

博士論文

腐食損傷した地中 RC 中空円形断面の  
破壊と変形モード

Failure and Deformational Modes of Corrosion-Damaged  
Underground RC Hollow Circular Sections

20WA001 青木 宏明

指 導 教 員

前川 宏一 教授

横浜国立大学大学院 都市イノベーション学府

都市イノベーション専攻

2023 年 3 月

## 要 旨

2022.11 予備審査, 2023.3 修了

### 腐食損傷した地中 RC 中空円形断面の 破壊と変形モード

#### Failure and Deformational Modes of Corrosion-Damaged Underground RC Hollow Circular Sections

20WA001 青木宏明

シールドトンネルは円形断面を有する安定な構造であるが、地盤沈下と鋼材腐食の複合的な要因によって供用中の地中洞道の経年劣化に伴う変状が報告され、現状のみならず、今後の健全度の低下が懸念されている。これに対して、地盤との相互作用の下での地下構造の破壊モードについて不明な点が少なくない。地中構造には地盤沈下や断層変位等の外荷重が作用する場合もあり、鉄筋の塩害劣化による腐食ひび割れや剥離、鋼材の断面減少や喪失の影響が重畳した場合の破壊リスクを検討した事例は少ない。設備更新の将来コストを大幅に削減するには、予防保全に加え既存設備を可能な限り延命して活用、さらには更新・再生を図ることが求められる。既存設備の活用の判断には、コンクリート構造物のひびわれや材料劣化の現状把握に加え、それらが将来にどの程度進行し、構造物の性能にどんな影響与えるか予測する必要がある。本研究では、既設インフラ構造物の設備更新に向け、地中 RC 中空円形シールドセグメントの鋼材腐食機構と破壊モードを把握し、損傷状況に応じた補強対策を提案することを目的とするものである。

そこで、地中円形シールドセグメントの鋼材腐食機構を把握するために、コンクリートと類似の電解質材料を用いた電食実験を実施し、分極反応領域を可視化した。地盤内の直流漏洩電流場を想定した鋼材の電食実験と非局所化分極反応モデルを用いた数値解析から、アノード（酸化）、カソード（還元）分極反応領域を定性的に評価することが可能となった。腐食範囲は円形構造物の場合、およそ中心軸回りで 90 度の範囲に収束することが見いだされた。

次に、鋼材の腐食劣化がトンネルの構造耐力を低下させる影響を検証するために、実地盤内に RC 試験体を埋め込み、鋼材腐食が円形構造物の地中における性能に与える影響を検証した。その結果、円形トンネル構造に対する内空側の鋼材腐食の影響は地盤との相互作用の下では小さく、耐力や剛性に強い影響を及ぼさないことを確認した。また、地中境界条件における破壊モードを分析し、高ひずみ領域での時間依存性を考慮した構成モデルにより、耐力近傍での崩壊過程と除荷時の挙動を説明することができることを示した。この事実は、地中構造物の変形に周囲の地盤が追随し、地中構造物の破壊が時間をかけて進行することに依存することを、数値解析による検討からも明らかにした。

なお、過大作用入力のもとでの地中構造物の残余リスク分析には、時間依存性の考慮が必須であることも、構造部材実験と数値解析から明確化された。

以上の解析モデルを用いて、既設インフラ構造物の鋼材腐食と地盤沈下の進展に対する構造物全体の空間維持性能を数値実験で検討を行った。ここで、実構造においてアプローチが可能な内空の空間計測から求めることのできる楕円度を指標として、空間維持にかかる安全性評価法を提案した。この評価法は、塩水が滞留する恐れのある断面下部での鋼材腐食損傷の有無に関わらず、適用が統一的に可能となるものである。楕円度による評価はあくまで円形中空 RC 断面に限定したものであり、矩形等の一般的な地中カルバートに対しては、今後の研究開発に委ねるものである。

## 目次

第1章 序論.....	1
1.1 本研究の背景.....	1
1.1.1 電力洞道設備の劣化状況と補強方法.....	2
1.1.2 現状のリスク評価.....	4
1.1.3 電力洞道設備の維持管理方法.....	5
1.2 本研究の目的.....	6
1.2.1 対象と範囲.....	6
1.3 本論文の構成.....	7
第2章 腐食損傷した地中 RC 円形断面の破壊と変形モード.....	9
2.1 地中境界条件を考慮した構造実験.....	9
2.1.1 概要.....	9
2.1.2 試験体と腐食の導入.....	9
2.1.3 载荷実験の方法.....	12
2.1.4 载荷実験と結果.....	15
2.1.5 地中境界条件で見られたせん断破壊モード.....	17
2.2 地中境界条件で現れるせん断破壊モードの分析.....	18
2.2.1 曲げ破壊先行型の RC 梁のせん断破壊実験の概要.....	18
2.2.2 実験方法.....	19
2.2.3 既往のせん断耐力算定式による耐力推定.....	20
2.2.4 実験結果.....	22
2.2.5 数値解析モデル.....	23
2.2.6 実験結果と数値解析モデルの比較.....	24
2.3 地中境界条件と鉄筋腐食を考慮した数値解析.....	27
2.3.1 解析における諸条件.....	27

2.3.2	腐食無し試験体の実験と数値解析の比較	29
2.3.3	鉄筋を腐食させた試験体の実験と数値解析の比較	32
2.4	小型試験体を用いた構造実験による腐食欠損箇所の検証	35
2.4.1	実験概要	35
2.4.2	試験体の配筋パターン	37
2.4.3	実験結果	38
2.4.4	試験体の破壊モード	48
2.4.5	小型実験と中型実験の比較	52
2.5	実構造物における損傷度の評価手法の検討	53
2.5.1	損傷度を代表する指標の検討：楕円度	53
2.5.2	維持管理における限界状態の提案：許容楕円度	54
2.6	まとめ	54
第3章	中空 RC 円形シールドセグメントの鋼材腐食機構	57
3.1	コンクリートを模擬した可視化材料を用いたマクロセル腐食の可能性検討	57
3.1.1	実験の概要	57
3.1.2	実験方法	57
3.1.3	供試体の形状と鋼材の配置	58
3.1.4	溶液の配合	58
3.1.5	印可方法と観察項目：アルカリ度 PH	59
3.1.6	マクロセル腐食による腐食範囲の推定	59
3.2	非局所化分極反応モデルを用いた数値解析	60
3.2.1	非局所化分極反応モデルの概要	60
3.2.2	解析における諸条件	62
3.2.3	実験結果の考察	62
3.3	pH の計測と電力洞道の腐食機構の考察	64
3.3.1	数値解析結果と実験結果の比較	64
3.3.2	pH の計測	64
3.3.3	維持管理において考慮すべき腐食範囲	65
3.3.4	まとめ	65
第4章	腐食劣化した電力洞道の対策工	67
4.1	柱構造による補強について	67
4.1.1	柱構造の仕様	67
4.1.2	補強材の設計方法	68
4.1.3	施工条件	71
4.2	地盤沈下を考慮した数値解析的検討	71
4.2.1	数値解析モデルの概要	72

4.2.2 柱補強の設置時期による比較.....	73
4.2.3 有効な補修時期の検討.....	77
4.3 数値解析を用いた維持管理計画の提案.....	78
4.4 まとめ.....	78
第5章 結論.....	80
謝辞.....	83

## 付録

第1章 数値解析手法の概要.....	85
1.1 鉄筋コンクリート構成則.....	85
1.1.1 ひび割れていないコンクリートの弾塑性構成則.....	85
1.1.2 ひび割れ面でのコンクリートのせん断伝達特性.....	86
1.1.3 ひび割れ面平行方向のコンクリートの圧縮特性.....	87
1.1.4 ひび割れ面直方向のコンクリートの引張特性.....	88
1.1.5 三次元要素の空間平均化構成則.....	89
1.2 地盤構成則.....	90
1.3 腐食ひび割れ面間の応力伝達.....	92
1.4 時間依存性.....	93

# 第1章 序論

## 1.1 本研究の背景

首都圏遠隔地から供給される電力は主に架空送電線により首都圏周辺の変電所まで送電され、変電所からは主に地中送電線によって首都圏内へ送電される。地中線の送電用ケーブルを収容する設備は、洞道と呼ばれるシールドトンネルから成っており、これらは首都圏のエネルギー供給を担う重要なライフラインである。これらの設備量は、首都圏の場合平成24年度末現在で全延長420kmを有している。経年30年を超えた洞道は全体の約6割を超え、経年劣化が問題となっている<sup>1)</sup>。(図1-1)

軟弱な粘土地盤中のシールドトンネルは、洞道内への漏水と揚水等による広域的な地下水位低下が引き起こす長期的な地盤の圧密沈下によって、地盤の変形に伴う荷重を受ける場合がある。図1-2に示すように、軟弱粘土地盤内に建設されたRCトンネルで軸方向のひび割れが生じ内空の減少が報告されている<sup>1)</sup>。この変状は、トンネル内への漏水で周辺地盤が局所的に圧密し、見かけ上、鉛直土圧が増加する力が働いたことが原因だと考えられる<sup>2)</sup>。さらにトンネル内部へ流入した地下水が多量の塩化物イオンを含むため、鋼材の塩害腐食が発生している。塩水は専らセグメントの接合部から流入している。内空の減少は2003年から2014年にかけても進行し続けたため、将来の残存耐力不足に対する対策が講じられた<sup>3)4)</sup>。塩害の将来予測は、現時点で腐食量と経年数を線形と仮定しており、明確化されていない部分も多い<sup>5)6)</sup>。

過去の統計による予測は基本的に外挿に向けた傾向の延長であり、終末の限界状態を科学的に与えるものではない。劣化損傷の終点は腐食量と腐食範囲、およびそれに対応する空間維持能と破壊モードから推定される。これらの情報は維持管理のみならず、危機管理の要諦にもなる。

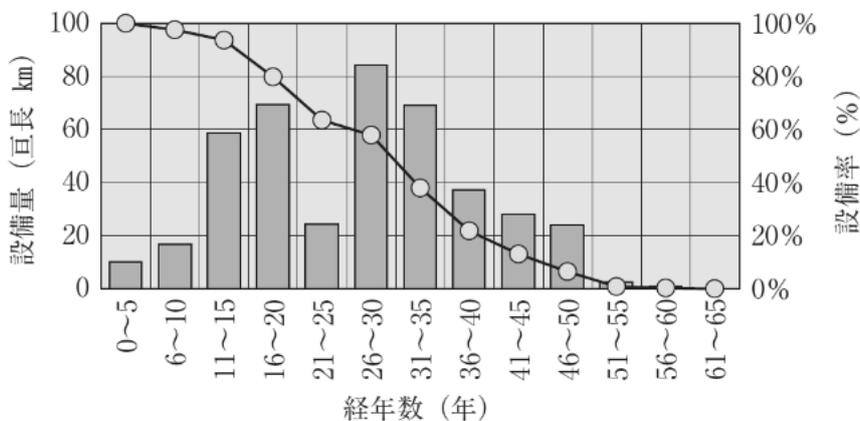


図1-1 経年ごとの洞道設備量<sup>1)</sup>

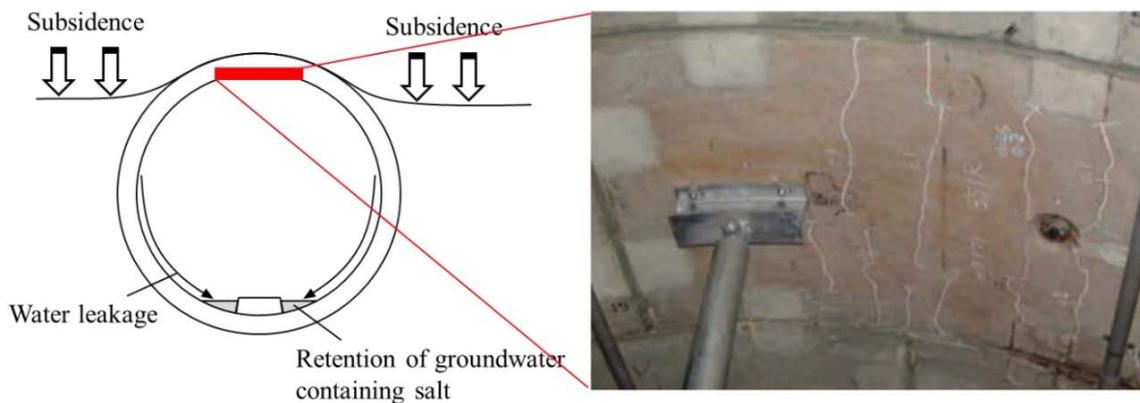


図 1-2 地盤沈下と塩害劣化による損傷を受けたシールドトンネル

### 1.1.1 電力洞道設備の劣化状況と補強方法

近年、海岸付近に位置する地中送電用洞道で、図 1-3 に示すような塩害劣化の発生が報告されている<sup>1)</sup>。鋼材腐食が発生する原因には、洞道内部に塩化物イオンを含む地下水の浸入による塩害であると考えられる。シールドトンネルの内面に止水や防食のために二次覆工を施すのが一般的であったが、首都圏の送電用洞道では 1970 年代から二次覆工を省略されているものが多いため、漏水発生リスクが高まる。塩化物イオン濃度は腐食発生限界塩化物イオン濃度  $1.2\text{kg/m}^3$  を超える箇所も多数存在しており、今後さらに部材の劣化が進行すると予想される。こうした鉄筋コンクリートの塩害劣化と地盤沈下や断層変位などの荷重作用が重畳すると、耐久性・安全性を著しく低下させる恐れがある<sup>7)</sup>。

図 1-4 に示すように、セグメントの継手面から季節変動によるコンクリートの収縮に伴い、隙間に塩化物イオンを含んだ地下水が地山側から浸入し、洞道の歩床付近に滞留して鋼材腐食が発生する<sup>8)</sup>。加えて、超高压ケーブル収容のため洞道内部は高温で乾湿を繰り返す環境にあり、内部へ浸入した漏水は蒸発し塩分が濃縮される。これが数十年にわたって繰り返される場合、洞道内部では過酷な塩害環境になることは容易に理解される。特にかぶりが少ない部分においては塩害劣化が進行しやすく、腐食した鉄筋の膨張により、ひび割れが発生したり、剥落が生じたりすることが多い。こういった塩害対策としては、劣化因子である塩化物イオンや水や空気などを遮断する表面被覆工法やひび割れ補修、劣化速度抑制のための電気防食、劣化因子除去のための電気化学的補修工法（脱塩工法、再アルカリ化工法）や断面修復などが一般的に考えられる<sup>9)</sup>。

塩害による腐食の速度は、アノードとカソード反応が同位置で発生するマイクロセル腐食に比べて、両極が離れるマクロセル腐食で大きくことなることが知られている。また、地盤中に漏洩電流が流れている中で構造物が曝されている場合は、場所ごとにマクロとマイクロセル腐食が混在する。僅か 20 年程度で鋼材が完全に腐食し溶解している箇所も報告されており、マクロセル腐食環境にあることも疑われる。



図 1-3 腐食による断面欠損

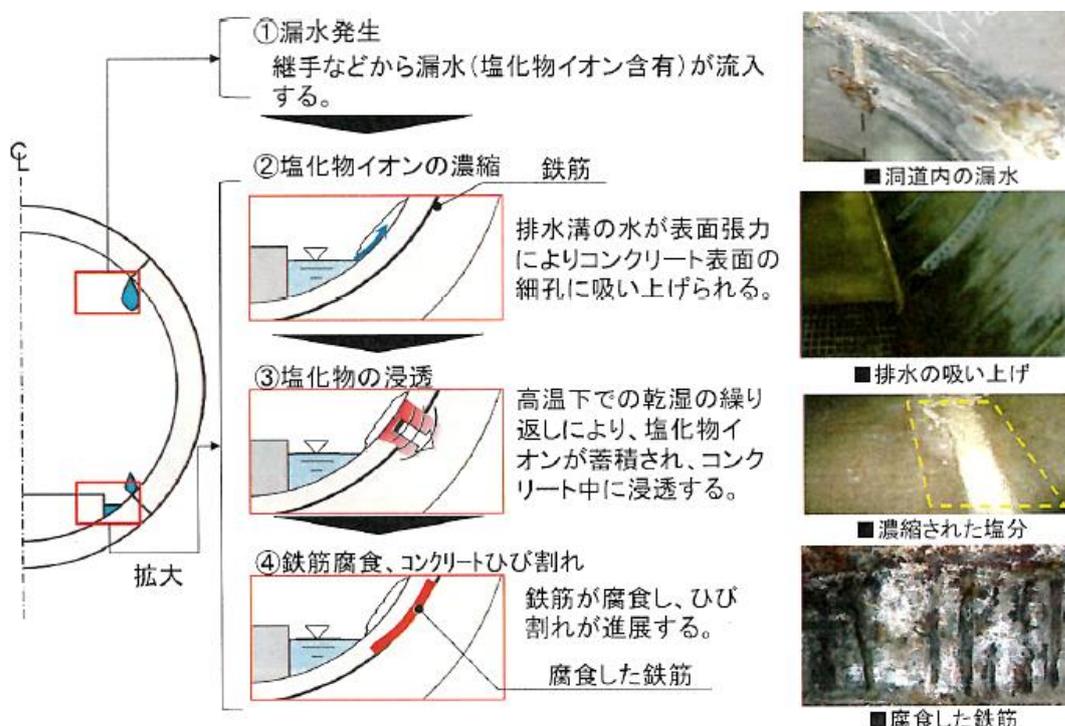


図 1-4 洞道の塩害劣化メカニズム<sup>8)</sup>

送電用シールドトンネルの中で軟弱地盤での荷重変動と塩害による鋼材腐食の複合的な要因により、トンネルの耐荷性能に影響があると見られる事例が報告されている。軟弱粘性地盤の圧密沈下を誘発する原因には、図 1-5 に示す洞道内への漏水(トンネル排水条件)と揚水等による広域的な地下水位低下(全排水条件)の2つがある<sup>11)</sup>。圧密では地盤の沈下が生じるが、周辺地盤に比べて洞道が変形に追従しないため、地盤とトンネルに相対変位が生じ、図 1-6 に示すように洞道に作用する鉛直方向の荷重が増加する。この結果、曲げが卓越することでシールド洞道に変形、ひび割れおよび漏水が生じやすい。特に変形が大きい箇所では、覆工が鉛直方向につぶれる変形モードを呈し、

図 1-2 のように天端にトンネル縦断方向のひび割れがみられる。この圧密沈下による鉛直荷重の増加は発生頻度はまれだが、いったん作用すると長期的な荷重状態にあたるため、継続的な点検・観測が求められる。

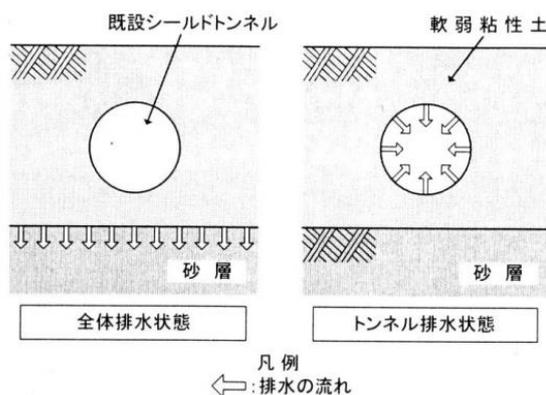


図 1-5 排水条件のモデル<sup>10)</sup>

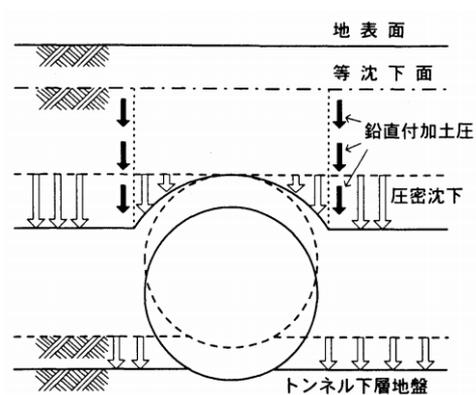


図 1-6 鉛直付加荷重の概念モデル<sup>10)</sup>

### 1.1.2 現状のリスク評価

土木構造物の設計法には、大きく許容応力度設計法と限界状態設計法の 2 種類に分けることができる。許容応力度設計法は、100 年以上の長い期間にわたって許容応力度設計法が広く応用され、従来からの採用実績も豊富であり、また、部材を弾性範囲内で取り扱う簡便な設計法である。一方、限界状態設計法は、使用材料の品質のばらつき、構造物に対する作用の変動、採用する構造計算法の不確実性を、それぞれの安全係数として設定できる設計法である。いわゆるリスクの在処に応じて、安全尤度を設定できるものである。

シールドトンネルの覆工設計では、セグメントリングはセグメント継手およびリング継手で締結された構造体であること、力学的性状ならびに破壊機構が複雑で明確でないこと、土圧や施工時荷重の明確な評価が難しいことから、許容応力度設計法によって行われてきた。しかし、許容応力度設計法には、構造物の状態に対する安全性の指標として応力度を用いることが適切でない場合があること、新しい知見や研究成果を取り入れにくいこと、設計を事実上決定する条件が不明確となることから、各種構造物の設計手法を限界状態設計法へと移行させてきた経緯がある。

シールドトンネルの限界状態は、終局限界状態、使用限界状態に区分することが原則とされている。地震時における剛体安定の終局限界状態は本研究の対象外のため、シールドトンネルの主な終局限界は下記の 3 種類であると考えられる<sup>12)</sup>。①断面破壊の終局限界状態：セグメントリングを構成している要素は、セグメント本体とそれらを締結する継手である。これらが作用荷重によって断面破壊する状態である。②構造破壊の終

局限界状態：トンネル構造そのものが崩壊する終局限界状態である。セグメントリングは、部材レベルの断面破壊が一部で生じても、地盤によって支持されている構造物のため、ただちに崩壊に至らない。したがって、本終局限界状態はセグメントとともにトンネル周辺地盤を含めた構造的な破壊を生じる限界状態を考える。③変形の終局限界状態：塑性変形、クリープ、ひび割れなどの変形によってトンネル構造物が耐荷力を失い崩壊に至る終局状態である。トンネル構造物の場合、変形は周辺地盤の挙動とあわせ考える必要があり、②と密接な関係がある。

上記3種類のシールドトンネルの終局状態のうち、②と③については、現状、破壊メカニズム、地盤との相互作用の解明が不十分のため、①のみが限界状態設計法によって照査が行われている。したがって、2016年に制定された『トンネル標準示方書[シールド工法]・同解説』では、シールドトンネルの終局限界の照査は、設計作用のもとで、すべての構成部材が断面破壊の終局状態に至らないこと（地震時については剛体安定の終局状態にも至らないこと）を確認することにより行うことを原則としている<sup>13)</sup>。

塩害劣化の対策のひとつとして、電気防食工法や脱塩工法などの電気化学的工法が広く用いられている。しかし、これらの工法は電気化学や化学平衡などの幅広い知識を必要とし、過防食や隣接構造物への影響に留意しなければならない。特に地中構造物は、構造物周辺は地盤に囲まれているため、地下水を含んだ地盤はそれ自身が電解質となり、電流の通り道となる。外部に漏れだした迷走電流は隣接している構造物に影響を及ぼす恐れがあり、地中構造物が多数存在する都心部では特に注意を払う必要がある。また、塩害環境下にある構造物に断面修復を適用する場合、未対策部の部材が相対的に卑電位となり、マクロセル腐食の回路が形成される傾向にある。局部的で腐食進行の速いマクロセル腐食は警戒を要する。これらの塩害に関する劣化因子を考慮した将来予測は、限られた資産内の中で効率的な維持管理を運用する上で重要視されている。

### 1.1.3 電力洞道設備の維持管理方法

地中送電用シールドトンネルでは、トンネル構造のほかにケーブルなどの電気設備、照明や給水ポンプなど、概ね2~3ヵ月に1回の頻度で定期点検が行われている<sup>14)</sup>。これらの点検では、トンネルの異常な漏水やひび割れなど顕著な変状の有無の確認、ならびに必要な緊急的な補修、補強等も併せて実施している。トンネル構造に着目した点検は、洞道内部点検と呼ぶ点検を6年に1回の頻度で実施している。点検間隔は、法令で定められているケーブルなど、電気設備の点検と同時期に実施するため、同じとしている。

洞道内部点検は洞道内を踏査し、鉄筋の腐食やひび割れ、漏水などのトンネル変状の有無を目視で確認し、変状が認められた場合には、必要となる補修、補強などの対策を実施するためのものである。すなわち、従来は「事後保全」を主とした維持管理となっている。前述の通り、経年30年を超えた洞道は全体の約6割を超えており、健全度が

低下したトンネルが特定の時期に急増することが予測されるため、計画的な維持管理の実施による維持管理費の平準化が急務となっている。長期的には予防保全が可能な状態にインフラを軟着陸させることが肝要である。予防保全は将来の損傷の種を早期に摘み、維持管理の全体最適を与える状態とするものである。

## 1.2 本研究の目的

本研究の目的は、既設インフラ構造物の設備更新に向け、「既存設備を最大限に活用した維持管理の優先順位シナリオ」の提供することである。設備更新の将来コストを大幅に削減するには、予防保全に加え既存設備を可能な限り延命して活用せざるを得ない。既存設備の継続活用の判断には、コンクリート構造物のひび割れや材料劣化の現状把握に加え、それらが将来にどの程度進行し、構造物の性能にどのような影響を与えるかを予測する必要がある。

本研究では「空間維持性能の損失」を構造物の限界状態と定義した。電力洞道は鉄道や道路などと比べて日常的な利用がなく、トンネル内の空間が維持できていれば、送電機能は損失せず問題なく使用できる。セグメントリングは部材レベルの断面破壊が一部で生じて、地盤によって支持されている構造物のため、ただちに崩壊に至らない。ただし、シールド工法で構築された地下鉄トンネルでは、重篤な重大な崩壊水没災害が発生した事故が報告されていることから、地下水の流入は注視すべきである<sup>15) 16)</sup>。したがって、本終局限界状態はセグメントとともにトンネル周辺地盤を含めた構造的な破壊、または地下水の流入を生じる場合も空間維持性能に関わる限界状態とした。

そこで、地中 RC 円形シールドセグメントの鋼材腐食機構を把握するために分極反応領域を可視化できる材料を用いた電食実験を実施した。これは将来、有り得る腐食領域の限界を見極めるためのものである。次に、鋼材の腐食劣化がトンネルの構造耐力を低下させる影響を検証するために現場実験を実施し、鋼材腐食が円形構造物の性能に与える影響を検証した。また、2021 年度卒業の范によって、地盤沈下と鋼材腐食の複合を模擬した小型実験、および RC 構造物-地盤一体の非線形数値解析の適合性と検証を行った。そして、既設インフラ構造物の鋼材腐食と地盤沈下の進展に対する構造物全体の性能を 3 次元解析で予測し、ライフサイクルコストを考慮した合理的な維持管理計画の作成を目指すこととした。

### 1.2.1 対象と範囲

本研究で対象とするシールドトンネルは、超電圧の送電用ケーブルを収容する地中送電用のトンネルである。シールドトンネルは円形断面で建設されることが多く、数多くの継手を有し地盤の変位に追従しやいため、土被りが大きく良好な地盤では非常に安定

する構造である。しかし、前述の通り送電用シールドトンネルの中で軟弱地盤での荷重変動と塩害による鋼材腐食の複合的な要因により、トンネルの耐荷性能に影響があると見られる事例がある。ほかのシールドトンネルに比較して送電用洞道では、常時多くの超高圧ケーブルが内部に配置されているため、特にケーブルの背面側の点検や補修が困難である。さらに、地中シールドトンネルは地盤に覆われているために外面の点検も困難な状況にある。RC 構造物－地盤一体の非線形解析を用いた 3 次元解析で評価することで、ケーブルの背面や構造物の外面を含む構造物全体の性能の予測が可能となり、総合的な評価が可能となる。

### 1.3 本論文の構成

次章以降の本論文の各章の要旨を以下に示す。

第 2 章では、腐食損傷した地中 RC 中空円形断面の地中境界条件における破壊と変形モードを検証した結果を示す。

第 3 章では、円形シールドトンネルの横断面をモデル化した電食実験を行い、腐食と分極反応の範囲を検証した結果を記載する。

第 4 章では、実構造物寸法の地盤沈下モデルを用いて、柱構造の補強の効果と数値解析を用いた維持管理システムについての検討を述べる。

第 5 章は、本論文を総括した結論を述べる。

付録では、数値解析に使用する非線形三次元有限要素法構造解析プログラム COM3D の構成則を示す。

## 第一章の参考文献

- 1) 岡滋晃, 電力用シールド洞道での内空変形と鋼材腐食事例, 電力土木, No379, 53-56, 2015
- 2) 山崎剛, 有泉毅, 五十嵐廣昌, 連載講座 シールド掘進に伴う地盤変造入門(14)シールド新時代に向けて (その 2) —維持管理における新たな技術的課題—, トンネルと地下, Vol.35, No.1, pp.65-71, 2004.
- 3) 野畑拓也, 岡滋晃, 内藤幸弘: 電力ケーブルが輻輳するシールドトンネルの埋設型枠を用いた補強対策, トンネルと地下 (日本トンネル技術協会誌), Vol.48, pp.183-191, 2017.
- 4) 塩治 幸男, 内藤 幸弘, 阿南 健一, 大塚 正博, 小泉 淳, 経年劣化したシールドトンネルの補強に関する研究, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), 67 巻 2 号 p.

- 62-78, 2011.
- 5) 岡滋晃, 佐藤克晴, 齋藤仁: 塩害を受けた RC セグメントにおける鋼材腐食量の統計的評価手法, 電力土木, No390, pp.71-74, 2017.
  - 6) 岡滋晃, 阿南健一, 実広拓史, 吉本正浩: シールドトンネルの鉄筋残存量の評価と補強設計に関する研究, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol.72, No.3, pp.108-122, 2016.
  - 7) Aoki H, Yamanoi Y, Takahashi H, Maekawa K : Failure mode and safety assessment of corroded RC tunnel sections subjected to subsidence and localized shear of soil foundation, CoRASS 2019
  - 8) 東京電力: 洞道見学資料
  - 9) 土木学会: トンネルの維持管理 (トンネル・ライブラリー14), 2005
  - 10) 有泉 毅, 五十嵐廣昌, 金子俊輔, 永谷英基, 山崎 剛, 日下部治: 周辺地盤の圧密沈下に伴う既設シールドトンネル作用荷重の変化メカニズム, 土木学会論文集, No.750/III-65, pp.115-134, 2003
  - 11) 金子俊輔, 有泉 毅, 山崎 剛, 塩谷幸男: 軟弱粘性土の圧密に伴って発生するトンネル覆工作用土圧について, 地下空間シンポジウム論文・論文集 9, p227-234, 2004
  - 12) 土木学会: トンネルへの限界状態設計法の適用 (トンネル・ライブラリー11), 2001
  - 13) 土木学会: 2016 年制定 トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説, 2016
  - 14) 塩治 幸男, 阿南 健一, 大塚 正博, 小泉 淳, 地中送電用シールドトンネルの維持管理に関する研究, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), 67 巻 2 号 p. 108-125, 2011
  - 15) 厚生労働省: 「シールドトンネルの施工に関わる安全対策検討会」報告書, 2016
  - 16) Yong Tan, Ye Lu and Dalong Wang: Catastrophic Failure of Shanghai Metro Line 4 in July, 2003: Occurrence, Emergency Response, and Disaster relief, Journal of Performance of Constructed Facilities, Volume 35, Issue 1, 2021

## 第2章 腐食損傷した地中 RC 円形断面の破壊と変形モード

### 2.1 地中境界条件を考慮した構造実験

#### 2.1.1 概要

本研究では、トンネル周囲に側圧が作用するよう砂地盤中に円形供試体を埋め込み、地中の境界条件を模擬して載荷し、実構造物に近い状況下の RC トンネルの破壊挙動を屋外実験で再現することを試みた。腐食損傷の影響の抽出と同時に、中型実験と実規模の構造とを繋ぐ力学モデルの検証を行うことも併せて考慮した。載荷実験では 1/4 スケールの試験体（外径 1050mm）を用いた。試験体を 8 割程度、砂地盤に埋め、地盤から露出している試験体の上部から載荷した。試験体の鉄筋を電氣的に強制腐食させ、塩害劣化した地中 RC 構造物を模擬して破壊挙動を詳細に観察した。トンネルの構造安全性に関して様々な条件下で実験が行われてきたが、地盤との相互作用と腐食リスクの両者を考慮した実証検討の事例は少ない<sup>1)2)</sup>。さらに、砂地盤を境界条件とした非線形解析と実験結果との比較を行って解析方法の適用性を見極め、鋼材腐食や地中境界条件と破壊モードの関係について着目した。これらの知見を参考として、損傷劣化を既に受けている既設構造の安全性評価、危機的状況を検知する指標、および以後の変状に対応する補強設計法の確立を目的とした。

#### 2.1.2 試験体と腐食の導入

実験に用いる試験体は図 2-1 に示すように、継手のない一体型の中空円形 RC 構造とした。後述の通り、セグメントの機械接合は含まれていない。これは地盤変位と腐食損傷と構造変位モードを明確な条件で明らかにすることを主としたためである。数値解析においてもこの三者を統一的に把握出来ることを検証できれば、接合部の局所変形の影響は付加して定量評価が可能と考えたからである。

試験体の形状寸法はシールドトンネル構造の 1/4 スケールとし、直径は 1050mm、部材厚さは 125mm、幅は 900mm である。せん断破壊の寸法効果を鑑み、4 倍差は十分実機を捉えることのできる範囲と判断した。また、曲げモードに対しては強度の寸法効果は十分に無視できる範囲である。ただし、曲げ曲率に対する寸法効果は本縮小実験で不回避となるが、一方で数値解析では高い精度で予測が可能と考えられるので、実験と解析との比較検討で総合的に実機挙動を評価できるものとし、本実験計画を建てた。

表 2-1 に試験体に用いたコンクリートの配合を示す。鉄筋は実構造物と同等の鉄筋比（0.5%）となるように設定し、外側主鉄筋は D16 を 160mm ピッチで 6 本、内側主鉄筋は D10 を 160mm ピッチで 6 本配筋した。鉄筋の降伏強度は 295N/mm<sup>2</sup>（規格値）である。

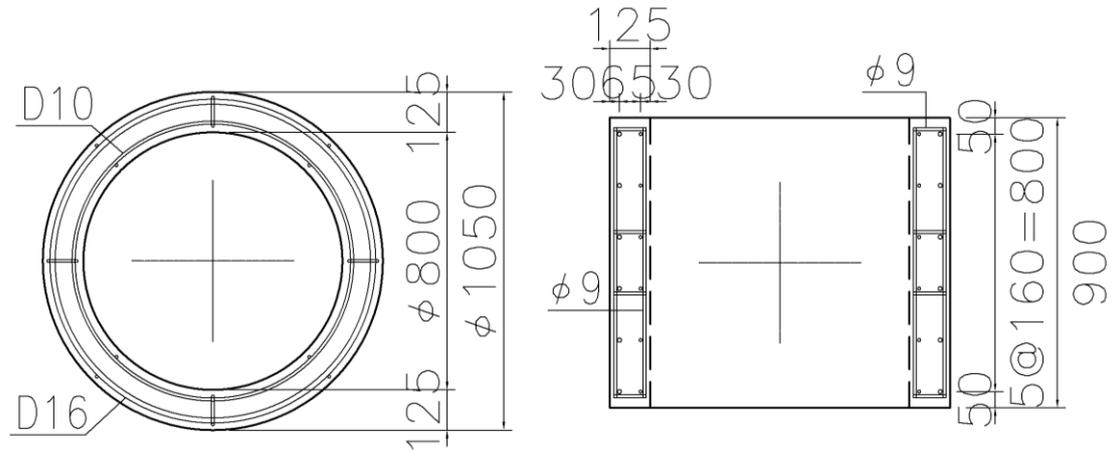


図 2-1 地中境界条件を考慮した構造実験に用いる試験体図面

表 2-1 地中境界条件を考慮した構造実験に用いる試験体のコンクリートの示方配合

試験体	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )					圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 CA	
#1	18	2	65	60	185	285	1121	750	3.27	44.8
#2										38.2
#3										29.5

試験体の主鉄筋の腐食量をパラメータとして、3 ケースの構造載荷実験を実施した。試験体は腐食の無いケースを1体、鉄筋腐食が少ないケースと腐食劣化が著しいケース各1体である。図 2-2 に示す方法で、円周方向 90 度の範囲の主鉄筋を電気腐食させて劣化を再現した。90 度に設定した範囲は、後出の第 3 章において検討したマクロセル腐食による腐食収束領域の検討も参考にして確定したものである。

電気腐食は 3%NaCl 水溶液に試験体の一部を浸漬させ、部材の内側鉄筋を陽極、試験体の内空部に設置した銅板 (400mm×900mm) を陰極として、表 2-2 の条件で直流電源装置を用いて印加した。腐食電流密度は 0.5A のとき 0.26mA/cm<sup>2</sup>、1.0A のとき 0.52mA/cm<sup>2</sup> である。腐食が著しい実構造の内側鉄筋の状況を模擬するため、外側鉄筋との電氣的接続を断った。強制腐食させた試験体に現れた腐食ひび割れの位置を図 2-3 に示す。印加条件の異なる両ケースとも、試験体の内側主鉄筋沿いにひび割れが発生した。ひび割れ幅は試験体の軸方向外側ほど大きく、腐食小のケースは幅 0.1~0.4mm 程度、腐食大のケースは幅 0.1~1.0mm 程度のひび割れ幅となった。ひび割れ本数は、腐食小のケースは主鉄筋沿いのひび割れが主鉄筋 6 本の内 5 本のひび割れが発生したのに対し、腐食大のケースでは NaCl 水溶液に浸漬させた範囲全面にひび割れが広がった。

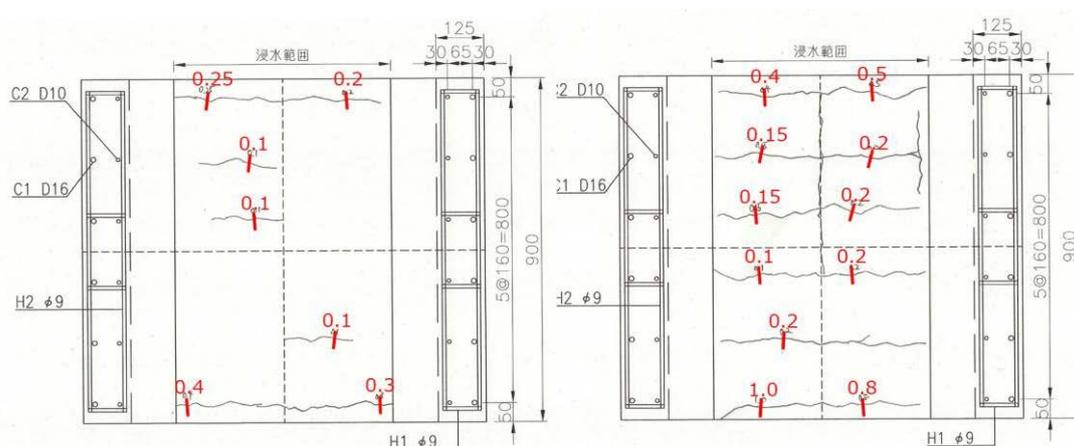
ひび割れ本数が多く、ひび割れ幅が大きい腐食大のケースは、鉄筋の腐食量が著しいと推測できる。



図 2-2 試験体の電気腐食の様子

表 2-2 試験体に対する電気腐食の印可条件

試験体	鉄筋腐食	印加条件	備考
#1	なし	-	-
#2	あり	電流値 0.5A × 94h 電流値 1.0A × 960h	腐食量小 (腐食率 15%)
#3	あり	電流値 0.5A × 355h 電流値 1.0A × 166h	腐食量大 (腐食率 25%)



a) 試験体#2(腐食小)

b) 試験体#3(腐食大)

図 2-3 電気腐食させた試験体の腐食ひび割れのスケッチ

構造載荷実験後に、腐食範囲の鉄筋の腐食率を JCI-SC1「コンクリート中の鋼材の腐食評価方法」に従い測定した。計測した腐食率と試験体の位置の関係を図 2-4 と表 2-3 に示す。腐食率は、腐食生成物を除去した鋼材の重量との差より、式(2-1)で計算される。

$$\text{腐食率 (\%)} = (w - w') / w * 100 \quad (2-1)$$

ここに、 $w$ ：腐食前の健全な鉄筋の質量(mg)； $w'$ ：錆を除去した鉄筋の質量(mg)である。電気腐食範囲の内側鉄筋の平均腐食率は、腐食小のケースは 15%，腐食大のケースでは 25%である。

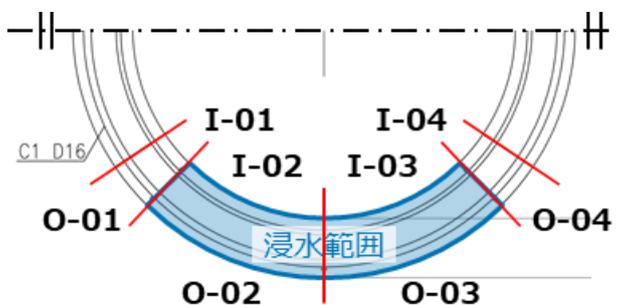


図 2-4 構造実験後に計測した各箇所鉄筋の腐食率

表 2-3 各箇所鉄筋の腐食率

試験体	腐食率 (%)							
	内側鉄筋				外側鉄筋			
	I-01	I-02	I-03	I-04	O-01	O-02	O-03	O-04
#2	6.7	15.0	14.4	7.1	4.5	7.3	8.2	5.7
#3	11.3	25.0	24.4	13.0	5.2	7.4	8.4	5.3

短期間の電食によるコンクリート側の損傷と、実環境下での緩慢な腐食速度のもとでの損傷は一般に異なることが知られている。実時間による損傷では、腐食ゲルがひび割れ内にも浸漬するため、腐食圧力の軽減が起こる。したがって、室内電食実験は実環境に比較して厳しい条件となっている。

### 2.1.3 載荷実験の方法

実験の諸元と実験装置の写真を図 2-5 に示す。試験体は地表面に設置した鋼製型枠の中に設置し、試験体の周囲は下側 8 割を砂層（珪砂）として地中の境界条件とした（図 2-5 d）。既存の試験杭  $\phi 216.3 \times 12.7\text{mm}$  が埋設された位置で鉛直荷重を作用させ

(図 2-5 a) , 地盤の過大な沈下を防止した。既存杭の上部に鋼製プレート 2,000mm×2,000mm×80mm を設置し、試験体と鋼製プレートの間は 500mm の砂地盤の層とした。試験体の下部の砂層は、全体を 10cm 毎にランマーで突き固め、水締めした。設置した後に側面部の砂層を下部層と同様な手法で作成した。試験体と砂層の境界は小型の突き棒で丁寧に突き固めた。実地盤中の構造条件を鑑み、鋼製型枠は周囲を鋼材で補強して載荷と試験体の変形に伴う側圧が作用するようにした。

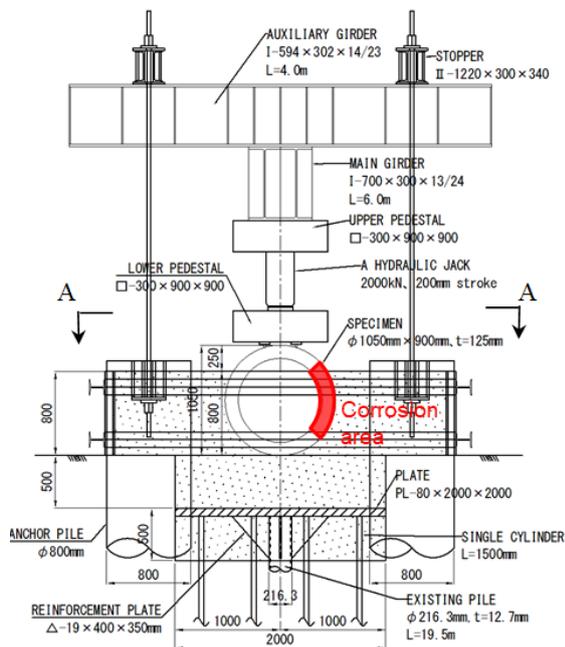
地盤を介した拘束効果の導入は、本実験条件の最大とポイントである。鋼材腐食による部分的な損傷はその位置で剛度を落とすため、周りに拘束が無ければ一般には腐食域に変形が集中する。しかし、地盤との相互作用が存在する場合、損傷域に接する地盤にも変形が励起され、地盤を介して応力配分が起こることが期待される。即ち、地中にあることで腐食損傷が構造系に与える影響は、陸上構造のそれと比較して異なることが予見された。これが本実験の当初の目論見でもあった。

既存杭の上部に鋼製プレート 2,000mm×2,000mm×80mm を設置し、試験体と鋼製プレートの間は 500mm の砂地盤の層とした。予備実験では既存杭に反力を背負わず、実地盤に鉛直支持を求めたが軟弱な粘土層のため、破壊までの荷重を導入することができなかった。砂地盤の物性値は、現場密度試験と密度調整した供試体の三軸試験から表 2-4 のように得られた。計測は、図 2-6 に示すように、試験体の鉛直方向と水平方向の内空変位、試験体の下部の鉛直と中央深さの水平土圧を計測した。

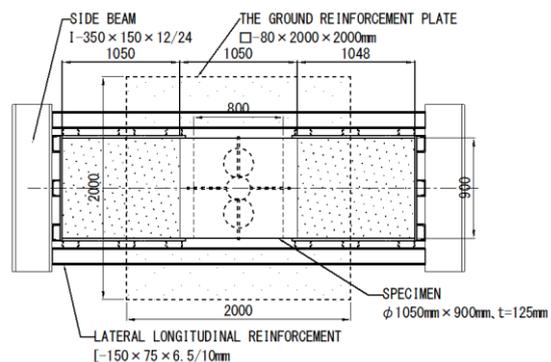
腐食無しのケースでは、右側面 90 度に位置する所でせん断破壊した。そこで、破壊において最も厳しい条件と考え、腐食をこの位置に導入することとした。また、塩害劣化の左右対称性が破れた状態の破壊モードを調べることで、腐食範囲と地盤の相互作用が確認できる範囲であることも考慮して、試験体の腐食位置と載荷装置の位置関係を図 2-5 a) のように設定した。

載荷方法は二点線載荷で載荷点の間隔は 300mm とした。載荷は多段式繰返し載荷で行い、腐食の無いケースでは初期段階を 300kN、それ以降は 150kN を一サイクルとし、腐食させたケースでは、150kN を一サイクルとして試験体の破壊まで載荷を続けた。荷重の維持が困難になった段階で変位制御に移行し、最大耐力以後の変形モードを確認した。

本実験条件は既設のシールドトンネル断面の損傷状況と周辺地盤を参考にして設定したものであるが、実機を忠実に再現しきれたものではない。換言すれば、実機自体の境界条件もまた不確定なのである。明確な境界条件の元で実機が受けると想定される事象を再現すること、それを数値モデルで再現できることを検証確認し、実機の損傷時の健全性の評価に繋げることを旨として、この実験条件を考案した。



a) 実験装置図面



b) 実験装置平面図 A-A



c) 実験装置



d) 鋼製型枠内の様子

図 2-5 地中境界条件を考慮した構造実験装置の概要

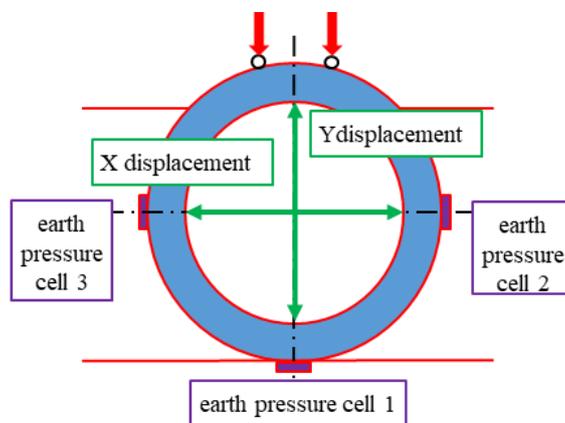


図 2-6 試験体の計測点

表 2-4 3軸試験から得られた人工地盤の物性値

項目	単位	砂地盤
乾燥密度 $\rho_d$	g/cm <sup>3</sup>	1.514
含水比 $\omega_n$	%	12.1
粘着力 C	kN/m <sup>2</sup>	7.1
内部摩擦角 $\phi$	degree	33.7

## 2.1.4 荷重実験と結果

3 ケースの荷重変位関係と試験体の破壊性状を図 2-7 と図 2-8 に示す。腐食無しのケースは荷重 340kN のとき、試験体上下の内側に軸方向の曲げひび割れが発生した。同位置のひび割れは荷重の増加につれて、次第に厚さ外側方向に伸び、幅も広がった。荷重 520kN のとき、試験体上部の外縁に曲げ圧縮の周方向ひび割れが発生し、試験体側面に厚さ方向のひび割れを確認した。軸方向のひび割れによって、試験体上下の内側と試験体側面の外側の主鉄筋応力が増加し、主鉄筋が降伏したと考えられる。そこから剛性が低下して、荷重 570kN で試験体上部の外側コンクリートと試験体側面の内側コンクリートが圧壊し、載荷点右側とスプリングライン（トンネル断面の内空幅が一番広い線）上部にかけて、せん断ひび割れが生じた後に最大荷重に達した。

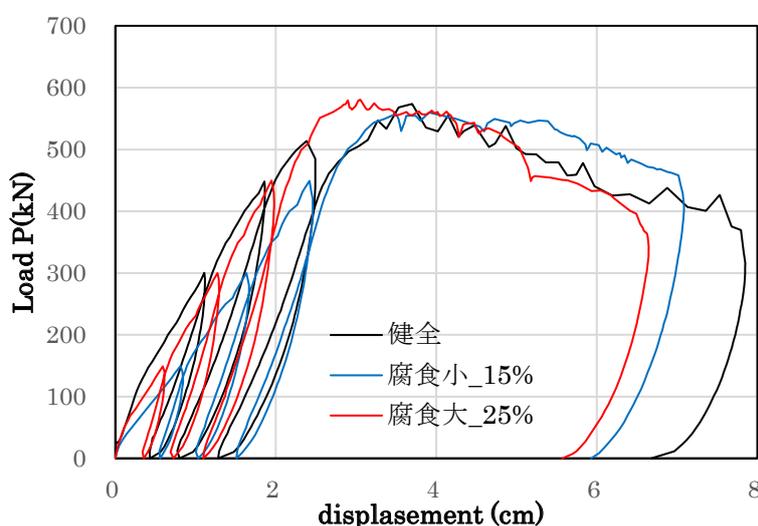


図 2-7 実験の各ケースでの荷重変位関係の比較



図 2-8 実験の各ケースでの試験体の破壊性状

最大荷重後、試験体の側面のひび割れが発生した位置で、先行の曲げひび割れに沿う方向にせん断破壊が生じた。試験体のせん断耐力は、部材に加わるせん断力とせん断ス

パン比の関係から、載荷点右側とスプリングライン上部のひび割れが発生した位置で低くなると考えられる。

しかし、側面のひび割れ位置は、曲げ降伏によるヒンジ領域が形成され、せん断耐力が低下した可能性がある<sup>3)</sup>。さらに、載荷点右側とスプリングライン上部のひび割れが発生した位置の近傍では、曲げモーメントが零になり（反曲点）、せん断耐力が上昇する可能性もあることから<sup>4)</sup>、側面のひび割れ位置のせん断耐力が相対的に低くなり、側面で破壊が生じたと推定される。試験体側面のせん断破壊が生じた後は、せん断破壊位置をヒンジとして変形が進んだものと考えられる。試験体上部は上縁が圧壊しているが、最大荷重以降に変形は進んでいない。

腐食小のケースでは、荷重 150kN のときに試験体上下の内側に厚さ方向の曲げひび割れが発生した。荷重変位関係は荷重 540kN までは線形に進行し、そこから剛性が変化し、荷重 560kN のときに試験体上部の外側に周方向のひび割れが観測された。その後最大荷重を迎えた。最大荷重後は、試験体側面の内側と試験体上部の外側の圧縮破壊に変形が集中し、試験体の上部ではせん断ひび割れも観測された。

腐食大のケースでは、荷重 150kN で試験体上部内側にひび割れが発生し、荷重 220kN で試験体下部内側にひび割れが発生した。荷重-変位関係は線形に進行し、荷重 540kN から剛性が変化した。荷重 550kN の時に、他ケース同様、試験体上部の外側に周方向のひび割れが観測された後に、最大荷重を迎えた。最大耐力後は、試験体の上部でせん断ひび割れを観測した後に、せん断破壊が発生した。試験体側面は、腐食無しの試験体と腐食小の試験体と比較すると、腐食試験体は変形が小さく、試験体上部のせん断破壊部分に変形が集中したと考えられる。

腐食なしの試験体と腐食大の試験体は、荷重-変位関係に大きな差はないが、腐食小の試験体のみ剛性が低くなった。腐食させた試験体の載荷実験は試験体と側方地盤のみを入れ替え、下部砂層はそのまま利用した。腐食大、腐食小の順で載荷実験を実施したため、腐食小の試験体の設置時の下部砂層の乱れから、剛性に影響が現れたと考えられる。後述する内空変位量に関しては各ケースの差はみられていない。ただし、最大荷重とそれまでのひび割れ発生箇所や試験体上部で曲げ圧縮破壊が生じる過程はどのケースも同様であった。腐食範囲の側面は外側引張であり、外側鉄筋の腐食率は両ケースともに 7%程度で腐食量も少ないため、曲げ耐力には大きな影響は表れなかったと考えられる。

主鉄筋腐食の影響は、最大荷重以降のせん断破壊が進展した位置の違いとなって現れた。腐食無しのケースでは、試験体側面の砂地盤との境界部分で、圧縮破壊先行のせん断破壊が生じた。一方、腐食大のケースは、試験体上部の載荷位置でせん断破壊が生じた。載荷前から試験体に腐食ひび割れが発生しており、図 2-8 c) に示すように載荷に伴って腐食ひび割れの先端からひび割れが進行し、試験体右側の腐食範囲で表面コンクリートがはく離して塑性化の進行と変形に伴う地盤反力の増加が試験体の上部のせん断

変形を卓越させて、せん断破壊が発生したと考えられる。腐食劣化させた部位近傍には構造破壊に繋がる損傷は発生しなかった。

以上の結果から、腐食箇所の非対称性によって、側面部でなく天井部で破壊が生じる可能性が示唆された。腐食箇所で破壊が生じない破壊機構は、地盤との相互作用を考慮した実験の特徴である。地中構造物は周囲の土圧や鋼材腐食箇所の偏りによって構造物に作用する分布荷重の対称性が崩れた場合、腐食のない健全な箇所でせん断破壊が生じる可能性がある。現在、対称性が崩れた場合の設計は行われておらず、維持管理において、腐食箇所のみならず注視するのではなく、構造物全体として評価を行うことが重要である。そのため、周囲の土圧や鋼材腐食箇所の偏りを考慮した数値解析の将来予測は、構造物全体を評価するうえで効果的であると考えた。

### 2.1.5 地中境界条件で見られたせん断破壊モード

地中境界条件を考慮した構造実験では、健全なケースと腐食させたケース共に、図2-9に示す曲げ圧縮破壊の際に生じた先行ひび割れを経由するせん断破壊が、最大荷重以降に生じた。このせん断破壊は、健全なケースでは試験体側面に発生し、腐食させたケースでは試験体上部に発生した。このような陸上構造では見られない破壊モードが観測された理由を以下のように考察した。

- 1) 曲げひび割れの位置の部材断面が減少し、曲げ圧縮破壊が発生した断面でせん断抵抗力が減少。
- 2) 腐食無しの健全なケースは、スプリングライン付近で試験体の変形に伴って側方土圧が増加するため、試験体側面でせん断力が発生。
- 3) 腐食したケースは、試験体片側の腐食範囲で表面コンクリートがはく離した結果、左右側面での断面剛性に差が生まれて左右の対称性は崩れて支持条件が変化し、試験体の上部でせん断破壊が発生。

LNG タンクなどの液体貯蔵を目した構造では、曲げ圧縮領域が数センチほど確保されていれば、液体の滲出や漏洩は曲げひび割れを有していても防ぐことができることが実証されている<sup>5)6)</sup>。曲げ圧縮領域に過去にひび割れは導入されていても、曲げ圧縮状態であればひび割れは閉合し、漏洩や侵入は阻害される。

しかし、構造物断面を貫通するひび割れが発生する破壊形態は、地中構造物において地下水の流入を許す危険な破壊モードとなる。トンネル構造の構造破壊実験では、この破壊形態は筆者らの知る限り稀であり<sup>7)</sup>、先行ひび割れによってせん断耐力が上昇する事例<sup>8)</sup>もあることから、せん断破壊に対する曲げひび割れの影響を分析することとした。次章に鉄筋コンクリート梁を用いて、実験で得られた損傷進展のパターンを模擬し、地中構造物に特徴的なこの破壊形態に対する構造応答解析の適用性を検討する。その確認の基に、腐食損傷を受けたRC円形断面構造物の破壊解析を行うものとした。地中の構造に特徴的な損傷を地上空中において再現するには、地盤の影響をなんらかの方法で考

慮しなければならない。地盤と接する構造表面での土圧の変化を、梁の支点公開条件を変化させることで間接的に実現するアイデアを得て、実験を計画した。



a) 試験体#1(健全)

b) 試験体#3(腐食大)

図 2-9 曲げ圧縮破壊のひび割れを経由したせん断破壊の様子

## 2.2 地中境界条件で現れるせん断破壊モードの分析

### 2.2.1 曲げ破壊先行型の RC 梁のせん断破壊実験の概要

地中境界条件を伴う RC 構造の載荷実験では、先行する曲げひび割れに沿って、最終的に断面を貫通するせん断破壊が生じた。地中構造物では土圧による分布荷重は構造物の変形とも連動して変化する。したがって、曲げひび割れの発生と進展が土圧分布に変化を与え、曲げモーメントの低下と同時にせん断力の増加が曲げ先行断面に作用する可能性がある。構造物断面を貫通するひび割れが発生する破壊形態は、地中構造物において地下水の流入を許す危険な破壊である。

そこで主検討に先立ち、RC 単純梁を用いて曲げ破壊先行後のせん断破壊実験を実施し、設計指針に示すせん断算定式と FEM 解析を比較検討し、曲げひび割れに沿う一面せん断破壊の分析を行った。この破壊モードが非線形解析で再現できることを確認した上で、地中に埋設された腐食損傷を有する RC 円形断面の破壊実験と解析結果を比較検討し、腐食リスクと構造破壊リスクの評価方法の適用性について、検討を行うこととした。なお、この実験検討の前提条件である「純曲げモードから純せん断状態に移行」する前提仮説（換言すればせん断スパン比が変化する過程）については、本検討の後に地盤一構造の非線形解析を実施し、確かに曲げからせん断に移行することを確認することができている。詳細は次節に述べることにしたい。

## 2.2.2 実験方法

トンネル構造の土中載荷実験の破壊モードと RC 梁のせん断破壊実験の関係を図 2-10 に示す。RC 梁の試験体は断面 250mm×150mm、長さ 830mm とし、軸方向に主鉄筋 D10 を 4 本配筋した。試験体の配合は表 2-5 に示す通りである。

試験方法は、まず試験体に曲げを作用させて、先行する曲げひび割れを試験によって作成した。曲げ試験では鉄筋が降伏し、引張ひび割れが残留するレベルまで荷重を行った。荷重を一旦除荷した後、引張ひび割れが生じている試験体の荷重点と支点を移動し、主たるせん断試験を行った（図 2-10）。曲げ降伏後に土圧分布が変化し、せん断力が増加する状況を模擬したものである（下記参照）。試験体中央を反曲点とする逆対象モーメントを作用させることで、局所的なせん断力を再現した（Romania 法）<sup>9)</sup>。荷重点は試験体の中心位置とし、せん断スパンは 170mm とした。

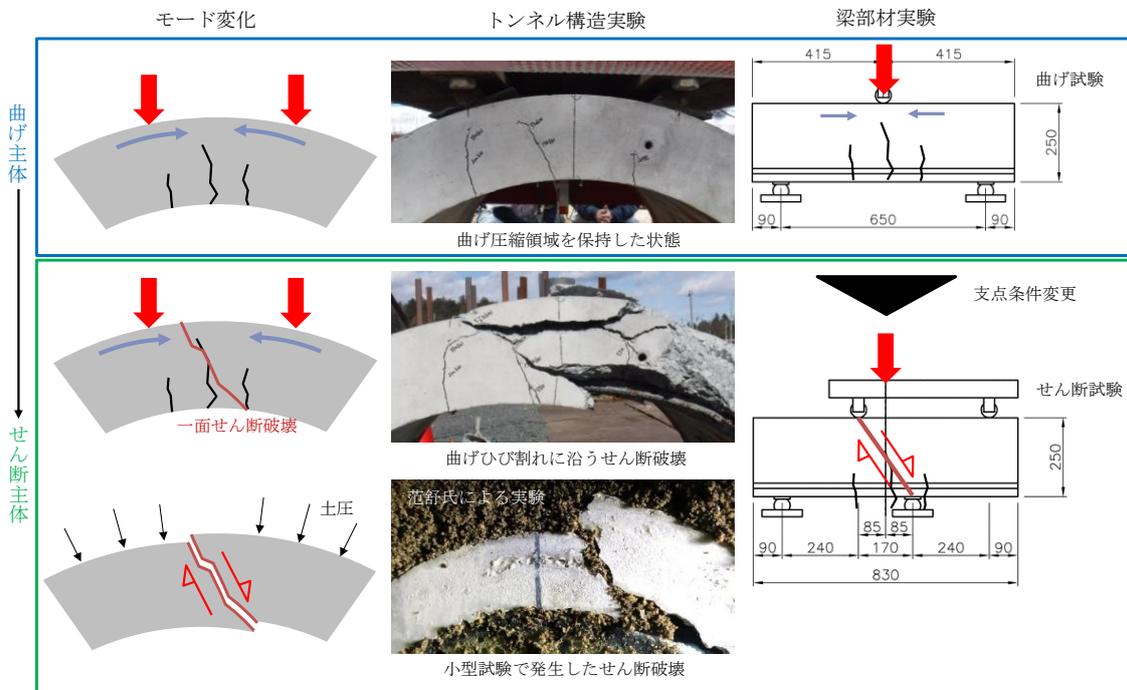


図 2-10 トンネル構造の土中載荷実験の破壊モードと RC 梁のせん断破壊実験の関係

表 2-5 RC 梁のせん断試験に用いる試験体のコンクリートの示方配合

スランプ <sup>o</sup>	空気量	水セメント比	細骨材率	単位量(kg/m <sup>3</sup> )					圧縮強度
				水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤	
(cm)	(%)	(%)	(%)	W	C	S	G	CA	(N/mm <sup>2</sup> )
12	2	75	57	183	19.9	1059	817	2.93	19.9

一旦荷重を除荷すると曲げひび割れは閉合に向かう（せん断伝達の増加）が、曲げ圧縮領域も除荷（せん断破壊域の拘束効果の減少）されるので、除荷の影響は小さいと判断した。以上の載荷方法で、曲げ降伏後に土圧分布が変化し、せん断力が増加する状況を模擬した。トンネル構造の土中載荷実験は、曲げ圧縮領域を保持した状態で曲げひび割れに沿うせん断破壊が生じた。別途実施した小型試験体の土中載荷実験でも同様に、曲げひび割れに沿うせん断破壊が確認されており<sup>10)</sup>、地中境界条件で特徴的な状態変化を気中の単純梁で再現した。

### 2.2.3 既往のせん断耐力算定式による耐力推定

本実験の検討にあたり、土木学会で使用されているせん断耐力算定法との本実験の関係を確認した。コンクリート標準示方書<sup>11)</sup>は、はり部材を基本とした設計耐力式を規定し、曲げモーメントとせん断力がほぼ比例し、相対的に曲げモーメントが大きい条件に対応する。一方、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針<sup>12)</sup>は、地中に埋設される構造物を対象に、部材内の曲げモーメントが零になる反曲点を有する場合の設計耐力式が提案されており、曲げモーメントが相対的に小さく、せん断力が大きい場合（逆対象モーメントを受ける柱部材の変曲点近傍のせん断）に適合性が高い。図 2-11 に示すように、後述するトンネル構造の土中載荷実験の非線形応答解析結果から、せん断破壊が発生した試験体上部における、せん断力と曲げモーメントの関係を求めた。載荷初期はせん断力に対して曲げモーメントが支配的だが、曲げひび割れが発生した時点で曲げ主体からせん断が卓越する応力状態に移行することを確認した。すなわち、RC 梁の 2 段階の載荷条件の前提条件が確かに成立していることが確認された。

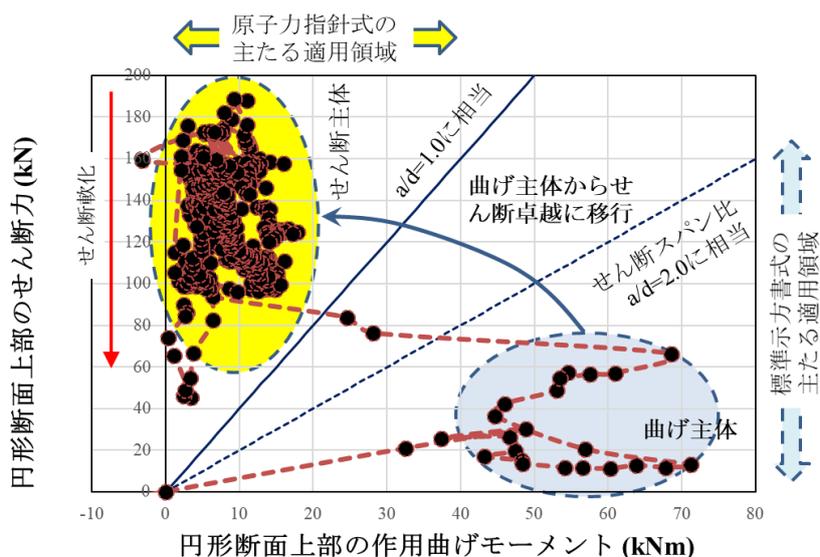


図 2-11 せん断耐力式の基礎となった実験条件と本実験の関係

RC 梁による本実験は曲げ試験後にせん断試験に移行するため、曲げモーメントによるひび割れの発生後、せん断力が支配的となる条件に対応する。換言すれば、コンクリート標準示方書と原子力土木委員会の算定式が高精度を与える条件の中間に、本実験ケースが対応する。

本実験では、設計指針に示されるせん断耐力算定式を参考に、2 ケースの耐力算定を行った。コンクリート標準示方書に示されるせん断スパン比の小さい領域における設計式を以下に示す。

$$V_{dd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (2-2)$$

ここに、

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ の場合は } 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_p = \frac{1 + \sqrt{100p_v}}{2} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ の場合は } 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a/d)^2}$$

$V_{dd}$  : 設計せん断圧縮破壊耐力,  $b_w$  : 腹部の幅 (mm),  $d$  : 有効高さ (mm),  $a$  : 支持部から載荷点までの距離 (mm),  $p_v$  : 鉄筋比,  $f'_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $\gamma_b$  : 部材安全係数は設計において 1.3 が一般に推奨されるが、本研究では実験との比較検討のため、予測の平均値を得るために、1.0 で耐力を算定した。以上の式から得られるせん断耐力は 118kN である。

一方、本実験では試験体中央を反曲点とした逆対象モーメント型のせん断試験であり、反曲点の存在により耐力が上昇する可能性がある。原子力土木委員会「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針」<sup>12)</sup>より、反曲点を有する場合のディープビーム設計式は以下の通りである。

$$V_{cd \cdot d} = 0.6 \cdot \beta_p \cdot \beta_d \cdot \beta_a \cdot \sqrt{f'_{cd}} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (2-3)$$

ここに、

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ の場合は } 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{100/d} \quad (\text{d:cm}) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ の場合は } 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2}$$

$V_{cd,d}$  : ディープビーム的破壊モードにおけるコンクリートが分担する設計せん断耐力,  
 $b_w$  : 腹部の幅 (mm),  $d$  : 有効高さ (mm),  $a_v$  : 等価せん断スパン (mm),  $p_v$  : 鉄筋比,  
 $f'_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>),  $\gamma_b$  : 前述の通り 1.0 で算定した.

等価せん断スパンは, 支承前面から反曲点までの距離を第一等価せん断スパン, 反曲点から最大曲げモーメントまでの距離を第二等価せん断スパンとし, それぞれの区間内のせん断スパンにおいて算定する. 以上の式から得られる本実験のせん断耐力は 150kN である.

#### 2.2.4 実験結果

図 2-12 に曲げ試験とせん断試験の荷重変位関係を示す. 曲げ試験を終了した時の試験体の様子を図 2-13 に示す. 曲げ試験は, 荷重 55kN のときに試験体中央の曲げひび割れ長さが 15cm を超え, その周囲のひび割れが斜めに進展してせん断が卓越し始めた時点で終了した. 荷重変位関係から, 荷重 55kN の時点で変位のみが進行し, 曲げ引張破壊が生じた. せん断試験後の破壊性状を図 2-14 に示す. 試験体は, 荷重 129kN のときに, せん断スパン 170mm の範囲で載荷点から支点にかけてせん断破壊が生じた. この破壊モードは前述した腐食損傷した地中 RC 円形断面の実験でみられた破壊モードと同様に, 先行の曲げひび割れを経由するせん断破壊である. せん断試験時のせん断スパン内の引張鉄筋は曲げ試験時に降伏しており, せん断耐力を低下させる恐れがある. 本実験では, せん断試験のみの実験は行っていないため, 数値解析を用いて比較検証を行うこととした.

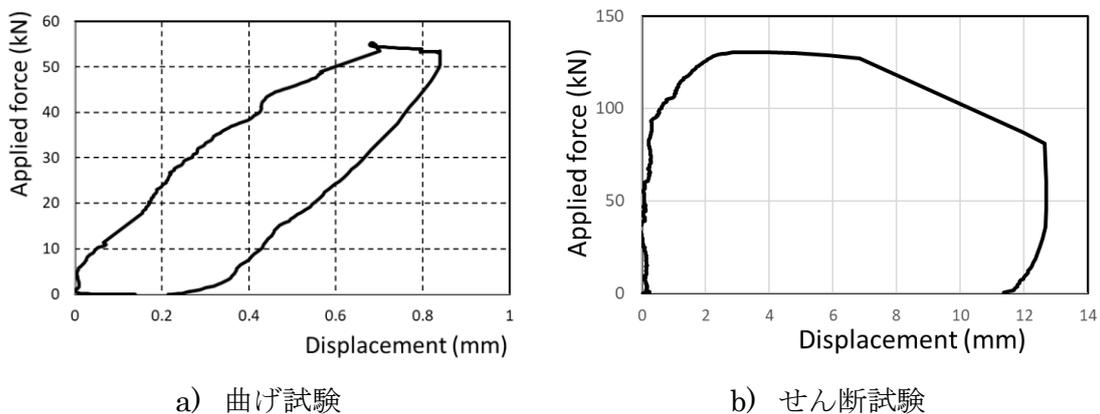


図 2-12 RC 梁の曲げ試験+せん断試験の荷重変位関係



図 2-13 曲げ試験終了時のひび割れの様子



図 2-14 RC 梁の曲げ試験+せん断試験の破壊モード

### 2.2.5 数値解析モデル

本実験の破壊モードについて、多方向ひび割れを考慮できるコンクリート構成則が組み込まれた数値解析プログラム（付録参照）を用いて分析を行った<sup>13)</sup>。数値解析モデルを図 2-15 に示す。解析モデルは、試験体と曲げ試験とせん断試験の支点と載荷点をそれぞれモデル化し、初期解析で曲げ試験、その後、境界条件を変更してせん断試験を実施した。下端鉄筋の要素は分散ひび割れモデルを使用した固体要素でモデル化した。分

散ひび割れモデルは鉄筋の曲げ剛性を考慮できないため、圧縮鉄筋ははり要素を採用し、支点と載荷点と載荷梁は弾性要素とした。

有限要素内のひずみ分布については **Enhanced Strain Model** を用いた<sup>14)</sup>。一般の **iso-parametric** 要素モデルでは要素境界線（面）上で完全な変位の連続性が保たれる。そのため、変位の微分に相当するひずみは境界面上で不連続となる。要素の損傷はひずみから算定されるので、損傷破壊の指標が要素境界で不連続となり、特にひび割れの進展に不連続性を与えることとなり、解析解は上限解となる。**Enhanced strain** は要素境界での変位連続性を若干緩めると同時に、ひずみ連続性を担保したものである。これにより、損傷破壊の連続性が担保され、**shear-lock** が回避され、解析の信頼性を向上させることができた。

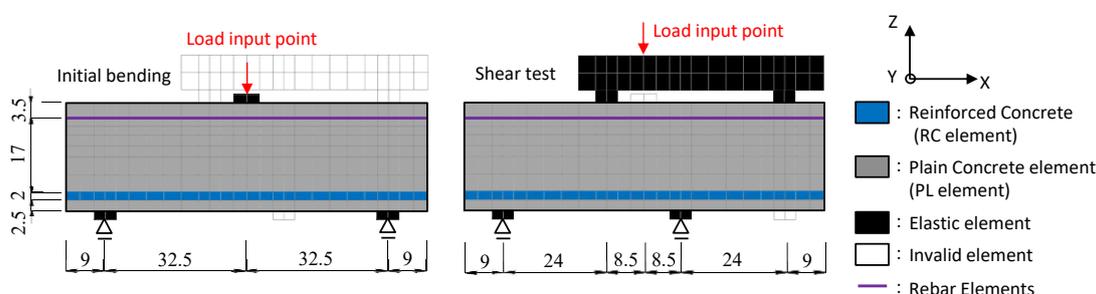


図 2-15 RC 梁の曲げ試験＋せん断試験の数値解析モデル

## 2.2.6 実験結果と数値解析モデルの比較

RC 梁の曲げ試験＋せん断試験と、数値解析の荷重変位関係の比較を図 2-16 に示す。曲げ試験では、数値解析で曲げひび割れが発生した時点から変位 0.4mm 程度までの荷重変位関係が幾分、乖離する部分が見られた。この原因として、実験では乾燥収縮による初期引張応力で、早期に曲げひび割れが発生したと考えられる。せん断試験では、載荷初期からの一定速度の変位制御で解析を耐力以後も継続すると、最大耐力後に荷重が急激に低下する結果を得た。実験では、荷重と変位の計測を 2 秒ごとに行っており、図 2-16(b) に示す 12 秒間で変位が大きく進行していることが分かる。すなわち、一定速度の変位制御では、実際に荷重制御で行われた実験での時間－荷重関係と大きく外荷重条件が乖離していることが確認された。一般に、変位制御では急速に変形が安定する、あるいは急速に反力が低下し、一定に速く収束する。材料のクリープ試験とリラクセーション試験の関係と同じである。

本研究の解析では高ひずみ領域での時間依存性を考慮した構成モデル<sup>15) 16) 17)</sup>を使用しているため、特に軟化領域では変位あるいは荷重速度によって解析解は実験同様に異なる。そこで、最大耐力近傍にて、実験と同様に 10 秒間の荷重維持を与えて解析を行

い、荷重と経過時間の関係を実験に合わせた境界条件を設定した結果、耐力近傍での挙動と除荷の挙動をほぼ再現することができた(図 2-17)。数値解析の変形と最大主ひずみのコンターを図 2-18 に示す。最大主ひずみの集中領域と変形範囲も実験と同等の結果が得られ、数値解析で実験の挙動を、ほぼ再現することができた。

軟化領域あるいは崩壊過程に関する研究では、殆ど高応力状態での時間依存性を考慮しておらず、変位制御で解析と実験が比較され、検証が行われてきた。実験自体が変位制御であれば、それに沿って変位制御解析が比較の対象になるが、荷重制御の場合、変位制御の解析との比較検討は意味をなさない。地中構造の実際は後者での検証を経たものでないと、解析の信頼性を担保できないと考える。

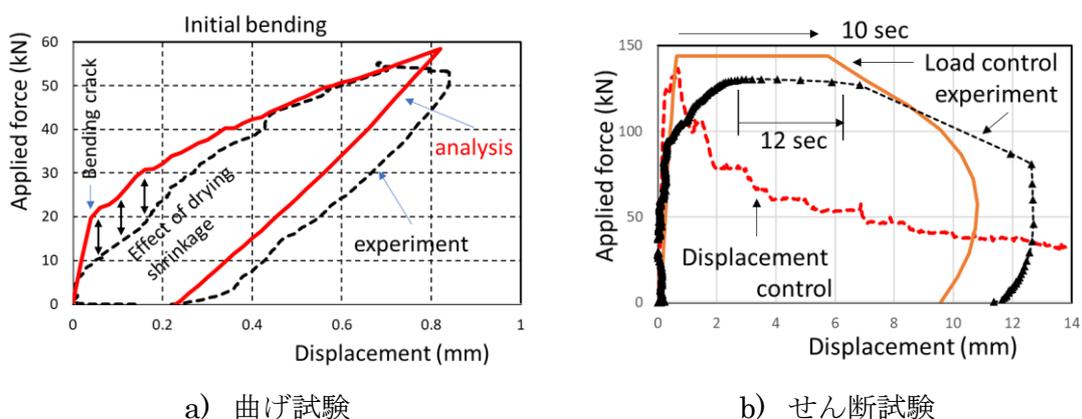


図 2-16 RC 梁の曲げ試験+せん断試験と数値解析の荷重変位関係の比較

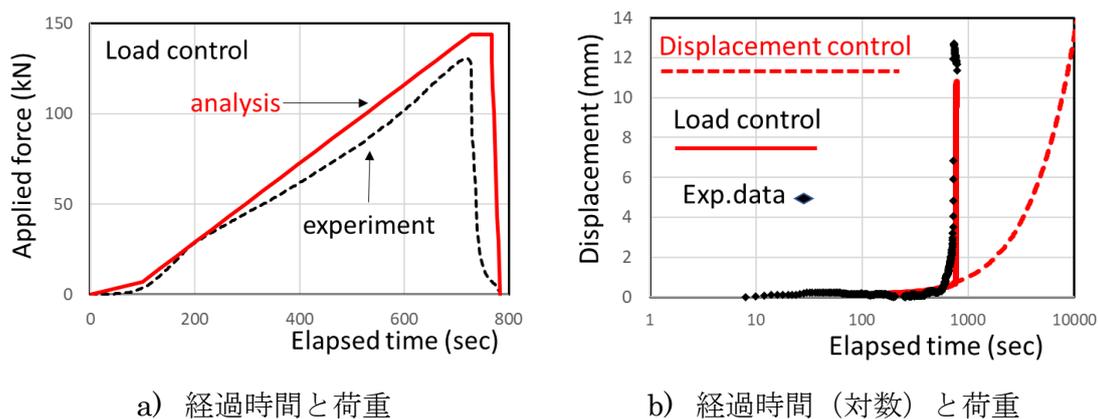


図 2-17 RC 梁の曲げ試験+せん断試験と数値解析の荷重と経過時間の関係の比較

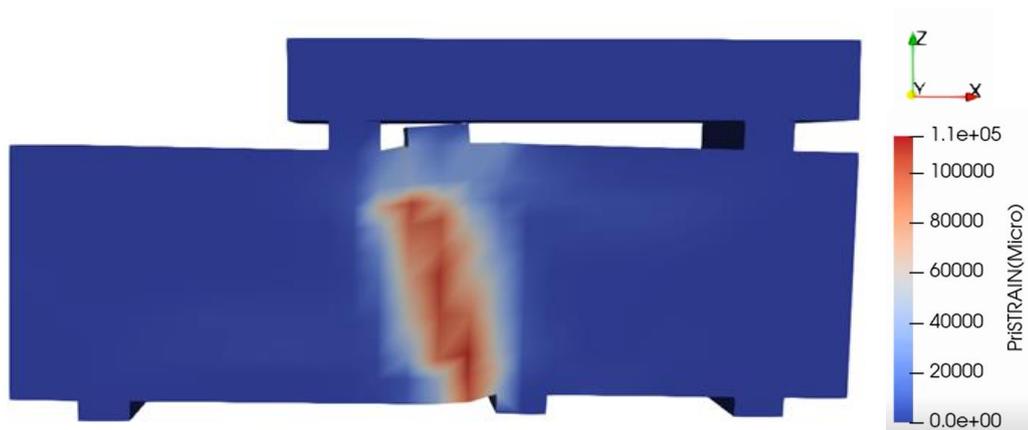


図 2-18 数値解析の変形+主ひずみコンター図

曲げひび割れの影響を確認するために、先行曲げ試験を行わない数値解析の結果と比較した。先行曲げ载荷無しの場合との荷重変位関係の比較を図 2-19 に示す。先行曲げ载荷なしの場合の最大荷重は 160kN であり、先行曲げ载荷を行った場合は 20kN 程度、最大荷重が低下した。先行曲げ载荷無しの場合の数値解析の変形+主ひずみコンターを図 2-20 に示す。先行曲げ载荷を行った図 2-18 と比較すると、先行曲げ载荷を行った方が曲げひび割れが発生している試験体中央部に主ひずみがより集中しており、先行曲げ载荷による曲げひび割れと鉄筋降伏がせん断の拘束効果を低下させ、せん断耐力が小さくなったものと考えられる。

これらの検証から、曲げひび割れを有している構造物では、せん断破壊の位置を誘発して幾分、耐力を低下させる方向に作用することが示唆された。また、せん断耐力式について、コンクリート標準示方書に示される式では 117kN、反曲点を有する場合のディープビーム設計式では 150kN と算定された。本実験の耐力は 129kN であり、曲げモーメントによるひび割れの発生後、せん断力が支配的となる条件下では、コンクリート標準示方書に示される耐力式より少しせん断耐力が高くなる。

一方、式(2-3)に示されるような、曲げの変曲点近傍の影響に感度が高い耐力式の予測と比較すると、本実験条件でのせん断強度は、幾分低い。本実験は二つの耐力評価式の間位置する条件であった。数値解析を用いて二つの応力状態を再現することで、試験体のせん断耐力は大小関係を含めて、概ね評価可能と考えられる。したがって、本解析は次節の検討に用いることが可能と判断した。

せん断軟化の終局状態は、山野井らの研究により、セメント硬化体が損傷して砂利化状態に向かうことが示され、砂利化への遷移モデルが提案されている。その段階では変形の時間依存性はほぼ終結し、モールクーロンの摩擦則が残存コンクリートの構成モデルに採用されている。この砂利化は鉄筋コンクリートのせん断疲労解析にも、従来から簡略化された形で適用されてきた。本解析も同様であり、図 2-19 の大変位状態では変形は停留、安定して解析されている。

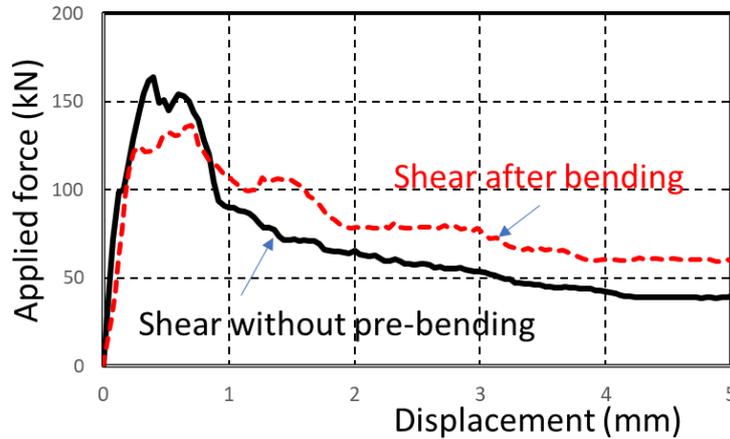


図 2-19 先行曲げ载荷なしの場合との荷重変位関係の比較

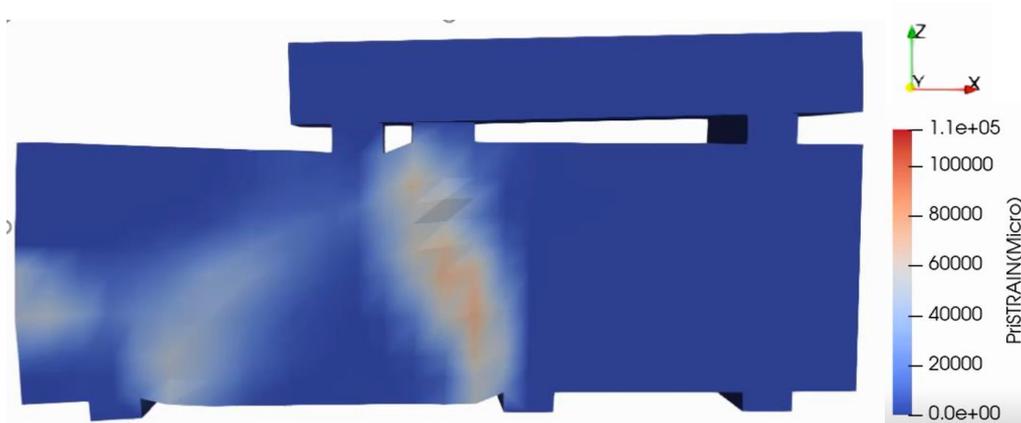


図 2-20 先行曲げ载荷無しの場合の数値解析の変形+主ひずみコンター図

## 2.3 地中境界条件と鉄筋腐食を考慮した数値解析

### 2.3.1 解析における諸条件

円形 RC 試験体の地中境界条件における構造実験の数値解析を実施した。境界条件の変化は、曲げ降伏後にせん断破壊を生じさせることを、梁実験と解析で明らかにした。数値解析モデルを図 2-21 に示す。解析モデルは、試験体側面方向は鋼製型枠まで、試験体下方向は杭上に設置されたプレートまでをモデル化した。構造・地盤とも奥行方向は 1 要素のソリッド要素で構成し（平面応力状態）、解析断面は横断面とした。8 節点三次元六面体要素を用い、構造物は鉄筋コンクリート要素（RC 要素）と無筋コンクリート要素（PL 要素）で構成されており、RC 要素には、周方向（X, Z 方向）に鉄筋比が設定されている。鋼板要素は弾性要素とした。本研究では粘着強度をゼロとした乾燥砂地盤モデルを用い、拘束圧依存性を考慮している。したがって、試験体表面での地盤拘束応力がゼロとなれば、せん断強度もゼロとなるため、せん断応力は伝達されない。

即ち、剥離に伴うせん断力の伝達は機構的に生じないので、コンクリートと地盤の境界には接触要素は設けていない。

計測から得られた腐食率から、対象領域の要素に鉄筋の単位表面積当たりの腐食質量比( $\text{g}/\text{cm}^2$ )を与えた。鋼材腐食に伴う鉄筋断面の減少と、腐食生成物の体積増加に伴う鉄筋周辺のコンクリート応力が考慮され、腐食ひび割れ後は鉄筋軸に沿ってひび割れが入り、付着機構の劣化が数値解析に反映される<sup>18)</sup>。ここでは腐食生成物は鉄筋の周囲に一樣に形成され、腐食ゲルの腐食ひび割れ内への侵入と腐食圧力の減少は考慮していない。事実、急速な腐食生成では腐食ゲルの侵入は小さいことが実証されている。ただし、実際の鉄筋腐食は均一には生成されず、偏差を呈する。これは変形破壊の対称性が破れることに起因することが Gabreyouhaness らによって考察されている。現実の腐食損傷の考察には、今後、熱力学連成モデルを適用することも必要と思われる。

地盤物性値と構造物の物性値を表 2-6 と表 2-7 にそれぞれ示す。地盤要素は、図 2-21 に示すように砂地盤と原地盤で構成されている。砂地盤の物性値は、表 2-4 に示す三軸試験結果から得られた値を用いた。原地盤の物性値は、事前確認試験から推定した。載荷点は図に示すように二点載荷で、強制変位を  $0.3\text{mm}/\text{sec}$  で与えた。地盤によって構造変形は拘束されているので、前節の実験とは異なり、変位制御は安定した。鋼板要素の下面節点は、杭の直径範囲だけ Z 方向に拘束している。鋼製型枠と周囲の鋼材をモデル化した予備解析と比較した結果、横方向のすべての節点を対象拘束したモデルと結果が変わらなかったため、横方向に完全拘束する境界条件とした。

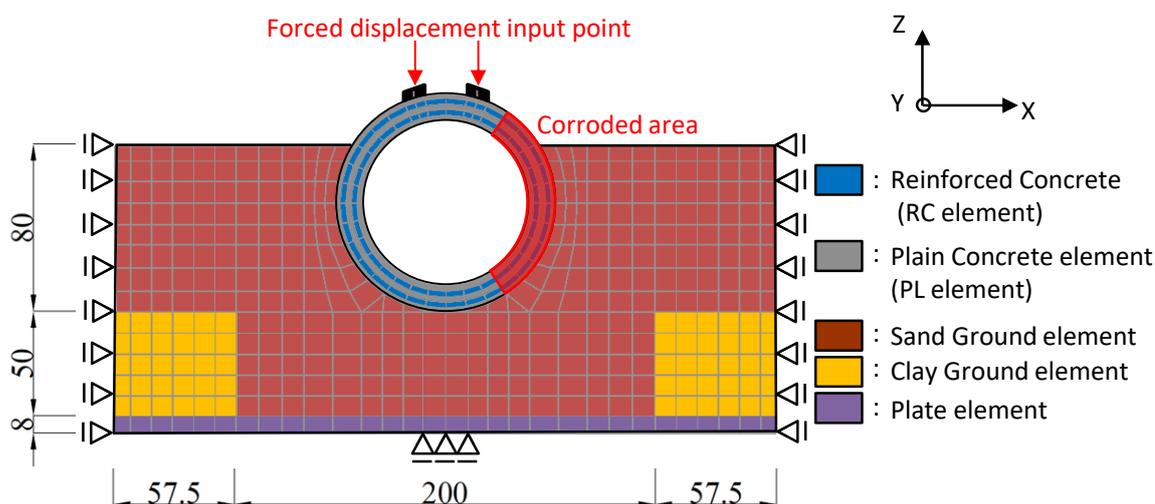


図 2-21 地中境界条件と鉄筋腐食を考慮した数値解析モデル

表 2-6 地中境界条件と鉄筋腐食を考慮した数値解析の物性値（地盤）

項目	単位	原地盤	砂地盤
初期せん断剛性	(kgf/cm <sup>2</sup> )	600	1700
せん断強度	(kgf/cm <sup>2</sup> )	5	50
単位体積重量	(kgf/cm <sup>3</sup> )	0.00175	0.00151
相対密度	(%)	50	50
粘着力	(kgf/cm <sup>2</sup> )	0.5	0.071
内部摩擦核	(def.)	5.0	33.7

表 2-7 地中境界条件と鉄筋腐食を考慮した数値解析の物性値（RC 構造物）

項目	単位	コンクリート	鋼材
弾性係数	(kgf/cm <sup>2</sup> )	280000	2100000
圧縮強度	(kgf/cm <sup>2</sup> )	456.8	-
引張強度	(kgf/cm <sup>2</sup> )	14	-
ポアソン比		0.2	0.2
単位体積重量	(kgf/cm <sup>2</sup> )	0.0025	0.0025

### 2.3.2 腐食無し試験体の実験と数値解析の比較

腐食無しケースの数値解析と実験の荷重変位関係の比較を図 2-22 に示す。数値解析は、強制変位を与えた節点の反力の合計と強制変位量の関係を示した。初期剛性、最大荷重ともに実験と整合した解析結果を得た。最大荷重後の靱性についても、周辺地盤によって支持されながら、緩慢に荷重が低下する挙動を概ね再現できている。緩慢な崩壊過程は地下地中構造の特徴といえよう。

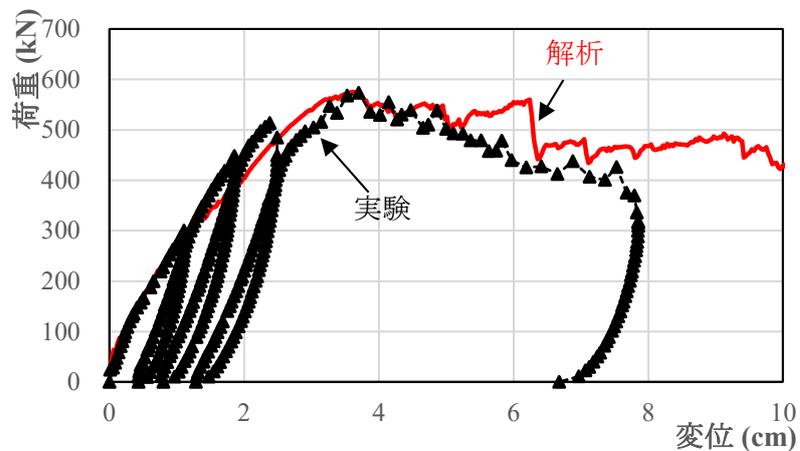


図 2-22 実験と数値解析の荷重変位関係の比較

最大荷重時の主ひずみ図と変形図を図 2-23 に示す。トンネルクラウンには曲げ軸圧縮領域が形成され、気中のような側方の変形は相対的に小さい。これは地盤拘束によるものとかがえられる。トンネル下端に曲げ引張領域が内面に発生するものの、全断面で軸圧縮状態が保たれている。地盤要素では構造物周辺から下部の境界にかけて、弱いせん断すべり面が形成されている。トンネル下端の貫入によって地盤が左右に押し出されている様子が分かる。その結果、変位変形がトンネル位置から離れたところの地盤鏡面に現れる。図 2-24 に示すように、実験は試験体周辺の地盤表面が沈下、変形してせん断破壊が生じたと推測される。

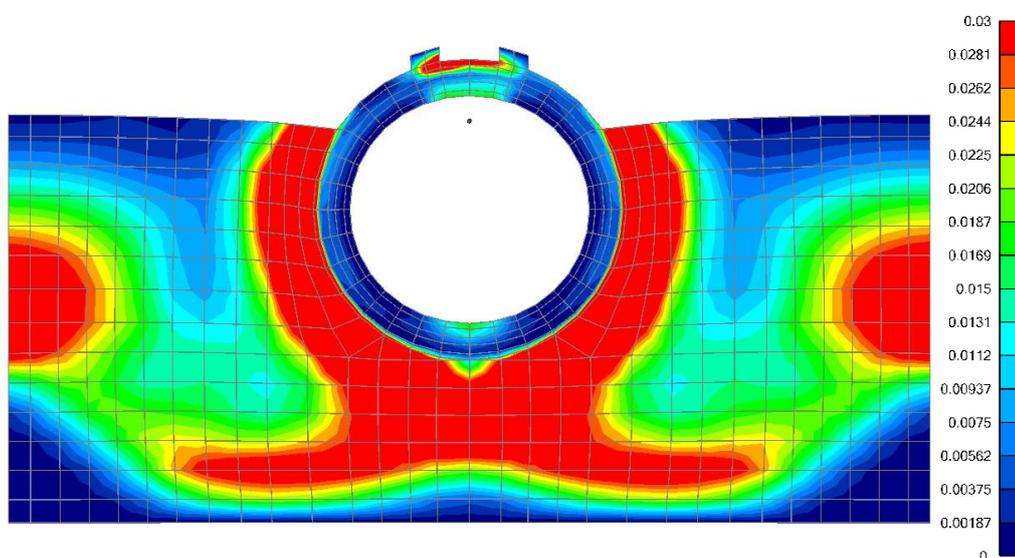


図 2-23 最大荷重時の変形+主ひずみコンター図



図 2-24 沈下変形した試験体周辺地盤

図 2-25 に実験の試験体のひび割れ性状と内空変位量を，解析の主ひずみと比較して示す．解析の主ひずみは，340kN から 520kN にかけて上下の内側と左右の外側で急増し，ひび割れが発生して主鉄筋が降伏し，最大耐力に達した．主ひずみの集中領域は実験で観測されたひび割れ位置と整合している．内空変位は鉛直方向と水平方向の変位量を求め，荷重との関係を数値解析と比較した．内空変位量と荷重の関係も実験とほぼ一致しており，鉛直と水平の変位量の比率が弾性域から塑性域までほとんど変化せずに 1 : 1 の関係で進行する挙動が再現された．試験体側面に配置した土圧計と数値解析の応力の比較を図 2-26 に示す．実験の水平土圧に比べると，解析は荷重の小さい段階から地盤要素の水平応力の伸びが大きく，最大値は約 1.38 倍となった．これらの結果は，計測誤差を考慮し概ねの傾向を再現できたと判断した．地中 RC トンネルは外面の点検は困難だが，内空変位の計測値を指標として，数値解析によって外部から作用する土圧などの荷重状態を推測できる．

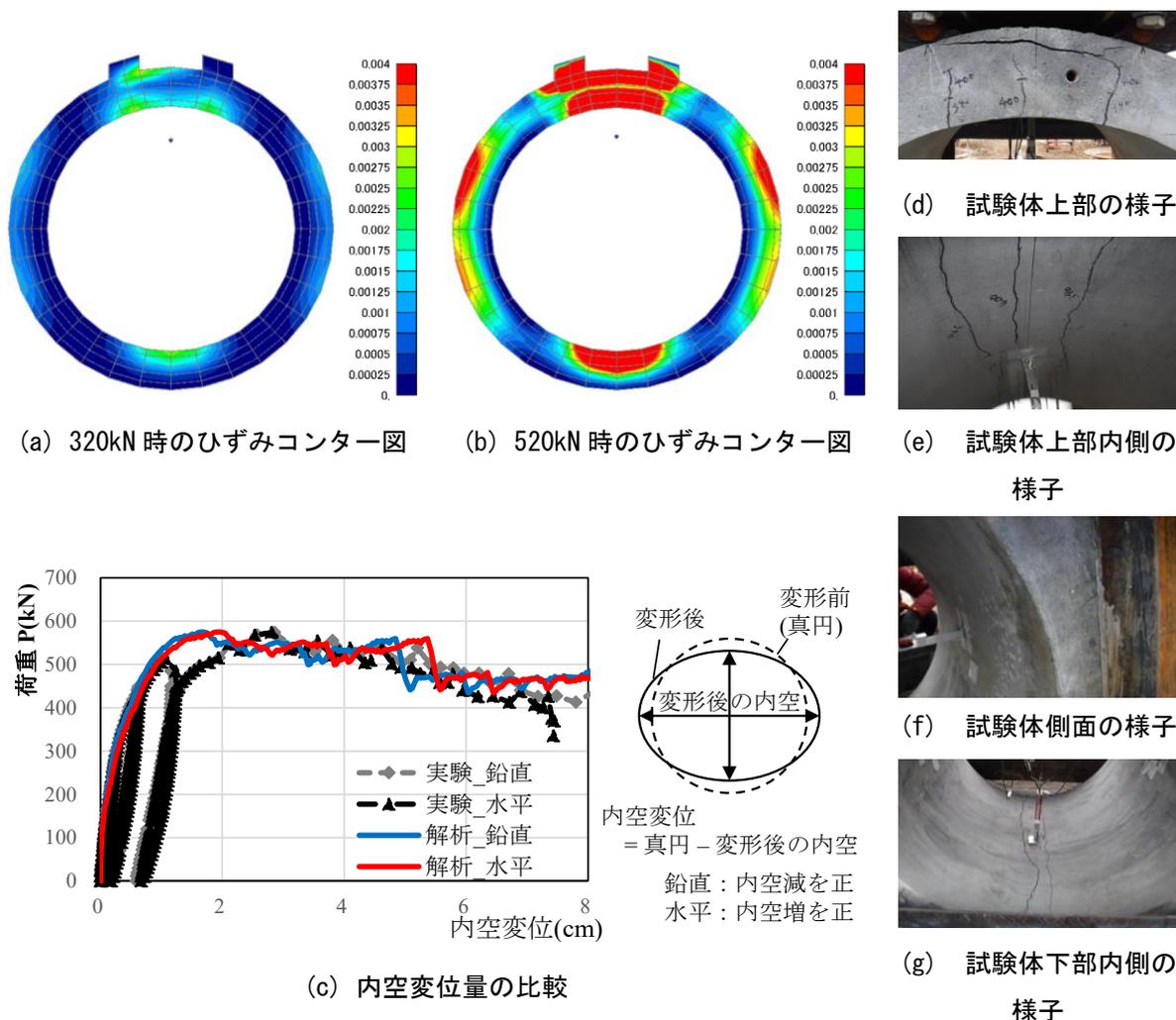


図 2-25 健全なケースについての実験と解析の比較

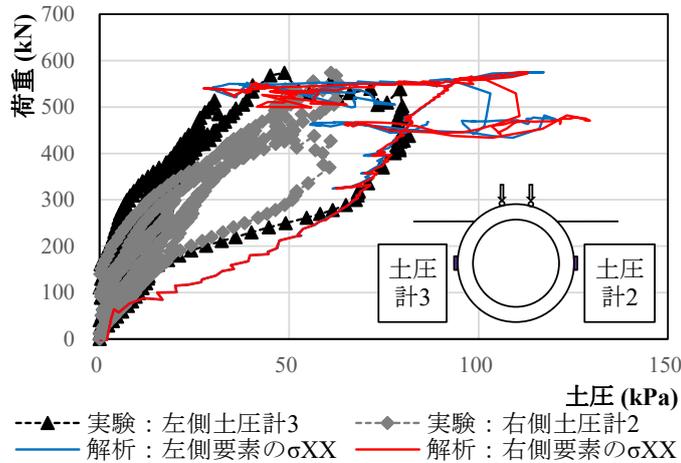


図 2-26 土圧計の計測値と数値解析の $\sigma_{XX}$ の比較

以上の腐食無しケースについての数値解析と実験の比較から、数値解析によって実構造物の荷重変位関係と内空変位をほぼ計算で再現できることを確認した。また、腐食の無い状態の RC トンネルは最大荷重後に靱性を保持し、内空を維持する性能は保たれることが分かった。

### 2.3.3 鉄筋を腐食させた試験体の実験と数値解析の比較

主鉄筋を腐食させた場合の数値解析の比較を図 2-27 に示す。実験は、腐食なしの試験体と腐食させた試験体の剛性や最大荷重に大きな差は表れないのに対して、数値解析は、健全なケースより腐食させた場合の方が最大荷重を、幾分低く評価する傾向にある。実験では、外側鉄筋は腐食量が小さく、目視では腐食ひび割れは確認されず、曲げ耐力に影響を及ぼさなかった。解析では、腐食生成物の発生に伴う膨張圧によってコンクリートかぶりに損傷が入る計算結果となった。そのため、腐食範囲の側面の内側と外側のかぶりの損傷によって、曲げ耐力が中立軸の位置の変化で低下する結果となった。実構造物でもコンクリートの浮きが確認される箇所は多い。使用した数値解析は、本実験に対して、実構造に近い安全側の評価となった。実験と解析ともに、最大変位に対する残留変位の関係は、ほぼ一意的に与え得ることが見て取れる。これは地中構造システムが高次の不静定次数を有することと通じる点のように思われる。

最大荷重時の構造物の拡大した変形の様子と第一主ひずみ(引張)コンターを図 2-28 に示す。腐食なしのケースは内空を保持しながら左右均等に変形が進んでいる、一方、腐食大のケースは、実験と同様に試験体右側の腐食範囲でより変形が進行した。変形の小さい左側載荷点がより大きな荷重を分担して、上部中央のせん断破壊を引き起こした結果、試験体の鉛直内空領域が狭くなり強い非対称性を示した。これらの傾向は実験の破壊位置と概ね整合している。

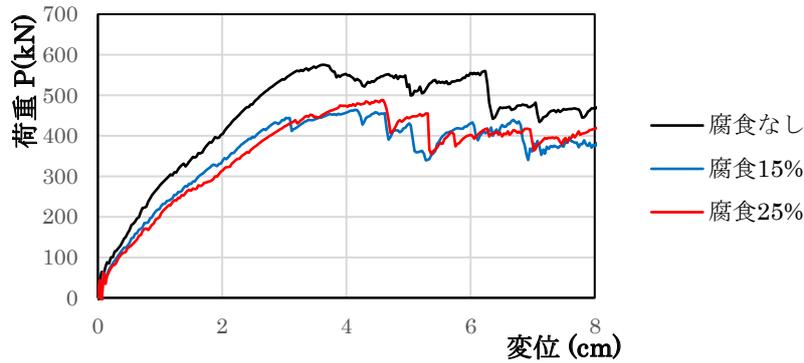


図 2-27 土中載荷実験の数値解析の荷重変位関係の比較

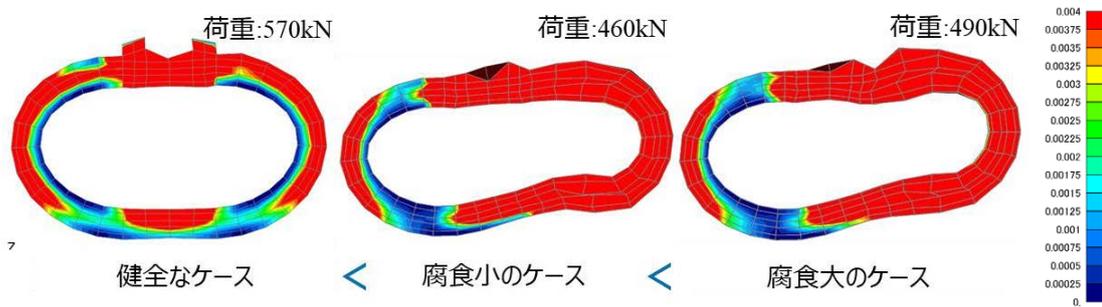


図 2-28 最大荷重時の構造物変形図（変形 10 倍）+ひずみコンター図

実験で計測した内空変位量と数値解析から得られた内空変位関係の比較を図 2-29 に示す。実験で計測した内空変位関係は各ケースで大きな差はなく、腐食させたケースについても鉛直と水平の変位は一致している。健全なケース同様に、両者の比率は 1 : 1 の関係である。数値解析から得られた荷重-内空変位関係では、健全なケースより腐食させたケースの方が、図 2-28 のとおり荷重に対する内空変位の進行が大きくなる傾向にあった。しかし、最大荷重後の内空変位は、最大荷重時から 3 倍程度進行しても崩落までは至らず、内空を維持する性能は塑性変形後もある程度、確保できる状態であった。

試験体左右に設置した土圧と荷重の関係と、数値解析から得られた構造物の左右の土圧と荷重の関係の比較を図 2-30 に示す。数値解析から得られた土圧は、構造物の左右側面に隣接している地盤要素の X 方向の応力を参照した。実験の計測から得られた荷重土圧関係では、荷重レベルによって観測される土圧が変化し、最大荷重以降は、腐食なしのケースより腐食させたケースの方が、右側面土圧が高い数値を示した。一方、腐食させた試験体の左側面土圧は腐食なしのケースより小さい。腐食範囲である右側側面の変形が、右方土圧を増大させたと考えられる。数値解析の土圧は、実験と異なり左右とも最大荷重までほぼ均等に増大しており、腐食なしのケースよりも大きな地盤反力を受けている。腐食なしのケースと鋼材を腐食させたケースの最大荷重付近における土圧の比率は、実験と解析の両者とも 1.5 倍程度と、およそその傾向を再現できた。

以上の検討より，腐食なしと腐食させたケースともに数値解析でおよその傾向をシミュレーションできた．数値解析で地中境界条件を設定することで，図 2-11 に示すように，曲げ主体からせん断主体の応力状態の移行を自動計算で再現でき，構造-地盤を一体化させた数値解析から，既往のせん断耐力式の適用範囲外の評価を行うことができる．

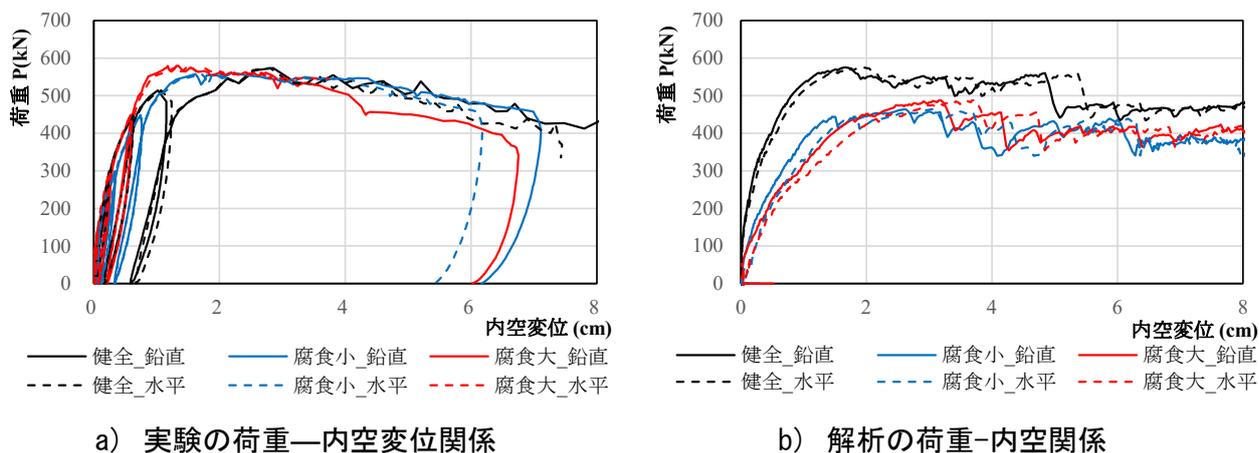


図 2-29 最大荷重時の構造物変形図 (変形 10 倍) + ひずみコンター図

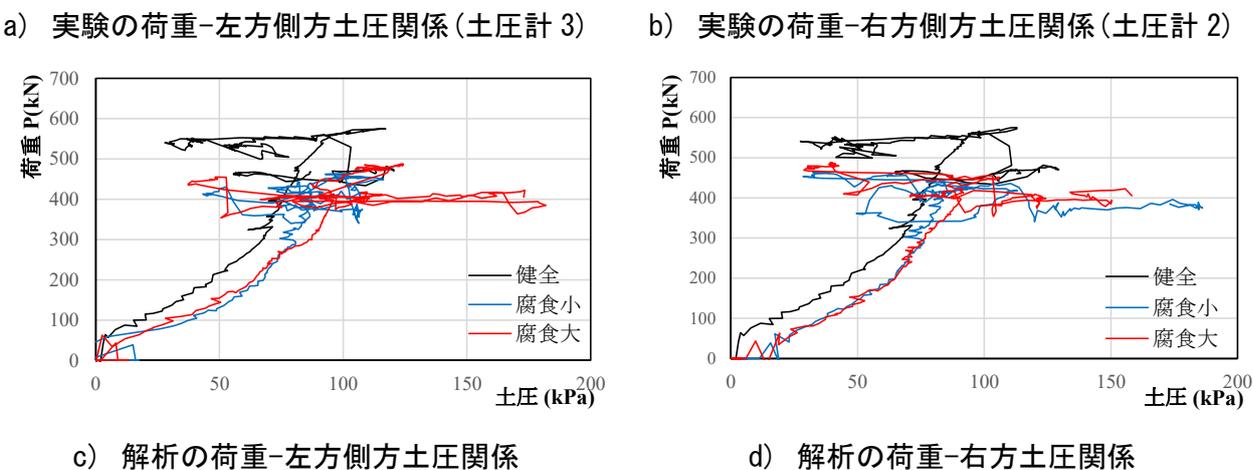
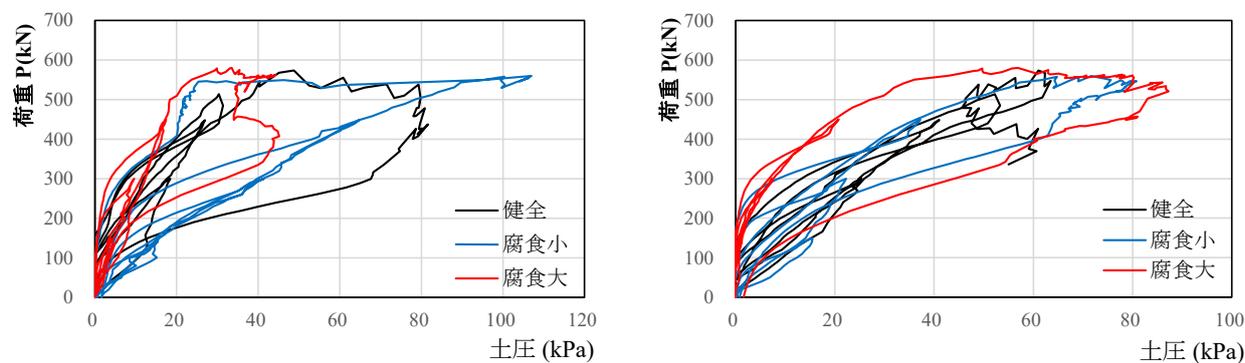


図 2-30 実験と数値解析の荷重-左右土圧関係の比較

## 2.4 小型試験体を用いた構造実験による腐食欠損箇所の検証

### 2.4.1 実験概要

1/4 スケールの中型実験との比較検討を目して、2022 年度修士卒業生の范と共同で実施した 1/20 スケールの小型実験について報告する。多数の鋼材損傷状態を実験的に確認できることが小型実験の最大の利点である。中型実験では電気腐食によって鋼材腐食を考慮したのに対して、鋼材を部分的に切断することによって鋼材腐食の影響を再現した。寸法差は 20 倍異なるので、曲げとせん断耐力の割合は実大の構造とは有意に異なる結果を与えている。即ち、相対的にせん断破壊が起きにくい条件での実証と位置付けられる。数値解析では、この寸法効果は破壊エネルギーに基づくひずみ軟化モデルから自然な形で考慮される。即ち、この小型実験においても解析の適合性が示されれば、実機対応に関して信頼性がより高く確保されることになる。

試験体は、供用中洞道の寸法の約 1/20 とし、図 2-31 のような外径 200mm、内径 157mm、奥行 50mm のモルタルリングを作製した。型枠は図 2-32 に示すように鋼材は金網を周方向に配置し、断面鉄筋比を 0.71%とした。表 2-8 と表 2-9 にモルタルの示方配合と使用材料をそれぞれ示す。



図 2-31 モルタルリングの寸法

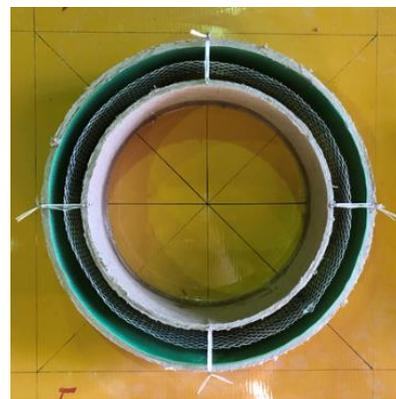


図 2-32 モルタルリングの型枠

表 2-8 モルタルの示方配合

W/C (%)	S/C (%)	単位量 (kg/cm <sup>3</sup> )		
		セメント C	水 W	細骨材 S
55	300	492	270	1476

表 2-9 使用材料および材料物性

	使用材料	材料物性
モルタル	早強ポルトランドセメント 大井川水系陸砂	圧縮強度: 40 MPa
金網	亜鉛引平織金網	
地盤	大井川水系陸砂	密度: 1740 kg/m <sup>3</sup> 内部摩擦角: 40 degree 初期せん断剛性: 29.4MPa せん断強度: 0.49MPa 相対密度: 50%

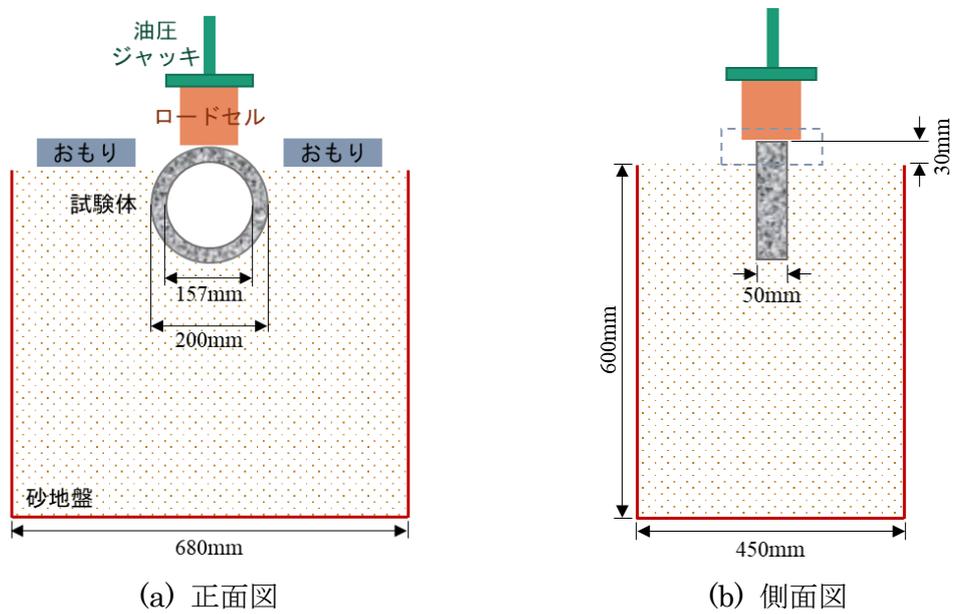


図 2-33 小型実験の模式図



図 2-34 載荷直前の様子

実験のセットアップを図 2-33 と図 2-34 に示す。載荷前に、鋼製土槽（450 mm×680 mm×600 mm）に砂を数層に分けて締固め、試験体を高さ方向の 85%まで地中に埋設した。載荷時に周辺地盤が試験体の中空に流入することを防ぐために、事前にスポンジを充填した。地盤表面には 21.6kg のおもりを設置した。このおもりは地表面の膨れ上がりを抑えるために必要であり、繰り返しの予備実験からこの質量を選定した。おもりを設置したことにより、地盤支持力も上昇した。

周辺地盤の圧密沈下によっては、構造物に作用する鉛直土圧は増加し、その割合は地下構造の形状と上載地盤の厚みに影響される。図 2-35 (a)を図 2-35 (b)のように上下転置し、試験体の下端に強制変位を与えることより、地盤沈下による鉛直付加荷重を模擬した。これを天地逆にする条件では荷重の制御が困難と判断した背景もある。この載荷状態は地盤沈下を概略、模擬できるものと判断したが、トンネル断面に作用する側方土圧は実際のトンネル実機に比較して低くならざるを得ない。この境界条件は、構造耐荷力の観点からは、寧ろ厳しい荷重条件に相応することを事前解析で確認している。鋼材腐食の影響は、厳しい条件として試験体内の鋼材を部分的に切断することで模擬した。

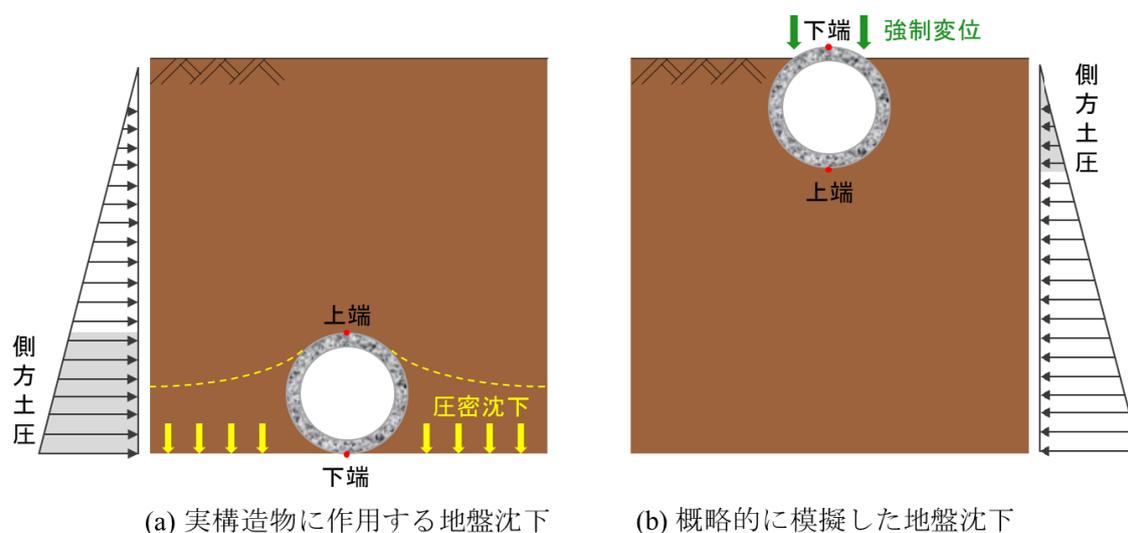


図 2-35 鉛直付加荷重のモデル化

#### 2.4.2 試験体の配筋パターン

本研究では鋼材腐食の範囲と位置が埋設構造の耐荷機構に与える影響を確認するために、配筋が異なる 13 つの試験体を採用した。各試験体の番号および配筋図を表 2-10 に示す。青い線は金網の配置を、灰色の部分は鋼材欠損の位置を表す。なお、3.1 に記述したように、試験体を上下転置して載荷を行ったため、上端と下端の方向は実験に準拠する。

試験体 No.1 は、鋼材腐食の影響を受けていない健全な構造に対応する。試験体 No.2

は、円周下端 90°範囲の金網を切断することにより、洞道の歩床版付近に発生する塩害劣化を模擬した。この劣化範囲がさらに拡大した状況を想定し、下半分の鋼材が消失した試験体 No.3 を作製した。試験体は No.3 ~ No.7 はいずれも欠損範囲の総和が 180°であるに対して、損傷位置がそれぞれ異なることによって、腐食発生位置が構造ごとの耐荷機構と破壊モードに与える影響に着目した。また、鉄筋コンクリート構造に腐食が満遍なく発生する場合、無筋コンクリートに近い挙動を示す可能性があるという推測を確かめる目的で、試験体 No.8 と No.9 を作製した。最後に、試験体 No.10 ~ No.13 は腐食範囲が比較的にかさい場合、部材劣化の位置によって構造耐力が影響される程度を確認するためのものである。

表 2-10 各試験体の配筋図

試験体番号	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
配筋図 (金網 —)					
		No.6	No.7	No.8	No.9
		No.10	No.11	No.12	No.13

### 2.4.3 実験結果

#### (1) 試験体 No.1 の荷重変位関係と荷重ひずみ関係

図 2-36 に示すように、無損傷の試験体 No.1 は、強制変位 4.51mm において最大荷重 1.62kN を記録した後に、一度、荷重低下を示した。その後、荷重が再び上昇し、1.59kN (強制変位 6.69mm) に到達してから減少し続け、最終的に最小荷重 0.91kN (強制変位 10mm) を記録した。最小荷重以降、荷重が緩やかに回復傾向を見せたことに対して以下のように考察する。

試験体 No.1 を対象に実施した再現解析では、荷重開始から最小荷重まで (強制変位 0~10mm あたり) の荷重変位関係は実験結果と高い整合性を示した。しかし、それ以降は解析結果の荷重が回復する傾向を見せずに低下し続け、強制変位 25mm において 0.4kN という低い荷重レベルに収束した。この差異について、荷重終了後に砂地盤から取り出した試験体の断面が完全に破断したことから、小型実験では試験体は最小荷重 (強制変位 10.02mm) を迎える時に破壊し、それ以降の荷重回復は地盤の挙動を反映

していると考えられる。そのため、実験結果を分析するにあたって、試験体の荷重変位関係を反映すると思われる、載荷開始から最小荷重までの部分を用いる方針とした。

ひずみゲージは曲げひび割れの発生が想定される試験体の上下端の内側、および左右端の外側に貼り付けたため、計測値は引張縁のひずみ進展を表す。図 2-37 に示す荷重-ひずみ関係では、曲線勾配の変化から最大荷重を迎える前に 4 方向に曲げひび割れが既に発生したと分かる。最大荷重以降は、4 方向のひずみが一気に進展した。また、同じ荷重レベルに対して上端・下端のひずみ増加が速いことから、側面より上下の曲げひび割れ発生が先行したと考えられる。

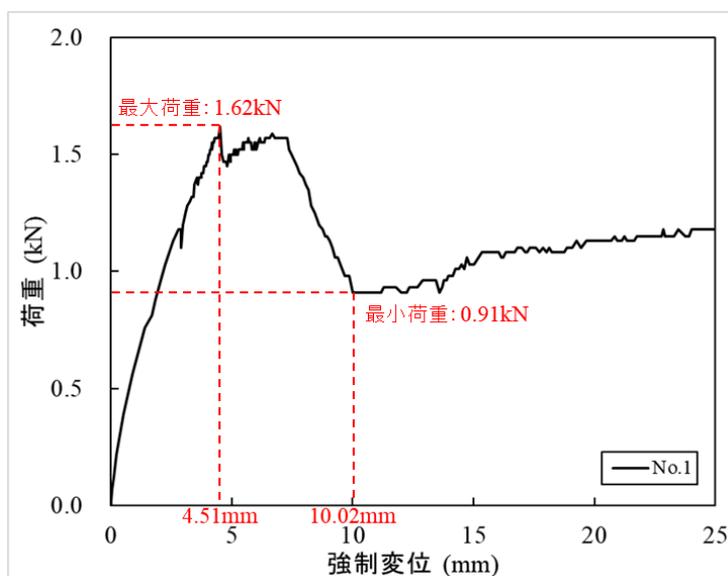


図 2-36 試験体 No.1 の荷重変位関係

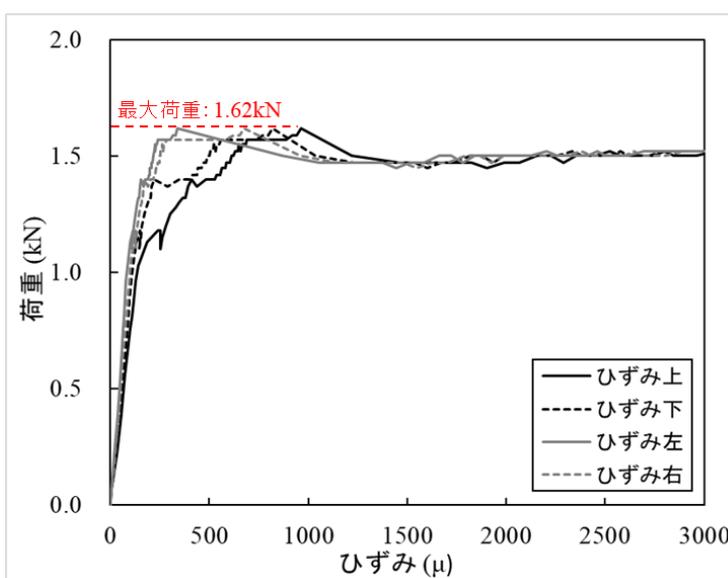


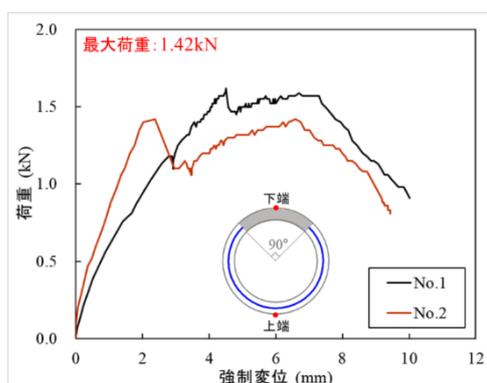
図 2-37 試験体 No.1 の荷重ひずみ関係

## (2) 試験体 No.2~No.13 の荷重変位関係と荷重ひずみ関係

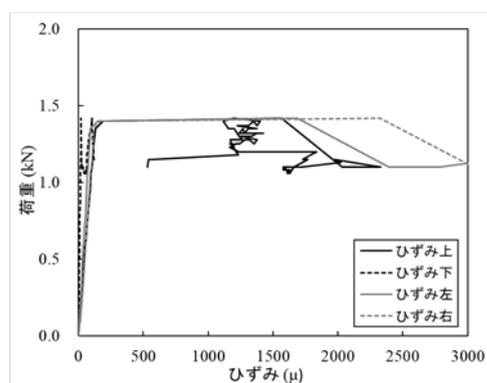
試験体 No.2~No.13 の荷重変位関係および荷重ひずみ関係を図 2-38 に示す。鋼材欠損の範囲と位置が異なる全ての試験体の中で、上端に少量の欠損を有する No.10 の最大荷重が最も大きく、構造的に非対称の鋼材欠損を有する No.5 が最も小さい。全体的に、載荷部付近に広い範囲の鋼材欠損を有する場合、構造的に非対称の鋼材欠損を有する場合、鋼材欠損が満遍なく発生して無筋に近い場合は、試験体の耐力力が急激に低下し、エネルギー吸収能力が小さくなる。

また、荷重変位ひずみ関係における曲線勾配の変化から、4方向の引張縁に曲げひび割れが発生した後に最大荷重に到達したことが分かる。試験体 No.1 と同様に、全てのケースでは側面より上下の曲げひび割れ発生が先行したと考えられる。なお、ひずみゲージ貼り付け位置の範囲外に曲げひび割れが発生することと、ひずみゲージの剥離や破断によって、計測データが取得できない、もしくは激しく変動する個所がある。

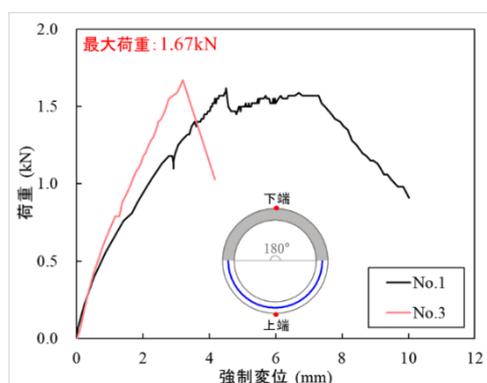
以上を概観すると、曲げ挙動が主たる破壊変形モードに支配されている、と考えることができる。前述の通り、せん断の寸法効果から小型実験故に曲げ破壊モードが全面に出ている結果とも考えられる。



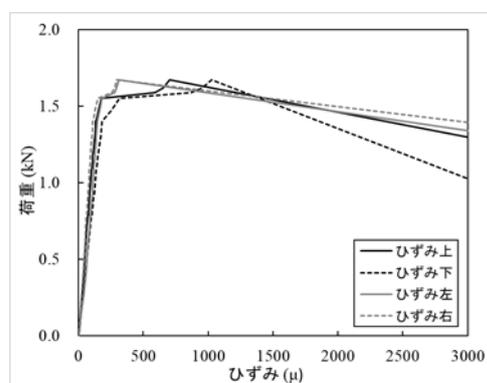
試験体 No.2 の荷重変位関係



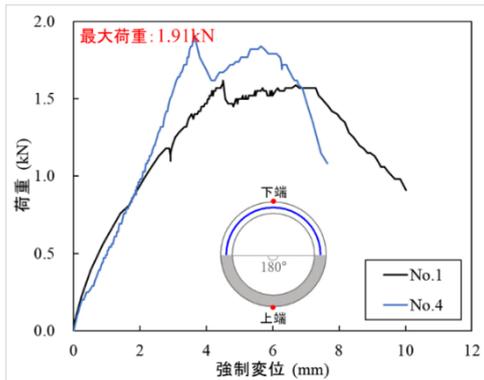
試験体 No.2 の荷重ひずみ関係



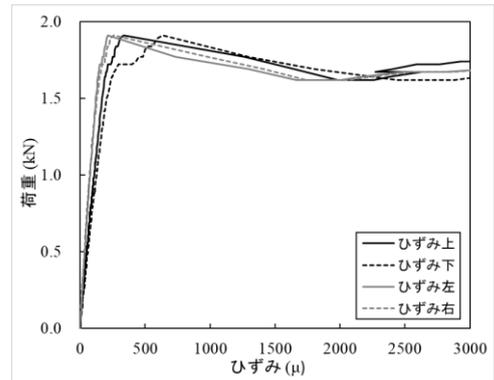
試験体 No.3 の荷重変位関係



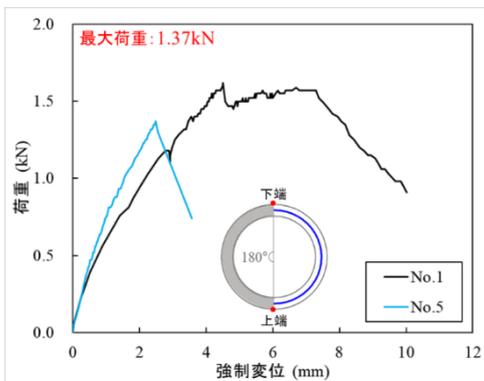
試験体 No.3 の荷重ひずみ関係



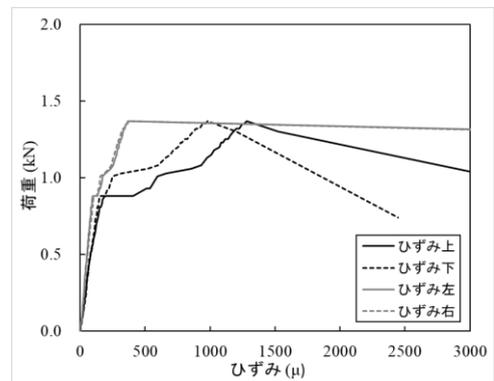
試験体 No.4 の荷重変位関係



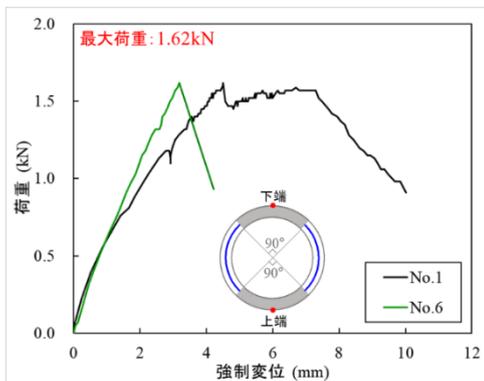
試験体 No.4 の荷重ひずみ関係



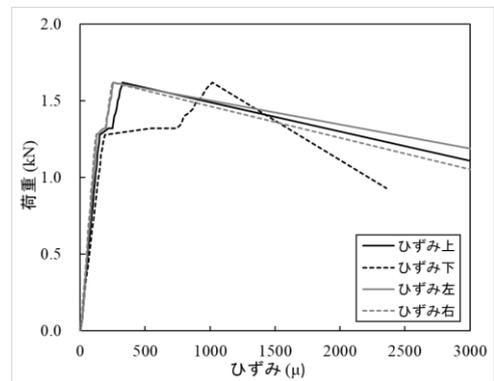
試験体 No.5 の荷重変位関係



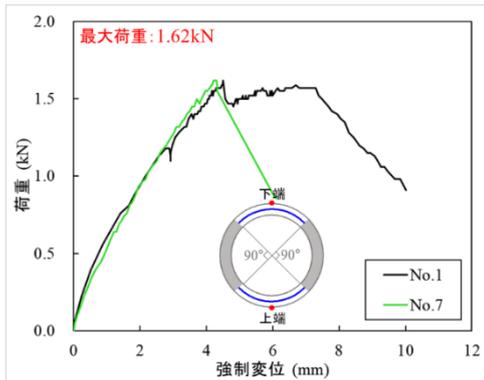
試験体 No.5 の荷重ひずみ関係



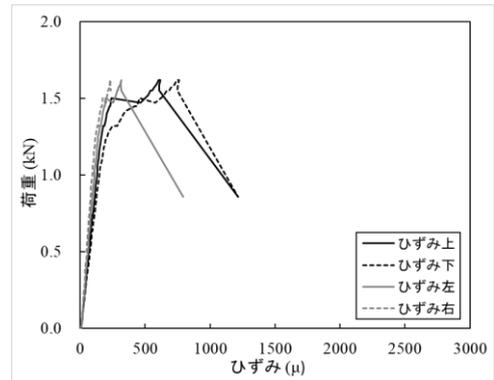
試験体 No.6 の荷重変位関係



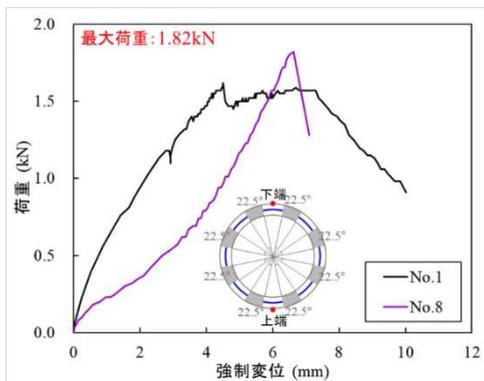
試験体 No.6 の荷重ひずみ関係



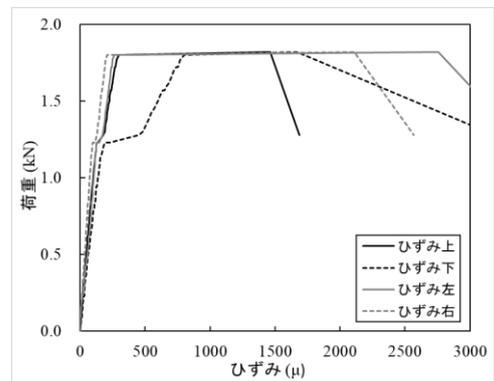
試験体 No.7 の荷重変位関係



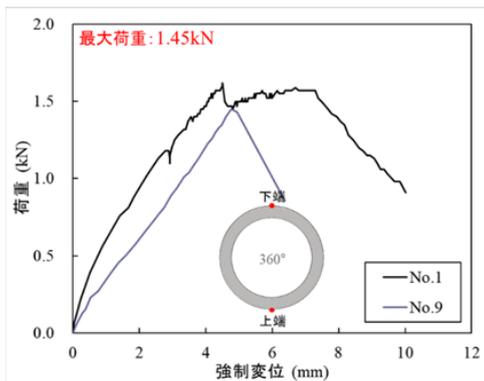
試験体 No.7 の荷重ひずみ関係



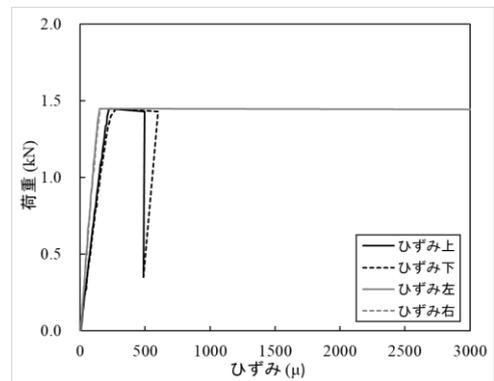
試験体 No.8 の荷重変位関係



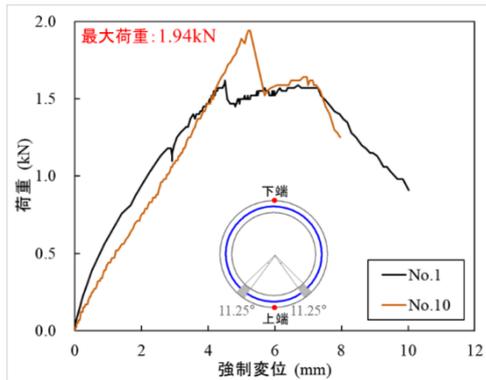
試験体 No.8 の荷重ひずみ関係



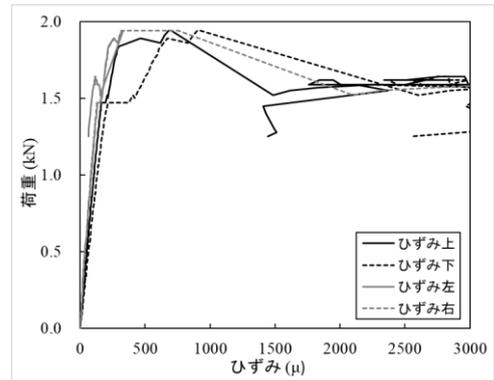
試験体 No.9 の荷重変位関係



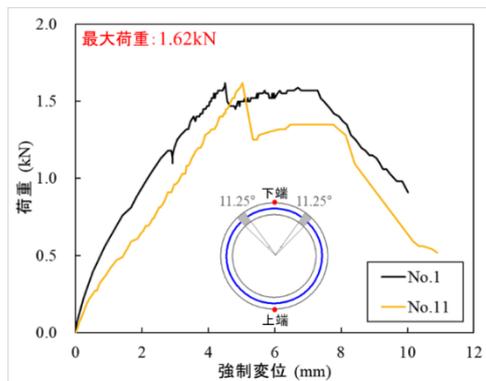
試験体 No.9 の荷重ひずみ関係



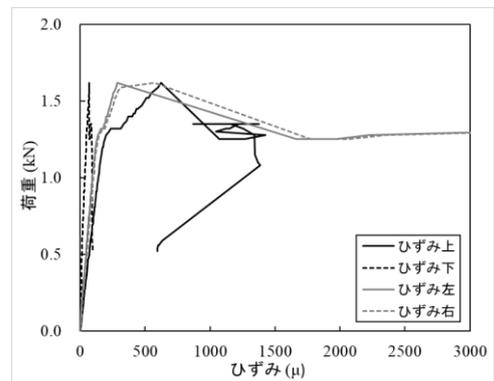
試験体 No.10 の荷重変位関係



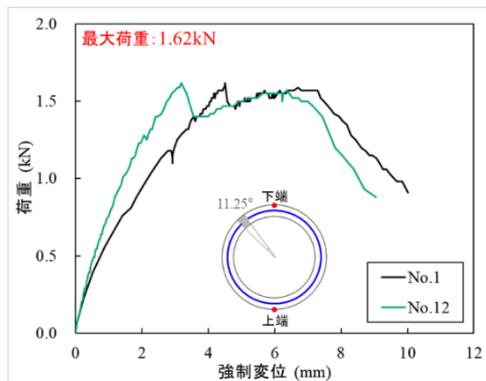
試験体 No.10 の荷重ひずみ関係



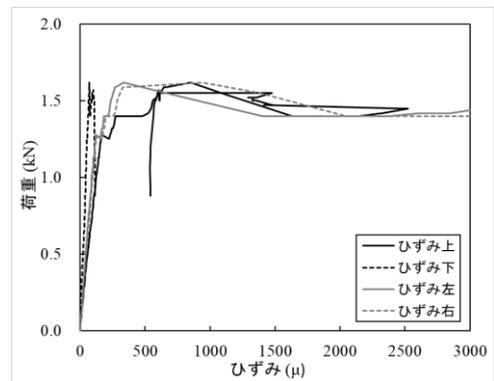
試験体 No.11 の荷重変位関係



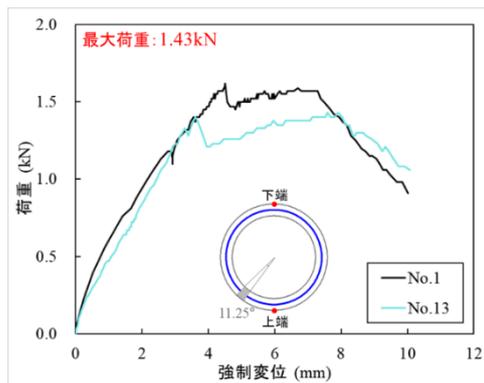
試験体 No.11 の荷重ひずみ関係



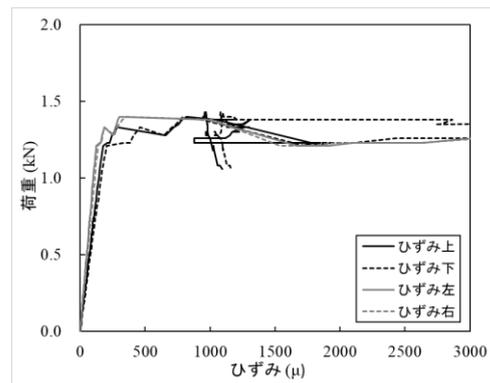
試験体 No.12 の荷重変位関係



試験体 No.12 の荷重ひずみ関係



試験体 No.13 の荷重変位関係



試験体 No.13 の荷重ひずみ関係

図 2-38 試験体 No.2~No.13 の荷重変位関係および荷重ひずみ関係

### (3) 荷重変位関係に対する考察

#### (a) 試験体 No.1, 2, 3 の比較

試験体 No.1,2,3 の荷重変位関係は図 2-39 のように、洞道の歩床版付近の鋼材腐食を模擬した試験体 No.2 では、エネルギー吸収能力は No.1 より低くなったが、試験体 No.1 と同様に荷重は一度低下してから再び最大荷重に近い水準まで上昇した。一方、試験体 No.3 は、最大荷重に達した後に荷重が急激に低下し、構造物として終局限界を迎えた。損傷ありの試験体 No.2 と No.3 はそれぞれ強制変位 2.38mm と 3.20mm において最大荷重を迎えたことから、試験体下端の鋼材欠損は最大荷重までの変形能力を低下させたといえよう。なお、砂地盤の締固め度合を試験体ごとに統一することが困難であるため、初期剛性に多少差異が生じる可能性も考えられる。

以上の実験結果より、歩床版に生じる塩害劣化は、実構造物の耐荷力を低下させる要因と推定される。周辺地盤からの支持力が働くものの、腐食範囲が試験体 No.3 のように拡大した場合、地中 RC 構造は急激に耐荷力を失うことが予想される。

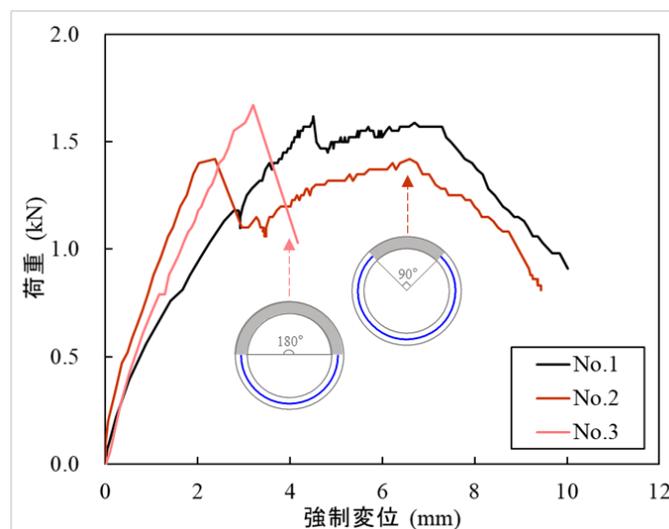


図 2-39 試験体 No.1, 2, 3 の荷重変位関係

### (b) 試験体 No.1,4,5 の比較

試験体 No.1, 4, 5 の荷重実験より，図 2-40 に示す荷重変位曲線が得られた．上半分の鋼材欠損を有する試験体 No.4 は，健全な試験体と同様な耐荷機構を示すとともに，無損傷の試験体よりも高い耐荷力を呈した．試験体 No.4 の無筋部分がすべて地盤に接しているため，鋼材欠損の範囲が大きくても，周辺地盤から十分な支持力が得られる．

一方，配筋形状が非対称の試験体 No.5 は，荷重が最大値に到達した後，耐荷力を急速に失う挙動を示した．試験体 No.4 に比べて鋼材欠損の範囲は同じであるが，欠損位置の違いによって異なる耐荷機構がみられた．この比較から，対称性が維持されない場合には，地中 RC 構造物の耐荷力に大きな影響が現れると言えよう．

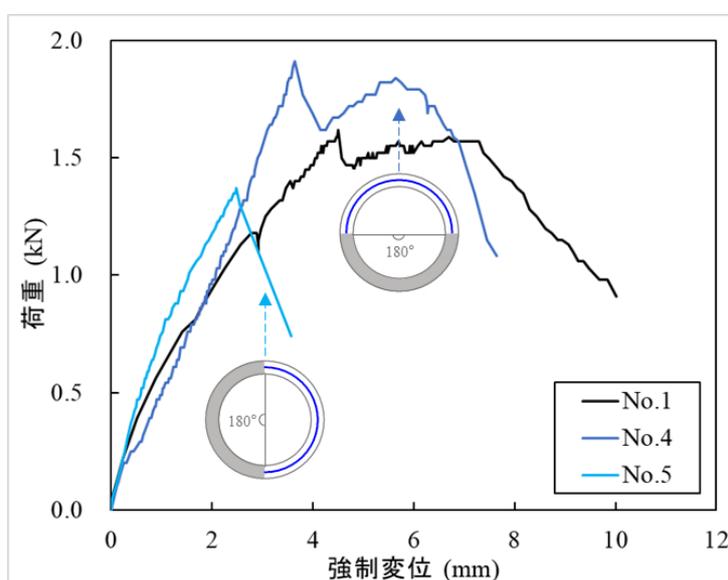


図 2-40 試験体 No.1, 4, 5 の荷重変位関係

### (c) 試験体 No.1,6,7 の比較

図 2-41 に示すように，試験体 No.6 と No.7 はいずれも  $180^\circ$  の欠損範囲を有することでエネルギー吸収能力が大幅に減少するが，無損傷の試験体と同程度の最大荷重が得られた．試験体 No.6 は比較的に小さい強制変位において最大荷重を迎えたのに対して，試験体 No.7 は，最大荷重まで試験体 No.1 とほぼ完全に一致する結果を示したが，それ以降は荷重が回復せずに継続的に低下する挙動を見せた．これは最大荷重まで試験体の上下に鋼材の有無によって変形能力が変わり，最大荷重以降は試験体側面の鋼材の有無によって耐荷機構とエネルギー吸収能力が影響されるからだと考えられる．

この実験結果は，側面に比べて上端・下端の曲げひび割れが先行して発生する推論に裏付けられる．また，最大荷重までの挙動は構造物上下の部材劣化に関係し，最大荷重以降の耐荷機構は構造物側面の部材劣化に左右されると推察する．

欠損範囲の総和が  $180^\circ$  である試験体 No.3 ~ No.7 の荷重変位関係の比較から，損傷

位置が構造ごとの耐荷機構と破壊モードに与える影響がみられた。①上端・下端の鋼材欠損が試験体の変形能力を低下させ、地盤を含めた RC 構造の初期剛性に影響を与える可能性がある；②試験体上端のみに損傷が生じる No.4 が唯一、健全な試験体と同じ耐荷機構を示したことから、上端の部材劣化は構造物全体の挙動に及ぼす影響が最も小さい；③試験体 No.5 の最大荷重とエネルギー吸収能力が最も低かったことから、同様な損傷範囲において構造的に非対称の部材劣化が構造耐力を最も低下させると言える。

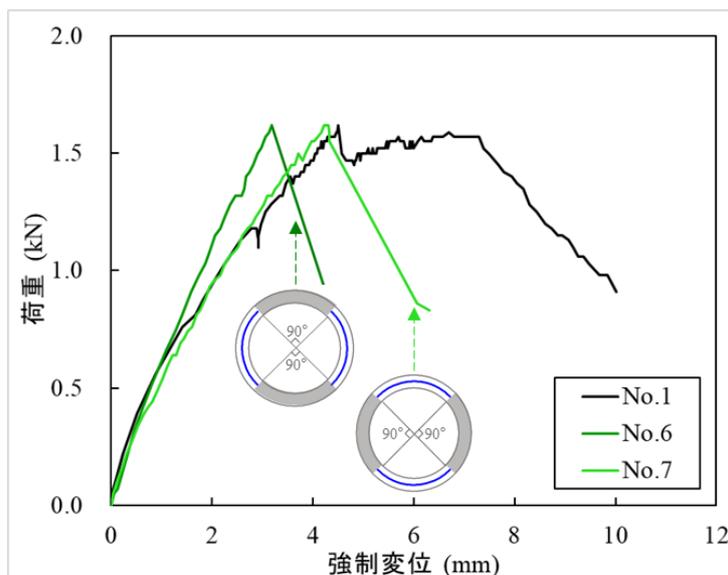


図 2-41 試験体 No.1, 6, 7 の荷重変位関係

#### (d) 試験体 No.1,8,9 の比較

試験体 No.1,8,9 の荷重変位関係を図 2-42 に示す。鋼材欠損が満遍なく発生する No.8 と無筋の No.9 はどちらも極端なケースであるが、最大荷重においては試験体 No.1 と同程度の結果が得られた。しかし、両者は最大荷重以降に、耐荷力が急激に低下して破壊に至るといった近似した挙動を示した。

以上の実験結果より、最大荷重以降の耐荷力やエネルギー吸収能力の観点から、鋼材欠損が極端に構造物の各所に発生する場合、無筋に近いもしくは無筋の場合を上回る危険性があると考えられる。

#### (e) 試験体 No.1,10,11 の比較

図 2-43 に示す試験体 No.1,10,11 の荷重変位関係から、試験体に少ないかつ構造的に対称的な鋼材欠損を有する両者は、試験体 No.1 と同程度またはそれを上回る最大荷重を記録したとわかる。最大荷重以降も、耐荷力が一度低下してから緩やかに回復するという No.1 と全く同様な耐荷機構を示した。

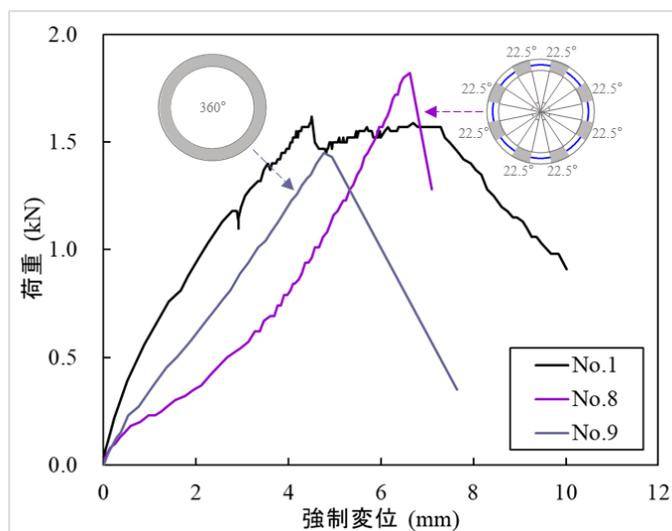


図 2-42 試験体 No.1, 8, 9 の荷重変位関係

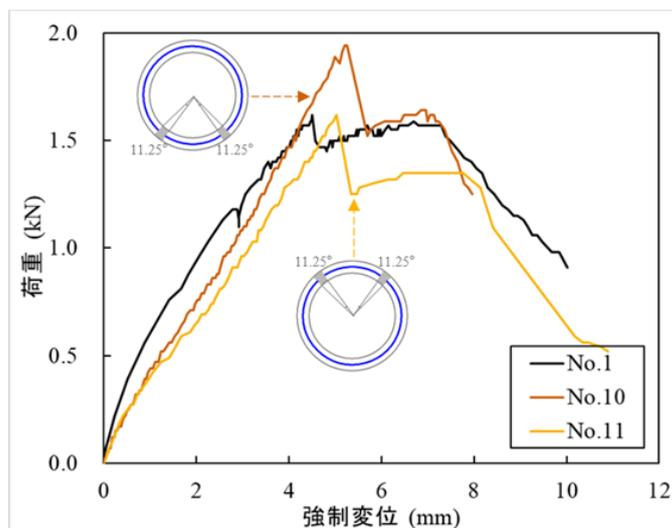


図 2-43 試験体 No.1, 10, 11 の荷重変位関係

(f) 試験体 No.1,12,13 の比較

図 2-44 に示す試験体 No.1,12,13 の荷重変位関係では、試験体に少ないが構造的に非対称的な鋼材欠損を有する両者は、最大荷重も全体的な耐荷機構も、健全な試験体とほぼ同様な結果を見せた。

試験体 No.10 ~ No.13 という鋼材欠損範囲の極めて小さい 4 ケースの実験結果より、腐食範囲が局所的で比較的に小さい場合、構造的に対称的であるかにかかわらず、部材劣化の位置によって構造物の耐荷力や耐荷機構が殆ど変化しないと言える。

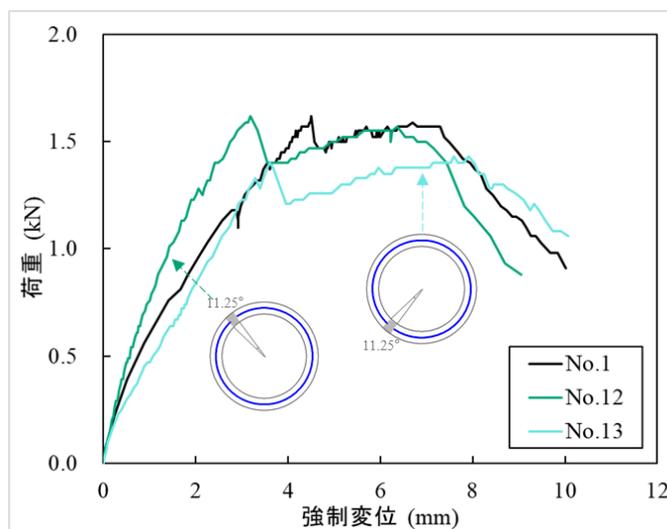


図 2-44 試験体 No.1, 12, 13 の荷重変位関係

#### 2.4.4 試験体の破壊モード

##### (1) 荷重後の試験体 No.1

試験体が地盤中に埋設され、実験途中目視観察ができないため、荷重終了後に試験体前面の砂地盤を掘り起こし、試験体のひび割れ位置および形状等の変状を確認した。

図 2-45 に示すように、健全な試験体 No.1 は横につぶれるような変形を呈し、上下位置でのひび割れはほぼ鉛直方向の中央を貫通した。左右のひび割れは、下端寄りのスプリング付近に発生した。また、側面のひび割れは曲げ圧縮領域を貫通しており、部材断面がひび割れに沿った方向に一面せん断される変形モードがみられた。

さらに、図 2-46 のように試験体 No.1 を地中から取り出し、荷重時に周辺地盤の流入を防ぐために充填したスポンジを外し、試験体のひび割れ発生個所を観察した。4 方向の部材断面がすべてひび割れに沿って破断したことから、強制変位 25mm に到達するより前に、試験体は既に破壊したと考えられる。

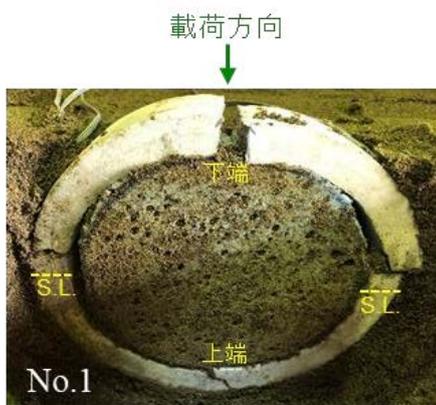


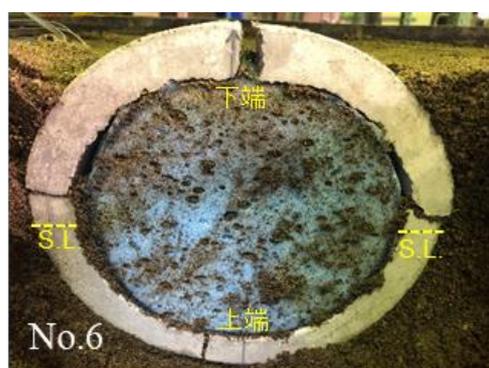
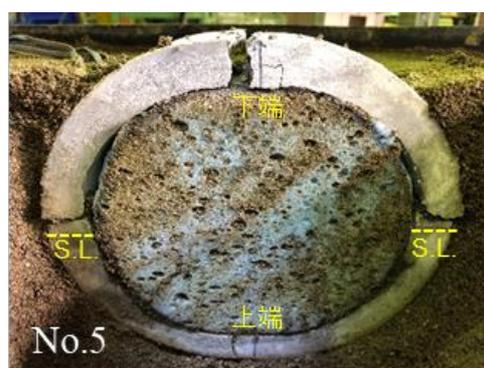
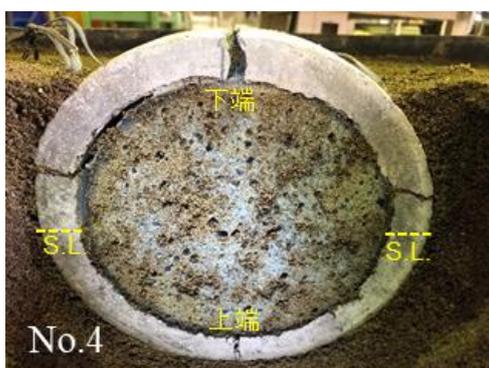
図 2-45 試験体 No.1 の変形



図 2-46 地中から取り出した試験体 No.1

## (2) 載荷後の試験体 No.2~No.13

図 2-47 に示すように、試験体 No.2~No.13 は健全な試験体 No.1 と同様に、横につぶれるような変形を呈し、上下位置でのひび割れはほぼ鉛直方向の中央を貫通した。左右のひび割れは、試験体 No.9 と No.13 を除き、下端寄りのスプリング付近に発生した。また、側面のひび割れは曲げ圧縮領域を貫通しており、部材断面がひび割れに沿った方向に一面せん断される変形モードがみられた。以上により、鋼材腐食の位置や範囲によらずに、殆どの試験体が同様な破壊モードを示したと言える。



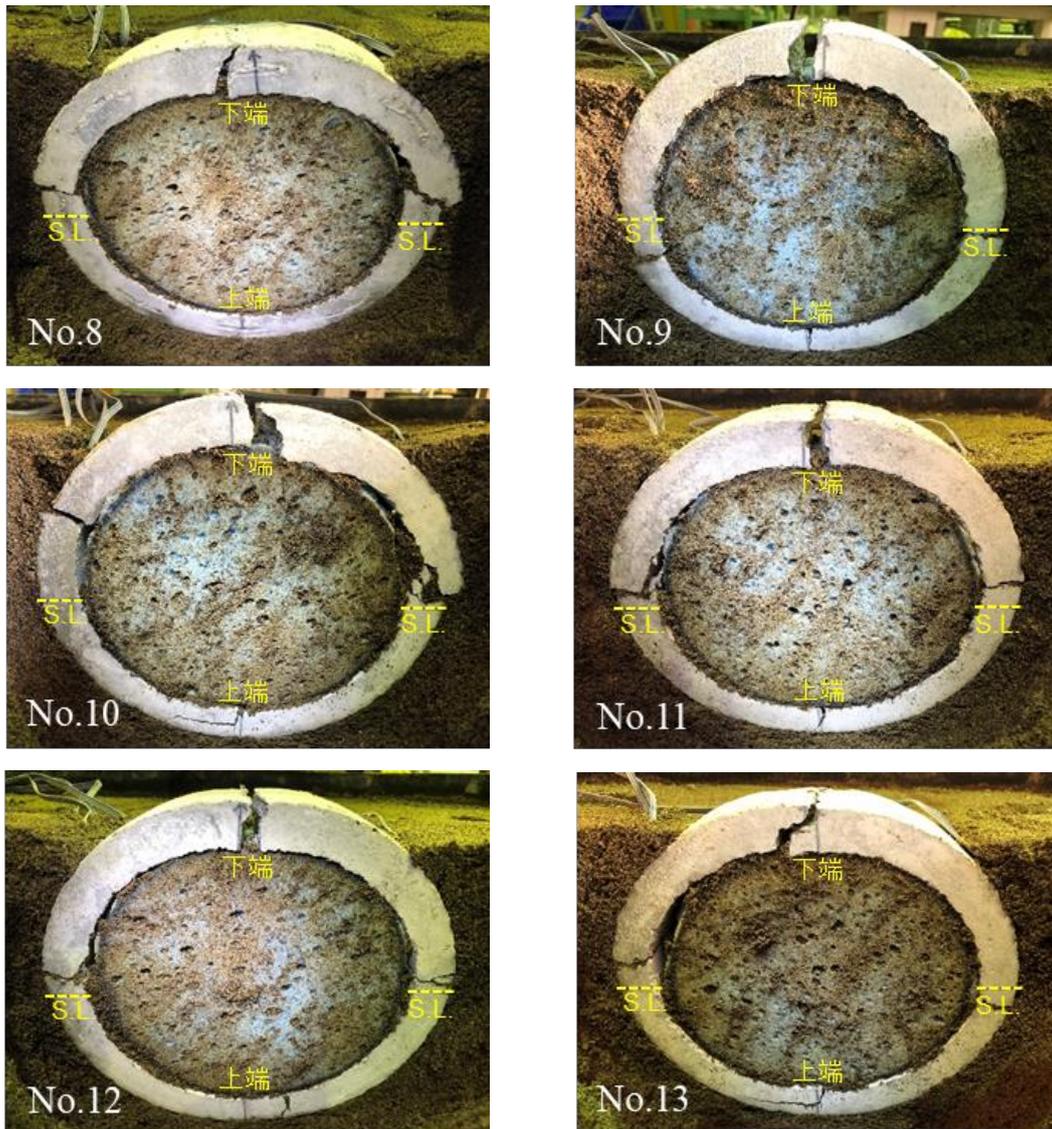


図 2-47 試験体 No.2~No.13 の変形

### (3) 試験体の破壊モードに対する考察

試験体側面の曲げひび割れに沿って進展する一面せん断破壊が目立つケースを図 2-48 に示す. 試験体 No.3 と No.8 は, スプリングライン付近に鋼材欠損を有するため, 有筋部分と無筋部分との部材剛性の差異により, せん断機構が形成された可能性が考えられる. しかし, スプリングライン付近に鋼材が配置される試験体 No.1 と No.10 でも同様な破壊機構が見られたことから, 一面せん断破壊機構の発生は鋼材欠損の位置や範囲による影響が少ないと言える. この曲げひび割れに沿って進展する一面せん断破壊は, 図 2-49 に示す一般的な斜めせん断破壊モードと同様に, 地下水の流入を許す危険な破壊モードであると位置づけられる.

地中 RC 構造は周辺地盤土圧を介して変形の拘束を受けるため, ひび割れや内空変位

が大きく変化しても、空間維持能力はすぐには損なわれない。曲げ圧縮と軸圧縮の作用下では、構造物に曲げひび割れが発生しても曲げ圧縮領域を有するため、かなり厳しい条件下でも地下水の進入を防止できることが、液化天然ガスの漏洩実験などで示されている。しかし、曲げひび割れに沿って進展する一面せん断破壊が発生する場合、曲げ圧縮領域も喪失するので、図 2-50 に示すように、地下水が大量に流入し、構造物内部で重篤な水没事故が起こり得る。曲げ圧縮領域の有無によって、水密性に大きな差異が生じると思われる。このため、円形断面を有する地中 RC 構造物は LNG 地下タンクと同様に、断面内に圧縮領域を確保することで、より高い止水性能を確保する必要があると考えられる。

また、鋼材欠損の範囲や位置によらずに、すべての試験体で一様な破壊モードが見られたことにより、鋼材欠損が導入された個所はせん断破壊の弱点になっていないと言える。これは、トンネルのような地中構造は高次不静定のものであり、周辺地盤との相互作用によって構造物に発生する曲げモーメントが再配分され、健全な個所に破壊が集中すると考えられる。腐食劣化の導入位置で破壊が発生していないことから、腐食個所に着目して補修対策を行うことが一般的であるが、逆に健全な部分に破壊が生じるリスクがある。維持管理において重要な示唆を得ることができた。



(a) 試験体 No.1 の右側面



(b) 試験体 No.3 の左側面



(c) 試験体 No.8 の右側面



(d) 試験体 No.10 の右側面

図 2-48 顕著な一面せん断破壊が観察されたケース

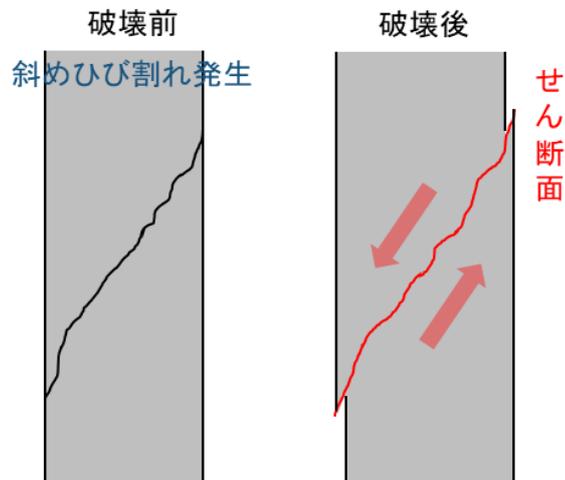


図 2-49 斜めひび割れに沿って進展するせん断破壊

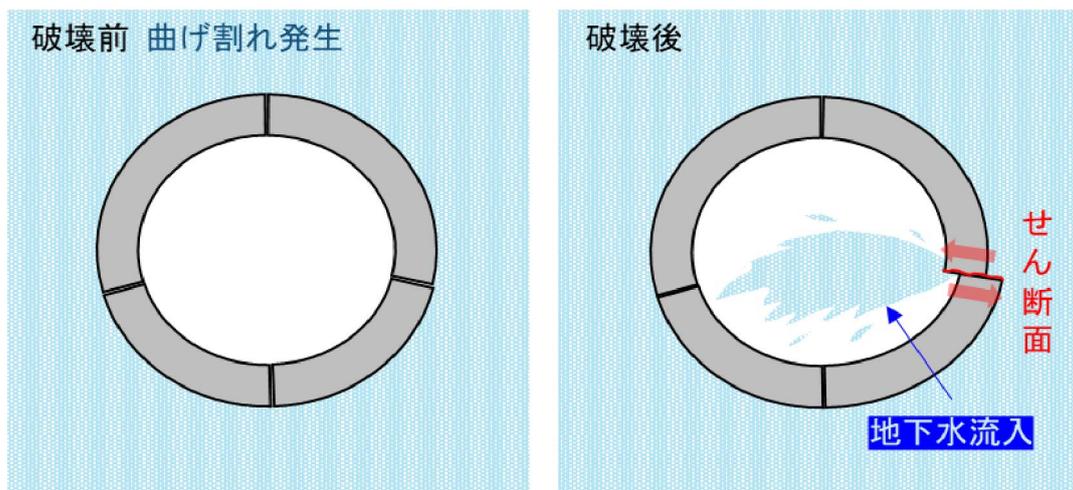


図 2-50 曲げひび割れに沿って進展する一面せん断破壊

#### 2.4.5 小型実験と中型実験の比較

小型実験と中型実験は、鋼材腐食を再現する手法や鋼材腐食を考慮する位置は異なるが、実験結果から以下の共通点を双方が有している。

中型実験における腐食ケースと健全ケースとでは、初期剛性や最大荷重、および荷重-変位関係に大きな差は見られない。小型実験でも同様の傾向が見られ、軽度の鋼材欠損は健全な試験体とほぼ一様な荷重変位関係と破壊モードを示している。また、腐食の有無にかかわらず、最大荷重までのひび割れ発生個所が同じであるところ、腐食導入個所で破壊が発生していないところは、小型実験と同様である。

## 2.5 実構造物における損傷度の評価手法の検討

### 2.5.1 損傷度を代表する指標の検討：楕円度

本研究では、構造物の損傷度を代表する指標として、楕円度を提案する。楕円度は真円から楕円へつぶれるような変形具合を表す値であり、以下の式によって定義する。

$$\text{楕円度 } E = 1 - \left(\frac{b}{a}\right) \quad (2-4)$$

ここに、 $a$ :楕円の長半径、 $b$ :楕円の短半径である。電力用シールド洞道では地盤の圧密沈下による変状が確認されている箇所に、インバー線を用いた内空鉛直方向の自動計測を行っている。計測している内空変位量から楕円度を求めることが可能なため、損傷度を表す指標になることを期待している。

地中境界条件における構造実験での楕円度と荷重の関係を図 2-51 に示す。これらの比較から、楕円度がおよそ 0.02 を示した際に構造物は最大荷重を迎えることが分かった。楕円度 0.02 以降は、地中構造物が周囲の地盤に追随するため、直ちに終局状態に至らず、靱性を持って破壊へ移行する。試験体の腐食の有無に対する楕円度の影響は少なく、腐食が生じている場合も楕円度 0.02 をしきい値として、構造物の終局状態を推定することが可能であると考えている。

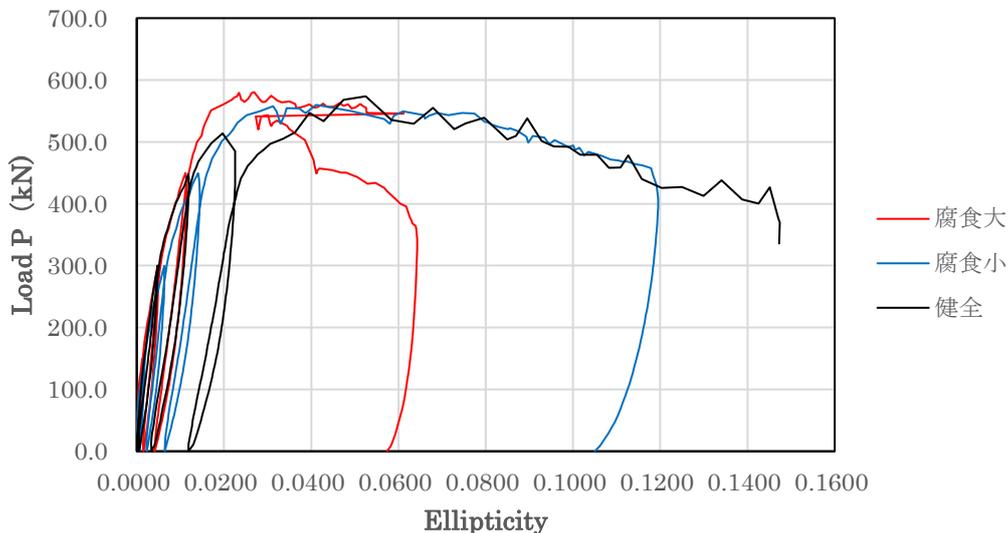


図 2-51 実験の各ケースでの荷重-楕円度関係の比較

### 2.5.2 維持管理における限界状態の提案：許容楕円度

以上の検討から、内空変位量の計測から求めた楕円度を用いて、円形構造物の変形に対する安全率の評価を式(2-5)に示す。

$$S_F = \frac{E_u}{E} \quad (2-6)$$

ここで、 $S_F$ : 楕円度に対する安全率、 $E$ : 内空変位量から求めた楕円度、 $E_u$ : 終局時の楕円度(=0.02)である。式(2-7)から求めた安全率から、対象の円形構造物に対する対応を表 2-11 によって定める。ここでは安全率の範囲を 1.0, 1.2, 2.0 を提案した。1.0 のしきい値は、変動係数を考慮し、限界状態間際までの使用を目的として設定した。1.2 のしきい値は、2 割の外力のばらつきを考慮した。2.0 のしきい値は、通常では考えられない荷重が加わった場合を考慮した倍半分を考えて設定している。本研究では「空間維持性能の損失」を構造物の限界状態と定義しているため、構造物の一部に破壊が生じた場合でも、ある程度の靱性を有することを見込んで安全率の範囲を設定した。また、楕円度は腐食の有無に対する感度が少なく、鋼材腐食した地中構造物に対しても統一した管理が可能と考えている。

表 2-11 楕円度の安全率の範囲に対する対応

状況	楕円度の範囲			
	$S_F < 1.0$	$1.0 < S_F < 1.2$	$1.2 < S_F < 2.0$	$2.0 < S_F$
$S_F$ に対する対応	抜本的な改築，別ルートの考慮	補修・補強の計画をする。	経過観察をする。	異常なしと判断する。

### 2.6 まとめ

本研究では、構造物と地盤との相互作用を考慮した実験を行い、RC 中空円形構造と地盤の相互作用や鋼材腐食による構造性能の変化について検討を行った。数値解析によって構造実験を再現し、適用範囲を確認した。地中境界条件下で現れる曲げひび割れを経由するせん断破壊モードを RC 梁を用いた構造実験によって再現し、数値解析からも同等の結果を得ることができた。これらの準備を踏まえて、以下の結論と考察を得た。

- 1) トンネル構造に対する内空側の鋼材腐食の影響は少なく、耐力や剛性に強い影響を及ぼさないが、腐食箇所の非対称性によって、側面部でなく天井部で破壊が生じる可能性が示された。維持管理における留意点である。
- 2) 地中構造物は周囲が地盤に覆われており、構造物の変形に周囲の地盤が追随するため、構造物で圧縮破壊が生じて、円形の内空空間を維持する性能に大きな損傷は

見られなかった。

- 3) 腐食損傷の無い健全なケースに関して、荷重変位関係と内空変位関係を解析で精度よく定量化できた。腐食させた場合は、腐食生成物の膨張圧によるコンクリートかぶりの損傷が計算に反映され、最大荷重や剛性などを安全側に評価できた。また、内空変位関係が鉛直と水平の変位量の比率が弾性域から塑性域までほとんど変化せずに1:1の関係で進行する挙動や腐食させたケースの右方土圧が、健全なケースより高い傾向が評価された。
- 4) 地中境界条件下では土圧による分布荷重を受け、先行する曲げひび割れに沿ってせん断破壊するモードが生じることを確認した。このせん断破壊モードでは、腐食無しの場合のせん断耐力までには至らず、せん断破壊を誘発する方向に破壊を導くことが認められた。
- 5) 曲げひび割れを経由するせん断破壊モードは、曲げモーメントによるひび割れの発生後、せん断力が支配的となる条件であり、二つの応力状態が混在した载荷履歴は、既往のせん断耐力式の適用範囲を超えている。しかし、非比例する曲げ—せん断力の履歴を数値解析で設定すれば、試験体のせん断耐力を算定可能であることを示した。

本実験の範囲では、鋼材腐食は曲げ耐力と剛性に強く影響しないが、腐食箇所の非対称性により腐食劣化していない健全な部分に破壊が生じるリスクが認められた。腐食箇所のみ傾向した対策は、安全性の観点から注意を要するものと考えたい。内空変位量は、数値解析で鉛直と水平の変形量を精度よく評価できるため、実構造物の維持管理の指標として有効と考えている。数値解析の将来予測では、これらに着目した解析モデルを考察し、実構造物の劣化状況に応じて有効な補修方法についての検討を行い、ライフサイクルコストを考慮した維持管理方法を検討することが肝要である。

## 第二章の参考文献

- 1) 小泉淳：トンネルを対象とした実験，コンクリート工学，39巻，9号，pp.90-94，2001.
- 2) Aoki, H. and Fan, S. and Yamanoi, Y. and Ren, M. and Takahashi, H. and Maekawa, K. : Failure mode of deteriorated concrete tunnel sections under subsidence and localised shear, Proceedings of the Institution of Civil Engineers “Structures and Buildings”, 2021.
- 3) 前田匡樹：建築分野におけるせん断耐力算定式の発展—実験式からトラス・アーチ理論式へ—，コンクリート工学，Vol.51，No 9，pp. 743-749，2013.
- 4) 遠藤達巳，青柳征夫，植村卓郎：鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態設計に用いるせん断耐力評価法，電力中央研究所報告，1992.

- 5) 岡村 甫, 前川宏一, 北村八郎, 芳賀孝成, 黒坂敏正 : 低温液化ガス用コンクリート部材の貯液性能に関する研究—その一, V-139, pp.304-305, 土木学会第 45 回年次学術講演会, 1990
- 6) 前川宏一, 岡村 甫, 浅井邦茂, 長谷川宏, 鎌田文男 : 低温液化ガス用コンクリート部材の貯液性能に関する研究—その二, V-140, pp.306-307, 土木学会第 45 回年次学術講演会, 1990
- 7) 新井泰, 津野究, 杜世開, 川上義輝 : 鉄筋コンクリート構造を有するトンネル覆工の力学的挙動に関する研究, トンネル工学論文集, 14 巻, pp.115-122, 2004.
- 8) Pimanmas, A. and Maekawa, K. : Finite element analysis and behaviour of pre-cracked reinforced concrete members in shear, Magazine of Concrete Research, 53, No.4, pp.263-282, 2001.
- 9) 田中浩, 吉武勇, 山口佳起, 浜田純夫 : 純せん断力を受けるコンクリート要素の強度に関する実験的研究, 土木学会論文集, No,746, pp.205-214, 2003.
- 10) 范舒, 崔瑛, 青木宏明, 前川宏一 : 中空円形断面を有する地中 RC 構造物の経年劣化に伴う破壊モード, コンクリート工学年次論文集, 43 巻, pp.568-573, 2021.
- 11) 土木学会 : コンクリート標準示方書 [設計編], 2017.
- 12) 土木学会 : 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル, 土木学会原子力委員会, 2005.
- 13) Maekawa, K. and Pimanmas, A. and Okamura, H. : Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press, 2003.
- 14) J. C. Simo, M. S. Rifai : A class of mixed assumed strain methods and the method of incompatible modes, International Journal for Numerical Methods in Engineering , 29, pp.1595-1638, 1990
- 15) Maekawa, K. and Ishida, T. and Kishi, T. : Multi-Scale Modeling of Structural Concrete, Taylor & Francis, 2009.
- 16) El-Kashif, K. F. and Maekawa, K. : Time-dependent nonlinearity of compression softening in concrete, Journal of Advanced Concrete Technology, 2(2), pp.233-247, 2004.
- 17) Maekawa, K. and Soltani, M. and Ishida, T. and Itoyama, Y. : Time-Dependent Space-Averaged Constitutive Modeling of Cracked Reinforced Concrete Subjected to Shrinkage and Sustained Loads, Journal of Advanced Concrete Technology, 4 (1), pp. 193-207, 2006.
- 18) Toongoenthong, K. and Maekawa, K. : Multi-mechanical Approach to Structural performance Assessment of Corroded RC Members in Shear, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 3, No.1, 107-122, 2005.

## 第3章 中空 RC 円形シールドセグメントの鋼材腐食機構

### 3.1 コンクリートを模擬した可視化材料を用いたマクロセル腐食の可能性検討

#### 3.1.1 実験の概要

本章では、コンクリートの電解質としての特性を代替するマトリックスとして、イオン平衡と移動の場として等価とみなされる透明な可視化材料を用いた電食実験を行い、地盤材料を含めて、電気化学的特性の把握が可能な実験システムを構築した。コンクリート中の鋼材腐食を可視化することで、分極反応領域の目視での把握が可能となる。可視化材料は、溶存イオンや気泡を固定できる程度の粘性を持つ吸水性ポリマーを採用した。ポリマー材の粘性から、酸化反応によって発生する腐食生成物と還元反応によって発生する水素が鉄筋表面に固着される。この性質から、外部電源に伴うアノード反応領域とカソード反応領域を目視によって把握できる。また、電解質を有する強アルカリ性の環境を再現するために、コンクリート中の代表的な電解質である水酸化カルシウム溶液を吸水性ポリマーに含ませた。

実験の解釈と実機との関連を考察する上で、コンクリート及び鉄筋群における酸化還元領域を適切に評価できる岡, Wang, 前川による数値解析モデルを用いた。数値解析モデルは、コンクリートと鉄筋それぞれに電場自由度を与えて双方に電位差を生じさせ、要素内にアノード反応及びカソード反応を規定する非局所化分極反応モデルを使用した。実験で捕らえられた分極反応領域を数値解析結果と比較し、本解析手法の有用性を確認するとともに、実構造物の腐食領域が如何なる電場の下で形成されたかを考察する。

#### 3.1.2 実験方法

地中に埋設されている送電用洞道を想定し、洞道の横断面をモデル化した供試体と周辺地盤からなる領域の電食実験を行い、外部電圧を周辺地盤から与えて供試体全体の分極反応領域の把握を行った。供試体のサイズは、770mm×770mm×100mm とした。供試体材料は、コンクリートの代替として使用する吸水性ポリマーと鋼材、周辺地盤は珪砂で構成されている。

洞道をモデル化した試験領域を縦断する形で、地盤を模擬した等価電解質を介して直流電場を設定した。稠密な都市においては、建物にはそれぞれに電気施設が設置され、規模や系統は一般に異なるため、電位差が存在する。これが地盤を通して接続されており、あたかも複数のビル群が半電池状態となっているとみなすこともできる。その結果、地盤内に電流が流れ、回路を形成する場合がある。このとき、地下構造物には局所的に分極が発生し、過度に速い腐食が誘発される。最も典型的な例は直流で運用されている鉄道施設があり、周辺の地下構造に腐食が生じる。本実験はこのような状況を模擬した

ものである。

### 3.1.3 供試体の形状と鋼材の配置

鋼材の配筋とアクリルパイプの設置状況を図 3-1 に示す。洞道の内空空間にあたる部分への吸水性ポリマーの流入を防ぐため、透明なアクリルパイプを使用し、供試体下部とエポキシ樹脂で接着した。鋼材は D6 磨き丸鋼を使用し、周方向に 2 本配筋した。鋼材を吸水性ポリマー内に固定するために、鋼材にアクリル棒をプラスチック製結束バンドで結び付け、型枠下部から 50mm 離れた位置に固定した。

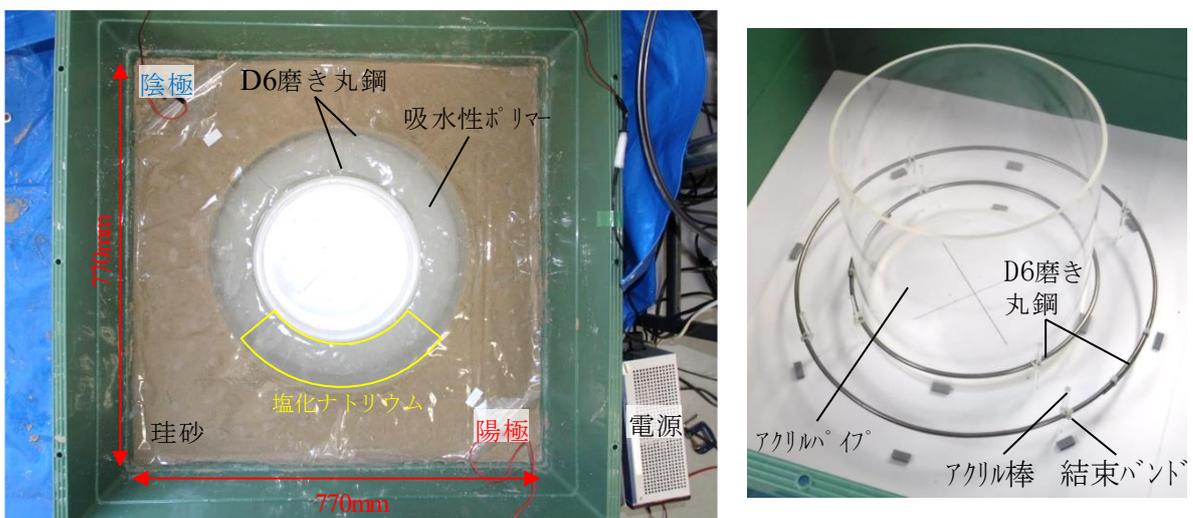


図 3-1 可視化材料を用いた模型電食実験の概要

### 3.1.4 溶液の配合

表 3-1 に、吸水性ポリマー材に使用した溶液の配合を示す。溶液は、水酸化カルシウムを水道水に対して 0.16kg/100kg の割合で溶解させた溶液を用いた。水酸化カルシウムはセメント硬化体を形成する主要物質であり、コンクリートのアルカリ度を与える主たる水和生成物である。飽和溶液の PH 値はコンクリートのそれとほぼ同じとなった。電解質としての等価性は水酸基に代表される。水酸基は地盤およびコンクリートモデルにおける電子のキャリアとして働くことを期待して導入されている。

ポリアクリル酸ナトリウム系の吸水性ポリマーを溶液に対して 1kg/100kg の割合で添加した。型枠に鋼材を配筋後、水酸化カルシウム溶液を流し込み、吸水性ポリマーと珪砂の界面をプラスチック製の板で区画した後に、鋼材を配筋した範囲に吸水性ポリマーを添加した。吸水性ポリマー材の吸水、硬化が確認された後、珪砂を用いて吸水性ポリマー材の周辺地盤を形成した。その後、吸水性ポリマーと珪砂の界面に設置していた板を取りだし、供試体上部を絶縁体の透明なビニルシートで封滅した。

実構造物の劣化においては、トンネル断面下部に地下水に混入し、トンネル内に流入

した塩化物イオンが滞留しているために、実験では図 3-1 に示すように吸水性ポリマー材の一部に塩化ナトリウムを混在させた。塩化物イオン濃度は、過度に塩化物イオンが流入した場合を想定し単位量  $48.5 \text{ kg/m}^3$  となるように添加した。

表 3-1 溶液の配合

単位量 $[\text{kg/m}^3]$		
水道水	ポリアクリル酸 ナトリウム (吸水性ポリマー)	水酸化カルシウム $\text{Ca(OH)}_2$
1000	10	1.6

### 3.1.5 印可方法と観察項目：アルカリ度 pH

電極は型枠の対角上に位置する角部の地盤に陽極と陰極を設置し、25V の電圧を印加した。通常、外部電源の印加による電食実験では、鉄筋に陽極を接続し、耐食性をもつ外部電極を用いて対象の鉄筋を腐食させる。本実験では、鉄筋に発生するアノード反応・カソード反応それぞれの反応領域を確認するために、鉄筋に直接印加せず、地盤部に電位差がある条件下で鉄筋腐食に関する経時変化を探った。電極には、電極自体のイオン化を防ぐために白金めっきチタンを使用した。観察は 24h で一回行い、合計 216h の試験体の様子を経時的に観察を行った。観察は主に目視で行い、酸化反応による腐食生成物の発生領域と、還元反応に伴う気泡の発生領域を確認した。酸化還元反応領域が固定されたと判断される時点で、それらの領域のスケッチを行った。また、電圧の印加に伴う水酸化物イオンの移動を把握するために、ハンディ型の pH 計測器を用いて吸水性ポリマーの範囲の pH を計測した。

### 3.1.6 マクロセル腐食による腐食範囲の推定

施設の置かれた環境により異なる腐食機構が存在し、発生要因から自然腐食と電食に大別され、自然腐食は全面腐食（マイクロセル腐食）と局部腐食（マクロセル腐食）に大別される。地中構造物は様々な環境の中に埋設されるため、材料特性や土壌環境の差異により不均一であり、環境の違いによる電位差が生じる恐れがある。この結果、同一金属表面に電位差が異なるアノードとカソードが生じる。

本研究では、外部から強制的な電位差が生じる電食と、塩化ナトリウムの添加による不導体被膜の破壊と自然腐食が混在した状況を再現することになり、厳しい環境下における腐食の影響範囲の検討を念頭においた実験を行った。この背景には、地中 RC 中空円形シールドトンネルの早期腐食がある。腐食領域の詳細点検では鉄筋の一部が完全に消失しており、引張材として機能していない部分も見受けられた。マイクロセル腐食では説明できない速度であり、外部電流によるマクロセル腐食が疑われたからである。

## 3.2 非局所化分極反応モデルを用いた数値解析

### 3.2.1 非局所化分極反応モデルの概要

本研究では、コンクリート及び鉄筋界面における電位差を適切に考慮し、鉄筋群を解析的に扱うことのできる非局所化解析モデル<sup>1)2)3)4)5)6)</sup>を採用した。従前、局所型の鋼材腐食解析では、鉄筋要素、コンクリート要素、境界要素をそれぞれ規定し、コンクリート要素および鉄筋要素の節点自由電位を用いて、境界要素におけるアノード反応及びカソード反応を定義した。

一方、非局所化解析モデルでは図 3-2 に示すように、コンクリート要素と鉄筋要素が、境界要素を含む範囲をオーバーラップし、鉄筋コンクリート要素を構成する。鉄筋を含む要素には、鉄筋及びコンクリートそれぞれに電場自由度を割り当て、同一の節点に鉄筋・コンクリートそれぞれの電場が存在するものとした。その際、鉄筋及びコンクリートの要素が共有する節点の電位を用い、要素内におけるアノード反応及びカソード反応を規定するモデルとした。

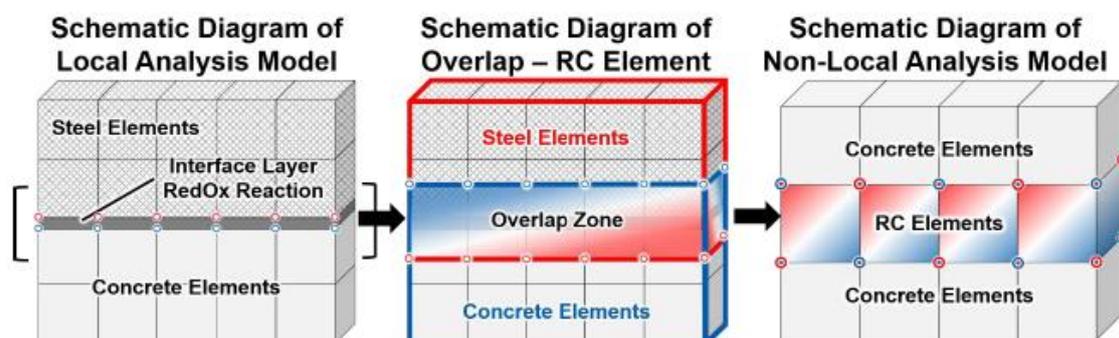


図 3-2 非局所化モデルの概要<sup>1)</sup>

解析システムは、コンクリートの空隙構造形成、水分移動や塩化物イオンの連成現象を取り扱う解析システムを用いた。数値解析モデルを図 3-3 に示す。数値解析は実構造物への適用性確認を主眼とし、検討の対象とした洞道の実物メッシュを用いて分極反応が安定した状態について、酸化還元反応の程度と領域を実験結果と比較した。模型と寸法が異なると腐食速度に影響を与えられられるが、本実験では分極反応領域に着目し、寸法効果の影響は今後検討することとした。数値解析モデルは実験と同様に横断面をモデル化し、コンクリート要素と鉄筋要素と地盤要素で構成した。アノード反応およびカソード反応は鉄筋表面で起きる現象であるため、要素内に鉄筋の比表面積 ( $m^{-1}$ ) を与えた。当該要素における腐食量は鉄筋・コンクリート間の腐食電流密度から式(3-1)に示すファラデーの法則により算出される。

$$R_{Cor} = \frac{i_{Corr} * \Delta t * M_{Fe}}{Z_{Fe} * F} \quad (3-1)$$

ここに、R<sub>Cor</sub>：腐食量(g/cm<sup>2</sup>)、i<sub>corr</sub>：腐食電流密度(A/m<sup>2</sup>)、Δt：時間増分、M<sub>Fe</sub>：鉄の原子量(=55.85)、Z<sub>Fe</sub>：鉄の電荷数(=2)、F：ファラデー定数(=96,500)である。また、全電流密度におけるアノード反応割合 P<sub>a</sub> を式(3-2)に規定している。

$$P_a = i_a / (i_a + i_c) \quad (3-2)$$

ここに、i<sub>a</sub>：アノード電流密度(A/m<sup>2</sup>)、i<sub>c</sub>：カソード電流密度(A/m<sup>2</sup>)である。アノード反応割合が1に近いとアノード反応が卓越し、0に近いとカソード反応が卓越していることを表す。

アノード分極反応とカソード分極反応速度はそれぞれ腐食電流密度で表現され、反応駆動力として、鋼材表面とそれに接する電解質（コンクリート）の電位差によって規定される。アノード反応は鋼材内に電子を供給するとともに、カソード極において電子が放出されて水素が生成されることで回路が形成される。よって、水素泡がカソード反応域であることが、目視で視認できるのである。アノード極では腐食が進行するので、これも容易に視認することができる。

数値解析においては現実同様に極めて小さい誘電容量（=電気エネルギーは殆ど物体内で蓄積されない）が規定されることで、閉じた回路が解析空間に自然に形成されるのである。電解質内での電流は、溶存イオンがこれを担い、その挙動については電場勾配に比例した駆動力と分子拡散の二者を統合した Nernst-Plank の一般則が適用された。

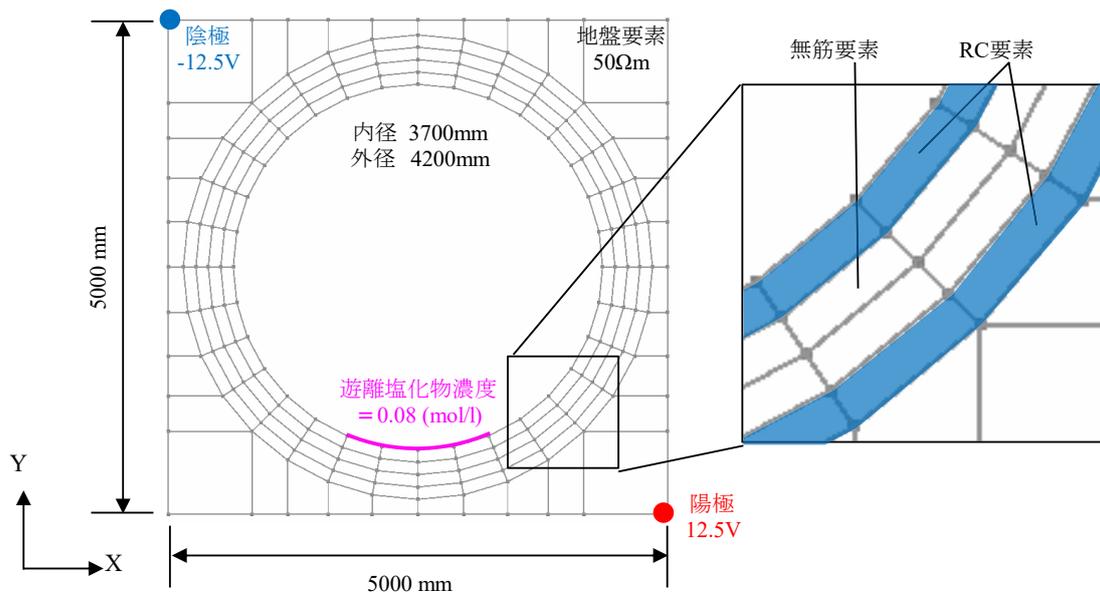


図 3-3 数値解析モデルの概要

### 3.2.2 解析における諸条件

解析における諸定数を表 3-2 に示す. コンクリート要素には, 別途実施した実験結果から算出した吸水性ポリマー材の電気抵抗値を設定した. 実験では洞道下部に滞留した地下水を表現するため, 吸水性ポリマー材の一部に塩化ナトリウムを混ぜた. 数値解析は図 3-3 に示す位置の節点に塩化物濃度 0.08(mol/l)を拘束し, 塩化物イオンが構造物下部で常に遊離している状態を再現した. 電極は実験と同様に解析モデルの対角線上の節点に, 電位差が 25V となるように設定した. 実験との寸法差による電位勾配の差は, 分極反応の反応速度に影響を与えることが考えられる. 本研究では, 洞道全断面に対する相対的な分極反応領域の範囲を模型実験と比較した.

表 3-2 解析における諸定数

項目	定数
コンクリート要素の電気抵抗率【 $\Omega\text{m}$ 】	1.46E+01
鉄筋要素の電気抵抗率【 $\Omega\text{m}$ 】	1.0E-02
地盤要素の電気抵抗率【 $\Omega\text{m}$ 】	5.0E+01
節点に作用する外部電圧【V】	12.5, -12.5
遊離塩化物濃度【mol/l】	0.08

### 3.2.3 実験結果の考察

図 3-4 に, 印加開始から終了までの供試体の酸化還元反応の時系列変化の様子を示す. 陰極側の鉄筋群では, 印加開始直後から腐食が始まり, 腐食範囲は時間の経過とともに広がった. 印加開始から 168h 程度経過した時に腐食範囲はほぼ固定され, 同一範囲の鉄筋のみ腐食が進行した. 一方, 陽極側の鉄筋群では, 印加直後から還元反応による気泡の発生が目視で確認できた. この範囲の鉄筋群に関しても, 印加開始から 168h 程度経過したときに, 気泡の発生領域が図 3-5b)に示す範囲で固定され, その後は気泡の発生のみが続いた. 吸水性ポリマー材に塩化物イオンを混ぜた範囲では, 図 3-5a)に示すように気泡と腐食の両方の発生が確認された. この範囲の電極電流は, アノード電流とカソード電流が拮抗した状態にあると考えられる.

以上より, 分極反応領域の収束値は, 地中に流れる電流場に曝されるトンネル断面の中期的な腐食領域と考えられる. アノード領域とカソード領域は円形断面中心を点対称とする位置関係にあると言える. 実構造においては, トンネル下部で鋼材がほぼ腐食して消滅しているが, その対極にあるトンネル上部と全く無損傷であった. この段階において, 実機の腐食形態はマクロセル腐食に近い状況であったことが伺われる.

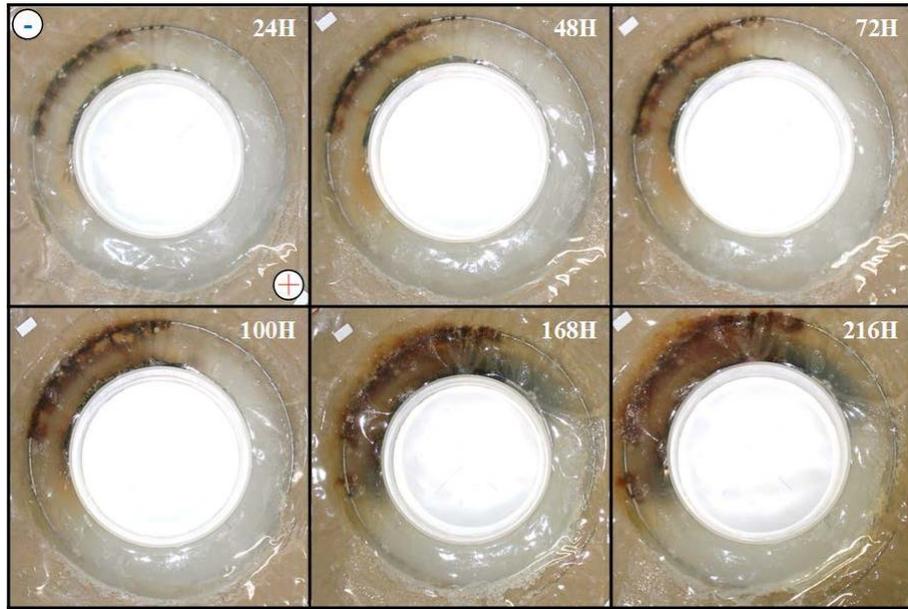
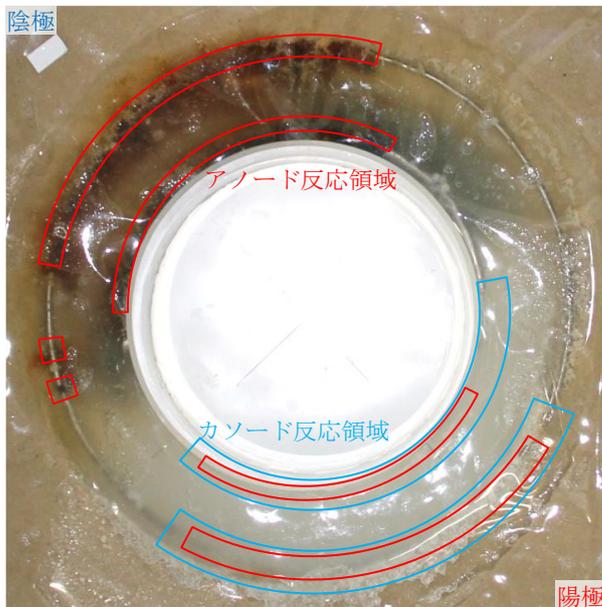


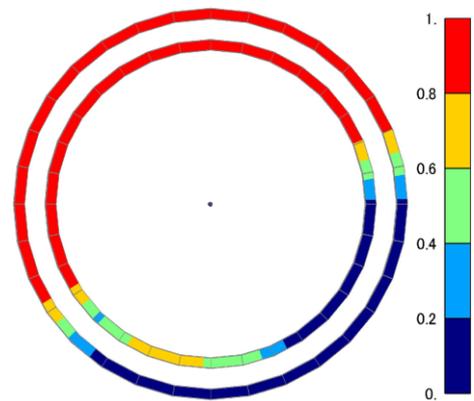
図 3-4 腐食の経時変化



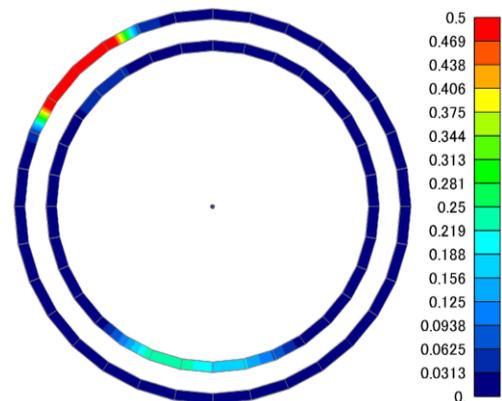
a) 塩化ナトリウムを混ぜた範囲の鋼材の様子



b) 電食実験の腐食状況と分極反応領域のスケッチ



c) 数値解析によるアノード反応割合



d) 数値解析による鉄筋の腐食量

図 3-5 実験と解析の比較

### 3.3 pH の計測と電力洞道の腐食機構の考察

#### 3.3.1 数値解析結果と実験結果の比較

図 3-5 b)c)に分極反応領域が固定された後に行ったスケッチと、解析から式(3-3)で求めたアノード反応割合を示す。鋼材の表面において、アノード反応とカソード反応の両者が混在するが、いずれかに完全に偏ることわけではない。因みにマイクロ腐食は量反応が同じ場合、すなわち反応割合が1に相当する。マクロセル腐食が卓越する回路においても、局所的にはマイクロ腐食状態に維持される領域は存在する。

スケッチは腐食生成物の発生範囲をアノード反応領域、気泡の発生が確認できた範囲をカソード反応領域とした。解析結果のアノード反応割合は、前述の通り1に近いとアノード反応、0に近いとカソード反応が支配的であることを示す。アノード反応割合0.8以上の領域は、実験のスケッチのアノード反応領域とよく対応している。アノード反応割合が0.2以下の領域は陽極側の右側に集中しており、この領域がカソード反応に対応する。陽極側の中央と左側のアノード反応割合は0.4~0.6の範囲にあり、アノード電流とカソード電流が拮抗している。この状態は吸水性ポリマーに塩化ナトリウムを添加した影響が表れたものである。実験スケッチには陽極側で鉄筋腐食と気泡発生が同時に生じている領域と気泡のみ発生している領域が確認でき、それらの範囲は解析結果と概ね調和的である。

図 3-5 b)d)に数値解析から得られた鉄筋の腐食量( $\text{g}/\text{cm}^2$ )と、実験の腐食状況の比較を行った。腐食量に関しても、陰極側の腐食が著しく、塩化ナトリウムを添加した範囲で微少な腐食生成物が発生した状況を、数値解析で再現できた。

#### 3.3.2 pH の計測

本実験では、ハンディ型の pH 計測器を用いて、吸水性ポリマーの範囲の pH を計測した。図 3-6 に計測地点と pH の計測結果を示す。地点番号を陰極側から陽極側にかけて1から13を割り当てた。右回りを青色、左回りを赤色で示している。右回り方向に関しては、陰極側から陽極側にかけて pH が減少する傾向がみられた。左回り方向については塩化ナトリウムを混ぜた範囲の pH が上昇している。アノード反応域では水酸化鉄の生成に伴い水酸化物イオンが消費されるため、鉄筋表面の pH は減少する<sup>7)</sup>。鉄筋周辺の吸水性ポリマーでは、マイナス電荷である水酸化物イオンがアノード反応域に引き寄せられ、その結果アノード反応域の吸水性ポリマーでは水酸化物イオン濃度が高くなり pH が上昇する。図 3-5 b)に示すアノード・カソード反応域のスケッチと pH の測定結果を比較すると、アノード反応域の pH が高く、pH を計測すれば分極反応領域が定性的に評価できることがわかった。

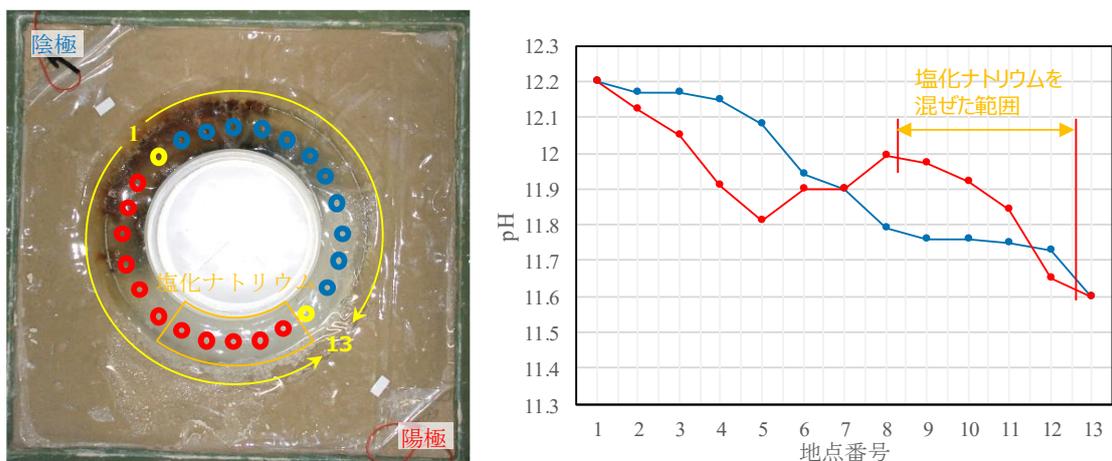


図 3-6 吸水性ポリマー材の pH の計測

### 3.3.3 維持管理において考慮すべき腐食範囲

本研究では、外部から強制的な電位差が生じる電食と、塩化ナトリウムの添加による自然腐食が混在した電食実験とその数値解析を行い、厳しい環境下における分極反応の影響範囲を検討した。その結果、アノード反応域はおよそ 90 度の範囲に限られ、強制電位を与え続けても同位置の腐食が進行するだけで、反応域が広がることはなかった。数値解析においても、腐食が進行する範囲はおよそ 90 度の範囲に収束し、実験と同等の結果が認められている。以上より、円形構造物の維持管理において注視すべき腐食範囲はおよそ 90 度の範囲であり、それ以外の箇所ではカソード反応が支配的であることが考えられる。これらの領域は腐食リスクが低く、塩水侵入領域が犠牲陽極となって他の領域を守っていることと等価である。

しかし、第 3 章で述べたように、腐食箇所の力学的な非対称性によって、腐食箇所以外の場所が破壊され、一方、鋼材の腐食領域でコンクリートが却って損傷を免れる場合も存在する。よって、維持管理において腐食範囲に傾注せず、構造物全体として健全度を把握する必要がある。

### 3.3.4 まとめ

本章では、コンクリートを可視化材料とした洞道と地盤の全体系で電食実験を行い、コンクリート部材の分極反応領域の評価を行う実験的手法を検討した。その結果、分極反応領域は目視によって確認でき、pH の計測から定性的に評価できることを示した。腐食領域の対角線上の領域では逆に腐食リスクは減じられ、力学的にはカソード領域で損傷が発生するシナリオの存在が実験によって確認された。さらに、非局所化分極反応モデルを用いた数値解析を行い、実験の腐食状況と分極反応領域を精度良く再現できた。

### 第三章の参考文献

- 1) Maekawa K, Okano Y, Gong F : Space-Averaged Non-Local Analysis of Electric Potential for Polarization Reactions of Reinforcing Bars in Electrolytes, *Journal of Advanced Concrete Technology* 17(11):616-627, November 2019
- 2) Zhao Wang, Koichi Maekawa, Hiroki Takeda, Fuyuan Gong. Multi-ion kinetics in pseudo-concrete electrolyte associated with macro-cell corrosion, *Cement and Concrete Composites*,
- 3) Yizhan Peng, Zhao Wang, Fuyuan Gong, Yuxi Zhao, Tao Meng, Weiliang Jin and Koichi Maekawa. Spatial characteristics of stray current corrosion of reinforcing bars in pseudo concrete, *Structural Concrete, Journal of fib, Wiley*, 2022
- 4) Y.Z. Wang, Y.X. Zhao, F.Y. Gong, J.F. Dong, Koichi Maekawa. Developing a three-dimensional finite element analysis approach to simulate corrosion-induced concrete cracking in reinforced concrete beams, *Engineering Structures*, Volume 257, 2022
- 5) Huy Tang Buia, Koichi Maekawa, Kang Hai Tan (2021). Analytical model of corrosion-induced cracks in concrete considering time-varying deformations of layers, mechanical properties of rust, *Construction and Building Materials*, 2021.
- 6) Zhao Wang, Koichi Maekawa, Hiroki Takeda, Fuyuan Gong (2021). Numerical simulation and experiment on the coupled effects of macro-cell corrosion and multi-ion equilibrium with pseudo structural concrete, *Cement and Concrete Composites*, 2021
- 7) 山本悟, 田代賢吉, 立林喜子, 石井浩司, 関博 : 湿潤環境にあるコンクリート中鋼材の電気防食基準に関する検討, *コンクリート工学論文集* 22(3), 1-11, 2011

## 第4章 腐食劣化した電力洞道の対策工

### 4.1 柱構造による補強について

シールドトンネルの補強方法は、接着工法、断面の増加工法、部材の増設工法などがあげられる。検討対象の地中送電ケーブル用トンネルは、図 4-1 に示すようにトンネル中央部に長柱を設置する補強が従来から採用されてきた<sup>1)2)</sup>。このような柱構造の補強は周辺地盤の圧密沈下によって鉛直方向に押しつぶされるような変形を抑制し、変動荷重を補強材で分担するコンセプトによる補強方法である。また、地中送電ケーブル用トンネルは、道路や鉄道に比べ、ケーブルなどの設備や点検通路が確保できれば、内空使用の制約が少なく、送電ケーブルの移設も不要なため、合理的かつ経済的な補強方法と考えられる。

この補強は現状の空間維持性能を長期にわたり確保することを目したものであり、長柱を設置した段階での性能を向上させるものではない。以後の空間維持性能の喪失リスクに対して備えるものである。したがって、地盤変形の進展と腐食劣化の進行に対して空間維持性能が現況よりも低下しないように設計計画し、かつ空間を安全に維持できなくなる限界状態を明確にすることが求められる。この観点から、損傷レベルに応じて必要にして十分な補強量を定めることが維持管理に求められる事項と考え、以下の補強経過解析を実施し、柱補強を前提とした維持管理システムの検討を行うこととした。

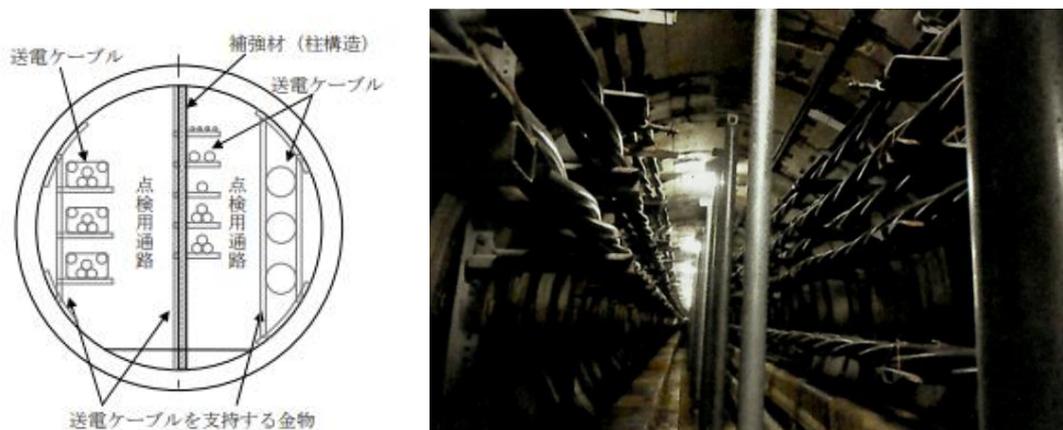


図 4-1 柱構造による補強<sup>1)</sup>

#### 4.1.1 柱構造の仕様

補強柱体の形状は、図 4-2 に示すように既設の円形トンネル内に收容してあるケーブルと干渉せず、補強後の維持管理をも見据えて点検しやすく、しかも内空側のフラット

バー腐食個所を必要に応じて補強することができるように考え、天端部の左右とも30°の範囲は付属物を近づけていない。これを前提として検討を進めることとする。一方、下端部は歩床を全て被覆する形状とした。実構造の諸元を参考とし、部材厚さは天端部、中壁部と下端部ともに200mmとした。天端部と下端部は、トンネル内空に重ね梁のように密着する形状としている。トンネル軸方向では、図4-3のとおり中壁部の幅を900mmとし、天端部と下端部はトンネル軸方向に連続した形状としている。

本検討では上記の通り既設の補強状況を念頭に置き、そのうえで合理的かつ有効な柱設置のプログラムを提案したい。補強形状と配置については、本検討のもとで微修正と微調整は可能と考えている。

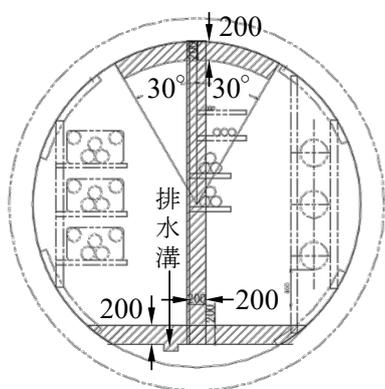


図 4-2 補強柱体の断面

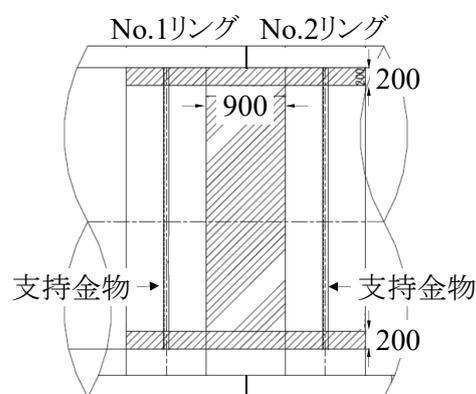


図 4-3 補強柱体の形状(縦断方向)

#### 4.1.2 補強材の設計方法

##### (1) セグメントに関する条件

セグメントリングは、図4-4に示すようなセグメントを継手ボルトで結合した構造となっている。そのため、セグメントリングの剛性は、セグメント主断面の剛性より小さくなる。土止めの変位による影響を検討する有限要素解析においては、継手構造を詳細にモデル化することは本検討の主眼を曖昧にすることに繋がることから、剛性一様リングとして簡便なモデル化とすることとした。ここで、セグメントの耐荷性能に用いた「はりばねモデル計算法」を用いた。剛性一様リングとした場合に等価な剛性を次の手順で定めている。

##### ① はりばねモデル計算法による計算

はりばねモデル計算法により、変動荷重が作用した場合の変位量などを算定する。

##### ② 修正慣用計算法による等価剛性の検討

修正慣用計算法により、剛性をセグメント主断面相当から徐々に低下させ、①の結果と同等となる剛性を検討する。

はりばねモデル計算法は、セグメント本体をはり要素、セグメント継手を回転ばね要素、リング継手をせん断ばね要素、周辺地盤とセグメントとの相互作用を地盤ばね要素にモデル化し、部材剛性の低下や千鳥組により添接効果を考慮することができる。これにより、実セグメントの挙動を再現できる計算法となっている<sup>3)</sup>。

本検討では有限要素解析を活用するにあたり、セグメントリングを継手構造のない一体型の中空円形断面でモデル化し、条件を単純化させて検討を行うこととした。継手構造を正確にモデル化することは複雑なこともあり、今後の課題としたい。

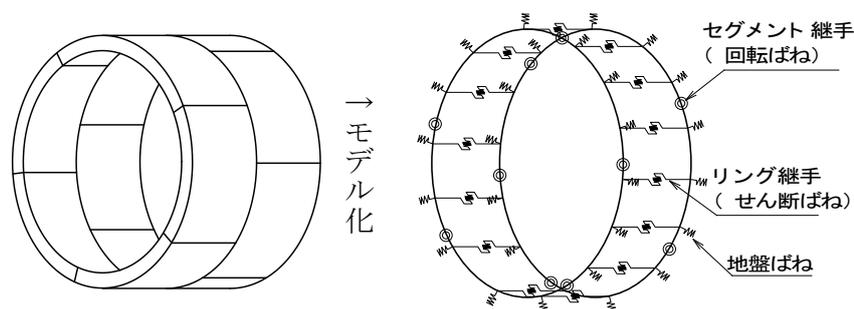


図 4-4 はりばねモデル計算法の計算モデル<sup>3)</sup>

## (2) 補強材に関する条件

補強材の検討は、補強材の仕様を設定範囲内 ( $\phi 76.3 \sim 114.3$ ) で変えて構造計算および照査を行い、経済的な補強材を選定する。補強材の配置は以下のように設定されている。

洞道軸方向の配置 : 2 リングに 1 箇所

洞道横断方向の配置 : 洞道中央

補強材の仕様 :  $\phi 76.3 \sim 114.3$

補強材とする柱部材は、曲げ応力度と座屈について照査する。曲げ応力度および座屈を照査する際的设计断面力は、計算結果に施工時の影響を考慮して設定する。ここで、鉄筋とコンクリートの剛性比は実務設計において、セグメントの厚さに大きな影響を与える。一般に、コンクリートの実剛性係数(割線)を採用することで、合理的な寸法が与えられる。

### a) 設計断面力

#### ① 施工時の導入軸力

補強材を設置する際に、施工直後から柱部材として有効に働かせるため、若干の軸力を導入する。既往の試験結果から、軸力が有効に作用するためには、最低  $5\text{kN}$  程度の大きさが必要である。 $5\text{kN}$  以下の場合、柱材とセグメントの接合部の不陸などのため、洞道が変形しても柱材の軸力として作用しない。

柱材の軸力は、施工性を考慮するとボルトネジなどでトルクレンチにより導入し、トルク値により管理することが考えられる。この場合、目標軸力に対してトルク係数のばらつきは±5kN程度が見込まれる。以上のことから、現場での目標導入軸力を10kN（目標値10kN・誤差5kN≧最小値5kN）とした。これに対し、補強材の設計では、補強材に対して条件が厳しくなるトルクの誤差が大きい側に変動した場合を想定し、施工による導入軸力を15kN（目標10kN+施工誤差5kN）とした。

② 柱材の自重による軸力

柱材の自重による軸力の増分を「補強材の単位長さの重量×補強材の長さ」として評価することとした。

③ 柱材の偏心による曲げモーメント

柱材を施工する際に、施工誤差として若干の偏心量（傾き）が生じる。施工誤差による偏心量は、既往の簡易載荷試験の結果を参考に、次のように設定した。

設計偏心量  $e=5\text{mm}$

設計偏心量から、曲げモーメントの変動量を次式により設定した。

曲げモーメントの変動量=設計偏心量  $e$ ×補強材の設計軸力  $N$

④ 設計断面力

設計断面力は、次のように設定する。

設計曲げモーメント=計算結果+補強材の偏心による曲げモーメント

設計軸力=計算結果+施工時の導入軸力+補強材の自重による軸力

b) 曲げ応力度

コンクリートを弾性体と仮定し、次式の梁理論により照査する。柱部材の軸力は正となることから、応力度は、圧縮力のみを照査する。常時においてひび割れを許容しない限界状態を設定したものである。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z} \quad (4-1)$$

ここで、 $M$  : 補強材の設計曲げモーメント

$N$  : 補強材の設計軸力

$Z$  : 補強材の断面係数

$A$  : 補強材の断面積

c) 座屈

長柱の座屈の照査は、補強材の下部が固定、上部がピンの柱部材として照査する。この境界条件は、狭隘な作業環境のもとでの施工性を鑑み、柱設置手順に従ったものである。限界値となる座屈耐力は次式で算定した。

$$P_{Cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (4-2)$$

ここで、 $E$  : 補強材のヤング係数  
 $I$  : 補強材の断面二次モーメント  
 $l$  : 補強材の長さ (=3700mm)  
 $k$  : 座屈係数 (片側固定, 片側ピン=2.0457)

本検討の設計断面力に関しては、有限要素解析において構造物+地盤+補強材をそれぞれモデル化し、そこに外部からの強制変位によって地盤沈下を再現し、各要素をまとめて一度に計算を行うこととした。また、幾何学的非線形性を考慮することで、補強材の大変形を考慮した数値解析の検討を行った。

#### 4.1.3 施工条件

補強材の偏心量は 5mm 以下とする。偏心量が設計に比べ大きくなると、補強材が必要以上にたわみ、場合によっては座屈することもある。そのため、施工時にひずみゲージなどを用いて管理することが望ましいが、実施が困難な場合は、補強材を垂直方向に正確に設置するなどの管理が必要である。また、施工時に導入する補強材の軸力は、前述の通り 10kN とする。なお、トルクレンチには、導入軸力が記載されているものもあるが、トルク係数を仮定したものである。トルク係数は、ボルトの状況等により大きく変動するため、次のような手順で締め付けトルクを校正して、施工を実施する。

- ① 補強材にひずみゲージ (直径方向に 2 枚以上) を貼り付ける。
- ② ボルトの締め付けを行わず、軸力が 0 の時の、ひずみを初期値 (0) とする。
- ③ トルクレンチで軸力を徐々に導入し、軸力が 10kN 相当のひずみとなった時のトルクを記録する。
- ④ 3 本以上の補強材に対して①から③を実施する。なお、手順③は各 3 回以上実施。
- ⑤ 各結果の平均値を計算し、軸力が 10kN となる締め付けトルクを決定する。
- ⑥ すべての補強材を設定トルクで締め付ける。

なお、実施工においてトルクの校正は、データのばらつきを考え 3~5 本程度以上の補強材で実施されている。

#### 4.2 地盤沈下を考慮した数値解析的検討

第 2 章より、円形構造物である地中中空円形シールドトンネル断面に対する内空側の鋼材腐食は、剛性と破壊変形モードに強く影響しないことが確認された。そこで、本章では、地盤の圧密沈下によるトンネル断面の変形と柱構造の補強の相互作用の效果に着目し、柱構造の補強を行う時期をパラメータとして補強の效果を検討した。地盤沈下による巨視的な荷重状態を計算上で仮定し、RC 円形シールドトンネルの変形形状を仮想的に解析し、損傷指標の楕円率を指標として求め、補強効果の総合的な比較検討を以下の通り行った。なお、地盤に接する円形断面の外側の鉄筋腐食は前章の通り、検討から

除外している。実際に地下水に接する状況で酸素の供給が小さく、腐食リスクが小さい。また、視検査等は地下構造においては非現実的であり、実際に行われてはいない。

#### 4.2.1 数値解析モデルの概要

数値解析モデルを図 4-5 に示す。対象構造物は外径 4.2m、厚さ 25cm の円形シールドトンネルで解析断面は横断面とした。地盤物性値と構造物の物性値を表 4-1 と表 4-2 にそれぞれ示す。圧密沈下を想定しているので、地盤モデルは局所化を呈するひずみ軟化挙動を示さない軟弱な粘性地盤を想定した。構造物は付着による引張伝達を考慮する **Tension-stiffening** を含む鉄筋コンクリート要素 (RC 要素) と、ひび割れ後の軟化をモデル化するコンクリート要素 (PL 要素) で構成されている。RC 要素には周方向 (X, Z 方向) に主鉄筋、軸方向 (Y 方向) に配筋をそれぞれ設定した。解析モデルは三次元で、柱補強以外の構造物と地盤の要素を奥行方向に要素分割し、柱補強は奥行方向の中央に 2 要素となるようにモデル化した。圧密による地盤沈下は、構造物下部を除いた底面境界に-Z 方向に強制変位を与えることで、地盤の変形による荷重を再現した。

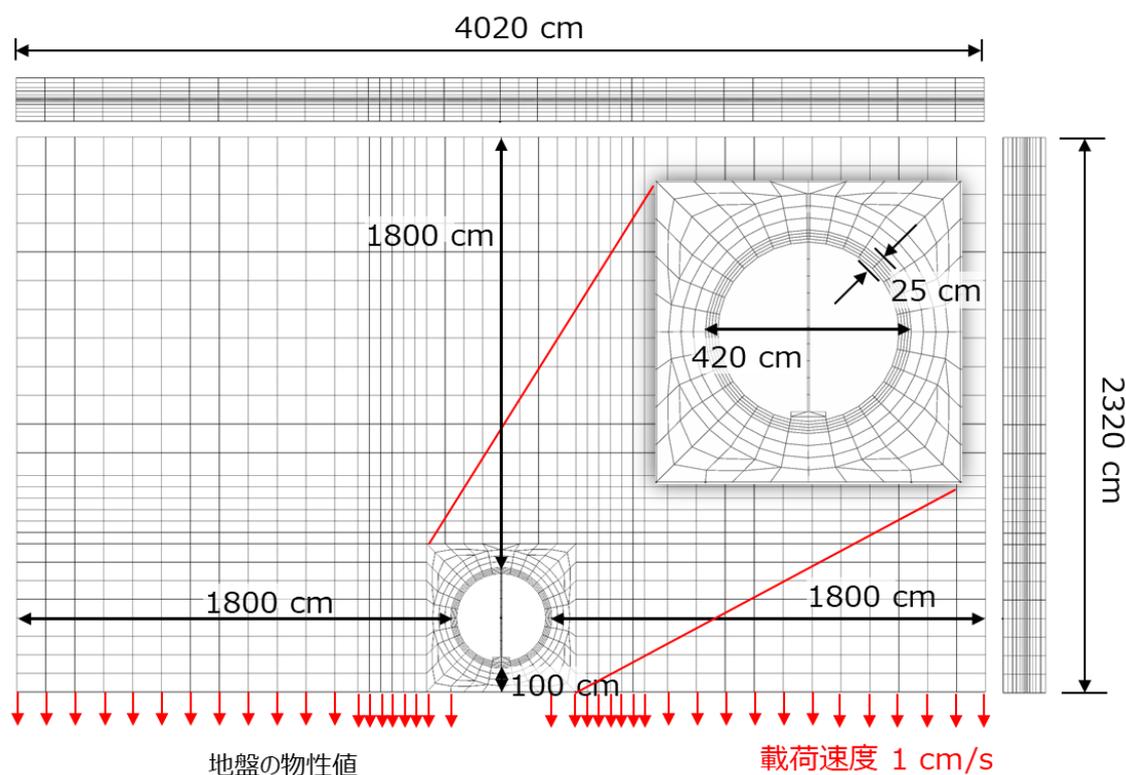


図 4-5 地盤沈下を受ける柱補強を考慮した数値解析モデル

表 4-1 地盤の物性値

項目	単位	軟弱地盤
初期せん断剛性	(kgf/cm <sup>2</sup> )	18.62
せん断強度	(kgf/cm <sup>2</sup> )	1.0
単位体積重量	(kgf/cm <sup>3</sup> )	0.00166
ポアソン比		0.45

表 4-2 RC 要素の物性値

項目	単位	RC要素
ヤング係数	(kgf/cm <sup>2</sup> )	320000
圧縮強度	(kgf/cm <sup>2</sup> )	150
引張強度	(kgf/cm <sup>2</sup> )	29
ポアソン比		0.2
単位体積重量	(kgf/cm <sup>2</sup> )	0.0026

#### 4.2.2 柱補強の設置時期による比較

柱補強を行う適切な時期を検証するために、表 4-3 に示すように、補強なしのケースと地盤沈下量に対する補強のタイミングを変更させた計 5 ケースの数値解析を実施した。柱を立てかける前の初期解析では、以後に設置する柱補強のための有限要素には丸目誤差を生じない程度に小さな剛性を設定して、地盤沈下とそれに連動する RC 断面の変形と損傷の解析を行った。その後、柱補強に対応する要素の実剛性を与えて更に地盤変形を進めて構造応答を求めた。柱要素の剛性回復時には、その段階での要素ひずみをゼロクリアし設置以後の変形に応じて柱の応力と変形が計算に算入された。

表 4-3 柱補強を行うタイミングとケース番号

ケース番号	補強	補強のタイミング
1	なし	—
2	あり	地盤沈下量 0cm 時
3		地盤沈下量 3cm 時
4		地盤沈下量 10cm 時
5		地盤沈下量 20cm 時

ケース 1 とケース 2 の比較を図 4-6 に示す。柱補強を行っていないケース 1 では、スプリングライン下部で主ひずみが集中し、構造物の内空を維持する性能を失っていることが分かる。対して、柱補強を早期に行ったケース 2 では、終局状態においても構造物の形状を維持しており、柱補強が有効であることが確認できた。

早期に設置した長柱の断面は小さく、人力で狭隘な空間内でも運搬が可能な設定となっている。軽量の補強であっても、予防保全の有効性は明確に示されている。一方で、重篤な損傷段階に至った後で補強材を設置しても、補強効果は表れてこない。あるいは相当断面の補強材でないと更なる損傷は回避できないことを示唆するものである。

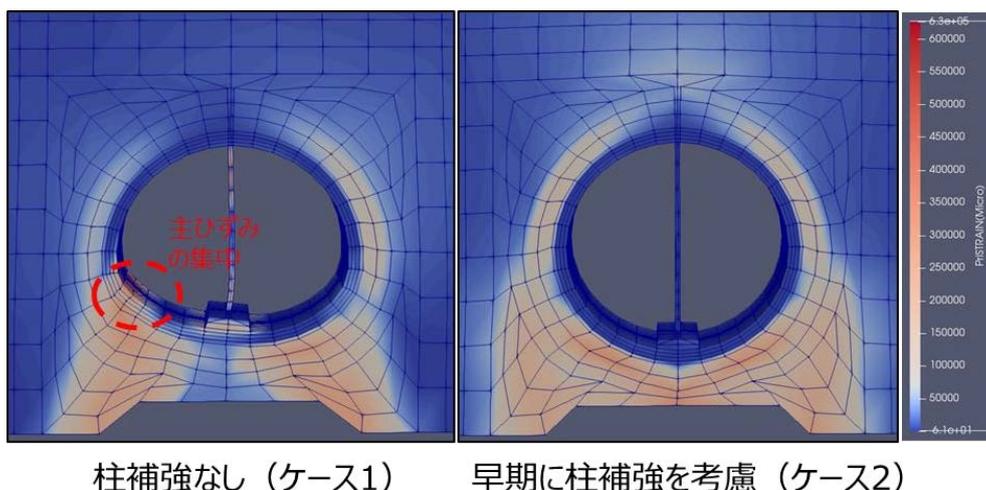


図 4-6 終局荷重時の構造物変形図（変形 10 倍）と主ひずみのコンター図の比較

次に、各ケースの地盤沈下量と鉛直方向と水平方向の内空変位の比較を図 4-7 に示す。構造物の健全度を把握する上で、内空変位の確認が有効であることは、第三章の地中境界条件を考慮した中型試験体と小型試験体の載荷実験で確認されている通りである。柱補強を行っていないケース 1 では、地盤沈下の進行に従い、鉛直方向と水平方向の内空変位量は増加し、楕円率が進行していることが分かる(図 4-8,9,10)。沈下量 43cm を超えた時点での鉛直変位は増加を続け、水平方向の変位は停止した。柱補強を行ったケース 2 からケース 5 は、柱を設置した直後から鉛直方向と水平方向の内空変位量ともに、内空変位の増加を抑える効果が確認された。

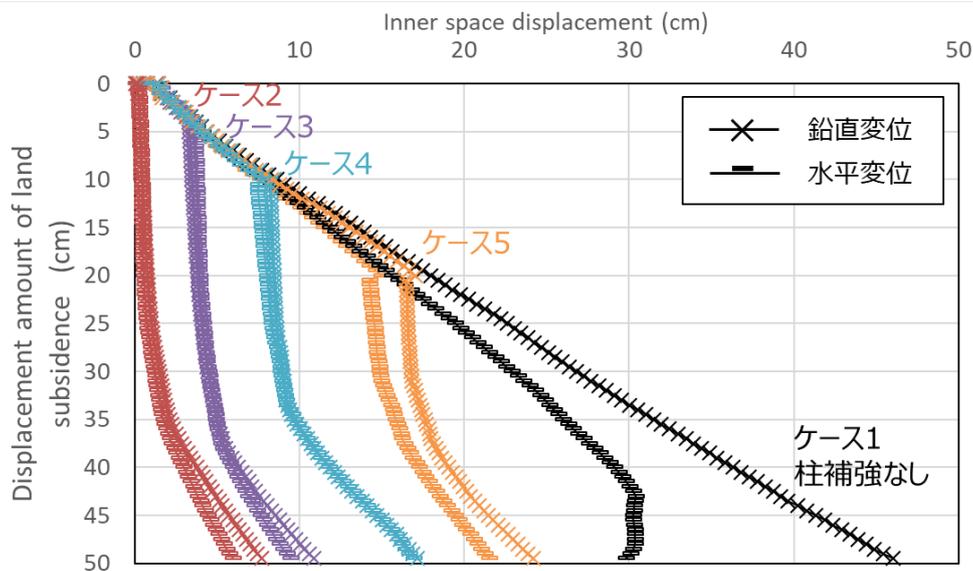


図 4-7 各ケースの内空変位量の推移の比較

終局時の内空変位を確認するために、各ケースの終局時の鉛直方向と水平方向の内空変位量と鉛直と水平の内空変位量の比率を図 4-8 から図 4-10 に示す。鉛直変位は地盤変位方向に正、水平変位は横に膨らむ方向を正としている。円形断面では補強の有無に関わらず、変形が安定している範囲においては、鉛直と水平変位増分が等しい楕円形状、即ち、ほぼ内空面積が一定となるように推移することが分かる。

しかし、補強無しに見られる通り、空間維持能が失われる近傍でこの関係が崩れてくることが解析で示唆される。補強が変形途上で柱の設置後、変位の絶対値は抑制されるとともに、以後の面積一定の楕円形状に推移する点は変わらないことは興味深い結果であった。内空変位モードの増分が鉛直水平ともに同じに推移すれば、空間維持性能は維持されていると判断できると思われる。

以上の通り、鉛直と水平の内空変位量は、柱補強時の地盤沈下量が大きいく程、終局状態での内空変位量が増加する傾向にある。ただし、柱補強を行ったいずれのケースにおいても、柱補強を行っていないケース 1 よりも最終的な変位は減少している。鉛直と水平の内空変位の比率はケース 4 の時に最も 1 に近く、真円に近い状態を保つ結果となった。これらの結果から、構造物の変形度に対してどの程度の補強を行うべきか、変形の損傷状況の進展度に応じて変わるという傾向が解析結果から求めることができた。

前述の通り、本解析で用いた指標は実構造に対してモニタリングが可能なものである。補強柱を設置したのちのトンネル断面の動きから、補強効果の確認が可能となる。換言すれば、設置後のトンネル断面の動きから、周辺地盤の沈下、変形量をだまかに推定することも可能と考えられる。

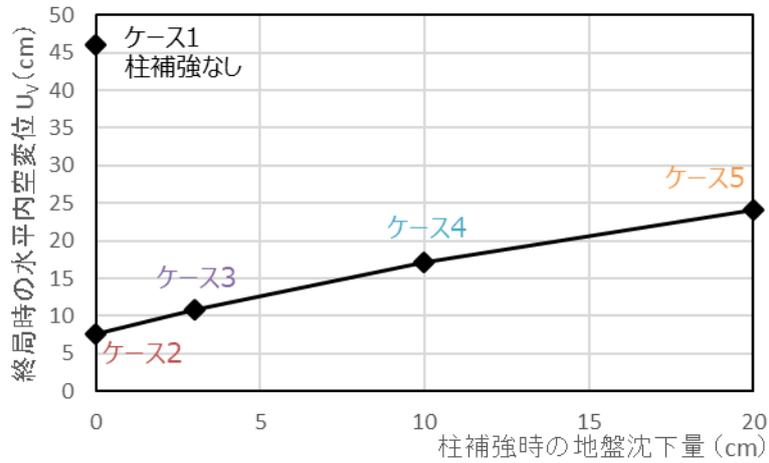


図 4-8 各ケースの終局時の鉛直方向の内空変位量  $U_V$  の比較

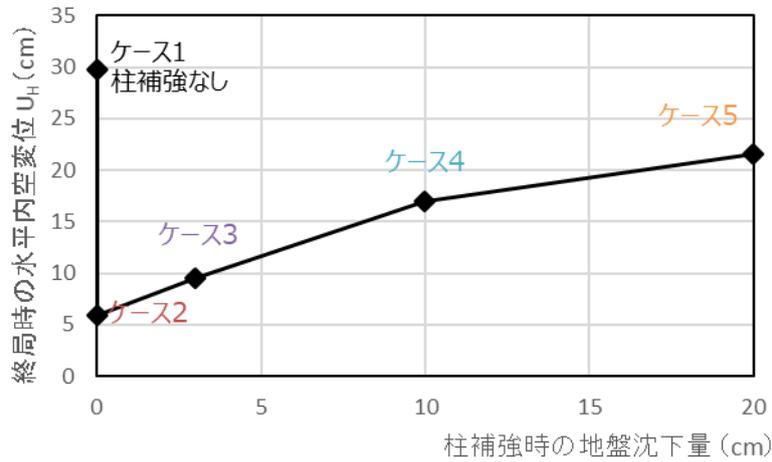


図 4-9 各ケースの終局時の水平方向の内空変位量  $U_H$  の比較

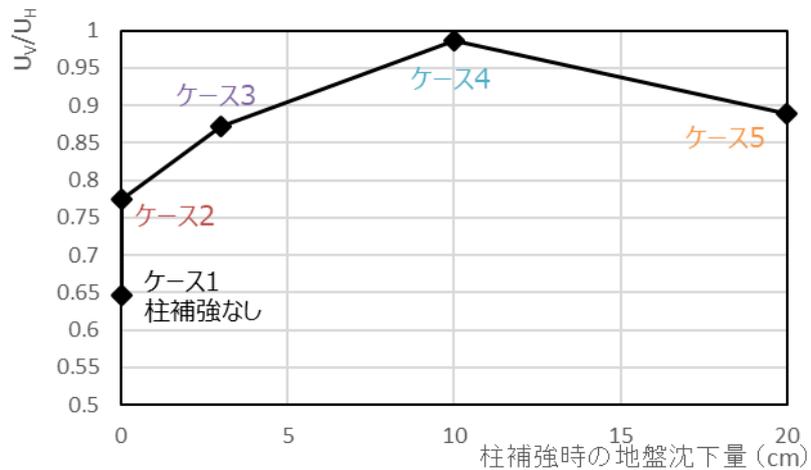


図 4-10 各ケースの終局時の鉛直方向と水平方向の内空変位の比率の比較

### 4.2.3 有効な補修時期の検討

有効な補修時期を検討するために、第三章で損傷度を代表する指標として提案した橢円度  $E$  を柱補強なしのケースで求めた。地盤沈下の変化量と橢円度の関係を図 4-11 に、地盤沈下の変化量と終局時の橢円度を 0.02 とした橢円度に対する安全率の関係を図 4-12 に示す。ケース 1 の橢円度は地盤沈下量が 43cm を超えた時に 0.02 を下回り、安全率が 1 以下となった。これは、図 4-6 のスプリングライン下で構造物の主ひずみが集中し始めたタイミングであり、内空変位の推移が鉛直変位は増加を続け、水平方向の変位は変化しなくなったタイミングと一致する。従って、有効な補修時期を決定するために、円形構造物の鉛直方向と水平方向の内空変位を計測し、算出した橢円度は有効であると考えた。

橢円度による判定指標がインフラ管理の実務において機能するには、損傷や変形を受ける前の段階で精度よく円形を呈していることが前提である。シールドトンネルの維持管理ではこの条件は実務上、確保されていると考えている。一方で、コンクリート現場施工による矩形断面洞道などでは、初期形状が計測されていない場合は殆どである。上面スラブの形状などは、施工誤差やコンクリート打設時のたわみが含まれている可能性は大きい。したがって、本研究で提案する内空変形モードに関する指標には、適用範囲があることをここに銘記しておきたい。

本研究では表 2-11 に示すように、安全率の範囲を 1.0, 1.2, 2.0 と提案している。しかし、補修計画から補修を実施するまでの期間等を考慮すると、より早期に維持管理計画を立てる必要がある。安全率の範囲は所有者の意向に沿う必要があるが、本研究では 1.0, 1.2, 2.0 のしきい値を提案するものである。

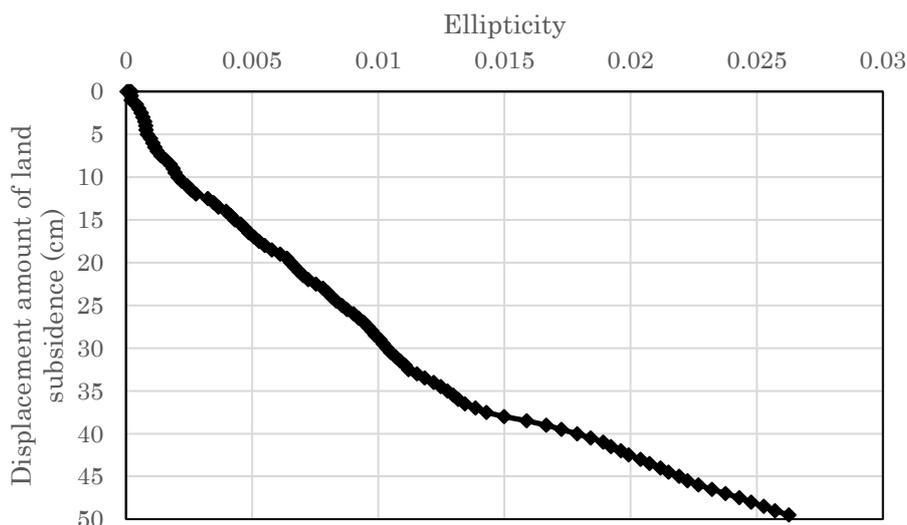


図 4-11 地盤沈下の変化量と橢円度の関係

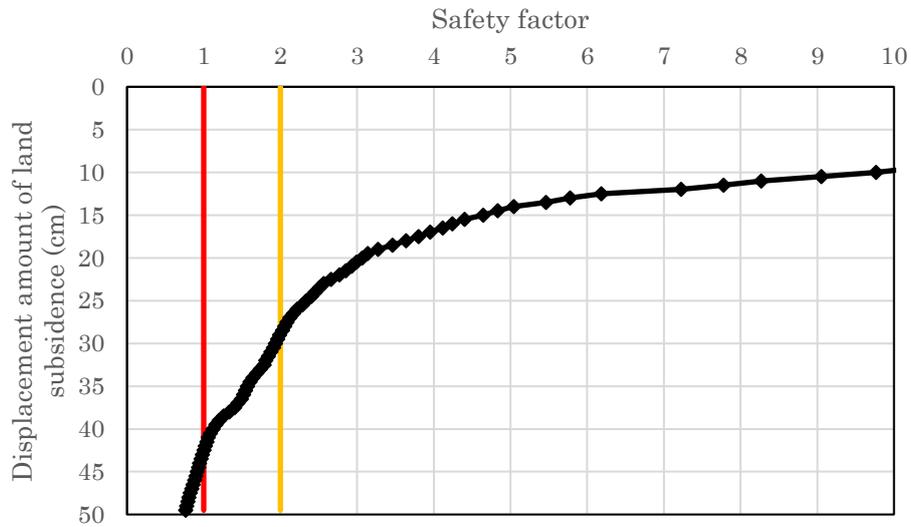


図 4-12 地盤沈下の変化量と安全率の関係

#### 4.3 数値解析を用いた維持管理計画の提案

提案する数値解析を用いた維持管理計画においては、対象とする送電用シールドトンネルの最大内空変位量を事前に把握することとしたい。調査対象は鉛直方向と水平方向の内空変位とし、鉛直方向と水平方向の内空変位の比率である楕円度を評価値とする。次に、求めた楕円度から終局時の楕円度を 0.02 とした安全率を求める。安全率が 1.0 以下だと抜本的な改築や別ルート of 考慮し、1.0 より大きく 1.2 以下だと柱構造の補強の計画を行い、1.2 より大きく 2.0 以下だと経過観察、2.0 より大きいと異常なしと判断することを提案したい。

以上の流れで、計測が容易な内空変位量から求めた楕円度から安全性評価の予測を行い、補修・補強計画の判断を行うことが可能となる。本研究の範囲において、あくまでも維持管理対象を円形 RC 中空断面に限定している。広く実用化に供するには実機レベルでの試行が必要であることは言を待たない。本研究は安全率の範囲の決定や短期荷重における安全性など、実務レベルの対応を行う上での緒を付けたものである。

#### 4.4 まとめ

本研究では、地盤沈下を受ける 3 次元数値解析を行い、柱補強の効果や実構造物にお損傷度の指標として楕円度を提案し、その効果を検証した。その結果、柱構造の補強方法は円形中空断面を維持する効果は十分にあるが、構造物の変形度に対して、どの程度

の補強を行うべきか、変形の損傷状況の進展度に応じて変わることが解析結果から示唆された。以上より、計測が容易な内空変位量から求めた楕円度から安全性評価の予測を行い、補修・補強計画の判断を行うことができる維持管理手法を提案した。

#### 第四章の参考文献

- 1) 塩冶 幸男, 内藤 幸弘, 阿南 健一, 大塚 正博, 小泉 淳: 経年劣化したシールドトンネルの補強に関する研究, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), 67 巻 2 号, pp.62-78, 2011.
- 2) 佐藤克晴, 嘉賀大樹, 吉本正浩, 阿南健一: 送電用シールドトンネルに対する補強部材の耐荷性能の研究, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol.76, No.2 (特集号), I\_49-I\_58, 2020
- 3) 塩冶 幸男, 阿南 健一, 大塚 正博, 小泉 淳, 地中送電用シールドトンネルの維持管理に関する研究, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), 67 巻 2 号 p. 108-125, 2011

## 第5章 結論

RC 中空円形断面を有する構造と地盤の相互作用と鋼材腐食による構造性能の変化を実験および数値解析を用いて考察し、同構造に特徴的な破壊モードの存在を明らかにするとともに、数値解析による空間維持に関わる耐荷力の評価法の信頼性を確認した。さらに、コンクリートと電気化学的に等価な電解質媒体を用いて、マクロ腐食環境に置かれる円形 RC 断面が受ける最大可能な腐食領域を推定し、電気化学的手法による解析から確認を得た。これらの知見から腐食損傷と地盤沈下の両者を受けた RC 円形断面構造の残存性能を評価し、簡易柱の設置による補強工法の効果を算定した。これらの結果から、断面変形を楕円率で代表することで柱補強の効果と空間維持に関わる限界状態を概ね定量評価できることを示すことができた。

本研究で提案した楕円率は実機で容易に計測可能であるため、腐食損傷の度合いを直接検査することなく、RC 円形中空構造の管理水準を与えることが可能となる。本提案の適用範囲は未だ限定的であり、今後、本手法の実用化に向けた試行が必要と考えている。以上より、既設インフラ構造物の設備更新に向け、「既存設備を最大限に活用した維持管理の優先順位シナリオ」を判断する一方法を提案した。以下に個別事項に関して結論をまとめた。

### (1) 地中境界条件におけるせん断破壊モード

地中境界条件下では土圧による分布荷重を受け、先行する曲げひび割れに沿ってせん断破壊するモードが先行曲げ断面に集中して生じることを実験から明らかにし、解析からも確認を取ることができた。構造物断面を貫通するひび割れが発生するせん断破壊形態は、地中構造物において地下水の流入を許す危険な破壊モードである。このせん断破壊は、腐食の無い健全なケースでは試験体側面に発生し、腐食損傷を有するケースでは試験体上部に発生した。いずれも数値解析によって予見可能であることを示した。

### (2) トンネル構造における鋼材腐食の影響

中空 RC 円形断面トンネル構造では、鋼材腐食の影響は少なく、耐力や剛性に強い影響を及ぼさないことが実験により示された。一方で、主鉄筋腐食の影響は、最大荷重以降のせん断破壊が進展した位置の違いとなって現れた。腐食劣化させた部位近傍には構造破壊に繋がる損傷は発生せず、左右側面で試験体の上部でせん断破壊が生じた。腐食箇所の非対称性によって側面部でなく、天井部で破壊が生じる可能性があり、維持管理における留意点を得ることができた。腐食箇所のみ傾注した対策は、安全

性の観点から注意を要する。

### (3) 地中境界条件と鉄筋腐食を考慮した数値解析モデル

円形 RC 中空断面試験体の地中境界条件における数値解析を実施した。腐食無しケースについての数値解析と実験の比較から、数値解析によって実構造物の荷重変位関係と内空変位をほぼ計算で再現できることを確認した。腐食させたケースは、健全なケースより腐食させた場合の方が最大荷重を、幾分低く評価する傾向にある。実験では外側鉄筋は腐食量が小さく、目視では腐食ひび割れは確認去されず、曲げ耐力に影響を及ぼさなかった。解析では、腐食生成物の発生に伴う膨張圧によってコンクリートかぶりに損傷が入る計算結果となった。そのため、腐食範囲の側面の内側と外側のかぶりの損傷によって、曲げ耐力が中立軸の位置の変化で低下する結果となった。実構造物でもコンクリートの浮きが確認される箇所は多い。使用した数値解析は、本実験に対して、実構造に近い安全側の評価となった。

### (4) 時間依存性を考慮した数値解析モデル

トンネル構造の土中載荷実験で観測された曲げ圧縮破壊先行のせん断破壊モードを詳細に調査するために、RC 単純梁を用いて曲げ破壊先行のせん断破壊実験を実施した。解析モデルでは、高ひずみ領域での時間依存性を考慮した構成モデルを使用し、最大耐力近傍にて実験と同様に 10 秒間の荷重維持を与えて解析を行い、荷重と経過時間の関係を実験と整合させた。その結果、耐力近傍での挙動と除荷の挙動をほぼ再現することができた。最大主ひずみの集中領域と変形範囲も実験と同等の結果が得られ、数値解析で実験の挙動を、ほぼ再現することができた。

### (5) 可視化材料を用いた電食実験とマクロセル腐食の構造検討

コンクリートに等価な透明電解質を媒体とする電食実験を行った結果、マクロセル腐食環境下では、最大でも全断面の四分の一の範囲に留まることを確認した。同時に腐食領域が相対する位置にカソード領域が形成されるために、その部分での腐食が抑制される機構が形成されることを、電気化学的手法による腐食解析で確認を行った。維持管理において、最大腐食領域の把握は予防保全の観点から有用と考えられる。

### (6) 損傷度を代表する指標とした楕円度の検討

構造物の損傷度を代表する指標として楕円度を提案し、およそ 0.02 が円形断面構造の空間維持に関する限界状態に対応することを明らかにした。腐食の有無に対する楕円度の影響は少なく、腐食箇所の影響を検証した小型試験でも、中型試験と同様に荷重変位関係は剛性や最大荷重に大きな変化がなく、軽度の鋼材欠損は腐食なしの試験体とほぼ様な荷重変位関係と破壊モードを示していることを得た。地盤沈下を考

慮した 3 次元数値解析においても、楕円度が 0.02 のときにスプリングライン下で構造物の主ひずみが集中し始め、内空変位の推移が鉛直変位は増加を続け、水平方向の変位は変化しなくなった。補修時期を決定するにあたり楕円度は有効な指標となることを検証した。

#### (7) 数値解析モデルを用いた維持管理計画の提案

計測が容易な内空変位量から求めた楕円度から安全性評価を行い、評価値に応じて柱補修・補強の量と間隔を決定する維持管理手法を提案した。

### 公表論文

#### ・査読付き論文

- 1) Aoki, H. and Fan, S. and Yamanoi, Y. and Ren, M. and Takahashi, H. and Maekawa, K. : Failure mode of deteriorated concrete tunnel sections under subsidence and localised shear, Proceedings of the Institution of Civil Engineers “Structures and Buildings”, 2021.
- 2) 青木宏明, 高橋秀明, 前川宏一 : 可視化材料を用いた鉄筋の電食実験と分極反応領域の評価検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.42, No.1, pp767-772, 2020
- 3) 青木宏明, 高橋秀明, 田邊成, 前川宏一 : 中空円形 RC 構造の地中における破壊モードと鉄筋腐食の影響, 土木学会論文集, (査読対応中)

#### ・会議論文

- 4) Aoki H, Yamanoi Y, Takahashi H, Maekawa K : Failure mode and safety assessment of corroded RC tunnel sections subjected to subsidence and localized shear of soil foundation, CoRASS 2019
- 5) 青木宏明, 高橋秀明, 前川宏一 : 可視化材料を用いた鉄筋の電食実験と分極反応領域の評価検討, 令和 2 年度土木学会全国大会第 75 回年次学術講演会, V-317, 2020

## 謝辞

博士論文の遂行、取りまとめに際しまして、有益なるご指導を頂きました方々にこの場を借りて謹んで深甚なる敬意を表します。

指導教員である前川宏一教授からは、本研究を進める上で多大なご指導とご鞭撻を賜りました。博士課程に入る前から、東電設計として共同研究でお世話になり、前川先生の型に嵌らない発想は、研究における固定観念に縛られず、柔軟な思考を鍛えていただきました。入学当初からコロナ禍となり、自由に大学に行けなかった時期もありましたが、メールや Skype 等で研究のご相談させていただき、非常に感謝しております。国際会議の発表や国際ジャーナルの投稿は、国内の会議発表しか経験していなかった私にとって、とても貴重な体験となりました。コンクリート構造から地盤工学と材料劣化まで多様な知識が必要なテーマでしたが、先生の豊富な経験と最先端の知識によってご助言いただき、筆者にとって非常に大きな助けとなりました。これから一人の技術者として多角的な視点で物事を考える能力を持ち、持続可能な社会を実現させる一端として日々精進していきたいと思っております。前川先生のご指導のもとで本研究を遂行することができ、大変光栄に存じます。改めて、ここに感謝の意を表します。

快く副査を引き受けてくださった勝地弘教授、細田暁教授、藤山知加子准教授、崔瑛准教授には、的確なアドバイスを頂いたことに御礼申し上げます。勝地弘教授には、本論文をご精読いただき、多くの有用なコメントを頂きました。細田暁教授と藤山知加子准教授には、研究室のゼミでの的確なアドバイスをくださり、研究の質を向上させることができたと思っております。深く感謝申し上げます。崔瑛准教授には、地盤工学に関する視点からご助言をいただき、非常に大きな助けとなりました。

東京電力の吉本正浩氏、和田好史氏、岡滋晃氏、東電設計の中川貴之氏、阿南健一氏、志岐仁成氏には、劣化した洞道の見学会や打ち合わせで貴重なご支援やアドバイスを頂きました。筆者の所属する部署では、洞道に関する知識を得ることが難しい部分もあり、実際の劣化事例を観ることは、本研究を進めるうえで重要な経験となりました。洞道に関する情報も共有いただき、本研究を進める上で大きな助けとなりました。心より感謝申し上げます。

日本コンクリート工業の白鳥光雄氏、石田明浩氏とエムシステムの黒澤仁悦氏、袴田順一氏、川村浩司氏、川村俊博氏、小林重幸氏、黒澤仁彦氏には、実験を遂行していく上で、非常に大きなご支援をいただきました。電食実験の経過観察のために、ほぼ毎日事務所にお伺いする期間もありましたが、とても温かく迎えていただき、惜しまぬご助力をいただきました。本研究の枢要である地中境界条件の構造実験の際にも、未熟な私を支えていただき、円滑に実験を遂行することができました。打合せの際にも、貴重なアドバイスを数多くいただき、何度も助けられました。深く感謝申し上げます。

日本コンクリート工業の白鳥光雄氏、石田明浩氏と川島工場の皆様には、地中境界条

件の構造実験の試験体作成と RC 梁のせん断破壊実験で多大なるご支援をいただきました。特に石田様には、実験当初から多くご助言ご協力さらには、心強い励ましの言葉をいただき実験の工程を支えていただきました。心よりお礼申し上げます。

東電設計の田邊さん、高橋さん、山野さん、玉置さんには本研究を遂行するにあたり、職場の上司であるとともに、共同研究者として常にご支援とご教示を賜りました。皆様のご指導、ご支援、ご協力がなければ、本論文を遂行することが出来ませんでした。ならびに、横浜国立大学博士課程へ進学することを了承いただき、長期にわたり業務をご配慮いただきました東電設計の皆様に、改めて御礼申し上げます。これからは、博士課程で培った技術を社内へ展開していく所存です。

また、修了生である山野井さん、范さん、竹田さんには、研究活動を通して互いに協力し、有益な研究室活動を送ることができました。王さん、岡さん、村田さんには、研究に関する相談や研究室活動を通じて、充実した学校生活を送ることができました。様々な形で支えていただき感謝いたします。

末筆となりましたが、本論文を作成するにあたり、陰ながら支えてくれた家族と、様々な形でご協力、ご支援いただきました皆様に心から感謝申し上げます。

2023年3月 青木宏明

# 付録

## 第1章 数値解析手法の概要

### 1.1 鉄筋コンクリート構成則

#### 1.1.1 ひび割れていないコンクリートの弾塑性構成則

引張を受けるコンクリートは、引張強度に到達後、ひび割れが発生して急激な剛性低下を引き起こすが、圧縮を受ける場合であっても、内部ではマイクロクラックの発生に伴い剛性が低下する。つまり、変形挙動の異なる骨材やセメント硬化体の集合体として構成されるコンクリートの非線形挙動には、塑性と破壊が混在していることが、セメント系複合材料の特徴である。

弾塑性破壊モデルでは図 1-1 に示すように、コンクリートが平行に連結したいくつかの微小構成要素としてモデル化され、個々の微小要素はコンクリートの内部応力抵抗メカニズムとエネルギー吸収能力を表す弾性ばね、および塑性変形のずれを表すスライダーによって構成されると仮定している。連続体の「破壊」は、ばねの破断、消失による全体剛性の低下として表現される。 $K_0$ は耐荷力を保持している構成要素の割合を示す破壊パラメータとして定義され、破壊の進行がゼロの場合を 1 としており、すべての構成要素を失ったとき 0 に対応される。そこで、点 A における応力は式(1-1)で与えることができる。これを 3 次元応力-ひずみ場に拡張する際には（後出）、一般化せん断応力-せん断ひずみ（不変量）の関係に適用する。

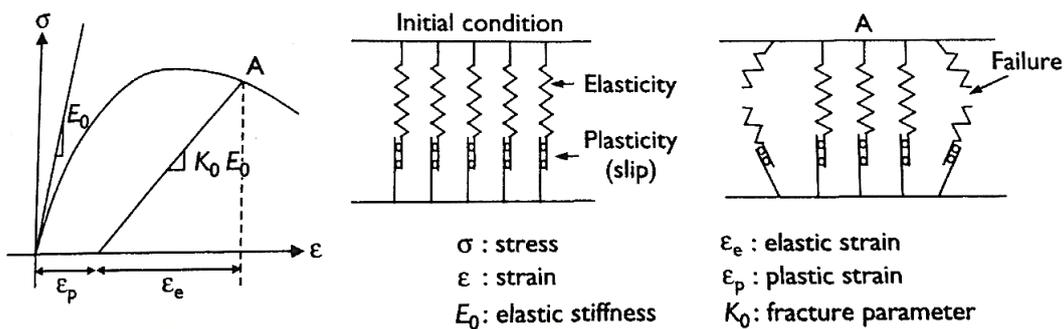


図 1-1 弾塑性破壊モデルの模式図<sup>1)</sup>

$$\sigma = K_0 E_0 \varepsilon_e = K_0 E_0 (\varepsilon - \varepsilon_p) \quad (1-2)$$

ただし、 $\sigma$  : 応力、 $K_0$  : 破壊パラメータ、 $E_0$  : 弾性係数、 $\varepsilon_e$  : 弾性ひずみ、 $\varepsilon$  : 全ひずみ、 $\varepsilon_p$  : 塑性ひずみを表す。

### 1.1.2 ひび割れ面でのコンクリートのせん断伝達特性

普通強度のコンクリートのひび割れは骨材の表面に沿って発生するため、ひび割れ面形状は凸凹している。せん断ずれ変位がひび割れの開口とともに生じると、図 1-2 (a) に示すように、その表面の一部が対向する片方のひび割れ表面に接触し、接触点を介してせん断応力と直圧縮応力とが伝達される。ひび割れ面の複雑な形状を、接触単位と定義される無数に小さな小片に分け、接触単位の法線方向の分布を一つの接触密度関数で表すことで、ひび割れ面形状を統計的に表現している。接触単位面の方向についての分布を骨材の寸法や粒度に関係なく、図 1-2 (b) に示す三角関数によって表現する<sup>2)</sup>。また、ある接触単位についての接触圧縮応力は直交方向と接線方向の相対変位の関数であり、接触部分の変形が図 1-2(c) のように簡単な完全弾塑性モデルでモデル化している。そして、ひび割れ面でのせん断力伝達機構を、骨材同士の噛み合わせによる接触応力と接触面間の摩擦力とに分けて考え、各接触面に対して接触面直方向の接触応力と摩擦力を定義し、式(1-3)、式(1-4)のように全方向で足し合わせることでひび割れ面でのせん断伝達力を算出する。

本モデルは Li-Maekawa モデルと広く呼ばれ、1990 年以後に展開する一連のマルチスケールモデルの草分け的存在となっている。モルタルや軽量コンクリート、高強度コンクリートに特有の平滑なひび割れ面形状は接触面密度関数で統一的に表現される。この後半な適用性は後の Yamanoi, Soltani, Fujiyama らのコンクリートの砂利化研究にも応用されている。

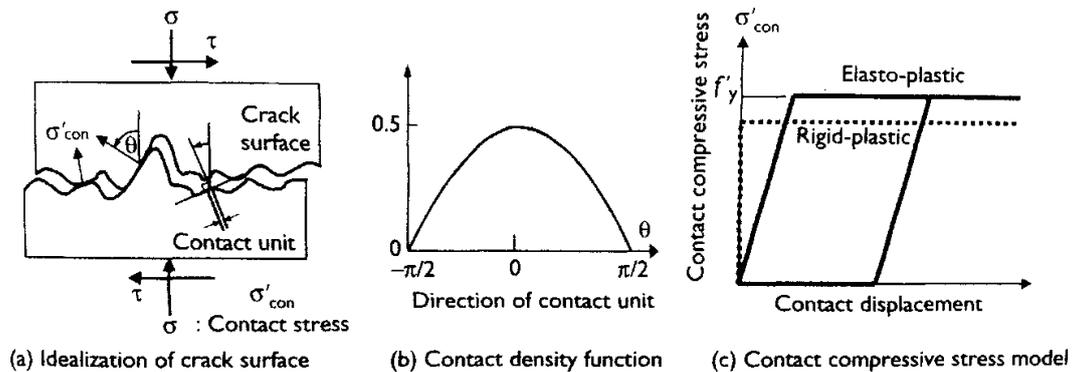


図 1-2 接触密度モデル<sup>1)</sup>

$$\tau = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} R'_c(\omega, \delta, \theta) \sin\theta_s d\theta \quad (1-5)$$

$$\sigma' = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} R'_c(\omega, \delta, \theta) \cos\theta_s d\theta \quad (1-6)$$

ただし、 $\tau, \sigma'$  : せん断伝達応力及び圧縮伝達応力、 $R'_c(\omega, \delta, \theta)$  : 接触面 $\theta$ での接触力、 $\omega, \delta$  : ひび割れ開口幅及びずれ量、 $\theta_s$  : 接触面法線に対する接触力の作用ベクトル角

### 1.1.3 ひび割れ面平行方向のコンクリートの圧縮特性

ひび割れが発生したコンクリートの平均的な圧縮変形特性は、基本的にひび割れていないコンクリートの弾塑性構成則に則って表現され、ひび割れの存在による局所応力場の不均一性を簡略化して一般化を図っている。不均一性はひび割れの開口によって増幅されるものの、十分に開口した後は定常状態と考えられる<sup>3)</sup>。事実、ひび割れ直方向の引張ひずみは圧縮塑性の進行に影響しないが、圧縮強度および剛性を低減させるメカニズムが宮原・前川らの実験により確認されたため、図 1-3 と式(1-7)に示すように、ひび割れ発生後の破壊パラメータ $K$ とひび割れていないコンクリートの破壊パラメータ $K_0$ との比を強度低減係数 $\omega$ として導入することで、その性質を考慮している。

破壊パラメータの割引による機構の表現によれば、当然ながら塑性変形の進展則には影響を与えない。これについても、ひび割れを受けたコンクリートの交番圧縮実験より、弾性ひずみー塑性ひずみ関係は、圧縮方向に導入されたひび割れには依存しないことが実証、確認されている。

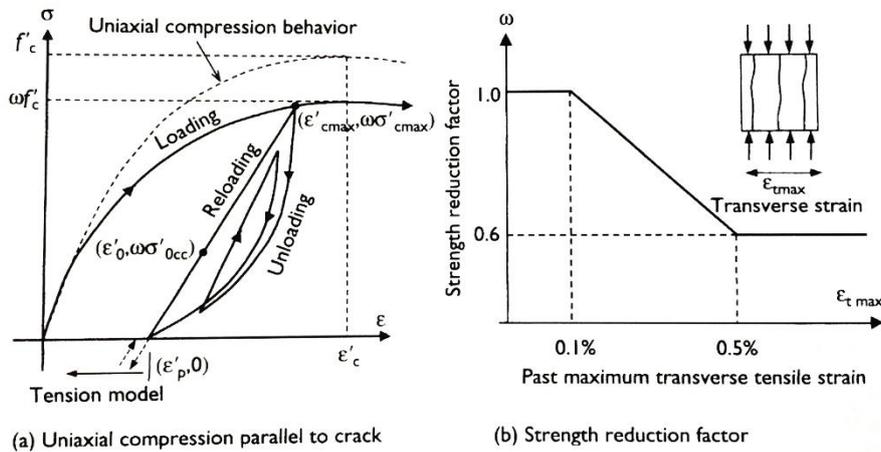


図 1-3 ひび割れ面平行方向の圧縮モデル<sup>1)</sup>

$$\sigma_{cc} = \omega K_0 E_{co} (\epsilon - \epsilon_p) \quad (1-8)$$

ただし、 $\sigma$  : コンクリートの圧縮応力、 $\omega$  : 強度低減係数、 $K_0$  : 破壊パラメータ、 $E_{co}$  : 初期剛性、 $\epsilon$  : 全ひずみ、 $\epsilon_p$  : 塑性ひずみ

### 1.1.4 ひび割れ面直方向のコンクリートの引張特性

鉄筋コンクリートにひび割れが発生すると、ひび割れ面でのコンクリートが直ちに引張負担能力を失い、全引張力が鉄筋によって負担する。これに対して、図 1-4 に示すように、コンクリートと鉄筋との間に付着が存在するため、ひび割れが発生した後も、ひび割れに囲まれたコンクリートは、なおもって引張力の一部を負担する。したがって、鉄筋コンクリートの引張剛性はひび割れが発生後も、鉄筋単体の引張剛性より高い。また、鉄筋に発生している応力がコンクリートに伝達されるため、ひび割れ部において鉄筋の応力は最大になり、ひび割れ間ではひび割れから離れるほど鉄筋の応力が小さくなる。コンクリートの引張負担分を考慮しないと、空間平均化した鉄筋コンクリート構造物のエネルギー吸収能力を過小評価してしまうため、図 1-5 と式(1-9)に示すように、無筋コンクリート領域では要素長に応じた破壊エネルギーに基づく引張硬化・軟化係数  $c$  を導入し、鉄筋を有する領域では付着応力の伝達効果を同様に軟化曲線で表現することで、引張強度に到達した後のコンクリートの引張応力負担をそれぞれで考慮している。

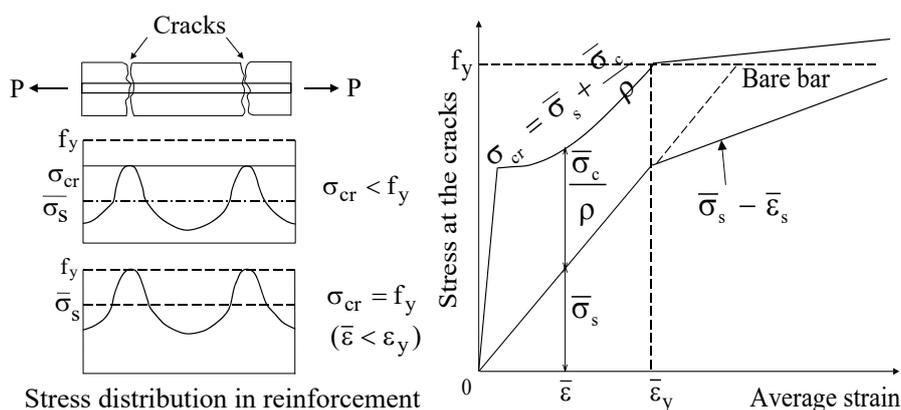


図 1-4 鉄筋コンクリートの引張応力化の平均応力-平均ひずみ関係 1), 4), 5)

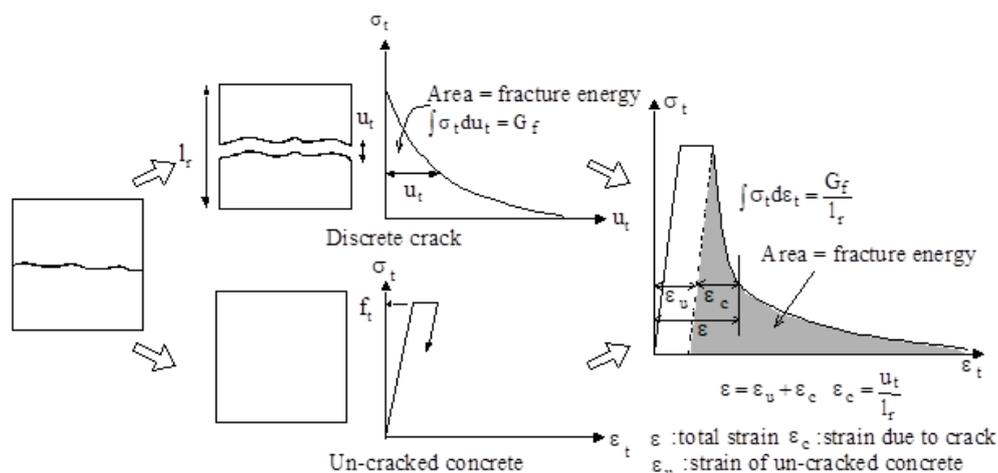


図 1-5 ひび割れ面直方向の引張モデル 1)

$$\int \sigma_t d\varepsilon_t = \int f_t \left( \frac{\varepsilon_{tu}}{\varepsilon_t} \right)^c d\varepsilon_t = G_f / l_r \quad (1-10)$$

ただし、 $\sigma_t, \varepsilon_t$  : 引張応力及び引張ひずみ、 $f_t$  : 引張強度、 $\varepsilon_{tu}$  : ひび割れ発生ひずみ、 $c$  : 引張軟化・硬化係数、 $G_f$  : 破壊エネルギー、 $l_r$  : ひび割れ面法線方向の要素長

### 1.1.5 三次元要素の空間平均化構成則

前節における圧縮、引張、せん断に関する1次元構成則を3次元空間上で組み合わせることで、多応力下のひび割れを含むコンクリートの構成則を得ている。ひび割れの方向は発生後、空間上で固定され、以後変化しない。このひび割れに沿って上記の3構成則が適用される。ここでは、空間に分布する複数のひび割れ群を平均的に扱う分散ひび割れモデルを採用した。この空間平均化された構成則では、ひび割れ間隔は陽に現れないことが理論的に導出されており、鉄筋コンクリートの力学機構を特徴づけている。

主応力方向が回転すると、当然ながらひび割れは物理的に観点しないので、せん断伝達機構が陽に現れ、RC要素の異方性を担うこととなる<sup>6)</sup>。最初のひび割れ導入後、第二第三のひび割れが交差して発生する。これは交番载荷を受ける構造物には必ず発生する事象である。複数方向のひび割れ状態を考慮するために、前川らによって開発された疑似直交2方向クラックに対する構成関係<sup>7)</sup>を基盤として、福浦らによって考案されたアクティブクラックの概念により、6方向までの固定ひび割れが考慮可能な構成モデルが開発された<sup>8), 9)</sup>。本研究ではこの構成則を用いて数値解析を実行したのである。

複数のひび割れが交差した状態では、最も大きなひび割れ開口を呈したひび割れが全体挙動をほぼ支配し、それ以外のひび割れは静的及び動的運動を殆ど停止する。この主たるひび割れをアクティブクラックと定義している。このような相互作用が卓越する主因は、前出のせん断伝達機構、すなわち骨材のインターロック機構にある。ひび割れたコンクリートのせん断伝達剛性は一般的に高く、かつひび割れ開口幅に強く依存する。そのため、複数のひび割れが交差した状態では、開口の大きい方のひび割れにほとんどのせん断ひずみが集中する。さらに、除荷時の剛性も際立って高いため、アクティブクラック以外のひび割れが除荷状態に入ると急速に変形を止めてしまう。この特性を用いて複雑なひび割れ相互の交差効果を安定かつ精度よく計算することに成功している。

以上のアクティブクラック面に関してのひび割れたコンクリートの引張・圧縮・せん断構成モデルを図1-6にまとめた。福浦・前川らによる多方向非直交ひび割れモデルでは、最大6方向のひび割れ群まで扱うことができる。これらはそれぞれ直交している必要は無く、非直交状態を扱うことができる点に特徴がある。アクティブクラックはひずみ履歴に応じて変化する。これを逐次追跡して、あらゆる応力-ひずみ履歴に対応することが可能となっている。本構成モデルを用いることで、各方向の損傷状態（各方向に破壊パラメータ）を逐一得ることができる。この特性はコンクリート複合体が最終的に

砂利化する過程を数値計算に反映することを可能としており、今日、断層破碎帯、レンガ積構造、プレキャスト部材接合面の解析へと展開が拡大している。

空中にあるコンクリート構造物では、交番載荷や多方向入力による複数のひび割れが要素内で交差するが、多くの場合、互いに直交する状態に近い。すなわち応力の絶対値は大きく変動するものの、主応力方向は殆ど回転しない状況になっている場合が多い。また、直交するように配筋が考慮され、そのように現実化される。したがって、せん断伝達モデルは不要に近い状況となる。そのため、陸上構造物の数値解析ではどのようなせん断伝達モデルを用いようとも、構造応答値に差はあまり出ない。

しかし、鋼材腐食と外力作用とでは主応力方向は大きく異なる。さらに地中構造物では周辺地盤と共に変形するため、高次不静定を呈する。その結果、ひび割れは非直交に交差する。以上を鑑み、本研究では現存する構成則の中で、最も多方向非直交ひび割れに対して精度の高いモデルを採用するに至った。

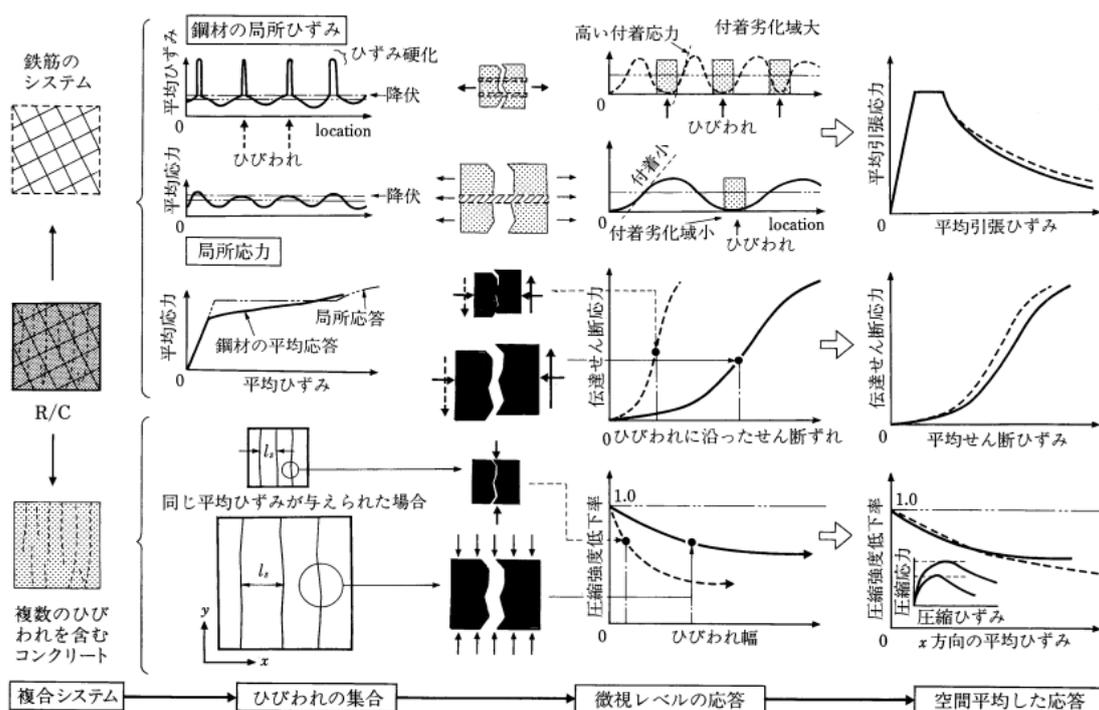


図 1-6 鉄筋コンクリートの構成関係<sup>10)</sup>

## 1.2 地盤構成則

地盤材料に対して、東畑らは、Multi-Yield Surface 塑性理論に基づく、弾塑性構成則を考案し<sup>11), 12), 13), 14)</sup>, Soltani らはコンクリートとの連成解析に適用するために、これを平均応力—平均ひずみ関係に組み込んだ<sup>16)</sup>。

Multi-Yield Surface 塑性理論は、図 1-7 (a)に示すように、地盤をスライダ付きのばねの集合とみなし、各ばねに異なる剛性と強度を設定することで、地盤の非線形性を表

すものである。ばねが地盤の弾性を表し、スライダーが塑性を表す。図 1-7 (b)のよう  
な構成関係を示す地盤の場合、 $n$  個の参照点を抽出し、各参照点間の平均剛性と降伏強  
度を式(1-11), (1-12)のように定義すると、図 1-7 (c)のように  $n$  個の完全弾塑性ばねの  
挙動に分解できる。各構成ばねに関して、連続体の弾塑性論に則り偏差成分と体積成分  
を算出する。そして、式(1-13), (1-14)で示すように、全ばねの応力を足し合わせるこ  
とによって、地盤全体の偏差成分と体積成分を算出することができる。地盤応力はこれら  
の足し合わせであることから、最終的には式(1-15)で示すように地盤応力が算定される。  
なお、本研究ではピークに至るまでの地盤構成則には、Osaki モデルによる骨格曲線と  
Masing 則による履歴特性によってせん断成分の非線形性を考慮したモデルを用いた<sup>17)</sup>。

$$\begin{cases} G_0^m = D_m - D_{m+1}, & m = 1 \sim n - 1 \\ G_0^n = D_n, & m = n \end{cases} \quad (1-16)$$

$$\begin{cases} F_{ref}^m = G_0^m * \gamma_m, & m = 1 \sim n - 1 \\ F_{ref}^n = \infty, & m = n \end{cases} \quad (1-17)$$

$$S_{ij} = \sum_{m=1}^n S_{ij}^m(\varepsilon_{kl}, \varepsilon_{pkl}^m, G_0^m, F^m) \quad (1-18)$$

$$p = 3(\varepsilon_0 - \varepsilon_v - \varepsilon_p) \sum_{m=1}^n K^m(p_0, v, G_0^m) \quad (1-19)$$

$$\sigma_{ij} = S_{ij} + p\delta_{ij} \quad (1-20)$$

ただし、 $K$ ：バルク剛性、 $\varepsilon_0$ ：全体積ひずみ、 $\varepsilon_v$ ：ダイレタンシーに起因する圧縮ひ  
ずみ、 $\varepsilon_p$ ：有効応力の増加に起因する圧縮ひずみ

ピーク後の地盤構成則を有限要素領域での平均的な応力—ひずみ関係に変換する際  
に、コンクリートの引張軟化と同様の考え方で、図 1-7 (d)と式(1-21)のように要素長  
 $L_e$ とせん断バンド幅 $L_{sb}$ の比をパラメータとして導入している。せん断バンド幅は、地  
盤の構成粒子が大きいほど大きくなる。要素長に応じた平均化を行うことで、要素分  
割の違いに対応している。

$$\bar{\gamma}_{se} = \gamma_u + (\gamma_s - \gamma_u) \frac{L_{sb}}{L_e} \quad (1-22)$$

以上のように、構成関係を増分系で表すのではなく、平均化された全応力—全ひずみ関係で表すことによって、ひび割れ等による急激な剛性変化を有するコンクリート挙動との連成解析が可能になっている。

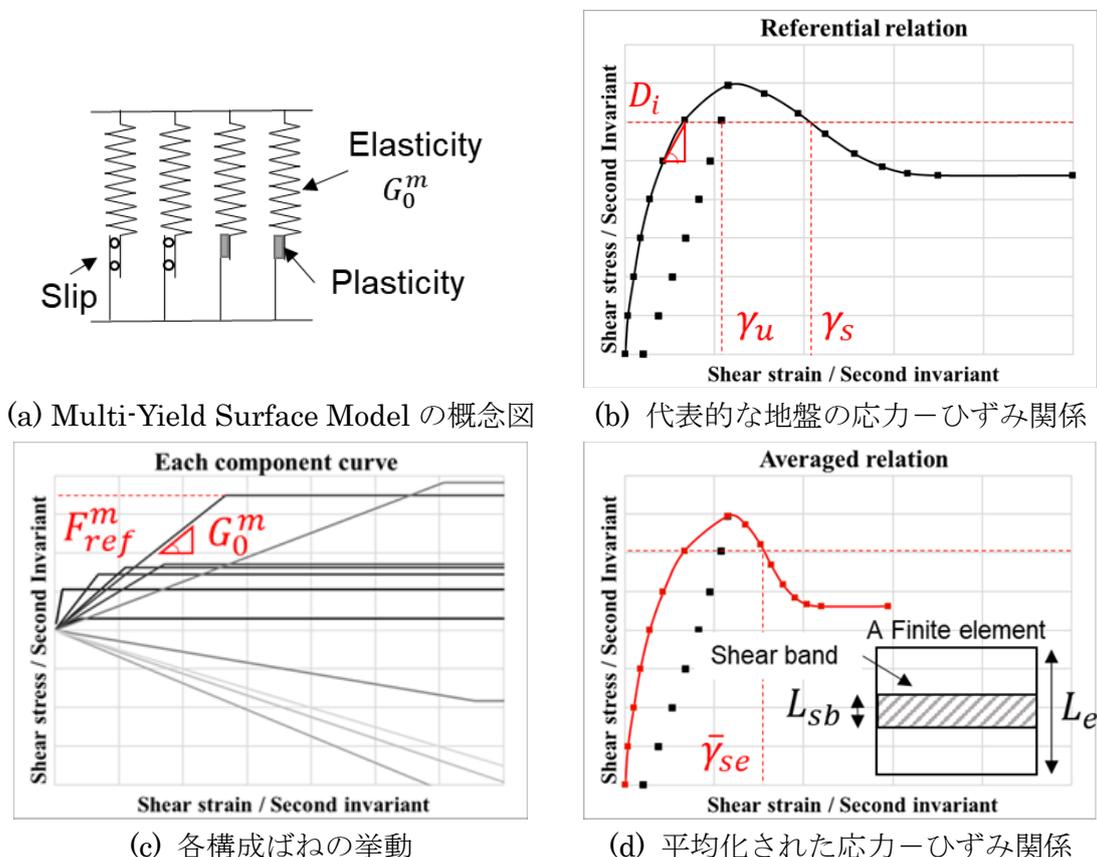


図 1-7 地盤構成則の概要<sup>15)</sup>

### 1.3 腐食ひび割れ面間の応力伝達

図 1-8 に示すように、腐食が起こる場合、腐食生成物の体積膨張は周囲のコンクリートによって拘束され、腐食した鉄筋には圧縮応力、コンクリートには引張応力が発生する。ひび割れ前の状態では、コンクリートに発生する引張応力が引張強度を超えるとひび割れが発生する。一方、ひび割れ発生後は、腐食生成物の体積膨張を考慮したひび割れ面間の応力伝達特性が必要である。この時、垂直応力は腐食した鉄筋と腐食していない鉄筋による複合材料系により、せん断力は主に骨材のインターロック機構により、コンクリートのひび割れ面に沿って伝達されるものとする。そこで、式(1-23)～式(1-24)のように定義する鉄筋垂直方向の応力—ひずみ関係を、図 1-8 に記載される鉄筋コンクリート構成則に組み込むことにより、腐食の影響を考慮する。

$$\varepsilon_{s,free} = \sqrt{1 + \gamma(\alpha - 1)} - 1 \quad (1-25)$$

$$d\varepsilon_{yy} = (1 - \psi)\varepsilon_{c,yy} + \psi \cong (1 - \psi) \frac{d\sigma_{yy}}{\psi E_c} + \psi \frac{d\sigma_{yy}}{\psi E_{s,eq}} \quad (1-26)$$

$$\begin{cases} \sigma_{yy}^s = \psi E_c \cdot (\varepsilon_{yy} - \psi \cdot \varepsilon_{s,free}), & 0 \leq \varepsilon_{yy} < \psi \cdot \varepsilon_{s,free} \\ \sigma_{yy}^s = -\varepsilon_{s,free} \cdot \psi^2 \cdot E_c, & \varepsilon_{yy} < 0 \\ \sigma_{yy}^s = 0, & \varepsilon_{yy} > \psi \cdot \varepsilon_{s,free} \end{cases} \quad (1-27)$$

ただし、 $\varepsilon_{s,free}$ ：鉄筋の自由膨張の平均ひずみ、 $\gamma$ ：腐食による鉄筋体積の消失率、 $\alpha$ ：腐食生成物の膨張係数（酸化物によって $\alpha = 2 \sim 6$ ）、 $\psi$ ：y 方向平均ひずみに対する局所腐食鉄筋のひずみの比

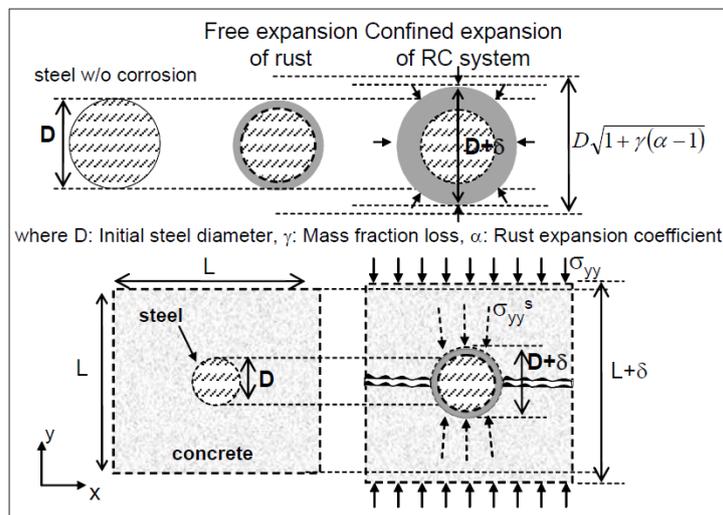


図 1-8 腐食生成物膨張の模式図 18)

#### 1.4 時間依存性

##### (1) 圧縮軟化の時間依存非線形性

鉄筋コンクリートの終局限界状態は、実務上時間依存性が少ないため、簡略化したアプローチが実務上許容されている。しかし、ポストピーク解析に限り、時間依存の効果は重要となっており、El-Kashifらは、崩壊解析において圧縮軟化の時間依存非線形性を組み込んだ<sup>19)</sup>。弾塑性・損傷の概念は、弾塑性バネで構成される組立式平行要素として模式的に表現される。ここで、塑性後の要素は、損傷した要素と同じように表現され、全応力は残りの要素の内部応力の積分として捉えられる。図 1-9 に示すように、損傷していない各要素にかかる固有応力強度は、弾性ひずみに正比例する。このことから、時間弾性経路は、塑性変形と損傷成長の両方を支配する論理的な演算子であると考えられる。弾塑性および破壊の概念を表す基本構成式と状態変数の一般的なテイラー級数（塑性ひずみ、破壊パラメータ fracture parameter）は、式(1-15)～式(1-17)のように定義される。本研究ではこれらの時間依存性の拡張を図った構成則を用いた。

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p, \sigma = E_o \varepsilon_e K \quad (1-28)$$

$$d\varepsilon_p = \left( \frac{\partial \varepsilon_p}{\partial t} \right) dt + \left( \frac{\partial \varepsilon_p}{\partial \varepsilon_e} \right) d\varepsilon_e \quad (1-29)$$

$$dK = \left( \frac{\partial K}{\partial t} \right) dt + \left( \frac{\partial K}{\partial \varepsilon_e} \right) d\varepsilon_e \quad (1-30)$$

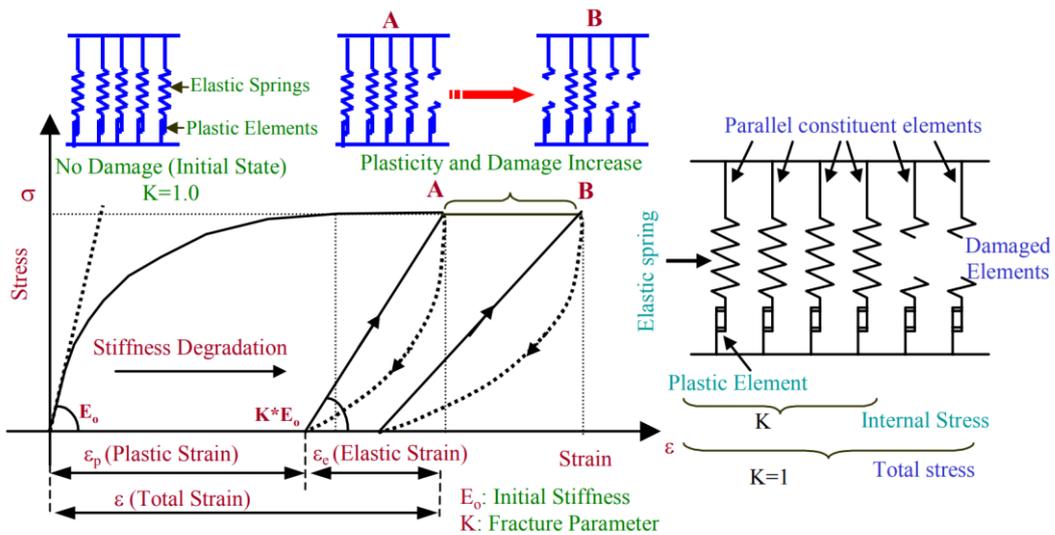


図 1-9 弾塑性・損傷概念の模式図<sup>19)</sup>

## (2) せん断における時間依存変形

一般に、疲労応答は時間依存的な影響を受け、その影響は負荷の頻度で報告されるのが普通である。Gebreyouhannes らは、ひび割れコンクリートの疲労挙動に及ぼすせん断クリープ効果を調べるために、持続せん断荷重を受ける試験を行った<sup>20)</sup>。クラック面の微細な凹凸面は、図 1-10 に示すように、異なる傾斜を持ついくつかの小さな接触ユニットの集合体として理想化することができる。巨視的な応力伝達は、局所的な接触単位での応力伝達を統合して説明することができる。したがって、静的応答の全体的な進行は、図 1-11 に示すように 3 段階に大別される。第一段階では、より多くの接触ユニットが噛み合うようになり、総接触面積が増加する傾向にある。一方、拡張により総接触面積は減少し、せん断剛性はほぼ一定となる。第 2 段階では、いくつかの接触ユニットの亀裂先端が破壊を開始すると同時に、亀裂幅が開き続ける。そのため、傾斜の小さい接触単位は接触を失い始め、それまで接触していた接触単位は塑性域を形成し、亀裂先端は破断しやすくなる。第 3 段階は、せん断荷重のわずかな増加を伴う大きなせん断

すべりが主な特徴である。ここでは、より平坦な接触ユニットの大部分がかみ合うようになり、インターロック機構は少なくなっている。

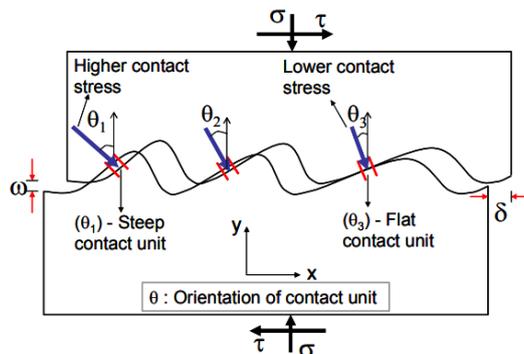
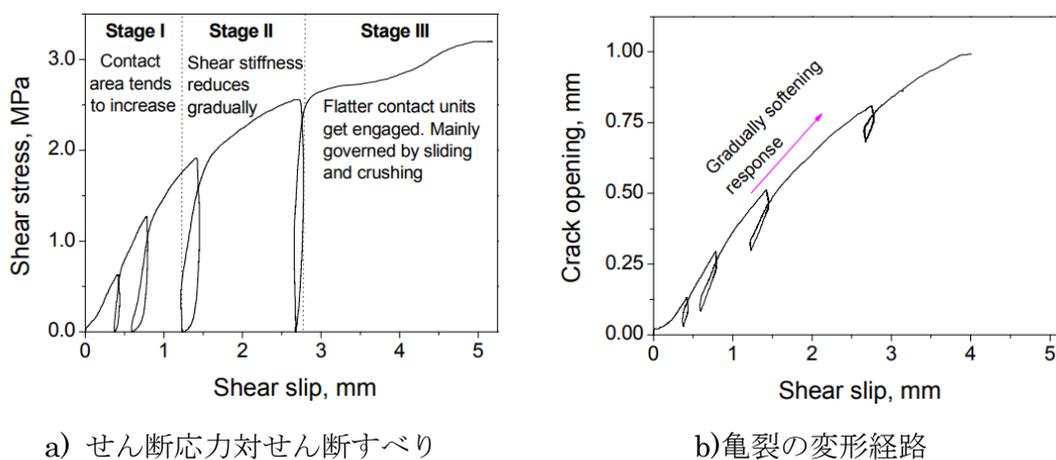


図 1-10 クラック面における凹凸面の理想的な表現



a) せん断応力対せん断すべり

b) 亀裂の変形経路

図 1-11 静的せん断荷重下での応答

せん断すべりの進行は、凹凸面の破断によるジャンプが頻繁に起こることが特徴である。このようなせん断すべりの急激なジャンプは、亀裂の閉塞を伴う。また、亀裂の開口は全体的に緩やかに進行しているのが特徴である。これは、接触しているアスペリティの局所的なすべりによるものと思われる。絶対増分せん断すべり量とひび割れ開口量は、荷重レベルが高くなるほど増加する。コンクリートの圧縮クリープと異なり、せん断クリープの対数スケールの傾向は、せん断すべり軸に向かって凹状に上昇する。このことは、せん断における時間依存性変形の進行が、凹凸面における進行性の破壊と局所的なすべりによって特徴づけられることを示している。

一定の最大せん断応力を繰り返すと、せん断すべり量が増加することを実験的に確認された。このことは、逆に言えば、亀裂界面のせん断伝達はせん断すべりの繰り返りで縮退することを意味する。粗亀裂の接触密度モデリングによれば、伝達されるせん断応力は、比較的高い閉じ込め状態のもとで、固有せん断すべりを亀裂開度で規格化したもので表すことができる (Li and Maekawa 1989) <sup>2)</sup>。そして、本研究の実験結果は、高繰

返し繰り返し荷重下での縮退せん断剛性の定量化に利用された (Gebreyouhannes et al. 2006)<sup>22)</sup>. 提案された, 剛性低下率に関する簡略化された現象論的モデルは, 式(1-31)のように表される.

$$\tau = X \cdot \tau_0(\delta, \omega)$$

$$X = 1 - \frac{1}{10} \log_{10} \left( 1 + \xi \int \left| d \left( \frac{\delta}{\omega} \right) \right| \right), \geq 0.1 \quad (1-32)$$

ここで,  $\tau_0$  は本来の伝達せん断応力 (Li and Maekawa 1989),  $X$  は蓄積された固有せん断変形に対するせん断剛性の低下を表す疲労修正係数,  $\xi$  は倍率であり, 片面疲労負荷では値 1.0 である.

#### 付録の参考文献

- 1) Maekawa, K., Pimanmas, A., and Okamura, H.: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press, 2003
- 2) 李 宝禄, 前川宏一: 接触面密度関数に基づくコンクリートひび割れ面の応力伝達構成式, コンクリート工学論文集, Vol.26, No.1, 123-137, 1988
- 3) Collins, M.P., Vecchio, F: The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses, University of Tronto, 1982
- 4) 岡村 甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991
- 5) 土木学会: 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル・照査例, 2021
- 6) 土木学会: 2017年制定 コンクリート標準示方書[設計編], 2018
- 7) 前川 宏一, 福浦 尚之: 疑似直交2方向ひび割れを有する平面RC要素の空間平均化構成モデルの再構築, 土木学会論文集, No.634/V-45, 157-176, 1999
- 8) 福浦 尚之, 前川 宏一: 非直交する独立4方向ひび割れ群を有する平面RC要素の空間平均化構成則, 土木学会論文集, No.634/V-45, 177-195, 1999
- 9) 福浦 尚之, 前川 宏一: 非線形支配ひび割れ面の三次元同定と空間平均化構成側の高度化, 土木学会論文集, Vol.65 No.1, 118-137, 2009
- 10) 前川宏一, 長谷川俊昭: コンクリート構成則の研究動向と課題, コンクリート工学, 32巻5号, pp.13-22, 1994
- 11) I. Towhata, K. Ishihara: Modeling soil deformation undergoing cyclic rotation of principal stress axis, Proc.5th Intl. conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, Vol.1, 523-530, 1985
- 12) I. Towhata, K. Ishihara: Undrained strength of sand undergoing cyclic rotation of principal stress directions, Soils and Foundations, 25(2), 135-147, 1985

- 13) I. Towhata : Geotechnical Earthquake Engineering, Springer, 2008
- 14) M. Guitierrez, K. Ishihara and I. Towhata : Model for the deformation of sand during rotation of principal stress directions, Soils and Foundations, Vol.33, 105-117, 1993
- 15) 山野井悠翔 : (修士論文) 剛性急変部を有するコンクリート構造の損傷評価一分岐を伴うせん断破壊一, 2020
- 16) Soltani, M., Maekawa, K.: Numerical simulation of progressive shear localization and scale effect in cohesionless soil media, International Journal of Non-linear Mechanics, Vol.69, pp.1-13, 2015
- 17) Yoshihiko OHSAKI : Some Notes on Masing' s Law and Non-Linear Response of Soil Deposits, Journal of the faculty of engineering, The university of Tokyo (B), Vol.XXXV No.4, 1980
- 18) Toongoenthong K. and Maekawa K.: Multi-mechanical Approach to Structural performance Assessment of Corroded RC Members in Shear, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 3, No.1, 107-122, 2005
- 19) Time-dependent nonlinearity of compression softening in concrete, El-Kashif, K. F. and Maekawa, K., Journal of Advanced Concrete Technology, 2(2) 233-247, 2004.
- 20) Shear fatigue response of cracked concrete interface, Gebreyouhannes, E., Kishi, T. and Maekawa, K., Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.6, No.2, 365-376, June 2008.
- 21) Li, B., Maekawa, K. and Okamura, H. "Contact density model for stress transfer across cracks in concrete." J. Fac. Engrg, Univ. Tokyo, 40(1), 9-52.
- 22) Gebreyouhannes, E. (2006). "Shear transfer of cracked concrete under fatigue loading." Proc. of 6th International PhD Symposium in Civil Engineering, fib, Zurich.