

2章 橋梁実態調査

2.1 概要

多くの橋梁は、活荷重の繰返し载荷や様々な外的、内的要因等により、竣工当初に有していた性能が徐々に低下していくことが予想される。これまで報告されているコンクリート部材の損傷の多くは、様々なコンクリートの劣化要因の複合によって発生しており、特に道路構造物は、载荷された活荷重の大きさ、時期、頻度、作用位置等が不明確である場合がほとんどであり、実構造物のコンクリート主桁の損傷の主要因が疲労によるものであると特定できる事例は現在までのところ多くはない。

本章では、長期間供用されている PRC 橋及び自動車交通の過酷な条件下で供用されている PC 橋の中から、定期点検等により特にひび割れ損傷が多く確認されている橋梁をそれぞれ 1 橋ずつ抽出し、実橋における損傷実態の調査及び損傷要因推定のための調査を行うことにより、疲労損傷の可能性について検証を行った。なお、疲労を直接的に確認することは上述の理由から困難であることから、ここでは、コンクリートの材料的な欠陥や劣化、構造的な不具合や想定以上の活荷重の影響、プレストレスの減少が主たる損傷要因では無いことを確認することにより、間接的に疲労損傷の可能性について検証することとした。

抽出した橋梁は、以下表 2.1.1 に示す 2 橋である。

表 2.1.1 実態調査対象橋梁

橋梁名	橋長 (支間長)	構造形式	車線数	大型車 12 時間 交通量(昼間)	架設 年度	供用 年数	調査 日時
紋別 大橋	177.50 m (27.8 m)	単純 PRC 箱桁橋	2	1688 台	1967 年 10 月	42 年	2007 1/18
土地 谷橋	15.10 m (14.195 m)	ホ [○] ステーション方式 単純 PCT 桁橋	2	6740 台	1958 年 1 月	51 年	2009 2/5

※供用年数は 2009 年現在とする。



写真 2.1.1 PRC 橋 (紋別大橋)



写真 2.1.2 PC 橋 (土地谷橋)

2.2 供用開始後 40 年を経過した PRC 橋（紋別大橋）

2.2.1 橋梁諸元

(1) 橋梁諸元

- 橋梁形式 : 単純 PRC 箱桁 + 3 径間連続 PC 箱桁 + 単純 PRC 箱桁
- 橋長 : $L = 177.5\text{m}$
- 支間割 : $27.8 + 37.55 + 44.0 + 37.55 + 27.8\text{ m}$
- 斜角 : $90^\circ 00' 00''$
- 幅員 : 全幅員 6.8 m 、車道 6.0 m
- 設計荷重 : TL-14
- 竣工年 : 1967 年(昭和 42 年)10 月、供用年数 42 年
- 適用示方書 : 鉄筋コンクリート標準示方書(昭和 39 年)
プレストレストコンクリート設計施工指針(案)(昭和 36 年)
- 使用材料 : コンクリート $\sigma_{ck} = 36\text{N/mm}^2$ 、鉄筋 SD390、PC 鋼材 $16\phi 8$
- 補修履歴 : 1980 年 : 高欄塗装塗り替え
1985 年 : 杓座拡幅・移動制限装置・伸縮装置補修
1990 年 : 高欄塗装塗り替え
1992 年 : PRC 桁塗装
2002 年 : 高欄塗装塗り替え

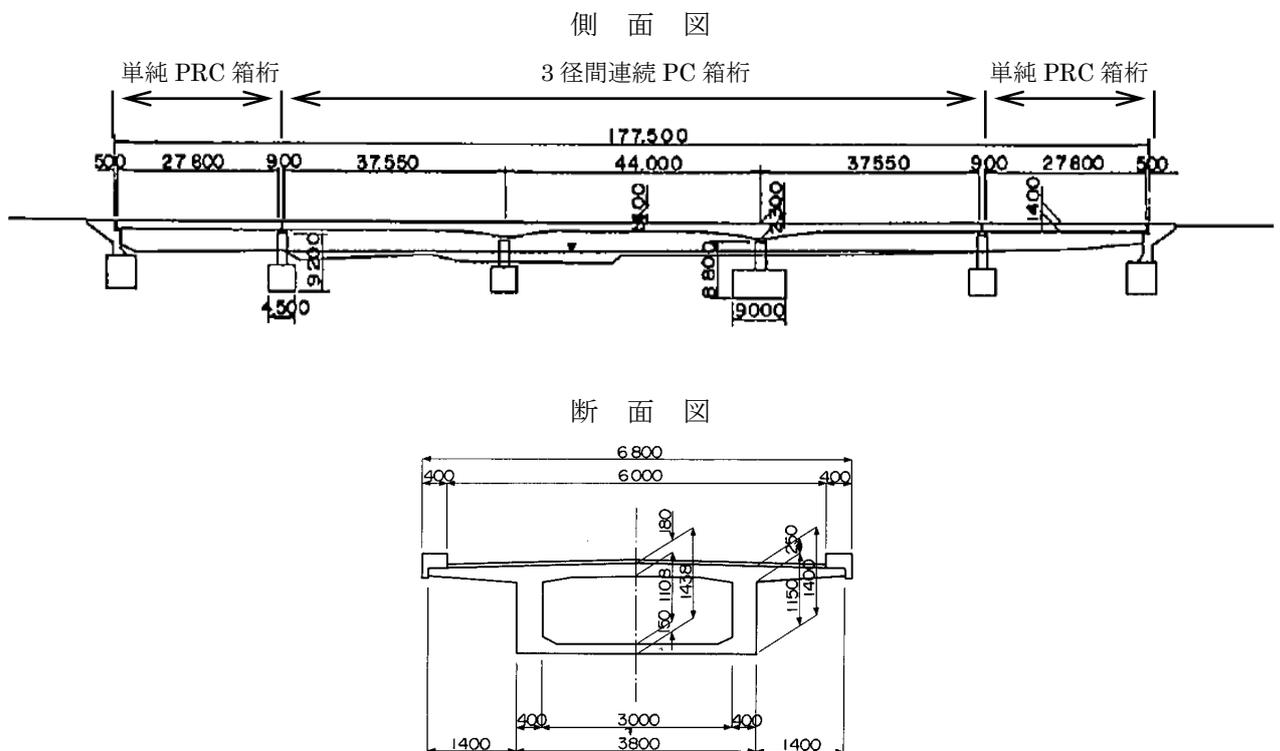


図 2.2.1 紋別大橋 橋梁一般図

(2) PRC 構造区間(A1-P1、P4-A2)の特徴

対象橋の PRC 構造区間は、1965 年に日本で初めて建設された PRC 道路橋である上姫川橋（3 径間連続 PRC ラーメン橋）と同じ設計方法¹⁾によるものであり、原則としてひび割れを許容する RC 構造に、従来の PC 構造の 20%程度のプレストレスを導入し、計算上のひび割れ幅が RC 構造としての所要条件を満足するように設計されている。

支間中央断面の死荷重時における合成応力度は、全断面を有効とした合成応力度計算で（上縁） 6.12 N/mm^2 ～（下縁） -4.29 N/mm^2 となっており、死荷重状態でひび割れを許容している構造であった。また RC 計算結果では、コンクリートの圧縮応力度は 7.0 N/mm^2 、鉄筋の引張応力度は 93.1 N/mm^2 であった。

また、供用開始後 25 年目（1992 年）に、塩害対策として表面塗装による補修が施されている。



写真 2.2.1 全景



写真 2. 2. 2 主桁側面ひび割れ状況



写真 2. 2. 3 主桁下面ひび割れ状況



写真 2.2.4 ウェブ内面（箱桁内部）ひび割れ状況

(3) 交通実態

調査橋梁の交通実態を表 2.2.1 に示す。

表 2.2.1 センサスデータ（1999 年）

路線名		観測地点 市 区 丁目 郡 町 字	平均24時間自動車類交通量(台)							平12 日時 間自 動交 通車 類 量 (台)	平日 昼夜 率	大型 車混 入率 (%)
橋名	路線名		乗用車類			貨物車類			合計			
		乗用車	バス	計	小型貨物車	普通貨物車	計					
紋別大橋	一般国道336号	広尾郡大樹町	766	14	780	308	600	908	1688	1384	1.22	37.5

2.2.2 調査・試験項目

(1) ひび割れ状況

ひび割れの状況は、塗装面に発生しているひび割れと、桁内部のひび割れについて、目視とクラックゲージによりひび割れ位置及び幅を観察し、外観上のスケッチを行った。なおスケッチに当たっては、デジカメ写真を合成し、画像処理ソフトを使用してひび割れ図を作成した。桁外面は表面塗装されているが、桁最下縁では主桁のひび割れに沿って塗装割れを生じており、コンクリート表面のひび割れの位置、幅を評価できる状態であった。

(2) コンクリート物性試験

ひび割れの発生と、コンクリートの材料的な劣化や外的環境要因との関係性を確認するため、橋体からのコア採取によるコンクリートの物性試験²⁾を実施した。

コア供試体採取は、以下のNo.1～No.5に従った。採取位置を図2.2.2に示す。

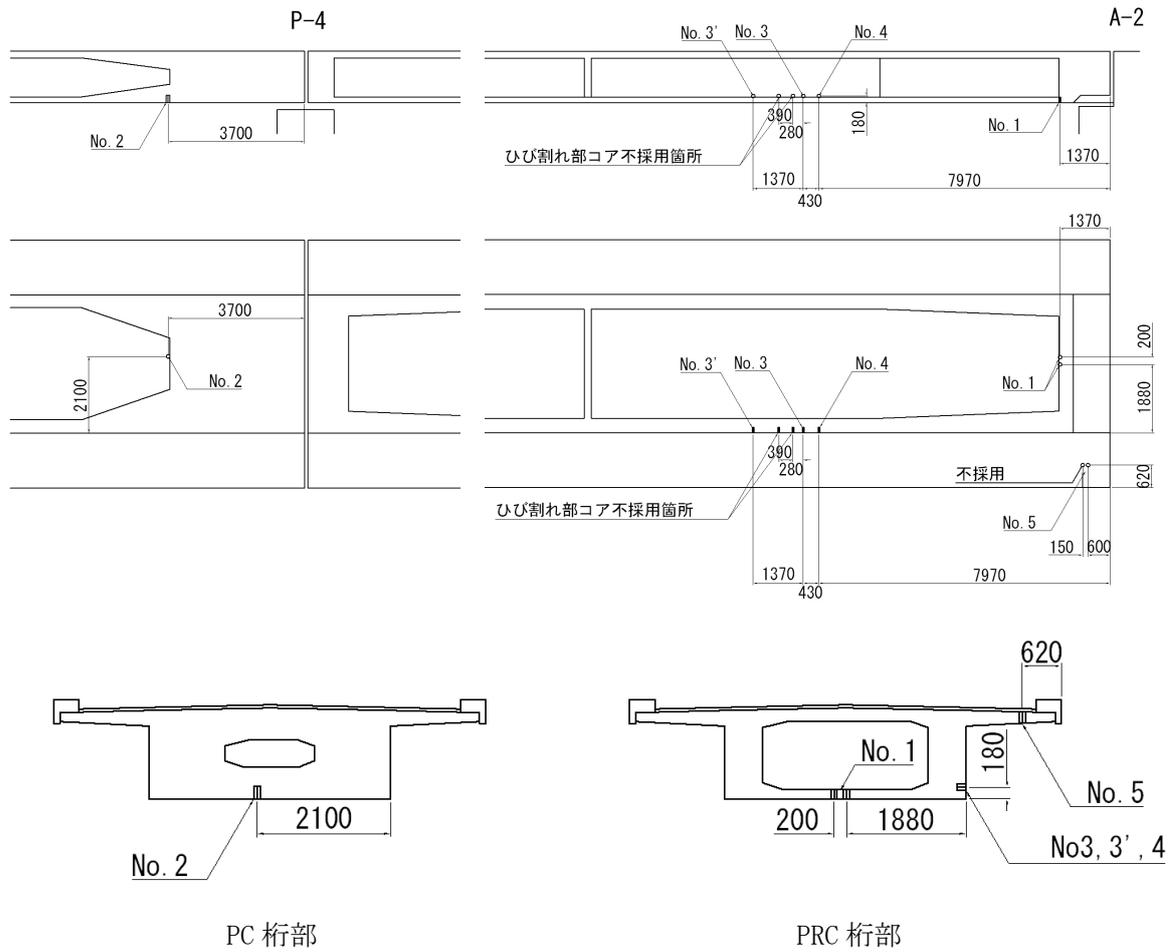
- ・ (No.1)桁下
- ・ (No.2)表面塗装の影響を確認するため無塗装区間 (P3-P4区間)
- ・ (No.3、No.3'、No.4)海側のウェブ側面
- ・ (No.5)張出床版

No.3及びNo.3'については、ひび割れからの炭酸ガス、塩分の侵入の可能性³⁾を確認するため、ひび割れ位置からコア供試体を採取した。

物性試験の項目は、以下の表2.2.2に示す5項目とした。

表 2.2.2 コンクリート物性試験実施項目

	No.1	No.2	No.3	No.3'	No.4	No.5
表面塗装	有り	無し	有り	有り	有り	有り
ひび割れ	無し	無し	有り	有り	無し	無し
圧縮強度試験 JIS A 1107、1108	○	○				
静弾性係数 JIS A 1149	○	○				
中性化試験 JIS A 1152	○	○	○		○	○
塩化物イオン含有量試験 JIS A 1154			○		○	○
塩化物イオン量 EPMA (電子マイクロアナライザー)				○		



※コンクリート試験用・分析用として適さないコアは再度コア削孔を行った。

- No. 1 は 2 本コア採取し、2 本採用
- No. 2 は 1 本コア採取し、1 本採用
- No. 3、3' は 4 本コア採取し 2 本採用 (ひび割れ部のためコア形状が保持できないものは不採用とした。)
- No. 4 は 1 本コア採取し、1 本採用
- No. 5 は 2 本コア採取し、1 本採用

図 2.2.2 コア採取位置

表 2.2.3 圧縮強度試験・静弾性係数試験

試験項目	規格	試験方法
圧縮強度試験	JIS A 1107	「コンクリートからのコア及びはりの切り取り方法及び強度試験方法」に準拠
	JIS A 1108	「コンクリートの圧縮強度試験方法」に準拠
静弾性係数試験	JIS A 1149	「コンクリートの静弾性係数試験方法」に準拠

表 2.2.4 中性化深さの測定方法

試験項目	規格	試験方法
中性化試験	JIS A 1152	「コンクリートの中性化深さの測定方法」に準拠。 測定面にフェノールフタレイン溶液を噴霧器で液が滴らない程度に噴霧し、コンクリート表面から赤紫色に呈色した部分までの距離を測定する。 本試験ではコアの側面を利用し、測定箇所 10 点 (JIS では 5 点以上、0.5mm 単位) の平均を中性化深さ (0.1mm 単位) とした。

本橋梁の架橋位置は、離岸距離で 5km 程度あることから、示方書等に規定されている塩害地域には属さないものの、コンクリートの物性確認のため、塩化物イオン含有量試験を実施した。

表 2.2.5 塩化物イオン含有量試験方法

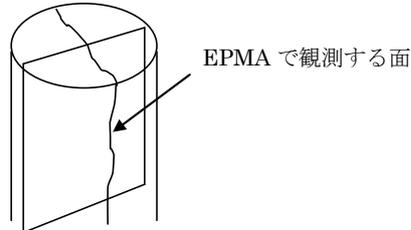
試験項目	規格	試験方法
全塩分分析	JIS A 1154	「硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法」の以下に準拠。 「7 全塩化物イオンの抽出方法」 「9 塩化物イオン電極を用いた電位差滴定法」 「付属書 1 (参考) 硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオン分析用試料の採取方法」

- ・主桁ウェブ部での塩化物イオン含有量試験 (コア採取本数 : 3 本)

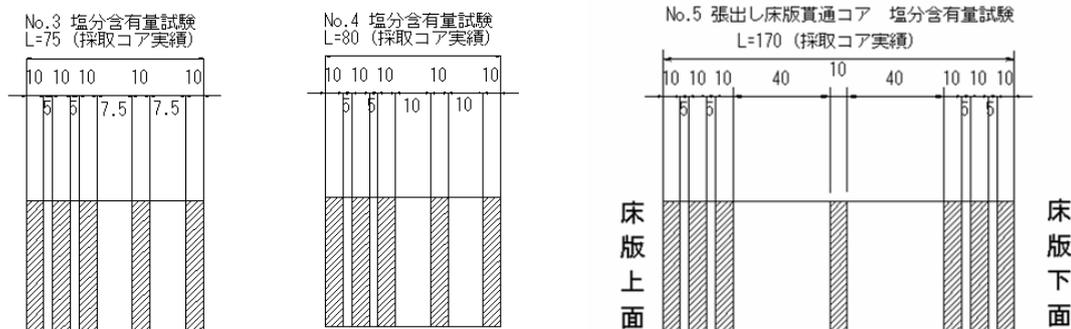
PRC 桁部は、塗装が施されていることから、塩分はひび割れを介して拡散していることが想定された。主桁ウェブにおいてひび割れ幅が最も大きい箇所から、ひび割れを中心に跨ぐようにコア採取を行い (No. 3)、塩化物イオン含有量試験 (5 深度) を行った。比較用として近傍の健全部からもコア採取を行い (No. 4)、同様の試験を行った。また、EPMA にて拡散の状態を把握するため、No. 3 近傍にてコア採取を行った (No. 3')。

- ・張出し床版の塩化物イオン含有量試験（コア採取本数：1本）

本橋は、床版防水工が未補修（or 未設置）であり、舗装を浸透した凍結防止剤が主桁・床版コンクリートに影響を及ぼしている可能性があった。実態を把握するため、PRC桁部下流側 A2 端部から床版貫通コアを採取し（No. 5）、上縁、下縁にスライス数を増やし、7 試料の塩化物イオン含有量試験を行った。



(a) ひび割れを含むコアの採取イメージ



(b) 各採取コアの分析位置

図 2.2.3 塩化物イオン含有量試験用コア

- ・EPMA による塩化物イオン量

主桁ウェブ側面のひび割れ箇所からコンクリートコアを採取し、飛来塩分等のひび割れからの侵入の可能性について、電子マイクロアナライザーにより塩素 (Cl) の分布をマッピングすることにより分析を行った。

- ・試料：No. 3¹ コンクリートコア（ $\phi 50$, $L=80\text{mm}$ ） 主桁ウェブ側面（ひび割れ部）
- ・装置： 日本電子社製 JXA-8900RL
- ・加速電圧： 15 kV
- ・照射電流： $5 \times 10^{-8}\text{A}$
- ・分析領域： 表面を含む $5\text{cm} \times 6\text{cm}$ 領域

(3) 載荷試験

荷重載荷に対する挙動を把握することで、構造的な不具合の可能性を検証するため、荷重車(20 t)積載による静的載荷試験及び荷重車走行試験(40km/h)におけるひび割れの挙動、軸方向鉄筋及びコンクリートのひずみ、変位(たわみ)を計測した。また交通荷重モニタリングシステム「BWIM」(Bridge-Weigh-In-Motion)により、実際の交通流に対しての軸方向鉄筋及びコンクリートのひずみ及び主桁最下縁の主鉄筋応力度を計測した。計測期間は2007/1/23(火) 15:00~2007/1/26(土)15:00の4日間(96時間)とした。

(a) 計測項目及び計測箇所

① ひび割れの挙動(10箇所)

ひび割れ挙動の評価のため、ひび割れ箇所に π ゲージを設置し、荷重載荷時の挙動を確認した。

下床版支間中央付近のひび割れは、近接するひび割れの挙動の合計値が、実際の荷重載荷時に発生するひび割れ幅に相当すると考え、近接する4箇所とした。(A-1~A-4)

ウェブ側面に発生しているひび割れは、計算上圧縮領域となる部分にもひび割れが進展しているため、その挙動を検証する必要があると考えた。ひび割れの上端及び下端それぞれに π ゲージを設置し、荷重載荷時の挙動を確認した。(A-5U及びA-5L)

ウェブ側面のL/4付近に発生している斜めひび割れは、せん断ひび割れであると想定された。せん断ひび割れは、荷重載荷による挙動は少ないと推察し、同じひび割れの先端及び中央に、それぞれ各1箇所 π ゲージを設置した。(A-6U及びA-6L)

桁端部床版下面には、桁中心線からウェブへと進展する斜め方向のひび割れが確認された。また桁端部ウェブ側面には、鉛直方向のひび割れが確認された。いずれも直接的なひび割れ発生原因は不明であったため、 π ゲージを各1箇所設置し、その挙動を確認した。(A-7及びA-8)

② 軸方向鉄筋及びコンクリートひずみ(鉄筋:8箇所、コンクリート:4箇所)

ウェブに発生する曲げ応力度の分布傾向の把握を目的としたひずみ計測用として、支間中央付近に発生しているひび割れ近傍のスターラップ配力筋及び引張主鉄筋をはつりだし、ひずみゲージを設置した。(B-1L~B-4L、B-1R~B-4R)

また、圧縮領域のコンクリートひずみ計測用として、床版付け根部上縁及びウェブ上端のコンクリート表面にひずみゲージを設置した。(C-1L~C-2L、C-1R~C-2R)

③ 変位(9箇所)

変位計の設置箇所は、支間中央、ウェブ断面変化部を基本とし、その間を当分割するように配置した。(D-1~D-9)

④ 鉄筋応力度(2箇所)

最下縁の引張主鉄筋(B-1L、B-1R)について、計測されるひずみから応力度を計算した。

(b) 載荷試験に用いた荷重車の諸元

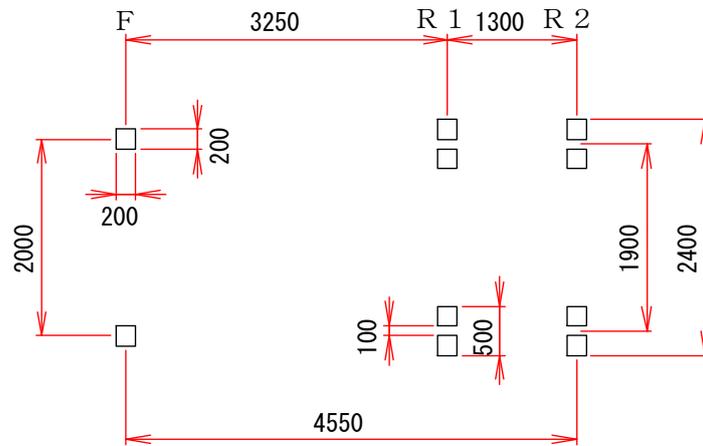


図 2.2.6 荷重車載荷位置

表 2.2.6 荷重車諸元

軸重 (t)			総重量 (t)	軸間距離 (mm)	
F	R 1	R 2		L 1	L 2
5.47	7.11	7.24	19.82	1300	3250



(a) 静的載荷試験



(b) 荷重車走行試験

写真 2.2.5 載荷試験状況

(c) 静載荷試験載荷ケース

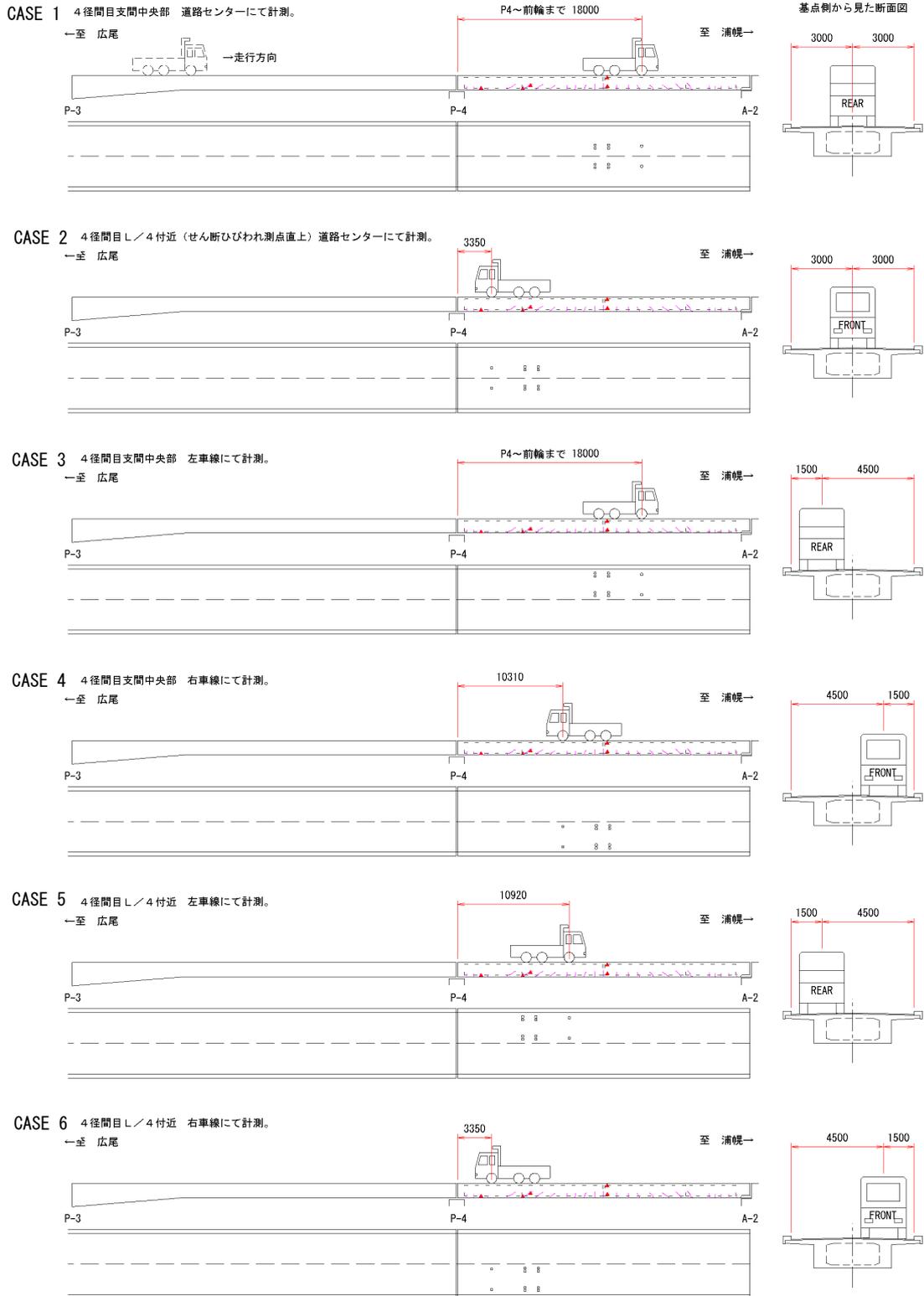


図 2.2.7 静載荷試験載荷ケース

(d) BWIM による実際の交通流の把握

表 2.2.7 計測概要

	計測位置	センサー	箇所	備考
F-1	PRC桁 支間中央 下床版	ひずみ ゲージ	1	L側、橋軸方向
F-2			1	L側、橋軸方向
F-3			1	R側、橋軸方向
F-4			1	R側、橋軸方向
G-1	PRC桁 車両進入 側上床版	高感度 ひずみ計	2	起点・終点 2箇所、橋軸方向
G-2			2	起点・終点 2箇所、橋軸方向
G-3			2	起点・終点 2箇所、橋軸方向
G-4			2	起点・終点 2箇所、橋軸方向
H-1	PC桁 支間中央 下床版	ひずみ ゲージ	1	L側、橋軸方向
H-2			1	CL、直角方向
H-3			1	R側、橋軸方向
I-1	PC桁 1/4付近 上床版	高感度 ひずみ計	1	L側、橋軸方向
I-2			1	CL、直角方向
I-3			1	R側、橋軸方向
J-1	PRC桁 1/4付近 上床版	高感度 ひずみ計	1	直角方向
J-2	PRC桁 支間中央 下床版	ひずみ ゲージ	1	直角方向
K-1	PC桁P4 上支承 ライン	変位計	1	L側
K-2			1	R側

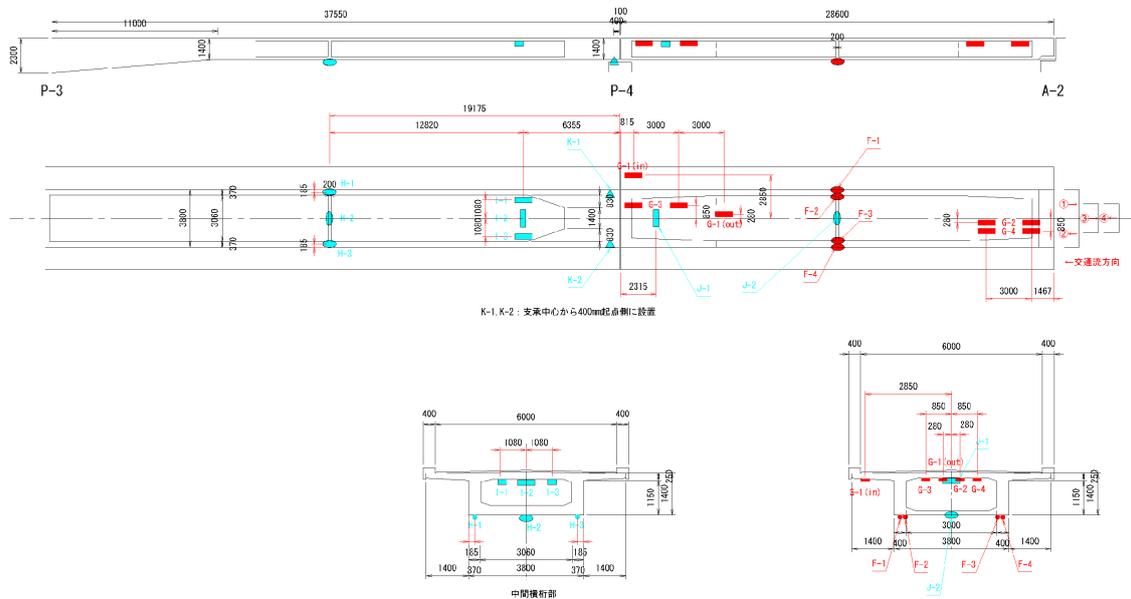


図 2.2.8 計測箇所

2.2.3 調査結果

(1) ひび割れ状況

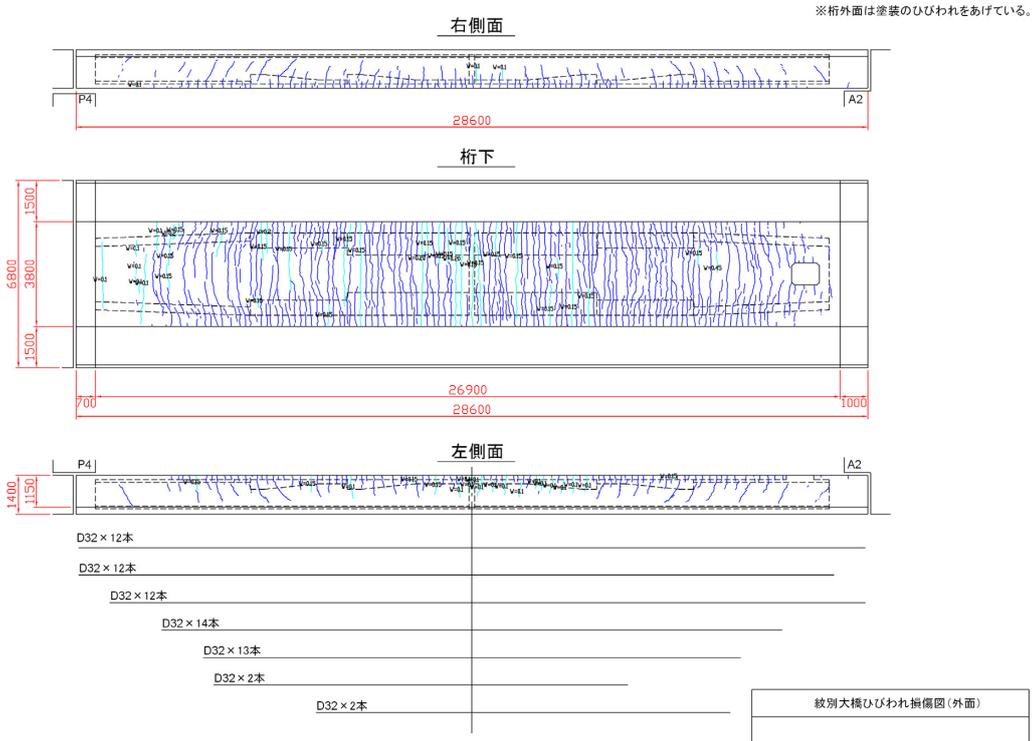


図 2.2.9 紋別大橋ひび割れ損傷図（外面）

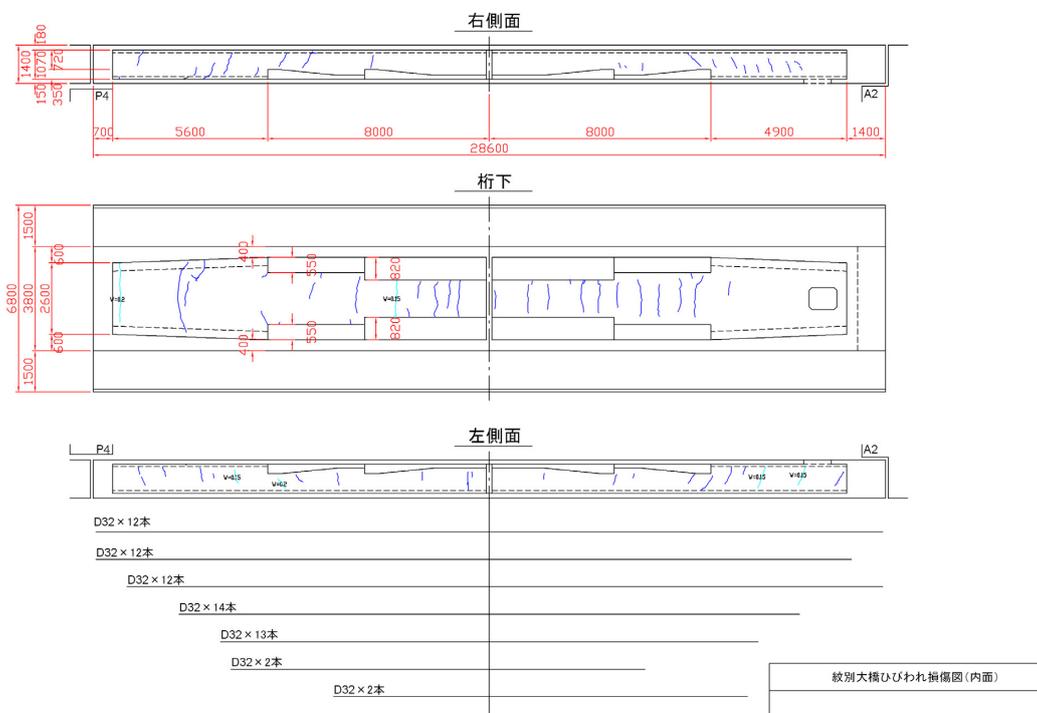


図 2.2.10 紋別大橋ひび割れ損傷図（内面）

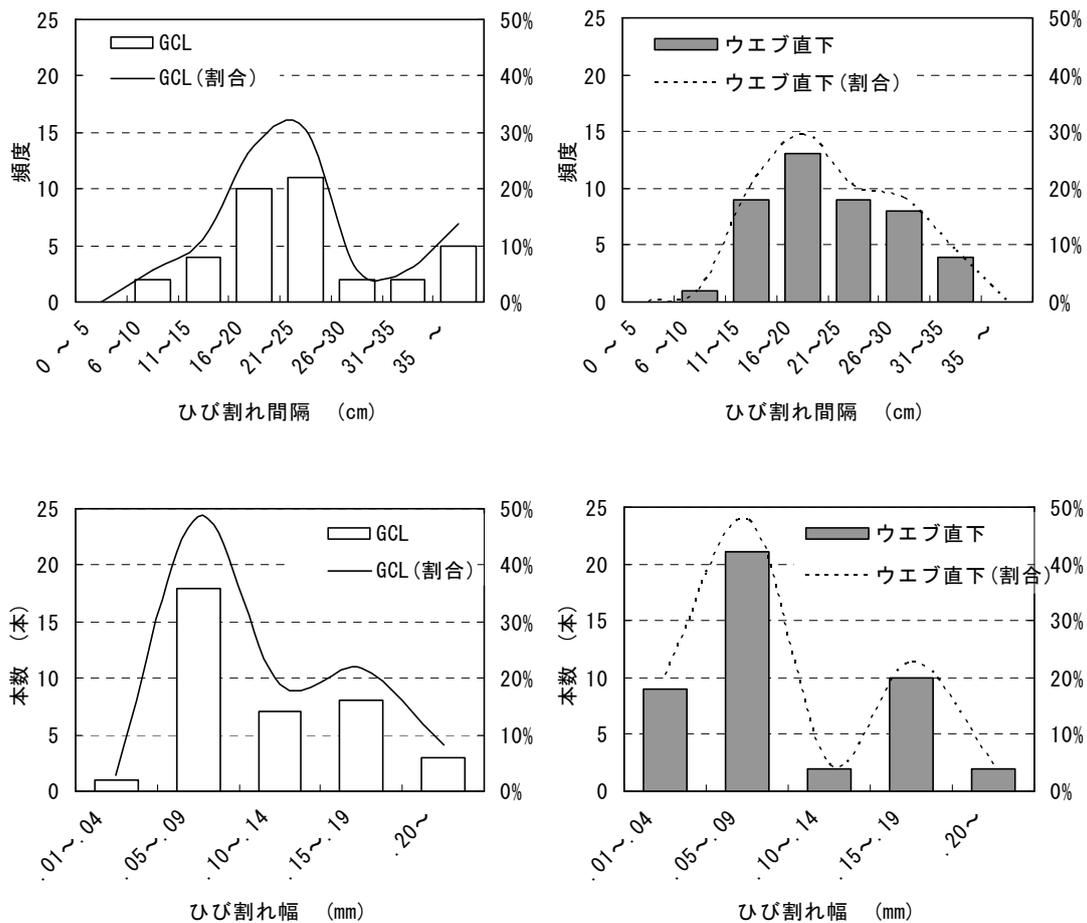


図 2. 2. 11 ひび割れ間隔及びひび割れ幅計測結果（支間中央 9. 0m 区間）

図 2. 2. 9 及び図 2. 2. 10 にひび割れ状況を示す。また図 2. 2. 11 は、下床版 PC 鋼材配置区間である径間中央 9. 0m の範囲の径間中央部 16m 区間のひび割れ間隔及びひび割れ幅を集計したものである。下床版中央部（GCL）に比べ、ウェブ直下に多くのひび割れが観察され、その発生間隔は小さくなる傾向が見られた。また径間中央にはひび割れ幅が 0. 15mm ～ 0. 25mm のひび割れが生じているものの、それ以外のひび割れのひび割れ幅は 0. 10mm 以下であった。GCL ではひび割れ間隔が大きい傾向があったため、床版に配置されている軸方向鉄筋、橋軸直角方向の配置鉄筋量の相違がひび割れの発生状況に影響を及ぼすものと考えられたものの、本橋のひび割れ状況からは、鉄筋配置がひび割れの発生パターンに与える影響は顕著ではないと考えられる。またひび割れ幅 0. 15mm 以上のひび割れは、下床版及びウェブを貫通し、その上端が中立軸付近まで達しており、そのひび割れは、図 2. 2. 12 に示すように骨材の界面に沿って進展していることが確認された。

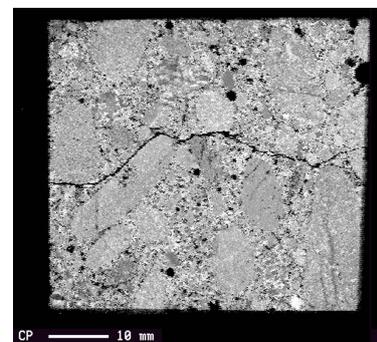


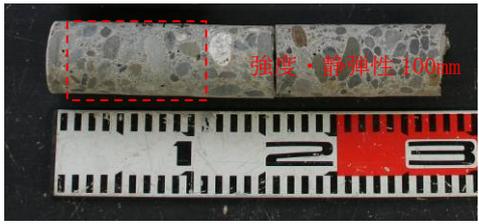
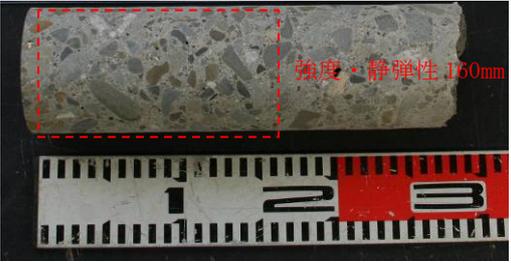
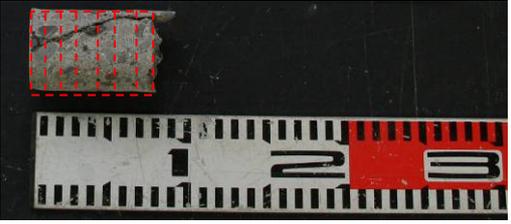
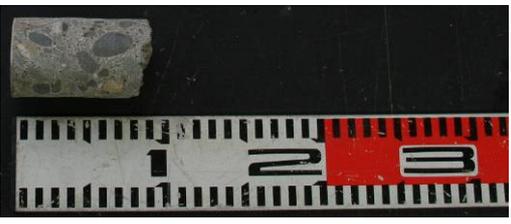
図 2. 2. 12 ひび割れ観察 (SEM)

(2) コンクリート物性試験

(a) 採取したコアの状況

採取コア状況及び室内試験での寸法を以下に示す。

表 2.2.8 採取コア写真

コア 番号	コア 寸法	室内試験項目	備考
No. 1	φ 50 × 270	圧縮強度試験 静弾性係数 中性化試験	表面 ←  強度・静弾性 100mm
No. 2	φ 80 × 270	圧縮強度試験 静弾性係数 中性化試験	表面 ←  強度・静弾性 160mm
No. 3	φ 50 × 75	中性化試験 塩化物イオン含有量 試験 (5 深度)	表面 ← 
No. 3'	φ 50 × 80	EPMA による面分析	表面 ← 

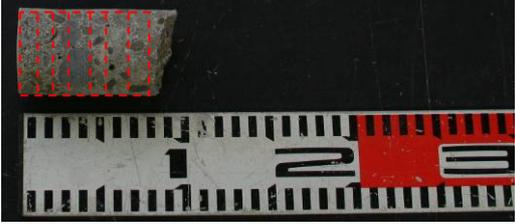
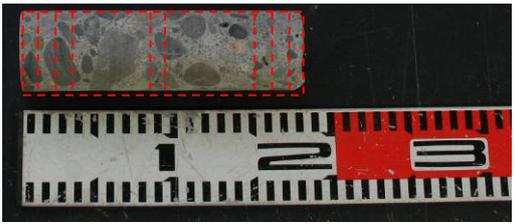
No. 4	φ 50 × 80	中性化試験 塩化物イオン含有量 試験 (5 深度)	<p>表面 ←</p> 
No. 5	φ 50 × 170	中性化試験 塩化物イオン含有量 試験 (7 深度)	<p>表面 ←</p> 

表 2.2.9～表 2.2.13 に、採取コアの外観状況を示す。

表 2.2.9 コアの外觀写真 (No. 1、No. 2)

作業内容	状況写真
<p>採取コア状況</p> <p>No. 1</p>	
<p>採取コア状況</p> <p>No. 2</p>	
<p>採取コア状況</p> <p>No. 2</p> <p>側面状況</p>	
<p>採取コア状況</p> <p>No. 2</p> <p>コア端部状況</p>	

表 2.2.10 コアの外觀写真 (No. 3)

作業内容	状況写真
<p>採取コア状況</p> <p>No. 3</p> <p>表面付近状況</p>	
<p>採取コア状況</p> <p>No. 3</p> <p>ひび割れ状況 (上面)</p>	
<p>採取コア状況</p> <p>No. 3</p> <p>ひび割れ状況 (下面)</p>	
<p>採取コア状況</p> <p>No. 3</p> <p>コア端部状況</p>	

表 2.2.11 コアの外觀写真 (No. 3')

作業内容	状況写真
<p>採取コア状況</p> <p>No. 3'</p> <p>ひび割れ状況 (上面)</p>	
<p>採取コア状況</p> <p>No. 3'</p> <p>ひび割れ状況 (下面)</p>	
<p>採取コア状況</p> <p>No. 3'</p> <p>コア端部状況</p>	

表 2.2.12 コアの外觀写真 (No. 4)

作業内容	状況写真
<p>採取コア状況</p> <p>No. 4</p>	
<p>採取コア状況</p> <p>No. 4</p>	
<p>採取コア状況</p> <p>No. 4</p> <p>コア端部状況</p>	

表 2.2.13 コアの外觀写真 (No. 5)

作業内容	状況写真
<p>採取コア状況</p> <p>No. 5</p>	
<p>採取コア状況</p> <p>No. 5</p>	
<p>採取コア状況</p> <p>No. 5</p> <p>コア端部状況 (舗装面直下)</p>	

(b) 圧縮強度及び静弾性係数

採取したコアの圧縮強度及び静弾性係数試験結果を表 2.2.14 に示す。

表 2.2.14 圧縮強度・静弾性係数の試験結果

コア番号	圧縮強度		静弾性係数	
	試験結果	設計基準強度	試験結果	設計値
	F_c (N/mm ²)	F'_{ck} (N/mm ²)	E (kN/mm ²)	E_c (kN/mm ²)
No. 1 ※P4-A2 (PRC 区間)	85.1 (2.36)	36.0 (1.00)	44.7	29.8
No. 2 ※P3-P4 (PC 区間)	68.8 (1.91)		33.6	

※()内は基準値との比率を示す。

表 2.2.14 より、圧縮強度については設計基準強度を下回るものは認められず、全ての箇所において設計基準強度である 36N/mm² を上回る結果となった。

圧縮強度の評価方法を表 2.2.15 に示す。本橋より採取したコアよりコンクリート強度の評価を行った結果、「健全である」の評価となった。

表 2.2.15 コンクリートコアの圧縮強度の評価方法⁴⁾

圧縮強度値	評価	備考
すべての供試体の圧縮強度が設計基準強度以上である場合	健全である	
圧縮強度が設計基準強度を下回っている供試体もあるが、すべての供試体の圧縮強度が設計基準強度の 80%以上である場合	構造的に問題はないと判断してよい	コアの圧縮強度が設計基準強度を下回っていても、設計基準強度が 80%以上であれば、設計で想定したコンクリートの品質がほぼ近いと判断してよい
圧縮強度が設計基準強度の 80%を下回っている供試体がある場合	構造的な検討も必要である	

静弾性係数についても設計値を上回る結果であった。ここで設計値とは下表のコンクリート標準示方書【構造性能照査編】より圧縮強度に対応したものを線形補間により算出し、これを参考値とした。

表 2.2.16 コンクリートのヤング係数（コンクリート標準示方書【構造性能照査編】2002）

f' ck (N/mm ²)		18	24	30	40	50	60	70	80
Ec (kN/mm ²)	普通コンクリート	22	25	28	31	33	35	37	38
	軽量骨材コンクリート	13	15	16	19	—	—	—	—

静弾性係数の健全度評価については、供試体の静弾性係数が設計基準強度に対応した静弾性係数の標準値の範囲にあるか否かで判定を行うものである。

試験結果から、圧縮強度が判定範囲を超えてしまっているが、圧縮強度－静弾性係数のグラフに試験値をプロットした図 2.2.13 では、圧縮強度と比較して静弾性係数の大幅な低下は見られないことから、健全性において問題はないと考えられる。

表 2.2.17 静弾性係数試験結果の評価方法⁵⁾

静弾性係数試験値	評 価	備 考
すべての供試体の静弾性係数が「表-静弾性係数の標準値」で示される標準値より大きい場合	健全である	一般的には、静弾性係数の試験結果が標準より高い場合でも、構造物の健全度には影響がないと考えられる。しかし、圧縮強度及び静弾性係数の試験方法に問題がなかったかどうか確認することが望ましい。
すべての供試体の静弾性係数が「表-静弾性係数の標準値」で示される標準値の範囲に含まれる場合	健全である	
静弾性係数が「表-静弾性係数の標準値」で示される標準値より小さい供試体がある場合	アルカリ骨材反応あるいは凍害が生じている可能性も考えられ、場合によっては構造的な検討も必要である	

表 2.2.18 静弾性係数の標準値の範囲⁵⁾

コアの圧縮強度 (N/mm ²)	コアの静弾性係数の標準値 (kN/mm ²)
15 以上 21 未満	8.4~17.8
21 以上 27 未満	13.1~21.3
27 以上 35 未満	16.2~25.8
35 以上 45 未満	19.7~29.8
45 以上 55 未満	19.1~34.2

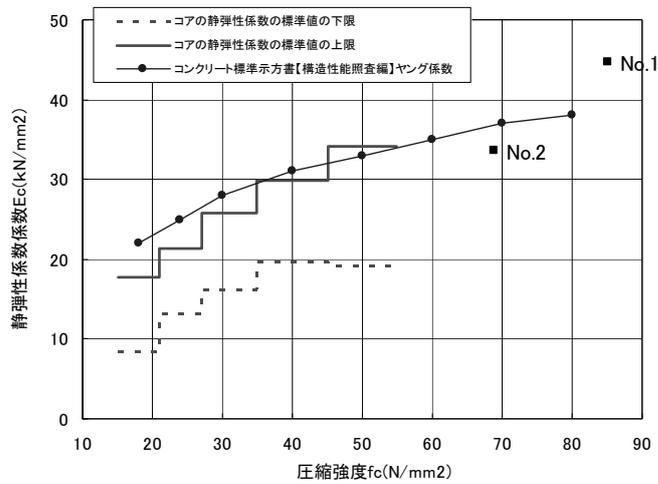


図 2.2.13 圧縮強度—静弾性係数（標準値）の関係

(c) 中性化試験

中性化深さの試験結果を表 2.2.19 に、その詳細を表 2.2.20～表 2.2.21 に示す。中性化深さが最も大きかったのは、塗装有りの PRC 桁側面における 10.9mm であり、無塗装の PC 桁下面の 10.5mm を上回った。

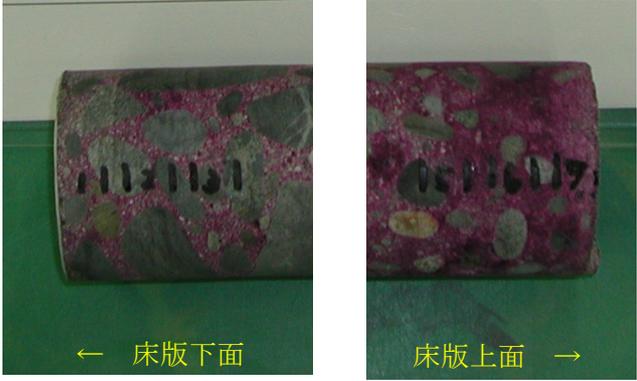
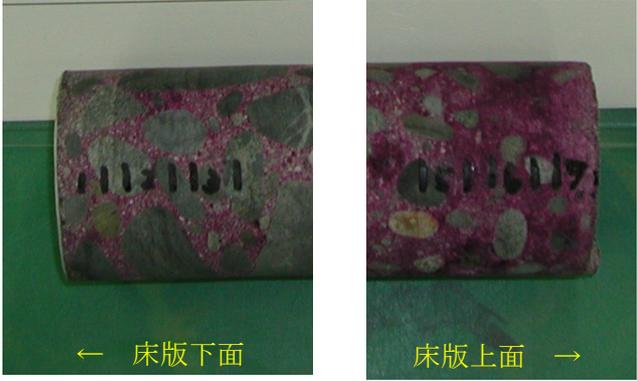
表 2.2.19 中性化深さ試験結果

採取位置	平均中性化深さ (mm)	備考
No. 1	1.1	PRC 桁下面 (塗装有り)
No. 2	10.5	PC 桁下面 (塗装無し)
No. 3	10.2	PRC 桁側面 (塗装有り)
No. 4	10.9	PRC 桁側面 (塗装有り)
No. 5 (下面)	0.0	張出し床版貫通コア (塗装有り)
No. 5 (上面)	0.0	

表 2.2.20 中性化深さ測定結果一覧

コア番号	中性化深さ(mm)		測定状況写真
No. 1	1	1	
	2	0	
	3	1	
	4	2	
	5	1	
	6	2	
	7	0	
	8	1	
	9	2	
	10	1	
	平均値	1.1	
No. 2	1	9	
	2	10	
	3	15	
	4	8	
	5	8	
	6	15	
	7	7	
	8	9	
	9	13	
	10	11	
	平均値	10.5	
No. 3	1	11	
	2	9	
	3	9	
	4	10	
	5	9	
	6	11	
	7	10	
	8	13	
	9	12	
	10	11	
	平均値	10.2	

表 2.2.21 中性化深さ測定結果一覧

コア番号	中性化深さ(mm)		測定状況写真
No. 4	1	12	
	2	13	
	3	13	
	4	8	
	5	12	
	6	10	
	7	7	
	8	10	
	9	11	
	10	13	
	平均値	10.9	
No. 5 (上面)	1	0	
	2	0	
	3	0	
	4	0	
	5	0	
	6	0	
	7	0	
	8	0	
	9	0	
	10	0	
	平均値	0.0	
No. 5 (下面)	1	0	
	2	0	
	3	0	
	4	0	
	5	0	
	6	0	
	7	0	
	8	0	
	9	0	
	10	0	
	平均値	0.0	

中性化に関する劣化の程度（健全度）は、鉄筋位置までの中性化残りから判断できる。鉄筋かぶりは設計図面を参考に、次式により算出した。

$$\text{主筋鉄筋かぶり厚さ (PRC 桁、PC 桁共通)} = 40\text{mm} - (\phi 16\text{mm} / 2) = 32.0\text{mm}$$

ここに、

桁表面から主筋中心までの距離：40mm

スターラップ他横方向鉄筋の径： $\phi 16\text{mm}$ ($\phi 16$ と $\phi 13$ が混在していた)

評価方法を表 2.2.22 に、評価結果を表 2.2.23 に示す。中性化深さは 10mm 程度のため中性化残りは 20mm 程度以上確保されていることから補修の必要はないレベルであった。

表 2.2.22 中性化による鋼材の腐食可能性の評価方法

中性化残り	中性化による鉄筋腐食の可能性 ⁶⁾	中性化劣化の程度に関する判定結果 ⁷⁾
0mm 未満	腐食が生じうる	B(補修を実施することが望ましい)
0mm 以上 10mm 未満	場合によっては中性化による腐食が生じる可能性がある	C(すぐに補修が必要であるとは限らない)
10mm 以上 30mm 未満	将来的には中性化による腐食が生じる可能性がある	D1(現状では補修は必要ない)
30mm 以上	当面の間は、中性化による腐食が生じるおそれはない	D2(当面は補修を必要としない)

表 2.2.23 中性化の評価結果

部位	コア番号	中性化残り	評価
PRC 桁下面	No. 1	$32.0\text{mm} - 1.1\text{mm} = 30.9\text{mm}$	当面は補修を必要としない
PC 桁下面	No. 2	$32.0\text{mm} - 10.5\text{mm} = 21.5\text{mm}$	現状では補修は必要ない
PRC 桁側面	No. 3	$32.0\text{mm} - 10.2\text{mm} = 21.8\text{mm}$	現状では補修は必要ない
PRC 桁側面	No. 4	$32.0\text{mm} - 10.9\text{mm} = 21.1\text{mm}$	現状では補修は必要ない
PRC 桁床版張出し	No. 5	$32.0\text{mm} - 0.0\text{mm} = 32.0\text{mm}$	当面は補修を必要としない

ひび割れ部分のコアである No. 3 においても、ひび割れ無しの他のコアと比較しても中性化残りに相違は見られず、またひび割れに沿って中性化が進行しているような傾向も確認されなかった。

(d) 塩化物イオン含有量試験

表 2.2.24 塩分含有量試験結果一覧

採取試料名	試料番号	試料採取深さ (mm)	代表深度 (mm)	塩化物イオン濃度 (%)	絶乾単位容積質量 (kg/m ³)	全塩化物イオン量 (kg/m ³)
No. 3 ウェブ側面 ひび割れ部	1	0~10	5	0.033	2,164 ^{※1}	0.71
	2	15~25	20	0.033		0.71
	3	30~40	35	0.032		0.69
	4	47.5~57.5	52.5	0.027		0.58
	5	65~75	70	0.022		0.48
No. 4 ウェブ側面 健全部	1	0~10	5	0.033		0.54
	2	15~25	20	0.033		0.48
	3	30~40	35	0.032		0.48
	4	50~60	55	0.027		0.35
	5	70~80	75	0.022		0.35
No. 5 ^{※2} 張出床版 健全部	1	0~10	5	0.040		0.87
	2	15~25	20	0.027		0.58
	3	30~40	35	0.024		0.52
	4	80~90	85	0.025		0.54
	5	130~140	135	0.033		0.71
	6	145~155	150	0.043	0.93	
	7	160~170	165	0.093	2.01	

※1 PRC 桁の供試体 (No. 1) の単位容積質量 (2,447kg/m³) 及び付着水量 (3.82%) より算出した絶乾単位容積質量

$$\text{絶乾単位容積質量 (kg/m}^3\text{)} = 2,447 \text{ kg/m}^3 / (1 + 3.82 / 100) = 2,164 \text{ kg/m}^3$$

※2 No. 5 供試体の分析深度は、張出床版下面からの深度を示す。

採取コアからの全塩化物イオン量試験結果をもとに、表 2.2.25 に示す評価基準により塩害による鋼材腐食の可能性を 4 段階で判断した。ここで、鋼材位置（かぶり厚）については前述の中性化判定時と同様に 32.0mm とした。

評価結果を表 2.2.26 に示す。供用開始から 39 年経過時の鋼材位置における塩化物イオン量は 1.2kg/m³ 未満であった。

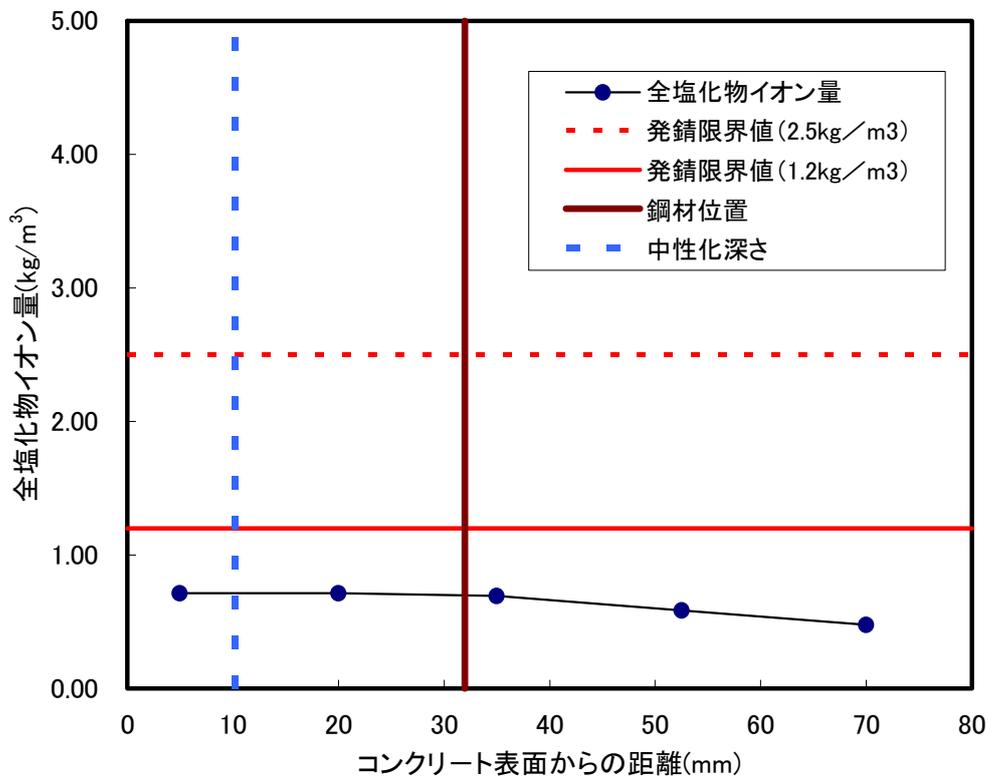
表 2.2.25 塩化物イオン量と塩害による鋼材の腐食可能性の評価⁸⁾

全塩化物イオン量（鋼材位置）	塩害による鋼材腐食の可能性	塩害劣化の程度に関する判定結果
2.5 kg/m ³ 以上	腐食を生じうる	B（補修を実施することが望ましい）
1.2 kg/m ³ 以上 かつ 2.5 kg/m ³ 未満	将来的に塩害による腐食が生じる可能性が高い	C（すぐに補修が必要であるとは限らない）
0.3 kg/m ³ を超えて かつ 1.2 kg/m ³ 未満	何らかの原因でコンクリート中の塩化物イオン濃度が高いが、腐食が生じる可能性は低い	D1（現状では補修は必要ない）
0.3 kg/m ³ 以下	現時点では、塩害による腐食が生じるおそれはない	D2（当面は補修を必要としない）

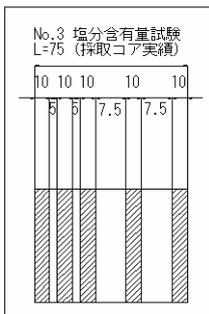
表 2.2.26 評価結果一覧

採取コア	部位・状態	経過年数	鋼材位置における全塩化物イオン量	判定結果
No. 3	主桁ウェブ側面（ひび割れ部）	39 年	0.70 kg/m ³	D1
No. 4	主桁ウェブ側面（健全部）		0.48 kg/m ³	D1
No. 5	床版張出し部（下面）		0.53 kg/m ³	D1
No. 5	床版張出し部（上面）		0.76 kg/m ³	D1

拡散モデルの理論式として Fick の拡散方程式が一般的に用いられるものの、本試験では塩分分布状況及び表面処理による遮塩効果を考慮し、本式は適用しないこととした。



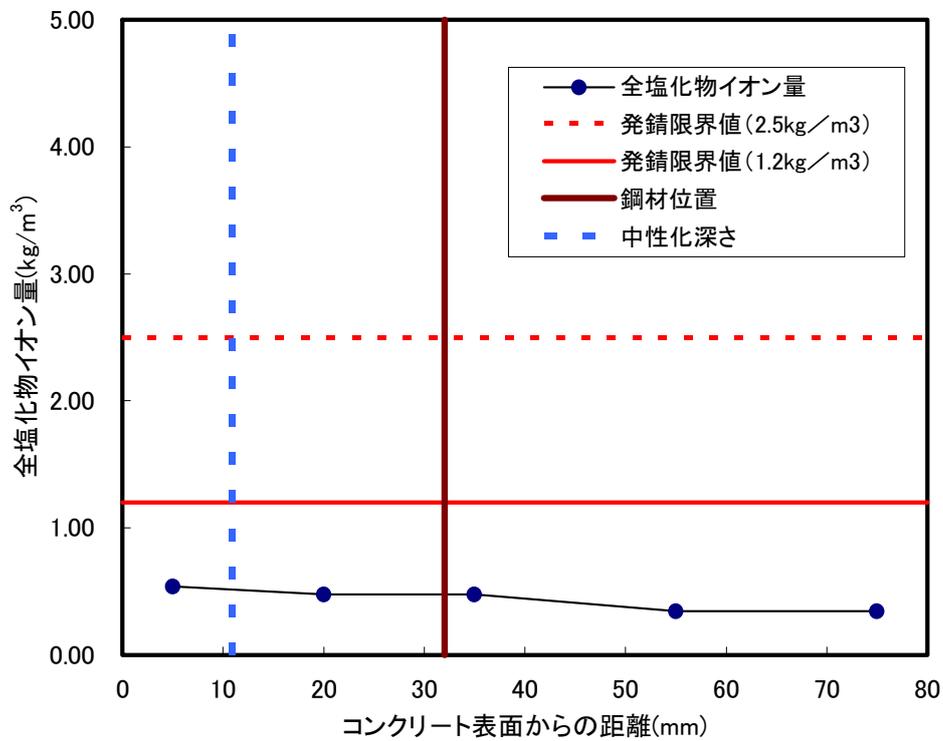
採取位置 (mm)	深度 (mm)	平均値塩化物イオン (%)	絶乾単位容積質量 (kg/m ³)	全塩化物イオン量 (kg/m ³)
0 ~ 10	5	0.033	2164	0.71
15 ~ 20	17.5	0.033		0.71
30 ~ 40	35	0.032		0.69
47.5 ~ 57.5	52.5	0.027		0.58
65 ~ 75	70	0.022		0.48



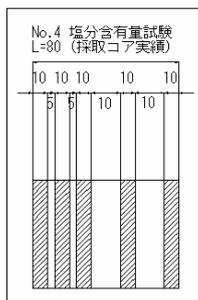
鋼材位置(mm)		中性化深さ(mm)	
0	32.0	0	10.2
5	32.0	5	10.2
発錆限界値(kg/m ³)		発錆限界値(kg/m ³)	
0	1.2	0	2.5
80	1.2	80	2.5

鋼材位置(mm)での塩化物イオン量(kg/m ³)	
32.0	0.70

図 2.2.14 コア No.3 (主桁ウェブ側面 ひび割れ部) 塩化物イオン含有量分布



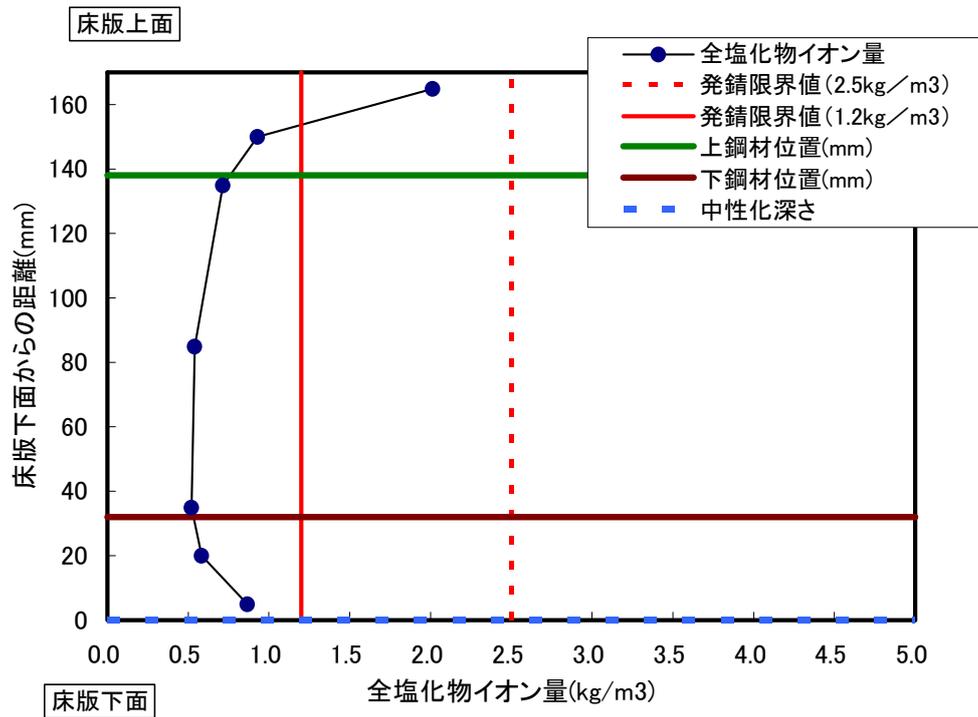
採取位置 (mm)			深度 (mm)	平均値塩化物イオン (%)	絶乾単位容積質量 (kg/m ³)	全塩化物イオン量 (kg/m ³)
0	~	10	5	0.025	2164	0.54
15	~	25	20	0.022		0.48
30	~	40	35	0.022		0.48
50	~	60	55	0.016		0.35
70	~	80	75	0.016		0.35



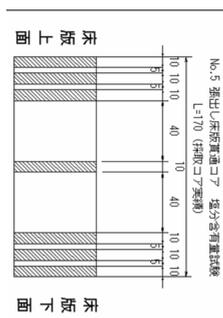
鋼材位置(mm)		中性化深さ(mm)	
0	32.0	0	10.9
5	32.0	5	10.9
発錆限界値(kg/m ³)		発錆限界値(kg/m ³)	
0	1.2	0	2.5
80	1.2	80	2.5

鋼材位置 (mm)での塩化物イオン量(kg/m ³)	
32.0	0.48

図 2.2.15 コア No. 4 (主桁ウェブ側面 健全部) 塩化物イオン含有量分布



採取位置 (mm)	深度 (mm)	平均値塩化物イオン (%)	絶乾単位容積質量 (kg/m³)	全塩化物イオン量 (kg/m³)
0 ~ 10	5	0.040	2164	0.87
15 ~ 25	20	0.027		0.58
30 ~ 40	35	0.024		0.52
80 ~ 90	85	0.025		0.54
130 ~ 140	135	0.033		0.71
145 ~ 155	150	0.043		0.93
160 ~ 170	165	0.093		2.01



上鋼材位置(mm)		中性化深さ(mm)	
0	138.0	0	0.0
5	138.0	5	0.0
発錆限界値(kg/m³)		発錆限界値(kg/m³)	
0	1.2	0	2.5
170	1.2	170	2.5

下鋼材位置(mm)	
0	32.0
5	32.0

※上鋼材位置=コア長さ170.0-32.0

上鋼材位置 (mm)での塩化物イオン量 (kg/m³)
138.0
0.76

下鋼材位置 (mm)での塩化物イオン量 (kg/m³)
32.0
0.53

図 2.2.16 コア No.5 (主桁ウェブ側面 健全部) 塩化物イオン含有量分布

(e) EPMAによる塩化物イオン量

コア表面付近(0~5mm程度)に塩素(Cl)分布が確認されたものの、観察面全体の塩素(Cl)分布は非常に少なかった。元素マッピング結果からは、コンクリート内部への塩素の移動及び拡散は確認されなかった。

ひび割れ部での塩素分布は、コア表面部(ひび割れ開口部)で見られるのみで、ひび割れ部からの塩素の浸入による移動及び拡散は確認されなかった。

線分析の結果から、ひび割れ開口部の塩分濃度は高い結果とはならなかった。

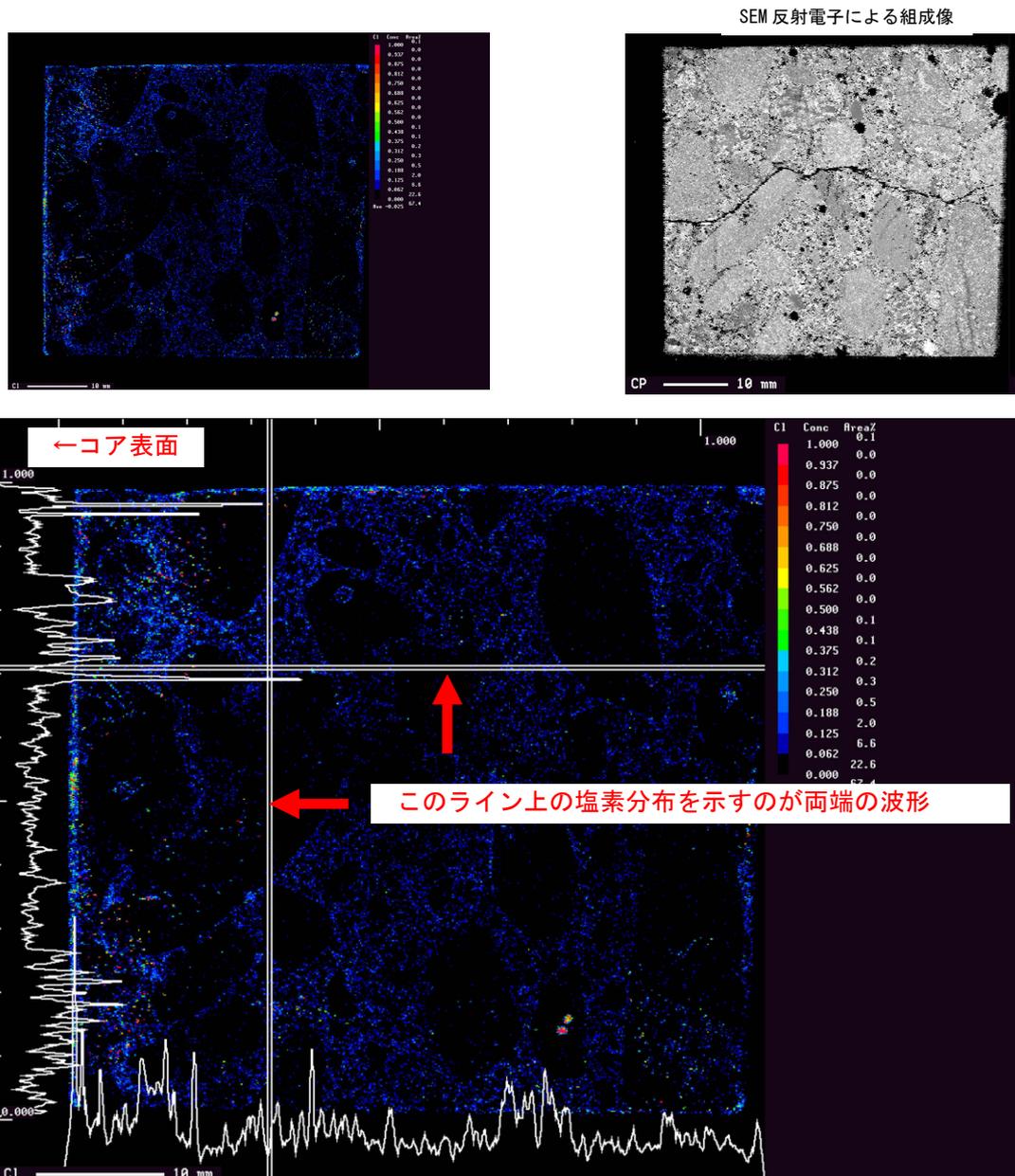


写真 2.2.6 EPMAによる面分析及び線分析の重ね合わせ(塩素)

(f) 物性のまとめ

橋体から採取したコア供試体について、圧縮強度試験、静弾性係数試験、中性化試験、塩化物イオン含有量試験及びひび割れ部付近の塩化物イオン面分析を行うことにより、コンクリート部の物性確認を行った。結果及び参考文献^{4)~8)}に照らした場合の判定結果を表 2.2.27 に示す。

表 2.2.27 物性のまとめ

試験項目	試験結果	判定
圧縮強度	全ての供試体の圧縮強度が設計基準強度以上を確保していた。	健全である。
静弾性係数	全ての供試体の静弾性係数が設計値を上回っており、かつ圧縮強度に対応した静弾性係数の標準値と比べて大幅な低下は見られなかった。	健全である。
中性化	鋼材位置までの中性化残りは 10mm 以上 30mm 未満であった。	将来的には中性化による腐食が発生する可能性はあるものの、内部鉄筋の腐食膨張の可能性は低い。
塩化物イオン含有量	鋼材位置における全塩化物イオン量は 0.3kg/m^3 を超えてかつ 1.2kg/m^3 未満であった。	塩化物イオン濃度は高いものの、内部鋼材の腐食膨張の可能性は低い。
塩化物イオン面分析	コア表面 (0~5mm 程度) に塩素の分布が確認された。 ひび割れ部及びコンクリート内部に塩素の分布は確認されなかった。	ひび割れ部からの塩素侵入及びコンクリート内部への拡散による内部鋼材の腐食膨張の可能性は低い。

以上より、橋体に確認されたひび割れが、コンクリートの材料性能の低下や外的環境に起因する劣化によるものである可能性は低いことが示された。下床版及びウェブを貫通しその上端が中立軸付近まで達していたひび割れは、前掲図 2.2.12 で示されたとおり骨材の界面に沿って進展していることが確認されたことから、このひび割れは、比較的小さな荷重条件下あるいは若材齢時に発生した可能性がある。しかし 40 年間の供用を経て、ひび割れ部における中性化の進行や塩化物イオンの侵入は確認されなかったことを勘案すると、若材齢時から導入されていたひび割れであるとは断言できず、比較的小さな荷重条件下における繰返し載荷により、徐々に進展した可能性は否定できない結果となった。

(3) 荷重実験

(a) ひび割れの挙動

① 静的荷重試験

静的荷重試験によるひび割れの挙動結果を表 2.2.28 に示す。

表 2.2.28 静的荷重試験結果によるひび割れ挙動

採用値	π ゲージ (mm)										
	主桁下面曲げひび割れ				ウェブ曲げひび割れ		ウェブせん断ひび割れ		主桁桁端		ウェブ桁端
	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5U	A-5L	A-6U	A-6L	A-7	A-8	
CASE 1	0.007	0.010	0.009	0.004	0.000	0.005	0.000	0.000	0.002	0.000	
CASE 2	0.002	0.003	0.002	0.000	0.000	0.001	0.000	0.001	0.000	0.001	
CASE 3	0.008	0.010	0.009	0.003	0.001	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000	
CASE 4	0.005	0.010	0.009	0.002	0.001	0.006	0.000	0.000	0.001	0.000	
CASE 5	0.004	0.005	0.004	0.001	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	
CASE 6	0.002	0.004	0.003	0.000	0.000	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000	

・主桁下面の曲げひび割れの挙動

ひび割れ幅が 0.1mm~0.15mm の箇所に π ゲージを設置した。目視では荷重車の静的荷重によるひび割れの開閉挙動を確認することはできなかった。

A-1~4 においてクリティカルとなる試験ケースは、1、3、4 であり、それぞれの試験ケースにおいて A-1~4 のひび割れ幅を合計しても、

CASE-1：道路センター・支間中央部荷重時 . . . $\Sigma = 0.030\text{mm}$

CASE-3：左車線・支間中央部荷重時 . . . $\Sigma = 0.030\text{mm}$

CASE-4：右車線・支間中央部荷重時 . . . $\Sigma = 0.026\text{mm}$

程度であり、測定値としては非常に小さいものであった。

・ウェブ曲げひび割れの挙動

支間中央部に近いウェブの曲げひび割れ上端と下端に配置した π ゲージは、圧縮域近傍まで進展しているひび割れを対象としたものの、厳密には塗膜部分のひび割れのみが圧縮域まで進展している状態であり、塗膜上のひび割れ位置までコンクリートのひび割れは発生していない状態であった。いずれのケースにおいても、ひび割れ上端の挙動はほとんど見られず、またひび割れ下端の挙動は、クリティカルとなるケース 1、3、4 にて、0.005mm~0.006mm と非常に小さいものであった。

・ウェブ斜めひび割れ、主桁端部下床板のひび割れ、ウェブ桁端部鉛直ひび割れは、いずれのケースにおいてもほとんど挙動していなかった。

② 荷重車走行試験 (40km/h)

主桁下面のA-2ゲージにおける荷重車走行試験によるひび割れ幅の挙動を図2.2.18に示す。同点における静的載荷試験での結果も重ねて示した。静的載荷試験でのひび割れ幅0.010mmに対し、走行試験でのひび割れ幅は0.0123mmであり、同荷重レベルに対する荷重車走行試験と静的載荷試験でのひび割れ幅の挙動傾向は良く一致した。

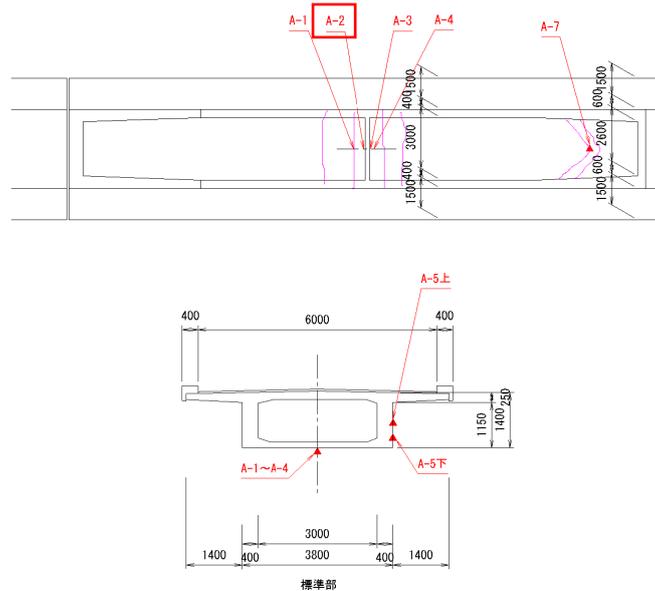


図 2.2.17 ひび割れ挙動計測位置

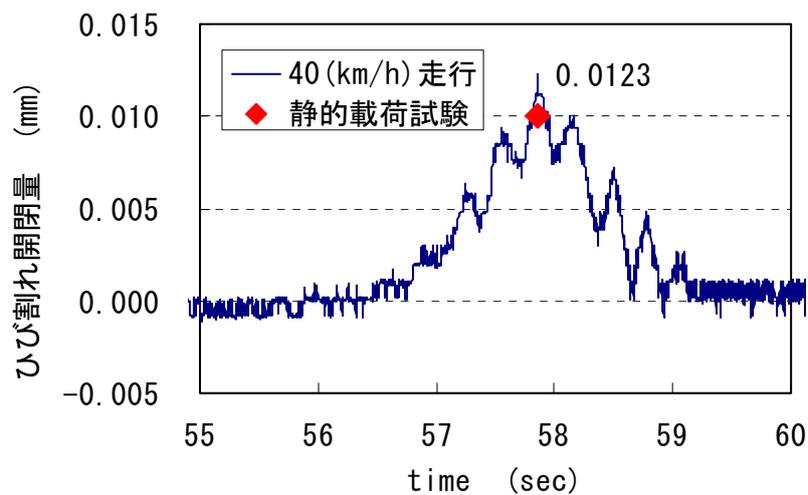


図 2.2.18 荷重車走行時のひび割れ挙動

(b) 軸方向鉄筋及びコンクリートひずみ

① 静的荷重試験

図 2.2.19 及び図 2.2.20 に示す軸方向鉄筋及びコンクリートひずみ計測点について、静的荷重試験によるひずみ測定結果を表 2.2.29 に示す。

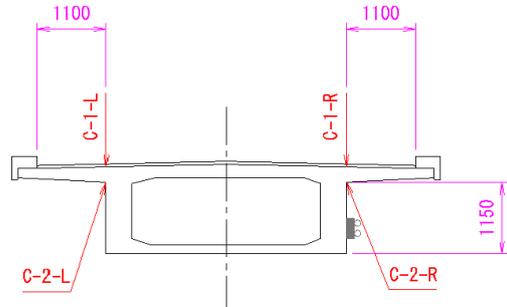
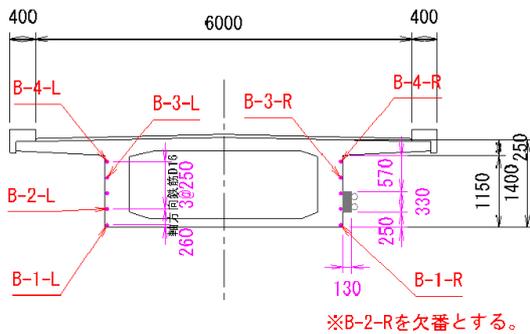


図 2.2.19 主鉄筋に添付するひずみゲージ

図 2.2.20 コンクリート面に添付するひずみゲージ

表 2.2.29 静的荷重試験による軸方向鉄筋及びコンクリートひずみ

	鉄筋ひずみゲージ (μ)								コンクリートひずみゲージ (μ)			
	最下段主鉄筋				配力筋				ウェブ上端		床版上面	
	B-1L	B-1R	B-2L	B-2R	B-3L	B-3R	B-4L	B-4R	C-2L	C-2R	C-1L	C-1R
桁下からの距離	64		324		824		1074		1150		1400	
CASE 1 (支間中央、道路センター)	41	41	42	-	19	12	0	0	-4	-2	0	-13
CASE 2 (L/4、道路センター)	15	15	14	-	7	4	0	-1	-1	-1	2	-3
CASE 3 (支間中央、左車線)	40	37	42	-	17	11	-1	-3	-6	-2	-1	-12
CASE 4 (支間中央、右車線)	37	45	39	-	16	13	-2	-2	-5	-4	-1	-13
CASE 5 (L/4、左車線)	22	25	20	-	8	7	-1	-2	-4	-2	0	-8
CASE 6 (L/4、右車線)	17	14	16	-	6	4	-1	0	-1	-2	0	-5

次項図 2.2.21 及び図 2.2.22 に、L 側ウェブ及び R 側ウェブそれぞれについて、支間中央断面における桁高さ方向のひずみ分布図を示す。また全断面有効としたひずみ分布の計算値と、引張側コンクリート断面を無視した RC 理論によるひずみ分布の計算値を重ねて示す。

支間中央断面における L 側ウェブの桁高さ方向のひずみ分布ではばらつきはみられるものの、R 側ウェブでは、桁高さ方向にひずみはほぼ直線分布している結果が得られた。

全断面有効のひずみ分布から RC 理論値のひずみ分布への主な変化は、中立軸の上昇、桁下縁のひずみの増大が挙げられる。荷重車を支間中央に載荷した CASE 1、3、4 では、中立軸は RC 理論値同等まで上昇し、引張縁から約 1000mm の高さであった。桁下縁ひずみは、全断面有効と RC 理論値との間に位置したことから、ひび割れの進行に伴い断面性能が全断面有効から RC 理論に近づいたことが推察される。

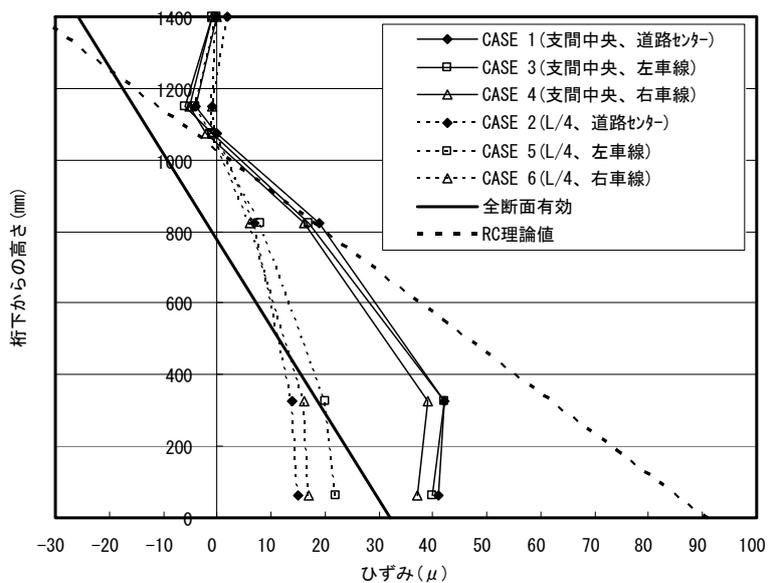


図 2.2.21 L側ウェブ 支間中央断面における桁高さ方向のひずみ分布

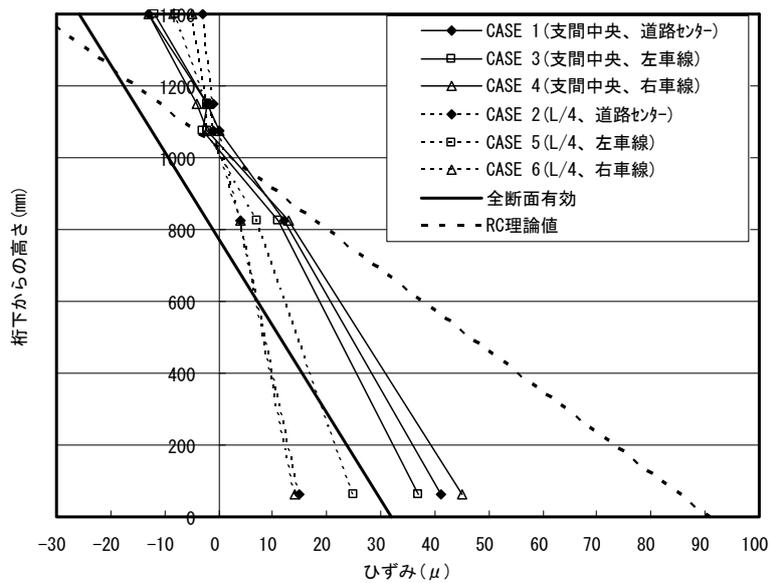


図 2.2.22 R側ウェブ 支間中央断面における桁高さ方向のひずみ分布

② 荷重車走行試験 (40km/h)

L側ウェブ及びR側ウェブそれぞれについて、荷重車を40km/hで走行させた場合の支間中央断面における桁高さ方向のひずみ分布を図2.2.23及び図2.2.24に示す。比較として、CASE3での静的載荷試験のひずみ分布を重ねて示す。荷重車走行試験結果と静荷重載荷試験結果とを比較すると、主桁下縁のひずみは荷重車走行試験の方が若干大きくなったものの、傾向は一致した。また中立軸に大きな違いは見られなかった。

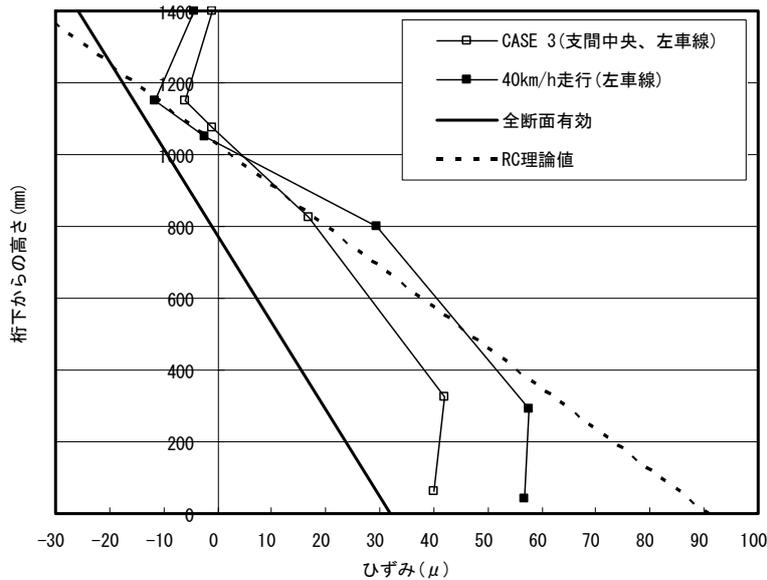


図 2.2.23 L側ウェブ 支間中央断面における桁高さ方向のひずみ分布

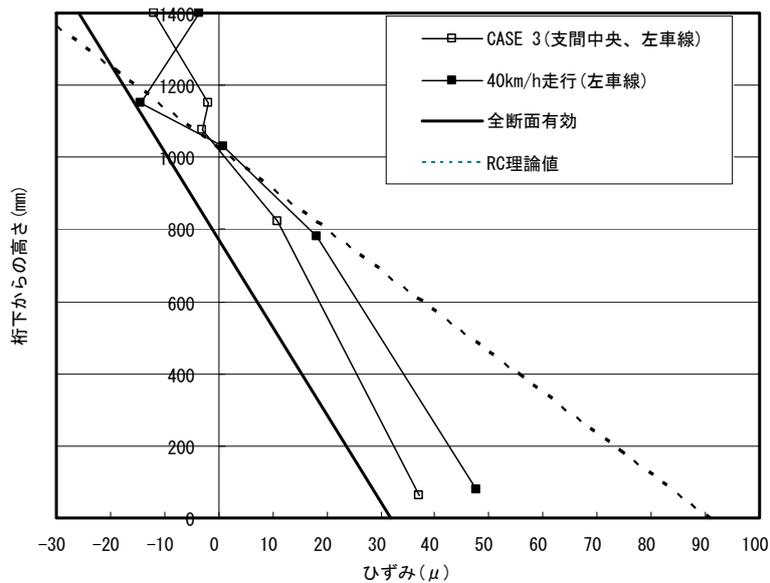


図 2.2.24 R側ウェブ 支間中央断面における桁高さ方向のひずみ分布

(c) 変位

静的載荷試験による主桁変位の測定結果を表 2.2.30 に示す。

表 2.2.30 静的載荷試験による主桁鉛直変位

採用値	変位計 (mm)								
	D-1	D-2	D-3	D-4	D-5	D-6	D-7	D-8	D-9
CASE 1 (支間中央、道路センター)	0.22	0.70	1.18	1.83	2.04	1.72	1.11	0.63	0.15
CASE 2 (L/4、道路センター)	0.10	0.29	0.51	0.85	1.07	1.08	0.87	0.54	0.14
CASE 3 (支間中央、左車線)	0.22	0.69	1.20	1.81	2.01	1.70	1.10	0.63	0.14
CASE 4 (支間中央、右車線)	0.20	0.65	1.12	1.76	2.02	1.80	1.19	0.69	0.17
CASE 5 (L/4、左車線)	0.13	0.42	0.74	1.18	1.45	1.45	1.08	0.66	0.15
CASE 6 (L/4、右車線)	0.09	0.29	0.52	0.84	1.07	1.09	0.86	0.54	0.14

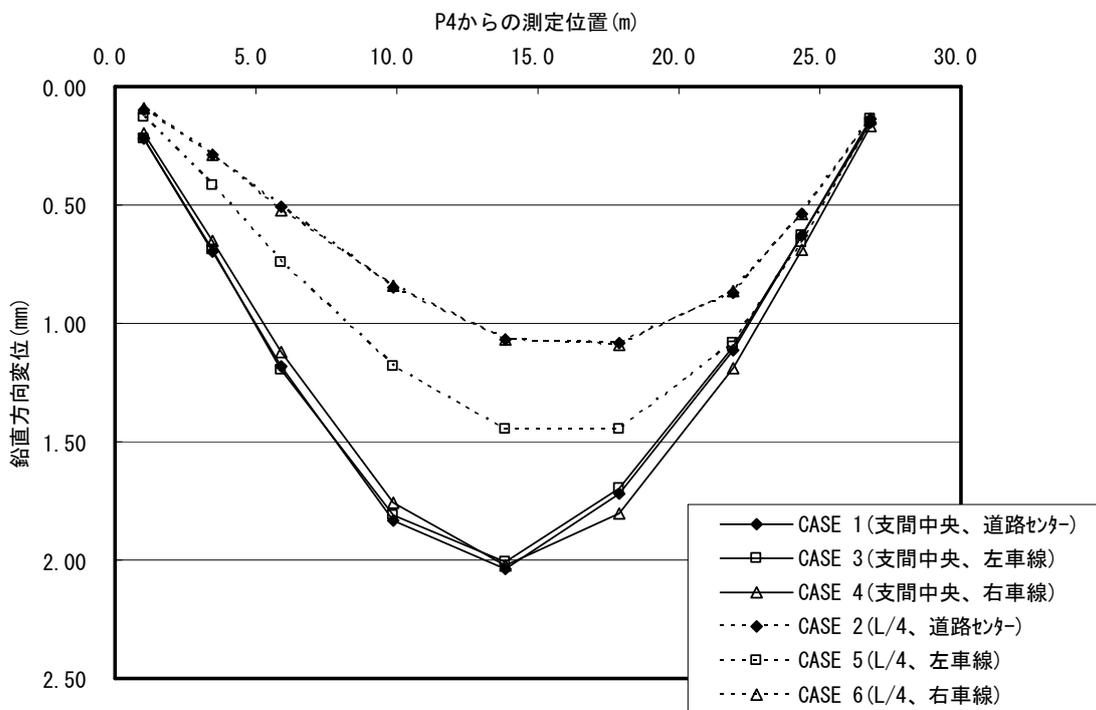


図 2.2.25 静的載荷試験による主桁鉛直変位

載荷位置を支間中央とした CASE1、3、4 では、主桁の鉛直方向変位はほぼ同値となった。次項図 2.2.26 に、CASE3 (静的試験) と荷重車走行試験とを比較した結果を示す。

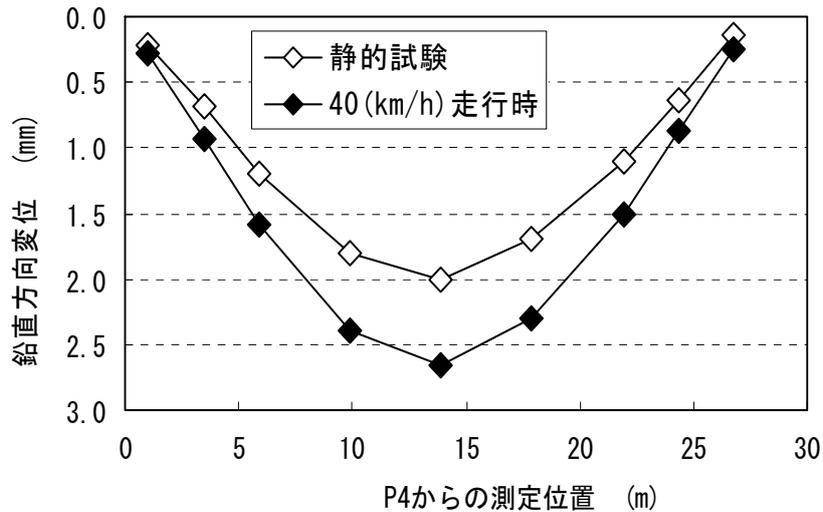


図 2.2.26 静的载荷と荷重車走行における変位の比較

図 2.2.26 より、静的载荷に比べ、荷重車走行における変位が若干大きくなったものの、傾向はよく一致した。

(d) 鉄筋応力度

荷重車(20t)の走行及び実際の交通流 (BWIM) について、主桁最下縁の引張主鉄筋に発生する応力度の比較を行った。実際の交通流の計測は、2007/1/23(火)15:00～2007/1/26(土)15:00 の4日間 (96時間) とし、計測された交通量状態は図 2.2.27 及び図 2.2.28 に示すとおりであった。

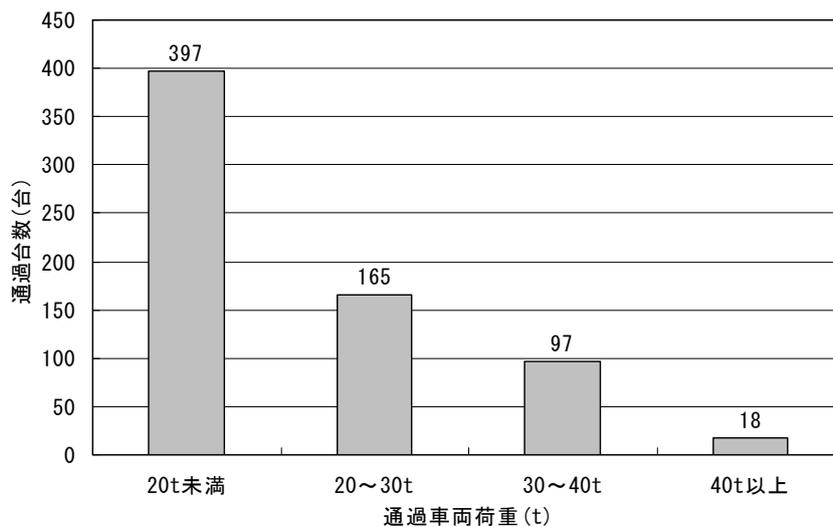


図 2.2.27 BWIMによる通過車両台数の集計 (4日間)

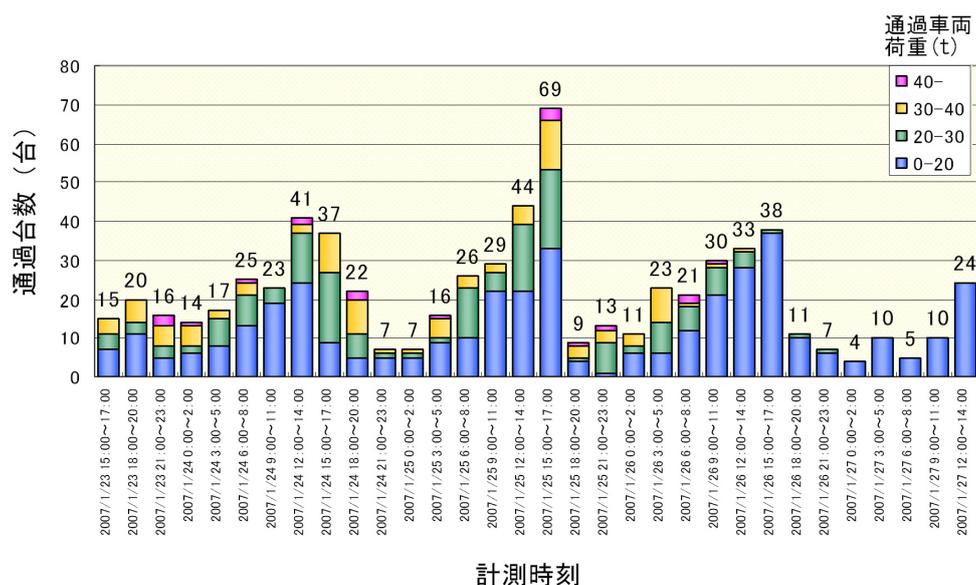


図 2.2.28 3 時間毎の交通量状態

このうち、車重が 40t 以上と推定されたケースを以下の表 2.2.31 に示す。

表 2.2.31 BWIM による 40t 以上の通過車両

日	時間	走行車線	速度(km/h)	車両重量(tf)
2007/1/23	22:35:48	4	54.0	48.8
2007/1/23	22:46:31	2	55.4	44.4
2007/1/23	22:51:28	2	54.0	41.3
2007/1/24	1:00:45	2	56.8	47.8
2007/1/24	8:28:21	2	65.5	43.4
2007/1/24	13:56:10	4	61.7	42.6
2007/1/24	14:34:46	4	54.0	40.6
2007/1/24	18:26:41	3	67.5	45.5
2007/1/24	20:04:50	1	41.3	40.5
2007/1/25	3:57:09	2	58.4	41.2
2007/1/25	16:34:07	4	67.5	40.5
2007/1/25	16:43:08	4	65.5	42.4
2007/1/25	17:26:57	4	63.5	41.7
2007/1/25	19:01:30	3	65.5	41.7
2007/1/25	22:41:31	2	58.4	45.7
2007/1/26	6:05:17	1	60.3	43.6
2007/1/26	6:22:45	1	48.5	41.2
2007/1/26	11:31:41	3	67.5	40.5

4日間の計測期間中で計測された最大荷重は48.8tであった。荷重車(20t)と計測期間内に確認された最大荷重(48.8t)がそれぞれ通過した際の、主桁最下縁主鉄筋における実測ひずみから鉄筋応力度を算出し、計算値(理論値)との比較を行った。比較結果を図2.2.29に示す。

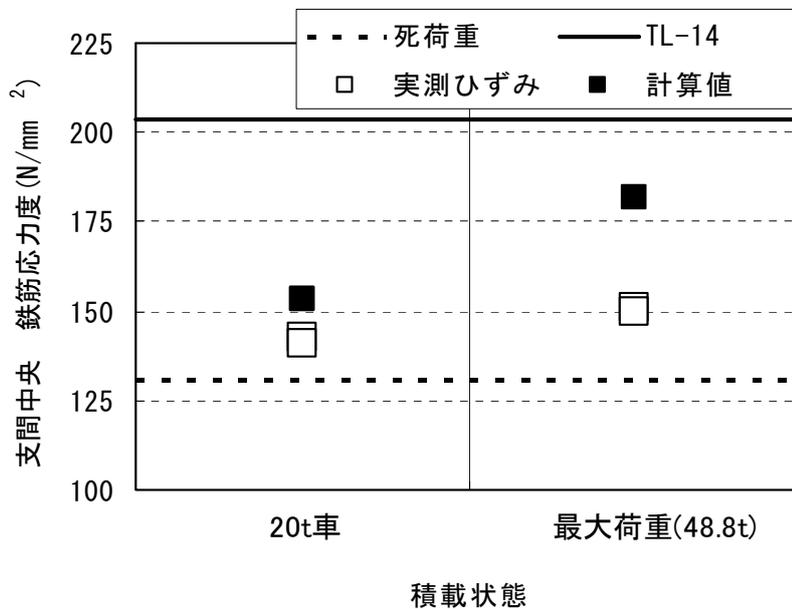


図 2.2.29 鉄筋応力の実測値と設計値の比較

この図より、20t車と最大荷重(48.8t)それぞれの通過による支間中央における鉄筋応力度は、実測値に比べ計算値(理論値)が大きく、その乖離度合いは、20t車通過時に比べ最大荷重通過時の方が大きい結果を示した。また設計で想定されているTL-14荷重により発生する鉄筋応力度に比べ、実測された応力度はかなり小さいものであった。

以上の調査により、4日間という短期間計測結果からの推測に過ぎないものの、設計で想定されているTL-14荷重相当あるいはそれを超過する断面力の発生頻度は非常に少ないことが明らかとなった。

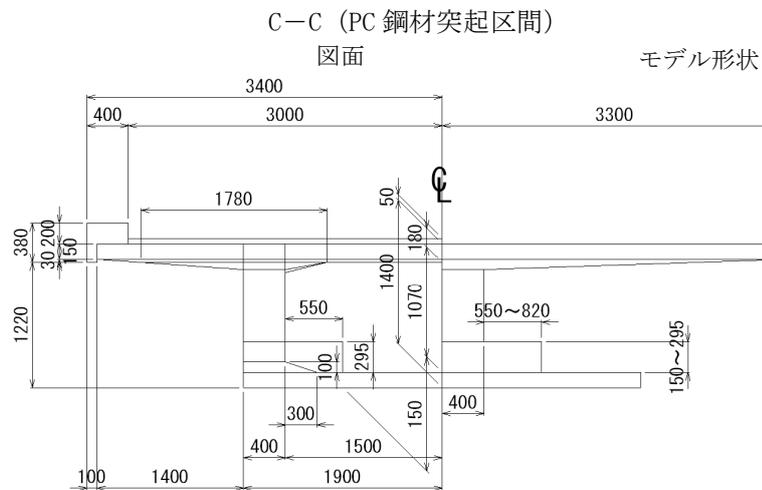
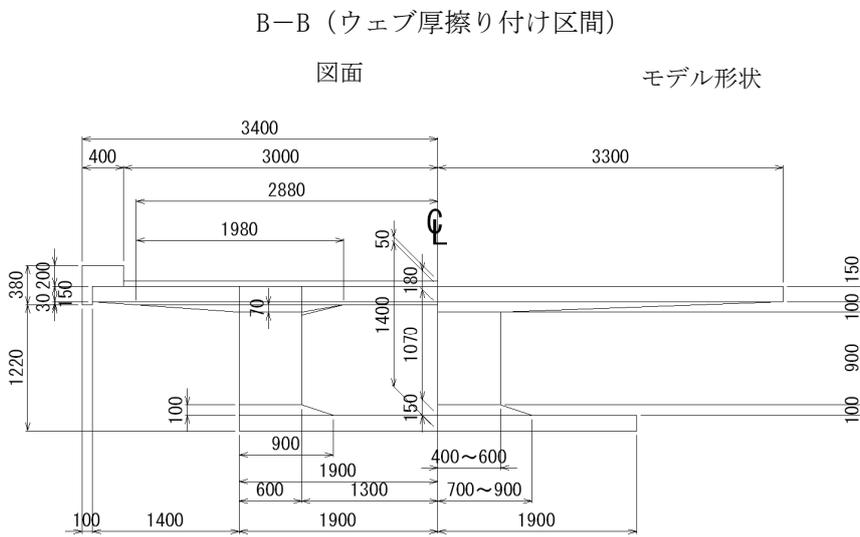
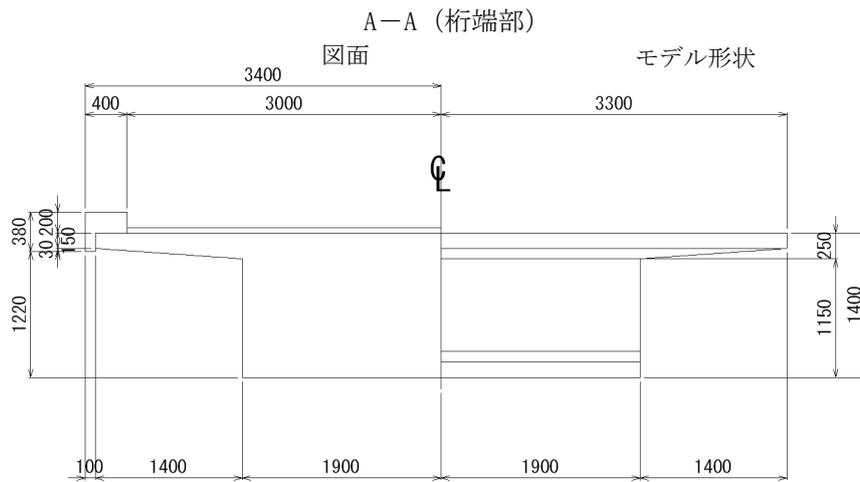


図 2.2.32 解析モデル(断面形状)

(c) 鉄筋のモデル化

① モデル化の方針

- ・モデル化する鉄筋は、上床版、下床版、ウェブの橋軸方向主鉄筋とした。
- ・上床版の橋軸直角方向鉄筋は D19、下床版の橋軸直角方向鉄筋は D16 として橋軸方向鉄筋のかぶりを計算した。
- ・上床版の橋軸直角方向鉄筋の純かぶりは 40mm、下床版の橋軸直角方向鉄筋の純かぶりは 35mm とした。(図 2.2.33 参照)

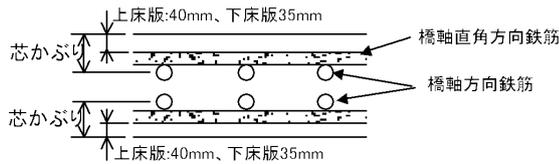


図 2.2.33 鉄筋のモデル化

② モデル化する鉄筋

モデル化した鉄筋を以下に示す。

- ・橋軸方向鉄筋

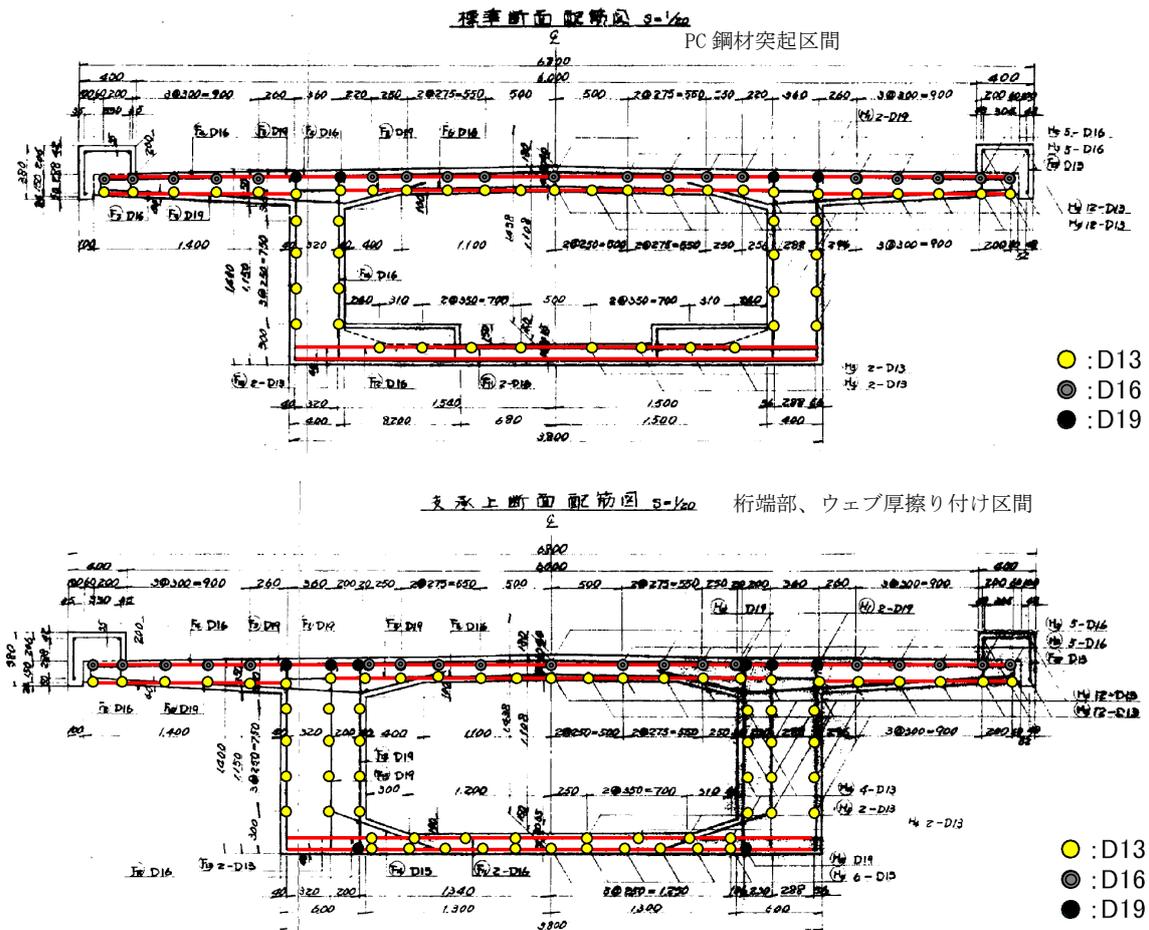
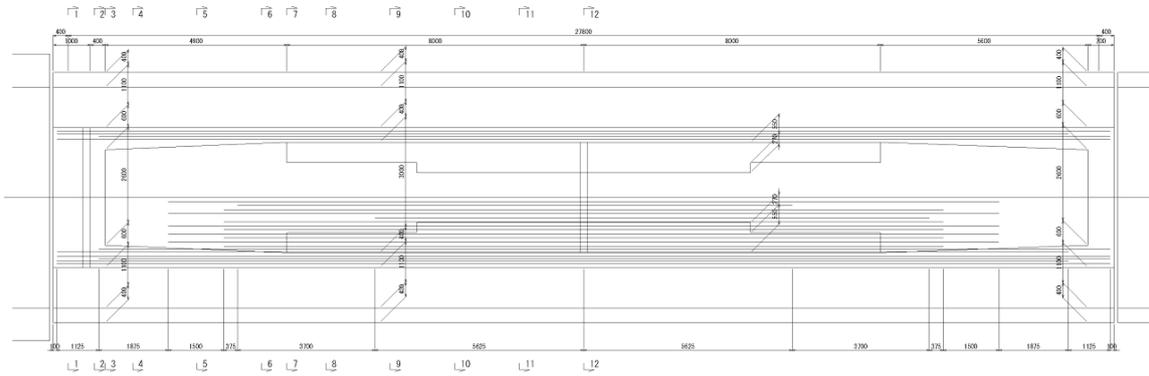
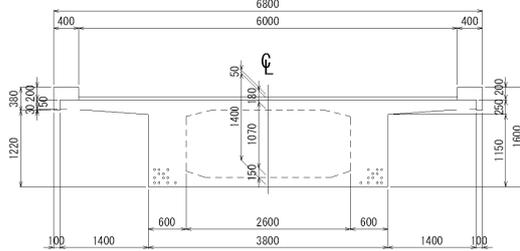


図 2.2.34 主桁配筋図

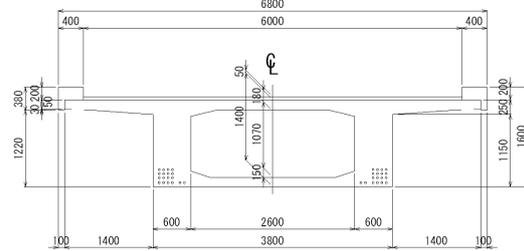
・下床版主鉄筋(D32)



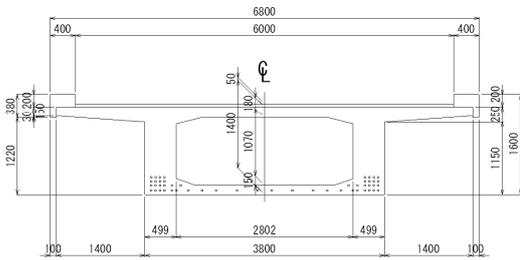
断面1-1
(断面2-2も同じ)



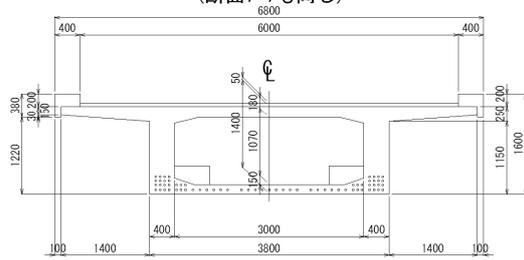
断面3-3
(断面4-4も同じ)



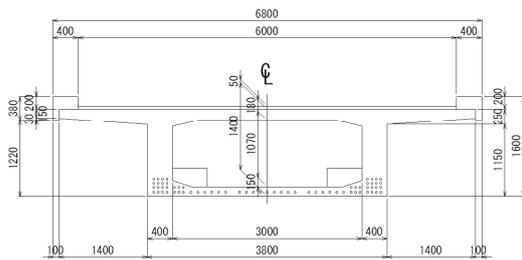
断面5-5 (①)



断面6-6
(断面7-7も同じ)



断面8-8 (②)



断面9-9

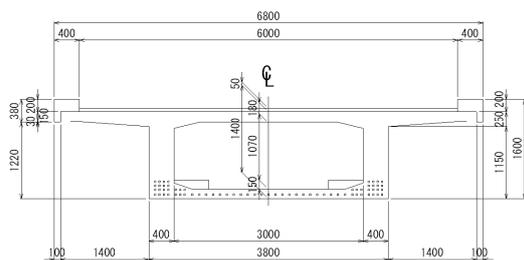


図 2. 2. 35 下床版主鉄筋配置 (その1)

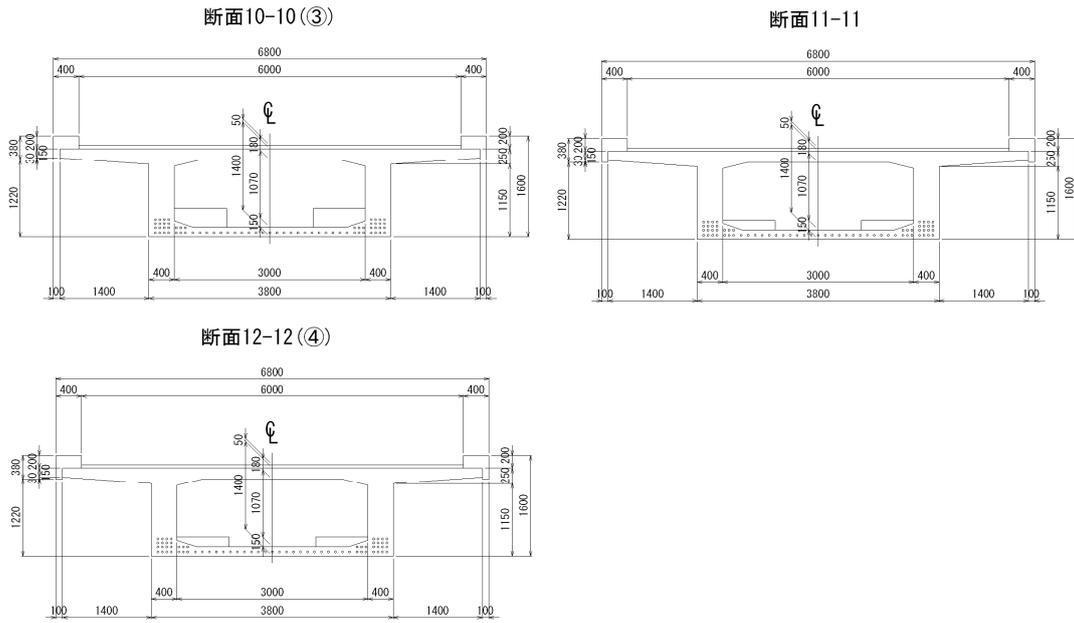


図 2. 2. 36 下床版主鉄筋配置 (その 2)

(d) PC 鋼材のモデル化

PC 鋼材の配置及び断面積を以下に示す。

PC 鋼材：レオバ S-66 (16Φ8)

断面積：803.8 mm²/本

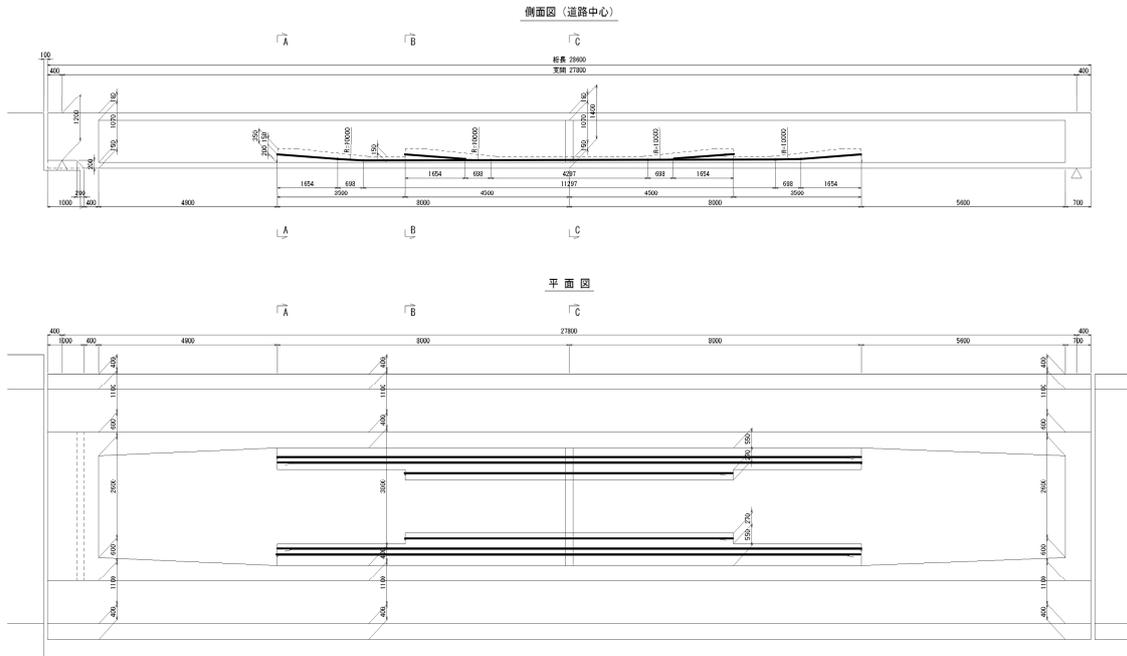


図 2. 2. 37 PC 鋼材配置図 (その 1)

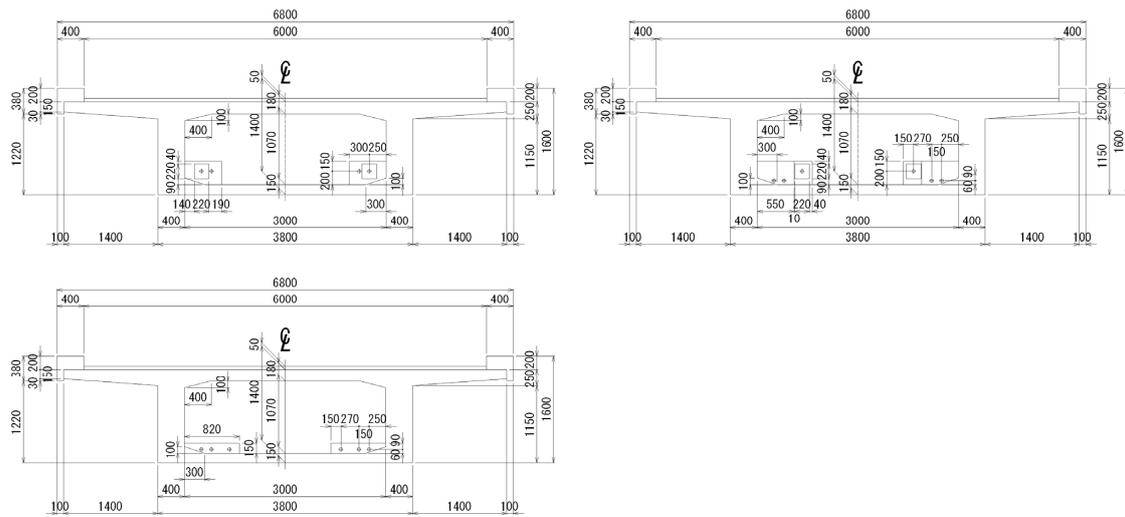


図 2. 2. 38 PC 鋼材配置図 (その 2)

(3) 材料特性

(a) コンクリート

① 基本特性

- ・ヤング係数 E_c : 44700 N/mm² (PRC 桁実測値)、33600 N/mm² (PC 桁実測値)
- ・ポアソン比 : 0.2
- ・単位重量 : 24.5 kN/mm³
- ・圧縮強度 σ_{ck} : 85.1 N/mm² (PRC 桁実測値)、68.8 N/mm² (PC 桁実測値)

上記のヤング係数と圧縮強度は、コア採取による実測値であり、今回の解析ではこの 2 組の値を用いて別ケースとして解析を行った。

② 圧縮強度特性

コンクリートの圧縮強度特性は道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編にしたがって設定した。

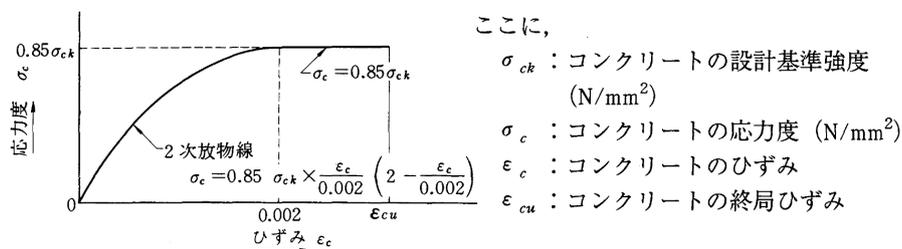


図 2.2.39 コンクリートの応力-ひずみ曲線

※道路橋示方書Ⅲ P.138

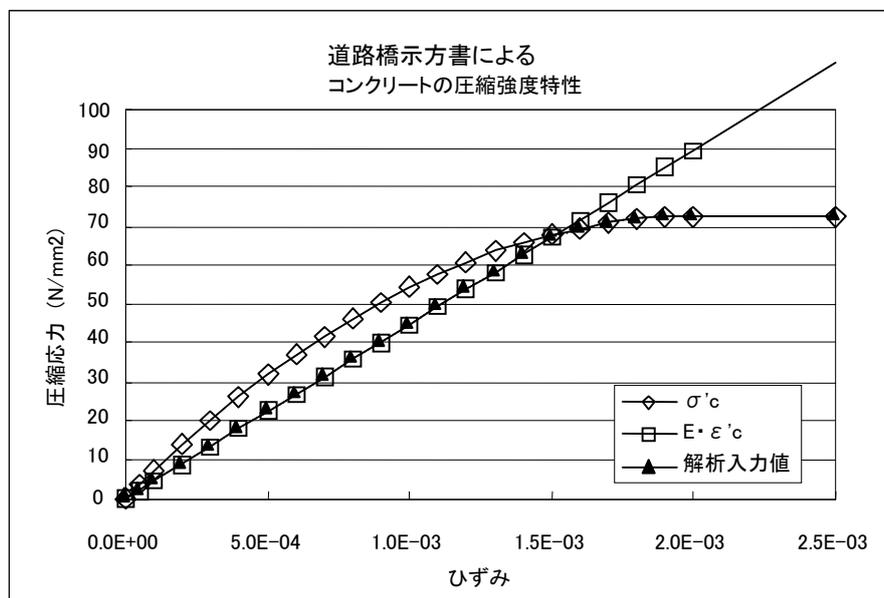


図 2.2.40 解析に用いる圧縮強度特性

③ 引張強度特性

コンクリートの引張強度はコンクリート標準示方書⁹⁾に従い算出した。

本解析では、引張軟化特性を考慮しない場合（図 2.2.41）と考慮した場合（図 2.2.42）の 2 ケースについて解析を実施した。ただし、コンクリートの圧縮強度が PC 桁実測値 68.8 N/mm² のケースは、引張軟化特性を考慮した場合のみ実施した。

PRC 桁実測値 圧縮強度： $\sigma_{ck}=85.1\text{N/mm}^2$ 引張強度： $0.23\sigma_{ck}^{2/3}=4.450\text{N/mm}^2$

PC 桁実測値 圧縮強度： $\sigma_{ck}=68.8\text{N/mm}^2$ 引張強度： $0.23\sigma_{ck}^{2/3}=3.86\text{N/mm}^2$

なお、引張軟化特性曲線は、鉄筋が降伏するまではコンクリートが引張力を受け持つと仮定し、 $\sigma_{sy}/E_s = 1950\mu$ という値を規定した。

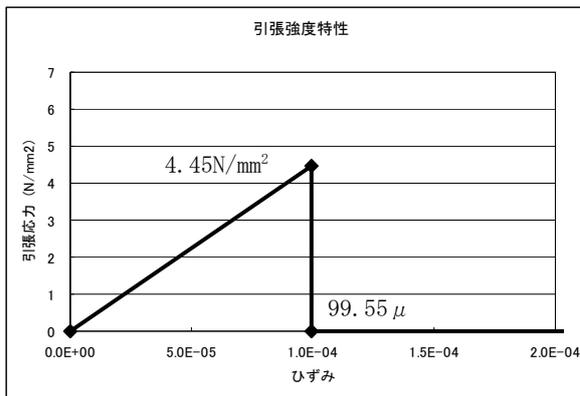


図 2.2.41 軟化特性を与えない場合

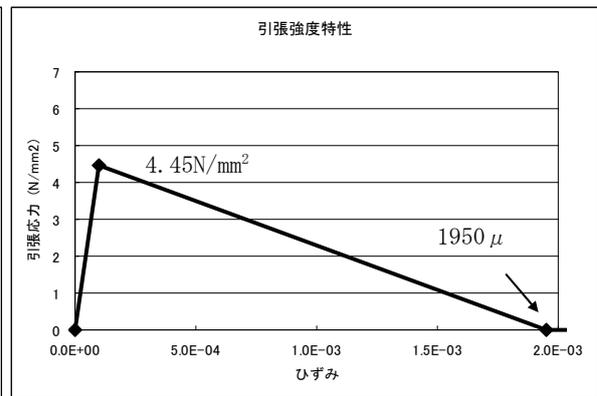


図 2.2.42 軟化特性を考慮した場合

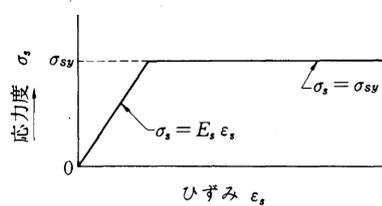
(b) 鉄筋及び PC 鋼材

① 基本特性

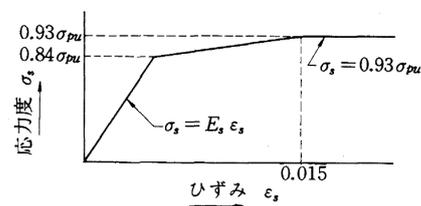
- ・ヤング係数 E_s : 200000 N/mm²
- ・ポアソン比 : 0.3

② 強度特性

鉄筋及び PC 鋼材の強度特性は道路橋示方書にしたがって設定した。



(a) 鉄筋



(b) PC鋼線, PC鋼より線
及びPC鋼棒 1号

図 2.2.43 鉄筋と PC 鋼材の応力-ひずみ曲線

※道路橋示方書Ⅲ P.138

ここで、鉄筋の降伏強度： $\sigma_{sy}=390\text{N/mm}^2$ 、PC 鋼材の引張強度： $\sigma_{pu}=1520\text{N/mm}^2$

- (4) 解析ケース
- (a) 静載荷試験の再現
- ① 荷重載荷条件

実橋での静載荷試験に対応し、下記の4ケースについて解析を実施した。

CASE 1-1：静載荷試験① 第4径間 支間中央（道路センター）に対応

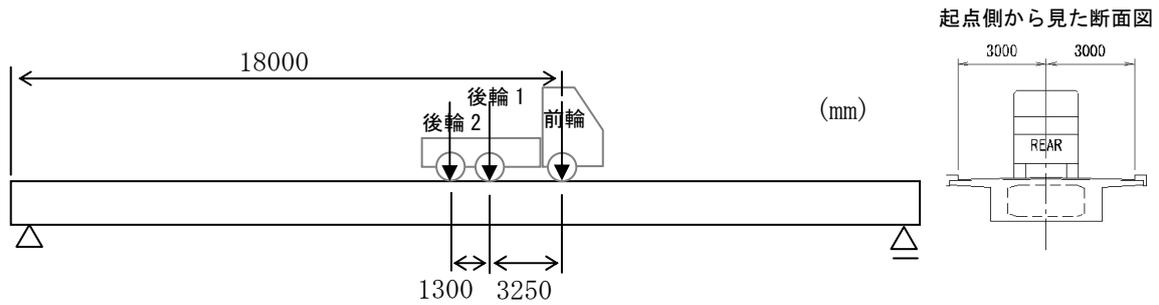


図 2. 2. 44 CASE1-1 荷重載荷状態

【載荷荷重】

- ①主桁自重
- ②橋面荷重：全橋に渡り 13.524 kN/m
- ③プレストレス：PC 鋼材 1 本当たり 568 kN
- ④輪荷重
 - 前輪：53.606 kN、後輪 1：69.678 kN、後輪 2：70.952 kN

CASE 1-2：静載荷試験② 第4径間 L/4 付近（道路センター）に対応

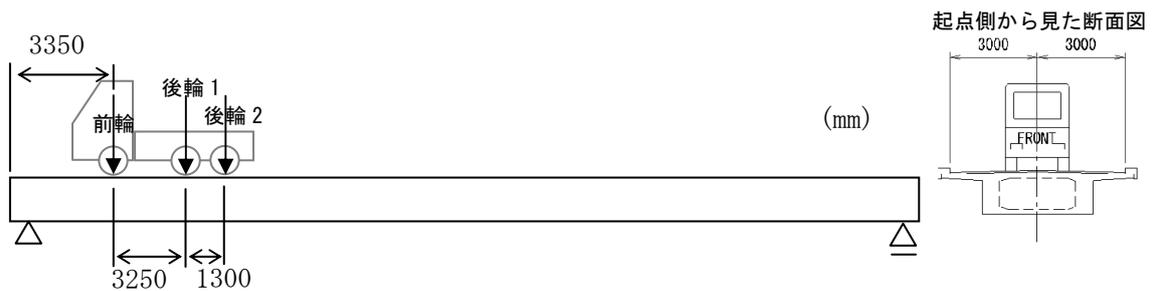


図 2. 2. 45 CASE1-2 荷重載荷状態

【載荷荷重】

- ①主桁自重
- ②橋面荷重：全橋に渡り 13.524 kN/m
- ③プレストレス：PC 鋼材 1 本当たり 568 kN
- ④輪荷重
 - 前輪：53.606 kN、後輪 1：69.678 kN、後輪 2：70.952 kN

CASE 1-3：静載荷試験④ 第4径間 支間中央部（右車線）に対応

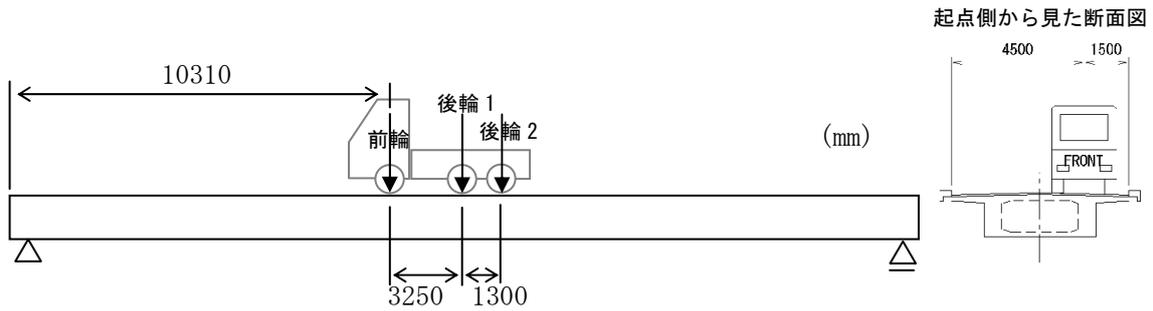


図 2.2.46 CASE1-3 荷重載荷状態

【載荷荷重】

- ①主桁自重
- ②橋面荷重：全橋に渡り 13.524 kN/m
- ③プレストレス：PC 鋼材 1 本当たり 568 kN
- ④輪荷重
前輪：53.606 kN、後輪 1：69.678 kN、後輪 2：70.952 kN

CASE 1-4：静載荷試験⑤ 第4径間 支間 L/4 付近（左車線）に対応

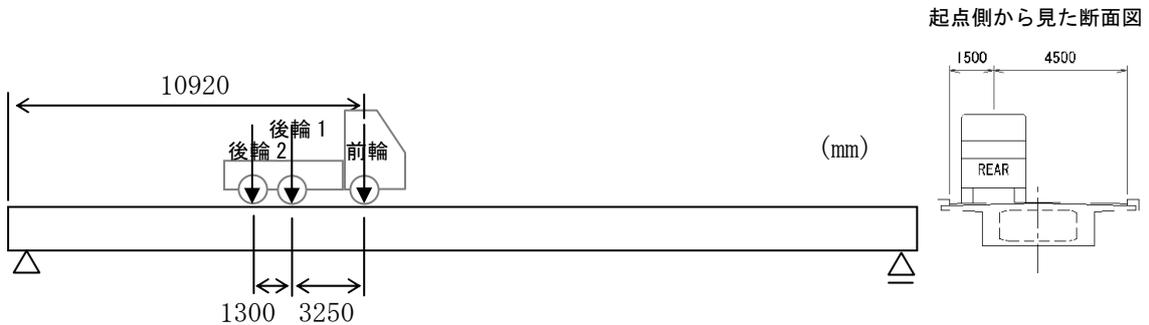


図 2.2.47 CASE1-4 荷重載荷状態

【載荷荷重】

- ①主桁自重
- ②橋面荷重：全橋に渡り 13.524 kN/m
- ③プレストレス：PC 鋼材 1 本当たり 568 kN
- ④輪荷重
前輪：53.606 kN、後輪 1：69.678 kN、後輪 2：70.952 kN

(b) 耐荷力解析

実際の交通流 (BWIM) で計測された最大荷重通過時の実測ひずみと、下記の条件で実施した耐荷力解析の比較を行った。

CASE 2

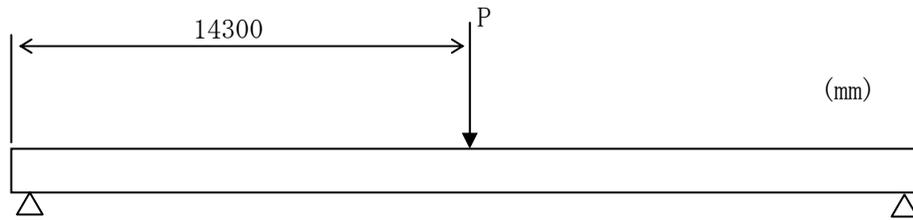


図 2.2.48 耐荷力解析での荷重載荷状態

【載荷荷重】

- ①主桁自重
- ②橋面荷重：全橋に渡り 13.524 kN/m
- ③プレストレス：PC 鋼材 1 本当たり 568 kN
- ④輪荷重： $P=478 \text{ kN}$ （実橋計測時の最大荷重 48.8 tf に相当）を支間中央に載荷し、破壊時まで漸増載荷した。

【荷重の載荷履歴】

本解析において引張軟化特性を考慮するケースでは、同時に下図に示すような荷重の載荷履歴も考慮して解析を行った。そのため活荷重の載荷により、断面に発生する応力がコンクリートの引張強度を超え、引張軟化特性領域に入った後に活荷重が除荷された場合、荷重の載荷履歴は、ひずみ増加時に辿った履歴線上を戻らず、そこから原点を結ぶ直線上を戻る履歴となる。

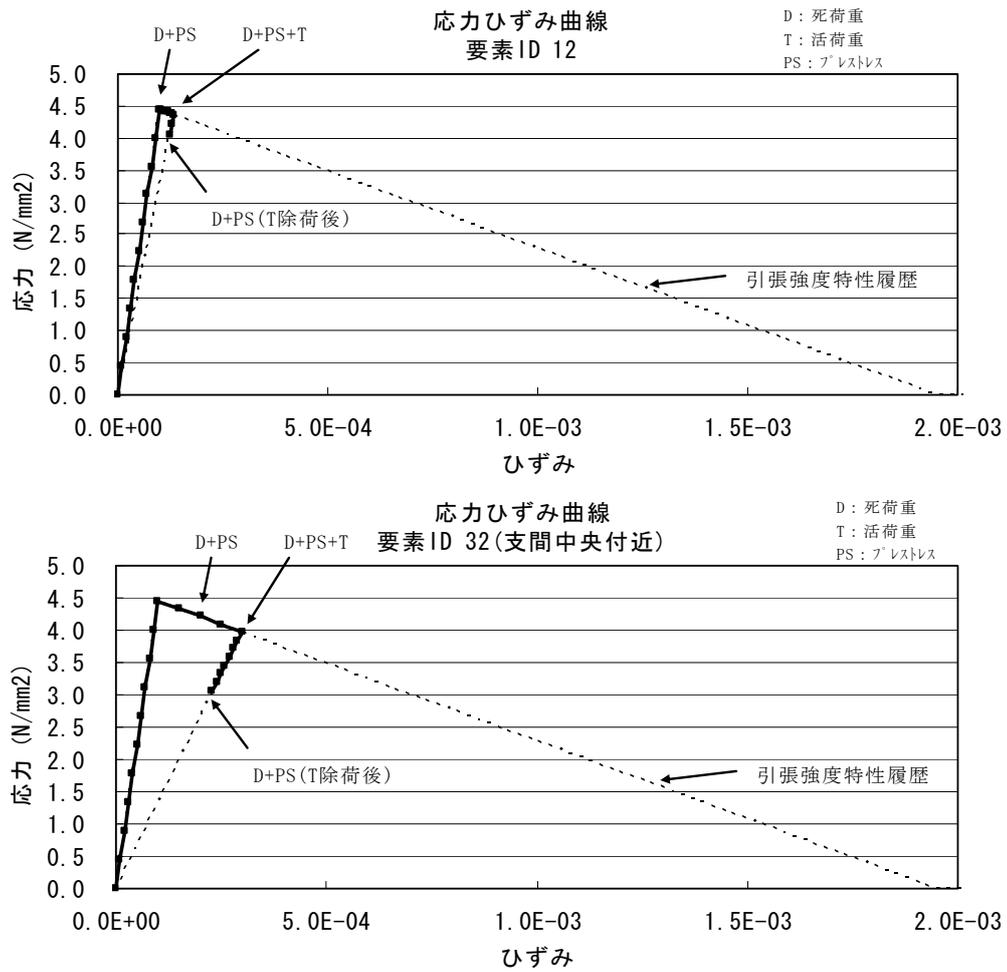


図 2.2.49 荷重載荷履歴

(5) 解析結果

(a) 静载荷試験の変位比較

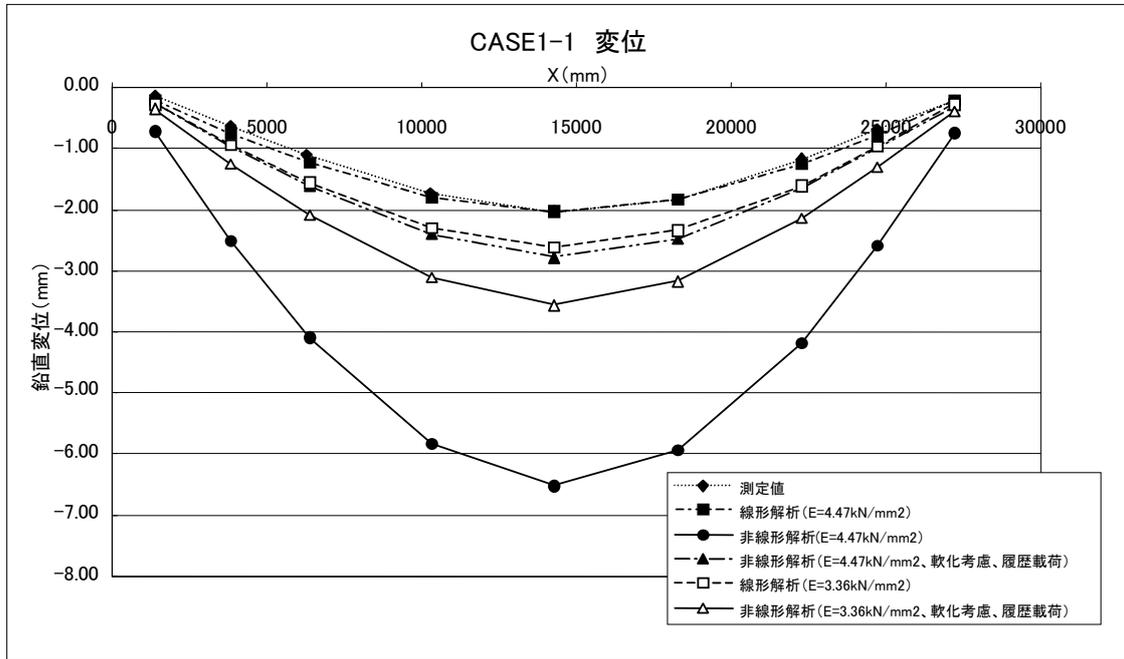


図 2.2.50 CASE1-1 変位比較

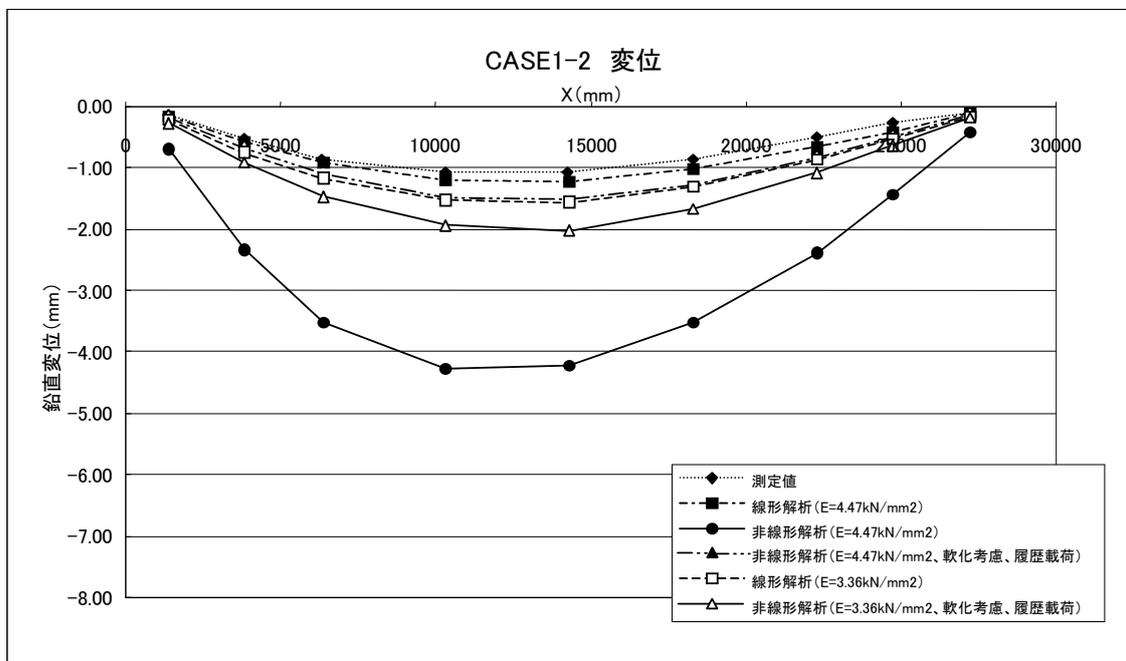


図 2.2.51 CASE1-2 変位比較

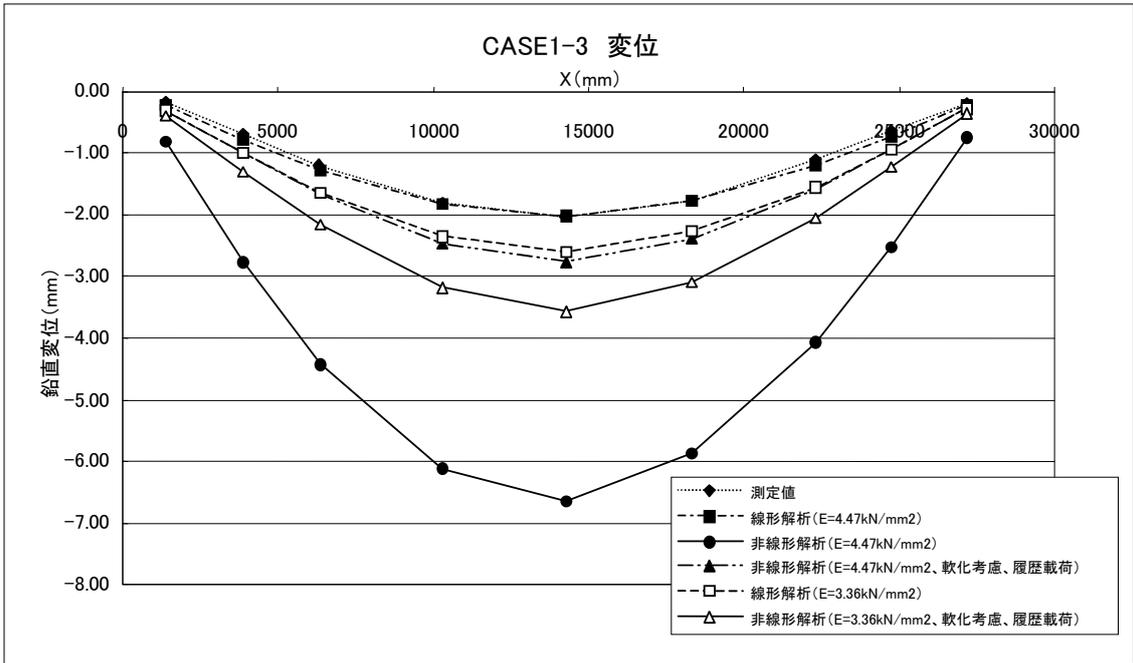


図 2. 2. 52 CASE1-3 変位比較

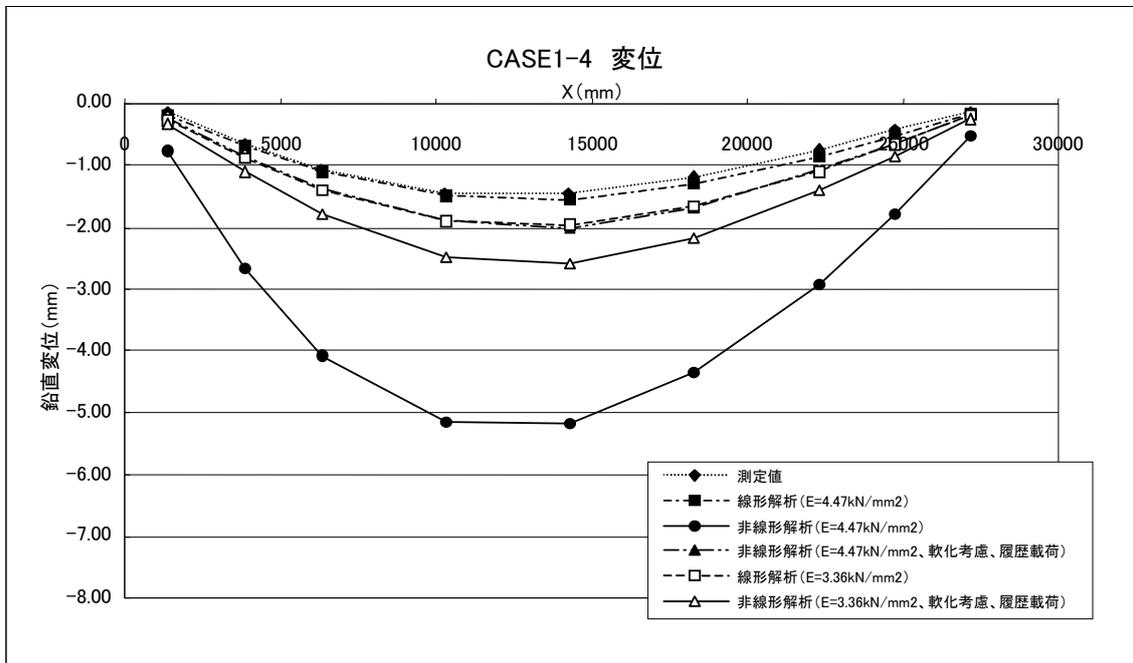


図 2. 2. 53 CASE1-4 変位比較

(b) 静載荷試験のひずみ分布比較

① PRC 桁 引張軟化及び荷重載荷履歴無視 ($\sigma_{ck}=85.1\text{N/mm}^2$ 、 $E_c=44.7\text{kN/mm}^2$)

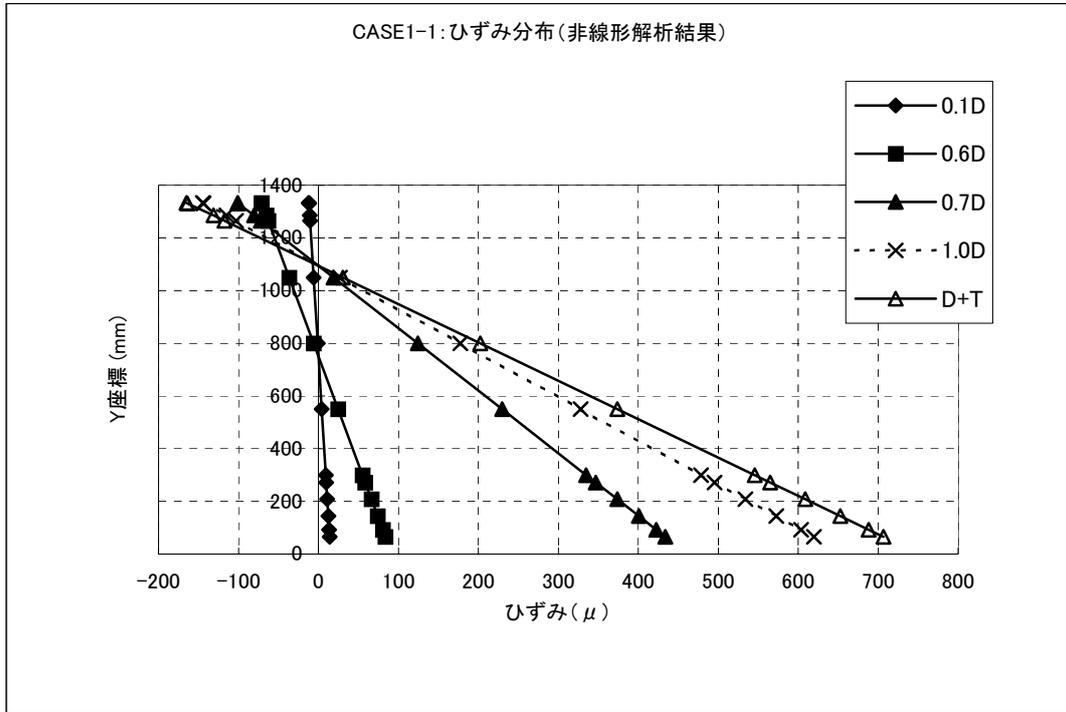


図 2.2.54 CASE1-1 主桁ひずみ分布

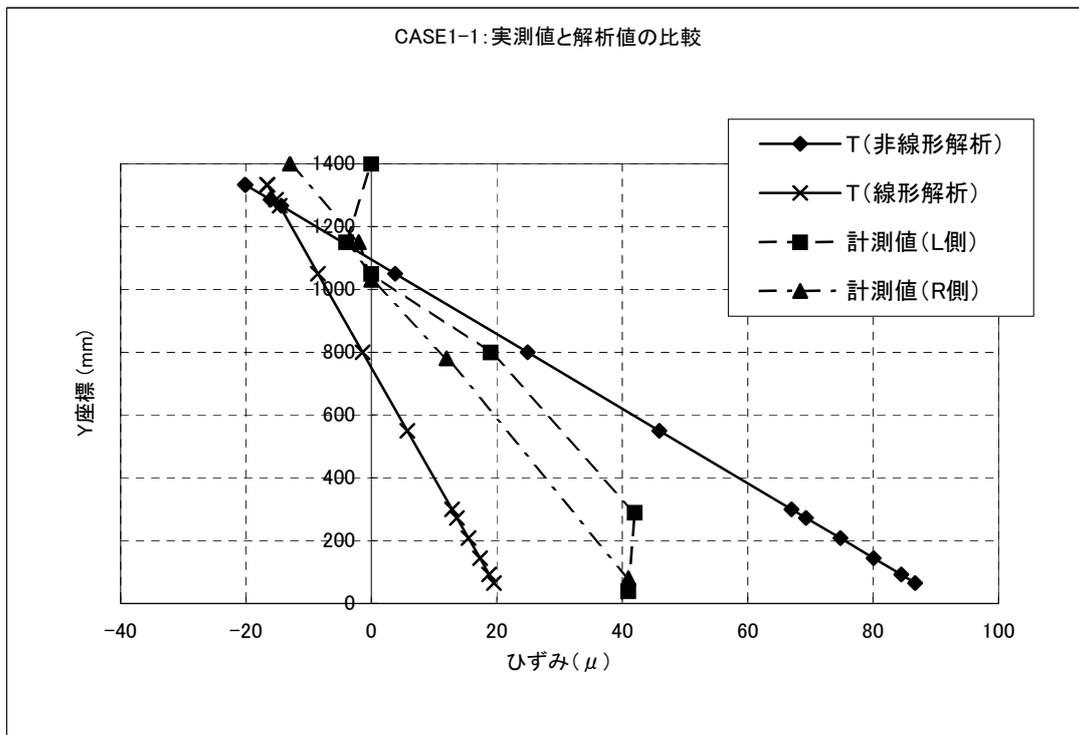


図 2.2.55 CASE1-1 主桁ひずみ分布比較

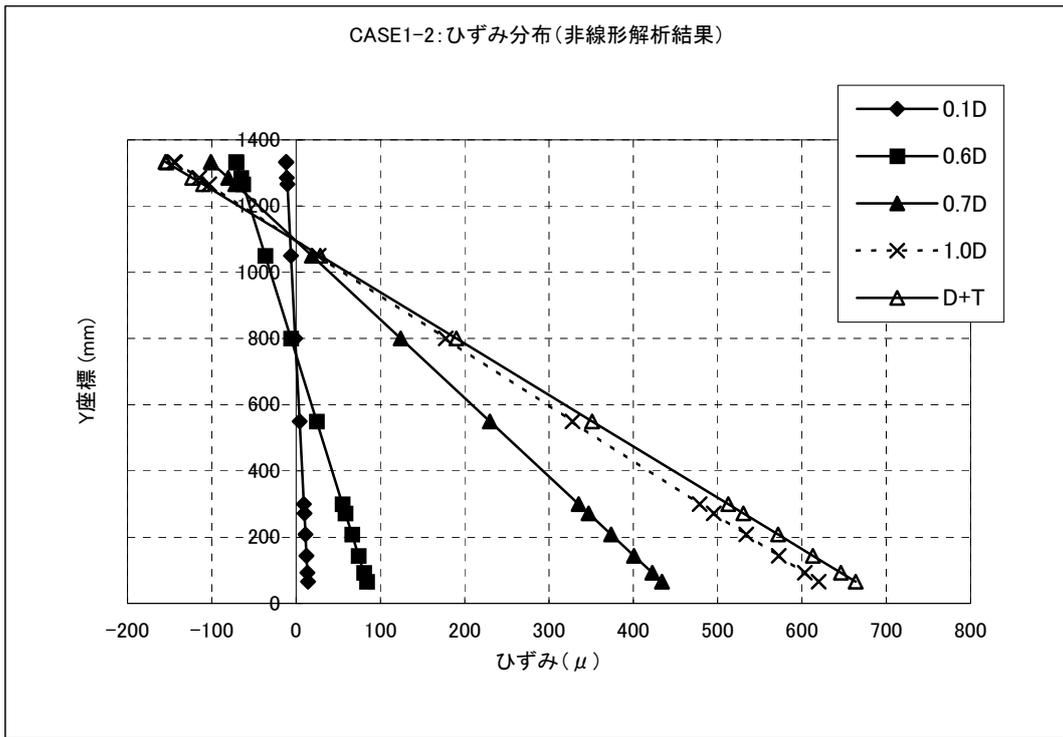


図 2. 2. 56 CASE1-2 主桁ひずみ分布

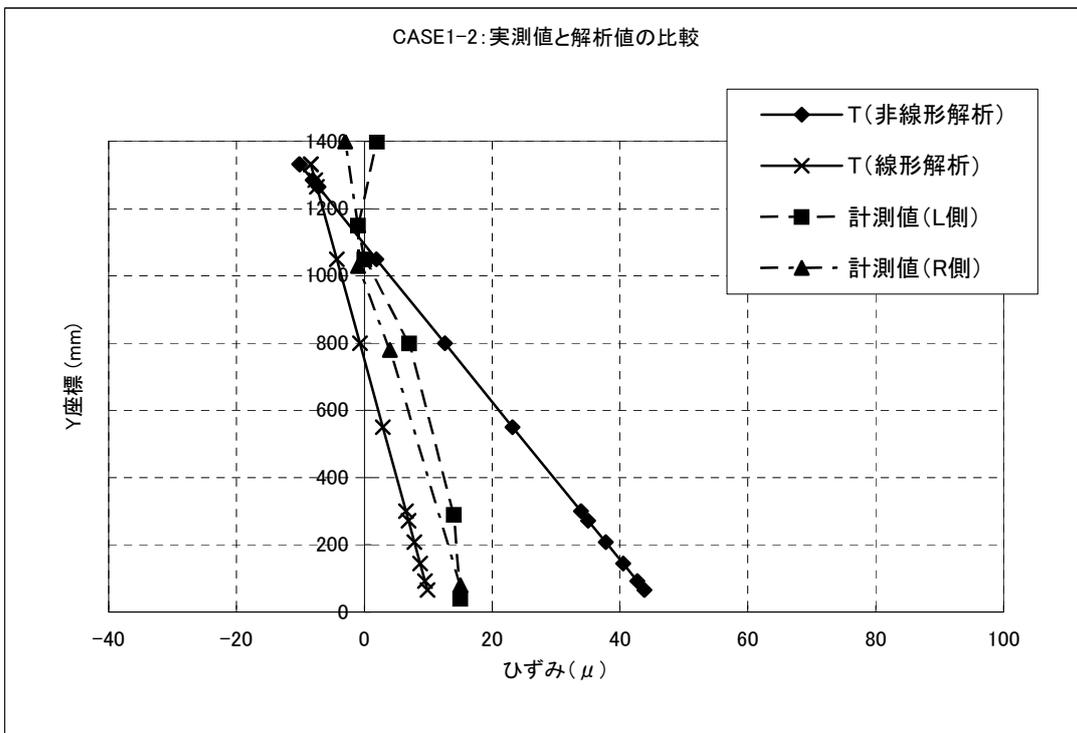


図 2. 2. 57 CASE1-2 主桁ひずみ分布比較

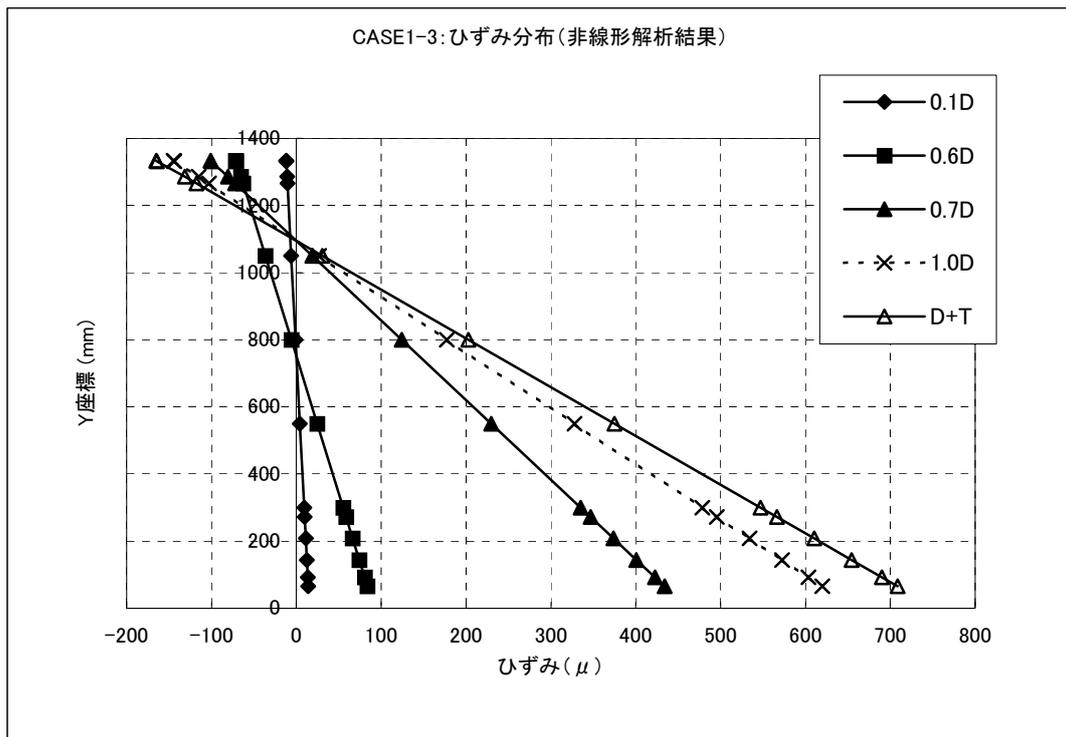


図 2. 2. 58 CASE1-3 主桁ひずみ分布

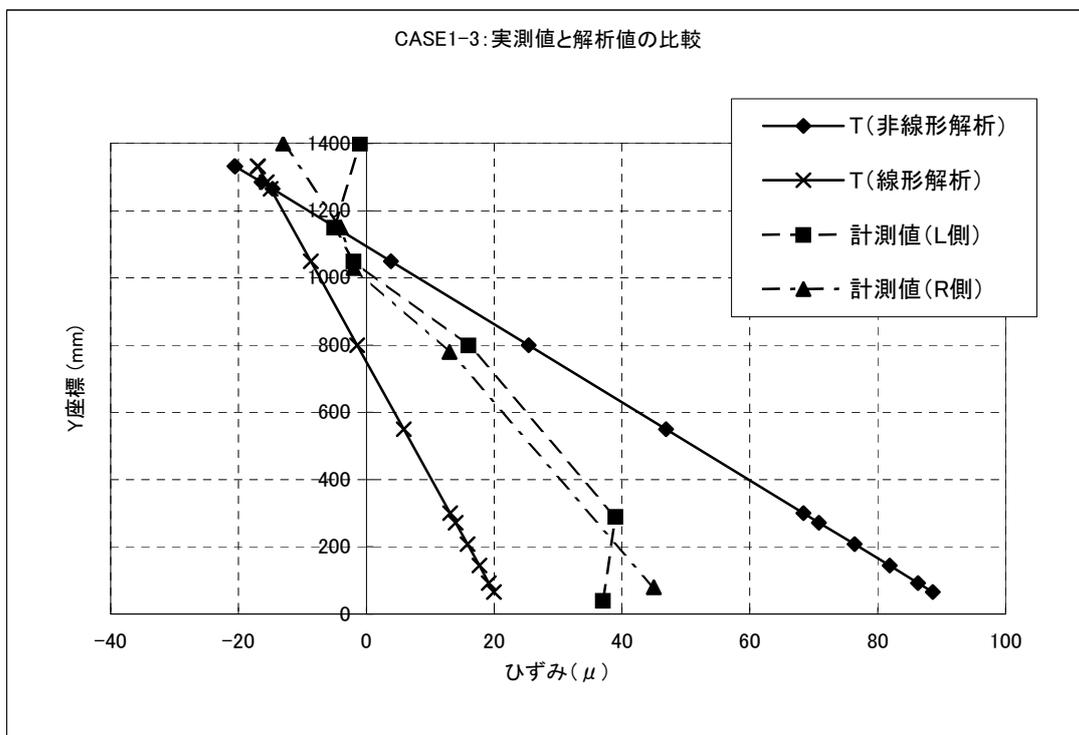


図 2. 2. 59 CASE1-3 主桁ひずみ分布比較

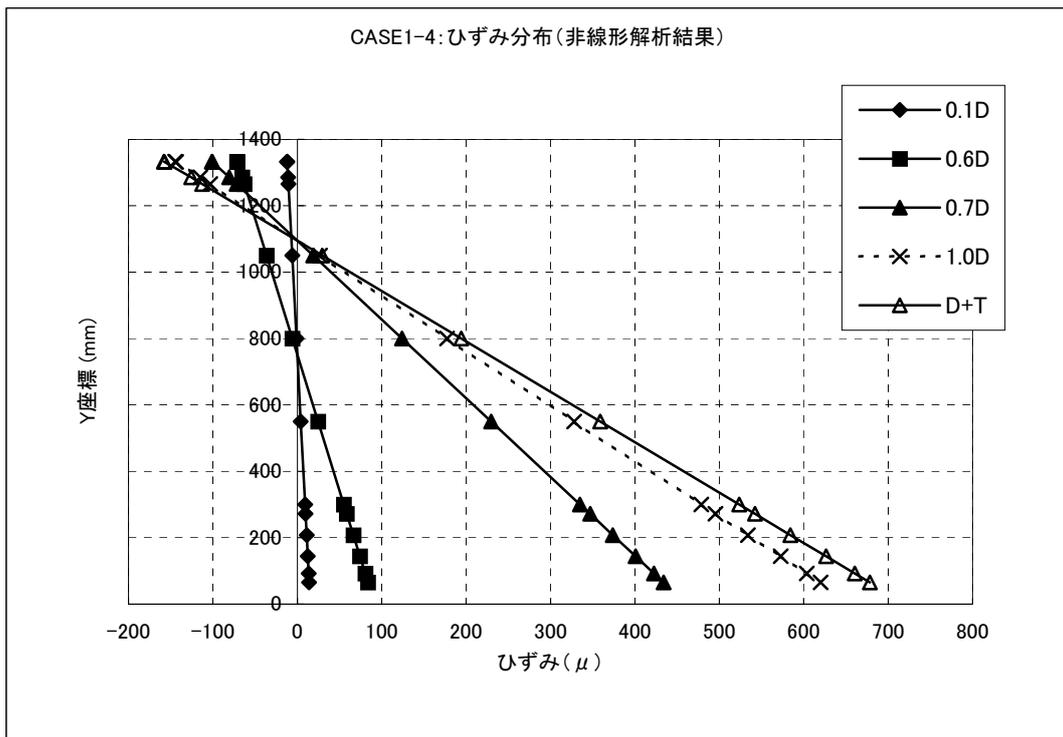


図 2. 2. 60 CASE1-4 主桁ひずみ分布

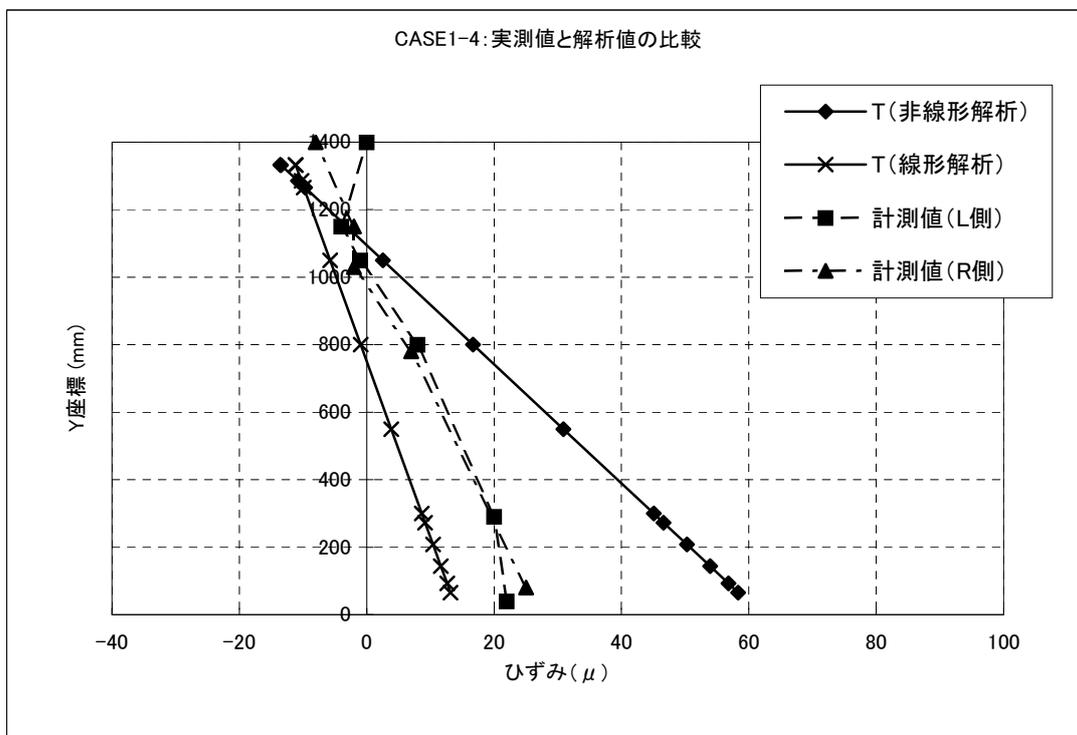


図 2. 2. 61 CASE1-4 主桁ひずみ分布比較

② PRC 桁 引張軟化及び荷重載荷履歴考慮 ($\sigma_{ck}=85.1\text{N/mm}^2$ 、 $E_c=44.7\text{kN/mm}^2$)

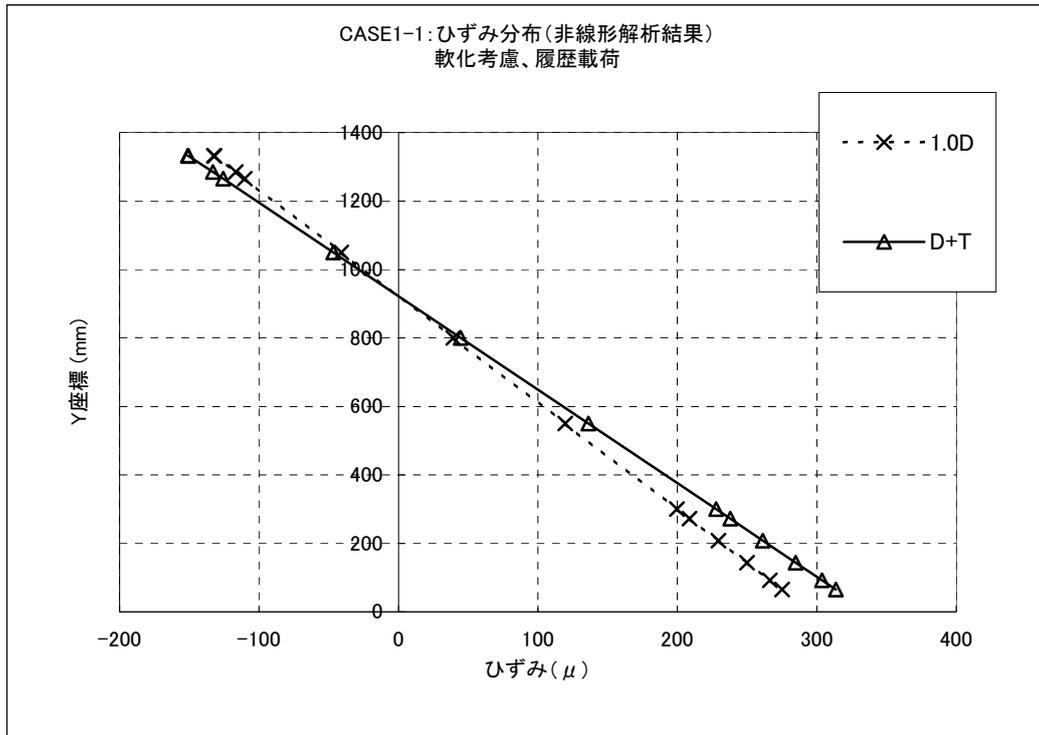


図 2. 2. 62 CASE1-1 主桁ひずみ分布

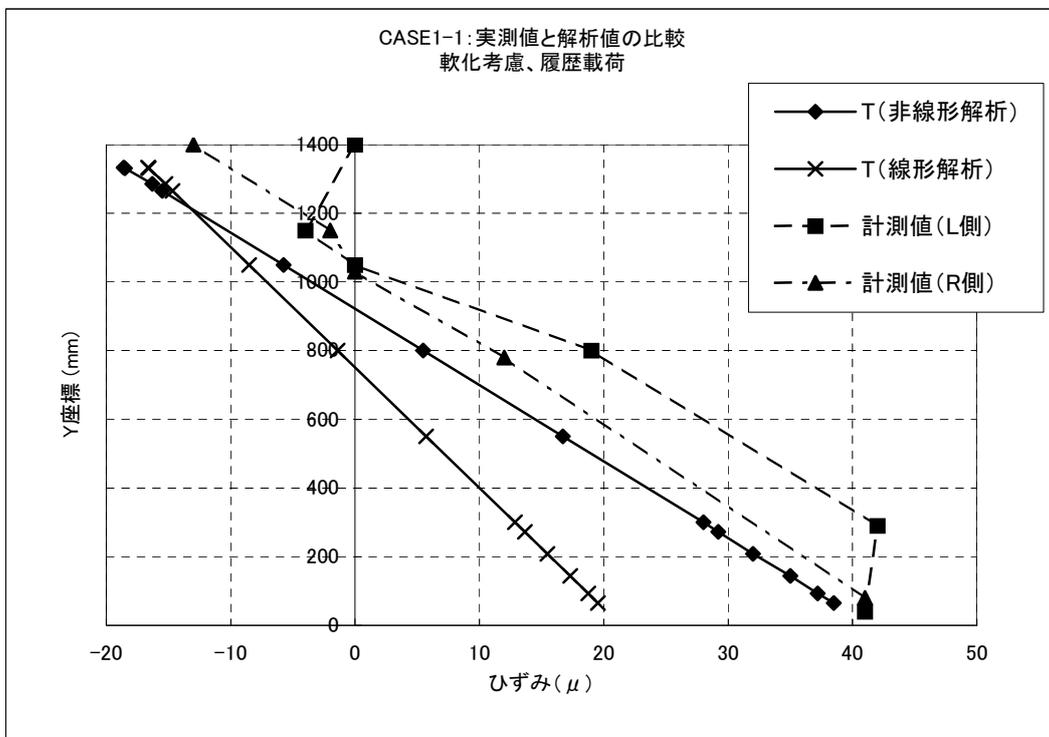


図 2. 2. 63 CASE1-1 主桁ひずみ分布比較

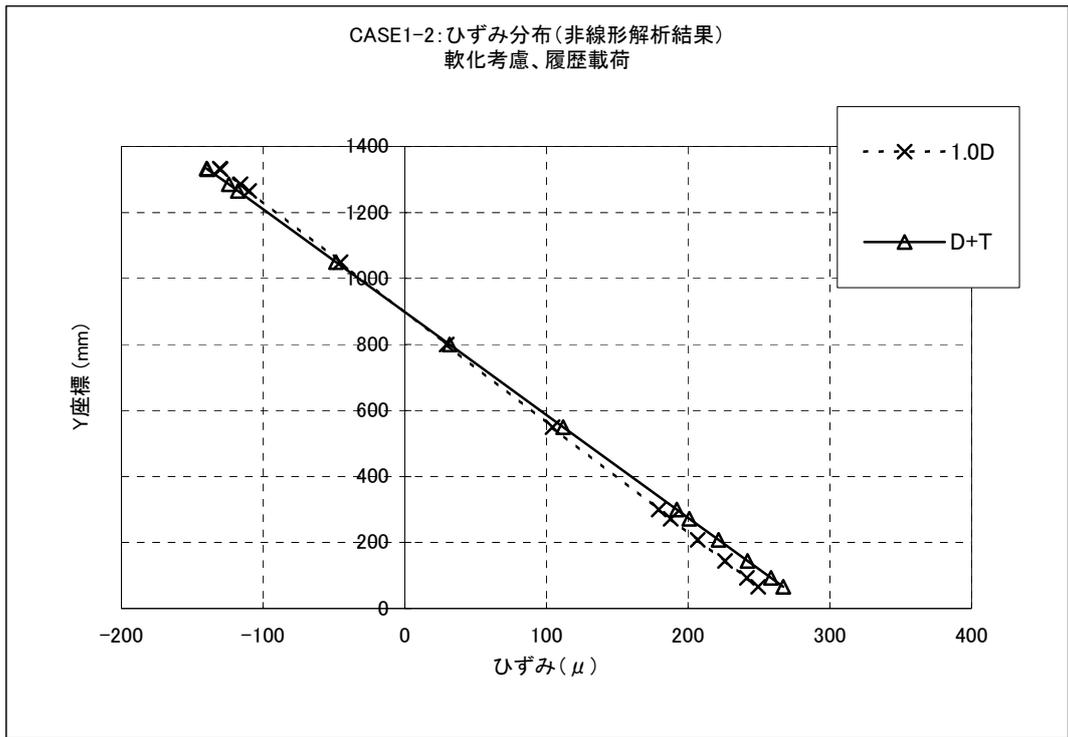


図 2. 2. 64 CASE1-2 主桁ひずみ分布

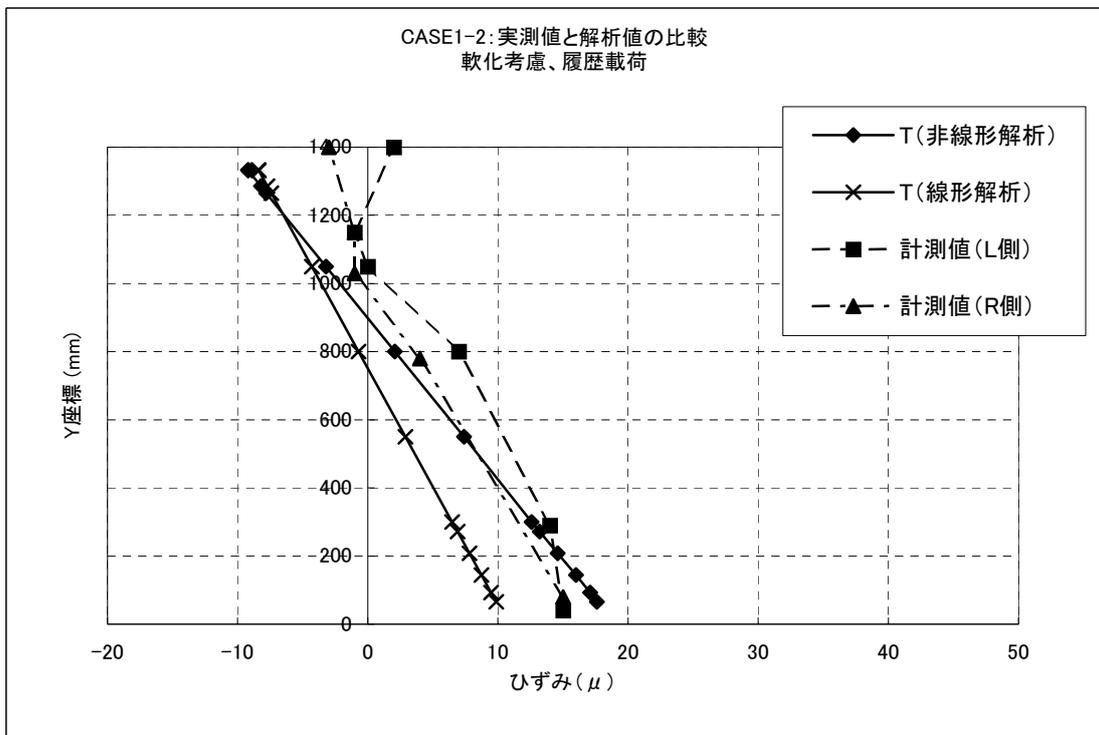


図 2. 2. 65 CASE1-2 主桁ひずみ分布比較

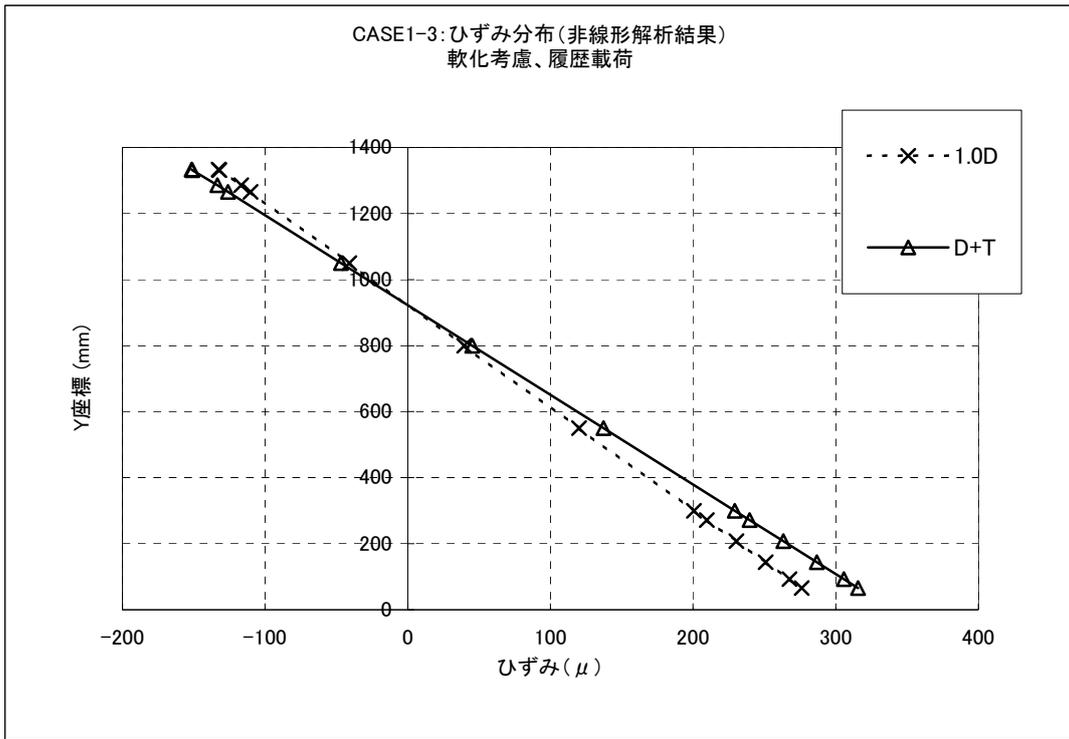


図 2. 2. 66 CASE1-3 主桁ひずみ分布

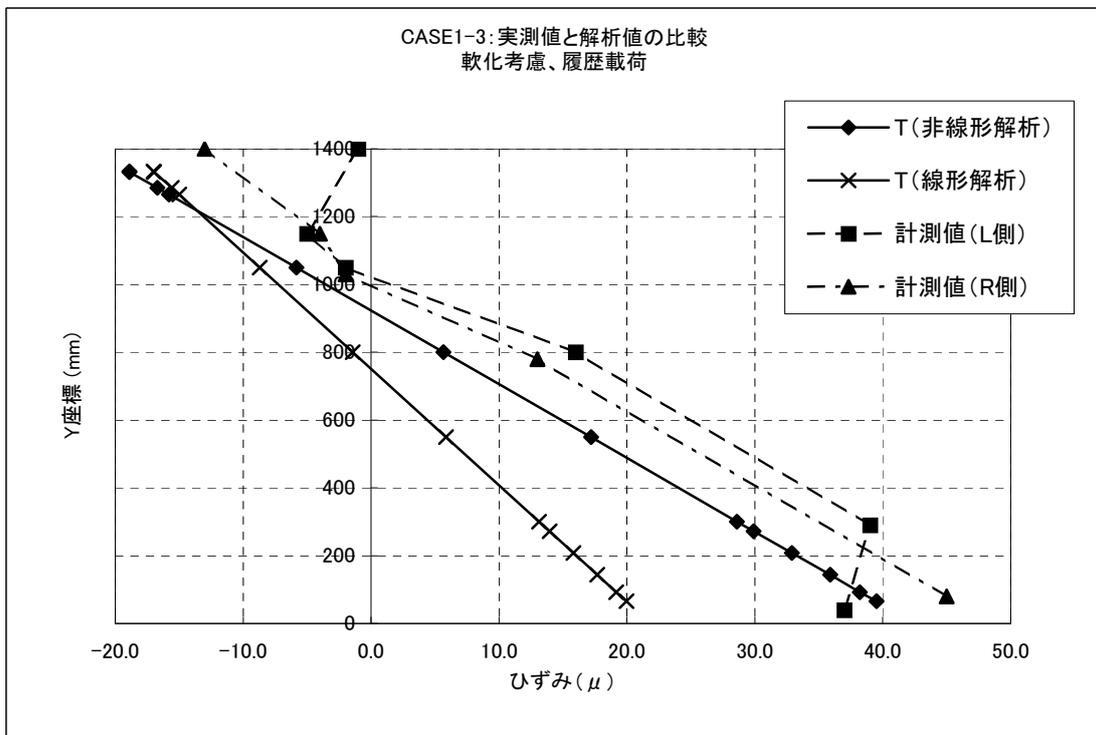


図 2. 2. 67 CASE1-3 主桁ひずみ分布比較

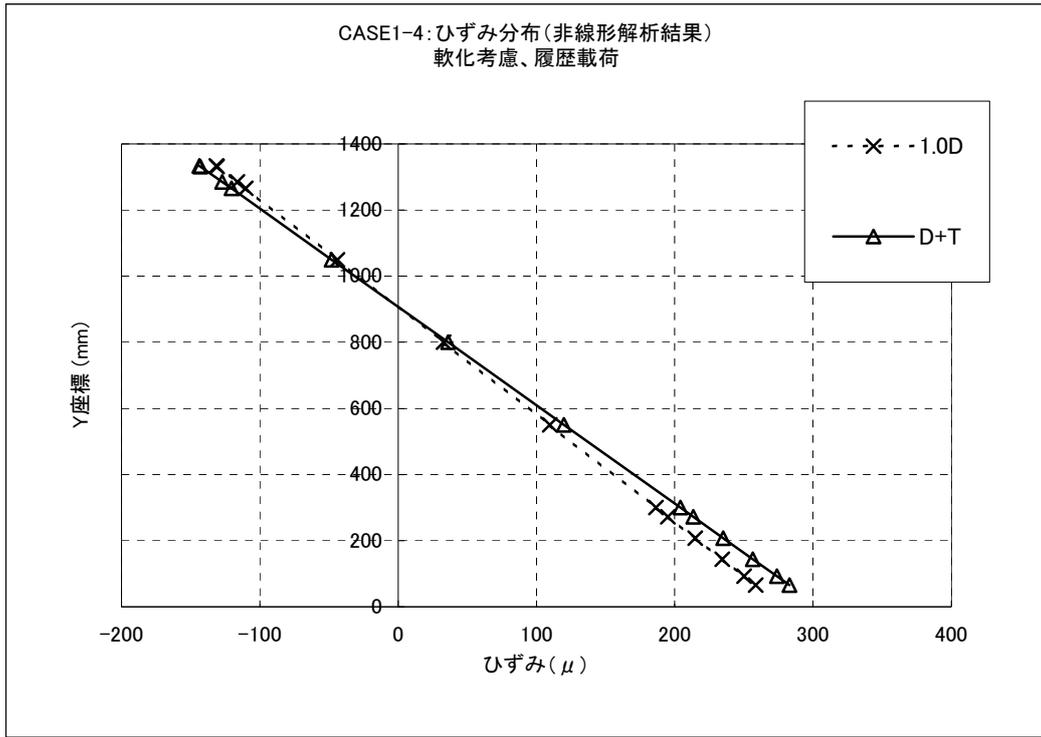


図 2. 2. 68 CASE1-4 主桁ひずみ分布

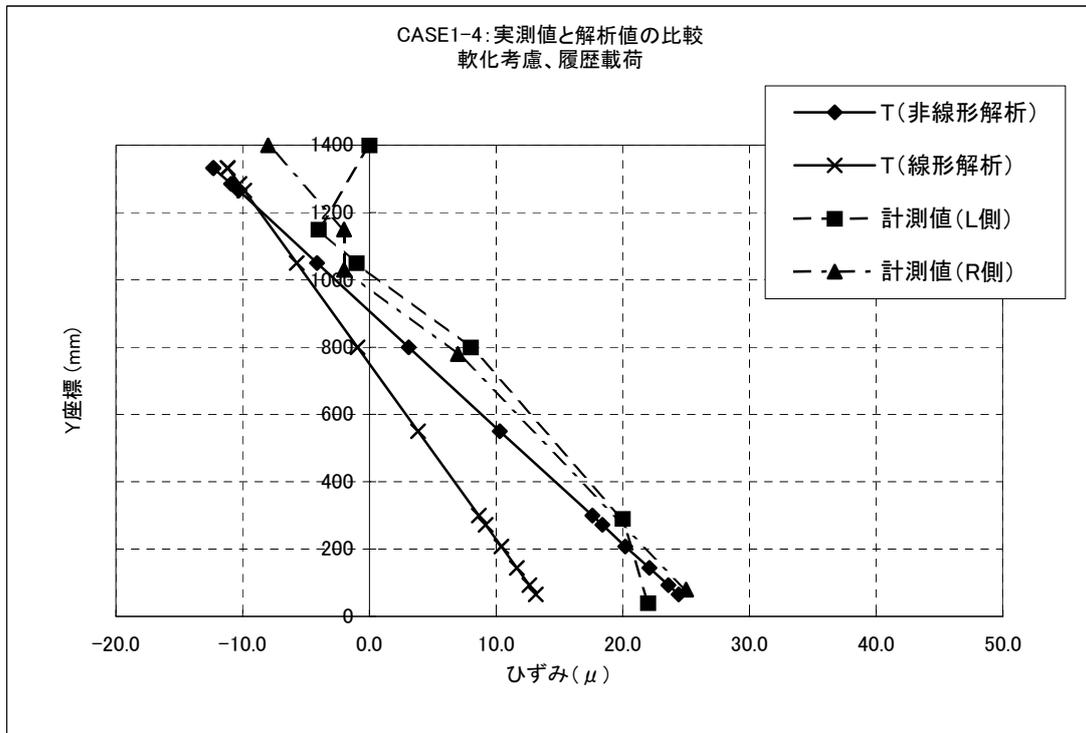


図 2. 2. 69 CASE1-4 主桁ひずみ分布比較

③ PC 桁 引張軟化及び荷重履歴考慮 ($\sigma_{ck}=68.8\text{N/mm}^2$ 、 $E_c=33.6\text{kN/mm}^2$)

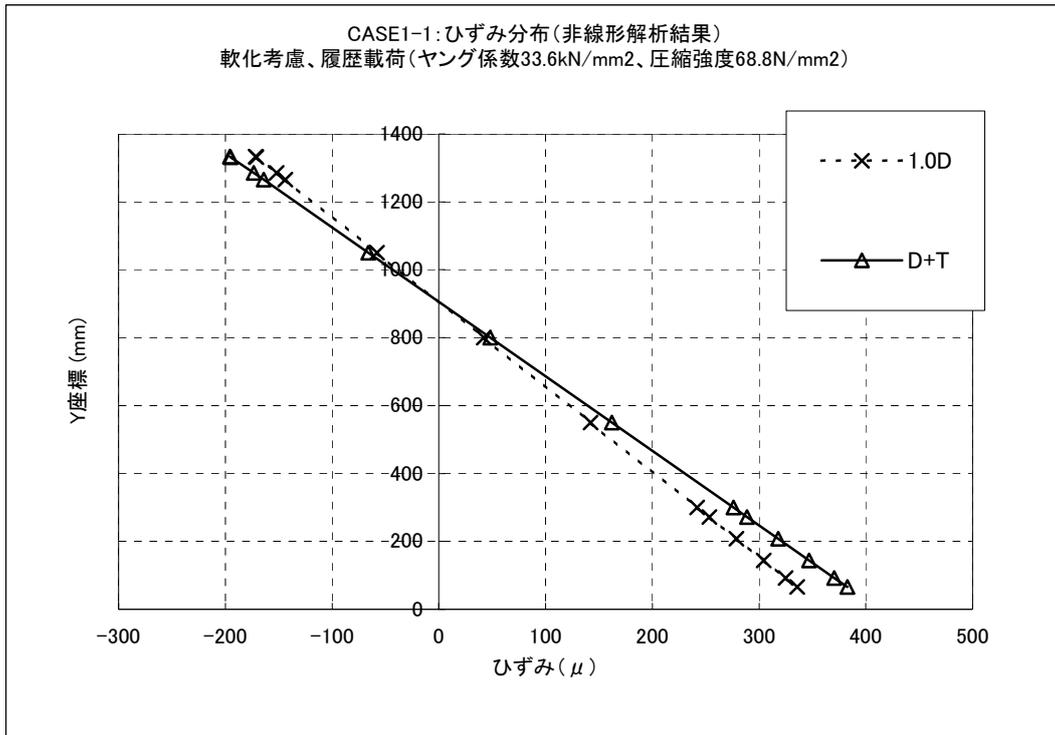


図 2. 2. 70 CASE1-1 主桁ひずみ分布

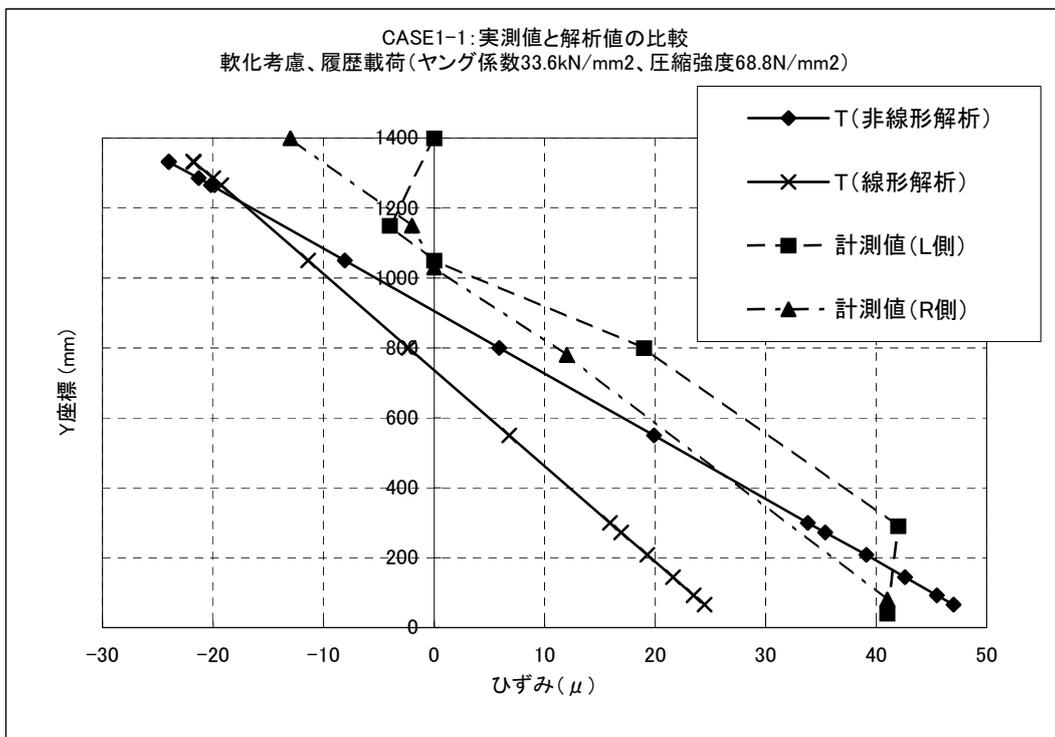


図 2. 2. 71 CASE1-1 主桁ひずみ分布比較

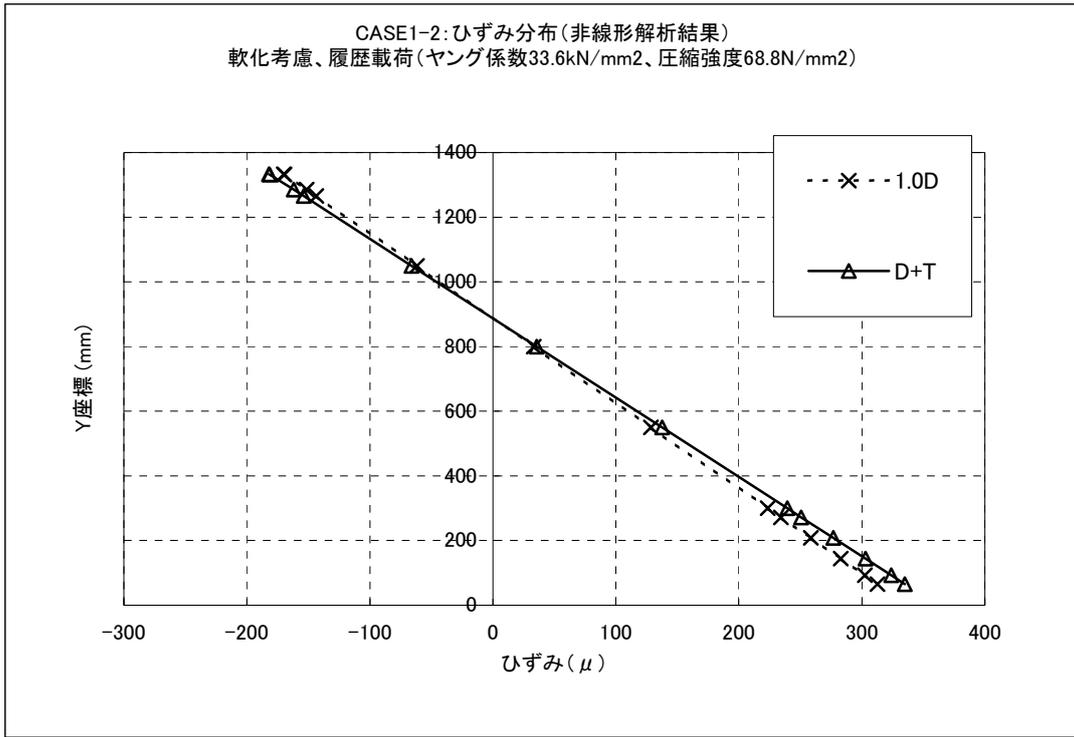


図 2. 2. 72 CASE1-2 主桁ひずみ分布

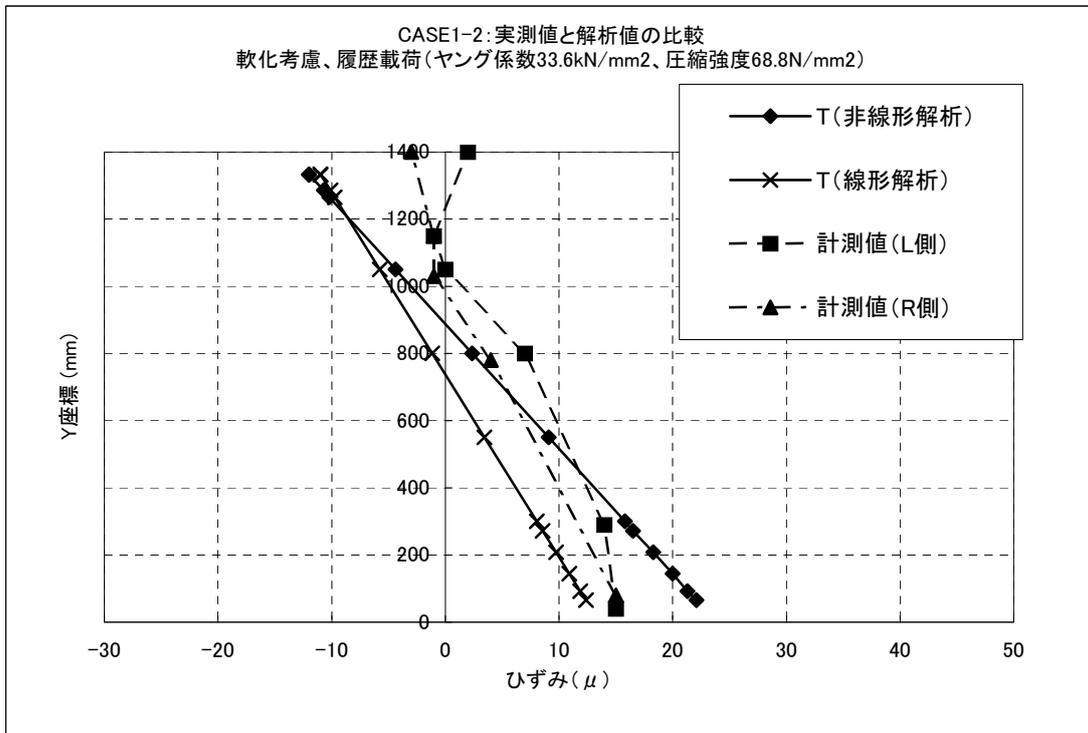


図 2. 2. 73 CASE1-2 主桁ひずみ分布比較

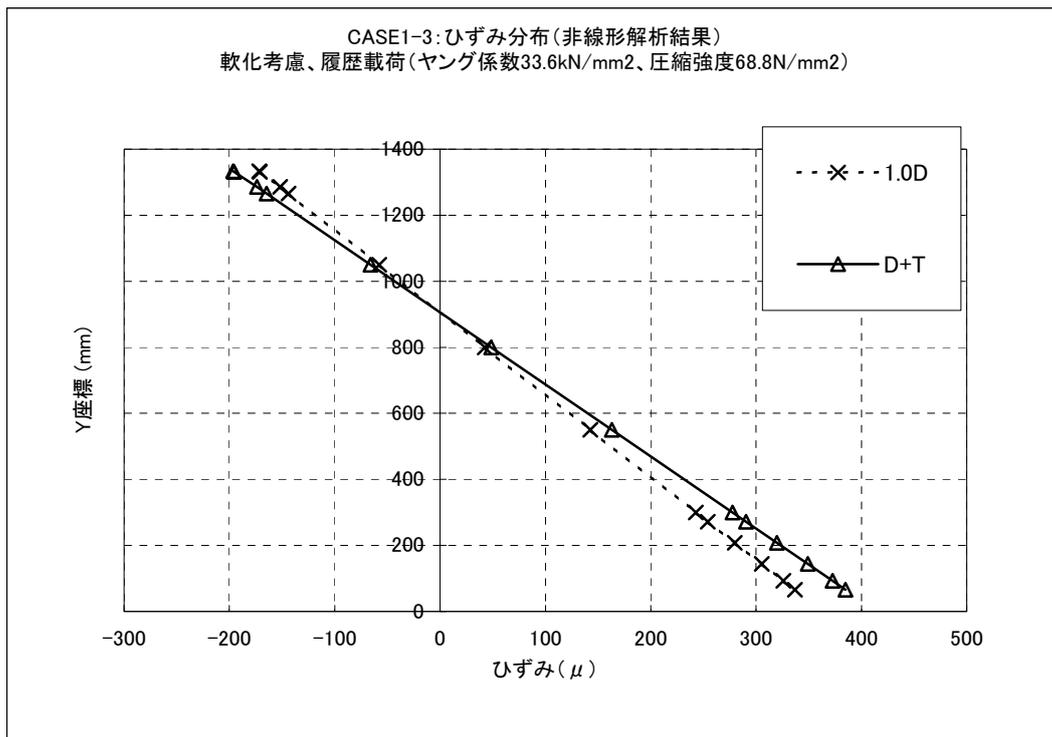


図 2. 2. 74 CASE1-3 主桁ひずみ分布

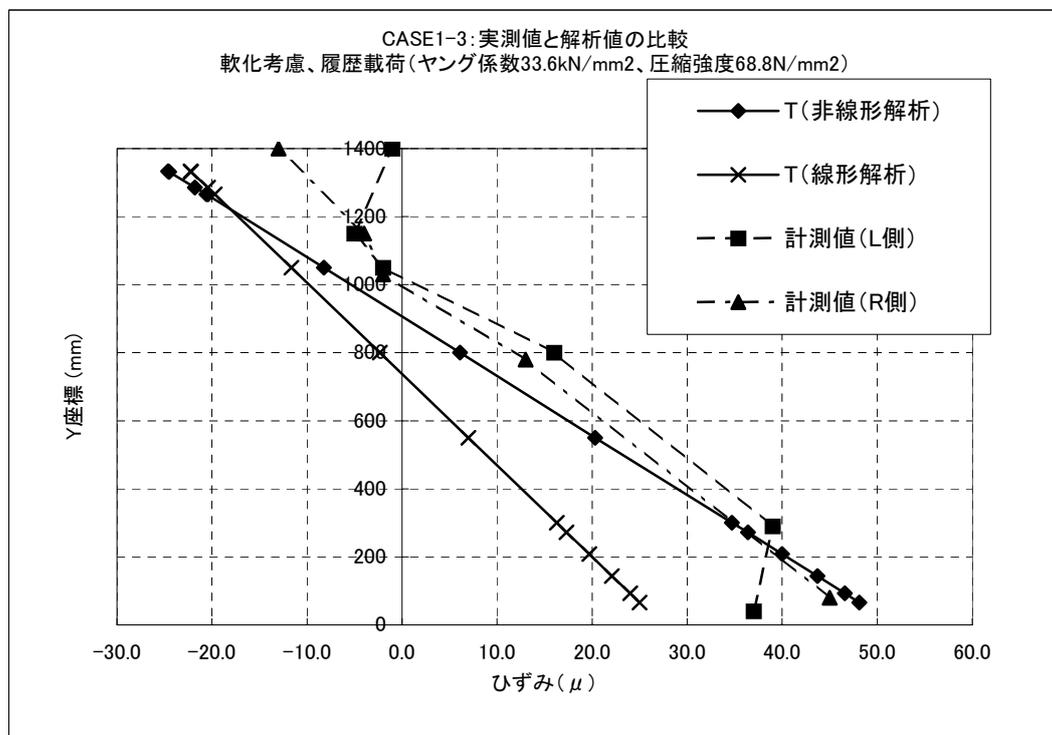


図 2. 2. 75 CASE1-3 主桁ひずみ分布比較

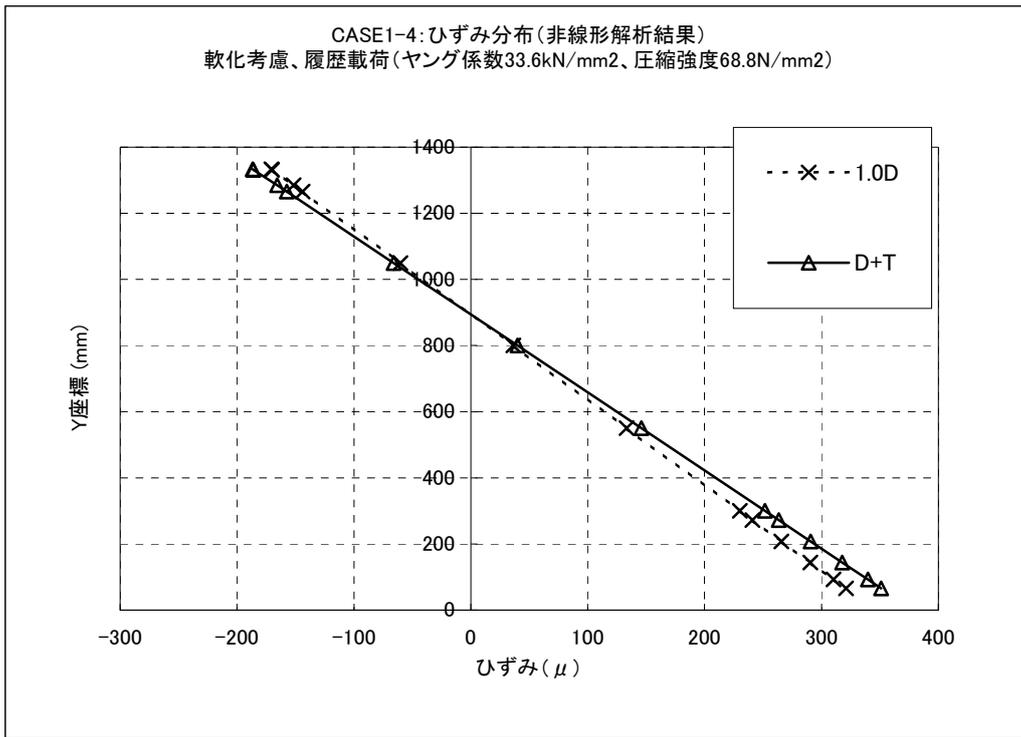


図 2. 2. 76 CASE1-4 主桁ひずみ分布

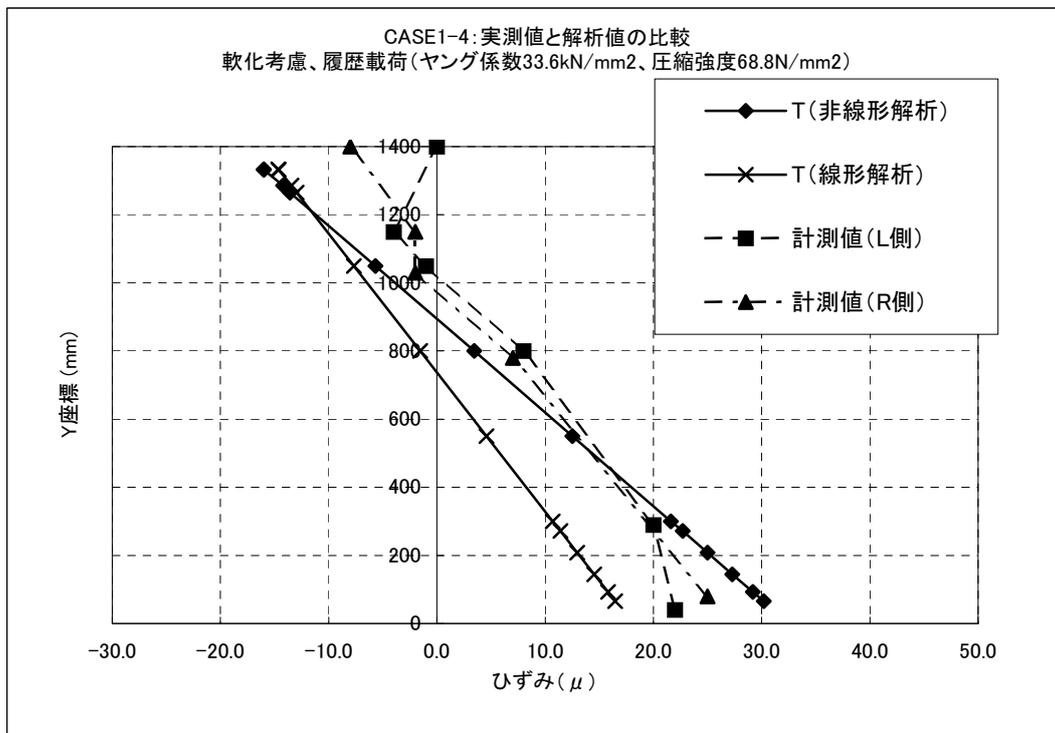


図 2. 2. 77 CASE1-4 主桁ひずみ分布比較

(c) 最大荷重時 (478 kN) のひずみ分布比較

① PRC 桁 引張軟化及び荷重載荷履歴無視 ($\sigma_{ck}=85.1\text{N/mm}^2$ 、 $E_c=44.7\text{kN/mm}^2$)

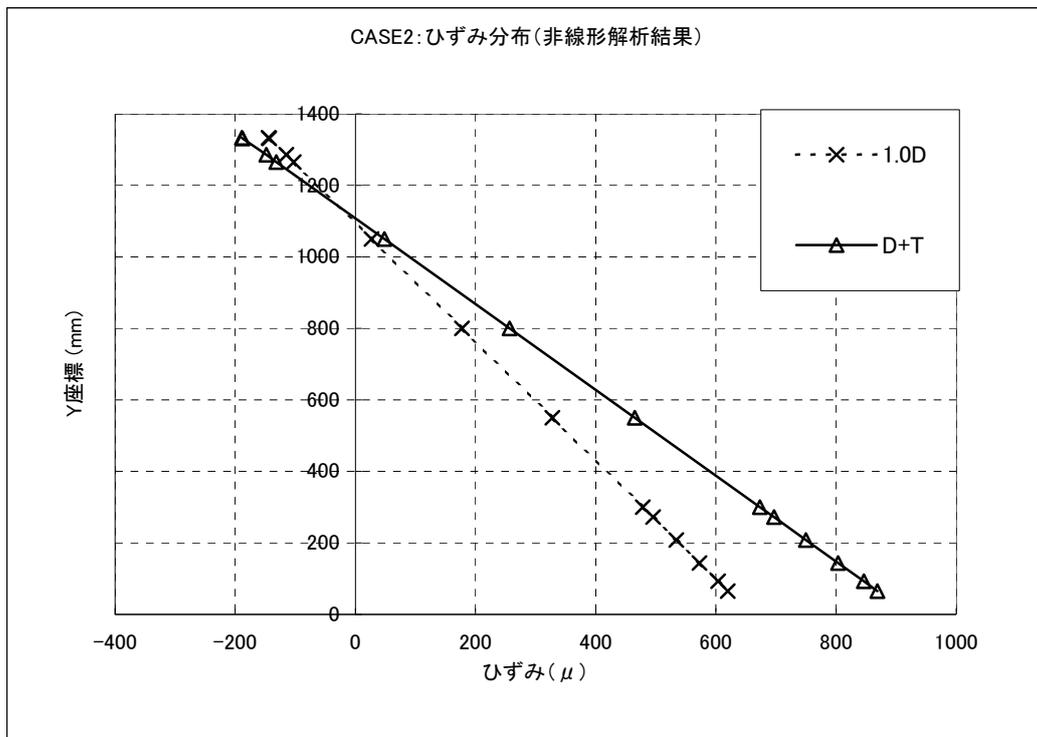


図 2.2.78 最大荷重時主桁ひずみ分布

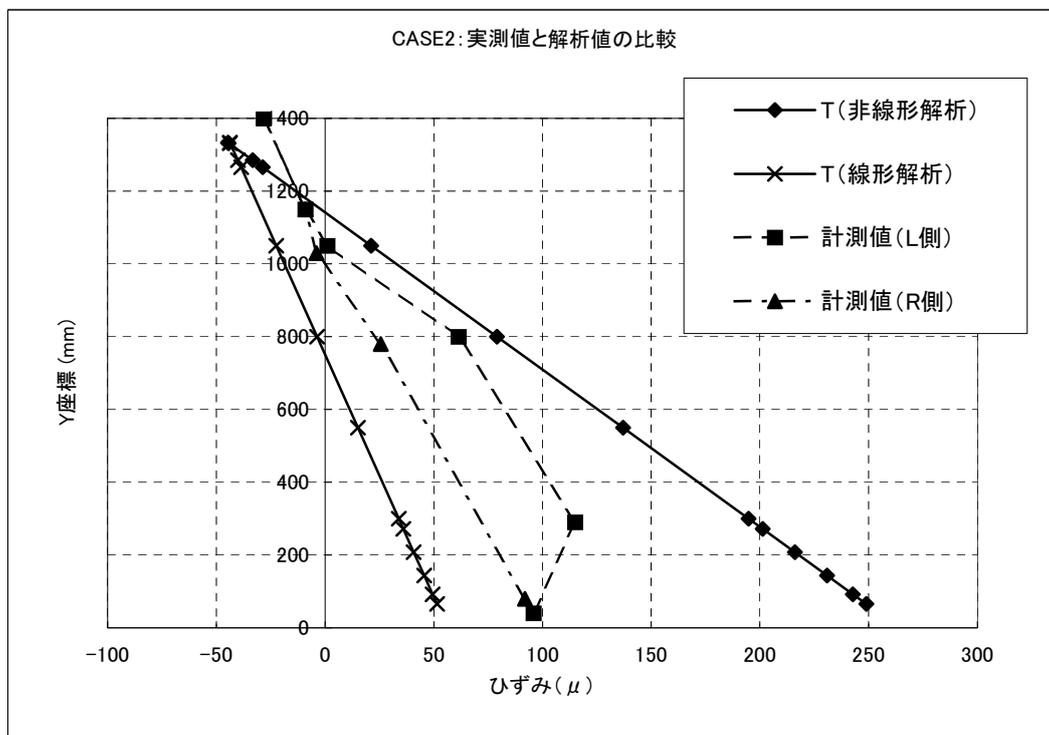


図 2.2.79 最大荷重時主桁ひずみ分布比較

② PRC 桁 引張軟化及び荷重履歴考慮 ($\sigma_{ck}=85.1\text{N/mm}^2$ 、 $E_c=44.7\text{kN/mm}^2$)

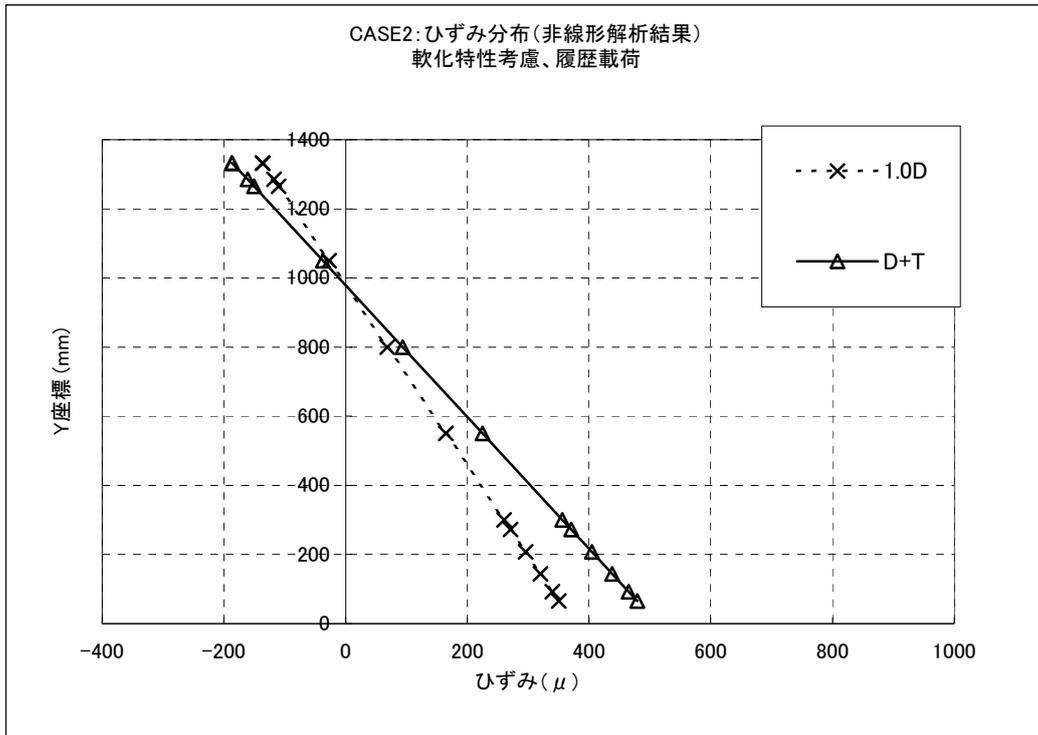


図 2. 2. 80 最大荷重時主桁ひずみ分布

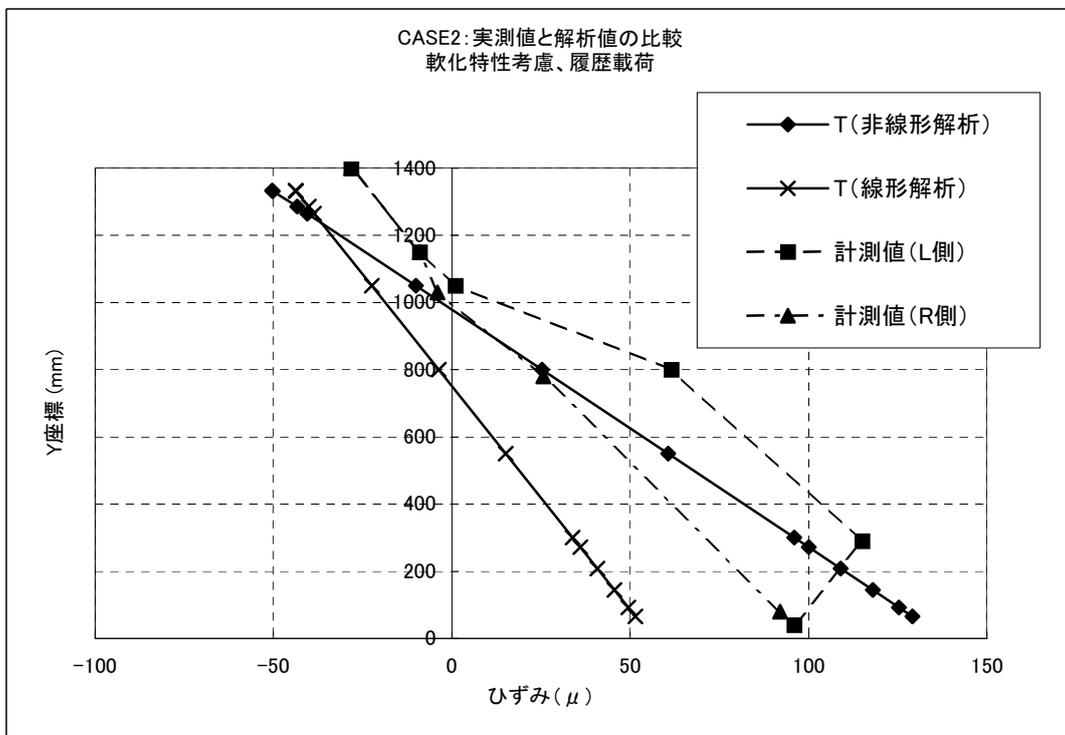


図 2. 2. 81 最大荷重時主桁ひずみ分布比較

③ PC 桁 引張軟化及び荷重履歴考慮 ($\sigma_{ck}=68.8\text{N/mm}^2$ 、 $E_c=33.6\text{kN/mm}^2$)

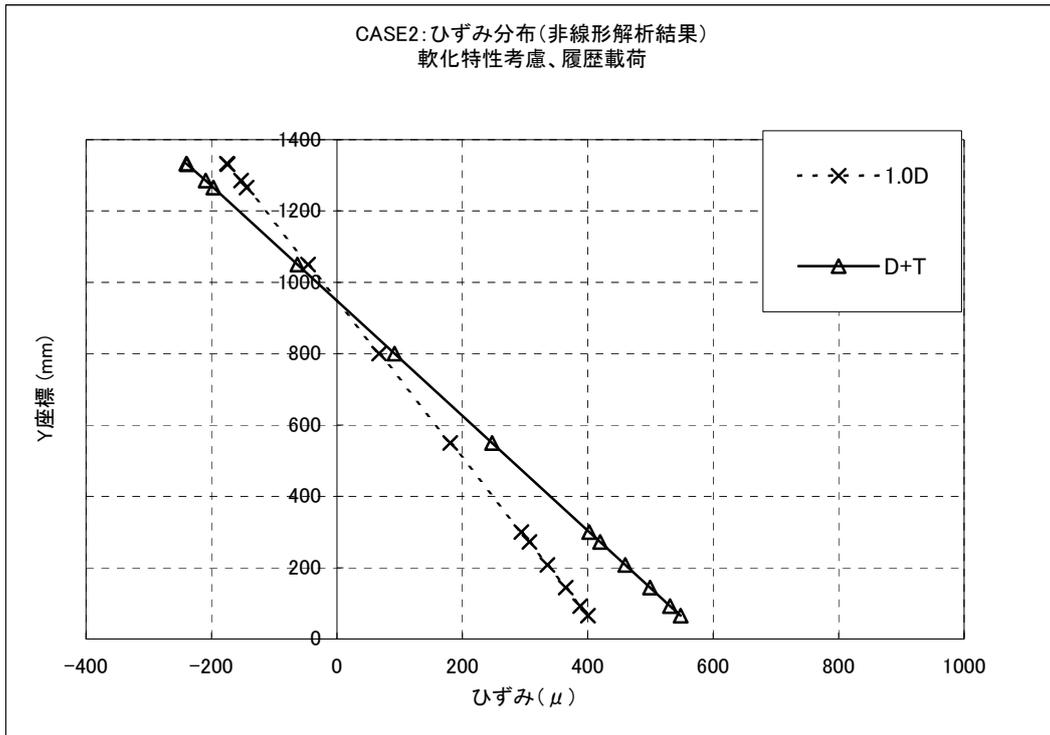


図 2. 2. 82 最大荷重時主桁ひずみ分布

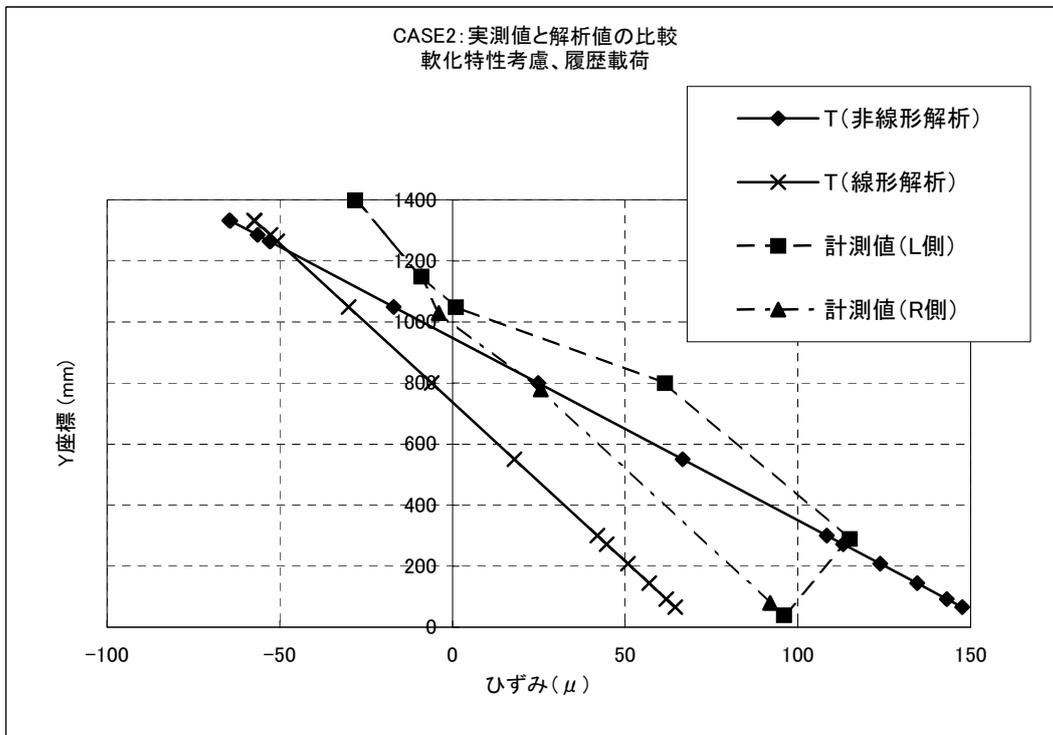


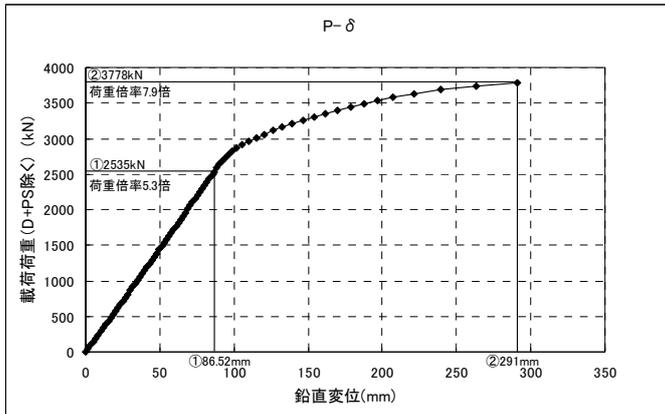
図 2. 2. 83 最大荷重時主桁ひずみ分布比較

(d) 耐荷力解析

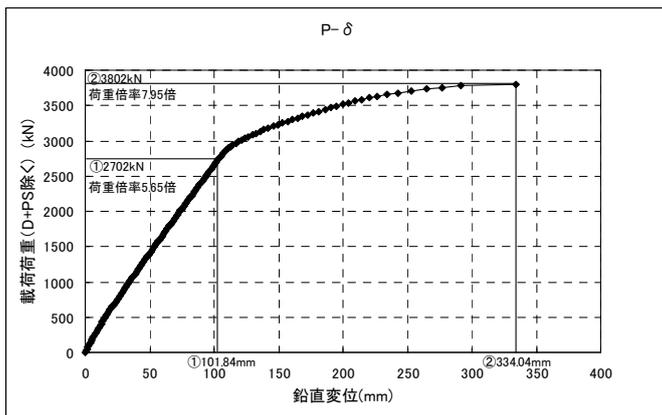
CASE2 について、478 kN から漸増载荷し、

- ①：下床版最外縁の鉄筋降伏
- ②：上床版コンクリート圧壊

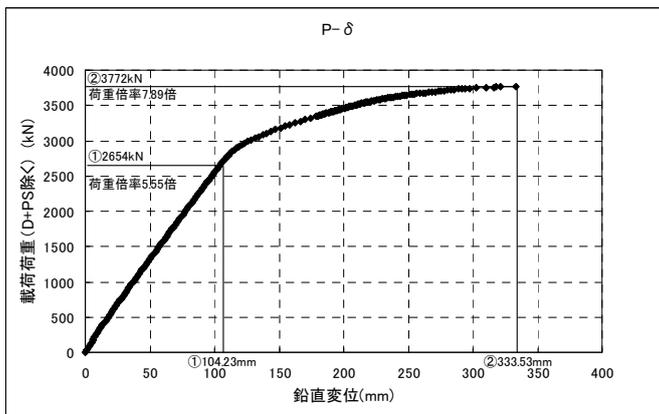
に至るまでの载荷荷重—鉛直変位関係解析結果を以下に示す。



PRC桁 引張軟化及び履歴载荷無視
 $\sigma_{ck} = 85.1 \text{ N/mm}^2$
 $E_c = 44.7 \text{ kN/mm}^2$
 $M_{max} = 34733 \text{ kN}\cdot\text{m}$



PRC桁 引張軟化及び履歴载荷考慮
 $\sigma_{ck} = 85.1 \text{ N/mm}^2$
 $E_c = 44.7 \text{ kN/mm}^2$
 $M_{max} = 34900 \text{ kN}\cdot\text{m}$



PC桁 引張軟化及び履歴载荷考慮
 $\sigma_{ck} = 68.8 \text{ N/mm}^2$
 $E_c = 33.6 \text{ kN/mm}^2$
 $M_{max} = 34691 \text{ kN}\cdot\text{m}$

図 2.2.84 耐荷力解析結果

(e) まとめ

① 変位について

実橋における測定値、線形解析、引張軟化特性を無視した非線形解析、引張軟化特性を考慮した非線形解析について、静載荷試験による鉛直変位の比較を、それぞれの載荷ケース毎に図 2.2.50～図 2.2.53 に示す。全ての載荷ケースに共通し、鉛直変位は実橋における測定値が最も小さく、次いで線形解析、引張軟化特性を考慮した非線形解析、引張軟化特性を無視した非線形解析の順で大きくなった。最も大きな値を示した引張軟化特性を無視した非線形解析の結果は、実橋における測定値の 3 倍程度であり、大きく乖離する結果となった。

② 主桁断面のひずみ分布について

図 2.2.54～図 2.2.83 に示す主桁断面高さ方向のひずみ分布より、中立軸の下縁からの距離及び下縁における発生ひずみは、引張軟化特性を無視した非線形解析が最も大きく、次いで実橋からの計測値及び引張軟化特性を考慮した非線形解析、線形解析の順に小さくなった。この傾向は、鉛直変位の比較で確認された傾向をほぼ反映しているものの、鉛直変位の比較において実橋における測定値と線形解析結果とがほぼ同等であったにも関わらず、実橋における計測値についての下縁における発生ひずみ分布は、引張軟化特性を考慮した非線形解析とほぼ同等となり、また上縁における発生ひずみ分布は、全ての解析条件よりも小さくなった。

実橋における計測値についての主桁断面高さ方向のひずみ分布が直線分布とならなかったのは、図 2.2.19 及び図 2.2.20 に示すとおり、主桁下縁から 1500mm の高さまでは軸方向鉄筋ひずみを、それより高い位置ではコンクリートひずみを計測したものであることが影響していると考えられる。

③ 耐荷力について

図 2.2.84 より、実際の交通流(BWIM)で計測された最大荷重 478kN に対して、下床版最外縁の鉄筋降伏時の荷重倍率は 5.5 倍程度、上床版コンクリート圧壊時の荷重倍率は 7.9 倍程度となった。

2.3 供用開始後 50 年を経過した PC 橋（土地谷橋）

2.3.1 橋梁諸元

構造形式	: ポストテンション方式単純 PCT 桁橋
橋長	: 15.100m
支間長	: 14.195m
斜角	: $56^{\circ} 00' 00''$
幅員	: 全幅員 8.6m 車道 8.00m
竣工	: 1958(昭和 33 年、供用年数 50 年)
設計荷重	: TL-20
適用示方書	: プレストレストコンクリート設計施工指針(案) (昭和 30 年)

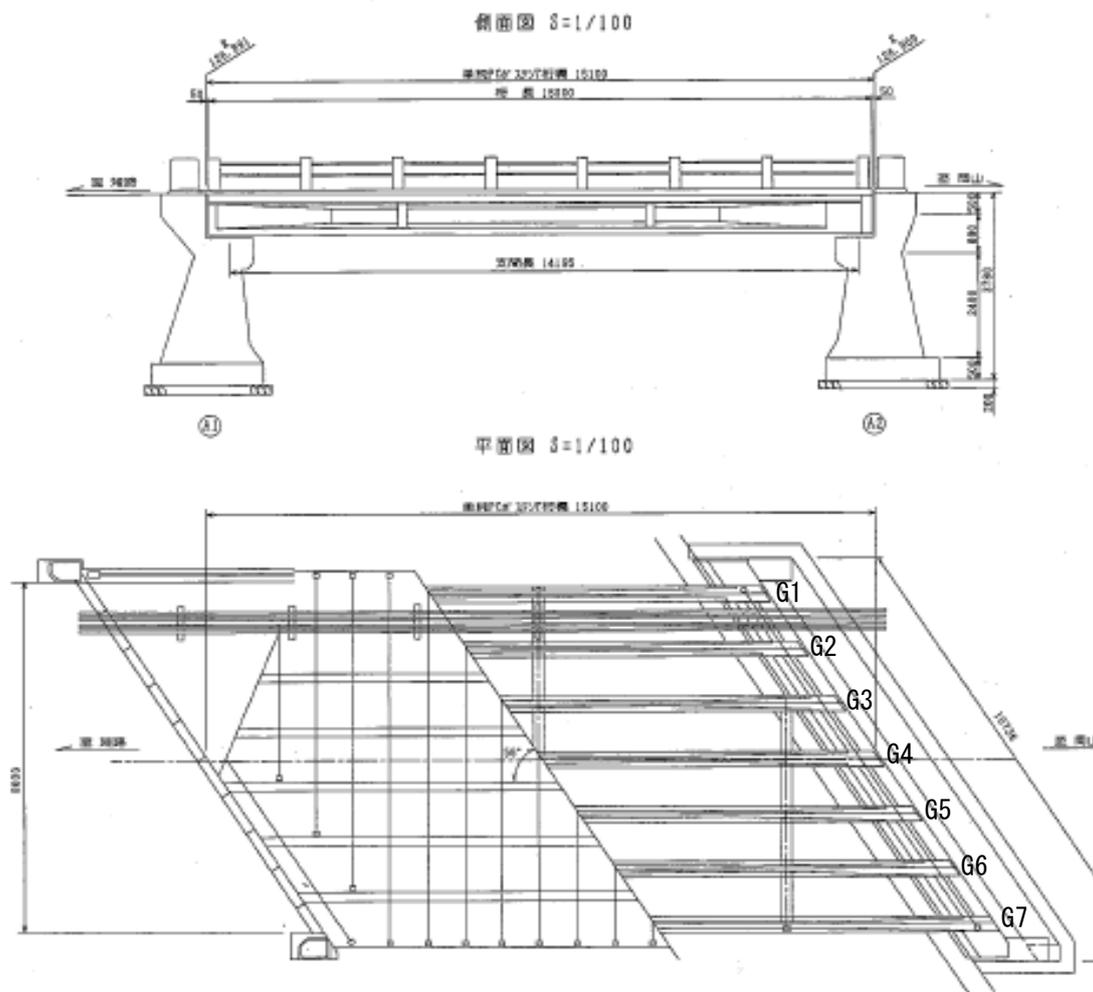


図 2.3.1 一般図



写真 2.3.1 桁側面



写真 2.3.2 ひび割れ状況（側面）

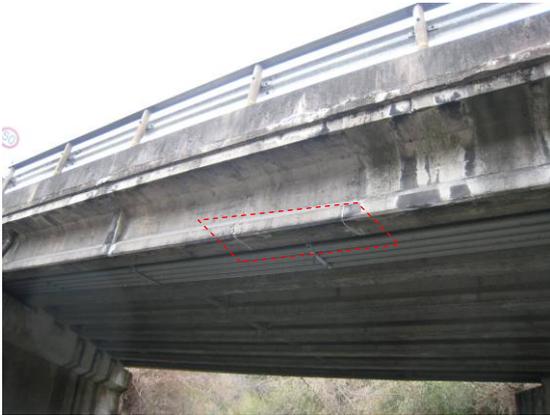


写真 2.3.3 桁下面



写真 2.3.4 ひび割れ状況（下面）



写真 2.3.5 交通状況



写真 2.3.6 橋面状況

2.3.2 調査項目

(1) 外観調査

近接目視により、ひび割れ等変状の調査を行った。



写真 2.3.7 外観調査の様子



写真 2.3.8 ひび割れ状況 (G7 桁)

(2) 鋼材配置調査

鋼材配置とひび割れ位置との関係を確認するため、ひび割れが確認された G7 桁について、RC レーダーを使用しスターラップと PC ケーブルの位置・本数の調査を行った。



写真 2.3.9 RC レーダー使用状況



写真 2.3.10 スターラップの位置とひび割れの関係

(3) BWIMによる交通実態調査

高感度ひずみ計を接着剤で設置し、平成21年3月5日16時20分～平成21年3月6日17時20分までの交通荷重により生じるひずみを測定した。図2.3.2に高感度ひずみ計設置位置を示す。収集されたひずみデータについて波形処理を施し、通過車両の重量と台数を計測した。

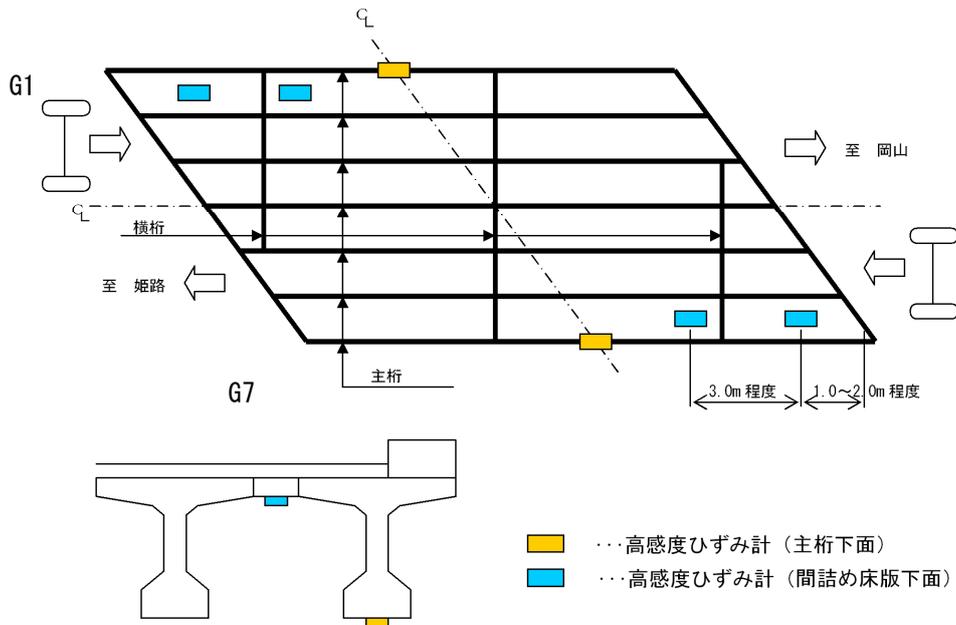


図 2.3.2 高感度ひずみ計設置位置



写真 2.3.11 ひずみ計設置状況



写真 2.3.12 キャリブレーション用荷重車走行状況

(4) 実交通荷重による挙動

実交通荷重により発生する各種応答値を計測し、先行して実施した外観調査により比較的健全と判断された G1 桁、及びひび割れの発生が確認された G7 桁について、以下の項目に着目し、挙動を確認した。

表 2.3.1 計測項目一覧

項目	調査方法	計測箇所
a) ひび割れ挙動	π 型ゲージによりひび割れ開閉を計測。	G7 桁ひび割れ部
b) 中立軸及び桁下縁引張応力	支間中央断面の桁周面にひずみゲージを設置。	G1 桁及び G7 桁支間中央
c) 鉄筋付着有効範囲	ひび割れを挟んだ両側にひずみゲージを設置。	G7 桁ひび割れ近傍

(a) ひび割れ挙動

実交通荷重によりひび割れが開閉している場合、何らかの影響で図 2.3.3 に示すとおり、ひび割れに π ゲージを設置し、実交通荷重によるひび割れの開閉量を計測することで、ひび割れ挙動を確認した。

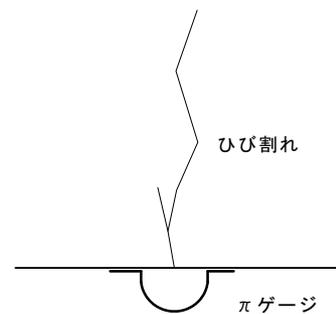


図 2.3.3 πゲージ設置

(b) 中立軸及び桁下縁引張応力

断面高さ方向の応力分布から、中立軸及び桁下縁に発生する引張応力を確認するため、比較的健全な G1 桁と損傷の大きい G7 桁の支間中央断面に、図 2.3.5 に示すとおりひずみゲージを設置した。

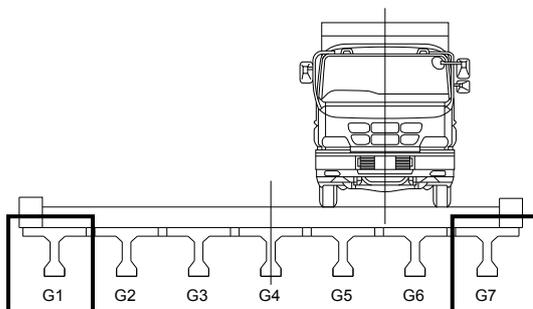


図 2.3.4 計測桁 (G1 桁及び G7 桁)

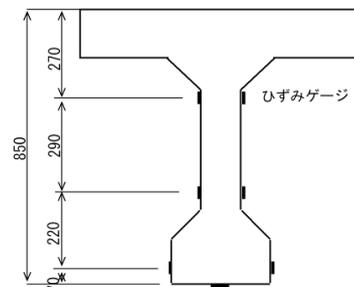


図 2.3.5 支間中央ひずみゲージ設置位置

(c) 鉄筋付着有効範囲

実交通下における桁の挙動を調査するために、ひび割れ近傍のコンクリートひずみを計測した。調査箇所は、先行して実施した外観調査によりひび割れの発生が確認された G7 桁とし、着目ひび割れから図 2.3.6 に示す位置関係に従ってひずみゲージを設置した。

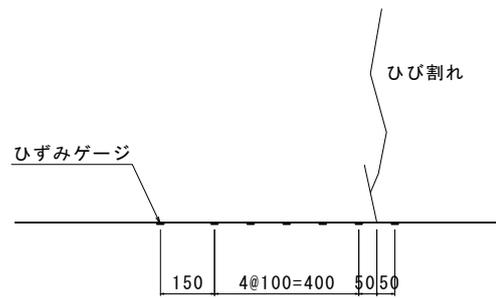


図 2.3.6 ひび割れ近傍ひずみゲージ設置位置

2.3.3 調査結果

(1) 外観調査

近接目視調査により確認された変状図を図 2.3.7 に示す。G7 桁において特に大きなひび割れが確認された。



図 2.3.7 変状図（桁下面）

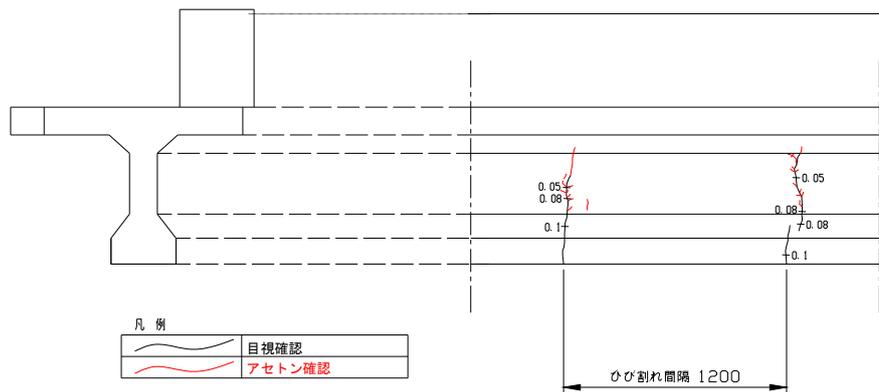


図 2.3.8 G7 側面図



写真 2.3.13 G7 桁に確認されたひび割れ

(2) 鋼材配置調査

RC レーダー探査により推定した鋼材配置を図 2.3.9 に示す。

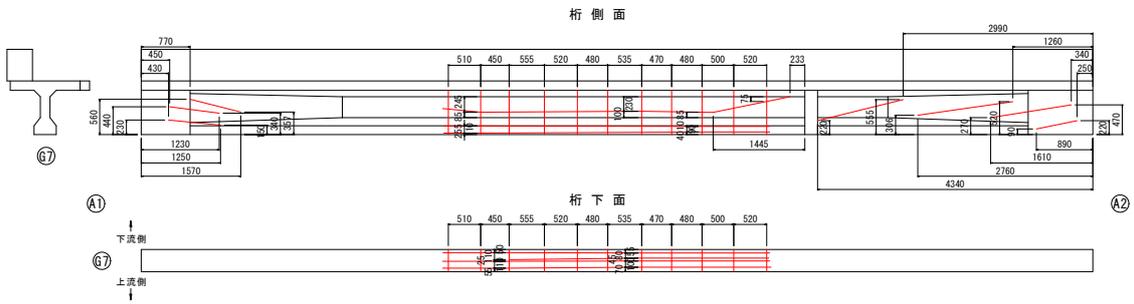


図 2.3.9 鋼材探査結果



写真 2.3.14 ケーブル配置 (G7 桁 A2 側)

(3) BWIMによる交通実態調査

土地谷橋の2007年センサスデータを表2.3.2に、調査期間内24時間のBWIM計測結果を図2.3.10に示す。

表 2.3.2 センサスデータ (2007年)

橋名	路線名	観測地点 市 区 丁目 郡 町 字	平均24時間自動車類交通量(台)						平日12時間自動車交通量 (台)	平日昼夜率	大型車混入率 (%)	
			乗用車類			貨物車類						
			乗用車	バス	計	小型貨物車	普通貨物車	計				
土地谷橋	一般国道2号	赤穂郡上郡町	3242	29	3271	1036	14824	15860	19131	9555	2.00	77.6

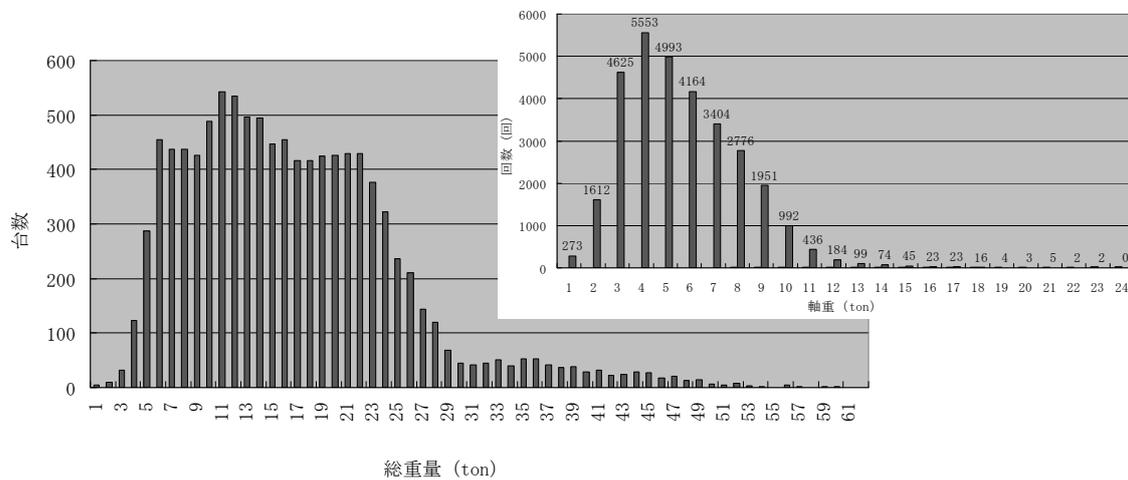


図 2.3.10 BWIM計測結果 (24時間)

国土交通省の 8 つの地方整備局が管轄する橋梁を対象に、橋梁定期点検要領（案）（H16 年 3 月）による定期点検調査より、ポストテンション方式 T 橋のデータのみを抽出し、一車線当たりの昼間 12 時間大型車交通量と供用年数の関係、及び土地谷橋の位置関係を図 2.3.11 に示す。

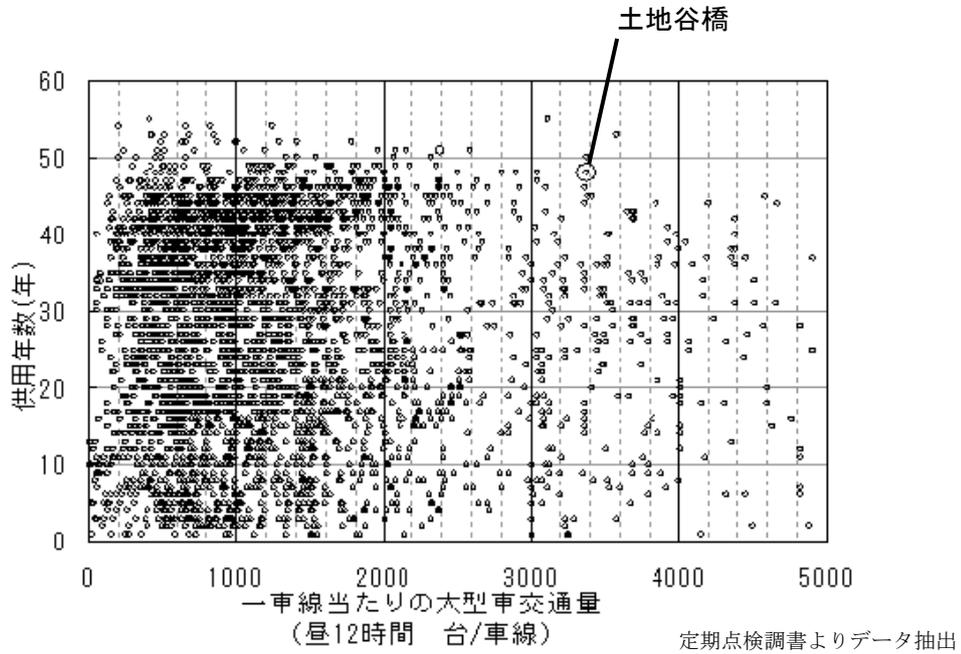
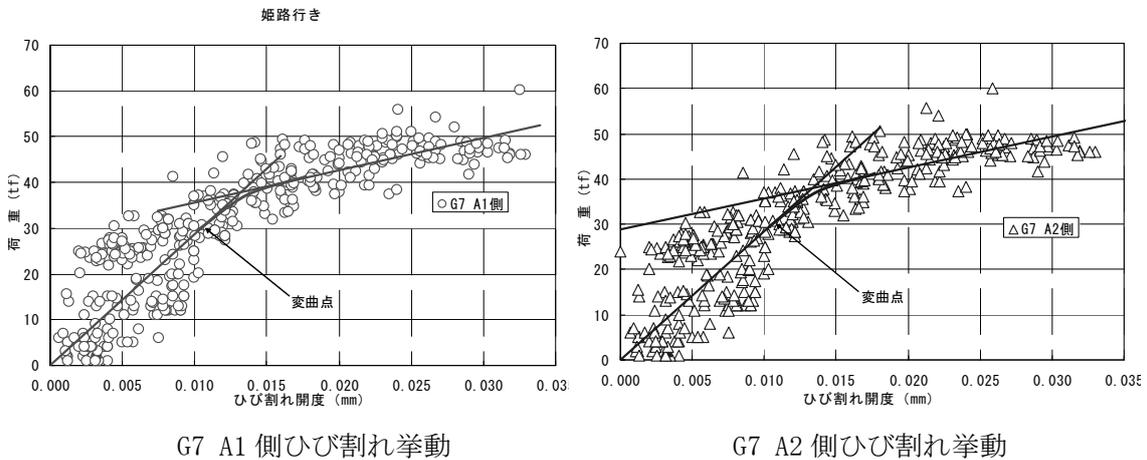


図 2.3.11 供用年数と 1 車線当たりの大型車交通量(ポストテンション方式 T 桁橋のみ抽出)

- (4) 実交通荷重による調査
- (a) ひび割れ挙動

実交通に対する BWIM による荷重重量推定値 (= 荷重) とひび割れ幅開口量の関係を図 2.3.12 に示す。



G7 A1 側ひび割れ挙動 G7 A2 側ひび割れ挙動
 図 2.3.12 BWIM による荷重と車両通過時の最大ひび割れ幅の関係

図 2.3.12 より、推定 30 t f の荷重車通過時にひび割れ幅の開口挙動の変曲点が確認でき、この時点がデコンプレッション状態であると考えた場合のプレストレス量を推定した。30tf 荷重載荷時に桁下縁応力が 0 N/mm²になると仮定した場合、図 2.3.13(a)より、推定される残存プレストレスによる桁下縁の応力は 18.78 N/mm²であった。これは図 2.3.13(b)に示す復元設計からのプレストレスによる桁下縁の応力である 15.90 N/mm²を上回っており、このことから、性能上問題となるようなプレストレスの低下は発生していないと推察する。

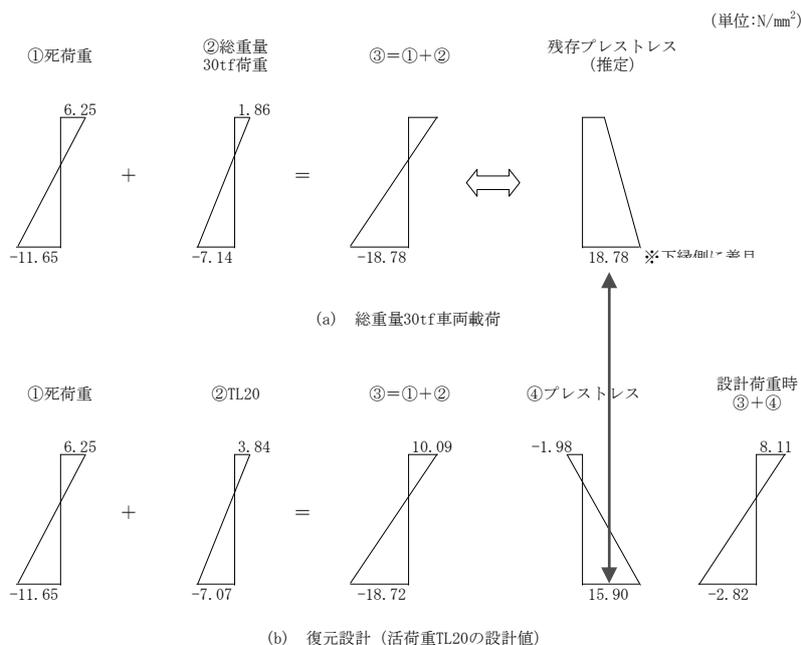


図 2.3.13 応力状態の推定 (30 t 載荷状態と復元設計による応力状態)
 (TL20 荷重は道路橋示方書¹⁰⁾によった)

(b) 中立軸及び桁下縁引張応力

図 2.3.14 にひび割れ損傷の無い G1 桁とひび割れ損傷のある G7 桁のひずみ分布を示す。G1 桁と G7 桁を比較した場合、ひび割れが確認されている G7 桁のひずみ応答が大きくなった。また、推定される中立軸は、設計で想定しているよりも高い位置（床版内）となった。これは、床版上縁に 320mm の均しコンクリートを敷設していることや、地覆等の剛性が高く、抵抗断面として寄与していることが影響している可能性がある。

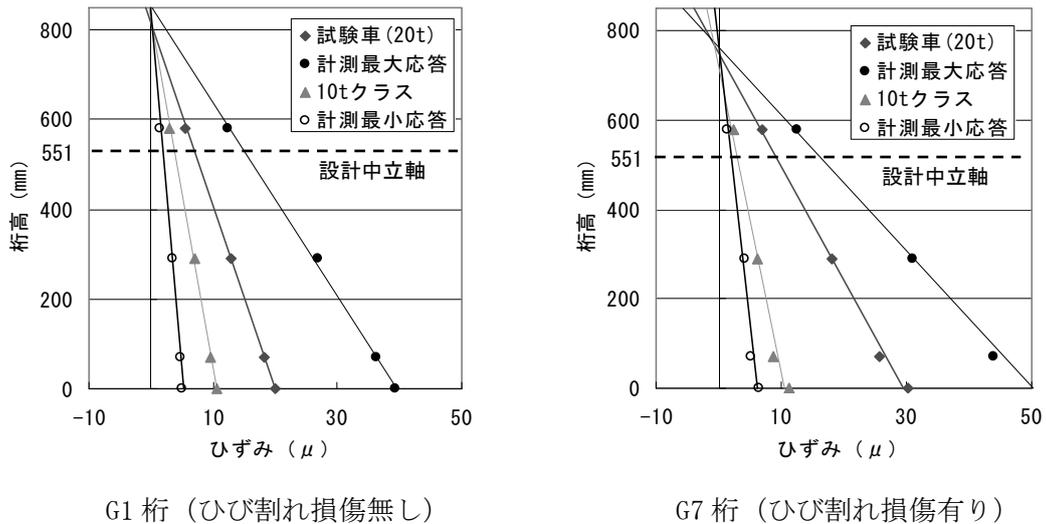


図 2.3.14 交通荷重による主桁のひずみ分布

(c) 鉄筋付着有効範囲

ひび割れ近傍のひずみ分布を図 2.3.15 に示す。この図より、ひび割れから 50mm~600mm までのコンクリートひずみ分布が一様であることが分かり、鉄筋とコンクリートの一体性が損なわれていることを示す結果は確認されなかった。

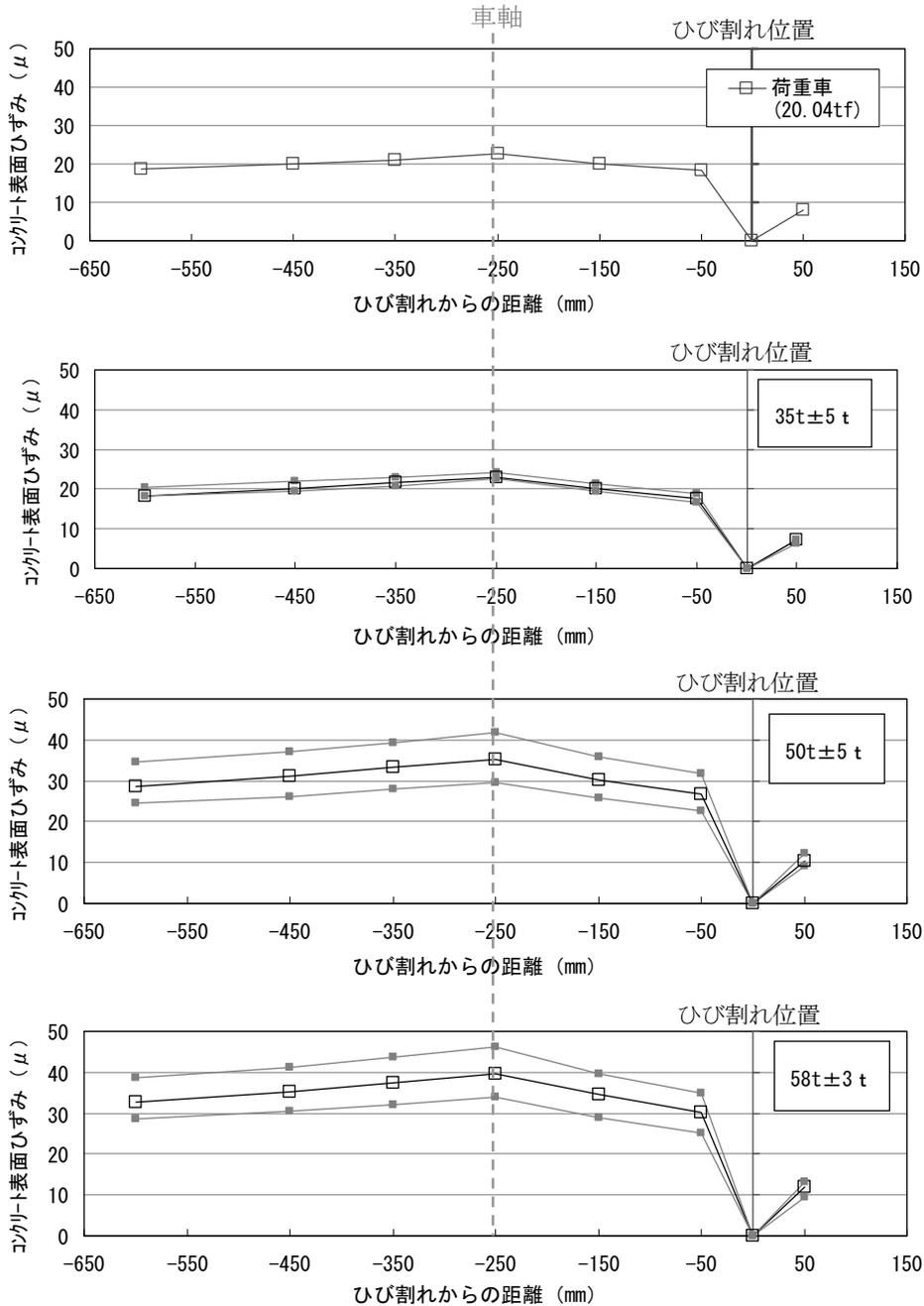
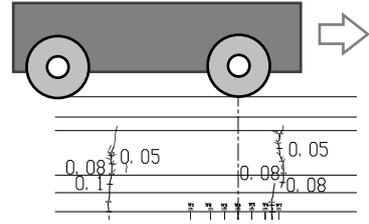


図 2.3.15 ひび割れ近傍のひずみ分布

2.4 まとめ

本章では、長期間供用されている PRC 橋及び自動車交通の過酷な条件下で供用されている PC 橋について、実橋における損傷実態の調査及び損傷要因推定のための調査を行った。調査の結果、下記の事項が明らかとなった。

①PRC 橋（紋別大橋：単純 PRC 箱桁橋、供用年数 42 年）

外観目視によるひび割れ状況の調査により、下床版及びウェブ側面には多数のひび割れが確認された。ひび割れ幅としては 0.10mm 以下、ひび割れ間隔としては 16～25cm のものが多数を占めていた。また幅 0.15mm 以上のひび割れの中には、下床版及びウェブを貫通し、その上端が中立軸付近まで達しているものもあり、このひび割れは、骨材の界面に沿って進展していることが確認された。

橋体からのコア採取によるコンクリートの物性を確認した結果、圧縮強度及び静弾性係数に問題となるような低下は見られず、また中性化及び塩化物イオン含有量についても、現状で内部鋼材に腐食が発生するレベルまでは達していなかった。さらに、ひび割れ部における中性化の進行や塩化物イオンの侵入は確認されなかった。

②PC 橋（土地谷橋：ポストテンション方式単純 PCT 桁橋、供用年数 51 年）

PC 構造である本橋において確認されたひび割れは、紋別大橋（PRC 構造）で確認されたひび割れと比較してひび割れ間隔が広く、ひび割れが局所化しているという特徴を有していた。実交通に対する BWIN による推定荷重とひび割れの開口挙動より、性能上問題となるようなプレストレスの低下は発生していないと推察された。また、ひび割れ近傍のひずみ分布計測結果より、鉄筋とコンクリートの一体性が損なわれていることを示すような結果は確認されなかった。

上記のとおり、調査対象とした 2 橋において確認されたひび割れが、コンクリートの材料性能の低下や外的環境に起因する劣化、構造的な不具合や想定以上の活荷重の影響、プレストレスの低下によるものである可能性は低いことが示された。特に PRC 橋の下床版及びウェブを貫通しその上端が中立軸付近まで達していたひび割れが、骨材の界面に沿って進展していることが確認されたことから、このひび割れは、比較的小さな荷重条件下あるいは若材齢時に発生したことが推察される。しかしながら、このひび割れ部における中性化の進行や塩化物イオンの侵入は確認されなかったことを勘案すると、若材齢時に発生したひび割れであるとは断言できず、比較的小さな荷重条件下における繰返し载荷により、徐々に進展した可能性は否定できず、調査対象とした 2 橋において確認されたひび割れが、疲労に起因したものである可能性を明確に否定することは出来ないと言える。

【2章 参考文献】

- 1) 横道英雄、外崎忍：上姫川橋（PRC 工法）の設計および施工について、プレストレストコンクリート、Vol. 7、No. 5、pp. 2-11、1965. 12
- 2) 熊谷守晃、星俊彦、佐伯昇、太田利隆：50年経過したコンクリートの物理、化学的特性と耐久性、土木学会論文集、No. 686、VI-52、pp. 41-54、2001. 9
- 3) 伊与田岳史、矢島哲司、魚本健人：コンクリートのひび割れが中性化速度に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 20、No. 2、pp. 979-984、1998
- 4) 土木研究所、日本構造物診断技術協会：非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル、p. 115、技術堂出版、2003. 10
- 5) 土木研究所、日本構造物診断技術協会：非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル、p. 116、技術堂出版、2003. 10
- 6) 土木研究所、日本構造物診断技術協会：非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル、p. 111、技術堂出版、2003. 10
- 7) 土木研究所、日本構造物診断技術協会：非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル、p. 128、技術堂出版、2003. 10
- 8) 土木研究所、日本構造物診断技術協会：非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル、p. 107、技術堂出版、2003. 10
- 9) 土木学会：2007年制定 コンクリート標準示方書 設計編、p. 42、2007. 12
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編、pp. 10-13、1990. 2