

J-BEC

レポート

2011 Vol.6



財団法人 海洋架橋・橋梁調査会
Japan Bridge Engineering Center

目次

巻頭言

東京大学工学系研究科社会基盤学専攻 教授 藤野 陽三

委託研究

橋梁点検・診断結果に基づく維持管理技術に関する研究 1

助成研究

・実インデント被覆ケーブル模型を用いたドライギャロッピングの検討 7

・継続時間の長い地震動を受ける鋼製橋脚の数十回オーダー
繰り返し耐荷性状に関する実験的・解析的検討 12

自主研究

平成23年東北地方太平洋沖地震による道路橋被害に関する調査 16

海外調査報告

AASHTO橋梁・構造小委員会年次総会 24

トピック

・優良表彰の受賞について 27

・橋梁研究開発助成等について 28

古(いにしえ)の橋探訪

新旧二つの銀橋は水の都のシンボル
大阪・桜宮橋(さくらのみやばし) 29

お知らせ

平成24年度 橋梁点検技術研修会 開催のご案内 31

橋梁の点検から性能評価へ

東京大学 工学系研究科社会基盤学専攻 教授 藤野 陽三



2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震とそれによる東日本大震災ではほぼ2万人の方が命を失い、三陸、宮城、福島県の沿岸の町が壊滅的に壊された。その上、福島の原子力発電所の事故が発生し、短期的にも長期的にも我が国は計り知れないほどのダメージを受けることになってしまった。復興に要する費用は20兆円とも30兆円とも言われている。国民一人あたりにして20万円、家族5人とすれば100万円のオーダーという大きな負担であり、復興のことまで考えれば国民すべてが当事者ということになる。

この地震の象徴は地面の揺れではなく、津波あるいは水であった。道路関係でも海岸沿いの盛土部や橋が数多く、津波で押し流されたが、地震の揺れそのものによる目立った被害は少なかったといえるであろう。国や道路会社の幹線道路のほとんどが、地震後もその機能を停止することなく、救援活動、救援物資や資材などの運搬に大いに貢献した。このことは高く評価できることである。東北地方には、自動車をはじめとする工業製品のキーとなる部品工場が多く存在していたが、その迅速な復旧にも道路が大いに貢献したことは間違いない。東北新幹線は被害を受け、再開には1カ月半ほどの時間を要してしまっただけに、主要幹線道路が大きな被害を免れたことは不幸中の幸いであった。

一方、まだ記憶が辿れる1995年の兵庫県南部地震による阪神淡路大震災では、激しい揺れによる交通インフラの被害が顕著であった。高架橋の倒壊、夥しい数の橋脚の被害をみて、誰もが、強い、そして粘りのある橋梁の必要性を実感したのであった。ただちに、道路橋耐震設計基準が大幅に改訂され、以来、それに基づき、新設のみならず、国を挙げて既存橋梁の耐震補強、耐震性能向上に励んできた。大筋としては、今回の地震において、その成果をみることでできたといえるであろう。地震工学という学問を確立させた、応答スペクトルの提案者としても知られる故G.W.ハウズナー教授(カリフォルニア工科大学名誉教授)は、1989年のロサンゼルス地震のあと、既存橋梁の地震に対するレトロフィットの重要性を訴える報告書を記しているが、その中で「時間との戦いである」と述べている。その意味では、この15年の我が国の補強活動は時間との戦いに勝った面がある。ただ、全面的にそうなのであろうか？

茨城県の六鹿大橋では、パイルベントの橋脚が池の中で沈み、そのため桁も水の中に落ち、たまたま通りがかった車が落ち、犠牲者が一名でている。地方公共団体の橋は予算の関係で、耐震補強が済んでいないのが多く、茨城県では今でも橋の損傷のために閉鎖状態にある道路がある。仙台の

高架橋では反力分散ゴム支承が破断したが、このようなゴム支承の損傷例はいくつかあったようである。一方、耐震補強をしていないが、今回の地震で被害を受けなかった橋梁も多々ある。とにかく、津波により大きな被害を受けた例だけがクローズアップされたため、歪んだ真実が我々のような専門家にも頭に残る傾向にある。

確かに、津波による橋梁の破壊は今回の地震で突き付けられた新しい課題であり、研究者を含め多くの人の視点はそこに向けられているように思うが、それだけでよいのであろうか？

今回の地震の揺れは、K-netなどの数多くの地震計で記録されている。それを見ると、巨大地震にもかかわらず、ほぼすべての地震記録で、一般の構造物に影響の強い周期0.5秒から2秒の範囲では1995年兵庫県南部地震よりはやや低いレベルにあることが確認できる。道路橋は兵庫県南部地震の地震動を踏まえて大幅に入力上げた耐震設計に改訂しており、その意味で、新しい耐震設計に基づく道路橋は、今回の地震で神戸レベルの揺れを経験したわけではない。次に来る地震が、そのレベルを越さないという保証はない。もし、神戸レベル、すなわち耐震設計レベルの地震が来たとしたらどうだったのであろうか？ 被害は格段に増えたのか、それほどでもないのか？ 新設の橋、耐震補強された古い橋、耐震補強されていない古い橋、様々な橋が今回、様々なレベルの地震動を受け、様々な応答を示し、新しい耐震設計に基づく橋でも被害の兆候も出ている。

次に来るであろうといわれている巨大地震に対し、現行の耐震設計はこのままでよいのか？ レトロフィットすべきなのはどのような橋なのか？ どの部位なのか？ 補強しなくてもよい橋は？

日本を取り巻く経済・財務的状况は、兵庫県南部地震の時に比べかなり厳しいものがある。無駄を極力省くことが欠かせない。そのためには、まず、今回の地震における橋梁の挙動を整理し、評価し、どのような橋、部位の補強、性能向上が必要なのかを明らかにすることである。次に大事なものは、何十万とある既存の橋の性能、特に耐震性能の評価が必要になる。1つ1つの橋の性能にはばらつきが大きいと思われるだけにこのことが合理的な耐震レトロフィットにつながるからである。

我が国では、2007年のミネソタの落橋以来、橋梁点検の重要性が大きく指摘され、地方公共団体の橋梁においてもようやく点検が浸透しつつある。悪いところを探す点検も大事なものであるが、その上を行く橋梁の構造物としての構造性能、とくに地震に対する「性能評価」が今、強く望まれている。難しい課題であるが、我々橋梁集団のチャレンジが期待されている。

橋梁点検・診断結果に基づく 維持管理技術に関する研究

前 筑波大学大学院システム情報工学研究科教授 佐藤弘史
筑波大学大学院システム情報工学研究科准教授 岡本直久

1. 研究の背景

わが国ではすでに約15万橋の道路橋ストックが蓄積されており、今後はこれらのストックを適切に利用していく必要がある。これらのストックの中には、補修が必要な橋梁も少なくない。しかしながら、財政的な制約を考慮すると、補修すべき橋梁の優先度を適切に設定することが重要である。このような背景の下、財団法人海洋架橋・橋梁調査会からの委託により、平成21年8月から平成23年3月までの間、「橋梁点検・診断結果に基づく維持管理技術に関する研究」を実施した。本研究では、橋梁点検・診断に係わるデータを評価し、橋梁の健全度や重要度を考慮しながら補修優先度を合理的に設定し、効率的に維持管理業務を実施するための技術を提案することを目的とした。研究の概要を以下に紹介する。

2. 橋梁の重要度に関する研究

橋梁の損傷によって道路橋が閉塞された場合にもたらされる外部不経済を重要度と定義し、実際の道路ネットワークを対象として重要度を計算し、交通量を基本とした6つの指標との関係性について調べた。さらに、ここで計算されたユーザーコストについて考察を加えた。

2.1 重要度の定義

橋梁の損傷によって道路橋が閉塞された場合にもたらされる外部不経済を、ここでは重要度と定義する。すなわち、この外部不経済が大きい場合に重要度が高いと判断することができる。

2.2 外部不経済

外部不経済としては、閉塞に伴って生じる所要時間増加分および走行経費増加分を基本として、交通事故減少（自動車以外を加える）、環境影響（騒音削減、大気質の改善、温暖化防止）についても提示する。環境影響については、貨幣換算も行うが、原

単位については定まっていないことから参考値扱いとしたい。

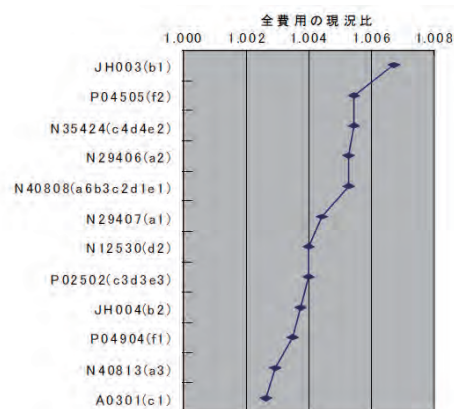
2.3 ケーススタディによる重要度の算定

ここでは、茨城県南地域の県道以上の道路ネットワークデータおよび交通量データを用いて、上記重要度を算定する。すなわち、まず現状における時間費用、走行費用、事故損失額、環境損失額を計算し、次にリンクの閉塞を想定し、その場合に、現状よりも各費用がどのように変化するかを把握する。

2.4 算定結果

リンクを閉塞した場合の全費用（時間費用、走行費用、事故損失額、環境損失額）と、閉塞しない場合の現況の全費用との比を大きい順に示したものが図2.1である。13ケースの試算結果によれば、ユーザーコストの現況に対する比率は高々1.007である。

さらに、交通量や混雑率等の指標と、上記重要度との関係を調べた。しかしながら、解析の結果、傾向を的確に示す指標が得られないことが分かった。すなわち、単純に交通量が多い道路が地域に与える影響が大きい道路とは言い切れないことが分かった。また同様に混雑率や通過交通率等の指標によっても、重要度との関係を明確に示すことは出来ないことが分かった。



図一2.1 リンクを閉塞した場合の全費用と現況（閉塞しない場合）の全費用との比

交通量や混雑率等の指標では重要度を明確に示すことができなかつた原因として、閉塞を設定した区間近傍に並行する道路が存在し、大きな迂回が必要ないため、変化が大きく生じないことが考えられた。そこで、交通量、あるいは走行台キロの指標が高い値を示す道路について、並行区間のリンクも閉塞させその影響を調べた。道路維持管理の問題の場合、多種道路が同時に閉塞する状況は想定できないが、閉塞の原因を地震等の外的要因によって生じるような状況は想定できる。結果を図2.2に示す。

いずれのケースでも全費用は増加しており、1区間の閉塞と比較して、影響度が大きいことが分かる。特に、交通量の大きい2つの道路を同時に閉塞させた場合、3%近くの費用増加を生じさせている。これより、交通量、走行台キロの大きい道路区間と並行する道路の同時閉塞によって、重要度へかなり大きな影響が生じることが明らかになった。すなわち、重要度の観点から橋梁補修の優先度を設定する場合には、①交通量、走行台キロという利用量指標に加え、②並行する代替道路の存在の有無も、考慮する必要のあることが示唆された。

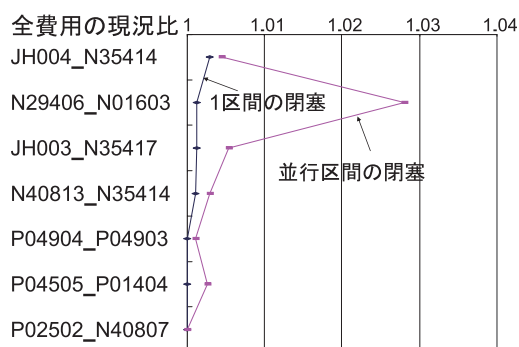


図-2.2 並行する区間も閉塞させた場合の全費用と現況（閉塞しない場合）の全費用との比

2.5 橋梁閉塞時のユーザーコストに関する考察

2.5.1 ユーザーコストと工事費用との比較

図2.1によれば、橋梁を閉塞した場合に発生する全費用の現況に対する比率は高々1.007であり、橋梁閉塞の影響が一見小さいように思われる。一方これらのコストを現況との差額で評価すると、1ケースを除きユーザーコスト（時間費用+走行費用+事故損失費用）が1千億円/年のオーダー（600~1500億円/年）で増えていた。これは、粗くいうと1月当たり百億円、1週間当たり20億円、1日当たり3億円/年のオーダーである。

これらを、橋梁の工事に関する費用 [1] と比較すると、ごく大雑把に言って、橋梁閉塞に伴う概ね1日分のユーザーコストは、橋長100mクラスの橋の新設あるいは床版打ち換えの費用になりうること、橋梁閉塞に伴う概ね0.1日分のユーザーコストは、橋長100mクラスの橋の支承あるいは伸縮装置の交換や塗装塗り替えの費用になりうるということがわかった。

以上の結果より、道路橋が損傷などによって閉塞された場合のユーザーコストは、橋梁の工事費用や補修費用に比べてずっと高くなる可能性があることがわかる。

2.5.2 P. T-Christensen の研究

P. T-Christensenは論文「Life-cycle cost-benefit (LCCB) analysis of bridges from a user and social point of view」 [2] の中で、ユーザーコストに関するいくつかの文献調査結果を紹介している。

たとえば、維持管理に関する米国橋梁の費用に関し、年間の直接費用は\$8.3billionであり、その内訳は、\$3.8 billionが更新費用、\$2.0billionがコンクリート床版の補修、\$2.0billionがコンクリート下部構造の補修、\$0.5billionが鋼橋の塗装であるとしている。さらに、これらの更新や補修によってもたらされる、交通の遅れや生産性の減少に起因するユーザーコストは直接費用の10倍以上に及ぶことがあるとしている。

また、英国のHighways Agencyのために実施された橋梁の維持管理費用に関する調査報告によれば、維持管理による遅れがもたらすユーザーコストは、直接費用に比べわずかな量から10倍以上にまで変化すること、その結果は計算の仮定に敏感に影響を受けること、維持管理費用が削減されると修理されるまで橋梁が閉塞あるいは制限されるため、£1millionの維持管理が実施されないことによるユーザーコストは£4.6millionにも上ることなどが示されている。

これらの事例を踏まえ、P. T-Christensenは、多くの場合ユーザーコストが点検費用や補修費用に比べて支配的になりうること、また、ユーザーコストについてはさらに研究が必要であることを結論としている。

2.5.3 NCHRP Report 483 Bridge Life-Cycle Cost Analysisにおける研究 [3]

本報告のPart II Guidance Manualではライフサイクルコスト解析の具体的な手法が記述されているが、

中でも興味深いのは単純な解析事例を記述した「A Simple Example of BLCCA Assumptions and Calculations」の部分である。ここでは、床版の架け替えを事例としながら、脆弱性や不確実性をLCC解析にどのように導入したかが示されている。仮定として、現在の床版は使えるが、問題が発生する可能性があり、頻繁な点検が必要であること、また、問題が発見されれば橋梁が閉鎖される可能性があり、発見されない場合には大きな被害をもたらす可能性があること、等が設定され、床版を架け替える場合と架け替えない場合とでライフサイクルコストを比較している。概要は以下の通りである。

2.5.3.1 床版を架け替えない場合

費用は大きく管理者コスト、ユーザーコスト、脆弱性コストに分けて算定している。

管理者コストとしては、点検費用と通常の維持費用が計上されている。これらは年間\$12,000と推定されているが、材料費の変動に応じある確率で変動することが想定されている。また、床版を架け替えない場合には架け替え工事に伴う迂回や渋滞は生じないので、ユーザーコストは計上していない。

脆弱性リスクとしては、荷重に起因する事故、床版の状態に起因する交通事故、および地震被害を想定しており、それぞれの1年あたりの発現確率や発現した場合の費用を設定している。事象毎に費用の期待値が計算され、合計の期待値は毎年\$260,000と算定されている。

したがって、床版を架け替えない場合には管理者コストは年間\$12,000と低いものの、脆弱性コストは年間\$260,000とずっと大きな値になっている。コストの計算期間を25年間とし、実質の利子率を4%と仮定し、現在価値に割り戻して合計した値は\$4,252,818と計算されている。

2.5.3.2 床版を架け替える場合

管理者コストとしては、床版更新のための設計・施工費用と、完成後の点検・維持費用が計上されている。床版の設計・施工には18ヶ月かかるとされ、費用は\$900,000と算定されているが、このうち最初の年に30%使用されると仮定している。施工後は点検・維持費用が年間\$12,000から\$4,000に減少すると想定し、材料費の変動に応じある確率で変動する可能性があること、想定している。

また、床版の工事に伴い40%の車が遅れると仮定して、ユーザーコストを\$1,452,000と算定している。

地震以外の脆弱性コストは、床版の架け替えに伴い減少し、合計の期待値は毎年\$119,000と算定されている。コストの計算期間を25年間とし、実質の利子率を4%と仮定し、現在価値に割り戻して合計した値は\$4,050,000と計算されている。

床版を架け替えない場合と比較すると、現在価値に割り戻して合計した値はわずかに小さい程度であるが、その構成はかなり異なる。床版を架け替える場合には床版を架け替えない場合に比べ、床版工事に伴う管理者コストやユーザーコストが多くかかるが、その後の点検・維持費用や脆弱性コストは軽減されるといえる。

2.5.4 橋梁のライフサイクルコストに関する考え方

橋梁の建設や維持管理では、与えられた条件のもとでライフサイクルコストを最小とするような計画を策定することが重要である。従来橋梁のライフサイクルコストとしては、建設費、維持管理費、更新費、撤去費等の管理者コストのみを考慮することが多かったように思われるが、2.5.3に示されているように、ユーザーコストや脆弱性コストも考慮すべきである。2.5.1や2.5.2に示されているように、ユーザーコストは管理者コストよりもずっと大きくなる可能性があるため、これを考慮することは重要である。また、2.5.3の事例に示されているように、補修の効果はその後の維持管理費の軽減のみならず、脆弱性コストの低減としても評価することが可能である。逆に、脆弱性コストを設定しないと、補修の効果を明示することは困難になる。

ただし、2.5.3の報告書 [3] にも記述されているように、管理者コスト、ユーザーコストおよび脆弱性コストの3者を考慮した橋梁のライフサイクルコストの算定に関しては、基本的な考え方は概ね定まっているが、詳細な算定方法、とくに脆弱性コストやユーザーコスト等の算定に関して今後の研究が必要である。また、脆弱性コストについては、事象を想定し、各事象に対応して1年あたりの発現確率や発現した場合の費用を設定する必要があるが、これらの設定に関しても今後の研究が重要と考えられる。

3. 橋梁の健全度に関する研究

橋梁の現時点における健全度は、橋梁定期点検要

領（案）[4]に即した点検で評価された判定区分によって評価することができる。補修優先度を考える場合には、例えばC判定の総数を、当該橋梁の面積で除すことによって定義した、損傷密度のような概念が有効ではないかと考えられる。すなわち、損傷密度が高いことは、健全度が低いことおよび補修が効率的に実施できることを意味するため、補修優先度が高いと考えられる。

また、現時点での損傷状況が同じであっても、当該橋梁部材の損傷進行度が、同じ供用年数の部材の標準的な損傷進行度に比べ進行が早い場合には、今後も損傷の進行が早いものと予想されるため、補修優先度を高める必要があると思われる。このような判断をするためには、損傷の進行を予測する手法と、当該橋梁部材の損傷進行度を標準的な損傷進行度と比較する手法を開発する必要がある。

3.1 損傷進行の予測

損傷進行の予測については、マルコフ連鎖 [5] に基づき予測する手法を提案している [6] [7] [8]。すなわち、全国直轄国道における様々な年代の橋梁の、部材毎、損傷種類毎の損傷状況を表す経年変化データ（マクロデータ）を用いて、推定誤差の2乗和が最小となるように推移確率行列を推定し、この推移確率行列により損傷の進行を予測するものである。

推移確率行列の推定に当たっては補修実施の有無を考慮する必要があるが、古い時期のマクロデータでは補修実施の有無は明らかではない。一方、最近実施された同一橋梁に対する2回の点検データ（マイクロデータ）では、2回の点検の間に補修が実施さ

れたかどうかを、橋梁管理カルテの記述からある程度判断することができる。また、一般には経年変化データを用いた解析よりむしろ、同一橋梁を対象としたマイクロデータを用いた方が、より精度の高い推移確率行列が求められるといわれている [5]。

マイクロデータを用いる場合、推移確率は最尤推定法 [5] により推定できる。すなわち、状態 i から状態 j ($i, j=1\sim s$) への推移確率を p_{ij} とし、 i から j への推移の回数を n_{ij} とすれば、推移確率の最尤推定値 \hat{p}_{ij} は次式で求められる。

$$\hat{p}_{ij} = \frac{n_{ij}}{\sum_{j=1}^s n_{ij}}$$

国土交通省が所有している、橋梁定期点検要領（案）に基づく2回の点検データ（マイクロデータ）から、同一の部材の判定記号の推移を調べ、部材種類および損傷種類毎に推移の回数 n_{ij} を計算し、推移確率 \hat{p}_{ij} を求めることとした。

3.2 推移確率行列

同一の橋梁における2回の点検データを用い、主な部材（鋼主桁、鋼横桁、鋼縦桁、鋼床板、鋼製橋脚・橋台、鋼製支承、鋼製伸縮装置、コンクリート主桁、コンクリート横桁、コンクリート床板、コンクリート製橋脚・橋台、その他の材料の支承、その他の材料の伸縮装置）の主な損傷種類（腐食、防食機能の劣化、ひびわれ、剥離鉄筋露出、漏水遊離石灰、うき、漏水滞水等）に対し、推移確率行列を推定した。結果の1例として、鋼主桁の腐食の対策区

	A	B	C
A	0.915	0.082	0.003
B	0.000	0.973	0.027
C	0.000	0.000	1.000

鋼主桁、腐食

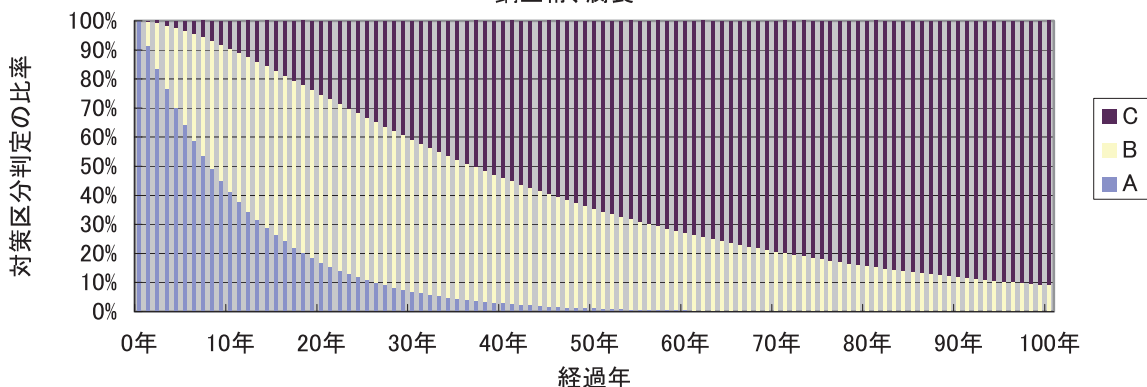


図-3.1 鋼主桁の腐食の推移確率行列と、それによる将来の判定比率の推定

分判定に関する推移確率行列と、それによる将来の判定比率の推定結果を以下に示す。

各推移確率の精度はデータ数に依存すると考えられる。今回のデータでは、多くの部材・損傷で、第1回目の点検時にA判定のものが多かった。このため、 P_{AA} , P_{AB} , P_{AC} などの推移確率は比較的よい精度で推定されているものと思われる。このうち、推移期間1年のAからAへ推移する確率 (P_{AA}) に着目して各損傷の推移確率を比較すると、多くの損傷種類の P_{AA} は1に非常に近く、劣化しにくい特徴を示していた。比較的損傷が進みやすい ($P_{AA}<0.99$) 部材・損傷種類は次の通りである。ここで、 P_{AA} が0.9以下のものはそれらの数値も示している。

- 鋼主桁の腐食、防食機能の劣化0.833、
- 鋼横桁の腐食、防食機能の劣化0.823、
- 鋼縦桁の腐食、防食機能の劣化0.857、
- 鋼床版の腐食、防食機能の劣化0.795、
- 鋼橋脚・橋台の腐食、防食機能の劣化0.897、
- 鋼支承の腐食、防食機能の劣化0.855、
- 鋼伸縮装置の腐食、防食機能の劣化、土砂詰り、
- コンクリート主桁のひびわれ、剥離鉄筋露出、
- コンクリート横桁のひびわれ、剥離鉄筋露出、
- 漏水遊離石灰、うき、
- 定着部の異常、
- コンクリート床版の床版ひびわれ、剥離鉄筋露出、

- 漏水遊離石灰、うき、
- コンクリート橋脚・橋台のひびわれ、剥離鉄筋露出、
- 漏水遊離石灰、漏水滞水、
- その他の材料の支承の変色劣化、
- その他の材料の伸縮装置の変色劣化、漏水滞水

3.3 推移確率行列の活用方法

推移確率行列が求められると、図3.1のように将来の損傷の状況を推定することができる。一方、現在の損傷状況が同じであっても、部材の損傷進行度が、同じ供用年数の部材の標準的な損傷進行度に比べ早い場合には、今後も損傷の進行が早いものと予想されるため、補修優先度を高めるという判断も可能であろう。このような考えに従い、推移確率行列から標準的な損傷進行度を仮定し、損傷判定の数が当該橋梁で認められた数以上となる確率を二項分布に基づき計算し、その確率から損傷の進行が標準的な損傷進行度に比べ有意に早いかどうかを診断するプログラムを、EXCELのプロシーダの形で作成した。フローチャートを図3.2に示す。

4. まとめ

本研究は、財団法人海洋架橋・橋梁調査会から委託を受けて実施したものであり、橋梁点検・診断に係わるデータを評価し、橋梁の健全度や重要度を考慮しながら補修優先度を合理的に設定し、効率的に維持管理業務を実施するための技術を提案することを目的としている。

研究の主要な成果を取りまとめると以下のとおりである。

4.1 橋梁の損傷によって道路橋が閉塞された場合にもたらされる、外部不経済あるいはユーザーコストを重要度と定義し、実際の道路ネットワークを対象として重要度を計算し、交通量を基本とした6つの指標との関係性について調べた。さらにネットワークとしての代替性を考慮し、並行道路も閉塞した場合の算定を試みた。その結果、重要度の観点から橋梁補修の優先度を設定する場合には、①交通量、走行台キロという利用量指標に加え、②並行する代替道路の有無も、考慮する必要のあることが示唆された。

4.2 橋梁の建設や維持管理では、与えられた条件のもとでライフサイクルコストを最小とするような

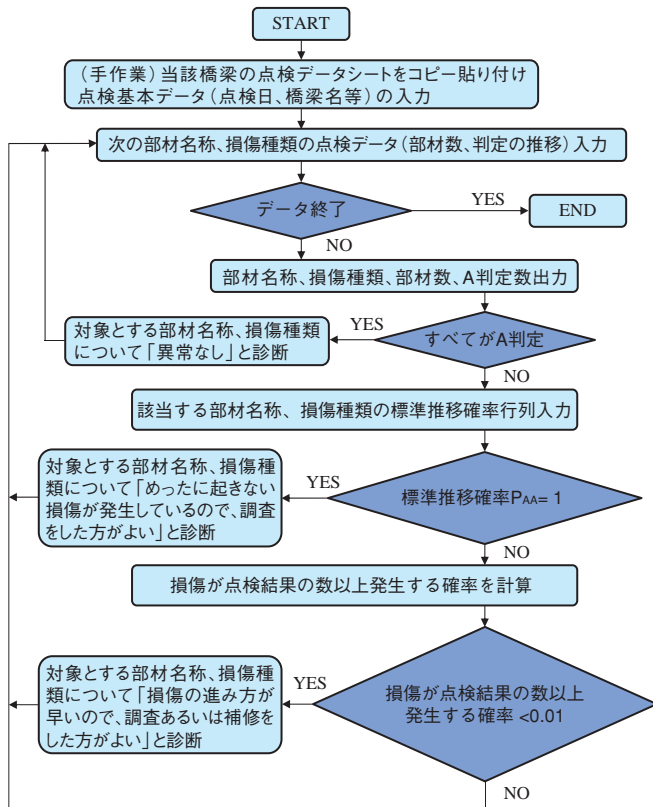


図-3.2 損傷進行度を診断するプログラムのフローチャート

計画を策定することが重要である。従来橋梁のライフサイクルコストとしては、建設費、維持管理費、更新費、撤去費等の管理者コストのみを考慮することが多かった。しかしながら、ユーザーコストは管理者コストよりもずっと大きくなる可能性があるため、これを考慮することが重要である。また、補修の効果はその後の維持管理費の軽減のみならず、脆弱性コストの低減としても評価でき、逆に、脆弱性コストを設定しないと、補修の効果を明示することは困難になる。したがって、橋梁のライフサイクルコストとしては、管理者コストに加え、ユーザーコストや脆弱性コストも考慮すべきである。

4.3 損傷進行をより精度良く予測するために、直轄国道における同一橋梁の2回の点検データ（マイクロデータ）から推移確率行列を推定し、取りまとめた。推移期間1年のAからAへ推移する確率（ P_{AA} ）に着目して各損傷の推移確率を比較すると、多くの損傷種類の P_{AA} は1に非常に近く、劣化しにくい特徴を示していた。ただし、鋼部材の腐食や防食機能の劣化のように、一部の部材・損傷種類では、比較的損傷が進みやすい傾向を示していた。

4.4 現在の損傷状況が同じであっても、部材の損傷進行度が、同じ供用年数の部材の標準的な損傷進行度に比べ早い場合には、今後も損傷の進行が早いものと予想されるため、補修優先度を高める必要がある。このような考えに従い、標準的な損傷進行度を仮定し、損傷判定の数が当該橋梁で認められた数以上となる確率を計算し、その確率から損傷の進行が標準的な損傷進行度に比べ有意に早いかどうかを診断するプログラムを、EXCELのプロシージャの形で作成した。

5. 今後の課題

橋梁の維持管理をより効率的なものとするためには、今後次のような調査・研究を実施していくことが重要と考えられる。

5.1 重要度に関する検討で用いた指標は、外的に観測できる数値や、ネットワーク配分を行って求められる数値であり、事業評価で考慮されている指標が主である。しかしながら、環境影響、時間信頼性といった項目や、公共施設、病院等へのアクセス性、

延焼遮断といった防災機能等の生活関連項目の観点も必要となる。

5.2 管理者コスト、ユーザーコストおよび脆弱性コストの3者を考慮した橋梁のライフサイクルコストの算定に関しては、基本的な考え方は概ね定まっているが、詳細な算定方法、とくに脆弱性コストやユーザーコスト等の算定に関して今後の研究が必要である。脆弱性コストについては、事象を想定し、各事象に対応して1年あたりの発現確率や発現した場合の費用を設定する必要があるが、これらの設定に関して今後の研究が重要と考えられる。

5.3 推移確率行列推定のため使用したデータは、各地方整備局につき高々1あるいは2事務所のデータに留まっており、また、A判定以外の状態からの推移データは少なかった。今後もデータの蓄積に努め、推移確率行列の信頼性を向上させていくことが重要と考えられる。

5.4 ある部材の損傷の進行が、標準的な損傷進行度に比べ有意に早いかどうかを診断し、標準的な損傷進行度に比べ進行が早い場合には補修優先度を高める、といった判断をするようなプログラムを作成した。今後は、実際の損傷データを用いて、このような考え方の妥当性を確認していくことが重要である。

5.5 各損傷について、補修方法の効果と費用に関するデータを蓄積する必要がある。蓄積された情報を解析し、ユーザーコストや脆弱性コストと合わせてマネジメントシステムに組み込み、ライフサイクルコストを最小にするような補修計画を立案するためのマネジメントシステムに更新することが重要である。

<参考文献>

- 1) 社団法人 日本橋梁建設協会：鋼橋のライフサイクルコスト、平成13年10月
- 2) Palle Thoft-Christensen: Life-cycle cost-benefit(LCCB) analysis of bridges from a user and social point of view, Structure and Infrastructure Engineering, vol.5, No.1, 2009, pp49-57
- 3) Hugh Hawk: Bridge Life-Cycle Cost Analysis, NCHRP REPORT 483
- 4) 国土交通省道路局国道・防災課：橋梁定期点検要領(案)、平成16年3月
- 5) 森村英典、高橋幸雄：マルコフ解析、日科技連出版社 昭和54年3月
- 6) 佐藤弘史：道路橋の維持管理における点検結果の活用について、交通工学、第44巻6号、2009
- 7) 佐藤弘史：橋梁診断に係わるマネジメント技術に関する研究、J-BECレポート、vol.5、2010
- 8) Hiroshi Sato and Ryoji Hagiwara: Transition probability matrix of bridge members' damage rating, 26th US - Japan Bridge Engineering Workshop, 2010, 9

実インデント被覆ケーブル模型を用いた ドライギャロッピングの検討

横浜国立大学大学院都市イノベーション研究院 教授 勝地 弘

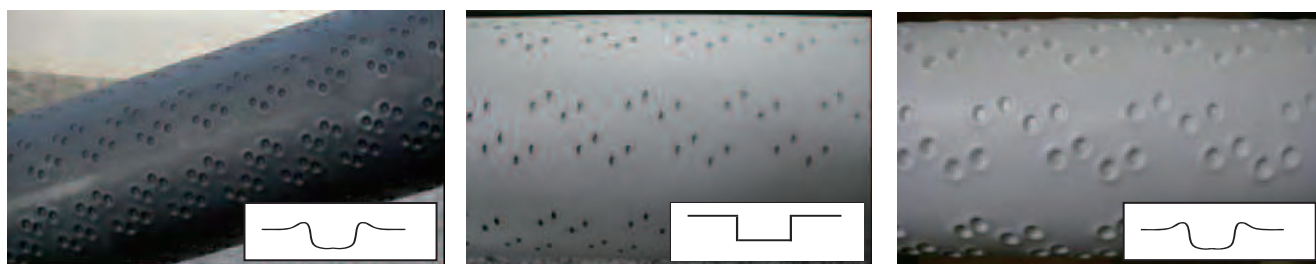
1. はじめに

これまでにインデントケーブルを対象として、多々羅大橋ケーブルを模擬した実寸模型によって空力振動、特にドライギャロッピング特性の解明を行ってきたが、その結果、滑面ケーブルの場合と同じく、換算風速 (Uf/D , U : 風速, f : 振動数, D : ケーブル径) 80程度からギャロッピングが観測された²⁾。また、表面圧力の計測結果から、ギャロッピングは臨界レイノルズ数領域で発現しており、ケーブル背面の軸方向流測定結果からは、接近流風速の40~50%程度の軸方向流風速が観測された^{2), 3)}。模擬インデントケーブル模型によって、インデントケーブルにおいてもドライギャロッピングの発現が予想される結果となり、また、その発現メカニズムは滑面ケーブルのそれと基本的には同じであることも判明した。ただし、実験に用いた模擬インデントケーブルは、図-1 (2) に示すように滑面ケーブル模型表面にインデントを光造形技術によって造形したものであり、インデントの端部は鋭角状に仕上げされており、図-1 (1) に示す多々羅大橋ケーブルなどの実インデントケーブルの月面クレーター状のものとはかなり異なっている。そのため、実インデントケーブルのドライギャロッピング特性を完全には把握し切れていない懸念があった。今回、図-1 (3) に示す実インデントケーブルのポリエチレン被覆管を入手する機会を得たため、風洞実験用に加工を施し、ドライギャロッピング特性の検討を行った。なお、入手したケーブル被覆管のインデント加工は、

多々羅大橋のそれと同じパターン、加工法で作られたものである。

2. 実験概要

風洞実験は、横浜国立大学の回流型風洞 (測定部寸法: 1.8×1.8m) で実施した。ケーブル模型は、実インデント被覆管を鋼管に取り付け、また表面圧力計測を行うための圧力穴を設置して製作した。図-2に実験状況を示す。ケーブルは、風洞内に水平に設置し、両端を鉛直1自由度バネ支持し、風向偏角は45度とした。ケーブル長の制約から、上流端は壁面の50cm四方位程度の開口部を貫通させて風路外で支持し、下流端は風路内に支持した。この際、下流側は壁面から250mmの位置に二次端板を立て、ケーブル支持部を風洞壁面と二次端板の間に位置させることで、流れへの影響を防いだ。表-1に実験条件を示す。なお、ケーブル径は入手した実インデントケーブル被覆管が105mmであったため、風洞閉塞率としては約6%程度となっている。また、ケーブル端部の影響を調べるために、端板を設置したケースも実験を行った。付加質量を与えることで、スクルートン数 S_c を変化させ、その影響を調べた。ケーブル表面圧力は、風路中心、上流端壁面位置の近傍、そこからケーブル軸線に沿って下流側へ1D (Dはケーブル径) と2D離れた4断面で計測を行えるようにし、円周方向に15度ピッチで圧力孔を設けた。さらに、熱線風速計を用いて、ケーブル背後 (ケーブル中心の表面から0.2D位置) の軸方向流速、ケー



(1)多々羅大橋ケーブル

(2)光造形模型

(3)実験に用いた実インデント被覆

図-1 インデントケーブル表面とインデント形状 (右下の小図はインデント断面形状イメージ)

ブル後方（2D後方）の変動後流を計測した。

3. 実インデント被覆ケーブルの風応答

実インデント被覆ケーブルの振動振幅を風洞風速および換算風速との関係で、それぞれ図-3に示す。また、図中には、インデントを光造形技術によって再現した光造形インデント模型の応答値、インデントのない滑面ノーマルケーブル模型（偏角30度）の応答値をあわせて示している。

図-3（1）より、実インデント被覆ケーブルは、光造形インデント模型に比べて、より高い風洞風速でギャロッピングが発現している。これはケーブル径が105mm（実インデント）と86mm（光造形）と異なるためであり、換算風速で整理した図-3（2）においては、同程度のスクルーション数（約14）ではどちらもほぼ同じ換算風速100程度でギャロッピングが発現している。また、実インデント被覆ケーブルにおいて、スクルーション数の異なるケースでもほぼ同じ風洞風速でギャロッピングが発現しているが、固有振動数の違いから、スクルーション数を約34に高めたケースでは、より高い換算風速160程度か



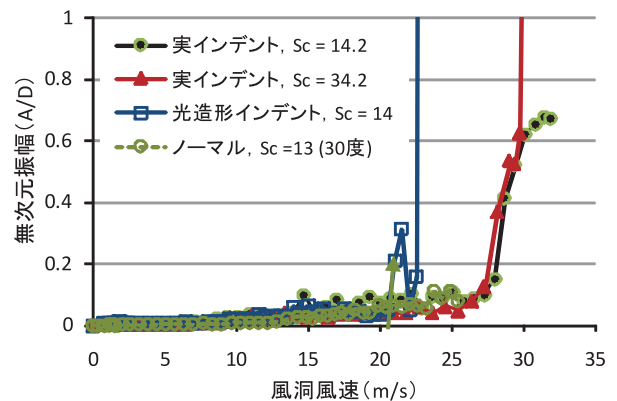
図-2 ケーブル模型設置状況

表-1 実験条件

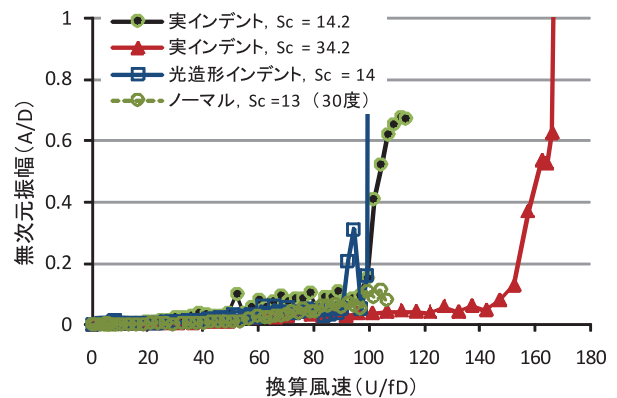
項目	諸元
ケーブル直径 D	105 mm
ケーブル質量 m / 対数減衰率 δ	5.396 kg/m / 0.0175 13.53 kg/m / 0.0172
スクルーション数 S_c ($\frac{2m\delta}{\rho D^2}$)	14.2 および 34.2
ケーブル表面	実インデント被覆
端板 (径)	なし, 1.5D, 2D
偏角	45 度
振動数 f	1.7 Hz (S_c 小), 2.7 Hz (S_c 大)

らギャロッピングが発現している（図-3（2））。なお、スクルーション数が異なる場合でもほぼ同じ風洞風速でギャロッピングが発現することに対しては、光造形ケーブル模型でも同様の結果が得られており¹⁾、レイノルズ数に依存しているとも考えられるが、さらに検討が必要と思われる。

次に、端板が振動応答に与える影響を調べた結果を図-4に示す。実インデント被覆ケーブルの端部に直径1.5Dおよび2Dの端板を設置した。端板の設置によって、風洞風速32m/s程度までギャロッピング



(1) 風洞風速と応答



(2) 換算風速と応答

図-3 実インデント被覆ケーブルの風応答

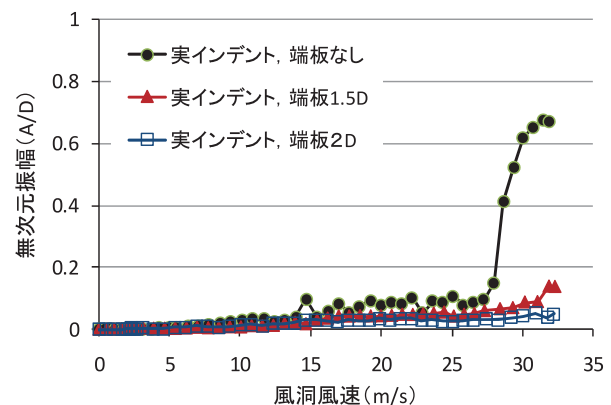


図-4 実インデント被覆ケーブルの風応答への端板の影響

の発現が抑えられていることが判る。端板の影響に関しては、光造形ケーブル模型でも調べられており、直径2Dの端板でも端板なしの場合と同程度の風速でギャロッピングが発現しており、実インデント被覆ケーブルのほうが、光造形ケーブル模型よりも端板条件に敏感であると言える。なお、実インデント被覆ケーブル模型のアスペクト比（ケーブル長／ケーブル径）は約21に対して、光造形ケーブル模型のそれは約25であり、実インデント被覆ケーブルのほうが端部の影響が全体により影響を及ぼしやすいと考えられる。また、既往の研究²⁾で、端板（2D）によって軸方向流強度が端部から7D程度まで影響を受けることも判っており、端部の流れ状況が全体の振動に及ぼす影響については、さらに検討が必要である。

斜ケーブルのドライギャロッピングに関しては、これまでに風洞実験や幾つかの実橋での発現が疑われているが、本研究での実インデント被覆ケーブル模型のギャロッピング発現風速に関しては、これまでの滑面ケーブルでの風洞実験結果と同程度の発現風速となっている^{3) - 8)}。

4. 実インデント被覆ケーブルの空気力特性

実インデント被覆ケーブルでのドライギャロッピング発現のメカニズムを検討するために、表面圧力の計測を行い、振動応答との関係を調べた。

図-5は、さまざまな風速で計測した表面圧力から算出した抗力係数、揚力係数をレイノルズ数との関係で示したものである。レイノルズ数が20,000程度から抗力係数が大きく低下し、臨界レイノルズ数に達していると判断される。これは、インデント形状が表面粗度の役割を果たし、より低いレイノルズ数で臨界領域となったものと考えられる。計測は、ケ

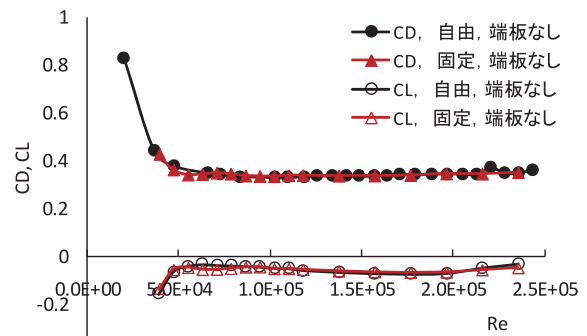


図-5 実インデント被覆ケーブルの抗力係数と揚力係数（上流端から1.5D位置）

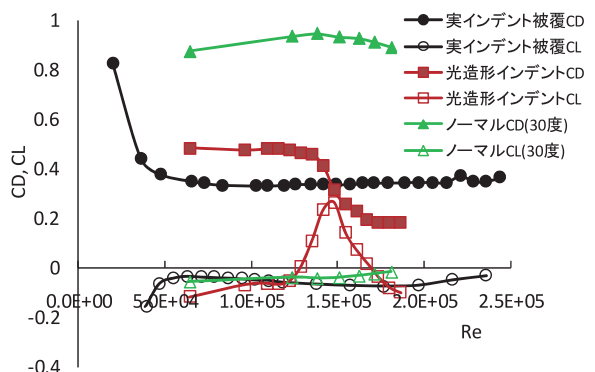


図-6 斜ケーブル抗力係数、揚力係数の比較

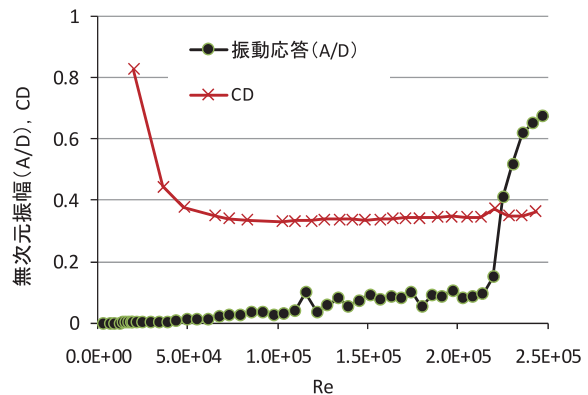


図-7 実インデント被覆ケーブル振動応答と抗力係数（偏角45度、端板なし）

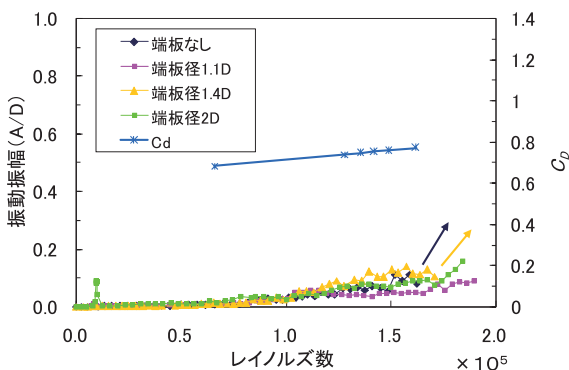


図-8 ノーマルケーブルの振動応答と抗力係数¹⁾（偏角30度）

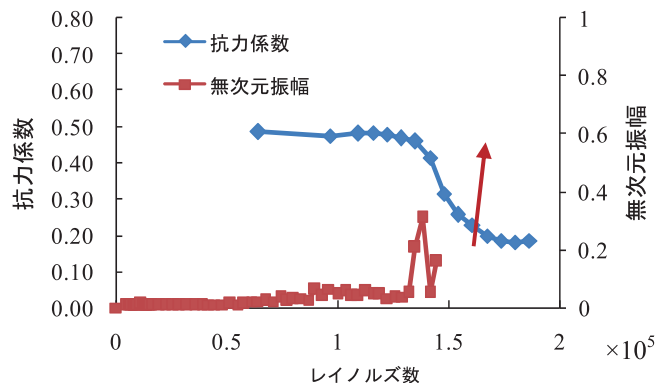


図-9 光造形インデントケーブル振動応答と抗力係数^{2, 3)}（偏角45度、端板なし）

ケーブル上流端から1.5Dの位置において、端板なしで計測を行った。端板を設置した場合、10%程度の抗力係数の増大が認められたが、臨界レイノルズ数に違いは見られなかった。なお、当初、十分な低風速での計測を行っていなかったため、臨界レイノルズ数領域での定常揚力の発生は明確には捉えられなかった。また、バネ支持（自由振動）状態とケーブルを拘束した状態で計測を行ったが、抗力係数、揚力係数には大きな差は認められなかった。

図-6は、著者らがこれまでに実施した光造形インデントケーブル、ノーマルケーブルでの抗力係数、揚力係数の計測結果である^{1) - 3)}。同じインデントケーブル模型でも、実インデントケーブル被覆ケーブルでは、図-1からも分かるように相対的に表面粗度が大きいため、より低いレイノルズ数で臨界状態となっている。図-7は、図-4に示した実インデント被覆ケーブルの振動応答と図-5の抗力係数を重ねて示したものである。また、図-8、9は、著者らが過去に実施したノーマルケーブル¹⁾、光造形インデント模型^{2), 3)}での振動応答と抗力係数を重ねて示したものである。図-8に示すノーマルケーブル（偏角30°）では、端板の条件にもよるがレイノルズ数 $1.6-1.7 \times 10^5$ あたりでギャロッピング発現している（図中の矢印は発散を表す）。一方、抗力係数はギャロッピング発現領域まで計測できていないが、ノーマルケーブル（滑面円柱）の場合、レイノルズ数 $1.5-2 \times 10^5$ 程度で臨界レイノルズ数となり、抗力係数が大きく低減することから、この場合もほぼ臨界レイノルズ数領域でギャロッピングが発現している。また、図-9に示す光造形インデント模型においても臨界レイノルズ数領域でギャロッピングが発現している。

これまで斜ケーブルでのドライギャロッピングの発現メカニズムとして、臨界レイノルズ数領域でのカルマン渦放出の抑制が流れ場を不安定化させていることが指摘されており⁴⁾、図-8、9に示す結果でもドライギャロッピングの発現は臨界レイノルズ数領域で生じている。一方、本研究での結果は、臨界レイノルズ数を大きく超えてからギャロッピングが発現しており、その挙動は異なっている。ただし、ギャロッピングの発現は、抗力係数が低下し続けている領域であり、カルマン渦の生成は依然として抑制されていると考えられる。

5. 実インデント被覆ケーブルの軸方向流、後流特性

既往の研究^{2), 3), 5), 6)}によって、ドライギャロッピング発現にケーブル背後の軸方向流が大きな役割を担っていると指摘されていることから、本研究においてもケーブル軸方向流速を文献^{2), 3)}にならって計測した（図-2参照）。図-10は、軸方向流速 V_x を主流風速 U で無次元化した値を、ケーブル上流端を0としてケーブル軸 X に沿って示している。ごく低風速を除き、軸方向流速は主流風速の60%~90%程度となっており、ケーブル下流方向に向かって徐々に低下している。ただし、主流風速で無次元化しているため、軸方向流速の絶対値は、主流風速の増大とともに増大していることが判る。

次に、この軸方向流速のパワースペクトル密度を解析した結果を図-11に示す。模型を（1）バネ支持（自由振動状態）した場合と、（2）固定した場合の2ケースを示す。 $U = 28, 30\text{m/s}$ での換算振動数0.01付近のピークは、バネ支持振動系の固有振動数成分である。それ以外には、模型の支持条件の影響は見受けられないが、 $U > 10\text{m/s}$ では、バネ支持、固定状態ともにストローハル (S_i) 数成分（0.2から0.18程度）以下の低振動数においても一定のパワーが保たれていることが判る。

図-12は、ケーブル背面から後方に2D位置での変動後流風速のパワースペクトル密度を示している。全風速において、 S_i 数成分（約0.18）にやや鈍いピークが認められる。また、計測はバネ支持自由振動状態で行ったため、 $U = 30\text{m/s}$ において、振動系の固有振動数成分 ($fD/U = 0.01$) とその2倍の成分の卓越が認められる。この場合も主流風速が増大するにつれて、 S_i 数成分よりも低い振動数において、変動後流風速のパワースペクトル密度が相対的に大きいことが判る。このことより、ギャロッピングが発現する高風速域では、相対的ではあるが、カルマン渦強度が低下するとともに、カルマン渦放出振動数よりも低い振動数成分の渦強度が強くなることが示唆される。

6. まとめ

インデント斜ケーブルでのドライギャロッピング発現特性に関して、より現実に近い状態で検討を行うため、実インデント被覆ケーブル模型を用いて、検討を行った。得られた結果は以下の通りである。

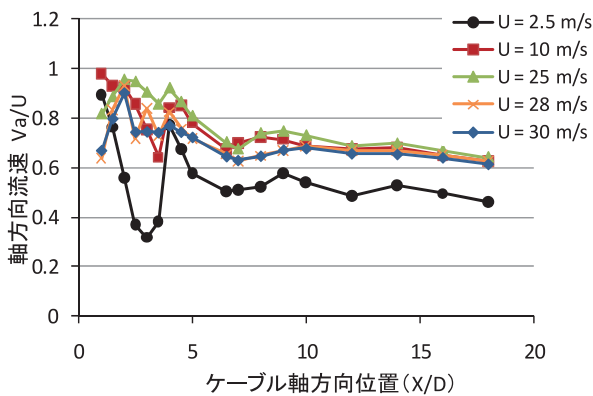


図-10 実インデント被覆ケーブルの軸方向流速

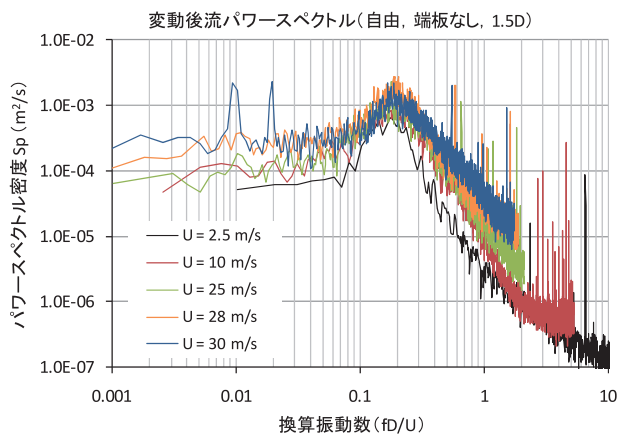
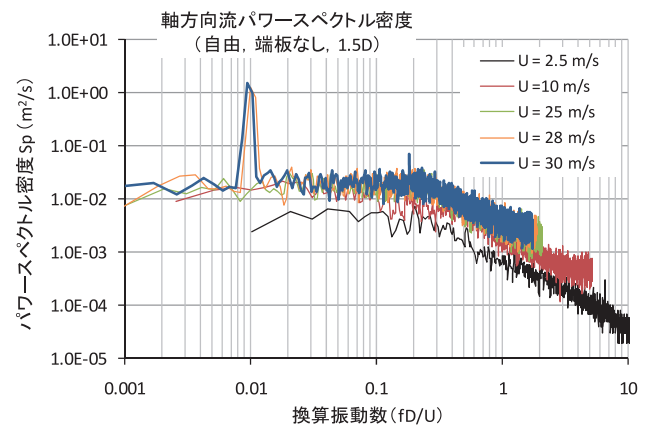


図-12 実インデント被覆ケーブルの変動後流
パワースペクトル密度 (バネ支持、偏角45度、端板なし)

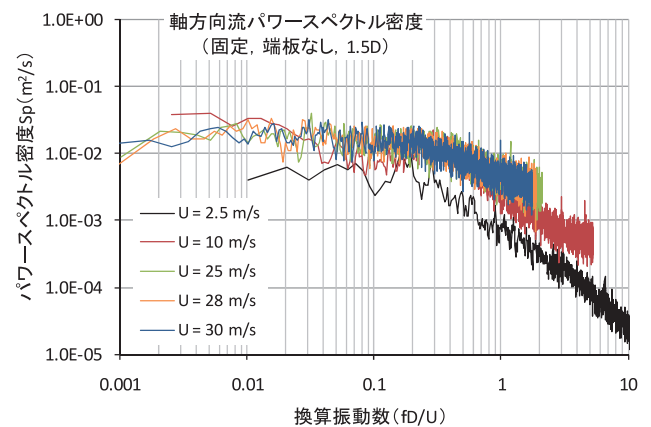
- 1) 実インデント被覆ケーブル模型のギャロッピング発現風速は、これまで実施された滑面ケーブル模型や光造形インデントケーブル模型での風洞実験結果と同程度の換算風速であった。
- 2) 実インデント被覆ケーブル模型のギャロッピング発現は、臨界レイノルズ数を大きく超えてからであり、滑面ケーブル模型や光造形インデントケーブル模型での挙動と異なった。
- 3) ギャロッピングが発現する高風速領域において、 S_f 数成分よりも低い振動数での軸方向流速、変動後流流速のパワースペクトル密度が相対的に大きくなっており、ギャロッピング発現風速域では、カルマン渦強度が低下するとともに、カルマン渦放出振動数よりも低い振動数成分の渦強度が強くなることが示唆される。

謝辞

本研究に際して、実インデントケーブル被覆管を新日鉄エンジニアリング(株)奥本武司氏より提供いただいた。また、研究費の一部として、(財)海



(1) バネ支持、偏角 45 度、端板なし



(2) 固定支持、偏角 45 度、端板なし

図-11 実インデント被覆ケーブルの軸方向流
パワースペクトル密度

洋架橋・橋梁調査会より研究助成をいただいた。ここに記して感謝申し上げます。

<参考文献>

- 1) 勝地弘、山田均、青木康徳、稲森健太：インデントケーブルのドライギャロッピングに関する風洞実験、第20回風工学シンポジウム論文集、pp.295-300、2008
- 2) 細川元気、山田均、勝地弘、佐々木栄一：インデントケーブルのドライギャロッピング特性の検討、第64回年次学術講演会講演概要集、土木学会、I-507、pp.1013-1014、2009
- 3) H. Katsuchi and H. Yamada: Surface Pressure and Axial Flow Measurements for Indented-surface Stay Cable, *Proc. of Eighth International Symposium on Cable Dynamics*, Paris, pp.215-222, 2009
- 4) S. Cheng, P.A. Irwin, J.B. Jakobsen, J. Lankin, G.L. Larose, M.G. Savage, H. Tanaka and C. Zurell: Divergent Motion of Cable exposed to Skewed Wind, *Proc. of Fifth International Symposium on Cable Dynamics*, Santa Margherita Ligure, pp.271-278, 2003
- 5) 松本勝、八木知己、島宜範、足立洋一、劉慶寛、初田英明：斜張橋ケーブルの空力振動におけるレイノルズ数効果に関する研究、第19回風工学シンポジウム論文集、pp.507-512、2006
- 6) M. Matsumoto, T. Yagi, H. Hatsuda, T. Shima and M. Tanaka: Sensitivity of Dry-state Galloping of Cable Stayed Bridges to Scruton Number, *Proc. of Seventh International Symposium on Cable Dynamics*, Vienna, pp.331-338, 2007
- 7) K. Kimura, K. Kato, Y. Kubo and Y. Ohashi: An Aeroelastic Wind Tunnel Test of An Inclined Circular Cylinder, *Proc. of Eighth International Symposium on Cable Dynamics*, Paris, pp.143-150, 2009
- 8) Wind-induced Vibration of Stay Cables, FHWA, No. FHWA-HRT-05-083, 2007

継続時間の長い地震動を受ける鋼製橋脚の数十回オーダー繰り返し耐荷性状に関する実験的・解析的検討

関東学院大学 工学部 社会環境システム学科 教授 北原武嗣

1. はじめに

本年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、甚大な地震被害が生じ今も復旧・復興へ向けた再生がまさに進められているところである。この地震を例に取るまでもなく、東海・東南海・南海地震に代表される海溝型巨大地震の発生が切迫している状況であることは周知の通りである。

このような海溝型巨大地震では、長周期かつ継続時間の長い地震動になることが予想される。実際、平成15年には、十勝沖地震が発生し、長周期地震動によると考えられる石油コンビナートの被害も発生している。関東平野のような厚い堆積地盤において主要動以降に長周期の地震波が観測される例も示されている。また、前述の東北地方太平洋沖地震では4分以上にも及ぶ継続時間も観測されている。

一方、長周期かつ長継続時間地震動が社会基盤施設に与える影響は、これまでに十分には検討されてきていないのが現状である。本研究では、このような背景に鑑み、海溝型巨大地震のような長周期かつ長継続時間地震動による橋梁構造物の地震時挙動について検討するものとした。

ここでは、都市高速に多用されている単柱式鋼製橋脚を検討対象とし、継続時間の長い地震波により、主要動までの地震波で軽微な損傷を受けた後、数十回オーダーの繰り返し変位履歴を受ける状況下での耐荷性状を把握することを目的とした。このため、以下のような検討を行うものとした。

- (1) 長周期かつ長継続時間地震動による変位履歴をハイブリッド実験により検討する。
- (2) 検討した変位履歴を模擬した載荷パターンによる静的繰り返し漸増実験によって、鋼製橋脚の耐力・剛性劣化性状を明らかにする。
- (3) FEM複合非線形解析により、鋼製橋脚の耐力・剛性劣化のメカニズムを検討する。

2. 検討方法

(1) ハイブリッド実験・静的繰り返し載荷実験

①実験供試体

都市高速に一般的に用いられることの多い橋脚高さ11m程度の鋼製橋脚を想定し、約1/8に縮小した実験供試体とする。耐力や変形性能に影響を及ぼすパラメータとして、補剛板パネル全体や縦補剛材間の板パネル等の幅厚比パラメータ、および細長比パラメータ等に着目し、これらが実物橋脚と実験供試体とで一致するように供試体寸法を決定した。断面寸法は供試体の断面高さ262mm、幅372mmとなった。また、補剛材寸法は、補剛材高さ21.5mm、板厚は6mmとした。供試体の諸元を表-1に示す。

フランジの幅厚比パラメータ R_f は0.615、柱としての細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は0.362とした。

表-1 構造諸元

断面積 (mm ²)	7464
断面2次モーメント (mm ⁴)	8678×10 ⁴
降伏強度 N/mm ²	307.3
軸力 N	2256×10 ²
脚長 mm	1572
ヤング係数 N/mm	2019×10 ²
降伏曲げモーメント N・mm	1835×10 ⁵
水平降伏耐力 N	1168×10 ²
水平降伏変位 mm	8.6

②実験概要

既設鋼製橋脚の耐荷性状を検討するため、ハイブリッド実験および漸増繰り返し載荷実験を行った。図-1に実験装置を示す。

鉛直方向に最大荷重1000kN、ストローク100mmの定圧油圧ジャッキを用いて、実験供試体に上部構造死荷重相当の軸力（降伏軸力の10%）を与えた。水平方向には、最大荷重500kN、ストローク±150mmのアクチュエーターを用いて変位制御で強制変位を与えた。変位測定において基部の回転を

取り除くため、基部にアングル治具を取り付け測定した。

○の付いた矢印 (→) で示されるch番号は変位計を、水色の単線 (—) で示したch番号はひずみゲージを示している。

ハイブリッド実験では、図-2に示す東海地震を想定地震として作成した模擬地震波を150秒間入力し

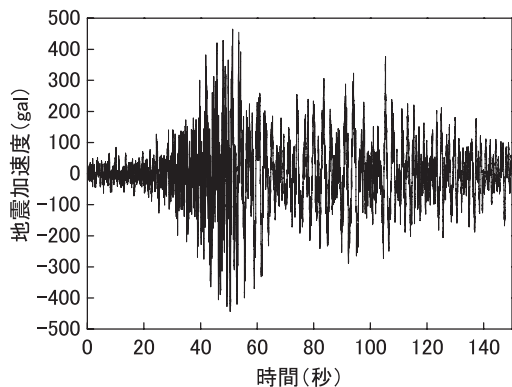


図-2 入力地震波形

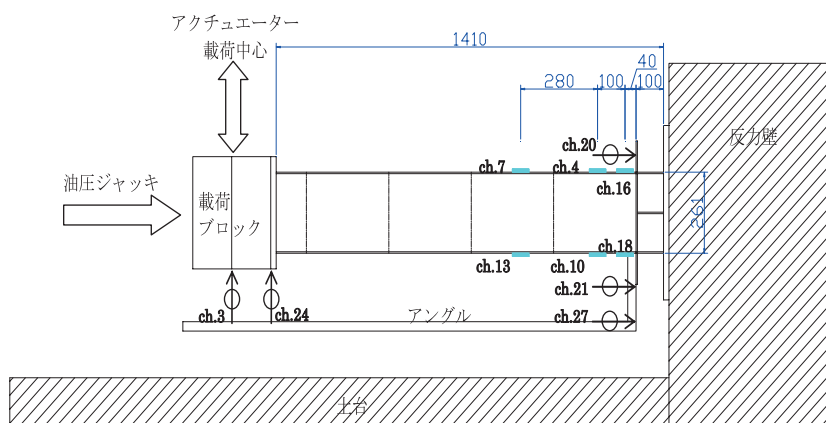


図-1 実験装置

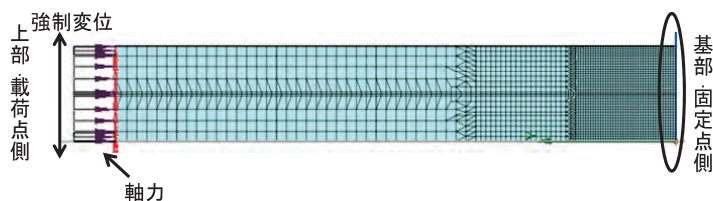


図-3 解析モデル全体

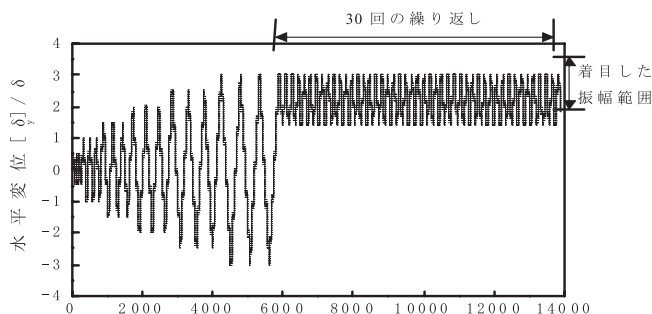


図-4 载荷パターン

た。この波は2.5秒付近に卓越周期を有している。

③解析概要

既設鋼製橋脚の実験供試体 (縮尺1/8程度) をモデル化し、3次元FEM複合非線形解析を行った。図-3に解析モデルの全体図を示す。実験において局部座屈が生じた橋脚基礎に近いほどメッシュ分割を細かくしている。なお、リブおよびダイヤフラムもモデル化した。初期たわみを考慮し、境界条件は解析モデルの基部側を完全固定とし、6自由度をすべて拘束した。

荷重は、解析モデル上部に軸力と強制変位を与えている。図-4に与えた载荷パターンを示す。これは、最大荷重を履歴後30回程度の弾性範囲 (初等はり理論による弾性範囲) の繰り返し変位履歴を受けると考えたものである。繰り返し変位振幅範囲は $1.4\delta_y$ 、 $1.6\delta_y$ および $1.8\delta_y$ の3ケースを考慮した。

3. 検討結果とその考察

(1) 長継続時間地震波による変位履歴

ハイブリッド実験により得られた荷重－変位履歴を図-5に示す。この図より0～3 δ_y 程度の塑性領域に至る30回程度の繰り返し変位を受けていることがわかる。この結果から、最大荷重後の繰り返し変位振幅として図-4に示したような荷重パターンを設定した。

(2) 静的繰り返し荷重実験による耐荷性状

静的荷重実験において、図-4に示した荷重パターンとして繰り返し変位振幅範囲を1.4 δ_y 、1.6 δ_y および1.8 δ_y の3ケースを考慮した。これは、弾性範囲の変位振幅の大きさが与える影響を検討するためである。

実験による荷重－変位関係において、30回の繰り返し荷重の開始時点と終了時点での最大荷重(耐力)の値に着目し、この値の低下度合いを検討した。検討した結果を図-6に示す。図から、変位振幅が大きくなるほど耐力の低下率が大きくなること、また繰り返し回数が増えるほど耐力の低下率が大きくなることわかる。繰り返し変位振幅範囲が最も大きい

1.8 δ_y のケースでは、30回の繰り返し履歴によって耐力が10%強低下している。

(3) FEM複合非線形解析による検討結果

繰り返し変位振幅範囲1.8 δ_y のケースについて荷重－変位関係を図-7に示す。図中、実線(黒色)は繰り返し荷重実験結果を、破線(赤色)はFEM解析結果を示している。図-7より、解析結果は実験結果をおおむね再現していることがわかる。

つぎに、解析による耐力低下率を図-8に示す。この図より、解析による耐力低下の傾向と実験とはほぼ同様の傾向を示していることがわかる。ただし、絶対量は実験と解析では10倍程度の差が生じている。この原因解明は今後の課題であり、より詳細な解析による検討を行う予定である。

また、実験と解析による繰り返し荷重後の変形形状を、それぞれ、写真-1と図-9に示す。どちらもフランジが凹、ウェブが凸となる局部座屈の生じていることがわかる。この局部座屈の進展が耐力低下に影響しているものと考えられる。図中に示した要素番号6278の場所で最大の局部座屈が生じていた。

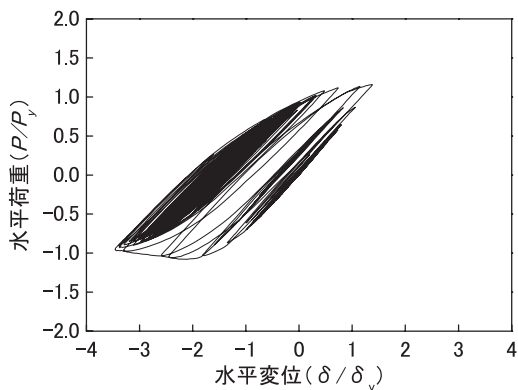


図-5 荷重－変位関係

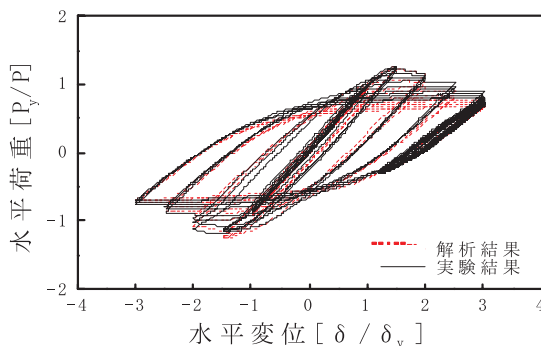


図-7 荷重－変位関係(実験と解析の比較)

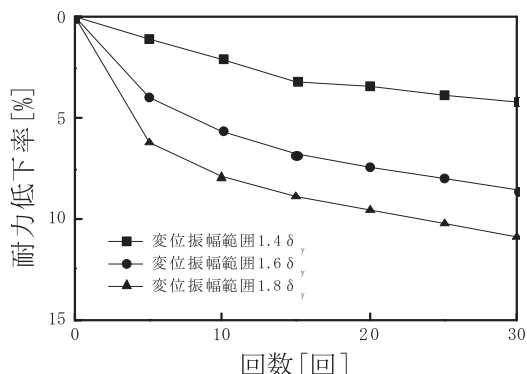


図-6 耐力低下率(実験)

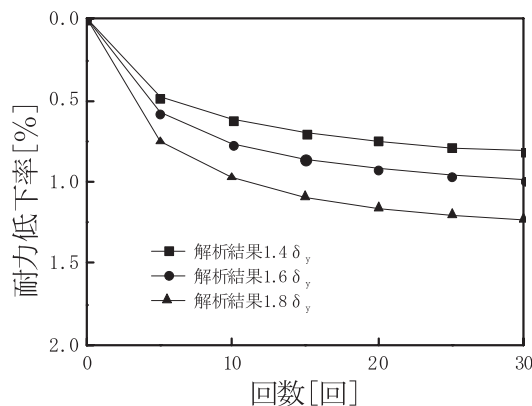


図-8 耐力低下率(解析)



a) フランジ側 b) ウェブ側
写真-1 変形状 (実験結果)

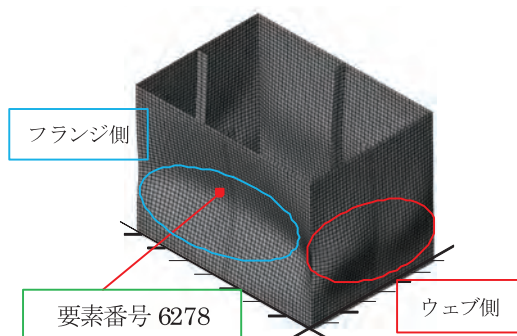


図-9 変形状 (解析)

4. まとめ

本研究では、海溝型巨大地震による継続時間の長い地震波を模した载荷パターンを考慮した正負交番载荷実験と3次元FEM複合非線形解析により、継続時間の長い地震動を受ける既設鋼製橋脚の耐力低下に関して検討した。検討対象は橋脚高さ11m程度、幅厚比パラメータ0.615、細長比パラメータ0.362の鋼製橋脚とし、実験では約1/8の縮尺モデルを供試体(供試体長1.41m)として用いた。また、繰り返し変位振幅範囲による耐荷性状の差異を検討するため、 $1.4\delta_y$ 、 $1.6\delta_y$ 、 $1.8\delta_y$ の3ケースで実験及び解析を実施した。

実験結果から、今回考慮した繰り返し変位振幅範

囲では、最大耐力履歴後の30回の繰り返し変位履歴により、最大耐力は4~10%程度の低下がおこった。この際、繰り返し変位振幅範囲が大きいほど、繰り返し回数が多くなるほど耐力低下の割合も大きくなることが確認できた。一方、繰り返し変位履歴を受けても剛性は大きく変化しないことも確認できた。シェル要素による3次元FEM複合非線形解析結果からも、実験結果と同様の傾向を確認できた。ただし、解析では実験結果よりも一桁近く耐力低下の割合が小さかった。この原因を検討することが今後の課題である。

謝辞

本研究を実施するにあたり、(財)海洋架橋・橋梁調査会の橋梁技術に関する研究開発助成、および科学研究費補助金(基盤研究(C))課題番号:20560451、H20~H22年度)の助成を受けた。ここに記して謝意を表す。

<参考文献>

- 1) 日本建築学会、東海地震等巨大災害への対応特別調査委員会：巨大地震による長周期地震動の予測と既存建築物の耐震性と今後の課題、2006年度日本建築学会大会(関東)、2006
- 2) 座間信作：石油タンクのスロッシングに係るやや長周期地震動の設計スペクトル、第12回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.551-555、2006
- 3) Tao Chen, Kazuo Tateishi：Extremely low cycle fatigue assessment of thick walled steel pier using local strain approach, Journal of Structural Engineering Vol.53A, pp.485-492, 2007
- 4) 宇佐美勉、板野茂、是津文章、青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響、構造工学論文集 Vol.39A、pp.235-247、1993
- 5) 小玉乃理子、依田照彦：局部座屈の影響を考慮した箱形断面鋼製橋脚の地震時動的応答解析、土木学会論文集、No.731/I-63、pp.169-184、2003
- 6) 二井伸一、運上茂樹、遠藤和男：長周期地震動が長大吊橋の地震時挙動に及ぼす影響に関する一考察、土木学会地震工学論文集 Vol.28、pp.1-7、2005
- 7) 田中賢太郎、北原武嗣、山口隆司、吉田隆信：長継続時間地震動を考慮した既設鋼製橋脚の耐荷性能の実験的検討、鋼構造年次論文報告集、Vol.16、pp.291-296、2008

平成23年東北地方太平洋沖地震による 道路橋被害に関する調査

1. はじめに

平成23年3月11日に発生したマグニチュード9.0の「東北地方太平洋沖地震」によって、広範囲で地震動と津波による被害が生じた。当調査会では、主として宮城県から岩手県にかけての沿岸部を通る国道45号の橋梁を対象に被害状況を調査した。

調査は限られた路線、区間で実施したものであり、道路橋の被害の全体像を把握したものではないが、本調査で確認された主な被害事例を以下に紹介する。

2. 調査の概要

現地調査は3回に分けて実施し、平成23年3月28日・29日に岩手県南部の大船渡市から釜石市、大槌町、山田町にかけての国道45号の16橋、4月13日・14日に宮城県北部の南三陸町から気仙沼市にかけて

の国道45号の15橋、4月25日・26日に宮城県の仙台市・名取市・石巻市・登米市の国道4号1橋、国道45号4橋、国道398号1橋および主要地方道1橋の調査を行った。これらの地域では、概ね震度5強～6強が観測されている。調査を行った各橋梁の現場では、徒歩による目視調査および写真撮影を行った。

3. 地震動による被害の事例

地震動による道路橋の主な被害は、支承部とその近傍の上・下部構造部分、伸縮装置部、橋梁取付部、ならびに水平荷重が支配的な部材（橋脚躯体、横構など）に生じている。

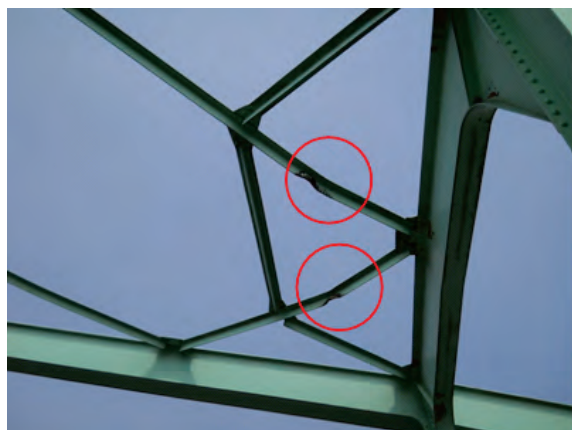
(1) 上部構造の被害

・主桁端部（支点部）のひびわれ（写真-1）

単純PCポステンT桁橋の主桁支点部にひびわれが生



写真-1 主桁端部（支点部）のひびわれ（主要地方道塩釜巨理線 関上大橋）



座屈



破断

写真-2 上横構の座屈・破断（国道45号 天王橋）



写真-3 ラーメン橋中央ヒンジ部の変位 (主要地方道塩釜巨理線 関上大橋)

じている。上部構造の慣性力に対する支点反力が主桁端部に作用してひびわれが生じたと推定される。

・上横構の座屈・破断 (写真-2)

鋼ランガーアーチ橋の上横構に座屈と破断が生じている。水平荷重に抵抗する部材である横構に地震荷重が作用して、座屈・破断が生じたと推定される。

・ラーメン橋中央ヒンジ部の変位 (写真-3)

有ヒンジラーメン箱桁橋中央ヒンジ部の伸縮部で、橋軸直角方向に4cmの相対変位が生じている。この原因については、支承部および下部構造の変状の有無の

確認を行って調査する必要があるものと考えられる。

(2) 下部構造の被害

・RC橋脚のひびわれ・コンクリート剥離・鉄筋はらみ出し (写真-4)

RC橋脚の柱と梁の接合部でひびわれが生じ、コンクリート剥離・鉄筋のはらみ出しが一部生じている。橋脚の柱部はRC巻立て補強がされていたため損傷を免れ、柱と梁の接合部において損傷が生じたと推定される。補強されていなければ、柱部においてより大きな損傷が生じた可能性がある。



写真-4 RC橋脚のひびわれ・コンクリート剥離・鉄筋はらみ出し (国道4号 名取大橋)

・橋台のひびわれ (写真-5)

橋台豎壁に支承部から斜め下方向のひびわれが生じている。上部構造の慣性力が支承を介して橋台躯体に作用し、ひびわれが生じたと推定される。



写真-5 橋台のひびわれ (国道45号 天王橋歩道橋)



写真-8 セットボルトの破断 (国道45号 天王橋)



写真-9 沓座モルタルのひびわれ・欠損 (国道45号 天王橋歩道橋)

(3) 支承部の被害

上・下部構造の接点に位置する支承部に以下の被害が生じている。支承部は上部構造と下部構造を連結している部分であり、地震時に被害を生じやすい構造部分であると考えられる。

- ・上沓ストッパーの変形・破断、遊間異常 (写真-6)
- ・アンカーボルトの変形 (写真-7)
- ・セットボルトの破断 (写真-8)
- ・沓座モルタルのひびわれ・欠損 (写真-9)
- ・ジョイントプロテクターの脱落 (写真-10)



写真-7 アンカーボルトの変形 (国道45号 天王橋歩道橋)



写真-10 ジョイントプロテクターの脱落 (国道45号 (三陸自動車道) 新天王橋)



変形

破断

遊間異常 (可動支承)

写真-6 上沓ストッパーの変形・破断、遊間異常 (国道45号 面瀬川橋)

(4) 伸縮装置部の被害

伸縮装置部で段差および遊間異常が生じている。段差等が発生している伸縮装置部の下にある支承、下部構造などに変状が生じている可能性がある。

- ・伸縮装置の段差 (写真-11)
- ・伸縮装置の遊間異常 (橋軸方向) (写真-12)
- ・伸縮装置の遊間異常 (橋軸直角方向) (写真-13)

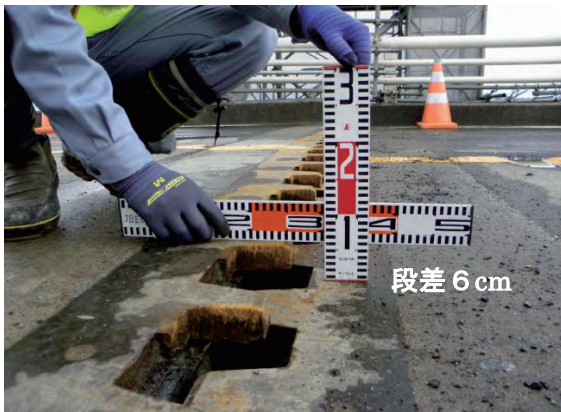


写真-11 伸縮装置の段差
(主要地方道塩釜巨理線 関上大橋)



写真-12 伸縮装置の遊間異常 (橋軸方向)
(国道45号 天王橋)



写真-13 伸縮装置の遊間異常 (橋軸直角方向)
(主要地方道塩釜巨理線 関上大橋)

(5) 橋梁取付部の被害

橋梁取付部で橋台背面盛土の沈下による段差が生じている。

- ・橋梁取付部の段差 (橋台背面盛土の沈下) (写真-14)



車道部の路面段差
(すりつけによる応急処置)



歩道部の路面段差
(段差 2 cm 以上)

写真-14 橋梁取付部の段差 (橋台背面盛土の沈下)
(国道45号 白木沢橋)

4. 津波による被害の事例

今回の地震では、大規模な津波が発生して橋梁上部構造が流出するなどの顕著な被害が生じている。津波によって流出、洗掘などが生じるとともに、漂流物の衝突による損傷も生じている。

(1) 上部構造の被害

・主桁（PCT桁）の流出（写真－15）

国道45号歌津大橋では、起点側と終点側の各2径間を残して、中央の8径間の主桁（PCT桁）が流出

している。主桁が流出した橋脚上の落橋防止構造（鋼製ブラケット）取付部と変位制限構造のアンカーバーに破損・変形が生じている。

・主桁（鋼鈹桁）の流出（写真－16）

国道45号小泉大橋では、全径間の主桁（鋼鈹桁）が流出している。主桁と下部構造を連結していたダンパーの取付ボルトが破断し、落橋防止構造も取付部が破壊して主桁が流出したものと推定される。主桁は300m以上上流に流されている。



写真－15 主桁（PCT桁）の流出（国道45号 歌津大橋）



写真－16 主桁（鋼鈹桁）の流出（国道45号 小泉大橋）



写真－17 主構トラスの流出（国道398号 新北上大橋）

・主構トラスの流出 (写真-17)

国道398号新北上大橋では、7径間のうち左岸側の2径間の主構トラスが流出している。落橋防止構造のPCケーブルが破断していて、上部構造が上流側に流されている。

・橋側歩道橋主桁 (PCT桁) の流出 (写真-18)

国道45号外尾川橋の上流側橋側歩道橋の第2～第4径間の主桁 (PCT桁) が流出している。

・橋側歩道橋主桁 (鋼H桁) の流出 (写真-19)

国道45号浪板橋の海側橋側歩道橋の主桁 (鋼H桁) が2径間とも流出している。橋脚も柱中間部で破壊して、上半分が流出している。

・主桁の漂流物衝突による変形 (写真-20)

主桁 (鋼鈹桁) に変形が生じており、津波による漂流物が衝突したものと推定される。



写真-20 主桁の漂流物衝突による変形
(国道45号 片岸大橋)



写真-18 橋側歩道橋主桁 (PCT桁) の流出
(国道45号 外尾川橋側道橋 (下り))



写真-19 橋側歩道橋主桁 (鋼H桁) の流出
(国道45号 浪板橋側道橋 (上り))

(2) 下部構造の被害

・橋脚の流出 (写真-21)

上部構造が流出した国道45号小泉大橋では、河川中央部に位置していた橋脚が流出している。

・橋脚の破損 (写真-22)

RC橋脚の柱部が一部圧壊している。津波の作用力によって橋脚の梁部が山側に傾き、柱部の山側が圧壊したと推定される。



写真-21 橋脚の流出 (国道45号 小泉大橋)



写真-22 橋脚の破損 (国道45号 歌津大橋)

・橋脚の漂流物衝突による破損 (写真-23)

RC橋脚が部分的に欠損しており、津波による漂流物が衝突したものと推定される。

・基礎の洗掘 (写真-24、写真-25)

津波によって、基礎の洗掘が生じている。



写真-23 橋脚の漂流物衝突による破損
(国道45号 釜石高架橋)

(3) 支承部の被害

津波による上部構造の動きに伴って、支承部に損傷が生じたと推定される。被害が支承部の損傷に留まり、上部構造の流出には至っていない。

・支承のサイドブロックの変形・破断 (写真-26)

・アンカーボルトの変形・抜け出し (写真-27)



写真-26 支承のサイドブロックの変形・破断
(国道45号 歌津大橋)



洗掘部にコンクリート打設が行われている。

写真-24 基礎の洗掘 (国道45号 二十一浜橋)



写真-27 アンカーボルトの変形・抜け出し
(国道45号 大沢第二橋側道橋 (上り))



側道橋の橋台は基礎杭が露出している。

写真-25 基礎の洗掘 (国道45号 外尾川橋)

(4) 橋梁取付部の被害

津波によって、橋台背面土工部の流出または洗掘が生じている。

- ・ 橋台背面土工部の流出 (写真-28)
- ・ 橋台背面土工部の洗掘 (写真-29)



流出した橋台背面土工部に仮設橋が設置されている。
写真-28 橋台背面土工部の流出 (国道45号 二十一浜橋)



写真-29 橋台背面土工部の洗掘 (国道45号 鳥谷坂橋)

4. おわりに

平成23年東北地方太平洋沖地震による道路橋被害は、地震動による被害とともに津波による被害が顕著であった。本調査で確認された地震動による主な被害は、支承部とその近傍の上・下部構造部分、伸縮装置部、橋梁取付部、ならびに水平荷重が支配的な部材（橋脚躯体、横構など）に生じているが、落橋や耐荷力が著しく低下したような橋は比較的少なく、これまでの耐震対策の効果が現れているものと思われる。一方、津波による被害では上部構造や橋台背面土工部の流出、基礎の洗掘などが生じるとともに、漂流物の衝突による損傷も生じており、国内ではこれまで経験したことのないような重大な被害を生じている。今回の地震被害の経験を踏まえて、地震動とともに海洋型地震に対しては津波の影響も考慮して今後の対策を考えて行く必要があるものと思われる。

謝辞

本調査において、平成23年3月28日・29日の現地調査で樋渡 滋 東北学院大学名誉教授に同行していただき、ご指導をいただいた。また、調査の実施・とりまとめにあたって、国土交通省東北地方整備局ならびに宮城県の関係者の方々にご支援・ご協力をいただいた。これらの方々には深く感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 東北地方整備局道路部：東北地方太平洋沖地震における道路関係施設の被災状況、平成23年3月24日現在
- 2) 国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所：東北地方太平洋沖地震による橋梁の被災調査概要報告、調査日：平成23年3月12日～3月18日
- 3) 国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所：道路橋の被災状況とその特徴、東日本大震災調査報告会（平成23年4月26日）発表資料
- 4) 土木学会：土木学会東日本大震災特別委員会総合調査団調査速報会報告資料、平成23年4月8日
- 5) 土木学会：土木学会東日本大震災被害調査団（地震工学委員会）緊急地震被害調査報告書第9章橋梁の被害調査、平成23年5月20日
- 6) 海洋架橋・橋梁調査会：平成23年東北地方太平洋沖地震による道路橋被害の事例、平成23年7月

（文責：企画部長 萩原良二）

AASHTO橋梁・構造小委員会 年次総会

1. はじめに

2011年5月13日から16日にかけて、米国、ヴァージニア州ノーフォーク市内のホテルにてPIARCの第7回道路橋委員会（TCD3）がAASHTO橋梁・構造小委員会の年次総会のタイミングに合わせて開催されました（写真-1）。委員会では今期の活動総括やメキシコ大会（2011. 9/26～9/30）でのセッションプログラムについての議論がなされました。なお、日本側から、東日本大震災において発生した橋梁被害の概要を報告しました。報告には各国から多くの質問があり、海外でも関心が非常に高いことがわかりました。

今回の会議はAASHTOの橋梁・構造小委員会の年次総会のタイミングで行われたこともあり、AASHTOの橋梁・構造小委員会の年次総会にも参加する機会を得ました。本項では総会の様子やそこで紹介のあったAASHTOの橋梁・構造小委員会について報告します。

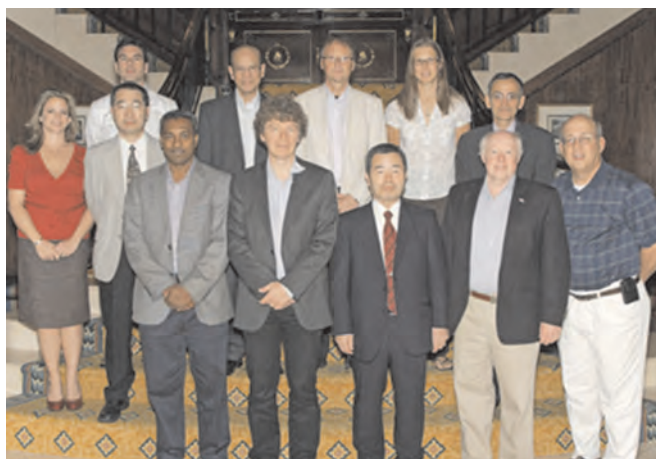


写真-1 PIARC TCD3

2. AASHTOの橋梁・構造小委員会の年次総会について

期間は5月16日から5月19日までの4日間。場所はPIARC TCD3と同じホテルで行われました。参加者は600人で、FHWA、全米各州機関の橋梁技術者の他、コンサルタントや施工会社の技術者も参加しました。



写真-2 技術委員会の様子

総会の前半2日間は基準の個別課題を議論する各技術委員会のテクニカルセッションで、後半2日間は全体会議という構成でした。テクニカルセッションでは初日は新技術や新情報の紹介等の講演があり、後半は各提案についての議論にあてられています。また会議後半の全体会議では基準を採択するかどうか決められました。（具体には各議案について各州代表が投票し、賛成が全体の3分の2以上あると採択する仕組みで進められます。）

なお、場所は毎年持ちまわりで、来年はテキサス州オースティン市での開催が決まっています（表-1）。今回この橋梁・構造小委員会についてその役割や組織の概要などが大会冒頭に紹介されておりました。これらについて以下に紹介したいと思います。

3. AASHTO 橋梁・構造小委員会とは

(1) 組織

AASHTOとは、American Association of State Highway and Transportation Officialsの略でアメリカの高速道路はもとより、航空、鉄道、海上他、あらゆる公共交通機関に関する規格の設定を行っている機関です。構成メンバーは連邦の道路局と各州の道路局の他、プエルトリコ、カナダなどの機関もメンバーであり、米国だけで構成されていないところが特徴です。

運営については、各州の道路局長などで構成される委員会の下に高速道路部門など、それぞれ独立し

表-1 年次総会の開催場所

回	年	場所		回	年	場所	
		都市	州			都市	州
1	1988	アトランタ	ジョージア	14	2001	シアトル	ワシントン
2	1989	サンアントニオ	テキサス	15	2002	アトランテックシティ	ニュージャージー
3	1990	ココアビーチ	フロリダ	16	2003	アルバカーキ	ニューメキシコ
4	1991	サンフランシスコ	カリフォルニア	17	2004	オーランド	フロリダ
5	1992	ポートランド	メイン	18	2005	ニューポート	ロードアイランド
6	1993	デンバー	コロラド	19	2006	スノーバード	ユタ
7	1994	ニューオーリンズ	ルイジアナ	20	2007	ウイルミントン	デラウエア
8	1995	ポートランド	オレゴン	21	2008	オマハ	ネブラスカ
9	1996	フィラデルフィア	ペンシルバニア	22	2009	ニューオーリンズ	ルイジアナ
10	1997	ジャクソンホール	ワイオミング	23	2010	サクラメント	カリフォルニア
11	1998	ナッシュビル	テネシー	24	2011	ノーフォーク	ヴァージニア
12	1999	サンディエゴ	カリフォルニア	25	2012	オースティン	テキサス
13	2000	チャールストン	サウスカロライナ	26	2013	未定	オレゴン

た常設の専門部会を有しており、実際にはこれらの専門部門での決定が大きな意味を持つようです(図-1)。ただ、専門部会である高速道路部門においても、さらに下部組織に分かれて運営されており、実際の規格の設定等はこれら下部組織のそれぞれの小委員会によりなされています。高速道路を構成す

る橋梁の規格については、橋梁・構造小委員会(Subcommittee on Bridges and Structures)が担当しています(図-2)。

(2) 役割

役割として、基準や要領のアップデートがあり

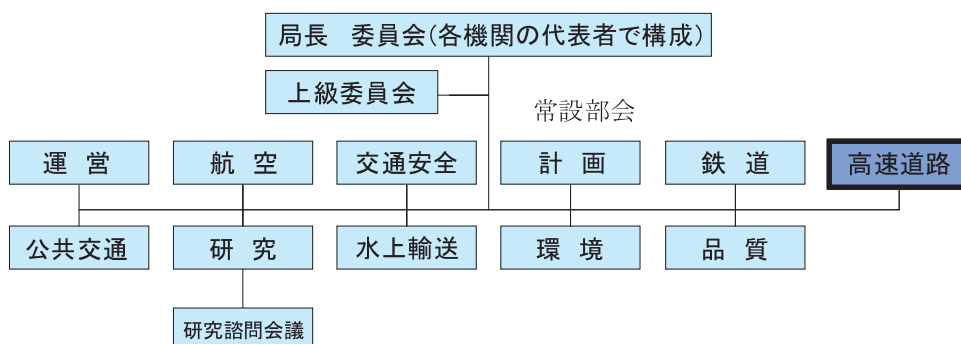


図-1 AASHTOの組織

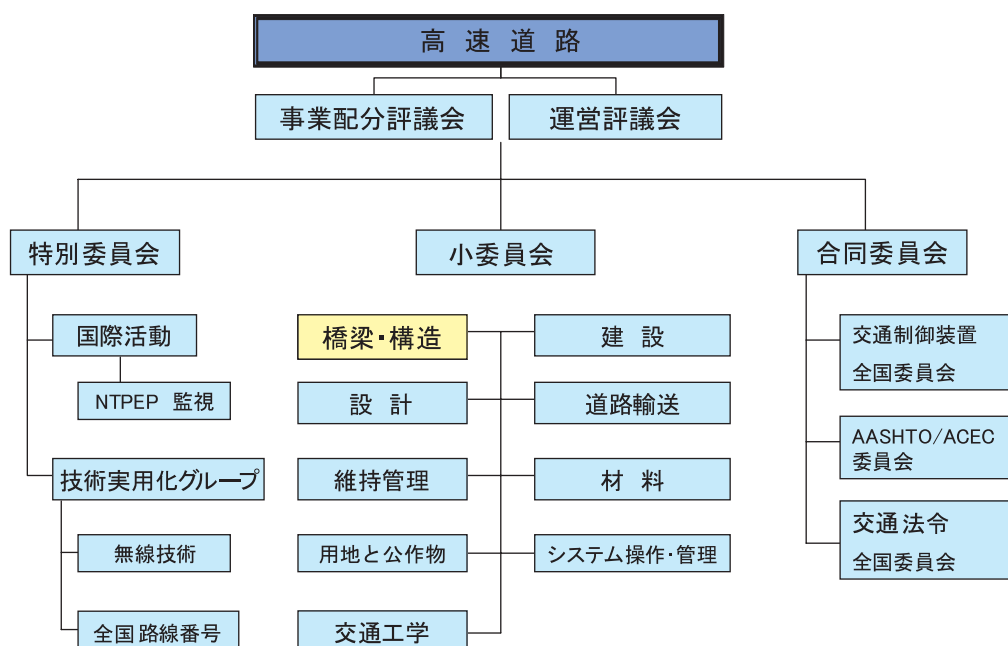


図-2 高速道路部門の組織

表-2 技術委員会の名称

	委員会名		委員会名
T-1	橋梁とトンネルの安全性	T-11	研究
T-2	支承と伸縮装置	T-12	標識、照明、信号
T-3	耐震設計	T-13	カルバート
T-4	建設	T-14	鋼構造設計
T-5	荷重と荷重係数	T-15	下部構造と擁壁
T-6	繊維補強ポリマー複合材料	T-16	木構造
T-7	防護柵と高欄	T-17	溶接
T-8	可動橋	T-18	橋梁管理、評価、修復
T-9	橋の保守	T-19	解析
T-10	コンクリート設計	T-20	トンネル

ます。基準や要領は、主要な技術基準から、高速道路や歩道橋に関連する分野の設計、建設、維持管理の要領にまでわたります。そのほか研究と調査の実施場所の決定もあります。

(3) 構成員

構成員は最高責任者により指名された人もしくは各機関より任命された人です。各機関は最大3名まで任命できますが、採択かどうかの投票は1票しか行使できません。その結果、構成員は96名ですが、投票は52票になっています。また、構成員になった人は技術委員会（表-2）と連絡委員会に所属することになります。

なお、FHWAについては小委員会での役割が決まっており事務局長と事務局長代理をすることになっています。

(4) 技術委員会（表-2）

技術委員会の役割はAASHTO 規格と他の要領などの改定を橋梁・構造小委員会に勧告する事です。（橋梁・構造小委員会は採択を投票で決め、全体投票の2/3の支持で提案の採択を決定します。）その他、研究グループと業界代表との意見交換会の開催もあります。技術委員会は 橋梁・構造小委員会の年次総会の開催中に委員会を開催しないといけないことになっています。

技術委員会委員は、橋梁・構造小委員会の議長に

よって指名されます。委員だけでなく、委員長、副委員長も指名で決まります。ただ、指名に際して全米4つの地域（図-3）の代議員は必ず入れるようにしないとけません。

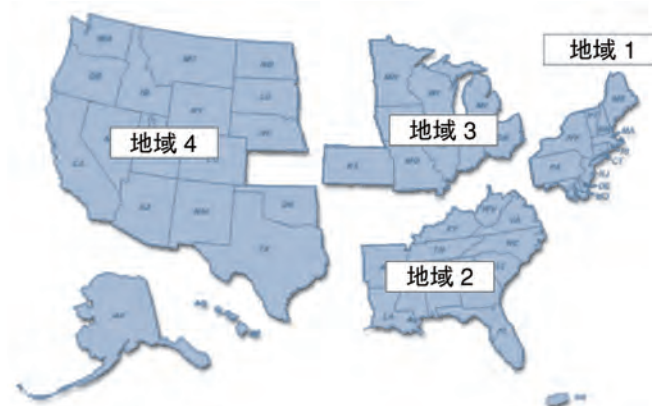


図-3 全米の地域割り

(5) 研究

研究と調査は 設計、建設と維持管理の基準類の発展や維持のためには必要です。具体的手順としては、技術委員会のT-11（研究部門）で橋梁や構造に関しての研究の評価や推薦を行っています。これを受けて、橋梁・構造小委員会は 専門部会に研究調査のランキングを提出します。そしてこの専門部会が有力な3つの団体（1つは上級委員会、2つ目はAASHTOの各委員会の委員長 3つ目はFHWA）からヒアリングを行い決定します。

（文責：企画部 麓興一郎）

優良表彰の受賞について

優良表彰とは、国土交通省から発注された工事や業務等に関して、その施工や成果が特に優秀で他の模範となるものが選定され、企業又は技術者につい

て、発注者より表彰が行われるものです。

当調査会におきましては、平成22年度の業務及び職員に対して、以下の事務所長表彰を頂きました。

(文責：企画部 麓興一郎)

業務名	表彰者	表彰対象
平成 22 年度 関東地整管内橋梁詳細調査等業務	関東地方整備局 関東技術事務所長	JBEC・ワイ・シー・イー設計共同企業体
〃	〃	金野千代美（関東支部調査役）
平成 22 年度 有明海沿岸道路橋梁施工技術支援業務	九州地方整備局 福岡国道事務所長	海洋架橋・橋梁調査会



橋梁研究開発助成等について

当調査会では、平成20年度から「橋梁技術に関する研究開発助成」及び「国際会議等への参加に関する助成」を始めており、年に一度、助成対象者を決定しております。今まで「橋梁技術に関する研究開発助成」は3件、「国際会議等への参加に関する助成」は8件の助成を行ってきたところです。この度、平成23年度分の募集を行って助成が決定しました。

なお、助成対象者の選定にあたり、橋梁研究開発助成等審査委員会（東京大学・埼玉大学 伊藤 学 名誉教授、（独）土木研究所 魚本 健人理事長、東京大学 藤野 陽三教授）を設け、審査委員会での審査を経て、それぞれの助成を決定しました。

平成23年度の助成対象者は以下の通りとなりました。

橋梁技術に関する研究開発助成

橋梁技術に関する研究開発についての計画を公募し、優秀研究計画と認められる応募者に対して、当該研究開発に要する費用の一部を助成

平成23年度

貝沼 重信氏（九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門 准教授）

- ・ 研究計画：「腐食センサと時空間統計学的手法を用いた鋼構造物の致命的腐食損傷予知技術の開発」

判治 剛 氏（名古屋大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻 准教授）

- ・ 研究計画：「鋼橋に生じた疲労損傷に対する溶接補修技術の開発」

国際会議への参加に関する助成

橋梁技術に関する国際会議において研究等の発表のために渡航する方に対し、その渡航に係る費用等を助成

平成23年度

①内田 慎哉氏（佐賀大学大学院 工学系研究科）

発表論文：Non-Destructive Evaluation for Horizontal Cracks in RC Slabs of Highway Bridges Based on Analysis-Aided Impact Elastic-Wave Methods

②山岡 大輔氏（関西大学大学院 理工学研究科）

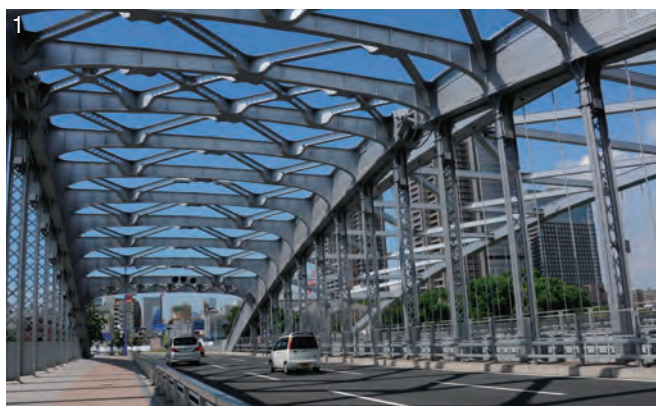
発表論文：FATIGUE CRACKING BEHAVIOUR IN THE TRANSVERSE RIB SLIT OF AN ORTHOTROPIC STEEL DECK WITH BULB RIBS

いにしえ
古

新旧二つの銀橋は水の都のシンボル

大阪・桜宮橋（さくらのみやばし）

の橋探訪 シリーズ第6回



架橋地点の地質条件を考慮した橋梁形式

桜宮橋は1930（昭和5）年10月、大阪市の第一次都市計画事業に基づき、天満蒲生線の附属橋梁として現国道1号が大川（旧淀川）を跨ぐ位置に架けられ、大阪市北区天満橋1丁目と都島区中野町1丁目を結んでいる。

橋長187.8m、幅員22m、最大支間104m（アーチ支間）を誇る鋼3ヒンジソリッドリブアーチ形式の桜宮橋は、戦前では日本最大のアーチ橋であった。

桜宮橋の架橋地点は、地盤が軟弱であるため、ある程度の不等沈下を予測したうえで、アーチの両端及び中央にヒンジがある3ヒンジアーチを採用した。この形式は、3点のヒンジによって橋脚が多少沈下あるいは移動してもアーチに無理がかからない構造である。さらに橋脚の基礎には長さ20m、径40cmの鉄筋コンクリート製ペDESTAL杭（場所うち杭の一種）が1橋脚あたり約200本打ち込まれている。それでも建設から年月が経って十数cmほどの不等沈下で支間が広がったため、1983（昭和58）年基礎の大規模な補修が行なわれた。

設計の意匠指導は、近代日本を代表する建築家の一人で関西建築界の父といわれた武田五一が携わった。彼は京都商工会議所など多数の作品を残しているが、建築以外にも工芸や図案・テキスタイルデザインを手掛けたほか、京都工織大の図案科などの設立に関与して多数の後進を育成、さらに法隆寺や平等院の古建築修復にも関わり大きな功績を残した。

桜宮橋の設計にあたって武田は、周辺の景観に馴染むためにかなり苦心したと伝えられるが、その力量はいかなく発揮されている。橋の姿は堂々としても曲線的なスタイリッシュさが保たれ、美しいうえに3ヒンジアーチの珍しい事例として世に知られている。

- 1 -- 路面上から見た重厚な部材構成。
- 2 -- 構造上の特徴である中央ヒンジのディテール。
- 3 -- 武田五一デザインによる昇降階段の塔。
- 4 -- 新橋の建設に伴い8.25mに拡幅された歩道。

所在地：大阪市北区天満橋1～大阪市都島区中野町1

構造形式：鋼3ヒンジソリッドリブアーチ橋

橋長：全長187.8m

幅員：22m

竣工：1930（昭和5）年10月

施工主：大阪市

最寄駅：JR・大阪城北詰駅、JR/京阪・京橋駅、市バス・桜宮橋停留所

橋の両たもとに建てられた塔も特徴のひとつである。ロマネスク風の昇降口階段が設けられたレンガ造りのこの塔にはツタがからまってレトロな風情を醸し出しており、橋の景観をより高めている。

この橋の建設には、現在の物価に比べ1/2000～1/5000と言われている当時としては破格の128万円の工費と3年の工期がかけられた。

桜宮橋は歴史的土木建造物の保存を目的として創設された土木学会選奨土木遺産に2000（平成12）年に第一回の対象物件として認定された。

大阪人に親しまれる銀橋の愛称

桜宮橋は外面を彩る塗装が銀白色のため「銀橋」と呼ばれ、大阪の人々にはこの愛称のほうが親しまれている。遠目にも橋の銀色が光にまばゆく映え、河水のブルーとのコントラストは目に鮮やかで、とくに大阪城天守閣を背景にした姿は絵になり、まさに大阪を代表する橋の一つとして圧巻である。

桜宮の地名は、大川の東岸にある桜宮神社が由来になっている。橋はちょうど大阪城の北に位置しており、近辺には造幣局や泉布観（大阪府で現存する最古の洋風建築で国の重要文化財）、桜之宮公園、藤田美術館などがあり、大阪でも有数の景勝地である。

この地域は江戸時代の昔から桜の名所として有名で、桜宮神社境内ばかりでなく大川の兩岸、川崎から長柄の近くまで桜が続いていた

西岸には明治になって造られた造幣局があり構内には八重桜など貴重な桜の並木が整備され、1883（明治16）年から一般開放され、いわゆる「桜の通り抜け」が行なわれるようになった。昨今はこの通り抜けが毎年の風物詩となっており、通り抜けた人たちが桜宮橋を渡りJR桜ノ宮駅に向かうため、広い歩道がたいへんな賑わいをみせる。また夏には、日本三大祭りの一つである天満宮の天神祭の船渡御と花火で、橋付近は華やかに彩られる。桜宮橋は四季を通じて大阪の風景に彩りをあたえてきており、大阪人の心の原風景の中にも大きく位置付けられているといえる。

桜宮橋と融合する新橋の建設

近年、国道1号はこの近辺で慢性的な渋滞が発生していた。それを解消するために2006（平成18）年12月、上流側に桜宮橋と寄り添うように新桜宮橋が建設された。

デザインは市民からの意見でアーチ橋への支持が大多数を占めたのを参考に、安藤忠雄をはじめとする有識者からなる「新桜宮橋デザイン検討委員会」によって既存の桜宮橋のデザインと融合するような新橋のデザインが採用された。

新橋の形式は鋼アーチ（単純ローゼ桁）であり橋長は150mと旧橋より長くなる事に加えアーチライズを旧橋に揃えたため、アーチライズ比（高さ/支間長の比）が小さいスレンダーな形状となった。アーチ部材に厚板を使用して断面形状を小さくしているため、ボルトなどによる連結を行わず、すべての継手が溶接構造となっている。現場溶接の施工では、溶接箇所の周囲に風防を付けるなど品質確保に細心の注意を払って施工された。

新橋の完成によって、桜宮橋は西行き3車線、新桜宮橋は東行き3車線で、幅員は新旧合わせて40mとなった。また、歩道の幅員は上下線ともに8.25mずつ確保されている。

新旧の橋の共存によって渋滞が緩和されると同時に快適で安全な歩行空間が確保された。今後とも大阪中心部の道路交通を支えるとともに大阪のシンボルとして親しまれていくことになる。



橋梁技術の進化が見て取れる新桜宮橋。

お知らせ

平成24年度 橋梁点検技術研修会 開催のご案内

1. 主催 (財)海洋架橋・橋梁調査会
2. 開催予定日
 - ①第61回 平成24年 4月 17日(火)～19日(木) 場所(東京) 民間・道路管理者
 - ②第62回 平成24年 5月 29日(火)～31日(木) 場所(東京) 民間・道路管理者
 - ③第63回 平成24年 6月 12日(火)～14日(木) 場所(東京) 民間・道路管理者
 - ④第64回 平成24年 7月 3日(火)～5日(木) 場所(東京) 道路管理者のみなお、第64回は道路管理者のみの対象となります。
3. 研修会参加者の募集時期
各研修会開催予定日の約2ヶ月前に、当調査会ホームページに「募集案内」を掲示します。研修会参加希望者は「募集案内」をご覧ください。

ホームページアドレス <http://www.jbec.or.jp/>
問合せ TEL03(5940)7746 企画部 研修担当

連絡先

本部 〒112-0013
東京都文京区音羽2-10-2(音羽NSビル8階)
TEL: 03-5940-7788 FAX: 03-5940-7789
URL: <http://www.jbec.or.jp> E-Mail: info@jbec.or.jp

東北支部 〒980-0014
仙台市青葉区本町2-1-29(仙台本町ホンマビルディング3階)
TEL: 022-221-5301 FAX: 022-221-5302

近畿支部 〒540-6591
大阪市中央区大手前1-7-31(OMMビル13階)
TEL: 06-6944-8551 FAX: 06-6944-8556

関東支部 〒112-0013
東京都文京区音羽2-10-2(音羽NSビル8階)
TEL: 03-5940-7744 FAX: 03-5940-7754

中国支部 〒730-0012
広島市中区上八丁堀7-1(ハイオス広島7階)
TEL: 082-511-2203 FAX: 082-225-4745

北陸支部 〒950-0965
新潟市中央区新光町10-2(技術士センタービル3階)
TEL: 025-281-3813 FAX: 025-281-3818

四国支部 〒760-0023
高松市寿町2-2-10(高松寿町プライムビル4階)
TEL: 087-811-6866 FAX: 087-811-6867

中部支部 〒460-0002
名古屋市中区丸の内1-16-15(名古屋フコク生命ビル6階)
TEL: 052-218-3151 FAX: 052-218-3153

九州支部 〒812-0013
福岡市博多区博多駅東2-9-1(東福第二ビル5階)
TEL: 092-473-0628 FAX: 092-473-0629

J-BEC レポート 2011 Vol.6 平成23年10月発行

編集・発行 財団法人 海洋架橋・橋梁調査会

印刷 (株)大 應



J.BEC

橋をかける
橋をまもる