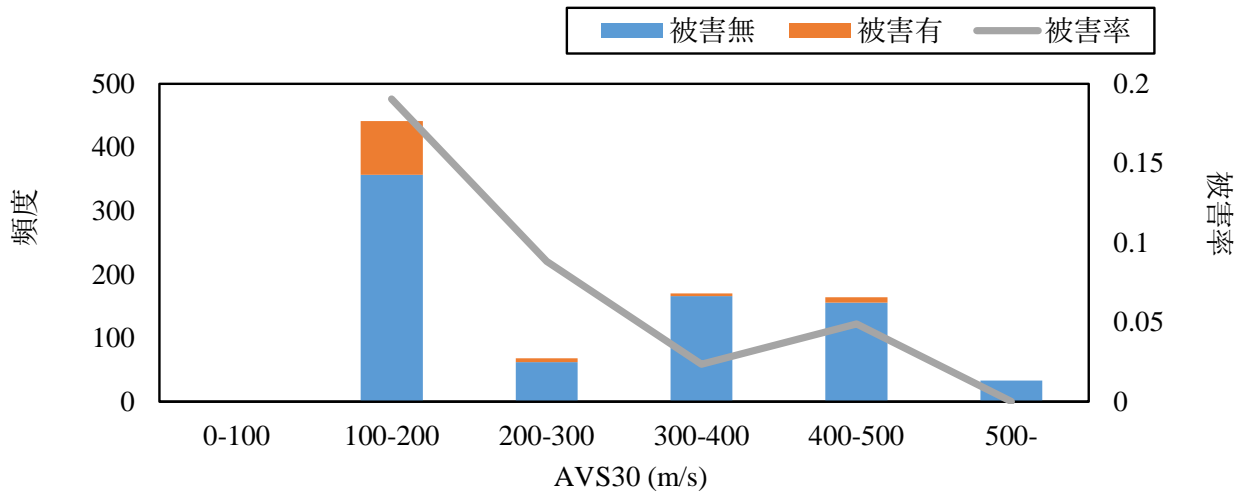
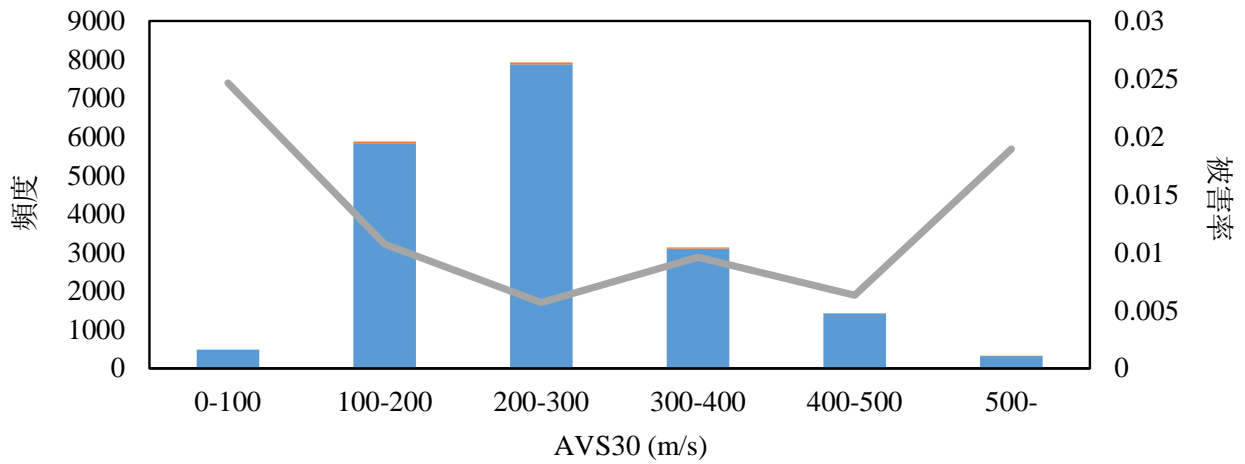


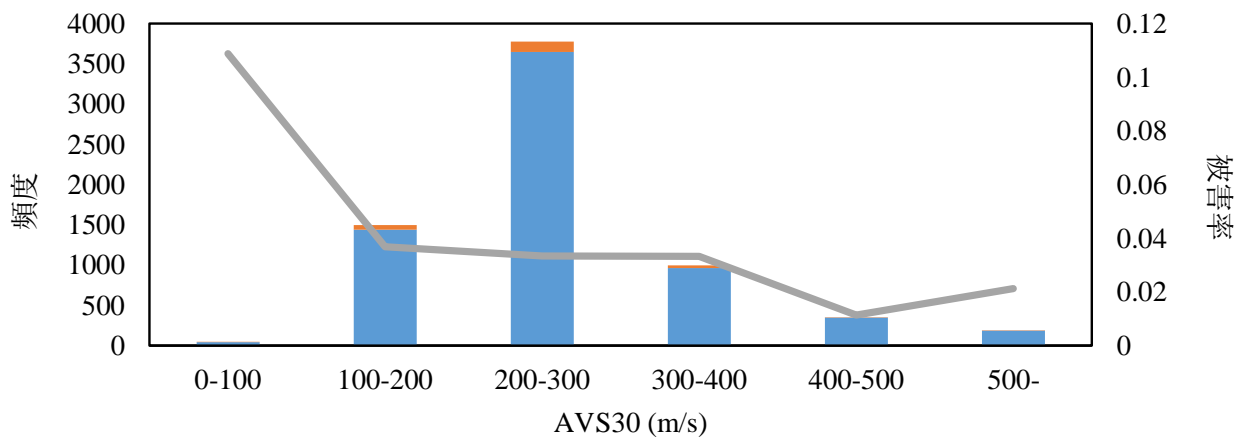
図 2.17 AVS30 についてのヒストグラム (全体, 兵庫県南部, 新潟県中越)



(d) 2007年 新潟県中越沖地震



(e) 2011年 東北地方太平洋沖地震



(f) 2016年 熊本地震

図 2.18 AVS30 についてのヒストグラム (新潟県中越沖, 東北地方太平洋沖, 熊本)

表 2.6 推定人工平坦化地の影響

微地形区分	被害無	被害有	検定結果 (5% 有意水準)
山地 (推定人工平坦化地)	149	20	有意
山地 (上記以外)	397	9	
丘陵 (推定人工平坦化地)	1289	47	有意でない
丘陵 (上記以外)	692	18	
火山地 (推定人工平坦化地)	29	0	有意でない
火山地 (上記以外)	174	4	
火山山麓地 (推定人工平坦化地)	726	33	有意でない
火山山麓地 (上記以外)	288	18	
火山性丘陵 (推定人工平坦化地)	258	3	有意でない
火山性丘陵 (上記以外)	120	1	

## 2.4 地震動の情報

各地震の地震動の推定は気象庁の地震動観測データ [8] および防災科学研究所の K-NET, Kik-net<sup>[9]</sup> の観測データを用い, 末富らの知見を基に推定する [10]. 今回の推定では, 観測された PGV などの地震動指標の値から地表面の増幅度を用いて観測点における工学的基盤面の値を推定する. 距離減衰式をトレンド成分として観測値との誤差を補間する Kriging 法を用いて, 250m メッシュの工学的基盤面上の値を推定し, 推定箇所の上層の増幅度で地表面の推定値を算出する. トレンド成分とする距離減衰式は片岡らの式である式 (2.5) を用いる [11].

$$\log_{10} Y_{ij} = a_1 M_w - bX + c_0 - \log_{10} \left( X + d \cdot 10^{0.5M_w} \right) + c_j \quad (2.5)$$

ここで,  $Y$  は推定する地震動指標,  $M_w$  はモーメントマグニチュード,  $X$  は断層最短距離,  $a$ ,  $b$ ,  $c$  は回帰係数である.

表面の増幅度は前項にて推定した AVS30 を基に算出する. 最大速度増幅度  $\lambda_{PGV}$  は式 (2.6) に示す J-SHIS で用いている藤本・翠川の式により算定する [12].

$$\log \lambda_{PGV} = 2.367 - 0.0852 \log(\text{AVS30}) \quad (2.6)$$

SI 値は式 (2.7), 式 (2.8) に示す童ら [13] の式で, PGV から計測震度  $I$  を媒介し変換し算定する.

$$I = 2.30 + 2.01 \times \log_{10}(\text{PGV}) \quad (2.7)$$

$$I = 2.43 + 1.96 \times \log_{10}(\text{SI}) \quad (2.8)$$

地表面最大加速度 (PGA) と計測震度は地震動が強くなると地盤の非線形化の影響が強くなる. これを考慮したモデルとして, 末富ら [14] のモデルを用いる. 用いる指標の平均値および標準偏差を表 2.7 と表 2.8 に示す.

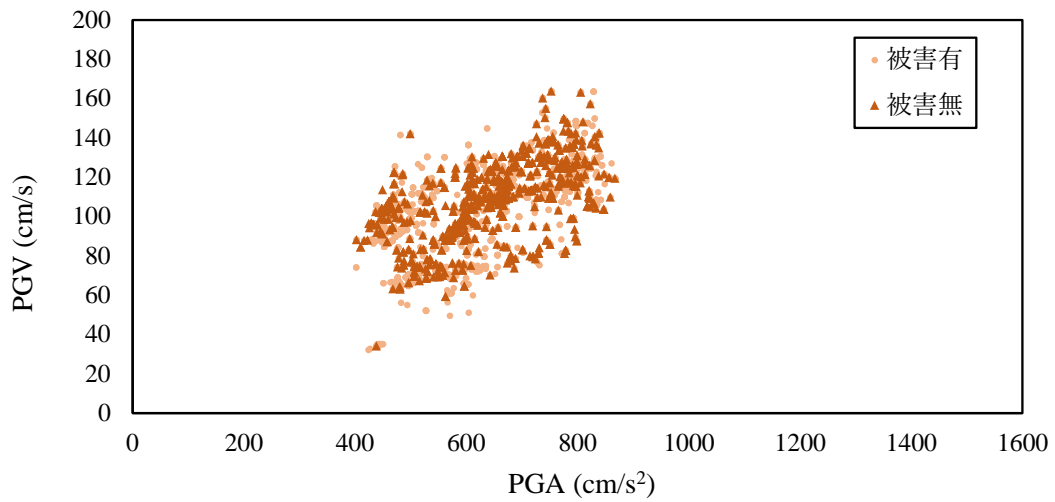
また, 各地震における PGV と PGA 二軸での分布を図 2.19 および図 2.20 に示す. PGA が  $800\text{cm/s}^2$  を超え, PGV が  $100\text{cm/s}$  を超える場合に被害が多いとされるが, 本データではここに該当するデータは多くない. 分布としては新潟県中越地震と東北地方太平洋沖地震は相対的に短周期, 中越沖地震は長周期, 熊本地震は中間程度と見ることができる.

表 2.7 地震毎の地震動指標の平均と標準偏差 (兵庫, 中越, 中越沖)

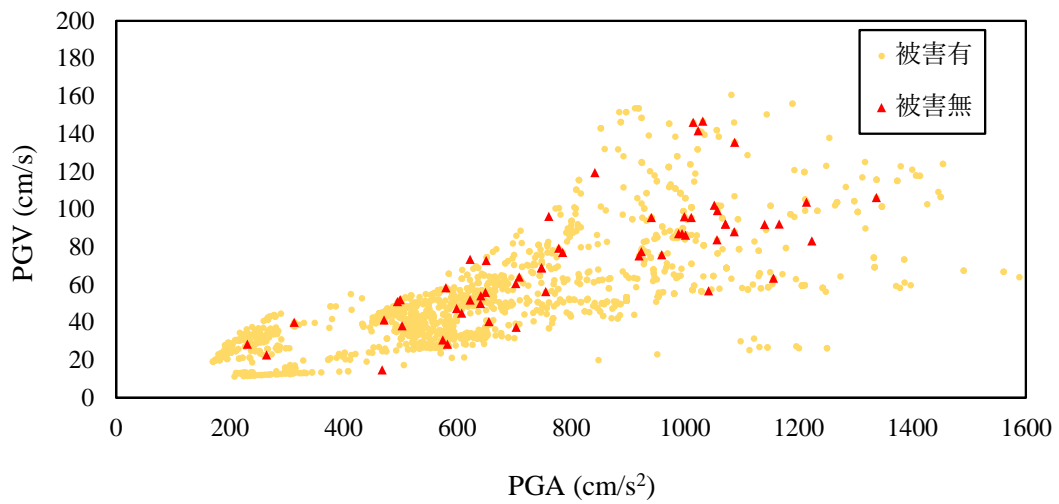
地震	地震動指標	平均	標準偏差
1995 年 兵庫県南部地震	PGV (cm/s)	106.8	21.0
	SI 値 (cm/s)	108.4	27.2
	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	641.0	111.0
	計測震度	6.16	0.20
	等価卓越周期	1.06	0.19
	換算変位	18.3	5.6
	地盤ひずみ	0.25	0.17
2004 年 新潟県中越地震	PGV (cm/s)	52.1	26.6
	SI 値 (cm/s)	58.6	29.9
	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	653.5	271.3
	計測震度	5.70	0.39
	等価卓越周期	0.52	0.17
	換算変位	4.6	3.7
	地盤ひずみ	0.07	0.07
2007 年 新潟県中越沖地震	PGV (cm/s)	82.9	44.6
	SI 値 (cm/s)	71.1	36.1
	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	483.6	198.0
	計測震度	5.79	0.46
	等価卓越周期	1.05	0.36
	換算変位	15.7	11.6
	地盤ひずみ	0.21	0.19

表 2.8 地震毎の地震動指標の平均と標準偏差 (東北, 熊本)

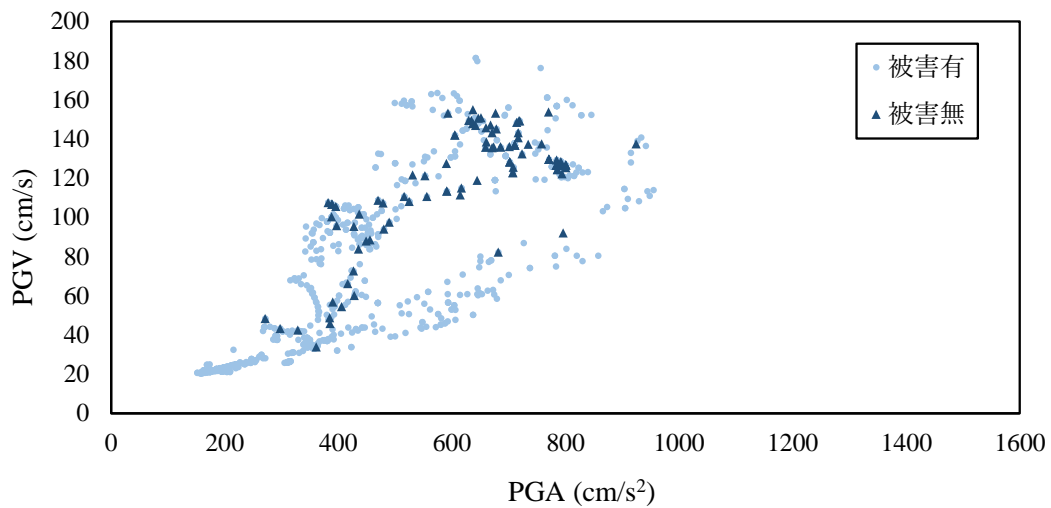
地震	地震動指標	平均	標準偏差
2011 年 東北地方太平洋沖地震	PGV (cm/s)	44.8	17.5
	SI 値 (cm/s)	49.9	19.8
	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	510.1	207.2
	計測震度	5.61	0.31
	等価卓越周期	0.61	0.24
	換算変位	4.6	3.3
	地盤ひずみ	0.13	0.11
2016 年 熊本地震	PGV (cm/s)	78.5	25.4
	SI 値 (cm/s)	86.2	27.1
	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	660.8	142.8
	計測震度	5.99	0.24
	等価卓越周期	0.77	0.28
	換算変位	10.4	8.7
	地盤ひずみ	0.22	0.17



(a) 1995年 兵庫県南部地震

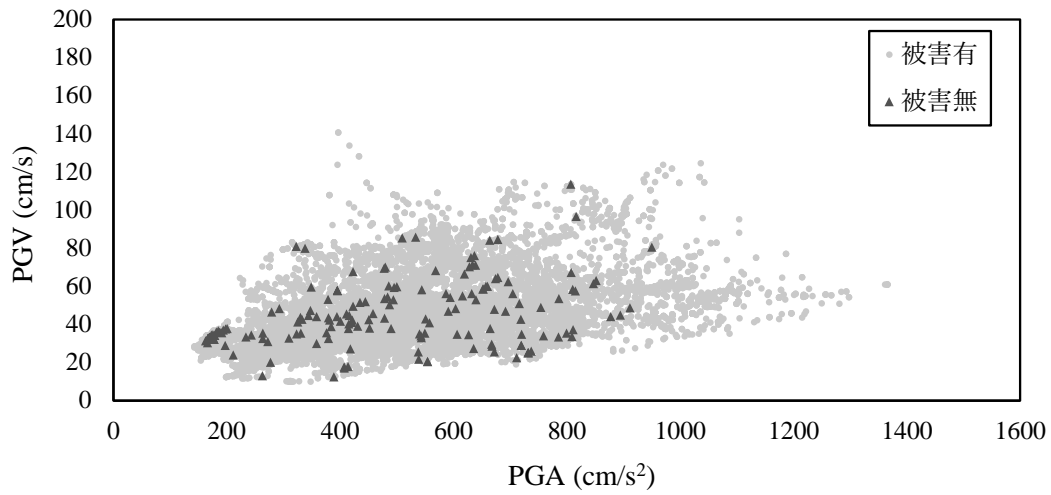


(b) 2004年 新潟県中越地震

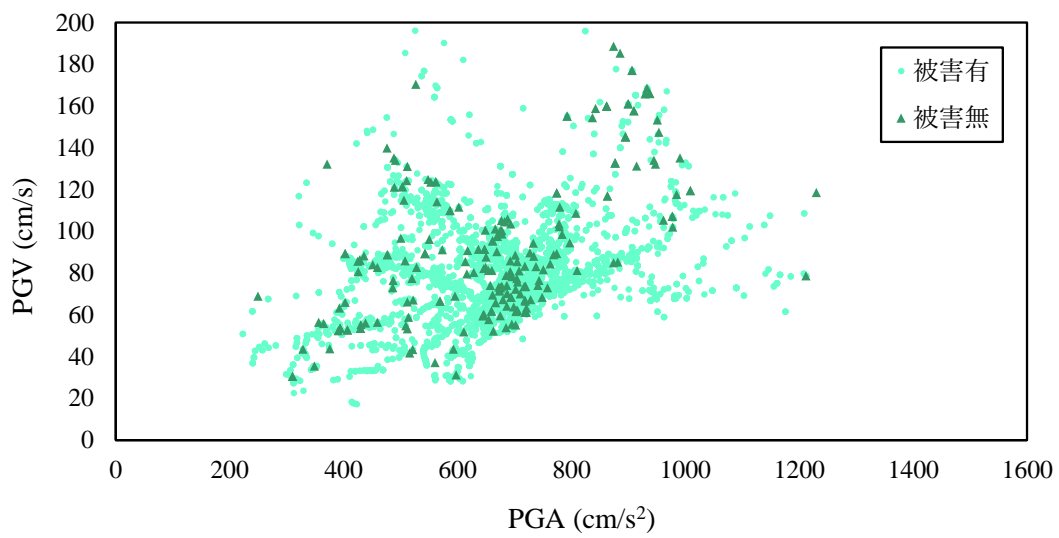


(c) 2007年 新潟県中越沖地震

図 2.19 PGA と PGV の分布 (兵庫, 中越, 中越沖)



(d) 2011年 東北地方太平洋沖地震



(e) 2016年 熊本地震

図 2.20 PGA と PGV の分布 (東北, 熊本)



地下管路のような地中構造物は単位長さあたりの質量が小さいために地盤変形が重要となり PGV が強く影響することから、前章で述べた通り水道や下水道においては PGV に対する被害率曲線が作成されている。このため、PGV は通信地下管路に対しても被害に大きく寄与すると考えられる。PGV についてのヒストグラムを図 2.21 および図 2.22 に示す。全体の傾向として PGV が 40cm/s 未満の場合には被害率が 0.01 を下回っているがその後上昇し、80cm/s を超えると 0.05 を超え被害率が相対的に高くなる。被害率はその後も上昇し 90cm/s 以上の場合には 0.1 を超え 130cm/s 以上で被害率が 0.2 を超える。PGV については被害率がほぼ単調に増加しており、被害率の考え方は異なるが皆川ら<sup>[15]</sup>によると下水道の標準被害率曲線は 40cm/s から被害率が上昇し、80cm/s から 90cm/s までで被害率高くなることから 80cm/s までの挙動は、今回対象としている通信用地下管路と被害傾向が近いと言える。各地震で見ると、兵庫県南部地震と新潟県中越沖地震は 40cm/s を超えると被害率が上昇している。中越地震は 60cm/s を超えると被害率が高くなるが、100cm/s 以上の箇所については被害率が低下している。東北地方太平洋沖地震については PGV が低い箇所の被害が多くなっているが、浦安等震源から遠い箇所で液状化被害が生じた箇所の被害が現れたものであると考えられる。熊本地震は 120cm/s と非常に大きくなった場合に被害率が大きくなっている。これは益城等の震源近くでの被害が多く見られることが影響しているものであると考えられる。

次に SI 値は速度応答スペクトルの 0.1 秒から 2.5 秒の積分値として算出されるものであり、構造物への被害を表す指標として用いられている。本研究においては先述の通り式 (2.7) より推定している。この指標は特に都市ガスの供給停止基準に用いられ、木造建物被害との関係なども研究されている<sup>[16]</sup>。SI 値のヒストグラムを図 2.23 および図 2.24 に示す。全体として 60cm/s より被害率が上昇しはじめ直線的に被害率が上昇する。兵庫県南部地震、新潟県中越地震が特に 60cm/s より被害が発生し始める傾向となっており、ガス導管の停止基準と合致している。一方で熊本地震や東北地方太平洋沖では被害率が 120cm/s までほぼ一定であり、被害率が上昇する傾向を見ることはできない。

次に PGA について分析する。PGA も同様に地震による被害を推定する際に広く利用される指標であり例えば鉄道で PGV や等価卓越周期と併せて被害推定を行う手法が検討されている<sup>[17]</sup>。被害を分析したものを図 2.25 および図 2.26 に示す。PGA については  $300\text{cm/s}^2$  を超えると被害が見られ、 $500\text{cm/s}^2$  から  $900\text{cm/s}^2$  では被害率が 5% から 7% 程度となっている。ただし  $900\text{cm/s}^2$  においては被害率が低下し約 3% となっており、PGA に対する被害率は単調には増加しておらず、 $500\text{cm/s}^2$  で一定の被害率を示すような傾向にある。

計測震度も地震動の強さを表す指標であり、観測点の計測震度計を用いて観測される。ヒストグラムを図 2.27 および図 2.28 に示す。計測震度は 6.0 以上で被害率が 9.4%、6.5 以上で被害率が

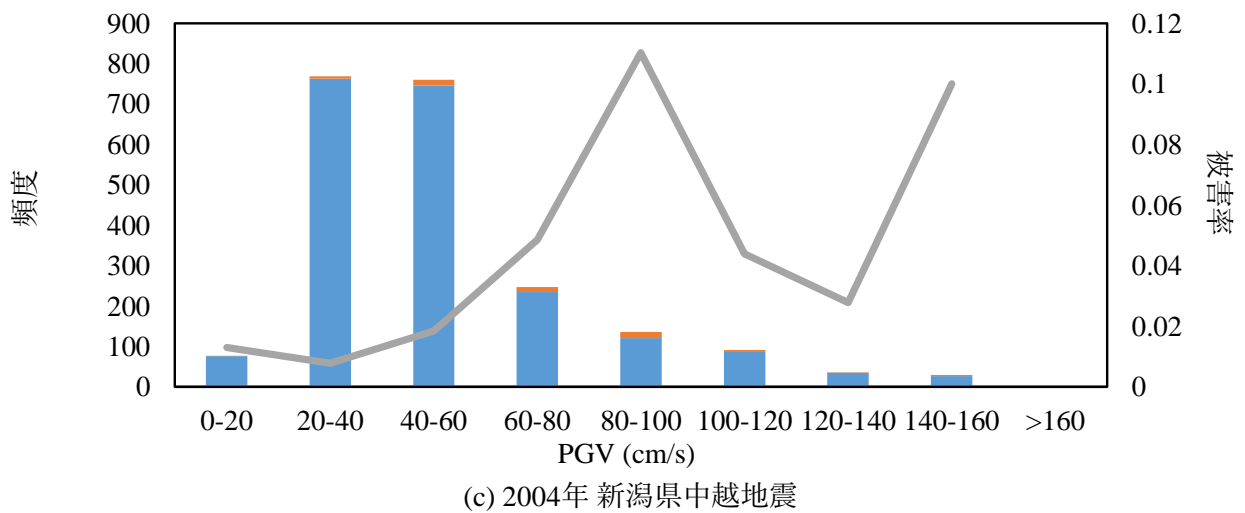
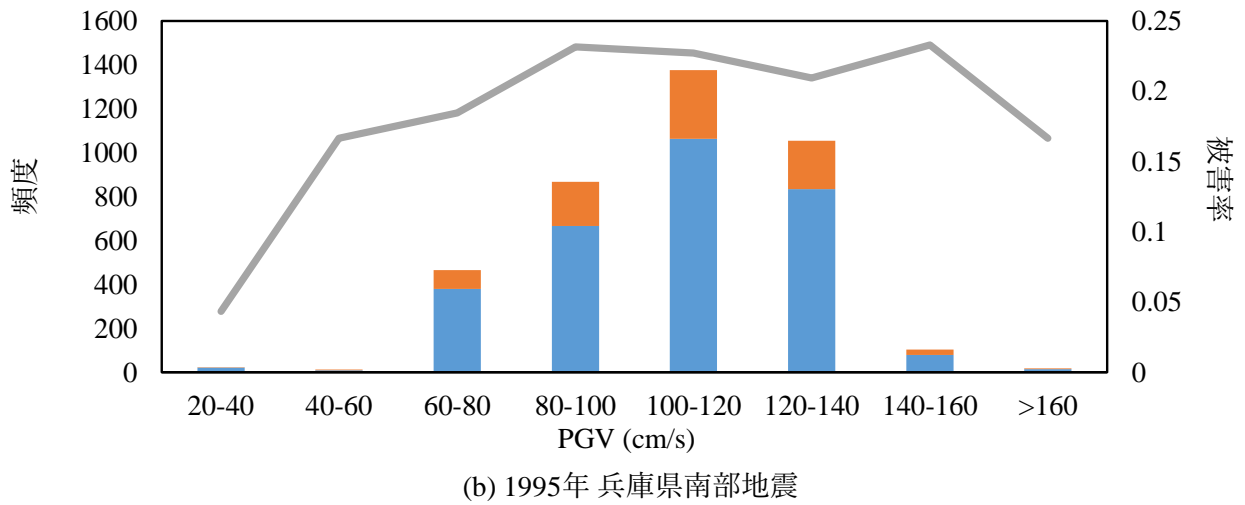
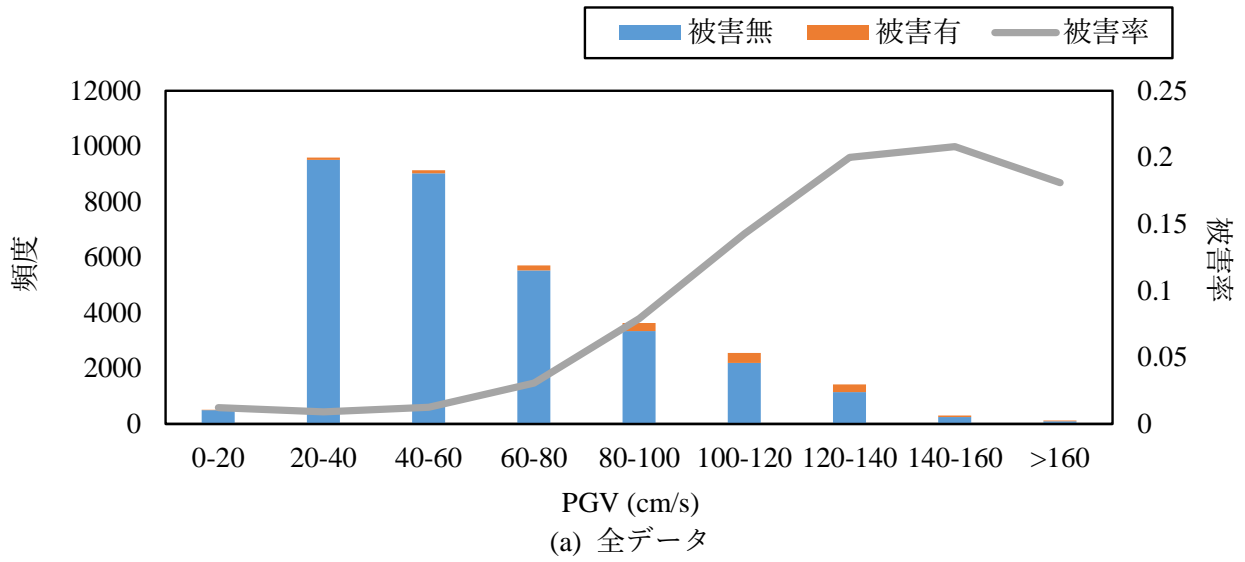
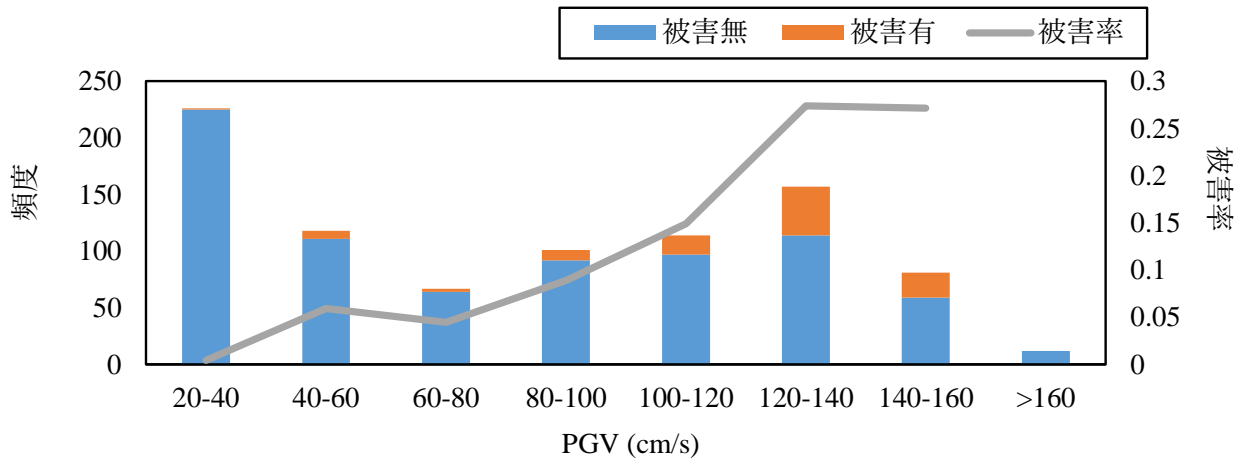
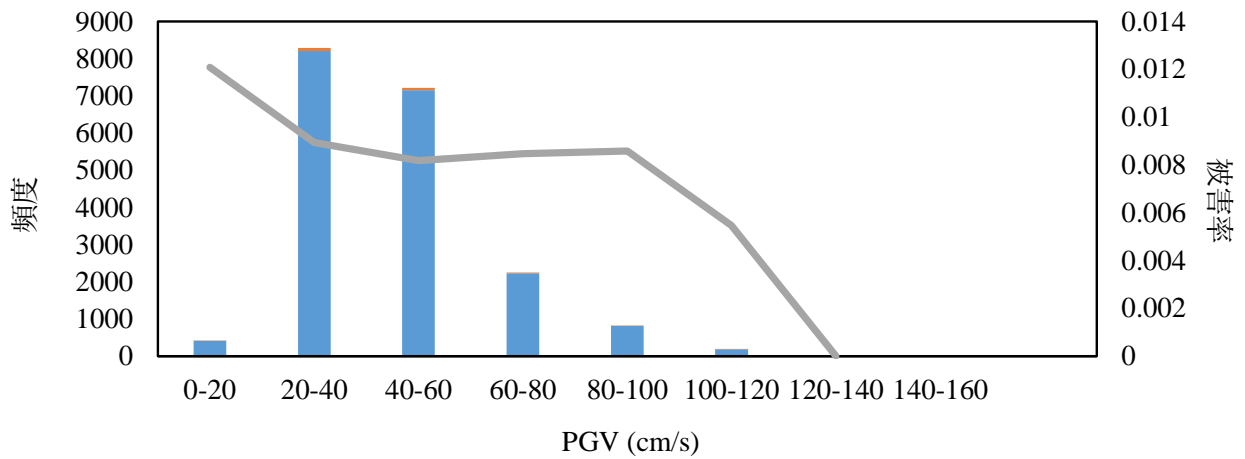


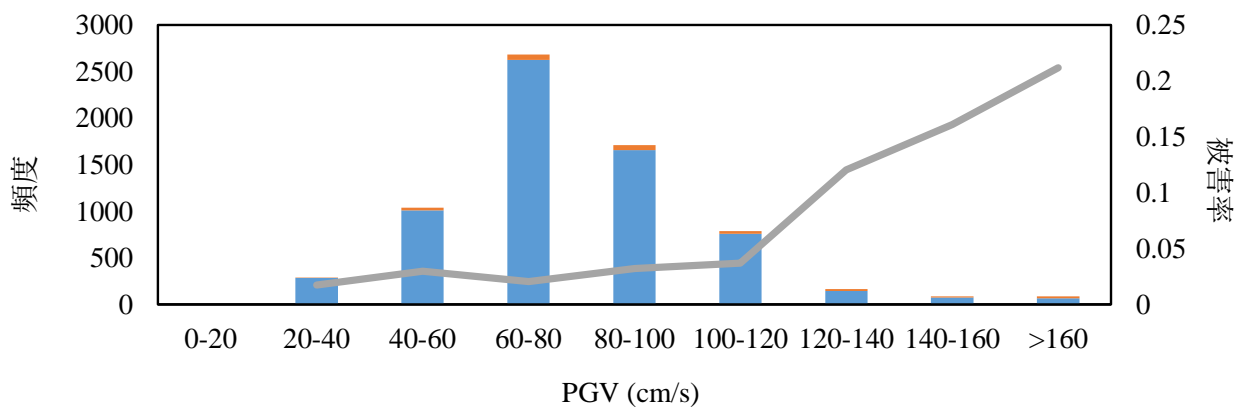
図 2.21 PGV についてのヒストグラム (全体, 兵庫県南部, 新潟県中越)



(d) 2007年 新潟県中越沖地震



(e) 2011年 東北地方太平洋沖地震



(f) 2016年 熊本地震

図 2.22 PGV についてのヒストグラム (新潟県中越沖, 東北地方太平洋沖, 熊本)

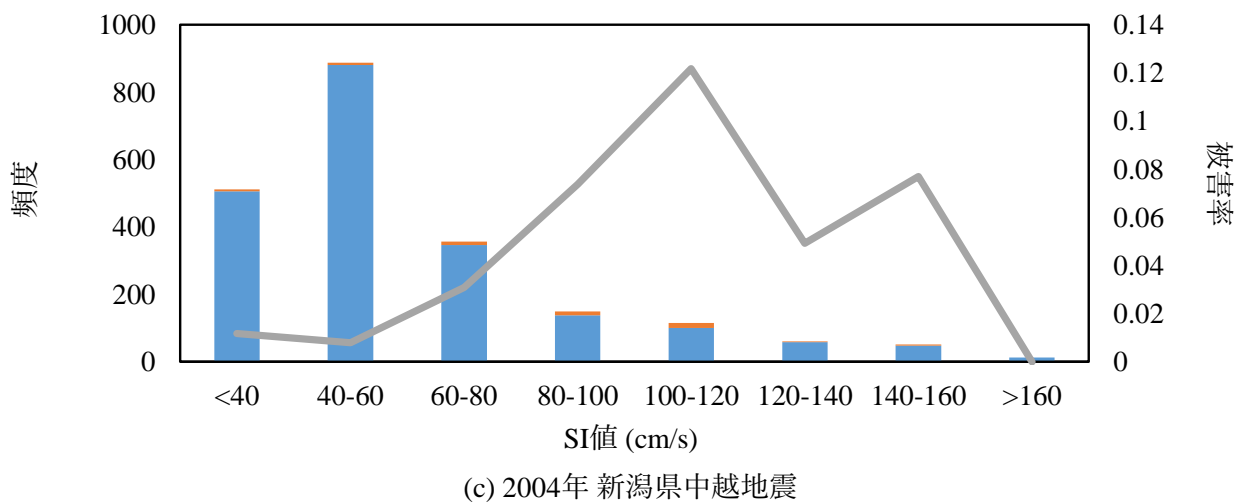
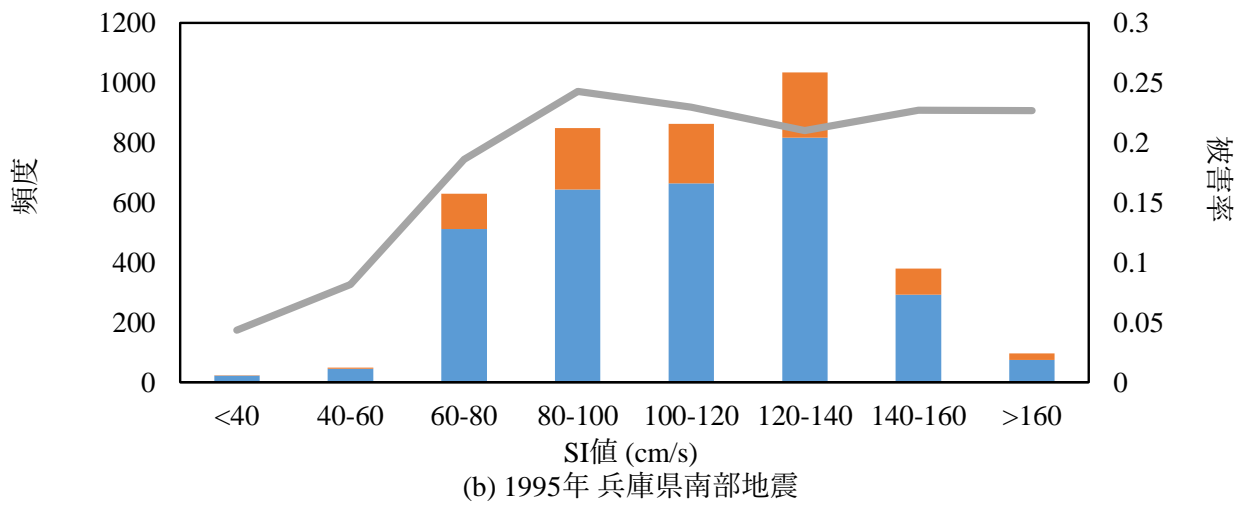
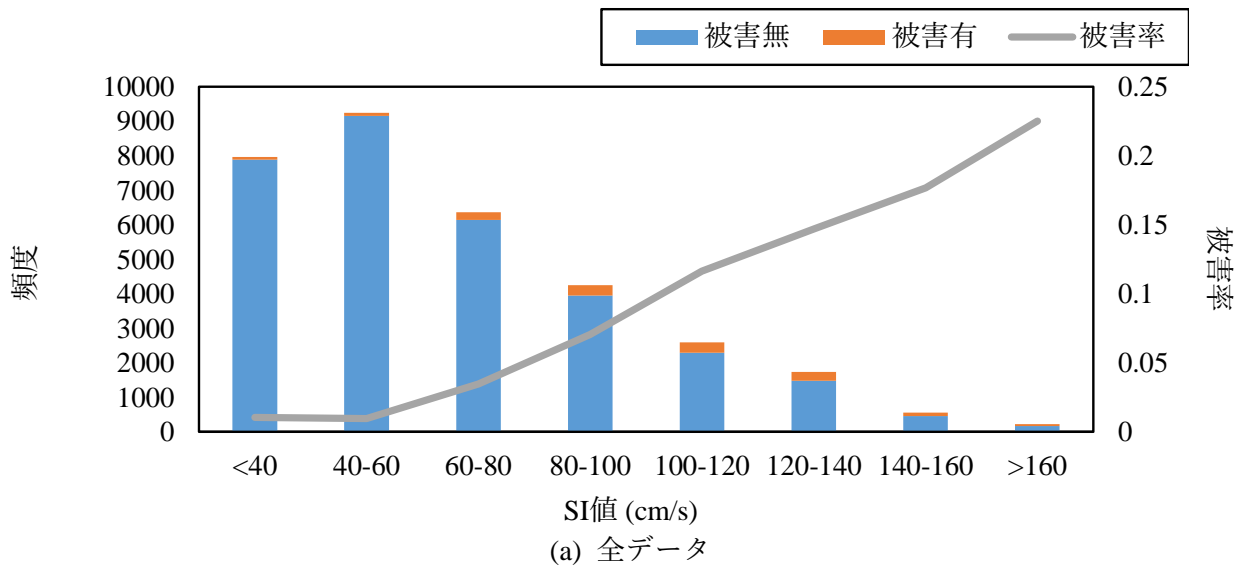
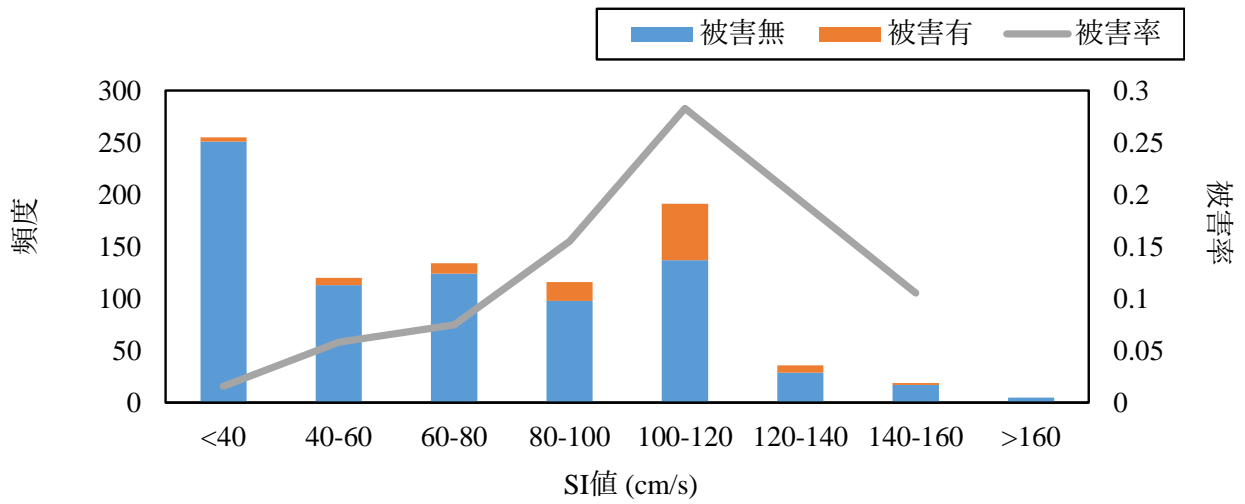
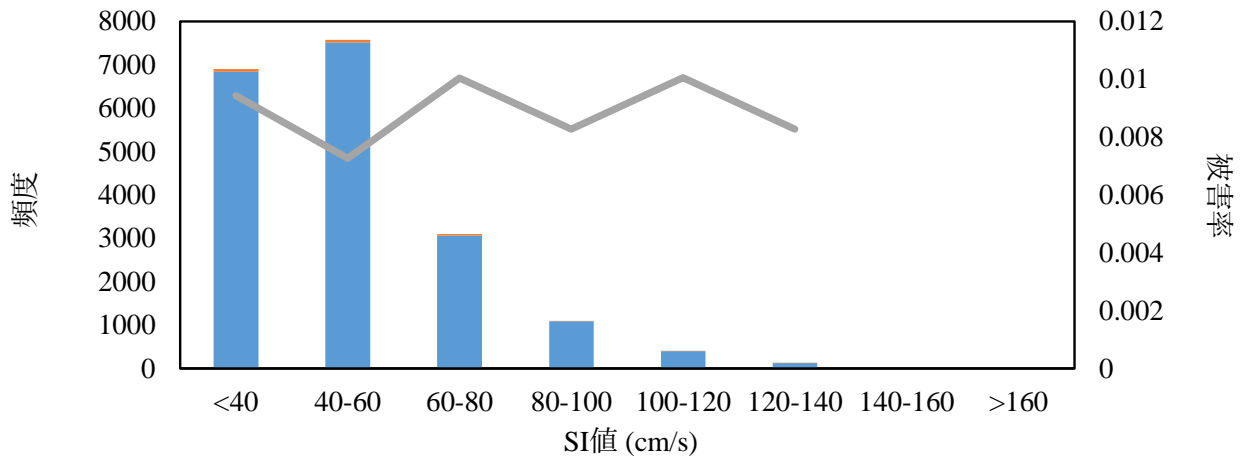


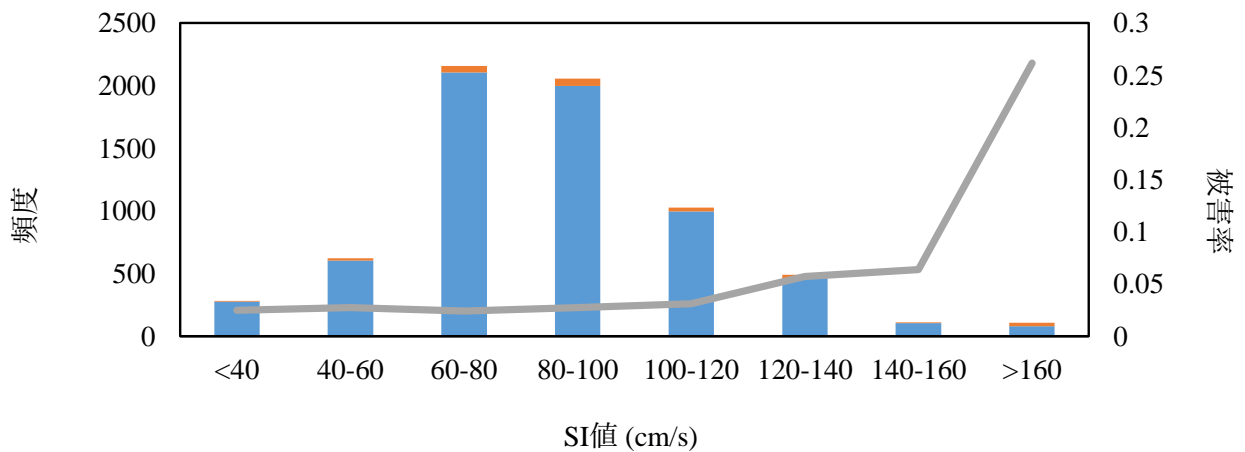
図 2.23 SI 値についてのヒストグラム (全体, 兵庫県南部, 新潟県中越)



(d) 2007年 新潟県中越沖地震



(e) 2011年 東北地方太平洋沖地震



(f) 2016年 熊本地震

図 2.24 SI 値についてのヒストグラム (新潟県中越沖, 東北地方太平洋沖, 熊本)

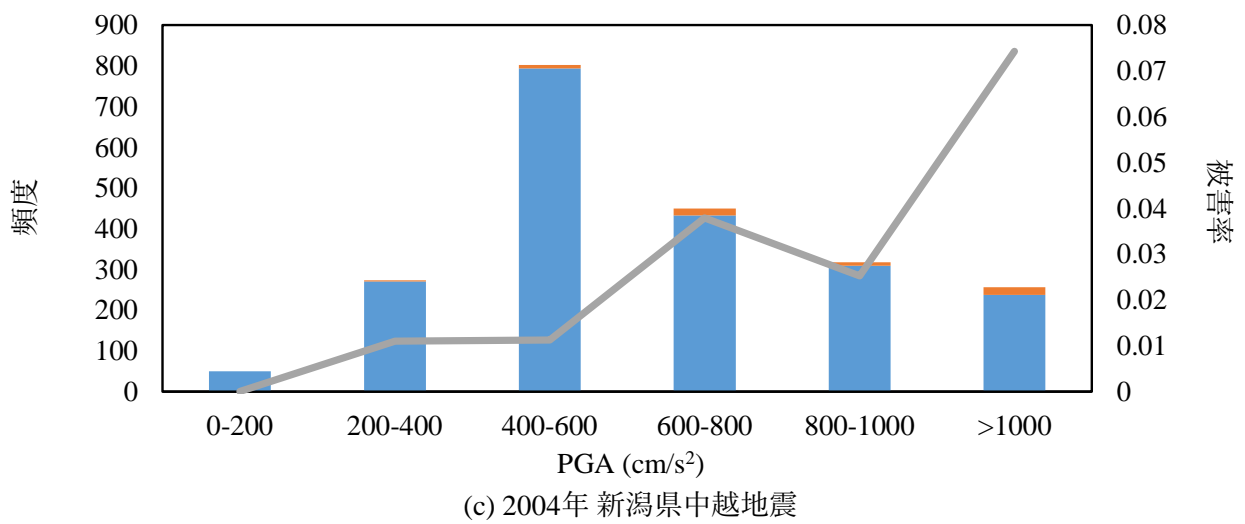
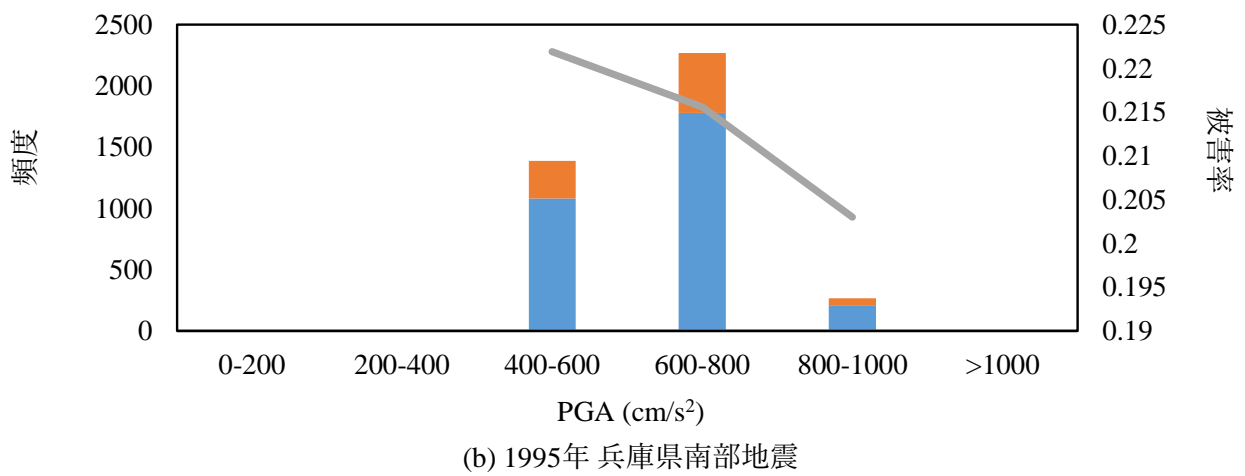
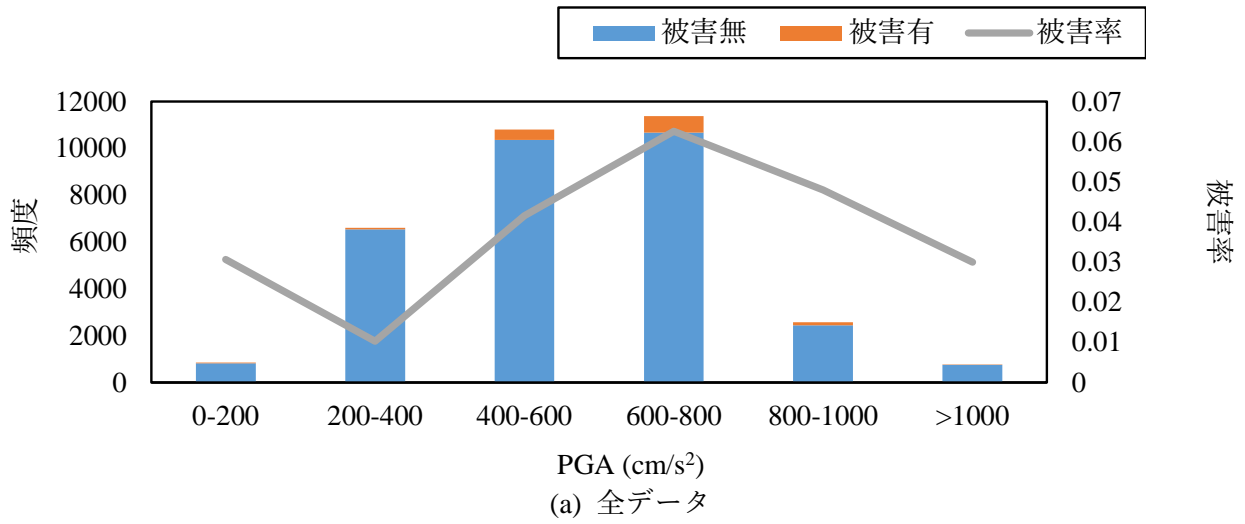
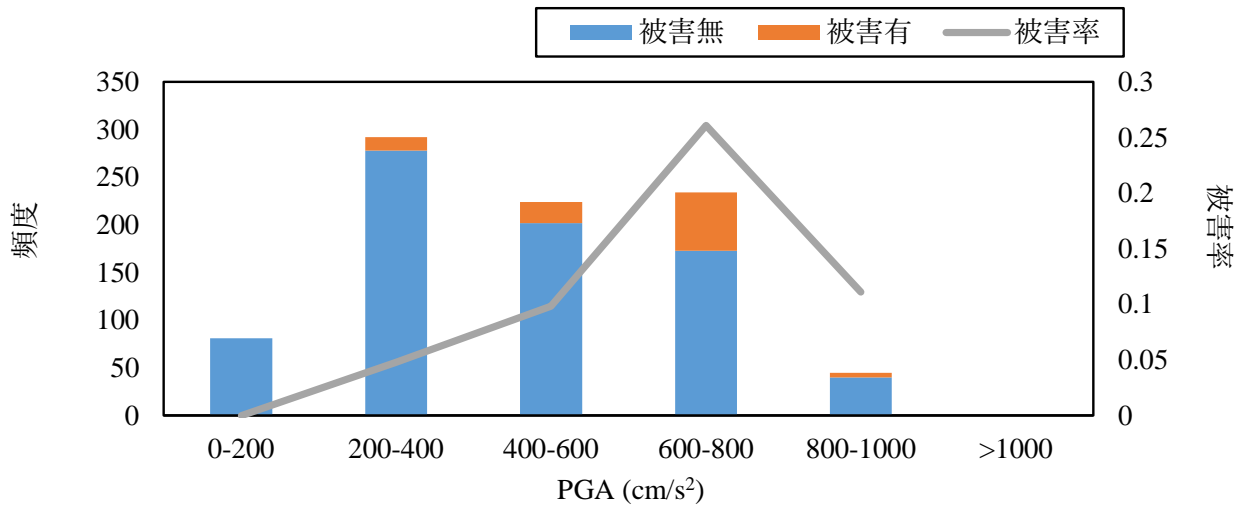
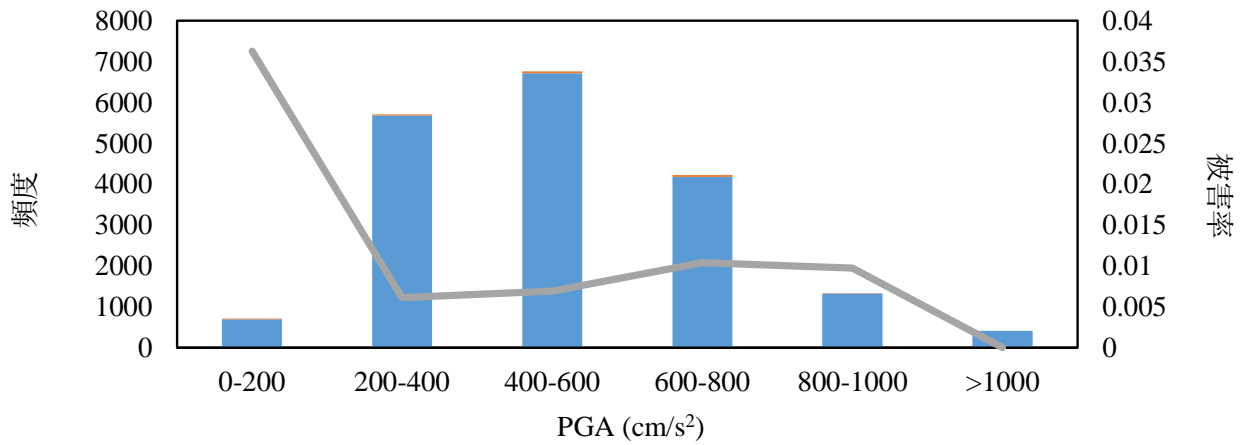


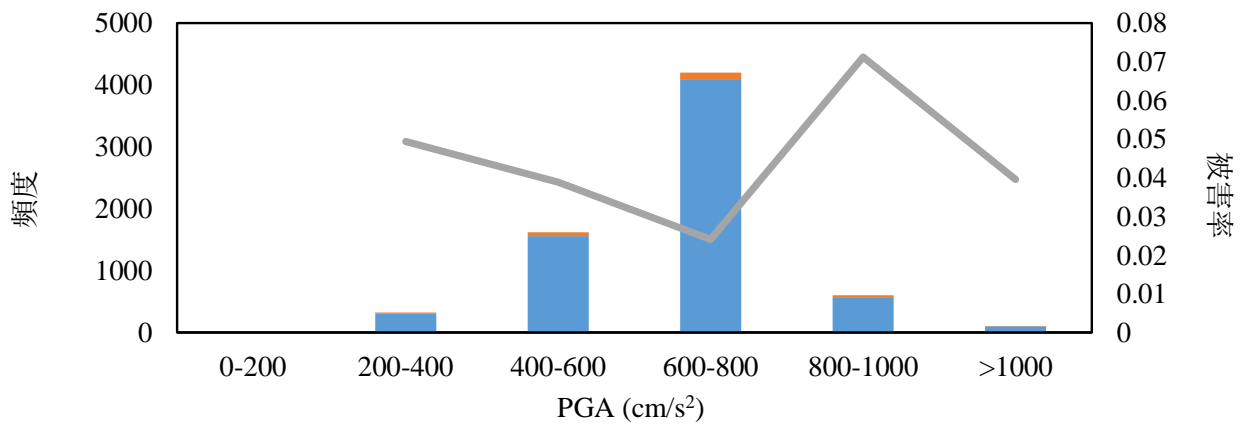
図 2.25 PGA についてのヒストグラム (全体, 兵庫県南部, 新潟県中越)



(d) 2007年 新潟県中越沖地震



(e) 2011年 東北地方太平洋沖地震



(f) 2016年 熊本地震

図 2.26 PGA についてのヒストグラム (新潟県中越沖, 東北地方太平洋沖, 熊本)

22% となっており、震度階級 7 では被害率が急激に高くなると言える。新潟県中越地震と新潟県中越沖地震については計測震度 6 以上で被害率が高くなっている。他の指標と同様、東北地方太平洋沖地震については傾向を見るのが難しく、熊本地震は 6.5 以上で大きく被害率が上昇している。

等価卓越周期は地震動において卓越した周期  $T$  を示しており、(2.9) 式で PGV、PGA から推定する。

$$T = 2\pi \frac{\text{PGV}}{\text{PGA}} \quad (2.9)$$

地震動は周期によって構造物への影響が異なり、1 秒から 2 秒の周期の地震動は、低い木造構造物に被害を引き起こし易い。一方で加速度に対し速度が小さい場合には構造物は被害を受けづらく、速度に対して加速度が極端に小さい場合には頂戴構造物には被害を発生させづらいと考えられる [18]。等価卓越周期について分析を行った結果を図 2.29 および図 2.30 に示す。全体として 1 秒以降は概ね被害率が 0.1 を超えており、木造構造物等と同様の被害傾向と考えることもできる。新潟県中越沖地震、東北地方太平洋沖地震は 1 秒から 1.25 秒で被害がピークとなり、兵庫県南部地震は 0.75 秒以降被害率が高い。熊本地震は 1 秒以降緩やかに被害率が高くなっている。新潟県中越地震は 1 秒以降のデータが相対的に少ないため判断できないが、0.5 秒から 0.75 秒において被害率が高くなっている傾向にある。

次に換算変位について分析する。換算変位  $c$  は PGV と PGA から振動の変位を推定した指標であり、式 (2.10) により導出する。

$$c = \frac{\text{PGV}^2}{\text{PGA}} \quad (2.10)$$

Pineda and Ordaz はこの指標を用いて 1985 年の地震によって被害を受けたメキシコシティの水道システムの分析をした [19]。結果として、PGV 単独よりも正確に推定できていると報告しており、下記のように 1km あたりの被害箇所数で算出される被害率  $D_i$  の推定式 (2.11) を構築した。

$$D_i = \begin{cases} 0 & (\text{PGV}^2/\text{PGA} < 1.8\text{cm}) \\ 0.122 & (1.8 \leq \text{PGV}^2/\text{PGA} < 8.72\text{cm}) \\ 0.032 \cdot \frac{\text{PGV}^2}{\text{PGA}} - 0.157 & (8.72 \leq \text{PGV}^2/\text{PGA}) \end{cases} \quad (2.11)$$

すなわち 8.72cm 以降被害が特に多く生じ始めるとする被害予測式である。

通信管路においてヒストグラムを作成した結果を図 2.31 および図 2.32 に示す。全体のデータにおいては 6cm までは被害率が低く、6cm を超えると被害率が高くなり始める傾向にあり、Pineda らの結果よりも変位が小さい箇所でも被害が生じ始める傾向にある。新潟県中越地震や東北地方太平洋沖地震では 6cm から 9cm の条件で被害率がピークとなっている。兵庫県南部地震や新潟県中越沖地震ではその多くが 15cm 以上の変位となっており、被害率が高い傾向にある。



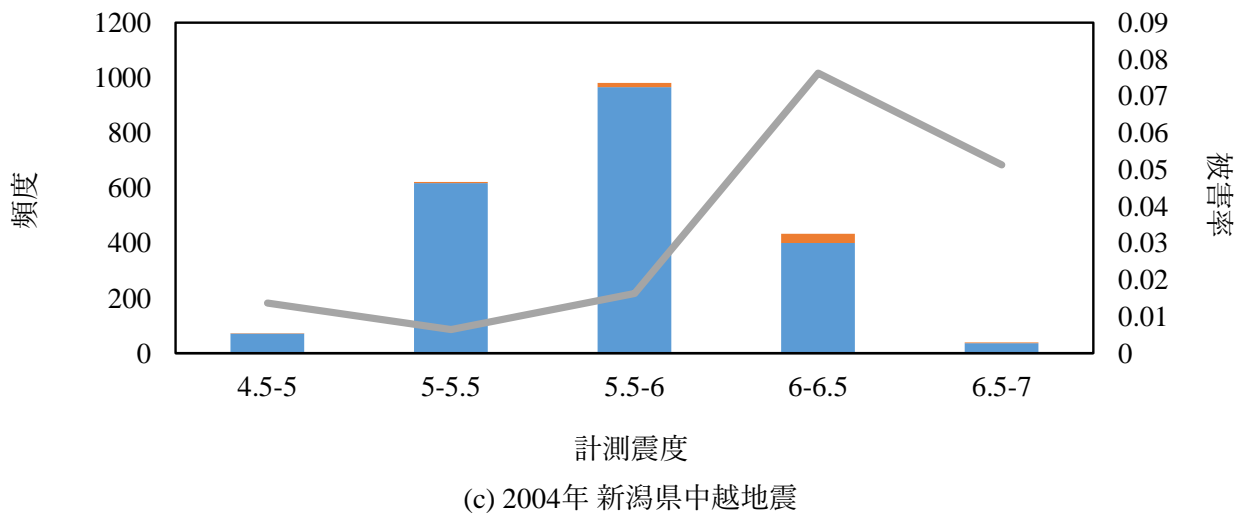
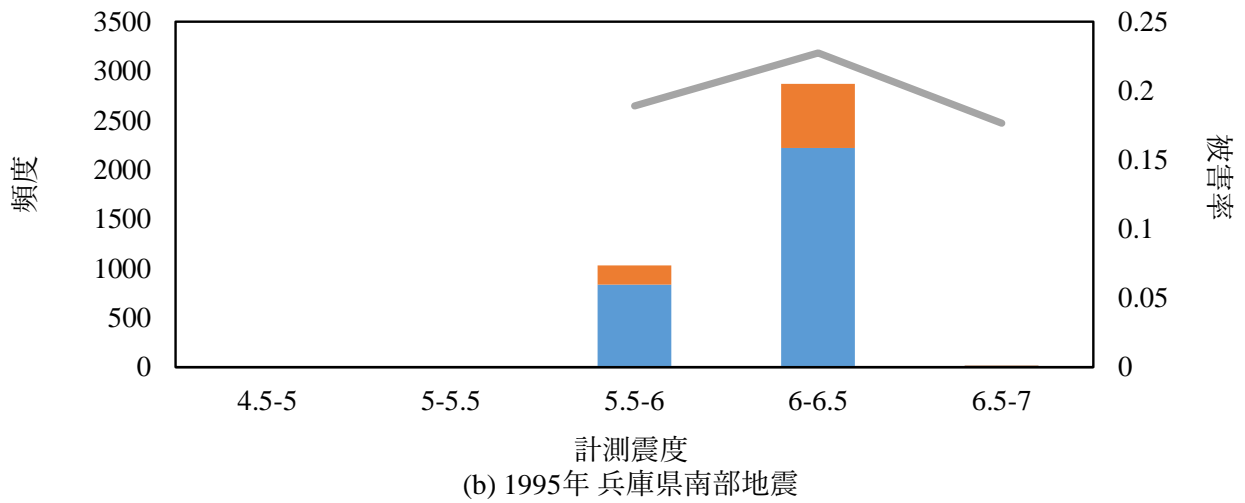
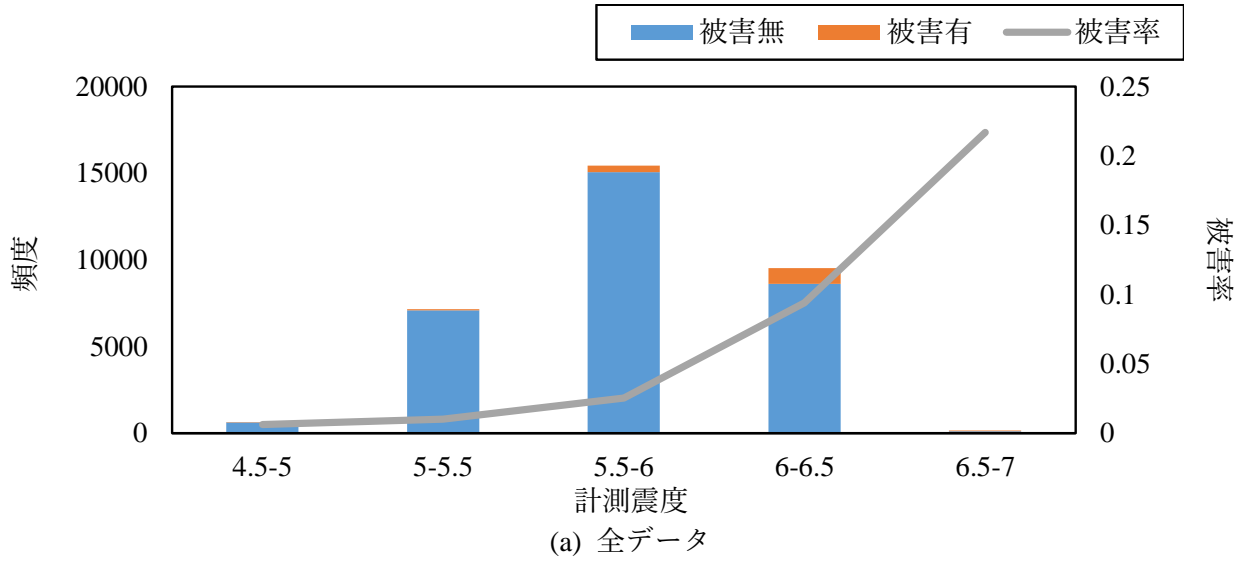
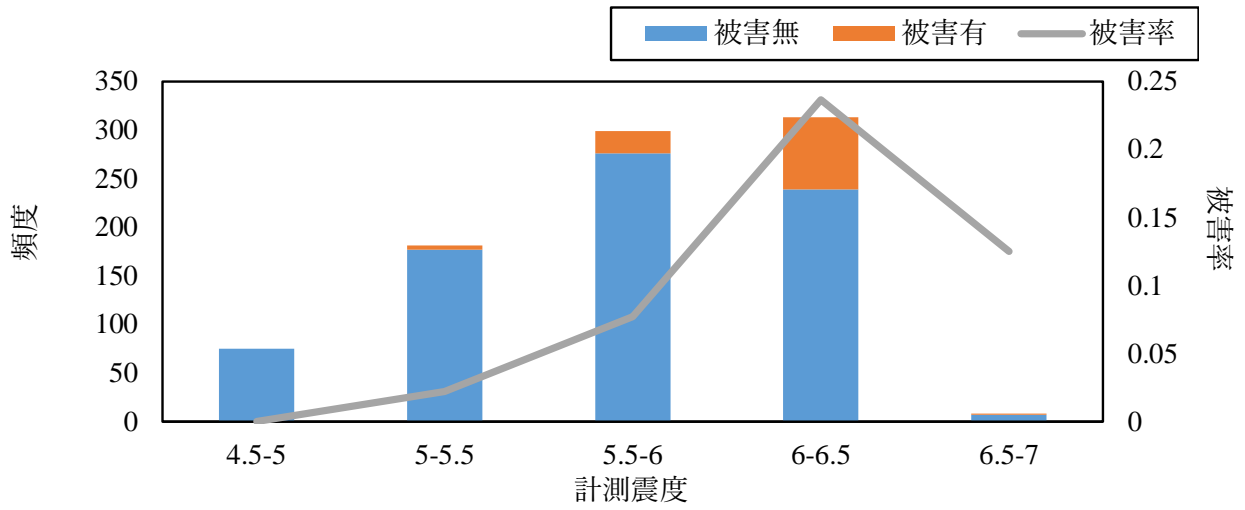
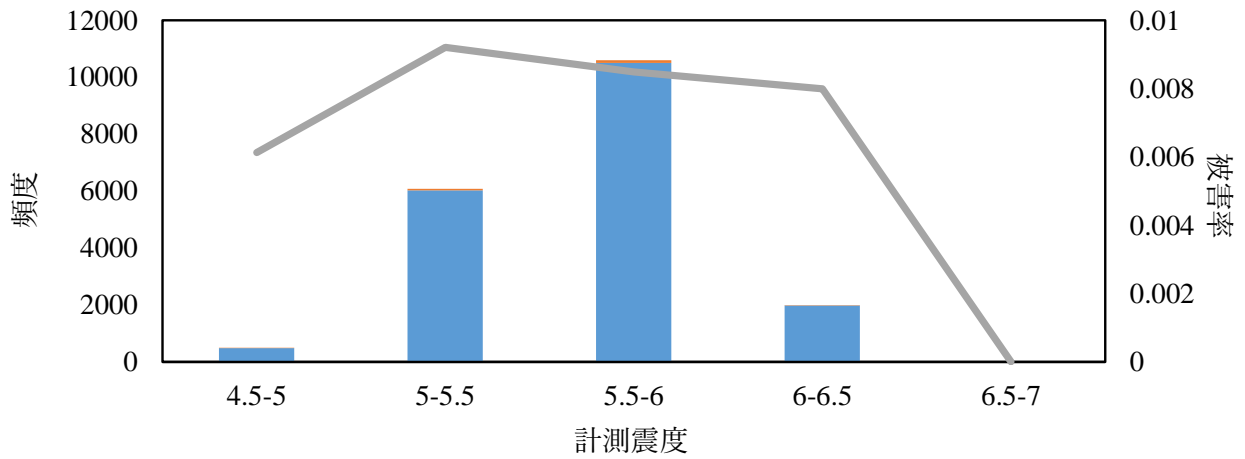


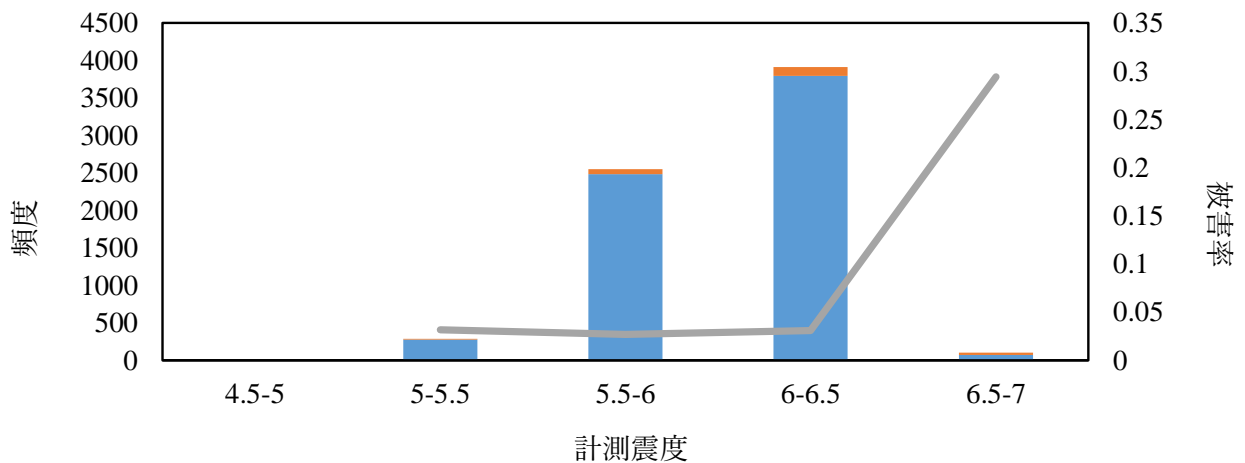
図 2.27 計測震度についてのヒストグラム (全体, 兵庫県南部, 新潟県中越)



(d) 2007年 新潟県中越沖地震

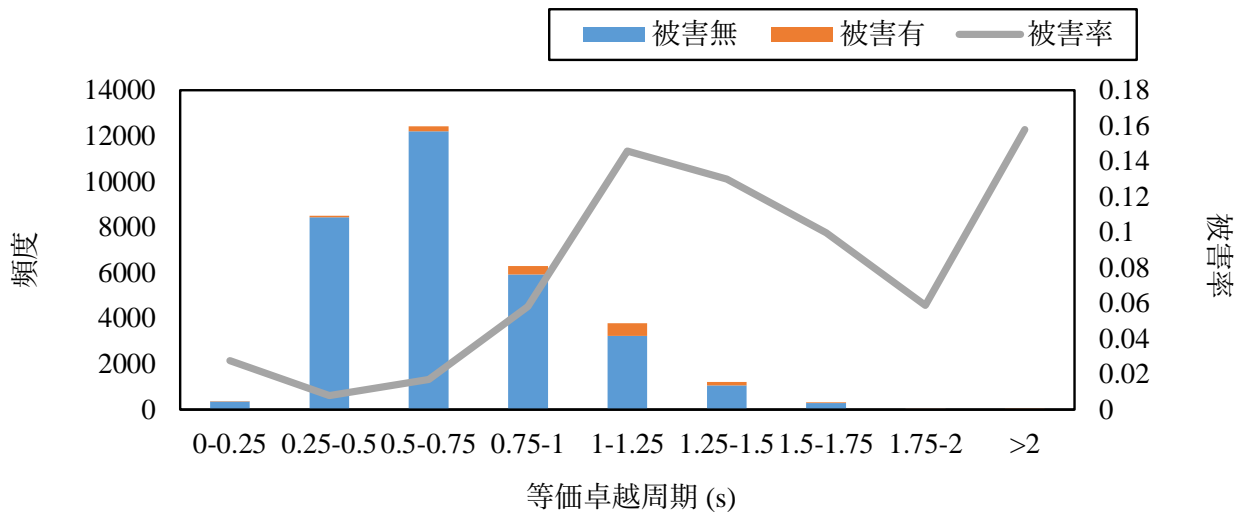


(e) 2011年 東北地方太平洋沖地震

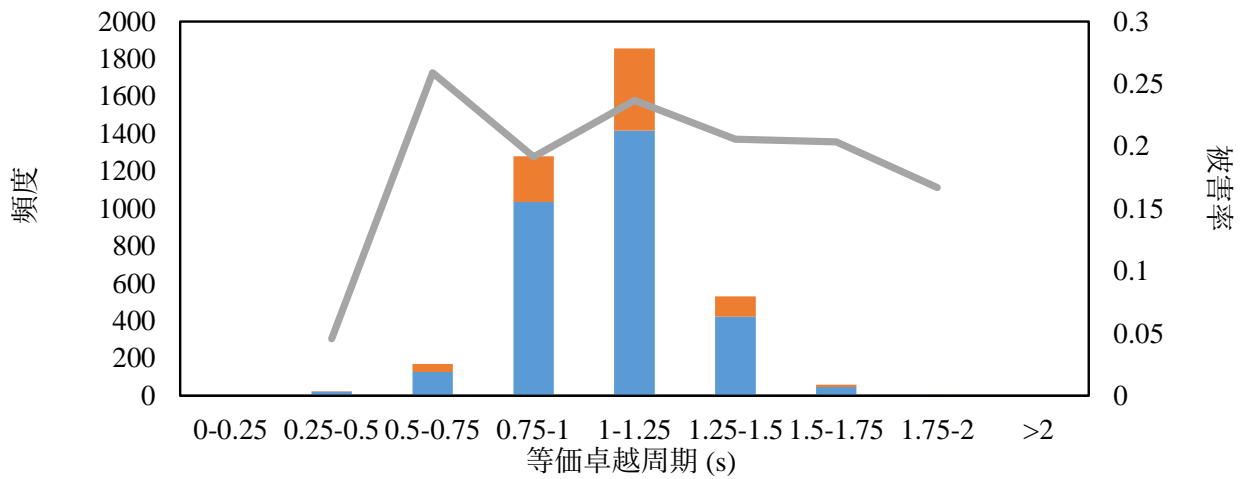


(f) 2016年 熊本地震

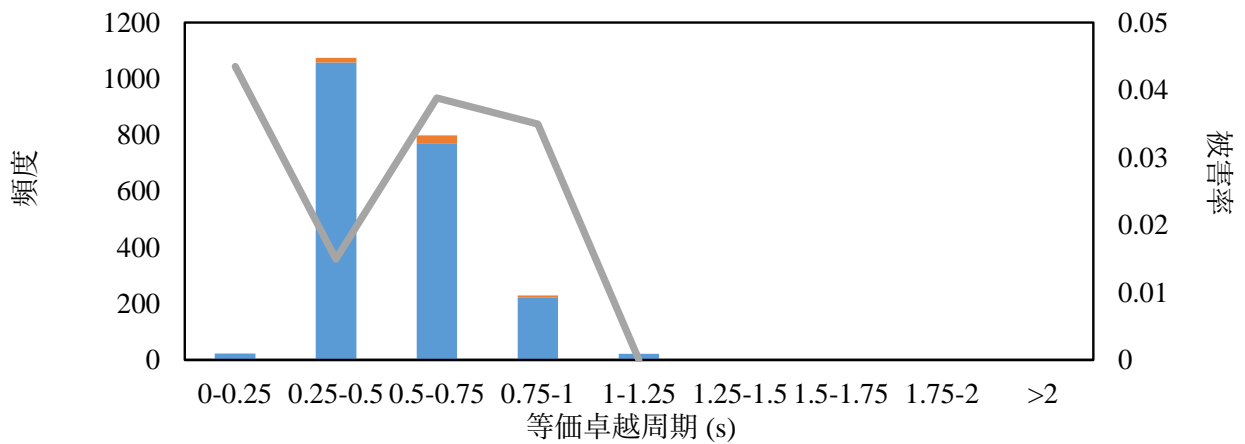
図 2.28 計測震度についてのヒストグラム (新潟県中越沖, 東北地方太平洋沖, 熊本)



(a) 全データ

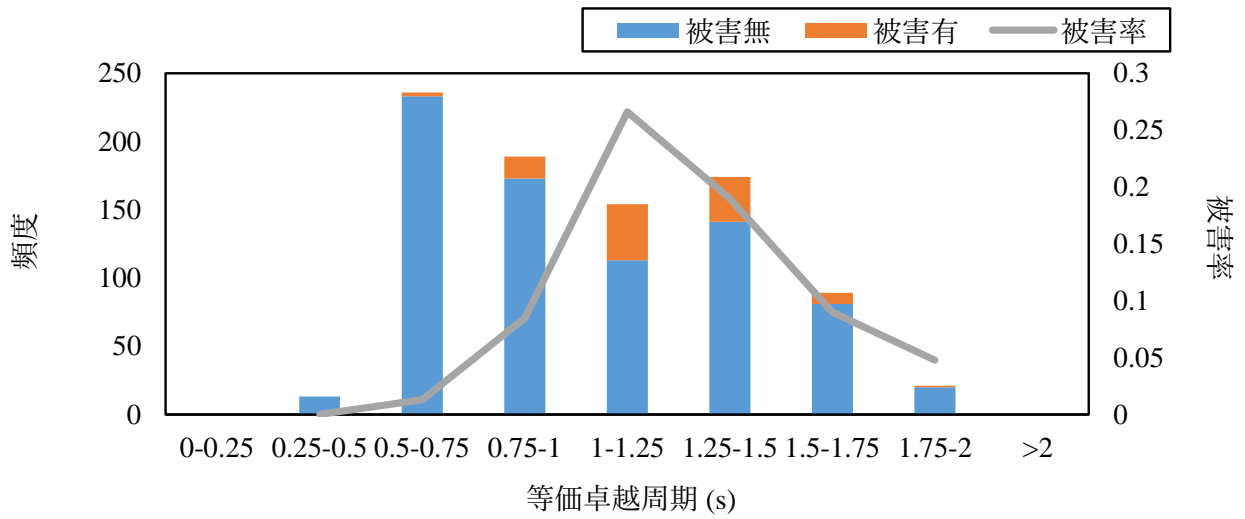


(b) 1995年 兵庫県南部地震

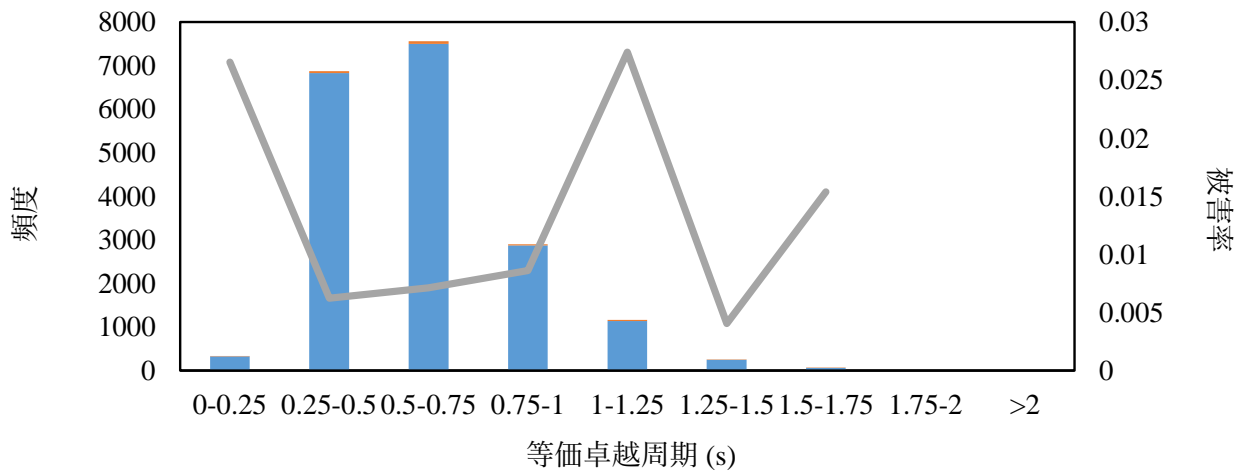


(c) 2004年 新潟県中越地震

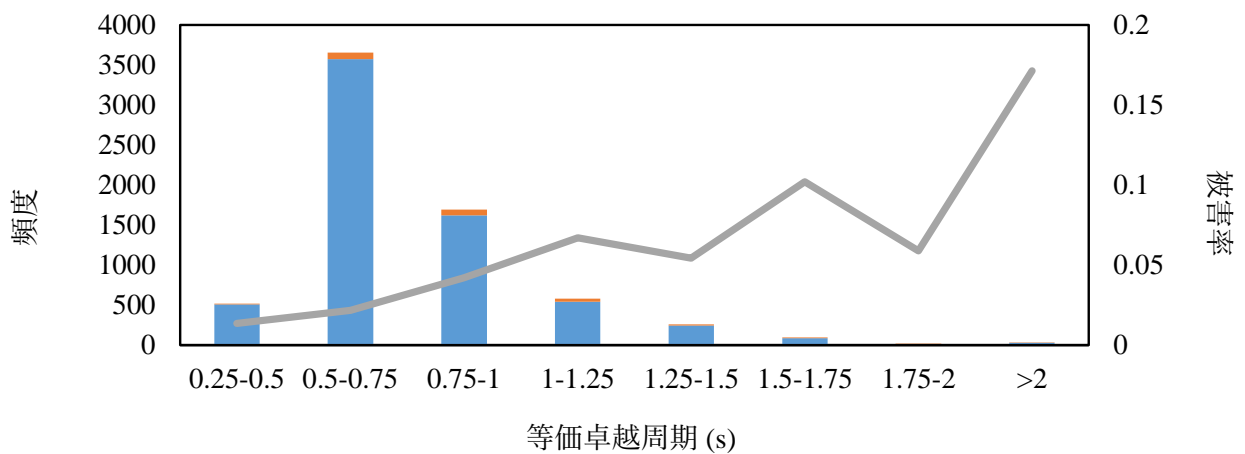
図 2.29 等価卓越周期についてのヒストグラム (全体, 兵庫県南部, 新潟県中越)



(d) 2007年 新潟県中越沖地震



(e) 2011年 東北地方太平洋沖地震



(f) 2016年 熊本地震

図 2.30 等価卓越周期についてのヒストグラム (新潟県中越沖, 東北地方太平洋沖, 熊本)

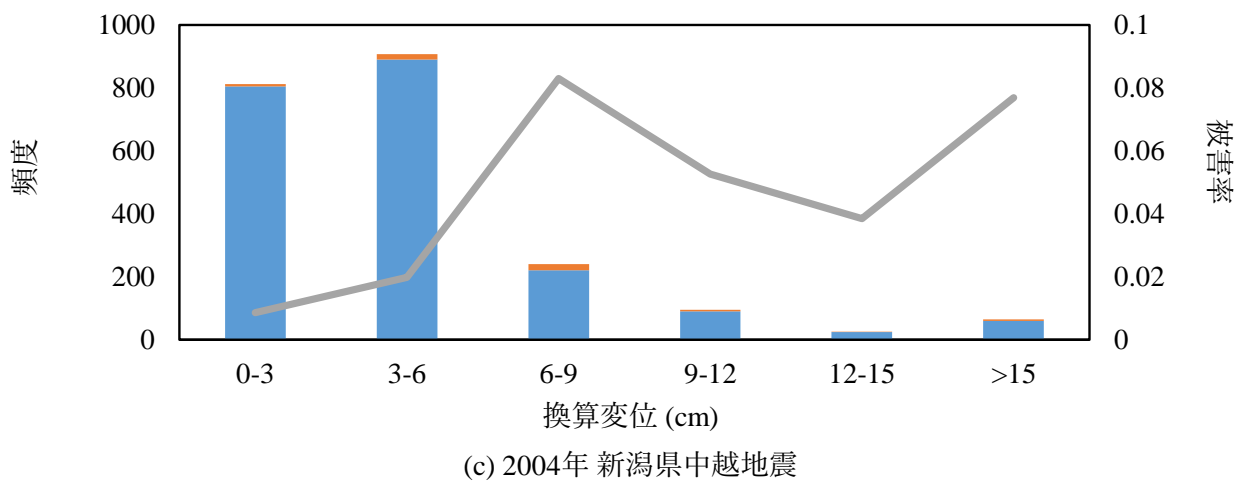
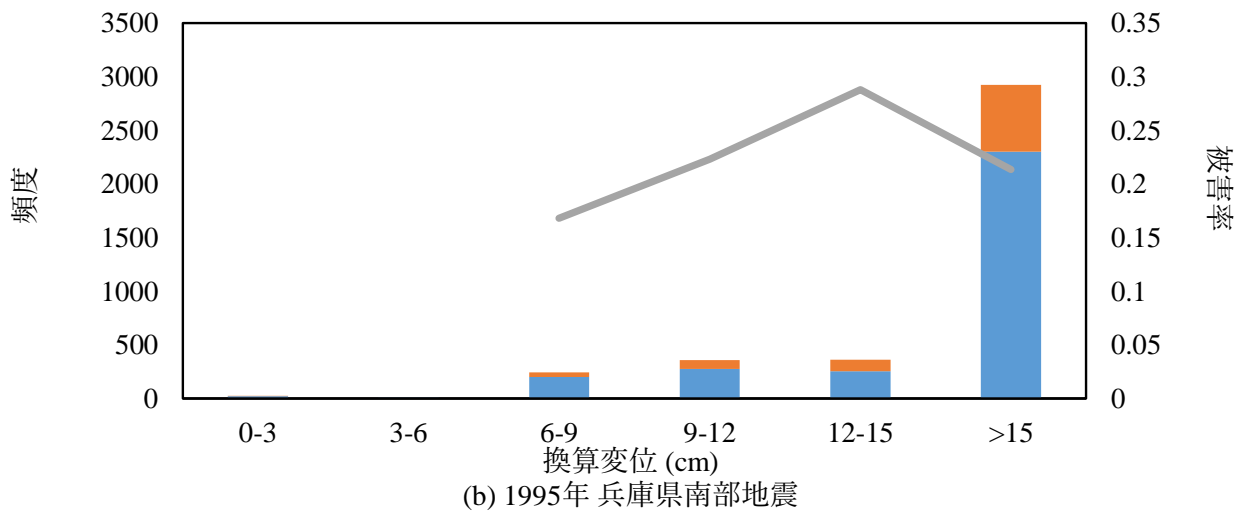
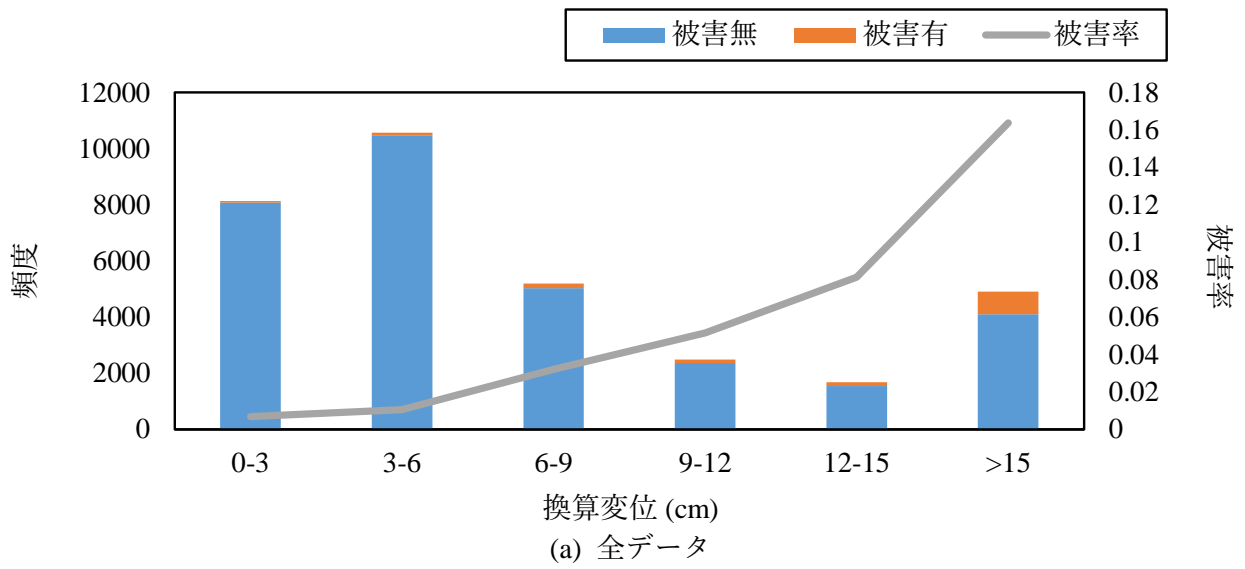
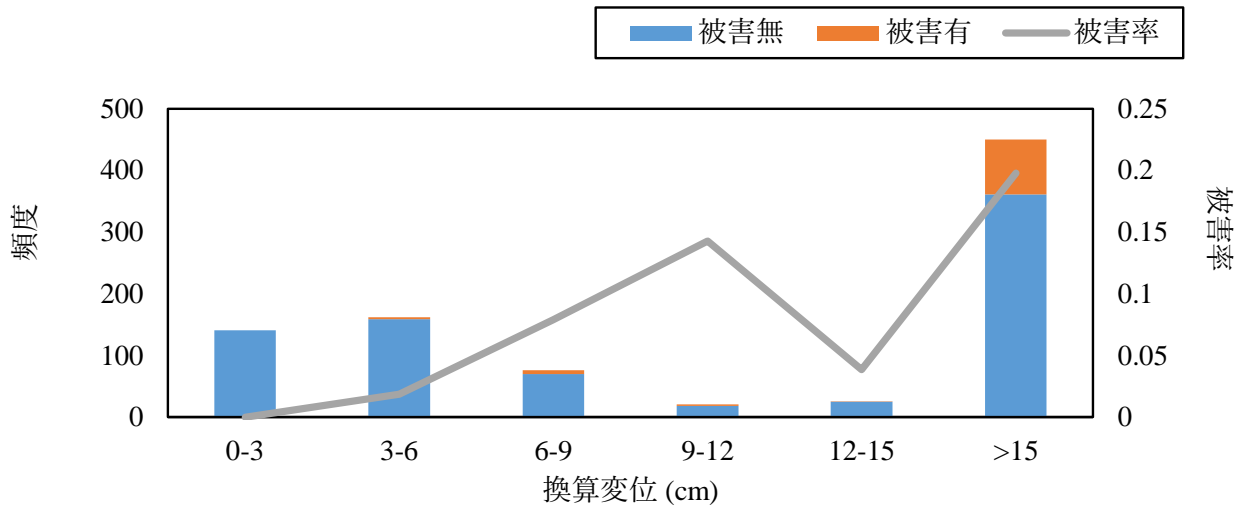
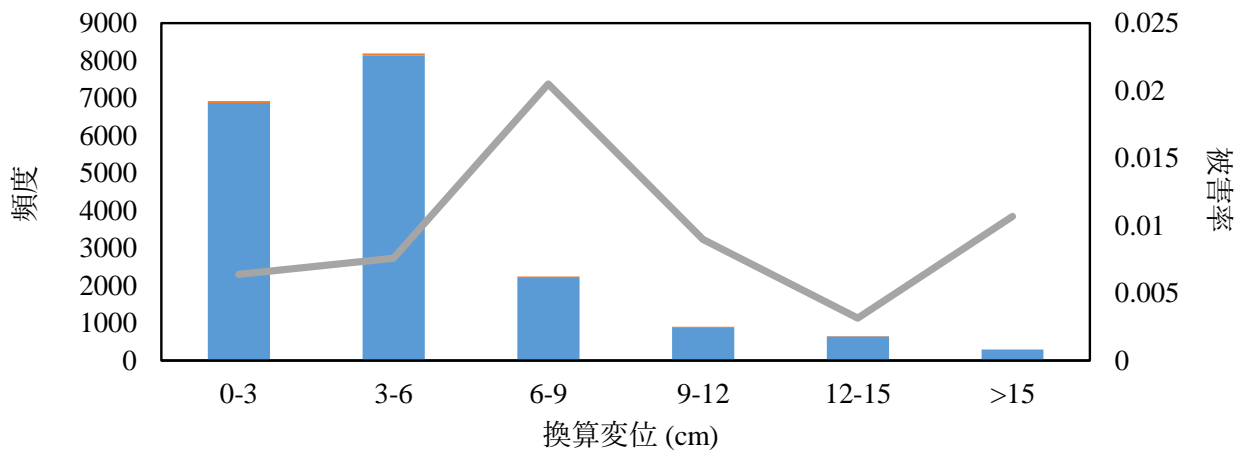


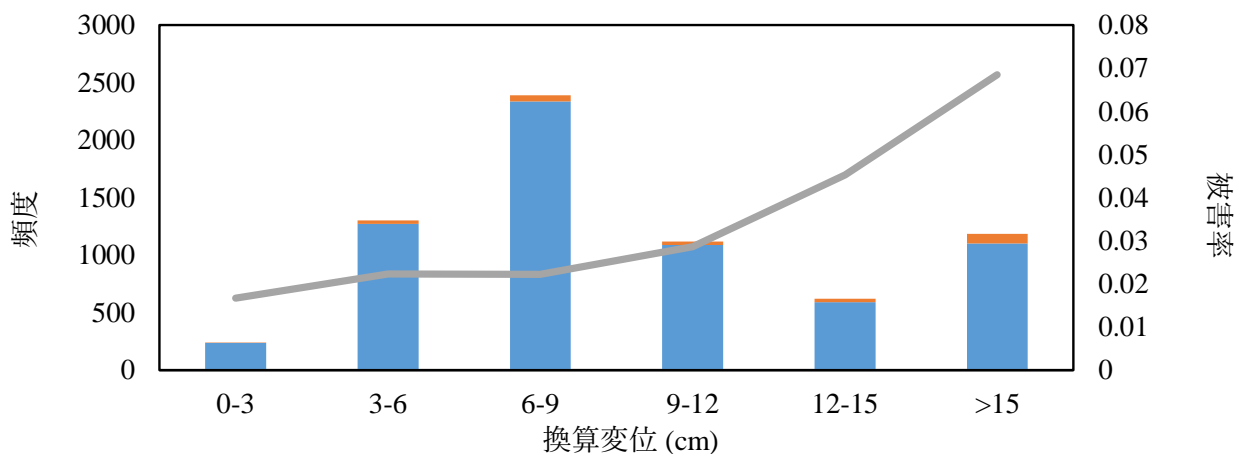
図 2.31 換算変位についてのヒストグラム (全体, 兵庫県南部, 新潟県中越)



(d) 2007年 新潟県中越沖地震



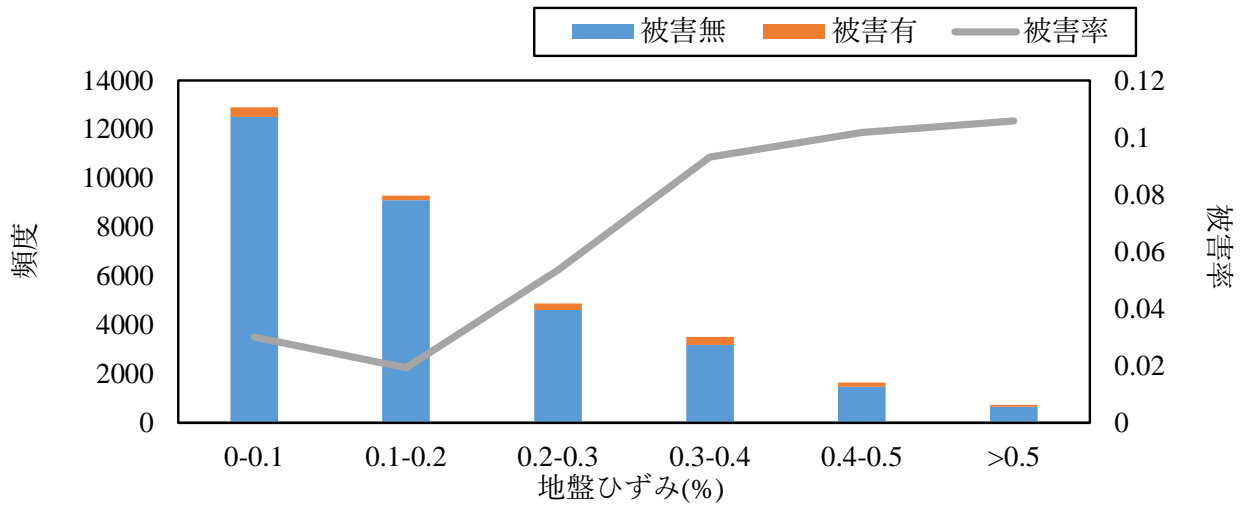
(e) 2011年 東北地方太平洋沖地震



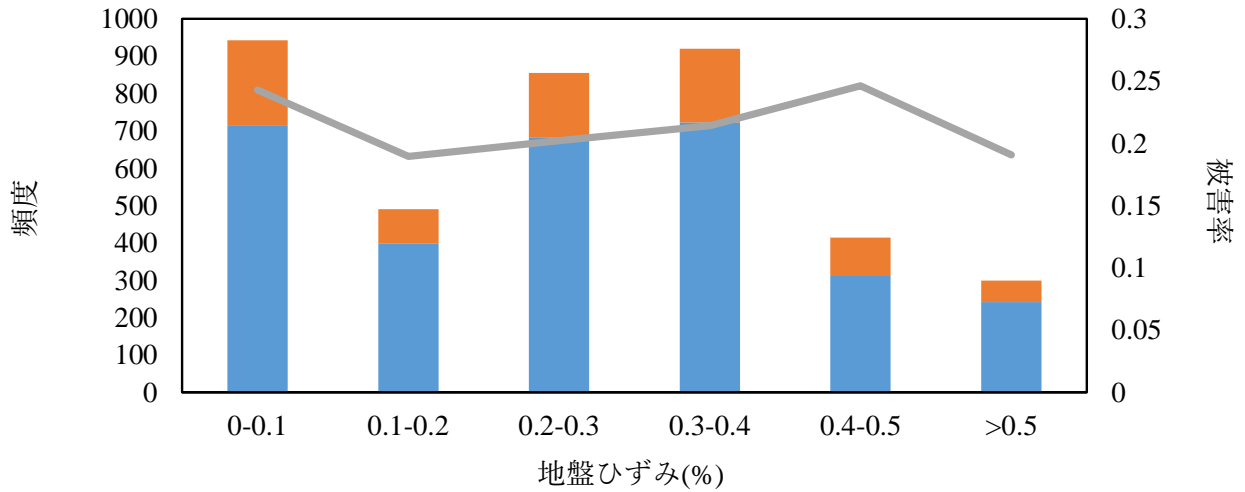
(f) 2016年 熊本地震

図 2.32 換算変位についてのヒストグラム (新潟県中越沖, 東北地方太平洋沖, 熊本)

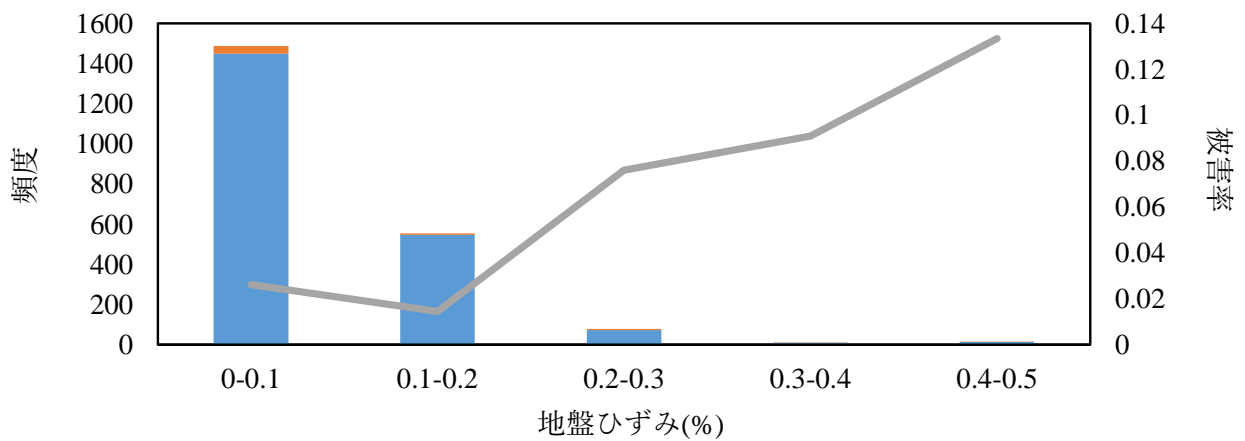
最後に地盤ひずみについて検討する。ここでの地盤ひずみは高圧ガスパイプラインのレベル2地震動の耐震性能評価に対して用いられる手法で計算されるものである [20]。地盤ひずみに対する分析結果を図 2.33 および図 2.34 に示す。ひずみ 0.3% を超えると被害率が高くなる傾向がみられ、ここから一定となる傾向が見られる。一方で地震では、兵庫県南部地震は地盤ひずみに対して被害率が変化しないが、新潟県中越地震、新潟県中越沖地震は地盤ひずみが上昇すると共に被害率が上昇する傾向にある。



(a) 全データ



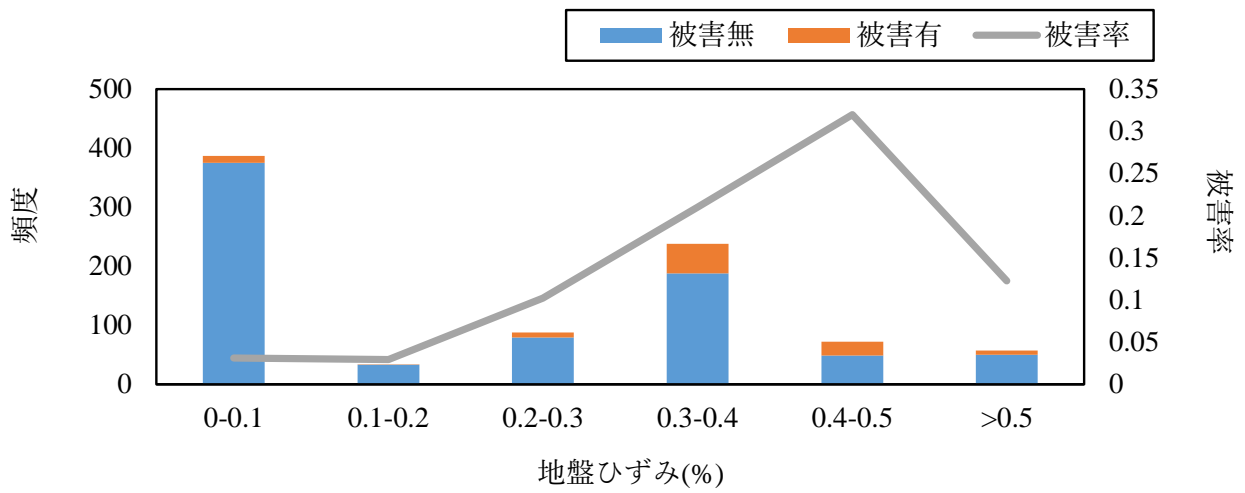
(b) 1995年 兵庫県南部地震



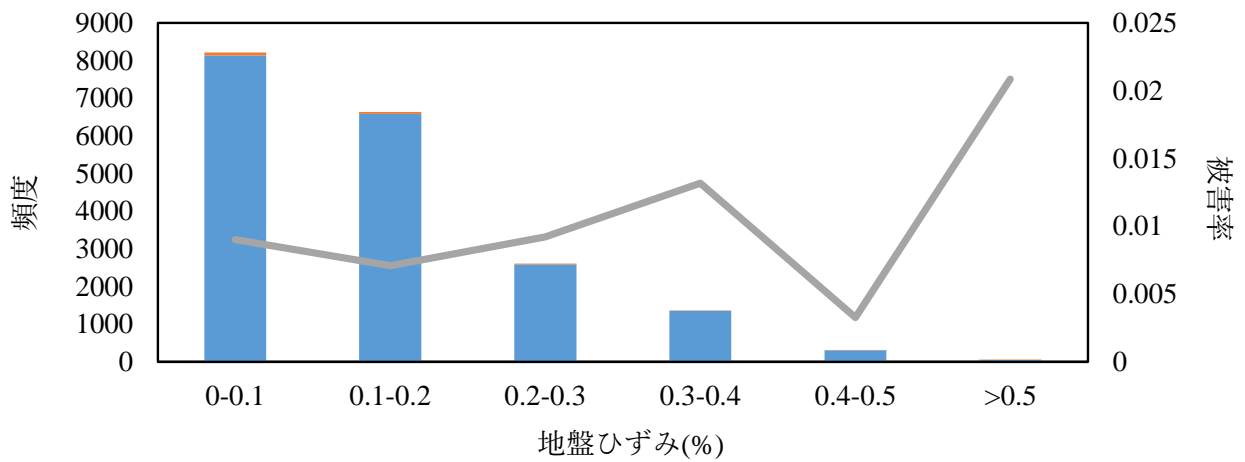
(c) 2004年 新潟県中越地震

図 2.33 地盤ひずみについてのヒストグラム (全体, 兵庫県南部, 新潟県中越)

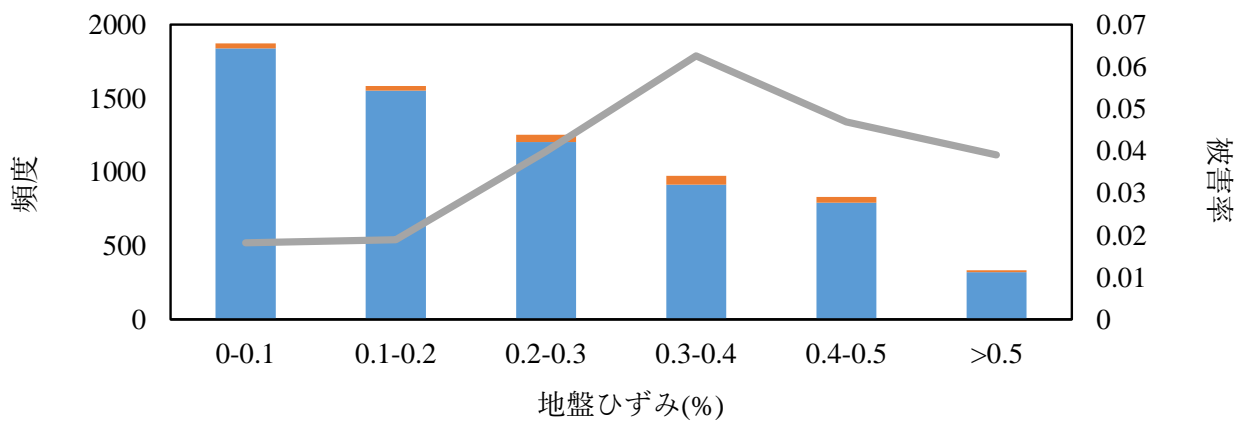




(d) 2007年 新潟県中越沖地震



(e) 2011年 東北地方太平洋沖地震



(f) 2016年 熊本地震

図 2.34 地盤ひずみについてのヒストグラム (新潟県中越沖, 東北地方太平洋沖, 熊本)

## 参考文献

- [1] 庄司学, 宮崎史倫, 若竹雅人, 伊藤陽, 鈴木崇伸: 通信埋設管路の地震対策に活用するスクリーニング手法の提案および地震被害関数の構築, 土木学会論文集 A1, Vol. 72, No. 4, I\_523-I\_541, 2016.
- [2] 国土交通省: 国土数値情報ダウンロード, <https://nlftp.mlit.go.jp/index.html> (2021.12.27 確認)
- [3] 末富岩雄, 石田栄介, 福島康宏, 磯山龍二, 澤田純男: 地形分類とボーリングデータの統合処理による地盤増幅度評価と 2004 年新潟県中越地震における地震動分布の推定, 日本地震工学会論文集, 第 7 卷, 第 3 号, pp.1.-12, 2007.
- [4] 防災科学研究所, <https://www.j-shis.bosai.go.jp/> (2021.12.27 確認)
- [5] 石田栄介, 磯山龍二, 山崎文雄, 清水善久, 中山渉: 防災 GIS を用いた地盤増幅度の面的整備と地震動面的分布推定に関する検討, 第 26 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.421-424, 2001 年.
- [6] 田村勇, 山崎文雄: K-NET と横浜市強震計ネットワークの地盤調査データに基づく S 波速度推定式, 土木学会論文集, No.696/I-58, pp.237-248, 2002.
- [7] 先名重樹, 翠川三郎: 地形・地盤分類に基づく地震動スペクトル増幅率の推定, 日本地震工学会論文集 Vol. 9, No. 4, 2009.
- [8] 気象庁 強震観測データ <https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/index.html> (2021.12.27 確認)
- [9] 防災科学研究所, 強震観測網, <https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/> (2021.12.27 確認)
- [10] 末富岩雄, 塚本博之, 福島康宏, 尾茂淳平, 大保直人: 近年の被害地震における表層地盤の AVS30 と震度分布評価に関する一検討, 第 37 回地震工学研究発表会, 2017.
- [11] 片岡正次郎, 佐藤智美, 松本俊輔, 日下部毅明: 短周期レベルをパラメータとした地震動強さの距離減衰式, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.4, pp.740-757, 2006.
- [12] 藤本一雄, 翠川三郎: 近接観測点ペアの強震記録に基づく地盤増幅度と地盤の平均 S 波速度の関係
- [13] 童華南, 山崎文雄, 清水善久, 佐々木裕明: 計測震度と従来の地震動強さ指標の対応関係, 土木学会第 51 回年次学術講演会, pp458-459, 1996.
- [14] 末富岩雄, 石田栄介, 福島康宏: 全国即時地震動分布推定のためのモデル構築に関する一検討, 第 13 回日本地震工学シンポジウム, pp4305-4312, 2010.
- [15] 皆川大雅, 庄司学: 2018 年北海道胆振東部地震において被災した下水道埋設管路の被害の傾向, 土木学会論文集 A1, Vol. 76, No.4 (地震工学論文集第 39 巻), pp. I\_716-I\_726, 2020.

- [16] 星幸恵, 丸山喜久, 山崎文雄: 数値解析に基づく地震動 SI 値と木造建物被害の関係の分析, 土木学会論文集 A1, Vol.65, No.1, pp.606-613, 2009
- [17] 坂井公俊, 室野剛隆: 地震動の最大加速度と最大速度を用いた土木構造物の地震被害推定プログラムの改良, 土木学会論文集 A1, Vol. 71, No. 4(地震工学論文集第 34 巻), pp.I\_32-I\_39, 2015.
- [18] 青井真: 最大加速度・最大速度・計測震度について, <https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/topics/chuetsuoki20070716/pgav5v20070716.html> (2022 年 5 月 8 日閲覧).
- [19] Omar Pineda and Mario Ordaz: A New Seismic Intensity Parameter to Estimate Damage in Buried Pipelines due to Seismic Wave Propagation, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 11, No. 5, pp. 773-786, 2007.
- [20] 増田智紀, 福田直樹: 高圧ガスパイプラインの強度設計: 溶接学会誌, Vol. 74, No. 7, pp. 10-13, 2005.

### 3 機械学習による地震被災予測モデル構築

#### 3.1 概要

前節までに得られたデータに対して、被害を予測するためのモデルを機械学習により作成する事を試みる。地震に依らない予測モデルを構築するために、まず兵庫県南部地震から東北地方太平洋沖地震までの4地震のデータの内80%を用いて予測モデルを構築し、学習に用いない20%の評価用データで予測性能を評価する。予測モデル構築用の80%をさらに分割し、全体の内60%を用いて学習用データとして、全体の内20%をモデル作成時の木の木の本数を定めるための調整用データとする。図3.1に学習の概要を示す。各分割の際には、全データに占める被害有データおよび各地震の割合が等しい割合になるように分割している。学習の際には60%のデータを3分割し交差検証して作ったモデルの受信者動作特性曲線(ROC曲線)下の面積の値であるArea Under the Curve(AUC)の値が最大化するようにハイパーパラメータを定める。この上で熊本地震のデータを、構築した予測モデルを用いて予測し、全く新規の地震に対する予測性能を評価する。

予測モデルを経て、各データに対して被害の受けやすさを示す出力値は0から1までの値で返される。この時、ある閾値を超える時に被害有と予測、閾値以下である時に被害無と予測するとした場合、真値と予測値の間に混同行列を構築することができる。混同行列を表3.1に示す。この時、実際に陽性(被害有)のデータを被害有と判定できた割合として再現率(Recall, 真陽性率 True

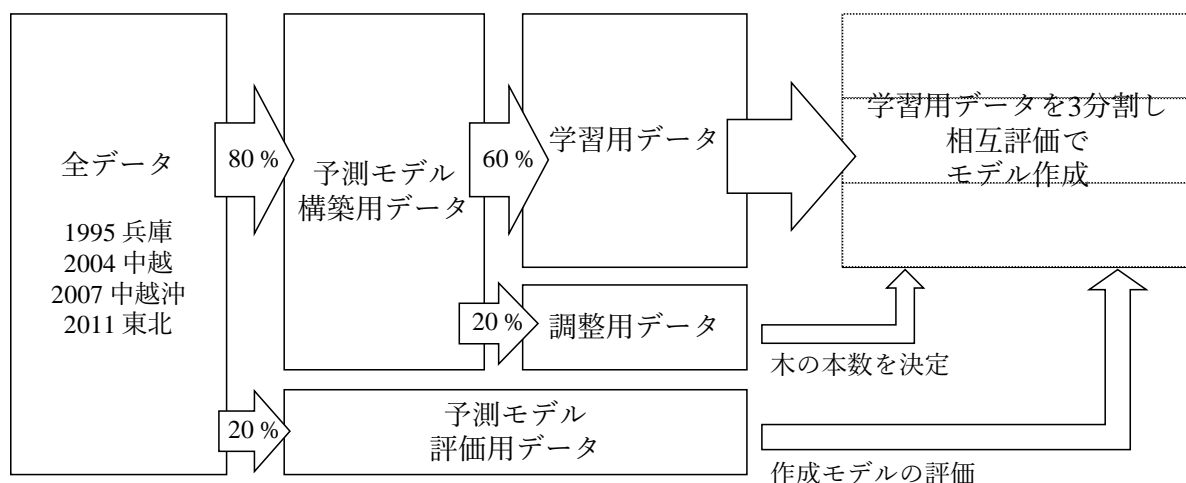


図 3.1 予測モデル作成のための学習概要

表 3.1 混同行列

		予測	
		陰性	陽性
正解	陰性	True Negative (TN)	False Positive (FP)
	陽性	False Negative (FN)	True Positive (TP)

Positive rate に等しい) と偽陽性率 (False Positive Rate, FPR) を式 (3.1), (3.2) のように算出する。

$$\text{Recall} = \frac{\text{TP}}{\text{TP} + \text{FN}} \quad (3.1)$$

$$\text{FPN} = \frac{\text{FP}}{\text{TN} + \text{FP}} \quad (3.2)$$

図 3.2 に ROC 曲線の考え方を示す。ROC 曲線は横軸に偽陽性率をとり、縦軸は再現率をとる曲線である。ROC 曲線は被害有無を分ける閾値を変化させることでプロットされる点を繋いだものであり、閾値が 0 すなわち全データを陽性と判定した際には (1,1) 点を取り、閾値が 1 すなわち全データを陰性と判定した際には (0,0) 点を取る。

この ROC 曲線の下を Area Under the Curve (AUC) と呼び、これが予測性能を示す指標となる。理想的なモデルであれば偽陽性無しで被害有を予測することができると考えられ、理想的な ROC 曲線は (0,1) 点を通り ROC-AUC は 1 となる。このことから、ROC-AUC は 1 に近いほ

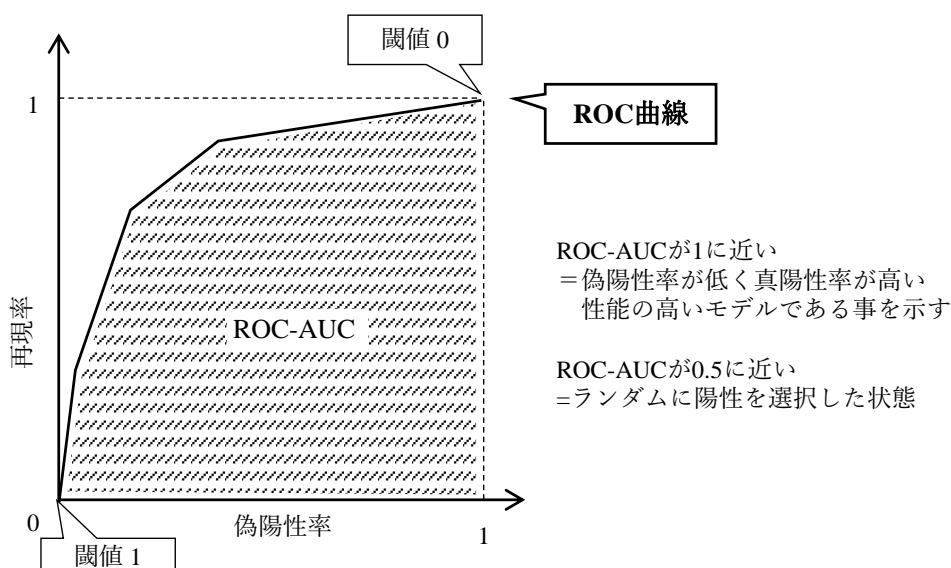


図 3.2 ROC 曲線の概要

ど良好なモデルであることを示す。一方で ROC-AUC が 0.5 をとる場合、ランダムに陽性を選択した場合と予測性能が変わらない事を示す。

ハイパーパラメータ調整はベイズ最適化アルゴリズムの一種である Tree-structured Parzen Estimator を基にしている Optuna<sup>[1]</sup> を利用し 300 回試行し、3 分割した AUC の平均値が最大となるパラメータを選定した。この上で学習に用いた予測モデルの特徴について変数寄与度分析等を用いて汎用性のあるモデルとなっているかを確認する。

## 3.2 機械学習アルゴリズム

本検討において利用したアルゴリズムは T.Chen らの提案する XGBoost である<sup>[2]</sup>。この手法は決定木を用いた勾配ブースティング法の一つである。

$n$  個存在するレコードの内、あるレコード  $\mathbf{x}_i$ , ( $i = 1, 2, \dots, n$ ) が入力された時に予測値  $\hat{y}_i$  を返す予測モデル  $\phi(\mathbf{x}_i)$  を考える。この  $\mathbf{x}_i$  は  $m$  個の特徴量を持つ  $m$  次元のベクトルである。決定木を用いた勾配ブースティングにおいて  $\phi(\mathbf{x}_i)$  は木  $f_k(\mathbf{x}_i)$  の合算であり以下のように表される。

$$\hat{y}_i = \phi(\mathbf{x}_i) = \sum_{k=1}^K f_k(\mathbf{x}_i) \quad (3.3)$$

この時、 $K$  は木の本数であり、 $f_k(\mathbf{x}_i)$  は  $k$  番目の木である ( $k = 1, 2, \dots, K$ )。それぞれの  $f_k(\mathbf{x})$  は独立した葉の数  $P$  と構造を持つものである。各葉においてスコア  $w_p$  を持っており、 $K$  本の木の和が予測値  $\hat{y}_i$  となる ( $p = 1, 2, \dots, P$ )。

勾配ブースティングはこの決定木の集合  $f_k(\mathbf{x}_i)$  の決定に用いられる考え方である。学習において、それぞれの  $\mathbf{x}_i$  に対して正解  $y_i$  を有する学習用のデータを考える。学習において以下の目的関数を最小化することを考える。

$$\mathcal{L}(\phi) = \sum_{i=1}^n l(\hat{y}_i, y_i) + \sum_{k=1}^K \Omega(f_k) \quad (3.4)$$

ここで、 $l(a, b)$  は  $a, b$  の間の差を測る微分可能な損失関数である。 $\Omega$  は各木  $f_k$  について存在する葉の数  $P$ 、 $P$  の葉それぞれに存在するスコア  $w_p$  を  $P$  次元のベクトルとした  $\mathbf{w}$  の大きさに対して罰則を与える項であり、以下のように定義される。

$$\Omega(f_k) = \gamma P + \frac{1}{2} \lambda \|\mathbf{w}\| \quad (3.5)$$

つまり  $\Omega(f_k)$  はそれぞれの木が大きく複雑であればあるほど  $\mathcal{L}$  は大きくなるように罰則を与える項である。次に予測モデルを決定していく流れを確認する。予測モデルを決定するには式 (3.4) を最適化する必要があるが、これらは関数であるために古典的な最適化手法が利用できない。勾配

ブースティングにおいては式 (3.4) を additive manner と呼ばれる手法で学習し,  $f_k(\mathbf{x}_i)$  を生み, 目的関数を下げる. ステップ  $t$  を考え, このステップ毎に目的関数を最適化していくことを考える.  $t = 1$  (初期状態) においては単一の決定木のみ存在し, 下記のように  $i$  番目のレコードの予測値が算出される.

$$\hat{y}_i^{(1)} = f_1(\mathbf{x}_i) \quad (3.6)$$

ここで  $\hat{y}_i^{(t)}$  は  $i$  番目のレコードの  $t$  ステップ目の予測値を示す.  $t = 2$  の際には新しい木が追加されこの和で予測値が算出される.

$$\hat{y}_i^{(2)} = \hat{y}_i^{(1)} + f_2(\mathbf{x}_i) \quad (3.7)$$

これを一般化すると以下の漸化式を得る.

$$\hat{y}_i^{(t)} = \hat{y}_i^{(t-1)} + f_t(\mathbf{x}_i) \quad (3.8)$$

この漸化式を用いて, 式 (3.4) を変形すると  $t$  ステップ目の目的関数  $\mathcal{L}^{(t)}$  は以下ようになる.

$$\mathcal{L}^{(t)} = \sum_{i=1}^n l\left(\hat{y}_i^{(t-1)} + f_t(\mathbf{x}_i, y_i) + \Omega(f_t)\right) \quad (3.9)$$

ここで, ある関数  $F$  の  $x$  周りのテイラー展開を二次の項まで近似すると,

$$F(x + \Delta x) \simeq F(x) + \frac{dF}{dx}(\Delta x) + \frac{1}{2!} \frac{d^2F}{dx^2}(\Delta x)^2 \quad (3.10)$$

となることを利用し  $\mathcal{L}^{(t)}$  を変形すると

$$\begin{aligned} \mathcal{L}^{(t)} &= \sum_{i=1}^n \left( l\left(\hat{y}_i^{(t-1)} + f_t(\mathbf{x}_i, y_i)\right) + \Omega(f_t) \right) \\ &= \sum_{i=1}^n \left( l\left(\hat{y}_i^{(t-1)}, y_i\right) + \frac{\partial}{\partial \hat{y}_i^{(t-1)}} l\left(\hat{y}_i^{(t-1)}, y_i\right) f_t(\mathbf{x}_i) + \frac{1}{2!} \frac{\partial^2}{\left(\partial \hat{y}_i^{(t-1)}\right)^2} l\left(\hat{y}_i^{(t-1)}, y_i\right) \left(f_t(\mathbf{x}_i)\right)^2 \right) + \Omega(f_t) \end{aligned} \quad (3.11)$$

を得る. この時, 以下のように  $g_i$  と  $h_i$  を定める.

$$g_i = \frac{\partial}{\partial \hat{y}_i^{(t-1)}} l\left(\hat{y}_i^{(t-1)}, y_i\right) \quad (3.12)$$

$$h_i = \frac{\partial^2}{\left(\partial \hat{y}_i^{(t-1)}\right)^2} l\left(\hat{y}_i^{(t-1)}, y_i\right) \quad (3.13)$$

また,  $f_t^2(\mathbf{x}_i) = (f_t(\mathbf{x}_i))^2$  として式 (3.11) を書き換えると

$$\mathcal{L}^{(t)} = \sum_{i=1}^n \left( l\left(\hat{y}_i^{(t-1)}, y_i\right) + g_i f_t(\mathbf{x}_i) + \frac{1}{2} h_i f_t^2(\mathbf{x}_i) \right) + \Omega(f_t) \quad (3.14)$$

ここで  $l(y_i^{(t-1)}, y_i)$  は  $f_t(\mathbf{x}_i)$  に依らない定数であるため、この項を無視し再定義すると以下の  $\tilde{\mathcal{L}}^{(t-1)}$  を得る。

$$\tilde{\mathcal{L}} = \sum_{i=1}^n \left( g_i f_t(\mathbf{x}_i) + \frac{1}{2} h_i f_t^2(\mathbf{x}_i) \right) + \Omega(f_t) \quad (3.15)$$

ここで式 (3.5) を用いて  $\Omega f_t$  を戻すと

$$\tilde{\mathcal{L}} = \sum_{i=1}^n \left( g_i f_t(\mathbf{x}_i) + \frac{1}{2} h_i f_t^2(\mathbf{x}_i) \right) + \gamma P + \frac{1}{2} \lambda \|\mathbf{w}\| \quad (3.16)$$

となる。ここで入力に対し、木  $f_t$  が出力し得るスコアは  $P$  個の葉のスコアの集合である  $\mathbf{w}$  の内、実際に  $\mathbf{x}_i$  に対する出力結果を  $p$  列について  $i = 1, 2, \dots, n$  まで集めた部分集合を  $I_p$  と表現する。この部分集合のみの総和を取ること  $\sum_{i \in I_p}$  と表現する。(図 3.3 に関係を示す。)

これを用いて変形すると、以下のようなになる。

$$\tilde{\mathcal{L}}^{(t)} = \sum_{p=1}^P \sum_{i \in I_p} \left( g_i f_t(\mathbf{x}_i) + \frac{1}{2} h_i f_t^2(\mathbf{x}_i) \right) + \gamma P + \frac{1}{2} \lambda \sum_{p=1}^P w_p^2 \quad (3.17)$$

ここで  $f_t(\mathbf{x}_i) = w_p$  であるため

$$\tilde{\mathcal{L}}^{(t)} = \sum_{p=1}^P \left( \left( \sum_{i \in I_p} g_i \right) w_p + \frac{1}{2} \left( \sum_{i \in I_p} h_i + \lambda \right) w_p^2 \right) + \gamma P \quad (3.18)$$

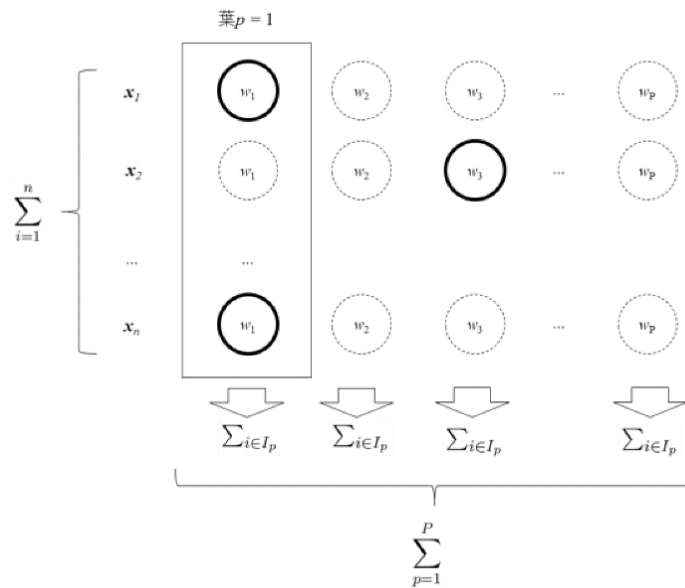


図 3.3 出力と  $\sum_{i \in I_p}$  の関係模式図



となる．これを用いて， $p$  番目の葉の最適を求めることを考える．損失関数が微分可能な凸関数であるとして，最小値となる  $w_p^*$  を考えるために微分してゼロとなる点を考える．すなわち

$$\begin{aligned}\frac{\partial \tilde{\mathcal{L}}^{(t)}}{\partial w_p} &= \frac{\partial}{\partial w_p} \left( \sum_{p=1}^P \left( \left( \sum_{i \in I_p} g_i \right) w_p + \frac{1}{2} \left( \sum_{i \in I_p} h_i + \lambda \right) w_p^2 \right) + \gamma P \right) \\ &= \left( \sum_{i \in I_p} g_i \right) + \left( \sum_{i \in I_p} h_i + \lambda \right) w_p \\ &= 0\end{aligned}\tag{3.19}$$

であり

$$w_p^* = -\frac{\sum_{i \in I_p} g_i}{\sum_{i \in I_p} (h_i + \lambda)} + \gamma P\tag{3.20}$$

が得られる．すなわち，ある決定木において，目的関数を最小化する値の近似値が式 (3.20) である．この時の目的関数は

$$\tilde{\mathcal{L}}^{(t)} = -\frac{1}{2} \sum_{p=1}^P \frac{\sum_{i \in I_p} g_i}{\sum_{i \in I_p} (h_i + \lambda)} + \gamma P\tag{3.21}$$

となる．よってステップ  $t$  においてある葉の数  $P$  を有する  $f_t$  について目的関数を最小化する値の近似値と，目的関数の値を得ることが可能となる．

### 3.3 4 地震データのモデル作成結果

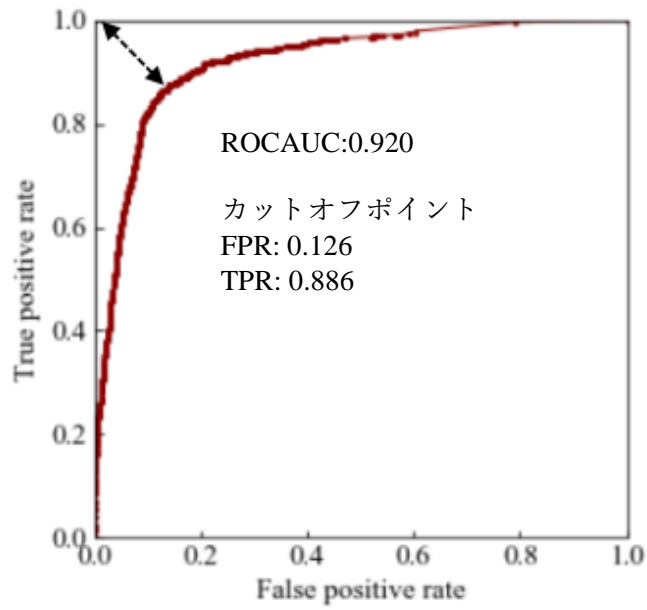
兵庫県南部地震，新潟県中越地震，新潟県中越沖地震，東北地方太平洋沖地震の 4 地震の全データの 60% を用いてハイパーパラメータの調整および調整用データを用いて木の本数を決定した．各パラメータの値は表 3.2 に示す．この時の学習に用いられた 60% のデータに対する ROC-AUC は 0.920 であり，十分に学習用データを分類できていることがわかる．本手法を用いて作成されたモデルについて，学習と調整に用いられていない 4 地震の評価用データを基に性能を検証する．評価は 4 地震のデータに対して行った結果と，各地震のデータに限定した際の結果を確認した．結果を表 3.3 に示す．4 地震全体のデータでは学習用データを越える 0.928 の ROC-AUC を示しており，今回作成された予測モデルは評価用データに対し汎用性を有していると言える．また地震毎の ROC-AUC においても全て 0.7 以上の値を有していた．各地震における ROC 曲線を図 3.4 から図 3.8 に示す．

表 3.2 モデル構築の際のハイパーパラメータ

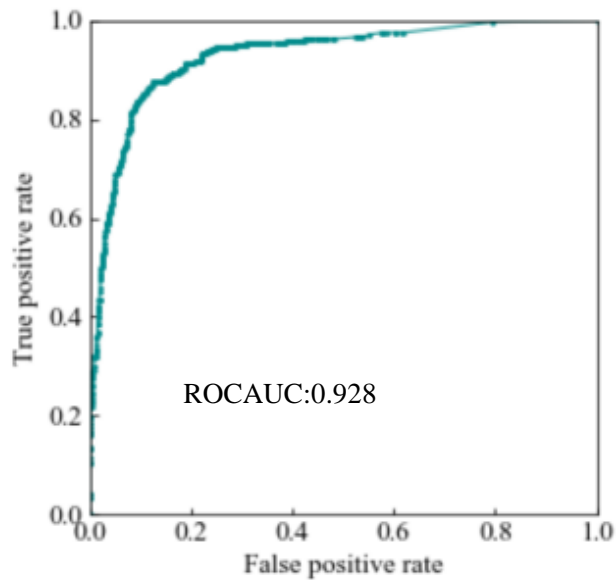
項目	値
木の最大深さ	5
$w_j$ の最小値	3
$\lambda$	0.786
$\gamma$	0.568
木の本数	3052

表 3.3 評価用データへの適用結果 (ROC-AUC)

対象データ	ROC-AUC
4 地震	0.928
兵庫県南部地震	0.784
中越地震	0.744
中越沖地震	0.877
東北地方太平洋沖地震	0.841

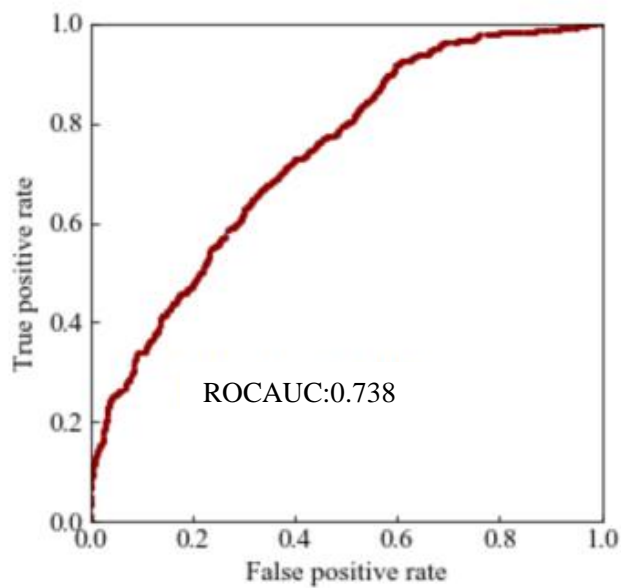


(a)学習用データに対する結果  
(全体)

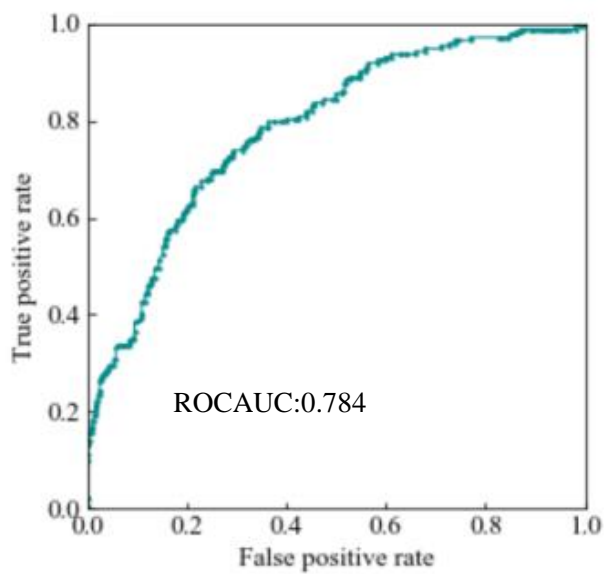


(b)評価用データに対する結果  
(全体)

図 3.4 全データにおける ROC 曲線

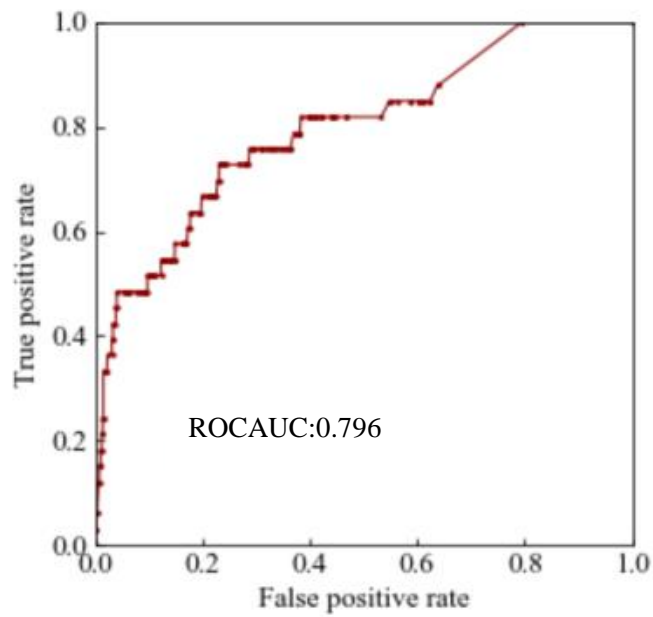


(a)学習用データに対する結果  
(兵庫県南部地震)

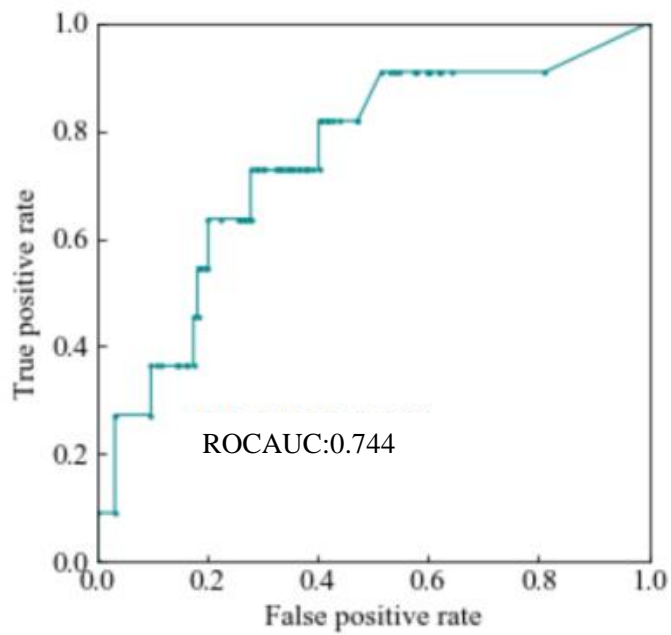


(b)評価用データに対する結果  
(兵庫県南部地震)

図 3.5 兵庫県南部地震における ROC 曲線

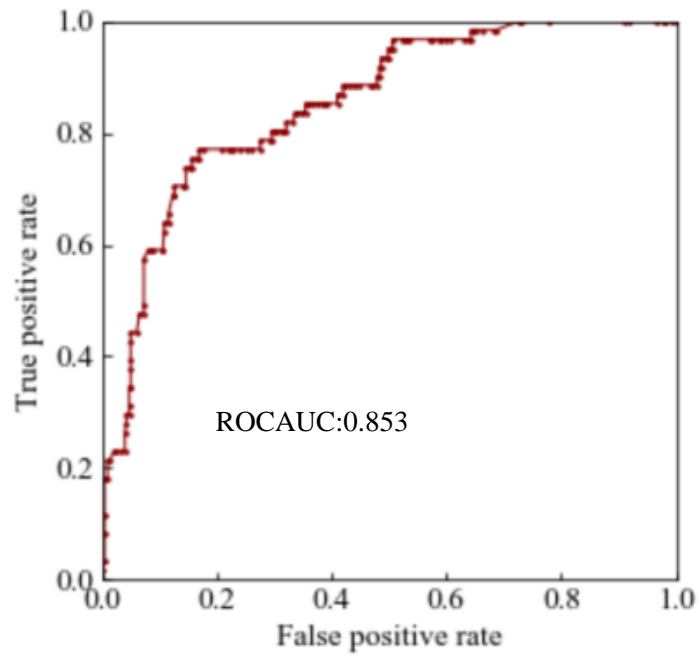


(a)学習用データに対する結果  
(新潟県中越地震)

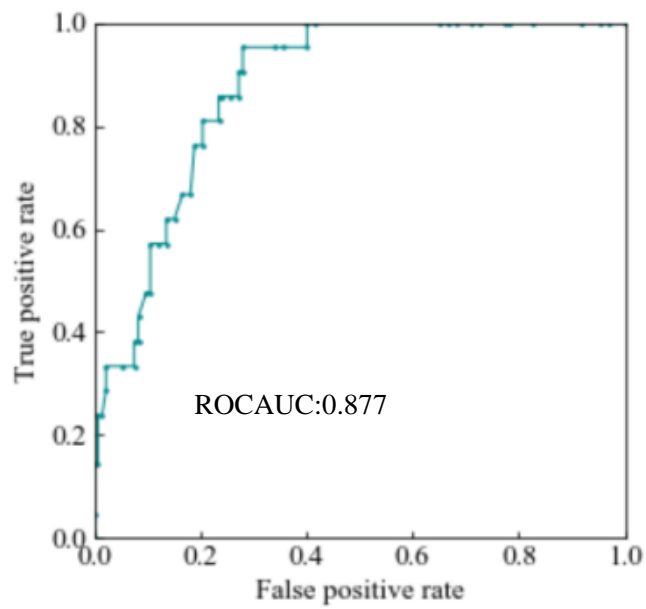


(b)評価用データに対する結果  
(新潟県中越地震)

図 3.6 新潟県中越地震における ROC 曲線

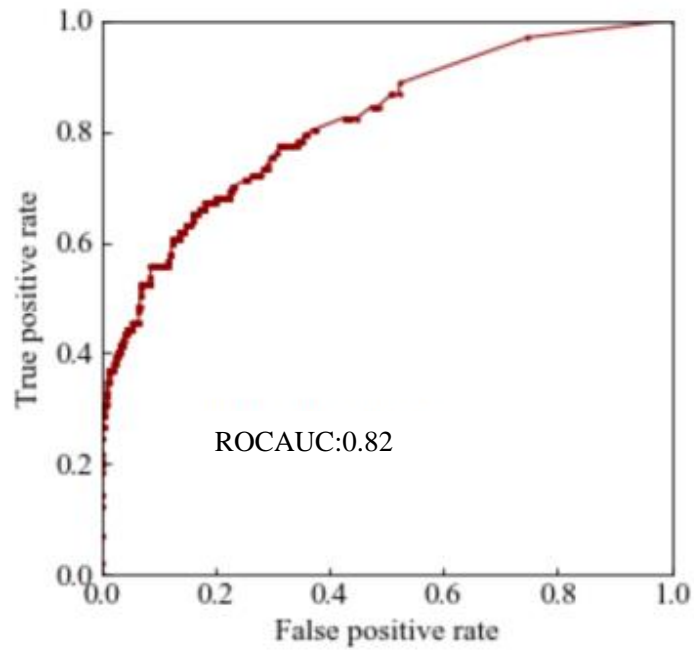


(a)学習用データに対する結果  
(新潟県中越沖地震)

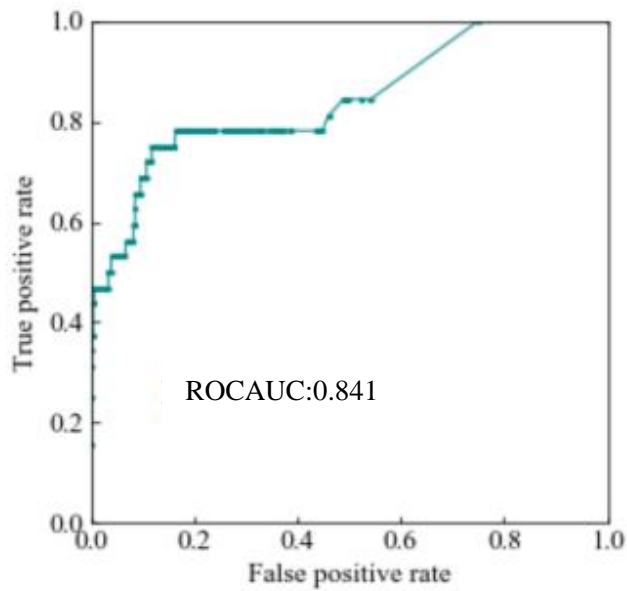


(b)評価用データに対する結果  
(新潟県中越沖地震)

図 3.7 新潟県中越沖地震における ROC 曲線



(a)学習用データに対する結果  
(東北地方太平洋沖地震)



(b)評価用データに対する結果  
(東北地方太平洋沖地震)

図 3.8 東北地方太平洋沖地震における ROC 曲線

表 3.4 評価用データへの適用結果 (二値分類)

対象データ	精度	再現率	適合率	F 値	陽性率
4 地震	0.872	0.877	0.245	0.383	0.162
兵庫県 南部地震	0.382	0.971	0.257	0.406	0.783
中越地震	0.883	0.364	0.085	0.138	0.110
中越沖地震	0.627	1.0	0.269	0.424	0.510
東北地方 太平洋沖地震	0.982	0.469	0.217	0.297	0.018

本モデルは各管路に対して被害の受けやすさを 0 から 1 までの値を示すことで順位付けするものであり、実際に被害を予測し対処する際には閾値に依って被害有無を分割し震災対策を実施することも想定される。このため、閾値を設定し評価用データに対して被害有無を分割し対策を実施した際に、対策をどの範囲まで行いどの程度被害を防ぐことができるかを確認する。閾値は学習に用いた 4 地震全体の ROC 曲線に対して、各点の位置と (0,1) の座標とのユークリッド距離が最小となる値とする。今回のモデルと学習用データにおいては、偽陽性率が 0.126、真陽性率が 0.886 を取り、ROC 曲線上のユークリッド距離が 0.170 となった点が最も (0,1) 点と距離が近く、この時の閾値が 0.106 であった。この値を評価用データの評価に用いる閾値とする。すなわち、モデルの出力値が 0.106 以上のデータを被害有として予測し、未満のものを被害無と二値に分類し予測する。この時の予測結果について、実被害有を被害有と予測できた真陽性数 (True Positive, TP)、実被害有だが被害無と予測した偽陰性数 (False Negative, FN)、実被害無であり被害無と予測した真陰性数 (True Negative, TN)、実被害無だが被害有と予測した偽陽性数 (False Positive, FP) の 4 種に分ける。

得られた TP, FP, FN, TN から再現率に加え精度 (accuracy)、適合率 (precision) を式 (3.22) と式 (3.23) で算出する。

$$\text{accuracy} = \frac{\text{TP} + \text{TN}}{\text{TP} + \text{FN} + \text{TN} + \text{FP}} \quad (3.22)$$

$$\text{precision} = \frac{\text{TP}}{\text{TP} + \text{FP}} \quad (3.23)$$

これに、算出した再現率、適合率の調和平均である F 値、実運用上対策規模を決める指標となる全体に対する陽性割合である陽性率を加えた 5 項目で検討する。



評価結果を表 3.4 に示す。4 地震全体データでは全体の F 値が 0.383 となり、特に再現率が 80% を越えており実被害のあった管路の多くを被害有と予測できている。仮に全体データに対し本モデルを事前対策に用いた場合には、陽性率から全体の内 16.2% を被害有と予測し、これらに対策すれば被害を 87.7% 抑えることができる。一方で適合率は 24.5% であり、被害有と予測したものの内 75.5% が実際には対策不要である管路であったことから比較的 safety side に予測している傾向にあると言える。ここでモデル性能の評価を行うが、本検討のような被害有データと被害無データに大きな差がある不均衡データに対する予測性能を評価する際には式 (3.24) に示すような陽性のデータ (positive examples) に対する陰性のデータ (negative examples) の比率である Skew を考慮する必要がある。

$$\text{Skew} = \frac{\text{negative examples}}{\text{positive examples}} \quad (3.24)$$

L.A.Jeni らによると同一性能のモデルを用いた際にも Skew によって F 値の値が変化する事が報告されており、この Skew に対する F 値の変化について図 3.9 に示す [3]。図 3.9 における 1%、5%、10%、20% は L.A.Jeni らが作成した二値分類器の誤分類率を示しており、例えば 5% の場合は陽性データの内の 5% を誤って陰性と判定 (FN) し、陰性データの内の 5% を誤って陽性 (FP) と判定する性能である。4 地震データ全体の Skew は 22.6 であり、F 値が 0.383 であるため誤分類率 10% の分類器に近い性能を持っている予測モデルであると言える。各地震において確認すると、兵庫県南部地震は Skew が 3.59 であり F 値が 0.406、中越地震は Skew が 37.7 に対し F 値 0.138、中越沖地震は Skew が 6.46 に対し F 値 0.424 でありこれら 3 地震は誤分類率 20% の分類器より性能が低いことが判る。一方で東北地方太平洋沖地震の Skew が 117 で F 値が 0.297 と

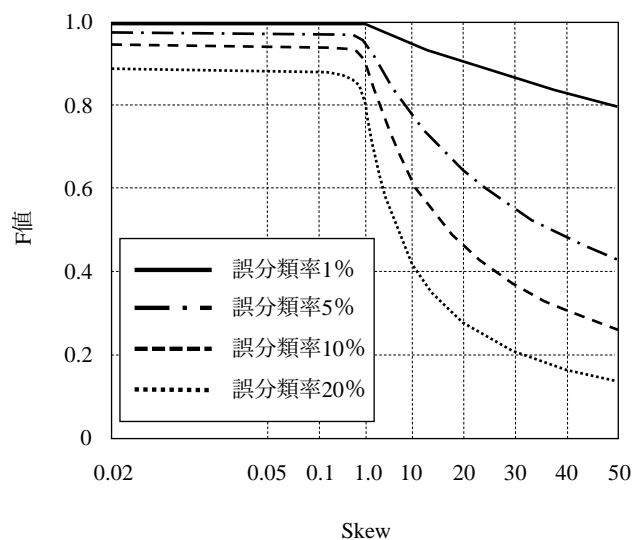


図 3.9 Skew に対する F 値の変化 (L.A.Jeni らの文献内, Fig1(d) より作成 [3])

なっており、図 3.9 の範囲内にプロットできないが、誤分類率 5% に近い性能を有していると考えられる。これは東北地方太平洋沖地震のデータ数が多く学習が進んだためであると考えられる。地震毎に結果を詳細に確認すると、兵庫県南部地震および中越沖地震に対しては再現率が高くなっている一方で精度が低下し、特に兵庫県南部地震は 38.2% と他の地震と比べても低くなっている。両地震については陽性率が非常に高く、FP が多くなったことが精度低下の原因である。対照的に中越地震および東北地方太平洋沖地震については精度が高く、適合率と再現率が低い結果となった。これらの地震に対しては陽性率が低く、被害が少ないと判断するモデルとなっている。以上のことから今回の予測モデルは、兵庫県南部地震や中越沖地震のような地震動に対しては被害を受けやすいと予測し、中越地震や東北地方太平洋沖地震に対しては被害を受けにくいと予測するモデルであると言える。

### 3.4 作成モデルの特徴分析

作成したモデルの予測傾向をより詳細に確認するために、Permutation Importance で各変数の重要度を確認する<sup>[4]</sup>。この手法は予測対象のデータを構成する説明変数の内 1 つをランダムに入れ替えて、作成済モデルで予測を行った際に元の性能からどの程度低下するかを計算することで各変数の重要度を確認する手法である。今回は元々学習に用いた全データの内 60% のデータを対象にして各変数を入れ替えて、予測結果の ROC-AUC がどの程度低下するかを確認した。各変数につき、ランダムに入れ替えて予測結果の ROC-AUC を再計算する回数は 10000 回とした。ROC-AUC が大きく変化した順に 5 つの変数の平均低減値を示した図を図 3.10 に示す。ここから、PGV に依って大きく予測値が変わるモデルであることがわかり、既往の知見と一致した傾向を有するモデルであるといえる。兵庫県南部地震のデータについて平均 PGV は 107cm/s、中越沖地震の平均 PGV が 84.7cm/s である一方で、中越地震の平均 PGV が 52.1cm/s、東北地方太平洋沖地震の平均 PGV が 44.8cm/s であり、相対的に PGV の高い前者の二地震に対し被害を多く判定しているモデルであると言える。同時に AVS30、等価卓越周期、換算変位の 3 種が相対的に大きな影響を与えていることがわかる。しかし Permutation Importance は 1 変数毎に入れ替え計算を行うため相関のある値などでは 1 変数を入れ替えても他の変数が働き上手く評価できないケースがあり、等価卓越周期と換算変位はそれぞれ PGV と PGA によって導出されている値であるため、同様に PGV の影響が大きいことを示していると考えられる。PGV の推定には AVS30 を利用していることもあり、これら 4 項目は本モデルにおける PGV の重要性を示していると考えられる。一方で、PGA も同様に AVS30、等価卓越周期、換算変位の導出に利用しており、PGV が入れ替えられない状態であってもこれら 3 項目が入れ替わった際に ROC-AUC が低減していることから、PGA も重要となっている事が示唆される。PGV と PGA で算出される換算変位は特にねじ

表 3.5 PGV 毎の換算変位

PGV (cm/s)	被害有の換算変位平均値 (cm)	被害無の換算変位平均値 (cm)	有意差 (1%)
40 以上 60 未満	5.31	4.45	有
60 以上 80 未満	8.89	7.88	有
80 以上 100 未満	12.86	12.3	無
100 以上	21.2	20.6	無

継手を有する鋼管に対して有効であることが示唆される。ねじ継手を有する鋼管について、PGV 毎に換算変位を確認した結果を表 3.5 に示す。40cm/s から 80cm/s までのデータについては同一 PGV 範囲の被害有、被害無データそれぞれの換算変位の平均値に差が生じており、これが t 検定で 1% 有意水準で有意であると確認できた。一方で 80cm/s 以上のデータに対しては被害有、被害無それぞれの換算変位の平均値に有意差が無かった。ねじ継手の鋼管は、管用ねじで締結されることから剛結されており変位を吸収することが他の管種と比較して難しい。このことから換算変位が特に寄与しやすいと考えられる。

また、Permutation Importance では経過年数も寄与していることが示唆されている。経過年数の変化に応じてどのように予測値が変動するかを Accumulated Local Effect Plot (ALE plot) を用いて確認した。

ALE plot はある変数が変化した際に予測値がどのように変化するかをとらえる手法の一つである [5]。例えばある二次元の変数  $(X_1, X_2)$  を有する予測モデル  $f(X_1, X_2)$  を想定する。  $X_1$  についてある範囲  $(x_1^{(i)}, x_1^{(i+1)})$  で分割し、この中に含まれるデータ群のみを対象として、各データの  $X_2$  の値は変えずに  $X_1$  の値を  $x_1^{(i)}$  と  $x_1^{(i+1)}$  それぞれに変化させた際の  $f$  の値の差分を取り、平均を取ることで local effect を算出する。すなわち  $(x_1^{(i)}, x_1^{(i+1)})$  内に含まれるデータ群の内ある 1 データ  $(x_1, x_2)$  を取り出した際に Local Effect は  $f(x_1^{(i+1)}, x_2) - f(x_1^{(i)}, x_2)$  で算出される。この Local effect を区間内に存在するデータ群全体について平均を取る事で算出し、これを積み重ねることで変数に対する影響の挙動を示したものが ALE Plot である。

経過年数の ALE Plot を図 3.11 に示す。今回は学習用データに用いたデータを平均 746 データ毎に分割し影響を評価した。この図より建設後約 27 年程度経過した時に影響度が 0 を超え、被害を受けやすいと評価していることがわかる。またこれ以降はほぼ一定の影響となっている。本データの中で最も数が多いのが東北地方太平洋沖地震のデータであり、2011 年の発災から 27 年前は 1983 年であり通信用鋼管および硬質塩化ビニル管の標準仕様が差込式に更新された年 1984 年とほぼ同時期であると言える。よって今回の予測モデルにおいては管種の変化による影響を表

現している可能性があると言え、建設から年数が経つ事による設備劣化を適切にとらえられているものであるとは言えないとも考えられる。

Permutation Importance はカテゴリ変数に対しては特に適切に傾向を捉えられない可能性が高いため、各管種と推定人工平坦化地に対して精度、再現率、適合率、F 値を確認する。管種毎の精度等の指標を表 3.6 に示す。ここで、差込継手鋼管は被害のあったデータが評価用データの中に無いため、再現率と適合率が算出できない。接着継手硬質塩化ビニル管はおよそ半数のデータに対し被害有と予測しており FP が多くなったために精度が低下しているが、これ以外の管種は精度が 80% を越えている。F 値で評価するとねじ継手鋼管の Skew が 22.1 に対し F 値が 0.383、ねじ継手鋳鉄管の Skew が 14.6 に対し F 値が 0.525、差込継手硬質塩化ビニル管の Skew が 44.3 に対して F 値が 0.280 であるため図 3.9 より誤分類率が 10% に近い性能を有していると言える。接着継手硬質塩化ビニル管は Skew6.79 に対し F 値が 0.403 であったため、誤分類率 20% の性能より

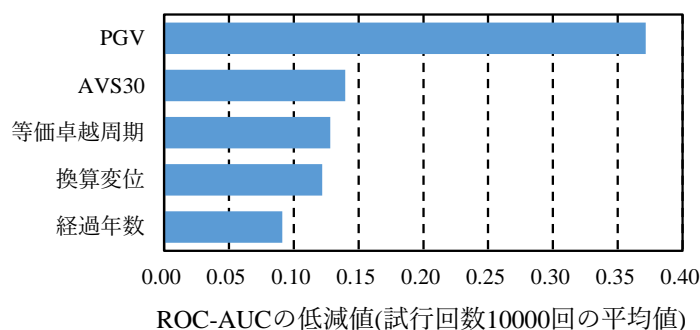


図 3.10 作成予測モデルの Permutation Importance

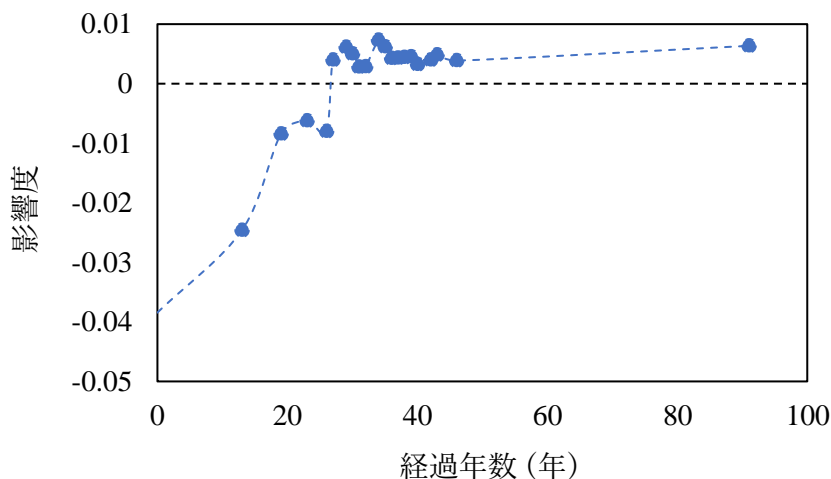


図 3.11 経過年数についての ALE Plot

表 3.6 評価用データにおける管種毎の結果 (二値分類)

対象データ	精度	再現率	適合率	F 値
鋼管 (ねじ継手)	0.872	0.877	0.245	0.383
硬質塩化ビニル管 (接着継手)	0.618	0.880	0.262	0.403
铸铁管 (ねじ継手)	0.881	0.912	0.369	0.525
鋼管 (差込継手)	0.976	-	-	-
硬質塩化ビニル管 (差込継手)	0.921	0.857	0.167	0.280

表 3.7 推定人工平坦化地有無の結果 (二値分類)

対象データ	精度	再現率	適合率	F 値
推定人工平坦化地	0.902	1.0	0.311	0.474
推定人工平坦化地 でない	0.870	0.869	0.241	0.377

表 3.8 熊本地震データの予測結果 (二値分類)

対象データ	精度	再現率	適合率	F 値
熊本地震	0.798	0.406	0.064	0.111

低いと考えられ、他管種に対する予測より性能が低い。精度と再現率、適合率を見ると FP が多く、接着継手硬質塩化ビニル管に対しては被害有と判定しやすいモデルとなっているが、これは接着継手硬質塩化ビニル管の点検データが少なく学習が進まなかった事が原因であると考えられるため、今後データを追加できればより予測性能が向上する可能性がある。推定人工平坦化地について確認すると表 3.7 のようになった。Skew は平坦化地で 22.6、非平坦化地で 21.0 であったため、F 値を考えるといずれも 10% 程度の誤分類率だが推定人工平坦化地における予測性能の方が高く、推定人工平坦化地を導入することで性能向上がなされていると考えられる。

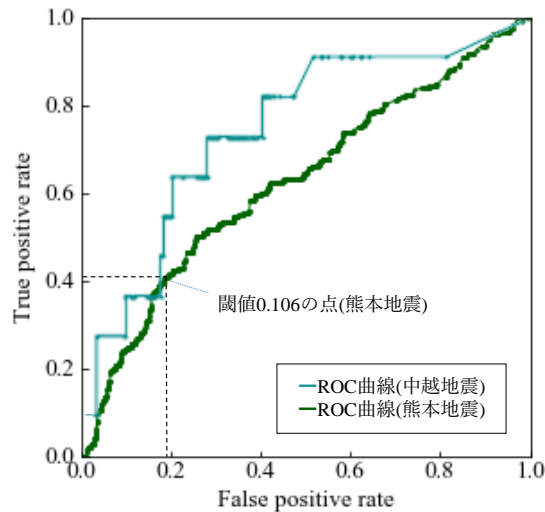


図 3.12 熊本地震データに対する予測結果の ROC

### 3.5 4 地震モデルを用いた熊本地震被害予測

先述の 4 地震を基に作成したモデルを、熊本地震において点検された管路のデータに対して適用する。熊本地震のデータは 4 地震モデルと同様の変数を有しているが、量的変数については、モデル作成時の 4 地震における当該変数の平均値  $\mu$  と標準偏差  $\sigma$  を用いて変換している。適用結果の ROC 曲線および比較対象として中越地震の ROC 曲線を図 3.12 に示す。ROC-AUC は 0.626 となり、先述の 4 地震の評価用データ結果よりも低い。予測結果に対し、前項で導出し閾値である 0.106 を用いて二値分類し評価した結果を表 3.8 と地図上に示した結果を図 3.13 に示す。Skew は 31.2 に対し F 値が 0.111 であったことから、今回作成したモデルを熊本地震に適用した際の性能は中越地震の評価用データに対して適用した場合と同等程度の予測性能であると考えられる。

ここで前項において PGV および PGA を中心に予測している可能性が見られたが、中越地震、中越沖地震、熊本地震の各データの PGV と PGA が図 2.19、図 2.20 であった。熊本地震のデータの約 73% が属する PGV が 50cm/s 以上 100cm/s 未満のデータに着目すると、中越沖地震では平均  $471.6\text{cm/s}^2$  で標準偏差が  $129.0\text{cm/s}^2$ 、中越地震では PGA は  $839.6\text{cm/s}^2$  で標準偏差が  $210.4\text{cm/s}^2$ 、中越地震は同程度の PGV に対して相対的に PGA が高くなっている。熊本地震は同じ PGV の範囲で、PGA の平均値  $668.9\text{cm/s}^2$ 、標準偏差が  $125.1\text{cm/s}^2$  であることから前述 2 地震の間となっていることがわかる。PGA について、中越沖地震の平均値と標準偏差の和および中越地震の平均値と標準偏差の差は共におよそ  $600\text{cm/s}^2$  となることから、熊本地震について  $\text{PGA}600\text{cm/s}^2$  で分割すると  $\text{PGA}600\text{cm/s}^2$  未満のデータ数は 1003 件であるのに対し、 $600\text{cm/s}^2$  以上のデー

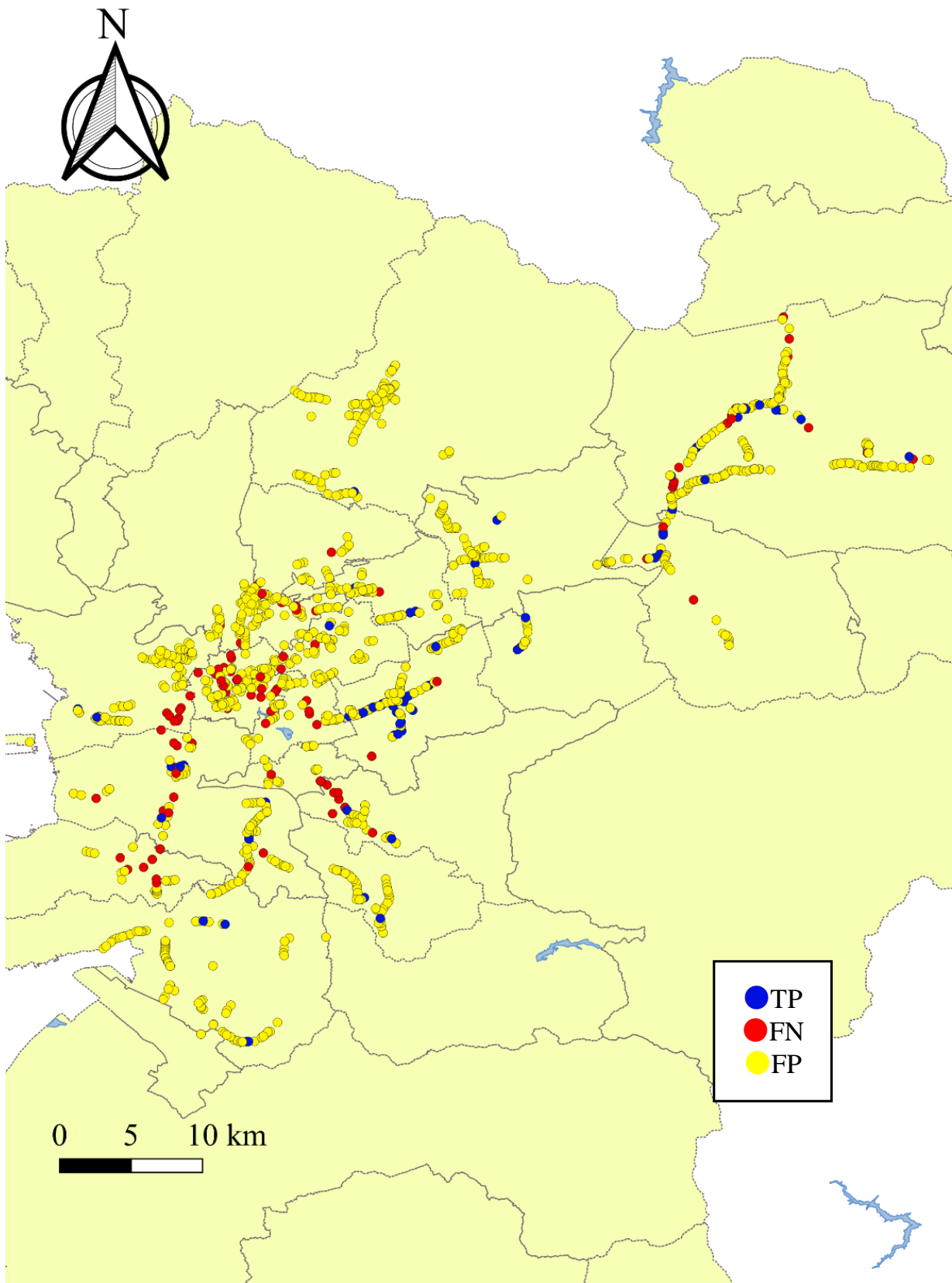


図 3.13 熊本地震予測結果



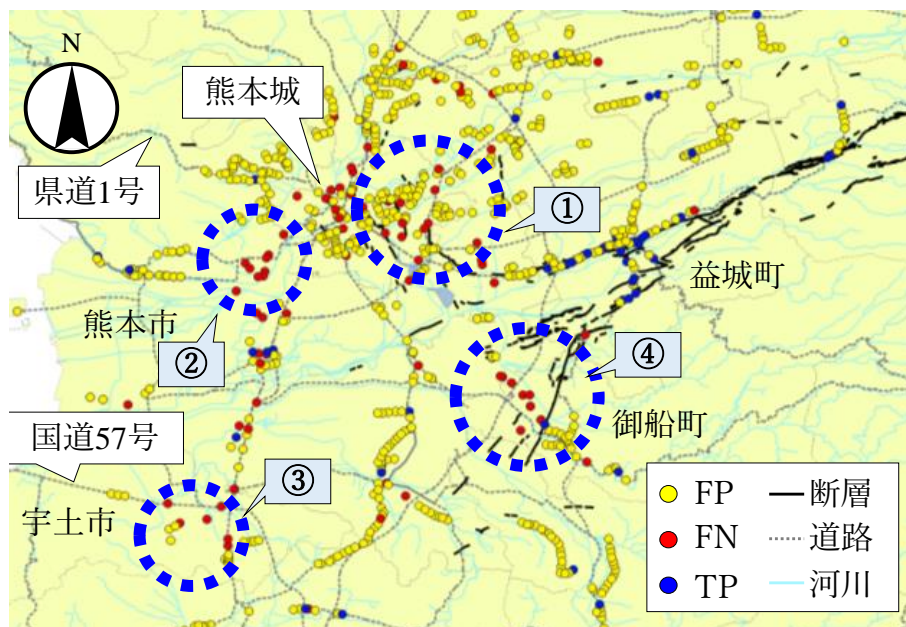


図 3.14 熊本地震予測結果 (熊本中心部, 益城, 宇土)

タは 4123 件であった。このことから、熊本地震全体の約 59% のデータが  $PGA600\text{cm/s}^2$  以上、 $PGV50\text{-}100\text{cm/s}$  の箇所集中している。以上から  $PGV$  と  $PGA$  からみる特性としては中越地震に近いデータが多数存在することから、熊本地震への適用結果が中越地震への適用結果に近いものとなったと考えられる。ROC-AUC が他の地震よりも低くなっているが、図 3.12 に示したように今回利用した閾値 0.106 の場合偽陽性率が 0.190 でありこの点までは中越地震の評価用データに対する結果と ROC 曲線上は同等であると言える。ここから閾値を下げた際に予測性能が低下していくために ROC-AUC が低くなると考えられ、予測値が低い結果に対し適切に予測できていないことが判る。よってこの今回得られたモデルは閾値 0.106 までは、誤分類率 20% 未満だが学習に用いた他の地震に対してと同程度の精度を有していると考えられる。

次に地図上でどのような場所の被害を予測できていたか、また予測できていなかったかを確認する。熊本市中心部、益城町、宇土市の二値分類の予測結果を図 3.14 に示す。本図中で示されている道路と河川は国土交通省の国土数値情報より、断層は文部科学省および九州大学の報告書<sup>[6]</sup>によるものである。この内、被害を予測できなかった FN が一部集中している箇所について図中①から④に示す。①は被害が出ている箇所の近傍で断層が確認されていることが特徴的であるとする。同様に断層変位が多数確認されている益城については適切に予測できているが、これは  $PGV$  が非常に高いことでほぼ全体を被害ありであると予測しているために被害を受けた箇所を全て被害有と予測していることによるものであるとする。②および③は AVS30 を定める際に J-SHIS の地形地盤分類 250m メッシュマップを基にしているが火山地、火山山麓地、自然堤防、



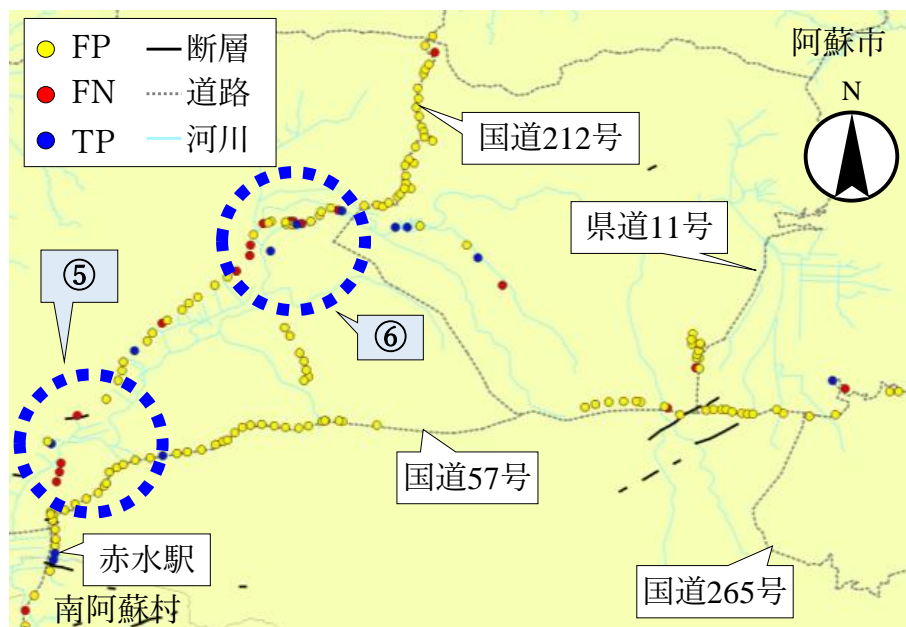


図 3.15 熊本地震予測結果 (阿蘇)

後背湿地が狭い範囲に存在している。このために実際の被害有管路が受けた地震動と、推定した地震動に乖離が存在している可能性があるため予測できていない可能性がある。④は御船付近で液状化の影響が大きい箇所であり、この影響を加味すると予測性能が上昇する可能性がある。同様に阿蘇市の予測結果を図 3.15 に示す。赤水駅から北側の⑤と⑥で被害を予測できていなかった。これらの箇所は防災科学技術研究所の液状化履歴地図<sup>[7]</sup>と重ねた際に⑤と⑥の被害があった管路と重なることから、これらの管路も④と同様に液状化を予測に追加する事で被害の予測ができる可能性があると言える。

FPを確認すると中越地震以外の地震よりも適合率が下がっていることから、熊本地震の結果についてFPが比較的多く存在している事がわかる。これらについても先述のように液状化や断層の影響を考慮することで減少させられる可能性があると言える。例えば①、⑤および⑥の箇所のように、FPとFNが近接している箇所はFNの箇所の予測値を上昇させることで周囲のFPが低減できる可能性がある。また中越地震も同様にTPに対しFPが多く、適合率が低く留まっていることから海岸等の低地が多くを占める他の3地震と比較し、標高の高い箇所の被害を適切に予測できていない傾向にあると言える。平均標高毎のFP、FN、TPの値およびF値を図 3.16 に示す。平均標高 400m 以上 500m 未満の管路は Skew が 6.14 に対し F 値が 0.19 であり、比較対象として同程度の Skew であった中越沖地震の F 値 0.424 より大幅に低いため、誤分類率 20% より下がると考えられる。同様に 500m 以上の管路は Skew47 に対して 0.0215 であり、これより高い Skew を示す 100m 以上 200m 未満のデータの F 値が 0.0851 であることより、低地の管路に対する予測

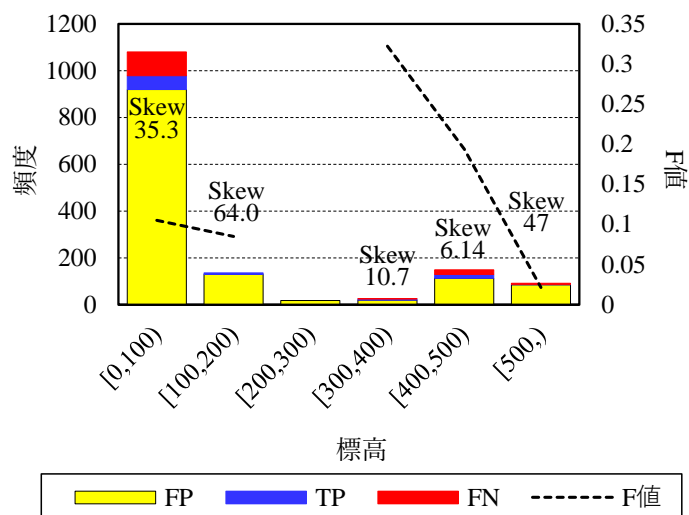


図 3.16 標高に対する各指標の変化

性能よりも標高の高い管路に対する予測性能は低下する傾向にあると言える。この点も補正等する事でより適合率を向上させる事ができる可能性がある。また今回のデータの中で考慮できていない項目として、管路の敷設形態や管路周りに防護コンクリートと呼ばれる防護構造の有無がある。通信管路は基本的に道路に沿って敷設され、可能な限り直線を維持するようになっているが、ケーブルの敷設張力を踏まえて曲率半径 10m 以上で交角 60° 程度の曲線は 1 箇所までであれば許容され、同様に交角 30° は複数存在して良いなどの規定が建設時に存在する [8]。また浅層埋設時にはカッター等の工具から管路を防護するためにコンクリートを巻きたてる工法が存在しており、これらの要素は被害の受けやすさに影響すると考えられているが [9], [10] 今回用いたデータにはこれらを変数として入力できておらず、この点が影響した可能性がある。特に山地では市街地と比較し道路に沿って曲線的に敷設される可能性があり、標高の高い箇所で性能が下がった一因であることも考えられる。

次に管種毎に熊本地震の予測結果に偏りがあるか確認する。4 地震の評価用データと同様に、熊本地震のデータに対しても管種ごとの結果を表 3.9 に示す。いずれも 4 地震の評価用データに適用した表 3.6 と比較すると結果が悪化している。熊本地震のデータについては、ねじ継手鋼管の Skew が 33.2、接着継手硬質塩化ビニル管の Skew が 28.3、ねじ継手鋳鉄管の Skew が 28.5、差込継手鋼管の Skew が 14.5、差込継手硬質塩化ビニル管の Skew が 49.5 であった。差込継手鋼管は Skew に対し F 値が低く、予測性能が他管種の比較し低下していると言える。これは 4 地震において非常に稀であった差込継手鋼管の被害が熊本地震において発生していることが原因である。差込継手鋼管はねじ継手鋼管と比較し伸縮性能があるため耐震性能が高い設備であるが、熊本地震でこれまでよりも被害が多く発生しており原因は今後検討する必要がある。またねじ継手鋳鉄

表 3.9 熊本地震データ管種毎の結果 (二値分類)

対象データ	精度	再現率	適合率	F 値
鋼管 (ねじ継手)	0.885	0.280	0.081	0.126
硬質塩化ビニル管 (接着継手)	0.652	0.681	0.064	0.117
鋳鉄管 (ねじ継手)	0.870	0.176	0.056	0.085
鋼管 (差込継手)	0.819	0.200	0.091	0.125
硬質塩化ビニル管 (差込継手)	0.700	0.364	0.024	0.045

管の性能が接着継手硬質塩化ビニル管に対しての性能より低下していることも特徴の一つである。鋳鉄管は地下の迷走電流による通信ケーブルの誘導遮蔽効果が必要なエリアで利用されており、鋼管や硬質塩化ビニル管と比べると利用されている範囲は限定的であるため、ねじ継手鋼管、接着継手硬質塩化ビニル管の主に用いられる管路に対しては、それぞれの Skew と F 値から熊本地震全体の予測と同程度の予測性能を有していると考えられる。

一方で、接着継手硬質塩化ビニル管に対する予測性能は 4 地震での評価の時点で他の管種と比較して低い傾向にある。この原因を把握するため、熊本地震の断層と重なった管路の被害箇所について抽出し検討する。断層は活断層調査の結果<sup>[6]</sup>を用い、管路と断層が地図上で重なった管路 93 条を対象とする。抽出した管路の、管種毎の被害有および被害無データを図 3.17 に示す。断層変位が確認された箇所における被害率は 21.4% であり熊本地震全体の被害率よりも高い。管種毎でみた場合、ねじ継手鋼管は 15.6%、硬質塩化ビニル管は 35.1% とねじ継手鋼管の被害率よりも高い傾向にあることが判る。この事から、硬質塩化ビニル管は局所的な変位に相対的に弱い可能性があると言え、局所的な変位は今回機械学習に用いたパラメータで表現できないために予測精度が低下している可能性がある。

被害を受けた箇所写真等を用いて確認する。例として、益城町赤井近辺の事例を図 3.18 に示す。この場所では右横ずれ 35cm の断層変位が観測されており、地図上で確認すると管路と交角約 15° で交わっている。管路の被害箇所はこの断層変位の近傍で、開削工事時の状況から継手部で約 20cm 軸方向に離脱していることが判った。断層変位により軸方向に変位が入力され被害が出たと考えられることができる状況である。

次にせん断方向に断層変位が入る状況を確認する。益城町寺迫にて確認された事例を図 3.19 に示す。この事例において H8 のマンホールから約 10m 内に断層が確認されており、この断層は右横ずれ 72cm が観測されている。この管路においては H8 から 5m 箇所で図のような損傷が確認さ

れた。画像より H8 側の管路が東へずれており、破断面に青色の接着剤が確認できることから継手部が損傷していることが判る。画像が鮮明でないが管体部の断面に破断跡がないため、継手部の中央で破断していると推測される。

断層変位のような局所的な変位について鋼管と比較して硬質塩化ビニル管が被害を受けやすい原因は明確でないが、今後解析等にて確認する。

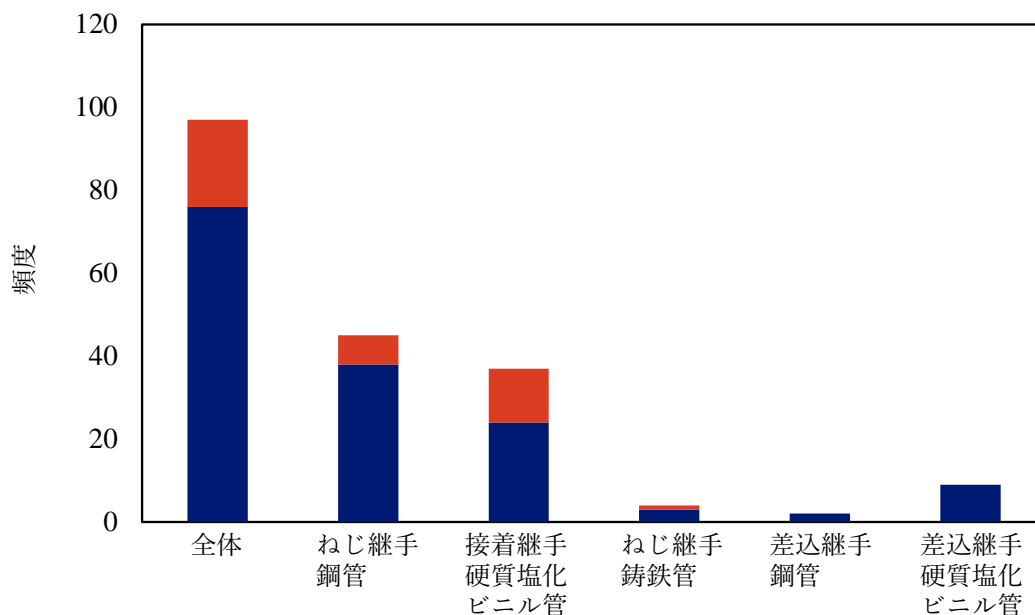


図 3.17 断層影響箇所の管種毎被害状況

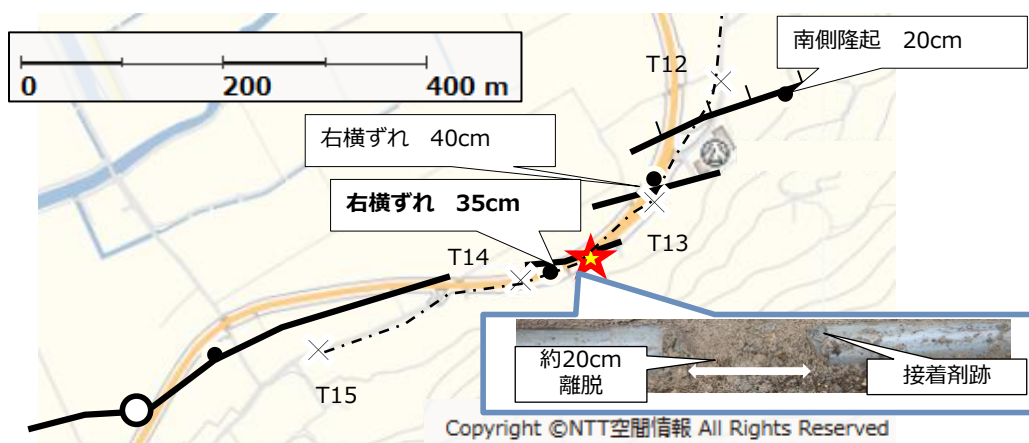


図 3.18 断層上の管路被害事例 (益城町赤井)

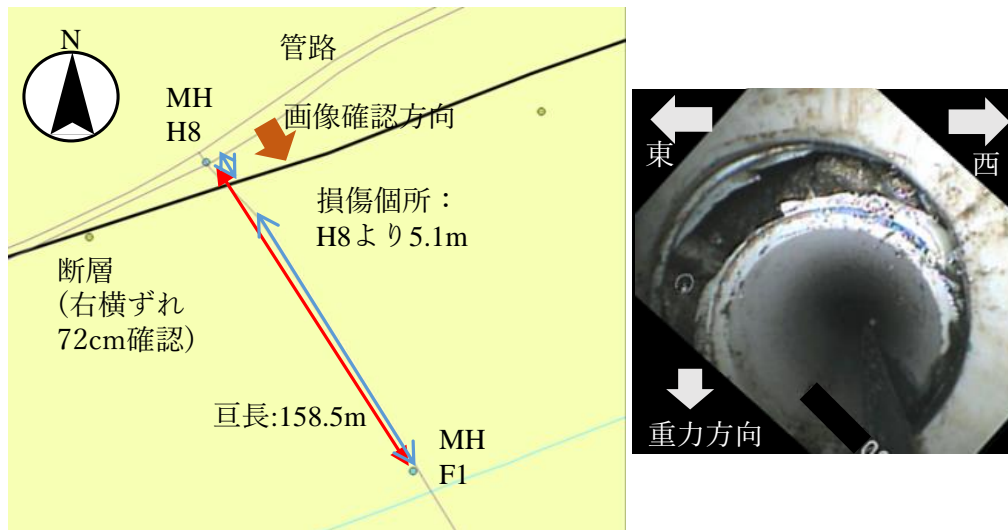


図 3.19 断層上の管路被害事例 (益城町寺迫)

### 3.6 液状化と断層を踏まえたモデルの修正

熊本地震に対する予測結果を基に液状化と断層変位を考慮して予測モデルを修正する。液状化の有無と断層影響の有無をそれぞれブール値として追加し、予測モデル構築を行う。まず各地震について液状化履歴を基に、液状化が生じた箇所の近傍の管路に対して、液状化有無を付与する。兵庫県南部地震については Hamada らの噴砂の点を根拠として近傍に管路が存在する場合に液状化有とする<sup>[11]</sup>。新潟県中越地震は、若松らの論文の図より液状化発生地点直情もしくは近傍に管路が存在する場合に液状化有とする<sup>[12]</sup>。新潟県中越沖地震は国土地理院の平成 19 年新潟県中越沖地震災害状況図より液状化有無を判定した<sup>[13]</sup>。東北地方太平洋沖地震と熊本地震は防災科学研究所の J-SHIS の液状化履歴地図<sup>[7]</sup>を用いて、発生したメッシュに管路が存在する場合に液状化有と判定した。各地震における液状化の影響を受けた管路の総数を表 3.10 に示す。加えて熊本地震に対してのみ、先述の箇所について断層変位の影響がある箇所として、事前に発生する断層変位の想定は難しいため、これらの断層変位の影響を受けた箇所は評価から除外する。断層変位箇所を除いた上での液状化有無と被害の関係を表 3.11 に示す。この時、 $\chi$  の二乗検定で 0.05% で有意な差がある。

全データについて液状化有無をブール値で付与し、図 3.1 と同様に兵庫県南部地震、新潟県中越地震、新潟県中越沖地震、東北地方太平洋沖地震の 4 種で学習を行った。学習によって作成された分類器に対し、同様に液状化有無と断層影響有無を付与した熊本地震データに対して修正したモデルで熊本地震の被害予測を行った結果を表 3.12 に示す。新潟県中越地震の ROC-AUC、精

表 3.10 液状化箇所数

地震名	液状化有	液状化無
1995 年 兵庫県南部地震	674	3248
2004 年 新潟県中越地震	139	2008
2007 年 新潟県中越沖地震	148	728
2011 年 東北地方太平洋沖地震	2100	17064
2016 年 熊本地震	730	6119

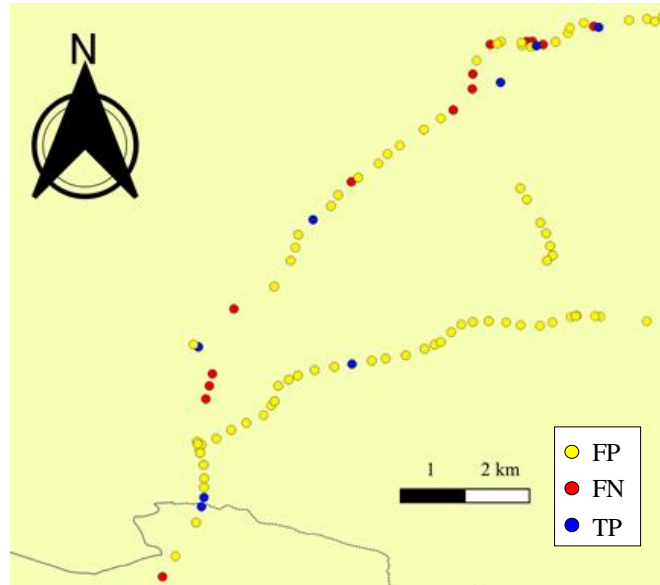
度、再現率、東北地方太平洋地震の精度と適合率がやや性能向上しているが、これ以外はやや低下しており、精度向上したとは言えない。阿蘇エリアにて液状化を入力する前後で比較した図を図 3.20 に示す。阿蘇の図中左下に囲った赤水駅付近で TP が増えており、この箇所は液状化有の箇所なので液状化を適切に評価できていると言える。一方で、この付近で FP が増加しており、液状化の発生している箇所について被害の無かった管路まで一律で被害有と予測していることが判る。また、液状化を導入する前は TP になっていた箇所が FN となってしまっている事例が二点存在している。この箇所は液状化無と判定している箇所であり、相対的に被害を受けにくいと判定されたために判定が変わっていることが判る。

次に図 3.21 に示す御船付近の結果を確認する。図中に囲った箇所は液状化が発生していた箇所ので TP と FP が増加しており液状化によって被害しやすいと予測していることが判る。一方で御船 IC 上部の FN は FN のままとなっており、ここは液状化を考慮しても変化が無い。原因は今後検討する必要があるが、この箇所の管路には腐食が発生していることが確認されており腐食等の影響の評価を行うことで予測可能となる可能性がある。

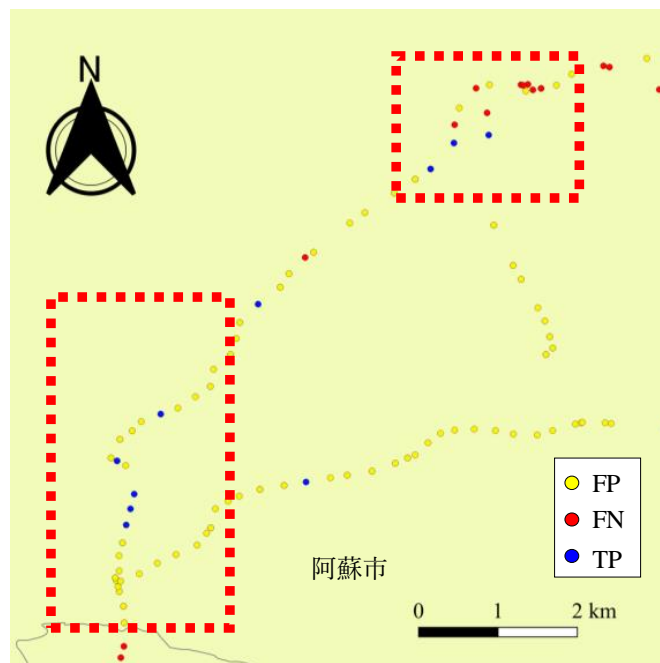
以上から液状化履歴を利用することで、性能としては上昇しないが、液状化が発生した箇所について被害有と判定する傾向が得られた。他の変数の調整によって、精度を保ちつつ液状化被害を適切に予測可能であるか今後検討する。

表 3.11 液状化有無と被害の関係

	被害有	総数	被害率
液状化有	332	3774	0.088
液状化無	1048	29087	0.036



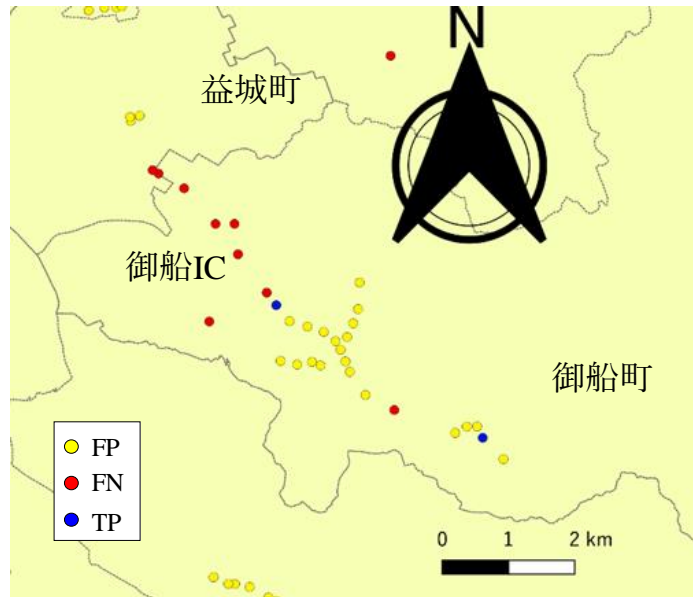
(a) 液状化導入前結果



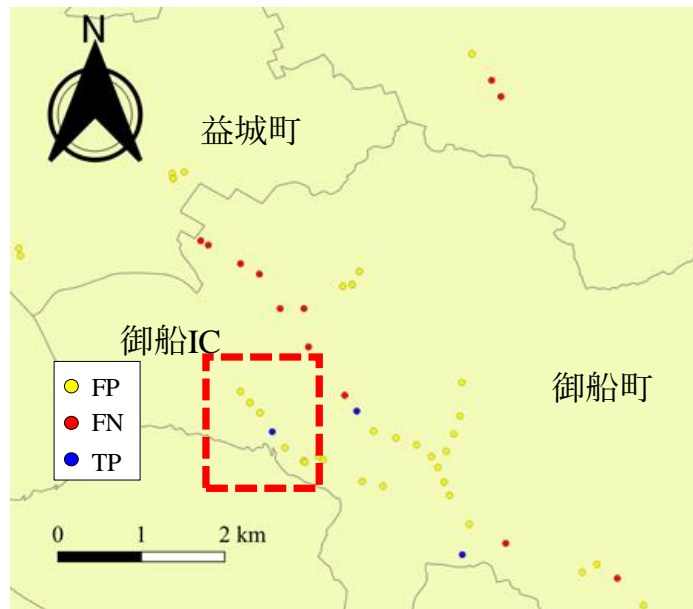
(b) 液状化導入後結果

図 3.20 液状化考慮時の予測結果比較（阿蘇）





(a) 液状化導入前結果



(b) 液状化導入後結果

図 3.21 液状化考慮時の予測結果比較（御船）



表 3.12 液状化込み予測結果

対象データ	ROC-AUC	精度	再現率	適合率	F 値	陽性率
4 地震	0.907	0.868	0.808	0.227	0.355	0.162
兵庫県 南部地震	0.649	0.346	0.935	0.241	0.383	0.783
新潟県 中越地震	0.816	0.902	0.091	0.030	0.045	0.077
新潟県 中越沖地震	0.780	0.607	0.800	0.198	0.317	0.510
東北地方 太平洋沖地震	0.830	0.984	0.394	0.232	0.292	0.014

## 参考文献

- [1] Preferred Networks: <https://preferred.jp/ja/projects/optuna/> (2020.8.31. 閲覧)
- [2] T. Chen, C. Guestrin: XGBoost: A scalable Tree Boosting System, arXiv; 1603.02754, 2016.
- [3] László A. Jeni, Jeffrey F. Cohn, Fernando De La Torre: Facing imbalanced Data Recommendations for the Use of Performance Metrics, Conference on Affective Computing and Intelligent Interaction, pp. 245-251, 2013.
- [4] Andreé Altmann, Laura Toloşi, Oliver Sander, and Thomas Lengauer: Permutation importance: a corrected feature importance measure, Bioinformatics, Vol. 26, Issue10, pp.1340-1347, 2010.
- [5] Daniel W. Apley and Jingyu Zhu: Visualizing the Effects of Predictor Variables in Black Box Supervised Learning Models, arXiv; 1612.08468, 2016.
- [6] 文部科学省研究開発局, 九州大学: 平成 28 年熊本地震を踏まえた総合的な活断層調査 平成 28～30 年度成果報告書. 2019.
- [7] 防災科学研究所: 液状化履歴地図 <https://www.j-shis.bosai.go.jp/labs/liqmap/> (2021.10.13 閲覧)
- [8] 原田安雄: 通信土木施工技術概論, オーム社, 1973.
- [9] 若竹雅人, 瀬川信博, 榊克実, 片桐信, 鈴木崇伸: 地震時に被害を生じやすい通信管路敷設形態に関する分析, 第 33 回地震工学研究発表会, 24-D-6, 2013.
- [10] 若竹雅人, 伊藤陽, 田中宏司, 片桐信, 鈴木崇伸: コンクリート巻き立て管の埋設地盤内の挙動に関する研究, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.72, No.4, pp. I\_496-I\_505, 2016.
- [11] M. Hamada, R. Isoyama and K. Wakamatsu: LIQUEFACTION-INDUCED GROUND DISPLACEMENT AND ITS RELATED DAMAGE TO LIFELINE FACILITIES, 地盤工学会論文報告集, vol. 36, Special, pp. 81-97, 1996.
- [12] 若松加寿江, 吉田望, 規矩大義: 2004 年新潟県中越地震による液状化減少と液状化発生地点の地形・地盤特性, 木学会論文集 C, vol. 62, No. 2, pp. 263-276, 2006.
- [13] 国土地理院: 新潟県中越沖地震情報集約マップ, <https://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H19-nigata-index.html> (2021.10.14 閲覧)

## 4 腐食の管路耐力への影響

### 4.1 概要

管路はその多くが建設から時間を経ていることもあり、炭素鋼を材料とする鋼管については点検時には腐食が確認されるものも多い。腐食は基本的には炭素鋼が酸化する反応であり、腐食することで炭素鋼が減少し耐力の無い酸化鉄へ変化する。このことから腐食した管路は通常の管路よりも耐力が低下していると推定される。この耐力低下を定量化し、予測可能であるか検証する。

### 4.2 耐力低下定量化試験

腐食の影響を定量化するために実際に埋設されていた管路を収集し、性能を確認する試験を行った。この時鋼管の被害は基本的に継手で発生することから、確認するのは継手の性能である。このため継手を中心とした管路を用いて供試体を作成し引張方向に 5mm/min 静的に荷重をかけた。この荷重を掛けると、ある時点でねじ部が損傷し計測している荷重が大きく低下する。損傷直前に記録された最大荷重を記録し、経過年数による性能低下が確認できるか確認する。試験の様子を図 4.1 に示す。収集した管は全国各地で生じた 24 工事から集められた 63 本の管路である。管路の収集においては経過年数に幅を持たせるように工事を選定し、管路の個体差を鑑みて同一工事の中で 3 本の管路を採取する。ただし試験開始前に継手部が緩んでいる、変形があるなどの異常が確認された管路は、撤去時の工事において何らかの外力が作用してしまったと判断し試験から除外した。供試体は継手部の端部から 30cm 分管体部を有し、端部から約 10cm の位置に補強のための鋼材を溶接した上で鋼棒を通すための穴を空け、鋼棒を差し込んで試験機で静的荷重をかける。図 4.2 に示すように埋設期間は 30 年から 49 年にわたる。この実管路に対する試験と、比較のために昭和 60 年に実施された管路の引張性能を比較する。昭和 60 年に実施された試験も、同様の供試体を作成し静的荷重をかけて継手が破壊した時点で記録された値である。

試験結果を図 4.3 に示す。図 4.3 においては新管試験の結果も記載する。この試験において記録された平均値は 213.8kN、標準偏差は 25.8kN であった。これは新品状態の管路の平均値 233.4kN に対し、91.6% の性能となった。埋設期間と性能の相関係数は-0.31 であり、線形関係には無い。破壊形態は、ねじ部が変形して滑ることで管体が抜け出す破壊形態と、ねじ山の底部で引張破断する破壊形態の二種類がほぼ半数ずつ確認された。

試験後の供試体を解体し、腐食状況を確認した。ねじ継手部が経年により劣化する場合、ねじ山の隙間を通して水が侵入しねじ山が腐食することで耐力が低下する場合と、管路内面にマンホール等から溜水が侵入することで内面が腐食し、断面積が減少することによる耐力低下の二種類が

考えられる。継手のソケットの腐食によってソケットが変形しやすくなることも考えられるが、今回行った試験の供試体でねじ山と管路内面を観察すると、ねじ部先端のかみ合っていない部分を除き全ての供試体でかみ合っていたねじ山の表面には防錆材が残存しており、激しく腐食が発生している様子が確認されなかった。観察されたねじ山の例を図 4.4 に示す一方で、管路内面については図 4.5 に示すように腐食状況に差異が確認され、表面に防錆のための合成樹脂が残り黒い表面になっている場合と腐食した金属表面が確認できる場合に分かれた。これを基に図 4.3 の

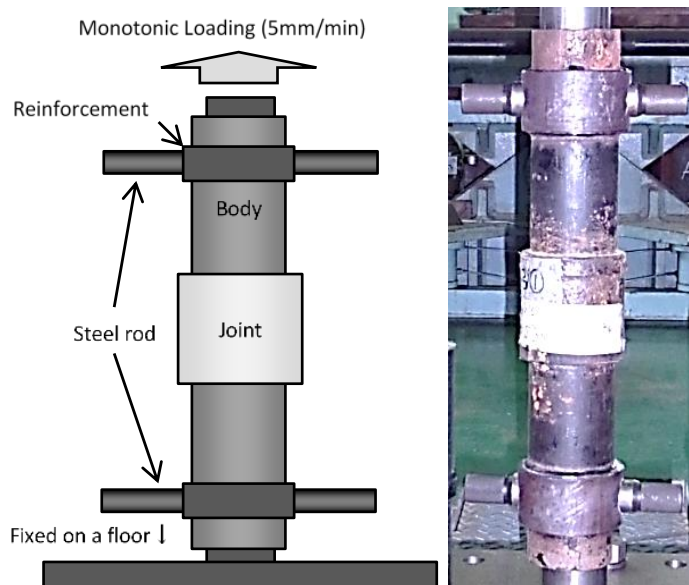


図 4.1 継手性能試験の概要

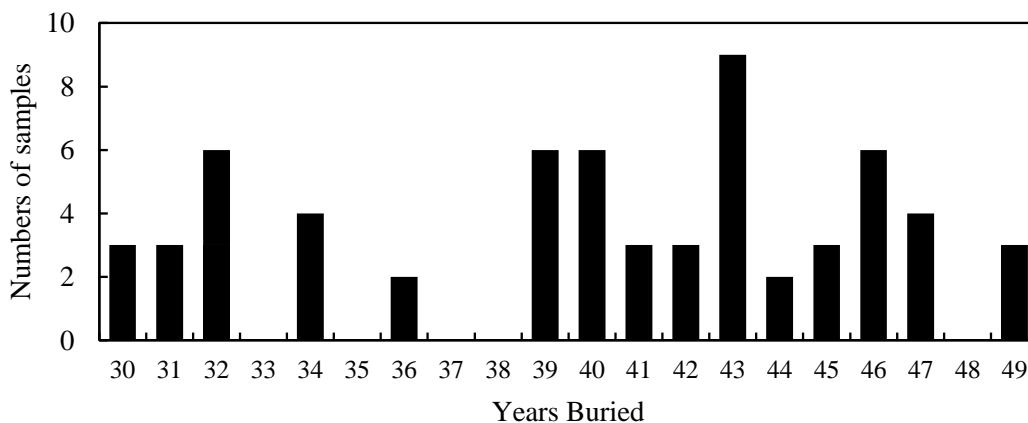


図 4.2 引張試験の供試体数

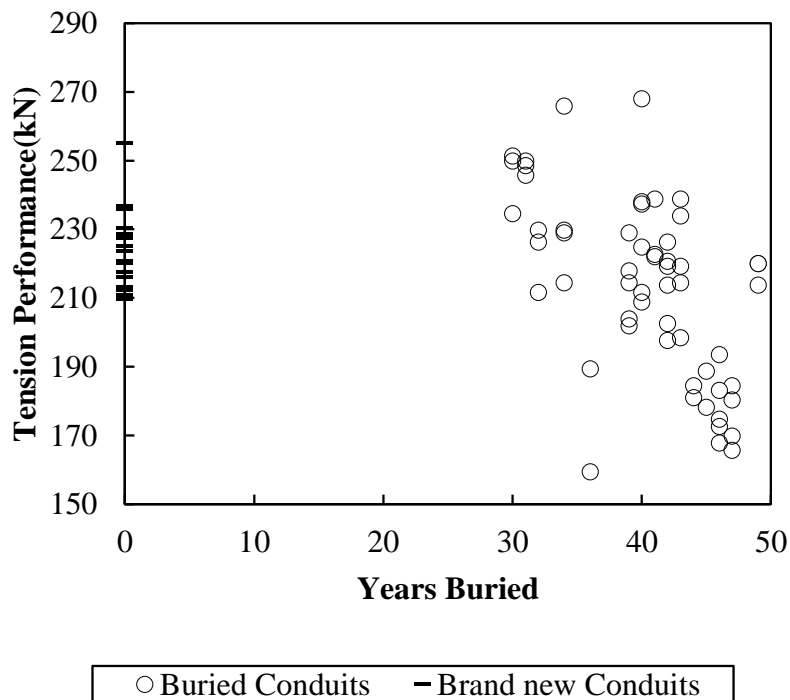


図 4.3 引張試験の試験結果

結果を分類したものを図 4.6 に示す。腐食が激しい供試体の性能平均値は 192.6kN，腐食がほぼ無い供試体の性能平均値は 218.0kN であった。腐食が激しい供試体と，殆ど無いと判定される供試体の間の差を検討するために正規分布を仮定して t 検定を実施すると，5% 有意水準で有意な差があると確認された。また管路内面において，光学顕微鏡で観察しても孔食や極端な腐食量の変化が無く均一に腐食している状況が確認できた。内面の例を図 4.7 に示す。以上の観察結果から，管路の引張性能に影響を与えるのは，管内面の腐食である可能性が高いと考えられる。

ねじ部の内面が均一腐食により減肉し，性能が低下する場合を考える。試験中に管路が継手部で破壊する場合には先述の通り，ねじ部が変形し抜け出す場合とねじの谷部で破断が生じる場合の二種類の破壊形態が存在し，これらはおよそ半数ずつ確認されている。ねじ部が変形し抜け出す場合の引張方向の耐力は有限要素法や Sopwith の計算法などにより計算されるが<sup>[1]</sup>，抜け出す場合の引張耐力と破断する場合の引張耐力には有意な差が無いことから，簡単のために管路内面の断面積が減少し破断しやすくなる影響を計算する。ねじの谷部で破断する場合，破断時の荷重  $F_t$  は断面積から式 (4.1) となる。

$$F_t = \frac{\pi}{4} (d_1^2 - d_i^2) \cdot \sigma_t \quad (4.1)$$

ここで， $d_1$  はおねじ部谷の径 (=84.9mm，基準径)， $d_i$  は管の内径， $\sigma_t$  は管の材料の引張強さ (=290N/mm<sup>2</sup>) である。腐食速度に従い，内径が拡大することで引張の性能が低下すると考えるこ

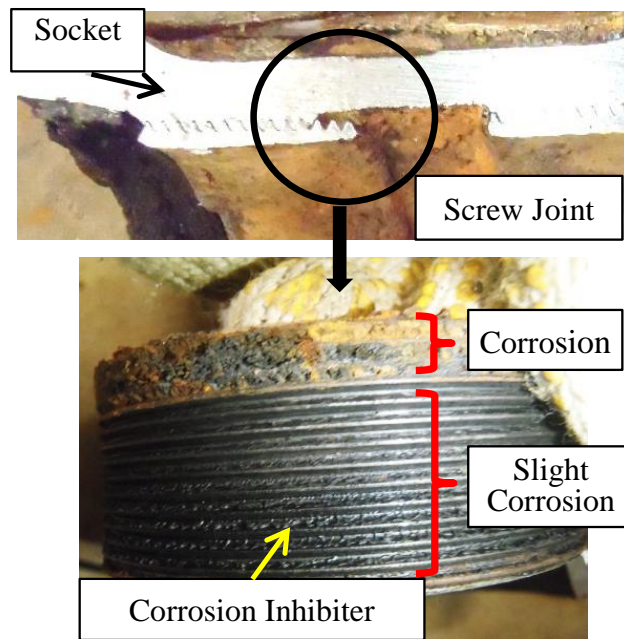


図 4.4 試験後供試体の例（ねじ部）

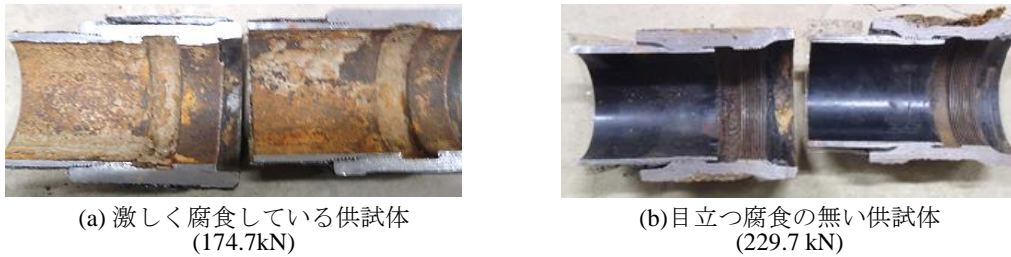


図 4.5 試験後供試体の例（管路内面）

とができる。管路内面はマンホール内の空気もしくは図 4.8 に示すようなマンホール内の溜水が影響し腐食が発生していると考えられる。マンホール内の溜水は季節的もしくは雨量の影響により水位が変動すると考えられるが、長期的な水位変動は明らかでない。しかしマンホールの内部は通年でおよそ 100% の湿度が保たれている事から [2]，本検討においては乾湿繰り返しの影響は考えず，淡水に常時触れることにより進行する腐食であると仮定する。

淡水中の長期的な腐食速度の事例として，熱帯淡水中に鋼材を 16 年間浸漬させ重量の減少量から均一腐食の腐食速度を計測した事例がある [3]。この時の腐食速度が 16 年で 0.0178mm/y であったことから，この値をマンホール内の溜水における腐食速度と仮定して管路耐力の劣化と比

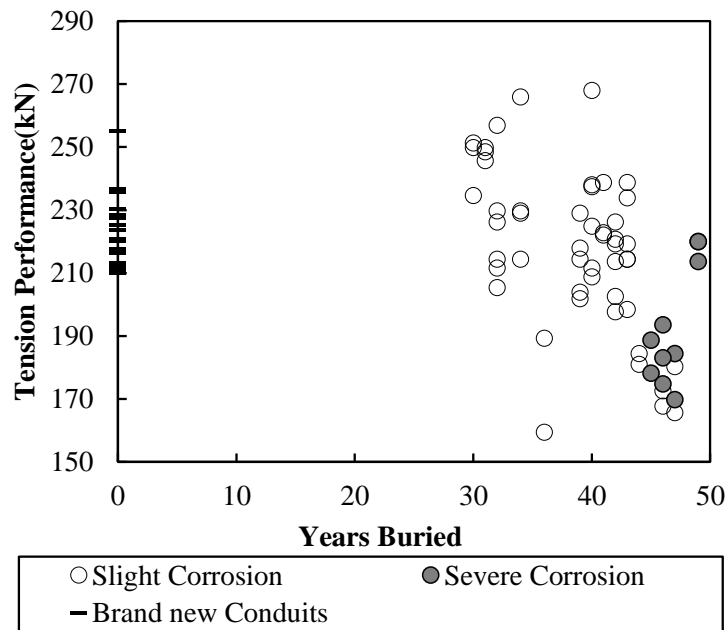


図 4.6 腐食程度で分類した結果

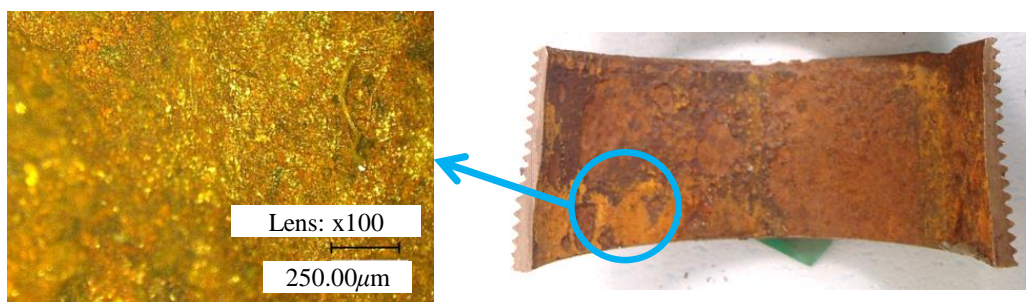


図 4.7 内面腐食観察例

較した結果を図 4.9 に示す. 図より腐食の激しい供試体は標準偏差の二倍の範囲内にほぼ入っており, 淡水環境での腐食速度を用いることで腐食による劣化を推定できる可能性があると言える. しかし, 熱帯淡水中とマンホール環境は温度や酸素供給などの環境が大きく異なると想定され, 同一の腐食速度として良いかは不明である. 通信用地下管路の劣化による性能低下を予測するためにはマンホール環境での腐食速度を明確にする必要がある.

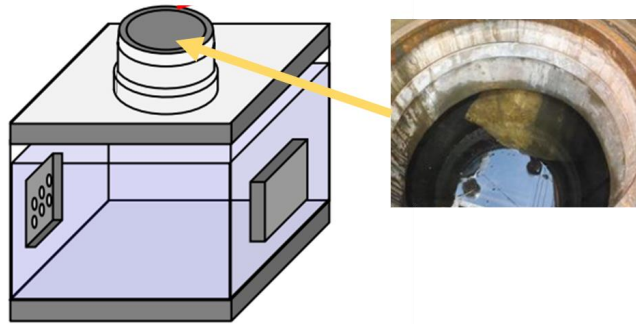


図 4.8 マンホール内部の例

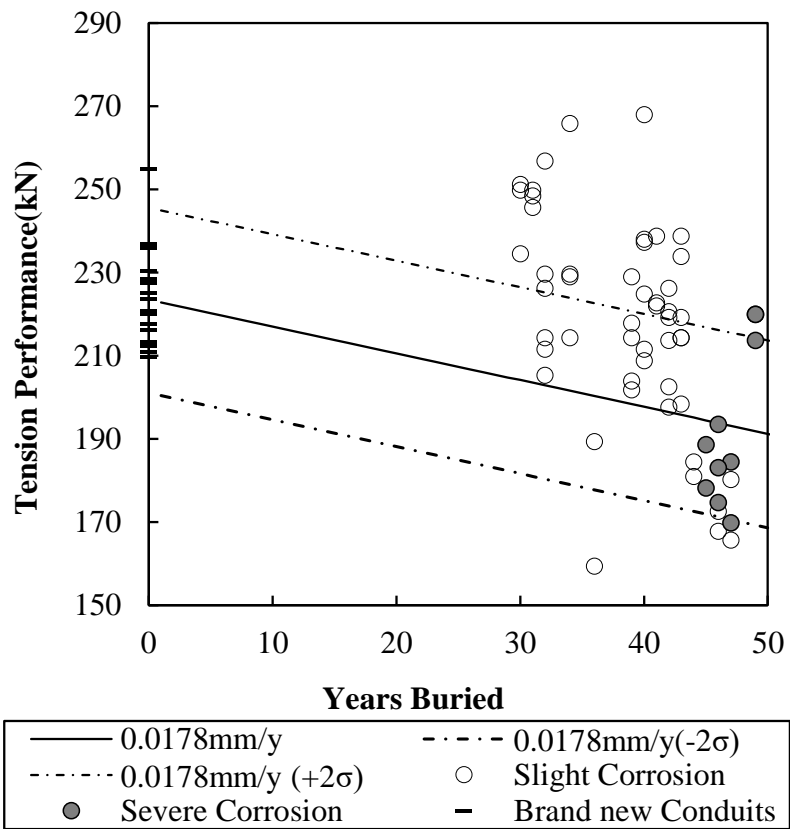


図 4.9 腐食速度 0.0178mm/y を仮定した耐力低下



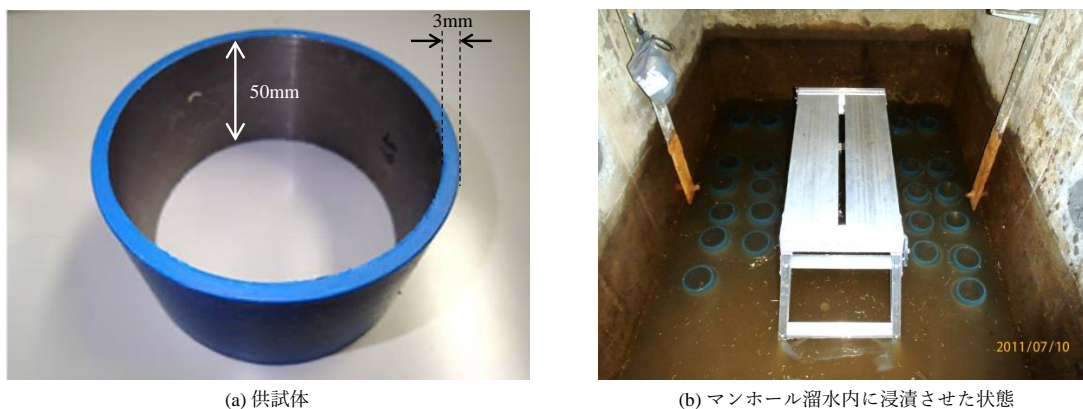


図 4.10 腐食させる供試体と浸漬状態

表 4.1 試験に用いたマンホール滞留水水質

項目	値
pH	7.8
Cl <sup>-</sup> (mg/l)	2.9
NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> (mg/l)	<0.1
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (mg/l)	5.3

### 4.3 マンホール環境下での腐食速度の定量化

マンホール内の溜水での腐食速度を把握するために、研究所内のマンホール内部の滞留水に供試体を浸漬し、腐食による重量減少を計測する試験を行った。浸漬する供試体は鋼管から切り出し、NTTが使用する JIS-G-3452 に準拠する鋼管を 50mm の幅で輪切りにし、外面の防食層と内面の塗膜をそれぞれ除去した上で厚さ 3mm に調整したものである。この状態の供試体を初期状態として重量を計測し、外面にポリウレタン系の塗装を施し外面は腐食しないようにした。この供試体を 60 サンプル、所内のマンホール内の滞留水に完全に浸漬するように設置する。設置状況と供試体を図 4.10 に示す。この供試体を約 90 日ごとに 3 サンプル採取し腐食減肉量を計測する。採取後に腐食生成物を除去する際には、10% のクエン酸水素ニアンモニウム溶液を 80C° に熱し、十分に浸漬させた上でワイヤブラシを用いて除去した。試験期間は 1485 日（約 4.1 年）である。マンホール内の滞留水は、採取時に観察した限りでは消失することなく供試体は常に浸漬していた。供試体を浸漬したマンホール滞留水の水質を表 4.1 に示す。

重量減少の結果から平均腐食深さに変換したものを図 4.11 に示す。平均腐食深さは鉄の密

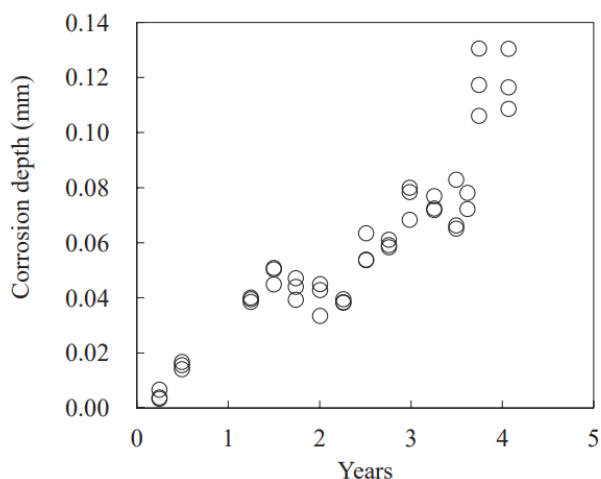


図 4.11 重量減少試験結果

度  $\rho = 7.85 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ , 供試体表面積  $A = 1.30 \times 10^{-2} \text{ m}^2$  として計算した. 1485 日経過時点での腐食深さは 0.12mm であり, 腐食速度が年数に比例すると過程した場合には腐食速度は 0.029mm/y である. 他の条件での試験結果と比較すると, 土壌中の鋼管杭の腐食速度は 20 年の計測で 0.009mm/y, 海水中の常時浸漬状態の鋼が 10 年の計測で 0.08mm/y, 熱帯淡水中での鋼材は 16 年浸漬させた状態で 0.0178mm/y であった. これらの数値の中では熱帯淡水中の腐食速度に近いものであった.

生じた腐食生成物の状態を確認するために, 走査電子顕微鏡 (SEM) およびエネルギー分散型 X 線分光器 (EDS), X 線回折で確認した. 観察する供試体は重量減少を計測した供試体とは別の, 1321 日 (約 3.6 年) 経過した供試体である. この供試体を十分に風乾したうえで X 線回折分析用の腐食生成物を掻き取ったうえで腐食生成物を固定するために樹脂で包埋し, 円周方向に 8 分割, 長手方向中央で輪切りにし断面を研磨したうえで SEM と EDS で観察を行った. 加工後の供試体を図 4.12 に示す. 供試体を SEM で観察するといずれもの断面も管路内面から結晶構造を持たない粒状の腐食生成物が生じており, その下に緻密層が複数見られた. また, この緻密層は一部 1 から数 mm の範囲で母材から剥がれるように浮き上がっている箇所が存在していた. 代表例として a-2 供試体について観察した SEM 画像を図 4.13 に, 同断面の EDS による元素分布を図 4.14 に示し, point1 から point5 までの腐食生成物の構成を表 4.2 に示す. この供試体においては, 母材直上に 4 種類の比較的緻密な層が確認できた. 成分としては C, O, Na, Si, Ca, Fe が検出されている. EDS の結果から, 管路内面に最も近い緻密層は Ca, C, O の三種類から成る層が発生しており, さらにその下には Si を含む層となっておりクラックは存在しているが緻密な層であると言える. Si は, 起源は不明だが通常の水に濃度が 10-20 mg/L の  $\text{SiO}_2$  が含まれ, 井戸水や湧水であればさらに濃度が高い場合があることを鑑みると, 土壌中起源で金属表面に析出し



図 4.12 観察用供試体

表 4.2 EDS による腐食生成物構成確認結果

Point	厚さ (mm)	C(%)	O(%)	Na(%)	Si (%)	Ca(%)	Fe(%)	OFe	層の特徴
1	0.15	-	66.9	0.7	2.5	0.7	29.1	2.3	粒状
2	0.15	13.7	37.6	-	-	48.7	-	-	-
3	0.05	-	52.8	0.0	19.9	0.8	26.6	2.0	緻密
4	0.11	-	60.1	0.1	6.7	0.3	32.8	1.8	放射状
5	0.11	-	68.7	0.1	0.2	0.0	31.0	2.2	緻密

ている可能性がある。この部分では、Table 2 中では O/Fe 比が 2.0 であったが計測箇所全体の平均では 2.8、最大値 3.6、最小値 1.0 であったため、構成について判断が難しい。次には放射状の構造を有する層が見られる。この層は平均的には  $107\mu\text{m}$  であり、O/Fe 比は平均で 1.8 であった。放射状構造を持つこと、O/Fe 比が 2 に近いことから  $\alpha\text{-FeOOH}$  であると推察される。掻き取りした腐食生成物を X 線回折により分析した結果を図 4.15 に示す。この試料内には 52% の  $\text{CaCO}_3$ 、35% の  $\alpha\text{-FeOOH}$ 、11% の  $\text{Fe}_3\text{O}_4$  が含まれており、微量の  $\gamma\text{-FeOOH}$  と  $\text{Fe}_2(\text{OH})_2\text{CO}_3$  が検出されている。EDS の結果と XRD の結果から腐食生成物は最も母材から離れた位置に層の厚い空隙の多い層が形成されており、この下に  $\text{CaCO}_3$  がスケーリングし、放射状の腐食生成物はヘマタイトである  $\text{FeOOH}$  になっていると考えられる。 $\text{CaCO}_3$  の直下にある地下水等由来の Si を含んだ緻密層、母材の付近の緻密層がそれぞれ  $\text{Fe}_3\text{O}_4$  と  $\text{Fe}_2(\text{OH})_2\text{CO}_3$  で構成されていると考えられるが、O/Fe が 2.5 に近い直上にはと  $\text{Fe}_2(\text{OH})_2\text{CO}_3$  も含まれていると考えられる。

この緻密層においては防食性があると考えられ、この時の腐食反応は拡散律速になると考えられる。この時厚さ  $\xi$  の被膜層が時間にしたがって成長する場合、すなわち金属が時間  $t$  にしたがっ

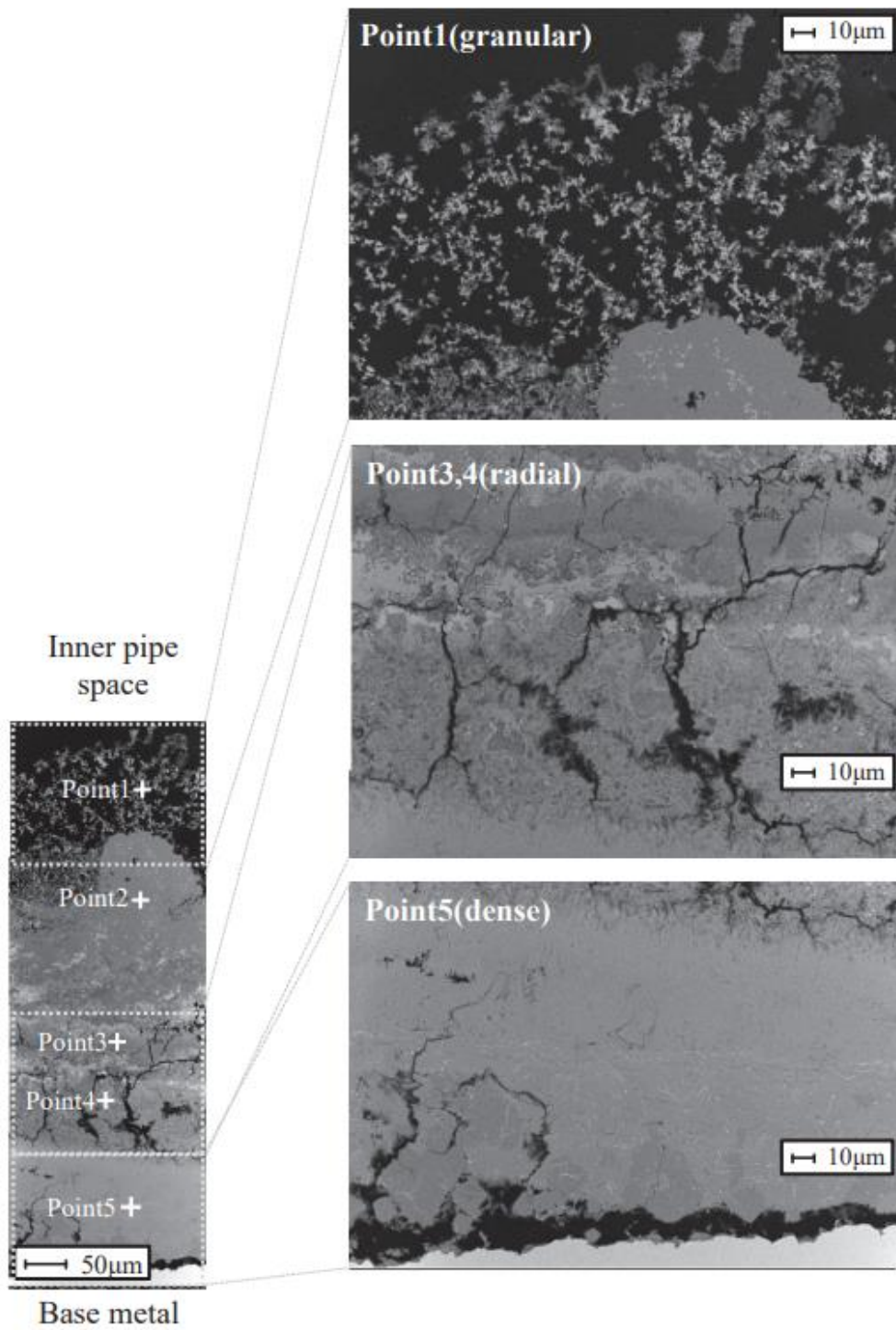


図 4.13 SEM による観察



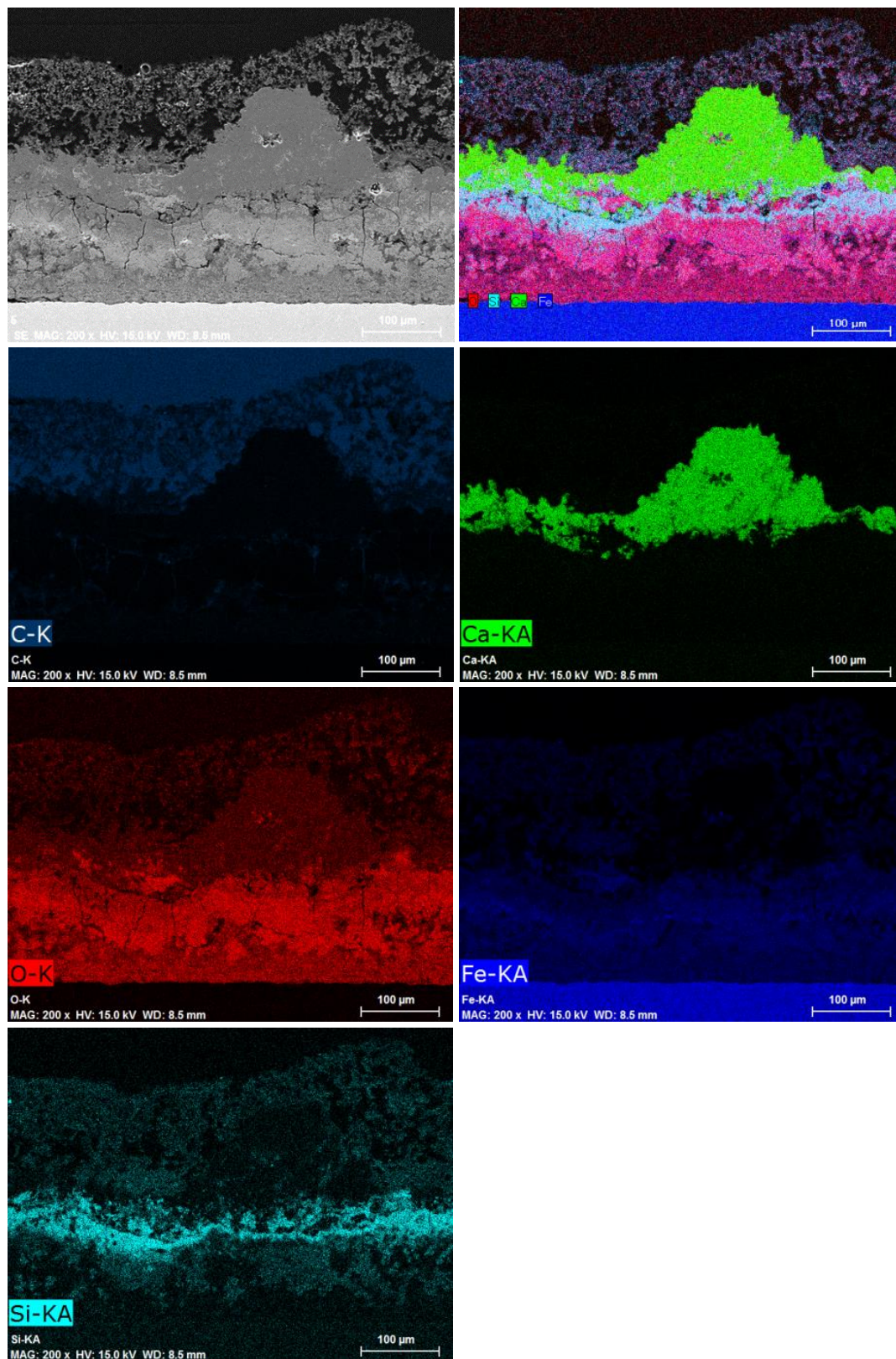


図 4.14 EDS による分析

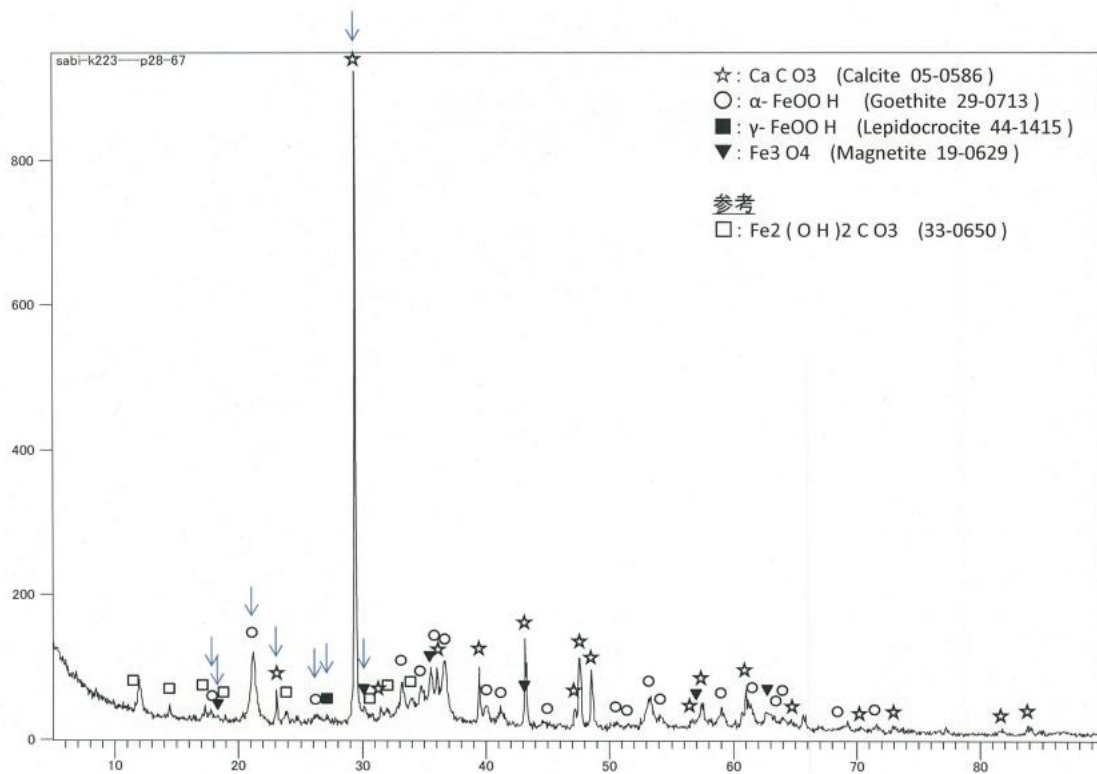


図 4.15 XRD による分析

て成長する場合、金属イオンが酸化物の中を酸素との境界面まで輸送され成長する。この時、金属イオンの濃度勾配は層の厚さ  $\xi$  とともに  $1/\xi$  に比例して減少する。ある時点での腐食生成物の厚さは酸化定数  $k_z$  を用いて式 (4.2) のように表現される。

$$\xi^2 = 2k_z t \quad (4.2)$$

すなわち時間  $t$  の  $1/2$  乗に比例する [4]。モデル式と重量減少計測試験の結果を比較し二乗誤差を最小にするように係数を決定すると図 4.16 に示すようになる。この時決定係数  $R=0.67$  であった。

ある程度予測できている可能性はあるが、4 年目前後の 6 サンプルは予測モデルから大きく結果が離れている。これは母材にクラックが発生し、裸鋼が水および空気に再度触れることで腐食速度が増大する時間があった可能性が考えられるが、今後腐食速度がこの推定式に沿うか否かを引き続き検討する必要があると言える。この腐食速度を用いて、内径減少を踏まえた継手の性能低下を定量化したものを図 4.17 に示す。腐食し性能低下が見られる管路の多くがこの範囲内に含まれており、この腐食速度が妥当である可能性を得た。一方でこの腐食速度以上に性能低下している供試体も確認でき、マンホール内の溜水など環境による腐食速度の変化が重要となる可能性を得たので、今後劣化予測を行う際の課題となると考えられる。

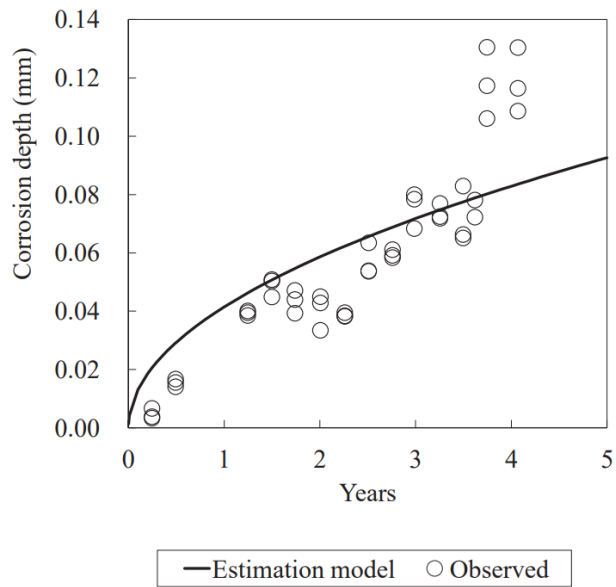


図 4.16 重量減少の推定モデル

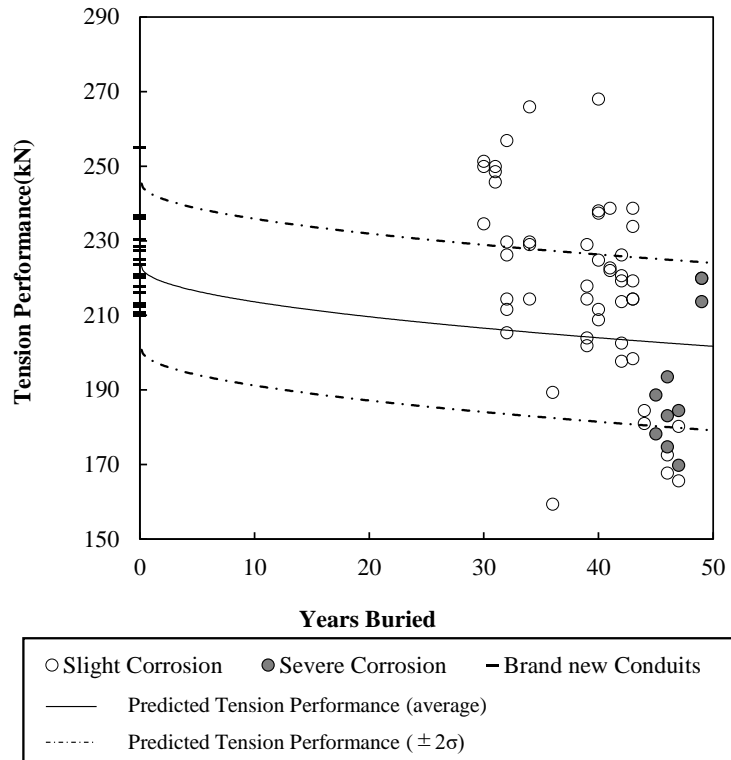


図 4.17 腐食速度を用いた耐力低下予測

#### 4.4 腐食の耐震性能への影響

ここまでの検討において、管路内面の腐食によって性能が低下することを実験的に確認し、実環境に近い環境で腐食速度を計測した結果を基に継手の引張性能を予測すると耐力を推定可能となることが示唆された。次に、腐食によって地震時に実際に被害を受けやすくなっているかを点検データから確認する。腐食が生じるのは鋼管、鋳鉄管に限定されるため、ねじ継手鋼管、差込継手鋼管、ねじ継手鋳鉄管の3種類のみデータを扱う。本検討ではパイプカメラ点検の画像、点検結果が十分に存在する熊本地震のデータを対象とし、全体で4169条を対象とする。点検は2章において示した通り、規定の治具が通過するかの点検が最初に行われ、不通過の場合にはパイプカメラによって原因を確認する。パイプカメラの点検結果によって、不通過箇所において腐食が発生していることが確認される場合に、当該管路1スパンを「劣化有」として判定する。腐食が発生していたとしても当該箇所において治具が通過している場合は劣化ありと判定しない。地震被害によって治具が不通過となっている場合には、点検者の報告に「錆が多い」などの記載がある場合に劣化ありとする。これ以外のデータ、すなわちマンドレルが通過しパイプカメラの点検が行われていない管路や地震による損傷で不通過であっても腐食が確認できない場合、土砂や泥水の流入により確認できない管路については「劣化無」として判定をする。

この分類に基づいた結果を表4.3に示す。全体の管路の腐食率は10.7%であった。劣化有の管路の被害率が6.7%、劣化無の管路の被害率が2.7%であり、 $\chi^2$ 二乗検定において有意に差があると確認できた。今回の点検は確認されているのは管路内面の腐食であり前項までの内容より内面腐食は継手部の耐力低下に寄与すると考えられるが、統計的にも管路劣化が耐力低下を発生させ地震被害の受けやすさに寄与している可能性があることを得た。

表 4.3 劣化と被害の関係

	劣化有条数	劣化無条数	総計
被害有条数	416	3624	4040
被害無条数	30	99	199
総計	446	3723	4169



## 参考文献

- [1] 北郷薫, 長嶋利行: 高圧設備におけるねじ構造の解析と強度-1-ねじ山の変形, 高圧ガス, 20(12), pp. 609-620, 1983.
- [2] 笠原久稔, 藤本憲宏, 岡村陽介: 露出鉄筋の腐食進行に及ぼす温度差による結露の影響, 材料, Vol.69, No.7, pp.539-546, 2020.
- [3] C.R.Southwell, A. L. Alexander: Corrosion of metals in tropical waters, structural ferrous metals, Materials Protection, Vol. 9, No. 1, p14-23, 1970.
- [4] P. Hazen and T. Kishi: Physics of the HAZEN metallic strength, AGUNE, p.163, 1981.

## 5 腐食予測のための予測モデル構築および地震被災予測への応用

### 5.1 概要

前節までの実験結果から管路内面の腐食が継手の性能に影響を与えると推察することができ、熊本地震の点検データについては金属管の劣化と被害に関係があることも示唆された。ここから、本章では管路内面の腐食を平時の点検データと関連する環境情報から3章と同様に機械学習を用いて予測可能であるか試行し、この結果をさらに被災予測へ応用し予測性能を向上させることが可能であるか検討した。管路内面の腐食は、内面に侵入する水分が原因であり、1章で言及したように淡水の腐食はその塩化物イオンなどの水質によって長期的には腐食速度が異なる<sup>[1]</sup>。先述の通り、マンホールおよび管路への水分侵入の経路は不明であるが、雨水と地下水の影響が大きいと考えられる。よって、設備データに加えこれらに関わる気候、土壌等の環境要因から腐食予測が可能であるかをまず検証する。その上で、腐食予測によって得られた予測値を用いて地震被害を予測する事で性能の向上が可能であるか検討した。

### 5.2 基となるデータベース

本稿で利用するのは熊本県における入線時等の管路点検データである。本データは2000年から2016年の点検結果で構成されるが熊本地震における被害調査のための点検結果は本データには含まない。点検結果から各レコードに対し腐食有と腐食無のいずれかのラベルを付与する。管路点検は地震時の点検と同様に二段階で行われ、まず長さ300mm、外径73.5mmの円柱型の治具が通るか確認する通過試験を行う。通過試験において治具が通過した場合、当該管路は異常無であるため腐食無とする。ただし通過した場合においても管路内面にライニングが施工されている場合、過去に腐食等による異常があったために施工されたと判定し、本稿では腐食有とする。治具が通過しなかった場合には、次にパイプカメラにより異常箇所を確認する。この時に点検者が腐食により詰まりが発生していると判定した際に、当該管路を腐食有とする。一方で腐食以外の管路の曲がり、外力による破損などが主要因であると点検者が判定した際には当該管路は腐食無とする。すなわち通過試験用治具が詰まるような腐食生成物が生じているかもしくは過去に補修されている場合に、本稿では腐食有とする。今回のデータは全体で4498件の点検結果があり、この内618件が腐食有であった。

データ内の各レコードに腐食を説明するための変数を付与する。利用する変数は表5.1に示す16種類である。まず設備情報として、経過年数と亘長、管路材料の三種を変数として利用する。腐食は時間に伴い進行するため経過年数の影響は大きいと想定される。また炭素鋼の腐食は式

表 5.1 利用する変数

項目	説明
経過年数 (年)	建設してから点検までの期間
亘長 (m)	マンホールからマンホールまでの管路長さ
管路材料	炭素鋼もしくは鋳鉄
年平均平均気温 (°C)	管路の属する 1km メッシュにおける年平均平均気温
年間降水量 (mm)	管路の属する 1km メッシュにおける年間降水量
年平均日照時間 (h)	管路の属する 1km メッシュにおける年平均日照時間
年平均全天日射量 (MJ/m <sup>2</sup> )	管路の属する 1km メッシュにおける年間降水量
平均標高 (m)	管路の属する 1km メッシュ内における平均標高
平均傾斜角 (度)	管路の属する 1km メッシュにおけるの平均傾斜角
土壌腐食率	管路の位置における土壌の腐食率
地形区分腐食率	管路の位置における地形区分の腐食率
表層地質腐食率	管路の位置における表層地質の腐食率
河川流域腐食率	管路の位置における河川流域の腐食率
海水域近傍	管路の属する 1km メッシュにおいて 「海水域」の面積が存在するか否か
水域近傍	管路の属する 1km メッシュにおいて 「水域」の面積が存在するか否か

(5.1) に示されるように酸素と水によって進行する.



また同時に 1 章の式 (1.7) から式 (1.9) に示すように腐食速度は塩化物イオン, 硫酸イオン, 炭酸水素イオンの量など, 管路内面の水質に大きく影響されるため水質に影響を与えうる環境情報を変数として入力する. このことから雨量等の気象条件, 集水有無と関係する標高などの地形条件・土壌の条件, 水質に影響を与えうる河川, 水域等の条件を中心に変数として国土数値情報を基に各点検レコードに付与する [2].

表 5.2 経過年数と亘長の平均と標準偏差

項目		腐食無	腐食有
経過年数	平均	33.3	37.3
	標準偏差	8.2	10.9
亘長 (m)	平均	136.7	122.0
	標準偏差	69.6	61.2

### 5.2.1 設備情報

まず設備情報として、経過年数と亘長、管路材料の三種を変数として利用する。腐食は時間に伴い進行するため経過年数の影響は大きいと想定される。これらのデータに対して腐食との関係を確認する。表 5.2 に経過年数と亘長の腐食無データ、腐食有データにおける平均値と標準偏差を示す。経過年数、亘長のいずれも t 検定を行うと腐食無データと腐食有データの間に 5% 有意水準で腐食に有意な差があった。経過年数について腐食率の変化を見るためにヒストグラムを図 5.1 に示す。このヒストグラムにおいて 30 データ以下の場合には腐食率を表示していない。この中で腐食率は 11 年から 40 年までは腐食率が 0.1 程度でほぼ一定となっており、41 年から 60 年までは腐食率は 0.2 から 0.3 程度となっておりやや腐食率が上がっている。今回の定義においては 40 年前後で腐食による不良が大きくなると考えられる。また、管路の材質による傾向を見ると、炭素鋼管の腐食率が 10.2%、鋳鉄管の腐食率が 31.2% と 20% 程度高い。1 章の図 1.3 に示す通り通信用管路は 1955 年ごろまで鋳鉄管が中心で建設されており、1953 年に炭素鋼管が導入された後に鋼管中心に建設されている。よって鋳鉄管の方が建設から長時間経過しており、この影響により腐食が鋳鉄管の方が進んでいると考えられる。

### 5.2.2 気象条件

次に管路敷設箇所の環境情報として気象条件を付与する。今回は国土数値情報に存在する気温、降水量、日照時間、全天日射量を対象とする。管路は、本来は長さを持つラインで表されるが簡単のために両端に存在するマンホールの内収容局に近い側のマンホールの位置を管路の座標とし、この座標の属するメッシュにおける気象条件を付与する。管路内面には前項で述べた通り、雨水もしくは地下水の影響を受けた水分が流入していると考えられるため、降水量の影響はあると想定される。気温、日照時間、全天日射量は直接的には影響が小さい可能性があるが管路の埋設されているメッシュの特性を表現できる可能性があるため、変数として利用する。表 5.3 に腐食有無における気象条件の平均、標準偏差を示す。いずれの変数も t 検定で有意であったが、降水量は

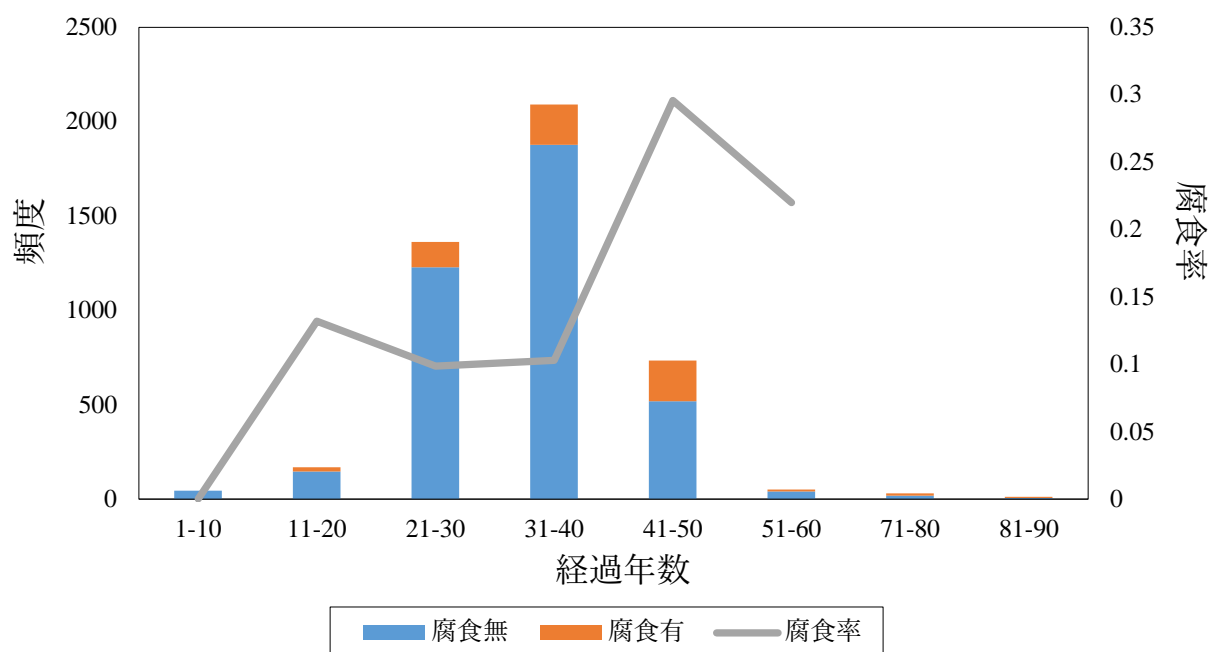


図 5.1 経過年数と腐食率の関係

表 5.3 気象条件の平均と標準偏差

項目		腐食無	腐食有
年平均平均気温 (°C)	平均	16.2	16.6
	標準偏差	0.9	6.1
年間降水量 (mm)	平均	2050.2	2025.7
	標準偏差	225.0	124.7
年合計日照時間 (h)	平均	1936.8	1952.1
	標準偏差	80.8	46.5
年平均全天日射量 (MJ/m <sup>2</sup> )	平均	13.49	13.46
	標準偏差	0.2	0.1

腐食有の方が有意に低くなっており想定と異なる関係が確認された。他の変数についても腐食との関係性は明確でない。

### 5.2.3 地形条件

次に土壌や地形の条件を付与する。今回は平均標高、平均傾斜角、土壌、地形区分、表層地質、低位地帯の6種を付与する。平均標高と平均傾斜角については前節と同様に管路を代表する点の

位置情報を基に、属する国土数値情報<sup>[2]</sup>の標高傾斜度3次メッシュの平均標高、平均傾斜角をレコードに付与する。土壌、地形区分、表層地質は同じく国土数値情報の20万分の1土地分類基本調査のGISデータを用いて、低位地帯は同様に国土数値情報にて標高等から整備されたGISデータを用いて、同様にレコードに属性を付与する。

腐食有無のそれぞれのデータにおける標高と平均傾斜角の平均値および標準偏差を表5.4に示す。いずれも優位な差があり、腐食の有る管路は標高が低く傾斜が大きい箇所が存在する傾向にある。ここから集水しやすく水が溜まるエリアにおいて、水分量が多くなり腐食が激しくなっている可能性がある。土壌、地形区分、表層地質は複数の項目を有する質的変数であり、XGBoostでは項目毎に0と1で表すブール値に変換する必要があるが、変数の次元が大きくなり適切に予測できない可能性があるため、各項目における腐食率を変数として入力することで量的変数へと変換する。この際データ数が少ない場合に極端な値を示すのを防ぐために、モデル構築データにおいて一項目あたり30データ未満の項目は当該の腐食率を付与せず全体の腐食率である0.138を付与する。また、モデル構築データ内に存在しない項目が評価用データに存在する場合、土地分類調査のGISデータにおいて「unknown」などのデータである場合においても全体の腐食率0.138を付与する。最後に管路が海水域もしくは水域に近いかをブール値で判定したものを変数として利用する。土壌毎の腐食率を表5.5に示す。ここで示す腐食率はデータ全体における腐食率であり、学習等に利用する際にはモデル構築データのみで算出した値を利用するため値は異なる。項目に該当するデータとそれ以外のデータの腐食率に有意な差があるか $\chi^2$ 検定で確認をすると5%有意水準でグライ土、褐色森林土、黒ボク土で有意であった。特に褐色森林土は有意に腐食している傾向にあるが、褐色森林土は山地・丘陵地に分布する土壌であり粘土が多く<sup>[3]</sup>、酸性から弱酸性を示す傾向にある<sup>[4]</sup>。日本ダクティル鉄管協会の指標<sup>[5]</sup>では粘土質の場合腐食しやすい傾向にあると判定することから、傾向としては同様と言える。同指標では泥炭土が最も腐食しやすいと判定しているが、今回泥炭土の腐食率は0.100で全体の腐食率よりも低い傾向にある。この泥炭土合計で40件であるためより多くのデータが収集できた場合には傾向が一致する可能性がある。表5.6に示す表層地質毎の腐食率は火山性と半固結で有意であり、火山性が腐食しやすく半固結が腐食し辛い。火山性の地質である場合、硫化物の影響などが発生する可能性がある。次に表5.7に地形区分毎の腐食率を示す。火山地は腐食が特に多く、これは表5.6に示した火山性が腐食しやすいことと同様であると考えられる。ローム台地は同様にダクティル鉄管協会の指標ではローム台地は粘土と比較して腐食し辛いとされることから、影響している可能性もある。

低位地帯は該当するか否かのブール値で表現される。低位地帯は周辺部よりも標高が低く排水が困難である地帯を示しているブール値であり、マンホールと管路の構造上、標高が周辺より低い場合には溜水が周辺から集まりやすいと言える。次に周辺環境として土壌、表層地質、地形区

表 5.4 標高の平均と標準偏差

項目		腐食無	腐食有
平均標高 (m)	平均	67.5	38.0
	標準偏差	117.9	77.8
平均傾斜角 (度)	平均	2.4	2.8
	標準偏差	3.1	3.1

表 5.5 土壌毎の腐食率

項目	腐食率	検定結果
グライ土	0.112	有意
灰色低地土	0.140	有意でない
褐色森林土	0.184	有意
褐色低地土	0.122	有意でない
岩石地	0.203	有意でない
黒ボク土	0.052	有意
赤黄色土	0.133	有意でない
泥炭土	0.100	有意でない
未熟土	0.131	有意でない

表 5.6 表層地質毎の腐食率

項目	腐食率	検定結果
火山性	0.166	有意
固結堆	0.159	有意でない
固結堆積物	0.137	有意でない
半固結	0.085	有意
未固結	0.144	有意でない

表 5.7 地形区分毎の腐食率

項目	腐食率	検定結果
ローム台地	0.080	有意
火山地	0.261	有意
丘陵地	0.161	有意でない
山地	0.093	有意
低地	0.124	有意

分、河川流域の情報を利用する。マンホール内の水分が周辺の地下を通じて流入していると考えられる場合、こうした要素は影響を与えられられる。低位地帯の腐食率は 16.8%、低位地帯以外の腐食率は 13.6% であった。低位地帯は腐食しやすい傾向にあるが、低位地帯のデータが 149 件のみであることから  $\chi^2$  検定においては優位な差ではなかった。

#### 5.2.4 河川流域，水域条件

最後に河川や水域での条件を検討する。河川流域については、前節までと同じく管路を代表する位置における河川名を、国土地理院地図等より整備された流域メッシュデータの GIS データを用いて各管路レコードに付与する。河川流域は本データにおいて 144 項目を有する質的変数ため、土壌等と同様にモデル構築用データの腐食率を用いて量的変数へ変換する。加えて、海水域の近傍であるか、海水と湖沼のいずれかの近傍であるかを判定する。この判定は管路代表位置の属する 1km メッシュの土地利用区分を確認し、「海水域」の面積が存在している場合に海水域近傍と判定、「海水域」「河川湖沼」のいずれかが存在している場合に水域近傍と判定し、ブール値で付与する。管路内面に地下水や雨水が流入し腐食する場合には、特に低地においては集水域単位で水質等が近くなる可能性がある。また、海水や湖沼の近傍に管路が設置されている場合には海水や湖沼の水質による影響があると考えられる。

河川流域毎の腐食率を表 5.8 に示す。有意に差が生じている河川は 22 種であった。有意に差が発生しており、かつ 30 以上のデータが存在する河川を表 5.8 河川毎で腐食率が大きく異なっており、例えば湯浦川、津奈木川は温泉が付近にある土地であり、温泉等の影響により腐食しやすくなっているとも考えられる。管路内面に地下水や雨水などの水分が入り腐食する場合には流域単位である程度傾向がある可能性がある。次に水域近傍について確認した結果を表 5.9 に示す。海水域近傍である場合にはわずかに腐食率が上がるが、検定の上では有意ではなかった。海水域と河川湖沼を含めた水域近傍とした場合には有意に腐食率に差が発生している。海水に金属が触れる場合は淡水と比較して腐食するが、海水域に近いだけでは海水が管路に接触していないため極



表 5.8 河川流域毎の腐食率

項目	腐食無	腐食有	腐食率
湯浦川	17	47	0.73
小津奈木川	10	24	0.71
坪井川	176	62	0.26
潤川	57	29	0.34
津奈木川	26	16	0.38
水俣川	73	30	0.29
天明新川	43	19	0.31
菊池川	94	2	0.02
岩野川	60	0	0
迫間川	65	1	0.02
水無川	86	3	0.03
都川	46	0	0
鏡川	48	0	0
友田川	36	0	0
東岳川	34	0	0

表 5.9 水域近傍の腐食率

変数種類	該当腐食率	非該当腐食率	検定結果
海水域近傍	0.144	0.137	有意でない
水域近傍	0.150	0.113	有意

端に腐食率が上がることは無かったと考えられる。一方で水域の近傍であれば有意に腐食率が高く、水の存在が影響していることが示唆される。

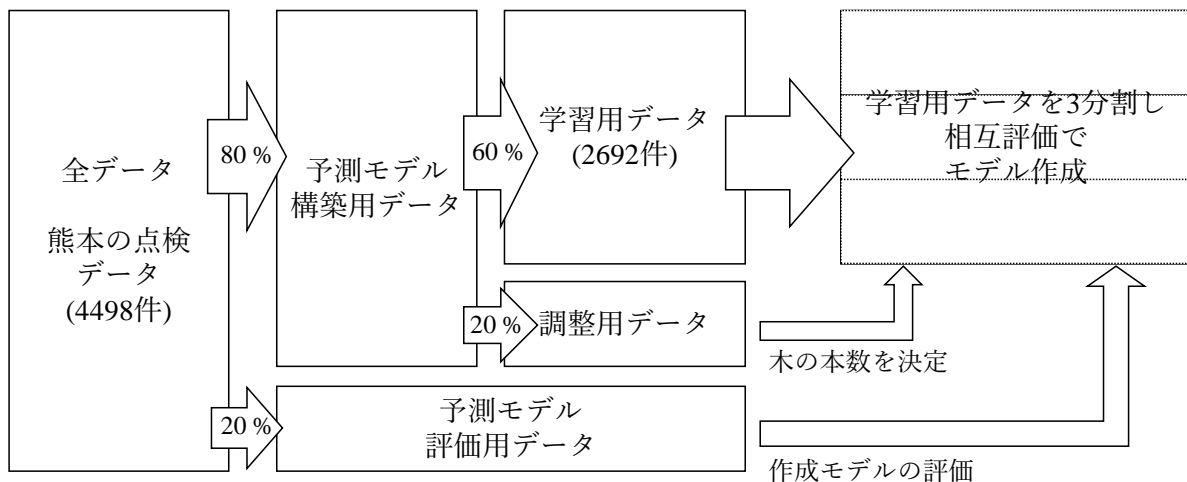


図 5.2 劣化予測モデル構築の概要

## 5.3 機械学習による予測モデル構築

### 5.3.1 モデル構築および予測性能

被災予測モデルを構築した手法と同様に、教師有学習で勾配ブースティング決定木の一つである XGBoost を用いて管路内面の劣化予測を行うモデルを構築する。全データからモデル構築を行う概要を図 5.2 に示す。被災予測モデルと同様で、今回の熊本における点検データ 4498 件の内、60% を学習用データ、20% を木の本数 (学習回数) を定める調整用データに、20% を予測モデルの評価用データに用いる。さらに学習用データを三分割し、40% を用いて学習、残り 20% の予測検証を行う交差検証を行った。XGBoost のハイパーパラメータは Optuna を用いて 300 回探索し、交差検証時の ROC-AUC の平均値が最大となるハイパーパラメータを用いた。

予測モデルを構築し、評価用データを予測した。予測モデルのハイパーパラメータは、一つの木の最大深さが 8、最小の葉の合計値は 0、 $\gamma$  は 2.19、 $\lambda$  は 0.61 となった。また学習回数は 4839 回である。学習用データにおける ROC-AUC は 0.96、調整用データにおける ROC-AUC は 0.86、評価用データにおける ROC-AUC も 0.86 であった。図 5.3 に学習用データと評価用データに対する ROC 曲線を示す。調整用データと評価用データの ROC-AUC がほぼ同等であることから今回のデータに対しては汎用性のある予測ができていると考えられる。ROC-AUC は 0.86、カットオフポイントを用いて評価すると、精度が 0.86、F 値が 0.56、再現率が 0.64、適合率が 0.48 であった。Skew が 6.27 であったため図 5.4 に示すように誤分類率 20% 程度のモデルが作成できていることが判る。評価用データに対する評価結果を地図上に示したものを図 5.5 に示す。FP は熊本市

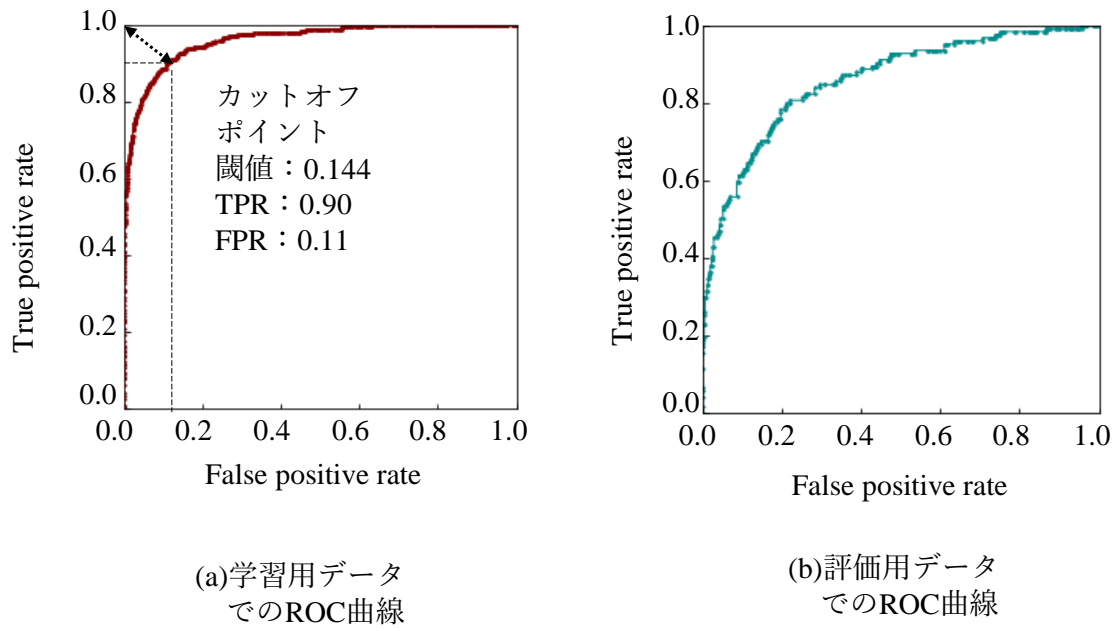


図 5.3 ROC 曲線とカットオフポイント

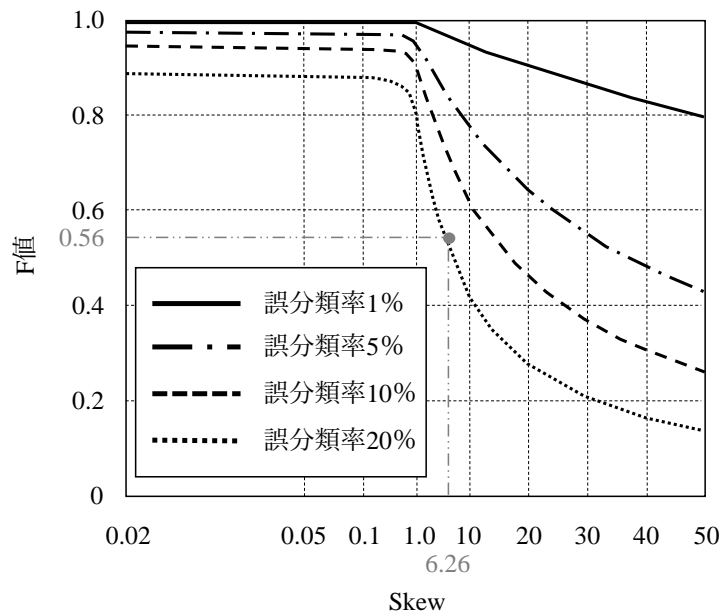


図 5.4 Skew と F 値

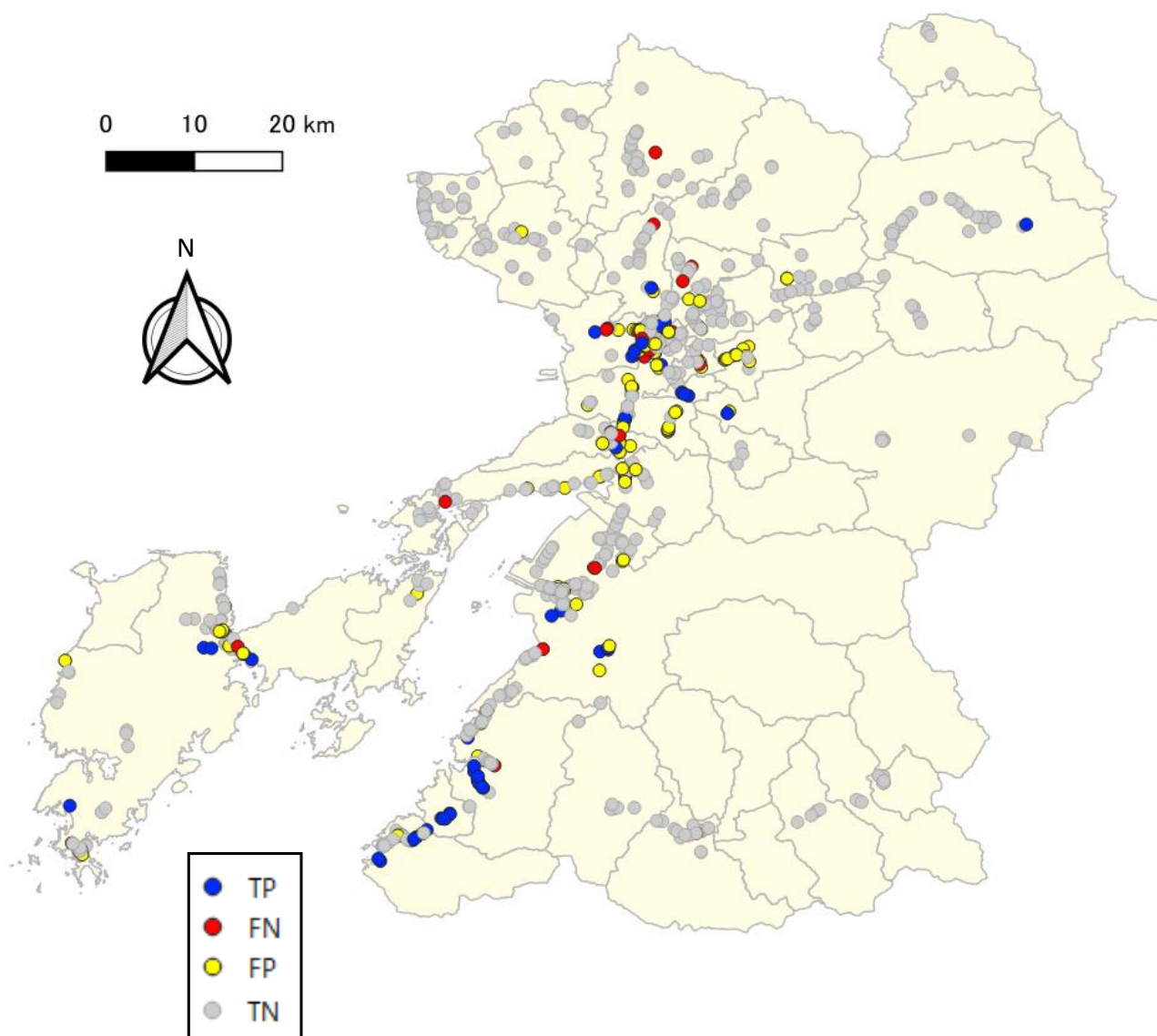


図 5.5 評価用データに対する劣化予測結果

中央区，益城町，宇城市，宇土市等に見られ，FN は熊本市中央部から北部，天草市などに確認できる。

### 5.3.2 予測モデルの解釈

今回の予測モデルがどのような要素を重視して予測を行っているか Permutation Importance を用いて確認する。今回学習用データについて1変数につき100回ランダムで入れ替えて ROC-AUC の減少量を算出し、この平均値を取った値を評価する。確認結果を図 5.6 に示す。図中のエラーバーは各値における ROC-AUC の減少量の標準偏差を示す。最も影響が大きいのは経過年数であり、次に河川腐食率、年平均平均気温、年間降水量、亘長であった。時間に応じて進行する腐食の現象において経過年数が最も寄与しているのは妥当であり、この点では適切なモデルであると考えられる。また、腐食率の中では河川流域を基にした腐食率が最も効果的であると算出され、この腐食率を基にした腐食予測が有効である可能性が得られた。一方で、年平均平均気温、年間降水量が有効であったがこれらは図 5.7 に示すようにいずれも標高と相関が強い項目である。腐食している管路が標高の低い箇所に存在していることは表 5.4 に示した通りであり、今回作成されたモデルでは標高が決定木に多くは用いられなかったと推定されるが、年平均平均気温と年間降水量を仮に除外した際には、標高で代替され性能が維持される可能性がある。

これら影響の強い指標の値がと予測結果がどのような関係かを確認するために ALE を用いて予測と各指標の値の間関係を表現する。ALE はある特徴量が増える際の予測値への影響を可視化する手法であり、対象とする特徴量をいくつかの区間に分割し、その区間の両端における予測値の差分を当該区間に含まれるデータ数分の手法は、相関のある変数を含む場合であってもそれぞれの変数の挙動を表現可能である。影響の強い連続値の変数について、ALE をプロットした結果を図 5.8 に示す。経過年数は 40 年を超えたあたりから影響度が正となり腐食しやすいと評価していることが判る。図 5.1 に示したように、今回のデータは 40 年を超えた所から腐食率が向上していることから、この傾向を基に予測モデルでも予測していることが判る。また、年平均平均気温は低温では腐食し辛く、高温で腐食し易いと予測する傾向にあることが判る。これは図 5.7 に示した関係から標高が低い箇所で腐食しやすく、標高が高い箇所で腐食し辛いことを示していることと同様であると言える。一方で年間降水量は少ない場所で腐食し辛く多い場所で腐食しやすいと評価しており、これは標高の傾向と異なる傾向を示している。これらから年平均平均気温と標高は一方のみで十分に予測できると考えられるが、年間降水量は標高と異なる傾向で予測に影響を与えており、水分量の多い箇所でより腐食が多くなることを表現している可能性があるため、年間降水量は予測に効果的であると考えられる。年平均平均気温と標高のどちらが真に腐食に影響を与えているかは、物理的な水分挙動等を検討して決定する必要があるこれは今後の課題である。亘長は表 5.2 に示した通り影響が大きい変数であるが、図 5.8 においては一定の傾向が見られず解釈不可能な結果となっている。この結果から亘長は腐食には影響せず、予測の変数から

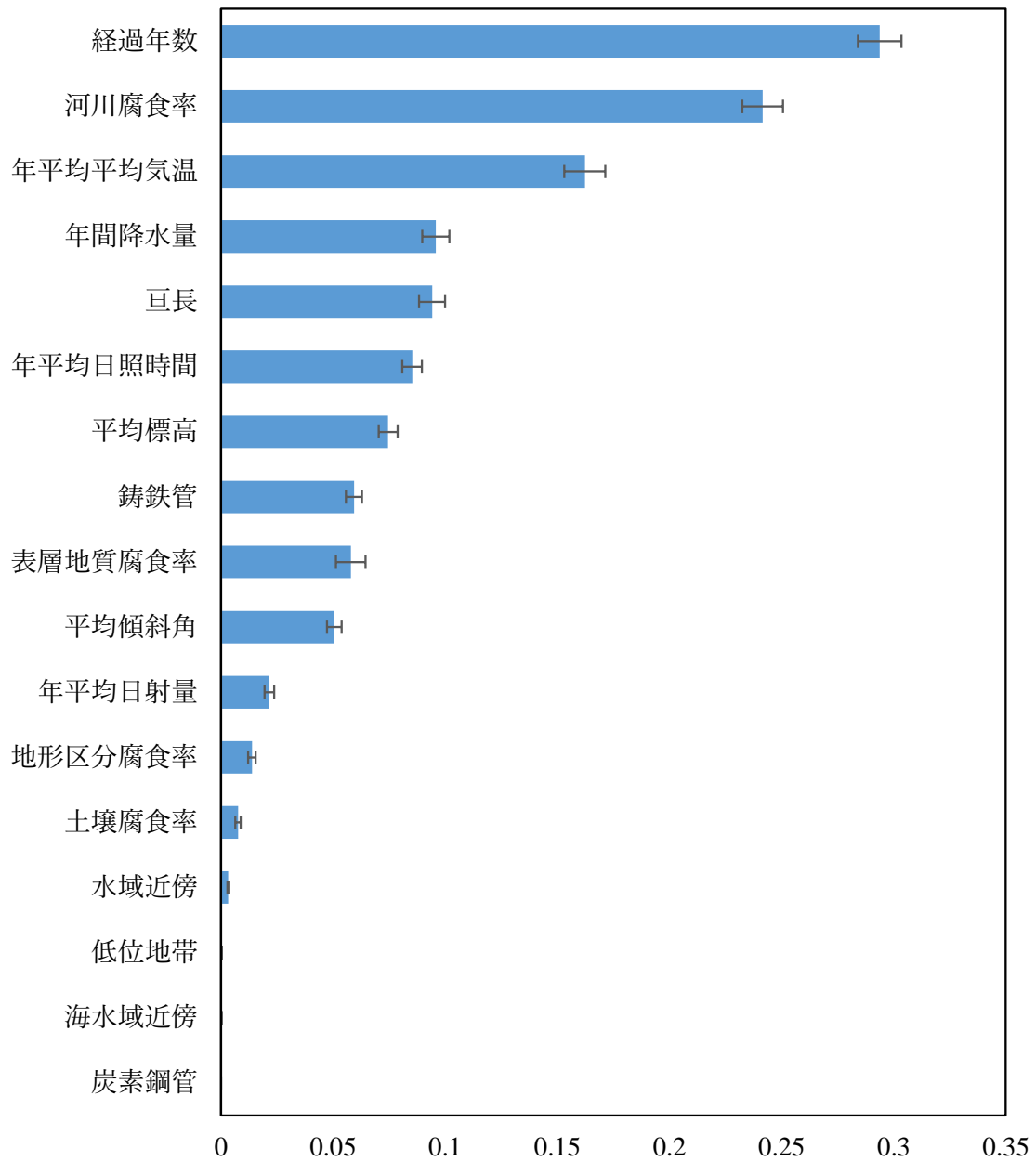


図 5.6 劣化予測モデルの Permutation Importance

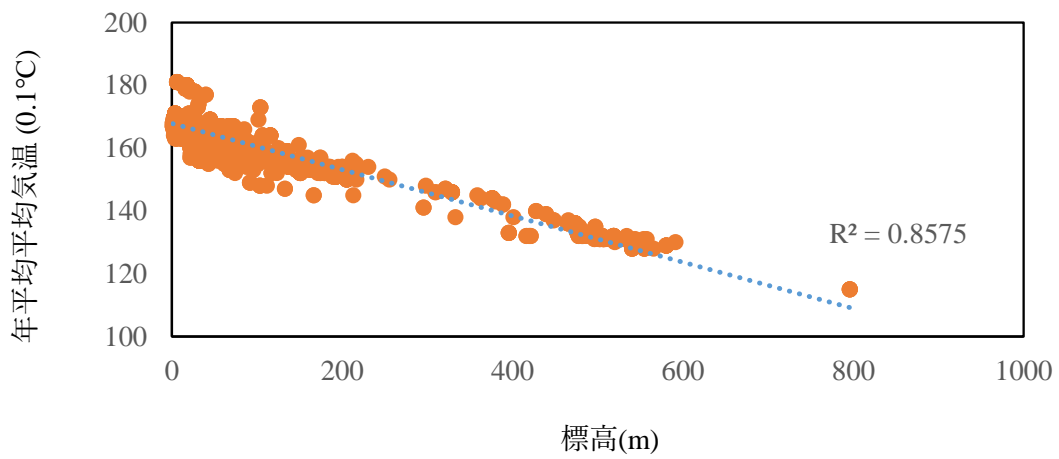
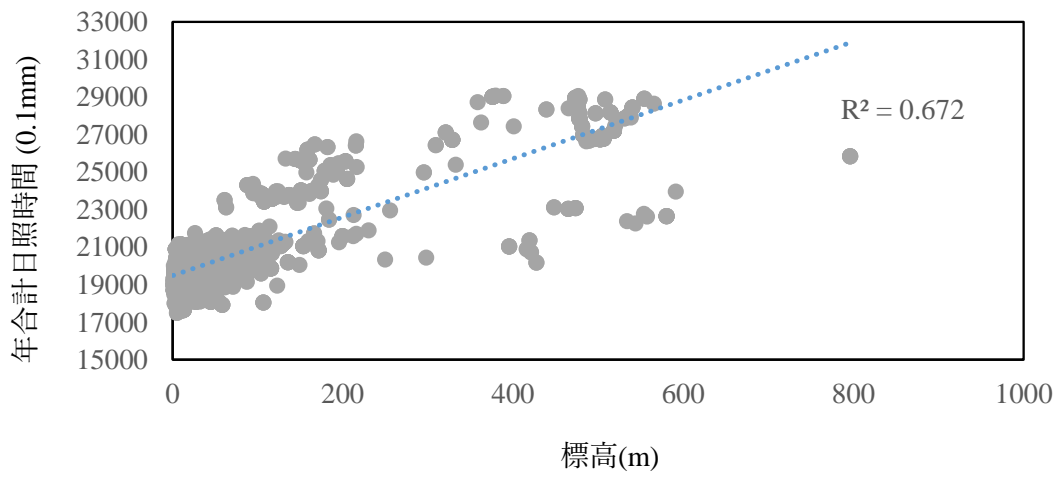
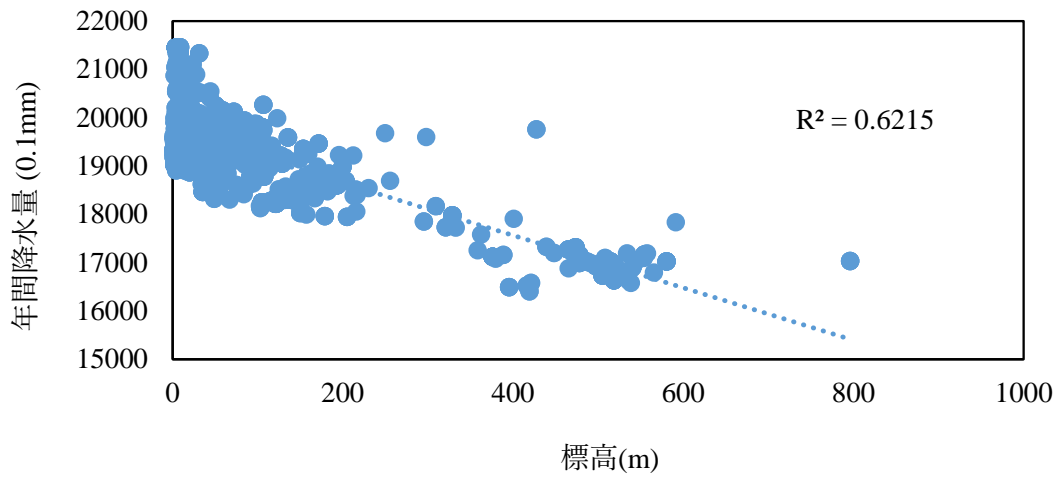


図 5.7 標高と各種指標の関係

表 5.10 海水域近傍の予測結果

	海水域近傍	海水域近傍でない
精度	0.78	0.83
適合率	0.28	0.44
再現率	0.47	0.73
F 値	0.35	0.55

除外することが望ましいと考える。

次に今回の予測モデルが予測に特に失敗している場所の特徴を考えるために、どのような特徴の場所で予測性能が低下しているかを検討する。カットオフポイントにおける二値分類で判定した際表 5.10 に示すように、海水域近傍の予測結果が他の箇所と比べ F 値、適合率、再現率いずれもが 0.2 から 0.3 ポイント低下しており海水域近傍が特に予測できていない事が判った。海水域近傍のデータ全体について地図上で腐食の分布を確認すると、一定のエリアで腐食の激しい箇所と激しくない箇所に分かれることが確認された。図 5.9 に地図上の分布を示す。これと予測結果の関係を見ると FP は上島と下島の境界部、宇城市のエリアに主に発生し、FN は天草市南西部、荒尾市、上島と下島の境界部で主に発生し荒尾市以外の箇所は腐食率が高い箇所において予測が失敗している傾向があるといえる。海水がマンホールおよび管路へ侵入した場合腐食しやすくなることは明らかであり、実際にマンホール内に海水が混入していると思われる滞留水が存在し被膜抵抗係数が小さいものが存在していた<sup>[6]</sup>。このような海水の影響を受ける、すなわち海水が侵入しうるマンホールとそうでないマンホールを判別し、変数として表現することで予測性能をより向上できる可能性があるため、これは今後の課題である。



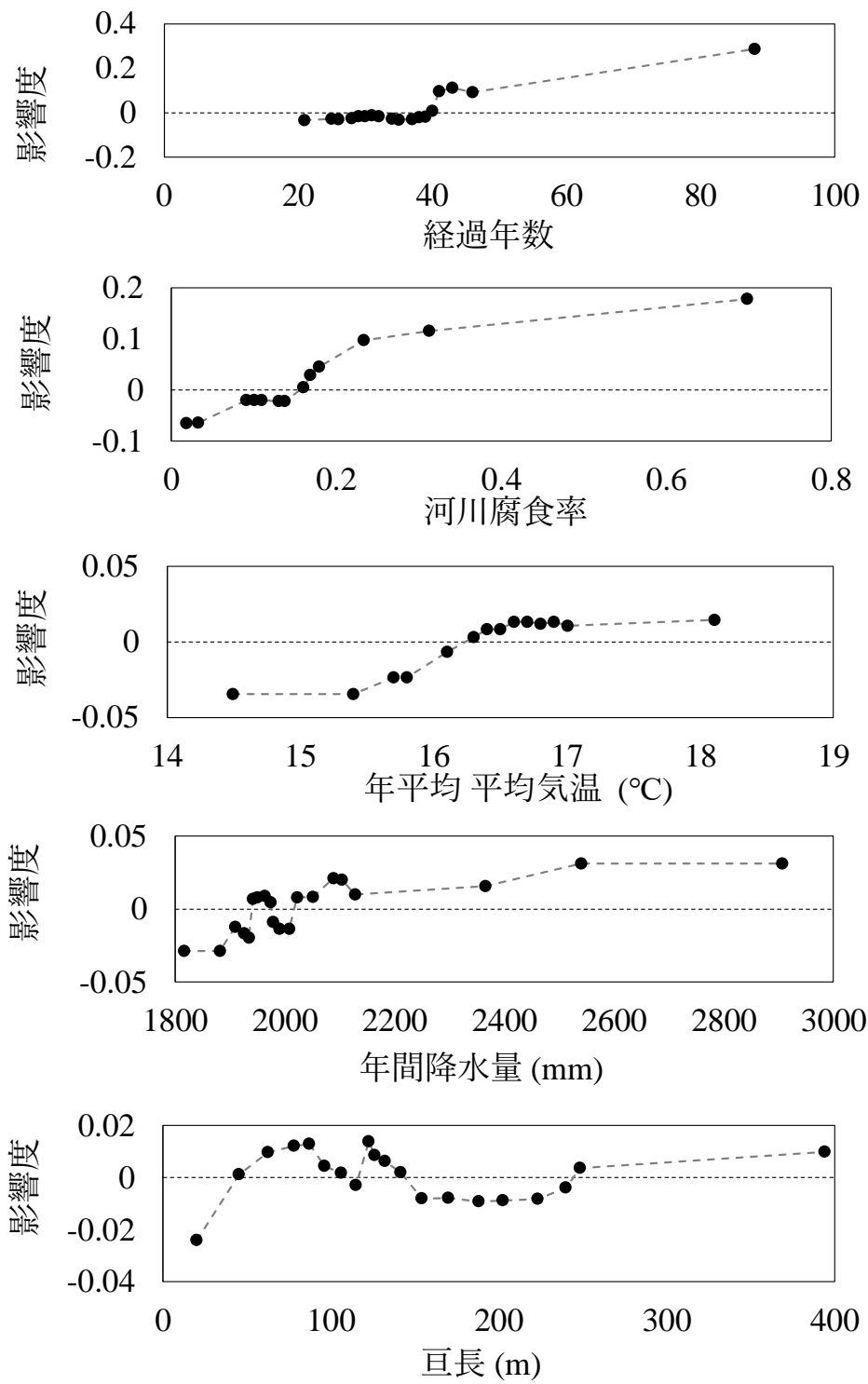


図 5.8 影響の強い変数における ALE

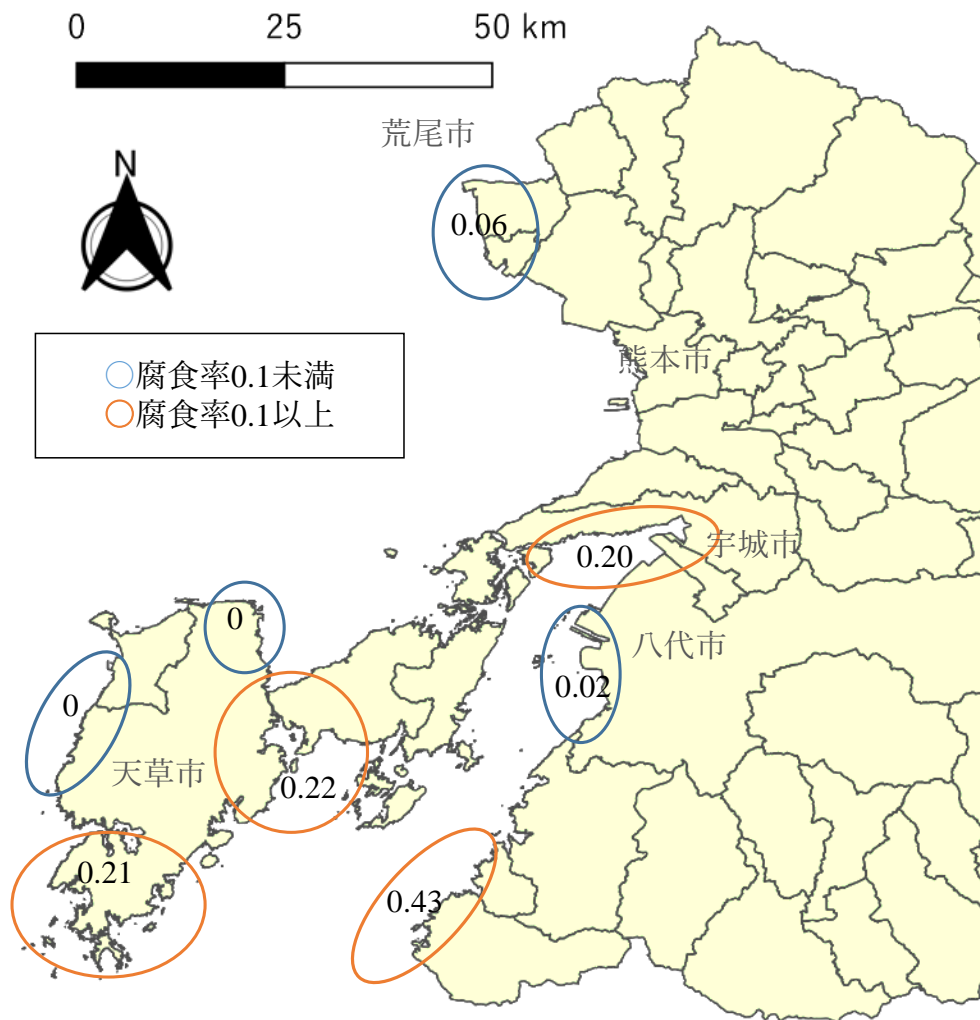


図 5.9 海水域近傍のエリア毎腐食率 (図中数値は腐食率を示す)

## 5.4 劣化を加味した金属管被害予測モデル

ここまでで作成した予測モデルを用いて、劣化を加味した金属管の被害予測モデルを試作し金属管被害予測に有効であるか検証する。図 5.10 に予測の概要を示す。劣化を加味する被害予測を行うために、図中の①にあるように通常の点検データを用いて劣化予測のモデルを構築する。次に②のように、被災予測に用いる地震後の点検データに劣化予測のための変数を位置情報から付与し、この変数を用いた劣化予測を行う。この劣化予測結果を有する地震後点検データを構築する。最後に③に示すように劣化予測結果が付与された地震後の点検データの 80% を用いて学習・調整し被災予測モデルを構築、残り 20% の評価用データを利用してモデル性能を評価する。

この評価結果を、通常の被災予測結果と比較するために、劣化を付与しない予測結果と比較する。通常の被災予測は点検データの 80% を学習・調整し残り 20% を用いて被害を予測する。通常の被災予測と劣化を加味した被害予測における学習用データ、調整用データ、評価用データの分割は同一とする。被災予測に用いる変数は 3 節の議論を踏まえ、PGV、PGA、平均標高、平均傾斜角、人工平坦化地、液状化履歴、管種、亘長、経過年数とする。予測対象の地震後点検データは熊本地震のものであり、かつねじ継手鋼管、差込継手鋼管、ねじ継手鋳鉄管の三種を対象である 4169 件のデータである。

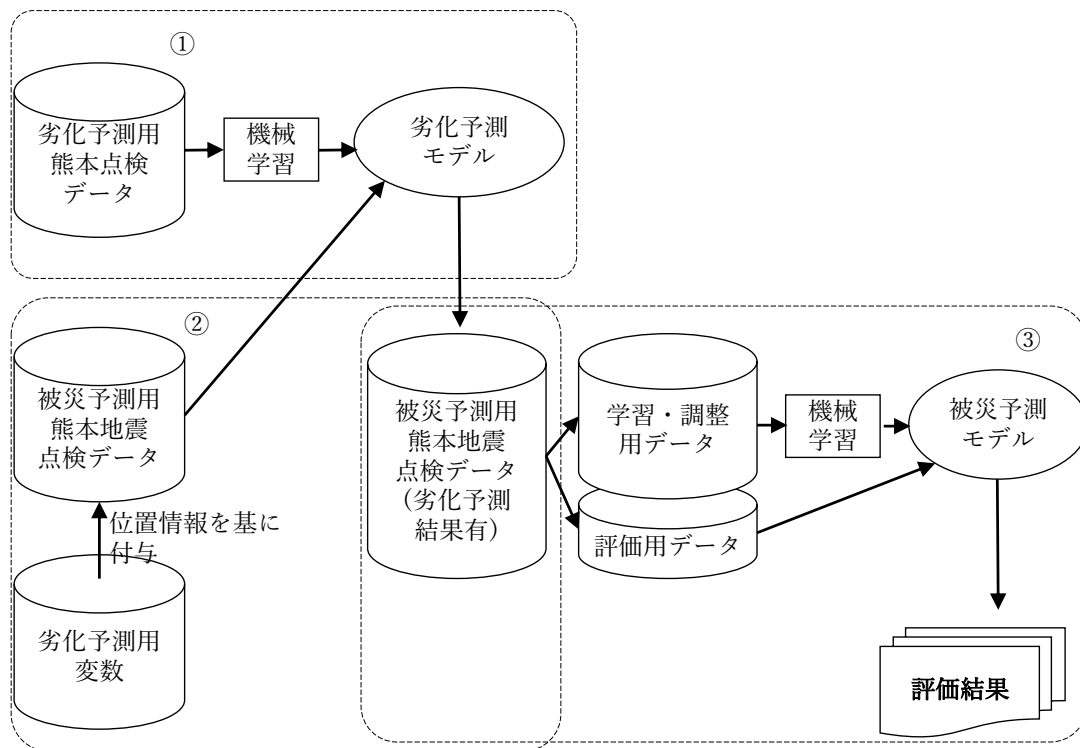


図 5.10 劣化を加味した被災予測概要

結果を表 5.11 に示す。表中の F 値、再現率、適合率は学習用データのカットオフポイントを基に導出した。適合率はやや低下したが F 値が 7 ポイント上昇していることから性能が向上していることが確認できる。劣化を加味した被災予測モデルについて、劣化予測値を基にどのような予測を行ったか確認するために ALE Plot を確認すると図 5.11 であった。本予測モデルは劣化しているものを被害有と予測する傾向にあることは確認できる。また通常の被災予測モデルと劣化を加味した被災予測モデルを比較し、正しく予測できたデータを比較すると、この内劣化予測が正確にできていたデータは 78% であったため、劣化予測が正確にできることで被災予測が正確になったと考えることができる。本検討においては、影響は小さいが劣化予測と連成させることで被災予測の精度向上に資する可能性を得ることができた。

平時の点検データを今後積み上げ拡充することで劣化の予測性能を向上させ、被災予測性能も向上が測れると考える。もしくは全国共通で利用できる地形や土壌の腐食率のデータを用いた予測モデルを県単位で無く全国一括のモデルとして利用することで、より汎用性のあるモデルを構築することが可能であるとも考えられる。今後両予測モデルの性能向上を目指し検討を行う。

表 5.11 劣化加味と通常被災予測モデルの比較

モデル	ROC-AUC	F 値	再現率	適合率
劣化加味被災予測モデル	0.68	0.16	0.54	0.092
通常被災予測モデル	0.61	0.09	0.08	0.118

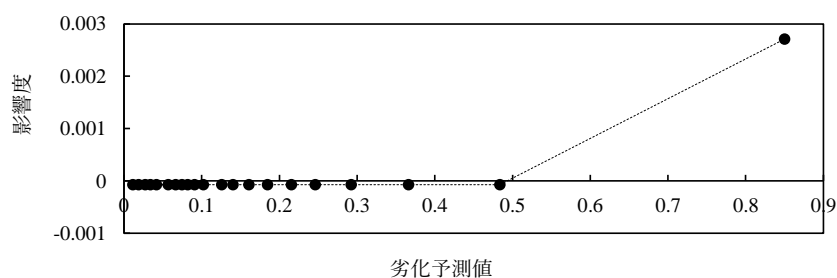


図 5.11 劣化予測値に対する ALE Plot

## 参考文献

- [1] 小澤正義, 明石正恒; 海水および淡水中の炭素鋼の均一腐食進展予測モデルの構築: 材料と環境, Vol.66, pp.99-106, 2017
- [2] 国土交通省: 国土数値情報ダウンロードサイト, <https://nlftp.mlit.go.jp/index.html> (2022.6.5 閲覧)
- [3] 農研機構: 日本土壌インベントリー, <https://soil-inventory.rad.naro.go.jp/explain/I1.html>, (2022.6.11 閲覧)
- [4] 山根玄一: 新しい林野土壌の分類について, 北海道立総合研究機構林業試験場光珠内季報, No.36, 1978.
- [5] 日本ダクタイル鉄管協会: 埋設管路の腐食原因とその防食について, [https://www.jdpa.gr.jp/download/fusyoku/T1\\_fusyoku\\_202001.pdf](https://www.jdpa.gr.jp/download/fusyoku/T1_fusyoku_202001.pdf) (2022.6.4 閲覧)
- [6] 伊藤陽, 齋藤博之: 交流インピーダンス法を用いた通信土木設備の腐食推定手法の検討, 材料と環境 2020, A-107, 2020.

## 6 結論

本研究は通信用の地下管路に対する地震被災を予測する技術を、点検データを基にした機械学習を用いて構築することを目的とし、特に金属管について劣化を踏まえた予測を可能とするための検討を行った。検討の結果、汎用性のある地震被災予測技術と劣化予測技術を構築することができ、両者を連成して劣化を踏まえた被災予測が可能となる可能性を得た。以下、章毎に結果を整理する。

第1章では、過去の災害における通信の被害状況や対策技術について述べ、通信用地下管路において被災予測を行うことの重要性を述べた。また他のライフラインにてどのように被害と設備の劣化を予測しようとするか、既往の研究を確認した。

第2章では利用する変数について述べ、各変数に対する被害の傾向を把握した。全ての地震に対して十分に説明できる変数はないが、地盤等に関する指標として AVS30 などは新潟県中越沖地震や熊本地震に対して低いほど被害を受けやすい傾向が得られた。各地震動指標における全管路の被害傾向を確認すると、通信以外のライフラインとも同程度の傾向を得ることができ、PGV については 40cm/s を超えると被害が生じ始め、80cm/s で被害率が 5% を超える。計測震度、換算変位など PGA 以外の指標については指標に対して被害率が単調に増加していることが判った。

第3章では、点検データを用いて機械学習で被災予測モデルを構築し、このモデルの分析を行った。1995年兵庫県南部地震、2004年新潟県中越地震、2007年新潟県中越沖地震、2011年東北地方太平洋沖地震の4種の地震を基に予測モデルを作成し、この4種の地震の中で学習に用いていない評価用のデータで検証をすると、ROC-AUCは0.928で精度87%、再現率88%、適合率24.5%、F値0.383となり汎用性のある予測モデルとなっていることが示唆された。このモデルを分析すると、PGVが最も予測モデルに寄与しており、他にはAVS30、等価卓越周期、換算変位、経過年数が寄与していることが判った。AVS30、等価卓越周期、換算変位はそれぞれPGAにかかわる指標であることから、PGAが予測に活用できる可能性が得られた。4地震で得られたモデルを用いて、モデルにとって全く未知の熊本地震を予測すると精度79.8%、再現率41%、適合率6%となり、この予測性能は4地震の評価用データを用いた予測結果の内、中越地震への適用結果と同程度の性能であり一定の汎用性があると確認できた。PGV、PGA等の算出に用いた微地形区分が、山地と低地が入り組む地形などでは利用が困難であった可能性や、予測に利用できていない設備面の敷設形態の特徴などを利用することで被災予測の精度向上が可能となりうると考えられる。また、硬質塩化ビニル管については断層変位のような局所的な変位の影響を鋼管よりも強く受ける可能性が示唆された。硬質塩化ビニル管の被害については断層変位が強く影響することで鋼管の予測以上に事前に想定することが難しいことが示唆された。

第4章では鋼管を中心に管路の劣化が性能にどのように影響を与えるかを検証した。実際に埋設されていた管路の継手を収集し、引張方向に静的に荷重をかける試験を行った。鋼管ねじ継手の耐荷重が低減する原因としては管路内面の腐食による減肉が考えられることが試験を通じて確認できた。また管路内面の腐食速度を、実際の管路をマンホール環境下に置き、長期間にわたり腐食させ減肉量を重量減少量から計測することで特定した。管路内面の腐食速度については時間の1/2乗に比例するとして式を立案し、性能低下曲線を検討した。管路内面の腐食と継手性能の関係を踏まえて、管路内面の腐食状況と地震被害に関係があるかを熊本地震のデータで確認した。結果として内面に劣化が確認された管路のほうが統計上は有意に被害を受けやすく、腐食と地震被害に関係があることが示唆された。

第5章では、4章の内容を踏まえて管路内面の劣化を予測するための災害時以外の点検データを基に劣化予測モデルを、環境を表す複数の指標を基に作成した。管路の劣化予測モデルを被災予測モデルと同様に作成し、評価すると、再現率が67%、適合率が51%、F値が0.57のモデルを作成することができていることが判った。この予測モデルは経過年数を中心に予測しており、これ以外に雨量や気温、河川流域単位での腐食率で予測を行っていることが判り、汎用性があると示唆されるモデルとなった。この作成した予測モデルを地震点検用データに適用し劣化予測モデルより出力された値を付与したデータとしていないデータそれぞれで学習し予測モデルを構築することで、性能に差が生じるか確認をした。結果として劣化予測を踏まえた被災予測モデルとすることで、劣化予測を行わないモデルと比較しF値が7ポイント上昇した。この結果から劣化予測および被災予測双方に改善の余地はあるが、劣化予測を行うことでモデルの性能向上の可能性を得ることができた。

以上より通信管路の被災予測のために、PGVとPGAを地震動指標として用いた機械学習による予測モデル作成が有効と考えられ、劣化を加味することでさらに金属管については予測性能を向上させることが可能であることが判った。今後、大規模震災時に点検データを追加することでさらなる予測精度向上が可能であるため、引き続き分析することが重要となる。また、現在は使用できないが、3D管理などにより点検等で得られるデータがさらに拡充されることで現在では説明できていない対象を予測できるようになるとも考えられる。劣化予測については熊本1県の点検データで予測しているため、他県のデータも踏まえ、全国的に汎用性のある予測を構築することを目標とし、より予測精度を向上させる研究を継続する。

## 謝辞

本研究にあたり京都大学大学院工学研究科，清野純史教授には御多忙にも関わらず，貴重なご指導ならびにご助言をいただきました．ご指導いただいたことを今後の研究に活かして行きたいと思えます．心より深く感謝致します．

本論文の審査にあたり京都大学大学院工学研究科，高橋良和教授，古川愛子准教授に貴重なご助言をいただきました．ここに厚く御礼申し上げます．

本研究の発端となる過去地震の点検データの分析および被災予測への活用に関する知見について東洋大学 鈴木崇伸教授，筑波大学 庄司学教授より，地下管路の腐食に関する知見について東京電機大学 齋藤教授より多大なご助言いただきました．厚く御礼申し上げます．加えて検討の基となるデータベースの作成においては株式会社エイト日本技術開発の末富岩雄氏，塚本博之氏にご尽力いただきました．腐食供試体の観察と分析においてNTT アドバンステクノロジー社にご尽力いただきました．厚く御礼申し上げます．

私が社会人でありながら，博士過程を進めることができたのは日本電信電話株式会社アクセスサービスシステム研究所シビルシステムプロジェクトの皆様のご理解とご協力があったのもです．特に博士過程への進学を許可いただきました，アイレック技研 田中本部長 (当時シビルシステムプロジェクト プロジェクトマネージャ)，NTT 西日本 兵庫支店 板坂部長 (当時管路系グループグループリーダー)，私を日々ご指導いただきました栗田プロジェクトマネージャ，出原グループリーダーに心より感謝申し上げます．