

地震により損傷を受け修復した
鉄道 RC 構造物の性能評価に関する研究

仁平 達也

目 次

1 章 序論	
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	4
1.3 本論文の構成	5
2 章 鉄道構造物の地震被害と修復部材の文献に関する調査	
2.1 本章の概要	9
2.2 耐震設計の変遷	11
2.3 鉄道高架橋の変遷	14
2.4 地震による鉄道構造物の被害	22
2.5 無損傷部材の部材性能の算定方法	31
2.6 修復部材に関する既往の文献調査	36
2.7 本章で得られた結論	46
3 章 損傷と修復がRC部材の部材性能に及ぼす影響	
3.1 本章の概要	51
3.2 実験概要	51
3.3 実験結果	57
3.4 損傷と修復が部材性能に及ぼす影響	62
3.5 材料力学モデルに基づく修復部材の解析的検討	66
3.6 本章で得られた結論	74
4 章 損傷と修復の繰返しがRC部材の部材性能に及ぼす影響	
4.1 本章の概要	77
4.2 実験概要	78
4.3 実験結果	83
4.4 損傷と修復の繰返しが部材性能に及ぼす影響	86
4.5 本章で得られた結論	94
5 章 修復したRC部材の部材性能モデルの検討	
5.1 本章の概要	97
5.2 修復したRC部材の部材性能モデルの検討	98
5.3 本章で得られた結論	113
6 章 修復した鉄道RCラーメン高架橋の耐震性能評価手法の検討	
6.1 本章の概要	115
6.2 新設の鉄道構造物の耐震設計手法の概要	116
6.3 修復した鉄道RCラーメン高架橋の耐震性能評価手法の検討	118
6.4 本章で得られた結論	127

7章 結論

7.1 本論の概要.....	129
7.2 各章の概要.....	129
7.3 今後の課題.....	132

謝辞

1 章 序論

1.1 研究の背景

大規模地震において鉄道構造物が被災した場合、先人達は構造物の損傷状況から残存性能を推定した上で、限られた時間の中で補修・補強の必要性を判断し、それまでの経験を元に適切な補修・補強工法を選定することで迅速な復旧を果たしてきた。そして、これらの懸命な復旧作業等で得られた知見は、2004年の「鉄道構造物設計標準・同解説（コンクリート構造物）」¹⁾等に、陽な形として、構造物の要求性能である「復旧性」として明示されることとなった。

「復旧性」とは、構造物が損傷を受けない、または受けた場合に、性能回復が容易に行えるための性能である。しかしながら、現状の構造物の設計では、復旧方法や復旧後の構造物の性能に対する直接的な検討は設計段階では行われていない。想定地震における各部材の最大応答値が各部材の設定した損傷レベル以下とすることで、被災後の構造物に対する復旧性の照査を行っているのが現状である。すなわち、「復旧性」という理念は構築されたものの、それを反映した設計体系が具体的に整理されていないため、「真の復旧性」に関する検討は行われていない現状である。

鉄道は物資や人材輸送の根幹であるため、大規模地震時におけるダウンタイム（列車運行休止期間）が及ぼす影響は大きい。なぜなら、ダウンタイムの発生により、鉄道会社の営業収入の減少に留まらず、物資の遅配等の経済的な損失も発生するからである。これらに加えて、鉄道は、他地域を結ぶネットワークの象徴ともいえる。そのため、鉄道の運転再開が被災地住民等へ及ぼす心理的な影響も非常に大きい。実際にも、1995年の兵庫県南部沖地震や2011年の東日本太平洋沖地震においては、鉄道の復旧が、復興する地域社会の象徴の一つとして、大きくニュース等で取り上げられた。これらを鑑みると、被災した地域における鉄道の復旧を迅速に行い、ダウンタイムを可能な限り小さくしなければならぬ理由が数多く存在していることに改めて気づく。

被災した鉄道構造物の復旧には、構造物の性能を把握したうえで、作業する必要があるのは言うまでもない。しかしながら、現状では、経営上の判断や、早急な復旧を求める社会的要請が陰な形となって、運転再開を構造物の性能をある程度回復させた状態で行う、「応急復旧」後に行っている例が散見される（当然、徐行等運転上の配慮をした上で、「恒久復旧」を見据えた工事しながらの運転を再開している。）。この場合、鉄道会社や私たち土木技術者は、応急復旧により運転再開した際の、構造物の性能回復の程度や余震等に対するリスクを把握し、これらを利用者や社会に説明する責任があると考え。なぜなら、恒久復旧完了前に構造物が再度被災し、重大事故に繋がった場合、鉄道会社や技術者は社会的な責任を厳しく問われることが予想されるからである。だが、現状においては、ある程度やむを得ないことではあるが、復旧工事自体がこれまでの経験を元に実施しているため、目標とする性能レベル、期待される性能レベルが曖昧となっている可能性は否定できない。誤解を恐れずに言うならば、運転再開後に潜むリスクについて、定量的な評価ができない状況、していない状況であると考え。

一方、恒久復旧工事においても同様のことがいえる。そもそも、恒久復旧工事とは、修復後の性能を担保し、被災した構造物を被災前と同様に使い続ける目的で実施されるものである。しかしながら選択した工法が、例えば、大規模な余震により修復箇所以外に損傷が発生するような不適切な工法を選択した場合や、そもそも修復箇所が性能回復しない工法を選択した場合には、当該線区の

安全性を著しく低下させることとなる。逆に、オーバースペックな工法を選択した場合には、余分な工費や時間が発生することとなる。一方で、トータルコストやライフサイクルコスト等の経済性を考慮して適切な工法を選択する方法も考えられる。これらの前提として必要となるのが修復後の構造物や部材の性能を定量的に評価出来る算定手法であると考えられる。すなわち、修復部材の定量的な評価手法の構築が鉄筋コンクリート構造物の研究課題の一つとして大きくクローズアップされるべきものであると考える。

さて、RCの高架構造物の建設は明治時代に大都市から始まったが、高架化の目的は、主に鉄道・道路の拡充、都市機能の阻害防止であった。その後、次第に、高架下の商業施設への利用、都市景観を形成といった目的が付加されるようになった。高架構造物は、3S主義 (Simple, Smart, Standard) や経済性が考慮され、東海道新幹線から始まる新幹線の高架橋は標準設計によりRCラーメン高架橋が主に建設されてきた。これにより、東北新幹線や上越新幹線では線路延長に占める高架橋の割合が50%程度となるなど、新幹線構造物として必要不可欠な構造種別となっている。これは、高架化された在来線も同様である。これらの結果、同一線区に、同一の設計思想により同一の設計基準で建設されたシンプルで機能性を重視した同一形状の構造物が供用されている状況となった。そのため、ある代表的な構造物や代表的な配筋の部材について修復後の性能を把握することができれば、修復方法の汎用性という意味でも非常に有利な状況にあると考えられる状況にある。これは、今後維持管理をするうえで、先人たちからのある種のプレゼントであると考えられる。

前述したように、RCラーメン高架橋は鉄道の代表的な構造種別である。この構造物の設計の基本は「復旧性」を考慮している、すなわち、基礎を構成する部材や軌道構造を直接支持する部材の損傷を押さえ、柱部材に曲げ損傷が集中する設計手法である²⁾。実際の地震においても、構造物の柱に損傷が集中した被災例が多くあり、概ね設計時に想定した通りの破壊現象が再現されている。これはダメージコントロール出来ている証左でもある。さて、柱部材の損傷形態は、曲げ損傷とせん断損傷に大きく分類される。1995年の兵庫県南部地震の被害等を鑑み、既設のRCラーメン高架橋の破壊形態がせん断損傷先行型の場合、曲げ損傷先行型へ移行することを目的とした「緊急耐震補強」³⁾が旧運輸省から通達された。この通達により、鋼板巻立て工法を主とした耐震補強は、現時点(平成24年度時点)では概ね完了した状況にある⁴⁾。また、現在の新設構造物の設計では、基本的にせん断損傷を許容していない。これらのことから、今後、大規模地震によって発生する損傷形態のほとんどは柱の曲げ損傷となることが想定される。

鉄道において、RC部材の曲げ変形性能を取り入れた設計手法は、実大サイズの正負交番載荷試験等の結果から得られた、RC部材の変形性能算定式を提案した渡邊ら⁵⁾の研究成果が反映されたものである。これは、旧来の許容応力度による設計法の殻を破った画期的な設計手法であり、1999年の「鉄道構造物設計標準・同解説(耐震設計)」²⁾以降のRC構造物の設計に用いられ、想定地震に対する部材の曲げ損傷の程度を考慮して設計することを可能とした。近年では、最大応答部材角を直接的に測定する装置およびそのシステムを開発した松本・曾我部ら⁶⁾の研究成果等により、現状では、大規模地震後において、速やかに柱部材の曲げ損傷程度を定量的に把握し、構造物の損傷状態の定量的に推定することも可能となっている。これは、RC構造物の損傷程度の定量化手法の構築およびデータの取得方法の提案という点で、非常に有益な研究成果であると考えられる。紹介した2つの研究は、本研究の背景としてのランドマーク的な研究であるといえる。これ以外にも、過去に様々な研究者がRC部材の性能評価に関する研究に精力的に取り組んできている。その背景として、私たち、日本人の潜在意識に「地震」が存在することと無縁ではない。

わが国、日本は地震多発地帯に位置しているのは言うまでもない。鉄道の歴史において、JR根室本線の利別川橋りょうは、1995年の釧路沖地震⁷⁾、2003年の十勝沖地震⁸⁾で複数回被災した。また、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、本震により損傷を受け修復中の高架橋柱が、4月7日に発生した余震により再び損傷した⁹⁾。これらの事例は「復旧性」という観点から見逃してはならない事実であると考え。仮にこれらが社会的に小さな事象であったとしても、コンクリート工学、土木工学の観点からは、100年とされる設計耐用期間内でも、構造物に損傷を及ぼす規模の地震を複数回受けるということを証明するランドマークであると認識するべきものであると考え。修復部材だけでなく、修復部材が損傷し再び修復した部材、すなわち、再修復部材の定量的な評価手法も研究課題であると考え。

今後、RC構造物の設計が志向すべきは、時間軸上で変化する構造物の性能を捉えて、設計耐用期間中のあらゆる時間において性能評価が行われること¹⁰⁾であると考え。そのためには、設計時だけでなく、あらゆる供用時期において、想定される損傷や劣化および修復等の構造物の性能に及ぼす影響を十分に反映して照査する必要がある。これらを照査するためのツールとして、修復部材や再修復部材の定量的な知見や性能評価モデルの構築は必要不可欠であると考え。

1863年に長州五傑の一人、日本鉄道の父と称された井上勝は、伊藤博文、井上馨、遠藤勤助、山尾庸三とともに国禁を犯して英国ロンドン大学の門を叩いた。「生ける機械となる」べく懸命に努力し、「Railway」の知識と経験を持ち帰って以降、わが国、日本は150年の長きにわたり、世界にも類を見ない正確性、安全性等を有する「鉄道」を熟成させてきた。もはや、鉄道は日本民族の象徴といっても過言ではない。私たち技術者や研究者は、明治以降先輩たちが培ってきた誇るべき財産である鉄道の歴史の延長上に立っていることも認識しなければならない。同時に、鉄道を永続的に発展させ、世界に発信できる魅力的なツールとしてさらに進化させていくことが課せられた使命であるということも認識しなければならない。これらを十分に認識し、コンクリート工学を専門とする私は、現状の大きな問題である、「真の復旧性」が出来ないという問題に取り組みたいと思った。すなわち、修復部材の性能評価手法の構築、修復した鉄道構造物の耐震性能の評価手法の構築に挑戦してみたいと思った。それは、私をこれまで導いてくれた先輩たちへの恩返しでもあると思ったからである。

1.2 研究の目的

地震による損傷を受けて、修復した RC 部材の部材性能に関する研究は、主として、1978 年の宮城県沖地震や 1995 年の兵庫県南部地震を契機に行われてきた。これらは、耐力、初期剛性、変形性能、エネルギー吸収能力等を評価指標として損傷前の部材性能と直接的に比較する研究例が多い。修復前の損傷形態は、脆性的な損傷形態であるせん断損傷と、靱性的な損傷形態である曲げ損傷の 2 つに分類される。1995 年の兵庫県南部地震においては、RC ラーメン高架橋柱がせん断損傷し大きな被害を受け、既設建造物の耐震補強が実施された。また、現在の設計においては、基本的にせん断損傷を許容しない。そのため、今後は、地震により建造物が曲げ損傷すると想定される。このような背景から、近年、せん断損傷を修復した部材に関する研究から、曲げ損傷を修復した部材に関する研究の事例が増加している状況にある。

せん断損傷を修復した部材に関する研究は、例えば、宮城県南部地震後の研究において、石橋ら¹¹⁾、尾形ら¹²⁾が、2 層 RC ラーメン高架橋の損傷した中層梁の復旧工法を想定した研究を実施している。また、兵庫県南部地震後の研究において、佐藤ら¹³⁾、西川ら¹⁴⁾が、RC ラーメン高架橋柱の復旧工法を想定した研究を実施している。その結果、損傷前の性能を確保するためには、ひび割れ注入と鋼板巻立てが有効であるとの知見が得られている。この知見に基づいた復旧工法は、その後発生した、三陸南地震（2003 年）や新潟県中越地震（2004 年）等において、せん断損傷した RC ラーメン高架橋の柱の復旧工法に採用される等、実績のある工法であることから、本研究では対象としない。

一方、曲げ損傷を修復した部材に関する研究では、例えば、兵庫県南部地震後の研究において、海原ら¹⁵⁾、石橋ら¹⁶⁾、渡邊ら¹⁷⁾、稲熊ら¹⁸⁾が主に RC 柱を対象としてそれぞれ異なる損傷程度を想定し、修復後の部材性能について検討している。その他にも、学協会^{例えば 19),20)}等において検討した事例がある。しかしながら、現状では、損傷の程度が修復後の部材性能に及ぼす影響や、修復工法や補修材料が修復後の部材性能に及ぼす影響が明確にはなっておらず、これらの体系的な整理には至っていないと考える。そこで、本研究では、曲げ損傷を修復した部材に関する研究を対象とする。加えて、供用期間中に建造物が複数回損傷する事例があることを考慮し、修復した部材だけでなく、再修復した部材も対象とする。

上記を考慮し、本論文は、損傷の程度や、修復方法が修復部材に及ぼす影響を定量的な評価手法の構築および修復した建造物の耐震性能の評価手法の構築を目標とするものである。そのために、実験的な検討、解析的な検討を行い、修復部材の部材性能モデルの構築、修復した鉄道 RC 建造物の性能評価手法の提案を目的とするものである。具体的な内容について以下に示す。

実験的な検討では、曲げ損傷の程度、修復方法、補修材料等が修復部材の性能に与える影響を把握することを目的として、鉄道 RC ラーメン高架橋柱の実物大の模型柱を用いた載荷実験を行う。これから得られた結果だけでなく、他の研究者が実施してきた既往の載荷実験結果も併せて検討を行う。解析的な検討では、構成材料の応力履歴を考慮したファイバーモデルに基づく有限要素骨組み解析を実施し、数値解析の面から修復後の部材の性能評価を行う。これらから得られた知見を反映して、修復部材の部材性能モデルを構築することを目的とする。また、構築した部材性能モデルを用いて、新設の鉄道建造物の設計手法をベースとし、修復した鉄道 RC ラーメン高架橋の耐震性能の評価方法を構築することを目的とする。

1.3 本論文の構成

本研究が目指す、修復部材の性能評価手法の構築、および修復した鉄道構造物の耐震性能の評価手法の構築は、先人達が培ってきた知識や経験、感覚を定量化することでもあると考える。また、得られた知見や成果を修復した鉄道構造物の性能評価手法に組み込みたい。そこで、本論文はこれらの点を意識した構成とした。

1章「序論」では、研究の背景と目的を示した。性能照査型設計において、「復旧性」が構造物の要求性能として求められているにも関わらず、修復後の部材性能を定量的に評価する手法が存在しない現状に対して、その評価手法を構築する必要性を示した。また、供用期間中に構造物が大規模地震により複数回損傷を受けている現状から、修復後だけでなく再修復後の部材性能についても検討する必要性を示した。これらの現状を考慮し、「真の復旧性」を照査するためにも、修復した鉄道構造物の耐震性能を定量的に評価する手法を構築する必要性を示した。

2章「鉄道構造物の地震被害と修復部材の文献に関する調査」では、大規模地震による鉄道構造物の被害について整理した。修復部材に関する文献も調査し、損傷形態や損傷レベルごとに体系的に分類し、整理した。加えて、地震による鉄道構造物の被害は、建設当時の耐震設計思想や設計方法と無縁ではないため、耐震設計法の変遷と発生した地震との関係についても整理した。具体的には、耐震設計の変遷、鉄道高架橋の変遷について概説した上で、過去の鉄道構造物の被害を整理した。また、修復部材に関する文献を調査するにあたり、修復部材の定量的な評価手法の前提となる、無損傷のRC部材の部材性能の算定方法についても示した。

3章「損傷と修復がRC部材の部材性能に及ぼす影響」では、鉄道RCラーメン高架橋柱の実物大の模型柱を用いた載荷実験結果から、損傷と修復が部材性能に及ぼす影響について検討した。具体的には最大荷重保持点や剛性等に着目し、損傷と修復がRC部材の部材性能について実験的検討を行った。また、材料の応答履歴を考慮できるファイバーモデルを用いた解析的検討を行い、修復前の損傷が修復部材に及ぼす影響等について検討した。

4章「損傷と修復の繰返しがRC部材の部材性能に及ぼす影響」では、3章で用いた鉄道RCラーメン高架橋柱の実物大の模型柱を再補修した実験結果等から、再修復部材の部材性能を検討した。具体的には、3章をより深化させた検討を行い、最大荷重、最大荷重保持点、剛性および累積履歴吸収エネルギー等について検討し、損傷と修復の繰返しがRC部材の部材性能に及ぼす影響について検討した。

5章「修復したRC部材の部材性能評価モデルの検討」では、3章と4章で得られた知見を元に、再修復部材を含む修復部材の部材性能モデルを構築した。具体的には、修復前までに経験した損傷程度や修復行為を体系的に分類し、修復部材の部材性能モデルを構築した。

6章「修復した鉄道RCラーメン高架橋の耐震性能評価手法の検討」では、5章で構築した部材性能モデルを元に、修復した鉄道RC構造物の耐震性能評価手法を構築した。具体的には、鉄道構造物として一般的な構造形式であるRCラーメン高架橋を用いて、大規模地震により損傷し修復した場合の性能評価方法を構築し、ケーススタディにより損傷の程度や修復方法が修復したRC構造物の構造性能に及ぼす影響について検討した。

7章「結論」では、各章で得られた成果をまとめた。

表1-1に2章～6章の目的と実施項目を示す。

図1-1に本論文の構成を示す。

表 1-1 2 章～6 章の目的と実施項目

2 章	目的	鉄道構造物の地震被害と既往の文献に関する調査
	実施項目	鉄道 RC 構造物の修復部材に関する文献調査および整理 <ul style="list-style-type: none"> ・耐震設計の変遷 ・鉄道高架橋の変遷 ・過去の鉄道構造物の被害 ・損傷前の部材性能の算定方法 ・修復部材に関する文献
3 章	目的	損傷と修復が RC 部材の部材性能に及ぼす影響の検討
	実施項目	<ul style="list-style-type: none"> ・損傷状態と修復行為をパラメータとした実大サイズの試験体を用いた正負交番載荷試験 ・構成材料の応答履歴を考慮したファイバーモデルによる応答解析
4 章	目的	損傷と修復の繰返しに RC 部材の部材性能に及ぼす影響の検討
	実施項目	<ul style="list-style-type: none"> ・損傷状態と修復行為をパラメータとして損傷と修復を繰り返した実大サイズの試験体を用いた正負交番載荷試験
5 章	目的	修復した RC 部材の部材性能モデルの構築
	実施項目	<ul style="list-style-type: none"> ・3 章と 4 章のデータと既往の文献を加えた計 27 体の試験体による部材性能（骨格曲線，最大荷重，最大荷重保持点，降伏剛性，最大荷重保持点以降の荷重低下，および履歴モデル等）の検討 ・現行の新設部材の変形性能をベースとした変形性能式の検討
6 章	目的	修復した鉄道 RC 構造物の性能評価手法の構築
	実施項目	<ul style="list-style-type: none"> ・修復した鉄道 RC 構造物の性能評価手法の検討 ・ケーススタディによる修復した鉄道 RC ラーメン構造物の耐震性能評価 ・大規模地震後の適切な修復方法および留意点の整理

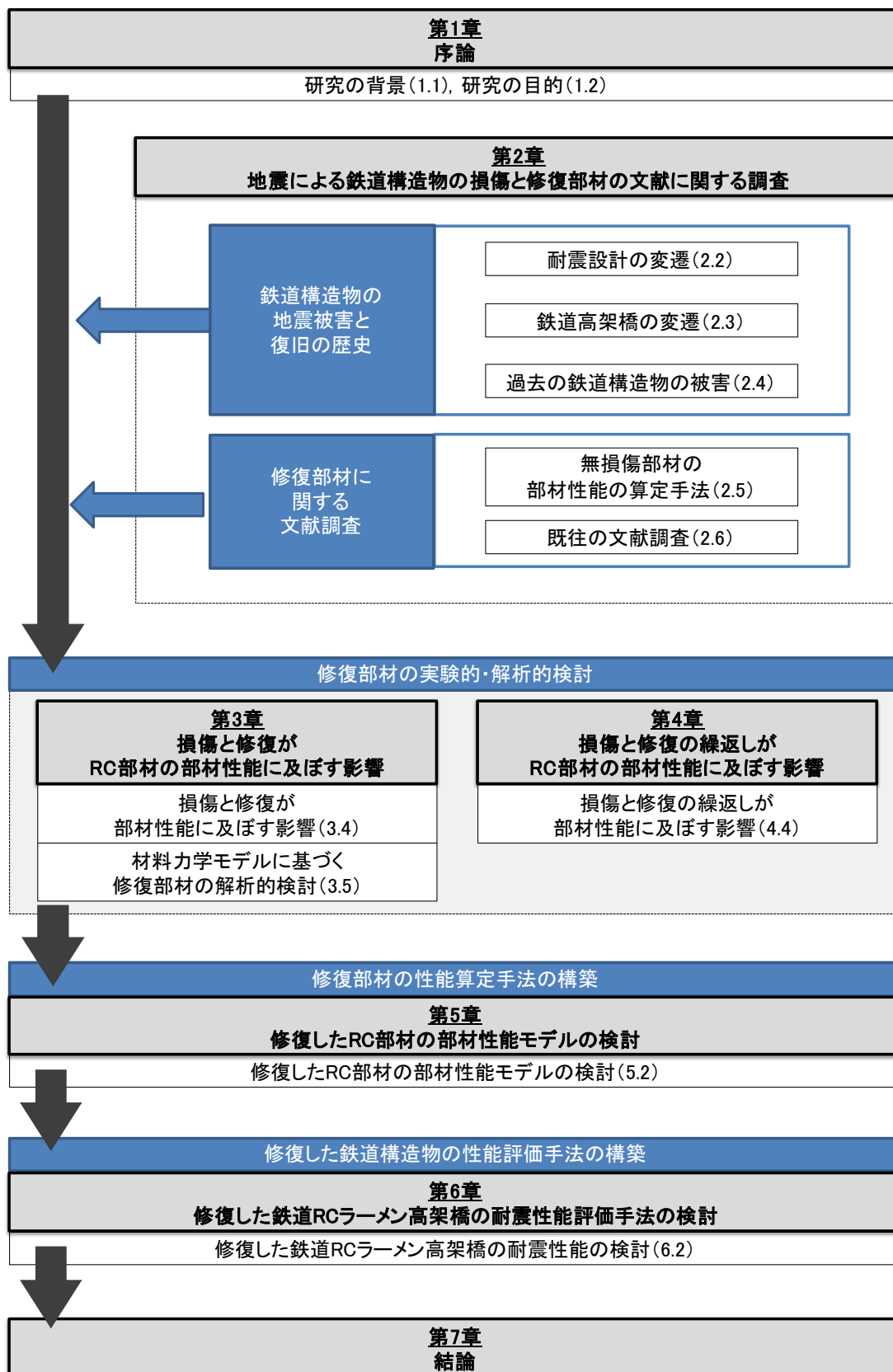


図 1-1 本論文の構成

参考文献

- 1) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善，2004.4
- 2) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，1999.10
- 3) 運輸省鉄道局：鉄道施設耐震構造検討委員会の提言に基づく鉄道構造物の耐震性能に係わる当面の措置について（鉄技 113 号・鉄施第 200 号），1995
- 4) 国土交通省：鉄軌道輸送の安全にかかわる情報（平成 22 年度），2010
- 5) 渡辺忠朋，谷村幸裕，瀧口将志，佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法，土木学会論文集，No.683/V-52，pp.31-45，2001.8
- 6) 松本光矢，曾我部正道，仁平達也，谷村幸裕：応答部材角測定による高架橋群の地震被害評価法，鉄道総研報告，Vol.23，No.11，pp.11-16，2009.12
- 7) 西村明彦，那須誠，渡辺忠朋：釧路沖地震および北海道南西沖地震の被害報告，鉄道総研報告，Vol.8，No.5，pp.7-12，1994.5
- 8) 土木学会：2003 年に発生した地震によるコンクリート構造物の被害分析，コンクリートライブラリー 114 号，2004.11
- 9) 松尾伸二，下山貴史：東北新幹線の被害状況と復旧，建設マネジメント技術，2011 年 10 月号，pp.32-36，2011.10
- 10) 土木学会：鉄筋コンクリート構造物の設計システム—Back to the Future—，コンクリート技術システム 95，2011.5
- 11) 石橋忠良，加藤勝美：中層梁の地震被害と復旧について，構造物設計資料，No.67，1981.9
- 12) 尾坂芳夫，鈴木基行，石田博樹，加藤勝美：RC ばりのせん断破壊と補修法に関する研究，土木学会論文集，No.360，V-3，1985.3
- 13) 佐藤勉，渡辺忠朋，西川佳祐，市川篤司：兵庫県南部地震で被災した RC 柱の鋼板巻き補強効果，第 3 回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.1-6，1995.11
- 14) 西川佳祐，渡辺忠朋，佐藤勉，谷村幸裕：鋼板巻き補強柱部材の変形性能，日本コンクリート工学協会年次論文報告集，Vol.18，No.2，pp.1505-1510，1996
- 15) 海原卓也，石橋忠良，松田芳範，小林薫：大変形領域の交番載荷荷重により損傷した高じん性 RC 柱の補修効果に関する試験結果，第 2 回「耐震補強・補修技術，耐震診断技術に関するシンポジウム」講演論文集，土木学会，No.2，pp.71-78，1998.7
- 16) 石橋忠良，津吉毅，小林薫，小林将志：大変形正負交番載荷を受ける RC 柱の損傷状況および補修効果に関する実験的研究，土木学会論文集，No.648，V-47，pp.55-69，2000.8
- 17) 渡邊一悟，池田憲二，岸徳光，長谷川正：正負交番載荷試験を行った壁式 RC 橋脚の補修効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.1903-1908，2003.9
- 18) 稲熊弘，関雅樹：損傷レベル 4 の大変形領域まで損傷させた鉄道高架橋 RC 柱の補修効果に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.51A，pp.769-780，2005.3
- 19) (社) 日本コンクリート工学協会：被災構造物の補修補強後の耐力変形性状検討委員会報告書，2005.3
- 20) (社) 日本コンクリート工学協会：被災構造物の復旧性能評価研究委員会報告書，2007.8

2 章 鉄道構造物の地震被害と修復部材の文献に関する調査

2.1 本章の概要

本研究を行うにあたり，過去の地震による損傷事例を整理し，修復部材に関する既往の文献について損傷形態と損傷レベル毎に体系的に整理した。図 2-1 や図 2-2 に示すような地震による損傷は，損傷した構造物の形状や，建設当時の耐震設計方法，設計思想と無縁ではないため，耐震設計方法の変遷と発生した地震との関係についても整理した。表 2-1 に鉄道構造物の耐震設計の変遷と発生した主な地震について示す。

目的

- ・ 鉄道構造物の地震被害と既往の文献に関する調査

実施項目

- ・ 鉄道 RC 構造物の修復部材に関する文献調査および整理
 - ・ 耐震設計の変遷 (2.2)
 - ・ 鉄道高架橋の変遷 (2.3)
 - ・ 過去の鉄道構造物の被害 (2.4)
 - ・ 損傷前の部材性能の算定方法 (2.5)
 - ・ 修復部材に関する既往の文献 (2.6)

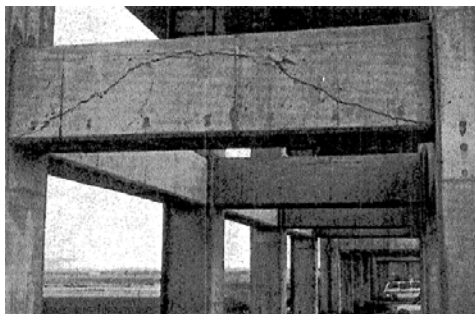


図 2-1 宮城県沖地震で損傷した中層梁の例¹⁾



図 2-2 兵庫県南部地震により損傷した柱の例²⁾

表 2-1 鉄道構造物の耐震設計の変遷と発生した主な地震

西暦	耐震標準・新幹線の設計基準・主な地震	内容
1914	鉄道混泥土橋梁設計心得	日本で初めてのマニュアル
1923	関東地震 (M7.9)	耐震設計の導入の経緯
1930	橋梁設計標準	震度法 (水平震度 0.2) の導入
1931	鉄筋コンクリート標準示方書【土木学会】	設計水平震度 0.2, 鉛直震度 0.1 許容応力度: 地震時 50%割増
1944	東南海地震 (M8.0)	(戦時中)
1946	南海道地震 (M8.0)	(戦後の混乱期)
1948	福井地震 (M7.1)	断層近傍での内陸型地震, 軟弱地盤での被害
1955	無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート 土木構造物の設計基準案	地域別設計震度 (0.15~0.30)の導入 許容応力度: 死荷重地震時 50%, 列車荷重地震時 100% 割増
1961	新幹線構造物設計基準案	東海道新幹線の設計
1964	新潟地震 (M7.5)	液状化, 側方流動の発生
1966	新幹線鉄筋コンクリート構造物設計要領 (案)	山陽新幹線 (新大阪~岡山) の設計
1967	新幹線建造物設計基準規定 (案)	山陽新幹線 (新大阪~岡山) の設計
1968	十勝沖地震 (M7.8)	軟弱地盤での被害
1970	建造物設計標準 (鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物, プレストレストコンクリート鉄道橋)	地域別震度, 地盤別震度, 線区係数の導入 山陽新幹線 (岡山~博多) の設計
1972	全国新幹線網建造物設計標準 (東北・上越・成田)	東北新幹線 (東京~盛岡) ・上越新幹線の設計
1974	建造物設計標準 基礎構造物及び抗土圧構造物	液状化の検討を導入
1978	宮城県沖地震 (M7.4)	建設中の新幹線構造物にも被害
1979	耐震設計指針 (案)	支承部, 耐震構造細目の強化 (帯鉄筋量の記載), 剛構造は震度法 (固有周期 0.3 秒以下), 柔構造は修正震度法 (固有周期で水平震度を変化)
1983	建造物設計標準 改訂 (鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物, プレストレストコンクリート鉄道橋)	(死荷重+列車荷重+1.5 地震時の影響) での部材断面の破壊に関する安全度の検討 靱性率を 4 と目標とする構造細目 ⇒初めて大地震に対する安全性を規定 ※斜引張鉄筋のない部材の許容せん断応力度 $\sigma_{sk} : 240\text{kgf/cm}^2, 7\text{kgf/cm}^2 \rightarrow 3.9\text{kgf/cm}^2$
1990	新幹線構造物設計標準 (案) (鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物, プレストレストコンクリート鉄道橋 (北陸新幹線 高崎・軽井沢間))	北陸新幹線の設計
1992	鉄道構造物等設計標準 (コンクリート構造物)	限界状態設計法の導入 設計水平震度の基準値を 1.0 と明記 ※塑性率設定→(震度)→せん断補強筋量設定
1993	釧路沖地震 (M7.8)	利尻川橋りょう 1 回目の損傷
1994	兵庫県南部地震 (M7.3)	現行の耐震設計の契機, 緊急耐震補強の実施
1999	鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計)	時刻歴波形, 非線形応答スペクトル法, 部材の変形性能算定手法の導入
2003	十勝沖地震 (M7.5)	利尻川橋りょう 2 回目の損傷
2004	鉄道構造物等設計標準 (コンクリート構造物)	性能照査型設計法導入, 「復旧性」の導入
2004	新潟県中越地震 (M7.5)	上越新幹線の脱線
2011	東北地方太平洋沖地震 (M9.0)	観測史上最大のマグニチュード, 余震による修復した構造物の被害
2012	鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計) 改訂	L1 地震動に対する耐震性能 I (無損傷) の制限の撤廃 設計地震動の修正

2.2 耐震設計の変遷^{3)~7)}

耐震設計の変遷は、過去に発生した大地震の影響が色濃く反映されている。なぜなら、耐震設計には地震から得られた教訓や知見が数多く盛り込まれ、これらが、設計技術の進歩や構造物の性能向上を促してきたからである。以下に、耐震設計の変遷について整理する。

1914年(大正3年)に制定された「鉄道混凝土橋梁設計心得(達684)」は、鉄道コンクリート構造物の設計に関する規定で最も古いものであるが、地震に関する規定は含まれていない。1923年の関東地震等の経験を踏まえた、1930年の「橋梁設計標準(建工169号)」では、鉄道構造物の規定として具体的な設計震度が示されており、複雑な地震力の破壊力を静的な力に置き換えて行う、水平震度0.2を基本とした震度法が導入された。

1944年の東南海地震、1946年の南海道地震、1948年の福井地震等の大地震があったが、戦中・戦後の混乱期に発生したこと等もあり、設計基準の改定には至らなかった。しかしながら、これらの地震被害から、地震活動は地域によって差があること、地震被害は構造物を支える地盤の性質に大きく左右されることが明らかとなり、この影響を取り入れた「無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物の設計基準(案)」が1955年に制定された。この設計基準では、地域によって基準となる震度を0.15~0.30に変化させる地域別設計震度が導入され(表2-2)、構造物種別(マッシブな構造物、スレンダーな構造物)と地盤種別の組み合わせで補正して設計震度を定める方法が導入された。

1964年に新潟地震、1968年に十勝沖地震が発生した。液状化による構造物の被害や軟弱地盤上の構造物の被害が発生したこと等を鑑み、1970年に国鉄が制定した「建造物設計標準」には、地域別震度(表2-3)、地盤別震度(表2-4)、線区係数(表2-5)等を元に設計水平震度を求める方法が導入された。

表2-2 設計に用いた水平震度

(1955年：無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物の設計標準(案))

区分	地方	都道府県	水平震度
A	北海道	根室, 釧路, 十勝	0.3
	関東 中部 近畿	千葉, 埼玉, 東京, 神奈川 山梨, 長野, 静岡, 愛知, 岐阜 滋賀, 京都, 兵庫, 三重, 奈良, 大阪, 和歌山	
B	北海道	留萌, 網走, 上川, 空知, 石狩, 後志 日高, 胆振, 渡島, 檜山	0.2
	奥羽 関東 中部 中国 四国	青森, 岩手, 秋田, 宮城, 山形, 福島 茨城, 栃木, 群馬 新潟, 富山, 石川, 福井 鳥取, 岡山, 広島 香川, 徳島, 愛媛, 高知	
C	北海道 中国 九州	宗谷 島根, 山口 大分, 福岡, 佐賀, 長崎, 宮崎, 熊本, 鹿児島	0.15

表 2-3 地域別震度 (1970 年 : 建造物設計標準)

区 分	地 域		水平震度
A	北海道	根室, 釧路, 十勝	0.2
	東北 関東 中部 近畿	全地域	
	中国	鳥取, 島根	
	四国	徳島, 高知	
	九州	大分, 宮崎	
B	その他の地域		0.15

表 2-4 地盤別係数 (1970 年 : 建造物設計標準)

地 盤 の 種 別		係 数
軟 弱	N=0 で層厚 2m以上, N≤2 で層厚 5m以上, N≤4 で層厚 10m以上	1.2
普 通	洪積層および軟弱地盤を除く沖積層	1.0
岩 盤	第 3 紀以前の古期岩層	0.8

表 2-5 線区係数 (1970 年 : 建造物設計標準)

線路等級	1 級線 2 級線	3 級線	4 級線	新幹線
線区係数	1.1	1.0	0.9	1.1

1978 年の宮城県沖地震では建設中の東北新幹線が多大な被害を受けた。この宮城県沖地震を受けて刊行された、1979 年の「耐震設計指針 (案)」1983 年の「建造物設計標準 鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物, プレストレストコンクリート鉄道橋」は、震度法をベースに、振動特性 (固有周期 : 構造物が最も揺れやすくなる振動周期) により設計震度を変化させる修正震度法と呼ばれる、地盤の条件と構造物の振動特性を考慮した設計法 (式 (2-1)) が導入された。

$$K_b = A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot K_0 \quad (2-1)$$

ここに、 K_b : 設計水平震度

A_1 : 地域別係数 (表 2-6)

A_2 : 地盤別係数 (表 2-7)

A_3 : 地盤の特性ごとに定まる構造物の応答特性に応じた補正係数 (表 2-8)

K_0 : 標準設計水平震度 (=0.2)

また、支承部の強化および落橋防止工の充実や、部材の靱性確保を行うために、耐震構造細目の強化が図られた。具体的には、鉄筋間隔の明記だけでなく、帯筋量を柱断面の 0.2% とすること、柱接合部付近の帯鉄筋の間隔は 10cm 以内を標準とする等である。これにより、初めて大地震に対する安全性が規定された。すなわち、それ以前においては、曲げ先行型の損傷形態にさせることが明確に意識されていなかったため、コンクリートの設計基準強度が 240kg/cm^2 の場合、コンクリートの受け持つせん断応力度の値を 7.0kg/cm^2 まで許していた。さらに、地震時の割り増しとして 1.5 倍の割り増しを

表 2-6 地域別係数 Δ_1 (1979 年：耐震設計指針 (案))

区 分	地 域		Δ_1
A	北海道	根室, 釧路, 十勝	1.0
	東北 関東 中部 近畿	全地域	
	中国	鳥取, 島根	
	四国	徳島, 高知	
	九州	大分, 宮崎	
B	その他の地域		0.75

表 2-7 地盤別係数 Δ_2 (1979 年：耐震設計指針 (案))

地 盤 の 種 別		Δ_2
岩盤	第 3 紀以前の古期岩層	0.8
その他		1.0

表 2-8 地盤の特性ごとに定まる構造物の応答特性に応じた補正係数
(1979 年：耐震設計指針 (案))

地 盤 種 別	固有周期 T (sec) に対する Δ_3		
	$0.3 \leq T \leq 0.5$	$0.5 \leq T \leq 1.1$	$1.1 \leq T \leq 2.0$
岩盤	$\Delta_3 = 1.7T^{0.44}$	$\Delta_3 = 1.25$	$\Delta_3 = 1.40/T$
	$0.3 \leq T \leq 0.5$	$0.5 \leq T \leq 1.4$	$1.4 \leq T \leq 2.0$
洪積層	$\Delta_3 = 1.7T^{0.44}$	$\Delta_3 = 1.25$	$\Delta_3 = 1.75/T$
	$0.3 \leq T \leq 0.5$	$0.5 \leq T \leq 1.7$	$1.7 \leq T \leq 2.0$
その他の普通地盤	$\Delta_3 = 1.7T^{0.44}$	$\Delta_3 = 1.25$	$\Delta_3 = 2.50/T$
	$0.3 \leq T \leq 0.5$	$0.5 \leq T \leq 2.0$	—
特殊地盤	$\Delta_3 = 1.7T^{0.44}$	$\Delta_3 = 1.25$	—

していたことから、コンクリートのみで 10.5kg/cm^2 までせん断を受け持てることになっており、帯鉄筋にはせん断補強鉄筋としての意味合いはほとんどなく、組立筋の側面が大きかった。そのため、この指針において、コンクリートの設計基準強度が 240kg/cm^2 の場合、コンクリートの受け持つせん断応力度の上限を 3.9kg/cm^2 に修正されることとなった。

1992 年の「鉄道構造物等設計標準 (コンクリート構造物)」には、弾性域での耐力と大変形時でのじん性能を考慮する設計となった。海洋型大規模地震を想定し、弾性応答換算で、設計推定地震に対する設計水平震度の基準値が 1.0 (構造物の振動する加速度が 1000gal) と明記された。また、じん性能率は 4 程度以上確保出来る構造細目が設定された。構造物の部材においては、せん断破壊に対する安全度が曲げ破壊に対する安全度より高くなるように設計することがより明確に規定された。

1999 年の「鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計)」は、1995 年に発生した兵庫県南部地震等から得られた知見が反映された。具体的には、設計法に用いる修正震度法から時刻歴波形、あるいは非線形応答スペクトル法に変更された。供用期間内に 1~2 度発生する確率を持つ L1 地震動と、確率は低いながらも激しい L2 地震動の 2 段階の地震動を考慮することとなった。図 2-3 に所用降伏震度スペクトルの例を示す。構造物は修復の容易さを考慮するように設計することとなり、例えば、RC ラーメン高架橋は、基礎を構成する部材や軌道構造を直接指示する部材の損傷を押さえ、柱部材に曲げ損傷が集中する設計となった。

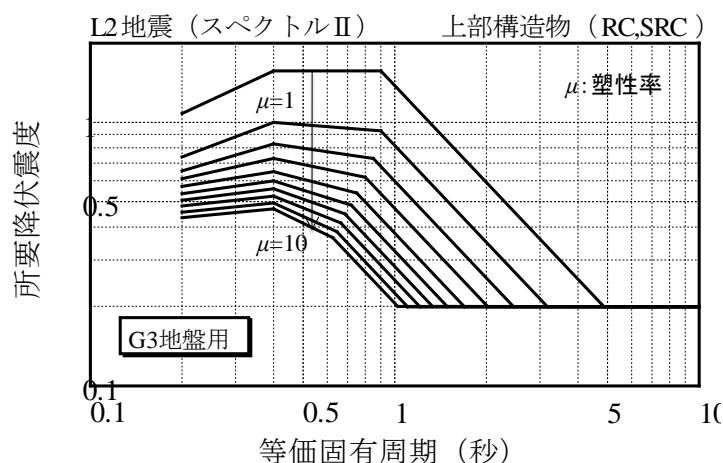


図2-3 所要降伏震度スペクトル（スペクトルII，G3地盤）
（1996年：鉄道構造物設計標準・同解説（耐震設計））

2004年に改訂された「鉄道構造物等設計標準（コンクリート構造物）」は、性能照査型設計法が導入された。このうち、構造物に要求される性能として損傷後に修復を施し再び使用することを要求する「復旧性」が求められることとなった。

2.3 鉄道高架橋の変遷

2.3.1 明治期～第2次世界大戦前まで^{3),8)~13)}

明治期はコンクリートが普及していなかったため、高架橋を構築する建設材料は煉瓦または鋼材であった。国鉄で初めて鉄筋コンクリートが導入されたのは1904年（明治37年）の山陰線島田川の鉄筋コンクリート（RC）アーチ橋梁（1.8m）である。また、現在の鉄道構造物で一般的な構造形式であるラーメン構造が初めて導入されたのは、1910年（明治43年）に建設された直江津駅の給炭台といわれている。日本で最初の高架線は、1904年（明治37年）に完成した総武本線の両国-錦糸町である。この高架は、鉄桁を煉瓦の橋脚の上に並べた構造であったが、1909（明治42年）年に完成した新永間下位置高架線（東海道線（有楽町-新橋））は、図2-4に示すように、煉瓦アーチ構造を主体とした構造であった。

大正期には、力学性状・施工性に優れるコンクリートが煉瓦、鋼材にとって代わっていき、1914年（大正3年）に「鉄筋混凝土橋梁設計心得」においてRC構造がはじめて標準化される等、本格的にRC構造が用いられるようになった。1925（大正14年）には、完成した東京-上野間高架線ではRCラーメン構造が全面的に採用された。

大正期以降は、1923年（大正12年）の関東地震が大きな契機ともなり、一般的な高架橋の形式は、煉瓦からRCへ、アーチ構造から桁式構造、ラーメン構造へと変化していった。その後も、鉄道高架橋は都市鉄道の発達とともに、東京近郊や大阪近郊を中心に盛んに建設された。



図2-4 新永間市街高架線（東海道線（有楽町・新橋））¹¹⁾

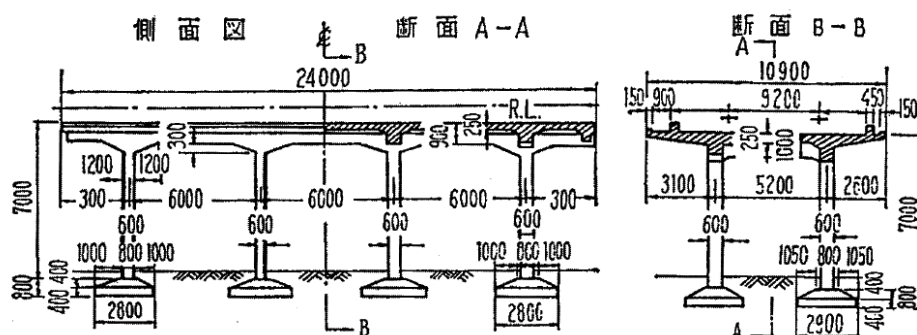


図2-5 標準高架橋（東海道新幹線）¹⁰⁾

2.3.2 第2次大戦後～東海道新幹線以前の高架橋^{3),8),10)~13)}

戦後は、経済復興が進むとともに人口の都市集中化が進み、東京、大阪の都市部等において、通勤輸送対策の為に線路増設と共に高架化工事が増加した。この時期の高架構造はラーメン形式、フラットスラブ形式、単純桁形式の大きく3つに分類できる。ラーメン形式の例としては、1951年（昭和26年）の東京駅引上線の2線3柱式の、両端張出し型、1ブロック長30mのビームスラブ式ラーメン高架橋がある。

2.3.3 東海道新幹線の高架橋^{3),8),10),12),13)}

1964年（昭和39年）に開業した東海道新幹線は、特急で6時間30分を要していた東京-大阪間を3時間10分で結ぶことを可能とした。当該区間は、人口密度の高い地域を多く通過すること、道路との平面交差を避けて立体化したことから、全線516kmのうち高架橋の総延長が約114km（22%）となった。高架橋は、3S主義（Simple, Smart, Standard）と経済性から、2線2柱式のRCビームスラブ式のラーメン高架橋が標準高架橋となった。両端に3mの張出し部をもつスパン6mの3スパン連続ラーメン構造であり、1ブロックの長さは24mであった。張出しを3mとしたことでスパンがすべて6mとなり、施工上、景間上有利な構造形式となった（図2-5）。杭基礎にはほとんどRCおよびPCのプレキャストコンクリートくいを用いており、一部に場所打ち杭が用いられた。軟弱地盤において基礎の水平抵抗力が小さく、また不等沈下が予想される場合には、フーチング相互を地中梁で連結し



図 2-6 壁式ラーメン高架橋の例⁴⁾

た高架橋が用いられた。

幅員の大きな道路との交差箇所等で標準ラーメン高架橋が使えない場合には、中央スパンを大きくした異径間ラーメン高架橋が採用された。この高架橋は、中央スパン 8~12m ではビームスラブ式、中央スパン 15~17.5m では側スパンをベタスラブ、中央スパン 20~25m では側スパンの梁断面を箱型とする構造であった。また、景観上等の配慮から、壁式ラーメン高架橋も採用された。壁式ラーメン高架橋とは、壁構造と連続桁を組み合わせた構造であり、1 ブロックの中央部または端部に剛性の大きい箱構造の橋台を配し、線路方向の水平力に対応させ、それ以外の柱は線路直角方向の水平力のみをとらせる構造をもつ高架橋であった (図 2-6)。

設計活荷重は疲労の影響を考慮して、標準活荷重 (NP-16) に対して、軸重を 2tf 増として、NP-18 とした。軌道構造はバラスト軌道で、軌道中心間隔は 4.2m とした。高速運転用としてロングレールが全面的に採用されたが、ロングレール縦荷重をバラスト軌道の構造物については考慮しなかった。高架橋基面幅は 10.9m で、版上荷重は 11.0tf/m であった。コンクリートの設計基準強度は 240kgf/cm²、基準の許容応力度を 80kgf/cm² とした。また、鉄筋の種類は主として SD30 を使用した。

2.3.4 山陽新幹線 (新大阪~岡山) の高架橋^{3),8),10),12),13),15)~17),18)}

東海道新幹線が予想を大幅に上回る利用客の増加に対応して列車回数も増加していった。そのため、当該区間の高架橋は、200km/h の高速運転を維持するためには保守間合いの確保や、保守の機動性の確保を目的に、保守用通路幅を 1.2m に広げることとした。また、博多開業の際には夜行列車の運転を想定していたため、単線運転時における保守作業を考慮し、軌道中心間隔が 4.2m から 4.3m となった。一方、東海道新幹線が東京-大阪間の 3 時間運転の開始後は、市街地における沿線騒音振動問題が大きな社会問題となっていた。そこで、山陽新幹線では、コンクリートの壁高欄を採用した。その結果、高欄重量が 0.14tf/m から 1.62tf/m へ大幅に増加した。これらの変更 (保守用通路の拡幅、軌道中心間隔の拡幅、壁高欄の採用等による高欄厚さの増加等) に伴い、施工其面幅が 10.9m から 11.5m となった。また、定員以上の乗車を想定し、短スパン構造物の疲労耐久性の向上を考慮して、設計活荷重は東海道新幹線より 1tf 増しの NP-19 とした。車両横荷重は東海道新幹線では 10tf の移動集中荷重であったが、連行集中荷重を採用した。高架橋のスパン割は経済性と交差道路に対する適用性から 8m に広げられたが、端部の張出しスパンを 4m にするとたわみがスパンの 1/1800 を超え、たわ

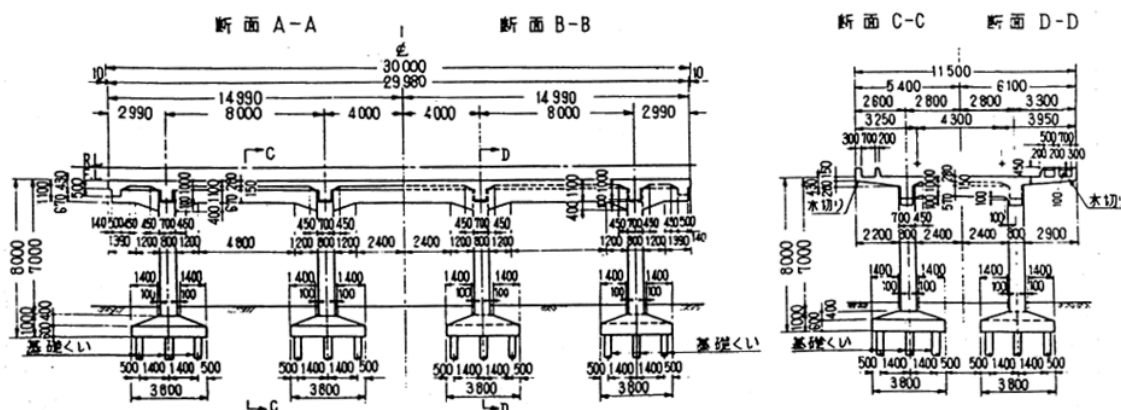


図2-7 標準高架橋（山陽新幹線（新大阪～岡山）¹⁰）

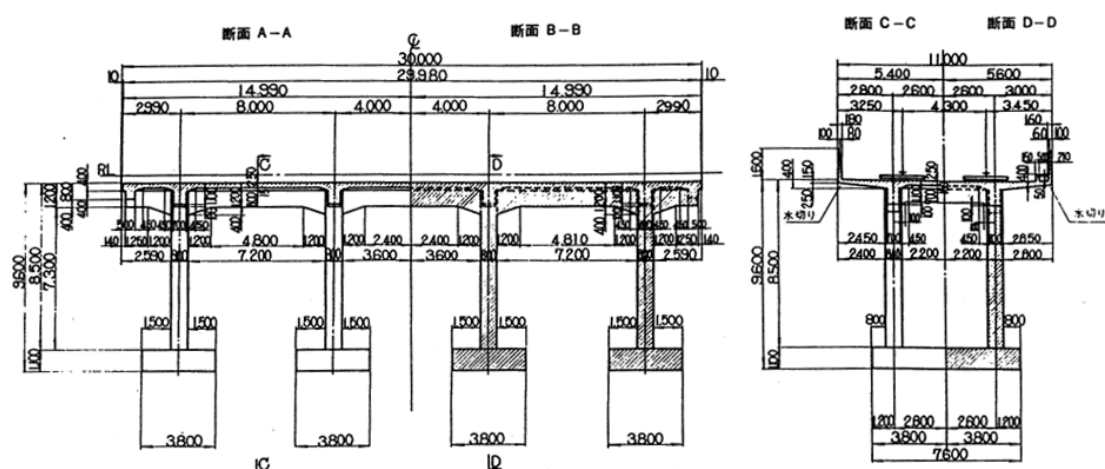


図2-8 標準高架橋[スラブ軌道A型]（山陽新幹線（岡山～博多）¹⁰）

みの制限値を超えることから3mとした。基準水平震度は東海道新幹線と同様に0.2とした(図2-7)。

2.3.5 山陽新幹線（岡山-博多）の高架橋^{3),8),10),12),13),19),20)}

当該区間においてはスラブ軌道を本格的に採用した。その結果、軌道構造の重量はバラスト軌道に比較し大幅に減少した。また、スラブ軌道用の標準高架橋として変位規制に対応するため、張出し式高架橋からゲルバー式高架橋とした。岡山までの山陽新幹線は、フーチングの直角方向の形状は、独立または地中梁付きフーチングを用いたが、岡山以西では施工性を考慮して連結フーチングとした。また、設計時において考慮するコンクリートの単位重量を 2.5tf/m^3 とした。これにより、死荷重が4%増大し、部材断面は4%以上の増加となった。ロングレール縦荷重は、スラブ軌道区間は 1.0tf/m 、バラスト軌道区間は 0.5tf/m とした。保守用通路幅を0.7mとして高架橋の施工其面幅を11.0mに縮小した。鉄筋はSD35の鉄筋の使用を可能とした。コンクリートの設計基準強度は 270kgf/cm^2 、基準の許容応力度を 90kgf/cm^2 とした。これは、背の高い高架橋が増加したが、都市部における道路との立体交差との関係から、剛性規制の面からもより強度の高いコンクリートを使用する方が有利であったためである(図2-8)。

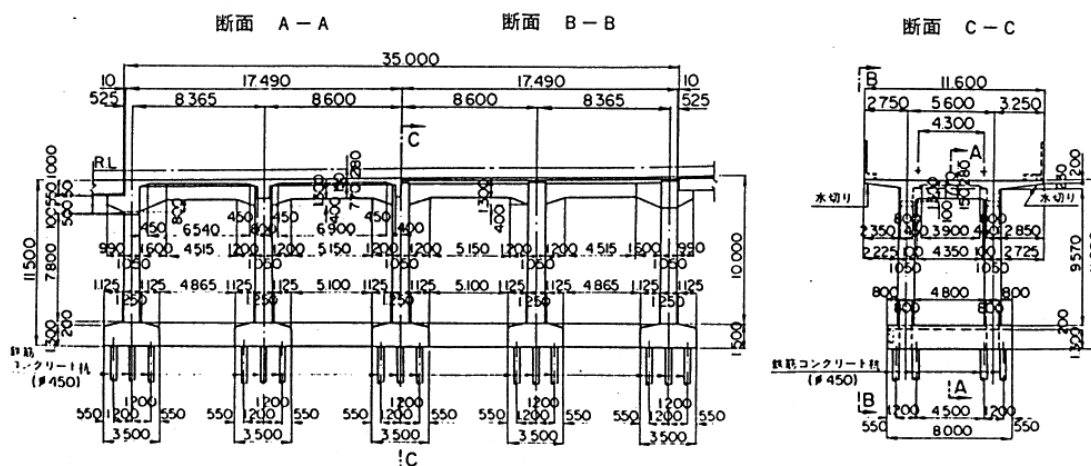


図2-9 標準高架橋[ゲルバー式] (東北新幹線・上越新幹線) 10

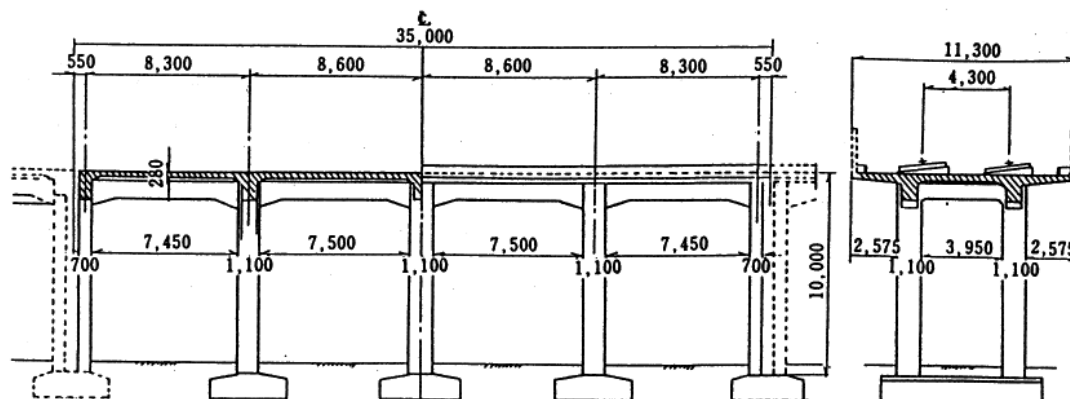


図2-10 標準高架橋[背割式] (東北新幹線 (地盤の良いところに適用)) 10

2.3.6 東北新幹線 (東京～盛岡)・上越新幹線の高架橋^{3),8),10),12),13),21)~24)}

建設から保守にいたるトータルコストの低減を図るためスラブ軌道を大幅に採用した。また、土工区間を出来るだけ避けたため高架橋が総延長の50%程度を占めることとなった。

東北新幹線 (東京～盛岡) は、標準高架橋は全長が35mで4径間を基本とし、調整用に全長25mの3径間を用いた。スラブ軌道区間260km/hの高速運転を行うため、張出し式高架橋ではなく、ゲルバー式 (図2-9) と背割式 (図2-10) が採用された。背割式は経済的に有利であったが、不等沈下が生じた場合の影響を考慮し、地盤条件が良い箇所に採用され、その他の箇所は、相対変位が目違いにならないゲルバー式が採用された。その結果、ゲルバー式が大部分を占めることとなった。

上越新幹線は、豪雪地帯の雪害対策として循環散水消雪方式が採用されたため、ジョイントの少ない背割式高架橋 (地中梁付き) で対応することとなった。また、東北新幹線と同様にゲルバー式高架橋も多く用いられ、2種類の標準高架橋が採用された。また一部の地区 (深谷地区と月夜野地区) には、壁式ラーメン高架橋が用いられた。

東北新幹線 (東京～盛岡) では、高欄の高さはRLより2mを想定し、一般区間 (東京-有壁) においては、1tf/m、雪害区間 (有壁-盛岡) においては1.3tf/mの荷重を考慮した。標準活荷重は雪害地における260km/h運転対応車両の採用を前提として、P荷重の軸重を1tf増しの17tfとし、車両軸配置を若干改正した。また、雪荷重を考慮することとした。

表 2-9 東海道新幹線から東北新幹線（東京～盛岡）の高架橋の設計条件^{3),8),25)}

項	目	東 海 道	山陽（新大阪～岡山）	山陽（岡山～博多）	東北（東京～青森）	東北（有壁～盛岡）
死 荷 重	コンクリート単位重量	2.4t/m ³	2.4t/m ³	2.5t/m ³	2.5t/m ³	2.5t/m ³
	軌きょう重量 (スラブ軌道重量) (路盤コンクリート)	800kg/m —	700kg/m —	700kg/m (1.88t/m) (0.82t/m)	750kg/m (1.8t/m) (1.58t/m)	750kg/m (1.8t/m) (2.52t/m)
活 荷 重	高欄 高欄推力	パイプ70kg/m(壁200kg/m程度) 70kg/m	パイプ70kg/m(壁400kg/m程度) 70kg/m	パイプ70kg/m(壁400kg/m程度) 70kg/m	パイプ70kg/m(壁400kg/m程度) 70kg/m	パイプ70kg/m(壁400kg/m程度) 70kg/m
	タクト内重量 合計版上死荷重 ()はスラブ軌道	350kg/m 11.0t/m	350kg/m 14.2t/m	60kg/m 13.5t/m(7.5t/m)	60kg/m 18.2t/m(9.8t/m)	40kg/m 17.7(13.5t/m, 貯雪形)
衝 撃	標準列車荷重 設計列車荷重	N, P-16 N, P-18(複線載荷16ton)	N, P-16 N, P-19	N, P-16 {スラブ, 梁 N, P-19 柱 N, P-16}	N-16, P-17 {N-16, P-19 (疲労を考慮する場合P-17)}	N-16, P-17 N-18, P-19 (疲労を考慮する場合P-17)
	N荷重に対して P荷重に対して	—	同 左	同 左	同 左	同 左
線 荷 重	N荷重 制動 始動	スパン間数 (R≤900m 0.2 R>900m 180/R R≤2,500m 0.2 R>2,500m 500/R (3+) ⁺ (I≤100(2+0.8I) † I>100 82)	同 左	同 左	R≤2,700m 0.2 R>2,700m 540/R (3+) ⁺ (I≤100m(2+0.8I) † (100<I≤190m 82 190<I≤240(62+0.8I 240<I≤2190)) †	同 左
	P荷重 制動 始動	(3+0.7I) † (1+0.2I) † 有道床 0	同 左	同 左 (1+0.3I) † 1t/m ただし有道床の場合 制動, 始動と組合わせる場 合は0.5t/m	同 左 (4+0.7I) † (2+0.35) † 14m (主荷重として取り扱う)	同 左
ロングレール縦荷重	地震時は考慮しない	—	有道床 0 3.5t 3.5t 3.5t 3.5t ↓ 2.2 ↓ 2.8 ↓ 2.2m	同 左	同 左	同 左
車両横荷重	複線軌道支持構造物でも 単線のみ考慮	10t集中荷重	—	同 左	同 左	同 左
風 荷 重	列車荷重無し 300kg/m ² 列車荷重有り 150kg/m ²	—	同 左	同 左	同 左	同 左
	±12.5℃(70cm以上±10℃) ±15℃ 0.2	—	同 左	±15℃(70cm±10℃) 同 左 0.2および0.15	±12.5℃(70cm±10℃) 同 左 0.25および0.2	同 左 0.2 180kg/m ² 同 左
たわみ制限	ラーメン水平たわみ L/1,800 常時 横1/4cm 縦1/2cm	—	保守通路部 0.5t/m ² または 0.5t 0.5t ↓ 0.7m	保守通路部 0.5t/m ²	同 左	同 左
コンクリート	設計基準強度	240kg/cm ²	240kg/cm ²	270kg/cm ²	270kg/cm ²	270kg/cm ²
	基準の許容応力度	80kg/cm ²	80kg/cm ²	90kg/cm ²	90kg/cm ²	90kg/cm ²
鉄 筋	規格	φ16mm以上SD30 φ13mm以下SS41	SD30 SD35	SD35	SD35	SD35
	基準の許容応力度	SD30 1,600kg/cm ² 水のかかるところ 1400kg/cm ² SS41 1,400kg/cm ² 水のかかるところ 1,250kg/cm ²	SD30 SD35 1,600kg/cm ²	SD35 1,800kg/cm ² 柱 2,000kg/cm ² 死荷重に対して800kg/cm ² or 1,000kg/cm ²	通常の繰返しをうけるもの 疲労を考慮する場合 1,800kg/cm ² 1,400kg/cm ² 通常の繰返しをうけないもの 1,900kg/cm ² 死荷重に対して800kg/cm ² or 1,000kg/cm ² 通常地盤冷地兼用 高欄重量を1.6倍して 検討ゲルバー式 考慮 背割式考慮せず	同 左
その他	かぶり 張出し部の振動	—	—	—	—	—
その他	鉛直バネの検討	—	—	—	—	考慮せず

東北新幹線（東京～盛岡）と上越新幹線においては、新たに鉄筋の疲労を考慮した許容応力度が設定された。これにより、はり部材などスパンの小さい疲労の影響を受ける部材では鉄筋量が増加した。

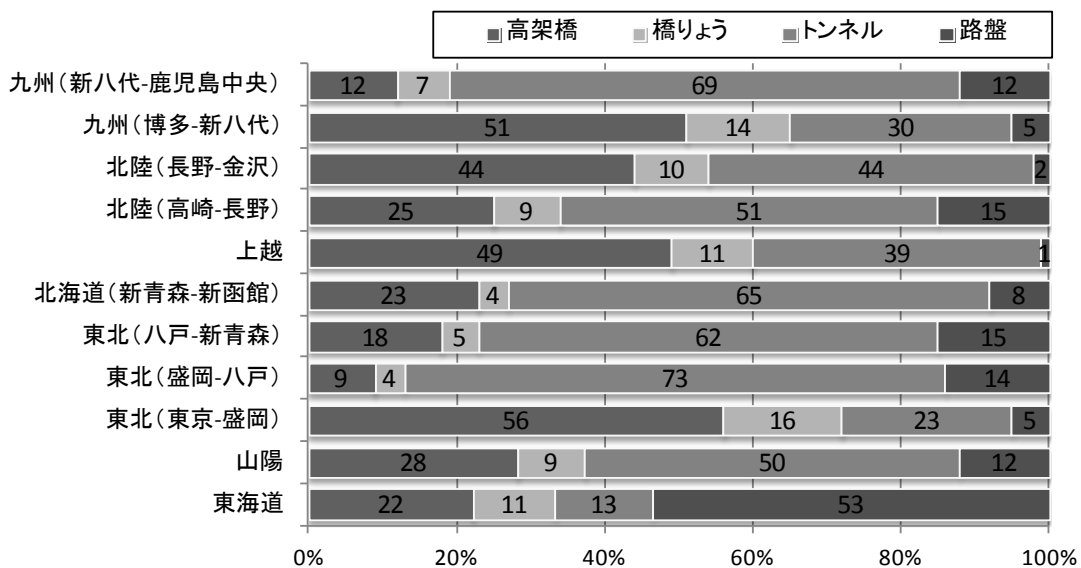
表 2-9 に東海道新幹線から東北新幹線（東京～盛岡）までの設計条件の変遷を示す。

2.3.7 北陸新幹線の高架橋⁸⁾

限界状態設計法に基づいた、1992年（平成4年）の鉄道構造物設計標準・同解説（コンクリート構造）に準拠して設計された最初の新幹線構造物である。設計活荷重は貨物の廃止に伴い、P-16とし、終局時は荷重係数1.23を用いて設計した。北陸新幹線は、構造物の高さを極力抑えることとし、標準設計では高さH=8, 9, 10m及び12mで、スパン10mの4径間から10径間の間で自由に採用できるようにした。また、人件費の高騰や、熟練工の不足等により、使用材料の少ない構造物が経済的であるという概念が崩れつつあった。そこで、軽井沢-長野間においては、縦ばりハンチや、縦ばりおよび線路方向スラブ筋の折曲げ鉄筋が無い構造物となった。

表 2-10 新幹線（営業線路と整備計画路線）の線路延長²⁶⁾

新幹線とその区間	線路延長	高架橋の割合	備考
東海道（東京-新大阪）	515.4km	11%	営業線路
山陽（新大阪-博多）	553.7km	28%	営業線路
東北（東京-盛岡）	496.5km	56%	営業線路
東北（盛岡-八戸）	96.6km	9%	営業線路
東北（八戸-新青森）	81.8km	18%	営業線路
北海道（新青森-新函館）	148.8km	23%	整備計画路線
上越（大宮-新潟）	269.5km	49%	営業線路
北陸（高崎-長野）	117.4km	25%	営業線路
北陸（長野-金沢）	228.0km	44%	整備計画路線
九州（新八代-鹿児島中央）	126.8km	51%	営業線路
九州（博多-新八代）	130.0km	12%	整備計画路線

図 2-11 新幹線の構造種別延長割合と線路延長²⁶⁾

2.3.8 鉄道高架橋にRC ラーメン高架橋が選択される背景

鉄道の高架化は大都市から始まったが、我が国経済の発展に伴い高架橋は、地方都市および都市間を結ぶ線路にまで及んでいった。その目的は、当初の鉄道・道路の拡充、都市機能の阻害防止にとどまらず、次第に、高架下の商業施設への利用、都市景観を形成といった目的が付加されるようになった。現在の鉄道は「普通鉄道構造規則」第43条により、路線を新設する際には、新幹線、在来線問わず、原則として鉄道と道路を平面交差させてはならないため、必然的に高架橋が選択される可能性が高くなっている。既存の鉄道を交差させる際も、費用面等から地下化するよりも高架化するケースが多い¹⁾。

表 2-10 に新幹線の線路延長を、図 2-11 に構造種別の割合を示す。高架橋の割合は東北新幹線（東京-盛岡）で 56%、上越新幹線で 49% となっている等、鉄道構造物の基本的な構造種別となっている。

図 2-12 に新幹線の総延長と高架橋の延長を示す。

高架構造物としては、単純桁形式、連続桁形式、アーチ式ラーメン高架橋、ラーメン式高架橋等があるが、経済性、施工性等から最も用いられているのはラーメン高架橋である。

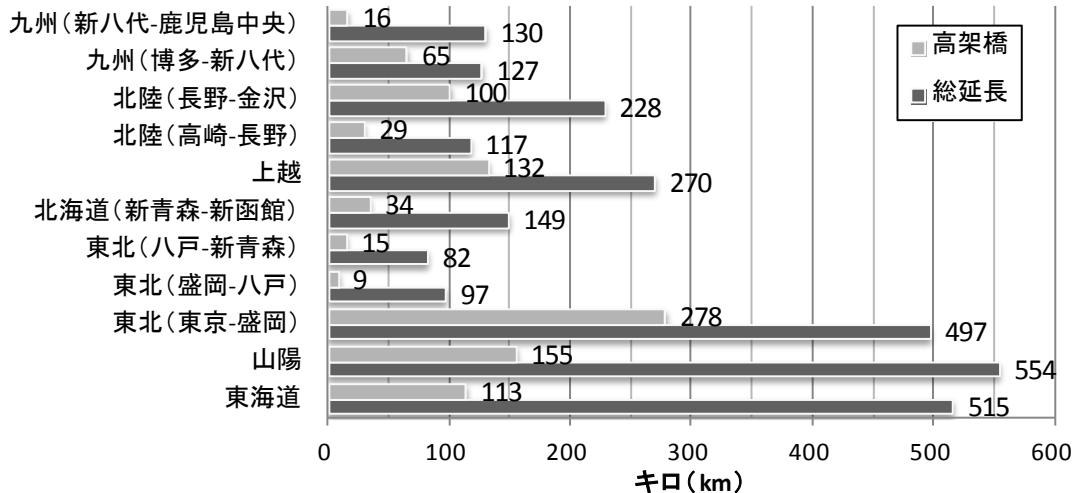


図2-12 新幹線の総延長と高架橋の延長

表2-11 新幹線のラーメン高架橋の標準設計の一覧(東北新幹線(東京-盛岡) 28)

形式	高さ (H/m)	スケルトン	図面番号	コンクリート				鉄筋				基礎		1m当り		1m当り (kg/m ²)	1m当り (本)	1m当り (本)	1m当り (kg/m ²)				
				全		延長1m当り (m ² /m)		全		延長1m当り (t/m)		コンクリート		鉄筋									
				上部	基礎	上部	基礎	上部	基礎	上部	基礎	上部	基礎	上部	基礎								
一般	背割式 L=35 4区間	E R B-027-73022	232.342	134.240	366.582	6.6	3.8	10.5	41.527	5.985	47.513	1.187	0.171	1.358	178.7	44.5	129.6	24	24	96	2.74		
			E R B-027-73023	284.256	134.480	388.738	7.3	3.8	11.1	43.837	6.308	49.545	1.247	0.180	1.427	171.6	46.9	128.5	22	20	100	2.96	
			E R B-027-73024	281.143	142.980	432.023	8.3	4.1	12.3	47.259	7.037	54.376	1.350	0.201	1.551	163.4	45.1	120.5	22	20	112	3.30	
			E R B-027-73025	360.610	158.480	519.090	10.3	4.5	14.8	56.467	8.423	60.885	1.670	0.241	1.911	162.1	53.2	128.8	24	24	125	3.60	
	片背割式 L=35 4区間	E R B-027-73026	409.656	165.530	576.220	11.7	4.8	16.5	63.570	9.591	73.161	1.816	0.274	2.090	155.2	57.6	127.0	28	28	136	3.88		
			E R B-027-73027	247.749	150.520	398.269	6.9	3.8	10.7	46.800	6.978	53.783	1.223	0.174	1.467	187.5	46.4	137.7	24	26	116	2.90	
			E R B-027-73028	273.046	150.840	423.886	7.9	3.8	11.3	49.029	7.613	56.342	1.348	0.188	1.536	185.3	49.8	136.0	22	28	123	3.08	
			E R B-027-73029	315.843	170.840	486.683	8.6	4.3	12.9	52.486	8.803	61.289	1.435	0.220	1.655	169.9	51.5	128.6	22	30	131	3.28	
	一般	L=35 4区間	E R B-027-73030	392.568	184.840	577.408	10.5	4.6	15.1	66.488	10.275	76.763	1.785	0.242	1.927	169.7	55.2	135.3	24	28	164	4.18	
				E R B-027-73031	430.577	192.150	631.727	11.7	4.8	16.5	71.964	10.847	82.811	1.857	0.271	2.128	162.2	56.5	133.0	24	40	172	4.30
				E R B-027-73032	279.038	237.978	517.216	7.5	5.3	12.7	57.873	14.075	71.047	1.504	0.313	2.044	201.4	59.3	143.2	22	20	104	2.32
				E R B-027-73033	292.088	237.278	529.366	7.8	5.3	13.1	62.918	13.736	76.654	1.616	0.305	1.921	208.9	57.9	147.7	22	20	104	2.32
軌道	L=35 4区間	E R B-027-73034	333.618	186.133	519.751	8.7	6.4	15.0	68.470	17.284	85.864	1.739	0.387	2.126	200.9	60.8	141.6	24	22	114	2.54		
			E R B-027-73035	408.088	212.560	620.648	10.3	6.9	17.3	83.736	21.198	104.934	2.079	0.471	2.550	201.5	67.8	147.7	26	24	124	2.72	
			E R B-027-73036	472.617	312.854	785.471	11.7	7.2	18.7	92.778	20.460	113.238	2.279	0.455	2.734	194.0	65.4	146.2	28	26	134	2.98	
			E R B-027-73037	210.622	183.430	394.052	7.6	5.2	12.9	44.053	10.732	54.805	1.539	0.307	1.846	202.0	58.6	143.6	22	20	84	2.40	
区	L=30 3区間	E R B-027-73038	225.600	183.430	408.030	8.0	5.2	12.3	48.240	10.296	59.036	1.658	0.338	1.997	206.1	58.8	148.0	22	20	84	2.40		
			E R B-027-73039	261.785	222.878	484.661	9.1	6.4	15.4	52.824	13.436	66.360	1.792	0.394	2.176	197.4	60.3	140.9	24	22	92	2.63	
			E R B-027-73040	314.019	244.020	558.039	10.6	7.0	17.5	63.150	16.443	79.590	2.065	0.470	2.534	197.2	67.4	145.6	26	24	100	2.85	
			E R B-027-73041	368.793	244.298	613.091	12.1	7.6	19.1	71.761	18.579	90.340	2.314	0.461	2.774	191.5	66.0	148.5	28	26	108	3.09	
用	L=30 3区間	E R B-027-73042	482.806	259.028	741.834	13.5	6.5	19.9	89.415	17.364	106.778	2.481	0.434	2.914	184.1	67.0	146.1	32	28	124	3.54		
			E R B-027-74001	303.210	263.848	567.058	8.0	5.9	13.8	65.269	17.197	82.457	1.737	0.382	2.119	216.5	65.2	153.1	26	24	124	2.76	
			E R B-027-74002	326.839	283.373	610.212	8.5	6.3	14.8	69.879	18.366	88.245	1.840	0.408	2.248	215.2	64.8	151.4	26	24	124	2.76	
			E R B-027-74003	353.957	328.128	682.085	9.5	7.6	16.8	76.593	20.651	98.023	1.988	0.412	2.399	217.2	67.2	149.0	28	26	134	2.98	
有軌道	L=30m 3区間	E R B-027-74004	442.241	343.043	785.285	11.1	7.6	18.4	83.736	21.198	104.934	1.782	0.412	2.360	217.0	64.0	154.8	30	28	144	3.20		
			E R B-027-74005	508.875	351.833	860.708	12.5	7.8	20.4	108.332	23.932	132.264	2.694	0.494	3.225	213.9	68.0	158.0	32	30	154	3.42	
			E R B-027-74006	227.988	203.330	431.308	8.2	5.8	14.0	49.861	12.970	62.830	1.793	0.371	2.164	219.6	63.7	154.8	24	22	92	2.63	
			E R B-027-74007	245.820	203.330	449.150	8.7	6.1	14.5	53.330	12.967	66.297	1.852	0.370	2.223	228.2	63.6	156.1	26	24	100	2.85	
架	L=35 4区間	E R B-027-74008	276.878	267.648	544.526	9.6	7.6	17.2	59.079	18.290	77.369	2.057	0.523	2.579	215.0	68.3	149.9	26	24	104	2.91		
			E R B-027-74009	339.404	267.696	607.102	11.4	7.6	18.9	71.622	18.374	89.995	2.416	0.468	2.884	212.9	61.2	151.8	30	28	116	3.31	
			E R B-027-74010	363.268	267.733	631.001	11.9	7.6	19.1	80.250	17.176	97.420	2.662	0.491	3.153	206.5	64.1	153.5	30	28	116	3.31	
			E R B-027-74011	531.281	336.381	867.662	14.7	8.4	23.1	99.493	24.528	124.021	2.810	0.613	3.423	199.8	72.9	147.9	38	34	144	3.60	
響	L=35 4区間	E R B-027-73012	271.177	197.474	468.651	7.3	4.4	11.7	61.563	12.878	74.441	1.694	0.286	1.950	227.0	65.2	153.1	22	20	80	2.32		
			E R B-027-73013	288.028	197.459	485.482	7.7	4.4	12.1	64.696	13.944	78.640	1.733	0.310	2.043	225.0	70.6	169.0	20	20	88	1.96	
			E R B-027-73014	327.027	233.014	560.041	8.6	5.2	13.7	68.269	15.616	83.885	1.813	0.347	2.160	211.6	67.0	157.1	24	22	104	2.31	
			E R B-027-73015	415.593	251.557	667.150	10.5	5.6	16.1	80.628	18.088	95.715	2.087	0.333	2.423	198.1	60.0	150.2	28	24	128	2.84	
響	L=35 4区間	E R B-027-73016	473.907	251.755	725.662	11.8	5.6	17.4	86.896	18.357	103.223	2.226	0.363	2.589	188.1	65.0	148.0	30	28	144	3.20		
			E R B-027-73017	207.827	152.534	360.361	7.6	4.4	12.0	46.790	10.001	56.791	1.717	0.286	2.003	225.6	65.6	167.3	22	18	80	2.29	
			E R B-027-73018	227.826	152.497	380.366	8.2	4.4	12.5	49.327	10.945	60.272	1.789	0.313	2.102	218.7	71.8	167.6	24	20	96	2.74	
			E R B-027-73019	281.738	181.251	462.989	9.2	5.2	14.3	52.018	12.617	64.636	1.866	0.360	2.227	203.9	69.6	155.4	24	20	96	2.74	
響	L=35 4区間	E R B-027-73020	327.273	195.669	522.972	11.0	5.6	16.6	63.411	11.653	75.244	2.132	0.338	2.530	198.8	68.0	152.3	28	26	108	3.09		
			E R B-027-73021	363.027	19.5763	561.435	12.1	5.0	17.7	69.137	12.791	78.928	2.270	0.365	2.635	187.2	65.3	148.0	30	26	112	3.20	
			E R B-027-73022	281.188	268.982	550.167	7.6	6.0	13.6	63.669	16.901	80.570	1.736	0.376	2.112	229.0	62.8	155.8	24	22	114	2.53	
			E R B-027-73023	296.614	269.054	568.668	8.0	6.0	14.0	67.517	17.242	84.759	1.822	0.383	2.205	228.0	64.1	157.8	26	22	118	2.63	
響	L=35 4区間	E R B-027-73024	332.089	274.034	606.123	8.7	6.1	14.8	72.378	18.817	90.211	1.934	0.374	2.308	222.0	61.4	155.8	26	24	124	2.76		
			E R B-027-73025	433.215	269.196	702.413	11.0	6.0	16.0	83.979	18.662	100.641	2.188	0.370	2.558	198.7	61.9	150.6	28	26	134	2.98	
			E R B-027-73026	483.425	269.342	752.767	12.1	6.0	18.1	92.911	18.655	109.566	2.386	0.370	2.795	197.6	61.8	152.6	32	30	154	3.42	
			E R B-027-73027	215.888	209.305	425.191	7.9	6.0	13.9	48.902	13.254	62.156	1.811	0.370	2.189	229.7	63.5	157.9	24	20	88	2.51	
響	L=35 4区間	E R B-027-73028	294.685	209.338	433.858	8.4	6.0	14.4	52.985	12.556	65.541	1.901	0.370	2.271	225.9	61.9	157.8	26	22	96	2.74		
			E R B-027-73029	294.685	209.445	474.413	9.3	6.0	15.3	55.157	13.253	68.410	1.989	0.373	2.368	214.4	63.3	151.5	24	20	96	2.74	
			E R B-027-73030	333.861	212.723	546.584	11.2	6.1	17.3	63.485	12.262	76.354	2.228	0.397	2.685	197.9	60.2	149.7	28	26	108	3.09	
			E R B-027-73031	372.816	209.480	582.296	12.4	6.0	18.4	72.002	13.336	85.738	2.488	0.370									

2.4 地震による鉄道構造物の被害

2.4.1 鉄道構造物に被害を与えた主な地震

鉄道構造物に被害を与えた主な地震について示す。

- ・ 関東地震 (1923 年) (2.4.2)
- ・ 宮城県沖地震 (1978 年) (2.4.3)
- ・ 釧路沖地震 (1993 年) (2.4.4)
- ・ 兵庫県南部地震 (1994 年) (2.4.5)
- ・ 十勝沖地震 (2003 年) (2.4.6)
- ・ 新潟県中越地震 (2003 年) (2.4.7)
- ・ 東北地方太平洋沖地震 (2011 年) (2.4.8)

これ以外にも、千葉県東方沖地震 (1987 年)、北海道南西沖 (1993 年)、根室東方沖 (1994 年)、三陸沖地震 (2003 年) 等があるが、その後の設計思想、設計方法等に影響を与えた地震として上記を概説する。耐震補強対策の現状 (2.4.9) についても示す。

2.4.2 関東地震 (1923 年)^{5),6),29)}

関東地震は、1923 年 9 月 1 日に相模湾内を震源として発生したマグニチュード 7.9 の地震であった。被害を受けた線路延長は 676km となり、東北線は栗橋付近、常磐線は土浦付近、中央線は猿橋付近、東海道線は御殿場付近まで広範囲に被害が発生した。鉄道橋の被害は、被害区域内にある橋台の 2056 箇所に対して 337 箇所 (約 16 パーセント)、橋脚の被害は 945 箇所に対して 279 箇所 (約 30 パーセント) であった (図 2-13)。いずれもこの当時の橋台、橋脚、カルバートは煉瓦、石積および無筋コンクリート造りで耐震設計は行われていなかった。東海道本線の馬入川橋梁では、橋脚 56 基中 48 基が切断し、44 基が倒壊し、鋼桁 56 連中 47 連が落下するという被害が生じた (図 2-14)。また、白糸川橋梁では橋脚の倒壊、根府川では列車ともども海中に没する地すべり崩壊等が生じた。その後、これらの経験も踏まえて、1930 年には、橋梁設計標準が刊行され震度法が導入された。

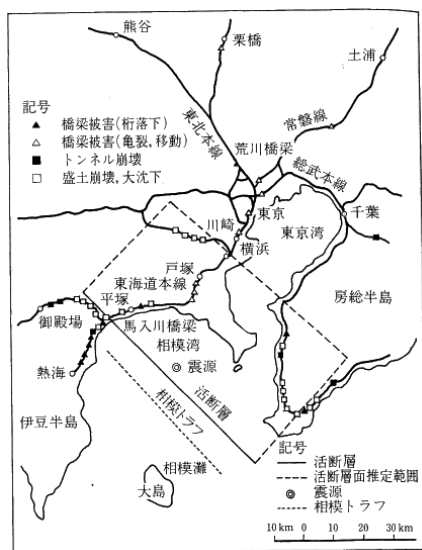


図 2-13 関東地震による鉄道の被害⁵⁾



図 2-14 馬入川橋りょうの被害³⁰⁾

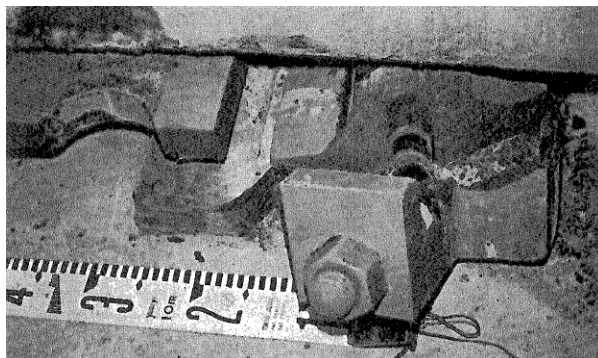


図 2-15 鋳鉄シューの損傷¹⁾

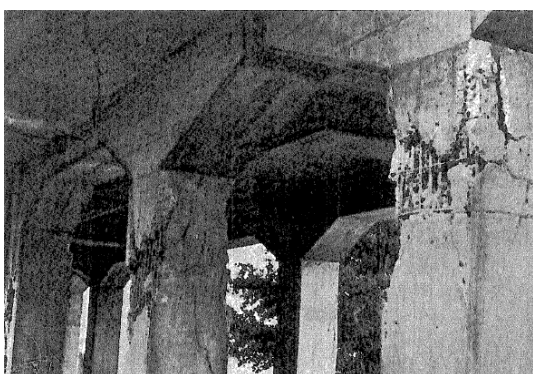


図 2-16 柱のせん断ひび割れ¹⁾



図 2-17 中層梁のせん断ひび割れ¹⁾

2.4.3 宮城県沖地震 (1978年)^{31)~34)}

宮城沖地震は、1978年6月12日に宮城県沖100km、深さ40kmを震源として発生したマグニチュード7.4の地震であった。在来線の東北本線をはじめとする17線区において、路盤沈下、路盤隆起、橋台等の変状等の被害が計1526件発生し、建設中の新幹線も被害を受け、設計方法の見直しが図られた。支承部においては、スパンの小さいコンクリート桁の支承のほとんどは伸び能力が小さい鋳鉄製であり、大きな水平力が作用することにより、ずれ止めが破壊し、桁が支承から桁座に落下する被害(図2-15)等が発生した。これを受けて、支承構造は、ゴム支承と鋼製ストッパーの組み合わせが主になった。また、柱や梁においては、せん断耐力不足による被害も発生した。具体的には、高架橋の打継部付近のせん断ひび割れ(図2-16)や2層式高架橋中間ばりのせん断ひび割れ(図2-17)が発生した。この後、支承部の検討(支承部の強化や、落橋防止工の標準化)や、耐震構造細目の強化が図られ、中層梁に発生したひび割れ破壊や補修方法に関する検討^{35)~42)}等も行われた。その後の、1979年の耐震設計指針(案)や、1983年の建造物設計標準においては、地盤の影響と固有周期で設計震度を変える修正震度法が導入された。

2.4.4 釧路沖地震 (1993年)^{43)~45)}

釧路沖地震は、1993年1月15日に北海道釧路沖を震源として発生したマグニチュード7.8の地震であった。この地震により、根室本線や釧網線の軌道変状、橋梁や路盤等の土木施設の被害が発生した。橋梁は11箇所被害が発生し、橋脚・橋台の亀裂損傷、支承部の損傷が発生した。このうち、図2-18に根室本線・利別川橋りょう(PCI形桁の橋梁で全長415.68m(31.3×13連))には、ロッカーシュー

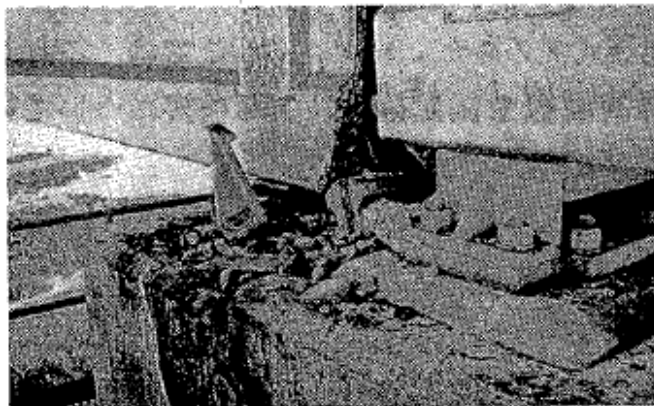


図 2-18 ロッカーシューの損傷に伴うPC桁の損傷⁴³⁾

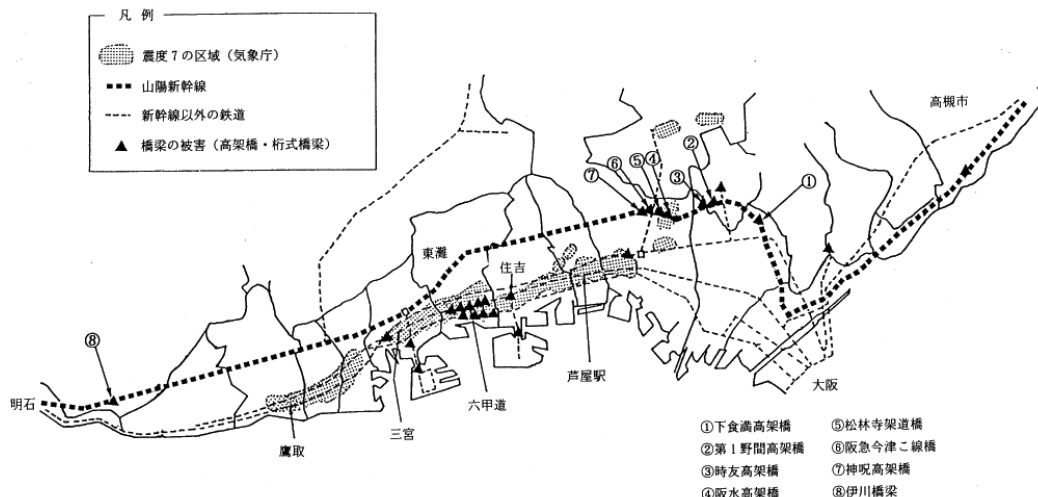








図 2-19 鉄道コンクリート構造物の主な被害分布²⁾

が転倒し、桁本体が桁座に落下する被害が生じた。なお、本橋梁は2003年の平成15年十勝沖地震において再度被災することとなる。

2.4.5 兵庫県南部地震 (1994年)^{2),4),6)}

兵庫県南部地震は、1994年1月17日に阪神・淡路地区の直下を震源として発生したマグニチュード7.2の直下型地震であった。この地震は、戦後最悪のきわめて深刻な被害をもたらした。鉄道では、山陽新幹線をはじめ、東海道新幹線、東海道本線、阪急神戸線、阪神本線等で大きな被害を受けた(図2-19)。山陽新幹線で8箇所、在来鉄道および新交通システムで24箇所、合計32箇所で落橋したほか、高架橋柱が多数損傷した。被害が大きかった高架橋は、RCラーメン高架橋であり、柱の損傷数は、破壊(高架橋柱が崩壊したもの)約1200本、破損(高架橋柱の一部でコンクリートがはく落したものの崩壊には至らなかったもの)約1200本、損傷(高架橋柱の一部にひび割れが生じたもの)約1000本、合計約3400本となった。損傷のパターン(表2-12)では柱上部または下部に斜めひび割れが発

表 2-12 柱の損傷パターンとその状況²⁾

損傷パターン	損傷の例	状況
MA		柱の完全な破壊
MB		曲げにより柱の上部または下部に曲げひび割れが生じ、その後繰返しによりかぶりコンクリートがはく落し、軸方向鉄筋の一部が変形している。かなりの損傷レベル
MC		曲げにより柱の上部または下部に幅の小さい曲げひび割れが生じ、かぶりコンクリートも一部はく落する中程度の損傷レベル
MD	略	曲げにより柱の上部または下部に幅の小さい曲げひび割れが生じる程度の比較的軽微な損傷レベル
SA		柱のせん断破壊パターンで、落橋した高架橋の多くはこのタイプ
SB		せん断により柱に斜めひび割れが生じ、かぶりコンクリートのはく落、内部コンクリートにもかなりの亀裂を生じている。崩壊に至らないものかなりの損傷レベル
SC		せん断により柱に幅の大きい斜め方向のひび割れが生じる損傷パターンで、中程度の損傷レベルである。
SD	略	せん断により柱に幅の小さい斜め方向のひび割れが生じる損傷パターンで、比較的軽微な損傷レベルである。

生し、これが貫通してせん断破壊に至ったと推定される構造物が多かった（図内のSA～SC）。この原因は、設計地震力（水平震度0.2）よりも遥かに大きな地震力が作用したこと、柱の損傷形態がせん断破壊先行型であったことが挙げられる。損傷した柱の復旧方法として、鋼板巻き補強が多く採用された。なお、損傷した構造物の多くは1968～1976年に完成したものであり、1983年の「建造物設計標準」以前の標準を適用して設計されたものが多かった。

図 2-20 落下防止ブロックの損傷⁴⁹⁾図 2-21 移動制限装置の損傷⁴⁹⁾

これらの被害を受けて、運輸省鉄道局から全国の鉄道事業者へ通達された「鉄道施設耐震構造検討委員会の提言に基づく鉄道構造物の耐震性能に係わる当面の措置について（鉄技 113 号・鉄施代 200 号）⁴⁷⁾」により、せん断破壊先行型のRC柱を有する既設構造物（高架橋、RCラーメン橋台、開削トンネル等）を対象に、鋼板巻き立て等の耐震補強が実施されることとなった。

兵庫県南部地震での鉄道構造物が被災した経験を踏まえて、1999年に策定された「鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）⁴⁶⁾」は、従来の設計標準等を大きく変更した内容となった。具体的には、基盤で設定した地震動を用いて表面地盤の応答計算を行い、その地震動を構造物に入力して応答を求め、耐震性能を照査する方法となった。

2.4.6 平成 15 年十勝沖地震（2003 年）^{48),49)}

平成 15 年十勝沖地震は、2003 年 9 月 26 日十勝沖を震源とするマグニチュード 8.0 の地震であった。この地震により、根室本線において軌道変状や橋梁の損傷が多数発生したが、このうち、1993 年の釧路沖地震に損傷を受けていた利別川橋りょうが再度損傷した。本橋りょうは、釧路沖地震の復旧工事において、落橋防止対策として落下防止ブロック（図 2-20）を設置し、移動制限装置としてサイドブロック（図 2-21）を設置していた。そのため、ロッカー支承が転倒、脱落し、一部の桁が桁座に落下したものの、大移動を免れ、被害を限定的なものに留まった。本地震により、落橋防止工の有効性が確認された。また、大規模地震により構造物が複数回損傷する可能性を認識することとなった。

2.4.7 新潟県中越地震（2004 年）^{50)~54)}

新潟県中越地震は、2004 年 10 月 23 日、新潟県中越地方を震源とし、震源の深さを 13km とするマグニチュード 6.8 の内陸直下型地震である。この地震により、上越新幹線「とき 325 号」が浦佐～長岡間で脱線が発生した（図 2-22）。その他にも、浦佐～長岡間を中心に橋りょう・高架橋の RC 柱の損傷、トンネルの覆工崩落、斜面崩壊等の被害が生じた。橋梁では、魚野川橋りょうの RC 橋脚段落とし部における軸方向鉄筋がはらみ出し、かぶりコンクリートがはく落する損傷が確認された。高架橋では、第 1、第 3 和南津高架橋においてせん断破壊が確認された（図 2-23）。一方、付近に活断層があったために柱に鋼板巻き補強を施していた構造物には大きな損傷は確認されなかった（図 2-24）。過去にも、道路橋等でその有効性が確認された事例がある⁵⁵⁾、鉄道橋においても、耐震補強の有効性が確認されることとなった。一方で、柱の中間部付近で拘束されている高架橋がせん断破壊したことから総点検が実施され、柱の中間部で拘束させない対策又は耐震補強を実施することとなった。



図 2-22 上越新幹線の脱線状況⁵⁰⁾



図 2-23 せん断破壊した柱の状況⁵⁰⁾



a) 鋼板の撤去状況



b) 鋼板内部の状況

図 2-24 鋼板巻き補強した構造物の状況⁵⁰⁾

2.4.8 東北地方太平洋沖地震（2011年）^{56)~58)}

東北地方太平洋沖地震は、2011年3月11日、太平洋沖を震源とした、我が国観測史上最大規模のマグニチュード9.0の地震である。余震活動も活発であり（図2-25）、同年4月7日に発生したマグニチュード7.1の余震により、損傷した構造物、補修後に再び損傷した構造物も発生した（図2-26）。この余震は、震源が本震よりも陸地に近かったことあり、仙台付近では本震と同等もしくはそれ以上の規模となった。図2-27に、本震と余震の応答加速度スペクトルを示す。表2-13と図2-28に東北新幹線の主な被害内容および箇所数を示す。なお、新潟中越地震同様に、柱に鋼板巻き補強を施していた構造物は大きな損傷は確認されなかった。本地震では、補修後に余震により損傷を受けた構造物が存在したことから、補修後の構造物の性能について検討する必要性が考えられた。

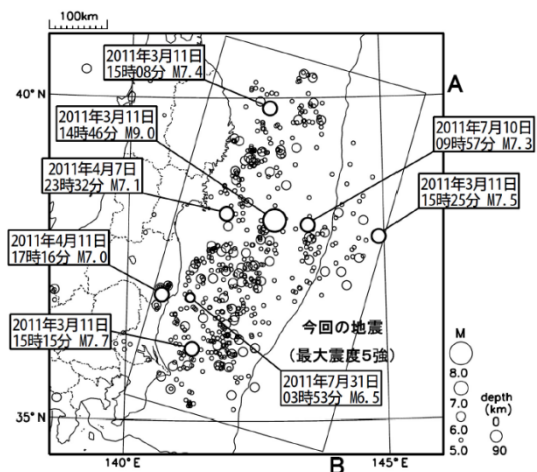


図 2-25 余震分布 (2011/7/30 現在)⁵⁹⁾



図 2-26 修復後に損傷した事例

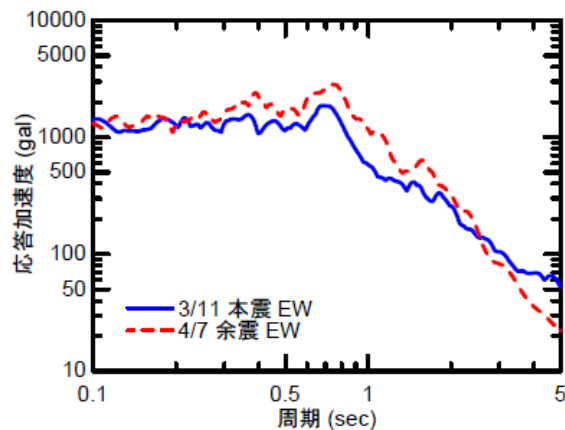


図 2-27 本震 (3/11) と余震 (4/7) の応答加速度スペクトル (K-NET仙台)⁶⁰⁾

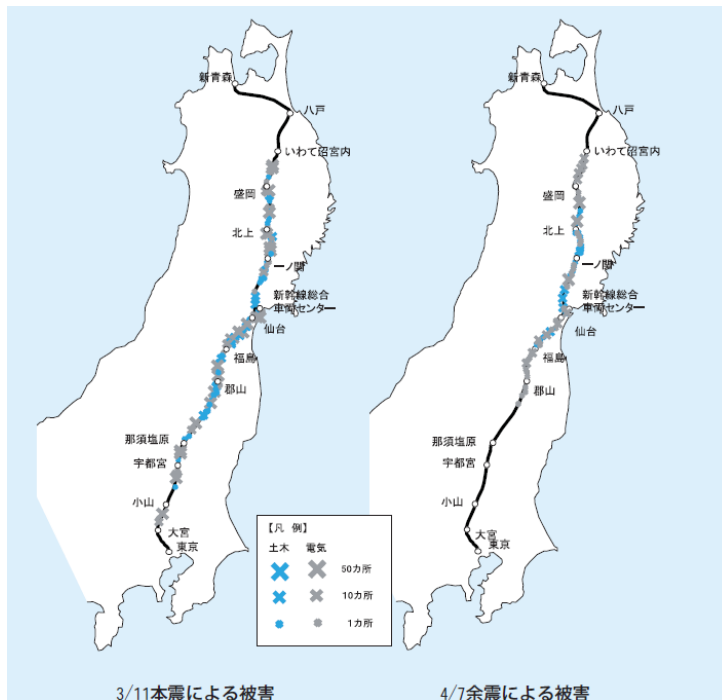


図 2-28 本震 (3/11) と余震 (4/7) による東北新幹線の主な被害地点⁵⁷⁾

表 2-13 東北新幹線に主な被害とその個所数⁷⁾

主な被害	本震 (3/11)	余震 (4/7)
電化柱の折損・傾斜ひび割れ等	約 540 箇所	約 270 箇所
架線の断線	約 470 箇所	約 200 箇所
高架橋柱等の損傷	約 100 箇所	約 20 箇所
軌道の変位・損傷	約 20 箇所	約 20 箇所
変電設備の故障	約 10 箇所	約 10 箇所
防音壁の落下・傾斜・はく離	約 10 箇所	2 箇所
天井材等の破損・落下	5 駅	2 駅
橋桁のずれ	2 箇所	7 箇所
橋桁の支点部損傷	約 30 箇所	約 20 箇所
トンネル内の軌道損傷	2 箇所	—
合計	約 1200 箇所	約 550 箇所

表 2-14 耐震補強工法の例⁶⁾

補強工法	工法の概要
鋼板巻立て補強	既設 RC 柱全長を鋼板で取り囲み、既設 RC 断面と鋼板の隙間に充填材を注入して一体化する工法
鋼製パネル組立て補強	小型の鋼製パネルを組み合わせて既設柱断面を取り囲み、鋼製パネルと既設の RC 断面の隙間に充填材を注入して一体化させる工法
波型鋼板巻き立て補強	部材軸方向全長に、波型に切断加工した鋼板（波型分割鋼板）で既設柱断面を取り囲み、既設 RC 断面と鋼板の隙間に充填材を注入して一体化させる工法
スパイラル筋巻立て補強	部材軸方向全長に、既設柱断面をスパイラル筋で取り囲み、モルタルにより既設 RC 部材とスパイラル筋を一体化する工法
吹付けモルタル補強	補強帯鉄筋を水平方向に必要な本数配置し、吹付けモルタルで補強帯鉄筋を固着および被覆する工法
組合せ鋼材巻立て補強	既設柱の周りに分割した帯鉄筋を配置し、これらを緊結後に吹き付けモルタルを施工して一体化する工法
RC プレキャスト型枠工法	プレキャストパネルを既設柱断面の周辺に取り付け、継手鋼材によって閉合したのち、柱とプレキャストパネルの空隙をグラウト材にて注入して一体化する工法
外部スパイラル巻立て補強	分割したプレキャストブロックを柱部材に取付け、鋼より線を巻きつけることによって補強を行う工法

2.4.9 耐震補強対策の現状

兵庫県南部地震での被害状況を鑑み、運輸省鉄道局から全国の鉄道事業者へ通達された「鉄道施設耐震構造検討委員会の提言に基づく鉄道構造物の耐震性能に係わる当面の措置について（鉄技 113 号・鉄施代 200 号）⁴⁷⁾」により、新幹線および輸送量の多い在来線を対象に鋼板等で巻き立てる耐震補強等を中心に耐震補強工法が用いられた。それ以外にも、施工性や経済性を考慮した多く耐震補強工法が開発され、実施工に採用された。表 2-14 に耐震補強工法の主な例を示す。なお、兵庫県南部地震以降の三陸南地震（2003 年）や新潟県中越地震（2004 年）においても、耐震補強の未対策箇所が兵庫県南部地震と同様の被害が生じたことから、耐震補強の前倒し実施が進められた⁶¹⁾。その結果、平成 21 年度で概ね耐震補強が概ね完了している⁶²⁾（図 2-29）。

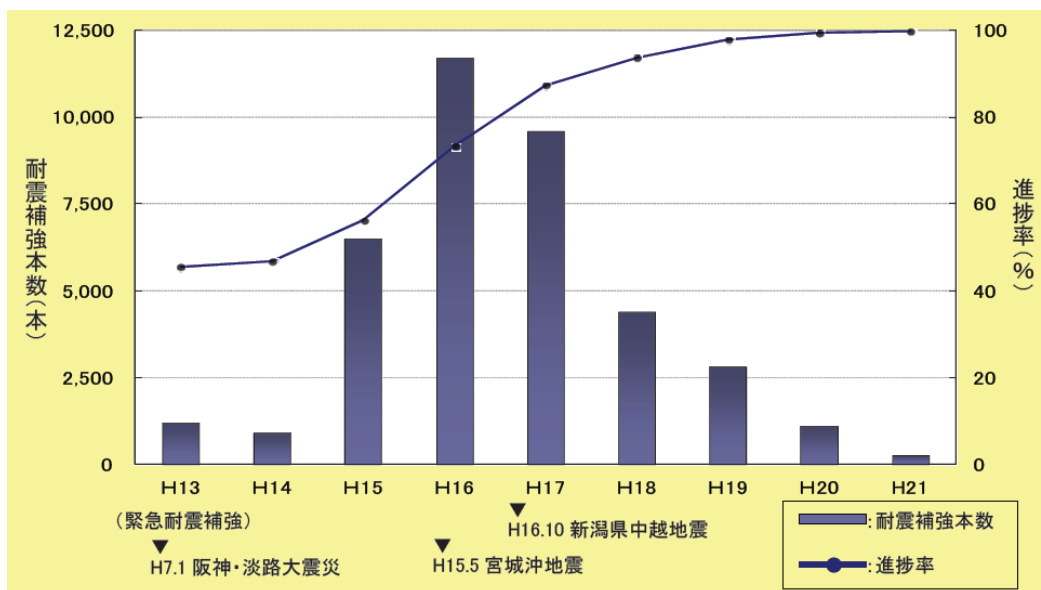


図2-29 耐震補強本数と進捗率の推移 (H7～H12の緊急耐震補強時は約30,000本)⁶²⁾

2.5 無損傷部材の部材性能の算定方法

鉄道構造物設計標準・同解説（耐震設計）⁶⁴においては、渡邊ら⁶⁵が提案した、無損傷のRC部材の変形性能算定式が採用されている。本算定式は、鉄筋コンクリートの棒部材の変形挙動を、コンクリートのひび割れ、軸方向鉄筋の降伏等の材料の非線形特性や、かぶりコンクリートのはく落、軸方向鉄筋の座屈等の部材の損傷状況を考慮して算定するものである。柱部材のような曲げモーメントが直線的に変化する部材は、部材の非線形性と部材端部の曲げモーメントと部材角の関係により評価する。すなわち、曲げモーメント (M) と部材角 (θ) の関係が、**図 2-30** に示す、テトラリニア型の骨格曲線を有する部材として評価する。以下にその算定方法を示す。

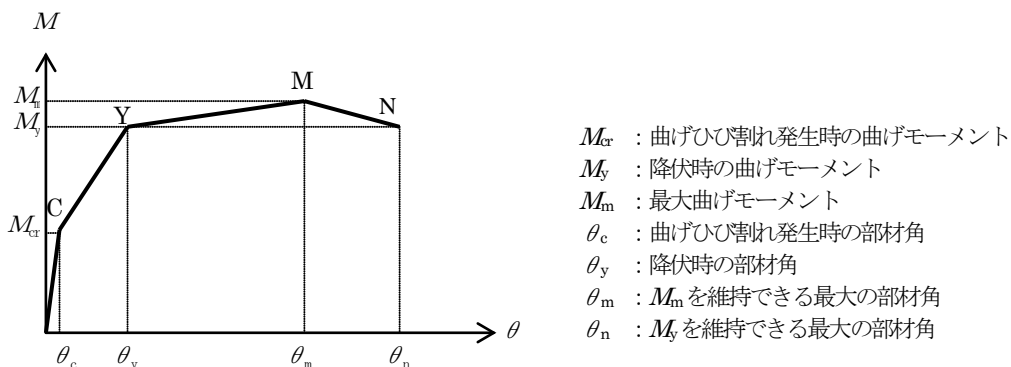


図 2-30 部材端部の曲げモーメントと部材角の関係

a) C 点

- ・ 曲げモーメント M_{cr}

曲げひび割れ発生時の曲げモーメントで、コンクリートの縁引張応力度がコンクリートの曲げひび割れ強度に達するときの曲げモーメントとする。

- ・ 部材角 θ_c

部材の全断面を有効として算定した M_c 時の部材角とする。

b) Y 点

- ・ 曲げモーメント M_y

引張鉄筋が降伏するときの曲げモーメントとする。

- ・ 部材角 θ_y

引張鉄筋が降伏するときの部材角とし、部材接合部からの軸方向鉄筋の伸出の影響を考慮し、式 (2.5.1) により算定する。なお、軸方向鉄筋の伸出の影響が小さい場合には、その影響を無視してよい。ここに、

$$\begin{aligned} \theta_y &= \theta_{y0} + \theta_y \\ &= \delta_{y0} / L_a + \theta_{y1} \end{aligned} \quad (2.5.1)$$

θ_y : Y点における部材角, θ_{y0} : Y点におけるく体変形による部材角 (δ_{y0} / L_a)

L_a : せん断スパン

δ_{y0} : Y点におけるく体変形による変位で、部材を材軸方向に分割し、それぞれの断面の曲率を2階積分することにより算定する。曲率の算定にあたっては、分割断面ごとに軸力と曲げモーメントの釣合いから算定する。この際曲げモーメントが曲げひび割れ発生時の曲げモーメント M_c 以下の断面は全断面有効として曲率を算定し、 M_c 以上の場合には引張側のコンク

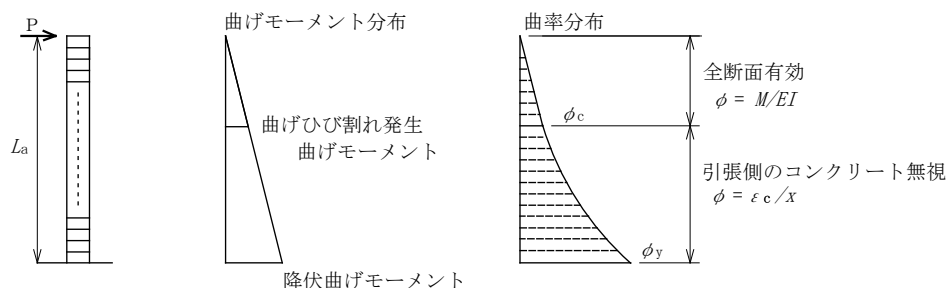


図2-31 降伏時のく体変形の算定

リートを無視して曲率を算定する (図2-31 参照)。

θ_{y1} : Y点における部材接合部からの軸方向鉄筋の伸出しによる部材端部の回転角で, 式 (2.5.2) により算定する.

$$\theta_{y1} = \Delta L_y / (d - x_y) \quad (2.5.2)$$

d : 有効高さ (mm), x_y : 降伏時の中立軸 (mm)

ΔL_y : 降伏時の部材接合部からの軸方向鉄筋の伸出し量 (mm)

$$\Delta L_y = 7.4\alpha \cdot \varepsilon_y (6 + 3500\varepsilon_y) \phi / (f'_{cd})^{2/3} \quad (2.5.3)$$

ε_y : 引張鉄筋の降伏ひずみ, ϕ : 引張鉄筋の直径 (mm)

f'_{cd} : 部材接合部のコンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²) で, 材料係数 $\gamma_c=1.0$ として算定する.

α : 鉄筋間隔の影響を表す係数で, 一段配筋の場合は式 (2.5.4) により算定する.

$$\alpha = 1 + 0.9e^{0.45(1 - c_s/\phi)} \quad (2.5.4)$$

c_s : 引張鉄筋の中心間隔 (mm)

c) M点

・曲げモーメント M_m

コンクリートの圧縮ひずみが終局ひずみ (0.0035 μ) に達するときの曲げモーメントとする.

・部材角 θ_m

図2-32に示すように, く体の曲げ変形による部材角 θ_{m0} と, 部材接合部からの軸方向鉄筋の伸出しによる部材端部の回転角 θ_{m1} の和として算定する. ここで, く体の曲げ変形による部材角 θ_{m0} は, 塑性ヒンジ部以外の曲げ変形によるものと, 塑性ヒンジ部の曲げ変形によるものに分けて算定する. なお, 軸方向鉄筋の伸出しの影響が小さい場合には, その影響を無視してよい.

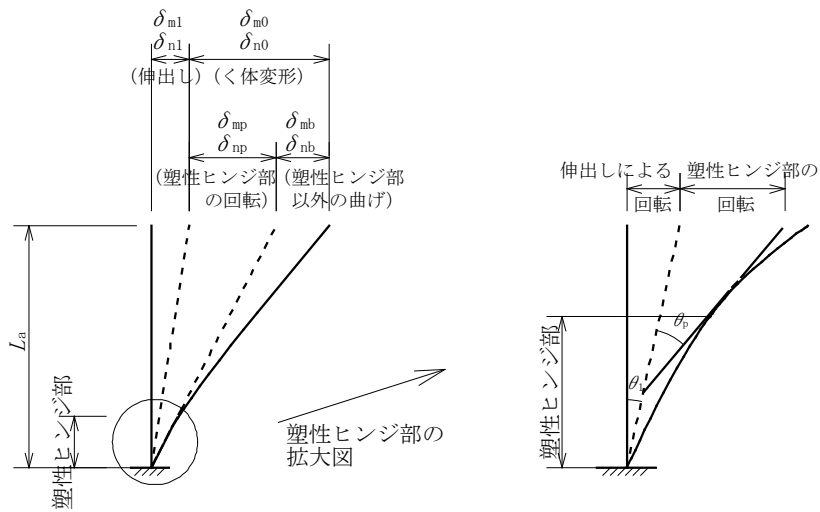


図2-32 M点, N点における変位の算定

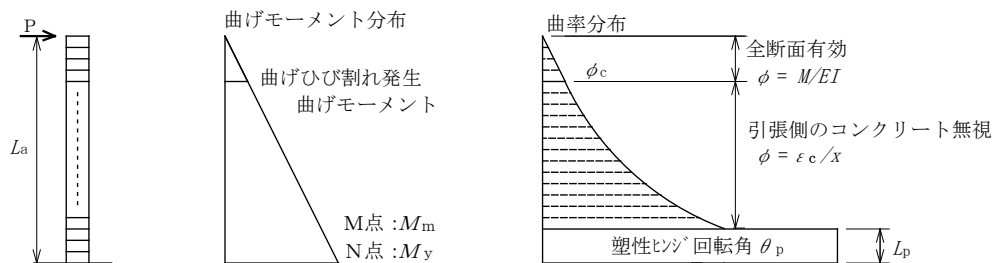


図2-33 M点, N点におけるく体変形の算定

$$\begin{aligned}\theta_m &= \theta_{m0} + \theta_{m1} \\ &= \delta_{m0}/L_a + \theta_{m1}\end{aligned}\quad (2.5.5)$$

ここに,

θ_m : M点における部材角, θ_{m0} : M点におけるく体変形による部材角 (δ_{m0}/L_a)

L_a : せん断スパン

δ_{m0} : M点におけるく体変形で, 式 (2.5.6) により算定する.

$$\delta_{m0} = \delta_{mb} + \delta_{mp} \quad (2.5.6)$$

δ_{mb} : M点におけるく体変形のうち, 塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位で, 部材を材軸方向に分割し, 塑性ヒンジ部以外の部分について, それぞれの断面の曲率を2階積分することにより算定する. 曲率の算定にあたっては, 分割断面ごとに軸力と曲げモーメントの釣合いから算定する. この際, 曲げモーメントが曲げひび割れ発生時の曲げモーメント M_c 以下の断面は全断面有効として曲率を算定し, M_c 以上の場合には引張側のコンクリートを無視して曲率を算定する (図2-33参照).

δ_{mp} : M点におけるく体変形のうち, 塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位で, 式 (2.5.7) により算定する.

表 2-15 帯鉄筋強度を考慮する係数 k_{w0}

種類	k_{w0}
SD295	0.85
SD345	1.0
SD390	1.15
SD490	1.40
SD685 相当	1.95
SD785 相当	2.30

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (2.5.7)$$

θ_{pm} : 塑性ヒンジ部の回転角

$$\theta_{pm} = (0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013) / (0.79p_t + 0.153) \quad (2.5.8)$$

ただし,

$$0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013 \leq 0.04$$

$$0.79p_t + 0.153 \geq 0.78$$

p_w : 帯鉄筋比 (%)

p_t : 引張鉄筋比 (%)

k_{w0} : 帯鉄筋強度を考慮する係数で, 表 2-15 による.

L_p : 等価塑性ヒンジ長

$$L_p = 1.0D \quad (2.5.9)$$

D : 断面の高さ

θ_{m1} : M点における部材接合部からの軸方向鉄筋の伸出しによる部材端部の回転角で, 式 (2.5.10) により算定する.

$$\theta_{m1} = \{(2.7k_{w1} \cdot p_w + 0.22)(1 - N'/N'_b) + 1\} \theta_{y1} \quad (2.5.10)$$

ただし,

$$2.7k_{w1} \cdot p_w + 0.22 \leq 3.7$$

$$N'/N'_b \leq 1.0$$

p_w : 帯鉄筋比 (%)

k_{w1} : 帯鉄筋強度を考慮する係数で, 表 2-15 の k_{w0} と同じとする.

N'/N'_b : 釣合い軸力比

N : 部材に生じる軸力

N'_b : 釣合い軸力

d) N点

・ 曲げモーメント M_n

降伏曲げモーメント M_y とする.

・ 部材角 θ_n

M点における部材角と同様に, く体の曲げ変形による部材角 θ_{n0} と, 部材接合部からの軸方向鉄筋の

伸出しによる部材端部の回転角 θ_{n1} の和とし、く体の曲げ変形による部材角 θ_{n0} は、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形によるものと、塑性ヒンジ部の曲げ変形によるものに分けて算定する（図 2.5.3 参照）。

$$\begin{aligned}\theta_n &= \theta_{n0} + \theta_{n1} \\ &= \delta_{n0} / L_a + \theta_{n1}\end{aligned}\quad (2.5.12)$$

ここに、

θ_n : N点における部材角

θ_{n0} : N点におけるく体変形による部材角 (δ_{n0} / L_a)

L_a : せん断スパン

δ_{n0} : N点におけるく体変形で、式 (2.5.13) により算定する。

$$\delta_{n0} = \delta_{nb} + \delta_{np}$$

(2.5.13)

δ_{nb} : N点におけるく体変形のうち、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位で、部材を材軸方向に分割し、塑性ヒンジ部以外の部分について、それぞれの断面の曲率を 2 階積分することにより算定する（図 2.5.4 参照）。

δ_{np} : N点におけるく体変形のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位で、式 (2.5.14) により算定する。

$$\delta_{np} = \theta_{pn} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (2.5.14)$$

θ_{pn} : 塑性ヒンジ部の回転角で、M点とN点の間の塑性ヒンジ回転角の増分 $\Delta\theta_p$ を用いて式 (2.5.15) ~ (2.5.17) により算定する。

$$\theta_{pn} = \theta_{pm} + \Delta\theta_p \quad (2.5.15)$$

$$\Delta\theta_p = K_p \cdot (M_y - M_m) \quad (2.5.16)$$

$$K_p = -0.1 / M_m \quad (2.5.17)$$

θ_{n1} : N点における部材接合部からの軸方向鉄筋の伸出しによる部材端部の回転角でM点と同じ値とする。

$$\theta_{n1} = \theta_{m1} \quad (2.5.18)$$

表 2-16 既往の文献における損傷状況と修復方法のまとめ-その1

文献	文献名 筆頭著者	年	破壊 形態	損傷状況	修復方法				修復後の性能
					断面修復 注入方法	軸方向 鉄筋	帯鉄筋	ジャケット	
37	中層梁の地震被害と 復旧について(石橋)	1981	せん断	損傷度IV ・中層梁と同一のひび割 れ形状	・エポキシ樹脂ひび割れ注入 [No.7-10,17,25-27, 35-38] ・エポキシ樹脂ひび割れ注入 +鋼板巻き補強[No.11-16]	無整形	・無整形 ・帯筋量4倍 [No.17]	・鋼板 [No.11-16] ※厚さ: 1.6 or 3.2mm	エポキシ樹脂注入 剛性: やや小さい 耐力: 回復 変形性能: 靱性回復 鋼板巻き(せん断破壊⇒曲げ破壊) 耐力: いくぶん上昇 変形性能: 靱性相当向上 ※鋼板厚さの差異なし 帯鉄筋の向上 変形性能: 靱性の増加
68	鉄筋コンクリートラ ーメン構造物の耐震 性に関する実験(吉 野)	1983	せん断	損傷度IV ・2層ラーメン高架橋の 縮小モデル ・中層梁をせん断破壊	・エポキシ樹脂ひび割れ注入 ・樹脂モルタル断面修復	無整形	無整形	・鋼板(A.B) ※梁: 接合部 から1.5D ※柱: 柱幅 2.0D	断面修復のみ 耐力: 回復 剛性: 低下 断面修復+鋼板巻き 耐力: 向上 剛性: 向上
69	橋脚の耐震補修, 補 強に関する実験的研 究(古谷)	1983	曲げ	損傷度II~IV(曲げ) ・ $2\delta_y \sim 6\delta_y$	【基部】 ・エポキシ樹脂注入[No.1], RC巻き[No.2], 鋼板巻き立 て[No.3], RC巻き+樹脂アン カー定着[No.4~7] ※基部の拡幅を実施	記述なし	記述なし	・鋼板 [No.3]※四隅 ボルト締め	耐力: (エポキシ樹脂注入)回復 (鋼板)回復 (RC巻き)上昇 (RC巻き+アンカー)上昇 変形性能: (エポキシ樹脂注入)靱性回復 (RC巻き+アンカー): 初期剛性: (エポキシ樹脂注入)低下
					【途中定着部】 ・帯鋼板接着[No.8~9], RC 巻き+樹脂アンカー定着 [No.10~12], 吹付け[No.13], そで壁+樹脂アンカー [No.14] ※基部の拡幅を実施	記述なし	記述なし	・帯鋼板 ※厚さ3mm	耐力: (帯鋼板接着)20~30%増加 (RC巻き+アンカー)40~50%増加 (吹き付け)20~30%増加 (そで壁+アンカー)30~40%増加 変形性能: (帯鋼板接着)回復~向上 (RC巻き+アンカー)回復~向上

表 2-17 既往の文献における損傷状況と修復方法のまとめ—その 2

文献	文献名 筆頭著者	年	破壊 形態	損傷状況	修復方法				修復後の性能
					断面修復 注入方法	軸方向 鉄筋	帯鉄筋	ジャケット	
70	補修前後の実大 RC 柱の弾塑性性状に関する実験的研究 (その 6~8) (潘)	1984	曲げ せん断	損傷度Ⅲ (曲げ) ・脚部の圧壊, 耐力低下 損傷度Ⅳ (せん断) ・柱中央のふくらみ, 耐力低下	・樹脂モルタル断面修復 ・エポキシ樹脂ひび割れ注入	無整形	無整形	なし	耐力: (曲げ破壊型) 1 割上昇 (せん断破壊型) 1.5 倍に上昇 初期剛性: 補修前に回復
71	震災を受けた柱状 RC 部材の補修効果 (森濱)	1984	曲げ	損傷度Ⅱ~Ⅳ A: 基部の圧壊 B: カットオフからの斜めひび割れが圧縮鉄筋に達するまで E, F: コンクリートの圧壊, はく離, 鉄筋の座屈, 破断	・エポキシひび割れ樹脂注入 (0.2mm) ・樹脂モルタル断面修復	・座屈した鉄筋は, 曲率の最も小さいところで切断, 溶接継手 ・切断箇所および曲がった箇所は曲戻し	無整形	なし	耐力: 3~9% 増加 初期剛性: 6~29% 低下 変形性能: 靱性回復 エネルギー吸収能力: 等価粘性減衰定数に大きな差異なし
72	エポキシ樹脂注入工法で補修した RC 柱の弾塑性性状に関する実験的研究 (村上)	1984	曲げ せん断	損傷度Ⅱ (曲げ) ・基部の圧壊 (C1) 損傷度Ⅳ (せん断) せん断ひび割れの進展 (C2), 軸方向のふくらみ (C3)	・エポキシ樹脂ひび割れ注入 ・樹脂モルタル断面修復	無整形	無整形	なし	耐力: (曲げ破壊型) 20% 増加 (せん断破壊型) 30~50% 増加 初期剛性: ほぼ回復 変形性能: (せん断破壊型) 靱性向上 エネルギー吸収能力: (せん断破壊型) 向上
41	RC ばりのせん断破壊と補修法に関する研究 (尾形)	1985	せん断	※文献 37 と同様					
73	震災を受けた橋脚の RC 巻立て補修の効果 (森濱)	1985	曲げ	損傷度Ⅲ ・曲げ破壊 ・段落とし部からの斜めひび割れ (段落とし破壊)	・RC 巻立て補強 ※基部拡幅あり [A,B,C] ※段落し部巻立て [D] ・斜めひび割れ試験体 [B,D] には樹脂注入	無整形	無整形	なし	耐力: 増加 (No.1-3, 165~213%, No.4, 121%) 変形性能: 靱性確保 エネルギー吸収能力: 高い

表 2-18 既往の文献における損傷状況と修復方法のまとめ-その3

文献	文献名	年	破壊形態	損傷状況	修復方法				修復後の性能
					断面修復 注入方法	軸方向 鉄筋	帯鉄筋	ジャケット	
74	震害を受けた丸鋼 RC 柱の補修補強 (滝口)	1996	曲げ せん断	損傷度Ⅱ (曲げ) 損傷度Ⅳ (せん断)	曲げ破壊型 ・エポキシ樹脂ひび割れ注入+エポキシモルタル断面修復 せん断破壊型 ・エポキシ樹脂ひび割れ注入+エポキシモルタル断面修復 その後, ①かぶりをはつり、帯筋を配置し、モルタルで断面修復 ②帯筋を配置し、モルタルで断面修復 ③コンクリートをすべて取り除き、座屈した軸方向鉄筋は 曲げ戻し、帯筋を配置し、モルタルで断面修復			なし	<u>耐力</u> : (曲げ破壊型) 向上 (せん断破壊型) 向上 <u>初期剛性</u> : 低下 <u>変形性能</u> : (帯筋増なし) ほとんど向上しない (帯鉄増あり) 向上
75	ハイブリッド実験による修復・補強 RC 部材の地震時剛性劣化過程 (山田)	1987	曲げ	損傷度Ⅱ～Ⅳ ・梁部材 ・RC 橋脚を想定したハイブリッド試験	・エポキシひび割れ樹脂注入 ・樹脂モルタル断面修復 ・断面拡幅の場合基部拡幅	軸方向鉄筋の 添接 (No.9,11)	無整形	鋼板 ※巻立て範囲 L (No.5) , 2L (No.1,10)	<u>耐力</u> (エポキシ樹脂注入) 1.3 倍 (軸方向添接) : 増加 (鋼板巻立て) : 1.7 倍 <u>初期剛性</u> (エポキシ樹脂注入) やや低下 (軸方向添接) : 回復 (鋼板巻立て) : 1.1 倍 <u>変形性能</u> : 靱性 (エポキシ樹脂注入) 低下 (軸方向添接) : 回復 (鋼板巻立て) : 低下
76	震害補修された RC 橋脚の再来地震に対する応答予測 (島)	1990	曲げ	損傷度Ⅱ～Ⅳ ・6.5δ _y ～17.1δ _y	・エポキシ樹脂ひび割れ注入 ・樹脂モルタル断面修復	無整形	無整形	なし	<u>応答塑性率の推定手法</u> = <u>外観の損傷程度</u> ・ひび割れ発生率 ・かぶりコンクリート剥離率 ・軸方向鉄筋座屈本数
77	兵庫県南部地震で被災した RC 柱の鋼板巻き補強効果 (佐藤)	1995	せん断	損傷度Ⅳ	・エポキシ樹脂ひび割れ注入 (0.2mm)	無整形	無整形 [No.1R] D13@100 [No.4R]	鋼板 ※厚さ 6mm ※基部拡幅なし ※柱全体	<u>耐力</u> : 約 2 割程度増加 (鋼板巻き) <u>変形性能</u> : 修復前よりも大幅に増加 <u>エネルギー吸収能力</u> : 大きく向上
78	鋼板巻き補強柱部材の変形性能 (西川)	1996	せん断	※文献 77)と同様					

表 2-19 既往の文献における損傷状況と修復方法のまとめ—その 4

文献	文献名	年	破壊形態	損傷状況	修復方法				修復後の性能
					断面修復 注入方法	軸方向 鉄筋	帯鉄筋	ジャケット	
79	地震によって被災した鉄筋コンクリート柱の補強に関する研究(加藤)	1996	曲げ せん断	損傷度Ⅱ～Ⅳ ・長柱：曲げ破壊 ・短柱：せん断破壊型 (CFRP 型のみ)	・ひび割れ注入 ・樹脂モルタル断面修復	無整形	無整形	鋼板 ※厚さ 3.2mm ※基部拡幅無 CFRP ※1層, 3層 ※基部拡幅無	耐力：(注入のみ) 回復 (鋼板) 向上 (CFRP) 向上 初期剛性：(注入のみ) やや低下 (鋼板) やや低下 (CFRP) やや低下
80	RC 正方形断面柱の補修効果に関する基礎的一実験(鈴木)	1996	曲げ	損傷度Ⅱ	・無収縮モルタルで充填	記述なし	記述なし	鋼板 ※基部拡幅あり ※1D 区間	耐力：10～20% 増加 初期剛性：低下
81	被災 RC 構造物に対する応急処置の補強効果について(平野)	1997	曲げ	損傷度Ⅲ かぶりコンクリートがほとんどはく落する状態・軸力は保持	・無収縮モルタル断面修復 ・ひび割れ注入なし	無整形	無整形	鋼板 ※厚さ 3.2mm ※基部拡幅あり ※1D 区間	耐力：修復前とほぼ同等 終局変位：修復前とほぼ同等 エネルギー吸収能力：修復前とほぼ同等
82	大変形領域の交番載荷荷重により損傷した高じん性 RC 柱の補修効果に関する試験結果(海原)	1998	曲げ	損傷度Ⅲ, Ⅳ 水平荷重が降伏荷重の 70% 程度以下になるまで載荷した状況	【ひび割れ注入】 エポキシ樹脂[A1R], アクリル樹脂[A2R], セメント系超微粒子クラック注入材[A3R] 【断面修復材】 樹脂モルタル[A1R], 超速硬セメントモルタル[A2R], ポリマーセメントモルタル[A3R], プレミックスモルタル[A9R] ※基部拡幅あり[A1R 以外]	無整形	無整形	なし	耐力：補修前よりも増加(基部拡幅により) 初期剛性：若干低下 等価得粘性減衰定数：低下 変形性能：靱性若干低下

表 2-20 既往の文献における損傷状況と修復方法のまとめその 5

文献	文献名	年	破壊形態	損傷状況	修復方法				修復後の性能
					断面修復 注入方法	軸方向 鉄筋	帯鉄筋	ジャケット	
83	せん断により損傷を受けた鉄筋コンクリート柱の炭素繊維補強シート補強に関する研究 (井上)	1999	せん断	損傷度IV	(シート接着)	無整形	無整形	炭素繊維シート (CFS) ※柱全面	※低帯鉄筋比 (0.05%) の場合, 急激に低下
84	CF シートを用いて補修した RC 柱の耐力・剛性確認実験 (伊藤)	2000	曲げ	損傷度 II	・エポキシひび割れ樹脂注入 ・無収縮モルタル断面修復	無整形	無整形	炭素繊維シート (CF)	シートなし 耐力: 回復 初期剛性: 低下 変形性能: 靱性回復 シートあり 耐力: 回復 初期剛性: 低下 (シートなしより上) 変形性能: 靱性向上
85	大変形正負交番荷重を受ける RC 柱の損傷状況および補修効果に関する実験的研究 (石橋)	2000	曲げ	※文献 82 と同様					
86	RC 柱の耐震補強および復旧工法に関する確認実験 (宮城)	2001	せん断	損傷度IV	・無収縮モルタル断面修復 (基部~420mm) ・軽量コンクリートプレキャスト部材 (420~900mm)	無整形	交換 D4@45 ⇒D10@40	軽量コンクリートプレキャスト部材 (せん断面)	耐力: 上昇 エネルギー吸収能力: 修復前とほぼ同等
87	実高架橋の柱部材を用いた補修効果確認試験 (稲熊)	2002	曲げ せん断	損傷度 III, IV ・曲げ破壊 [TRCR1] ・せん断破壊 [TRCR2]	【ひび割れ注入】 ・エポキシ樹脂 [TRCR1] ・セメントスラリー [TRCR2] 【断面修復 (充填)】 ・無収縮モルタル [TRCR1] ・セメントスラリー [TRCR2]	無整形	D10@150 [TRCR1] 無整形 [TRCR2]	鋼板 ※厚さ 6mm	耐力: 増加 エネルギー吸収能力: 向上
88	大損傷を受けた RC 柱のエポキシ樹脂モルタルによる補修効果確認実験 (稲熊)	2003	曲げ	損傷度IV 負勾配領域における降伏荷重の 70%, または 50% 程度	・エポキシ樹脂ひび割れ注入 ・樹脂モルタル断面修復	無整形	フック外れ ⇒曲げ加工 破断 ⇒フレア溶接	なし	耐力: ほぼ同等 初期剛性: 低下 等価粘性減衰定数: 18% 程度低下

表 2-21 既往の文献における損傷状況と修復方法のまとめ—その 6

文献	文献名	年	破壊形態	損傷状況	修復方法				修復後の性能
					断面修復 注入方法	軸方向 鉄筋	帯鉄筋	ジャケット	
89	正負交番載荷試験を行った壁式 RC 橋脚の補修効果に関する実験的研究 (渡邊)	2003	曲げ	<u>損傷度 I, II, III</u> ・水平ひび割れのみが発生している段階 [2.0-R-3] ・かぶりコンクリートが膨らみ出す前の段階 [2.0-R-5, 2.0-M-5] ・かぶりコンクリートがはく離, 鉄筋が座屈している状態[2.0-M-7]	・エポキシ樹脂ひび割れ注入 [2.0-R-3, 2.0-R-5] ・無収縮モルタル断面修復 [2.0-M-5, 2.0-M-7] ※断面増加なし	無整形	無整形	なし	<u>耐力</u> : 5~7%増加 <u>初期剛性</u> : 低下 (76~80%) <u>終局変位</u> : 増加 <u>エネルギー吸収能力</u> : ・座屈がない場合 1.1~1.2 倍 ・座屈がある場合 0.8 倍 <u>等価粘性減衰定数</u> : ・座屈がない場合: ほぼ同等 ・座屈がある場合: 低下
90	エポキシ樹脂注入補修を施した RC 橋脚の補修効果に関する実験的研究 (渡邊)	2004	曲げ	<u>損傷度 I, II</u> ひび割れ幅 1mm 程度の状態とかぶりコンクリートのはらみ出す寸前の状態	・エポキシ樹脂ひび割れ注入 [4.0-R-4, 4.0-R-6]	無整形	無整形	なし	<u>耐力</u> : 8~9%増加 <u>初期剛性</u> : 低下 (73%程度) <u>終局変位</u> : 増加 <u>エネルギー吸収能力</u> : ほぼ同等 <u>等価粘性減衰定数</u> : ほぼ同等
91	鉄道高架橋の鋼板巻き補強柱の復旧方法に関する実験的研究 (稲熊)	2005	曲げ	<u>損傷度IV</u> 負勾配領域における降伏荷重の 50%以下, 軸力保持不可	【柱部材】 ・エポキシ樹脂ひび割れ注入 ・樹脂モルタル断面修復 【接合部[C2R】 ・無収縮モルタル断面修復	無整形	フック外れ ⇒曲げ加工 破断, 取外し可能 ⇒フレア溶接	鋼板接着 ※厚さ 3.2mm ※あと施工アンカー	<u>耐力</u> : 123~126% <u>初期剛性</u> : 99~100% <u>変形性能</u> : N 点に対する靱性率 90~116% <u>エネルギー吸収能力</u> : 70~76%

表 2-22 既往の文献における損傷状況と修復方法のまとめ—その 7

文献	文献名	年	破壊形態	損傷状況	修復方法				修復後の性能
					断面修復 注入方法	軸方向 鉄筋	帯鉄筋	ジャケット	
92	損傷レベル 4 の大変形領域まで損傷させた鉄道高架橋 RC 柱の補修効果に関する実験的研究 (稲熊)	2005	曲げ	損傷度Ⅳ 負勾配領域における降伏荷重の 50%程度	【ひび割れ注入】 ※材料：エポキシ樹脂 [C1R-C4R], セメントグラウト [C5R] ※範囲：1.5D [C1R], 全面注入 [C4R] 【断面修復】 ※材料：樹脂モルタル [C1R, C4R, C5R], ポリマーセメントモルタル [C2R], 超速硬セメントモルタル [C3R] ※工法：左官工法 [C1R-C4R], 型枠充填工法 [C5R] ※基部拡幅あり	無整形	フック外れ ⇒曲げ加工 破断, 取外し 可能 ⇒フレア溶接	ポリエステル製繊維シート [C3R] ※2D 区間, 1 層巻き	耐力：60～105% 初期剛性：62～85% 変形性能：N 点に対する靱性率 81～113% ※113%の試験体は, 帯鉄筋 2 本取替え エネルギー吸収能力：70～76%
93	損傷を受けた RC 柱の応急復旧を想定した補修効果に関する実験的研究 (滝本)	2007	曲げ	損傷度Ⅳ 負勾配領域における降伏荷重の 80%	・エポキシ樹脂ひび割れ注入 ※範囲：2.0D ・ポリマーセメントモルタル 断面修復	無整形	外れた場合も 曲げ直して再利用	アラミド繊維シート ※1.5D 区間, 2 層巻き	耐力：回復 (106%) 初期剛性： ・20kN 時大きく低下 (47～73%) ・降伏剛性 90%程度 (85～89%)
94	載荷履歴を受けた RC 柱の補修後性能に関する実験的研究 (那良)	2010	曲げ	損傷度Ⅱ	・エポキシ樹脂ひび割れ注入 (RY-B, RY-M) ・ポリマーセメントモルタル 断面修復 (RY-B)	記述なし	記述なし	なし	最大荷重：4～13%増加 初期剛性：80%程度 等価粘性減衰定数：低下
95	損傷を受けた鋼板巻き立て補強 RC 柱の補修効果に関する研究 (松枝)	2010	曲げ	損傷度Ⅲ 荷重低下が顕著となった 1/500rad 補強鋼板はらみ出し	・可能なかぎり補強鋼板の下側からコンクリートを除去 ・セメントスラリー	無整形	無整形	補強鋼板をそのまま使用	耐力：85% 初期剛性：45%, 降伏剛性 31%

表 2-23 損傷の種類と損傷の程度と既往の文献の関係

損傷の種類	損傷レベル	損傷のイメージ	文献	既往の文献整理のまとめ（現状と復旧方法）
せん断	4		37),41),68), 70),72),74), 77),78),79), 83),86),87)	<p>現状</p> <ul style="list-style-type: none"> ひび割れ注入， ひび割れ注入＋鋼板巻立てによる修復後の性能を把握 <p>復旧工法</p> <ul style="list-style-type: none"> ひび割れ注入⇒性能回復（中層梁） ひび割れ＋鋼板巻き立て⇒曲げ損傷へ移行， 性能向上（柱）
曲げ	1 <u>曲げひび割れ</u>		69),71),72), 74),75),76), 79),80),84), 89),90),94), 2 <u>6),97)</u>	<p>現状</p> <ul style="list-style-type: none"> 定性的な評価に留まっている。 損傷の程度が修復後の部材性能に及ぼす影響や， 修復工法が修復後の部材性能に及ぼす影響が明確にはなっておらず， 体系的な整理には至っていない。 <p>復旧工法</p> <ul style="list-style-type: none"> 経験ある技術者が過去の経験等を総合的に判断し決定 <p>↓</p> <ul style="list-style-type: none"> 復旧としては概ね妥当であるが， 目標とする性能レベル， 期待する性能レベルがあいまいになっている可能性は否定できない 「真の復旧性」の検討のためには， 定量的な評価手法の構築が必要
	2 <u>はく離・はく落</u>			
	3 <u>軸方向鉄筋座屈</u>		69),70),71), 73),75),76), 79),81),82), 85),87),89), 95)	
	4 <u>軸方向鉄筋の 顕著な座屈</u>		71),75),76), 79),82),85), 8 8),91),92), 93)	

2.7 本章で得られた結論

本章で得られた結論を要約して以下に示す。

- (1) 地震による損傷は、損傷した構造物の形状や、建設当時の耐震設計方法、設計思想と無縁ではないことを確認した。また、耐震設計の変遷は、過去に発生した大地震の影響が色濃く反映され、耐震設計には地震から得られた教訓や知見が数多く盛り込まれ、その都度、技術の進歩を促してきたことを確認した。
- (2) 修復した RC 部材の性能評価に関する既往の文献調査を行った。鉄道 RC 構造物では、1978 年の宮城県沖地震において被害を受けた、建設中の東北新幹線のラーメン高架橋の中層梁の修復方法に関する研究が契機となって、修復 RC 部材の研究が行われていることがわかった。近年では、既設構造物に対して、せん断破壊から曲げ破壊へ移行することを目的とした耐震補強が実施されていることがわかった。また、新設構造物は、せん断破壊を基本的に許容しない設計手法となっていること等を背景として、せん断損傷の修復部材から、次第に曲げ損傷に対する修復部材に関する研究事例が増加してきている現状にあることがわかった。
- (3) 修復した RC 部材の性能評価に関する既往の文献の研究方法は、一部では解析的な検討を行っている事例も見られるが、大部分は、荷重-変位関係から耐力や初期剛性等の性能を損傷前の性能と比較する実験的な研究が多いことがわかった。

参考文献：

- 1) 構造物設計事務所編：'78 宮城県沖地震鉄道被害状況，構造物設計資料，Vol.55，1978.9
- 2) 財団法人鉄道総合技術研究所：兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書，鉄道総研報告，Special No.4，1996.4
- 3) (社) 日本鉄道施設協会：鉄道施設技術発達史，1994.1
- 4) 土木学会：コンクリートライブラリー87 平成8年制定コンクリート標準示方書（耐震設計編）改訂資料，1996
- 5) 仁杉巖，久保村圭助，菅原操：鉄道を巨大地震から守る-兵庫県南部地震をふりかえって-，山海堂，2000.11
- 6) 石橋忠良：地震災害と耐震設計の変遷，JREA，Vol.49，No.6，pp.32-35，2006.6
- 7) 西村昭彦：耐震設計の変遷と大地震の教訓，RRR，pp.15-21，1995.11
- 8) 高橋浩二：鉄道高架橋の具備すべき基本的条件と構造形式の変遷に関する研究，鉄道技術研究報告，No.1082，1978.7
- 9) 池田康平，手塚民之祐：鉄筋コンクリート高架橋の設計，山海堂，1977.8
- 10) (社) 建設コンサルタンツ協会：鉄道高架橋の変遷と展望，1991.8
- 11) 小野田滋：鉄道構造物探見，JTB，2003
- 12) 財団法人鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編），丸善，2009
- 13) (社) 日本鉄道施設協会：鉄道構造物を支えた技術集団-国鉄構造物設計事務所の足跡-，2009.9
- 14) 岩田秀治，関雅樹，前川宏一：壁柱部材を有する RC ラーメン高架橋の載荷試験と FEM 解析による耐震性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.871-876，2010.7
- 15) 尾形芳夫，宮田尚彦：山陽新幹線鉄筋コンクリート構造物の設計方針（1），構造物設計資料，No.14，1968.6
- 16) 尾形芳夫，宮田尚彦：山陽新幹線鉄筋コンクリート構造物の設計方針（2），構造物設計資料，No.15，

- 1968.6
- 17) 尾形芳夫, 宮田尚彦: 山陽新幹線鉄筋コンクリート構造物の設計方針 (3), 構造物設計資料, No.16, 1968.6
- 18) (株) 鉄道界評論社: 山陽新幹線 (新大阪-岡山間) 技術のすべて, 1972.4
- 19) 松本英信, 神山立男, 宮崎修輔: 新幹線高架橋の変遷, 構造物設計資料, No.39, 1974.9
- 20) (株) 鉄道界評論社: 山陽新幹線 (岡山-博多間) 技術のすべて, 1975.4
- 21) 宮崎修輔, 曾我賢治: 東北新幹線コンクリート構造物の設計方針 (1) 構造物設計資料, No.31, 1968.6
- 22) (株) 鉄道界評論社: 東北新幹線 (大宮-盛岡間) 技術のすべて, 1982.9
- 23) (株) 鉄道界評論社: 上越新幹線 (大宮-新潟間) 技術のすべて, 1983.7
- 24) (株) 鉄道界評論社: 東北新幹線 (東京-大宮間) 技術のすべて, 1985.3
- 25) 松本英信, 神山立男, 宮崎修輔: 新幹線高架橋の変遷, 構造物設計資料, No.39, 1974.
- 26) 高津俊司, 土井充: 日本の高速鉄道-その軌跡と今後の展望, 鉄道ピクトリアル Vol.58, No.2, pp.142-pp.153, 2008.2
- 27) 吉野伸一: ラーメン高架橋の設計, 鉄道土木, No.28, No.10, pp.51-56, 1986.10
- 28) 宮崎修輔: 東北新幹線高架橋の設計諸元, 構造物設計資料, No.41, 1975.3
- 29) 池田俊雄: 関東地震と鉄道の震害について, JREA, Vol.42, No.12, 1999.12
- 30) 土木学会図書館: 関東大地震震害調査報告掲載写真, No.250
- 31) 日本国有鉄道: 宮城県沖地震対策会議報告書, 1979.4
- 32) 鬼頭誠, 飯島哲之助: 1978年宮城県沖地震, 鉄道土木, Vol.21, No.6, pp.28-40, 1979.6
- 33) 可児正人: 東北新幹線における宮城県沖地震の被害と対策, Vol.21, No.6, pp.41-46, 1979.6
- 34) (財) 鉄道総合技術研究所: 1978年宮城県沖地震調査報告, 鉄道技術研究資料, Vol.36, No.9, pp.355-362, 1979.9
- 35) 加藤晴美, 石田博樹, 松岡和夫: RC2層ラーメン高架橋の中層ばりの破壊機構と補修方法に関する研究 (1), 土木学会第45回年次学術講演会, V-8, pp.15-16, 1980
- 36) 石田博樹, 加藤晴美, 狩野誠一郎: RC2層ラーメン高架橋の中層ばりの破壊機構と補修方法に関する研究 (2), 土木学会第45回年次学術講演会, V-9, pp.17-18, 1980
- 37) 石橋忠良, 加藤勝美: 中層梁の地震被害と復旧について, 構造物設計資料, No.67, 1981.9
- 38) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート2層ラーメンの交番載荷試験, V-195, pp.389-390, 1982
- 39) 古谷時春, 石橋忠良, 小林明夫: 橋脚の対震被害の補修・補強に関する実験的研究, V-197, pp.393-394, 1982
- 40) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリートラーメン構造物の耐震性に関する実験, 第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集, Vol.5, pp.221-224, 1983
- 41) 尾坂芳夫, 鈴木基行, 石田博樹, 加藤勝美: RCばりのせん断破壊と補修法に関する研究, 土木学会論文集, No.360, V-3, 1985.3
- 42) 鈴木基行, 武山泰, 菊池春海, 尾坂芳夫: 宮城県沖地震によるRCラーメン高架橋被害の解析的研究, 土木学会論文集, No.384, V-7, pp.43-52, 1987.8
- 43) 渡辺忠朋: 釧路沖地震の鉄道橋の被害について, 橋梁と基礎, Vol.27, No.4, pp.47, 1993.
- 44) 西村明彦, 那須誠, 渡辺忠朋: 釧路沖地震および北海道南西沖地震の被害報告, 鉄道総研報告, Vol.8, No.5, pp.7-12, 1994.5
- 45) 及川浩: 釧路沖地震等の被害と復旧, JREA, Vol.38, No.9, pp.61-64, 1995.9

- 46) 運輸省鉄道局監修, 阪神・淡路大震災鉄道復興記録編集委員会編: よみがえる鉄路-阪神・淡路大震災鉄道復興の記録-, 山海堂, 1996.3
- 47) 運輸省鉄道局: 鉄道施設耐震構造検討委員会の提言に基づく鉄道構造物の耐震性能に係わる当面の措置について (鉄技 113 号・鉄施代 200 号), 1995
- 48) 吉田徹, 小西康人, 新宮康弘, 吉野伸一: 平成 15 年十勝沖地震により被災した利別川橋梁の復旧対策, 土木学会第 59 回年次学術講演会, Vol.59, No.4, pp.312-313, 2004.9
- 49) 土木学会: 2003 年に発生した地震によるコンクリート構造物の被害分析, コンクリートライブラリー 114 号, 2004.11
- 50) 東日本旅客鉄道株式会社: SED 第 24 号 特集「新潟県中越地震と鉄道」, 2005.8
- 51) 相沢文也, 森島啓行: 特集『新潟県中越地震』新潟県中越地震の概要, 日本鉄道施設協会誌, 2005 年 9 月号, pp.10-14, 2005.9
- 52) 津吉毅, 菅野貴浩: 特集『新潟県中越地震』橋りょう (新幹線) の被害と復旧, 日本鉄道施設協会誌, 2005 年 9 月号, pp.21-23, 2005.9
- 53) 石橋忠良: 新潟県中越地震と首都圏鉄道への課題, 運輸政策研究, Vol.8, No.1, pp.62-65, 2005
- 54) 仁杉巖, 久保村圭助, 町田富士夫: 巨大地震と高速鉄道-新潟県中越地震をふりかえって-, 山海堂, 2006.11
- 55) 富松泰秀, 斉藤博之, 西岡敬治, 知崎桂三: 震災を受けた鋼板補強橋脚の調査, コンクリート工学年次論文集, Vol.18, No.2, pp.125-130, 1996.7
- 56) 水野光靖, 野澤伸一郎: 鉄道施設の被害と復旧, 土木学会誌, Vol.96, NO.7, pp.13-16, 2011.7
- 57) 松尾伸二, 下山貴史: 東北新幹線の被害状況と復旧, 建設マネジメント技術, 2011 年 10 月号, pp.32-36, 2011.10
- 58) 岩崎浩, 松尾伸二: 特集「東日本大震災の取組み」JR 東日本の土木構造物の被害と復旧, 日本鉄道施設協会誌, 2011 年 10 月号, pp.32-35, 2011.10
- 59) 気象庁: <http://www.jma.go.jp>
- 60) 室野剛隆: 東北地方太平洋沖地震の地震動の特徴と構造物への影響, 第 251 回鉄道総研月例発表会要旨, 2011.12
- 61) 国土交通省: 新幹線における高架橋柱の耐震性確保について (国鉄技 64 号・鉄施第 98-2 号), 2004
- 62) 国土交通省: 鉄軌道輸送の安全にかかわる情報 (平成 22 年度), 2010
- 63) 堀慎一, 岡本大, 谷村幸裕: 既設鉄道コンクリート高架橋柱耐震補強指針の概要, 日本鉄道施設協会誌, 2011 年 10 月号, pp.80-12, 2011.10
- 64) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計), 丸善, 1999.10
- 65) 渡辺忠朋, 谷村幸裕, 瀧口将志, 佐藤勉: 鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法, 土木学会論文集, No.683/V-52, pp.31-45, 2001.8
- 66) 志賀俊雄, 柴田明德, 高橋純一, 杉田裕彦, 最上利美: 曲げ破壊型 RC 造耐震壁の被災度及び補修効果に関する実験 I-III, 日本建築学会構造系論文報告集, No.2792-2794, pp.2175-2180, 1983.9
- 67) 小野新, 後藤哲郎, 安達洋, 中西三和, 大森健太郎: 地震による鉄筋コンクリート造耐震壁の損傷と補修効果に関する実験 I-III, 日本建築学会構造系論文報告集, No.2797-2799, pp.2157-2162, 1984.10
- 68) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリートラーメン構造物の耐震性に関する実験, 第 5 回コンクリート工学年次講演会講演論文集, Vol.5, pp.221-224, 1983
- 69) 石橋忠良, 古谷時春: 橋脚の耐震補修, 補強に関する実験的研究, 第 5 回コンクリート工学年次講演会講演論文集, Vol.5, pp.241-224, 1983

- 70) 潘文和, 今井弘, 村上雅英, 木村英夫, 山本芳栄: 修前後の実大RC柱の弾塑性性状に関する実験的研究 (その6~8), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.2183-2188, 1983.9
- 71) 森濱和正, 小林茂敏: 震災を受けた柱状RC部材の補修効果, 日本コンクリート工学協会年次講演会論文集, Vol.6, pp.621-624
- 72) 村上雅英, 今井弘: エポキシ樹脂注入工法で補修したRC柱の弾塑性性状に関する実験的研究, 構造工学シンポジウム, Vol.30, pp.143-152, 1984
- 73) 森濱和正, 小林茂敏, 高橋正志: 震災を受けた橋脚のRC巻立て補修の効果, 日本コンクリート工学協会年次講演会論文集, Vol.7, pp.577-580, 1985
- 74) 滝口克己, 市之瀬敏勝: 震害を受けた丸鋼RC柱の補修補強, 日本建築学会構造系論文報告集, No.365, pp.66-75, 1986.7
- 75) 山田善一, 家村浩和, 津和野和行, 大本修: ハイブリッド実験による修復・補強RC部材の地震時剛性低下過程, 土木学会論文集, No.386, I-8, pp.407-416, 1987.10
- 76) 島弘, 水口裕之, 神原紀仁, 横井克則: 震害補修されたRC橋脚の再来地震に対する応答予測, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.1167-1174, 1990.3
- 77) 佐藤勉, 渡辺忠朋, 西川佳祐, 市川篤司: 兵庫県南部地震で被災したRC柱の鋼板巻き補強効果, 第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.1-6, 1995.11
- 78) 西川佳祐, 渡辺忠朋, 佐藤勉, 谷村幸裕: 鋼板巻き補強柱部材の変形性能, 日本コンクリート工学協会年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.1505-1510, 1996
- 79) 加藤暢彦, 植松工, 益尾潔: 地震によって被災した鉄筋コンクリート柱の補強に関する研究, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.901-910, 1996.3
- 80) 鈴木信彦, 平澤征夫: RC正方形断面柱の補修効果に関する基礎的一実験, 土木学会第51回年次学術講演会, V-565, pp.1128-1129, 1996.9
- 81) 平野勝識, 吉野次彦, 笹谷輝勝: 被災RC構造物に対する応急処置の補強効果について, 土木学会第52回年次学術講演会, V-149, pp.298-299, 1997.9
- 82) 海原卓也, 石橋忠良, 松田芳範, 小林薫: 大変形領域の交番載荷荷重により損傷した高じん性RC柱の補修効果に関する試験結果, 第2回「耐震補強・補修技術, 耐震診断技術に関するシンポジウム」講演論文集, 土木学会, No.2, pp.71-78, 1998.
- 83) 井上貴之, 長田光司, 山口隆祐, 池田尚治: せん断により損傷を受けた鉄筋コンクリート柱の炭素繊維補強シート補強に関する研究, 土木学会第54回年次学術講演会, V-281, pp.562-563, 1999.9
- 84) 伊藤真由子, 西田哲也, 小林淳, 星道夫: CFシートを用いて補修したRC柱の耐力・剛性確認試験, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.1555-1560, 2000.7
- 85) 石橋忠良, 津吉毅, 小林薫, 小林将志: 大変形正負交番載荷を受けるRC柱の損傷状況および補修効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.648, V-47, pp.55-69, 2000.5
- 86) 宮城敏明, 服部尚道, 吉川弘道, 渡辺耕平: RC柱の耐震補強および復旧工法に関する確認実験, 土木学会第56回年次学術講演会, V-375, pp.750-751, 2001.9
- 87) 稲熊弘, 町田文昭, 中島繁, 滝本和志: 実高架橋の柱部材を用いた補修効果確認試験, 土木学会第57回年次学術講演会, V-122, pp.243-244, 2002.9
- 88) 稲熊弘, 関雅樹, 大損傷を受けたRC柱のエポキシ樹脂モルタルによる補修効果確認実験: 土木学会第58回年次学術講演会, V-344, pp.687-688, 2003.9
- 89) 渡邊一悟, 池田憲二, 岸徳光, 長谷川正: 正負交番載荷試験を行った壁式RC橋脚の補修効果に関する

- 実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.1903-1908, 2003.9
- 90) 渡邊一悟, 池田憲二, 岸徳光, 長谷川正: エポキシ樹脂注入補修を施した RC 橋脚の補修効果に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.1723-1728, 2004.9
- 91) 稲熊弘, 関雅樹: 鉄道高架橋の鋼板巻き補強柱の復旧方法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.1057-1062, 2004.9
- 92) 稲熊弘, 関雅樹: 損傷レベル4 の大変形領域まで損傷させた鉄道高架橋 RC 柱の補修効果に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.51A, pp.769-780, 2005.3
- 93) 滝本和志, 吉武謙二: 損傷を受けた RC 柱の応急復旧を想定した補修効果に関する実験的研究, 土木学会第 62 回年次学術講演会, V-168, pp.335-336, 2007.9
- 94) 那須幸太郎, 藤永隆, 孫玉平: 載荷履歴を受けた RC 柱の補修後性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.563-564, 2010.9
- 95) 松枝修平, 田所敏弥, 岡本大, 谷村幸裕: 損傷を受けた鋼板巻き立て補強 RC 柱の補修効果に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.32, No.2, pp.1021-1025, 2010.7

3 章 損傷と修復が RC 部材の部材性能に及ぼす影響

3.1 本章の概要

近年、構造物の設計法として性能照査型設計法の導入が図られており、学会や種々の事業者では、既に技術基準^{1)~4)}に適用されている。これらの技術基準の中で、地震時に対する要求性能として、大地震に対し短期間で機能が回復できる性能として復旧性が求められているのが一般である^{1)~4)}。しかしながら、修復部材の性能評価については、これまでその性能評価の必要性が論じられ^{5)~8)}てきたが、2 章において整理したように、地震時の変形性能、応答特性等の構造性能が十分明らかにされていないのが現状である。

本章では、損傷と修復が RC 部材の部材性能に及ぼす影響を検討するために、実験的検討および解析的検討を行った。具体的には、実験的検討においては、実大サイズの試験体を用いて、部材の損傷状態と修復行為をパラメータとした正負交番載荷実験を行い、部材の損傷状態と修復行為の差異が、修復部材の変形性能に及ぼす影響について検討した。また、解析的検討においては、ファイバーモデルによる、構成材料の応答履歴を考慮した数値解析手法について検討した。

目的

- ・ 損傷と修復が RC 部材の部材性能に及ぼす影響の検討

実施項目

- ・ 損傷状態と修復行為をパラメータとした実大サイズの試験体を用いた正負交番載荷試験
- ・ 構成材料の応答履歴を考慮したファイバーモデルによる応答解析

3.2 実験概要

3.2.1 試験体の概要

破壊形態が曲げ破壊形態を有する鉄道橋の RC ラーメン高架橋の柱をモデル化した試験体（以下、無損傷試験体という。）に予め正負交番載荷実験を行い、ひび割れ、はく離および軸方向鉄筋の座屈等の損傷を発生させた。その後、種々の補修を行った後（以下、修復試験体という。）、再度、正負交番載荷実験を行った^{9) 10)}。これにより、予め与えた損傷と施した修復行為が、修復部材の変形性能に与える影響について実験的な検討を行った。

無損傷試験体は 5 体（1-N~5-N）である。試験体名の第 1 項は試験体番号であり、第 2 項は、試験前に無損傷（N）であることを示している。なお、過去に実施した実験^{11) 12)}において、同一断面諸元であり、かつ同一変位の正負交番載荷を 3 回繰返した 0-N 試験体と、同一変位の正負交番載荷を 1 回繰返した 5-N 試験体を、以降の修復部材の変形性能を比較検討に用いることとする。

図 3-1 に無損傷試験体の諸元を示す。各試験体の諸元は同一である。断面形状は 900×900mm の正方形断面、せん断スパンを 3300mm（せん断スパン比は 4.02）とした。軸方向鉄筋には D32 を使用し、引張鉄筋比は 1.07%とした。帯鉄筋には D16 を使用し、基部より 1800mm の範囲は 200mm

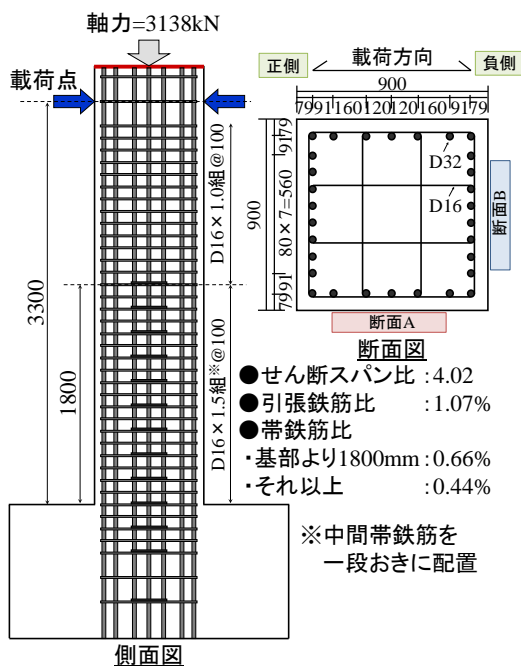


図 3-1 無損傷試験体の諸元 (単位 mm)

表 3-1 鋼材とコンクリートの材料試験結果

試験体	軸方向鉄筋 (D32)		帯鉄筋 (D16)		コンクリート		フーチング
	f_{sy}	E_s	f_{sy}	E_s	f'_c	E_c	
0-N	368	161	409	153	26.9	24.4	25.6
1-N	370	195	377	196	39.7	28.5	36.2
2-N					34.7	27.7	32.8
3-N	371	198	364	195	40.6	29.1	42.2
4-N					43.9	28.4	41.1
5-N	368	161	409	153	31.8	24.4	34.0

※ f_{sy} : 引張降伏強度 (N/mm²) f'_c : 圧縮強度 (N/mm²)

E_c, E_s : ヤング係数 (kN/mm²)

間隔で中間帯鉄筋を配し、帯鉄筋比は0.66%とした。それ以上の範囲は、帯鉄筋比を0.44%とした。帯鉄筋の接合にはフレア溶接を用いた。表 3-1 に各試験体に用いた鉄筋の材料試験結果およびコンクリートの材料試験結果を示す。

3.2.2 荷荷方法

表 3-2 に無損傷試験体の最大変位と荷荷方法を示す。最初に実施した¹¹⁾、¹²⁾0-N試験体と5-N試験体のうち、5-N試験体の最外縁鉄筋の降伏ひずみに達した変位25mmを降伏変位(δ_y)とした。なお、0-N試験体の降伏変位は26.8mmであった。この相違は、材料諸元等の相違が影響しているものと考えられる。1-N~4-N試験体の δ_y は、後述する修復試験体の同一変位1回繰返しの荷荷方法を考慮して、5-N試験体の δ_y とした。

初期損傷の最大変位は、目視による軸方向鉄筋の座屈の有無、および外観の状況から判断した。具体的には、1-N試験体は軸方向鉄筋の座屈がない変位を最大変位とし、それ以外の試験体は軸方

表 3-2 無損傷試験体の最大変位と荷重方法

試験体	最大変位	荷重方法
0-N	160mm ($6\delta_y$)	同一変位各3回繰返し ($1\delta_y$ ずつ漸増)
1-N	75mm ($3\delta_y$)	3→2→1→3→2→1→3→2→ $1\delta_y$
2-N	150mm ($6\delta_y$)	6→5→4→3→2→1→6→5→4→3→2→1 →6→5→4→3→2→ $1\delta_y$
3-N	150mm ($6\delta_y$)	1→2→3→4→5→6→1→2→3→4→5→6→1→2→3→4→ $5\delta_y$
4-N	150mm ($6\delta_y$)	1→2→3→1→2→3→1→2→3→4→4→4→5→ $6\delta_y$
5-N	200mm ($8\delta_y$)	同一変位各1回繰返し ($1\delta_y$ ずつ漸増)

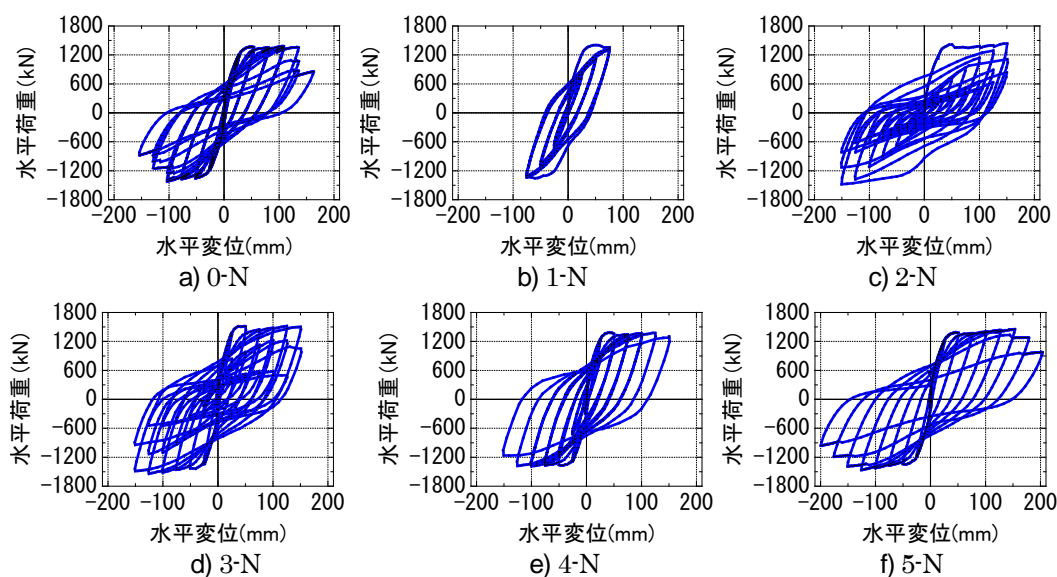


図 3-2 無損傷試験体の荷重-変位関係

向鉄筋の座屈が確認される変位もしくはそれ以上の変位を最大変位とした¹³⁾。

図 3-2 に荷重-変位関係を示す。なお、図は軸力による付加曲げモーメントに対する補正を行っている。軸圧縮応力度は 3.87N/mm^2 (軸力 3138kN) とした。これは、地震時の RC ラーメン高架橋柱に、軸力変動により生じる最大軸圧縮応力度程度を想定して設定したものである。以下に無損傷試験体の破壊性状を示す。

a) 0-N 試験体の破壊性状

最大変位は $6\delta_y$ である。 $2\delta_y$ で基部の圧壊が確認され、 $4\delta_y$ でかぶりのはく落を確認された。 $5\delta_y$ で軸方向鉄筋の座屈が確認され、併せて帯鉄筋の破断が確認された。図 3-3 a) に、荷重終了時における損傷状況を示す。

b) 1-N 試験体の破壊性状

他の試験体と異なり、軸方向鉄筋を座屈させない損傷とするために最大変位を $3\delta_y$ とした。これは、過去に実施した 5-N 試験体の最大荷重保持点 (M 点)、すなわち、同一変位において荷重が低下しない最大変位が $3.9\delta_y$ と推定²⁾されたためである。

荷重終了時において、事前の予想どおり座屈は目視では確認されなかった。コンクリートはかぶりにひび割れが発生し、隅角部に部分的なはく落が見られた程度の損傷であった。図 3-3 b) に、荷重終了時における損傷状況を示す。

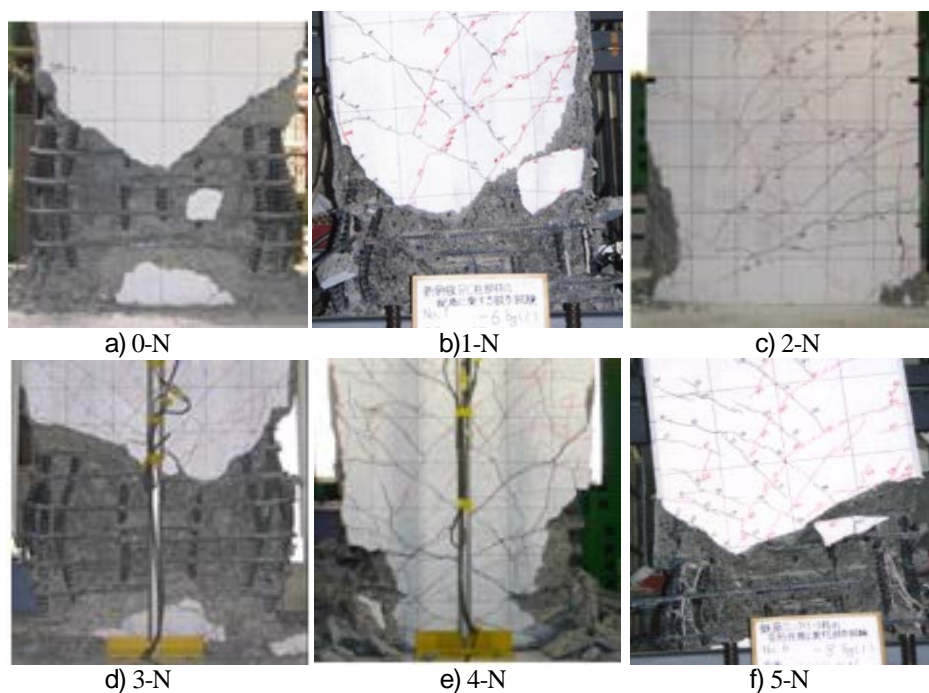


図 3-3 無損傷試験体の損傷状況（基部付近）

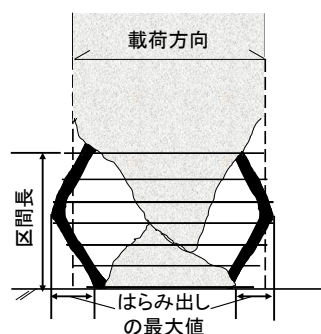


図 3-4 軸方向鉄筋のはらみ出しの概念図

c) 2-N 試験体の破壊性状

最大変位は $6\delta_y$ である。载荷終了時において、軸方向鉄筋は座屈が生じ、図 3-4 に示すような、はらみ出しの最大値（85mm）はかぶり位置を超えていた。軸方向鉄筋のはらみ出しとは、試験体の無損傷試験体の配筋位置からの距離であり、実験終了時に観察されたある程度曖昧さのある測定量である。また、はらみ出しの高さ方向の区間長は最大 600mm 程度であった。はらみ出しの区間長は 3-N～5-N 試験体でも概ね同様であった。図 3-3 c) に、载荷終了時における損傷状況を示す。

d) 3-N 試験体の破壊性状

最大変位は $6\delta_y$ である。载荷終了時において、軸方向鉄筋は座屈が生じ、はらみ出しの最大値（90mm）はかぶり位置を超えていた。図 3-3 d) に、载荷終了時における損傷状況を示す。

e) 4-N 試験体の破壊性状

最大変位は $6\delta_y$ である。载荷終了時において、軸方向鉄筋は座屈が生じ、はらみ出しの最大値（70mm）はかぶり位置を若干下回る程度であった。図 3-3 e) に、载荷終了時における損傷状況を示す。

表 3-3 補修方法

試験体	1-M	2-M	3-SJ	4-R	5-C
断面修復材	無収縮 モルタル	無収縮 モルタル	無収縮 モルタル	樹脂 モルタル	コンクリート
断面修復材の置換率 ^{※1}	6.9%	42.4%	69.1%	34.5%	100%
ひび割れ注入材	セメント グラウト	なし	セメント グラウト	エポキシ 樹脂	エポキシ 樹脂
注入量	0.7kg	—	0.8kg	0.8kg	2.9kg ^{※2}
その他	—	—	鋼板巻立て	—	軸方向鉄筋 曲げ戻し ^{※3} 帯鉄筋取替え

※1：置換率 = $\frac{\text{断面修復材の使用量（補修時に拡大した部分の断面修復材の容積は除く）}}{\text{基部から900mmの範囲の容積（900×900×900×900mm）}}$

※2：注入でロスした量の測定値がないため全使用量を示した ※3：図 3-5 参照

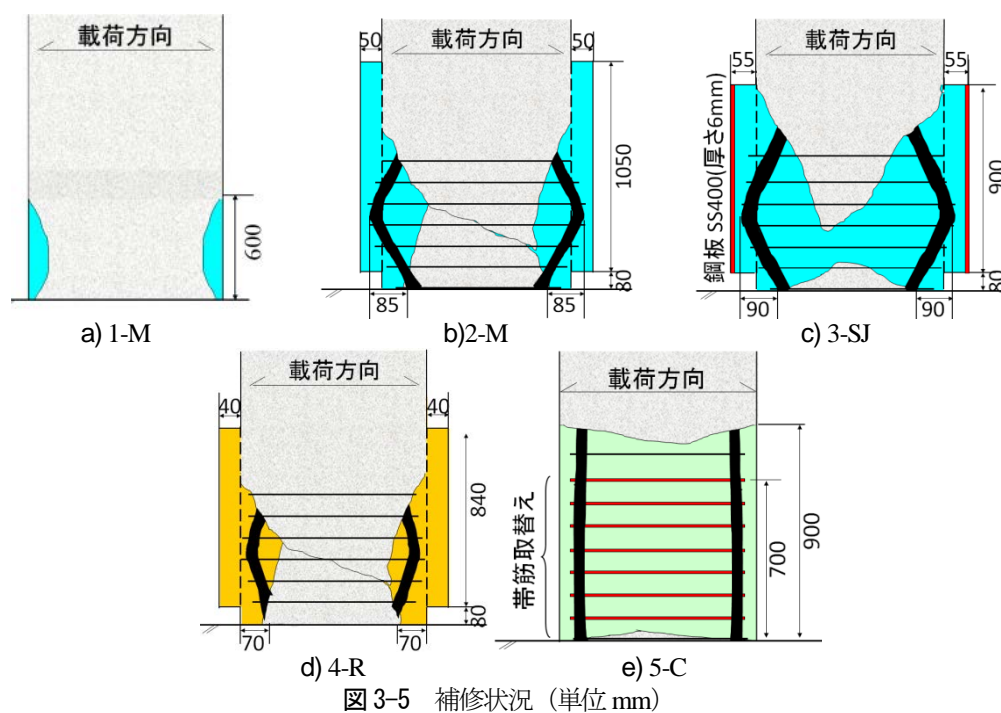


図 3-5 補修状況（単位 mm）

f) 5-N 試験体の破壊性状

最大変位は $8\delta_y$ である。 $2\delta_y$ で基部の圧壊が確認され、 $4\delta_y$ でかぶりのはく落を確認された。 $7\delta_y$ で軸方向鉄筋の座屈が確認され、併せて帯鉄筋の破断が確認された。 $8\delta_y$ で軸方向鉄筋 1 本の破断が確認された。 載荷終了時において、軸方向鉄筋のはらみ出しの最大値（75mm）はかぶり位置程度であった。 図 3-3 f) に、載荷終了時における損傷状況を示す。

3.2.3 修復方法

表 3-3 と図 3-5 に修復試験体の補修方法を示す。 表内における試験体名の第 2 項は、補修方法を

表 3-4 コンクリート，断面修復材，ひび割れ注入材の材料試験結果

試験体	コンクリート		断面修復材			ひび割れ注入材		
	f'_c	E_c	f'_c	E_c	f_t	f'_c	E_c	f_t
1-M	40.6	29.1	45.5	21.6	2.80	23.3	6.4	1.06
2-M	34.8	27.7	55.9	20.8	3.67	—	—	—
3-SJ	43.1	28.7	67.3	25.2	3.64	16.6	7.1	0.78
4-R	42.4	28.9	33.3	4.8	6.14	49.2	1.7	15.8
5-C	32.5	28.8	28.7	25.2	2.70	Data なし	Data なし	Data なし
5-N	31.8	24.4	—	—	—	—	—	—

※ f'_c ：圧縮強度(N/mm²)， f_t ：引張強度(N/mm²)， E_c ：ヤング係数 (kN/mm²)

表 3-5 無損傷試験体の残留変位

試験体	0-N	1-N	2-N	3-N	4-N	5-N
残留 変位	103 (6 δ_y)	5 (1 δ_y)	7 (1 δ_y)	100 (6 δ_y)	123 (8 δ_y)	146 (8 δ_y)

※1：絶対値 (mm) ※2：括弧内は最終サイクルの最大変位

示している。Mは無収縮モルタルによる断面修復，SJは鋼板巻立て，Rは樹脂モルタルによる断面修復，Cはコンクリートによる断面修復を施した試験体である。例えば，1-Mは1-N試験体は無収縮モルタルで断面修復した試験体であることを意味する。また，表内に補修材の使用量を置換率として示した。表 3-4 に各修復試験体のコンクリート，断面修復材およびひび割れ注入材の材料試験結果を示す。

表 3-5 に無損傷試験体の残留変位を示す。修復試験体は，残留変位が荷重-変位関係に及ぼす影響を避けるため，水平変位，および水平荷重をゼロに戻した状態で補修を施した。また，軸方向鉄筋の座屈により鉄筋がかぶり位置を越えていた場合や，施工上，断面修復材の充填性を確保する必要がある場合等は，断面を拡幅することとした。ただし，柱基部から高さ 80mm の範囲は，断面の拡大による曲げ耐力の上昇を避けるために損傷前の断面と同一の寸法とした。以下に各試験体の補修方法の詳細を示す。

a) 1-M 試験体の補修方法

浮きやはく離を生じたコンクリートのみを除去し，無収縮モルタルを用いて欠損部分の断面修復を施した。また，表面ひび割れ幅 0.2mm 以上の箇所にセメントグラウトによるひび割れ注入を施した。断面修復は，かぶり位置程度の欠損範囲であったため左官工法とした。

b) 2-M 試験体の補修方法

浮きやはく離を生じたコンクリートのみを除去した。その後，型枠を配し無収縮モルタルを用いて欠損部分の断面修復を施した。ひび割れ注入は施さなかった。

c) 3-SJ 試験体の補修方法

浮きやはく離を生じたコンクリートを可能な限り除去した。その後，基部より 80～980mm の範囲に厚さ 6mm の鋼板を巻き立て，補強鋼板と既設コンクリートの間隙に無収縮モルタルを充填した。また，表面ひび割れ幅 0.2mm 以上の箇所にセメントグラウトによるひび割れ注入を施した。

d) 4-R 試験体の補修方法

浮きやはく離を生じたコンクリートのみを除去し，型枠を配し樹脂モルタルを用いて欠損部分の

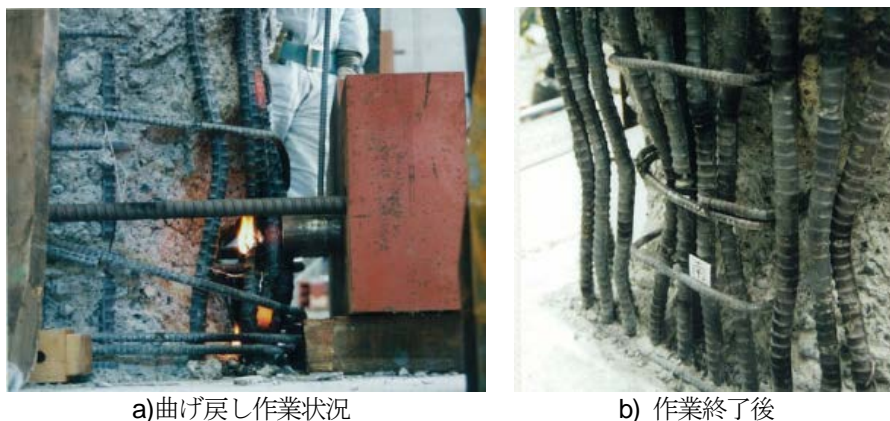


図 3-6 5-C 試験体の軸方向鉄筋の曲げ戻し状況

断面修復を施した後、断面修復部以外の表面ひび割れ幅 0.1mm 以上の箇所にエポキシ樹脂によるひび割れ注入を行った。

なお、1-M～4-R 試験体には、軸方向鉄筋の曲げ戻し、帯鉄筋の取替えは行っていない。

e) 5-C 試験体の補修方法

他の試験体と異なり、かぶりコンクリートのはく落を生じている範囲のコンクリートすべてを強制的にはく落とした。その後、曲げ戻しを行い、軸方向鉄筋、基部より 200, 400mm 位置に配置された中間帯鉄筋を概ね損傷前の断面位置に押し戻した。具体的には、図 3-6 に示すように、バーナーを用いて鉄筋の曲げ戻しを行った。軸方向鉄筋の破断箇所はフレア溶接を施した。外周に配置された帯鉄筋は基部より 700mm の範囲はすべて取り替えた。型枠を配し、コンクリートを用いて欠損部分の断面修復を施した。断面修復材のコンクリートと既設コンクリートの境界には空隙が生じたため、当該箇所に無収縮モルタルを充填した。また、断面修復箇所以外の表面ひび割れ幅 0.1mm 以上の箇所にエポキシ樹脂によるひび割れ注入を行った。

3.3 実験結果

3.3.1 破壊性状

修復試験体の载荷は、無損傷試験体の $1\delta_y$ (25mm) の整数倍の正負 1 回繰返し漸増载荷を所定の最大変位 (5～8 δ_y) まで実施した。修復試験体に加える軸圧縮応力は、無損傷試験体と同様に 3.87N/mm^2 (軸力 3138kN) とした。

表 3-6 に修復試験体の破壊性状を示す。参考として表 3-7 に無損傷試験体の破壊性状を示す。表 3-8 に修復試験体に発生したイベントを示す。表には 0-N, 5-N 試験体も併せて示す。なお、表内のはく落とは外観から判断したものであり、具体的には断面修復材が試験体から落下したことを意味する。

以下に修復試験体の破壊性状を示す。



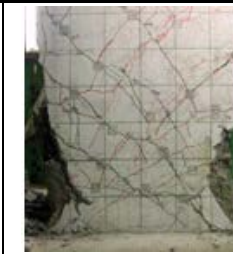



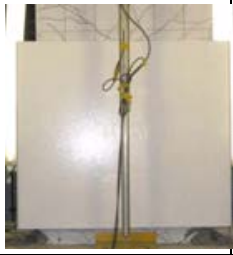

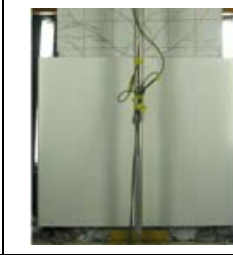
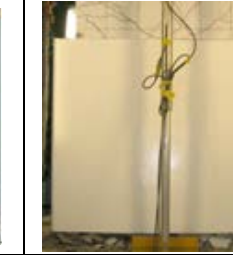

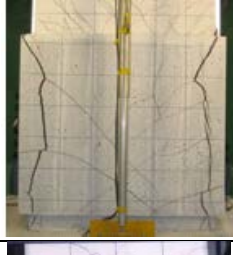
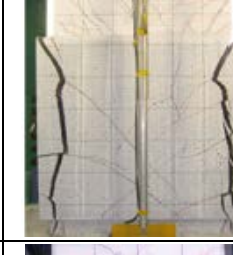
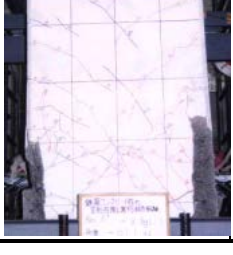
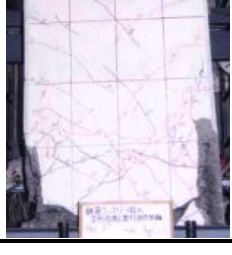
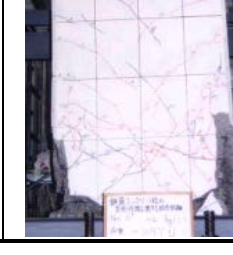
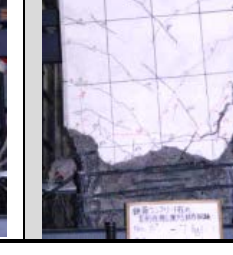
a) 1-M 試験体の破壊性状

3 δ_y において補修材と既設コンクリートの境界部で縁切れしたようにはく離した。5 δ_y においてはく落し、軸方向鉄筋の座屈が確認された。

b) 2-M 試験体の破壊性状

2 δ_y において断面拡幅上端部付近にひび割れが生じ、軸方向鉄筋付近ではく離した。4 δ_y において

表 3-6 修復試験体の破壊性状

試験体	$3\delta_y$	$4\delta_y$	$6\delta_y$ (1-M: $5\delta_y$)	$8\delta_y$ (5-C: $7\delta_y$)
1-M				載荷なし
2-M				載荷なし
3-SJ				
4-R				載荷なし
5-C				

基部付近でかぶりがはく落した。 $6\delta_y$ において軸方向鉄筋1本が破断した。試験終了後の基部付近のコアコンクリートは、細粒化、粉体化が生じていた。

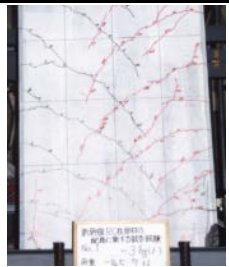

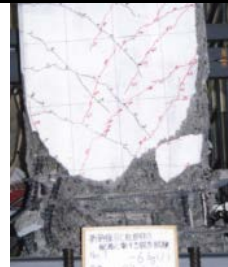




c) 3-SJ 試験体の破壊性状

$4\delta_y$ において鋼板がはらみ出した。はらみ出し以降、鋼板下部より細粒化した断面修復材の落下がみられた。

d) 4-R 試験体の破壊性状

$4\delta_y$ において断面拡幅終了位置付近にひび割れが生じ、軸方向鉄筋付近ではく離した。 $6\delta_y$ においてもかぶりのはく落は生じなかった。

表 3-7 無損傷試験体の破壊性状

試験体	$3\delta_v$	$4\delta_v$	$6\delta_v$	$8\delta_v$
0-N				載荷なし
5-N				

※0-N は繰返し回数 1 回目

表 3-8 修復試験体に発生したイベント

試験体	$1\delta_v$	$2\delta_v$	$3\delta_v$	$4\delta_v$	$5\delta_v$	$6\delta_v$	$7\delta_v$	$8\delta_v$
1-M	基部ひび割れ	基部圧壊	はく離		はく落 軸方向鉄筋座屈	載荷なし		
2-M	基部ひび割れ	基部圧壊 はく離		はく落		軸方向鉄筋破断	載荷なし	
3-SJ		基部圧壊		鋼板はらみ出し				
4-R	基部ひび割れ	基部圧壊		はく離			載荷なし	
5-C	基部ひび割れ	基部圧壊 はく離	はく落	軸方向鉄筋破断				載荷なし
0-N	基部ひび割れ	基部圧壊		はく落	軸方向鉄筋座屈 帯鉄筋破断		載荷なし	
5-N	基部ひび割れ	基部圧壊	はく離		はく落		軸方向鉄筋座屈 帯鉄筋破断	軸方向鉄筋破断

※3-SJ は鋼板内部の損傷状況を確認できず

e) 5-C 試験体の破壊性状

$2\delta_v$ においてかぶりがはく離した。 $3\delta_v$ においてかぶりがはく落した、 $4\delta_v$ において軸方向鉄筋 1 本が破断した。試験終了後の基部付近のコアコンクリートは、細粒化、粉体化が生じていた。

なお、ひび割れが発生した範囲については、初期損傷で軸方向鉄筋が座屈する損傷を受け、曲げ戻しを行わなかった 2-M, 4-R 試験体は、軸方向鉄筋に沿った縦方向のひび割れが生じた。その範囲は初期段階で軸方向鉄筋の座屈が生じていない 1-M および 5-C 試験体よりも広範囲に生じた。こ

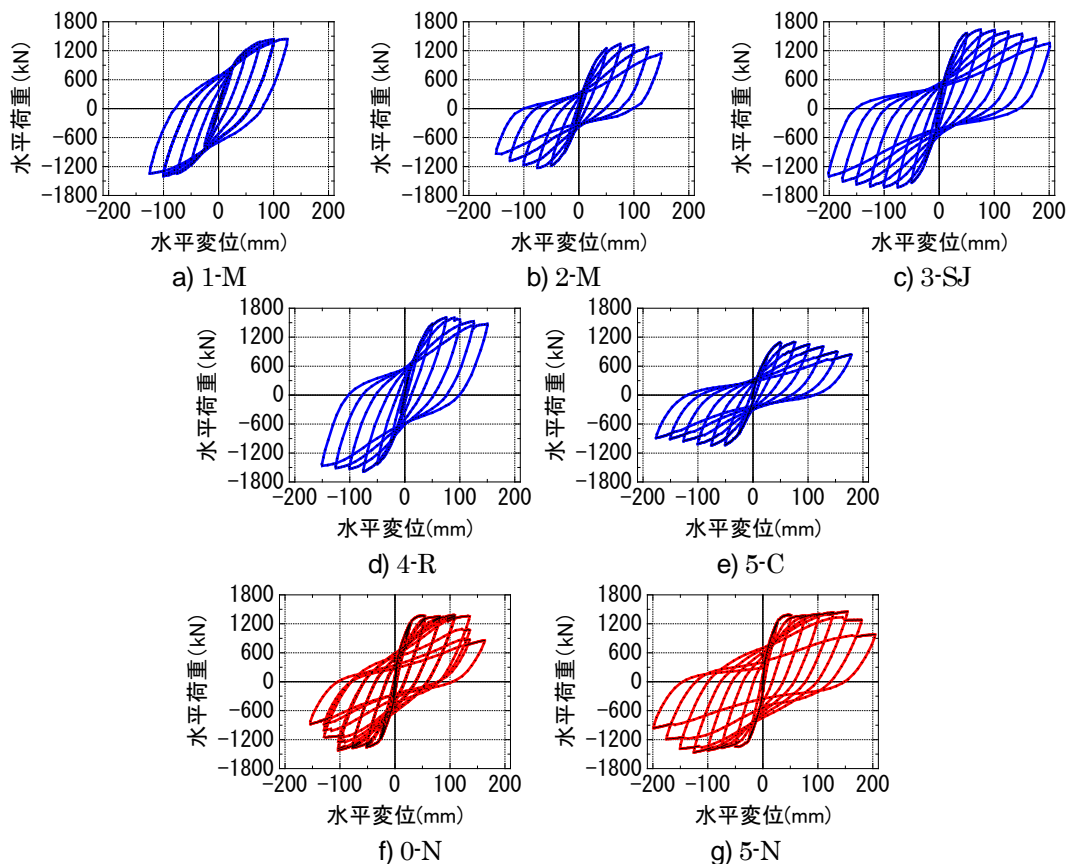


図 3-7 修復試験体および無損傷試験体の荷重-変位関係

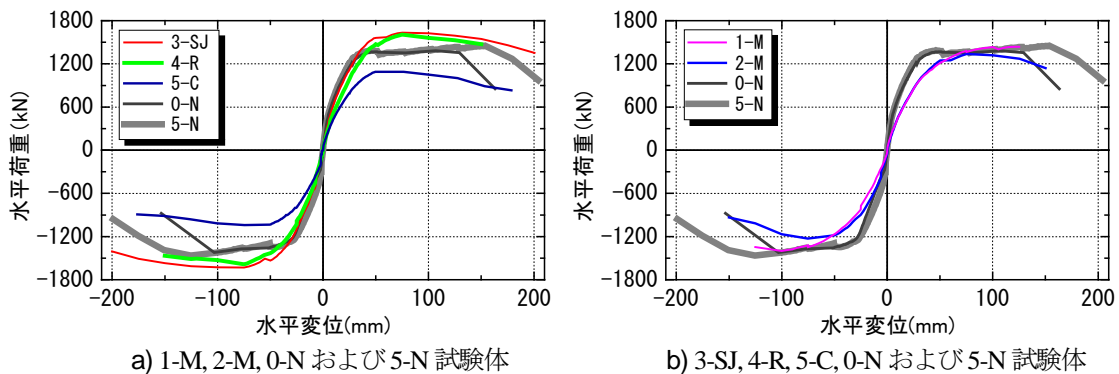


図 3-8 各試験体の包絡線

れは、座屈した軸方向鉄筋が圧縮時に座屈方向に力が加わりやすく、断面修復材に引張応力が生じやすかったことが考えられる。

3.3.2 荷重-変位曲線

図 3-7 に各試験体の荷重-変位関係を示す。なお、図は、無損傷試験体同様に、軸力による付加曲げモーメントに対する補正を行っている。0-N、5-N 試験体も併せて示す。

軸方向鉄筋が座屈しない程度の損傷を補修した 1-M 試験体は、0-N や 5-N 試験体と同じく紡錘型の復元力曲線の形状を示した。一方、軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を補修した 2-M~5-C 試験

表 3-9 各試験体の最大荷重および最大荷重時の変位

試験体	1-M	2-M	3-SJ	4-R	5-C	0-N	5-N
最大荷重 (kN)	1437	1336	1633	1606	1096	1381	1448
最大荷重時の変位	$5\delta_y$ (125)	$3\delta_y$ (75)	$3\delta_y$ (75)	$4\delta_y$ (100)	$3\delta_y$ (75)	$4\delta_y$ (107)	$6\delta_y$ (125)

※最大変位の括弧内は mm

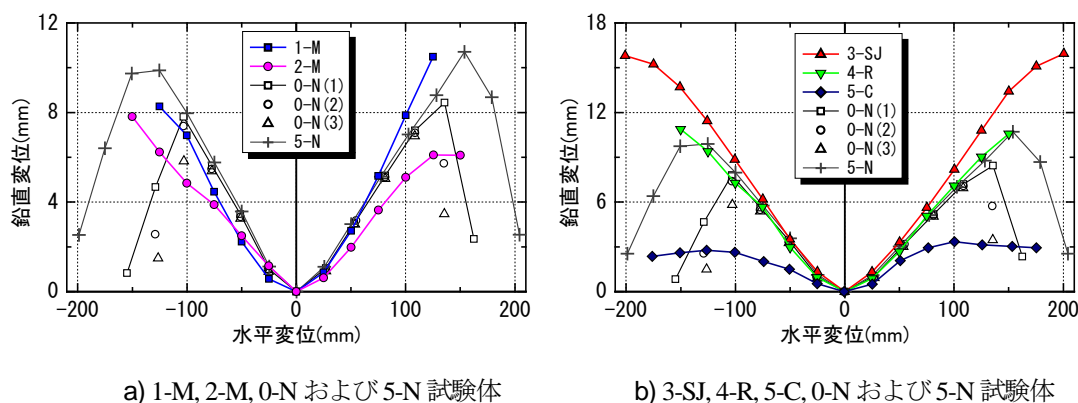


図 3-9 各試験体の鉛直変位-水平変位

体は、復元力曲線が逆 S 字型の形状を示す傾向が見られた。

図 3-8 に各試験体の包絡線を示す。0-N、5-N 試験体も併せて示す。表 3-9 に各試験体の最大荷重と最大荷重時の変位を示す。修復試験体の最大荷重は、1-M 試験体は 0-N、5-N 試験体とほぼ同様の値となった。一方、2-M と 5-C 試験体は 0-N、5-N 試験体の最大荷重を下回ったが、3-SJ と 4-R 試験体は上回った。これは、表 3-6～表 3-8 に示すように、2～ $3\delta_y$ 程度の比較的変位の小さい段階で 2-M と 5-C 試験体はかぶりのはく離、はく落が生じたが、3-SJ 試験体は鋼板を巻き立てたこと、4-R 試験体ははく離が生じなかったことにより、断面修復材が圧縮力を負担したと考えられる。また、修復前に座屈している軸方向鉄筋が、ひずみ硬化領域に達しているため、無損傷時よりも引張力の負担が増加したこと等も考えられる。

最大荷重以降の荷重低下は、同一載荷方法の 5-N 試験体と比較すると、2-M および 5-C 試験体は、最大荷重以降も 5-N 試験体の値を下回った。3-SJ および 4-R 試験体は最大荷重以降も 5-N 試験体の値を上回った。3-SJ と 4-R 試験体が値を上回ったのは、最大荷重における考察と同様に、鋼板を巻き立てた 3-SJ 試験体の場合、断面修復材のはく落や軸方向鉄筋の座屈の進行が鋼板により面的に拘束されたことが考えられる。樹脂モルタルによる断面修復をした 4-R 試験体の場合、樹脂モルタルの引張強度が無収縮モルタルの約 2 倍程度であるため、断面修復材のはく離が生じにくく、軸方向鉄筋の座屈の進行が抑制されたことが考えられる。

図 3-9 に鉛直変位-水平変位関係を示す。0-N と 5-N 試験体も併せて示す。なお、図中の 0-N 試験体の括弧内の数字は、繰返し回数を示している。

0-N 試験体は $5\delta_y$ 、5-N 試験体は $7\delta_y$ で鉛直変位が低下した。これは、軸方向鉄筋の座屈が確認された変位と同変位であった。また、両試験体は、これ以降の変位で繰返し荷重により水平荷重が低下した。修復試験体において、1-M 試験体は、鉛直変位の低下は見られなかった。修復前に軸方向

鉄筋が座屈していた他の修復試験体において、2-M試験体は $6\delta_y$ 、5-C試験体では $5\delta_y$ で鉛直変位が低下した。一方、3-SJと4-R試験体は鉛直変位の低下は見られなかった。

3.4 損傷と修復が部材性能に及ぼす影響

3.4.1 最大荷重

表3-9に示すように、修復試験体の最大荷重は、1-M試験体は0-N、5-N試験体とほぼ同様の値となった。一方、2-Mと5-C試験体は0-N、5-N試験体の最大荷重を下回ったが、3-SJと4-R試験体は上回った。これは、表3-6～表3-8に示すように、 $2\sim 3\delta_y$ 程度の比較的変位の小さい段階で2-Mと5-C試験体はかぶりのはく離、はく落が生じたが、3-SJ試験体は鋼板を巻き立てたこと、4-R試験体ははく離が生じなかったことにより、断面修復材が圧縮力を負担したことが考えられる。また、修復前に座屈している軸方向鉄筋が、ひずみ硬化領域に達しているため、無損傷時よりも引張力の負担が増加したこと等も考えられる。

最大荷重以降の荷重低下は、同一載荷方法の5-N試験体と比較すると、2-Mおよび5-C試験体は、最大荷重以降も5-N試験体の値を下回った。3-SJおよび4-R試験体は最大荷重以降も5-N試験体の値を上回った。3-SJと4-R試験体が値を上回ったのは、最大荷重における考察と同様に、鋼板を巻き立てた3-SJ試験体の場合、断面修復材のはく落や軸方向鉄筋の座屈の進行が鋼板により面的に拘束されたことが考えられる。樹脂モルタルによる断面修復をした4-R試験体の場合、樹脂モルタルの引張強度が無収縮モルタルの約2倍程度であるため、断面修復材のはく離が生じにくく、軸方向鉄筋の座屈の進行が抑制されたことが考えられる。

3.4.2 最大荷重保持点

RC部材の正負交番載荷における荷重-変位関係の包絡線は、一般に、図3-10のようにモデル化される。このうち、最大荷重保持点以降の荷重低下領域は、軸方向鉄筋の座屈を伴い、載荷回数の影響を大きく受けることが明らかにされており¹²⁾、繰返し回数が少ないほど荷重低下がなだらかな勾配、繰返し回数が多くなると急勾配になる。荷重低下領域は、かぶりコンクリートのはく離、軸方向鉄筋の座屈によって生じる現象であるため、不安定な領域となり、荷重低下領域も含めて変形性能を評価することは、現時点では困難であると考えられる。そこで、同一変位において荷重が低下しない最大変位、最大荷重保持点(M点)に着目した。本検討においては、同一変位を3回繰返した、最大荷重保持点が明確である0-N試験体の $4\delta_y$ (107mm)をM点とした。

図3-11に最大荷重保持点(M点)の設定方法を示す。図はM点を $2\delta_y$ とする場合を例としている。本実験の修復試験体の載荷方法は同一変位の繰返しを1回としている。そのため、同一変位の繰返し載荷を行った0-N試験体のように明確に荷重保持点が現れないと考えられる。そこで、荷重-変位関係において、最大荷重点の変位よりも $1\delta_y$ 大きな変位を載荷する際に、図内のa点(最大荷重点と同一変位時の荷重)が顕著に小さくなっていることに着目した。すなわち、最大荷重点においては、同一変位の繰返し載荷による荷重低下が生じると推定し、最大荷重点よりも $1\delta_y$ 小さい変位を修復試験体の最大荷重保持点とした。新設部材の載荷実験の結果においても、最大荷重点の同一変位での繰返し載荷によって荷重低下を引き起こし、最大荷重点と最大荷重保持点が一致しない場合もあることから、図3-10に示す設定方法によって得られる最大荷重保持点は、繰返し回数に依存せずに、座屈の発生がない、または座屈の進行がないことを保証する安全側の最大変位であると考えられる。

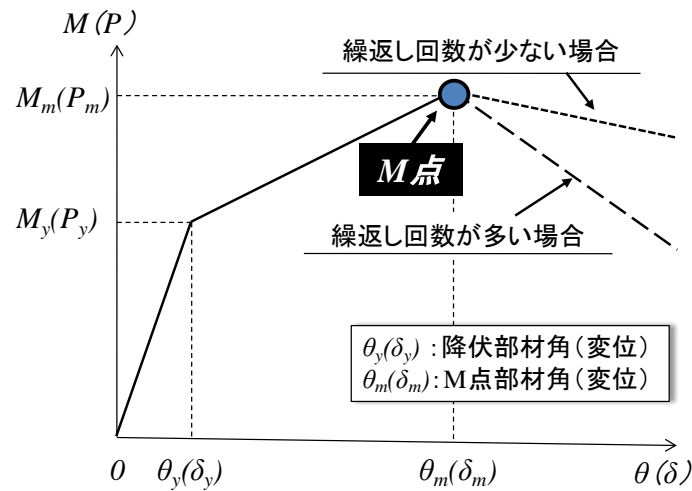


図 3-10 モデル化した M-θ (P-δ) 関係

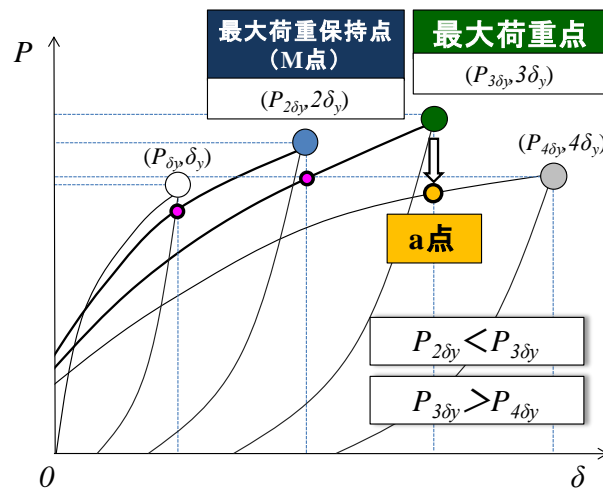


図 3-11 最大荷重保持点 (M 点) の設定方法
(M 点を $2\delta_y$ とする場合)

表 3-9 より、1-M 試験体は $4\delta_y$ 、2-M 試験体は $2\delta_y$ 、3-SJ 試験体は $2\delta_y$ 、4-R 試験体は $3\delta_y$ 、5-C 試験体は $2\delta_y$ となる。

実験から得られる水平変位は、一般に、軸方向鉄筋の伸出しによる変位、塑性ヒンジ領域の変位および塑性ヒンジ領域以外の変位に分類することが出来る¹²⁾。そこで、損傷を受けた RC 部材の変形性能は、塑性ヒンジ領域に相当する部分の補修を行うことによって回復を図るものとして検討を行った。すなわち、補修部分の性能回復を詳細に検証し、実験から得られた変位から部材角を求めこれを分離し、塑性ヒンジ領域の回転角に着目して検討を行った。

本検討では、初期損傷時の最大応答変位時の塑性ヒンジ領域の回転角と修復部材角の M 点時の塑性ヒンジ領域の部材角を、以下に示す方法で求めることとした。

無損傷試験体は、降伏点以降の変形はすべて塑性ヒンジ領域で発生するものとして、最大部材角における塑性ヒンジ領域の回転角を式 (3-1) で算定した。

$$\theta_I = {}_N\theta_{max} - {}_N\theta_y \quad (3-1)$$

ここに、

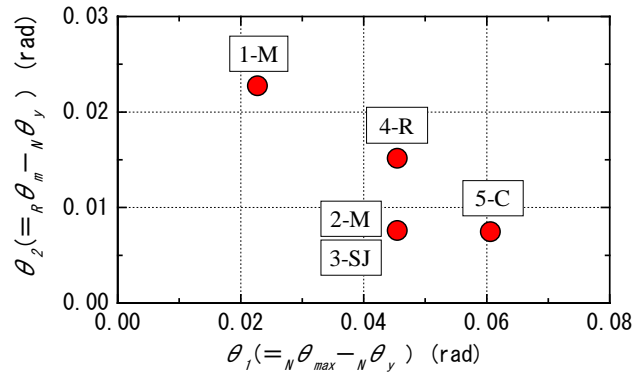


図 3-12 θ_1 と θ_2 の関係

${}_N\theta_{max}$: 無損傷試験体の最大部材角 (rad)

${}_N\theta_y$: 無損傷試験体の降伏部材角 (rad)

修復試験体も同様に、降伏点以降の変形はすべて塑性ヒンジ領域で発生するものとして、最大荷重保持点 (M 点) における塑性ヒンジ領域の回転角を式 (3-2) で算定した。

$$\theta_2 = {}_R\theta_m - {}_N\theta_y \quad (3-2)$$

ここに、

${}_R\theta_m$: 修復試験体のM点の部材角 (rad)

${}_N\theta_y$: 無損傷試験体の降伏部材角 (rad)

図 3-12 に、 θ_1 と θ_2 の関係を示す。これによると、無損傷試験体における θ_1 が大きいくほど、修復試験体における θ_2 が小さくなる傾向がある。このことから、修復後の変形性能は、初期損傷の最大部材角の影響を受けるものと考えられる。

そこで、初期損傷の影響に着目するために、式 (3-3) から得られる値、式 (3-4) から得られる値をパラメータとして整理することとした。なお、これらのパラメータは実際には地震波の種類によって変動することも考えられるが、本検討は一般的な静的正負交番荷重実験である本実験結果をもとに実施することとした。

$$D = \frac{{}_N\theta_{max} - {}_N\theta_y}{{}_N\theta_m - {}_N\theta_y} \quad (3-3)$$

ここに、

D : 損傷度

${}_N\theta_{max}$: 無損傷試験体の最大部材角 (rad)

${}_N\theta_m$: 無損傷試験体のM点の部材角 (rad)

(本検討では 0-N 試験体の M 点の部材角)

${}_N\theta_y$: 無損傷試験体の降伏部材角 (rad)

式 (3-3) から得られる値、すなわち損傷度 D は、初期損傷がない場合は 0、M 点の部材角に相当する初期損傷を与えた場合は 1.0、M 点以上の部材角の初期損傷を与えた場合には 1.0 以上となり、初期損傷の M 点の変位に対する損傷程度を表す指標である。

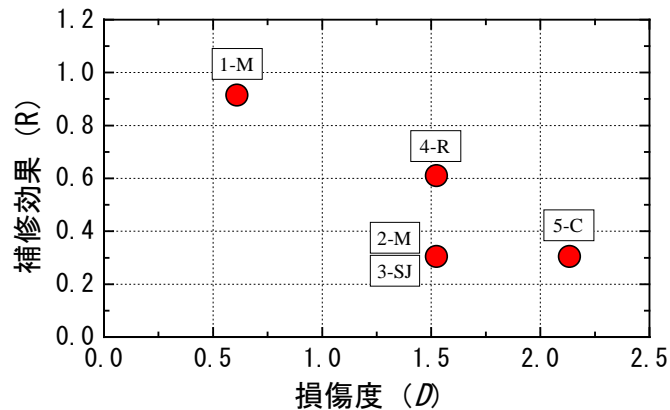


図 3-13 損傷度 (D) と補修効果 (R) の関係

$$R = \frac{{}_R\theta_m - {}_N\theta_y}{{}_N\theta_m - {}_N\theta_y} \quad (3-4)$$

ここに,

R : 補修効果

${}_R\theta_m$: 修復試験体のM点の部材角 (rad)

${}_N\theta_m$: 無損傷試験体のM点の部材角 (rad)

(本検討では 0-N 試験体の M 点の部材角)

${}_N\theta_y$: 無損傷試験体の降伏部材角 (rad)

式 (3-4) から得られる値, すなわち補修効果 R は, 無損傷試験体に対する修復試験体の補修効果を表す指標となる. 補修効果 R が 1.0 を下回る場合は, 補修により無損傷試験体以下の変形性能であることを意味するものである.

図 3-13 に横軸に損傷度 D , 縦軸に補修効果 R としたグラフを示す. これによると, 損傷度 D が 1.0 以上, すなわち地震時にかぶりコンクリートの損傷および軸方向鉄筋の座屈等の損傷を受けた場合は, 損傷度 D が 1.0 以下, すなわち軸方向鉄筋が降伏し, ひび割れが生じた程度の損傷時の補修効果と比べて, 補修効果は著しく低下すると考えられる.

3.4.3 剛性

表 3-10 に, 修復試験体の 5-N 試験体に対する初期剛性比, 降伏剛性比を示す. なお, ここでいう初期剛性とは, 5-N 試験体の基部ひび割れ発生時の水平変位 (1.6mm) における割線剛性とした. これは, 5-N 試験体が同一変位の繰返し回数が 1 回であり, 修復試験体と同様の载荷方法であるためである. 降伏剛性は, 降伏変位 $1\delta_y$ 時における割線剛性とした. 修復試験体は, ひび割れ注入の有無, ひび割れ注入および断面修復に用いた材料の相違に関係なく 5-N 試験体の値を下回った. この原因として, ひび割れ注入は水平変位および水平力がゼロの時点で行われたため, 軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を受けた状況においても, すべてのひび割れに注入を行うことは難しかったためであると考えられる. このことは実構造物の修復に対しても同様であると考えられ, 修復部材の初期剛性および降伏剛性の回復は期待できないと考えられる. なお, 鋼板巻き立てを施した 3-SJ 試験体は, 他の修復試験体に比べて初期剛性および降伏剛性の値が 15% 程度大きくなった. 5-N 試験体

表 3-10 5-N 試験体に対する初期剛性・降伏剛性比

試験体	ひび割れ 注入材	注入量 (kg)	初期 剛性比 (%)	降伏 剛性比 (%)
1-M	セメント グラウト	0.7	54.4	70.8
2-M		—	47.0	71.3
3-SJ		0.8	72.7	92.9
4-R	エポキシ 樹脂	0.8	54.2	81.9
5-C		2.9*	59.3	65.4

※注入時の使用量（注入ロス分）を含む

に対しては、初期剛性が 70%、降伏剛性が 90%程度となった。3-SJが他の方法よりも剛性の回復に有効である結果となった。これは、鋼板巻き立て部分の断面 2 次モーメントが、他の修復試験体よりも大きいこと（例えば 2-M試験体より 10%程度大きい）、鋼板の拘束効果により剛性が向上したこと等により、巻き立てた鋼板が断面修復材と一体化し、引張力を負担し、曲げ剛性に寄与したためであると考えられる。

3.5 材料力学モデルに基づく修復部材の解析的検討

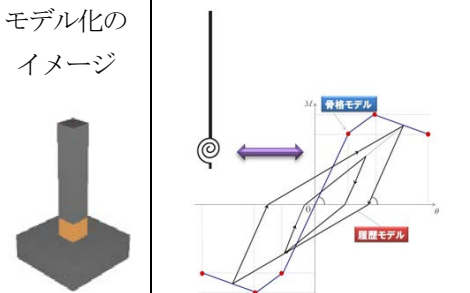
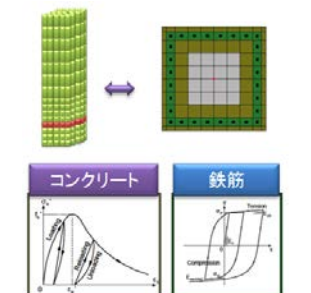
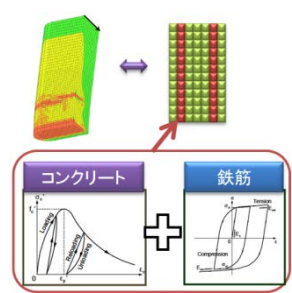
3.5.1 検討の概要

3.4 までの検討結果を踏まえ、本章では、材料の力学モデルに基づく非線形解析を修復部材に適用することとした。具体的には、非線形解析としてファイバーモデルを取り上げ、構成材料の応力履歴に応じた検討を行い、実験データの分析と数値解析の両面から修復後の部材の性能評価を行うこととした。

ファイバーモデルとは、1970 年代ころから解析方法が提案された方法で有限要素解析法の一つであり、要素を微小に分割し、物性の一軸特性のみを評価し、ひずみ分布を仮定して計算する計算モデルである。そのため、3 次元方向の特性を考慮し、微分方程式を近似的に解く、いわゆる FEM（有限要素解析法）と比べて、通常、コンクリートと鉄筋の付着効果の評価が難しい、せん断の非線形特性を評価できない等の問題もある。しかしながら、FEM よりも汎用性が狭いものの、より簡便であり、曲げ変形が卓越しその方向が推測される梁・柱部材などの部材には適している^{14) ~18)}。そのため、鉄筋コンクリート部材の変形解析などにおいて、例えば、耐震標準²⁾などで示されている、柱部材などの軸方向鉄筋の降伏時の曲げ変形量の算定などに用いられている等、適用事例も多い。なお、現在、設計で広く用いられている、材端にバネを設置し、部材レベル（曲げモーメントー曲率関係）で非線形性を考慮する線材（はりバネモデル）よりは部材を微小な要素として分類できるため、より汎用性が広いといえる。ファイバーモデルにおいては、材料構成則を与えた鉄筋の層、コンクリートの層などに細分化し、RC要素の場合には、鉄筋とコンクリートの関係を鉄筋比で考慮することが出来るモデル等が提案されている¹⁹⁾。まとめると、表 3-11 のように分類される。

前述した、耐震標準等で示されているモデルは、鉄筋が引張降伏強度、圧縮降伏強度のみを考慮したバイリニアモデルにより計算するもので、コンクリートは引張強度を無視したモデルとなっている。これらのモデルでは、例えば、コンクリートの引張軟化²⁰⁾や、軸方向鉄筋の降伏以降の複雑な挙動、例えばバウジンガー効果²¹⁾や、軸方向鉄筋の座屈に伴うピンチング現象²²⁾等を考慮することが出来ないため、より複雑な挙動を把握することは不可能である。そこで、本解析においては、

表 3-11 ファイバーモデルと他モデルとの関係

モデル	線材モデル	ファイバーモデル	FEM
概要	材端にばねを設置した解析法	部材断面を線材置換した解析法	要素を微小に分割した解析法
特徴	断面の力学性状を表す構成モデルであるモーメント-曲率関係を直接与える方法	要素を微小に分割し、微小部分に応力-ひずみ関係を与え、その結果に基づき断面の力学性状を与える方法	微分方程式を近似的に解く方法
非線形を与えるレベル	部材レベル	材料レベル	材料レベル
構成	梁要素とばね要素	梁要素の断面を小断面に分割	要素に分割し、要素境界上の接点で連結
煩雑さ	低	⇒	高
自由度	低	⇒	高
モデル化のイメージ			

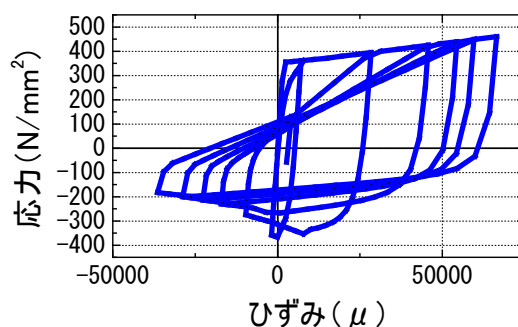


図 3-14 軸方向鉄筋の応力-ひずみモデル

前川らが提案し、2012年に制定された土木学会のコンクリート標準示方書・設計編に記載されたモデル^{23), 24)}を参考に検討することとした。図 3-14 に軸方向鉄筋の応力-ひずみモデルの例を示す。具体的には、材料の力学モデルとして、コンクリートに対しては弾塑性破壊型構成式²⁵⁾を、鉄筋の履歴モデルに対しては、加藤モデル²⁶⁾と等価な数値計算モデル²¹⁾および鉄筋座屈以後の力学モデル²⁷⁾を採用し、横拘束筋によるコンクリートの拘束効果も断面平均的に考慮した^{28), 29)}。図 3-15～図 3-17 に本モデルの概要を示す。

このモデルは、徐々に圧縮剛性が低下するよう定式化しており、剛性が大きく低下した後が、柱の載荷実験において目視で軸方向鉄筋の座屈挙動が確認される状態に相当するものである。また、このモデルは、鉄筋がコンクリート内に一様に分布し、両者は完全に付着していると仮定しているため、コンクリート鉄筋のひずみは一致し、要素としての応力はコンクリート応力と鉄筋応力の和として算出される。なお、コンクリートと鉄筋間の付着応力-すべり関係は別途モデル化する必要がないことも特徴の一つとして挙げられ、より汎用性の広いモデルとなっている。

以下に、RC要素の鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。

a) 引張側の骨格曲線 (図 3-15)

コンクリート中の鉄筋のひずみ硬化特性を考慮した平均応力-ひずみ関係を示す。

$$\bar{\sigma}_s = E_s \bar{\varepsilon}_s \quad (\bar{\varepsilon}_s \leq \bar{\varepsilon}_y) \quad (3-5)$$

$$= \bar{f}_y + \left(\frac{\bar{f}_{sh1} - \bar{f}_y}{\bar{\varepsilon}_{sh1} - \bar{\varepsilon}_y} \right) (\bar{\varepsilon}_s - \bar{\varepsilon}_y) \quad (\bar{\varepsilon}_y < \bar{\varepsilon}_s \leq \bar{\varepsilon}_{sh1}) \quad (3-6)$$

$$= \bar{f}_{sh1} + \left(\frac{\bar{f}_{sh2} - \bar{f}_{sh1}}{\bar{\varepsilon}_{sh2} - \bar{\varepsilon}_{sh1}} \right) (\bar{\varepsilon}_s - \bar{\varepsilon}_{sh1}) \quad (\bar{\varepsilon}_{sh1} < \bar{\varepsilon}_s \leq \bar{\varepsilon}_{sh2}) \quad (3-7)$$

$$= \bar{f}_{sh2} + \left(\frac{\bar{f}_u - \bar{f}_{sh2}}{\bar{\varepsilon}_u - \bar{\varepsilon}_{sh2}} \right) (\bar{\varepsilon}_s - \bar{\varepsilon}_{sh2}) \quad (\bar{\varepsilon}_{sh2} < \bar{\varepsilon}_s \leq \bar{\varepsilon}_u) \quad (3-8)$$

$$\bar{\varepsilon}_y = \bar{\varepsilon}_s / E_s \quad (3-9)$$

$$\bar{f}_y = (1.0 - 0.5k_1)f_y \quad (3-10)$$

$$\bar{\varepsilon}_{sh1} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \varepsilon_y \quad (3-11)$$

$$\bar{f}_{sh1} = \bar{f}_y + (f_y - \bar{f}_y)\alpha_4 \quad (3-12)$$

$$\bar{f}_{sh2} = 1.02 \left[\bar{f}_{sh1} + \left\{ 1 - \exp\left(\frac{\bar{\varepsilon}_{sh1} - \bar{\varepsilon}_{sh1}}{k_5}\right) \right\} \cdot (1.01f_u - \bar{f}_{sh1}) \right] \quad (3-13)$$

$$\bar{\varepsilon}_u = \bar{\varepsilon}_{sh1} - k_5 \cdot \ln\left(1 - \frac{\bar{f}_u - \bar{f}_{sh1}}{1.01f_u - \bar{f}_{sh1}}\right) \quad (3-14)$$

$$\bar{f}_u = (0.993 - 0.22k_1^2 k_4^{-3})f_u \quad (3-15)$$

ここに、

$$\alpha_1 = (2.7 - k_2) + (0.43 + 0.18k_2) \cdot k_3$$

$$\alpha_2 = (0.45 + 0.055k_3) + (1.0 - 0.1k_3) \cdot k_1$$

$$\alpha_3 = a - b \cdot k_4 \geq 2.08$$

$$\alpha_4 = c + (1 - c)[1 - \exp\{-d(k_4 - 1.09)\}]$$

$$a = 3.25 - 0.25k_3 \geq 2.08$$

$$b = 1.5 - k_3/6 \geq 0.72$$

$$c = 0.4k_3^{0.25} + (1 - 0.4k_3^{0.25})[1 - \exp\{-0.5k_3^{0.4}(k_1^{-1} - 1.0)\}]$$

$$d = 7.5 + (k_1^{-1} - 1.0)(e - 7.5)/0.75 \leq e$$

$$e = 10 + 1.2k_3$$

$$k_1 = p_{cr}/p$$

$$k_2 = f_y/350$$

$$k_3 = \varepsilon_{sh}/\varepsilon_y$$

$$k_4 = f_u/f_y$$

$$k_5 = 0.035(400/f_y)^{1/3}$$

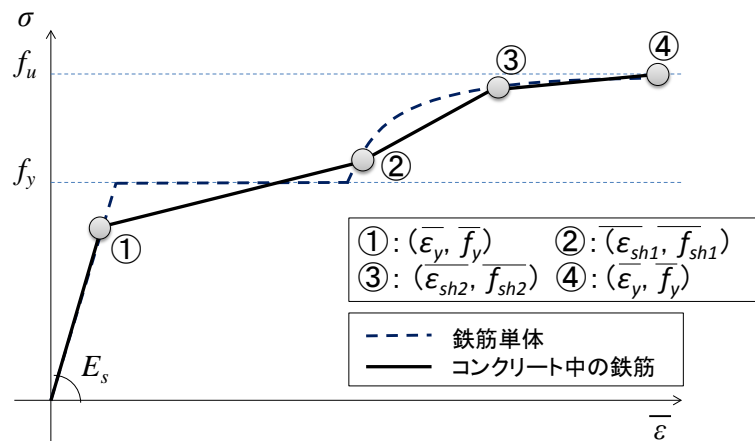


図3-15 鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係

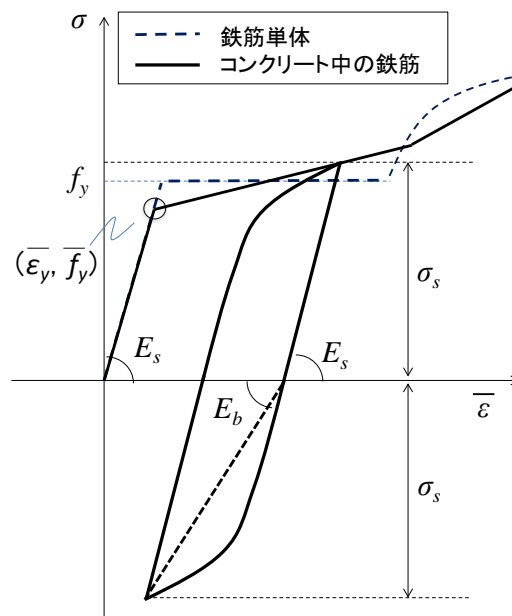


図3-16 除荷・再載荷履歴曲線

$$p_{cr} = f_t/f_y$$

f_y : 鉄筋単体の降伏強度 (N/mm²)

f_u : 鉄筋単体の降伏強度 (N/mm²)

E_s : 鉄筋単体のヤング率 (N/mm²)

ε_y : 鉄筋単体の降伏ひずみ

ε_{sh} : 鉄筋単体のひずみ硬化開始ひずみ

p : 鉄筋比

f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

b) 除荷・再載荷履歴 (図3-16)

式 (3-16) ~ 式 (3-18) は、引張から圧縮時の履歴を示しているが、引張から圧縮時はこれらの

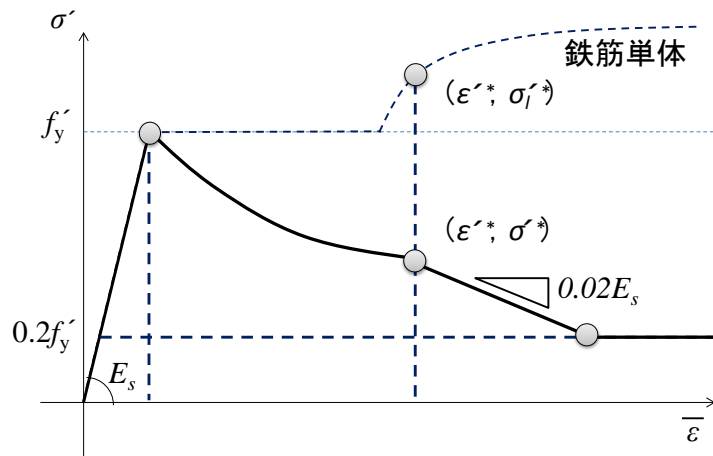


図3-17 鉄筋の座屈モデル

式を判定させたものである.

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_s} - r\right) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_s} + r + 1\right) - r(1 - r) = 0 \quad (3-16)$$

$$r = \frac{E_s}{E_s - E_B} \quad (3-17)$$

$$E_B = -\frac{E_s}{6} \cdot \log_{10}(10\varepsilon_s) \quad (3-18)$$

ここに,

ε_s : 骨格曲線部の経験ひずみの総和

σ_s : 除荷開始時の応力

c) 圧縮側の骨格曲線 (図3-17)

座屈した鉄筋の挙動を座屈長に対する平均軸ひずみとして鉄筋の応力-ひずみ関係で取り扱うモデルである.

$$\sigma' = \left[1 - \left(1 - \frac{\sigma^*}{\sigma_l^*}\right) \left(\frac{\varepsilon' - \varepsilon_{y'}}{\varepsilon^* - \varepsilon_{y'}}\right) \right] \sigma_l'(\varepsilon) \quad (\varepsilon_{y'} < \varepsilon' \leq \varepsilon^*) \quad (3-19)$$

$$= \sigma^* - 0.02E_s(\varepsilon' - \varepsilon^*) \quad (\varepsilon^* < \varepsilon')$$

$$\frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_{y'}} = 55 - 2.3\sqrt{\frac{f_{y'}}{100D}} \geq 7 \quad (3-20)$$

$$\frac{\sigma^*}{\sigma_l} = \alpha \left(1.1 - 0.016\sqrt{\frac{f_{y'}}{100D}} \right) \quad (3-21)$$

$$\sigma^* \geq 0.2f_{y'} \quad (3-22)$$

ここに,

$f_{y'}$: 鉄筋の圧縮降伏強度 (N/mm²)

D : 鉄筋径 (mm)

L : 座屈長 (mm)

さて, 修復部材を解析的に表現する上で, 必要不可欠なことは, 材料 (鉄筋とコンクリート) の

応力の履歴状態であり、材料の応答履歴を保存した状態で修復部材の材料特性を定義することが、修復部材の性能を評価する手法であると考えた。具体的には、温度応力解析や段階施工解析等で実用化されている要素の増減機能と材料履歴変数の維持・更新の機能を適用することとした。なぜなら、材料力学モデルはすべて载荷経路依存型構成則として定式化されており、解析ステップごとに履歴変数が記録、更新されていることを活用できるからである。そこで、これらに着目し、リスタート機能による2段階のプロセスによって、修復部材の構造応答を解析的に評価する手法であり、イニシャルランとセカンドランからなる解析方法により検討することとした。以下にその概要を示す。

- a) 修復前の初期損傷については、通常行われる手法により計算を行う（イニシャルラン）。初期損傷の解析終了後に、材料履歴変数を保持したまま次の解析に持ち越す要素と、履歴変数を一旦リセットして初期状態に設定し直す要素を対象に応じて選択する。
- b) リスタート時に履歴を初期化するには、材料物性値も変更可能とする。また、履歴特性値が初期化された要素の増減を可能にする。その上で、修復後の計算を行う（セカンドラン）。

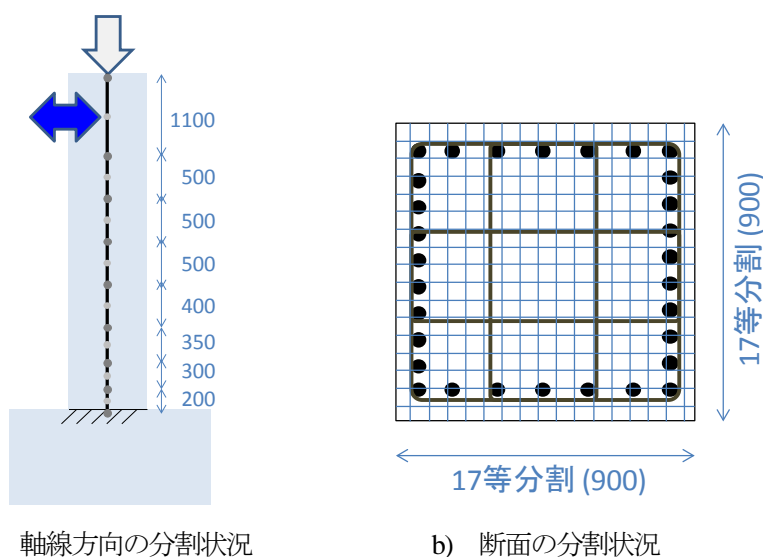
本検討では、修復の前後で断面寸法や配筋の幾何情報は変化しないものと仮定した。修復部のコンクリートは、補修方法によらず通常のコンクリートの構成則を適用するものとし、かぶりはく落条件として、圧縮強度以降、急激に軟化することを仮定した。鉄筋破断は考慮しないこととした。

3.2 で述べた実験の 0-N, 1-N, 1-M, 4-N, 4-R, 5-N および 5-C 試験体の 7 体を対象として、2 段階の数値解析を実施した。ただし 1-N 試験体は、漸増交番载荷としている点のみが载荷実験と異なる。履歴情報の取り扱い、5-C 試験体を除き、修復の前後で軸方向鉄筋の履歴は保持し、修復部のコンクリートの履歴は初期化することで修復行為を模擬した。すなわち、5-C 試験体でのみ、修復の前後で軸方向鉄筋の履歴も更新することで、軸方向鉄筋の整形、熱処理による修復行為を仮定することとした。

表 3-12 に解析ケースを示し、図 3-18 に断面分割図を示す。軸方向鉄筋の座屈を想定する解析において重要になるのは、式 (3-20) や式 (3-21) 等で設定する座屈長である。本解析においては、基部の 2 要素分の 500mm (300mm+200mm) とした。これは、座屈した鉄筋の挙動を座屈長に対する平均軸ひずみとして鉄筋の応力-ひずみ関係で表す Dhakal らの手法²⁷⁾に基づき、座屈長と要素長を同じ長さにする手法に準じたものである。なお、基部から 200mm の最下段の要素は、コンクリートの圧縮軟化の観点から設定した。これは、圧縮軟化に関連する諸式が 200mm の円柱供試体とほぼ等しい寸法の試験体から求めたことによる²⁴⁾。なお、基部以外は全体の変形にほとんど影響がないため、粗めに要素設定をしても問題ないことから要素寸法は概ね 500mm とした。

表 3-12 検討ケース

無損傷試験体	損傷状態	修復方法	修復試験体	損傷状態の考慮 (ひずみの考慮)
0-N	(基準試験体)	—	—	—
1-N	かぶりの はく離・はく落	断面修復	1-M	軸方向鉄筋 ⇒ 履歴保存 コンクリート ⇒ リセット
4-N	軸方向鉄筋の 座屈	断面修復 軸方向鉄筋の整形なし	4-R	軸方向鉄筋 ⇒ 履歴保存 コンクリート ⇒ リセット
5-N	軸方向鉄筋の 座屈	断面修復 軸方向鉄筋の整形	5-C	軸方向鉄筋 ⇒ リセット コンクリート ⇒ リセット



a) 軸線方向の分割状況

b) 断面の分割状況

図3-18 要素分割の概要

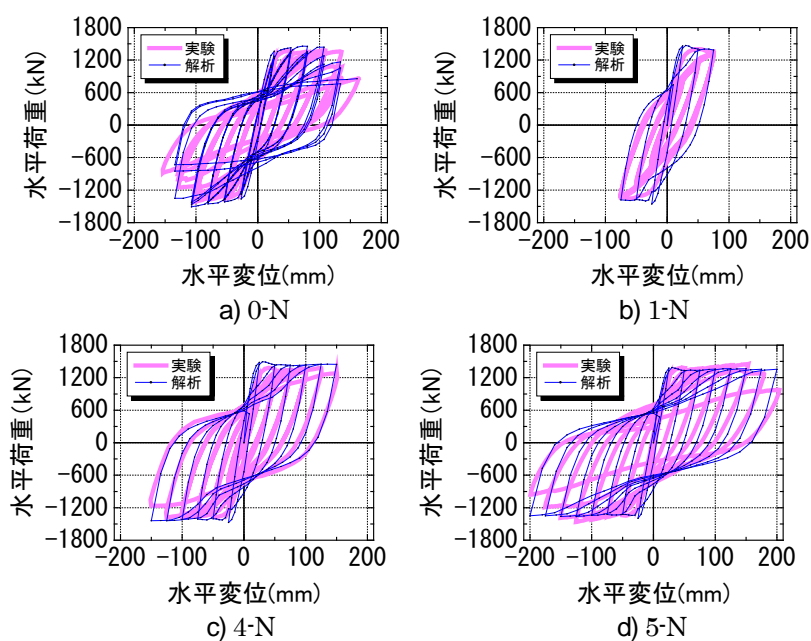


図3-19 無損傷試験体の荷重-変位関係

3.5.2 検討結果

解析から得られた初期損傷時と修復後の荷重-変位関係を図3-19、図3-20に実験結果と重ねて示す。初期損傷においては、いずれの試験体も、解析結果と実験結果が既往の知見と同程度の相関をみせている結果となった²³⁾。基部での軸方向鉄筋の応力-ひずみ履歴を示した図3-21より、初期損傷時の最大変位に応じて、基部での軸方向鉄筋のひずみ損傷（座屈）が大きくなっていくことが分かる。1-N試験体はわずかに座屈ループに入っており、負担できる圧縮応力と剛性が幾分低下し始める結果となった。また、載荷点鉛直変位-水平変位において、1-N試験体以外は、鉛直変位が増加から減少に転じており、軸力を安定して保持する性能が顕著に低下し始めていたことを解析結

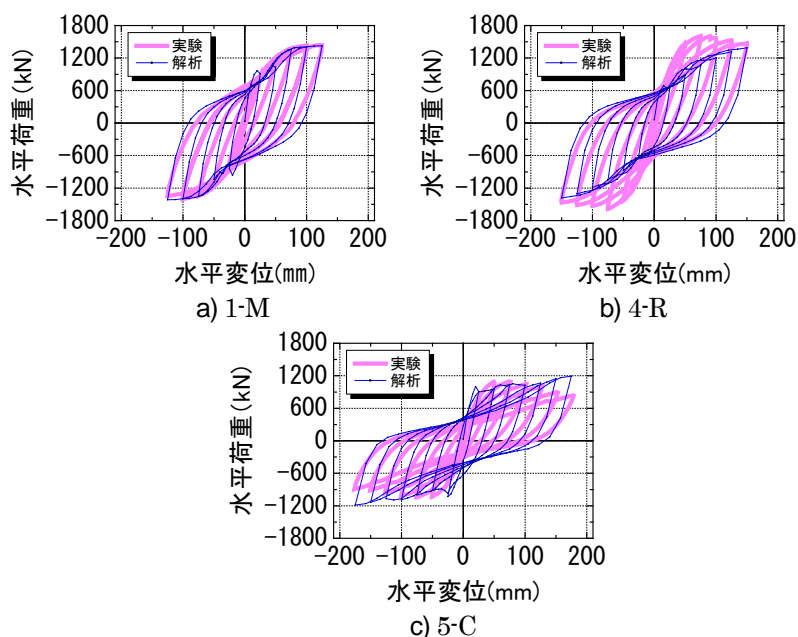


図3-20 修復試験体の荷重-変位関係

果から確認することが出来た。

図 3-20 より、修復後の 1-M、4-R および 5-C 試験体の荷重-変位関係を見てみると、初期損傷での最大変位が小さめの 1-M 試験体では、初期剛性の低下が実験と同様に表現されており、耐力もよく一致する結果となった。初期損傷での最大変位が大きめの 4-R 試験体では、ひび割れ後の初期の剛性を過小に評価しており、実験結果と乖離する結果となった。これについては断面拡幅による補修方法の影響が考えられる。すなわち、断面拡幅に伴う幾何学的な剛性の増加が耐力に寄与していることを示唆しているものと考えられる。また、図 3-21 c) にみられるように、修復前に既に座屈している鉄筋の履歴モデルの影響が大きいと考えられる。5-C 試験体では、 $\pm 4\delta_y$ 程度までは復元力特性がある程度評価できているが、それ以降は、解析値は実験値と乖離し、耐力やエネルギー吸収量が初期損傷時に比べ大きく低下する結果となった。これ以降の実験結果との乖離は、表 3-8 等に示したように、軸方向鉄筋破断を考慮していないことが要因の 1 つと考えられる。このことは、本実験によって実施した熱処理では、軸方向鉄筋の履歴は回復しなかったことを示唆しているものと考えられる。なお、いずれのケースでも、修復後の再載荷時のかなり早い段階でかぶりコンクリートが圧縮強度に達していることを確認した。

以上より、今回検討した解析方法すなわち、材料の応答履歴を考慮した、イニシャルランとセカンドランの 2 段階の解析を行うことで概ね修復部材の性能を評価できることを確認した。初期損傷時に経験した損傷が大きくなるに従って、ひび割れ後の初期の剛性が低下し、それは軸方向鉄筋の塑性化と座屈挙動によりもたらされることが示された。ただし解析では、座屈経験後では低下し過ぎる傾向がみられた。これは、前述したように、断面拡幅の影響等が考えらる。また、降伏後の荷重レベルは、修復を適切に行えば、修復の前後で同レベルとなりえる結果が得られた。しかしながら、一旦軸方向鉄筋が座屈すると、かぶりコンクリートを押し出しやすくなるとともに、鉄筋の塑性ひずみが大きくなり、破断の可能性が高まることになる。曲げ損傷後の修復により部材の再利

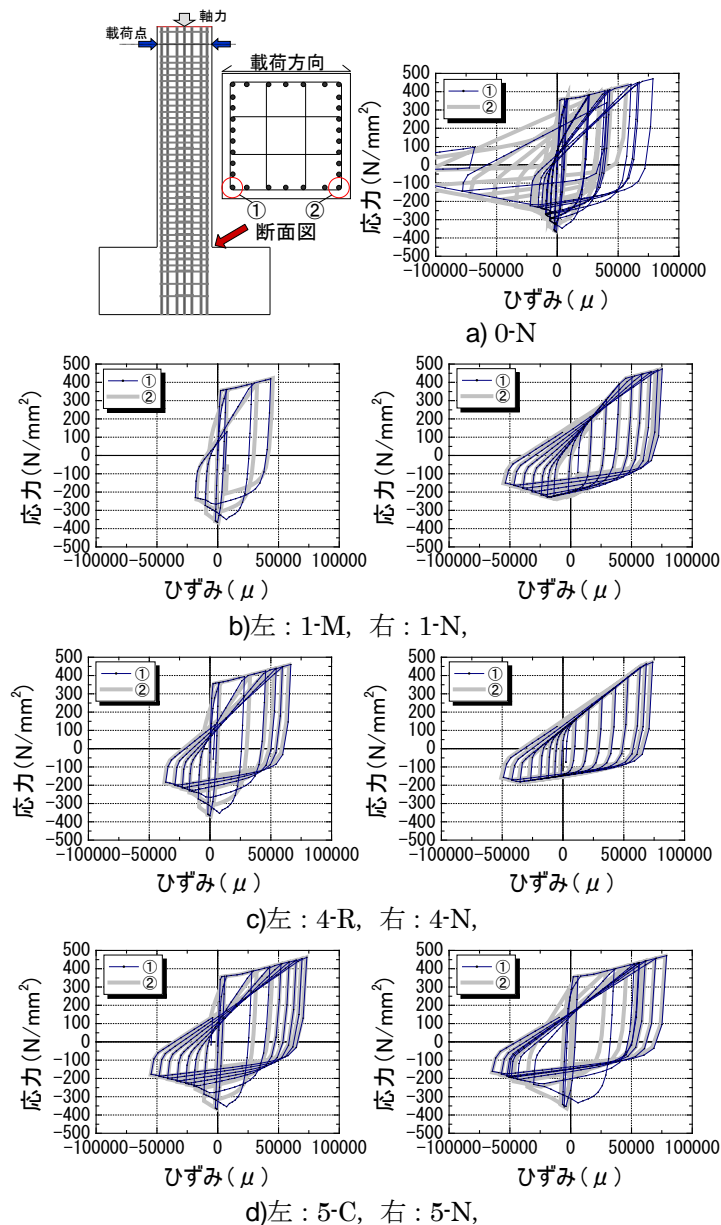


図3-21 各試験体の軸方向鉄筋の応力-ひずみ履歴

用を考える際には、座屈を含む軸方向鉄筋の損傷度が性能判定の際の重要な指標となると考えられる。

3.6 本章で得られた結論

本検討で得られた結論を要約して以下に示す。

- (1) 修復後の部材の変形性能は、初期損傷の軸方向鉄筋の座屈の有無によって異なり、曲げ損傷後に断面修復により部材の再利用を考える際には、座屈を含む軸方向鉄筋の損傷度が重要な指標となることを、実験的検討により明らかにし、数値解析によっても明らかにした。

- (2) 初期損傷で軸方向鉄筋の座屈が生じない場合は、エポキシ樹脂注入等によって修復後の最大荷重保持点の変位は、初期載荷時に比べて増大する。なお、その傾向は、初期変位が大きい程、大きくなる傾向がある。
- (3) 初期損傷で軸方向鉄筋の座屈が発生する場合は、断面形状を初期状態同様の形状寸法とした場合は、修復後の最大荷重保持点の変位は、初期載荷時に比べて低下する。しかし、断面形状寸法を、初期載荷時よりも増大させるか断面に鋼板巻き補強等を施すことにより、修復後の最大荷重保持点は、初期載荷時と同等とすることが可能である。
- (4) 修復後の修復領域の剛性を評価することによって、修復後の部材の初期剛性を算定することが出来る。
- (5) 修復後の部材の最大耐力は、初期損傷時と概ね同等の耐力を有する。これらには、樹脂注入やモルタル断面修復による、コンクリート応力ひずみへの影響と、初期損傷時の軸方向鉄筋のひずみ履歴によるひずみ硬化の影響が含まれていると考えられる。
- (6) 修復部材の変形性能は、初期損傷の最大応答部材角が、無損傷試験体の軸方向鉄筋に座屈が発生する部材角以下であれば、エポキシ樹脂注入等の適切な修復行為を行えば、新設部材と同等以上の変形性能を有するとしてよいと考えられる。ただし、初期損傷の最大応答部材角が、無損傷試験体の軸方向鉄筋に座屈が発生する部材角以上の場合は、新設部材に比べて変形性能は低下する。ただし、既設の断面形状よりも大きくなるように断面形状の拡幅や、鋼巻き補強、連続繊維シート補強等の補助的な耐震補強工法を併用すれば、概ね新設部材と同等の変形性能を確保出来ると考えられる。
- (7) 修復部材を解析的に検討する手法として、材料履歴情報を継承する解析方法（イニシャルラン&セカンドラン）を提案し、その妥当性を確認した。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書・耐震設計編 [2007年制定], 2007.3
- 2) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，1999.10
- 3) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善，2004.4
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，丸善，2002.3
- 5) 土木学会：コンクリート構造物の耐震性能照査技術－現状と将来展望－，コンクリート技術シリーズ 67，2002.12
- 6) 日本コンクリート工学協会：被災構造物の補修補強後の耐力変形性状研究委員会報告書，2005.3
- 7) 土木学会：地震作用に対するコンクリート構造物の性能照査型設計－設計と照査の現状と将来展望－，コンクリート技術シリーズ 67，2005.9
- 8) 日本コンクリート工学協会：被災構造物の復旧性能評価研究委員会報告書，2007.8
- 9) 仁平達也，谷村幸裕，岡本大，田所敏弥：曲げ損傷を受けた RC 柱の補修後の部材特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.28，No.2，pp.1519-1524，2006.7
- 10) 仁平達也，谷村幸裕，岡本大，田所敏弥：曲げ損傷を受けた RC 柱の部材特性に及ぼす補修方法の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.29，No.2，pp.1003-1008，2007.7
- 11) 瀧口将志，渡辺忠朋，佐藤勉：RC 部材の変形性能の評価，鉄道総研報告，Vol.13，No.4，1999.4
- 12) 渡辺忠朋，谷村幸裕，瀧口将志，佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法，土木学会論文集，No.683/V-52，pp.31-45，2001.8

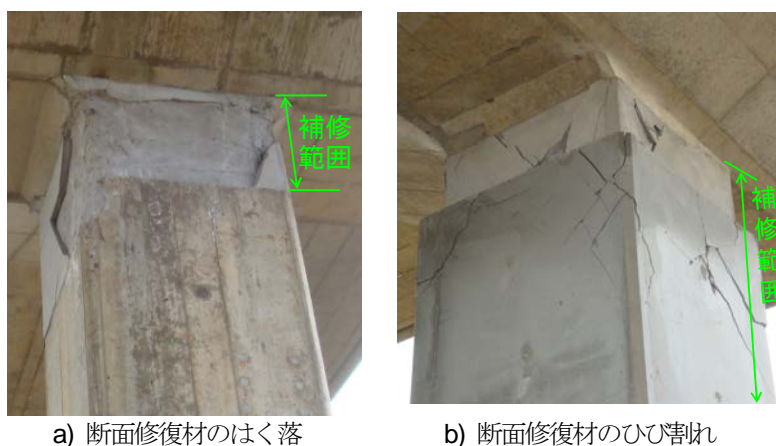
- 13) 仁平達也, 谷村幸裕, 岡本大, 田所敏弥: 載荷履歴が RC 柱の損傷に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.27, No.2, pp.943-948, 2005.7
- 14) 例えば, 右近八郎, 幸左賢二, 井上晋, 吉澤義夫: RC 標準橋脚のファイバーモデルによる交番載荷実験シミュレーション解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.463-468, 1995
- 15) 大塚久哲, 水取和幸, 首藤正徳: RC 構造部材の材料非線形解析モデルに関する基礎的考察, 土木構造・材料論文集, Vol.16, pp.61-70, 2000.12
- 16) 岡本甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートにおける非線形有限要素解析, No.360, V-3, pp.1-10, 1985.8
- 17) 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, Vol.32, No.5, pp.13-22, 1994
- 18) 佐藤靖明, 中村光: 非線形解析の特徴と留意点, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.1, pp.121-130, 2003.1
- 19) 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, 技法堂出版, 1991
- 20) 内田祐市, 市之瀬敏勝: 破壊のメカニズムと破壊の力学, コンクリート工学, Vol.37, No.9, pp.11-17, 1999
- 21) 福浦尚之, 前川宏一: RC 非線形解析に用いる鉄筋の繰り返し履歴モデル, 土木学会論文集, No.564/V-35, pp.291-295, 1997.5
- 22) 田上和也, 中村光, 斉藤成彦, 檜貝勇: 座屈を考慮した鉄筋の繰り返し履歴モデル, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.223-27, 2002
- 23) 土木学会: コンクリート標準示方書[設計編]: 2012.7
- 24) 土木学会: 2012年コンクリート標準示方書改訂資料[基本原則編, 設計編, 施工編], コンクリートライブラリー138, 2012.7
- 25) Maekawa, K. and Okamura, H.: *The deformational behavior and constitutive equation of concrete using the elasto-plastic fracture model*, *Journal of the Faculty of Engineering, the University of Tokyo (B)*, Vol.37, No.2, pp.253-328, 1983
- 26) Kato, B.: *Mechanical properties of steel under load cycles idealizing seismic action*, *CEB Bulletin D'Information*, No.131, pp.7-27, 1979
- 27) Dhakal, R. and Maekawa, K.: *Post-peak cyclic response analysis and energy dissipation capacity of RC columns*, *Proc. of JSCE*, No.676/V-51, pp.117-133, 2001.5
- 28) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H.: *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, Spon Press, 2003
- 29) 土屋智史, 前川宏一: RC 棒部材断面の損傷指標と耐震性能評価, 土木学会論文集, No.718/V-57, pp.45-57, 2002.11

4章 損傷と修復の繰返しがRC部材の部材性能に及ぼす影響

4.1 本章の概要

現行の耐震設計では、大規模地震に対して構造物にある程度の損傷が生じることを前提としている。損傷を受けた構造物は、補修して再使用できることを要求される場合があり、これは復旧性等として設計時に構造物に要求される性能の一つとして位置づけられている^{1)~4)}。損傷を受け、補修や補強等の何らかの行為により修復した後の部材性能は損傷前と比べて変化することも考えられるが、性能照査において修復後の部材性能の変化を考慮しない場合は、修復によって損傷前の部材性能に戻すことを前提とするべきであり、部材性能が変化する場合は、性能照査においてこれを考慮する必要がある。復旧性に関しては、最近、学協会等で検討が進められつつあるが^{5)~8)}、修復後の部材性能に関する研究は、地震による構造物の被害を鑑みて実施されている^{9)~16)}。3章では、曲げ破壊した部材に対して、修復前の軸方向鉄筋の損傷程度、特に、軸方向鉄筋の座屈の有無が修復後の部材性能を決定する重要な指標であることを明らかにし、修復後の部材性能が損傷前と変化する可能性を示した。

ところで、土木構造物は長期間にわたって供用されることが多く、現在でも既に100年程度供用されている構造物が少なくない。わが国は地震多発地帯に位置しており、設計耐用期間内に構造物に損傷を及ぼす程度の規模の地震を複数回受けることが十分に想定される。そのため、「無損傷のRC部材が損傷し修復した修復部材の検討だけとするには検討範囲として不十分」であると考えられる。実際にも、1993年の釧路沖地震、2003年の十勝沖地震で被災したJR根室本線の利別川橋りょうのように、供用中に損傷と修復を繰り返すRC構造物が存在する¹⁷⁾。また、大規模地震の後には、規模の大きい余震を伴うことが多く、本震で損傷した構造物を修復した後、余震によって再び損傷することも十分考えられる。こちらも、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震において、本震により損傷を受け、修復された高架橋柱が、4月7日に発生した余震により再び損傷する事象が報告されている¹⁸⁾ (図4-1)。従って、構造物の復旧性を検討する場合には、損傷と修復を繰り返した部材性能を念頭に置いておく必要があると考えられる。



a) 断面修復材のはく落

b) 断面修復材のひび割れ

図4-1 修復後に損傷した事例

以上を考慮し、本章では、構造物が複数回の地震により損傷することを想定し、損傷と修復を繰り返した RC 部材を用いて、正負交番載荷実験を実施した。実験結果等より、損傷程度や修復方法が部材の耐力および変形性能に及ぼす影響を把握し、損傷および修復の繰り返しが部材性能に及ぼす影響について検討した。

目的

- ・損傷と修復の繰り返しが RC 部材の部材性能に及ぼす影響の検討

実施項目

- ・損傷状態と修復行為をパラメータとして損傷と修復を繰り返した実大サイズの試験体を用いた正負交番載荷試験

4.2 実験概要

4.2.1 試験体の製作

破壊形態が曲げ破壊形態を有する鉄道橋の RC ラーメン高架橋の柱をモデル化した試験体（以下、無損傷試験体という）に、最大変位を指標として、予め正負交番載荷実験を行い、損傷を発生させ修復を行った後（以下、修復試験体という）、再度、正負交番載荷実験を行い、損傷を発生させ修復を行った（以下、再修復試験体という）。これらを用いて修復、再修復が部材性能に及ぼす影響およびその差異について検討を行った。表 4-1 に本実験の概要を示す。

無損傷試験体は、同一諸元の 3 体（1-N、2-N および 4-N）である。試験体名の第 1 項は試験体番号であり、第 2 項は、試験前に無損傷（N）であることを示している。各試験体の名称は 3 章と整合性を取ることにした。比較検討に用いた試験体も、3 章と整合性を取ることにし、同一諸元で同一変位の正負交番載荷を 1 回繰り返した 5-N 試験体と、3 回繰り返した 0-N 試験体を用いることにした。図 4-2 に 5-N と 0-N 試験体の荷重-変位関係を示す。

修復試験体は無損傷試験体を修復した試験体、再修復試験体は修復試験体を修復した試験体である。修復試験体は 1-M、2-M、4-R 試験体、再修復試験体は 1-MM、2-MM、4-RR 試験体である。試験体名の第 2 項と第 3 項は修復方法を示している。「M」は無収縮モルタルによる断面修復、「R」は樹脂モルタルによる断面修復を施した試験体である。例えば、1-M は 1-N 試験体を無収縮モルタルで断面修復した修復試験体であり、4-RR は 4-R 試験体を樹脂モルタルで断面修復した再修復試験体であることを意味する。

表 4-1 実験の概要

順序	項目	1-N	2-N	4-N
①	載荷 1 回目 (初期損傷試験体への載荷)・・・4.2.2			
	最大変位	3 δ_y : 75mm	6 δ_y : 150mm	6 δ_y : 150mm
	損傷状況	ひび割れ・はく離	軸方向鉄筋座屈	軸方向鉄筋座屈
②	修復 1 回目 (修復試験体の製作)・・・4.2.3			
	修復試験体	1-M	2-M	4-R
	施工方法	左官工法	型枠充填工法	型枠充填工法
	補修材料	注入材： セメントグラウト 断面修復材： 無修復モルタル	注入材： なし 断面修復材： 無収縮モルタル	注入材： エポキシ樹脂 断面修復材： 樹脂モルタル
③	載荷 2 回目 (修復試験体への載荷)・・・4.2.4			
	最大変位	5 δ_y : 125mm	6 δ_y : 150mm	6 δ_y : 150mm
	損傷状況	軸方向鉄筋座屈	軸方向鉄筋座屈	軸方向鉄筋座屈
④	修復 2 回目 (再修復試験体の製作)・・・4.2.5			
	再修復試験体	1-MM	2-MM	4-RR
	施工方法	型枠充填工法	型枠充填工法	型枠充填工法
	補修材料	注入材： セメントグラウト 断面修復材： 無収縮モルタル	注入材： セメントグラウト 断面修復材： 無収縮モルタル	注入材： エポキシ樹脂 断面修復材： 樹脂モルタル ^{※1}
⑤	載荷 3 回目 (再修復試験体への載荷)・・・4.2.6			
	最大変位	8 δ_y : 200mm	8 δ_y : 200mm	8 δ_y : 200mm

※1：4-RR は柱基部範囲のコンクリート部分を樹脂モルタルに全置換

※2：各試験体ともに載荷方法は同一変位 (1 δ_y : 25mm) の正負漸増の 1 回繰返し載荷、
載荷時の軸方向圧縮度は 3.87N/mm² (3138kN)

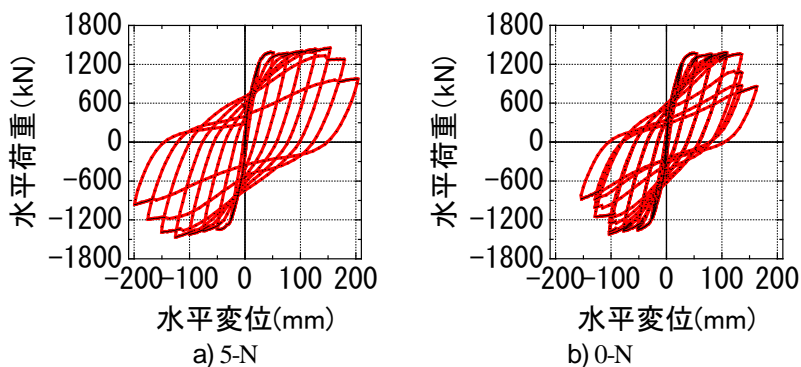


図 4-2 5-N と 0-N 試験体の荷重-変位関係

図 4-3 に無損傷試験体の諸元を示す。各試験体の諸元は同一である。断面形状は 900×900mm の正方形断面、せん断スパンを 3300mm (せん断スパン比は 4.02) とした。軸方向鉄筋には D32 を使用し、引張鉄筋比は 1.07% とした。帯鉄筋には D16 を使用し、柱基部より 1800mm の範囲は 200mm 間隔で中間帯鉄筋を配し、帯鉄筋比は 0.66% とした。それ以上の範囲は、帯鉄筋比を 0.44% とした。帯鉄筋の接合にはフレア溶接を用いた。表 4-2 に各試験体の配合表を示す。表 4-3 に鉄筋の材料試験結果を、表 4-4 にコンクリートの材料試験結果を示す。

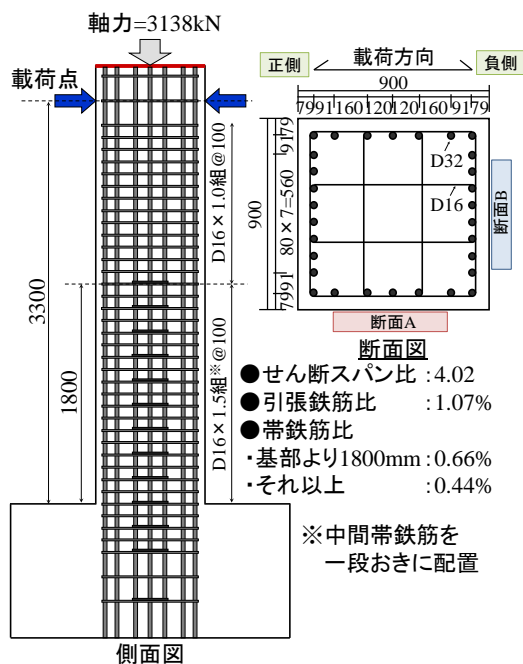


図 4-3 初期損傷試験体の諸元 (単位 mm)

表 4-2 コンクリートの配合表

試験体	W/C (%)	単位量(kg/m ³)				
		セメント	水	細骨材	粗骨材	AE 減水剤
1-N,2-N	56	296	166	786	1031	3.2
4-N	56	295	165	818	1010	3.0

表 4-3 鋼材の材料試験結果

試験体	軸方向鉄筋 (D32)		帯鉄筋 (D16)	
	f_{sy}	E_s	f_{sy}	E_s
1-N,2-N	370	195	377	196
4-N	371	198	364	195

※ f_{sy} : 引張降伏強度 (N/mm²) , E_s : ヤング係数 (kN/mm²)

4.2.2 荷重 1 回目 (無損傷試験体への荷重)

表 4-5 に無損傷試験体の荷重方法を示す。各試験体ともに、25mmを降伏変位 (δ_y) とした。それぞれの最大変位は、外観の状況から判断し、1-N試験体については軸方向鉄筋が座屈しない 75mm ($3\delta_y$)、2-N試験体と 4-N試験体については軸方向鉄筋の座屈が確認された変位 150mm ($6\delta_y$) とした。なお、各試験体の荷重方法が異なるのは、文献 20) 等で、本研究と同様に 5-N試験体と 0-N試験体を比較試験体として、荷重履歴が無損傷試験体の部材性能に及ぼす影響について別途検討したことによる。

軸圧縮応力度は 3.87N/mm^2 (軸力 3138kN) とした。これは、地震時の RC ラーメン高架橋柱に、軸力変動により生じる最大軸圧縮応力度程度を想定して設定したものである。

表 4-4 各試験体のコンクリート、断面修復材、ひび割れ注入材の材料試験結果

試験体	コンクリート			フーチング		断面修復材			ひび割れ注入材		
	f'_c	E_c	f_t	f'_c	E_c	f'_c	E_c	f_t	f'_c	E_c	f_t
1-N	39.7	28.5	3.03	36.2	26.9	—	—	—	—	—	—
2-N	34.7	27.7	3.06	32.8	27.0	—	—	—	—	—	—
4-N	40.6	29.1	3.06	41.1	30.4	—	—	—	—	—	—
1-M	39.6	27.7	—	37.9	27.1	45.5	21.6	2.80	23.3	6.4	1.06
2-M	36.3	27.5	—	36.0	27.7	55.9	20.8	3.67	—	—	—
4-R	42.4	28.9	—	41.5	28.6	33.3	4.8	6.14	49.2	1.7	15.8
1-MM	39.3	27.7	—	37.1	27.9	47.8	17.7	2.32	29.5	7.0	1.11
2-MM	38.3	28.3	—	35.3	26.7	53.4	21.4	3.87	33.3	8.0	1.35
4-RR	42.3	29.7	—	41.7	30.5	35.1	5.2	6.67	49.2	1.7	15.8

※ f'_c : 圧縮強度(N/mm²), f_t : 割裂引張強度(N/mm²), E_c : ヤング係数 (kN/mm²)

※1-M, 1-MM, 2-M, 2-MM 試験体の断面修復材は無収縮モルタル
(セメント, 砂, 水を 20 : 20 : 72 で配合)

※4-R, 4-RR 試験体の断面修復材は樹脂モルタル
(主剤と硬化剤を 2:1 で配合したエポキシ樹脂と珪砂を 1:3 で配合)

表 4-5 初期損傷試験体の最大変位と載荷方法²⁰⁾

試験体	最大変位	載荷方法
1-N	75mm (3 δ_y)	3→2→1→3→2→1→3→2→1 δ_y
2-N	150mm (6 δ_y)	6→5→4→3→2→1→6→5→4→3→2→1 →6→5→4→3→2→1 δ_y
4-N	150mm (6 δ_y)	1→2→3→1→2→3→1→2→3→4→4→4→5→6 δ_y
5-N	200mm (8 δ_y)	同一変位各 1 回繰返し (1 δ_y ずつ漸増)
0-N	160mm (6 δ_y)	同一変位各 3 回繰返し (1 δ_y ずつ漸増)

4.2.3 修復 1 回目 (修復試験体の製作)

表 4-6 に修復方法を示す。表内に断面修復材の使用量を置換率として示した。表 4-4 にコンクリート、断面修復材およびひび割れ注入材の材料試験結果を示す。

修復試験体は、残留変位が荷重・変位関係に及ぼす影響を避けるため、水平変位、および水平荷重をゼロに戻した状態で修復を施した。また、軸方向鉄筋の座屈により鉄筋がかぶり位置を越えていた場合や、施工上、断面修復材の充填性を確保する必要がある場合等は、断面を拡張することとした。ただし、柱基部から高さ 80mm の範囲は、断面の拡大による曲げ耐力の上昇を避けるために損傷前の断面と同一の寸法とした。軸方向鉄筋の曲げ戻し、緩んだ帯鉄筋の取替えは行わなかった。以下に各試験体の修復方法の詳細を示す。

a) 1-M 試験体の修復方法

浮きやはく離を生じたコンクリートのみを除去し、無収縮モルタルを用いて欠損部分の断面修復を施した。また、表面ひび割れ幅 0.2mm 以上の箇所にセメントグラウトによるひび割れ注入を施した。断面修復は、かぶり位置程度の欠損範囲であったため左官工法とした。

b) 2-M 試験体の修復方法

浮きやはく離を生じたコンクリートのみを除去した。その後、型枠を配し無収縮モルタルを用いて欠損部分の断面修復を施した。ひび割れ注入は施さなかった。

表 4-6 修復方法

修復試験体	1-M	2-M	4-R
断面修復材の種類	無収縮モルタル	無収縮モルタル	樹脂モルタル
施工方法	左官工法	型枠充填工法	型枠充填工法
断面修復材の置換率※1	6.9%	42.4%	34.5%
ひび割れ注入材	セメントグラウト	なし	エポキシ樹脂
注入量	0.7kg	—	0.8kg
軸方向鉄筋	—	曲戻しなし	曲戻しなし
帯鉄筋	—	取替なし	取替なし
図 4-3 の断面 A から観察した修復状況 (単位 mm)			
再修復試験体	1-MM	2-MM	4-RR
断面修復材の種類	無収縮モルタル	無収縮モルタル	樹脂モルタル
施工方法	型枠充填工法	型枠充填工法	型枠充填工法
断面修復材の置換率※1	20.8%	55.7%	100%
ひび割れ注入材	セメントグラウト	セメントグラウト	エポキシ樹脂
注入量	1.2kg	5.2kg※2	1.0kg
軸方向鉄筋	曲戻しなし	曲戻しなし 1本をエンクローズ アーク溶接	曲戻しなし
帯鉄筋	取替なし	取替なし	取替なし
図 4.2.1.2 の断面 A から観察した再修復状況 (単位 mm)			

※1：置換率 = $\frac{\text{断面修復材の使用量 (補修時に拡大した部分の断面修復材の容積は除く)}}{\text{基部から900mmの範囲の容積 (900 \times 900 \times 900\text{mm})}}$

※2：注入でロスした量の測定値がないため全使用量を示した

c) 4-R 試験体の修復方法

浮きやはく離を生じたコンクリートのみを除去し、型枠を配し樹脂モルタルを用いて欠損部分の断面修復を施した後、断面修復部以外の表面ひび割れ幅 0.1mm 以上の箇所へエポキシ樹脂によるひび割れ注入を行った。

4.2.4 荷重 2 回目（修復試験体への荷重）

荷重方法は、 $1\delta_y$ （25mm）の整数倍の正負 1 回繰返し漸増荷重とした。1-M 試験体の最大変位は $5\delta_y$ とした。2-M と 4-R 試験体は $6\delta_y$ とした。なお、荷重 2 回目終了時には、1-M 試験体において軸方向鉄筋の座屈が確認された。

4.2.5 修復 2 回目（再修復試験体の製作）

前述した修復試験体と同様に実施した。表 4-4 にコンクリート、断面修復材およびひび割れ注入材の材料試験結果を示す。以下に各試験体の修復 2 回目の詳細を示す。

a) 1-MM 試験体の修復方法

浮きやはく離を生じたコンクリートおよび断面修復材のみを除去した。その後、型枠を配し無収縮モルタルを用いて欠損部分の断面修復を施した。表面ひび割れ幅 0.2mm 以上の箇所にセメントグラウトによるひび割れ注入を施した。

b) 2-MM 試験体の修復方法

浮きやはく離を生じたコンクリートおよび断面修復材のみを除去した。軸方向鉄筋 1 本の破断が確認されたため、エンクローズアーク溶接を実施した。また、他の試験体と修復手順が異なり、ひび割れ注入後に断面修復を施した。すなわち、表面ひび割れ幅 0.2mm 以上の箇所にセメントグラウトによるひび割れ注入を施した。その後、型枠を配し無収縮モルタルを用いて欠損部分の断面修復を施した。

c) 4-RR 試験体の修復方法

はく落が生じている範囲のコンクリートすべてをはつり落とし、欠損部分の断面修復に樹脂モルタルを用いた。また、表面ひび割れ幅 0.1mm 以上の箇所にエポキシ樹脂によるひび割れ注入を行った。

4.2.6 荷重 3 回目（再修復試験体への荷重）

荷重方法は、 $1\delta_y$ （25mm）の整数倍の正負 1 回繰返し漸増荷重とした。1-MM、2-MM、4-RR 試験体すべて $8\delta_y$ まで荷重した。

4.3 実験結果

表 4-7 に各試験体の損傷過程を示す。1-M 試験体は $3\delta_y$ ではく離が生じ、 $5\delta_y$ ではく落、軸方向鉄筋の座屈が確認された。1-MM 試験体は、 $2\delta_y$ ではく離・はく落が確認された。2-M、2-MM 試験体は、 $2\delta_y$ ではく離、 $4\delta_y$ ではく落が確認された。4-R、4-RR 試験体は $4\delta_y$ ではく離が確認された。



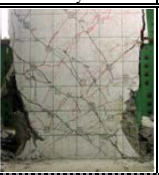
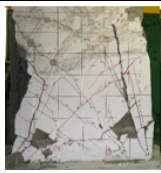









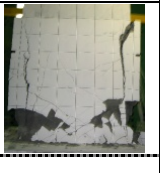
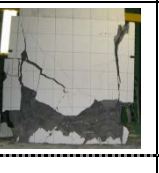



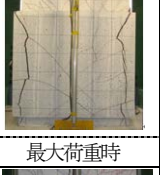
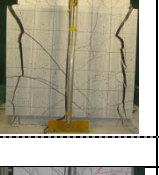
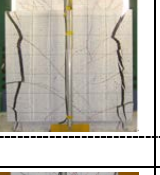



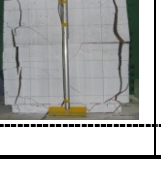
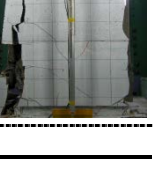
表 4-8 に $2\delta_y$ 時の柱基部荷重面の損傷状況を示す。無損傷試験体（4-N）は、荷重面が引張側の時に横方向のひび割れが発生した。無収縮モルタルで断面修復を施した 1-MM、2-MM 試験体は、荷重面が圧縮側の時に縦方向のひび割れが発生した。特に、1-MM 試験体は、断面幅上部付近にはく落が確認された。樹脂モルタルで断面修復した 4-RR 試験体は、他の試験体と異なりひび割れがほとんど確認されなかった。

図 4-4 に各試験体の荷重-変位関係を示す。なお、荷重-変位関係は、軸力による付加曲げモーメントに対する補正を行っている。参考として、1-N、2-N および 4-N 試験体の荷重-変位関係も示した。

図 4-5 に包絡線を示す。図には、同一諸元で同一変位を 1 回繰返しで荷重した 5-N 試験体も示した。

図 4-4 において、軸方向鉄筋の座屈がない程度の損傷を修復した 1-M 試験体は、図 4-2 に示す無損傷試験体の荷重-変位関係と同様に、紡錘型の復元力曲線の形状を示した。一方、軸方向鉄筋が座屈する

表 4-7 損傷過程 (図 4-3 の断面 A から観察)

試験体	修復前	$3\delta_y$	$4\delta_y$	$5\delta_y$	$6\delta_y$	$8\delta_y$
1-M (修復)	ひび割れ はく離				載荷なし	載荷なし
		最大荷重時				
1-MM (再修復)	軸方向 鉄筋座屈					
		最大荷重時				
2-M (修復)	軸方向 鉄筋座屈					載荷なし
		最大荷重時				
2-MM (再修復)	軸方向 鉄筋座屈					
		最大荷重時				
4-R (修復)	軸方向 鉄筋座屈					載荷なし
		最大荷重時				
4-RR (再修復)	軸方向 鉄筋座屈					
		最大荷重時				

程度の損傷を受けた他の試験体は、修復試験体、再修復試験体ともに、復元力曲線が最大荷重点以降において逆S字型の形状を示す傾向が見られた。これらのことから、復元力曲線の形状は、修復方法に関係なく、軸方向鉄筋の損傷程度の影響を受けるもの考える。

表 4-8 $2\delta_y$ 時の柱基部載荷面の損傷状況 (図 4-3 の断面Aから観察)

試験体	初期損傷試験体 (4-N)	1-MM	2-MM	4-RR
損傷状況				
断面修復材置換率	—	無収縮モルタル 20.8%	無収縮モルタル 55.7%	樹脂モルタル 100%

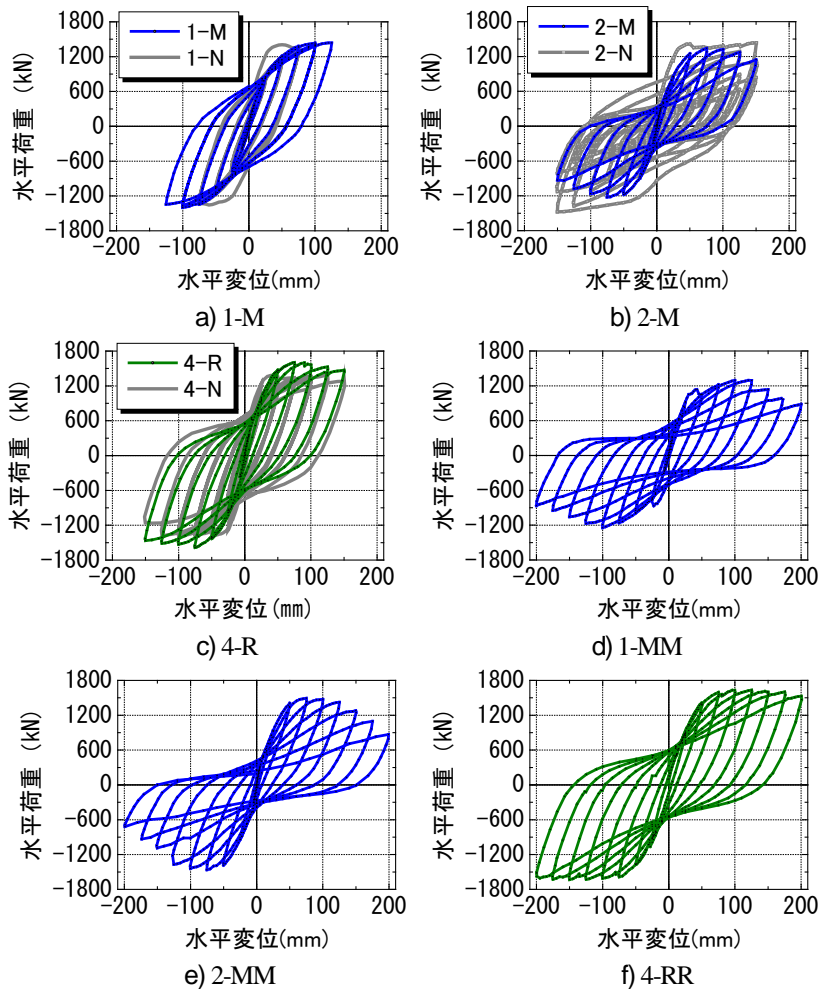


図 4-4 修復試験体と再修復試験体の荷重-変位関係

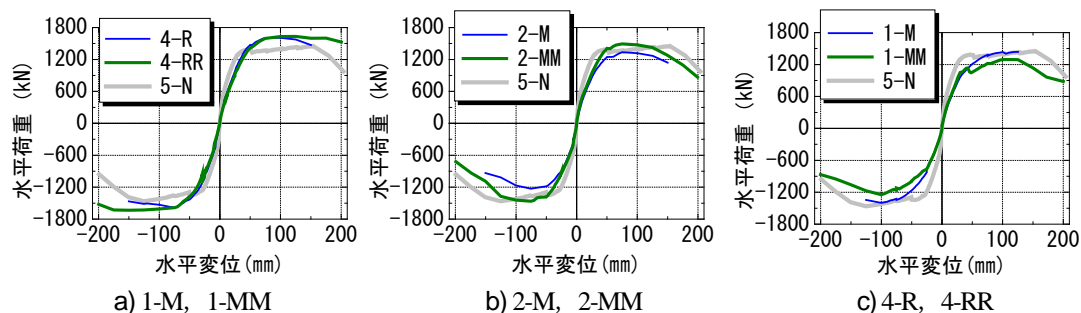


図4-5 修復試験体と再修復試験体の包絡線

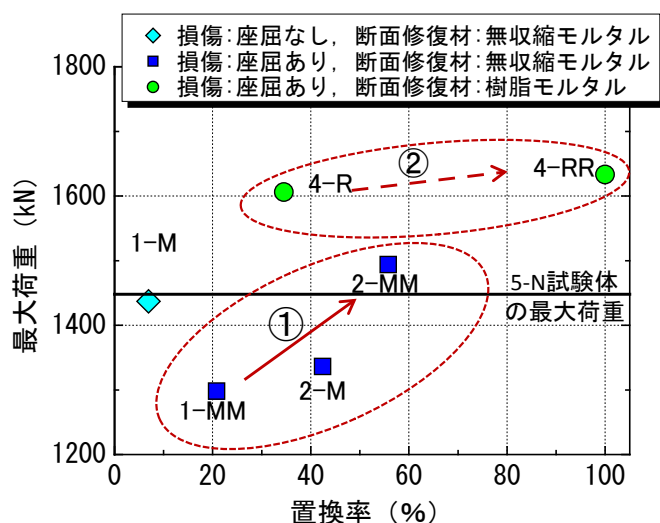


図4-6 最大荷重と置換率の関係

4.4 損傷と修復の繰返しが部材性能に及ぼす影響

4.4.1 最大荷重

図4-6に最大荷重と置換率（置換率とは、柱基部のコンクリートもしくは断面修復材の損傷程度を示すものであり、算出方法は表4-6に示している。）の関係を示す。

軸方向鉄筋が座屈しない程度の損傷を修復した1-M試験体は、かぶり程度を断面修復したため、置換率が10%以下である。最大荷重は5-N試験体とほぼ同等となった。このことから、軸方向鉄筋が座屈しない程度の損傷であれば、最大荷重は無損傷時と概ね同等となると考えることが出来る。

次に、軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を修復した試験体について検討した。無収縮モルタルによる断面修復（図内①）を施した場合は、5-N試験体の最大荷重を下回る試験体（1-MM、2-M試験体）が存在した。これは、5-N試験体よりも最大荷重時におけるはく離、はく落範囲が大きかったことや、コアコンクリートが載荷前に既に損傷を受けていたこと等に起因すると考える。また、置換率が増加に伴って最大荷重が増加したのは、断面修復材が軸方向鉄筋の裏側まで十分充填されたことによると考える。すなわち、表4-7や表4-8の2-MM試験体の柱基部の損傷状況に示すように、1-MM試験体と比べて、かぶり部分のひび割れが生じにくかったことや、柱基部付近に既に損傷を受けているコアコンクリートの割合が減少し、圧縮力をより負担したこと等によると考えられる。樹脂モルタルによる断面修復（図内②）を行った場合、4-R、4-RR試験体ともに5-N試験体以上の最大荷重となった。表

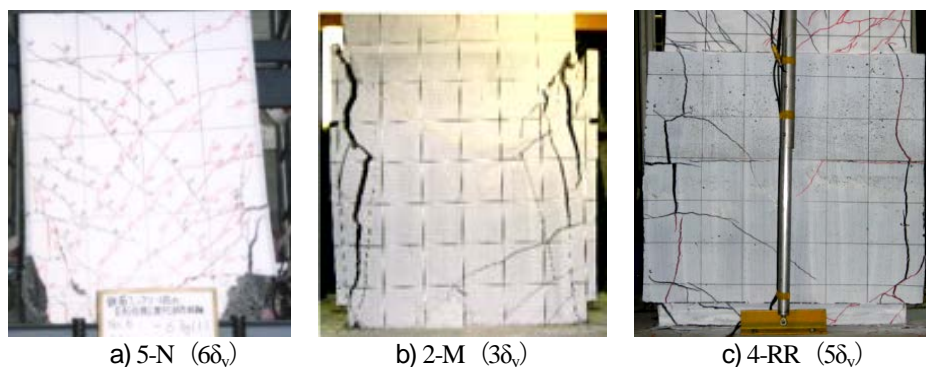


図 4-7 最大荷重時の柱基部の損傷状況 (図 4-3 の断面 A から観察)

4-4 に示すように、本実験に用いた樹脂モルタルは無収縮モルタルに比べ圧縮強度が小さいものの、引張強度が約 2 倍程度であるため、表 4-7 や表 4-8 に示すように、ひび割れやはく離が生じにくかったことや、樹脂系材料であるため応力-ひずみ関係がセメント系材料と異なること²¹⁾等に起因すると考えられる。

また、ひび割れ注入が最大荷重に及ぼす影響について検討した。図 4-6 の図内①より置換率の上昇に伴って最大荷重が増加しているが、これら試験体のセメントグラウトでひび割れ注入した試験体における注入時期は、1-MM は断面修復前、2-M は注入なし、2-MM は断面修復後でありそれぞれ異なっている。また、図 4-6 の図内②より最大荷重にほとんど差異がみられなかったが、エポキシ樹脂でひび割れ注入した試験体は、4-R、4-RR とともに断面修復後に注入を施している。後述する「4.4.4 剛性」における、降伏剛性程度ではひび割れ注入の影響が小さいという検討結果等も考慮すると、注入の有無や修復手順の相違が最大荷重に及ぼす影響は小さいと考える。

軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を受けた試験体は、図 4-7 に示すように、無損傷試験体 (5-N 試験体) と異なり、縦方向に発生したひび割れ箇所のはく離発生時に概ね最大荷重となったことから、断面修復材とコンクリートとの界面はく離や軸方向鉄筋と断面修復材の付着破壊時に最大荷重となったことが推測される。

4.4.2 最大荷重保持点

3 章において、修復した部材の変形性能を表す指標として「損傷度： D 」と「補修効果： R 」を提案した。損傷度 D とは、無損傷時の最大荷重保持点 (M 点) の変位 (部材角) に対する損傷度を表す指標である。すなわち、修復時または再修復時まで、無損傷時の M 点の部材角に相当する最大部材角を経験した場合は 1.0、 M 点以上の最大部材角を経験した場合には 1.0 以上となる。既往の文献²²⁾により M 点を超える部材角を経験すると、軸方向鉄筋の座屈が開始することが観察されており、 D が 1.0 以上の場合、軸方向鉄筋の座屈が生じていると考えることが出来る。

補修効果 R は、無損傷時に対する修復時、再修復時の補修効果を表す指標である。補修効果 R が 1.0 を下回る場合は、修復により無損傷時以下の変形性能であることを意味する。すなわち、 R が 1.0 であれば無損傷時の M 点と同一であり、 R が 1.0 を下回るとそれよりも小さくなることを意味する。これらを用いて、修復試験体、再修復試験体の補修効果について検討することとした。

式 (4-1) に損傷度 D を、式 (4-2) に補修効果 R を示す。

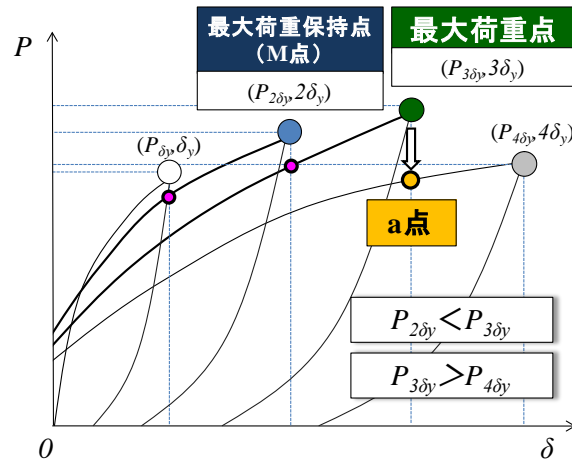


図4-8 最大荷重保持点 (M点) の設定方法 (図3-11の再掲)
(最大荷重点が $3\delta_y$ であったため、M点を $2\delta_y$ と設定した例)

$$D = \frac{E \theta_{\max} - N \theta_y}{N \theta_m - N \theta_y} \quad (4-1)$$

ここで、

D : 損傷度

$E\theta_{\max}$: 再修復までに経験した試験体の最大部材角
(rad)

$N\theta_m$: 無損傷試験体のM点の部材角 (rad)

$N\theta_y$: 無損傷試験体の降伏部材角 (rad)

$$R = \frac{R \theta_m - N \theta_y}{N \theta_m - N \theta_y} \quad (4-2)$$

ここで、

R : 補修効果

$R\theta_m$: 再修復試験体のM点の部材角 (rad)
(最大荷重を経験した $1\delta_y$ 前の部材角)

$N\theta_m$: 無損傷試験体のM点の部材角 (rad)

(本検討では同一諸元で同一変位を3回繰り返した0-N試験体のM点の部材角)

$N\theta_y$: 無損傷試験体の降伏部材角 (rad)

図4-8に最大荷重保持点 (M点) の設定方法を示す。図はM点を $2\delta_y$ ($2\theta_y$) とする場合の例を示している。本実験の修復試験体、再修復試験体の荷重方法は同一変位の繰返しを1回としている。そのため、図4-2のb)の同一変位を3回繰返し荷重した0-N試験体のように、軸方向鉄筋の座屈の発生および進行に伴って荷重が低下せず、明確に最大荷重保持点が現れないと考えられる。しかしながら、1回の繰返し荷重であっても、経験した最大変位からさらに大きな変位を荷重する際の、経験した最大変位荷重時の荷重-変位点を検討することにより、荷重低下の発生の有無は概ね推定できると考える。すなわち、最大荷重点の変位よりも $1\delta_y$ 大きな変位を荷重する際に、図内のa点 (最大荷重点と同一変

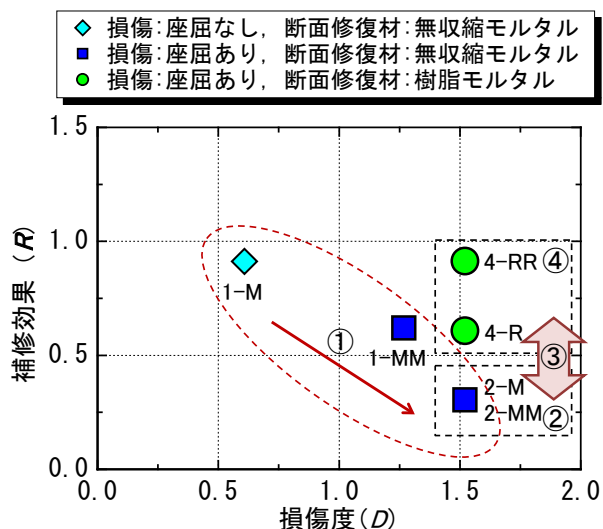


図4-9 損傷度 (D) と補修効果 (R) の関係

位時の荷重) が顕著に小さくなっていることに着目した。具体的には、最大荷重点において同一変位の繰返し荷重による荷重低下が生じると推定し、最大荷重点よりも $1\delta_y$ 小さい変位を修復試験体と再修復試験体の最大荷重保持点とした。これは、無損傷試験体の荷重実験においても、最大荷重点の同一変位での繰返し荷重によって荷重低下を引き起こし、最大荷重点と最大荷重保持点が一致しない場合もあることから、図4-8に示す設定方法によって得られる最大荷重保持点は、繰返し回数に依存せずに、座屈の発生がない、または座屈の進行がないことを保証する安全側の最大変位であると考えられる。なお、図4-4において、最大荷重点以前の復元力曲線には顕著な逆S字型の傾向が見られなかったこと、最大荷重点で急激に荷重が増加しなかったこと等からも、最大荷重点以前には座屈の進行がないと考えられる。これらを考慮して、最大荷重保持点 (M 点) を設定した。

図4-9に損傷度 D と補修効果 R の関係を示す。最初に、損傷度 (D) の相違が補修効果に及ぼす影響について検討した。検討には、無収縮モルタルによる断面修復を行った1-M、1-MM、2-M、2-MM試験体を用いた。損傷度 (D) が増加する (図内①) と補修効果 (R) は低下した。また、損傷度が同一 (図内②) において、補修効果 (R) は変わらなかった。これらのことから、補修効果 (R) は損傷度 (D) に依存すると考える。なお、本検討結果は、修復前の軸方向鉄筋の損傷程度が修復後の部材性能を決定する重要な指標であるとした、3章と同様の結果であった。

次に、修復方法の相違が補修効果に及ぼす影響について検討した。損傷度 (D) が同一で、断面修復材として無収縮モルタルを用いた2-M、2-MM試験体と、樹脂モルタルを用いた4-R、4-RR試験体を比較した。その結果、4-Rと4-RR試験体は2-M、2-MM試験体よりも補修効果 (R) が大きくなった (図内③)。これは、「4.4.1 最大荷重」において述べたように、樹脂モルタルの引張強度が無収縮モルタルやコンクリートよりも大きいこと等により、断面修復材のはく離が生じにくかったことに起因すると考える。なお、4-Rと4-RR試験体は (図内④) は、損傷度 (D) が同一で補修効果 (R) が増加した。これは、柱基部付近を、強制的にはつり出し樹脂モルタルを全置換した4-RR試験体は、軸方向鉄筋の裏側程度までの置換であった4-R試験体よりもはく離が生じにくかったことや、4-RR試験体は柱基部を全置換したことによりひび割れが無いが、4-R試験体は損傷した範囲の断面修復により修復前に損傷を受けたコアコンクリートが存在したこと等で、荷重前のコアコンクリートの損傷状

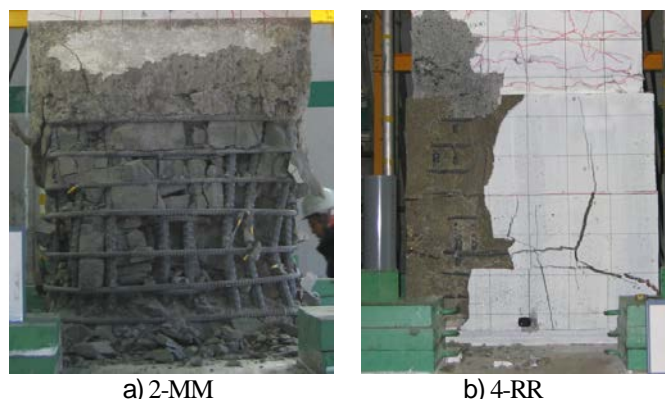


図 4-10 8 δ_y 時の柱基部の損傷状況 (図 4-3 の断面Aから観察)

態が異なること等に起因すると考える。

以上より、最大荷重保持点 (M 点) の変位に対する損傷度を表す指標である損傷度 D と、補修効果を表す指標である補修効果 R により、修復試験体と再修復試験体の最大荷重保持点に関する検討を行った結果、修復試験体、再修復試験体ともに、その最大荷重保持点は、経験した最大部材角や修復方法の影響を受けることが分かった。

4.4.3 最大荷重保持点以降の荷重低下

図 4-5 の包絡線に示すように、樹脂モルタルによる断面修復を施した 4-R と 4-RR 試験体の最大荷重保持点以降の荷重低下は、無収縮モルタルによる断面修復を用いた 1-MM, 2-M, 2-MM 試験体よりも緩やかであった。樹脂モルタルの引張強度は無収縮モルタルよりも大きい (表 4-4) こと等により、図 4-10 に示すように、断面修復材のはく離、はく落が生じにくく、軸方向鉄筋の座屈の進行が抑制されたことに起因すると考えられる。

4.4.4 剛性

表 4-9 に、各試験体の 5-N 試験体に対するひび割れ剛性比、降伏剛性比を示す。なお、ここでいうひび割れ剛性は、同一諸元で同一変位 1 回繰返し载荷を行った 5-N 試験体の、柱基部ひび割れ発生時の水平変位 (1.6mm) における荷重-変位点と原点を結んだ割線剛性である。また、降伏剛性は、ひび割れ剛性と同様に、5-N 試験体の降伏変位であり、各試験体の 1 δ_y である 25mm 時における荷重-変位点と原点を結んだ割線剛性である。ひび割れ剛性と降伏剛性は、修復試験体、再修復試験体ともに同一諸元で同一変位 1 回繰返し载荷を行った 5-N 試験体の値を下回った。

図 4-11 に、各試験体の柱基部ひび割れ発生時 (1.6mm) から 1 δ_y までの 5-N 試験体との割線剛性比を示す。ひび割れ注入を施さなかった 2-M 試験体と、注入した他の試験体の割線剛性は、水平変位が増加するにつれてその差異が小さくなっている。このことから、ひび割れ注入が降伏剛性程度ではほとんど影響がないと考えられる。また、軸方向鉄筋の座屈がない程度の損傷を受けた 1-M 試験体よりも、軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を受けた他の試験体のほうが、ひび割れ剛性、降伏剛性ともに大きくなる傾向が見られた。この原因として、1-M 試験体は他の試験体と異なり左官工法を用いて断面修復を施したこと (表 4-6) が考えられる。左官工法は断面修復材と既設コンクリートとの付着力は界面の湿潤状態の影響をより受けやすい²³⁾と考えられるため、本試験において一体性が十分に確保

表 4-9 5-N 試験体とのひび割れ剛性比・降伏剛性比

試験体	ひび割れ注入材	注入量 (kg)	ひび割れ剛性比 (%)	降伏剛性比 (%)
1-M	セメント	0.7	54.4	70.8
1-MM	グラウト	1.2	59.2	76.3
2-M	なし	—	47.0	71.3
2-MM	セメント グラウト	5.2 ^{※1}	57.4	75.8
4-R	エポキシ樹脂	0.8	54.2	81.9
4-RR		1.0	59.0	74.0

※1：注入でロスした量の測定値がないため全使用量を示した

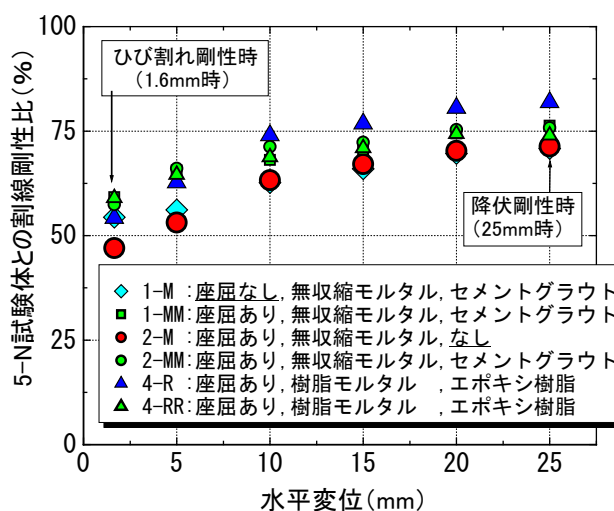


図 4-11 5-N 試験体との割線剛性比

できなかった可能性も推測される。また、1-M以外の試験体は、軸方向鉄筋の座屈に伴って、表 4-6 に示すように、修復により柱基部断面が増加したことに起因すると考える。

なお、柱基部断面が増加した 1-M 以外の試験体は、断面増加分の剛性向上が見られなかった。（例えば、2-MM 試験体は 1-M 試験体との断面高さ比が 113%、断面 2 次モーメント比が 144% となるにも関わらず、1-M 試験体とのひび割れ剛性比が 106%、降伏剛性比が 107% に留まった。）これは、修復前、再修復前の損傷程度の影響を受けているためであると推測される。

次に、修復部材の回復程度の把握という観点から、各試験体の降伏剛性を基準試験体である 5-N 試験体の降伏剛性と除荷剛性とで比較した。図 4-12 に検討結果を示す。図の 5-N 試験体の除荷剛性と横軸=1.0（各試験体の剛性/5-N 試験体の降伏剛性=1.0）の間に各試験体の値が示された。

最初に、セメント系の剛性について検討した。基部の拡幅がなく、置換率が 7% 程度であった 1-M 試験体の降伏剛性は除荷剛性と殆ど変化が見られなかった。このことは、修復行為が剛性の回復に寄与していないことを意味する。それ以外の試験体は除荷剛性よりも増加しており、修復行為がある程度の剛性回復に寄与したといえる。すなわち、修復試験体の降伏剛性は、基部の修復材の割合の増加や基部の拡幅等の断面の幾何学的な形状変化を受けているものと考えられる。次に、修復前に経験した最大変位が同一であった 2-M 試験体（置換率 40% 程度）と 2-MM 試験体（置換率 55% 程度）を比較すると、2-MM の方が剛性比で 10% 程度大きくなった。これは、置換率の増加だけではなく、2-M 試験

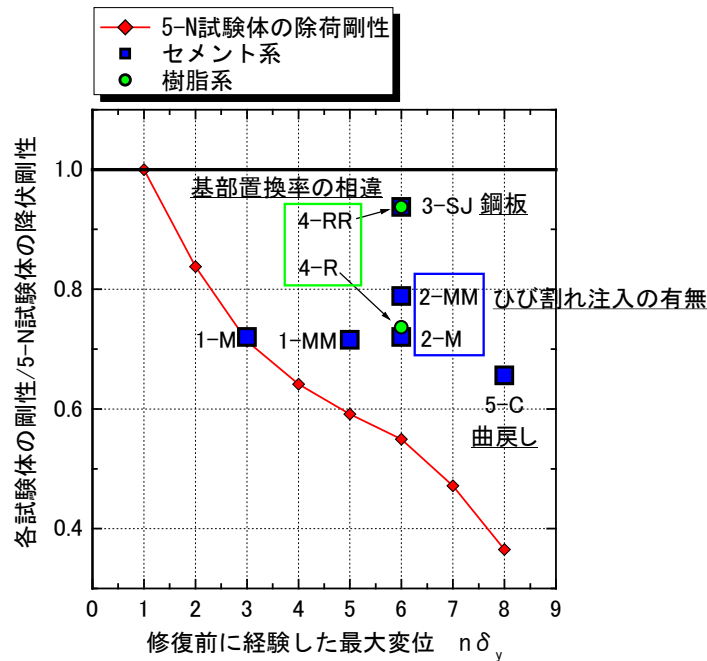
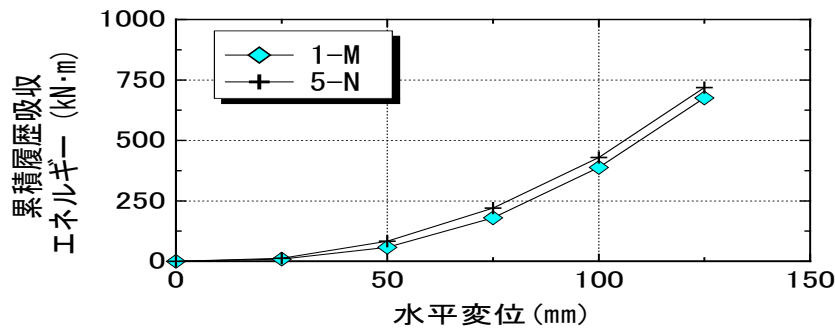


図 4-12 降伏剛性/無損傷試験体の除荷剛性と修復前に経験した最大変位の関係

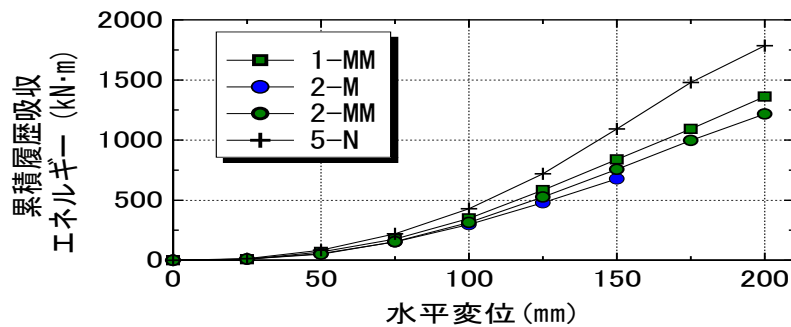
体よりもコンクリートの損傷が進んだことで、よりひび割れ注入が可能になった影響もあると推測される。しかしながら、図 4-11 も考慮すると、ひび割れ注入が剛性回復に大きく寄与するとは考えられない。鋼板の有無での比較が可能なセメント系の 2-MM 試験体と 3-SJ 試験体を比較すると、3-SJ が大きく回復していることから鋼板が剛性に寄与したことが推測される。

樹脂系の 4-R と 4-RR の剛性について検討した、4-RR は基部を全置換している。4-R 表面から基部の湾曲した軸方向鉄筋の裏側まで（置換率 35%程度）を樹脂モルタルで置換し、4-RR は基部を全置換した。その相違により、引張力に対する湾曲した軸方向鉄筋の軸方向の変形をより抑制し、引張力をより負担したことで剛性が増加したことが推測される。このことは曲げ戻した 5-C 試験体の剛性がある程度回復したことと同様のメカニズムであると考えられる。すなわち、曲げ戻しにより軸方向鉄筋の湾曲をある程度解消したことで、軸方向鉄筋が引張力をより負担したことが推測される。しかしながら、すべての試験体において、無損傷時のお試験体（5-N 試験体）の降伏剛性まで回復することはなかった。以上より、検討した試験体数は少ないものの、各試験体の降伏剛性を無損傷試験体の除荷剛性と降伏剛性と比較することで、修復前の損傷程度および修復方法が剛性の回復に寄与するメカニズム等についてある程度推測することが出来た。

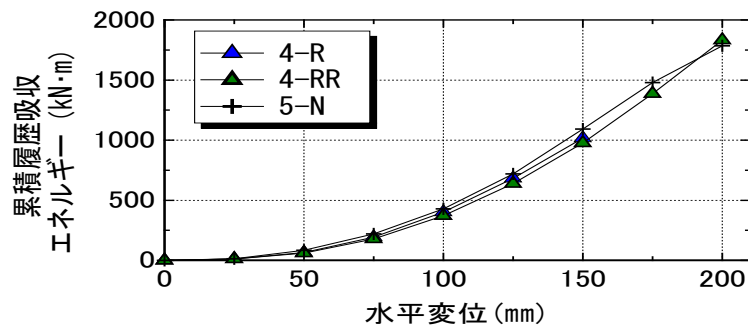
さて、鉄道構造物として一般的な RC ラーメン高架橋は、柱に損傷が集中するように設計されており、柱が損傷を受けて修復した場合、本検討結果のように、柱の剛性（なお、ここでいう剛性は無損傷時の降伏変位時の荷重-変位点から得られる剛性とする。）が低下することが予想される。これにより、構造物の等価固有周期が変化し、構造物の地震応答に影響を及ぼす^{9), 24)}ことが予想されることから、柱の剛性の変化を把握することは、損傷を受けて修復した柱を有する構造物の耐震性能を評価する上で重要な事項であると考えられる。これらについては、5 章以降で検討することとする。



a) 1-M
(断面修復材：無収縮モルタル)



b) 1-MM, 2-M, 2-MM
(断面修復材：無収縮モルタル)



c) 4-R, 4-RR

(断面修復材：樹脂モルタル)

図4-13 累積履歴吸収エネルギー

4.4.5 累積履歴吸収エネルギー

図4-13に各試験体の累積履歴吸収エネルギーを示す。軸方向鉄筋の座屈がない程度の損傷を受けた1-M試験体は、同一諸元で同一変位1回繰返し载荷を行った5-N試験体とほとんど差異はなかった(図a)。一方、軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を受けた試験体においては、断面修復材として無収縮モルタルを用いた1-MM, 2-M, 2-MM試験体は、5-N試験体を下回った(図b)。これは、最大荷重が異なったことに加え、図4-4に示すように、復元力曲線が逆S字型になったことに起因すると考える。断面修復材として樹脂モルタルを用いた4-R, 4-RR試験体は、5-N試験体とほとんど差異はなかった(図c)。これは、図4-4に示すように、断面修復材として樹脂モルタルを用いた場合、最大荷重以降の荷重の低下割合が小さく、復元力曲線が逆S字型になったことによる部材のエネルギー吸収能力の低下を補ったことに起因する。これらのことから、軸方向鉄筋の座屈がない程度の損傷で

あれば、断面修復により無損傷時のエネルギー吸収能力とほぼ同等となるが、軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を修復する場合、エネルギー吸収能力は修復方法の影響を受け、樹脂モルタルによる断面修復を行った場合には、その能力の低下がほとんど見られないが、無収縮モルタルによる断面修復を行った場合には、その能力が低下することが分かった。

4.4.6 再修復部材の性能に及ぼす影響

4.4.1~4.4.5 までの検討結果から、修復部材と再修復部材で、部材性能の相違は見出すことは出来なかった。すなわち、再修復後（2回目の修復後）の部材性能は修復後（1回目の修復後）と同様の傾向を示し、再修復前の軸方向鉄筋の損傷程度および修復方法の影響を受けることが分かった。また、修復部材、再修復部材の性能は、損傷程度や修復方法の影響を受けて、最大荷重保持点、剛性、エネルギー吸収能力等が無損傷試験体の性能から変化すること。適切な修復方法を施せば損傷前の性能から大きく低下しないこと等が分かった。以上より、修復後と再修復後の部材性能は、同様の指標で評価できると考える。

4.5 本章で得られた結論

本章で得られた結論を要約して以下に示す。

- (1) 復元力曲線の形状は、修復方法に関係なく、軸方向鉄筋の損傷程度の影響を受ける。座屈しない程度の損傷を修復した場合には紡錘型の履歴形状を示すが、座屈する程度の損傷を修復した場合には、逆S字型の履歴形状を示す。
- (2) 最大荷重は、柱基部付近の置換割合や修復方法の影響を受ける。軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を受けた場合でも、断面修復材として無収縮モルタルを用いた場合、鉄筋の裏側まで十分充填すれば無損傷時と同等程度となる。樹脂モルタルを用いた場合、軸方向鉄筋に沿ったはく離が発生した時点が概ね最大荷重となる。
- (3) 最大荷重保持点は、経験した最大応答部材角や修復方法に依存し、軸方向鉄筋が座屈した場合最大荷重保持点は低下するが、修復方法や断面修復材の置換率によりその程度は異なる。
- (4) 最大荷重保持点以降の荷重低下は、軸方向鉄筋の損傷程度や修復方法の影響を受ける。断面修復材に樹脂モルタルを用いた場合、荷重低下は無損傷時および無収縮モルタルを用いた場合よりも緩やかになる。
- (5) 剛性は、ひび割れ注入材の影響をあまり受けず、柱基部付近の断面拡幅の影響や、修復、再修復前の損傷程度の影響を受ける。
- (6) エネルギー吸収能力は、軸方向鉄筋の座屈がない程度の損傷であれば、無損傷時の能力とほぼ同等となるが、軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を修復した場合は修復方法の影響を受ける。樹脂モルタルで断面修復を行った場合、無損傷時の能力からほとんど低下しないが、無収縮モルタルで断面修復を行った場合、無損傷時の能力よりも低下する。
- (7) 再修復後の部材性能は修復後と同様の傾向を示し、修復前の軸方向鉄筋の損傷程度および修復の方法に影響される。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書・耐震設計編 [2007年制定], 2007.3
- 2) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計), 丸善, 1999.10
- 3) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物), 丸善, 2004.4
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 丸善, 2002.3
- 5) 土木学会：コンクリート構造物の耐震性能照査技術－現状と将来展望－, コンクリート技術シリーズ 48, 2002.12
- 6) 日本コンクリート工学協会：被災構造物の補修補強後の耐力変形性状研究委員会報告書, 2005.3
- 7) 土木学会：地震作用に対するコンクリート構造物の性能照査型設計－設計と照査の現状と将来展望－, コンクリート技術シリーズ 67, 2005.9
- 8) 日本コンクリート工学協会：被災構造物の復旧性能評価研究委員会報告書, 2007.8
- 9) 石橋忠良, 加藤勝美：中層梁の地震被害と復旧について, 構造物設計資料, No.67, pp.15-20, 1981.9
- 10) 佐藤勉, 渡辺忠朋, 西川佳祐, 市川篤司：兵庫県南部地震で被災した RC 柱の鋼板巻き補強効果, 第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.1-6, 1995.11
- 11) 稲熊弘, 関雅樹：大損傷を受けた RC 柱のエポキシ樹脂モルタルによる補修効果確認実験, 土木学会第 58 回年次学術講演会, V-344, 2003.9
- 12) 稲熊弘, 関雅樹：損傷レベル 4 の大変形領域まで損傷させた鉄道高架橋 RC 柱の補修効果に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.51A, pp.769-780, 2005.3
- 13) 海原卓也, 石橋忠良, 松田芳範, 小林薫：大変形領域の交番載荷荷重により損傷した高じん性 RC 柱の補修効果に関する試験結果, 第2回「耐震補強・補修技術, 耐震診断技術に関するシンポジウム」講演論文集, 土木学会, No.2, pp.71-78, 1998.7
- 14) 渡邊一悟, 池田憲二, 岸徳光, 長谷川正：エポキシ樹脂注入補修を施した RC 橋脚の補修効果に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.26, No.2, pp.1723-1728, 2004.7
- 15) 渡邊一悟, 畑山朗, 岸徳光, 長谷川正：正負交番載荷を行った RC 橋脚の補修効果に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.25, No.2, pp.1903-1908, 2003.7
- 16) 滝本和志, 吉武謙二：損傷を受けた RC 柱の応急復旧を想定した補修効果に関する実験的研究, 土木学会第 62 回年次大会講演会講演概要集, 5-168, PP.335-336, 2007.9
- 17) 土木学会：2003 年に発生した地震によるコンクリート構造物の被害分析, コンクリートライブラリー 114 号, 2004.11
- 18) 水野光靖, 野澤伸一郎：鉄道施設の被害と復旧, 土木学会誌, Vol.96, No.7, pp.13-16, 2011.7
- 19) 土木学会：鉄筋コンクリート構造物の設計システム－Back to the Future－, コンクリート技術シリーズ 95, 2011.5
- 20) 仁平達也, 谷村幸裕, 岡本大, 田所敏弥：RC 高架橋柱における載荷履歴が変形性能に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.27, No.2, pp.943-948, 2005.7
- 21) 田中浩一：樹脂モルタルを塑性ヒンジ部に用いた橋脚の曲げ挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.29, No.3, pp.151-156, 2007.7
- 22) 渡辺忠朋, 谷村幸裕, 瀧口将志, 佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法, 土木学会論文集, No.683, V-52, pp.31~45, 2001.8.
- 23) 阿部宏, 伊藤正憲, 楠本秀樹, 平田隆祥：湿式吹付け工法によるポリマーセメントモルタルの付着に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.26, No.1, pp.1767-1772, 2004.7

- 24) 松枝修平, 田所敏弥, 岡本大, 谷村幸裕 : 損傷を受けた鋼板巻き立て補強 RC 柱の補修効果に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.32, No.2, pp.1021-1025, 2010.7

5 章 修復した RC 部材の部材性能モデルの検討

5.1 本章の概要

3章において、損傷と修復がRC部材の部材性能に及ぼす影響について検討し、修復部材の最大荷重保持点は修復前の損傷状態、特に、軸方向鉄筋の座屈の有無の影響を受けること等を明らかにした。また、修復部材を解析的に検討する手法として、材料履歴情報を継承する解析方法（イニシャルラン&セカンドラン）を提案し、その妥当性を検討した。4章において、修復部材と再修復部材の性能は同一の指標（損傷度 D と補修効果 R ）で比較できることを確認し、損傷と修復の繰返しそのものが性能に影響を与えないこと等を明らかにした。また、修復部材、再修復部材の剛性は回復せず修復前の損傷程度や修復方法の影響を受けることを明らかにした。

これら前章までに実施してきた項目は、修復部材は新設部材と同一の性能を有することはなく、修復前の損傷状況や補修方法の影響を受けること明らかにするものであった。修復部材の性能を表現する方法として、3章に示したファイバーモデルによる検討も考えられる。材料履歴を考慮する方法は今後さらに発展すると考えるが、現状の設計法とのギャップがあるのも事実である。修復部材の性能に関する知見を実務上に反映するためには、やはり、新設の設計法をベースにした新たな性能評価式を提案する必要があると考える。

現状において、新設構造物の設計のほとんどは、渡邊らが提案した変形式¹⁾を用いた線材（はりーばね）モデルによる応答解析により照査を実施している。仮に、新設の設計法をベースにした新たな修復したRC部材のはりーばねモデルを構築すれば、現状の手法を踏襲することが出来、修復部材、再修復部材等の力学的な影響による性能の変化を表現することが出来る。これに加え、化学的な影響（例えば、鋼材腐食）による性能低下を考慮するモデルを構築することが出来れば、力学的な影響と化学的な影響の両方を考慮することが出来ることとなる。これらは、時間軸を考慮した性能設計を可能にし、既設、新設を問わない、新しい統一的な設計法の提案が可能になることを意味し、コンクリート工学の革新に繋がるものとする。

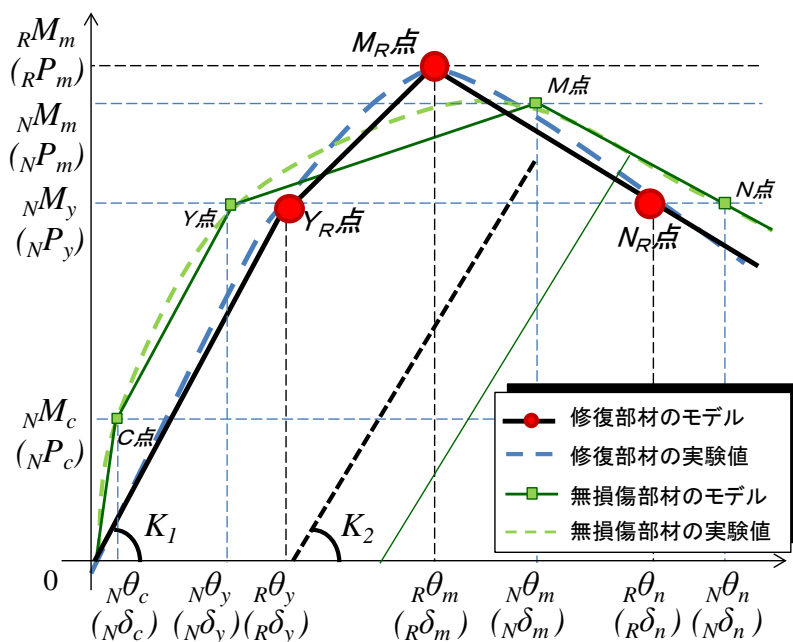
本章では、これらを考慮して修復したRC部材の部材性能モデルを構築することとした。しかしながら、3章と4章のデータだけでは不十分であるとする。そこで、既往の文献を加えた試験体のデータを用いて、修復したRC部材の部材性能モデルの検討を行った。

目的

- ・修復した RC 部材の部材性能モデルの構築

実施項目

- ・3章と4章のデータおよび既往の文献を加えた計27体の試験体による部材性能（骨格曲線、最大荷重、最大荷重保持点、降伏剛性、最大荷重保持点以降の荷重低下、および履歴モデル等）の検討
- ・現行の新設部材の変形性能式をベースとした変形性能式の検討



- ・初期剛性 (5.2.2, 5.2.4)
- ・最大荷重保持点 (5.2.3, 5.2.4),
- ・降伏荷重を保持できる最大変位 (5.2.5)
- ・履歴曲線 (5.2.6)

図5-1 修復部材の部材性能モデルの検討項目

5.2 修復したRC部材の部材性能モデルの検討

5.2.1 検討概要

修復後の構造物の耐震性を評価するためには、修復したRC部材の性能を評価することが必要となる。修復したRC部材の性能については、3章では、既に非線形有限要素解析法によって、RC部材の応答履歴を考慮して、修復材料の力学特性を用いることで、評価できる可能性を明らかにしている。しかし、前述したように、通常の構造物は、非線形特性について線材モデルを用いて評価する手法が一般的であり、修復したRC部材の力学特性を線材モデルで表現することが可能となれば、簡易に修復RC構造物の耐震性を評価することが可能となり有益であると考えられる。そこで、本章では、修復したRC部材と再修復したRC部材の非線形特性を、線材モデルを用いて検討することとした。修復したRC部材の非線形特性は、部材の損傷状態を考慮した非線形特性を表す手法¹⁾を基本とすることとした。この手法は、鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）（以下、耐震標準という）²⁾に用いられているものであり、土木学会コンクリート標準示方書設計編に規定されるRC部材の非線形特性の基になっている手法であり、新設RC部材の損傷状態と非線形特性を一定の精度で推定出来る手法である。以下では、再修復したRC部材も修復したRC部材と同様な方法で性能評価できるとした、4章の知見を考慮し、再修復を含めた修復したRC部材を「修復部材」、損傷を受けていない部材を「無損傷部材」と定義する。

図5-1に修復部材の部材性能モデルに関する検討項目を示す。検討項目は、初期剛性 (K_I) と最大荷重保持点 (M_R 点)、最大荷重保持点 (M_R 点) 以降の荷重低下および履歴曲線の4つとした。これらについて、表5-1と表5-2に示す既往の文献^{3)~7)}も用いて計27体で検討した。

表 5-1 修復 RC 部材の部材性能モデルの検討に用いた試験体

No.	文献		$\frac{E\theta_{max}}{N\theta_y}$	軸方向鉄筋の損傷程度	修復方法	断面修復材料	断面修復工法	ジャケットの有無	基部拡幅	
	番号	試験体								
1	3章	1-M	3	座屈なし	断面修復	無収縮モルタル	左官	—	なし	
1-2	4章	1-MM	5	座屈軽微			—			
2	3章	2-M	6	座屈			—			
2-2	4章	2-MM	6				—			
3	3章	3-SJ	6				型枠充填	鋼板巻き(厚さ 6mm)		
4	3章	4-R	6			—				
4-2	4章	4-RR	6			樹脂モルタル	—			
5	3章	5-C	8	コンクリート		※塑性ヒンジ領域全置換				
6	3)	2.0-R-3	3	座屈なし		注入	—	—		—
7	3)	2.0-R-5	5	—		—	—	—		—
8	3)	2.0-M-5	5	座屈軽微		断面修復	無収縮モルタル	型枠充填		—
9	3)	2.0-M-7	7	—	—	—	—	—		
10	4)	4.0-R-4	4	座屈なし	注入	—	—	—		
11	4)	4.0-R-6	6	—	—	—	—	—		
12	5)	C1R	6.89	座屈	断面修復	樹脂モルタル	左官	—	あり	
13	5)	C2R	8.01					—		
14	5)	C3R	6.94					—		
15	5)	C4R	6.93			ポリマーセメントモルタル	—			
16	5)	C5R	6.97			無収縮モルタル	型枠充填	ポリエステルシート巻き(厚さ 4mm)		
17	5)	C6R	5.99			樹脂モルタル	—			
18	5)	C7R	6.58			—				
19	6)	A-1	5.02			ポリマーセメントモルタル	左官	アラミド繊維シート巻き(2層巻き)		
20	6)	A-4	7.89			—	—	—		
21	7)	HD-A1	10.63			樹脂モルタル	型枠充填	—		なし
22	7)	HD-A2	10.92			無収縮セメント		—		
23	7)	HD-A3	12.70	ポリマーセメントモルタル	—	あり				
24	7)	HD-A4	15.13	無収縮モルタル	—					

※H：無損傷時の断面高さ，B：無損傷時の断面幅，
 H_R：修復時の塑性ヒンジ部の断面高さ，B_R：修復時の塑性ヒンジ部の断面幅
 ※No.6 と No.7, No.10 と No.11 は注入のみであるため，式(4)のI_R はI_Nと同一であるとした。
 ※No.8, No.9, No.12~No.18 は塑性ヒンジ部の置換率^{13),14)}が不明であるため，
 断面修復材は軸方向鉄筋の裏側まで置換されているとした

5.2.2 初期剛性 (K_I) の検討

a) 検討方法の概要

3章や4章の実験結果より，修復部材の剛性には，無損傷部材におけるひび割れ発生後のように，大きな変化が確認されなかった．そこで，図 5-1 に示すように，修復部材の初期剛性 (K_I) を，原点と無損傷時の降伏荷重点 (Y点) と同一荷重点 (Y_R点) とを結ぶ割線で定義することとした．Y_R 点の部材角 (θ_y) は，無損傷時¹⁾と同様に，式 (5-1) に示すように，く体変形による部材角 (θ_o) と部材接合部からの軸方向鉄筋の伸出しによる部材端部の回転角 (θ_{yI}) の和により算定するとした (図 5-2)．

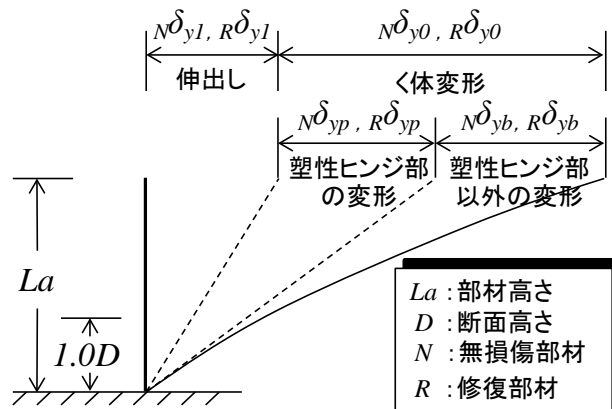
図 5-2 Y点, Y_R点の部材角の分類

表 5-2 修復 RC 部材の部材性能モデルの検討に用いた試験体

No.	文献		H	B	H _R	B _R
	番号	試験体				
1	3章	1-M	900	900	900	900
1-2	4章	1-MM	900	900	900	900
2	3章	2-M	900	900	1000	900
2-2	4章	2-MM	900	900	1015	900
3	3章	3-SJ	900	900	1010	960
4	3章	4-R	900	900	980	970
4-2	4章	4-RR	900	900	1000	980
5	3章	5-C	900	900	900	900
6	3)	2.0-R-3	380	1140	380	1140
7	3)	2.0-R-5	380	1140	380	1140
8	3)	2.0-M-5	380	1140	380	1140
9	3)	2.0-M-7	380	1140	380	1140
10	4)	4.0-R-4	800	2400	800	2400
11	4)	4.0-R-6	800	2400	800	2400
12	5)	C1R	300	300	351	373
13	5)	C2R	300	300	380	383
14	5)	C3R	300	300	380	383
15	5)	C4R	300	300	360	341
16	5)	C5R	300	300	366	341
17	5)	C6R	300	300	372	368
18	5)	C7R	300	300	380	340
19	6)	A-1	300	300	320	310
20	6)	A-4	300	300	330	310
21	7)	HD-A1	400	400	400	400
22	7)	HD-A2	400	400	470	440
23	7)	HD-A3	400	400	440	440
24	7)	HD-A4	400	400	470	415

$${}_R\theta_y = {}_R\theta_{y0} + {}_R\theta_{y1} = {}_R\delta_{y0} / La + {}_R\theta_{y1} \quad (5-1)$$

ここで,

${}_R\theta_y$: Y_R点における部材角 (rad)

${}_R\theta_{y0}$: Y_R点におけるく体変形による部材角 (rad)

${}_R\theta_{y1}$: Y_R点における部材接合部からの軸方向鉄筋の
伸出しによる部材端部の回転角 (rad)

La : せん断スパン (mm)

${}_R\delta_{y0}$: Y_R点におけるく体変形による変位 (mm)

このうち、く体変形 (${}_R\delta_{y0}$) は、基部より $1.0D$ (D は断面高さ) までの塑性ヒンジ部 (${}_R\delta_{yp}$) と、塑性ヒンジ部以外の区間 (${}_R\delta_{yb}$) の 2 つの領域から算定するとした。検討に用いた試験体は、補修材料のヤング係数等が明らかであった、表-1 のNo.1~18 の 21 試験体とした。以下に Y_R 点の部材角 (${}_R\theta_y$) の算定方法について示す。

b) 伸出しによる部材端部の回転角 (${}_R\theta_{yI}$) の算定方法

伸出しによる部材端部の回転角 (${}_R\theta_{yI}$) は、耐震標準²⁾に示される無損傷時の伸出しによる部材端部の回転角 (${}_N\theta_{yI}$) と同一であるとした (式 (5-2))。

$${}_R\theta_{yI} = {}_N\theta_{yI} \quad (5-2)$$

c) 塑性ヒンジ部以外の曲げ変形 (${}_R\delta_{yb}$) の算定方法

部材を材軸方向に分割し、塑性ヒンジ部以外の部分について、それぞれの断面の曲率を 2 階解析することにより算定するとした。なお、塑性ヒンジ部以外へのひび割れ注入が部材全体の剛性に及ぼす影響は小さいと考えられるため、曲げ剛性は、塑性ヒンジ部最上部で降伏曲げモーメント (M_{cr}) となる部材の再載荷時の曲げ剛性式 (5-3)⁸⁾により算定するとした。

$$EI_r = E_c \left[\left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^{1.6} \cdot I_g + \left\{ 1 - \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^{1.6} \right\} \cdot I_e \right] \quad (5-3)$$

ここで、

EI_r : 再載荷時の曲げ剛性 ($\text{kN} \cdot \text{mm}^2$)

E_c : コンクリートのヤング係数 (kN/mm^2)

M_{cr} : 曲げひび割れモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

M : 作用曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

I_g : 全断面有効の断面 2 次モーメント (mm^4)

I_e : 中立軸以下のコンクリートの引張抵抗を無視し

た断面 2 次モーメント (mm^4)

d) 塑性ヒンジ部の曲げ変形 (${}_R\delta_{yp}$) の算定方法

塑性ヒンジ部の曲げ変形 (${}_R\delta_{yp}$) は、修復前に経験した最大部材角 (${}_E\theta_{max}$) に依存するだけでなく、修復行為 (注入や断面修復等の修復方法、セメント系や樹脂系等の補修材料、塑性ヒンジ部の断面拡幅の影響や、鋼板巻立てやシート巻立て等のジャケットの影響 (表 5-1 参照)) も考慮することとし、式 (5-4) で算定できるとした。

$${}_R\delta_{yp} = \left(\frac{E_N I_N}{E_R I_R} \right) \times \left(\frac{{}_E\theta_{max}}{{}_N\theta_y} \right)^{\gamma} \times {}_N\delta_{yp} \quad (5-4)$$

ここで、

${}_R\delta_{yp}$: Y_R 点における塑性ヒンジ部の変形による変位
(mm)

E_R : 断面修復材のヤング係数 (kN/mm^2)

E_N : 既設コンクリートのヤング係数 (kN/mm^2)

I_R : 修復部材の断面 2 次モーメント (mm^4)

I_N : 無損傷部材の断面 2 次モーメント (mm^4)

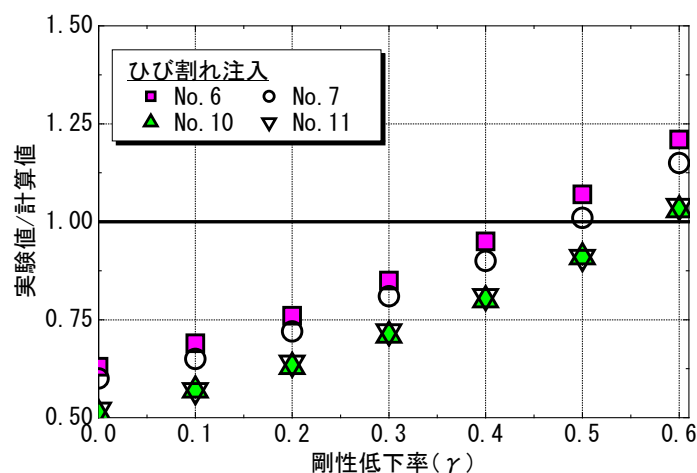


図 5-3 ひび割れ注入における剛性低下率 γ と初期剛性の実験値/計算値

${}_E\theta_{max}$: 修復前に経験した最大部材角 (rad)

${}_N\theta_y$: 無損傷時の降伏部材角 (rad)

γ : 剛性低下率 (rad)

${}_N\delta_{yp}$: Y点における無損傷時の塑性ヒンジ部の変形による変位 (mm)

第1項 ($E_N I_N / E_R I_R$) は、既設コンクリートと補修材料のヤング係数の相違、断面拡幅やジャケットの影響を示すものである。第2項 (${}_E\theta_{max} / {}_N\theta_y$) は、コアコンクリートの損傷状態を示すものであり、経験した最大部材角 (${}_E\theta_{max}$) により表現することとした。また、剛性低下率 γ は、補修材料の既設コンクリートのひび割れへの充填性や、補修材料と既設コンクリートの一体性等を示すものであり、 γ が大きくなると塑性ヒンジ部の変形量が大きくなることを意味するものである。修復行為により γ 値が異なると推測されることから、各グループにおける適切な γ 値について検討することとした。

本検討では、ジャケットの有無は式(5-4)の第1項 ($E_N I_N / E_R I_R$) で考慮できること、基部拡幅の有無が初期剛性に及ぼす影響は小さいと考えられること等を考慮し、ひび割れ注入、セメント系による断面修復、樹脂系による断面修復の3つに分類して検討することとした。

e) ひび割れ注入の検討結果

図 5-3 に、ひび割れ注入で修復した場合の実験値/計算値を示す。図に示すように、 $\gamma=0.5$ 程度で実験値を概ね評価できる結果となった。なお、後述する、セメント系による断面修復 (図 5-4)、樹脂系で断面修復 (図 5-5) に比べ γ の値が大きくなる傾向がみられた。ひび割れ注入による修復は、既設コンクリート表面付近のひび割れの一部の閉塞に留まったこと等により、剛性にあまり寄与しなかったものと推測される。

f) セメント系による断面修復の検討結果

図 5-4 に、セメント系による断面修復した場合の計算値を示す。このうち、型枠充填工法は、計算値は $\gamma=0.3\sim 0.4$ で実験値を概ね評価できる結果となった。 $\gamma=0.3$ 程度で評価できるのは、軸方向鉄筋の座屈が軽微であったNo.1-2, No.8 とNo.9 であり、その他の試験体は、概ね $\gamma=0.4$ 程度で評価できる結果となった。修復前の損傷が進行するに従って γ が大きくなる傾向が見られたのは、

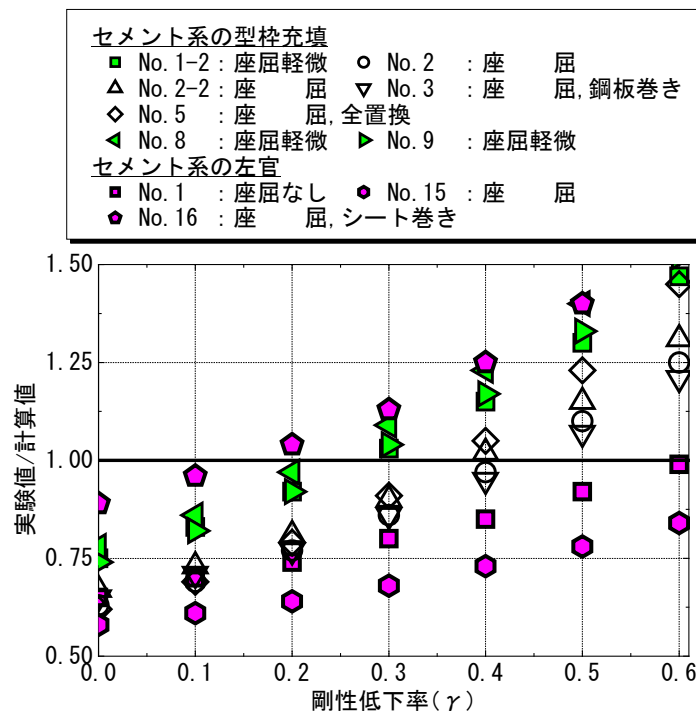


図5-4 セメント系の断面修復における剛性低下率 γ と初期剛性の実験値/計算値

修復前の既設コンクリートの損傷状態に起因するものと考えられる。なお、No.5は塑性ヒンジ部を断面修復材に全置換しており、載荷前は塑性ヒンジ部にひび割れが発生していないが、 $\gamma=0.0$ ではなく、他の試験体と同様に、 $\gamma=0.4$ 程度で評価できる結果となった。これは、修復において、座屈した軸方向鉄筋をバーナーにより曲げ戻したことや、断面修復材であるコンクリートの施工が良好ではなかったこと等¹³⁾に起因していると考えられる。一方、左官工法は、No.1とNo.15は $\gamma=0.4$ の実験値が計算値より小さくなった。左官工法は、型枠充填工法に比べて既設コンクリートと断面修復材の一体性が十分に確保できなかったこと等に起因していると考えられる。

ジャケットの影響を考慮した試験体のうち、鋼板巻立てのNo.3は $\gamma=0.4$ で実験値を評価出来る結果となった。一方、ポリエステルシート巻立てのNo.16は $\gamma=0.2$ 程度で実験値を評価できる結果となったが、これは樹脂系のシート接着剤の影響等が考えられる。

g) 樹脂系による断面修復の検討結果

図5-5に、樹脂系による断面修復をした場合の実験値/計算値を示す。型枠充填工法は $\gamma=0.0$ 程度で実験値を評価できる結果となった。コアコンクリートのひび割れをエポキシ樹脂がより充填したことや、補修材料と既設コンクリートの一体性が高まったこと等に起因していると考えられる。その結果、塑性ヒンジ部を樹脂モルタルにより全置換し、塑性ヒンジ部にひび割れないNo.4-2と同様の評価が出来たものと考えられる。一方、左官工法は、 $\gamma=0.3$ 程度で実験値を評価できる結果となった。セメント系と同様に、型枠充填工法に比べて既設コンクリートと断面修復材の一体性が低いこと等に起因していると考えられる。

樹脂系による断面修復は、セメント系による断面修復よりも γ が小さい値で評価できる結果とな

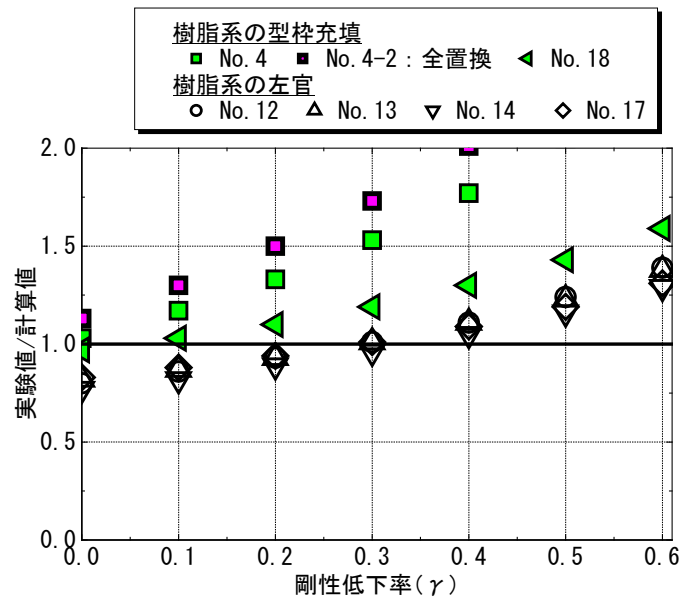


図 5-5 樹脂系の断面修復における剛性低下率 γ と初期剛性の実験値/計算値

った。これは、樹脂系材料が、応力-ひずみ関係がセメント系材料と異なること等にも起因していると考えられる。

5.2.3 最大荷重保持点 (M_R 点) の検討

a) 検討方法の概要

図 5-1 に示した最大荷重保持点 (M_R 点 (${}_R M_m - R \theta_m$ 点)) は、表 5-1 の No.1~24 の 27 試験体について、修復後の最大荷重 (P_{maxR}) と無損傷時の最大荷重 (P_{maxN}) の関係、および著者らが提案している損傷度 (D) と補修効果 (R) の関係について検討することとした。

損傷度 D とは、最大荷重保持点 (M 点) の部材角に対する損傷度を表す指標である。 M 点の部材角に相当する最大部材角を経験した場合は 1.0、 M 点以上の部材角の最大部材角を経験した場合には 1.0 以上となる。3 章や 4 章より M 点を超える変位を経験すると、軸方向鉄筋の座屈が開始することが観察されており、 D が 1.0 以上の場合、軸方向鉄筋の座屈が生じていると考えることが出来る。

補修効果 R は、無損傷部材に対する修復部材の補修効果を表す指標である。補修効果 R が 1.0 を下回る場合は、修復部材が無損傷部材以下の変形性能であることを意味する。すなわち、 R が 1.0 であれば無損傷時の M 点と同一であり、 R が 1.0 を下回ると M 点よりも小さくなることを意味する。

式 (5-5) に損傷度 D を、式 (5-6) に補修効果 R を示す。

$$D = \frac{E \theta_{\max} - N \theta_y}{N \theta_m - N \theta_y} \quad (5-5)$$

ここで、

D : 損傷度

$E \theta_{\max}$: 修復までに経験した最大部材角 (rad)

$N \theta_m$: 無損傷部材の M 点の部材角 (rad)

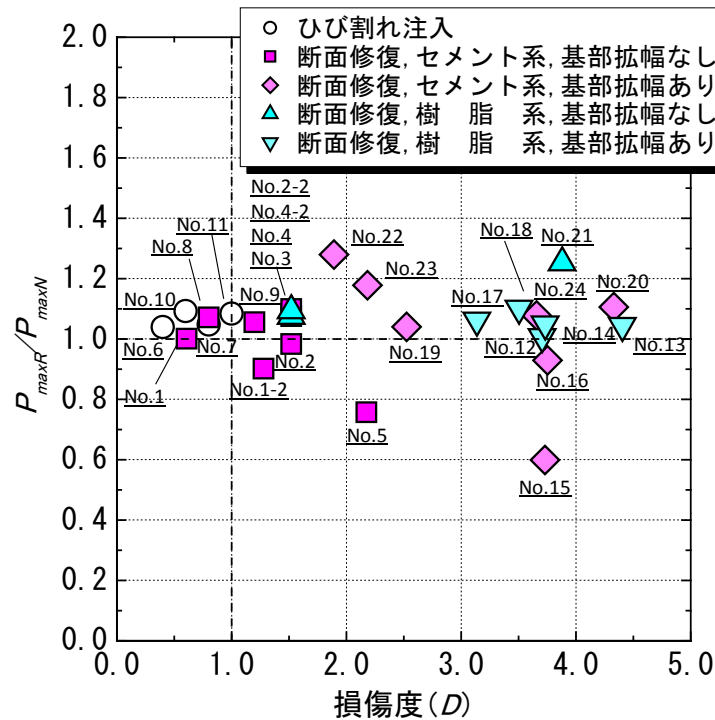


図5-6 損傷度 (D) と修復部材の最大荷重/無損傷部材の最大荷重 (P_{maxR}/P_{maxN}) の関係

${}_N\theta_y$: 無損傷部材の降伏部材角 (rad)

$$R = \frac{{}_R\theta_m - {}_N\theta_y}{{}_N\theta_m - {}_N\theta_y} \quad (5-6)$$

ここで,

R : 補修効果

${}_R\theta_m$: 修復部材の M 点 (M_R 点) の部材角 (rad)

本検討においては、主に、修復方法 (注入と断面修復)、補修材料 (セメント系と樹脂系)、基部拡幅の有無で検討することとした。

b) 検討結果

図5-6に、損傷度 (D) と修復部材の最大荷重/無損傷部材の最大荷重 (P_{maxR}/P_{maxN}) の関係を示す。 P_{maxR}/P_{maxN} は概ね 1.0 程度となり、修復部材は無損傷部材と概ね同等の耐力を有する結果となった。ただし、No.5 と No.15 が 1.0 を大きく下回った。 No.5 は、断面修復材であるコンクリートの施工が良好ではなかったこと、No.15 は、小さい変位において ($+2\delta_y$) 断面修復材の部材軸方向に付着割裂ひび割れが生じたことにより軸方向鉄筋の座屈の進展を抑制できなかったこと等に起因すると思われる。なお、基部を拡幅した場合には、No.22 や No.23 のように、無損傷時の最大荷重を大きく上回った。このことから、基部拡幅した場合には、断面積の増加に伴う耐力の向上を考慮する必要があると考える。

図5-7に損傷度 (D) と補修効果 (R) の関係を示す。 D が 1.0 以下の試験体 (No.1, No.6~8, No.10 および No.11) は、 D の値によらず R は概ね 1.0 以上となり、修復部材の最大荷重保持点 (${}_R\theta_m$) は、無損傷部材の最大荷重保持点 (${}_N\theta_m$) と概ね同等となった。なお、No.1 の R は 1.0 を若干下回ったが、

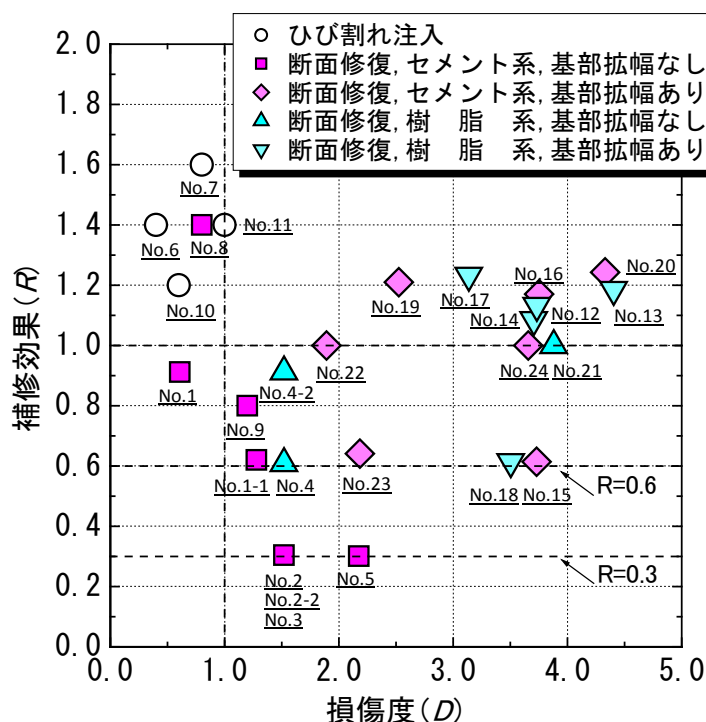


図5-7 損傷度 (D) と補修効果 (R) の関係

表5-1に示すように、左官工法による断面修復であったため、既設コンクリートと断面修復材の一体性が十分に確保できなかったことが考えられる。なお、表5-1のうち、 D が1.0以下となるのは、ひび割れ注入と基部拡幅のないセメント系による断面修復であったが、それ以外の修復方法であっても R の値は同等もしくはそれ以上になると推測される。

D が1.0以上でセメント系による断面修復を施した場合、基部拡幅がない試験体 (No.1-1, No.2~3, No.5 および No.9) は R が1.0を下回った。一方、基部拡幅した試験体 (No.15, No.16, No.19, No.20 および No.22~24) は、 R が1.0を上回る試験体、下回る試験体の両方がみられた。そこで、これらについてジャケットの有無が R に及ぼす影響について検討した。図5-8に D と R の関係を示す。基部拡幅がない試験体 (ジャケットなし: No.1-1~No.2-2, No.5 および No.9, ジャケットあり: No.3) は、ジャケットの有無により R に大きな差異は見られず、概ね1.0以下となり、最小値が0.3程度となった。一方、基部拡幅がある試験体 (ジャケットなし: No.15, No.22~24, ジャケットあり: No.16, No.19, No.20) は最小値が0.6程度となったが、ジャケットを有する試験体は1.0を上回った。

ジャケットが無い場合、基部の拡幅の有無に関わらず、 R は1.0を下回り、試験体ごとの値が異なったのは、補修効果にばらつきが生じ、施工の確実性が重要となることを示唆しているものと考えられる。一方、ジャケットが有る場合、基部の拡幅の有無により R が異なった。この理由として、基部の拡幅がない場合、水平変位の増加に伴って、基部とジャケットの間から断面修復材やコンクリートが抜け落ちたため、基部拡幅がある場合よりも圧縮力を負担できなかったこと等が考えられる。

D が1.0以上で樹脂系による断面修復を施した場合、図5-7に示すように、基部拡幅のない樹脂

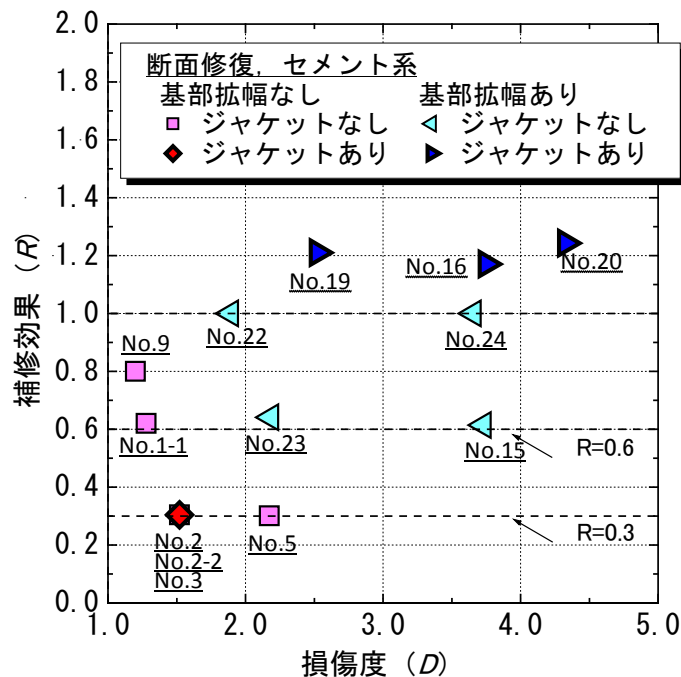


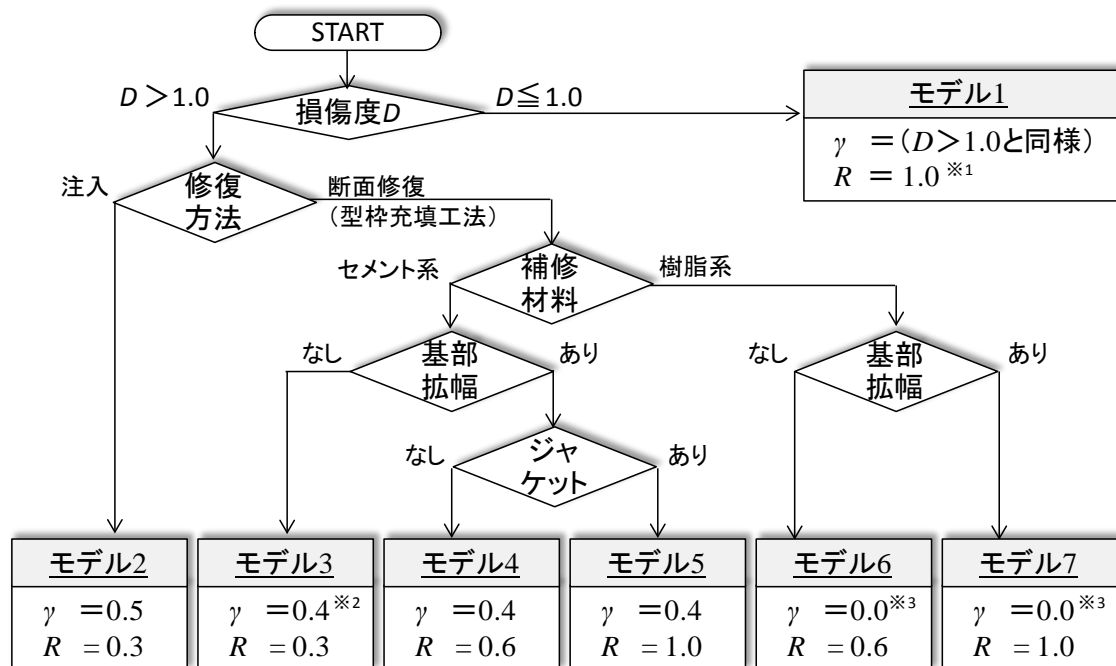
図5-8 セメント系による断面修復においてジャケットの有無が補修効果 (R) に及ぼす影響

系による断面修復の試験体 (No.4-1, No.4-2 および No.21) は, R は 1.0 以下となったものの, D が同一のセメント系による断面修復よりも R の値が大きくなり, 最小値が 0.6 程度となった. これは, 樹脂モルタルの引張強度が無収縮モルタルやコンクリートよりも大きく, 断面修復材のはく離が生じにくかったこと等に起因すると考えられる. なお, D が同一で無損傷時の諸元が同一である No.4 と No.4-2 の比較において, 塑性ヒンジ部の樹脂モルタルの置換率が大きくなる (No.4 が 34.5%, No.4-2 が 100%) と R が大きくなった. 置換率が大きくなると, 軸方向鉄筋に断面修復材がより付着し, はく離しにくくなったことに起因すると考えられる. 一方, 基部拡幅のある樹脂系による断面修復の試験体 (No.12~14, No.17) は, R は概ね 1.0 以上となった. 基部断面が増加 (基部断面積は無損傷時よりも 44~62%, 1 辺長さあたり 20% 程度, 増加している (表-1)) し, 樹脂モルタルがはく離しにくくなった影響と推測される. なお, No.18 の R が 1.0 を大きく下回ったのは, 基部拡幅に伴ってせん断スパンが変化し, 塑性ヒンジ部が拡大したことに起因する.

以上より, 最大荷重保持点 (M_R 点) の曲げモーメント (${}_R M_m$) は, 損傷程度や修復方法によらず無損傷時の曲げモーメント (${}_N M_m$) で評価できることが分かった. ただし, 基部断面を拡幅した場合, 断面積の増加に伴う耐力の向上を考慮する必要があることが分かった. 一方, 最大荷重保持点の部材角 (${}_R \theta_m$) は, 軸方向鉄筋が座屈しない程度の損傷を修復した場合, 無損傷時の最大荷重保持点の部材角 (${}_N \theta_m$) と同等となること, 軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷の場合, 補修材料, 基部拡幅の有無およびジャケットの有無により ${}_R \theta_m$ が異なることが分かった.

5.2.4 初期剛性と最大荷重保持点の算定方法の提案

修復部材の初期剛性 (K_I) は, (2)の検討結果より, 図5-1に示す, 原点と無損傷時の降伏荷重点 (Y 点) と同一荷重点 (Y_R 点) とを結ぶ割線とし, Y_R 点の部材角 ${}_R \theta_y$ は, 式 (5-1) により算出できる



※1: 注入, 断面修復を想定 ※2: 左官工法(ジャケットなし)のとき $\gamma=0.5$ ※3: 左官工法のとき $\gamma=0.3$

図 5-9 修復部材の初期剛性算定における式 (5-4) の剛性低下率 γ と最大荷重保持点算定における式 (5-7) の補修効果 R に関する選定フロー

とする。このうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形 (${}_R\delta_{yp}$) は式 (5-4) より算定し、式内の剛性低下率 (γ) は、修復方法と補修材料で値が異なるとする。すなわち、ひび割れ注入は $\gamma=0.5$ 、セメント系による断面修復は $\gamma=0.4$ 、樹脂系による断面修復は $\gamma=0.0$ とする。なお、左官工法により断面修復を行う場合、既設コンクリートとの一体性が低下すること等を考慮し、セメント系の場合は $\gamma=0.5$ 、樹脂系の場合には $\gamma=0.3$ とする。図 5-9 に選定フローを示す。

最大荷重保持点の部材角 (${}_R\theta_m$) は、5.2.3 の検討結果より、式 (5-6) より構築した式 (5-7) により算定できるとする。

$${}_R\theta_m = {}_N\theta_y + R \cdot {}_N\theta_{m-n} \quad (5-7)$$

${}_R\theta_m$: 修復部材のM点の部材角 (rad)

${}_N\theta_m$: 無損傷部材のM点の部材角 (rad)

R : 補修効果

${}_N\theta_{m-n}$: 無損傷部材のM点部材角と降伏部材角の差分

(${}_N\theta_m - {}_N\theta_y$) (rad)

${}_N\theta_y$: 無損傷部材の降伏部材角 (rad)

式 (5-7) 内の補修効果 R は、修復方法、補修材料等によって異なるものとする。なお、 ${}_N\theta_{m-n}$ は、無損傷部材のM点部材角と降伏部材角の差分であり、補修効果である R が 1.0 の場合、修復部材のM点の部材角は、無損傷部材のM点と同一の部材角となることを意味するものである。損傷度 D が 1.0 以下では、補修効果 R は、注入や断面修復を想定し、無損傷時と同等の $R=1.0$ とする。損傷度 D が 1.0 以上において、ひび割れ注入およびセメント系による断面修復の場合は $R=0.3$ とする。ただし、セ

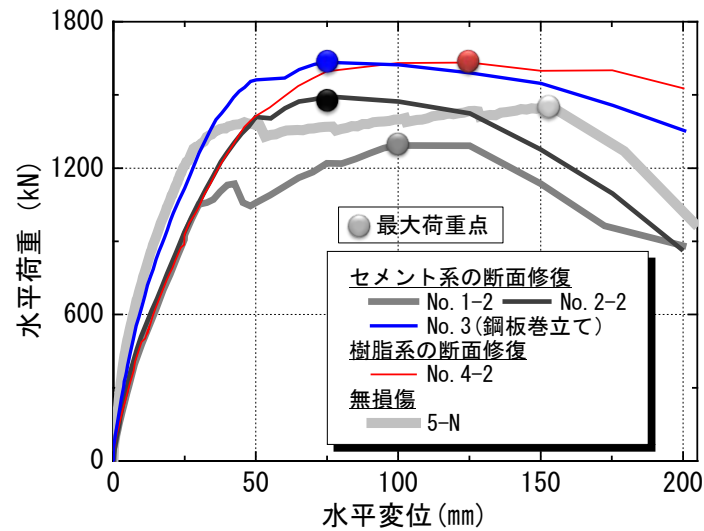


図 5-10 N_R 点の検討に用いた試験体の包絡線

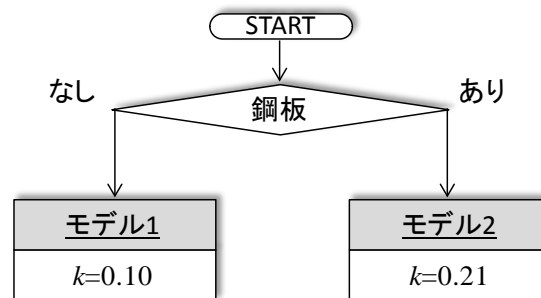


図 5-11 軟化勾配を示す係数 k の算定フロー

メント系による断面修復において基部を拡幅した場合は $R=0.6$ ，さらにジャケットを有する場合は $R=1.0$ とする。樹脂系による断面修復において，基部拡幅がない場合は $R=0.6$ ，基部拡幅がある場合は $R=1.0$ とする。図 5-9 に選定フローを示す。なお，最大荷重保持点の曲げモーメント ($R M_m$) は損傷程度や修復方法によらず，基部拡幅がない場合は無損傷時と同等とし，基部拡幅がある場合にはその影響を考慮することとする。

以上より，初期剛性と最大荷重保持点を算出するモデルは，軸方向鉄筋の損傷度と修復行為（修復方法，補修材料，基部拡幅とジャケットの有無）により分類され，図 5-9 に示すフローにより 7 つのモデルに分類できると考えられる。

5.2.5 無損傷時の降伏荷重を保持できる最大変位 (N_R 点) の検討

修復部材の無損傷時の降伏荷重を保持できる最大変位 (N_R 点) における部材角は，無損傷の部材性能モデルと同一の式¹⁾で表すことが出来るとした。また， M_R 点と N_R 点間の塑性ヒンジ部の回転角の増分 ($\Delta_{Rn} \theta_p$) は，耐震標準²⁾に示す式 (5-8) で表すことが出来ると考え，軟化勾配を示す係数 k について検討することとした。検討に用いた試験体は，3章と4章で実施した，表 5-1 に示したNo1-2, No.2-2, No.3 およびNo.4-2 とした。

$$\Delta_{Rn} \theta_p = k (N M_m - N_y M_y) / N M_m \quad (5-8)$$

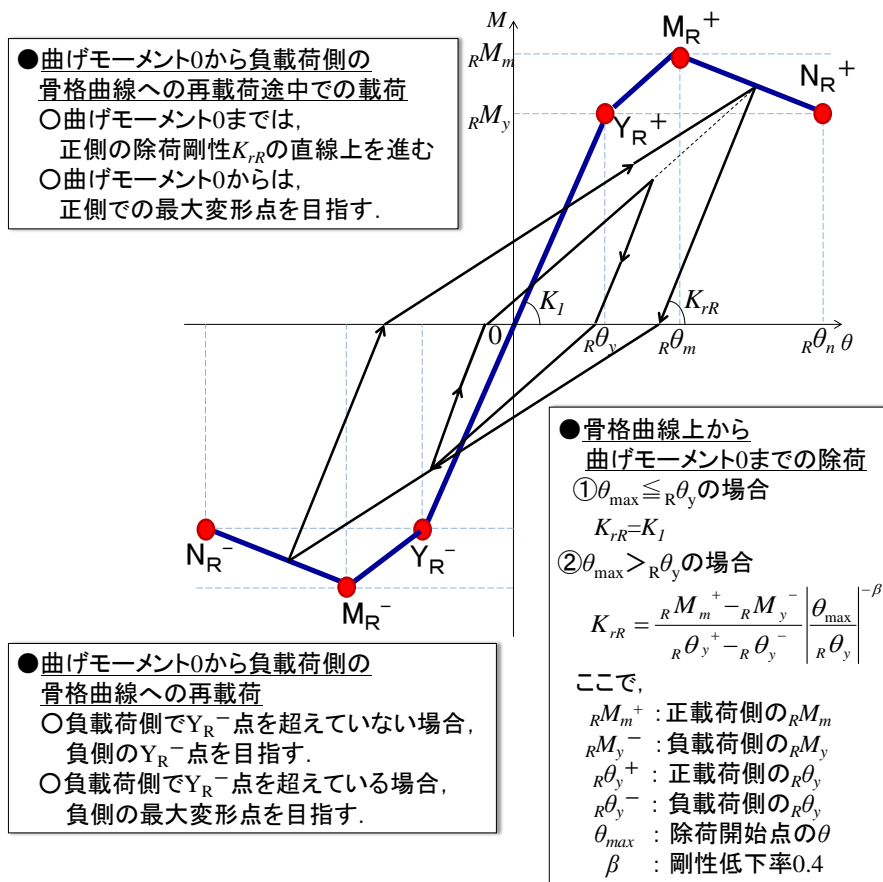


図 5-12 軟化勾配を示す係数 k の算定フロー

表 5-3 各試験体の骨格曲線算定モデル

No.	損傷度	選定フロー (図 5-9)	k (図 5-11)
1	D ≤ 1.0	モデル 1	モデル 1
1-2		モデル 3	
2			
2-2			
3			モデル 2
4		モデル 6	モデル 1
4-2			

※No.3 : 鋼板巻立て

ここで、

- $\Delta_{Rm}\theta_p$: 最大荷重保持点から降伏荷重を維持できる最大部材角の塑性ヒンジ回転角の増分 (rad)
- ${}_N M_m$: 無損傷時の最大曲げモーメント (kN・m)
- ${}_N M_y$: 無損傷時の降伏曲げモーメント (kN・m)
- k : 軟化勾配を示す係数 (無損傷時は 0.10)

最大荷重保持点以降の荷重低下は繰返し回数の影響を受けるため、比較に用いる試験体は、同一諸元で同一載荷方法(同一変位 1 回繰返し正負漸増載荷)である無損傷の 5-N 試験体とした。図 5-10 の各試験体の包絡線を示す。

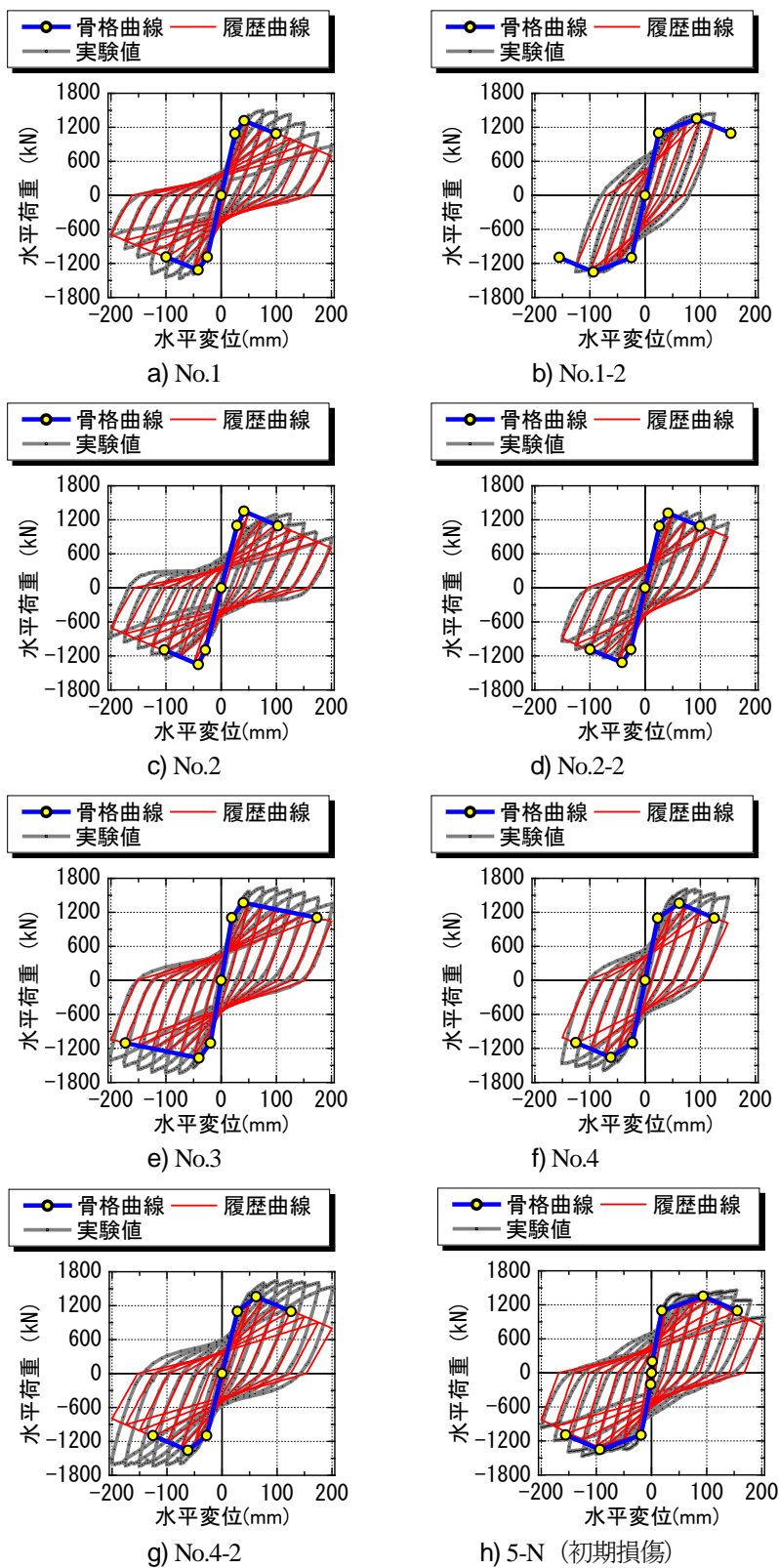


図 5-13 各試験体の骨格曲線, 履歴曲線および実験値

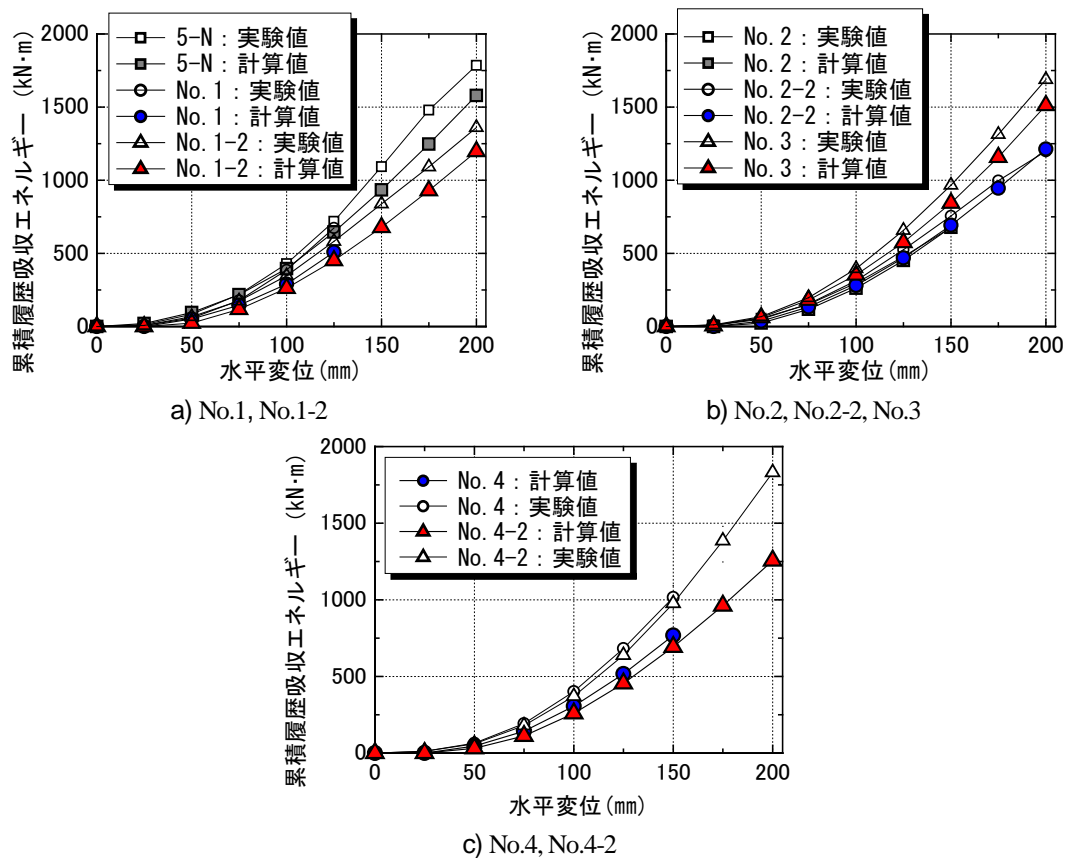


図 5-14 各試験体の累積履歴吸収エネルギー

セメント系による断面修復を施したNo.1-2 とNo.2-2 は、5-N試験体と最大荷重点以降の負勾配が概ね等しくなった。このことから、 k は無損傷時の値 $k=0.10$ で評価できると考えられる。鋼板巻立てを施したNo.3 は、No.1-2、No.2-2 および 5-N試験体と比べて、最大荷重点以降の負勾配が緩やかであった。これは、軸方向鉄筋の座屈の進行が鋼板により面的に拘束されたためであると考えられる。すなわち、鋼板巻立てにより負勾配が変化し、前田ら⁹⁾が提案している、無損傷時の鋼板巻立てにおける値 $k=0.21$ で評価できると考えられる。

樹脂系による断面修復を施した No.4-2 は、セメント系による断面修復よりも負勾配が緩やかであった。樹脂系で断面修復した場合、断面修復材のはく離、はく落が生じにくく、軸方向鉄筋の座屈の進行の抑制が期待できる。しかしながら、塑性ヒンジ部の樹脂モルタルの置換率が小さい場合、軸方向鉄筋と断面修復材との付着が十分ではなくなり、はく離しやすくなる可能性も考えられる。そのため、セメント系による断面修復と同様に $k=0.10$ で安全側に評価できると考えられる。

以上より、図 5-11 に示すように、式 (5-8) の軟化勾配を示す係数 k は、鋼板巻立てを施した場合 0.21、それ以外の修復方法の場合 0.10 で評価できると考えられる。

5.2.6 履歴曲線の検討

履歴曲線は、耐震標準²⁾等に示された、無損傷部材の履歴曲線を参考にした。図 5-12 に履歴曲線

の概要を示す。骨格曲線は前節までの検討結果を考慮し、トリリニアモデルとした。復元力曲線は、最大点指向型の無損傷部材の復元力曲線に準じた。これらから算定される履歴曲線について、エネルギー吸収能力の点から検討することとし、実験値/計算値が1.0を上回れば、エネルギー吸収能力を安全側に評価できるとした。検討に用いた試験体は、表-1に示す、3章と4章で実施したNo.1-2～No.4-2とした。表5-3に示すように、図5-9と図5-11からモデルを選定し、各試験体の骨格曲線を算定した。比較に用いた試験体は、5.2.5の検討と同様に無損傷の5-N試験体とした。

図5-13に各試験体の水平荷重-水平変位の計算値と実験値を示す。図5-14に累積履歴吸収エネルギー (ΣE_{eq}) の実験値と計算値を示す。各試験体の ΣE_{eq} の実験値/計算値は1.00～1.46となり、ほぼ同等かそれを上回り、安全側に評価できることが分かった。なお、無損傷の5-N試験体の ΣE_{eq} の実験値/計算値が1.12であった。図のc)に示すように、No.4とNo.4-2は他の試験体よりも実験値/計算値が大きく、それぞれ1.33、1.46なった。これは、図5-14の検討結果に示すように、実験値に比べて負勾配を安全側に評価したこと等に起因する。

以上より、トリリニア型の骨格モデルと無損傷部材に準じた最大点志向型の復元力曲線からなる、検討した履歴曲線により得られた累積履歴吸収エネルギーの計算値は、実験値を安全側に評価できることが分かった。

5.2.7 適用範囲について

本章および3章、4章で検討した試験体は、概ね鉄道RC構造物を想定して製作されたものである。すなわち、軸力レベル等が実際の鉄道構造物のレベルと同様の範囲にある。そのため、本章で提案したモデルは、現行の新設の鉄道構造物の設計式の範囲^{2),10),11)}に適用できるものとする。なお、躯体以外の形状、例えば円形等は、無損傷時の変形性能算定式が躯体に準じており、躯体よりも安全側に性能式が設定されている。これらを考慮すると、本検討式を用いても、概ね安全側に評価出来るものとする。

5.3 本章で得られた結論

本章で得られた結論を要約して以下に示す。

- (1) 修復部材の部材性能は、修復前までに経験した損傷程度や修復行為を考慮したトリリニア型の骨格曲線で表現出来る。
- (2) 修復部材の部材性能のうち、初期剛性と最大荷重保持点は、軸方向鉄筋の損傷程度と修復方法、補修材料、基部拡幅、ジャケットの有無により7つのモデルに分類できることを明らかにし、これらを定量的に算定するフローを提案した。
- (3) 修復部材の部材性能のうち、最大荷重保持点以降の荷重低下は、無損傷のRC部材の負勾配と同様の値で安全側に評価できる。
- (4) 修復部材の履歴モデルは、エネルギー吸収能力の観点から実験値と比較した結果、無損傷のRC部材に用いられる復元力曲線を準用することにより、安全側に評価できる。

参考文献

- 1) 渡辺忠朋, 谷村幸裕, 瀧口将志, 佐藤勉: 鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算

- 定手法, 土木学会論文集, No.683/V-52, pp.31-45, 2001.8
- 2) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計), 丸善, 1999.10
 - 3) 渡邊一悟, 畑山朗, 岸徳光, 長谷川正: 正負交番载荷を行った RC 橋脚の補修効果に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.25, No.2, pp.1903-1908, 2003.7
 - 4) 渡邊一悟, 池田憲二, 岸徳光, 長谷川正: エポキシ樹脂注入補修を施した RC 橋脚の補修効果に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.26, No.2, pp.1723-1728, 2004.7
 - 5) 稲熊弘, 関雅樹: 損傷レベル4 の大変形領域まで損傷させた鉄道高架橋 RC 柱の補修効果に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.51A, pp.759-767, 2005.3
 - 6) 稲熊弘: 新幹線 RC ラーメン高架橋の耐震性能評価および復旧方法に関する研究, 岐阜大学博士論文, 2006.1
 - 7) 滝本和志, 吉武謙二: 損傷を受けた RC 柱の応急復旧を想定した補修効果に関する実験的研究, 土木学会第 62 回年次大会講演会講演概要集, V-168, pp.335-336, 2007.9
 - 8) 湧井一, 松本信之, 渡辺忠朋: たわみ量の算定におけるコンクリート桁の曲げ剛性評価法, 鉄道総研報告, Vol.5, No.11, pp.55-62, 1991.11
 - 9) 前田友章, 岡本大, 谷村幸裕: 鋼板巻立て補強した鉄筋コンクリート柱の変形性能算定手法, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.31, No.2, pp.1087-1092, 2009.7
 - 10) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物), 丸善, 2004.4
 - 11) (財) 鉄道総合技術研究所: 橋梁および高架橋耐震照査の手引き, 2001.2

6 章 修復した鉄道 RC ラーメン高架橋の

耐震性能評価手法の検討

6.1 本章の概要

5 章において、無損傷部材をベースにした修復部材の部材性能モデルを構築した。構築したモデルを用いることで、修復部材を定量的に評価することが可能になると考える。しかしながら、この時点では、制限値等を有する性能評価手法の構築には至っていないため、前章まででは修復した RC 構造物の性能を評価することが出来ない。さて、現状の新設の設計法を記した耐震標準¹⁾等においては、新設部材に対して損傷レベルと損傷状態の関係が整理されている。供用期間という時間軸を考えると、新設の設計法をベースにして、修復部材の損傷レベルと損傷状態の関係を整理することが出来れば、設計の連続性を持たせることが可能となり、修復した RC 構造物（例えば図 6-1）の耐震性能の評価方法として、より有益となり汎用性が広いものになると考える。

これらを考慮し、本章では、修復部材の損傷レベルと損傷状態の関係を整理し、定量的な指標による評価手法を検討した。また、鉄道 RC 構造物として一般的な構造形式である、RC ラーメン高架橋を用いて、損傷状態や補修方法をパラメータとしたケーススタディを実施し、修復した鉄道 RC 構造物の耐震性能について検討した。検討結果から、大規模地震後の適切な修復方法や留意点についても検討した。

目的

- ・修復した鉄道 RC 構造物の性能評価手法の構築

実施項目

- ・修復した鉄道 RC 構造物の性能評価手法の検討
- ・ケーススタディによる修復した鉄道 RC ラーメン構造物の耐震性能評価
- ・大規模地震後の適切な修復方法および留意点の整理



a) 2003 年 三陸南地震



b) 2011 年 東日本太平洋沖地震

図 6-1 地震により損傷した RC ラーメン高架橋の修復作業の例

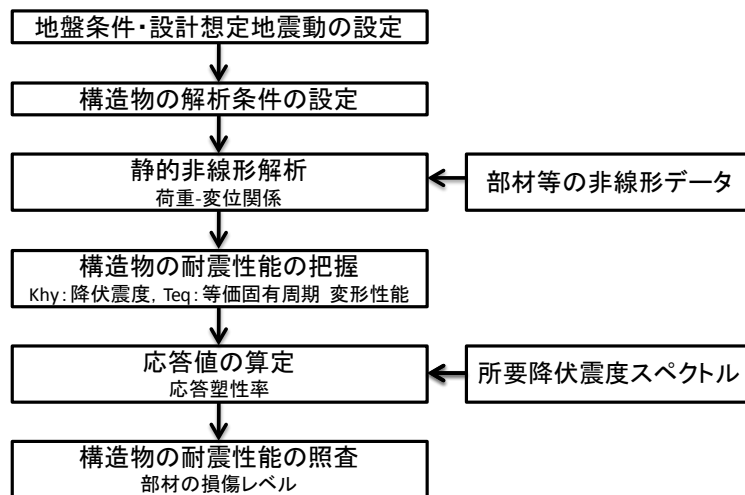


図 6-2 耐震性能照査の手順

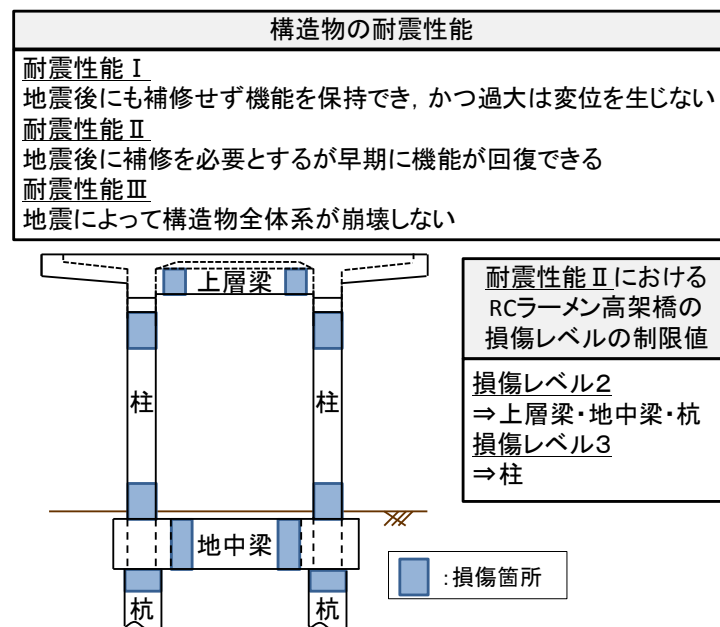


図 6-3 耐震性能と部材の損傷箇所と損傷レベルの関係

6.2 新設の鉄道構造物の耐震設計手法の概要

検討に際し、現状における鉄道構造物の耐震性の照査の概要^{例えば²⁾}を以下に示す。耐震性は、設計想定地震動に対して構造物に要求する耐震性能を照査する体系となっている(図6-2)。これらは、一般的に、新設構造物、すなわち無損傷の構造物の性能照査に対して適用されている。設計想定地震動は、L1地震動(構造物の設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動)とL2地震動(構造物の設計耐用期間内に発生する可能性は低い非常に強い地震動)を用いる。

構造物に要求する耐震性能については、主に地震後の復旧の難易性の観点等から、耐震性能Ⅰ～Ⅲを設定し、部材ごとに許容する損傷状態(損傷レベル1～4)を定める。一般的に、L2地震動に

表 6-1 無損傷部材の各損傷レベルと損傷状況

損傷レベル	無損傷部材	
	限界点	状況
1	Y 点	・軸方向鉄筋の降伏変位
2	M 点	・最大荷重の保持できる最大変位 ・軸方向鉄筋の座屈
3	N 点	・降伏荷重を保持できる最大変位 ・軸方向鉄筋の大変形

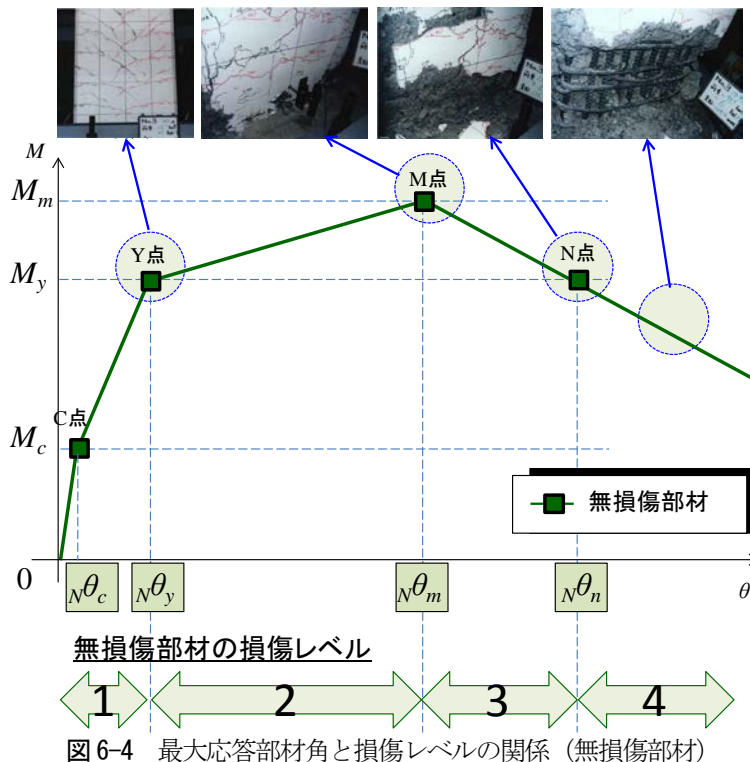


図 6-4 最大応答部材角と損傷レベルの関係（無損傷部材）

対して耐震性能Ⅱを設定し、基礎を構成する部材や軌道構造を直接指示する部材は損傷レベル 2、柱等それ以外の部材は損傷レベル 3 を許容する。すなわち、図 6-2 に示すように、復旧が比較的しやすい柱に損傷が集中するような設計となっている。

部材の損傷レベルは経験した最大応答部材角と関連付けられており、図 6-4 と表 6-1 に示すような関係で整理される。例えば、損傷レベル 2 の損傷とは、軸方向鉄筋が降伏し、かぶりがはく離、はく落する程度の損傷であり、損傷レベル 3 の損傷とは、軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷であることを意味する。

構造物の応答値の算定は、静的非線形解析を実施し、降伏震度、降伏変位、等価固有周期、変形性能（構造物の震度-変位関係）等を把握する。算定には、地盤種別毎の所要降伏震度スペクトルを用いて応答塑性率より構造物の最大応答値を算定する方法が多く用いられる。所要降伏震度スペクトルは、構造物の地震動に対する 1 自由度系の非線形応答の最大値を、塑性率ごとに構造物の固有周期と降伏震度の関係を示したものである。L2 地震動では海洋型地震を対象としたスペクトルⅠと、内陸活断層の地震を対象としたスペクトルⅡを考慮する、いずれも既往の観測記録等に基づき非超過確率が 90% 程度となるように設定されている。例として、図 6-5 に L2 地震動、スペクトルⅡ、

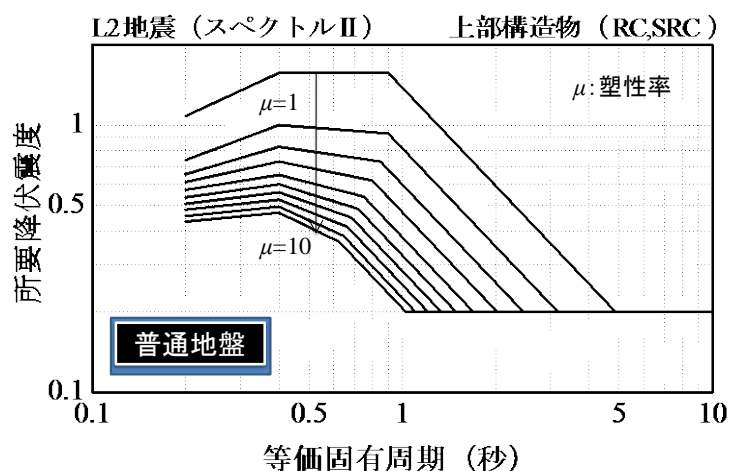


図 6-5 所要降伏震度スペクトル¹⁾
(L2 地震, スペクトルⅡ, 普通地盤)

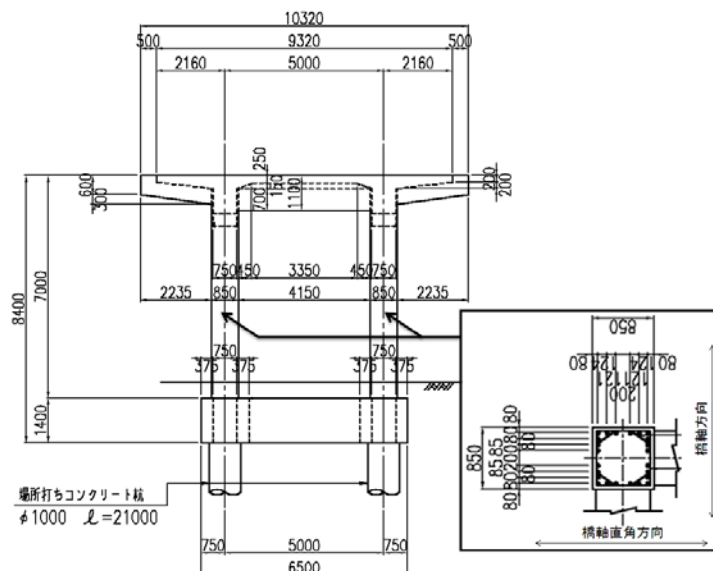


図 6-6 対象構造物の線路直角方向・中間部（単位 mm）

普通地盤の所要降伏震度スペクトルを示す。

構造物の耐震性能の照査は、算定した応答値に対して、部材の損傷レベルの制限値以下であることを確認する。最初に、破壊形態の判定を行い、部材が曲げ耐力に達する時のせん断力がせん断耐力より小さい場合は曲げ破壊モード、大きい場合はせん断破壊モードとする。曲げ破壊モードの場合は、最大応答部材角が耐震性能に応じた、図 6-4 に示す、損傷レベルの制限値を超えないことを照査する。

6.3 修復した鉄道 RC ラーメン高架橋の耐震性能評価手法に関する検討

6.3.1 検討概要

対象とした鉄道構造物は、普通地盤（地盤の固有周期は 0.475 (sec)）に供された、耐震性能Ⅱ（柱

表 6-2 修復部材の各損傷レベルと損傷状況

損傷レベル	修復部材	
	限界点	状況
1	Y_R 点	・無損傷部材のY点荷重変位
2	M_R 点	・最大荷重を保持できる最大変位 ・軸方向鉄筋の座屈（の進行）
3	N_R 点	・無損傷部材のN点荷重を保持できる最大変位 ・軸方向鉄筋の大変形

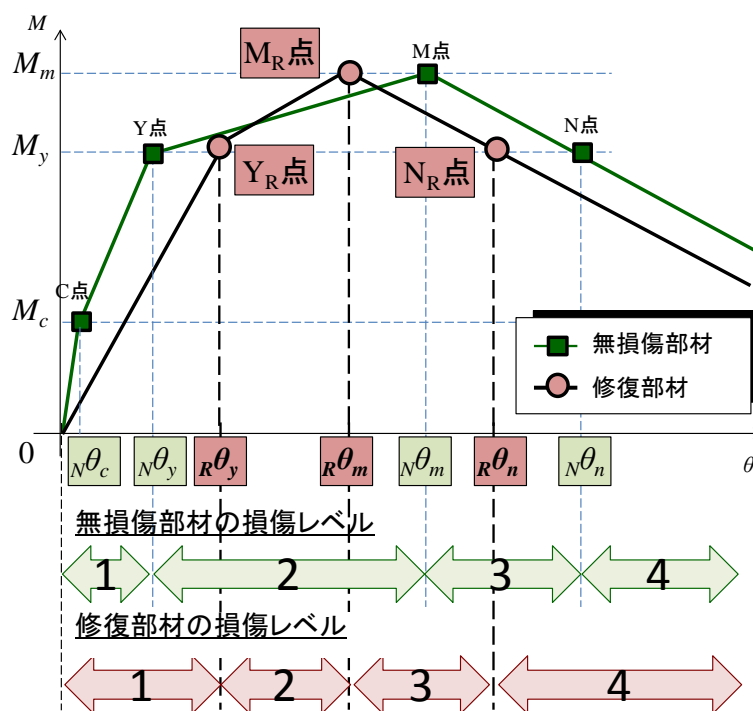


図 6-7 最大応答部材角と損傷レベルの関係（修復部材）

の損傷レベル 3) を満足する RC ビームスラブ式ラーメン高架橋 (図 6-6) とした。この構造物を用いて、線路直角方向の中間部に対して、無損傷部材の損傷（以下、初期損傷という、一方、修復部材の損傷を再修復という。）状態と、修復方法が耐震性能に及ぼす影響について検討を行った。なお、修復した柱の部材性能の影響を検討するために、梁と杭は線形とした。修復した柱の部材性能モデルは 5 章で構築したモデルを用いた。

6.3.2 修復部材の最大応答部材角と損傷レベルの関係

修復部材の最大応答部材角と損傷レベルの関係は、3 章～5 章等から得られた知見を考慮し、図 6-4 と表 6-2 のように表現できると考える。具体的には、現行の新設部材の設計法を前提とし、損傷レベル 1 と 2 のしきい値を、無損傷時の降伏荷重時の修復部材の部材角 ($R\theta_y$) から得られる点、 Y_R 点とする。損傷レベル 2 と損傷レベル 3 のしきい値を、損傷度 D と補修効果 R の関係 (図 5-9) より算出する部材角 ($R\theta_m$) から得られる点、 M_R 点とする。損傷レベル 3 と損傷レベル 4 のしきい値を、無損傷時の降伏荷重を保持できる最大の部材角 ($R\theta_n$) から得られる点、 N_R 点とする。例えば、初期損傷が損傷レベル 3 (M 点以上 N 点以下) の修復部材が損傷レベル 3 (M_R 点以上 N_R 点以下) とな

表 6-3 各ケースの初期損傷時の地震動と修復および再損傷時の地震力の関係

ケース	初期損傷時の地震動		修復				
	想定する 柱の損傷状況	所用降伏震度 スペクトル の増幅倍率	修復 方法	基部 拡張			
1	Case1-1	かぶりの はく離・はく落 (損傷レベル 2)	90% (本震 A)	セメント系 による 断面修復	なし		
	Case1-2						
	Case1-3						
	Case1-4						
2	Case2-1	軸方向鉄筋の 座屈 (損傷レベル 3)	100% (本震 B)	セメント系 による 断面修復	なし		
	Case2-2						
	Case2-3						
3	Case3-1			軸方向鉄筋の 座屈 (損傷レベル 3)	100% (本震 B)	鋼板 巻立て	あり
	Case3-2						
	Case3-3						
4	Case4-1	軸方向鉄筋の 座屈 (損傷レベル 3)	100% (本震 B)	鋼板 巻立て	なし		
	Case4-2						
	Case4-3						
5	Case5-1			軸方向鉄筋の 座屈 (損傷レベル 3)	100% (本震 B)	鋼板 巻立て	あり
	Case5-2						
	Case5-3						

※Case2-1～Case5-3 は柱が損傷レベル3のため、軸方向鉄筋の座屈により、塑性ヒンジ部の断面幅、断面高さがそれぞれ10%増加するとした。

ることは、軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を修復した部材が、再損傷により座屈が進行し、最大荷重を保持できなくなることを意味するものである。

6.3.3 検討ケースおよび検討方法

検討ケースは、表 6-3 に示す、初期損傷時の地震動、修復、再損傷時の地震動をパラメータとして、5 シリーズの計 16 ケースとした。以下において、初期損傷とは無損傷時において損傷した場合のことをいう。初期損傷時の地震動は、Case1 シリーズは柱のかぶりがはく離、はく離する程度の損傷（損傷レベル 2）となる地震動（本震 A）とし、Case2～5 シリーズは柱の軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷（損傷レベル 3）となる地震動（本震 B）とした。そのため、応答値の算定は、設計想定地震動である L2 地震動の所要降伏震度スペクトル（図 6-5）の倍率を増幅することにより、地震力を調整することとし、本震 A は増幅倍率を 90%（設計想定地震動の地震力の 90%）、本震 B は増幅倍率を 100%（設計想定地震動の地震力の 100%）とした。図 6-8 と表 6-4 に初期損傷時の水平震度-水平変位の関係を示す。

修復は、材料の入手の容易さ等を考慮し、セメント系の材料を用いることを想定した。Case1～3 シリーズはセメント系による断面修復、Case4, 5 シリーズは鋼板巻立てとし、Case3, 5 シリーズは基部拡張を伴う修復とした。補修材料はコンクリートと同一の材料諸元とした。損傷レベルが 3 であった Case2～5 シリーズの柱は、軸方向鉄筋が座屈しはらみ出すことを想定し、修復により塑性ヒンジ部の断面高さ、断面幅が 10%増加するとした。表 6-5 に修復した柱に用いた部材性能モデルを示す。

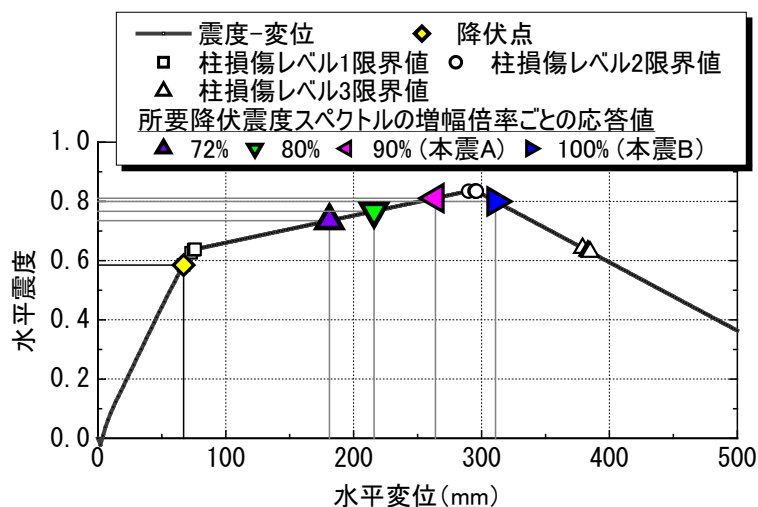


図 6-8 初期損傷時の水平震度-水平変位関係

表 6-4 本震 A, B の所要降伏震度スペクトルの増幅倍率と構造物の応答結果

本震	A	B
所要降伏震度スペクトルの増幅倍率	90%	100%
降伏変位 (mm)	65	
降伏震度	0.580	
等価固有周期 (sec)	0.670	
応答塑性率	4.02	4.72
応答変位 (mm)	262	307
応答震度	0.812	0.810
最大震度時変位 (mm)	295	
最大震度	0.838	
柱損傷レベル 2 変形照査値	0.88	1.08
柱損傷レベル 3 変形照査値	0.61	0.74
柱損傷レベル	2	3

再損傷時の地震動は、再度大規模な地震（以下、再震という）が発生した場合、最大余震が発生した場合を想定し、設計想定地震動の所要降伏震度スペクトルの増幅倍率を変化させ、再震は本震の地震力の 100%、90%、80% の 3 種類を基本とした。表 6-6 に各ケースの初期損傷時の地震動と修復および再損傷時の地震力の関係を示す。余震規模は不明な点が多く、本震に匹敵する余震が発生する（例えば、新潟県中越沖地震等³⁾）こともある。しかしながら、本震に比べて地震動の規模が小さくなる傾向にあり、最大余震のマグニチュード M は平均してみると本震の M より 1 程度小さくなるといわれている⁴⁾。仮に断層までの距離を 10km とし、本震を $M8$ 、最大余震を $M7$ とすると表面加速度が 0.8 程度になるという報告⁵⁾がある。これらを考慮すると、所要降伏震度スペクトルを本震の 80% の増幅倍率とした場合が、最大余震を想定したものになると考えられる。

表 6-5 修復した柱に用いた部材性能モデル

ケース	損傷度	選定フロー (図 5-9)	k (図 5-11)
1	Case1-1~1-4	D \leq 1.0	モデル 1
2	Case2-1~2-3	D $>$ 1.0	モデル 3
3	Case3-1~3-3		モデル 3
4	Case4-1~4-3		モデル 4
5	Case5-1~5-3		モデル 5
			モデル 1
			モデル 2
			モデル 1
			モデル 2

表 6-6 各ケースの初期損傷時の地震動と修復および再損傷時の地震力の関係

ケース	再損傷時の地震動		
	所用降伏震度 スペクトル の増幅倍率	想定した状況	
1	Case1-1	100%	本震以上の再震 (=設計想定地震動)
	Case1-2	90%	本震と同一規模の再震
	Case1-3	80%	
	Case1-4	72%	最大余震 (本震の 80% : $90 \times 0.8 = 72\%$)
2	Case2-1	100%	本震 (=設計想定地震動) と同一規模の再震
	Case2-2	90%	
	Case2-3	80%	最大余震 (本震の 80% : $100 \times 0.8 = 80\%$)
3	Case3-1	100%	本震 (=設計想定地震動) と同一規模の再震
	Case3-2	90%	
	Case3-3	80%	最大余震 (本震の 80% : $100 \times 0.8 = 80\%$)
4	Case4-1	100%	本震 (=設計想定地震動) と同一規模の再震
	Case4-2	90%	
	Case4-3	80%	最大余震 (本震の 80% : $100 \times 0.8 = 80\%$)
5	Case5-1	100%	本震 (=設計想定地震動) と同一規模の再震
	Case5-2	90%	
	Case5-3	80%	最大余震 (本震の 80% : $100 \times 0.8 = 80\%$)

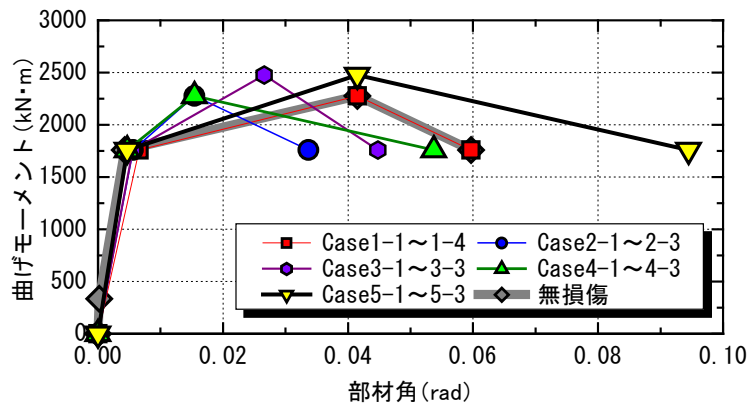
6.3.4 検討結果

a) 柱の変形性能

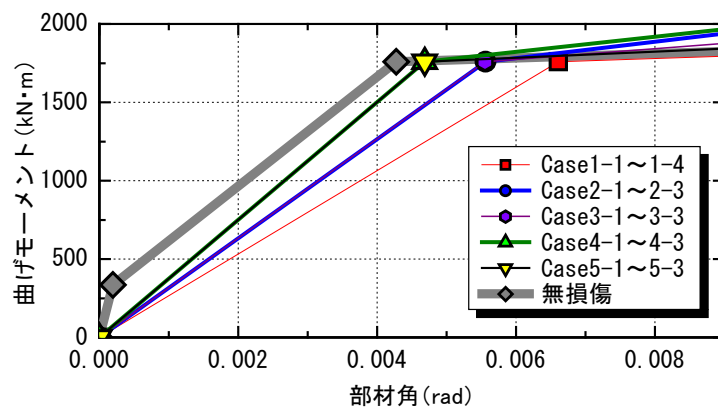
図 6-9 に、修復した柱の曲げモーメント-部材角 ($M-\theta$) 関係を示す。初期剛性 (図 6-7 の Y_R 点の割線剛性) の、無損傷時に対する剛性比は、Case1 シリーズが 64%、Case2, 3 シリーズが 75%、Case4, 5 シリーズが 91% となった。Case2, 3 シリーズは断面拡幅により Case1 シリーズよりも剛性が高くなった。Case4, 5 シリーズは鋼板が剛性に寄与したことにより他シリーズよりも剛性が高くなった。

最大荷重保持点 (図 6-7 の M_R 点) の、無損傷時に対する曲げモーメント比は、基部拡幅のない Case1, 2 および 4 シリーズが 100%、基部拡幅を行った Case3, 5 シリーズが 109% となった。無損傷時に対する部材角比は、Case1, 2 および 4 シリーズが 37%、Case3 シリーズが 64%、Case5 シリーズが 100% となった。Case5 シリーズが他シリーズよりも曲げモーメント、部材角が大きくなったのは、基部の拡幅を伴う鋼板巻立てを施したことによる。

降伏曲げモーメントを保持できる最大の部材角 (図 6-7 の N_R 点) の無損傷時に対する部材角比は、



a) 全体



b) a)の拡大図 (降伏部材角程度)

図 6-9 修復した柱の曲げモーメント-部材角 ($M-\theta$) 関係

Case1 シリーズが 100%, Case2 シリーズが 57%, Case3 シリーズが 75%, Case4 シリーズが 90%, Case5 シリーズが 157% となった。各ケースで値が異なるのは、最大荷重保持点が異なることに加えて、式 (5-8) の軟化勾配を示す係数 k が、図 5-11 に示すように、鋼板巻きの有無で異なることによる。

b) 再損傷時の構造物の応答

図 6-10~6-14 と表 6-7 に再損傷時の構造物の応答を示す。修復した柱の剛性が低下したことにより降伏変位が増加し、無損傷時との降伏変位比は Case1 シリーズが 126%, Case2, 3 シリーズが 117%, Case4, 5 シリーズが 109% となった。無損傷時との等価固有周期比は、Case1 シリーズが 107%, Case2, 3 シリーズが 106%, Case4, 5 シリーズは 103% となった。断面修復よりも鋼板巻立てした柱は、その剛性が増加したことにより、等価固有周期の増加が無損傷時よりも小さくなった。

初期損傷時に柱がはく離、はく落する程度の損傷、すなわち、損傷レベル 2 の損傷を受けた Case1 シリーズは、再震を設計想定地震動規模とした Case1-1 の柱の損傷レベルが 3、再震を本震と同一規模とした Case1-2 の損傷レベルが 2 となった。表 6-7 に示すように、応答変位が 10% 程度増加するものの、無損傷時と同一の損傷レベルとなった。これは、修復した柱の降伏部材角が増加するが、

表 6-7 再損傷時の構造物の応答

ケース	降伏 変位 ^{※1} (mm)	等価固有 周期 ^{※1} (sec)	応答変位 ^{※1} (mm)	柱の損傷 レベル ^{※2}	
1	Case1-1	82 (126%)	0.716 (107%)	342 (111%)	3 (3)
	Case1-2			287 (110%)	2 (2)
	Case1-3			235 (110%)	2 (2)
	Case1-4			202 (112%)	2 (2)
2	Case2-1	76 (117%)	0.712 (106%)	333 (108%)	4 (3)
	Case2-2			281 (107%)	4 (2)
	Case2-3			230 (106%)	3 (2)
3	Case3-1	76 (117%)	0.712 (106%)	333 (108%)	4 (3)
	Case3-2			281 (107%)	3 (2)
	Case3-3			230 (106%)	3 (2)
4	Case4-1	71 (109%)	0.689 (103%)	316 (103%)	3 (3)
	Case4-2			268 (102%)	3 (2)
	Case4-3			219 (101%)	3 (2)
5	Case5-1	71 (109%)	0.689 (103%)	317 (103%)	3 (3)
	Case5-2			268 (102%)	2 (2)
	Case5-3			219 (101%)	2 (2)

※1：括弧内は初期損傷時比（同一の増幅倍率で応答した場合）

※2：括弧内は同一の増幅倍率で初期損傷した場合の損傷レベル

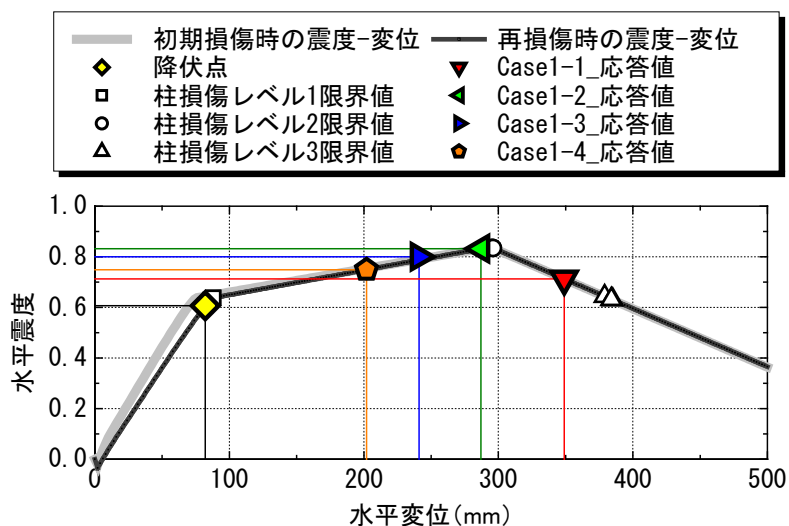


図 6-10 Case1-1～1-4 の水平震度-水平変位関係

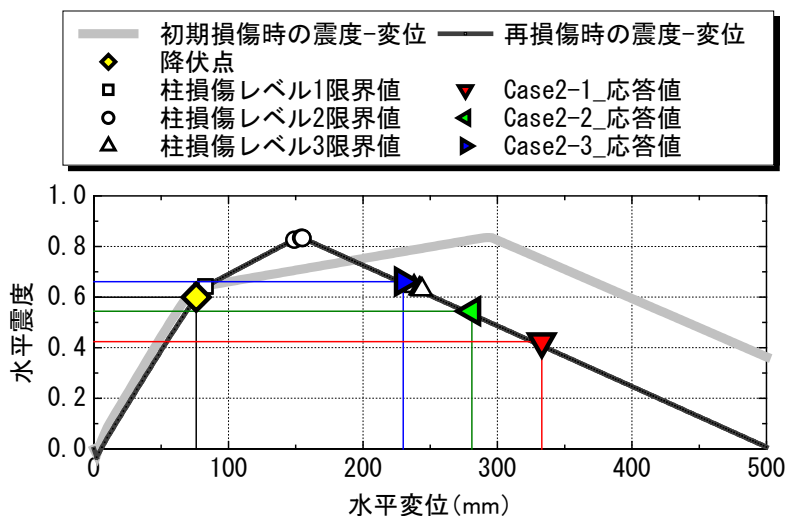


図 6-11 Case2-1～2-3 の水平震度-水平変位関係

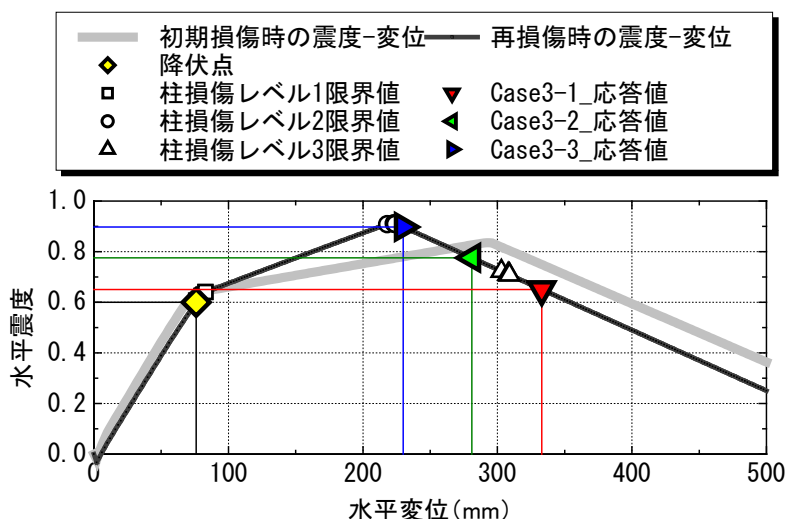


図 6-12 Case3-1～3-3 の水平震度-水平変位関係

最大荷重保持点が無損傷時から変化しない（図 6-9）ため、図 6-10 に示すように、水平震度-水平変位関係が無損傷時からほとんど変化しないことに起因する。このことから、かぶりのはく離、はく落する程度の損傷を受け、断面修復を施した場合、柱の剛性低下により等価固有周期は若干大きくなるものの、無損傷時と概ね同等の耐震性能を有するものと考えられる。

初期損傷時に柱の軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷、すなわち、損傷レベル 3 の損傷を受け、セメント系による断面修復を施した Case2 シリーズは、再震を本震と同一規模とした Case2-1 の柱の損傷レベル 4、最大余震を想定した Case2-3 は損傷レベル 3 となった。これは、修復した柱の最大荷重保持点が無損傷時よりも小さい部材角であった（図 6-9）ため、図 6-11 に示すように、最大震度時の水平変位が小さくなったことに起因する。また、基部を拡幅した Case3 シリーズは、Case2 シリーズに比べて、修復した柱の最大荷重保持点が増加した（図 6-9）ため、図 6-12 に示すように、

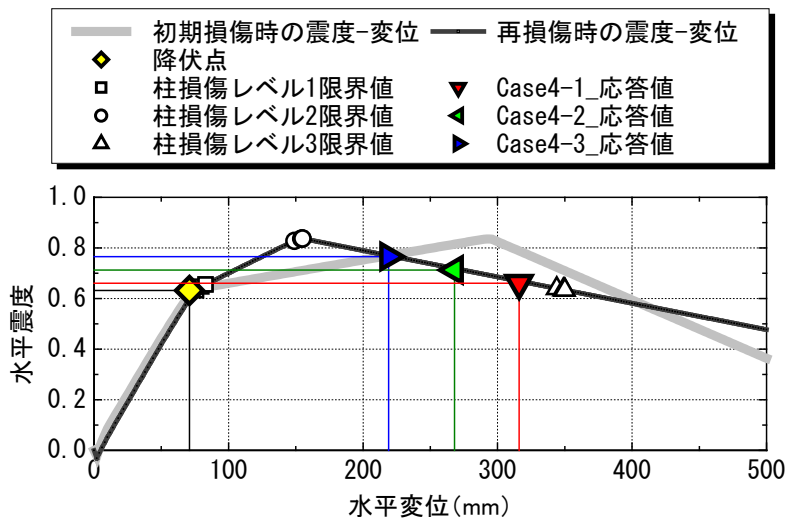


図 6-13 Case4-1～4-3 の水平震度-水平変位関係

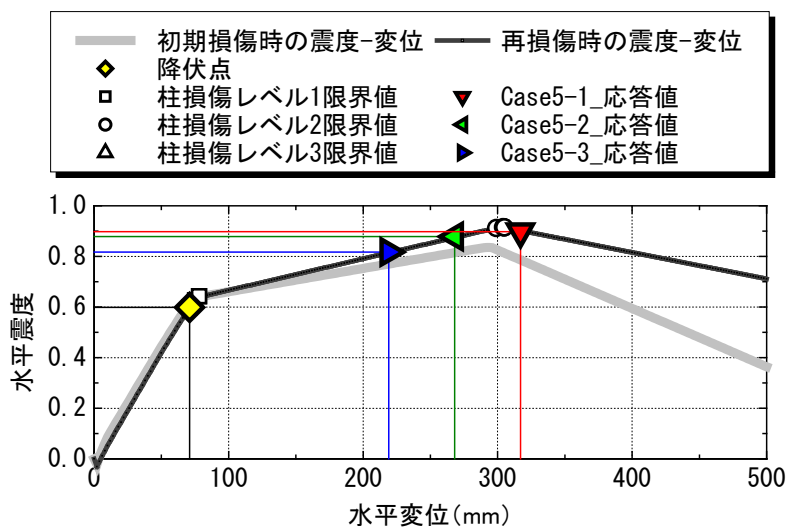


図 6-14 Case5-1～5-3 の水平震度-水平変位関係

最大震度時の水平震度と水平変位が増加した。

しかしながら、Case2 シリーズ同様に、再震を本震と同一規模とした Case3-1 の柱の損傷レベルは 4、最大余震を想定した Case3-3 の損傷レベルは 3 となった。これらのことから、軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を受けた場合、断面修復では無損傷時の耐震性能よりも低下し、余震により柱の軸方向鉄筋の座屈が進行する可能性や、本震と同一規模の地震を再度被災した場合、部材の取替えを必要とする損傷を受ける可能性が考えられる。

一方、初期損傷時に柱が損傷レベル 3 の損傷を受け鋼板巻立てを施した Case4 シリーズは、各ケースともに柱の損傷レベルが 3 となり断面修復よりも耐震性能が向上した。これは、修復した柱の最大荷重保持点が無損傷時よりも小さい部材角となったものの、最大荷重保持点以降の荷重低下が緩やかであった (図 6-9) ため、図 6-13 に示すように、最大震度時以降の震度の低下が緩やかにな

ったことに起因する。また、基部を拡幅して鋼板巻立てを施した Case5 シリーズの場合、修復した柱が基部拡幅に伴って曲げ耐力が増加した（図 6-9）ため、図 6-14 に示すように、構造物の最大震度や最大震度時の水平変位が増加した。その結果、Case4-1 で柱の損傷レベル 3、Case4-2 と Case4-3 で損傷レベル 2 となり、Case1 シリーズと同様に、無損傷時と同一の損傷レベルとなった。

以上より、初期損傷で柱の軸方向鉄筋が座屈する程度（損傷レベル 3）となる損傷を受けた場合、同一規模の地震を再度被災した際に、柱の取替えに至るような損傷を防ぐためには、無損傷時の同一程度の耐震性能を有する鋼板巻きが適当であると考えられる。なお、Case4-1 において、せん断破壊モードと判定されている地中梁の照査値が、最大震度の増加に伴い、本震時の 0.90 から 0.99 へ増加した。基部を拡幅する場合、修復した柱の曲げ耐力の増加による、他部材への影響を考慮する必要があると考える。

6.4 本章で得られた結論

本章で得られた結論を要約して以下に示す。

- (1) 断面修復等により修復した柱の剛性が無損傷時の 65%程度の場合、構造物の等価固有周期は無損傷時から 7%程度増加する。一方、鋼板巻立て等により無損傷時の剛性の 90%程度の場合、等価固有周期は無損傷時から 3%程度増加する。
- (2) 地震により柱のかぶりがかぶり不足、はく離、はく落する程度の損傷を受け、断面修復を施した場合、構造物の水平震度-水平変位関係は、無損傷時とほとんど差異がなく、耐震性能は無損傷時と概ね同等となる。
- (3) 地震により柱の軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を受けセメント系による断面修復を施した場合、構造物の水平震度-水平変位関係は、無損傷時よりも小さい変位で最大震度となり、無損傷時の耐震性能よりも低下する。その結果、余震により柱の軸方向鉄筋の座屈が進行する可能性や、本震と同一規模の地震を再度被災した場合、部材の取替えを必要とする損傷を受ける可能性がある。
- (4) 地震により柱の軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を受け、基部の拡幅がない鋼板巻立てを施した場合、構造物の水平震度-水平変位関係は、無損傷時よりも小さい変位で最大震度となるが、最大震度以降の負勾配が緩やかとなる。その結果、断面修復を施した場合よりも耐震性能が向上し、無損傷時と同等程度の耐震性能を確保できる。
- (5) 地震により柱の軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を受け、基部の拡幅を伴う鋼板巻立てを施した場合、無損傷時と同等程度の耐震性能を確保できるが、最大震度が増加するため、他部材への影響を考慮する必要がある。

参考文献

- 1) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，1999.10
- 2) 例えば，西村明彦：耐震設計標準の概要，鉄道総研報告，Vol13，No.2，pp.1-6，1999.2
- 3) 気象庁：<http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/>
- 4) 気象庁：地震を知る－地震・津波と大規模地震の予知－，2009.3

- 5) 司宏俊, 翠川三郎: 断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式, 日本建築学会構造系論文集, 第523号, pp.63-70, 1999.9

7 章 結論

7.1 本論の概要

本論文は、地震により損傷を受け修復した鉄道 RC 構造物の性能評価手法を構築するものである。この目的のために、既往の実験結果を整理し、実物大の模型柱を用いた載荷実験を実施し、および構成材料の応力履歴を考慮したファイバーモデルに基づく有限要素骨組み解析等を実施した。その結果、修復後再び損傷した再修復部材を含む、修復部材の性能は、損傷程度を表す指標は最大応答部材角、修復方法と補修材料の影響を受けることを明らかにし、これらを考慮した修復部材の部材性能モデルを新たに構築した。また、提案した部材性能モデルを用いることにより、地震により損傷を受け修復した鉄道 RC ラーメン高架橋の性能評価方法を新たに提案した。

7.2 各章の概要

本論文は、損傷の程度や、修復方法が修復部材に及ぼす影響を定量的な評価手法の構築、修復した構造物の耐震性能の評価手法の構築が目標である。そのために、実験的な検討、解析的な検討を行い、修復部材の部材性能モデルの構築、修復した鉄道構造物の性能評価手法の提案を目的とした。

実験的な検討では、曲げ損傷の程度、修復方法、補修材料等が修復部材の性能に与える影響を把握することを目的として、鉄道 RC ラーメン高架橋柱の実物大の模型柱を用いた載荷実験を行った。また、他の研究者が実施してきた既往の載荷実験結果を含めた検討を行った。解析的な検討では、構成材料の応力履歴を考慮したファイバーモデルに基づく有限要素骨組み解析を実施し、数値解析の面から修復後の部材の性能評価を行った。

得られた知見を反映して、修復部材の部材性能モデルを構築した。また、構築した部材性能モデルを用いて、新設の鉄道構造物の設計手法を準用し、普通地盤に供された一般的な鉄道 RC ラーメン高架橋を用いて、修復後の耐震性能の評価方法について検討した。

以下に、各章で得られた知見を要約する。

7.2.1 2章「鉄道構造物の地震被害と修復部材の文献に関する調査」

過去の地震による損傷事例と、修復部材に関する既往の文献について体系的に分類し整理した。その結果、以下の結論が得られた。

- (1) 地震による損傷は、損傷した構造物の形状や、建設当時の耐震設計方法、設計思想と無縁ではないことを確認した。また、耐震設計の変遷は、過去に発生した大地震の影響が色濃く反映され、耐震設計には地震から得られた教訓や知見が数多く盛り込まれ、その都度、技術の進歩を促してきたことを確認した。
- (2) 修復した RC 部材の性能評価に関する既往の文献調査を行った。鉄道 RC 構造物では、1978 年の宮城県沖地震において被害を受けた、建設中の東北新幹線のラーメン高架橋の中層梁の修復方法に関する研究が契機となって、修復 RC 部材の研究が行われていることがわかった。近年では、

既設構造物に対して、せん断破壊から曲げ破壊へ移行することを目的とした耐震補強が実施されていることや、新設構造物は、せん断破壊を基本的に許容しない設計手法となっていること等を背景として、せん断損傷の修復部材から、次第に、曲げ損傷に対する修復部材に関する研究事例が増加してきている現状にあることがわかった。

- (3) 修復した RC 部材の性能評価に関する既往の文献の研究方法は、一部では解析的な検討を行っている事例も見られるが、大部分は、荷重-変位関係から耐力や初期剛性等の性能を損傷前の性能と比較する実験的な研究が多いことがわかった。

7.2.2 3章「損傷と修復がRC部材の部材性能に及ぼす影響」

修復部材の変形性能の定量化を目的として部材の損傷状態と修復行為をパラメータとして載荷実験を行い、部材の損傷状態と修復行為の差異が、修復部材の変形性能に及ぼす影響について検討を行った。その結果、以下の結論が得られた。

- (1) 修復後の部材の変形性能は、初期損傷の軸方向鉄筋の座屈の有無によって異なり、曲げ損傷後に断面修復により部材の再利用を考える際には、座屈を含む軸方向鉄筋の損傷度が重要な指標となることを、実験的検討により明らかにし、数値解析によっても明らかにした。
- (2) 初期損傷で軸方向鉄筋の座屈が生じない場合は、エポキシ樹脂注入等によって修復後の最大荷重保持点の変位は、初期載荷時に比べて増大する。なお、その傾向は、初期変位が大きい程、大きくなる傾向がある。
- (3) 初期損傷で軸方向鉄筋の座屈が発生する場合は、断面形状を初期状態同様の形状寸法とした場合は、修復後の最大荷重保持点の変位は、初期載荷時に比べて低下する。しかし、断面形状寸法を、初期載荷時よりも増大させるか断面に鋼板巻き補強等を施すことにより、修復後の最大荷重保持点は、初期載荷時と同等とすることが可能である。
- (4) 修復後の修復領域の剛性を評価することによって、修復後の部材の初期剛性を算定することが出来る。
- (5) 修復後の部材の最大耐力は、初期損傷時と概ね同等の耐力を有する。これらには、樹脂注入やモルタル断面修復による、コンクリート応力ひずみへの影響と、初期損傷時の軸方向鉄筋のひずみ履歴によるひずみ硬化の影響が含まれていると考えられる。
- (6) 修復部材の変形性能は、初期損傷の最大応答部材角が、無損傷試験体の軸方向鉄筋に座屈が発生する部材角以下であれば、エポキシ樹脂注入等の適切な修復行為を行えば、新設部材と同等以上の変形性能を有するとしてよいと考えられる。ただし、初期損傷の最大応答部材角が、無損傷試験体の軸方向鉄筋に座屈が発生する部材角以上の場合は、新設部材に比べて変形性能は低下する。なお、既設の断面形状よりも大きくなるように断面形状の拡幅や、鋼巻き補強、連続繊維シート補強等の補助的な耐震補強工法を併用すれば、概ね新設部材と同等の変形性能を確保出来ると考えられる。
- (7) 修復部材を解析的に検討する手法として、材料履歴情報を継承する解析方法（イニシャルラン&セカンドラン）を提案し、その妥当性を確認した。

7.2.3 4章「損傷と修復の繰返しがRC部材の部材性能に及ぼす影響」

構造物が複数回の地震により損傷することを想定し、損傷と修復を繰り返したRC部材を用いて、正負交番載荷実験を実施した。実験結果等より、損傷程度や修復方法が部材の耐力および変形性能に及ぼす影響を把握し、損傷および修復の繰返しが部材性能に及ぼす影響について検討した。その結果、以下の結論が得られた。

- (1) 復元力曲線の形状は、修復方法に関係なく、軸方向鉄筋の損傷程度の影響を受ける。座屈しない程度の損傷を修復した場合には紡錘型の履歴形状を示すが、座屈する程度の損傷を修復した場合には、逆S字型の履歴形状を示す。
- (2) 最大荷重は、柱基部付近の置換割合や修復方法の影響を受ける。軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を受けた場合でも、断面修復材として無収縮モルタルを用いた場合、鉄筋の裏側まで十分充填すれば無損傷時と同等程度となる。樹脂モルタルを用いた場合、軸方向鉄筋に沿ったはく離が発生した時点が概ね最大荷重となる。
- (3) 最大荷重保持点は、経験した最大応答部材角や修復方法に依存し、軸方向鉄筋が座屈した場合最大荷重保持点は低下するが、修復方法や断面修復材の置換率によりその程度は異なる。
- (4) 最大荷重保持点以降の荷重低下は、軸方向鉄筋の損傷程度や修復方法の影響を受ける。断面修復材に樹脂モルタルを用いた場合、荷重低下は無損傷時および無収縮モルタルを用いた場合よりも緩やかになる。
- (5) 剛性は、ひび割れ注入材の影響をあまり受けず、柱基部付近の断面幅の影響や、修復、再修復前の損傷程度の影響を受ける。
- (6) エネルギー吸収能力は、軸方向鉄筋の座屈がない程度の損傷であれば、無損傷時の能力とほぼ同等となるが、軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を修復した場合は修復方法の影響を受ける。樹脂モルタルで断面修復を行った場合、無損傷時の能力からほとんど低下しないが、無収縮モルタルで断面修復を行った場合、無損傷時の能力よりも低下する。
- (7) 再修復後の部材性能は修復後と同様の傾向を示し、修復前の軸方向鉄筋の損傷程度および修復の方法に影響される。

7.2.4 5章「修復したRC部材の部材性能モデルの検討」

既往の実験結果等を用いて、修復前までに経験した損傷程度や修復行為を体系的に分類し、修復部材の部材性能モデルの構築、およびその性能評価方法を検討した。その結果、以下の結論が得られた。

- (1) 修復部材の部材性能は、修復前までに経験した損傷程度や修復行為を考慮したトリリニア型の骨格曲線で表現出来る。
- (2) 修復部材の部材性能のうち、初期剛性と最大荷重保持点は、軸方向鉄筋の損傷程度と修復方法、補修材料、基部幅、ジャケットの有無により7つのモデルに分類できることを明らかにし、これらを定量的に算定するフローを提案した。
- (3) 修復部材の部材性能のうち、最大荷重保持点以降の荷重低下は、無損傷のRC部材の負勾配と同様の値で安全側に評価できる。

- (4) 修復部材の履歴モデルは、エネルギー吸収能力の観点から実験値と比較した結果、無損傷の RC 部材に用いられる復元力曲線を準用することにより、安全側に評価できる。

7.2.5 6章「修復した鉄道 RC ラーメン高架橋の耐震性能評価手法の検討」

修復 RC 構造物の有する耐震性について、普通地盤に供された一般的な鉄道 RC ラーメン高架橋を用いて検討した。その結果、以下の結論が得られた。

- (1) 断面修復等により修復した柱の剛性が無損傷時の 65%程度の場合、構造物の等価固有周期は無損傷時から 7%程度増加する。一方、鋼板巻立て等により無損傷時の剛性の 90%程度の場合、等価固有周期は無損傷時から 3%程度増加する。
- (2) 地震により柱のかぶりがかぶり不足、はく落する程度の損傷を受け、断面修復を施した場合、構造物の水平震度-水平変位関係は、無損傷時とほとんど差異がなく、耐震性能は無損傷時と概ね同等となる。
- (3) 地震により柱の軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を受けセメント系による断面修復を施した場合、構造物の水平震度-水平変位関係は、無損傷時よりも小さい変位で最大震度となり、無損傷時の耐震性能よりも低下する。その結果、余震により柱の軸方向鉄筋の座屈が進行する可能性や、本震と同一規模の地震を再度被災した場合、部材の取替えを必要とする損傷を受ける可能性がある。
- (4) 地震により柱の軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を受け、基部の拡張がない鋼板巻立て施した場合、構造物の水平震度-水平変位関係は、無損傷時よりも小さい変位で最大震度となるが、最大震度以降の負勾配が緩やかとなる。その結果、断面修復を施した場合よりも耐震性能が向上し、無損傷時と同等程度の耐震性能を確保できる。
- (5) 地震により柱の軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を受け、基部の拡張を伴う鋼板巻立て施した場合、無損傷時と同等程度の耐震性能を確保できるが、最大震度が増加するため、他部材への影響を考慮する必要がある。

7.3 今後の課題

本論文により得られた知見により、修復部材の性能評価が概ね可能になったと考える。しかしながら、今後も検討する内容が大きく3つあると考える。これらについて以下に示す。

- (1) 修復部材の更なる評価方法の精度向上

本論文により修復部材の性能を、無損傷の性能評価手法を基に検討することが可能となったと考える。しかしながら、現状では、最大荷重保持点以降の負勾配が実験値よりも大きく評価しているため、エネルギー吸収能力を安全側に評価している場合があるなど、更なる精度向上が見込まれる箇所については、今後も引き続き検討する必要があると考える。また、ファイバーモデル等の有限要素解析も同様であり、鉄筋の材料履歴モデル等の精度向上に関する研究についても、新規の知見等を考慮しながら、改良を進めていく必要があると考える。そのためには、部材実験だけでなく要素実験の重要性を考慮しながら、修復部材の性能評価にマッチした実験も必要にな

ると考える。

(2) 修復部材を有する構造物を評価する設計ツールの整備

現状では、修復部材を有する構造物を評価できる設計ツールは未整備の状況にある。震災後の構造物の性能評価をより容易に行うためにも、これを整備する必要があると考える。

(3) 震災復旧マニュアルの整備

本論文により、曲げ損傷を受けた場合の適切な修復方法が明らかとなった。之に加えてこれまでの、せん断損傷を受けた場合の修復方法に関する知見も反映させた、修復方法ごとの定量的な性能評価が可能な震災復旧マニュアルを整備していく必要があると考える。

構造物の性能照査の理想的な方法は、時間軸上で変化する構造物の性能をとらえて、設計耐用期間中のあらゆる時間において行われることであると考え。これを具現化するためには、設計時だけでなく、あらゆる供用時期においても、設計耐用期間内に生じる損傷や劣化および修復等により、構造物の性能に及ぼす影響を十分に反映した照査する手法を確立する必要があると考える。すなわち、構造物のありのままの姿を表現することが出来れば、構造物の性能照査はより合理的なものになると考えられる。時間軸を考慮した性能評価手法の構築することを目指し、今後も引き続き研究を進めていきたいと考えている。そして、今回構築した手法が有益かつ有効な検討手法となるよう、よりブラッシュアップしていきたいと考えている。

謝 辞

本学位論文を締めくくるにあたり、ご指導、ご協力頂いた全ての方々に深く感謝の意を表します。

本学位論文の審査におきまして、主査を務めて頂きました長岡技術科学大学教授 丸山久一博士には、論文を作成するに当たっての心構えから論文と構成と内容等、すべての内容について多くのご助言とご指導を頂きました。著者が、2012年9月から2013年9月の13ヶ月間、英国に赴任していた際等、進捗が滞った時期もありましたが、帰国後、無事に学位論文を提出することが出来たのは、先生のご理解、ご協力があったからこそと思っております。心より感謝し、御礼申し上げます。また、副査を務めて頂きました、長岡技術科学大学教授 下村匠博士、長岡技術科学大学教授 岩崎英治博士、長岡技術科学大学教授 高橋修博士には、貴重な時間を頂き審査頂きました、厚く御礼申し上げます。同じく副査を務めていただきました、東京大学教授 前川宏一博士には、審査だけでなく、研究や発表に関わる心構えまでもご指導頂きました。厚く御礼申し上げます。

本学位論文は、筆者が、2003年に公益財団法人鉄道総合技術研究所へ入所して以来、業務の主たる部分として取り組んできた内容を取りまとめたものです。筆者の社会人人生そのものと言っても過言ではありません。本検討は、実物大の柱の載荷実験より始まりましたが、当初は研究者としても未熟であり、土木人、社会人としても全く未熟であったため、周囲の方々に多大な迷惑をお掛けしました。そのような状態にあっても、公益財団法人鉄道総合技術研究所の谷村幸裕博士、岡本大博士、曾我部正道博士、田所敏弥博士、実験に協力いただきました株式会社大林組 田中浩一博士、そして構造物技術研究部コンクリート構造研究室の関係者の方々に多大なるご助言と、多大なるご協力を頂いたおかげで、検討内容を学位論文にまとめることが出来ました。ここに厚く御礼申し上げます。

本学位論文の内容は、3本の土木学会論文集がベースになっています。具体的には3章が1本目（損傷履歴を考慮した修復部材の性能評価に関する一考察、2009）、4章が2本目（地震による損傷と修復を繰り返したRC部材の性能に関する一考察、2012）、5章と6章が3本目（修復したRC部材の性能評価方法と修復したRC構造物の耐震性に関する一考察、2012）です。このうち、3章は1本目の内容であり、土木学会論文集の連名者である、清水建設株式会社 滝本和志博士、株式会社フジタ 笹谷輝勝氏、新化食品 原夏生氏、株式会社コムスエンジニアリング 土屋智史博士のご協力が大きかったことは言うまでもありません。心より感謝し厚く御礼申し上げます。4章は2本目の内容であり、それまでに検討はしていましたが、2011年の東日本太平洋沖地震を契機に取りまとめたものです。当時、本震（3月11日）後と最大余震（4月7日）後の2回、現地を見る機会を得ましたが、修復した柱が再び損傷するという、実験で想定したことが実構造物で起きた事実を目の当たりにした時の衝撃と興奮を今でも覚えています。このことが、その後の本論文へ取り組む動機付けにもなりました。5章と6章は3本目の内容であり、試行錯誤的に時間を掛けて検討した結果を取りまとめたものです。今後の課題はありますが、現行の設計式との連続性を持たせる定量的な手法を構築出来たことから、ある一定程度の結果に辿り着いたものと感じています。

最後に、このような機会を与えてくれた両親と、応援してくれた妻・佐恵子と娘・さくら、息子・大貴に心から感謝します。そして、本内容のほとんどの部分につきましては、北武コンサルタント株式会社 渡辺忠朋博士の多大なるご指導、多大なるご協力を頂いて完成したといっても過言ではありません。心から感謝し厚く御礼申し上げます。これからも精進します。