

## 9.2 コンクリート橋の部分係数設計法に関する研究

研究予算：運営費交付金（道路勘定）

研究期間：平 18～平 20

担当チーム：技術推進本部（構造物マネジメント技術）

研究担当者：渡辺博志、森濱和正、古賀裕久、中村英佑

### 【要旨】

本研究課題では、道路橋コンクリート構造物を対象として、部分係数設計法を導入した性能照査型の設計方法を確立するため、照査式の記述方法の検討や係数設定の検討を行い、設計基準試案の作成を進めている。また、合理的な係数設定を行うための具体的な検討課題として、特にコンクリートの曲げひび割れについて着目し、曲げひび割れ幅算定式の精度を検証するための実験を行った。また、ひび割れを発生させた供試体の解体調査などを行った。

キーワード：部分係数設計法、信頼性設計、コンクリート橋、耐久性、ひび割れ

### 1. はじめに

これまで許容応力度法が用いられてきた道路橋の設計規準が、信頼性設計の考え方を取り入れた性能照査型に移行することが決まっている。性能照査型の設計体系であっても、コンクリート構造物の安全性や耐久性能が損なわれないことがないよう、適切な設計体系を構築する必要がある。

本研究課題では、コンクリート道路橋を対象として、部分係数を導入した性能照査型の設計方法を確立し、道路橋示方書に反映させることを目的として、種々の検討を行っている。平成 19 年度は、表-1 に示した項目について検討を行った。本報では、曲げ及び軸力を受ける部材を例に、検討結果の一部を紹介する。

### 2. 部分係数設計法記述のための検討項目

現行の道路橋示方書コンクリート橋編では、曲げ及び軸力を受ける部材を設計する際に、設計荷重作用時および終局荷重作用時を想定し、設計荷重作用時は、施工中及び施工後における許容応力度に対する照査を行っている。一方、終局荷重作用時は、構造物の破壊に対する安全度の照査（すなわち、部材に生じる断面力と部材の破壊抵抗曲げモーメントの比較）を行っている。

設計荷重作用時の照査については、現行の記述方法では、種々の状況を考慮して定められた許容応力度による照査が示されている。許容応力度による照査は、設計者の利便性という点では利点があったが、照査の目的を明確にするという点では、必ずしも十分ではないという課題があった。

表-1 平成 19 年度の検討項目

項目	内容
(1) 国内外の関連基準、調査研究事例の収集・整理・分析	Eurocode1992, AASHTO LRFD, ISO19338 等の規準類の調査を行った。
(2) 部分係数設計法の記述方法の検討	鋼橋、下部構造、耐震設計などの検討状況と調整を行いつつ、記述方法の検討を行った。
(3) 限界状態、損傷モード等の設定	検討課題として、耐久性とひび割れ幅の関係、ひび割れ幅の算定手法を抽出するとともに、許容されるひび割れ幅について検討した。
(4) 材料・部材に関するデータ収集・分析、係数設定の検討	国内のコンクリートおよび鉄筋、PC 鋼材の強度のばらつきに関するデータ収集を行った。
(5) 荷重に関するデータ収集・分析、係数設定の検討	コンクリートの単位容積質量の実測結果、乾燥収縮の算定結果の誤差に関する調査を行った。
(6) 信頼性の評価方法、信頼性指標の記述方法等の検討・目標設定と試算・評価	既存の設計断面を元に、破壊強度の信頼性指標 $\beta$ の試算を行った。
(7) 試設計による課題検討	ひび割れ幅算定手法の検討結果に応じて、供用時の応力制限値の設定を検討した。
(8) 設計基準案の作成	素案の作成を行った。

そこで、応力度の照査については、諸外国の基準等も参考に、想定する設計状況や照査の目的を整理して記述

するなど、記述方法を検討した。

また、設計荷重作用時の照査方法に関しては、現状では鉄筋コンクリート構造 (RC 構造) とプレストレストコンクリート構造 (PC 構造) で、想定する橋梁の状態が異なっており、RC 構造では曲げ引張応力によるひび割れの発生が許容される (ただし、ひび割れが耐久性上有害なものとならないよう鉄筋の許容応力度が定められている) が、PC 構造では曲げ引張応力によるひび割れの発生がないように定められている。このため RC 構造と、PC 構造では、特に設計荷重作用時の照査における種々の前提条件が異なっている。

一方、近年、耐久性を確保した上でコストを縮減できる可能性のある構造形式として、活荷重作用時等に曲げひび割れの発生を許容するプレストレストコンクリート構造 (PRC 構造) が提案されており、その採用も徐々に広がっている。PRC 構造を道路橋に採用するためには、想定する荷重が作用した際にひび割れが生じて、橋梁の安全性や耐久性に影響を与えない範囲に制御することが不可欠である。このような背景から、本課題では、ひび割れ幅算定手法の精度やひび割れが耐久性に与える影響について実験的検討を行っている。

終局荷重作用時の照査については、現行の照査方法では、実際に道路橋に加わると見られる荷重よりもかなり大きな終局荷重を想定して照査している。しかし、この方法では、実際に構造物に加わる荷重に対して構造物がどの程度の安全性を有するのか、定量的に説明することが困難であるという課題があった。この点については、現在の設計方法によって設計された部材の信頼性係数を試算している。今後、試算結果を参考に適切な部分係数を設定する予定である。

### 3. 限界状態等の設定の検討

#### 3.1 曲げ及び軸力を受ける部材の限界状態

コンクリート橋の設計では、変動荷重が支配的な状況 (例えば、設計で考慮する活荷重が作用する状況) や永続荷重が支配的な状況 (例えば、鋼材の腐食の原因となるような環境作用が作用する状況) において、橋としての機能が損なわれないことなどを照査する必要がある。

曲げ及び軸力を受ける部材に限定して求められる性能をより具体的に検討すると、例えば表-2 に示すように整理することができる。

このうち特に腐食耐久性能については、現在、以下のような手法を組み合わせることで求められる性能を確保している。

表-2 曲げ及び軸力を受ける部材に求められる性能の例

種類	説明
腐食耐久性能	塩分等の環境作用によって、鋼材の腐食を生じないこと
疲労耐久性能	繰り返し作用する荷重によって、部材の力学的特性が弾性域を超えないこと
耐荷性能	想定している作用による部材の挙動は可逆的であり、部材の機能が損なわれないこと、かつ、部材が破壊するなど、致命的な状態が生じないこと

- ・鉄筋の応力度制限 (RC 構造の場合、過大なひび割れが発生しないように制限)
- ・コンクリートの引張応力度制限 (PC 構造の場合、一般に、曲げひび割れが発生しないように制限)
- ・構造細目の規定 (設計の前提として材料や構造の仕様)  
今後、PRC 構造などの新たな技術の適用性を検討するためには、これらをより合理的な照査方法にしていくことが求められる。このため、国内外の関連基準の調査や実験的検討を行った。

#### 3.2 国内外の関連基準の調査

曲げ及び軸力を受ける部材の腐食耐久性を考慮する上で行われている照査に着目して、国内外の関連基準を調査した。

表-3 に AASHTO LRFD Bridge Design Specifications<sup>1)</sup> における照査の例を、表-4 に Eurocode 2<sup>2)</sup> における照査の例を示す。これら二例に限っても、以下のように種々の違いがある。

- ・AASHTO では、プレストレストコンクリート構造にひび割れを許容する場合と許容しない場合があり、それぞれ照査方法が異なっているが、Eurocode では、両者が分けられていない (腐食環境が厳しい場合は、ひび割れを許容しない場合がある)。
- ・AASHTO では、鉄筋の応力度を制限することで、ひび割れ幅を間接的に制御している。Eurocode では、ひび割れ幅を明示的に制御している。
- ・構造によって照査する際に用いる荷重組合せが異なるが、その内容が AASHTO と Eurocode では異なる。  
今後、これらの調査結果も参考に照査方法の記述を検討していく予定である。

表-3 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications における照査の例

構造種類	PC 構造	PRC 構造	RC 構造
設計の目標・担保される性能	高い頻度で発生する荷重に対してひび割れを発生させない。	高い頻度で発生する荷重ではひび割れが生じうるが、十分な鋼材が配置されているため、ひび割れは適切に分散する（有害なものとはならない）。 ※コメントでは、ひび割れ幅と耐久性の関係は無いが、あまり明確ではないとされている。	
照査方法（代表例）	変動荷重作用時にコンクリートに生じる引張応力を制限している。 1) 腐食環境が穏やかな条件では $0.5\sqrt{f_c}$ 以下 2) 腐食環境が厳しい条件では $0.25\sqrt{f_c}$ 以下 3) 付着のある鋼材がない条件では 引張は認められない  ※PC 及び PRC の引張側の照査に使用する荷重は RC よりやや小さい。コメントによると、1レーンの橋では1日1回、2レーンの橋では年に1回程度生じる荷重。  他に引張鋼材の最大、最小量や間隔を規定。	変動荷重作用時にひび割れを制御する鋼材に生じる応力を制限している。  $f_{sa} = Z / (d_c \cdot A)^{1/3}$ ここで、Zはパラメータ、 $d_c$ は配置する鋼材から引張縁までの距離、Aは配置する鋼材と図心を共有する範囲のコンクリート面積を鋼材本数で除した値。  ※PC 及び PRC の引張側の照査に使用する荷重は RC よりやや小さい。  他に引張鋼材の最大、最小量や間隔を規定。	変動荷重作用時にひび割れを制御する鋼材の応力が、制限されている。  $f_{sa} = Z / (d_c \cdot A)^{1/3}$ ここで、Zはパラメータ、 $d_c$ は配置する鋼材から引張縁までの距離、Aは配置する鋼材と図心を共有する範囲のコンクリート面積を鋼材本数で除した値。  ※腐食環境が穏やかな条件では0.4mm 程度の、厳しい環境では0.33mm 程度のひび割れに制御しているとのコメントあり。  他に、引張鋼材の最大、最小量や間隔を規定。
環境条件の考慮	考慮している。 (さらに、施工方法や付着のある鋼材の有無も考慮)	考慮している。 (環境がマイルド、厳しい、地中の三分類)	考慮している。 (環境がマイルド、厳しい、地中の三分類)

表-4 Eurocode 2 における照査の例

構造種類	PC 構造・PRC 構造	RC 構造
設計の目標・担保される性能	ひび割れは、構造物の適切な機能や耐久性を害することがあってはならない。また、美観を害するものであってはならない。  ・一般環境では高頻度荷重作用時にひび割れ幅が制御され、腐食確率はかぶりの大きさにもよるが、小さい。 ・厳しい環境条件下ではひび割れが発生しない。	ひび割れは、構造物の適切な機能や耐久性を害することがあってはならない。また、美観を害するものであってはならない。  ・疑似永久荷重作用時のひび割れ幅を制御することにより、有害なひび割れを防止し、耐久性を確保する。
照査方法（代表例）	1) 腐食リスクが非常に低い環境条件では ・高頻度荷重時 0.2 mm以下 2) 中性化による腐食があり得る環境条件では ・高頻度荷重時 0.2 mm以下 ・疑似永久荷重時デコンプレッション 3) 腐食リスクが高い場合 ・高頻度荷重時デコンプレッション  ※・PRC としての記述無し。 ・ただし、PC においてひび割れの発生を想定。 ・PC 部材については、ボンド PC とアンボンド PC に区分しボンド PC は RC と同じ扱い。	1) 腐食リスクが非常に低い環境条件では ・疑似永久荷重時 0.4 mm以下 2) 中性化による腐食があり得る環境条件では ・疑似永久荷重時 0.3 mm以下 3) 腐食リスクが高い場合 ・疑似永久荷重時 0.3 mm以下
環境条件の考慮	環境条件によって許容ひび割れ幅が異なる。	環境条件によって許容ひび割れ幅が異なる。

### 3.3 ひび割れ幅算定式に関する検討

#### 3.3.1 ひび割れ幅算定に関する検討項目

活荷重作用時等に曲げひび割れの発生を許容するプレストレストコンクリート構造（PRC 構造）や RC 構造の設計の合理化を念頭に置いて、既存のひび割れ幅算定手法の精度や適用範囲に関する検討を行った。

昨年度までの検討で、ひび割れ幅の算定に大きな影響を与えうる要因として、以下の六点を抽出していた。

- ・コンクリートの乾燥収縮の影響
- ・コンクリートのクリープ変形の影響
- ・繰返し荷重の影響
- ・部材寸法の影響
- ・断面形状による違い
- ・（PRC 構造の場合は）鉄筋の拘束の影響

このうち、乾燥収縮・クリープ変形については、昨年度から持続荷重試験を開始し検証しているところである。平成 19 年度は、持続荷重中の供試体の定期的なモニタリングを行った。また、桁高が 1m と比較的大きい供試体の曲げ荷重試験を行って、持続荷重試験を行った桁高 300mm の場合と比較した。なお、繰返し荷重の影響については、国土技術政策総合研究所にて検討が行われている。断面形状や鉄筋拘束の影響については、今後、検討する予定である。

#### 3.3.2 コンクリートはりの持続荷重試験<sup>3),4)</sup>

導入プレストレス量を調整した PC、PRC、RC はり供試体を作製し、鋼製の荷重治具上に PC 鋼材で固定して持続荷重試験を開始した（図-1）。供試体の断面形状を図-2 に、供試体の諸元・荷重条件等を表-5 に示す。供試体 A1 が PC 構造に、B1・B2・C2 が、PRC 構造に、D1・D2 が RC 構造に相当する。

表-5 に示した供試体のうち、B2、C2、D1、D2 は、持続荷重試験を開始した時点で、等曲げモーメント区間に 9~10 本のひび割れが発生していた。供試体 B1 は、荷重開始時にはひび割れが入っていなかったが、持続荷重中にひび割れの発生が認められた。供試体 A1 は、実験期間を通して、ひび割れの発生は、認められなかった。

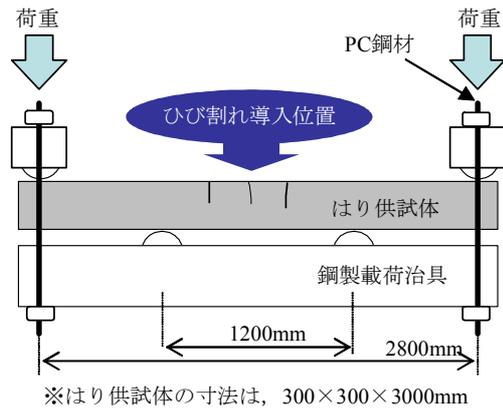


図-1 持続荷重試験の方法

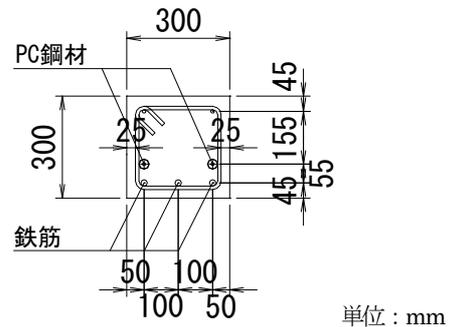


図-2 供試体断面

表-5 供試体の諸元・荷重条件

供試体の種類	PC 鋼材	引張鉄筋	緊張力 (kN)	k (%)	M / M <sub>d</sub>	σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
A1	2-φ17	2-D10	272	100	1.0	1.6	0.0
B1	2-φ13	3-D16	159	58	1.0	38.0	2.1
2.0					222.0	7.5	
C2	2-φ9.2	3-D19	80	29	2.0	219.0	8.7
D1	-	3-D22	-	0	1.0	110.8	4.8
2.0					210.8	9.8	

※ k はプレストレス導入度であり、 $k = M_0 / M_d$  から算出される。ただし、 $M_0$  : プレストレス力および軸方向力によるコンクリート応力度が部材引張縁でゼロとなる曲げモーメント、 $M_d$  : 設計曲げモーメント ( $M_d = 27.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$ )、M : 持続荷重モーメント

※ α<sub>s</sub> は引張応力が作用する断面のコンクリートの寄与を無視した計算により求めた。

※ α<sub>c</sub> は全断面を有効とした仮想引張応力度とした。(α<sub>s</sub>、α<sub>c</sub>ともに、持続荷重開始時点)

持続荷重中のたわみの経時変化を図-3 に示す。供試体 B2、C2、D2 では、180 日間の荷重で 0.5mm 以上、供試体 D1 では 0.4mm 以上のたわみの増大が見られた。一方、ひび割れが生じなかった供試体 A1 では、たわみ量はほとんど増加しなかった。供試体 B1 は、荷重直後のたわみ量は供試体 A1 に近かったが、荷重日数とともにたわみが増加した。

持続荷重中の最大ひび割れ幅の経時変化を図-4 に示す。持続荷重モーメントを 2Md とした供試体 B2、C2、D2 の最大ひび割れ幅増加量は、概ね 0.1mm でプレストレス量の違いによる影響は明確でなかった。一方、持続荷重モーメントを 1Md とした供試体 D1 では最大ひび割れ幅増加量は 0.07mm であった。荷重後 60 日にひび割れの発生を確認した供試体 B1 は、他の供試体と評価指標を併せるため、荷重直後からの標点間の伸び量を最大ひび割れ幅の増加量とし、このように求めた供試体 B1 の最大ひび割

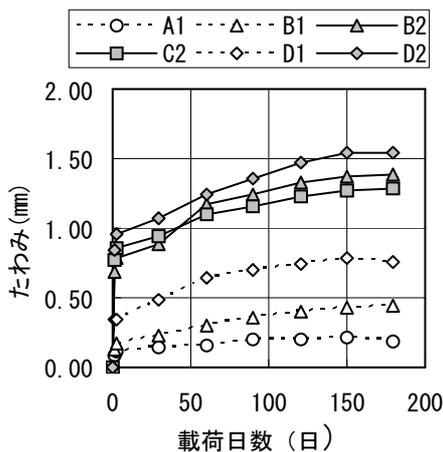


図-3 たわみの経時変化

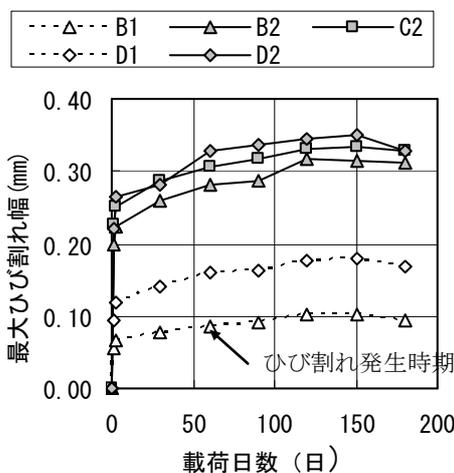


図-4 ひび割れ幅の経時変化

れ幅の増加量は 0.04mm であった。

供試体 B2 を対象に、コンクリートおよび鉄筋の平均ひずみの経時変化を図-5 に示す。ここではプレストレス導入前の断面ひずみの状態を 0 とした。また、図には、コンクリートひずみゲージ測定結果 (図中で圧縮側の 3 点) から求められる近似直線を荷重直後と荷重 180 日の 2 ケースで示した。これより、実験値に着目すると、供

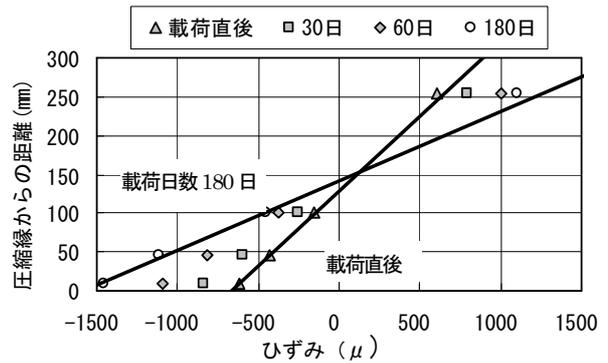


図-5 断面ひずみ分布の経時変化 (供試体 B2)

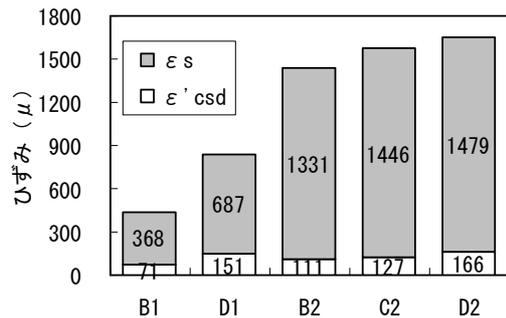


図-6 荷重後 180 日の  $\epsilon'_{csd}$  および  $\epsilon_s$

$$w = 1.1k_1k_2k_3 \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left( \frac{\sigma_{se}}{E_s} + \epsilon'_{csd} \right) \quad (1)$$

ここに、 $w$  : ひび割れ幅 (mm)

$k_1 \sim k_3$  : 鉄筋の種類、コンクリートの強度、  
鉄筋の段数を考慮するための係数

$c$  : かぶり (mm)

$c_s$  : 鋼材の中心間隔 (mm)

$\phi$  : 鋼材径 (mm)

$\sigma_{se}$  : 鋼材位置のコンクリートの応力度が 0  
の状態からの鉄筋応力度の増加量  
( $N/mm^2$ )

$E_s$  : 鋼材のヤング係数 ( $N/mm^2$ )

$\epsilon'_{csd}$  : コンクリートの収縮およびクリープ等  
によるひび割れ幅の増加を考慮する  
ための数値

試体 B2 ではコンクリート上縁側の圧縮ひずみは荷重初期の $600\mu$ から最終値 $1500\mu$ と2.5倍ほど増加している。また、鉄筋ひずみ(図中で引張側の1点)の変化は、荷重直後および荷重180日ともコンクリートひずみより算出した近似直線の変化に概ね一致しており、 $500\mu$ 程度増加した。他の供試体も持続荷重中のひずみは概ね直線的な分布性状を示していた。

PRC 部材の曲げひび割れ幅の照査は、コンクリート標準示方書の方法によると、式(1)を用いて曲げひび割れ幅を算出(以下、土木学会式)し、許容ひび割れ幅よりも小さくなることを照査するものとされている。また、我が国の PRC 橋の設計でもコンクリート標準示方書に準じた照査が行われている。しかし、ここで用いる  $\varepsilon'_{csd}$  の値には議論があり確立されているとは言えない。ここで、今回の実験結果から  $\varepsilon'_{csd}$  の値を試算した。

土木学会式は、ひび割れ幅の最大に近い値を算出するための評価式と考えられるので、実験により観察されたひび割れ幅の最大値と、鋼材位置のコンクリートの応力度が0の状態からの鉄筋応力度の最大増加量を式(1)に代入し、荷重後180日の実測した鉄筋の最大ひずみ( $\varepsilon_s$ )と算出した  $\varepsilon'_{csd}$  を図-6 に示す。持続荷重レベルが 2Md の供試体の  $\varepsilon'_{csd}$  は、供試体 B2 で  $111\mu$ 、C2 で  $127\mu$ 、D2 で  $166\mu$  であり、プレストレスレベルが大きいほど  $\varepsilon'_{csd}$  はやや小さくなる傾向を示したが、どの供試体も土木学会式の提案値  $150\mu$  に概ね近い値となった。

持続荷重レベルが 1Md の供試体では、荷重初期にひび割れの発生が確認された供試体 D1 は  $151\mu$  であり、2Md の供試体に近い値を示した。一方、ひび割れ発生が荷重後60日に確認された供試体 B1 では、 $71\mu$  と他の供試体と比較すると若干低い値を示した。この要因として、供試体 B1 のひび割れが持続荷重試験中に発生したものであり、本数も少なく、定常状態に達していないことが挙げられる。

### 3.3.3 大型はり供試体の荷重試験

実験室で行う荷重試験は、実験の労力や試験装置の性能などから、実構造物を縮小した供試体を用いて行われることが多い。しかし、部材の寸法を小さくすると、鋼材位置における引張応力とコンクリート表面の引張応力の差が大きくなることが予想される。このため、ひび割れ発生荷重やひび割れの分散性、コンクリート表面でのひび割れ幅などに部材寸法の影響が生じるおそれがある。そこで、桁高1m、長さ10mの大型供試体(図-7)を作製し、持続荷重試験を実施した桁高0.3m、長さ3mの供試体と、そのひび割れ性状を比較した。なお、これらの

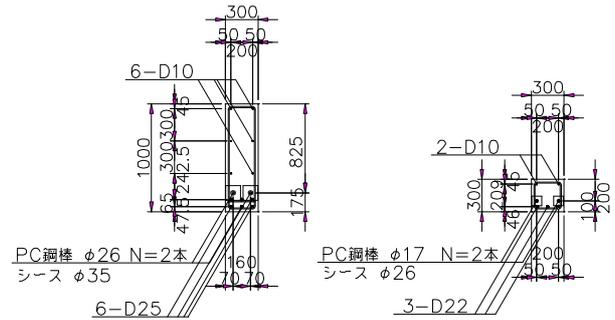


図-7 供試体断面(桁高1m(左)、桁高0.3m(右))

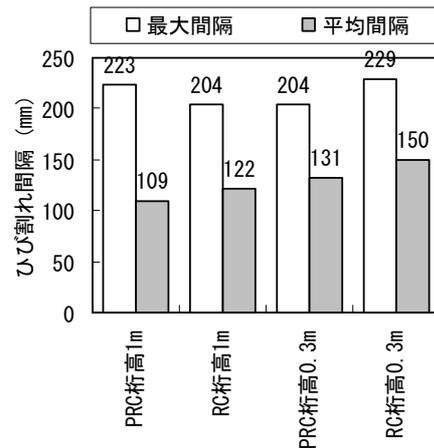


図-8 ひび割れ間隔測定結果

供試体は、鉄筋径や引張鋼材比が同程度になるように計画したものである。断面が同じ供試体を2体ずつ用意し、それぞれプレストレスを導入した場合(PRC構造)と導入しない場合(RC構造)について荷重試験を行った。

本報では、結果の一例として、ひび割れ幅に影響の大きい最大・平均ひび割れ間隔の測定結果を図-8に示す。図から、ひび割れ間隔は、プレストレスの有無や桁高によらずほぼ同意度となっており、これらの影響は明確でなかった。なお、RC構造の供試体で平均ひび割れ幅が比較的大きくなったのは、片側の観察面で等曲げモーメント区間のひび割れ本数が5本(その裏面は7本)と少なかったためと考えられる。

今後は、荷重試験中のデータを精査し、鉄筋位置とコンクリート表面におけるひび割れ幅の違いなどについて検討する予定である。

## 3.4 ひび割れが耐久性に与える影響に関する検討

### 3.4.1 検討概要

コンクリート構造物のひび割れは、塩化物イオンや水、酸素など腐食因子の侵入を容易にするため、耐久性上有害とならない範囲に制御することとされている。しかしながら、既往の研究においても、ひび割れ幅と鉄筋腐食

の関係は必ずしも明確にされていない。そこで、ひび割れがコンクリート構造物の耐久性に与える影響を検証するため、曲げひび割れを導入したRC 供試体の暴露試験をつくば、新潟、沖縄の3ヶ所で行っている。平成19年度は、暴露開始から約12ヶ月後の解体調査を実施し、ひび割れ部からの塩分侵入と鉄筋腐食について調査した。

暴露試験に用いた供試体の形状を図-9に示す。供試体は、長さ1mのSD295A(D13)を1本有する200×200×1,000mmの角柱とした。ひび割れは、材齢28日以降に、二点载荷で供試体中央付近に導入した。なお、コンクリートの水セメント比は55%とした(表-6参照)。

暴露試験の実験パラメータを表-7に示す。暴露環境の厳しさ、ひび割れ幅、かぶりの影響が把握できるように計画した。

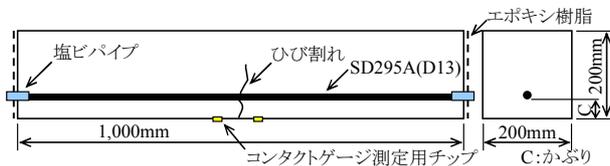


図-9 供試体の形状

表-6 コンクリートの配合

W/C (%)	s/a (%)	単位重量(kg/m <sup>3</sup> )				混和剤
		W	C	S	G	
55	44.8	160	294	820	1044	3.12

普通ポルトランドセメント  
最大骨材寸法20mm, スランプ8cm, 空気量4.5%

表-7 実験パラメータ

暴露環境	ひび割れ幅	かぶり (mm)	暴露期間 (year)	水セメント比 (%)
つくば	なし	20 <sup>※</sup>	1	55
新潟	0.2mm以下	30	2.5	
	0.3mm前後	50	5	
沖縄	0.5mm以上	70	10	

※: 暴露期間1, 2.5年のみ

供試体の暴露状況を図-10に示す。供試体は架台の上にひび割れ面を下向きにして設置した。新潟の暴露場は、主に海水の飛沫により飛来塩分が供給される環境であったが、沖縄の暴露場は、天候によっては海水が供試体に直接降りかかる環境であった。

解体調査では、鉄筋を取り出して腐食状態を目視観察・記録した。また、ひび割れ部の塩化物イオン濃度とその分布状況を把握するため、塩化物イオン濃度の測定とEPMA法による面分析を行った。塩化物イオン濃度の測定は、φ50mmのコアを厚さ10mmでスライスし、JIS A 1154に準拠して行った。

### 3.4.2 暴露供試体の解体調査結果

#### (1) 鉄筋の腐食状態

供試体を解体後に、取り出した鉄筋の腐食状態を目視観察した。鉄筋腐食の生じていた供試体ではひび割れと腐食の位置は一致し、ひび割れを導入していない供試体では腐食は生じていなかった。腐食の程度は、いずれも鉄筋表面の軽微なものであった。

腐食の程度を簡易的に比較するため、ひび割れ部から200mmの区間に占める腐食部分の割合を腐食面積率として算定した。図-11に、各供試体の腐食面積率を示す。沖縄の腐食面積率が最も大きく、塩害環境下になつくばの腐食面積率は比較的小さかった。ただし、かぶりが小さくひび割れ幅の大きい供試体ではつくばと新潟で同程度の腐食が生じていた。腐食面積率の整理から、暴露環境やひび割れ幅に加えて、かぶりの大小によっても、腐食程度が大きく異なることが窺える。

#### (2) 鉄筋位置の塩化物イオン濃度

図-12に鉄筋位置の塩化物イオン濃度の測定結果を示す。鉄筋位置の塩化物イオン濃度は、沖縄ではかぶりの小さい供試体で大きくなっているが、新潟ではかぶりの大小による違いはほとんどみられない。新潟ではコンクリート内部へ浸透した塩化物イオンがそれほど多くなかったため、明確でなかったものと考えられる。また、



(a)つくば (15.3°C、76.9%、96.6mm) (b)新潟 (14.8°C、74.9%、227.4mm) (c)沖縄 (23.2°C、74.7%、220.7mm)

図-10 供試体の暴露状況 ※0内は最寄りの気象観測所の気温、湿度、月間降水量の平均値

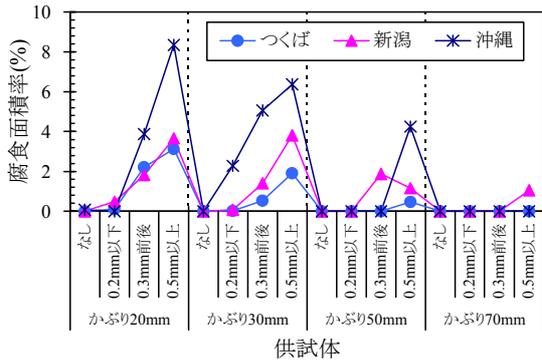


図-11 鉄筋の腐食面積率

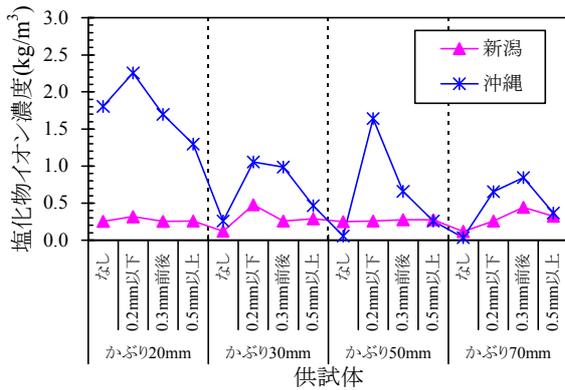


図-12 鉄筋位置の塩化物イオン濃度

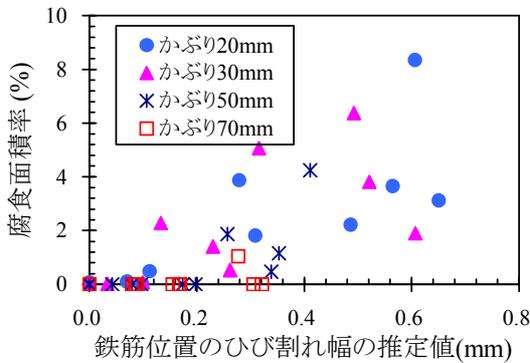


図-13 鉄筋位置のひび割れ幅と腐食面積率

沖縄の結果に着目すると、必ずしもひび割れ幅の大きい供試体で鉄筋位置の塩化物イオン濃度が大きくなるといった傾向は確認できない。「0.2mm以下」や「0.3mm前後」の方が、「0.5mm以上」よりも鉄筋位置の塩化物イオン濃度が大きくなる場合が多かった。この傾向は、EPMA法による面分析の結果（本報では略す）からも確認することができた。

(3) 鉄筋位置のひび割れ幅と鉄筋腐食の関係

今回のようにかぶり異なる供試体を比較する際、コンクリート表面のひび割れ幅が同程度であっても鉄筋位

置ではひび割れ幅が異なる可能性が高い。ひび割れと鉄筋腐食の関係を厳密に検討するためにはこれらの関係も明確にする必要があるが、今回の供試体で鉄筋位置のひび割れ幅を正確に測定することは技術的に困難であった。そこで、ひび割れ幅がコンクリート表面からの距離に比例して分布すると仮定して求めた鉄筋位置のひび割れ幅の推定値と腐食面積率の関係を検討する。

図-13に、鉄筋位置でのひび割れ幅の推定値と腐食面積率の関係をかぶりの違いに着目して示す。暴露環境の違いに関わらず、かぶりの大きい供試体では、鉄筋位置のひび割れ幅が小さく、若干のばらつきはあるが、腐食面積率も小さくなった。相対的に鉄筋位置のひび割れ幅が小さいために腐食面積も小さくなったことが考えられる。

今回の結果から、腐食耐久性（表-2参照）を確保するために鋼材の応力度またはひび割れ幅を制限する際、コンクリートのかぶり等に応じて制限値を変更するのが合理的とも考えられる。ただし、今回の調査では、全体的に腐食の程度が小さく、今後の耐久性への影響が十分には明確でないため、継続して調査を行い、その結果も踏まえて限界状態の設定方法を検討する予定である。

4. 信頼性の評価方法等の検討

4.1 検討概要

コンクリート橋の破壊に対する安全度の照査を行う際、現行の道路橋示方書において想定されている荷重条件としては、基本的に

- ・  $1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重})$
- ・  $1.7 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重})$

の2ケースがある。これらは照査のための荷重条件であって、実際のコンクリート橋に作用する状況は、具体的には考えにくいものとなっている。

また、終局耐力の算定にあたっては、コンクリート強度や鋼材の強度などの変動要因が考慮されていない。このためコンクリート橋の破壊に対する安全度を定量的に評価することが、現状では必ずしも容易ではない。

海外の設計規準に目を転じると、例えば AASHTO の LRFD<sup>1)</sup> や欧州統一規格である Structural Eurocode EN1990 では、変動要因を確率的に考慮した信頼性設計の考え方が導入されている。LRFD では、部材側の耐力について、変動要因を考慮して破壊確率を一定レベル以下に抑制するため、信頼性指標に応じた耐力低減のための係数が設定されている。

そこで、各種変動要因を考慮した桁部材の曲げ耐力に

について検討を行い、確保すべき信頼性水準をふまえた耐力低減係数の概略値を把握した。

#### 4.2 試算方法

いくつかの想定部材に対して、終局曲げ耐力の変動を求めるとともに、想定すべき信頼性水準を実現するための耐力低減係数を試算した。ここでは、比較的实现性のある荷重条件として  $1.1 \times (\text{死荷重}) + 2.0 \times (\text{活荷重})$  を想定し、信頼性係数としておおよそ 4.0 を目標とした。

耐力計算の上で考慮した変動要因としては、破壊抵抗曲げモーメントに影響を及ぼしうるコンクリートの圧縮強度、鉄筋やPC鋼材の引張強度、部材断面の寸法誤差である。

コンクリートの圧縮強度の変動については、打ち込み方法や養生方法など施工の影響もふまえて考慮できることが望ましい。しかし、現状では、施工の影響について検討できる情報が不十分である。そこで、フレッシュコンクリートから採取された供試体の試験結果などを参考に、ここではコンクリートの圧縮強度の変動は正規分布に従い、その変動係数は 10% と想定した。

鋼材の降伏点の変動については、いくつかの実績データから表-8 および表-9 の結果が得られた。これらの結果を基に、ここでは引張鋼材の降伏点の変動は正規分布に従い、その変動係数は 3% と想定した。

部材断面の寸法誤差としては、影響が比較的大きいと考えられる断面の有効高さに着目した。ここでは、プレキャスト工場製作ならびに現場打ちプレストレストコンクリート桁の製作状況を考慮し、標準偏差としてポスト

テンションPC部材で 10mm と想定した。

破壊抵抗曲げモーメントの算定にあたっては、平面保持の仮定が成立するとともに、コンクリートの負担する引張応力は無視することを前提条件とした。また、引張鉄筋の負担する引張応力は降伏点までとし、降伏後のひずみ硬化による引張応力の増加は無視した。これらの仮定によって計算される破壊抵抗曲げモーメントの値は実際値よりも小さく算定されると予想されるが、ここでは、この影響を無視することとした。また、こうした構造解析上の不確実性については、これを無視した。

#### 4.3 試算結果の例

(1) 三径間連続PCラーメン橋の場合

想定した三径間連続PCラーメン橋の断面形状を図-14 に示す。断面形状および鋼材配置は、現行の道路橋示方書コンクリート橋編における終局時の照査を満足するものに定めた。使用するコンクリートの設計基準強度は、現場打ちのプレストレストコンクリート構造に一般的に使用されている 40MPa を想定した。なお、この断面では、設計荷重作用時の照査は満足しない。

破壊抵抗曲げモーメントの標準偏差を算出する際には、種々の変動要因はそれぞれ独立な変数であると仮定し、線形化した式(2)によって求めた。

$$\delta M_u = \sqrt{\left(\frac{\partial M_u}{\partial \sigma_{sy}}\right)^2 \cdot (\delta \sigma_{sy})^2 + \left(\frac{\partial M_u}{\partial \sigma_{ck}}\right)^2 \cdot (\delta \sigma_{ck})^2 + \left(\frac{\partial M_u}{\partial d}\right)^2 \cdot (\delta d)^2} \quad (2)$$

ここに、 $\sigma_{sy}$  : 引張鋼材の降伏点

$\sigma_{ck}$  : コンクリート圧縮強度

d : 断面の有効高さ

これにより破壊抵抗曲げモーメントの変動係数を求めた結果は 3.9% であった。また、 $1.1 \times (\text{死荷重}) + 2.0 \times (\text{活荷重})$  の荷重組合せに対して信頼性指標を算定すると、信頼性指標 ( $\beta$ ) は 2.38 であった。なお、信頼性

表-8 PC鋼材の試験結果

鋼材種類	引張強度 (kN)			0.2%永久伸びに対する荷重 (kN)		
	規格値	平均値	標準偏差	規格値	平均値	標準偏差
SWPR7B 12.7mm	183	190.7	2.0 (1.1%)	156	178.0	5.2 (2.9%)
SWPR7BL 15.2mm	261	274.3	2.2 (0.8%)	222	245.7	3.9 (1.6%)

※標準偏差の欄の括弧付き数字は変動係数。

表-9 鉄筋の降伏点の試験結果 (電炉鋼)

種類	径	平均値 (MPa)	標準偏差 (MPa)	変動係数
SD295A	D13	363.7	13.8	3.8%
SD345	D19	397.2	11.2	2.8%
	D25	394.9	7.9	2.0%
	D51	395.7	8.7	2.2%
SD390	D29	449.8	13.6	3.0%

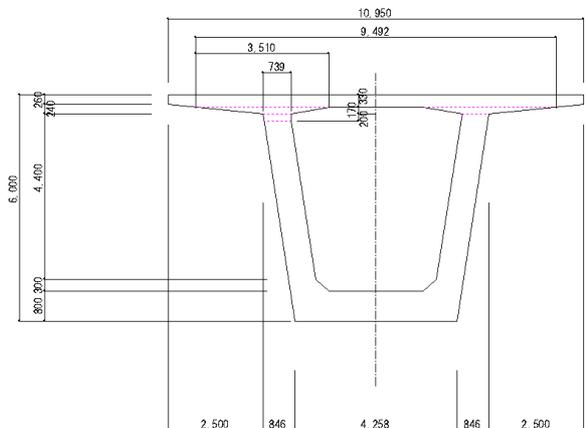


図-14 PCラーメン橋の断面

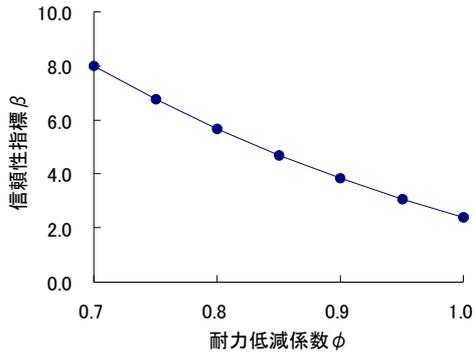


図-15 耐力低減係数  $\phi$  と信頼性指標  $\beta$  の関係

指標を算定するにあたり、死荷重のみ変動を考慮し、その変動係数として 10%を見込む正規分布であると仮定した。

ここで、耐力低減係数  $\phi$  を導入し、曲げモーメントの作用値を  $S_m$ 、破壊抵抗曲げモーメントの算定値を  $R_m$  とし、 $S_m < \phi R_m$  の関係を満たすよう断面形状を決定するものとし、 $\phi$  の値をいくつか仮定してそのときの信頼性指標  $\beta$  を求めた (図-15)。この結果によると、荷重組合せ  $1.1 \times (\text{死荷重}) + 2.0 \times (\text{活荷重})$  に対し、曲げ破壊に対して信頼性指標で約 4.0 の安全性を確保するためには、耐力低減係数を 0.9 以下とする必要があると考えられる。

#### (2) ポストテンション単純げた (支間 43.5m)

(1)と同様の方法で検討を行った。破壊抵抗曲げモーメントの変動係数は、ケース 1 と同様に 3.9% とし、荷重条件として  $1.1 \times (\text{死荷重}) + 2.0 \times (\text{活荷重})$  を想定して信頼性指標 ( $\beta$ ) を算定すると、現行の道路橋示方書コンクリート橋編の終局時の照査を満足する部材断面では、3.9 であった。すなわち、この断面では耐力低減係数が 1.0 に近い値でも信頼性指標で約 4.0 の安全性が確保できる結果となった。

#### 4.4 検討結果のまとめ

平成 19 年度は曲げ破壊を想定したコンクリート橋の信頼性指標の算定と、4.0 程度の信頼性指標を確保するのに必要となる耐力低減係数の概略値の把握を行った。現状の検討における仮定条件の下では、おおよそ 0.9 程度の耐力低減係数を導入することにより、これを達成できることが明らかになった。今後は、せん断破壊など異なる破壊形態に対する信頼性確保について検討を行う予定である。また、耐久性確保の観点から必要となる、コンクリートの圧縮応力・引張鋼材の引張応力の制限値についての検討を行い、新たな設計指針のとりまとめを行うこととする。

## 5. まとめ

コンクリート道路橋を対象として、部分係数を導入した性能照査型の設計方法を確立するための検討として、平成 19 年度は、曲げ及び軸力を受ける部材の腐食耐久性を考慮する上で行われている照査に着目し、国内外の関連基準を比較した。

また、曲げひび割れ幅算定式の適用範囲に関する検証実験として PRC はり供試体の持続荷重試験、大型はり供試体の荷重試験を行った。これらの実験の結果では、既存のひび割れ幅算定式がおおむね妥当であることが検証されたが、長期持続荷重の影響を受けた部材の鉄筋の引張応力度の経時変化等については十分には明確でない点もあり、今後もモニタリングなどを継続する。

腐食耐久性の照査に関しては、ひび割れが耐久性に与える影響について明確にするため、暴露供試体の解体調査も行った。その結果からは、ひび割れが入ったコンクリート部材においても、かぶりの大小为腐食面積に大きな影響を与えうることが確認された。

コンクリート橋の破壊に対する安全度の照査については、種々の仮定の下に、現行の道路橋示方書コンクリート橋編で設計される部材の曲げ耐力に関する信頼性指標の試算などを行い、耐力低減係数の概略値の把握を行った。このような信頼性設計の考え方を常時荷重が作用する場合の耐久性照査にまで拡張するかどうかについては、今後の検討課題としたい。

## 参考文献

- 1) American Association of State Highway and Transportation Officials : AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Third Edition, 2004
- 2) Eurocode 2: Design of concrete structures, BS EN 1992:2004
- 3) 青山尚、渡辺博志、古賀裕久、北野勇一：プレストレストコンクリート部材の曲げひび割れ幅算定に関する実験的検討、PC 技術協会第 16 回シンポジウム論文集、pp.129-134、2007.10
- 4) 竹内祐樹、渡辺博志、古賀裕久、北野勇一：プレストレストコンクリート部材の残留曲げひび割れ幅評価に関する基礎的検討、PC 技術協会第 16 回シンポジウム論文集、pp.135-140、2007.10

## **STUDY ON PARTIAL FACTOR DESIGN METHOD FOR CONCRETE BRIDGES**

**Abstract** : This study aims to propose the specifications for concrete highway bridges based on the partial factor design. The study focuses on the verification methods for durability, especially examination methods for flexural cracks. The loading test of RC beams was carried out to evaluate the examination method for flexural cracks and exposure tests were carried out to grasp the correlation between corrosion of reinforcement and cracks. The partial factor formant to assure structural soundness was discussed using test results

**Key words** : partial factor design, reliability based design, concrete bridge, durability, cracking