

平成 27 年 3 月

関西大学審査学位論文

道路橋橋脚のライフサイクルマネジメントのための  
耐震性能評価に関する研究

**Study on Evaluation of Seismic Performance  
for Life-Cycle Management of Highway Bridge Piers**

木野村宏昭

関西大学大学院理工学研究科総合理工学専攻

## 要 旨

わが国は、今日までM7.0以上の大地震をしばしば蒙ってきた。過去の大震災の経験や教訓、被災状況、その後に進められた研究の成果を反映し、道路橋の耐震設計に関わる基準がたびたび改定されてきた。2012（平成24）年3月刊行の“道路橋示方書Ⅰ共通編”の中には、「供用期間中に予定する維持管理の確実性と容易さを考慮しなければならない」という設計の基本理念が盛り込まれている。一方、プレストレストコンクリート構造を対象に、現行の性能照査型設計法がより一層進化したと考えられる設計時から更新時までを対象とする性能創造型の設計法が提案されている。この設計法の考え方を現行の橋脚の耐震設計に応用すれば、経年劣化や突発的な地震による損傷に対応する補修や補強などを含めた橋脚のライフサイクルマネジメントを設計時から念頭に置くことができ、道路橋示方書が求めている「維持管理の確実性」という設計の基本理念が確立できるものと考えられる。

そこで、性能創造型設計法の内容に相通じ、ライフサイクルマネジメントを設計時から意識した性能準拠型の道路橋橋脚の耐震性能の評価法について論じた。鋼製とRC製の橋脚の設計時および劣化過程下の性能を解析的に明らかにし、橋脚が保有する能力と橋脚の作用効果との関係で表される“耐震裕度”によって時々刻々と変化する橋脚の安全性レベルを定量的に評価する方法を提案した。また、設計基準を超える想定以上の地震動が作用した場合に橋脚が蒙るであろう被害の推定が災害後のクライシスマネジメントに役立つことを述べた。維持管理における一連の設計行為に日々の点検やモニタリングで得られたデータを活用することによって、既設橋脚の安全性レベルを評価したり、想定以上の地震動が生じたときの被害を予想したりすることが可能になった。

本論文の各章で得られた内容をまとめれば、つぎのようである。

**第1章**では、本論文の序論が述べられ、既往の研究の展望、本研究の意義と目的、ならびに、各章で述べる内容についてまとめた。

**第2章**では、劣化や損傷によって時々刻々と変化する橋脚の安全性レベルやLCCを設計段階に考えてデザインする創造型の設計法、すなわち、2011（平成23）年にプレストレストコンクリート技術協会によって提案された性能創造型設計法の設計理念に相通じ、現行の耐震設計に反映できる道路橋橋脚のライフサイクルマネジメント論を展開した。耐震裕度による橋脚の安全性レベルの評価法や想定以上の地震に対する被害予測法を取り入れた維持管理の仕組みを、突発的な地震を念頭に入れた維持管理サイクルをもとに検討した。つぎに、道路橋橋脚のライフサイクルマネジメントのための性能評価法を考えるにあたって、性能創造型設計法の内容を参考にするため、その方法論について概説した。社会基盤施設を対象とした性能創造型設計法は、技術者が設計行為の創造性が極めて重要であることを強く認識することと、性能照査という表現が受動的な設計行為と取られかねないことから、その閉塞感を払拭するために提唱された設計理念である。橋脚の維持管理を適切に行うためには、正確な診断と保有性能の評価が必要である。そのためには新設時はもちろんのこと、供用年数とともに劣化していく橋脚の性能評価が重要である。これらの考えを現行の耐震設計に取り入れれば、その設計理念は性能創造型設計法の考え方に極めて類似してくる。このことを念頭に置いて、ここでは本論文で扱う橋脚のライフサイクルマネジメントを意識した耐震性能評価と性能創造型設計との関わりについて論述した。

**第3章**では、わが国での地震発生環境や過去の被災経験、それがもとで行われてきた研究の成果から耐震設計が日々進歩していることについて言及した。道路橋などを日頃から維持管理している技

術者にとって、過去に定められ使用されてきた耐震設計基準を知っておくことの重要性を説き、橋脚を対象とする耐震設計基準およびその基礎となる座屈設計基準の変遷について述べた。そして、本研究で用いる耐震性能を評価する指標とわが国で定められている道路橋橋脚の耐震設計基準について、その関連性を論じた。また、数値構造解析によって求められた橋脚の耐荷力や変形性能から、想定以内の地震動に対しては橋脚がどの程度耐震性能に余裕を持って設計されていたかあるいは不足していたかを評価する方法について、また想定以上の地震動に対しては橋脚がどのような被災状態に陥るかを推定する方法について検討した。

第4章では、橋脚の耐震性能を評価するための数値構造解析に必要な対象橋脚モデル、その断面形状と寸法、橋脚の支持条件、載荷荷重の条件、使用する部材要素の材料構成則、初期不整などについて述べた。すなわち、本論文で橋脚の性能を把握するための手段として利用する数値構造解析に必要な対象橋脚の幾何学的特性と橋脚を構成する材料の力学的特性についてまとめた。また、非線形構造解析に適用する数値解析法やモデル要素の特徴について述べた。

第5章では、新設および既設の鋼製とRC製の橋脚の性能を数値構造解析によって明らかにした。そして、橋脚の耐震性能を“耐震裕度”によって評価し、鋼製およびRC橋脚の安全性レベルを判定する方法を検証した。また、想定以上の地震動が作用した場合に、鋼製とRC製の橋脚がどのような被害を蒙るかを推定する方法の応用例を示した。

鋼製橋脚の場合、耐震裕度を用いた性能評価において、橋脚の重要度および地震後の復旧性を考慮し、単に終局状態を決定するのではなく、限界とする残留変形を適切に設定し、その残留変形に対する耐震裕度を求めることが重要であることを示した。このことを意識すれば、強度の限界と復旧性の限界を加味した定量的な評価が可能となり、安全性と修復性を兼ね備えた創造性豊かな設計が可能であることを述べた。また、想定以上の地震動に対する被害の予測方法に基づき、日頃からあらゆるレベルの地震動に対する鋼製橋脚の被害を予測し、復旧計画を作成しておけば、突発的な地震が生じた場合の初動対応や緊急活動などのクライシスマネジメントに大いに役立つことを示した。

RC橋脚の場合、設計基準に定められた限界状態に対応する耐震安全性が耐震裕度によって定量的に評価されるため、橋脚の保有性能と要求性能の関係が直接的に明らかにできることを明らかにした。また、想定以上の地震動に対する被害の予測方法に基づけば、災害直後の混乱した状況下でも、容易に緊急輸送経路が選択できること、また、地震後に行われる緊急点検結果を活用し、RC橋脚の損傷度の早急な把握と迅速な事後対応が可能となることを示した。

そして、これらの方法が建設されてから長い年月を経過し、経年劣化などによって性能が低下した既設橋脚に対しても、日頃の点検やモニタリングから得られる情報のもとに検討できることを示した。設計時に創造的に組み立てられた橋脚のライフサイクルマネジメントのPDCAサイクルを日々の点検やモニタリングから得られるデータによって修正しながら運用すれば、地震に対処でき、ライフサイクルに従ったより合理的な維持管理が可能であると考えられる。

第6章では、劣化過程下にある橋脚を対象に、その経年劣化の予測から性能を明らかにする方法を提案し、経年劣化とともに低下するRC橋脚の性能を耐震裕度で求め、耐震裕度と供用年数の関係から性能創造型設計の設計理念に通じた耐震設計法について考究した。その結果、設計時から経年劣化する橋脚の安全性を確保するための補修、補強やその時期を点検の時期やコストを考慮しながら考え、供用期間中の維持管理を計画することの重要性を示した。そして、供用期間中の橋脚の性能を設計時に想定した性能と比較しながら必要に応じて修正すれば、その後の性能予測がより正確に行えること

を示した。

つぎに、RC 橋脚の耐震裕度をさまざまに設定し、耐震裕度を指標とした地震リスク解析を行い、任意の耐震裕度に対する年間の地震リスク費用を分析した。この手法に基づけば、さまざまな地震動に対する橋脚の安全性レベルが考慮され、想定以上の地震動に対するリスク管理と危機耐性への対応の手助けとなることを述べた。そして、どのような準備を事前に行えばよいかを橋脚の安全性レベルとの関係から検討できることを示した。また、地震リスクを勘案した LCC を指標とした地震ハザードに対する評価方法について検討し、地震リスクを勘案することによって、維持管理計画の良し悪しが判定できることを示した。年間の地震リスクを念頭に管理水準を設ければ、被災度や修復性を考えた管理水準が設定でき、被災しても想定される被災度ランクに抑えることができることを示した。

最後に、橋脚の性能を向上させるために行われる耐震補強効果を数値構造解析によって明らかにし、耐震裕度を指標に評価し、補強による安全性レベルの向上量を固有周期と設計水平震度の標準値の関係から明確にした。耐震裕度によって評価された補強後の性能を反映させつつ、維持管理計画を再考し、その後の橋梁のライフサイクルを修正すれば、橋脚の安全性レベルを常に把握し、性能を創造しながら維持管理計画を立てることができることを示した。

第 7 章では、本論文のまとめを行うとともに、今後の研究の方向性について指針を与えた。

## Abstract

This paper is described about the method evaluating seismic performance of highway bridge piers for life cycle management common to the design concept called 'Performance-creative design method'. The performance of design phase and deteriorated performance of bridge piers is made clear by a numerical analysis. In case of steel bridge piers, elastic-plastic finite displacement analysis is used, and in case of RC bridge piers, pushover analysis is used. The method to evaluate ever-changing safety level of bridge piers quantitatively is proposed by 'Redundancy factor' shown the ratio of the resistance performance of bridge piers and the load effect by external force. The estimation method of damage state of bridge piers for earthquake motion beyond design standards is proposed, and this method is useful for crisis management after disaster. If the data obtained by daily check or monitoring on maintenance management is applied to the method indicated by this paper, the safety level and damage state for unexpected earthquake of the established bridge piers can be evaluated.

The contents obtained from each chapter of this paper are as follows.

**The chapter 1** is described about background of this paper, research of the past for seismic performance of bridge piers and the meaning of this study.

**The chapter 2** is described about the life cycle management theory of bridge piers which can reflect design idea common to 'Performance-creative design method' in current seismic design. Performance-creative design method is creative design method which is considered ever-changing safety level and LCC by the deterioration in the design phase, and proposed by Japan Prestressed Concrete Engineering Association in 2011. The mechanism of maintenance which safety evaluation by redundancy factor and damage prediction for unexpected earthquake are adopted is examined by maintenance cycle which sudden hazard is introduced. When proposed seismic design is accomplished, designer's consciousness to grasp of the performance of structure in-service period is raised. And, it's possible to advance a strategic design including a process of maintenance management, and to create resilient social infrastructure.

**The chapter 3** is described about seismic standard of bridge piers defined in Japan, and the index to evaluate the seismic performance used in this study. Moreover the method to estimate the damage state of the bridge piers under unexpected earthquake is described. The estimating method is proposed by the strength and ductility of bridge pier obtained from numerical analysis. And redundancy factor is described. The redundancy factor is the index in order to evaluate the excess and deficiency of the seismic performance of bridge pier.

**The chapter 4** is described about geometric properties and material properties of the target bridge pier required for elastic-plastic finite displacement analysis. That is to say, analysis model, cross-section view, supporting condition of the bridge, loading pattern, and the hardening rule of element of member are mentioned.

**The chapter 5** is described about evaluation method of seismic performance of bridge piers useful for 'performance evaluation', 'performance check' and 'crisis management' in the life cycle management of the bridge piers. First an example of the performance evaluation of steel and RC bridge pier by the numerical analysis is indicated. The way to estimate the safety level of the bridge pier using redundancy factor is described based on the obtained performance from numerical analysis. And the method to presume damage state of bridge pier to unexpected earthquake is explained. Finally the way to apply the method proposed in

this chapter to established structure is described.

**The chapter 6** is described about evaluation method of bridge pier useful for ‘deterioration prediction’, ‘hazard analysis of deteriorated structure’ and ‘quantification of repair or reinforcement effect of maintenance management’ in the life cycle management of bridge pier. First, the method for deterioration prediction of bridge pier is explained. And evaluation method of deteriorated bridge pier by redundancy factor is described. The analysis method of seismic risk by seismic hazard based on redundancy factor of deteriorated bridge pier is explained. And LCC including seismic risk of bridge pier to various maintenance scenarios is analyzed. Finally, the method to evaluate the seismic reinforcement effect of bridge pier quantitatively using redundancy factor is described.

**The chapter 7** is described about conclusion of this paper and prospects for the further.

## 目 次

第 1 章 序論 .....	1
1.1 概説 .....	1
1.2 既往の研究の展望 .....	4
1.2.1 耐震設計に関わる鋼製橋脚を対象とした研究 .....	4
1.2.2 耐震設計に関わる RC 橋脚を対象とした研究 .....	12
1.2.3 既往の研究のまとめ .....	24
1.3 本研究の目的 .....	24
1.4 本論文の内容と構成 .....	26
第 2 章 ライフサイクルを重視した道路橋橋脚の耐震性能の評価法 .....	29
2.1 概説 .....	29
2.2 突発的な地震動を念頭に入れた橋脚のライフサイクルマネジメントに必要な維持管理の仕組み .....	30
2.3 構造物の設計から更新までの維持管理を重視した設計法“性能創造型設計” .....	33
2.4 性能創造型設計法の設計思想に相通じる道路橋橋脚の耐震設計と性能評価法 .....	34
2.5 まとめ .....	38
第 3 章 橋脚を創造的に耐震設計するための性能評価の指標と照査法 .....	41
3.1 概説 .....	41
3.2 道路橋を支える橋脚の耐震性能を表す基本的な指標 .....	43
3.2.1 強度に関わる性能の評価指標 .....	43
3.2.2 変形に関わる性能の評価指標 .....	43
3.2.3 エネルギーの吸収に関わる評価指標 .....	44
3.3 わが国の道路橋設計のための耐震設計基準の変遷 .....	45
3.3.1 橋脚の耐震設計に関わる基準の変遷 .....	45
3.3.2 設計用地震荷重の変遷 .....	49
3.3.3 鋼製橋脚の耐震性能に深く関わる鋼構造の座屈設計基準の変遷 .....	52
3.4 性能準拠型設計が取り入れられた現行道路橋示方書における耐震性能の照査法 .....	53
3.4.1 橋脚の耐震性能準拠型設計法の設計理念 .....	53
3.4.2 地震時保有水平耐力法に基づく耐震照査に必要な設計水平震度と諸係数 .....	54
3.4.3 橋脚の耐震性能を評価する 3 指標「地震時保有水平耐力」「許容塑性率」「残留変位」 ..	55
3.5 性能創造型設計に相通じる規定以上の地震動が想定できる設計に必要な耐震性能の評価指標 .....	58
3.5.1 想定以上の地震動による橋脚の被害予測と分析 .....	58
3.5.2 性能創造型設計に相通じた設計法に必要な性能評価指標“耐震裕度”について .....	59
3.5.3 創造を働かせた橋脚の耐震設計に深く関わる性能評価指標“耐震裕度” .....	60
3.6 まとめ .....	61

参考文献 .....	61
<b>第4章 対象とする道路橋橋脚の構造諸元と数値構造解析法 .....</b>	<b>63</b>
4.1 概説 .....	63
4.2 実績調査に基づいた既設橋脚の構造諸元の統計学的分析 .....	63
4.3 検討する橋脚の構造諸元と各種条件 .....	66
4.3.1 鋼製橋脚の場合 .....	66
4.3.2 RC 橋脚の場合 .....	72
4.4 非線形構造解析のための数値解析法 .....	74
4.4.1 鋼製橋脚を対象とした有限要素法による弾塑性有限変位解析 .....	74
4.4.2 RC 橋脚を対象とした pushover 法による弾塑性解析 .....	74
4.5 まとめ .....	75
参考文献 .....	75
<b>第5章 ライフサイクルを通した橋脚の耐震性能評価 .....</b>	<b>77</b>
5.1 概説 .....	77
5.2 橋脚の数値構造解析による耐震性能の算定 .....	78
5.2.1 鋼製橋脚における耐震性能の評価 .....	78
5.2.2 RC 橋脚における耐震性能の評価 .....	88
5.3 橋脚の耐震裕度による性能評価と想定以上の地震が起こった場合の橋脚の被害状況の推定 ..	91
5.3.1 鋼製橋脚の耐震裕度による性能評価と被害状況の推定 .....	91
5.3.2 RC 橋脚の耐震裕度による性能評価と被害状況の推定 .....	99
5.4 既設橋脚の耐震性能の評価法 .....	102
5.5 まとめ .....	103
参考文献 .....	104
<b>第6章 既設橋脚のライフサイクルマネジメントのための地震リスク分析と耐震補修や耐震補強によ る修復性の評価 .....</b>	<b>107</b>
6.1 概説 .....	107
6.2 劣化過程下にある橋脚の劣化進行の予測と耐震性能の評価 .....	107
6.2.1 鋼製橋脚の劣化過程 .....	108
6.2.2 RC 橋脚の劣化過程 .....	108
6.3 劣化する RC 橋脚の地震リスク分析 .....	114
6.3.1 地震ハザード曲線とその橋脚の性能評価への適用 .....	114
6.3.2 耐震裕度による RC 橋脚の地震リスク評価 .....	118
6.3.3 地震リスクを勘案した既設 RC 橋脚の維持管理計画 .....	121
6.4 鋼製橋脚の耐震補強と地震リスクの低減効果の評価 .....	125
6.4.1 コンクリートが充填された鋼製橋脚の数値解の妥当性 .....	126
6.4.2 鋼製橋脚への充填コンクリートによる耐震補強の効果 .....	127



6.4.3 コンクリートの充填による補強効果の耐震裕度による評価.....	130
6.5 まとめ .....	133
参考文献 .....	134
<b>第7章 結論</b> .....	135
7.1 本論文のまとめ .....	135
7.2 今後の研究の展望.....	139
謝辞 .....	141
参考文献 .....	143
記号 .....	161

## 第1章 序論

わが国は、世界で起こる地震の20数%を占める有数の地震国である。有史以来、数え切れないほどの多くの地震によって甚大な被害を蒙ってきた。最近では、とくに、1995（平成7）年1月17日午前5時46分52秒に起こった兵庫県南部地震（マグニチュード7.3。以後、M7.3と略する）では、高規格な都市間高速道路の崩壊によって道路網が寸断され、交通マヒを伴った2次災害によって未曾有の事態に至った<sup>1)</sup>。また、2011（平成23）年3月11日午後2時46分18.1秒に発生した東北地方太平洋沖地震（M9.0）では、地震とそれに伴う津波による複合災害によって東北地方や関東地方の太平洋沿岸域が壊滅的なダメージを受け、多くの尊い命が失われるとともに、日々の生活と産業活動に欠かせない社会システムが長期にわたって機能せず、いまでもその状態が続いている。そして、その復旧と復興は多難の途上にある。

わが国では、M7.0以上の大地震が諸外国に比べて頻繁に起こってきたため、今日では社会基盤施設の整備に欠かせない耐震設計のための基準が高度に整えられている。それは、大地震時にさまざまな社会基盤施設が損傷や崩壊などの被害を受けてきたからに他ならない。過去の大震災の被災状況、その体験や教訓をもとに、また、その後に精力的に進められた研究の成果を反映して、わが国の社会基盤施設の設計基準はしばしば更新されてきた。たとえば、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編（以後、道示 V と略する）は、兵庫県南部地震の被災状況を踏まえ、1996（平成8）年に内陸直下の活断層を震源域とする M7 級の地震にも耐えられるように改定された<sup>2)</sup>。ちなみに、内陸直下の活断層で発生する大規模な地震に対処するための耐震設計基準は、道示 V ではレベル 2 地震動のタイプ II の地震動（以後、レベル 2 地震動（タイプ II）と記述する）の項に与えられている。また、2002（平成14）年には、耐震性能の明確化やレベル 2 地震動に対する部材の耐震性能照査の方法などに新しい知見が反映され、性能準拠型<sup>3)</sup>の設計法として改定された<sup>3)</sup>。さらに、東北地方太平洋沖地震をはじめ、近年の大地震による被災状況を分析し、2012（平成24）年にはプレート境界周辺で起こる地震に対処した基準いわゆるレベル 2 地震動のタイプ I の地震動（以後、レベル 2 地震動（タイプ I）と記述する）に対する設計水平震度の標準値や地域別補正係数などに関わる規定が見直されるとともに、維持管理が確実かつ容易に行えるように、設計の段階から維持管理を重視したデザインを指向するように方向づけられた<sup>4)</sup>。

### 1.1 概説

社会基盤施設の設計法は、科学技術の進歩や社会の成熟とともに進化し、仕様準拠型の設計法に永らく活用されてきた許容応力度設計法（Allowable stress design method）から ISO2394 基準に反映されている性能規定型の設計法に位置付けられる限界状態設計法（Limit state design method）へと移りつつある。このような動向を受けて、さまざまな社会基盤施設に対する設計基準が整備されている。

最近、性能創造型設計法（Performance-creative based design method）と称される設計法が、プレストレストコンクリート技術協会が刊行する技術雑誌の中で取り上げられた<sup>5), 6)</sup>。この方法は、社会基盤施設を設計するとき、許容応力度設計法や限界状態設計法などに関わらず、“示方書に規定された

---

注釈\*)：性能規定型設計法（Performance-based design method）は、性能照査型や性能規定型の設計法などと記述される。ここでは、プレストレストコンクリート技術協会の性能創造型設計法の中で記された性能準拠型設計法の用語を性能規定型設計法の代わりに用いる。

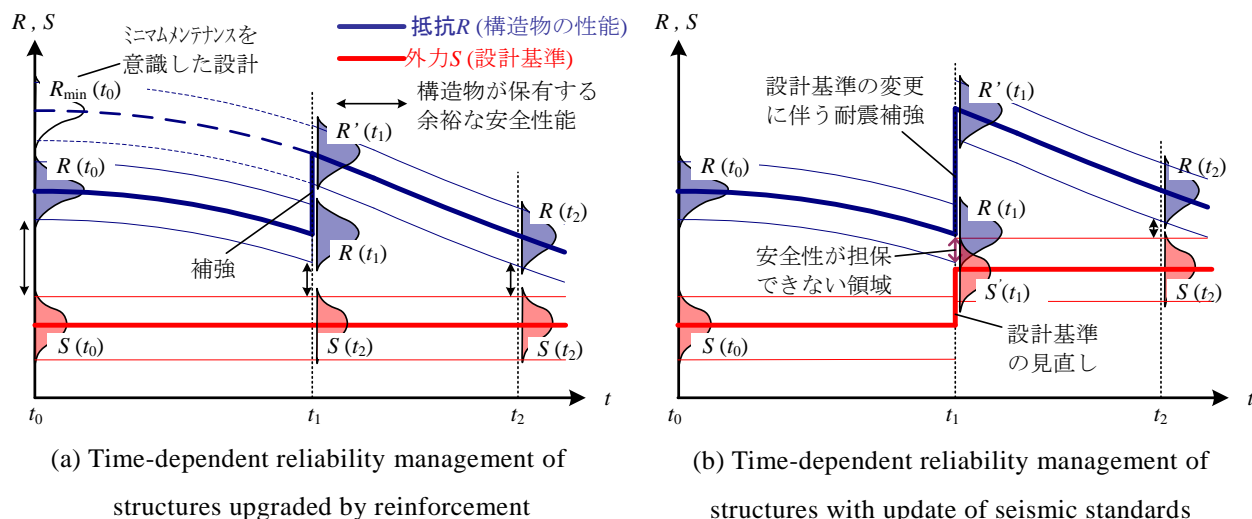


Fig.1.1 Lifetime-oriented management concept of infrastructures<sup>7)</sup>

基準さえ満たせばよし”とされる現行の性能準拠型の設計行為に対し、Life cycle cost（以後、LCCと略する）を念頭に、Value engineering などを取り入れた価値創造型の設計を新設時から供用後の維持管理や更新時に反映させ、性能を創造しながらデザインするといった設計理念に基づき、社会基盤施設の整備に関わるすべての技術者がこの設計行為を強く意識してほしいとの思いで考えられたものと思慮する。

東北地方太平洋沖地震では、道示 V に規定されている設計地震動<sup>3)</sup>をはるかに超える地震加速度 2,933 (gal)（観測点：岩手県築館市）が観測された。東海、東南海、南海さらには日向灘にわたる広範囲な沿岸域での巨大連動地震の発生が危惧されている昨今、耐震設計基準に規定される想定地震動を超える地震が起こる可能性は否定できない。

“想定以上<sup>\*\*</sup>”の地震動への対処法は、これまでの設計基準の中では、残念ながらなんら触れられてこなかった。筆者は、これに対処できる設計理念を現行の設計体系に盛り込めないかと考え、本研究を進めてきた。とくに、道路橋橋脚を例に、その設計時から供用期間中、さらには更新期までのライフサイクルを通して橋脚が保有する耐震性能と安全性レベルとの相関性について検討してきた。最近、筆者が考えた橋脚のライフサイクルマネジメント（Life cycle management）あるいは Stengenber, F.らによって描かれた Fig.1.1 に示すライフタイムマネジメント（Lifetime-oriented management）の設計概念<sup>7)</sup>が、すでに池田らが提案した“性能創造型設計法”と相通じるものがあると強く認識するようになった。

Stangenber, F.ら[2009]<sup>7)</sup>は、鉄筋コンクリート構造（以後、RC 構造と略する）の劣化進展過程を念頭に入れた信頼性理論に基づく時系列の性能評価について提案した。それによれば、RC 構造のライフタイムマネジメントは、Fig.1.1 に示すように、それが保有する性能（ $R$ ）と設計基準に与えられ

注釈<sup>\*\*</sup>): “想定以上”なる言葉は、一般に“想定外”と言われ表される。想定していなかったことを“想定外”なる言葉で言い置けば、“想定以上”のことを考えなくてもよいと思われかねない。高度な判断が可能な専門家はそうに考えないであろうが、すべての技術者がそうに考えるとは思えない。それゆえ、技術者の価値創造設計を推進し、彼らの設計意識を高めるために、ここではあえて“想定外”を“想定以上”と言われ表すことにした。ちなみに、本論文で表現する“想定以上”の地震とは、耐震設計基準で定められた地震動強度を超える規模の地震を指し、技術者一人ひとりが異なった考えで想像した地震と区別するために限定している。

る外力に対して要求される性能（ $S$ ）との関係

$$Z = R - S \geq 0 \quad (1.1)$$

を設計時だけではなく、供用後から更新期に至るまでの供用期間を通して満たすようにマネジメントする考え方である。さらに、保有性能（ $R$ ）と要求性能（ $S$ ）を確率場で捉え、その分布から安全性レベルを評価しようとする方法である。ここに、**Fig.1.1** のうち、**(a)**図は、供用期間を  $t_2$  年とした場合に、RC 構造が経年による劣化のみで機能を失っていく過程を表している。すなわち、実線で示した保有性能を表す青色の曲線は、一般に、時間とともに右肩下がりに推移していくので、設計基準で要求される性能曲線との間には一定の割合の安全性を担保するために、 $t_1$  年目に補強することを設計時に考えたものである。また、破線から実線に連なる青色の曲線は、供用期間中の維持管理が可能なかぎり省略できるようなミニマムメンテナンスの発想に基づいて  $t_2$  年目に先の場合と同じ性能を保有するように設計した場合で、新設時に高い安全性を確保し、その後の性能が保障できるように設計した場合である。一方、**Fig.1.1** の**(b)**図も供用期間を  $t_2$  年と仮定し、構造物の経年劣化のみを考えた場合である。ただし、供用期間中の  $t_1$  年目に設計基準が見直され、高められた基準を満足するように  $t_1$  年目に耐震補強を行い、 $t_1$  年目以降の保有性能に修正を加えたものである。このように、ライフタイムマネジメントは、時々刻々と変化する構造物の性能と突然に改定された外力との関係を時系列で捉え、その安全性を構造物の性能や外力の変動を勘案しながら評価する設計法で、その理念は性能創造型設計に類似している。

さらに、2014（平成 26）年度の土木学会全国大会では、土木学会構造工学委員会主催の研究討論会－21「構造物の安全性確保と設計基準～現状と今後の課題～」<sup>8)</sup>が開催された。本委員会の委員長は吉田郁政教授（東京都市大学）で、研究討論会の趣旨がその冒頭でつぎのように述べられた。

“設計の大きな目的は、構造物の安全性を確保すること”

にあるが、そのためにはつぎのようなことを考えねばならない。すなわち、

- ① 現状の設計基準での安全性（目標、保有）の定量化 — 異種構造物、限界状態間での比較
- ② 設計を超える事象に対する配慮 — システムとしての安全性、危機耐性
- ③ 既設構造物についての評価 — ライフタイム、劣化の考慮、観測・点検結果の反映方法

である。2012（平成 24）年～2015（平成 27）年の委員会活動から上述の検討課題を見出し、その解決のため、熱心に議論されているものと思慮するが、本研究が目指すものと極めて似通っており、研究を進める意義を強く感じた。

研究討論会では、道示 V に定められた耐震性能に対する要求性能マトリクスに“危機耐性”の耐震性能水準を設けた **Fig.1.2** の性能マトリクスが示された<sup>8), 9)</sup>。これまでの耐震性能に対する要求性能マトリクスに“危機耐性”の耐震性能水準を加え、設計時に考えた事象を超える、すなわち、“想定以上”の地震動によって橋梁が損傷することをも想定し、構造計画の段階からハードおよびソフトの両面にわたって総合的で創造的な制作活動を行うことが重要である<sup>8)</sup>。そのためには、復旧しやすい構造を創作し、復旧のための計画や実施体制などを災害前から整えておくことが肝要である。現在のところ、このような“危機耐性”までを含めた耐震性能水準が広く認められるまでには至っていない。今後、あらゆる構造物の安全性が想定を超える自然災害をも念頭に入れて検討され、システム設計の立場から耐震設計水準“危機耐性”への対処が整えられれば、より進化した性能準拠型の創造設計が叶えられると筆者は思う。

このような背景のもと、本研究では、上述した性能創造型設計の設計理念と相通じる社会基盤施設、

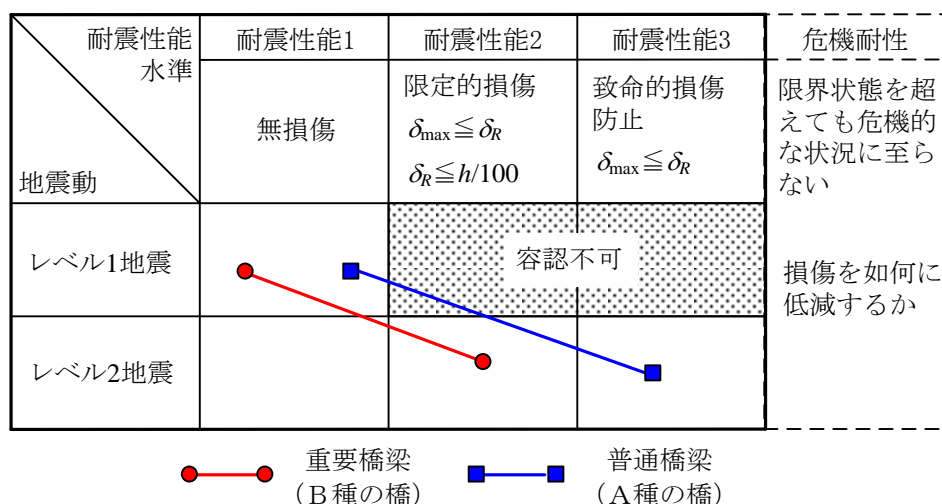


Fig.1.2 Required performance matrix including crisis tolerance<sup>8), 9)</sup>

とりわけ道路橋橋脚のライフサイクルマネジメントのための耐震設計において、

- ① 設計基準に則って設計された橋脚がどの程度の余裕な性能を保持しているか
- ② 設計基準を超えた“想定以上”の地震動に対し、橋脚がどのように応答するか

などに応えられるための方法論を展開する。ここでは、**Fig.1.2** に示した性能マトリクスにおける耐震性能水準“危機耐性”の範囲にも対応でき、橋脚が保有する性能の安全性レベルを評価する方法について検討する。そして、設計の段階から供用後、さらには被災後までを含む道路橋橋脚の橋梁マネジメント (Bridge management) に欠かせない性能評価法について考える。

## 1.2 既往の研究の展望

1995 (平成7) 年1月17日に起こった兵庫県南部地震の後から今日までの20年の間、道路橋を支える橋脚の耐震性に関する研究がさまざまな研究機関で精力的に行われてきた。橋脚の耐荷性状や変形性状を把握するための実験的研究や実現象をコンピュータの援用によって再現しようとした解析的研究などによって、多くの研究成果が得られ、その知見がかなり蓄積されてきた。以下、これまでに進められてきた研究を振り返り、道路橋を支える橋脚の耐震設計に関する研究を広範に展望し、本研究の一助とする。

### 1.2.1 耐震設計に関わる鋼製橋脚を対象とした研究

鋼製橋脚の耐荷力や変形能に関する研究は、兵庫県南部地震が起こる前からも行われていたが、兵庫県南部地震を経て、それまで以上に積極的に研究が進められ、今日までに多くの成果が得られた。ここでは、鋼製橋脚の耐震設計に関わる既往の研究を

- (1) 橋脚の耐震性能に関する研究
- (2) 損傷した橋脚の補修や補強による修復性に関する研究
- (3) 橋脚の破壊メカニズムや損傷度に関する研究
- (4) 橋脚の数値構造解析のためのモデル化に関する研究
- (5) 設計手法や推定式に関する研究

のように分類し、これらの内容を時系列に紹介する。

## (1) 橋脚の耐震性能に関する既往の研究

はじめに、鋼製橋脚の耐震性能に関する研究、すなわち、橋脚の耐荷性状や変形挙動、動的応答など、橋脚が保有する性能を実験や解析によって検討した研究についてまとめる。

### i) 鋼製橋脚の耐荷性状と変形挙動に関する研究

宇佐美ら [1991]<sup>10)</sup> [1992]<sup>11)</sup> [1993]<sup>12)</sup>は、コンクリートが充填された薄肉断面からなる鋼製橋脚の耐震設計法を検討するために実験的研究を行った。上部構造の自重に相当する鉛直荷重と地震作用に相当する繰返し水平荷重が同時に作用する下での弾塑性挙動や強度特性、剛性の低下、エネルギー吸収能に注目し、充填するコンクリートの高さや鋼柱の細長比、鋼柱を構成する主板パネルの幅厚比などがその強度やダクティリティなどに及ぼす影響を明らかにした。葛ら [1994]<sup>13)</sup>は、文献 10)、11) で報告された実験結果に基づいて、充填するコンクリートの量が鋼製橋脚の弾塑性挙動、強度と剛性の低下、エネルギー吸収能などに及ぼす影響を論じた。

渡邊ら [1992]<sup>14)</sup>は、どのような断面形状が鋼製橋脚の強度やダクティリティの向上に効果的か、また、実用上有利か、などについて検討した。中井ら [1995]<sup>15)</sup> [1997]<sup>16)</sup>は、充填コンクリートの高さをパラメータに合成柱の漸増繰返し載荷実験を実施した。得られた橋脚の耐力や変形能、剛性などを分析し、耐震性向上のための充填コンクリートの高さを定量化した。また、鋼製橋脚と部分的な合成柱の地震時の耐荷力や変形能について検討した。井浦ら [1997]<sup>17)</sup>は、鋼製円筒橋脚の繰返し載荷実験を行い、最高荷重や塑性率、エネルギー吸収などについて考察し、最高荷重の推定に必要なパラメータを見い出した。山田ら [1997]<sup>18)</sup>は、正八角形断面からなるコンクリートが充填された鋼製橋脚の耐震性能を解析的に検討し、最適な充填コンクリートの量など、耐震性向上の対策について研究した。

天野ら [1998]<sup>19)</sup>は、汎用構造解析プログラムによる数値構造解析過程を確立し、大型のコンクリートが部分的に充填された鋼製橋脚を対象とした数値構造解析の結果の妥当性を実験結果との比較によって検証した。さらに、円形ラーメン橋脚の耐震性能を数値構造解析によって検討した。保坂ら [1998]<sup>20)</sup>は、圧縮強度と縦弾性係数の異なるコンクリート系材料を充填した試験体の曲げ試験を実施し、充填材料が部材の荷重－変形関係に及ぼす影響を明らかにした。半野ら [1999]<sup>21)</sup>は、無補剛の鋼製円筒橋脚への縦方向補剛材の取り付け位置を数値構造解析によって検討した。そして、縦方向補剛材で補剛された鋼製円筒橋脚の径厚比パラメータを種々変化させた供試体を製作し、その繰返し載荷実験から縦方向補剛材の最適な取付け位置を求めた。北田ら [2000]<sup>22)</sup>は、実橋を参考に、縦方向補剛材で補剛された円弧付き橋脚にコンクリートが部分的に充填された供試体の準静的載荷実験を行い、円弧付き橋脚の地震時の耐荷力と変形能について検討した。森下ら [2000]<sup>23)</sup>は、コンクリート充填円形鋼管の準静的繰返し載荷実験を行い、充填コンクリートの高さやコンクリート上部に設けたダイアフラムが鋼管の耐荷力と変形能に及ぼす影響を明らかにした。

松村ら [2001]<sup>24)</sup>、王ら [2005]<sup>25)</sup>、山尾ら [2010]<sup>26)</sup>は十字型の補剛壁が内部に設けられた鋼製橋脚に注目し、その耐震性能を実験と数値構造解析によって評価した。文献 24) では、既設橋脚の耐震補強に十字型補剛壁の活用を考え、その変形挙動と補剛効果を数値構造解析によって明らかにし、十字型補剛壁の効果的な高さの決定法を提案した。文献 25) では、一定軸力と曲げモーメントが作用する十字型補剛壁付き円形短柱を有限要素法 (Finite element method. 以後、FEM と略する) によって解析し、提案した終局ひずみの算定式の妥当性を論じた。また、十字型補剛壁付きの鋼製円筒橋脚を 1 質点系バネとファイバー要素によってモデル化し、その動的解析から耐震性能照査法のモデル

として利用可能かどうかを検討した。文献 26) では、高架橋システムに組み込まれた十字型補剛壁を有する矩形や円形からなる鋼製橋脚の耐震性能を地震応答解析によって評価した。その結果から、十字型補剛壁を鋼製橋脚に用いる際の留意点を列挙し、設計上の注意点を明らかにした。

井浦ら [2002] <sup>27)</sup> は、コンクリートが部分的に充填された鋼製円筒橋脚の繰返し載荷実験を行い、充填コンクリートが最高荷重や塑性率に及ぼす影響を調べ、耐荷力の推定に必要なパラメータを提案した。また、最適な充填量を決定する方法について言及した。堀池ら [2002] <sup>28)</sup> は、コンクリートが充填された円形鋼管を用いたラーメン橋脚の隅角部の性能を静的載荷実験と FEM 解析によって明らかにし、その耐荷力算定法を提案した。また、中詰めコンクリートの充填効果や部材形状の違いによる耐荷力の相違について検討した。梅津ら [2003] <sup>29)</sup> は、圧縮、曲げおよびその組合せ荷重が作用する鋼製円筒の弾塑性有限変位解析を差分法によって行い、その変形挙動と終局強度を明らかにした。服部ら [2006] <sup>30)</sup> は、供試体のコンクリートパイル部（圧縮芯）にコンクリート充填鋼管を用い、上部構造の重量に相当する鉛直力を圧縮芯に受け持たせ、地震時の慣性力に相当する水平力を繰返し載荷し、その耐震性能を実験的に明らかにした。

田原ら [2009] <sup>31)</sup> は、矩形断面からなる鋼製ラーメン橋脚の正負交番載荷実験を行い、疲労に配慮した構造詳細が隅角部の耐荷力に及ぼす影響を明らかにした。また、地震時に隅角部に発生する限界状態とその順序を整理し、腹板の初期降伏を精度よく評価する方法を提案した。杉浦ら [2009] <sup>32)</sup> は、コンクリートが部分的に充填された中空式 2 重鋼管を対象に、外側と内側の鋼管の肉厚がその曲げ耐荷性状に及ぼす影響と炭素繊維シートの巻立て効果を数値構造解析と実験によって検討し、外側鋼管と内側鋼管の構造的役割を明らかにした。岡田ら [2010] <sup>33)</sup> は、高圧縮下の鋼製部材の耐震性能を把握するため、降伏軸力との比が 50% 程度の軸力を矩形断面の鋼製橋脚に作用させた正負交番載荷実験を行った。また、鋼材の繰返し塑性履歴特性を精度よく表現した構成則を用いた弾塑性有限変位解析を行い、実験結果と比較した。その結果、降伏軸力との比や径厚比パラメータなどが耐震性能に及ぼす影響を明らかにした。

## ii) 圧縮・曲げ・ねじりを受ける鋼製橋脚の力学的特性に関する研究

北田ら [1988] <sup>34)</sup> は、合成柱の合理的設計法を検討するため、多くの充填コンクリート鋼管を製作し、圧縮荷重下での弾塑性挙動と強度特性を実験的に明らかにした。北田ら [1991] <sup>35)</sup>、中井ら [1999] <sup>36)</sup> は、コンクリートが充填された鋼製橋脚にねじりを作用させ、その強度や変形能を耐荷力実験によって明らかにした。文献 35) では、矩形断面の合成柱の終局状態までのねじり挙動とその後の変形性について検討した。文献 36) では、曲げとねじりの組合せ荷重下での円形断面の合成柱の剛性や降伏・終局強度、変形能について検討した。その結果、充填コンクリートに作用する側圧を考慮した圧縮強度とせん断強度を基準とした全塑性相関曲線を用いれば、合成柱の終局強度が精度よく求められることを示した。渡辺ら [1995] <sup>37)</sup> は、充填コンクリート角形鋼管の局部座屈挙動と充填コンクリートの挙動を個々に明らかにし、その累加強度によって充填鋼管の挙動を評価した。

杉浦ら [2007] <sup>38)</sup>、林堂ら [2008] <sup>39)</sup> は、鋼管とコンクリートからなる複合構造形式の橋脚を対象に、その力学的特性を解析と実験から明らかにした。文献 38) では、曲げモーメントー曲率の関係に注目し、複合断面形状の力学的特性を解析的に評価した。文献 39) では、鋼材の断面内の合理的な配置や側方拘束の効果、コンクリート充填 2 重鋼管構造と外側鋼管の役割について検討した。

Concrete-filled double steel tube（以後、CFDT と略する）の曲げ耐荷性状を 4 点曲げ試験によって明らかにした。その結果を用いたファイバーモデルによる断面性能解析を実施し、それと Concrete-filled

steel tube（以後、CFT と略する）との曲げ挙動の相違について検討した。

### iii) 鋼製橋脚の動的性状に関する研究

中井ら [1993]<sup>40)</sup> [1994]<sup>41)</sup>、才塚ら [1995]<sup>42), 43)</sup>は、矩形断面からなる無充填およびコンクリート充填の鋼製橋脚に模擬地震動を作用させたハイブリッド実験を行った。文献 40) では、過大な外力の作用を想定し、過大な場合とそうでない場合の合成柱の耐荷性状と変形能を比較し考察した。文献 41) では、劣化しやすい柱基部の充填コンクリートによる補強として、①鉄筋で補強した場合と、②スタッドジベルで補強した場合を考え、文献 40) と同じ方法で供試体を試験した。また、鋼製の柱と合成柱の繰返し載荷実験から、それらの耐荷力や変形能の違いを検討した。文献 42) では、ハイブリッド実験の相似則を検討するため、3 種類の実験方法を考え、それらの関係を実験と数値解析から考察した。文献 43) では、実地震動下のコンクリート充填鋼製橋脚の動的な応答を求め、部分的に充填したコンクリートが応答に及ぼす影響を明らかにした。

宇佐美ら [1995]<sup>44)</sup>、鈴木ら [1996]<sup>45)</sup>、才塚ら [1997]<sup>46)</sup>は、矩形断面からなるコンクリート充填鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験を行い、橋脚の耐震性能を調べた。文献 44) では、実地震時の弾塑性挙動を実験によって評価した。また、損傷した鋼製橋脚の充填コンクリートによる補強を考え、その効果をハイブリッド地震応答実験によって確認した。文献 45) では、細長比パラメータが比較的大きなコンクリート充填鋼製橋脚の耐震性能と強震時の挙動を実験的に明らかにした。文献 46) では、コンクリート充填鋼製橋脚への地震時保有水平耐力照査法の適用の妥当性を実験によって検証した。北田ら [1997]<sup>47)</sup> [1998]<sup>48)</sup>は、既設の鋼製橋脚の耐震性能の向上策を検討するため、さまざまに補強した矩形断面からなるコンクリート充填鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験を行った。文献 47) では、矩形断面の内側に円形鋼管を配置し、その隙間に低強度のコンクリートを充填した場合の補強効果とその有用性を実験によって検討した。文献 48) では、矩形断面の鋼製橋脚を構成する主板パネルの幅厚比やコンクリートの充填方法、柱基部の三角リブによる補強に注目し、その耐震性能の向上効果について検討し、設計時の留意点をまとめた。

前野ら [1998]<sup>49)</sup>は、コンクリートを部分的に充填した八角形断面の鋼製橋脚の繰返し載荷実験とハイブリッド地震応答実験を実施し、その耐震性能について検討した。芳崎ら [1999]<sup>50)</sup>は、残留変位の低減策として、震度法による一次設計の安全率の引上げとハイダクティリティな鋼製橋脚へのコンクリートの充填を取り上げ、その効果をハイブリッド地震応答実験によって検証し、残留変位を低減させる方策の効果を明らかにした。有住ら [2000]<sup>51)</sup>は、鋼製円筒橋脚の履歴載荷応答特性に関する情報を蓄積するため、弾塑性有限変位理論に基づいた数値構造解析を行った。また、兵庫県南部地震の地震動に対する 1 質点系の非線形動的解析を行い、その結果から履歴載荷時の応答性状について検討した。木下ら [2006]<sup>52)</sup>は、円形断面からなる柱を含む鋼製ラーメン橋脚と単柱形式の鋼製橋脚を対象に、耐震補強前後の大規模地震時の挙動、耐震補強による耐震性能の向上効果および無補強のはりや隅角部の損傷レベルを把握するため、FEM による地震応答解析を実施した。

### iv) 2 方向から水平荷重が作用する鋼製橋脚の力学的特性に関する研究

永田ら [2004]<sup>53)</sup>は、組合せ荷重下の構造部材の強度と変形能を解明する目的で開発された 3 次元構造物試験装置を用い、角形鋼製橋脚の力学的特性を繰返し載荷実験によって調べた後、1 方向および 2 方向地震動に対するハイブリッド地震応答実験を行った。そして、水平 2 方向の相関を考慮した 2 自由度系の 1 質点バネモデルによる弾塑性応答解析法を提案した。後藤ら [2005]<sup>54)</sup>は、薄肉の鋼製円筒橋脚を対象に、2 方向載荷、すなわち、円形繰返し載荷と 1 方向繰返し載荷の実験を行い、そ



の終局挙動を比較した。また、複合非線形パラメトリック解析を実施し、2 方向繰返し載荷と 1 方向繰返し載荷の結果を比較し、耐震性能の低下について検討した。後藤ら [2007] <sup>55)</sup>は、矩形断面の鋼製橋脚を対象に、一定鉛直荷重下の最も厳しい 2 方向載荷によるダイヤモンド型繰返し載荷と 1 方向繰返し載荷による実験を行い、それらの終局挙動の特性を検討した。また、複合非線形パラメトリック解析を実施し、2 方向繰返し載荷と 1 方向繰返し載荷の結果を比較し、その耐震性能の低下について検討した。永田ら [2007] <sup>56)</sup>は、応力ひずみ関係に 2 次勾配を考慮した等方硬化則と移動硬化則を取り入れた剛性マトリクスを誘導し、水平 2 方向に地震力を受ける矩形断面の鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析を行った。その結果から、水平 2 方向の連成を加味した硬化による塑性 2 次勾配を考慮した数値構造解析法の妥当性とその適用限界に言及した。

青木ら [2007] <sup>57)</sup>は、実地震に近い水平 2 方向地震動に対する矩形断面の鋼製橋脚の耐震性能を実験的に明らかにした。2 方向地震力を円や楕円、方形、星型などの単純なモデルに置き換えて実験した。後藤ら [2009] <sup>58)</sup>は、2 方向地震動を考慮した 1/8 の矩形鋼製橋脚モデルの擬似動の実験を行い、その結果から複合非線形動的解析の終局挙動予測への適合性を検証し、動的安全性照査法に用いる限界値を検討した。後藤ら [2009] <sup>59)</sup>は、水平 2 方向力を受ける鋼製円筒橋脚の耐震安全性の照査法を確立するため、橋脚の終局特性と終局状態を規定する限界値について検討し、限界値を用いた照査法を考案した。党ら [2010] <sup>60)</sup>は、正方形断面からなる鋼製橋脚による 1 方向独立入力および 2 方向同時入力によるハイブリッド実験を行い、両者の結果を比較し、水平 2 方向地震動入力時の耐震性能を実験的に明らかにした。永田ら [2012] <sup>61)</sup>は、角部が腐食した矩形断面の鋼製橋脚の水平 2 方向挙動を実験と解析から検討した。

#### **v) 橋梁系の耐震性能に関する研究**

矢部ら [1999] <sup>62)</sup>は、橋脚の降伏水平耐力と杭基礎の降伏耐力との関係に着目し、これが変化した場合、杭基礎に生じる損傷がどのように変化するかをコンクリート充填鋼製橋脚の解析によって検討した。中村ら [1999] <sup>63)</sup>は、コンクリート充填鋼管を用い、桁と橋脚と杭を一体化した新型形式の高架橋による水平力に対して橋梁を試設計し、その橋梁の大地震時における部材耐力と発生変位を地震応答解析によって明らかにした。また、橋脚と杭のサイズを変化させてパラメトリック解析し、地盤を含んだ構造系全体の耐震性能と部材間の耐力のバランスについて検討した。

#### **(2) 損傷した橋脚の補修や補強による修復性に関する既往の研究**

鈴木ら [2000] <sup>64)</sup>は、繰返し載荷実験によって損傷したラーメン橋脚を補修した後、再度繰返し載荷実験を行い、その耐震性能を検討した。松村ら [2001] <sup>65)</sup>は、既設鋼製橋脚の耐震補強法の中でも、コンクリート充填工法が適用できない橋脚に対し、橋脚内に塑性変形を発生させる箇所を限定させ、橋脚基礎構造の補修や補強を必要としない新しい耐震補強法を考案した。そして、その妥当性を繰返し載荷実験によって検証した。松村ら [2002] <sup>66)</sup>は、中空コンクリート充填補強法における最適な塑性区間長と芯の導入効果を実験的に明らかにし、その妥当性と実橋脚への適用性について検討した。上野谷ら [2003] <sup>67)</sup>は、鋼製橋脚の柱基部近傍に生じる局所的な変形を抑えてダクティリティを向上させ、耐震性能を高めることを目標に、テーパ付き補剛箱形断面柱の繰返し載荷実験を行い、脚部近傍にテーパプレートを用いることの耐震上の効用について明らかにした。忠ら [2003] <sup>68)</sup>は、局部座屈が発生する橋脚基部近傍を矩形鋼板で当板補強した鋼製円筒橋脚を対象に、繰返し載荷実験と数値構造解析を行い、本補強法が有効であることを示した。尾松ら [2006] <sup>69)</sup>は、矩形断面の鋼製橋脚の繰返し載荷実験で座屈が生じた供試体を補修した後、再度載荷実験を行った。補修後の鋼製橋脚

の耐震性能を明らかにし、簡易な補修法を提案した。

金ら [2008] <sup>70)</sup>は、正負交番載荷実験によって矩形断面の鋼製橋脚に局部座屈を発生させ、局部座屈した部位を加熱やプレスによって矯正した。その後、再び正負交番載荷実験を行った。健全な状態とプレス矯正後の実験結果を比較し、力学上の観点から局部座屈した部位の矯正による影響を検討した。下里ら [2008] <sup>71)</sup>は、当板補強によって剛性が向上した隅角部を有するラーメン橋脚の耐震性能を検討し、はりフランジ十字溶接部ののど厚が不足したラーメン橋脚の耐震性能の低下を解析的に明らかにした。忠ら [2010] <sup>72)</sup>は、鋼製円筒橋脚の水平耐力の増加を抑え、変形性能のみを向上させるための耐震補強法とされる接触縦リブ補強を提案し、その効果を実験と数値構造解析の両面から検討した。嶋口ら [2012] <sup>73)</sup> [2013] <sup>74)</sup>は、震災後の早期復旧が可能な修復法を提案するため、円形および矩形からなる鋼製橋脚の載荷実験を行った。文献 73) では、損傷した円形断面からなる鋼製橋脚に対し、3 種類の修復法を適用し、再度載荷実験を行った。その結果、修復後の耐震性能を基準に修復法の優劣を判定した。また、地震応答解析を実施し、修復によって得られる性能の回復度を検討した。文献 74) では、矩形断面の鋼製橋脚を対象に、損傷度が異なる橋脚に同じ方法で修復した場合の耐震性能を明らかにするため、さまざまな損傷レベルに相当する荷重履歴による載荷実験を行った。その後、コンクリート充填工法で修復し、損傷度が異なる橋脚への修復効果を比較・検討した。

### (3) 橋脚の破壊メカニズムや損傷に関する既往の研究

橋脚が地震動を受けて破壊するときの破壊メカニズムと損傷度に関する研究が、兵庫県南部地震の被害を踏まえてなされた。以下に研究の動向をまとめた。

#### i) 鋼製橋脚の破壊メカニズムに関する研究

井浦ら [1998] <sup>75)</sup>は、縦方向補剛材で補剛された鋼製円筒橋脚の繰返し載荷実験を行い、その崩壊メカニズムを分析した。また、肉厚が変化した鋼製円筒橋脚の最高荷重と荷重作用点における水平変位の推定法を提案した。前野ら [2001] <sup>76)</sup>は、部分的にコンクリートが充填された鋼製ラーメン橋脚の繰返し載荷実験を行い、その耐力特性と充填コンクリートの破壊形式について検討した。山田ら [2003] <sup>77)</sup>は、地下鉄駅に用いられている実大構造物をモデル化した供試体の載荷試験を行い、その破壊挙動と安全性について検討した。

#### ii) 鋼製橋脚の損傷度に関する研究

村田ら [2000] <sup>78)</sup>は、コンクリートが充填された鋼管を対象に、その損傷度と部材の性能との関係を定量的に評価するため、繰返し載荷実験を行った。また、実験と数値構造解析の結果を比較し、部材の耐力と変形能を評価した。池内ら [2004] <sup>79)</sup>は、繰返し履歴荷重によって座屈損傷した平板の残存強度を解析的に検討し、その算定式を提案した。木下ら [2008] <sup>80)</sup>は、首都高速道路を支える円形断面からなる既設ラーメン橋脚を対象に、その耐震性能に影響する損傷モードと損傷度合い、ならびに、耐震補強の有無による耐震性能の違いなどについて検討した。その実績調査に基づいて異なる形状の橋脚を Pushover 解析と FEM による地震応答解析を実施し、耐震補強の前後における耐震性能を検討するとともに、コンクリートの充填効果について調べた。

### (4) 数値構造解析のための橋脚のモデル化に関する研究

構造解析法やコンピュータの高速化・大容量化などの発達とともに、橋脚の耐震性能が FEM などによってかなり容易に明らかにされるようになった。以下、橋脚の耐震性能を数値構造解析によってより正確に評価するための解析モデルや材料構成則に関する研究の動向をまとめた。

### i) 解析モデルに関する研究

今野ら [1996]<sup>81)</sup>は、鋼管の肉厚をパラメータとしたコンクリート充填 2 重鋼管に対し、その実験と非線形有限要素解析の両面から、軸圧縮耐力に対する抵抗機構と算定法について検討した。水野ら [1997]<sup>82)</sup>は、引張領域を含む多軸応力下でのひずみ軟化挙動も定量的に再現できる構成則モデルを構築し、種々の実験データとの比較によって、モデルの再現性を検討した。また、提案したモデルを 3 次元有限要素プログラムに組み込み、コンクリート試験体に対する角形横補強筋のコンファインド効果を検討するためのパラメトリック解析を行った。渡辺ら [1997]<sup>83)</sup>は、コンクリート充填鋼管をファイバー要素による FEM によって解析し、実験結果との比較から、その適用性と問題点について検討した。

岡本ら [2000]<sup>84)</sup>は、縦方向補剛材で補強された鋼製円筒橋脚のハイブリッド地震応答実験によって、その地震時挙動を確認するとともに、バイリニアモデルや進行性劣化履歴モデルを用いた非線形地震応答解析を行い、それらの適用性を実験結果との比較で検討した。藤井ら [2003]<sup>85)</sup>は、鋼板と充填コンクリートとの界面における挙動をバネによる結合要素で表現し、繰返し水平力を受ける円形断面からなる CFT の力学的特性をコンファインド効果が考慮された FEM 解析によって明らかにした。その際、解析の妥当性を過去の繰返し水平荷重載荷実験との比較によって検証し、繰返し挙動解析特有の問題を抽出し、その対策とモデル化を示した。石澤ら [2004]<sup>86)</sup>は、鋼製円筒橋脚を対象に、応力レベルでの応力-ひずみモデルを用いた 1 次元モデルを提案した。構造寸法や材料定数のデータのみで静的解析や動的解析が行える簡易な解析モデルを提案した。

山口ら [2005]<sup>87)</sup>は、鋼製円筒橋脚を対象に、有限要素の分割が数値解析結果に及ぼす影響を検討した。石澤ら [2006]<sup>88)</sup>は、矩形断面の鋼製橋脚の実験結果やシェル解析を必要としない簡易解析モデルを提案し、数値構造解析と実験の結果との比較・検討からモデル化の妥当性を検証した。後藤ら [2010]<sup>89)</sup>は、充填コンクリートに損傷塑性理論を導入したソリッド要素と仮想ひび割れでモデル化し、鋼板の構成則に 3 曲面モデルを導入したシェル要素で界面をコンタクトペアと接触バネ要素でモデル化した解析法を開発した。本法を用い、矩形断面からなるコンクリート充填鋼製橋脚の強度と変形の向上メカニズムや亀裂発生メカニズムを明らかにした。

### ii) 数値解析法に関する研究

葛ら [1995]<sup>90)</sup>は、コンクリートが充填された鋼製橋脚の荷重-変位関係を 1 次元問題として簡単に解析できる手法を開発し、数値構造解析と実験の結果の比較・検討によって妥当性を検証した。また、パラメトリック解析を行い、耐震設計に必要な終局強度とそれに対応する変形を与える設計チャートを示し、充填コンクリートの最適な長さを提案した。渡辺ら [1999]<sup>91)</sup>は、コンクリート充填鋼管を対象に、実設計を意識した可能なかぎり簡便で、かつ、精度のよい解析法を提案し、その有効性を検証した。渡辺ら [2000]<sup>92)</sup>は、鋼板の局部座屈や充填コンクリートの挙動を考慮したファイバーモデルによる充填コンクリート鋼管の動的解析法について検討した。崎元ら [2003]<sup>93)</sup>は、ファイバー要素による数値構造解析に、コンクリートの圧縮試験で定式化された充填コンクリートの応力-ひずみ関係と FEM 解析によって得られた外側鋼板の局部座屈を考慮した応力-ひずみ関係を組み込んだ耐震設計のための簡易解析法を提案した。

### iii) 橋脚に用いられる材料の構成則に関する研究

葛ら [1997]<sup>94)</sup>は、修正 2 曲面モデルによる鋼製円筒橋脚の繰返し弾塑性有限変位解析を行い、修正 2 曲面モデルの構造物レベルへの適用の有効性を検証した。また、パラメトリック解析を行い、強

度と変形の算定式を提案した。後藤ら [1998]<sup>95)</sup>は、有限要素への導入が容易なように、できるだけ少ない材料パラメータで表現した構成則いわゆる 3 曲面モデルを提案した。村田ら [2000]<sup>96)</sup>は、コンクリート充填鋼管の復元力特性を既往の実験結果に基づいてモデル化した。また、提案した復元力モデルから算定される応答値と実地震動入力によるハイブリッド地震応答実験で得られた動的応答を比較し、復元力モデルの妥当性を検証した。子林ら [2001]<sup>97)</sup>は、彼らが実施したコンクリートが部分的に充填された鋼製橋脚の静的および準静的の繰返し載荷実験結果に基づいて復元力モデルを構築し、弾塑性地震応答解析とハイブリッド地震応答実験の結果を比較し、その有用性を検討した。

葛ら [2001]<sup>98)</sup> [2002]<sup>99)</sup>は、保有水平耐力照査のための統一的な破壊基準を確立するため、コンクリート充填鋼製橋脚の材料構成則や解析手法について考究した。文献 98) では、コンクリート充填部において、コンクリートだけでなく、鋼断面に関しても損傷度を定義し、鋼断面の損傷度で破壊の照査を行う新たな破壊基準を解析に基づいて構築した。また、充填コンクリートに対し、限界ひずみ以後、コンクリートが破壊し強度を失う応力-ひずみモデルを構築した。文献 99) では、実務設計への応用を念頭に、Pushover 解析から得られた水平荷重-水平変位の関係をバイリニアに近似した簡単な復元力モデルによる地震応答解析法を考案した。また、残留変位を予測する経験式を検討した。

山口 [2005]<sup>100)</sup>は、鋼部材を FEM によって解析する場合の軟化型構成則の取扱いについて検討した。松村ら [2007]<sup>101)</sup>は、軸圧縮下で曲げ変形する CFT 柱の鋼材とコンクリートの構成モデルを敏感度解析によって同定し、内部コンクリートへの拘束効果による強度の増加や応力性状を解析的に検討した。後藤ら [2009]<sup>102)</sup>は、充填コンクリートに損傷塑性理論を導入したソリッド要素、コンクリートの水平破壊面ならびに鋼管との界面にコンタクトペア、鋼管の構成則に 3 曲面モデルを導入したシェル要素を用いて弾塑性有限変位解析し、コンクリート充填鋼製円筒橋脚の繰返し荷重下の力学性能の向上メカニズムを定量的に評価できる解析法を提案した。

## (5) 設計手法や推定式に関する研究

橋脚の簡便な耐震設計に必要な強度や変形、応答などを推定する手法、あるいは、算定式に関する研究について述べる。

### i) 設計手法に関する研究

中井ら [1995]<sup>103)</sup>は、箱形断面からなるコンクリート充填鋼製ばりのせん断遅れを理論解析によって明らかにし、その基本解を橋脚の設計に応用する方法を提案した。宇佐美ら [1995]<sup>104)</sup>は、道示 V に従って、コンクリート充填鋼製橋脚に適用する地震時保有水平耐力法を提案した。水平荷重-水平変位の関係を弾塑性有限変位解析によって求め、コンクリート充填部の破壊は有効破壊長の領域でのコンクリートの平均ひずみが 0.6%に達したときとし、提案した方法によって求められた極限強度と変形能を実験結果と比較し、その妥当性を検証した。西川ら [1996]<sup>105)</sup>は、局部座屈発生後の新たな終局限界状態を設定し、その終局状態を防止する耐震補強法と局部座屈が起こる構造系について実験によって実証した。その結果、柱の耐荷力や剛性を増加させることなく、鋼製橋脚の変形性能を高めることが可能な補強法を提案した。村田ら [1998]<sup>106)</sup>は、CFT 柱の優れた塑性変形性能を耐震設計に積極的に取り入れ、設計の合理化を考え、円形断面の柱の交番載荷実験を行い、試験結果に基づいて耐荷力と塑性変形能を評価する方法を提案した。宇佐美ら [1999]<sup>107)</sup>は、多層ラーメン構造を等価な 1 自由度系に置き換えた Pushover 解析と地震応答解析から応答量を推定する耐震照査法を展開した。前野ら [2002]<sup>108)</sup>は、コンクリートを部分的に充填した長方形断面からなる鋼製橋脚の繰返し載荷実験を行い、合理的な耐震設計法を提案した。小野ら [2002]<sup>109)</sup>は、道示 V の充填

高さを満たす矩形断面のコンクリート充填柱を対象に、繰返し載荷実験から得られる所定の限界状態に対応する水平荷重と水平変位を適切に評価できるモーメントー回転角の関係を検討した。

## ii) 推定式に関する研究

葛ら [1992]<sup>110)</sup>は、コンクリートが充填された薄肉箱形断面短柱の強度と変形能を実験によって明らかにした。また、その弾塑性有限変位解析を行い、極限強度が実験結果に比較的良好に一致していることを示し、主板パネルの局部座屈の影響を加味した算定式を提案した。才塚ら [1997]<sup>111)</sup>は、矩形断面からなるコンクリート充填鋼製橋脚を対象に、兵庫県南部地震で観測された地震波によるハイブリッド地震応答実験を行い、従前の地震波と兵庫県南部地震の地震波による応答の違いを明らかにした。また、充填コンクリートの効果やエネルギー一定則を用いた最大応答変位の推定式の精度、最大応答変位ー残留変位の関係などを考察した。葛ら [2000]<sup>112)</sup>は、載荷履歴が履歴特性に及ぼす影響、橋脚の強度と変形能を左右するパラメータの影響を解析的に明らかにした。さらに、鋼製橋脚の強度と変形能を定量的に求め、耐震設計のための近似式を提案し、既存の実験結果と比較した。杉本ら [2001]<sup>113)</sup>は、1次設計を求めるための最適化問題を定式化し、その数値解析結果を検討した。提案した設計システムは、1次設計を時刻歴応答解析で照査し、その後の設計の修正まで含まれている。唐ら [2003]<sup>114)</sup>は、さまざまな研究機関で実施された実験データを分析し、鋼管と拘束コンクリートの応力ーひずみ関係に基づいて、鋼管の拘束効果やひずみ硬化が鋼管とコンクリートの強度および断面の応力分布特性に与える影響を検討し、CFT 柱の終局時の曲げモーメントー軸力の相関曲線の簡便な算定法を提案した。

### 1.2.2 耐震設計に関わる RC 橋脚を対象とした研究

RC 橋脚の耐震設計に関する既往の研究について述べる。鋼製橋脚の場合と同様、RC 橋脚の耐震設計に関する研究は、これまでさまざまな研究機関で精力的に行われ、多くの貴重な知見が蓄積されている。とくに、兵庫県南部地震以降の研究は目覚しく、耐震補修や耐震補強などの効果を検討した研究が多く行われ、新たな補修や補強の方法もつぎつぎと提案されている。ここでは、RC 橋脚の耐震設計に関する既往の研究を

- (1) 橋脚の耐震性能に関する研究
- (2) 耐震補修や耐震補強に関する研究
- (3) RC 橋脚の破壊や損傷に関する研究
- (4) RC 橋脚の耐震性能の信頼性評価に関する研究
- (5) 解析モデルに関する研究
- (6) 設計手法に関する研究

のように分類し概観する。

#### (1) 橋脚の耐震性能に関する既往の研究

RC 橋脚の耐震性能、すなわち、橋脚の耐荷性状や変形挙動、動的応答など、橋脚が保有する性能を実験や解析から評価した研究について要約する。

##### i) RC 橋脚の耐荷性状や変形挙動に関する研究

島ら [1986]<sup>115)</sup>は、RC 橋脚の模型実験を行い、躯体下部の塑性域の変形だけを取り出し、塑性域の変形性能を調べた。塑性域の性状を決定すると考えられるパラメータからせん断補強量を選び、塑性域の変形を曲げ変形とせん断変形に分けて検討した。伊藤ら [1989]<sup>116)</sup>は、繰返し載荷によって

曲げ破壊するような RC 部材を対象に、耐力の低下の原因を構成材料であるコンクリートと鉄筋の挙動にあるとし、コンクリートと鉄筋の応力-ひずみ関係を定量的にモデル化した。そして、このモデルによって RC 橋脚の破壊メカニズムや耐力の低下、その変形挙動を解析的に明らかにした。島ら [1990] <sup>117)</sup>は、主鉄筋の座屈現象をモデル化し、繰返し荷重を受ける RC 橋脚の耐力の低下を含めた荷重-変位の履歴関係を解析的に求めた。本モデルによる靱性の算定の精度を検討するため、既往の実験結果と比較した。今井ら [1993] <sup>118)</sup>は、軸方向鉄筋量の多い RC 橋脚の変形能を定量的に評価するため、繰返し載荷実験を行った。益子ら [1994] <sup>119)</sup>は、2 方向外力が入力可能な載荷実験システムを開発し、その下で RC 橋脚の基本性状と弾塑性応答性状を実験的に明らかにした。

横井ら [1993] <sup>120)</sup>、山本ら [1996] <sup>121)</sup>は、ロッキング振動によって生じる回転モーメントが RC 橋脚の性能に及ぼす影響に着目し、振動台による動的載荷実験を行った。文献 120) では、橋軸直角方向に地震力を受ける T 型の RC 橋脚におけるロッキング振動によって生じる回転モーメントが橋脚の応答に及ぼす影響について調べた。文献 121) では、ロッキング振動が発生する高さの RC 橋脚の鉄筋量を変化させて動的載荷実験を行い、段落しが存在する場合、載荷方向によって橋脚の破壊位置が異なり、ロッキング振動による回転モーメントの影響が現れることを示した。

谷本ら [1996] <sup>122)</sup>、佐藤ら [2000] <sup>123)</sup>は、RC 橋脚の耐荷性状や変形性能を検討するため、水平交番載荷実験を行った。文献 122) では、断面の縦横比と軸方向鉄筋の段落しの影響を実験的に検討した。その結果、水平力を受ける橋脚の耐荷性状は、断面の縦横比、段落し、橋脚に作用する上載荷重に大きく影響されることを明らかにした。文献 123) では、実 RC 橋脚の上部工による拘束を想定し、橋脚天端の上下方向変位を拘束した状態で水平交番載荷実験を行い、橋脚天端変位の拘束が荷重-変位関係や破壊性状に及ぼす影響を明らかにした。その結果、鉛直方向の拘束によって、大変形時に鉛直方向軸力が大きくなることや橋脚の変形性能が低下することを明らかにした。

星隈ら [2001] <sup>124)</sup>は、RC 橋脚における正負交番載荷実験での載荷方法と入力地震動の関係を明らかにするため、さまざまな地震動による非線形時刻歴応答解析を行い、塑性応答の繰返し回数について検討した。その結果、塑性応答の繰返し回数はプレート境界型と内陸直下型の 2 地震で大きく異なり、従来行われている正負交番載荷実験での載荷法は、実際の地震時挙動よりも比較的厳しい載荷条件となっていることを明らかにした。池端ら [2001] <sup>125)</sup>は、兵庫県南部地震によって倒壊した橋脚と倒壊しなかった橋脚をモデル化した 2 体の供試体による載荷実験を行い、その耐震性能と倒壊に至る過程を検討した。その結果、2 体の橋脚の耐震性能を把握し、配筋の相違によって、一方は倒壊し、他方は耐力を保持することを実地震波による実験によって検証した。藤原ら [2003] <sup>126)</sup>は、意図的に軸方向鉄筋に欠陥を設けた供試体と設けない供試体に対してそれぞれ静的正負交番載荷実験と準動的載荷実験を行い、地震時応答挙動や破壊形態、ひび割れに大きな違いが現れることを示した。

大内ら [2005] <sup>127)</sup> [2006] <sup>128)</sup>は、逆 L 字型橋脚の繰返し水平載荷実験の結果を数値構造解析によって再現した。文献 127) では、3 次元有限要素解析によって実験を再現し、その挙動が精度よく予測できることを示した。また、橋軸方向載荷に伴う橋軸直角方向の残留変位が増大する現象や偏心水平載荷によって発生するねじりモーメントの耐力や履歴特性に及ぼす影響を定量的に明らかにした。文献 128) では、橋軸方向入力を受ける同形式橋脚の橋軸直角方向への応答を動的応答解析によって検討した。その結果、履歴性状は全体にわたっておおむね良好な結果になることを示した。

佐々木ら [2007] <sup>129)</sup>は、主鉄筋が段落しされた RC 橋脚の模型載荷実験をファイバー要素解析によって再現し、軸方向鉄筋が座屈するまでの範囲において、得られた水平力-水平変位関係は実験結

果を精度よく再現していることを示した。岡本ら〔2008〕<sup>130)</sup>は、低プレストレスを導入した RC 橋脚の静的正負交番載荷実験および動的水平加振実験を行い、耐震性能の向上効果について検討した。実験の結果、低いプレストレスを導入すれば、橋脚の耐震性能を飛躍的に向上させることができ、横拘束鉄筋量を少なくできることを明らかにした。川島ら〔2010〕<sup>131)</sup>は、2010（平成 22）年時点の技術基準で耐震設計した大型の RC 橋脚の加震実験を e-ディフェンスで実施すると同時に、動的解析によって橋脚の耐震性能を検討した。その結果、継続時間の長い断層近傍の地震動に対する耐震性には検討の余地があること、動的解析は塑性応答が小さい段階でかなり精度がよいが、塑性応答が著しくなると、精度が不十分であることを明らかにした。甲斐ら〔2011〕<sup>132)</sup>は、実大 RC 橋脚の 3 次元振動破壊実験に対し、ファイバー要素を用いた時刻歴応答解析を実施し、その地震時挙動を予測した。その結果、応答変位の時刻歴性状や支承に生じる荷重－変位曲線などを極めて良好に予測できることを示した。竹本ら〔2011〕<sup>133)</sup>は、杭基礎と橋脚の耐力比を変化させたパラメトリック解析を行い、どのような耐力比の場合に杭に損傷が生じるかを明らかにした。その結果、地震時に基礎の降伏を抑え、橋脚を曲げ降伏型の破壊に至らしめるための耐力比や塑性率を示した。

## ii) 衝撃的な上下動に関する研究

宮本ら〔1996〕<sup>134)</sup>は、力積の考え方に基づく運動量保存の法則を適用し、初期の衝撃的な上下動が橋脚内への引張損傷発生の可能性とそれが RC 橋脚の損傷や破壊メカニズムにどのように関与したかを明らかにした。別府ら〔1997〕<sup>135)</sup>〔1998〕<sup>136)</sup>、原田ら〔2000〕<sup>137)</sup>は、兵庫県南部地震で発生した RC 橋脚の水平輪切り状のひび割れに注目し、この損傷が衝撃的な上下動によるものと考え、実験と数値構造解析によって再現を試みた。文献 135) では、段落し部の鋼板巻立て補強が衝撃的な上下動に有効であるかどうかを実験によって検討した。文献 136) では、実 RC 橋脚の配筋状況をより正確に模擬するため、供試体内部に帯鉄筋を配筋したコンクリート供試体によって衝撃突上げ実験を行い、帯鉄筋が輪切り状のひび割れに及ぼす影響を考察した。文献 137) では、既往の実験で得られた応力波の伝播状況や構造系全体の振動をバネ－質点系モデルによるシミュレーション解析によって明らかにした。また、1 質点系モデルによる突上げ実験で得られた RC 橋脚模型の輪切り状のひび割れの発生メカニズムを究明した。その結果、輪切り状のひび割れは慣性力による引張破壊であることを明らかにした。

石川ら〔1997〕<sup>138)</sup>は、衝撃的な上下動が作用する RC 橋脚の動的解析を FEM によって行い、橋脚の固有周期に近い周期の加速度が作用すると、柱部の断面の応力が増幅することを明らかにした。原田ら〔1998〕<sup>139)</sup>は、段落しされた RC 橋脚を繊維補強した効果を衝撃的な上下動実験で調べた。その結果、繊維補強したすべてのモデルにおいて、段落し部の鉄筋の最大ひずみが無補強モデルに比べて著しく小さく、繊維による補強の有用性を示した。秋山ら〔2000〕<sup>140)</sup>は、地震による上下動が RC 橋脚の動的損傷に与える影響を明らかにするため、RC 橋脚を振動台で実験した。その結果、上下動の影響は部材が降伏するまでの損傷には認められないものの、損傷の進行とともに現れ、部材降伏後の終局時の破壊範囲が大きくなることを明らかにした。

松崎ら〔2009〕<sup>141)</sup>〔2012〕<sup>142)</sup>は、短周期成分が卓越した上下方向の変動軸力が RC 橋脚の耐震性能に及ぼす影響を実験的および解析的に解明した。文献 141) では、短周期成分が著しく卓越した上下方向の地震動が一般的な桁橋の地震応答に及ぼす影響をファイバー解析で検討し、短周期の上下方向地震動によって鉛直方向の振動特性を支配する固有振動モードが上昇するため、自重による圧縮軸力の大きさに匹敵するほどの引張軸力が橋脚基部に作用し得ることを明らかにした。文献 142) で

は、静的正負交番繰返し載荷実験を行い、短周期で引張力を含む繰返しの変動軸力によって軸方向鉄筋が座屈した後にコアコンクリートの損傷の進展が著しくなることや最大引張軸力が大きいほどその損傷領域が広がることを明らかにした。

### iii) 橋梁系に関する研究

牧ら [1998]<sup>143)</sup>は、非線形地盤と杭基礎を勘案した RC 橋脚から地盤系全体の地震応答解析を 2 次元弾塑性 FEM によって行い、橋脚－杭－地盤の連成挙動について考察した。RC 橋脚の降伏震度と固有周期がその応答性状に及ぼす影響を検討し、橋脚、杭基礎、地盤のエネルギー分担が重要であることを示した。三田村ら [1999]<sup>144)</sup>は、実寸大の 2 径間連続桁の試験体を製作し、連続桁を上載した状態で水平交番載荷試験を実施した。その結果、橋脚の荷重－変位関係がフーチングの回転と損傷の影響を受けること、段落しされた試験体では損傷が橋脚基部から段落し部に移る時点で剛性が大きく低下することを明らかにした。山岸ら [2002]<sup>145)</sup>は、背の高い RC 橋脚で支持された 3 径間連続橋を対象に、地震時保有水平耐力法の適用にあたって高次振動モードが及ぼす影響を非線形動的解析との比較によって検討した。その結果、高橋脚で支持された橋梁では、一様な慣性力を作用させるのではなく、非線形応答加速度の分布をできるだけ正確に近似した慣性力を作用させる必要があることを示した。中澤ら [2002]<sup>146)</sup>は、RC 橋脚で支えられる桁橋を対象に、ファイバー要素による地震応答解析を行い、不つり合い力の取り扱い方や残留軸力の発生メカニズムについて検討した。また、Reyleigh 減衰の場合の残留応答が生じるメカニズムを明らかにした。

中野ら [2002]<sup>147)</sup> [2003]<sup>148)</sup>は、数値構造解析上のモデル化の違いが橋梁の耐震性能に及ぼす影響を明らかにするための地震応答解析を行った。文献 147) では、橋軸方向の地盤バネ分布特性が橋梁系全体の応答に及ぼす影響を数値構造解析によって検討した。その結果、スパンの数によって損傷の程度が異なり、損傷は周囲の地盤バネとそのバネ定数に大きく影響されることを示した。文献 148) では、連続高架橋を対象に、異なったいくつかのモデルによる地震応答解析を行った。その結果、橋梁系全体をモデル化した場合、上部構造の振動によって大きな付加曲げモーメントが生じ、断面の耐力が同程度であれば、付加曲げモーメントは全体振動が大きくなる円形断面が大きくなることを明らかにした。丸山ら [2002]<sup>149)</sup>は、地震動の位相特性のばらつきに着目し、1 質点系への置換が可能な RC 橋脚の弾塑性応答に及ぼす影響について考察し、非線形の度合いによって応答塑性率の変動係数が異なることを明らかにした。また、免震橋梁の場合、非免震時の約 2 倍にまで長周期化することで、RC 橋脚の応答値は大きく低減され、位相特性のばらつきによる応答の変動が少なくなった。

富ら [2008]<sup>150)</sup>は、兵庫県南部地震後に設計された RC 橋脚で支えられた多径間連続高架橋の地震応答解析を実施し、地震動特性と連続高架橋における RC 橋脚の挙動について考察した。その結果、同じ地震動でも地盤条件や震央までの距離による周期特性の違いが RC 橋脚の応答に大きく影響することを明らかにした。小山ら [2010]<sup>151)</sup>は、耐震補強された RC 橋脚が橋梁系全体の地震応答に及ぼす影響を把握するための動的実験を行った。その結果、強震下では、耐震補強された橋脚の損傷は抑制されるが、杭基礎に大きな損傷が生じることを示した。また、地盤改良と基礎の補強によって杭の損傷が抑制できることを明らかにした。

### iv) 耐震基準や耐震照査に関する研究

安田ら [1996]<sup>152)</sup>は、兵庫県南部地震後に示された復旧仕様に基づいて耐震補強した RC 橋脚を試験し、復旧仕様による変形性能の照査結果と比較した。また、荷重－変位関係の算出における解析法と材料の構成則に関するパラメータ解析を行い、これらが数値解析結果に及ぼす影響を実験結果と



比較しながら検討した。三岩ら [1996]<sup>153)</sup>は、1955（昭和 30）年度の基準に準拠した供試体と 1986（昭和 61）年の基準に基づいて設計された供試体の破壊性状や曲げ変形性能を水平交番載荷実験によって比較・検討した。八田ら [1996]<sup>154)</sup>は、RC 橋脚の一般的な耐震補強工法について触れ、その補強効果を検討した。また、鋼板巻立て工法によって補強された RC 橋脚の非線形動的解析を行い、保有水平耐力照査法と比較し、時刻歴応答解析による応答値を考察した。川島ら [1997]<sup>155)</sup>は、建設省土木研究所と東京工業大学で実施された 20 体の RC 橋脚模型による繰返し載荷実験結果を用いて、1996（平成 8）年度版の道示 V で規定される終局変位を評価した。その結果、同示方書による終局変位はおおむねかぶりコンクリートが剥落し始めるときの変位に相当することを示した。

家村ら [1998]<sup>156)</sup>は、既存 RC 橋脚の耐震補強効果を非線形地震応答解析によって検討し、十分な補強効果を立証した。また、安全性の評価では、橋脚の保有水平耐力を評価するだけでなく、クリティカルとなる部位の安全性向上の評価が重要なことを示した。吉田ら [1998]<sup>157)</sup>は、大地震時における RC 橋脚の耐震性と耐衝撃性を把握するため、1980（昭和 55）年度版と 1996（平成 8）年度版の規定に準拠した供試体の動的実験を行った。その結果、1980（昭和 55）年度版の仕様は段落し部付近が破損し、応答倍率が低下することや、衝撃的な荷重載荷での強制変位のモード状態では、相対加速度による設計も考えられることを明らかにした。本谷ら [2011]<sup>158)</sup>は、高強度材料の活用を図るため、高強度材料を用いた RC 橋脚の正負交番載荷実験を行った。その結果、道路橋示方書の終局耐力と終局変位の算定式がこの種の材料にも適用できることを明らかにした。

## **(2) 耐震補修や耐震補強に関する既往の研究**

兵庫県南部地震以降、今日まで耐震補修や耐震補強のための工法が多く考案され、実用化されてきた。ここでは、耐震補修や耐震補強が RC 橋脚の耐震性能に及ぼす影響について検討した研究を工法ごとにまとめ、その動向について説明する。

### **i) 鋼板巻立てによる補強に関する研究**

幸左ら [1996]<sup>159)</sup> [1997]<sup>160)</sup>は、兵庫県南部地震によって大きな被害を受けた阪神高速道路 3 号神戸線の RC 橋脚を復旧するにあたって、提案された復旧工法の効果を実験と解析から検討した。文献 159) では、提案されたさまざまな復旧工法が要求される耐力と変形能を保有しているか確認するため、補強やフーチングへの定着の方法をパラメータとした供試体による実験を実施し、補強法の有効性を検討した。文献 160) では、さまざまな補強を施した RC 橋脚の変形性能の向上効果を確認するため、模型実験、保有水平耐力照査およびファイバーモデルによるシミュレーション解析を実施し、いずれの補強法も復旧仕様で想定されるよりも優れた変形性能を示すことを証明した。田中ら [1996]<sup>161)</sup>は、地震によって損傷した RC 橋脚を模擬し、無補強と鋼板併用 RC 巻立て工法によって補強された供試体の正負交番載荷実験を実施し、鋼板併用 RC 巻立て工法による補強は耐力や変形能の向上に期待がもてることを示した。また、鋼板を等価な帯鉄筋に換算し、横拘束効果を考慮したファイバーモデルによる解析は、鉄筋が座屈して急激に耐力が低下する直前までの範囲で、実験結果を精度よく再現していることを示した。

### **ii) 炭素繊維シートによる補強に関する研究**

増川ら [1996]<sup>162)</sup>は、炭素繊維シートによる補強に着目し、補強の有無・補強量・補強の方向をパラメータに実験した。その結果、せん断補強には効果的であるが、余裕のある設計が必要であることを確認し、曲げ補強にも応用できる可能性を示した。金海ら [1997]<sup>163)</sup>は、炭素繊維シートでの補強によって RC 橋脚の変形性能が改善される効果や曲げ耐力への補強効果を実験的に検討した。そ

の結果、炭素繊維シートを単独で用いる場合に比べてケーシングと併用すれば、変形性能が飛躍的に向上することを示した。また、鋼板接着工法を併用すれば、曲げ耐力の向上にも効果のあることを示した。植木ら〔1997〕<sup>164)</sup>は、さまざまな補強法によって補強された橋脚供試体を製作し、その補強効果を載荷実験によって明らかにした。李ら〔1998〕<sup>165)</sup>は、耐震性能に劣る既設円形 RC 橋脚の曲げ耐力と変形性能をバランスよく向上させる補強法を提案し、その効果を多数の供試体による水平交番載荷実験で明らかにした。その結果、根巻き部の材料とせん断補強材によって、期待どおりの耐震性能の向上が図られることを明らかにした。

三田村ら〔2000〕<sup>166)</sup>は、桁拘束が最も厳しい状態を設定し、鉛直変位を完全に拘束した状態での炭素繊維シートによる曲げ補強効果を実験的に検証した。その結果、炭素繊維シートによる曲げ補強時にシート巻き付けによって剥離を抑制する必要があることを明らかにした。米田ら〔2001〕<sup>167)</sup>は、炭素繊維シートを周方向に巻き付けて横拘束を与えた円形断面からなる RC 橋脚の繰返し載荷実験を行い、その変形性能の向上量を検討した。また、道路橋示方書の地震時保有水平耐力法に基づき炭素繊維シートで横拘束したコンクリートの応力-ひずみ関係を採用し、曲げ耐力と終局変位を解析的に検討した。山本ら〔2001〕<sup>168)</sup>は、炭素繊維シート補強部材中の鉄筋腐食を電食法によってモデル化し、静的曲げ試験をもとに鉄筋腐食と腐食ひび割れが補強部材の耐荷特性に及ぼす影響を検討した。また、2次元有限要素解析において鉄筋とコンクリートの付着劣化と腐食ひび割れを離散型の要素で表現し、腐食鉄筋を有する炭素繊維シート補強部材の耐荷特性を解析的に検討した。

### iii) アラミド繊維による補強に関する研究

松岡ら〔1996〕<sup>169)</sup>、佐藤ら〔1996〕<sup>170)</sup>、三上ら〔1996〕<sup>171)</sup>は、アラミド繊維を巻き付けた RC 橋脚の補強効果を検証するため、さまざまな載荷実験を行った。文献 169) では、段落しされた RC 橋脚にアラミド繊維テープを巻き付けた供試体を正負交番載荷で実験し、その破壊性状を検討し、アラミドテープ補強は段落し部のせん断変形量を少なくし、橋脚の損傷を軽減することを明らかにした。文献 170) では、水平単調載荷実験から静的耐荷性状を検討し、アラミドテープ巻き付けによってせん断破壊が防止できること、巻き付けによる補強量が多い場合には終局状態での変形量が増大し、変形性能の改善に効果的であることを示し、効果的な方法であることを明らかにした。文献 171) では、段落しされた RC 橋脚にアラミド繊維を巻き付け、その水平交番載荷実験で変形性能を検討し、炭素繊維テープを巻いた場合と比較した。その結果、段落し部の変形性能はアラミド繊維テープや炭素繊維テープによって大きく改善されることを示した。また、橋脚の耐力は、アラミド繊維テープの場合には鉄筋の座屈で、炭素繊維テープの場合にはコーナー部の破断で低下することを明らかにした。

佐藤ら〔1999〕<sup>172)</sup>、池田ら〔2000〕<sup>173)</sup>、吉田ら〔2000〕<sup>174)</sup>、池田ら〔2001〕<sup>175)</sup>は、段落し部に AFRP シートを巻き付けて補強した RC 橋脚の補強効果を確認するための正負交番載荷実験を行った。文献 172) では、軸方向鉄筋の段落し部の変形性能を向上させるため、AFRP シート巻き付けと貫通中間拘束筋を施した RC 橋脚の補強効果を明らかにした。文献 173) では、AFRP シートで補強した RC 橋脚の動的応答性状を把握するため、30 (m) の実寸大の 2 径間連続桁橋で動的 Pushover 実験を行った。その結果、段落し部での脆性的な破壊を効率的に防ぐことができ、入力加速度が 0.6G 程度で段落し部が損傷し、上部工の応答倍率が低減されることを明らかにした。文献 174) では、段落し部に AFRP シート巻き付け補強と貫通ボルトを施した実寸大の壁式 RC 橋脚の実験を行った。その結果、段落し部におけるせん断ひび割れの抑制や脆性的な破壊の防止が図られ、段落し部のみの補強が全面補強よりも効率的であることを示した。文献 175) では、補強項目、補強量、貫通ボルト配置をパラメ

ータに実験を行い、より効果的な耐震補強法を検討した。

畑山ら [2002]<sup>176)</sup>は、縦横比が 1 : 3 の長方形断面からなる RC 橋脚を対象に、AFRP シート巻立て補強と貫通鉄筋を配置した試験体に対し、AFRP シート補強量と貫通鉄筋の高さ方向配置をパラメータに正負交番載荷実験を行った。その結果、AFRP シートははらみ出しを効果的に抑制でき、橋脚の変形性能を向上させる最適な貫通鉄筋の配置位置があることを示した。浅井ら [2007]<sup>177)</sup>は、段落しされた RC 橋脚の試験体を AFRP シートで 1 方向と 2 方向に補強し、正負交番載荷実験によってその性能の相違を考察した。その結果、2 方向シートは 1 方向シートを軸方向と軸直角方向に補強した場合と同等の補強効果が得られることを明らかにした。三田村ら [2008]<sup>178)</sup>は、新しい耐震補強法としてアラミド繊維ロープの巻付け補強を考え、鉄筋が段落しされた RC 橋脚を水平方向に正負交番載荷した。その結果、アラミド繊維ロープ巻付け補強法は、RC 橋脚の変形性能の向上に効果的であることを確認した。澤松ら [2011]<sup>179)</sup>は、アラミド繊維製ロープによる補強と FRP 化した炭素繊維ストランドをすだれ状に加工したシートの接着によって補強した RC 橋脚供試体の交番載荷試験を実施し、その補強効果の有効性を検討した。

#### iv) エポキシ樹脂注入による補修に関する研究

渡邊ら [2003]<sup>180)</sup>は、地震による損傷程度に応じた補修効果を定量的に把握するため、所定の損傷を与えた後にエポキシ樹脂注入や無収縮モルタルで断面修復した試験体の正負交番載荷実験を行った。実験の結果、補修後の試験体は変形性能が向上し、補修前の試験体と同程度以上の耐震性能を有することを明らかにした。また、彼ら [2005]<sup>181)</sup>は、地震によって被災した RC 橋脚の合理的な補修法を確立するため、エポキシ樹脂を注入した RC 橋脚の正負交番載荷実験を行った。その結果、補修後の供試体は降伏変位時の剛性が低下するものの、補修前の供試体と同程度以上の塑性変形能力を有することを明らかにした。

#### v) ガラス繊維や鋼繊維による補強に関する研究

益田ら [2003]<sup>182)</sup>は、制約の多い施工条件下での RC 橋脚の耐震補強に使用する材料としてガラス繊維とステンレスメッシュに紫外線硬化型樹脂を含浸させた新しい複合体シートを開発した。その補強効果の有効性を確認するために試験した。内野ら [2005]<sup>183)</sup>は、RC および SFRC の橋脚供試体の正負交番実験を行い、SFRC 橋脚の有用性を検討した。その結果、SFRC 橋脚は曲げ変形性能やエネルギー吸収性能に優れ、有用であることを明らかにした。

#### vi) 断面の修復に関する研究

中村ら [2007]<sup>184)</sup> [2008]<sup>185)</sup>は、PCM 巻立てを吹き付け施工し、作業効率の向上と品質の均一化を図ったうえで、PCM 吹き付け工法による耐震補強の効果を確認するための正負交番載荷試験を行った。文献 184) では、鉄筋または炭素繊維を補強筋に用いた PCM 吹き付け施工による供試体は、いずれも十分な耐震性能を保有し、設計時とほぼ同程度の耐震補強効果が得られることを確認した。文献 185) では、補強筋を既設橋脚に接触配置し、鉄筋かぶりを確保するまで PCM を吹き付ける断面修復法を提案し、本工法の耐震補強効果や補強筋の必要な定着長を実験的に明らかにした。試験の結果、設計で想定したとおりの耐震補強効果を得た。

宮内ら [2009]<sup>186)</sup> [2010]<sup>187)</sup> [2011]<sup>188)</sup>は、乾式吹き付け工法による RC 橋脚の補強効果を種々検討した。文献 186) では、特殊ポリマーセメントモルタルを乾式で吹き付ける補強が橋脚の曲げ耐力向上用の補強法として適切かどうかを検討するため、正負交番繰返し載荷試験を行った。その結果、提案工法は既存 RC 橋脚の曲げ耐力向上型の補強法として極めて有効であることを示した。文献

187) では、曲げ耐力の向上を目的に、炭素繊維グリッドと乾式吹付け工法を用いた補強法の有効性とアンカー筋と炭素繊維グリッドの継手性能について検討した。その結果、提案工法は既存 RC 橋脚の曲げ耐力向上型の補強法として極めて効果的であることを示した。また、文献 188) では、炭素繊維グリッドと乾式吹き付けによる補強法を検討するため、アンカー筋と炭素繊維グリッドの継手部分を模した試験体による載荷試験を行い、その継手性能について検討した。その結果、十分な継手性能を発揮するためのアンカー筋の定着長を示した。

#### vii) 鉄筋による補強に関する研究

大滝ら [2000] <sup>189)</sup>、黒岩ら [2001] <sup>190)</sup>は、インターロッキング橋脚を設計するために必要な基礎データを得るため、インターロッキングスパイラル橋脚および在来型の矩形橋脚の正負交番載荷実験を行った。文献 189) では、インターロッキング橋脚は帯筋の体積比が小さくても、従来の矩形橋脚と同等の耐震性能を有していることを明らかにした。文献 190) では、インターロッキング型配筋は在来型の配筋と同等の耐震性能を有していること、また、スパイラル筋を使用して効率よく施工できることを示した。

宮路ら [2005] <sup>191)</sup> は、高強度なコンクリートと鉄筋を用いた RC 橋脚の繰返し実験を行い、橋脚の耐震性に及ぼす影響を検討した。その結果、高強度鉄筋の採用によって、橋脚の弾性変形の範囲が増加し、等価剛性も上昇することを明らかにした。また、降伏強度も高くなり、緩やかに降伏していくため、降伏判定が難しく、示方書で定められた降伏の設定方法が適用できないことを示した。杉崎ら [2006] <sup>192)</sup>は、軸方向鉄筋の内側に施工性の向上のため、分割したコアコンクリート補強用の鉄筋を配置する構造を考案した。試験体による正負交番載荷試験の結果、従来の橋脚構造よりも大幅に変形性能が向上することを示し、コアコンクリート補強用の鉄筋は分割した場合においてもせん断補強効果を有することを明らかにした。牧ら [2006] <sup>193)</sup>は、軸方向鉄筋をアンボンドとする方法の有効性を検討するため、橋脚基部に繊維補強コンクリートを適用したケースと軸方向鉄筋の基部のみを付着させたケースからなる合計 4 体の正負交番載荷実験を実施した。その結果、橋脚にアンボンド工法のみを適用した場合に懸念される低いエネルギー吸収能と等価粘性減衰が繊維補強コンクリートの併用によって改善されることを明らかにした。

大矢ら [2013] <sup>194)</sup> は、実大橋脚模型の震動台実験とこれに合わせた縮小模型実験に基づき、鉄筋強度が RC 橋脚の破壊特性や曲げ復元力に及ぼす影響を検討した。その結果、鉄筋強度の違いを考慮して設計した縮小模型は、実大橋脚模型の曲げ復元力をやや高く評価することを示した。大塚ら [2014] <sup>195)</sup> は、フレキシブルな RC 橋脚に軸力と交番水平載荷を作用させて模型実験を行い、既往の単調載荷実験との比較も含めて、復元力特性に及ぼす軸力や交番載荷の影響、横方向鉄筋の補強効果を評価し、さらに変形性能の評価に影響を及ぼす軸方向鉄筋の伸出し量について検討した。

#### viii) その他の耐震補強に関する研究

鈴木ら [2006] <sup>196)</sup>は、コンクリート充填鋼管をフーチング天端まで立て込み、それを橋脚躯体の張出し部で固定してストラット部材とすることで躯体の変形性能を向上するストラット工法を開発し、その有効性を実験的に検討した。

幸田ら [2008] <sup>197)</sup> [2009] <sup>198)</sup>は、RC 橋脚躯体の地上部から補強鋼材を斜め下方にあと挿入して耐震補強する方法を考案し、供試体による正負水平交番載荷実験を実施した。文献 197) では、その性能を検討し、優れた耐震補強効果を確認した。文献 198) では、補強鋼材量をパラメータに選び、供試体の損傷状況、荷重－変位関係、斜め鋼材のひずみ、補強後の耐力比などを実験によって考察し、

提案した工法が十分な耐震補強効果を保有することを確認した。

### (3) RC 橋脚の破壊と損傷に関する既往の研究

橋脚が地震動を受けて破壊するときの破壊メカニズムと損傷の程度に関する研究が、兵庫県南部地震後、多くなされてきた。以下に研究の動向をまとめた。

#### i) RC 橋脚の破壊メカニズムに関する研究

川島ら [1995]<sup>199)</sup>は、既設 RC 橋脚の主鉄筋段落し部における耐震性を適切に評価するため、主鉄筋の段落し位置を変化させた模型供試体の正負交番載荷実験を行い、その破壊特性について検討した。その結果、設計地震力を超えて作用した場合に段落し部に生じる損傷度を損傷形態判別係数と降伏曲げに対する安全率で評価する簡便な耐震判定法を提案した。松浦ら [1996]<sup>200)</sup>は、部材の非線形性を考慮した 2 次元多質点バネモデルによる動的解析を行い、RC 橋脚の損傷と破壊機構を検討した。RC 橋脚の曲げ破壊とせん断破壊のメカニズムを解析的に明らかにした。大内ら [1997]<sup>201)</sup>は、標準的な RC 橋脚を対象に、さまざまな因子が耐力と破壊メカニズムに及ぼす影響を非線形有限要素解析によって検討した。その結果、上部構造の回転慣性や上向き鉛直動は曲げ破壊モードを、下向きの鉛直動はせん断破壊モードを助長させることを明らかにした。榊原ら [1999]<sup>202)</sup>は、RC 橋脚の塑性変形メカニズムを解明するため、主鉄筋の径と降伏強度を変化させた RC 橋脚の正負繰返し載荷実験を行い、塑性ヒンジ長に及ぼす影響を実験的に検討した。その結果、鉄筋径が塑性ヒンジ長に影響を及ぼすことを明らかにした。幸左ら [2000]<sup>203)</sup>は、台湾大地震によって被害を受けた 3 橋の被害結果を分析し、それらの破壊メカニズムについて考察した。佐藤ら [2003]<sup>204)</sup>は、斜角を有する RC 橋脚の耐震性能を適切に評価するため、斜角の異なる数種の壁式 RC 橋脚供試体の静的単調載荷実験を実施した。その結果、載荷側の壁面は曲げ引張破壊から純せん断的な破壊に移行し、圧縮側の壁面は基部コンクリートの圧縮破壊が圧縮側の隅角部に集中する傾向にあることを明らかにした。

小林ら [2010]<sup>205)</sup> [2011]<sup>206)</sup>は、段落しされた曲げせん断耐力比の高い RC 橋脚を対象に、正負交番載荷実験と繰返し載荷下の解析を行い、曲げ損傷メカニズムを検討した。文献 205) では、各供試体の破壊に至る状況やひび割れ状況に現れる特徴やひずみ分布を示し、相違点を明らかにした。数値構造解析は、最大荷重時の荷重－変位関係やひび割れ性状、ひずみ分布をよく再現していることを示した。文献 206) では、橋脚の中間部を曲げ損傷させることで復旧性が向上するかどうかを検討するため、損傷メカニズムの把握に取り組み、段落し部で曲げ破壊する曲げせん断耐力比の高い RC 橋脚の交番載荷実験と数値構造解析を実施し、損傷状況について検討した。鷹野ら [2013]<sup>207)</sup>は、橋脚の中間部に塑性ヒンジを発生させることで損傷を制御するための研究を進め、確実に橋脚中間部に塑性ヒンジを設けることができる曲げ性能比を明らかにした。塑性ヒンジ部の変形性能を高める方法として、大変形領域での内巻きスパイラルが有効であることを実験的に確認した。

#### ii) RC 橋脚の損傷度に関する研究

松本ら [1996]<sup>208)</sup>は、兵庫県南部地震で被害の多かった高架道路橋を支える RC 橋脚の被災状況を独自に調査し、データベース化した。それをもとに、橋脚の構造形式や基礎形式、せん断スパン比などと損傷程度との関係を統計処理し、損傷や破壊のメカニズムを推定するための要因を調べた。

水田ら [1997]<sup>209)</sup>、田中ら [1997]<sup>210)</sup>、幸左ら [1999]<sup>211)</sup>は、兵庫県南部地震によって損傷した阪神高速 3 号神戸線内の RC 橋脚の損傷状況を調査し、その損傷形態について分析した。文献 209) では、損傷形態とせん断耐力の関係を把握するため、修正圧縮場理論による解析を行い、ひびわれの傾斜角などから損傷形態とせん断耐力を分類した。文献 210) では、被災した RC 橋脚の損傷分析に

必要な損傷形態と損傷度の評価法を示し、損傷細部の定量的な調査結果に基づいて、それらの関係を評価した。さらに、段落しの位置と実際の損傷位置や損傷度をマクロな解析によって検討し、その相関性を明らかにした。文献 211) では、被災した RC 橋脚の詳細な損傷状況を調査し、損傷形態や段落しの有無、損傷位置が損傷に及ぼす影響を分析した。その結果、段落しが損傷に与える影響が大きいこと、段落しのない橋脚でもせん断耐力の小さい橋脚は損傷度のランクが下がることを明らかにした。高橋ら [1999] 212) は、載荷履歴が RC 橋脚の損傷過程に及ぼす影響を繰返し載荷実験と数値構造解析によって検討した。その結果、載荷履歴は橋脚の耐力だけでなく、損傷性状にも影響を与えることを明らかにした。また、ファイバーモデルによる解析によって載荷履歴の影響を評価することが可能であることを示した。

家村ら [2001] 213)、三上ら [2002] 214) は、性能準拠型設計における構造物への要求性能と目標性能の指標を明確にすることが重要であるとし、構造物の目標耐震性能に対応する損傷度指標の目標値を設定し、弾塑性応答解析からその目標値を満たす降伏力や最大応答変位などの構造特性と残留変位を算定した。その結果から、性能準拠型設計に用いる必要降伏強度や応答塑性率、残留変位塑性率のスペクトルを作成し、塑性域の 2 次剛性比がそれらに及ぼす影響を検討した。真田ら [2009] 215) は、塩分の浸透量やかぶり部のはつりの調査によって既設鉄筋の腐食グレードを判定し、既設 RC 橋脚の鉄筋の腐食進行過程の把握と鉄筋腐食塩分量の算定を行い、既設 RC 橋脚の塩害対策工法の合理化を考えた。笹谷ら [2011] 216) は、ASR で劣化した RC 橋脚を巻立て補強した後、亀裂変位計による長期モニタリングを行った。これによって、劣化の進行を監視するとともに、さまざまな巻立て補強による ASR 劣化進行抑制効果を検証した。

#### (4) RC 橋脚の耐震性能の信頼性評価に関する既往の研究

山崎ら [1997] 217) は、予想される複数の限界状態を設定し、これらを同時に考慮した構造系の限界状態に到達する確率の算定法を示した。そして、RC 橋脚の地震時の限界状態における耐力と変形に関わる照査項目に注目し、安全性の観点から、耐力比の違いによる RC 橋脚の安全性レベルを定量的に把握した。松中ら [1998] 218) は、信頼性理論に基づき、地震荷重を受ける構造物の複数の限界状態と不確定要因である耐力や外力の構造変数間の相関を考慮した破壊確率の算定法を提案した。また、相関分析によって算出した限界状態式内の構造変数間の相関が RC 橋脚の安全性に及ぼす影響を検討し、耐震設計上考慮すべき点について言及した。岩本ら [1999] 219) は、建設地点の地震危険度を表す地震ハザード曲線と損傷度を表す Damage Index 曲線によって対象構造物の損傷期待値を合理的で客観的に算定する方法を考えた。秋山ら [2004] 220) は、確率論的地震ハザード曲線とフラジリティ曲線による耐震信頼性解析を実施し、目標年破壊確率に近い安全性レベルが担保できるコンクリート構造の耐震設計が可能な安全係数と設計地震力の設定法を体系化した。そして、地震時保有水平耐力法による耐震性能照査によって試算した設計水平震度と安全係数を用いて、耐震信頼性解析を行わずに、目標年破壊確率をおおむね確保した RC 橋脚が耐震設計できることを示した。

船越ら [2001] 221) は、橋梁系の損傷を支配する部位は支承であると考え、実被害データに基づいて部材間の強度と損傷の関連性などを整理した。それをもとに地震応答解析を行い、ある部材の損傷に伴って発生する他の部材への損傷の影響を“損傷連関マトリクス”で評価した。そして、各部材の損傷連関マトリクスを用いた橋梁系の信頼性評価法を提案した。小林ら [2004] 222) は、RC 橋脚で支えられた橋梁系の損傷確率マトリクスを用いた信頼性評価法において、支承の靱性破壊と脆性破壊を考慮した支承条件や地盤条件のばらつきによる地震動レベルの不確定性を考慮した橋梁系の時刻歴応

答解析によって耐震信頼性を評価した。その結果、同手法の適用範囲の拡大や信頼性の向上について検討した。中田ら〔2009〕<sup>223)</sup>は、1964（昭和 39）年と 2002（平成 4）年の耐震設計基準に従って設計された RC 橋脚を対象に、材料特性のばらつきが RC 橋脚の地震応答に及ぼす影響を明らかにするとともに、地盤種別とマグニチュード、震央距離で区分された地震動群が作用した場合の応答塑性率の超過確率を算定し、それに基づいて RC 橋脚の耐震性の向上度を定量的に評価した。松崎ら〔2011〕<sup>224)</sup>は、海洋環境下にある RC 構造物を対象に、地震ハザードと塩害環境ハザードの両者を同時に考慮して、ライフサイクルにわたる耐震信頼性を評価する枠組みを示した。地震ハザードと塩害環境ハザードの両者が RC 橋脚の耐震信頼性の経時変化特性に大きく影響することを示し、また、地震危険度が低い地域でも厳しい塩害環境下では RC 橋脚の耐荷力と変形性能が低下し、耐震信頼性が著しく失われることを示した。

#### (5) 解析に用いるモデルに関する研究

横井ら〔1990〕<sup>225)</sup>は、エポキシ樹脂補修による RC 橋脚の復旧の良否を判断する資料を得るため、レベル 1 地震における損傷度と補修後の復元力特性との関係を実験的に調べた。また、主鉄筋比の違いが RC 橋脚に及ぼす影響を動的な観点から調べた。また、秋林ら〔1991〕<sup>226)</sup>は、レベル 1 地震による損傷と補修後の RC 橋脚の復元力特性との関係には再来地震波形が影響すると考え、エポキシ樹脂補修後の RC 橋脚モデルに再来地震動を入力し、再来地震動と補修後の復元力特性との関係を調べた。レベル 1 地震による損傷は曲げひび割れの貫入、せん断ひび割れの発生、かぶりコンクリートの剥離の順に進行することを示した。

稲田ら〔1998〕<sup>227)</sup>は、プレストレスを導入した RC 橋脚の基本性状を正負交番載荷実験によって明らかにした。実験結果に基づいて、RC 橋脚の復元力のモデルを提案した。さらに、提案した復元力モデルによる応答解析を行い、実験結果との比較・検討から地震応答性状を精度よく求めることができることを示した。増川ら〔1999〕<sup>228)</sup>は、かぶりコンクリートの剥離と鉄筋座屈の発生時期判定モデルを提案した。それを FEM 解析プログラムに組み込み、加力実験で用いられた中空断面の RC 橋脚供試体を解析した。その結果、これまで困難であった最大耐力以降の挙動を高い精度で解析できることを示した。大塚ら〔1999〕<sup>229)</sup>〔2000〕<sup>230)</sup>は、RC 橋脚の非線形解析において、要素のモデル化の違いが数値解に及ぼす影響について考究した。文献 229) では、曲げモーメントと曲率の関係によって非線形特性を定義する非線形ばり要素と、RC 断面をコンクリートと鉄筋の応力-ひずみ関係によって非線形特性を定義するファイバー要素の 2 種類をモデル化した。そして、これらの非線形解析モデルの応答特性の違いから、ファイバー要素を用いた応答に含まれる軸力について考察した。文献 230) では、道路橋橋脚に対し、基礎をバネに置き換えて簡略化したモデルと 2 次元 FEM による下部構造-地盤系の一体型モデルの 2 種類のモデルを設定し、地震応答解析から合理的な減衰定数の算定について考察した。その結果、簡略化モデルでも適切な減衰定数が選択できれば FEM 解に近い値を推定できることを示した。内藤ら〔2002〕<sup>231)</sup>は、軸方向鉄筋の座屈発生時に対応する断面曲率を簡易に導出できる手法を提案した。また、これに対応した塑性ヒンジ長をもとにする曲率分布を組み合せ、道路橋示方書と同様の計算法によって、RC 橋脚の座屈発生点に対応した終局変位が算定できることを示した。そして、提案手法による計算結果と既往の正負交番載荷実験の結果との比較から、さまざまな断面からなる RC 橋脚のかぶりコンクリートの剥落時や軸方向鉄筋の座屈発生時の変位が精度よく推定できることを示した。

三木ら〔2002〕<sup>232)</sup>〔2003〕<sup>233)</sup>は、繰返し水平力を受ける RC 橋脚の塑性変形挙動を把握するため、

格子モデルによる静的解析を試みた。文献 232) では、水平方向からの静的交番載荷実験の結果と数値解析結果を比較し、軸方向鉄筋の座屈挙動を適切にモデル化することで、最大耐力以降の挙動が把握できることを明らかにした。また、文献 233) では、軸方向鉄筋の拔出し挙動を橋脚－フーチング間に鉄筋ひずみ－すべり関係を組み込んだ接合要素を設けて再現した。鉄筋の拔出しを考慮することによって、除荷剛性やエネルギー吸収性能の精度が向上した。三木ら [2004] <sup>234)</sup> は、平面応力下において、RC 部材の非線形挙動を予測できる 2 次元格子モデルの 3 次元荷重下における適用性を検討するため、複合荷重を受ける中空断面 RC 橋脚を解析した。そして、新たに 3 次元格子モデルを提案した。提案モデルによって、中空断面 RC 橋脚の最大耐荷力、変形性能、履歴挙動およびねじりと曲げの複合荷重の影響を精度よく予測した。瀧口ら [2009] <sup>235)</sup> は、RC 柱部材の交番載荷実験を対象にファイバーモデルによる解析を実施し、部材モデルで用いる履歴モデルを提案した。本モデルによって紡錘型から逆 S 字型へと変化する RC 部材の履歴特性を連続的に再現できることを示した。

## (6) 設計法に関する研究

井上ら [1991] <sup>236)</sup> は、RC 角柱供試体の一軸圧縮試験を実施し、RC 部材中の軸方向鉄筋の座屈時の判定法について検討し、最大耐力以降の荷重－ひずみ曲線の勾配と軸方向ひずみの関係から軸方向鉄筋の座屈時のひずみを算定する方法を提案した。星隈ら [1995] <sup>237)</sup> は RC 橋脚の地震時保有水平耐力の照査に適用可能な帯鉄筋による拘束効果を考慮したコンクリートの応力－ひずみ関係を検討するため、コンクリート柱の圧縮載荷実験を行った。その結果、応力－ひずみ曲線に支配的な特性値に対して、取り扱いやすい簡易な評価式を提案した。武村ら [1997] <sup>238)</sup> は、RC 橋脚模型の正負交番載荷実験の結果に基づき、曲げ破壊先行型の鉄筋コンクリート橋脚に対する終局変位以後の耐力の低下率、除荷曲線の勾配の推定方法を検討した。家村 [1999] <sup>239)</sup> は、性能設計の枠組みの中で、構造物に作用する地震力そのものを積極的に低減し、地震後の構造物の耐震性能を向上させようとする免震・制震設計法の重要性を説き、免震・制震設計による極限地震動に対する公共構造物の要求性能について論じた。

岩田ら [2001] <sup>240)</sup> は、大地震で被害を受けた構造物を補修・補強によって復旧することを想定し、損傷レベルに対応した適切な補修・補強の効果を実験的に検討した。その結果、大断面 RC 橋脚でも鋼板巻立て補強によればせん断耐力が増加し、主鉄筋の座屈を抑制し、変形性能も確保できることを明らかにした。中野ら [2005] <sup>241)</sup> は、動的荷重を受ける RC 橋脚の応答曲率によって終局状態を照査する動的耐震照査法を提案した。本法は、現行設計法の終局曲率に着目したもので、水平 2 方向同時入力をも考慮できる。これを用い、円形 RC 橋脚の水平 2 方向同時入力時の耐震安全性を評価した。岡田ら [2006] <sup>242)</sup> は、高い精度の性能照査手法を提案するため、2 径間連続桁橋を対象に、段落しされた橋脚供試体の静的載荷実験と 3 次元弾塑性有限要素解析を実施した。数値解析結果を実験結果と比較し、提案した解析手法の妥当性とその有用性を示した。秋山ら [2006] <sup>243)</sup> は、耐力や変形性能に及ぼす影響を考慮した非線形特性を動的載荷実験によって得られた最大荷重－変位関係の包絡線によって設定し、その特性を用いた非線形動的解析の適合性を検証した。その結果、動的載荷の影響を考慮した非線形解析は応答変位の実験値とよく一致し、合理的な耐震設計に寄与できることを示した。古川ら [2010] <sup>244)</sup> は、曲げ破壊型の RC 橋脚を対象に、地震時の振動モニタリングによって得られる橋脚の最大相対変位から地震直後の迅速な被災度判定ができる手法を提案した。その有効性を橋梁系全体モデルによる数値シミュレーションによって検証した。



### 1.2.3 既往の研究のまとめ

以上のように、橋脚の耐震性能に関する多くの研究が現在までに実験的・解析的になされ、貴重な成果が蓄積されてきた。これらの研究の多くは、

- ① 不確定な地震動に対する橋脚の保有性能を如何に確保するか
- ② 現実を踏まえて設計地震動を如何に設定するか
- ③ これらの研究に基づいて、橋脚の強度や変形などの耐震性能を如何に精度よく推定するか
- ④ 既往の耐震設計法を見直して如何に改善を図るか

などである。しかしながら、供用後から始まる劣化や供用期間中の維持管理を考えた橋脚のライフサイクルマネジメントを念頭においた耐震設計に関する研究は、ほとんどなされていない。また、設計基準で定められた規定を超える地震動、すなわち、想定以上の地震動が起こった場合の橋脚の性能やその被災状況の検討は皆無といっている。

本論文では、道路橋を支える鋼製および RC 製の橋脚を対象に、その経年劣化や突発的な地震による損傷に対応する補修や補強などを含めた橋脚の供用期間中の維持管理を設計時から念頭に置き、道示 I・II で定められた「維持管理の確実性」の設計基本理念に則った道路橋橋脚の安全性、耐久性、修復性、危機耐性に深く関わる耐震性能を評価する方法について検討する。

### 1.3 本研究の目的

1.2 で述べたとおり、既往の研究は

- ① 道路橋を支える橋脚の耐震性能を算定するための実験的あるいは解析的な研究
- ② 道路橋を支える橋脚の耐震性能を精度よく評価するための研究
- ③ 作用地震動と考慮する荷重を実地震動により近づける研究
- ④ 橋脚の性能を向上させるための補強法に関する研究

などである。すなわち、ハードな側面からの研究が大半を占めている。そこで、本論文では、ソフトな対応に向けた研究にも目を向け、道路橋橋脚のライフサイクルマネジメントのための性能評価と性能管理について検討する。

耐震設計された橋梁の性能や大地震が発生したときの橋脚の被災状況を事前に把握しておくことは、減災上、極めて重要である。また、日頃から行われる維持管理はリスクマネジメント（Risk management）に、震災後の復旧・復興に連なる維持管理はクライシスマネジメント（Crisis management）に欠かせない。

本論文では、性能創造型設計法の設計理念に相通じた、

- ① 橋脚が設計基準で定められた地震動に対してどの程度の余裕な性能を保有しているか
- ② 橋脚が想定以上の地震動に対してどのように振舞うか

などが推測できる方法について考える。想定以上の地震が発生したときには、橋脚の損傷を抑えて被害を如何に軽減し、早急に復旧できるかが重要である。そのためには、“時間とともに変化する橋脚の安全性レベルを常に明確にしておくこと”や“想定以上の地震動が起こった場合に、橋脚がどのレベルの被害を受け、どれだけの復旧期間を要するか”などを前もって想定しておくことが技術者に求められる。これらが定量的かつ簡易に評価できれば、一般市民にもわかりやすく説明することが可能になる。すなわち、橋脚の供用期間中の安全性レベルの推移や想定以上の災害に向けての準備状態に関しての市民に対するアカウンタビリティを高めておくことができる。これらの内容をクリアするた

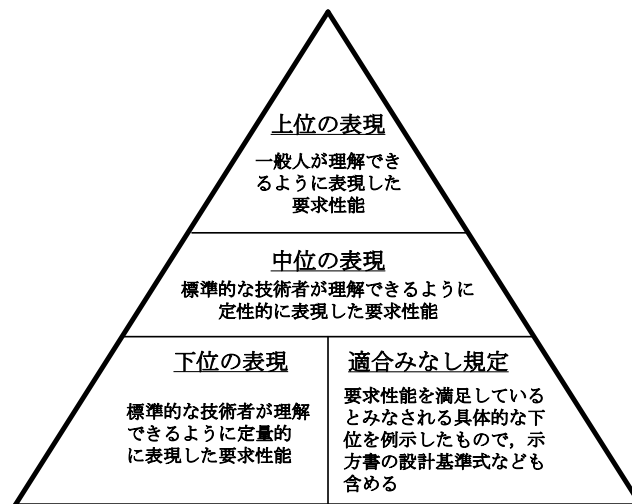


Fig.1.3 Classification of required performance for infrastructures<sup>245)</sup>

めには、橋脚の供用期間中の安全性レベルや LCC を設計段階から意識し、性能を創造してデザインする対応が重要である。これには、性能創造型設計の設計理念が大いに参考になる。また、**Fig.1.3**で示す「土木構造物の性能設計ガイドライン<sup>245)</sup>」の階層化された要求性能の上位の表現いわゆる一般市民が理解できるように表現した要求性能にもつながると考えられる。

本論文では、上述に示した橋梁の供用期間中の安全性レベルや LCC を考慮しなければならない性能を設計の段階から創造しながら耐震設計するためのライフサイクルマネジメントについて考える。橋梁系が発揮する性能を創造したデザインを推進するためには、

- ① 橋梁のシステムとしての取り扱い
- ② 橋梁を構成する構造要素の取り扱い
- ③ 立地する地盤の状態や環境条件などの橋梁を取り巻くさまざまな条件

などを総合的に扱う必要がある。ここでは、道路橋を構成する複数の構造要素のうち、とくに、橋脚を研究の対象とし、橋脚が保有する性能に立脚したライフサイクルマネジメント論を展開する。すなわち、橋脚の保有性能と橋脚に要求される性能との関係で与えられる指標“耐震裕度”をもとに、耐震設計基準で定められた地震や想定以上の地震に対する安全性レベルを定量的かつ簡易に判定する方法について考える。この場合、橋脚が保有する能力いわゆる抵抗性能たとえば耐荷力や塑性率は数値構造解析や実験によって定められる固有な値である。求められる耐震裕度は、設計地震動を標準にその強弱を考えた作用力に対する橋脚の安全性レベルが評価できる指標で、橋脚の保有する性能が外力との関係で定量的に明示される。また、ここで提案する耐震裕度による評価は、設計された橋脚の固有な性能から想定以上の地震動が作用することも含めて橋脚の被害状況を推定する方法でもある。さまざまなレベルの大地震が起こることを念頭に、被害の想定を日頃から行えば、災害直後の混乱した状況の中でも、少ない情報で状況が判断できるため、早急な対応が可能となる。そこで、本研究では、地震直後の緊急輸送経路選択のひとつの目安として事前に利用できることや地震後の緊急点検から橋脚の損傷度を把握し、迅速な事後対応が取れることなどにも触れる。これらの情報を事前に準備しておけば、災害直後の輸送経路を確保するための復旧計画を立てるようなときの判断材料として有効で、危機耐性への対応に役立つものと思われる。

本論文では、「解析を活用した橋脚の性能創造」「耐震裕度による安全性レベルの評価」「想定以上の地震動に対する被害評価」などの安全性，耐久性，修復性，危機耐性を系統的に捉えた新設や既設の橋脚の耐震設計プロセスについて述べる．ちなみに，既設の橋脚の維持管理には，点検やモニタリングから得られるデータが欠かせない．耐震裕度と劣化予測モデルによって設計段階から供用後の安全性レベルを評価する方法は，道路橋示方書の要求事項や性能創造型設計法の設計理念に相通じる．供用後の性能が低下した橋脚に施される補修や補強の効果を定量的に評価する方法も示し，設計時から供用後の安全性レベルの変化を予測する方法と既設橋の性能評価法を組み合わせ，補修や補強を含めた橋脚のライフサイクルマネジメントのための耐震性能評価法について展開する．

#### 1.4 本論文の内容と構成

本論文は，道路橋を支える鋼製および RC 製の橋脚を対象に，地震時に求められる耐震性能，すなわち，安全性，供用性，修復性などに注目し，それらの性能を弾塑性有限変位解析や Pushover 解析によって求め，耐震性能レベルを勘案した維持管理について検討する．そして，性能創造型設計法の設計理念に相通じた，想定以上の地震動を受けた橋脚の挙動や耐震裕度が評価できる方法を考え，設計段階から供用後，さらには，被災後までの道路橋のライフサイクルマネジメントのための橋脚の性能評価を加味した維持管理の設計概念を提案する．

本論文は，7 章で構成される．1. から 7. までの論文の内容をフローチャートで示せば，Fig.1.4 のようで，それぞれの章における内容は，つぎのとおりである．

第 1 章では，本論文の序論で，既往の研究の展望，本研究の意義と目的，ならびに，2. 以降で述べる内容についてまとめた．

第 2 章では，道路橋橋脚のライフサイクルマネジメントのための性能評価法を考えるにあたって，2011（平成 23）年にプレストレストコンクリート技術協会によって提案された PC 構造の性能創造型設計法の設計理念を参考にするため，その方法論について概説する．社会基盤施設を対象とした性能創造型設計法は，技術者が設計行為の創造性が極めて重要であることを強く認識することと，性能照査という表現が受動的な設計行為と取られかねないことから，その閉塞感を払拭するために提唱された設計理念である．橋脚の維持管理を適切に行うためには，正確な診断と保有性能の評価が重要である．そのためには新設時はもちろんのこと，供用期間中に劣化していく橋脚の性能評価が重要である．これらの考えを現行の耐震設計に取り入れれば，その設計理念は性能創造型設計法の考え方に極めて類似してくる．このことを念頭において，ここでは橋脚の耐震性能評価と性能創造型設計との関わりについて論述する．

第 3 章では，わが国での地震の発生状況や過去の被災経験，それがもとで行われてきた研究の成果から耐震設計が日々進歩していることについて言及する．道路橋などを日頃から維持管理している技術者にとって，過去に定められ使用されてきた耐震設計基準を知っておくことの重要性を説き，橋脚を対象とする耐震設計基準およびその基礎となる座屈設計基準の変遷を述べる．そして，本研究で用いる耐震性能を評価する指標とわが国で定められている道路橋橋脚の耐震設計基準の関連性を論じる．また，数値構造解析によって求められた橋脚の耐荷力や変形性能から，想定内の地震動に対しては橋脚がどの程度耐震性能に余裕を持って設計されていたかあるいは不足していたかを評価する方法について，また想定以上の地震動に対しては橋脚がどのような被災状態に陥るかを予測する方法について述べる．

第4章では、橋脚の耐震性能を評価するための数値構造解析に必要な対象橋脚モデル、その断面形状と寸法、橋脚の支持条件、載荷荷重の条件、使用する部材要素の材料構成則、初期不整などについて述べる。すなわち、本論文で橋脚の性能を把握するための手段として利用する数値構造解析に必要な対象橋脚の幾何学的特性と橋脚を構成する材料の力学的特性について述べる。また、非線形構造解析に適用する数値解析法やモデル要素の特徴について言及する。

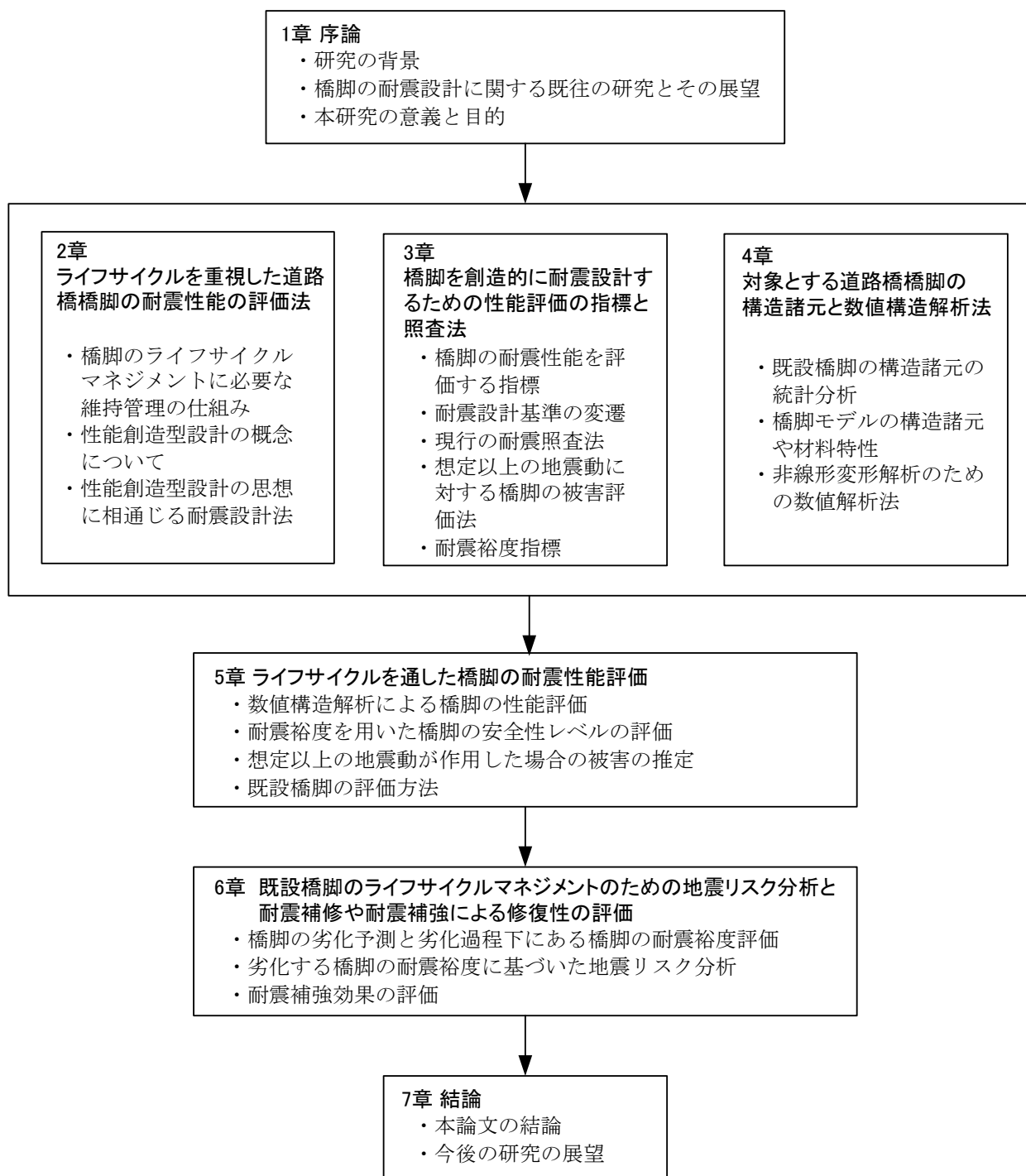


Fig.1.4 Contents described by the present paper

**第5章**では、新設および既設の鋼製とRC製の橋脚の性能、設計基準に対する性能保有率、想定以上の地震を受けたときの被災状態などを得る方法を提案する。数値構造解析から得られる新設あるいは既設の橋脚の耐震性能を強度や変形、エネルギー吸収に関する評価指標で分析するとともに、その安全性レベルが耐震裕度によって定量的に評価できることを示す。また、数値構造解析によって得られた橋脚の力学的特性から想定以上の地震動が発生したときの被害を推定し、地震後のクライシスマネジメントに活用できる方法を考える。そして、これらの方法が建設されてから長い年月を経過し、経年劣化などによって性能が低下した既設橋脚に対しても、日頃の点検やモニタリングから得られる情報をもとに検討できることを示す。

**第6章**では、劣化過程下にある橋脚を対象に、その経年劣化の予測から性能を明らかにする方法を提案する。また、要求性能の違いによって損傷するリスクがどのように変化するかを地震リスク分析と耐震裕度から評価し、性能創造型設計法の設計理念に相通じる耐震性能評価法について考える。さらに、経年劣化した橋脚の性能を向上させるための耐震補修や耐震補強の効果を解析によって明らかにする。それらの結果から、劣化した橋脚と健全な橋脚との性能を比較し、劣化過程下にある橋脚をどのように維持管理していけばよいかについて考察する。社会基盤施設の維持管理が極めて重要な課題になっている今日において、建設を経て、①点検やモニタリング、②点検やモニタリングの情報を踏まえた施設の現状および将来の性能分析、③施設の現状と将来の性能分析を踏まえた維持管理計画の立案、④計画案に則った補修や補強の実施、といった一連の橋梁マネジメントいわゆる維持管理のPDCAサイクルのうちで、ここでは②と③の課題解決のための方法論を展開する。すなわち、さまざまな条件下にある橋脚が保有する強度や変形の特性を総合的に明らかにし、提案した方法論が有用であることを示す。

**第7章**は、本論文のまとめを行うとともに、今後の研究の方向性について指針を与える。

## 第2章 ライフサイクルを重視した道路橋橋脚の耐震性能の評価法

本研究では、道路橋を支える橋脚を対象に、その設計から更新までのライフサイクルマネジメントに深く関わる耐震性能の評価法について検討する。それに必要な橋脚の保有性能の評価と照査、ならびに、性能管理は、道路橋を支える橋脚が辿る供用期間の長さに影響される。すなわち、それらは、

- ① 橋脚の損傷や崩壊などのリスクに関わる性能レベル
- ② 橋脚に用いられる材料の品質と性能
- ③ 橋脚の製作や施工に関わる技術と精度
- ④ 橋脚が突発的な災害を蒙る可能性と規模
- ⑤ 橋脚が立地される地域の環境
- ⑥ 社会を取り巻く環境

などによって異なる。道路橋の長寿命化は、時間とともに変化する保有性能をその時々での点検やモニタリングによる計測データに基づいて可能な限り正確に評価し、それに則した維持管理を継続して行い、性能を保障することによって成就される。それゆえ、供用期間中の維持管理は、新設時に設定された性能レベルはもちろんのこと、経年劣化していく過程で評価された性能レベルに左右される。長期にわたって供用される社会基盤施設は、本来、メンテナンスフリーな社会システムであることが、LCC 上、望ましい。しかし、そのような施設の維持は、さまざまな環境条件を鑑みれば、極めて難しい。それゆえ、道路橋示方書やプレストレストコンクリート技術協会が 2011（平成 23）年に提案した性能創造型設計には、維持管理の重要性が強く謳われている。

設計時に設定した道路橋橋脚の耐震性能に対し、その時に想定された地震を超える、すなわち、想定以上の地震にも対応可能な評価指標“耐震裕度”を導入し、経年劣化や地震のような災害によって失われる性能をその時々で評価することを考える。ちなみに、本法は 2011（平成 23）年にプレストレストコンクリート技術協会が公表したプレストレスコンクリート構造（以後、PC 構造と略す）の性能創造型設計法に相通じるところがある。この設計理念に基づいて、時間とともに変化する橋脚の安全性レベルや LCC を設計の段階から重視した維持管理の方法論を展開する。

ここでは、設計から更新までのライフサイクルマネジメントを念頭においた維持管理のプロセスに触れ、PC 構造の設計法として提案された性能創造型設計法を概説し、本研究と性能創造型設計法との関係について述べる。

### 2.1 概説

橋梁の設計法は、今日、仕様準拠型（Prescription-based）から性能準拠型（Performance-based）に移っている。これは、許容応力度設計法（Allowable stress design method）から限界状態設計法（Limit state design method）への転換でもある。前者の仕様準拠型設計法、いわゆる、みなし規定型設計法は、橋梁を構成する材料や形状、寸法などがこと細かく規定され、より詳細で具体的な設計法であるため、設計業務に携わる初心者には取り組みやすい。それゆえ、設計が基準を満足するか否かの判定で照査されながら進められるため、その業務はマニュアル的で容易く、設計者に高い技術力を求めなくてもよいとされる。しかしながら、新しい技術や構造の導入に対応しにくく、仕様が国際間で異なる場合には国際間の貿易障壁になる恐れがある。一方、後者の性能準拠型設計法は、実現すべき性能の目標値が設計時に示されるため、科学技術の進歩や国際間の設計法の違いにもうまく対応で

きるとされる<sup>246)</sup>。このような理由から、今日、性能準拠型が仕様準拠型に取って代わって設計法の主流になりつつある。

プレストレストコンクリート技術協会は、2011（平成 23）年、構造設計法の変遷を論じるなかで、「仕様規定から性能規定へ」という表現は誤解を招くため、「仕様準拠から性能準拠へ」のように論理的な表現にする必要がある」という考えを示した。また、「構造物の“性能”を概念および論理の両面で明確にすれば、“性能照査”と“性能創造”との違いが顕在化する」という見解も示した。そして、「設計行為はもともと能動的なものである」としたうえで、設計行為における創造性は極めて重要であるとの認識を示し、“性能照査”という表現にややもすれば受動的な意味合いを感じ、設計行為に閉塞感を生じさせる可能性があると考え、それを払拭する目的で性能準拠型設計法を踏まえて、新しい発想の性能創造型設計法を提案した<sup>5), 247)</sup>。

ちなみに、2014（平成 26）年度の土木学会全国大会年次学術講演会の研究討論会（構造工学委員会主催）において、「性能規定型設計法は、長らく用いられてきた仕様規定型設計法を経て考えられた世界標準の新しい設計法である。その設計法の趣旨を十分に理解すれば、設計技術者が設計基準で求められる性能を根拠に自由度の高い設計ができる。ただし、本法といえども基準を整えすぎる、すなわち、マニュアル化しすぎると、性能規定型設計法の良さが失われる。それゆえ、技術者が高いレベルで設計する設計態度を如何に設計行為のなかで育むかは極めて大切なことである」と意見した。これは、プレストレストコンクリート技術協会が今日の設計行為へ鳴らした警鐘に相通じるところがあると強く感じた。想定される状況下で設計することが第一に求められるが、想定外、すなわち、想定以上のイベントに対処する設計行為が設計過程に取り入れられることを希求したものと思われる。

## 2.2 突発的な地震動を念頭に入れた橋脚のライフサイクルマネジメントに必要な維持管理の仕組み

本論文では、性能創造型設計の設計理念に相通じ、後述する耐震裕度による橋脚の安全性レベルの評価法や想定以上の地震に対する被害予測法を取り入れた維持管理の仕組みについて考える。まず、地震災害を意識した維持管理の仕組みを考えるため、災害に対処する方法として提案された災害対応の循環体系<sup>248)</sup>について述べる。文献 248) によれば、甚大な被害を伴う自然災害に対する平常時の準備から災害後の復旧までに形成される災害対応の循環体系は、**Fig.2.1** のようである。その災害対応の手順は、つぎのようである。

- ① 被害抑止（Mitigation）：災害による被害を技術的ならびに財政的に可能な範囲で抑止するための平常時の取組み。すなわち、外力（ $S$ ）を受けても被害が起こらないようにする取組み
- ② 被害軽減のための事前準備（Preparedness）：手順①と並行して行われ、想定以上の災害が発生した場合でも被害を軽減するための取組み。すなわち、手順①で賄えなかった部分を補足する取組み
- ③ 災害予知と早期警報（Prediction and early warning）：災害を予知し、それを警報する仕組みを備えた対策
- ④ 災害（Disaster）：構造物の保有性能（ $R$ ）を超える外力（ $S$ ）が起こって被害が生じた時点
- ⑤ 被害評価（Damage Assessment）：被災後の早急な対応のための被害状況の把握
- ⑥ 災害対応（Response）：救命・救助活動のための緊急輸送道路の確保などの緊急活動
- ⑦ 復旧・復興（Recovery and Reconstruction）：緊急対応以降の社会基盤システムの復旧のための取組み。被害が壊滅的な場合は都市システムの復興のための取組み

上述の循環体系が災害対策のための基本的なフレームで、図中、マーカー部が本論文と深く関わる項目である。

現在、わが国でなされている日常の維持管理業務には **Fig.2.1** に示す手順①被害抑止や手順②被害軽減のような地震などの災害への対応は含まれておらず、耐震補強など災害へ対処する経費は、日常の維持管理費用で賄われるものでない。東海、東南海、南海の巨大地震が危惧される現在、災害後のクライシスマネジメントを視野に入れ、日常に行われる維持管理業務の中に、地震災害を意識した点検や性能評価を伴ったリスクマネジメントを行うべきであると筆者は考える。ここでは、**Fig.2.2** に示す通常 of 社会基盤施設の性能設計に基づいた「供用開始→維持管理→解体・更新」の整備プロセスにおいて、地震災害を意識した日常の維持管理業務や突発的で巨大な地震が生じた後の復旧業務に必要な社会基盤施設とりわけ道路橋橋脚の性能評価法について考究する。

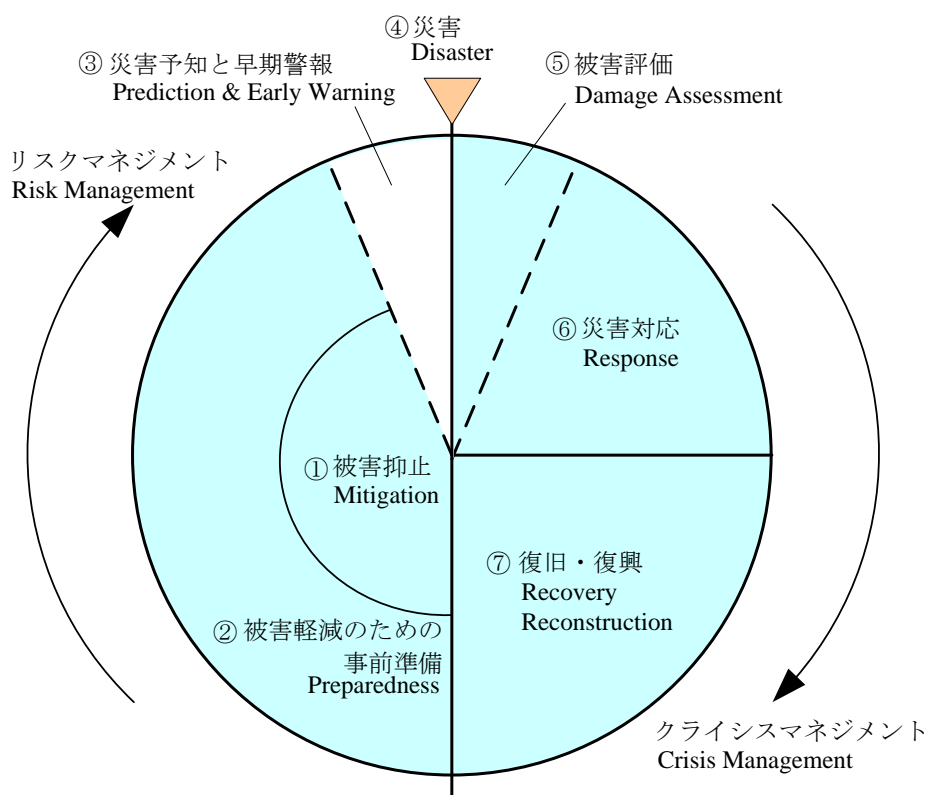


Fig.2.1 Life cycle management of infrastructures considering natural disaster<sup>248)</sup>

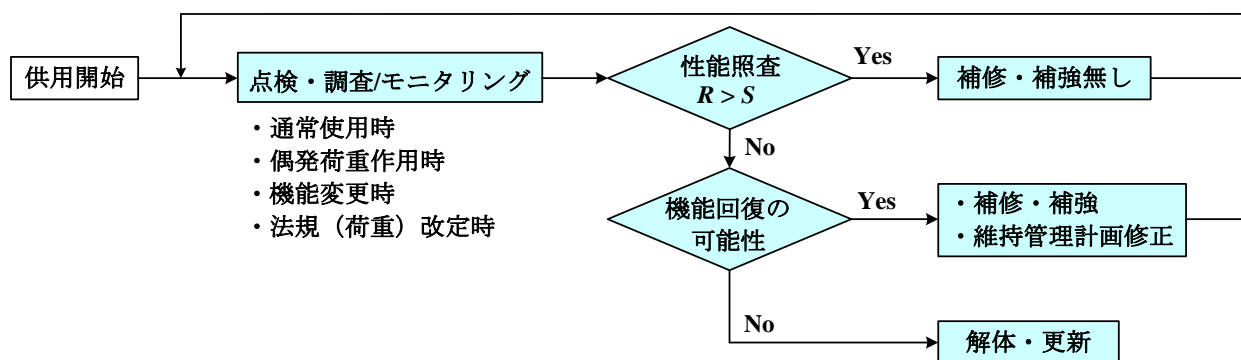


Fig.2.2 Flow of infrastructure management based on performance-based design<sup>9)</sup>



川本ら [2008]<sup>249)</sup>と福田ら [2008]<sup>250)</sup>は、地震による災害を念頭に、社会基盤施設の維持管理のPDCA サイクルを「平常時の維持管理」「災害時の被害軽減に向けた事前対策」「災害時の緊急対応とその後の復旧・復興対応」のように 3 つのグループに分け、それらを基本としたライブな管理法 (Live management method) を提案した。ここでは、上述した「災害対応の循環体系」と「地震災害を念頭においたライブ管理法」の考えを参考に、設計から更新までの供用期間中の維持管理のプロセスを突発的な地震災害も含めて、**Fig.2.3** に示す「地震災害を勘案した平常時の維持管理業務」と「突発的な地震災害が発生した後の復旧業務」からなる 2 つのグループの維持管理サイクルを考える。すなわち、橋脚の維持管理を「安全・安心な社会を持続するための社会基盤施設の平常時の管理業務」と「地震災害に対処するためのクライシスマネジメントを意識した災害時の管理業務」の 2 つの視点で捉える。図中、黄色のマーカー部分が本研究で提案する橋脚の安全性レベルの評価法と想定以上の地震に対する被害予測法によって現有の保有性能が評価できる部分である。同図の左側サイクルで示される日常の維持管理業務の「③劣化した構造物のハザード分析」の項目では、点検・調査、モニタリングの結果から予測された構造物の劣化状態に基づいて、ハザード曲線とフラジリティ曲線からリスク分析を行い、地震リスクを指標として、**Fig.2.1** に示す災害対応の循環体系の「①被害抑止」と「②被害軽減のための事前準備」に相当する地震災害に対する評価を行う。そして、「④橋脚の性能評価」の項目で、地震によるリスクを勘案した橋脚の現有性能を評価し、その結果に基づいた性能照査を行い、対策の要否を判定する。このような地震災害を取り入れた維持管理の流れを十分に理解し、日頃から社会基盤施設を整備すれば、性能創造型設計の設計理念に相通じた維持管理業務が継続できるものと思われる。

橋脚のライフサイクルマネジメントを進化させるためには、まず初めに、上述の維持管理サイクルに則って橋脚の供用期間中の、および、想定以上の地震災害が起こった時の対処法を設計時に想定し、その結果である維持管理シナリオをデータベースに保存しておく必要がある。いうまでもないが、適用された材料の品質や性能はばらつき、立地する地域の自然や社会の環境が変化するので、橋脚は設

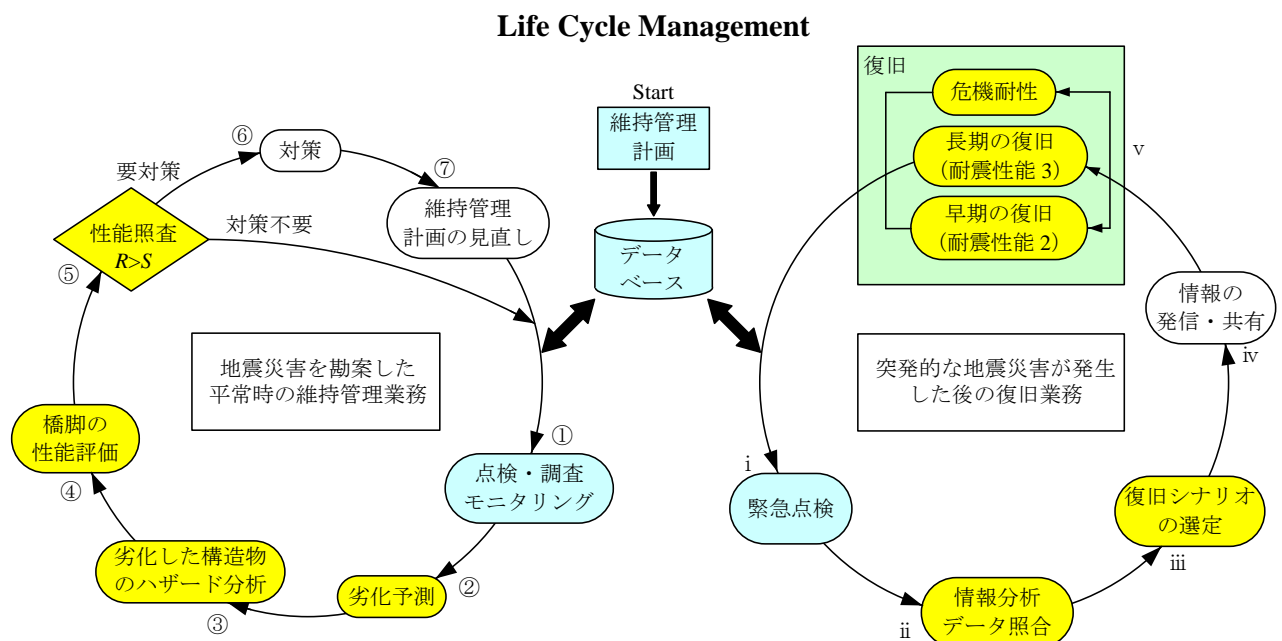


Fig.2.3 Maintenance strategy of infrastructures considering both of daily regular maintenance management and recovering work at disaster

計時に想定したシナリオのまま更新期を迎えるとは限らない。そこで、維持管理業務の一環として平常時から行われる点検やモニタリングによって得られたデータを活かし、その時々、橋脚の性能や安全性レベルを評価指標「耐震裕度」によって再評価する。そして、設計時に創造的に組み立てられた橋脚のライフサイクルマネジメントの PDCA サイクルを再評価された性能によって修正し、その結果をその後の維持管理に生かせるようデータベースに保存する。このように、時々刻々と変化する構造物の現有性能や性能が変化した構造物に想定以上の地震動が作用したときの被害を予測した結果をデータベースに保存しておけば、巨大な地震が突発的に生じた場合でも、それらの情報をデータベースから取り出し、**Fig.2.1** に示す災害対応の循環体系における「⑤被害評価」と「⑥災害対応」に相当する **Fig.2.3** の右側サイクルの「ii 情報分析・データ照合」「iii 復旧シナリオの選定」がより迅速かつ適切に行える。このように橋梁の維持管理の履歴データを活かして維持管理のサイクルを修正しながら運用すれば、ライフサイクルマネジメントに従った維持管理や地震に対処するための対応に大いに役立つと考えられる。したがって、性能を創造しながら維持管理を進めていけば、橋脚の性能を常に把握しておかなければならないという意識が高まり、維持管理のプロセスを重視した戦略的な社会基盤整備が進められ、レジリエントな国土が形成される。

## 2.3 構造物の設計から更新までの維持管理を重視した設計法 “性能創造型設計”

構造物の性能創造型設計は、上述のとおり、2011（平成 23）年にプレストレストコンクリート技術協会が PC 構造のために提唱した設計法である。これは、“性能照査型設計に「照査」という言葉が用いられているがゆえに、設計行為がややもすれば性能照査型設計以前と同様の単なる良し悪しを問う照査行為と誤解される恐れがある”という懸念を払拭するため、設計行為の創造性を重視する設計本来の姿に現在の設計環境を改めようとして考えられたものである。それゆえ、この設計法では、設計者の能動的な設計行為と彼らが下す判断が重視されることになる<sup>9)</sup>。構造物の性能創造型設計は、文献 6) でつぎのように定義されている。すなわち、性能創造型設計は、構造物が果たすべき機能を明確にし、それを満足するように性能を創造する設計法である。従来の設計法のように、構造物が果たすべき機能（ $S$ ）と保有する性能（ $R$ ）を単に比較する、すなわち、

$$Z = R - S \geq 0 \quad (2.1)$$

による照査行為だけでなく、性能関数  $Z$  の大小から構造物の振る舞いを想像し、機能を満足する性能を創造して設計する方法である。ここに、

$R$ ：構造物が保有する性能いわゆる抵抗性能（耐力や変形能）

$S$ ：作用荷重によって要求される性能いわゆる荷重効果

である。

プレストレストコンクリート技術協会が提唱した性能創造型設計における構造物の機能（Function）と性能（Performance）との関係を **Fig.2.4** に示す橋脚の頂部での水平荷重と水平変位の関係によって説明する。この場合、機能とは、橋脚に作用する水平荷重によって生じる水平変位が限界値に達してもなお橋脚が供用可能な能力を保持していることを指す。たとえば、橋脚の耐震設計における耐震性能 1 の限界を考えてみよう。すなわち、機能とは「レベル 1 地震動に相当する設計水平力  $H_1$  が作用したとき、たわみが  $\delta_1$  以内に収まっている状態にあること」である。一方、性能とは、「作用によって生じる応答に対する能力のこと」である。**Fig.2.4** の(b)図に示すような性能 A や性能 B のように、いろいろな作用に対応する応答が考えられる。作用と性能の関係を表せば、実務設計に

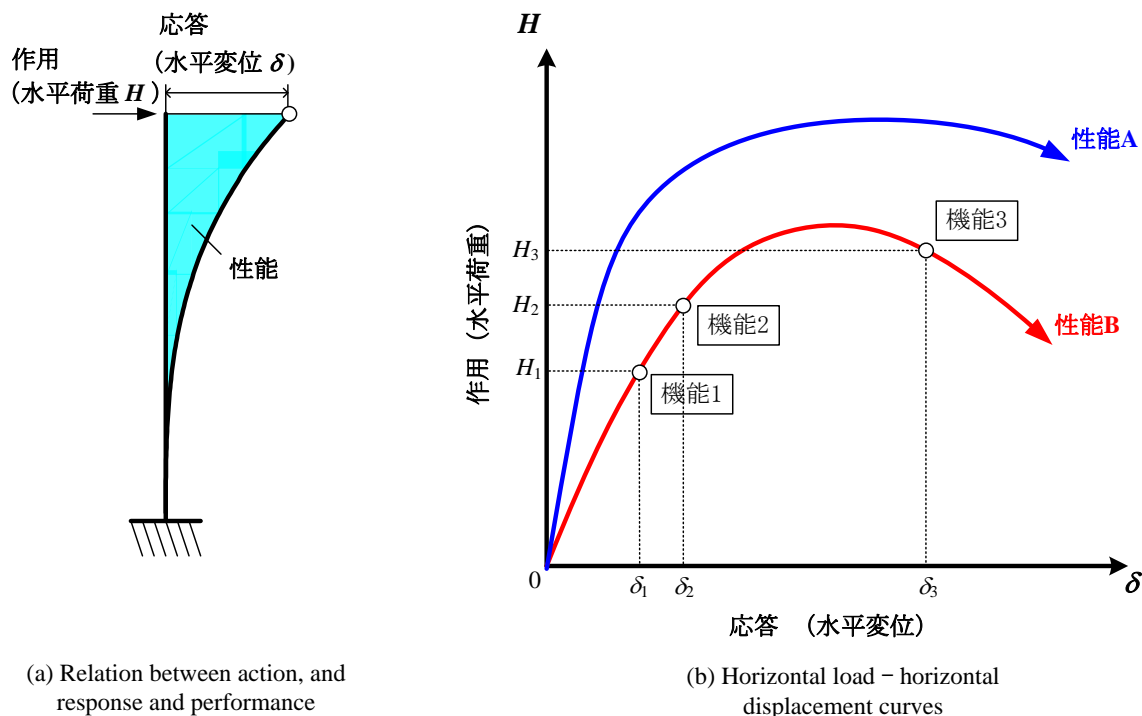


Fig.2.4 Definition of function and performance for infrastructures <sup>6)</sup>

においては、構造物の性能を施工法や経済性などを加味しながら組み立てていく作業で、この作業が“性能創造”である。すなわち、性能創造型設計とは、機能を満たすような性能を保有する構造物を“創造課題”とし、これを“創造成果物”として具現化する行為のことである。

機能と性能の関係を時間の経過とともに変化する構造物のライフサイクルで考えれば、**Fig.2.5** が得られる。ここに、性能 A を表現する曲線は、メンテナンス最小いわゆるミニマムメンテナンスの発想で製作された構造物のように、供用期間を過ぎた時点でも果たすべき機能を喪失しないように建設時に余裕を持って設計された場合に相当する。一方、性能 B を表現する曲線は、供用期間中、機能を満足させるため、補修や補強を繰り返しながら性能を保持させていく場合に相当する。

以上のことを総括し、池田らは、性能創造型設計に関連して、「設計行為とは、構造物の完成時の性能と時間の経過とともに変化する性能の両方のプロセスに関わるものであることと、構造物が果たすべき機能に対して、意図した性能を付与する設計者の創造的な行為である」と結論付けている。

## 2.4 性能創造型設計法の設計思想に相通じる道路橋橋脚の耐震設計と性能評価法

現行の橋脚の耐震設計法による設計行為では、“橋脚が抵抗できる性能、すなわち、保有水平耐力 ( $R$ ) が道示 V で定められた地震荷重 ( $S$ ) を上回り、かつ定められた地震動に対する残留変位が許容残留変位を下回ればよし”とされている <sup>3)</sup>。すなわち、新設される橋脚は、設計時の性能のみが評価の対象で、供用後の経年劣化による性能の低下とそれに対する補修や補強などの維持管理については何ら触れられていない。

2012 (平成 24) 年 3 月に改訂された道示 I・II では、“供用中に予定する維持管理の確実性と容易さを考慮しなければならない”という維持管理に軸足を置いた設計の基本理念が基準の冒頭で述べられている。ただし、そのための具体的な考え方や手法などは明確に示されていない <sup>25)</sup>。そこで、橋

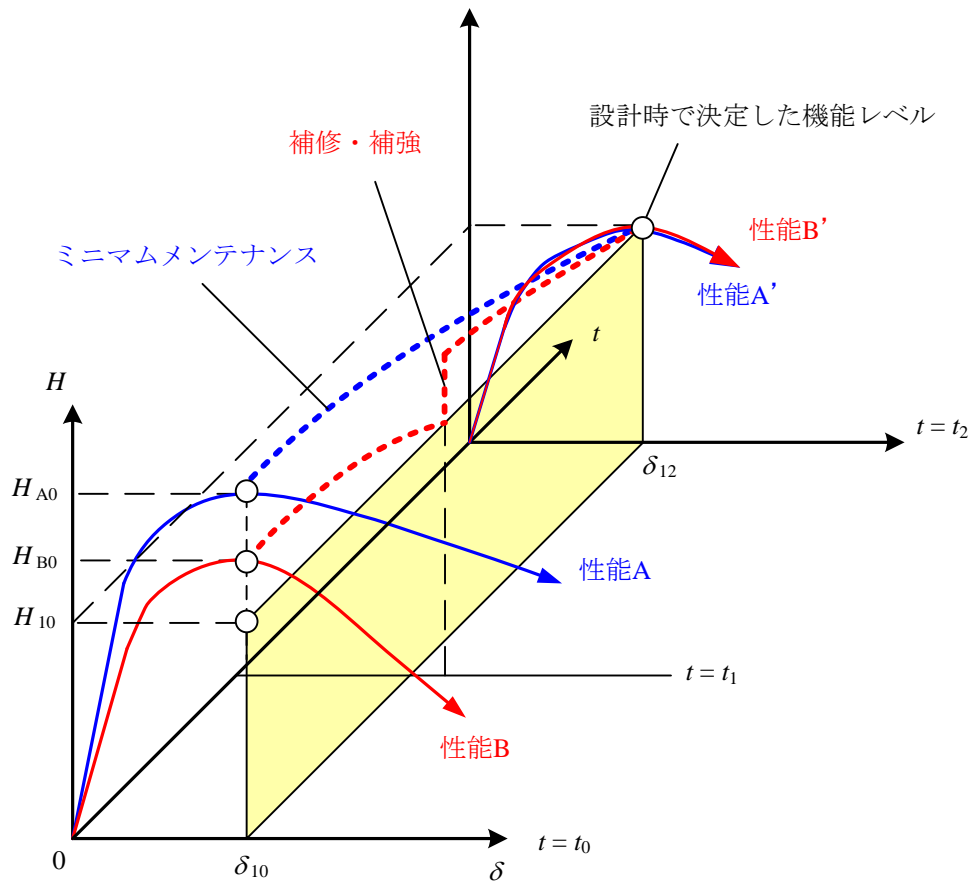


Fig.2.5 Relation between function and performance during life-cycle operating of highway bridges<sup>6)</sup>

脚の耐震設計に経年劣化とそれに対応する補修や補強などを含めた橋脚の供用期間中の状態を設計時から考える性能創造型の設計理念を導入すれば、道示 I・II に掲げられた“橋梁の維持管理の確実性”の基本理念が達成されるものと考えられる。

本論文では、橋脚が保有する耐震性能をそれが抵抗できる性能とそれに作用する外力の値との比によって表される余裕度、すなわち、“耐震余裕度”で評価する。ここでは、性能準拠型の設計において規定される機能と性能の関係を、Fig.2.6 に示すように、縦軸に強度に基づいた耐震余裕度 ( $R$ ) を、横軸に橋脚の変形に基づいた耐震余裕度 ( $R_\mu$ ) を、奥行き方向に時間軸 ( $t$ ) をとって表し、性能創造型設計に相通じた橋脚の耐震性能の評価法について考える。時間の経過とともに変化する橋脚の耐震余裕度と塑性率の関係、すなわち、経年劣化に伴う性能の変化を描けば、Fig.2.6 の概念図が得られる。ただし、耐震余裕度に用いられる外力の値は道示 V で定められた設計地震力とする。ある時刻  $t$  における橋脚の耐震余裕度と塑性率の関係は、図のとおり、唯一 1 点で与えられ、経年劣化によって時とともに変化する耐震余裕度を  $R$ - $t$  面にプロット (○印)、塑性率を  $\mu$ - $t$  面にプロット (△印) し、これらの点を結べば、供用期間中の耐震余裕度の時間的変化 (青色の破線) と供用期間中の塑性率の時間的変化 (青色の点線) を与える曲線が得られる。そして、時間軸に対する耐震余裕度と塑性率の交点をプロットし (□印) 結べば、供用期間中の橋脚の性能の時刻歴の変化過程 (赤線) が表される。

例として、ある橋脚の設計時に定められる機能レベルの下限值  $R'$  をつぎのように仮定してみる。

- ① 経年劣化によって低下する性能の下限值を想定する設計地震力を下回らないように設定した場合、すなわち、耐震余裕度が  $R=1.0$  を下回らないように機能を保有する場合 (Fig.2.6)



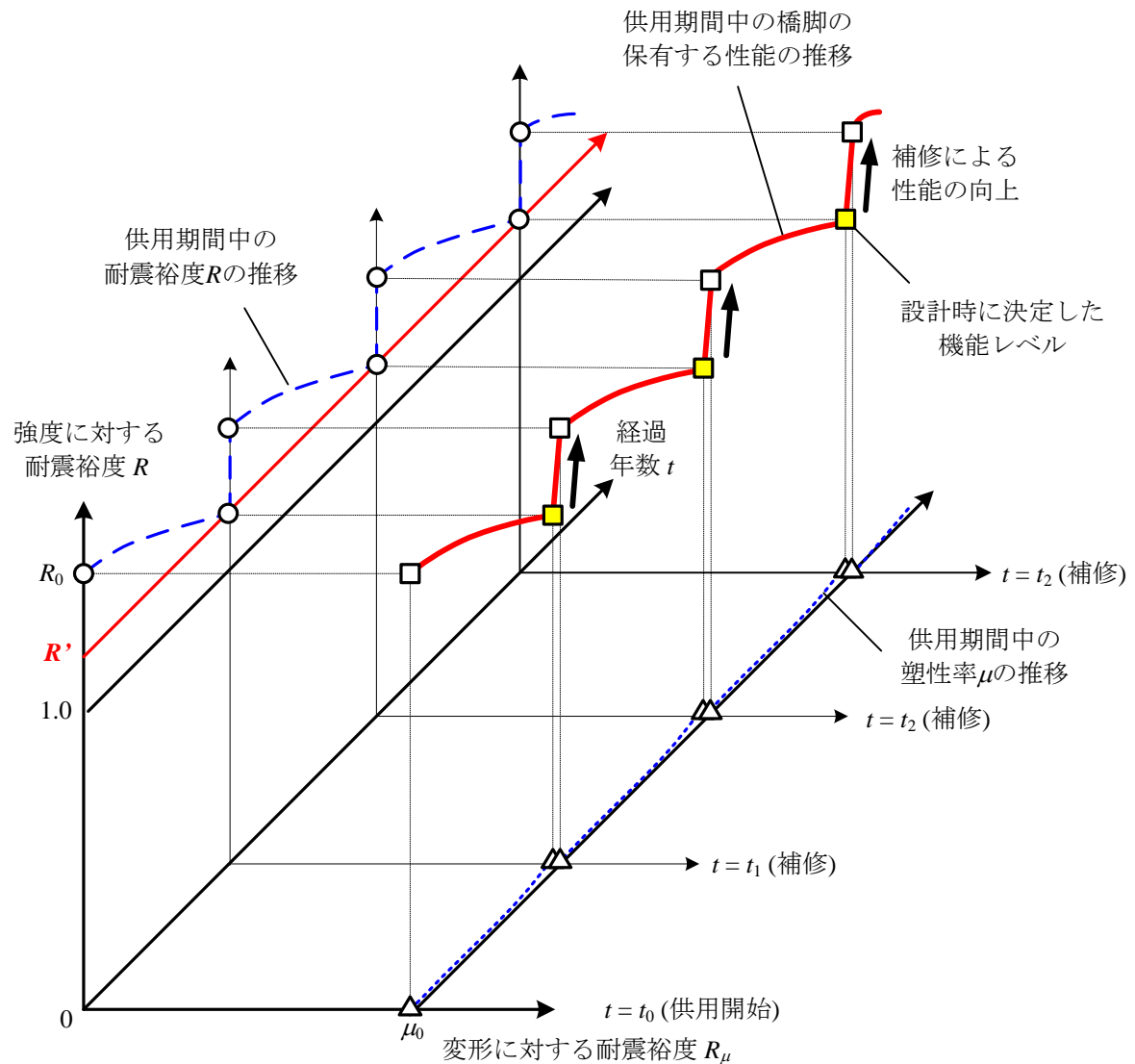


Fig.2.7 Concept of maintenance strategy based on creative-based seismic performance design  
(Limit function is  $R' > 1.0$ )

の地震に対するリスクは高まる。

一方、橋脚の重要度が高いために、設計基準の地震動レベルより余裕をもった耐震裕度  $R'$  ( $> 1.0$ ) を常に保障させようとする条件②の場合、すなわち、**Fig.2.7** の場合について考える。この場合も条件①の場合と同様、橋脚の耐震裕度  $R$  が  $R > R'$  となるように、供用開始から使命を終えるまでの間に少なくとも補修や補強による修繕を行い、設計時に想定した機能レベルを下回らないように維持管理し続けられる。しかし、最も性能が低下した時点であっても、耐震設計基準に対してある程度余裕をもって耐震裕度  $R'$  が設定されているので、想定以上の地震に対しても **Fig.2.6** の場合よりも地震リスクは軽減される。

橋脚のライフサイクルを設計時に創造するには、まず、想定した供用期間の終了時に橋脚に保有させておくべき性能を想定することである。たとえば、“供用終了時の橋脚の性能を設計時に設定した機能レベル、たとえば **Fig.2.6** の場合には、 $R'=1.0$  を保障する”と設定すれば、供用期間中の補修や補強の効果を勘案しながら、供用終了時でも  $R=1.0$  の性能を保持させるために設計段階でどの程度性

能の余裕度，すなわち，どの程度の耐震裕度  $R$  が必要かを供用終了時から建設時に遡って想定することである．このように，橋脚のライフサイクルを想定し，設計段階から更新までの供用期間を通じた戦略的な創造設計が可能となる．ただし，上述のように想定したライフサイクルを橋脚がそのとおりに辿ることは極めて稀で，性能の保持や劣化過程も異なる．それゆえ，想定シナリオを維持するための点検やモニタリングが供用後から必要になる．すなわち，メンテナンスフリーといった理想的ではあるが，無責任なマネジメント行為が回避される．そこで，定期的に行われる点検やモニタリングによって得られたデータを分析し，それらを反映させて橋脚の耐震性能の現状と将来を評価する．また，これらの結果から設計時に想定した橋脚の供用期間中の維持管理シナリオを見直し，新たな性能曲線を描き，その後の維持管理に役立てる．

このように，耐震裕度を用いれば，橋脚の供用期間中の変状を考慮した安全性レベルが定量的に評価でき，かつ，設計時から供用期間中の維持管理が具体的に捉えられるので，性能創造型設計の設計理念に相通じた橋脚の耐震設計が可能となる．さらに，供用期間中の劣化に伴う構造物の耐震裕度のばらつき，すなわち，構造物の立地する環境条件や橋脚を構成する材料の品質のばらつきなどに伴う抵抗性能のばらつきを考慮すれば，**Fig.1.1** に示したライフタイムマネジメントの設計理念<sup>7)</sup>にもより通じることができる．ただし，ここでは，説明を単純化するため，設計時に想定した 2 とおりの機能レベルに対し，それぞれ 1 種類の補修工法による維持管理シナリオを示した．現実には多くの補修や補強の工法があり，その効果や性能に対する回復量や費用もさまざまである．それゆえ，供用期間中の性能レベル曲線は，補修や補強の工法やその頻度，維持管理レベルによって変化する．設計技術者には，多くの安全性レベルを想定し，LCC や供用終了時の想定性能などを勘案し，最善の補修と補強を繰り返しながら設計する行為が求められる．また，**Fig.2.6** や **Fig.2.7** では，強度に着目した指標“耐震裕度”によって機能レベルの下限値を設定した．さらに，変形性能に関する指標に残留変形を用い，機能レベルの下限値を設定すれば，性能の限界レベルが強度と変形で与えられるので，安全性や修復性，さらには危機耐性の水準まで多面的に捉えられ，橋脚の供用期間中の耐震設計がより一層明確にされる．ただし，本法では橋脚の経年劣化による損傷レベルの予測とそれに対応した精度のよい橋脚の性能評価が不可欠である．それゆえ，性能創造型設計には創造する設計行為が求められ，高度な技術者がますます必要になる．

## 2.5 まとめ

橋脚の適切な維持管理には，精度のよい点検や診断，保有性能の評価が求められる．これには，新設時はもちろんのこと，供用後から劣化する場合も含まれる．これらを念頭においた橋脚の供用期間中の維持管理を重視した耐震設計は，2011（平成 23）年にプレストレストコンクリート技術協会が提案した性能創造型設計法による設計に通じる．

本章では，劣化や損傷によって時々刻々と変化する橋脚の安全性レベルや LCC を設計段階から考えてデザインする創造型の設計法，すなわち，性能創造型設計法の設計理念に相通じ，現行の耐震設計に反映できる道路橋橋脚のライフサイクルマネジメント論を展開した．まず，今日，橋梁の設計法が仕様準拠型から性能準拠型に移行し，許容応力度を基準とした設計から限界状態を規定した設計に指向していることに触れ，そのような流れの中で性能創造型設計と称されるデザイン論が生まれたことを述べた．そして，性能創造型設計の設計理念に相通じ，“耐震裕度”による橋脚の安全性レベルの評価法や想定以上の地震に対する被害予測法を取り入れた維持管理の仕組みについて，突発的な地



震災害を取り入れた維持管理サイクルを用いて検討した。供用期間中ならびに想定以上の災害が起こった時の対処法を設計時に想定し、それを設計時のデータとともに保存し活用することの重要性を述べた。設計時に創造的に組み立てられた橋脚のライフサイクルマネジメントの PDCA サイクルを日々の点検やモニタリングから得られるデータによって改善しながら運用すれば、ライフサイクルに従った維持管理や地震に対処できる対応策に役立つことを示した。

つぎに、社会基盤施設の性能創造型設計法について概説し、それと本論文との関係について論じた。社会基盤施設への性能創造型設計の設計理念に通じる橋脚の耐震設計法を橋脚の設計基準に対して発揮しうる余裕な性能を定量化した指標“耐震裕度”によって説明した。これによって、橋脚の供用期間中を創造しながら安全性レベルが評価でき、かつ、設計時から供用期間中の維持管理が具体的に捉えられるので、橋脚の安全性と修復性、さらには危機耐性のレベルまでをより一層明確化した橋脚の供用期間中を通じた創造的な耐震設計ができることを示した。橋脚の安全性レベルは供用期間中に施される維持管理の工法や劣化の予測手法の組合せによってさまざまに考えられ、設計者は LCC や供用終了時の性能などを創造して、最適な補修や補強を行う必要があることを述べた。そして、性能創造型の耐震設計がなされれば、設計時のみならず、供用期間中の構造物の性能を常に把握しておかなければならないという意識が高まり、維持管理のプロセスを意識した戦略的な社会基盤施設の整備が進められ、レジリエンスな国土の形成につながることを示した。



### 第3章 橋脚を創造的に耐震設計するための性能評価の指標と照査法

社会基盤はこれまで社会の要望や要請に応じて整備されてきた。その施設は計画時の基準に従って設計されてきた。また、ストックされた資産は長期にわたって活用されるため、常に機能が満たされるように、定期的な点検やモニタリングを実施し、直近の設計基準に照らして維持管理されている。そのため、国土交通省は、社会基盤施設の老朽化を危惧し、2014（平成 26）年 7 月に地方自治体に対し定期的な点検をより一層充実するように通達した。

いうまでもないが、長期にわたる継続的な維持管理には時々改定された設計基準の背景や項目、内容の十分な理解が欠かせず、社会基盤施設の保有性能の保持には維持管理が極めて重要である。藤原は、最近、わが国の道路橋示方書の変遷をまとめた<sup>252)</sup>。これは、維持管理が重要な課題になっている昨今、過去の設計基準が参照できるように整理し、規定の変遷が一目でわかるようにするためであったと思う。このように土木工学分野の新旧のあらゆる設計基準を収集し、常に参照可能なように備えておくことが成熟社会には重要で、このような努力は今後も継続されねばならない。

本章では、わが国の道路橋橋脚の耐震設計基準の時代的変遷を巡り、研究のための基礎資料とする。つぎに、道路橋橋脚の耐震性能を評価するための指標“耐震裕度”について述べる。そして、橋脚が耐震性能上、どの程度余裕をもって設計されていたか、どの程度性能が不足しているかなどを判定するための方法<sup>a)-f)</sup>、ならびに、想定以上の地震動に対する橋脚の被災状況を予測するための方法<sup>a)-k)</sup>について言及する。応用例として、橋脚の強度や変形などの性能を数値構造解析によって求め、これらの方法を検証する。

#### 3.1 概説

わが国は、世界で起こる地震の 20 数%を占める有数の地震国である。このことが、わが国の社会基盤施設や建築物を対象とする現在の耐震設計基準が、諸外国に比べて、科学的にも技術的にも極めて高度なレベルに進化したことと大いに関係がある。

わが国における道路橋の耐震設計基準の歴史は、1923（大正 12）年 9 月 1 日午前 11 時 58 分 32 秒に神奈川県相模湾北西沖 80（km）（北緯 35.1 度，東経 139.5 度）を震源として起こった M7.9 の関東地震の 3 年後の 1926（大正 15）年に内務省が制定した“道路構造に関する細則（案）<sup>253)</sup>”に始まる。その後も大地震が頻繁にわが国を襲い、社会基盤施設の損傷や崩壊を経験し、多くの苦い教訓を得てきた。このことによって、道路橋の耐震設計に関する研究がさまざまな研究機関で継続的に進められ、現在もその努力が精力的になされている。その結果、これらの研究成果を反映し、過去の被災経験を活かす形で、わが国の道路橋の耐震設計基準がしばしば改定されてきた。直近の基準は、2012（平成 24）年の道示 V<sup>4)</sup>にまとめ上げられている。

神戸新聞朝刊の第一面には、“震災 20 年次代へ一砂上の橋脚 「基準」とは何か―”<sup>254)-261)</sup>が 2014（平成 26）年 10 月 17 日（金）から 8 回にわたって連載された。10 月 18 日（土）には、副題“2. 想定地震規模「過去最大」ですらない”のなかで、“・・・一貫する（設計の）方針は「過去最大級の地震に耐える」というものだ。だから、大地震が起こるたびに、想定は書き換えられた。耐えるべき揺れの強さは 1980 年代の 10 倍になったものの、未曾有の地震は常に想定外である・・・”と記されている。事実、事後の対応ではあるが、地震後に想定する地震動強度を見直し、より一層安全な構造物を設計するために基準類が整えられている。紙面の記事を引用すれば、これも所詮「過去最大

級の地震に耐える」という設計理念の反映にしかない。東京工業大学川島一彦名誉教授は、「想定される外からの力が明確でない場合、設計は安全の側に余裕を持たせるもの。だが地震に関して、道路橋の基準はそうっていない」とコメントしている。

そのような状況下で、現実的な解決策として、規定がその都度高められ設定し直されているが、そのことが川島一彦名誉教授の呈したコメントへの回答となるであろうか。大地震の後に基準をその都度改定し、新旧すべての構造物に適用することが最善であっても、それは経済が許しての話である。それゆえ、規模の大小に関わらず、すべての既設構造物にそれを求め、耐震補修や耐震補強を行いながら維持管理を万全に進めていくことは容易ではない。

社会基盤施設の耐震設計は、求められる機能を満たすように、想定される地震動のもとになされる。上述の新聞記事の初日に“1. 免責 国の定め以上にできますか”では、“・・・東日本大震災でも表面化した「想定外」を念頭に、(記者が)基準に上乘せする取り組みを聞くと、担当者(阪神高速道路)は戸惑いながら答えた。「国が定めた基準を満たす以上に何ができますか」と結ばれている。これは、現実の設計が、表面上、基準を満たすか満たさないかの照査行為のもとになされていることを如実に物語っている。本研究で課題とする

- ① どの程度余裕をもって設計されていたか
- ② 想定を超えると、どのような状態に陥るのか
- ③ 基準以上の設計をどのように考えればよいのか

などは、専門技術者でも十分にわからない。これは、設計が創造的な制作行為にも関わらず、これまではマニュアル化された手続きによって満たすか満たさないかの判断でもってなされてきたため、あらゆることに想像を働かせた設計活動には至らなかったからであろう。災害の軽減や地震後のクライシスマネジメントのためにも規定されている以上の地震動が起こることを想定し、構造物の被災状況や安全性レベルを事前に把握し、市民も含めてマネジメントに携わる技術者が十分に理解しておくことが重要であろう。そのためには、設計時や維持管理の過程で、その都度、その性能を評価し、さまざまな地震動レベルに対する被災状況や安全性レベルを明らかにすることである。さらに、災害時の被災シナリオやその後の復旧計画などを予め創造し、危機管理や事業継続(Business continuity)に備える危機耐性の管理水準を定めておく必要がある。

最近、台風などの豪雨災害に対して、タイムライン防災(事前計画防災)が災害の軽減に役立っていると報告された。台風の進路を予測し、襲来までに対処すべき事項を予め時系列に列挙しておき、災害に備える一連の計画が成果を上げつつある。地震防災にもこのような方法が応用できればよいが、地震発生の予知はほとんど不可能である。それゆえ、無駄になるかもしれないが、事前にさまざまなことを想像し、多くのシナリオを創造して、最大限の成果、すなわち、最小限の被害になるように準備しておくことがことさら重要になる。

以上のような背景から、ここでは、第1に、道路橋を支える橋脚の耐震性能を定量的に評価する指標について考える。第2に、今日までのわが国の耐震設計法の変遷を概観し、現在の耐震設計基準や照査法について述べる。第3に、備えられた耐震設計基準に従って設計された橋脚がどの程度の余裕度をもって設計されていたか、劣化過程下にある橋脚が設計時に比べてどの程度の安全性レベルを確保しているのか、あるいは、喪失しているのか、さらに、想定を超えた地震動に構造物はどのように応答するのかなどを予測するための方法や評価に必要な耐震性能評価の指標について言及する。

### 3.2 道路橋を支える橋脚の耐震性能を表す基本的な指標

橋脚が保有する強度や変形，エネルギー吸収などの耐震性能を表すパラメータに最大水平耐力，変形能，エネルギー吸収能の3指標を取り上げる．これらは，以下のようなものである．

#### 3.2.1 強度に関わる性能の評価指標

橋脚が保有する強度は，一般に，橋脚の頂部に作用する水平荷重とその位置における水平変位によって与えられる水平荷重－水平変位曲線上の最高荷重，すなわち，最高水平耐力  $H_{\max}$  で評価される．これを橋脚基部で断面の最外縁が降伏するときに相当する強度  $H_y$  で除し， $H_{\max}/H_y$  の比で与える．たとえば，T形単柱形式の橋脚の場合，橋脚の初期降伏時の水平荷重  $H_y$  と水平変位  $\delta_y$  は，それに作用する上部構造の自重，すなわち，軸方向圧縮力による  $P$ - $\delta$  効果を見れば，片持ち柱の先端に作用する集中横荷重  $H$  とその点における水平変位  $\delta$  の関係から

$$\delta_y = \frac{h^3}{3EI} H_y \quad (3.1)$$

のように求められる．ここに，

$$H_y = \frac{M_y}{h} \quad (3.2)$$

$M_y = \sigma_y Z_s$  : 橋脚の初期降伏時の断面抵抗モーメント (N・mm)

$h$  : 橋脚の高さ (mm)

$Z_s = \frac{I}{e}$  : 断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$I$  : 橋脚の断面2次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$e$  : 橋脚の中立軸から最外縁までの距離 (mm)

$E$  : 橋脚を構成する材料の縦弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 材料の降伏点応力 (N/mm<sup>2</sup>)

である．

#### 3.2.2 変形に関わる性能の評価指標

橋脚の変形能を評価する指標に塑性率がある．これは，これまでさまざまな定義されている．文献262)には，「1次設計で用いられる設計荷重は，1体の橋脚が地震力による繰返し荷重で示す水平荷重－水平変位関係の包絡線，たとえば，Fig.3.1のような曲線では，その線上の点Aで与えられる．また，2次設計に対しては，可能であれば，点A'に到達するまでの変形を許容して耐震設計できれば，より経済的な設計が可能となる．しかし，点A'を終局時と定義すれば，劣

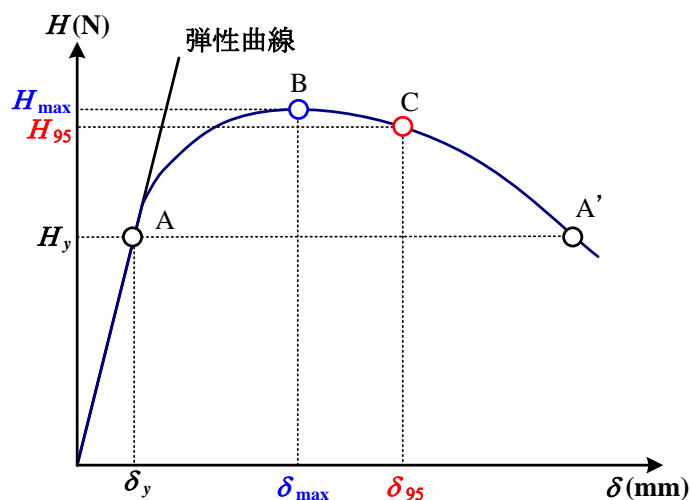


Fig.3.1 An envelope curve obtained by load-displacement relation of bridge pier under cyclic bending

化域での挙動が精度よく評価されることと、除荷後の変形が大きくなり過ぎないことを考えておかなければならない。したがって、最高荷重を与える点 B、または、それを過ぎた後の 95% 荷重点を示す点 C を終局状態としている」との見解が示されている。この場合、塑性率は最高荷重点に到達したときの、あるいは、最高荷重を過ぎて 95% 荷重点に到達したときの変形から算定される。なお、変形の許容量を最高荷重後の 90% 荷重点での変形に置いたり<sup>263)</sup>、80% 荷重点での変形に置いたり<sup>264)</sup>した研究もある。

ここでは、**Fig.3.1** に示すような繰返し荷重を受ける単柱形式の橋脚における橋脚頂部での水平荷重—水平変位の包絡線を参考に、塑性率をつぎのように定義する。すなわち、水平方向に地震力が作用する橋脚では、橋脚はその水平方向に変位する。その変形過程で、橋脚は最高の水平荷重  $H_{\max}$  に到達する。この時点の水平変位を  $\delta_{\max}$  (mm) とすれば、塑性率  $\mu_m$  は

$$\mu_m = \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \quad (3.3)$$

で与えられる。変形の許容量を上式で求められる値に制限すれば、橋脚の変形を最高荷重時までしか許容しないことになる。これは、あまりにも厳しすぎる。また、最高荷重後に吸収できるエネルギーに期待して橋脚の性能を確保しようとする保有水平耐力法の設計理念にそぐわない。ただし、鋼製橋脚の場合には、それを構成する補剛板の主板パネルや縦方向補剛材に局部座屈が起こる可能性がある。これらは橋脚の強度と変形能に大いに影響する。最高荷重後の強度の低下と過度の変形を許容すれば、局部座屈によって補剛板の剛性が低下し、地震後の橋脚の水平変位が大きくなる。それゆえ、最高荷重後の荷重の低下を十分に評価し、エネルギー吸収能を評価した設計法が鋼製橋脚の場合にも望まれる。ここでは、既往の研究を参考に、最高荷重  $H_{\max}$  から強度が 95% に低下したときの変位を耐震性能の評価指標に用い、

$$\mu_{95} = \frac{\delta_{95}}{\delta_y} \quad (3.4)$$

を式 (3.3) に代って用いる。ここに、

$\delta_{95}$  : 橋脚の包絡線上で最高荷重  $H_{\max}$  を過ぎて 95% 荷重点まで強度が低下した時の変位 (mm) である。

なお、95% まで低下した強度を地震時保有水平耐力とし、それとそれに対応する残留水平変位を塑性率の算定に用いることが妥当であるかどうかには議論の余地が残る。なぜならば、95% 耐力の時点で除荷が起こって水平変形が残った場合、その変形が

- ① 許容される変形量に比べて小さい場合：変形量を許容変形量まで認めて、耐力を 95% 以下になっても許容する
- ② 許容変形量を超える場合：変形量を許容変形量に制限し、それに対応する耐力を 95% 以上に高める

など、変形を地震時保有水平耐力とともに考えなければ、真の性能評価ができないからである。

### 3.2.3 エネルギーの吸収に関わる評価指標

橋脚の耐震性能を計る指標の一つにエネルギー吸収能がある。橋脚が吸収するエネルギーを説明するための概念図を **Fig.3.2** に示す。エネルギーの吸収量は、橋脚の変形挙動を表す水平荷重—水平変位の履歴曲線において、その曲線が囲む面積から求められる。すなわち、荷重の繰返し反復作用によ

って累積されるエネルギーを累積吸収エネルギー量とすれば,

$$E_{\text{cyc}} = \frac{1}{E_y} \sum_{i=1}^n E_i \quad (3.5)$$

によって求められる．ここに,

$E_i$  : 繰返しのサイクルが  $i$  回目に吸収されるエネルギーの量 ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ )

$n$  : 繰返しサイクルの総数

$E_y$  : 橋脚の頂部での水平変位が降伏変位  $\delta_y$  に到達するまでに吸収したエネルギーの総量 ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ ) で,

$$E_y = \frac{1}{2} H_y \delta_y \quad (3.6)$$

である．

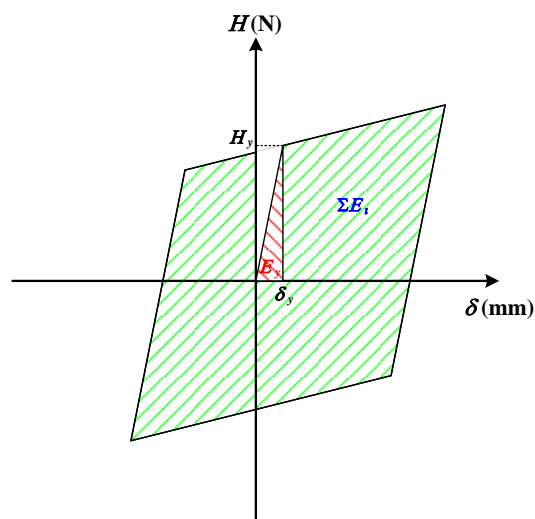


Fig.3.2 Energy absorption of bridge pier under cyclic bending

### 3.3 わが国の道路橋設計のための耐震設計基準の変遷

道路橋を設計から更新期までの維持管理を創造的に行わねばならない技術者には、現行の設計基準を十分に理解しておくことはもちろんのこと、既設橋梁の構造に対する知識や建設時に適用された古い規定を熟知しておくことが極めて重要である．これは、定期的な点検やモニタリングによって補修や補強が必要と判定される橋梁の多くは、建設後、数十年経過しており、そのような橋梁を適切に修繕するためには建設時の基準が必要であるからである．ここでは、設計基準の変遷や改定の理由などをまとめた資料<sup>252)</sup>や過去の道路橋示方書を参考に、橋脚の耐震設計と鋼構造の座屈設計に注目して、これらの設計基準が時代とともにどのように改定されてきたかを振り返る．

#### 3.3.1 橋脚の耐震設計に関わる基準の変遷

##### (1) 1926（大正 15）年に制定された道路構造に関する細則（案）<sup>253)</sup>

道路橋の耐震設計に関わる規定がわが国で初めて制定されたのは、関東地震（1923（大正 12）年 9 月 1 日午前 11 時 58 分 32 秒、震源は神奈川県相模湾北西沖 80 (km)（北緯 35.1 度、東経 139.5 度）、震源深さは 23 (km)、M7.9) の後である．すなわち、1926（大正 15）年の道路構造に関する細則（案）<sup>253)</sup>で、内務省土木局によって制定された．このなかに地震荷重の規定が組み入れられ、橋梁の建設地点における最強の地震力、すなわち、地域と地盤種を勘案した水平方向の設計震度を  $k_h=0.1 \sim 0.3$ 、鉛直方向には前者の 0.5 倍とする地震力を設計に考慮することとした．ちなみに、設計水平震度は、

$$k = \frac{\alpha}{g} \quad (3.7)$$

で与えられる．ここに,

$\alpha$  : 地震加速度

$g$  : 重力加速度で、980 (gal)

である．たとえば、 $k_h=0.1 \sim 0.3$  の水平震度は、水平方向に約 100～300 (gal) の地震動が生じたこと

を想定したことになる。

## **(2) 1939（昭和 14）年に改定された鋼道路橋設計示方書（案）<sup>265)</sup>**

1939（昭和 14）年には、設計震度の標準化が鋼道路橋設計示方書（案）<sup>265)</sup>で図られ、水平震度が  $k_h=0.2$ 、鉛直震度が  $k_v=0.1$  とされた。また、架橋地点での地震の活動状況と地盤種による水平震度の強弱を勘案し、水平震度を  $k_h=0.1\sim 0.3$ 、鉛直震度の増減はないとされた。

## **(3) 1956（昭和 31）年に改定された鋼道路橋設計示方書<sup>266)</sup>**

1946（昭和 21）年～1952（昭和 27）年の間に発生した南海地震（1946（昭和 21）年 12 月 21 日午前 4 時 19 分 4 秒、震源は和歌山県潮岬南南西沖 78（km）、震源深さは 24（km）、M8.0）や福井地震（1948（昭和 23）年 6 月 28 日午後 4 時 13 分 29 秒、震源は福井県坂井郡丸岡町（現在の坂井市丸岡町）付近、震源深さは 30（km）、M7.1）、十勝沖地震（1952（昭和 27）年 3 月 4 日午前 10 時 23 分頃、震源は北海道襟裳岬東方沖 50（km）、震源深さは 54（km）、M8.2）では、強度不足による下部構造の側方移動・傾斜・転倒や、これに伴う落橋などが報告されている。これらの地震災害を受け、日本道路協会は 1956（昭和 31）年に鋼道路橋設計示方書<sup>266)</sup>を発行した。これによれば、地域や地盤条件に応じた設計震度が、水平震度では  $k_h=0.1\sim 0.35$ 、鉛直震度では  $k_v=0.1$  のように標準化された。

## **(4) 1972（昭和 47）年に改定された道路橋耐震設計指針・同解説<sup>267)</sup>**

1972（昭和 47）年、新潟地震（1964（昭和 39）年 6 月 16 日午後 1 時 1 分 41 秒、震源は新潟県粟島南方沖 40（km）（北緯 38 度 22.2 分、東経 139 度 12.7 分）、震源深さは 34（km）、M7.5）の震災を受けて、上述の鋼道路橋設計示方書で規定された 13 項目の条項をもとに、それまでの調査や研究の成果を反映して設計基準が改定された<sup>267)</sup>。たとえば、設計震度について言及すれば、従来の規定と同様、地域や地盤種による違いをその大きさに反映するとともに、橋脚の重要度ならびに背の高い橋脚のように固有周期が長い橋脚にも適用できるように固有周期をパラメータにそれが与えられた。旧来の道路橋耐震設計基準と本指針の異なる点は、つぎのとおりである。

- (a) 設計震度を架橋地点の地域や地盤条件、橋梁の重要度に応じて統一化した。
- (b) 一般には鉛直震度を考慮しなくてよいとした。
- (c) 地中部分の構造には設計震度を考慮しなくてよいとした。
- (d) ごく軟弱な土層や地震時に流動化する土層などでは、地表面からある深さまでの層で、耐震計算上、支持力を無視するという規定を設け、当該地盤上の構造物の地震時安定性に対する安全度を高めた。
- (e) 背の高い橋脚からなる橋梁の設計震度の決定法は、従来の高さに応じてそれを割り増す方法に替えて、橋梁の地震応答を考慮した修正震度法によることとした。
- (f) 過去の震災経験に鑑み、設計細目を重視して、これに関する規定を設け、支承部の耐震設計や落橋防止対策などを示した。

## **(5) 1977（昭和 52）年に改定された建設省の新耐震設計法（案）<sup>268)</sup>**

建設省は、個々の構造物の耐震設計法をまとめ、土木部門と建築部門の基本的な部分に共通化を図ることを目的に、新耐震設計法（案）を 1977（昭和 52）年に制定した<sup>268)</sup>。ここでは、地震動特性、構造諸特性、安全性の照査などの手順を常に念頭におき、耐震設計の適切な手順を明確化し、最新の技術的知見に基づいた的確な計算法が選択できるように設計作業の合理化を図った。

## **(6) 1980（昭和 55）年に改定された道示 V<sup>269)</sup>**

道路橋の耐震設計指針が制定された 1972（昭和 47）年から 9 年の間に耐震設計に関わる調査や研

究が、さまざまな視点から積極的に進められた。9年の間に、宮城県沖地震（1978（昭和52）年6月12日午後5時14分25秒、震源は宮城県仙台市東方沖約100（km）、震源深さは40（km）、M7.4）の震災を受けた。1977（昭和52）年に改定された建設省の新耐震設計法（案）に、地震による橋梁の被災状況を勘案し、地震活動の地域特性、橋梁を支持する地盤の動的特性、橋梁の地震応答特性などを反映した新しい基準を組み込み、道示V<sup>269</sup>が1980（昭和55）年に刊行された。主な改定点は、つぎのとおりである。

- (a) 耐震設計上の地盤種を地震動の増幅特性を表す地盤の特性値によって区分した。
- (b) 地震時に流動化する恐れのある砂質土層の流動化判定法を改め、流動化すると判定された土層の耐震設計上の取扱いを合理化した。
- (c) 標準設計水平震度の補正係数のうち、地域別補正係数を与える地域区分を新耐震設計法（案）に示された地震活動の地域特性に基づいて決めた。
- (d) 耐震設計上の地盤面より下部構造の天端までの高さが15（m）を超える場合には、応答を考慮した修正震度法を適用することとし、その適用範囲を広げた。また、橋梁の固有周期の算定法と橋梁の固有周期による設計水平震度の補正係数を改正した。
- (e) 高さが比較的低く、固有周期の短い鉄筋コンクリート橋脚や橋台の脆性的な破壊を防止するため、必要に応じて地震時の変形性能を照査する規定を新たに設けた。
- (f) 従来明確に規定されていなかった動的解析について、その位置付けを明確化するとともに、用いる設計入力地震動を規定した。
- (g) 橋梁の耐震性を確保する上で重要な支承部と落橋防止構造に関する規定を改めた。

#### (7) 1990（平成2）年に改定された道示V<sup>270</sup>

1980（昭和55）年に改定された道示Vの後、浦河沖地震（1982（昭和57）年3月21日午前11時32分06秒、震源は北海道日高支庁浦河郡浦河町南西沖20（km）（北緯42度4分、東経142度36分）、震源深さは40（km）、M7.1）、日本海中部地震（1983（昭和58）年5月26日午前11時59分57秒、震源は秋田県能代市西方沖80（km）（北緯40度21.6分、東経139度4.4分）、震源深さは14（km）、M7.7）を受け、橋梁を支持する地盤の振動特性や橋梁の地震応答特性、鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力などに新しい知見が得られた。これらの研究成果の上に、1990（平成2）年に道示V<sup>270</sup>が改定された。主な改定事項は、つぎのとおりである。

- (a) 従来の震度法と応答を考慮した修正震度法を統合し、新たに震度法として規定した。
- (b) 耐震設計上の地盤種別について、従来の2種地盤と3種地盤を統合し、地盤種を4区分から3区分にし、設計水平震度の地盤種別補正係数を改めた。
- (c) 橋梁の振動特性をより正しく設計に反映するために、慣性力の算定を設計振動単位ごとに行うようにし、連続橋の耐震設計法を充実させた。
- (d) 砂質土層の液状化強度の算定に細粒分の影響を取り入れた。
- (e) 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する規定を地震時保有水平耐力を基本とする照査法に改めた。
- (f) 従来明確な規定がなかった動的解析に用いる入力地震動を規定するとともに、動的解析モデル、動的解析による安全性の照査に関する規定を新たに設けた。

#### (8) 1996（平成8）年に改定された道示V<sup>2</sup>

釧路沖地震（1993（平成5）年1月15日午後8時6分7秒、震源は北海道釧路市南方沖15（km）

(北緯 42 度 55.2 分，東経 144 度 22.4 分)，震源深さは 101 (km)，M8.0) や兵庫県南部地震 (1995 (平成 7) 年 1 月 17 日午前 5 時 46 分，震源は兵庫県淡路島北淡町 (北緯 34 度 35.7 分，東経 135 度 2.2 分)，震源深さは 16 (km)，M7.3) による甚大な被害を受け，1996 (平成 8) 年，土木学会の耐震基準に関する提言に基づき，地震動を 2 つのレベルで扱うこととした．また，地震時保有水平耐力法が導入され，道示 V<sup>2)</sup>が制定された．主な改正点は，つぎのとおりである．

- (a) 内陸直下型地震として兵庫県南部地震による地震動を考慮し，これを従来の設計地震力に加えて新たに設計地震力として規定した．
- (b) 橋梁の重要度を A 種と B 種に区分し，それぞれに必要とされる耐震性能を確保することを目標とするよう改定された．
- (c) 従来の震度法による耐震設計を踏襲するとともに，地震の影響が大きい橋脚，基礎，支承部，落橋防止システムなどの構造部材は，地震時保有水平耐力法によって耐震設計するように規定化した．
- (d) 構造部材の非線形性の効果も含めた橋梁の地震時の挙動を適切に把握するための動的解析に用いる入力地震動を規定するとともに，解析モデルと解析法，動的解析による安全性の照査に関する規定を定めた．
- (e) 鉄筋コンクリート橋脚について，帯鉄筋による拘束効果を見込んだコンクリートの応力－ひずみ関係を導入し，水平力－水平変位関係の算定法を改めた．
- (f) コンクリートを充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力および変形性能の算定方法，また，コンクリートを充填しない鋼製橋脚の耐震設計上の取扱い方法を新たに定めた．
- (g) 地震力の分散と高減衰化に重点を置いた免震設計法を新たに規定した．

#### (9) 2002 (平成 14) 年に改定された道示 V<sup>3)</sup>

2002 (平成 14) 年には，性能準拠型の技術基準を目指して，要求する事項とそれを満たす従来からの規定とを併記することを基本に，これに加えて，前回の改定以降の調査研究の成果を踏まえて規定の見直しがなされた<sup>3)</sup>．主な改定点は，つぎのとおりである．

- (a) 橋梁の耐震性能と設計地震動の設定方法，耐震性能の照査の基本的要求事項を明示した．
- (b) 橋梁の供用期間中に発生する確率が高い地震動，発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動をそれぞれレベル 1 地震動，レベル 2 地震動と名づけ，適切に推定できる場合は建設地点の地震情報や地盤条件などを考慮して設計地震動を設定することとした．
- (c) 耐震性能の照査方法を「静的照査法」と「動的照査法」に再構成し，橋梁の構造特性に応じた選定方法を明確にした．また，動的照査法の適用範囲を拡張，具体的な照査方法を規定した．
- (d) 修正物部－岡部式に基づくレベル 2 地震動の主働土圧の評価式およびレベル 2 地震時の動水圧の評価方法を導入した．
- (e) 地震時に液状化が生じる地盤上の橋台について，レベル 2 地震動に対する照査方法を新たに規定した．
- (f) 鋼製橋脚の耐力と変形性能の評価法を見直した．
- (g) 鋼およびコンクリートの上部構造に対する耐震性能の照査の考え方を新たに規定した．
- (h) レベル 2 地震動に対する支承部の耐力と変形性能の評価法を見直した．
- (i) 示方書の理解，運用に参考となるデータを巻末に添付した．



### (10) 2012（平成 24）年に改定された道示 V<sup>4)</sup>

2011（平成 23）年 3 月 11 日午後 2 時 46 分に起こった東北地方太平洋沖地震（震源は三陸沖（仙台市東方 70（km））、震源深さは 24（km）、M9.0）は、わが国における観測史上最大の地震であった。これによって、東北地方から関東地方にかけて継続時間が長い揺れを観測するとともに、太平洋沿岸域は津波によって甚大な被害を受けた。道路橋では、部材の損傷や上部構造の流出などが多発した。これを受けて、2012（平成 24）年には、前回の改定以降の調査研究の成果や近年発生した地震による被災事例の分析を踏まえて規定が見直された<sup>4)</sup>。主な改定事項は、つぎのとおりである。

- (a) 東海地震，東南海地震，南海地震などのプレート境界型の大規模地震を考慮するためにレベル 2 地震動（タイプ I）の設計震度が見直された。
- (b) 東北地方太平洋沖地震の被害状況を踏まえ，津波に関する地域の被災計画などを考慮した上で橋梁の構造を計画することが規定された。
- (c) 道路橋示方書において要求される性能を明確にするために，地震の影響を支配的に受ける部材に求められる基本事項が明示された。
- (d) 鉄筋コンクリート橋脚の水平力－水平変位の関係の算出方法において，塑性ヒンジの形成メカニズムを踏まえ，軸方向鉄筋の引張ひずみによって定義される限界状態に基づく評価法が導入された。また，この評価法において，施工性の向上を図るために新たに使用材料として規定された従来よりも降伏点の高い鉄筋，すなわち，SD390 と SD490 を軸方向鉄筋として使用する場合は適用性についても示された。
- (e) 実験データの蓄積に伴い，矩形断面のコンクリートを充填しない鋼製橋脚の許容ひずみの算出式が見直されるとともに，矩形断面のコンクリートを充填した鋼製橋脚の許容ひずみの算出式の適用範囲が拡大された。
- (f) レベル 2 地震動に対しても支承部に求められる機能に基づく基本条件を明確にするとともに，維持管理の確実性および容易さに配慮し，支承部周辺の構造の合理化が図られた。
- (g) これまでの地震による道路橋の落橋モードの分析および近年採用される機会が多い多径間連続橋の地震時の挙動特性を踏まえ，橋梁の構造特性に応じてより合理的に落橋を防止できるようにするために，落橋防止システムの規定が見直された。

### 3.3.2 設計用地震荷重の変遷

上述のように，わが国の耐震設計基準はこれまでたびたび改定されてきた。設計用地震力も同様である。本荷重は，橋脚の保有性能との比で示される耐震裕度の算定に欠かせない。そこで，設計に用いる地震力が設計水平震度レベルでどのように改定されてきたかについて述べる。

地震荷重が初めて規定された 1926（大正 15）年から震度法に用いられた設計水平震度および鉛直震度の変遷をまとめれば，Table 3.1 のようである。1939（昭和 14）年には，設計震度が  $k_h=0.2$ ，

Table 3.1 Design seismic coefficient used in seismic coefficient design method<sup>253), 265)-267)</sup>

道路橋に関する細則案 (1926年)		鋼道路橋設計示方書 (案) (1939年)		鋼道路橋設計示方書 (1956年)		道路橋耐震設計指針 同解説(1972年)	
水平震度 $k_h$	鉛直震度 $k_v$	水平震度 $k_h$	鉛直震度 $k_v$	水平震度 $k_h$	鉛直震度 $k_v$	水平震度 $k_h$	鉛直震度 $k_v$
0.1-0.3	$k_h/2$	0.1-0.3	0.1	0.1-0.35	0.1	0.1-0.24	考慮しない

$k_v=0.1$  に標準化され、地震活動と地盤の良し悪しによって増減可能なように定められた。1956（昭和31）年には、地域や地盤の条件に応じて、同表のような範囲で設計水平震度が規定された。

耐震設計基準が本格的に整備され始めた 1972（昭和 47）年には、従来の震度法に加え、地震による橋梁の応答を考慮した修正震度法が導入された。1972（昭和 47）年から現在に至るまでの耐震設計基準で定められた応答を考慮した修正震度法に用いられる橋脚の固有周期に対応する設計水平震度の標準値の推移を **Fig.3.3** に、地震時保有水平耐力法に用いられるレベル 2 地震動（タイプ I）いわゆるプレート境界型地震の地震動およびレベル 2 地震動（タイプ II）いわゆる内陸直下型地震の地震動の固有周期に対応する設計水平震度の標準値の変遷を **Fig.3.4** に示す。

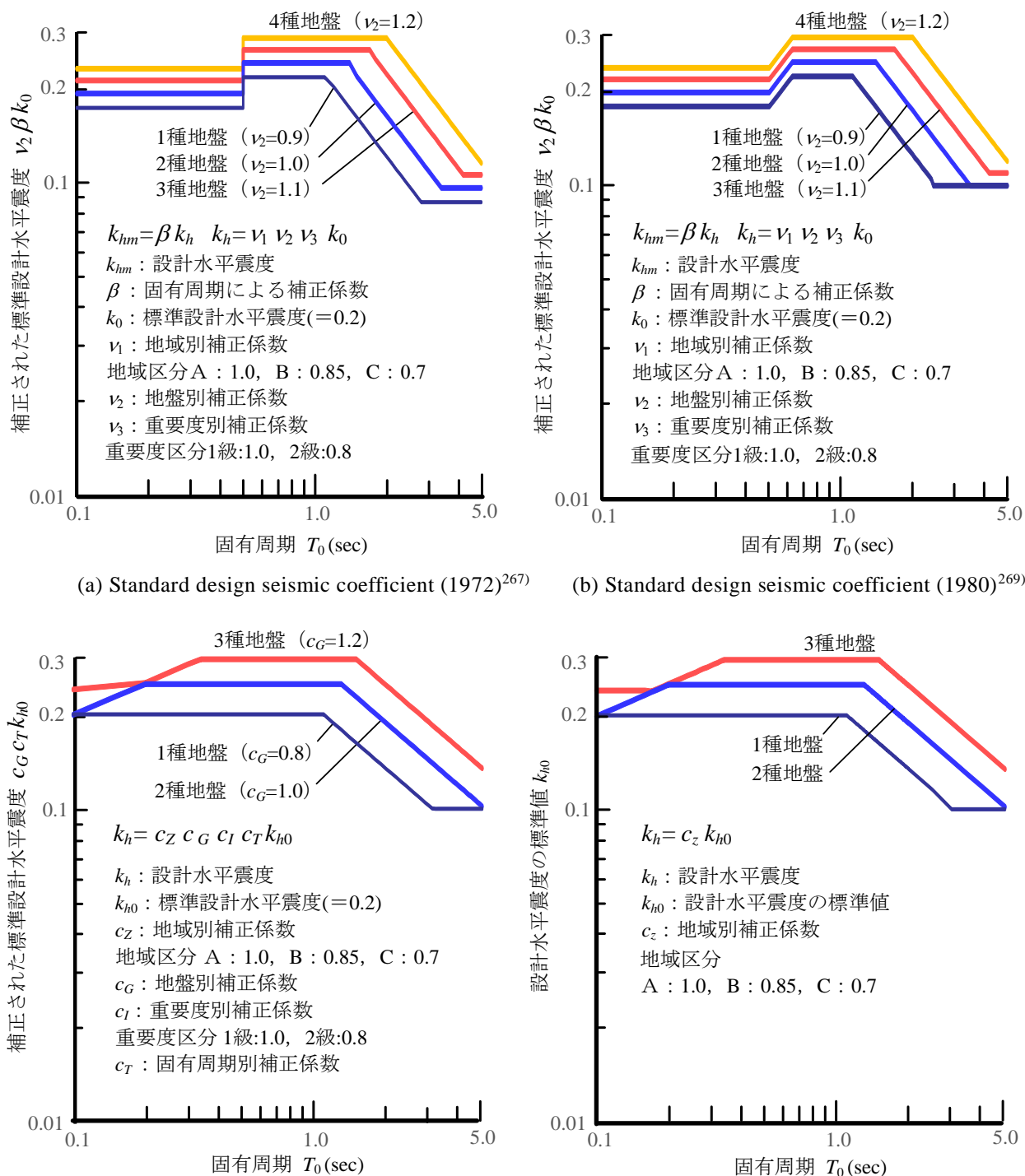
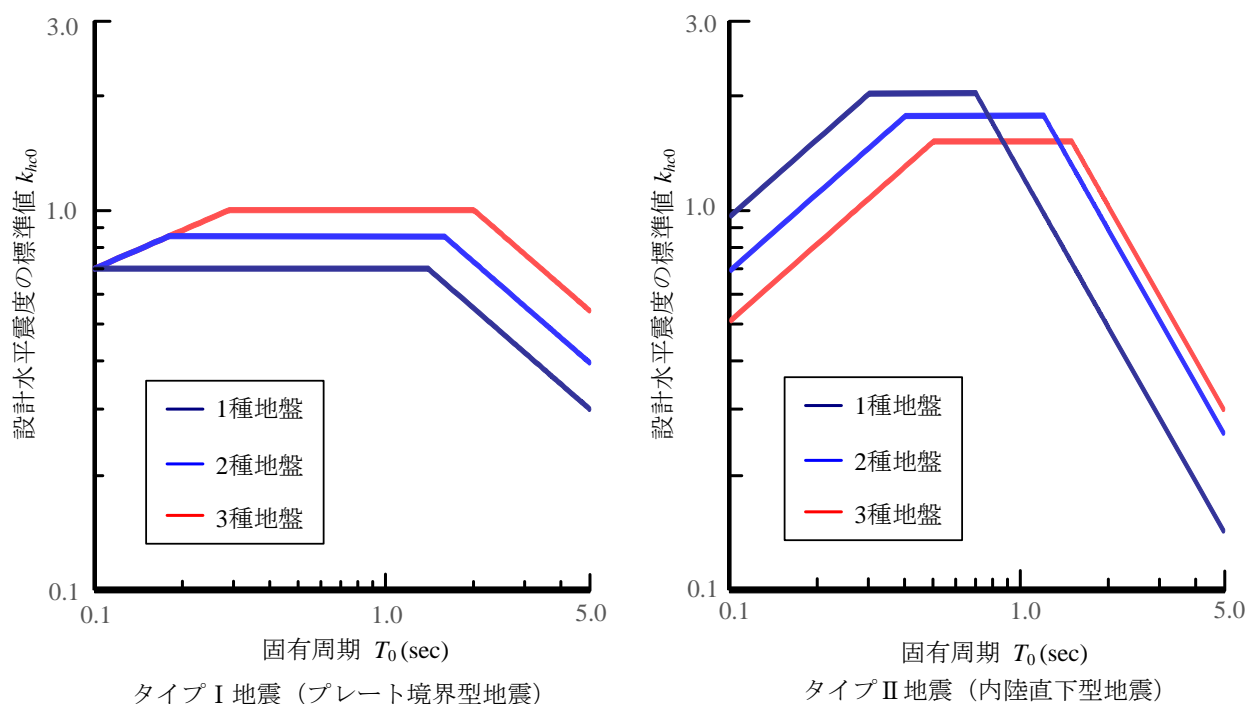
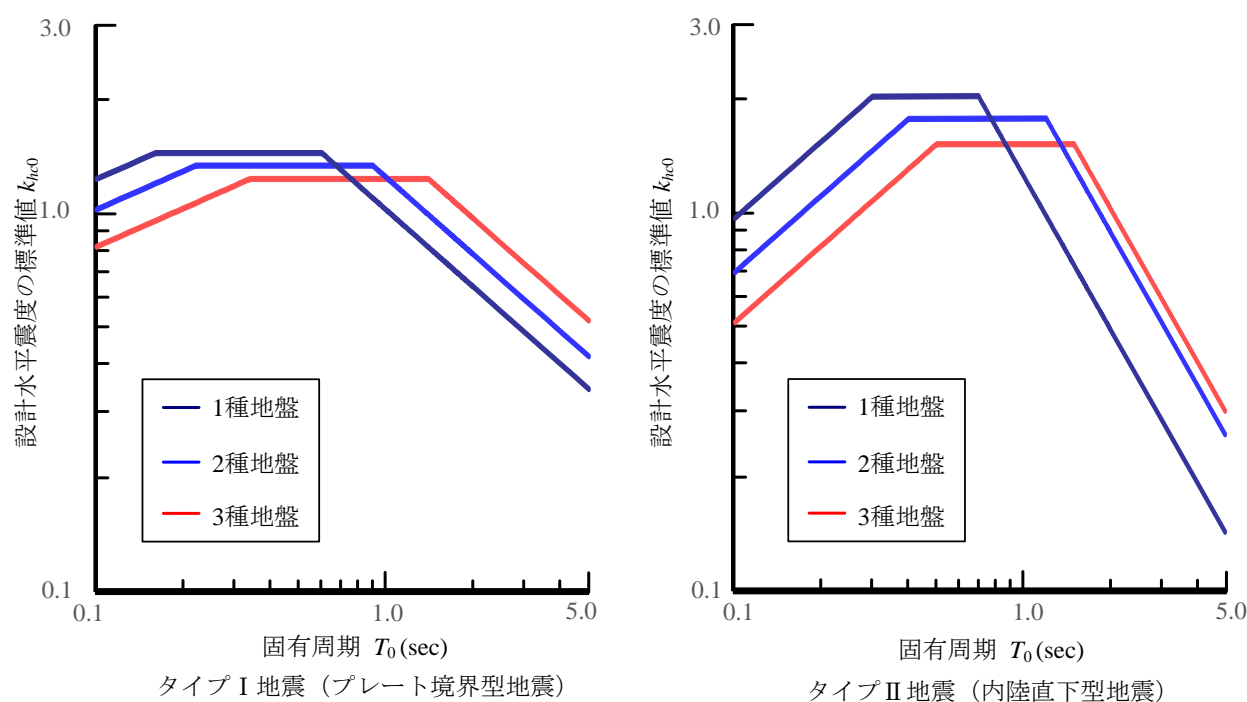


Fig.3.3 Standard design seismic coefficients used in modified seismic coefficient design method

**Fig.3.3** によれば，標準設計水平震度の最大値は，1972（昭和 47）年から現在まで一貫して  $k_h=0.3$  である．1972（昭和 47）年の道示 V では，固有周期が 0.5（sec）より短い範囲の補正係数は 1.0 であったが，1980（昭和 55）年の改定では，固有周期による補正係数が 0.4～0.5（sec）の範囲で変更された．また，1992（平成 2）年の改定では，固有周期が 0.5（sec）より短い範囲の影響を考慮するように，その範囲の標準設計水平震度が変更された．その後，Ⅲ種地盤で固有周期が 0.2（sec）以下



(a) Standard values of design seismic coefficient (1996)<sup>2)</sup>



(b) Standard values of design seismic coefficient (2014)<sup>4)</sup>

Fig.3.4 Standard design seismic coefficients for Level 2 earthquake used in ductility design method

の領域に変更が加えられた。修正震度法に基づく本規定は、現在では、起こる可能性の比較的高い中程度の地震はいわゆるレベル 1 地震動と称され、耐震性能水準が耐震性能 1（弾性限界）の照査に用いられる。

**Fig.3.4** に示す地震時保有水平耐力法で用いられる設計水平震度に注目する。東北地方太平洋沖地震や近い将来に起こることが危惧されている東海・東南海・南海の連動地震を鑑み、プレート境界型地震に対応するレベル 2 地震動（タイプ I）の設計水平震度の標準値が 2012（平成 24）年の改定で大幅に見直され、その値がかなり高められた。兵庫県南部地震後に改定された内陸直下型地震に対応したレベル 2 地震動（タイプ II）のそれは変更されていない。固有周期が 0.5（sec）程度の橋脚を考えれば、設計水平震度の標準値が 1.5～2.0 の間に設定されたタイプ II の地震動のほうがタイプ I のそれよりも **Fig.3.4** の(a)および(b)のいずれも大きい。ただし、固有周期が短いあるいは長い橋脚の場合には、タイプ I の地震動のほうが大きくなることもある。とくに、2012（平成 24）年に改定されたタイプ I の地震動の設計水平震度の標準値が高められたことや、これを補正する地域別補正係数に変更が加えられたことによって、それが顕著に現れている。

### 3.3.3 鋼製橋脚の耐震性能に深く関わる鋼構造の座屈設計基準の変遷

橋梁の耐震性能を検討する上で、橋脚が保有する強度と変形に関わる性能の評価は、重要な“創造項目”である。とくに、鋼製橋脚の場合、橋脚の断面を構成する主板パネルや縦方向補剛材に生じる局部座屈は、橋脚の強度や変形、ねばりに大いに影響する。それゆえ、橋脚の設計に際しては、それを構成する主板パネルや縦方向補剛材の座屈に関連する設計条項を熟知しておくことが重要である。

道示 I・II に規定されている座屈関連条項の歴史的な変遷をまとめれば、**Table 3.2** を得る。補剛板

Table 3.2 Transition of design rules with buckling strength of stiffened plated steel structures<sup>8)</sup>

改訂年度			昭和39年	昭和48年	昭和55年	平成8年
全体座屈（柱）			柱の基準耐力曲線を規定（圧縮の許容応力の上限は引張の許容応力より小）  トラス構造の有効座屈長を規定	柱の基準耐力曲線を改訂（許容応力の上限は、引張の許容応力と同じとした）  ラーメン構造の有効座屈長を規定	局部座屈（連成座屈）を考慮  有効座屈長の算定に固有値解析を取り入れる	変更なし
局部座屈（板の座屈）	箱形断面（補剛板）	縦方向補剛材 間板パネル	最小板厚の規定 （ $R_R \leq 0.7$ で局部座屈は生じない。応力が小さい場合に緩和規定がある）	最小板厚の規定 （緩和規定の上限を1.2倍までとした）	最小板厚規定は廃止され、基準耐力曲線を示す（ $R_R \leq 0.5$ で許容応力度は上限）	靱性の必要な部材では、 $R_R \leq 0.5$ とする。
		縦方向補剛材	補剛材剛度の規定はなし	補剛材剛度を規定（ $R_F = 0.7$ として必要剛度を与える）  最小板厚の規定（突出板）	補剛材必要剛度は $R_R \leq 0.5$ で $R_F = 0.7$ 、 $R_R > 0.5$ で $R_F = R_R$ と与える  最小板厚規定は廃止、突出板の基準耐力曲線を示す。（ $R_s \leq 0.5$ で許容応力は上限）	靱性の必要な部材では、 $R_s \leq 0.7$ とする。
	円形断面（鋼板）		規定なし	基準耐力曲線を示す。（およそ $R_t \leq 0.1$ で許容応力は上限値となる）	変更なし	靱性が必要な部材では、許容応力が上限となる径厚比とする。

構造の座屈に影響を及ぼす因子に鋼板の局部座屈に関わる幅厚比パラメータがある。道示Ⅰ・Ⅱによれば、補剛板を構成する縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータ  $R_R$  や縦方向補剛材の必要剛度に関係する補剛板全体の幅厚比パラメータ  $R_F$ 、無補剛円筒の径厚比パラメータ  $R_t$ 、縦方向補剛材の自由突出幅比パラメータ  $R_s$  がそれにあたる。

1964（昭和 39）年に制定された鋼道路橋設計・製作示方書<sup>271)</sup>は、リベット接合による鋼構造を対象としている。その後、溶接接合の普及とともに、溶接構造が主流になったことを受け、1973（昭和 48）年に上述の示方書が改定された<sup>272)</sup>。これには、座屈関連の条項が大幅に組み込まれた。それゆえ、その改定の前後で、設計基準がかなり改善された。ただし、それまでの示方書で設計された鋼構造の座屈安全性を担保するため、コード・キャリブレーションがなされている。たとえば、補剛板の設計基準においては、1973（昭和 48）年の改定では、最小板厚の緩和条項において、その上限が定められた。また、縦方向補剛材の必要剛度が明示された。したがって、それより以前に設計された鋼構造には薄肉の補剛構造も含まれ、縦横に設けられた補剛材の剛度不足も考えられる。

1980（昭和 55）年の改定によれば<sup>273)</sup>、経済的な設計のために最小板厚の規定は外されたが、溶接残留応力などの初期不整の影響を考慮して、補剛板の耐荷力を評価する算定式が見直された。その設計法が今日も踏襲されている。特徴の一つは、補剛板の強度が降伏点応力に到達する限界幅厚比パラメータ  $R_{p,cr}$  が 0.7 から 0.5 に厳しく制限された点にある。これは、 $R_{p,cr}=0.5$  から 0.7 の間の幅厚比パラメータからなる補剛板が初期不整などの影響で強度が低下することを鑑み、安全側の設計を指向したものである。すなわち、より厚肉化された。また、限界幅厚比パラメータ以下で、縦方向補剛材の剛度の算定式も  $R_F=0.7$  から 0.5 に変更され、曲げ剛度を高める必要が生じた。以上のことから、1973（昭和 48）年の示方書によって設計された鋼構造は、現行の示方書によって設計される鋼構造に比べてやや薄肉で、縦方向補剛材の剛度はやや不足すると思われる。

さらに、1995（平成 8）年の改定では、地震時に十分な変形能が要求される部材に対しては

$$R_R < 0.5 \quad (3.8)$$

に制限している<sup>274)</sup>。

### 3.4 性能準拠型設計が取り入れられた現行道路橋示方書における耐震性能の照査法

本研究では、道路橋を支える橋脚の耐震性能を道示Ⅴに定められる照査法を参考に、その設計理念と齟齬がなく、かつ簡易に照査できる方法を提案する。また、橋脚が保有する余裕のある耐震性能いわゆる正の地震リスクをここでは耐震裕度で計り、地震動が作用したときの橋脚の被災度を道示Ⅴの設計理念に則って算定する。ここでは、道示Ⅴにおける耐震照査法がどのように定められ、何を意図しているかについて述べる。

#### 3.4.1 橋脚の耐震性能準拠型設計法の設計理念

橋脚の耐震設計は、3.3.1 で述べたように、1980（昭和 55）年の道示Ⅴまでは、震度法でなされていた。ここに、震度法とは、構造物の弾性域の振動特性を考慮して、地震動を静的に作用させて照査する耐震設計法で、設計震度に相当する慣性力を作用させたとき、構造物のいずれの部分の応力も許容応力度内に抑えられるように設計する方法である。設計に用いる震度は、1980（昭和 55）年までの間に少しずつ上げられてきたが、それほど大きな値は用いられていない。それゆえ、震度法は、構造物が吸収できるエネルギーに期待しない設計法であった。ちなみに、橋梁は、つぎに述べる 1990

(平成 2) 年より以前は、震度法によって設計されてきた。

1990 (平成 2) 年に道示 V が改定されて、橋脚の変形性能を期待した地震時保有水平耐力法が導入された。これは、構造物の非線形領域の変形性能や動的耐力を考慮して地震による荷重を静的に作用させて照査する耐震設計法である。構造物に適当な粘りをもたせ、エネルギー吸収性能を高めることによって損傷を限定された範囲にとどめ、構造系全体の崩壊を防止する狙いがある。

2002 (平成 14) 年の道示 V では、設計地震動と耐震性能レベルが制定され、現在まで橋脚の耐震性能が地震時保有水平耐力法によって照査されている。

### 3.4.2 地震時保有水平耐力法に基づく耐震照査に必要な設計水平震度と諸係数

3.3.1 で述べたとおり、2012 (平成 24) 年には、東北地方太平洋沖地震の被災状況や今後発生することが危惧されている連動地震の影響を勘案して、耐震設計基準におけるさまざまな設計条項が見直された。設計水平震度の標準値に関しては、プレート境界型の地震に備え、レベル 2 地震動 (タイプ I) の標準値が大幅に修正された。ここでは、地震時保有水平耐力法に基づく耐震照査に必要で、改定された地盤種ごとの設計水平震度の標準値と諸係数について述べる。

#### (1) レベル 2 地震動に対する設計水平震度

周知のとおり、設計水平震度の標準値に関して、内陸直下型地震に相当するレベル 2 地震動 (タイプ II) の標準値は、兵庫県南部地震後に大幅に見直された。しかし、プレート境界型に相当するレベル 2 地震動 (タイプ I) のそれはその時点では据え置かれたままであった。この度の東北地方太平洋沖地震を経て、また、今後の発生に備えて、2012 (平成 24) 年 3 月にレベル 2 地震動 (タイプ I) に対する設計水平震度の標準値が大幅に見直された。改定された地盤種ごとの設計水平震度の標準値は、つぎのとおりである。

##### i) レベル 2 地震動のうち、タイプ I の地震動

レベル 2 地震動のうち、タイプ I の地震動を対象とした設計水平震度は、

$$k_{Ihc} = c_s c_{Iz} k_{hc0} \quad (3.9)$$

によって算出される。ここに、

$k_{Ihc}$  : 小数点以下 2 桁に丸められるレベル 2 地震動 (タイプ I) の設計水平震度

$k_{hc0}$  : Table 3.3 の(a)図に示すレベル 2 地震動 (タイプ I) の設計水平震度の標準値

$c_s$  : 構造部材の塑性化に伴う地震力低減のための構造物特性補正係数

$c_{Iz}$  : Table 3.4 と Fig.3.4 の(a)図に示すレベル 2 地震動 (タイプ I) の地域別補正係数

である。ただし、

$$c_{Iz} k_{hc0} < 0.40 \quad : \quad k_{hc} = 0.40 c_s \quad (3.10)$$

Table 3.3 Standard seismic coefficients for Level 2 earthquake varying with natural period<sup>4)</sup>

(a) Level 2 earthquake (Type I)

地盤種別	固有周期 $T$ (sec)に対する $k_{hc0}$ の値		
I 種地盤	$T < 0.16$	$0.16 \leq T \leq 0.6$	$0.6 < T$
	$k_{hc0} = 2.58T^{1/3}$	$k_{hc0} = 1.40$	$k_{hc0} = 0.996T^{-2/3}$
II 種地盤	$T < 0.22$	$0.22 \leq T \leq 0.9$	$0.9 < T$
	$k_{hc0} = 2.15T^{1/3}$	$k_{hc0} = 1.30$	$k_{hc0} = 1.21T^{-2/3}$
III 種地盤	$T < 0.34$	$0.34 \leq T \leq 1.4$	$1.4 < T$
	$k_{hc0} = 1.72T^{1/3}$	$k_{hc0} = 1.20$	$k_{hc0} = 1.50T^{-2/3}$

(b) Level 2 earthquake (Type II)

地盤種別	固有周期 $T$ (sec)に対する $k_{hc0}$ の値		
I 種地盤	$T < 0.3$	$0.3 \leq T \leq 0.7$	$0.7 < T$
	$k_{hc0} = 4.46T^{2/3}$	$k_{hc0} = 2.00$	$k_{hc0} = 1.24T^{-4/3}$
II 種地盤	$T < 0.4$	$0.4 \leq T \leq 1.2$	$1.2 < T$
	$k_{hc0} = 3.22T^{2/3}$	$k_{hc0} = 1.75$	$k_{hc0} = 2.23T^{-4/3}$
III 種地盤	$T < 0.5$	$0.5 \leq T \leq 1.5$	$1.5 < T$
	$k_{hc0} = 2.38T^{2/3}$	$k_{hc0} = 1.50$	$k_{hc0} = 2.57T^{-4/3}$

$$k_{hc} < 0.40c_{Iz} \quad : \quad k_{hc} = 0.40c_{Iz} \quad (3.11)$$

である。

地盤種ごとの固有周期に対するレベル 2 地震動のうち、タイプ I の地震動の設計水平震度の標準値  $k_{hc0}$  を **Table 3.3** の(a)図と **Fig.3.4** の(a)図に示す。

## ii) レベル 2 地震動のうち、タイプ II の地震動

レベル 2 地震動のうち、タイプ II の地震動の設計水平震度は、

$$k_{IIhc} = c_s c_{IIz} k_{hc0} \quad (3.12)$$

によって算出される。ここに、

$k_{IIhc}$  : 小数点以下 2 桁に丸められるレベル 2 地震動 (タイプ II) の設計水平震度

$k_{hc0}$  : **Table 3.3** の(b)図に示すレベル 2 地震動 (タイプ II) の設計水平震度の標準値

$c_{IIz}$  : **Table 3.4** と **Fig.3.4** の(b)図に示すレベル 2 地震動 (タイプ II) の地域別補正係数

である。ただし、

$$c_{IIz} k_{hc0} < 0.60 \quad : \quad k_{hc} = 0.60 c_s \quad (3.13)$$

$$k_{hc} < 0.40 c_{IIz} \quad : \quad k_{hc} = 0.40 c_{IIz} \quad (3.14)$$

である。

地盤種ごとの固有周期に対するレベル 2 地震動のうち、タイプ II の地震動の設計水平震度の標準値  $k_{hc0}$  を **Table 3.3** の(b)図と **Fig.3.4** の(b)図に示す。

## (2) 構造物特性の補正係数

構造物特性の補正係数  $c_s$  は、部材の塑性化の程度などの力学的特性を考慮して適切に定められる。完全弾塑性型の抵抗特性を示す 1 自由度系の振動モデルで置き換えられる構造に対しては、構造物特性の補正係数は、

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \quad (3.15)$$

で与えられる。ここに、

$\mu_a$  : 完全弾塑性型の抵抗特性を有する構造系の許容塑性率で、**3.4.3** で後述する。

である。

## (3) 地域別補正係数

2012 (平成 24) 年の改定によって、国土が A1, A2, B1, B2, C の 5 地域に区分され、それぞれの地域における地域別補正係数が **Table 3.4** のように定められた。表中、 $c_z$ ,  $c_{Iz}$ ,  $c_{IIz}$  はそれぞれレベル 1 地震動、レベル 2 地震動のうちタイプ I の地震動、レベル 2 地震動のうちタイプ II の地震動の係数である。また、それらの地域区分を図示すれば、**Fig.3.5** のようである。

Table 3.4 Coefficient differing by the region<sup>4)</sup>

地域 区分	地域別補正係数		
	$c_z$	$c_{Iz}$	$c_{IIz}$
A1	1.0	1.2	1.0
A2	1.0	1.0	1.0
B1	0.85	1.2	0.85
B2	0.85	1.0	0.85
C	0.7	0.8	0.7

## 3.4.3 橋脚の耐震性能を評価する 3 指標「地震時保有水平耐力」「許容塑性率」「残留変位」

**3.4.2** では、道示 V で定められた地震動に対する設計水平震度、すなわち、設計に用いる外力震度について述べた。ここでは、それを設計地震力として用いた耐震照査法について述べる。

### (1) 地震時保有水平耐力

橋脚の地震時保有水平耐力  $P_a$  は、地震力を受ける橋脚が発揮し得る水平耐力のことである。橋脚

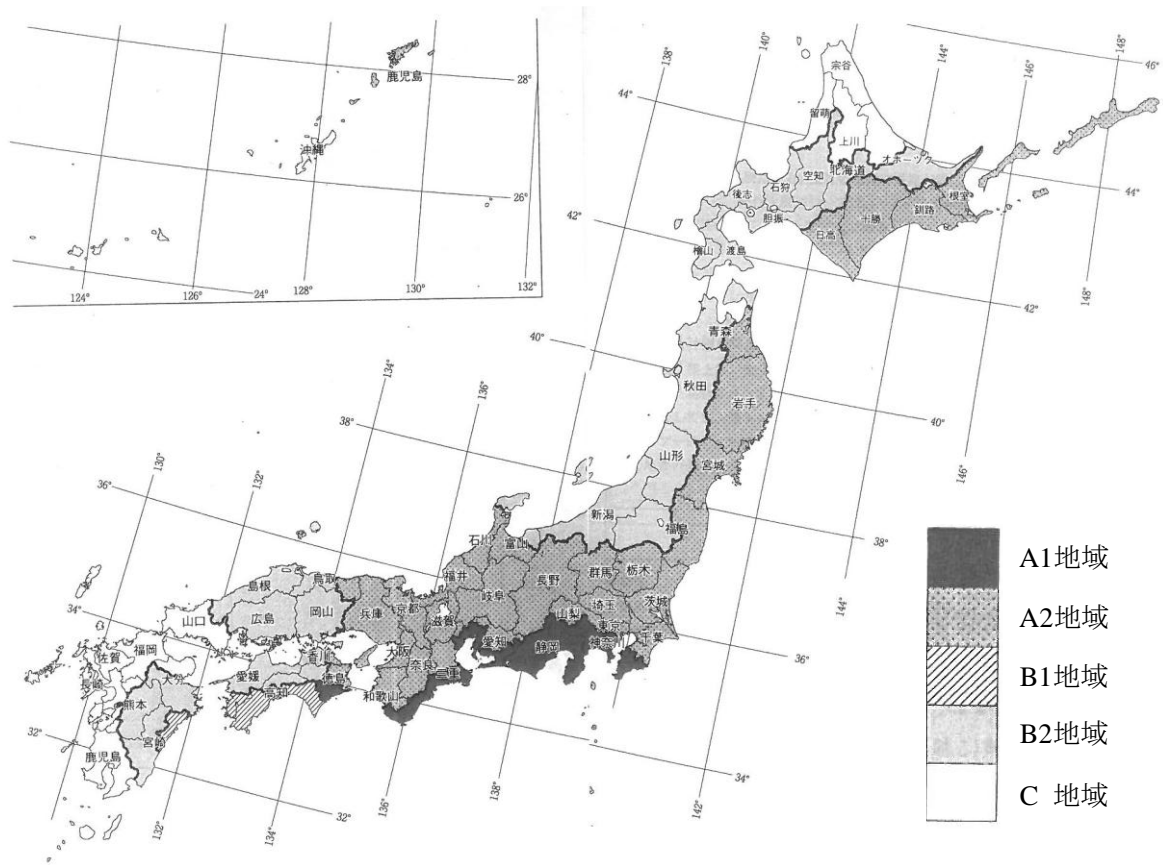


Fig.3.5 Geographic division of the Japan<sup>4)</sup>

Table 3.5 Coefficient of equivalent weight<sup>4)</sup>

曲げ破壊型	曲げ損傷から せん断破壊移行型	せん断破壊型
0.5		1.0

の地震時の安全性照査は，作用力による荷重効果  $k_{hc}W$  (N) と橋脚が保有する固有な水平耐力  $P_a$  (N) との比較によってなされる．すなわち，

$$P_a > k_{hc}W \quad : \text{安全} \quad (3.16.a)$$

$$P_a < k_{hc}W \quad : \text{危険} \quad (3.16.b)$$

である．ここに，

$W$  : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (N) で，道示 V では

$$W = W_U + C_P W_P \quad (3.17)$$

で与えられている．また，

$W_U$  : 当該橋脚が支持している上部構造部分の重量 (N)

$C_P$  : 等価重量算出係数で，**Table 3.5** を参照

$W_P$  : 橋脚の重量 (N)

である．

地震時保有水平耐力  $P_a$  は，橋脚の破壊メカニズムによって，

$$\text{曲げ破壊型} : P_a = P_u \quad (3.18.a)$$

$$\text{曲げ損傷からせん断破壊移行型} : P_a = P_u \quad (3.18.b)$$



Table 3.6 Coefficient of residual displacement and second rigidity<sup>4)</sup>

橋脚種類	残留変位補正係数 $c_R$	降伏後の二次剛性 $r$
RC橋脚	0.6	0
鋼製橋脚	0.45	0.2
コンクリート 充填鋼製橋脚	0.45	0.1

$$\text{せん断破壊型} : P_a = P_{s0} \quad (3.18.c)$$

とされる．ここに，

$P_u$  : 橋脚の終局水平耐力 (N)

$P_{s0}$  : 橋脚のせん断耐力 (N)

である．

## (2) 許容残留変位

橋脚の変形能の照査は，橋脚の設計時に想定される残留変位  $\delta_{Rd}$  (mm) と許容残留変位  $\delta_{Ra}$  (mm) との比較によってなされる．すなわち，

$$\delta_{Rd} \leq \delta_{Ra} : \text{満足} \quad (3.19.a)$$

$$\delta_{Rd} > \delta_{Ra} : \text{不満足} \quad (3.19.b)$$

である．ここに，

$\delta_{Ra}$  : 橋脚の残留変位の許容値は，橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの  
1/100 (mm)

$$\delta_{Rd} = c_R (\mu_r - 1) (1 - r) \delta_y \quad (3.20)$$

である．また，

$c_R$  : 残留変位の補正係数で，**Table 3.6** を参照

$\mu_r$  : 橋脚の最大応答塑性率で，後述の式 (3.23) によって算出

$r$  : 橋脚の降伏剛性に対する降伏後の 2 次剛性の比で，**Table 3.6** を参照

$\delta_y$  : 橋脚の降伏水平変位 (mm)

である．

## (3) 許容塑性率

橋脚の耐震性能の照査は，荷重効果，すなわち，作用力を指標に行うことを基本としている．ただし，曲げ破壊先行型の橋脚に対しては，変形を指標に行うことも可能である．変形を指標とした場合，安全性の確認が

$$\mu_r \leq \mu_a \quad (3.21)$$

でなされる．

橋脚の許容塑性率  $\mu_a$  は，完全弾塑性型の抵抗特性からなる構造系の場合には，

$$\mu_{a,i} = \frac{\delta_{ls,i}}{\alpha_i \delta_y} \quad (3.22)$$

で与えられる．ここに，

$\mu_{a,i}$  : 耐震性能  $i$  に対する許容塑性率

$\delta_{si}$  : 耐震性能  $i$  の限界状態に対応する水平変位 (mm)

$\alpha_i$  : 耐震性能  $i$  の許容塑性率を求める場合に用いる安全係数で,  $\alpha_i=1.2$

である. ただし, 下添字  $i$  は

耐震性能 2 の場合 :  $i=2$

耐震性能 3 の場合 :  $i=3$

である. また, 橋脚の最大応答塑性率  $\mu_r$  は,

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{c_{\Pi z} k_{hc0} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \quad (3.23)$$

で与えられる.

上述のように, 現行の耐震設計基準に設けられた「地震時保有水平耐力」「許容塑性率」「残留変位」に関する規定は, 設計されようとする橋脚がこれら 3 指標のいずれも許容値を満足するか否かを照査するように定められている. この“満足するか否か”の照査が, 設計が創造的な創作行為にも関わらず, 無味乾燥で一連の作業としての創作になりがちなことへの警鐘から, 性能創造型設計法が考え出された.

### 3.5 性能創造型設計に相通じる規定以上の地震動が想定できる設計に必要な耐震性能の評価指標

橋梁の耐震設計では, 想定される地震動のもとに安全性が担保されれば十分で, それ以上の安全性レベルに関する情報を提示する必要はない. しかし, 地震時の災害の軽減や地震後のクライシスマネジメントを考えれば, 規定されている以上の地震動が起こることを想定し, 橋梁の被災状況や安全性レベルを事前に把握しておくことが極めて重要である. それゆえ, 橋脚の設計時や維持管理の過程で, その都度, 耐震性能を評価し直し, さまざまなレベルの地震動に対応した被災シナリオを作成することが今後重要になる. ここでは,

① 想定以上の地震動を受けたときに橋脚がどのような被害状況に至るか

② 現行の耐震基準に則って設計された橋脚がどの程度余裕をもって設計されているかなどについて検討する.

#### 3.5.1 想定以上の地震動による橋脚の被害予測と分析

橋脚が想定以上の地震動を受けたときの耐震性能を評価する方法の概念を, 鋼製橋脚を例に, 述べる. 鋼製橋脚の頂部に水平荷重と上部構造の自重に相当する鉛直荷重が作用すれば, **Fig.3.6** に示されるような橋脚頂部での水平荷重—水平変位の曲線が得られる. 図中,  $H_y$  は水平荷重のみが作用し, 鋼板が局部座屈しないと仮定した場合に橋脚基部の断面最縁端が初めて降伏する時の荷重強度,  $\delta_y$  はそれに対応する水平方向の変位である.

たとえば, 設計基準で定められる以上の地震加速度  $\alpha$  (gal) が橋脚に作用したとする. この地震加速度を重力加速度で除すれば, 等価水平震度  $k_{hc}'$

$$k_{hc}' = \frac{\alpha}{980} \quad (3.24)$$

が得られる. この場合, 橋脚が弾性応答すると仮定すれば, 等価水平震度  $k_{hc}'$  に対応する弾性応答の

水平力  $H_E$  (N) は

$$H_E = k_{hc} W \quad (3.25)$$

から求められる。

つぎに、エネルギー一定則に基づいて、橋脚の弾性応答によって蓄積されたエネルギーに等しい弾塑性応答時のエネルギー量となる点を **Fig.3.6** に示す水平荷重—水平変位の曲線上にプロットすれば、○印の点 ( $\delta_x$ ,  $H_x$ ) を得る。これは、図中にハッチングした2領域の面積が等しくなるようにプロットされたものである。この点は、橋脚の強度  $H_x$  が最大水平強度  $H_{max}$  から  $x\%$  の強度に低下し、水

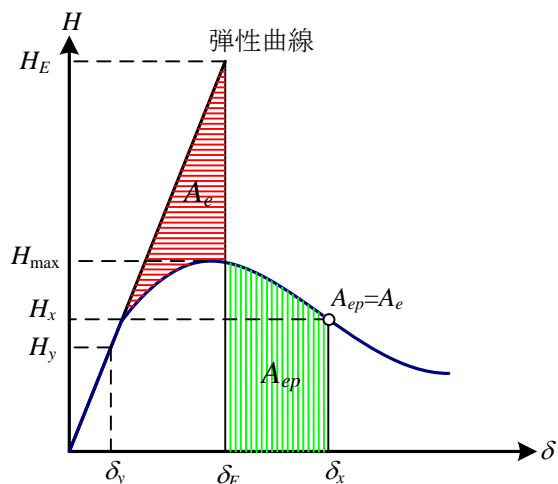


Fig.3.6 Horizontal load vs. horizontal deflection curve for steel bridge pier with elastic/elastic-plastic behavior

平方向に  $\delta_x$  だけ変位した点を表す。既往の研究によれば、鋼製橋脚の終局限界は、その耐震性能を担保するため、最大水平荷重から 95% に低下した強度とそれに対応する変形とされる場合が多い<sup>262)</sup>。たとえば、橋脚が想定以上の地震加速度  $\alpha$  を受けたとき、許容される変位量に対応する強度  $H_x$  が橋脚の最大水平荷重の 95% 強度より高い値を示し、かつ、その除荷後の変形が許容変形量よりも少なければ、その橋脚は十分な耐震性能を保有しているとみなされる。一方、除荷後の変形が許容変形量よりも少なくても、許容できる変位に対応する強度  $H_x$  が最大水平荷重の 95% 強度を下回る場合には、その橋脚は十分な耐震性能を有していないと判断される。

このように、想定以上の地震加速度が橋脚に作用したときの強度とそれに対応した変位、すなわち、被災状況が明らかになる。ただし、実橋は地震時に橋梁系として応答するため、橋梁の連続性、支承の種類、落橋防止装置などがその挙動に影響を及ぼす。ここでは、単一柱の耐震性能で橋梁系の被災度を評価しているので、それが蒙る最悪の被災シナリオを予測していることになる。

### 3.5.2 性能創造型設計に相通じた設計法に必要な性能評価指標“耐震裕度”について

2012（平成 24）年の道示 V<sup>4)</sup>に則り、橋脚が保有する耐震裕度を地震時保有水平耐力の照査法に従って算定する。道示 V によれば、橋脚は

$$P_a \geq k_{hc} W \quad (3.26)$$

を満足する水平耐力  $P_a$  を保有するように設計される。ここに、

$$k_{hc} = c_s c_z k_{hc0} \quad (3.27)$$

である。ただし、地震時保有水平耐力  $P_a$  と等価重量  $W$  は定められた地震動のもとに設計された橋脚が保有する固有な量で、劣化や損傷、あるいは、補修や補強などがなく、性能が変わらないかぎり、建設後に受ける地震動の大きさに関わらず一定であるため、さまざまな地震動に対する照査が容易に行える。

たとえば、起こった地震動と設計された橋脚の地震時保有水平耐力が奇しくも同じになったとする。この場合、水平震度を  $k_{hc}^*$  とおけば、式 (3.25) と式 (3.26) はそれぞれ

$$P_a = k_{hc}^* W \quad (3.28)$$

$$k_{hc}^* = c_s c_z k_{hc0}^* \quad (3.29)$$

のように書き改められる．ここに，

$k_{hc0}^*$ ：水平震度の標準値

で，地震動強度が橋脚固有の地震時保有水平耐力に等しいとしたときの値である．

そこで，上述の水平震度の標準値  $k_{hc0}^*$  と道示 V で定められた設計水平震度の標準値  $k_{hc0}$  の比

$$R = \frac{k_{hc0}^*}{k_{hc0}} \quad (3.30)$$

を耐震裕度と定め，安全性評価の尺度とする．ちなみに，耐震裕度  $R$  が

$R \geq 1$ ：橋脚は耐震設計基準を満足

$R < 1$ ：橋脚は耐震設計基準を不満足

と判定される．ただし，上述のように，耐震性能を満足するか否かだけを照査行為の対象とするのであれば，性能準拠型設計法といえども創造的制作を導く設計行為にはならない．また，この比を安全率とみなしてしまうと，橋脚が保有する現有性能を基準にした照査行為から抜け出せない．性能創造型設計が唱える設計行為そのものが創造行為であるとの域には達し得ない．それゆえ，耐震裕度指標を従来から行われている要求性能に対する照査行為によって得られる満足あるいは不満足を表す指標とは見なさず，これが規定された地震力を基準にした橋脚の安全性レベルを与えていることを強く認識すべきである．そして，耐震裕度による定量的な評価がもつ意味合いを十分に理解し，任意の地震動強度に対し，橋脚が耐震性能上，どの程度過不足な状態にあつて，余裕がある場合にはどのくらいの想定以上の地震動に耐えられるか，あるいは，どの程度の補強が必要かなどを創造しながら設計する態度が肝要である．なお，耐震裕度  $R$  は，橋脚の耐震設計基準に対する性能の余裕度を表す指標で，橋脚が実際に損傷したときの余裕性能を表すものではない．以上のように，橋脚の性能が定量的に示されるので，補修や補強の程度，修復にかかる期間などとも関連付けて，道路網や橋梁の重要度を勘案しながら想像を働かせて社会基盤施設が設計できる，すなわち，維持管理できる．

### 3.5.3 創造を働かせた橋脚の耐震設計に深く関わる性能評価指標“耐震裕度”

3.5.2 では，耐震設計基準をもととする耐震裕度  $R$  について述べた．すなわち， $R$  は橋脚が保有する抵抗力を外力で除した比で表されている．そこで，橋脚に作用する外力を震度置き換えたもの（以後，外力震度と称する）を  $k_S$ ，橋脚の保有する抵抗を震度置き換えたもの（以後，抵抗震度と称する）を  $k_R$  とおけば，耐震裕度  $R$  は，

$$R = \frac{k_R}{k_S} \quad (3.31)$$

と表される．ここに，抵抗震度  $k_R$  は橋脚が保有する抵抗性能で，断面の欠損などの損傷や経年劣化による腐食などによって断面剛性が低下しないかぎり一定である．また，外力震度  $k_S$  はいつ，どのような規模で発生するかわからない橋脚に作用する地震力である．たとえば，これを道示 V で定められた耐震性能 1 の限界，すなわち，弾性限界に対応する地震力  $k_{LS1}$  とすれば，限界状態 1 に対する橋脚の耐震裕度が求められる．また，想定以上の地震動を考えた場合，たとえば  $k_S=2.0$  とすれば，2,000 (gal) 相当の地震力が橋脚に作用した場合の耐震裕度が算定できる．このように，外力となる地震動を種々想定することによって，さまざまな状態に対応した橋脚の耐震裕度が求められ，安全性のレベルが定量的に示される．本論文では，橋脚に作用する外力の想定を設計に用いられるレベル 2 地震動の設計水平震度とし，設計基準で定められたレベル 2 地震動に対して，橋脚が発揮し得る安全

性レベルを定量的に評価した。

なお、設計時に“想定”する地震動レベルは、設計する技術者によって異なってはならない。それゆえ、耐震裕度によって構造物の耐震性を評価する際には、想定する地震動レベルを明確に規定し、基準となる安全性レベルをしっかりと評価することが極めて重要である。その意味で、本論文では、想定値を道示 V で定められた応答加速度あるいは震度とした。

### 3.6 まとめ

本章では、わが国における過去の地震の発生や被災の状況、それを踏まえた研究の成果から耐震設計法が日々進歩してきたことを述べた。また、橋梁の設計や維持管理に携わる技術者にとって、現行の設計基準を熟知しておくことはもちろんのこと、古い規定などを知っておくことの重要性を説き、橋脚の耐震設計に関する設計基準とそれに深く関わる鋼構造の座屈設計の歴史的変遷をまとめた。そして、橋脚の耐震設計基準の中で耐震性能照査がどのように整備されてきたかについて述べた。

規定されている以上の地震動が起こることを想定し、橋梁の被災状況や安全性レベルを事前に推測しておくことが減災や地震後のクライシスマネジメントに重要で、橋脚の設計時や維持管理の過程で、その都度、耐震性能を評価し、さまざまなレベルの地震動に対応した被災シナリオを作成することの必要性を述べた。そこで、数値構造解析から求められた橋脚の強度や変形を用いて、想定以上の地震動が作用したときの橋脚の被災度を予測する方法や橋脚が基準に対してどの程度余裕の性能を保有しているかを定量的に評価することが可能な耐震裕度について論じた。

4. 以降では、新設および既設のあらゆる橋脚が保有する性能を数値構造解析によって明らかにし、2. および本章で述べた方法によってその耐震性能を評価し、ライフサイクルマネジメントや災害が起こった後のクライシスマネジメントに役立つ方法論を展開する。4. では、橋脚の性能を明らかにするための数値構造解析に必要な橋脚モデルや断面形状などの構造諸元や数値解析法について述べる。

### 参考文献

- a) 木野村宏昭・堂垣正博：想定以上の地震動を勘案した鋼製橋脚の耐震性能とリスク評価，第 26 回信頼性シンポジウム講演論文集，日本材料学会，pp.121-126，2012-12.
- b) 木野村宏昭・堂垣正博：想定以上の地震動に対する鋼製橋脚の耐震性能と被災度評価，平成 25 年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，I-51，2013-6.
- c) 木野村宏昭・堂垣正博：想定以上の地震動に対する鋼製橋脚の耐震裕度評価と被災度分析，第 68 回年次学術講演会講演概要集，土木学会，I-77，pp.153-154，2013-9.
- d) 木野村宏昭・堂垣正博：大地震を想定した鋼製橋脚の耐震性能と被害評価，材料，日本材料学会，Vol.63，No.2，pp.117-124，2014-2.
- e) Kinomura, H., Dogaki, M., and Aktan, E. A. : Risk assessment of steel bridge piers under unthinkable seismic loading, 7<sup>th</sup> International Conference of Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS2014, Shanghai, China, pp.1913-1920, 2014-7.
- f) 戸井干輝・木野村宏昭・堂垣正博：想定以上を勘案した RC 橋脚の耐震性能評価と維持管理，第 26 回信頼性シンポジウム講演論文集，日本材料学会，pp.127-132，2012-12.
- g) 戸井干輝・木野村宏昭・堂垣正博：RC 橋脚の余裕度による耐震性能評価，平成 25 年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，I-56，2013-6.

- h) Kinomura, H., Toi, T., Tsuruta, H. and Dogaki, M. : Seismic performance of RC bridge piers in consideration of unthinkable earthquake, 7th International Symposium on Steel Structures, ISSS-2013, Teju, Korea, pp.188-189, 2013-11.
- i) 木野村宏昭・山田駿也・堂垣正博：耐震裕度による RC 橋脚の耐震性能評価，平成 26 年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，I-43，2014-5.
- j) Kinomura, H., Toi,T., Dogak, M., and Aktan, E. A. : Seismic performance and maintenance management strategy of RC bridge piers in consideration of unexpected events, 7th International Conference of Bridge Maintenance, Safety, and Management, IABMAS2014, Shanghai, China, pp.2718-2725, 2014-7.
- k) 木野村宏昭・山田駿也・堂垣正博：想定以上の地震動に対する RC 橋脚の耐震裕度による耐震性能評価，第 69 回年次学術講演会講演概要集，土木学会，I-394， pp.787-788，2014-9.

## 第4章 対象とする道路橋橋脚の構造諸元と数値構造解析法

2. と 3. では、道路橋橋脚のライフサイクルマネジメントのための橋脚の耐震性能評価法を提案した。また、5. と 6. では、本評価法を活用した道路橋橋脚のライフサイクルマネジメントを展開するが、そのために必要な道路橋橋脚の耐震性能の評価に欠かせない橋脚の強度と変形を求めるための数値構造解析法について本章で述べる。まず、鋼製と RC 製の橋脚の構造諸元や材料特性などの諸量、すなわち、橋脚モデル、その断面形状と寸法、橋脚を支持する条件、作用荷重の種類と載荷条件、橋脚を構成する材料の構成則、初期不整などを実橋による既往の調査研究を参考に決定する a)-h)。

### 4.1 概説

新設や既設の道路橋の維持管理は、最新の道路橋示方書に定められた基準に則って行われる。ところが、長い間供用されてきた橋梁は、設計された時代の示方書に則って設計されているため、建設時と最新のそれが異なる場合には、橋梁が保有する性能は経年劣化しなくても最新の示方書が求める性能を満たさない場合が多々起きる。劣化過程下にあれば、保有性能は示方書が要求する性能を下回り、安全性が失われる。

2. で述べたように、道路橋橋脚の耐震設計基準は、過去の大地震による被災やそれを契機とした研究の成果を反映してしばしば改定され、設計地震力はその都度見直されてきた。それゆえ、改定前の道路橋示方書の基準に則って設計された橋脚は、最新の基準が求める性能に比べて一般に劣り、旧基準で設計された橋脚の保有性能は新基準が求める性能を満たしていない。耐震補強などの修繕が基準の改定後に十分になされなければ、新基準の要求性能を満たさない。さらに、劣化過程下の橋脚はその耐震性能が低下しており、改定後の基準が求める性能との隔たりは拡大する。

このように、わが国には異なった基準によって設計された橋脚が同時に共存している。劣化した橋脚を適切に維持管理するには、異なった設計基準を身近に備え、その構造諸元や維持管理の履歴データなどを電子化して保存し、それらをうまく活用していくことが極めて重要である。

以上のことを踏まえ、本章では、既存橋脚の構造諸元を文献によって調べ、統計学的に分析し、本論文で検討したい橋脚の構造モデルの決定に役立てたい。そして、橋脚の性能を評価するための数値構造解析に必要なパラメータの値、すなわち、橋脚の断面形状と寸法、その解析モデル、橋脚の支持条件、載荷荷重の種類と載荷条件、使用部材要素の材料構成則の幾何学的特性や材料的特性などについて述べる。また、数値構造解析法について簡単に触れる。

### 4.2 実績調査に基づいた既設橋脚の構造諸元の統計学的分析

道路橋を支えるさまざまな橋脚の耐震性能を弾塑性有限変位解析によって評価するため、ここでは中井ら [1996]<sup>275)</sup>によってなされた鋼製橋脚の実績調査結果を参照し、数値構造解析で用いる現実的な鋼製橋脚モデルを決定する。また、過去の橋脚が最新の耐震設計基準で制限された構造寸法に対してどのような関係にあるかについて比較・検討する。

調査対象とされた橋脚は、わが国で設計・製作された鋼製橋脚（1990（平成 2）年～1996（平成 8）年の間に竣工されたもの）である。調査項目は、①構造形式、②完成年度、③開口部の配置、④柱部材の代表的な断面、⑤補剛板の幅、⑥補剛板の長さ、⑦補剛板の主板パネルの板厚、⑧補剛板の鋼種、⑨縦方向補剛材の配置間隔、⑩縦方向補剛材の幅、⑪縦方向補剛材の厚さ、⑫縦方向補剛材の

鋼種，⑬検査用開口部の形状，⑭開口部の寸法，  
⑮補剛板内における開口部の位置，⑯開口部の  
補強方法，⑰開口部に用いられた補強材の板厚，  
⑱開口部の補強材の板厚，⑲開口部の補強材の  
鋼種，⑳開口による縦方向補剛材の切断の有無，  
である。

#### (1) 使用鋼板の鋼種の頻度分布

中井らの実績調査に基づいて使用された鋼板  
の鋼種を統計処理すれば，つぎのようである。  
ちなみに，現行の道示Ⅰ・Ⅱで規定されている  
鋼板の鋼種は，Table 4.1 のようである<sup>251), 276)</sup>。  
表からわかるように，使用鋼板の鋼種は基準降  
伏点によって分類されている。この分類は，今

日，実績調査が行われた当時と変わっていない。道示Ⅰ・Ⅱの分類に従い，実績調査された橋脚を統計  
処理すれば，Fig.4.1 を得る。図から明らかなように，基準降伏点が 235 (N/mm<sup>2</sup>) の鋼種 (SS400，  
SM400，SMA400W) の鋼板の採用が 21.8%，355 (N/mm<sup>2</sup>) の鋼種 (SM490Y，SM520，A490W)  
の鋼板の採用が 64.1%で，これらが全体の 85%以上を占めている。基準降伏点が 355 (N/mm<sup>2</sup>) 以上  
の高張力鋼は当時それほど活用されていない。この実績調査結果を参照し，ここでは鋼製橋脚の鋼板  
に鋼種 SM490Y を採用する。なお，文献 262)，277) の座屈設計ガイドラインには多くの鋼製橋脚の  
解析や実験の結果が報告されているが，その多くが鋼種 SM490Y (基準降伏点が 355 (N/mm<sup>2</sup>)) の  
鋼板からなる橋脚を対象としている。ただし，橋脚の細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$ ，幅厚比パラメータ  $R_f$ ，  
 $R_w$ ， $R_s$  については後述するが，これらの値は降伏点応力によって異なり，橋脚の耐震性能がその違  
いによって異なる。そのため，20%以上の橋脚に使用されてきた鋼種 SS400 (基準降伏点が 235  
(N/mm<sup>2</sup>)) の鋼板も等級は低いが，材料特性の相違による橋脚の耐震性能を明らかにするため，数  
値構造解析のパラメータ値に採用する。

#### (2) 補剛板における主板パネルの幅厚比パラメータ $R_p$ の頻度分布

鋼製橋脚を構成する補剛板の主板パネルの幅厚比パラメータが分析され，つぎの結果を得ている。

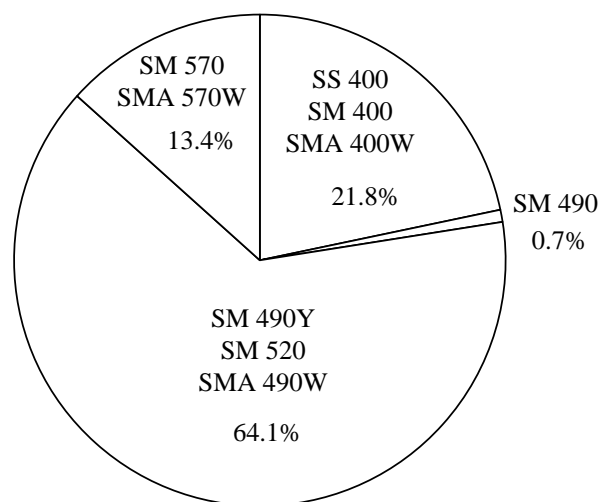


Fig.4.1 Distribution of used steel material<sup>275)</sup>

Table 4.1 Standard yielding stress of steel plate<sup>251), 276)</sup>

道路橋 示方書 (1990年)	鋼種	SS 41 SM 41 SMA 41W		SM 50		SM 50Y SM 53 SMA 50W			SM 58 SMA 58W		
	基準降伏点 (kgf/cm <sup>2</sup> )	2,400		3,200		3,600			4,600		
道路橋 示方書 (2014年)	鋼種	SS 400 SM 400 SMA 400W		SM 490		SM 490Y SM 520 SMA 490W			SM 570 SMA 570W		
	板厚 (mm)	40 以下	40- 100	40 以下	40- 100	40 以下	40-75	75- 100	40 以下	40-75	75- 100
	基準降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	235	215	315	295	355	335	325	450	430	420



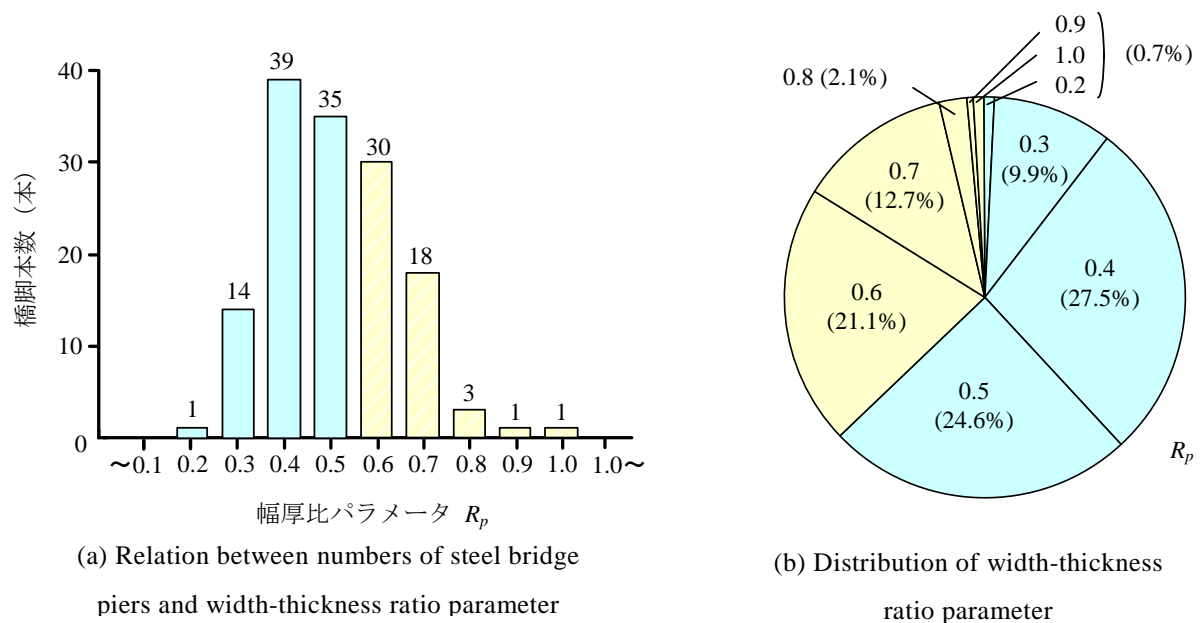


Fig.4.2 Numbers of steel bridge piers and distribution of width-thickness ratio parameter<sup>275)</sup>

なお、補剛板の主板パネルの幅厚比パラメータ  $R_p$  については、4.3.1 で詳述する。幅厚比パラメータごとの橋脚数の統計データを Fig.4.2(a)に、そのパラメータの頻度分布を Fig.4.2(b)に示す。図から明らかなように、実績調査が行われた橋梁の設計時期（1990（平成 2）年～1996（平成 8）年）には、多くの橋脚に主板パネルの幅厚比パラメータに  $R_p=0.4\sim0.5$  が用いられている。現行の耐震設計基準で定められている限界幅厚比パラメータは  $R_p=0.5$  で<sup>4)</sup>、当時、これより小さな幅厚比パラメータで設計された橋脚は約 63%である。一方、残りの 37%の橋脚は  $R_p=0.6$  より大きい幅厚比パラメータで設計されており、現行の耐震設計基準を満たしていない。ただし、現行の耐震設計基準における主板パネルの制限規定は 1995（平成 7）年に起こった兵庫県南部地震後に改定された規定と同一で、実績調査が行われた時期に規定を満たしていなかった橋脚にはその後何らかの補強が施されているものと思われる。万一、耐震補強がなされていなければ、本研究から求められる耐震裕度  $R$  が 1.0 を下回る。

つぎに、補剛板の座屈設計に関連する諸規定について考察する。実績調査の対象橋脚が 1990（平成 2）年以降に竣工されたものとされ、また、当報告が 1996（平成 8）年に発表されたものであることから、アンケート調査で対象となった橋脚は 1990（平成 2）年から 1996（平成 8）年の間に製作されたものと推測される。当時の鋼部材の座屈関連の規定の歴史的変遷をまとめた 3.3.3 の Table 3.2 を参照し、時代的な変遷について考察する<sup>9)</sup>。重要なパラメータは局部座屈に関する主板パネルの幅厚比パラメータで、道示 I・II では補剛板の縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータ  $R_R$ 、縦方向補剛材の必要剛度に関係する補剛板全体の幅厚比パラメータ  $R_F$ 、無補剛円筒の径厚比パラメータ  $R_t$  がそれに当たる。Table 3.2 によれば、1996（平成 8）年に若干の変更が加えられたものの、座屈関連の規定は 1980（昭和 55）年以降ほとんど改定されていない。対象橋脚は 1990（平成 2）年から 1996（平成 8）年の間に製作されているので、1980（昭和 55）年の道示 I・II に準拠して設計されたものと思われる。また、それ以降も座屈関連の規定に大きな変更が加えられていないので、本統計データは現在の座屈設計の基礎資料に活用できる。

### (3) 縦方向補剛材の曲げ剛比と示方書で定められた必要剛比との関係

縦方向補剛材の曲げ剛比と道示 I・II で定められた最小剛比との関係について考察する。なお、縦

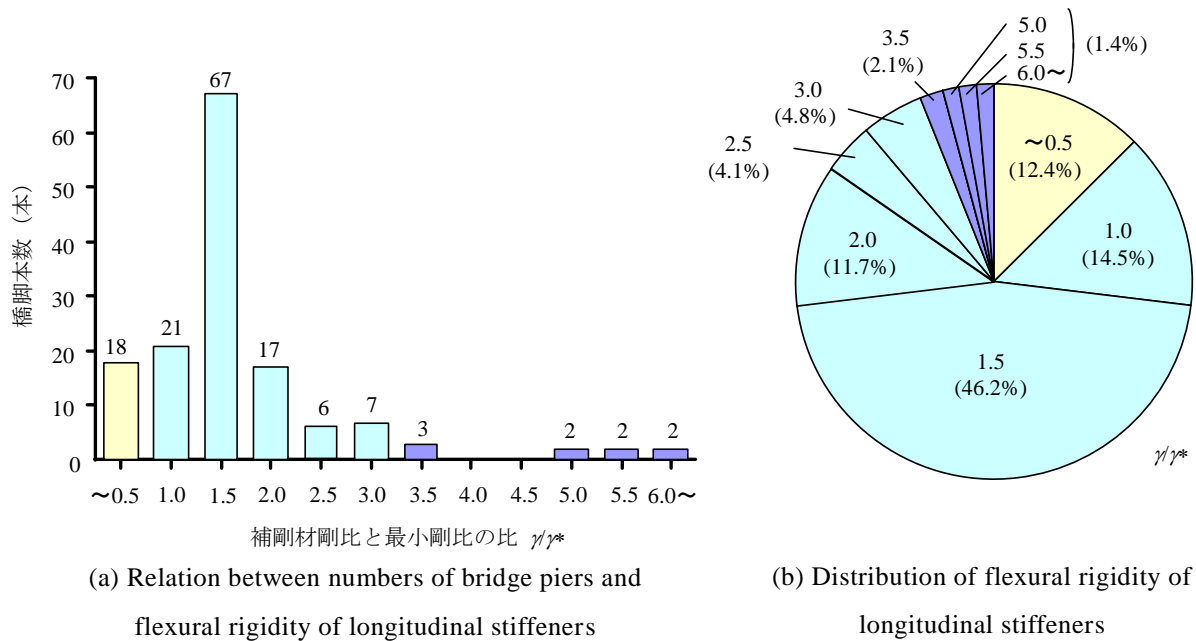


Fig.4.3 Numbers of bridge piers and distribution of flexural rigidity of longitudinal stiffeners<sup>275)</sup>

方向補剛材の曲げ剛比 $\gamma$ と示方書で定められた最小剛比 $\gamma^*$ の計算法は、4.3.1で詳述する。

縦方向補剛材の曲げ剛比と示方書で定められた最小剛比 $\gamma^*$ との比 $\gamma/\gamma^*$ と橋脚本数の関係を Fig.4.3(a)に、縦方向補剛材の曲げ剛比と最小剛比との比 $\gamma/\gamma^*$ の頻度分布を Fig.4.3(b)にそれぞれ示す。Fig.4.3によれば、縦方向補剛材の曲げ剛比が $\gamma > \gamma^*$ に設計された橋脚は全体の 88%を占めている。さらに、約半数の 47%の橋脚に $\gamma = 1.5\gamma^*$ の曲げ剛比が選ばれている。それゆえ、ほとんどの橋脚が現行の座屈設計基準である $\gamma > \gamma^*$ を満たすように設計されている。ただし、座屈設計ガイドラインなどでは、耐震設計される補剛板には、 $\gamma > 3\gamma^*$ の縦方向補剛材の曲げ剛比を推奨しており、当時の縦方向補剛材の曲げ剛比では、耐震性能上、劣る。以上のことを勘案し、本研究では、縦方向補剛材の曲げ剛比 $\gamma$ を $\gamma^*$ 、 $3\gamma^*$ 、 $5\gamma^*$ の3ケースとした。

#### 4.3 検討する橋脚の構造諸元と各種条件

本節では、研究対象とする鋼製および RC 製の橋脚の構造諸元や無次元パラメータ、ならびに、橋脚の解析モデルや橋脚を構成する材料の応力-ひずみ関係について検討する。また、構造解析に必要な数値解析手法について述べる。

##### 4.3.1 鋼製橋脚の場合

道路橋を支える鋼製橋脚に地震動が作用する場合の耐震性能を数値構造解析によって明らかにする。鋼製橋脚に高いレベルの地震動が作用すれば、繰返し曲げによる局所的な板曲げ変形が補剛板の主板パネルや縦方向補剛材に発生する可能性がある。鋼製橋脚を構成する主板パネルが局部座屈すれば、橋脚の剛性が減少し、その強度は低下する。このような挙動を詳細に検討するため、鋼製橋脚を弾塑性有限変位理論に立脚した数値構造解析法によって明らかにする。そのための鋼製橋脚の構造諸元と解析条件を以下に示す。

## (1) 解析対象の鋼製橋脚モデル

鋼製橋脚が上部構造の自重に相当する軸方向圧縮力  $P$  と地震力に相当する水平方向の荷重  $H$  を同時に受ける場合の耐震性能を数値構造解析によって明らかにする．対象とする鋼製橋脚は **Fig.4.4(a)** に示す単柱形式の橋脚である．これを **Fig.4.4(b)** のようにモデル化する．ここに， $h$  は橋脚の高さ (mm)， $h_c$  は充填されたコンクリートの高さ (mm)， $a_d$  は橋脚断面内に設けられるダイアフラムの間隔 (mm) である．橋脚の断面は **Fig.4.5** のような矩形断面とした．図中，濃い灰色部分は断面を構成する主板パネルと縦方向補剛材を，断面内の薄い灰色部分は中詰めコンクリートの充填による補強効果を検討するために充填されたコンクリートを表している．ここに， $B_f$ 、 $B_w$  はそれぞれフランジパネルと腹板パネルの全幅 (mm)， $b_f$ 、 $b_w$  はそれぞれフランジと腹板の縦方向補剛材間の主板パネルの幅 (mm)， $t_f$ 、 $t_w$  はそれぞれフランジパネルと腹板パネルの板厚 (mm)， $b_s$ 、 $t_s$  は縦方向補剛材の自由突出幅 (mm) と板厚 (mm) である．

## (2) 鋼製橋脚の断面形状を表す無次元パラメータ

矩形断面からなる鋼製橋脚とコンクリートが充填された鋼製橋脚の耐震性能を弾塑性有限変位解析によって評価するため，その解析に用いられる橋脚の寸法や断面形状を表す無次元パラメータをつぎのように定義する．

### i) 鋼製橋脚の細長比パラメータ： $\bar{\lambda}$

鋼製橋脚の高さと断面寸法の間係を表す細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$  は，

$$\bar{\lambda} = K \frac{h}{i} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{sy}}{E_s}} \quad (4.1)$$

で与えられる．ここに，

$K$ ：橋脚の有効座屈長係数で，片持ち形式の単柱の場合には  $K=2.0$

$h$ ：橋脚の高さ (mm)

$i$ ：コンクリートが部分的に充填された鋼製橋脚に対して，無充填部分における鋼製橋脚の断面 2 次半径 (mm)

$\sigma_{sy}$ ：鋼板の降伏点応力 (MPa)

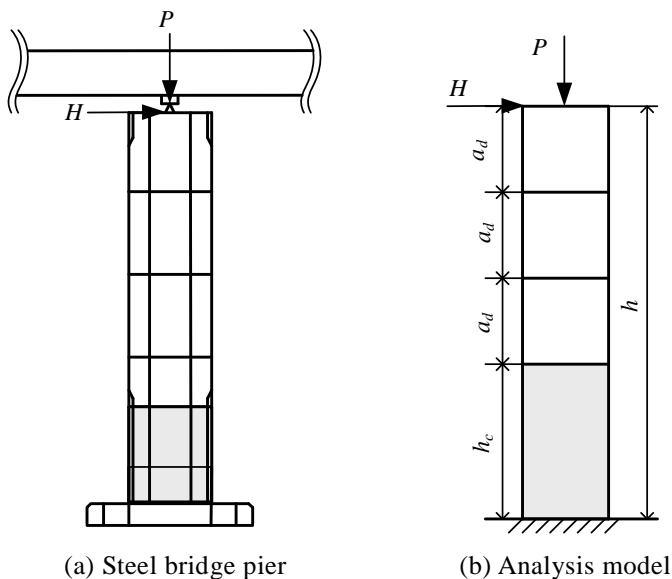


Fig.4.4 Steel bridge pier model

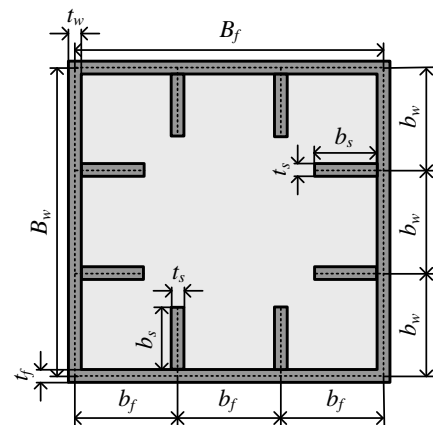


Fig.4.5 Stiffened box section of steel bridge pier

$E_s$  : 鋼板の縦弾性係数 (GPa)

である．ここでは，細長比パラメータが  $\bar{\lambda}=0.2\sim0.5$  の範囲で解析する．

ii) 断面を構成するフランジと腹板の主板パネルの幅厚比パラメータ :  $R_f$ ,  $R_w$

鋼製橋脚を構成するフランジパネルと腹板パネルの幅厚比パラメータ  $R_f$ ,  $R_w$  は，

$$R_f = \frac{b_f}{t_f} \sqrt{\frac{\sigma_{sy}}{E_s} \frac{12(1-\nu_s^2)}{k_{cr}\pi^2}} \quad (4.2)$$

$$R_w = \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{\sigma_{sy}}{E_s} \frac{12(1-\nu_s^2)}{k_{cr}\pi^2}} \quad (4.3)$$

で与えられる．ここに，

$k_{cr}$  : 周辺単純支持され，一方向から圧縮された無補剛長方形板の弾性圧縮座屈係数 ( $k_{cr}=4.0$ )

$\nu_s$  : 鋼板のポアソン比 ( $\nu_s=0.3$ )

である．とくに，正方形断面でフランジパネルと腹板パネルの板厚が同一で，同じ本数の縦方向補剛材が設けられた場合，上述の幅厚比パラメータ  $R_f$ ,  $R_w$  は，

$$R_p = \frac{b_p}{t_p} \sqrt{\frac{\sigma_{sy}}{E_s} \frac{12(1-\nu_s^2)}{k_{cr}\pi^2}} \quad (4.4)$$

で与えられる．ここに，

$b_p$  : 縦方向補剛材間の主板パネルの幅 ( $=b_f$  または  $b_w$ ) (mm)

$t_p$  : 補剛板パネルの板厚 ( $=t_f$  または  $t_w$ ) (mm)

である．

フランジパネルと腹板パネルの幅厚比パラメータ  $R_f$ ,  $R_w$  を  $R_p$  で与えた場合は，その断面形状は正方形である．ここでは， $R_p=0.2\sim0.8$  で解析する．

iii) 縦方向補剛材の自由突出幅厚比パラメータ :  $R_s$

縦方向補剛材の自由突出幅厚比パラメータ  $R_s$  は，

$$R_s = \frac{b_s}{t_s} \sqrt{\frac{\sigma_{sy}}{E_s} \frac{12(1-\nu_s^2)}{k_{crs}\pi^2}} \quad (4.5)$$

で与えられる．ここに，

$k_{crs}$  : 一様な圧縮力を受ける縦方向補剛材の弾性座屈係数で，3 辺単純支持で 1 辺自由な無限板の弾性圧縮座屈係数 ( $k_{crs}=0.425$ )

である．

iv) 縦方向補剛材の曲げ剛比と必要剛比

縦方向補剛材の曲げ剛比  $\gamma$  は，現行の道示 I・II で定められた必要剛比  $\gamma^*$  を参考に決定する．縦方向補剛材の曲げ剛比は，

$$\gamma = \frac{I_l}{\frac{Bt_p^3}{11}} \quad (4.6)$$

で与えられる．ここに，

$I_l$ ：縦方向補剛材 1 本あたりの断面 2 次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) で，主板パネルと補剛材の取付け位置まわりで算出される

$B$ ：補剛板パネルの全幅 (mm)

$t_p$ ：補剛板パネルの板厚 (mm)

である．

また，縦方向補剛材が補剛板の座屈時に節を形成するのに必要な剛比は，

1)  $\alpha_p \leq \alpha_0$  で，横方向補剛材 1 本あたりの断面 2 次モーメント  $I_l$  が，

$$I_l \geq \frac{B t_p^3}{11} \frac{1 + n_l \gamma^*}{4 \alpha_p^3} \quad (4.7)$$

を満足する場合，

$$\gamma^* = 4 \alpha_p^2 n_l \left( \frac{t_0}{t_p} \right)^2 (1 + n_l \delta_l) - \frac{(\alpha_p^2 + 1)^2}{n_l} \quad (t_p \geq t_0) \quad (4.8)$$

$$= 4 \alpha_p^2 n_l (1 + n_l \delta_l) - \frac{(\alpha_p^2 + 1)^2}{n_l} \quad (t_p < t_0) \quad (4.9)$$

2) 上述の 1) の場合以外は，

$$\gamma^* = \frac{1}{n_l} \left[ \left\{ 2 n_l^2 \left( \frac{t_0}{t_p} \right)^2 (1 + n_l \delta_l) - 1 \right\}^2 - 1 \right] \quad (t_p \geq t_0) \quad (4.10)$$

$$= \frac{1}{n_l} \left[ \left\{ 2 n_l^2 (1 + n_l \delta_l) - 1 \right\}^2 - 1 \right] \quad (t_p < t_0) \quad (4.11)$$

で与えられる．ここに，

$\alpha_p$ ：補剛板の縦横比

$\alpha_0$ ：補剛板の限界縦横比

$t_0$ ：補剛板の幅と応力勾配の関係から求められる板厚 (mm)

$n_l$ ：縦方向補剛材によって区切られるパネル数

$A_l$ ：縦方向補剛材 1 本あたりの断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$\delta_l$ ：縦方向補剛材 1 本あたりの断面積比

である．

#### v) 充填コンクリートの充填量

充填コンクリートの充填量は，

$$\frac{h_c}{h} \quad (4.12)$$

で定義される．ここに，

$h_c$ ：橋脚基部からの充填コンクリートの高さ

である．

既往の研究によれば，充填コンクリートを橋脚基部の一部分に充填しただけでも橋脚全体にわたって充填した場合と同程度の耐震性能が得られている．したがって，ここでは，コンクリートが橋脚の一部分に充填された鋼製橋脚を対象に，充填コンクリートの高さ  $h_c$  を橋脚高  $h$  に対して 0～60%の範囲で考える．

### (3) 地震荷重の載荷方法

道路橋橋脚は，地震時に橋脚が支える道路橋の自重とそこを通行する自動車な

どの活荷重，地震動の作用を同時に受ける．しかし，道示 V の荷重規定では，地震時の場合，荷重の組合せは死荷重と地震荷重とし，活荷重は含めていない．そこで，鋼製橋脚の耐震性能を検討するための数値構造解析では，上部構造の自重に相当する鉛直方向の圧縮力  $P$  を橋脚頂部の横断面に一樣に分布する圧縮応力で与えた．また，地震時に橋脚に作用する地震動のうち，水平方向に作用する成分は繰返し作用の準静的荷重として与えた．すなわち，**Fig.4.6** に示すような変動振幅の繰返し荷重にモデル化した．これらの作用のもとで橋脚の強度と変形を明らかにする．図中，○印は各変動振幅における最終サイクル目，すなわち，第 3 回目のサイクル時の正の除荷点を表す．それゆえ，繰返し水平載荷から得られる橋脚の水平強度と水平変位の履歴曲線上で○印に対応する点を結ぶことによって，橋脚の包絡線が得られる．

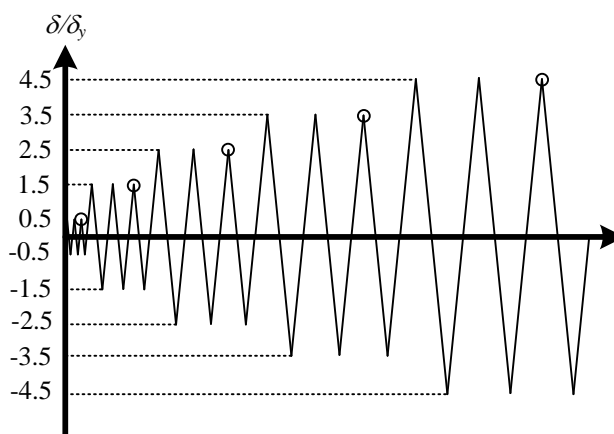


Fig.4.6 Pattern of cyclic lateral loading

### (4) コンクリートが充填された鋼製橋脚を構成する鋼板と充填コンクリートの材料特性

コンクリートが充填された鋼製橋脚を構成する鋼板と充填コンクリートの材料特性について述べる．

#### i) 鋼板の材料特性

4.2.1 で述べた既設の橋脚で採用されている無次元パラメータの分析結果を参考に，コンクリートが充填された鋼製橋脚を構成する主板パネル，縦方向補剛材，ダイアフラムには，鋼種 SM400 と SM490Y の鋼板を用いる．**Fig.4.1** の鋼種とその採用比率の関係から明らかなように，鋼種 SM400 と SM490Y の鋼板が橋脚全体の 85%に採用されている．これらの鋼板の応力－ひずみ関係に **Fig.4.7** に示す bi-linear な曲線を仮定した．また，鋼種 SM400 と SM490Y の材料特性は，一般に **Table 4.2** のとおりである<sup>25)</sup>．ここに， $t$ ：鋼板の板厚 (mm)， $\sigma_{sy}$ ：同種の鋼材であっても板厚によって異なる鋼板の降伏点応力 (MPa)， $\varepsilon_{sy}$ ：鋼板の降伏ひずみ， $E_s$ ：鋼板の縦弾性係数 (GPa)， $E_{sp}$ ：鋼板のひずみ硬化係数 (GPa)， $\nu_s$ ：ポアソン比である．

#### ii) 充填コンクリートの材料特性

薄肉の鋼製橋脚の内部に充填されるコンクリートの応力－ひずみ関係を **Fig.4.8** のように仮定した．充填コンクリートは，当初，自動車の衝突による橋脚の被害軽減が目的で薄肉の鋼製橋脚の内部に充填された．その後，耐震性能に劣る橋脚の耐震補強にも採用されるようになった．これは，繰返し曲げに伴う薄肉鋼板の局部座屈を抑制するとともに，橋脚の変形性能の向上が期待されていたことであつた．ただし，耐震補強を目的に橋脚内にコンクリートを充填する場合，コンクリートが充填された橋脚基部の断面強度が過度になると，基礎構造への負担が増すため，比較的低強度，たとえば，設計基準強度が  $\sigma_{ck}=21$  (MPa) のようなコンクリートが用いられるので，ここでもそれに従った．その応力

－ひずみ関係を **Fig.4.8** に示す曲線でモデル化した<sup>4)</sup>。ここに、引張ひずみが $\varepsilon_{ct}$ 、圧縮ひずみが $\varepsilon_{c4}$ を超えると、それ以降の応力をいずれもゼロとした。この段階をコンクリートの破壊と定義した。数値解析に用いられる充填コンクリートの材料特性をまとめれば、**Table 4.3** のようである。ここに、 $E_{c1}$ ：充填コンクリートの縦弾性係数 (GPa)、 $E_{c2}$ ：圧縮ひずみが  $1,000 \cdot 10^{-6}$ に到達した以降のひずみ勾配係数 (GPa)、 $E_{c3}$ ：限界圧縮ひずみ以降のひずみ下降勾配係数 (GPa)、 $\nu_c$ ：充填コンクリートのポアソン比、 $\sigma_{ct}$ ：充填コンクリートの最大引張応力 (MPa)、 $\varepsilon_{ct}$ ：最大引張ひずみ、 $\sigma_{c1}$ ：圧縮ひずみが  $1,000 \cdot 10^{-6}$ に到達したときの圧縮応力 (MPa)、 $\varepsilon_{c1}$ ：圧縮ひずみ ( $\varepsilon_{c1} = -1,000 \cdot 10^{-6}$ )、 $\sigma_{c2}$ ：最大圧縮応力 (MPa)、 $\varepsilon_{c2}$ ：最大圧縮ひずみ、 $\varepsilon_{c3}$ ：限界圧縮ひずみ、 $\varepsilon_{c4}$ ：破壊時の圧縮ひずみである。

##### (5) 溶接による部材組み立て時に不可避免的に生じる初期たわみと残留応力

鋼構造を溶接によって組み立てて製作する過程で、さまざまな不整が不可避免的に発生する。幾何学

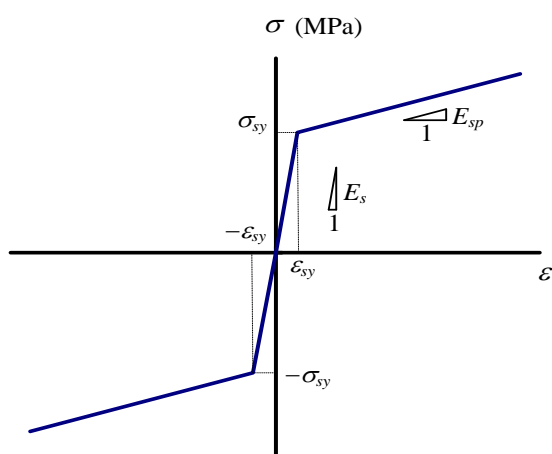


Fig.4.7 Stress-strain curve of steel plate

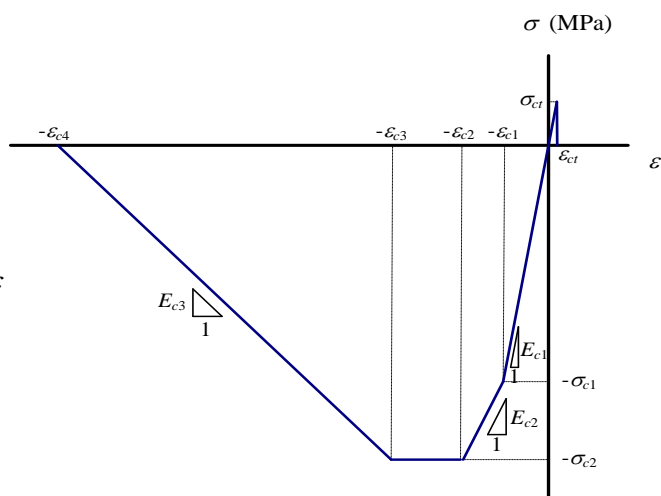


Fig.4.8 Stress-strain curve of filled-concrete

Table 4.2 Material properties of steel plate

		SS400Y		SM490Y		
鋼板の板厚	$t$ (mm)	$40 \leq t$	$40 < t \leq 100$	$40 \leq t$	$40 < t \leq 75$	$75 < t \leq 100$
降伏応力	$\sigma_{sy}$ (MPa)	235	215	355	335	325
降伏ひずみ	$\varepsilon_{sy} (\times 10^{-6})$	1140	1040	1720	1630	1580
縦弾性係数	$E_s$ (GPa)	206		206		
ひずみ硬化係数	$E_{sp}$ (GPa)	2.06		2.06		
ポアソン比	$\nu_s$	0.3		0.3		

Table 4.3 Material properties of filled-concrete

設計基準強度 $\sigma_{ck} = 21(\text{MPa})$ の場合					
縦弾性係数	$E_{c1}$ (GPa)	14.2	圧縮応力	$\sigma_{c1}$ (MPa)	-13.4
上昇勾配	$E_{c2}$ (GPa)	3.6	圧縮ひずみ	$\varepsilon_{c1} (\times 10^{-6})$	-1000
下降勾配	$E_{c3}$ (GPa)	-2.4	最大圧縮応力	$\sigma_{c2}$ (MPa)	-17.9
ポアソン比	$\nu_c$	0.2	最大圧縮ひずみ	$\varepsilon_{c2} (\times 10^{-6})$	-2000
最大引張応力	$\sigma_{ct}$ (MPa)	1.8	限界圧縮ひずみ	$\varepsilon_{c3} (\times 10^{-6})$	-3500
最大引張ひずみ	$\varepsilon_{ct} (\times 10^{-6})$	127	破壊時のひずみ	$\varepsilon_{c4} (\times 10^{-6})$	-11000

的あるいは材料的な初期不整は一般に鋼構造の性能に悪影響を及ぼすとされ、その耐荷力や変形性能を解析によって算定する場合には、これらの初期不整が加味される。しかし、地震時のように繰返し荷重が作用する下では、初期たわみや残留応力などの影響が消滅するとされる<sup>26)</sup>。ここでは、地震動に相当する水平力を繰返し荷重として準静的に橋脚に作用させ、その弾塑性挙動を解析によって明らかにするため、初期たわみや残留応力の影響は考慮しない。

#### 4.3.2 RC 橋脚の場合

道路橋を支える RC 橋脚に地震動が作用した場合の耐震性能を数値構造解析によって明らかにする。RC 橋脚の弾塑性挙動は弾塑性有限要素解析によっても詳細に追跡できるが、ここでは道示 V に則って Pushover 解析法で明らかにする。RC 橋脚の構造諸元と解析条件を以下に示す。

##### (1) RC 橋脚の解析モデルと断面形状

道路橋の上部構造の自重に相当する圧縮力  $P$  と水平方向に作用する地震動に相当する荷重  $H$  が同時に作用する場合の RC 橋脚の耐震性能を数値構造解析によって明らかにする。さまざまな断面からなる RC 橋脚を対象に、それぞれの橋脚の耐震性能を評価する。また、設計者が橋脚の状況を想像し、橋脚の性能を創造する設計が可能な考え方から得られた橋脚の性能をもとに考察する。対象とする単柱形式の RC 橋脚モデルを Fig.4.9 に示す。その断面は Fig.4.10 のような矩形断面である。基準にした橋脚は、2002（平成 14）年の道示 V<sup>3)</sup>に準拠して設計されている。

##### (2) RC 橋脚を構成するコンクリートと鉄筋の材料特性

RC 橋脚のコンクリートには、2012（平成 24）年の道示 V で定められた横拘束筋による拘束効果を考慮した応力-ひずみの関係を適用した<sup>4)</sup>。それによれば、道示 V で定められたコンクリートの圧縮応力  $\sigma_c$  (MPa) は、

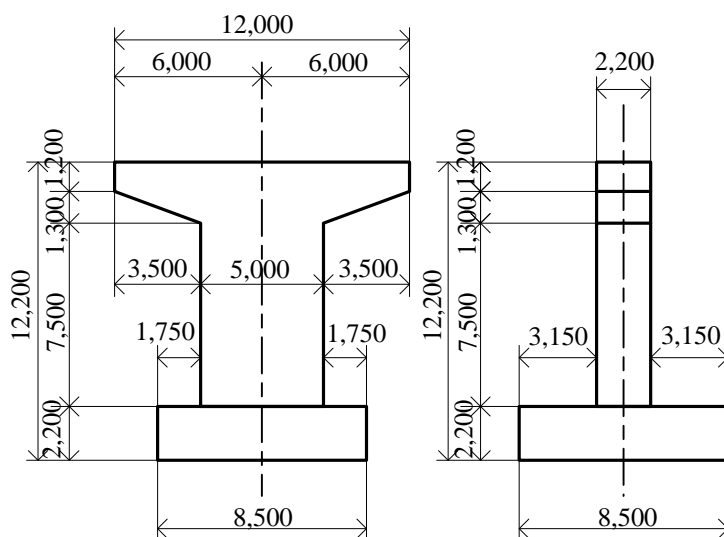


Fig.4.9 Front view and side view of RC bridge pier

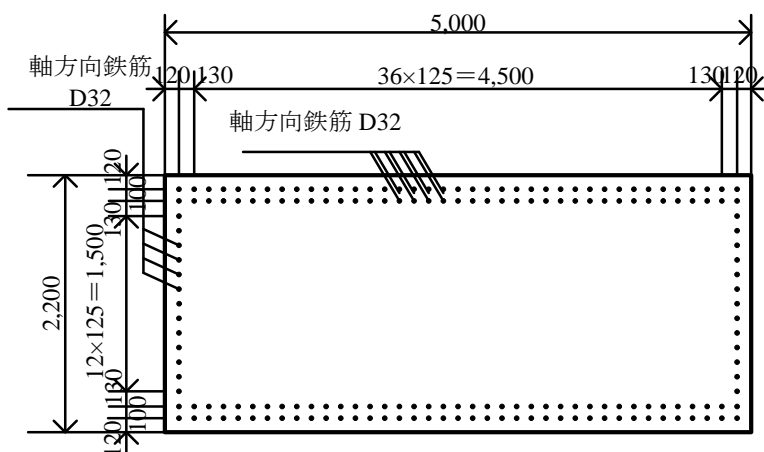


Fig.4.10 Cross section view of RC bridge pier



$$\sigma_c = \left\{ 1 - \frac{1}{n_c} \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n_c-1} \right\} \quad (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \quad (4.13)$$

$$\sigma_c = \sigma_{cc} - E_{des}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccl}) \quad (4.14)$$

$$n_c = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (4.15)$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \alpha_c \rho_s \sigma_{y,cr} \quad (4.16)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta_c \frac{\rho_s \sigma_{y,cr}}{\sigma_{ck}} \quad (4.17)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{y,cr}} \quad (4.18)$$

$$\varepsilon_{ccl} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.5 \sigma_{cc}}{E_{de}} \quad (4.19)$$

である．ここに，

$n_c$ ：式 (4.15) で定義されるコンクリートの圧縮応力を算定するための定数

$\varepsilon_c$ ：コンクリートの圧縮ひずみ

$\varepsilon_{cc}$ ：コンクリートが最大圧縮応力に達するときのひずみ

$\sigma_{cc}$ ：コンクリートの最大圧縮応力 (MPa)

$E_c$ ：コンクリートの縦弾性係数 (GPa)

$E_{des}$ ：式 (4.18) で定められた最大圧縮応力以降の下降勾配 (GPa)

$\sigma_{ck}$ ：コンクリートの設計基準強度 (MPa)

$\alpha_c, \beta_c$ ：断面の補正係数 (矩形断面の場合には  $\alpha_c=0.2, \beta_c=0.4$ , 円形断面の場合には  $\alpha_c=\beta_c=1.0$ )

$\rho_s$ ：横拘束鉄筋の体積比

$\sigma_{y,cr}$ ：横拘束鉄筋の降伏点応力 (MPa)

である．

コンクリートと鉄筋の応力－ひずみ関係を **Fig.4.11(a)**, **Fig.4.11 (b)**にそれぞれ示す．

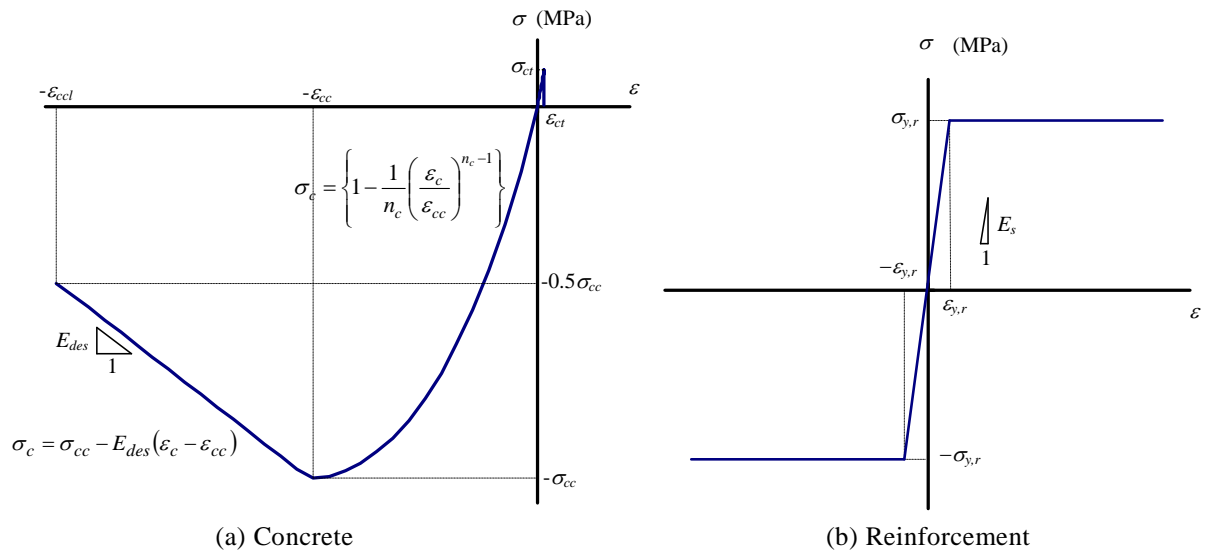


Fig.4.11 Stress-strain relation of concrete and reinforcement

## 4.4 非線形構造解析のための数値解析法

### 4.4.1 鋼製橋脚を対象とした有限要素法による弾塑性有限変位解析

無充填およびコンクリートが充填された鋼製橋脚の耐震性能をより正確に知るためには、橋脚の幾何学的および材料的な非線形性が考慮された弾塑性有限変位理論に基づく解析が必要である。ここでは鋼板の局部座屈が考慮でき、弾塑性有限変位挙動が再現可能な汎用の有限要素解析プログラム“MARC2012”<sup>278)</sup>を用いる。その際、薄肉の鋼板からなるフランジパネル、腹板パネル、縦方向補剛材およびダイアフラムをそれぞれ四辺形薄肉シェル要素で、充填コンクリートを4節点直方体ソリッド要素でモデル化した。

コンクリートが充填された鋼製橋脚の弾塑性有限変位解析に有限要素法を適用するにあたって、四辺形薄肉シェル要素を使用する鋼板では、フランジと腹板において、ダイアフラムに挟まれる縦方向補剛材間の主板パネルをその縦方向に15分割、その直角方向に8分割した。ただし、これはコンクリートが充填されている領域での分割で、無充填領域ではダイアフラム間で高さ方向に12分割、幅方向に8分割した。また、縦方向補剛材を自由突出幅の方向に4分割した。それらの板要素をいずれも11層に層分けした<sup>279)</sup>。一方、ソリッド要素でモデル化したコンクリート部分では、ダイアフラム間を板要素と同様、高さ方向に15分割、幅方向に主板パネルの分割数8を $(n_s+1)$ 倍した分割とした。ここに、 $n_s$ は縦方向補剛材の本数である。

鋼板には、降伏条件に von Mises の等価応力、流れ則に Prandtl-Reuss の塑性流れ則を適用した。鋼板の応力-ひずみ関係に Fig.4.7 のようなひずみ硬化型の曲線を用いたため、硬化則には等方硬化則と移動硬化則を併用した混合硬化則を適用した。また、コンクリートには、降伏条件に Mohr-Coulomb の条件を拡張した Buyukozturk の降伏条件式<sup>280)</sup>を適用した。有限要素の定式化に Up-dated Lagrangian 手法を用い、得られた増分型の剛性方程式を Newton-Raphson 法で解いた。

### 4.4.2 RC 橋脚を対象とした Pushover 法による弾塑性解析

RC 橋脚の強度と変形の関係を得るため、橋脚をファイバーモデルによる Pushover 法で解析する<sup>4)</sup>。T 形の単柱形式の RC 橋脚を Fig.4.12 に示すようにモデル化した。すなわち、下端が固定されたフーチングを、軸方向主鉄筋の伸張を考慮し、その断面と等価に働く作用水平荷重に直角軸まわりの回転バネに、フーチングと T 形 RC 橋脚の下端部の接合部を塑性ヒンジに、RC 橋脚の上部張出し部分を剛体棒要素に、RC 橋脚の上部張出し部を除く T 形橋脚の本体部分をファイバー要素にモデル化した。ここに、ファイバーモデルとは、断面における平面保持の仮定のもと、RC 橋脚を弾塑

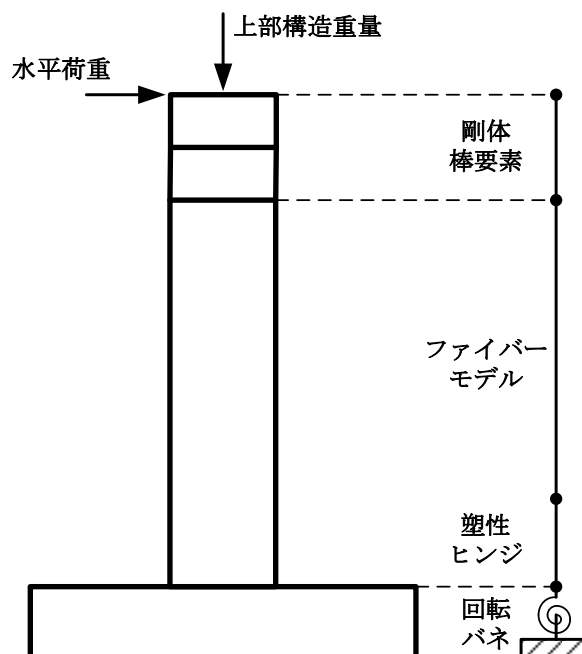


Fig.4.12 RC bridge pier model applied  
on Pushover analysis

性解析する構造モデルである。上述のように、橋脚の基部には長さ

$$L_p = 9.5\sigma_{y,r}\beta_n^{-1/3}\phi \quad (4.20)$$

の塑性ヒンジが形成されるとした<sup>4)</sup>。ただし、その領域での曲率は一定である。ここに、

$\sigma_{y,r}$ ：鉄筋の降伏点応力 (MPa)

$\beta_n$ ：軸方向鉄筋のはらみ出しに抵抗するバネの定数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\phi$ ：軸方向主鉄筋の直径 (mm)

である。

また、橋脚頂部に地震動に相当する水平変位と上部構造の重量に相当する軸力を作用させた。

#### 4.5 まとめ

わが国では、古い基準や最新の基準などさまざまな規定のもとに設計された橋脚が併存している。橋梁群と設計基準の時系列な変遷を考え、既設橋梁の維持管理を適切に行うためには、既存橋梁の構造諸元を把握しておくことが極めて重要である。そこで、既存橋脚の構造諸元がどのように分布するかを既往の実績調査結果から調べ、用いる橋脚モデルをこれらの情報をもとに決定した。

対象とする橋脚モデル、その断面形状と寸法、橋脚の支持条件、載荷荷重の種類と載荷条件、使用する部材要素の材料構成則、初期不整などについて述べた。また、非弾性構造解析のための数値解析法やモデル要素などについて説明した。

次章では、**2.** と **3.** で説明した橋脚のライフサイクルマネジメントに必要な耐震性能を評価する方法と本章で述べた橋脚の性能を把握するために数値構造解析を行い、鋼製および RC 製の橋脚の耐震性能を明らかにする。そして、解析から得られた橋脚の性能を耐震裕度で評価し、その安全性レベルの評価法を検証する。また、想定以上の地震動が起こったときの被害の推定方法や地震後のクライシスマネジメントに必要な方法を考え、橋脚のライフサイクルマネジメントを念頭に入れた耐震設計や実橋脚の維持管理について考察する。

#### 参考文献

- a) 木野村宏昭・堂垣正博：コンクリートが部分的に充填された鋼製橋脚の耐震性能，構造工学論文集，土木学会，Vol.58A，pp.290-298，2012-3.
- b) Kinomura, H. and Dogaki, M. : Elastic-plastic finite displacement analysis of highway bridge piers, 7th International Symposium in Science and Technology, Penang, Malaysia, pp.144-148, 2012-8.
- c) 木野村宏昭・堂垣正博：想定以上の地震動を勘案した鋼製橋脚の耐震性能とリスク評価，第 26 回信頼性シンポジウム講演論文集，日本材料学会，pp.121-126，2012-12.
- d) 戸井干輝・木野村宏昭・堂垣正博：想定以上を勘案した RC 橋脚の耐震性能評価と維持管理 第 26 回信頼性シンポジウム講演論文集，日本材料学会，pp.127-132，2012-12.
- e) 戸井干輝・木野村宏昭・鶴田浩章・堂垣正博：想定外を勘案した RC 橋脚の耐震性能評価と維持管理戦略，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.35，No.2，pp.913-918，2013-7.
- f) 木野村宏昭・堂垣正博：大地震を想定した鋼製橋脚の耐震性能と被害評価，材料，日本材料学会，Vol.63，No.2，pp.117-124，2014-2.

- g) Kinomura, H., Dogaki, M., and Aktan, E. A. : Risk assessment of steel bridge piers under unthinkable seismic loading, 7th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS2014, Shanghai, China, pp.1913-1920, July, 2014.
- h) Kinomura, H., Toi, T., Dogaki, M., and Aktan, E. A. : Seismic performance and maintenance management strategy of RC bridge piers in consideration of unexpected events, 7th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS2014, Shanghai, China, pp.2718-2725, July, 2014.

## 第5章 ライフサイクルを通した橋脚の耐震性能評価

本章では、鋼製と RC 製の橋脚を対象に、その耐震性能、設計規準と比較した性能の確保率、想定以上の地震動による被災の状況などを 2. から 4. で述べた方法によって明らかにする。数値構造解析で得られた新設および既設の橋脚の耐震性能を強度や変形、エネルギー吸収に関わる指標で評価し、その安全性レベルを 3. で提案した橋脚が保有する固有な水平耐力 ( $R$ ) と想定内あるいは想定以上の地震動 ( $S$ ) との関係で与えられる耐震裕度によって定量化する<sup>a)-m)</sup>。また、得られた橋脚の応答によって想定以上の地震動が起こったときの被災度を推定し、地震後のクライシスマネジメントのための方法について検討する<sup>n)-m)</sup>。

### 5.1 概説

わが国の社会基盤施設の整備に欠かせない耐震設計基準は、これまでの研究成果や被災経験をもとに高度なまでに整備されてきた。基準とは、行動や判断の拠り所となる尺度で、示方書の中で照査に必要な基準値が設定されている。これを超える地震いわゆる想定以上の地震が起これば、構造物は何らかの損傷を受ける可能性が大である。すなわち、科学技術が進歩し、基準がより一層整備されても、構造物が崩壊する可能性はゼロにはならない。それゆえ、想定以上の地震には、

- ① 想定以上の地震に耐えられるように、設計地震動を見直し、構造物の抵抗力を高める方法、すなわち、耐震設計基準のレベルを一層高め、ハードな側面から構造物に耐震補強などの対策を講じる方法
- ② 耐震設計基準の整備とともに、想定以上の地震が発生したときに構造物がどのような被害を受け、復旧にどれくらいの期間が必要かなどを日頃から推測し、ソフトな側面から事後のクライシスマネジメントを念頭に対策を立てる方法

などの対応が考えられる。ここでは、両者の考えを取り入れ、道路橋橋脚の想定内の地震動に対する耐震性能の余力、あるいは、想定以上の地震動に対する耐震性能の不足量を定量的に算定し、将来起こる地震への備えに役立つ橋脚の耐震性能の評価法について述べる。

想定以上の地震が発生したときに被害を如何に軽減し、如何に早急に復旧するかは、日頃の維持管理と大いに関係がある。すなわち、

- A) 橋脚の供用期間中を通した、時とともに変化する橋脚の安全性レベルの定量的評価
- B) 想定以上の地震が起こった場合に橋脚がどの程度の被害を生じ、どれだけの復旧期間を要するかの把握

である。その上で、社会基盤施設を利用する市民に供用期間中の性能や想定以上の地震が起こった時の被害状況などを可能なかぎり示し、アカウンタビリティを向上させることが望ましい。

本章では、橋脚が耐震設計基準に対してどの程度余裕をもった性能を保有しているかを定量的に評価する耐震裕度による橋脚の安全性レベルを検討する。また、想定以上の地震が起こった場合、橋脚がどのような被害を蒙るかを推定する。本章で述べる内容の流れを **Fig.5.1** に示す。ちなみに、本論文で提案する方法には、橋脚の力学的性能を必要とする。

そこで、鋼製および RC 製の橋脚の力学的特性を明らかにするため、鋼製橋脚の場合には汎用有限要素解析プログラム MARC による弾塑性有限変位解析を、RC 橋脚の場合には道示 V のファイバーモデルによる Pushover 解析を実施する。その際、数値解析結果を既往の実験結果と比較し、その妥

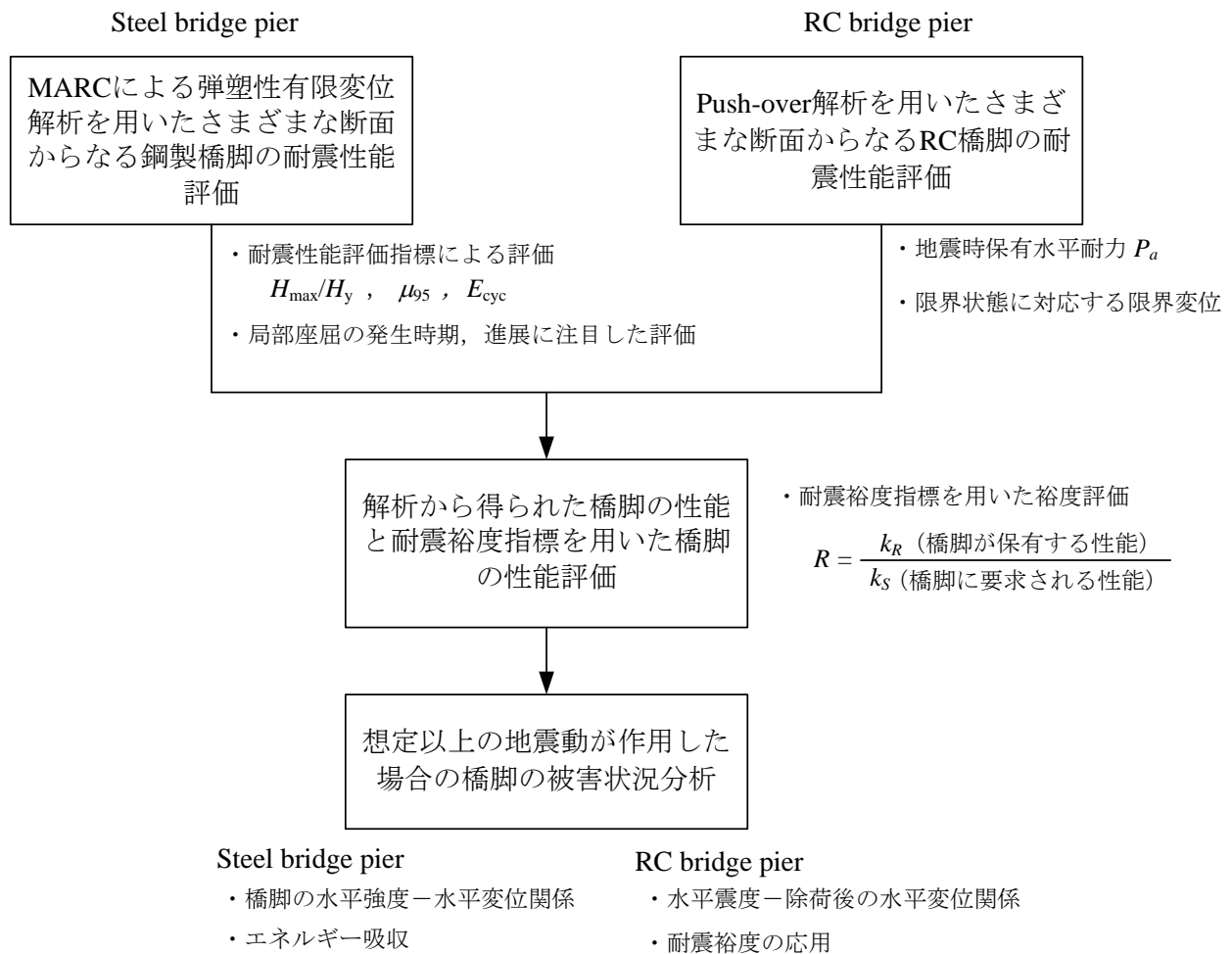


Fig.5.1 Contents described at Chapter 5 and evaluating index

当性を検証する。その後、さまざまな橋脚の耐震性能を算定し、耐震裕度による分析と想定以上の地震に対する被害分析を行う。

ちなみに、鋼製橋脚の場合、その耐震性能をより精密で高度な構造解析をコンピュータで行い、耐震裕度を求めた。可能であれば、RC 橋脚の Pushover 解析のような簡便な方法で耐震性能を算定し、耐震裕度が求められれば、実務上有用である。本研究の過程でもそのような方法を模索したが、成果を上げるまでには至らなかった。

## 5.2 橋脚の数値構造解析による耐震性能の算定

橋脚の数値構造解析を鋼製橋脚の場合には汎用有限要素解析プログラム MARC による弾塑性有限変位解析で、RC 橋脚の場合にはファイバーモデルによる Pushover 解析で行う。

### 5.2.1 鋼製橋脚における耐震性能の評価

#### (1) 鋼製橋脚の数値解の妥当性

鋼製橋脚の数値解析結果を宇佐美らの実験結果<sup>10), 11)</sup>と比較し、数値解の妥当性を検討する。材料

の機械的性質は **Table 5.1** のようで、その応力－ひずみ関係を **4.** に示す **Fig.4.7** で与えた。また、地震動に対応した水平方向の荷重の載荷は、**4.** の **Fig.4.6** で示した橋脚頂部での水平変位  $\delta$  の振幅が一定の条件で3回繰り返した変動載荷法によった。実験に用いられた供試体の寸法諸元のうち、橋脚の細長比パラメータは  $\bar{\lambda}=0.49$ 、鋼製橋脚を構成するフランジパネルと腹板パネルの幅厚比パラメータはそれぞれ  $R_f=0.43$ 、 $R_w=0.427$ 、縦方向補剛材の曲げ剛比は  $\gamma=3.23\gamma^*$  である。ここに、 $\gamma^*$  は道示 I・II で定められた縦方向補剛材の必要最小曲げ剛比である<sup>25)</sup>。上部構造の自重に相当する軸方向圧縮力  $P$  は橋脚の全断面が降伏したときの荷重  $P_y$  の 0.2 倍で与えた。これは実橋の死荷重強度に相当する。

本数値解析と宇佐美らが実験によって得た履歴曲線を描けば、**Fig.5.2(a)** を得る。また、この履歴曲線の各変動振幅における最終サイクル目の正の除荷点を結んだ包絡線を描けば、**Fig.5.2(b)** の水平強度－水平変位曲線を得る。図から明らかなように、本解析と宇佐美らが実験で得た橋脚の包絡線は極めてよい相関にあり、本解は妥当である。

## (2) 鋼製橋脚における耐震性能の評価

縦方向補剛材で補剛された鋼製橋脚の耐震性能を弾塑性有限変位解析によって明らかにする。さまざまな鋼製橋脚を想定し、橋脚の断面パラメータなどを種々変化させて数値構造解析を実施する。その際、**4.** で述べた道路橋橋脚の実績調査結果を参照し、橋脚の細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$  を 0.2 から 0.5 の範囲、フランジパネルと腹板パネルにおける縦方向補剛材間の 1 パネルの幅厚比パラメータ  $R_p$  を 0.2 から 0.8 の範囲、縦方向補剛材の自由突出幅厚比パラメータ  $R_s$  を 0.47、縦方向補剛材の曲げ剛比  $\gamma$  を  $\gamma^*$ 、 $3\gamma^*$ 、 $5\gamma^*$  の 3 パターンとした。また、上部構造の自重に相当する圧縮力  $P$  と橋脚の全断面が軸方向力によって降伏したときの荷重  $P_y$  との比、すなわち、軸力比  $P/P_y$  を 0.0 から 0.3 の範囲で解析した。解析パラメータをまとめれば、**Table 5.2** のようである。

Table 5.1 Material properties used in Usami's experiment

鋼板パネル		縦方向補剛材	
$E_{sy}$ (GPa)	197	$E_{sy}$ (GPa)	198
$E_{sp}$ (GPa)	1.97	$E_{sp}$ (GPa)	1.98
$\sigma_{sy}$ (MPa)	266	$\sigma_{sy}$ (MPa)	298
$\varepsilon_{sy}$ (%)	0.134	$\varepsilon_{sy}$ (%)	0.151
$\nu_s$	0.269	$\nu_s$	0.258

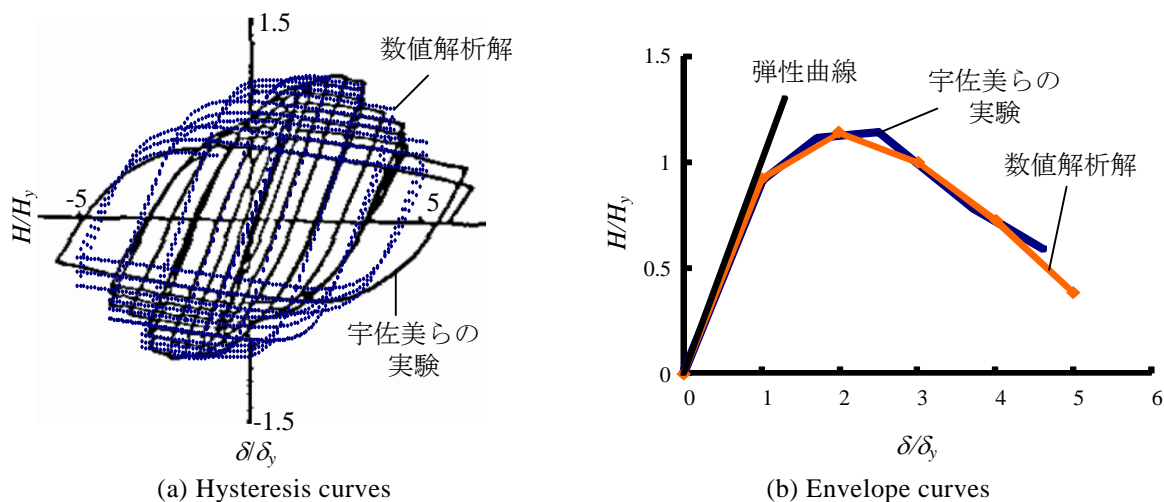


Fig.5.2 Comparison of numerical result with Usami's experiment

i) 鋼製橋脚の細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$  が橋脚の耐震性能に及ぼす影響

橋脚の高さと断面の大きさの関係が鋼製橋脚の耐震性能に及ぼす影響を明らかにするため、橋脚の細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$  を 0.2~0.5 の範囲で解析した。ここに、縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータは  $R_p=0.44$ 、縦方向補剛材の自由突出幅厚比パラメータは  $R_s=0.47$ 、縦方向補剛材の曲げ剛比は  $\gamma=3\gamma^*$ 、軸力比は  $P/P_y=0.1$  である。すなわち、Table 5.3 のようである。

橋脚の細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$  を 0.2~0.5 の範囲で変化させ、繰返し水平載荷で解析した結果、Fig.5.3 の履歴曲線を得た。ここに、Fig.5.3 (d)において、○印は各変動振幅における最終サイクル目、すなわち、第 3 回目のサイクル時の正の除荷点、これは Fig.4.6 における○印と対応し、を表す。○印の点を結んで得られる包絡線を縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータごとに図示すれば、Fig.5.4 を得る。図中、×印は式 (3.4) で定義する塑性率に達した点を表す。Fig.5.3 と Fig.5.4 から算定される耐震性能の評価指標の値を Table 5.4 に示す。

Fig.5.3(a)~Fig.5.3(e)の 5 本の履歴曲線を比較すれば、断面の寸法諸元を一定とした場合、橋脚の高さが低い  $\bar{\lambda}=0.21$ , 0.28 のモデルは繰返し荷重による水平耐力の低下があまり認められない。それに対して、橋脚の高さが高い  $\bar{\lambda}=0.41$ , 0.48 のモデルでは、繰返し荷重による水平耐力の低下が著しい。とくに、水平変位の振幅が  $3.5\delta_y$  での繰返しによる水平耐力の低下が顕著になる。その後の耐力の低下は徐々に少なくなっている。ただし、Table 5.4 に示すエネルギー吸収能によれば、鋼製橋脚の地震エネルギーの吸収能力はいずれの場合もほとんど変わらない。

つぎに、橋脚の耐荷力について考察する。 $\bar{\lambda}=0.21$  の場合、最も高い強度を示す。橋脚の断面形状と寸法を固定し、その高さを変化させた場合、橋脚の高さが低いほど橋脚は当然のことながらその耐荷性能に優れていることがわかる。ただし、縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータの相違による耐震性能の違いほど顕著でなく、耐荷力に違いはあまりない。塑性率も同様で、 $\bar{\lambda}$  が 0.48 以下では、橋脚の保有する性能にあまり変化が見られなかった。

$\bar{\lambda}$  によって橋脚の耐荷力や変形性能にあまり差が生じないなかで、局部座屈の発生時期は大いに異なる。 $\bar{\lambda}=0.21$  の場合を  $\bar{\lambda}=0.48$  の場合と比べると、 $\bar{\lambda}=0.48$  の場合が振幅の片幅が  $2.5\delta_y$  の 1 サイクル後に対して、 $\bar{\lambda}=0.21$  の場合には振幅の片幅が  $2.5\delta_y$  の 2 サイクル後に局部座屈が発生している。橋

Table 5.2 Range of analysis parameters

$R_p$	$R_s$	$\gamma/\gamma^*$	$\bar{\lambda}$	$P/P_y$
0.2	0.47	1.0	0.2	0
↙		3.0	↙	↙
0.8		5.0	0.5	0.3

Table 5.3 Analysis parameters of bridge piers with various slenderness ratios

$R_p$	$R_s$	$\gamma/\gamma^*$	$\bar{\lambda}$	$P/P_y$	載荷方法	最大強制変位
0.44	0.47	3.0	0.21	0.1	繰返し 載荷	$\pm 4.5\delta_y$
			0.28			
			0.35			
			0.41			
			0.48			



脚の高さが低いと，橋脚の面外変形が押さえられ，同時に板曲げも発生しにくいため，局部座屈の発生がかなり遅れる．

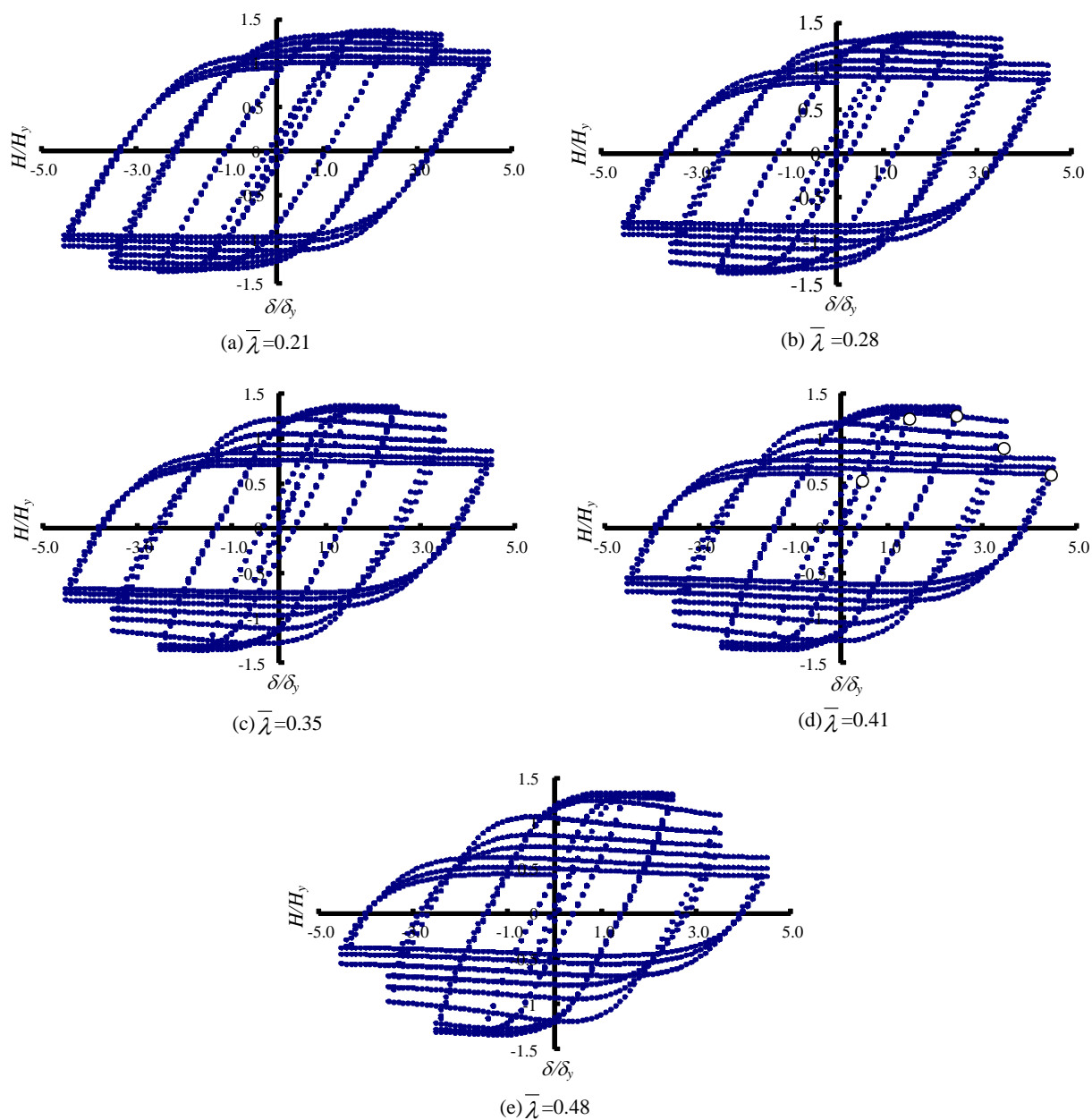


Fig.5.3 Hysteresis curves obtained by elastic-plastic finite displacement analysis

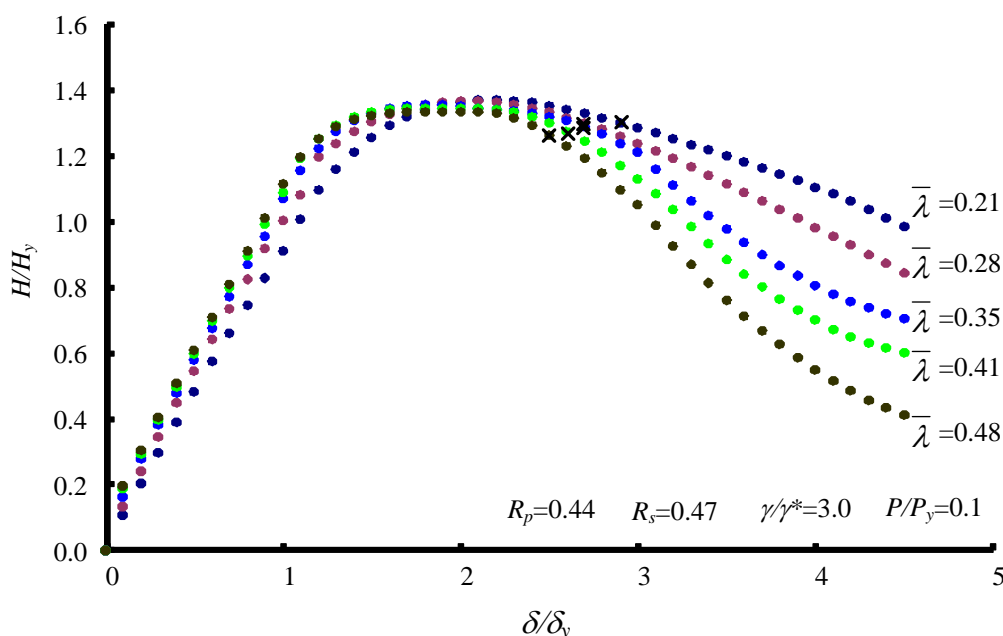


Fig.5.4 Envelope curves obtained from strength-deformation relation

Table 5.4 Evaluation index of seismic performance

	細長比パラメータ $\bar{\lambda}$				
	0.21	0.28	0.35	0.41	0.48
最大耐力力比 ( $H_{\max}/H_y$ )	1.368	1.365	1.352	1.343	1.331
塑性率 ( $\mu_{95}$ )	2.9	2.7	2.7	2.6	2.5
エネルギー吸収能 ( $E_{\text{cyc}}$ )	175.9	181.9	179.0	175.4	160.6
局部座屈が発生した点	振幅 $2.5\delta_y$	振幅 $2.5\delta_y$	振幅 $2.5\delta_y$	振幅 $2.5\delta_y$	振幅 $2.5\delta_y$
	3cyc目	2cyc目	2cyc目	1cyc目	1cyc目
	正の載荷方向	正の載荷方向	正の載荷方向	正の載荷方向	正の載荷方向
	$1.7\delta_y$	$1.5\delta_y$	$0.9\delta_y$	$2.3\delta_y$	$1.9\delta_y$
最大水平荷重に達したときの変位量	$2.2\delta_y$	$2.0\delta_y$	$1.9\delta_y$	$1.9\delta_y$	$1.8\delta_y$

## ii) 縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータが橋脚の耐震性能に及ぼす影響

縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータが  $R_p=0.2\sim 0.8$ ，橋脚の細長比パラメータが  $\bar{\lambda}=0.34$ ，縦方向補剛材の自由突出幅厚比パラメータが  $R_s=0.47$ ，縦方向補剛材の曲げ剛比が  $\gamma=3\gamma^*$  の場合を解析する．上部構造の自重に相当する軸力の比を  $P/P_y=0.1$  とし，橋脚の断面に一様に分布させた．Table 5.5 に解析パラメータの値を示す．

縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータ  $R_p$  を  $0.2\sim 0.8$  の範囲で変化させ，水平力を繰返し載荷させて解析した結果，Fig.5.5 の履歴曲線を得た．また，繰返し荷重時の各変動振幅における最終サイクル目の正の除荷点を結んで得られる包絡線を縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータごとに図示すれば，Fig.5.6 を得る．図中，×印は式 (3.4) で定義する塑性率に達した点を表す．また，3.2 で述べた耐震性能の評価指数をまとめれば，Table 5.6 のようである．

Fig.5.5 (a)～Fig.5.5(f)に示す 6 本の履歴曲線を比較する．縦方向補剛材間の主板パネルの板厚が厚

Table 5.5 Analysis parameters when changing width-thickness parameter

$R_p$	$R_s$	$\gamma/\gamma^*$	$\bar{\lambda}$	$P/P_y$	载荷方法
0.22	0.47	3.0	0.34	0.1	$\pm 4.5\delta_y$
0.33					
0.44					
0.55					
0.65					
0.76					

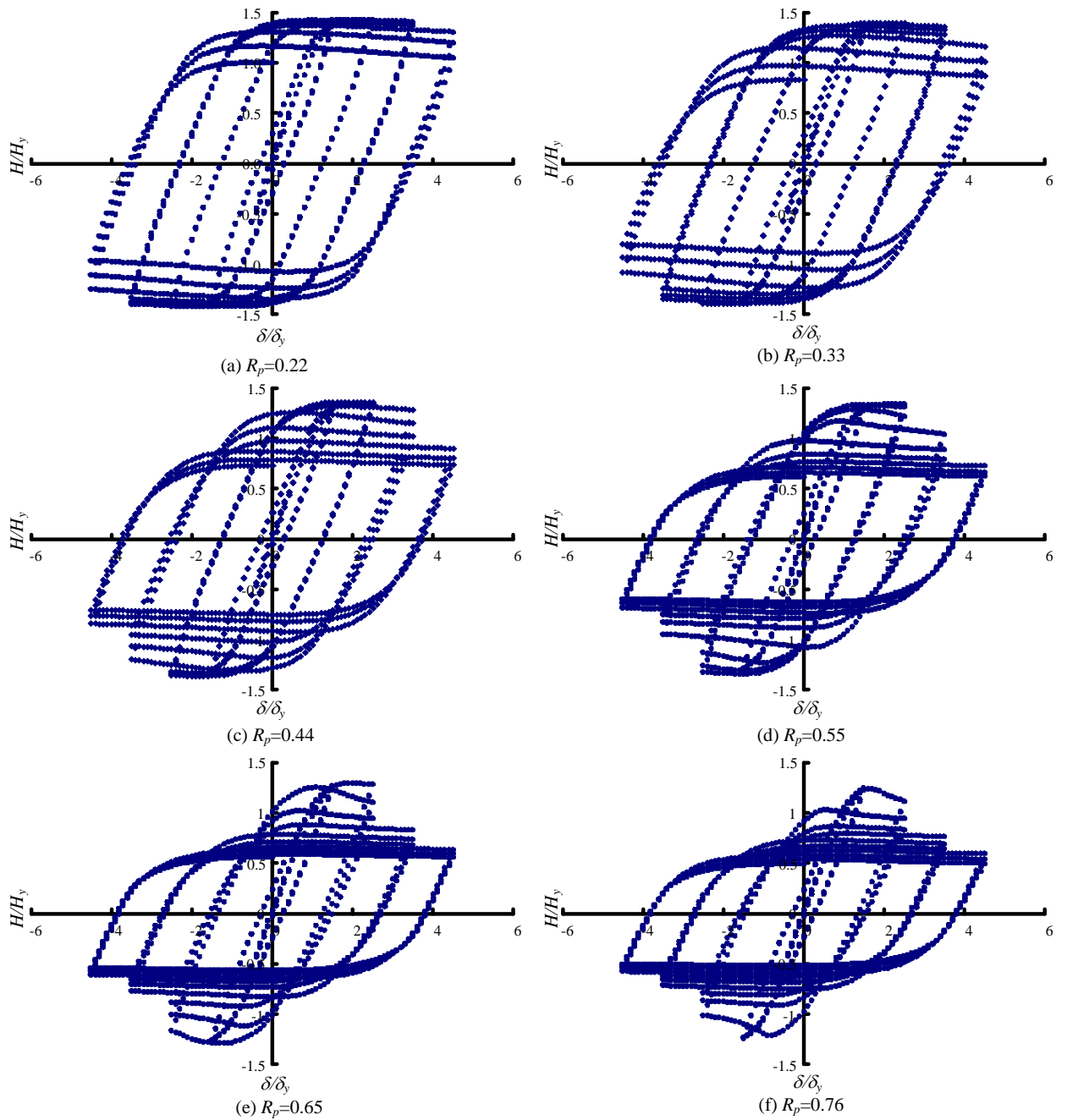


Fig.5.5 Hysteresis curves obtained by elastic-plastic finite displacement analysis

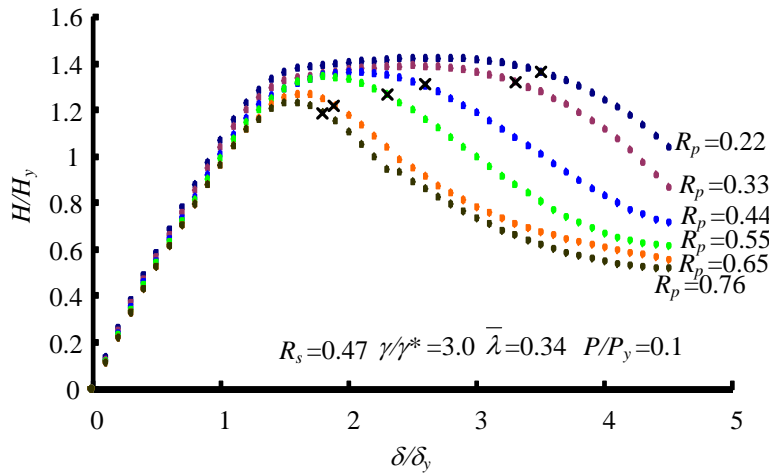


Fig.5.6 Envelope curves obtained from strength-deformation relation

Table 5.6 Evaluation index of seismic performance

	幅厚比パラメータ $R_p$					
	0.22	0.33	0.44	0.55	0.65	0.76
最大耐荷力比 ( $H_{\max}/H_y$ )	1.422	1.387	1.360	1.340	1.266	1.231
塑性率 ( $\mu_{95}$ )	3.5	3.3	2.6	2.3	1.9	1.8
エネルギー吸収能 ( $E_{\text{cyc}}$ )	217.5	200.4	176.7	154.4	137.8	127.6

い領域に属する **Fig.5.5(a)～Fig.5.5(c)** の場合，繰返し荷重による局部変形の発生とその成長に伴う強度の低下はあまり認められない．一方，板厚が薄い **Fig.5.5(d)～Fig.5.5(f)** の場合，繰返し荷重の比較的低い段階から板パネルに局部変形が生じ，それに伴って剛性が低下する．

**Fig.5.6** に示す橋脚の水平強度－水平変位曲線に注目する． $R_p=0.22$  と  $0.33$  の場合の包絡線は稲穂型の曲線を呈しているが，最大水平荷重後の強度の低下は少ない．**Table 5.6** の塑性率をその他の幅厚比パラメータの結果と比較すれば，この場合，変形能に富んでいることがわかる．**Table 5.6** におけるエネルギー吸収能からも同様のことが考察できる．一方， $R_p=0.44$  のように縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータが大きいモデルの場合，**Fig.5.6** からわかるように，最大水平荷重後の強度の低下が顕著で，塑性率も **Table 5.6** のように小さな値になる．これは，前述したように，繰返し反復曲げによって局部的な板曲げ変形が早期に起こり，これによって主板パネルの剛性が低下し，橋脚の耐震性能に影響したものと考えられる．

### iii) 縦方向補剛材の曲げ剛比が橋脚の耐震性能に及ぼす影響

縦方向補剛材の曲げ剛比が鋼製橋脚の耐震性能に及ぼす影響を明らかにするため，縦方向補剛材の曲げ剛比  $\gamma$  が  $\gamma^*$ ， $3\gamma^*$ ， $5\gamma^*$  の場合を解析した．ここに，橋脚の細長比パラメータは  $\bar{\lambda}=0.34$ ，縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータは  $R_p=0.44$ ，縦方向補剛材の自由突出幅厚比パラメータは  $R_s=0.47$ ，軸力比は  $P/P_y=0.1$  である．解析パラメータをまとめると，**Table 5.7** のようである．

縦方向補剛材の曲げ剛比が  $\gamma^*$ ， $3\gamma^*$ ， $5\gamma^*$  の場合に対して繰り返して水平載荷すれば，**Fig.5.7** の履歴曲線を得る．得られた履歴曲線の各変動振幅における最終サイクル目の正の除荷点を結んで得られる包絡線を曲げ剛比ごとに図示すれば，**Fig.5.8** を得る．また，**Fig.5.7** と **Fig.5.8** から得られる耐震性能

Table 5.7 Analysis parameters of bridge piers with various flexural rigidities

$R_p$	$R_s$	$\gamma/\gamma^*$	$\bar{\lambda}$	$P/P_y$	最大強制変位
0.55	0.47	1.0	0.35	0.1	$\pm 4.5\delta_y$
		3.0			
		5.0			

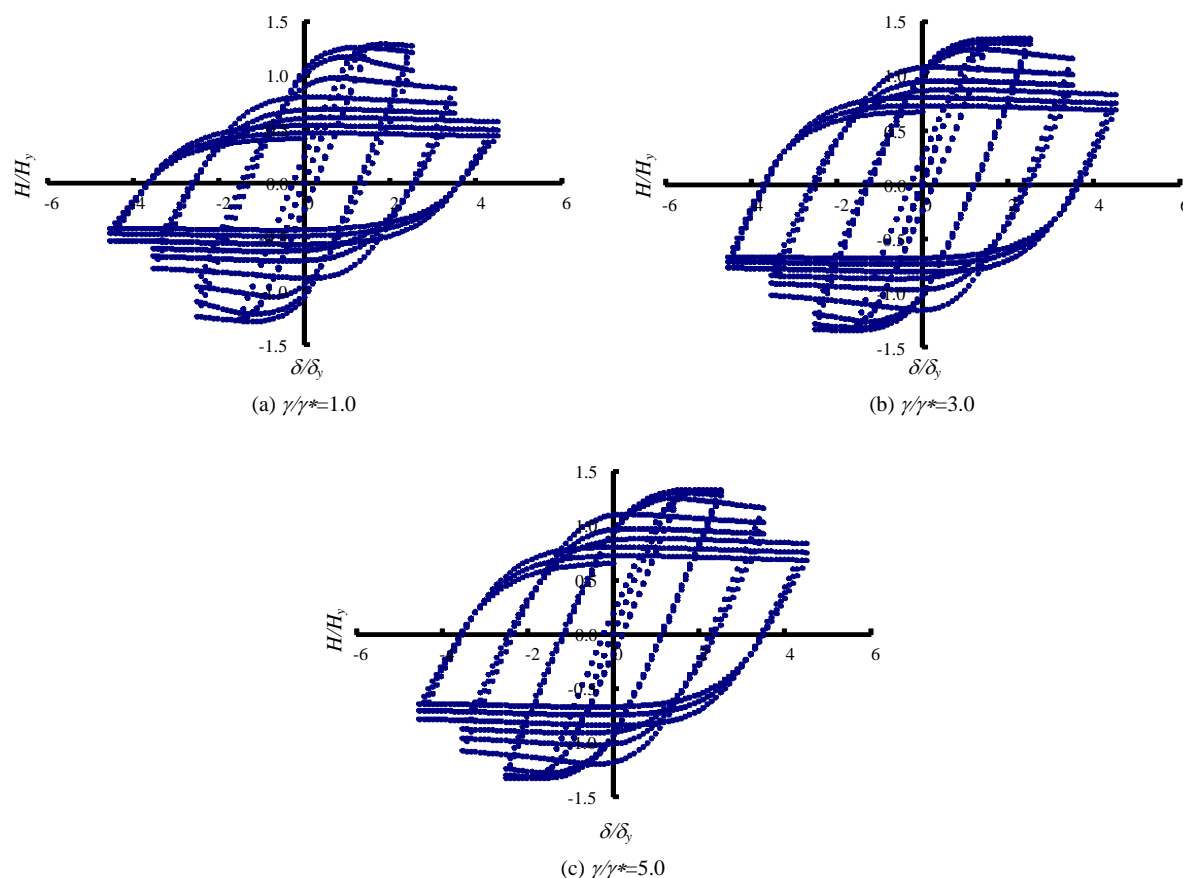


Fig.5.7 Hysteresis curves obtained by elastic-plastic finite displacement analysis

の評価指標の値をまとめれば、Table 5.8 を得る。

Fig.5.7 の履歴曲線の(a)図と(b)図を比較し考察する。縦方向補剛材の曲げ剛比を $\gamma^*$ から $3\gamma^*$ に高めれば、繰返し荷重による橋脚の耐力の低下がかなり抑えられる。一方、図(b)と図(c)の場合、それらの履歴曲線にほとんど差はなく、Fig.5.8 の橋脚の水平強度－水平変位曲線もほぼ同様の傾向にある。

Table 5.8 に示した橋脚の耐震性能を評価する指標の値について考察する。耐荷力の比、塑性率、エネルギー吸収能のすべての値において、 $\gamma=3\gamma^*$ の場合がより優れている。縦方向補剛材の曲げ剛比を $\gamma^*$ から $3\gamma^*$ に増せば、橋脚の耐震性能を飛躍的に向上させることができる。ただし、縦方向補剛材の曲げ剛比を $3\gamma^*$ から $5\gamma^*$ に高めても、耐震性能は $3\gamma^*$ の場合よりも低下し、曲げ剛比を高めた効果はなかった。以上のことから、縦方向補剛材の曲げ剛比はあまり高すぎてもその効果は期待できず、 $3\gamma^*$ 程度で性能上、最も有利に働くことがわかった。

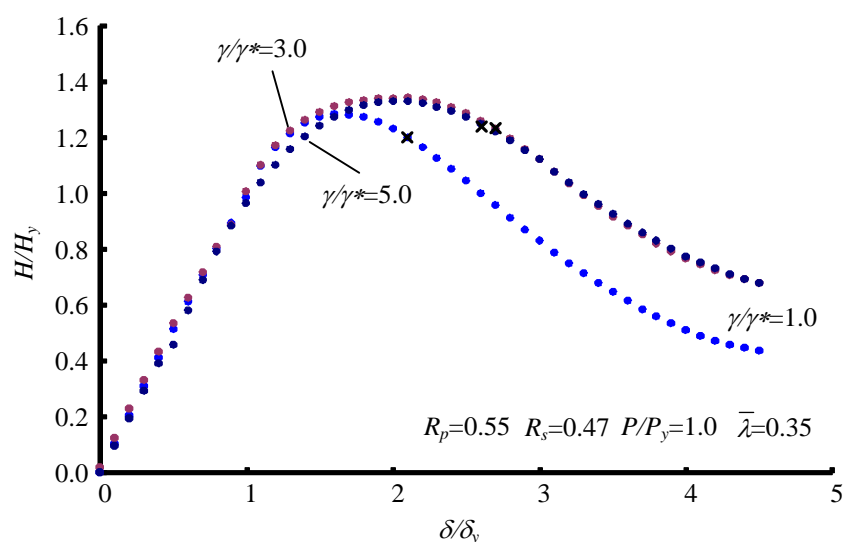


Fig.5.8 Envelope curves obtained from strength-deformation relation

Table 5.8 Evaluation index of seismic performance

	補剛材剛比 $\gamma/\gamma^*$		
	1.0	3.0	5.0
最大耐荷力比 ( $H_{\max}/H_y$ )	1.281	1.341	1.330
塑性率 ( $\mu_{95}$ )	2.1	2.6	2.5
エネルギー吸収能 ( $E_{\text{cyc}}$ )	125.2	160.2	152.6

Table 5.9 Analysis parameters of bridge piers under various axial loadings

$R_p$	$R_s$	$\gamma/\gamma^*$	$\bar{\lambda}$	$P/P_y$	最大強制変位
0.55	0.47	3.0	0.34	0	$\pm 4.5\delta_y$
				0.1	
				0.2	
				0.3	

#### iv) 上部構造の自重に相当する軸方向圧縮力が橋脚の耐震性能に及ぼす影響

上部構造の自重に相当する圧縮力は、鋼製橋脚の耐震性能に大きな影響を及ぼすと考えられる。そこで、軸力比  $P/P_y$  を 0.0 から 0.3 までの範囲で変化させ、鋼製橋脚の耐荷力と変形性能に及ぼす影響を明らかにした。ここに、橋脚の細長比パラメータは  $\bar{\lambda}=0.35$ 、縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータは  $R_p=0.55$ 、縦方向補剛材の自由突出幅厚比パラメータは  $R_s=0.47$ 、縦方向補剛材の曲げ剛比は  $\gamma=3\gamma^*$  である。解析パラメータをまとめれば、Table 5.9 のようである。

上部構造の自重に相当する圧縮力である軸力比が 0.0 から 0.3 の範囲で繰返し水平載荷すれば、Fig.5.9 の履歴曲線を得る。得られた履歴曲線の各変動振幅における最終サイクル目の正の除荷点を結んで得られる包絡線を軸力比ごとに図示すれば、Fig.5.10 を得る。また、Fig.5.9 と Fig.5.10 から得られる耐震性能を評価する指標の値を Table 5.10 に示す。

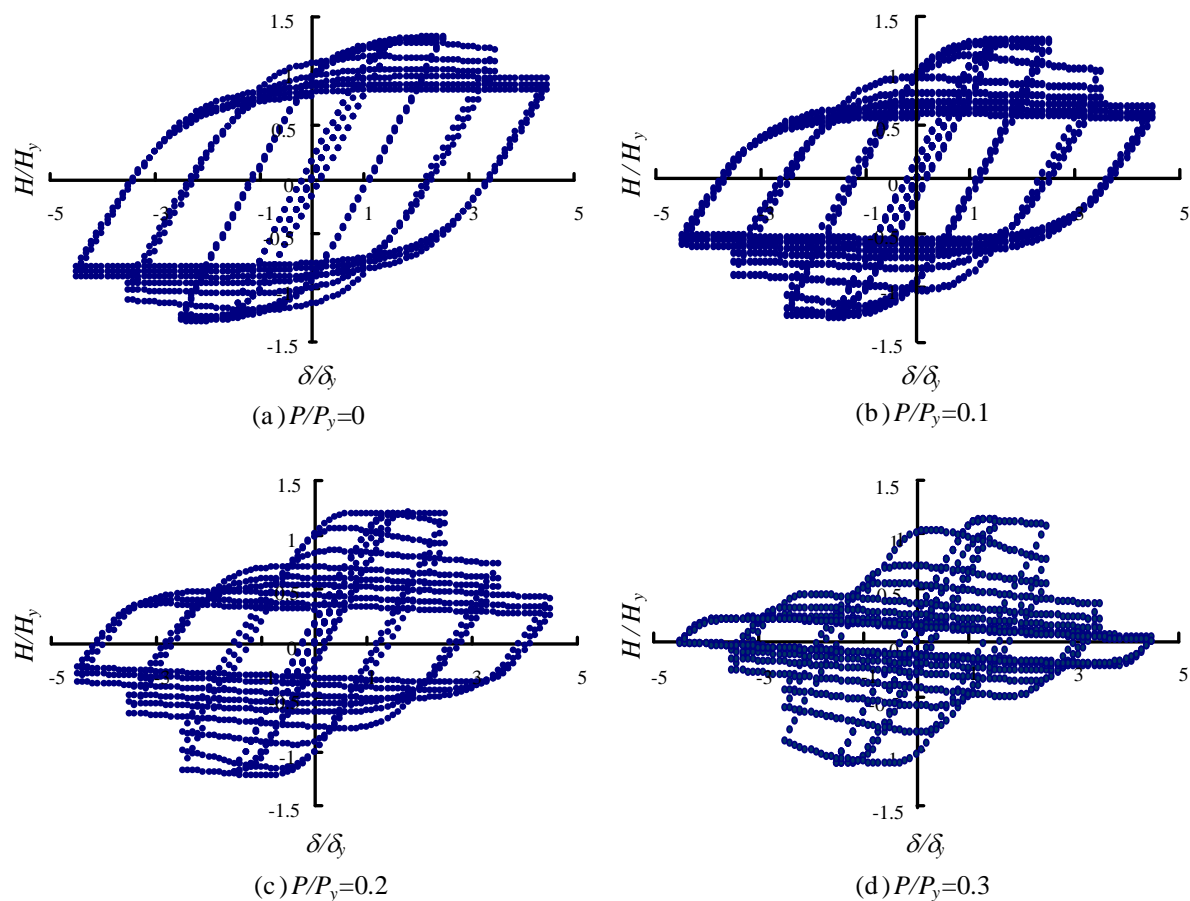


Fig.5.9 Hysteresis curves obtained by elastic-plastic finite displacement

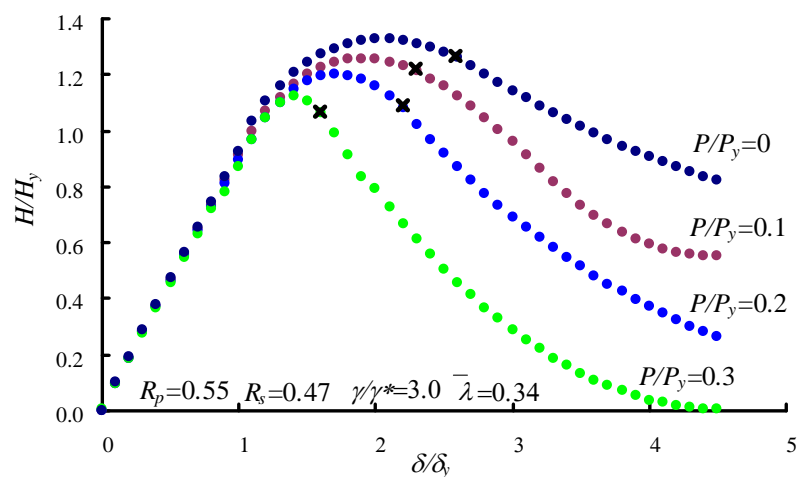


Fig.5.10 Envelope curves obtained from strength-deformation relation

**Fig.5.9(d)**に示す  $P/P_y=0.3$  の履歴曲線に注目する．図からわかるように，上部構造の自重に相当する圧縮力は鋼製橋脚の耐震性能にかなり影響する． $P/P_y=0.3$  の場合，繰返し荷重による耐力の低下が著しく，最大水平荷重後の耐力の落ち込みが他に比べて顕著である．片振幅が  $3.5\delta_y$  となる荷重が作用した時には，耐荷力の比は 0.2 程度まで落ち込んでいる．局部座屈の進展によって，圧縮フランジ

Table 5.10 Evaluation index of seismic performance

	軸力比パラメータ $P/P_y$			
	0	0.1	0.2	0.3
最大耐力比 ( $H_{\max}/H_y$ )	1.326	1.258	1.203	1.121
塑性率 ( $\mu_{95}$ )	2.6	2.3	2.2	1.6
エネルギー吸収能 ( $E_{\text{cyc}}$ )	155.8	154.4	114.4	71.8
局部座屈が発生した点	振幅 $2.5\delta_y$ 2cyc目 正の荷重方向 $1.3\delta_y$	振幅 $2.5\delta_y$ 1cyc目 正の荷重方向 $2.4\delta_y$	振幅 $2.5\delta_y$ 1cyc目 正の荷重方向 $2.1\delta_y$	振幅 $1.5\delta_y$ 3cyc目 正の荷重方向 $1.5\delta_y$
最大水平荷重に達したときの変位量	$2\delta_y$	$1.9\delta_y$	$1.7\delta_y$	$1.4\delta_y$

が損傷し、橋脚としての機能を失った。Table 5.10 に示すエネルギー吸収能の値によれば、 $P/P_y=0.3$  の場合のみ、他の場合に比べて、大幅に少ない。変形性能も同様である。Fig.5.10 や Table 5.10 からわかるように、 $P/P_y=0.3$  の場合、塑性率は、他の 3 パターンに比べて、圧倒的に小さい。

つぎに、 $P/P_y=0.1$  と  $P/P_y=0.2$  の場合について考察する。塑性率の値を比べると、両者の差はあまりない。しかし、Fig.5.10 に示す橋脚の耐力曲線によれば、最大水平荷重に到達するときの変位や最高荷重以降の変形は、軸方向力が大きい  $P/P_y=0.2$  の場合の方がより顕著である。耐力力の比やエネルギー吸収能も同様である。両者の違いが最も強く現れるのはエネルギー吸収能で、 $P/P_y=0.2$  の場合のエネルギー吸収能は  $P/P_y=0.1$  の場合のおおよそ 0.7 倍になる。これは、最大水平荷重に到達した後の繰返し荷重による強度の低下が  $P/P_y=0.2$  の場合は、 $P/P_y=0.1$  に比べてより顕著になるからである。

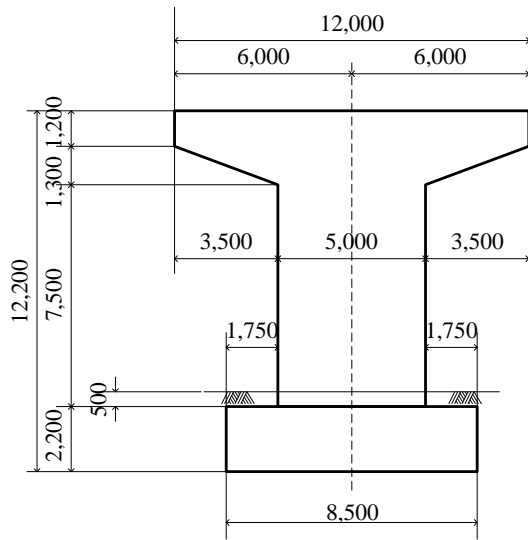
以上のことから、上部構造の自重に相当する圧縮力は、軸力比が  $P/P_y=0.1$  程度に抑えられるように、大きめの断面に設計しておくほうがよい。軸力比が  $P/P_y=0.3$  以上になると、繰返し水平荷重の影響で橋脚の基部に局部的な板曲げ変形が早期に生じ、橋脚の耐力が極端に低下した。

### 5.2.2 RC 橋脚における耐震性能の評価

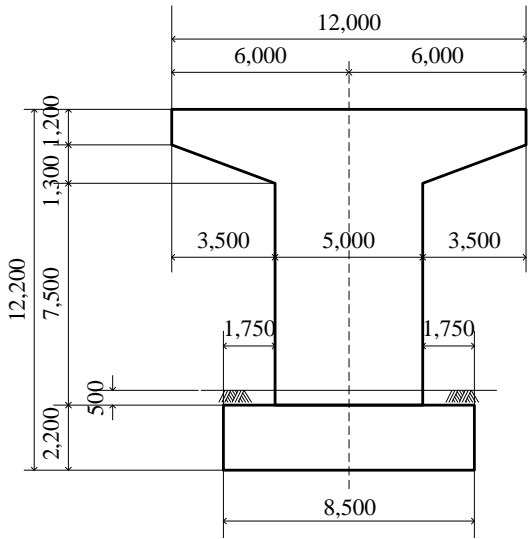
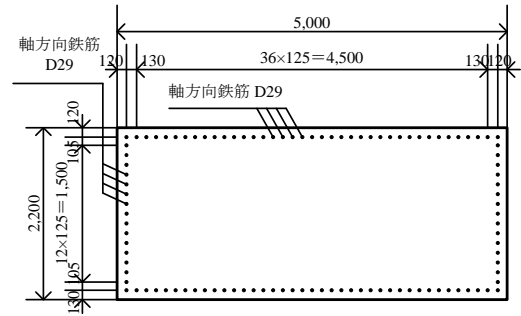
さまざまな断面からなる RC 橋脚の耐震性能を Pushover 解析によって明らかにする。RC 橋脚の基本モデルに Fig.5.11(a)～Fig.5.11(c)に示す 3 種類の橋脚を選んだ。これらの橋脚はそれぞれ 1980 (昭和 55) 年、2002 (平成 14) 年、2012 (平成 24) 年の道示 V<sup>3), 4), 269)</sup>に準拠して設計された RC 橋脚で、上部構造の重量を 6.9 (MN)、すなわち、 $P/P_y=0.03$ 、橋脚の高さを 10 (m)、すなわち、 $\bar{\lambda}=0.31$  とした。なお、橋脚の躯体重量は鉄筋コンクリートの単位重量 24.5 (kN/m<sup>3</sup>) を用いて算定した。3 モデルの材料特性は Table 5.11 のようである。

Fig.5.11 に示す 3 体の橋脚モデルの耐震性能を Pushover 解析で算定する。すなわち、異なる耐震設計基準によって設計された RC 橋脚の耐震性能がどの程度異なるかについて検討する。Pushover 解析から得られた橋脚天端での水平荷重－水平変位の関係を図示すれば、Fig.5.12 を得る。図中、Crack は引張縁のコンクリートが引張強度に達した時点、Initial yield は初期降伏限界のことで引張縁の主鉄

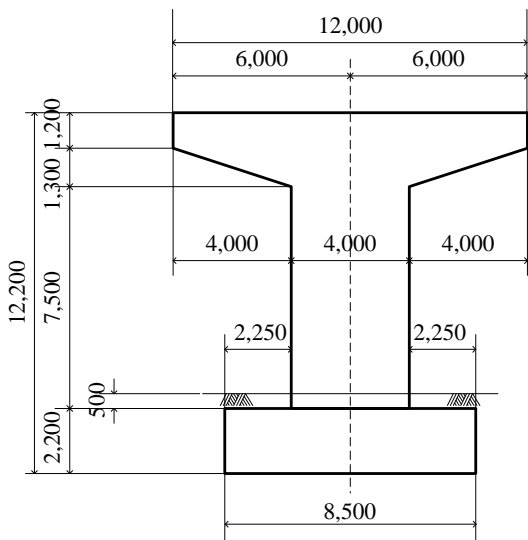
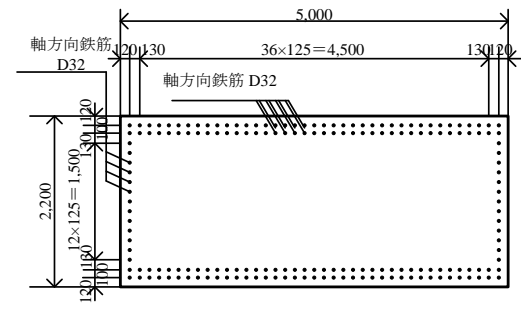




(a) RC bridge pier model based on the standard established in 1980 (Model 1)



(b) RC bridge pier model based on the standard established in 2002 (Model 2)



(c) RC bridge pier model based on the standard established in 2012 (Model 3)

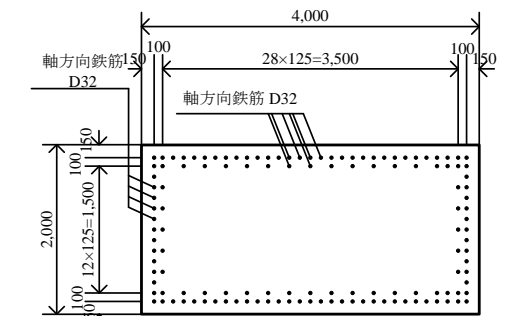


Fig.5.11 RC bridge pier models

Table 5.11 Material properties of RC bridge pier

	Model 1	Model 2	Model 3
$\sigma_{cc}$ (N/mm <sup>2</sup> )	-21.9	-22.7	-32.3
$\varepsilon_{cc}$ ( $\times 10^{-6}$ )	-2,700	-3,400	-3,300
$\varepsilon_{ccl}$ ( $\times 10^{-6}$ )	-5,200	-8,600	-8,200
$E_c$ (kN/mm <sup>2</sup> )	23.5	23.5	28.0
$E_{des}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	4.4	2.2	3.3
$n_c$	1.52	1.39	1.53

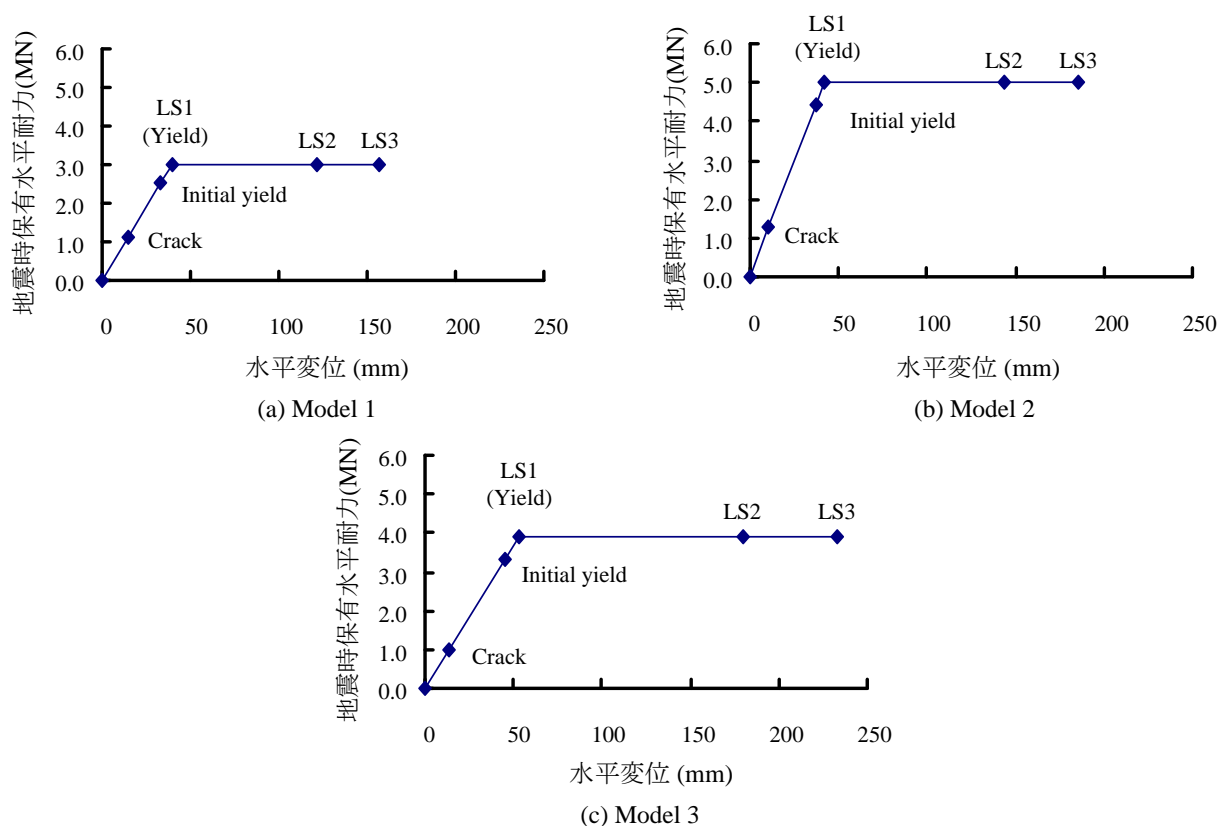


Fig.5.12 Relation between horizontal strength and horizontal displacement obtained by Pushover analysis

筋が降伏ひずみに達した時点，Yield は降伏限界，LS2 は耐震性能 2 の限界で軸方向鉄筋がその性能の許容引張ひずみ $\varepsilon_{st2}$ に達した時点，LS3 は耐震性能 3 の限界で軸方向鉄筋がその性能の許容引張ひずみ $\varepsilon_{st3}$ に達した時点をそれぞれ示す。

図によれば，Model 1 の水平強度と限界状態 1，限界状態 2，限界状態 3 に対応する限界変位は，Model 2 のそれらに比べて小さい。これは，当時の道示 V で定められた設計に用いられた Model 1 の設計震度が Model 2 に比較して小さく，断面に用いられている鉄筋量も少ないことに起因している。Model 2 と Model 3 を比較すれば，水平強度は Model 2 が高いが，変形性能は Model 3 が優れている。断面の大きさの相違も要因の一つとなっているが，どちらのモデルが耐震性能に優れているかを水平強度と水平変位の関係だけで結論付けるのは難しい。

水平荷重と塑性率の関係を描けば，Fig.5.13 を得る。ここに，縦軸は降伏荷重を等価重量で除した

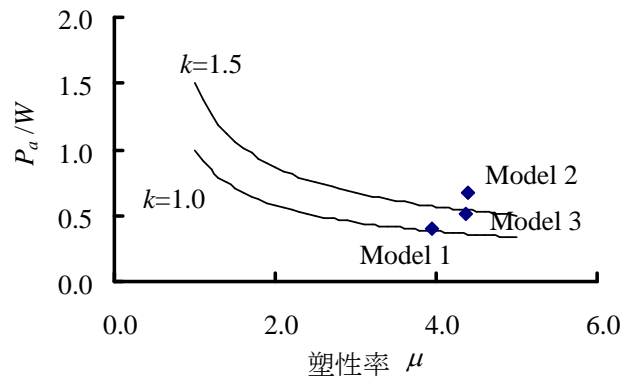


Fig.5.13 Comparison of seismic performance accompanying a difference of seismic standard

値，横軸は限界状態 LS3 での塑性率である。図からわかるように，RC 橋脚が耐力に重きをおいて設計されたか，変形能に重きをおいて設計されたかが推測できる．Model 1 と Model 2 の RC 橋脚において，Model 2 の RC 橋脚の方が，剛性が高く，耐力が向上している．これは，軸方向鉄筋の本数が増えたことで変形しにくくなり，耐力と剛性が大きくなったからである．Model 2 と Model 3 の RC 橋脚を比較すれば，Model 2 の RC 橋脚は耐力には富むが，変形能は Model 3 により劣る．耐力と変形能の関係をバランスさせることが肝要である．

### 5.3 橋脚の耐震裕度による性能評価と想定以上の地震が起こった場合の橋脚の被害状況の推定

ここでは，橋脚の数値構造解析の結果を活用し，設計基準に対する橋脚が保有する耐震性能を耐震裕度によって定量的に評価する．また，想定以上の地震動による被災状況を予測する方法を考える．橋脚の耐震性能に基づき，想定以上の地震動が作用したときに橋脚がどのような被害状況に至るかにについて検討する．

#### 5.3.1 鋼製橋脚の耐震裕度による性能評価と被害状況の推定

##### (1) 耐震裕度による鋼製橋脚の性能評価

5.2.1(2)で得られた橋脚の特性をもとに，道示 V の規定に則って，2.3 で示した構造物の耐力  $P_a$  と要求性能  $k_{hc}W$  とで与えられる性能関数  $Z$

$$Z = P_a - k_{hc}W \quad (5.1)$$

によって耐震照査を行い，3.5.2 で示した評価指標で橋脚が保有する耐震裕度  $R$  を算定した結果，

Table 5.12 を得た．同表において，(a)，(b)，(c)はそれぞれ

- (a) レベル 2 地震動（タイプ I），地域区分 A1
- (b) レベル 2 地震動（タイプ I），地域区分 A2
- (c) レベル 2 地震動（タイプ II），地域区分 A

の耐震照査と耐震裕度の結果である．

まず，Table 5.12 (a)に示す結果を考察する．縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータが  $R_p = 0.44$  より小さい橋脚は耐震基準を満たし，設計地震力に対してある程度の耐震裕度を有している．耐震基準を満たす  $R_p = 0.22$  の場合，耐震裕度は  $R = 1.19$  で，設計に用いられる地震加速度（ $980k_{hc0} = 1,176$  (gal)）の 1.19 倍（1,400 (gal)）以上の地震加速度が起こらないかぎり，橋脚は損傷しないと判定される．つぎに，耐震基準を満たさない  $R_p = 0.65$  の場合，耐震裕度は  $R = 0.73$  で，設計

地震加速度 ( $980k_{hc0}=1,176$  (gal)) の 0.73 倍 (=860 (gal)) の耐力しか保有していない。この場合、性能が不足する分

$$1.0 - R = 0.27$$

を何らかの方法で補強しないかぎり不適格な構造とみなされる。

**Table 5.12 (b)**に注目する。この場合、条件(a)の場合との違いは対象地域にあり、条件(a)の場合に比べて地域別補正係数が 1.2 から 1.0 に緩和される地域に建設されているとした。すなわち、条件(a)の場合よりは耐震基準がやや緩い場合である。いうまでもないが、条件(a)で耐震基準を満足した橋脚は条件(b)の場合も満たす。同表から明らかなように、 $R_p \leq 0.55$  の部材はすべて耐震基準をクリアしている。耐震裕度  $R$  は、縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータが同じものを比べると、条件(a)の場合よりも条件(b)の場合の方が明らかに大きい。

つぎに、レベル 2 地震動 (タイプ II) の結果を示す **Table 5.12(c)**に注目する。設計水平震度の標準

Table 5.12 Seismic performance check Z and redundancy level R

(a) Type I with Level 2 earthquake Regional division A1( $c_{Iz}=1.2$ )

$R_p$	Z (MN)	$P_a$ (MN)	$k_{hc} W$ (MN)	$k_{hc}$	W (MN)	$k_{hc0}$	$k_{hc0}^*$	R
0.22	1.01	6.26	> 5.25	0.65	8.02	1.2	1.43	1.19
0.33	0.45	4.39	> 3.94	0.68	5.81		1.33	1.11
0.44	-0.17	3.44	< 3.61	0.79	4.57		1.14	0.95
0.55	-0.47	2.78	< 3.25	0.86	3.8		1.03	0.85
0.65	-0.85	2.30	< 3.15	0.98	3.22		0.88	0.73
0.76	-0.90	2.00	< 2.90	1.02	2.85		0.83	0.69

(b) Type I with Level 2 earthquake Regional division A2( $c_{Iz}=1.0$ )

$R_p$	Z (MN)	$P_a$ (MN)	$k_{hc} W$ (MN)	$k_{hc}$	W (MN)	$k_{hc0}$	$k_{hc0}^*$	R
0.22	1.88	6.26	> 4.38	0.55	8.02	1.2	1.72	1.43
0.33	1.10	4.39	> 3.29	0.57	5.81		1.60	1.33
0.44	0.43	3.44	> 3.01	0.66	4.57		1.37	1.14
0.55	0.07	2.78	> 2.71	0.71	3.8		1.23	1.03
0.65	-0.32	2.30	< 2.62	0.82	3.22		1.05	0.88
0.76	-0.42	2.00	< 2.42	0.85	2.85		0.99	0.83

(c) Type II with Level 2 earthquake Regional division A2( $c_{IIz}=1.0$ )

$R_p$	Z (MN)	$P_a$ (MN)	$k_{hc} W$ (MN)	$k_{hc}$	W (MN)	$k_{hc0}$	$k_{hc0}^*$	R
0.22	0.82	6.26	> 5.44	0.65	8.02	1.44	1.72	1.19
0.33	0.28	4.39	> 4.11	0.68	5.81	1.45	1.60	1.11
0.44	-0.27	3.44	< 3.71	0.80	4.57	1.46	1.37	0.95
0.55	-0.59	2.78	< 3.37	0.87	3.8	1.46	1.23	0.85
0.65	-1.03	2.30	< 3.33	1.00	3.22	1.47	1.05	0.73
0.76	-1.09	2.00	< 3.09	1.04	2.85	1.47	0.99	0.69

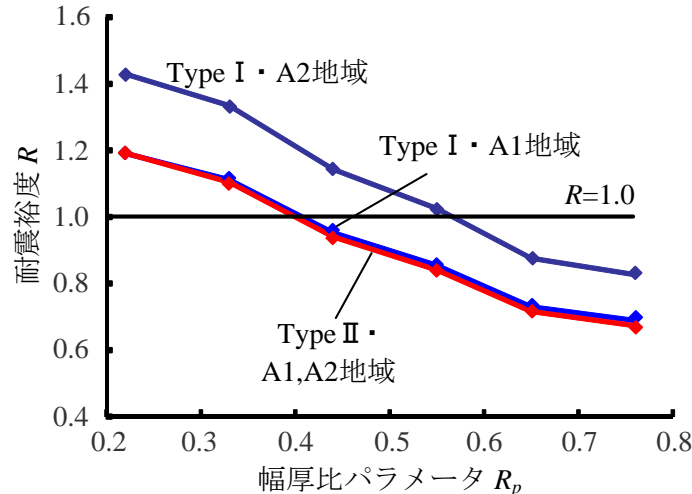


Fig.5.14 Relation between redundancy index and width-thickness parameter

値がタイプ I の地震動よりも大きく規定されているため、より厳しい耐震性能が求められる。幅厚比パラメータが  $R_p = 0.2 \sim 0.8$  の 6 本の橋脚のうち、耐震基準を満たす橋脚は  $R_p = 0.22$  と  $0.33$  の 2 ケースである。耐震裕度は  $R_p = 0.22$  の場合で  $R=1.19$  で、条件(a)の場合と同様であるが、 $R_p = 0.33$  以上のモデルでは、条件(a)の場合と比較してその耐震裕度は少なくなる。

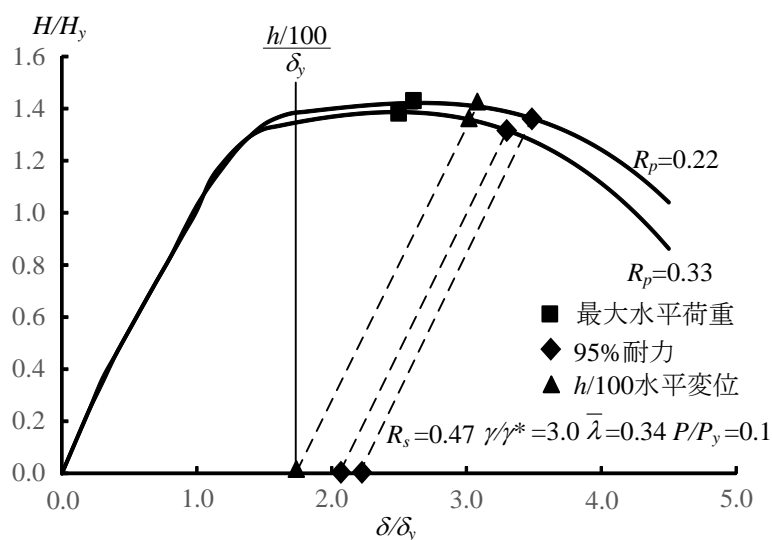
縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータと耐震裕度の関係を地震動ごとにまとめれば、**Fig.5.14** を得る。同図は、耐震裕度が  $R=1$  である水平線より上となる橋脚が耐震基準を満たしていることを表している。図から明らかなように、地域区分が A, A1, A2 で第Ⅲ種地盤に建設された橋脚は、タイプ II の地震動に対する耐震基準を満たせば、タイプ I の地震動のそれも満たす。また、縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータ以外のパラメータが **Table 5.5** のようであれば、幅厚比パラメータが  $R_p=0.4$  程度で耐震基準をクリアする。

以上のように、耐震基準を満足している橋脚に対しては、設計地震力に対して、性能上、どの程度の余裕があるかが耐震裕度  $R$  によって判定できる。一方、満たしていなければ、補強によって性能をどの程度向上させればよいかが定量的に判断できる。このように、設計基準を閾値に橋脚の力学的特性がより明確にされる。

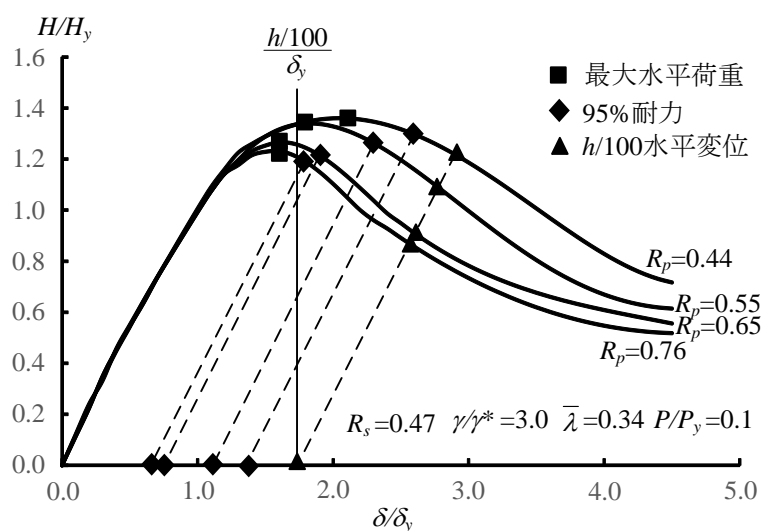
縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータと数値構造解析によって得られた耐震裕度との関係、すなわち、**Fig.5.14** に示す関係を近似式で表せば、橋脚に保有させたい耐震裕度に対して、どの程度の縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータや縦方向補剛材を用いればよいかわかる。

## (2) 変形による鋼製橋脚の性能評価

**5.3.1(1)**で述べた鋼製橋脚の性能評価における耐震裕度は、橋脚の強度が最大水平強度から 95%まで低下した点を鋼製橋脚の終局状態として算定した。これには、地震時保有水平耐力による橋脚の耐荷性能と許容塑性率による橋脚の変形性能が考慮されている。ただし、残留変形のような橋脚の修復性に関わる評価はなされていない。そこで、**5.2.2(2)**で得られた 6 パターンの橋脚の水平強度－水平変位関係の包絡線上に、95%耐力点から弾性曲線と同じ傾きで除荷し、荷重がゼロになった点、すなわち、95%耐力に対応する変形と、包絡線から荷重を除荷した結果、橋脚高さ  $h$  の  $1/100$  となる変形を加えれば、**Fig.5.15(a), (b)**を得る。ここに、橋脚高さ  $h$  の  $1/100$  の変形は道示 V で定められた早急に修復することができる変形の限界値である。また、**Fig.5.15(a)**は  $R_p=0.22$  と  $0.33$  の場合で、 $h/100$



(a)  $R_p=0.22, 0.33$



(b)  $R_p > 0.44$

Fig.5.15 Envelope curves of steel bridge pier and residual displacement

の変形に対応する水平変位は 95%耐力に対応する水平変位より少ない。一方、**Fig.5.15(b)**は  $R_p=0.44$  よりも大きい場合で、 $h/100$  の変形に対応する水平変位が 95%耐力に対応する水平変位より多い。

**Fig.5.15(a)**の場合、強度が 95%の終局限界を迎える前に、変位が早急に修復することが可能な変位の限界値に達している。すなわち、除荷後の変形を加味すれば、強度が限界を迎える以前に変形が復旧性の限界に達している。裏返せば、 $R_p=0.22, 0.33$  のような橋脚は地震によって修復限界である  $h/100$  の変形が生じて、構造物としての強度は維持している。ここで、 $h/100$  の変形に対応する水平変位とその点の水平強度を用いて  $R_p=0.22, 0.33$  に対する性能関数  $Z$  および耐震裕度  $R$  を算定すれば、**Table 5.13** を得る。**Table 5.12** と **Table 5.13** を比較すれば、耐震裕度は **5.3.1(1)** で示した耐震条件 **(a)~(c)** のすべての場合において保有水平耐力が上昇しているにもかかわらず低下した。これは、保有水平耐力の上昇よりも変形性能の低下が水平震度に大きく影響していることが原因である。

一方、 $h/100$  の変形に対応する水平変位が 95%耐力に対応する水平変位より大きい **Fig.5.15(b)** の場合、95%強度の終局限界を迎えた後に、修復の限界に到達することがわかる。すなわち、耐震裕度は

Table 5.13 Seismic performance check  $Z$  and redundancy level  $R$   
in consideration of residual displacement

	$R_p$	$Z$ (MN)	$P_a$ (MN)	$k_{hc} W$ (MN)	$k_{hc}$	$W$ (MN)	$k_{hc0}$	$k_{hc0}^*$	$R$
(a) Type I A1	0.22	0.77	6.48	> 5.70	0.71	8.02	1.2	1.36	1.14
	0.33	0.36	4.51	> 4.15	0.71	5.81	1.2	1.31	1.09
(b) Type I A2	0.22	1.73	6.48	> 4.75	0.59	8.02	1.2	1.64	1.36
	0.33	1.05	4.51	> 3.45	0.59	5.81	1.2	1.57	1.31
(c) Type II A	0.22	0.78	6.48	> 5.70	0.71	8.02	1.44	1.64	1.14
	0.33	0.33	4.51	> 4.17	0.72	5.81	1.45	1.57	1.08

5.3.1(1)で算定したもので、変形も十分に考慮されていると結論付けられる。ただし、図からもわかるように、 $R_p=0.44$  以上の橋脚は地震によって生じた変形が  $h/100$  より小さく、早急に復旧できたとしても、構造物の強度としての限界を迎えている場合があることに留意しなければならない。たとえば、 $R_p=0.55$  の場合、地震によっておよそ  $h/200$  の変形が生じたとすれば、この橋脚は最大水平強度を超え、95%耐力に強度が低下した状態に至る。

このように、橋脚の重要度や地震後の復旧性を考慮すれば、単に終局状態を決定するのではなく、限界とする変形を適切に設定し、その変形に対する耐震裕度を求めることが重要で、強度と復旧性の限界がどの段階にあるかを見極める必要がある。

### (3) 想定以上の地震動が作用した場合の鋼製橋脚の被害状況の推定

5.2.1 で得られた橋脚の水平強度－水平変位の包絡線から算定されるエネルギー吸収量に基づいて、3.5.1 で示した評価法を用いて想定以上の地震動を受けた場合の鋼製橋脚の被災度を推定する。ここでは、耐震性能評価で明らかにされたタイプ II の地震動に対し、耐震基準を満たす  $R_p=0.22$  と 0.33 の 2 パターンと、満たさない  $R_p=0.65$  の 1 パターンを例に考察する。ちなみに、 $R_p=0.22$ , 0.33, 0.65 のモデルにおける設計時に用いられる地震力、すなわち、想定地震力はそれぞれ  $k_{hc}=0.65$  (640 (gal)),  $k_{hc}=0.68$  (670 (gal)),  $k_{hc}=1.0$  (980 (gal)) である。すなわち、この加速度を超えた地震動が想定以上のそれである。

#### i) 橋脚が最大荷重の 80%にまで強度が低下した状態に至ったときの被災度評価

想定以上の地震動によって、橋脚がその水平強度－水平変位の包絡線上の最大荷重から 80%まで強度が下がった点に対応する変形を呈したとする。この場合、幅厚比パラメータごとの等価重量  $W$ 、弾性応答水平力  $H_E$ 、等価水平震度  $k_{hc}'$ 、等価水平加速度  $\alpha_e$ 、橋脚のピーク荷重後の  $x\%$  耐力に対応する水平変位  $\delta_x$ 、荷重が除荷された後の水平変位  $\delta_{off}$  は Table 5.14 のようである。また、最大荷重から

Table 5.14 Earthquake with magnitude at 80% Strength

$R_p$	$W$ (MN)	$H_E$ (MN)	$k_{hc}'$	$\alpha_e$ (gal)	$\delta_x$ (mm)	$\delta_{off}$ (mm)
0.22	7.98	14.68	1.84	1,800	148	110
0.33	5.81	9.98	1.71	1,680	138	100
0.65	3.35	3.82	1.14	1,120	79	43

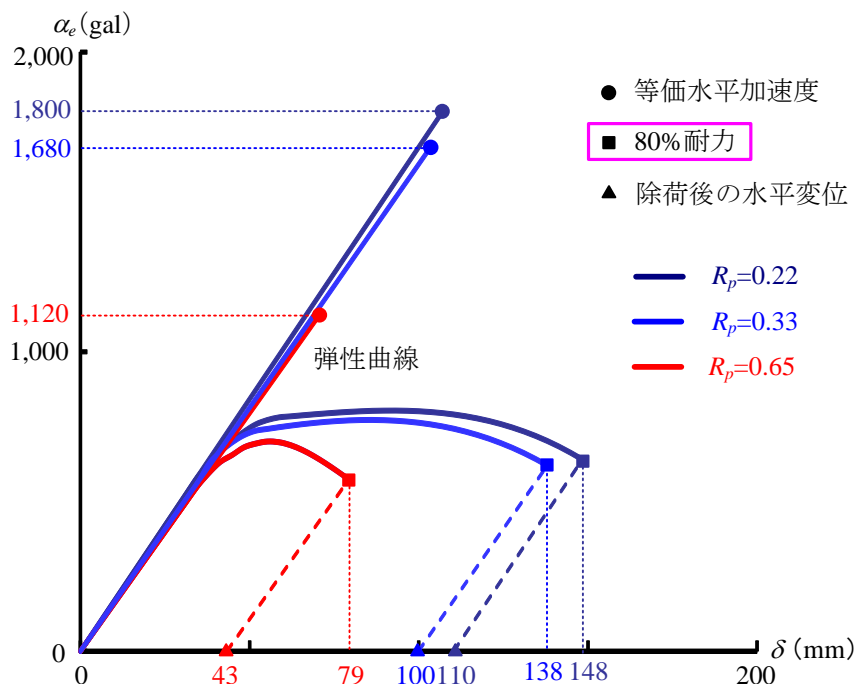


Fig.5.16 Relation between equivalent horizontal acceleration and lateral deflection at 80% Strength

80%まで強度が低下した状態の等価水平加速度 $\alpha_e$ と水平変位が、事前に求められている橋脚の包絡線を用いて、**Fig.5.16**のように求められる。図中、縦軸は等価水平加速度 $\alpha_e$ 、横軸は橋脚頂部での水平変位 $\delta$ である。

**Table 5.14**によれば、 $R_p=0.22$ の場合、 $k_{hc}'=1.84$  (1,800 (gal))の地震加速度の作用によって、橋脚は水平強度－水平変位曲線上の最大荷重を超え、それから80%まで強度が低下した状態に至る。一方、 $R_p=0.65$ の場合、 $k_{hc}'=1.14$  (1,120 (gal))の地震加速度で80%まで強度が低下する。これは、 $R_p=0.22$ の場合に比べてかなり小さい加速度で橋脚が80%の強度に至ることを示している。 $R_p=0.65$ の場合、**Fig.5.16**に示す橋脚の水平強度－水平変位の包絡線からわかるように、最高荷重以降、十分な変形能が確保できず、強度の低下が著しい。**Fig.5.16**に注目すれば、 $R_p=0.22$ の場合、1,800 (gal)の地震動で橋脚は最大荷重から80%まで低下した強度に至り、そのとき、橋脚は148 (mm)変位する。一方、 $R_p=0.65$ の場合は、 $k_{hc}'=1.14$  (1,120 (gal))の地震加速度によって、79 (mm)変位する。最大荷重に対する耐力は $R_p=0.22$ の場合と $R_p=0.65$ の場合とで同じであるが、橋脚の吸収エネルギー量の違いから $R_p=0.22$ や $R_p=0.33$ は $R_p=0.65$ に比べてはるかに耐震性能に優れている。

## ii) 橋脚高の1/50の変位が生じたときの被災度評価

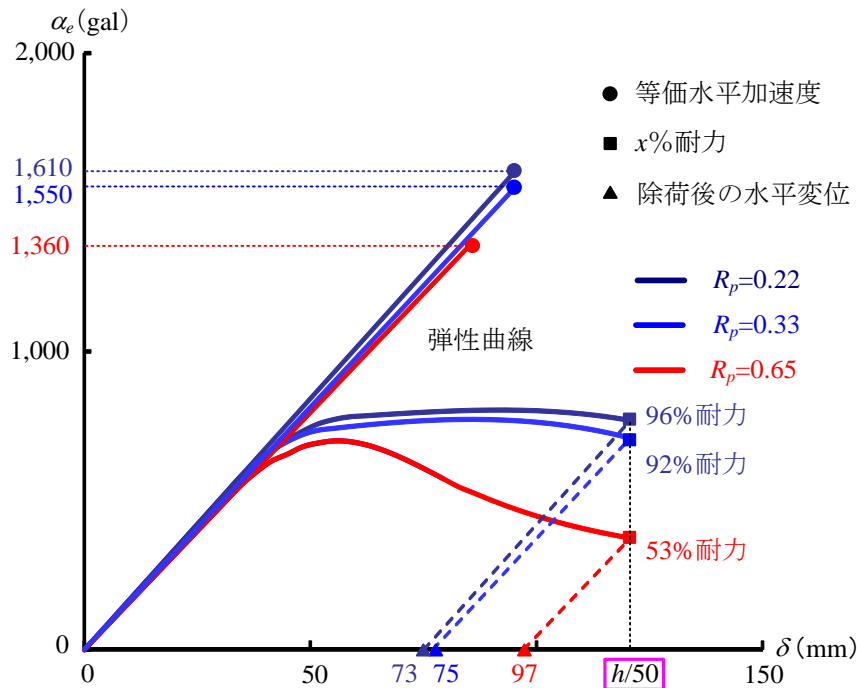
橋脚の水平強度－水平変位の包絡線上で、想定以上の地震動による橋脚の水平変位 $\delta$ が橋脚高 $h$ の1/50に達した場合を考える。ちなみに、橋脚高は6,000 (mm)である。この場合、縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータごとの等価重量 $W$ 、弾性応答水平力 $H_E$ 、等価水平震度 $k_{hc}'$ 、等価水平加速度 $\alpha_e$ 、橋脚のピーク荷重後の $x\%$ 耐力に対応する水平変位 $\delta_x$ 、除荷後の水平変位 $\delta_{off}$ は、**Table 5.15**のようである。また、 $\delta_x = h/50$ に達したときの等価水平加速度と変形を橋脚の包絡線から求めれば、**Fig.5.17**を得る。

$R_p=0.22$ の場合、橋脚が $k_{hc}'=1.64$  (1,610 (gal))の地震加速度を受ければ、その頂部に $\delta_x = h/50$



Table 5.15 Earthquake with magnitude at  $\delta_x = h/50$ 

$R_p$	$W$ (MN)	$H_E$ (MN)	$k_{hc}'$	$\alpha_e$ (gal)	$\delta_x$ (mm)	$\delta_{off}$ (mm)
0.22	7.98	13.09	1.64	1,610	120	73
0.33	5.81	9.19	1.61	1,550		75
0.65	3.35	4.65	1.39	1,360		97

Fig.5.17 Relation between equivalent horizontal acceleration and lateral deflection at  $\delta_x = h/50$ 

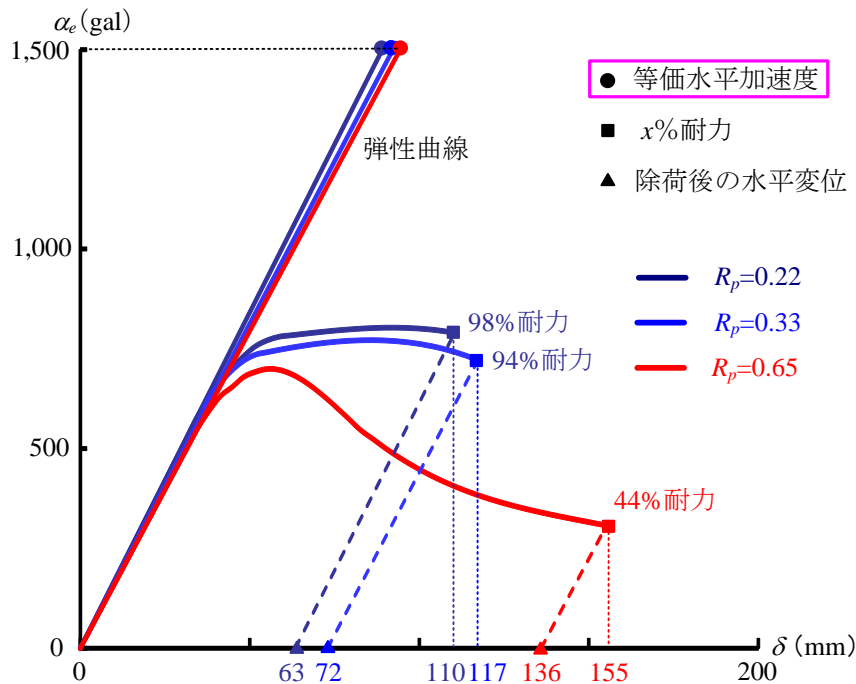
の水平変位が生じ、そのときの水平強度は最大荷重の 96%に低下した値を示し、除荷後の変形は 73 (mm) である。橋脚の水平変位が修復限界の  $\delta_x = h/100$  の 2 倍である  $\delta_x = h/50$  に達しても、 $R_p = 0.22$  の場合、強度は最大水平強度からさほど低下していない。除荷後の変形は 73 (mm) で、早期の修復のための限界である 60 (mm) を超えているものの、長い修復期間を必要としないと判断できる。一方、 $R_p = 0.65$  の場合、 $k_{hc}' = 1.39$  (1,360 (gal)) の地震加速度を受けて、 $\delta = h/50$  の水平変位を生じ、最大荷重のおよそ 1/2 である 53%まで強度が低下する。強度の低下が著しいため、除荷後の変形も大きく、復旧期間も長くなる。断面設計の違いで、同じ  $\delta_x = h/50$  の状態でも  $R_p = 0.22$  と 0.33 の場合、その状態に到る加速度が  $R_p = 0.65$  に比べてかなり大きく、高強度を保ったままであることがわかる。

### iii) $k_{hc}' = 1.53$ (1,500 (gal)) の地震動を受けたときの被災度評価

想定以上の地震で橋脚が  $k_{hc}' = 1.53$  (1,500 (gal)) の地震動を受けた場合を考える。この場合の縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータごとの等価重量  $W$ 、弾性応答水平力  $H_E$ 、等価水平震度  $k_{hc}'$ 、等価水平加速度  $\alpha_e$ 、橋脚のピーク荷重後の  $x\%$  耐力に対応する水平変位  $\delta_x$ 、除荷後の水平変位  $\delta_{off}$  は、Table 5.16 のようである。等価水平加速度を橋脚の包絡線上に幅厚比パラメータごとにプロットすれば、Fig.5.18 を得る。ちなみに、 $R_p = 0.22$  の場合、橋脚が  $k_{hc}' = 1.53$  (1,500 (gal)) の地震加速度

Table 5.16 Earthquake with magnitude of  $\alpha_e=1,500$  (gal)

$R_p$	$W$ (MN)	$H_E$ (MN)	$k_{hc}'$	$\alpha_e$ (gal)	$\delta_x$ (mm)	$\delta_{off}$ (mm)
0.22	7.98	12.21	1.53	1,500	110	63
0.33	5.81	8.89			117	72
0.65	3.35	5.13			155	136

Fig.5.18 Relation between equivalent horizontal acceleration and lateral deflection at  $\alpha_e=1,500$  (gal)

を受ければ、最大荷重からわずか2%だけ低下した強度を保有した状態で橋脚の頂部は110 (mm) の水平変位を生じる。橋脚が  $k_{hc}'=1.53$  (1,500 (gal)) の地震加速度を受けても、 $R_p=0.22$  の場合、強度は最大荷重からほとんど低下しない。また、除荷後の変形も63 (mm) で、修復限界をわずかに超えた状態であるので、復旧にさほど時間を要しないことが推測される。 $R_p=0.33$  の場合、橋脚が  $k_{hc}'=1.53$  (1,500 (gal)) の地震加速度を受ければ、その頂部は117 (mm) の水平変位を生じ、最大荷重の94%に低下した強度に至る。強度の低下量や変形量は  $R_p=0.22$  の場合とほぼ同程度であるが、その耐力は最大荷重の95%を少し下回る。ところが、 $R_p=0.65$  の場合、148 (mm) の水平変位が生じ、強度は最大荷重の45%まで落ち込み、除荷後に136 (mm) の変形を呈する。橋脚が受ける地震動が同じでも  $R_p=0.65$  の場合には  $R_p=0.22$  と  $0.33$  の場合に比べて性能の低下が著しい。繰返し曲げによる剛性の低下の影響が極めて大きい。

このように、提案した被災度の評価法を用いれば、想定以上の地震動を受けたときの橋脚の力学的な状態が水平強度－水平変位の包絡線を用いて定量的に示される。また、最大水平荷重や95%耐力、

許容変形量に達するときの荷重などを荷重-変位曲線上にプロットしておけば、橋脚の陥る状態がより一層明確になる。そして、上述のような橋脚の状態を表す指標となる点に至る場合の地震動を前もって推測しておけば、地震後も供用可能かどうかの判定や復旧計画の策定などのクライシスマネジメントに役立つと考えられる。

### 5.3.2 RC 橋脚の耐震裕度による性能評価と被害状況の推定

#### (1) 耐震裕度による RC 橋脚の性能評価

5.2.2 で検討した Model 1 から Model 3 の RC 橋脚を対象に、設計基準に対する性能の過不足量を定量化する。そのため、3.5.3 で述べた式 (3.30) を用いる。式 (3.30) における外力震度  $k_R$  と抵抗震度  $k_S$  をそれぞれ

$$k_R = \frac{P_a}{c_s W} = \frac{P_E}{W} \quad (5.2)$$

$$k_S = c_z k_{hc0} \quad (5.3)$$

から求め、限界状態 1、限界状態 2、限界状態 3 に対する RC 橋脚の耐震裕度を算定すれば、Table 5.17 を得る。表中、LS1、LS2、LS3 はそれぞれ耐震性能 1、耐震性能 2、耐震性能 3 の限界を示す。

同表によれば、Model 1 の RC 橋脚の耐震性能 2 の限界に対応する耐震裕度  $R_{LS2}$  と耐震性能 3 の限界に対応する耐震裕度  $R_{LS3}$  は 1.0 を下回っている。それゆえ、Model 1 は耐震基準を満たしていない。一方、Model 2 と Model 3 の RC 橋脚は、すべての限界状態に対する耐震裕度が 1.0 より大きく、ともに耐震基準を満たしている。

Model 2 と Model 3 のうち、Model 3 は  $R_{LS2}$  と  $R_{LS3}$  の値がともに Model 2 より 1.0 に近く、設計震度が外力震度をわずかに超えるように設計されている。外力震度の不確定性を問わなければ、理想に近い設計である。本橋脚は、Model 2 に比べて断面が小さく、橋脚の躯体重量が抑えられている。そのため、基礎への負担も少ない。一方、Model 2 は  $R_{LS2}$  と  $R_{LS3}$  がともに Model 3 より大きく、余裕のある橋脚として設計されている。それゆえ、想定以上の地震動に対する損傷リスクが少ない。本法によれば、耐震安全性が耐震裕度の大小によって評価されるため、外力との関係が直接明らかにされる。

#### (2) 想定以上の地震動が作用した場合の RC 橋脚の被害状況の推定

5.2.2 で検討した Model 1 から Model 3 の RC 橋脚に想定以上の地震動が作用したことを考え、その被害の程度を検討する。それぞれのモデルに対し、水平震度  $k$  と除荷後の水平変位  $\delta_{\text{off}}$  の関係図に耐震性能 1 から耐震性能 3 の限界点 (LS1, LS2, LS3) をプロットすれば、Fig.5.19 を得る。図によれば、5.2.3 や 5.3.2(1) で考察したとおり、Model 1 は 3 つの限界状態に至る震度や除荷後の変位が

Table 5.17 Evaluation of seismic performance for RC bridge piers by redundancy factor

Model	外力震度 $k_S$			抵抗震度 $k_R$			耐震裕度 $R$		
	レベル1	レベル2		LS1	LS2	LS3	LS1	LS2	LS3
		タイプI	タイプII						
Model 1	0.25	1.25	1.63	0.49	0.49	1.10	1.94	0.68	0.78
Model 2	0.25	1.22	1.57	0.81	0.81	2.27	3.24	1.24	1.44
Model 3	0.23	1.13	1.33	0.63	1.51	1.75	2.73	1.13	1.31

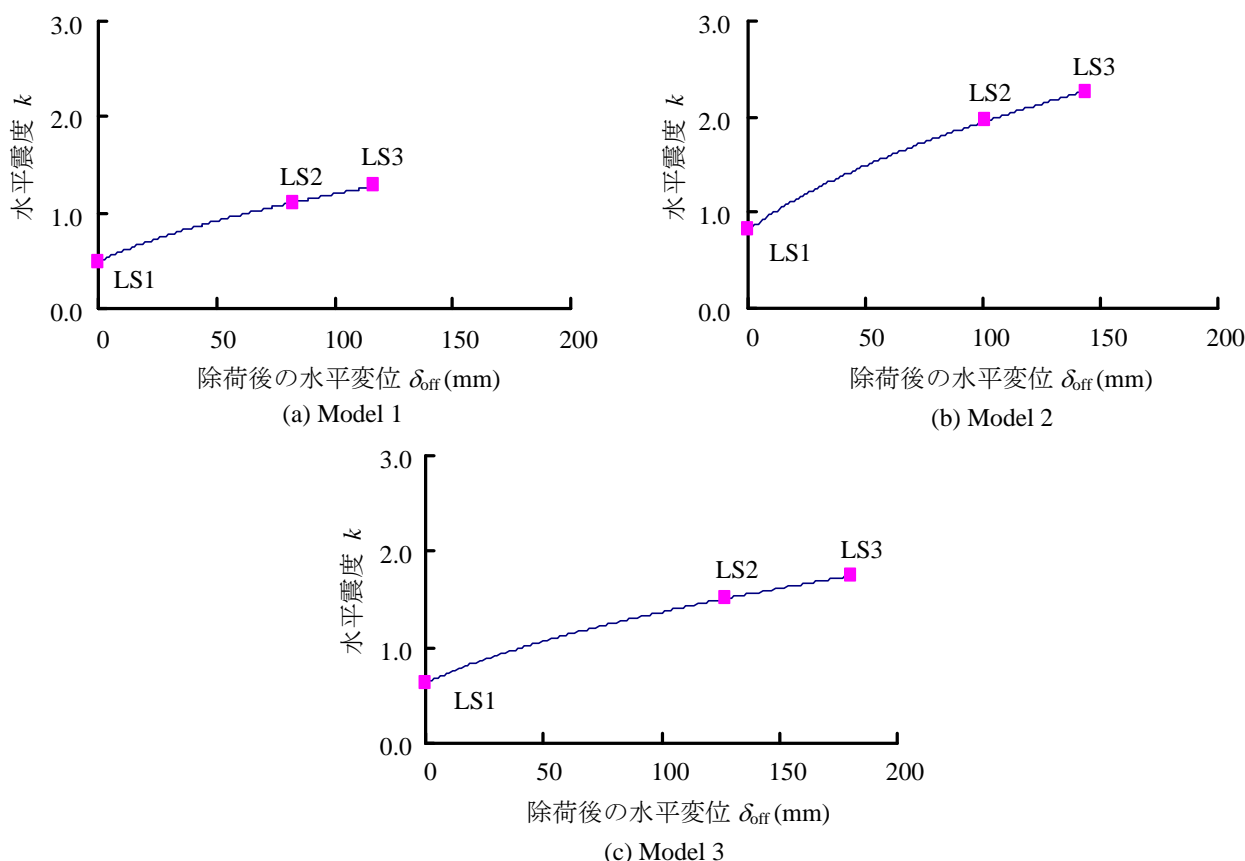


Fig.5.19 Relation between seismic coefficient and horizontal displacement after unloading

Model 2 や Model 3 に比較して極めて小さく、耐震性能に劣ることがわかる。一方、Model 2 は強度に優れ、Model 3 は変形能に優れていることがわかる。このような図を応用すれば、想定以上の地震動が作用した場合の RC 橋脚の被害が推定できる。

#### i) $k=1.7$ (1,690 (gal)) の地震動を受けた場合の被災度評価

橋脚に想定以上の地震動  $k=1.7$ ，すなわち，1,690 (gal) が作用した場合を考える。RC 橋脚の水平震度と除荷後の変位の関係図において、 $k=1.7$  のレベルに直線を引けば、Fig.5.20 を得る。Model 1 の場合、 $k=1.7$  の直線と水平震度－除荷後の変位の曲線の LS3 までに交点が存在しない。すなわち、Model 1 に  $k=1.7$  (1,690 (gal)) の地震動が作用すれば、耐震性能 3 の限界を超え、橋脚は崩壊している可能性が高いと推測される。Model 2 に注目すれば、 $k=1.7$  の直線と水平震度－除荷後の変位の曲線との交点は LS1 と LS2 の間にあり、Model 2 は耐震性能 2 の状態になると推察される。これは、Model 2 に  $k=1.7$  (1,690 (gal)) の地震動が作用しても、緊急輸送道路として機能している、あるいは応急的な復旧で機能すると判断できる。同様に考えれば、Model 3 は耐震性能 3 の状態にあり、崩壊はしていないものの、早急な復旧は望めない状態にあると推測される。以上のことをまとめれば、Model 1 および Model 3 の橋脚で支えられる橋梁は緊急輸送道路として機能しない可能性が高い。一方、Model 2 の橋脚で支えられる橋梁は緊急輸送経路として機能すると推測できる。

このように、橋脚に作用した地震動を地震のマグニチュードや震源などのデータから求めれば、橋梁の大まかな状況が推測できる。このような情報を日頃から整えておけば、被災直後の混乱した状況の中でも、早急な対応が取れる。想定以上の地震を勘案した場合、どのような荷重が作用すると、橋脚がどのような状態に至るかを明らかにしておくことが重要で、本法は地震直後の緊急輸送経路の選

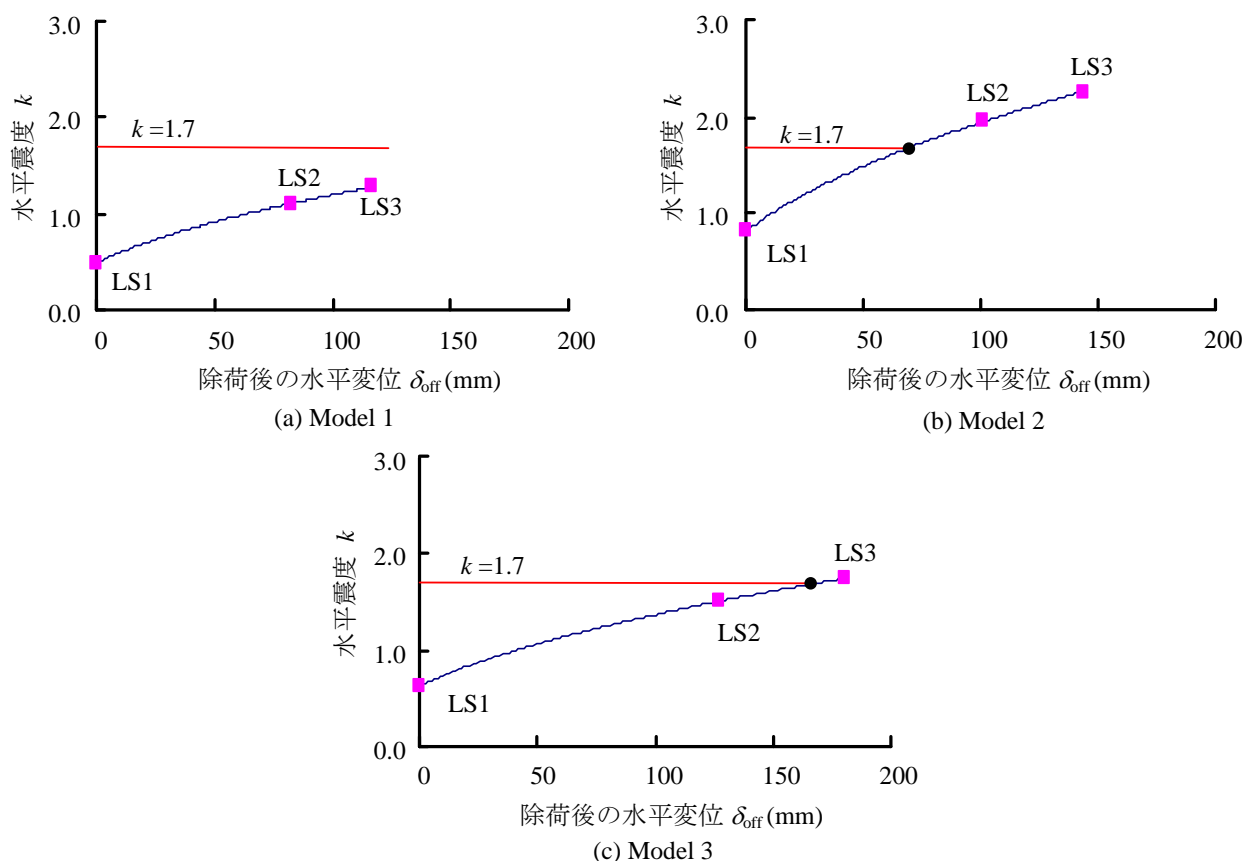


Fig.5.20 Relation between seismic coefficient and horizontal displacement after unloading ( $k=1.7$ )

択のひとつの目安として有益な情報を提供できる。

## ii) 橋脚高の 1/100 すなわち 100 (mm) の変位が生じたときの被災度評価

想定以上の地震動による橋脚の除荷後の水平変位  $\delta_{off}$  が橋脚高さ  $h$  の 1/100 すなわち 100 (mm) に達した場合を考える。ちなみに、橋脚高は 10,000 (mm) である。RC 橋脚の水平震度と除荷後の変位の関係に  $\delta_R=100$  (mm) のレベルに縦線を引けば、**Fig.5.21** が得られる。Model 1 の場合、耐震性能 2 の限界を超え、耐震性能 3 の状態に至ることがわかる。除荷後の変位が橋脚高の 1/100 で、復旧は短い時間で済むが、橋脚は、耐荷性能上、耐震性能 3 の状態になっていることに留意する必要がある。Model 2 と Model 3 の場合は、ともに耐震性能 2 の状態にあるが、変形性能に劣る Model 2 はほぼ耐震性能 2 の限界を迎えている。一方、変形性能に富む Model 3 は除荷後に 100 (mm) の変位が残っても強度上はまだ余裕がある。

Model 2 と Model 3 の除荷後の変位が 100 (mm) となるとき橋脚に作用する水平震度を比較すれば、それぞれ  $k=2.0$ ,  $k=1.4$  である。Model 2 の方が遥かに高い外力に対しても変形を抑えることができる。現行の橋梁の設計では、橋梁は重要度によって A 種と B 種に分類されている。すなわち、地域の防災計画において上位に位置付けられ、他の構造物や施設への影響度が大きく重要度が極めて高い橋梁を B 種とし、それ以外の橋を A 種としている。レベル 2 地震動に対し、A 種の橋梁には耐震性能 3、B 種の橋梁には耐震性能 2 を付与しなければならない。**Table 5.17** に示す LS2 の耐震裕度からわかるように、Model 2 と Model 3 の橋脚はどちらも設計地震力に対し耐震性能 2 の限界を超えていない、すなわち、B 種の橋梁としての機能を備えている。ここで、上述した想定以上の地震動が作用した場合を考えれば、A 種の橋梁として設計する場合には Model 3 のような断面の大きさを抑え、

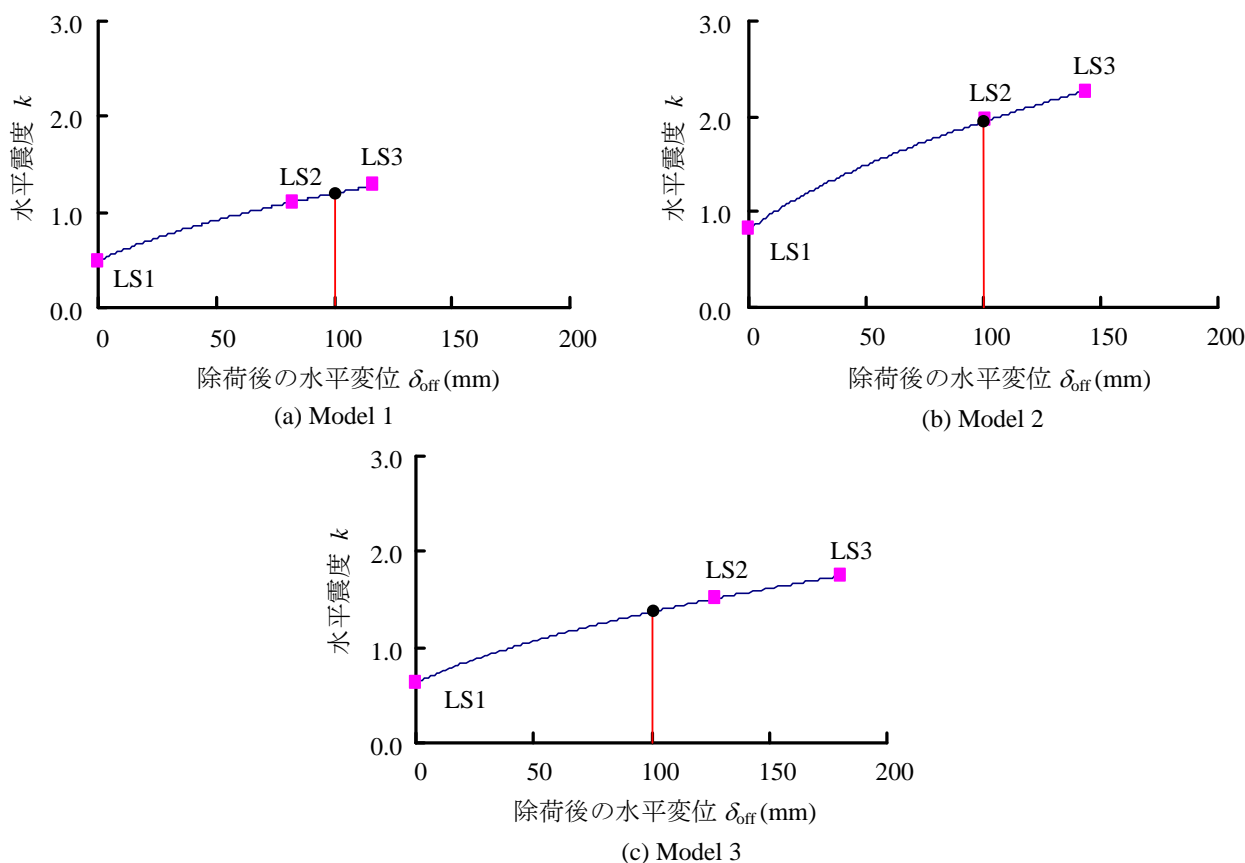


Fig.5.21 Relation between seismic coefficient and horizontal displacement after unloading ( $\delta_{\text{off}} = h/100$ )

変形性能に富んだ橋脚を考えることが経済的に望ましい。また、重要度の高い B 種の橋梁として設計する場合には Model 2 のような設計地震力を超える大きな地震力に対しても、高い外力に対しても除荷後の変位を抑えることができ、簡単な補修で早急に復旧できる断面剛性の高い橋脚が望ましい。

橋脚の修復性は、除荷後の変位に影響される。耐震性能 2 の状態では、機能回復のための修復は応急的な復旧で対応され、耐震性能 3 に至れば、機能回復のための修復が不可能である。短期的な修復性に着目すると、地震後に行われる緊急点検で変位が計測できれば、橋脚の損傷度がわかり、迅速な事後対応が可能となる。それゆえ、地震動を受けて橋脚が損傷したとき、輸送経路を確保するための復旧計画を立てるようなときの判断材料になる。災害時には、早急な復旧が求められるため、このような事前の資料が重宝される。

#### 5.4 既設橋脚の耐震性能の評価法

5.2 では、決定された橋脚の構造諸元をもとに、その性能を数値構造解析によって検討した。橋脚の構造諸元が完全に把握されている状態、すなわち、新設時を想定し、性能を数値構造解析によって評価した。5.2 から 5.3 では、設計時の橋脚に対する“橋梁の性能”“設計基準に対する性能保有率”“想定以上の地震を受けたときの損傷度”などの一連の情報を簡便な数値構造解析によって得られる方法を示した。しかし、既設橋脚はその供用期間が長ければ長いほど、経年劣化などによって性能が低下している可能性も無視できない。これらの橋脚を適切に維持管理するには、正確な診断や性能評価が必要である。

ここでは、5.2 と 5.3 で述べた“橋脚の性能”“設計基準に対する性能保有率”“想定以上の地震を受けたときの損傷度”を把握する方法を建設から長い年数が経過した既設橋脚に適用することを考える。経年劣化などによる性能低下は、断面の剛性低下によるもので、時とともに断面が変化するために引き起こされる。既設橋脚の性能を数値構造解析から知るためには、供用期間中の断面の変化を数値構造解析に反映させる必要がある。これには日頃の維持管理業務で得られる点検結果やモニタリングデータが欠かせない。

既設の鋼製橋脚の場合、供用開始から月日が経っているにも関わらず塗料の塗替えが疎かにされれば、塗装のはがれた部分から鋼板が腐食し、板厚が減少し、強度が低下する。主板パネルや縦方向補剛材など橋脚を構成する部材の板厚を詳細点検やモニタリングなどによって測定し、それを反映させて橋脚を弾塑性有限変位解析すれば、劣化した既設鋼製橋脚の性能が把握できる。一方、既設 RC 橋脚の場合は、断面の形状や鉄筋の腐食情報などが詳細点検やモニタリング、また、それらの情報から導かれる劣化予測の結果などから得られれば、それを Pushover 解析に反映させて、建設から経過した既設 RC 橋脚の性能が評価できる。

## 5.5 まとめ

本章では、鋼製および RC 製の橋脚の耐震性能を数値構造解析によって評価した。まず、鋼製橋脚の場合、その耐震性能を汎用有限要素解析プログラム MARC による弾塑性有限変位解析によって明らかにした。鋼製橋脚のさまざまな構造諸元と耐震性能との関係を調べ、強度や変形、エネルギー吸収に関わる指標で定量的に評価した。また、橋脚を構成するフランジパネルに発生する局部座屈の時期やその進展などを明らかにした。つぎに、RC 橋脚の耐震性能をファイバーモデルによる Pushover 解析によって明らかにした。RC 橋脚の断面剛性が耐震性能に及ぼす影響を地震時保有水平耐力や塑性率などの指標によって調べた。

得られた鋼製および RC 製の橋脚の性能をもとに、橋脚がどの程度余裕をもって耐震設計されていたかを指標“耐震裕度”によって判定し、橋脚の安全性レベルを評価する方法の活用法を明示した。本法を利用すれば、橋脚の性能が定量的に評価でき、補修や補強を必要とする橋脚の性能向上策の検討に活用できることを示した。鋼製橋脚の場合、橋脚の重要度および地震後の復旧性を考慮し、単に終局状態を決定するのではなく、限界とする地震後の変形を適切に設定し、その変形に対する耐震裕度を求めることが重要であることを示した。このことを意識すれば、強度と復旧性の限界を加味した定量的な評価が可能となり、安全性と修復性を兼ね備えた創造性豊かな設計が可能になる。一方、RC 橋脚の場合、示方書に定められた限界状態に対応する耐震安全性が耐震裕度によって評価されるため、橋脚の保有性能と要求性能の関係が直接的に明らかにできる。

さらに、想定以上の地震動が作用した場合に、橋脚がどのような被害を蒙るかを推定する方法を提案した。まず、鋼製橋脚の場合、弾塑性有限変位解析によって得られる水平強度と水平変位の包絡線とエネルギー吸収一定則の原理を用いれば、橋脚が想定以上の地震動を受けたときにどのような状態に至っているかが推定できることを示した。この方法に基づいて、あらゆるレベルの地震動に対する鋼製橋脚の被害状況を前もって予測し、その復旧計画を作成しておけば、実際に突発的な地震が生じた場合の初動対応や緊急活動などのクライシスマネジメントに大いに役立つ。一方、RC 橋脚の場合、Pushover 解析から得られる橋脚の水平強度－水平変位曲線に示される水平震度と変形性能の関係を用いれば、想定以上の地震動を受けた橋脚がどのような状態に至っているかが推定できることを示した。

この手法を用いて、被災後の被害状況を前もって予測しておけば、災害直後の混乱した状況下でも、容易に緊急輸送経路などが選択できる。また、地震後に行われる緊急点検結果を活用すれば、橋脚の損傷度が早急に把握でき、迅速な事後対応が取れることを示した。

また、時とともに性能が変化する既設橋脚のある時刻における“橋脚の性能”“設計基準に対する性能保有率”“想定以上の地震を受けたときの状態”などを日頃行われる維持管理業務で得られる点検やモニタリングのデータを活用して評価することを検討した。供用期間中の経年劣化の状態を数値構造解析に取り入れ、既設橋脚の性能を評価できることを示した。既設の鋼製橋脚の場合、主板パネルや縦方向補剛材など橋脚を構成する部材の寸法を点検やモニタリングなどによって計測し、それを反映させて橋脚を弾塑性有限変位解析すれば、劣化した既設鋼製橋脚の性能が把握できる。一方、既設 RC 橋脚の場合は、断面の形状や鉄筋の腐食情報などが点検やモニタリング、また、それらの情報から導かれる劣化予測の結果などから得られれば、それを Pushover 解析に反映させて、建設から経過した既設 RC 橋脚の性能が評価できる。この手法によれば、供用期間中の橋脚の保有性能が把握でき、日頃に行われる維持管理業務の PDCA サイクルにおける構造物の性能評価から性能照査の過程に利用できる。

現行の道路橋示方書は、設計時に供用後の維持管理を意識した設計行為を推奨している。すなわち、新設時の設計に、その性能はもとより、LCC や維持管理なども重視することを求めている。わが国では、多くの既設橋梁が活用されているが、これらは上述のような設計思想に基づいて設計されてきたわけではない。それゆえ、既存橋梁を安全で安心して安定的に利用できる社会基盤施設として市民に提供するためには、日頃から点検やモニタリングを重視し、かつ大切に長く利用することを心がけねばならない。

## 参考文献

- a) 木野村宏昭・堂垣正博：コンクリートが部分的に充填された鋼製橋脚の耐震性能，構造工学論文集，土木学会，Vol.58A，pp.290-298，2012-3.
- b) 木野村宏昭・堂垣正博：新耐震設計基準に基づいた既設鋼製橋脚の耐震性能評価，第 67 回年次学術講演会講演概要集，土木学会，I-422，pp.843-844，2012-9.
- c) 木野村宏昭・堂垣正博：想定以上の地震動を勘案した鋼製橋脚の耐震性能とリスク評価，第 26 回信頼性シンポジウム講演論文集，日本材料学会，pp.121-126，2012-12.
- d) 戸井干輝・木野村宏昭・堂垣正博：想定以上を勘案した RC 橋脚の耐震性能評価と維持管理，第 26 回信頼性シンポジウム講演論文集，日本材料学会，pp.127-132，2012-12.
- e) 木野村宏昭・堂垣正博：想定以上の地震動に対する鋼製橋脚の耐震性能と被災度評価，平成 25 年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，I-51，2013-6.
- f) 戸井干輝・木野村宏昭・堂垣正博：RC 橋脚の余裕度による耐震性能評価，平成 25 年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，I-56，2013-6.
- g) 木野村宏昭・堂垣正博：想定以上の地震動に対する鋼製橋脚の耐震裕度評価と被災度分析，第 68 回年次学術講演会講演概要集，土木学会，I-77，pp.153-154，2013-9.
- h) Kinomura, H., Toi, T., Tsuruta, H., and Dogaki, M. : Seismic performance of RC bridge piers in consideration of unthinkable earthquake, 7th International Symposium on Steel Structures, ISSS-2013, Teju, Korea, pp.188-189, 2013-11.



- i) 木野村宏昭・堂垣正博：大地震を想定した鋼製橋脚の耐震性能と被害評価，材料，日本材料学会，Vol.63，No.2，pp.117-124，2014-2.
- j) 木野村宏昭・山田駿也・堂垣正博：耐震裕度による RC 橋脚の耐震性能評価，平成 26 年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，I-43，2014-5.
- k) Kinomura, H., Dogaki, M., and Aktan, E. A. : Risk assessment of steel bridge piers under unthinkable seismic loading, 7th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS2014, Shanghai, China, pp.1913-1920, 2014-7.
- l) Kinomura, H., Toi, T., Dogaki, M., and Aktan, E. A. : Seismic performance and maintenance management strategy of RC bridge piers in consideration of unexpected events, 7th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS2014, Shanghai, China, pp.2718-2725, 2014-7.
- m) 木野村宏昭・山田駿也・堂垣正博：想定以上の地震動に対する RC 橋脚の耐震裕度による耐震性能評価，第 69 回年次学術講演会講演概要集，土木学会，I-394，pp.787-788，2014-9.

## 第6章 既設橋脚のライフサイクルマネジメントのための地震リスク分析と耐震補修や耐震補強による修復性の評価

本章では、劣化過程下にある橋脚を対象に、

- ①点検やモニタリングによる結果に基づいた劣化の進展過程の予測
- ②時々刻々と変化する性能の可能なかぎりの精度よい評価
- ③必要に応じ、劣化の状況に見合った補修や補強

などを行って、長寿命化を図る維持管理に 2. から 4. で示した橋脚のライフサイクルマネジメントの設計理念を応用する。その例として、供用期間中の橋脚に要求する耐震性能レベルを種々に設定し、想定以上の地震をも含めた地震による損傷リスクを分析する。地震発生確率を表す地震ハザード曲線と地震損傷確率を表すフラジリティ曲線とによって地震リスクを算定し、それと耐震裕度との関係について言及する<sup>a)-c)</sup>。そして、経年劣化や地震による橋脚の損傷レベルを評価し、それに基づいて性能を回復したり向上させたりする耐震補修や耐震補強に注目し、ライフサイクルマネジメントの構成項目である修復性について検討する<sup>d)-g)</sup>。

社会基盤施設の性能維持の目的は、Vision 2000 や道路橋示方書が求めている安全性、耐久性、修復性などの耐震性能の水準を保障することにある。それとともにハードな対策では対応しきれない地震への危機耐性なる耐震性能が存在することも意識する必要がある。その足がかりが耐震裕度による耐震性能の評価にある。社会の安全、安心、安定のために欠かせない危機耐性への設計理念が確立されれば、社会がより優れたレジリエンス（Resilience）を保持することができる。

上述のデザイン過程は、性能創造型設計が掲げる設計理念に通じ、創造しながら設計する制作行為が意識の高い技術者を育み、社会基盤施設を大切に整備し続ける精神の涵養に役立つ。

### 6.1 概説

5. では、あらゆる橋脚の

- ① 設計時の耐震性能レベル
- ② 設計基準に比較した供用期間中の性能レベル
- ③ 想定以上の地震が起こったときに陥る状況

などを評価する方法について数値構造解析結果を例に述べた。その結果、その方法が、点検やモニタリングから得られたデータに基づいて劣化過程下にある橋脚の性能評価と性能管理に適用できることを示した。

ここでは、劣化過程下にある橋脚を対象に、その経年劣化の過程を予測し、それに基づいて耐震性能を評価し、維持管理する方法について述べる。また、要求性能レベルによって相違する地震リスクを耐震裕度によって分析し、性能創造型設計の設計理念に相通じる維持管理の仕組みについて検討する。

### 6.2 劣化過程下にある橋脚の劣化進行の予測と耐震性能の評価

鋼構造の劣化現象に腐食と疲労がある。腐食は塗膜の劣化とともに進展する。薄肉の鋼構造が腐食し、断面が失われれば、その耐荷性能は早い段階から低下することも考えられる。それゆえ、腐食の

防止には、定期的な塗装が効果的で、長寿命化のための維持管理は母材を塗膜で保護することが基本である。ちなみに、疲労現象は鋼構造の長寿命化と大いに関連があり、①製作時の溶接に関わる設計・製作規準、②作用する荷重環境に依存される。ここでは、この種の問題は扱わないこととする。

一方、RC 橋脚の場合、鋼製橋脚に比べて、劣化の要因や現象はさまざまで、そのメカニズムや過程は複雑である。ここでは、主として RC 橋脚を対象に、その劣化進行の予測に従って耐震性能を耐震裕度で評価する方法について述べる。

### 6.2.1 鋼製橋脚の劣化過程

鋼構造の劣化現象に腐食がある。塗膜に劣化が進行すれば、鋼構造は腐食し、部材の断面が減少するようになる。鋼構造の防食は、一般に、塗装で行われ、その塗膜が健全な状態に保たれておれば、鋼構造は劣化しない。それゆえ、塗膜が健全な状態に保たれるように適切に維持管理すれば、鋼構造は長期にわたって機能する<sup>281)</sup>。

鋼製橋脚は、その自重が RC 橋脚に比較して軽量なため、河口部に発達した沖積層からなる地盤上に建設される都市高架橋に多く採用されている。この種の橋脚は、交通量が多く、重要な路線の比較的規模の大きい橋梁に用いられることが多い。それゆえ、日頃から比較的入念に維持管理されており、地方公共団体が管理する中小の桁橋で見受けられるような悲惨な腐食状態には至っていない。

以上のことから、劣化過程下にある鋼製橋脚の耐震性能評価と維持管理に関わる課題は、塗装が定期的になされ、予防保全対策が採られているものとし、ここでは扱わない。

### 6.2.2 RC 橋脚の劣化過程

RC 構造の劣化過程には、さまざまなメカニズムが関与している。RC 橋脚の劣化メカニズムとその要因、現象、指標をまとめれば、Table 6.1 のようである。同表からも RC 構造における経年劣化の要因が種々あることがわかる。ここでは、劣化が比較的早く進行し、それとともに耐力が低下する塩害を例にとる。塩害は、コンクリート中を浸透する塩化物イオンによって鉄筋が腐食し、コンクリートにひび割れや剥離、鉄筋の断面に欠損を引き起こす極めて重要な劣化要因のひとつである。それを例に、時間とともに鉄筋に腐食が進み、低下する RC 橋脚の性能を評価する過程を考える。ただし、腐食による鉄筋の膨張が付着切れやコンクリートの剥離などに及ぼす影響は取り扱わない。

Table 6.1 Deterioration mechanism and primary factor of RC bridge piers<sup>282)</sup>

劣化機構	劣化要因	劣化現象	劣化指標
中性化	二酸化炭素	鉄筋軸方向のひび割れ	中性化深さ
		コンクリートの剥離	鋼材の腐食量
塩害	塩化物イオン	鉄筋軸方向のひび割れ	塩化物イオン濃度
		錆汁 コンクリートや鉄筋の断面欠損	鋼材の腐食量
凍害	凍害結融解作用	微細ひび割れ、スケーリング	凍害深さ
		ポップアウト、変形	鋼材の腐食量
化学的侵食	酸性物質 硫酸イオン	コンクリートの剥離	劣化因子の浸透深さ
		変色	中性化深さ
アルカリ骨材反応	反応性シリカ骨材	膨張ひび割れ ゲルや変色	膨張量(ひび割れ)

## (1) 劣化過程を模擬する RC 橋脚モデル

RC 橋脚中の鉄筋が塩害で腐食し、その耐力が低下する過程について考える。供用期間中の RC 橋脚の耐震性能を評価するため、RC 橋脚を 2012（平成 24）年の道示 V で規定される地震時保有水平耐力法によって設計した<sup>4)</sup>。道路橋は、飛来塩分の多い地域のⅡ種地盤上に設けられ、支間長 30,000（mm）の単純非合成プレートガーター橋とした。この場合、橋脚が支える上部構造の自重は  $W_U=5.7$ （MN）、橋脚の高さは 10,000（mm）、固有周期は  $T=0.5$ （sec）、許容塑性率は  $\mu_a=4.9$ 、設計水平震度は  $k_{hc}=0.59$  で、その断面を Fig.6.1 に示す。ちなみに、この場合の設計水平震度の標準値は  $k_{hc0}=1.75$  である。また、RC 橋脚の構造諸元や材料特性、コンクリートの水セメント比、塩化物イオン濃度は、Table 6.2 である。地震時保有水平耐力は Pushover 解析によって算出した。

## (2) 塩害によって劣化する RC 橋脚の劣化予測モデルと耐震性能

塩化物イオンが RC 橋脚の表面に付着し、コンクリートの内部へ侵入すれば、鉄筋を保護している不動態被膜が破壊されるようになる。これが破壊されると、塩化物イオンが鉄筋にまで到達し、その断面が減少するようになる。塩害の劣化進行過程は、一般に、潜伏期、進展期、加速期、劣化期の 4 段階で表されている。ここでは、鉄筋腐食が始まるまでの潜伏期をコンクリート標準示方書に準拠した手法<sup>282)</sup>で、進展期以降を国土技術総合研究所が提案する劣化予測法<sup>283)</sup>で表現し、塩害によって劣化していく過程にある RC 橋脚の耐震性能を評価する。

### i) 塩害を受ける RC 橋脚の潜伏期での劣化予測

潜伏期における劣化の進行過程は、コンクリート標準示方書<sup>282)</sup>に用いられている Fick の第 2 法則によって表される拡散方程式を解くことによって、時刻  $t$ （年）における表面から深さ  $x$ （cm）での塩化物イオン濃度（kg/m<sup>3</sup>）が

$$C(x,t) = \gamma_c C_0 \left( 1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_{ap}t}} \right) + C_i \quad (6.1)$$

から求められる。ここに、

$C_0$  : 表面における塩化物イオン濃度（kg/m<sup>3</sup>）

$C_i$  : 初期含有塩化物イオン濃度（kg/m<sup>3</sup>）

$D_{ap}$  : 塩化物イオンの見かけの拡散係数（cm<sup>2</sup>/年）

$\operatorname{erf}$  : 誤差関数

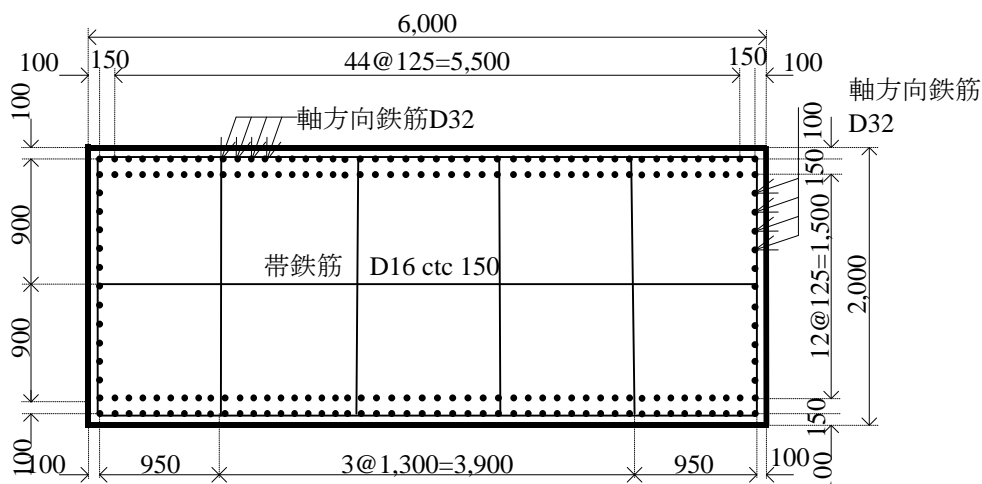


Fig.6.1 Cross section of RC bridge pier

Table 6.2 Structural variables and material properties of RC bridge pier

(a) Structural variables of RC bridge pier

躯体寸法 (mm×mm)	6,000×2,000	かぶり (mm)	100
鉄筋径 (mm)	31.8	鉄筋本数	210
最外縁鉄筋間隔 (mm)	150	鉄筋間隔 (mm)	125
上部工荷重 (MN)	5.7	地震時保有水平耐力 (MN)	4.9

(b) Material properties of RC bridge pier

鉄筋	鉄筋種	SD295
	降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	295
	縦弾性係数(kN/mm <sup>2</sup> )	200
コンクリート	設計基準強度(N/mm <sup>2</sup> )	21
	曲げ引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	1.8
	縦弾性係数(kN/mm <sup>2</sup> )	23.5

(c) Ratio of water to cement and chloride ions concentration of Portland cement

水セメント比 W/C (%)	55
表面における塩化物イオン濃度 $C_0$ (kg/m <sup>3</sup> )	3.0
初期含有塩化物イオン濃度 $C_i$ (kg/m <sup>3</sup> )	0.3
塩化物イオンの見かけの拡散係数 $D_{ap}$ (cm <sup>2</sup> /年)	1.91

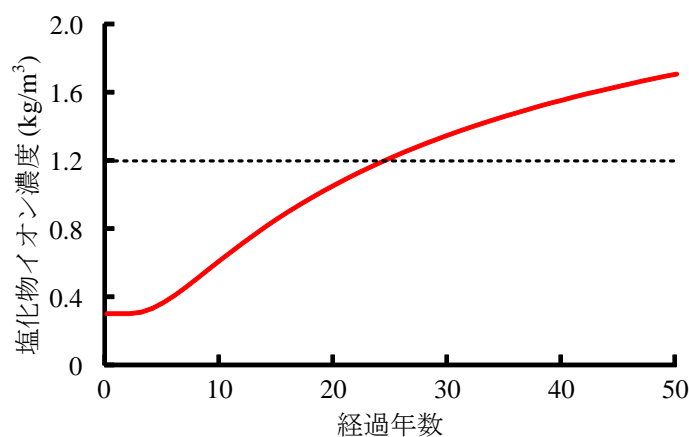


Fig.6.2 Transition of chloride ions concentration

$\gamma_{cl}$  : 予測の精度に関する安全係数 (=1.0)

である。RC 橋脚に普通ポルトランドセメントを用いれば、塩化物イオンの見かけの拡散係数  $D_{ap}$  が

$$\log_{10} D_{ap} = -3.9 \left( \frac{W}{C} \right)^2 + 7.2 \left( \frac{W}{C} \right) - 2.5 \quad (6.2)$$

から求められる。ここに、

$\frac{W}{C}$  : 水セメント比

である。

以上の関係を用いれば、RC 橋脚内の配筋位置での塩化物イオン濃度の時間変化が **Fig.6.2** のように

得られる．図において，塩化物イオン濃度が  $1.2 \text{ (kg/m}^3\text{)}$  に達すると，劣化の進行過程が進展期に移り，鉄筋が腐食し始める．

## ii) 塩害を受ける RC 橋脚の進展期以降の劣化予測

腐食が始まると，鉄筋の断面積が時間とともに減少する．鉄筋の断面が減少すれば，橋脚の耐力は低下する．ここでは，国土技術総合研究所によって提案されている劣化予測法に基づいて劣化の進行過程を推定し，RC 橋脚の耐震性能を評価する．

国土技術総合研究所が提案する劣化予測式<sup>283)</sup>に基づいて，時間とともに鉄筋の断面が減少する過程を表現すれば，経過年数が  $t$  (年) での鉄筋断面の減少率  $V_{red}$  が

$$V_{red} = \frac{4ac}{\phi\gamma_{FE}} e^{\frac{\alpha}{a}t} \quad (6.3)$$

から求められる．ここに，

- $\gamma_{FE}$  : 鉄筋の単位体積質量 ( $\text{g/mm}^3$ )
- $a$  : 腐食量とひび割れ幅を関連付ける係数
- $c$  : 腐食による初期ひび割れ幅 (mm)
- $\phi$  : 鉄筋径 (mm)
- $\alpha$  : 鉄筋の腐食速度とひび割れ幅を関連付ける係数

である．式 (6.3) に従って，塩害によって鉄筋の断面が減少していく過程を求め，鉄筋の断面減少率と経過年数との関係を求めれば，**Fig.6.3** の劣化曲線が得られる．また，**Fig.6.2** で求められた腐食開始までの期間と **Fig.6.3** で求められた腐食開始後の経過年数に対応して低下する RC 橋脚の地震時保有水平耐力を Pushover 解析によって 5 年ごとに算定すれば，**Fig.6.4** を得る．図中，点線は，対象橋脚の道示  $V^4$  で定められた要求性能（設計地震力）を表す．

国土技術総合研究所の腐食モデルに従えば，地震時保有水平耐力の低下のスピードが時間の経過とともに早まる．それが要求性能を下回るようになれば，損傷の危険性が高まる．それゆえ，劣化速度が速くなり始めた段階で早めに補修あるいは補強を行うことが望ましい．腐食の進行過程を予測する手法は，上述の国土技術総合研究所のほかにもある<sup>284), 285)</sup>．RC 構造の性能評価や維持管理を実務レベルで考える場合，点検データに基づいて腐食進行モデルを作成し，それを点検ごと

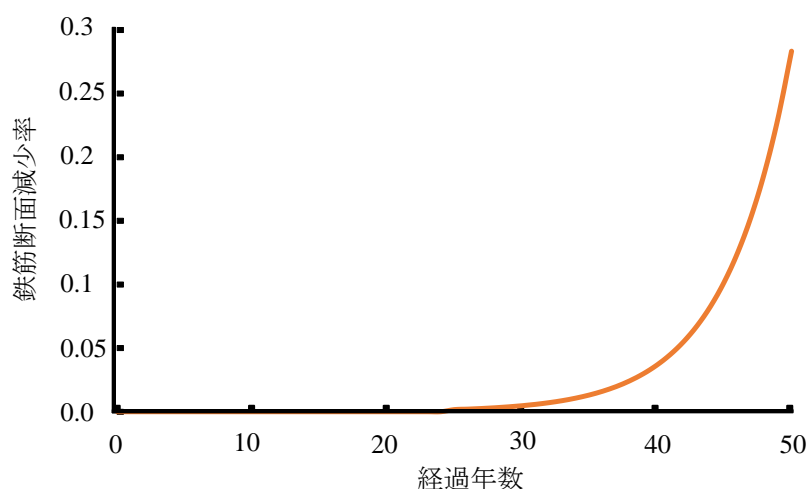


Fig.6.3 Variation of reduction rates for cross section of reinforcement under in-service based on deterioration theory presented by National Institute for Land and Infrastructure Management

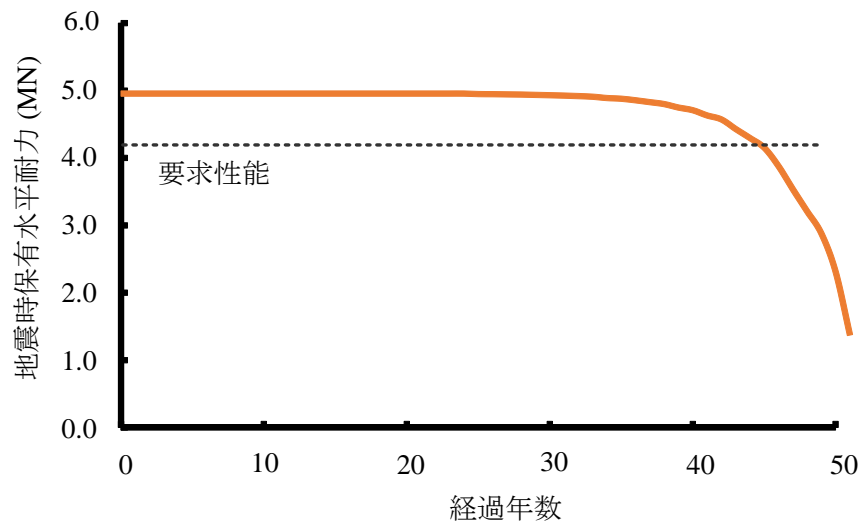


Fig.6.4 Transition of horizontal restored strength of RC bridge pier corresponding to Fig.6.3

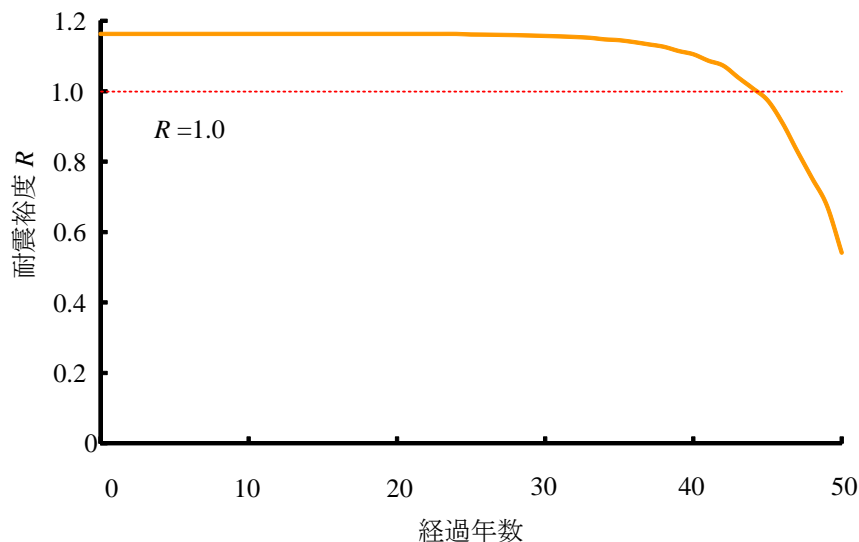


Fig.6.5 Transition of redundancy factor  $R$

に修正しながら進めるとよい。

### (3) 劣化とともに性能が低下する橋脚の耐震裕度による性能評価

橋脚の耐震設計に性能創造型設計の設計理念を取り入れるのであれば、劣化による性能の低下を勘案した橋脚の LCC や維持管理を設計時から考えておかなければならない。ここでは、任意の地点に新設の橋脚が 6.2.2(1)のように設計され、6.2.2(2)のような劣化過程を辿るものとする。そして、RC 橋脚が塩害によって時々刻々と劣化するものとし、耐震裕度による性能の評価が性能創造型設計の設計理念に通じることを示す。

経年劣化する RC 橋脚を 6.2.2(2)の劣化予測法で推定し、その耐力の低下を算定する。それを式 (3.31)、式(5.1)、式(5.2)によって得られる耐震裕度  $R$  で表現し、その時刻歴の推移を描けば、Fig.6.5 を得る。耐震裕度は橋脚の抵抗値と外力値の比によって表されるため、Fig.6.5 に示した時刻歴の推移は、Fig.6.4 に示す橋脚の抵抗値、すなわち、地震時保有水平耐力の時刻歴の推移と同じである。それゆえ、耐震裕度は、供用開始時の  $R=1.17$  のレベルから経年劣化による鉄筋の腐食に伴って徐々に低下する。

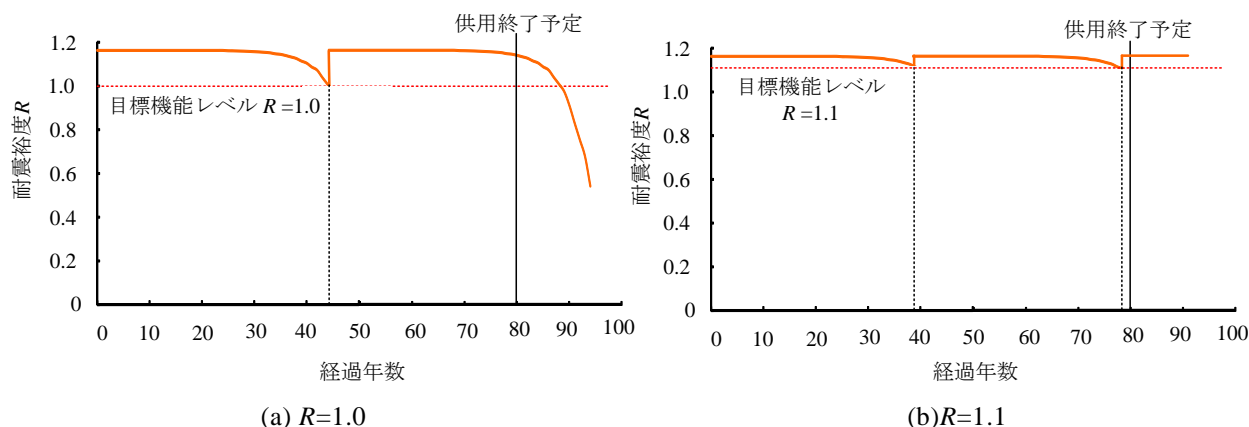


Fig.6.6 Transition of redundancy factor  $R$  for RC bridge pier based on NILIM

性能創造型設計の設計理念を念頭に、2.3 で述べた設計時に決定される機能レベルの下限值をつぎの2とおり

- ① 経年劣化によって低下した性能が設計地震力を下回らない機能レベル，すなわち，耐震裕度が  $R=1.0$  を下回らない機能
- ② 経年劣化によって低下した性能が  $R=1.1$  を下回らない機能レベル，すなわち，設計地震力の 1.1 倍以上の余裕を持った性能を保持できる機能

とする．供用期間を 80 年とし，供用期間中の橋脚の安全性レベルの推移と国土技術総合研究所の劣化予測法で求めた補修時期を考える．Fig.6.5 に示す腐食モデルを対象に，供用期間中の耐震裕度を条件①と条件②に対して求めれば，Fig.6.6 を得る．

性能が劣化進行に伴って低下しても許容できる性能の限界値を設計時に想定した性能に置き，それを下回らない機能を担保する条件①の場合，供用開始から 45 年を経過した段階で新設時の性能に回復するように補修すれば，供用期間を終えるとした 80 年までは補修や補強をしなくてもよい．一方，設計時の性能より 1.1 倍以上の余裕を持たせた条件②の場合，目標とした機能レベルを維持するためには，供用開始から 39 年目頃と 78 年目頃に機能を回復するための補修を必要とする．ただし，2 度目の補修は供用期間終了予定の 2 年前である．供用期間を過ぎても継続して活用するのであれば，補修は有益であるが，予定どおり供用を終えるのであれば，無駄な補修になりかねない．このような場合は，1 度目の対策時に性能を十分に評価し，劣化過程が新設時のシナリオに従っておれば，少し性能を超えるように補強を施し，その状態で供用期間の終了時まで性能 ( $R=1.1$ ) を保持するようにマネジメントすることが考えられる．このように，劣化を予測し，橋脚の性能を耐震裕度によって評価し，経年劣化する橋脚の安全性を確保するための補修や補強の時期を点検の時期やコストも考慮しながら計画する維持管理に軸足を置いたライフサイクルマネジメントが実行できる．

上述の方法でマネジメントするのであれば，設計時から時々刻々と変化する橋脚の性能の評価が重要になる．RC 構造の劣化要因はさまざまで，自然現象や環境条件に劣化の過程が大いに影響される．橋梁は，一般に，供用後から定期的に点検され，点検データが蓄積される．そこで，5.4 で述べた維持管理法が生きてくる．5. で述べた数値構造解析による性能予測に必要な入力データが定期点検やモニタリングによって得られれば，その数値構造解析から点検時の橋脚の性能が評価できる．このようにして得られた橋脚の性能を設計時に想定したそれと比較し修正していけば，性能の予測精度が高まり，その後の維持管理に役立つ．



### 6.3 劣化する RC 橋脚の地震リスク分析

リスクは、さまざまに定義される．文献 286) によれば，“なんらかの原因によって損害を被る可能性”とされ，地震リスク  $C_{sr}$  は“地震の発生によって生じる損失”，すなわち，

$$C_{sr} = (\text{地震発生確率} \times \text{地震時損傷確率}) \times \text{地震時損失費用} \quad (6.4)$$

から求められる．このように地震の起こる可能性と構造物の地震による損失の大きさによって総合的に評価された期待値で定量化される．それゆえ，100%発生するイベントにリスクはない．また，損失がなければ，リスクは生じない．リスクの検討には，特定の状況の設定とその発生の可能性の大きさを考えることが重要である．地震リスクは想定する状況によって損失の内容が異なるため，状況に応じて定義付けする必要がある．ここでは，地震リスクを地震時の構造物自体の損傷と定義する．

地震リスクの評価には，その計量化が必要である．リスクの把握は，まずリスクの状況を網羅し，それぞれの発生する可能性と損失の大きさを知ることである．発生の可能性と損失の大きさが計量化できれば，リスクは定量化される．地震の不確実な要素にその発生時期とそれによる構造物の損傷状態がある．それらを地震ハザード曲線とフラジリティ曲線で表すことを考え，地震リスクを確率量で求める．地震リスクを算定する流れを Fig.6.7 に示す．

#### 6.3.1 地震ハザード曲線とその橋脚の性能評価への適用

##### (1) 地震ハザード曲線

地震ハザード曲線は，ある地点で将来起こるかもしれない地面の揺れの大きさと発生の確率との関係を表すもので，縦軸に地震の年超過確率を，横軸に地震強度をとって描かれる．Fig.6.8 はその一例である．わが国には，多くの内陸直下の活断層と海洋プレートが存在する．ハザード曲線は，発生する地震の大きさや震源からの距離，地盤など対象地点の条件によって異なる．図中，破線は土木学会地震工学委員会・レベル 2 地震動研究小委員会<sup>287)</sup>で検討された日本全国の平均的なハザード曲線である．これは，沖縄を除く全国 246 地点における地震加速度に対し，84%の地点のハザードレベルがそれ以下になるようなレベルを結んで得られる 0.84 フラクタイル曲線として与えられている．一方，実線はその後，電力中央研究所<sup>288)</sup>で検討された 2,000 (gal) までを想定した高地震帯におけるハザード曲線である．これは，

- ① 震源規模や発生位置の特定が難しい地震
- ② 内陸および海域活断層を対象とした震源規模や発生位置の特定が可能な地震
- ③ プレート境界で発生する海溝型地震

の 3 つをモデルとしている．

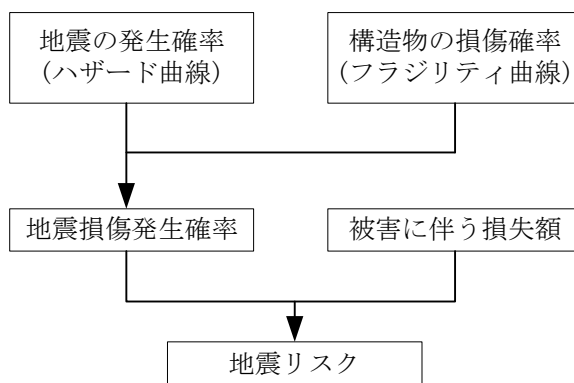


Fig.6.7 Flow calculating seismic risk

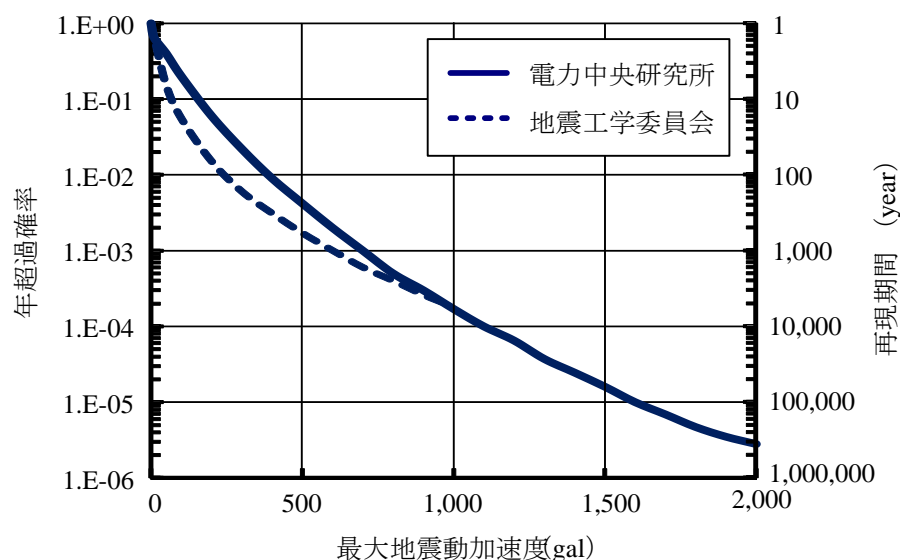


Fig.6.8 Seismic hazard curve<sup>287), 288)</sup>

## (2) 地震ハザード曲線を利用した橋脚の耐震性能の評価

橋脚がどの程度の規模の地震動で如何なる状態に至るかを地震が何年に1度発生するかを表す再現期間を指標に評価する。地震ハザード曲線を活用した耐震性能評価の流れを **Fig.6.9** に示す。図中、手順①は地震ハザード曲線を作成する部分である。まず、マグニチュード別に地震の発生回数を収集し、計算距離減衰式によって地震の情報を揺れに換算する。その後、確率分布にあてはめ、地震の発生回数を年超過確率で表す。地震加速度を応答加速度に換算し、それを重力加速度で除して外力震度に換算する。つぎに、手順②では、**5.2.3** で述べた数値構造解析によって得られる橋脚の水平耐力－水平変位の関係を活用し、**5.3.2** の方法で橋脚の水平震度と地震後の変位の関係を求める。手順①と手順②で作成した図を組み合わせ、橋脚に作用する水平震度と年超過確率と再現期間の関係を求める。

**5.2.3** で耐震性能を明らかにした **Model 1** から **Model 3** の RC 橋脚の数値解析結果を用い、上述の地震ハザード曲線を活用して耐震性能を評価する。数値解析結果を踏まえて橋脚に作用する水平震度と年超過確率と再現期間の関係をモデルごとに描けば、**Fig.6.10** の(a)～(c)を得る。また、同図によって得られる橋脚モデルの3つの耐震性能の限界に到達するときの水平震度と年超過確率と再現期間をまとめれば、**Table 6.3** が得られる。これらの結果を利用すれば、橋脚が限界状態1、限界状態2、限界状態3に達する時の作用地震動が決定される。

たとえば、**Model 3** の限界状態1、すなわち、LS1の結果について考察する。1年間に0.04%の確率で発生する、すなわち、248年に1度起こるような  $k=0.63$  (620 (gal)) の地震動が作用すれば、**Model 3** の橋脚は耐震性能1の限界（弾性限界）に達するため、地震後の供用を考えれば、地震後に直ちに何らかの補修が必要であると推測される。ただし、この場合、復旧作業は短期的なものとなる。つぎに、限界状態2、すなわち、LS2の結果から、16,000年に1度発生する（1年に0.0063%の確率で発生する）ような  $k=1.51$  (1,480 (gal)) の地震動が橋脚に作用すれば、耐震性能2の限界を迎える。このような事態が起これば、**Model 3** の橋脚は落橋や崩壊はしないものの、その損傷は軽微なものでは済まされず、復旧作業に長期間を要し、その費用は前例に比べて大幅に増える。さらに、40,000年に1度発生する（1年に0.0025%の確率で発生する）ような  $k=1.75$  (1,720 (gal)) の地震動

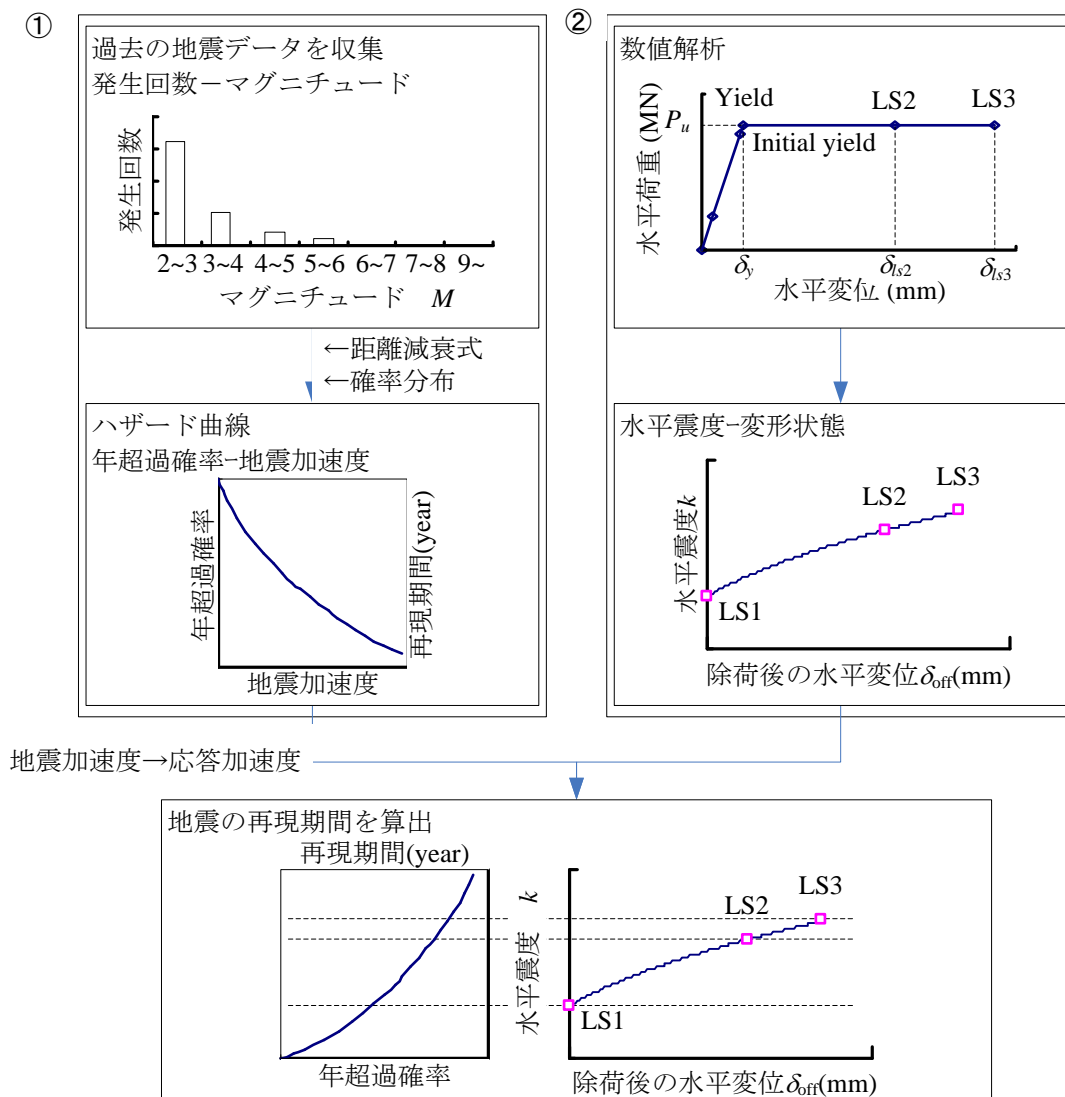


Fig.6.9 Flow chart of seismic evaluation using seismic hazard

が起これば、橋脚は耐震性能 3 の限界を超える。すなわち、橋脚は致命的なダメージを受け、橋梁システムが崩壊する可能性もあり、補修で復旧できるレベルを超える可能性がある。このように、橋脚に作用する地震動レベルと損傷状態を常に想定し、さらに、その地震動が発生する確率を明らかにしておけば、構造物の安全性レベルの市民への説明に役立つ。たとえば、Model 3 のような橋脚を管理している自治体では、その安全性レベルが市民から求められたとき、“設計基準を満たしている”という説明に加え、“再現期間が何年の規模の地震までの安全性が確保される”というように説明できる。さらに、橋脚が損傷や破壊に至ると思われる想定以上の地震の規模や発生確率も明示できる。そして、そのような地震に対する復旧の期間や費用などを試算し、震災後の復旧計画を考えておけば、想定以上の地震が発生したときにどのように対処しようとしているかが橋脚の安全性とともに説明できる。以上のように、地震動レベルや構造物の安全性レベルがより具体的に説明でき、かつ、大地震に備えた復旧計画など維持管理の行動計画が合わせて考えられるので、市民に対するアカウンタビリティが向上する。

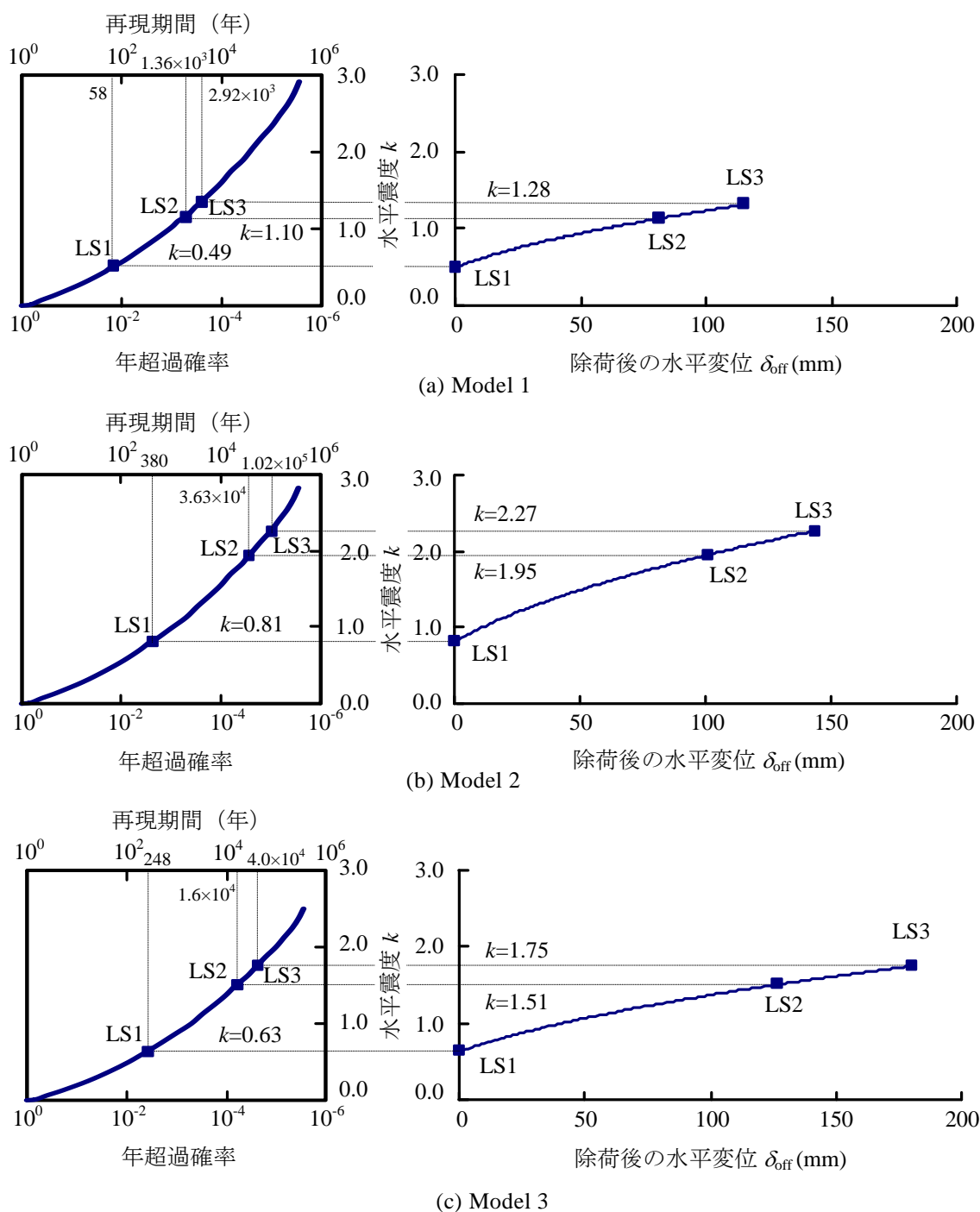


Fig.6.10 Evaluation of limit state of RC bridge piers using seismic hazard curve

Table 6.3 Annual exceedance probability and recurrence interval corresponding to three limit states

Model	水平震度 $k$			年超過確率 ( $\times 10^{-6}$ )			再現期間 (年)		
	LS1	LS2	LS3	LS1	LS2	LS3	LS1	LS2	LS3
Model 1	0.49	1.10	1.28	17,400	733	343	58	1,360	2,920
Model 2	0.81	1.95	2.27	2,630	27.6	9.78	380	36,300	102,000
Model 3	0.63	1.51	1.75	4,030	62.7	25.0	248	16,000	40,000

Table 6.4 Restoration cost and period for four damage ranks<sup>289)</sup>

$\mu_{\max}$	被災度 ランク	被災状況	橋脚の状態	復旧日数 (日)	復旧費用 (千円)
6.0～	A	大被害	亀裂，鉄筋の破断 座屈，大きな変形	60	21,400
4.0～6.0	B	中被害	鉄筋の一部の破断やはらみだし 部分的なコンクリートの剥離や亀裂	14	7,900
2.0～4.0	C	小被害	ひび割れの発生 局部的なかぶりコンクリートの剥離	3	2,400
～2.0	D	被害なし	損傷なし，あるいは極めて軽微な損傷	0	0

### 6.3.2 耐震裕度による RC 橋脚の地震リスク評価

橋脚が地震によって蒙るリスクは，経年劣化などが進行すれば，性能の低下が著しくなり，顕在化するようになる．6.2.1 で述べたとおり，鋼製橋脚は，塗装などで維持管理を適切に行えば，劣化しない．そのうえ，都市内の高架橋を支える橋脚に用いられることが多く，比較的良好に管理されていると思われる．一方，RC 橋脚は，比較的建設コストが廉価で，あらゆる地域で施工でき，多く用いられている．ただし，その劣化過程は，立地地点の環境によってさまざまで，すべてが行き届いた管理下にあるとは限らない．

ここでは，RC 橋脚を対象に，その地震リスクを分析する．6.2.2 で述べた RC 橋脚を基本断面に，その鉄筋量を増減して橋脚を設計する．その後，それらの地震時保有水平耐力に対応する耐震裕度を算定し，設計時に想定した地震動に対する地震リスクを分析する．

#### (1) 地震による損傷度の評価と地震リスク分析

RC 橋脚の被災度を兵庫県南部地震で被災した阪神高速道路 3 号神戸線を対象として行われた道路橋の耐震設計に関する資料を参考に，被災度をランク A～ランク D で定義すれば<sup>289)</sup>，Table 6.4 を得る．これを損傷度の判定基準に選び，地震リスク費用を算定する．

橋脚の損傷度は，損傷程度を表す物理的尺度の塑性率

$$\mu_{\max} = \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \quad (6.5)$$

によって評価される．ここに，

$\delta_{\max}$  : 応答継続中の最大変位 (mm)

$\delta_y$  : 降伏変位 (mm)

である．地震リスク費用は，地震によって損傷や倒壊した場合の被災度ランク  $D_r$  ( $=A \sim D$ ) に対応した地震時の損傷発生確率  $P_f(t, D_r)$  とその復旧費用  $C_f(D_r)$  の積

$$C_{sr} = \sum_{t=1}^{t_n} \sum_{D_r=A,B,C,D} P_f(t, D_r) \cdot C_f(D_r) \quad (6.6)$$

で求められる．ここに，

$t_n$  : 地震リスク費用を計算する時点での経過年数

である．ちなみに，被災度ランク  $D_r$  に対する復旧費用  $C_f$  と日数は，文献 289) を参照した．

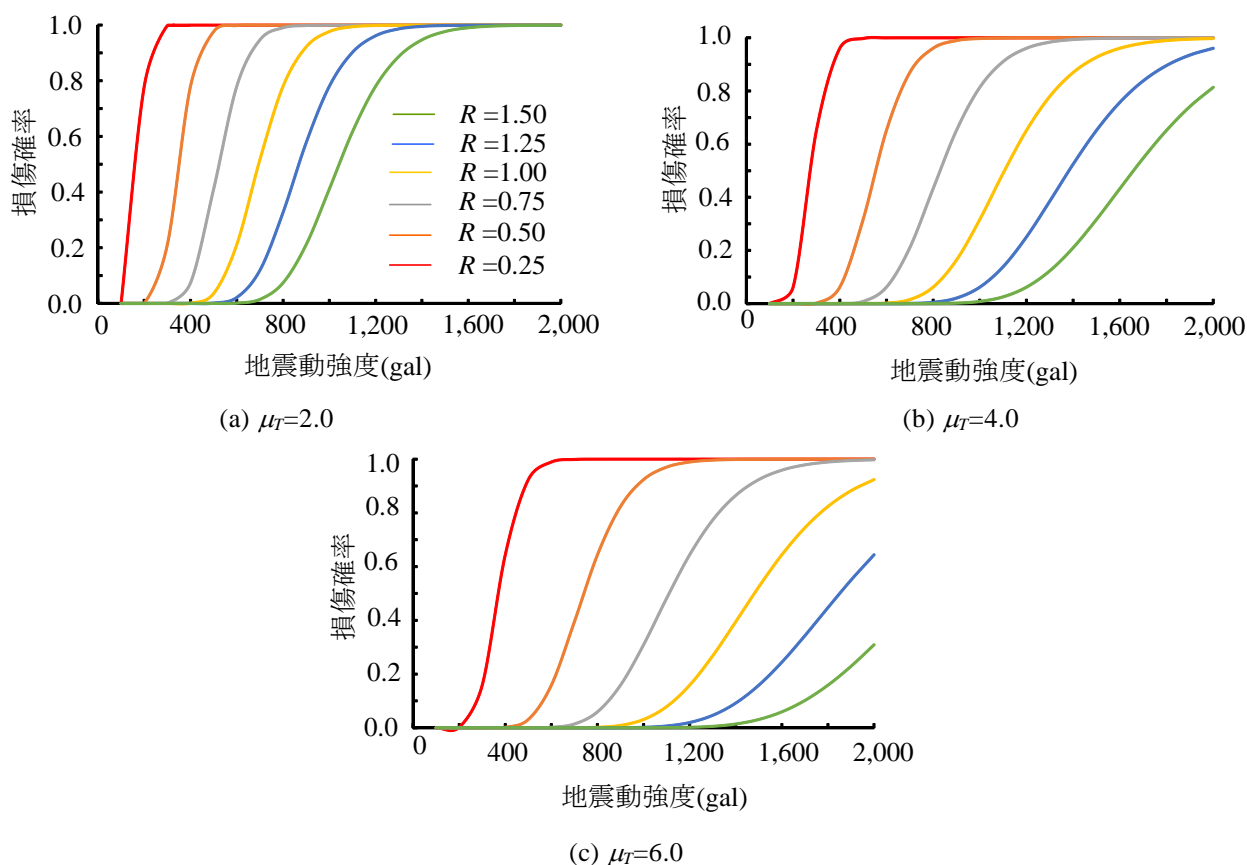


Fig.6.11 Fragility curves for various redundancy factors  $R$

橋脚の地震損傷発生確率  $P_f$  を電力中央研究所で検討された高地震帯における地震加速度 100～2,000 (gal) の地震の発生確率を表すハザード曲線<sup>288)</sup>と橋脚の損傷確率を表す fragility 曲線から算出すれば、**Fig.6.11** を得る。これは、目標塑性率を  $\mu_r=2.0$ , 4.0, 6.0 とした場合のさまざまな耐震裕度  $R$  に対する地震動の大きさによる橋脚の破壊確率を表す。

**Fig.6.11(a)** の  $\mu_r=2.0$  の場合を考察する。この場合、目標塑性率を小さな値に設定し、それに対応する耐震裕度を橋脚に保有させる、すなわち、橋脚の変形性能にほとんど期待せず、耐力で橋脚の性能を確保しようとする、剛性に重きを置いた橋脚の場合である。橋脚の変形能を活用しないため、 $R=1.5$  のように設計基準に比較してかなり余裕を持ったモデルでも地震加速度が 700 (gal) 付近から損傷の危険性が現れる。そして、 $R=0.25\sim 1.5$  のすべてのモデルで、 $\mu_r=4.0$  と 6.0 の 2 つのパターンに比べて、損傷確率を与える曲線の勾配がきつい。

一方、**Fig.6.11(c)** の  $\mu_r=6.0$  のように、目標塑性率が大きく、それに対応する耐震裕度を橋脚に保有させる  $R=1.5$  のモデルは、損傷が現れるようになる地震加速度は 1,400 (gal) 近傍で、 $\mu_r=2.0$  の場合に比べて、遥かに強い地震動まで損傷しない。また、それ以上の地震加速度であっても損傷確率はかなり緩やかに高まり、極めて高いレベルの地震動でも損傷する確率は低く抑えられる。構造物の重要性や経済性を勘案しながら、fragility 曲線を利用して設計すれば、さまざまな地震動に対する橋脚の安全性レベルが考慮され、想定以上の地震動に対するリスク管理と危機耐性への対応にもつながるものと考えられる。

## (2) 耐震裕度を指標とした地震損傷発生確率と年間リスク費用

耐震裕度  $R$  と地震損傷発生確率の関係から、被災度ランク別の地震損傷発生確率を算出し、横軸の下段に耐震裕度  $R$ 、上段にそれに対応した抵抗震度に対応する応答加速度をとって地震損傷発生確率を描けば、**Fig.6.12** を得る。耐震設計基準に則って設計された橋脚でも、経年劣化や想定以上の地震力などによって耐震裕度が  $R < 0.8$  になれば、被災度ランクが A と B の損傷確率が増え始めるので、余裕のない RC 橋脚は維持管理の管理水準に注意を要する。

得られた地震損傷発生確率から橋脚が保有する耐震裕度  $R$  に対する年間の地震リスク費用を算出すれば、**Fig.6.13** を得る。算出された年間の地震リスク費用と **Table 6.4** に示す被災度ランクの復旧費用と期間を比較すれば、橋脚が保有する耐震裕度  $R$  と地震時損傷レベルの関係が明らかになる。得られた年間地震リスク費用の推移図である **Fig.6.13** に被災度ランクが B と C に相当する復旧費用を示せば、点線が得られる。たとえば、地震時の損傷を被災度ランク C まで許容するのであれば、リスク管理の観点から耐震裕度を  $R > 0.7$  に保つように維持管理すればよい。これは、限られた予算内で維持管理する場合に、重要度の低い橋脚では少し低い保有性能で管理し、損傷のリスクが発生しても仕方がないとする維持管理戦略が取れることを意味している。また、供用期間中にあまり利用されず、かつ迂回路があるような場合には、同様に、被災度ランク B を保有性能とし、維持管理することも考えられる。

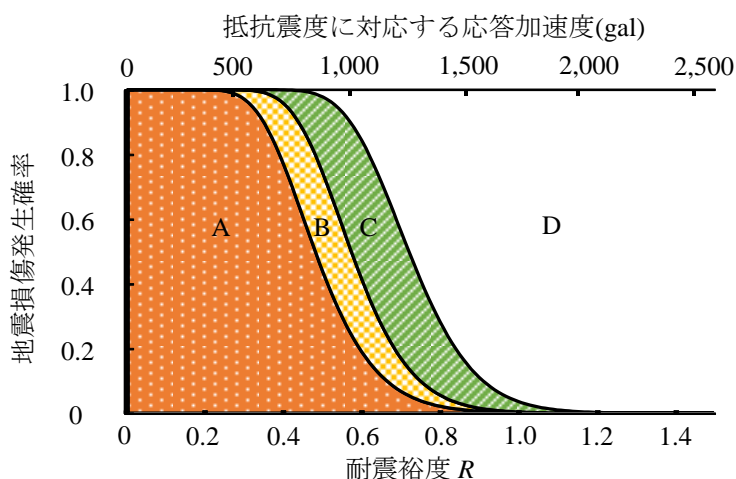


Fig.6.12 Relation between redundancy factor and seismic damage probability

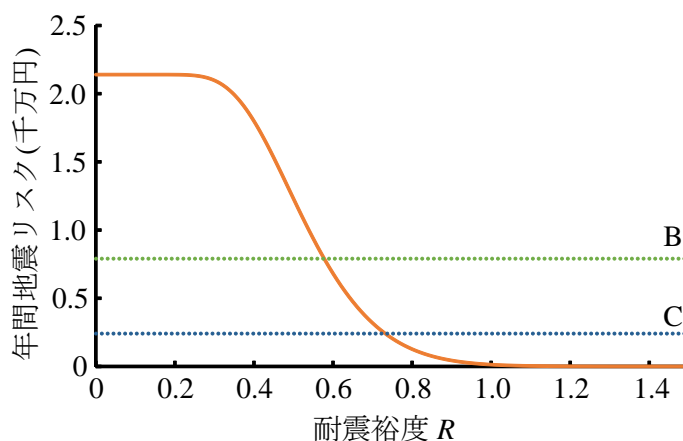


Fig.6.13 Relation between redundancy factor and annual seismic risk

### 6.3.3 地震リスクを勘案した既設 RC 橋脚の維持管理計画

現在，わが国でなされている日常の維持管理業務には，地震のようなハザードへの対応は含まれていない．そこで，災害後のクライシスマネジメントを視野に入れば，日常に行われる維持管理業務において，リスクマネジメントとしてハザードを意識した点検や性能評価が重要であると考えられる．ここでは，地震リスクを勘案した LCC を指標に，**Fig.2.3** に示した「地震災害を勘案した平常時の維持管理業務」の維持管理サイクルにおける「③劣化した構造物の地震ハザード分析」の項目で利用できる地震ハザードに対する評価法を **Fig.6.1** のような断面からなる RC 橋脚を例に述べる．

#### (1) 維持管理計画にかかる費用と耐震補修や耐震補強の効果

地震リスクを勘案した LCC 分析のもと，既設の RC 橋脚の維持管理計画を検討する．地震リスクを勘案した LCC，すなわち，既設の RC 橋脚の供用開始から寿命を迎えるまでにかかる費用  $C_{LCC}$  は，

$$C_{LCC} = C_{in} + C_m + C_r \quad (6.7)$$

から求められる．ここに，

$C_{in}$  : 初期建設費

$C_m$  : 維持管理費

$C_r$  : 更新費

である．ここに，初期建設費は，RC 橋脚の建設にかかる費用を材料費のみとした．単位体積あたりの RC 橋脚の製作費を 10（千円）とし，**Fig.6.1** に示す本橋脚の初期建設費を算定すれば， $C_{in}=12,000$ （千円）となる．また，維持管理費  $C_m$  および更新費  $C_r$  に相当する RC 橋脚の補修や補強による効果と工法の単価を文献 290) を参考にまとめれば，**Table 6.5** のようである．

古い基準で耐震設計され建設された構造物は，基準が見直された時点で新しい基準を満たすように，耐震補強されるのが一般的である．老朽化した構造物もまた早い段階で補修されるのがよい．この場合，時期を逸すれば，耐震補強のための工法は地震時保有水平耐力の向上が見込めるため，維持管理の工法として適用できる．ここでは，しばしば使用される RC 巻立て工法を採用した維持管理計画を考える．適用時期は，道示 V<sup>4)</sup> で定められた要求性能を下回ってから少なくとも鉄筋減少率が 20% に到達する以前に適用するものとする．なお，補強後の地震時保有水平耐力は，道路橋の補修・補強の計算例<sup>291)</sup> をもとに，断面を再構築し，Pushover 解析によって算出した．

#### (2) 供用期間を 100 年とした RC 橋脚の維持管理シナリオ

**Fig.6.1** に示す RC 橋脚を対象に，鉄筋が塩害によって腐食する場合の 100 年間の維持管理計画を考える．劣化による耐震性能の低下を補うための維持管理費と地震リスクとのバランスを考えた場合に，どのような維持管理計画が可能かを検討するため，**Table 6.6** に示す管理水準が異なる 8 ケースの維持管理シナリオを考えた．鉄筋断面の減少率が 30% に達した時点で更新するシナリオ S1 は，要求性

Table 6.5 Cost and effect of construction for various maintenance methods<sup>290)</sup>

工法	効果の内容	効果	単価	適用可能な鉄筋減少率(%)			
表面被覆	性能の低下を一定の期間抑止する	10年間の抑止	17 (千円/m <sup>2</sup> )	0	5	10	20～
脱塩	塩化物イオン濃度を0にする	36年間の抑止	100 (千円/m <sup>2</sup> )	0	5	10	20～
RC巻立て	地震時保有水平耐力を向上させる	補強程度により異なる	50 (千円/m <sup>2</sup> )	0	5	10	20～
小断面修復	性能の低下を一定の期間抑止する	25年間の抑止	70 (千円/m <sup>2</sup> )	0	5	10	20～
大断面修復	性能の低下を一定の期間抑止する	36年間の抑止	140 (千円/m <sup>2</sup> )	0	5	10	20～
更新	性能を設計時の状態に戻す	100%の回復	5,250 (千円)	0	5	10	20～



能を満たしていたときの点検からつぎの点検までの間に急激に性能が低下し、供用できない状態に至ってしまったと想定したシナリオで、橋脚の撤去と再構築にかかる費用を文献 (290) を参考に考えた。

つぎに、シナリオ S2 とシナリオ S3 は事後保全型の維持管理で、剥離や剥落したコンクリートの表面を断面修復工法によって再びもとの状態に復元することとした。また、シナリオ S4 とシナリオ S5 は鉄筋が腐食する以前に対策を施す予防保全型の維持管理である。このように、シナリオ S2 からシナリオ S5 は補修による維持管理で、一般によく行われている。ちなみに、補修は、劣化した構造物

に対して、美観や景観上、あるいは、第3者への影響度などの観点から実施されることが多い。鉄筋の断面積を増やしたり、耐震性能の向上を図ったりする維持管理ではない。ただし、浸透した塩化物イオンを除去し、その後の侵入を防ぐので、耐震性能の現状維持が可能である。

更新型および予防保全型の維持管理シナリオ S1, S2～S5 に対し、シナリオ S6 からシナリオ S8 は地震時保有水平耐力を向上させるための耐震補強型の維持管理である。ここでは、管理水準を下回った時点で耐震補強するとした維持管理戦略を考えた。

以上の維持管理シナリオを供用年数が 100 年とした RC 橋脚の維持管理に適用し、それぞれのシナリオに対する LCC と地震リスクを算出し考察する。

### (3) 地震リスクを勘案した既設 RC 橋脚の LCC 分析

6.2.2 で述べた塩害による劣化過程をたどる既設の RC 橋脚を対象に、6.3.3(2)の維持管理シナリオに対し、地震リスクを勘案した LCC を算定し分析した。それぞれのシナリオの供用期間中の地震時保有水平耐力および耐震裕度の変動を示せば、Fig.6.14 を得る。また、補修や補強、更新の時期をまとめれば、Fig.6.15 を得る。それぞれのシナリオの地震リスク費を式 (6.6)、維持管理費を式(6.7)から算出し、それらを維持管理シナリオごとにまとめれば、Fig.6.16 を得る。

シナリオ S1 は  $i$  回目の点検までは要求される性能を満たしていたが、つぎの  $(i+1)$  回目の点検までの間に急激に性能が低下し、供用できなくなったために取らざるを得なくなった維持管理行動で、言い換えれば、更新せざるを得ない状態まで橋脚が放置されたことを想定した維持管理シナリオである。この場合、Fig.6.14 と Fig.6.16 からわかるように、道示 V が求める性能を下回る危険な状態に至り、かつ、莫大な地震リスク費や維持管理費が発生している。最悪の維持管理である。日頃の点検やモニタリングが重要で、それらを怠ることの危険性を示している。

つぎに、事後保全型の維持管理シナリオである S2 と S3 について考察する。事後保全型の維持管

Table 6.6 Maintenance management scenario

シナリオ	区分	管理水準	工法
S1	更新	鉄筋断面減少率 30%	更新
S2	事後保全	鉄筋断面減少率 20%	大断面修復 +表面被覆
S3		鉄筋断面減少率 10%	小断面修復
S4	予防保全	塩化物イオン濃度 0	表面被覆
S5		塩化物イオン濃度 $1.2\text{kg/m}^3$	脱塩
S6	耐震補強	鉄筋断面減少率 25%	RC巻立て +大断面修復
S7		塩化物イオン濃度 $1.2\text{kg/m}^3$	RC巻立て +脱塩
S8		耐震性能1の限界値 年間リスク費=240万円	RC巻立て +小断面修復

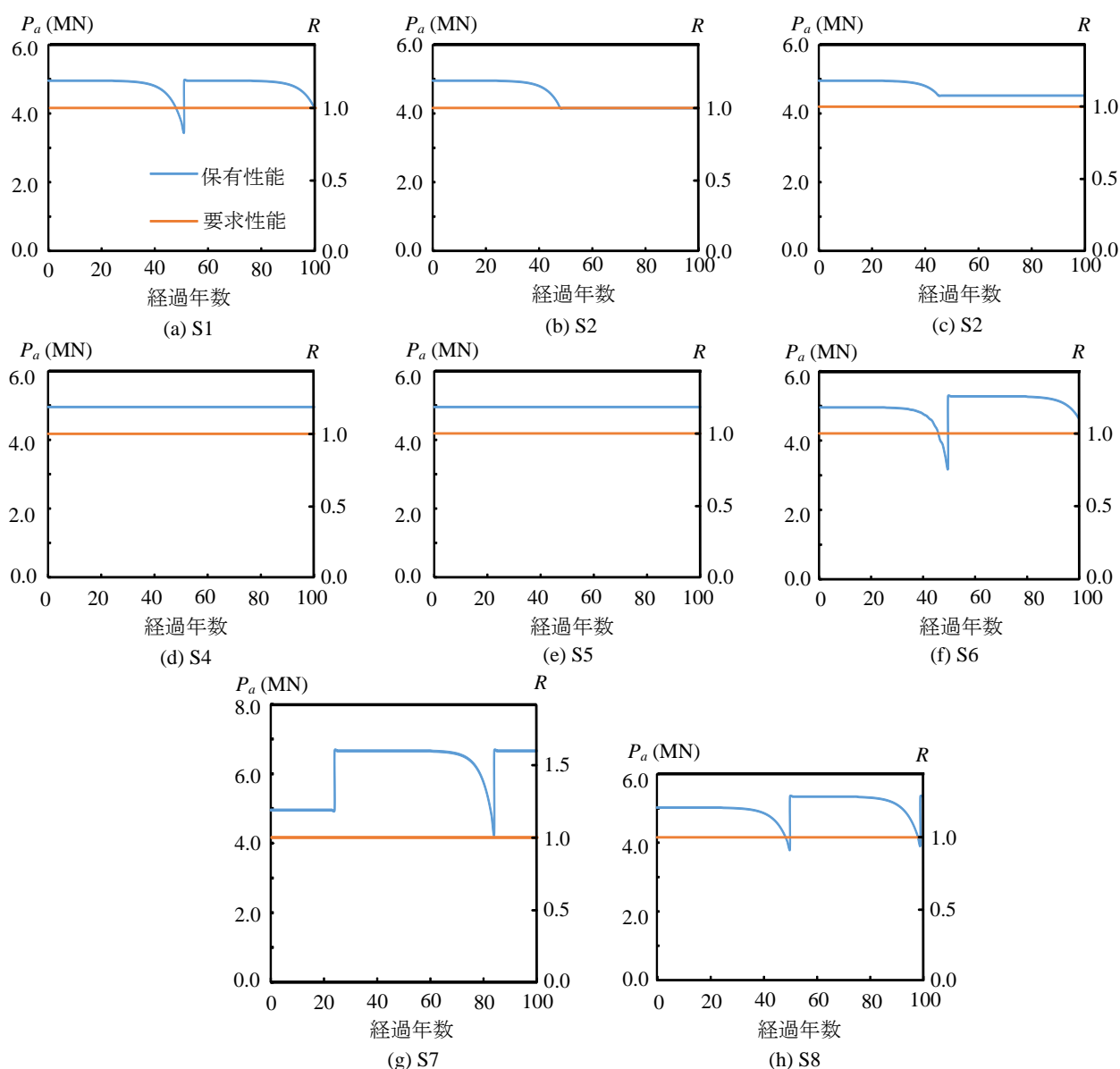


Fig.6.14 Transition of restored horizontal strength for various maintenance scenarios

理シナリオの S2 と S3 では、点検の結果、RC 橋脚に変状が現れ、美観や景観、第 3 者への影響などから改善や現有性能の維持を目的に補修される例である。そのため、シナリオ S2 では要求性能を満たす限界である鉄筋断面の減少が 20%を、シナリオ S3 では変状のひとつであるひび割れが発生するとされる鉄筋断面の減少が 10%を管理水準に選んだ。Fig.6.14 と Fig.6.15 からわかるように、シナリオ S2 の場合は 45 年目以降、シナリオ S3 の場合は 48 年目以降になると、建設時の性能より低いレベルの性能で供用期間 100 年を迎える。いずれの場合も供用期間の終了時まで要求性能を満足しているが、要求性能ぎりぎりの低いレベルで供用されている期間が長いため、大きな地震リスクを抱えている。とくに、シナリオ S2 はその傾向が顕著で、突発的な地震災害に対する安全性を欠いた維持管理計画である。

鉄筋の腐食が始まる以前に補修し、鉄筋断面が減少しないように維持管理する予防保全型のシナリオ S4 とシナリオ S5 について考察する。シナリオ S4 では、RC 構造内への塩化物イオンの侵入を表面被覆工法によって防ぎ、構造内の塩化物イオンの濃度が上昇するのを阻止する。シナリオ S5 では、配筋位置での塩化物イオンの濃度が 1.2 (kg/m<sup>3</sup>) に達する直前に脱塩処理し、鉄筋が腐食するのを防

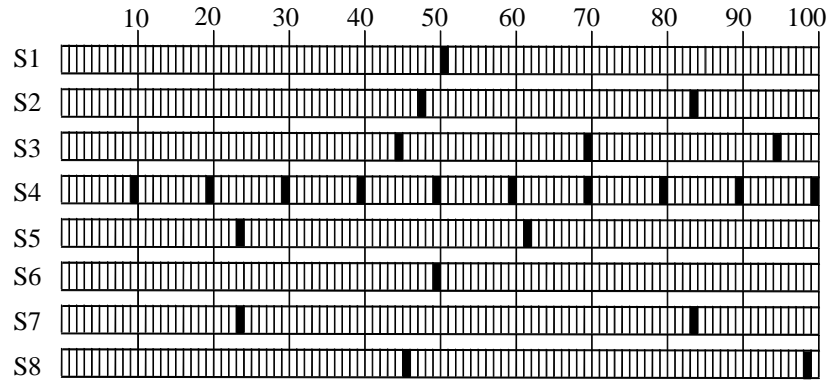


Fig.6.15 Period of repairing and reinforcement for various maintenance scenarios

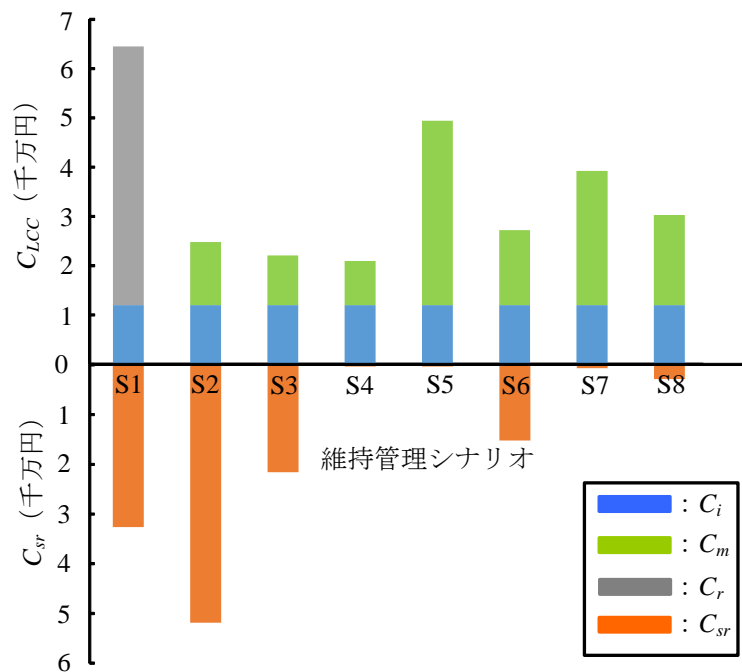


Fig.6.16 Life cycle cost and seismic risk for various maintenance scenarios

ぐ。シナリオ S4 とシナリオ S5 のいずれも地震時保有水平耐力はまったく低下せず，建設時の性能を保持している．そのため，地震リスクもほとんど生じない．構造物を利用するにあたり，要求性能に対する安全性と突発的な地震災害に対する安全性をともに担保した理想的なシナリオである．ただし，**Fig.6.15** と **Fig.6.16** からわかるように，シナリオ S4 では供用期間 100 年の間に 10 回もの補修が必要である．また，シナリオ S5 は莫大な維持管理費が発生し，すべての構造物への適用が困難であることが容易に推測できる．

つぎに，耐震性能が低下することを容認し，その後，低下した性能を耐震補強によって向上させ，地震リスクの低減を図った S6 から S8 のシナリオについて検討する．シナリオ S6 では，要求性能を満たさなくなった時点で事後保全的に耐震補強する．シナリオ S7 では，性能が低下することを予め予測し，それに則って予め補強し，耐震性能を向上させて余裕度を持たせた予防保全型のシナリオで

あり、2.2 で述べた突発的な地震災害に対処したシナリオである。シナリオ S8 は年間の地震リスクが Table 6.4 で示した被災度ランク C の限界値で耐震補強するシナリオである。

シナリオ S6 のように要求性能を下回った時点で直ちに補強すれば、補強する数年前の地震リスクが高まるものの、耐震補強後は耐力が回復し、リスクが低減できるため、1 度の補強で 100 年間橋脚を供用できる。予防保全型のシナリオ S7 は高い安全性レベルを保有して供用できるため、地震によるリスクも生じない。また、突発的な想定以上の地震動に対しても、他のシナリオよりも耐力が高い状態で橋脚を供用しているため、より安全である。しかし、見方を変えれば、過剰な保全とも取られ、そのための維持管理費は高くなる。シナリオ S8 は損傷度ランクが C 相当で年間リスクが抑えられるように管理されるので、地震によるリスクはあまり生じない。ただし、このシナリオでは、98 年目に 2 度目の補強が必要である。そこで、1 回目の耐震補強時に耐力を少し高めに上げておけば、シナリオ S6 と同様、100 年の間に 1 度の補強で済むことになるので、維持管理費が低減できる。

このように、地震リスクを加味すれば、維持管理計画の良し悪しが判断できる。また、年間の地震リスクを念頭に管理水準を設ければ、被災度や修復性を考えた管理水準が設定でき、被災しても想定される被災度ランクに抑えることができる。このように、地震リスクを維持管理計画に取り入れれば、突発的な地震災害に対するリスクを考慮した点検や性能評価が可能となり、日常のリスクマネジメントのみならず、災害後のクライシスマネジメントも意識した維持管理が可能となる。

#### 6.4 鋼製橋脚の耐震補強と地震リスクの低減効果の評価

橋脚の耐震性能を向上させるための補強について考える。鋼製橋脚を変形能に富んだ構造にするためには、主板パネルに起こる局部座屈を抑制するような補強がよい。この観点から、さまざまな補強法が考えられている。集約すれば、Table 6.7 のようである。

縦方向補剛材による補強は、縦方向補剛材を主板パネルに取り付けて剛度を高める補強法である。

Table 6.7 Reinforcement method of steel bridge pier<sup>9)</sup>

補強方法	補強効果
コンクリート充填	内側への局部座屈変形の抑制による変形性能増加
縦補剛材補強	縦補剛材の剛度を上げることによる補剛版の変形性能増加
縦補剛材増設	縦補剛材間の板パネルの幅厚比を低減することによる局部座屈の抑制
横補剛材増設	縦補剛材の細長比を低減することによる補剛版の変形性能増加
角補強	角溶接の割れ防止、補剛版支持辺を弾性拘束することによる変形性能増加
炭素繊維シート巻立て	CFRPシートと鋼板の複合による局部座屈強度増加
隙間あけ鋼管巻立て	円形断面における局部座屈の抑制による変形性能増加
マンホール部補強	断面欠損による応力集中や縦補剛材不連続による剛性急変を改善し、局部座屈強度を向上

これは、すでに取り付けられている縦方向補剛材のみでは要求性能を満たせない場合に採用される。また、横方向補剛材の増設は、縦方向補剛材の有効座屈長を短くすることに繋がる。なお、横方向補剛材の間隔が密になると、それに伴って縦方向補剛材の剛度を上げなければならない。仮に、縦方向補剛材の寸法を変えなければ、その剛比 $\gamma$ は変わらない。それに対して、基準となる剛比 $\gamma^*$ により大きな値が必要となるので、 $\gamma/\gamma^*$ の値が必然的に小さくなる。また、箱断面の角補強は、溶接が完全溶け込みになっていない場合の脆性的な破壊を防止するために実施される補強法である。以上の補強は、既設の鋼製橋脚に新たな板を用いて行われ、その補強効果は 5.2.2 で述べた鋼製橋脚の性能評価に用いた数値構造解析と同じ方法で評価できる。すなわち、補強によって増設された部材を適切にモデル化し、その幾何学および材料的特性を解析に組み込めば、5.2.2 で示したと同じように、補強された鋼製橋脚の耐震性能が評価できる。

一方、局部座屈の抑制による変形能の向上が目的の充填コンクリートによる補強工法や、局部座屈強度の増大が目的の鋼板に炭素繊維シートを巻き立てる炭素繊維シート巻立て工法は、複合材として評価する必要がある。それゆえ、5.2.2 で述べたような鋼板のみで構成される橋脚の数値構造解析では評価できない。ここでは、コンクリート充填工法に注目し、コンクリートを充填した鋼製橋脚の耐震性能とその補強効果を明らかにするために弾塑性有限変位解析を行う。

#### 6.4.1 コンクリートが充填された鋼製橋脚の数値解の妥当性

コンクリート充填鋼製橋脚を対象とした FEM 解析の妥当性を検討するため、宇佐美らによる実験結果<sup>10), 11)</sup>と数値解析結果を比較した。ここに、軸力比は  $P/P_y=0.2$ 、細長比パラメータは  $\bar{\lambda}=0.49$ 、フランジと腹板の幅厚比パラメータはそれぞれ  $R_f=0.429$ 、 $R_w=0.424$ 、縦方向補剛材の曲げ剛比は  $\gamma/\gamma^*=1.16$ 、充填コンクリートの高さは橋脚高の 30%である。橋脚を構成する鋼板、縦方向補剛材、充填するコンクリートの材料特性を Table 6.8 に示す。なお、鋼板と充填コンクリートの応力-ひずみ関係に Fig.4.7 と Fig.4.8 をそれぞれ適用した。

本解と宇佐美らの実験による骨格曲線を図示すれば、Fig.6.17 の水平荷重-水平変位の包絡線を得る。図から明らかなように、数値解は実験結果に比べてわずかに高い耐力を示している。FEM 解析によって得られた最高荷重やその後の耐力低下の挙動は宇佐美らの実験結果と極めてよく一致している。なお、水平変位が  $\pm 6\delta_y$  までの範囲では、コンクリート部の損傷は認められなかった。

Table 6.8 Material properties of concrete-filled steel bridge pier

(a) Steel plate				(b) concrete			
鋼板パネル		縦方向補剛材		充填コンクリート			
$E_{sy}$ (GPa)	197	$E_{sy}$ (GPa)	198	$E_{c1}$ (GPa)	28.2	$\sigma_{c1}$ (MPa)	-31.8
$E_{sp}$ (GPa)	1.97	$E_{sp}$ (GPa)	1.98	$E_{c2}$ (GPa)	8.0	$-\varepsilon_{c1}$ (%)	-0.1
$\sigma_{sy}$ (MPa)	266	$\sigma_{sy}$ (MPa)	298	$E_{c3}$ (GPa)	6.0	$\sigma_{c2}$ (MPa)	-39.8
$\varepsilon_{sy}$ (%)	0.134	$\varepsilon_{sy}$ (%)	0.151	$\nu_c$	0.157	$-\varepsilon_{c2}$ (%)	-0.2
$\nu_s$	0.269	$\nu_s$	0.258	$\sigma_{ct}$ (MPa)	3.18	$-\varepsilon_{c3}$ (%)	-0.35
				$\varepsilon_{ct}$ (%)	0.013	$-\varepsilon_{c4}$ (%)	-1.01

#### 6.4.2 鋼製橋脚への充填コンクリートによる耐震補強の効果

補剛断面からなるコンクリート充填鋼製橋脚の頂部に上部構造の死荷重に相当する圧縮力と地震動に対応する **Fig.4.6** のような繰返しの水平荷重が同時に作用する場合を対象に、橋脚の耐震性能を評価する。道示 I・II で定められた補剛板の基準耐荷力曲線を描けば、**Fig.6.18** を得る<sup>251)</sup>。コンクリートの充填効果を期待し、局部座屈に対する許容応力度がその上限値を下回る範囲で、かつ **5.3.1** で示した無充填のままでは道示 V<sup>4)</sup> の耐震基準を満たさない幅厚比パラメータ  $R_p=0.55, 0.76$  の補剛板を対象とする。図中、○印は対象補剛板の耐力を基準耐荷力曲線にプロットした点を示す。ただし、局部座屈への許容応力度が上限値の範囲は対象外とした。

解析対象の橋脚は、**Table 6.9** に示すように、細長比パラメータが  $\bar{\lambda}=0.34$ 、縦方向補剛材の自由突出幅厚比パラメータが  $R_s=0.47$ 、縦方向補剛材の曲げ剛比が  $\gamma/\gamma^*=3$  で、主板パネルの幅厚比パラメータが  $R_p=0.55, 0.76$  である。また、軸力比は  $P/P_y=0.1$  である。

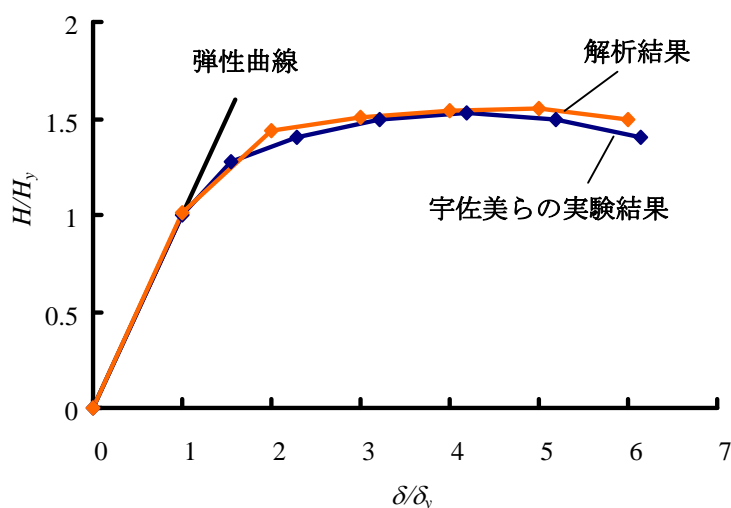


Fig.6.17 Comparison of author's numerical result with Usami's experiment by using envelope curves

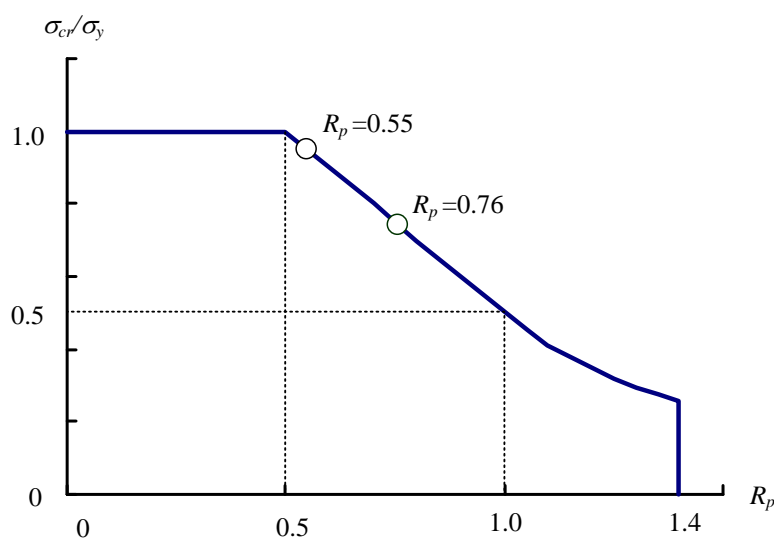


Fig.6.18 Strength curve of compressive stiffened plates in Japanese Highway Bridge Specification<sup>251)</sup>

Table 6.9 Non-dimensional parameters using in nonlinear cyclic analysis of concrete-filled steel bridge piers

$R_p$	$R_s$	$\gamma/\gamma^*$	$\bar{\lambda}$	$P/P_y$	充填率	最大強制変位
0.55	0.47	3.0	0.34	0.1	0	$\pm 4.5\delta_y$
					0.2	
					0.4	
					0.6	

充填コンクリートの量が補剛断面からなるコンクリート充填鋼製橋脚の耐震性能に及ぼす影響を明らかにするため、充填コンクリートの高さを全高の 0～60%に変化させた。繰返し載荷によって得られる橋脚の水平強度と水平変位の履歴曲線を描けば、 $R_p=0.55$  と  $R_p=0.76$  に対してそれぞれ **Fig.6.19** と **Fig.6.20** を得る。また、繰返し荷重における同一振幅での最終サイクル目の正の除荷点を結んで得られる包絡線を充填コンクリートの高さごとに描けば、**Fig.6.21** を得る。**Table 6.10** に 3.2 で述べた耐震性能の評価指標の値を示す。また、さまざまな充填率に対する保有水平耐力と塑性率の関係を描けば、**Fig.6.22** を得る。

**Fig.6.21(a)**に示す縦方向補剛材間での主板パネルの幅厚比パラメータが  $R_p=0.55$  の場合の橋脚の耐力を考察する。無充填の鋼製橋脚にコンクリートを 20%充填すれば、最大水平強度は約 25%上昇し、橋脚の性能が大幅に改善される。また、コンクリートを 40%充填すれば、最大水平強度は約 30%上昇する。以上のことから、コンクリートを充填すれば、橋脚の水平強度を飛躍的に改善させることができる。ただし、充填率が 60%の場合、前述の 20%や 40%に比べて、いずれの量も若干低下しており、強度の上昇は 40%から 60%の間で頭打ちになる。これは、充填高さが 40%、60%の場合にはともに強制変位が  $\pm 2.5\delta_y$  を越えれば、コンクリートの応力-ひずみ関係において軟化勾配の領域に入るため、コンクリートを充填しても強度の上昇が望めなくなるからである。

一方、**Fig.6.21(b)**に示す縦方向補剛材間での主板パネルの幅厚比パラメータが  $R_p=0.76$  の場合、コンクリートを充填することで橋脚の水平強度が上昇する傾向は、 $R_p=0.55$  の場合と同様である。しかし、**Fig.6.21(b)**からわかるように、最大水平強度は充填率が 20%で最大で、それ以上にコンクリートを充填しても耐力は増えず、逆に徐々に低下した。主板パネルが薄い橋脚では、コンクリートを 20%以上充填しても耐力の上昇はあまり望めない。

つぎに、縦方向補剛材間での主板パネルの幅厚比パラメータが  $R_p=0.55$  の場合の橋脚の変形能を考察する。コンクリートの充填で多少の粘りは確保できたものの、塑性率は予想に反してさほど改善されない。充填率が 20%の場合、最高荷重後の強度の低下が著しく、無充填鋼柱の履歴曲線に類似している。充填率が 40%の場合、最高荷重後の強度の低下は緩やかで、稲穂型の履歴曲線を呈している。充填率が 60%の場合、最高荷重後に強度が低下する現象は 40%の場合よりもさらに緩やかで、 $H/H_y=1.38$  の値に漸近している。最高荷重に達した時点の変形量やその後の曲線から考えて、コンクリートを充填することで橋脚の変形性能をかなり改善できることがわかった。

一方、縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータが  $R_p=0.76$  の場合、曲線は  $R_p=0.55$  の場合と類似しているが、充填率が 40%と 60%の場合、最高荷重後の強度の低下が  $R_p=0.55$  の場合に比べて顕著で、耐力と同様、主板パネルが薄い橋脚ではコンクリートを 20%以上充填しても変形能の向

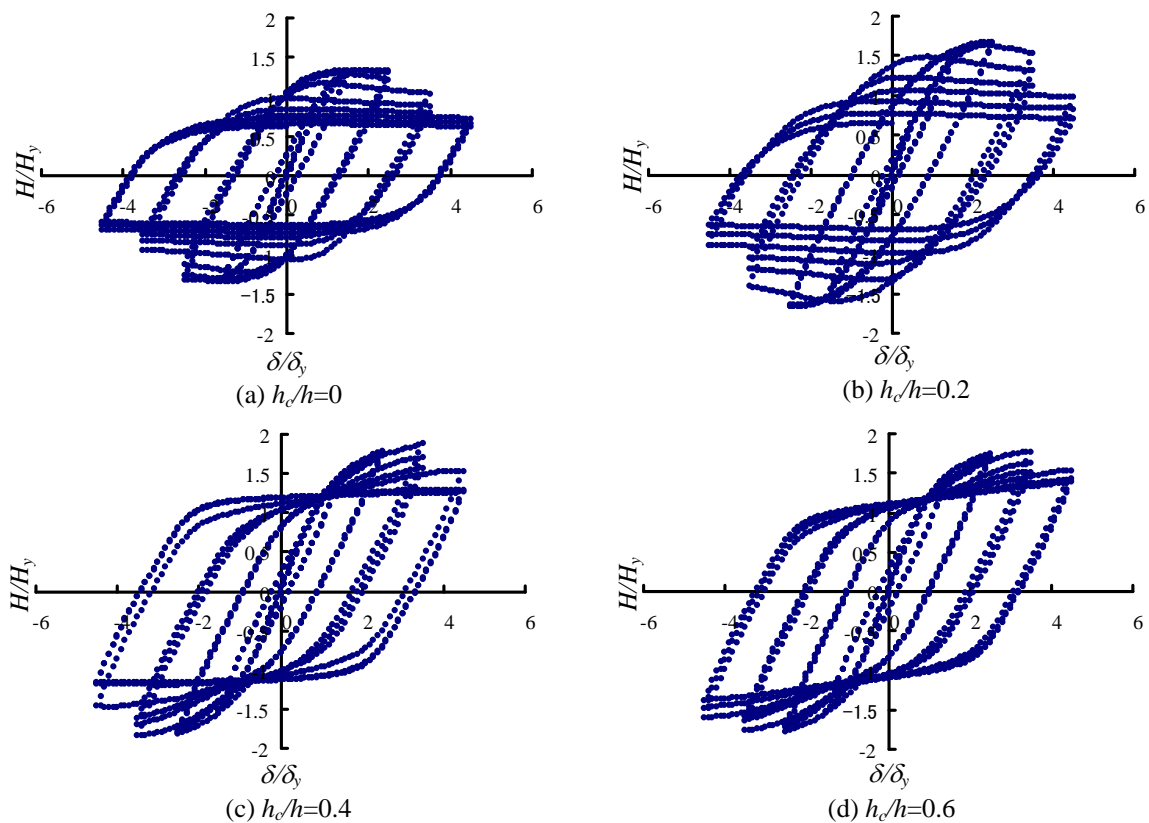


Fig.6.19 Hysteresis curves obtained by elastic-plastic finite displacement analysis ( $R_p=0.55$ )

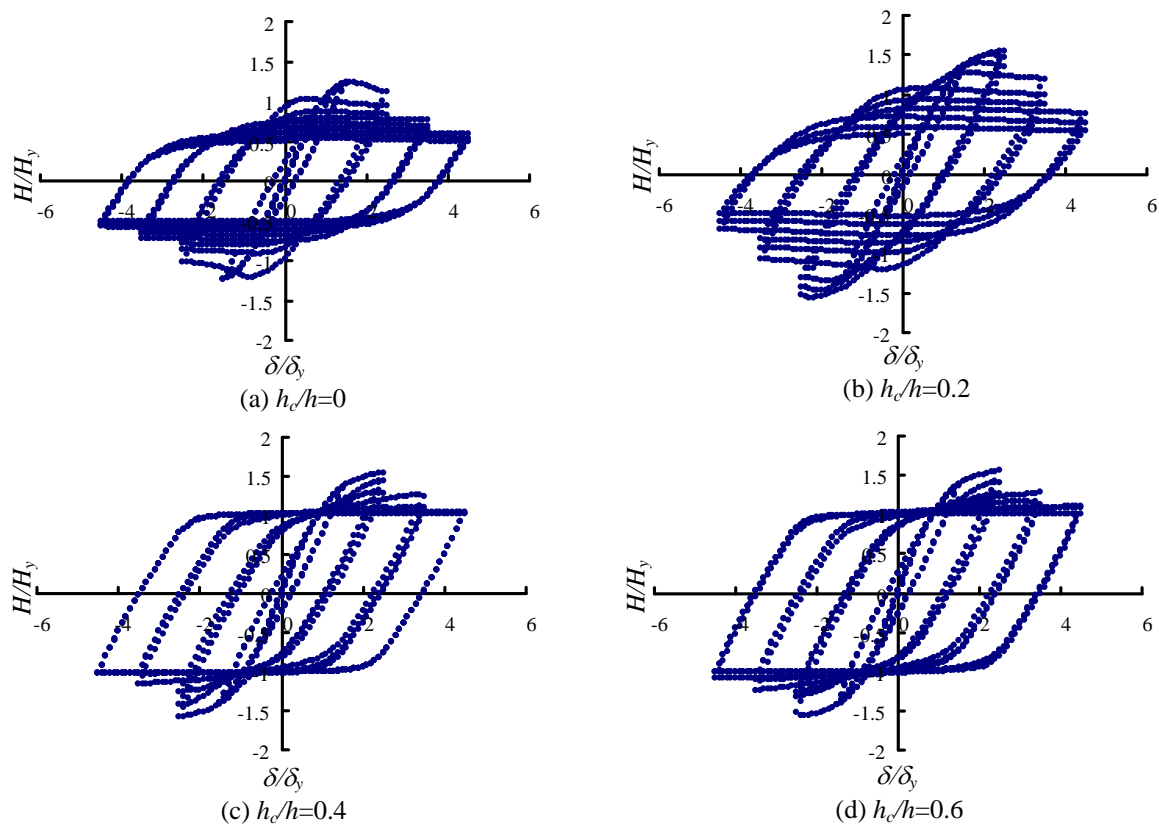


Fig.6.20 Hysteresis curves obtained by elastic-plastic finite displacement analysis ( $R_p=0.76$ )



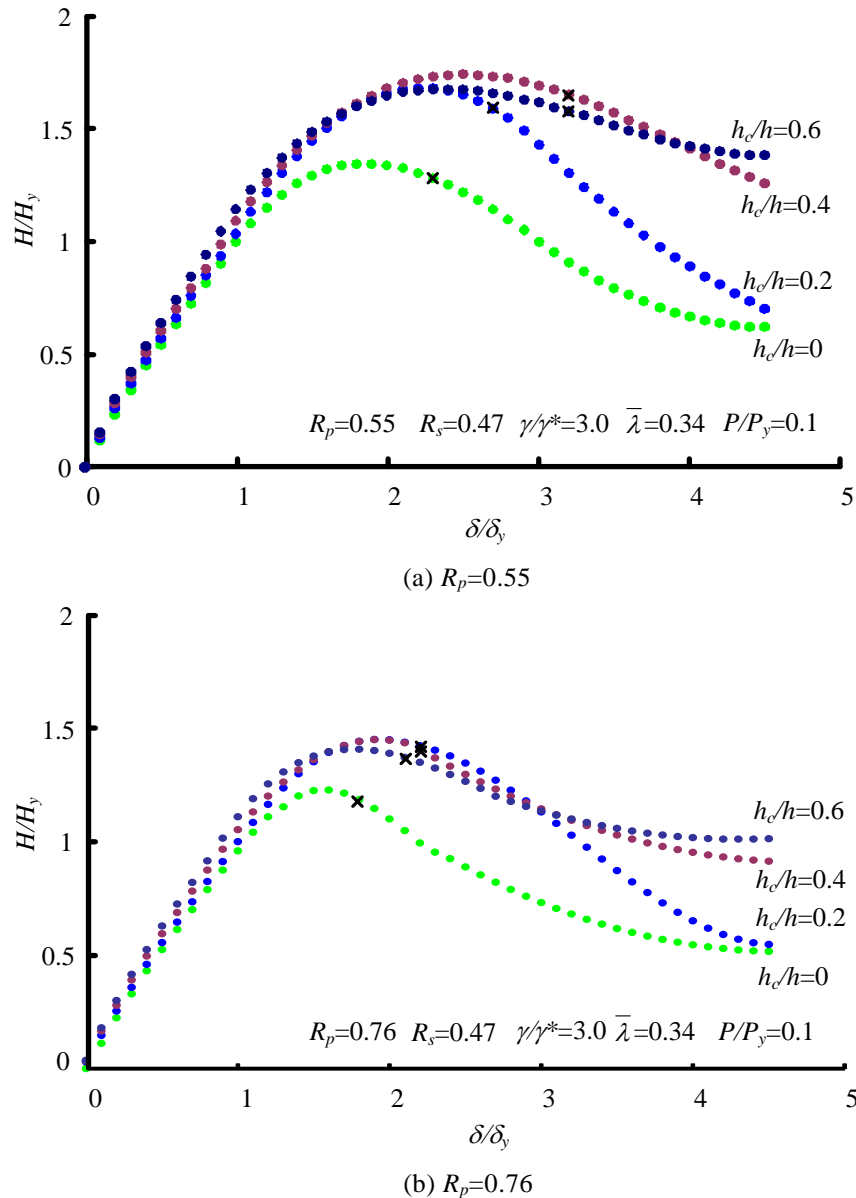


Fig.6.21 Envelope curve obtained from the relation between strength and deformation

上があまり望めない。

無充填部の補剛板に生じる局所的な板曲げの発生位置を検討する。縦方向補剛材間での主板パネルの幅厚比パラメータが  $R_p = 0.55$ ,  $R_p = 0.76$  のいずれの場合も充填率が 0%~40%の範囲では、充填部に隣接する上側の無充填部の圧縮フランジに局所的な板曲げによる変形が発生し、それが成長した。一方、充填高さが 60%の橋脚の場合には、補剛板パネルに局所的な板曲げの変形は生じなかった。

#### 6.4.3 コンクリートの充填による補強効果の耐震裕度による評価

6.4.2 で得られたコンクリート充填鋼製橋脚の性能に基づいて道示 V の規定に則って 2.3 で示した構造物の抵抗性能と要求される性能の差で表される性能関数  $Z$  によって耐震性能を照査し、3.5.2 で示した評価指標で橋脚が保有する耐震裕度  $R$  を算定すれば、Table 6.11 を得る。ここに、耐震照査の結果である  $Z$  と耐震裕度  $R$  は、レベル 2 地震動（タイプ II）、地域区分 A に対して求められたもので

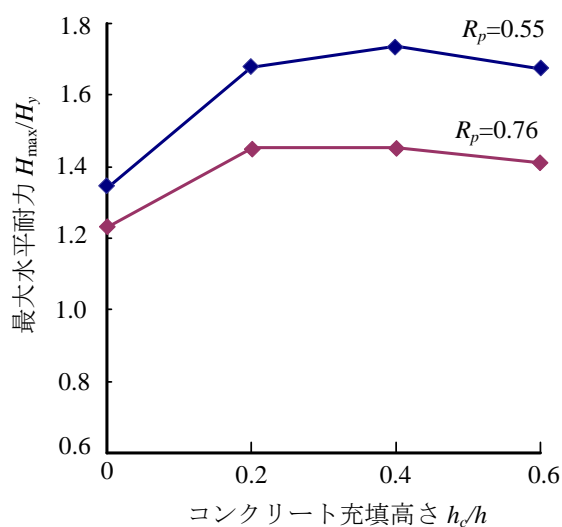
Table 6.10 Evaluation index of seismic performance

(a)  $R_p=0.55$ 

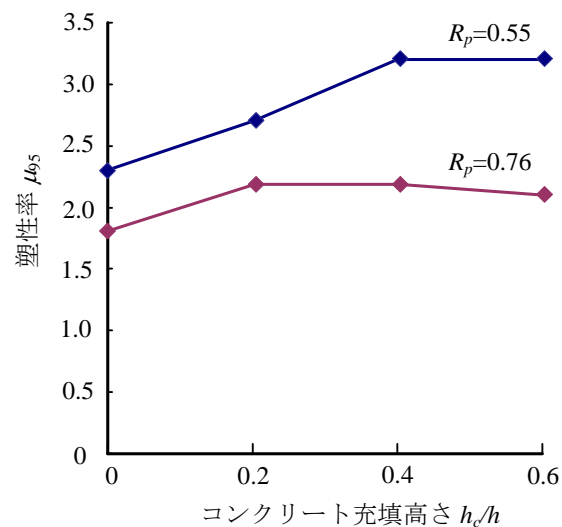
	コンクリート充填率 $h_c/h$			
	0	0.2	0.4	0.6
最大耐力比 ( $H_{\max}/H_y$ )	1.341	1.679	1.737	1.672
塑性率 ( $\mu_{95}$ )	2.3	2.7	3.2	3.2
エネルギー吸収能 ( $E_{\text{cyc}}$ )	154.4	171.0	182.3	184.5
累積エネルギー吸収量 ( $\Sigma E_i$ ) (kJ)	5,910	6,550	6,980	7,070

(b)  $R_p=0.76$ 

	コンクリート充填率 $h_c/h$			
	0	0.2	0.4	0.6
最大耐力比 ( $H_{\max}/H_y$ )	1.231	1.455	1.453	1.411
塑性率 ( $\mu_{95}$ )	1.8	2.2	2.2	2.1
エネルギー吸収能 ( $E_{\text{cyc}}$ )	127.6	141.8	175.4	179.4
累積エネルギー吸収量 ( $\Sigma E_i$ ) (kJ)	3,699	4,110	5,084	5,198



(a) Maximum horizontal strength



(b) Ductility factor

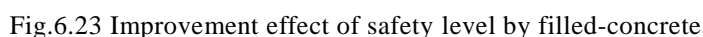
Fig.6.22 Maximum horizontal strength and ductility factor for each filling-concrete rate

ある。また、コンクリートの充填による補強がどの程度効果的かを検討するため、設計基準をもとに、 $R_p=0.55$  の場合の充填高さごとの保有する水平震度に対し、示方書で定められた固有周期に対する設計水平震度の標準値をプロットすれば、**Fig.6.23** を得る。

**Table 6.11** によれば、縦方向補剛材間での主板パネルの幅厚比パラメータが  $R_p=0.55$  の場合、無充填 ( $h_c/h=0$ ) では、耐震裕度は  $R=0.84$  で、耐震基準を満足していない。鋼製橋脚内にコンクリートを 20%程度の高さまで充填すれば、耐震裕度は  $R=1.0$  を超え、コンクリートの充填によって耐力

一方、縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータが  $R_p=0.76$  の場合、コンクリートを充填しても、レベル2地震動（タイプII）に対する基準を満たすことはできない。コンクリートの充填によって、耐震裕度を  $R=0.68$  から  $R=0.92$  のように、保有性能を設計基準に近づけることはできたが、基準をクリアするまでには至らなかった。この原因は、**6.4.2** でも触れたように、コンクリートを充填しても、十分な変形性能を確保できなかったからである。

$R_p$	$h_c/h$	Z (MN)	$P_a$ (MN)	$k_{hc} W$ (MN)	$k_{hc}$	$W$ (MN)	$k_{hc0}$	$k_{hc0}^*$	$R$
0.55	0	-0.53	2.78	< 3.30	0.87	3.80	1.46	1.23	0.84
	0.2	0.53	3.51	> 2.98	0.78	3.82		1.73	1.18
	0.4	0.94	3.63	> 2.69	0.70	3.84		1.98	1.35
	0.6	0.80	3.49	> 2.70	0.70	3.86		1.90	1.29
0.76	0	-0.97	2.00	< 2.97	1.04	2.85	1.47	0.99	0.67
	0.2	-0.32	2.32	< 2.64	0.90	2.93		1.29	0.88
	0.4	-0.34	2.32	< 2.66	0.90	2.95		1.28	0.87
	0.6	-0.51	2.25	< 2.77	0.93	2.97		1.20	0.81



## 6.5 まとめ

本章では、劣化によって時々刻々と性能が変化する橋脚の状態を予測する方法について検討した。RC 橋脚を例に、劣化の要因を塩害とし、それに伴う橋脚の性能低下を評価した。経年劣化とともに低下する RC 橋脚の性能を耐震裕度で表し、耐震裕度と経過年数の関係から性能創造型設計の設計理念に通じた耐震設計法について考究した。その結果、設計時から経年劣化する橋脚の安全性を確保するための補修や補強、その時期を点検の時期やコストを考慮しながら考え、供用期間中の維持管理を計画することの重要性を示した。そして、本法と 5. で示した定期点検やモニタリングに基づいて供用開始から  $t$  年後の橋脚の性能を評価する方法を組み合わせ、供用開始から  $t$  年後の橋脚の性能を設計時に想定した性能と比較しながら必要に応じて修正すれば、その後の性能予測がより正確に行えることを示した。

RC 橋脚を対象に、地震ハザードを用いた耐震信頼性評価を行い、構造物の安全性レベルが説明できる方法を提案した。この手法を用いれば、地震動レベルや構造物の安全性レベルがより具体的に説明でき、かつ、大地震に備えた復旧計画など維持管理の行動計画が合わせて考えられるので、市民に対するアカウンタビリティを向上させることができる。また、RC 橋脚の耐震裕度をさまざまに設定し、耐震裕度を指標とした地震リスク解析を行い、任意の耐震裕度に対する年間の地震リスク費を分析した。この手法に基づいて、フラジリティ曲線を利用し、構造物の重要性や経済性を勘案しながら橋脚を設計すれば、さまざまな地震動に対する橋脚の安全性レベルが考慮され、想定以上の地震動に対するリスク管理と危機耐性への対応の手助けとなる。そして、どのような準備を事前に行えばよいかを橋脚の安全性レベルとの関係から検討できることを示した。また、地震リスクを勘案した LCC を指標として、「地震災害を念頭に置いた平常時の維持管理業務」の維持管理サイクルにおける「③劣化した構造物のハザード分析」の項目で利用できる地震災害に対する評価方法について検討した。その結果、地震リスクを勘案することによって、維持管理計画の良し悪しが判定できることを示した。また、年間の地震リスクを念頭に管理水準を設ければ、被災度や修復性を考えた管理水準が設定でき、被災しても想定される被災度ランクに抑えることが可能なことを示した。この手法による地震リスクを加味した分析を日常から行われる維持管理計画に取り入れれば、突発的な地震災害に対するリスクを考慮した点検や性能評価が可能となり、日常のリスクマネジメントのみならず、災害後のクライシスマネジメントも意識した維持管理計画が構築できる。

最後に、橋脚の性能を向上させるために行われる耐震補強に焦点を当て、その効果を数値構造解析によって明らかにした。コンクリート充填工法による鋼製橋脚の耐震補強に着目し、その充填高さと主板パネルの幅厚比パラメータが耐震性能に及ぼす影響について分析し、耐震裕度を指標に補強効果を評価した。また、耐震裕度によって評価された補強後の橋脚の性能を固有周期と設計水平震度の標準値の関係で表し、補強による安全性レベルの向上量を定量化した。この手法を用いれば、要求性能の変更への対応および突発的な地震災害に対する準備としての対応のための耐震補強の効果を明確に評価することができる。そして、耐震裕度によって評価された補強後の性能を反映させつつ、維持管理計画を再考し、その後の橋梁のライフサイクルを修正すれば、橋脚の安全性レベルを常に把握し、性能を創造しながら維持管理計画を立てることができる。

## 参考文献

- a) 高橋和也・木野村宏昭・藤井久矢・古田均・堂垣正博：RC 橋脚の地震リスク費用低減のための維持管理計画，平成 26 年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，I-62，2014-5.
- b) 永草新・高橋和也・木野村宏昭・堂垣正博：地震リスクを勘案した RC 橋脚の耐震性能評価，第 69 回年次学術講演会講演概要集．土木学会，I-550，pp.1099-1100，2014-9.
- c) Kinomura, H., Toi, T., Tsuruta, H., and Dogaki, M. : Seismic performance of RC bridge piers in consideration of unthinkable earthquake, 7th International Symposium on Steel Structures, ISSS-2013, Teju, Korea, pp.188-189, Nov. , 2013.
- d) 木野村宏昭・堂垣正博：コンクリート充填鋼製橋脚の耐震性能評価，平成 23 年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，I-64，2011-6.
- e) 木野村宏昭・堂垣正博：コンクリート充填鋼製橋脚の耐震性能評価，第 66 回年次学術講演会講演概要集．土木学会，I-261，pp.517-518，2011-9.
- f) 木野村宏昭・堂垣正博：コンクリートが部分的に充填された鋼製橋脚の耐震性能，構造工学論文集，土木学会，Vol.58A，pp.290-298，2012-3.
- g) Kinomura, H. and Dogaki, M. : Elastic-plastic finite displacement analysis of highway bridge piers, 7th International Symposium in Science and Technology, Penang, Malaysia, pp.144-148, 2012-8.

## 第7章 結論

本論文では、PC 構造の設計のために提案された性能創造型設計の設計理念と相通じ、道路橋示方書が重視する維持管理業務に適用可能な道路橋橋脚の設計時から更新期までのライフサイクルマネジメントに欠かせない耐震性能の評価法について考究した。橋脚が外力に抵抗できる保有性能と橋脚が受ける外力への要求性能との比で表される指標“耐震裕度”を耐震性能の評価のために導入し、橋脚の耐震設計基準で定められた地震力や大地震に対する安全性レベルを定量的に、かつ、簡便に判定する方法を非線形構造解析の結果に基づいて検証した。提案する“耐震裕度”と性能創造型設計の考え方を組み合わせ、供用後の維持管理を直視した橋梁のライフサイクルマネジメントに欠かせない耐震性能の評価と管理について検討した。

鋼製および RC 製の橋脚の新設時の性能を数値構造解析によって明らかにし、“耐震裕度”によって安全性レベルを評価した。また、基準を超えるような想定以上の地震動が作用した場合の橋脚の被災状況を推定する方法を考え、災害後のクライシスマネジメントに役立つ方法を提案した。この一連の維持管理の流れに詳細点検やモニタリングから得られるデータを取り入れることによって、既設橋脚の安全性レベルの評価や想定以上の地震動に対する被害予想が可能になった。さらに、“耐震裕度”と劣化予測モデルから設計段階から供用後の安全性レベルが推定できる方法を考え、性能創造型設計の設計理念に通じる耐震設計法を展開した。供用後の維持管理で性能が低下した橋脚に施される補修や補強の効果を解析によって評価し、設計時から供用後のさまざまな段階での安全性レベルが予測できる方法と既設橋の性能評価の方法を組み合わせ、補修や補強を含めた橋脚のライフサイクルを勘案した供用期間中の維持管理のための耐震設計法にまとめ上げた。

ここでは、本論文のまとめと今後の研究について述べる。

### 7.1 本論文のまとめ

本論文の各章で得られた結果をまとめれば、つぎのようである。

**第 1 章**では、本論文の序論が述べられ、既往の研究の展望、本研究の意義と目的、ならびに、各章で述べる内容についてまとめた。

**第 2 章**では、時々刻々と変化する橋脚の安全性レベルや LCC の考えを設計段階から取り入れた設計法とされる性能創造型設計法を現行の耐震設計に導入するための方法を考案した。橋脚の維持管理を適切に行うためには、正確な点検と診断、保有性能の評価が極めて重要である。これは、新設時はもちろんのこと、供用期間中に時々刻々と劣化していく場合も含まれる。このようなことを念頭に入れた橋脚の供用期間中の状態を重視した耐震設計は、2011（平成 23）年にプレストレストコンクリート技術協会が提案した性能創造型設計法の設計理念と通じるところがある。

劣化や損傷によって時々刻々と変化する橋脚の安全性レベルや LCC を設計の段階から考えてデザインする創造型の設計法いわゆる性能創造型設計法の設計理念を反映し、現行の耐震設計にも容易に組み入れることができる道路橋橋脚のライフサイクルマネジメント論を展開した。まず、今日、橋梁の設計法が仕様準拠型から性能準拠型に移行し、許容応力度を基準とした設計から限界状態を規定した設計に指向していることに触れた。そのような流れの中で性能創造型設計と称されるデザイン論が生まれたことを述べた。そして、性能創造型設計の設計理念と相通じ、“耐震裕度”による橋脚の安全性レベルの評価法や想定以上の地震に対する被害予測法を取り入れた維持管理の仕組みについて、

突発的な地震災害を考慮した 2 組の流れからなる維持管理サイクルについて検討した。供用期間中および想定以上の災害が起こった時の対処法を設計段階で想定しておき、その結果をデータベースに保存しておくことの重要性を述べた。設計時に創造豊かに組み立てられた橋脚のライフサイクルマネジメントの PDCA サイクルを詳細点検やモニタリングで得られた情報を反映させ修正しながら運用すれば、ライフタイムに見合った維持管理や地震などのハザードに対処できる対応策が策定できることを述べた。

社会基盤施設の性能創造型設計法について概説し、性能創造型設計法と本論文の考えとの関係について論じた。社会基盤施設への性能創造型設計の設計理念と通じる橋脚の耐震設計法を、橋脚の設計基準に対してどの程度余裕のある性能が発揮できるかが定量化できる指標“耐震裕度”によって確立した。これによって、橋脚の供用期間中の安全性レベルが想像して評価でき、かつ、設計時から供用期間中の維持管理が具体的に捉えられることから、橋脚の安全性と修復性、さらには危機耐性のレベルまでより一層明確化した橋脚の供用期間中を通して創造的に耐震設計できることを示した。橋脚の安全性レベルは供用期間中に施される補修や補強の工法や劣化の予測手法の組合せによって種々考えられ、設計者は LCC や供用終了時の性能などを想像した最適な補修や補強が必要なことを示した。そして、性能創造型の耐震設計が推進されれば、構造物の性能を常に把握しておかなければならないという意識が高まり、維持管理のプロセスを意識した戦略的な社会基盤の設計行為が進められ、レジリエンスな国土の形成につながると結論づけた。

**第 3 章**では、わが国を取り巻く地震の発生状況や、過去の被災経験、それをもとに行われた研究成果から耐震設計が日々進歩していることを述べた。これを踏まえ、橋梁の設計や維持管理に携わる技術者にとって、現行の設計基準を熟知することはもちろんのこと、過去の規定を知ることの重要性を説き、橋脚の設計に関する耐震基準と座屈設計の変遷についてまとめた。そして、現行の耐震規定の中でその照査方法がどのように整備されているかを概観した。

規定されている以上の地震動が起こることを想定し、橋梁の被災状況や安全性レベルを事前に把握しておくことが減災や地震後の適切なクライシスマネジメントに必要で、橋脚の設計時や維持管理の過程で、その都度、耐震性能を評価し直し、さまざまなレベルの地震動に対応した被災シナリオを作成しておくことが重要なことを指摘した。そこで、数値構造解析から得られた橋脚の強度や変形によって、想定以上の地震動が作用したときの橋脚の被災状況を予測する方法について述べた。また、橋脚が基準に対してどの程度余裕をもった性能を保有しているかを定量的に評価することが可能な指標“耐震裕度”について論じた。

**第 4 章**では、適切な維持管理には、既存の構造物の構造諸元やパラメータを把握しておくことが極めて重要であると考え、既存橋脚の構造諸元が統計学的にどのように分布しているのかを過去の研究成果から調べ、本論文で評価する橋脚モデルをそれらの情報をもとに決定した。そして、パラメータの範囲を制限し、対象とする橋脚の解析モデル、その断面形状と寸法、橋脚を支持する条件、載荷する荷重の条件、使用する部材要素の材料構成則、初期不整などについて述べた。すなわち、本論文で橋脚の性能を把握するための手段として利用する数値構造解析に必要な構造物の幾何学的特性や材料的特性について述べた。また、橋脚の非弾性構造解析に適用される数値解析法やモデル要素の特徴などについてまとめた。

**第 5 章**では、鋼製および RC 製の橋脚の耐震性能を数値構造解析によって評価した。まず、鋼製橋脚の場合、その耐震性能を汎用有限要素解析プログラム MARC による弾塑性有限変位解析によって

明らかにした。鋼製橋脚のさまざまな構造諸元と耐震性能との関係を調べ、強度や変形、エネルギー吸収に関わる指標で定量的に評価した。また、橋脚を構成するフランジパネルに発生する局部座屈の時期やその進展などを明らかにした。つぎに、RC 橋脚の耐震性能をファイバーモデルによる Pushover 解析によって明らかにした。RC 橋脚の断面剛性が耐震性能に及ぼす影響を地震時保有水平耐力や塑性率などの指標によって検討した。

得られた鋼製および RC 製の橋脚の性能をもとに橋脚がどの程度の余裕をもって耐震設計されていたかを指標“耐震裕度”によって判定し、橋脚の安全性レベルを評価する方法を提案した。本法を利用すれば、橋脚の性能が定量的に評価でき、補修や補強を必要とする橋脚の性能向上策の検討に活用できることを示した。鋼製橋脚の場合、橋脚の重要度および地震後の復旧性を考慮し、単に終局状況を決定するのではなく、限界とする残留変形を適切に設定し、その残留変形を指標とした耐震裕度を求めることの重要性を説いた。このことを意識すれば、強度と復旧性の両限界を加味した定量的な評価が可能となり、安全性と修復性を念頭に入れた創造性豊かな設計が可能になることを述べた。一方、RC 橋脚の場合、設計基準によって定められた限界状態に対応する耐震安全性レベルが“耐震裕度”によって評価されるため、橋脚の保有性能と要求性能との関係が直接的に比較検討できる。

さらに、想定以上の地震動が作用した場合に、橋脚がどのような被害を蒙るかを推定する方法を提案した。まず、鋼製橋脚の場合、弾塑性有限変位解析によって得られる水平強度と水平変位の包絡線とエネルギー吸収一定則の原理を用い、橋脚が想定以上の地震動を受けたときにどのような状態に至っているかが推定できることを示した。この方法に基づいて、日頃から、あらゆるレベルの地震動に対する鋼製橋脚の被害状況を予測し、復旧計画を作成しておけば、実際に突発的な地震災害が生じた場合の初動対応や緊急活動などのクライシスマネジメントに大いに役立つ。一方、RC 橋脚の場合、Pushover 解析から得られる橋脚の水平強度－水平変位曲線に示される水平震度と変形性能の関係をを用い、想定以上の地震動を受けた橋脚がどのような状態に至っているかが推定できることを示した。この手法を用いて、被災後の被害状況を予測しておけば、災害直後の混乱した状況下でも、容易に緊急輸送経路が選択できる。また、地震後に行われる緊急点検の結果を活用すれば、橋脚の損傷度が早急に把握でき、迅速な事後対応が取れることを示した。

また、時とともに性能が変化する既設橋脚のある時刻における“橋脚の性能”“設計基準に対する性能保有率”“想定以上の地震を受けたときの状態”などを日常の維持管理業務から得られる点検やモニタリングのデータを活用して評価することを検討した。供用期間中の経年劣化の状態を数値構造解析に取り入れ、既設橋脚の性能を評価できることを示した。既設の鋼製橋脚の場合、主板パネルや縦方向補剛材など橋脚を構成する部材の断面寸法が詳細点検やモニタリングの際に計測されれば、それを反映させた橋脚の弾塑性有限変位解析が可能で、劣化過程下の橋脚の性能が把握できる。一方、既設 RC 橋脚の場合は、断面の形状や鉄筋の腐食の情報などが詳細点検やモニタリング、また、それらの情報から導かれる劣化予測の結果が得られれば、それを Pushover 解析に反映させて、建設から経過した既設 RC 橋脚の性能が評価できる。この手法によれば、供用期間中の橋脚の現有性能が把握でき、日常の維持管理業務の PDCA サイクルにおける構造物の性能評価や性能照査の過程に利用できる。

現行の道路橋示方書は、設計時に供用期間中に行われる維持管理を意識した創造的な設計行為を推奨している。すなわち、新設時の設計に、その性能はもとより、LCC や維持管理なども重視することを求めている。わが国では、多くの既設橋梁が活用されているが、これらは上述のような設計思想



に基づいて設計されてきたわけではない。それゆえ、既存の橋梁を安全で安心して安定的に長く活用できる社会基盤施設として市民に提供するためには、日頃から点検やモニタリングを重視し、かつ大切に長く利用する風土の醸成が重要である。

第 6 章では、劣化によって時々刻々と性能が変化する橋脚の状態を予測する方法について検討した。RC 橋脚を例に、劣化の要因を塩害に限定し、それに伴う橋脚の性能低下を評価した。経年劣化とともに低下する RC 橋脚の性能を“耐震裕度”で表し、それと供用年数との関係から性能創造型設計の設計理念に通じた耐震設計法を考案した。その結果、設計時から経年劣化する橋脚の安全性を確保するための補修、補強やその時期を点検の時期やコストを考慮しながら考え、供用期間中の維持管理を計画することの重要性を説いた。そして、本法と 5. で示した定期点検やモニタリングに基づいて供用開始後の橋脚の性能を評価する方法を組み合わせ、橋脚の性能を設計時に想定した性能と比較しながら必要に応じて修正していけば、その後の性能予測がより正確に行えることを示した。

RC 橋脚を対象に、地震ハザードを用いた耐震信頼性評価を行い、構造物の安全性レベルが説明できる方法を提案した。この手法を用いれば、地震動レベルや構造物の安全性レベルがより具体的に説明でき、かつ、大地震に備えた復旧計画など維持管理の行動計画が合わせて考えられるので、市民に対するアカウンタビリティを向上させることができる。また、RC 橋脚の“耐震裕度”をさまざまに設定し、これを指標とした地震リスク解析を行い、任意の“耐震裕度”に対する年間の地震リスク費用を算出した。この手法に基づいて、フラジリティ曲線を利用し、構造物の重要性や経済性を勘案しながら橋脚を設計すれば、さまざまな地震動に対する橋脚の安全性レベルが考慮され、想定以上の地震動に対するリスク管理と危機耐性への対応が可能となる。そして、どのような準備を事前に行えばよいかを橋脚の安全性レベルとの関係から検討できることを示した。また、地震リスクを勘案した LCC を指標として、「地震災害を勘案した平常時の維持管理業務」の維持管理サイクルにおける「③劣化した構造物のハザード分析」の項目で利用できる地震災害に対する評価方法について検討した。その結果、地震リスクを勘案すれば、維持管理計画の良し悪しが判定できることを示した。また、年間の地震リスクを念頭に維持管理の水準を設ければ、被災度や修復性を考えた管理水準が設定でき、被災しても想定される被災度ランク内に抑えることができることを示した。この手法により、地震リスクを加味した分析を日常の維持管理に取り入れれば、突発的な地震災害に対するリスクを考慮した点検や性能評価が可能となり、日常のリスクマネジメントのみならず、災害後のクライシスマネジメントも意識した維持管理が計画できる。

最後に、橋脚の性能を向上させるために行われる耐震補強に焦点を当て、その効果を解析的に明らかにした。鋼製橋脚のコンクリート充填工法に着目し、その充填高さと主板パネルの幅厚比パラメータが耐震性能に及ぼす影響について分析し、その補強効果を指標“耐震裕度”によって評価した。また、“耐震裕度”を用いて評価された補強後の橋脚の性能を固有周期と設計水平震度の標準値の関係に落とし込み、補強による安全性レベルの向上量を明確にした。この方法を用いれば、要求性能の変更への対応および突発的な地震災害に対する準備としての対応のための耐震補強の効果が明確に評価できる。そして、“耐震裕度”によって評価された補強後の性能を反映させつつ、維持管理計画を再考し、その後の橋梁のライフサイクルを修正すれば、橋脚の安全性レベルを常に把握し、性能を創造しながら維持管理が計画的に行える。

## 7.2 今後の研究の展望

本論文では、性能創造型設計の理念に相通じ、供用後の維持管理を重視した橋梁のライフサイクルマネジメントのための橋脚の耐震設計法について、橋脚が外力に抵抗できる保有性能と橋脚が受ける外力への要求性能との比で表される指標“耐震裕度”を用いて検討し、その有意性を検討した。本論文で説明した流れにそって、橋梁のライフサイクルを“耐震裕度”を用いながら管理すれば、設計時から供用期間中の当該橋脚にとって最も厳しいレベルの設計地震力に対する耐震安全性を常に意識した維持管理が可能になる。そして、橋梁の維持管理の履歴データを活かしてそのサイクルを修正しながら運用すれば、ライフサイクルマネジメントに従った維持管理に大いに役立つ。維持管理のサイクルの修正と同時に、突発的な地震災害が生じた場合の「被害状況の推定」や「復旧計画」などのクライシスマネジメントに寄与する情報を設計時に予測したものから点検データを活用しながら再考し、常に準備しておけば、実際に想定以上の地震が生じた場合の迅速な被害評価や適切な災害対応が可能になる。また、“耐震裕度”を用いれば、補修や補強による安全性レベルの向上量が明確にでき、LCC や供用終了時の性能などを創造した最適な維持管理計画が立てられる。このような“耐震裕度”を用いた性能創造型の耐震設計がなされれば、設計時から供用期間中の構造物の性能を常に把握しておかなければならないという意識が技術者に芽生え、戦略的な構造物のライフサイクルマネジメントを意識した設計行為が進められ、レジリエンスな国土の形成につながると筆者は考える。

本研究を通じて得られた知見をもとに今後、取り組むべき研究課題について述べ、まとめとする。

### (1) 橋脚の終局状態の簡便な推定法

本論文で提案した“耐震裕度”を算定するためには、橋脚の終局状態に対応する強度や変形を明らかにしておかなければならない。そのため、橋脚の性能評価を求めるなんらかの方法が必要となる。RC 橋脚の場合には、簡便な算定法が示方書の中に取り入れられている。すなわち、Pushover 解析によって短時間にかつ比較的容易に橋脚の耐震性能が求められる。ところが、鋼製橋脚の場合には、RC 橋脚の場合のような簡易な方法は示されておらず、主板パネルの局部座屈の影響による強度低下が考慮できる煩雑な弾塑性有限変位解析を必要とする。すなわち、橋脚 1 本の性能を評価するにあたり、モデルの作成や詳細な解析条件の設定など、かなり手間のかかった高度な構造解析を必要とする。実務レベルで“耐震裕度”を利用して耐震設計するには、この課題を解決する必要がある。そこで、鋼製橋脚の水平強度－水平変位関係を表す包絡線を、断面を構成する幅厚比パラメータや細長比パラメータなどを独立変数とする関数によって表し、Pushover 解析によって求められる RC 橋脚の水平強度－水平変位曲線のような単純な曲線が得られれば、極めて便利である。このような手法が確立されれば、新設時の性能の確認はもちろんのこと、時々刻々と性能が変化していく供用期間中の既設橋脚の状態も容易に把握することができ、維持管理業務がより迅速に行える。

### (2) 橋梁の動的応答に対する耐震裕度

本論文では、橋脚の耐震性能の評価を静的および準静的な解析から得られる橋脚の性能をもとに行ったため、動的な挙動は考慮されていない。とくに、橋脚の修復性の判断基準となる残留変位は動的な応答から得られるため、動的応答から得られる残留変位と準静的応答から得られるそれとの関係を十分に比較検討し、整合性のある評価指標を提示する必要がある。さらに、単独の橋脚のみではなく、橋梁を構造システムとして捉え、その耐震性能を動的応答から明らかにすべきである。その上に、“耐震裕度”を用いた橋梁システムの系としてのライフサイクルマネジメントの仕組みを考える必要がある。

### (3) 実務での利用のための目標とする耐震裕度

本論文では、橋脚の重要度や建設される立地条件、社会的な環境に応じて、橋脚に保有させる“耐震裕度”は如何にあるべきかについては十分に議論しなかった。言い換えれば、考えねばならない外力の上限には言及してこなかった。このことは、本論文の本質で、要求性能は如何にあるべきかを言及すれば、そのことを回避した創造型設計を進めようとする立場を否定することになりかねない。

しかしながら、現行の基準に対して、保有性能を如何に担保しておけばよいかは来る大地震後のクライスマネジメントに大いに関わるため、新設時の橋脚の耐震設計や既設橋の性能評価の目安のためにも、橋脚に保有させる“耐震裕度”は如何にあるべきかについては、現在、議論しておくべきであったと考えている。今後、既設橋脚の設計データや“耐震裕度”などを収集し、時々の設計技術者が設計基準に対して、すなわち、設計荷重に対してどの程度の裕度をもって設計してきたかを統計処理し、考えておくべき“耐震裕度”の範囲を示しておくことは有意であると思う。

### (4) 地震リスクを考慮した維持管理計画の有用性の検証

本論文で展開した地震リスクを勘案した LCC 分析に基づいた維持管理計画では、さまざまな維持管理シナリオで生じる地震リスクに注目し、シナリオ間の優劣について検討した。そして、地震リスクを加味しながら維持管理の計画を立てることが地震災害を意識したリスクマネジメントに繋がることを説いた。ただし、現在、わが国で実際に行われている維持管理業務の LCC 分析には、地震リスクは加味されていない。地震リスクを考慮する場合としない場合では、同じ補修や補強の方法で維持管理しても、その管理計画の内容に違いが生じ、最小となる LCC の値に違いが生じるはずである。残念ながら、本研究では、地震リスクを考慮した場合としない場合の維持管理計画の違いや LCC の相違にまで比較・検討できず、地震リスクを考慮した維持管理の実務の有用性は言及できなかった。

## 謝 辞

本論文は、筆者が関西大学大学院博士課程前期課程在学中（2007 年 4 月～2011 年 3 月）に恩師堂垣正博関西大学教授から与えられた研究テーマをもとに、同大学院博士課程後期課程入学後から現在に至るまで同教授のご指導のもとで行った一連の研究成果をまとめたものであります。本研究を遂行するにあたり、終始一貫して暖かくかつ適切なご指導と不断のご激励を賜った同教授に深く感謝申し上げる次第であります。

恩師の堂垣正博先生には、学部 4 年次より 9 年間の長きにわたりご指導を賜りましたが、その日々の研究の中で、専門的な知識はもちろんのこと、さまざまな分野の学問やものごとを工学的に捉える姿勢など、数えきれないほど、教えて下さいました。心より御礼申し上げます。また、筆者の不摂生から病を患い、悲観的な状態に陥ったときには、実の親のように暖かいお言葉を下さり、かつ、並々ならぬご配慮を頂きました。思い出すたびに胸が熱くなります。

本論文をまとめるにあたり、ご多忙中にもかかわらず副査をお引き受けいただき、暖かいご指導やご助言、ご鞭撻を賜った関西大学環境都市工学部都市システム工学科の坂野昌弘教授、ならびに、兼清泰明教授に心から感謝申し上げます。また、学識専門委員を快くお引き受けいただき、普段から合同研究発表会での的確なご助言、ご指導をいただいた関西大学環境都市工学部都市システム工学科の鶴田浩章准教授、ならびに、上田尚史助教に厚く御礼申し上げます。

関西大学環境都市工学部都市システム工学科構造システム研究室では、一年間の研究活動を通じて、外部の先生方や民間企業の設計技術者の方々を交えて研究発表会を行っています。ゼミの発表では、関西大学総合情報学部古田均教授、香川大学工学部電気電子工学科白木渡教授、神戸大学工学部市民工学科川谷充郎教授の各位から適切なご助言やご指導をいただきました。ここに、深謝申し上げます。民間企業の設計技術者である（有）シー・エー・イー 伊藤則夫博士、（株）ニュージェック 保田敬一博士、パシフィックコンサルタンツ（株） 森崎啓博士、パシフィックコンサルタンツ（株）藤井久矢氏、（株）荒谷建設コンサルタンツ川本篤志博士、ならびに、大阪府豊能町役場 坂田朗夫博士の各位からも多くの実務に関わる情報をいただき、研究をまとめる上で大変参考になりました。数々の適切なご助言に対し、厚く御礼申し上げる次第であります。

さらに、本研究を遂行するにあたって種々のご支援を頂いた関西大学環境都市工学部都市システム工学科の諸先生方および職員の方々、ならびに、当時関西大学大学院理工学研究科ソーシャルデザイン専攻の学生で構造システム研究室に所属し、本論文における数値計算やその他にご協力いただいた戸井干輝さん（現在、京都市役所勤務）、高橋和也さん（現在、神戸市役所勤務）、大久保一樹さん（現在、（株）オリエンタルコンサルタンツ勤務）をはじめ、多くの構造システム研究室の院生ならびに学部生の皆様に謝意を表す次第であります。

また、大学院博士課程後期課程在学中には、研究生活を進める上で、関西大学から研究資金（高度化研究資金による RA）をいただきました。厚く御礼申し上げます。

最後になりましたが、長い学生生活を送った筆者を何時如何なるときも温かく見守り、筆者の健康を気遣い支え続けてくれた両親および兄に心から感謝の気持ちを贈ります。

## 参 考 文 献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告書編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 1 土木構造物の被害（橋梁），土木学会，1996-12.
- 2) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，1996-3.
- 3) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，2002-3.
- 4) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，2012-3.
- 5) 池田尚治：性能創造型設計法の概念とその背景について，プレストレスト・コンクリート，プレストレストコンクリート技術協会，Vol.53, No.5, pp.10-13, 2011-9.
- 6) プレストレストコンクリート技術協会編：コンクリート構造設計施工基準－性能創造型設計－，技報堂出版，2011-9.
- 7) Stangenberg, F.・Breitenbücher, R.・Bruhns, O. T.・Hartmann, D.・Höffer, R.・Kuhl, D.・Mesche, G. (Eds.): Lifetime-Oriented Structural Design Concepts, Springer, pp.2-4, 2009.
- 8) 構造工学委員会：構造物の安全性確保と設計基準～現状と今後の課題～，土木学会平成 26 年度全国大会，研究討論会研-21 資料，2014-9.
- 9) 宇佐美勉編著／日本鋼構造協会編：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，技報堂出版，2006-9.
- 10) 宇佐美勉・今井康幸・青木徹彦・伊藤義人：繰返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.37A, pp.93-106, 1991-3.
- 11) 宇佐美勉・水谷慎吾・青木徹彦・伊藤義人・安波博道：補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.38A, pp.105-117, 1992-3.
- 12) 宇佐美勉・葛漢彬・水谷慎吾：コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰返し弾塑性挙動，構造工学論文集，土木学会，Vol.39A, pp.249-262, 1993-3.
- 13) 葛漢彬・宇佐美勉・戸谷和彦：繰返しを受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.40A, pp.163-175, 1994-3.
- 14) 渡邊英一・杉浦邦征・播本章一・長谷川敏之：ダクティリティに基づく鋼製橋脚の有効な断面形状に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.38A, pp.133-142, 1992-3.
- 15) 中井博・北田俊行・中西克佳：漸増繰返し荷重を受ける鋼製・合成橋脚柱の耐荷性状に関する実験的研究，土木学会論文集，No.513/I-31, pp.89-100, 1995-4.
- 16) 中井博・北田俊行・中西克佳・渡辺浩延：薄肉補剛箱形断面を有する鋼製・合成橋脚柱の耐荷力と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.43A, pp.1355-1366, 1997-3.
- 17) 井浦雅司・熊谷洋司・小牧理：横力と一定軸力を受ける円筒シェルの終局状態に関する研究，土木学会論文集，No.556/I-38, pp.107-118, 1997-1.
- 18) 山田尚之・葛西昭・宇佐美勉：コンクリートを部分的に充填した鋼製八角形断面柱の最適充填率と変形能に関する解析的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.43A, pp.237-243, 1997-3.
- 19) 天野麻衣・葛西昭・宇佐美勉・葛漢彬・岡本真悟・前野裕文：コンクリート部分充填鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験的及び解析的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A, pp.179-188, 1998-3.
- 20) 保坂鐵矢・西海健二・中村俊一：圧縮強度およびヤング係数の異なるコンクリート系材料を充

- 填した鋼管の曲げ性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.1565-1573, 1998-3.
- 21) 半野久光・田嶋仁志・池田茂・岡本隆・水谷慎吾: 縦リブを有する円形鋼製橋脚の変形性能, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.45A, pp.207-214, 1999-3.
  - 22) 北田俊行・中井博・徳林宗孝・坂口三代治・川副孝行: コンクリートを充填しコーナー部に曲率を設けた鋼製橋脚柱の耐荷力と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.46A, pp.51-60, 2000-3.
  - 23) 森下益臣・青木徹彦・鈴木森晶: コンクリート充填円形鋼管柱の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.46A, pp.73-83, 2000-3.
  - 24) 松村新也・原岡雅史・岩坪要・山尾敏孝: 十字型補剛壁を有する鋼製橋脚の耐震性能に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.47A, pp.809-818, 2001-3.
  - 25) 王占飛・山尾敏孝・石井善太: 終局ひずみを用いた十字型補剛円形鋼製橋脚の耐震照査法の検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.51A, pp.781-790, 2005-3.
  - 26) 山尾敏孝・王占飛: 高架橋システムにおける十字型補剛壁を有する鋼製橋脚の耐震性能照査, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.56A, pp.356-366, 2010-3.
  - 27) 井浦雅司・折野明宏・石澤俊希: コンクリートを部分充填した円形鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する研究, 土木学会論文集, No.696/I-58, pp.285-298, 2002-1.
  - 28) 堀池紀行・保坂鐵矢・依田照彦・勝尾伸一: コンクリート充填円形鋼管を用いたラーメン隅角部の静的耐荷力特性, 土木学会論文集, No.703/I59, pp.13-27, 2002-4.
  - 29) 梅津基義・古西和夫・堂垣正博: 圧縮と曲げを受ける鋼製円筒の極限強度特性, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.49A, pp.127-138, 2003-3.
  - 30) 服部宗秋・青木徹彦・鈴木森晶: 圧縮芯をもつ鋼管橋脚の耐震性能実験, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.52A, pp.465-475, 2006-3.
  - 31) 田原潤・小野潔・西村宣男・宮田亮・田中耕太郎・美島雄士: 鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.1, pp.98-116, 2009-2.
  - 32) 杉浦邦征・林堂靖史・橋本国太郎・大島義信・河野広隆: コンクリート充填中空式 2 重鋼管構造橋脚の耐震性に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.55A, pp.670-679, 2009-3.
  - 33) 岡田誠司・小野潔・谷上裕明・徳永宗正・西村宣男: 高圧縮軸力が作用する矩形断面鋼部材の耐震性能評価に関する研究, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.3, pp.576-595, 2010-9.
  - 34) 北田俊行・吉田康樹・中井博: コンクリートを充填した鋼管短柱の弾塑性挙動に関する基礎的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.34A, pp.255-264, 1988-3.
  - 35) 北田俊行・中井博・才村幸生・神崎昭雅: コンクリートを充填した鋼製箱形断面部材の終局ねじりモーメントに関する実験的研究, 土木学会論文集, No.437/I-17, pp.89-95, 1991-10.
  - 36) 中井博・北田俊行・吉川紀・村上脩二・桜本洋一: 曲げとねじりを受けるコンクリート充填円形断面鋼管の実験的研究, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.85-97, 1999-1.
  - 37) 渡辺浩・崎元達郎・山尾敏孝・持田択児・寺田昌弘: 内部にコンクリートを充填した角形鋼管柱の局部座屈に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.41A, pp.321-328, 1995-3.
  - 38) 杉浦邦征・大島義信・小野紘一: 軸力および曲げを受けるコンクリート充填二重管柱の相関強度に関する考察, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.53A, pp.1050-1056, 2007-3.

- 39) 林堂靖史・杉浦邦征・河野広隆・大島義信・出向井雄一：コンクリート充填中空式二重鋼管柱の曲げ特性に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.54A，pp.807-814，2008-3.
- 40) 中井博・北田俊行・吉川紀・中西克佳・尾山達巳：コンクリートを充填した長方形箱形断面柱の耐荷力と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.39A，pp.1347-1360，1993-3.
- 41) 中井博・北田俊行・中西克佳・杉山功・河野康史：地震荷重を受けた後の合成柱の耐荷力および変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.40A，pp.1401-1412，1994-3.
- 42) 才塚邦宏・伊藤義人・木曾英滋・宇佐美勉：相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察，土木学会論文集，No.507/I-30，pp.179-190，1995-1.
- 43) 才塚邦宏・宇佐美勉・木曾英滋・伊藤義人：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，構造工学論文集，土木学会，Vol.41A，pp.277-288，1995-3.
- 44) 宇佐美勉・鈴木俊光・伊藤義人：実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.55-67，1995-10.
- 45) 鈴木俊光・宇佐美勉・伊藤義人・豊島径：細長比パラメータの大きなコンクリート部分充填鋼柱の強震時挙動，土木学会論文集，No.537/I-35，pp.77-88，1996-4.
- 46) 才塚邦宏・宇佐美勉：コンクリート部分充填鋼製橋脚の終局耐震設計法と耐震実験による検証，土木学会論文集，No.570/I-40，pp.287-296，1997-7.
- 47) 北田俊行・中井博・中西克佳・竹野晃司：中空合成箱形断面を有する橋脚柱の耐震性に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.43A，pp.225-236，1997-3.
- 48) 北田俊行・中井博・中西克佳：鋼製箱形断面を有する橋脚柱の耐震性向上法に関する実験的研究，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.219-232，1998-4.
- 49) 前野裕文・宇佐美勉・葛漢彬・岡本隆・水谷慎吾・魚井啓次：コンクリート部分充填鋼製八角形断面橋脚の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A，pp.189-199，1998-3.
- 50) 芳崎一也・宇佐美勉・本間大介：大地震後の残留変位を抑制した鋼製橋脚の開発ーハイブリッド地震応答実験による検証ー，構造工学論文集，土木学会，Vol.45A，pp.1017-1026，1999-3.
- 51) 有住康則・矢吹哲哉・宮崎高：鋼製円形断面橋脚の非線形履歴載荷応答特性に関する解析的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.46A，pp.61-72，2000-3.
- 52) 木下幸治・三木千尋・田辺篤史・市川篤司：円形断面柱を有する鋼製ラーメン橋脚の耐震性能評価，構造工学論文集，土木学会，Vol.52A，pp.477-488，2006-3.
- 53) 永田和寿・渡邊英一・杉浦邦征：水平 2 方向に地震力を受ける角形鋼製橋脚の弾塑性応答性状に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.50A，pp.1427-1436，2004-3.
- 54) 後藤芳顕・江坤生・小畑誠：2 方向繰り返し荷重を受ける薄肉円形断面鋼製橋脚柱の履歴特性，土木学会論文集，No.780/I-70，pp.181-198，2005-1.
- 55) 後藤芳顕・江坤生・小畑誠：2 方向繰り返し荷重を受ける薄肉矩形断面鋼製橋脚柱の履歴特性，土木学会論文集 A，Vol.63，No.1，pp.122-141，2007-2.
- 56) 永田和寿・丸山貴史・杉浦邦征・後藤芳顕：水平 2 方向の連成を考慮した鋼製橋脚の地震時弾塑性応答解析手法の開発，構造工学論文集，土木学会，Vol.53A，pp.360-370，2007-3.
- 57) 青木徹彦・大西哲広・鈴木森晶：水平 2 方向荷重を受ける正方形断面鋼製橋脚の耐震性能に関

- する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.4, pp.716-726, 2007-10.
- 58) 後藤芳顯・小山亮介・藤井雄介・小畑誠: 2 方向地震動を受ける矩形断面鋼製橋脚の動特性と耐震照査法における限界値, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.1, pp.61-80, 2009-2.
- 59) 後藤芳顯・村木正幸・海老澤健正: 2 方向地震動を受ける円形断面鋼製橋脚の限界値と動的耐震照査法に関する考察, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.55A, pp.629-642, 2009-3.
- 60) 党紀・中村太郎・青木徹彦・鈴木森晶: 正方形断面鋼製橋脚の水平 2 方向載荷ハイブリッド実験, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.56A, pp.367-380, 2010-3.
- 61) 永田和寿・加藤慶太郎・杉浦邦征・橋本国太郎・北原武嗣: 角部に腐食損傷を有する矩形鋼製橋脚の水平 2 方向挙動に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.58A, pp.299-309, 2012-3.
- 62) 矢部正明・川島一彦: コンクリート充填鋼製橋脚における降伏耐力比と杭基礎の損傷度の関係, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.45A, pp.771-782, 1999-3.
- 63) 中村俊一・白井太郎: CFT を用いた上下部一体連続高架橋の耐震性能に関するパラメトリックスタディー, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.45A, pp.1273-1282, 1999-3.
- 64) 鈴木森晶・青木徹彦・野村和弘: 簡易補修後鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.46A, pp.135-142, 2000-3.
- 65) 松村政秀・北田俊行・澤登善誠・中原嘉郎: 無充填区間を有するコンクリート充填工法による既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.47A, pp.35-44, 2001-3.
- 66) 松村政秀・北田俊行・乙黒幸年・中原嘉郎: 復旧可能な箇所エネルギー吸収断面を有する既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.48A, pp.129-140, 2002-3.
- 67) 上野谷実・中村雅樹・佐屋裕之・福本喆士・山本定弘: 板厚テーパー補剛板を用いた箱形断面柱の繰り返し性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.49A, pp.115-125, 2003-3.
- 68) 忠和男・櫻井孝昌: 既設円筒鋼製橋脚の鋼板貼り付けによる耐震補強法, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.49A, pp.139-144, 2003-3.
- 69) 尾松大道・鈴木森晶・青木徹彦: 損傷した矩形断面鋼製橋脚の補修後の耐震性能に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.52A, pp.445-453, 2006-3.
- 70) 金裕哲・廣畑幹人・森本拓世・小野潔: 局部座屈損傷部を加熱・プレス矯正した鋼製橋脚の力学挙動, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.54A, pp.504-511, 2008-3.
- 71) 下里哲弘・平林泰明・平山繁幸・佐々木力: 鋼製橋脚の耐荷性能に対する隅角部当板補強および溶接条件の影響, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.54A, pp.512-521, 2008-3.
- 72) 忠和男・川西直樹・櫻井孝昌: 接触効果を利用した縦リブ補強による既設円形断面鋼製橋脚の耐震性能の向上, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.2, pp.239-252, 2010-6.
- 73) 嶋口儀之・鈴木森晶・太田樹・青木徹彦: 局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚の修復方法に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.58A, pp.277-289, 2012-3.
- 74) 嶋口儀之・鈴木森晶・太田樹・青木徹彦: 損傷レベルが異なる矩形断面鋼製橋脚のコンクリート充填修復と耐震性能に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.59A, pp.484-492,



2013-3.

- 75) 井浦雅司・熊谷洋司・小牧理：繰り返し横力を受ける円形鋼製橋脚の強度と変形能に関する研究，土木学会論文集，No.598/I-44，pp.125-135，1998-7.
- 76) 前野裕文・森下宣明・青木徹彦・鈴木森晶・梅田聡・三輪恭久：コンクリートを基部に充填した鋼製ラーメン橋脚の耐荷力実験，構造工学論文集，土木学会，Vol.47A，pp.801-808，2001-3.
- 77) 山田正人・西澤政晃・岡野素之：コンクリート充填鋼管柱と鉄筋コンクリート梁接合部の載荷試験と三次元 F E M 解析，構造工学論文集，土木学会，Vol.49A，pp.1029-1039，2003-3.
- 78) 村田清満・山田 正人・池田学・瀧口将志・渡邊忠朋・木下雅敬：コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価，土木学会論文集，No.640/I-50，pp.149-163，2000-1.
- 79) 池内智行・田口尾大介：繰返し荷重により座屈損傷を受けた鋼板の極限強度，構造工学論文集，土木学会，Vol.50A，pp.1437-1445，2004-3.
- 80) 木下幸治・三木千壽・市川篤司：円柱を有する既設鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する検討，土木学会論文集 A，Vol.64，No.3，pp.571-587，2008-7.
- 81) 今野克幸・上田多門・角田興史雄・太平雅司：コンクリート充填式二重鋼管柱の軸圧縮耐力について，構造工学論文集，土木学会，Vol.42A，pp.1123-1130，1996-3.
- 82) 水野英二・畑中重光：コンクリートのひずみ軟化型構成モデルの開発とコンファインドコンクリートの三次元有限要素解析，土木学会論文集，No.571/ V-35，pp.185-197，1997-8.
- 83) 渡辺浩・崎元達郎・千葉幸輝・大西俊一：コンクリート充填鋼管構造の終局挙動の簡易解析法，構造工学論文集，土木学会，Vol.43A，pp.217-224，1997-3.
- 84) 岡本隆・水谷慎吾・長山秀昭・原茂樹・半野久光・田嶋仁志：縦リブ補強した円形断面鋼製橋脚の耐震性評価，構造工学論文集，土木学会，Vol.46A，pp.97-108，2000-3.
- 85) 藤井堅・藤井崇文・臺博幸：繰り返し水平力を受けるコンクリート充填円形鋼管柱の有限要素解析，構造工学論文集，土木学会，Vol.49A，pp.1041-1050，2003-3.
- 86) 石澤俊希・井浦雅司：円形断面鋼製橋脚の簡易解析モデルに関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.50A，pp.477-486，2004-3.
- 87) 山口栄輝・鬼木浩二・永松寿隆・南野能克：鋼製円形断面橋脚の複合非線形解析における要素分割について，構造工学論文集，土木学会，Vol.51A，pp.1781-1787，2005-3.
- 88) 石澤俊希・井浦雅司：鋼製箱形橋脚の簡易解析モデルに関する研究，土木学会論文集 A，Vol.62，No.2，pp.288-299，2006-2.
- 89) 後藤芳顯・水野貢介・Ghosh Prosenjit KUMAR・藤井雄介：充填コンクリートとの相互作用を考慮した矩形断面鋼製橋脚の繰り返し挙動の FEM 解析，土木学会論文集 A，Vol.66，No.4，pp.816-835，2010-12.
- 90) 葛漢彬・宇佐美勉：コンクリートを部分的に充填した鋼箱形断面柱の終局強度と変形能に関する解析的研究，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.77-88，1995-4.
- 91) 渡辺浩・崎元達郎：繰り返し荷重下におけるコンクリート充填鋼管柱の終局挙動の簡易解析法とその適用性に関する検討，構造工学論文集，土木学会，Vol.45A，pp.1461-1468，1999-3.
- 92) 渡辺浩・崎元達郎：コンクリートを充填した角形鋼管柱の局部座屈を考慮した地震応答解析，土木学会論文集，No.647/I-51，pp.357-368，2000-4.
- 93) 崎元達郎・足立正和・岡裕幸・渡辺浩：コンクリートを充填した八角形断面鋼製橋脚の耐震設

- 計のための簡易解析法の開発, 土木学会論文集, No.724/I-62, pp.177-186, 2003-1.
- 94) 葛漢彬・高聖彬・宇佐美勉・松村寿男: 鋼製パイプ断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, 土木学会論文集, No.577/I-41, pp.181-190, 1997-10.
- 95) 後藤芳顯・王慶雲・高橋宣夫・小畑誠: 繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.189-206, 1998-4.
- 96) 村田清満・山田正人・池田学・瀧口将志・渡邊忠朋・木下雅敬: コンクリート充填円形鋼管柱の復元力モデル, 土木学会論文集, No.661/I53, pp.43-55, 2000-10.
- 97) 子林稔・宇佐美勉・鈴木森晶: コンクリート部分充填鋼製橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.43A, pp.859-868, 1997-3.
- 98) 葛漢彬・浅田秀史・Susantha, K. A. S.・宇佐美勉: 薄肉及び厚肉断面を有するコンクリート部分充填鋼製橋脚の統一的耐震照査法, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.47A, pp.783-792, 2001-3.
- 99) 葛漢彬・Susantha, K. A. S.・佐竹洋一・宇佐美勉: コンクリート部分充填鋼製橋脚の地震応答推定手法の検証に関する解析的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.48A, pp.675-682, 2002-3.
- 100) 山口栄輝: 鋼部材の有限要素解析における局部座屈を考慮した軟化型構成則の取り扱い, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.51A, pp.1789-1794, 2005-3.
- 101) 松村寿男・水野英二: 軸圧縮下で曲げ変形を受けるコンクリート充填鋼管柱の内部性状に関する三次元 FEM 解析, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.53A, pp.1057-1068, 2007-3.
- 102) 後藤芳顯・Kumar, G. P.・川西直樹: 充填コンクリートとの相互作用を考慮した円形断面鋼製橋脚の繰り返し挙動の FEM 解析, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.2, pp.487-504, 2009-5.
- 103) 中井博・中西克佳・藤田晶子・橋本勝介: コンクリートを部分的に充填した合成柱のせん断遅れと橋脚の設計への応用, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.41A, pp.1127-1136, 1995-3.
- 104) 宇佐美勉・鈴木森晶・Marnaghani, I. H. P.・葛漢彬: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.69-82, 1995-10.
- 105) 西川和廣・山本悟司・名取暢・寺尾圭史・安波博道・寺田昌弘: 既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.42A, pp.975-986, 1996-3.
- 106) 村田清満・安原真人・渡邊忠朋・木下雅敬: コンクリート充填円形鋼管柱の耐荷力と変形性能の評価, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.1555-1564, 1998-3.
- 107) 宇佐美勉・鄭沂・葛漢彬: Pushover 解析と等価 1 自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法, 土木学会論文集, No.626/I-46, pp.231-240, 1999-7.
- 108) 前野裕文・森下宣明・葛漢彬・青木徹彦・高野光史・吉光友雄: コンクリートを柱基部に部分充填した長方形断面鋼製橋脚の耐震照査法, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.48A, pp.667-674, 2002-3.
- 109) 小野潔・西村宣男・西川和廣・中洲啓太・野中哲也・坂本佳子: コンクリートを充填した矩形断面鋼製橋脚の  $M-\Phi$  関係を利用した耐震性能評価手法に関する検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.48A, pp.683-692, 2002-3.
- 110) 葛漢彬・宇佐美勉・寺田昌弘: コンクリートを充填した鋼製箱形短柱の圧縮耐荷力に関する実験的研究および理論的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.38A, pp.119-132, 1992-3.

- 111) 才塚邦宏・宇佐美勉・芳崎一也・鈴木森晶：兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震時挙動，土木学会論文集，No.556/ I-38，pp.119-129，1997-1.
- 112) 葛漢彬・宇佐美勉・高聖彬：鋼製補剛箱形断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する解析的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.46A，pp.109-118，2000-3.
- 113) 杉本博之・村部剛史・朝日啓太・古川浩平・高久達将・渡辺忠朋：鋼製橋脚の最適耐震設計法について，構造工学論文集，土木学会，Vol.47A，pp.239-247，2001-3.
- 114) 唐嘉琳・日野伸一・太田俊昭・徐聖卓：コンクリート充填円形鋼管柱の軸圧縮および曲げ終局耐力の算定法に関する考察，構造工学論文集，土木学会，Vol.49A，pp.1021-1028，2003-3.
- 115) 島弘・上田多門：RC 橋脚の躯体変形における曲げ変形とせん断変形との分離，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.8，pp.525-528，1986.
- 116) 伊藤圭一・島弘：繰り返し荷重を受ける RC 橋脚における耐力の低下に関する解析，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.11，No.2，pp.275-280，1989.
- 117) 島弘・伊藤圭一・水口裕之：曲げ破壊型 RC 橋脚における鉄筋座屈モデルによる靱性解析，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.12，No.2，pp.741-746，1990.
- 118) 今井政人・石橋忠良・古谷時春・菅野貴浩：高密度配筋 RC 橋脚の地震時変形能力に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.15，No.2，pp.1097-1102，1993.
- 119) 益子直人・睦好宏史・Tanzo, W.・町田篤彦：仮動的実験を用いた 2 方向地震力を受ける RC 橋脚の弾塑性応答性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.16，No.2，pp.1271-1276，1994.
- 120) 横井克則・島弘・水口裕之：T 形 RC 橋脚における橋軸直角方向に地震力が作用したときの動的応答，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.15，No.2，pp.1101-1106，1993.
- 121) 山本洋平・水口裕之・横井克則・島弘：ロッキング振動による T 型 RC 橋脚の破壊性状に及ぼす鉄筋量の影響，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.18，No.2，pp.851-856，1996.
- 122) 谷本俊充・佐藤昌志・三上浩・岸徳光：縦横比の異なる RC 橋脚模型の耐荷性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.18，No.2，pp.845-850，1996.
- 123) 佐藤昌志・竹田俊明・池田憲二・高畑智考：鉛直方向変位の拘束を考慮した RC 橋脚の荷重-変位特性，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.22，No.3，pp.1525-1530，2000.
- 124) 星隈順一・運上茂樹：入力地震動の特性と RC 橋脚に生じる塑性応答回数，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.23，No.3，pp.1243-1248，2001.
- 125) 池端信哉・足立幸郎・山口隆裕・池田尚治：準動的載荷による RC 橋脚の地震被災挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.23，No.3，pp.1255-1260，2001.
- 126) 藤原武彦・林和彦・足立幸郎・池田尚治：鉄筋接合部に欠陥を持つ RC 橋脚の地震応答に関する

- る研究, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.25, No.2, pp.1381-1386, 2003.
- 127) 大内一・長沼一洋・米澤健次: 2 方向繰返し水平荷重を受ける逆 L 字型 RC 橋脚模型実験の FEM3 次元解析, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.27, No.2, pp.883-888, 2005.
- 128) 大内一・米澤健次・長沼一洋: 逆 L 字型 RC 橋脚模型ハイブリッド載荷実験の FEM3 次元解析, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.28, No.2, pp.961-966, 2006.
- 129) 佐々木智大・川島一彦: 主鉄筋段落とし部を有する RC 橋脚のファイバー要素解析, 地震工学論文集, 土木学会, Vol.29, pp.981-988, 2007-8.
- 130) 岡本恒和・秋山芳幸・平澤征夫: 低プレストレスを導入した RC 橋脚モデルの静的および動的挙動に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.30, No.3, pp.517-522, 2008.
- 131) 川島一彦・佐々木智大・右近大道・梶原浩一・運上茂樹・堺淳一・幸左賢二・高橋良和・矢部正明・松崎裕: 現在の技術基準で設計した RC 橋脚の耐震性に関する実大震動台実験及びその解析, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.2, pp.324-343, 2010- 6.
- 132) 甲斐義隆・吉川弘道・Fleming, B.: ファイバー要素を用いた実大 RC 橋脚ブラインド解析による地震時挙動予測と破壊形態の検証, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.33, No.2, pp.841-846, 2011.
- 133) 竹本雄一郎・阿部正和・睦好宏史: 耐震補強された RC 橋脚における杭基礎の地震応答性状, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.33, No.2, pp.847-852, 2011.
- 134) 宮本文穂・小野紘一・北村八朗・井上正一: RC 橋脚の損傷に及ぼす衝撃的上下動の影響に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.18, No.2, pp.269-274, 1996.
- 135) 別府万寿博・香月智・石川信隆・佐野正: 衝撃的上下動を受ける RC 橋脚の輪切り状ひび割れの再現と鋼板巻立て補強効果に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.19, No.2, pp.279-284, 1997.
- 136) 別府万寿博・香月智・石川信隆・宮本文穂: 衝撃的突き上げを受ける RC 橋脚模型の帯鉄筋の影響に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.20, No.3, pp.967-972, 1998.
- 137) 原田耕司・別府万寿博・石川信隆・太田俊昭: 衝撃突き上げ実験による RC 橋脚モデルのひび割れ発生メカニズム, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.22, No.3, pp.373-378, 2000.
- 138) 石川達也・石原和典・余国雄・田辺忠頭: 衝撃的地震動を受ける RC 橋脚の動的応答解析, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.19, No.2, pp.525-531, 1997.
- 139) 原田耕司・石川信隆・太田俊昭・香月智: 衝撃的上下動を受ける RC 橋脚の繊維補強に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.20, No.3, pp.1207-1212, 1998.
- 140) 秋山芳幸・平澤征夫・河井康孝: 地震波形入力による RC 橋脚モデルの動的損傷に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.22, No.3, pp.1321-1326,

- 2000.
- 141) 松崎裕・川島一彦：短周期成分が卓越した上下方向地震動が橋梁の地震応答に及ぼす影響，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.65，No.1，pp.499-506，2009.
  - 142) 松崎裕・熊谷祐二・川島一彦：断層近傍上下方向地震動による変動軸力下の RC 橋脚の耐震性に関する実験的研究，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.68，No.4，pp.L\_617-L\_626，2012.
  - 143) 牧剛史・睦好宏史・高野光司：地盤の非線形性を考慮した RC 橋脚の応答解析，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.20，No.3，pp.961-966，1998.
  - 144) 三田村浩・吉田紘一・佐藤昌志・岸徳光：実規模二径間連続桁模型を用いた RC 橋脚の荷重－変位特性，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.21，No.3，pp.1207-1212，1999.
  - 145) 山岸睦功・川島一彦・庄司学・後藤和満：高橋脚で支持された連続橋に対する地震時保有耐力法の適用性，構造工学論文集，土木学会，Vol.48A，pp.595-605，2002-3.
  - 146) 中澤宣貴・川島一彦・堺順一：ファイバー要素を用いた RC 橋脚の地震応答解析法に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.48A，pp.799-810，2002-3.
  - 147) 中野友裕・田邊忠顕：地盤ばね分布の RC 橋脚損傷への影響評価，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.24，No.2，pp.1003-1008，2002.
  - 148) 中野友裕・田邊忠顕：橋梁全体系 3 次元応答に与える RC 橋脚の断面形状の影響，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.25，No.2，pp.1351-1356，2003.
  - 149) 丸山大輔・秋山充良・鈴木基行：地震動の位相特性のばらつきが RC 橋脚の弾塑性応答に与える影響，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.24，No.2，pp.1009-1014，2002.
  - 150) 富健一・糸山豊・梅原秀哲：地震動特性と連続高架橋 RC 橋脚の挙動の関係に関する一考察，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.30，No.3，pp.925-930，2008.
  - 151) 小山純一郎・睦好宏史・牧剛史・阿部正和：耐震補強した RC 橋脚の構造物全体系の地震応答性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.32，No.2，pp.1063-1068，2010.
  - 152) 安田扶律・星隈順一・佐々木協一・新保弘：RC 橋脚の補強手法に関する解析的検討，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.18，No.2，pp.149-154，1996.
  - 153) 三岩敬孝・島弘・河野欧洋：段落とし位置で圧接鉄筋が破断する RC 橋脚の耐震性（報告），コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.18，No.2，pp.29-34，1996.
  - 154) 八田吉弘・森田雄三・森尾敏・宮川豊章：RC 橋脚の耐震補強に関する試算例（報告），コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.18，No.2，pp.161-166，1996.
  - 155) 川島一彦・武村浩志・運上茂樹・星隈順一：繰り返し載荷実験に基づく RC 橋脚の終局変位の評価，第 24 回地震工学研究発表会講演論文集，土木学会，Vol.24，pp.997-1000，1997-7.
  - 156) 家村浩和・伊津野和行・友永則雄・土岐憲三：耐震補強が橋脚の地震時保有耐力に及ぼす影響，第 1 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.85-89，1998-1.
  - 157) 吉田紘一・佐藤昌志・谷本俊充・今野久志：RC 橋脚模型基部に衝撃的加速度が作用する場合

- の動的応答性状に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.20, No.3, pp.991-996, 1998.
- 158) 本谷幸康・福浦尚之・細谷学・長尾賢二: 高強度材料を用いた円形 RC 橋脚の正負交番載荷実験, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.33, No.2, pp.883-888, 2011.
- 159) 幸左賢二・大塚久哲・星隈順一・中島裕之: RC 橋脚の補強手法に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.18, No.2, pp.143-148, 1996.
- 160) 幸左賢二・大塚久哲・星隈順一・佐々木協一・新保弘: RC 橋脚の変形性能向上に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.578/V-37, pp.43-56, 1997- 1.
- 161) 田中良弘・藤井学・安田扶律・畑明仁: 補強した RC 橋脚の交番載荷実験シミュレーション, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.18, No.2, pp.155-160, 1996.
- 162) 増川淳二・秋山暉・齊藤宗・内藤静男: 既存 RC 橋脚の炭素繊維シートによる曲げ及びせん断補強, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.18, No.2, pp.89-94, 1996.
- 163) 金海鉦・袴田文雄・井上晋・小林和夫: 耐力補強に着目した炭素繊維シートによる RC 橋脚補強の実験的検討, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.19, No.2, pp.243-248, 1997.
- 164) 植木博・桑野忠生・須藤肇・藤本吉一: 矩形 RC 橋脚の耐震性向上に関する模型実験 (報告), コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.19, No.2, pp.333-338, 1997.
- 165) 李泳昊・松井繁之・小林朗・真鍋隆: 円形 RC 橋脚の耐震補強に関する実験的な研究, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.20, No.1, pp.557-562, 1998.
- 166) 三田村浩・新山惇・佐藤昌志・伊藤浩: 桁拘束を有する RC 橋脚の FRP シートによる曲げ補強効果に関する実験, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.22, No.3, pp.1585-1590, 2000.
- 167) 米田慶太・川島一彦・庄司学: 炭素繊維シートを用いた円形断面鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強効果, 土木学会論文集, No.682/I-56, pp.41-56, 2001- 7.
- 168) 山本貴士・服部篤史・宮川豊章: 炭素繊維シート補強部材の耐荷特性に与える鉄筋腐食の影響, 材料, 日本材料学会, Vol.50, No.8, pp.877-882, 2001-8.
- 169) 松岡健一・岸徳光・佐藤昌志・三上浩: 水平衝撃加重載荷による大型 RC 橋脚模型の破壊性状, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.18, No.2, pp.857-862, 1996.
- 170) 佐藤昌志・西弘明・三上浩・岸徳光: アラミドテープを巻き付けた RC 橋脚模型の静的耐荷性状, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.18, No.2, pp.1451-1456, 1996.
- 171) 三上浩・佐藤昌志・谷本俊充・松岡健一: アラミドテープを巻き付けた RC 橋脚模型の靱性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.18, No.2, pp.1457-1462, 1996.
- 172) 佐藤昌志・三上浩・三田村浩・木下昌樹: 実規模壁式 RC 橋脚の AFRP シート巻き付けによる靱性能向上効果, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.21, No.3, pp.1369-1374, 1999.
- 173) 池田憲二・吉田統一・三上浩・佐藤昌志: AFRP シート巻き付けされた段落しを有する実規模 RC 橋脚の動的プッシュオーバー実験, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学

- 会, Vol.22, No.3, pp.1573-1578, 2000.
- 174) 吉田紘一・三田村浩・三上浩・岸徳光：AFRP シート巻き付けされた段落しを有する実規模 RC 橋脚の静載荷実験，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.22, No.3, pp.1579-1584, 2000.
- 175) 池田憲二・三田村浩・長谷川正・岸徳光：主鉄筋段落しを有する壁式 RC 橋脚の効果的な補強法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.23, No.1, pp.949-954, 2001.
- 176) 畑山朗・池田憲二・長谷川正・岸徳光：AFRP シート巻き付けと貫通鉄筋拘束法を用いた長方形断面 RC 橋脚の靱性補強効果，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.24, No.2, pp.1267-1272, 2002.
- 177) 浅井洋・三上浩・三加崇・井之上賢一：段落し部を 2 方向アラミド繊維シートで補強した RC 橋脚の正負交番載荷実験，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.29, No.3, pp.1525-1530, 2007.
- 178) 三田村浩・本間淳史・下村匠・丸山久一：アラミドロープを用いた RC 橋脚の鉄筋段落し部のじん性補強に関する検討，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.30, No.3, pp.1267-1272, 2008.
- 179) 澤松俊寿・三田村浩・秀熊佑哉・塩畑英俊：連続繊維による基部曲げ補強を施した RC 橋脚の交番載荷実験，Vol.33, No.2, pp.997-1002, 2011.
- 180) 渡邊一悟・畑山朗・岸徳光・長谷川正：正負交番載荷を行った壁式 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，日本コンクリート工学会，Vol.25, No.2, pp.1903-1908, 2003.
- 181) 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，日本コンクリート工学会，Vol.26, No.2, pp.1723-1728, 2004.
- 182) 益田彰久・丹間泰郎・岩田秀治・渡辺忠明：FRP シートによる RC 橋脚のせん断補強効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.25, No.1, pp.1541-1546, 2003.
- 183) 内野裕士・幸左賢二・合田寛基・森暁一：鋼繊維を用いた RC 橋脚の変形性能改善に関する実験的評価，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.27, No.2, pp.1351-1356, 2005.
- 184) 中村智・日野伸一・山口浩平・佐藤貢一：PCM 吹付け工法による既設 RC 橋脚の耐震補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.29, No.3, pp.1219-1224, 2007.
- 185) 中村智・日野伸一・山口浩平・佐藤貢一：PCM 吹付け工法による既設 RC 橋脚の段落とし部の耐震補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.30, No.3, pp.1171-1176, 2008.
- 186) 宮内克之・秋田政人・下枝博之・黒石吉孝：乾式吹付け工法を用いた RC 橋脚の曲げ耐力向上型補強，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.31, No.2, pp.973-978, 2009.

- 187) 宮内克之・秋田政人・下枝博之：炭素繊維グリッドと乾式吹付け工法を用いた既存 RC 橋脚の曲げ耐力向上型補強，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.32，No.2，pp.1369-1374，2010.
- 188) 宮内克之・下枝博之：既存 RC 橋脚の曲げ耐力向上型補強におけるアンカー筋と炭素繊維グリッドとの継手性能について，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.33，No.2，pp.1363-1368，2011.
- 189) 大滝健・黒岩俊之・宮城敏明・水上善晴：インターロッキングスパイラル筋を有する RC 橋脚の交番載荷実験，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.22，No.3，pp.367-372，2000.
- 190) 黒岩俊之・宮城敏明・大滝健・水上善晴：インターロッキングスパイラル配筋による RC 橋脚の合理化工法（報告），コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.23，No.2，pp.1279-1284，2001.
- 191) 宮路健太郎・中澤宣貴・川島一彦・渡邊学歩：高強度コンクリート及び高強度鉄筋を用いた RC 橋脚の耐震性，構造工学論文集，土木学会，Vol.51A，pp.809-816，2005-3.
- 192) 杉崎向秀・小林薫：コアコンクリートの補強鉄筋を分割配置した RC 橋脚の変形挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.28，No.2，pp.37-42，2006.
- 193) 牧剛史・Pandey, G. R.・睦好宏史・福田雄志：軸方向鉄筋のアンボンド化による RC 橋脚の地震時損傷制御，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.28，No.2，pp.1033-1038，2006.
- 194) 大矢智之・太田啓介・松崎裕・川島一彦：RC 橋脚の曲げ破壊特性に及ぼす寸法効果に与える軸方向鉄筋強度の影響，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.69，No.4，pp.I\_829-I\_838，2013.
- 195) 大塚久哲・高文君・伊藤耀・河邊修作・今村壮宏：軸力と交番載荷を受けるフレキシブル RC 橋脚の復元力特性と軸方向鉄筋の伸び出し量に関する考察，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.70，No.4，pp.I\_433-I\_442，2014.
- 196) 鈴木裕隆・菅野貴浩・土田大輔・石橋忠良：ストラット部材を用いた RC 橋脚の耐震性向上に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.28，No.2，pp.1099-1104，2006.
- 197) 幸田和明・菅野貴浩・松尾伸二・渡部太一郎：鋼材を斜めに配置した RC 橋脚の耐震補強効果に関する実験，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.30，No.3，pp.1231-1236，2008.
- 198) 幸田和明・築嶋大輔・松尾伸二・菅野貴浩：PC 鋼材を斜めに配置した RC 橋脚の耐震補強効果に関する実験，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.31，No.2，pp.1099-1104，2009.
- 199) 川島一彦・星隈順一・運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.83-95，1995-10.
- 200) 松浦靖治・沢野嘉延・金好昭彦・宮本文穂：RC 橋脚の動的応答解析による損傷評価，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.18，No.2，pp.275-280，1996.



- 201) 大内一・林秀侃・幸左賢二・田坂幹雄：数値解析による RC 橋脚の破壊メカニズムに関する検討，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.19，No.2，pp.411-416，1997.
- 202) 榊原泰造・川島一彦：庄司学：矩形断面鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する実験的研究，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，土木学会，Vol.25，pp.721-724，1999-7.
- 203) 幸左賢二・山口栄輝・永瀬英生・廣岡明彦：台湾大地震による RC 橋脚被害調査（報告），コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.22，No.1，pp.559-564，2000.
- 204) 佐藤京・岡田慎哉・張広鋒・岸徳光：斜角を有する壁式 RC 橋脚模型の静的耐荷性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.25，No.2，pp.343-348，2003.
- 205) 小林寿子・斉藤成彦・太田浩一郎・小林薫：RC 橋脚段落し部の曲げ損傷メカニズムに関する基礎的検討，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.32，No.2，pp.19-24，2010.
- 206) 小林寿子・斉藤成彦・小林薫：段落し部で曲げ破壊する RC 橋脚の損傷状況に関する検討，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.33，No.2，pp.13-18，2011.
- 207) 鷹野秀明・小林薫：RC 橋脚の中間部で損傷を制御するために内巻きスパイラル筋を用いた基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.35，No.2，pp.817-822，2013.
- 208) 松本典人・香川尚史・豊福俊英・眞島光保：震害を受けた RC 橋脚の損傷分析と特徴，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.18，No.2，pp.47-52，1996.
- 209) 水田崇志・小林和夫・幸左賢二・安田扶律：修正圧縮場理論による実 RC 橋脚のせん断耐力評価，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.19，No.2，pp.387-392，1997.
- 210) 田中克典・林秀侃・幸左賢二・安田扶律：RC 橋脚損傷度の定量的評価，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.19，No.2，pp.393-398，1997.
- 211) 幸左賢二・藤井康男・田中克典：損傷形態に着目した被災 RC 橋脚分析，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.21，No.3，pp.1201-1206，1999.
- 212) 高橋良和・家村浩和・杉本高志：RC 橋脚の損傷に載荷履歴が及ぼす影響に関する一考察，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，土木学会，Vol.25，pp.713-716，1999-7.
- 213) 家村浩和・三上卓：目標耐震性能に必要な降伏強度と塑性率のスペクトル，土木学会論文集，No.689/I-57，pp.333-342，2001- 10.
- 214) 三上卓・家村浩和：塑性域の二次剛性が必要降伏強度と応答塑性率に及ぼす影響，構造工学論文集，土木学会，Vol.48A，pp.619-629，2002-3.
- 215) 真田修・五藤正樹・竈本武弘・柳澤博：塩害環境下の道路橋 RC 橋脚補強における既設鉄筋の腐食塩分量算定手法の確立と塩害対策工の合理化施工，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.31，No.1，pp.1021-1026，2009.
- 216) 笹谷輝彦・浦修造・津田誠・鳥居和之：ASR により劣化した RC 橋脚の補強とモニタリング，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.33，No.1，pp.1019-1024，2011.
- 217) 山崎康紀・秋山充良・鈴木基行：信頼性理論に基づく RC 橋脚の地震時安全性評価法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.19，No.2，pp.441-446，1997.

- 218) 松中亮治・山崎康紀・秋山充良・鈴木基行：相関を考慮した信頼性理論に基づく RC 橋脚の地震時安全性評価法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.20，No.3，pp.979-984，1998.
- 219) 岩本篤・青戸拡起・吉川弘道：RC 橋脚の損傷期待値算定に関する一手法，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.21，No.1，pp. 27-32，1999.
- 220) 秋山充良・野口文孝・伊東佑香・鈴木基行：確率的地震ハザード解析結果を反映した RC 橋脚の耐震設計に用いる安全係数と設計地震力の設定の試み，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.26，No.2，pp.1147-1152，2004.
- 221) 船越寿明・森川英典・高田至郎：RC 橋脚を有する橋梁構造系の耐震信頼性評価，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.23，No.3，pp.1087-1092，2001.
- 222) 小林雅人・森川英典：支承と入力地震動の不確定性を考慮した RC 橋脚を有する橋梁構造系の耐震信頼性解析，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.26，No.2，pp.1369-1374，2004.
- 223) 中田宙志・松崎裕・川島一彦：材料特性のばらつきを考慮した RC 橋脚の耐震性能評価に関する研究，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.65，No.1，pp.468-477，2009.
- 224) 松崎裕・秋山充良・黒田千砂子：海洋環境下にある RC 橋脚のライフタイムにわたる耐震信頼性評価，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.33，No.2，pp.877-882，2011.
- 225) 横井克則・水口裕之・島弘・秋林稿：RC 橋脚の震害損傷度と補修後の復元力特性との関係，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.12，No.1，pp.1287-1292，1990.
- 226) 秋林稿・島弘・水口裕之・横井克則：震害補修された RC 橋脚の動的復元力特性に及ぼす再来地震波の影響：コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.13，No.2，pp.873-876，1991.
- 227) 稲田文展・睦好宏史・Zatar, W.：プレストレスを導入した RC 橋脚の耐震性状，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.20，No.3，pp.739-744，1998.
- 228) 増川淳二・須田久美子・前川宏一：かぶりコンクリートの剥離と鉄筋座屈を考慮した中空断面 RC 橋脚の 3 次元非線形 FEM 解析，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.21，No.3，pp.37-42，1999.
- 229) 大塚久哲・水取和幸・首藤政徳・浜崎大輔：RC 部材の非線形モデル化による地震応答特性の違いに関する考察，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，土木学会，Vol.25，pp.941-944，1999-7.
- 230) 大塚久哲・高野道直・小山保郎・川野亮：道路橋橋脚の動的解析における基礎の減衰定数に関する考察，構造工学論文集，土木学会，Vol.46A，pp.732-736，2000-3.
- 231) 内藤英樹・秋山充良・鈴木基行：軸方向鉄筋の非弾性座屈解析に基づく単柱式 RC 橋脚の終局変位算定法，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.24，No.2，pp.991-996，2002.
- 232) 三木朋広・Lertsamattiyakul, M.・二羽淳一郎：鉄筋座屈を考慮した格子モデルによる RC 橋脚の静的正負交番解析，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.24，No.2，pp.979-984，2002.

- 233) 三木朋広・二羽淳一郎：軸方向鉄筋の抜出しを考慮した格子モデル解析による RC 橋脚の非線形履歴挙動の予測，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.25，No.2，pp.1183-1188，2003.
- 234) 三木朋広・鈴木暢恵・二羽淳一郎：交番ねじりとせん断の複合荷重を受ける RC 橋脚の 3 次元格子モデル解析，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.26，No.2，pp.67-72，2004.
- 235) 瀧口将志・大塚久哲・池永貴史：鉄筋とコンクリートの荷重分担を考慮した RC 部材の履歴モデルの提案，構造工学論文集，土木学会，Vol.55A，pp.1075-1084，2009-3.
- 236) 井上晋・宮川豊章・藤井学：RC 部材中の軸方向鉄筋の座屈に関する実験的検討，材料，日本材料学会，Vol.40，No.456，pp.1208-1213，1991-9.
- 237) 星隈順一・川島一彦・長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係，土木学会論文集，No. 520/V-28，pp.1-11，1995- 8.
- 238) 武村浩志・川島一彦：鉄筋コンクリート橋脚の載荷履歴特性のモデル化，第 24 回地震工学研究発表会講演論文集，土木学会，Vol.24，pp.1001-1004，1997-7.
- 239) 家村浩和：極限地震動に対する要求性能と設計法のあり方，土木学会論文集，No.623/VI-43，pp.1-8，1999- 6.
- 240) 岩田秀治・大滝健・家村浩和：損傷後の大断面 RC 橋脚の耐震補修・補強効果に関する実験的研究，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，土木学会，Vol.26，pp.1393-1396，2001-8.
- 241) 中野友裕・田邊忠顕：円形断面 RC 橋脚の動的耐震照査法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.27，No.2，pp.37-42，2005.
- 242) 岡田慎哉・岸徳光・張広鋒：段落し部を有する壁式 RC 橋脚に関する弾塑性解析法の妥当性検討，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.28，No.2，pp.91-96，2006.
- 243) 秋山芳幸・平澤征夫・大嶽秀暢：RC 橋脚の動的解析に用いる非線形特性の仮定に関する研究，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.28，No.2，pp.1021-1026，2006.
- 244) 古川愛子・崔準祐・大塚久哲：Pushover 解析と振動モニタリングによる RC 橋脚の地震被災度の即時判定手法について，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.32，No.2，pp.919-924，2010.
- 245) 日本鋼構造協会編：土木鋼構造物の性能設計ガイドライン，JSSC テクニカルレポート，日本鋼構造協会，2001-10.
- 246) 性能規定型耐震設計法に関する研究委員会編：性能規定型耐震設計－現状と課題，日本地震工学会，鹿島出版，pp.1-2，2006-6.
- 247) 池田尚治：コンクリート構造物の性能創造型設計について，コンクリート工学，日本コンクリート工学会，Vol.49，No.11，pp.3-7，2011-11.
- 248) 目黒公郎・村尾修：都市と防災，放送大学教育振興会，pp.78-80，2008-3.
- 249) 川本篤志・白木渡・保田敬一・伊藤則夫・堂垣正博：地震被災を想定した道路ネットワークのライブ管理システムの構築，構造工学論文集，土木学会，Vol.54A，pp.152-161，2008-3.
- 250) 福田厚・川本篤志・白木渡・伊藤則夫・保田敬一・堂垣正博：ライブ管理手法を用いた震災時における道路ネットワークの安全性評価に関する一提案，安全問題研究論文集，土木学会，Vol.3，pp.89-94，2008-11.

- 251) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編，丸善，2012-3.
- 252) 藤原稔：道路橋技術基準の変遷，技報堂出版，2009-4.
- 253) 内務省土木局：道路橋に関する細則案，1926.
- 254) 森本尚樹：砂上の橋脚「基準」とは何か 1. 免責 国の定め以上にできますか，神戸新聞，朝刊，2014-10.17.
- 255) 森本尚樹：砂上の橋脚「基準」とは何か 2. 想定地震規模 「過去最大」ですらない，神戸新聞，朝刊，2014-10.18.
- 256) 森本尚樹：砂上の橋脚「基準」とは何か 3. 強震記録 データ取得 数カ所のみ，神戸新聞，朝刊，2014-10.20.
- 257) 森本尚樹：砂上の橋脚「基準」とは何か 4. 「東日本」の被害 震度が問題ではない，神戸新聞，朝刊，2014-10.22.
- 258) 森本尚樹：砂上の橋脚「基準」とは何か 5. 安全性の追求 「最低限」が投資の上限に，神戸新聞，朝刊，2014-10.23.
- 259) 森本尚樹：砂上の橋脚「基準」とは何か 6. 節約工法 欠陥露呈，切迫感なく，神戸新聞，朝刊，2014-10.24.
- 260) 森本尚樹：砂上の橋脚「基準」とは何か 7. 既存不適格 対症療法ではなく，抜本策を，神戸新聞，朝刊，2014-10.25.
- 261) 森本尚樹：砂上の橋脚「基準」とは何か 覚悟と備え 私たちが問われている覚悟と備え，神戸新聞，朝刊，2014-10.26.
- 262) 土木学会・鋼構造委員会編：鋼構造シリーズ 12 座屈設計ガイドライン，改定第 2 版 [2005 年版]，丸善，2005.
- 263) 忠和男：既設薄肉鋼製部材の耐震補強法に関する研究，名古屋工業大学博士（工学）請求論文，第 271 号，2011-3（HP，[http://repo.lib.nitech.ac.jp/bitstream/123456789/3172/3/ot2010\\_Chū.pdf](http://repo.lib.nitech.ac.jp/bitstream/123456789/3172/3/ot2010_Chū.pdf)）.
- 264) 井ヶ瀬良則・緒方紀夫・田村陽司：壁式橋脚の耐震補強工法に関する試験検討，構造工学論文集，土木学会，Vol.43A，pp.1295-1300，1997-3.
- 265) 内務省土木局：鋼道路橋設計示方書（案），1939-2.
- 266) 日本道路協会編：鋼道路橋設計示方書，1956-5.
- 267) 日本道路協会編：道路橋耐震設計指針・同解説，丸善，1972-5.
- 268) 建設省：新耐震設計法（案），1977.
- 269) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，1980-5.
- 270) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，1990-2.
- 271) 日本道路協会編：鋼道路橋設計示方書 鋼道路橋製作示方書 解説，丸善，1964-8.
- 272) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編，丸善，1973-2.
- 273) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編，丸善，1980-2.
- 274) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編，丸善，1995-2.
- 275) 中井博・北田俊行・鈴木巖・堀江佳平・祝賢治：開口部を有する圧縮補剛板の実績調査，橋梁と基礎，Vol.30，No.9，pp.31-38，1996-9.
- 276) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編，丸善，1990-2.
- 277) 土木学会鋼構造委員会編：鋼構造シリーズ 2 座屈設計ガイドライン，丸善，1987.

- 278) MSC SOFTWARE : Marc Volume A, 理論およびユーザー情報, 2003.
- 279) MSC SOFTWARE : Marc Volume B, 要素ライブラリ, pp.1-6, 2003.
- 280) Buyukozturk, O. : Nonlinear analysis of reinforced concrete structures, Computers & Structures, Vol.7, Issue.1, pp.149-156, 1977.
- 281) 佐々木慎一・田口史雄・嶋田久俊 : 鋼橋塗装の塗膜劣化に関する調査, 北海道開発土木研究所月報, No.594, pp.13-22, 2002-11.
- 282) 土木学会コンクリート委員会編 : コンクリート標準示方書, 維持管理編, 丸善, 2007.
- 283) 玉越隆史・大久保雅憲・渡辺陽太 : 道路橋の計画的管理に関する調査研究-橋梁マネジメントシステム(BMS)-, 国総研資料第 523 号, 国土技術政策総合研究所, 2007.
- 284) Frangopol, D. M., Lin, K. -Y., and Estes, A. C. : Life-cycle cost design of deteriorating structures, *Jour. of Struct. Engrg.*, Proc. of ASCE, Vol.123, No.10, pp.1390-1401, 1997.
- 285) Frangopol, D. M., Lin, K. -Y., and Estes, A. C. : Reliability of reinforced concrete girders under corrosion attack, *Jour. of Struct. Engrg.*, Proc. of ASCE, Vol.123, No.10, pp.286-297, 1997.
- 286) 草野直樹 : 土木分野におけるリスクマネジメントの必要性, 土木学会誌, Vol.85, pp.6-8, 2000-7.
- 287) 土木学会地震工学委員会・レベル 2 地震動研究小委員会編 : レベル 2 地震動研究小委員会の活動成果報告書, 2003-3.
- 288) 中島正人 : 高地震帯における地震ハザード評価方法の提案ー対象期間における地震の複数回発生を考慮した検討ー, 電力中央研究所報告, 研究報告, N08069, 2009-7.
- 289) 阪神・淡路大震災調査報告委員会編 : 阪神・淡路大震災調査報告ー土木構造物の応急復旧, 補修, 補強, 土木学会, 1999-1.
- 290) 道路保全技術センター編 : 橋梁マネジメントシステムの詳細資料, 2005-11.
- 291) 道路保全技術センター編 : 道路橋の補修・補強計算例, 鹿島出版会, 2008-12.

## 記 号

$A_l$	縦方向補剛材 1 本あたりの断面積
$a_d$	ダイヤフラム間隔
$a$	腐食量とひび割れ幅を関連付ける係数
$B$	補剛板パネルの全幅
$B_f, B_w$	フランジパネルおよび腹板パネルの全幅
$b_f, b_w$	フランジおよび腹板の縦補剛材間の板パネル幅
$b_p$	正方形断面の場合の縦方向補剛材間の主板パネルの幅
$b_s$	縦方向補剛材の自由突出幅
$C(x,t)$	深さ $x(\text{cm})$ , 時刻 $t(\text{年})$ における塩化物イオン濃度
$C_0$	表面における塩化物イオン濃度
$C_i$	初期含有塩化物イオン濃度
$C_i$	初期建設費
$C_f$	復旧コスト
$C_m$	維持管理費
$C_r$	更新費
$C_{sr}$	地震リスク費用
$c$	腐食による初期ひび割れ幅
$c_G$	地盤別補正係数
$c_I$	重要度別補正係数
$c_P$	等価重量算出係数
$c_R$	残留変位補正係数
$c_T$	固有周期別補正係数
$c_Z$	地域別補正係数
$c_{Iz}, c_{IIz}$	レベル 2 地震動のタイプ I 地震動とタイプ II 地震動の地域別補正係数
$c_s$	構造物特性補正係数
$c_z$	地域別補正係数
$D_{ap}$	塩化物イオンの見かけの拡散係数
$D_r$	被災度ランク
$E$	橋脚を構成する材料の縦弾性係数
$E_c$	コンクリートの縦弾性係数
$E_{c1}$	充填コンクリートの縦弾性係数
$E_{c2}$	圧縮ひずみが 1,000 ( $\mu$ ) に到達した以降のひずみ勾配係数
$E_{c3}$	限界圧縮ひずみ以降のひずみ下降勾配係数
$E_{cyc}$	橋脚のエネルギー吸収能
$E_{des}$	最大圧縮応力以降の下降勾配
$E_i$	繰返しサイクルが $i$ 回目に吸収されるエネルギー量
$E_s$	鋼板の縦弾性係数

$E_{sp}$  : 鋼板のひずみ硬化係数  
 $E_y$  : 橋脚の頂部での水平変位が降伏変位 $\delta_y$ に到達するまでに吸収したエネルギーの総量  
 $e$  : 橋脚の中立軸から最縁までの距離  
 $erf$  : 誤差関数  
 $g$  : 重力加速度  
 $H$  : 水平荷重  
 $H_1, H_2, H_3$  : 機能 1, 2, 3 に対応する水平荷重  
 $H_{10}$  : 設計時に決定した水平荷重の限界機能レベル  
 $H_{A0}, H_{B0}$  : 設計時の性能 A および B からなる橋脚の最大水平荷重  
 $H_E$  : 弾性応答水平力  
 $H_{max}$  : 最高水平耐力  
 $H_y$  : 橋脚の初期降伏時の水平強度  
 $h$  : 橋脚の高さ  
 $h_c$  : 充填されたコンクリートの高さ  
 $I$  : 橋脚の断面 2 次モーメント  
 $I_l$  : 縦方向補剛材 1 本あたりの断面 2 次モーメント  
 $I_t$  : 横方向補剛材 1 本あたりの断面 2 次モーメント  
 $i$  : 断面 2 次半径  
 $K$  : 橋脚の有効座屈長係数  
 $k$  : 水平震度  
 $k_0, k_{h0}$  : 標準設計震度  
 $k_{cr}$  : 周辺単純支持され、一方向から圧縮された無補剛長方形板の弾性圧縮座屈係数  
 $k_{crs}$  : 3 辺単純支持で 1 辺自由な無限板の弾性圧縮座屈係数  
 $k_h$  : 震度法に用いる設計水平震度  
 $k_{Ihc}, k_{IIhc}$  : レベル 2 地震動のタイプ I 地震動とタイプ II 地震動の設計水平震度  
 $k_{hc}$  : 設計水平震度  
 $k_{hc}'$  : 等価水平震度  
 $k_{hc}^*$  : 起こった地震動強度と橋脚の地震時保有水平耐力が同じ値になる場合の水平震度  
 $k_{hc0}$  : 設計水平震度の標準値  
 $k_{hc0}^*$  :  $k_{hc}^*$ に対応する水平震度の標準値  
 $k_{hm}$  : 修正震度法に用いる設計水平震度  
 $k_v$  : 鉛直震度  
 $k_R$  : 抵抗震度  
 $k_S$  : 外力震度  
 $L_p$  : 塑性ヒンジ長  
 $M_y$  : 橋脚の初期降伏モーメント  
 $N$  : 繰返しサイクルの総数  
 $n_c$  : コンクリートの圧縮応力を算定するための定数  
 $n_l$  : 縦方向補剛材によって区切られるパネル数

$n_s$  : 縦方向補剛材の本数  
 $P$  : 軸方向圧縮力  
 $P_E$  : 弾性応答水平力  
 $P_a$  : 地震時保有水平耐力  
 $P_f(t, D_r)$  : 損傷発生確率  
 $P_{s0}$  : 橋脚のせん断耐力  
 $P_u$  : 橋脚の終局水平耐力  
 $P_y$  : 橋脚全断面が軸方向力によって降伏したときの荷重  
 $R$  : 耐震裕度  
 $R'$  : 設計時に決定した耐震裕度の限界機能レベル  
 $R_0$  : 設計時の設計基準に対する耐震裕度  
 $R_F$  : 縦方向補剛材の必要剛度に関する補剛板全体の幅厚比パラメータ  
 $R_{LS1}$  : 耐震性能 1 の限界に対する耐震裕度  
 $R_{LS2}$  : 耐震性能 2 の限界に対する耐震裕度  
 $R_{LS3}$  : 耐震性能 3 の限界に対する耐震裕度  
 $R_R$  : 縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータ  
 $R_f, R_w$  : フランジおよび腹板の幅厚比パラメータ  
 $R_p$  : 正方形断面の場合の縦方向補剛材間の主板パネルの幅厚比パラメータ  
 $R_s$  : 縦方向補剛材の自由突出幅比パラメータ  
 $R_t$  : 無補剛円筒の径厚比パラメータ  
 $r$  : 橋脚の降伏剛性に対する 2 次剛性比  
 $T_0$  : 橋脚の固有周期  
 $t$  : 経過年数  
 $t_0$  : 補剛板幅と応力勾配の関係から求められる板厚  
 $t_P$  : 補剛板パネルの板厚  
 $t_n$  : 地震リスク費用を計算する時点までの経過年数  
 $t_f, t_w$  : フランジおよび腹板の板厚  
 $t_p$  : 正方形断面の場合の補剛板パネルの板厚  
 $t_s$  : 縦方向補剛材の板厚  
 $V_{red}$  : 鉄筋減少率  
 $W$  : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量  
 $W_U$  : 上部構造の重量  
 $W_P$  : 橋脚の躯体重量  
 $W/C$  : 水セメント比  
 $Z$  : 性能関数  
 $Z_s$  : 断面係数  
 $\alpha$  : 地震加速度  
 $\alpha_0$  : 補剛板の限界縦横比  
 $\alpha_c, \beta_c$  : 断面の補正係数 (矩形断面の場合には  $\alpha_c=0.2$ ,  $\beta_c=0.4$ , 円形断面の場合には  $\alpha_c=\beta_c=1.0$ )



$\alpha_e$  : 等価水平加速度  
 $\alpha_i$  : 耐震性能  $i$  の許容塑性率を求める場合に用いる安全係数で,  $\alpha_i = 1.2$   
 $\alpha_p$  : 補剛板の縦横比  
 $\alpha_s$  : 鉄筋の腐食速度とひび割れ幅を関連付ける係数  
 $\beta$  : 固有周期による補正係数  
 $\beta_n$  : 軸方向鉄筋のはらみ出しに抵抗するバネの定数  
 $\delta$  : 水平変位  
 $\delta_1, \delta_2, \delta_3$  : 機能 1, 2, 3 に対応する水平変位  
 $\delta_{0.5}$  : 橋脚の包絡線上で最高荷重から強度が 95% 荷重点まで低下した時の変位  
 $\delta_{LSi}$  : 耐震性能  $i$  の限界状態に対応する水平変位  
 $\delta_R$  : 残留変位  
 $\delta_{Ra}$  : 許容残留変位  
 $\delta_{Rd}$  : 設計残留変位  
 $\delta_l$  : 縦方向補剛材 1 本あたりの断面積比  
 $\delta_{max}$  : 橋脚の最高水平荷重時の水平変位  
 $\delta_{max,r}$  : 応答継続中の最大変位  
 $\delta_{off}$  : 荷重を除荷した後の橋脚の水平変位  
 $\delta_x$  : 橋脚の包絡線上で  $x\%$  耐力点に対応する水平変位  
 $\delta_y$  : 橋脚の初期降伏時の水平変位  
 $\varepsilon_c$  : コンクリートの圧縮ひずみ  
 $\varepsilon_{c1}$  : 圧縮ひずみ ( $\varepsilon_{c1} = -1,000$  ( $\mu$ ))  
 $\varepsilon_{c2}$  : 最大圧縮ひずみ  
 $\varepsilon_{c3}$  : 限界圧縮ひずみ  
 $\varepsilon_{c4}$  : 破壊時の圧縮ひずみ  
 $\varepsilon_{cc}$  : コンクリートが最大圧縮応力に達するときのひずみ  
 $\varepsilon_{ct}$  : 最大引張ひずみ  
 $\varepsilon_{sy}$  : 鋼板の降伏ひずみ  
 $\phi$  : 鉄筋径  
 $\phi'$  : 軸方向主鉄筋の直径  
 $\gamma$  : 縦方向補剛材の曲げ剛比  
 $\gamma_{FE}$  : 鉄筋の単位体積質量  
 $\gamma^*$  : 示方書で定められた必要最小剛比  
 $\gamma_{cl}$  : 予測の精度に関する安全係数 ( $\gamma_{cl} = 1.0$ )  
 $\bar{\lambda}$  : 細長比パラメータ  
 $\mu$  : 塑性率  
 $\mu_0$  : 設計時の橋脚の塑性率  
 $\mu_{0.5}$  : 橋脚の包絡線上で最高荷重から強度が 95% 荷重点まで低下した時の塑性率  
 $\mu_T$  : 目標塑性率  
 $\mu_a$  : 許容塑性率

$\mu_{a,i}$  : 耐震性能  $i$  に対する許容塑性率  
 $\mu_m$  : 橋脚の最高水平荷重時の塑性率  
 $\mu_{\max}$  : 応答継続中の最大変位に対応する塑性率  
 $\mu_r$  : 橋脚の最大応答塑性率  
 $\nu_1$  : 地域別補正係数  
 $\nu_2$  : 地盤別補正係数  
 $\nu_3$  : 重要度別補正係数  
 $\nu_1$  : 地域別補正係数  
 $\nu_c$  : 充填コンクリートのポアソン比  
 $\nu_s$  : 鋼板のポアソン比  
 $\rho_s$  : 横拘束鉄筋の体積比  
 $\sigma_{c1}$  : 圧縮ひずみが 1,000 ( $\mu$ ) に到達したときの圧縮応力  
 $\sigma_{c2}$  : 最大圧縮応力  
 $\sigma_{cc}$  : コンクリートの最大圧縮応力  
 $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度  
 $\sigma_{cr}$  : 局部座屈に対する許容応力度  
 $\sigma_{ct}$  : 充填コンクリートの最大引張応力  
 $\sigma_{sy}$  : 鋼板の降伏点応力  
 $\sigma_y$  : 材料の初期降伏点応力  
 $\sigma_{y,cr}$  : 横拘束鉄筋の降伏点応力  
 $\sigma_{y,r}$  : 軸方向鉄筋の降伏点応力