

3 章 初期変状として多いひび割れの要因と対策に関する検討

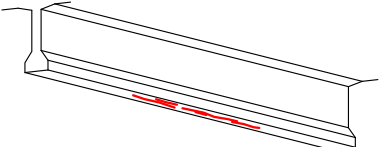
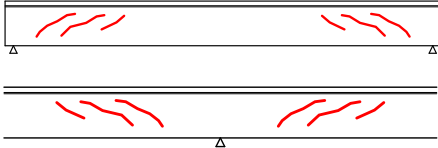
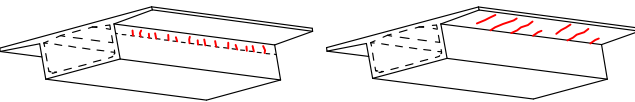
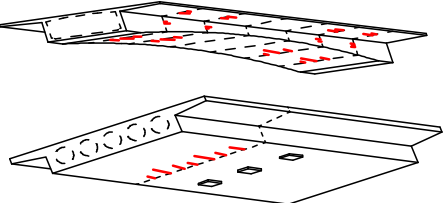
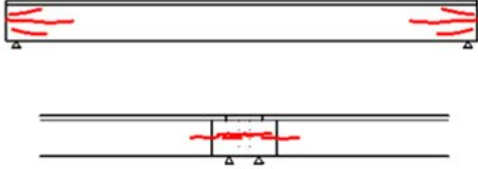
3.1 検討概要（対象とする初期変状）

2 章では、橋梁定期点検結果の分析（初期変状の発生部位や橋梁形式別の発生傾向等）から、初期変状発生の主要因として、「外部拘束（打継目）」「内部拘束（水和熱）」「PC 鋼材配置（局所応力、プレストレス分力）」「施工条件（環境条件、養生期間、架設方法等）」の影響が大きいと考えられた。初期変状発生リスクを合理的に低減するためには、これらの項目が変状発生リスクに与える影響を評価し、初期変状発生に与える影響が大きなものの影響を低減するための対策について検討する必要があると考えられる。従って、ここでは主たる初期変状要因と疑われた前述の 4 項目（「外部拘束」「内部拘束」「PC 鋼材配置」「施工条件」）が初期変状発生リスクに与える影響の大きさについて確認を行うとともに、初期変状発生リスクを低減するための対策について、主に以下について検討を行う。

- ・「施工条件」が与える影響等を把握するための実橋計測とその再現解析
- ・変状発生の主要因と疑われる「外部拘束」「内部拘束」「PC 鋼材配置」に影響すると考えられる部材寸法、コンクリート配合、環境条件等をパラメータとした解析

ここで、上述の検討の対象は、橋梁定期点検結果の分析により、初期変状パターンの分類において変状発生割合が特に多かった 9 パターンの初期変状（表-2.3.3 参照）のうち、「外部拘束」「内部拘束」「PC 鋼材配置」「施工条件」が主要因と疑われ、耐荷性能における設計の前提条件との乖離が大きいと考えられる表-3.1.1 に示す 5 パターンの初期変状（2 章の表-2.3.9 に示す PC 橋の変状 31 種類パターンのうち【3】【6】【11】【13】【16】）とする。

表-3.1.1 対象とする初期変状

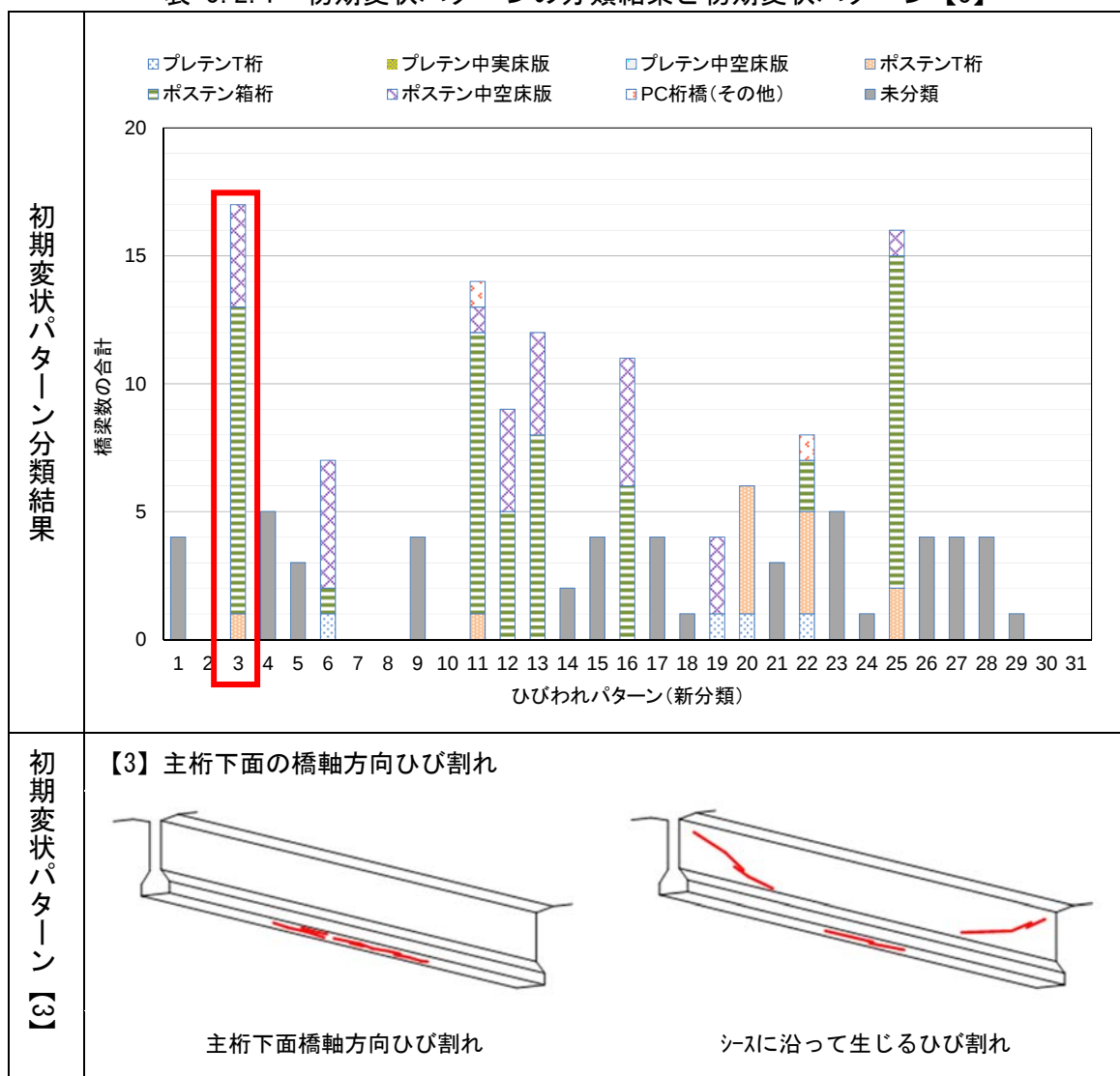
初期変状パターン	主な検討 節番号
【3】主桁下面の橋軸方向ひび割れ 	3.2
【6】支点付近のウェブ斜めひび割れ 	3.7
【11】ウェブとフランジの打継目近傍の直角方向ひび割れ 	3.3 3.4
【13】主桁鉛直打継目の橋軸方向ひび割れ 	3.3 3.5
【16】端支点部ウェブの水平～放射状ひび割れ 	3.6

3.2 主桁下面の橋軸方向ひび割れ

2.3 では、平成 20～24 年度に実施された初回点検で確認された変状を 31 種類の初期変状パターンに分類している。ここでは、変状発生割合が多い初期変状パターンの一つとして、初期変状パターン【3】に分類された「主桁下面の橋軸方向ひび割れ」についての検討を行う。

表-3.2.1 に初期変状パターンの分類結果と初期変状パターン【3】のひび割れ概要図を示す。初期変状パターンの分類結果より、【3】に分類される「主桁下面の橋軸方向ひび割れ」が最も多い結果となっており、全 17 橋のうち 12 橋が「ポステン箱桁」、4 橋が「ポステン中空床版」となっていることがわかる。

表-3.2.1 初期変状パターンの分類結果と初期変状パターン【3】



「主桁下面橋軸方向ひび割れ」および「シーシに沿って生じるひび割れ」の発生要因を出来るだけ幅広く挙げれば、主方向鉄筋や PC 鋼材の腐食（グラウトの充てん不良）、不良骨材（ASR）、乾燥収縮（自己収縮）、PC 鋼材配置（変断面箱桁での腹圧力、定着部の局所応力）など複数の要因の影響が挙げられる。そのため、ここでは「主桁下面橋軸方向

ひび割れ」および「シースに沿って生じるひび割れ」について、既往の解析や検討事例の文献調査を行い、その発生要因の分析を行った。

また、初期変状パターン【3】が発生していた構造形式は、「ポステン箱桁」が最も多く（12/17 橋）、構造的な要因である「桁高変化のある桁の下床版に PC 鋼材を配置することにより生じた腹圧力」が初期変状発生の主要因と疑われる事例も散見された。初期変状の発生要因が構造的要因に起因するものであれば、設計段階においてその影響を適切に考慮することにより、効果的に初期変状リスクを低減することが可能と考えられる。そのため、ここでは、初回点検において、「腹圧力」の影響が主要因と疑われた初期変状に着目し、変状事例を分析するとともに、構造的条件（PC 鋼材緊張力、PC 鋼材配置、鉄筋配置、下床版支間など）が変状発生に及ぼす影響についても検討を実施した。

3.2.1 文献調査

「主桁下面橋軸方向ひび割れ」および「シースに沿って生じるひび割れ」に関する文献を調査し、ひび割れの損傷事例とその要因を分析した。調査した文献は下記の論文集や雑誌に掲載されている論文や報文である。

(1) 調査した文献

- ・プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，プレストレストコンクリート工学会

(文献調査期間：1990 年から 2014 年)

- ・プレストレストコンクリート，プレストレストコンクリート工学会

(文献調査期間：2000 年から 2015 年)

- ・コンクリート工学年次論文報告集，日本コンクリート工学会

(文献調査期間：1990 年から 2015 年)

(2) 調査結果

文献調査では、ひび割れの状態やその発生要因を整理し、一覧表に整理した。文献の調査結果を表-3.2.2 (1) ～ (3) に示す。

(3) 調査結果のまとめ

調査結果より、ひび割れの発生要因としては、下記のような要因が主であった。

- ① PC グラウトの未充填に伴う水の凍結融解と塩害による鋼材腐食
- ② コンクリートのアルカリシリカ反応
- ③ グラウトとコンクリートの熱膨張率の相違による、外気温変化に伴う熱膨張
- ④ プレストレスによる腹圧の影響
- ⑤ ケーブル緊張による定着部付近の引張応力や定着突起部の局部応力

今回調査した文献では、「主桁下面橋軸方向ひび割れ」および「シースに沿って生じるひび割れ」は、ほとんどがポステン T 桁橋の事例であるが、そのひび割れ発生要因は、① PC グラウトの未充填に伴う水の凍結融解と塩害による鋼材腐食がもっと多く、次に、②コンクリートのアルカリシリカ反応によるものが多かった。

PC 箱桁橋の事例では、ひび割れ発生要因は④と⑤であった。

⑤ケーブル緊張による定着部付近の引張応力によるひび割れは、ほとんどがウェブに発生していた。また、⑤定着突起部の局部応力によるひび割れは、下床版の定着突起部から斜め方向に発生していた。

このように、今回の文献調査で確認されたひび割れは、ほとんどが PC 箱桁橋の下床版の橋軸方向に発生したひび割れではなかったが、文献 No.19 では、下床版の橋軸方向に発

生したひびわれの発生要因を、FEM 解析により検証し、④プレストレスによる腹圧力の影響によるものと報告している。

表-3.2.2 (1) 文献調査結果

文獻No.	分類	出典	著者	文獻名	概要	本報告書における調査結果	ひび割れの要因	桁形式
1	ひび割れ事例	PCシンボ-Vo.11-1990	太田利隆、堺孝司、佐々木慎一、高柴保明	10年間海岸に暴露したPC桁の劣化度調査	北海道地域におけるグラウトの品質不良および充填不良に起因すると思われるシーズに沿った亀裂が確認された。このひび割れがPC桁に及ぼす影響を調査するため、PC桁供試体の暴露試験が実施された。グラウトのW/Cは充填状態の差として現れ、W/Cの大きなグラウトではPC鋼材の腐食が顕著となり、シーズに沿ったひび割れを誘発し、耐久性の低下につながると報告されている。	①グラウトの品質不良及び充填不良	PC桁（供試体）	
2	ひび割れ事例	PCシンボ-Vo.11-1990	下村亘、久松光世、林下敬	草創期におけるPC鉄道橋（光弦橋）の性状調査について	昭和28年に建設されたPC鉄道橋（ポストテンション方式のセグメント桁）の解体検査および載荷試験について報告している。解体調査の結果、NO.1の桁に40本のPC鋼筋のうち7本が腐食破断していた。これらはグラウトの未充填に起因するものであった。グラウト充填が十分な桁については、十分な耐力があることが確認されており、グラウトの重要性について再確認された。	①グラウトの未充填	セグメント桁橋	
3	ひび割れ事例	PCシンボ-Vo.17-2008	根本洋、岡崎健一、吉沢勝、林成浩	PC上部工のひび割れ補修と対策	平成7年に完成した首都高速道路神奈川線のPC中空床版橋の側面および底面に橋軸方向のひび割れが確認された。この原因として、調査結果からアルカリシカリ反応が確認された。	②アルカリシカリ反応	中空床版橋	
4	ひび割れ事例	PCシンボ-Vo.121-2012	小林崇、北野勇一、花井拓、木村嘉富	既設PC橋のグラウト充填状況がPC鋼材の腐食に与える影響	橋齢40年を超えるPC橋を対象にグラウト充填状況の調査およびグラウトの充填状況がPC鋼材の腐食に与える影響の調査結果について述べている。グラウトの充填が良好な場合、過酷な塩害環境以外では、相当の防食効果が発揮されていた。グラウト充填が完全な場合でも、水が侵入しない状況ではPC鋼材は腐食しない。一方、過酷な塩害環境下ではグラウト充填が不完全な箇所では、PC鋼材の著しい腐食（質量減少率10%超）と表層破断が確認された。	①グラウトの充填不良	ポストテンT桁橋	
5	ひび割れ事例	PCシンボ-Vo.122-2013	小林崇、國富康志、本間英貴、木村嘉富	グラウト充填状況が既設PC橋の外観変状に及ぼす影響	昭和36年に架設されたポストテンションT桁橋を対象にシーズに沿った下縁および腹部のひび割れの原因について調査した結果について述べている。原因として、1)シーズ内空洞部に浸透した水の凍結膨張、2)グラウト注入前のシーズ内に入った水の凍結膨張、3)フレストレスやグラウト注入圧による横ひずみ、4)アルミ粉末による膨張圧、5)コンクリートとグラウトの熱膨張差、乾燥収縮の相違による内圧、7)コンクリートの劣化（例えば、アルカリシカリ反応）が考えられたが、今回の調査では1)の現象のみが確認された。グラウトが充填されているPC桁のひび割れの原因については特定できなかった。	①グラウトの充填不良に伴うシーズ内の水の凍結膨張	ポストテンT桁橋	
6	ひび割れ事例 (FEM解析検討有り)	PCシンボ-Vo.123-2014	櫻井龍之、國富康志、谷口秀明、木村嘉富	PCT桁橋の桁下面に発生した縦ひび割れ原因に関する解析的検討	文獻NO.5の報告書の続編である。前回調査で特定できなかったシーズに沿ったPC桁下面のひび割れの原因についてFEM解析による検証を実施した。その結果、グラウトが充填されているPC桁のシーズに沿ったひび割れの原因として、5)コンクリートとグラウトの熱膨張率の相違による外気温変化に伴う膨張量が最も影響が高いことを特定した。ただし、この現象はPC鋼材のかぶりがない場合に顕著であり、十分なかぶりが確保される場合はそのリスクが小さくなるとも言及している。	③コンクリートとグラウトの熱膨張率の相違による外気温変化に伴う熱膨張	ポストテンT桁橋	
7	ひび割れ事例 (FEM解析検討有り)	PCシンボ-Vo.123-2014	小林崇、中西昌洋、北野勇一、本間英貴	PCT桁橋の腹底部に発生したシーズ沿ひび割れ原因に関する解析的検討	文獻NO.6の報告書と同様に文獻NO.5の続編である。シーズに沿ったひび割れのうちグラウト充填が十分なPC桁の腹底部に発生したもののについて言及している。この原因として、文獻NO.5と同様にコンクリートとグラウトの熱膨張率の相違の他、PC鋼材の曲上り角度がコンクリートの引張応力を誘発することとを特定している。特に、PC桁で上縁定着を要しているたPC桁に顕著であり、報告書ではその現象についてFEM解析を用いて検証している。	③コンクリートとグラウトの熱膨張率の相違による外気温変化に伴う熱膨張 ⑤PC鋼材の曲げ上げ角度による引張応力の影響（ウェブのひびわれ）	ポストテンT桁橋	

表-3.2.2 (2) 文献調査結果

文献No.	分類	出典	著者	文献名	本報告書における調査結果		
					概要	ひび割れの要因	桁形式
8	ひび割れ事例	プレコン-Vol45-No1-2003	石橋忠良	PC鉄道橋造物の劣化事例に対策	高度成長期のPC桁で、主ケーブルのグラウトし忘れやグラウトが不完全なものに、桁下面に縦方向のひび割れやかひなどの汚れが目につくなどの変化が生じていることがあるとの記述有り。	①グラウトの未充填や充填不良	各種桁形式
9	ひび割れ事例	プレコン-Vol55-No1-2013	中村一樹	プレストレストコンクリート桁橋の劣化損傷の特殊事例	PC鋼材に塗布材を塗布したアンボンドボステン方式のPCI桁の劣化事例の記述有り。		ボステンT桁橋
10	ひび割れ事例	プレコン-Vol55-No6-2013	井埜俊也、崎谷和也、渡瀬 博、藤原雄雄	既設ボステンジョイント桁橋の補修について	ASRとグラウト充填不足によるひび割れ発生事例などと補修方法の提示	①グラウトの充填不足 ②ASR	ボステンT桁橋
11	ひび割れ事例	プレコン-Vol55-No6-2013	木村嘉富	撤去PC橋梁を用いた課題研究	撤去桁共同研究のうち、初頭の調査結果例を土研が発表したもの		I桁橋
12	ひび割れ事例	プレコン-Vol57-No2-2015	井川徹満	PCボステンジョイント桁橋の点検と診断	1970年竣工のボステンT桁のひび割れ調査結果報告		ボステンT桁橋
13	ひび割れ事例 (FEM解析検討有り)	プレコン-Vol57-No3-2015	宇津木一弘	張出し施工プレストレストコンクリート橋のひび割れ調査報告	3径間連続PCI室箱桁橋のウエブ、定着突起に発生したひび割れ調査報告。鋼材に沿ったひび割れ発生はケーブル緊張による引張り応力とされている。FEM解析結果は、定着突起部の解析結果のみ記載。	⑤ケーブル緊張による定着部付近の引張応力(ウエブのひびわれ)	PC箱桁橋
14	ひび割れ事例	JSCE論文集E2-Vol67-No4-2011	富山 潤、山田一夫、金田一男、伊良波繁雄、大城 武	ASR劣化したプレテンションPC桁の岩石学的検討に基づくASR診断および耐荷性能の評価	供用後約25年経過したASRを起こしたプレテンPC桁橋から、健全桁と劣化桁を切り出し、骨材の評価と静的載荷実験の結果を報告	②ASR	ボステンT桁橋
15	ひび割れ事例	JCI論文集-Vol12-No3-2001	樫山好孝、室川豊章、野村勝義、松本正信	局部的損傷を有するPC箱桁橋の健全度評価と考察	7径間連続PCI室ラーメン箱桁橋の、中間径間下フランジから外桁ウェブにかけて発生したひび割れに関する検討結果。ひび割れの発生原因は、緊張時にPC鋼橋緊張時に鋼橋カブプラーがコンクリートに食い込む状態で割裂応力が作用し、くさみ効果によりかなりの薄い外側面にひび割れが発生したとされている。	⑤PC鋼橋緊張時に鋼橋カブプラーがコンクリートに食い込む状態で割裂応力が発生	PC箱桁橋

注)

表では、

プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集を PC シンポ、

プレストレストコンクリートをプレコン、

コンクリート工学年次論文報告集を JCI 年次としている。

また、JSCE (土木学会) 論文集と JCI (日本コンクリート工学会) 論文集は、ひび割れ事例として追加で掲載

表-3.2.2 (3) 文献調査結果

文献No.	分類	出典	著者	文献名	本報告書における調査結果		
					概要	ひび割れの要因	桁形式
16	ひび割れ事例	JCI年次-Vol18-No1-1996	佐々木眞一、野孝司	グラウト不良により劣化したPC橋の調査と補修	ポステンPCの単掛けに発生したシースに沿ったひび割れの原因はグラウト不良であることが判明した。その箇所は上縁に定着したケーブルであった。グラウト不良に対するグラウト(高圧スラグ微粉末)再注入の検討した結果が述べられている。	①グラウトの充填不良	ポステンT桁橋
17	ひび割れ事例	JCI年次-Vol21-No3-1999	田中良樹、河野広隆、渡辺博志、鈴木雅博	塩害を受けたプレテンションPC桁の耐荷性状	塩害劣化したPC桁の耐荷性状の検討が述べられている。 PC桁の耐荷力を検討するにはPC鋼材の破断強度とPC鋼材の伸び性能を考慮する必要があることが述べられている。		プレテンT桁橋
18	ひび割れ事例	JCI年次-Vol22-No3-2000	田中良樹、河野広隆、渡辺博志、木村哲士	ポステンコンクリートPC桁の劣化と耐荷力	塩害劣化したPC桁の耐荷性状の検討をした。 解体調査の結果、PC鋼材の曲げ上げ部は腐食によるPC鋼材の膨張により内部ひび割れが発生し、さらにPC鋼材の緊張による鉛直力やウェブ面外方向への水平力が増加したため、腐食が生じやすい箇所となることが述べられている。	①腐食によるPC鋼材の膨張による内 部ひびわれ ④PC鋼材の曲線変化のための腹圧 力	ポステンT桁橋
19	ひび割れ事例 (FEM解析検討有り)	JCI年次-Vol29-No3-2007	平安山良和、松下博通、大塚武	海洋環境下に建設されたPC箱桁橋のひび割れ事例の検証	ひび割れ要因はPC鋼材の曲線変化のために発生する腹圧力によるもの、定着突起部の局部応力と考えられることが述べられている。このひび割れパターンをFEM解析により検証し、PC箱桁橋におけるひび割れ抑制対策の提案が述べられている。	④PC鋼材に曲線変化のための腹圧 力 ⑤定着突起部の局部応力(斜め方向 ひびわれ)	PC箱桁橋
20	ひび割れ事例	JCI年次-Vol30-No1-2008	尾花祥隆、鳥居和之	プレストレストコンクリートプレキャストコンクリート部材におけるASR劣化の事例検証	PCおよびPCaにおけるASR劣化の事例を部材の使用・環境条件や骨材の反応性、コンクリートの配合、養生条件などより検証した結果が述べられている。 上部では亀甲状のもの、下部ではPC鋼線に沿った水平方向のものが卓越することが述べられている。		各種PC構造
21	ひび割れ事例	JCI年次-Vol32-No2-2010	鴨谷知繁、森川英典、白川祐太	実橋の腐食ひび割れを考慮した塩害劣化PC橋の安全性低下予測	安全性評価手法が述べられている。 腐食減量率の小さい状態でもPC鋼材の伸び性能は大きく低下するため、PC桁が鋼材腐食する前に劣化PC鋼材の破断が発生しやすいことが述べられている。		ポステンT桁橋
22	ひび割れ事例	JCI年次-Vol33-No1-2011	村上祐貴、内山拓也、井林康、田中素司	塩害により損傷を受けた実橋プレテンションPC桁の耐荷性状	塩害劣化したPC桁の耐荷性状の検討が述べられている。 PC鋼材の破断を考慮した腐食率を用いることによりPC桁の残存曲げ耐力をある程度評価可能であることが述べられている。		プレテン桁橋
23	ひび割れ事例	JCI年次-Vol33-No1-2011	渡後彦、鳥居和之	北陸地方におけるASRが発生したPC橋の詳細調査	ASRが発生したPC橋の維持管理における基本的な考え方を提案が述べられている。プレテンでは下フランジに沿ったひび割れが認められ、ポステンでは、下フランジから桁端定着部にかけて曲げ上げたPC鋼線に沿ったひび割れが認められたことが述べられている。	②ASR	各種PC構造
24	ひび割れ事例	JCI年次-Vol33-No1-2011	田中素司、村上祐貴、内山拓也、井林康	鋼材腐食が生じたプレテンションPC桁の曲げせん断性能に関する実験的検討	腐食によって鋼材破断が生じた部分では、有効定着長を考慮することによって、プレストレス力もせん断耐力もおおむね安全側に評価可能となることが示されることが述べられている。		プレテン桁橋
25	ひび割れ事例 (FEM解析検討有り)	JCI年次-Vol34-No1-2012	金城和久、富山潤、金田一男、車合麻緒	ASR劣化したプレテンションPC桁の耐荷性能評価に関する数値解析的検討	ASR劣化したプレテンションPC桁の耐荷性能評価を数値解析的に行う場合、弾性係数及びプレストレスの低下を適切に考慮することで、耐荷性能を数値解析により評価可能であることが述べられている。	②ASR	プレテン中空床版橋
26	ひび割れ事例	JCI年次-Vol37-No2-2015	有馬直秀、深田聖中、玉田和也、森山守	塩害により撤去したPOT桁の載荷試験と維持管理手法に関する検討	塩害劣化したPOT桁を対象に損傷状況を把握するための各種試験を実施し、減衰定数は固有振動数と比較して損傷の程度がわかることが述べられている。		ポステンT桁橋

3.2.2 初回点検結果に基づく腹圧力の影響分析

(1) 初回点検結果

表-3.2.3 に、調査期間において初回点検が実施された「ポステン箱桁」22 橋の一覧を示す。表-3.2.3 をみると、初回点検結果を分類した結果、「ポステン箱桁」において、主桁下面（下床版）の橋軸方向ひび割れ（初期変状パターン【3】）が生じている事例は 22 橋のうち 12 橋（表-3.2.3 で黄色及び赤色で着色された橋梁）であった。下床版に腹圧力が生じる構造条件となっている、桁高変化があり下床版の中央付近に PC 鋼材が配置されている橋梁は 22 橋中 5 橋あり、そのうち 4 橋（4/5 橋）において、ひび割れが生じていた。サンプル数は少ないものの腹圧力が下床版に生じたと考えられる橋梁においては、高い確率（80%）でひび割れが発生していることがわかる。

また、表-3.2.4 に、初期変状パターン【3】が生じていた「ポステン箱桁」12 橋のひび割れについて、発生箇所による分類を行った結果を示す。ひび割れの発生箇所の分類としては、表-3.2.4 中に示している想定される主要因を勘案し、①打継目部、②下床版中央部③PC 鋼材中間定着部について着目し分類を行った。表-3.2.4 をみると、ひび割れは、打継ぎ部 10 橋（10/12 橋）、PC 鋼材中間定着部付近 2 橋（2/12 橋）、下床版中央部付近 4 橋（4/12 橋）にて発生している。部位毎の発生割合は、同一橋梁において、変状の発生箇所（及び発生要因）が異なる変状を複数有していた事例もあったことから、変状のあった延べ橋梁数全 16 橋を母数として、対象部位毎の発生橋梁を除すことにより算出している。例えば、母数は 1 橋の中に、打継目付近に発生していたひび割れと PC 鋼材中間定着部付近に発生していたひび割れの両方を有していた場合は、それぞれを計上し、2 橋として計上している。コンクリートの乾燥収縮に起因すると想定される①打継目付近のひび割れに比べて、構造的な要因による可能性が疑われる②下床版中央部及び③PC 鋼材中間定着部のひび割れは、ひび割れの発生橋梁数は少ないものの、発生しているひび割れの中で、ひび割れ幅が 0.2mm 以上のものの占める割合が大きい結果であった。なお、表-3.2.4 中に示している「変状程度」は、ひび割れ幅によりひび割れを区分したものであり、ひび割れ幅 0.2mm 以上を大、0.1～0.2mm を中、0.1mm 未満を小としている。

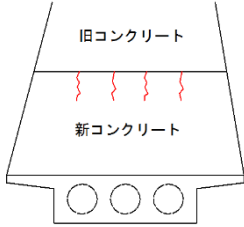
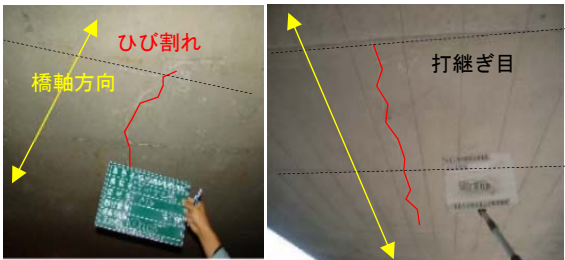
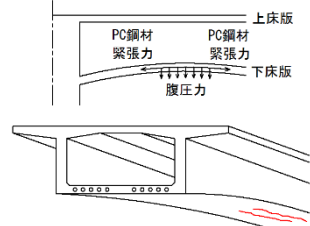
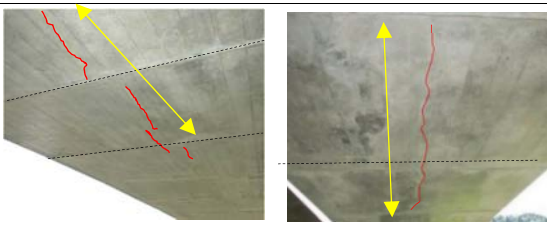
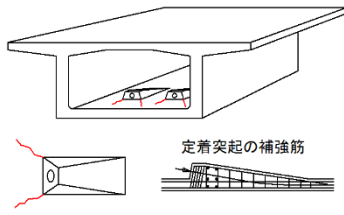
表-3.2.3 初回点検分析対象としたポステン箱桁の一覧

橋梁 No.	構造形式	下床版 に軸方 向ひび 割れが ある	桁高変 化があ る	下床版 中央付 近にケ ーブル を配置 してい る	下床版 に定着 突起を 設けて PC 鋼材 定着し ている	下床 版厚	施工 方法	適用 道示	備考
1	4 径間連続 PC ラー メン箱桁橋	-	○	-	-	220mm	張出し 架設		外ケーブル (波形)
2	5 径間連続 PC ラー メン箱桁橋	○	-	-	-	220mm	張出し 架設	H8 道示	外ケーブル (波形)
3	2 径間連続 PC ラー メン箱桁橋	○	-	-	-	220mm	張出し 架設		外ケーブル (波形)
4	4 径間連続 PC ラー メン箱桁橋	-	○	-	-	220mm	張出し 架設		外ケーブル (波形)
5	3 径間連続 PC ラー メン箱桁橋	-	-	-	-	220mm	張出し 架設		外ケーブル (波形)
6	4 径間連続 PC ラー メン箱桁橋	○	○	○	○	210mm	張出し 架設	H14 道示	全内ケーブル
7	3 径間連続 PC 箱桁 橋	○	○	-	-	220mm	張出し 架設	H14 道示	全内ケーブル ※側径間：支保工架 設
8	3 径間連続 PC 箱桁 橋	○	○	-	-	220mm	張出し 架設	H14 道示	全内ケーブル ※側径間：支保工架 設
9	3 径間連続 PC 箱桁 橋	○	○	○	○	250mm	張出し 架設	H14 道示	全内ケーブル
10	3 径間連続 PC 箱桁 橋	-	○	○	○	250mm	張出し 架設	H14 道示	全内ケーブル
11	単純 PC 箱桁橋	-	-	-	-	250mm	支保工 架設	H14 道示	全内ケーブル
12	4 径間連続 PC ラー メン箱桁橋	○	○	-	-	250mm	張出し 架設		内外ケーブル
13	4 径間連続 PC ラー メン箱桁橋	○	○	-	-	200mm	張出し 架設	H8 道示	内外ケーブル
14	6 径間連続 PC ラー メン箱桁橋	○	○	○	○	210mm	張出し 架設	H8 道示	内外ケーブル
15	5 径間鋼・コンクリ ート混合連続箱桁 橋	-	-	不明	不明	不明	不明		図面無
16	単純 PC 箱桁橋	-	-	-	-	-	支保工 架設		全内ケーブル
17	3 径間連続 PC 箱桁 橋	-	-	-	-	250mm	支保工 架設	H14 道示	全内ケーブル
18	2 径間連続 PC ラー メン箱桁橋	○	○	不明	不明	不明	不明	H8 道示	図面無
19	3 径間連続 PC ラー メン箱桁橋	○	○	○	○	250mm	張出し 架設	H8 道示	床版全体に突起を 設けている
20	3 径間連続 PC ラー メン箱桁橋	○	○	-	-	200mm	張出し 架設	H8 道示	内外ケーブル
21	-	○	-	-	-	-	不明		診断調査なし（点検 データにひび割れが あることのみ記載）
22	-	○	-	-	-	-	不明		診断調査なし（点検 データにひび割れが あることのみ記載）

※黄色及び赤色：主桁の下面（下床版）に橋軸方向にひび割れが生じている橋梁

※赤色：構造条件から腹圧力の影響が要因と疑われる橋梁

表-3.2.4 発生箇所による分類

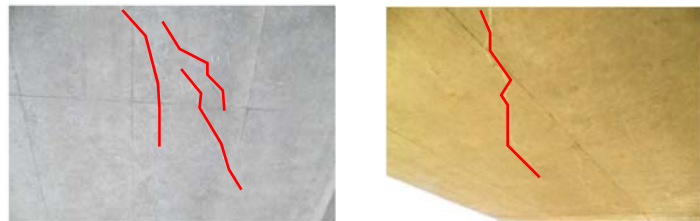
発生箇所	主な要因とひび割れ状況	ひび割れ発生橋梁	割合																						
① 打継目付近	主要因：旧コンクリートによる新コンクリートの収縮の拘束  	<table><tr><th>橋梁 No.</th><th>構造形式</th></tr><tr><td>2</td><td>5 径間連続 PC ラーメン箱桁橋</td></tr><tr><td>3</td><td>2 径間連続 PC ラーメン箱桁橋</td></tr><tr><td>7</td><td>3 径間連続 PC 箱桁橋</td></tr><tr><td>8</td><td>3 径間連続 PC 箱桁橋</td></tr><tr><td>9</td><td>3 径間連続 PC 箱桁橋</td></tr><tr><td>12</td><td>4 径間連続 PC ラーメン箱桁橋</td></tr><tr><td>13</td><td>4 径間連続 PC ラーメン箱桁橋</td></tr><tr><td>14</td><td>6 径間連続 PC ラーメン箱桁橋</td></tr><tr><td>18</td><td>2 径間連続 PC ラーメン箱桁橋</td></tr><tr><td>20</td><td>3 径間連続 PC ラーメン箱桁橋</td></tr></table>	橋梁 No.	構造形式	2	5 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	3	2 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	7	3 径間連続 PC 箱桁橋	8	3 径間連続 PC 箱桁橋	9	3 径間連続 PC 箱桁橋	12	4 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	13	4 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	14	6 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	18	2 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	20	3 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	63% (10 橋) 【変状程度】 ■ 大：0% (ひび割れ幅 0.2mm 以上) ■ 中：50% (ひび割れ幅 0.1～0.2mm 未満) ■ 小：50% (ひび割れ幅 0.1mm 未満)
橋梁 No.	構造形式																								
2	5 径間連続 PC ラーメン箱桁橋																								
3	2 径間連続 PC ラーメン箱桁橋																								
7	3 径間連続 PC 箱桁橋																								
8	3 径間連続 PC 箱桁橋																								
9	3 径間連続 PC 箱桁橋																								
12	4 径間連続 PC ラーメン箱桁橋																								
13	4 径間連続 PC ラーメン箱桁橋																								
14	6 径間連続 PC ラーメン箱桁橋																								
18	2 径間連続 PC ラーメン箱桁橋																								
20	3 径間連続 PC ラーメン箱桁橋																								
② 下床版中央部付近 (○ 鋼材配置付近)	主要因：下床版に配置された PC 鋼材の腹圧力  	<table><tr><th>橋梁 No.</th><th>構造形式</th></tr><tr><td>6</td><td>4 径間連続 PC ラーメン箱桁橋</td></tr><tr><td>9</td><td>3 径間連続 PC 箱桁橋</td></tr><tr><td>14</td><td>6 径間連続 PC ラーメン箱桁橋</td></tr><tr><td>19</td><td>3 径間連続 PC ラーメン箱桁橋</td></tr></table>	橋梁 No.	構造形式	6	4 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	9	3 径間連続 PC 箱桁橋	14	6 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	19	3 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	25% (4 橋) 【変状程度】 ■ 大：14% (ひび割れ幅 0.2mm 以上) ■ 中：57% (ひび割れ幅 0.1～0.2mm 未満) ■ 小：29% (ひび割れ幅 0.1mm 未満)												
橋梁 No.	構造形式																								
6	4 径間連続 PC ラーメン箱桁橋																								
9	3 径間連続 PC 箱桁橋																								
14	6 径間連続 PC ラーメン箱桁橋																								
19	3 径間連続 PC ラーメン箱桁橋																								
③ ○ 鋼材定着部付近	主要因：定着突起付近の集中応力  	<table><tr><th>橋梁 No.</th><th>構造形式</th></tr><tr><td>6</td><td>4 径間連続 PC ラーメン箱桁橋</td></tr><tr><td>14</td><td>6 径間連続 PC ラーメン箱桁橋</td></tr></table>	橋梁 No.	構造形式	6	4 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	14	6 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	12% (2 橋) 【損傷度】 ■ 大：25% (ひび割れ幅 0.2mm 以上) ■ 中：75% (ひび割れ幅 0.1～0.2mm 未満) ■ 小：0% (ひび割れ幅 0.1mm 未満)																
橋梁 No.	構造形式																								
6	4 径間連続 PC ラーメン箱桁橋																								
14	6 径間連続 PC ラーメン箱桁橋																								
全対象橋梁数 (一般部 (桁端部以外) の主桁に橋軸方向ひび割れのあったポステン箱桁橋の延べ橋梁数)			16 橋																						

(2) 腹圧力の影響が疑われる初期変状の分析

初回点検において、腹圧力による影響がひび割れの主要因と想定される、桁高変化があり下床版の中央付近に PC 鋼材が配置されている 4 橋（表-3.2.3 で赤色着色された橋梁 No.6、No.9、No.14、No.19）について、その要因を明らかにするため、点検調書、設計図書並びに工事記録の確認を実施した。ここでは、これらを確認した結果の代表的な事項について示す。なお、それぞれの橋梁についての確認内容は、本報告書の巻末に参考資料としてまとめている。

・変状状況

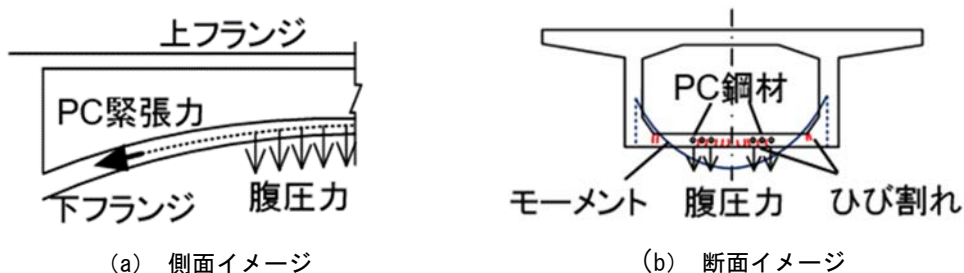
図-3.2.1 に橋梁 No.6 のひび割れ状況を示す。腹圧力が主要因と疑われるひび割れが生じていた橋梁 No.6、No.9、No.14、No.19 の 4 橋の橋梁諸元、変状状況を表-3.2.5～表-3.2.8 に示す。また、それぞれの表中には、点検調書にある変状状況図と設計図面にあるケーブル配置図を重合せた図を記載している。これをみると、ひび割れは、ケーブルの配置位置付近または、下床版の中央部付近に発生しているものが多い。この傾向は各橋梁のひび割れが生じていたどの径間でも概ね同じような傾向であった。図-3.2.2 に桁高変化がある箱桁の下床版に PC 鋼材を配置した場合の、腹圧力の影響イメージを示す。下床版に配置した PC 鋼材へプレストレス力（緊張力）が導入されると、下床版は、プレストレス力の鉛直分力である下向きの腹圧力を受ける。この腹圧力により、下床版支間中央部で正の曲げモーメント、ウェブ付近で負の曲げモーメントが生じることになり（図-3.2.2 (b)）、下床版の中央部付近（桁外側）とウェブ近傍（桁内側）には、腹圧力の影響によりひび割れが生じやすくなる。ひび割れは、様々な要因が複合的に影響した結果により生じるものであるが、4 橋においては、変状状況の傾向からも、腹圧力の影響が変状の主要因の一つであると考えられる。



(a) 第3径間

(b) 第4径間

図-3.2.1 橋梁 No. 6 のひび割れ状況



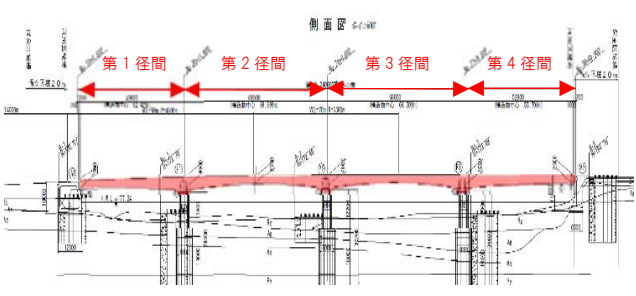
(a) 側面イメージ

(b) 断面イメージ

図-3.2.2 桁高変化がある箱桁の下床版に PC 鋼材を配置した場合の
腹圧力の影響イメージ

表-3.2.5 橋梁諸元及び変状状況（橋梁 No.6）

橋梁諸元		橋梁一般図	
橋梁形式	PC4 径間連続ラーメン箱桁橋		
施工方法	片持ち張出し架設		
荷重	B活荷重		
橋長	240.0m		
支間長	49.9+68.9+66.0+52.8m（道路中心線上）		
幅員（全幅）	12500mm		
使用材料	コンクリート	$\sigma_{ck}=40\text{MPa}$	
	鉄筋	SD295	
	PC 縦締め	SWPR7BL 12S12.7	
	鋼材 横締め	SWPR19L 1S28.6	
適用示方書	鉛直締め	SBPR930/1180 $\phi 32$	
	道路橋示方書 平成 14 年 3 月		
竣工	2007 年 3 月 31 日		
供用開始	2008 年 7 月 1 日		



(a) 側面図



(b) 平面図

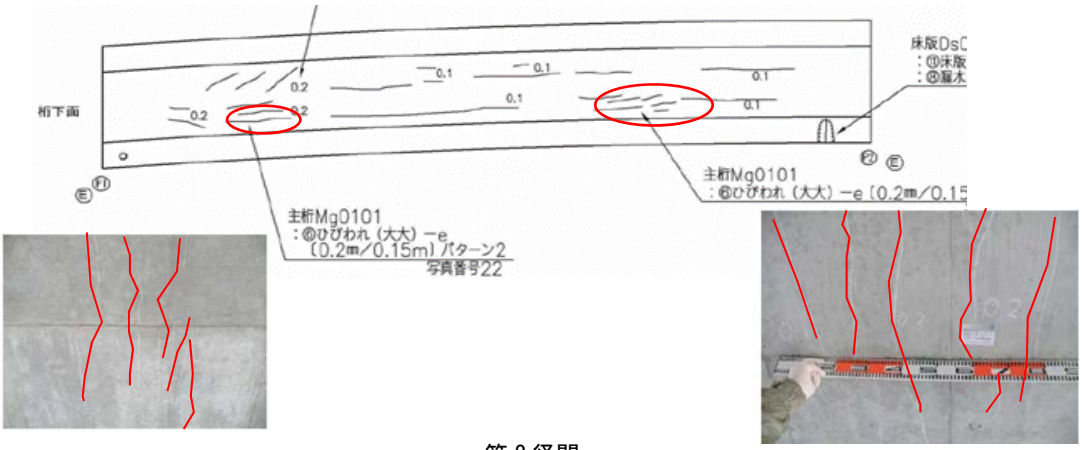
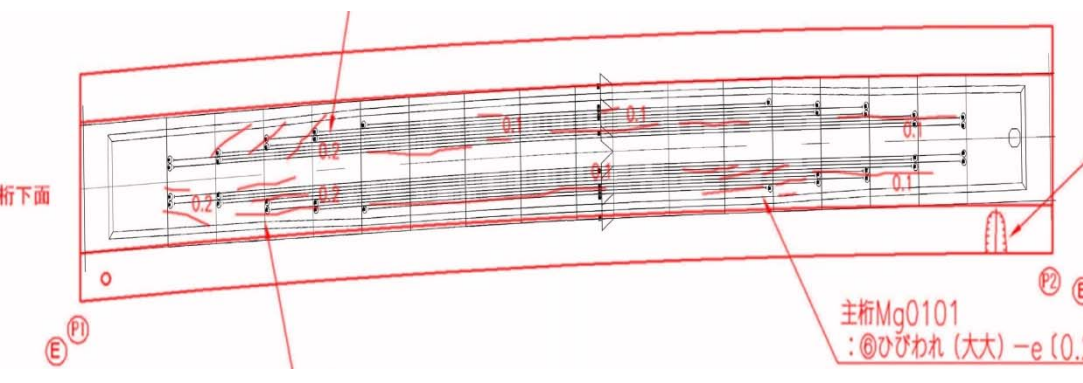
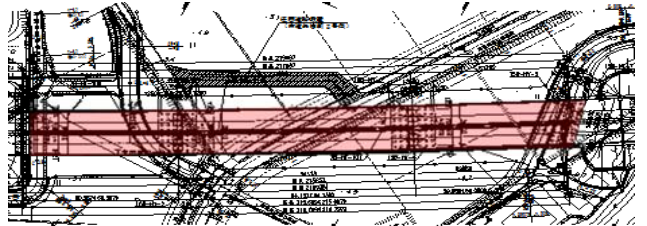
変状状況	
 第 2 径間	
変状状況図（赤線）とケーブル配置図（黒線）の重ねせ	
 第 2 径間	

表-3.2.6 橋梁諸元及び変状状況（橋梁 No.9）

橋梁諸元			橋梁一般図	
橋梁形式	PC3 径間連続箱桁橋			
架設方法	片持ち張出し架設			
荷重	B活荷重		(a) 側面図	
橋長	218.0m			
支間長	60.5+94.0+60.5			
幅員 (全幅)	10140mm			
使用材料	コンクリート	$\sigma_{ck}=40\text{MPa}$	(b) 平面図	
	鉄筋	SD345		
	PC 縦締め	SWPR7BL 12S12.7		
	鋼 横締め	SWPR19L 1S28.6		
適用 示方書	道路橋示方書 平成 14 年 3 月			
竣工	2006 年 3 月			
供用開始	2007 年 4 月 15 日			

変状状況	
	
第 1 径間	

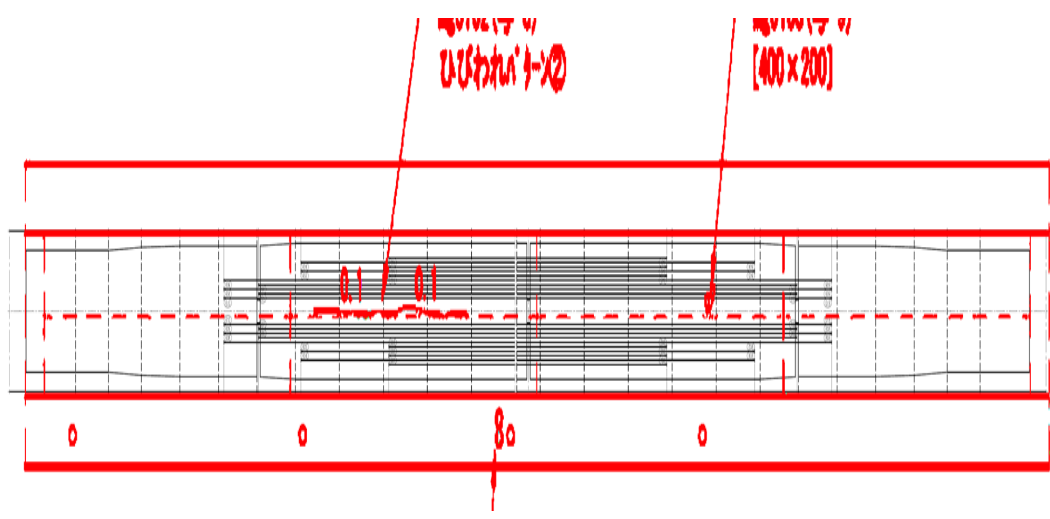
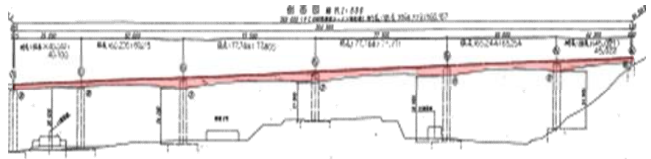
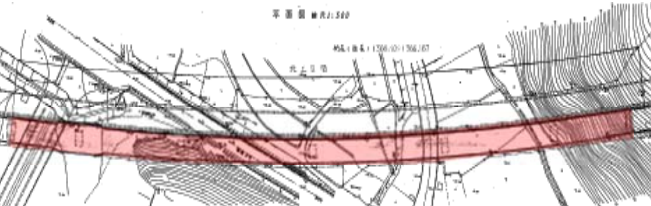
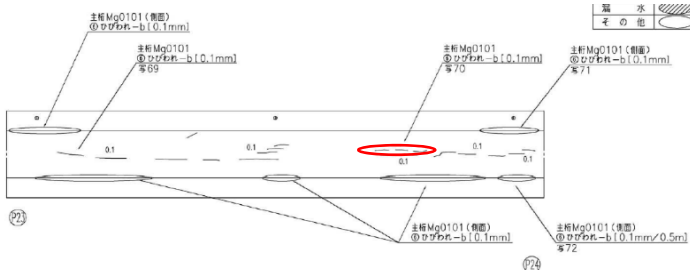
変状状況図（赤線）とケーブル配置図（黒線）の重ねせ	
	
第 1 径間	

表-3.2.7 橋梁諸元及び変状状況（橋梁 No. 14）

橋梁諸元			橋梁一般図	
橋梁形式	PC6 径間連続ラーメン箱桁橋			 (a) 側面図  (b) 平面図
架設方法	片持ち張出し架設			
荷重	B活荷重			
橋長	365.0m			
支間長	39.2+60.0+2×77.5+65.0+44.2			
幅員 (全幅)	10100mm~13500mm			
使用材料	コンクリート	$\sigma_{ck}=40\text{MPa}$		
	鉄筋	SD295		
	PC 縦締め	SWPR7BL 12S12.7		
	PC 横締め	SWPR19L 1S28.6		
材	鉛直締め	SBPR930/1180 $\phi 26$		
適用 示方書	道路橋示方書 平成 8 年 12 月			
竣工	2003 年 3 月			
供用開始	2003 年 3 月 21 日			

変状状況	
	
第 4 径間	

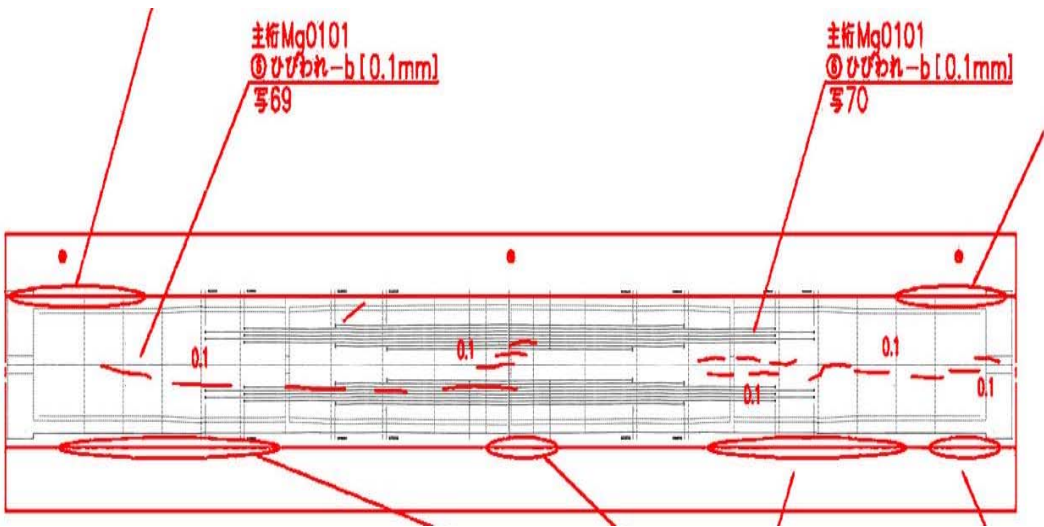
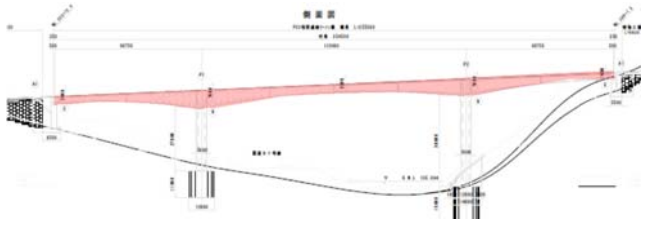
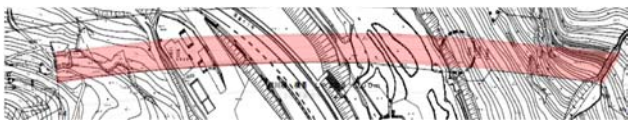
変状状況図（赤線）とケーブル配置図（黒線）の重ねせ	
	
第 4 径間	

表-3.2.8 橋梁諸元及び変状状況（橋梁 No. 19）

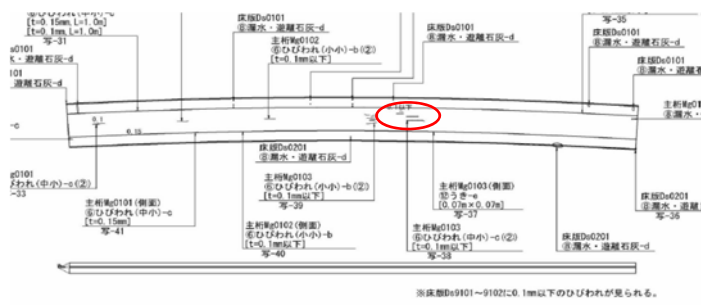
橋梁諸元		橋梁一般図	
橋梁形式	PC3 径間連続箱桁橋 【片持ち張出し架設】		
架設方法	片持ち張出し架設		
荷重	B活荷重		
橋長	255.0m		
支間長	66.4+119.4+66.4m（道路中心線上）		
幅員（全幅）	10400mm		
使用材料	コンクリート	$\sigma_{ck}=40\text{MPa}$	
	鉄筋	SD295	
	PC鋼材	縦締め	SWPR7BL 12S12.7
	鋼材	横締め	SWPR19L 1S21.8
適用示方書	道路橋示方書 平成8年12月		
竣工	2006年1月		
供用開始	2008年3月22日		

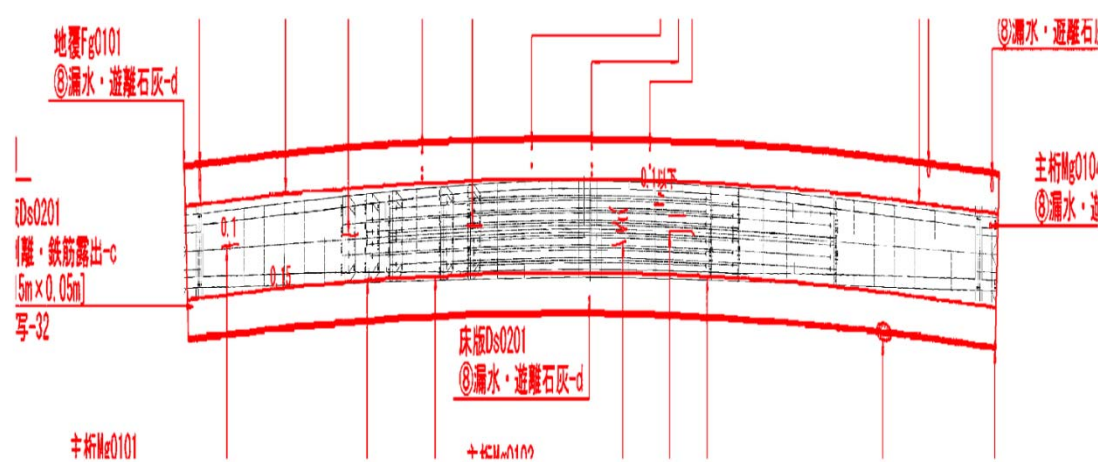


(a) 側面図



(b) 平面図

変状状況	
	
第1径間	

変状状況図（赤線）とケーブル配置図（黒線）の重ねせ	
	
第1径間	

(3) 初期変状対策の実施状況

コンクリート箱桁の腹圧力によるひび割れの抑制と関わりのある技術基準（道路橋示方書）の規定を表-3.2.9に示す。なお、表-3.2.9には米国技術基準(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS)¹⁾でのウェブに対する腹圧力の規定についても併記しているが、両国ともほぼ同じような内容になっている。両国とも最小版厚、最小鋼材量はほぼ同値であり、鉄筋応力度の許容応力度については設計荷重が異なるため値は違うが鉄筋に生じる応力度を制限していることは同じである。米国では、腹圧力によりウェブが破壊した事故を受けて、腹圧力については押抜きせん断照査が行われている。わが国では、曲げ、せん断、ねじり及びその組合せに対して必要な安全率を確保できる斜引張鉄筋がウェブに配置（技術基準に斜引張応力度の照査について規定）されるため、この結果として一般的な構造ではウェブ厚が 400~600mm 程度に設定されることから、押抜き破壊に対しても十分な安全率が確保されているとされている。なお、AASHTO においても 2007 年改定から斜引張応力度の照査が追加されている。

表-3.2.9 コンクリート箱桁の腹圧力によるひび割れの抑制に係る規定

項目	日本（H24 道示）	米国（AASHTO, 2012 年版） ¹⁾
最小版厚	140mm	140mm（5.5 インチ）
最小鋼材量	【橋軸直角方向】 ・ D13 以上の異形鉄筋 ・ 250mm 以下の間隔で配置	【橋軸直角方向】 ・ フランジ断面の 0.5% 以上 ・ 450mm（18 インチ）間隔以下に配置 （⇒D13@150mm 相当）
鋼材の応力度の制限	（死荷重時）100 N/mm ² 以下 （設計荷重時）180 N/mm ² 以下	（Service limit）降伏応力の 60% 以下 （Grade40 の鉄筋で 165N/mm ² ）
腹圧力	条文なし（解説のみ）	【ウェブ】 ・ 腹圧力として面内力（In-Plane Force Effects）及び面外力（Out-of-Plane Force Effects）を考慮。 ・ 断面モデルに基づく曲げ破壊及びせん断破壊の照査や、局所的な押抜きせん断の照査を行い、必要な鉄筋量や部材厚さを決定。

下床版に腹圧力が主要因と疑われるひび割れが生じていた 4 橋を対象に、初期変状対策として技術基準に規定されている構造細目や便覧等に記載されている事項についての検討状況について、設計図書（設計計算書、図面等）を確認した。技術基準で規定されている事項（鉄筋量、下床版厚、鉄筋配置）については、全ての橋梁で満足していた。また、橋梁 No.6 及び橋梁 No.14 については、施工前において技術基準に必須となっている事項ではないが、マスコンクリートとなる柱頭部を対象に温度応力解析を実施し、温度応力等によるひび割れの発生リスクについても検討（ひび割れ指数等の確認）がなされていた。

(4) 変状の有無と鉄筋応力度

図-3.2.3 に、橋梁 No.9 において下床版に生じたひび割れ位置における配置ケーブル本数及び配置鉄筋量を示す。図-3.2.3 から、ひび割れの位置は、下床版に配置したケーブル本数の変化位置及び下床版に配置した鉄筋量の変化位置付近であることがわかる。

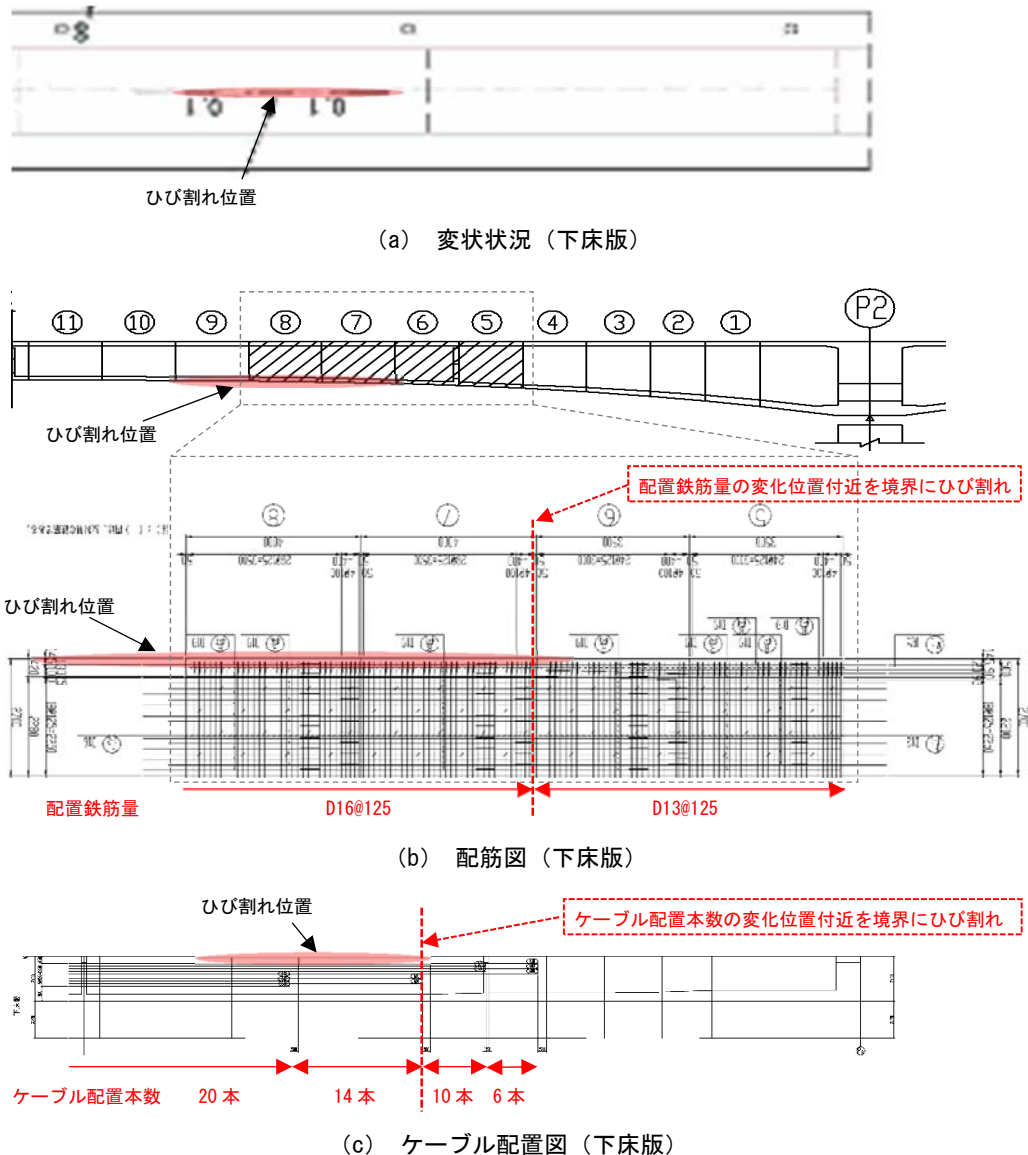


図-3.2.3 ひび割れ位置と配置ケーブル本数及び鉄筋量（橋梁 No.9）

ケーブル配置本数が多いと生じる腹圧力も大きくなり、この影響でひび割れが生じるリスクも高くなる。一方、配置鉄筋量が多い断面では、腹圧力などにより生じる引張応力を配置された鉄筋が負担するため、ひび割れが生じるリスクは少なくなる。このように、配置するケーブル本数及び鉄筋量の変化位置付近は、コンクリートに発生する引張応力の急変箇所になると考えられ、この位置においてひび割れが発生したものと考えられる。この傾向は、他の橋梁のひび割れ発生位置においても概ねみられる傾向であり、ひび割れ発生の有無と鉄筋の発生応力度に相関があることが想定された。

そこで、ひび割れの有無と鉄筋応力度の相関について把握するための検討を実施した。検討は、設計計算において腹圧力を考慮していない橋梁においては、設計計算書で算出されている主桁断面位置での曲げモーメントに、腹圧力による影響を加え、検討断面位置での鉄筋応力度を算出し、この鉄筋応力度と対応する断面位置でのひび割れの有無（点検調書に基づく実績）を確認することにより実施した。

ここにおいて、腹圧力の影響による鉄筋応力度は、以下の①～③により算出を行っている。

- ①断面力算出位置の前後の打設ブロック長 L とその区間における桁高差 H より桁高変化の円弧半径 R を算出。 $R^2 = (R \cdot H)^2 + L^2$
- ②下床版配置の PC 鋼材のプレ導入直後の設計緊張力 P と本数 N を用いて腹圧力 W を算出。 $W = P \times N / R$ (kN)
- ③下床版を PC 鋼材が均等に配置されて腹圧力が等分布に作用するウェブに固定された両端固定梁（支間長： L ）と仮定して、下床版中央断面の曲げモーメント M を算出し、下式により鉄筋応力度 σ_s を算出。

曲げモーメント： $M = (W/L) \times L^2 / 24 + M'$ （ M' ：設計計算書の曲げモーメント）

鉄筋応力度： $\sigma_s = M / (7/8 \times d \times A_s)$ （有効高： d 、鉄筋量： A_s ）

検討対象は、平成 20～24 年度の初回点検において、腹圧力による影響がひび割れの主要因と想定された前述の 4 橋（橋梁 No.6、No.9、No.14、No.19）に加え、平成 25 年度以降の点検結果から、同様に腹圧力の影響が主要因と想定されるひび割れを有する 3 橋梁（橋梁 No.23、No.24、No.25）を追加した計 7 橋（表-3.2.10）の 53 断面とした。なお、対象とした断面位置と変状状況については、当該項末の図-3.2.6～図 3.2.12（P72～P74）に示す。

表-3.2.10 検討対象橋梁

橋梁 No.	構造形式	備考
No.6	4 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	
No.9	3 径間連続 PC 箱桁橋	
No.14	6 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	
No.19	3 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	
No.23	4 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	追加（25 年度以降の点検結果）
No.24	8 径間連続 PC 箱桁橋	追加（25 年度以降の点検結果）
No.25	3 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	追加（25 年度以降の点検結果）

検討断面における鉄筋応力度とひび割れの有無の一覧を表-3.2.11 に示す。また、図-3.2.4 にひび割れの有無と鉄筋応力度の相関を示す。図-3.2.4 より、下床版の主桁断面方向の曲げモーメントに対する鉄筋の発生応力度と、コンクリートのひび割れ発生の有無に高い相関があるといえる。また、下床版に配置された鉄筋に生じる引張応力度が $120 \sim 140 \text{ N/mm}^2$ を境界に、ひび割れ発生の有無が概ね区分されてる。このことから、下床版に配置する鉄筋応力度を 140 N/mm^2 程度に制限すれば、変状抑制に効果があるものと考えられる。

表-3.2.11 ひび割れの有無と鉄筋応力度

荷 状 態	ひ び 割 れ 有 無	橋梁 No. 6		橋梁 No. 9		橋梁 No. 14		橋梁 No. 19		橋梁 No. 23		橋梁 No. 24		橋梁 No. 25	
		鉄筋応力度 (N/mm ²)	ひび割れ幅 (mm)	鉄筋応力度 (N/mm ²)	ひび割れ幅 (mm)	鉄筋応力度 (N/mm ²)	ひび割れ幅 (mm)	鉄筋応力度 (N/mm ²)	ひび割れ幅 (mm)	鉄筋応力度 (N/mm ²)	ひび割れ幅 (mm)	鉄筋応力度 (N/mm ²)	ひび割れ幅 (mm)	鉄筋応力度 (N/mm ²)	ひび割れ幅 (mm)
荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合 (D+L)	無	125	0	106.6	0	132.2	0	51.9	0	51.9	0	77.5	0	121.4	0
	無	121.6	0	118.5	0	145.7	0	129.8	0	66.4	0	116.5	0	111.6	0
	無	121.6	0	124.7	0			91.1	0	80.7	0	116.5	0	32.8	0
	無	121.6	0	105.3	0			109.2	0	65.9	0	93.6	0	60.1	0
	無									53.8	0			127.7	0
	無									52.6	0				
	無									33.4	0				
	無									40.8	0				
	有	120.8	0.1	137.1	0.1	199.7	0.1	210.4	0.1	137.9	0.1	210	0.1	150.5	0.1
	有			149.5	0.1	208.2	0.1	214	0.1	128.6	0.1	302.9	0.2	175.8	0.2
	有					219.2	0.2	154.7	0.1			302.9	0.2	204.8	0.2
	有					216.7	0.1					186	0.2	195.2	0.2
	有											497.7	0.2		
	有											186	0.2		
	有														

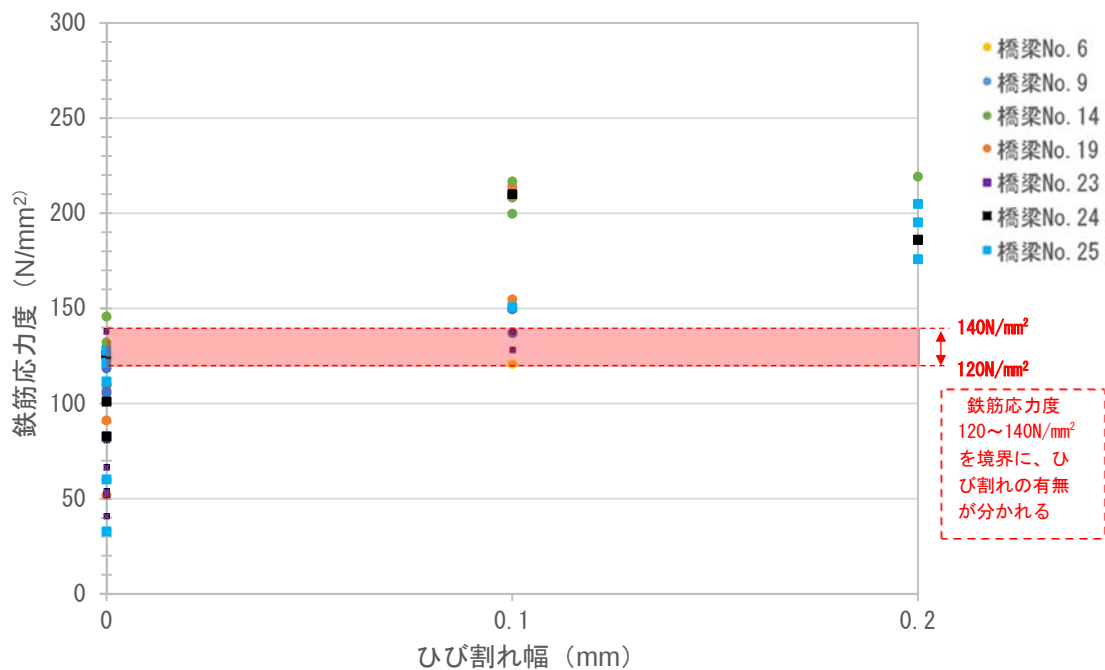


図-3.2.4 ひび割れの有無（ひび割れ幅）と鉄筋応力度の相関関係

追加検討（変状の有無と鉄筋応力度）

前項の図-3.2.4 の検討は、橋梁 No.6 から橋梁 No.25 における H24 道路橋示方書に準拠した D+L に対するひび割れ幅と鉄筋応力度の相関関係の結果であるが、今後部分係数設計法への移行がなされる中で、荷重が大きくなった場合を想定し、死荷重で 1.05 倍、活荷重で 1.25 倍になった場合の検討結果を図-3.2.5 に示す。

荷重増加に伴い作用断面力が増加するため、鉄筋応力度は D+L の図-3.2.4 に対して、1.05D+1.25L の図-3.2.5 は比率として約 1 割程度増加（1.05～1.12 倍）する。

したがって、荷重が増加（1.05D+1.25L）したと想定した場合、図-3.2.5 より鉄筋応力度は概ね 140～160N/mm² 程度に制限すれば、変状抑制に効果があるものと考えられる。なお、図-3.2.5 においてひび割れ幅 0.1mm で鉄筋応力度が 140N/mm² を下回る断面で発生したひび割れ（青破線丸で示す）は、ひび割れ状況写真から打継ぎ目を境に発生しているひび割れであることが疑われ、腹圧力も要因の一つと推定されるが、旧コンクリートによる新コンクリートの外部拘束の影響も大きいものと考えられる。

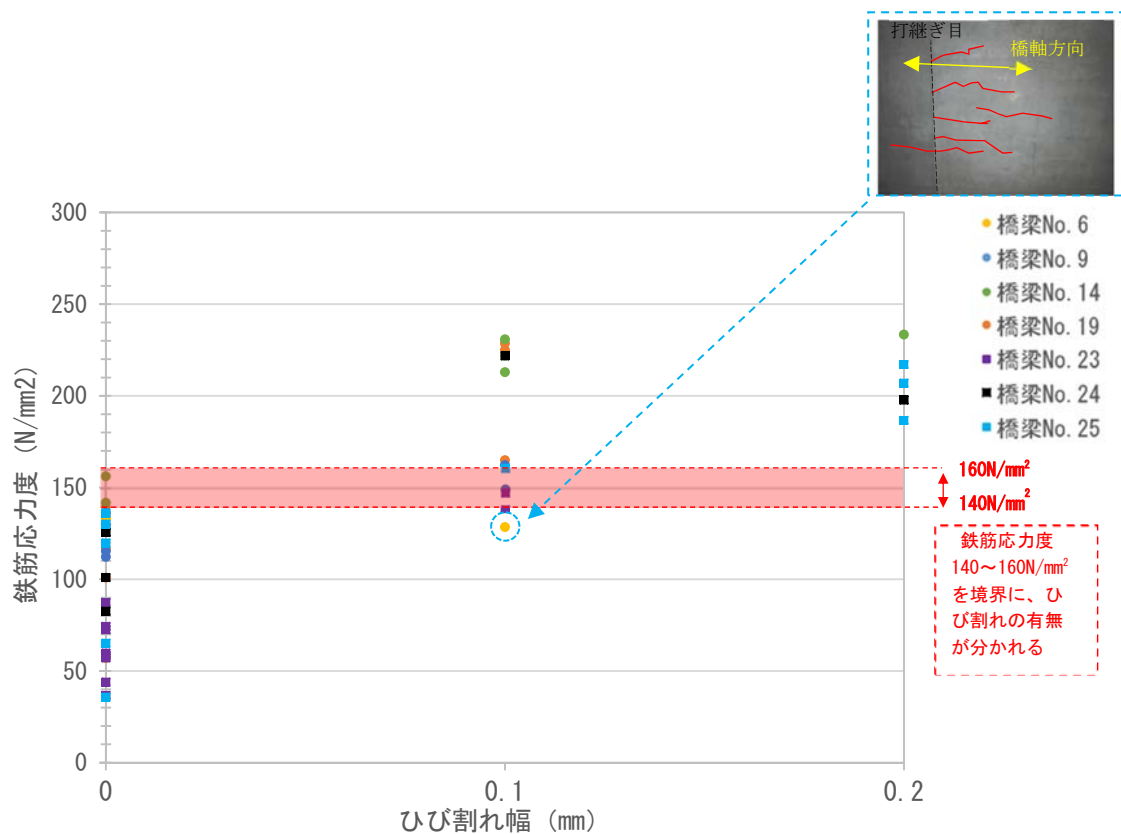
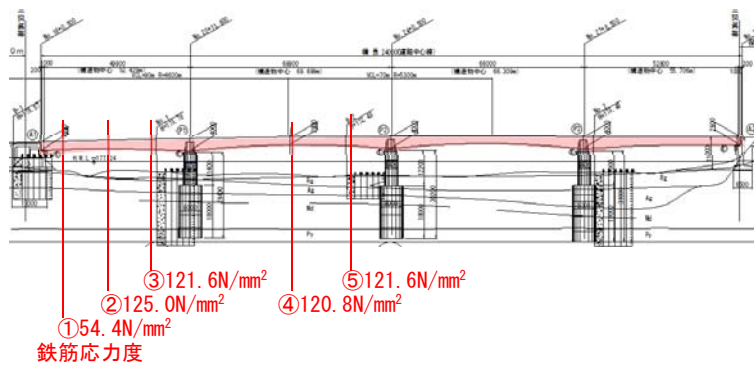
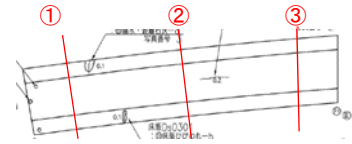


図-3.2.5 ひび割れの有無（ひび割れ幅）と鉄筋応力度の相関関係

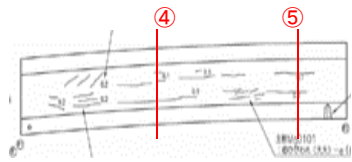
次頁以降に表-3.2.10 に示した橋梁 No.6 から橋梁 No.25 における鉄筋応力度及び算出断面を添付する。



(a) 側面図

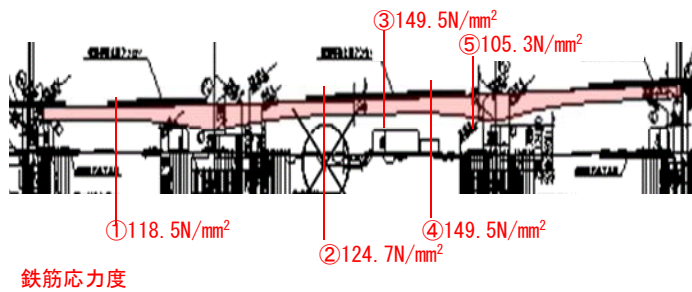


(b) 変状状況図 (第1径間)



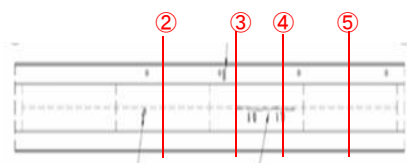
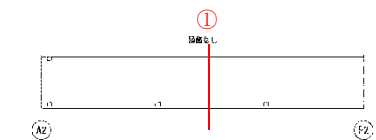
(c) 変状状況図 (第2径間)

図-3.2.6 鉄筋応力度及び算出断面位置 (橋梁 No. 6)



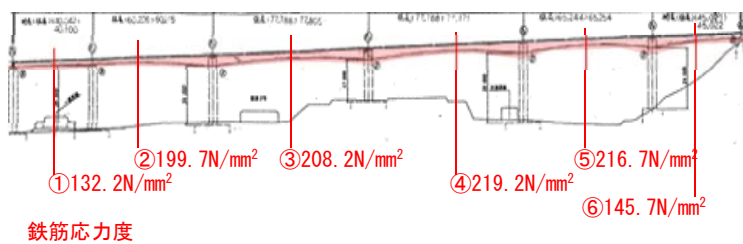
(a) 側面図

(b) 変状状況図 (第1径間)

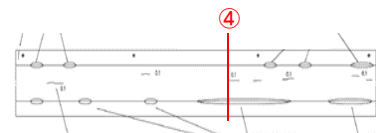


(c) 変状状況図 (第2径間)

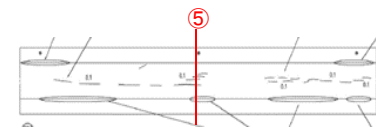
図-3.2.7 鉄筋応力度及び算出断面位置 (橋梁 No. 9)



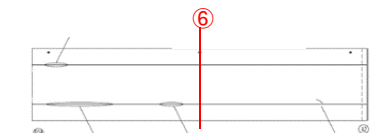
(a) 側面図



(b) 変状状況図 (第4径間)



(c) 変状状況図 (第5径間)



(d) 変状状況図 (第6径間)

図-3.2.8 鉄筋応力度及び算出断面位置 (橋梁 No. 14)

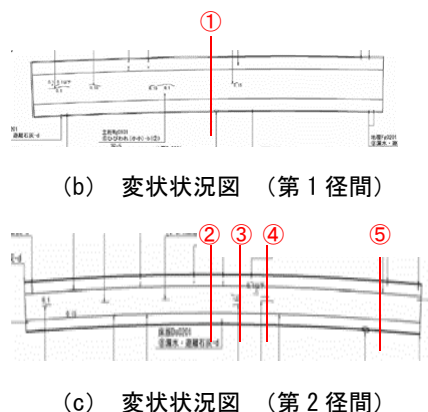
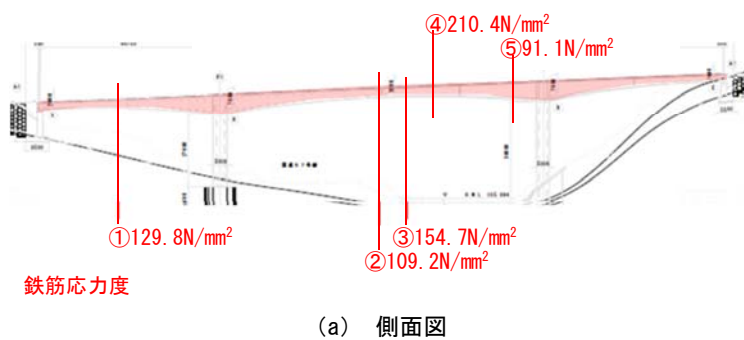


図-3.2.9 鉄筋応力度及び算出断面位置 (橋梁 No. 19)

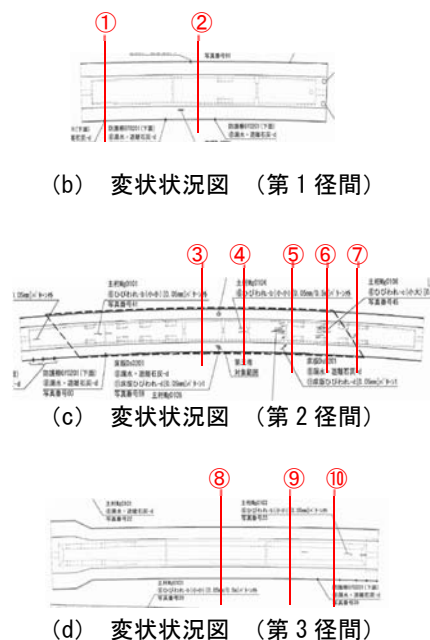
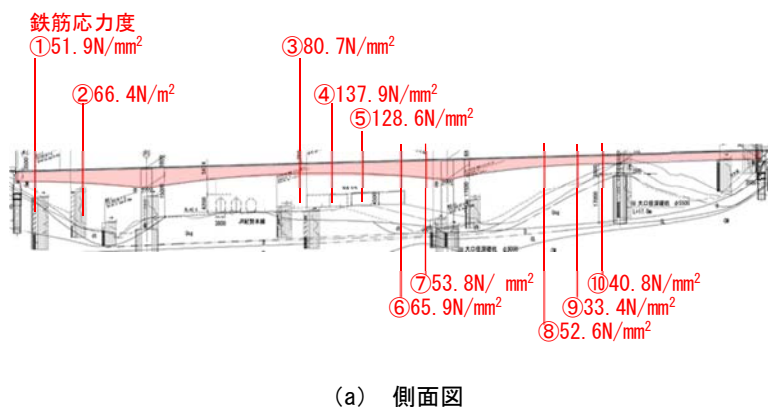


図-3.2.10 鉄筋応力度及び算出断面位置 (橋梁 No. 23)

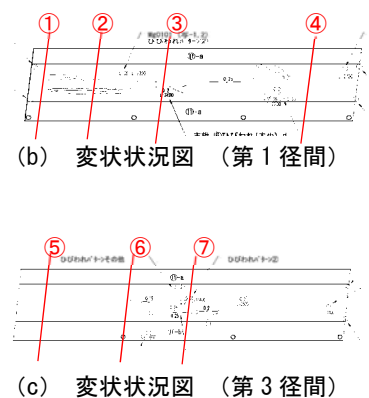
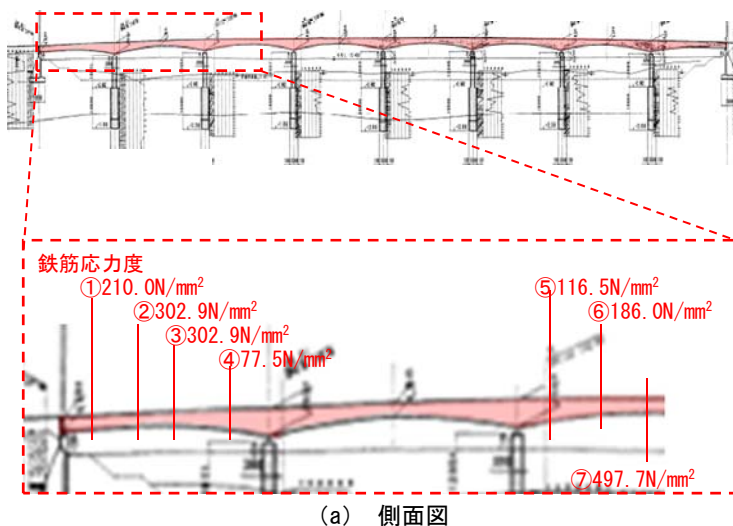


図-3.2.11 鉄筋応力度及び算出断面位置 (橋梁 No. 24)

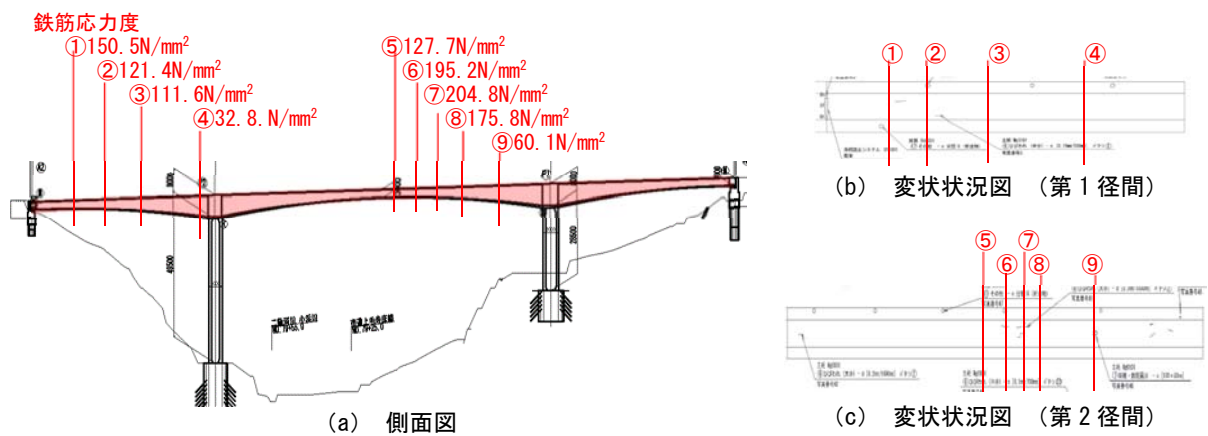


図-3.2.12 鉄筋応力度及び算出断面位置 (橋梁 No. 25)

(5) まとめ

本項では、初期変状パターン【3】に分類された「主桁下面の橋軸方向ひび割れ」のうち、ひび割れが比較的多く発生していた「ポステン箱桁」に対して、その要因及び変状発生リスクを低減させる対策について初回点検結果を基に検討を実施した。

多くのひび割れは、乾燥収縮によるものと想定されたが、その中には構造的な要因による可能性が疑われるひび割れもあり、構造的な要因が疑われるひび割れは変状程度も大きなもの（0.2mm 以上）が多い結果となっていた。

構造的な要因としては腹圧力の影響が疑われた橋梁が多いことから、変状要因が腹圧力と想定される橋梁について、設計図書、工事記録及び技術基準等について調査を実施した。さらに、実績での変状の有無と配置される鉄筋に生じる応力度の相関を確認したところ高い相関があり、ひび割れの発生境界が、標準的なかぶり（35mm 程度）の桁では鉄筋応力度で $120 \text{ N/mm}^2 \sim 140 \text{ N/mm}^2$ 程度となっていることが確認された。

このことから、下床版に配置する鉄筋応力度を 140 N/mm^2 程度に制限することにより、ひび割れを抑制することが期待できるものと考えられる。

3.2.3 構造的条件（PC 鋼材緊張力、PC 鋼材配置、鉄筋配置、下床版支間など）による腹圧力の影響分析

下床版下面のシースに沿ったひび割れが発生した事例の多い PC 箱桁橋（張出し施工）を対象に、作用荷重（PC 鋼材緊張力、PC 鋼材配置など）や下床版支間などをパラメータとして試設計を行い、下床版の変状の影響要因を鉄筋応力やひび割れ幅に着目して比較検討した。検討方針、検討手順、検討パラメータは以下の通りである。

（1）検討方針

腹圧を考慮しない標準的な箱桁断面について横方向ボックスラーメンとして検討し、下床版の橋軸直角方向の断面力および配筋量を算出する。次に、同じ断面に対して腹圧力による断面力を加算して下床版の RC 計算を行い、鉄筋応力、ひび割れ幅を算出する。

（2）検討手順

検討手順を以下に示す。

- ①支間中央断面の横方向の設計を行い、腹圧力を考慮しないケース①の鉄筋応力、ひび割れ幅を算出する。
- ②支間中央断面に対し、腹圧力を考慮するケース②（＝標準ケース）を検討する。
- ③標準ケースに対し、パラメータを変化させたケース③～⑨の検討を行い、鉄筋応力、ひび割れ幅に対するパラメータの影響を確認する。

（3）検討パラメータ

荷重、鉄筋配置および床版支間の検討パラメータを表-3.2.12 に示す。また、各種パラメータを組み合わせた検討ケースを表-3.2.13 に示す。

表-3.2.12 検討パラメータ

分 類	パラメータ	パラメータの内容		備 考
a) 荷重	PC緊張力	設計荷重時	緊張直後	時間経過による差を確認
	PC鋼材本数	3本	5本	配置本数による差を確認
	PC鋼材配置	ウェブ寄り	中央寄り	配置パターンによる差を確認
	BL間偏向角	1.0°		検討支間90mと桁高差(2.5m)より設定
	腹圧力抵抗幅	4m	1m or 2m	施工誤差による分布幅の差を確認
b) コンクリート	コンクリート強度	40N		実構造物に強度の差は小さい
c) 鉄筋	直角方向鉄筋	D13@125	D16@250	配筋量の違いによる差を確認
d) 構造条件	床版支間	4.7m	5.95m	底版幅による差を確認
	底板厚	250mm		かぶり、配筋、シースより設定
	シース欠損	無視		断面係数5%程度の差のため考慮しない
		↑ 標準ケース	↑ 比較ケース	

表-3.2.13 検討ケース

解析ケース	腹圧力	PC緊張力	PC鋼材本数	PC鋼材配置	鉄筋	下床版支間	腹圧力抵抗幅
①標準(腹圧無し)	無し	—	—	—	—	—	—
②標準(腹圧考慮)	有り	設計時	3本	ウェブ寄り	D13 ctc125mm	4.7m	4m
③PC鋼材導入力	有り	緊張時	3本	ウェブ寄り	D13 ctc125mm	4.7m	4m
④PC鋼材本数	有り	設計時	5本	ウェブ寄り	D13 ctc125mm	4.7m	4m
⑤PC鋼材配置	有り	設計時	3本	床版中央	D13 ctc125mm	4.7m	4m
⑥配置鉄筋	有り	設計時	3本	ウェブ寄り	D16 ctc250mm	4.7m	4m
⑦下床版幅	有り	設計時	3本	ウェブ寄り	D13 ctc125mm	5.95m	4m
⑧腹圧力抵抗幅(1m)	有り	設計時	3本	ウェブ寄り	D13 ctc125mm	4.7m	1m
⑨腹圧力抵抗幅(2m)	有り	設計時	3本	ウェブ寄り	D13 ctc125mm	4.7m	2m

(4) 検討条件

1) 検討対象の構造緒元

検討対象の構造緒元を表-3.2.14に示す。

表-3.2.14 構造緒元

構 造 形 式	PC3 径間連続ラーメン橋
支 間 長	50m+90m+50m
有 効 幅 員	9.5m
桁 高	支点部 5.0m、支間部 2.5m

2) 検討構造の概要図

検討対象の構造概要図を図-3.2.13～図-3.2.14に示す。

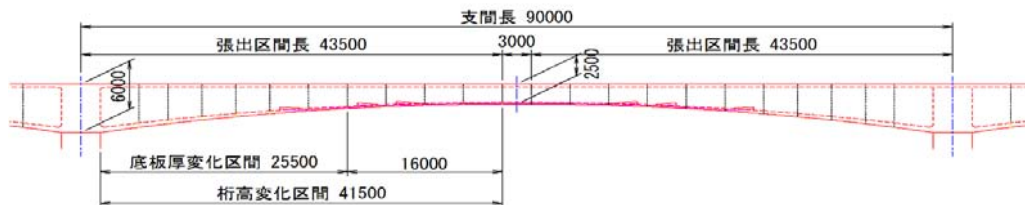


図-3.2.13 中央支間構造図

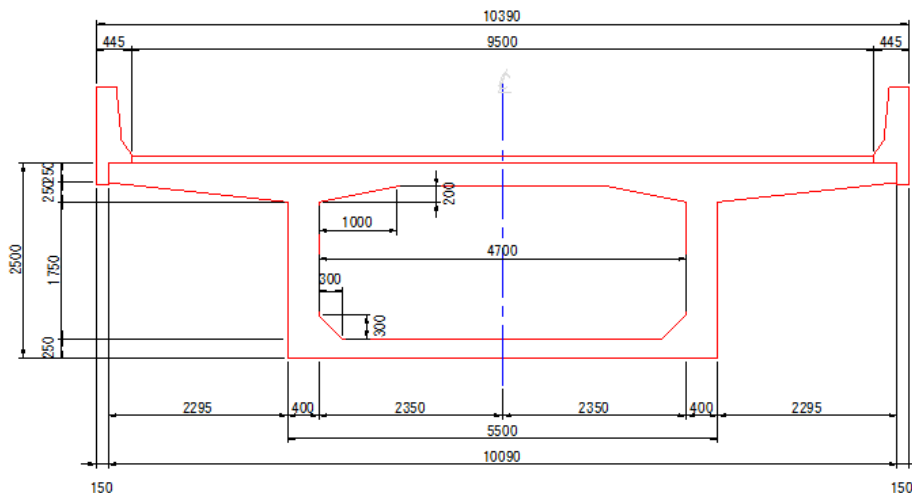


図-3.2.14 支間中央断面図

(5) 腹圧力を考慮した場合のパラメータ

腹圧力を考慮した場合のパラメータとして、設定する内容を以下に示す。

1) PC 緊張力

使用する鋼材を 12S15.2 (SWPR7BL) $A_p=1664.4\text{mm}^2$ とした場合、1 本当たりの導入力を算出する。緊張力は道示Ⅲ「3.4 PC 鋼材の許容応力度」表-解 3.4.1 に示される許容引張応力度とし、有効係数（平均導入力に換算）は 0.95 と仮定する。

$$\text{緊張時 } P1 = A_p \times \sigma_p \times 0.95 = 1664.4\text{mm}^2 \times 1295\text{N/mm}^2 \times 0.95 = 2048\text{kN} \quad (1.167 \times P2)$$

$$\text{設計時 } P2 = A_p \times \sigma_p \times 0.95 = 1664.4\text{mm}^2 \times 1110\text{N/mm}^2 \times 0.95 = 1755\text{kN}$$

2) PC 鋼材本数

PC 鋼材配置を図-3.2.15 に示す。PC 鋼材本数は標準を 3 本、比較を 5 本とした。

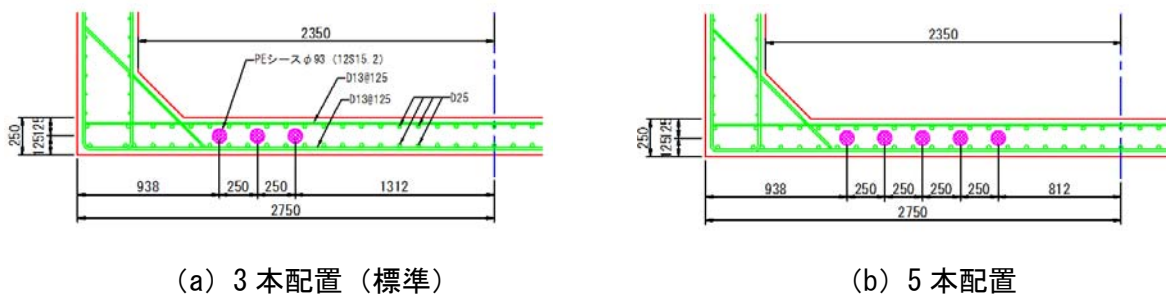


図-3.2.15 PC 鋼材本数

3) PC 鋼材配置

PC 鋼材配置を図-3.2.16 に示す。標準をウェブ寄り配置、比較を下床版中央配置とした。

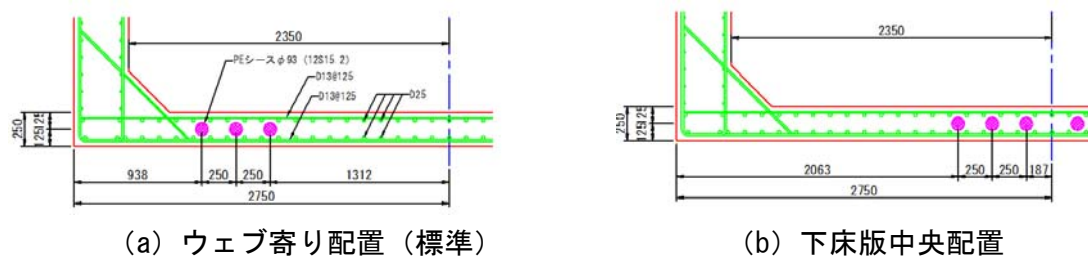


図-3.2.16 PC 鋼材配置

4) 腹圧力の抵抗幅

腹圧力の抵抗幅を図-3.2.17 に示す。標準の抵抗幅をブロック長 4m とし、比較として施工誤差により腹圧力が集中した場合（抵抗幅 1.0m、2.0m）を想定した。

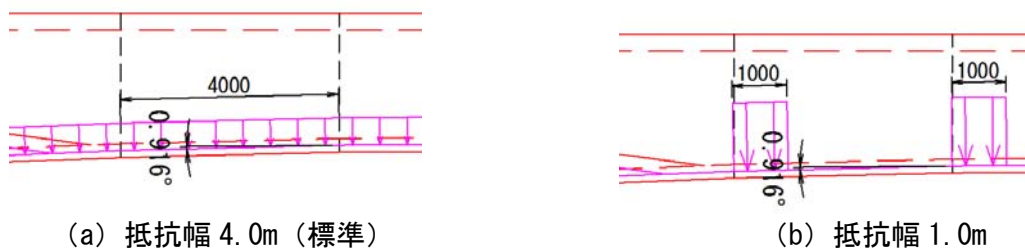


図-3.2.17 抵抗幅

5) 鉄筋配置

配置鉄筋は、標準を D13@125 ($A_s=10.6\text{cm}^2/\text{m}$) とし、比較として D16@250 ($A_s=8.04\text{cm}^2/\text{m}$) を想定した。

6) 下床版支間

下床版支間は、広幅員の桁を想定し標準を図-3.2.18に示す 4.7m とした。比較は道路橋示方書における床版曲げモーメント算出の最大の適用範囲である図-3.2.19に示す 5.95m とした。鋼材配置は、いずれもウェブ寄りの 3 本配置とした。

床版支間が 5.95m のケースでは、本来であれば構造の変化を伴うため断面の設計を変更する必要があるが、ここでは、死荷重等は床版支間 4.7m の断面力を準用し、腹圧力により下床版に発生する断面力のみを考慮した。

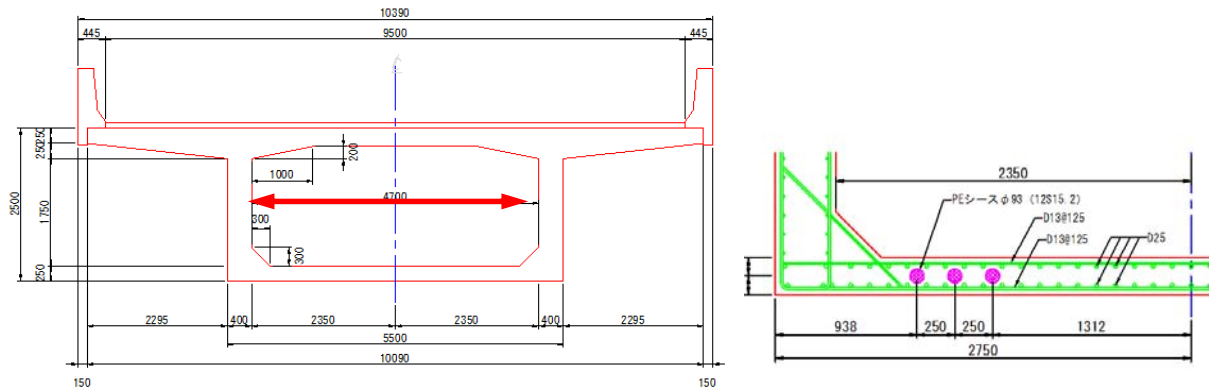


図-3.2.18 標準断面（下床版支間 4.7m）

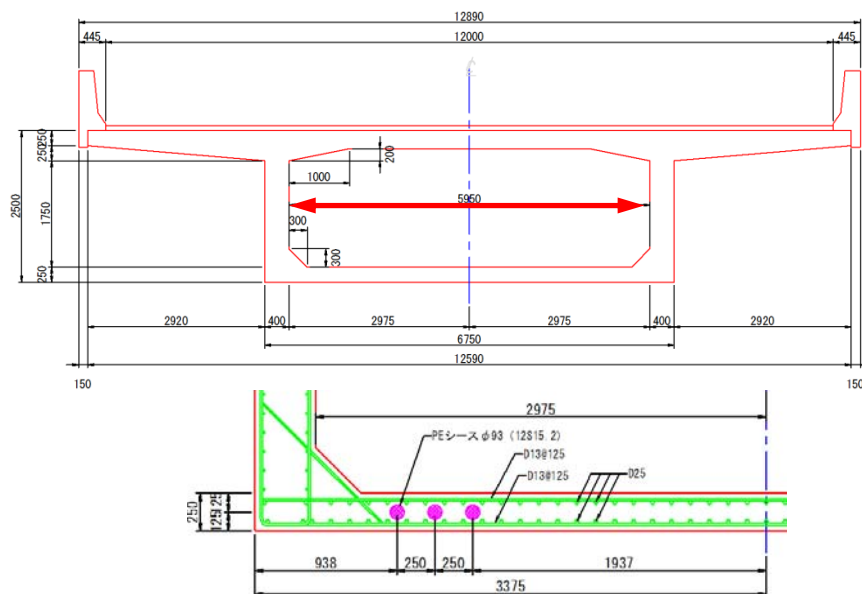


図-3.2.19 広幅員断面（下床版支間 5.95m）

(6) 検討結果

各検討ケースの死荷重時と設計荷重時の下床版の橋軸直角方向鉄筋の応力度を図-3.2.20～図-3.2.21 に、②標準ケース（腹圧力考慮）に対する各検討ケースの比率を図-3.2.22～図-3.2.23 に示す。これらの図より、以下のことがいえる。

腹圧力を考慮することで、腹圧力を考慮しないケース①に比べて、死荷重時、設計荷重時とも鉄筋（下床版の橋軸直角方向鉄筋）の発生応力度が増加する。特に、下記の要因による増加率が 1.5 倍以上と他の要因より大きい。

- ・ PC 鋼材配置（ウェブ寄り配置⇒下床版中央配置）
- ・ PC 鋼材の配置本数の増加（配置本数 3 本⇒5 本）
- ・ 腹圧力に対する抵抗幅の影響（抵抗幅 4.0m⇒抵抗幅 1.0m）

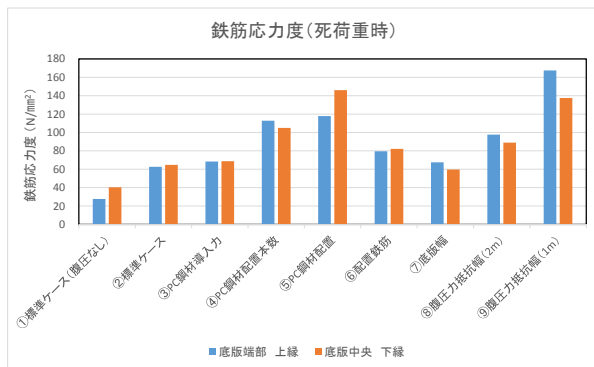


図-3.2.20 鉄筋応力度（死荷重時）

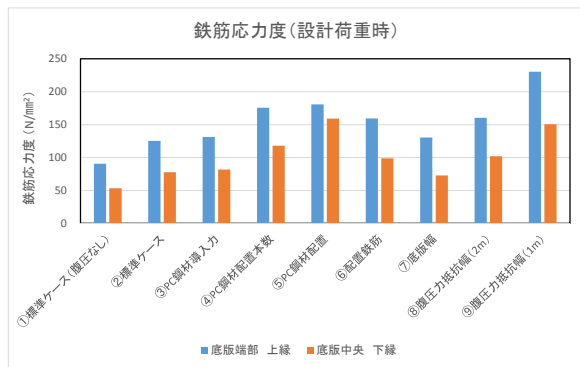


図-3.2.21 鉄筋応力度（設計荷重時）

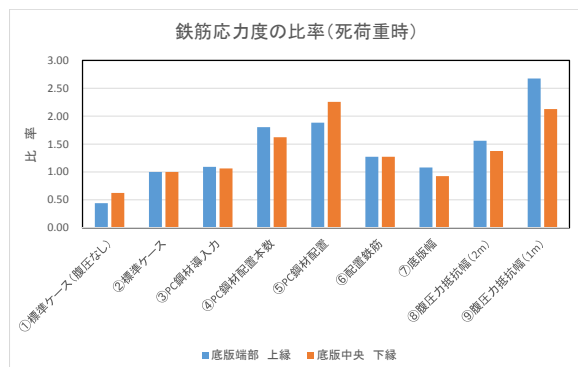


図-3.2.22 鉄筋応力度の比率（死荷重時）

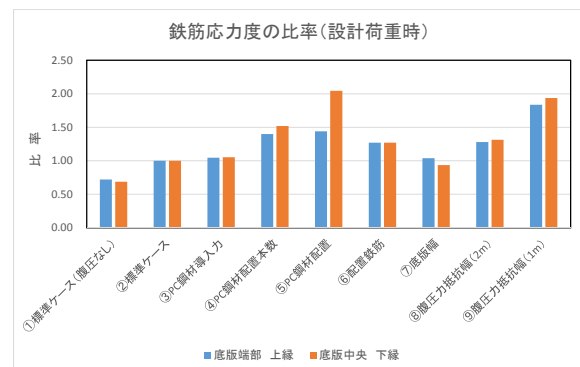


図-3.2.23 鉄筋応力度の比率（設計荷重時）

次に、各検討ケースのひび割れ幅を図-3.2.24～図-3.2.25 に、②標準ケース（腹圧力考慮）に対する各検討ケースの比率を図-3.2.26～図-3.2.27 に示す。なお、曲げひび割れ幅は、コンクリート標準示方書 2012【設計編：標準】2.3.4²⁾ に準じて算出した。

ひび割れ幅の増加の要因としては、上記 3 つの要因に加えて、配置鉄筋の変更（D13 etc125⇒D16 etc250）により、ひび割れ幅が 1.5 倍以上増加している。これは、鉄筋の応力増加もあるが、鉄筋間隔の拡大がひび割れ幅に影響したものと考えられる。

今回の検討結果より、下床版のシースに沿ったひび割れに対しては、構造的には PC 鋼

材配置（下床版中央配置）の影響が大きいことがわかった。そこで、次に、PC 鋼材配置に着目して、腹圧力の影響による下床版の鉄筋応力度とひび割れ幅を検討する。

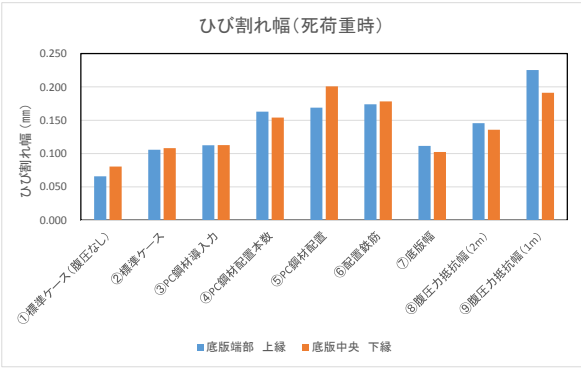


図-3. 2. 24 ひび割れ幅（死荷重時）

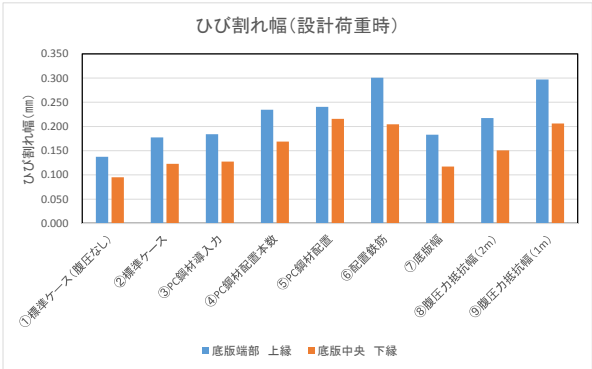


図-3. 2. 25 ひび割れ幅（設計荷重時）

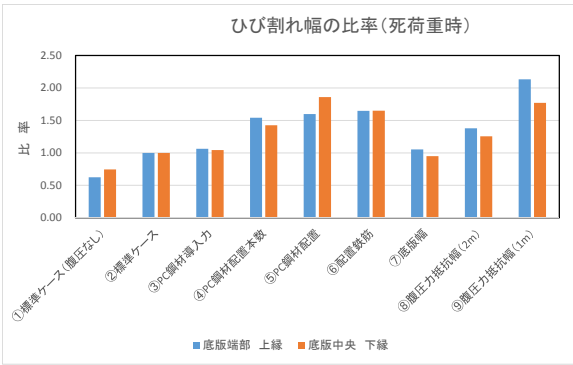


図-3. 2. 26 ひび割れ幅の比率（死荷重時）

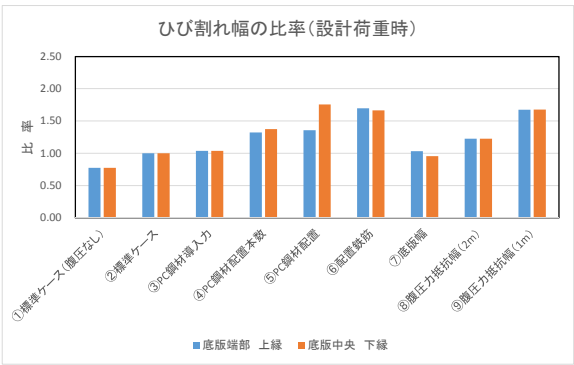


図-3. 2. 27 ひび割れ幅の比率（設計荷重時）

(7) PC 鋼材配置に着目した腹圧力に対する下床版の検討

1) 検討概要

PC 箱桁を対象に、腹圧力により下床版に発生する橋軸方向ひび割れの抑制を目的に、下床版の PC 鋼材配置に着目して検討を行う。検討モデルは、図-3.2.14 の支間中央断面としたが、下床版厚は、全断面有効として抵抗することを前提に、コンクリートに発生する引張応力を 3.0N/mm^2 以下となる床版厚を設定する。

鉄筋応力は、RC 断面として算出し、曲げひび割れ幅を照査する。

曲げひび割れ幅は、コンクリート標準示方書 2012【設計編：標準】2.3.4²⁾ に準じた。

設計荷重は、道路橋示方書 (H24) に準じた荷重とする。また、部分係数設計法を適用したケースとして、死荷重に対して 1.05、活荷重に対して 1.25 を乗じたケースの検討を行う。

2) 検討の手順

検討の手順を以下に示す。

① 下床版厚の検討

道路橋示方書 (H24) に準じて、箱桁断面の曲げモーメントを算出し、設計荷重作用時のコンクリートの引張応力度が 3.0N/mm^2 以下となる下床版厚を設定する。

② 鉄筋応力度、ひび割れ幅の検討

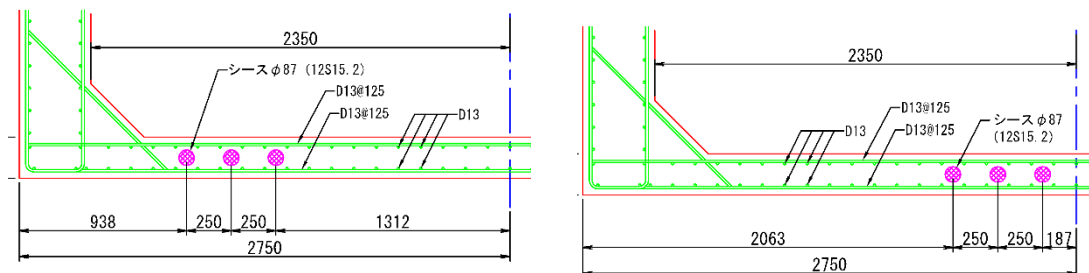
設定した下床版厚の箱桁断面の曲げモーメントを算出し、橋軸直角方向鉄筋の応力度とひび割れ幅を算出する。

3) 検討ケース

検討ケースは表-3.2.15 の 3 ケースとした。

表-3.2.15 検討ケース

検討ケース	腹圧力	PC 鋼材配置
ケース 1	無し	—
ケース 2	有り	ウェブ寄り
ケース 3	有り	下床版中央



ケース 2：ウェブ寄りに PC 鋼材を配置

ケース 3：下床版中央に PC 鋼材を配置

図-3.2.28 鉄筋応力度とひび割れ幅の関係

4) 検討結果

① 下床版厚

道路橋示方書（H24）に準じた各検討ケースについて、箱桁断面の発生曲げモーメントに対してコンクリート断面を全断面有効と仮定して曲げ応力度を算出した。設計荷重時の下床版厚とコンクリートの引張応力度の関係を図-3.2.29～図-3.2.31に示す。

図より設計荷重時の下床版の引張応力度が -3.0N/mm^2 以下となる床版厚は、ケース1：190mm、ケース2：220mm、ケース3：270mmとなる。以降は、各ケースの床版厚で検討を行う。

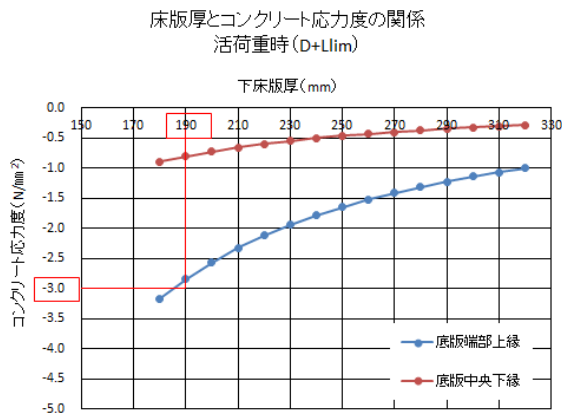


図-3.2.29

ケース1：腹圧無し

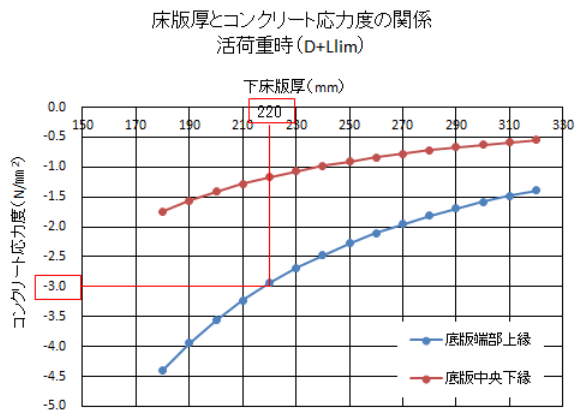


図-3.2.30

ケース2：腹圧有 (PC鋼材ウェブ寄り)

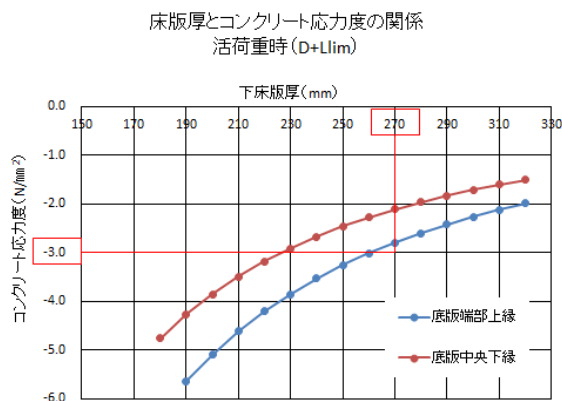


図-3.2.31

ケース3：腹圧有 (PC鋼材下床版中央)

② 下床版の橋軸直角方向の鉄筋応力度と曲げひび割れ幅

各検討ケースの下床版の橋軸直角方向の鉄筋応力度とひび割れ幅を表-3.2.16に示す。
また、表中の鉄筋応力度とひび割れ幅の関係を図-3.2.32に示す。

表-3.2.16 道路橋示方書（H24）荷重係数：死荷重 1.0、活荷重 1.0

検討ケース	配置鉄筋	荷重状態	鉄筋応力 (N/mm ²)		ひび割れ幅 (mm)	
			端部上縁	中央下縁	端部上縁	中央下縁
ケース 1：腹圧なし (床版厚 190mm)	D13 ctc125	死荷重時	39.5	57.7	0.079	0.100
		設計荷重時	129.3	76.4	0.182	0.121
	D16 ctc250	死荷重時	50.3	73.5	0.127	0.164
		設計荷重時	164.6	97.3	0.309	0.202
ケース 2：腹圧有 (PC 鋼材ウェブ寄り) (床版厚 220 mm)	D13 ctc125	死荷重時	73.7	76.1	0.118	0.121
		設計荷重時	147.7	91.5	0.203	0.139
	D16 ctc250	死荷重時	93.8	96.8	0.196	0.201
		設計荷重時	187.8	116.4	0.346	0.232
ケース 3：腹圧有 (PC 鋼材床版中央) (床版厚 270 mm)	D13 ctc125	死荷重時	106.2	137.0	0.155	0.191
		設計荷重時	163.3	148.9	0.221	0.204
	D16 ctc125	死荷重時	69.8	90.0	0.113	0.136
		設計荷重時	107.3	97.8	0.155	0.144

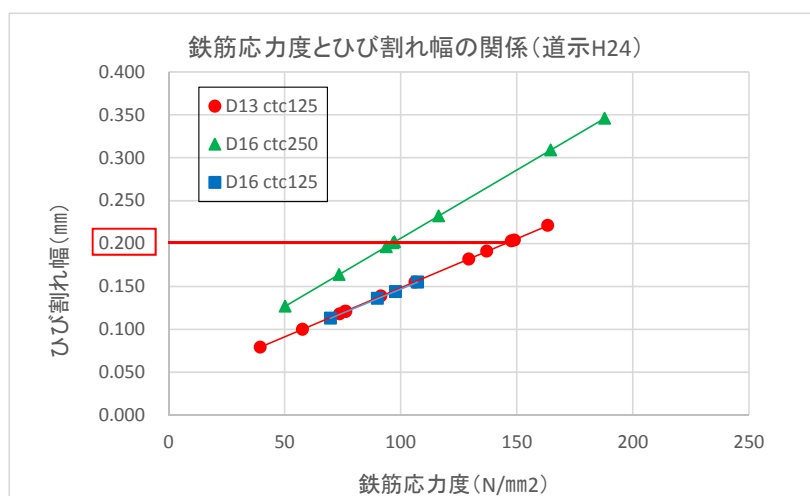


図-3.2.32 鉄筋応力度とひび割れ幅の関係

表-3.2.16、図-3.2.32 より、以下のことがわかる。

- ・配置鉄筋量 (D13、配置間隔 125mm) が同じ場合、PC 鋼材配置をウェブ寄りにしたケース 2の方が、下床版中央に配置したケース 3より、床版厚を 50mm 薄くしても死荷重時、設計荷重時の鉄筋応力度とひび割れ幅は小さい。
- ・鉄筋配置間隔が 125mm の場合は、設計荷重時の鉄筋応力度を 140N/mm² 以下にすれば、ひび割れ幅は 0.2mm 以下となる。
- ・鉄筋配置間隔が 250mm の場合は、死荷重時の鉄筋応力度が 100N/mm² 以下でも、ひび割れ幅は 0.2mm 以上となり、設計荷重時の鉄筋応力が 180N/mm² 以下でも、ひび割れ

幅は 0.3mm 以上となる。

- ・設計荷重時のひび割れ幅を 0.2mm 以下にするためには、鉄筋間隔を 125mm 以下とし、鉄筋応力度を 140N/mm² 以下にすることが有効と考えられる。

③ 部分係数設計法を適用して試算した鉄筋応力度とひび割れ幅

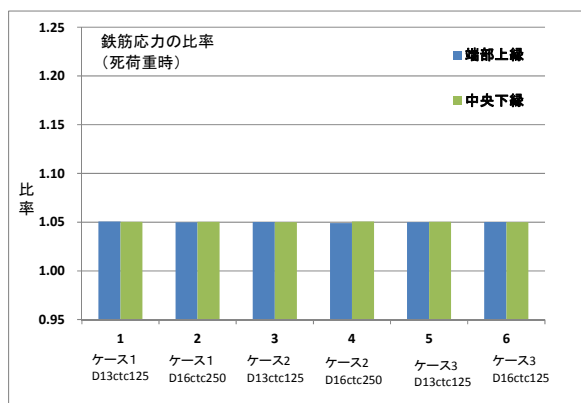
ここでは、H24 道路橋示方書の死荷重と活荷重に対して、荷重が大きくなった場合を想定し、死荷重で 1.05 倍、活荷重で 1.25 倍となった場合の下床版の鉄筋応力度とひび割れ幅の検討結果を表-3.2.17、図-3.2.33 に示す。

下床版の鉄筋応力度とひび割れ幅及びその比率から以下のことがわかる。

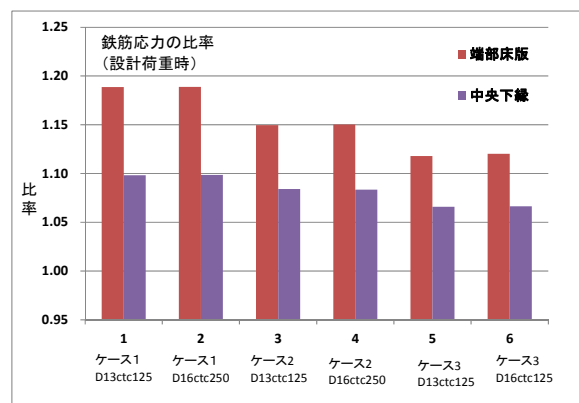
- ・部分係数設計法を適用した場合と H24 道示に準じた場合の鉄筋応力度、ひび割れ幅の比率（（部分係数設計法）/（H24 道示））は、死荷重時では死荷重の割増係数 1.05 とほぼ等しい。
- ・部分係数設計法を適用した場合と H24 道示に準じた場合の設計荷重時の鉄筋応力度の比率は、下床版端部上縁が中央下縁より大きく、その比率は、ケース 1[腹圧なし]（1.19 程度）＞ケース 2[PC 鋼材ウェブ寄り]（1.15 程度）＞ケース 3[PC 鋼材下床版中央]（1.12 程度）の順番になる。
- ・腹圧の影響の大きなケース 3[PC 鋼材下床版中央]では、設計荷重時の床版中央下面の鉄筋応力度の比率（（部分係数設計法）/（道示（H24）））は 1.07 程度である。
- ・設計荷重時の鉄筋応力度、ひび割れ幅は、腹圧力を考慮するケース 2、3 の方が、腹圧力を考慮しないケース 1 より（（部分係数設計法）/（道示（H24）））の割合が小さい。これは、ケース 2、3 では腹圧力などの死荷重による断面力の割合が、活荷重による断面力の割合より大きいため、部分係数設計法による活荷重の荷重係数 1.25 の影響が相対的に小さくなったと考えられる。

表-3.2.17 H24 道示と部分係数設計法の鉄筋応力度、ひび割れ幅の比較

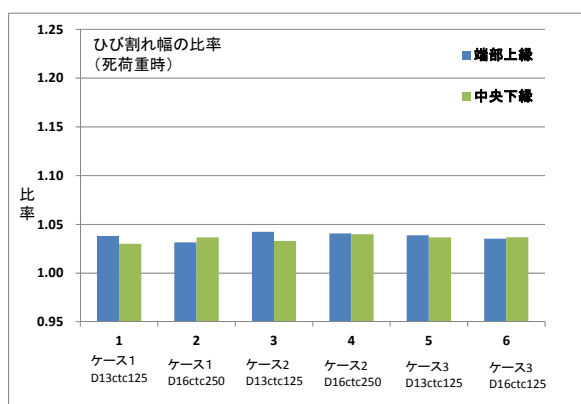
検討ケース	配置鉄筋	荷重状態	H24道示				部分係数設計法				部分係数設計法/H24道示			
			鉄筋応力(N/mm ²)		ひび割れ幅(mm)		鉄筋応力(N/mm ²)		ひび割れ幅(mm)		鉄筋応力(比率)		ひび割れ幅(比率)	
			端部上縁	中央下縁	端部上縁	中央下縁	端部上縁	中央下縁	端部上縁	中央下縁	端部上縁	中央下縁	端部上縁	中央下縁
ケース1: 腹圧なし (床版厚190mm)	D13	死荷重時	39.5	57.7	0.079	0.100	41.5	60.6	0.082	0.103	1.05	1.05	1.04	1.03
		設計荷重時	129.3	76.4	0.182	0.121	153.7	83.9	0.210	0.130	1.19	1.10	1.15	1.07
	D16	死荷重時	50.3	73.5	0.127	0.164	52.8	77.2	0.131	0.170	1.05	1.05	1.03	1.04
		設計荷重時	164.6	97.3	0.309	0.202	195.7	106.9	0.358	0.217	1.19	1.10	1.16	1.07
ケース2: 腹圧あり (PC鋼材ウェブ寄り) (床版厚220mm)	D13	死荷重時	73.7	76.1	0.118	0.121	77.4	79.9	0.123	0.125	1.05	1.05	1.04	1.03
		設計荷重時	147.7	91.5	0.203	0.139	169.8	99.2	0.228	0.147	1.15	1.08	1.12	1.06
	D16	死荷重時	93.8	96.8	0.196	0.201	98.4	101.7	0.204	0.209	1.05	1.05	1.04	1.04
		設計荷重時	187.8	116.4	0.346	0.232	216.0	126.1	0.391	0.246	1.15	1.08	1.13	1.06
ケース3: 腹圧あり (PC鋼材床版中央) (床版厚270mm)	D13	死荷重時	106.2	137.0	0.155	0.191	111.5	143.9	0.161	0.198	1.05	1.05	1.04	1.04
		設計荷重時	163.6	148.9	0.221	0.204	182.9	158.7	0.243	0.215	1.12	1.07	1.10	1.05
	D16	死荷重時	69.8	90.0	0.113	0.136	73.3	94.5	0.117	0.141	1.05	1.05	1.04	1.04
		設計荷重時	107.3	97.8	0.155	0.144	120.2	104.3	0.170	0.152	1.12	1.07	1.10	1.06



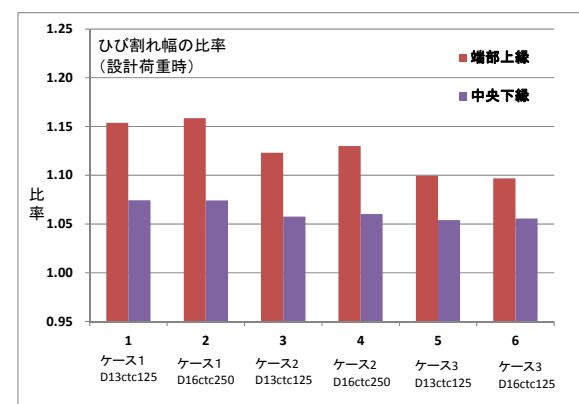
(1) 鉄筋応力度の比率 (死荷重時)



(2) 鉄筋応力度の比率 (設計荷重時)



(3) ひび割れ幅の比率 (死荷重時)



(4) ひび割れ幅の比率 (設計荷重時)

図-3. 2. 33 H24 道示と部分係数設計法の鉄筋応力度、ひび割れ幅の比較

3.2.4 ひび割れの発生を抑制する対策案

本章では、初回点検結果を基に、ポステン箱桁橋の「主桁下面の橋軸方向ひび割れ」に対して要因を分析した結果、構造的な要因としては、腹圧力の影響が疑われる橋梁が多かった。変状要因が腹圧力と想定される橋梁について設計図書等を調査した結果、これまでの技術基準では箱桁下床版に対する腹圧力の考慮について明確な記述となっていないこともあり、設計者の判断により鉛直方向の腹圧力の考慮の有無にばらつきがあることがわかった。さらに、実績での変状の有無と配置された鉄筋の応力度の相関を確認したところ、高い相関が確認された。

次に、ポステン箱桁橋の下床版に着目して、構造的条件（PC 鋼材緊張力、PC 鋼材配置、鉄筋配置、下床版支間等）による腹圧力の影響を解析的に分析した結果、腹圧力を増加させる要因として、下床版の PC 鋼材の配置位置や PC 鋼材の本数の影響が、他の要因より大きいことがわかった。

以上より、「主桁下面の橋軸方向ひび割れ」の発生を抑制する対策として、「腹圧力を低減する対策」と「補強鉄筋による対策」が有効であると考えられる。

【腹圧力を低減する対策】

- ・桁高変化がある箱桁断面の下床版に PC 鋼材を配置する場合は、できるだけウェブ近傍に配置し、下床版支間中央部には配置しない。
- ・下床版に PC 鋼材を配置する場合には、PC 鋼材の本数はできるだけ少なくする。ただし、構造的なりダンダンシーが低下することには留意が必要となる。

【補強鉄筋による対策】

- ・実績での変状の有無と配置されている鉄筋に生じる応力度の相関を確認したところ、高い相関があり、ひび割れの発生限界は、鉄筋応力度で $120\text{N/mm}^2 \sim 140\text{N/mm}^2$ 程度で確認されたことより、H24 道示に準じる場合には、鉄筋応力度を 140N/mm^2 （部分係数設計法を適用して荷重係数を死荷重 1.05、活荷重 1.25 を考慮した場合は、 160N/mm^2 ）程度に制限することにより、変状を抑制することが期待できると考えられる。
- ・鉄筋に生じる応力度とひび割れ幅を試算した結果、ひび割れ幅を抑制するためには、鉄筋応力度を 140N/mm^2 程度に抑えるとともに、鉄筋の配置間隔を 125mm にするなど、配置間隔を小さくすることが有効と考えられる。

なお、ポステン箱桁の「主桁下面の橋軸方向ひび割れ」の発生要因としては、乾燥収縮や温度等も想定されるので、上記の対策の実施がひび割れを発生させないことを保証するものではないが、PC 鋼材の腹圧力に対して、下床版の形状変更なしに PC 鋼材配置の変更

や鉄筋応力度の低減等の対策を行うことで、ひび割れ発生リスクの低減が期待できる。

【3.2 の参考文献】

- 1) AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012
- 2) 2012 年制定 コンクリート標準示方書[設計編], 公益社団法人 土木学会, 2012

3.3 実橋における施工時挙動計測と再現解析

初期変状（ひび割れ）は、打継目の「外部拘束」、マスコンクリート部材での水和熱にともなう「内部拘束」、架設地の気象変動等の「環境条件」、養生期間等の「施工条件」などの単独の要因によって生じるわけではなく、それらが複合して初期変状につながっていることが考えられる。このため、表-3.3.1 に示す張出し架設により施工された橋梁に対して、施工時における温度応力や外部拘束によるひずみの計測を行い、設計上の仮定との乖離について検証した。

なお実橋計測は、平成 25～26 年度に実施しており、計測の詳細は、報告書（その 1）¹⁰⁾ にも記載されているため、そちらも参照されたい。

3.3.1 実橋における施工時挙動計測

(1) 実橋計測内容及び計測箇所

以下に計測を実施した橋梁の概要（表-3.3.1）と計測項目、検証内容（表-3.3.2）を示す。

表-3.3.1 計測橋梁の架設方法

橋梁名	架設方法	構造形式	計測時期
B橋	張出し架設	PC4径間連続ラーメン1（～2）室箱桁 (※計測対象は1室箱桁区間)	H26.09～H27.02

※平成 25～26 年度に実施した実橋計測は、B 橋に加えて支保工架設により施工された A 橋についても実施している。A 橋の詳細については、報告書（その 1）¹⁰⁾ を参照のこと

表-3.3.2 計測項目と検証内容

橋梁名 (架設方法)	計測項目	検証内容
B橋 (張出し架設)	コンクリート温度 施工打継目の鉄筋ひずみ 主桁上下縁の鉄筋ひずみ ウェブのコンクリートひずみ	実施工における挙動と設計での 仮定との乖離について、計測値 と解析結果を比較することで検 証する

※平成 25～26 年度に実施した実橋計測は、B 橋に加えて支保工架設により施工された A 橋についても実施している。A 橋の詳細については、報告書（その 1）¹⁰⁾ を参照のこと

1) B 橋の施工概要及び計測内容

以下に計測検討対象である B 橋（張出し架設）の施工概要及び計測内容を示す。

1-1) 施工概要

実橋の状況と設計計算における仮定の違いを検証するために、主桁内の鉄筋ひずみ、ウェブ側面のコンクリートひずみ、施工ブロック目地の目地開きについて計測を実施した。

計測対象橋梁の概要は表-3.3.1 のとおりである。

計測対象区間とした A1～P1 径間は、P1 柱頭部から移動作業車によって張出し架設工法で施工された区間である。当該区間の張出し架設部分は、図-3.3.1 に示すとおり 10 ブロックに分割されて施工されている。また、架設時の主な施工イベント日時（移動作業車の移動日、コンクリート打設日、PC 鋼材の緊張日）を、表-3.3.3 に示す。なお、全体一般図は、図-3.3.2 のとおりである。

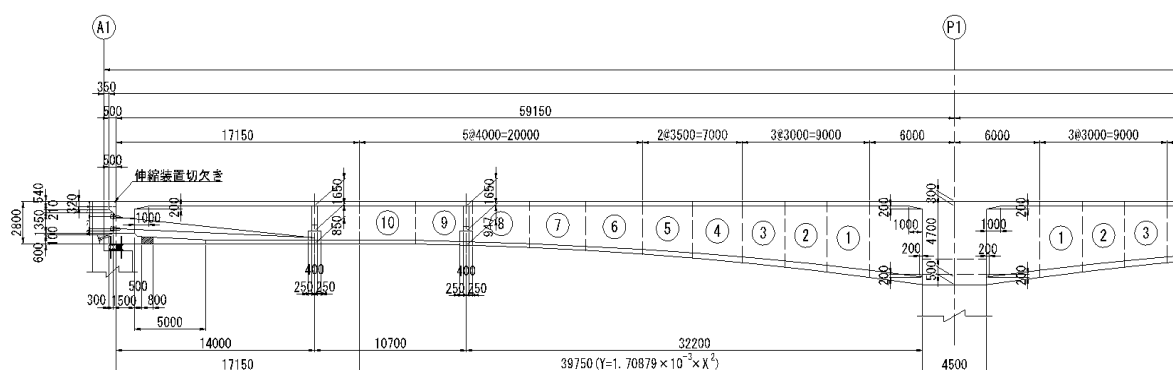


図-3.3.1 施工ブロック割り

表-3.3.3 P1張出しの施イベント日付

	移動作業車前進	生コン打設	PC 鋼材緊張
第1ブロック			
第2ブロック	9/12 PM	9/22 AM	9/24 AM
第3ブロック	9/24 PM	10/01 AM	10/03 AM
第4ブロック	10/03 PM	10/09 AM	10/11 AM
第5ブロック	10/11 PM	10/17 AM	10/20 AM
第6ブロック	10/20 PM	10/24 AM	10/27 AM
第7ブロック	10/27 PM	11/02 AM	11/05 AM
第8ブロック	11/05 PM	11/10 AM	11/12 AM
第9ブロック	11/12 PM	11/18 AM	11/20 AM
第10ブロック	11/20 PM	11/26 AM	11/28 AM

1-2) 計測箇所及び計測内容

各施工段階で主桁に生じる応力とコンクリートの硬化熱等で蓄積される初期応力がどの程度であるかを確認するために、張出し架設での各ブロックの移動作業車移動（前進）時、生コン打設時、及び PC 鋼材緊張時の鉄筋ひずみとコンクリート温度の連続計測を実施した。

計測箇所は、図-3.3.3 に示すように、架設時の斜引張応力度が大きくなる第 2 ブロック（せん断力は最大ではないが、桁高・ウェブ厚との兼ね合いがあるため）と、自重による下縁引張応力度が最大になる第 10 ブロックとしている。また、計測期間は、A1-P1 間の張出し施工期間である約 3 ヶ月間（平成 26 年 9 月下旬～12 月下旬）とし、計測インターバルは 1 時間間隔とした。

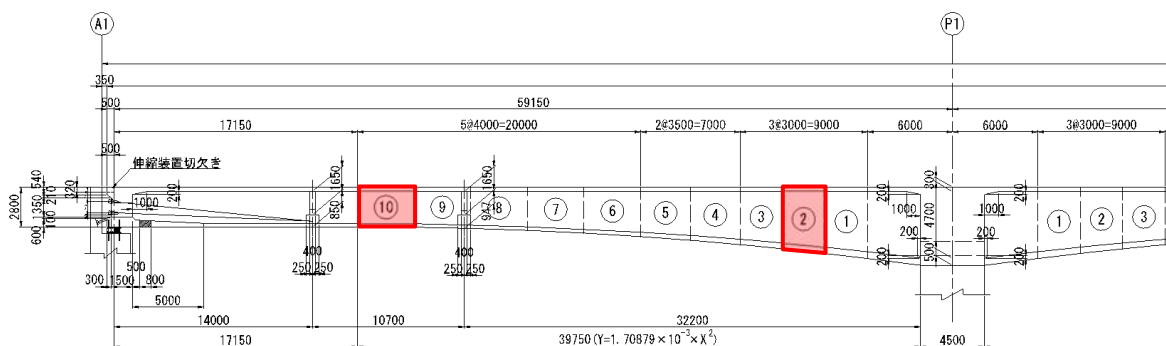


図-3.3.3 施工ブロック割り

計測対象ブロックとした第 2 ブロックと第 10 ブロックの、計測センサ（ゲージ・熱電対・変位計）の設置概要を図-3.3.4～図-3.3.9 に示す。新ブロック側の打継ぎ部については、旧ブロックに拘束される直角方向（張出し方向）を主な計測対象とし、新ブロックの先端側については橋軸方向も計測した。また、張出床版先端部の新旧コンクリートの打継ぎ目地にはパイ型変位計を設置し、目地開き（ひび割れ）が生じた場合の目地幅を計測した。

(a) 上床版部

(b) 断面内・ウェブ内側面

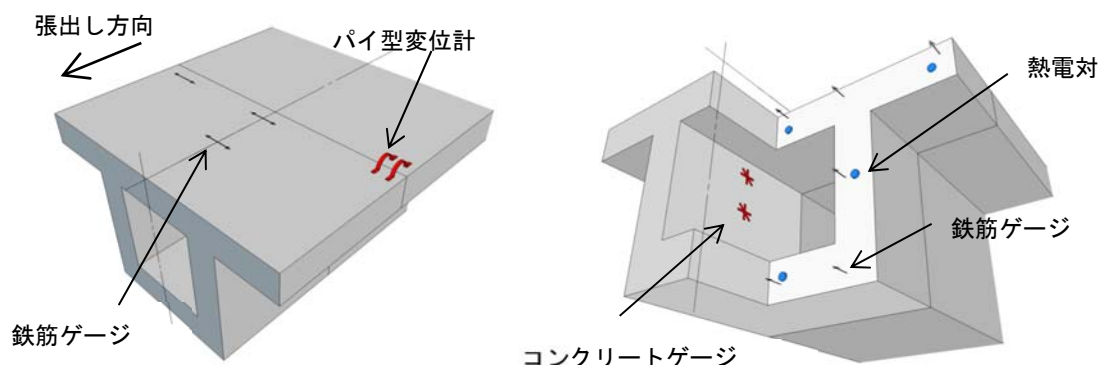


図-3.3.4 ゲージ・熱電対・変位計の設置概要

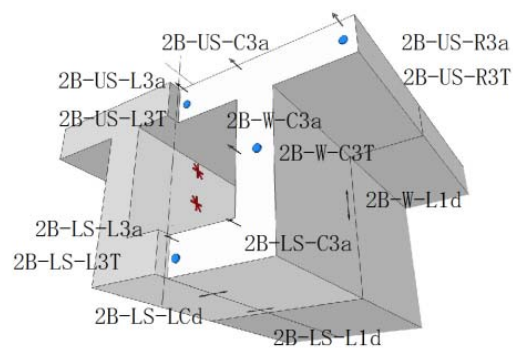


図-3.3.5 計測センサ名称及び設置箇所（第2ブロック）

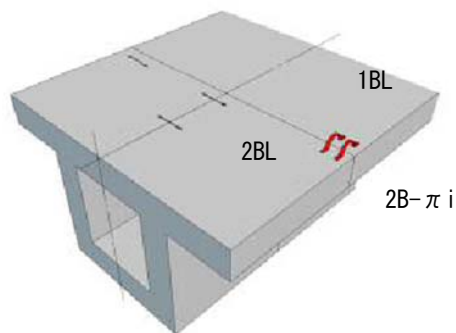


図-3.3.6 計測センサ名称及び設置箇所（パイ型変位計）

各断面の鉄筋ひずみやコンクリート温度等の計測箇所数とチャンネル数の集計を表-3.3.4に示す。

表-3.3.4 計測箇所数（チャンネル数）

計測項目	センサ	計測箇所数（チャンネル数）			備考
		第10 ブロック	第2 ブロック	合計	
鉄筋ひずみ	ひずみ計	8 (16)	12 (24)	20 (40)	1本の両面
コンクリートひずみ	ひずみ計	2 (6)	2 (6)	4 (12)	3軸ゲージ
コンクリート温度	熱電対	4 (4)	4 (4)	8 (8)	
目地開き	パイ型変位計	2 (2)	2 (2)	4 (4)	
合計		16 (28)	20 (36)	36 (64)	

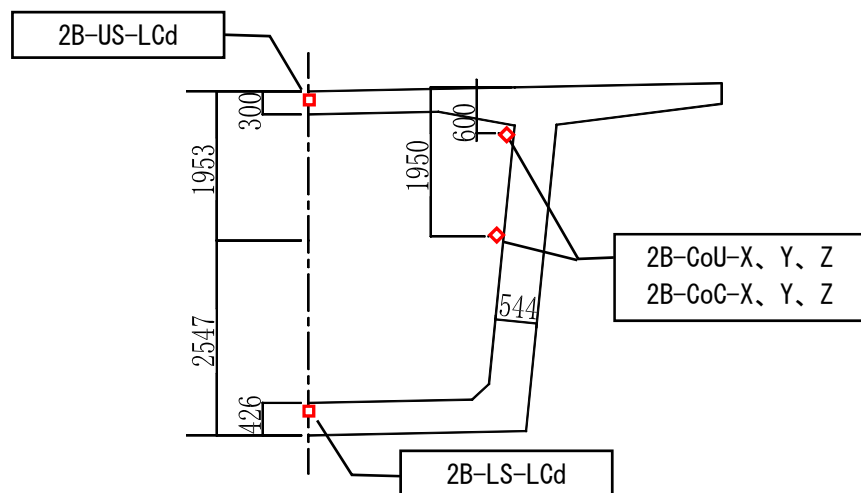


図-3.3.7 第2ブロック中央の計測センサ名称及び設置箇所

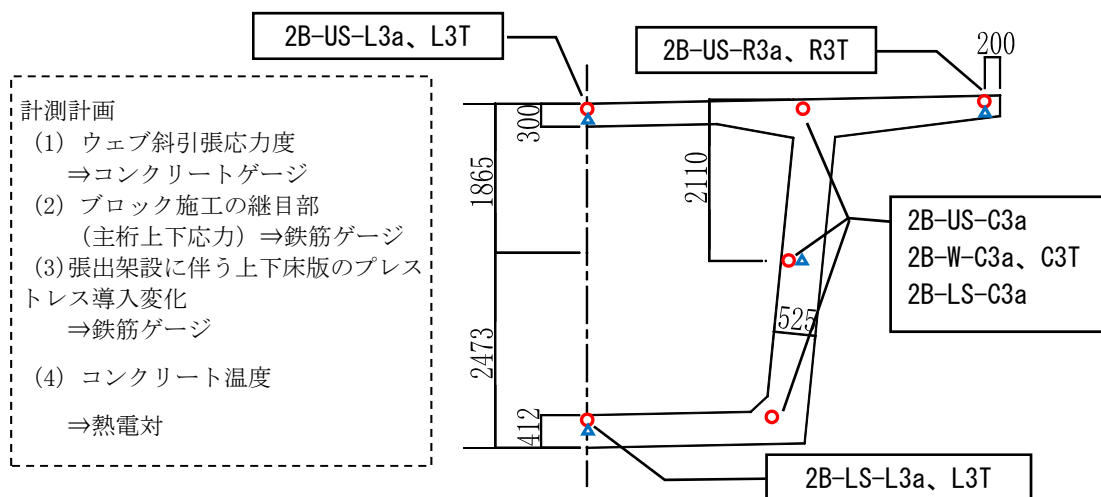


図-3.3.8 第2ブロック先端の計測センサ名称及び設置箇所

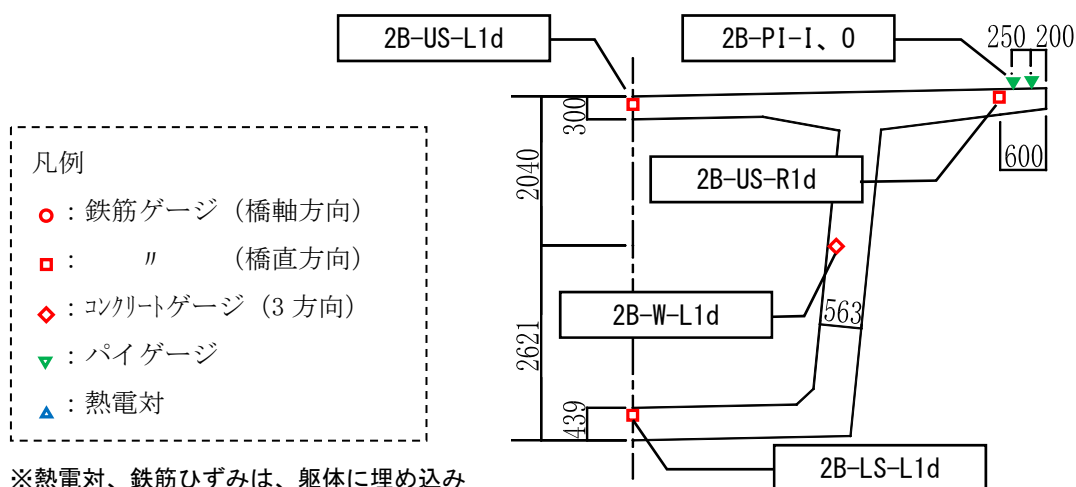


図-3.3.9 第2ブロック付根の計測センサ名称及び設置箇所

(2) 計測結果及び設計計算等との比較

1) 張出し架設の計測結果及び設計計算との比較

① 主桁上下縁軸方向応力度

張出し架設中の主桁上下縁のコンクリート応力度と設計値($\sigma_U \cdot \sigma_L$)との比較結果を、**図-3.3.10**に示す。ここで、コンクリート応力度は、**図-3.3.8**に示した鉄筋ゲージ（第2ブロックの先端寄りのUS-L3a、LS-L3a、US-C3a、LS-C3a）の計測値（2面貼ったゲージの平均）から、鉄筋コンクリートのヤング係数比を $n=7$ （設計値相当の E_s/E_c ）と仮定して算出している。

図-3.3.10により、実橋の応力状態はLS-L3aを除き概ね設計値どおりであり、設計値と実測値が概ね一致していることがわかる。設計値は、段階施工にともなう自重や施工重機荷重、逐次導入されるプレストレス力等による影響を考慮して算出された応力度であり、これらの荷重の影響が生じる施工段階（自重が作用する移動作業車移動時やプレストレスが導入されるPC鋼材の緊張時）での挙動は、実測値と設計値はよく整合しているといえる。

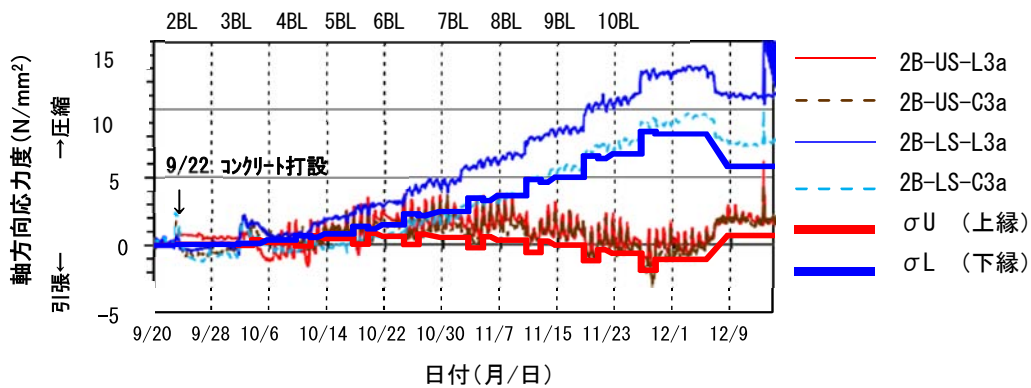


図-3.3.10 主桁上下縁のコンクリート応力度

また、第2ブロックのコンクリート打設直後の主桁上下縁のコンクリート応力度の時系変化を**図-3.3.11**（**図-3.3.10**の第2ブロック打設日近傍を拡大したもの）に示す。**図-3.3.11**より、第2ブロックのコンクリート打設日（9/22）から間もない2日後（9/24）には引張応力が計測されていることがわかる。この引張応力が発生した時点では、コンクリートはまだ十分に硬化していないと考えられる。打設後間もないコンクリートが低強度状態で引張応力が発生していることになるため、この時点のひび割れ発生リスクは、その後の引張応力の変動が少ない（0～2N/mm²の間）ことから、その後の状態に比べ比較的高い状態であったと考えられる。

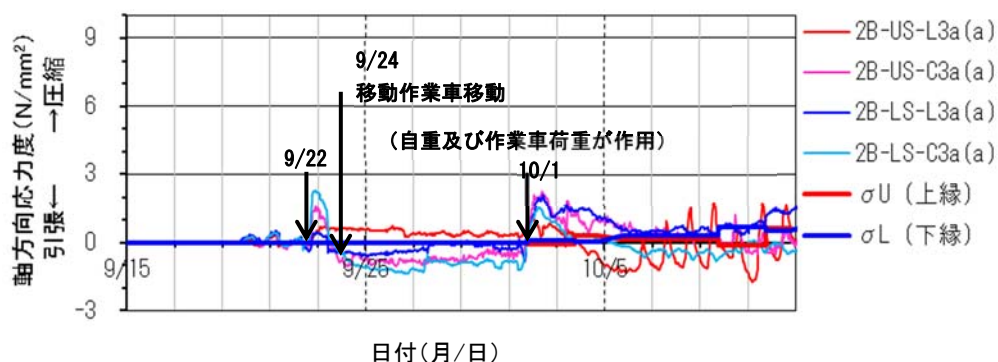


図-3.3.11 施工初期段階の主桁上下縁のコンクリート応力度

また、図-3.3.11に示す第2ブロックの主桁上縁応力から、隣接する第3ブロック打設後のコンクリート水和熱による温度差の影響と考えられる応力変動 (3N/mm^2 程度) が生じていることがわかる。図-3.3.10をみると主桁上縁側の計測箇所では、施工イベントに関わらず、 3N/mm^2 程度の日変動が生じている。これは直射日光で上床版が暖められ、ウェブとの温度差が生じたことにより、上床版とウェブの温度膨張に差が生じることで応力変動が生じたものと推測される。この影響は、最終第10ブロック施工段階まで施工中継続的に発生している。以上からも、水和熱や日射による温度差が応力変動に与える影響は大きい可能性が高い。これら温度差による影響は、部材寸法やコンクリート配合、外気温等の環境条件等の差異により変動するため、これらの差異が与える影響の程度についても検討する必要がある。

② 斜引張応力度

張出し架設中のウェブの斜引張応力度の計測値と設計値 (σ_I) との比較結果を、図-3.3.12に示す。

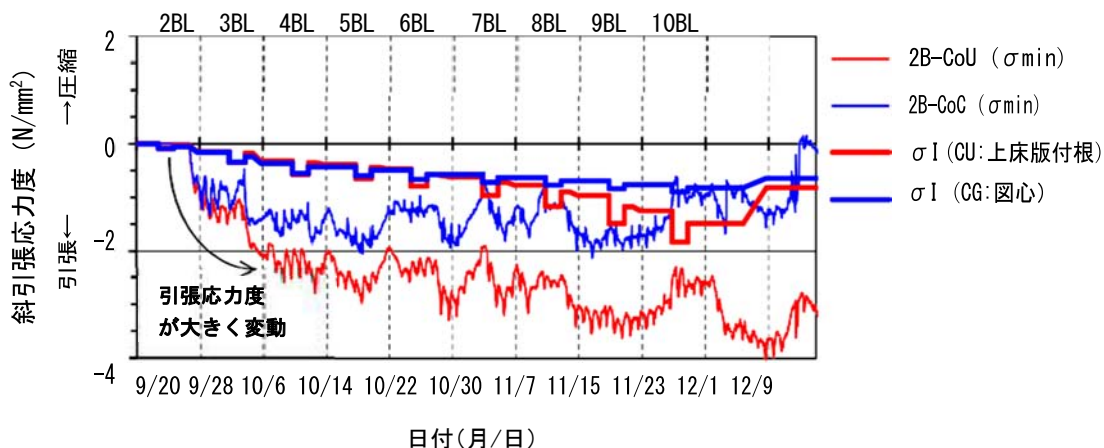


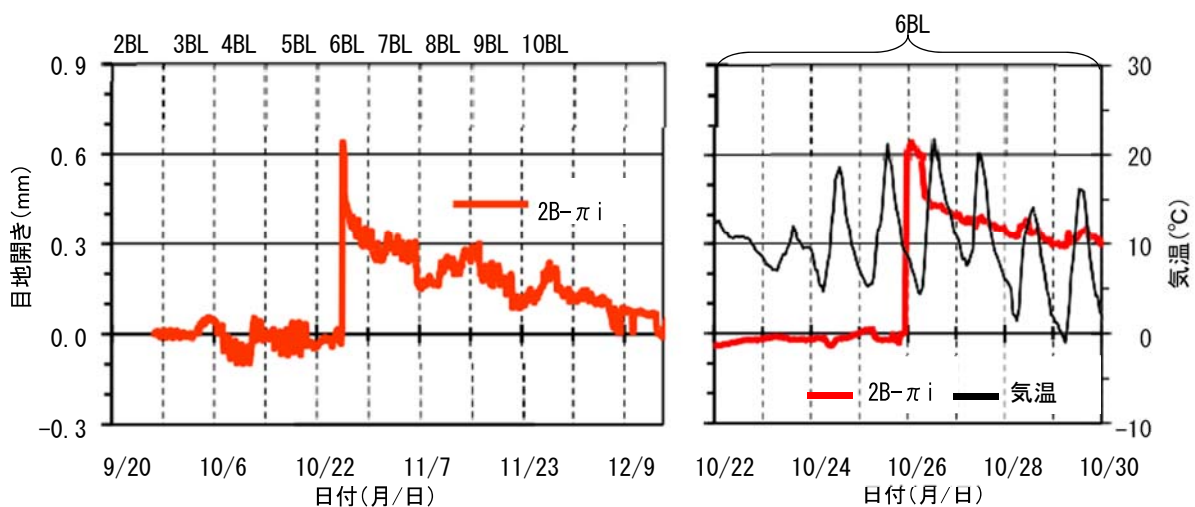
図-3.3.12 ウェブの斜引張応力度

ここで、張出し架設中のウェブ内側の斜引張応力度は、3 方向（水平・鉛直・ 45° ）のコンクリートゲージ（2B-CoUおよび2B-CoC）の計測値（コンクリート表面ひずみ）から推定している。図-3.3.12 をみると、計測値の第3～第5ブロック施工時の応力度の増加割合が設計値より大きい。しかし、その後の推移は設計値と同程度に落ち着いていることがわかる。初期の応力度の増加割合が大きくなった原因としては、箱桁横方向曲げの付加、ハンチ隅角部近傍で応力流れの乱れ、計測機器の誤作動による計測エラーなどが考えられる。

③ 打継目地開き

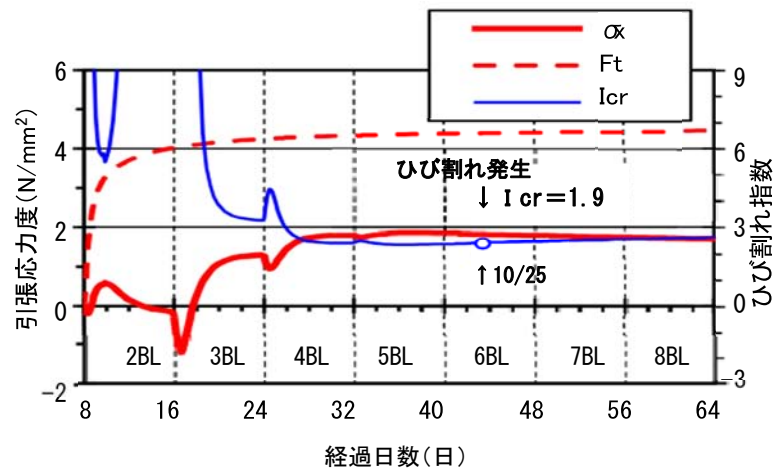
図-3.3.6に示した箇所に設置したパイ型変位計の計測結果を図-3.3.13に示す。図-3.3.13をみると、第6ブロックのコンクリートを打設した翌日（10月25日）の深夜に 0.6mm の目地開きが生じていることがわかる。また、片持ち床版先端寄りに発生する橋軸方向引張の温度応力解析結果（発生応力度： σ_x 、引張強度： F_t 、ひび割れ指数： I_{cr} ）を図-3.3.14に示す。この目地開き（ひび割れ）が計測された時点の当該箇所の温度応力解析でのひび割れ指数は $I_{cr}=1.9$ で、目地開きが起こる確率は小さい（ $P=4.4\%$ ）が、実際にはひび割れが生じている。この目地開き（ひび割れ）が計測されたタイミングは、コンクリート荷重によって主桁上縁に引張応力が発生し、また外気温が下がったタイミングであり、コンクリート部材間の温度差の影響で引張応力が発生したものと推定され、このように幾つかの要因が複合してひび割れが発生した（目地が開いた）ものと考えられる。

なお、このひび割れ（目地開き）は、図-3.3.13からもわかるように、張出し施工の進捗にともなうプレストレスの導入とともに徐々に閉塞していき、最終的には、目地開き量はゼロとなっていることが確認されている。



(a) 全計測期間（第2ブロック～第10ブロック） (b) 第6ブロック施工期間

図-3.3.13 目地開き量



※温度応力解析条件等の詳細は報告書（その1）¹⁰⁾を参照

図-3.3.14 温度応力解析結果

2) まとめ

実橋計測と設計値とを比較した結果を以下に示す。ここで、設計値には、施工段階ごとに变化する張出し時の自重、プレストレス力、機械荷重の移動などの影響について考慮している。ただし、温度変化（温度差）による影響（温度応力）については考慮していない。

- ・ 計測値と設計値の日変動等を除く大きな傾向は概ね似た傾向を示していることを確認した。したがって、設計値は、張出し架設時の自重やプレストレス、施工機械荷重移動等の施工イベント（施工中に作用する荷重）による応力変動の影響を概ね再現できていることを確認した。したがって、荷重の影響についての考慮については、設計計算（はりモデル）で問題がないと考えられる。
- ・ 気温の日変動（日射等による温度差）や水和熱等による温度の影響により、発生応力が無視できないレベル（ 3N/mm^2 程度）で変動している。したがって、張出し架設時の自重やプレストレス、施工機械荷重移動等の施工イベントの影響を考慮することに加えて、コンクリートの温度変化（温度差）の影響についても精度よく把握し、その影響を考慮することがひび割れリスクを低減するうえで重要と考えられる。
- ・ 温度変化（温度差）の影響については、部材寸法やコンクリート配合、外気温等の環境条件の差異により変動するため、コンクリートの温度変化（温度差）の影響を精度よく把握するためには、これらの差異が与える影響の程度について検討する必要がある。

- ・ 実橋においてひび割れが発生したタイミングは、自重および施工時荷重による引張応力が生じるタイミングと温度降下のタイミングが重なった時であった。温度応力解析結果から、このひび割れが発生した時点の温度変化（温度差）の影響のみでひび割れが発生する可能性は低いことも確認している。しかし、実際にはひび割れは生じており、このように複合的な要因が重なるとひび割れ発生リスクが大きくなり、ひび割れが発生する可能性があることを確認した。

以上より、施工段階に作用する荷重（自重やプレストレス、施工機械荷重等）の影響と、コンクリート部材間の温度差の影響の組合せによって、それが初期変状（ひび割れ）の発生に与える影響が大きいといえる。また、これらの要因それぞれ単独のみでは、初期変状リスクは小さくてもこれらの要因による影響が重なるとひび割れが生じる可能性があることがわかった。従って、施工時のひび割れ発生リスクの低減策の検討においては、少なくとも荷重の影響と温度差の影響を組合せた（重合わせた）場合の影響について確認しておく必要があると考えられる。さらには、供用後初期段階で発生するひび割れは、施工時の要因による残留応力と供用後に載荷される荷重による増加応力が組み合わされることで発生リスクが高まると考えられるため、この観点からも施工時のリスクをできるだけ低減しておくことが重要となる。

なお、コンクリート部材間の温度差の影響は、部材寸法やコンクリート配合、外気温等の環境条件等の差異により変動するため、精度よく把握するためには、これらの差異が与える影響の程度について検討する必要がある。

3.3.2 施工時の架設手順及び温度状態を考慮した再現解析

3.3.1 に示した実橋計測と設計計算の比較結果より、架設時荷重（自重、プレストレス導入、機械荷重）による応力変動に加えて、コンクリート部材間の温度差の影響による応力変動がひび割れ発生に与える影響が大きいことがわかった。よって、ここでは、この両方の影響の同時性を考慮した再現解析を実施し、架設時荷重の影響と温度変化（温度差）の影響が組合わさった（重ね合わさった）場合の影響について確認を行い、各施工段階で生じるひび割れ発生リスクについて検討する。

(1) 再現解析で考慮する影響

本項で実施する再現解析には、以下に示す項目を考慮する。

- ① 施工イベント（コンクリート打設リフト（自重）、プレストレス導入、機械荷重の載荷と除去等）を考慮し、実橋の施工工程にあわせた段階的な応力・挙動変化を考慮する。
- ② 新旧コンクリートの材齢差によるクリープ・乾燥収縮の影響を考慮する。
- ③ 実橋のセメント種類等のコンクリート配合によるコンクリートの発熱、強度及び剛性の時系変化の影響を考慮する。
- ④ 新旧コンクリートの材齢差にともなう温度差や拘束、養生に伴う熱伝達の影響を考慮する。
- ⑤ 環境条件による温度変化の影響として、外気温には、日振幅及び年振幅を考慮する。
- ⑥ 上記①～⑤の同時性を考慮する

なお、3.3.1 で示したとおり、本共同研究では、実橋で計測されたひずみ等の計測値にコンクリート部材間の温度差が与える影響を検証するために、上述の②、③、④を考慮した再現解析（温度応力解析）を実施している。その詳細については、報告書（その1）¹⁰⁾に記載されている。ここでの再現解析では、上述の②、③、④に加えて、①、⑤、⑥を考慮して実施しているが、報告書（その1）¹⁰⁾で実施した再現解析（温度解析）とここでの再現解析の相違点も含め、解析条件を表-3.3.5に示す。

表-3.3.5 解析条件

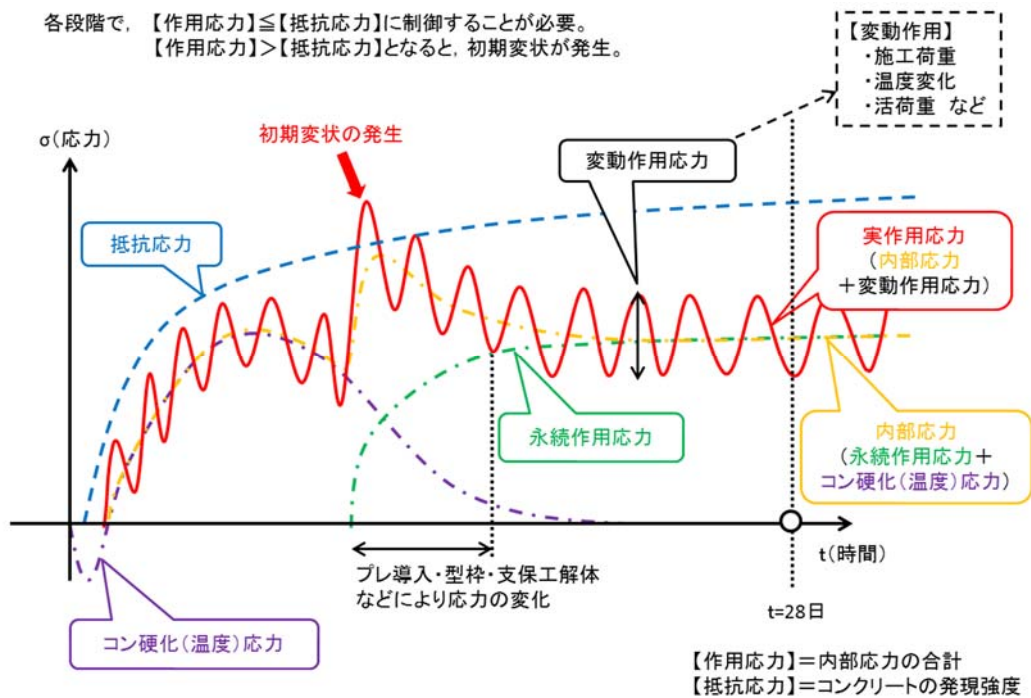
		共同研究報告書 (その1)	共同研究報告書 (その2)
解析内容		温度解析	温度解析+架設時応力解析
解析モデル		同右	有限要素法を用いた3次元 立体温度解析
温度 変 化	打込温度 (初期温度)	同右	リフト別に設定
	外温度	気象庁の過去の近隣 観測所記録(一定温 度)	気象庁観測データの過去10年間を 基に平均気温、年振幅、日振幅を考 慮した現地観測の気温変化
荷 重	自重	未考慮	考慮(施工イベントを反映)
	施工時荷重 (移動作業車)	未考慮	考慮(施工イベントを反映)
	P C鋼材緊張	未考慮	考慮(施工イベントを反映)
温度上昇特性		同右	コンクリート標準示方書 ⁵⁾ (材齢に応じた式)
クリープ		同右	コンクリート標準示方書 ⁵⁾ (材齢に応じた式)
乾燥収縮		同右	マスコンクリートのひび割れ 制御指針 ⁶⁾ (材齢に応じた式)
ヤング係数		同右	マスコンクリートのひび割れ 制御指針 ⁶⁾ (材齢に応じた式)
施工イベント		同右	実橋施工ステップ及び 施工工程を考慮

※太字箇所は相違点を示す。

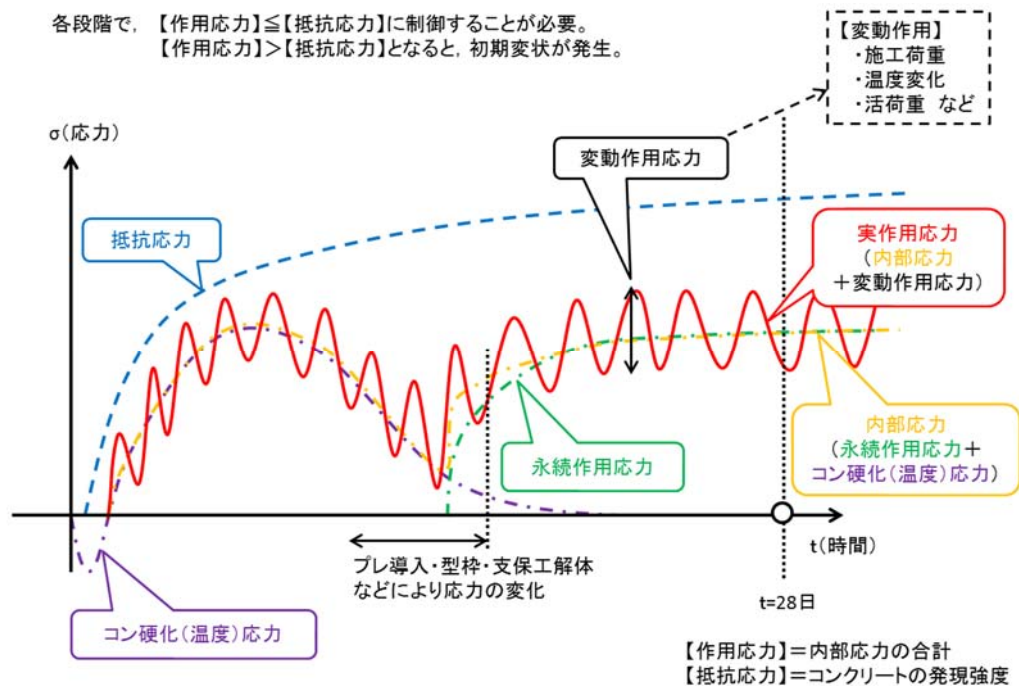
(2) 再現解析の対象橋梁

3.3.1 で記載したとおり実橋計測は、支保工架設により施工された A 橋及び張出し架設により施工された B 橋を対象に実施している。しかし、ここで実施する架設時荷重の影響と温度変化（温度差）の影響の同時性を考慮した再現解析を行う対象橋梁は、3.3.1 に示す張出し架設により施工された B 橋とした。理由は以下のとおりである。

- ① 張出し架設は、自重や移動作業車の移動により施工時荷重が変化し、施工ブロックの応力状態やひずみが逐次変化していくため、施工時の荷重による影響が支保工架設に比べて大きく、検討の必要性が高いと考えられる。また、張出し架設は、支保工架設に比べて、一般に打継ぎ目が多くなるため、旧コンクリートにより新コンクリートが拘束される影響（新旧コンクリートの温度差や乾燥収縮等の影響）を受けやすく、初期変状発生リスクが高いと考えられる。
- ② 支保工架設では、張出し架設に比べて自重作用（支保工解体）やプレストレスの導入などの施工イベント（荷重作用）の回数が少ない。さらに、一般的にはこれらの施工イベント実施時期までのコンクリート養生期間は、張出し架設に比べて長く確保されるため、コンクリートの水和熱はピークを越えて下がっており、コンクリートの発現強度は大きくなっていることが多い。したがって、支保工架設での、施工イベント時のコンクリートの水和熱による温度変化（温度差）の影響は小さく、施工時荷重との同時性が初期変状発生リスクに与える影響は小さいと考えられる。（図-3.3.15参照）



(a) 施イベント実施時までの養生期間が短い場合



(b) 施イベント実施時までの養生期間が長い場合

図-3.3.15 PC橋の作用力と抵抗力の関係イメージ (概念図)

(3) 再現解析検討条件

再現解析における検討条件を以下に示す。

1) 解析対象橋梁及び解析手法

再現解析対象区間は、実橋計測を実施した B 橋（PC4 径間連続ラーメン橋）の A1-P1 間（図-3.3.16）とした。解析には、コンクリート材料の物性値（ヤング率、圧縮強度等）の時系変化を考慮している。そのうえで、架設時荷重（自重、プレストレス導入、機械荷重）の影響による各施工段階（張出しブロック毎）の応力等の状態を線形 FEM 解析（構造解析）により求めるとともに、温度変化（温度差）の影響による応力等の状態を温度応力 FEM 解析（温度解析）により算出している。そして、同時刻の両者の応答値を重合わせることで、架設時荷重及び温度変化（温度差）による影響の同時性を考慮している。

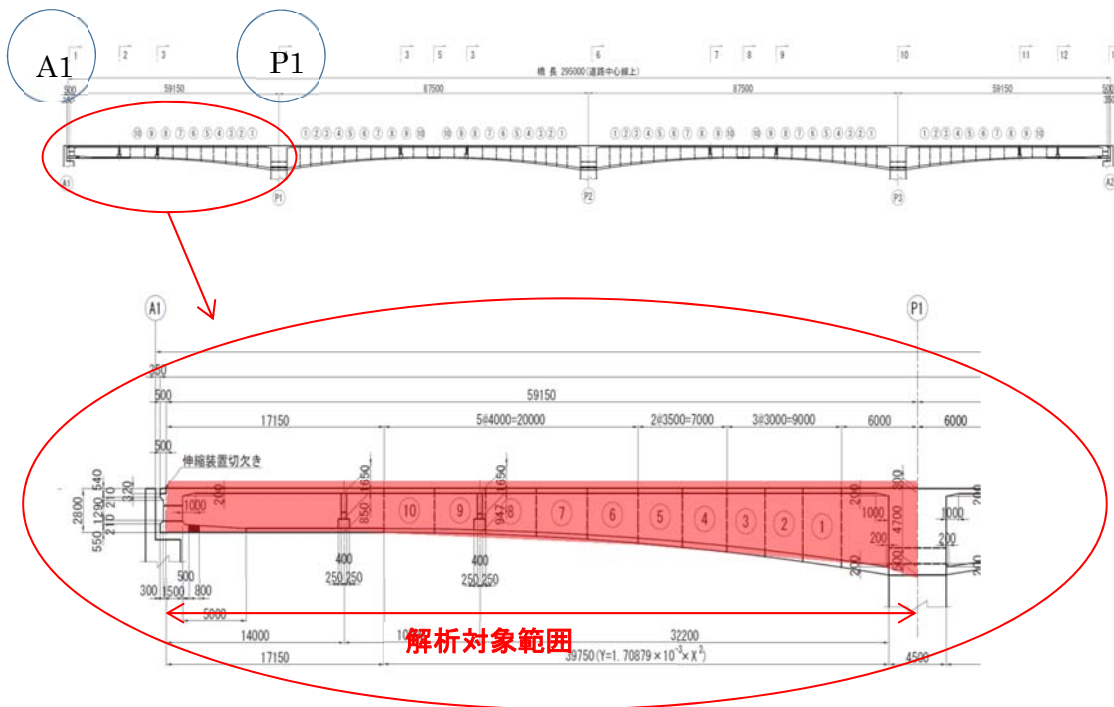


図-3.3.16 B橋解析対象範囲

2) 解析に用いたプログラム

解析には、有限要素法による 3 次元立体温度解析プログラムとして、外気温の時系変化を考慮した温度解析に、材齢変化に応じたコンクリートの強度・クリープ・乾燥収縮等の影響、さらに自重・プレストレス力・施工時荷重の影響を考慮した時系変化（施工イベント）を考慮できる応力解析プログラムを用いた。

3) 解析モデル

解析モデルは、P1 柱頭部（中央）から A1 までを解析対象とし、主桁断面形状は左右対称であるため、橋軸直角方向を 1/2 対称モデルとする（図-3.3.17 参照、図-3.3.18 参照）。

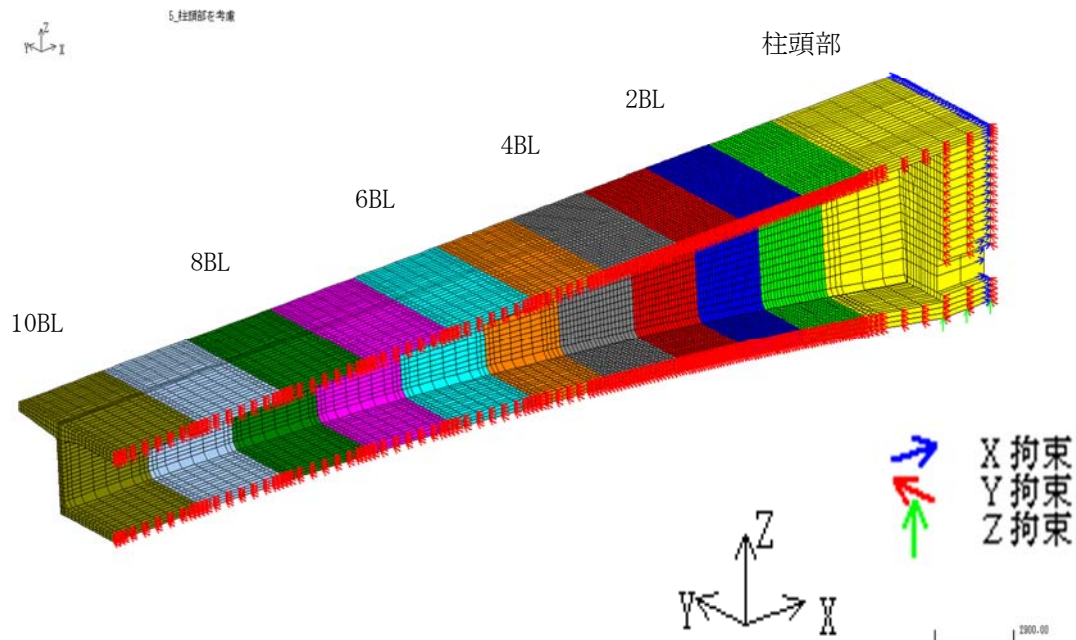


図-3.3.17 B橋解析モデル（全体形状図）

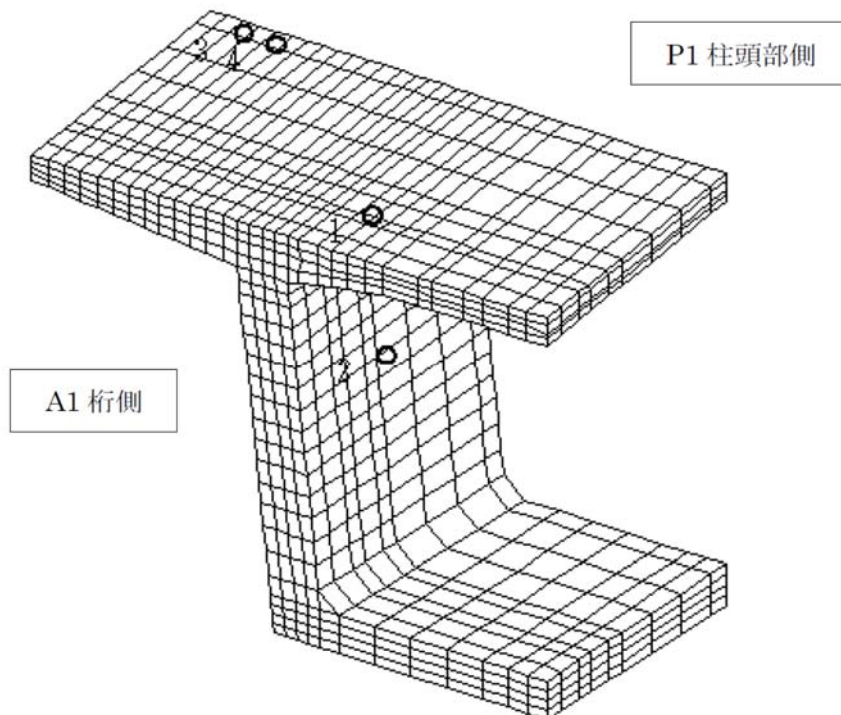


図-3.3.18 B橋解析モデル（主桁断面形状）

4) 境界条件

① 温度解析における境界条件

熱伝達境界及び熱伝達率は、コンクリート標準示方書⁵⁾を参考に、表-3.3.6に示す設定とした。図-3.3.19（熱伝達境界面の色は表-3.3.6に対応）に設定状況を示す。

表-3.3.6 B橋の熱伝達境界

	境界の色	熱伝達率 (W/m ² ℃)	外部温度 (℃)
床版上面	赤	材齢2日まで 2、以降 13	20
床版下面・ウェブ外面	青	材齢2日まで 14、以降 13	20
打継面・A1桁端面	緑	材齢2日まで 8、以降 13	20
ウェブ内面	灰	材齢2日まで 8、以降 13	20

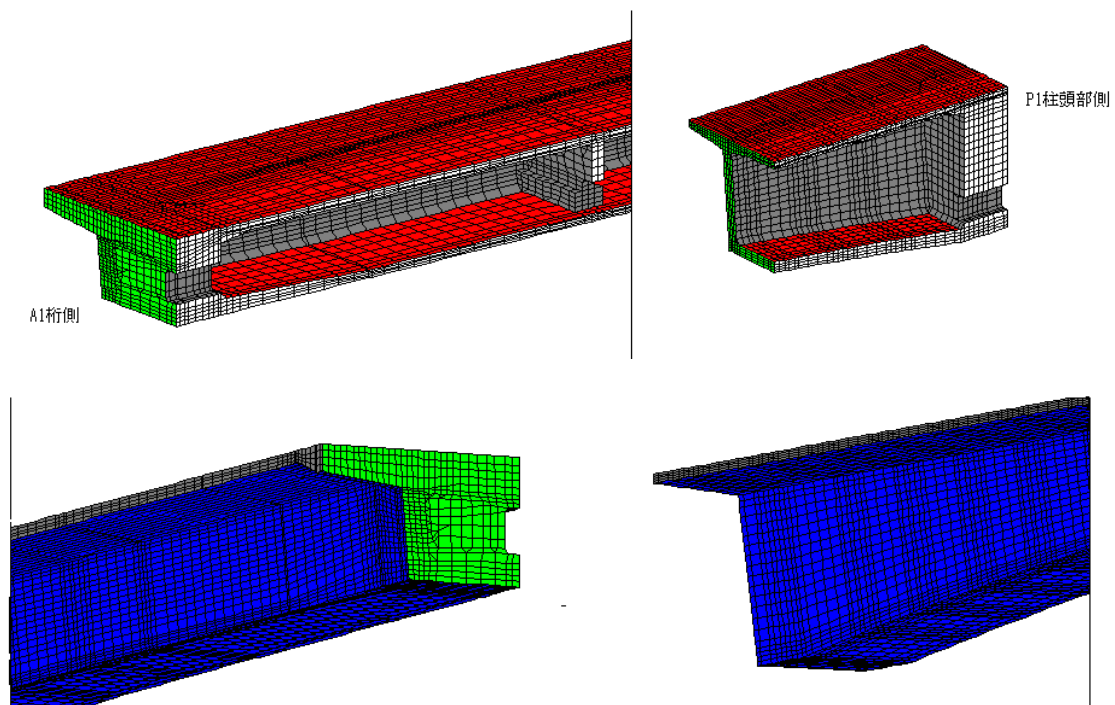
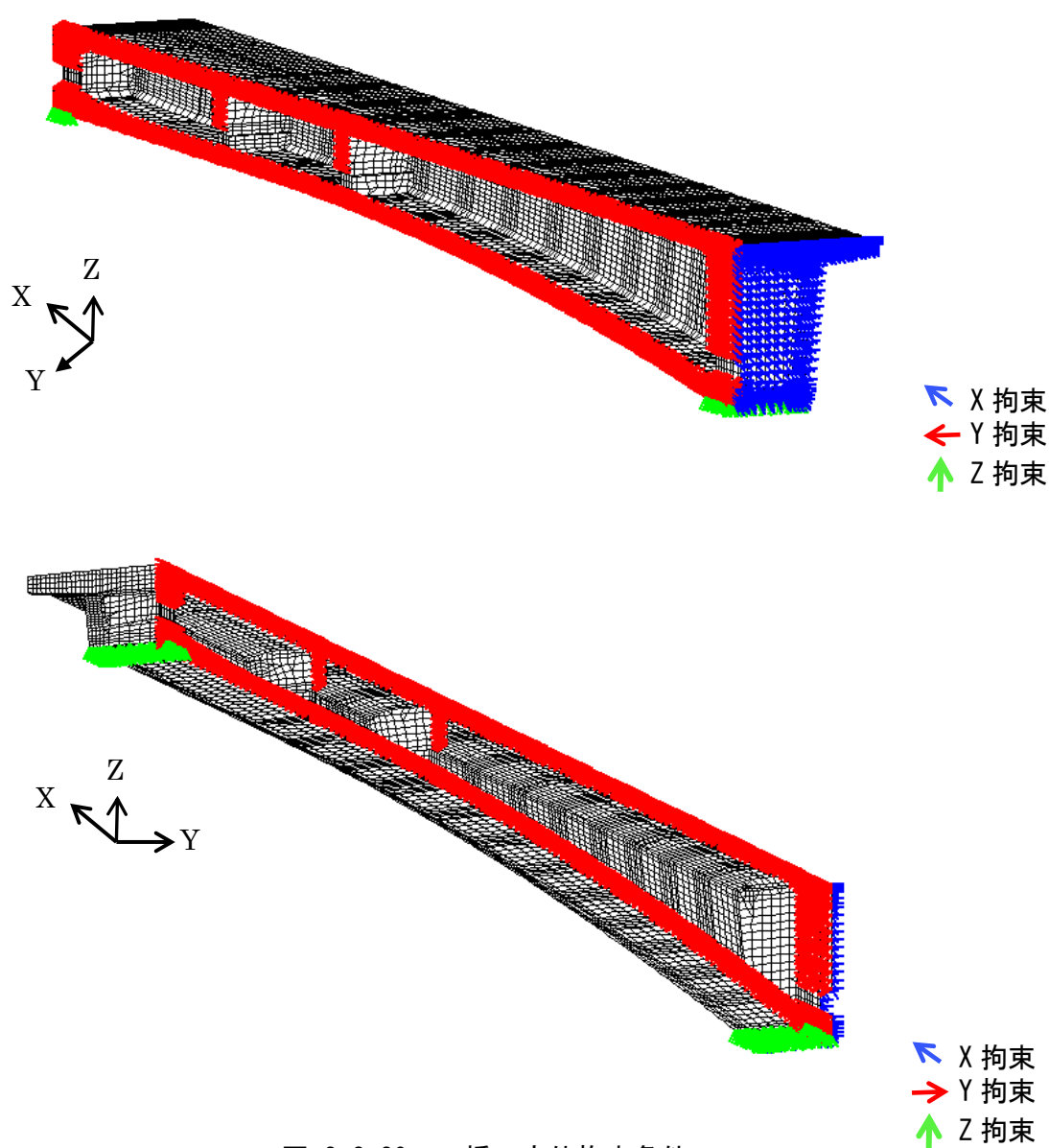


図-3.3.19 B橋の熱伝達境界の設定状況

② 応力解析における境界条件

図-3.3.20 に変位拘束条件を示す。対称面の節点は面に垂直な変位を拘束する。例えば、図-3.3.20 において対称性を考慮して 1/2 対称モデルとしているため、赤着色部は、橋軸直角方向（Y 方向）の変位を拘束している。また、P1 柱頭部（中央）は橋軸方向（X 方向）の変位は生じないものと仮定し（青着色部）、P1 柱頭部下面及び A1 側の支承により支持される節点部については、鉛直方向変位（Z 方向）を拘束している（緑着色部）。



5) PCケーブル配置

図-3.3.21 に床版横締め PC ケーブルを、図-3.3.22 に橋軸方向の上床版内ケーブル及び外ケーブルの配置を示す。解析上は、棒材（トラス要素）として扱い、弾性体及び剛性を考慮し、施工イベントにしたがった緊張時期を考慮する。

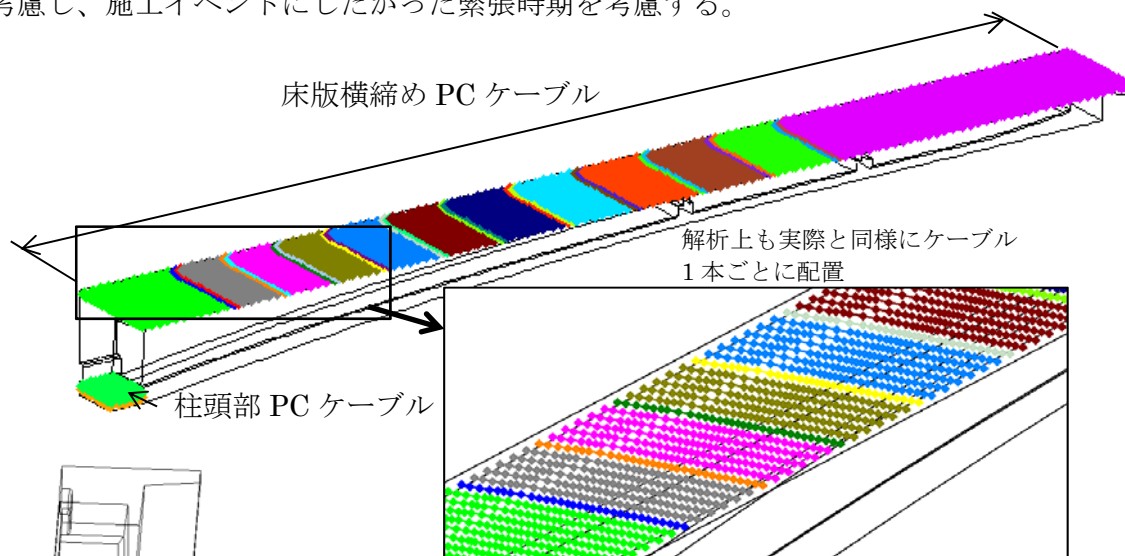


図-3.3.21 B橋の床版横締め PC ケーブル配置

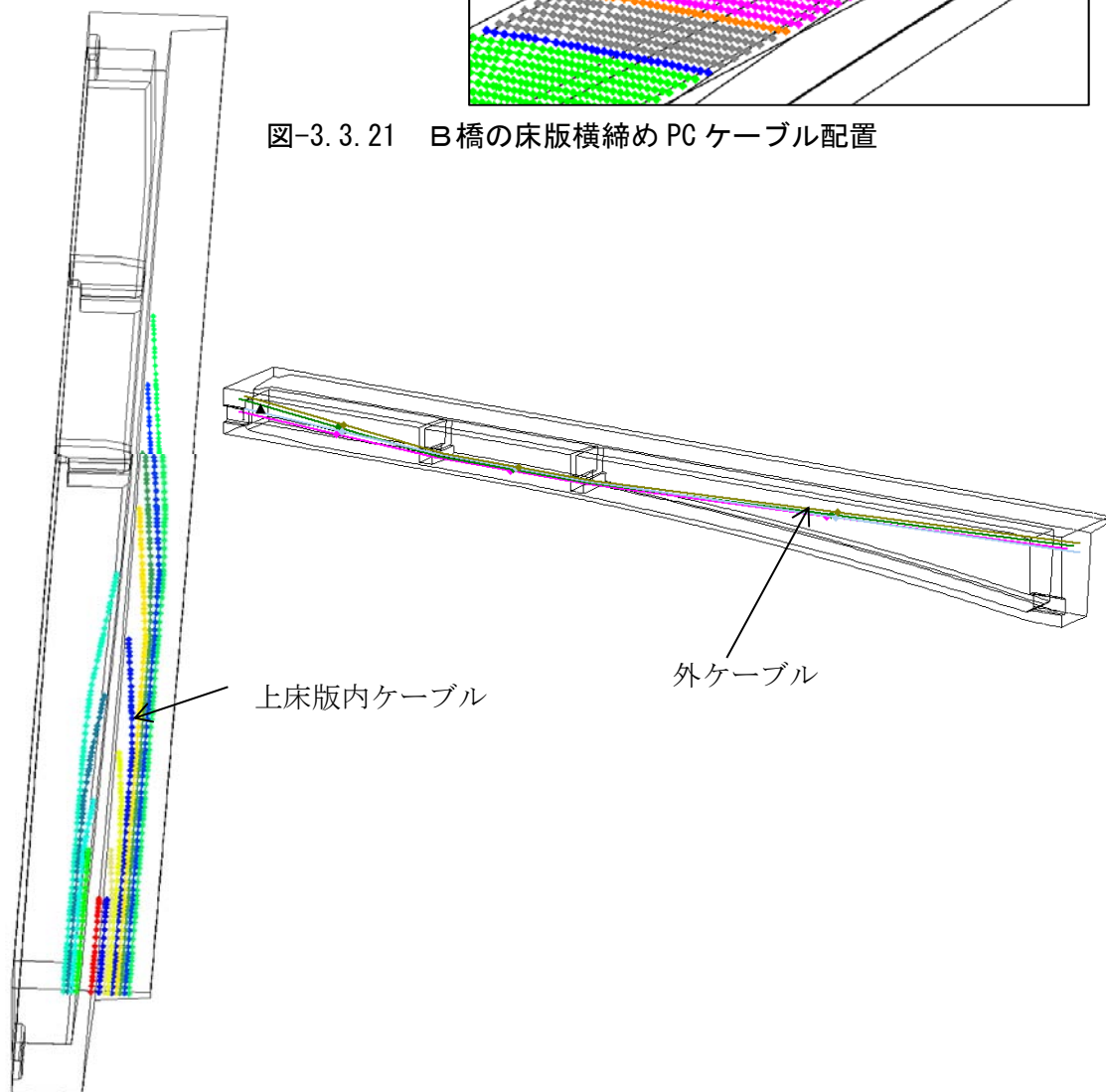


図-3.3.22 B橋の橋軸方向床版 PC ケーブル及び外ケーブル配置

6) 荷重条件

解析では、コンクリート部材間の温度差の影響のほか、施工時荷重として自重、PC 緊張（プレストレス力）及び移動作業車荷重を考慮している。

① 解析ケース

解析は、コンクリート部材間の温度差の影響と施工時荷重（自重、PC 緊張、移動作業車荷重）の影響を考慮したケースと施工時荷重のみのケースについて実施した。なお、解析は、計測した実橋の施工時の再現であるため、ここで考慮している施工時荷重には、主桁完成後に施工された橋面工の荷重は含まれていない。

② 移動作業車荷重

移動作業車（ワーゲン）荷重は、施工の進捗に合わせて移動するため、解析モデルに移動作業車荷重を作用させる位置、及びタイミングも実際の施工に合わせている。荷重の作用位置は、**図 - 3.3.23** に示すように打設リフト（作業実施ブロック）の端から、先に施工された先行リフト側へ250mm（RD）と 650mm（RB）離れたウェブ直上付近の節点周辺（実施工での支点幅を考慮）としている。また、**表 - 3.3.7** に解析で考慮した移動作業車荷重に関わる施工イベントを示す。

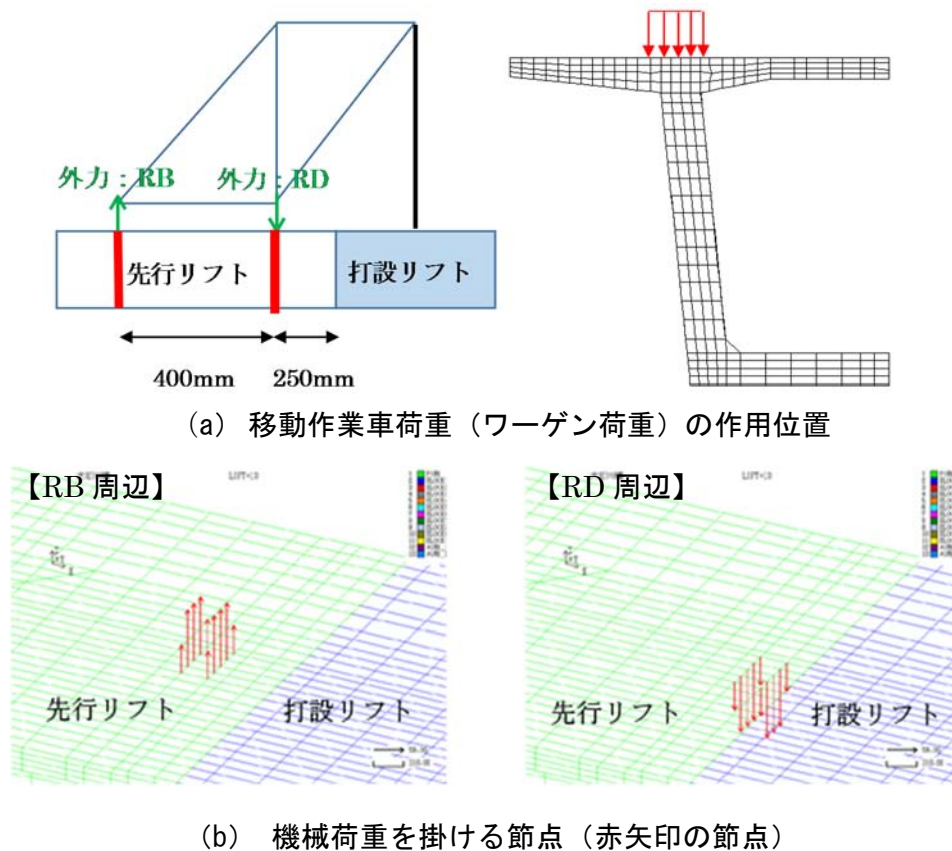


図-3.3.23 移動作業車荷重（ワーゲン荷重）

表-3.3.7 移動作業車荷重を作用させる日時と施イベント

日時	施イベント	作用荷重 : D (kN)			
		※1/2モデルのため入力値はD×0.5			
		※+側が鉛直上向き方向 (-側が鉛直下向き方向)			
		トータル荷重		増分荷重	
		RB (kN)	RD (kN)	RB (kN)	RD (kN)
2014/8/30 15:00	柱頭部にワーゲン荷重考慮	154.5	-654.8	154.5	-654.8
2014/9/10 15:00	BL1 打設、吊り荷重考慮	328.3	-1240.1	173.8	-585.3
2014/9/12 15:00	柱頭部のワーゲン荷重除去	0.0	0.0	-328.3	1240.1
2014/9/12 15:00	BL1 にワーゲン荷重考慮	154.5	-654.8	154.5	-654.8
2014/9/22 15:00	BL2 打設、吊り荷重考慮	316.3	-1199.7	161.7	-544.8
2014/9/24 15:00	BL1 のワーゲン荷重除去	0.0	0.0	-316.3	1199.7
2014/9/24 15:00	BL2 にワーゲン荷重考慮	154.5	-654.8	154.5	-654.8
2014/10/1 15:00	BL3 打設、吊り荷重考慮	305.4	-1162.9	150.8	-508.1
2014/10/3 15:00	BL2 のワーゲン荷重除去	0.0	0.0	-305.4	1162.9
2014/10/3 15:00	BL3 にワーゲン荷重考慮	154.5	-654.8	154.5	-654.8
2014/10/9 15:00	BL4 打設、吊り荷重考慮	339.7	-1227.4	185.1	-572.6
2014/10/11 15:00	BL3 のワーゲン荷重除去	0.0	0.0	-339.7	1227.4
2014/10/11 15:00	BL4 にワーゲン荷重考慮	154.5	-654.8	154.5	-654.8
2014/10/17 15:00	BL5 打設、吊り荷重考慮	326.1	-1185.5	171.6	-530.6
2014/10/20 15:00	BL4 のワーゲン荷重除去	0.0	0.0	-326.1	1185.5
2014/10/20 15:00	BL5 にワーゲン荷重考慮	154.5	-654.8	154.5	-654.8
2014/10/24 15:00	BL6 打設、吊り荷重考慮	356.9	-1236.6	202.4	-581.8
2014/10/27 15:00	BL5 のワーゲン荷重除去	0.0	0.0	-356.9	1236.6
2014/10/27 15:00	BL6 にワーゲン荷重考慮	154.5	-654.8	154.5	-654.8
2014/11/2 15:00	BL7 打設、吊り荷重考慮	341.2	-1191.4	186.6	-536.6
2014/11/5 15:00	BL6 のワーゲン荷重除去	0.0	0.0	-341.2	1191.4
2014/11/5 15:00	BL7 にワーゲン荷重考慮	154.5	-654.8	154.5	-654.8
2014/11/10 15:00	BL8 打設、吊り荷重考慮	332.8	-1167.3	178.2	-512.5
2014/11/12 15:00	BL7 のワーゲン荷重除去	0.0	0.0	-332.8	1167.3
2014/11/12 15:00	BL8 にワーゲン荷重考慮	154.5	-654.8	154.5	-654.8

7) PC ケーブル緊張

横締めケーブルは各ブロック打設後 2 日で緊張するが、後続ブロックに近い 1 本は引き残し、後続ブロックの横締めケーブルと同一に緊張する。内ケーブルは、コンクリート打設後 2 日に緊張する。また、外ケーブルは A1 閉合部におけるハンチ下部の打設後 2 日で緊張する。使用した PC ケーブルを表-3.3.8 に示す。

表-3.3.8 B橋のPC ケーブル

	断面積 (mm ²)	緊張応力 (N/mm ²)	
1S28.6	532.4	1110	横締めケーブル
12S15.2	1664.4	1110	橋軸方向内ケーブル
19S15.2	2635.3	1110	外ケーブル

8) 施工作业

表-3.3.9 に解析で考慮した各施工工程の施工作业日時を示す。実橋計測した橋梁の施工日付にあわせた計算条件としている。また、対象橋梁である B 橋の全体の施工工程を図-3.3.24、表-3.3.10 に示す。

表-3.3.9 B橋の施工作业の日付

	移動作業車前進	生コン打設	PC 鋼材緊張	撤去等
P1 柱頭部	2014/ 6/30 完成			
第 1 ブロック	2014/ 8/30	2014/ 9/10	2014/9/12	
第 2 ブロック	2014/ 9/12	2014/ 9/22	2014/9/24	
第 3 ブロック	2014/ 9/24	2014/10/1	2014/10/ 3	
第 4 ブロック	2014/10/3	2014/10/9	2014/10/11	
第 5 ブロック	2014/10/11	2014/10/17	2014/10/20	
第 6 ブロック	2014/10/20	2014/10/24	2014/10/27	
第 7 ブロック	2014/10/27	2014/11/ 2	2014/11/ 5	
第 8 ブロック	2014/11/ 5	2014/11/10	2014/11/12	
第 9 ブロック	2014/11/12	2014/11/18	2014/11/20	
第 10 ブロック	2014/11/20	2014/11/26	2014/11/28	ワーゲン撤去 2014/12/6
閉合部	支保工設置 2015/ 1/23	2015/ 2/12 2015/2/21 (床版ハンチより上部)	2015/ 2/23	支保工解体 2015/ 3/3

※着色部は計測ブロックを示す。

表-3.3.10 B橋施工ステップ（その1）

施工 順序	施工ステップ	計算 日	部材 生成	荷重項目			
				コンクリート	緊張	仮設機材	その他
1	橋脚施工	1	○	○			
2	P2柱頭部施工	45	○	○	○		
3	P1柱頭部施工	61	○	○	○		
4	P3柱頭部施工	61	○	○	○		
5	3号WG組立	80				○	
6	4号WG組立	92				○	
7	1号WG組立	98				○	
8	5号WG組立	98				○	
9	P2L-1BLコン	101	○	○			
10	P2R-1BLコン・緊張・3号WG前進	101	○	○	○	○	
11	4号WG前進(柱→1BL)	101				○	
12	2号WG組立	111				○	
13	6号WG組立	111				○	
14	P2L-2BLコン	116	○	○			
15	P2R-2BLコン・緊張・3号WG前進	116	○	○	○	○	
16	4号WG前進(1BL→2BL)	116				○	
17	P1L-1BLコン	123	○	○			
18	P1R-1BLコン・緊張・1号WG前進	123	○	○	○	○	
19	2号WG前進(柱→1BL)	123				○	
20	P3L-1BLコン	123	○	○			
21	P3R-1BLコン・緊張・5号WG前進	123	○	○	○	○	
22	6号WG前進(柱→1BL)	123				○	
23	P2L-3BLコン	127	○	○			
24	P2R-3BLコン・緊張・3号WG前進	127	○	○	○	○	
25	4号WG前進(2BL→3BL)	127				○	
26	P1L-2BLコン	132	○	○			
27	P1R-2BLコン・緊張・1号WG前進	132	○	○	○	○	
28	2号WG前進(1BL→2BL)	132				○	
29	P2L-4BLコン	137	○	○			
30	P2R-4BLコン・緊張・3号WG前進	137	○	○	○	○	
31	4号WG前進(3BL→4BL)	137				○	
32	P3L-2BLコン	137	○	○			
33	P3R-2BLコン・緊張・5号WG前進	137	○	○	○	○	
34	6号WG前進(1BL→2BL)	137				○	
35	P1L-3BLコン	142	○	○			
36	P1R-3BLコン・緊張・1号WG前進	142	○	○	○	○	
37	2号WG前進(2BL→3BL)	142				○	
38	P2L-5BLコン	147	○	○			
39	P2R-5BLコン・緊張・3号WG前進	147	○	○	○	○	
40	4号WG前進(4BL→5BL)	147				○	
41	P1L-4BLコン	153	○	○			
42	P1R-4BLコン・緊張・1号WG前進	153	○	○	○	○	
43	2号WG前進(3BL→4BL)	153				○	
44	P3L-3BLコン	153	○	○			
45	P3R-3BLコン・緊張・5号WG前進	153	○	○	○	○	
46	6号WG前進(2BL→3BL)	153				○	
47	P2L-6BLコン	157	○	○			
48	P2R-6BLコン・緊張・3号WG前進	157	○	○	○	○	
49	4号WG前進(5BL→6BL)	157				○	
50	P1L-5BLコン	162	○	○			
51	P1R-5BLコン・緊張・1号WG前進	162	○	○	○	○	
52	2号WG前進(4BL→5BL)	162				○	
53	P3L-4BLコン	162	○	○			
54	P3R-4BLコン・緊張・5号WG前進	162	○	○	○	○	
55	6号WG前進(3BL→4BL)	162				○	
56	P2L-7BLコン	167	○	○			
57	P2R-7BLコン・緊張・3号WG前進	167	○	○	○	○	

※全体施工順序における対象箇所解析ステップは、該当箇所を赤枠で示す

表-3.3.10 B橋施工ステップ（その2）

施工 順序	施工ステップ	計算 日	部材 生成	荷重項目			
				コンクリート	緊張	仮設機材	その他
58	4号WG前進(6BL→7BL)	167				○	
59	P1L-6BLコン	172	○	○			
60	P1R-6BLコン・緊張・1号WG前進	172	○	○	○	○	
61	2号WG前進(5BL→6BL)	172				○	
62	P3L-5BLコン	172	○	○			
63	P3R-5BLコン・緊張・5号WG前進	172	○	○	○	○	
64	6号WG前進(4BL→5BL)	172				○	
65	P2L-8BLコン	177	○	○			
66	P2R-8BLコン・緊張・3号WG前進	177	○	○	○	○	
67	4号WG前進(7BL→8BL)	177				○	
68	P1L-7BLコン	184	○	○			
69	P1R-7BLコン・緊張・1号WG前進	184	○	○	○	○	
70	2号WG前進(6BL→7BL)	184				○	
71	P3L-6BLコン	188	○	○			
72	P3R-6BLコン・緊張・5号WG前進	188	○	○	○	○	
73	6号WG前進(5BL→6BL)	188				○	
74	P1L-8BLコン	193	○	○			
75	P1R-8BLコン・緊張・1号WG前進	193	○	○	○	○	
76	2号WG前進(7BL→8BL)	193				○	
77	P2L-9BLコン	193	○	○			
78	P2R-9BLコン・緊張・3号WG前進	193	○	○	○	○	
79	4号WG前進(8BL→9BL)	193				○	
80	P3L-7BLコン	198	○	○			
81	P3R-7BLコン・緊張・5号WG前進	198	○	○	○	○	
82	6号WG前進(6BL→7BL)	198				○	
83	P2L-10BLコン	203	○	○			
84	P2R-10BLコン・緊張	203	○	○	○		
85	P1L-9BLコン	208	○	○			
86	P1R-9BLコン・緊張・1号WG前進	208	○	○	○	○	
87	2号WG前進(8BL→9BL)	208				○	
88	3号WG解体	210				○	
89	4号WG解体	210				○	
90	P3L-8BLコン	214	○	○		○	
91	P3R-8BLコン・緊張・5号WG前進	214	○	○	○	○	
92	6号WG前進(7BL→8BL)	214				○	
93	P1L-10BLコン	218	○	○			
94	P1R-10BLコン・緊張	218	○	○	○		
95	1号WG撤去	218				○	
96	2号WG撤去	218				○	
97	P1-P2吊支保工設置	218				○	
98	P3L-9BLコン	228	○	○			
99	P3R-9BLコン・緊張・5号WG前進	228	○	○	○		
100	6号WG前進(8BL→9BL)	228				○	
101	P1-P2 生コン	233		○			張出隔壁
102	P1-P2 部材生成	233	○				
103	P3L-10BLコン	238	○	○			
104	P3R-10BLコン・緊張	238	○	○	○		
105	5号WG撤去	245				○	
106	6号WG撤去	245				○	
107	P2-P3吊支保工設置	245				○	
108	P1-P2外ケーブル緊張	248			○		
109	P1-P2吊支保工撤去	259				○	
110	P2-P3 生コン	259		○			張出隔壁
111	P2-P3 部材生成	259	○				
112	P2-P3外ケーブル緊張	274			○		
113	P2-P3吊支保工撤去	280				○	
114	A1側径間施工（外ケーブル緊張）	285	○	○	○		
115	A2側径間施工	318	○	○	○		
116	地覆・高欄施工	420					地覆・高欄
117	舗装施工	510					舗装
118	クリープ終了時	∞					クリープ

9) 物性値

使用したコンクリートのセメント種類は、早強ポルトランドセメント（単位セメント量 400kg/m³ 単位水量 174kg/m³）である。解析に使用した物性値の一覧を表-3.3.11に示す。また、表-3.3.12 に温度解析設定条件一覧、表-3.3.13 にコンクリートの配合を示す。

表-3.3.11 B橋の解析に使用した物性値³⁾

	特性値	
熱伝導率 (W/m℃)	2.7	
密度 (Kg/m ³)	2400	
比熱 (KJ/Kg℃)	1.15	
断熱温度上昇特性	$Q(t) = Q_{\infty} [1 - \exp\{-r(t - t_0)\}]$	$Q_{\infty} = 67.51$ $r = 1.039$ $t_0 = 0.046$
ヤング率 (N/mm ²)	$E_e(t') = 6.3 \times 10^3 f'_c(t')^{0.45}$	
圧縮強度 (N/mm ²)	$f'_c(t') = \frac{t' - S_f}{a + b(t' - S_f)} f'_c(t_n)$	$a = 1.653$ $b = 0.939$ $S_f = 0.30$ $f'_c(t_n) = 56.17$ (N/mm ²) $t_n = 28$ (日)
引張強度 (N/mm ²)	$f_{tk}(t') = c_1 \cdot f'_c(t')^{c_2}$	$c_1 = 0.13$ 、 $c_2 = 0.85$
ポアソン比	0.2	
線膨張係数	10×10^{-6}	
クリープ構成則	JSCE コンクリート標準示方書 2012 ⁵⁾	$w = 174$ kg/m ³ $RH = 70\%$
乾燥収縮	JSCE コンクリート標準示方書 2012 ⁵⁾	$RH = 70\%$ $d = 400$ mm $t_0 = 3$ 日
初期温度 (℃)	25	
外部温度 (℃)	20	
相対湿度 (%)	70	

表-3.3.12 B橋の温度解析の設定条件 ()内は養生日数

			1BL	2BL/3BL/4BL/・・・	
打設 条件	経過日数		0 日	8 日/16 日/24 日/・・・	
	配合条件		表-3.3.13	→	
	生コン温度		25℃	25℃	
養生 条件	養生温度		20℃	20℃	
	養生 方法	外枠		鋼製（2 日）	→
		内枠	上床版	鋼製（2 日）	→
			ウェブ	木製（2 日）	→
		妻枠		木製（2 日）	→
		打設 面	上床版	保温シート（7 日）	→
			下床版	保温シート（7 日）	→

表-3.3.13 B橋のコンクリートの配合

配合の 設計条件	呼び方	コンクリート種類 による記号	呼び強度	スランプ	粗骨材の 最大寸法	セメントの種類 による記号
	40-12-20H	早強	40	12cm	20mm	H
配合表 (kg/m ³)	セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤	水セメント比
	400	174	839	892	5.56	43.5%

10) 外気温の温度変化

解析では、日変動と季節変動による外気温の変動の影響を考慮している。外気温は、気象庁の気象データベースに保存されている解析対象橋梁であるB橋に最も近い計測地点（観測所）の過去10年間（平成17年11月～平成27年10月）の気温データをもとに以下の方法により算出した気温を入力値とした。

・外気温の季節変動の考慮方法

上述の過去10年間の気象データから各月毎（1月～12月）の10年間の月平均気温を算出（図-3.3.25 参照）し、求めた各月の月平均温度（1月～12月）の合計を12で除すことにより年平均温度を11℃と設定する。また、年間の月平均気温が最高となる8月と月平均気温が最低となる1月の気温差を2で除すことにより、年間振幅温度を13℃と設定する。その上で、年平均気温11℃、年間振幅温度13℃の正弦波形を外気温の季節変動とする（図-3.3.27 参照）。

・外気温の日変動の考慮方法

上述の10年間の1日の気温差を算出（データ数＝365日×10年間）し、それが正規分布することが確認できたことから、平均値から 2σ の範囲を有効とし、外気温の日振幅を10℃として設定する（図-3.3.26 参照）。そして、外気温の日変動を日振幅10℃の正弦波として与える。

解析では、上述のように季節変動と日変動を仮定し、両者を重ね合わせた気温（図-3.3.28 参照）を外気温の温度変化として考慮する。

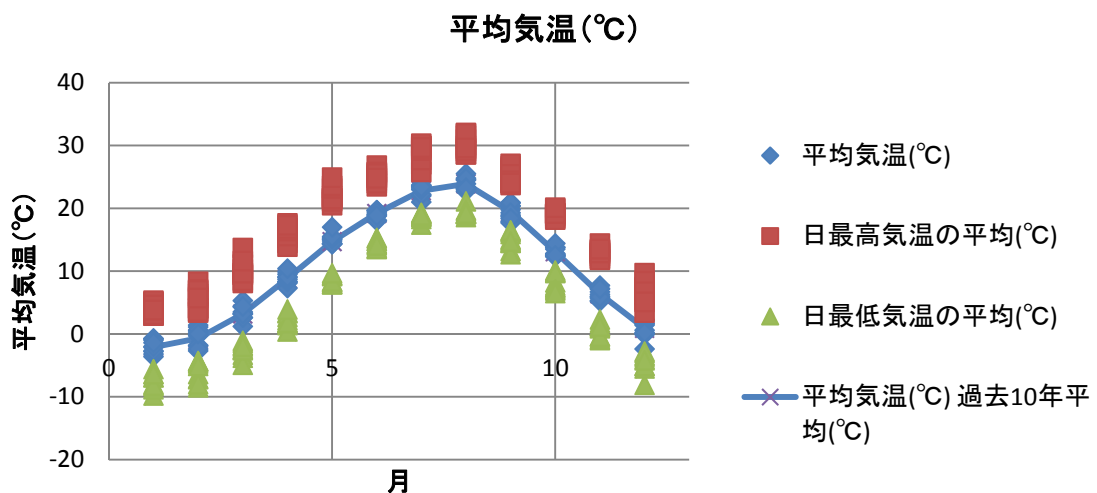


図-3.3.25 B橋の10年間の月毎の気温変化

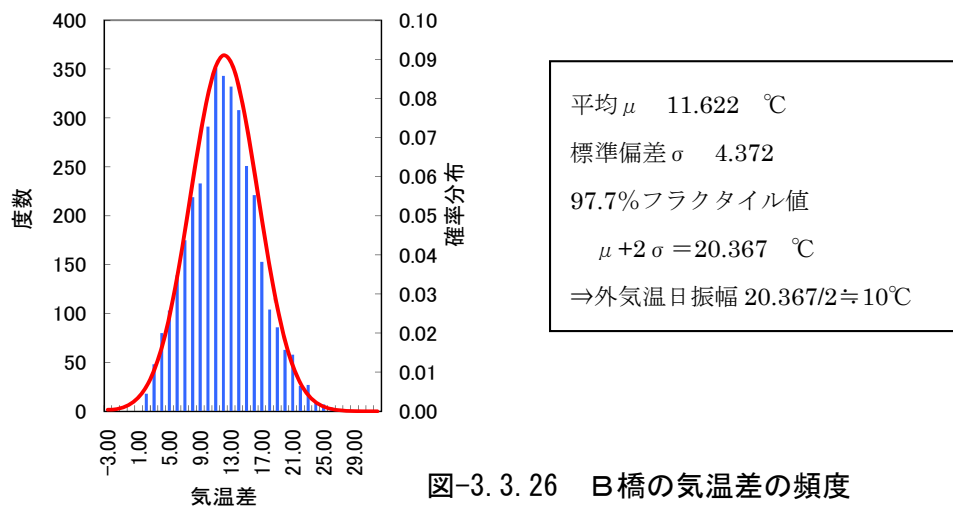
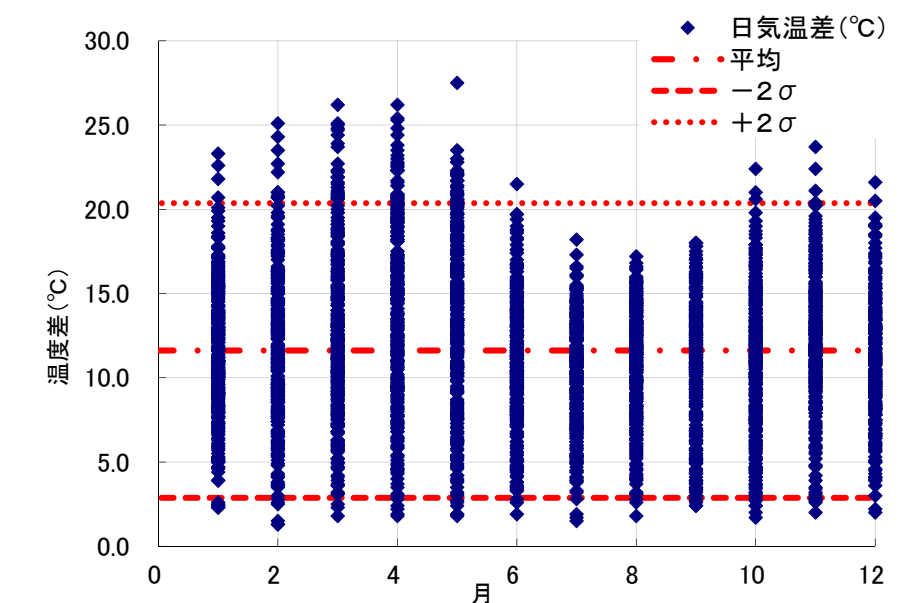
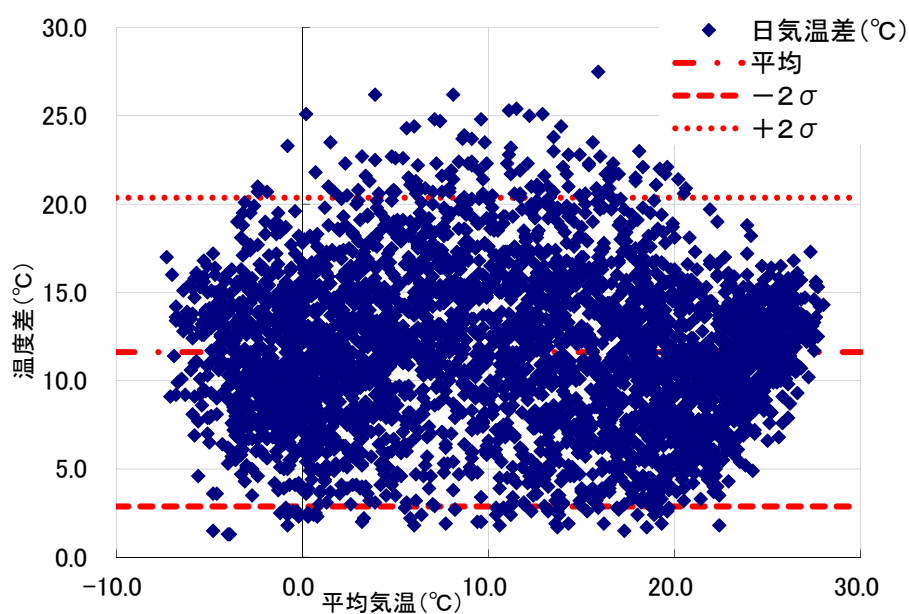


図-3.3.26 B橋の気温差の頻度



(a) 各月毎と1日の温度差の関係



(b) 平均気温と1日の温度差の関係

図-3.3.27 B橋の日温度変化

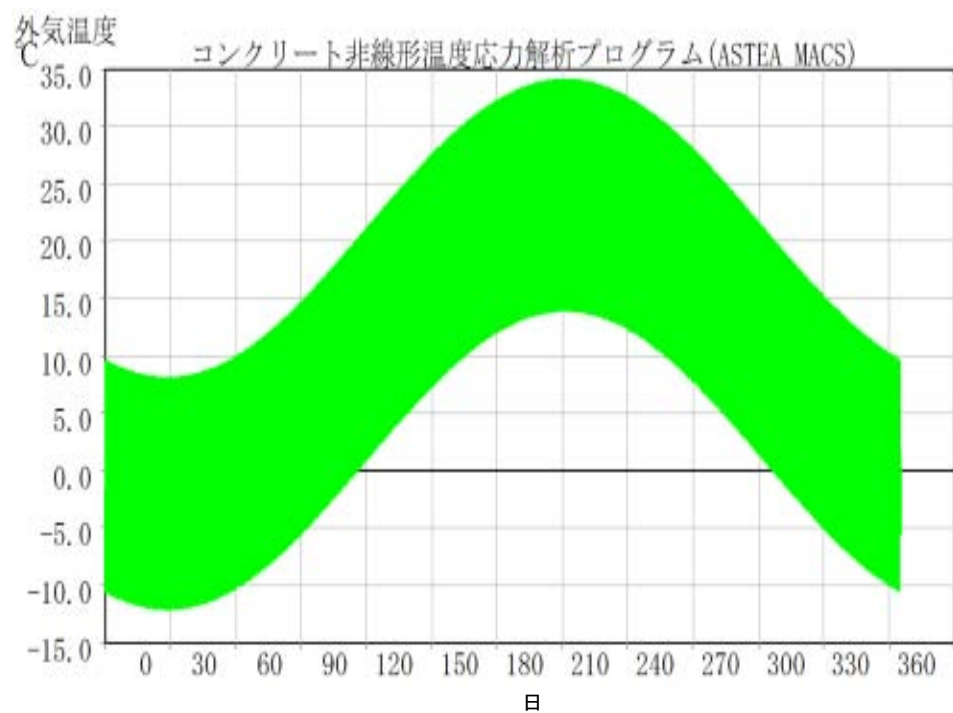
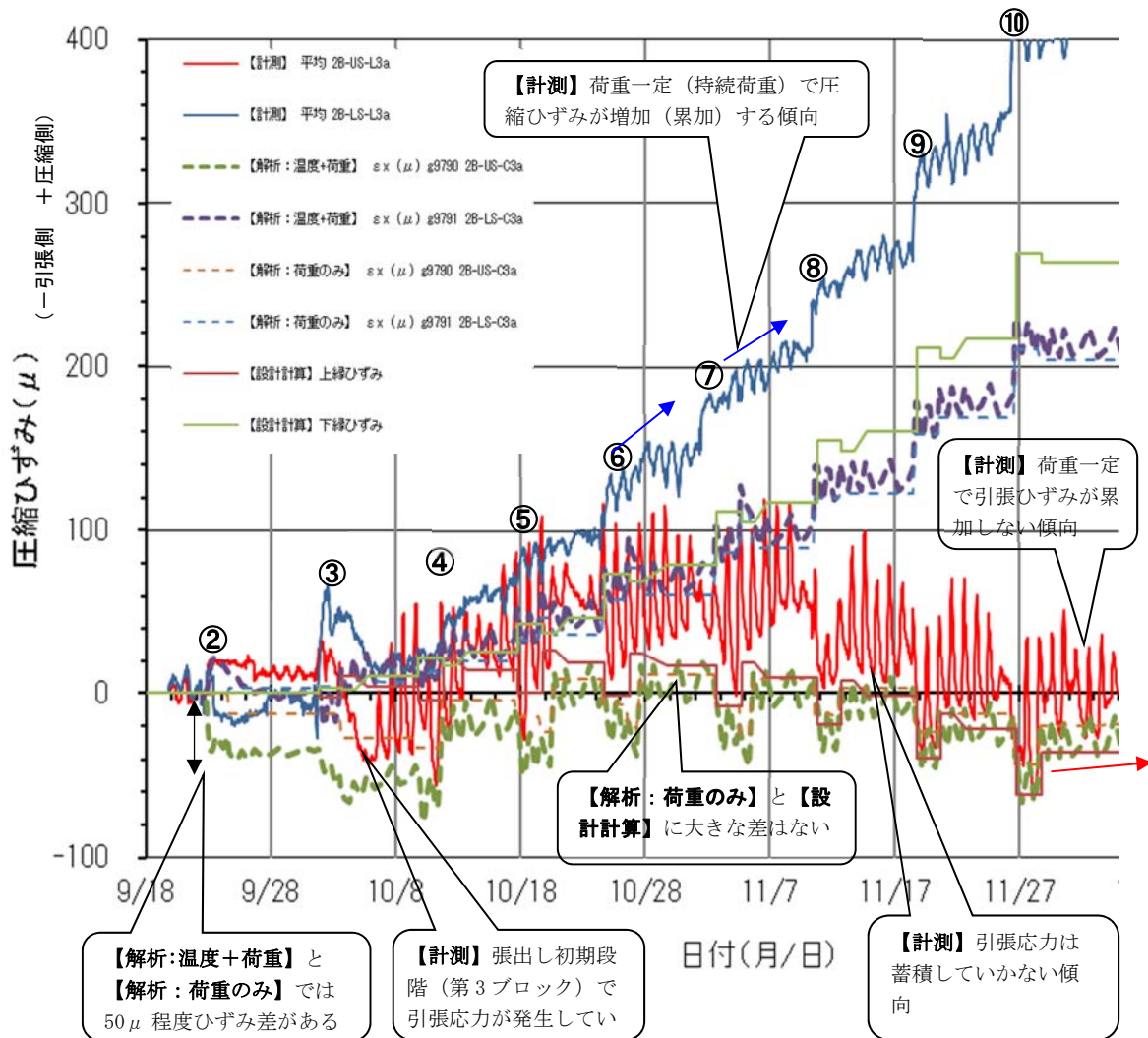


図-3.3.28 B橋の外気温設定

(2) 再現解析結果および傾向分析

1) 橋軸方向鉄筋ひずみ（主桁中心位置）

図-3.3.29 に第2ブロック先端（第3ブロック側）の主桁中心での鉄筋（2B-US-L3a、2B-LS-L3a）のひずみ計測値の時系変化及び、それに対応する解析値の比較結果を示す。図-3.3.29 には、比較のため計測値と解析値（荷重と温度の両者の影響を考慮したケースと荷重の影響のみ考慮したケースの2ケース）に加えて、施工時の設計計算値（上げ越し計算結果）を同一図上に示している。



※図中○数字は施工ブロック番号を示す

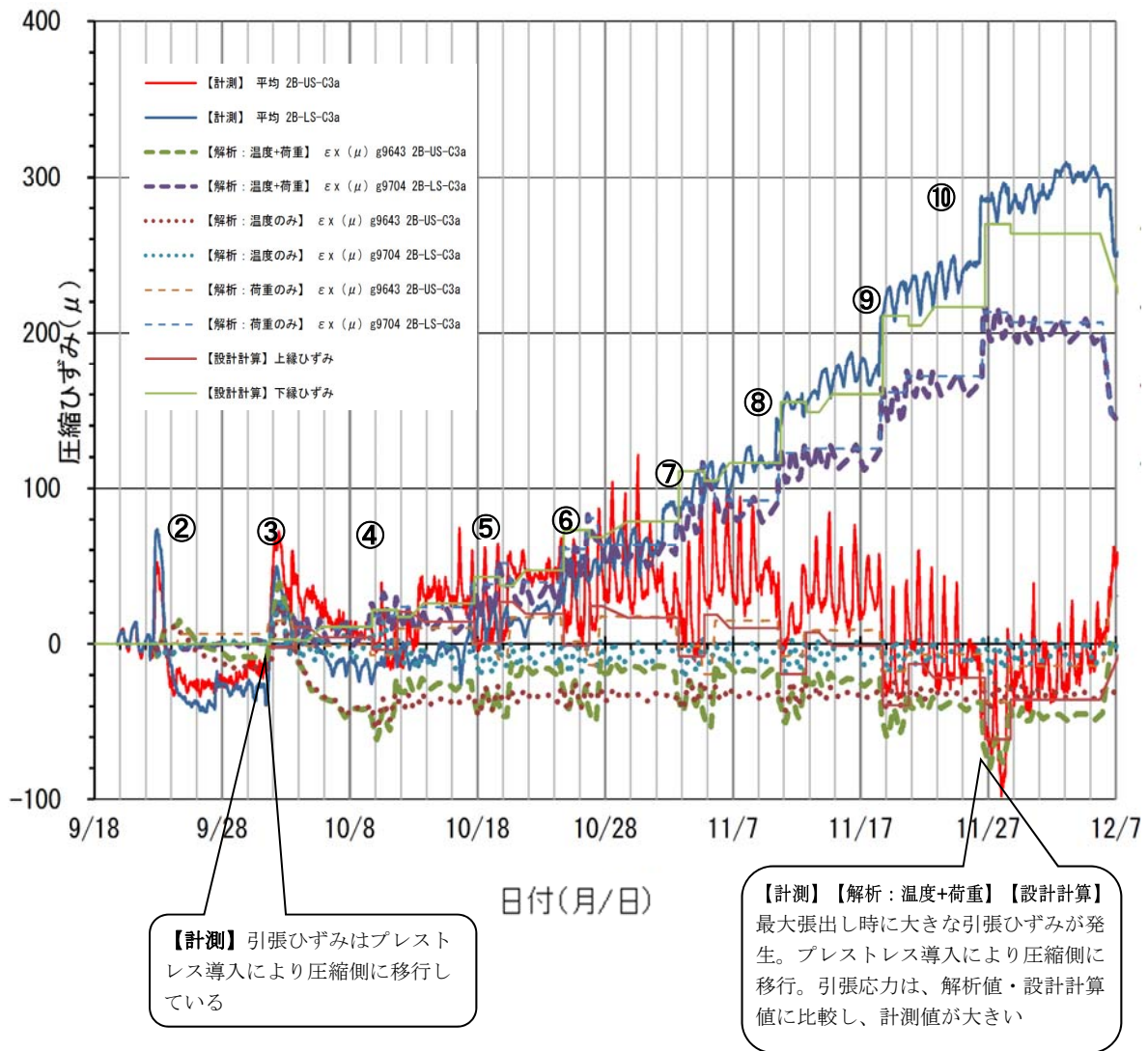
図-3.3.29 橋軸方向鉄筋ひずみ計測結果と解析結果（主桁中心位置）
 （計測及び解析位置は第2ブロック先端）

図-3.3.29により、以下の傾向があることがわかる。

- ・ 引張側では、解析値と計測値（現場計測結果）は、施工初期段階（計測開始から第3ブロックのコンクリート自重が作用する10月3日まで）を除き、概ね同じ傾向を示しているといえる。施工初期段階に傾向が異なった要因としては、この両者に乖離がある期間（10月3日まで）は、計測箇所である第2ブロックに移動作業車荷重及び第3ブロックのコンクリート重量が移動作業車の支持点に集中荷重として作用する期間と一致していることから、この集中荷重の影響によるものと考えられる。（局所部への集中荷重によりひび割れ等が生じると計測値と解析値は異なってくる）
- ・ 圧縮側では、圧縮ひずみが施工進捗に伴い増大していく傾向は、一致しているもののその増加の程度には差が生じている。同施工ブロック間の作用荷重が一定である期間においても、ひずみは増加しており、この増加はコンクリートのクリープ変形によるものと考えられる。再現解析では、クリープの影響を参考文献5)による評価式により考慮しているが、この評価式は実験等の概ね平均値程度ではあるものの、そのばらつきは比較的大きいことが知られている。実際のクリープの影響を解析では再現できていない可能性があり、クリープ変形の進行度の差異が、圧縮ひずみの増加量に差が生じた要因と考えられる。
- ・ 圧縮側のひずみについては、この持続荷重（クリープ）によるものと考えられるひずみが累積されていく傾向ある。（図-3.3.29の青矢印：右肩上がりでひずみが累加している）
- ・ 引張側のひずみについては、逐次導入されるプレストレス力により、圧縮側のようにひずみは累加せず、キャンセルされる傾向であることがわかる。
- ・ 荷重のみを考慮した解析結果と設計計算値（上げ越し計算結果）には大きな差はない。再現解析では、コンクリート材料の物性値が時系変化することを考慮しており、若干の差が生じているのはこの影響によるものと想定される。
- ・ 荷重と温度の両者の影響を考慮した再現解析結果と温度の影響のみ考慮した再現解析の結果を比べると、引張側の同日時において最大で50 μ 程度のひずみ差が生じていることがわかる。鉄筋とコンクリートのヤング係数比を $n=7$ （設計値相当の E_s/E_c ）として、応力度換算するとコンクリートに生じている引張応力度差は1.5N/mm²程度にもなり、コンクリートの温度変化（温度差）が、コンクリートに発生する応力度に与える影響は大きいものといえる。

2) 橋軸方向鉄筋ひずみ（主桁ウェブ位置）

図-3.3.30 に第2ブロック先端（第3ブロック側）付近のウェブでの鉄筋（2B-US-C3a、2B-LS-C3a）のひずみ計測値の時系変化及び、それに対応する解析値の比較結果を示す。図-3.3.30 には、比較検討のため計測値と解析値（荷重と温度の両者の影響を考慮したケースと温度及び荷重の影響のみ考慮したのケース）に加えて、施工時の設計計算値（上げ越し計算結果）を同一図上に示している。



※図中○数字は施工ブロック番号を示す

図-3.3.30 橋軸方向鉄筋ひずみ計測結果と解析結果（ウェブ位置）
（計測および解析位置は第2ブロック先端）

図-3.3.30により、以下の傾向があることがわかる。

- ・ 圧縮側のひずみは累積するが、引張側のひずみは累積しない傾向は、図-3.3.29と同様であることがわかる。累積する圧縮ひずみは、コンクリートのクリープ変形によるものと考えられ、このクリープ変形の評価が解析と実際との乖離の要因となっている可能性があり、ひずみが累積される圧縮側では解析値と実測値との差が大きい。一方、逐次導入されるプレストレス力により、ひずみがキャンセルされ累積しない傾向である引張側については、施工初期段階を除き概ね解析値と計測値が同じ程度である。これらの傾向についても、図-3.3.29と同様といえる。
- ・ 第10ブロックのコンクリートを打設した11月26日からプレストレスを導入する11月28日までの期間は、設計計算（上げ越し計算結果）からも、最も計測位置（第2ブロック）で引張ひずみが生じやすい期間である。計測値も、この期間での引張ひずみが最大となっており、この傾向は、解析値も同様である。しかし、計測値は、11月28日明け方に解析値や設計計算値に比べ大きな値を示している。図-3.3.31に第2ブロック上床版に設定した温度計測結果（2B-US-R3T）を示すが、この期間（11月26日から11月28日）において11月28日の日変化温度幅が最も卓越しており、引張ひずみ最大値が計測された日時と一致している。日変動によるコンクリートの温度差の影響により、大きな引張ひずみが発生したものと考えられる。



図-3.3.31 ひずみ計測位置（2B-US-C3a）近傍の温度計測結果

- ・ また、図-3.3.30では、第6ブロック打設後から、上フランジ側の鉄筋（2B-US-C3a）ひずみの日変動幅が大きくなっている。前項 3.3.1 で示した図-3.3.13 をみると、10月25日（第6ブロックのコンクリートを打設した翌日）に第2ブロック（計測対象ブロック）と第1ブロックとの打継ぎ目の目開き（ひび割れ）が計測されている。ひずみの日変動幅が大きくなった時期と目開きが生じた時期が一致していることから、この目開き（ひび割れ）の発生による影響により計測箇所のひずみの日振幅が大きくなったものと考えられる。目開きが生じた施工ブロックと計測対象ブロックは同じ第

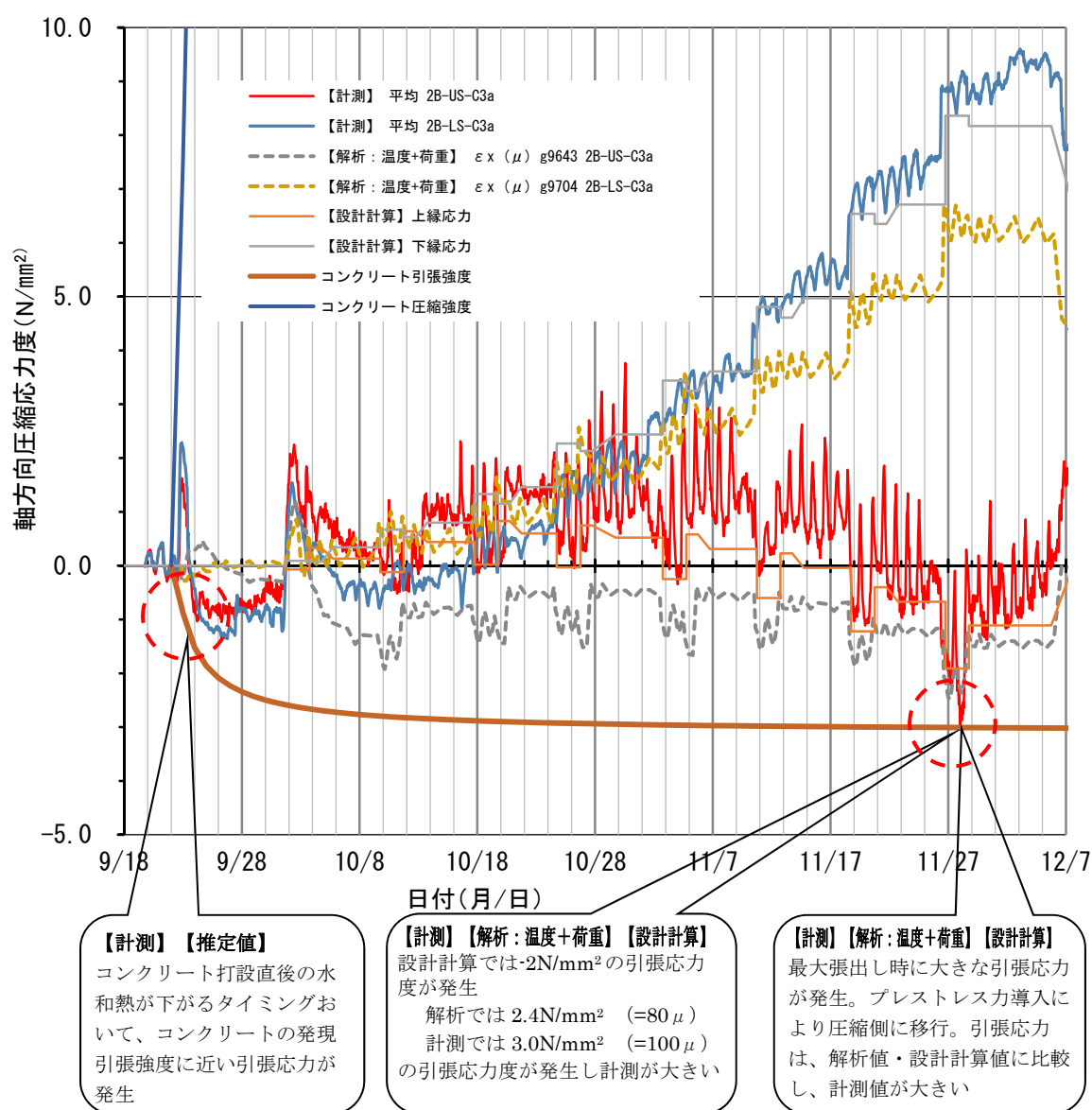


図-3.3.32 コンクリート応力度の測定結果と解析結果（ウェブ位置）
（計測および解析位置は第2ブロック先端）

図-3.3.32 により、以下の傾向があることがわかる。

- 1) 及び 2) でも前述したとおり、引張ひずみは累積しない傾向である。そのため、水和熱による温度差の影響を最も大きく受ける計測箇所のコンクリート打設直後（水和熱が下がるタイミング）に生じる引張応力が、その他の施工段階に比べて、コンクリートの発現引張強度に近い。これは、打設直後の若材齢のコンクリート発現強度が低いことによる。
- 設計計算（上げ越し計算結果）で最も厳しくなる場合の計測値から求めた応力度は、コンクリートの発現引張強度に近い。このタイミングは、2) でも前述したとおり、施工時荷重の影響で大きな引張応力が生じるタイミングと温度差の影響が大きくなるタ

イミングが重なったタイミングであり、これらが重ね合わさるとコンクリートの発現強度に発生応力度が近づく可能性がある。ただし、2) でも前述したとおり、計測近接箇所目地開きが生じた場合の計測結果であり、特殊な条件であった可能性もある。

- ・ 圧縮側については、圧縮応力が累積する傾向にあるものの、各施工段階において発生する圧縮応力に比べて、コンクリートの圧縮発現強度は十分に大きい。このため、圧縮領域において初期変状（ひび割れ）が発生する可能性は引張側に比べ低いものと考えられる。

以上より、施工初期段階及び最も施工時荷重の影響が厳しくなる施工段階におけるコンクリートの発現強度から、施工時荷重の影響に加えコンクリートの温度変化（温度差）等の影響を考慮した適切な安全率を確保したコンクリートの施工時における許容応力度を設定することにより、初期変状リスクを合理的に低減させることができるものと考えられる。

3.3.3 ひび割れ発生を抑制する対策案

3.3.2 の張出し架設工法により施工された PC 箱桁橋の施工時計測とその再現解析による検討より、施工時に発生した引張ひずみは、プレストレスの導入により圧縮側に転じるため、コンクリートに生じた応力の履歴によらず残留しにくいことが確認された。PC 橋は、大規模地震時等を除いた通常の状態では、全断面有効とみなして設計計算され、完成時には断面の大部分が圧縮領域となることから、この傾向は PC 橋であれば同様であるものと考えられる。

従って、PC 橋においては、施工中の引張応力の累積の影響を考慮しなくても、各施工段階（施工イベント）でのコンクリートの発現強度から、適切な安全率を確保した施工段階におけるコンクリート発生応力度を許容応力度以下とすることで、初期変状発生リスクを低減させることが可能であると考えられる。

ここでは、PC 橋の初期変状発生リスクの低減対策として、コンクリートの施工時における許容応力度の設定について検討を行う。

(1) 施工時におけるコンクリートの許容応力度の変遷と課題

コンクリートの施工時における許容応力度の検討にあたり、まず、これまでの設計基準での施工時のコンクリートの許容応力度の変遷および、現状での運用について確認を行い、課題について整理を行う。

1) 施工時におけるコンクリート許容応力度の変遷

H24 年道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編¹⁾では、プレストレストコンクリート構造に対する施工時の許容引張応力度は、表-3.3.14 に示すようにコンクリートの設計基準強度 30N/mm²で 2.2N/mm²、40N/mm²で 2.5N/mm²、50N/mm²で 2.8N/mm²、60N/mm²で 3.0N/mm² というように、コンクリートの設計基準強度に対して引張応力度の許容値が定められている。

表-3.3.14 従荷重及び従荷重に相当する特殊荷重を考慮した場合の
プレストレストコンクリート構造に対する許容引張応力度 (N/mm²)

荷重の組合せ	コンクリートの設計基準強度			
	30	40	50	60
施工時荷重 (ER)	2.2	2.5	2.8	3.0

上記の施工時のコンクリートの許容引張応力度は、PC 道路橋を対象とした初めての設計基準である S43.3「プレストレストコンクリート道路橋示方書」（日本道路協会）²⁾ から規定されたものであり、この昭和 43 年以降、現在に至るまで、施工時のコンクリートの許容引張応力度は変わることなく踏襲されている。この許容応力度は、S36「プレストレストコンクリート設計施工指針」（土木学会）³⁾ に示されている材齢 28 日における圧縮強度： σ_{28} を基準として定められたコンクリートの許容引張応力度とほぼ同値であり、この値を参考に定められたものと考えられる。また、S53 年道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編¹⁴⁾で

は、設計基準強度は、「円柱供試体の材齢 28 日における圧縮強度をいう」と示されていることから、H24 年道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編¹⁾で規定されている表-3.3.14 でコンクリートの設計基準強度毎に規定されている施工時における許容引張応力度も同様にコンクリートの 28 日発現強度をもとに定められたものであると考えられる。

2) 施工状況と課題

2-1) 近年における施工状況の変化

前述のとおり、施工時におけるコンクリートの許容引張応力度は、昭和 43 年に規定され、現在に至るまで変わることなく踏襲されている。しかし、この間、施工方法は合理化され、昭和 43 年よりも急速施工が増加したことにとともに、近年ではコンクリート養生期間として 28 日を確保する前に、次の施工ステップに進む（コンクリートに荷重を作用させる）事例が増加している。

例えば、現在では一般的な架設方法となっており、3.3.1 で計測対象とした橋梁の架設工法でもある「張出し架設工法」における、張出部の 1 ブロックあたりの標準工程は 11 日（国土交通省土木工事積算基準⁷⁾）である。また、その内訳として、図-3.3.33 に PC 道路橋計画マニュアル⁸⁾で示されている張出し架設工法の 1 サイクルの標準工程を示すが、コンクリート養生期間としては 3 日程度となっている。

表-3.4.10 1 サイクル当りの標準行程

工 種	1日	2日	3日	4日	5日	6日	7日	8日	9日	10日	11日
PC 鋼 材 緊 張	■										
移動作業車移動・据付け		■									
下床版・ウェブ鉄筋 PC 工			■	■	■	■					
内 型 枠 組 立					■	■					
上床版鉄筋 PC 工						■	■	■			
コンクリート打設								■	■		
養 生 工									■	■	■
PC 鋼材挿入、緊張準備										■	■

（備考）1 室箱げたで稼働効率を考慮した工程

図-3.3.33 張出架設工法の 1 サイクルの標準工程（出典：PC 道路橋計画マニュアル）⁸⁾

2-2) 急速施工時のコンクリートの許容引張応力度の運用実態

設計・施工の実績をみると急速施工を行う場合は、施工工程での養生期間を考慮し、設計技術者の判断により、設計基準に示されている許容引張応力度（表-3.3.14）を低減して運用している場合も多い。

なお、次の施工ステップに移る際には、S43.3「プレストレストコンクリート道路橋示方書」（日本道路協会）²⁾の解説に「施工中、一時的に架設荷重を載荷する場合は、コンクリートの圧縮強度が設計基準強度に達していることを確かめておかなければならない。」とあることから、架設地で構造物と同期間養生した供試体を用いて実施するコンクリート

圧縮強度試験の結果が、設計基準強度以上であることを確認した上で、次の施工ステップに移ることが一般的である。設計基準ではコンクリートの 28 日発現強度に対して施工時の許容引張応力度が規定されているものの、養生期間が 28 日以下の場合でも次の施工ステップに移行することが多いのが実態であり、その際の対応の有無や方法は設計者によってばらつきがある。

また、施工事例の中には、養生期間が数日間であるにも関わらず、道路橋示方書に規定されるコンクリートの 28 日発現強度をもとに定められた許容引張応力度による照査を実施している事例もみられた。図-3.3.34 は、養生期間が 2 日間を想定した施工工程であるにも関わらず、コンクリートの 28 日発現強度をもとに定められた許容引張応力度 (2.5N/mm²) による照査を実施し、施工時にひび割れが発生した事例である。

合成曲げ応力度 (各架設段階) (N/mm ²)											
STEP - 93		18.00 >SIG-C> -2.50 (U) > -2.50 (L)									
断面NO	11		12		13		14		15		
	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	
自重 (橋材含む)	-4.88	7.36	-5.84	8.32	-6.69	9.09	-7.34	9.61	-7.90	10.01	
クリープ収縮	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
有効プレストレス	3.49	-0.66	4.16	-0.85	4.87	-1.06	5.42	-1.26	5.99	-1.47	
有効プレストレス 2次 (クリープ含む)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
合計	-1.39	6.70	-1.67	7.48	-1.83	8.03	-1.91	8.36	-1.91	8.55	

(a) 施工時照査の計算書 (抜粋)



(b) ひび割れ状況

図-3.3.34 発現強度の考慮不足が要因と思われる架設中のひび割れ

図-3.3.34 (a) は、架設時の計算書を抜粋したものであるが、これをみると施工時に 2.0N/mm² 程度の引張応力度が発生する結果となっている。コンクリートの発現強度の推定式については多くのものが提案されているが、例えばマスコンクリートのひび割れ制御指針⁶⁾の推定式をもとに算出した上部構造で使用する標準的な配合のコンクリートの養生 2 日強度 (引張) は 1.5N/mm² 程度となる。したがって、架設時引張応力度のばらつきと若材齢におけるコンクリート発現強度のばらつきを考えれば、ひび割れ発生リスクは相当地に高い状態であったといえる。なお、図-3.3.34 (b) は、ひび割れ状況の写真であるが、設計計算 (図-3.3.34 (a)) において 2.0N/mm² 程度の引張応力度が発生する位置と一致していた。

2-3) ひび割れ発生リスクに対する課題

前述のような施工時におけるコンクリートの許容引張応力度の変遷と昨今の施工状況を踏まえると、施工時におけるコンクリートの許容引張応力度(表-3. 3. 14)は、コンクリートの28日発現強度をもとにした許容応力度であるということが設計基準の解説において明確でないこともあり、以下のような運用実態となっていることが、初期変状(ひび割れ)発生の要因となっていると考えられる。

- ・ 養生期間を十分確保できない急速施工時には、設計技術者の判断により、設計基準に示されている許容引張応力度(表-3. 3. 14)を低減して運用されている事例が多いが、その方法や考慮の有無にばらつきがある。
- ・ 28日間よりも短い養生期間の場合においても、28日発現強度をもとにした施工時のコンクリート許容引張応力度を用いた照査が行われ、ひび割れ発生リスクが高い状態での施工が実施されている場合がある。

以上のように、H24道示までの施工時における許容応力度については、コンクリートの発現強度によらず、一律に許容応力度を規定していることが課題といえる。材齢を考慮したコンクリートの発現強度から、これまでH24道示にて確保されてきた完成時の許容応力度と同程度の安全率を確保した施工時のコンクリートの許容応力度を定めることにより、少なくとも現状より、施工時のひび割れリスクを低減することができると考えられる。なお施工時における安全率を、H24道示の完成時の許容応力度と同程度とした考え方について※補足1)を参照とする。

(2) 発現強度に対する施工時におけるコンクリートの許容応力度の安全率

施工時のひび割れリスクを低減するためには、材齢を考慮したコンクリートの発現強度から適切な安全率を確保したコンクリートの許容応力度を設定することが有用と考えられる。材齢を考慮したコンクリートの許容応力度を定めるためには、発現強度からどの程度の安全率を考慮すればよいかを明らかにする必要がある。

施工時におけるコンクリートの許容応力度の安全率は、これまで完成時に確保されてきた許容応力度の安全率と同程度を施工時に確保することにより施工時も完成時と同程度の安全率が確保できると考える。

ここでは H24 道示の安全率と実橋計測結果との関係から発現強度に対して確保すべき、安全率について検討を行う。

1) H24 道示の許容応力度が確保していた安全率

H24 道示の設計基準で規定されていた施工時における許容応力度(表-3. 3. 14)は、28 日発現強度(設計基準強度)に対して所要の安全率を確保して定められたものであった。また、H24 道示の設計基準におけるコンクリートの許容応力度は、28 日発現強度を基にしたコンクリート強度に対する許容応力度が規定されており、コンクリートの発現強度から安全率を確保する場合も、同程度の安全率を確保する必要があると考えられる。このため、ここでは、H24 道示において定められているコンクリートの許容応力度が確保していた安全率について確認を行う。

① プレストレストコンクリート構造の許容圧縮応力度(応力度の種類: その他(完成時))

H24道示での、プレストレストコンクリート構造に対する28日発現強度を基にした強度(設計基準強度: σ_{ck})とコンクリートの許容圧縮応力度及び、安全率(コンクリート許容圧縮応力度と設計基準強度: σ_{ck} との比率)を表-3. 3. 15に示す。

コンクリート許容圧縮応力度が確保している安全率(設計基準強度との比率)は、表-3. 3. 15の着色欄(σ_{ck} に対する比率)のとおりである。

表-3. 3. 15 プレストレストコンクリート構造に対する許容圧縮応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度			30	40	50	60	σ_{ck} に対する比率
応力度の種類							
そ の 他	曲げ圧縮応力度	4) 長方形断面の場合	12.0	15.0	17.0	19.0	$(0.32 \sim 0.40) \cdot \sigma_{ck}$
		5) T形及び箱形断面の場合	11.0	14.0	16.0	18.0	$(0.30 \sim 0.37) \cdot \sigma_{ck}$
	6) 軸圧縮応力度		8.5	11.0	13.5	15.0	$0.85 \cdot (0.30 \sim 0.33) \cdot \sigma_{ck}$

設計基準強度毎に異なるが、許容曲げ圧縮応力度と設計基準強度との比率(許容曲げ圧縮応力度 / 設計基準強度)は概ね $0.30 \sim 0.40\sigma_{ck}$ となっており、許容軸圧縮応力度はその85%となっている。

以上より、概ねコンクリートの許容圧縮応力度は、

・ 曲げ圧縮に対して（T及び箱断面） $0.35\sigma_{ck} \Rightarrow 1 / 3.0 \cdot \sigma_{ck}$

・ 軸圧縮に対して $0.85\sigma_{ck} / 3 \Rightarrow 1 / 3.5 \cdot \sigma_{ck}$

となり、許容圧縮応力度と設計基準強度との比率（安全率）は、曲げ圧縮応力度で3.0程度、軸圧縮応力度で3.5程度となっていることがわかる。

② プレストレストコンクリート構造の許容圧縮応力度（応力度の種類：プレストレッシング直後）

プレストレスの導入は、H24道示Ⅲコンクリート橋編20.8PC鋼材工及び緊張工¹⁾より、打設したコンクリートの発現圧縮強度が、プレストレッシング直後にコンクリートに生じる圧縮応力度の1.7倍以上あることを確認した上で実施することが定められている。一般的に、打設時に構造物と同じコンクリートから作成し、構造物と同じ場所で養生を行った供試体に対して、圧縮強度試験を行うことで、この確認が行われる。

プレストレス導入時の圧縮応力度は、PC鋼材のリラクセーション、コンクリートのクリープ、乾燥収縮等により、導入以降に減少するPC鋼材緊張力が、減少する前の施工段階にあること、及び、前述のように圧縮試験を行い実強度を確認することから、①で示した完成時の許容圧縮応力度と設計基準強度との比率（3.0、3.5等）より低い値（1.7）の安全率となっているものと考えられる。

なお、「プレストレストコンクリートの設計および施工」¹¹⁾では、プレストレスをあたえた直後のプレストレスの大きさは比較的正確にこれを計算で求めることができ、計算値に比して過大な応力度がおこる危険性は少なく、また、疲労の危険性も少ないことから、比較的大きい許容応力度をあたえることができることから、プレストレッシング直後の許容圧縮応力度を「 $(0.4 \sim 0.6) \times$ プレストレストコンクリートをあたえるときのコンクリート圧縮強度」としていることが記載されている。H24道示までの設計基準強度に対する許容圧縮応力度の比率もこれを参考に設定されたものと推察される。

以上より、プレストレス導入直後のコンクリートの許容圧縮応力度は、

・ 曲げ圧縮に対して（T及び箱断面） $1/1.7 \cdot \sigma_{ck}$

・ 軸圧縮に対して $1/1.7/0.85^* \cdot \sigma_{ck} \Rightarrow 1/2.0 \cdot \sigma_{ck}$

（※0.85は、曲げ圧縮応力度に対する軸圧縮応力度の比率で①で示した完成時の比率と同じ）

となり、曲げ圧縮応力度で1.7程度、軸圧縮応力度で2.0程度の安全率が確保されていると考えられる。

③ プレストレストコンクリート構造の許容引張応力度

H24道示での、プレストレストコンクリート構造に対する28日発現強度を基にした強度（設計基準強度： σ_{ck} ）とコンクリートの許容引張応力度が確保してる安全率（設計基準強度との比率）を表-3.3.16から表-3.3.18に示す。

表-3.3.16 プレストレストコンクリート構造に対する許容引張応力度（N/mm²）

コンクリートの設計基準強度			30	40	50	60	推定算出式
応力度の種類							
曲げ引張 応力度	1) プレストレッシング直後		1.2	1.5	1.8	2.0	$0.23 \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} / 1.7$
	2) 活荷重及び衝撃以外の主荷重		0	0	0	0	フルプレストレッシング
	主荷重及び 主荷重に相当 する特殊荷重	3) 床版	0	0	0	0	フルプレストレッシング
		4) プレキャストセグメン構 造におけるセグメント継目	0	0	0	0	フルプレストレッシング
		5) その他の場合	1.2	1.5	1.8	2.0	$0.23 \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} / 1.7$
6) 軸引張応力度			0	0	0	0	フルプレストレッシング

表-3.3.17 従荷重及び従荷重に相当する特殊荷重を考慮した場合の
プレストレストコンクリート構造に対する許容引張応力度（N/mm²）

コンクリートの設計基準強度			30	40	50	60	推定算出式
荷重の組合せ							
1) 主荷重（ P ）＋主荷重に相当する特殊荷重（ PP ） ＋温度変化の影響（ T ）			1.7	2.0	2.3	2.5	$0.23 \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} / 1.7 + 0.5$
2) 主荷重（ P ）＋主荷重に相当する特殊荷重（ PP ）＋ 風荷重（ W ）			2.2	2.5	2.8	3.0	$0.23 \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} / 1.7 + 1.0$
3) 主荷重（ P ）＋主荷重に相当する特殊荷重（ PP ） ＋温度変化の影響（ T ）＋風荷重（ W ）			2.2	2.5	2.8	3.0	$0.23 \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} / 1.7 + 1.0$
4) 主荷重（ P ）＋主荷重に相当する特殊荷重（ PP ）＋ 制動荷重（ BK ）			2.2	2.5	2.8	3.0	$0.23 \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} / 1.7 + 1.0$
5) 主荷重（ P ）＋主荷重に相当する特殊荷重（ PP ）＋ 衝突荷重（ CO ）			—	—	—	—	
6) 活荷重及び衝撃以外の主荷重＋地震時の影響（ EQ ）			—	—	—	—	
7) 風荷重（ W ）			2.0	2.3	2.6	2.8	$0.23 \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} / 1.7 + 0.8$
8) 施工時荷重（ ER ）			2.2	2.5	2.8	3.0	$0.23 \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} / 1.7 + 1.0$

表-3.3.18 プレストレストコンクリート構造に対する許容斜引張応力度（N/mm²）

コンクリートの設計基準強度			30	40	50	60	推定算出式
応力度の種類							
活荷重及び 衝撃以外の主 荷重	1) せん断力のみ又はねじりモーメン トのみを考慮する		0.8	1.0	1.2	1.3	$0.23 \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} / 1.7 / 1.5$
	2) せん断力とねじりモーメントをと もに考慮する場合		1.1	1.3	1.5	1.6	$0.23 \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} / 1.7 / 1.5 + 0.3$
衝突荷重又は 地震の影響を 考慮しない荷 重の組合せ	3) せん断力のみ又はねじりモーメン トのみを考慮する		1.7	2.0	2.3	2.5	$0.23 \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} / 1.7 + 0.5$
	4) せん断力とねじりモーメントをと もに考慮する場合		2.2	2.5	2.8	3.0	$0.23 \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} / 1.7 + 1.0$

H24道示で規定されているコンクリートの許容引張応力度は、設計基準強度からH24道示¹⁾に示されている引張強度の式(3.3.3)を用いて算出しているものと推察される。コンクリートの許容引張応力度は、表-3.3.16から表-3.3.18の着色欄(σ_{ck} に対する比率)に示す算出式による計算値に概ね近い値となっている。

$$\sigma_{ctr} = 0.23\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad \dots\dots\dots \text{式 (3.3.3)}$$

ここに、 σ_{ctr} : コンクリートの引張強度 (N/mm²)
 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

以上より、概ねコンクリートの許容引張応力度は、
 ・ 曲げ引張に対して $\sigma_{ctr}/1.7$
 ・ 斜引張に対して $\sigma_{ctr}/1.7/1.5 = \sigma_{ctr}/2.55$
 となり、許容引張応力度と引張強度との比率(安全率)は、曲げ引張応力度で1.7程度、軸圧縮応力度で2.5程度となっている。

④ まとめ

H24 道示の 28 日発現強度を基にした強度（設計基準強度: σ_{ck} ）に対する許容応力度の比率（安全率）を表-3.3.19 にまとめる。

表-3.3.19 H24 道示の設計基準強度に対する許容応力度の比率（H24 道示常時相当）

応力度の種類	比率（設計基準強度/許容応力度）
曲げ圧縮強度	3.0
軸圧縮強度	3.5
プレストレス導入直後の曲げ圧縮強度	1.7
プレストレス導入直後の軸圧縮強度	2.0
曲げ引張強度	1.7*
斜引張強度	2.55 (=1.7×1.5) *

*は、コンクリート引張強度/許容応力度に対する比率を示す

以上より、各施工段階においても、完成時に確保している安全率と同等の安全率を確保するためには、各施工段階でのコンクリートの発現強度に対する許容応力度の比率（設計基準強度/許容応力度）を、表-3.3.19 の比率の同程度とすればよいと考えられる。

なお、荷重の組合せとして温度変化の影響を考慮する場合には、H24 道示では、表-3.3.15 から表-3.3.18 の許容応力度を 1.15 倍（割増係数）した値を許容応力度とすることが規定されている。温度変化の影響を考慮した場合は、温度変化の影響を考慮していない状況に対して、これまで構造物が完成時に確保していた安全率（表-3.3.19）と同等となる安全率を確保するための設計基準強度に対する許容応力度の比率は以下（表-3.3.20）となる。

表-3.3.20 温度変化の影響を考慮したコンクリート許容応力度の比率

応力度の種類	比率（設計基準強度/許容応力度）
曲げ圧縮強度	2.5 (=3.0/1.15)
軸圧縮強度	3.0 (=3.5/1.15)
プレストレス導入直後の曲げ圧縮強度	1.7
プレストレス導入直後の軸圧縮強度	2.0
曲げ引張強度	1.5 (=1.7/1.15) *
斜引張強度	2.25 (=1.7/1.15×1.5) *

*は、コンクリート引張強度/許容応力度に対する比率を示す

(3) 施工時における許容応力度の検証

(2) では、各施工段階において、完成時と同等の安全率を確保するために必要となる各施工段階でのコンクリート強度に対する、許容応力度の比率（設計基準強度及びコンクリート引張強度／許容応力度）を示した。施工時における許容応力度は、材齢を考慮したコンクリート発現圧縮強度（式（3.3.1））及びコンクリート引張強度（式（3.3.2））から（2）で検討した安全率を確保することで設定する。ここでは、材齢に応じた施工時の許容応力度の設定と実橋計測結果との関係を検証する。なお、施工時のひび割れに影響するのはコンクリート引張応力であるため、施工時の許容引張応力度について検証する。

1) 施工時における許容引張応力度の設定

ここでは施工時における許容引張応力度は、発現強度を基にしたコンクリート引張強度に対して、(2) の安全率 (1.5) を除することで設定してみる。コンクリート引張強度は、式 (3.3.1) にしたがって有効材齢に応じた発現圧縮強度を求め、それを式 (3.3.2) の σ_c に代入することで発現強度を基にしたコンクリート引張強度が算定される。ここで、有効材齢に応じた発現圧縮強度は、式 (3.3.1) にしたがって、管理材齢 (28 日) における圧縮強度、有効材齢、発現強度の各係数を基に算定を行う（具体的な発現強度の各係数等は、「マスコンクリートのひび割れ制御指針 (2016 年版)」⁶⁾ に示されている）。また式 (3.3.2) に代入する圧縮強度は、材齢に応じた発現圧縮強度のばらつき影響を考慮するため、割増し係数を反映する（後述の※補足 2）を参照）。

以上を基に実橋計測を行った B 橋を対象に、計測結果と発現強度を基にしたコンクリート引張強度と施工時における許容引張応力度の関係を図-3.3.35 に示したので、以下に考察を示す。

2) 実橋計測結果との関係

施工時における引張応力度は、施工初期段階と施工時荷重の影響が厳しくなる（最大張出し）段階（図-3.3.35 の赤丸破線）を除き、明らかに施工時許容応力度（図-3.3.35 の水色線）以内となっており、ひび割れの可能性は低い（図-3.3.35 の赤線（計測値）が水色線（施工時許容応力度）より一様に低くなっている）。

しかし、施工初期段階と施工時荷重の影響が厳しくなる（最大張出し）段階は、施工時引張応力が施工時許容引張応力度に近づき（最大張出し時は許容引張応力度を超過）、ひび割れ発生の可能性が高くなる状態である。その要因等について、以下に考察を示す。

【施工初期段階】

施工時における許容引張応力度（図-3.3.35 の水色線）は、施工初期段階（9 月 24 日付近）において発生している引張応力（図-3.3.35 の左側赤丸破線）に対して余裕がない状態となっている。これは、施工時許容引張応力度がコンクリート打設直後であり若材齢のためコンクリート引張強度が低い状態にあるのにも関わらず、急速施工のため施工時荷重と新旧コンクリート温度差による外部拘束の影響から施工初期段階から引張応力が発生しているためである。そのため、施工初期段階はひび割れが発生しやすい状態にある。

【最大張出し段階】

施工時荷重の影響が厳しくなる（最大張出し）段階（11月28日）の計測値（図-3.3.35の右側赤丸破線）は、施工時許容引張応力度（図-3.3.35の水色線）を超過している。3.3.2で前述したとおり、11月28日は施工時引張応力が大きい状態に加えて温度の日変動が大きく（図-3.3.31参照）、コンクリート部材間の温度差の影響が加わり大きな引張応力が計測されたものと想定される（図-3.3.35の赤線（計測値）が11月28日に急激に増加）。

11月28日の施工時許容引張応力度は、計測された最大引張応力度の温度日変動応力度の概ね中央値であり、温度応力の変動分、施工時許容引張応力度を超過し、最大引張応力度と引張強度がほぼ同等となっている（図-3.3.35の11月28日赤線（計測値）と茶色（引張強度）がほぼ一致）。よって、温度応力変動分は、概ね安全率1.5と同等となっており、温度変動応力の影響が大きいことを示している。

なお、後述する3.4及び3.5では、様々な条件下でのコンクリートの温度変化（温度差）による影響による応力度の変動程度について検討しており、条件の組合せにより 2.0N/mm^2 程度の応力変動が生じる可能性があることが示されている。ここで示した施工時引張応力度（図-3.3.35の赤線（計測値））は、11月27日から28日において 3.0N/mm^2 程度（ひずみ計測値 100μ ）の応力変動を起こしており、施工時の荷重等の影響で引張応力が大きい段階で大きな温度差による応力変動が重なると局部的に大きな応力が発生する可能性があり、十分な対応が必要である。

以上より、施工段階において、発生する引張応力度と許容応力度の関係は、コンクリート打設直後の若材齢の状態や、施工時引張応力が大きい状態に温度差による温度変動応力の影響が重なる場合などにおいて、施工時許容応力度を超過した引張応力からひび割れが発生する可能性がある。その場合は、施工時許容応力度のみではひび割れ対策としては不足し、4章【11】に示すようなさまざまなひび割れを低減する対策を併用することを検討する必要がある。

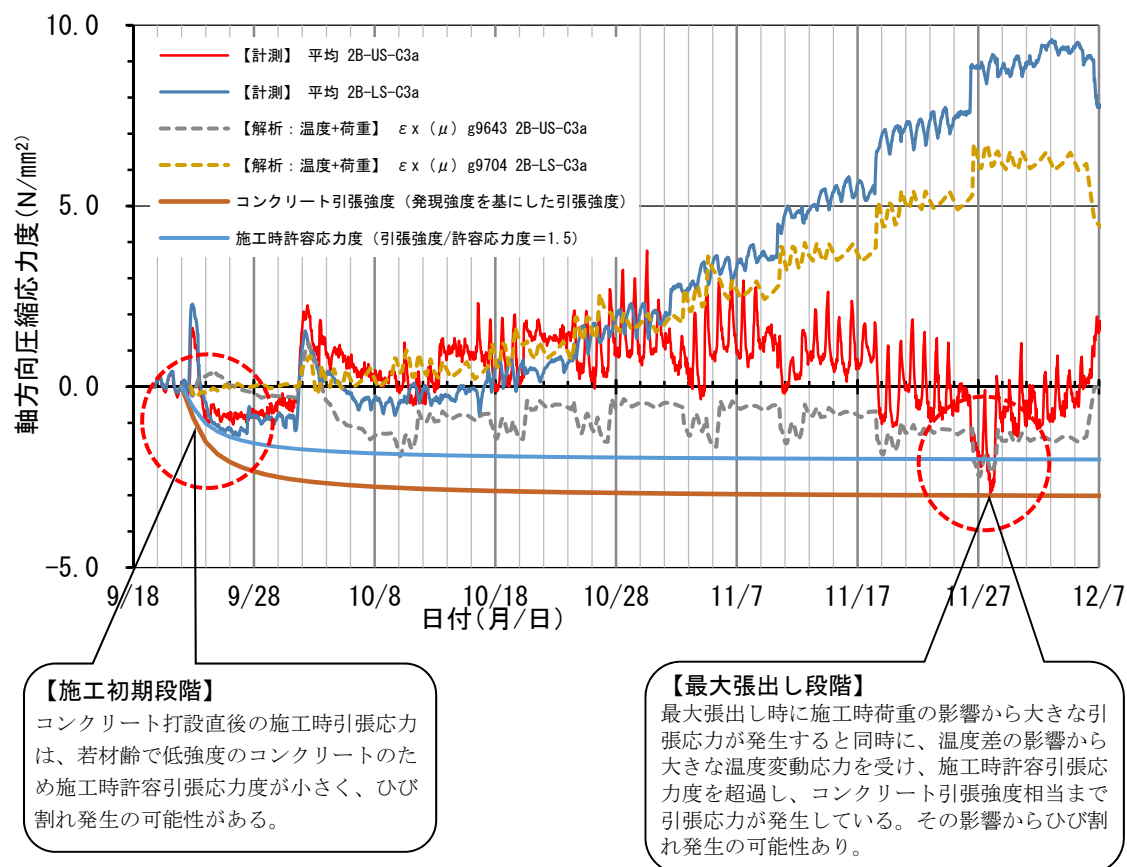


図-3.3.35 コンクリート応力度の測定結果と許容応力度案
 （計測および解析位置は第2ブロック先端）

※補足1) 【施工時の安全率をH24道示の完成時の許容応力度と同等とした考え方】

3.3.3 (1) 1) において、H24道示における施工時許容引張応力度は、表-3.3.14に示される28日発現強度（設計基準強度）に対して設定された許容値を用いており、材齢に応じてコンクリート強度が変化する発現強度を基にした施工時許容応力度を用いていないことが課題であることを示した。

また3.3.3 (2) 1) ④において、施工時許容応力度の安全率は、これまで道示にて確保されてきた完成時の許容応力度と同程度を確保すれば、少なくとも現状より、施工時のひび割れリスクを低減することができることを示した。ここでは、施工時の安全率を完成時の許容応力度と同程度とすることに対して、解説する。

表-3.3.19よりH24道示の設計基準強度^{①～④}及び引張強度^{⑤、⑥}に対する許容応力度の安全率（H24道示常時相当の安全率）は、①曲げ圧縮強度で3.0、②軸圧縮強度で3.5、③プレストレス導入直後の曲げ圧縮強度で1.7、④プレストレス導入直後の軸圧縮強度で2.0、⑤曲げ引張強度で1.7、⑥斜引張強度で2.55が確保されている。初期変状として施工時に多いひび割れは、安全率が大きく強度が高い圧縮側でなく、安全率が小さく強度が低い引張側に発生することが多いため、③～⑥に対して安全率について解説を行う。

③ プレストレス導入直後の曲げ圧縮強度：安全率1.7

④ プレストレス導入直後の軸圧縮強度：安全率2.0（ $=1.7/0.85$ ）

プレストレスト導入直後は、施工中になるため、H24道示と同様な扱いとした。

プレストレス導入直後の安全率は、3.3.3 (2) 1) ②に示した通り、コンクリートに生じる最大圧縮応力度の1.7倍以上の圧縮応力度を確認する必要がある。これは、プレストレストコンクリートの最も古い基準である昭和30年プレストレストコンクリート設計施工指針¹²⁾の解説によればDIN4227に準じて規定されたものである。

安全率として1.7としているのは、プレストレス導入直後のため、PC鋼材のリラクセーション、コンクリートのクリープ・乾燥収縮によるPC鋼材緊張力の減少が生じないこと、圧縮強度試験を行い発現強度が必要強度以上（最大圧縮応力度の1.7倍以上）あることを確認することから完成時の安全率（3.0、3.5）より低い安全率となっていると考えられる。

また軸圧縮強度の安全率は、曲げ圧縮強度の安全率÷85%として決めたものであるが、これは柱におけるコンクリート強度が標準供試体のコンクリート強度に比べて低下することを考慮した¹³⁾ものであるため、施工時も同様とした。

⑤ 曲げ引張強度：安全率1.7

プレストレストコンクリート構造に対する曲げ引張応力度は、表-3.3.16より1)プレストレッシング直後（施工時）と完成時（主荷重及び主荷重に相当する特殊荷重の5）その他の場合）は、同値となっており引張強度に対して1.7の安全率が確保されている。これは昭和36年度改訂プレストレストコンクリート設計施工指針³⁾

以降変更されておらず、この解説に「この荷重状態が短期間しか作用しないことを前提として許容したものである」とあるため、元々一時的な施工時の状態に対して規定されたものである。したがって、H24道示の曲げ引張応力度は元々施工時を前提として規定されたものであり、その安全率をそのまま用いて問題ないと考えられる。

⑥ 斜引張強度：安全率2.55

H24道示の斜引張応力度は、表-3. 3. 18よりせん断のみ又はねじりモーメントのみを考慮する場合、引張強度 σ_{ctd} に対して $1.7 \times 1.5 = 2.55$ の安全率が確保されている。斜引張応力度は、H24道示の解説の通り既往の載荷実験の結果等も参考に許容引張応力度と同様に部材に作用する荷重の特性に応じて値を定めている。これは、持続的に作用する荷重に対してコンクリートのひび割れに対する安全度を高めるように主引張応力に対する許容値として定められたものである（下記に示す【斜引張強度の安全率の考え方】を参照）。

プレストレストコンクリートの斜引張応力度は、施工時ひび割れを許容しないことから設計荷重時と同様に全断面有効と考えた主引張応力度で照査を行う。斜引張応力度の照査式は、H24道示の通り式（補1.1）及び式（補1.2）に示すが、部材断面に生じるせん断応力度にPC鋼材による部材軸方向圧縮応力度の効果を見込んでいる。施工時もコンクリート打設後、3日程度でPC鋼材による緊張を行い、ほぼ同時に移動作業車を前進させ架設機械の荷重がコンクリートに載荷されるため、コンクリート重量や施工機械によるせん断力やPC鋼材緊張による軸方向圧縮応力が発生することになるため、完成時である設計荷重と同様な応力状態になると考えられることから、施工時と完成時は同程度の安全率を確保すればよいと考えられる。

$$\sigma_l = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} \right\} \dots\dots\dots \text{（補1.1）}$$

$$\tau = \frac{(S - S_p) \cdot Q}{b_w \cdot I} \dots\dots\dots \text{（補1.2）}$$

σ_l ：部材断面に生じるプレストレストコンクリートの斜引張応力度

σ_x ：部材軸方向圧縮応力度

σ_y ：部材軸直角方向圧縮応力度

（斜め及び鉛直PC鋼材による圧縮応力度＝今回は無視）

τ ：部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度

S ：部材断面に作用するせん断力

S_p ：PC鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力

Q ：せん断応力度を算出する位置より外側部分の図心軸に関する断面一次モーメント

b_w ：ウェブ厚

I ：部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント

【斜引張強度の安全率の考え方】

BSI・CP110-1972 (BS-2004) によれば、ウェブにせん断ひび割れが発生するせん断力 V_{cw-max} は次のとおりである。

$$V_{cw-max} = \frac{b_w \cdot l}{G} \cdot \sqrt{\sigma_{ctd} \cdot (\sigma_{ctd} + \alpha \cdot \sigma_{cdm})} + S_{pd}$$

$$= \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{\sigma_{ctd} \cdot (\sigma_{ctd} + \alpha \cdot \sigma_{cdm})} + S_{pd} \quad (\text{N}) \quad \dots\dots\dots \text{補 1.3}$$

ここに、

b_w : ウェブ厚 (mm)
 I : 部材の断面二次モーメント (m⁴) $I = \frac{bh^3}{12}$
 G : 部材の断面一次モーメント (m³) $G = \frac{b}{2} \left(\frac{h^2}{4} - y^2 \right)$

$\sigma_{ctd} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}$: コンクリートの引張強度 (N/mm²)

σ_{cdm} : 部材中心位置における軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

α : 低減係数 (=0.8) プレストレス効果に対する安全係数

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

d : 部材の有効高 (mm)

S_{pd} : 傾斜配置された PC 鋼材の有効プレストレスの鉛直分力 (N)

b : 部材断面の幅 (m)

h : 部材断面の高さ (m)

y : 中立軸からの距離 (m)

ウェブ中心位置であることから $y=0$ として、 I と G を代入することで式 (補 1.3) が得られる。式 (補 1.3) を応力表記に変換し、 S_{pd} と σ_{cdm} の効果を見捨てることで以下の通りとなる。

$$\tau_{cmax} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\sigma_{ctd} \cdot \sigma_{ctd}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots\dots\dots \text{補 1.4}$$

$$= \frac{1}{1.5} \cdot \sigma_{ctd} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots\dots\dots \text{補 1.5}$$

ここに、 τ_{cmax} : ウェブにせん断ひび割れが発生するコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値

表-補 1.1 τ_{cmax} 、 σ_{la} のコンクリート引張強度に対する安全率

	コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)				コンクリート引張強度に対する安全率
	30	40	50	60	
$\tau_{cmax}(\text{N/mm}^2)$	1.48	1.79	2.08	2.35	$\sigma_{ctd} / 1.5$
$\sigma_{la}(\text{N/mm}^2)$	0.80	1.0	1.2	1.3	$\sigma_{ctd} / (1.5 \times 1.7) = \sigma_{ctd} / 2.55$

σ_{la} は、表-3.3.18 の 1 行目の許容斜引張応力度を示す。

従って、コンクリートの平均せん断応力度の最大値はコンクリートの引張強度に対して

1.5 の安全率が確保されている。また、斜引張応力度はコンクリートの引張強度に対して $1.5 \times 1.7 = 2.55$ の安全率が確保されていることとなる。

※補足2) 【発現強度を基にしたコンクリート強度】及び【配合強度に対する割増し】

「発現強度を基にした強度」とは、材齢に応じて変化するコンクリート発現強度に対してばらつきを考慮した5%フラクタイル値である。5%フラクタイル値とは、コンクリートの配合強度は、28日発現強度を基準に、設計基準強度を下回る確率が5%以下（非超過確率95%）となるように設計基準強度を割増したものである（28日発現強度に対する5%フラクタイル値が設計基準強度）。

式 (3.3.1) により算定される圧縮強度は、施工中の材齢に応じて変化する発現強度であり、この算定値は、強度のばらつきを考慮した上で、配合強度と同様に割増しを考慮するものと考えられる。

一方、H24年道示までの許容応力度（表-3.3.15から表-3.3.18）は、設計基準強度から定められたものであるため、この強度の割増しは、3.3.3 (2) ④で考慮した安全率とは別に考慮する必要がある。割増し係数は、コンクリート道路橋施工便覧⁴⁾を参考に、コンクリートの発現強度のばらつきを変動係数10%と想定し、割増し係数を決定すると以下となる。（変動係数Vの想定は、コンクリート道路橋施工便覧⁴⁾に記載されているレディーミクストコンクリート工場における通常の管理状態であれば10%以下となることを参考にしている。図-補2.1参照）

$$k = 0.85 / (1 - 3V / 100) = 0.85 / (1 - 3 \times 10 / 100) = 1.21$$

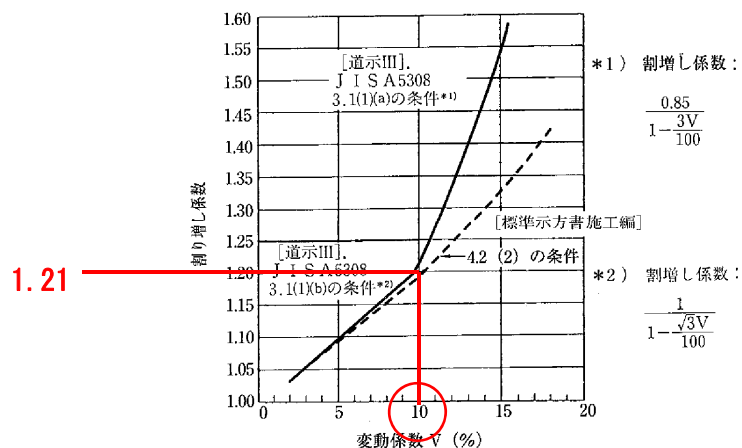


図-補 2.1 割増し係数と変動係数の比較（文献 4）からの抜粋）

【発現強度を基にした圧縮強度及び引張強度】

式 (3.3.1) による発現圧縮強度（配合強度）は、設計基準強度を概ね1.21倍したものと想定される（以下の関係）。

- ・ 圧縮強度（配合強度）＝設計基準強度×1.21
- ・ 設計基準強度＝圧縮強度（配合強度）÷1.21

この値は、各施工段階の発現強度にも考慮すると以下となる。

- ・「発現強度を基にした圧縮強度」＝発現圧縮強度（式（3.3.1）の計算値）÷1.21
- ・「発現強度を基にした引張強度」（図-3.3.35の茶色線）は、上記の「発現強度を基にした圧縮強度」を引張強度予測式である式（3.3.2）の σ_c に代入することにより求めている。

【3.3の参考文献】

- 1) 道路橋示方書・同解説 平成24年3月, 社団法人日本道路協会, 2012
- 2) プレストレストコンクリート道路橋示方書 昭和43年3月, 社団法人日本道路協会, 1968
- 3) プレストレストコンクリート設計施工指針 昭和36年8月, 社団法人土木学会, 1961
- 4) コンクリート道路橋施工便覧 平成10年1月, 社団法人日本道路協会, 1998
- 5) 2012年制定 コンクリート標準示方書 [設計編・施工編], 公益社団法人土木学会, 2012
- 6) マスコンクリートのひび割れ制御指針2016, 社団法人日本コンクリート工学会, 2016
- 7) 国土交通省土木工事積算基準, 国土交通省大臣官房技術調査課監修
- 8) PC道路橋計画マニュアル[改訂版], 社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会, 2007
- 9) 設計要領第二集橋梁建設編 平成28年8月, 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社, 2016
- 10) 国土技術政策総合研究所資料 共同研究報告書 第910号, 土木研究所 共同研究報告書 第468号, プレストレストコンクリート橋における初期変状の影響評価と対策に関する共同研究報告書（その1）, 2016
- 11) プレストレストコンクリートの設計および施工, 猪股俊司, 技報堂, 1957
- 12) 社団法人土木学会制定 プレストレストコンクリート設計施工指針 昭和30年4月, 社団法人土木学会, 1955
- 13) 社団法人日本道路協会橋梁委員会示方書小委員会コンクリート橋分科会：道路橋示方書コンクリート橋の詳説, 「Ⅲコンクリート橋編」について, 橋梁と基礎, vol.13, NO.4, pp.36-99, 1979.4
- 14) 道路橋示方書・同解説 平成53年1月, 社団法人日本道路協会, 1978

3.4 PC 箱桁のウェブとフランジ打継目のひび割れ

3.4.1 検討目的

新分類【11】のひび割れは、図-3.4.1 に示すように、初回点検で3番目に多く発生している。新分類【11】のひび割れが発生している全14橋のうちの11橋が「ポステンPC箱桁」で、ひび割れのパターンは、図-3.4.2のように、PC箱桁の2リフト打継ぎ目や張出床版の直角方向に進展するものである。

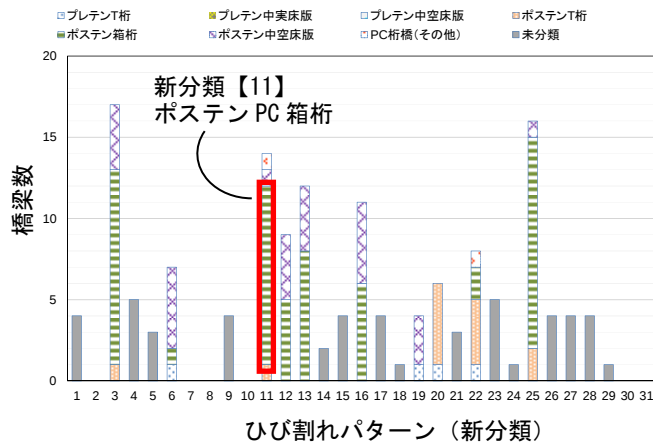


図-3.4.1 ひび割れ発生頻度

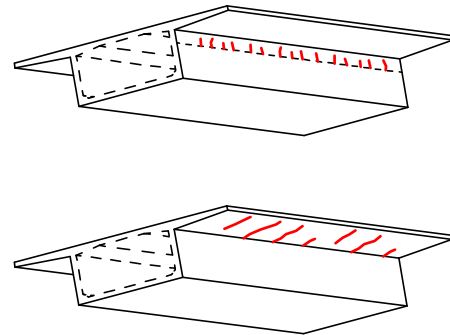


図-3.4.2 ひび割れパターン

このひび割れの発生要因として考えられるものを挙げると、「温度応力」「乾燥収縮」「鉄筋拘束力」「プレストレスに対するポアソン効果」「横締めPC鋼材の腐食」など複数の要因が想定される。

H24 年道路橋示方書Ⅲ編¹⁾では、20 章施工 20.6 コンクリート工の条文(7) 打継目に「3) 打継目に、温度応力及び乾燥収縮によるひび割れが発生しないように考慮する」とあり、その解説に「3) スターラップあるいは配力鉄筋等を他の部分と比較して密に配置する等の処置を講じる必要がある」と記載されている。

ここでは、想定される複数の要因の中から温度応力に着目し、寸法や環境等の諸条件がどの程度ひび割れの発生に影響するかを温度応力解析でシミュレーションし、どの程度の補強量が適切であるかを試算する。

3.4.2 検討概要

検討する構造は多径間連続 PC 箱桁で、その施工方法と打設方法は、図-3.4.3 のとおりとする。

- 〔 施工方法：支保工により 1 径間ごとにブロック割施工
- 〔 打設方法：2 リフト打設（1 リフト：下床版とウェブ、2 リフト：上床版）

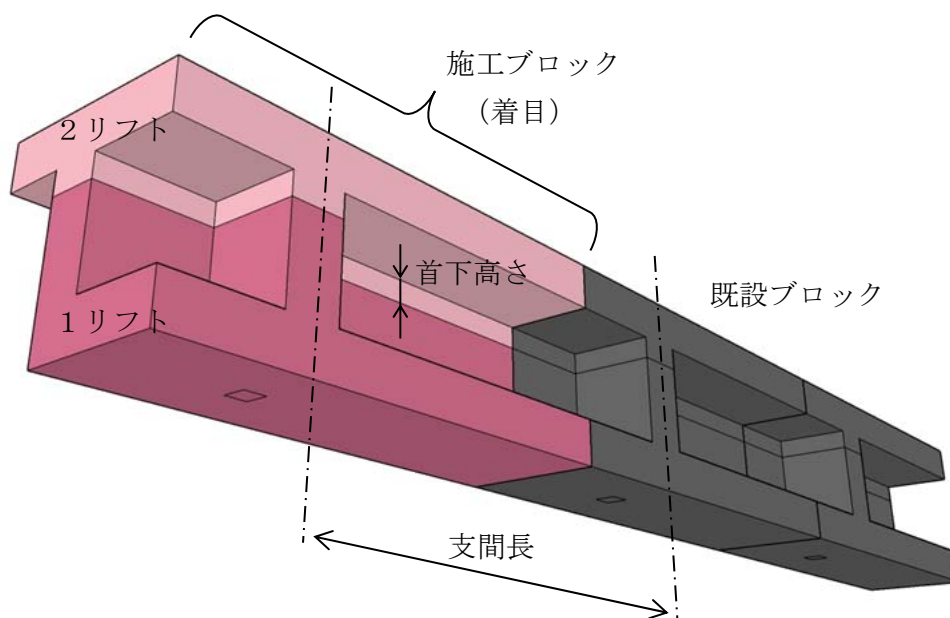


図-3.4.3 多径間連続 PC 箱桁の打設方法

ひび割れの発生に影響することが予想される条件として、寸法条件・環境条件・材料条件・施工条件などが考えられる。この各種条件には、表-3.4.1 に示すような種々の要素があり、個々の要素を変えて温度解析を行う。

表-3.4.1 各種条件とその要素

条件	要 素
寸法条件	桁高・幅員・ウェブ厚・下床版厚・首下高さ 既設ブロックの有無
環境条件	外気温
材料条件	セメント量・膨張材・乾燥収縮量
施工条件	型枠材質・打継目の養生材や養生期間 ブロック割ごとの施工間隔

解析ケースは、表-3.4.2に示すように、基本のケース1に対して要素を1つずつ変えた全10ケースとする。

表-3.4.2 解析ケース

ケース			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
寸法 条件	桁高	2.5m	○		○	○	○	○	○	○	○	○	支間 45m 支間 60m
		3.5m		◎									
	幅員	12.6m	○	○		○	○	○	○	○	○	○	
		7.6m			◎								
	ウェブ厚	0.4m	○	○	○		○	○	○	○	○	○	
		0.6m				◎							
	下床版厚	0.2m	○	○	○	○		○	○	○	○	○	
		0.5m					◎						
	首下高さ	0.1m	○	○	○	○	○		○	○	○	○	
		0.5m						◎					
	既設部 (ブロック)	あり	○	○	○	○	○	○		○	○	○	
		なし							◎				
環境 条件	外気温	15℃	○	○	○	○	○	○	○		○	○	
		30℃								◎			
		5℃											
材料 条件	セメント量	350kg	○	○	○	○	○	○	○	○		○	
		450kg									◎		
	膨張材	なし	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
		あり											
	乾燥収縮	200 μ	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
		500 μ										◎	
施工 条件	型枠	合板	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	打継ぎ面 養生材	マット	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	養生期間	5日	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	ブロック 施工間隔	28日	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
			基 本										

乾燥収縮度は、初期点検を実施する時点（2年後を想定）で200 μ とすることを基本ケースとする。

3.4.3 温度応力解析

(1) 解析モデル

基本ケースの解析モデルを図-3.4.4に示す。

幅員方向は左右対称なので、幅員中心で2分割したモデルとし、上床版・ウェブ・下床版を各4分割したメッシュ割りとする。

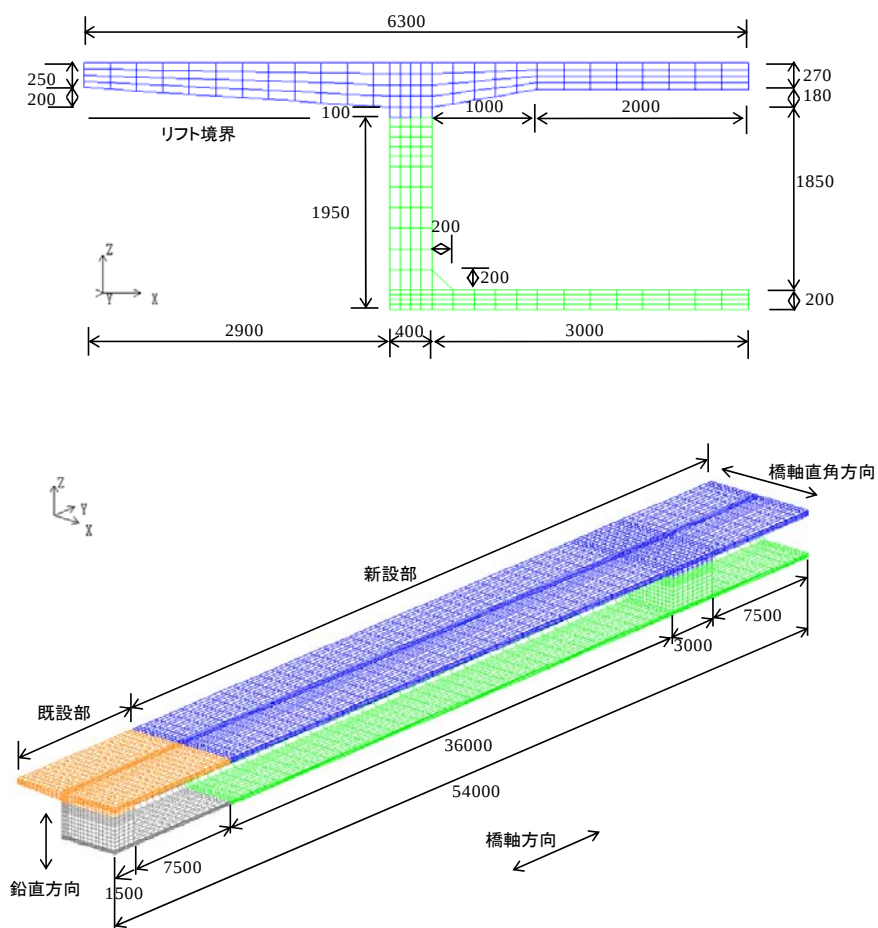


図-3.4.4 基本ケースの解析モデル概要図

(2) 拘束条件と熱伝達境界

モデルの拘束条件は、図-3.4.5のように、支点部の鉛直方向を線支承ライン状に拘束する。また、モデル化の際に切断しており、幅員を2分割した切断面の橋軸直角方向と中間支点断面の橋軸方向を全面拘束する。

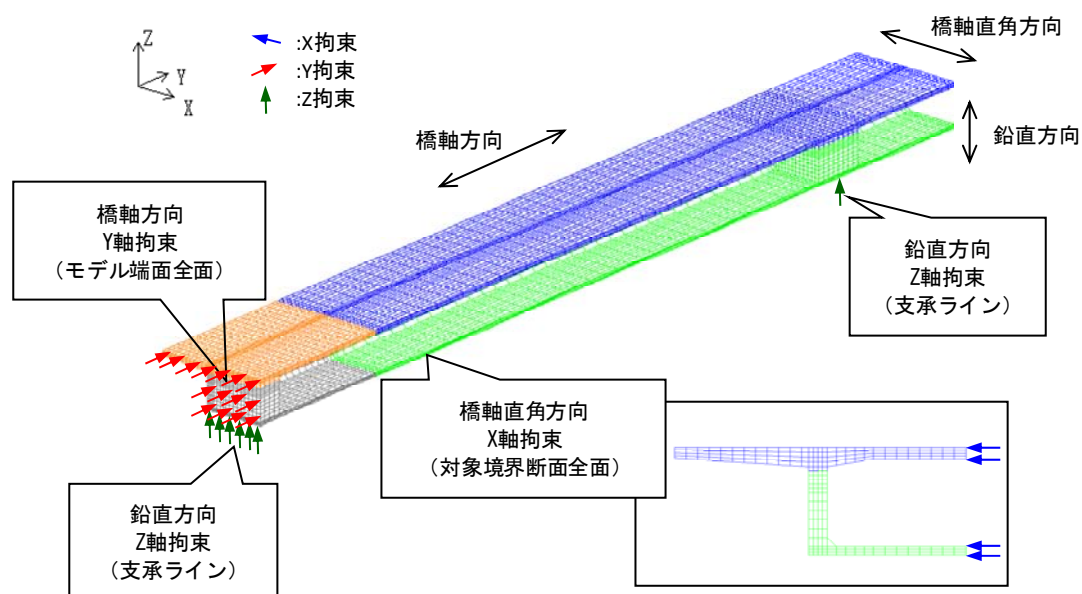


図-3.4.5 モデルの拘束条件

熱伝達境界は、型枠部は木枠を想定し、打設面はマットを敷いて散水養生することを想定して、熱伝達率を表-3.4.3のように設定する。

表-3.4.3 熱伝達境界

リフト	部位	型枠種別	熱伝達率	養生期間
1 リフト	下床版上面	マット+散水	5W/m ² ・℃	5 日間
	リフト天端	マット+散水	5W/m ² ・℃	5 日間
	小口枠	木枠	8W/m ² ・℃	5 日間
	外枠（箱外）	木枠	8W/m ² ・℃	28 日間
	内枠（箱内）	木枠	8W/m ² ・℃	5 日間
2 リフト	上床版上面	マット+散水	5W/m ² ・℃	5 日間
	小口枠	木枠	8W/m ² ・℃	1 日間
	外枠（箱外）	木枠	8W/m ² ・℃	7 日間
	内枠（箱内）	木枠	8W/m ² ・℃	7 日間

(3) 結果概要

基本ケース（ケース 1）の温度応力解析の結果について、橋軸方向の最小ひび割れ指数コンターを図-3.4.6 に示す。

新・旧ブロックや 1・2 リフトの打継ぎが影響と考えられる領域Ⅰについて、次ページ以降で詳細に検討する。領域Ⅱについては、中間支点横桁のマスコンクリートが原因と考えられるので、3.4.6（4）で略述する。

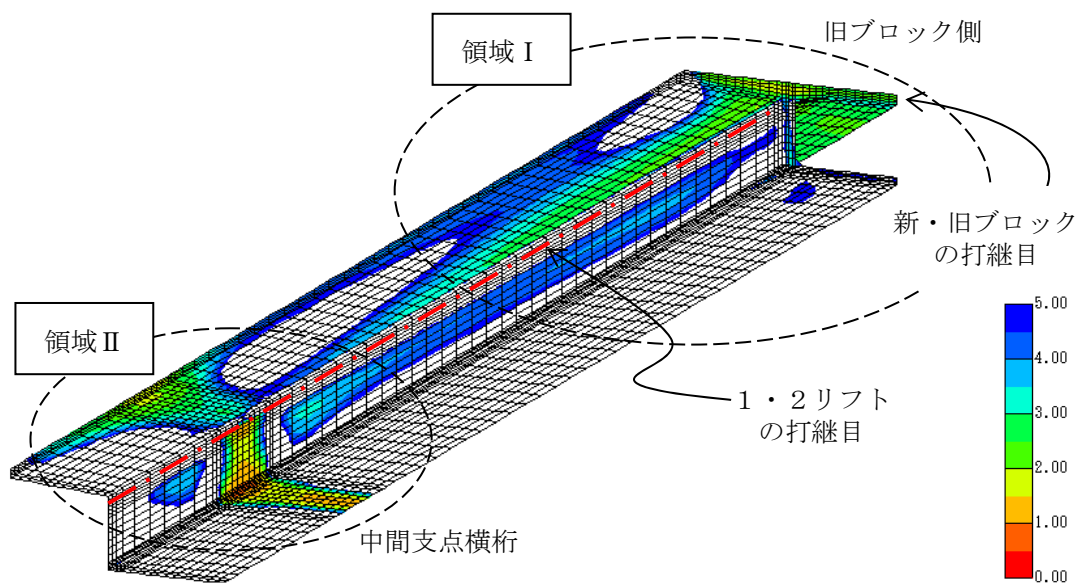


図-3.4.6 橋軸方向の最小ひび割れ指数コンター（ケース 1）

なお、検討した 10 ケースの解析結果（最小ひび割れ指数のコンター図、ひび割れ指数や温度の履歴、鉄筋量の計算）についての詳細は、参考資料 2 に掲載する。

3.4.4 解析結果の分析

寸法条件や材料条件等を違えた 10 ケースについて、表-3.4.4 に示す 4 箇所に着目し、ひび割れ発生の危険性を次の 2 つの指標で評価する。

- ・ ひび割れ指数 I : 日本コンクリート工学会の「マスコンクリートのひび割れ制御指針」²⁾において、ひび割れの制御に用いられる指標であり、解析により算出されるコンクリートの引張強度と引張応力度の比として表される。

$$I = f / \sigma$$

f : 材齢 t 日におけるコンクリート引張強度

σ : 材齢 t 日におけるコンクリート最大引張応力度

- ・ 必要鉄筋量 A_s : 引張力を鉄筋応力度の制限値で除して算出する。ここでは、土木学会「コンクリート標準示方書」⁴⁾を参考に、鉄筋の応力度を 120N/mm^2 に制限して算出する。

$$A_s = T / \sigma_{sa}$$

T : 引張力で、 $T = \Sigma (\sigma_c \times A_c)$

σ_c : 要素平均応力度で、解析で求まる各要素の引張応力度の平均値。ただし、 $\sigma_c = 1.0\text{N/mm}^2$ 以上のみ。

A_c : 発生領域面積で、解析で求まる要素引張応力度が引張となっている要素の着目断面における断面積。ただし、 $\sigma_c = 1.0\text{N/mm}^2$ 以上のみ。

σ_{sa} : 鉄筋応力度の制限値

表-3.4.4 試算する箇所

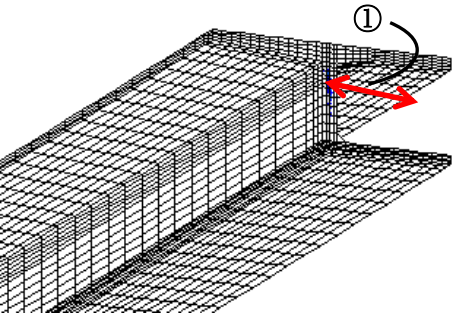
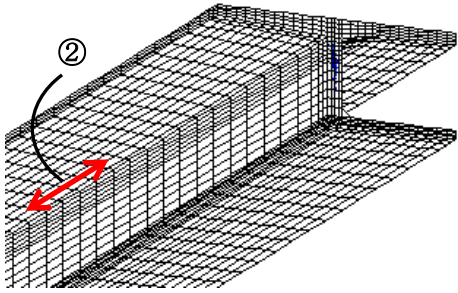
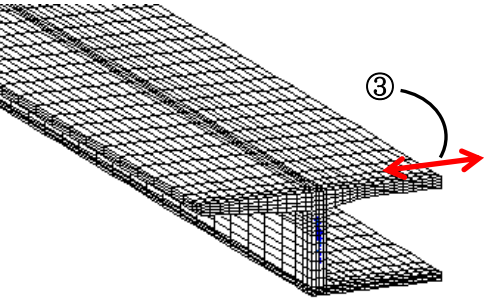
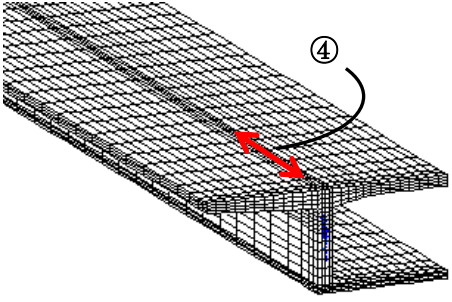
中間床版下面 (橋軸直角方向)	張出床版下面 (橋軸方向)
	
中間床版上面 (橋軸直角方向)	上床版上面 (橋軸方向)
	

表-3.4.5 に解析結果をまとめた。ひび割れ指数や引張応力度の最大と最小を着色している。なお、ケース 7 は端部が拘束されていないケースであり、着目箇所に引張応力が発生していない、もしくは発生応力が極端に小さいため集計から除外している。

①中間床版下面（橋軸直角方向）と④上床版上面（橋軸方向）については、条件によってひび割れ指数が 1.5 を下回り、また 2.0N/mm²以上の引張応力度が残留するのでひび割れ発生に対する配慮が必要である。また、②張出床版下面（橋軸方向）と③中間床版上面（橋軸直角方向）については、ひび割れ指数が 1.5 以上なので、温度応力単独でひび割れが発生する危険性は小さいが、1.5N/mm²程度以上の引張応力度が残留するケースがあるので他の要因により引張応力度の発生が懸念される場合には、ひび割れ発生に対する注意が必要である。

表-3.4.5 最小ひび割れ指数と最終引張応力度の集計

			諸条件
①	中間床版下面 (橋軸直角方向)	最小ひび割れ指数	1.32 ~ 1.94
		発生時期 (日)	3.7 ~ 4.9
		最終引張応力度 (N/mm ²)	1.75 ~ 2.51
②	張出床版下面 (橋軸方向)	最小ひび割れ指数	2.04 ~ 2.78
		発生時期 (日)	7.0 ~ 7.3
		最終引張応力度 (N/mm ²)	1.36 ~ 1.68
③	中間床版上面 (橋軸直角方向)	最小ひび割れ指数	1.55 ~ 2.26
		発生時期 (日)	3.7 ~ 5.1
		最終引張応力度 (N/mm ²)	1.44 ~ 2.07
④	上床版上面 (橋軸方向)	最小ひび割れ指数	1.26 ~ 1.63
		発生時期 (日)	5.3 ~ 7.0
		最終引張応力度 (N/mm ²)	2.12 ~ 2.73

ケース 7 を除外して集計

(1) 中間床版下面（橋軸直角方向）

中間床版下面の橋軸直角方向は、図-3.4.7 および表-3.4.6 のように、ケース7を除く各ケースで最小ひび割れ指数が 1.32～1.94（発生時期は 3.7～4.9 日）で、そのときの引張応力度（極値）が 1.38～2.07N/mm²、最終的には 1.75～2.51N/mm²の引張応力度が残留する。

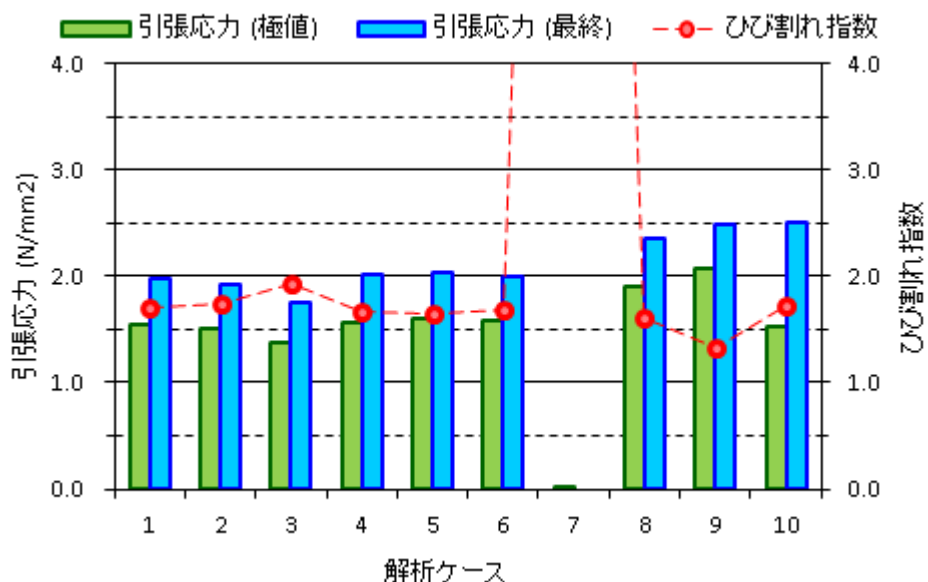


図-3.4.7 引張応力度と最小ひび割れ指数 (①)

表-3.4.6 引張応力度と最小ひび割れ指数 (①)

条件 解析ケース		寸法						環境・材料			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
最小ひび割れ指数 〔発生時期（日）〕		1.70	1.75	1.94	1.67	1.65	1.68	20超	1.61	1.32	1.72
		[4.7]	[4.9]	[4.9]	[4.7]	[4.9]	[4.7]	〔－〕	[3.7]	[4.7]	[4.7]
引張応力度 (N/mm ²)	極値	1.54	1.51	1.38	1.57	1.61	1.58	0.01	1.90	2.07	1.53
	最終	1.97	1.92	1.75	2.02	2.04	2.00	－	2.36	2.49	2.51

表では、最小ひび割れ指数と引張応力度の最大値・最小値を着色している。

既設部をモデル化していないケース7は考察から除外しているためグレーで着色している。

(2) 張出床版下面（橋軸方向）

中間床版下面の橋軸直角方向は、図-3.4.8 および表-3.4.7 のように、ケース7を除く各ケースで最小ひび割れ指数が2.04～2.78（発生時期は7.0～7.3日）で、そのときの引張応力度（極値）が1.19～1.54N/mm²、最終的には1.36～1.68N/mm²の引張応力度が残留する。

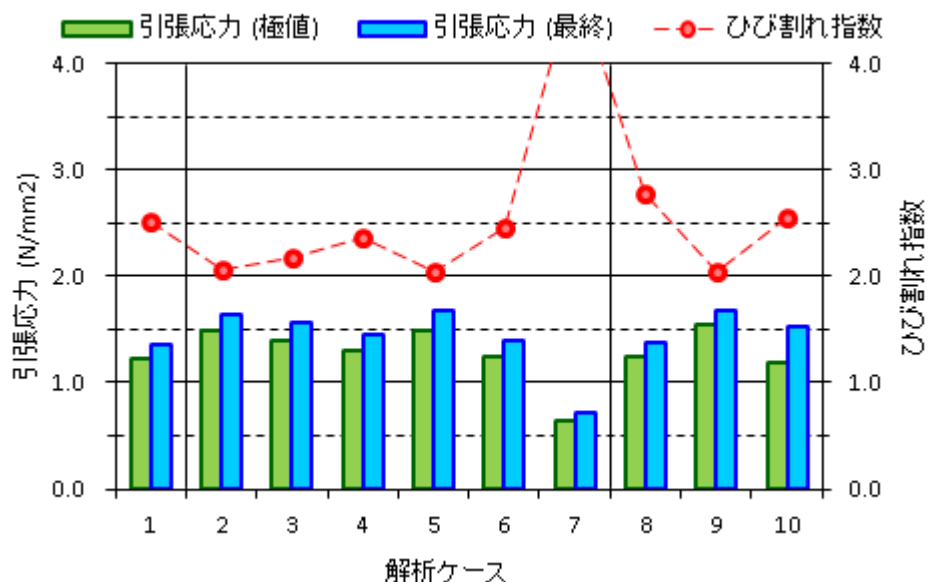


図-3.4.8 引張応力度と最小ひび割れ指数（②）

表-3.4.7 引張応力度と最小ひび割れ指数（②）

条件 解析ケース		寸法						環境・材料			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ひび割れ指数 〔発生時期（日）〕		2.51 [7.1]	2.06 [7.1]	2.17 [7.0]	2.36 [7.1]	2.04 [7.0]	2.46 [7.1]	4.81 [7.3]	2.78 [7.1]	2.04 [7.1]	2.56 [7.1]
引張応力度 (N/mm ²)	極値	1.22	1.48	1.39	1.30	1.49	1.25	0.64	1.25	1.54	1.19
	最終	1.36	1.64	1.57	1.46	1.68	1.39	0.71	1.38	1.68	1.52

表では、最小ひび割れ指数と引張応力度の最大値・最小値を着色している。

既設部をモデル化していないケース7は考察から除外しているためグレーで着色している。

(3) 中間床版上面（橋軸直角方向）

中間床版下面の橋軸直角方向は、図-3.4.9 および表-3.4.8 のように、ケース7を除く各ケースで最小ひび割れ指数が1.55～2.26（発生時期は3.7～5.1日）で、そのときの引張応力度（極値）が1.17～1.72N/mm²、最終的には1.44～2.07N/mm²の引張応力度が残留する。

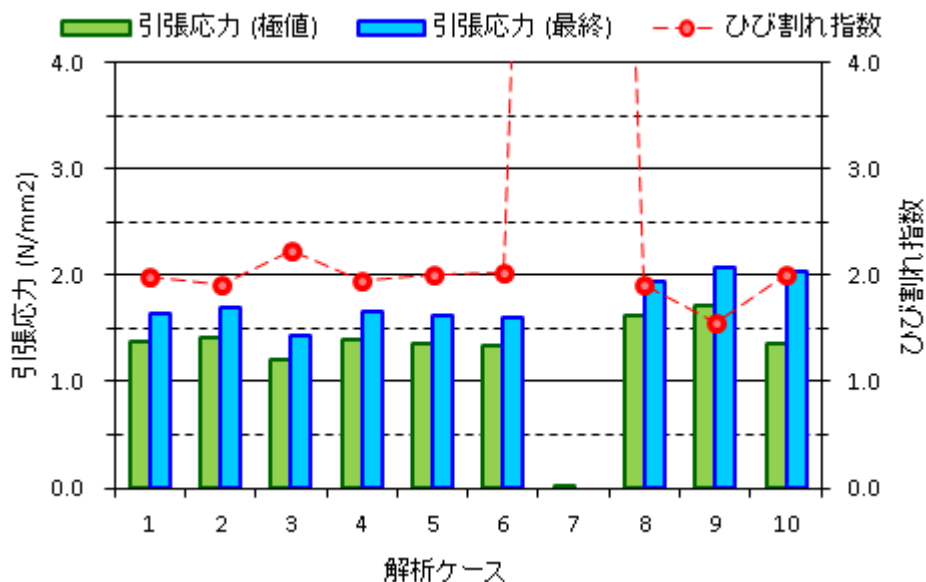


図-3.4.9 最大引張応力度と最小ひび割れ指数（③）

表-3.4.8 最大引張応力度と最小ひび割れ指数（③）

条件 解析ケース	寸法							環境・材料		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
最小ひび割れ指数 [発生時期（日）]	1.98 [5.1]	1.92 [5.1]	2.26 [4.7]	1.95 [5.1]	2.00 [5.1]	2.02 [5.1]	20超 [—]	1.91 [3.7]	1.55 [4.0]	2.00 [5.1]
引張応力度 (N/mm ²)	極値	1.37	1.41	1.17	1.39	1.35	1.34	0.01	1.62	1.35
	最終	1.64	1.69	1.44	1.66	1.62	1.61	—	1.94	2.03

表では、最小ひび割れ指数と引張応力度の最大値・最小値を着色している。

既設部をモデル化していないケース7は考察から除外しているためグレーで着色している。

(4) 上床版上面（橋軸方向）

中間床版下面の橋軸直角方向は、図-3.4.10 および表-3.4.9 のように、ケース7を除く各ケースで最小ひび割れ指数が 1.26～1.63（発生時期は 5.3～7.0 日頃）で、そのときの引張応力度（極値）が 1.92～2.49N/mm²、最終的には 2.12～2.73N/mm²の引張応力度が残留する。

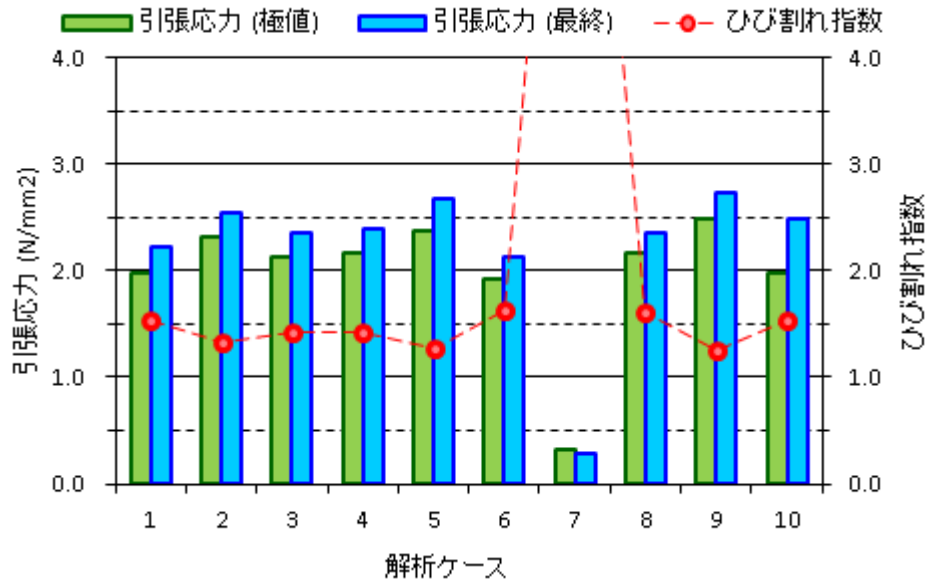


図-3.4.10 最大引張応力度と最小ひび割れ指数（④）

表-3.4.9 最大引張応力度と最小ひび割れ指数（④）

条件 解析ケース		寸法						環境・材料			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ひび割れ指数 [発生時期（日）]		1.53 [6.0]	1.33 [6.9]	1.43 [6.0]	1.43 [6.9]	1.27 [6.0]	1.63 [7.0]	9.20 [5.3]	1.62 [6.9]	1.26 [6.0]	1.54 [6.0]
引張応力度 (N/mm ²)	極値	1.98	2.32	2.12	2.17	2.38	1.92	0.32	2.16	2.49	1.97
	最終	2.22	2.55	2.36	2.39	2.68	2.12	0.28	2.36	2.73	2.49

表では、最小ひび割れ指数と引張応力度の最大値・最小値を着色している。

既設部をモデル化していないケース7は考察から除外しているためグレーで着色している。

3.4.5 鉄筋によるひび割れ対策

発生する引張応力度に対して必要な引張鉄筋量 A_{req} を、次式によって算出する。

$$A_{\text{req}} = T / L / \sigma_{\text{sa}}$$

T : 引張力 ($= \Sigma (\sigma_c \times A_c)$)

σ_c : 要素平均応力度で、解析で求まる各要素の引張応力度の平均値。ただし、 $\sigma_c = 1.0\text{N/mm}^2$ 以上のみ。

A_c : 発生領域面積で、解析で求まる要素引張応力度が引張となっている要素の着目断面における断面積。ただし、 $\sigma_c = 1.0\text{N/mm}^2$ 以上のみ。

σ_{sa} : 鉄筋応力度の制限値（ここでは、土木学会「コンクリート標準示方書」⁴⁾を参考に $\sigma_{\text{sa}} = 120\text{N/mm}^2$ とした。）

L : 引張鉄筋を配置する辺の長さの合計

要素の平均引張応力度の分布の例として、ケース 6 の②の場合を図-3.4.11 に示す。

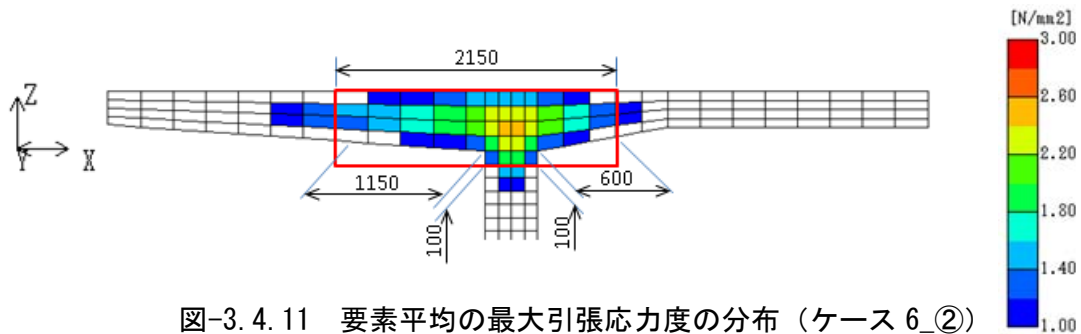


図-3.4.11 要素平均の最大引張応力度の分布（ケース 6_②）

図-3.4.11 の上床版上面 2.15m、張出床版下面 1.15m、中間ハンチ 0.60m とウェブ首下両面 0.10m の計 4.10m 区間に引張鉄筋を配置すると、単位幅あたりの必要鉄筋量は、以下のとおりである。

$$A_{\text{req}} = T / L / \sigma_{\text{sa}}$$

$$= 1,231\text{kN} / 4.10\text{m} / 120\text{N/mm}^2$$

$$= 2,502\text{mm}^2$$

$$\text{D22ctc125} \quad (A_s = 387.1 \times 1000 / 125 = 3,097\text{mm}^2)$$

支保工施工の PC 箱桁では、床版横締め PC 鋼材を材齢 3～4 日で緊張し、主方向 PC 鋼材を材齢 5～7 日で緊張するのが一般的である。次頁以降に示す必要鉄筋量をまとめると表-3.4.10 に示すとおりで、橋軸直角方向の引張（①と③）については 3.7～5.1 日、橋軸方向の引張（②と④）については 5.3～7.3 日が最小ひび割れ指数の発生時期なので、施工工程によっては、最小ひび割れ指数を経験したあとで緊張する可能性がある。

そこで、橋軸直角方向については、図-3.4.14 や図-3.4.22 のように、打継目から 1.5m 程度の区間の上床版上筋と下筋に D19ctc125 を配置し、橋軸方向については、図-3.4.18 や図-3.4.26 のように、ウェブ近傍の上床版部に D22ctc125 を配置するのがよいという計算結果になった。

表-3.4.10 最小ひび割れ指数と最終引張応力度の集計

			諸条件
①	中間床版下面 (橋軸直角方向)	最小ひび割れ指数	1.32 ～ 1.94
		発生時期 (日)	3.7 ～ 4.9
		必要鉄筋量 (mm ² /m)	1,460～1,930
		実配筋例	D19ctc125
		実配筋鉄筋量 (mm ² /m)	2,292
②	張出床版下面 (橋軸方向)	最小ひび割れ指数	2.04 ～ 2.78
		発生時期 (日)	7.0 ～ 7.3
		必要鉄筋量 (mm ² /m)	2,500～2,820
		実配筋例	D22ctc125
		実配筋鉄筋量 (mm ² /m)	3,096
③	中間床版上面 (橋軸直角方向)	最小ひび割れ指数	1.55 ～ 2.26
		発生時期 (日)	3.7 ～ 5.1
		必要鉄筋量 (mm ² /m)	1,520～1,930
		実配筋例	D19ctc125
		実配筋鉄筋量 (mm ² /m)	2,292
④	上床版上面 (橋軸方向)	最小ひび割れ指数	1.26 ～ 1.63
		発生時期 (日)	5.3 ～ 7.0
		必要鉄筋量 (mm ² /m)	2,410～2,830
		実配筋例	D22ctc125
		実配筋鉄筋量 (mm ² /m)	3,096

ケース 7 を除外して集計

(1) 中間床版下面（橋軸直角方向）

ケース 1 の「①中間床版下面（橋軸直角方向）」について鉄筋量を算出する。

橋軸直角方向のひび割れ指数コンター図を図-3. 4. 12 に示す。また、ひび割れ指数と温度の履歴グラフは図-3. 4. 13 のとおりである。

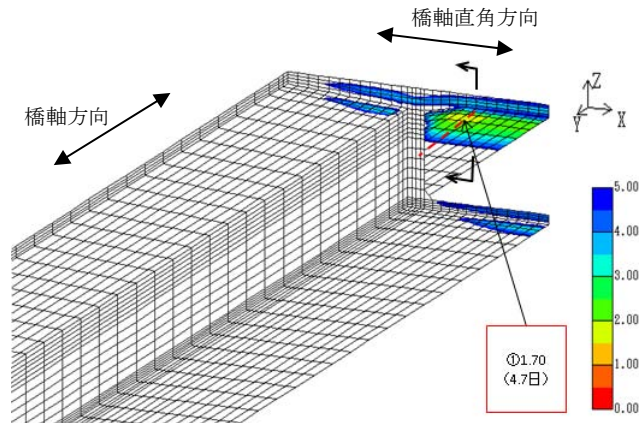


図-3. 4. 12 ひび割れ指数コンター図（ケース 1_①）

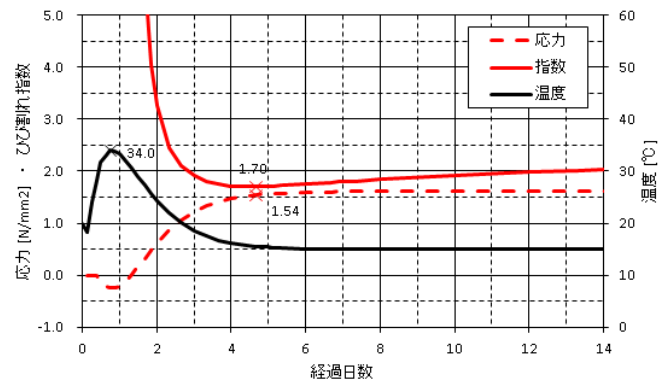


図-3. 4. 13 引張応力・ひび割れ指数と温度（ケース 1_①）

ひび割れ指数はハンチ開始点付近が最小で、その位置で切断した断面の要素平均応力度の分布は図-3. 4. 14 のとおりで、必要鉄筋量は表-3. 4. 11 のように算出できる。

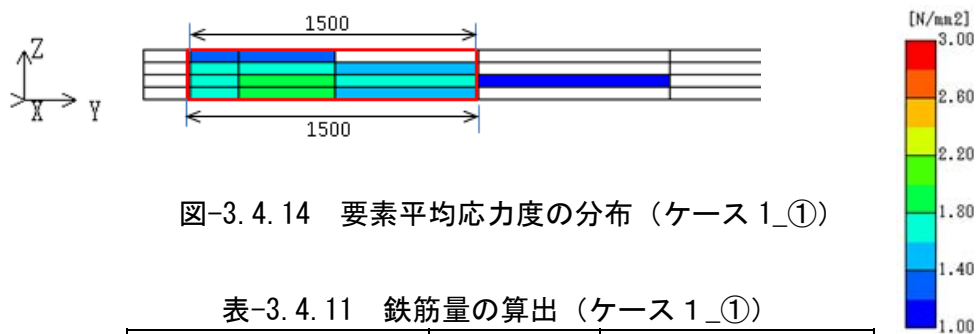


図-3. 4. 14 要素平均応力度の分布（ケース 1_①）

表-3. 4. 11 鉄筋量の算出（ケース 1_①）

赤枠内の引張力	T	570 kN
引張鉄筋を配置する 辺の長さの合計	L	3,000 mm
鉄筋応力度の制限値	σ_{sa}	120 N/mm ²
必要鉄筋量	A_{req}	4,770 mm ²
1m あたりの鉄筋量	A_{req}/L	1,590 mm ² /m

中間床版下面（橋軸直角方向）の最小ひび割れ指数と 1m あたりの必要鉄筋量は、各ケースで図-3.4.15 および表-3.4.12 のとおりである。

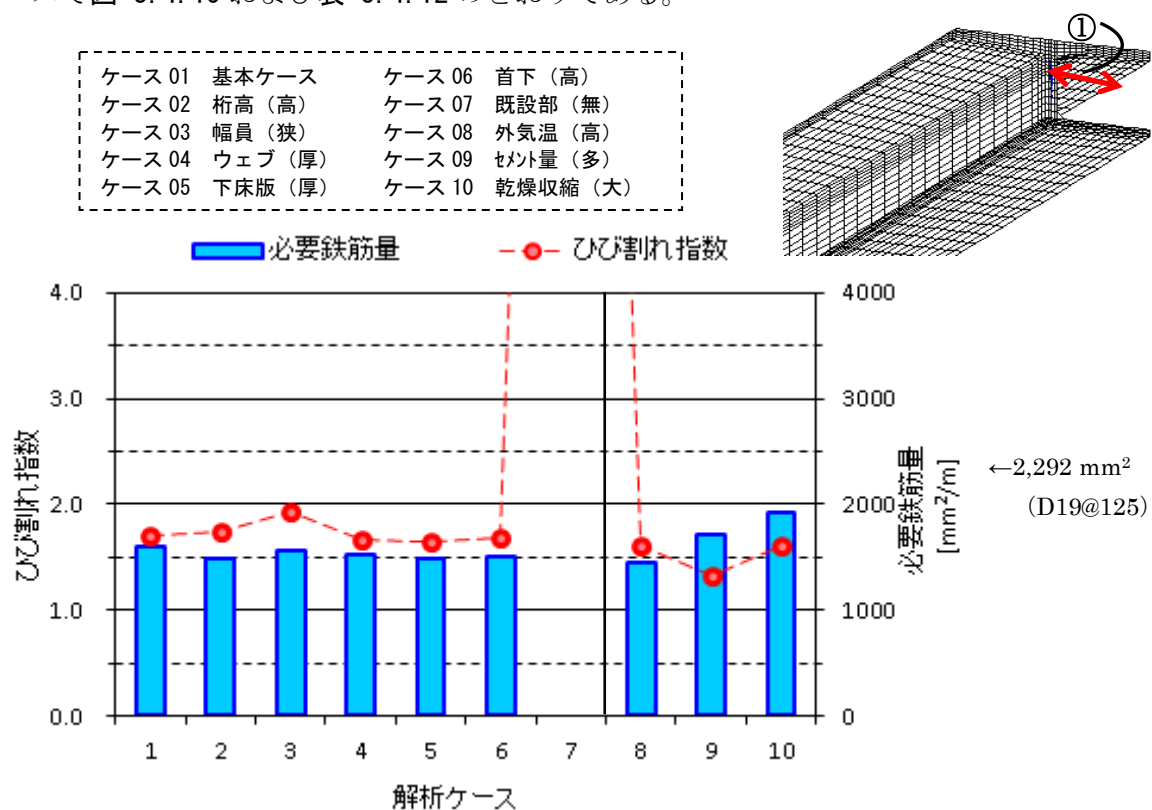


図-3.4.15 最小ひび割れ指数と必要鉄筋量（①）

表-3.4.12 ひび割れ指数と 1m あたりの必要鉄筋量（①）

条件 解析ケース	寸法							環境・材料		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ひび割れ指数	1.70	1.75	1.94	1.67	1.65	1.68	20超	1.61	1.32	1.61
必要鉄筋 (mm²/m)	1590	1490	1560	1530	1490	1510	—	1460	1710	1930

- ・ 図-3.4.15 のように、多くのケースでひび割れ指数が 1.5～2.0 なので、ひび割れ発生の危険はあまり大きくないが、セメント量が多い場合（ケース 9）は危険性がやや高くなる。

そのため、セメント量を少なくするとよい。

- ・ 図-3.4.13 のように、橋軸直角方向のひび割れ指数が小さくなるのは打設から 3～5 日目である。

そのため、床版横締め PC 鋼材を緊張して圧縮応力を導入するとよい。

(2) 張出床版下面（橋軸方向）

ケース 1 の「②張出床版下面（橋軸方向）」について鉄筋量を算出する。

橋軸方向のひび割れ指数コンター図を図-3.4.16に示す。また、ひび割れ指数と温度の履歴グラフは図-3.4.17のとおりである。

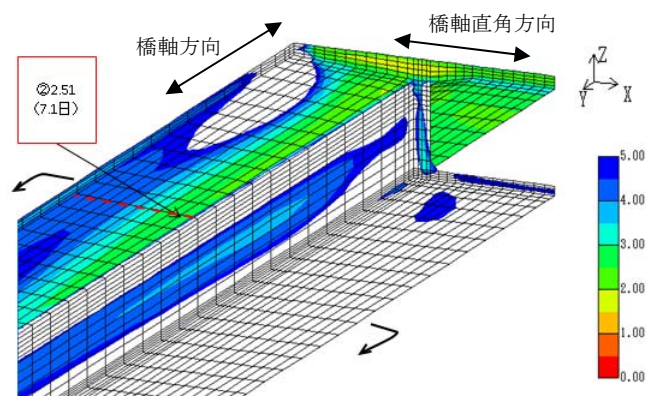


図-3.4.16 ひび割れ指数コンター図（ケース 1_②）

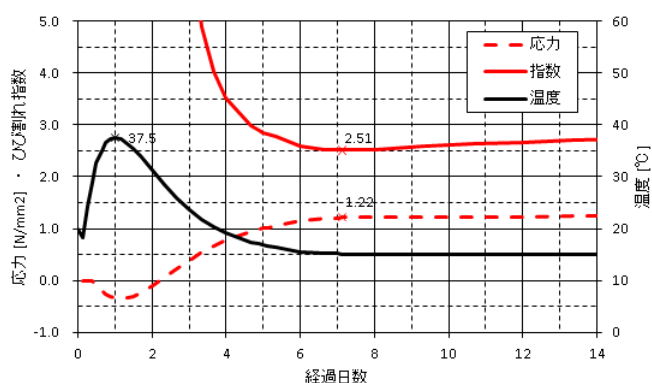


図-3.4.17 引張応力・ひび割れ指数と温度（ケース 1_②）

ひび割れ指数は打継目から 8m 付近が最小で、その位置で切断した断面の要素平均応力度の分布は図-3.4.18のとおりで、必要鉄筋量は表-3.4.13のように算出できる。

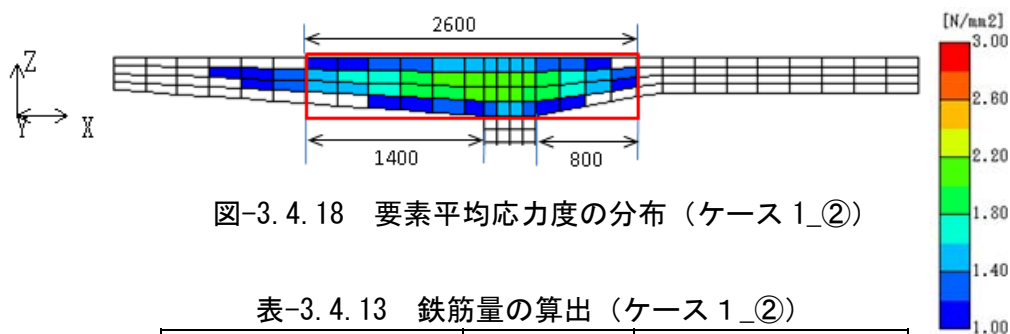


図-3.4.18 要素平均応力度の分布（ケース 1_②）

表-3.4.13 鉄筋量の算出（ケース 1_②）

赤枠内の引張力	T	1,480 kN
引張鉄筋を配置する 辺の長さの合計	L	4,800 mm
鉄筋応力度の制限値	σ_{sa}	120 N/mm ²
必要鉄筋量	A_{req}	12,320 mm ²
1m あたりの鉄筋量	A_{req}/L	2,560 mm ² /m

張出床版下面（橋軸方向）の最小ひび割れ指数と 1m あたりの必要鉄筋量は、各ケースで図-3. 4. 19 および表-3. 4. 14 のとおりである。

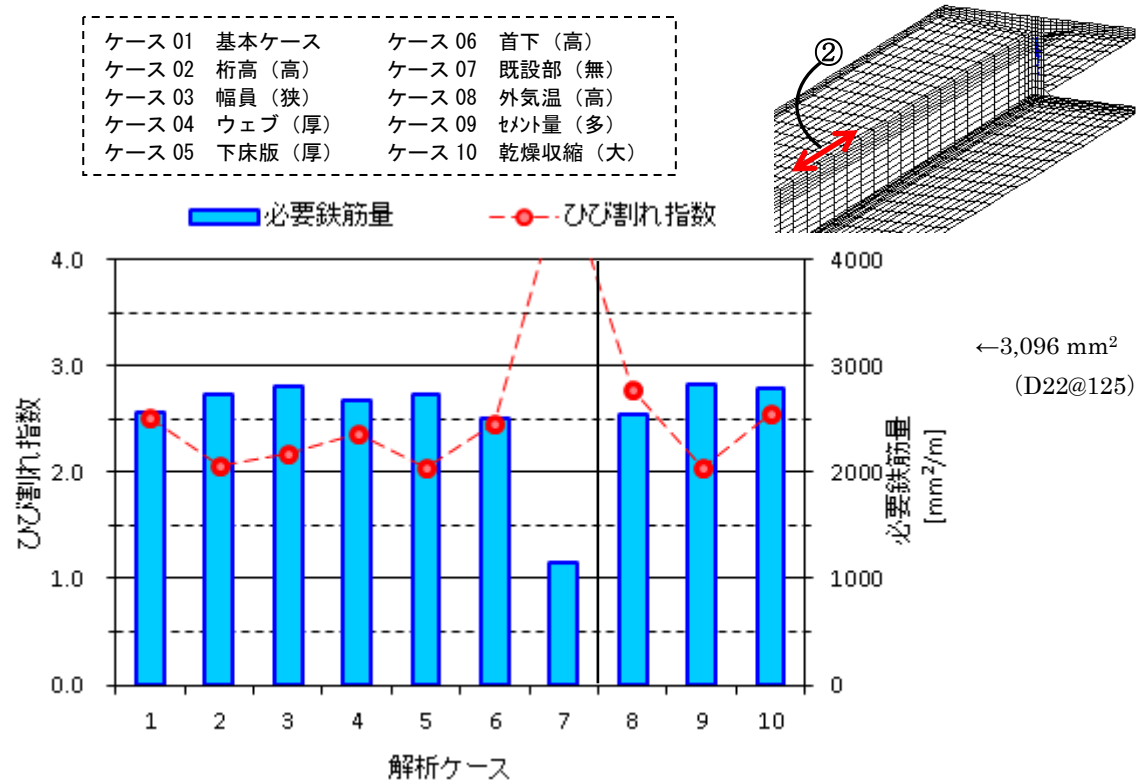


図-3. 4. 19 最小ひび割れ指数と必要鉄筋量（②）

表-3. 4. 14 ひび割れ指数と 1 mあたりの必要鉄筋量（②）

条件 解析ケース	寸法							環境・材料		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ひび割れ指数	2.51	2.06	2.17	2.36	2.04	2.46	4.81	2.78	2.04	2.56
必要鉄筋 (mm²/m)	2570	2730	2800	2680	2730	2500	1150	2550	2820	2790

- ・ 図-3. 4. 19 のように、すべてのケースでひび割れ指数が 2.0 以上なので、ひび割れ発生危険は小さいといえるが、要因ごとでの差があるので、たとえば桁高が高く下床版が厚い場合（ケース 2+5）などは注意する必要がある。
- ・ また、セメント量が多い場合（ケース 9）にも危険性がやや高くなる。
そのため、セメント量を少なくするとよい。
- ・ 図-3. 4. 17 のように、部材が厚く部材中央部の引張応力が大きくなる傾向で、全引張力に抵抗するための必要鉄筋量が多くなる。

(3) 中間床版上面（橋軸直角方向）

ケース 1 の「③中間床版上面（橋軸直角方向）」について鉄筋量を算出する。

橋軸直角方向のひび割れ指数コンター図を図-3. 4. 20 に示す。また、ひび割れ指数と温度の履歴グラフは図-3. 4. 21 のとおりである。

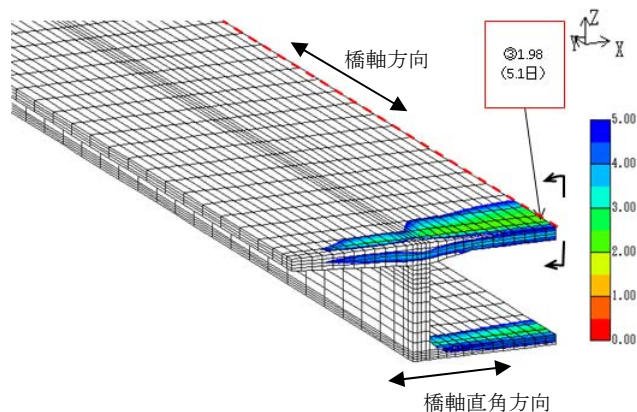


図-3. 4. 20 ひび割れ指数コンター図（ケース 1_③）

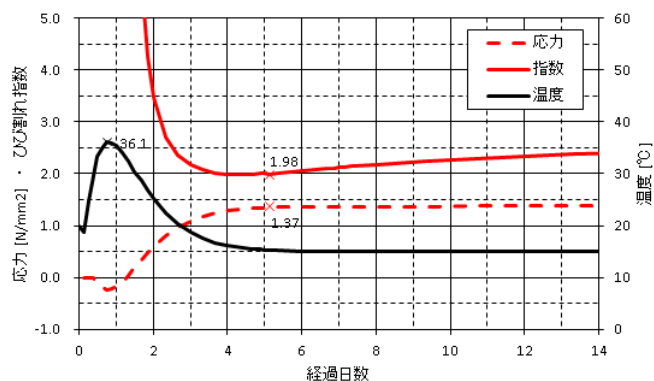


図-3. 4. 21 引張応力・ひび割れ指数と温度（ケース 1_③）

ひび割れ指数は中間床版中央部付近が最小で、その位置で切断した断面の要素平均応力度の分布は図-3. 4. 22 のとおりで、必要鉄筋量は表-3. 4. 15 のように算出できる。

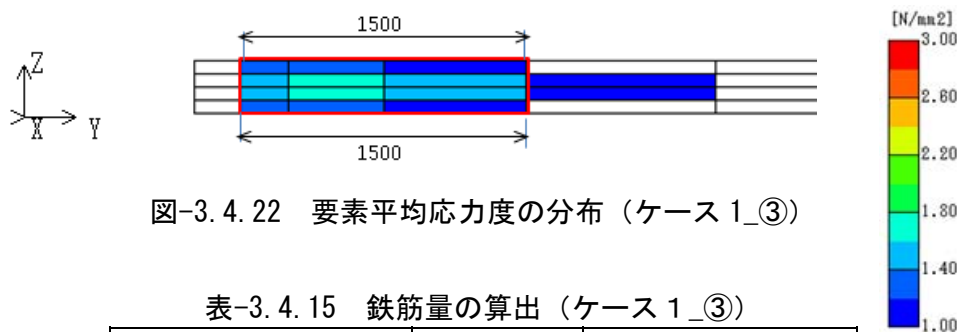


図-3. 4. 22 要素平均応力度の分布（ケース 1_③）

表-3. 4. 15 鉄筋量の算出（ケース 1_③）

赤枠内の引張力	T	5,530 kN
引張鉄筋を配置する 辺の長さの合計	L	3,000 mm
鉄筋応力度の制限値	σ_{sa}	120 N/mm ²
必要鉄筋量	A_{req}	4,610 mm ²
1m あたりの鉄筋量	A_{req}/L	1,540 mm ² /m

中間床版上面（橋軸直角方向）の最小ひび割れ指数と 1m あたりの必要鉄筋量は、各ケースで図-3. 4. 23 および表-3. 4. 16 のとおりである。

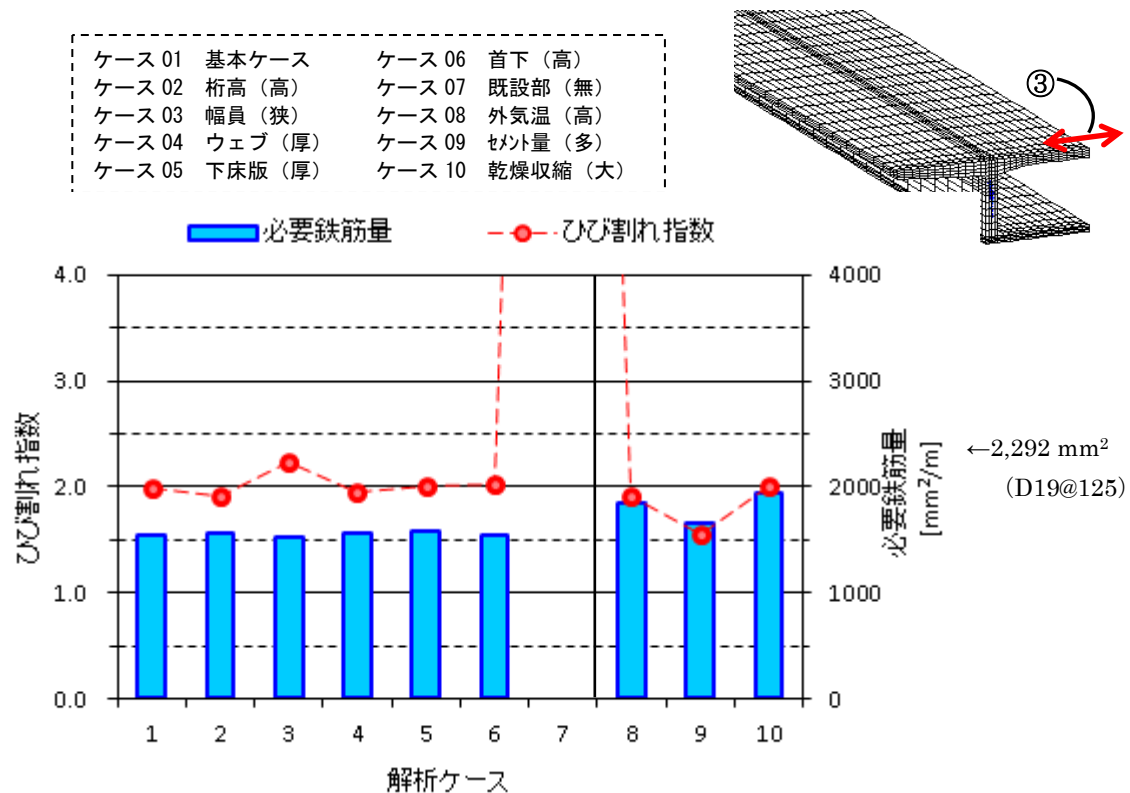


図-3. 4. 23 最小ひび割れ指数と必要鉄筋量 (③)

表-3. 4. 16 ひび割れ指数と 1 mあたりの必要鉄筋量 (③)

条件 解析ケース	寸法							環境・材料		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ひび割れ指数	1.98	1.92	2.24	1.95	2.00	2.02	20 超	1.91	1.55	2.00
必要鉄筋 (mm²/m)	1540	1570	1520	1560	1590	1550	—	1850	1660	1930

- ・ 図-3. 4. 23 のように、構造寸法の要因はあまり大きくないが、幅員が広い場合（ケース 3 の逆）にはひび割れの危険性がやや高くなるので注意が必要である。
- ・ また、セメント量が多い場合（ケース 9）にも危険性がやや高くなる。
そのため、セメント量を少なくするとよい。
- ・ 図-3. 4. 21 のように、橋軸直角方向のひび割れ指数が小さくなるのは打設から 3～5 日目である。
そのため、床版横締め PC 鋼材を緊張して圧縮応力を導入するとよい。

(4) 上床版上面（橋軸方向）

ケース 1 の「④上床版上面（橋軸方向）」について鉄筋量を算出する。

橋軸方向のひび割れ指数コンター図を図-3.4.24 に示す。また、ひび割れ指数と温度の履歴グラフは図-3.4.25 のとおりである。

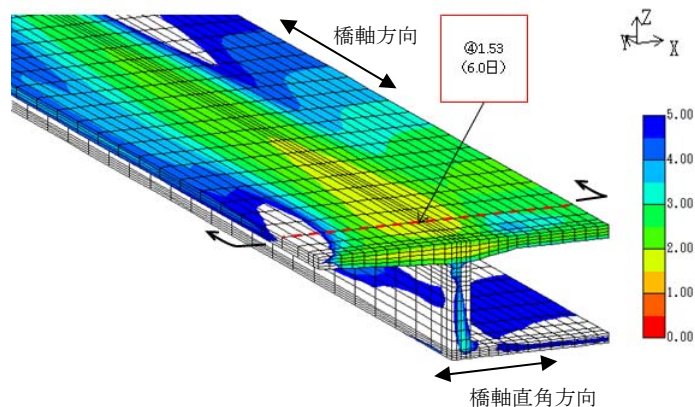


図-3.4.24 ひび割れ指数コンター図（ケース 1_④）

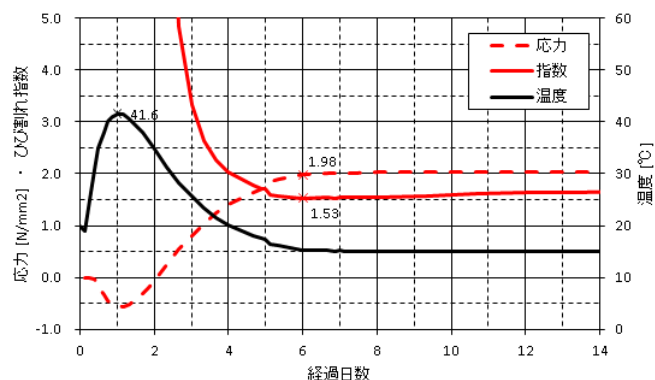


図-3.4.25 引張応力・ひび割れ指数と温度（ケース 1_④）

ひび割れ指数は打継目から 1m 付近が最小で、その位置で切断した断面の要素平均応力度の分布は図-3.4.26 のとおりで、必要鉄筋量は表-3.4.17 のように算出できる。

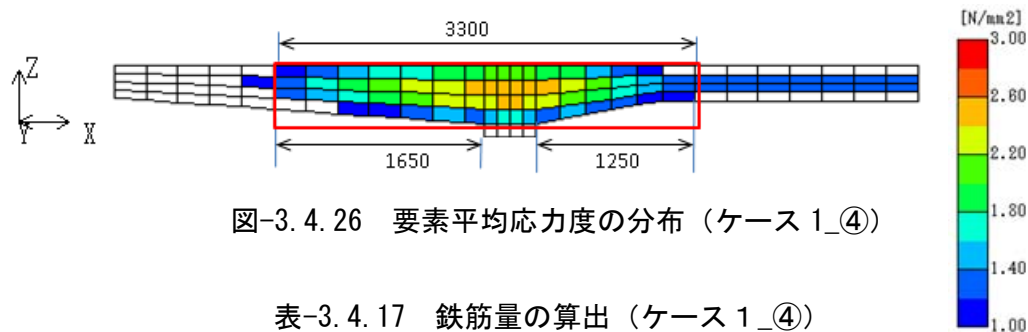


図-3.4.26 要素平均応力度の分布（ケース 1_④）

表-3.4.17 鉄筋量の算出（ケース 1_④）

赤枠内の引張力	T	2,060 kN
引張鉄筋を配置する 辺の長さの合計	L	6,200 mm
鉄筋応力度の制限値	σ_{sa}	120 N/mm ²
必要鉄筋量	A_{req}	17,130 mm ²
1m あたりの鉄筋量	A_{req}/L	2,760 mm ² /m

上床版上面（橋軸方向）の最小ひび割れ指数と 1m あたりの必要鉄筋量は、各ケースで図-3. 4. 27 および表-3. 4. 18 のとおりである。

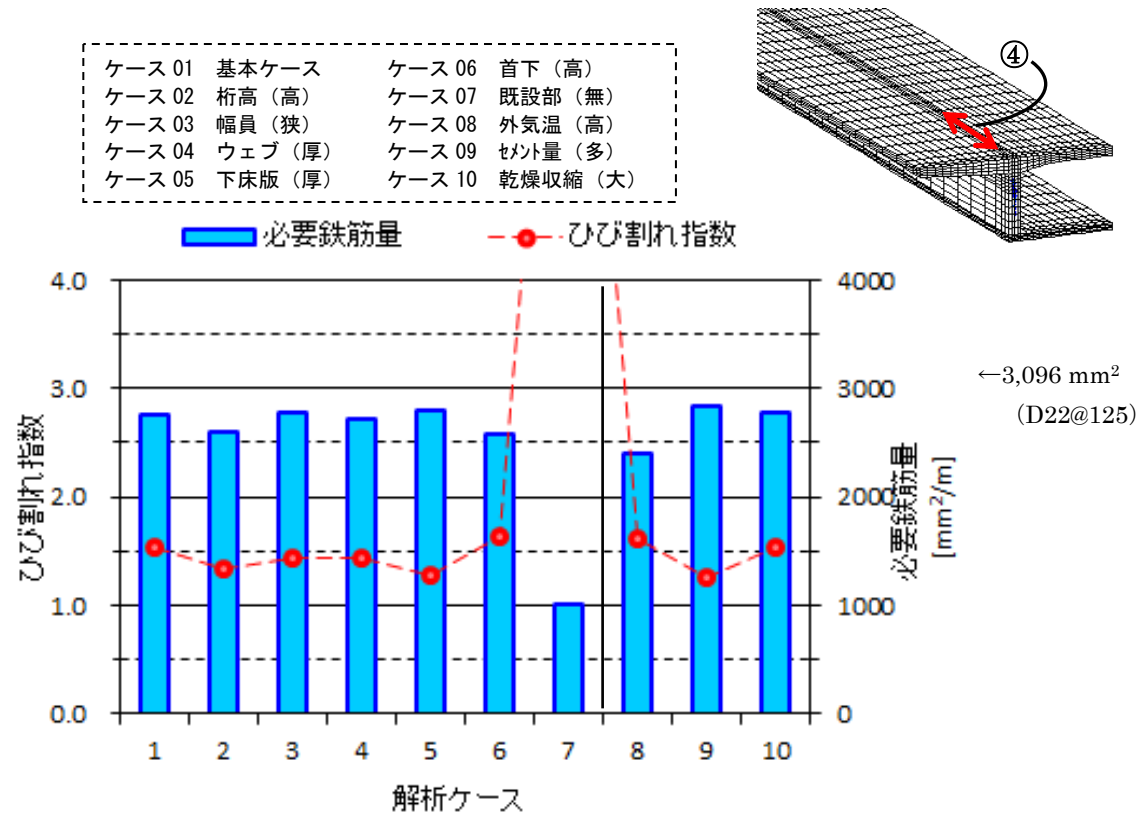


図-3. 4. 27 最小ひび割れ指数と必要鉄筋量 (④)

表-3. 4. 18 ひび割れ指数と 1 mあたりの必要鉄筋量 (④)

条件 解析ケース	寸法							環境・材料		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ひび割れ指数	1.53	1.33	1.43	1.43	1.27	1.63	9.20	1.62	1.26	1.54
必要鉄筋 (mm²/m)	2760	2600	2780	2710	2800	2580	1010	2410	2830	2780

- ・図-3. 4. 27 のように、構造寸法の要因はあまり大きくないが、下床版が厚い場合（ケース 5）にはひび割れの危険性がやや高くなるので注意が必要である。
- ・また、セメント量が多い場合（ケース 9）にも危険性がやや高くなる。
そのため、セメント量を少なくするとよい。
- ・図-3. 4. 25 のように、部材が厚く部材中央部の引張応力が大きめになる傾向で、全引張力に抵抗するための必要鉄筋量が多くなる。

3.4.6 ひび割れ要因及び対策に関する留意点

(1) ひび割れ原因の推定

ケース 6（首下高=500mm）の既設ブロックの打継目から 10m の断面での橋軸方向の最大引張応力度を要素平均で示すと図-3.4.28 のとおりである。

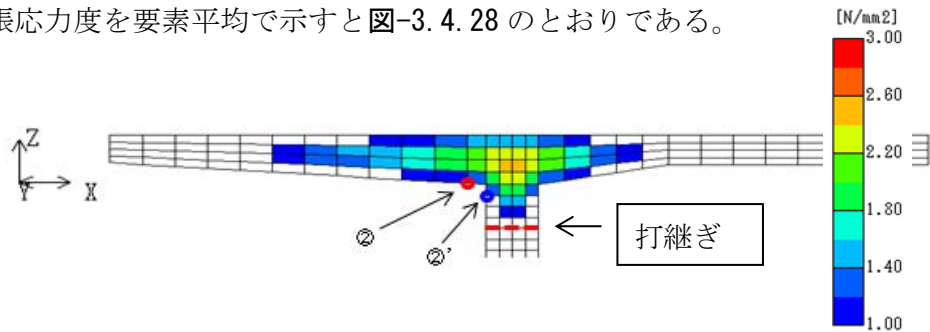


図-3.4.28 既設ブロックから 10m の断面の最大引張応力度（ケース 6）

②と②' の位置での橋軸方向応力度とコンクリート温度の経時変化は、図-3.4.29 に示すとおりである。打設後 1 日でコンクリート温度が最高になり、その後の温度下降にともなって引張応力が蓄積され、1.0～1.5N/mm²の引張応力度が残留する。

ひび割れ指数は「引張強度／引張応力度」の指標で、図-3.4.30 のように引張強度が発現途中の材齢 7 日頃に最小の 2.5（=3.0N/mm²／1.2N/mm²）となり、その後は引張強度が大きくなるために若干ではあるが改善する。この温度応力のみではひび割れ発生に至らないと考えられるが、他の要因によって引張応力度が 1.8N/mm²程度加算されるとひび割れが発生する危険性が増大する。

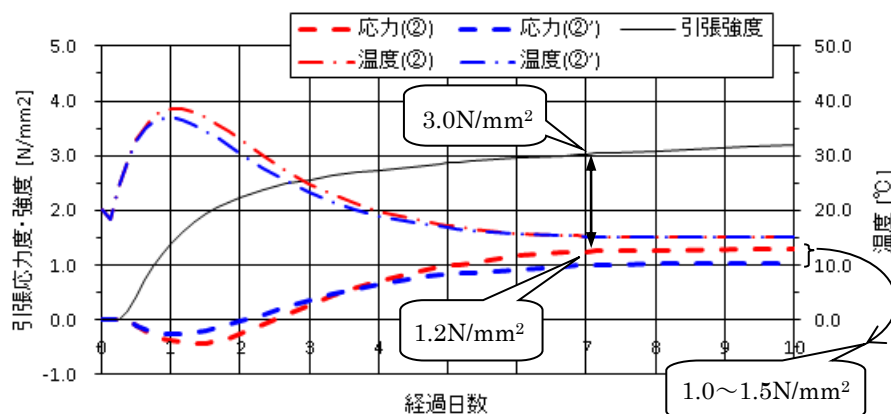


図-3.4.29 コンクリート温度と引張応力度の経時変化（ケース 6）

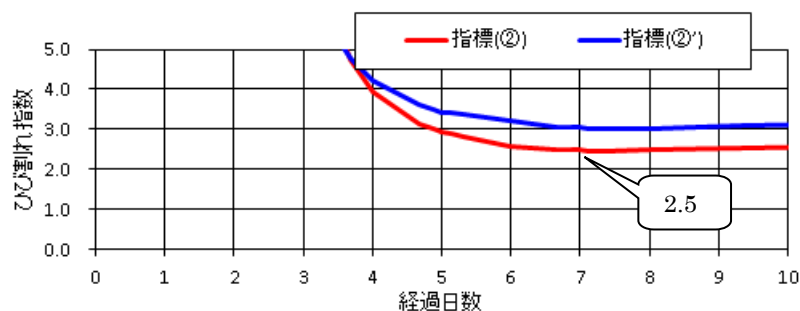


図-3.4.30 ひび割れ指数の経時変化（ケース 6）

(2) 条件累加時の留意点

着目部位が②の中間床版下面（橋軸直角方向）について、各ケースの引張応力度を表-3.4.6に掲載したが、基本のケース1との差を計算すると表-3.4.19のとおりである。

表-3.4.19 各ケースの引張応力度差 (②)

条件 解析ケース			寸法						環境・材料			
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
			基本	桁高	幅員	ウェブ [※]	下床	首下	既設	外気	セメント	収縮
引張応力度 (N/mm ²)	極値	1.22	1.48	1.38	1.30	1.50	1.25	0.64	1.25	1.54	1.19	
	差	－	0.26	0.16	0.08	0.28	0.03	緩和	0.03	0.32	緩和	
組合せパターン (ケース 11)			○	○	○	○	○		○	○		

引張応力度が増加傾向となる寸法・環境・材料条件のケース（2～6, 8, 9）を単純に加算すると、最大引張応力度は、

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 1.22 + (0.26 + 0.16 + 0.08 + 0.28 + 0.03) + (0.03 + 0.32) \\ &= 1.22 + 0.81 + 0.35 = 2.38 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

なお、単純加算ではなく、表-3.4.19の組合せパターン（ケース 11）のモデルで解析すると、図-3.4.31のように最小ひび割れ指数は $I = 1.35$ （打設後 8.0 日）、その時の引張応力度は $\sigma_c = 2.64 \text{ N/mm}^2$ である。

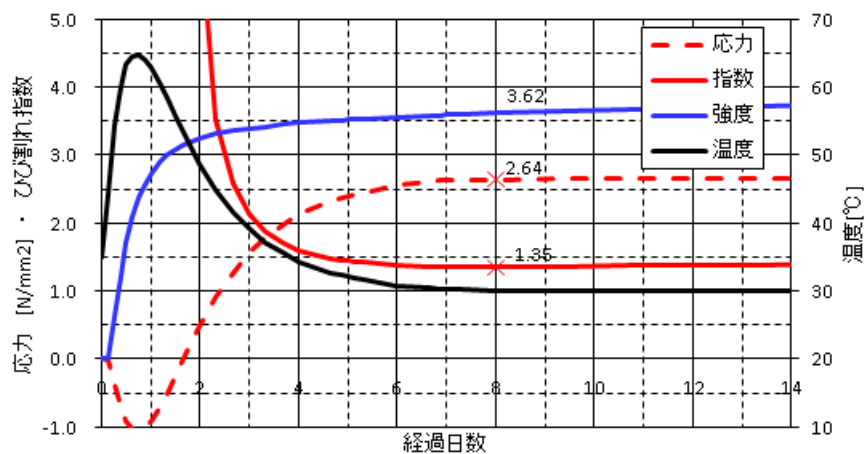


図-3.4.31 引張応力・ひび割れ指数と温度（ケース 11_②）

単純加算の場合と解析ケース 11 の結果を比較すると、両者には差があり、引張応力度の増加については単純加算の約 1.2 倍で、個々の要因が小さくても、複合することで影響が増大する可能性があることに注意が必要である。

引張応力度増加の比率（ケース 11／単純加算）

$$= (2.64 - 1.22) / (2.38 - 1.22) = 1.42 / 1.16 \div 1.2$$

(3) 補強筋追加時の留意点

3.4.4と3.4.5で記したように、各着目部位に残留する引張応力度と鉄筋量は、表-3.4.20のとおりである。

表-3.4.20 引張応力度と鉄筋量

	引張応力度 (N/mm ²)	鉄筋量
①中間床版下面（橋軸直角方向）	1.8 ～ 2.5	D19ctc125 程度
②張出床版下面（橋軸方向）	1.4 ～ 1.7	D22ctc125 程度
③中間床版上面（橋軸直角方向）	1.4 ～ 2.1	D19ctc125 程度
④上床版上面（橋軸方向）	2.1 ～ 2.7	D22ctc125 程度

しかし、薄い部材に太径の鉄筋を配置すると、鉄筋拘束の影響でコンクリートに引張応力度が付加されることに留意が必要である。以下は、鉄筋拘束によって発生する引張応力度の試算結果である。

{ 部材厚：300mm
 { 鉄筋量：D22ctc125
 { クリープ・乾燥収縮による PC 鋼材応力度の減少量： $\Delta\sigma = 70\text{N/mm}^2$ とする

単位幅 1.0m あたりの鉄筋拘束力は、

$$\begin{aligned}
 N &= E_s / E_p \times \Delta\sigma \times A_s \\
 &= 2.1 / 2.0 \times 70\text{N/mm}^2 \times 387.1\text{mm}^2 \times 16 \text{ 本} = 455,000\text{N}
 \end{aligned}$$

鉄筋拘束力によって発生する引張応力度は、

$$\sigma_c = 455,000\text{N} / (300 \times 1,000) = 1.5\text{N/mm}^2$$

(4) 中間支点部の張出床版先端ひび割れ

中間支点部の張出床版は、中間支点横桁がマスコンクリートで温度上昇量が大きく、張出床版が早く冷えることで、図-3. 4. 32 に示すように橋軸直角方向にひび割れが発生しやすい。これについては、例えばクーリングによって中間支点横桁の温度上昇量を抑える対策が有効であると考えられる。

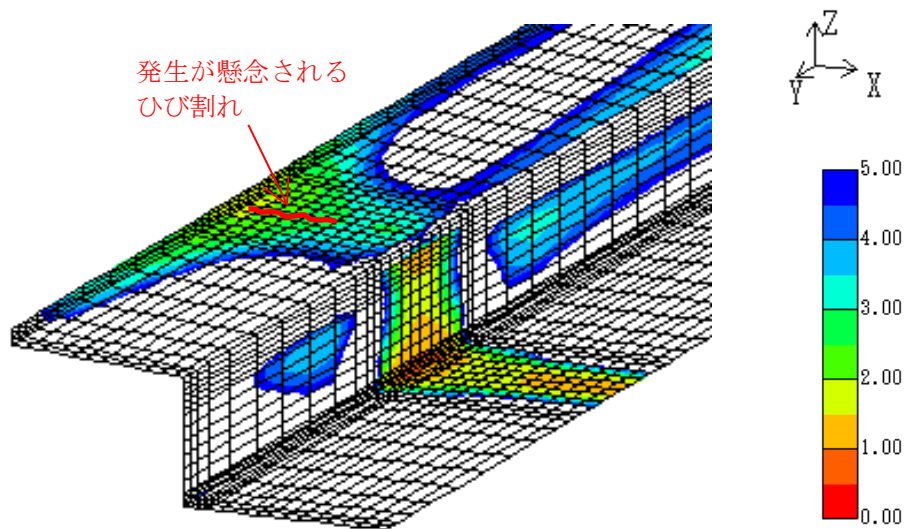


図-3. 4. 32 中間支点横桁部のひび割れ指数（ケース 1）

なお、クーリング以外にも温度上昇量を抑えてひび割れ低減を図る対策があり、以降の 3. 5. 8 で詳述する。

3.4.7 ひび割れの発生を低減する対策案

H24 年道路橋示方書¹⁾では、Ⅲ編 20.6 解説 (7) に「打継目付近には、スターラップあるいは配力鉄筋等を他の部位と比較して密に配置する等の処置」とあり、コンクリート道路橋設計便覧³⁾ (日本道路協会 H6.2) 10.3.14 (2) では具体的に、

- ・補強範囲：打継ぎから 500mm
- ・鉄筋径：D13 以上
- ・配筋間隔：100～150mm
- ・鉄筋量： $A_s \geq 0.2\%$

とある。

箱桁を構成する各部位について、ひび割れ指数と鉄筋量をまとめると、表-3.4.21 のとおりである。橋軸方向ひび割れは、橋軸直角方向の引張応力によるもので、これは床版横締め PC 鋼材の緊張で解消される方向であるが、ひび割れ指数が最小になる時期が 3.7～5.1 日で横締め鋼材の緊張時期とほぼ同時期である。また、橋軸直角方向ひび割れは、橋軸方向の引張応力によるもので、これは主方向 PC 鋼材の緊張で解消される方向であるが、ひび割れ指数が最小になる時期が 5.3～7.3 日でこれも主鋼材の緊張時期とほぼ同時期である。

表-3.4.21 部位ごとのまとめ

部 位	ひび割れの方向	ひび割れ指数			鉄筋量
			最小値	時期 (日)	
中間床版	橋軸方向ひび割れ	①	1.3～1.9	3.7～4.9	D19ctc125 程度
		③	1.6～2.3	3.7～5.1	
張出床版	橋軸直角方向	②	2.0～2.8	7.0～7.3	D22ctc125 程度
上床版	ひび割れ	④	1.3～1.6	5.3～7.0	

橋軸方向ひび割れ、橋軸直角方向ひび割れとも、新ブロックは硬化熱で一時的にコンクリート温度が上昇するが、その後の温度降下にもなって生じる収縮を旧ブロックが拘束する温度応力が主要因である。

そこで、ひび割れの発生を防止する対策としては、温度応力による引張応力を打ち消すために、床版横締め PC 鋼材や主方向 PC 鋼材を早い時期に緊張することが効果的である。ひび割れ指数が 1.5 の場合、引張強度の 2 / 3 の引張応力が発生することを意味するが、その他の要因で引張強度の 1 / 3 の引張応力が発生すると、ひび割れが発生することになる。緊張時期が不明確な場合には、一次的ではあるが引張応力度が発生し、さらにその他の不確定要素が複合するとひび割れが発生する可能性があるので、

- ・中間床版の橋軸直角方向 …… 打継目から 1.5m 区間に D19ctc125 程度
- ・張出・上床版の橋軸方向 …… ウェブ近傍 3.0m 区間に D22ctc125 程度を配置しておくことが有効と考えられる。

補強筋配置要領のイメージを、図-3.4.33 に示す。

従来基準の場合よりも、補強範囲が広く、鉄筋量も多くなる傾向である。なお、従来は、1 リフトと 2 リフトの打継目位置を施工段階で決めることが多かったのですが、設計段階で 2 リフトの打継ぎ部に補強鉄筋を追加する事例は多くなかったと推察されるが、設計段階で打継目位置を想定して補強鉄筋を配置しておくことが有効と考えられる。

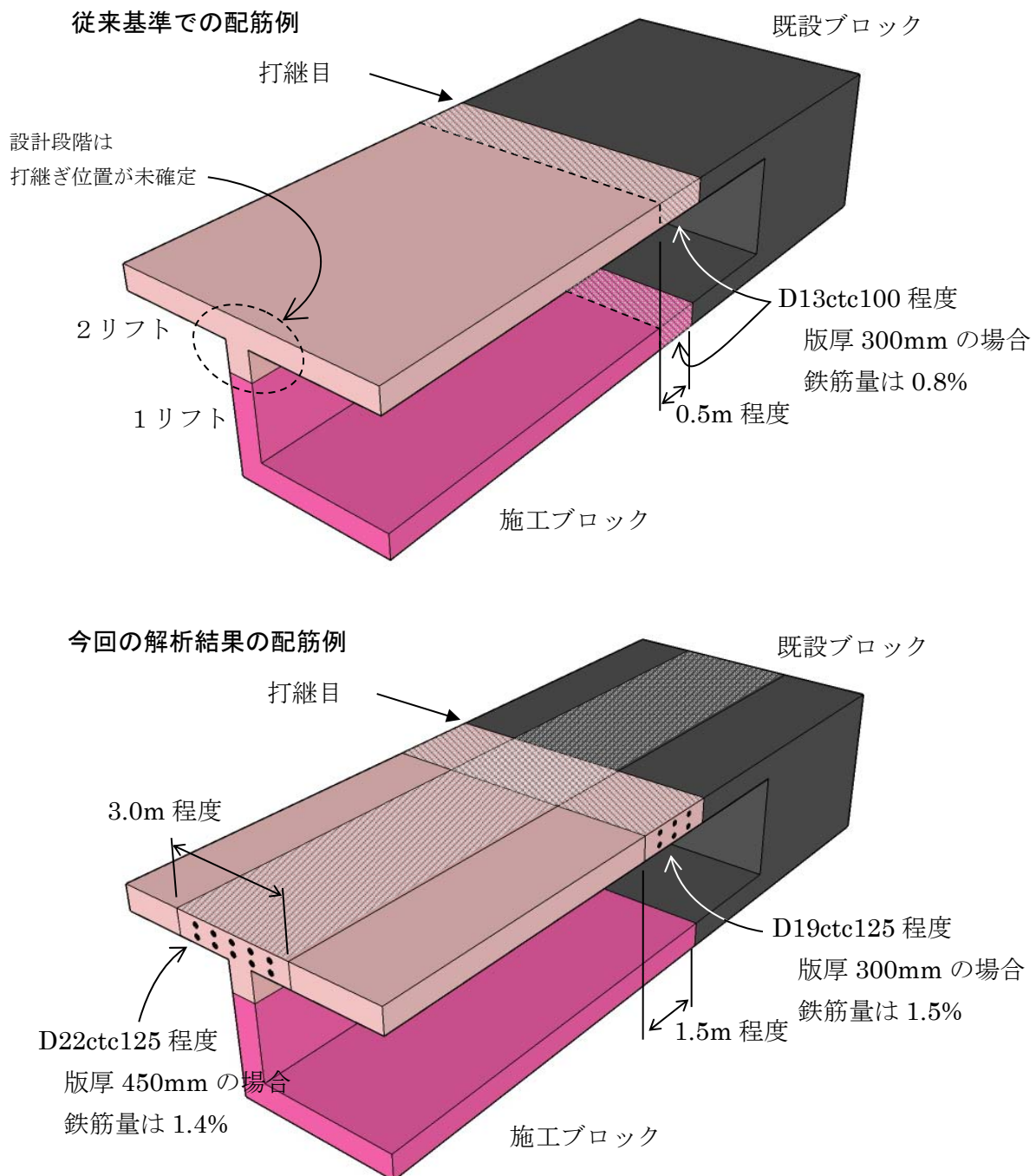


図-3.4.33 補強筋配置要領のイメージ

【3.4 の参考文献】

- 1) 道路橋示方書・同解説 平成 24 年 3 月, 社団法人日本道路協会, 2012
- 2) マスコンクリートのひび割れ制御指針 2016, 社団法人日本コンクリート工学会, 2016
- 3) コンクリート道路橋設計便覧 平成 6 年 2 月, 社団法人日本道路協会, 1994
- 4) 2012 年制定 コンクリート標準示方書[設計編], 公益社団法人土木学会, 2012

3.5 分割施工における新旧打継目のひび割れ

3.5.1 検討目的

張出架設のブロック施工や場所打ち中空床版橋の分割施工など、主桁を分割して施工する場合、打設したコンクリートが既設のコンクリートに拘束されることで、外部拘束ひび割れが発生するおそれがある。

どのような条件でひび割れが発生しやすいのか 3 次元 FEM 解析で分析するとともに、ひび割れ抑制のための対策を検討する。

〈目的〉

新旧打継目に発生する初期ひび割れについて、パラメータ解析による分析を行い、対策案を示す。

〈対象とするひび割れ〉

31 種類のひび割れパターンのうち、新旧打継目に発生するひび割れパターン【13】を対象とする（図-3.5.1 参照）。なお、点検調書の調査結果、初回点検でひび割れパターン【13】が報告された橋梁は 12 橋あり、ポステン箱桁橋が 8 橋、ポステン中空床版橋が 4 橋であった。

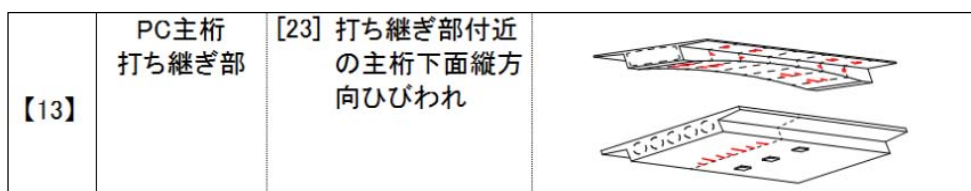


図-3.5.1 ひび割れパターン 13（分割施工における新旧打継ぎ目に発生するひび割れ）

3.5.2 検討概要

外部拘束ひび割れは、様々な要因からひび割れの発生リスクが異なる。張出架設を行う箱桁橋を対象（図-3.5.2 参照）としたパラメータ解析を行い、ひび割れが生じやすいケースを確認する。

パラメータ解析は、①環境条件（温度、温度変化）、②材料条件（材料物性値）、③施工条件（使用型枠、養生条件など）、④構造条件（部材寸法など）に着目する（表-3.5.1、表-3.5.2）。

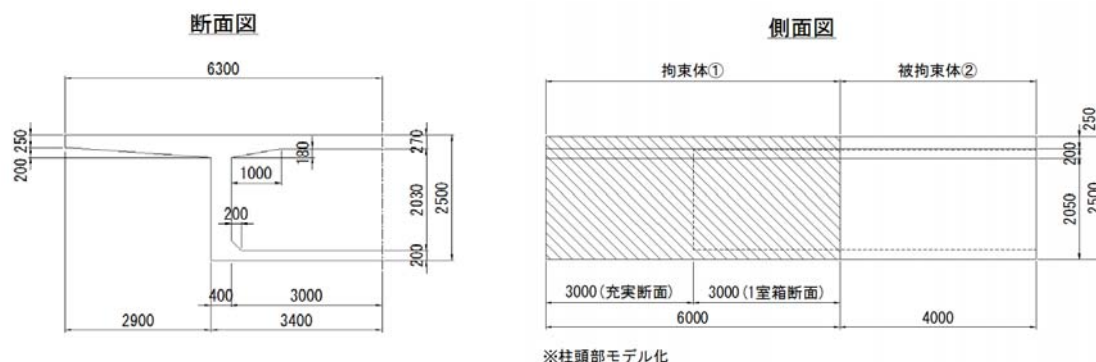


図-3.5.2 基本モデル概要図

表-3.5.1 パラメータ解析の条件設定

条件	解析パラメータ	パラメータ条件例		
a) 環境	1) 外気温	a-1-1 : 夏期(30°C)	a-1-2 : 一定(15°C)	a-1-3 : 冬期(5°C)
b) 材料	1) 配合(40N/mm ² 早強)	b-1-1 : タイプ A	b-1-2 : タイプ B	
	セメント量 水セメント比	多い(400kg/m ³) 小さい(40%)	少ない(350kg/m ³) 大きい(43%)	
c) 施工	1) 養生期間(日数)	c-1-1 : 標準(3日間)	c-1-2 : 長い(10日間)	
	2) 養生方法(熱伝達率)	c-2-1 : 養生マット (5W/m ² °C)		
	3) 型枠(熱伝達率)	c-3-1 : 合板 (8W/m ² °C)	c-3-2 : メタル (14W/m ² °C)	
d) 構造	1) 拘束体の剛性(部位)	d-0 : 片面-高い (1BL)	d-1-1 : 片面-低い (先端 BL)	d-1-2 : 両面 (中央閉合 BL)
	2) 桁高	d-0 : 低(H:2.5m)	d-2 : 高(H:6m)	
	3) 幅員	d-0 : 大(W:12.6m)	d-3 : 小(W:7.6m)	
	4) ウェブ厚	d-0 : 小(Wt:0.4m)	d-4 : 大(Wt:0.6m)	
	5) 下床版厚	d-0 : 小(LSt:0.2m)	d-5 : 大(LSt:0.5m)	
	6) ブロック長	d-0 : 大(L:4m)	d-6 : 小(L:2m)	

※着色は基本モデルの条件であることを示す。

表-3.5.2 構造条件の各モデル概要

着目部位	基本モデル (d-0)	モデル 1 (d-1-1) (d-1-2)	モデル 2 (d-2)	モデル 3 (d-3)	モデル 4 (d-4)	モデル 5 (d-5)	モデル 6 (d-6)
拘束体の剛性	柱頭部 (第1BL モデル)	張出先端 閉合部	柱頭部 (第1BL モデル)	柱頭部 (第1BL モデル)	柱頭部 (第1BL モデル)	柱頭部 (第1BL モデル)	柱頭部 (第1BL モデル)
桁高	2.5m	2.5m	6m	2.5m	2.5m	2.5m	2.5m
幅員	12.6m	12.6m	12.6m	7.6m	12.6m	12.6m	12.6m
ウェブ厚	0.4m	0.4m	0.4m	0.4m	0.6m	0.4m	0.4m
下床版厚	0.2m	0.2m	0.2m	0.2m	0.20m	0.50m	0.2m
ブロック長	4m	4m	4m	4m	4m	4m	2m

※着色は基本モデルと同一条件であることを示す。

3.5.3 解析条件

(1) 解析モデル

基本となるモデルは、橋軸方向に 12m の柱頭部に 4m の第 1 ブロックを打継ぐ施工を想定して、桁高 2.5m、幅員 12.6m、ウェブ厚 400mm および下床版厚 200mm の 3 次元モデルとした。

解析モデルは橋軸方向の構造中心および橋軸直角方向の柱頭部の中心断面でそれぞれ 2 分割した 1/4 モデルとし、メッシュは、上下床版とウェブの厚さを 4 分割した(図-3.5.3)。

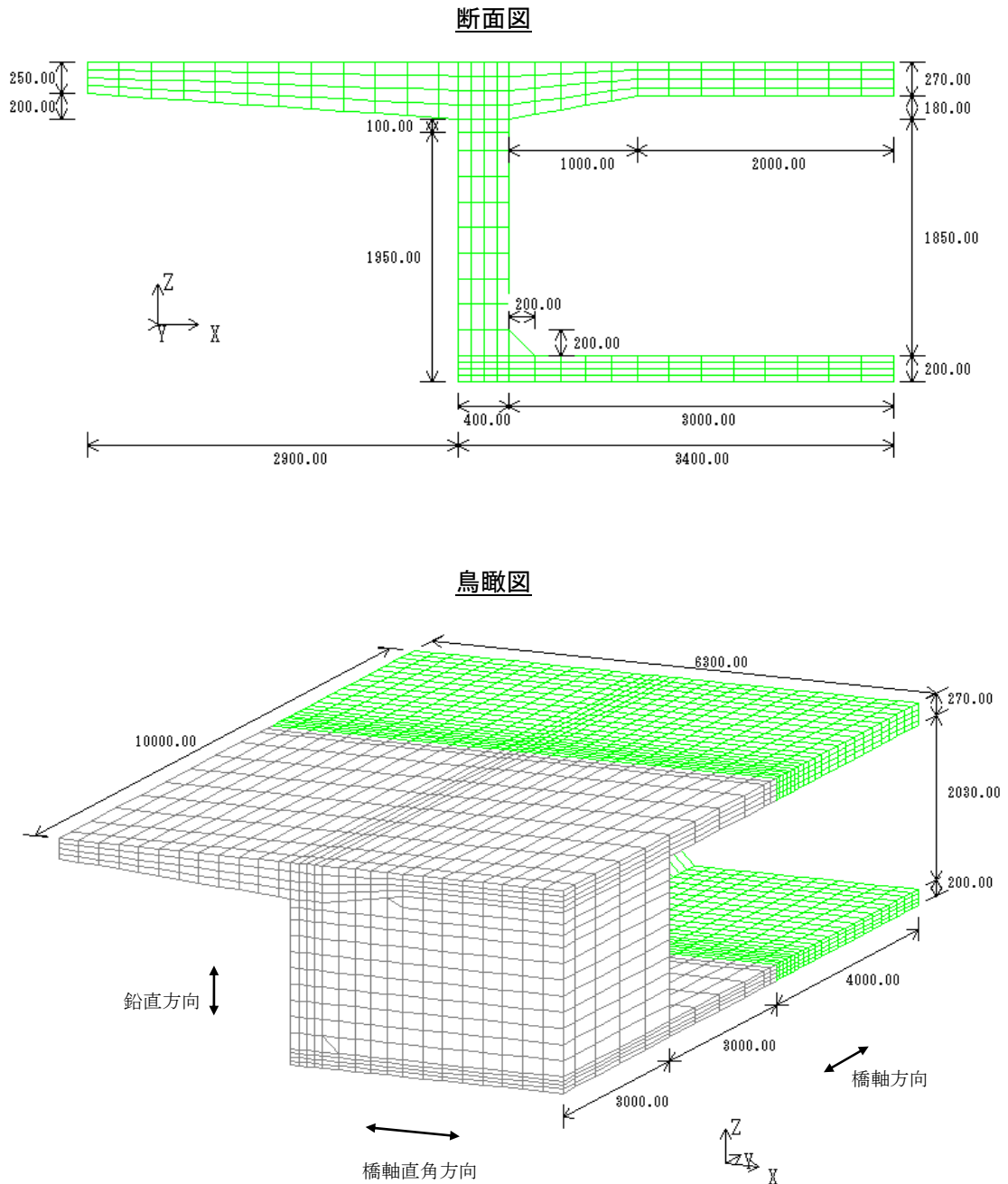


図-3.5.3 基本モデルの解析モデル概要図

(2) 拘束条件と熱伝達境界

拘束条件と熱伝達境界の設定は、下記の通りとする。

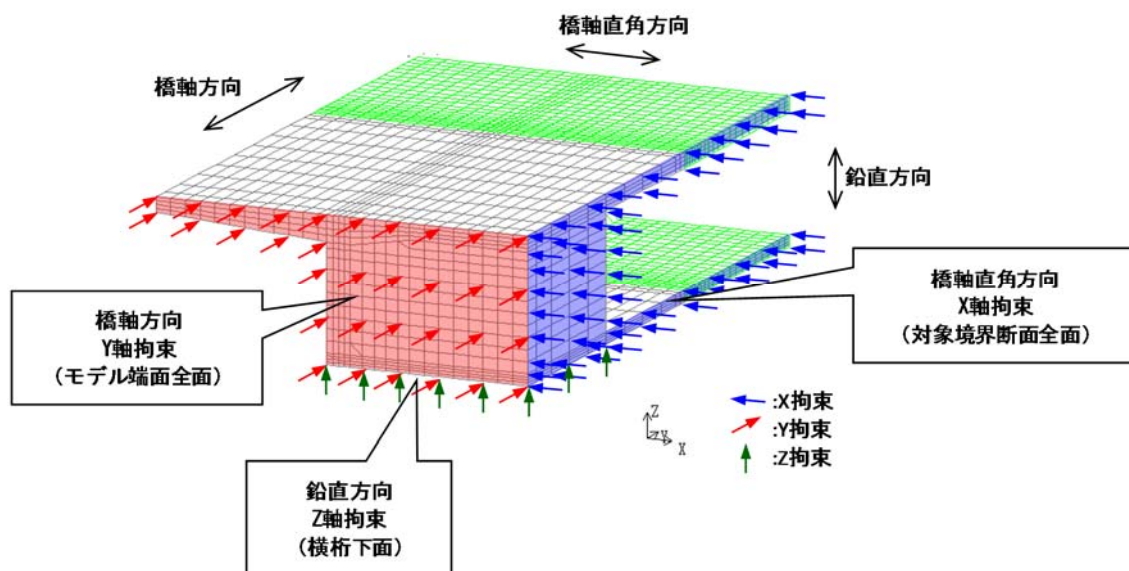


図-3.5.4 拘束条件

表-3.5.3 熱伝達境界

部位	型枠所別	熱伝達率	養生期間	
上床版上面	マット+散水	5W/m ² °C	3日間	10日間
下床版上面	マット+散水	5W/m ² °C	3日間	10日間
小口枠	木枠	8W/m ² °C	1日間	
張出床版側枠	木枠	8W/m ² °C	1日間	
外枠（箱外）	木枠	8W/m ² °C	3日間	
	メタル枠	14W/m ² °C		
内枠（箱内）	木枠	8W/m ² °C	3日間	
	メタル枠	14W/m ² °C		
底 枠	木枠	8W/m ² °C	3日間	
	メタル枠	14W/m ² °C		

(3) 材料条件

コンクリートの材料条件は、コンクリート標準示方書 2012[設計編]¹⁾ にならった設定を行う。ただし、収縮ひずみの設定は、土木学会の乾燥収縮式をもとに 2 年間で 200 μ の収縮を想定する。

(4) 拘束体の剛性

拘束体の剛性をパラメータとするときの概要図を図-3.5.5 に示す。なお、拘束体の剛性に関する解析は、施工箇所の違いを想定したものであるため、拘束体と被拘束体の材齢差も実際の施工を見込んで設定している。材齢差は、第1BLモデル（d-0）を1ヶ月、張出先端モデル（d-1-1）を2週間、中央閉合モデル（d-1-2）を2ヶ月とした。

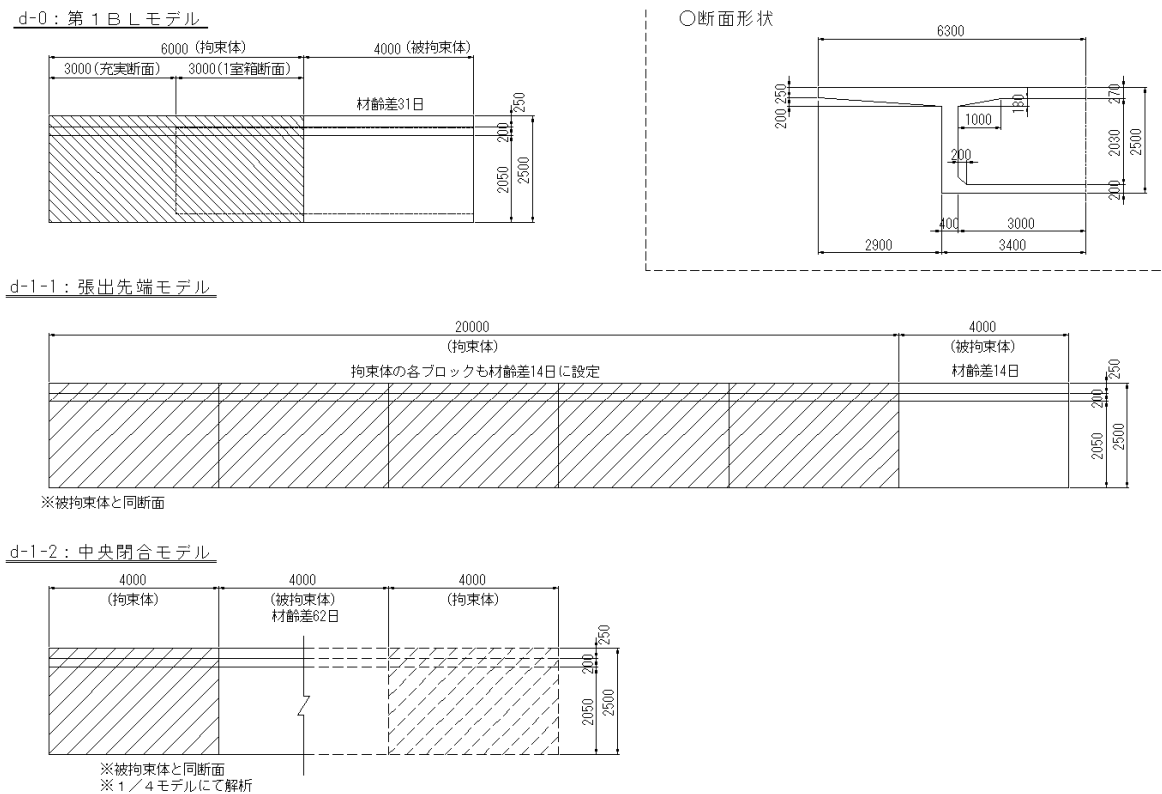


図-3.5.5 拘束体の剛性に関するモデル概要図

(5) パラメータ解析の範囲

張出し架設を行う場合の箱桁橋の標準的な断面形状と今回のパラメータ解析で設定した寸法を表-3.5.4 に示す。橋梁の規模は支間長約90mを想定した。支点部の下床版厚が薄い設定となるが、その他の寸法は箱桁断面をほぼ包括した設定としている。

表-3.5.4 パラメータ解析で想定した構造物の範囲

		桁高	ウェブ厚	下床版厚
標準断面	支点部	1/15 (スパン比)	600mm	L/200~L/75
	支間中央部	1/35 (スパン比)	400mm	150mm~300mm
パラメータ解析の設定値	最大値	6.0m	600mm	500mm
	最小値	2.5m	400mm	200mm

3.5.4 基本ケースの解析

(1) 最高到達温度

基本ケースの解析を行った結果、打継ぎ位置から橋軸方向に約 3.0m 付近の上床版とウェブの接合部でコンクリート温度が最高となり、打設後約 1 日で約 62℃に達する結果となった。図-3.5.6 にコンクリートの経験値最高温度の全体図、および、最高到達温度となる個所の温度履歴を示す。

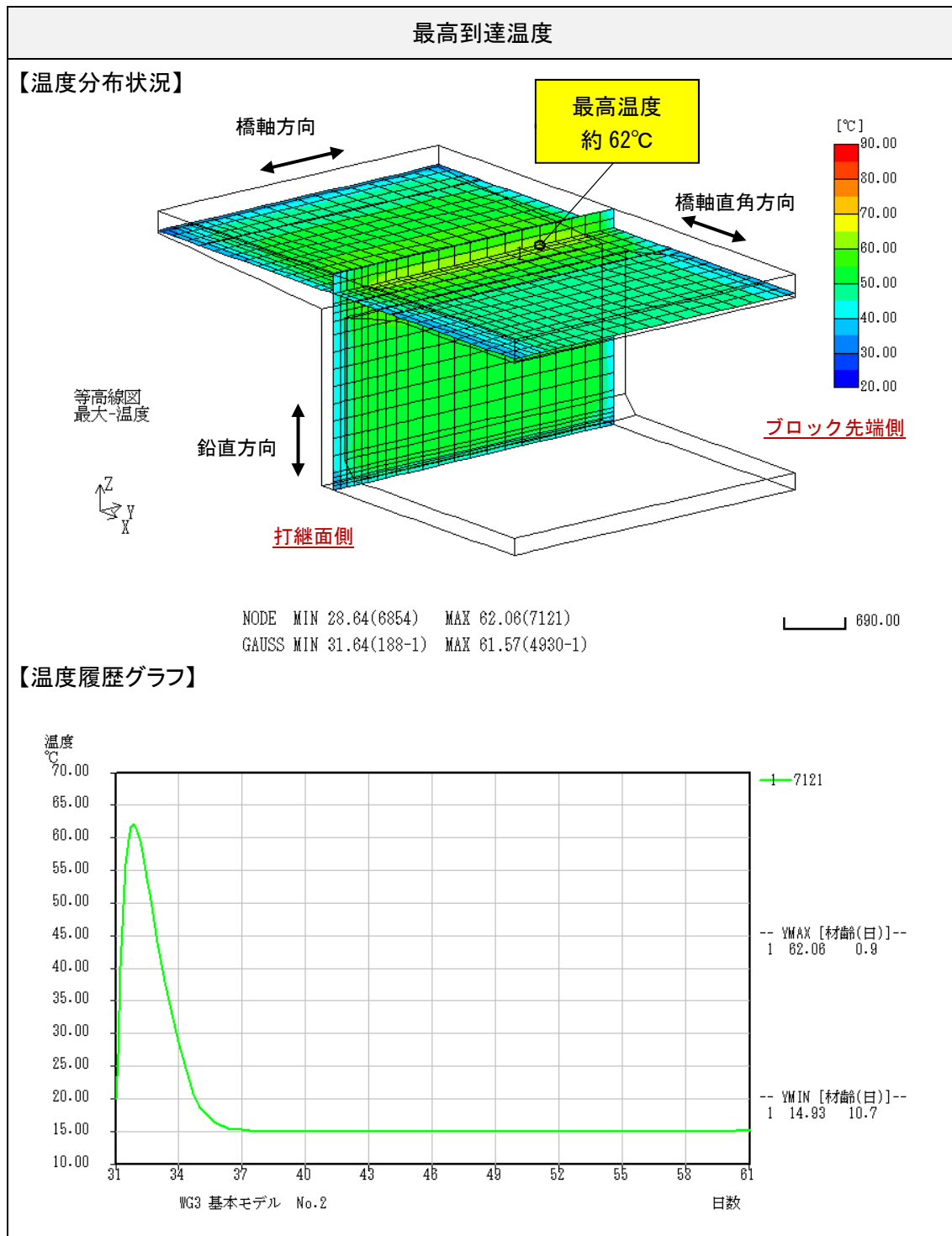


図-3.5.6 最高到達温度の位置と温度履歴

(2) 箱桁の各部位に発生する引張応力度

箱桁断面の上床版、ウェブ、下床版のそれぞれについて、既設コンクリートに拘束されることにより発生する引張応力度に着目する。拘束を受ける方向に発生する引張応力度を取りまとめた結果を図-3.5.7、図-3.5.8および図-3.5.9に示す。

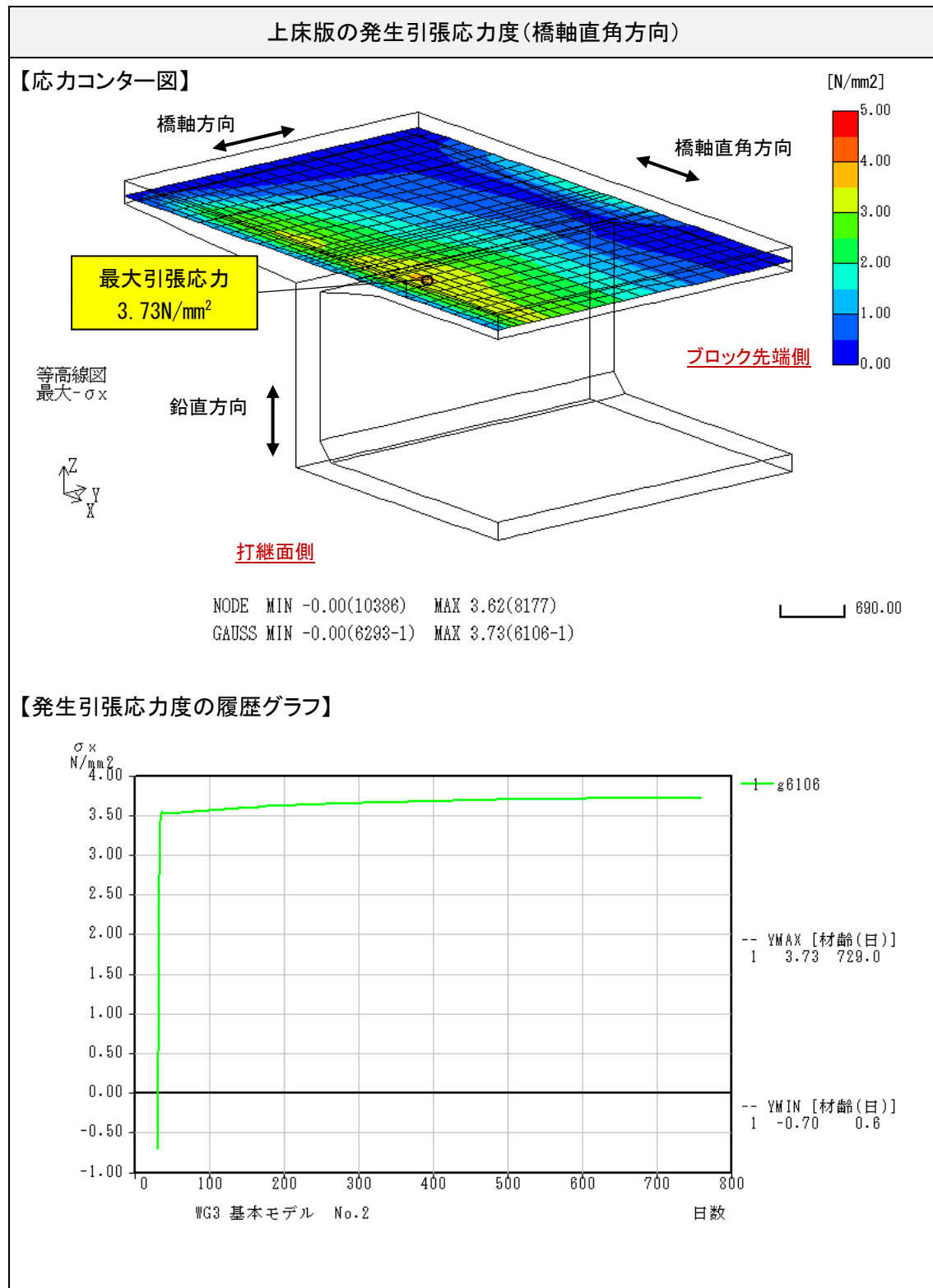
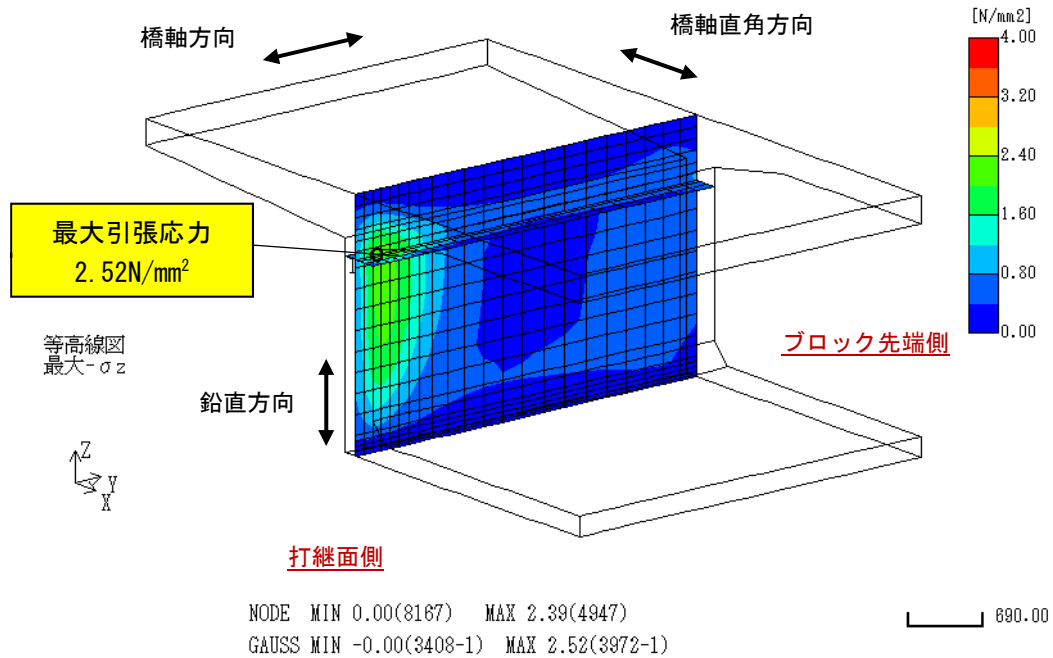


図-3.5.7 上床版に発生する引張応力度とその履歴

ウェブの発生引張応力度(鉛直方向)

【応力コンター図】



【発生引張応力度の履歴グラフ】

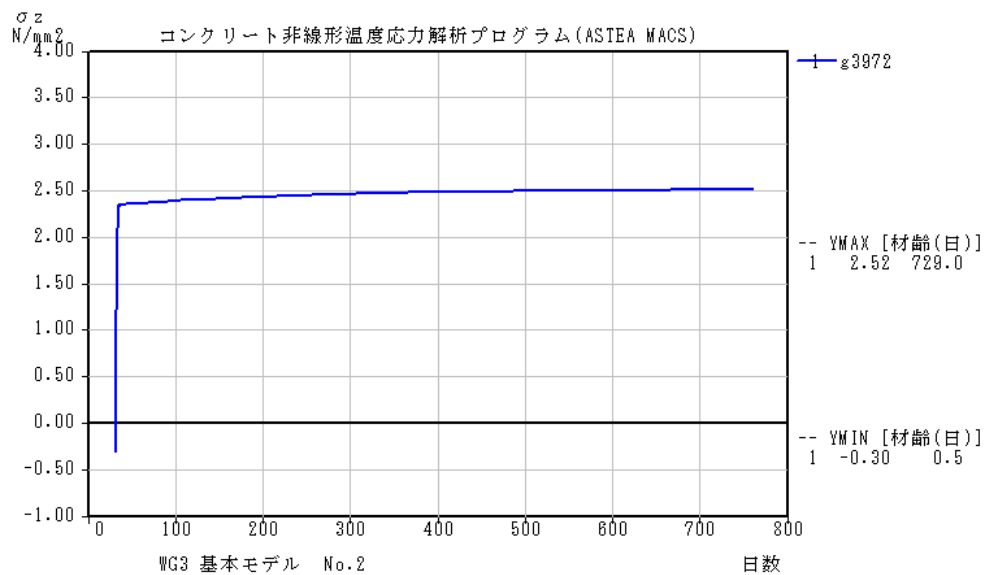
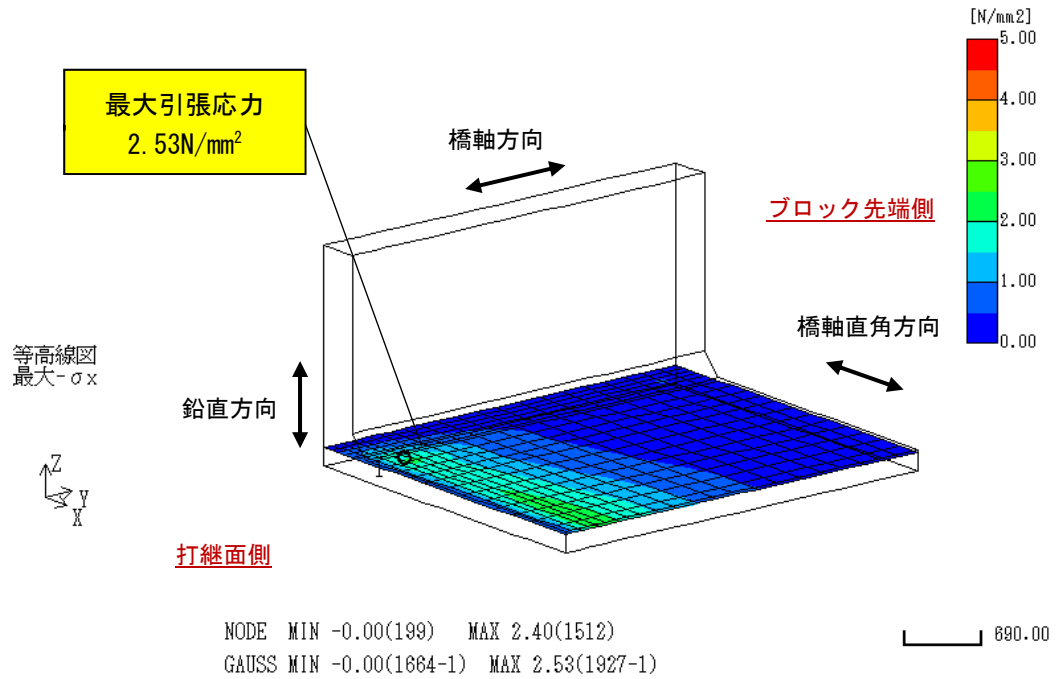


図-3.5.8 ウェブに発生する引張応力度とその履歴

下床版の発生引張応力度(橋軸直角方向)

【応力コンター図】



【発生引張応力度の履歴グラフ】

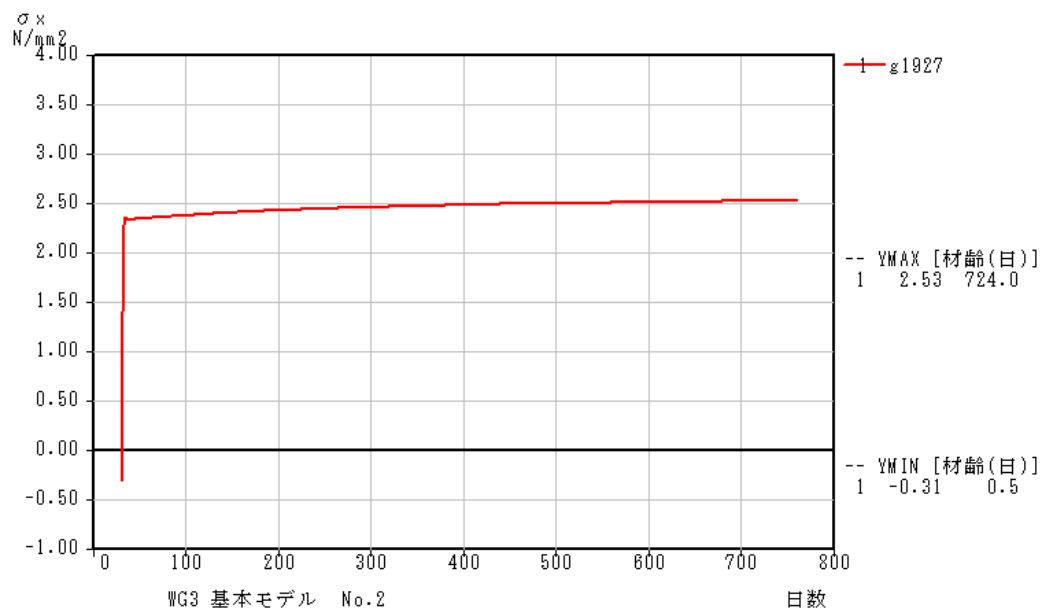


図-3.5.9 下床版に発生する引張応力度とその履歴

3.5.5 パラメータ解析

(1) 断面寸法に着目したパラメータ解析

1) 概要

断面寸法に着目したパラメータ解析、基本モデルの各種寸法を一項目ずつ変更して実施する。モデル 2 からモデル 6 について、基本モデルからの変更点を図-3.5.10 に示す。なお、構造寸法以外の条件（環境・材料・施工）は基本モデルと同一とする。

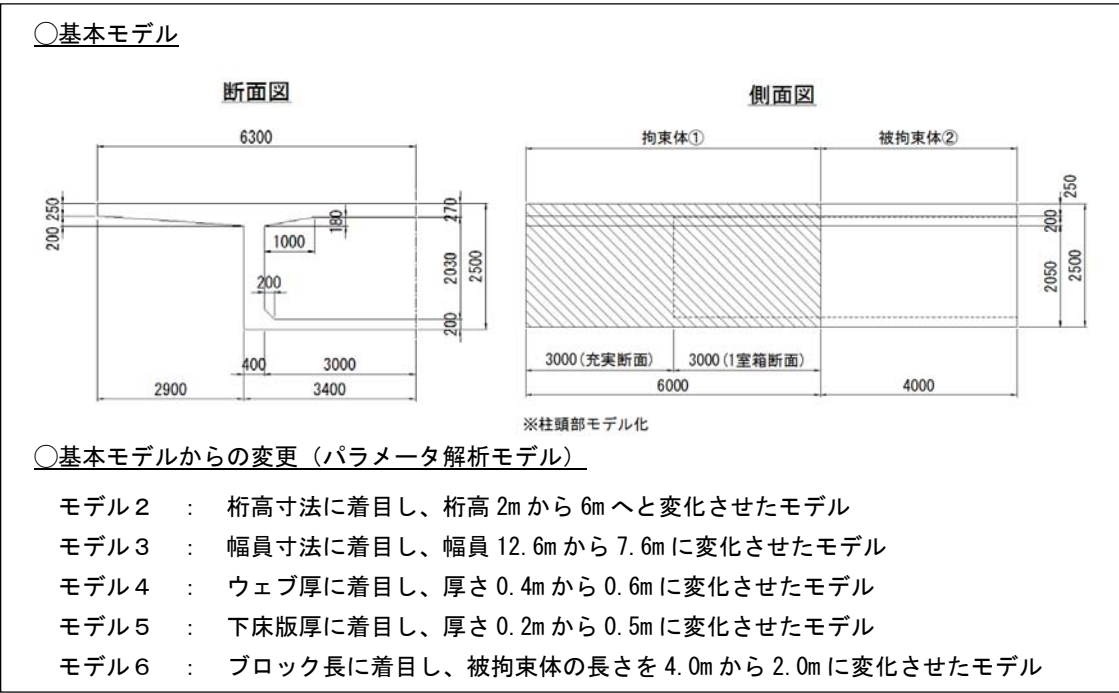


図-3.5.10 断面寸法に着目したモデルの寸法概要図

2) コンクリートの経験値最大温度

今回の検討では、構造寸法がコンクリート温度に及ぼす影響が小さい結果となった。経験値最大温度の比較を表-3.5.5 に示す。

表-3.5.5 断面寸法に着目したモデルの寸法概要図

モデル No	基本モデル からの変更箇所	経験最大温度	
		位置（L は接合部からの距離）	温度(°C)
基本モデル	-	上床版とウェブ接合 L=2.950m	62
モデル 2	桁高 2.5m→6.0m	上床版とウェブ接合 L=2.950m	62
モデル 3	幅員 12.6m→7.6m	上床版とウェブ接合 L=2.950m	62
モデル 4	ウェブ厚 0.4m→0.6m	上床版とウェブ接合 L=2.700m	67
モデル 5	下床版厚 0.2m→0.5m	上床版とウェブ接合 L=2.950m	62
モデル 6	ブロック長 4.0m→2.0m	上床版とウェブ接合 L=0.925m	62

【結果の概要】

- ・コンクリート温度が最大となる点は、上床版とウェブの接合部となり、被拘束体先端から約 1.0m 付近となった。上床版は、下床版よりも部材厚が厚いため内部温度が上昇しやすく、かつ、張り出し床版があることで熱が逃げにくいことが影響したと考えられる。
- ・ウェブ厚の寸法は、着目点（経験値最大温度計測位置）に直接影響をおよぼすため、モデル 4 のウェブ厚を 0.6m としたケースで最も温度が高くなった。経験値最大温度は 67℃であった。
- ・モデル 4 以外のケースは、経験値最大温度が 62℃と同一の値となった。桁高、幅員、下床版厚およびブロック長は、着目点となる上床版とウェブの接合部に直接影響をおよぼす寸法ではないため影響が出なかった。

3) 上床版、ウェブ、下床版に発生する引張応力度

発生引張応力度が大きくなる部位は、下床版が厚くなるケース（モデル 5）を除いて、上床版となった。

各部位に発生する引張応力度の比較を表-3.5.6 に示す。

表-3.5.6 発生引張応力度の比較（断面寸法着目）

モデル No	基本モデル からの変更箇所	発生引張応力度					
		上床版 (α)		ウェブ (α)		下床版 (α)	
		値 (N/mm ²)	比率	値 (N/mm ²)	比率	値 (N/mm ²)	比率
基本モデル	-	3.73	-	2.52	-	2.53	-
モデル 2	桁高 2.5m→6.0m	3.48	0.93	3.24	1.29	2.36	0.93
モデル 3	幅員 12.6m→7.6m	3.26	0.87	2.47	0.98	2.40	0.95
モデル 4	ウェブ厚 0.4m→0.6m	3.78	1.01	2.96	1.17	3.05	1.21
モデル 5	下床版厚 0.2m→0.5m	3.62	0.97	2.73	1.08	3.98	1.57
モデル 6	ブロック長 4.0m→2.0m	3.94	1.06	2.56	1.02	2.53	1.00

注) 赤色で示した文字 : 各ケースで最大となった部位

青色で示した文字 : 着目部位毎で最も大きな値となった検討モデル

【結果の概要】

- ・部位ごとに着目した場合、最大引張応力度は、上床版 3.94N/mm²、ウェブ 3.24N/mm²、下床版 3.98N/mm²であった。下床版が最も大きい値となったケース 5 は、下床版厚を 500mm としているため下床版の経験値温度が最大温度とほぼ同等となり、かつ既設ブロックの拘束度も大きい。そのため、最も大きい引張応力度が発生したと考えられる。

- ・上床版に着目するとブロック長を 1/2 に短くしたモデル 6 で最も大きな引張応力度になり、基本モデルより 6%程度大きい値となった。部材長が短くなることから、部材内部の温度勾配が急になることが原因であると考えられる。
- ・断面形状の違いから上床版に発生する引張応力度を比較するとウェブ厚を厚くしたモデル 4 で値が大きくなったものの基本モデルと比較して 1%程度の違いであった。その他のモデルは、基本モデルよりも小さい値となり、幅員を狭くしたモデル 3 で 10%以上の差が生じた。着目点の拘束度が大きいほど、拘束される部材長が長くなるほど、応力度に影響が生じる。
- ・ウェブに着目すると桁高の影響が最も大きく、基本モデルより引張応力度が約 30%増加した。また、ウェブ厚を厚くすると 17%、下床版厚を厚くすると 8%、引張応力度が大きくなった。一方、幅員を小さくすると応力度が 2%小さくなった。拘束される部材長の影響が大きく、部材寸法が厚くなることで経験温度が高くなったり、拘束度が大きくなったりすることが結果に影響をおよぼしたと考えられる。
- ・下床版に着目すると下床版厚の影響が最も大きく、基本モデルより引張応力度が 60%程度大きくなった。また、ウェブ厚を厚くすると 20%程度大きくなった。桁高と幅員の影響は約 5%と小さい変化であった。着目点の経験値最高温度と拘束度が影響したと考えられる。

(2) 環境・材料・施工の条件の違いに着目したパラメータ解析

1) 概要

実施工における諸条件のばらつきを考慮して、外気温（5℃、15℃、30℃）、セメント量（400kg/m³、350kg/m³）、養生期間（3 日間、10 日間）、型枠材（木枠、メタル枠）と解析条件を変化させる。基本モデルとの比較を表-3.5.7 に示す。

条件を 1 項目ずつ変更して各条件の影響度を把握したのち、発生応力度が最も大きくなると考えられる条件の組合せ（最大ケース）と最も小さくなると考えられる条件の組合せ（最小ケース）の解析を実施する。

表-3.5.7 環境・材料・施工の条件の比較

条件			基本モデルの条件	比較条件
a)環境条件	外気温		15℃	5℃、30℃
b)材料条件	配合	セメント量	400kg/m ³	350kg/m ³
		水セメント比	40%	43%
c)施工条件	養生期間		3 日間	10 日間
	型枠(熱伝達率)		合板(8W/m ² ℃)	メタル(14W/m ² ℃)

2) コンクリートの経験値最大温度

気温とセメント量の項目は、コンクリートの経験値最大温度に大きく影響を及ぼした(表-3.5.8)。

表-3.5.8 経験値最大温度の比較(環境・材料・施工の条件着目)

条件		経験最大温度	
		位置 (Lは接合部からの距離)	温度(℃)
a)環境条件	d-0 a-1-1 温度 30	上床版とウェブ接合 L=3.175m	82
	d-0 a-1-2 温度 15	上床版とウェブ接合 L=2.950m	62
	d-0 a-1-3 温度 5	上床版とウェブ接合 L=2.700m	46
b)材料条件	d-0 b-1-1 セメント 400	上床版とウェブ接合 L=2.950m	62
	d-0 b-1-2 セメント 350	上床版とウェブ接合 L=2.950m	57
c)施工条件①	d-0 c-1-1 養生 3 日	上床版とウェブ接合 L=2.950m	62
	d-0 c-1-2 養生 10 日	上床版とウェブ接合 L=2.950m	62
c)施工条件②	d-0 c-3-1 木枠	上床版とウェブ接合 L=2.950m	62
	d-0 c-3-2 メタル	上床版とウェブ接合 L=3.175m	60

【結果の概要】

- ・コンクリート温度が最大となる位置は上床版とウェブの接合部となり、打継目位置から橋軸方向 3m 付近であった。
- ・コンクリート温度が最も高くなったのは、外気温を 30℃としたケースであり、経験値最大温度は 82℃であった。外気温が高くなるほどコンクリートの初期温度が高くなることが影響した。
- ・外気温を 5℃から 30℃で変化させるとコンクリートの経験値最大温度は 46℃から 82℃で変化した。外気温に応じてコンクリート初期温度が変化する影響が大きい。
- ・セメント量を 50kg/m³増加させるとコンクリート温度は 5℃上昇した。セメント量の増加に伴いコンクリート温度が上昇する傾向が結果に表れた。
- ・施工条件は大きく影響しない結果となった。最大温度を経験するのは打設後 1 日程度であるため養生期間の影響を受けない。また、型枠の違いは材質の違いによる熱伝達率の差で評価されるが影響は小さかった。

3) 上床版に発生する引張応力度

基本モデルで最も発生引張応力度が大きくなった中間床版の床版厚変化点付近に着目して、各ケースの発生引張応力度を比較する。比較結果を表-3.5.9 に示す。

基本モデルで設定した条件をグレーの着色で示し、比率の項目で示される値の基本値としている。また、環境条件、材料条件、施工条件毎に発生する引張応力度が大きくなる条件を「●」、小さくなる条件を「○」で示した。最も大きい引張応力度は 4.21N/mm^2 、最も小さい値は 2.99N/mm^2 であり、その差は約 1.2N/mm^2 であった。両値ともに環境条件の温度を変化させたケースであった。

表-3.5.9 発生引張応力度の比較と組合せ条件の抽出

条件		発生引張応力度 上床版 (α)		引張応力が 大きくなる 条件	引張応力が 小さくなる 条件
		値 (N/mm^2)	比率		
a) 環境条件	d-0 a-1-1 温度 30	4.21	1.13	●	
	d-0 a-1-2 温度 15	3.73	1.00		
	d-0 a-1-3 温度 5	2.99	0.80		○
b) 材料条件	d-0 b-1-1 セメント 400	3.73	1.00	●	
	d-0 b-1-2 セメント 350	3.13	0.84		○
c) 施工条件①	d-0 c-1-1 養生 3 日	3.73	1.00	-	-
	d-0 c-1-2 養生 10 日	3.73	1.00		
c) 施工条件②	d-0 c-3-1 木枠	3.73	1.00	●	
	d-0 c-3-2 メタル	3.43	0.92		○

注) 赤色で示した文字 : 最大値を示した条件

青色で示した文字 : 最小値を示した条件

【結果の概要】

- ・引張応力度が最も大きくなったのは、基本モデルの条件から気温を 30°C に設定したケースであった。その時の引張応力度は、 4.21N/mm^2 と基本ケースよりも 10%以上大きくなった。発生引張応力度は、コンクリートの経験値最高温度に大きく影響を受けたと考えられる。
- ・一方、引張応力度が最も小さくなったのは、基本モデルの条件から気温を 5°C に設定したケースであった。その時の引張応力度は、 2.99N/mm^2 と基本ケースよりも 20%小さくなった。経験値最高温度が低いほど発生引張応力度も小さくなると考えられる。
- ・施工条件は、経験値最高温度に差がないため、発生応力度も変わらない結果となった。
- ・気温が高く、セメント量が多く、木製型枠を用いた条件で発生引張応力度が大きくなり、経験値最高温度の結果と一致する傾向がみられた。

(3) 環境・材料・施工条件の組合せ

1) 概要

表-3.5.9 で抽出した「引張応力が大きくなる条件」、および「引張応力が小さくなる条件」を組合せた条件で解析を実施する。条件の組合せを表-3.5.10 に示す。養生期間は、実施工に近い3日間で統一した。

発生引張応力度が最も大きくなると考えられる条件の組み合わせは、基本モデルの気温を15℃から30℃に変更したケース(d-0 a-1-1)と同条件である。一方、引張応力度が最も小さくなる条件の組み合わせは、実施したパラメータ解析と一致するものがないため、あらためて解析を行った。

表-3.5.10 組合せケースの環境・材料・施工の条件

	a)環境条件	b)材料条件	c)施工条件①	c)施工条件②
●引張応力最大組合ケース	温度 30℃	セメント 400kg/m ³ W/C=40%	養生:3日間	型枠:木枠
○引張応力最小組合ケース	温度 5℃	セメント 350kg/m ³ W/C=43%	養生:3日間	型枠:メタル枠

2) 比較検討結果

結果を図-3.5.11、および表-3.5.11 に示す。

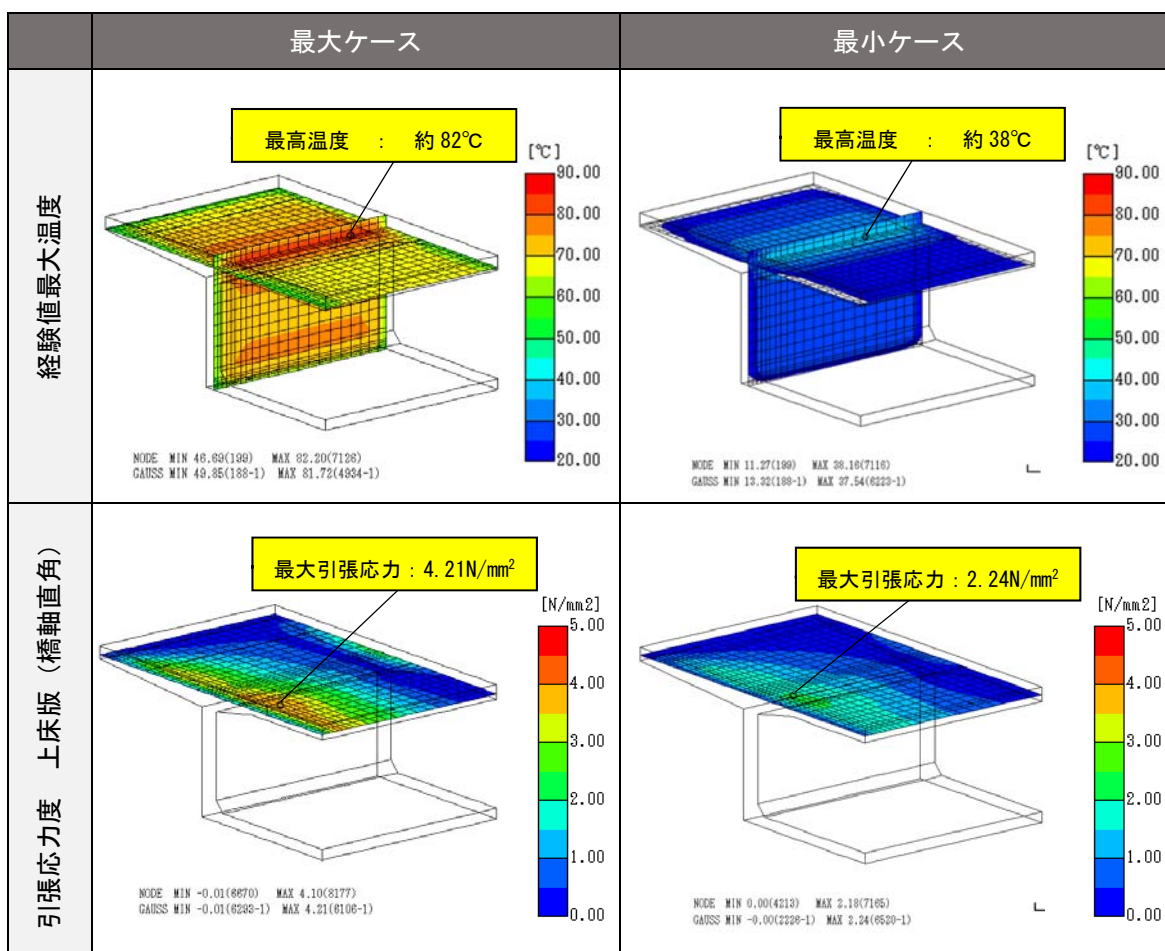


図-3.5.11 組合せケースの解析結果コンター図

表-3.5.11 組合せケースの解析結果の比較

組合せケース	経験最大温度		発生引張応力度 上床版 (σ)	
	位置 (L は接合部からの距離)	温度 (°C)	値 (N/mm ²)	比率
●引張応力 最大	上床版とウェブ接合 L=3.050m	82	4.21	1.00
○引張応力 最小	上床版とウェブ接合 L=2.700m	38	2.24	0.53

【結果の概要】

- ・環境、材料、施工のそれぞれの条件は、発生引張応力度が小さくなる組合せと経験値最大温度が低くなる組合せが一致することから、引張応力最小組合せケースは、コンクリートの経験値最大温度が 38°C と非常に低い値となった。
- ・発生引張応力度は表-3.5.9 に示した最小値の 2.99N/mm² よりもさらに小さく 2.24N/mm² となり、引張応力最大組合せケースの 4.21N/mm² と比較すると約半分程度の引張応力度になった。発生引張応力度は経験値最高温度と相関関係にある傾向がみられた。

(4) 拘束体の剛性に着目したパラメータ解析

1) 概要

張出し架設は、施工ステップに応じて、拘束体と被拘束体が逐次変化していく。そこで、施工ステップの中で拘束度に違いがあると想定される 3 ケースについて比較検討を実施する。張出施工のうち柱頭部を拘束体、第 1BL を被拘束体とする基本モデルのほか、張出ブロック先端の施工および中央閉合部の施工を想定したモデルを検討対象とする。

各モデルの概要図は、前述の図-3.5.5 に示すとおりである。また、解析条件の設定方針を下記に箇条書きとして示す。

- ・箱桁断面形状は全て同一形状とし、基本モデルの断面に統一する。
- ・環境条件および材料条件も同様に基本モデルの条件に統一する。
- ・拘束体と被拘束体の材齢差は、第 1BL モデルを 1 ヶ月、張出先端モデルを 2 週間、中央閉合モデルを 2 ヶ月に設定する。
- ・張出先端モデルは、拘束体の 5 ブロック分についても材齢差 14 日毎の段階施工を想定する。

2) コンクリートの経験値最大温度

経験値最大温度の比較を表-3.5.12 に示す。今回の検討において、コンクリート温度に拘束体の剛性や材齢差は影響がない結果であった。

表-3.5.12 経験値最大温度の比較（拘束体の剛性着目）

モデル		経験最大温度	
		位置(Lは接合部からの距離)	温度(°C)
1BL 施工 (基本モデル d-0)	拘 束：片面拘束（柱頭部） 材齢差：1 ヶ月	上床版とウェブ接合 L=2.950m	62
先端 BL 施工 (d-1-1)	拘 束：片面拘束（標準 5BL 分） 材齢差：2 週間	上床版とウェブ接合 L=2.950m	62
中央閉合施工 (d-1-2)	拘 束：両面拘束（標準 1BL 分） 材齢差：2 ヶ月	上床版とウェブ接合 L=1.500m	62

【結果の概要】

- ・全てのモデルの断面形状は基本モデルと同一であることから、コンクリート温度が最大となる位置は、上床版とウェブの接合部となった。
- ・今回実施した 3 つのモデルは断面形状が同一であることから、拘束体の剛性の違いによる経験最大温度の差は生じない結果となった。

3) 上床版に発生する引張応力度

拘束度の違いに着目すると、第 1BL 施工モデルと張出先端 BL モデルは、ともに片面のみ拘束されるモデルである。柱頭部を拘束体とする第 1BL 施工モデルに対して、標準断面の 5BL 分を拘束体とする張出先端モデルは、拘束度が小さくなる。一方、中央閉合モデルは、被拘束体の両面で拘束を受けるため、拘束度が最も大きくなる。

拘束体と被拘束体の材齢差は、張出先端モデルで 14 日、第 1BL モデルで 1 ヶ月、中央閉合モデルで 2 ヶ月であり、材齢差があるほど乾燥収縮ひずみの影響が大きくなる。

表-3.5.13 発生引張応力度の比較（拘束体の剛性着目）

モデル		発生引張応力度		
		上床版(σ_x)	ウェブ(σ_z)	下床版(σ_x)
		値(N/mm ²)	値(N/mm ²)	値(N/mm ²)
1BL 施工 (基本モデル d-0)	拘 束：片面拘束（柱頭部） 材齢差：1 ヶ月	3.73	2.52	2.53
先端 BL 施工 (d-1-1)	拘 束：片面拘束（標準 5BL 分） 材齢差：2 週間	3.48	2.37	2.38
中央閉合施工 (d-1-2)	拘 束：両面拘束（標準 1BL 分） 材齢差：2 ヶ月	4.37	2.67	2.69

【結果の概要】

- ・全てのモデルの断面形状は基本モデルと同一であることから、ウェブや下床版よりも上床版の引張応力度が最も大きくなり、位置は床版厚変化点付近となった。

- ・張出先端モデルは、第 1BL モデルよりも上床版に発生する引張応力度が 0.25N/mm^2 小さくなった。また、中央閉合モデルは、他のモデルと比べて発生引張応力度が大きくなり、上床版の橋軸直角方向に 4.37N/mm^2 の引張応力が発生する結果となった。発生引張応力度に差が生じた原因は、解析モデルで設定した拘束位置に打継ぎ位置が近いと相対的に拘束体の剛性が大きくなること、材齢差が大きいほど拘束体と被拘束体のひずみ差が大きくなること、が影響したと考えられる。

(5) パラメータ解析結果のまとめ

基本モデルの結果を表-3.5.14、各パラメータ解析の結果を表-3.5.15 に示す。なお、表中の引張応力度は上床版の直角方向に発生した応力度である。比較モデルの結果には、基本モデルの引張応力度との比率を各モデル毎に合わせて示した。

表-3.5.14 基本モデルの解析条件と発生応力度

基本モデル			
解析条件			引張応力度 (N/mm ²)
a)環境条件	外気温	15℃一定	3.73
b)材料条件	セメント量, 水セメント比	400kg/m ³ , 40%	
c)施工条件	養生期間(日数)	3 日間	
	型枠(熱伝達率)	合板(8W/m ² ℃)	
d)構造条件	拘束体の剛性	柱頭部	
	桁高	2.5m	
	幅員	12.6m	
	ウェブ厚	0.4m	
	下床版厚	0.2m	
	ブロック長	4.0m	

パラメータ解析

表-3.5.15 比較モデルの変更条件と発生応力度

比較モデル					
変更条件			引張応力度 (N/mm ²)	比率	
a)環境条件	外気温	30℃一定	4.21	1.13	
		5℃一定	2.99	0.80	
b)材料条件	セメント量, 水セメント比	350kg/m ³ , 43%	3.13	0.84	
c)施工条件	養生期間(日数)	10 日間	3.73	1.00	
	型枠(熱伝達率)	メタル(14W/m ² ℃)	3.43	0.92	
d)構造条件	拘束体の剛性		張出先端	3.48	0.93
			中央閉合部	4.37	1.17
	ブロック形状	桁高	6.0m	3.48	0.93
		幅員	7.6m	3.26	0.87
		ウェブ厚	0.6m	3.78	1.01
		下床版厚	0.5m	3.62	0.97
		ブロック長	2.0m	3.94	1.06
追加検討	a) から c) の条件組合せ	最小組合せケース	2.24	0.60	
		最大組合せケース	4.21	1.13	

《パラメータ解析結果の整理》

- ・「a）環境条件」は、解析結果に大きな影響を及ぼした。外気温 30℃とした時に全てのパラメータ解析の中で二番目に大きい引張応力度 4.21N/mm² となり、外気温 5℃とした時は、最も小さい引張応力度 2.99N/mm² となった。
- ・「b）材料条件」は、比較的大きな影響があり、セメント量 50kg/m³ の違いで発生引張応力度が 0.6N/mm² 変化した。
- ・「c）施工条件」の影響は小さかった。
- ・「d）構造条件」のうち拘束体の剛性に着目した中央閉合部のモデルで最も大きい引張応力度 4.37N/mm² となった。
- ・「d）構造条件」のブロック形状を変化させた場合、上床版の応力度は、ブロック長を 2m に短くすると応力度が 6%程度大きくなった。
- ・「d）構造条件」の部材長は発生引張応力に影響を及ぼした。幅員を 5m 狭くすると 13%程度小さく、桁高を 3.5m 高くすると 7%程度小さくなった。

引張応力度が大きくなるケースとして、以下の傾向を確認した。

- a) 被拘束体が経験する最大温度が高い場合
- b) 拘束体に拘束される長さが長い場合
- c) 拘束体の剛性と材齢差が大きい場合

各種条件を組み合わせた場合、最大値 4.37N/mm²、最小値 2.24N/mm² となった。ひび割れは、条件の組合せによって発生する可能性があることがわかった。

3.5.6 温度解析に関する留意事項

(1) 条件設定に関する留意事項

解析条件は、結果に大きな影響を及ぼすため適切に設定しなければならない。今回の検討から、条件設定に関する留意事項を下記に示す。

1-1) 外気温（コンクリート初期温度）の設定

解析結果に大きな影響を及ぼす。特に、設計段階において、施工時期が明確でない場合には注意が必要である。気象庁の観測所データをもとに施工場所の気温を推定するとともに、温度が高くなる時期を考慮するとよい。

1-2) コンクリート配合の設定

今回の解析では、セメント量を 50kg/m³ 変化させた場合に引張応力度が 0.60N/mm² 変化した。コンクリートの配合は、地域ごとに骨材事情を考慮したコンクリートの配合計画がなされている。事前の調査により、施工場所を踏まえた配合を用いることが望ましい。

1-3) 養生期間や使用型枠の設定

施工条件の養生期間や使用型枠は、解析にあたえる影響が小さい結果であった。通常の施工の範囲においては、標準的な養生期間と一般的に用いられる木製型枠を想定した解析を行えばよいと考えられる。

1-4) 拘束体の設定

既設コンクリートとなる拘束体の材料条件は、解析結果に大きな影響を及ぼすため注意が必要である。今回のパラメータ解析では、被拘束体と同様の材料条件（同一の配合、強度発現に伴う温度変化の考慮、乾燥収縮の考慮など）とした。

一方、拘束体の強度発現が完了したとみなして材料条件を設定すると拘束度が非常に高い状態となり、結果が大きく異なるおそれがある。参考として、基本モデルの拘束体にその材料条件をあてはめて試算すると、着目点とした上床版の引張応力度は、 3.73N/mm^2 から 6.71N/mm^2 と大きな値となった。このように、拘束体の条件設定によって解析結果が大きく異なる場合があるため注意が必要である。

1-5) 打継ぎ間隔の設定

被拘束体および拘束体に体積の収縮を考慮する場合、打継ぎ間隔が解析結果に影響を及ぼす。打継ぎ間隔が長くなるほど、ひずみの差が生じるため発生引張応力度が大きくなる。実際の施工条件と大きく違わなければ問題ないと考えられるが、現場の諸事情により、打継ぎ間隔が長くなった場合は、条件を見直して再度解析を行う必要がある。

(2) 本検討に関する留意事項

本検討ケースよりも部材寸法が大きくなる場合は注意が必要である。特に下床版は、部材厚の設定を 500mm と薄い設定にしているにも関わらず、解析結果では比較的大きな引張応力度が発生した。また、今回のパラメータ解析では、各寸法をそれぞれ 1 項目ずつ変化させているが、支点部付近の断面は、桁高、ウェブ厚および下床版厚の寸法が全体的に大きくなることも考えられる。

このように、本解析条件の範囲を外れる場合、必要に応じて温度解析を実施した対策を計画するのがよい。なお、今回の解析では中央閉合部のケースも実施しているが、既設ブロックを 1 ブロックのみとし、あえて拘束度を大きくしているため、中央閉合部に関しても、別途検討をおこなう必要がある。

3.5.7 鉄筋によるひび割れ対策案

(1) 基準類における記載内容の確認

ひび割れパターン【13】に関する事項は、H24 道路橋示方書Ⅲ編²⁾「20 章 施工」の「20.6 コンクリート工」に記載されている。条文として、(7) 打継目の項には、『温度応力および乾燥収縮によるひび割れが発生しないように考慮する。』とあり、(8) マスコンクリートには、『温度応力によるひび割れが懸念される場合においては、材料、打ち込み方法、養生方法などについて検討を行い、有害となるひび割れの発生を防止する。』と示されている。

また、打継目の補強鉄筋に関する記載は、「6 章 形状及び鋼材の配置」の「6.6.13 用心鉄筋」に記載され、その内容は『新旧コンクリートの温度差、乾燥収縮等に対して用心鉄筋を配置する。』となっている。なお、具体的な配筋は、H6 年コンクリート道路橋設計便覧²⁾において下記が示されている。

- a) 1 段目の鉄筋は打継目にできるだけ近く 5~7.5cm 程度の位置に配置する。
- b) 鉄筋は直径 13mm 以上の異形鉄筋を 10cm~15cm 程度以下の間隔で打継面から 50cm 程度までの範囲で配置する。
- c) 打継面から 50cm 以内において、コンクリート表面付近に配置する鉄筋量は、スターラップあるいは帯鉄筋として部材断面の断面積の 0.2%以上とするのが望ましい。

(2) 補強鉄筋の追加配置に向けた検討

打継部のひび割れ抑制対策として補強鉄筋の配置を見直すことは、有効な対策の 1 つになると考えられる。そこで、張出しブロックの打継部に配置する補強鉄筋の見直しに向けた試算を行った。

「3.5.5 パラメータ解析 (3) 環境・材料・施工条件の組合せ」をもとに、RC 構造となる箱桁のウェブと下床版に着目して、補強鉄筋の配置を検討する。

1) 解析結果の確認

発生引張応力度 1.0N/mm^2 以上の範囲に着目して取りまとめた結果を図-3.5.12 に示す。ウェブと下床版のそれぞれに、①着目部位に生じた引張応力度のコンター図、②打継面からの分布長（部材表面、部材中心）、③補強鉄筋算出に必要な諸数値、を示している。

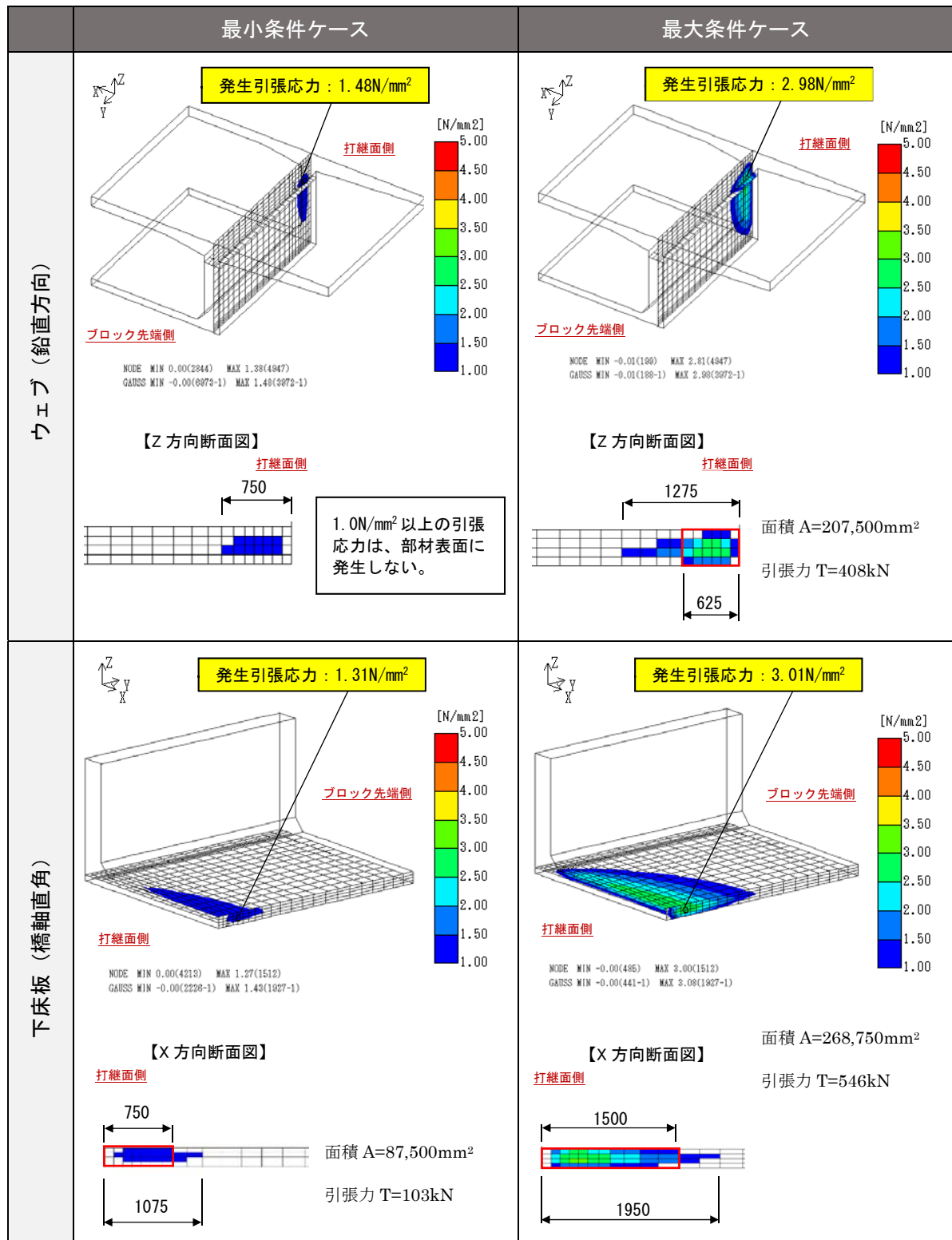


図-3.5.12 引張応力度 1.0N/mm^2 以上の分布

2) 補強鉄筋の配置範囲

図-3.5.12 の結果から、ウェブと下床版に発生する引張応力度は、同程度であったが、コンクリート表面に分布する対象範囲に違いが生じた。ウェブ部は最大で 625mm となった。一方、下床版は打継面より約 750mm から約 1500mm の範囲が対象となり、H6 年コンクリート道路橋設計便覧³⁾ に示される 500mm を越える結果になった。それぞれのケースにおける引張応力度と対象範囲を表-3.5.16 に示す。

表-3.5.16 引張応力度 1.0N/mm^2 を包括する打継面からの距離

	抽出モデル	発生引張応力度 (N/mm^2)	打継面からの距離 (mm)	
			表層部 (中心部)	
ウェブ	最小条件ケース	1.48	0	(750)
	最大条件ケース	2.98	625	(1275)
下床版	最小条件ケース	1.31	750	(1075)
	最大条件ケース	3.01	1500	(1950)

「発生引張応力度」と「打継面からの距離」の関係を図-3.5.13 に示す。引張応力度の値が大きくなると対象範囲が広くなることを確認した。

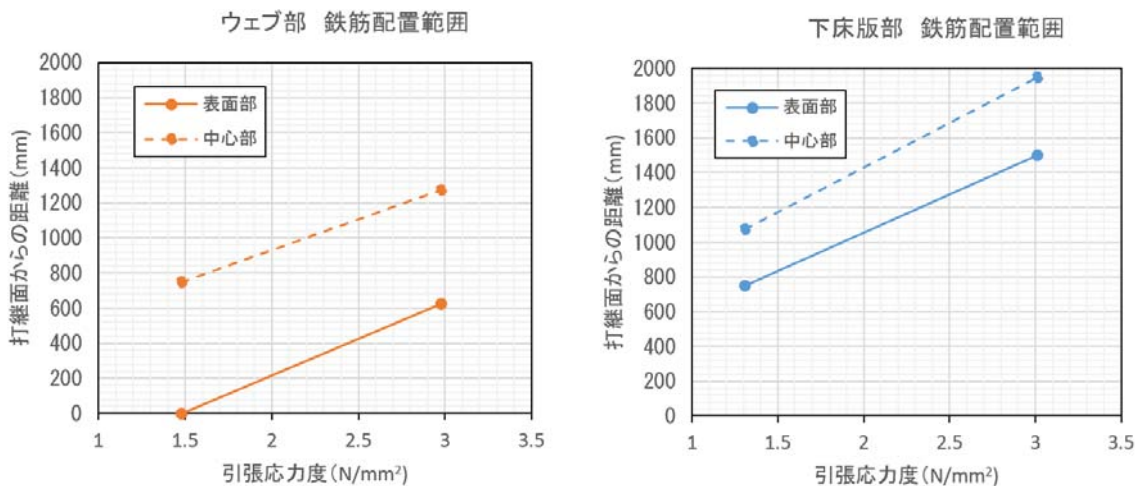


図-3.5.13 引張応力度 1.0N/mm^2 を包括する打継面からの距離

3) 補強鉄筋の鉄筋量

引張応力度 1.0N/mm^2 を上回る範囲を対象に引張力を算出し、鉄筋応力度の制限値で除することで必要鉄筋量を求める。鉄筋の配置は、表-3.5.16 に示した「打継面からの距離 表層部」の範囲とし、鉄筋の応力度は、土木学会「コンクリート標準示方書」¹⁾ を参考に 120N/mm^2 に制限する。なお、補強鉄筋は、下床版（厚さ 200mm）およびウェブ（厚さ 400mm）ともに 2 列配置とし、配置間隔は ctc125 とした。

取りまとめた結果を表-3.5.17 に示す。鉄筋量は部材 1m あたりに対して必要となる値を示してる。

表-3.5.17 部材長 1m あたりの補強鉄筋試算結果

	抽出モデル	発生引張 応力度 (N/mm ²)	必要鉄筋量	配置鉄筋	
			必要鉄筋 (mm ² /m)	配置鉄筋 (本/m)	配置鉄筋 (mm ² /m)
ウェブ	最小条件ケース	1.48	—	—	—
	最大条件ケース	2.98	5433.6	D22-ctc125×2 列	6193.6
下床版	最小条件ケース	1.31	799.4	D13-ctc125×2 列	2027.2
	最大条件ケース	3.01	3031.4	D16-ctc125×2 列	3177.6

発生引張応力度と必要鉄筋量の関係を図-3.5.14 に示す。ウェブ部は最小条件ケースで補強鉄筋を必要としない結果であったため、2 点を破線で結んだグラフで示している。

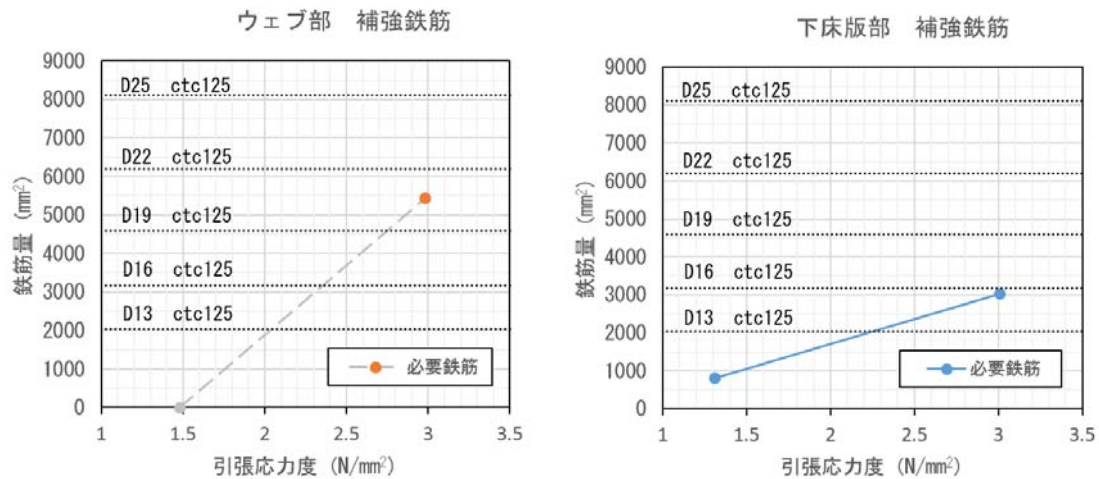


図-3.5.14 必要鉄筋量の試算結果

4) 補強鉄筋の試算結果

ウェブは太径の鉄筋を集中して配置する結果となった。補強鉄筋の配置範囲が最大条件ケースで 625mm となり、H6 年コンクリート道路橋設計便覧³⁾で示される打継面から 500mm とほぼ近い範囲となった。しかし、鉄筋量は、最小ケースで補強鉄筋不要、最大ケースで D22ctc125 となり、条件によって、太径の鉄筋を用いることが望ましい結果であった。

下床版は、比較的細径の鉄筋を広範囲に配置する結果となった。配置範囲は、750mm から 1500mm と H6 年コンクリート道路橋設計便覧³⁾よりも広範囲に配置することが望ましい結果であった。鉄筋量は D13ctc125 から D16ctc125 程度であった。

H6 年コンクリート道路橋設計便覧³⁾に示される配筋と条件最大ケースで算出される補強鉄筋の配筋の比較イメージを図-3.5.15 に示す。

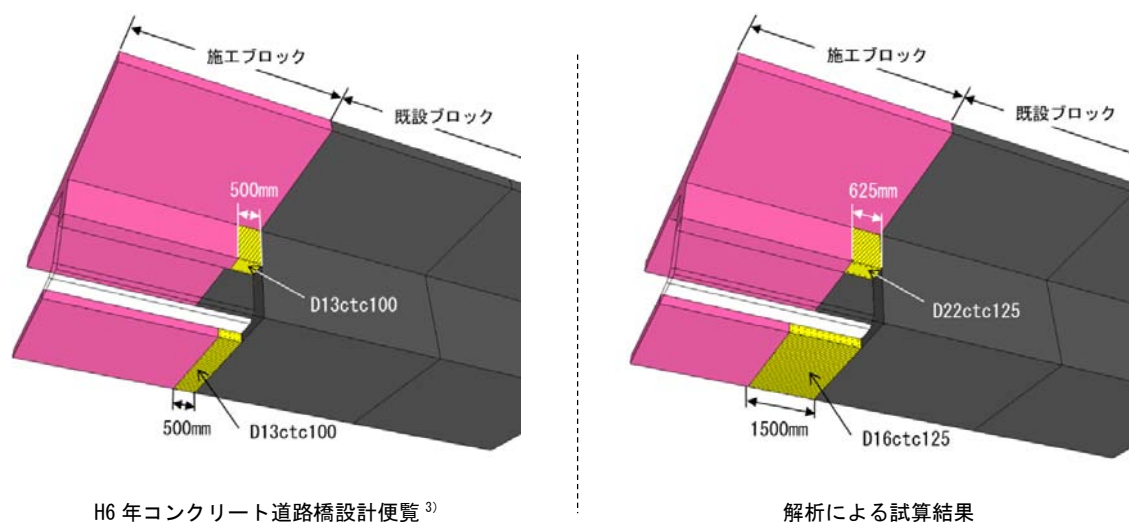


図-3.5.15 必要鉄筋量の試算結果

(3) 補強鉄筋を配置する対策案

補強鉄筋を配置することで、ひび割れの発生を分散させ、耐久性に問題のないひび割れ幅に抑えることが可能である。想定されるひび割れが一時的なものは、設計計算上で必要な鉄筋を兼ねて鉄筋量を決定する。一方、ひび割れの残留が想定されるものは、構造計算で必要な鉄筋量に追加して鉄筋量を決定する必要がある、鉄筋本数を増やしたり、鉄筋径を太径のものにしたりする。その際、鉄筋量の増加が施工性に悪い影響を及ぼさないように配筋計画を行う必要がある。

ウェブと下床版を対象に行った試算結果では、H6年コンクリート道路橋設計便覧³⁾に示される対策に追加して鉄筋を配置することが望ましい結果となった。本検討は、発生引張応力度 1.0N/mm^2 以上に着目したが、コンクリートの硬化にともなって、コンクリートが受け持てる引張応力度も高くなるため、厳密な計算を行う場合はこの点も考慮する必要がある。

3.5.8 配合等によるひび割れ対策案

(1) コンクリートの最高到達温度を低減する対策案

発生する引張応力度はコンクリート温度に大きな影響を受けることが確認できた。ひび割れを抑制するには、コンクリート温度の発現を低くすることも有効である。コンクリートの温度上昇を抑える対策案を以下に示す。

1-1) セメント種別の選定

一般的に用いられる早強セメントに代えて、普通セメント、中庸熱セメントおよび低熱セメントの使用を検討する。この時、選定材料によってコンクリート強度の発現時間が異なり、早強セメントよりも養生期間が長くなることで工期に影響が及ぶ恐れがあることに留意する。

1-2) 化学混和剤の使用

コンクリートの配合に化学混和剤を用いた計画をおこなう。高性能 AE 減水剤、AE

減水剤および流動化剤などの化学混和剤は、単位セメント量の低減に有効であるため、コンクリートの最高到達温度の低減につながる。

1-3) 単位セメント量の低減

単位セメント量は、細骨材率、水セメント比および単位水量などに影響を受ける。これらの項目を適切に考慮した配合計画を行うことで単位セメント量の低減をおこなう。

1-4) コンクリートの練上がり温度の抑制

コンクリートの練上がり温度は、コンクリートの強度発現に悪影響を及ぼさない範囲で低く設定する。使用材料の温度を低減する方法を以下に示す。

- ・骨材の保存は、直射日光の影響を受けないようにする。
- ・高温のセメントを使用することを避けるため、購入時期を適切に設定する。
- ・散水などにより粗骨材の温度を低くする。
- ・地下水を使用するなど、温度の低い練り混ぜ水を使用する。
- ・液体窒素などを用いてコンクリートを冷却する。

1-5) コンクリート打設の時期や時間帯

コンクリート打ち込み時の環境温度をなるべく低くできるように施工計画を行う。打設時期の見直しは環境温度を大きく改善できる可能性もあるが、全体工程への影響に注意が必要となる。一方、コンクリート打設を1日の中で気温が高くない時間帯に設定する場合、現場付近の交通状況や騒音対策などに配慮しなければならない。

1-6) 養生方法の工夫

コンクリートの最高到達温度を積極的に抑制する方法として、パイプクーリング工法がある。中空床版橋の打継部のように部材寸法が大きく、打継目が少ない場合は効果的である。一方、張出し架設のように繰り返し施工する場合は施工が煩雑となるため適用が困難になる。

(2) コンクリートの収縮を抑制する対策案

2-1) 混和材の使用

コンクリートの混和材に膨張材を用いることで、コンクリートの収縮ひずみを補填する。実構造物における実測結果では、導入される圧縮応力の目安が $0.3 \sim 1.0 \text{ N/mm}^2$ となっている。また、JCI の文献には、温度解析における膨張材の取扱いが示されており、事前に膨張材の効果を推定することも可能である。今回のパラメータ解析に膨張材の効果を含めると、組合せ最大ケースの引張応力度 4.21 N/mm^2 は 3.12 N/mm^2 まで改善する。

2-2) 養生方法の工夫

今回実施した解析では養生期間の影響がなかった。これは、温度解析で十分に条件の設定が出来ていないことが原因であると考えられる。実構造物において養生期間を延長したり、特殊な養生マットを用いたりすることは、初期の乾燥収縮を抑制するのに効果的であると考えられる。

(3) 引張応力度を打ち消す対策案

上床版は、比較的大きい引張応力度が発生する結果となった。補強鉄筋の配置が過密になると施工性が悪く、コンクリートの充填不足などの不具合が生じる恐れもある。

このような場合、積極的に引張応力度を打ち消す方法としてプレストレスの導入がある。上床版に配置される PC 鋼材は、発生する引張力を打ち消す方向に配置されているため、PC 鋼材の追加配置や導入緊張力の調整は有効な手法になると考えられる。実施工へ適用する際は、部材の強度発現などを確認したうえでプレストレス導入を計画しなければならない。

【3.5 の参考文献】

- 1) 2012 年制定コンクリート標準示方書[設計編]，公益社団法人 土木学会，2012
- 2) 道路橋示方書・同解説 平成 24 年 3 月，社団法人 日本道路協会，2012
- 3) コンクリート道路橋設計便覧 平成 6 年 2 月，社団法人 日本道路協会，1994

3.6 桁端部に発生する PC 鋼材定着部付近のひび割れ

3.6.1 検討目的

ここでは初回点検で 5 番目に多く発生しているひび割れパターン【16】について検討を行う。

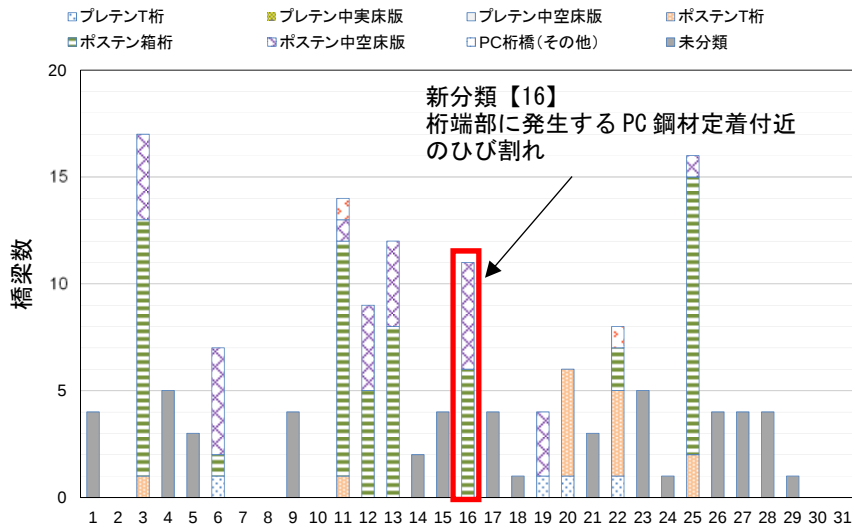


図-3.6.1 ひび割れパターン（新分類）

【16】桁端部 PC 鋼材定着部付近のひび割れ

新分類【16】のひび割れは、図-3.6.1 に示すように初回点検で 5 番目に多く発生している。新分類【16】のひび割れが発生している全 11 橋のうちの 6 橋が「ポステン PC 箱桁」、5 橋が「ポステン中空床版」であり場所打ち形式に多いことが伺え、ひび割れのパターンは図-3.6.2 のように桁端部で水平方向及び放射状に生じるひび割れとなっている。

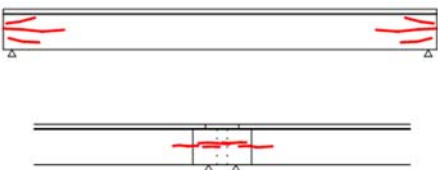
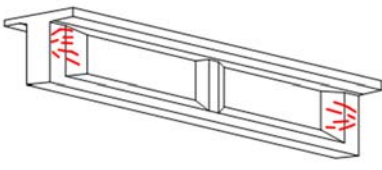
【16】	PC 主桁 端支点部 連結支点部	主桁の腹部あるいは連結部横締め跡内コンクリートに発生する水平方向のひび割れ	
	PC 主桁 支点部	桁腹部に発生している放射状のひび割れ	

図-3.6.2 桁端部 PC 鋼材定着部付近に生じるひび割れパターン

3.6.2 検討概要

(1) ひび割れの発生概要

箱桁橋および中空床版橋の桁端ひび割れは、写真-3.6.1のように発生するケースが報告されており、「PC 橋の変状とその防止対策」¹⁾を利用して、主な発生要因（温度応力、局部応力、配置上の諸課題）を図-3.6.3に示すように分析し整理した。



写真-3.6.1 桁端部のひび割れ事例

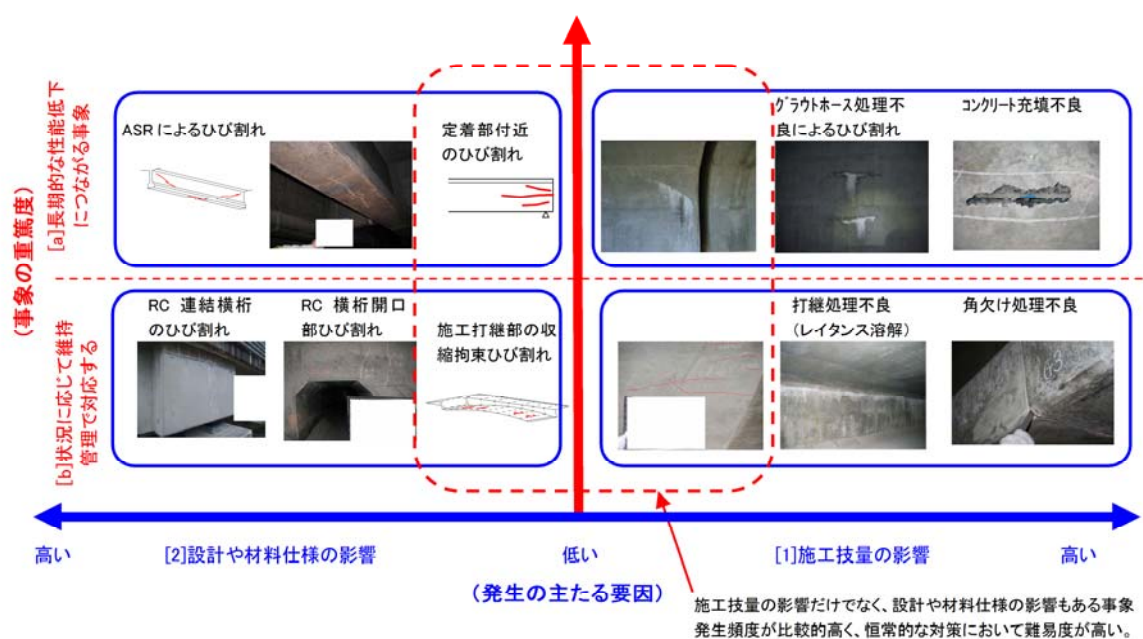


図-3.6.3 変状事例の分析（事象の重篤度、主たる発生要因）

(2) ひび割れ発生要因の推定

桁端部 PC 鋼材定着部付近に発生するひび割れの発生要因は、以下の項目が考えられる。

- ① 桁端部に定着される PC 鋼材定着具による局部応力の影響（材料特性、定着具の特性）
- ② 支点横桁部のマスコンによる水和熱の影響（材料特性、養生方法）
- ③ 各部材が集中的に配置されることから部材間の干渉問題、補強鉄筋の有効性、定着具の縁端距離の確保（設計的要因）

そこで、表-3.6.1 に示す項目に着目し、桁端部のひび割れ発生要因の究明とその対処方法の検討を行う。

表-3.6.1 桁端部のひび割れ発生要因の究明方法

構造形式	着目する発生要因	解析方法	適用
場所打ち 箱桁橋 中空床版橋	大容量ケーブル（12S15.2）が集中的に配置されている場合、桁端の定着部付近には局部応力が発生しひび割れが生じやすい。	FEM 解析 ・定着部による局部応力の影響を把握する。	「PC 橋の変状とその防止対策 ¹⁾ 」 H26.2 PC 建協 を利用し、その内容を整理する
	早強コンクリートを用いマスコン部材となる端支点横桁は、水和熱の影響を受けひび割れが生じやすい。	温度応力解析 ・マスコンによる水和熱の影響を把握する。	
	桁端部は、支承や主方向・横方向の定着具等があり、各部材が集中的に配置されることから部材間の干渉問題が生じやすく、局部応力の発生や適切に補強筋が配置できないケースがある。	3D-CAD ・実施工で設計図に示すとおりの施工ができるように干渉を無くす。	

3.6.3 ひび割れの発生要因の分析

(1) プレストレス導入に伴う局部応力解析について（FEM 解析）

PC 箱桁橋では、大きな緊張力が桁端の定着部に導入されるため、定着部近傍では局部応力によるひび割れの発生が懸念される。また、端支点横桁部では伸縮装置の切欠きの他、緊張作業のために必要となる主ケーブルや横締めケーブルの箱抜きによって、応力の流れが複雑となり局部応力が発生しやすい。特に全内ケーブルの PC 箱桁橋では、大容量 PC 鋼材を桁端部のウェブ付近に集中して定着するため端支点横桁の側面付近に

偏った配置となる。

【解析モデル】

《材料条件》

設計基準強度 40 N/mm²
 静弾性係数 3.1×10⁴ N/mm²

《荷重条件》

※荷重は定着プレートで面載荷とし、鋼材配置角度考慮。

主桁縦締め (12S15.2B、28 本) 1,295 N/mm² (= 0.7 σ_{pu} = 0.7×1,850)
 (定着プレート 270×270mm)

横桁横締め (1S21.8、12 本) 1,260 N/mm² (= 0.7 σ_{pu} = 0.7×1,800)
 (定着プレート 135×135mm)

《解析モデルおよび要素サイズ》

解析モデルを図-3.6.4 に示す。要素サイズは、要素位置により異なるが、大まかに 125×125mm 程度

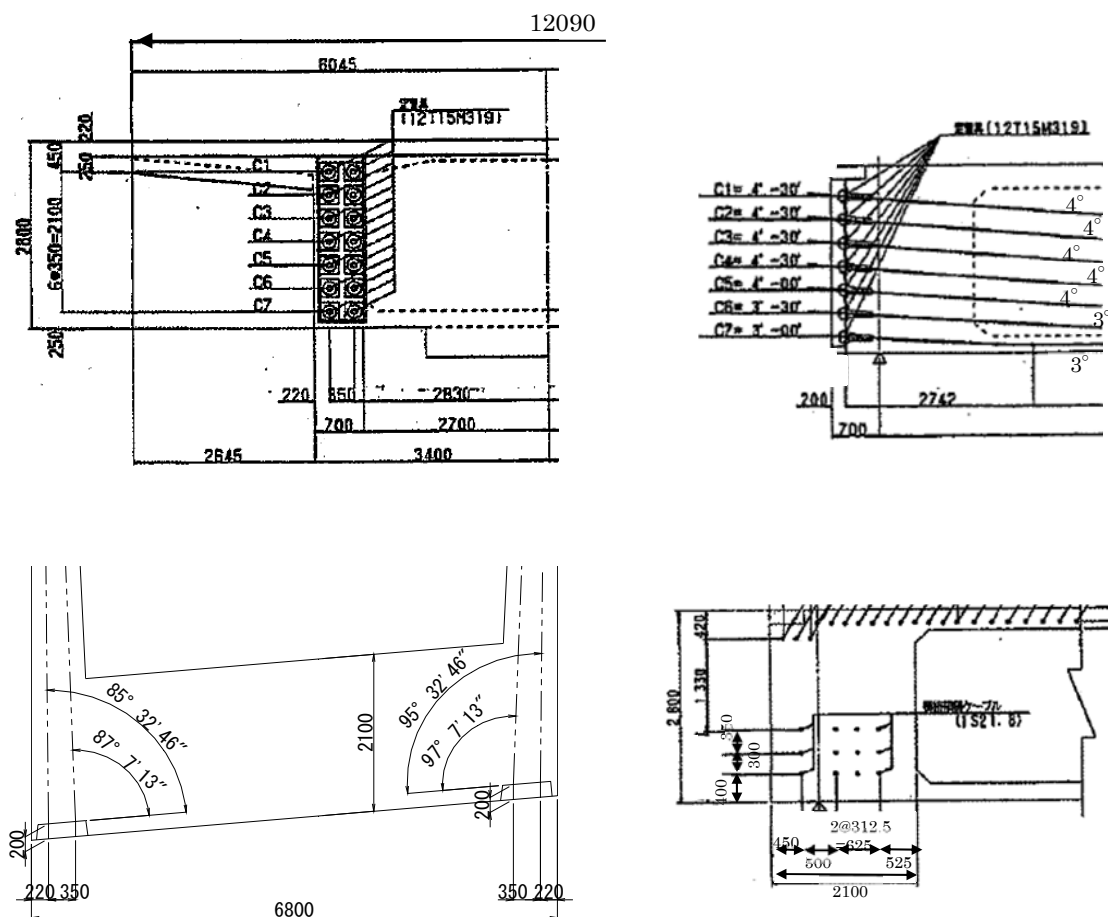


図-3.6.4 プレストレスによる局部応力に対する検討モデル

【解析結果】

FEM による解析結果を図-3.6.5 に示す。

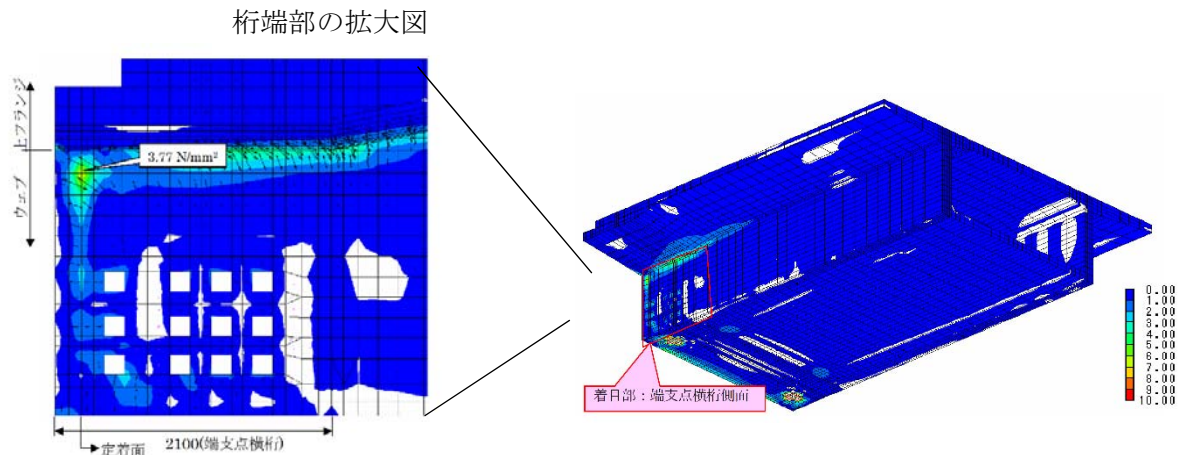


図-3.6.5 プレストレスによる応力度の分布図

【最大主応力】

$$\sigma_e = 3.77 \text{ N/mm}^2 \text{ (引張応力度)}$$

最大主応力は、主に x 軸方向（橋軸方向）に発生しており、コンクリート標準示方書²⁾に示されるコンクリート引張強度を上回ることから、鉛直方向の縦ひび割れの発生が想定される。

$$\text{コンクリート引張強度 } f_{tk} = 0.23 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0.23 \times 40^{2/3} = 2.69 \text{ N/mm}^2$$

【ひび割れ幅を推定】

コンクリート標準示方書[設計編]2007²⁾に示される曲げひび割れ幅算定式よりひび割れ幅を推定する。

$$w = 1.1 \times k_1 \times k_2 \times k_3 \times \{ 4c + 0.7 (C_s - \varphi) \} [\sigma_{se} / E_s + \varepsilon'_{csd}]$$

ここに、 k_1 ：鋼材表面係数（異形鉄筋=1.0）

k_2 ：圧縮強度による係数（ $= \{ 15 / (\sigma_c + 20) \} + 0.7, \sigma_c = 40 \text{ N/mm}^2$ ）

k_3 ：鉄筋配置段数による係数（ $= \{ 5 (n - 2) \} / \{ 7n + 8 \}, n = 1$ ）

c ：かぶり（=40mm）

C_s ：鉄筋配置間隔（=250mm）

φ ：鉄筋径（=16mm）

σ_{se} ：鉄筋応力度の増加量

E_s ：鉄筋弾性係数（ $= 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ）

ε'_{csd} ：収縮及びクリープの影響を考慮する係数（ $= 150 \times 10^{-6}$ ）

なお、鉄筋応力度増加量 σ_{se} は以下のように算出した。

引張応力が発生している範囲を積分 ($H=65,212\text{N}$) して全体引張力を算出し、図-3.6.6に示すようにその範囲 ($h=670\text{mm}$) に配置されている実際の鉄筋 (D16ctc250) を用いて、鉄筋応力の増加分を算出する。

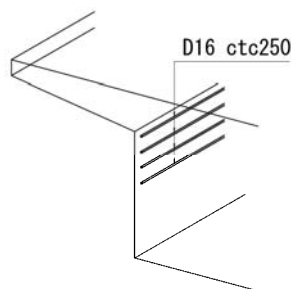


図-3.6.6 プレストレスによる引張応力に対する実配筋図

・鉄筋応力の増加分

$$\sigma_{se} = H / A_s = 65212 / 198.6 \times (670/250) = 122.5 \text{ N/mm}^2$$

・ひび割れ幅の算出

$$\begin{aligned} w &= 1.1 \times 1.0 \times 0.95 \times 1.0 \times \{ 4 \times 40 + 0.7 (250 - 16) \} [122.5 / 2 \times 10^5 + 150 \times 10^{-6}] \\ &= 0.258 \text{ mm} \geq 0.20 \text{ mm} \end{aligned}$$

となり、表-3.6.2に示すように耐久性に影響を及ぼすひび割れ発生が想定される。

表-3.6.2 プレストレスによるひび割れ幅の算出

実配置鉄筋			着目範囲の発生引張力 (N)	鉄筋応力度の増加分 σ_{se} (N/mm ²)	ひび割れ幅 (mm)
鉄筋径 (mm)	断面積 (mm ²)	配置本数 (本)			
D16	198.6	670/250	65212	122.5	0.258

なお、桁端部は水平方向に近い斜め方向の引張りであるが、支間部に近づくほどプレストレスによるポアソン比の関係で鉛直方向の引張りに変化してきている。この結果から桁端部のひび割れ方向は、写真-3.6.1に一致していることが伺える。

(2) マスコンの影響による温度応力解析

PC 箱桁橋の端支点横桁は、マスコンクリート部材であることから、温度応力によるひび割れの発生が懸念される。また、主ケーブル定着のための箱抜きや、横締めケーブルの切り欠き、伸縮装置設置のための切り欠きなどが存在することに加え、張出床版や端支点横桁など、断面急変箇所であり、複雑な形状となる場合が多く、温度応力の分布が複雑になる。

【解析モデル】

モデル化範囲は、図-3.6.7に示すように桁端部より 8.60m（ウェブ拡幅基点）、解析モデルは 1/2 モデル、要素サイズ 約 100×100mm とし、全てソリッド要素とした。

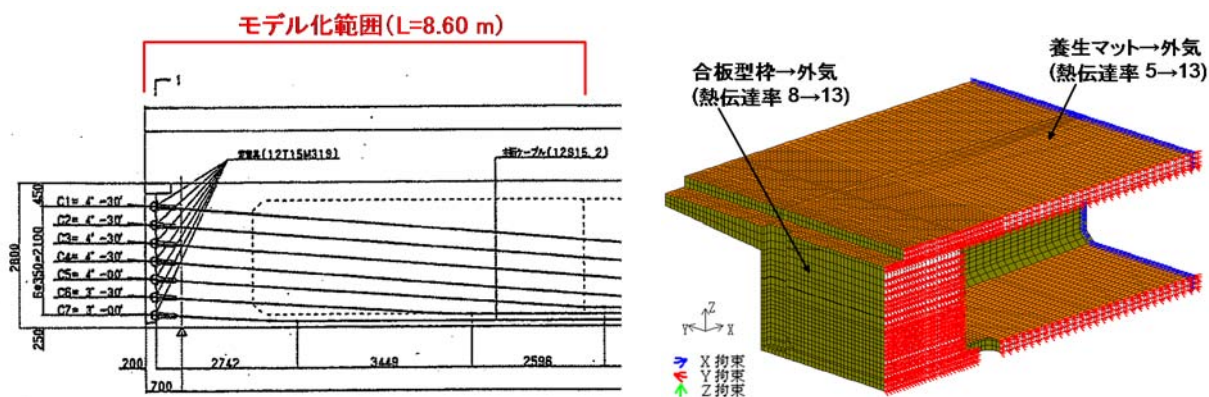


図-3.6.7 温度応力に対する検討モデル

一般的な PC 箱桁橋の端支点横桁を想定し、コンクリート強度 $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ 、養生日数 4 日、セメントの種類は早強セメントとした。また、コンクリートの配合は、過去の工事实績等から一般的なセメント量となる配合とした。

【解析結果】

温度応力解析によるひび割れ指数の結果を図-3.6.8に示す。

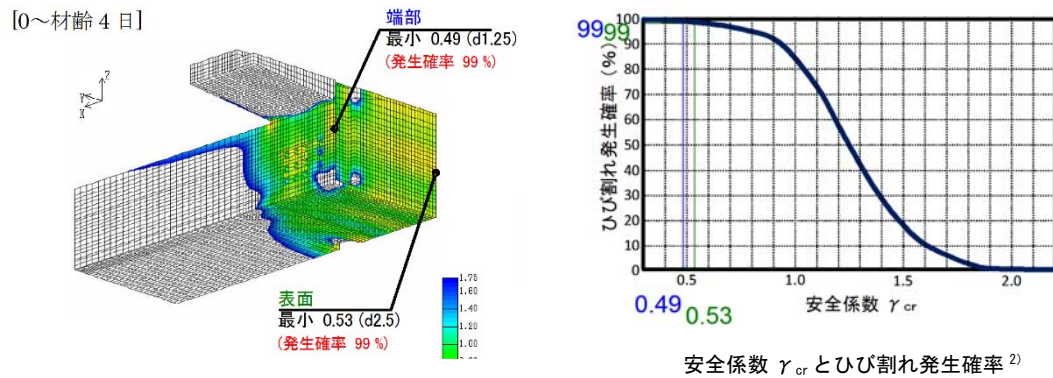


図-3.6.8 温度応力解析によるひび割れ指数分布

温度応力解析による主応力分布とそのベクトル方向の結果を図-3.6.9に示す。温度応力によるひび割れ指数が最も低くなる箇所は、定着具の集中配置によるひび割れ発生とほぼ同じ位置に生じる結果となるが、引張応力の発生方向はZ軸方向（鉛直方向）となる。そのひび割れ指数は0.49であり、ひび割れ確立も99%となることから、ほぼ確実に水平方向のひび割れが生じると言える。

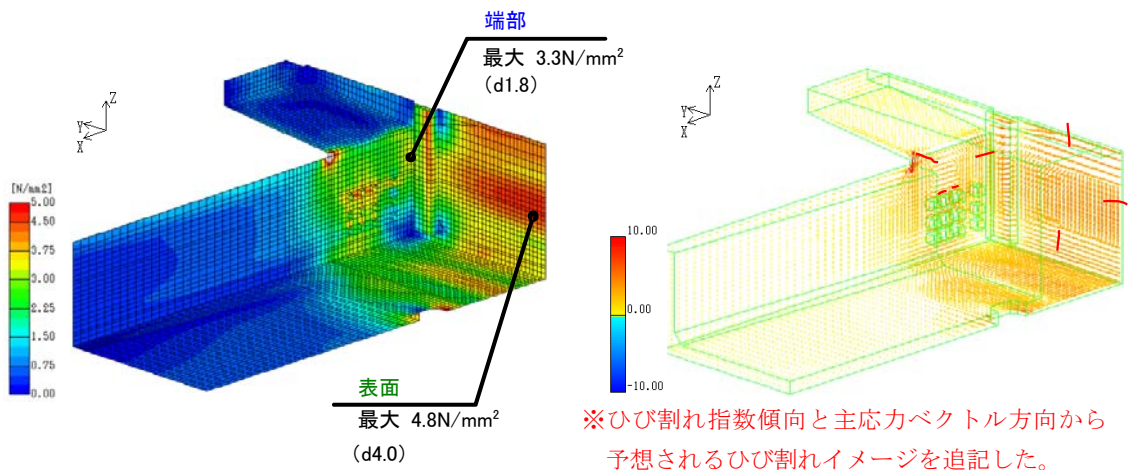


図-3.6.9 温度応力解析による応力度分布と主応力ベクトル方向

【推定ひび割れ幅】

ー簡易式を用いて算出ー

温度応力により発生すると予想される推定ひび割れ幅 w_c を、その着目範囲における鉄筋比とひび割れ指数とひび割れ幅の関係から、コンクリート標準示方書³⁾に示される下記式を用いて推定する。

$$w_c = \gamma_a \times (-0.071/p) \times (I_{cr} - 2.04)$$

ここに、

w_c : 推定ひび割れ幅 I_{cr} : ひび割れ指数
 γ_a : 温度ひび割れ幅を評価するための安全係数 (一般に 1.0)
 p : 鉄筋比 (%) 適用範囲は 0.25~0.9%

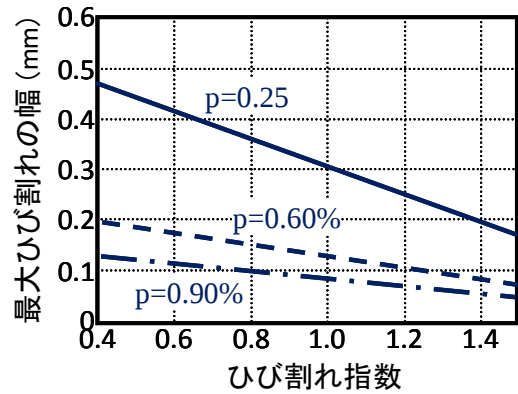


図-3. 6. 10 最大ひび割れ幅とひび割れ指数との関係

$I_{cr}=0.49$ の場合、鉄筋比 p により図-3. 6. 10 に示すひび割れ幅となり、鉄筋比 $p=0.60\%$ の場合でも $w_c=0.19\text{mm}$ 程度となる。

ー配置鉄筋量から算出ー

定着具付近の FEM 解析と同様に、配置鉄筋量からひび割れ幅を推定する。

引張応力が発生している範囲を積分 ($H=123472\text{N}$) して全体引張力を算出し、図-3. 6. 11 に示すように、その範囲 ($d=500\text{mm}$) に配置されている実際の鉄筋 (D22 ctc125) を用いて、鉄筋応力の増加分を算出する。

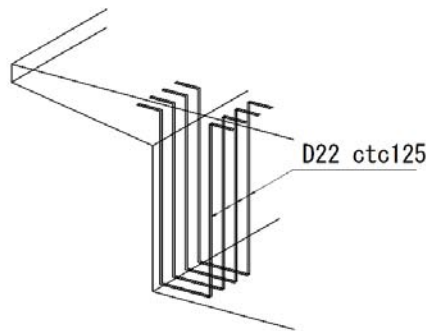


図-3. 6. 11 温度応力による引張応力に対する実配筋図

鉄筋応力の増加分

$$\sigma_{se} = H/A_s = 123472/387.1 \times 2 = 159.5 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 1.1 \times 1.0 \times 0.95 \times 1.0 \times \{4 \times 40 + 0.7 (125 - 22)\} [159.5 / 2 \times 10^5 + 150 \times 10^{-6}]$$

$$= 0.230 \text{ mm} \geq 0.20 \text{ mm}$$

なお、桁端部の張り出し床版下側は鉛直方向に近い斜め方向の引張りが生じている。(1) に示すプレストレス導入に伴う局部応力解析の結果と合わせ、桁端部のひび割れ方向は、写真-3. 6. 1 に一致していることが伺える。

3.6.4 ひび割れの発生を低減する対策案

ひび割れ発生原因が推定できたことで、その発生を低減する対策を検討する。

(1) ひび割れ対策案の概要

① プレストレス導入に伴う局部応力によるひび割れ対策

プレストレス導入に伴う局部応力によるひび割れの発生を低減するためには、発生する局部応力を緩和させる対策が有効である。具体的には以下のような対策が考えられる。

- ・ 主ケーブル縁端距離の拡幅と配置間隔を広げる。
- ・ 補強鉄筋を追加する。
- ・ 定着力の面外方向分力を減少させるような主ケーブルの平面配置形状とする。
- ・ 応力の流れがスムーズとなるような定着部切欠き形状とする。

また、構造的な変更も伴うが、内ケーブルの集中配置を避けるため、内ケーブルの一部を外ケーブルに置き換える案も有効と考えられる。

② 温度応力によるひび割れ対策

温度応力によるひび割れの発生を低減するためには、水和熱に伴うコンクリート内外の温度差を緩和させる対策が有効である。具体的には以下のような対策が考えられる。

- ・ 養生期間を延長することにより、部材表面の急激な温度変化を避ける。また、脱型に伴う内外温度差（応力）発生時点の抵抗側（コンクリート表層部）の強度を高くする。
- ・ セメントの種類を発熱性の低いものに変更する。
- ・ パイプクーリングなどコンクリート中心温度を強制的に冷却する。
- ・ 補強鉄筋を追加する。

③ 3D-CAD による各部材配置の検討

局部応力を緩和させるように実施する上記の対策が、実施工において実現可能なものとなっているか確認するため、3D-CAD で各部材の配置を再現し、各部材同士の干渉を避けると共に、定着具の設計施工基準に示す構造細目を遵守でき、かつ補強筋等も適切に配置できる構造とする。

(2) ひび割れ対策案の検討

① プレストレス導入に伴う局部応力によるひび割れ対策の事例

ひび割れ発生要因として、定着部の縁端距離や緊張スペース用の切欠き形状が考えられるため、これら要因をパラメーターとし部材表面に発生する局部応力の緩和策を検討した。また、③に示す 3D-CAD の検討においても、現状の桁端部形状、PC 鋼材配置では実施工困難な面もあったため、これらも考慮して CASE-1-1-1~CASE-1-1-3 を検討している。

【検討ケース】

当初の基本設計【CASE-1-1-0】を基準とし、横桁形状などを変更することで応力緩和を確認した一例を示す。

CASE-1-1-1 主ケーブルの縁端距離の拡幅（ウェブの拡幅）と配置間隔の変更。

CASE-1-1-2 更にウェブを拡幅し、主ケーブルの平面配置を変更（定着力の外方向分力を改善）。

CASE-1-1-3 定着部切欠き形状を変更（定着部近傍の局部変形を拘束する部材を排除）。

定着部付近の各解析ケースのモデルの違いを図-3.6.12 に示す。

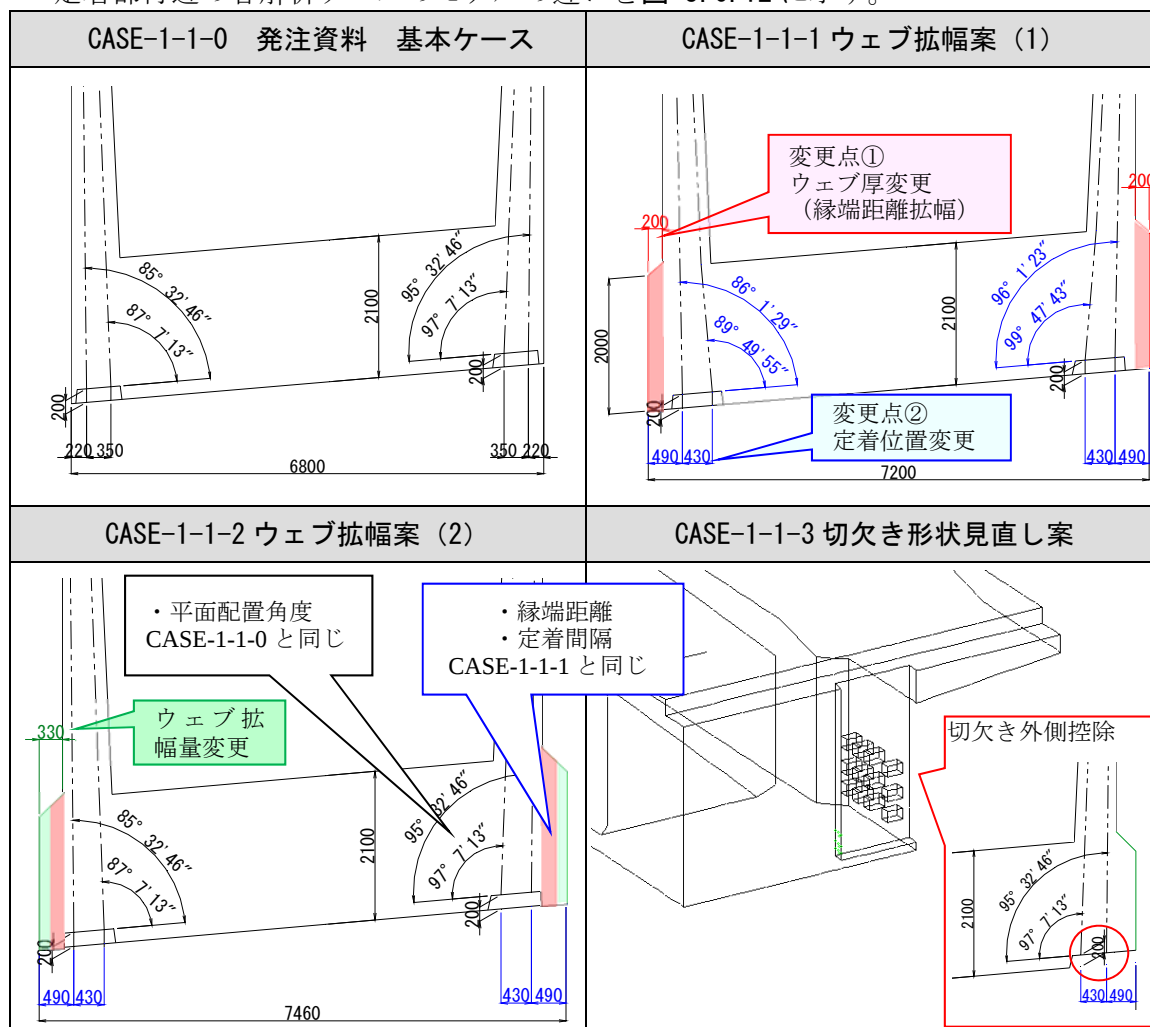
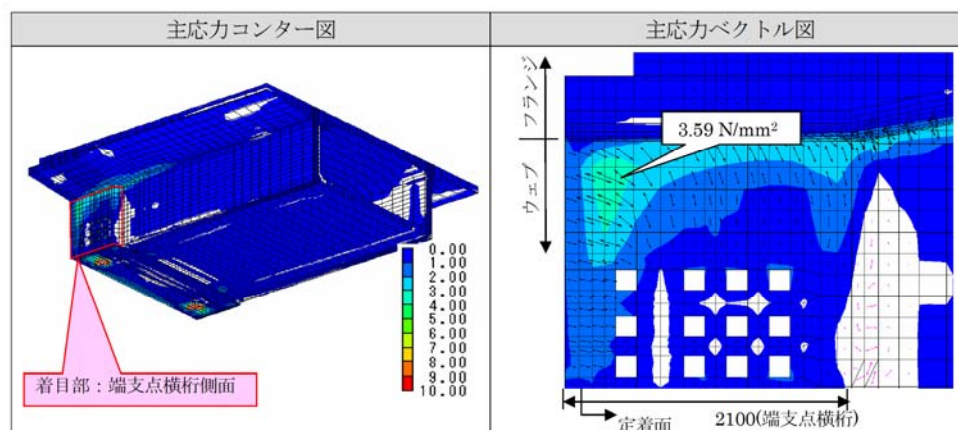


図-3.6.12 定着部付近の各解析ケースのモデル

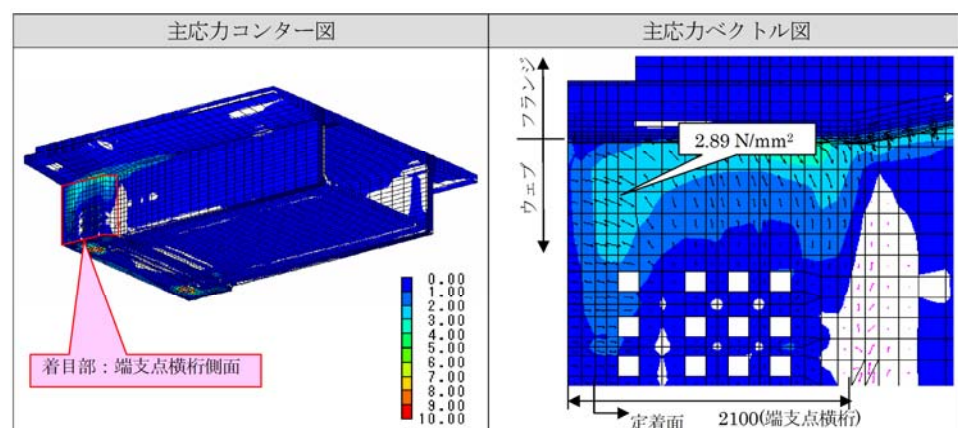
【解析結果】

形状寸法を見直した各々のケースの FEM 解析結果を図-3.6.13 に示す。

・ CASE-1-1-1



・ CASE-1-1-2



・ CASE-1-1-3

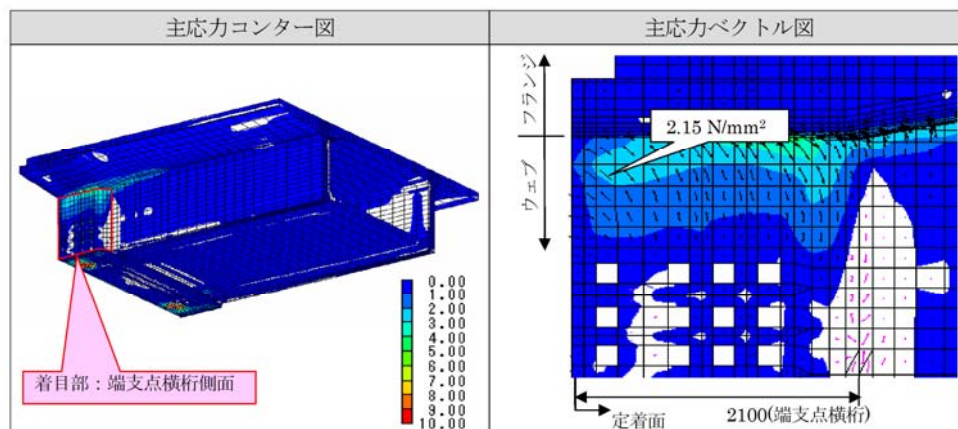


図-3.6.13 各解析ケースの検討結果

CASE-1-1-0 で着目した応力集中部は大きく改善された ($3.77\text{N/mm}^2 \rightarrow 2.15\text{N/mm}^2$)。また、定着面位置での端支点横桁へ応力が集中する傾向も改善された。ただし、切欠きの側面部材を無くすことは箱抜きの後埋め施工を考えると現実的な方法ではない。そこで、CASE-1-1-2 をベースに防止対策案を検討することとする。

発注図書に示される端支点横桁形状と定着位置に対して、定着力による局部応力に着目し、発生する応力の緩和策を検証した結果、部材表面部に発生する局部応力は緩和され、ひび割れ抑制に役立つ。ここで、温度応力解析で用いられるひび割れ指数の考え方を引用し、コンクリートの引張強度をコンクリート標準示方書²⁾に示される式 $f_{tk} = 0.23 \cdot f_{tk}^{2/3} = 2.69\text{N/mm}^2$ を用いてひび割れ指数 f_{tk}/σ_c を仮に算出した場合、ひび割れ指数は、表-3.6.3 に示す結果となる。このことから、ひび割れ発生確率は防止対策を追加する毎に緩和されており、形状の変更による効果はあるものと考えられる。

表-3.6.3 各解析ケースの発生応力度とひび割れ指数

解析ケース	コンクリートの 引張強度(N/mm^2)	発生応力 (N/mm^2)	ひび割れ指数
CASE-1-1-0	2.69	3.77	0.71
CASE-1-1-1		3.59	0.75
CASE-1-1-2		2.89	0.93
CASE-1-1-3		2.15	1.25

② 温度応力によるひび割れ対策の事例

各防止対策で想定した養生日数、セメントの種類、パイプクーリング実施の有無の違いによる検討ケースを表-3.6.4 に示す。

表-3.6.4 温度応力に対するひび割れ対策の検討ケース

解析ケース名	養生日数 (脱型日数)	セメント 種類	パイプ クーリング
【CASE-1-2-0】 標準(無対策)	4 日	H(早強)	—
【CASE-1-2-1】 養生期間延長案	7 日	H(早強)	—
【CASE-1-2-2】 セメント種類変更案	4 日	N(普通)	—
【CASE-1-2-3】 パイプクーリング実施案	4 日	H(早強)	実施
【CASE-1-2-4】 全対策実施案	7 日	N(普通)	実施

なお CASE-1-2-0 は、設計当初の基本案を示したものであり、各々の効果のひびわれ指数の結果を確認する。

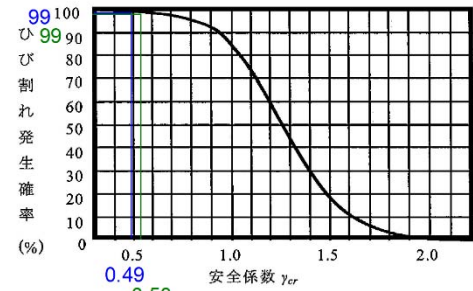
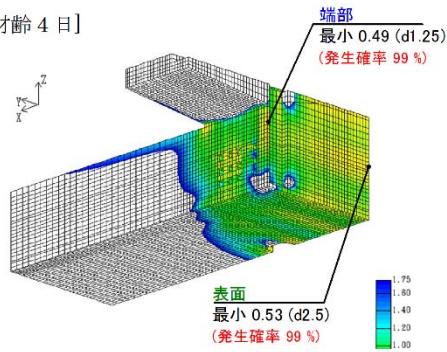
各々の解析結果を図-3.6.14 に示す。

【解析結果】

・ CASE-1-2-1 養生期間延長案

→ 初期材令時で既に最大応力を示すため、ひび割れ防止効果はほとんど無し

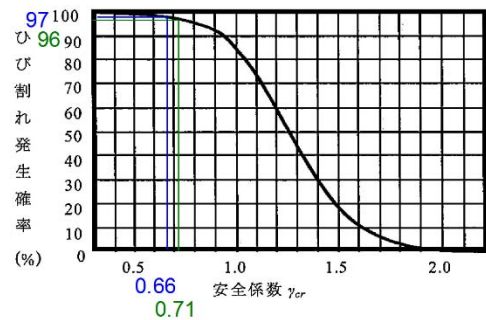
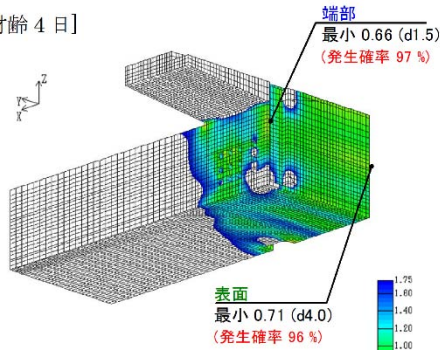
[0～材齢 4 日]



・ CASE-1-2-2 セメント種類変更案（早強セメント→普通セメント）

→ 本ケースでは、若干効果が認められるもののひび割れ防止効果は小さい。

[0～材齢 4 日]



・ CASE-1-2-3 パイプクーリング実施案

[0～材齢 4 日]

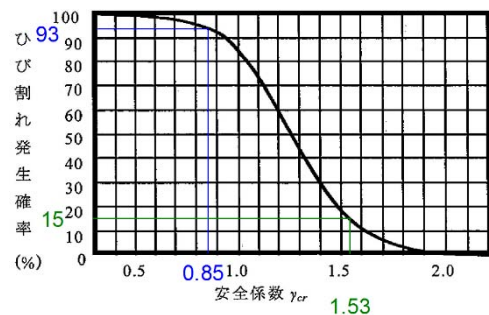
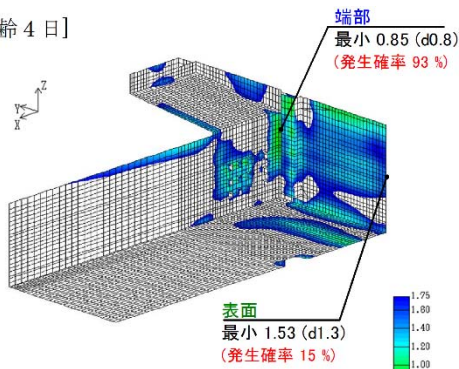


図-3. 6. 14-1 各々のケースの温度応力解析によるひび割れ指数分布

・ CASE-1-2-4 全ての対策の実施案

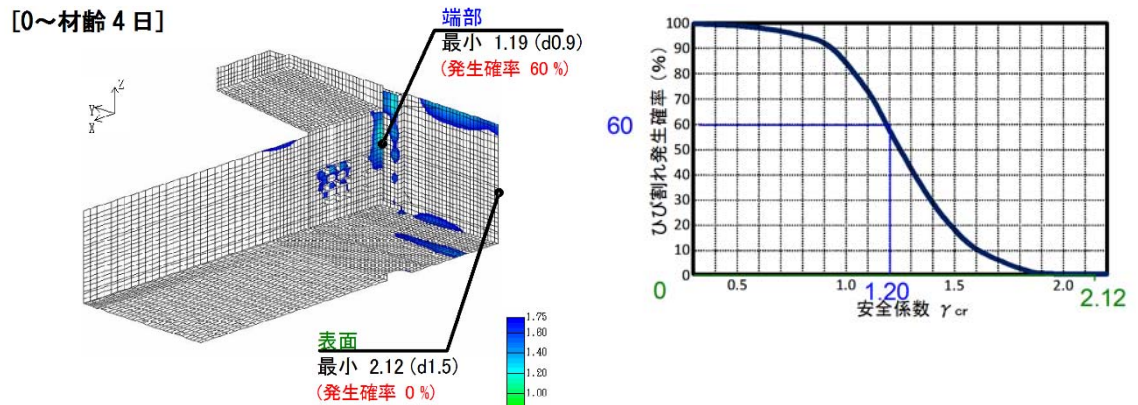


図-3.6.14-2 各々のケースの温度応力解析によるひび割れ指数分布

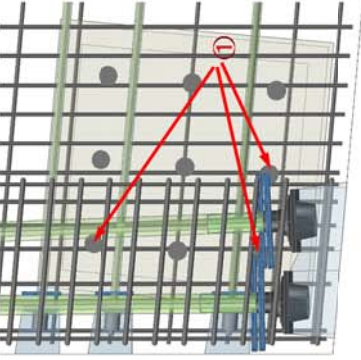
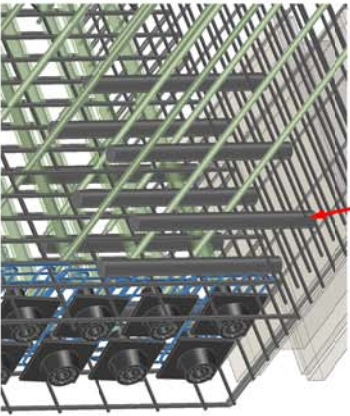
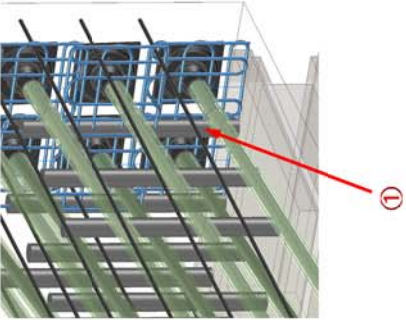
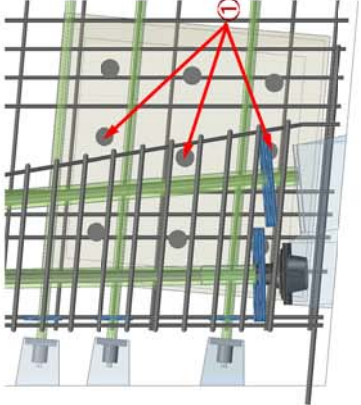
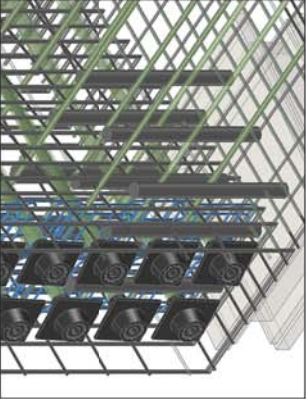
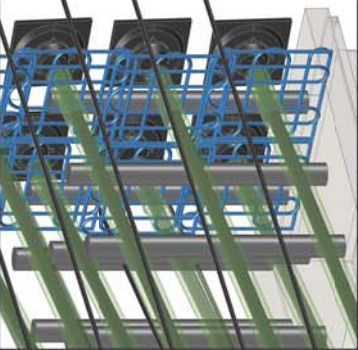
上記のように、各々の対策でひび割れ防止の効果が認められるが、本検討ケースではクーリングの効果が最も高い結果であった。また全てを実施することでひび割れ指数は1.19 まですることは出来るが、断面変化のある張り出し床版下側でひび割れ発生をこれ以上下げることは困難であり、これらの対策と共にひび割れ防止鉄筋を配置することが有効であると考ええる。

③3D-CAD による各部材配置の検討

次ページより 3D-CAD によって、各部材が過密に配置される桁端部、支承付近の課題を確認し、その対応策を検討する。その図を図-3.6.15、図-3.6.16 に示す。

(2)主ケーブル定着具周辺 a) グリッド筋について		改善案	
当初発注図面		変更点	
問題点	① グリッド筋の中に、スターラップの内側に配置される軸方向鉄筋が貫通している。 ② 左右のグリッド筋が重なりあって、補強鉄筋の効果に期待できない。 ③ グリッド筋のかぶりが高くない。	① スターラップ、軸方向鉄筋との取合い ② 軸方向鉄筋との取合い ※ スターラップの表示なし ③ グリッド筋同士の取合い	① スターラップ、軸方向鉄筋との取合い ② 軸方向鉄筋との取合い ※ スターラップの表示なし ③ グリッド筋同士の取合い ① スターラップの内側の軸方向鉄筋はグリッド筋の外側を通過する。 ② 左右のグリッド筋が重ならない。 ③ ウェブの拡張によりグリッド筋のかぶりが確保される。

図-3.6.15 3D-CADによる主方向ケーブルと各部材との干渉確認

(2)主ケーブル定着具周辺	c) 支承アンカーが近接 当初発注図面	改善案
	1) 主ケーブル等との取合い(上空より)  2) 支承アンカー近傍(1)  3) 支承アンカー近傍(2) ※ 下は縦筋鉄筋の表示なし 	1) 主ケーブル等との取合い(上空より)  2) 支承アンカー近傍(1)  3) 支承アンカー近傍(2) ※ 下は縦筋鉄筋の表示なし 
問題点	① 支承アンカーボルトが主ケーブル、グリッド筋、軸方向鉄筋に干渉する。	① 支承アンカーボルトと下は縦筋鉄筋が相互干渉する箇所はそれぞれとして対応する。
	図-3.6.16 3D-CAD による支承部と各部材との干渉確認	

(3) まとめ

新分類【16】に分類される場所打ち桁で桁端部に生じるひび割れは、プレストレスによる局部応力の影響、そしてマスコンによる温度応力の影響が、ひび割れ発生の主たる要因と考えられ、その発生を低減する対策として以下の方法が考えられる。

- (a) 既に詳細設計済みで施工時点に対応する場合は、「3.6.4 (2) ①プレストレス導入に伴う局部応力によるひび割れ対策の事例」 CASE-1-1-1 および CASE-1-1-2 に示す事例のように、設計計算書に影響の及ぼさない範囲で、桁端部の定着側面のウェブ部付近を増厚し、定着具の縁端距離を大きく確保するが有効と考えられる。
- (b) また、(a) の検討結果から、定着具が密に多数配置される影響もあることから、定着具の中心間隔を大きくすることで、局部応力の緩和を図ることも有効となる。
- (c) 温度応力によるひび割れを防ぐために、「3.6.4 (2) ②温度応力によるひび割れ対策の事例」に示すように、早強セメントから普通セメントへ変更などの対策により、硬化熱の上昇を防ぎ温度応力を抑制することが有効となる。また、端支点横桁や柱頭部など大きな断面を有するマスコンとなる箇所は、パイプクーリングなども併用することも有効となる。
- (d) 桁端部は、主桁定着具、横締め定着具、支承アンカー、落橋防止装置などが過密に配置されることから、各種部材が干渉しあい配置できなくなるだけでなく、各々の補強鉄筋も干渉しあう。そのため「3.6.4 (2) ③3D-CAD による各部材配置の検討」に示すように 3D-CAD などを活用し、各種部材の配置、干渉の具合などを事前に確認することも有効な対策となる。

【3.6 の参考文献】

- 1) PC 橋の変状とその防止対策，一般社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会，2014
- 2) 2007 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編]，社団法人 土木学会，2007
- 3) 2012 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編]，公益社団法人 土木学会，2012

3.7 支点付近の腹部斜めに発生しているひび割れ

3.7.1 検討目的

ここでは支点付近の腹部に斜めに発生しているひび割れパターン【6】について検討する。

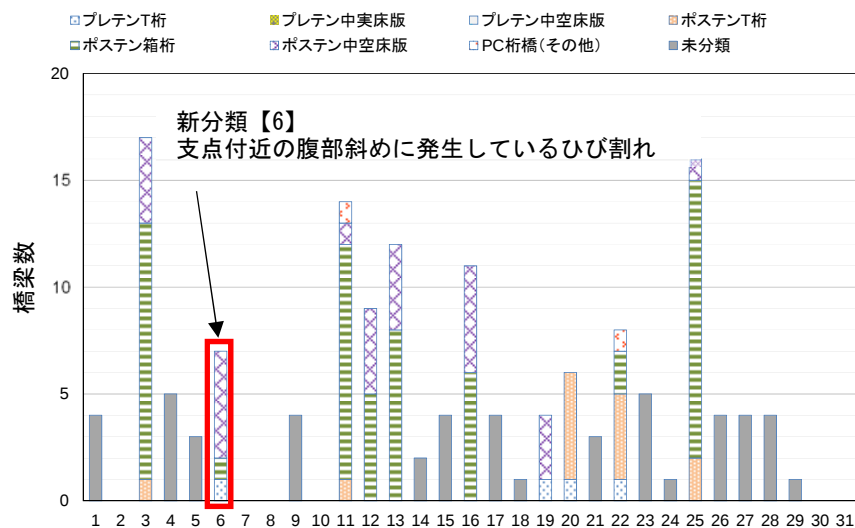


図-3.7.1 ひび割れパターン（新分類）

【6】 支点付近の腹部斜めに発生しているひび割れ

ひび割れパターン【6】（図-3.7.2）は、支点部付近の桁側面の斜めひび割れであり、プレストレスの損失等による桁の耐荷力の不足やコンクリート硬化前の支保工の沈下等が要因となっているひび割れの可能性がある。設計上の想定よりも耐荷力が不足している場合には、通行止め等の緊急的な処置が必要になるケースも考えられる。

ここでは、耐荷性能の損失による影響も要因として想定され、かつ、初回点検結果のひび割れ分類において、ひび割れが発生していた橋梁数も多い結果となっていたひび割れパターン【6】の発生要因について検討を行う。

【6】	RC,PRC 主桁, 支間 1/4	支点付近の腹部に斜めに発生しているひび割れ	
	PC 主桁 支間 1/4	PC 連続中間支点付近の半曲部の PC 鋼材曲げ上げに直交するひび割れ	

図-3.7.2 支点付近の腹部斜めに発生しているひび割れパターン

ひび割れパターン【6】が発生していた橋梁について、詳細なひび割れ状況を点検調書及び図面等の設計図書で確認した結果、ひび割れは表-3.7.1に示すように、

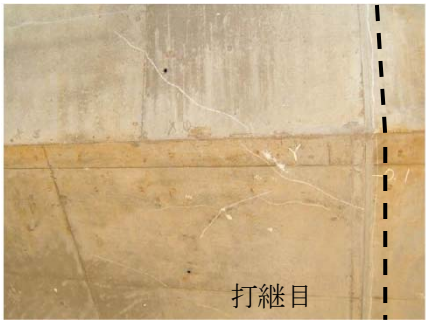
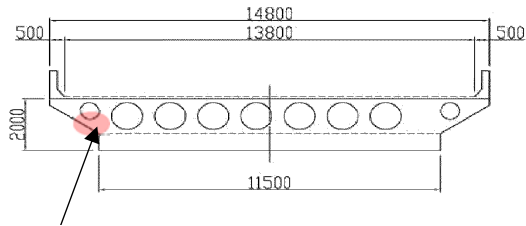
- ・打継目からのひび割れで「外部拘束」が主要因と疑われるもの
- ・張出し床版と桁の断面変化部分（設計上では見込んでない部分）に生じたひび割れであり「特殊な形状寸法」となっているもの
- ・桁端部の PC 鋼材定着部付近のひび割れであり PC 鋼材配置（プレストレス導入にともなう局所応力）が主要因と疑われるもの
- ・プレストレスの導入時に支点付近で型枠・支保工と桁の接触が主要因と考えられるもの

であった。したがって、初回点検結果から抽出されたひび割れパターン【6】のうち、耐荷性能の不足が要因となっていると疑われるものは見受けられなかった。

しかし、報告書（その1）¹⁾ 2.3 では、供用後 2 年以内に実施する初回点検に限らない全点検データによる結果からは、PC 橋の T 桁形式では、耐荷性能の不足が要因となっていると想定されるひび割れパターン【6】（せん断ひび割れ）の発生事例が比較的多いことが明らかになっている。また、発生事例の中でも、斜橋や曲線橋に比較的发生している事例が多く、昭和 55 年制定の土木構造物標準設計²⁾のウェブ厚の細いバルブ T 桁タイプでの発生が多いことも確認されている。

ポステン T 桁では昭和 53 年道路橋示方書³⁾にて格子解析を標準とする旨が示されたが、まだ当時はねじりの検討に関する規定はなく、ねじりを無視した設計計算が一般的であったようである。そこで、昭和 53 年以降の主桁断面の違いに加え、設計手法の違いによる曲げせん断、ねじりせん断を比較し、せん断応力度の発生度合いや鉄筋量などの比較を行い、耐荷性能に影響を与えるひび割れパターン【6】（せん断ひび割れ）の発生リスクの可能性について検討を行う。

表-3.7.1 初期点検でのひび割れパターン【6】に分類されたひび割れ状況及び要因

ひび割れ状況	主な要因
打継目からのひび割れ  打継目	外部拘束（温度応力、乾燥収縮） 打継目から生じているひび割れであり、新コンクリートが旧コンクリートに拘束されることによる影響が大きいと想定される。 ※打継目の外部拘束については、ひび割れパターン【11】及び【13】の検討において、その影響について検討を実施
張出し床版と桁の断面変化部分（設計上では見込んでない部分）に生じたひび割れ 	特殊な形状寸法（断面）  張出し床版と桁の断面変化部分は、設計計算上は抵抗断面として見込んでないため、最小鉄筋程度の配置となっている。しかし、実際には抵抗するためひび割れが生じた可能性がある。また桁端には落橋防止構造の設置のための打下し部があり断面剛性の急変部付近となっていることも要因と考えられる。 ※一般的な構造でないため詳細検討対象としない
桁端部の PC 鋼材定着部の付近のひび割れ 	PC 鋼材配置（プレストレス導入にともなう局所応力） PC 鋼材の定着部付近のひび割れであり、PC 鋼材の局部応力によるものと考えられる。 ※PC 鋼材の定着部付近のひび割れについては、ひび割れパターン【16】の検討において、その影響について検討を実施
支承部前面付近からの腹部への斜めひび割れ 	プレストレスの導入時に支点付近で型枠・支保工と桁の接触による施工時配慮不足 PC 鋼材の緊張時に型枠・支保工等の仮設物と桁が支承付近で接触した場合に生じるひび割れと想定される。 ※収集した資料からは、PC 鋼材緊張時の当該部分の支保工等の撤去状況が把握できなかった（要因として確定することは困難） ※なお、コンクリート道路橋施工便覧⁴⁾には、PC 鋼材緊張時の留意点として支保工との接触に留意することが明記されている

3.7.2 検討概要

(1) ひび割れの発生概要

検証するにあたり、昭和 55 年制定の土木構造物標準設計²⁾（バルブ T 桁）と平成 6 年制定の土木構造物標準設計⁵⁾（ストレートウェブ T 桁）について、適用道示、設計手法、適用範囲、断面の違いについて、表-3.7.3 に示すようにまとめた。これによると主に表-3.7.2 のような違いがあることがわかる。

表-3.7.2 標準設計に示すポステン T 桁の主な設計手法の違い

	S55 制定ポステン T	H6 制定ポステン T
T 桁断面	バルブ T 断面	ストレートウェブ
適用斜角の範囲	90°～60°	90°～70°
解析手法の違い	格子計算を基本 ただし、以下の条件を満たせば直交異方性版理論でもよい。 ・直橋とみなせる角度（斜角 75°以上） ・床版支間が短く版構造とみなせる。	格子計算を基本 ただし、以下の条件を満たせば直交異方性版理論でもよい。 ・直橋とみなせる角度（斜角 75°以上） ・床版支間が短く版構造とみなせる。 斜角 70°未満は、ねじり考慮の格子解析を実施

- ・ S55 年制定のポステン T 桁は 60 度まで標準設計で用意されている（ただし、断面力の算出および構造設計においてねじりは考慮されていない）。
- ・ H6 年制定のポステン T 桁の適用斜角は 70 度までとしており、やむを得ず 70 度未満の斜角を採用しなければならない場合は、道路橋示方書に基づきねじり剛性を考慮した格子理論により断面力を算出し、ねじりに対する検討を行い必要な鉄筋を配置することとしている。

以上、S55 年制定のポステン T 桁は、特に斜角が小さい場合にウェブ厚の違いや当時の解析手法の違いから、ひび割れが発生しやすかったものとも考えられる。

表-3.7.3 標準設計に示すポステンT桁の設計手法の違い

	適用道示と考え方	標準設計
昭和55年制定	◆適用道示：昭和53年版 ◆道示の考え： ・7章 Tげた 7.1 設計一般 条文 「けたの断面力は、格子構造理論により算出するの原則とする。」 ・解説 「直橋とみなせる斜角が75°以上の斜橋で床版支間が短く版構造とみなせる橋梁は、直交異方性版理論により断面力を算出してもよい。」 「格子構造理論により断面力を算出する場合は、けたのねじり剛性を無視して解析を行い、けたのねじりモーメントに対する検討を省略してもよい。」 ・「2章 設計計算に関する一般事項 2.6 ねじりモーメントが作用する部材 2.6.1 一般」の 解説にも上記同様の記述あり。	◆主桁断面図
平成6年制定	◆適用道示：平成6年版（平成2年も同じ） ◆道示の考え： ・7章 Tげた橋 7.3 構造解析 条文 「(1) けたの断面力は、格子構造理論により算出することを原則とする。ただし、直橋で床版の支間が短く版構造とみなせる場合には、直交異方性版理論により断面力を算出することができる。」 「(2) 格子構造理論により断面力を算出する場合には、一般に部材のねじり剛性を無視してもよい。」 ・(2) 解説 「斜角が70°未満の場合にはねじりの影響が大きく現れるため、ねじり剛性を考慮して格子構造理論により解析を行い、ねじりに対する検討を行うのがよい。」	◆主桁断面図

3.7.3 ひび割れ発生要因の分析

(1) 設計基準の違いによる検討

以下に示す流れで検討を行い、せん断ひび割れ発生の度合いについて表-3.7.4に示す検証を行うものとする。

表-3.7.4 腹部斜めひび割れ発生要因を検証するための検討項目

番号	検証項目
①	S55 年制定標準設計の検証 ・ S55 年制定の標準設計について、当時の設計手法に基づきねじりを無視した検討を行い、その時のせん断に対する配筋量と標準設計の配筋量を比較する。
②	S55 年制定標準設計にてねじりの検討を実施 ・ S55 年制定の標準設計について、H2 年以降の設計手法に基づきねじりを考慮した検討を行い、その時のせん断に対する配筋量と標準設計の配筋量を比較する。
③	H6 年制定の標準設計にてねじりの検討を実施 ・ H6 年制定の標準設計について、H6 年以降の設計手法に基づきねじりを考慮した検討を行い、その時のせん断に対する配筋量と標準設計の配筋量を比較する。
④	H6 年制定の標準設計にて 60° に対する検討を実施 ・ H6 年制定の標準設計にて斜角 60° とした場合、H6 年以降の設計手法に基づきねじりを考慮した検討を行い、その時のせん断に対する配筋量が実際に配置可能なものか検討を行う。

検討は標準設計からランダムに抽出するのではなく、次に示す一般的な支間長と幅員の条件に対して行う。

- ・ 支間長 : 35.0m
- ・ 幅 員 : S55 制定標準設計 全幅員 13.00m = 0.40+2.50+9.50+0.60m
 H6 制定標準設計 全幅員 13.50m = 0.40+3.00+9.50+0.60m

パラメーターは、以下の項目とする。

- ・ 主桁の断面形状（S55 標準設計と H6 年標準設計）の違い
- ・ 斜角（90°～60°）の違い
- ・ 適用示方書（解析手法一直交異方性版理論（Guyon-Massonnet（以下「GM」という））、格子（ねじり無視）、格子（ねじり考慮））の違い

比較検討の検討条件およびその検討結果を表-3.7.5に示す。

表-3.7.5 検討条件及び検討結果

No.	標準設計 (年)	全幅員 (m)	支間長 (m)	斜角 (度)	解析	ねじり 剛性	適用 道示	標準設計図		検討 番号	検 討 結 果				
								主桁構造	一般構造		せん断 (S)	ねじり (T)	S+T	鉄筋配置	対 策
101	S55	13.000	35.000	90	GM	— — —	S55	137	2360	①	△	---	---	○	
103	S55	13.000	35.000	70	GM	— — —	S55	139	2398	①	△	---	---	○	
104	S55	13.000	35.000	60	GM	— — —	S55	140	2417	①	△	---	---	○	
201	S55	13.000	35.000	90	格子	無視	H2	137	2360	①	△	---	---	○	
203	S55	13.000	35.000	70	格子	無視	H2	139	2398	①	△	---	---	○	
204	S55	13.000	35.000	60	格子	無視	H2	140	2417	①	△	---	---	○	
303	S55	13.000	35.000	70	格子	考慮	H2	139	2398	②	△	△	△	■	要配筋見直し
304	S55	13.000	35.000	60	格子	考慮	H2	140	2417	②	△	△	△	■	要配筋見直し
501	H06	13.000	35.000	90	GM	— — —	H6	091	1289	③	△	---	---	○	
601	H06	13.000	35.000	90	格子	無視	H6	091	1289	③	△	---	---	○	
603	H06	13.000	35.000	70	格子	無視	H6	093	1341	③	△	---	---	○	
604	H06	13.000	35.000	60	格子	無視	H6	---	---	④	△	---	---	○	
703	H06	13.000	35.000	70	格子	考慮	H6	093	1341	③	△	△	△	■	要配筋見直し
704	H06	13.000	35.000	60	格子	考慮	H6	---	---	④	△	△	◆	■	要断面 or プレストレス見直し

表-3.7.5 に示す①～④検討番号に関する補足事項

- ① S55 年制定の標準設計（90°～60°）について、当時の設計手法に基づきねじりを無視した検討を行い、その時のせん断に対する配筋量と標準設計の配筋量を比較する。
従来から道示では、構造解析（断面力の算出）は格子計算が原則となっているが、斜角が 75°以上で床版支間が短く版構造とみなせる場合は直交異方性版理論（GM）によって行ってもよいとされていた。そのため、GMによる計算【No.101、103、104】 および、ねじり剛性を無視した格子計算【No.201、203、204】により断面力を算出する。
- ② S55 年制定の標準設計（90°～60°）について、H2 年以降の設計手法に基づきねじりを考慮した検討を行い、その時のせん断に対する配筋量と標準設計の配筋量を比較する。そのため、道示に示す 70°未満は、ねじり剛性を考慮した格子計算により断面力を算出する。（比較のため 70°も対象）【No.303、304】
- ③ H6 年制定の標準設計（90°～70°）について、H6 年以降の設計手法に基づきねじりを考慮した検討を行い、その時のせん断に対する配筋量と標準設計の配筋量を比較する。そのため、比較対象とするため、GM及びねじり剛性を無視した格子計算により断面力を算出する。【No.501、601】
また、70°の場合、ねじり剛性を考慮した場合としない場合の格子計算により断面力を算出する。【No.603、703】
- ④ H6 年制定の標準設計にて斜角 60°とし、ねじりを考慮しない場合と、考慮した場合の検討を行い、その時のせん断に対する配筋量が実際に配置可能なものか検討を行う。そのため、60°の場合、ねじり剛性を考慮した場合としない場合の格子計算により断面力を算出する。【No.604、704】

※表 3.7.5 の検討結果について

- ：標準設計の鉄筋配置（基本的にはスターラップ）からの変更の必要はなく、計算により求められた必要および最小鉄筋を満足している。
- △：設計荷重時の平均せん断応力度がコンクリートが負担できるせん断応力度を超えているため、必要鉄筋量の計算を行い必要量を配置しなければならない。
- ◆：設計荷重時の斜引張応力度が許容値を超えているため、断面またはプレストレスの見直しを行わなければならない。
- ：標準設計の鉄筋配置（基本的にはスターラップ）では、計算により求められた必要及び最小鉄筋を満足することができないため、配筋の見直しを行わなければならない。

(2) 検討結果

- ・ No.203 と 303、204 と 304 は、ねじりを考慮するか否かの違いだけであり、ねじり考慮の場合にはねじり鉄筋の配置が必要となる。
- ・ H2 年道示改定前のケースでは、斜角 70°未満で道示に従いねじりを考慮しない場合は、ねじり鉄筋が配置されておらず、ひび割れが発生しやすい。
- ・ H2 年以降は、道示にて斜角 70° 未満はねじり考慮の旨が示されたため、ねじりせん断ひび割れの発生確率は低いと考えられる。

(3) 検討結果の考察

・ S55 年制定のポステン T 桁橋

昭和 55 年制定のポステン T 桁は斜角が 60° までの標準設計があり、平成 2 年に道路橋示方書が改訂されるまでは、断面力の算出および構造検討や鉄筋の計算の際にねじりを考慮せず設計が行われていた。このため、以下のような原因でひび割れが生じる可能性があったと言える。

- ・ 道示 53 年版を適用して設計された斜角 60° のポステン T 桁は、スターラップ等の配筋は曲げせん断力のみで検討され、ねじりに対し検討されていない。そのため、ウェブの拡幅終了位置付近から支間長の 1/4 点付近までのウェブ厚が薄くなる範囲でねじりによってひび割れが発生しやすい。
- ・ 斜角が 70° の場合でも、片歩道などの幅員方向に非対称断面の場合は、ねじりの影響を受けて斜角が 60° の場合と同じようにウェブの拡幅終了位置付近から支間長の 1/4 点付近までのウェブ厚が薄くなる範囲でひび割れが発生しやすい。

・ 平成 2 年の道示改定による影響

平成 2 年の道路橋示方書の改定により、斜角が 70° 未満の場合はねじりに対する検討が追加された。この時、新たな道路橋示方書に則って設計されていれば、ねじりに対する鉄筋の検討が行われ必要な鉄筋が配置されることとなり、ひび割れの発生をコントロール出来たと考えられる。

しかし、斜角が 70° 以下であっても S55 年制定の標準設計時の考え方、標準配筋を重視した設計ケースもあり、その場合は、ひび割れが発生する可能性が高い。

・ 平成 6 年制定のポステン T 桁橋

平成 6 年以降のポステン T 桁の標準設計は斜角が 70° までに限定され、斜角が 70° 未満は、標準設計から逸脱する範囲となる。そのため、70° 未満の橋の設計は、それぞれの設計者の判断で、ねじりを考慮して断面力の算出および構造検討や鉄筋の計算を行うことで、ひび割れの発生をコントロールしている。ただし、斜角が 70° とした場合は、ねじりを考慮するケースとしないケースでは必要鉄筋量が異なってくることから、ねじりを考慮していない場合は、ウェブの拡幅終了位置付近から支間長の 1/4 点付近までのウェブ厚が薄くなる範囲でひび割れが発生する可能性はある。

次ページ以降に NO.303 のケースで検討した結果を示す。

NO.303 の検討条件

主桁断面	S55 年制定 下フランジ付
斜角	70°
解析手法	ねじり考慮の格子解析
適用道示	平成 2 年道示

表-3.7.6 は、腹部のスターラップ配筋を S55 の標準設計に準じている。

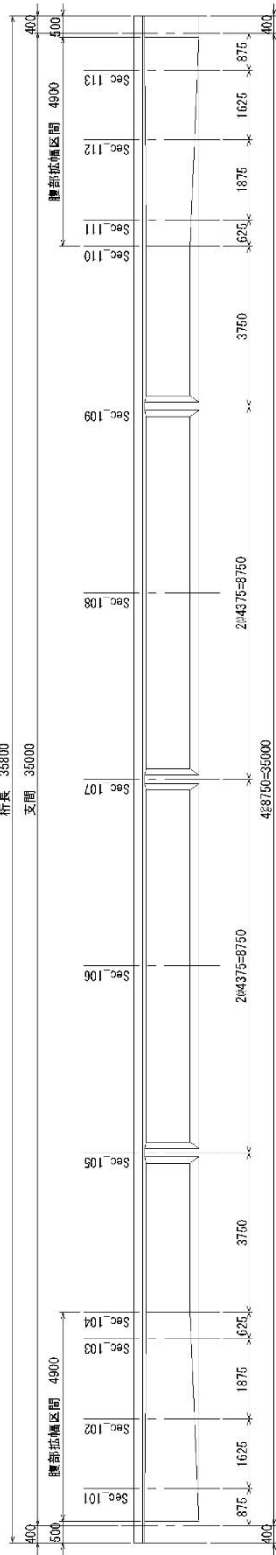
表-3.7.7 は、設計計算結果により、配筋を見直した結果となっている。

この結果、ねじりに対し許容値内に制限するにはスターラップピッチを D13ctc150 から D19ctc150 に変更する必要があることが分かる。

表-3.7.6 NO.303の検討結果一覧（配筋：標準設計）

■ 検討結果

■ NO.303_S55W13L35A70_MST (検討②)



・S55年標準設計 70° 断面力：格子計算（ねじり考慮）

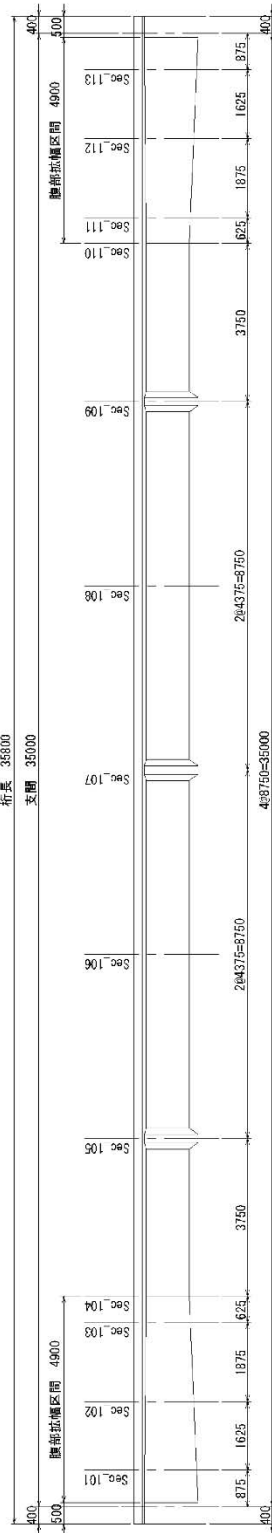
設計断面		SEC_101	SEC_102	SEC_103	SEC_104	SEC_105	SEC_106	SEC_107	SEC_108	SEC_109	SEC_110	SEC_111	SEC_112	SEC_113	許容値
左支点からの距離 (m)		0.875	2.500	4.375	5.000	8.750	13.125	17.500	21.875	26.250	30.000	30.625	32.500	34.125	---
せん断	設計荷重時平均せん断応力度 (kgf/cm ²)	4.7	5.1	6.2	6.8	4.4	5.3	2.5	5.4	4.3	6.7	6.3	5.2	4.8	5.5
	終局荷重時平均せん断応力度 (kgf/cm ²)	10.8	12.2	15.4	17.4	12.7	10.0	5.5	10.2	12.5	17.2	15.5	12.3	10.8	53.0
	設計荷重時斜引張応力度 (kgf/cm ²)	0.9	0.9	1.1	1.3	0.5	0.7	0.2	0.8	0.5	1.2	1.1	1.0	0.9	10.0
	設計荷重時平均せん断応力度 (kgf/cm ²)	6.9	10.6	18.2	7.8	7.8	5.4	4.2	3.4	4.2	4.2	15.0	8.8	5.7	5.5
ねじり	設計荷重時平均せん断応力度 (kgf/cm ²)	13.8	21.3	36.5	15.5	15.5	10.7	8.4	8.4	12.4	12.4	30.7	17.9	11.6	53.0
	終局荷重時平均せん断応力度 (kgf/cm ²)	1.3	2.5	6.2	1.2	1.6	0.9	0.7	0.4	0.5	0.4	4.4	1.7	0.9	10.0
	設計荷重時斜引張応力度 (kgf/cm ²)	11.6	15.8	24.4	14.6	12.2	10.8	6.7	8.8	8.5	10.9	21.3	14.0	10.5	5.5
	終局荷重時平均せん断応力度 (kgf/cm ²)	23.6	32.5	50.8	31.6	27.7	20.7	13.9	18.6	24.1	28.0	45.1	29.1	21.5	61.0
斜引張鉄筋	設計荷重時斜引張応力度 (kgf/cm ²)	3.8	5.6	10.4	4.3	3.5	3.1	1.5	2.1	1.8	2.7	8.3	4.6	3.2	13.0
	最小鉄筋量 (mm ²)	452.6	353.1	238.3	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	238.3	353.1	452.6	---
	必要鉄筋量 (mm ²)	0.0	9.3	174.1	224.4	102.2	24.4	0.0	30.2	97.0	218.7	181.0	14.1	0.0	---
	ねじり横方向必要鉄筋量 (mm ²)	516.2	711.4	1262.2	626.5	626.5	435.0	341.9	342.2	489.0	489.0	1060.9	598.0	433.9	---
鉄筋（片側あたり）	必要最小 (mm ²)	516.2	720.7	1436.3	851.0	728.7	459.5	341.9	372.4	586.0	707.7	1241.9	612.1	452.6	---
	鉄筋標準径 (mm)	D13	D13	D13	D13	D13	D13	D13	D13	D13	D13	D13	D13	D13	---
	鉄筋量 (標準配置) (mm)	150	150	150	150	300	300	300	300	300	150	150	150	150	---
	鉄筋量 (mm ²)	844.7	844.7	844.7	844.7	422.3	422.3	422.3	422.3	422.3	844.7	844.7	844.7	844.7	---
判定		OK	OK	NG	NG	NG	NG	OK	OK	NG	OK	NG	OK	OK	---

・設計時の平均せん断応力度は、せん断とねじりを合成した際にすべての設計断面でコンクリートの負担できるせん断応力度を超えているが、終局時の平均せん断応力度および設計時の斜引張応力度は許容値を満足している。一方、配筋については標準設計の鉄筋配置のままではねじりモーメントに対する横方向鉄筋の必要鉄筋量を満足することができないため、これを満足するように配筋を見直す必要がある。

表-3.7.7 NO. 303 の検討結果一覧（配筋：計算により見直し）

■ 検討結果

■ NO. 303_S55W13L35A70_MST (検討②)



・ S55年標準設計 70° 断面力：格子計算（ねじり考慮） 配筋調整

設計断面		SEC.101	SEC.102	SEC.103	SEC.104	SEC.105	SEC.106	SEC.107	SEC.108	SEC.109	SEC.110	SEC.111	SEC.112	SEC.113	許容値
左支点からの距離 (m)		0.875	2.500	4.375	5.000	8.750	13.125	17.500	21.875	26.250	30.000	30.625	32.500	34.125	—
せん断	設計荷重時平均せん断応力度 (kgf/cm ²)	4.7	5.1	6.2	6.8	4.4	5.3	2.5	5.4	4.3	6.7	6.3	5.2	4.8	5.5
	終局荷重時平均せん断応力度 (kgf/cm ²)	10.8	12.2	15.4	17.4	12.7	10.0	5.5	10.2	12.5	17.2	15.5	12.3	10.8	53.0
	設計荷重時斜引張応力度 (kgf/cm ²)	0.9	0.9	1.1	1.3	0.5	0.7	0.2	0.8	0.5	1.2	1.1	1.0	0.9	10.0
	設計荷重時平均せん断応力度 (kgf/cm ²)	6.9	10.6	18.2	7.8	7.8	5.4	4.2	3.4	4.2	4.2	15.0	8.8	5.7	5.5
	終局荷重時平均せん断応力度 (kgf/cm ²)	13.8	21.3	36.5	15.5	15.5	10.7	8.4	8.4	12.4	12.4	30.7	17.9	11.6	53.0
S	設計荷重時斜引張応力度 (kgf/cm ²)	1.3	2.5	6.2	1.2	1.6	0.9	0.7	0.4	0.5	0.4	4.4	1.7	0.9	10.0
	設計荷重時平均せん断応力度 (kgf/cm ²)	11.6	15.8	24.4	14.6	12.2	10.8	6.7	8.8	8.5	10.9	21.3	14.0	10.5	5.5
	終局荷重時平均せん断応力度 (kgf/cm ²)	23.6	32.5	50.8	31.6	27.7	20.7	13.9	18.6	24.1	28.0	45.1	29.1	21.5	61.0
T	設計荷重時斜引張応力度 (kgf/cm ²)	3.8	5.6	10.4	4.3	3.5	3.1	1.5	2.1	1.8	2.7	8.3	4.6	3.2	13.0
	最小鉄筋量 (mm ²)	452.6	353.1	238.3	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	238.3	353.1	452.6	—
鉄筋	計算による必要鉄筋量 (mm ²)	0.0	9.3	174.1	224.4	102.2	24.4	0.0	30.2	97.0	218.7	181.0	14.1	0.0	—
	必要鉄筋量 ねじり横方向 (mm ²)	516.2	711.4	1262.2	626.5	626.5	435.0	341.9	342.2	489.0	489.0	1060.9	598.0	433.9	—
	必要最小鉄筋標準径 (mm)	516.2	720.7	1436.3	851.0	728.7	459.5	341.9	372.4	586.0	707.7	1241.9	612.1	452.6	—
	実配置鉄筋標準径 (mm)	D19	D19	D19	D16	D13	D13	D13	D13	D13	D16	D19	D19	D19	—
鉄筋 (片側あたり)	鉄筋量 (mm ²)	150	150	150	150	150	150	300	150	150	150	150	150	150	—
	鉄筋量 (配置検討)	1910.0	1910.0	1910.0	1324.0	844.7	844.7	422.3	844.7	844.7	1324.0	1910.0	1910.0	1910.0	—
判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	—
・ 前項の必要鉄筋量を満足させるため鉄筋径のランクアップまたは鉄筋配置間隔の調整を行った。鉄筋量については、標準設計に比べ断面積比で約2倍の鉄筋を配置しなければ必要鉄筋量を満足しないことがわかった。															

(4) まとめ

今回行った試設計の結果と、ポステンT桁（標準設計）および道路橋示方書の変遷などに着目して、実際にひび割れが発生しているポステンT桁の調査を行い、それと比較することでひび割れ発生要因の特定に繋がるのではないかとと思われる。

S55年度の標準設計では、斜角 60° まで用意されており、道路橋示方書の考え方もねじり剛性を考慮した格子解析の考え方も導入されておらず、標準化されていなかったことから、当時の設計物件はねじりせん断によるひび割れが生じやすい構造であったと判断される。

しかし、現在の道路橋示方書は、ねじりに対する考え方、適用範囲を明確に示しており、道路橋示方書に準じ設計を行っていれば、ねじりによるウェブ斜めひび割れは発生しないものと考えられる。

【3.7の参考文献】

- 1) 国土技術政策総合研究所資料 共同研究報告書 第910号, 土木研究所 共同研究報告書 第468号, プレストレストコンクリート橋における初期変状の影響評価と対策に関する共同研究報告書（その1）, 2016
- 2) 土木構造物標準設計, 建設省, 1980
- 3) 道路橋示方書・同解説 昭和53年1月, 社団法人日本道路協会, 1978
- 4) コンクリート道路橋施工便覧 平成10年1月, 社団法人日本道路協会, 1998
- 5) 土木構造物標準設計, 建設省, 1994
- 6) 道路橋示方書・同解説 平成2年2月, 社団法人日本道路協会, 1990

3.8 まとめ（初期変状の発生要因）

本章では、定期点検結果の分析（2章）より、「外部拘束（打継目）」、「内部拘束（水和熱）」「PC 鋼材配置（局所応力、プレストレス分力）」「施工条件（環境条件、養生期間、架設方法等）」が、初期変状発生の主要因として疑われたことから、これらが初期変状発生の主要因であることを確認するため、変状事例として多い初期変状パターンを対象として、施工記録や設計図書の調査、実橋計測、解析的検討により疑われたこれらの要因が変状発生リスクに及ぼす影響の評価等を行い、初期変状要因についての分析を実施した。

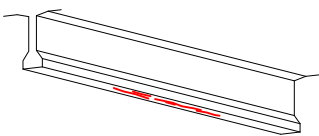
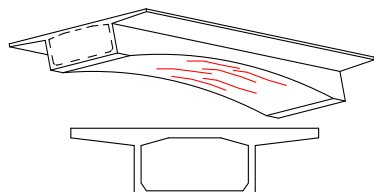
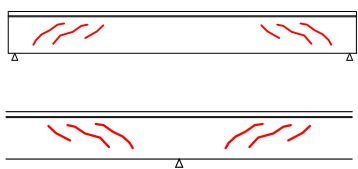
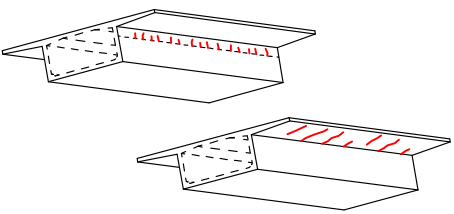
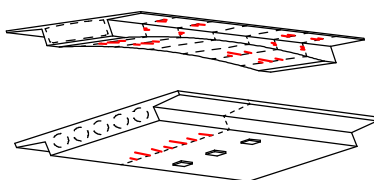
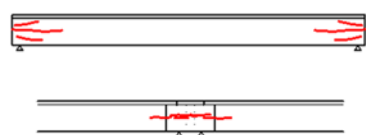
本章での初期変状発生要因に関する検討で得られた知見を以下にまとめる。

- ・ 3.2 では、工事記録や設計図書を調査するとともに解析的検討により、PC 鋼材のプレストレス分力（腹圧力）の影響に対する配慮不足が初期変状発生 of 主要因であり、「PC 鋼材配置（本数、配置位置）」を工夫することにより変状発生リスクを低減可能であることを確認した。
- ・ 3.3 では、張出架設で施工した実橋の施工時計測より、ひび割れが発生したタイミングがひび割れ発生箇所に「施工条件（手順）」により自重が作用し引張応力が生じるタイミングと外気温が下がり「外部拘束」の影響が大きくなるタイミングが重なる時であったことを確認した。
- ・ 3.4 及び 3.5 では、「外部拘束（温度応力、乾燥収縮）」の影響を受ける打継部について、温度応力と乾燥収縮の影響の程度について解析的検討による検証を実施し、その影響が変状発生リスクに与える影響が大きいことを確認した。また、温度応力や乾燥収縮の影響が大きくなるような悪条件（環境条件、施工条件、気候条件等）が重なると、部位によってはこの影響だけでコンクリート引張強度に近い引張応力が発生する可能性があることを確認した。
- ・ 3.6 では、桁端部について解析的検討により「PC 鋼材配置（PC 鋼材定着具の背面の局所応力）」の影響及び「内部拘束（水和熱）」の影響について検証を実施し、その影響がひび割れ発生要因であることを確認した。
- ・ 3.7 では、点検調書や工事記録、設計図書を再度詳細に調査し、「外部拘束（温度応力、乾燥収縮）」「PC 鋼材配置（局所応力）」「施工時の配慮不足」がひび割れ発生要因であることを確認した。

明らかな設計上の配慮不足や施工時の不備が要因と考えられるものを除くと、これら上述のそれぞれの要因が単独でひび割れ発生の要因となることはまれであるといえるが、これらの影響が大きくなるような悪条件（たとえば、温度応力を大きくする不利な環境条件、施工条件、気候条件等）が重なった場合や、全く異なる要因が組合わされた場合（たとえば、温度応力の影響が大きくなるタイミングと施工時作用が大きくなるタイミングが重なった場合等）には、ひび割れが生じる可能性があることもわかった。

なお、今回対象とした変状事例として多い初期変状パターンについて、複数の要因の中から主要因と考えられるものを表-3.8.1 に示す。

表-3.8.1 変状事例として多い初期変状パターンの主要因

ひび割れの種類	主要因
【3】主桁下面の橋軸方向ひび割れ  【4】変断面桁の下フランジの PC 鋼材に沿ったひび割れ 	・プレストレス導入によるプレストレス力の鉛直方向分力（腹圧力） ※ひび割れ発生位置等は点検では【3】に分類されていたが、詳細分析から【4】【13】【16】に類するひび割れと判断されるものもあった。
【6】支点付近のウェブ斜めひび割れ 	・緊張時の支保工・型枠解体不備によるプレストressingによる部材の弾性変形の拘束 ※ひび割れ発生位置等は点検では【6】に分類されていたが、詳細分析から【11】【13】【16】に類するひび割れと判断されるものもあった。
【11】ウェブとフランジの打継目近傍の直角方向ひび割れ 	・新ブロック打設の硬化にともなう水和熱の低下（温度変化）及び乾燥収縮による体積変形を旧ブロックが拘束することにより発生する引張応力
【13】主桁鉛直打継目の橋軸方向ひび割れ 	・新ブロック打設の硬化にともなう水和熱の低下（温度変化）及び乾燥収縮による体積変形を旧ブロックが拘束することにより発生する引張応力
【16】端支点部ウェブの水平～放射状ひび割れ 	・支点横桁部がマスコンとなり、水和熱による同一部材内での内外部の大きな温度差が生じることにより発生する引張応力（温度応力） ・PC 鋼材が桁端部に定着されることにより PC 鋼材定着具背面に生じる局所的な引張応力