

国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所

# 港湾空港技術研究所 報告

---

REPORT OF  
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

---

VOL. 60 No. 3 December 2021

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

NATIONAL INSTITUTE OF  
MARITIME, PORT AND AVIATION TECHNOLOGY

## 総目次

1. 劣化した PC 栈橋上部工の構造性能に関する解析的検討

田中 豊, 川端 雄一郎, 加藤 絵万, 鈴鹿 良和, 河邊 修作, 中嶋 道雄, 石井 豪, 立神 久雄, 小笠原 哲也

2. MPM を用いた開端ストレート・テーパークの支持力特性に関する解析的研究

中村 圭太, 松村 聡, 水谷 崇亮

## 劣化した PC 栈橋上部工の構造性能に関する解析的検討

田中 豊\*<sup>1</sup>・川端 雄一郎\*<sup>2</sup>・加藤 絵万\*<sup>3</sup>・鈴鹿 良和\*<sup>4</sup>・河邊 修作\*<sup>4</sup>  
中嶋 道雄\*<sup>4</sup>・石井 豪\*<sup>4</sup>・立神 久雄\*<sup>4</sup>・小笠原 哲也\*<sup>4</sup>

### 要 旨

PC 栈橋上部工下面部の目視点検において、ひび割れまたは錆汁がある場合には、劣化の発生箇所や程度に関わらず劣化度は a と判定される。PC 栈橋上部工下面の点検診断項目の分類は I 類であるため、劣化が確認されると性能低下度は機械的に A：施設の性能が相当低下している状態と評価される。しかし、劣化の発生箇所、程度や数量によって PC 栈橋上部工の性能低下度合いは異なると考えられる。そのため、劣化を考慮した PC 栈橋上部工の構造性能を評価する手法が必要であり、有限要素法 (FEM) 解析等の数値解析手法が有効と考えられ、PC 栈橋上部工の設計では、一体版構造として設計されており、一般的に格子解析が用いられている。本検討では、①劣化した PC 栈橋上部工の構造性能を一体版構造として把握すること、②劣化した PC 栈橋上部工の構造性能評価における格子解析の適用性について検討することを目的とした。①について、様々な劣化状態を想定し、非線形 FEM 解析により PC 栈橋上部工の耐荷力を評価した。②について、格子解析においても①と同様の劣化状態を想定した数値解析を実施し、非線形 FEM 解析の結果と比較し、適用性を検討した。

①について、本検討の範囲では、劣化した PC 桁が複数本存在する場合でも、一体版構造としては耐荷力を有している可能性が示唆された。②について、荷重に対する応答が線形と考えられるような応力状態や PC 桁の剛性が著しく低下していない場合は、非線形 FEM 解析と格子解析との差が小さく、格子解析が適用できると考えられる。以上の結果を踏まえて、本検討では維持管理の実務における数値解析の活用方針を示した。

キーワード：PC 栈橋上部工、数値解析、FEM 解析、格子解析

---

\*1 構造研究領域 構造研究グループ

\*2 構造研究領域 構造新技術研究グループ長

\*3 構造研究領域 構造研究グループ長

\*4 港湾PC構造物研究会

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所  
電話：046-844-5059 Fax：046-844-0255 E-mail：tanaka-yu@p.mpat.go.jp

## Numerical Analysis on Structural Performance of Deteriorated Open-Type Wharf with Prestressed Concrete Superstructure

Yutaka TANAKA\*, Yuichiro KAWABATA\*\*, Ema KATO\*\*\*

Yoshikazu SUZUKA\*\*\*\*, Shusaku KAWABE\*\*\*\*, Michio NAKAJIMA\*\*\*\*

Tsuyoshi ISHI\*\*\*\*, Hisao TATEGAMI\*\*\*\*, Tetsuya OGASAWARA\*\*\*\*

### Synopsis

An open-type wharf with the prestressed concrete superstructure, PC wharf, consists of pretensioned hollow girders joined atop a cast-in-place beam supported by steel pipe piles. In the design of the PC wharf, the generation of a crack does not allow. Therefore, in the maintenance, the deterioration degree is judged as “a” when a crack or rust stain is identified in an inspection and diagnosis regardless of the degree of the deterioration. This means that an excessive countermeasure may apply to the PC wharf. To take the appropriate countermeasure to the PC wharf, it is necessary to evaluate its remaining structural performance. In the design, the structural performance of the PC wharf is calculated as a plate structure by a frame structure analysis. Therefore, it is rational to evaluate the structural performance of the deteriorated PC wharf as the plate structure and by the frame structure analysis. However, there are not enough research and report related with the evaluation of the structural performance of the deteriorated PC wharf by a numerical simulation such as finite element method (FEM) and the frame structure analysis. There are two purposes of this study; evaluation of the structural performance of the deteriorated PC wharf by a non-linear FEM analysis and discussion of the applicability of a frame structure analysis to evaluate the structural performance of the deteriorated PC wharf.

From the result of the FEM, the deteriorated PC wharf might have the enough structural performance when the deteriorated PC wharf was evaluated as the plate structure. It should be noted that the location of deteriorated girders influences the local structural performance of the PC wharf. In the discussion of the applicability of the frame structure analysis to evaluate the structural performance of the deteriorated PC wharf, it was found that the frame structure analysis might apply in the elastic range of the load response.

**Key Words:** Open-type wharf with prestressed concrete superstructure, Numerical analysis, Finite element method, Frame structure analysis

---

\* Senior Researcher of Structural Mechanics Group, Structural Engineering Department  
\*\* Head of Frontier Technologies for structures Group, Structural Engineering Department  
\*\*\* Head of Structural Mechanics Group, Structural Engineering Department  
\*\*\*\* Japan Association of PC Marine Structures  
3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute  
Phone : +81-46-844-5059 Fax : +81-46-844-0255 E-mail : tanaka-yu@p.mpat.go.jp

## 目 次

要 旨 .....	3
1. まえがき .....	6
2. FEM解析による劣化したPC栈橋上部工の一体版構造としての構造性能評価 .....	7
2.1 解析対象施設 .....	7
2.2 解析ケース .....	7
2.3 解析モデル・解析条件 .....	10
2.4 一体版構造としての構造性能評価 .....	16
3. 劣化したPC栈橋上部工の一体版構造性能評価における格子解析の適用性検討 .....	17
3.1 解析モデル・解析条件 .....	17
3.2 FEM解析と格子解析の比較 .....	19
3.3 劣化したPC栈橋上部工の構造性能評価における格子解析の適用性 .....	21
4. 維持管理の実務における劣化したPC栈橋上部工の構造性能評価 .....	21
4.1 外観の劣化状態と数値解析におけるモデル化 .....	21
4.2 維持管理の実務における数値解析の活用方針 .....	22
5. おわりに .....	22
謝辞 .....	23
参考文献 .....	23
付録A FEM解析結果 .....	24
付録B せん断力に関する検討 .....	64

## 1. まえがき

PC 栈橋は、各径間に並列架設されたプレキャストのプレストレストコンクリート (PC) 桁を、間詰めコンクリートと横絡めの PC 鋼材によるプレストレスによって一体版構造とし、これを基礎杭で支持された受梁上で連結した構造である。上部構造を現場打ちの鉄筋コンクリート (RC) 造とする一般的な栈橋と比較して、PC 栈橋には以下の特徴および利点がある。

- ・ PC 部材とすることで受梁間隔を長くでき、杭本数を減らすことができる。
- ・ 海上施工に要する工程が短縮される。
- ・ 設備の整った工場での桁製作により、高い品質を確保できる。

PC 構造物においてプレストレスの減少および消失は構造性能に影響するため、コンクリートのひび割れや PC 鋼材の腐食等の変状の発生は大きな問題となる。施設管理者が実行可能な点検診断の方法等を取りまとめた「港湾の施設の点検診断ガイドライン<sup>2)</sup>」では、表-1 に示すように、PC 栈橋上部工下面部の目視点検において、PC 桁にひび割れまたは錆汁がある場合には、劣化の発生箇所や箇所数、程度に関わらず劣化度を a (部材の性能が著しく低下している状態) とする判定基準が掲載されている。同ガイドラインでは、PC 栈橋上部工下面部の点検診断項目の分類を I 類 (施設の性能 (特に構造上の安全性) に直接的に影響を及ぼす部材に対する点検診断の項目) としている。そのため、1 つでも劣化度 a と判断された部材があ

る PC 栈橋上部工下面の目視点検結果に、表-2 に示す点検診断の項目ごとの性能低下度の評価方法を機械的に当てはめると、PC 栈橋上部工は施設の性能が低下していると評価されることになる。

しかし、実際には、劣化の発生箇所、箇所数や程度によって PC 栈橋上部工の性能低下度合いが異なると考えられる。また、PC 栈橋上部工の設計では、PC 桁単体ではなく、一体化した版構造としての性能を評価するため、劣化した PC 栈橋上部工の性能を評価する際にも、一体版構造として取り扱う方が適切と考えられる。そこで本検討では、様々な劣化状態を想定した数値解析 (非線形有限要素法 (FEM) 解析) を実施し、劣化状態と一体版構造としての構造性能との関係を検討することを一つの目的とした。

また、PC 栈橋上部工の設計においては、一般的に版理論や格子解析が用いられている。版理論による手法は、一般的に直交異方性版理論として Guyon-Massonnet の方法により影響線値を算出し、断面力を算出する方法である<sup>3)</sup>。版理論による手法は、電算技術が現在ほど向上していない年代では、よく用いられた手法である。格子解析は、主桁および横桁を格子骨組モデルで再現し、断面力を算出する方法であり、版理論による手法では算出しにくい特殊な形状にも対応しやすい手法である。

PC 栈橋上部工の劣化状態を考慮する場合、版理論では部分的な劣化状態を考慮した影響線値を算出することは困難と考えられるため、劣化状態を考慮して構造性能を把握することは難しい。一方、格子解析では PC 鋼材の破

表-1 栈橋上部工の劣化度の判定基準<sup>2)</sup> (抜粋)

点検診断項目の分類	点検診断の項目		点検方法	劣化度の判定基準
I 類	上部工 (下面部) (PC の場合)	コンクリートの劣化、損傷	目視 ・ ひび割れの発生状況 ・ 錆汁の発生状況	a <input type="checkbox"/> ひび割れがある。 <input type="checkbox"/> 錆汁がある。
				b <input type="checkbox"/> ー ー ー
				c <input type="checkbox"/> ー ー ー
				d <input type="checkbox"/> 変状なし。

表-2 性能低下度の評価方法<sup>2)</sup> (抜粋)

点検診断の項目の分類	点検診断の項目ごとの性能低下度				施設の性能低下度
	A	B	C	D	
I 類	「a が 1 個から数個」の点検診断の項目があり、施設の性能が相当低下している状態	「a または b が 1 個から数個」の点検診断の項目があり、施設の性能が低下している状態	A, B, D 以外	すべて d	点検診断の項目ごとに評価された性能低下度のうち、最も厳しく判定されたもの

表-3 非線形 FEM 解析と格子解析のメリット・デメリット

解析手法	メリット	デメリット	参考
非線形 FEM 解析	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 栈橋上部工全体および劣化状態等を詳細にモデル化できる</li> <li>・ 幾何的および材料非線形性を考慮できる</li> <li>・ 要素ごとにひずみ（応力）を直接求められる</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ モデル化や解析の実施に高度な技術が必要（メッシュの大きさや分割数等，異種材料間のインターフェースの設定，材料構成則やひび割れモデル等の設定 等）</li> <li>・ 一般的に格子解析よりも計算負荷が大きい</li> </ul>	本検討における解析モデルの要素数：約 50,000 要素（コンクリート要素のみ）
格子解析（線形）	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ PC 栈橋上部工の設計実務に一般的に用いられている</li> <li>・ 栈橋上部工および部材等のモデル化が容易（断面諸元の設定）</li> <li>・ 一般的に非線形 FEM 解析よりも計算負荷が小さい</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 形状を詳細に考慮できない</li> <li>・ PC 鋼材や鉄筋等の応力を直接的に評価できない</li> <li>・ 曲げ応力やせん断応力を直接的に評価できない（曲げモーメントおよびせん断力から変換が必要）</li> </ul>	本検討における解析モデルの節点数：約 150 節点

断やかぶりのほく落といった劣化状態を断面諸元の設定において考慮できるため、PC 栈橋上部工の劣化状態を考慮した解析は可能と考えられる。格子解析は、PC 栈橋上部工の設計実務において一般的に用いられているが、形状を詳細に再現できない点、桁内の PC 鋼材や鉄筋等の応力を直接的に評価できない点がデメリットとして挙げられる。線形/非線形 FEM 解析では、栈橋上部工全体およびコンクリートの劣化状態を詳細にモデル化できる点がメリットであるが、モデル化や解析の実施に際して格子解析よりも高度な技術が必要である。また、幾何学的非線形性や材料非線形性を考慮した非線形 FEM 解析は、さらに高度な技術が必要となるが、変形や応力等をより精度よく解析できる（表-3）。

以上から、劣化した PC 栈橋上部工の数値解析において、非線形 FEM 解析が最も劣化状態を詳細にモデル化できるが、様々な劣化状態を想定した解析を行うためには、多くの仮定と高度な解析技術が必要である。一方、格子解析により、PC 栈橋上部工の構造性能を非線形 FEM 解析と同程度の精度で算出できれば、維持管理の実務において様々な劣化状態を想定した PC 栈橋上部工の構造性能を評価できると考えられる。そこで本検討では、劣化した PC 栈橋上部工の構造性能評価における格子解析の適用性を検討することを二つ目の目的とし、劣化状態を変化させた PC 栈橋上部工の構造性能を非線形 FEM 解析および格子解析により把握し、曲げに着目して両者の断面力やたわみを比較した。また、得られた結果を基に、維持管理の実務における数値解析の活用方針を提案した。なお、本

検討では、非線形 FEM 解析により算出される断面力やたわみを基準値として取り扱う。以降では、「FEM 解析」は非線形 FEM 解析を指すものとする。

## 2. FEM 解析による劣化した PC 栈橋上部工の一体版構造としての構造性能評価

### 2.1. 解析対象施設

本検討では、1992 年に設計、1995 年に供用が開始された PC 栈橋を参考とした。PC 栈橋上部工の断面図、PC 桁の断面図および側面図を図-1～図-4 に示す。法線直交方向に受梁を配置し、14 本のプレテンションホロー桁を法線平行方向に配置した法線平行配置型の PC 栈橋である。桁長は 11.18 m、支間長 10.83 m である。以降では、海側の PC 桁から順に G1～G14 桁と称する。

本検討において考慮する荷重は、永久荷重と変動荷重とした。永久荷重は PC 桁自重、間詰めコンクリート、地覆および舗装による荷重とし、変動荷重は 40 t トレーラーによる荷重とした。なお、変動荷重により G1 桁の支間中央に作用する曲げモーメントが最大となるよう、事前に格子解析を実施し載荷位置を決定した（図-5）。

### 2.2. 解析ケース

#### (1) 想定する劣化状態

本検討では、劣化状態として、PC 桁の劣化状態（3 パターン）、劣化した PC 桁の本数（2 パターン）および PC 桁の劣化範囲（2 パターン）を組み合わせた 12 ケースを



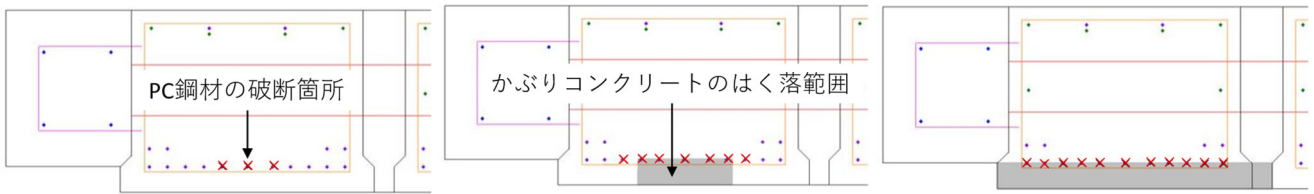


表-4 想定する劣化の状態

ケース	PC 鋼材の破断本数	かぶりコンクリートのはく落	劣化した PC 桁の本数	PC 桁の劣化範囲
0	0	なし	0	なし
1	3	なし	2	支点部
2				全長
3			7	支点部
4	全長			
5	7	一部 (幅 230 mm×深さ 70 mm)	2	支点部
6				全長
7			7	支点部
8				全長
9	11 (最下段全部)	全幅 (深さ 70 mm)	2	支点部
10				全長
11			7	支点部
12				全長

表-5 PC 桁の劣化状態

パターン	PC 鋼材破断本数	かぶりののはく落	図
A	3	なし	図-6 (a)
B	7	一部 (幅 230 mm×深さ 70 mm)	図-6 (b)
C	11 (最下段全部)	全幅 (深さ 70 mm)	図-6 (c)

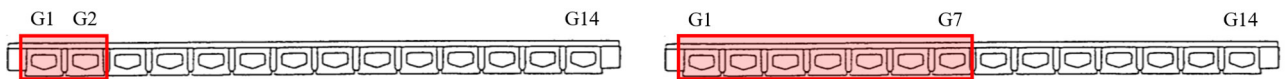


(a) 破断本数 : 3, はく落なし

(b) 破断本数 : 7, 一部はく落

(c) 破断本数 : 11, 全幅はく落

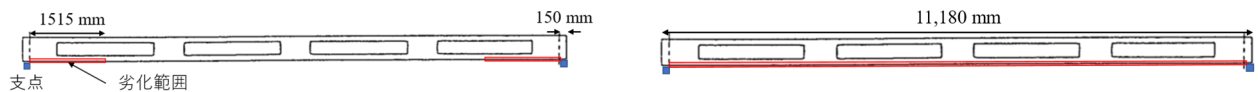
図-6 PC 桁の劣化状態



(a) 2本

(b) 7本

図-7 劣化した PC 桁の本数



(a) 支点部

(b) 全長

図-8 PC 桁の劣化範囲

想定した。なお、間詰めコンクリート、横縮めの PC 鋼材および定着板は健全であると仮定し、PC 桁に関する劣化状態が一体版構造としての構造性能に及ぼす影響に着目した。

FEM 解析および格子解析は、劣化状態の 12 ケースと健全な状態の 1 ケースの計 13 ケース (表-4) 実施した。以降では、それぞれで想定した劣化状態について説明する。

#### a) PC 桁の劣化状態

PC 桁の劣化状態は、表-5 および図-6 に示す 3 パターンを想定した。

- A. 最下段中央およびその両隣の計 3 本の PC 鋼材が破断している (図-6 (a)).
- B. 最下段中央およびその左右 3 本ずつの計 7 本の PC 鋼材が破断し、かぶりのコンクリートが最下段中央およびその左右 2 本ずつの範囲においてはく落している (図-6 (b)).
- C. 最下段全て (11 本) の PC 鋼材が破断し、かぶりコンクリートが PC 桁幅全体に亘ってはく落している (図-6 (c)).

#### b) 劣化した PC 桁の本数

劣化した PC 桁の本数は、G1 桁から 2 本 (G1, G2) もしくは 7 本 (G1~G7) の 2 パターンとした (図-7)。版構造の端に位置している PC 桁は、隣接桁が 1 本のため他の桁よりも分配される荷重が大きくなる傾向にある。そのため G1 桁を含む所定の本数の PC 桁の劣化を想定した。

#### c) PC 桁の劣化範囲

PC 桁の劣化範囲は、支点部付近と全長の 2 パターンとした (図-8)。支点部付近は受梁による波の打ち上がりにより海水が供給されやすく<sup>5)</sup>、塩害による劣化が進行しやすいと考えられるため、支点部付近のみの劣化を想定した。一方、曲げモーメントが最大となる支間中央は、支点部付近ほど劣化が進行しやすい環境ではないため、支間中央が劣化した場合は、PC 桁全長に亘って劣化が生じていると考え、PC 桁全長に亘る劣化を想定した。

### 2.3. 解析モデル・解析条件

FEM 解析では、幾何学的小および材料非線形性を考慮した三次元有限要素法解析を用いた。解析プログラムは、汎用 FEM 解析プログラム DIANA<sup>6)</sup>を用いた。

#### (1) 解析モデル

図-9 に全体の解析メッシュを、図-10 に各断面の解析メッシュを示す。モデル化は、G1 桁および G14 桁の横の水切り部を含む PC 栈橋上部工を対象とし、PC 桁、間詰めおよび水切り部のコンクリートをソリッド要素でモデル

化した。図-11 に PC 鋼材および鉄筋の配置を示す。PC 鋼材は完全付着を仮定した埋込鉄筋要素でモデル化し、横縮めの PC 鋼材はトラス要素でモデル化し、定着版間を連結した。

PC 桁-間詰めコンクリート間および PC 桁-水切り部間に、摩擦係数 0.3 を考慮した摩擦モデル (図-12) を採用したインターフェース要素を設けた。なお、粘着力  $c$  は 0 とし、考慮しないこととした。

図-13 に支承部の詳細を示す。PC 桁は受梁に単純支持されているものとし、受梁-PC 桁間の幅 150 mm の範囲に鉛直方向に作用する面バネを設置した。鉛直方向のバネ値は一般値として 280 N/m とし、水平 2 方向については、解析の安定性のために微小値を設定した。

### (2) 材料物性値および材料構成則

#### a) コンクリート

コンクリートの材料物性値を表-6 に示す。ひび割れモデルは全ひび割れ固定ひび割れモデル<sup>7)</sup>を用いた。コンクリートの圧縮側の特性には、圧縮破壊エネルギー  $G_{fc}$  を考慮した Parabolic モデル<sup>8)</sup> (図-14) を用いた。圧縮破壊エネルギー  $G_{fc}$  は式(1)<sup>9)</sup>より算出した。

$$G_{fc} = 8.77\sqrt{f_c} \quad [\text{N/mm}] \quad (1)$$

ここで、 $f_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>) である。

コンクリートの引張側の特性には、引張破壊エネルギー  $G_{ft}$  を考慮した Hordijk モデル<sup>10)</sup> (図-15) を用いた。引張破壊エネルギー  $G_{ft}$  は式(2)<sup>11)</sup>より算出した。

$$G_{ft} = 10 \times d_{max}^{1/3} \times f_c^{1/3} \quad [\text{N/m}] \quad (2)$$

ここで、 $d_{max}$  : 最大骨材寸法 (mm) である。

コンクリートの破壊基準は、4 パラメータの Hsieh-Ting-Chen 破壊曲面<sup>12)</sup>を用いた。ひび割れ発生後のひび割れ面でのせん断伝達には、図-16 に示す Al-Mahaidi モデル<sup>13)</sup>を用いた。また、ひび割れ後の圧縮強度の低減には、図-17 に示すコンクリート標準示方書に記載されているモデル<sup>14)</sup>を用いた。

#### b) PC 鋼材

PC 鋼材の物性値を表-7 に示す。PC 鋼材の降伏条件は、Von Mises 基準を用いたトリリニアモデル (図-18) とした。第 1・第 2 折れ点は、それぞれ  $0.84f_{ud} \cdot 0.93f_{ud}$  (15,000μ) とし、3 次勾配は初期勾配の 1/10,000 倍とした。

#### c) 鉄筋

鉄筋の物性値を表-8 に示す。鉄筋の降伏条件は、Von

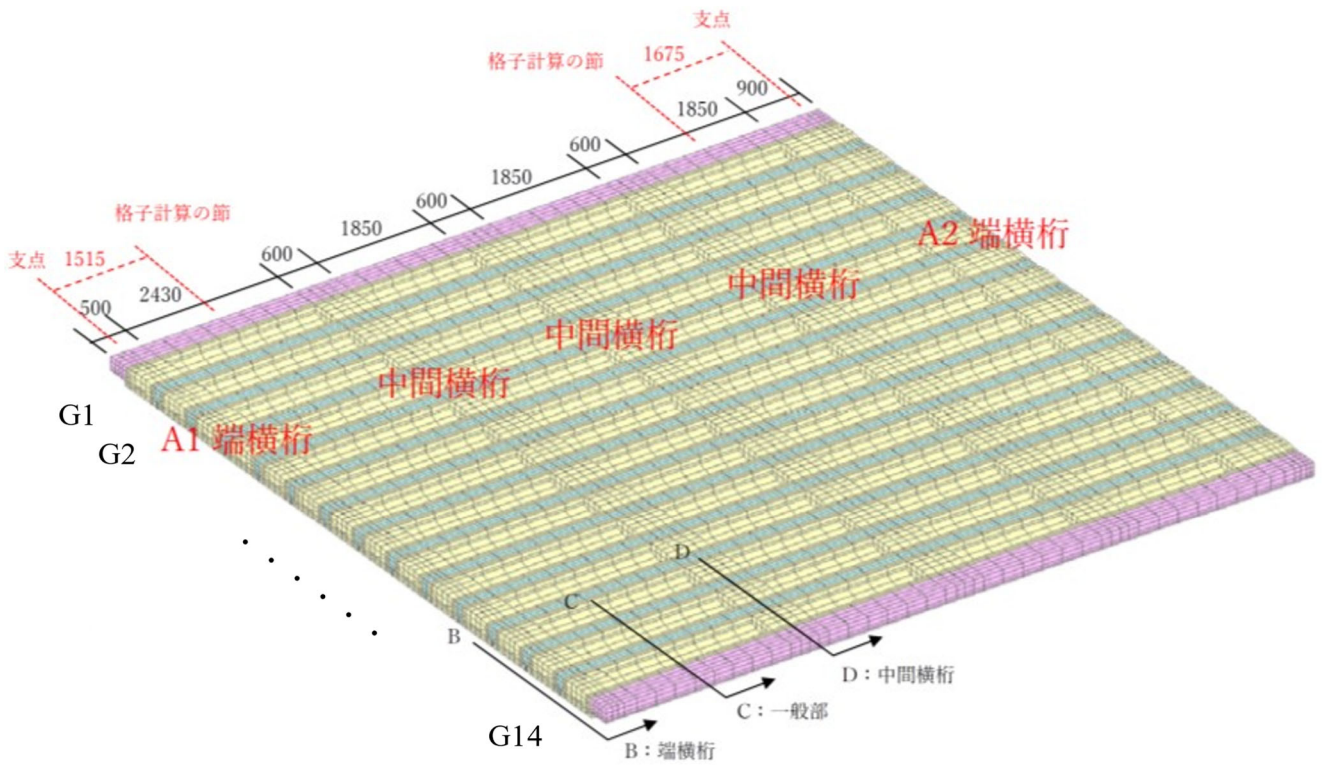
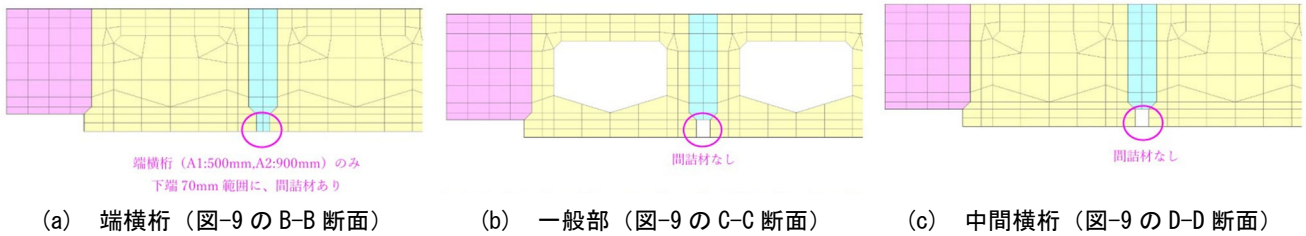


図-9 解析メッシュ (全体)



(a) 端横桁 (図-9 の B-B 断面)

(b) 一般部 (図-9 の C-C 断面)

(c) 中間横桁 (図-9 の D-D 断面)

図-10 各断面の解析メッシュ

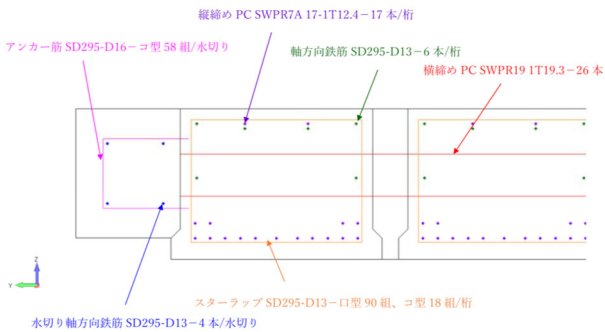


図-11 PC 鋼材および鉄筋種類と配置

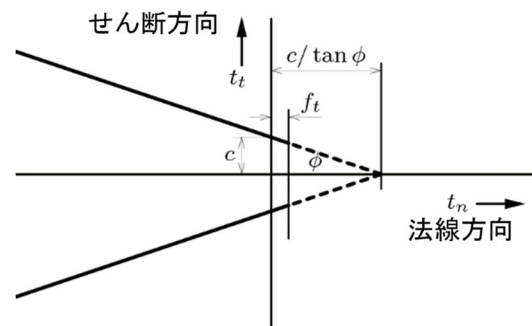


図-12 摩擦モデル

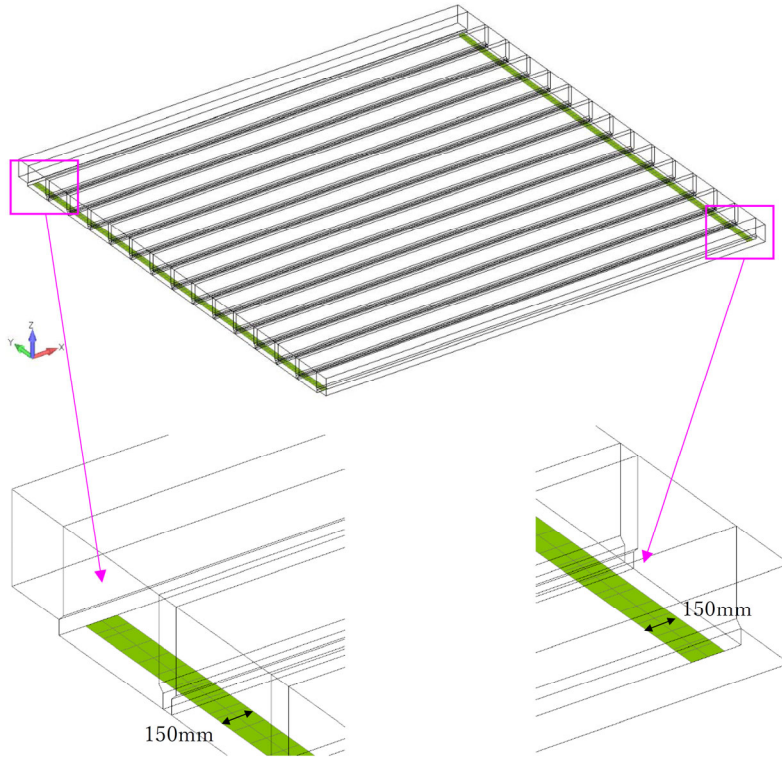


図-13 支承部詳細

表-6 コンクリートの材料物性値

部位	弾性係数 $E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	ポアソン比 $\nu$	圧縮強度 $f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	引張強度 $f_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	最大粗骨材 寸法 $d_{max}$ [mm]	単位体積 重量 $\gamma$ [N/mm <sup>3</sup> ]	圧縮破壊 エネルギー $G_{fc}$ [N/mm]	引張破壊 エネルギー $G_{ft}$ [N/mm]
PC 桁	$3.3 \times 10^4$	0.2	50	3.12	25	$2.45 \times 10^4$	62.01	0.108
間詰め	$2.5 \times 10^4$	0.2	24	1.91	25	$2.30 \times 10^4$	42.96	0.084
水切り	$2.5 \times 10^4$	0.2	24	1.91	25	$2.45 \times 10^4$	42.96	0.084
備考	設計計算書 より	一般値	設計計算書 より	※	設計計算書 より	設計計算書 より	※	※

※2017年制定 コンクリート標準示方書〔設計編〕より

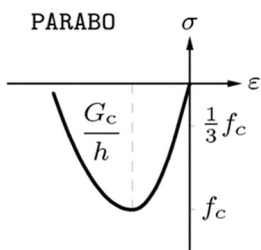


図-14 コンクリート要素の  
応力-ひずみ関係  
(圧縮側)

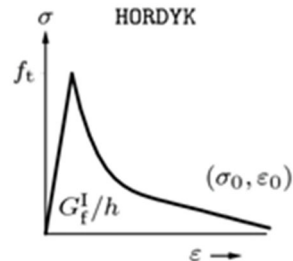


図-15 コンクリート要素の  
応力-ひずみ関係  
(引張側)

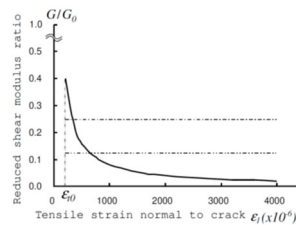


図-16 ひび割れ後のせん断  
伝達モデル

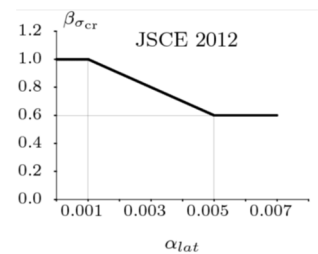


図-17 ひび割れ後の圧縮強  
度の低減モデル

表-7 PC 鋼材の種類と材料物性値

呼び名	断面積 $A$ [mm <sup>2</sup> ]	弾性係数 $E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	有効プレストレス $\sigma_e$ [N/mm <sup>2</sup> ]	引張強度 $f_{ud}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$0.84f_{ud}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$0.93f_{ud}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
縦締め PC SWPR7A 17-1T12.4	92.9	$2.00 \times 10^5$	外桁：852.0 中桁：854.3	1700	1428	1581
横締め PC SWPR19 1T19.3	243.7	$2.00 \times 10^5$	1085	1850	1554	1721
備考	設計計算書より					

※外桁は G1 桁および G14 桁であり、中桁は G2～G13 桁を指す。

表-8 鉄筋の種類と材料物性値

呼び名	断面積 $A$ [mm <sup>2</sup> ]	弾性係数 $E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	降伏強度 $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]
SD295-D13	126.7	$2.00 \times 10^5$	295
SD295-D16	198.6	$2.00 \times 10^5$	295
備考	設計計算書より		

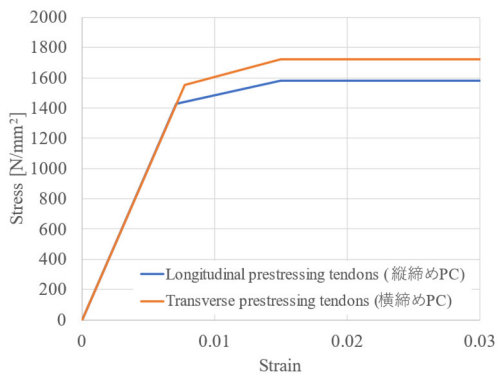


図-18 PC 鋼材の応力-ひずみ関係

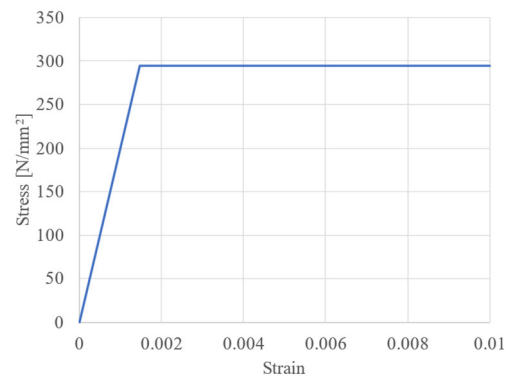


図-19 鉄筋の応力-ひずみ関係

Mises 基準を用いたバイリニアモデル (図-19) とした。なお、降伏後の 2 次勾配は初期勾配の 1/10,000 倍とした。

### (3) PC 桁の劣化状態のモデル化

FEM 解析では、PC 鋼材やコンクリート等を要素によりモデル化するため、本検討で想定する劣化状態を直接的にモデル化できる。また、本検討で使用した FEM 解析ソフトではステップごとに解析を進めることができるため、健全状態のモデルから劣化したと想定される範囲に含まれる要素を削除するステップを踏むことで、劣化の進行に伴う応力の変化を考慮したモデル化が可能である。そのため本検討では、一度全ての PC 桁が健全な状態として

PC 栈橋上部工をモデル化した後、表-5 に示した劣化状態となるよう該当要素 (PC 鋼材やかぶりコンクリート等) を削除することで、劣化の進行に伴う応力の変化を考慮したモデル化を行った。なお、劣化範囲にスターラップの一部が含まれる場合は、その部分のみ要素を削除し、残りの要素 (コの字型となる) は健全時と同様としてモデル化した。

### (4) 解析ステップ

施工手順や劣化の進行による応力の変化を模擬するため、下記の 9 つのステップに分けて解析を実施した。ステップ 1～4 は、施工手順および劣化の進行に沿って荷重や

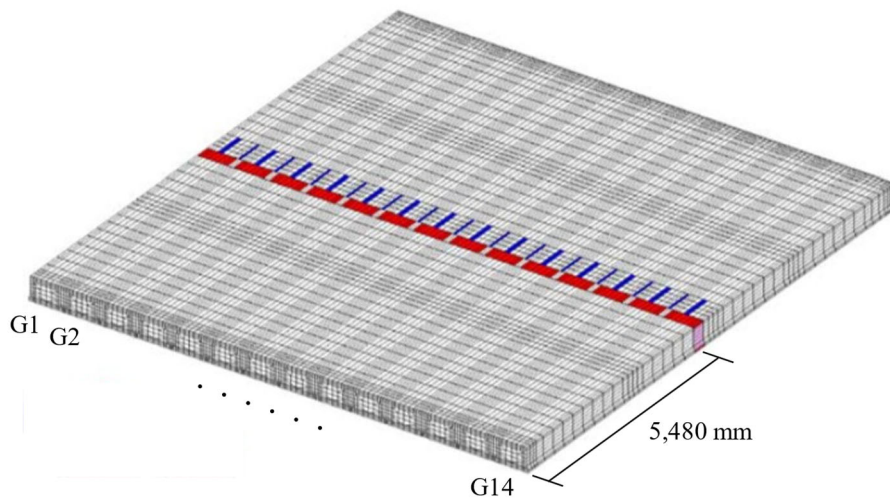


図-20 PC 桁の応力、コンクリートひずみおよびたわみの着目箇所（赤色で着色された要素）

拘束条件を作用させるためのステップであり、ステップ 5 以降が構造性能評価に関するステップである。

- ステップ 1  
PC 桁のみモデル化する。PC 桁自重を載荷し、PC 桁にプレストレスを導入する。
- ステップ 2  
間詰めコンクリートをモデル化する。間詰めコンクリートの自重を載荷し、横締め PC 鋼材にプレストレスを導入することで版として一体化させる。
- ステップ 3  
水切り部をモデル化し、水切り部および舗装の荷重を載荷する。
- ステップ 4  
PC 桁の劣化を考慮するケースでは、劣化状態をモデル化（劣化範囲の PC 鋼材要素等を削除）する。  
永久荷重時（1.0D）の状態を確認する。
- ステップ 5  
変動荷重（L）の 0.5 倍を載荷する。  
設計計算書における PC 桁の使用限界状態の荷重・係数の組み合わせ。  
荷重：1.0D + 0.5L
- ステップ 6  
さらに変動荷重の 0.5 倍を載荷する。  
荷重：1.0D + 1.0L
- ステップ 7  
永久荷重の 0.1 倍および変動荷重の 0.5 倍をさらに載荷する。

設計計算書における終局限界状態に相当する荷重・係数の組み合わせ。

荷重：1.1D + 1.5L

- ステップ 8  
ステップ 7 の荷重を 1.15 倍した荷重を載荷する。設計計算書における設計曲げ耐力の部材係数 1.15 を考慮しており、FEM 解析における目標荷重とする。

荷重：1.15 (1.1D + 1.5L)

- ステップ 9  
ステップ 8 の荷重から、PC 桁上縁が圧壊するまで、もしくは荷重が 2.00 (1.1D + 1.5L) となるまで荷重を増加させる。

荷重の増加幅は、ステップ 7 の荷重を 0.05 倍した荷重とする。

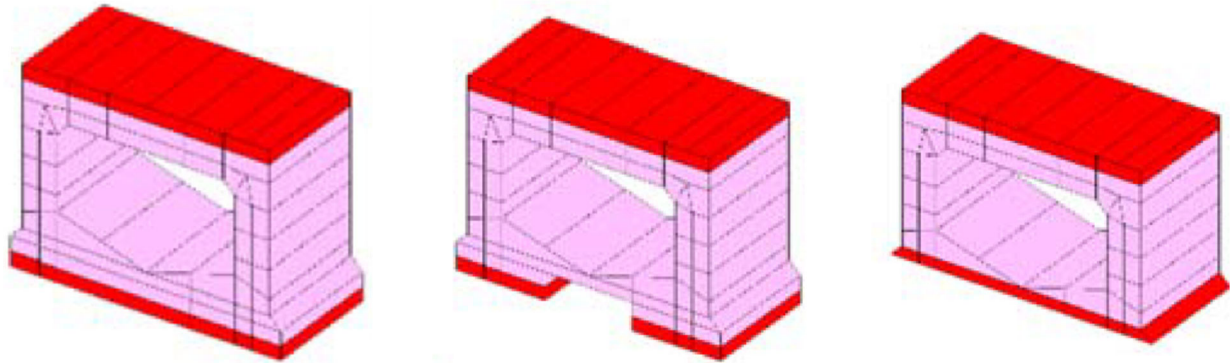
荷重：1.15 (1.1D + 1.5L) + 0.05n (1.1D + 1.5L)

（n は荷重を増加させる回数であり、n=1~17）

ステップ 4 において、PC 桁の劣化を考慮する場合は、解析の安定性のため以下の手順に沿って対象要素を削除した。

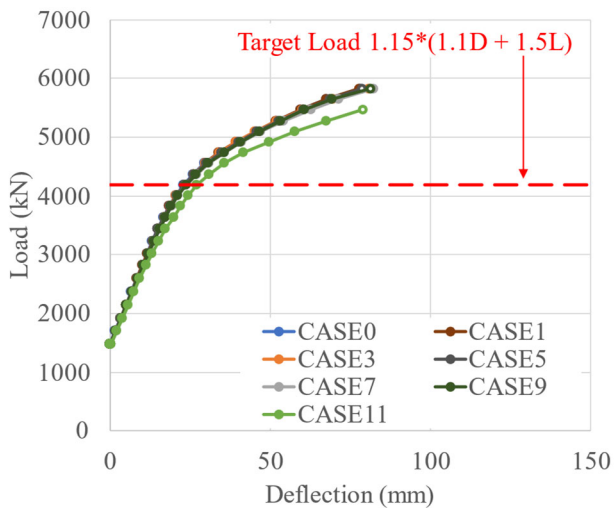
1. 削除対象となる要素の剛性を 0 にする。
2. 削除対象の要素の応力を 20% ずつ低減する。
3. 応力を 100% 低減した後に、要素を削除する。

ステップ 5 の使用限界状態において、フルプレストレス状態であるか否かを確認した。フルプレストレス状態は、PC 桁下縁の軸方向応力が負（引張）でない状態のことである。なお、本検討で参考とした PC 栈橋では、使用限界状態（変動荷重状態）でもフルプレストレス状態で設

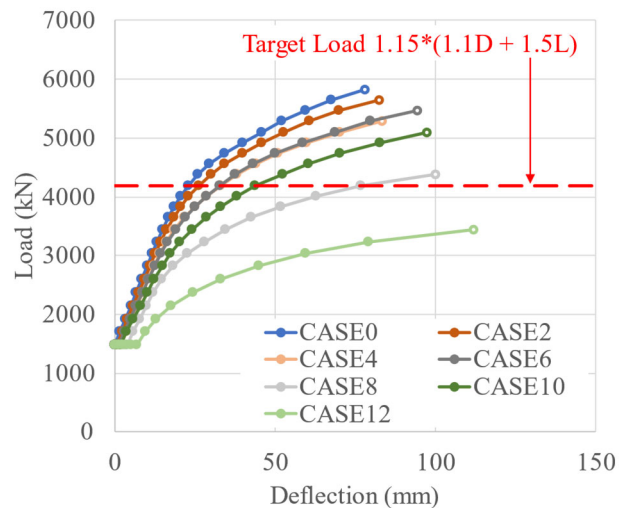


(a) PC 鋼材破断本数:0 本および 3 本 (b) PC 鋼材破断本数: 7 (c) PC 鋼材破断本数: 11

図-21 PC 桁上下縁の応力着目要素 (赤で着色された要素)



(a) 劣化範囲: 支点部



(b) 劣化範囲: 全長

図-22 荷重-変位関係

計されているためフルプレストレス状態に着目するが、現行の基準・同解説および PC 栈橋技術マニュアル (2010 年版) では変動荷重状態は曲げひび割れ強度まで許容する (ひび割れは許容しない) パーシャルプレストレスで設計することを付記する。フルプレストレス状態を確認する際の着目箇所は図-20 に示す支間中央であり、着目箇所の最下縁要素の平均応力を用いた。なお、かぶりコンクリートがはく落しているケースにおいても、着目箇所の最下縁要素の平均応力を用いた (図-21 の赤で着色した要素の下縁要素)。

ステップ 5~8 で荷重を増加させる際、解析の安定性のために 2~3 回に分けて荷重を漸増させた。ステップ 9 における PC 桁上縁の圧壊判定は、PC 桁上縁のコンクリー

ト要素のうちいずれかの要素の最小主ひずみが  $-2,000 \mu$  を超えることを基準とした。

#### (5) 解析結果の出力

FEM 解析では、各桁の着目箇所 (図-20) における上下縁の応力、コンクリートひずみおよびたわみを出力した。また、解析モデル全体のコンクリート最小主ひずみ、ひび割れひずみ、PC 鋼材・スターラップの応力をコンター図として出力し、付録 A に記載した。

また、後述する格子解析との比較のために、G1 桁の着目箇所における曲げ応力、曲げ耐力比およびたわみに着目した。曲げ応力は、使用限界状態 (1.0D+0.5L) における PC 桁下縁の平均応力を用い、フルプレストレス状態の

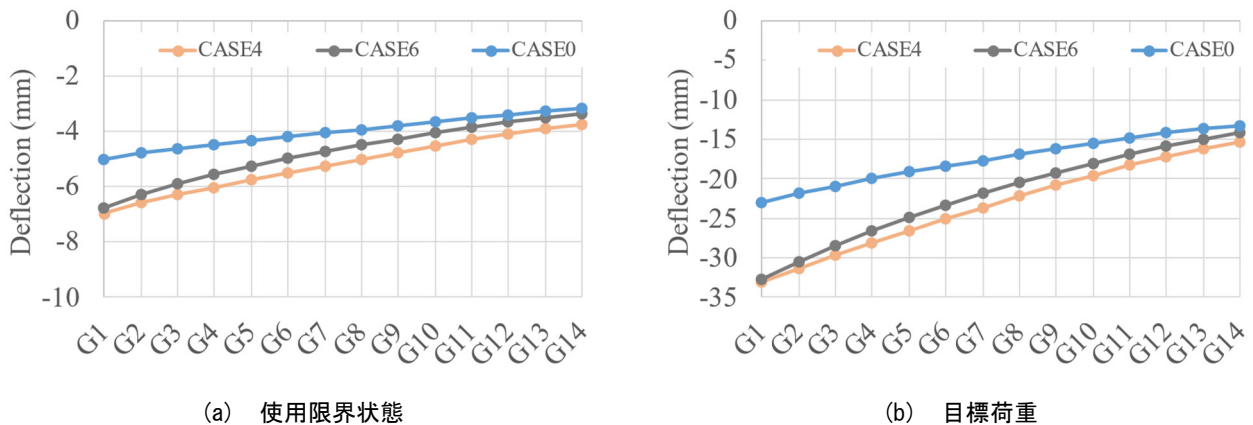


図-23 PC 桁中央のたわみ

確認も兼ねた。FEM 解析における曲げ耐力比は、目標荷重（ステップ 8 で算出される部材係数を考慮した終局曲げモーメント相当の荷重）に対する圧壊時の荷重の比とした。

## 2.4. 一体版構造としての構造性能評価

### (1) 解析結果

#### a) 荷重－変位関係

図-22 (a)にケース 0 (劣化なし) および劣化範囲が支点部である奇数番号のケースの荷重－変位関係を、図-22 (b)にケース 0 および劣化範囲が PC 桁全長に亘っている偶数番号のケースの荷重－変位関係をそれぞれ示す。ここで、横軸のたわみは G1 桁の支間中央のたわみであり、縦軸は PC 栈橋上部工全体に作用する荷重である。また、荷重－変位関係は PC 桁上縁の圧壊が確認された荷重までとし、PC 桁圧壊時を白抜きのプロットで示した。なお、図中の赤点線は FEM 解析における目標荷重 (1.15(1.1D + 1.5L)) を示しており、PC 桁の圧壊が目標荷重以上であれば、一体版構造として十分な耐荷力を有していると考えられる。

図-22 (a)より、全てのケースにおいて目標荷重以上で PC 桁の圧壊が確認されており、一体版構造として十分な耐荷力を有する結果となった。また、ケース 11 (PC 鋼材の破断本数: 11 本・劣化した PC 桁の本数: 7 本)を除いて、劣化なしのケース 0 と概ね同様の荷重－変位関係を示した。本検討では、G1 桁の支間中央の曲げモーメントが最大となるように変動荷重を載荷しているため、劣化範囲が支点部付近のみで支間中央が劣化していない奇数番号のケースでは、劣化状態の違いが支間中央の荷重－変位関係に及ぼす影響は小さいと推察された。

図-22 (b)より、ケース 12 (PC 鋼材の破断本数: 11 本・

劣化した PC 桁の本数: 7 本) 以外は、目標荷重以上で PC 桁の圧壊が確認された。そのため、本検討の範囲では、劣化状態が最も厳しい場合を除いて、一体版構造として十分な耐荷力を有する結果となった。また、一体版としての PC 鋼材の破断本数 (PC 鋼材の破断本数×劣化した PC 桁の本数) が多いほど、同一荷重におけるたわみが大きくなる傾向が確認された。しかし、一体版としての PC 鋼材の破断本数が 21 本のケース 4 と 14 本のケース 6 の荷重－変位曲線は概ね重なっており、目標荷重付近までは、両者に明確な差は確認されなかった。ここで、G1 桁以外の PC 桁におけるたわみを確認したところ (図-23)、使用限界状態および目標荷重において、G1 桁ではケース 4 およびケース 6 とともに同程度のたわみであるが、その他の PC 桁では、一体版としての PC 鋼材の破断本数の多いケース 4 の方がケース 6 よりもたわみが大きいことが確認された。また、一体版としての PC 鋼材の破断本数が同程度であるケース 4 (21 本) とケース 10 (22 本) では、ケース 10 の方がケース 4 よりも同一荷重における G1 桁中央のたわみが大きい (図-22 (b)) ことから、一体版としての PC 鋼材の破断本数が同程度であっても、著しく劣化した PC 桁が偏って存在する場合には、局所的にたわみが大きくなる可能性がある。

#### b) 劣化状態の違いによる PC 桁上縁の圧壊状況

本検討では、G1 桁の支間中央の曲げモーメントが最大となるよう変動荷重を載荷しているため、ほとんどのケースで G1 桁等の支間中央における PC 桁上縁の圧壊が確認された (図-24 (a))。しかし、ケース 11 (PC 鋼材の破断本数: 11 本・劣化した PC 桁の本数: 7 本、劣化範囲: 支点部) のみ、上縁の圧壊が確認された箇所が異なっており、劣化範囲の端部において上縁の圧壊が確認された (図-24 (b))。このことから、支点部付近において劣化が著し



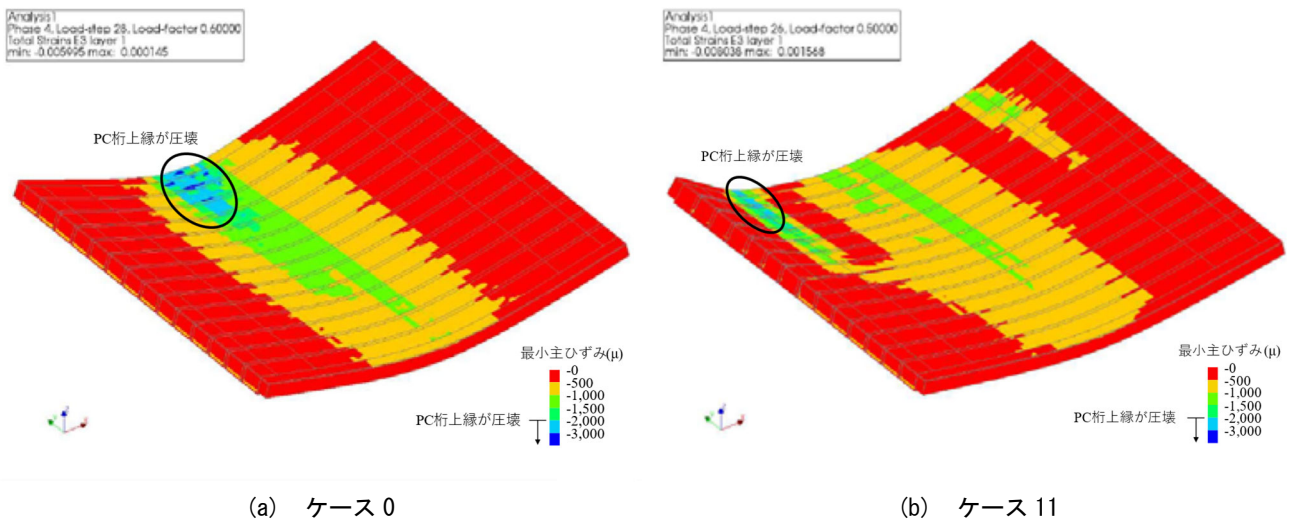


図-24 PC 桁上縁の圧壊状況

い場合は、PC 桁支間中央だけでなく支点部における破壊にも注意が必要である。

(2) 劣化状態と一体版構造としての構造性能との関係

前項の解析結果から、PC 桁単体では耐荷力が低下していると考えられる場合でも、FEM 解析により一体版構造として耐荷力を有していると判断できる可能性が示された。このことから、劣化した PC 栈橋上部工の構造性能を評価する際に、設計時と同様に一体版として評価する方が合理的と考えられる。

劣化状態と一体版構造としての構造性能との関係について、一体版としての PC 鋼材破断本数が多いほど、構造性能が低下する傾向が確認されたが、PC 桁の劣化状態や劣化した PC 桁の本数・位置によっては、一体版として同程度の PC 鋼材破断本数であっても、構造性能の低下度合いが異なることが示された。また、本検討では、支間中央の曲げによる破壊を対象としたため、支点部付近の劣化状態が一体版としての構造性能に及ぼす影響は小さいと推察されたが、支点部付近において劣化が著しい場合は支間中央だけでなく、支点部付近における破壊にも留意が必要である。

3. 劣化した PC 栈橋上部工の構造性能評価における格子解析の適用性検討

ここでは、劣化した PC 栈橋上部工の一体版構造としての構造性能評価における格子解析の適用性について、前章の FEM 解析と結果を比較し検討した。なお、解析対象施設および解析ケースは前章の FEM 解析と同様とした。

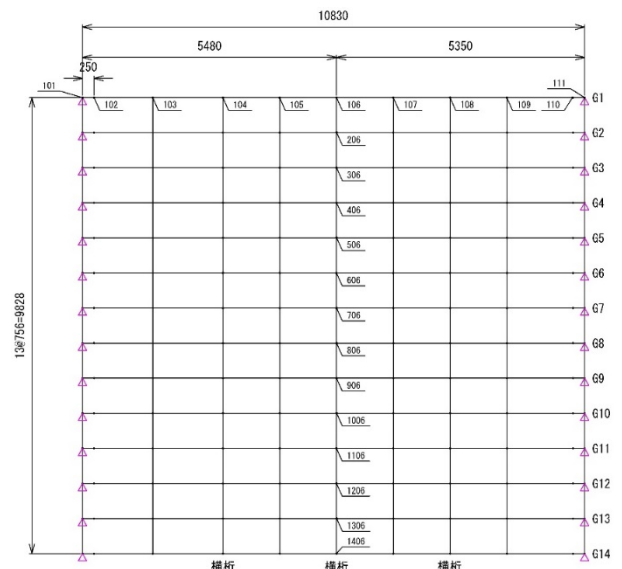


図-25 格子解析モデル

3.1. 解析モデル・解析条件

格子解析では、任意形立体骨組の断面力解析システムである JIP-SPACER を用いて線形解析を行った。

(1) 解析モデル

図-25 に解析モデルを示す。モデル化の範囲は、PC 桁 14 本と支点間の 10.83 m とし、各 PC 桁の桁軸中心位置に節点を設けた。節点は、①支点、②支点から桁高の 1/2 離れた位置（せん断力照査用）、③横桁（横締め PC 鋼材が挿入されている充実断面および間詰部）の位置に配置し、②-③間および③-③間の中間にも節点を配置した。

本検討では、支間のほぼ中央の節点（図-25 の中央の横

表-9 着目節点における断面諸元（ケース0, 1, 3, 5, 7, 9, 11：着目節点における断面は健全）

断面諸元	PC 桁総断面	PC 鋼材換算断面	間詰換算断面	
			正曲げ	負曲げ
断面積 (mm <sup>2</sup> )	2.09×10 <sup>5</sup>	2.18×10 <sup>5</sup>	2.29×10 <sup>5</sup>	2.26×10 <sup>5</sup>
中立軸の位置 桁上縁 (mm)	261.07	266.01	259.25	269.69
桁下縁 (mm)	-238.93	-233.99	-240.75	-230.31
断面二次モーメント (mm <sup>4</sup> )	6.20×10 <sup>9</sup>	6.46×10 <sup>9</sup>	6.72×10 <sup>9</sup>	6.57×10 <sup>9</sup>
断面係数 桁上縁 (mm <sup>3</sup> )	2.38×10 <sup>7</sup>	2.43×10 <sup>7</sup>	2.59×10 <sup>7</sup>	2.44×10 <sup>7</sup>
桁下縁 (mm <sup>3</sup> )	-2.60×10 <sup>7</sup>	-2.76×10 <sup>7</sup>	-2.79×10 <sup>7</sup>	-2.85×10 <sup>7</sup>

表-10 着目節点における断面諸元（ケース2, 4：PC 鋼材3本破断，かぶりのはく落なし）

断面諸元	PC 桁総断面	PC 鋼材換算断面	間詰換算断面	
			正曲げ	負曲げ
断面積 (mm <sup>2</sup> )	2.09×10 <sup>5</sup>	2.17×10 <sup>5</sup>	2.28×10 <sup>5</sup>	2.25×10 <sup>5</sup>
中立軸の位置 桁上縁 (mm)	261.07	264.72	257.98	268.48
桁下縁 (mm)	-238.93	-235.28	-242.02	-231.52
断面二次モーメント (mm <sup>4</sup> )	6.20×10 <sup>9</sup>	6.41×10 <sup>9</sup>	6.67×10 <sup>9</sup>	6.53×10 <sup>9</sup>
断面係数 桁上縁 (mm <sup>3</sup> )	2.38×10 <sup>7</sup>	2.42×10 <sup>7</sup>	2.59×10 <sup>7</sup>	2.43×10 <sup>7</sup>
桁下縁 (mm <sup>3</sup> )	-2.60×10 <sup>7</sup>	-2.72×10 <sup>7</sup>	-2.76×10 <sup>7</sup>	-2.82×10 <sup>7</sup>

表-11 着目節点における断面諸元（ケース6, 8：PC 鋼材7本破断，一部かぶりのはく落）

断面諸元	PC 桁総断面	PC 鋼材換算断面	間詰換算断面	
			正曲げ	負曲げ
断面積 (mm <sup>2</sup> )	1.89×10 <sup>5</sup>	1.95×10 <sup>5</sup>	2.05×10 <sup>5</sup>	2.04×10 <sup>5</sup>
中立軸の位置 桁上縁 (mm)	240.19	242.90	236.59	247.98
桁下縁 (mm)	-259.81	-257.10	-263.41	-252.02
断面二次モーメント (mm <sup>4</sup> )	5.31×10 <sup>9</sup>	5.47×10 <sup>9</sup>	5.67×10 <sup>9</sup>	5.62×10 <sup>9</sup>
断面係数 桁上縁 (mm <sup>3</sup> )	2.21×10 <sup>7</sup>	2.25×10 <sup>7</sup>	2.40×10 <sup>7</sup>	2.27×10 <sup>7</sup>
桁下縁 (mm <sup>3</sup> )	-2.04×10 <sup>7</sup>	-2.13×10 <sup>7</sup>	-2.15×10 <sup>7</sup>	-2.23×10 <sup>7</sup>

表-12 着目節点における断面諸元（ケース10, 12：PC 鋼材11本破断，全幅に亘りかぶりのはく落）

断面諸元	PC 桁総断面	PC 鋼材換算断面	間詰換算断面	
			正曲げ	負曲げ
断面積 (mm <sup>2</sup> )	1.60×10 <sup>5</sup>	1.63×10 <sup>5</sup>	1.72×10 <sup>5</sup>	1.72×10 <sup>5</sup>
中立軸の位置 桁上縁 (mm)	198.51	199.99	194.87	206.27
桁下縁 (mm)	-231.49	-230.01	-235.13	-223.73
断面二次モーメント (mm <sup>4</sup> )	3.52×10 <sup>9</sup>	3.62×10 <sup>9</sup>	3.73×10 <sup>9</sup>	3.77×10 <sup>9</sup>
断面係数 桁上縁 (mm <sup>3</sup> )	1.77×10 <sup>7</sup>	1.81×10 <sup>7</sup>	1.91×10 <sup>7</sup>	1.83×10 <sup>7</sup>
桁下縁 (mm <sup>3</sup> )	-1.52×10 <sup>7</sup>	-1.57×10 <sup>7</sup>	-1.59×10 <sup>7</sup>	-1.69×10 <sup>7</sup>

桁を構成している節点)の断面における曲げモーメントおよび曲げ応力に着目した。なお、着目節点の位置は、FEM 解析において着目した要素の範囲に含まれており、FEM 解析と格子解析でほぼ同じ箇所における断面力やたわみ等を比較できるようにした。

### (2) 劣化状態のモデル化

格子解析では、断面諸元の設定において PC 鋼材の本数や断面形状を変化させることでモデル化できる。そのため本検討では、各節点間における断面諸元が表-5 に示した劣化状態となるよう PC 鋼材の本数や断面形状を変化させた。

表-9～表-12 に G1 桁の着目節点における健全状態および各劣化状態(表-5)の断面諸元を示す。格子解析における劣化状態のモデル化は、PC 鋼材の本数や断面形状の変化によって評価した。想定した劣化状態が厳しいほど、断面積や断面二次モーメントを小さくすることで、劣化による断面剛性の低下を反映した。また、表-9 より、着目節点において劣化が生じていないケース(ケース 0 および奇数番号のケース)では、当然ながら着目節点における断面諸元は同じである。

### (3) 材料物性値

コンクリート、PC 鋼材および鉄筋の材料物性値は FEM 解析と同じ値(表-6～表-8)を用いた。

### (4) 解析結果の出力

格子解析では、全節点の曲げモーメント、せん断力、たわみ、反力等を出力した。

FEM 解析との比較のために、G1 桁の着目節点における曲げ応力、曲げ耐力比およびたわみに着目した。曲げ応力は、使用限界状態(1.0D+0.5L)における着目節点の曲げモーメントおよび断面諸元を用いて算出し、フルプレストレス状態の確認も兼ねた。格子解析における曲げ耐力比は、終局限界状態(1.1D+1.5L)における着目節点の曲げモーメントに対する設計曲げ耐力の比とした。

## 3.2. FEM 解析と格子解析の比較

### (1) 使用限界状態における PC 桁下縁の曲げ応力の比較

表-13 に FEM 解析および格子解析による G1 桁下縁の曲げ応力の算出結果を示す。全てのケースにおいて、FEM 解析よりも格子解析で算出される曲げ応力が引張側となった。特に、劣化状態が最も厳しいケース 12 では、FEM 解析と格子解析で他のケースに対して大きな差が見られた。この理由は、材料非線形性を考慮している FEM 解析

表-13 使用限界状態における PC 桁下縁における曲げ応力

ケース	FEM 解析 (N/mm <sup>2</sup> )	格子解析 (N/mm <sup>2</sup> )
0	3.13	2.00
1	3.18	1.96
2	2.24	0.74
3	3.07	1.98
4	1.19	0.23
5	3.24	1.98
6	0.64	-0.91
7	3.13	2.07
8	-2.18	-2.92
9	3.28	1.98
10	0.10	-1.67
11	3.11	2.25
12	-0.21	-6.30

※塗りつぶした箇所は曲げ応力が負(引張)となっており、フルプレストレスを満足していない。

では、ひび割れ発生後に引張応力が解放されることで小さくなる(引張軟化)のに対して、格子解析では、曲げモーメントを断面係数で除すことで曲げ応力を計算しており、ひび割れによる引張応力の解放は考慮されていないためである。

FEM 解析では、ケース 8(PC 鋼材の破断本数:7本、劣化した PC 桁の本数:7本、劣化範囲:全長)およびケース 12(PC 鋼材の破断本数:11本、劣化した PC 桁の本数:7本、劣化範囲:全長)がフルプレストレスでないと判断されたが、格子解析ではケース 6(PC 鋼材の破断本数:7本、劣化した PC 桁の本数:2本、劣化範囲:全長)およびケース 10(PC 鋼材の破断本数:11本、劣化した PC 桁の本数:2本、劣化範囲:全長)もフルプレストレスでないと判断された。FEM 解析と格子解析では、異種材料間の付着性状、材料非線形性や間詰めコンクリート・水切り部等のモデル化の違いにより、格子解析と FEM 解析で同一の荷重を作用させても各 PC 桁への荷重分配が異なる。特に変動荷重が直接作用している G1 桁において、格子解析の方が FEM 解析よりも PC 桁単体が分担する荷重が大きくなり、PC 桁下縁の応力も大きくなると考えられる。そのため、FEM 解析ではフルプレストレスであったケース 6 およびケース 10 においても、格子解析ではフルプレストレスでない結果となったと考えられる。

表-14 終局限界状態における曲げ耐力比

ケース	FEM 解析			格子解析		
	圧壊時の荷重状態 ( $\times 1.1D + 1.5L$ )	目標荷重の荷重状態 ( $\times 1.1D + 1.5L$ )	曲げ耐力比	設計曲げ耐力 (kNm)	終局限界状態の曲げモーメント (kNm)	曲げ耐力比
0	1.60	1.15	1.39	725.25	544.04	1.33
1	1.60	1.15	1.39	725.25	547.97	1.32
2	1.55	1.15	1.35	585.20	523.74	1.12
3	1.60	1.15	1.39	725.25	547.19	1.33
4	1.45	1.15	1.26	585.20	540.13	1.08
5	1.60	1.15	1.39	725.25	546.80	1.33
6	1.50	1.15	1.30	382.07	447.91	0.85
7	1.60	1.15	1.39	725.25	544.09	1.33
8	1.20	1.15	1.04	382.06	515.67	0.74
9	1.60	1.15	1.39	725.25	546.42	1.33
10	1.40	1.15	1.22	193.93	301.64	0.64
11	1.50	1.15	1.30	725.25	536.68	1.35
12	0.94	1.15	0.82	193.93	432.29	0.45

※塗りつぶした箇所は曲げ耐力比が 1.0 を下回っており、安全性を満足していない

(2) 終局限界状態における安全性の比較

表-14 に FEM 解析および格子解析における終局曲げモーメントに対する曲げ耐力比を示す。FEM 解析における曲げ耐力比は、PC 桁上面が圧壊した際の荷重を目標荷重で除した値とし、格子解析における曲げ耐力比は、G1 桁の支間中央における設計曲げ耐力を終局限界状態における曲げモーメントで除した値とした。曲げ耐力比が 1.0 を下回っているケースは、終局限界状態において PC 栈橋上部工の安全性が満足されていないと判断できる。

表-14 より、PC 桁の軸方向中央が健全な状態であるケース 0 および奇数番号のケースにおいて、FEM 解析と格子解析の曲げ耐力比は概ね一致しており、終局限界状態において、PC 桁の安全性が満足されていると判断できる。一方 PC 桁全長に亘って劣化が生じている偶数番号のケースでは、FEM 解析の曲げ耐力比よりも格子解析の曲げ耐力比の方が小さく、曲げ耐力比が 1.0 を下回っているケースも多い。また、本検討の範囲では、同一ケースにおける格子解析の曲げ耐力比は、FEM 解析の曲げ耐力比に対して約 50%~85%の範囲にあり、想定する劣化状態が軽微であれば、FEM 解析と格子解析との差は小さいが、想定する劣化状態が厳しいほど、FEM 解析との差が大きくなる結果となった。想定する劣化状態が厳しいほど、より低い荷重において応答が非線形となる (図-22 (b)) ため、FEM 解析と格子解析との差が顕著になると考えられる。

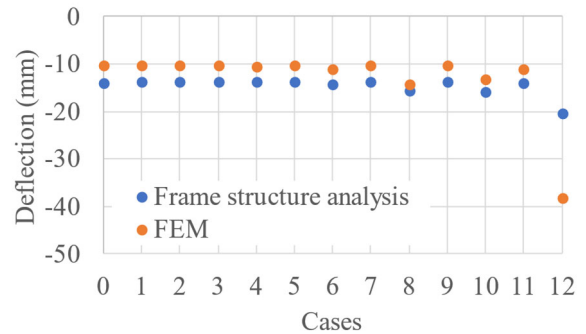


図-26 G1 桁支間中央の変動荷重よるたわみの比較

(3) G1 桁支間中央におけるたわみの比較

図-26 に各ケースにおける G1 桁支間中央のたわみを示す。図-26 に示したたわみは、変動荷重によるたわみである。格子解析では、変動荷重のみによるたわみを算出できるが、2.3.(4)で示したステップに従った FEM 解析では、直接的に変動荷重のみによるたわみを得ることはできない。そのため、本検討では、永久荷重+変動荷重 (1.0D+1.0L) 作用時のたわみから、永久荷重のみ作用している状態 (1.0D) のたわみを引くことで、変動荷重によるたわみとした。

想定する劣化状態が最も厳しいケース 12 を除いて、FEM 解析と格子解析で算出されたたわみは同程度である

が、FEM 解析よりも格子解析のたわみの方が大きい結果となった。FEM 解析よりも格子解析のたわみが大きい理由として、3.2. (1)と同様に荷重分配が異なることが影響していると考えられる。なお、想定する劣化状態が最も厳しいケース 12 では、格子解析では考慮できない大変形が生じたため、FEM 解析と格子解析のたわみの差が大きくなったと考えられる。

FEM 解析のケースごとのたわみを比較すると、ケース 8, 10, 12 以外は同程度の値であり、ケース 8 とケース 10 は同程度であった。また、格子解析のケースごとでは、ケース 12 以外は同程度であった。このことから、特に格子解析では、活荷重によるたわみの変化は、劣化状態の違いの影響を受けにくいことが推察される。

### 3.3. 劣化した PC 栈橋上部工の構造性能評価における格子解析の適用性

前節までの比較結果から、劣化した PC 栈橋上部工の構造性能評価における格子解析の適用性は、評価する応力状態と着目箇所の劣化状態に応じて異なると考えられる。

使用限界状態や変動荷重等の作用する荷重が比較的小さく、荷重に対する応答が線形であると考えられる範囲においては、非線形 FEM 解析と線形の格子解析との差は小さいと考えられる。3.2. (1)および 3.2. (3)における比較結果からも、FEM 解析と格子解析との差は小さく、格子解析の方が構造性能を低く見積もる傾向があることが確認された。しかし、PC 桁の劣化が著しい場合には、荷重が比較的小さい場合であっても、荷重に対する応答が非線形となる場合や局所的な大変形を生じる可能性があることに注意が必要である。また、終局限界状態等の作用する荷重が大きい場合では、荷重に対する応答が非線形となるため、FEM 解析と格子解析との差が大きくなると考えられる。ただし、本検討で比較した終局限界状態における設計曲げモーメントの計算においては、部材の曲げ剛性を適切な値とすれば、部材の非線形性の影響が応答値に与える影響は小さい<sup>15)</sup>ため、特に着目箇所が劣化していない場合は、FEM 解析と格子解析との差は小さいと考えられる。3.2. (2)の比較結果においても、健全なケース 0 および劣化範囲が支点部で着目箇所が劣化していない奇数番号ケースにおいては、FEM 解析と格子解析で概ね同程度の曲げ耐力比であった。

以上から、本検討の範囲では、作用する荷重が比較的小さく、かつ、PC 桁単体の剛性が著しく低下していないと想定される場合（荷重に対する応答が線形であると考えられる場合）において FEM 解析と格子解析との差が小さく、かつ、FEM 解析よりも格子解析の方が構造性能を低

く見積もるため、格子解析を劣化した PC 栈橋上部工の構造性能評価に適用できると考えられる。

## 4. 維持管理の実務における劣化した PC 栈橋上部工の構造性能評価

### 4.1. 外観の劣化状態と数値解析におけるモデル化

塩害により劣化した道路橋プレテンション PC 桁の構造性能について検討した既往の研究<sup>16)</sup>によれば、コンクリート内部のひび割れ進展状況や PC 鋼材の腐食状況（位置や鋼材腐食率）を精密に把握し、PC 鋼材の機械的性質と鋼材腐食率の関係を踏まえた適切な材料モデルを適用することにより、FEM 解析によって PC 桁の破壊状況や耐荷性能を評価できることが示されている。しかし、現在の技術では、実際に供用されている構造物の PC 鋼材の腐食状況を精緻に把握することは困難である。このため、同文献では、PC 桁外観のひび割れから PC 鋼材の腐食状況を間接的にかつ安全側に（鋼材量を実際よりも小さく）推定し、FEM 解析により PC 桁の構造性能を評価する取組みがなされており、劣化した PC 桁の耐荷性を安全側（耐荷力が実際よりも小さい）に評価している。

以上のように、現状では供用されている構造物の PC 鋼材の腐食状況やコンクリートの損傷状態等の劣化状態を精緻に把握することは困難であるため、劣化した PC 栈橋上部工の荷重に対する応答を数値解析により正確に算出することは困難である。しかし、文献 16)のように、目視点検等で得られる外観の劣化状態よりも厳しい劣化状態を想定してモデル化することで、安全側の評価を行うことは可能と考えられる。

そのため、目視点検等で得られる外観の劣化状態よりも厳しい劣化状態を想定する際の考え方を整理しておくことで、劣化を考慮したモデル化の基準が明確となる。例として、本検討で想定した PC 桁の劣化状態 3 パターン（図-6）について、外観の劣化状態とモデル化における劣化状態の想定の考え方を示す。外観の劣化状態として、PC 桁下面の軸方向中央にひび割れが 1 本確認された場合、モデル化における劣化状態の想定では、ひび割れ直上の PC 鋼材だけでなく、その両隣に位置する PC 鋼材の計 3 本が破断していると考えた（図-6 (a)）。また、外観の劣化状態として、PC 桁下面の軸方向に複数本のひび割れが確認された場合、モデル化における劣化状態の想定では、ひび割れ直上の PC 鋼材だけでなく、その周囲の PC 鋼材も破断していると考えることに加えて、PC 桁下面の幅方向中央のかぶりコンクリートがはく落していると考えた（図-6 (b)）。さらに、外観の劣化状態として、PC 桁下面

全幅に亘るひび割れやかぶりのはく落が確認された場合、モデル化における劣化状態の想定では、最下段の PC 鋼材は全て破断していると考えに加えて、かぶりコンクリートも全幅に亘ってはく落していると考えた（図-6 (c)）。本検討では、ひび割れの直上の PC 鋼材だけでなく、その周囲の PC 鋼材も腐食していると考えていること、腐食した PC 鋼材は破断していると考えたことで、外観の劣化状態よりも厳しい劣化状態を想定したモデル化となるようにした。

#### 4.2. 維持管理の実務における数値解析の活用方針

本検討では、劣化状態が比較的軽微な場合から厳しい場合までの 3 パターンを想定したが、維持管理の実務において、対策の要否の判断が困難となるのは、劣化状態が比較的軽微な場合であると考えられる。劣化状態が比較的軽微（例えば、PC 桁軸方向にひび割れが 1 本程度）であれば、PC 桁単体の剛性が著しく低下しているとは考えにくいため、一体版構造としての構造性能評価に FEM 解析だけでなく格子解析も適用できると考えられる。表-3 に示したとおり、格子解析は FEM 解析よりも計算負荷が小さく、PC 栈橋上部工の設計実務に一般的に用いられているため、解析の実施が FEM 解析よりも容易と考えられる。ただし、格子解析は FEM 解析よりも構造性能を低く見積もる傾向があること、現地の状況等によっては FEM 解析の実施が適当な場合も考えられることに留意が必要である。また、外観の劣化が著しい場合は、数値解析を実施せずに劣化した PC 栈橋上部工の構造性能は要求性能を満足していないと判断する方が堅実である。以上のことから、数値解析による構造性能評価の実施やその結果を踏まえての対策の選定には、専門技術者の助言・指導を受けることが肝要である。

なお、本検討では、間詰めコンクリート、横縮めの PC 鋼材および定着板は健全と仮定している。そのため、間詰めコンクリート、横縮めの PC 鋼材および定着板の劣化が生じている、もしくは疑われる場合は別途検討が必要である。また、本検討では PC 栈橋の上部工のみを対象としたが、上部工の劣化が受梁や鋼管杭等の栈橋構造全体に影響を及ぼすことが懸念される場合は、別途検討が必要である。

## 5. おわりに

本検討では、劣化した PC 栈橋上部工の一体版構造としての構造性能を把握するために、FEM 解析および格子解析を実施した。また、FEM 解析および格子解析で算出さ

れる断面力やたわみを比較した。

本検討で得られた結果を以下に示す。

- PC 桁単体では構造性能が低下している場合でも、一体版構造として数値解析することで、十分な構造性能を有していると評価できる可能性が示され、一体版構造として評価する合理性が確認された。
- FEM 解析の結果、劣化範囲が支点部付近であり、支間中央が健全な状態である場合、PC 鋼材の破断本数および劣化した PC 桁の本数が多いケースを除いて、劣化状態が版としての構造性能に影響を及ぼす可能性が低いことが示唆された。しかし、PC 鋼材の破断本数および劣化した PC 桁の本数が多いケースでは、支間中央ではなく支点部付近の劣化範囲において PC 桁上縁の圧壊が確認された。そのため、劣化状態が厳しい場合には、支点部付近における破壊の可能性にも注意が必要である。
- 劣化した PC 桁が偏って存在する場合には、局部的に断面力やたわみが大きくなる可能性がある。
- 本検討の範囲では、評価する応力状態が小さく、かつ、PC 桁単体の剛性が著しく低下していないと想定される場合（荷重に対する応答が線形であると考えられる場合）は、劣化した PC 栈橋上部工の構造性能を非線形 FEM 解析だけでなく、格子解析によっても把握できる可能性が示された。
- 維持管理の実務に活用すべく、外観の劣化状態と数値解析におけるモデル化の考え方および数値解析の活用方針・留意事項について示した。

本検討では、間詰めコンクリートおよび横縮め PC 鋼材が健全で、横縮めプレストレスにより全ての PC 桁が一体化されていることを前提としているため、その前提が満たされない場合は、PC 桁の劣化程度や劣化した PC 桁の本数が少ない場合でも、版全体としての構造性能が低下している可能性があることに注意が必要である。なお、本検討では、曲げによる断面力やたわみを比較し格子解析の適用性を検討したが、併せて行ったせん断に関するそれぞれの解析結果を付録 B に示す。

また、本検討では、劣化した PC 栈橋上部工の構造性能を解析的に検討し、数値解析手法を比較したものであり、実際の PC 栈橋における検証はなされていない。検証方法として、現地載荷試験によりたわみやひずみ等を計測し、数値解析の結果と比較することが考えられる。PC 栈橋ではないが、現地載荷試験の参考としてプレキャストの PC 床版における劣化調査（現地載荷試験を含む）の報告を文献 17) に示す。現地載荷試験に際しては、上部工下面における足場の設置や施設の利用状況、潮位等様々な点を考

慮して実施方法や時期を検討する必要がある、多大な労力を要するため、実際の PC 栈橋における検証方法については今後の課題としたい。

(2021 年 11 月 5 日受付)

## 謝辞

本検討は、港湾 PC 構造物研究会との共同研究の一部として実施したものである。本報告の取りまとめにあたっては、多くの方からご助言いただいた。ここに記して、関係者各位に謝意を表する。

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, Vol.71, No.4, pp.303-322, 2015.

- 17) 油井陸粹, 渡瀬博, 村井伸康, 立神久雄: 緊張材に炭素繊維を用いたプレキャスト PC 床版の劣化調査, プレストレストコンクリート, Vol.55, No.6, pp.46-51, 2013.

## 参考文献

- 1) 沿岸技術研究センター: PC 栈橋技術マニュアル(2010年版), 沿岸技術ライブラリーNo.37, 沿岸技術研究センター, 2010年.
- 2) 国土交通省港湾局: 港湾の施設の点検診断ガイドライン, 2014年.
- 3) Y. Guyon: *Annales des Ponts et Chausees*, p.553, 1946.
- 4) Ch. Masonnet: *Publications of I.A.B.S.E.*, Vol.10, p.147, 1950.
- 5) 田中豊, 川端雄一郎, 加藤絵万: 統計的手法を用いた栈橋上部工の塩害による劣化傾向分析, 港湾空港技術研究所資料, No.1349, 2018.
- 6) DIANA-10.4 User's Manual, DIANA FEA BV.
- 7) Selby, R. G. and Vecchio, F. J.: *Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete*, Tech. Rep. 93-02, Univ. Toronto, 1993.
- 8) Feenstra, P. H.: *Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and reinforced Concrete*, PhD thesis, Delft University of Technology, 1993.
- 9) Nakamura, H. and Higai, T.: *Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of RC Structure under Seismic Loads*, ASCE, pp.471-487, 2001.
- 10) Hordijk, D. A.: *Local Approach to Fatigue of Concrete*. PhD thesis, Delft University of Technology, 1991.
- 11) 土木学会: コンクリート標準示方書 [設計編], pp.39-42, 2017.
- 12) Hsieh, S. S., E. C. Ting, and W. F. Chen: *An Elastic-Fracture Model for Concrete*, *Proc. 3d Eng. Mech. Div. Spec. Conf. ASCE, Austin, Tex.*, pp.437-440, 1979.
- 13) AL-MAHAIDI, R. S. H., *Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members*. Tech. Rep. 79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York, 1979.
- 14) 土木学会: コンクリート標準示方書 [設計編], pp.486-489, 2017.
- 15) 土木学会: コンクリート標準示方書 [設計編], p.178, 2017.
- 16) 武田健太, 田中泰司, 下村匠, 山口貴幸, 陸賢, 伊林

付録 A FEM 解析結果

全ケースのイベントを取りまとめた表を付表 A-1 に示す。

付表 A-1 イベント表

		ケース0	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース7	ケース8	ケース9	ケース10	ケース11	ケース12
PC鋼材破断本数		3本			7本		7本		7本		最下段すべて (11本)			
劣化主桁本数		2本		7本		2本		7本		2本		7本		
劣化範囲		支点部	全長	支点部	全長	支点部	全長	支点部	全長	支点部	全長	支点部	全長	
1.00	※永久荷重作用時					1474kN 1.8mm		1474kN 1.3mm		1474kN 3.8mm	1474kN 0.1mm	1474kN 0.1mm	1474kN 0.4mm	1474kN 6.8mm
漸増		1924kN 3.3mm	1924kN 3.4mm	1699kN 2.4mm	1924kN 3.5mm			1924kN 3.4mm		1699kN 2.0mm	1924kN 7.9mm	1699kN 1.8mm		1924kN 3.9mm
1.00+0.5L	※変動荷重作用時 (フルプレ確認)												2148kN 8.0mm	
漸増						2597kN 10.5mm		2372kN 8.6mm						
1.00+1.0L		2823kN 10.2mm	2823kN 10.3mm	2823kN 11.1mm	2823kN 10.4mm			2823kN 10.3mm		2823kN 10.7mm				2823kN 45.0mm
漸増														3028kN 59.7mm
漸増										3439kN 34.6mm				3439kN 112.0mm
1.00(1.1D+1.5L)	※終局限界状態					3644kN 21.8mm						3644kN 28.7mm		
1.05(1.1D+1.5L)		3827kN 18.6mm	3827kN 18.6mm	3827kN 20.5mm	3827kN 18.7mm			3827kN 18.7mm	3827kN 25.1mm	3827kN 19.3mm	3827kN 51.7mm	3827kN 19.1mm		3827kN 22.0mm
1.10(1.1D+1.5L)														
1.15(1.1D+1.5L)	※目標荷重													
1.20(1.1D+1.5L)										4373kN 100.1mm		4373kN 52.4mm	4373kN 31.0mm	
1.25(1.1D+1.5L)														
1.30(1.1D+1.5L)														
1.35(1.1D+1.5L)						4920kN 60.0mm		4920kN 58.6mm						
1.40(1.1D+1.5L)												5102kN 97.3mm	5102kN 57.8mm	
1.45(1.1D+1.5L)						5284kN 83.4mm								
1.50(1.1D+1.5L)				5467kN 69.9mm				5467kN 94.4mm					5467kN 78.9mm	
1.55(1.1D+1.5L)		5649kN 67.7mm	5649kN 67.6mm	5649kN 82.6mm	5649kN 69.7mm			5649kN 68.9mm		5649kN 71.4mm		5649kN 69.4mm		
1.60(1.1D+1.5L)		5831kN 77.9mm	5831kN 77.6mm		5831kN 80.7mm			5831kN 78.5mm		5831kN 82.3mm		5831kN 81.2mm		
1.65(1.1D+1.5L)														
1.70(1.1D+1.5L)														
1.75(1.1D+1.5L)														
1.80(1.1D+1.5L)														
1.85(1.1D+1.5L)														
1.90(1.1D+1.5L)														
1.95(1.1D+1.5L)														
2.00(1.1D+1.5L)														

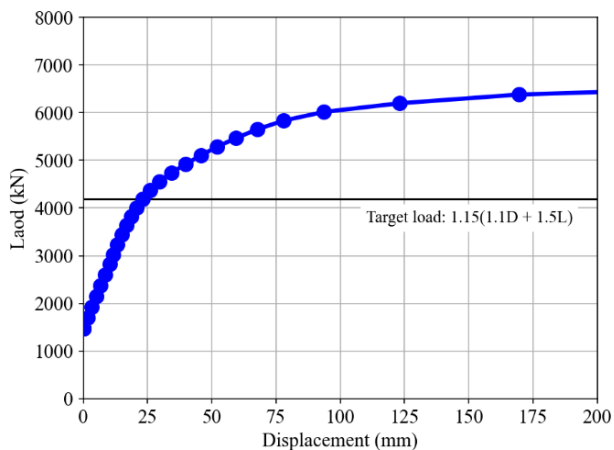
イベント	水切りひび割れ	
	G1桁ひび割れ	
	全主桁ひび割れ	
	PC鋼材降伏	
	主桁圧壊	
	スターラップ降伏	



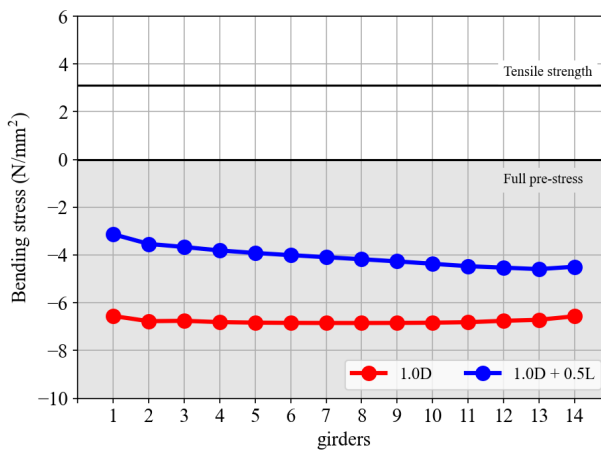
・ケース 0

PC 鋼材の破断本数 : 0 本  
 劣化した PC 桁の本数 : 0 本  
 PC 桁の劣化範囲 : なし

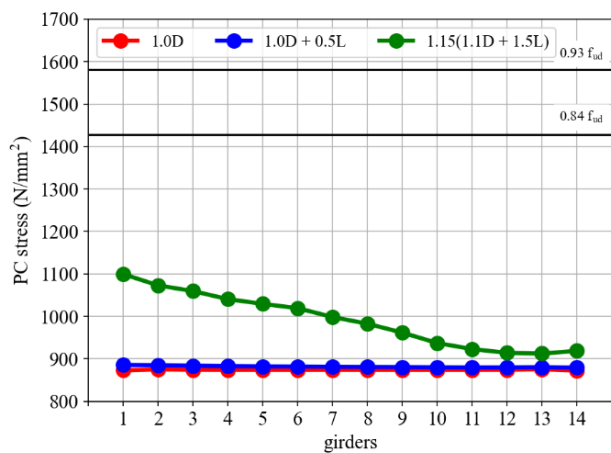
付図において、「1.0D」は永久荷重載荷時（劣化後）, 「1.0D + 0.5L」は使用限界状態, 「1.15(1.1D + 1.5L)」は目標荷重における応答を表している。



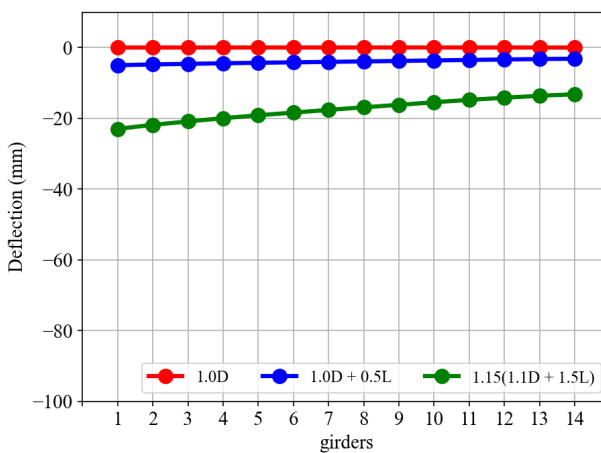
付図 A-1 荷重-変位関係



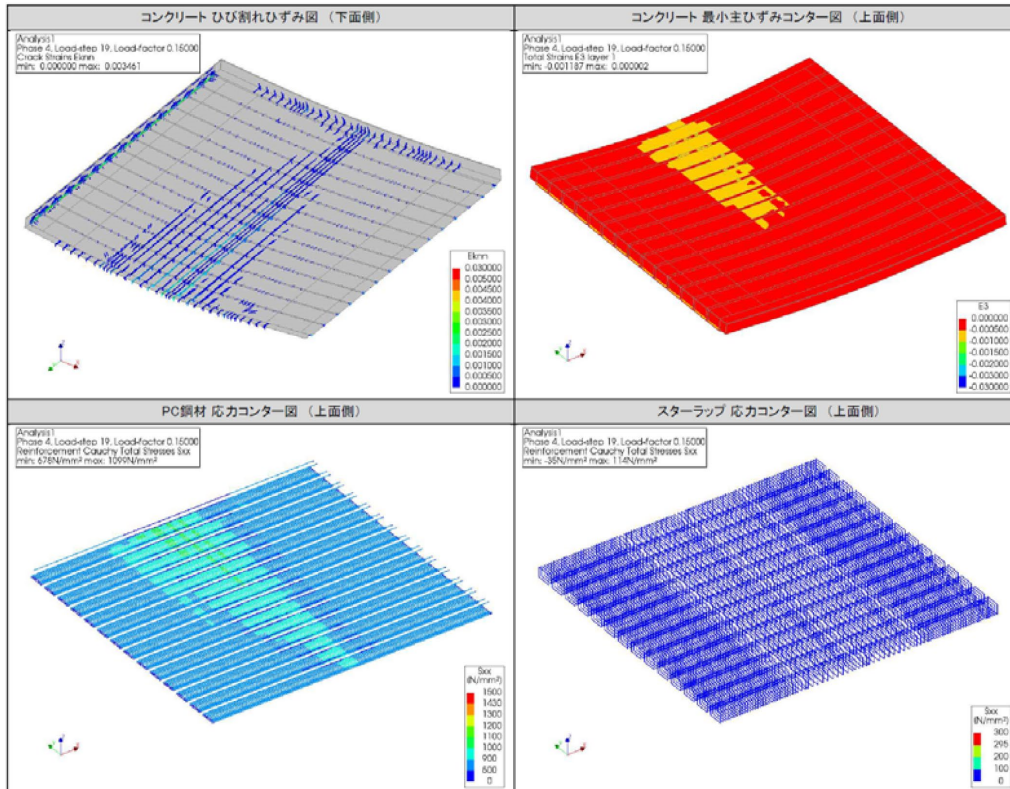
付図 A-2 PC 桁下縁における曲げ応力度



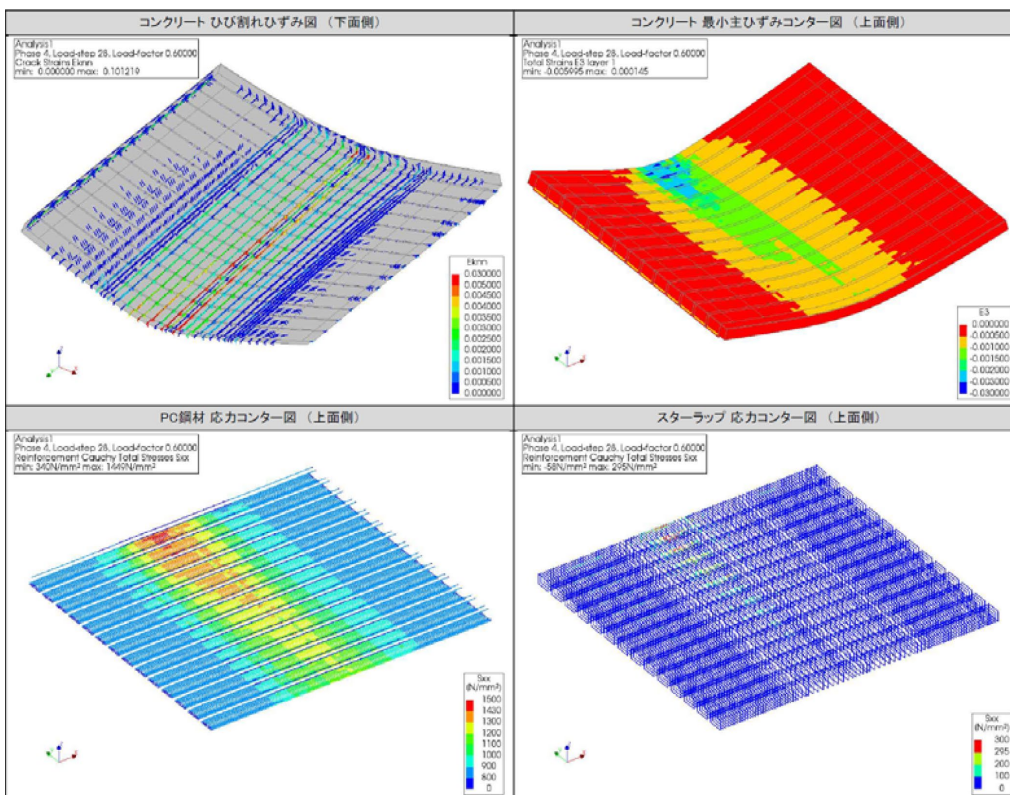
付図 A-3 PC 鋼材の軸応力



付図 A-4 PC 桁中央のたわみ



(a) 目標荷重時



(b) PC 桁上縁圧壊時

付図 A-5 コンクリート最小主ひずみ等のコンター図 (変形倍率 : 20 倍)

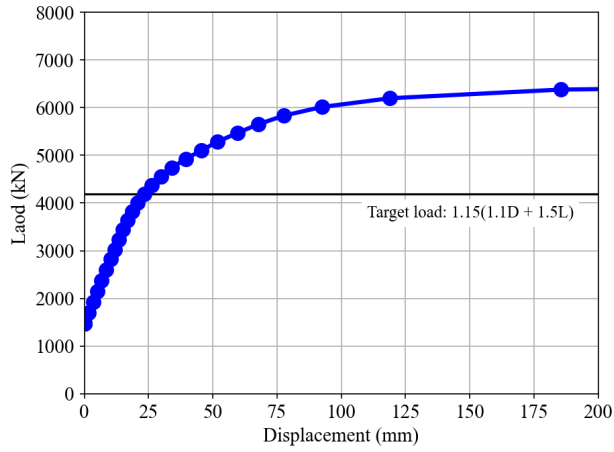
付表 A-2 イベント一覧

STEP	G1桁変位 (mm)	荷重 (kN)	荷重状態	イベント
1	0.0	1474.	1.0D※永久荷重時 (健全)	
2	0.0	1474.	↓応力解放20%	
3	0.0	1474.	↓応力解放40%	
4	0.0	1474.	↓応力解放60%	
5	0.0	1474.	↓応力解放80%	
6	0.0	1474.	1.0D※永久荷重時 (劣化後)	
7	1.7	1699.	↓活荷重漸増	
8	3.3	1924.	↓活荷重漸増	水切りひび割れ
9	5.0	2148.	1.0D+0.5L※フルプレ確認	
10	6.7	2372.	↓活荷重漸増	
11	8.4	2597.	↓活荷重漸増	
12	10.2	2823.	1.0D+1.0L	G1桁ひび割れ
13	11.7	3028.	↓永久+活荷重漸増	
14	13.3	3234.	↓永久+活荷重漸増	
15	14.9	3439.	↓永久+活荷重漸増	
16	16.8	3644.	1.00(1.1D+1.5L)	
17	18.6	3827.	1.05(1.1D+1.5L)	全主桁ひび割れ
18	20.7	4009.	1.10(1.1D+1.5L)	
19	23.0	4191.	1.15(1.1D+1.5L)※目標荷重	
20	26.0	4373.	1.20(1.1D+1.5L)	
21	29.6	4556.	1.25(1.1D+1.5L)	
22	34.3	4738.	1.30(1.1D+1.5L)	
23	39.8	4920.	1.35(1.1D+1.5L)	
24	45.8	5102.	1.40(1.1D+1.5L)	
25	52.1	5284.	1.45(1.1D+1.5L)	
26	59.5	5467.	1.50(1.1D+1.5L)	
27	67.7	5649.	1.55(1.1D+1.5L)	PC鋼材降伏
28	77.9	5831.	1.60(1.1D+1.5L)	主桁圧壊
29	93.6	6013.	1.65(1.1D+1.5L)	
30	123.1	6196.	1.70(1.1D+1.5L)	
31	169.5	6378.	1.75(1.1D+1.5L)	
32	278.1	6560.	1.80(1.1D+1.5L)	

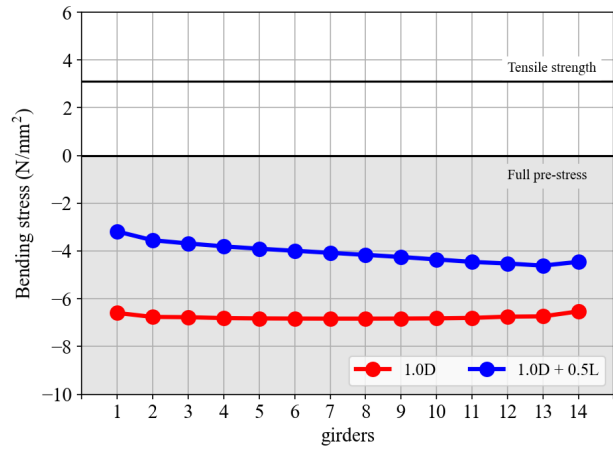
・ケース 1

PC 鋼材の破断本数 : 3 本  
 劣化した PC 桁の本数 : 2 本  
 PC 桁の劣化範囲 : 支点部

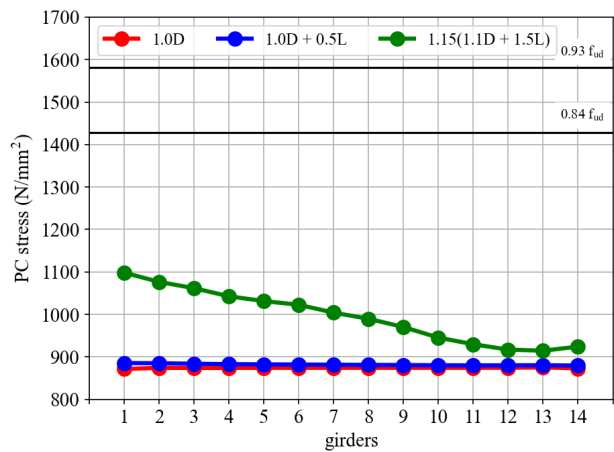
付図において、「1.0D」は永久荷重載荷時（劣化後）,「1.0D + 0.5L」は使用限界状態,「1.15(1.1D + 1.5L)」は目標荷重における応答を表している。



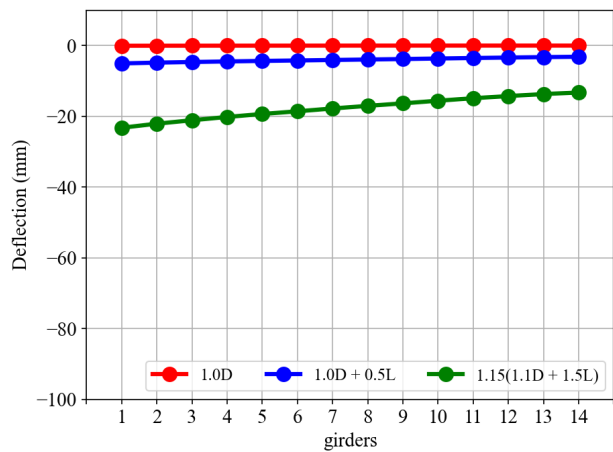
付図 A-6 荷重-変位関係



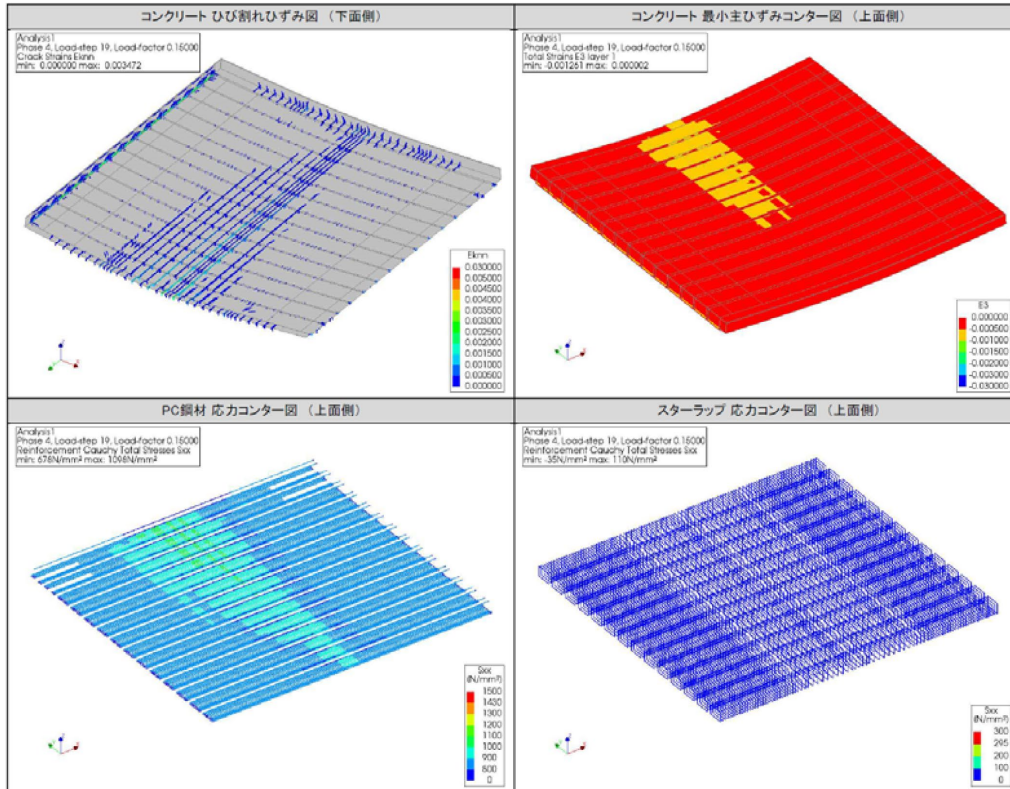
付図 A-7 PC 桁下縁における曲げ応力度



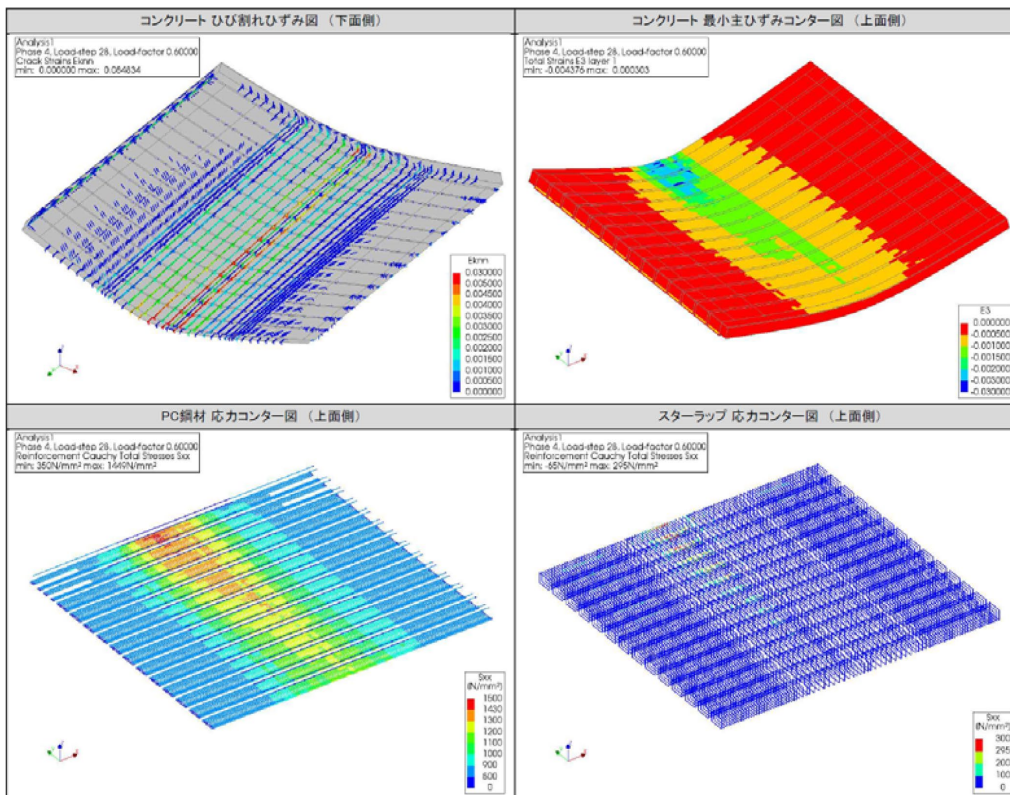
付図 A-8 PC 鋼材の軸応力



付図 A-9 PC 桁中央のたわみ



(a) 目標荷重時



(b) PC 桁上縁圧壊時

付図 A-10 コンクリート最小主ひずみ等のコンター図 (変形倍率 : 20 倍)

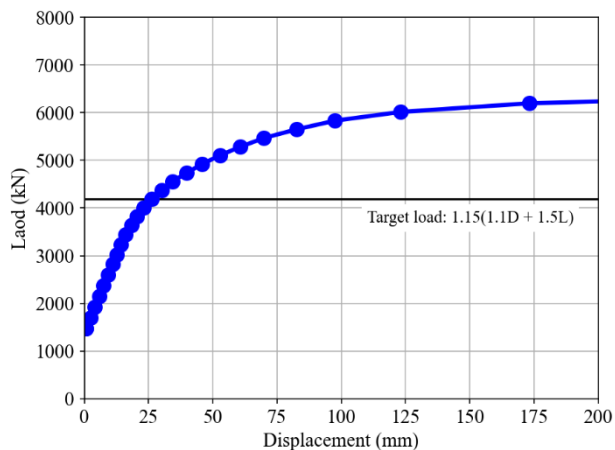
付表 A-3 イベント一覧

STEP	G1桁変位 (mm)	荷重 (kN)	荷重状態	イベント
1	0.0	1474.	1.0D※永久荷重時 (健全)	
2	0.0	1474.	↓応力解放20%	
3	0.0	1474.	↓応力解放40%	
4	0.0	1474.	↓応力解放60%	
5	0.1	1474.	↓応力解放80%	
6	0.1	1474.	1.0D※永久荷重時 (劣化後)	
7	1.7	1699.	↓活荷重漸増	
8	3.4	1924.	↓活荷重漸増	水切りひび割れ
9	5.1	2148.	1.0D+0.5L※フルプレ確認	
10	6.8	2372.	↓活荷重漸増	
11	8.5	2597.	↓活荷重漸増	
12	10.3	2823.	1.0D+1.0L	G1桁ひび割れ
13	11.8	3028.	↓永久+活荷重漸増	
14	13.3	3234.	↓永久+活荷重漸増	
15	15.0	3439.	↓永久+活荷重漸増	
16	16.9	3644.	1.00(1.1D+1.5L)	
17	18.6	3827.	1.05(1.1D+1.5L)	全主桁ひび割れ
18	20.7	4009.	1.10(1.1D+1.5L)	
19	23.2	4191.	1.15(1.1D+1.5L)※目標荷重	
20	26.2	4373.	1.20(1.1D+1.5L)	
21	30.0	4556.	1.25(1.1D+1.5L)	
22	34.0	4738.	1.30(1.1D+1.5L)	
23	39.4	4920.	1.35(1.1D+1.5L)	
24	45.5	5102.	1.40(1.1D+1.5L)	
25	51.9	5284.	1.45(1.1D+1.5L)	
26	59.6	5467.	1.50(1.1D+1.5L)	
27	67.6	5649.	1.55(1.1D+1.5L)	PC鋼材降伏
28	77.6	5831.	1.60(1.1D+1.5L)	主桁圧壊
29	92.5	6013.	1.65(1.1D+1.5L)	
30	118.9	6196.	1.70(1.1D+1.5L)	
31	185.5	6378.	1.75(1.1D+1.5L)	
32	469.0	6560.	1.80(1.1D+1.5L)	

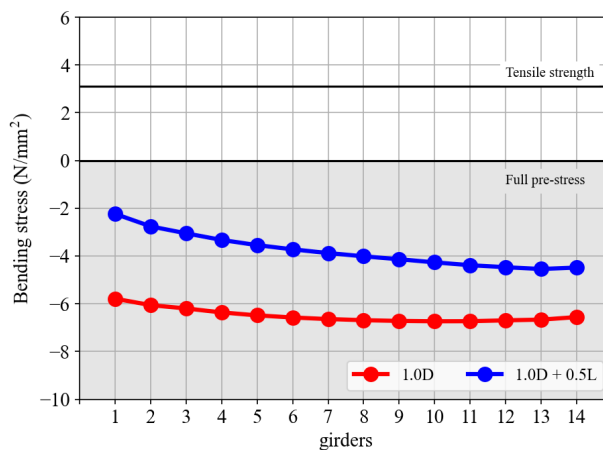
・ケース 2

PC 鋼材の破断本数 : 3 本  
 劣化した PC 桁の本数 : 2 本  
 PC 桁の劣化範囲 : 全長

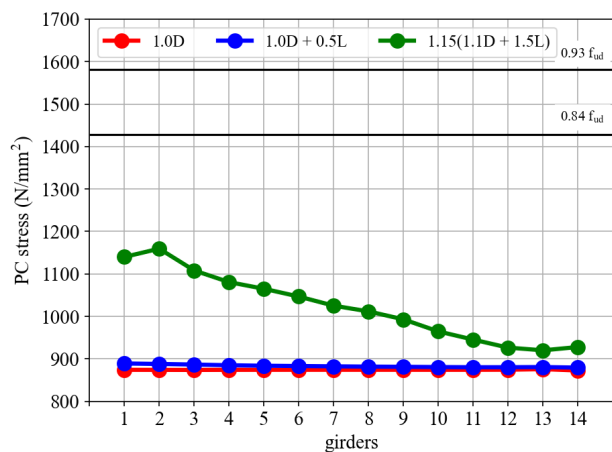
付図において、「1.0D」は永久荷重載荷時（劣化後）, 「1.0D + 0.5L」は使用限界状態, 「1.15(1.1D + 1.5L)」は目標荷重における応答を表している。



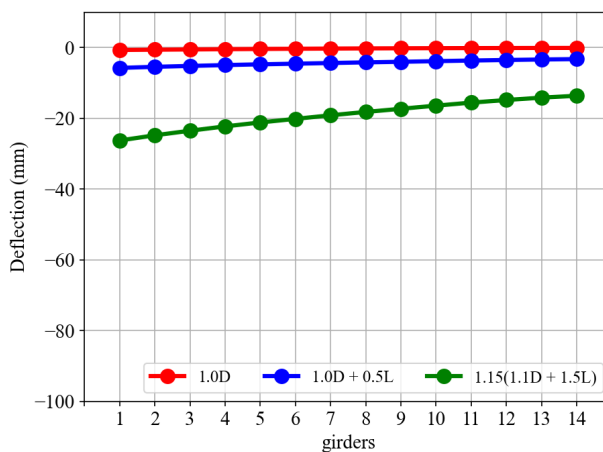
付図 A-11 荷重-変位関係



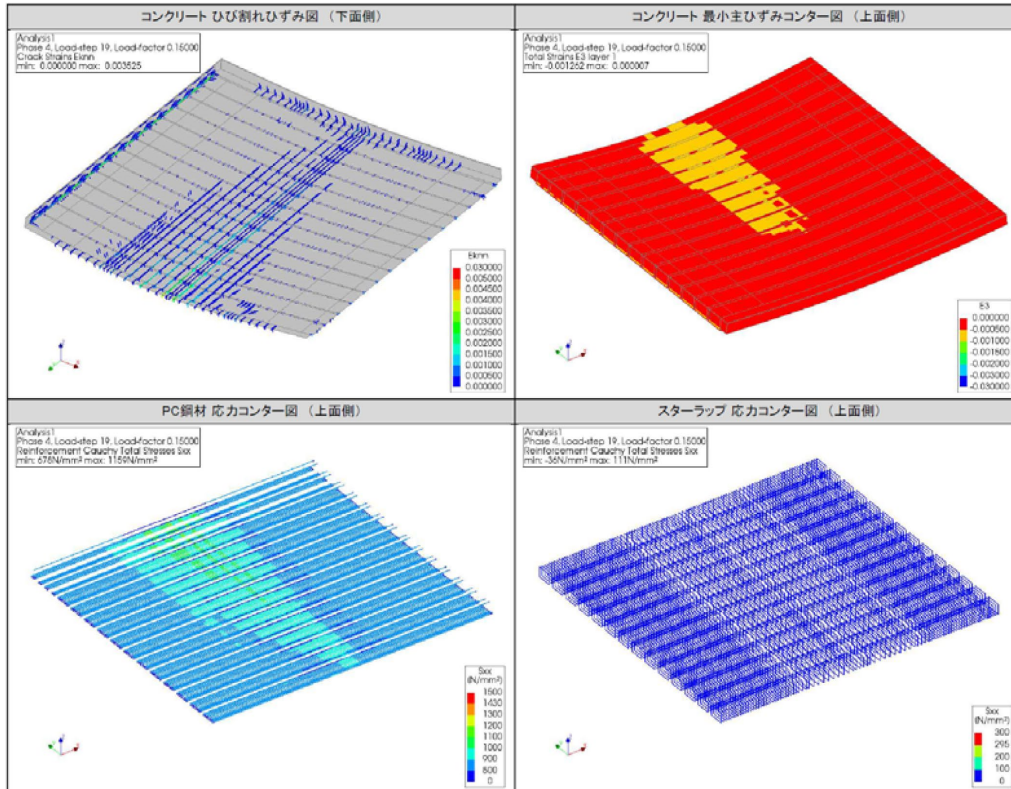
付図 A-12 PC 桁下縁における曲げ応力度



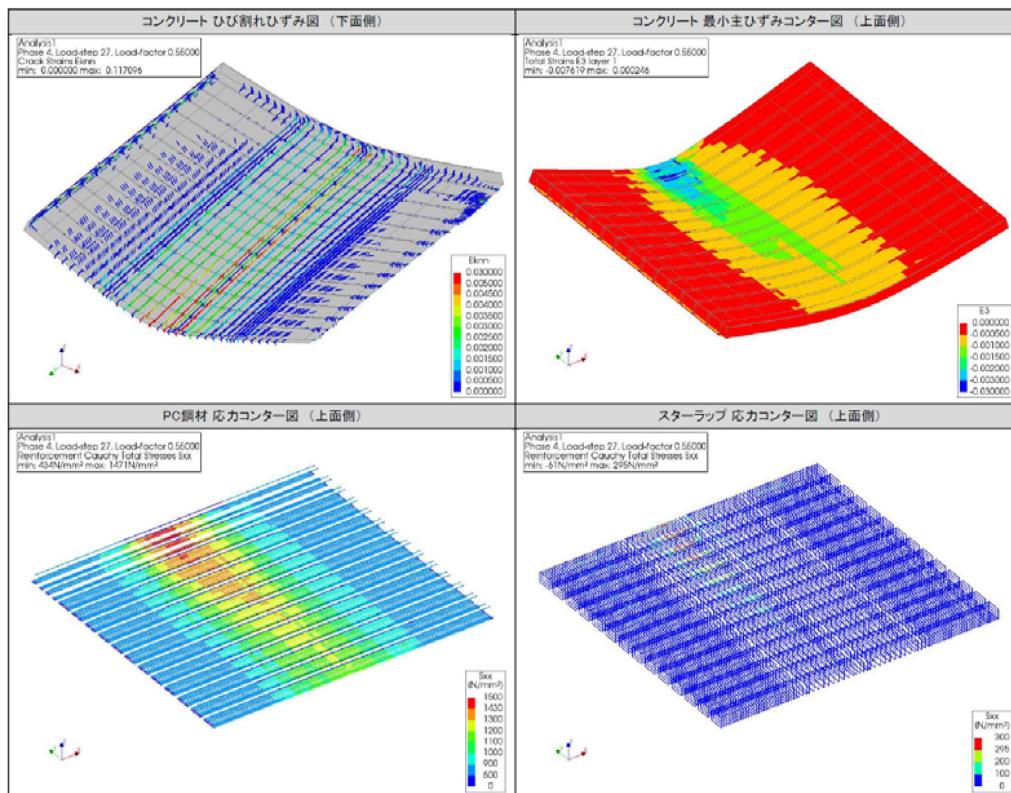
付図 A-13 PC 鋼材の軸応力



付図 A-14 PC 桁中央のたわみ



(a) 目標荷重時



(b) PC 桁上縁圧壊時

付図 A-15 コンクリート最小主ひずみ等のコンター図 (変形倍率 : 20 倍)



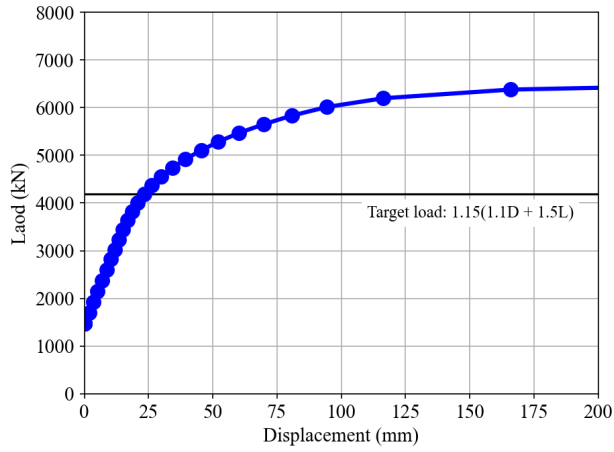
付表 A-4 イベント一覧

STEP	G1桁変位 (mm)	荷重 (kN)	荷重状態	イベント
1	0.0	1474.	1.0D※永久荷重時 (健全)	
2	0.1	1474.	↓応力解放20%	
3	0.3	1474.	↓応力解放40%	
4	0.4	1474.	↓応力解放60%	
5	0.6	1474.	↓応力解放80%	
6	0.7	1474.	1.0D※永久荷重時 (劣化後)	
7	2.4	1699.	↓活荷重漸増	水切りひび割れ
8	4.1	1924.	↓活荷重漸増	
9	5.8	2148.	1.0D+0.5L※フルプレ確認	
10	7.5	2372.	↓活荷重漸増	
11	9.3	2597.	↓活荷重漸増	
12	11.1	2823.	1.0D+1.0L	G1桁ひび割れ
13	12.6	3028.	↓永久+活荷重漸増	
14	14.3	3234.	↓永久+活荷重漸増	
15	16.1	3439.	↓永久+活荷重漸増	
16	18.4	3644.	1.00(1.1D+1.5L)	
17	20.5	3827.	1.05(1.1D+1.5L)	全主桁ひび割れ
18	23.0	4009.	1.10(1.1D+1.5L)	
19	26.3	4191.	1.15(1.1D+1.5L)※目標荷重	
20	30.0	4373.	1.20(1.1D+1.5L)	
21	34.3	4556.	1.25(1.1D+1.5L)	
22	39.9	4738.	1.30(1.1D+1.5L)	
23	45.8	4920.	1.35(1.1D+1.5L)	
24	52.8	5102.	1.40(1.1D+1.5L)	
25	60.8	5284.	1.45(1.1D+1.5L)	
26	69.9	5467.	1.50(1.1D+1.5L)	PC鋼材降伏
27	82.6	5649.	1.55(1.1D+1.5L)	主桁圧壊
28	97.6	5831.	1.60(1.1D+1.5L)	
29	123.1	6013.	1.65(1.1D+1.5L)	
30	173.3	6196.	1.70(1.1D+1.5L)	
31	301.6	6378.	1.75(1.1D+1.5L)	

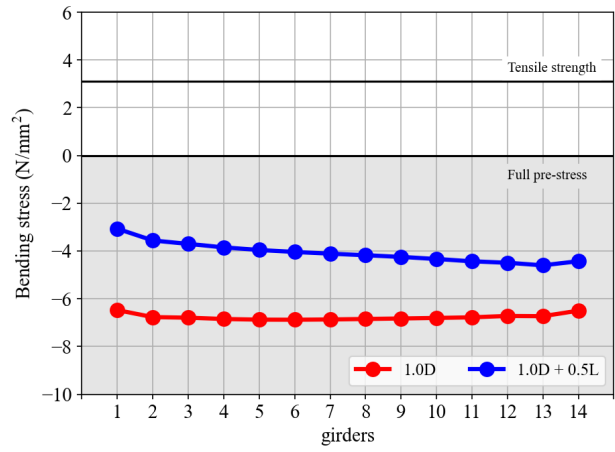
・ケース 3

PC 鋼材の破断本数 : 3 本  
 劣化した PC 桁の本数 : 7 本  
 PC 桁の劣化範囲 : 支点部

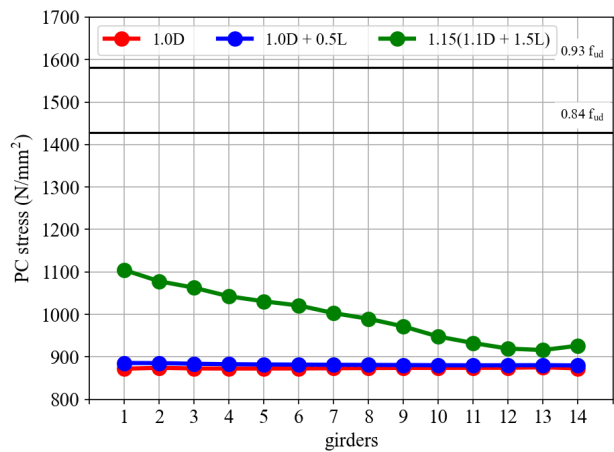
付図において、「1.0D」は永久荷重載荷時（劣化後）,「1.0D + 0.5L」は使用限界状態,「1.15(1.1D + 1.5L)」は目標荷重における応答を表している。



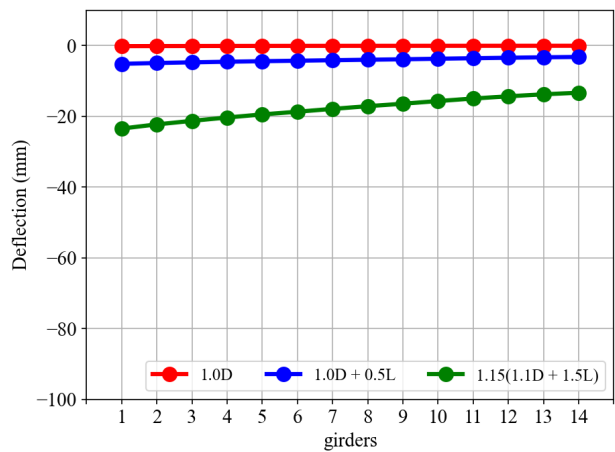
付図 A-16 荷重-変位関係



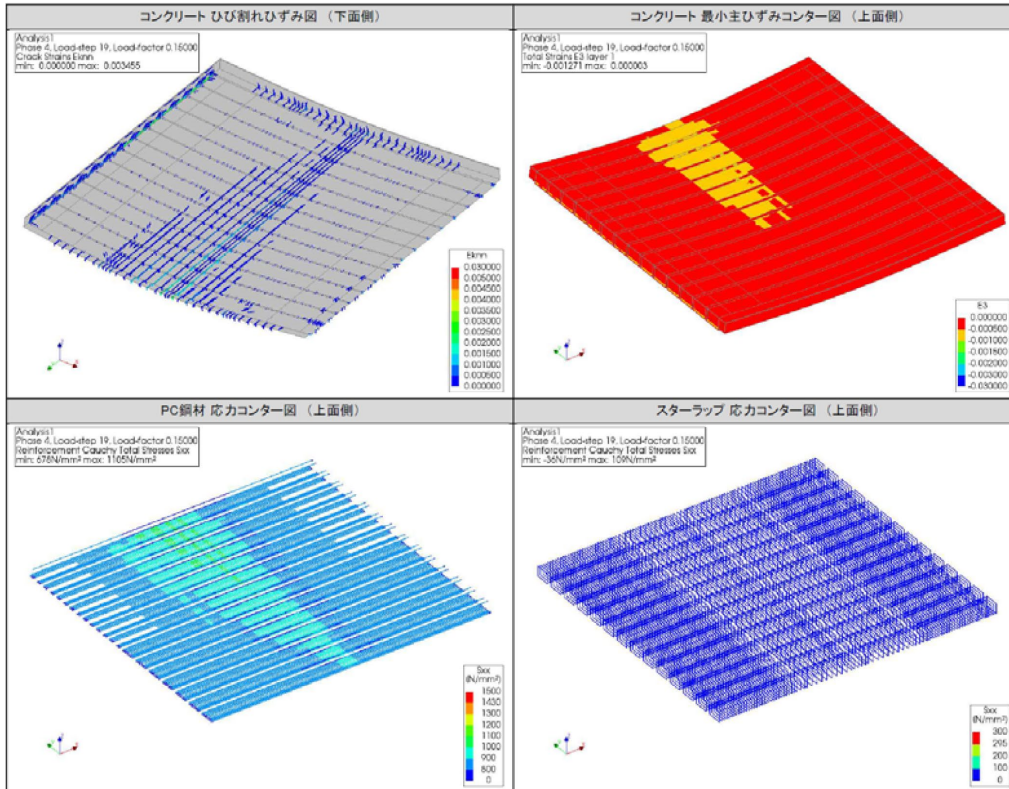
付図 A-17 PC 桁下縁における曲げ応力度



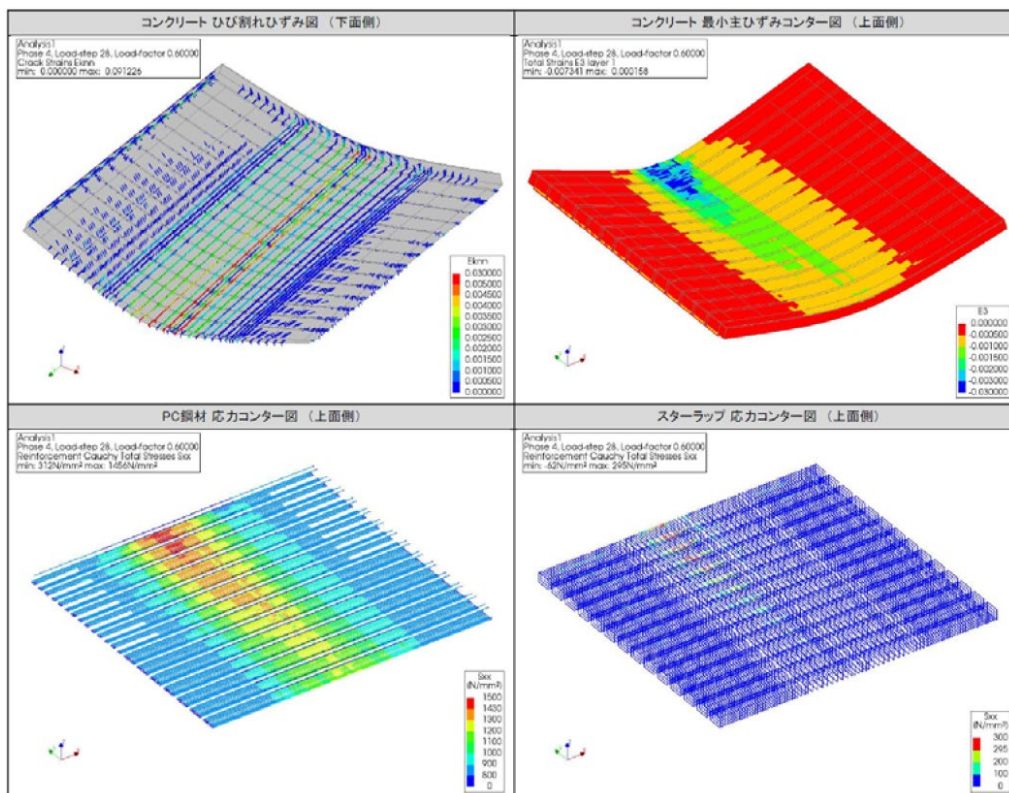
付図 A-18 PC 鋼材の軸応力



付図 A-19 PC 桁中央のたわみ



(a) 目標荷重時



(b) PC 桁上縁圧壊時

付図 A-20 コンクリート最小主ひずみ等のコンター図 (変形倍率 : 20 倍)

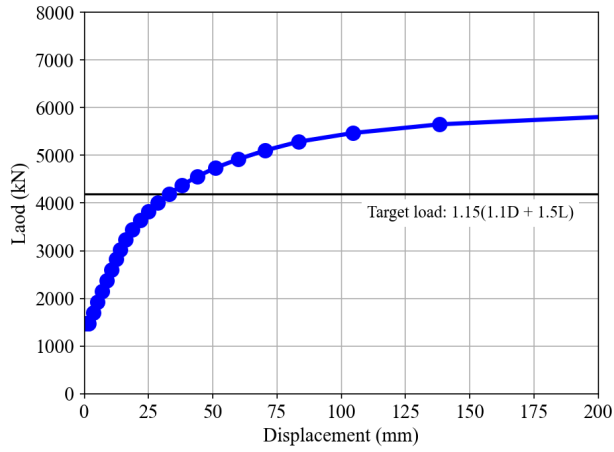
付表 A-5 イベント一覧

STEP	G1桁変位 (mm)	荷重 (kN)	荷重状態	イベント
1	0.0	1474.	1.0D※永久荷重時 (健全)	
2	0.0	1474.	↓応力解放20%	
3	0.1	1474.	↓応力解放40%	
4	0.1	1474.	↓応力解放60%	
5	0.1	1474.	↓応力解放80%	
6	0.2	1474.	1.0D※永久荷重時 (劣化後)	
7	1.8	1699.	↓活荷重漸増	
8	3.5	1924.	↓活荷重漸増	水切りひび割れ
9	5.2	2148.	1.0D+0.5L※フルプレ確認	
10	6.9	2372.	↓活荷重漸増	
11	8.6	2597.	↓活荷重漸増	
12	10.4	2823.	1.0D+1.0L	G1桁ひび割れ
13	11.9	3028.	↓永久+活荷重漸増	
14	13.5	3234.	↓永久+活荷重漸増	
15	15.1	3439.	↓永久+活荷重漸増	
16	16.9	3644.	1.00(1.1D+1.5L)	
17	18.7	3827.	1.05(1.1D+1.5L)	全主桁ひび割れ
18	20.7	4009.	1.10(1.1D+1.5L)	
19	23.5	4191.	1.15(1.1D+1.5L)※目標荷重	
20	26.2	4373.	1.20(1.1D+1.5L)	
21	29.9	4556.	1.25(1.1D+1.5L)	
22	34.3	4738.	1.30(1.1D+1.5L)	
23	39.4	4920.	1.35(1.1D+1.5L)	
24	45.4	5102.	1.40(1.1D+1.5L)	
25	52.2	5284.	1.45(1.1D+1.5L)	
26	60.2	5467.	1.50(1.1D+1.5L)	
27	69.7	5649.	1.55(1.1D+1.5L)	PC鋼材降伏
28	80.7	5831.	1.60(1.1D+1.5L)	主桁圧壊
29	94.5	6013.	1.65(1.1D+1.5L)	
30	116.4	6196.	1.70(1.1D+1.5L)	
31	165.9	6378.	1.75(1.1D+1.5L)	
32	333.0	6560.	1.80(1.1D+1.5L)	

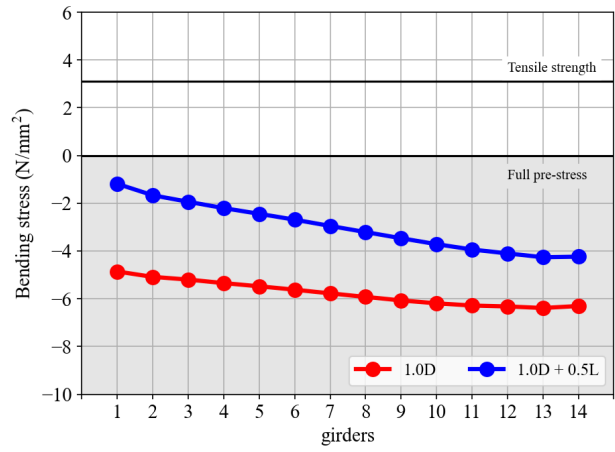
・ケース 4

PC 鋼材の破断本数 : 3 本  
 劣化した PC 桁の本数 : 7 本  
 PC 桁の劣化範囲 : 全長

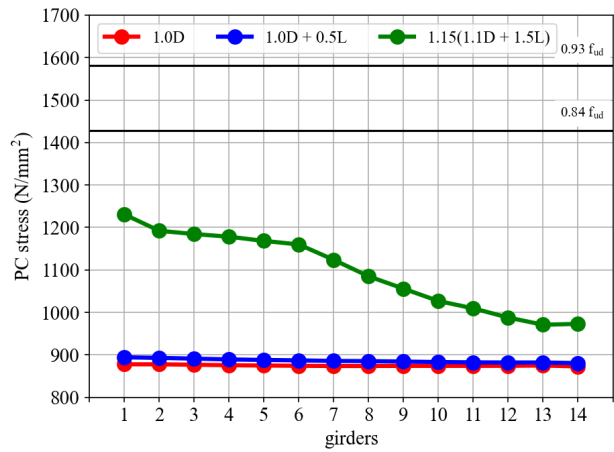
付図において、「1.0D」は永久荷重載荷時（劣化後）, 「1.0D + 0.5L」は使用限界状態, 「1.15(1.1D + 1.5L)」は目標荷重における応答を表している。



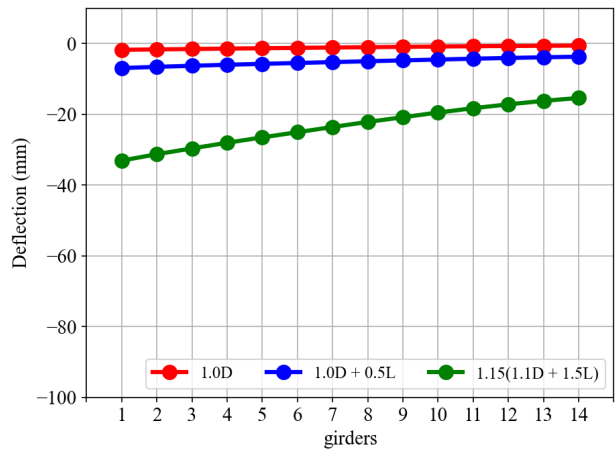
付図 A-21 荷重-変位関係



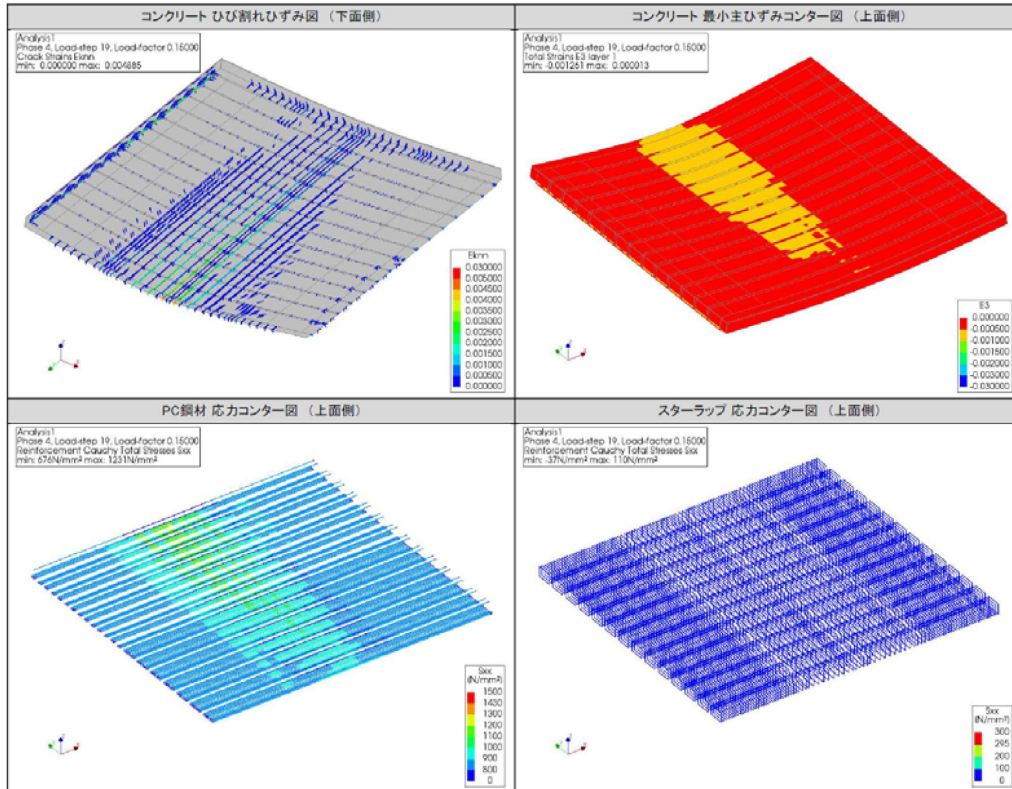
付図 A-22 PC 桁下縁における曲げ応力度



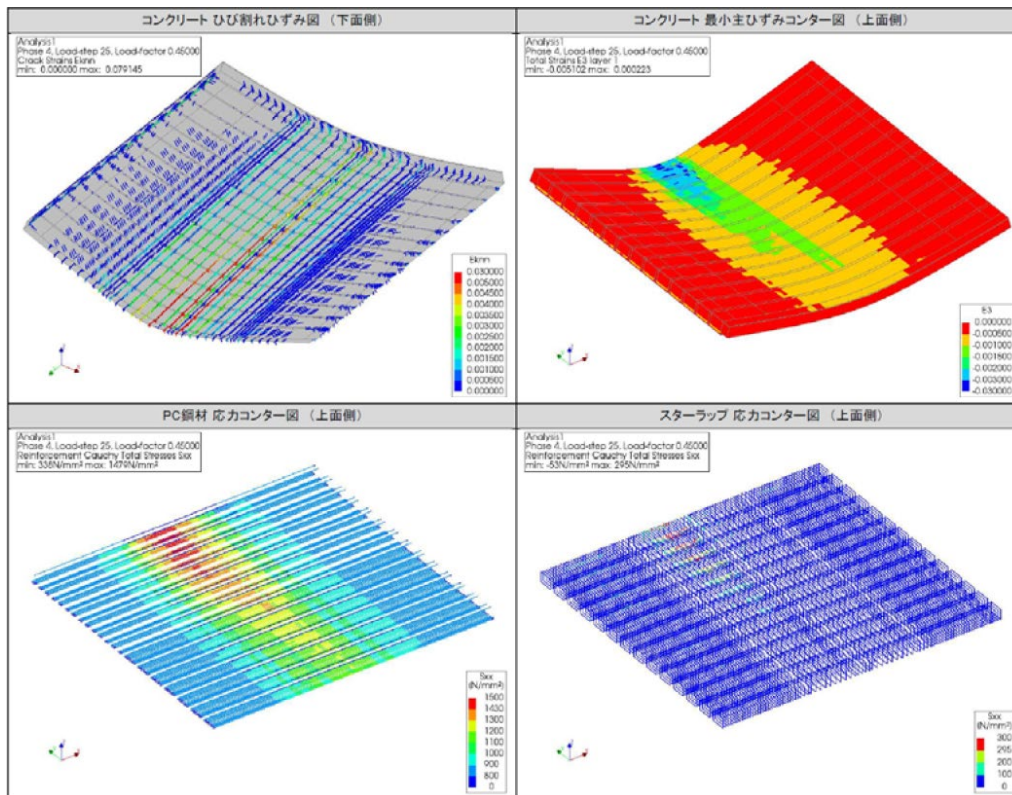
付図 A-23 PC 鋼材の軸応力



付図 A-24 PC 桁中央のたわみ



(a) 目標荷重時



(b) PC 桁上縁圧壊時

付図 A-25 コンクリート最小主ひずみ等のコンター図 (変形倍率 : 20 倍)

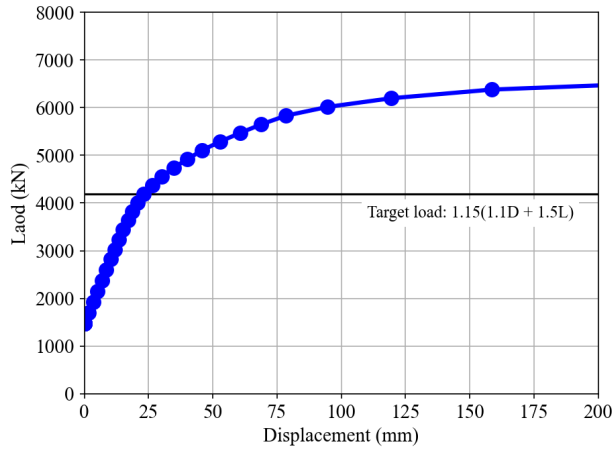
付表 A-6 イベント一覧

STEP	G1桁変位 (mm)	荷重 (kN)	荷重状態	イベント
1	0.0	1474.	1.0D※永久荷重時 (健全)	
2	0.4	1474.	↓応力解放20%	
3	0.7	1474.	↓応力解放40%	
4	1.1	1474.	↓応力解放60%	
5	1.4	1474.	↓応力解放80%	
6	1.8	1474.	1.0D※永久荷重時 (劣化後)	水切りひび割れ
7	3.5	1699.	↓活荷重漸増	
8	5.2	1924.	↓活荷重漸増	
9	6.9	2148.	1.0D+0.5L※フルプレ確認	
10	8.7	2372.	↓活荷重漸増	
11	10.5	2597.	↓活荷重漸増	G1桁ひび割れ
12	12.4	2823.	1.0D+1.0L	
13	14.1	3028.	↓永久+活荷重漸増	
14	16.1	3234.	↓永久+活荷重漸増	
15	18.6	3439.	↓永久+活荷重漸増	
16	21.8	3644.	1.00(1.1D+1.5L)	全主桁ひび割れ
17	25.0	3827.	1.05(1.1D+1.5L)	
18	28.7	4009.	1.10(1.1D+1.5L)	
19	33.1	4191.	1.15(1.1D+1.5L)※目標荷重	
20	38.0	4373.	1.20(1.1D+1.5L)	
21	44.0	4556.	1.25(1.1D+1.5L)	
22	51.0	4738.	1.30(1.1D+1.5L)	
23	60.0	4920.	1.35(1.1D+1.5L)	PC鋼材降伏
24	70.4	5102.	1.40(1.1D+1.5L)	
25	83.4	5284.	1.45(1.1D+1.5L)	主桁圧壊
26	104.5	5467.	1.50(1.1D+1.5L)	
27	138.2	5649.	1.55(1.1D+1.5L)	
28	212.1	5831.	1.60(1.1D+1.5L)	
29	874.0	6013.	1.65(1.1D+1.5L)	
30	11950.8	6196.	1.70(1.1D+1.5L)	
31	16854.2	6378.	1.75(1.1D+1.5L)	
32	15811.7	6560.	1.80(1.1D+1.5L)	

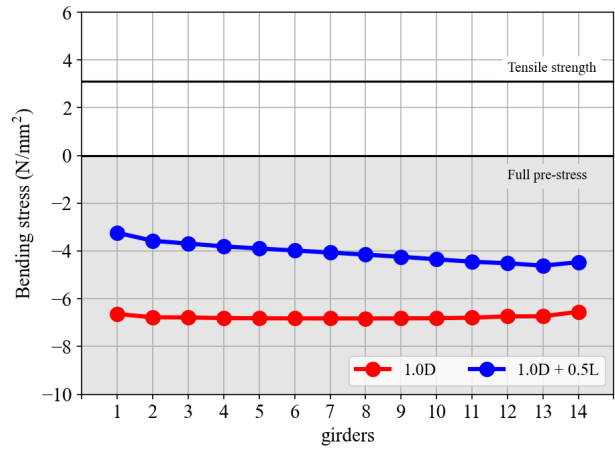
・ケース 5

PC 鋼材の破断本数 : 7 本  
 劣化した PC 桁の本数 : 2 本  
 PC 桁の劣化範囲 : 支点部

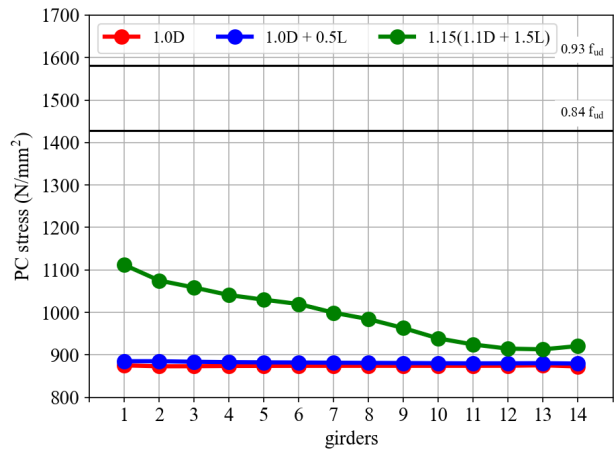
付図において、「1.0D」は永久荷重載荷時（劣化後）,「1.0D + 0.5L」は使用限界状態,「1.15(1.1D + 1.5L)」は目標荷重における応答を表している。



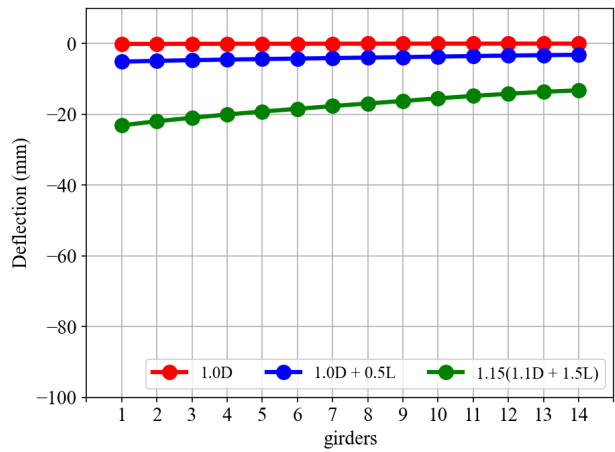
付図 A-26 荷重-変位関係



付図 A-27 PC 桁下縁における曲げ応力度

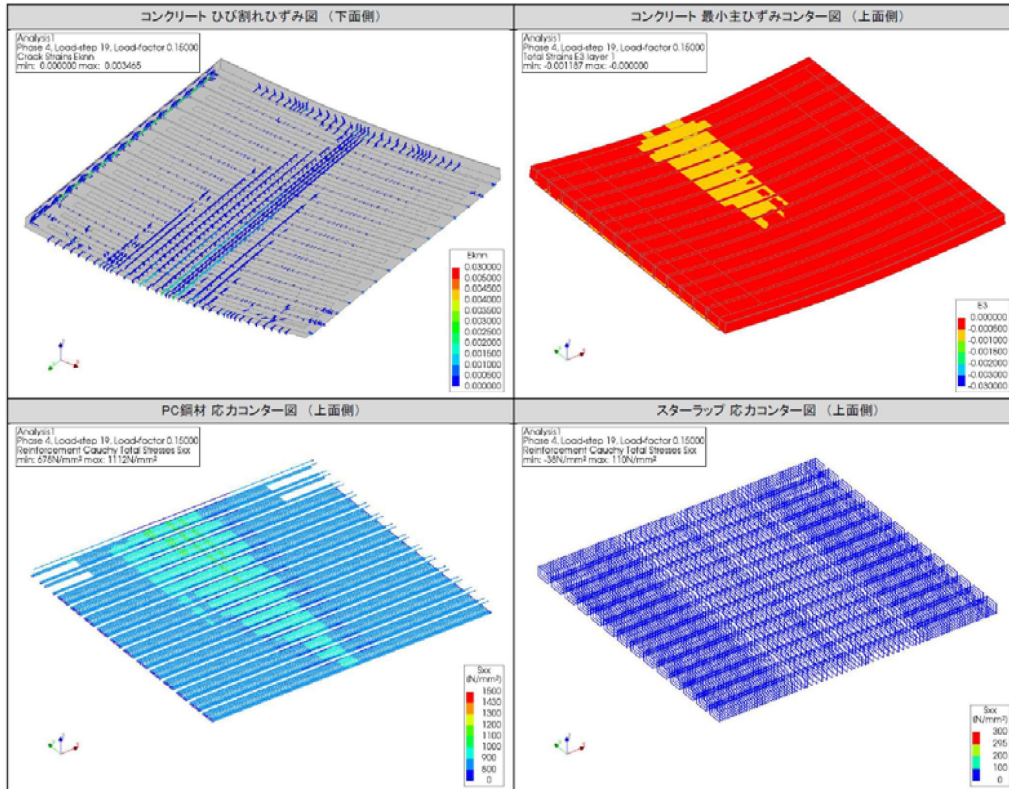


付図 A-28 PC 鋼材の軸応力

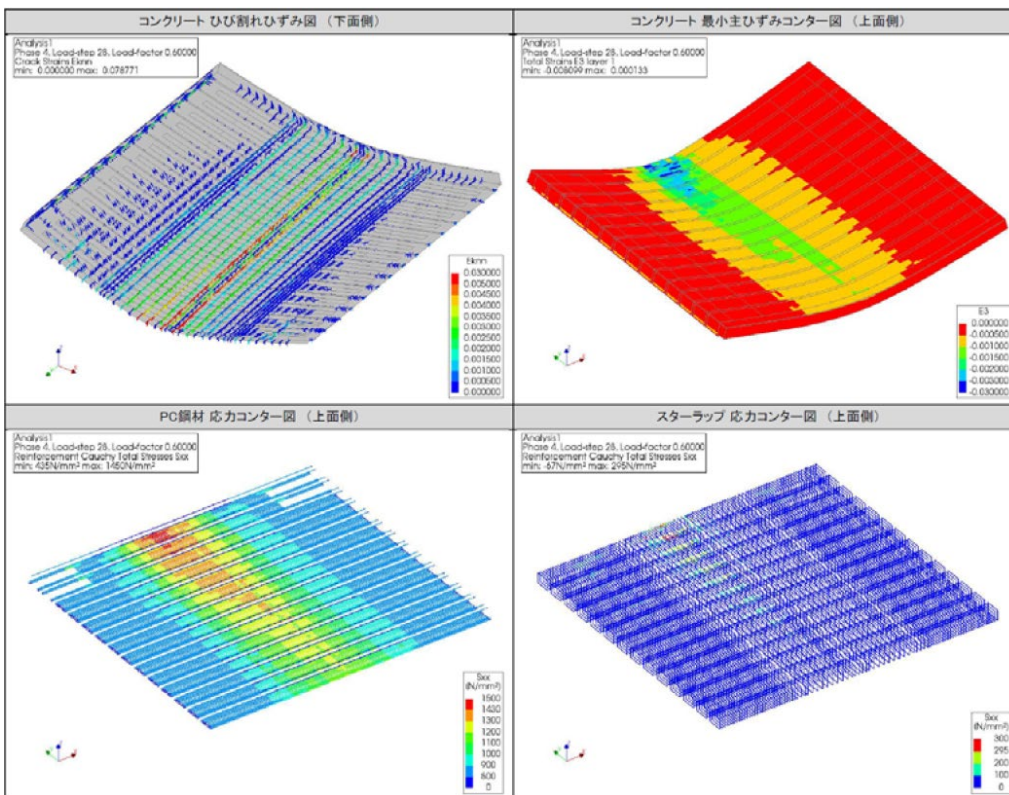


付図 A-29 PC 桁中央のたわみ





(a) 目標荷重時



(b) PC 桁上縁圧壊時

付図 A-30 コンクリート最小主ひずみ等のコンター図 (変形倍率 : 20 倍)

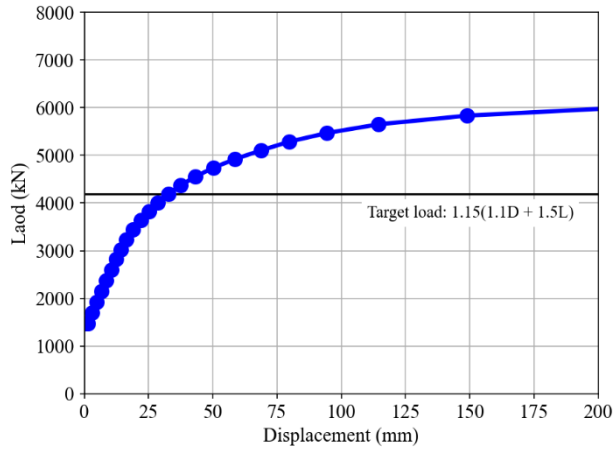
付表 A-7 イベント一覧

STEP	G1桁変位 (mm)	荷重 (kN)	荷重状態	イベント
1	0.0	1474.	1.0D※永久荷重時 (健全)	
2	0.0	1474.	↓応力解放20%	
3	0.0	1474.	↓応力解放40%	
4	0.1	1474.	↓応力解放60%	
5	0.1	1474.	↓応力解放80%	
6	0.1	1474.	1.0D※永久荷重時 (劣化後)	
7	1.8	1699.	↓活荷重漸増	
8	3.4	1924.	↓活荷重漸増	水切りひび割れ
9	5.1	2148.	1.0D+0.5L※フルプレ確認	
10	6.8	2372.	↓活荷重漸増	
11	8.6	2597.	↓活荷重漸増	
12	10.3	2823.	1.0D+1.0L	G1桁ひび割れ
13	11.9	3028.	↓永久+活荷重漸増	
14	13.4	3234.	↓永久+活荷重漸増	
15	15.1	3439.	↓永久+活荷重漸増	
16	17.0	3644.	1.00(1.1D+1.5L)	
17	18.7	3827.	1.05(1.1D+1.5L)	全主桁ひび割れ
18	20.7	4009.	1.10(1.1D+1.5L)	
19	23.1	4191.	1.15(1.1D+1.5L)※目標荷重	
20	26.4	4373.	1.20(1.1D+1.5L)	
21	30.1	4556.	1.25(1.1D+1.5L)	
22	34.7	4738.	1.30(1.1D+1.5L)	
23	40.2	4920.	1.35(1.1D+1.5L)	
24	45.8	5102.	1.40(1.1D+1.5L)	
25	52.8	5284.	1.45(1.1D+1.5L)	
26	60.6	5467.	1.50(1.1D+1.5L)	
27	68.9	5649.	1.55(1.1D+1.5L)	PC鋼材降伏
28	78.5	5831.	1.60(1.1D+1.5L)	主桁圧壊
29	94.6	6013.	1.65(1.1D+1.5L)	
30	119.4	6196.	1.70(1.1D+1.5L)	
31	158.7	6378.	1.75(1.1D+1.5L)	
32	245.7	6560.	1.80(1.1D+1.5L)	

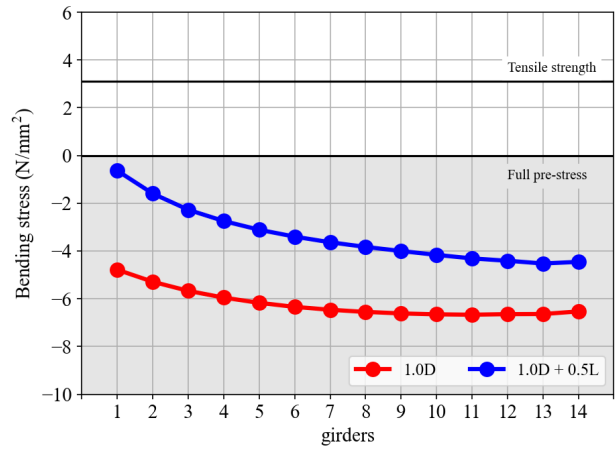
・ケース 6

PC 鋼材の破断本数 : 7 本  
 劣化した PC 桁の本数 : 2 本  
 PC 桁の劣化範囲 : 全長

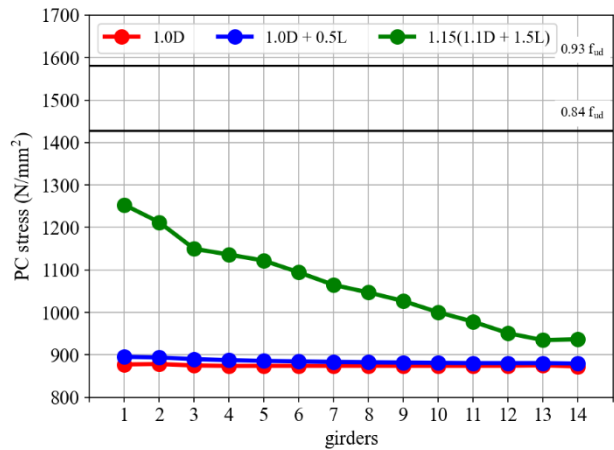
付図において、「1.0D」は永久荷重載荷時（劣化後）, 「1.0D + 0.5L」は使用限界状態, 「1.15(1.1D + 1.5L)」は目標荷重における応答を表している。



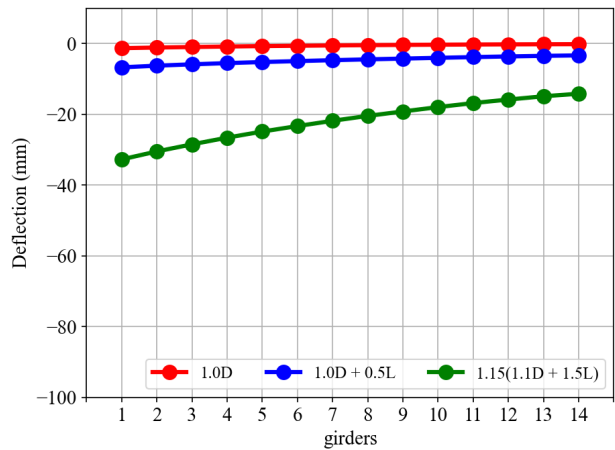
付図 A-31 荷重-変位関係



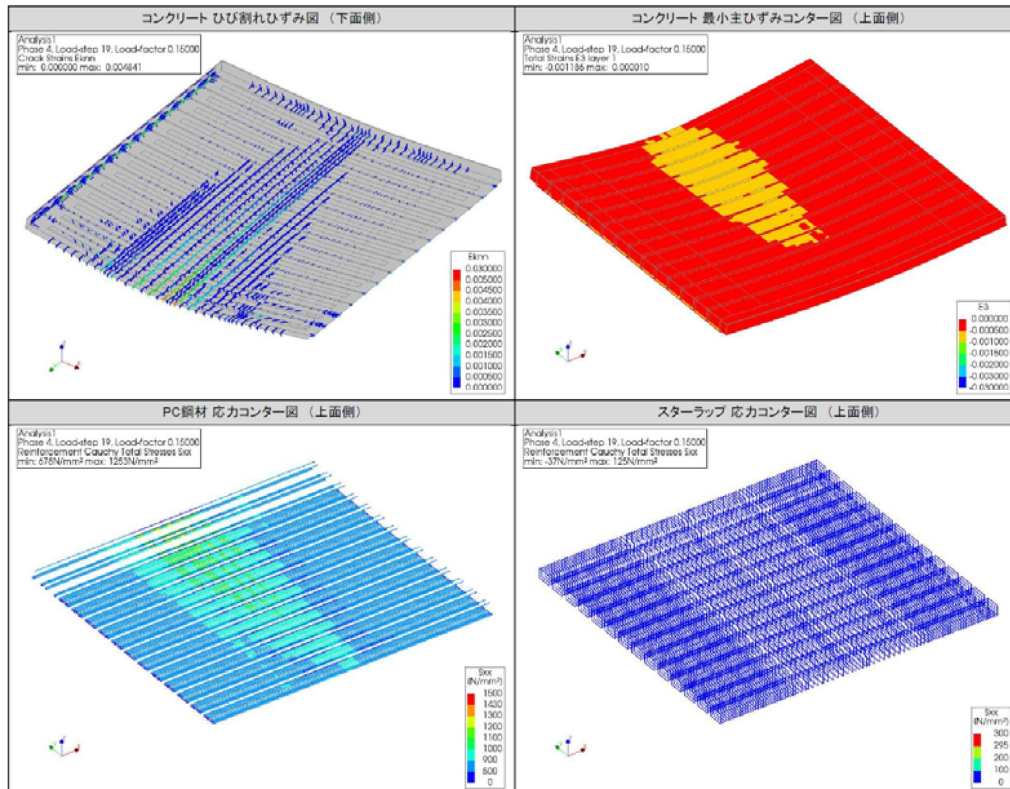
付図 A-32 PC 桁下縁における曲げ応力度



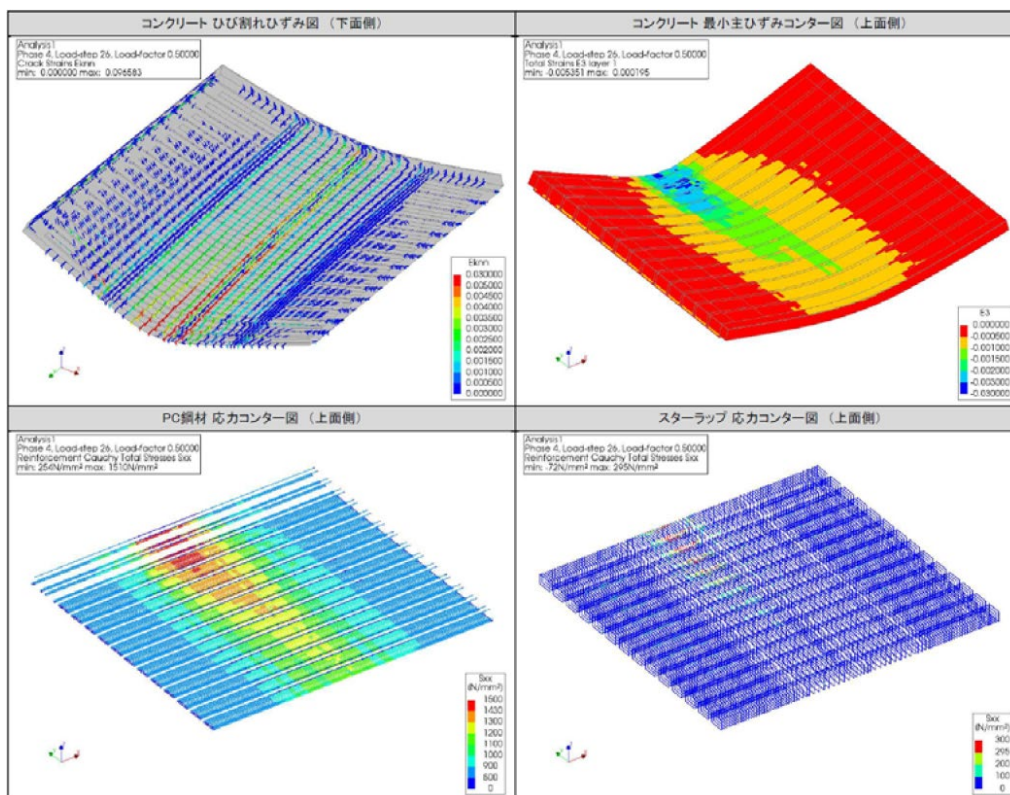
付図 A-33 PC 鋼材の軸応力



付図 A-34 PC 桁中央のたわみ



(a) 目標荷重時



(b) PC 桁上縁圧壊時

付図 A-35 コンクリート最小主ひずみ等のコンター図 (変形倍率: 20 倍)

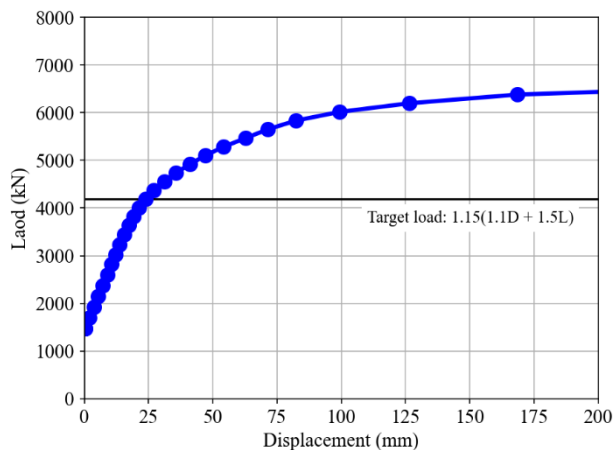
付表 A-8 イベント一覧

STEP	G1桁変位 (mm)	荷重 (kN)	荷重状態	イベント
1	0.0	1474.	1.0D※永久荷重時 (健全)	
2	0.3	1474.	↓応力解放20%	
3	0.5	1474.	↓応力解放40%	
4	0.8	1474.	↓応力解放60%	
5	1.1	1474.	↓応力解放80%	
6	1.3	1474.	1.0D※永久荷重時 (劣化後)	水切りひび割れ
7	3.1	1699.	↓活荷重漸増	
8	4.9	1924.	↓活荷重漸増	
9	6.7	2148.	1.0D+0.5L※フルプレ確認	
10	8.6	2372.	↓活荷重漸増	G1桁ひび割れ
11	10.5	2597.	↓活荷重漸増	
12	12.5	2823.	1.0D+1.0L	
13	14.3	3028.	↓永久+活荷重漸増	
14	16.4	3234.	↓永久+活荷重漸増	
15	19.0	3439.	↓永久+活荷重漸増	
16	22.1	3644.	1.00(1.1D+1.5L)	
17	25.1	3827.	1.05(1.1D+1.5L)	全主桁ひび割れ
18	28.7	4009.	1.10(1.1D+1.5L)	
19	32.8	4191.	1.15(1.1D+1.5L)※目標荷重	
20	37.5	4373.	1.20(1.1D+1.5L)	
21	43.3	4556.	1.25(1.1D+1.5L)	
22	50.2	4738.	1.30(1.1D+1.5L)	
23	58.6	4920.	1.35(1.1D+1.5L)	PC鋼材降伏
24	68.7	5102.	1.40(1.1D+1.5L)	
25	79.7	5284.	1.45(1.1D+1.5L)	
26	94.4	5467.	1.50(1.1D+1.5L)	主桁圧壊
27	114.5	5649.	1.55(1.1D+1.5L)	
28	148.9	5831.	1.60(1.1D+1.5L)	
29	215.2	6013.	1.65(1.1D+1.5L)	

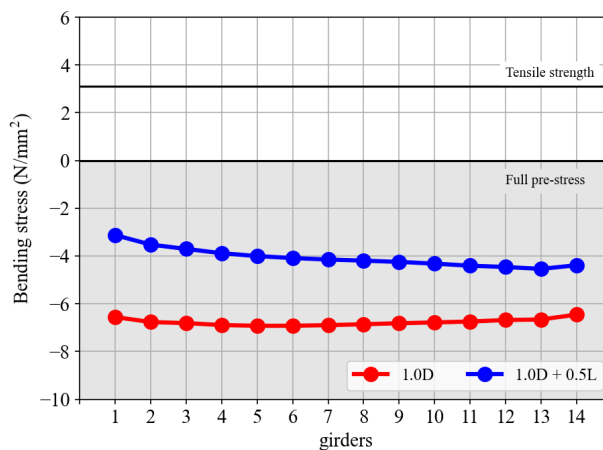
・ケース 7

PC 鋼材の破断本数 : 7 本  
 劣化した PC 桁の本数 : 7 本  
 PC 桁の劣化範囲 : 支点部

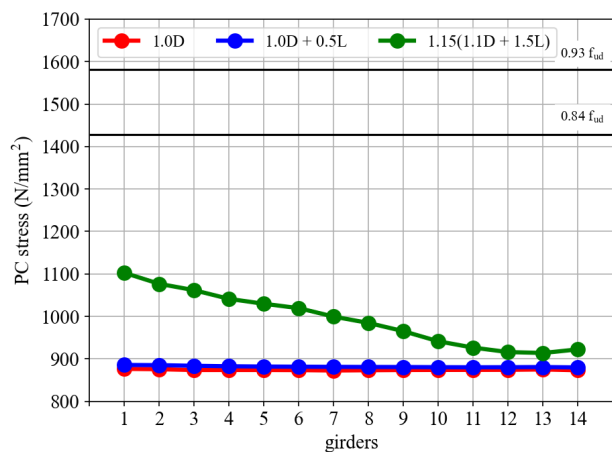
付図において、「1.0D」は永久荷重載荷時（劣化後）,「1.0D + 0.5L」は使用限界状態,「1.15(1.1D + 1.5L)」は目標荷重における応答を表している。



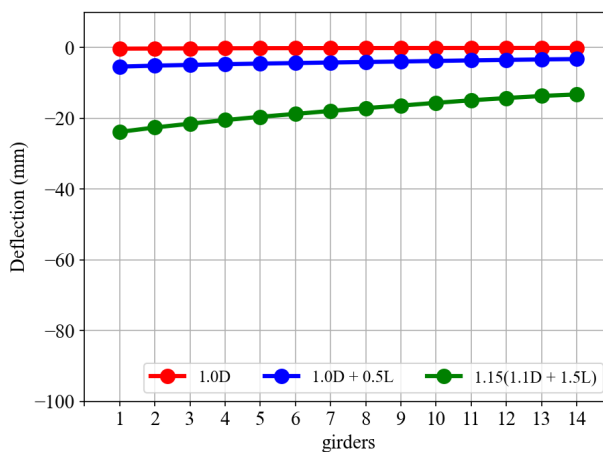
付図 A-36 荷重-変位関係



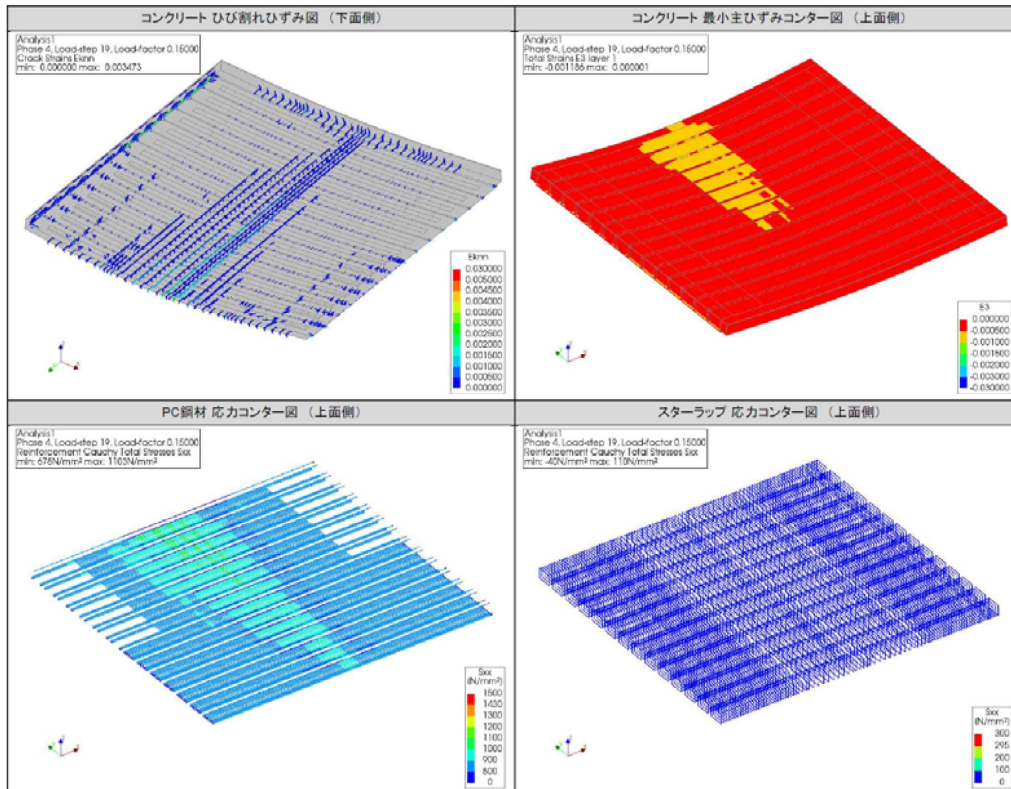
付図 A-37 PC 桁下縁における曲げ応力度



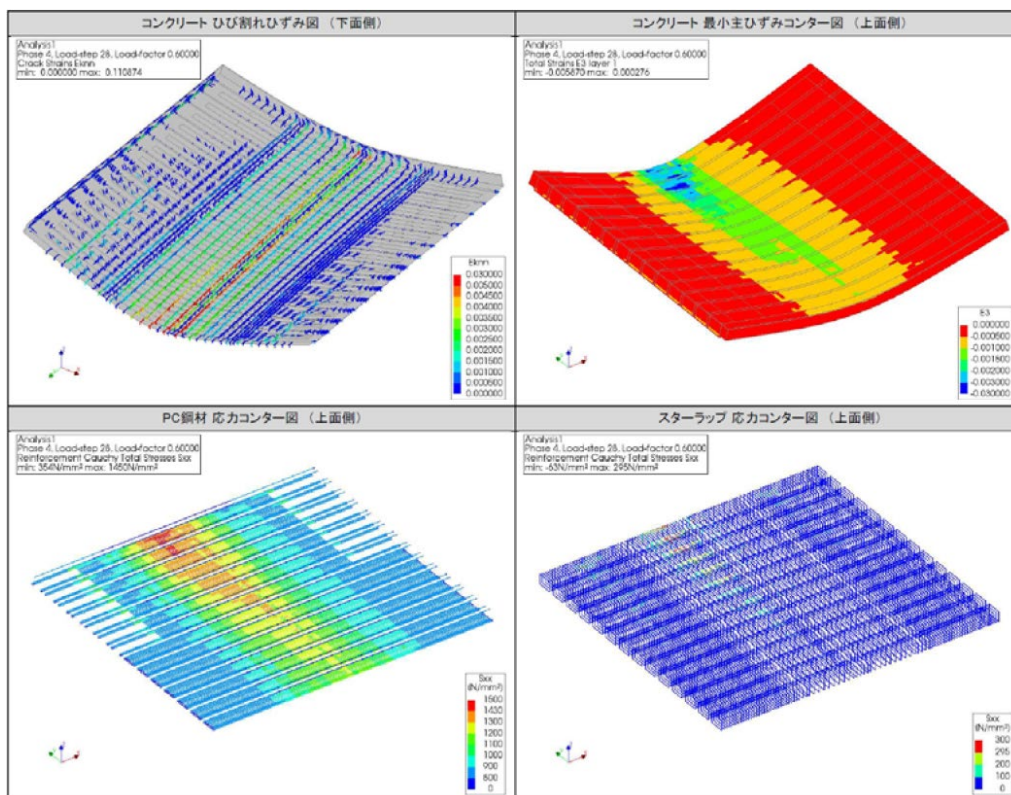
付図 A-38 PC 鋼材の軸応力



付図 A-39 PC 桁中央のたわみ



(a) 目標荷重時



(b) PC 桁上縁圧壊時

付図 A-40 コンクリート最小主ひずみ等のコンター図 (変形倍率 : 20 倍)

付表 A-9 イベント一覧

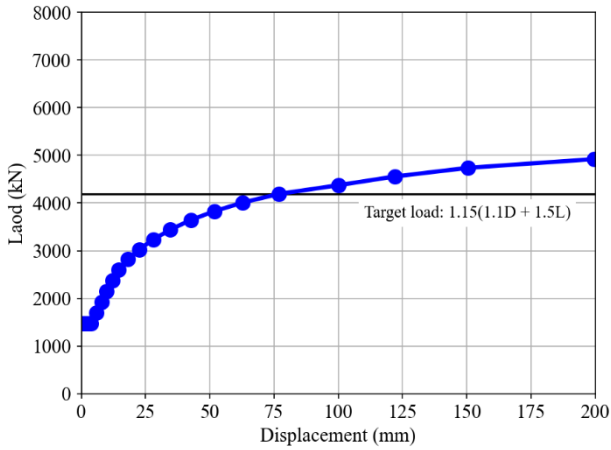
STEP	G1桁変位 (mm)	荷重 (kN)	荷重状態	イベント
1	0.0	1474.	1.0D※永久荷重時 (健全)	
2	0.1	1474.	↓応力解放20%	
3	0.1	1474.	↓応力解放40%	
4	0.2	1474.	↓応力解放60%	
5	0.3	1474.	↓応力解放80%	
6	0.3	1474.	1.0D※永久荷重時 (劣化後)	
7	2.0	1699.	↓活荷重漸増	水切りひび割れ
8	3.7	1924.	↓活荷重漸増	
9	5.4	2148.	1.0D+0.5L※フルプレ確認	
10	7.1	2372.	↓活荷重漸増	
11	8.9	2597.	↓活荷重漸増	
12	10.7	2823.	1.0D+1.0L	G1桁ひび割れ
13	12.2	3028.	↓永久+活荷重漸増	
14	13.8	3234.	↓永久+活荷重漸増	
15	15.5	3439.	↓永久+活荷重漸増	
16	17.4	3644.	1.00(1.1D+1.5L)	
17	19.3	3827.	1.05(1.1D+1.5L)	全主桁ひび割れ
18	21.3	4009.	1.10(1.1D+1.5L)	
19	23.9	4191.	1.15(1.1D+1.5L)※目標荷重	
20	27.1	4373.	1.20(1.1D+1.5L)	
21	31.1	4556.	1.25(1.1D+1.5L)	
22	35.7	4738.	1.30(1.1D+1.5L)	
23	41.2	4920.	1.35(1.1D+1.5L)	
24	47.2	5102.	1.40(1.1D+1.5L)	
25	54.3	5284.	1.45(1.1D+1.5L)	
26	62.9	5467.	1.50(1.1D+1.5L)	
27	71.4	5649.	1.55(1.1D+1.5L)	PC鋼材降伏
28	82.3	5831.	1.60(1.1D+1.5L)	主桁圧壊
29	99.2	6013.	1.65(1.1D+1.5L)	
30	126.6	6196.	1.70(1.1D+1.5L)	
31	168.6	6378.	1.75(1.1D+1.5L)	
32	271.8	6560.	1.80(1.1D+1.5L)	



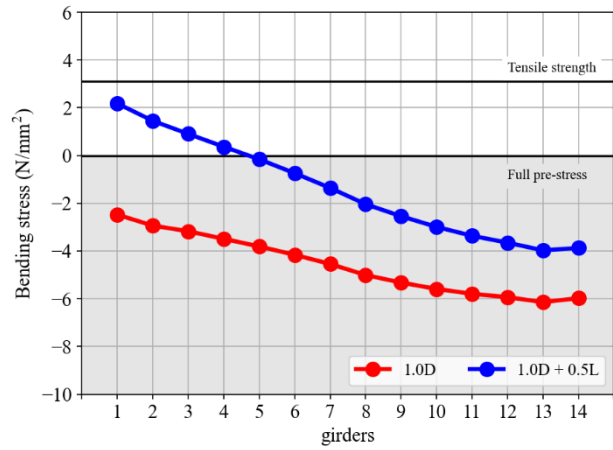
・ケース 8

PC 鋼材の破断本数 : 7 本  
 劣化した PC 桁の本数 : 7 本  
 PC 桁の劣化範囲 : 全長

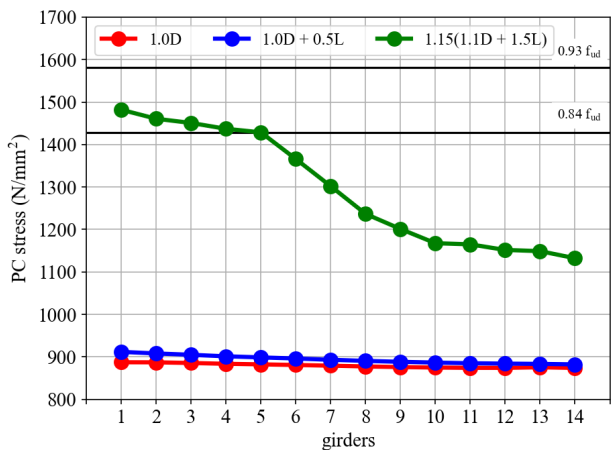
付図において、「1.0D」は永久荷重載荷時（劣化後）, 「1.0D + 0.5L」は使用限界状態, 「1.15(1.1D + 1.5L)」は目標荷重における応答を表している。



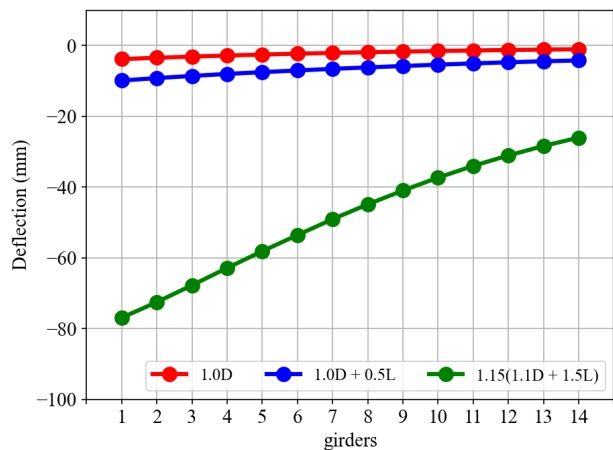
付図 A-41 荷重-変位関係



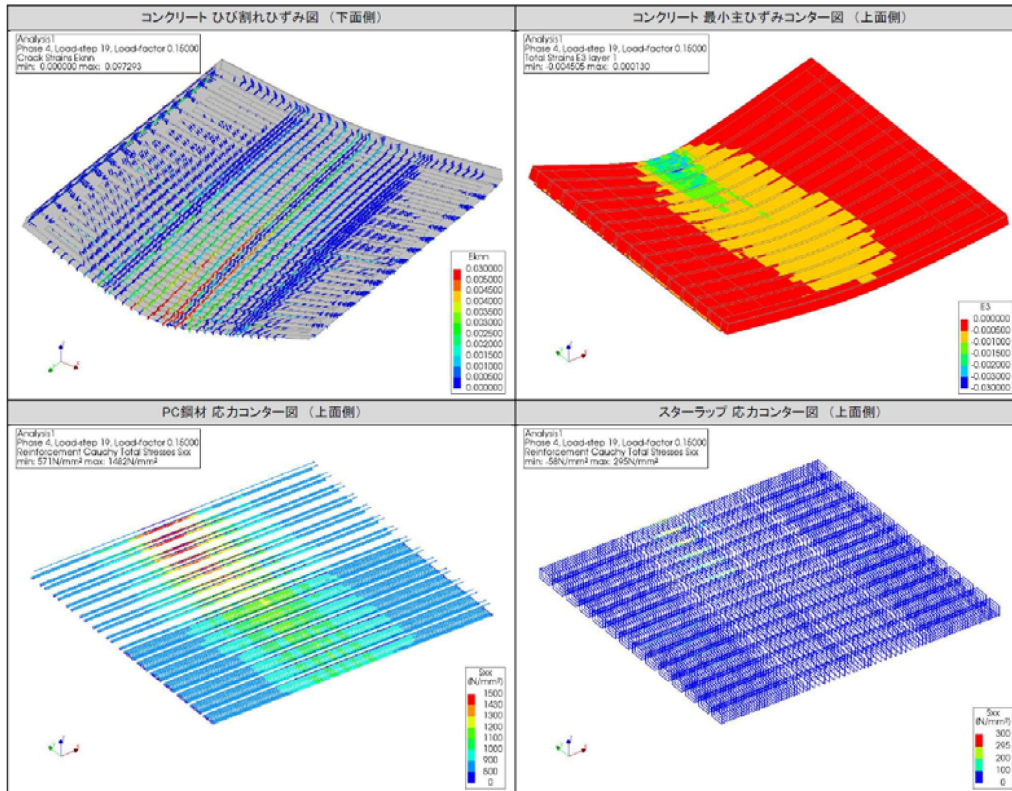
付図 A-42 PC 桁下縁における曲げ応力度



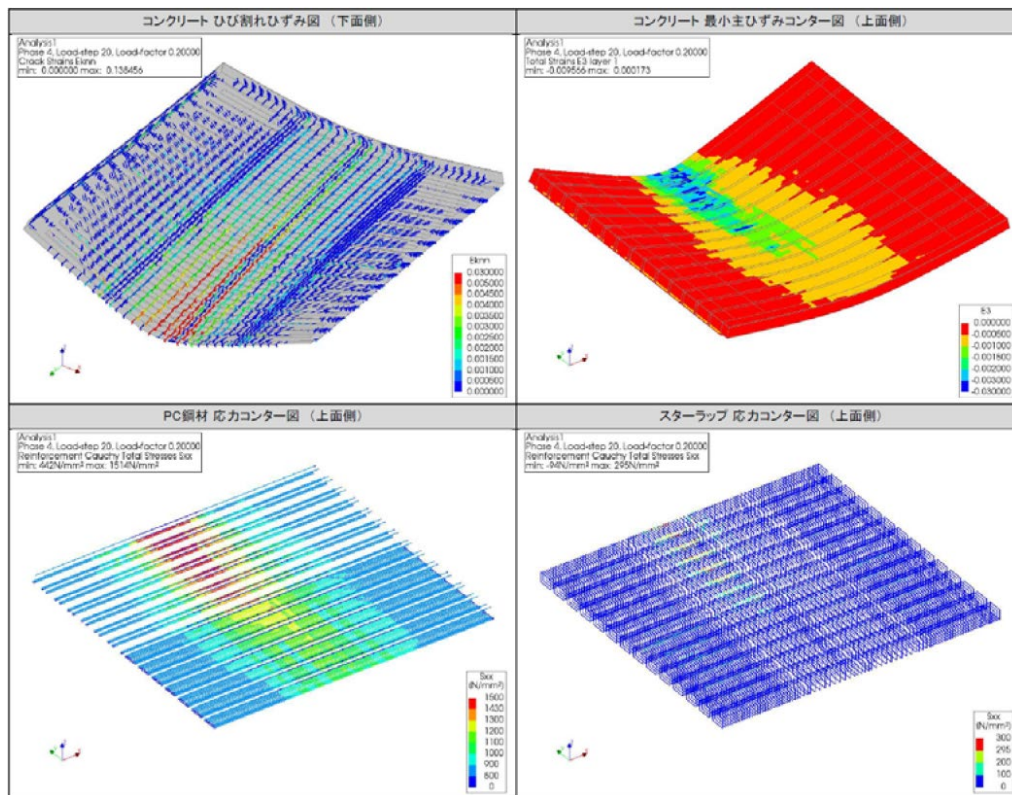
付図 A-43 PC 鋼材の軸応力



付図 A-44 PC 桁中央のたわみ



(a) 目標荷重時



(b) PC 桁上縁圧壊時

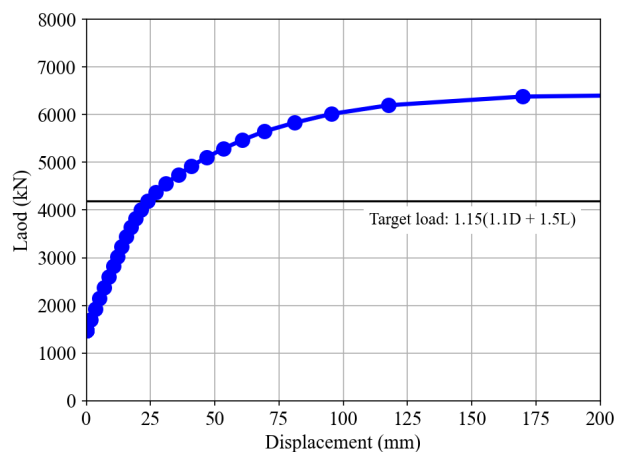
付図 A-45 コンクリート最小主ひずみ等のコンター図 (変形倍率 : 20 倍)



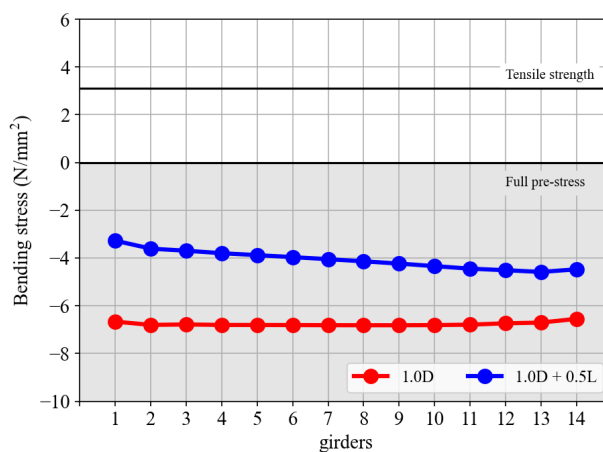
・ケース 9

PC 鋼材の破断本数 : 11 本  
 劣化した PC 桁の本数 : 2 本  
 PC 桁の劣化範囲 : 支点部

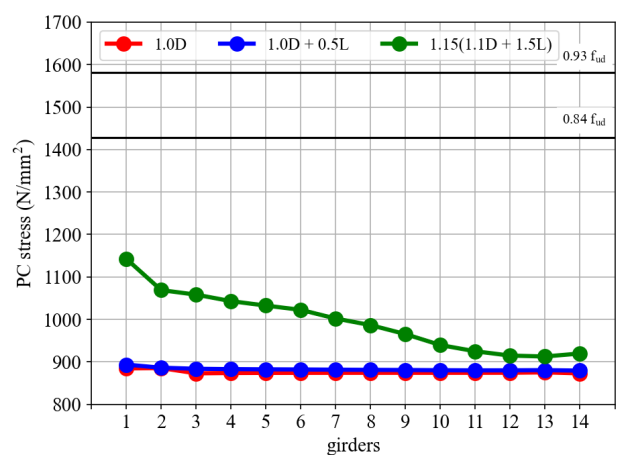
付図において、「1.0D」は永久荷重載荷時（劣化後）, 「1.0D + 0.5L」は使用限界状態, 「1.15(1.1D + 1.5L)」は目標荷重における応答を表している。



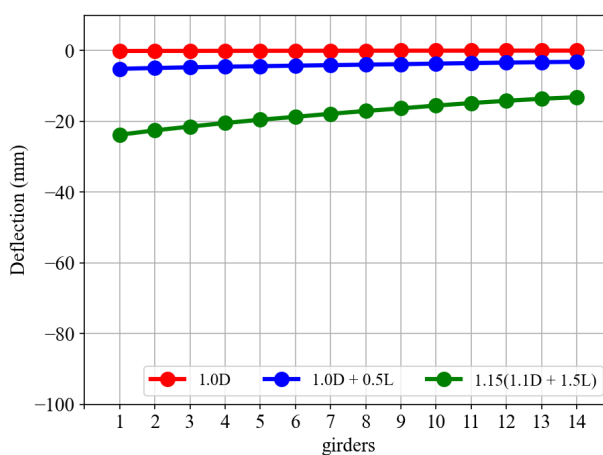
付図 A-46 荷重-変位関係



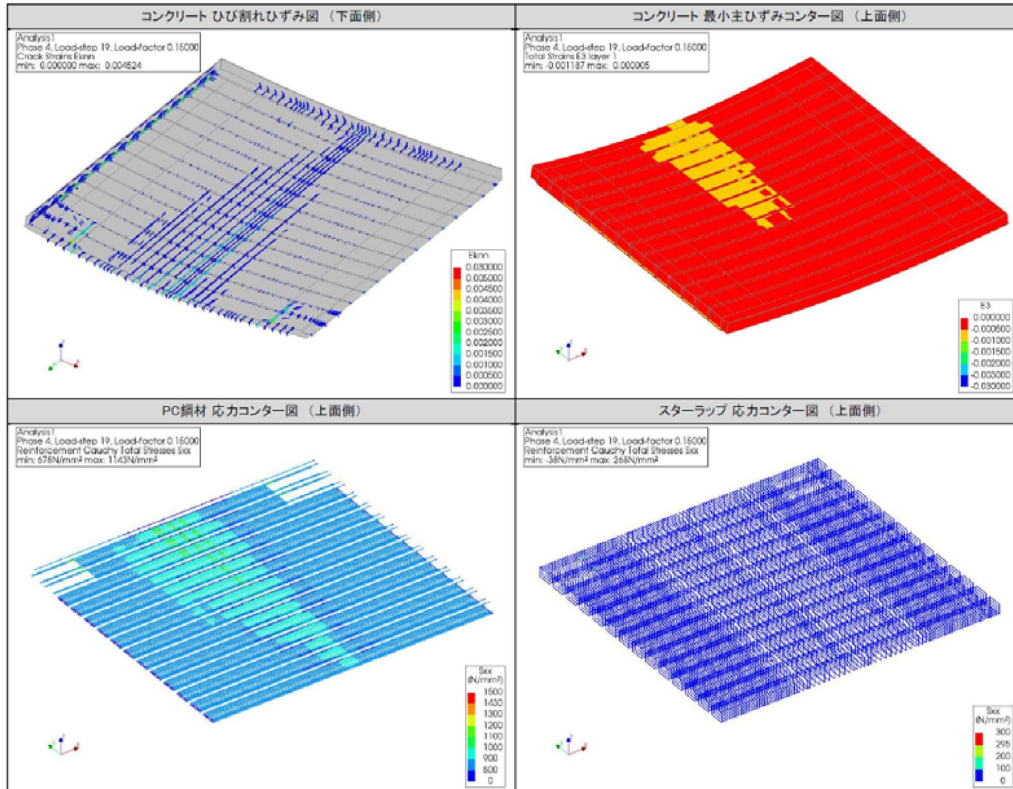
付図 A-47 PC 桁下縁における曲げ応力度



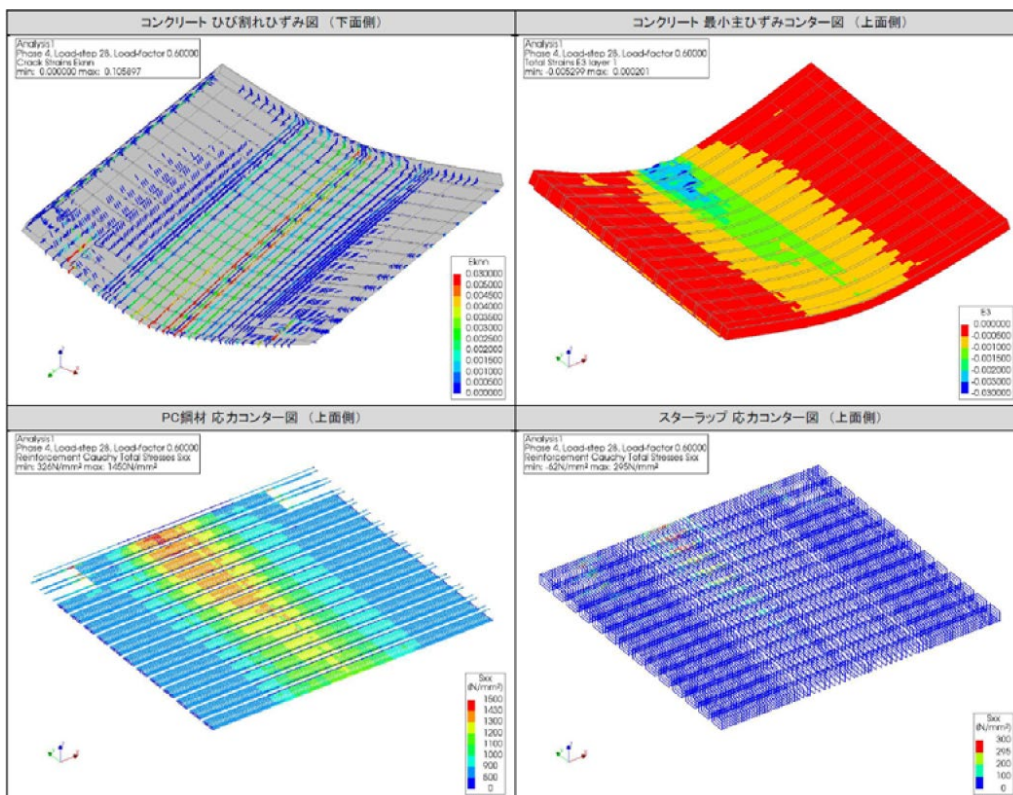
付図 A-48 PC 鋼材の軸応力



付図 A-49 PC 桁中央のたわみ



(a) 目標荷重時



(b) PC 桁上縁圧壊時

付図 A-50 コンクリート最小主ひずみ等のコンター図 (変形倍率 : 20 倍)

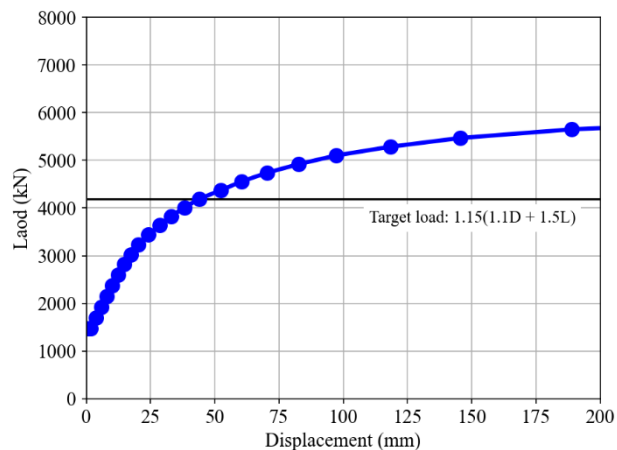
付表 A-11 イベント一覧

STEP	G1桁変位 (mm)	荷重 (kN)	荷重状態	イベント
1	0.0	1474.	1.0D※永久荷重時 (健全)	
2	0.0	1474.	↓応力解放20%	
3	0.1	1474.	↓応力解放40%	
4	0.1	1474.	↓応力解放60%	
5	0.1	1474.	↓応力解放80%	
6	0.1	1474.	1.0D※永久荷重時 (劣化後)	水切りひび割れ
7	1.8	1699.	↓活荷重漸増	G1桁ひび割れ
8	3.5	1924.	↓活荷重漸増	
9	5.2	2148.	1.0D+0.5L※フルプレ確認	
10	6.9	2372.	↓活荷重漸増	
11	8.7	2597.	↓活荷重漸増	
12	10.5	2823.	1.0D+1.0L	
13	12.0	3028.	↓永久+活荷重漸増	
14	13.7	3234.	↓永久+活荷重漸増	
15	15.4	3439.	↓永久+活荷重漸増	
16	17.4	3644.	1.00(1.1D+1.5L)	
17	19.1	3827.	1.05(1.1D+1.5L)	全主桁ひび割れ
18	21.2	4009.	1.10(1.1D+1.5L)	
19	23.8	4191.	1.15(1.1D+1.5L)※目標荷重	
20	26.9	4373.	1.20(1.1D+1.5L)	
21	30.8	4556.	1.25(1.1D+1.5L)	
22	35.8	4738.	1.30(1.1D+1.5L)	
23	40.8	4920.	1.35(1.1D+1.5L)	
24	46.8	5102.	1.40(1.1D+1.5L)	
25	53.3	5284.	1.45(1.1D+1.5L)	
26	60.7	5467.	1.50(1.1D+1.5L)	
27	69.4	5649.	1.55(1.1D+1.5L)	PC鋼材降伏
28	81.2	5831.	1.60(1.1D+1.5L)	主桁圧壊
29	95.3	6013.	1.65(1.1D+1.5L)	
30	117.7	6196.	1.70(1.1D+1.5L)	
31	169.8	6378.	1.75(1.1D+1.5L)	
32	455.6	6560.	1.80(1.1D+1.5L)	

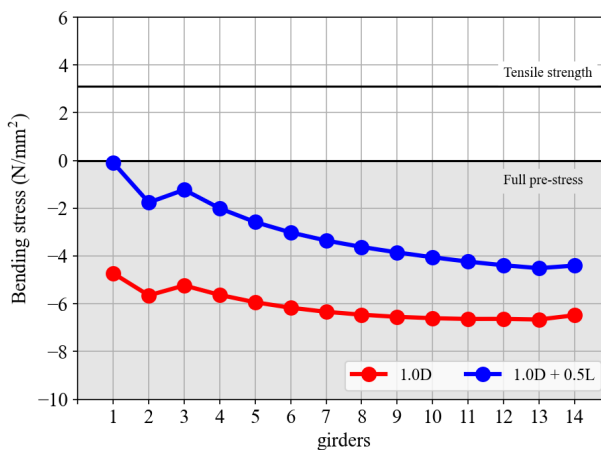
・ケース 10

PC 鋼材の破断本数 : 11 本  
 劣化した PC 桁の本数 : 2 本  
 PC 桁の劣化範囲 : 全長

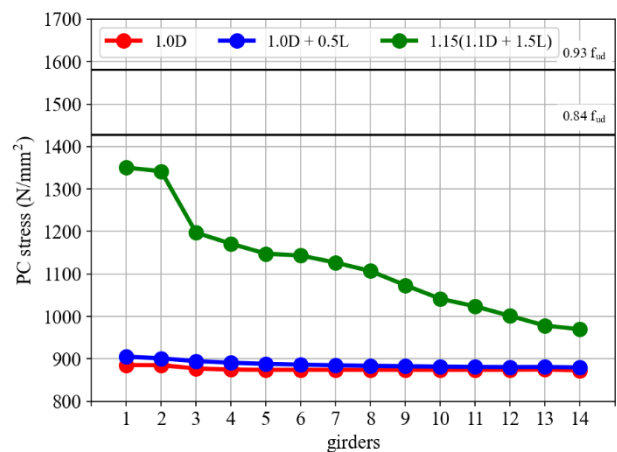
付図において、「1.0D」は永久荷重載荷時（劣化後）, 「1.0D + 0.5L」は使用限界状態, 「1.15(1.1D + 1.5L)」は目標荷重における応答を表している。



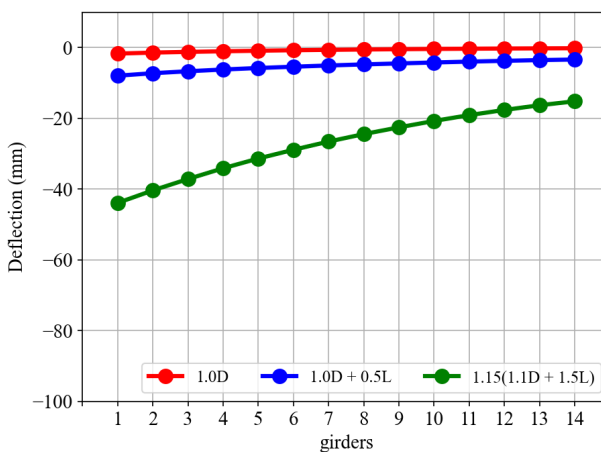
付図 A-51 荷重-変位関係



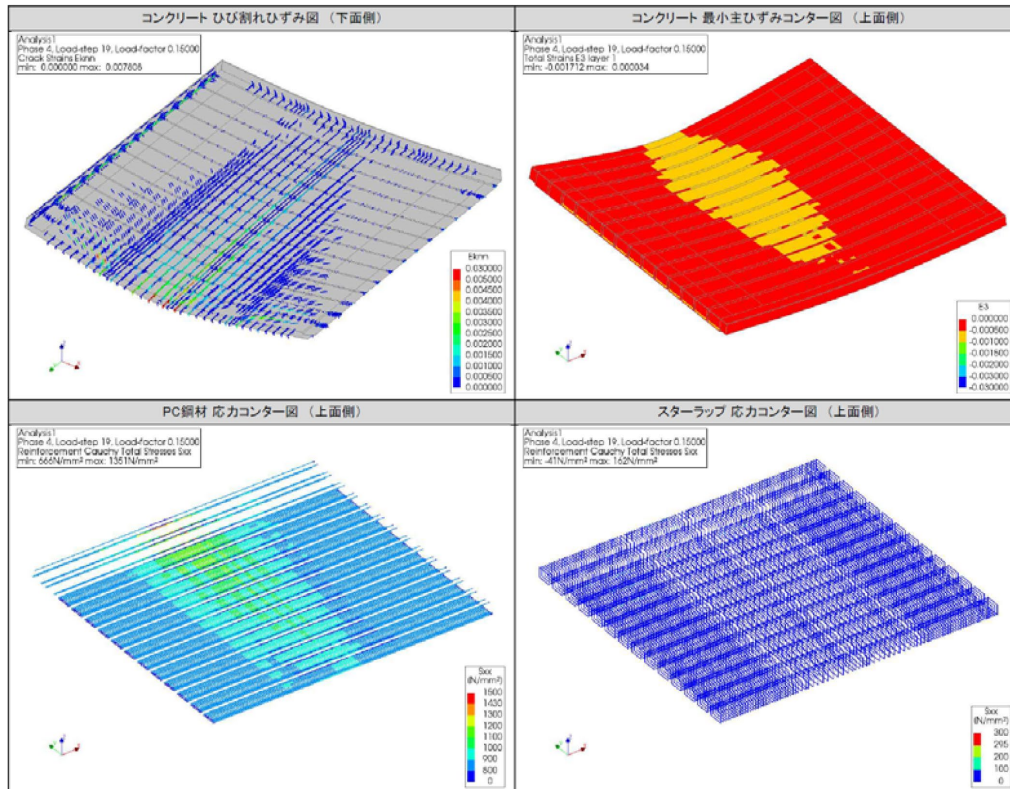
付図 A-52 PC 桁下縁における曲げ応力度



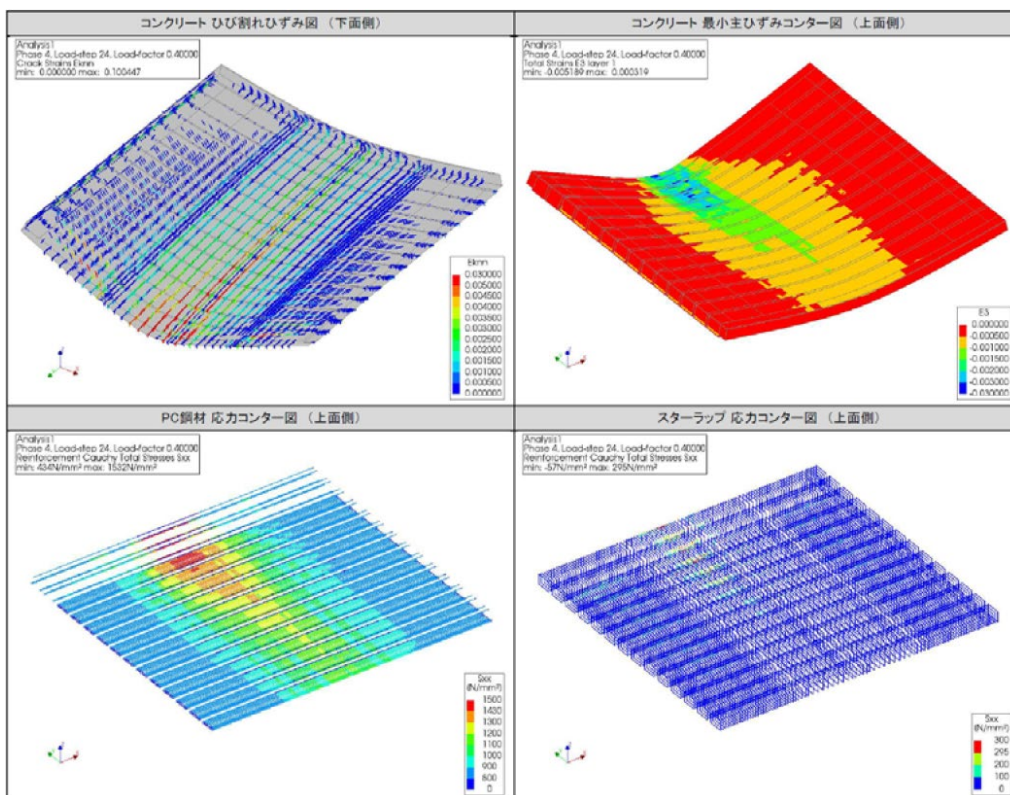
付図 A-53 PC 鋼材の軸応力



付図 A-54 PC 桁中央のたわみ



(a) 目標荷重時



(b) PC 桁上縁圧壊時

付図 A-55 コンクリート最小主ひずみ等のコンター図 (変形倍率 : 20 倍)



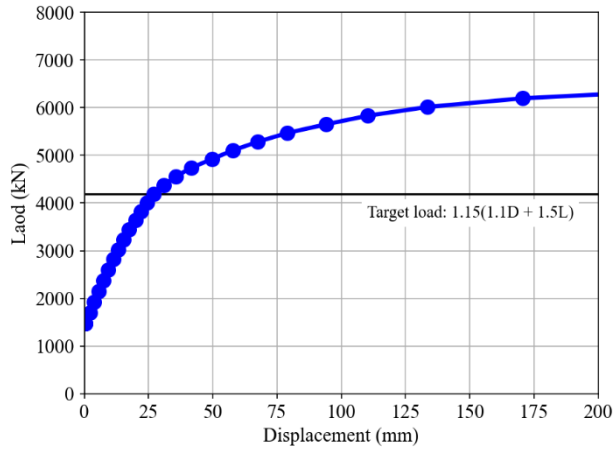
付表 A-12 イベント一覧

STEP	G1桁変位 (mm)	荷重 (kN)	荷重状態	イベント
1	0.0	1474.	1.0D※永久荷重時 (健全)	
2	0.3	1474.	↓応力解放20%	
3	0.7	1474.	↓応力解放40%	
4	1.0	1474.	↓応力解放60%	
5	1.3	1474.	↓応力解放80%	
6	1.7	1474.	1.0D※永久荷重時 (劣化後)	水切りひび割れ
7	3.8	1699.	↓活荷重漸増	
8	5.8	1924.	↓活荷重漸増	
9	8.0	2148.	1.0D+0.5L※フルプレ確認	G1桁ひび割れ
10	10.1	2372.	↓活荷重漸増	
11	12.3	2597.	↓活荷重漸増	
12	14.8	2823.	1.0D+1.0L	
13	17.3	3028.	↓永久+活荷重漸増	
14	20.3	3234.	↓永久+活荷重漸増	
15	24.0	3439.	↓永久+活荷重漸増	
16	28.7	3644.	1.00(1.1D+1.5L)	全主桁ひび割れ
17	33.0	3827.	1.05(1.1D+1.5L)	
18	38.1	4009.	1.10(1.1D+1.5L)	
19	43.9	4191.	1.15(1.1D+1.5L)※目標荷重	
20	52.4	4373.	1.20(1.1D+1.5L)	PC鋼材降伏
21	60.4	4556.	1.25(1.1D+1.5L)	
22	70.3	4738.	1.30(1.1D+1.5L)	
23	82.7	4920.	1.35(1.1D+1.5L)	
24	97.3	5102.	1.40(1.1D+1.5L)	主桁圧壊
25	118.3	5284.	1.45(1.1D+1.5L)	
26	145.4	5467.	1.50(1.1D+1.5L)	
27	188.9	5649.	1.55(1.1D+1.5L)	
28	268.9	5831.	1.60(1.1D+1.5L)	

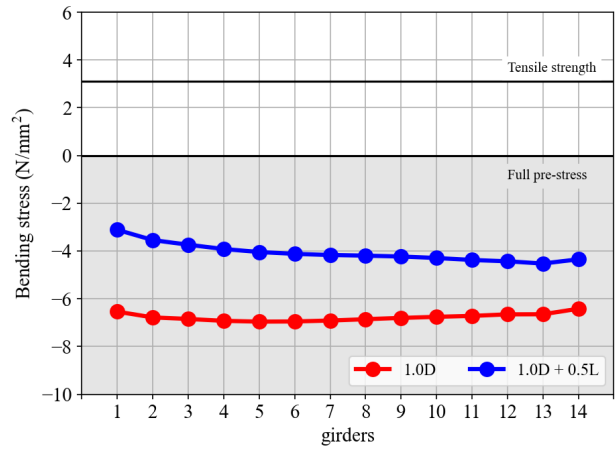
・ケース 11

PC 鋼材の破断本数 : 11 本  
 劣化した PC 桁の本数 : 7 本  
 PC 桁の劣化範囲 : 支点部

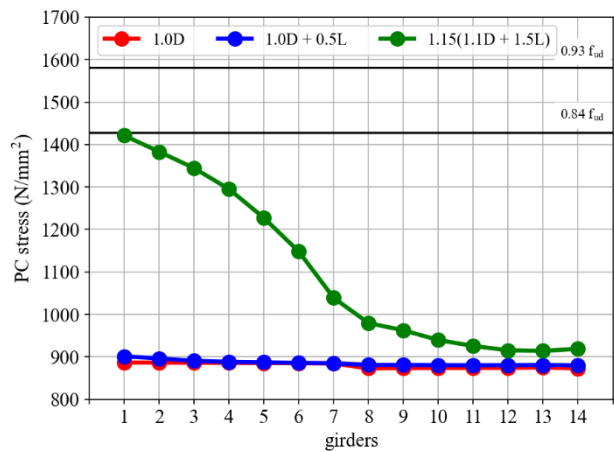
付図において、「1.0D」は永久荷重載荷時（劣化後）, 「1.0D + 0.5L」は使用限界状態, 「1.15(1.1D + 1.5L)」は目標荷重における応答を表している。



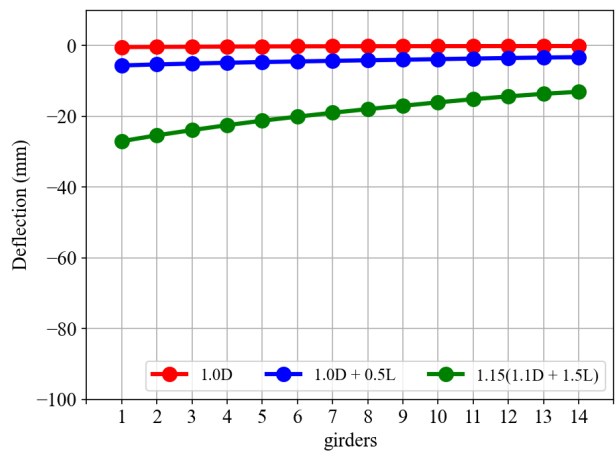
付図 A-56 荷重-変位関係



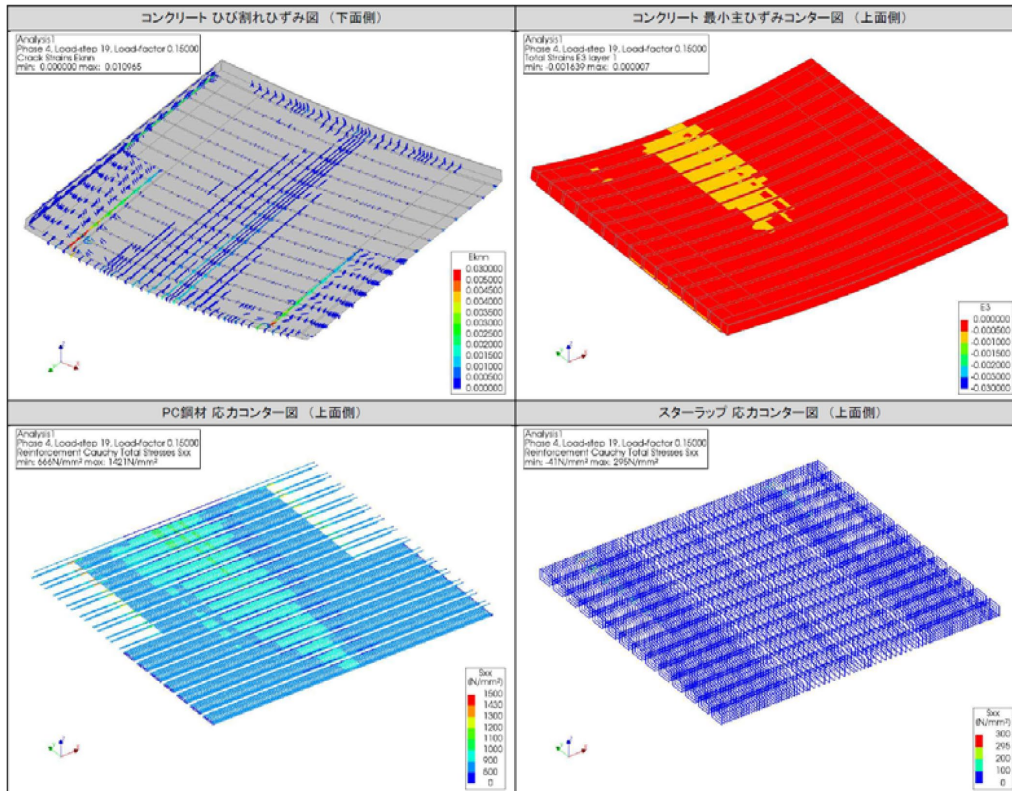
付図 A-57 PC 桁下縁における曲げ応力度



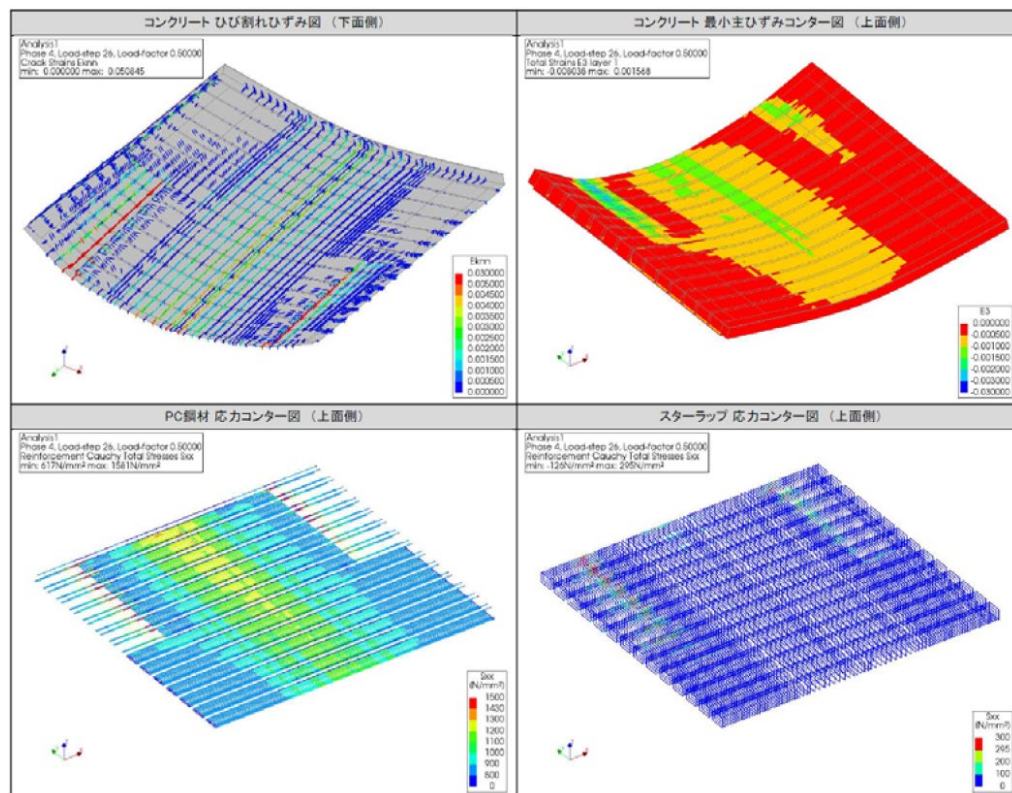
付図 A-58 PC 鋼材の軸応力



付図 A-59 PC 桁中央のたわみ



(a) 目標荷重時



(b) PC 桁上縁圧壊時

付図 A-60 コンクリート最小主ひずみ等のコンター図 (変形倍率 : 20 倍)

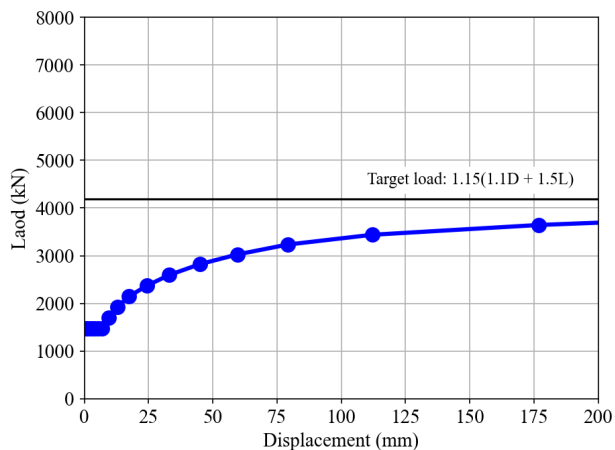
付表 A-13 イベント一覧

STEP	G1桁変位 (mm)	荷重 (kN)	荷重状態	イベント
1	0.0	1474.	1.0D※永久荷重時 (健全)	
2	0.1	1474.	↓応力解放20%	
3	0.2	1474.	↓応力解放40%	
4	0.3	1474.	↓応力解放60%	
5	0.4	1474.	↓応力解放80%	
6	0.4	1474.	1.0D※永久荷重時 (劣化後)	水切りひび割れ
7	2.2	1699.	↓活荷重漸増	
8	3.9	1924.	↓活荷重漸増	G1桁ひび割れ
9	5.6	2148.	1.0D+0.5L※フルプレ確認	
10	7.4	2372.	↓活荷重漸増	
11	9.4	2597.	↓活荷重漸増	
12	11.4	2823.	1.0D+1.0L	
13	13.2	3028.	↓永久+活荷重漸増	
14	15.1	3234.	↓永久+活荷重漸増	
15	17.3	3439.	↓永久+活荷重漸増	
16	19.9	3644.	1.00(1.1D+1.5L)	
17	22.0	3827.	1.05(1.1D+1.5L)	全主桁ひび割れ
18	24.4	4009.	1.10(1.1D+1.5L)	
19	27.0	4191.	1.15(1.1D+1.5L)※目標荷重	
20	31.0	4373.	1.20(1.1D+1.5L)	PC鋼材降伏
21	35.6	4556.	1.25(1.1D+1.5L)	
22	41.6	4738.	1.30(1.1D+1.5L)	
23	49.6	4920.	1.35(1.1D+1.5L)	
24	57.8	5102.	1.40(1.1D+1.5L)	スターラップ降伏
25	67.6	5284.	1.45(1.1D+1.5L)	
26	78.9	5467.	1.50(1.1D+1.5L)	主桁圧壊
27	94.1	5649.	1.55(1.1D+1.5L)	
28	110.4	5831.	1.60(1.1D+1.5L)	
29	133.6	6013.	1.65(1.1D+1.5L)	
30	170.7	6196.	1.70(1.1D+1.5L)	
31	238.6	6378.	1.75(1.1D+1.5L)	

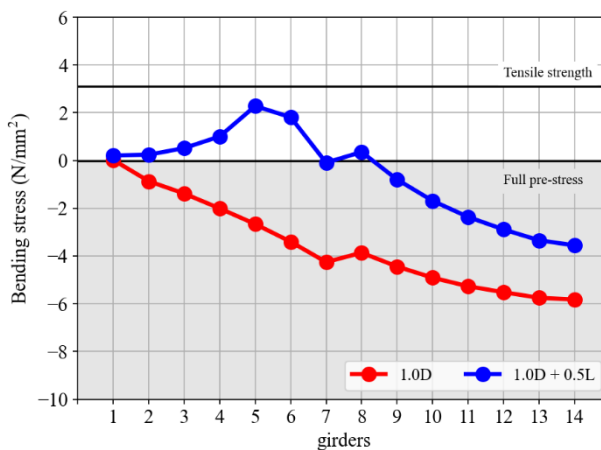
・ケース 12

PC 鋼材の破断本数 : 11 本  
 劣化した PC 桁の本数 : 7 本  
 PC 桁の劣化範囲 : 全長

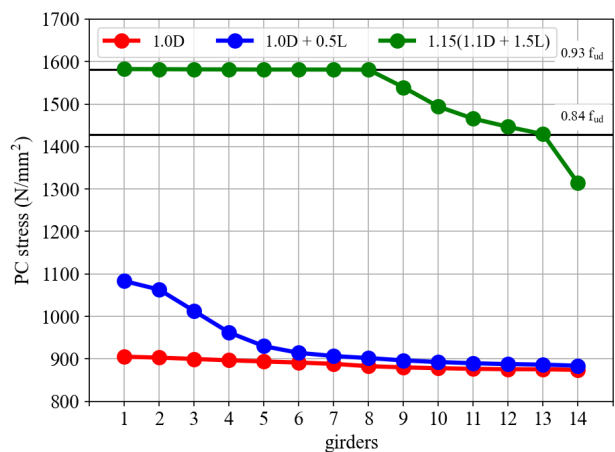
付図において、「1.0D」は永久荷重載荷時（劣化後）、「1.0D + 0.5L」は使用限界状態、「1.15(1.1D + 1.5L)」は目標荷重における応答を表している。



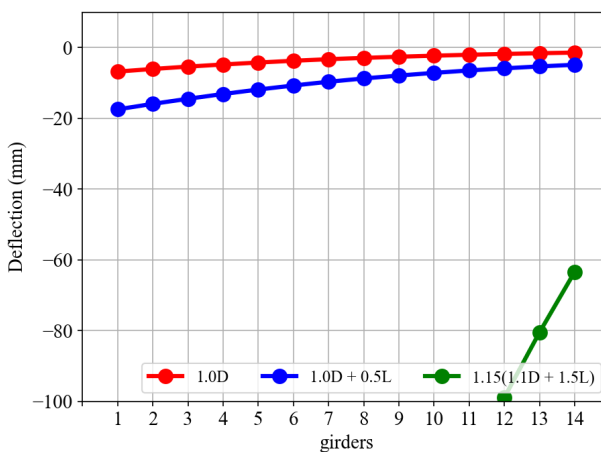
付図 A-61 荷重-変位関係



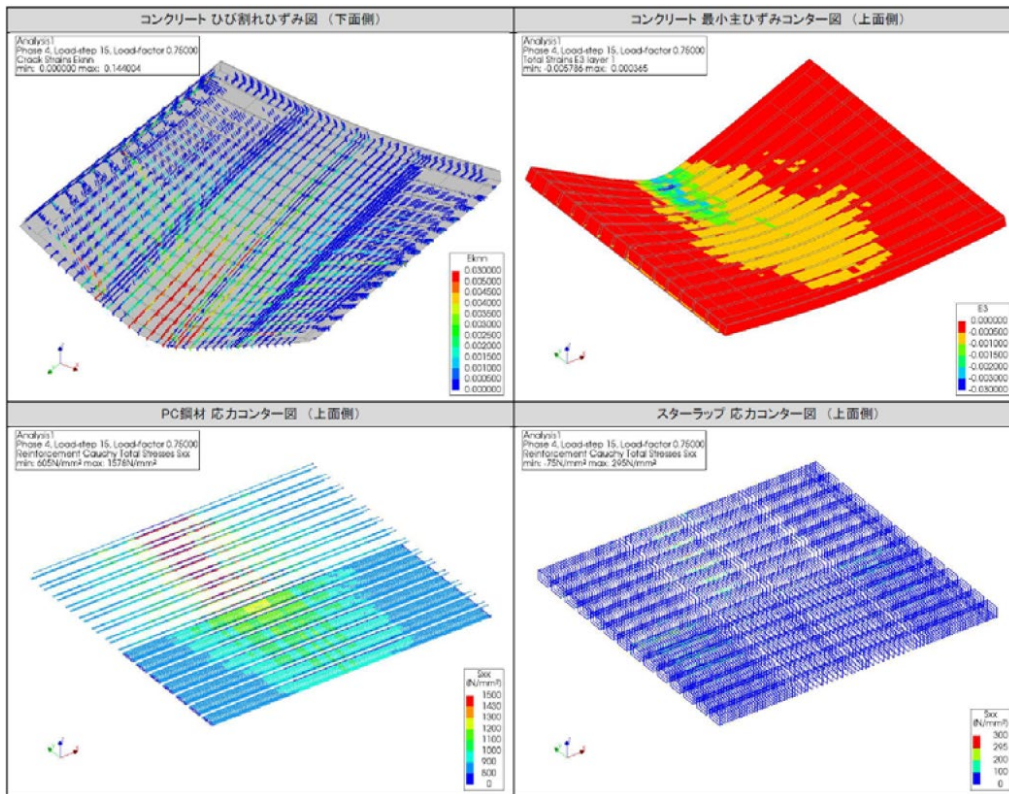
付図 A-62 PC 桁下縁における曲げ応力度



付図 A-63 PC 鋼材の軸応力



付図 A-64 PC 桁中央のたわみ



付図 A-65 PC 桁上縁圧壊時のコンクリート最小主ひずみ等のコンター図 (変形倍率 : 20 倍)

※ケース 12 では変形が大きくなったため、目標荷重に至る前に解析を終了した。



## 付録 B せん断力に関する検討

### B.1. 格子解析における検討

使用限界状態における斜引張応力度について検討した。せん断力の着目節点は、付図 B-1 に示す 102 (起点側) および 110 (終点側) の節点とした。

斜引張応力度の算定式を式(B1)に示す。

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} \quad (B1)$$

ここで、 $\sigma_1$ :斜引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_x$ :垂直応力度(N/mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_y$ : $\sigma_x$ に直交する応力度(N/mm<sup>2</sup>)、 $\tau$ :せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)である。 $\sigma_x$ および  $\tau$ は、それぞれ式(B2)および式(B3)で算定される。

$$\sigma_x = \frac{P_e}{A_e} \quad (B2)$$

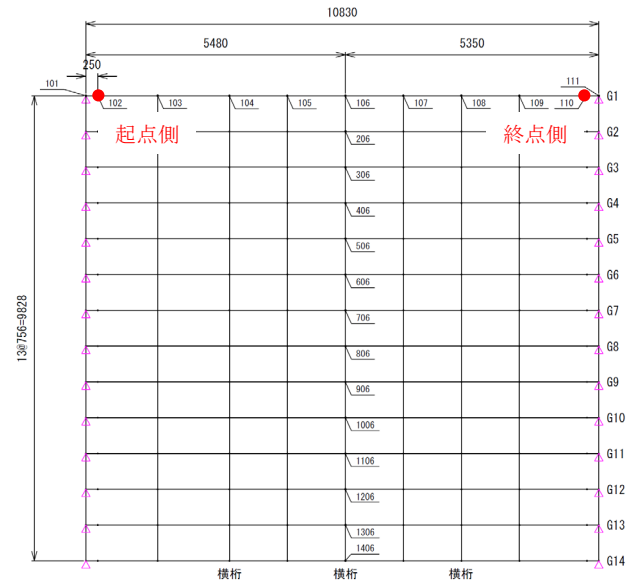
$$\tau = \frac{(V_{dd} - V_{pe}) \cdot Q}{b_w \cdot I} \quad (B3)$$

ここで、 $P_e$ :有効プレストレス(N)、 $A_e$ :コンクリート総断面積(mm<sup>2</sup>)、 $V_{dd}$ :変動荷重作用時のせん断力(N)、 $V_{pe}$ :PC 鋼材の引張力による鉛直成分(N)、 $Q$ :断面一次モーメント(mm<sup>3</sup>)、 $b_w$ :主桁腹部幅(mm)、 $I$ :断面二次モーメント(mm<sup>4</sup>)である。

全 13 ケースにおける斜引張応力度の計算結果を付表 B-1 に示す。表中の青で着色した箇所が、変動荷重によるせん断力として採用した値である。また、表最下段の「斜引張応力度」において、オレンジで着色した箇所は、設計計算における斜引張強度の制限値 (-2.4 N/mm<sup>2</sup>) を満足していないことを示す。なお、格子解析では、節点ごとにせん断力が最大となるよう変動荷重の載荷位置を設定している。そのため、格子解析で採用される  $V_{dd}$  は、設計計算における  $V_{dd}$  (16.99 tf) よりも大きい値となっており、設計計算時とは異なる変動荷重状態であることを付記する。

### B.2. FEM 解析における検討

G1 桁のせん断力が最大となるよう変動荷重を載荷した解析を実施した。解析結果の一覧 (付表 B-2) から、ケース 0~8 (PC 鋼材の破断本数が 7 本以下) では、スターラップの降伏や PC 桁上縁の圧壊は確認されなかった。



付図 B-1 せん断力の着目節点



付表 B-1 斜引張応力度の計算結果(1/2)

解析ケース		ケース0		ケース1		ケース2		ケース3		ケース4		ケース5		ケース6				
劣化状態	PC鋼材破断本数	-		3本		3本		3本		3本		7本		7本				
	劣化桁本数	-		2本		2本		7本		7本		2本		2本				
	劣化範囲	-		支点部		全長		支点部		全長		支点部		全長				
着目位置		起点側	終点側	起点側	終点側	起点側	終点側	起点側	終点側	起点側	終点側	起点側	終点側	起点側	終点側			
せん断力	自重	(kN)	28.95	-29.01	28.95	-29.01	28.95	-29.01	28.95	-29.01	28.95	-29.01	28.95	-29.01	28.95	-29.01		
	場所打ち	(kN)	2.91	-2.91	2.91	-2.91	2.91	-2.91	2.91	-2.91	2.91	-2.91	2.91	-2.91	2.91	-2.91		
	橋面	(kN)	19.65	-21.48	19.75	-21.59	19.72	-21.56	19.76	-21.59	19.75	-21.58	19.62	-21.47	18.78	-20.71		
	上載荷重	(kN)	90.58	-93.29	91.17	-93.86	90.96	-93.68	91.19	-93.87	91.15	-93.85	90.47	-93.49	85.35	-88.87		
	T-20(法線)	max	(kN)	138.38	16.18	138.62	16.24	138.53	16.24	138.63	16.24	138.61	16.22	138.51	15.84	136.39	15.90	
		min	(kN)	-19.15	-143.97	-19.61	-144.18	-19.60	-144.11	-19.60	-144.19	-19.59	-144.17	-19.41	-144.21	-19.33	-142.42	
	40tトレーラー(法線)	max	(kN)	207.17	21.77	207.77	21.85	207.61	21.85	207.80	21.85	207.75	21.82	206.96	21.26	202.76	21.38	
		min	(kN)	-25.49	-221.06	-25.54	-221.60	-25.54	-221.46	-25.59	-221.65	-25.53	-221.58	-25.25	-221.06	-25.13	-217.57	
	AGV(法線)	max	(kN)	236.43	31.24	236.50	31.34	236.47	31.34	236.51	2.48	236.51	31.32	236.78	30.57	236.01	30.45	
		min	(kN)	-40.01	-246.47	-40.08	-246.51	-40.07	-246.48	-40.07	-246.97	-40.05	-246.51	-39.63	-247.00	-39.37	-246.30	
	T-20(法直)	max	(kN)	139.30	40.70	139.86	4.08	139.70	4.09	139.88	4.08	139.82	4.07	139.25	3.97	135.11	4.16	
		min	(kN)	-1.85	-150.97	-1.89	-151.50	-1.89	-151.35	-1.89	-151.51	-1.87	-151.47	-1.88	-150.95	-1.83	-147.26	
	40tトレーラー(法直)	max	(kN)	156.82	3.75	157.50	3.77	157.33	3.77	157.52	3.77	157.44	3.77	156.70	3.65	152.56	3.58	
		min	(kN)	-3.20	-162.27	-3.22	-167.93	-3.22	-167.77	-3.22	-167.94	-3.22	-167.88	-3.64	-167.34	-3.06	-163.55	
	AGV(法直)	max	(kN)	119.89	1.52	120.53	1.51	120.36	1.53	120.55	1.51	120.48	1.50	119.67	1.39	115.52	1.81	
		min	(kN)	-0.05	-133.97	-0.06	-134.62	-0.06	-134.48	-0.06	-134.63	-0.06	-134.56	-0.06	-133.61	-0.11	-130.04	
	死荷重	(kN)	51.51	-53.40	51.61	-53.51	51.58	-53.48	51.62	-53.51	51.61	-53.50	51.48	-53.39	50.64	-52.63		
	活荷重	max	(kN)	236.43	40.70	236.50	31.34	236.47	31.34	236.51	21.85	236.51	31.32	236.78	30.57	236.01	30.45	
min		(kN)	-40.01	-246.47	-40.08	-246.51	-40.07	-246.48	-40.07	-246.97	-40.05	-246.51	-39.63	-247.00	-39.37	-246.30		
採用	(kN)	287.94	-299.87	288.11	-300.02	288.05	-299.96	288.13	-300.48	288.12	-300.01	288.26	-300.39	286.65	-298.93			
プレストレス	有効プレストレス	(N/mm <sup>2</sup> )	818.80	817.30	817.30	817.30	817.30	817.30	817.30	817.30	817.30	817.30	817.30	817.30	817.30	817.30		
	残本数	(本)	17	17	14	14	14	14	14	14	14	14	10	10	10	10		
	断面積	(mm <sup>2</sup> )	92.90	92.90	92.90	92.90	92.90	92.90	92.90	92.90	92.90	92.90	92.90	92.90	92.90	92.90		
	軸成分	(kN)	1293.13	1290.76	1062.98	1062.98	1062.98	1062.98	1062.98	1062.98	1062.98	1062.98	759.27	759.27	759.27	759.27		
断面性能	A	(m <sup>2</sup> )	0.2087	0.2087	0.2087	0.2087	0.2087	0.2087	0.2087	0.2087	0.2087	0.2087	0.1933	0.1933	0.1933	0.1933		
	I	(m <sup>4</sup> )	0.006203	0.006203	0.006203	0.006203	0.006203	0.006203	0.006203	0.006203	0.006203	0.006203	0.005505	0.005505	0.005505	0.005505		
	H	(m)	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000		
	yo	(m)	0.2611	0.2611	0.2611	0.2611	0.2611	0.2611	0.2611	0.2611	0.2611	0.2611	0.2448	0.2448	0.2448	0.2448		
	yu	(m)	-0.2389	-0.2389	-0.2389	-0.2389	-0.2389	-0.2389	-0.2389	-0.2389	-0.2389	-0.2389	-0.2552	-0.2552	-0.2552	-0.2552		
	Zo	(m <sup>3</sup> )	0.023757	0.023757	0.023757	0.023757	0.023757	0.023757	0.023757	0.023757	0.023757	0.023757	0.022488	0.022488	0.022488	0.022488		
	Zu	(m <sup>3</sup> )	-0.025965	-0.025965	-0.025965	-0.025965	-0.025965	-0.025965	-0.025965	-0.025965	-0.025965	-0.025965	-0.021571	-0.021571	-0.021571	-0.021571		
	図心位置	A1	(m <sup>2</sup> )	0.0985	0.0985	0.0985	0.0985	0.0985	0.0985	0.0985	0.0985	0.0985	0.0985	0.0956	0.0956	0.0956	0.0956	
		yo1	(m)	0.1694	0.1694	0.1694	0.1694	0.1694	0.1694	0.1694	0.1694	0.1694	0.1694	0.1581	0.1581	0.1581	0.1581	
		Q1	(m <sup>3</sup> )	0.016686	0.016686	0.016686	0.016686	0.016686	0.016686	0.016686	0.016686	0.016686	0.016686	0.015114	0.015114	0.015114	0.015114	
b	(m)	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800		
直応力	プレストレス	中立軸位置	$\sigma_x$	(N/mm <sup>2</sup> )	6.20	6.18	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09	3.93	3.93	3.93	3.93	
せん断応力度	設計荷重時	図心位置	$\tau$	(N/mm <sup>2</sup> )	4.30	-4.48	4.31	-4.48	4.30	-4.48	4.31	-4.49	4.31	-4.48	4.4	-4.58	4.37	-4.56
斜引張応力度	設計荷重時	図心位置	$\sigma_1$	(N/mm <sup>2</sup> )	-2.20	-2.35	-2.46	-2.61	-2.45	-2.61	-2.46	-2.62	-2.46	-2.61	-2.85	-3.02	-2.83	-3.00

付表 B-1 斜引張応力度の計算結果 (2/2)

解析ケース		ケース7		ケース8		ケース9		ケース10		ケース11		ケース12				
劣化状態	PC鋼材破断本数	7本		7本		11本		11本		11本		11本				
	劣化桁本数	7本		7本		2本		2本		7本		7本				
	劣化範囲	支点部		全長		支点部		全長		支点部		全長				
着目位置		起点側	終点側	起点側	終点側	起点側	終点側	起点側	終点側	起点側	終点側	起点側	終点側			
せん断力	自重	(kN)	28.95	-29.01	28.95	-29.01	28.95	-29.01	28.95	-29.01	28.95	-29.01	28.95	-29.01		
	場所打ち	(kN)	2.91	-2.91	2.91	-2.91	2.91	-2.91	2.91	-2.91	2.91	-2.91	2.91	-2.91		
	橋面	(kN)	19.75	-21.54	19.59	-21.50	19.02	-20.94	16.34	-18.40	19.55	-21.23	18.50	-20.59		
	上載荷重	(kN)	91.37	-93.93	90.75	-94.15	87.26	-91.29	70.90	-75.88	90.75	-93.21	85.24	-90.38		
	T-20( 法線)	max	(kN)	138.90	15.79	138.57	15.37	137.71	14.75	131.07	15.08	139.22	14.59	136.79	13.62	
		min	(kN)	-19.36	-144.36	-19.04	-144.33	-18.84	-143.90	-18.69	-138.03	-18.63	-144.58	-17.81	-143.25	
	40tトレーラー(法線)	max	(kN)	207.87	21.20	207.15	20.50	203.33	19.69	189.70	20.16	206.86	-219.90	201.83	17.81	
		min	(kN)	-25.19	-221.42	-24.74	-221.13	-24.41	-218.31	-24.28	-206.44	-24.16	19.44	-22.98	-216.65	
	AGV( 法線)	max	(kN)	237.03	30.52	237.15	29.97	237.31	38.56	237.96	28.21	238.25	28.34	237.99	26.87	
		min	(kN)	-39.56	-247.08	-39.03	-247.30	-38.33	-248.05	-37.56	-245.84	-38.05	-248.36	-36.55	-248.39	
	T-20( 法直)	max	(kN)	139.86	3.94	138.72	3.50	136.48	3.59	123.32	4.31	138.89	3.49	133.00	2.60	
		min	(kN)	-1.81	-151.17	-1.44	-150.83	-1.68	-148.53	-2.16	-136.38	-1.59	-149.86	-0.92	-145.71	
	40tトレーラー(法直)	max	(kN)	157.33	3.64	155.71	3.55	153.16	3.29	139.35	3.08	155.65	3.25	148.35	2.98	
		min	(kN)	-3.13	-167.56	-3.03	-166.35	-2.89	-164.42	-2.66	-151.40	-2.86	-165.24	-2.57	-159.21	
	AGV( 法直)	max	(kN)	120.27	1.34	118.13	0.84	116.09	1.17	102.86	2.31	117.75	1.00	111.22	0.11	
		min	(kN)	-0.05	-133.73	-0.01	-132.44	-0.06	-129.50	-0.53	-117.59	-0.02	-130.31	0.00	-124.59	
	死荷重	(kN)	51.61	-53.46	51.45	-53.42	50.88	-52.86	48.20	-50.32	51.41	-53.15	50.36	-52.51		
	活荷重	max	(kN)	237.03	30.52	237.15	29.97	237.31	38.56	237.96	28.21	238.25	28.34	237.99	26.87	
		min	(kN)	-39.56	-247.08	-39.03	-247.30	-38.33	-248.05	-37.56	-245.84	-38.05	-248.36	-36.55	-248.39	
	採用	(kN)	288.64	-300.54	288.60	-300.72	288.19	-300.91	286.16	-296.16	289.66	-301.51	288.35	-300.90		
プレストレス	有効プレストレス	(N/mm2)	817.30	817.30	817.30	817.30	817.30	817.30	817.30	817.30	817.30	817.30	817.30			
	残本数	(本)	10	10	10	10	6	6	6	6	6	6	6			
	断面積	(mm2)	92.90	92.90	92.90	92.90	92.90	92.90	92.90	92.90	92.90	92.90	92.90			
	軸成分	(kN)	759.27	759.27	759.27	759.27	455.56	455.56	455.56	455.56	455.56	455.56	455.56			
断面性能	A	(m2)	0.1933	0.1933	0.1933	0.1933	0.1597	0.1597	0.1597	0.1597	0.1597	0.1597	0.1597			
	I	(m4)	0.005505	0.005505	0.005505	0.005505	0.003520	0.003520	0.003520	0.003520	0.003520	0.003520	0.003520			
	H	(m)	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.4300	0.4300	0.4300	0.4300	0.4300	0.4300	0.4300			
	yo	(m)	0.2448	0.2448	0.2448	0.2448	0.1985	0.1985	0.1985	0.1985	0.1985	0.1985	0.1985			
	yu	(m)	-0.2552	-0.2552	-0.2552	-0.2552	-0.2315	-0.2315	-0.2315	-0.2315	-0.2315	-0.2315	-0.2315			
	Zo	(m3)	0.022488	0.022488	0.022488	0.022488	0.017733	0.017733	0.017733	0.017733	0.017733	0.017733	0.017733			
	Zu	(m3)	-0.021571	-0.021571	-0.021571	-0.021571	-0.015205	-0.015205	-0.015205	-0.015205	-0.015205	-0.015205	-0.015205			
	図心位置	A1	(m2)	0.0956	0.0956	0.0956	0.0956	0.0872	0.0872	0.0872	0.0872	0.0872	0.0872	0.0872		
		yo1	(m)	0.1581	0.1581	0.1581	0.1581	0.1247	0.1247	0.1247	0.1247	0.1247	0.1247	0.1247		
		Q1	(m3)	0.015114	0.015114	0.015114	0.015114	0.010874	0.010874	0.010874	0.010874	0.010874	0.010874	0.010874		
b	(m)	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800	0.1800				
直応力	プレストレス	中立軸位置	σx	(N/mm2)	3.93	3.93	3.93	3.93	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85		
せん断応力度	設計荷重時	図心位置	τ	(N/mm2)	4.4	-4.58	4.4	-4.59	4.95	-5.16	4.91	-5.08	4.97	-5.17	4.95	-5.16
斜引張応力度	設計荷重時	図心位置	σ1	(N/mm2)	-2.85	-3.02	-2.85	-3.03	-3.73	-3.93	-3.69	-3.85	-3.75	-3.94	-3.73	-3.93

付表 B-2 FEM 解析のイベント表

		ケース0	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース7	ケース8	ケース9	ケース10	ケース11	ケース12
		3本			7本			7本			最下段すべて (11本)			
PC鋼材破断本数	劣化主桁本数	2本		7本		2本		7本		2本		7本		
劣化範囲		支点部	全長	支点部	全長	支点部	全長	支点部	全長	支点部	全長	支点部	全長	
1.0D	※永久荷重用時					1474kN 1.8mm		1474kN 1.3mm		1474kN 3.8mm	1474kN 0.1mm	1474kN 1.7mm	1474kN 0.4mm	1474kN 6.8mm
漸増			1864kN 1.8mm			1864kN 1.2mm		1864kN 1.5mm					1864kN 1.6mm	
1.0D+0.5L	※変動荷重用時 (フルプレ確認)		2058kN 1.7mm		2058kN 1.9mm						2058kN 1.8mm			
漸増		2252kN 2.2mm												
1.0D+1.0L										2642kN 8.0mm		2642kN 5.9mm		
漸増														
漸増														
1.00(1.1D+1.5L)	※終局限界状態						3373kN 5.9mm	3373kN 7.6mm						
1.05(1.1D+1.5L)														
1.10(1.1D+1.5L)									3711kN 7.6mm					
1.15(1.1D+1.5L)	※目標荷重												3879kN 9.9mm	
1.20(1.1D+1.5L)														
1.25(1.1D+1.5L)														
1.30(1.1D+1.5L)						4385kN 11.9mm								4385kN 38.7mm
1.35(1.1D+1.5L)														
1.40(1.1D+1.5L)			4723kN 11.9mm											
1.45(1.1D+1.5L)														せん断 4891kN 56.9mm
1.50(1.1D+1.5L)		5060kN 12.3mm	5060kN 12.4mm		5060kN 12.5mm						5060kN 13.6mm		5060kN 20.5mm	
1.55(1.1D+1.5L)														
1.60(1.1D+1.5L)														5397kN 89.4mm
1.65(1.1D+1.5L)														
1.70(1.1D+1.5L)											5735kN 23.0mm	5735kN 31.4mm		せん断
1.75(1.1D+1.5L)														
1.80(1.1D+1.5L)														
1.85(1.1D+1.5L)										6241kN 37.9mm				
1.90(1.1D+1.5L)								6409kN 20.2mm	6409kN 41.0mm	6409kN 21.6mm				
1.95(1.1D+1.5L)													6578kN 56.1mm	
2.00(1.1D+1.5L)								6747kN 20.4mm						

イベント

- 水切りひび割れ
- G1桁ひび割れ
- 全主桁ひび割れ
- PC鋼材隆伏
- 主桁圧壊
- スターラップ隆伏

港湾空港技術研究所報告 第60巻 第3号

2021. 12

編集兼発行人 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

発行所 港湾空港技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号  
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

Copyright © (2021) by MPAT

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of MPAT

この資料は、海上・港湾・航空技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は海上・港湾・航空技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

## **CONTENTS**

1. Numerical Analysis on Structural Performance of Deteriorated Open-Type Wharf with Prestressed Concrete Superstructure

Yutaka TANAKA, Yuichiro KAWABATA, Ema KATO, Yoshikazu SUZUKA, Shusaku KAWABE, Michio NAKAJIMA, Tsuyoshi ISHI, Hisao TATEGAMI, Tetsuya OGASAWARA

2. Analytical Study on the Bearing Capacity of Open-ended Straight and Tapered Piles Using MPM

Keita NAKAMURA, Satoshi MATSUMURA, Takaaki MIZUTANI