

グラウト未充填と PC 鋼材破断を模擬した PC 箱桁の 耐荷性能と振動特性の変化に関する実験的検討

Experimental study of change in load carrying capacity and vibration characteristics of PC box girders
with defective grout and failures in tendons

竹村光平*, 林 巖**, 金哲佑†, 吉田英二***

Kohei Takemura, Gen Hayashi, Chul-Woo Kim, Eiji Yoshida

*京都大学, 大学院工学研究科社会基盤工学専攻修士課程 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

**博 (工), 大阪市立大学助教, 大学院工学研究科都市系専攻 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

†Ph.D, 京都大学教授, 大学院工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

***土木研究所, 構造物メンテナンス研究センター (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1 番地 6)

Prestressed concrete (PC) bridges account for about 44% of all bridges in Japan, and damage of PC tendons caused by defective grouting has been reported. In order to inspect, repair and maintain the PC bridge efficiently, it is necessary to develop a monitoring technology that can quantitatively and simply evaluate the integrity. This study examines changes in bridge performance and modal parameters of PC box girders due to progressive loading, and defective grouting and failures in PC tendons through the experiment. Static loading test showed that local cracks were dominated around the location of defective grouting and failure of PC tendons. A moderate correlation was observed between the energy-based bending performance and the natural frequency of 1st and 2nd bending modes.

Key Words: PC box girder, load-carrying capacity, vibration characteristics, PC tendon cut

キーワード: PC 箱桁, 耐荷力, 振動特性, PC 鋼材破断

1. はじめに

我が国では, 高度経済成長期に建設された橋梁が多く, 建設から50年以上経過する橋梁が増加し, 多数の劣化に伴う老朽化が報告されている¹⁾. これらの橋梁を効率的に維持管理していく必要があるものの, 現状では, 熟練した技術者が行う目視点検が中心であり, 損傷度の評価判定には, 主観的な部分が大きく, 時間を要する. また, 2012年に起きた笹子トンネル天井板落下事故を受け, 2014年7月より2m以上の道路橋に対して5年に1度, 近接目視で点検することを自治体に義務付けられた. その一方で, 市町村では橋梁保全業務に携わっている土木技術者が少なく, 技術力不足についても懸念されるという現状もあり, 膨大な数の橋梁を目視点検のみで管理することには限界がある^{2,3)}. このような背景の中, 近年, 橋梁の健全性を定量的かつ簡易的に評価するモニタリング技

術として, 橋梁の振動特性に着目して維持管理を実施する振動ヘルスマニタリングが検討されている.

本研究の対象とするプレストレストコンクリート橋 (以下PC橋) は, 国内の全橋梁の約44%を占めており⁴⁾, PC橋の劣化事例としては, グラウト充填不良, PC鋼材の損傷劣化が報告されている. また, これまでグラウト充填度, PC鋼材損傷評価に関する研究⁵⁻⁷⁾, さらにそれらの損傷を有するPC構造物に対して, 損傷レベルに応じた残存性能を定量的に評価する研究は, 精力的に実施されてきた⁸⁻¹⁴⁾. 一方, 振動特性についてはいくつか報告されているものの¹⁵⁻¹⁷⁾, プレストレスの導入やグラウトの充填により, 損傷による橋梁応答性能の変化が振動特性として現れにくく, 振動モニタリングでの損傷検知が容易ではないと報告されている. 実PC橋梁を対象に実施した研究¹⁸⁾でも, 損傷による振動特性変化の把握が容易ではないものの, 2次の曲げモードに着目することによる異常検知の可能性について報告している. 今後, 振動ヘルスマニタリングを実用化するためには, 劣化した橋梁に対し

† 連絡著者 / Corresponding author

E-mail: kim.chulwoo.5u@kyoto-u.ac.jp

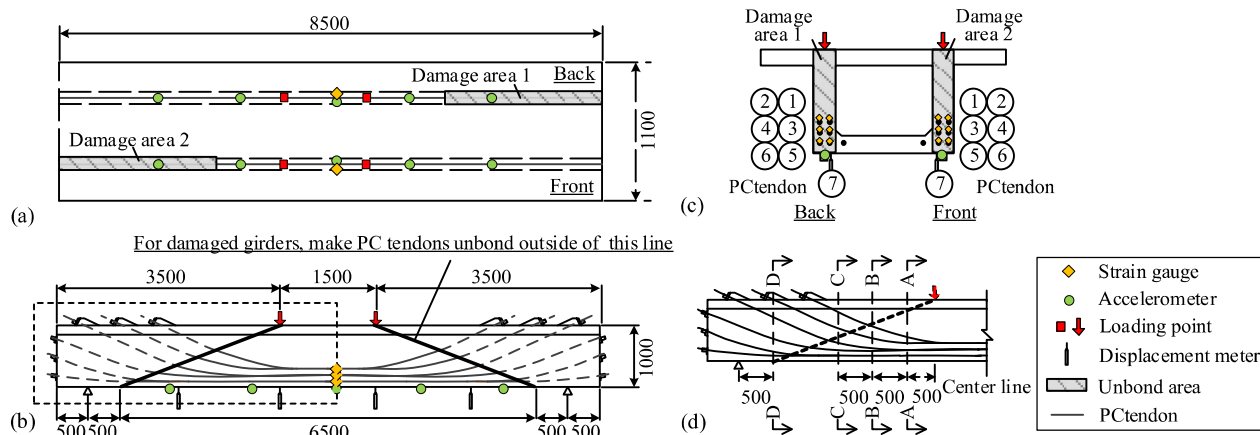


図-1 供試体図：(a)平面図，(b)立面図，(c)断面図，(d)各断面指定図

表-1 実験供試体の詳細

Height	1000mm (thickness of web 200mm)	
Width of upper / lower slab	2300mm (thickness 150mm)	
	1300mm (thickness 180mm)	
Rebar	SD345 D10	
PC tendon	SWPR7BL 1S 12.7 (sheath $\phi 35$ mm) x 12	
Rebar ratio of Axial direction	0.3% (web) 0.2% (upper slab)	
	0.5% (lower slab)	
Vertical restraining reinforcement rebar ratio	0.2% (stirrup)	
Failure type	Bending fracture (BG-INT, BG-DMG1 : shear strength > bending strength	
	BG-DMG2 : bending strength > shear strength)	
Span length	7500mm	
Girder length	8500mm	
Concrete (BG-INT)	Compressive strength	51.1(N/mm ²)
	Young's modulus	34.12(kN/mm ²)
	Poisson's ratio	0.201
Concrete (BG-DMG1)	Compressive strength	52.7(N/mm ²)
	Young's modulus	32.31(kN/mm ²)
	Poisson's ratio	0.207
Concrete (BG-DMG2)	Compressive strength	44.5(N/mm ²)
	Young's modulus	30.76(kN/mm ²)
	Poisson's ratio	0.205
Rebar	Yielding stress	354(N/mm ²)
	Young's modulus	192(kN/mm ²)
PC tendon	Yielding stress	1600(N/mm ²)
	Young's modulus	200(kN/mm ²)
Prestress strength	About 1000(N/mm ²)	

表-2 セン断耐力 / 曲げ耐力

	shear strength / bending strength			
	A-A	B-B	C-C	D-D
BG-INT	1.03	1.16	1.25	1.41
BG-DMG1	1.06	1.12	1.16	1.2
BG-DMG2	0.89	0.87	0.86	0.83

て修繕，架替えなどの意思決定できるような情報が重要となり，振動特性や耐荷性能の関係を明らかにする必要がある。

本研究では，PC 鋼材破断とグラウト充填不良を模擬した PC 箱桁の供試体を製作し，損傷を有する PC 箱桁に対する振動ヘルスマモニタリングの有効性を検討することを目的とした室内実験を実施する．具体的には，供試体製作時にシース管内のグラウトが未充填となるように製作し，載荷試験中に PC 鋼材をガス切断することにより，PC 鋼材の破断を模擬する．これらの損傷を導入した PC 箱桁に対して，室内での 4 点曲げ実験およびインパクトハンマーを用いた加振実験を実施し，損傷が PC 箱桁の耐荷特性や振動特性に及ぼす影響について検討する．また，これらの実験結果に基づいて，PC 箱桁の耐荷特性と振動特性の相関関係について検討する．

2. 研究方法

2.1 対象 PC 箱桁

本実験では，グラウト未充填および PC 鋼材の破断を模擬した PC 箱桁において損傷に対する PC 箱桁の応答性能を把握することを目的として，耐荷力実験と振動実験を行った．供試体は，表-1，図-1 に示すような 1/2 スケールの健全な PC 箱桁 1 体（以下，BG-INT），同寸法でグラウト未充填を模擬した PC 損傷箱桁 2 体（以下，BG-DMG1，BG-DMG2）の計 3 体を用意した．

供試体は，桁長 8500mm，支間長 7500mm，桁高 1000mm，上床版幅 2300mm，下床版幅 1300mm である．グラウト未

充填の再現にあたり、図-1 に示すように、ウェブに配置した PC 鋼材の曲げ上げ部において、PC 鋼材にチューブを巻きつけアンボンド処理区間を設置している。BG-DMG1 は片側にアンボンド区間 (Damage area 1 のみ)、BG-DMG2 は両側にアンボンド区間 (Damage area 1 と Damage area 2) をそれぞれ設置した。なお、損傷桁の下床版 PC 鋼材は、飛来塩分による塩害により早々に PC 鋼材が腐食して破断してしまうことを想定し、ウェブ PC 鋼材よりも先に損傷すると考え、PC 鋼材を配置せずスースのみ (PC 鋼材 7 の箇所) が配置されている。

また、損傷桁では、グラウト充填不良による腐食が原因で PC 鋼材の破断を再現するために、PC 鋼材の定着板と定着具の間にセンターホールジャッキの付属品であるラムチェアを挿入して、実験中に PC 鋼材を切断できるような空間を確保した。図-1 (b), (c) のように PC 鋼材は各側に 6 本で計 12 本配置されており、健全桁のみ下床版にも PC 鋼材が配置されている。なお、図-1 (b) のように載荷点と支点より内側 500mm の点を結んだ線より外側をアンボンド加工する。

また、図-1 (d)、表-2 に示すように、どの断面でどちらの破壊が生じやすいかを確認するため、各断面にてせん断耐力と曲げ耐力の比率を算出している。これからわかるように、破壊形式として、BG-INT と BG-DMG1 は

せん断破壊が先行、BG-DMG2 は曲げ破壊が先行するように設計している。

2.2 載荷実験および振動計測概要

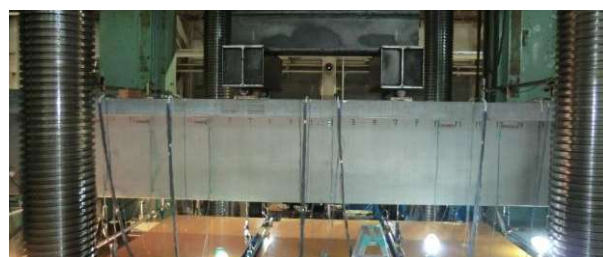
載荷実験にあたり、各供試体に対して土木研究所の構造物実験施設の 30MN 大型構造物万能試験機 (正曲げ試験時: 12MN) を用いて、図-2 に示すような 4 点載荷で静的載荷実験を行った。PC 箱桁の静的応答を計測するために、PC 箱桁の下床版部に 16 個の変位計 (SDP, CDP: 東京測器研究所)、支間中央部の各 PC 鋼材の上下にひずみゲージを設置した。また、加振実験は、各供試体の静的載荷ステップの除荷時において、インパクトハンマーを用いて衝撃加振を与えた。図-1(a) のように PC 箱桁の下床版に 10 個の加速度計を配置した。インパクトハンマーの加振点は、各加速度センサの直上の上床版の上面とした。

各振動計測ステップにおいて、BG-INT と BG-DMG1 は各ヒットポイントにつき 10 回以上、減衰を確認したうえで連続加振を行なった。次に各ヒットポイントのデータから無作為に 10 個取り出し、10 箇所のヒットポイントの合計 100 個の加速度応答データを用いた。BG-DMG2 は損傷レベルが大きく、ばらつきが大きくなると考えられるため、各ヒットポイントにつき 20 回以上、減衰を確認したうえで連続加振を行なった。次に各ヒットポイントのデータから無作為に 20 個取り出し、10 箇所のヒットポイントの合計 200 個の加速度応答データを用いた。本研究で行う考察においては、各加速度応答に対して振動特性を導出しそれらの平均値を用いた。なお、サンプリング周波数は 2000Hz である。加振実験で用いたインパクトハンマーは 8208-Modal (Brüel & Kjær 社製)、加速度センサは NP-2120 (小野測器製)、データロガーは NR-600 (キーエンス製) である。

2.3 載荷プロセス

各供試体に対する静的載荷実験および加振実験のプロセスを図-3 に示す。

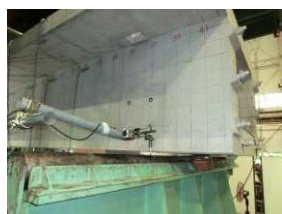
BG-INT は、図-3(a) に示すように 4 回の漸増載荷を実施し、加振実験は 3 回のステージに分けて実施した。なお、以後の検討において比較しやすいように、載荷ステ



(a) 載荷試験



(b) 載荷点



(c) 支点

図-2 静的載荷実験の様子

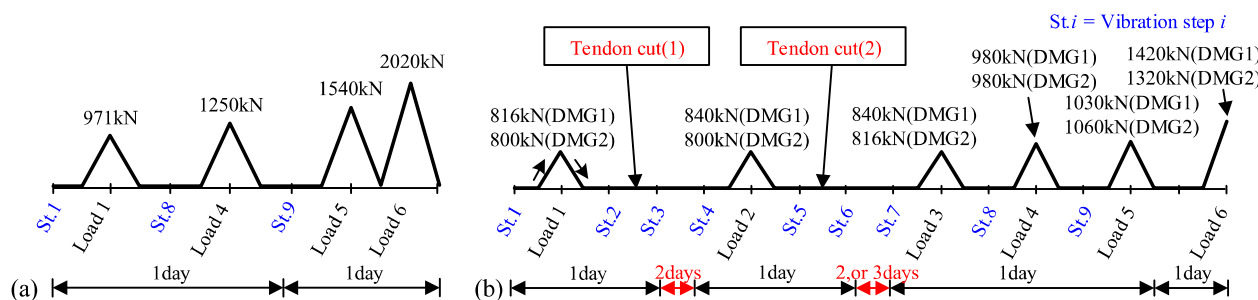


図-3 実験プロセス: (a) BG-INT, (b) BG-DMG1 と BG-DMG2

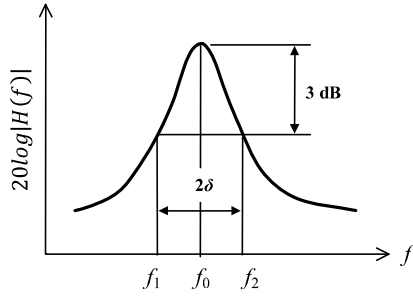


図-4 ピーク選択法

ップの名前は、損傷ケースと同様の性状時の载荷ステップとした。そのため、Load1→Load4→Load5→Load6となる。Load1は初期ひび割れ発生荷重の10%増の荷重、Load4はせん断ひび割れ荷重、Load5はスターラップの降伏荷重（全てのスターラップのうち、ある箇所降伏が生じた時点の荷重）、Load6は終局荷重（上床版の圧壊）までの载荷としている。また、加振ステップの名前も、買損傷ケースと同様の性状時の振動ステップとし、St.1→St.8→St.9とした。なお、加振実験は载荷実験前と各载荷の除荷後に実施した。

BG-DMG1、BG-DMG2における载荷プロセスを図-3(b)に示す。初期ひび割れ発生荷重10%増まで载荷を3回繰り返し（Load1、Load2、Load3）、Load4はせん断ひび割れ発生荷重、Load5はスターラップ降伏荷重（BG-INTと同様）、Load6は終局荷重（BG-DMG1：アンボンド区間とグラウト充填区間の境界付近でのせん断破壊、BG-DMG2：上床版の圧壊）までの载荷としている。加振実験は、载荷実験前と各载荷（Load1～4）の除荷後に加え、PC鋼材切断の直後とPC鋼材切断後数日経過させた後に実施した。PC鋼材の切断については、ガス切断により2回に分けてPC鋼材を切断した。BG-DMG1においては、1回目の切断は片側アンボンド区間を有している箇所にて図-1に示すPC鋼材1～3の3本を、2回目の切断は同側のPC鋼材4～6の3本の計6本を切断した。次に、BG-DMG2においては、1回目の切断は両側のアンボンド区間を有している箇所のPC鋼材1～3の計6本を、2回目の切断は両側のアンボンド区間を有している箇所のPC鋼材4～6の6本の計12本を切断した。

2.4 FRFを用いた同定手法

得られた加速度データから振動特性を導出するにあたり、加振力と振動応答から導かれる周波数応答関数（Frequency Response Function: FRF）を用いる。周波数応答関数は、一般的にシステムの振動応答 $X(f)$ と加振力 $F(f)$ の比を周波数の関数として表し、以下の式のように伝達関数 $H(f)$ として定義される^{19),20)}。

$$H(f) = \frac{X(f) \cdot F^*(f)}{F(f) \cdot F^*(f)} = \frac{G_{FX}(f)}{G_{FF}(f)} \quad (1)$$

$$H(f) = \frac{X(f) \cdot X^*(f)}{F(f) \cdot X^*(f)} = \frac{G_{XX}(f)}{G_{XF}(f)} \quad (2)$$

$$H(f) = \sqrt{\frac{G_{XX}(f)}{G_{FF}(f)}} \cdot \frac{G_{FX}(f)}{|G_{FX}(f)|} \quad (3)$$

$(F^*(f): F(f)$ の共役複素数)

構造システムの振動応答は、変位、速度、または加速度として測定され、構造のシステムを評価する際には、さまざまに異なる用途をもつFRFが生成される。任意のシステムから記録された振動の線形スペクトルだけを考慮すると、システム伝達関数は出力の時間領域の関数の線形フーリエスペクトルと、入力時間領域の関数の線形フーリエスペクトルの比で定義される。しかし、すべてのシステムにおいて、必ずノイズが入力されるため、このノイズの影響を軽減するために振動応答のオートパワースペクトル $G_{XX}(f)$ とクロスパワースペクトル $G_{FX}(f)$ を使用する。なお、 $G_{FF}(f)$ は加振力のオートパワースペクトルである。

本実験では、入力インパクトハンマーで的確に加振したときの力であり、ノイズは少ないと考えられるが、加速度計測では様々な理由からノイズが混入することを考慮し式(2)の $H(f)$ を採用する。また、システムの周波数応答行列は、入力数とそれに応じて発生する出力数によって決定され、1つの入力に対して1つの出力が返されるシステムはSISO (single-input single-output)、多数の入力に対して1つの出力が返されるシステムはMISO (multiple-input single-output)、1つの入力に対して多数の出力が返されるシステムはSIMO (single-input multiple-output)、多数の入力に対して多数の出力が返されるシステムはMIMO (multiple-input multiple-output)と呼ぶ。本研究では、1つのインパクトハンマーによる外力の入力に対して、多数の加速度計によって多数の加速度の出力を返すため式(4)に示すSIMOを採用する。

$$\begin{Bmatrix} X_1(f) \\ X_2(f) \\ X_3(f) \\ \vdots \\ X_n(f) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} H_1(f) \\ H_2(f) \\ H_3(f) \\ \vdots \\ H_n(f) \end{Bmatrix} \cdot F(f) \quad (4)$$

この周波数応答関数からピーク選択法を用いて振動特性を同定する。ピーク選択法は、周波数応答関数の鋭い各ピークが正確に1つの固有モードに対応しているという仮定の下に成り立っており、図-4のように周波数応答関数の鋭いピークを示している振動数を減衰固有振動数 f_0 とし、さらにピークから3dB下がった2つの振動数をそれぞれ f_1 、 f_2 とすると、減衰比 ζ と固有振動数 f_r はそれぞれ式(5)、式(6)のように導かれる。

$$\zeta = \frac{(f_2 - f_1)}{2f_0} \quad (5)$$

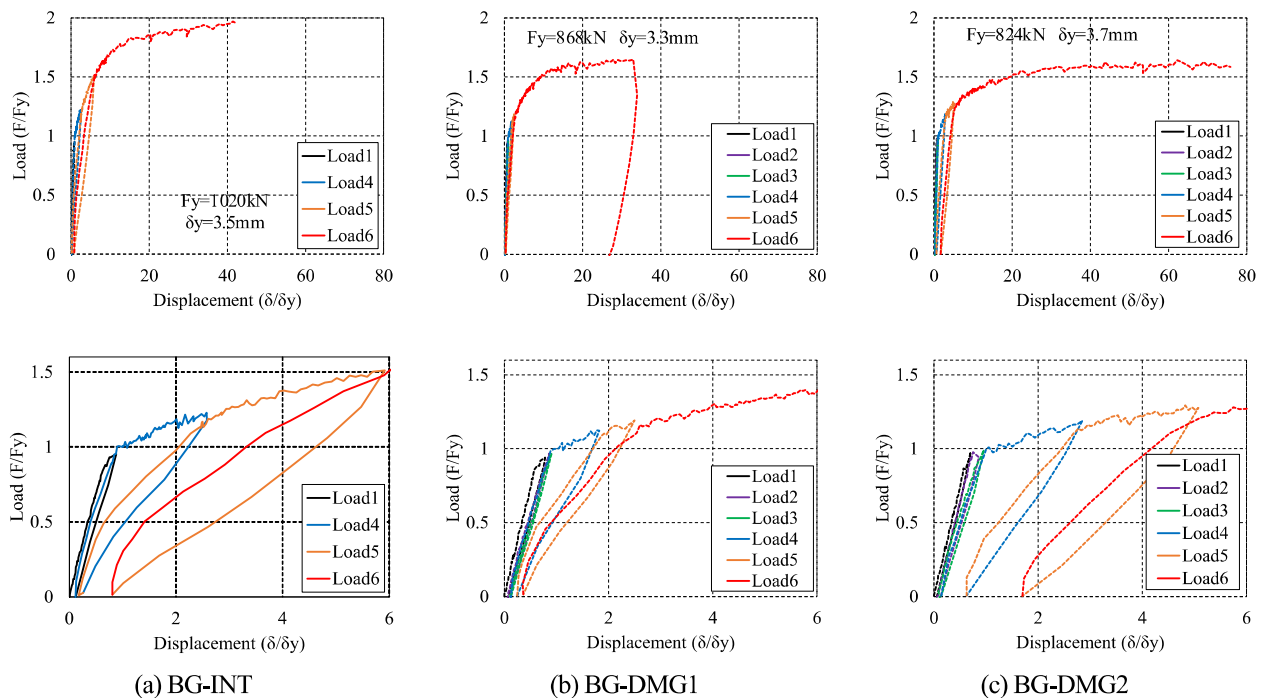


図-5 荷重－変位曲線（上：全体，下：拡大図）

$$f_r = \frac{f_0}{\sqrt{1 - \zeta^2}} \quad (6)$$

3. 静的載荷実験結果

3.1 荷重－変位曲線

(1) 耐荷性能

各供試体における支間中央の荷重－変位曲線を図-5に示す。各軸は、各供試体の曲線の傾きが変化した点（以下、変化点）の荷重を F_y 、変位を δ_y として無次元化したものである。また、BG-INT、BG-DMG2において、最終載荷ステップの途中で変位計を取り外したため、Load6の除荷まで反映していない。なお、PC鋼材の曲げ降伏荷重は、Forum8社製の計算ソフトUC-Bridgeを用いて算出した結果、BG-INTは1270kN、BG-DMG1とBG-DMG2は950kNであり、変化点は降伏点とは断定できないが、耐荷性能を比較することを目的とし、考察する。

BG-INTでは、変化点での荷重は1020kN、変位は3.5mmであった。Load4の除荷後に再載荷のLoad5においては、前載荷ステップの除荷点を次の載荷ステップが通過するような挙動を示していることがわかる。これは、最終載荷ステップ（Load6）においても確認できる。これは、PC鋼材のプレストレス力を十分に保有しており、漸増載荷を重ね、コンクリートに曲げひび割れが生じるような領域においても、十分な再帰性を有するため、曲げ変形に対する抵抗力の低下が少ないといえる。また、最大荷重は、変位計を取り外した直後に生じており、その値は2033kNであった。

表-3 変形量

	BG-INT		BG-DMG1		BG-DMG2	
	δ/δ_y	F/Fy	δ/δ_y	F/Fy	δ/δ_y	F/Fy
Load 1	0.567	0.775	0.649	0.781	0.625	0.772
Load 2			0.770	0.781	0.640	0.758
Load 3			0.799	0.775	0.805	0.757

BG-INT : $F_y=1020\text{kN}$, $\delta_y=3.5\text{mm}$

BG-DMG1 : $F_y=868\text{kN}$, $\delta_y=3.3\text{mm}$

BG-DMG2 : $F_y=824\text{kN}$, $\delta_y=3.7\text{mm}$

表-4 初期勾配（単位：kN/mm）

	BG-INT	BG-DMG1	BG-DMG2
Load 1	419	385	380
Load 2		346	388
Load 3		322	358
Load 4	403	319	312
Load 5	312	271	163
Load 6	211	215	108

一方、片側にPC鋼材の破断を有するBG-DMG1では、変化点での荷重は868kN、変位は3.3mmであった。変化点での荷重がBG-INTより小さくなった要因として、下床版のPC鋼材が設置されていないことに加えて、PC鋼材の切断による影響も受けていることが推測される。また、BG-INTでは、前載荷ステップの除荷点を次の載荷ステップが通過していたが、BG-DMG1では、除荷点よりも低い荷重レベルを通過していることがわかる。これも上述のように、下床版のPC鋼材が配置されていないこととPC鋼材の切断が影響し、プレストレス力が低下したため、復元力が低下したと考えられる。その後、Load6

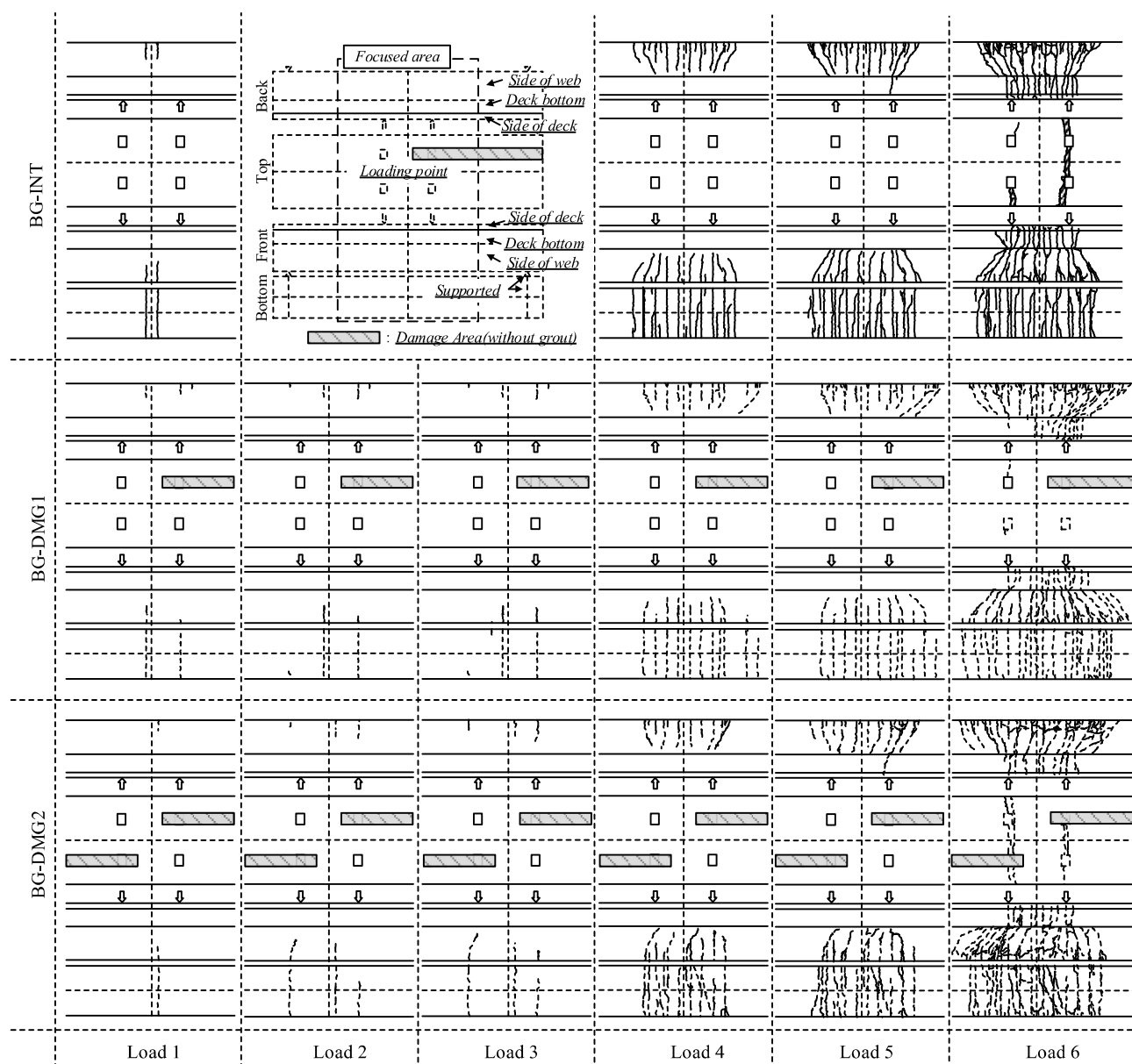


図-6 ひび割れ進展図 (▨ : グラウト未充填箇所)

時に最大荷重 1427kN を迎え、供試体から大きな音が 2 回発生し、急激な荷重低下が生じたため試験終了とした。なお、実験中に生じた 1 回目の音はコンクリート上縁部の圧壊に伴うものであり、2 回目の音はケーブル定着具が抜け出したときに生じたものであった。

両側に PC 鋼材の破断を有する BG-DMG2 では、変化点での荷重は 824kN、変位は 3.7mm であった。本ケースにおいても、BG-DMG1 と同様に、載荷を重ねても前載荷ステップの除荷点を再載荷ステップで通過していないことがわかる。そして、Load6 時に最大荷重 1352kN を迎え、供試体から大きな音が 2 回発生後、荷重低下が生じ、PC 定着具が破壊したため試験終了とした。

以上の結果から、PC 鋼材は PC 箱桁の耐荷性能に及ぼす影響が大きいことがわかる。

(2) 変形量

PC 鋼材による各供試体の変形性能に及ぼす影響を検

討するため、表-3 に各供試体の同程度の荷重下における変形量を示す。まず、各供試体の Load1 に着目することで、下床版の PC 鋼材の影響を検討する。表から、BG-DMG は、BG-INT よりも、同荷重下の変形量が大きくなっていることが明らかである。次に、PC 鋼材の破断の影響について検討するため、BG-DMG の Load2、Load3 に着目すると、BG-DMG1 と BG-DMG2 とともに、PC 鋼材の破断によって、変形量が大きくなることがわかる。

以上の結果から、PC 鋼材は PC 箱桁の変形量についても影響を及ぼすといえる。

(3) 損傷による初期剛性

各桁における各載荷ステップの荷重-変位曲線から算出した初期勾配を表-4 に示す。ここで、初期勾配の算出にあたり、載荷ステップでの直線区間の 400kN までの範囲で、直線区間の計測値で最小二乗法を用いて算出した。

表－5 ひび割れ長（単位：mm）

	BG-INT			BG-DMG1			BG-DMG2		
	Back	Front	Ave.	Back	Front	Ave.	Back	Front	Ave.
Load 1	962	1013	987 (971kN)	794	160	477 (816kN)	296	347	321 (800kN)
Load 2				1086	452	769 (840kN)	1152	1034	1093 (800kN)
Load 3				1086	772	929 (840kN)	1422	1446	1433 (816kN)
Load 4	9604	8066	8835 (1250kN)	7881	5202	6541 (980kN)	6747	6285	6516 (980kN)
Load 5	13835	11034	12434 (1540kN)	10934	6741	8837 (1030kN)	11557	10126	10841 (1060kN)
Load 6	29510	27936	28723 (2020kN)	30836	29859	30347 (1420kN)	32455	34704	33579 (1320kN)

(・kN)： 載荷荷重

BG-INT では、Load1 と Load4 における初期勾配を比較すると、やや低下しており、初期ひび割れ発生荷重下の損傷でも、初期勾配には影響を与えることがわかる。そして、載荷による損傷の進行に伴い、初期勾配は減少しており、剛性が低下していることがわかる。

BG-DMG1 では、Load1→Load2→Load3 の載荷ステップにおいて、PC 鋼材を切断した影響により、初期勾配は減少していることがわかる。また、ひび割れ損傷が進行する Load4 から Load6 にかけては初期勾配が減少しており、載荷による損傷の影響が見られる。一方、BG-DMG2 についても同様の挙動を示しているが、Load1 から Load2 において初期勾配が減少しておらず、PC 鋼材切断による初期勾配の減少が見られなかった。しかしながら、ひび割れ損傷が進行する Load4 から Load6 にかけては初期勾配が減少しており、載荷による損傷の影響が確認された。

以上の結果から、PC 鋼材切断によってプレストレス力が減少することにより、桁の剛性は低下するものの、PC 鋼材の切断によってプレストレス力が再分配されることが推測され、複雑な応力状態となるため、ひび割れのような損傷と比較して、剛性に現れづらいと考えられる。

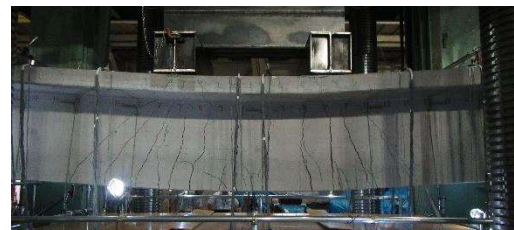
3.2 ひび割れ

各載荷ステップにおけるひび割れの進展の様子を図－6 に示す。図－6 の供試体展開図に示すように、ひび割れ図は上からウェブ→上床版→ウェブ→下床版に生じたひび割れを示している。

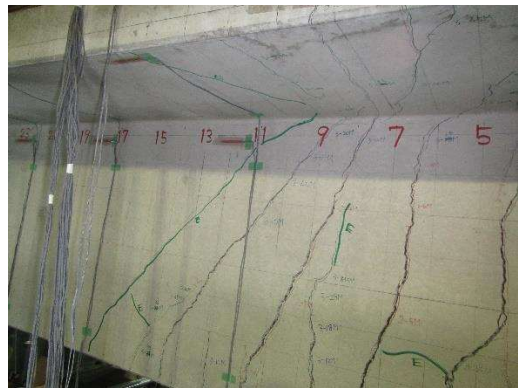
BG-DMG1 において最終載荷時のひび割れの様子から、背面側（グラウト未充填側）に集中してひび割れが進展しており、さらに BG-DMG2 においてもグラウト未充填箇所集中してひび割れが生じている。これは PC 鋼材切断によってプレストレス力がその部分のみ低下しひび割れが集中したと考えられる。また、表－5 に両ウェブに生じたひび割れ長の合計をまとめる。これよりすべての桁において、載荷を重ねるにつれてひび割れが増加していることがわかる。また、BG-INT において最終ステップにて 2020kN の載荷に対し左右のウェブに入ったひび割れ長の平均が 28,732mm であるのに対し、BG-DMG1 では荷重 1420kN で 30,347mm、BG-DMG2 では 1320kN で 33,579mm であった。PC 鋼材破断を有する BG-DMG1、

表－6 残留変位（単位：mm）

	BG-INT	BG-DMG1	BG-DMG2
Load 1	0.114	0.061	0.053
Load 2		0.101	0.112
Load 3		0.120	0.143
Load 4	0.262	0.246	0.629
Load 5	0.811	0.363	1.700
Load 6	N.A.	26.802	N.A.

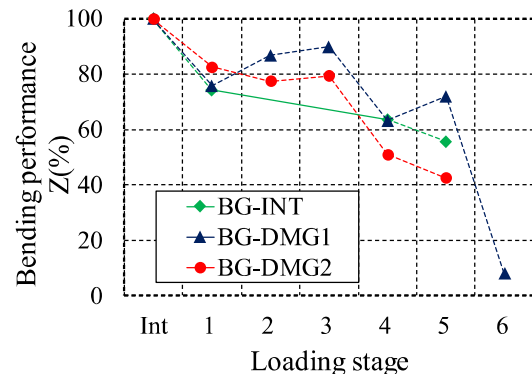


(a) 全体



(b) 拡大図

図－7 BG-INT における終局時のひび割れの様子



図－8 曲げモーメントに対する応答特性

BG-DMG2 は, BG-INT よりも低い荷重レベルでひび割れ長が長いこと、PC 箱桁の残存耐力が低いことが推測される。また、BG-DMG1 での左右のウェブに生じたひび割れ長を比較すると、各荷重ステップにおいて、PC 鋼材破断を有する背面側の方が多くひび割れが生じることがわかる。

3.3 終局時の破壊性状

各供試体の終局時の破壊性状について考察する。BG-INT では、終局時に上床版の圧壊が生じた。ひび割れについては図-7 からわかるように曲げひび割れに加え、供試体左端のひび割れである緑線で描かれているせん断ひび割れも大きく生じている。BG-DMG1 では、グラウト未充填区間と充填区間の境界付近においてせん断ひび割れが拡大し、せん断破壊が生じて終局を迎えた。これはグラウト未充填区間の PC 鋼材を切断したことにより部分的に剛性低下を招き、片側への負担が増大し、その部分のせん断ひび割れが大きく生じたことが破壊の原因となったと考えられる。BG-DMG2 において、BG-INT と同様、終局時に上床版の圧壊が生じた。これは、BG-DMG1 と異なる破壊性状である。BG-DMG1 では、グラウト未充填および PC 鋼材切断が片側だけであるに対し、BG-DMG2 では、断面に対し左右非対称にグラウト未充填が施してあるものの両側にグラウト未充填を施したことから、両側において剛性低下を招き、両側の荷重負担比率が変化せず、せん断破壊に至らず、上床版の圧壊が生じたと考えられる。

3.4 残留変位

静的荷重実験によって生じた残留変位を表-6 に示す。BG-INT, BG-DMG2 は、最終荷重ステップ時に変位計を取り除いたため、残留変位は計測できていない。

BG-INT において、荷重を重ねるにつれて残留変位が大きくなっていることがわかる。また、BG-DMG1, BG-DMG2 においても荷重ステップが進むにつれて残留変位が大きくなっている。さらに、BG-DMG1, BG-DMG2 は同程度の荷重荷重で荷重実験が行われているが、BG-DMG1 より BG-DMG2 の方が、残留変位が大きく生じている。これは、BG-DMG2 のほうが PC 鋼材の切断本数が多く、プレストレス力の減少が大きいたことが原因と考えられる。

3.5 エネルギー

既往研究の考察で使用された橋梁性能の評価法を用いて、荷重-変位曲線から導かれるエネルギーによって曲げモーメントに対する応答特性 (Z) (以下、応答特性) を用いる。コンクリート部材の静的荷重試験の場合、コンクリートにひび割れが入ることでエネルギーが消散する。ひび割れが大きいほど消散エネルギー ($\Delta W_{i,n}$) が大きくなる。消散エネルギーは荷重曲線と除荷曲線で囲ま

れた面積で定義される。また、荷重中におけるコンクリート部材のポテンシャルエネルギー ($W_{i,n}$) は除荷曲線を考慮せず、荷重変位曲線と横軸で囲まれる面積で定義され、これは仕事量に値する。

これらによって、各測点で計測される応答特性 ($Z_{i,n}$) は式(7)のように定義される。

$$Z_{i,n} = (1 - \psi_{i,n}) \cdot 100\% \quad (7)$$

$$\psi_{i,n} = \frac{\Delta W_{i,n}}{W_{i,n}} \quad (8)$$

ここで、「n」は荷重ステップを表し、「i」は各測点を示す。式(7)の応答特性 Z は残留ひずみが考慮されていないのでこの点を考慮するために式(7)にひずみの影響を表す $\varsigma_{i,n}$ を導入し、式(9)のように改良する。

$$Z_{i,n} = \left(1 - \varsigma_{i,n} \frac{\Delta W_{i,n}}{W_{i,n}}\right) \cdot 100\% \quad (9)$$

$$\varsigma_{i,n} = 1 + \left(\frac{\varepsilon_n}{\varepsilon_{lim}}\right) \quad (10)$$

ここで、 $\varsigma_{i,n}$ は全荷重ステップで残った残留ひずみを示し、 ε_{lim} は圧縮コンクリートひずみの上限値とする (ここでは 0.002 とする)。回復不可能な残留ひずみが増加すると、応答特性は減少する。ステップごとに各変位計で得られた $Z_{i,n}$ により各ステップ終了後の応答特性として統合する。桁全体の応答特性 Z_n は離散的なエネルギー $Z_{i,n}$ を桁全体で和をとり支間長で除することによって得られる。

$$Z_n = \frac{\sum_{i=1}^n Z_{i,n} \times l_{eff(i)}}{l_{total}} \cong \left(1 - \varsigma_{i,n} \frac{\Delta W_{i,n}}{W_{i,n}}\right) \cdot 100\% \quad (11)$$

$$l_{eff(i)} = 0.5 \left(\overline{d_{(i-1),i}} + \overline{d_{i,(i+1)}} \right) \quad (12)$$

ここで、 l_{total} は支点間長であり、 $l_{eff(i)}$ はある変位計と隣の変位計との距離の平均としている ($d_{(i-1),i}$: i-1 番目の変位計と i 番目の変位計の距離)。なお、BG-INT, BG-DMG2 桁については、最終荷重ステップの除荷時において支間中央での鉛直変位が計測されておらず算出していない。なお、荷重前の状態の応答特性 (Z) を 100% とする。図-8 に示すように BG-INT において荷重を重ねるにつれて徐々に減少している。BG-DMG1, BG-DMG2 においてもおおむね低下傾向にあるが BG-DMG1 の Load 2, Load 3, BG-DMG2 の Load 3 において一時的に上昇した。

3.6 PC 鋼材ひずみ

グラウト未充填を施した供試体における PC 鋼材切断時の PC 鋼材のひずみ応答を図-9, 図-10 に示す。それぞれ 7 日間の PC 鋼材切断前後のひずみの時刻歴の変化を表しており、図中の赤線は、PC 鋼材を切断したことを示す。また、9 月 2 日と 9 月 16 日の 12 時付近に卓越し

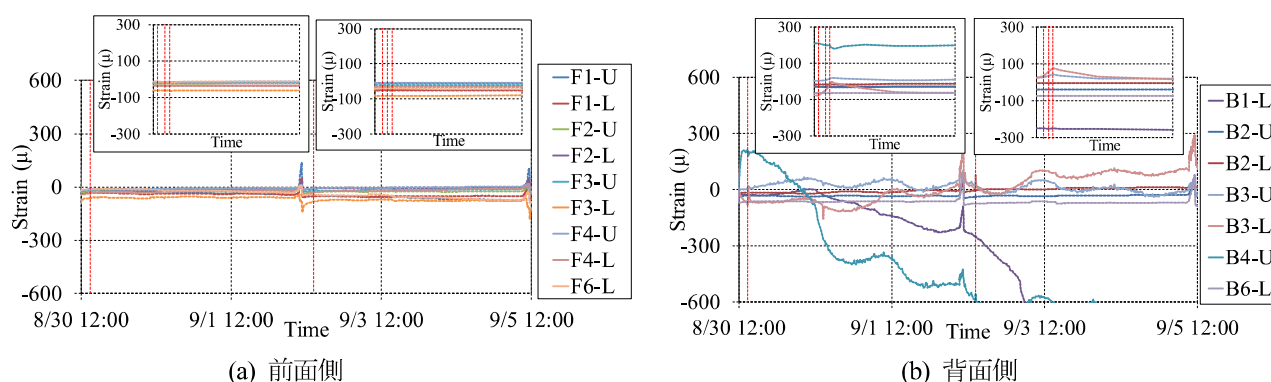


図-9 BG-DMG1におけるPC鋼材切断時のPC鋼材ひずみ応答

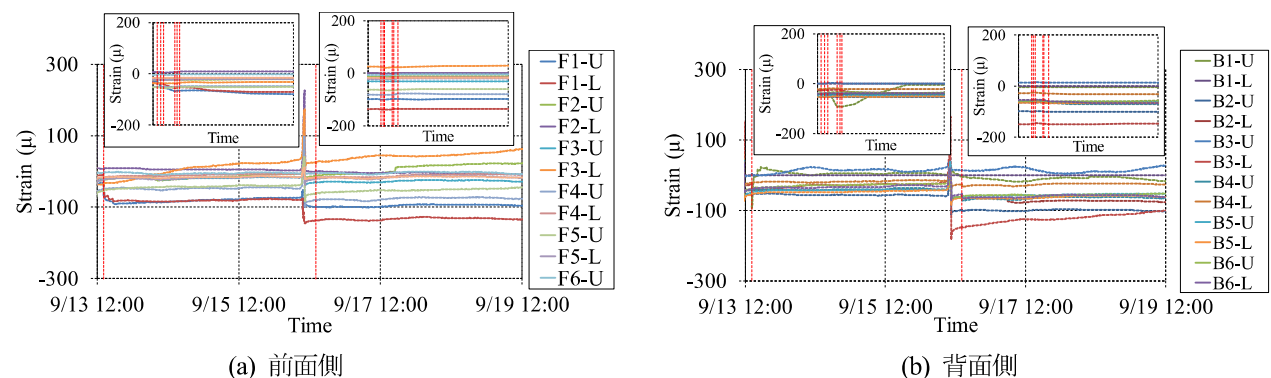


図-10 BG-DMG2におけるPC鋼材切断時のPC鋼材ひずみ応答

ている応答があるが、これは、2回目のPC鋼材切断前に実施したLoad2時の応答である。また、図の黒枠内にあるグラフは、PC鋼材の切断直後から2時間程度の範囲を拡大したものとなる。図中の凡例における記号は、PC鋼材番号に前面に配置しているという意味でFrontのFを、背面に配置しているという意味でBackのBを先頭に付け、支間中央における各PC鋼材の上側を-U、下側を-Lとした。BG-DMG1におけるB5-L、B5-U、B6-U、F5-L、F5-Uは計測できておらず、また、B1-L、B4-Lは異常値が出ていたため、除外して表記した。なお、ここで示すひずみゲージの設置位置は支間中央部となる。

BG-DMG1の1回目のPC鋼材切断時において、切断側である背面側のPC鋼材は、切断後に大きく変化している(図-9(b))ことが読み取れる。一方で、切断していない側の前面側のひずみは(図-9(a))、PC鋼材切断の影響が見られなかった。具体的に切断直後のひずみに着目すると、切断PC鋼材の近くにある鋼材(1回目のPC鋼材切断：B1、B2、B3、2回目のPC鋼材切断：B4、B5、B6)はPC鋼材切断によってひずみ変動していることがわかる。しかしながら、切断後2時間程度でひずみが切断前と同程度まで戻るような挙動を示しており、これは、2回目のPC鋼材の切断でも同様の傾向が確認できる。また、PC鋼材のひずみ応答は、上側と下側ともにPC鋼材ごとで同じ傾向がみられるが、僅かながら下側のひずみ応答の方が、大きく変動する傾向があることがわかる。一方で、切断していない前面側では、PC鋼材の切断時の影響

はほとんどないことがわかる。

BG-DMG2においても、BG-DMG1と同様に、PC鋼材切断時には切断するPC鋼材に近いPC鋼材では、ひずみの変動が大きく表れる。しかしながら、BG-DMG2の場合には、対角に損傷を与えていることから、切断後にひずみが戻るPC鋼材(B1、B3以外)とそうでないもの(B1、B3)の2つが存在する。

次に、ひずみの全体的な経時的変化を見てみると、前面側と背面側ともにPC鋼材を切断後、やや右肩上がりになる傾向を示している。これは、PC鋼材の切断によって、偏心によるねじれ変形の影響、また、もともと切断したPC鋼材が受け持っていたプレストレス力その他のPC鋼材に分配されて、PC供試体の断面内における応力の平滑化が生じたものと考えられる。そして、この傾向は、切断本数の多く、また両側のPC鋼材を切断したBG-DMG2の方が強く表れていることがわかる。

また、いずれの供試体においてもPC鋼材の切断した側のひずみが、周期的に変動していることがわかる。原因として、気温変化の影響について考えたが、室内実験であるため、実験中の室温もBG-DMG1の実施時には $27^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ 、BG-DMG2の実施時には $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ であったこと、PC鋼材を切断していない箇所のひずみ応答には表れていないことから、その影響はほぼないと考えられる。また、その周期の振幅の大小についてもグラウト充填状況の影響も考えられるが、グラウト充填度については計測しておらず、実験供試体は載荷用に製作している

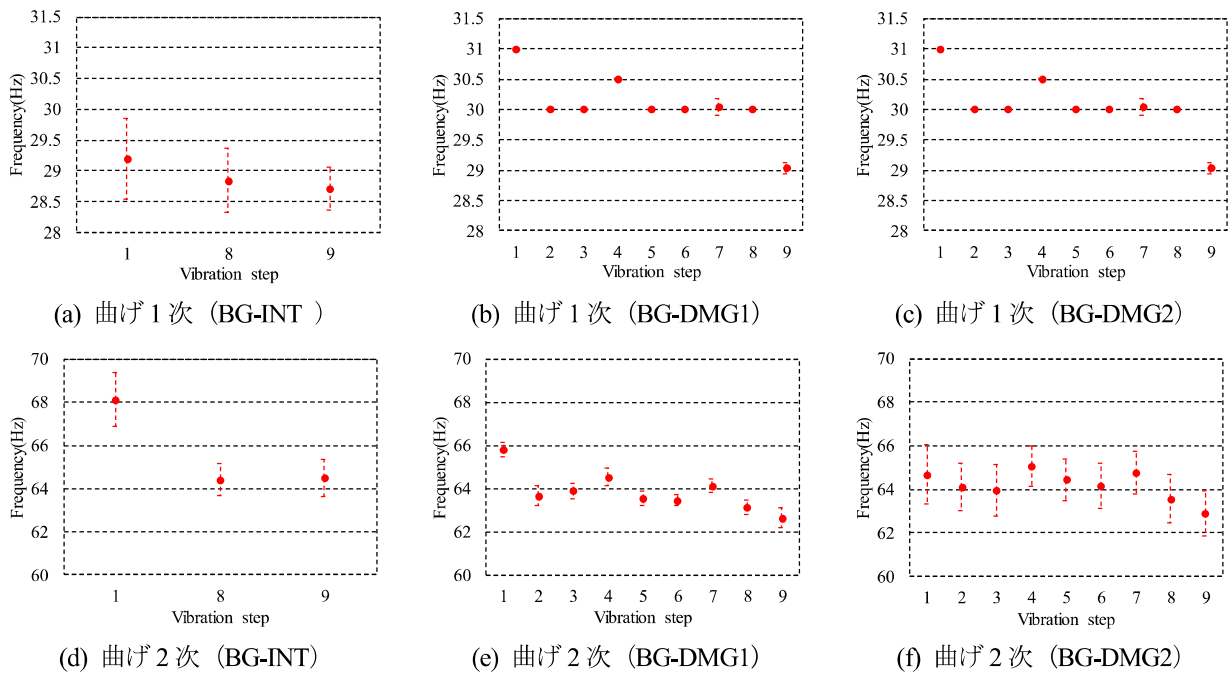


図-11 固有振動数

ため、グラウト充填状況が悪いとは言い難いため、この現象については、現状、説明できていない。

以上より、PC 鋼材の切断によってひずみは変動するものの残存プレストレスの影響で切断前のひずみと同程度となる。ただし、PC 鋼材の切断によって、もともと切断した PC 鋼材が受け持っていたプレストレス力が、時間経過とともに他の PC 鋼材に分配されて、PC 供試体の断面内における応力の平滑化が生じる現象が見られ、これによって中立軸の変動が生じる可能性が考えられる。

4. 振動実験結果

本章では、静的载荷実験における耐荷性能の低下や PC 鋼材切断前後の振動特性の変化の検知可能性について検討すると共に、曲げモーメントに対する応答特性と振動数との相関性についても検討を行い、振動数の変化による PC 橋の曲げ性能把握の可能性について検討を行う。

4.1 固有振動数

衝撃加振による加振実験における曲げ 1 次モードと曲げ 2 次モードの固有振動数の同定結果を図-11 に示す。図中の●は同定した固有振動数の平均値、エラーバーは標準偏差を示す。

BG-INT において、曲げ 1 次モード、曲げ 2 次モードともに载荷ステップを重ねるにつれて固有振動数が減少する傾向がみられた。これは、载荷によるひび割れ損傷による剛性低下が起因すると考えられる。また、St.1→St.8 の方が St.8→St.9 より固有振動数の低下率が大きいことも確認された。これは、St.1→St.8 の方は荷重編曲線の初期勾配からもわかるように剛性低下は小さいが、初

期ひび割れによる有効断面の低下が大きかったことが原因と考えられる。

BG-DMG1 においては、曲げ 1 次モード、曲げ 2 次モードともに载荷ステップを重ねるにつれて低下する傾向にある。また、PC 鋼材を切断して 2 日経過後の同定結果である St.4 と St.7 において、固有振動数の上昇が確認された。これは前章で述べた 2 日経過したことによって PC 供試体の断面内における応力の平滑化が生じる現象が見られ、これによって中立軸の変動が生じた可能性が推測される。この応力の平滑化はひずみの時刻歴変化を見る限り時間の経過とともに生じると予測できるため、PC 鋼材切断直後の St.3 と St.6 においては、際立った固有振動数の変化は見られなかった。

BG-DMG2 においては、载荷ステップが進むにつれておおむね減少傾向にあるが 1 回目の载荷前後 (St.1~St.2) において BG-DMG1 より減少率が小さい結果となった。また、BG-DMG1 と同様、PC 鋼材切断後、2 日経過させた St.4 と St.7 においては固有振動数が上昇している。载荷の損傷により固有振動数が低下すると予想されたが、载荷前より上昇している振動ステップもみられる。この現象について、PC 鋼材のプレストレス力による復元力が作用しているものと考えているが、詳細な原因については、現状、未解明のままであるため、今後、損傷後の応力状態の性状の変化を解析的に検討する予定である。

以上の結果より、载荷による損傷によって固有振動数は、低下する傾向にあるものの、PC 鋼材を切断直後には顕著な変化は現れていないことから、固有振動数は、短期的には PC 鋼材切断による直接的な影響を受けていないものの、長期的には PC 鋼材の破断による応力の平滑化によって中立軸が移動する可能性があり影響を受ける

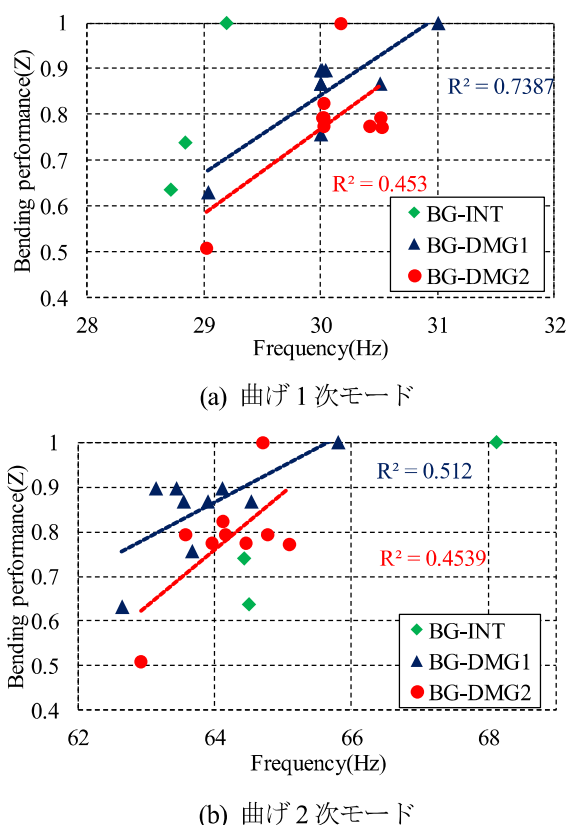
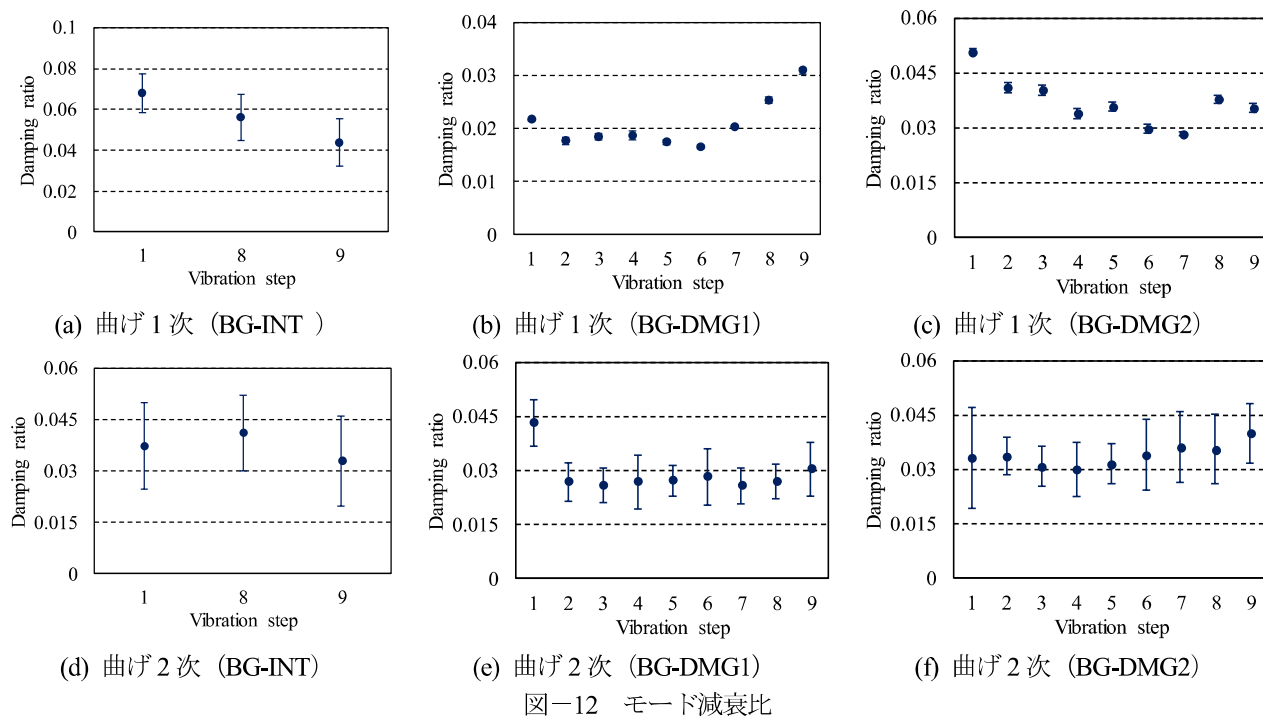


図-13 曲げモーメントに対する応答特性と固有振動数

可能性がある。

4.2 モード減衰比

加振実験における曲げ 1 次モード、曲げ 2 次モードの減衰比の同定結果を図-12 に示す。図中の●は同定した

減衰比の平均値、エラーバーは標準偏差を示す。

BG-INT において、曲げ 1 次モードでは载荷に伴い、低下する傾向にあるものの、曲げ 2 次モードでは目立った変化は確認できない。

BG-DMG1 において、曲げ 1 次モードは、終局に近づくにつれて、上昇傾向にあるが、曲げ 2 次モードは、やや低下する傾向にある。

BG-DMG2 において、曲げ 1 次モードでは減衰比の低下傾向が確認できるが、曲げ 2 次モードではやや上昇の傾向が確認できる。

以上より、载荷による損傷によって、振動特性である減衰比が変化することは確認されたものの、変化に一貫性がないことから、現状では、損傷と減衰比の間では相関性が認められなかった。

5. 橋梁性能および振動特性の比較

橋梁性能と振動特性の相関について検討するため、曲げモーメントに対する応答性能と固有振動数をプロットしたものを図-13 に示す。グラフの縦軸に応答性能 (Z)、横軸に固有振動数とした。また、BG-DMG1、BG-DMG2 においては、最小二乗法を用いて直線近似を行い、相関係数を R とし、決定係数 R^2 を示している。なお、BG-INT については、プロット数が少ないため、近似直線は描いていない。

BG-INT では、近似直線は描いていないものの、応答性能が低下するとともに固有振動数が低下する傾向にあり、正の相関を示していることがわかる。

BG-DMG1 において、曲げ 1 次モードでは決定係数が

0.7387, 曲げ 2 次モードでは 0.512 となっており, 概ね相関が確認できる。

BG-DMG2 について, 曲げ 1 次モードでは決定係数が 0.453, 曲げ 2 次モードでは 0.454 となっており, BG-DMG1 と比較すると決定係数が小さく, 応答性能と固有振動数の間には相関が弱い結果となった。

以上の結果から, BG-INT と BG-DMG1 において, 固有振動数は載荷実験の損傷に影響し, 曲げモーメントに対する応答特性と相関性があることがわかった。しかし, BG-DMG2 において, 決定係数が小さく, 曲げモーメントに対する応答特性と強い相関は見られなかった。これは, 固有振動数に関して述べたように, BG-DMG2 の固有振動数の挙動において載荷が進行するにつれて固有振動数が上昇するステップが見られ, 載荷による損傷の影響との相関が小さかったと考えられる。また, グラウト材が充填している場合には, PC 破断直後は橋梁の振動特性に与える影響は少ないものの, 長期的には応力の平滑化によって中立軸が変動する可能性があるため, 振動特性が変動する可能性が考えられる。

6. 結論

本実験では, 損傷による PC 箱桁の耐荷性能と振動特性の変化を明らかにすることを目的として, 室内実験にて健全桁 1 体とグラウト充填不良と PC 鋼材切断を模した損傷桁 2 体の PC 箱桁を用意し, 載荷実験および加振実験を行った。載荷実験から PC 箱桁の応答性能, 曲げモーメントに対する応答特性を推定, 加振実験から振動特性を推定し, これらの相関についても検討を行った。以下に検討結果を示す。

- 1) 健全桁 BG-INT では, 載荷ステップで除荷後, 再載荷すると前ステップの除荷点を載荷曲線が通過するため, PC 鋼材によるプレストレス力によって, コンクリートひび割れが生じても曲げ変形に対する剛性低下が小さいことを確認した。一方, PC 鋼材を切断した BG-DMG1, BG-DMG2 では, 除荷点を通過しなかったため, PC 鋼材切断によって橋梁性能が変化したことを確認した。
- 2) PC 鋼材を切断した BG-DMG1, BG-DMG2 において, 終局時には, PC 鋼材切断箇所にひび割れが集中しており, PC 鋼材切断が破壊性状に影響を与えたことを確認した。
- 3) 鉛直変位応答から求めた曲げモーメントに対する応答特性は, 全てのケースで載荷に伴い低下した。また, PC 鋼材をより多く切断している BG-DMG2 のほうが応答特性の低下率が大きく PC 鋼材切断が応答特性に現れることを確認した。
- 4) 荷重-変位曲線における初期勾配は, 損傷レベルが高くなるにつれて, 低下する傾向が見られた。これ

は, 載荷による損傷により剛性低下が見られたと考えられる。また, PC 鋼材切断によるプレストレス力の低下は, 初期勾配に影響を与えることが分かった。

- 5) PC 箱桁の固有振動数は, 載荷による損傷については概ね低下するが, PC 鋼材切断後, 一定時間経過すると上昇することがわかった。これは残存している PC 鋼材のプレストレス力による復元力が作用したものだと考えられる。
- 6) 曲げモーメントに対する応答特性と固有振動数の相関は, BG-INT と BG-DMG1 についてはあるといえる。一方, BG-DMG2 は, 固有振動数が載荷前より上昇するという現象が見られたものの, 大きな載荷レベルの変化に着目すると, 載荷レベルが上がるにつれて, 応答特性, 固有振動数ともに低下した。

以上より, 載荷による損傷と固有振動数の間には一定の相関があり, 固有振動数から損傷を検知できる可能性は見出すことができた。一方, グラウト未充填や PC 鋼材切断の影響について, 橋梁性能には表れていたものの, 固有振動数に与える影響は小さかった。ただし, PC 破断後, 時間経過とともに断面内部の応力性状の変化から中立軸が変動する可能性があるため, 振動特性が変動する可能性が考えられる。また, グラウト充填箇所の違いによって PC 鋼材が破断した際のプレストレス力の開放が与える影響が異なるため, PC 構造物の維持管理として振動ヘルスマニタリングを適用していくためには, 点検項目としてグラウト充填度を調べ, グラウト充填度およびグラウト充填箇所と固有振動数の相関に関して考察する必要がある。そのため, 今後もデータの集積, また様々な条件のもとでの固有振動数の変化に対する考察が重要となる。

謝辞

本研究の一部は, 科学研究補助金(基盤研究(B), 課題番号 19H0225)により行われた。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 国土交通省, 道路局: 道路メンテナンス年報, 2020.
- 2) 社会資本整備審議会・交通政策審議会: 今後の社会資本の維持管理・更新の在り方について, 2013.
- 3) 一丸結夢, 石田東生, 岡本直久: 橋梁および高速道路上の横断構造物に対する維持管理の実態と課題, 土木学会論文集 D3 (土木計画学), Vol.70, No.5, pp. I_45-I_54, 2014.
- 4) 国土交通省道路局: 道路統計年報 2019, 上部工使用材料別, 都道府県別橋梁の現況, 2019.
- 5) 国立研究開発法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会: 撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の診

- 断技術高度化に関する共同研究報告書, 2015.
- 6) 寺田典生: プレストレストコンクリート橋における PC グラウト充填状況に着目した維持管理の在り方に関する研究, 京都大学博士論文, 2015.
 - 7) 鎌田敏郎, 内田慎哉, 角田瑩, 佐藤浩二: 実橋梁 PC 桁での非破壊試験による PC グラウト充填評価方法に関する研究, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.68, No.4, pp.238-250, 2012.
 - 8) 武田健太, 田中泰司, 伊藤裕章, 大谷拓矢, 登石清隆, 樋口徳男: 鋼材の腐食劣化が進行した PC 連続箱桁橋の構造性能評価—妙高大橋の事例—, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.66A, pp.712-724, 2020.
 - 9) 武田健太, 田中泰司, 下村匠, 山口貴幸, 陸賢, 井林康, 村上祐貴: 塩害劣化したプレテンション式 PC 桁の載荷試験と解析による耐力評価手法の検討, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.71, No.4, pp.303-322, 2015.
 - 10) 宮村正樹, 内藤英樹, 中野聡, 門万寿男, 岩城一郎, 鈴木基行: 激しい塩害環境において架け替え後 15 年が経過した PC 道路橋の構造性能評価に関する研究, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.72, No.2, pp.41-55, 2016.
 - 11) 武田健太, 田中泰司, 下村匠, 石田雅博: 塩害により鋼材腐食の生じたポストテンション PC 桁の載荷試験と有限要素解析による耐力評価手法に関する検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.63A, pp.820-833, 2017.
 - 12) Ken Watanabe: Evaluation for flexural-load capacity of prestressed concrete with broken tendons, *QR of RTRI*, Vol.52, No.4, pp.224-229, 2011.
 - 13) 加藤雅史, 高木保志, 島田静雄: PC 橋梁の破壊に伴う振動性状の変化に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.341, pp.113-118, 1984.
 - 14) 青木圭一, 渡邊晋也, 三加崇, 宮永憲一, 睦好宏史: 供用後 40 年経過した PC 桁の性状から推定される PC 橋の性能評価, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.71, No.3, pp.283-302, 2015.
 - 15) 青木圭一: PC 桁の損傷と振動特性に関する実験的研究, プレストレスコンクリート工学会第 24 回シンポジウム論文集, pp.273-278, 2015.
 - 16) Yusuke Toyota, Takeshi Hirose, Syuichi Ono, Kazuhisa Shidara: Experimental study on vibration characteristics of prestressed concrete beam, *Sustainable Civil Engineering Structures and Construction Materials 2016, SCESCM 2016, Procedia Engineering*, Vol.171, pp.1165-1172, 2017.
 - 17) Masafumi Kato, Shizuo Shimada: Vibration of PC bridge during failure process, *ASCE, J. Struct Eng.*, Vol.112, No. 7, pp. 1692-1703, 1986.
 - 18) 近藤洋佑, 林巖, 大島義信, 金哲佑: 現地載荷試験に基づく PC 橋の橋梁性能および振動モニタリング, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.75, No.2, p. I_51-I_62, 2019.
 - 19) Agilent Technologies: *The fundamental of modal testing*, Application Note 234-3, 1997.
 - 20) Brüel & Kjær: *Experimental modal analysis*, 2003.
- (2020 年 9 月 15 日受付)
(2021 年 2 月 1 日受理)