ＩＳＳＮ 1346-7328
国総研資料　第 613 号
平 成　22　年　10 月

国土技術政策総合研究所資料
共同研究報告書

TECHNICAL　NOTE　of
National　Institute　for　Land　and　Infrastructure　Management

No.613　　October 2010

PC 道路橋の健全度評価の高度化に関する共同研究

Research on Upgrading of Soundness Evaluation Method for Highway PC Bridge

国土交通省 国土技術政策総合研究所
社団法人 ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄ・ｺﾝｸﾘｰﾄ建設業協会

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan
Japan Prestressed Concrete Contractors Association

国土技術政策総合研究所資料
第 613 号　　2010 年 10 月

Technical Note of NILIM
No. 613 October 2010

PC 道路橋の健全度評価の高度化に関する共同研究

Research on Upgrading of Soundness Evaluation Method for Highway PC Bridge

国土交通省 国土技術政策総合研究所

社団法人　ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄ・ｺﾝｸﾘｰﾄ建設業協会

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan
Japan Prestressed Concrete Contractors Association

概要

PC 道路橋の健全度評価は、目視を主体とした点検手法によることが多く、顕在化前の変状、部材内部の変状、応力状態の異常などの把握は難しいのが現状である。本研究では、PC 道路橋の健全度と密接に関係する指標としてプレストレス量に着目し、主として既設橋のプレストレス状態を非破壊にて把握する手法の検討を行った。その結果、ひび割れ発生前のコンクリート表面における主ひずみ角度、ひび割れ発生後の荷重と変位の関係やひび割れ性状、コンクリート部材に入力する弾性波の伝播特性から、プレストレス量を評価できる可能性が示された。

キーワード：道路橋，プレストレスト・コンクリート，導入緊張力，非破壊検査，弾性波

Synopsis

The soundness evaluation method for highway PC bridge tends to use check technique of viewing mainly. But it is difficult to grasp the damage before appearing or abnormality of the stress. In this study, it is examined the grasp technique about the stress state for the existing PC highway bridge by non-destructive testing.
As a result, the possibility that could evaluate the stress state was shown by crack property, main distortion angle, spread characteristic of elastic waves.

Key Words：highway bridge, prestress, stress state, non-destructive testing, elastic waves

共同研究参加機関および担当者名簿

（平成 21 年 4 月現在 順不同）

国土交通省国土技術政策総合研究所
道路研究部 道路構造物管理研究室

玉越 隆史
大久保 雅憲
七澤 利明 （～H21. 3 月）
高橋 晃浩 （～H21. 3 月）
川間 重一 （～H21. 3 月）
生田 浩一
春田 健作 （～H21. 3 月）
藤田 知高 （H21. 4 月）

（社）ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄ・ｺﾝｸﾘｰﾄ建設業協会

堤 忠彦
大山 博明 （～H20. 3 月）
伊藤 祐一
河村 直彦
安藤 健 （～H18. 6 月）
藤井 洋史
近藤 琢也 （～H19. 9 月）
二井谷 教治
織田 一郎 （～H20. 1 月）
佐野 演秀 （～H20. 3 月）
齋藤 公生
吉松 秀和
中田 順憲 （～H20. 3 月）
木村 良輔
佐藤 徹
渡辺 典男 （～H20. 7 月）
松井 紀幸
蛯名 貴之 （～H19. 9 月）
武部 行男 （～H20. 6 月）
藤田 貴敏
天谷 公彦
小林 崇
妹川 寿秀
内田 誠二郎

（メンテナンス部会協力委員）
高野 茂晴（～H19. 6 月）
安藤 健（～H20. 6 月）
東原 実

まえがき

道路構造物の高齢化に伴い、道路構造物におけるトラブルの回避や延命化に対し、道路構造物の効率的・合理的な維持管理を行う上で、既設構造物の健全度評価技術の充実が必要とされている。特にプレストレストコンクリート道路橋（以下「PC 道路橋」という。）では、構造物が現状で保有する性能を正確に把握するためには、本来完成構造物のプレストレス状態や内部鋼材の変状などを一定の精度で確認できることが不可欠である。しかし現状では、既設構造物の健全性を適切に評価するためのこれらの情報を得る手法が十分には確立されておらず、主として目視点検で得られるコンクリートのひび割れ等の変状などによって間接的な評価で行う場合が多く、したがって対策は変状が顕在化した後の事後処置にならざるを得ないという問題がある。

既設の PC 道路橋の健全性を適切に評価し、効率的な維持管理・保全対策を行うために必要な技術の現状を明らかにすること、および将来既設 PC 道路橋のプレストレス状態を定量的に評価できる手法を確立するための条件と技術開発の方向性を明確にすることを目的とし、平成 19 年から約 2 ヶ年で、国土交通省国土技術政策総合研究所と社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会の 2 者で共同研究を実施した。本報告書はその成果をとりまとめたものである。

PC 道路橋の健全度評価に関する共同研究

1 章　研究概要

1.1　研究の目的 1
1.2　研究の構成 2

2 章　PC 道路橋のプレストレス評価の現状と課題

2.1　概要 5
2.2　PC 道路橋の設計 6
(1)　設計基準の変遷 6
(2)　設計の現状 9
(3)　まとめ 29
2.3　PC 道路橋の施工及び品質管理 30
(1)　施工及び品質管理の現状 30
(2)　品質管理手法の分析結果 33
(3)　集計結果及び考察 38
(4)　まとめ 42
2.4　PC 道路橋の維持管理 43
(1)　維持管理の現状 43
(2)　既設 PC 道路橋の点検の現状 44
(3)　既設 PC 道路橋の点検結果 48
(4)　PC 道路橋に対する検査技術の現状 57
(5)　まとめ 62

3 章　プレストレス状態と部材性能の関係

3.1　概要 65
3.2　検査技術に求められる性能水準の検討 66
(1)　PC 道路橋の異常検知に必要な閾値の設定 66
(2)　残存プレストレス量に着目した感度解析 69
(3)　まとめ 82

4 章　プレストレス導入状態の推定手法

4.1　概要 85
4.2　ひび割れ性状に着目した推定手法 86
4.2.1　載荷試験とその方法 86
(1)　概要 86

(2)　試験供試体 86
(3)　載荷試験 91
(4)　計測項目及び計測箇所 93
4.2.2　載荷試験の FEM 解析 95
(1)　解析モデル 95
(2)　材料特性、構成則 96
(3)　解析方法 98
4.2.3　載荷試験の結果 99
(1)　断面のひずみ分布 99
(2)　荷重変位関係 103
(3)　ひび割れ性状 106
(4)　PC 鋼材のひずみ挙動 112
(5)　コンクリートのひずみ挙動 115
(6)　スターラップのひずみ挙動 126
4.2.4　まとめ 131
4.3　弾性波の伝播特性に着目した推定手法 133
4.3.1　概要 133
4.3.2　要素実験 134
(1)　概要 134
(2)　PC 鋼材に着目した要素実験 134
(3)　鉄筋に着目した要素実験 157
(4)　コンクリートに着目した要素実験 187

5 章　非破壊検査技術の適用性検証実験

5.1　概要 199
5.2　非破壊検査技術及び評価手法 200
(1)　超音波の透過伝播特性 200
(2)　超音波の表面伝播特性 200
(3)　衝撃弾性波の表面伝播特性 201
(4)　周波数分布特性 202
5.3　実験条件 203
5.3.1　実大桁実験 203
(1)　実験対象桁 203
(2)　計測機器及び計測箇所 206
5.3.2　模型桁実験 209
(1)　実験対象桁 209

(2)　計測機器及び計測箇所 210
5.4　結果及び考察 212
5.4.1　実大桁実験 212
(1)　超音波の透過伝播特性 212
(2)　超音波の表面伝播特性 213
(3)　衝撃弾性波の表面伝播特性 214
5.4.2　模型桁実験 215
(1)　弾性波の表面伝播特性 215
(2)　周波数分布特性 216
5.5　今後の展開の可能性 218
5.6　まとめ 222

6章　共同研究の成果と維持管理への活用

6.1　共同研究で得られた知見と課題 225
(1)　有効なプレストレス評価手法 225
(2)　非破壊検査技術の適用性 227
6.2　PC道路橋の健全度評価の維持管理手法への適用 228
6.2.1　はじめに 228
6.2.2　維持管理の現状 230
6.2.3　維持管理への活用例 231
(1)　載荷試験結果の活用方法 231
(2)　弾性波による非破壊検査の活用方法 236

7章　まとめ 239

参考資料

資料-1　PC道路橋の建設現場で実施されている品質管理 243
資料-2　プレストレス導入力（緊張）管理方法 251
資料-3　PC道路橋の健全度評価に関する文献調査 259

1章　研究概要

1.1　研究の目的

我が国では、高度成長期頃より精力的に道路整備を行ってきた結果、 現在までに約 15 万橋の橋梁(橋長 15m 以上)が建設されており、そのうち、PC 道路橋の割合がおよそ 4 割となっている（図 1.1.1）。

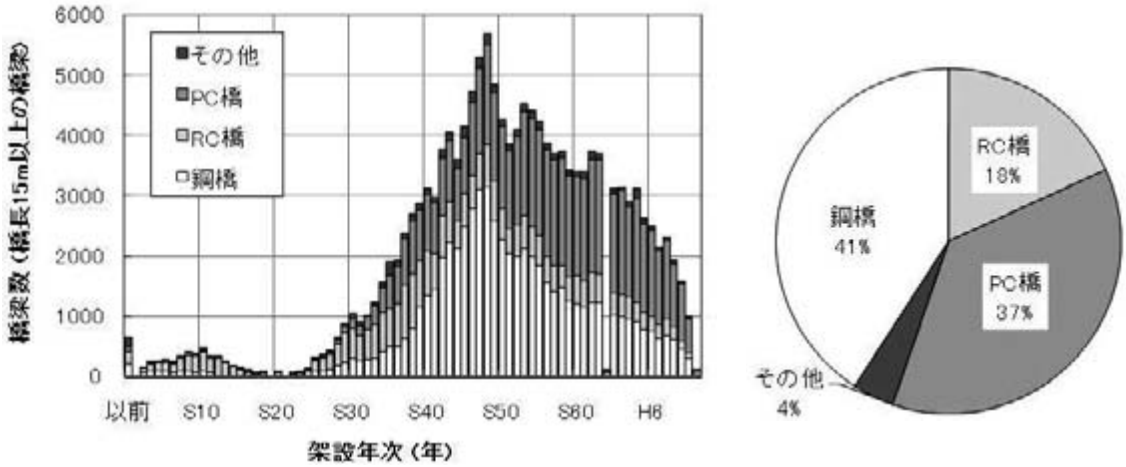
一度供用すると更新することが容易でない道路橋の場合、設計時の想定にかかわらずその多くは超長期にわたって供用されるものと考えられることから、現在供用中の既設橋がそのまま供用され続けるとして単純な試算では供用後 50 年を越える道路橋の比率は、現在（平成 19 年）の約 6%から 20 年後には約 50%にも達するものと推計される。

一方、供用中における道路橋は、自動車荷重をはじめ様々な外力や環境の作用の影響によって確実に劣化したり損傷を生じることは避けられない。そのため橋梁としての性能に致命的な影響が生じる前に変状を把握して補修や補強などの適切な対応が行えることは供用安全性確保の観点から極めて重要である。さらに第三者被害が危惧されるような突発的な事故を未然に防止したり、ライフサイクルコストを低減するためには、供用後の任意の時期に道路橋の健全性等の状態を容易に、かつ精度よく評価できることが重要である。

PC 道路橋では、鉄筋等の内部鋼材に腐食による深刻な断面減少や破断が生じていないこと、コンクリートと鋼材に期待する付着性能が確保されていること、あるいは耐荷力や耐久性に有害なひびわれが生じていないことなど、一般の鉄筋コンクリートとも共通する健全性評価上の着目項目以外に、その特徴であるプレストレス力が必要な部位に適切に導入されていることやそれらを脅かすような変状が生じていないことも健全性評価の際の前提条件となる重要な項目である。

現在、道路橋の供用後の維持管理では目視による点検が主体となっている。これは外観上明確に現れる変状を経験のある技術者が視認することが、現在のところ総合的には最も効率的・経済的な手法と考えられていることによる。しかし外観目視だけでは、部材の内部に生じる変状や応力状態の異常については把握することができない。そのため例えば鋼部材の場合塗膜下や溶接継手内部で生じるき裂損傷やアルカリ骨材反応（以下「ASR」という）による損傷を生じた部材の鉄筋破断の有無など構造物の健全性と密接な関係のある変状について、従来の目視主体の点検のみに頼ることなく適切に評価できる技術の確立が強く望まれてきており、非破壊検査技術の開発も盛んに行われてきている。

このような背景のもと、本研究は、道路橋示方書に準拠して設計された PC 道路橋の維持管理段階での健全性評価技術の向上を目指し、主として既設橋のプレストレス状態の把握手法の確立に向けた研究を行ったものである。



(a) 架設年次毎の橋梁数　　(b) 構造形式数の比率

図 1.1.1　構造形式毎の道路橋梁数の割合 [1)]

1.2　研究の構成

本研究の構成を図 1.2.1 に示す。

2 章では、PC 道路橋の健全度に関係する技術的課題の抽出のために、設計・施工・品質管理・維持管理に関する現状について整理した。

3 章では、本研究の主眼であるプレストレス力と部材の性能の関係について考察し、PC 道路橋の維持管理段階における健全度評価のレベル向上の観点から求められるプレストレス状態の目標推定レベルについて主として設計との関係から整理した。

4 章では、PC 道路橋の梁部材を対象として、プレストレス状態を推定する手法について検討を行った。

①プレストレス導入量の相違が梁部材の耐荷力性能や載荷時の変形、ひびわれの発生などの挙動にどのような影響を及ぼすのかに着目した載荷実験を行い、外観から目視で確認できるひびわれ性状やたわみなどの現象から、プレストレス状態の変化や相違を推定可能かどうかについて検討した。

②PC 道路橋の梁部材の状態評価に特化した場合に、プレストレス状態の有意な相違や変化を既往の非破壊検査技術の応用により、どの程度推定可能かについて検討した。検討では多様な制約条件が考えられる実道路橋の供用下での適用を念頭に、小規模なかぶりコンクリートの破壊なども伴わない完全非破壊による方法を検討した。

5 章では、4 章で検討した非破壊検査技術を PC 道路橋の実大桁に適用することによる、応力状態の相違が弾性波の伝播性状等に及ぼす影響の検証と、導入プレストレスを自由に変化させられる模型供試体を用いた、プレストレスと弾性波の伝播特性の変化からプレストレス状態を推定する手法についての検証を行った。

6 章では、3 章～5 章で得られた知見を元に実橋への適用方法と適用にあたっての留意点について整理した。

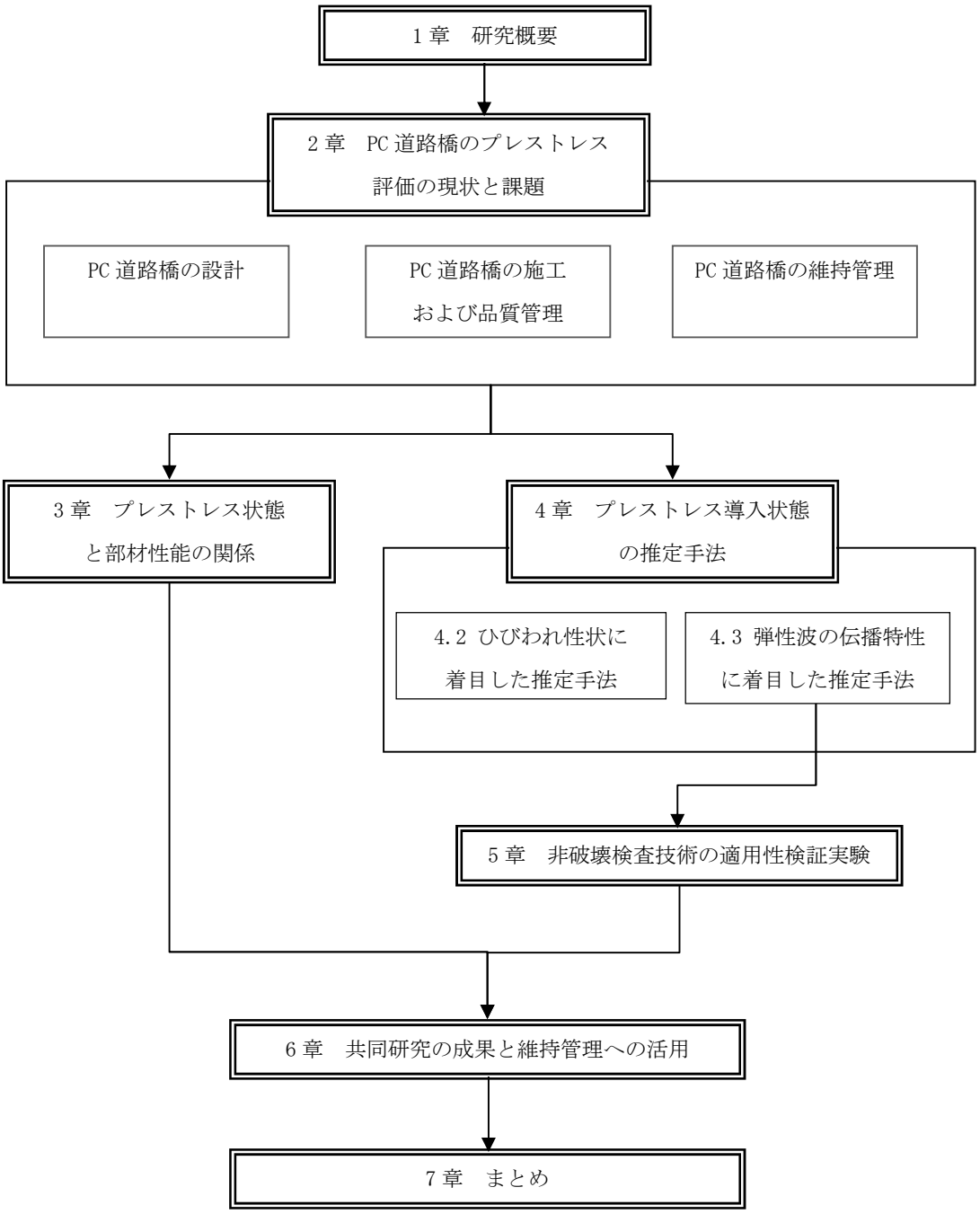


図 1.2.1　研究のフローと報告書の構成

【1 章　参考文献】

1) 国土交通省道路局　道路統計年報 2002 年

2 章　PC 道路橋のプレストレス評価の現状と課題

2.1 概要

PC 道路橋の健全度に関係する技術的課題の抽出のために、プレストレスに関わる事項について設計・施工・品質管理・維持管理の現状について整理する。

我が国の道路橋の設計にあたっては、道路構造令に対する技術的解釈としての性格をもつ「橋、高架の道路等の技術基準」が道路局長・都市整備局長の通達としてだされており、道路ネットワークの整備水準の整合性の観点などから、国以外の道路管理者を含むほとんどの場合には、この通達に準拠して行われている。またこの基準が適切に解釈・運用されることを補助するとともに、実務設計の便を図るために、通達条文に解説を附した参考図書として「道路橋示方書・同解説　Ⅰ～Ⅴ」（以下「道路橋示方書」という）が(社)日本道路協会から基準の改訂にあわせて都度出版されており、実務設計にあたってはこれが広く一般に参照される。

なお、技術基準は、その性格から関連する法令を満足する要求性能の水準を規定するものであり、必ずしも計算応力の算出手法や施工方法などについての具体的な詳細は網羅的に示されてはいない。そのため基準の求める性能を満足するための設計を行うために、実務では必要に応じて各種学協会等がとりまとめている様々な設計技術資料なども参照される。ただし要求性能の水準そのものはあくまで技術基準で規定されるものであることから、本研究の対象についても、基本的には「道路橋示方書」に準拠して構築された PC 道路橋を対象とする。

2.2　PC 道路橋の設計

(1)　設計規準の変遷

国内の道路橋として初めての PC 構造物は、プレテンション PC 桁を使用した長生橋（支間 3.8m）が昭和 26 年（1951 年）に建設された。その後昭和 34 年（1959 年）に張出架設工法で建設された嵐山橋（最大支間 51m）、昭和 37 年（1962 年）には支間 100m を超える越野尾橋、さらに昭和 38 年（1963 年）には日本で最初の斜張橋となる島田橋（支間 39.7m）が建設されるなど、規模が拡大するとともに構造も複雑になってきている。そのため、設計技術の高度化が進む一方、設計通りに施工が行われない場合のリスクも増加してきた。

これらコンクリート構造物の代表的な変状としては、1980 年代初めに顕在化した塩害劣化による鋼材腐食、1980 年代後半から 90 年代にかけて顕在化した PC グラウトの充填不良による PC 鋼材の腐食や破断などがある。

一方、設計技術では土木学会が昭和 28 年（1953 年）にプレストレスコンクリート小委員会を設置し、昭和 30 年（1955 年）に PC 設計施工指針が制定された。図 2.2.1 に土木学会と日本道路協会における設計規準の変遷を示す。本研究で対象とする PC 道路橋の設計体系は、『道路橋示方書・同解説Ⅲ』を基本としている。

PC 道路橋を対象とした基準に関しては、昭和 43 年（1968 年）に「プレストレストコンクリート道路橋示方書」が発刊されたのちに、昭和 53 年（1978 年）に「鉄筋コンクリート道路橋設計示方書」と統合して、「道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編」が改訂された。昭和 53 年（1978 年）の改訂では、RC 構造と PC 構造の安全率を統一するため、従来の設計荷重作用時の応力度を照査する許容応力度法に、終局荷重作用時の構造物の安全度を照査する終局強度設計法を併用した照査方法が規定された。終局荷重作用時としては、従来、鋼橋の材料から定まる安全率と統一をとるため定めた PC 道路橋に規定されていた荷重係数を改訂して規定している。

平成 2 年（1990 年）の改訂では、床版の耐久性を確保するという観点から、昭和 59 年（1984 年）2 月の通達「道路橋鉄筋コンクリート床版の設計・施工指針」を取り込み、大型車両の交通条件や床版の補修作業の容易さなどを考慮した最小床版厚の規定が見直された。また、昭和 61 年（1986 年）6 月の通達「コンクリート中の塩化物量規制規準（土木構造物）」に基づき、フレッシュコンクリートおよびグラウト中の許容塩化物量が規定された。塩化物含有量の限度の標準値は、諸外国の規制値と比較して危険側にないこと、鋼材の発錆を促進させる可能性が小さいことを実験で確かめた値であること、達成可能な値であることを考慮して定められた。

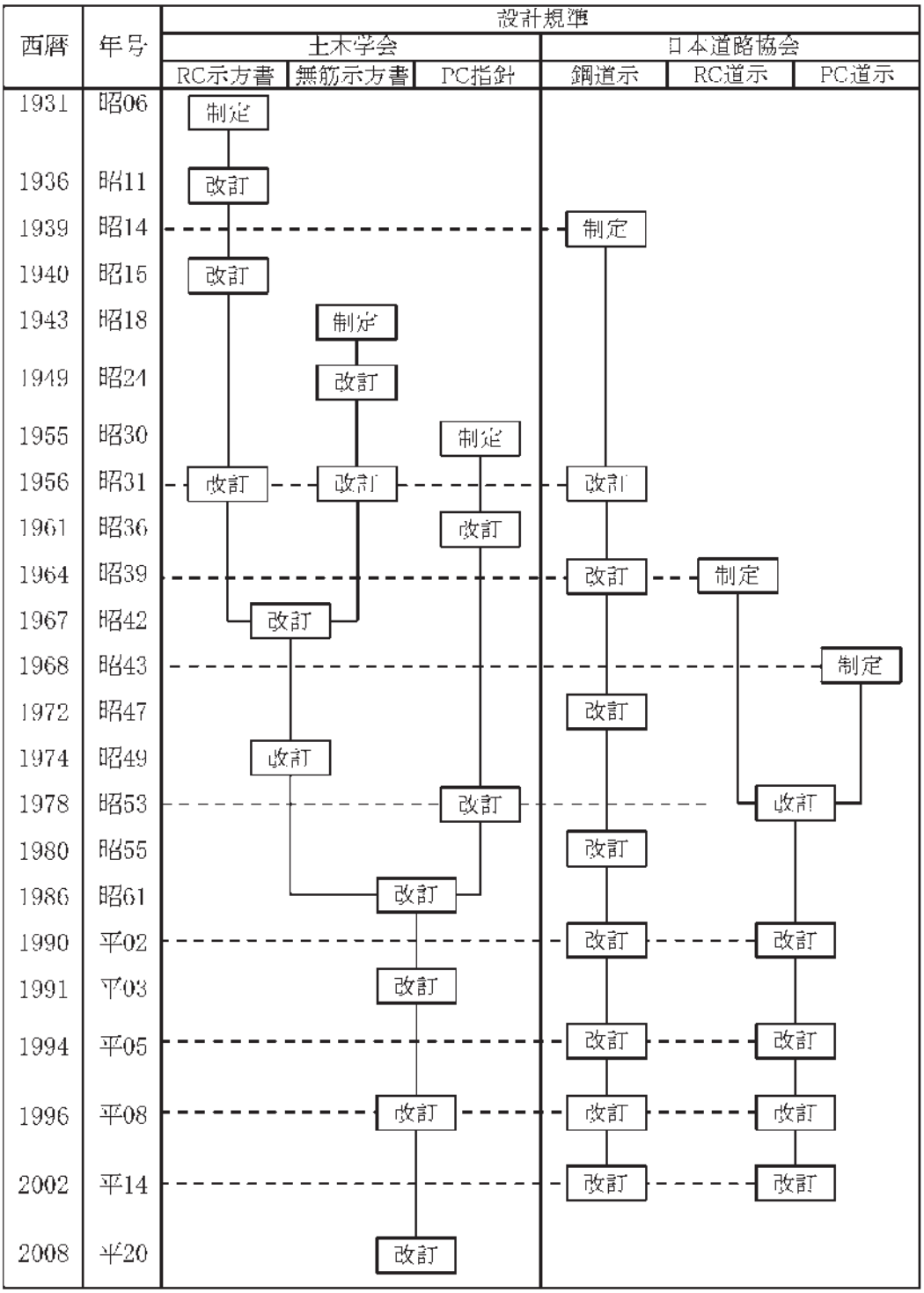
平成 6 年（1994 年）の改訂では、車両の大型化の対応や耐久性の向上等を図るため活荷重の規定の見直し、床版橋関連の規定の一部見直しが行われた。

平成 8 年（1996 年）の改訂では、兵庫県南部地震を踏まえ耐震設計関連の見直しが行われた。フレッシュコンクリート中の塩化物含有量については、土木学会や JIS 規格の動向を踏まえ、塩化物イオン量で 0.30kg/m^3 以下に規定が変更された。グラウトの材料については、

ブリーディング率を原則3%以下に規定するとともに、グラウト規定全般について見直しが行われた。

平成14年（2002年）の改訂では、性能規定型の書式に変更され、また耐久性の向上を図るために塩害地域におけるかぶりの規定を設ける等の見直しが行われた。グラウトの材料については、ノンブリーディング型グラウトを標準のグラウトとして規定するとともに、プレグラウトPC鋼材に関する規定が新たに設けられた。

以上のように、PC道路に関する設計規準は、疲労や塩害などによる損傷・劣化、グラウト不良によるPC鋼材の破断などを背景に改訂されている。



RC 示方書：鉄筋コンクリート標準示方書、無筋示方書：無筋コンクリート標準示方書、PC 指針：プレストレストコンクリート設計施工指針(案)、鋼道示：鋼道路橋示方書、RC 示方書：鉄筋コンクリート道路橋示方書、PC 道示：プレストレストコンクリート道路橋示方書

図 2. 2. 1　設計規準の変遷 [1)]

(2)　設計の現状

現在の道路橋の設計では、部材ごとに構成材料の特性を考慮して荷重等の影響に対して部材に求められる必要な機能が発揮されるか否かを照査している。また要求性能との関わりを発生応力や変形など定量的な評価基準で照査することが困難な事項については、経験的に確立してきたものも含む構造細目を遵守することで性能を満足するものとみなす場合も多い。

設計計算や構造細目の遵守によって要求性能を満足させる場合には、それらの計算理論や構造細目が前提としている材料品質、施工手順や施工管理方法などと整合した材料の使用、施工の実施が必須条件となる。したがってこれらが満足されない場合には計算手法や構造細目を形式的に遵守しても必要な性能が満足される保証がないことに注意が必要である。

本項では、我が国で現在一般的な PC 道路橋の設計・施工で用いられる手法とそこに用いられている照査式や評価項目についての現状を整理するとともに、通常の橋梁設計で実施される照査手順に従って、その根拠および部材の性能との関係について体系的にとりまとめた。

表 2.2.1～2.2.9 に、PC 道路橋の設計で実施項目とそれらの根拠、およびそれによって達成されることを意図した性能について示すとともに、それらが満足しない場合に生じることが考えられる影響についても合わせて記す。

表2.2.1　PC橋の設計および施工で担保している性能とその変状が及ぼす影響（設計条件その１）

1. 項目			2. 設計・施工で用いる制限値・性能規定等	3. 規格値，規定に対する根拠		4. 制限値，許容値に関係する性能		5. 機能・性能が満足されない場合に橋梁に現れる事象，事例 ・現状の課題		参考文献
大	中	小		値・規定の根拠	適用範囲等の補足	耐荷性能および構造的機能	耐久性能	耐荷性能および構造的機能	耐久性能	
設計条件（使用材料）	コンクリート		一般	－	－	・フレッシュコンクリートおよび硬化コンクリートとしての所要の特性や品質を有する必要がある。[1] ・フレッシュコンクリートに必要な特性：ワーカビリティー、ポンパビリティー、凝結特性、施工時強度など。[1] ・硬化コンクリートに必要な特性：強度、変形特性、耐久性（中性化速度係数、塩化物イオン拡散係数、相対動弾性係数、耐化学的浸食性、耐アルカリ骨材反応性、透水係数，耐火性、乾燥収縮特性など）[1]		－	－	[1]日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.77-78，平成14年3月
		強度	設計基準強度、許容応力度	－	・コンクリートは原則として、次の最低基準強度以上とする。[1] 無筋コンクリート部材：18N/mm^2 鉄筋コンクリート部材：21N/mm^2 プレテンション方式プレストレストコンクリート部材：36N/mm^2 ポストテンション方式プレストレストコンクリート部材：30N/mm^2 ・許容応力度は設計基準強度60N/mm^{2}まで（一部80N/mm^{2}まで）規定。それ以上の強度については、別途設定しなければならない。[2]	・使用時：許容応力度による部材の安全性の確保 ⇒曲げ圧縮応力度、軸圧縮応力度、曲げ引張応力度、軸引張応力度、斜引張応力度、付着応力度、支圧応力度、押抜きせん断応力度 ⇒全断面有効を確保 ・終局時：破壊安全度の確保 ・コンクリートの配合強度は、すべての供試体の試験値が設計基準強度の85%以上、3回の平均値は設計基準強度以上となるよう品質のばらつきを考慮して定める。[3]	・W/Cの関数として水密性、拡散係数など物質移動抵抗性と関連 ⇒耐塩害、耐中性化を確保 ・有害なひび割れの発生を抑制	［使用時のひび割れ発生］ ・曲げ引張強度不足による曲げひび割れの発生 ⇒全断面有効の仮定不成立 ・斜引張強度不足によるせん断（斜め）ひび割れの発生 ・支圧強度不足による定着部背面に割裂ひび割れ発生 ［終局時の耐力低下および脆性破壊］ ・付着強度不足による引張鋼材定着不良および曲げ引張破壊 ・付着強度不足によるスターラップ定着不良およびせん断破壊 ・圧縮強度不足による曲げ耐力低下および曲げ圧縮破壊 ・せん断強度不足によるせん断破壊 ・押抜きせん断強度不足による押抜きせん断破壊	［鋼材腐食の発生］ ・塩害、中性化に伴う鋼材腐食の発生 ・付着強度不足による有害なひび割れの発生	[1]日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.81-82，平成14年3月 [2]日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.118-125，平成14年3月 [3]日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.330-334，平成14年3月
		ヤング係数	設計基準強度に応じた設計値	・良質な骨材の不足によりコンクリートのヤング係数は従来の値より小さくなっているため、平成2年の道示改定により改められた。[1] ・全国の調査結果の平均値が用いられている。[2]	・十分に硬化したコンクリートの応力－ひずみ曲線は、道示に示す許容応力度以下の範囲内では実用上直線として取り扱うことができる。圧縮強度試験によって応力-ひずみ曲線を求め、圧縮強度の1/3の点と原点（50×10^{-6}の時の応力）とを結ぶ割線弾性係数で求める。[1] ・道示の値は、設計荷重作用時および終局荷重作用時の部材の設計に用いるもので、若材齢時に部材の応力度あるいは破壊に対する安全度の照査を行う場合には試験等により別途定める。[2]	・直後および有効プレストレス量 ・主桁の変形量	－	［作用応力度の差異］ ・直後および有効プレストレスが計算値と合致しない。 ［過大な変形・振動］ ・過大なたわみが生じ、計画道路線形と合致しない。 ・過大な支承の移動量が生じる。 ⇒支承機能不全および損傷、伸縮装置の遊間異常および機能不全。 ・過大な振動が生じ、供用性を確保できない。	－	[1]日本道路協会：コンクリート道路橋設計便覧　pp.40-41 平成6年2月 [2]日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.82-85，平成14年3月
		乾燥収縮度	材齢に応じた標準値 または計算式による値	プレストレスの減少量および不静定力を算出する場合のコンクリートの乾燥収縮度は、次に示すRusch,Jungwirthの提案式をもとに、右に示す［標準値の根拠］の条件の下に求められている。[1] また、それら標準値によりがたい場合は、試験により別途求めるか、Rusch,Jungwirthの提案式によって求める。 $\varepsilon_{CS}(t,t_0)=\varepsilon_{s0}\cdot\beta_s(t-t_0)$ t_0または$t=\Sigma\ (T+10)\cdot\Delta t'/30$ $\varepsilon_{CS}(t,t_0)$：コンクリートの有効材令t_0からtまでの乾燥収縮度 T：コンクリートの温度（℃） $\Delta t'$：コンクリートの温度がT℃である日数（日）	［適用条件］ ・コンクリートの温度：0～40℃程度[2] ・相対湿度：40～100%または水中[2] ・セメントの種類による影響は小さいため考慮しなくてよいが、コンクリートの配合が普通の構造用コンクリートであること（モルタルが著しく多いか、または、軟らかい配合、あるいは著しく貧配合のコンクリートには適用できない）。[2] ・コンクリートのスランプ：5～10cm程度[2] ［標準値の根拠］ ・相対湿度70%、コンクリート温度20℃、部材の仮想厚さを400mmとして算定式で求められている。[2] ・普通および早強ポルトランドセメント使用の場合[3] ［その他］ ・構造系に変化がなく、乾燥収縮の影響による不静定力を算出する場合は、15×10^{-5}とする。ただし、軸方向鋼材量が0.5%未満の場合は、20×10^{-5}とする。[3] ・とくに水セメント比が小さいと自己収縮が大きくなることがあるので、土木学会コンクリート標準示方書により乾燥収縮を算出してもよい。[3]	・有効プレストレス量 ・主桁の変形量 ・二次応力（不静定力）	－	［ひび割れの発生］ ・プレストレス不足による曲げ、せん断ひび割れの発生 ・想定以上の二次応力（不静定力）の発生によりひび割れ発生 ・部材の拘束（施工継目、壁高欄、箱桁のウエブ拘束）による貫通ひび割れの発生 ・配置鋼材（鋼材量が多い部位、変化点など）、内部拘束によるひび割れ発生 ・コンクリート表面に微細なヘアクラックが発生 ・偶角部（開口部）のひび割れ ［過大な変形・振動］ ・過大なたわみが生じ、計画道路線形と合致しない。 ・過大な支承の移動量が生じる。 ⇒支承機能不全および損傷、伸縮装置の遊間異常および機能不全	－	[1]土木学会：プレストレストコンクリート標準示方書　解説資料　6.コンクリートの乾燥収縮とクリープおよびPC鋼材のリラクセーション，pp.49-50,昭和54年7月 [2]日本道路協会：コンクリート道路橋設計便覧，平成6年2月，pp.45-46 [3]日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.30-38，平成14年3月
		クリープ係数	材齢に応じた標準値 または計算式による値	プレストレスの減少量を算出する場合のコンクリートのクリープ係数は、次に示すRusch,Jungwirthの提案式をもとに、右に示す［標準値の根拠］の条件の下に求められている。[1] また、それら標準値によりがたい場合は、試験により別途求めるか、Rusch,Jungwirthの提案式によって求める。 $\psi(t,\ t_0)=\psi_{d0}\cdot\beta_d(t-t_0)+\psi_{f0}\{\beta_f(t)-\beta$ ψ_{d0}：遅れ弾性ひずみに対する基本クリープ係数で、一般に0.4とする。 ψ_{f0}：フローひずみに対する基本クリープ係数で、環境条件に応じた値。 $\beta_d(t-t_0)$：載荷後の有効経過日数（$t-t_0$）に関する関数である。 $\beta_f(t)$：コンクリートの有効材令 t および部材の仮想厚さに関する関数（仮想厚さは乾燥収縮の場合と同一の値とする。） t_0および t：載荷時およびクリープ係数の値を算出する時点でのコンクリートの有効材令（日）であり、コンクリートの温度およびセメントの種類により補正した値を用いる。 t または $t_0=\alpha\cdot\Sigma\ [T+10]\ \Delta t'/30$ α：コンクリートの硬化速度に関する係数 早強セメントの場合2.0、普通セメントの場合1.0 $\Delta t'$：温度が T ℃である期間の日数	［適用条件］ ・コンクリートに作用する圧縮応力度：コンクリートの圧縮強度の40%以下[3] ⇒高応力度下での非線形性やクリープ破壊を考慮 ・コンクリートの平均温度：0～30℃、短期間の温度変化は-25℃、または+50℃の限度を超えない[2] ・平均湿度：40%～100%または水中[2] ・コンクリートの配合が普通の構造用コンクリートであること（モルタル分が著しく多い配合、あるいは著しく貧配合のコンクリートには適用できない）。[2] ・コンクリートのスランプ：5～10cm程度[2] ［標準値の根拠］ ・相対湿度70%、コンクリート温度20℃、部材の仮想厚さを400mmとして算定式で求められている。[2] ・普通および早強ポルトランドセメント使用の場合[3] ［その他］ ・コンクリートのクリープひずみは、回復クリープひずみ（遅れ弾性）と非回復ひずみ（フロー）との和であると考えられる。クリープによるプレストレスの損失を計算する場合、クリープひずみを2成分に分けても、これを一括しても、緊張材引張応力度の減少量の計算結果には殆ど差がないので、クリープひずみは2成分に分けなくても良いこととしている。[3] ・コンクリートの温度とセメントの種類による影響を考慮して有効材齢を計算する。[2]	・有効プレストレス量 ・主桁の変形量 ・二次応力（不静定力）	－	［作用応力度の差異］ ・有効プレストレスが計算値と合致しない。 ［ひび割れの発生］ ・プレストレス不足による曲げ、せん断ひび割れの発生 ・想定以上の二次応力（不静定力）の発生によりひび割れ発生 ［過大な変形・振動］ ・過大なたわみが生じ、計画道路線形と合致しない。 ・過大な支承の移動量が生じる。 ⇒支承機能不全および損傷、伸縮装置の遊間異常および機能不全	－	[1]土木学会：プレストレストコンクリート標準示方書　解説資料　6.コンクリートの乾燥収縮とクリープおよびPC鋼材のリラクセーション，pp.51-53,昭和54年7月 [2]日本道路協会：コンクリート道路橋設計便覧，pp.41-45，平成6年2月 [3]日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.30-38，平成14年3月

表2.2.2　PC橋の設計および施工で担保している性能とその変状が及ぼす影響（設計条件その２）

1. 項目			2. 設計・施工で用いる制限値・性能規定等	3. 規格値，規定に対する根拠		4. 制限値，許容値に関係する性能		5. 機能・性能が満足されない場合に橋梁に現れる事象，事例 ・現状の課題		参考文献
大	中	小		値・規定の根拠	適用範囲等の補足	耐荷性能および構造的機能	耐久性能	耐荷性能および構造的機能	耐久性能	
設計条件（使用材料）	鋼材		一般	－	－	・強度、伸び、じん性等の機械的性質、化学組成、有害成分の制限、厚さやそり等の形状寸法等の特性や品質が確かなものでなければならない。[1] ・鉄筋およびPC鋼材については、JIS G 3112鉄筋コンクリート用棒鋼、JIS G 3109PC鋼棒、JIS G 3536PC鋼線およびPC鋼より線の規格品は上記を満足するものとみなす。[1]	－	－	[1]日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.68-77，平成14年3月
		鉄筋 強度	使用材料の特性値 たとえばJIS規格値	－	・許容応力度は、直径32mm以下の鉄筋に対して規定し、それを超える径の鉄筋については、別途ひび割れ分散性および定着部または継手部の割裂破壊について考慮しなければならない。[1]	・使用時：許容応力度による部材の安全性の確保 ⇒引張応力度、圧縮応力度 ・終局時：破壊に対する安全性の確保	・使用時：ひび割れ幅を耐久性上有害とならない値（0.2mm程度以下）に制御、および 疲労耐久性を確保[1]	［終局時の耐力低下および脆性破壊］ ・終局時に、鋼材が引張強度不足で耐力が低下する。 ・曲げ引張破壊およびせん断破壊により脆性破壊する。	［有害なひび割れおよび疲労破壊］ ・使用時に、床版など応力変動の大きい部材で疲労破壊する。	[1]日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.126-128，平成14年3月
		鉄筋 ヤング係数	使用材料の特性値， 道路橋示方書の規定値	－	・鋼材のヤング係数は、原則的には試験によって求める必要があるが、鋼材のヤング係数の誤差が部材断面の応力度や部材の変形などの設計計算に及ぼす影響は小さいため、一般には道示の値（2.0×10^5N/mm^2）を用いてもよい。[1]	・設計に用いる応力度-ひずみ曲線 ⇒応力度の算定 ⇒断面耐力の算定	－	［作用応力度の差異］ ・応力度－ひずみ関係が設計と合致しないため、作用応力度が設計値と一致しない。 ［終局耐力の差異］ ・ひずみの適合条件が設計と合致しないため、終局耐力が設計値と一致しない	－	[1]日本道路協会：コンクリート道路橋設計便覧，p.48，平成6年2月
		PC鋼材 強度	使用材料の特性値 たとえばJIS規格値	－	・使用時の許容引張応力度は、部材の疲労に関する十分な検討を行わない場合には、PC鋼材の引張強さの60%または降伏点の75%として設定されている。[1]	・緊張作業時：許容応力度による破断に対する安全性の確保 ・使用時：許容応力度による部材の安全性の確保 ・終局時：破壊に対する安全性の確保	・使用時に，発生応力度を制限値内に抑え，疲労耐久性を確保する。	［緊張時の破断］ ・緊張作業時に、PC鋼材が破断する。 ［終局時の耐力低下および脆性破壊］ ・終局時に、鋼材が引張強度不足で耐力が低下する。 ・曲げ引張破壊およびせん断破壊により脆性破壊する。	［疲労破壊］ ・使用時に、床版など応力変動の大きい部材で疲労破壊する。	[1]日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.128-129，平成14年3月
		PC鋼材 ヤング係数	使用材料の特性値， 道路橋示方書の規定値	－	・JIS G 3101による圧延鋼材は、大体2100000kg/cm^{2}のヤング係数を持っているが、高強度鋼では2000000kg/cm^{2}前後のヤング係数を持っている。応力－ひずみ曲線の形は、高強度鋼線の種類によって異なるが、設計者が実際に用いるPC鋼線のヤング係数を知って設計することは少ないので、条文に大体の平均値として与えた。[1] ・鋼材のヤング係数は、原則的には試験によって求める必要があるが、鋼材のヤング係数の誤差が部材断面の応力度や部材の変形などの設計計算に及ぼす影響は小さいため、一般には道示の値（2.0×10^5N/mm^2）を用いてもよい。[2] ・JISにない、多くの本数のPC鋼線を束ねたり、あるいはより線にして用いる場合のケーブルのヤング係数は2.0×10^5N/mm^{2}以下となることもあるので、試験により別途定める。[3]	・緊張作業時：鋼材の伸び管理 ・使用時：設計に用いる応力度-ひずみ曲線 ・終局時：断面耐力の算定	－	［作用応力度の差異］ ・応力度－ひずみ関係が設計と合致しないため、作用応力度が設計値と一致しない。 ［終局耐力の差異］ ・ひずみの適合条件が設計と合致しないため、終局耐力が設計値と一致しない。	－	[1]土木学会：昭和30年土木学会制定　プレストレストコンクリート　設計施工指針，p26,昭和30年4月 [2]日本道路協会：コンクリート道路橋設計便覧，pp.48-50，平成6年2月 [3]日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.82-85，平成14年3月
		PC鋼材 リラクセーション	使用材料の特性値， 道路橋示方書の規定値	・プレストレスの減少を算出する場合は、コンクリートの乾燥収縮、クリープ等による影響を考慮し、見かけのリラクセーション率を用いる。 ・諸外国の指針（CEB-FIP: Recommandations internationales pour le calcul et l'execution des ouvrages en beton,1970およびPCI: Design Handbook Precast and Prestressed Concrete,1971）を用い、通常のPC部材について見かけのリラクセーション率を計算すると、PC鋼線およびPC鋼より線に対しては約5%前後、またPC鋼棒に対しては約3%前後の値が得られる。[1]	・死荷重作用時のPC鋼材位置でのコンクリートに作用している圧縮応力度が5N/mm^{2}を下回るような場合は、道示の表の値を用いることはできない。ただし、プレストレッシング直後のPC鋼材に作用している引張応力度が引張強度（規格値）の65%以下の場合には、上記のコンクリート応力度が3N/mm^{2}程度であっても道示の表の値を用いてよい。[2] ・PC鋼材に低い値の緊張力を与える場合等特別にリラクセーション率を定める場合には、引張応力度に応じた純リラクセーション率を試験により定めるものとする。この場合、純リラクセーション率は常温での1,000時間試験値の3倍とする（土木学会規準「PC鋼材の長時間リラクセーション試験方法」参照）。[2]	・プレストレスの減少量	－	［作用応力度の差異］ ・有効プレストレスが設計と合致しないため、作用応力度が設計値と一致しない。	－	[1]日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説　pp.115-119，昭和36年7月 [2]日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.82-85，平成14年3月

表2.2.3　PC橋の設計および施工で担保している性能とその変状が及ぼす影響（構造設計その１）

<table>
<tr><th colspan="4">1. 項目</th><th rowspan="2">2. 設計・施工で用いる
制限値・性能規定等</th><th colspan="2">3. 規格値, 規定に対する根拠</th><th colspan="2">4. 制限値, 許容値に関係する性能</th><th colspan="2">5. 機能・性能が満足されない場合に橋梁に現れる事象, 事例 ・現状の課題</th><th rowspan="2">参考文献</th></tr>
<tr><th>大</th><th>中</th><th colspan="2">小</th><th>値・規定の根拠</th><th>適用範囲等の補足</th><th>耐荷性能および構造的機能</th><th>耐久性能</th><th>耐荷性能および構造的機能</th><th>耐久性能</th></tr>
<tr><td rowspan="12">構造設計</td><td rowspan="9">床版</td><td colspan="3">一　般</td><td colspan="2">床版には、橋上を通行する交通を直接支持し、それらの荷重を主桁に伝達させる機能が要求される。床版には鉄筋コンクリート（RC）床版およびプレストレストコンクリート（PC）床版がある。床版の支持形式は、①単純版、②連続版、③片持版に分類され、設計では一般的に曲げモーメントに関する照査のみを行うが、条件※1）によってはせん断力、または、押抜きせん断に関する照査を行う必要がある。
※1）道路橋示方書7.3に規定する床版の最小全厚を満たしていれば、せん断および押抜きせん断の検討を行う必要は無い。しかし、施工時に大きな荷重を受ける場合等では、十分な検討をすることが望ましい。</td><td colspan="4">—</td><td>—</td></tr>
<tr><td rowspan="2">床版の厚さ（最小全厚）</td><td rowspan="2">最小全厚</td><td>[RC構造]
・車道部分は、160mm又は床版の構造形式および支間により求められる値のうち大きい値
<table><tr><th rowspan="2" colspan="2">床版の区分</th><th colspan="2">床版の支間の方向</th></tr><tr><th>車両進行方向に直角</th><th>車両進行方向に平行</th></tr><tr><td colspan="2">単純版</td><td>40L+110</td><td>65L+130</td></tr><tr><td colspan="2">連続版</td><td>30L+110</td><td>50L+130</td></tr><tr><td rowspan="2">片持版</td><td>L≦0.25</td><td>280L+160</td><td rowspan="2">240L+130</td></tr><tr><td>L＞0.25</td><td>80L+210</td></tr></table>表中の最小床版厚は、一般的な条件下のものであり、大型車両の通行が多い場合や床版と桁の剛性差により大きな曲げモーメントが負荷される橋等では、下式により床版厚を増加させて設計することが望ましい。
$d=k_1 \cdot k_2 \cdot d_0$
d_0：車道部分の床版の最小全厚(mm)
k_1：大型の自動車の交通量による係数
k_2：床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメントの係数
・歩道部分140mm</td><td>—</td><td>・昭和31年に発行された[鋼道路橋設計示方書]にて、薄い床版は施工性が悪いこと及び施工上の欠点の影響が大きいことから、最小有効厚さを11cmと規定された。
・昭和48年に発行された[道路橋示方書Ⅱ鋼橋編]にて、鉄筋コンクリート床版の実態調査の結果などから、たとえひび割れが生じ相当の頻度で繰返し載荷の影響をうけたとしても安全と判断できる床版厚として、下式が与えられている。
$d_0 = 3L+11 \geqq 16cm$
L：T荷重に対する床版の支間(m)
・歩道部は施工性を考慮して標準値が規定された。</td><td>・押抜きせん断破壊の防止
・せん断耐力の確保
・施工性の確保</td><td rowspan="2">・有害なひび割れ、変形の防止
・活荷重に対する疲労耐久性の確保
・大型車両の繰返し通行に対する耐久性の確保</td><td>・集中荷重による押抜きせん断破壊（円錐又は角錐状の破壊）の発生
・活荷重によるせん断破壊</td><td rowspan="2">・繰返し荷重よる疲労損傷の発生（下記フローの通り）
①格子状ひび割れの発生
②ひび割れの高密度化、貫通ひび割れの増加
③せん断強度の低下
④床版コンクリートの抜け落ち</td><td rowspan="2">—</td></tr>
<tr><td>[PC構造]
・車道部分は、160mm又はプレストレスの導入方向および床版の支間の方向により求められる値のうち大きい値
<table><tr><th rowspan="2">プレストレスを導入する方向</th><th colspan="2">床版の支間の方向</th></tr><tr><th>車両進行方向に直角</th><th>車両進行方向に平行</th></tr><tr><td>床版の支間の方向に平行</td><td>RC版の90%</td><td>RC版の65%</td></tr><tr><td>床版の支間の方向に直角</td><td>RC版と同値</td><td>RC版と同値</td></tr></table>・歩道部分140mm</td><td>—</td><td>・昭和43年に発行された[プレストレストコンクリート道路橋示方書]にて、鋼道路橋設計示方書の主旨に基づき最小床版厚14cmと規定された。
・歩道部は施工性を考慮して標準値が規定された。</td><td>・押抜きせん断破壊の防止
・せん断耐力の確保
・大型車両通行時の床版の変形量
・たわみ及び振動による二次応力発生の制御
・乾燥収縮・クリープのばらつきに対する感度の制御
・施工性の確保
・PC鋼材及び定着具の配置スペース</td><td>・集中荷重による押抜きせん断破壊（円錐又は角錐状の破壊）の発生
・大型車両通行時のたわみ、振動の増加
・活荷重によるせん断破壊</td></tr>
<tr><td colspan="2">プレストレス</td><td>フルプレストレス
（引張応力の発生を許容しない）</td><td>—</td><td>—</td><td>・ひび割れ発生の抑制
・プレキャスト部材と場所打ち部材の一体化（プレキャスト桁）</td><td>・有害な（幅の大きな）ひび割れに対する安全性の確保</td><td>・繰返し荷重による曲げひび割れ発生
・プレキャスト部材と場所打ち部の一体性が確保されず、コンクリートの抜け落ちが発生（プレキャスト桁の場合）</td><td>・繰返し荷重によるひび割れ発生
・ひび割れ発生に伴う鋼材腐食（錆汁の発生）</td><td>—</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="4">鉄筋</td><td>許容応力度
・床版及び支間長10m以下の床版橋の鉄筋の許容応力度は全ての鉄筋（SR235、SD295A・B、SD345）で140N/mm^{2}とする。
・RC床版では、120N/mm^{2}程度以下とするのが望ましい。</td><td>—</td><td>・床版及び支間長10m以下の床版橋の場合は、活荷重による応力変動幅が大きく、繰返し荷重も多いことから、一般の部材の規定より低減している。
・PC建協技術資料によると、床版鉄筋応力度を120N/mm^{2}程度に制限すれば、[コンクリート標準示方書]に示される鋼材腐食の進行を制御できるひびわれ幅以内とすることができる[1]。</td><td rowspan="4">・施工性の確保
・コンクリートと鉄筋の付着強度確保
・ひび割れ発生の抑制
・集中（輪）荷重に対する安全性の確保</td><td rowspan="4">・有害なひび割れに対する安全性の確保</td><td rowspan="4">[ひび割れの発生]
・集中荷重によるひび割れの発生（鉄筋間隔が大きい場合）
・鉄筋の付着不足により曲げ耐力、せん断耐力が低下し、ひび割れ発生
[その他損傷]
・施工性が確保できず、ジャンカ等の初期欠陥が発生（鉄筋間隔が小さい場合）
・集中荷重による押抜きせん断破壊等の損傷の発生（鉄筋間隔が大きい場合）</td><td rowspan="4">・耐久性上有害となる幅の大きな（0.2mmを超えるような）ひび割れの発生</td><td rowspan="4">[1]PC建協：広幅員箱げた橋技術資料，平成19年4月</td></tr>
<tr><td>鉄筋の種類：異形棒鋼</td><td rowspan="3">—</td><td rowspan="3">—</td></tr>
<tr><td>配置間隔：100mm～300mm</td></tr>
<tr><td>鉄筋径:D13,16,19及び22mmを標準</td></tr>
<tr><td colspan="2">鋼材</td><td>・配置する引張鋼材量≦終局つり合い鋼材量の75%</td><td>—</td><td>—</td><td>・引張鋼材を先に降伏させることで、コンクリートの圧壊を避け、靭性を確保する。</td><td>—</td><td>[引張鋼材を多く配置した場合]
・コンクリートの圧壊による脆性的な破壊
[引張鋼材量が少ない場合]
・鋼材の降伏・破断による脆性的な破壊</td><td>—</td><td>—</td></tr>
<tr><td rowspan="3">主桁</td><td colspan="3">一　般</td><td colspan="2">橋台または橋脚間で、上部構造全体の荷重を支持して下部構造に伝える役割を有し、主桁の形式にはT桁、箱桁、合成桁等が挙げられる。主桁に作用する断面力は、一般に曲げモーメント、軸方向力、せん断力およびねじりモーメントが考えられ、それぞれ設計荷重作用時および終局荷重作用時の照査を行う。設計荷重時の照査では、主桁に作用する断面力が許容応力度以下となるように設計を行う。せん断力が作用する部材の終局荷重作用時の照査においては、せん断破壊は一般に脆性的であるので、曲げ破壊よりも先行しないように配慮することが重要である。</td><td colspan="4">—</td><td>—</td></tr>
<tr><td rowspan="2">設計荷重作用時曲げ</td><td rowspan="2">コンクリート</td><td>許容圧縮応力度
[RC構造]
単位(N/mm^2)<table><tr><th rowspan="2">応力度の種類</th><th colspan="4">設計基準強度</th></tr><tr><th>21</th><th>24</th><th>27</th><th>30</th></tr><tr><td>1)曲げ圧縮応力度</td><td>7.0</td><td>8.0</td><td>9.0</td><td>10.0</td></tr><tr><td>2)軸圧縮応力度</td><td>5.5</td><td>6.5</td><td>7.5</td><td>8.5</td></tr></table>[PC構造]
単位(N/mm^2)<table><tr><th rowspan="2" colspan="3">応力度の種類</th><th colspan="4">設計基準強度</th></tr><tr><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th></tr><tr><td rowspan="3">プレストレッシング直後</td><td rowspan="2">曲げ圧縮</td><td>長方形断面</td><td>15.0</td><td>19.0</td><td>21.0</td><td>23.0</td></tr><tr><td>T形、箱形断面</td><td>14.0</td><td>18.0</td><td>20.0</td><td>22.0</td></tr><tr><td colspan="2">軸圧縮</td><td>11.0</td><td>14.5</td><td>16.0</td><td>17.0</td></tr><tr><td rowspan="3">その他</td><td rowspan="2">曲げ圧縮</td><td>長方形断面</td><td>12.0</td><td>15.0</td><td>17.0</td><td>19.0</td></tr><tr><td>T形、箱形断面</td><td>11.0</td><td>14.0</td><td>16.0</td><td>18.0</td></tr><tr><td colspan="2">軸圧縮</td><td>8.5</td><td>11.0</td><td>13.5</td><td>15.0</td></tr></table></td><td>・コンクリートの許容圧縮応力度は曲げ圧縮、軸圧縮共に安全率を3として定めており、DIN4227による[1]。</td><td>・圧縮応力を受け持つ部材の幅が、ウェブ幅よりも大きい場合、幅方向の圧縮応力の分布が長方形断面に比べて不均一となるため、値に差異が設けられている[2]。
・軸圧縮応力度が曲げ圧縮応力度よりも小さいのは、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多少低下することを考慮したためである[3]。</td><td>・材料の線形性の確保
・コンクリートの圧壊に対する安全性の確保</td><td>—</td><td>・材料の線形性が確保できず、設計荷重作用時の変位が大きくなる。
・作用圧縮応力が大きくなると、クリープ破壊等が起きる可能性が生じる。
・プレストレスによる圧縮応力が大きいと、短縮量（弾性変形、クリープ・乾燥収縮による変形）が大きくなり、プレストレスの減少による曲げひび割れが発生する。</td><td>—</td><td>[1]土木学会：プレストレストコンクリート設計施工指針，pp.50，昭和30年6月
[2]土木学会：プレストレストコンクリート設計施工指針，pp.80-82，昭和36年8月
[3]橋梁と基礎79-4，pp.58-61，昭和54年4月</td></tr>
<tr><td>許容引張応力度
単位(N/mm^2)<table><tr><th rowspan="2" colspan="3">応力度の種類</th><th colspan="4">コンクリートの設計基準強度</th></tr><tr><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th></tr><tr><td rowspan="5">曲げ引張応力度</td><td colspan="2">1)プレストレッシング直後</td><td>1.2</td><td>1.5</td><td>1.8</td><td>2.0</td></tr><tr><td colspan="2">2)活荷重及び衝撃以外の主荷</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr><tr><td rowspan="3">主荷重及び主荷重に相当する特殊荷重</td><td>3)床版</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr><tr><td>4)プレキャストセグメント橋のセグメント継目</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr><tr><td>5)その他の場合</td><td>1.2</td><td>1.5</td><td>1.8</td><td>2.0</td></tr><tr><td colspan="3">6)軸引張応力度</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr></table></td><td>・引張応力の発生を許容するときの値は、曲げ引張強度の75%であり、DIN4227による[1]。</td><td>・コンクリートのひびわれに対する安全度を高めるため、許容引張応力度を小さめに定めている。
・部材断面に引張応力の発生を許容し、引張鉄筋を配置することで靭性を高めている。</td><td>・ひび割れに対する安全性の確保
・セグメント継目部の開き防止
・全断面有効の仮定の成立</td><td>・有害なひび割れに対する安全性の確保</td><td>・設計荷重作用時に、曲げひび割れが発生する。
（曲げひび割れは、支間中央部や中間支点上等の引張応力が作用する箇所に、軸直角方向に発生）</td><td>・微細なひび割れが発生する（腐食環境下では、耐久性上有害となる）。</td><td>[1]土木学会：プレストレストコンクリート設計施工指針，pp.51-52，昭和30年6月</td></tr>
</table>

表2.2.4　PC橋の設計および施工で担保している性能とその変状が及ぼす影響（構造設計その２）

<table>
<tr><th colspan="4">1. 項目</th><th rowspan="2">2. 設計・施工で用いる
制限値・性能規定等</th><th colspan="2">3. 規格値, 規定に対する根拠</th><th colspan="2">4. 制限値, 許容値に関係する性能</th><th colspan="2">5. 機能・性能が満足されない場合に橋梁に現れる事象, 事例 ・現状の課題</th><th rowspan="2">参考文献</th></tr>
<tr><th>大</th><th>中</th><th colspan="2">小</th><th>値・規定の根拠</th><th>適用範囲等の補足</th><th>耐荷性能および構造的機能</th><th>耐久性能</th><th>耐荷性能および構造的機能</th><th>耐久性能</th></tr>
<tr><td rowspan="12">構造設計</td><td rowspan="10">主桁</td><td rowspan="2">設計荷重作用時曲げ</td><td>鉄筋</td><td>直径32mm以下の鉄筋に対して許容応力度を定めている。
単位(N/mm²)
<table>
<tr><th colspan="3" rowspan="2">応力度, 部材の種類</th><th colspan="3">鉄筋の種類</th></tr>
<tr><th>SR235</th><th>SD295A
SD295B</th><th>SD345</th></tr>
<tr><td rowspan="5">引張応力度</td><td colspan="2">1) 活荷重及び衝撃以外の主荷重</td><td>80</td><td>100</td><td>100</td></tr>
<tr><td rowspan="2">2) 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の許容応力度の基本値</td><td>一般の部材</td><td>140</td><td>180</td><td>180</td></tr>
<tr><td>床版及び支間長10m以下の床版橋</td><td>140</td><td>140</td><td>140</td></tr>
<tr><td colspan="2">3) 荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容応力度の基本値</td><td>140</td><td>180</td><td>200</td></tr>
<tr><td colspan="2">4) 鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の許容応力度の基本値</td><td>140</td><td>180</td><td>200</td></tr>
<tr><td colspan="3">5) 圧縮応力度</td><td>140</td><td>180</td><td>200</td></tr>
</table></td><td>—</td><td>—</td><td>・降伏に対する安全性の確保
・有害なひび割れの防止
・ひび割れの分散性の確保
・鉄筋定着部、継手部でのひび割れ、割裂の防止
・レベル1地震動に対する安全性の確保
・全断面有効の仮定の成立</td><td>・有害な(0.2mmを超える)ひび割れに対する安全性の確保</td><td>・全断面有効でなくなる為、繰返し荷重作用時にたわみ・変形が増大する。
・終局時に引張鋼材の降伏・破断による破壊が生じる。</td><td>・有害なひび割れの発生
・繰返し荷重によるひび割れ幅の拡大
・ひび割れ発生に伴う鋼材腐食(錆汁の発生)
・ひび割れに伴うコンクリートの剥離・剥落</td><td>—</td></tr>
<tr><td>PC鋼材</td><td>許容応力度
1)プレストレッシング中
$0.80\sigma_{pu}$, $0.90\sigma_{py}$の小さい方
2)プレストレッシング直後
$0.70\sigma_{pu}$, $0.85\sigma_{py}$の小さい方
3)設計荷重作用時
$0.60\sigma_{pu}$, $0.75\sigma_{py}$の小さい方</td><td>PC鋼材の許容引張応力度の取り方については、多くの意見があり、各国の許容値の間にも差があるため、その中間の値を示した。わが国では、種々のPC工法及び鋼材を用いている為、それを一率に定めるには、これが適切であると考えられる[1]。</td><td>—</td><td>・緊張作業時の安全性の確保
(PC鋼材の降伏・破断の防止)
・設計荷重作用時のPC鋼材の降伏を防止
・破壊抵抗曲げモーメントの確保</td><td>—</td><td>[設計荷重作用時]
・PC鋼材が降伏・破断する可能性が生じる。
・初期引張応力度が大きいと、リラクセーションが増大するため、プレストレスが低下し、曲げひび割れが発生する。
[終局荷重作用時]
・PC鋼材の降伏・破断による曲げ破壊が生じる。</td><td>—</td><td>[1]土木学会:プレストレストコンクリート設計施工指針, pp.86-87, 昭和36年8月</td></tr>
<tr><td rowspan="2">設計荷重作用時せん断</td><td>コンクリート</td><td>許容斜引張応力度
単位(N/mm²)
<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="2">応力度の種類</th><th colspan="4">コンクリートの設計基準強度</th></tr>
<tr><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th></tr>
<tr><td rowspan="2">活荷重及び衝突以外の主荷重</td><td>1) せん断力のみ又はねじりモーメントのみを考慮する場合</td><td>0.8</td><td>1.0</td><td>1.2</td><td>1.3</td></tr>
<tr><td>2) せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合</td><td>1.1</td><td>1.3</td><td>1.5</td><td>1.6</td></tr>
<tr><td rowspan="2">衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せ</td><td>3) せん断力又はねじりモーメントのみを考慮する場合</td><td>1.7</td><td>2.0</td><td>2.3</td><td>2.5</td></tr>
<tr><td>4) せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合</td><td>2.2</td><td>2.5</td><td>2.8</td><td>3.0</td></tr>
</table></td><td>許容斜引張応力度は、[プレストレスコンクリート設計施工指針、土木学会]を参考に、道路橋としての安全性を考慮して定めた[1]。</td><td>・設計荷重作用時に部材に斜せん断ひびわれを発生させないように規定。</td><td>・斜めひび割れに対する安全性の確保
・全断面有効の確保</td><td>・有害なひび割れに対する安全性の確保</td><td>・設計荷重作用時に、コンクリートに有害な斜めひび割れが発生する。</td><td>・設計荷重作用時にコンクリートに斜めひび割れが発生し、耐久性が低下する。</td><td>[1]土木学会:プレストレストコンクリート道路橋示方書, pp.29, 昭和43年3月</td></tr>
<tr><td>PC鋼材</td><td>・斜めPC鋼材によるせん断応力度の分力を考慮</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td></tr>
<tr><td rowspan="2">終局時曲げ</td><td>部材</td><td>・破壊抵抗曲げモーメント≧設計断面力
設計断面力の組合せは次のとおりとする。
(a) 1.3×(死荷重)+2.5×(活荷重+衝撃)
(b) 1.0×(死荷重)+2.5×(活荷重+衝撃)
(c) 1.7×(死荷重+活荷重+衝撃)</td><td>・終局荷重作用時の荷重に乗ずる係数は、既設橋梁に対するキャリブレーション、外国の規定との対比などを行い、過去の経験から決定論的に値が決められている[1]。</td><td>—</td><td>・破壊抵抗曲げモーメント≧終局時の作用曲げモーメントとし、終局荷重作用時に曲げ破壊が生じないようにする。</td><td>—</td><td>・終局荷重作用時に曲げ破壊が生じる。</td><td>—</td><td>[1]橋梁と基礎79-4, pp.37-38, 昭和54年4月</td></tr>
<tr><td>鋼材</td><td>・配置する引張鋼材量≦
終局つり合い鋼材量の75%</td><td>—</td><td>—</td><td>・引張鋼材を先に降伏させることで、コンクリートの圧壊を避け、靭性を確保する。</td><td>—</td><td>・引張鋼材の降伏前にコンクリートが圧壊し、脆性的な破壊形態を示す。
・引張鋼材量が少ないと、鋼材が破断し脆性的な破壊形態を示す。</td><td>—</td><td>—</td></tr>
<tr><td rowspan="4">終局時せん断</td><td>部材</td><td>・斜引張破壊に対する断面耐力S_{us}※1)≧設計断面力※2)</td><td rowspan="2">・コンクリートが負担できる平均せん断応力度及びコンクリートの平均せん断応力度の最大値は、ヨーロッパ委員会(CEB)の条文を元に決定されている[1]。
<table>
<tr><th colspan="3">コンクリートの設計基準強度σ_{ck} (N/mm²)</th><th>21</th><th>30</th><th>40</th><th>50</th></tr>
<tr><td rowspan="3">設計荷重時</td><td rowspan="2">CEB(1976)
γ_c=1.5
(N/mm²)</td><td>せん断補強筋が配置されている場合</td><td>0.61</td><td>0.78</td><td>0.94</td><td>1.10</td></tr>
<tr><td>上記の値の1/1.7</td><td>0.36</td><td>0.46</td><td>0.55</td><td>0.65</td></tr>
<tr><td colspan="2">平均せん断応力度(N/mm²)</td><td>0.36</td><td>0.45</td><td>0.55</td><td>0.65</td></tr>
<tr><td rowspan="3">終局荷重時</td><td rowspan="2">CEB(1976)
γ_c=1.5
(N/mm²)</td><td>$0.3\sigma_{ck}/1.5$</td><td>4.2</td><td>6.0</td><td>8.0</td><td>10.0</td></tr>
<tr><td>上記の値の1/1.5</td><td>2.8</td><td>4.0</td><td>5.3</td><td>6.6</td></tr>
<tr><td colspan="2">平均せん断応力度の最大値(N/mm²)</td><td>2.8</td><td>4.0</td><td>5.3</td><td>6.0</td></tr>
</table></td><td>※1)$S_{us}=S_c+S_s+S_p$, $S_c=k\cdot\tau_c\cdot b_w\cdot d$
ここに、τ_c:コンクリートの負担できる平均せん断応力度
※2)設計断面力は終局時曲げ参照</td><td>・設計せん断力作用時に、せん断破壊を防止し、脆性的な破壊を防ぐ。</td><td>—</td><td>・設計せん断力作用時に、せん断破壊が生じる。</td><td>—</td><td rowspan="2">[1]橋梁と基礎79-4, pp.58-61, 昭和54年4月</td></tr>
<tr><td>コンクリート</td><td>・ウェブコンクリートの圧壊に対する断面耐力S_{uc}※3)
≧設計断面力※4)</td><td>※3)$S_{uc}=\tau_{max}\cdot b_w\cdot d+S_p$
τ_{max}:コンクリートの平均せん断応力度の最大値
b_w:部材断面のウェブ厚(mm), d:部材断面の有効高(mm)
S_p:PC鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力(N)
※4)終局時曲げ参照</td><td>・ウェブコンクリートの圧壊による脆性的な破壊を防止する。</td><td>—</td><td>・ウェブコンクリートの圧壊による脆性的な破壊が生じる。</td><td>—</td></tr>
<tr><td>鉄筋</td><td>・最小鉄筋量
異形棒鋼　$A_w\geqq 0.002b_w\cdot a\cdot\sin\theta$
丸鋼　$A_w\geqq 0.003b_w\cdot a\cdot\sin\theta$</td><td>—</td><td>・丸鋼は異形棒鋼に比べ付着強度が小さいため、ひび割れ幅が大きくなる。このため、丸鋼の最小鉄筋量は異形棒鋼よりも多くすることとした。</td><td>・曲げ破壊を先行させ、脆性的な破壊を防止する。
・せん断ひび割れ発生時に、脆性的な破壊を防ぐ。</td><td>・乾燥収縮や温度変化により発生するひび割れの幅を抑制する。</td><td>・曲げ破壊よりもせん断破壊が先行し、脆性的な破壊が生じる。
・せん断ひび割れ発生時に、脆性的なせん断破壊が生じる。</td><td>・乾燥収縮等により耐久性上有害となるひび割れが発生する。</td><td>—</td></tr>
<tr><td>PC鋼材</td><td>・斜めPC鋼材によるせん断応力度の分力を考慮</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td></tr>
<tr><td rowspan="2">その他</td><td colspan="2">鉄筋とコンクリートの付着</td><td>許容付着応力度
単位(N/mm²)
<table>
<tr><th rowspan="2">鉄筋の種類</th><th colspan="7">コンクリートの設計基準強度</th></tr>
<tr><th>21</th><th>24</th><th>27</th><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th></tr>
<tr><td>1) 丸鋼</td><td>0.70</td><td>0.80</td><td>0.85</td><td>0.90</td><td>1.00</td><td>1.00</td><td>1.00</td></tr>
<tr><td>2) 異形棒鋼</td><td>1.40</td><td>1.60</td><td>1.70</td><td>1.80</td><td>2.00</td><td>2.00</td><td>2.00</td></tr>
</table></td><td>—</td><td>—</td><td>・コンクリートと鉄筋の一体性の確保</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td></tr>
<tr><td colspan="2">押抜きせん断</td><td>許容押抜きせん断応力度
単位(N/mm²)
<table>
<tr><th rowspan="2">項　目</th><th colspan="7">コンクリートの設計基準強度</th></tr>
<tr><th>21</th><th>24</th><th>27</th><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th></tr>
<tr><td>押抜きせん断応力度</td><td>0.85</td><td>0.90</td><td>0.95</td><td>1.00</td><td>1.20</td><td>1.40</td><td>1.50</td></tr>
</table></td><td>—</td><td>—</td><td>・集中荷重による押抜きせん断破壊の防止</td><td>—</td><td>・集中荷重による押抜きせん断破壊(円錐又は角錐状の破壊)の発生</td><td>—</td><td>—</td></tr>
</table>

表2.2.5　PC橋の設計および施工で担保している性能とその変状が及ぼす影響（構造設計その３）

1. 項目			2. 設計・施工で用いる制限値・性能規定等	3. 規格値, 規定に対する根拠		4. 制限値, 許容値に関係する性能		5. 機能・性能が満足されない場合に橋梁に現れる事象, 事例 ・ 現状の課題		参考文献
大	中	小		値・規定の根拠	適用範囲等の補足	耐荷性能および構造的機能	耐久性能	耐荷性能および構造的機能	耐久性能	
構造設計	一般			・以下に、横げた構造、支承、落橋防止、伸縮装置構造について、橋梁構造に対する役割を記載する。 参照：道路橋示方書 ・1964年（鉄筋コンクリート道路橋設計示方書　昭和39年6月）　・1968年（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）		－	－	－	－	－
構造設計	横桁構造	中間横桁	【一般，構造細目】 主げた、横げた及び床版は、これらが相互の一体性および耐久性が確保される構造とする。 【配置・方向】 ・1支間について1箇所以上かつ15m以下（T桁の場合）[3] ・45°以下：主桁方向に直角	・Tげたの配置間隔は、「1径間につき1箇所以上かつ15m以下の間隔で中間横げたを設けるものを原則とした」と記載されている[1]。（主げたのたわみやねじりによって、床版や支承，あるいは舗装、その他の構造に悪影響を与える場合があるので、横げたを配置することとした。） ・配置方向：45°以上であれば、主げたのたわみ点の等しい点を連結することで、横げたに作用する力が小さくなり、補強が少なくてすむし、外観もよい[1]。	・主桁の設計曲げモーメントは、多くの計算例から類推して、十分安全側にあると考えられる簡易計算式によって算出されていたため、橋梁がある程度横方向の剛性を持っている必要があった。[2] ・十分な構造解析に基づき中間横げたの機能を床版で代用できると考えられる場合には、プレストレストコンクリート床版を有する斜角70°以上のTげた橋において、中間横げたを30m以下の間隔で設けることとしてよい。	・荷重分配機能 ・断面保持機能（横方向剛性）	・主げた間の相対たわみ低減	・荷重分配が想定より小さい場合、主桁に想定以上の断面力が発生しひび割れ，変形が生じる。 ・斜角の影響がある場合、ねじりモーメントによるひび割れが発生する。	・横方向剛性が確保されない場合、主桁間の相対たわみによって振動，舗装割れ，床版の疲労耐久性の低下となる	[1]日本道路協会：プレストレストコンクリート道路橋示方書解説，pp.79-81，昭和43年3月 [2]日本道路協会：鉄筋コンクリート道路橋設計示方書　解説，pp.31-32，昭和39年6月 [3]建設省土木研究所ほか：コンクリート橋の設計・施工の省力化に関する共同研究報告書（Ⅰ）-プレストレストコンクリートTげた橋の横げた減少・省略に関する研究，平成8年11月
構造設計	横桁構造	端支点横桁	【支点横げた】 ・主げたの支点上には、必ず横げたを設ける。 ・車両の直接載荷、主げたからの伝達される力に対して設計する。	・鉄筋コンクリート道路橋設計示方書[1]より記載。	－	・荷重伝達機能（上部、下部） ・落橋防止構造の一部の機能	－	・支承部への不適切な荷重伝達で支承・主桁・桁端部が損傷する。 ・落橋防止構造が機能せず、落橋する可能性がある。	－	[1]日本道路協会：鉄筋コンクリート道路橋設計示方書　解説，pp.31-32，昭和39年6月
構造設計	支承構造	支承部	【一般】 支承は、以下の機能を満足するよう、適切な形式、構造および材料を選定する。 ・荷重伝達 ・相対的な変位吸収 ・維持管理、補修の容易さ 【作用する力】 支承部に作用する鉛直力は、鋼橋編2.2設計に用いる荷重の組み合わせにより、負の力に対しては別途（右示）の式の不利な値に対して設計する。	・支承部に作用する力について、以下の式で算出 これは、地震または風などによる水平力と死荷重の組み合わせにより負反力が乗ずる場合、危険な状態が予想され、下部構造への定着はとくに慎重な配慮を要するので外国の規定を参考にして決定している。[1] $Ru=2R_{L+I}+R_D$ $Ru=R_D+R_W$ Ru：支点に生じる負反力(kN) R_{L+I}：衝撃を含む活荷重による最大の負の力(kN) R_D：死荷重による力(kN) R_W：風荷重による最大の負の力(kN)	・具体的な検討にあたっては、道路橋支承便覧（日本道路協会）を参考にするのがよい。	・荷重伝達機能 ・変位吸収（上部，下部/回転） ・上揚力に抵抗 ・地震時の振動減衰機能	・維持管理性 ・耐候性（ゴムの劣化）	・支承が変位に追随しない場合、上部工の主桁けた端部近傍や端支点横げた部にひび割れが発生する。 ・上部工に対して支点沈下のような状態となる場合、けたにひび割れなどの損傷、伸縮装置に段違いが現れる。	－	[1]日本道路協会：鉄筋コンクリート道路橋設計示方書　解説，pp.51，昭和39年6月
構造設計	落橋防止・変位制限構造	落橋防止・変位制限構造	【落橋防止構造】 耐力：$H_F=1.5R_d$ H_F：設計地震力(kN) R_d：死荷重反力(kN)	－	－	・落橋に対するフェールセーフ機能	・維持管理性	・落橋防止が機能しないことで、地震時に落橋の恐れ。	－	－
構造設計	伸縮装置	伸縮装置	・レベル1地震動に対する地震時設計伸縮量以上を標準[2] ・舗装面との凹凸の精度±3mm以内	・土木研究所による道路伸縮継手の破損現況とその破損原因調査により、構造細目が決められている。[1] ・耐震設計上の供用性から、性能が定められている。	－	・車両の供用性（平坦性，騒音） ・変形への追随性 ・車軸荷重の支持性能	・維持管理性 ・水密性 ・鋼材の疲労耐久性	・伸縮装置が荷重支持が出来ない場合、供用性（車両走行）を妨げる。 ・車両走行の騒音等の原因となる。	・伸縮装置付近からの雨水の侵入等が関連して、端部横桁部、床版部の設置コンクリート部の砂利化、配置鋼材の腐食の要因となる。	[1]建設省土木研究所：道路橋伸縮継手の破損現況とその破損原因の調査について，昭和32年 [2]道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅴ耐震設計編，平成14年3月

表2.2.6　PC橋の設計および施工で担保している性能とその変状が及ぼす影響（構造細目その１）

1. 項目			2. 設計・施工で用いる制限値・性能規定等	3. 規格値，規定に対する根拠		4. 制限値，許容値に関係する性能		5. 機能・性能が満足されない場合に橋梁に現れる事象，事例 ・現状の課題		参考文献
大	中	小		値・規定の根拠	適用範囲等の補足	耐荷性能および構造的機能	耐久性能	耐荷性能および構造的機能	耐久性能	
構造細目	形状および部材寸法	ウェブ・横桁・隔壁	・鉄筋、PC鋼材（シース含む）およびPC鋼材の定着具が無理なく配置でき、所定のかぶりが十分とれるもの、コンクリートの打込みが困難とならないもの ・応力の集中しやすい部位にはハンチなどを設け、応力の伝達が円滑に行われる形状とする ・ウェブの最小厚さ 桁の種類 ／ ウェブの最小厚さ 場所打ち鉄筋コンクリート桁 ／ 250mm 場所打ちプレストレストコンクリート桁 ／ 140mm プレキャスト桁 ／ 130mm ・横桁および隔壁の最小厚さは200mm ・ウェブ、フランジの厚さの変化は1/5よりゆるい傾斜とする	・昭和39年版RC道示[1]においてRC桁の主桁のウェブの最小厚さは、鋼材などの配置・間隔、かぶりの確保、コンクリートの打込みなどの施工性から250mmとされており、昭和43年版PC道示[2]ではT桁についてプレテンション桁では80mm、ポストテンションでは140mmとされている。昭和53年版道示[3]からは桁の形状によらず場所打ちPC桁を140mm、プレキャスト桁は施工・品質管理がよいことから130mmとしプレテンション桁も実績などからこれと同じ値で規定されている。 ・横桁のウェブについても主桁と同じ理由により、昭和39年版RC道示[1]において厚さ200mmとされ、昭和43年版PC道示[2]ではPCT桁では150mmとされているが、昭和53年版道示[3]において実績などから桁の形状、RC・PC問わず200mmで規定されている。 ・ウェブ、フランジの厚さの変化は、昭和39年版RC道示[1]において円滑に応力が伝達できるよう1/10以下の傾斜とされていたが、実績や鋼橋の規定を参考とした種々検討を行い昭和53年版道示[3]より1/5以下とされている。	・プレキャスト桁が床版橋に用いられる場合はこの規定によらなくてよい（JIS A 5373）。 ・1/5以上の急な傾斜を用いる場合、設計計算で用いる有効断面は1/5以下のゆるい傾斜部分とする。 ・ウェブとフランジの厚さが大きく違う場合、接合部付近にひび割れが発生することがあるので、接合する部材の厚さが著しく不均衡にならないよう部材間の厚さのつりあいについても注意する。	・鉄筋、PC鋼材（シース含む）およびPC鋼材の定着具の配置・間隔、所定のかぶりの確保 ・コンクリートの確実な打込み、締固めによる初期欠陥の防止 ・応力集中の抑制	—	[局部的な部材強度の低下] ・打込み、締固め不良によりジャンカなど断面欠損部が発生、部材強度が低下する。 [局部応力の発生] ・応力が伝達が円滑でなく、応力の集中により局部的にひび割れが発生する。	[鋼材腐食の発生] ・ジャンカなど初期欠陥による水密・透気性の低下により耐中性化・耐塩害性の低下により建設後短期間で鋼材が腐食する。 ・使用時にひび割れが発生し、浸水や漏水により鋼材が腐食する。	[1]日本道路協会：鉄筋コンクリート道路橋設計示方書 解説，pp.30-31，昭和39年6月 [2]日本道路協会：プレストレストコンクリート道路橋示方書 解説，pp.78-80,86-89，昭和43年3月 [3]日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.215-216,220-223，昭和53年1月
	（鉄筋・鋼材の配置・ＰＣ鋼材）	あき	・主鉄筋及びシースを含むPC鋼材のあきは、①場所打ちコンクリートは40mm以上かつ粗骨材最大寸法の4/3倍以上、②プレキャスト部材は20mm以上かつ粗骨材最大寸法の4/3倍以上 ・主鉄筋のあきは、1.5φ以上	・昭和6年版RC標示[1]において鉄筋のあきとして、コンクリートとの付着から水平純間隔で2.5cm以上かつ直径の1.5倍以上、昭和24年版RC標示[2]では、施工上から粗骨材最大寸法の1.5倍とされている。昭和36年版PC標示[3]から鋼材のあきとして、プレテンション方式では付着強度の確保から鋼材直径の3倍以上かつ粗骨材最大寸法の4/3倍以上、ポストテンション方式では粗骨材最大寸法の4/3倍以上とされ、昭和53年版道示[4]より左記の値とされている。 ・コンクリートの打ち込み易さと所定の付着強度は、1φのあきで得られるが、施工上の余裕を見て1.5φとされている。	・コンクリートの締固めは内部振動機を用いることが原則とされており、コンクリートが十分に行きわたり、締固められるよう鋼材のあきを設ける必要がある。PC部材においてPC鋼材・鉄筋が錯綜するとコンクリートの打込みや締固めの妨げとなるため特に配慮が必要である。 ・プレテンション部材の端部ではコンクリートとPC鋼材の間に働く付着応力に対して十分な締固めにより所定の付着力を発揮するよう鋼材直径の3倍以上かつ粗骨材最大寸法の4/3倍以上としなければならない。	・コンクリートの確実な打込み、締固めによる初期欠陥の防止 ・コンクリートと鋼材の付着の確保による一体挙動	—	[局部的な部材強度の低下] ・打込み、締固め不良によりジャンカなど断面欠損部が発生、部材強度が低下する。 [ひび割れの発生] ・コンクリートと鋼材との付着不足により両者が一体で挙動せず、使用時にひび割れが発生する。	[鋼材腐食の発生] ・ジャンカなど初期欠陥による水密・透気性の低下により耐中性化・耐塩害性の低下により建設後短期間で鋼材が腐食する。 ・使用時にひび割れが発生し、浸水や漏水により鋼材が腐食する。 [疲労耐力の低下] ・コンクリートと鋼材との付着不足により両者が一体で挙動せず、部材の疲労耐力が低下する。	[1]土木学会：鉄筋コンクリート標準示方書 解説，pp.72-74，昭和6年10月 [2]土木学会：鉄筋コンクリート標準示方書 解説，p.92，昭和25年11月 [3]土木学会：プレストレストコンクリート設計施工指針，p.58，昭和36年8月 [4]日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，p.156，昭和53年1月
		最小かぶり	① 床版・地覆・高欄・支間10m以下の床版橋は30mm ② 工場で製作されるPC桁は25mm ③ ②以外の桁や支間10mを超える床版橋は35mm	・最小かぶりは、昭和6年版RC標示[1]で版の下側で10mm、桁で15mm、柱では20mmと規定されている。ここで、有害な化学作用などに対し有効な保護層で保護しない場合は20mm加えるものとされており、橋梁の構造物の重要度からこれが適用されている。	かぶりは、部材の耐久性に対して重要なものであるが、各種の要因、コンクリートの品質が複雑に絡み合っており、かぶりを定量的に決定しうる手法は確立に至っていない。現行の示方書に示されるかぶりは、実績を基に密実性によって修正された値である。[2][3] ・工場で製作されるPC部材は、品質管理がよく、コンクリートの品質も良好であることから他の部材より小さい値とされている。	・コンクリート構造物の性能照査の前提となる付着強度 ・鋼材の火災からの保護	・鋼材の腐食防止	[耐火性の低下] ・かぶり不足により火害に対する鉄筋保護機能が低下する。	[鋼材腐食の発生] ・耐中性化・耐塩害性の低下により短期間で鋼材が腐食、鉄筋に沿ったひび割れが発生する。	[1]土木学会：鉄筋コンクリート標準示方書 解説，p.19，昭和6年10月 [2]土木学会：コンクリート標準示方書（昭和61年制定）改訂資料，コンクリートライブラリー61，pp.96-97，昭和61年10月 [3]土木学会：コンクリート標準示方書（平成3年制定版）改訂資料およびコンクリート技術の今後の動向，コンクリートライブラリー70，pp.81-85，平成3年7月
		（引張鉄筋）最小鋼材量	・部材断面積の0.15%以上 ・所要のじん性を確保する鋼材を配置	・最小鋼材量は、昭和36年版PC標示[1]では25kg/m^3，昭和43版PC道示[2]では30kg/m^{3}と規定されている。しかし、規定の目的を評価しにくいとの観点から最小鋼材量を部材の断面積の関数とするため、30kg/m^{3}を3断面に分解換算し、規定を約15%割り増した値とされている。[3] ・軸方向引張主鉄筋、軸方向主鉄筋への規定は、部材の主要な断面の急激な破壊の抑制を目的とする。	・コンクリートの乾燥収縮や温度勾配等により生じる可能性のあるひび割れが有害でない程度に抑えるため、部材のいかなる断面においても、その断面積の0.15%以上の鋼材を配置する。鋼材の断面積は、鉄筋コンクリート構造に配置する軸方向引張主鉄筋の断面積はウェブ厚及び有効幅により、けたに配置する斜引張鉄筋の最小鉄筋量はウェブ厚及び部材軸となす角度により算出する。	・部材のじん性 ・想定外の曲げ応力などによる急激な破壊の抑制 ・乾燥収縮や温度勾配などにより生じるひび割れを有害でない程度に抑制		[脆性的な破壊] ・設計で想定しない曲げ応力などにより脆性的に破壊する。 [局部的な部材強度の低下] ・乾燥収縮や温度勾配による有害なひび割れの発生により有効断面が減少、局部的に部材強度が低下する。	[鋼材腐食の発生] ・乾燥収縮や温度勾配などにより有害なひび割れが発生し、浸水や漏水により鋼材が腐食する。	[1]土木学会：プレストレストコンクリート設計施工指針，p.60，昭和36年8月 [2]日本道路協会：プレストレストコンクリート道路橋示方書解説，p.34-35，昭和43年3月 [3]建設図書：道路橋示方書コンクリート橋の詳説，橋梁と基礎 79-4，pp.61-63，平成54年4月
	鉄筋	定着	・定着長は鉄筋の役割、種類、定着方法に応じて、コンクリートの許容付着応力度、鉄筋の許容引張応力度及び直径から決まる定着長かつ鉄筋直径で規定される最小値以上 ・定着長 フック無 ／ フック有 ／ 折曲げ鉄筋（フック無、フック有） 定着長 ／ l_a ／ 25l_a ／ 15φ ／ 10φ	・鉄筋の定着は、鉄筋の滑動に対する安全度の確保、または必要とする定着長の確保を目的として定められている。[1] ・付着による定着は、継手と同様の考えにより、鉄筋に生じる応力が許容応力度に達するまで鉄筋が抜け出さないようにRC標示にならって昭和53年版道示[2]で定められている。 ・折曲げ鉄筋の定着長は、実験結果から異形鉄筋でフック無が15φ、フック有が10φと定められている。[3]	・付着応力度により算出される定着長l_a（mm） $l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{oa}} \cdot$ ここに、σsa：鉄筋の許容引張応力度（N/mm^2） τoa：コンクリートの許容付着応力度（N/mm^2） φ：鉄筋の直径（mm）	・鉄筋端部の定着による鉄筋とコンクリートの一体挙動 ・鉄筋への要求性能の確保 ・静的耐力 ・高応力繰返し耐力 ・トラス理論の成立	・高サイクル繰返し耐力	[曲げ破壊・耐力の低下] ・定着不全により引張鉄筋として機能せず曲げにより破壊、トラス理論の不成立による耐力の低下する。 [ひび割れの発生] ・コンクリートと鉄筋とが一体で挙動せず、使用時に曲げひび割れが発生する。	[鉄筋腐食の発生] ・使用時に曲げひび割れが発生し、浸水や漏水により鋼材が腐食する。 [疲労耐力の低下] ・定着不全によりコンクリートと鉄筋とが一体で挙動せず、部材の疲労耐力が低下する。	[1]土木学会：昭和31年制定コンクリート標準示方書，pp.96-97 [2]日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.160-165，昭和53年1月 [3]土木学会：昭和42年制定コンクリート標準示方書 解説，p.185
		継手	・鉄筋の種類、直径、応力状態、継手位置、要求性能に応じて継手方法を選定 ・引張鉄筋の重ね継手 付着応力度より算出する継手長かつ20φ以上 ・圧縮鉄筋の重ね継手 付着応力度より算出する継手長の80%かつ20φ以上 ・継手位置 端部同士を相互に鉄筋直径の25φ以上ずらす	・引張鉄筋の継手長は、昭和6年版RC標示[1]にて、種々の事情を考慮して30φ以上と定められており、昭和31年版コン示[2]にて付着応力度からの算出式（右記）が、昭和42年版コン示[3]より最小値が定められている。 ・圧縮鉄筋の付着強度は、引張鉄筋に比べ大きく、既往の研究結果より80%とされている。 ・継手を軸方向にずらす距離は、万一、一部の継手に弱点があっても、鉄筋の定着効果によって部材にある程度の耐力が期待できること、コンクリートの打込みに影響が少いことを考慮して定められている。[4]	・付着応力度により算出される定着長la（mm） $l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{oa}} \cdot$ ここに、σsa：鉄筋の許容引張応力度（N/mm^2） τoa：コンクリートの許容付着応力度（N/mm^2） φ：鉄筋の直径（mm） ・機械的継手、スリーブ継手等の強度について、土木学会等で定められる場合にはこれを参考とし、それ以外は試験により定める。	・部材の局部的な強度低下の抑制 ・コンクリートの確実な打込み、締固め ・継手の強度や信頼性 ・静的耐力 ・高応力繰返し耐力 ・施工等に起因する信頼度	・高サイクル繰返し耐力	[ひび割れの発生] ・継手端部への応力集中により直角方向のひび割れが発生する。 [局部的な部材強度の低下] ・コンクリートの打込み、締固め不良による付着不足により継手として機能せず連続性が損なわれ、局部的に部材強度が低下する。 [破壊] ・引張りを受ける異形鉄筋の重ね継手は、重ね合わせた部分のコンクリートが鉄筋の軸方向に割裂して脆性的な破壊を生じる。	[鋼材腐食の発生] ・継手端部への応力集中によりひび割れが発生し、浸水や漏水により鋼材が腐食、錆汁が発生する。 [疲労耐力の低下] ・継手単体の疲労性能が不十分となり、部材の疲労耐力が低下する。	[1]土木学会：鉄筋コンクリート標準示方書 解説，pp.39-40，昭和6年10月 [2]土木学会：昭和31年制定コンクリート標準示方書，pp.167-168 [3]土木学会：昭和42年制定コンクリート標準示方書，pp.182-183 [4]土木学会：昭和61年制定コンクリート標準示方書[設計編]，p.112
		曲げ形状	・曲げ内半径（最小値） 種類 ／ 記号 ／ 曲げ内半径：フック ／ スターラップ ／ 折曲げ鉄筋 丸鋼 ／ SR235 ／ 2φ ／ 1φ ／ 5φ 異形棒鋼 ／ SD295A,B ／ 2.5φ ／ 2φ SD345 ／ 2.5φ ／ 2φ ・フックの形状（端部の延長） 種類 ／ 曲げ形状 半円形フック ／ 鉄筋直径の4倍又は50mm以上 鈍角フック ／ 鉄筋直径の12倍以上 鋭角フック ／ 鉄筋直径の9倍又は90mm以上	・鉄筋の曲げ内半径は、材質を傷めず、コンクリートに大きい圧力を加えないように定められており、JIS G 3112「鉄筋コンクリート用棒鋼」[1]の曲げ試験に規定されている曲げ内半径よりいくぶん大きい値とされている。 ・フックの形状は、フックが有効に働くように、また、鉄筋の加工が容易であるよう定められている。 ・折曲げ鉄筋は昭和15年RC標示[2]より、フックやスターラップは昭和49年制定コン示[3]より左記のように規定されている。	・スターラップの曲げ内半径の最小値が、他の鉄筋に比べ小さいのは断面内に鉄筋をおさめやすくするという実用面が考慮されている。 ・コンクリート部材側面から鉄筋直径の2倍に20mm加えた距離以内にある折曲げ鉄筋は折曲げ部のコンクリート支圧強度が内部より小さいため、7.5φ以上とする。	・加工による鉄筋の品質低下の抑制 ・コンクリートに生じる支圧応力を抑制 ・フックの有効性、加工性	—	[ひび割れの発生] ・加工による亀裂の発生や破損により鉄筋の機能が低下し、局部応力によりひび割れが発生する。 [部材強度の低下] ・鉄筋の機能低下により、部材強度が低下する。	[鋼材腐食の発生] ・コンクリートの局部応力によりひび割れ発生し、浸水や漏水により鋼材が腐食する。	[1]土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書[規準編]，pp.291-297，平成20年3月 [2]土木学会：鉄筋コンクリート標準示方書 解説，pp.41-42，昭和15年3月 [3]土木学会：昭和49年制定コンクリート標準示方書 解説，pp.41-43

表2.2.7　PC橋の設計および施工で担保している性能とその変状が及ぼす影響（構造細目その２）

1. 項目			2. 設計・施工で用いる制限値・性能規定等	3. 規格値，規定に対する根拠		4. 制限値，許容値に関係する性能		5. 機能・性能が満足されない場合に橋梁に現れる事象，事例 ・現状の課題		参考文献
大	中	小		値・規定の根拠	適用範囲等の補足	耐荷性能および構造的機能	耐久性能	耐荷性能および構造的機能	耐久性能	
構造細目	鉄筋	スターラップ 折曲げ鉄筋	・鉄筋径は13mm以上(プレテンション部材を除く) ・スターラップの間隔は、桁の有効高さの1/2以下かつ300mm以下 ・折曲げ鉄筋の間隔は、部材となす角度及び有効高さで決まる値以下	・道路橋けたは、一般に断面が大きいので、確実な施工ができるようスターラップ及び折曲げ鉄筋はプレテンション部材を除いて直径13mm以上とされている。 ・スターラップがウェブに発生する斜めひび割れと交わることによる斜め引張鉄筋としての有効性の確保および横方向用心鉄筋として乾燥収縮によるひび割れの抑制から定められている。[1]	・プレテンション方式によるJISげた等プレキャストげたのスターラップは、φ6およびφ9の鉄筋を用いてよい。 ・折曲げ鉄筋の間隔は、部材に有効高さの中央から正鉄筋または負鉄筋に向かって伸ばした45度の斜めひび割れ線が少なくとも一列は交わる必要がある。また、部材軸となす角度が小さい鉄筋は、斜引張鉄筋として効果が少ないので30度以上とするのがよい。	・斜めひび割れ発生後の急激な耐力低下を抑制	・横方向の乾燥収縮によるひび割れを抑制	[せん断ひび割れの発生・脆性的な破壊] ・斜め方向にせん断ひび割れが発生し、急激な耐力の低下により脆性的に破壊する。	[鋼材腐食の発生] ・乾燥収縮によりひび割れが発生し、浸水や漏水により鋼材が腐食する。	[1]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.176-177，昭和53年1月
		用心鉄筋	・乾燥収縮、温度勾配、応力集中などによるひび割れを有害でない程度に抑えるように鉄筋を配置 ・場所打ちコンクリート桁のウェブ軸方向の用心鉄筋は直径13mm以上、300mm以下の間隔で配置	・用心鉄筋は、昭和6年版RC標示[1]にて安全のために必要なものとされ、昭和24年版RC標示[2]では継目断面積の0.5%以上配置するものとしている。昭和42年版コン示[3]では有害なひび割れの抑制として露出面1m当り5cm^{2}以上の断面積の鉄筋を中心間隔300mm以下で配置し、集中反力を受ける部位や開口部周辺の補強としても配置するものとされている。昭和53年版道示[4]により左記のように規定されている。	・プレキャスト部材では、鉄筋量が必要量あれば用心鉄筋として直径13mm以下の鉄筋を使用してよい。 ・ポストテンション方式の桁では、緊張されるまで軸方向鉄筋量が少ないため、用心鉄筋を配置する ・新旧コンクリートを打ち継ぎで、温度差や乾燥収縮の影響により発生する垂直ひび割れを有害でない程度に抑える。 ・検査孔用開口部に発生する応力集中等によるひび割れを生じやすいため用心鉄筋を配置する。 ・床版等でPC鋼材を小さい曲げ半径で定着する場合や桁端でPC鋼材を広げて定着する場合は、PC鋼材の引張力の分力により生じる引張応力に対して用心鉄筋を配置する。	・応力集中等により生じるひび割れの抑制 ・ポストテンション部材のプレストレス導入までのひび割れの抑制 ・打ち継ぎ目付近新旧コンクリート間のひび割れの抑制 ・PC鋼材引張力の分力等によるコンクリートの破損防止 ・架設時における安全性の確保		[局部的な部材強度の低下] ・乾燥収縮や温度勾配、応力集中などにより有害なひび割れが発生、有効断面の減少し局部的に部材強度が低下する。 ・打ち継ぎ目付近の新旧コンクリート間の温度差、乾燥収縮差により有害なひび割れが発生、打ち継ぎ目の機能低下により部材強度が低下する。	[鋼材腐食の発生] ・乾燥収縮や温度勾配、応力集中などにより有害なひび割れが発生し、浸水や漏水により鋼材が腐食、錆汁が発生する。 ・打ち継ぎ目付近の新旧コンクリート間の温度差、乾燥収縮差により有害なひび割れが生じ、浸水や漏水により鋼材が腐食、錆汁が発生する。 ・架設時に有害なひび割れが発生、浸水や漏水により鋼材が腐食する。	[1]土木学会:鉄筋コンクリート標準示方書，p.4，昭和6年10月 [2]土木学会:鉄筋コンクリート標準示方書解説，p.70，昭和25年11月 [3]土木学会:昭和42年制定コンクリート標準示方書，pp.188-189 [4]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.179-181，昭和53年1月
	PC鋼材	配置	・PC鋼材をできる限り直線状に配置 ・1本のPC鋼材の配置で多くのS字曲線を含まないよう桁の途中で定着 ・平面形状でもできる限り一鉛直面内で配置	・PC鋼材引張力の摩擦損失は、PC鋼材の曲げ変化角および長さに比例するもので連続桁のように長くS字形では摩擦損失の影響が大きく、これの抑制から昭和53年版道示[1]に記載されている。	・PC鋼材緊張作業の際にPC鋼材に軸方向以外の力を与えないため、PC鋼材は定着具の支圧面から所定の区間(400mm以上)を直線状に配置する。	・有効プレストレス ・大きな局部引張応力の発生を抑制 ・腹圧力などによる部材縁の有害なひび割れを抑制		[ひび割れの発生] ・摩擦損失により緊張力の不足し、使用時に曲げひび割れが発生する。 [局部的な部材強度の低下] ・腹圧力などにより部材縁に有害なひび割れが発生し、有効断面が減少、局部的に部材強度が低下する。	[鋼材腐食の発生] ・緊張力の不足により曲げひび割れが発生、浸水や漏水により鋼材が腐食する。 ・腹圧力などにより部材縁に有害なひび割れが発生し、浸水や漏水により鋼材が腐食する。	[1]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.167-168，昭和53年1月
		曲げ	・PC鋼材の最小曲げ半径 ①シースを用いる場合はシース直径の100倍 ②シースを用いない場合はPC鋼材直径の40倍 ③PC鋼棒を加工しないで配置する場合はPC鋼棒直径の700倍	①②PC鋼材は直線と円曲線、放物線状に配置され、用いる曲線の局率半径が小さいと中心方向に大きな分力が発生し、コンクリートに局部的な応力が、鋼材自体にも付加応力が生じるため、これらが過大とならないよう昭和53年版道示[1]で最小曲げ半径を規定している。 ③曲げ加工がPC鋼棒の性質に及ぼす影響から、昭和36年版PC標示[2]で規定されている。	・PC鋼棒を冷間加工して配置する場合の最小曲げ半径 SBPR785/1030 φ26を用いる場合:5m φ32を用いる場合:6m SBPR930/1080およびSBPR930/1180 φ26を用いる場合:6m φ32を用いる場合:7m	・プレストレスの分力による支圧応力の抑制 ・鋼材自体の付加応力を抑制 ・部材縁の有害なひび割れを抑制		[局部応力・付加応力の発生] ・プレストレスにより中心方向に大きな分力が発生し、コンクリートの局部的な応力や鋼材自体の付加応力が発生する。 [局部的な部材強度の低下] ・部材縁の有害なひび割れの発生により有効断面の減少、局部的に部材強度が低下する。	[鋼材腐食の発生] ・部材縁に有害なひび割れが発生し、浸水や漏水により鋼材が腐食発生する。	[1]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.167-168，昭和53年1月 [2]日本道路協会:プレストレストコンクリート道路橋示方書，pp.58-59，昭和36年8月
		（保持鉄筋） （棚筋）	・コンクリートの打込み等によって動かないように堅固に保持 ・保持間隔 <table><tr><th>PC鋼材の種類</th><th>保持間隔(m)</th></tr><tr><td>PC鋼線</td><td>1.0～1.5</td></tr><tr><td>PC撚り線</td><td>1.0以下</td></tr><tr><td>PC鋼棒</td><td>1.5～2.0</td></tr></table>	・保持間隔は、昭和48年版PC施工便覧[1]において、昭和36年版PC標示[2]で定められる摩擦係数を用いた場合には、PC鋼線で1.2～1.5m、PC鋼より線およびPC鋼棒は、左記と同様に定められており、昭和53年版道示[3]より左記と同様に記載されている。	・部材に所定の緊張力を　えるため、PC鋼材は　確に配置する必要がある。シースやPC鋼材は、コンクリートの打ち込みや締固め振動により移動するため堅固に保持しなければならない。 ・鋼製シースを用いた場合の緊張管理において、平成14年版道示にあるPC鋼材の摩擦係数および見かけのヤング係数を用いる場合は、表に示す保持間隔を標準とする。 ・保持間隔は、摩擦係数に大きく影響を及ぼすので、大きくすることは望ましくなく、それぞれの緊張工法基準で定められるものを参照する。[1]	・ポストテンション方式におけるPC鋼材配置 ・発生曲げモーメントやせん断力に対する抵抗性	—	[ひび割れの発生] ・コンクリートの打込みや締固めによる著しい変形によりPC鋼材がずれ、摩擦力の増大により部分的な緊張力の不足や緊張時に鋼材の降伏、破断が生じる。	[鋼材腐食の発生] ・プレストレスの不足や計算外の応力などによりひび割れが発生し、浸水や漏水により鋼材が腐食する。	[1]日本道路協会:プレストレストコンクリート道路橋施工便覧，p.312，昭和48年9月 [2]土木学会:プレストレストコンクリート設計施工指針，pp.50-52，昭和36年8月 [3]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，p.276-277，昭和53年1月
		折曲げ装置	・PC鋼材を損傷することなく所定の位置に正しく保持でき、各部分の緊張力が均等になるよう作動するもの[1] ・PC鋼材の鉛直ならびに水平方向の引張分力に抵抗でき、コンクリートを打ち込みやすい構造[1] ・折り曲げ半径180mm以上、接触部分長さ18mm以上で接触部に凹凸がなく摩擦を少なくする構造、材質[1]	・PC鋼材の品質に悪影響を与えないよう、JISげたによるPC道路橋設計・製造便覧JIS A5316-1991[2]で規定されている。(1986では折曲げ半径150mm以上)	—	・プレテンション方式におけるPC鋼材配置 ・発生曲げモーメントやせん断力に対する抵抗性	—	[ひび割れの発生] ・摩擦により緊張端側で過緊張、固定端側で緊張力不足が生じ、緊張力不足や鋼材破断が生じ、使用時に曲げひび割れが発生する。 ・曲上げ支持具の変形、破損によりPC鋼材の位置がずれ、緊張力不足や鋼材破断が生じ、使用時に曲げひび割れが発生する。	[鋼材腐食の発生] ・緊張力の不足や鋼材破断により、使用時に曲げひび割れが発生し、浸水や漏水により鋼材が腐食、錆汁が発生 ・曲上げ支持具を定着するための凹部や貫通孔は、無収縮・樹脂モルタルなどによる跡埋め不良により、劣化因子の侵入、曲上げ支持具や鋼材が腐食する。	[1]PC建協:道路橋用橋げた設計・製造便覧JIS A 5373，p.144，平成16年6月 [2]PC建協:JISげたによるPC道路橋設計・製造便覧JIS A 5316，p.127，平成3年2月
	PC鋼材の定着部	定着	・定着位置は、所定の緊張力を確保し有害なひび割れが生じないよう選定 ・部材中間部での定着は、活荷重による応力変動の小さい断面の図心に付近か圧縮部のコンクリートに定着 ・最小間隔及び最小かぶりは定着工法毎に定められた値	・定着具近くの断面では、緊張力の局部集中などの影響による応力の乱れにより偏心軸方向荷重を受けた断面としての応力計算が成立しない。設計断面と定着位置が近いと計算上の緊張力が作用せず危険なため、距離をとる必要がある。[1] ・定着部に活荷重による応力変動の影響を与えるため、応力変動の小さい断面に定着する。[1]	—	・有効プレストレス	—	[ひび割れの発生] ・応力変動による定着具の疲労耐力の低下、破損による緊張力の低下、PC鋼材の破断などが生じ、曲げひび割れが発生する。 ・緊張時の定着部付近の有害なひび割れの発生により緊張力が不足、曲げひび割れが発生する。	[鋼材・定着具腐食の発生] ・緊張時に発生する定着部付近の有害なひび割れや緊張力の不足により発生する曲げひび割れ曲げひび割れにより浸水や漏水が生じ、鋼材が腐食する。	[1]日本道路協会:プレストレストコンクリート道路橋示方書，pp.36-38，昭和43年3月
		（補強鉄筋）	・PC鋼材と直角な方向に生じる引張応力に対する補強により、定着具背面に生じる引張応力に対して十分に抵抗できる構造	・PC鋼材を定着する場合、定着具から部材断面のコンクリートに集中荷重が作用する。プレテンション方式においてもPC鋼材定着長区間の各断面に集中荷重が作用する。これによりPC鋼材に直角な面内に生じる引張応力に対してスターラップ、格子状の鉄筋、らせん鉄筋などによる補強が必要である。補強は各PC工法毎に定められた方法によってよい。[1]	・部材中間の定着 ①埋殺し定着:定着力をPC鋼材とコンクリートの付着を期待して定着区間に分散させ小さくする方法で、PC鋼材に沿う方向あるいは部材方向に補強鉄筋が必要 ②突起定着:ウェブ、フランジへの突起定着では、隅角部に発生する可能性があるひび割れおよび突起前面に生じる引張応力に対して補強が必要 ③切欠き定着:中間定着具背面に圧縮ひずみが生じるため、隣接部に生じる引張応力やクリープにより隅角部に生じる可能性があるひび割れに対して補強が必要	・PC鋼材と直角な方向に生じる引張応力、有害なひび割れを抑制		[ひび割れの発生] ・定着部の有害なひび割れの発生により、緊張力が不足し、曲げひび割れが発生する。 [曲げ耐力の低下] ・プレテンション方式において、プレストレス導入時に割裂ひび割れが生じ、設計より付着伝達長が長くなり曲げ耐力が低下する。	[鋼材・定着具腐食の発生] ・定着部の有害なひび割れや隅角部の剥落、緊張力の不足による曲げひび割れにより浸水や漏水が生じ、鋼材が腐食する。 ・プレテンション方式において、プレストレス導入時に割裂ひび割れが生じ、浸水や漏水により定着具や鋼材が腐食する。	[1]土木学会:プレストレストコンクリート工法設計施工指針，コンクリートライブラリー66，平成3年3月
		定着具 接続具	・PC鋼材が引張強度に到達する前に有害な変形や破壊しない構造 ・接続具は断面図心あるいは曲げモーメントの変化の少ないところに直線上に配置	定着具や接続具は、土木学会規準「PC工法の定着具および接続具の性能試験方法(案)」[1]やこれと同等の試験に基づいて性能が確認されたものを使用する。	—	・有効プレストレス ・定着具のセット量 ・部材の局部的な強度低下を抑制 ・鋼材の連続性を確保	—	[ひび割れの発生・曲げ破壊] ・有害な変形や破損により緊張力が不足し、曲げひび割れが発生する。 ・定着具のセット量の増大により緊張力が不足、曲げひび割れが発生する。 ・接続部付近に局部応力が発生し、接続具の破損、PC鋼材の破断により曲げ破壊が生じる。	[鋼材腐食の発生] ・緊張力の不足により曲げひび割れによりを生じ、浸水や漏水により鋼材が腐食する。 [定着具腐食の発生] ・定着具の破損により背面などにひび割れが発生、浸水や漏水により鋼材が腐食発生する。	[1]土木学会:プレストレストコンクリート工法設計施工指針，コンクリートライブラリー66，pp.24-25，平成3年3月
		（保護ダイヤフラム）	・定着部及び部材端面は、緊張後、破損または腐食しないよう保護 ・けた橋げたの横締めPC鋼材定着部にはダイヤフラムを設けることが原則[1]	・緊張後の定着具は常に高い応力が作用しており、外部からの衝撃による破損、浸水による腐食などに対して十分に保護する必要がある。[2]	・プレテン部材のPC鋼材は、プレストレスを与えた後、部材端面できりそろえ、防水性、付着性、耐アルカリ性および遮塩性について、PC建協「端部処理材料の品質試験方法(案)」[1]により、性能が確認された材料により保護する。 ・ポステン部材は、定着具が破損または腐食しないように定着具および部材端面を保護しなければならない。[3]	・定着具の腐食、破損の防止 ・PC鋼材の腐食、破断の防止 ・有効プレストレス量		[ひび割れの発生] ・設計期間中におけるPC鋼材定着具の破損や腐食により、緊張力の低下、PC鋼材の破断などが生じ、曲げひび割れが発生する。	[鋼材・定着具腐食の発生] ・かぶり不足や施工不良などにより保護が不十分となり、浸水や漏水により鋼材や定着具が腐食する。 ・緊張力の低下やPC鋼材の破断により曲げひび割れが発生し、浸水や漏水により鋼材が腐食する。	[1]PC建協:道路橋用橋げた設計・製造便覧JIS A 5373，pp.96-97,129-131,167-168，平成16年6月 [2]日本道路協会:プレストレストコンクリート道路橋示方書 解説，p.38，昭和43年3月 [3]土木学会:2007年制定コンクリート標準示方書[施工編]，p.384，平成20年3月

表2.2.8　PC橋の設計および施工で担保している性能とその変状が及ぼす影響（施工その１）

1. 項目			2. 設計・施工で用いる制限値・性能規定等	3. 規格値，規定に対する根拠		4. 制限値，許容値に関係する性能		5. 機能・性能が満足されない場合に橋梁に現れる事象，事例 ・現状の課題		参考文献
大	中	小		値・規定の根拠	適用範囲等の補足	耐荷性能および構造的機能	耐久性能	耐荷性能および構造的機能	耐久性能	
施工	一般			－	－	・コンクリート橋の施工は、設計において前提とされた諸条件等が満足されるように行わなければならない。 ・施工が確実になされていることを確認するために、品質管理および検査を適切に行わなければならない。[1]		－	－	[1]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.77-78，平成14年3月
施工	コンクリート	ワーカビリティー	・スランプ標準値は80mm	・道示昭和53年、スランプ最大値を12cm→道示平成2年、8cmを原則→道示平成14年、80mmmを標準 ・8cm原則の根拠は、「大きなスランプのコンクリートを用いると、単位水量および単位セメント量が大きくなり、乾燥収縮などにより構造物に有害な影響を与える。したがって、スランプは、作業が容易にできる範囲でできる限り小さくしなければならない。このため、一般の鉄筋コンクリート、プレストレストコンクリート部材では、スランプは8cmを原則とした。」としている。[1]	・スランプと粗骨材最大寸法により設定[2] ・高性能AE減水剤を使用した場合は、スランプを80mmより大きく設定してよい。ただし、材料分離がないことを確認する必要がある。[2] ・高流動コンクリートを使用する場合は、「高流動コンクリート施工指針」にしたがってワーカビリティーを定める。[2] ・粗骨材最大寸法標準値は20mmまたは25mm[2] ・土木学会では、構造物の種類、部材の種類、鋼材量や配筋条件、締固め作業高さなどを考慮して、打込み時の最小スランプを規定する方法を採用している。[3]	・フレッシュコンクリートの変形のしやすさと材料分離抵抗性 ・密実で所要の強度を有するコンクリート部材を形成	・密実で所要の強度を有するコンクリート部材を形成	・ジャンカ など初期欠陥が生じる。 ・ブリーディングにより、沈下ひび割れが発生する。 ・ブリーディングにより、鋼材の付着強度が低下し、曲げ引張破壊およびせん断破壊により脆性破壊する。	・ジャンカ、砂すじ、沈下ひび割れなど初期欠陥が生じる。 ・初期欠陥により、水密性、透気性、物質移動抵抗性が想定より劣り、塩害や中性化による鋼材腐食が発生する。 ・ブリーディングの影響により、鋼材によるひび割れの制御機能が低下してひび割れ幅が設定値より大きくなる。	[1]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.293-298，平成2年2月 [2]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.330-334，平成14年3月 [3]土木学会:コンクリート標準示方書，施工編，pp.74-79，2007年12月
施工	コンクリート	W／C	・配合強度と耐久性を考慮して設定	－	・一般には、耐久性確保の観点から50%以下が望ましい。[1] ・かぶりコンクリートの遮塩性に期待して耐久性を確保する場合は、遮塩性能を考慮して水セメント比を定めなければならない。[1] ・塩害に対する最小かぶりの設定値で想定している構造ごとのW/C以下。[2] ・上記によらない場合は、別途耐久性を検討。[1]	・コンクリート強度、耐荷性能および構造的機能	・水密性、透気性、物質移動抵抗性など耐久性能	・施工時にPC鋼材定着部背面に割裂ひび割れが発生する。 ・使用時に曲げひび割れが発生する。 ・鋼材の付着強度不足により、鋼材に沿ったひび割れが発生する。 ・終局時にコンクリートの強度不足で脆性的に曲げ圧縮破壊する。 ・終局時に鋼材の定着不全により耐力が低下し、曲げ引張破壊およびせん断破壊により脆性破壊する。	・塩害、中性化などにより鋼材腐食が発生する。 ・所要の水密性が確保されず、浸水や漏水が発生する。 ・凍害やアルカリ骨材反応が発生しやすい。	[1]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.330-334，平成14年3月 [2]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.171-175，平成14年3月
施工	コンクリート	セメント単位量	・単位水量とW/Cから定める ・鉄筋コンクリート部材の最小量は230kg/m^3 ・プレテン部材の最小量は350kg/m^3 ・ポステン部材の最小量は300kg/m^3	・鉄筋コンクリートの場合は、最低設計基準強度を210kg/cm^2と規定したので、この強度に対応する値とした。[1] ・プレテンション方式の場合は、コンクリートとPC鋼材の付着強度を十分に確保する必要があるため、最小量をポストテンション方式より多く規定した。[1] ・イギリスのFirst Reportでは、最小単位セメント量をプレテンショニングに対し374kg、ポストテンショニングに対し326kgとしている。[2]	・単位セメント量があまり多くなると、乾燥収縮によるひび割れの発生などにより、構造物に有害な影響を与えるおそれがあるので養生などの施工方法について注意する必要がある。[1]	・コンクリートの強度	・コンクリートの耐久性、水密性	・単位セメント量が少なすぎると、プレテンション方式PC鋼材の確実な定着やプレストレスの導入ができないため、使用時に曲げひび割れが発生する。 ・終局時に脆性的に曲げ破壊する。	・単位セメント量が過多で、施工方法や養生方法等が適切でない場合、マスコン部材に温度ひび割れが発生したり、拘束のある部材に乾燥収縮ひび割れが発生する。	[1]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.265-269，昭和53年1月 [2]土木学会:昭和30年土木学会制定　プレストレストコンクリート　設計施工指針，p15,昭和30年4月
施工	コンクリート	空気量	・AEコンクリートを原則 ・標準は4.5%	・道示昭和53年、規定なし→道示平成2年、4%を標準→道示平成8年、4.5%を標準 ・コンクリートの単位水量を減少させ、凍結融解作用に対する耐久性を改善するためにAEコンクリートを用いることを原則とした。また、空気量については、土木学会の規準およびJIS A 5308の規格を考慮して、4.5%を標準とした。[1]	・土木学会コンクリート標準示方書では、「AEコンクリートの空気量は、粗骨材の最大寸法、その他に応じてコンクリート容積の4～7%を標準とする。」としている。[2]ただし、現示方書では、性能照査型のため、空気量の標準値はない。 ・JIS A 5308では、普通コンクリート空気量4.5%の許容差を±1.5%としている。[3]	－	・凍結融解作用に対する耐久性の改善	・空気量が過多の場合、コンクリート強度が低下する。	・空気量が不十分な場合、凍害が発生する。	[1]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.306-311，平成8年12月 [2]土木学会:［平成8年制定］コンクリート標準示方書　施工編，p65，平成8年3月 [3]JIS A 5308
施工	コンクリート	塩化物イオン量	・フレッシュコンクリート中の塩化物イオン量は、0.3kg/m^3以下	・道示昭和53年、NaCl量で鉄筋コンクリートおよびポステン部材はセメント量の0.1%以下、プレテン部材およびグラウトは砂絶乾重量の0.03%以下→道示平成2年、塩素イオン量で鉄筋コンクリートおよびポステン部材は0.6kg/m^3以下、プレテン部材およびオートクレーブ養生部材は0.3kg/m^3以下→道示平成8年、フレッシュコンクリート中の塩化物イオン量は0.3kg/m^3以下	・コンクリート構造物の長期的な耐久性を確保するために必要なフレッシュコンクリート中の塩化物量の規制値を示す。[1] ・ただし、一般の条件下で使用される無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート部材の場合で、塩化物量の少ない材料の入手が著しく困難な場合には、0.6kg/m^3以下としてよい。この場合には、水セメント比あるいは単位水量をできるだけ小さくすることと、コンクリートの打込みを入念に行うことなど配慮が必要。[1]	－	・コンクリート構造物の長期的な耐久性を確保	－	・鋼材の腐食発生限界塩化物量は、1.2kg/m^3と考えてよい。 ・外来塩分は、かぶりコンクリートによる遮塩効果が期待できるが、内在塩分は直接鋼材に触れるため、制限値を小さく設定してある。 ・したがって、内在塩分が過多であると、短期間での鋼材腐食が懸念される。	[1]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.306-311，平成8年12月
施工	シース	シース仕様	・コンクリート打設時に変形しにくい ・継ぎ目からペーストが流入しない ・有害な腐食、よごれ、傷、変形等がない ・所定の強度、変形性、耐久性を有する	－	・断面方向につぶれにくい節付きのものや波付きのものを用いることが望ましい。[1] ・外ケーブル保護管や斜張橋の斜材保護管は、コンクリート中に配置されるシースとは異なり、環境の影響を受けやすいため、腐食や劣化に対する耐久性を考慮して選定することが望ましい。また、注入圧に対して十分な強度を有していなければならない。[1] ・有害な品質変化等が生じると、施工に支障をきたしたり、耐久性を損ねる可能性があるため、運搬時、受入れ時、施工時に十分注意する必要がある。[1] ・一般に薄い鋼製のシースが用いられる。塩害地域等において、高い耐久性を確保するために、ポリエチレン等のプラスティック製シースが用いられている例もある。[1]	・PC鋼材の緊張やグラウト注入に支障をきたさない。	・PC鋼材のグラウト注入に支障をきたさない。 ・耐久性を確保する。	・過度の変形などがある場合、PC鋼材の挿入や緊張に支障をきたす。 ・内面に錆を生じると、緊張時に摩擦係数が増大し、所定の緊張力を導入できない。 ・十分なグラウト充填ができない場合、コンクリートとPC鋼材が一体にならないため、曲げ耐力が低下する。	・シースの耐久性が劣ると、PC鋼材に容易に腐食因子が到達し、鋼材が腐食する。 ・十分なグラウト充填ができない場合、鋼材が腐食する。 ・シースの空隙に水が存在すると、凍結により鋼材に沿ったひび割れが生じる。	[1]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.334-335，平成14年3月
施工	グラウト	グラウト材料	・PC鋼材が錆びないよう保護できるもの ・部材コンクリートと一体とする場合は十分な付着を有するもの ・ノンブリーディング型が標準 ・セメントは JIS R 5210に適合する普通ポルトランドセメントを原則とする ・混和剤はPC鋼材に悪影響のないもの	－	・ノンブリーディンググラウトは、従来タイプのグラウト材に増粘剤を加えたもので、その増粘剤の添加量により、ノンブリーディング型とノンブリーディング粘性型とに区分される。[1]	・完全充填により部材コンクリートと一体化させる。 ・平面保持の仮定の成立。 ・PC鋼材を引張鋼材として十分に機能させる。	・完全充填によりPC鋼材を腐食から保護する。	・グラウト充填が不完全な場合、コンクリートと一体にならないため、曲げ耐力が低下する。 ・グラウト強度が不足する場合、コンクリートとの付着が不十分となり、曲げ耐力が低下する。	・グラウト充填が不完全な場合や塩化物イオン量が過多の場合、PC鋼材を腐食から保護できず、PC鋼材に腐食が発生する。 ・グラウト充填が不完全な場合、空隙部に水が滞積し、凍結により鋼材に沿ったひび割れが生じる。	[1]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.335-336，平成14年3月
施工	グラウト	グラウト特性	・W/Cの標準は45%以下 ・材齢28日の圧縮強度の標準は20N/mm^2以上 ・膨張率は0.5%以下 ・ブリーディング率は0.0% ・塩化物イオン量は0.3kg/m^3以下	・圧縮強度20N/mm^2以上の規定は、昭和36年度改定土木学会プレストレストコンクリート設計施工指針に添付された「PCグラウト指針案」のうち、「型ワク方法」の規定を継承したものである。[1] ・塩化物イオン量は0.3kg/m^3以下の規定は、コンクリートに準拠している。[1] ・道示昭和53年～平成6年、膨張率10%以下を原則→平成8年、膨張率10%以下でブリーディング率3%以下を原則→平成14年、膨張率0.5%以下でブリーディング率0.0%	・従来タイプのグラウトでは、ブリーディング水が生じる。このため、ブリーディング水を外部に押出すために、膨張剤を添加していたがノンブリーディング型の場合、これが不要となるため、膨張率については値を変更した。また、これに伴いブリーディング率も0.0%へと変更している。[2] ・従来タイプのグラウトを用いる場合は、コンクリートへの有害な圧力がかからないこと、グラウトが完全に充填されるための膨張率を設定しなければならない。[1] ・土木学会標準示方書では、ブリーディング率0.0%、体積変化率-0.5%～0.5%、圧縮強度30N/mm^2以上を標準としている。[2]					[1]土木学会:2007年制定　コンクリート標準示方書　施工編，pp.365-367，2007年12月 [2]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.335-336，平成14年3月

表2.2.9　PC橋の設計および施工で担保している性能とその変状が及ぼす影響（施工その２）

1. 項目			2. 設計・施工で用いる制限値・性能規定等	3. 規格値，規定に対する根拠		4. 制限値，許容値に関係する性能		5. 機能・性能が満足されない場合に橋梁に現れる事象，事例 ・現状の課題		参考文献
大	中	小		値・規定の根拠	適用範囲等の補足	耐荷性能および構造的機能	耐久性能	耐荷性能および構造的機能	耐久性能	
施工	コンクリート工	運搬	・材料分離が生じないこと ・適切なコンクリートポンプの選定 ・鉄筋、型枠、支保工に配慮した配管	・練混ぜ後の水和による温度上昇を防ぐため、できるだけ早くにコンクリートを打込むことが望ましい。旧示方書では、このような観点から練混ぜ後1時間以内に打込むように定めていた。しかし、レディーミクストコンクリートを十分に使いこなしている現状から、練混ぜから打込みまでの限度をJISに合わせて1.5時間以内と長くした。[1]	・運搬距離が長い場合や、分離抵抗性の少ないコンクリートを運搬するときは、攪拌機能を有したトラックアジテータ車を用いて運搬しなければならない。[2] ・レディーミクストコンクリートの運搬時間は、JIS A 5308の規定に従う。[2] ・練混ぜてから打込みが終了するまでの時間は、原則として、外気温が25℃以上の時は1.5時間以内、25℃未満の場合でも2時間をこえないことが望ましい。[2] ・輸送管は、水平または上向きに配置することが望ましい。また、ポンプの輸送管はコンクリート圧送中に動くので、直接、鉄筋あるいは型枠等の上に配置しないで、支持台の上に配置することが望ましい。[2]	・所要のワーカビリティーを有し、材料分離のないコンクリートを打込むことにより、所定の強度特性を有するコンクリートを確保する。	・所要のワーカビリティーを有し、材料分離のないコンクリートを打込むことにより、所定の耐久性能を有するコンクリートを確保する。	・コンクリートの打ち込みができない。 ・ジャンカ、コールドジョイントなど初期欠陥が生じる。 ・ブリーディングにより、沈下ひび割れが発生する。さらに、鋼材の付着強度が低下し、曲げ引張破壊およびせん断破壊により脆性破壊する。	・ジャンカ、コールドジョイント、砂すじ、沈下ひび割れなど初期欠陥が生じ、水密性、透気性、物質移動抵抗性が想定より劣り、塩害や中性化による鋼材腐食が発生する。 ・ブリーディングの影響により、鋼材によるひび割れの制御機能が低下して、ひび割れ幅が設定値より大きくなる。	[1]土木学会:コンクリート標準示方書(昭和61年制定)改定資料，p86，昭和61年10月 [2]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.340-345，平成14年3月
		打込み	・雨天または強風時に行わない ・型枠を清掃し吸水部は湿潤状態を保つ ・暑中コンクリートは原則30℃以下 ・寒中コンクリートは原則5～20℃の範囲	・コンクリート温度が高いと、所要のコンシステンシーを得るに必要な単位水量が大きくなること、過早に固まるおそれのあること、長期材齢強度が小さいこと、温度変化によりひび割れの生じるおそれがあることから、暑中コンクリートの打込み時のコンクリート温度は30℃以下と規定した。[1] ・寒中コンクリートの打込み時のコンクリート温度は、10～20℃と定められていたが、5～20℃に拡大した。その理由は、部材厚が大きい場合は、低温で長時間養生するほうが経済的で長期的な物性に対して望ましいためである。また、コンクリート温度だけ高くすると、型枠や鉄筋に接触する部分と温度差ができ、露出部の水分の蒸発が著しくなる。最低温度5℃としたひとつの理由は、ACI規準である。[2]	・材料分離が無く均質なコンクリートを打ち込むことが重要である。[3] ・悪天時にやむを得ずコンクリートを打込む場合は、遮蔽設備を設けなければならない。[3] ・日平均気温が25℃を超える暑中コンクリートを施工する場合は、コンクリート温度は原則30℃以下であるが、やむを得ない場合でも打込み時のコンクリート温度は35℃を超えてはならない。[3] ・日平均気温が4℃以下となる寒中コンクリートを施工する場合は、打込み温度は最低でも10℃程度を確保する必要がある。コンクリート温度が高くなる場合には、外気温とコンクリートの温度差によって大きな温度応力が生じる恐れがあるので、コンクリート温度を20℃以下とする必要がある。[3]	・初期ひび割れ、W/Cの変化、長期強度不足、温度差によるひび割れなどを防ぎ、所定の強度特性を確保する。	・初期ひび割れ、W/Cの変化、長期強度不足、ひび割れなどを防ぎ、所定の耐久性能を確保する。	・床版上面などコンクリート表面に初期乾燥ひび割れが発生する。 ・部材断面急変部やマスコン部に温度ひび割れが発生する。 ・それらにより、所要の強度特性を確保できない。	・床版上面などコンクリート表面に初期乾燥ひび割れが発生する。 ・部材断面急変部やマスコン部に温度ひび割れが発生する。 ・それらにより、所要の耐久性能を確保できない。	[1]土木学会:コンクリート標準示方書解説【昭和42年版】，pp.79-81，昭和42年7月 [2]土木学会:コンクリート標準示方書(昭和61年制定)改定資料，pp.83-85，昭和61年10月 [3]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.340-345，平成14年3月
		養生	・乾燥、低温、急激な温度変化を避ける ・硬化中は有害な振動と衝撃を避ける ・湿潤養生を原則とする ・普通セメントを用いる場合は5日以上 ・早強セメントを用いる場合は3日以上 ・寒中コンクリートは養生中の凍結を避ける ・蒸気養生の場合、前養生2時間、温度上昇は15℃/時以下、最高65℃以下	・セメントの水和作用の観点からは、できるだけ長く湿潤状態に保つのがよいが、実際の構造物では困難であり、不経済でもある。そこで、硬化コンクリートからの水分の蒸発、初期材齢での硬化の増進などを考慮し、最も一般的な普通セメントを用いる場合について、普通の場合、型枠で保護されていないすべてのコンクリート面に対して5日間以上、湿潤養生を行うことを定めた。[1] ・早強ポルトランドセメントを用いる場合は、水和作用が硬化初期に盛んで、初期発熱量が大きくコンクリート温度が高くなり、クリープも小さく、硬化初期にひび割れが生じやすいので、3日間以上、特に十分湿気を与えて、乾燥による収縮ひび割れの発生を防ぐ必要がある。[1]	・打込み後ごく早い時期に、直射日光や風等により表面だけが急激に乾燥するとひび割れが生じる。また、内部の水分が失われると水和反応が十分に行われず、強度の発現が期待できなくなる。[2] ・床版コンクリートを施工する場合、気温が低い時期には、コンクリートの圧縮強度が15N/mm^{2}程度に達するまでは、適当な保温設備のもとに養生を行い、15N/mm^{2}程度に達するまでは、コンクリート温度を5℃以上に保ち、さらに2日程度は0℃以上に保つことが望ましい。[2] ・寒中コンクリートの場合は、コンクリートの打込み後の初期に凍結しないよう十分に保護し、とくに風を防ぐ必要がある。[2]	・打込み後早い時期の表面の急激な乾燥によるひび割れ、内部の水分の喪失、硬化時の振動、硬化時の急激な温度変化や温度差などを避け、セメントの十分な水和反応による所定の強度特性を有するコンクリートを確保する。	・打込み後早い時期の表面の急激な乾燥によるひび割れ、内部の水分の喪失、硬化時の振動、硬化時の急激な温度変化や温度差などを避け、セメントの十分な水和反応による所定の耐久性能を有するコンクリートを確保する。	・床版上面などコンクリート表面に初期乾燥ひび割れが発生する。 ・部材断面急変部やマスコン部に温度ひび割れが発生する。 ・不十分な水和反応に起因する強度不足や，鋼材の定着性能の低下が発生する。	・床版上面などコンクリート表面に初期乾燥ひび割れが発生する。 ・部材断面急変部やマスコン部に温度ひび割れが発生する。 ・不十分な水和反応に起因する強度不足や，鋼材の定着性能の低下が発生する。	[1]土木学会:昭和49年制定コンクリート標準示方書解説【昭和55年版】，pp.153-155，昭和55年3月 [2]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.340-345，平成14年3月
		打継目	・設計で定めた位置や構造を変更しない ・せん断力の小さい位置に設ける ・圧縮力と直角方向に設ける ・温度応力や乾燥ひび割れのないようにする ・レイタンスやゆるんだ骨材を除去 ・打ち継ぐ前に十分吸水する ・塩害域では少なくし鉛直を避ける ・打重ね部は一体性を確保する ・耐久性に影響するひび割れやコールドジョイントを生じさせない	－	・設計で定めた位置をやむを得ず変更する場合、構造物の性質を理解し、位置、方向、構造および施工方法を定める。[1] ・打継目付近には、スターラップあるいは配力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。[1] ・旧コンクリート表面に残留した水は、打ち継ぐ前に除去する。[1] ・打継目は防食上の弱点となりやすいので、できるだけ打継目が少なくなるよう計画する。[1] ・コールドジョイントを防ぐため、コンクリートの種類および品質、練混ぜ開始から打込み終了までの経過時間、コンクリート温度、締固め方法等の影響を考慮して、打継時間間隔を設定して管理することが大切。[1]	・打継目が構造的弱点にならないようにし、構造物の耐荷性能を確保する。	・打継目が防食上の弱点等にならないようにし、構造物の耐久性能を確保する。	・打継目の開きや打重ね面にコールドジョイントが生じ、耐荷性能の低下が発生する。	・打継目の開きや打重ね面にコールドジョイントが生じ、漏水や鋼材腐食などが発生する。	[1]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.340-345，平成14年3月
	PC鋼材緊張工	コンクリート	・プレストレッシング時の圧縮強度は最大圧縮応力度の1.7倍以上、プレテンは30N/mm^{2}以上 ・定着部は生じる支圧応力に耐えること ・複数のPC鋼材を順次緊張する場合は各段階の発生応力度に注意	・プレストレスを与えた後の最大圧縮応力度は、一般に緊張材のレラクセーション、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮、永久荷重等によって減少するものであるから、この場合の安全度は、設計荷重を受けたときの安全度よりも小さくてよいわけである。しかし、コンクリートの圧縮強度に比較して与える応力度が大きくなりすぎると、コンクリートのクリープが応力度に比例する範囲を超えて大きくなるという害を生じる。示方書では、このような場合のコンクリートの圧縮強度は、プレストレスを与えた直後のコンクリートの最大応力度の1.7倍以上あればよいことにした。[1]この安全率1.7以上を定めたのは、DIN 4227による。[2]	・プレテンション方式において、プレストレッシング時の圧縮強度を30N/mm^{2}以上としたのは、コンクリートに生じる最大圧縮応力度に対して安全度を持たせるだけでなく、PC鋼材とコンクリートの間に十分な付着強度が必要であることを考慮して定めた。[3] ・PC鋼材の定着による局部的な支圧応力や引張応力は、定着具の種類、間隔、かぶり等によって異なる。したがって、各PC工法で規定されているコンクリート強度に達してから、緊張しなければならない。[3] ・複数のPC鋼材を順次緊張する場合は、先に緊張したPC鋼材は、後から緊張したPC鋼材の引張力によるコンクリートの弾性変形のために、引張力が減少するので、これを考慮する。[3]	・緊張直後のコンクリート部材の安全性	－	・早期にプレストレスを導入すると、想定以上のクリープ変形を生じる。 ・プレストレス導入時に、定着部背面に割裂ひび割れが生じる。	－	[1]土木学会:昭和53年制定プレストレストコンクリート標準示方書，pp.120-121，昭和53年12月 [2]土木学会:昭和30年土木学会制定　プレストレストコンクリート　設計施工指針，pp.13-14,昭和30年4月 [3]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.347-353，平成14年3月
		緊張管理等	・緊張後の損失を考慮して初期値を決定 ・装置のキャリブレーションを行う ・管理に用いる摩擦係数およびみかけのヤング係数は試験緊張により求める ・所定の緊張力が得られるよう管理する ・管理は荷重計示度とPC鋼材の伸び量で行う ・後埋め部は膨張コンクリートまたは無収縮モルタルを用いる	管理限界について[2] 【方法1】摩擦係数をパラメータとする管理手法における2σ法の管理限界について ①ケーブル1本ごとに対して ：±2σ　(式1) ②グループの平均値に対して ：±2σ／√n　n＝1グループの本数　(式2) 【方法2】緊張力と伸びを独立して管理する手法における許容誤差δについて ①ケーブル1本ごとに対して ：バラツキの標準偏差σ＝5%として、 (式1)より2σで管理した場合±10% ②グループに平均値に対して ：バラツキのσ＝5%として、 1組を構成するPC鋼材本数 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 許容誤差の標準値（%） 10 7.1 5.8 5.0 4.5 4.1 3.8 3.5 3.3 3.2	・現場における試験緊張は、PC鋼材の配置形状の異なる代表的なものから、5ケーブル以上行うことを原則とする。[1] ・鋼製シースを使用し、緊張試験を行うことが困難な場合は、道示に示す値を用いてよい。ただし、この場合はプレストレッシングの管理において、仮定した値が正しいことを確認する。もし異なる場合は、その値を用いて再度引張力を計算する。[1] ・プレストレッシングにより与えられるプレストレス力は、PC鋼材の見かけのヤング係数のばらつき、摩擦係数のばらつき等により目標値から外れる場合がある。プレストレッシングの管理は、これらのばらつきのうち、不注意による誤差を最小限にとどめるとともに、部材設計断面に正確にプレストレッシングが行われているかどうかを判断し、異常がみられた場合に、その原因を早期に発見するために行うものである。[1] ・PC鋼材に与えられる引張力を荷重計の示度で推定した場合も、PC鋼材の伸びで推定した場合も、5%程度の誤差を含むことは避けられないので、誤差発生の危険性を低減するため2つの方法を併用することを原則とする。[1] ・具体的な管理手法は、日本道路協会「コンクリート道路橋施工便覧　8.6 緊張管理」を参照するとよい。[1][2]	・所要の緊張力を確保 ・誤差を最小限にとどめる ・緊張作業の安全を確保	・後埋め材の収縮による打継目面の目地開きを防ぎ耐久性を確保	・所要のプレストレスが確保されないため、使用時に曲げおよび斜めひび割れが発生する。 ・プレストレス導入時に、定着部背面に割裂ひび割れが生じる。 ・緊張作業中にPC鋼材が破断する。	・後埋め部の打継目面より腐食因子が浸入し、定着部の鋼材が腐食する。 ・プレストレス不足により曲げおよび斜めひび割れが発生し、耐久性が低下する。	[1]日本道路協会:道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，pp.347-353，平成14年3月 [2]日本道路協会:コンクリート道路橋設計便覧，pp.288-334，平成10年1月

(3) まとめ

プレストレスの導入量、特に残存しているプレストレス量は、表 2.2.1～2.2.9 のように橋梁の耐荷性能・耐久性能に直接影響するため、その残存量の程度を正確に把握しておくことは、PC 構造物の維持管理上において最重要項目である。

一般に PC 構造はひび割れを許容しない設計であるため、プレストレス量が不足することで以下のような不具合が発生するおそれがある。

- プレストレス量の不足によりひび割れ発生抵抗モーメントが小さくなるため、ひび割れが発生する。
- ひび割れの発生により主桁の剛性が著しく低下するため、想定を越えたたわみや振動が発生する。
- ひび割れ部の PC 鋼材において、応力変動が大きくなるため疲労破断が生じるおそれがある。
- ひび割れから塩化物イオン等の劣化因子が侵入し、構造物内の鉄筋や PC 鋼材を腐食させる。最悪の場合は、鉄筋や PC 鋼材が破断して落橋するおそれがある。
- せん断耐力が減少するため、破壊モードが曲げ破壊先行型からせん断破壊先行型へ移行する可能性があり、せん断破壊モードとなった場合には破壊が脆性的となる。

一方、曲げ破壊に対しては、一般にプレストレスの効果は無視するため、曲げ破壊安全度についてはほとんど影響がないといえる。ただし、上述のように破壊モードがせん断破壊先行型になる可能性があるため、注意を要する。

以上述べたように、実構造物にはひび割れを生じさせないことが、所要の性能を満足させることとなる。すなわち、道路橋示方書の規定は、原則としてひび割れを発生させないことを目的としていると考えることができる。

一方、道路橋示方書の許容応力度はコンクリートのひび割れ強度に対してある程度の余裕を有している。ただし、これは設計で仮定した材料の物性値の違い（ヤング係数、クリープ係数、乾燥収縮度等）、製作誤差、施工条件等により引張応力度が設計値以上に発生しても、ある程度の安全度を確保するように定められているものである。したがって、実構造物の設計・施工・維持管理においては、通常の使用状態ならびにレベル 1 地震動の範囲内において、あくまでも許容応力度を遵守してひび割れを発生させないことが必要である。

2.3　PC 道路橋の施工及び品質管理

(1)　施工及び品質管理の現状

2.2 で整理したように、PC 道路橋の設計においては、所定の性能が発揮されるために様々な設計項目について定量的な照査や構造細目等の遵守が行われる必要がある。またそれらの設計項目や構造細目では前提となる材料や施工手順によることが前提となっているものも多く、施工にあたってはそれらが満足されるように種々の品質管理が行われることとなる。

特にコンクリート、鉄筋、PC 鋼材を用いて橋体を形成する複合構造であり、RC 部材に比べ荷重に対して全断面で抵抗する特徴を有する PC 部材では、RC 部材に比べて一般により高強度のコンクリートが用いられるだけでなく、施工段階で有効断面を侵すような有害なひび割れをできるだけ生じないような施工の実施、所定のプレストレス力が導入されるための緊張方法（緊張量・手順など）の設定とその管理、適切なグラウトの施工など高度な施工技術とその確実な実施が求められる [2)]。

そして、硬化後のコンクリートの特性や導入されたプレストレスの状態については、PC 道路橋の性能を大きく左右する一方で、それらを施工後に直接的に評価する手法は十分でない。また評価できたとしてもプレストレスが導入された後での是正は極めて困難である。

このため設計の前提となった施工品質が得られることについては、施工段階毎に行われる個々の品質管理の積み上げにより間接的に保証されているのが現状である。

そこで本節では、現状の品質管理において実施している項目と手法を整理し、それらと部材の性能の関わりについてとりまとめた。また各着目品質について構造物の完成後の検証性についても検討して整理した。

施工手順や品質管理の詳細は道路橋示方書などの設計技術資料では網羅されていないため、ここでは、主に国土交通省直轄事業の PC 道路橋施工で実際に実施されている品質管理項目を例として工種，細目，確認事項に体系整理した(図 2.3.1)。

また各項目について品質管理で実施している内容を表 2.3.1 に、構造物完成後の確認手法を表 2.3.2 のグレード分けの定義に従って分類することにより現状の品質管理体系を評価する。分類を判定する評価手法は、既往の知見等 [3),4)]で確立されているのものではないことから、実際の PC 道路橋の品質管理に携わった経験を有する技術者（プレストレストコンクリート建設業協会に所属する技術者）の主観、および非破壊検査技術関連の一部については（社）日本非破壊検査工業会に所属する企業のアンケートを基にグレード分けを実施した。

その他 PC 道路橋の建設現場で実施されている一連の品質管理について、実際に運用されている工事仕様書 [5)]、基準類 [6),7),8)]から抜粋し、①使用材料の品質管理、②施工精度の管理、③緊張管理、④グラウト管理，⑤出来形管理に分類した（参考資料-1）。さらに一般の工事仕様書等に記載されていないPC構造特有なプレストレスの緊張管理手法について参考資料-2 に示す。

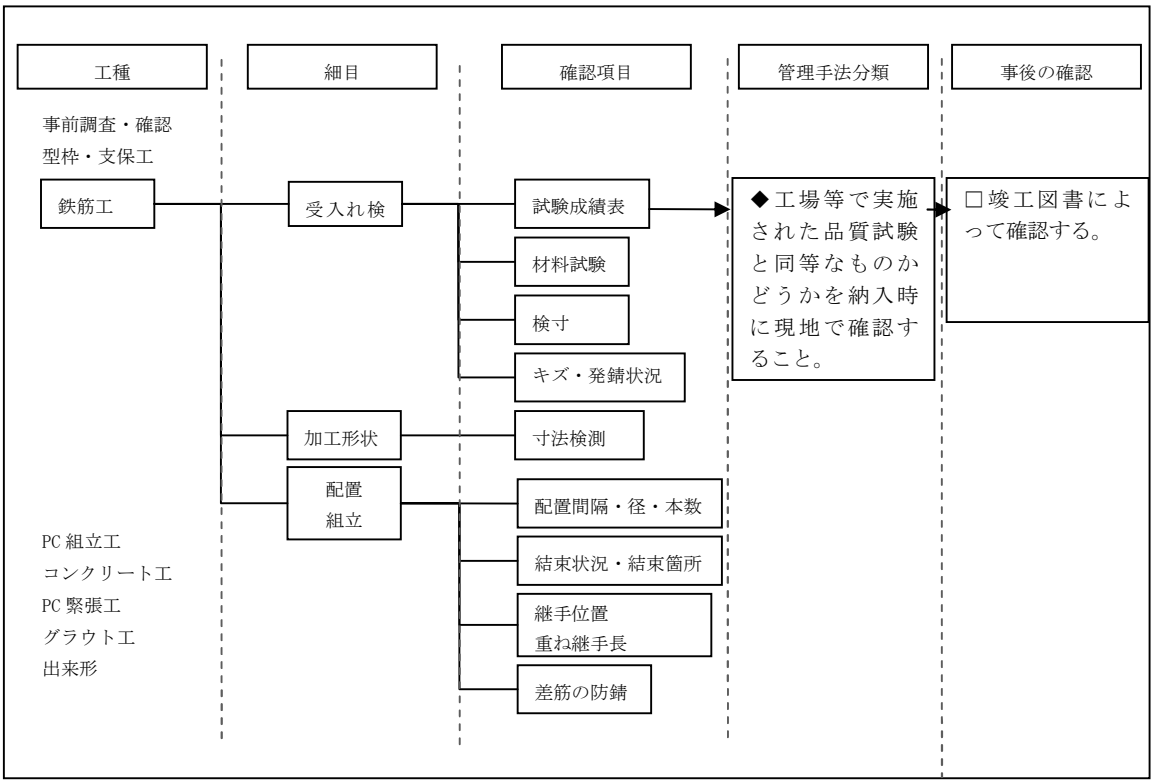


図 2.3.1　品質管理項目の整理方法（例）

表 2.3.1　品質管理手法の分類

記号	概　要	備　考　(例事)
●	目視，写真等による品質管理手法	・寸法，配置本数を検測する事
○	理論計算等による品質管理手法	・支保工耐力計算，たわみ計算を実施する事
△	JIS や特定の試験方法が規格化されており直接的な管理手法	・コンクリートの圧縮強度試験，鋼材の引張強度試験
◆	現場において書類，成績表の整合をチェックする間接的な品質管理手法	・納入された鋼材が所要の製品であるか試験成績表を確認する事

表 2.3.2　事後（構造物完成後）確認の容易さのグレード分けの定義

記号	概　要	備　考
▽	目視により事後確認できる	・打ち継目のコールドジョイント等目視観察によって判定可能
◎	現存する非(微)破壊検査技術で、既に実用的段階で検証がなされている	・テストハンマー等によるコンクリート強度が試験法・規準として確立している事項
▲	テストピース(供試材)抜き取ることで確認可能	・コンクリートの品質状態（単位水量，含有塩分量など）など抜き取りで状態が把握可能な事項
□	竣工図書等の書類で確認できる	・試験成績表，納品書等の材料の所在に関わる事項
■	事後確認することが困難である	・目視、検査技術も用いても評価が困難となる事項
--	PC 道路橋の性能評価に直接関わらない項目	・施工条件，コンクリートの試験練結果などが該当する

注）品質管理の評価手法は、既往の知見等[3),4)]で確立されているものではないことから、実際の PC 道路橋の品質管理に携わった経験を有する技術者（プレストレストコンクリート建設業協会に所属する技術者）の主観、および非破壊検査技術関連の一部については (社)日本非破壊検査工業会に所属する企業のアンケートを基にグレード分けを実施した。

なお、品質管理手法は、一つの項目に対して複数となる場合もある。複数となる場合や、手法の選定理由について補足が必要な項目に対しては補足説明を記載した。

(2) 品質管理手法の分析結果

品質管理項目を評価した結果を工種ごとに表 2.3.3～2.3.10 に示す。

表 2.3.3 品質管理項目および事後の確認の可・否の評価 （事前調査および確認）

工　種	細　目	確　認　項　目	品質管理手法の分類	事後の確認
事前調査および確認	設計図書確認	形状、寸法、材料、鋼材（配置，ランク）等の計算結果や図面・数量との整合性	●,○ ※1)	--
	施工条件調査	施工条件（架設条件・施工条件の調査）	●	--

※1) 設計図書の確認では、現場施工条件と設計図書との整合性や、標準設計などとの比較、そして概算数量や必要鋼材量と図面の整合性等をチェックする作業の「●」と、計算結果や図面・数量の妥当性や整合性を試算により照査・チェックする「○」を示す。

表 2.3.4 品質管理項目および事後の確認の可・否の評価 （型枠・支保工）

工　種	細　目	確　認　項　目	品質管理手法の分類	事後の確認
型枠支保工	型枠・支保工の耐力	型枠・支保工の耐力計算	○	--
		地盤耐力（平板載荷試験、レベルによる沈下量測定等）	△	--
	出来形	寸法検測（組立精度）	●	--

表 2.3.5 品質管理項目および事後の確認の可・否の評価 （鉄筋工）

工　種	細　目	確　認　項　目	品質管理手法の分類	事後の確認
鉄筋工	受入れ検査	試験成績表	◆	□
		材料試験（強度試験等）	△	□
		検寸	●	--
		キズ、発錆状況　（断面欠損）	●	◎
	加工形状	寸法検測	●	--
	配置・組立	配置間隔・径・本数	●	◎
		結束状況・結束箇所	●	--
		継手位置、重ね継手長	●	◎
		施工時に暴露環境にある差筋の防錆処理	●	--
	かぶり	スペーサーサイズ(かぶり）と配置個数（m2当たり）	●	◎

表 2.3.6　品質管理項目および事後の確認の可・否の評価　（PC 組立工）

工　　種	細　　目		確　認　項　目	品質管理手法の分類	事後の確認
PC組立工	受入れ検査	シース	試験成績表	◆	□
			検寸	●	--
			キズ、発錆状況	●	◎
		PC鋼材	試験成績表	◆	□
			強度試験	△	□
			キズ、発錆状況	●	◎
		定着具	試験成績表	◆	□
			強度試験	△	□
	配置・組立	シース	棚筋の高さ・間隔	●	◎
			平面位置(ピッチ・あき)	●	--
			本数	●	◎
		PC鋼材	本数	●	◎
			余長（緊張ジャッキが配置可能な長さ）	●	--
		定着具	配置高さ	●	◎
			補強筋（グリッド筋など）	●	--

表 2.3.7　品質管理項目および事後の確認の可・否の評価　（コンクリート工）

工　　種	細　　目	確　認　項　目	品質管理手法の分類	事後の確認
ｺﾝｸﾘｰﾄ工	試験練	配合、強度	△	--
	受入れ検査	運搬時間（練混ぜ開始から荷卸しまでを原則として1.5時間以内）	◆	--
		配合（伝票）	◆	□
		塩化物総量	△	▲
		単位水量	△	▲
		スランプ	△	--
		空気量	△	▲
	打込み・養生	場内運搬	●	--
		締固め、打継ぎ時間（コールドジョイント）	●	▽
		スランプロス	○, △ ※2)	--
		温度	●	--
		仕上げ状況	●	▽
		湿潤状況、養生期間	●	--
	打継処理	打継目位置	●	▽
		レイタンス	●	▽
	マスコン	材料、配合、打継ぎ目の位置、養生方法	○ ※3)	▽
	施工時の強度	脱枠時、PC緊張時、σ28	△	□ ※4)

※2)　コンクリート標準示方書・施工編に従い、打ち込み最小スランプを基準として、以下のスランプロスを考慮し算出するため「○」とする。（①現場まで運搬によるロス、②ポンプ圧送や配管による現場内の運搬によるロス、③環境温度によるロス、④時間経過によるロス等。）
打込み時の最小スランプはコンクリート標準示方書・施工編を目安とし、JIS A 1101に基づくスランプ試験を実施する「△」を示す。

※3)　マスコンは、経験等から温度ひび割れが懸念される場合、温度応力解析などにより、材料、配合、打継目位置、養生方法などによりひび割れの発生を制御することが可能。

※4)　施工時の強度は、各材齢の強度試験結果を書類で確認する。

表 2.3.8　品質管理項目および事後の確認の可・否の評価　（PC 緊張工）

工　種	細　目	確　認　項　目	品質管理手法の分類	事後の確認
PC緊張工	緊張前準備	緊張計算	○	□
		キャリブレーション	△	--
		試験緊張	○, △ ※5)	--
	緊張時	緊張管理(導入緊張力管理) （マノメーター示度、PC鋼材の伸びにより緊張管理図作成）	●, △ ※6)	■, □ ※7)
		変形拘束物の有無	●	--
		セットロス	●	--
		グループ管理	○	--
		管理限界の修正	○	--

※5)　コンクリート道路橋施工便覧に従い、摩擦係数をパラメーターとして緊張管理を行う場合、ＰＣ鋼材の見かけのヤング係数および摩擦係数を定められた試験緊張方法から理論計算により算出するため「○」および「△」とする。また、十分な試験データがあるような単純ポストや試験緊張が困難な片引き施工の場合は、試験緊張を省略し施工便覧に示す値を使用してもよい。

※6)　コンクリート道路橋施工便覧に従い、定められた方法で緊張管理を実施するため「△」とする。また、実際の緊張管理はジャッキの圧力計やＰＣ鋼材の伸び量を目視や写真にによって管理するため「●」とする。

※7)　施工時に導入した緊張力は書類で確認できるため「□」とする。しかし、何らかの原因で緊張力が低下した影響まで考慮は出来なく、事後に残存緊張力を確認する非破壊検査技術は現時点では確立されていないため「■」とする。

表 2.3.9　品質管理項目および事後の確認の可・否の評価　（グラウト工）

工　種	細　目		確　認　項　目	品質管理手法の分類	事後の確認
グラウト工	材料受入れ	水	上水道以外は以下を管理 （懸濁物質量、溶解性蒸発残量物、塩化物イオン量、セメントの凝結時間の差、グラウトの圧縮強度の比）	△	□
		セメント	試験成績表（材料種類, 成分等）	◆	□
		混和材	試験成績表	◆	□
	品質管理試験		レオロジー試験	△	--
			単位容積質量	△	--
			ブリーディング率	△	--
			体積変化率	△	--
			圧縮強度	△	▲
			塩化物イオン量	△	▲
	注入時		注入量の確認（風袋）	●	□
			排出口からの流出確認	●	--

表 2.3.10　品質管理項目および事後の確認の可・否の評価　（出来形工）

工　　種	細　　目	確　認　項　目	品質管理手法の分類	事後の確認
出来形	出来形	寸法検測	●	▽
		たわみ、そり量管理	●, ○ ※8)	▽
	コンクリートの品質	表面状態（ひび割れ）	●	◎, ▽ ※9)
		強度確認	△	◎, ▲ ※10)

※8)　施工時に目視等で計測したたわみやそり量と、計算式から求まる結果を比較する事で管理が可能なため「●」および「○」とする。

※9)　表面状態（ひび割れ）の確認は、目視により確認可能なため「▽」とする。また、目にみえないようなひび割れでも、非破壊検査技術（赤外線法、弾性波法、ＡＥ法、電磁波レーダー法）によって確認可能であり「◎」とする

※10)　完成後のコンクリート強度は、反発硬度法（テストハンマ）などの非破壊検査手法で確認が可能なため「◎」とする。また、テストピースを抜き取ることで、より正確な強度確認も可能なため「▲」とする。

(3) 集計結果及び考察

本研究で実施した評価方法は、個々の品質管理手法の信頼性・精度・重要度までを網羅して品質管理体系を評価しているものではないが、PC 道路橋を建設する際に実施されている工種毎、項目毎に分類された品質管理項目を各方法の実施頻度数量(度数)として集計し品質管理体系を大枠の評価を試みた。

品質管理手法の分類の集計を表 2.3.11 に、事後の確認のグレード分けを表 2.3.12 に示す。

表 2.3.11　品質管理手法の分類の集計（単位：項目数）

管理手法の分類 ＼ 項目	目視，写真等による	理論計算等による	JIS等の検査手法が規格化される直接的手法	現場で書類，成績表の整合確認する間接的手法	集計
事前調査・確認	2	1	0	0	3
型枠・支保工	1	1	1	0	3
鉄筋工	8	0	1	1	10
PC・組立工	10	0	2	3	15
コンクリート工	7	2	7	2	18
PC緊張工	3	4	3	0	10
グラウト工	2	0	7	2	11
出来形	3	1	1	0	5
集計	36	9	22	8	75

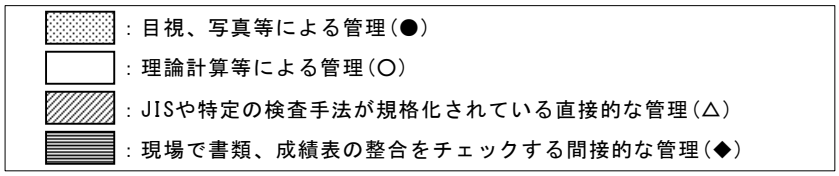
表 2.3.12　品質管理項目の事後確認のグレード分け集計　（単位：項目数）

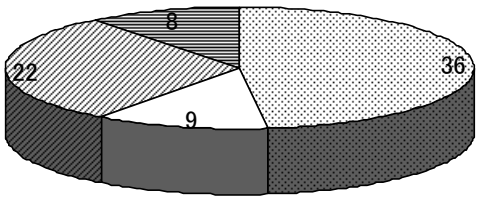
項目 ＼ 分類	目視により確認可 ▽	非(微)破壊検査技術により検証可 ◎	テストピースを採取により確認可	竣工図書等の書類により確認可	事後確認が容易でない	集計	性能評価に直接関係しない事項 --	総集計
事前調査・確認	0	0	0	0	0	0	2	2
型枠・支保工	0	0	0	0	0	0	3	3
鉄筋工	0	4	0	2	0	6	4	10
PC・組立工	0	6	0	5	0	11	4	15
コンクリート工	5	0	3	2	0	10	7	17
PC緊張工	0	0	0	2	1	3	6	9
グラウト工	0	0	2	4	0	6	5	11
出来形	3	2	1	0	0	6	0	6
集計	8	12	6	15	1	42	31	73

1)　品質管理手法の分類について

品質管理手法の分類したものを度数で整理したグラフを図 2.3.2 に示す。PC 道路橋の建設に際し実施される品質管理項目の約半数(36/75 項目)は工事関係者による目視、写真等による管理手法に拠っていることが解る。

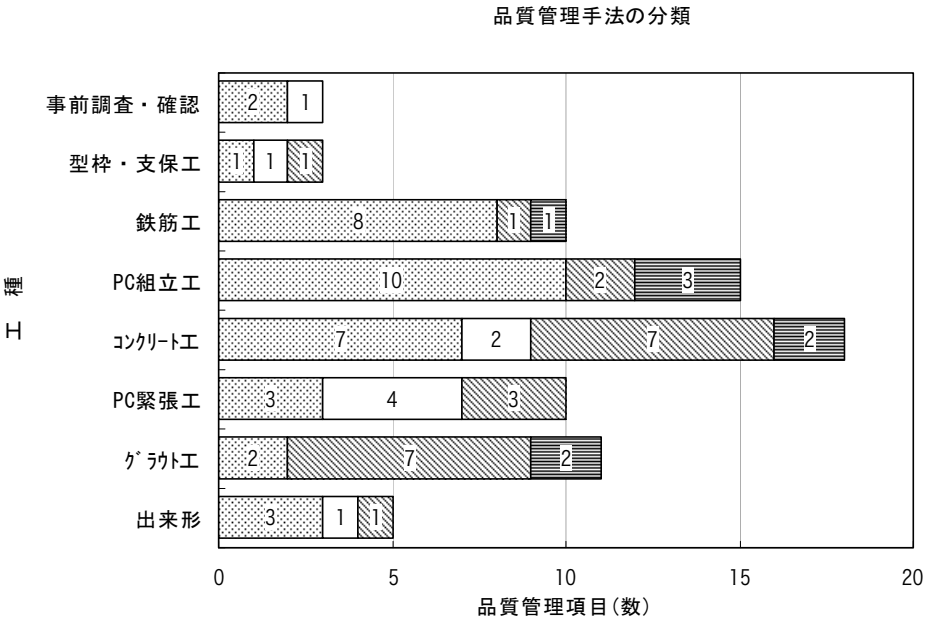
また、規格化されている管理手法の多くはコンクリート工（7/75 項目）およびグラウト工(7/75 項目)に関する項目であり、コンクリートおよびグラウト施工に対する過去の規格化への取組みが反映された結果となっている [9),10)]。





品質管理手法の分類　全体数の集計

a. 全体数の集計



b. 工種類毎の集計

図 2.3.2　品質管理手法の分類結果の数量による集計

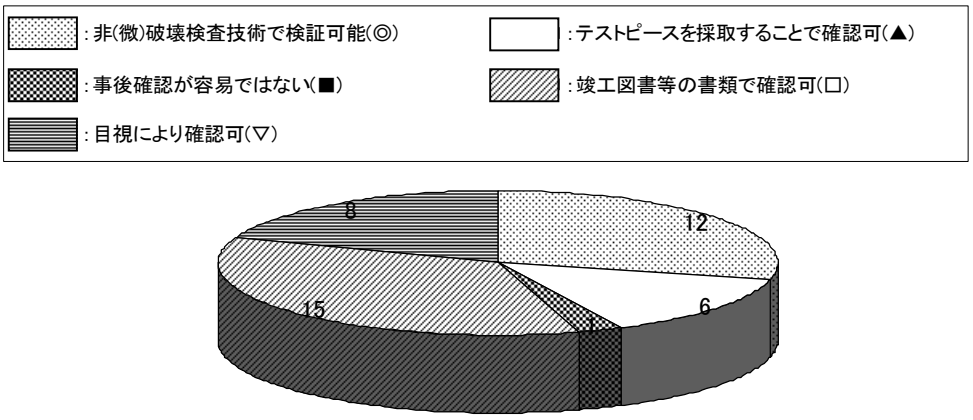
2)　事後（構造物完成後）の評価について

品質管理項目について、PC 道路橋の性能に関わる項目を構造物完成後に確認することが可能か否か評価した結果を図 2.3.3 に示す。

現状の PC 道路橋に対する点検体系は主に目視調査によっているが、近年、コンクリート構造物に対する非破壊検査手法は多く開発されており、目視で確認できない内部の状況についても事後の確認ができるようになりつつある。グラウト工についてもグラウト未充填に関わる問題 [11]から、現在、非破壊検査技術で調査する手法が各方面で多く取組まれており、検査技術は確立されつつある。

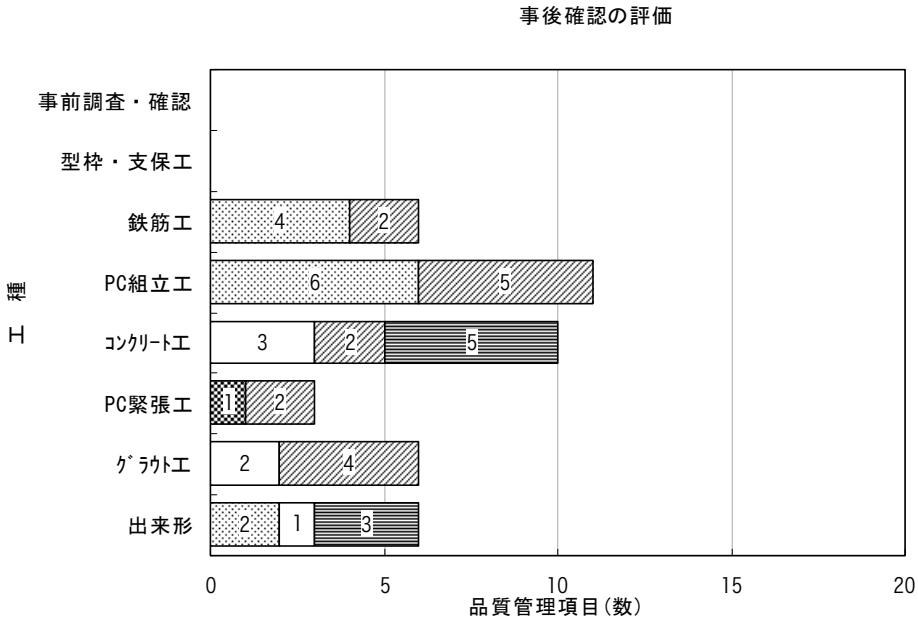
事後(構造物完成後)の管理項目のうち容易に確認できない事項（■）は、PC 緊張工だけであり、PC 緊張工において導入したプレストレス力の状態を構造物完成後に確認できるようになれば、精度に課題はあるものの現在の品質管理項目の全ての品質について事後の確認が可能となると言える。

プレストレス導入力は参考資料-2 に示すような入念なプロセス管理により保証している。しかしながら適切に導入されたプレストレス力も参考資料-3 に示す事例からも読みとれるように、様々な要因により経時的に減少する。減少要因の多くは設計で考慮されているが、材料劣化など設計で考慮されない要因もある。着目時点のプレストレス力はその時の PC 道路橋の耐荷性能、耐久性能に大きく影響するため、その時のプレストレス力を非破壊で測定できるようになれば、PC 道路橋の維持管理において適切な対応を行うことが可能になると考えられる。



事後確認のグレード分け集計

a. 全体数の集計



b. 工種類毎の集計

図 2.3.3　品質管理項目の事後の確認の容易さのグレード分けの集計

(4)　まとめ

現状の品質管理において、2.2 で整理した要求品質や要求性能が構造物の建設時および供用時においてどのように定量的に品質保証されるのかを評価した。

PC 道路橋の性能は、施工時に行われる施工段階ごとの品質管理により間接的に保証されているが、構造物完成後においても、構成材料個々が保有している性能および状態は、精度に課題があるものの既往の技術により一定レベルで確認できることがわかった。構造物の性能を直接的に評価する方法はないが、構成材料の性能を反映した復元設計を行うことにより、構造物の性能を間接的に評価することができる。しかしながら、復元設計を行うためにはプレストレス力を推定する必要があるが、現時点の知見ではその確認方法がないのが現状である。2.2 の整理で分かるとおり、特に耐久性の確保においてはプレストレス力の状態をある一定レベルで把握できなければ、構造物としての性能評価は困難となる。

したがって、PC 道路橋のプレストレス力の定量的な確認手法の開発と、維持管理への適用に向けた展開方法の整備が望まれる。ただし、確認手法としては非破壊検査に限定する必要はなく、目視等でもプレストレス力を推定することが可能であれば、一定レベルで性能を評価することができると考えられる。

2.4　PC 道路橋の維持管理

(1)　維持管理の現状

現状の維持管理は、直轄の道路橋に対しては、昭和 63 年より旧建設省土木研究所がとりまとめた「橋梁点検要領（案）土木研究所資料 2651 号　昭和 63 年 7 月」（以下「S63 点検要領」という）をもとに統一的な点検が始められ、現在は「橋梁定期点検要領(案)　国土交通省道路局　平成 16 年 3 月 [12)]」（以下、「直轄点検要領」という）に従って実施されている。

本研究では、維持管理段階にある PC 道路橋の現状把握を目的として、平成 16 年 3 月から平成 20 年 3 月までの間に直轄点検要領に基づいて実施された定期点検の結果から、既にデータベース化されているものを対象として代表的な損傷形態の抽出などの分析を行った。

(2) 既設 PC 道路橋の点検の現状

直轄点検要領における定期点検のフローを図 2.4.1 に示す。

定期点検の内容は、「損傷状況の把握」と「対策区分の判定」に大別されており、「損傷状況の把握」は原則としてマニュアルに示す定義に従って客観的事実としての損傷の拡がりや深さなどの性状「損傷程度の評価」として記録する。この記録は点検技術者の主観に左右されない客観的データとして損傷発生傾向の分析や複数回の結果を比較することで劣化進行程度の評価や予測モデルの検討などを行うための基礎データとなる。

一方、部材毎の特徴や橋の構造的特徴、損傷に至った原因、架橋環境条件などによって、同じ損傷であっても橋の性能に及ぼす影響の程度や補修や補強等の対策実施の是否、内容、適切な実施時期などは同じでない。そのため直轄点検要領では「損傷程度の評価」とは独立して「対策区分の判定」を行うこととされている。

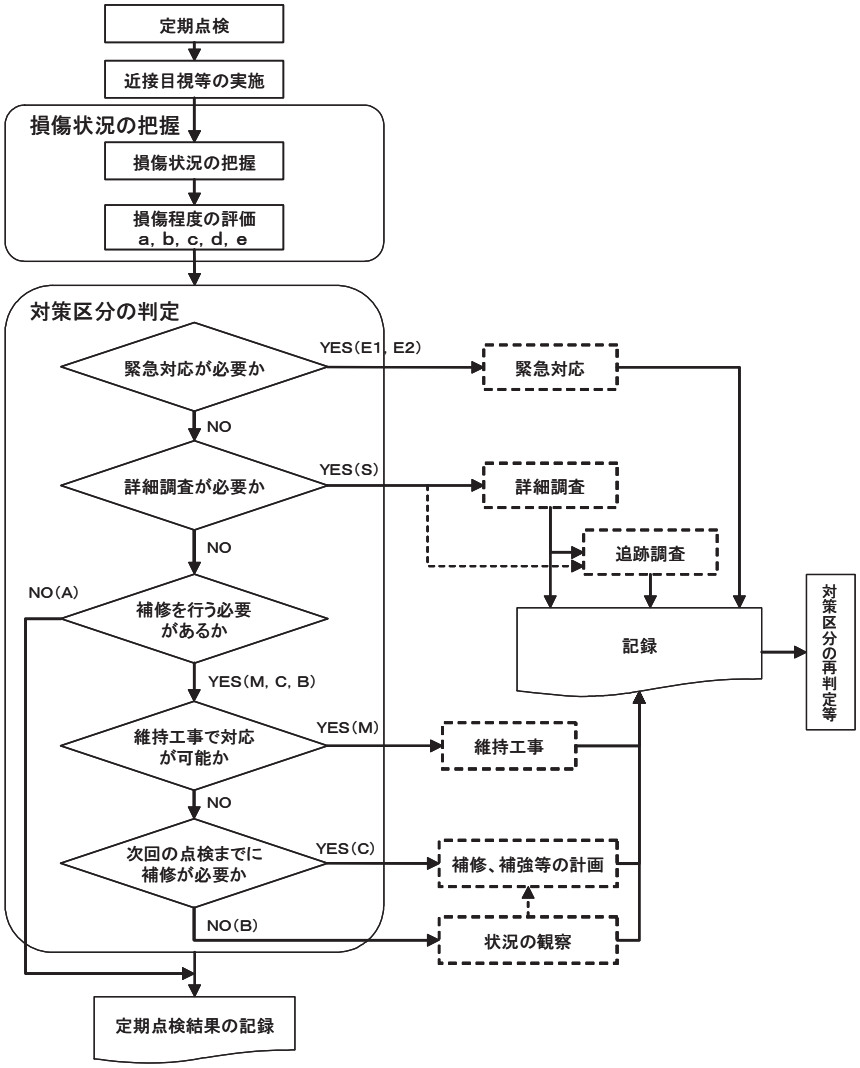


図 2.4.1　損傷評価および対策の流れ

「対策区分の判定」は損傷の程度に関係なくその影響による対策実施の緊急性、供用安全性への影響の程度などの観点から、判定する橋梁技術者が管理者に対して対応の考え方について一次的な診断を提示するものであることから、マニュアル的な判定要領は存在せず、様々な情報を総合的に判断して判定を行う技術者が自らの知見に基づいて判定することとなる。そのため直轄点検要領では、判定の適切性を依存することになる従事技術者については適当な経験や技術的知見を有するものを当てることが想定されている。表 2.4.1 に対策区分の判定内容を示す。

表 2.4.1　対策区分の判定内容

判定区分	判定の内容
A	損傷が認められないか，損傷が軽微で補修を行う必要がない。
B	状況に応じて補修を行う必要がある。
C	速やかに補修等を行う必要がある。
E1	橋梁構造の安全性の観点から，緊急対応の必要がある。
E2	その他，緊急対応の必要がある。
M	維持工事で対応する必要がある。
S	詳細調査の必要がある。

このような考え方による直轄点検要領における、損傷程度の評価を行うにあたって用いられる PC 部材に関連するひび割れパターンの分類と定義を表 2.4.2、2.4.3 および図 2.4.2 に示す。

これらは一般的なコンクリート橋の上部構造を対象に、既往の実績から代表的なひびわれ形態を、発生原因や耐荷力などの部材の性能の観点からその内容が異なる可能性のあるものは別のパターンとして認識できるように分類されたものである。しかしながら構造物自体が現在どのような状態に在るかといった PC 道路橋の性能や機能との関係においての健全度を直接的に判断するものとはなっていない。

橋梁のような複雑な構造系では、それぞれの部材毎にその状態が橋の性能に及ぼす影響の程度やその内容は一概ではなく、ある部材のみに着目してその性能状態を評価したとしても橋の性能との関係を関連づけることは容易ではない。またコンクリート構造はコンクリートと補強鋼材からなる複合構造であり、その耐荷機構も一種類の材料だけからなる部材と異なり複合的なものである。さらにコンクリート自体もセメント・骨材など複数の素材から構成されている不均一で複雑な構造体であり、PC 構造の場合には最も重要な要素であるプレストレス力の存在そのものもその性能を左右する要因となっている。

こうしたことから目視による外観調査が主体の定期点検は、膨大な量の道路橋の維持管理において、経済性、効率性、信頼性など総合的には現在のところ極めて合理的な方法と考えられているものの、原因の推定や詳細な性能状態の判断においては目視点検で得られる情報だけでは十分でなく、目視に頼ることなく必要な情報は把握されなければならないと考えられる。

表 2.4.2　ひび割れの分類

①主桁直角方向の桁下面および側面の鉛直ひびわれ（支間中央部）	⑪ウエブと上フランジの接合点付近の水平方向のひびわれ
②主桁下面縦方向ひびわれ	⑫桁全体に斜め 45°方向のひびわれ
③主桁直角方向の桁下面および側面の鉛直ひびわれ（支間 1/4 部）	⑬変断面桁の下フランジの PC 鋼材に沿ったひびわれ
④支点付近の腹部に斜めに発生しているひびわれ	⑱主桁上フランジ付近
⑤支承上桁下面・側面に鉛直に発生しているひびわれ	⑭PC 連続中間支点付近の反曲部の PC 鋼材に沿ったひびわれ
⑥支承上から斜めに側面に発生しているひびわれ	⑮PC 連続中間支点付近の反曲部の PC 鋼材曲げ上げに直交するひびわれ
⑦ゲルバー部のひびわれ	⑲主桁の腹部に水平なひびわれ
⑧連続桁中間支点部の上側の鉛直ひびわれ	⑯PC 鋼材定着部付近
⑨亀甲状，くもの巣状のひびわれ	⑰PC 鋼材が集中している付近
⑩桁の腹部に規則的な間隔で鉛直方向のひびわれ	⑳シースに沿って生じるひびわれ

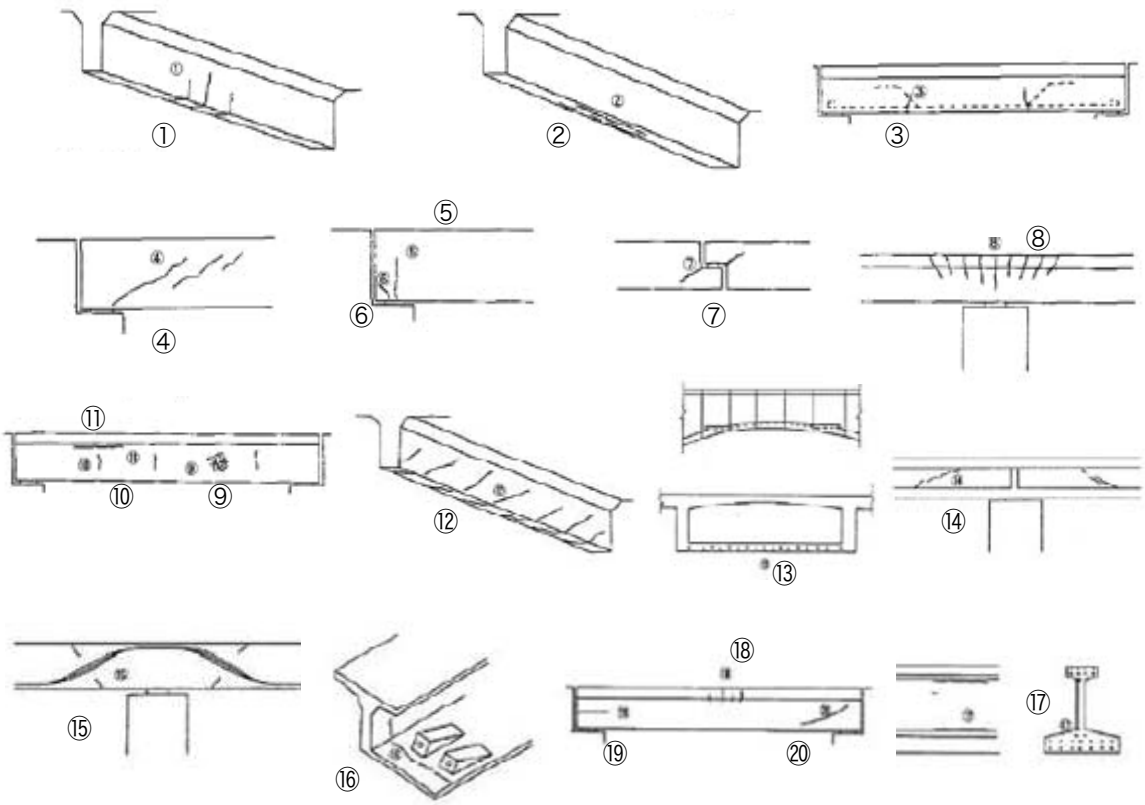


図 2.4.2　ひび割れの分類

表 2.4.3　ひび割れの「損傷程度の評価」の定義（PC 構造物）

区分	最大ひび割れ幅	最小ひび割れ間隔（目安値）
a	損傷なし	
b	小：0.1mm 未満	小：0.5m 間隔以上
c	小：0.1mm 未満	大：0.5m 間隔未満
	中：0.1mm 以上～0.2mm 未満	小：0.5m 間隔以上
d	中：0.1mm 以上～0.2mm 未満	大：0.5m 間隔未満
	大：0.2mm 以上	小：0.5m 間隔以上
e	大：0.2mm 以上	大：0.5m 間隔未満

(3) 既設 PC 道路橋の点検結果

1) 分析対象

図 2.4.3 は、直轄点検要領に基づいて定期点検された橋梁のうち、これまでに点検結果がデータベース化されている 31,430 橋の構造形式別橋梁数の比率を示している。このうち PC 橋は 13,853 橋と 44.1%を占めている。これらの点検結果から PC 橋上部構造に関するものを今回の分析対象とした。また、対象となった PC 橋の構造別の橋梁数を表 2.4.4 に示す。

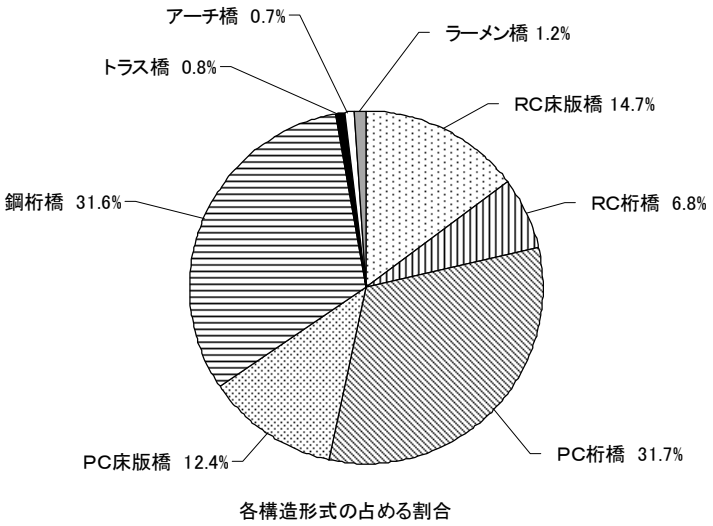


図 2.4.3 構造形式別の橋梁数比率

表 2.4.4 分析対象の PC 構造橋梁数

橋梁形式		データ橋梁数
PC 桁橋	プレテン T 桁	6,269
	ポステン T 桁	3,359
	プレテン箱桁	90
	ポステン箱桁	251
PC 床版橋	プレテン床版橋	2,497
	プレテン中空床版	917
	ポステン中空床版	470

2) 損傷種類と発生の傾向

PC 橋上部構造（主げた、横げた、床版）で確認された損傷の種類ごとの発生率を図 2.4.4 に示す。

全体としては「漏水・遊離石灰」の発生が最も多く、径間数で示した損傷発生率は 6 割を超えている。次いで「剥離・鉄筋露出」と「ひび割れ（床版ひび割れ）」が続いてい

る。さらに次いで多い損傷である「うき」が最終的には剥離に至ることが多いと考えると PC 道路橋の上部構造では「ひびわれ」「漏水・遊離石灰」「うき・剥離・鉄筋露出」が主たる損傷形態と言える。径間数による整理であるため、これらの 3 形態の損傷の併発の状況や、相互の関係の有無等については不明である。

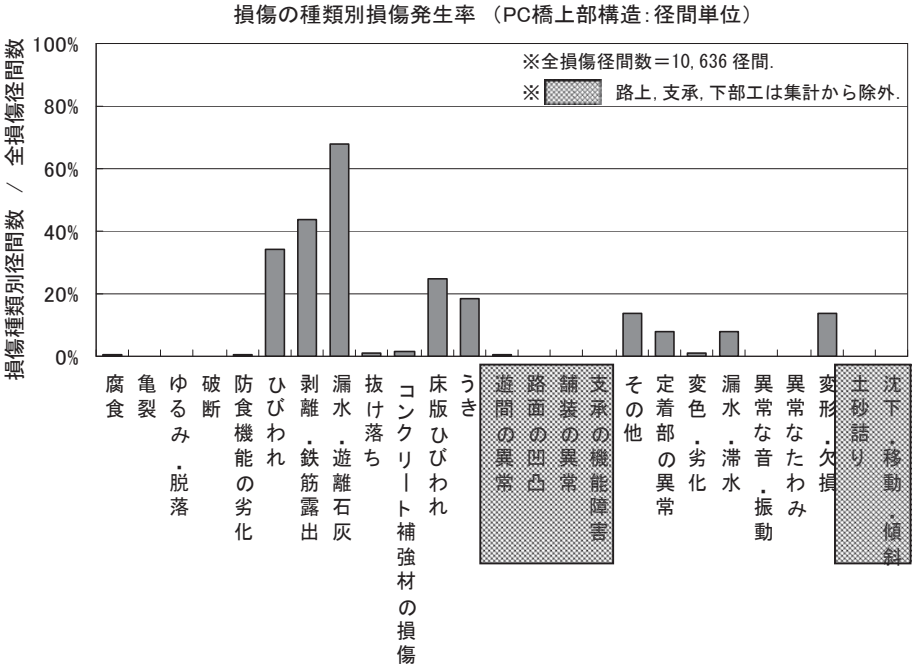


図 2.4.4　PC 橋上部構造に発生している損傷の比率

3)　ひび割れ損傷の傾向と代表事例

図 2.4.5 は、PC 橋全体で主桁において確認されたひび割れ種類と発生径間数および損傷程度を整理したものである。

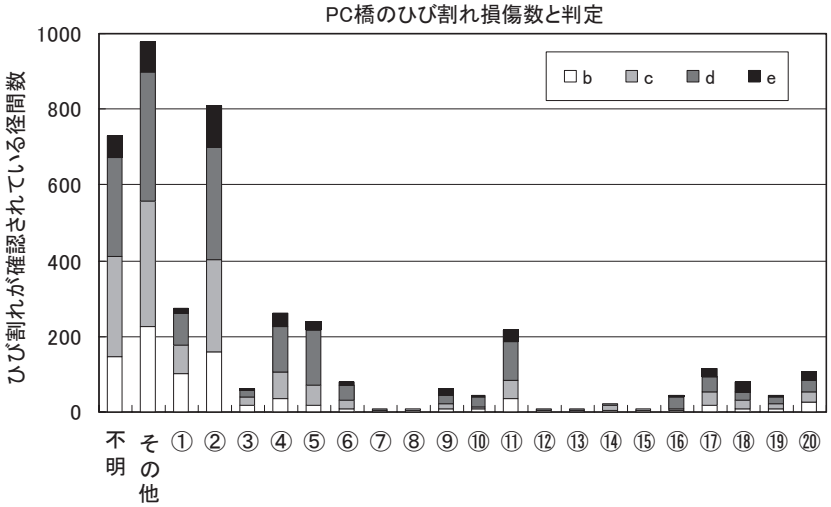


図 2.4.5　PC 橋のひび割れの分類

ひび割れでは「②：主桁下面縦方向（橋軸方向）ひび割れ」の頻度が突出していることが分かる。その他「①：主桁下面および側面の直角方向ひび割れ」、「④：支点付近の斜めひび割れ」、「⑤：支承上の主桁鉛直ひび割れ」が比較的多い。

なお、「その他」や「不明」に分類されるものの頻度が非常に多く、現直轄点検要領のひび割れパターン分類では代表的なPC道路橋のひび割れパターンがカバーできていないか、パターンの定義が不適切であり点検技術者が要領の意図したパターン分類に区分しにくい状況にある可能性がある。

このように形式的に分類したひび割れ発生頻度の傾向だけから詳細な考察を行うことには限界があり、同じパターンに分類されているひび割れに対しても原因の推定などの考察には配筋の状況やひびわれ位置、当該部材の構造的特徴、荷重の条件などの個別の様々な条件についての詳細を考慮する必要がある。

ここでは、PC部材としての健全性の観点から代表的なひび割れパターンの特徴[13)]について整理する。

・「②：主桁下面縦方向（橋軸方向）ひび割れ」

活荷重や死荷重などの鉛直荷重による曲げ、せん断によって主げたに発生する応力や変形で生じる可能性のあるひびわれと直交する方向のひびわれであり、主げたの軸方向に配置されている鉄筋やPC鋼材の腐食が原因である可能性が高い。

主げた下面は降雨が直接あたらず滞水も生じないため、疑われる鋼材の腐食の原因には、極端なかぶり不足や上面やPC定着部などからの桁内部への雨水の浸入、PC鋼材のグラウト充てん不良などが考えられる。腐食によってPC鋼材に断面減少や破断が生じるとプレストレスの減少などにより耐荷力性能に深刻な悪影響が生じる可能性もあることから、このタイプのひび割れでは、内部鋼材の健全性の確認と腐食原因となった雨水等の水分の侵入経路の特定とその改善が重要である。

このタイプのひび割れの例を以下に示す。

写真 2.4.1 PC主げた下面の縦方向のひび割れ

・「①：主桁下面および側面の直角方向ひび割れ」

活荷重や死荷重などの鉛直荷重による曲げによって主げたに発生する応力や変形に伴って発生する可能性があるひび割れであり鉛直荷重に対して相対的に耐荷力が不足している可能性が疑われる。すなわちプレストレス導入量の不足や減少、あるいは過積載車両の通過など過大な鉛直荷重の載荷などが主な要因と考えられる。

このタイプのひび割れの例を以下に示す。

写真 2.4.2 PC 主げたの鉛直方向ひび割れ

・「④：支点付近の斜めひび割れ」

鉛直荷重に起因するせん断力による場合、支点付近から支間中央部に向かう方向のひび割れとなることが多い。せん断に対する相対的な耐荷力が不足している可能性がうたがわれる。すなわちプレストレス導入量の不足や減少、あるいは過積載車両の通過など過大な鉛直荷重の載荷などが主な要因と考えられる。なお、曲げひびわれと異なり、せん断ひび割れ発生後は部材の構造特性によっては大きく耐荷力が損なわれたり、急速に破壊が進む可能性もあることから注意が必要な損傷と考えられる。

このタイプのひび割れの例を以下に示す。

写真 2.4.3 支点付近の斜めひび割れ

・「⑤：支承上の主桁鉛直ひび割れ」

桁端部では支承（およびそれに伴うアンカーボルトや補強鉄筋）や PC 鋼材の定着部の存在から、複雑な応力状態となりやすい部位である。また支承の機能不全を生じると設計では考慮されていない異常な応力が生じることもある。また内部の鋼材が密に輻輳する部位であるためにコンクリートの充填など施工品質の確保が困難となりやすい部位でもある。それらの影響からひび割れの発生が比較的多いものと推定されるが、それぞれのひび割れの原因については複数の要因が関連する可能性もあり一概でないと考えられる。

このタイプのひび割れの例を以下に示す。

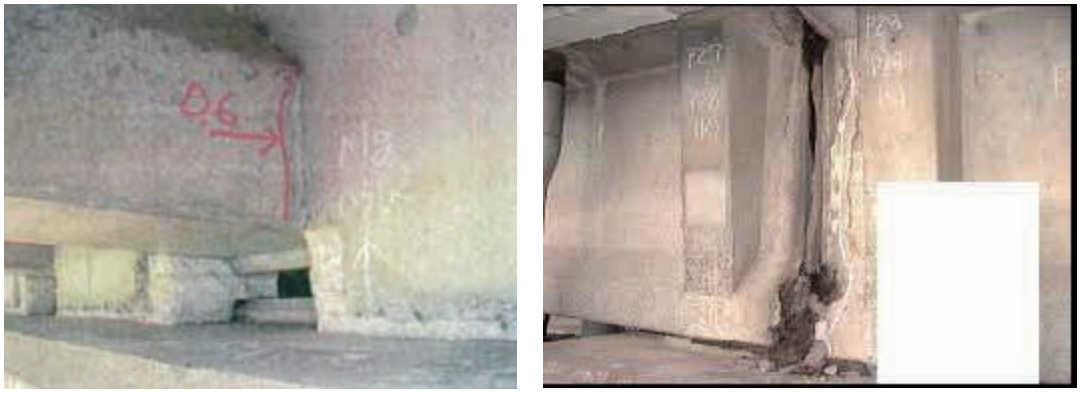


写真 2.4.4　PC 主げた桁端部近傍の鉛直ひび割れ

以上のように、点検結果の分析からは、ひび割れのうち、PC 鋼材の腐食やプレストレス不足などプレストレス状態の異常に繋がる可能性のあるひび割れが比較的多く占める結果となっている。

4)　その他の変状

PC 道路橋では、3)で例示した頻度の高い代表的なひび割れ以外にも、構造安全性や耐久性に影響を及ぼす可能性のある様々な変状が確認されている。

写真 2.4.5 は、塩害や中性化などにより鉄筋が腐食し、コンクリートが剥落、鋼材が露出した事例である。原因としては、想定外の環境条件も考えられるが、かぶり不足、締固め不良など設計とおりに適切な施工がなされていない可能性もある。今後、鋼材腐食の進行による断面減少や破断により、曲げひび割れや異常たわみの発生など曲げ耐力の低下やこれに起因した支承や伸縮装置の不具合などによる使用性能の低下が考えられる。

写真 2.4.6 は、PC 鋼材が腐食し、ひび割れが生じた事例である。原因としては、グラウトの充填不良や未充填と、これに対しての水分、空気、塩分などの供給が考えられる。プレストレスは鉛直分力によりせん断耐力にも寄与しており、PC 鋼材の腐食・破断により曲げ耐力の低下による曲げひび割れの発生や異常たわみに加え、せん断耐力の低下によるせん断ひび割れの発生や、これにより脆性的に破壊することも考えられる。

写真 2.4.5　コンクリートの剥落、鋼材の腐食・露出

写真 2.4.6　PC 鋼材に沿ったひび割れ

写真 2.4.7 は、支間中央部にひび割れが多数発生した事例である。原因としては、建設時に想定しなかった交通量の増加や過重積載による過大な応力状態、コンクリートの強度不足やヤング係数の異常、プレストレス量の不足などによる曲げ耐力の低下、異常たわみなどが考えられ、ひび割れの発生により断面剛性も低下しているものと思われる。

写真 2.4.8 は間詰め部の漏水などによる鋼材の腐食、写真 2.4.9 は間詰め床版の抜け落ちであり、グラウトの充填不良や未充填による横締め PC 鋼材が腐食・破断や施工不良などにより、プレストレスが不足したために起きた事例である。本事例は、著しく耐荷力を低下させるものではないが、床版の抜け落ちにより、橋梁は一時的に使用できなくなり緊急な補修が必要となるほか、交通事故などの原因となりえる事例である。近年の JIS 規格に準拠した PCT 桁のように、主げたフランジ端部に勾配が設けられている場合には、仮に PC 緊張力が喪失したり、不足しても間詰めコンクリートは形状的に大きな塊としては落下することはほとんど考えられないが、古い時代のものでは間詰め部に桁と連結する鉄筋が十分でないだけでなく、桁フランジ端面が鉛直になっており大きなコンクリート塊として落下する危険性があるため注意が必要である。

写真 2.4.10 は、セグメント目地に開きが生じた事例である。セグメント目地はフルプレストレスで設計されており、本事例は何らかの原因によってプレストレス量が不足しているものと思われる。プレストレス量の不足から曲げ耐力の低下は明らかであり、早急な補修・補強が必要と思われる。

写真 2.4.7　支間中央部のひび割れ

写真 2.4.8　間詰め部の漏水

写真 2.4.9　間詰め床版の抜け落ち

写真 2.4.10　セグメント目地開き

写真 2.4.11 は、PC 鋼材の腐食や破断がみられる事例である。コンクリート部材の内部鋼材の腐食は、当初よりのかぶり不足、桁等の上部からの雨水の浸入、ひびわれからの水分の侵入、PC 鋼材の定着部からの雨水の侵入、セパレータやスペーサーなど内部鋼材と繋がった金属材料の暴露部やかぶり不足部からの腐食の進行、など様々な要因がある。PC 部材の場合、内部の PC 鋼材が腐食に至ると断面減少や破断に繋がる恐れがあり、速やかな対策が必要である。また塩害等の補修で表面被覆を行った場合にも、内部の腐食環境が完全に改善されない場合には被覆下で腐食が進行することもある。このような場合、腐食が著しく進行して大きなひび割れや錆び汁の発生、断面欠損が生じるまで外観に顕著な変状が現れない例も見受けられることから注意が必要と考えられる。

写真 2.4.11　PC 鋼材の腐食, 破断

写真 2.4.12 は、横締めの PC 鋼材定着部を後埋めしたコンクリート部に著しい遊離石灰の析出や錆び汁の発生などの変状が見られた事例である。後埋めコンクリートは先打コンクリートとの一体性が十分でない事例があり、早期にひびわれやうきが生じて内部の定着部の鋼材に腐食を生じることがある。また定着部から内部の鋼材一般部に水分が侵入したり、錆が進行すると極端な場合には鋼材の破断事故に至る例もある。さらにポステン方式の場合でグラウトが十分に行われていないか鋼材との付着に問題がある場合では、鋼材の腐食や破断によって PC 鋼材の突出や飛び出しの事例も報告されている。第三者被害の防止の観点からも重大な変状であり、定着部の異常については一般部のコンクリート変状と区別して内部鋼材の状態を含めて適切な評価と対策が必要と考えられる。

写真 2.4.12　PC 定着部の後埋め部からの遊離石灰、後埋め部の剥離

写真 2.4.13 は、路下の火災の影響を受けた PC 道路橋の事例である。長時間火炎にさらされたことから主げたや RC 床版には多数のひび割れ、変色、かぶりコンクリートの浮き、剥落が見られたものである。

このように高温環境に長時間暴露された場合には、コンクリートそのものの変質に加えて鉄筋等の鋼材とコンクリートの付着性能の低下、PC 緊張力の減少、PC 鋼材や鉄筋の機械的性能の低下の可能性がある。しかしこれらの影響範囲を正確に推定することは現時点では困難であり、燃焼規模、時間、燃焼物などから温度上昇の程度と範囲を推定し、既往の実験結果などの知見に照らして健全性の評価を行うこととなる。この際にも、コンクリート強度などはコア試験等で確認が可能であるが、プレストレス力の状態については載荷試験などによっても評価は困難な場合が多く、PC 状態の非破壊的な推定手法の確立が望まれていると言える。

写真 2.4.13　火炎に長時間曝された PC げた

このようにこれまでに建設された PC 道路橋には、様々な変状が見られるものがある。施工段階で計画したプレストレスを確実に導入し、供用段階ではこれが維持されるよう適切な管理を行うことは重要であるが、過大な荷重や地震、火災など不測の外力や厳しい環境条件にさらされるなど、必ずしも設計段階で想定するものと実際の橋が長い供用期間中におかれる条件は同じではないことから、維持管理段階の任意の時期にプレストレス状態や内部鋼材の状態を把握できる手法が確立されることが強く望まれる。そのときプレストレス力による内力状態が部材の性能に大きく関係している PC 部材では、特に既設構造物に悪影響を及ぼさずに必要な情報が取得できる非破壊・微破壊の手法が望まれる。

(4) PC 道路橋に対する検査技術の現状

1) PC 構造物に用いられる検査技術の実態

整理された既設のPC構造物でみられる損傷などの変状と設計思想やプロセス管理が中心にならざるを得ない施工品質管理の実態を考慮すると、既設 PC 道路橋の健全度等の状態評価を適切かつ合理的に行うためには目視点検の限界を補うことのできる非破壊検査技術によりこれを実現することが不可欠と考えられる。

ここでは PC 道路橋の健全度評価への適用が期待できる検査技術を概観するとともに、これまでにPC橋において実際に行われた健全度評価に関連する実験や研究について整理した。

コンクリート構造物の診断や調査に適用される非破壊試験法の例を表 2.4.5 に整理した。対象となる構造や適用条件などによって必ずしも十分な検査精度が得られるとは言えないが、既存の非破壊検査技術の活用だけでも確認できる項目は多い。

例えば、定期点検で顕在化している「漏水・遊離石灰」「剥離・鉄筋露出」等に対しては、補強鋼材のかぶり厚さや配置、コンクリートの内部欠陥、鋼材腐食状況などの把握によって、損傷が顕在化する以前にその発生を予見することができる。また「ひび割れ」に対しては、表面の幅とともに深さを知ることで影響の大きさを客観評価できる可能性がある。

また構造の全体的な状態に対しては、コンクリート強度や部材厚さ、部材剛性などを測定する既存技術があり、健全度評価のための情報を得ることができるといえる。

ただし、現在のところ PC 構造のプレストレスそのもの、つまり部材の応力状態やその変化を把握、評価するために有効な検査手法については、斜張橋のメインケーブルや外ケーブルなど露出した PC ケーブルの張力（応力）を振動法や磁歪法で推定する技術が開発されている。またコンクリート内部に配置される PC 緊張材によるプレストレスについてはPC鋼棒の場合に定着部から直接弾性波を入力する方法などが検討されているものの、定着部のコンクリートの破壊を伴うことと精度上の問題から実用の観点からは課題も多い。また PC ケーブルに対しては有力な技術が確立していないことが分かる。

なお、表中の下段 A)～C)は、最新の非破壊検査技術の調査として㈳日本非破壊検査工業会に所属する非破壊検査を主業務とする企業 121 社に対して行ったアンケート結果から抜粋したものである。アンケートでは各社が保有する PC 橋に関する非破壊検査技術について調査した。なおプレストレスそのものを検査対象としているとした技術は回答では得られなかった。

表 2.4.5　コンクリート構造物の非破壊試験法の例

非破壊検査手法		部材		コンクリート							鉄筋・ＰＣ鋼材						ＰＣ鋼材		
		部材剛性	振動特性	圧縮強度	部材厚さ	内部欠陥・空隙	浮き・剥離	ひび割れ深さ	荷重載荷履歴	応力	配置	かぶり厚さ	腐食程度	腐食位置	腐食速度	腐食環境	グラウト充てん	外ケーブル張力	
荷重載荷（静的、動的）		○	○																橋体の変形・ひずみ・加速度等の測定
反発硬度法				○															コンクリート表面の反発硬度を測定
弾性波法	衝撃弾性波			○	○	○	○										○		伝搬速度、伝播時間、波形測定
	超音波法			○	○	○	○	○											伝搬速度、伝播時間、波形測定
	AE法								○										AE音源の探査
電磁波法	電磁波レーダー法					○	○				○	○					○		電磁波パルスの反射波測定
	電磁誘導法										○	○							誘導電流の変化を測定
	放射線法（Ｘ線）										○						○		Ｘ線の透過画像の撮影
	赤外線ｻｰﾓｸﾞﾗﾌｨｰ					○	○												赤外線センサによる表面温度分布測定
電気化学的手法	自然電位法												○	○					自然電位測定により腐食状況・位置の評価
	分極抵抗法														○				分極抵抗値の測定により腐食速度を評価
	電気抵抗法															○			電気抵抗測定により腐食環境を評価
振動法																		○	ケーブル固有振動数測定による張力推定
磁歪法																		○	磁歪現象による鋼材応力測定
A)デジタルＸ線検査システム											○						○		透過Ｘ線法：を画像記録媒体を利用してデジタル処理を行う
B)非破壊鉄筋腐食調査器													○		○				分極抵抗法：鉄筋界面の静電容量により腐食程度も把握可能
C)パルス電磁力音響法				○							○								磁歪により鉄筋を振動させて発生した音響をAEｾﾝｻで受信

2)　PC 構造物の健全度評価に関する既往の研究

過去にPC橋に対して行われた健全度評価に関連する実験や現場計測の事例を文献により調査した。調査対象は参考資料-3 に示すとおりである。

PC 橋の健全度の評価として多く行われていたのは、主に新設橋において荷重載荷や加振によって得られる橋体の応答の計測を行うものであり、主として設計との整合性をマクロ的に評価する観点のものである（調査文献Ⅰ-1～11）。このような方法では橋全体としての振動特性に変化が生じるような異常の有無は把握できる可能性があるものの、一部の部材のプレストレスの変状やひび割れの発生等による部材性能の低下などの詳細な健全度の評価は困難と考えられる。

プレストレス導入の評価に関するものとしては、既設橋での補強工事に際してプレストレス補強の効果を確認するために計測実施された事例が多い。追加導入されたプレストレス量の把握のために、橋体ひずみを計測したり（Ⅱ-1,7 など）、外ケーブル張力の変化を振動法や磁歪法で計測したり（Ⅱ-11～15 など）するものなどである。但し、いずれ

も計測開始後に新たに加えられるプレストレスの把握を行うものであり、これらの方法はあくまで計測前後の相対関係が把握できるものである。そのため既設橋の場合のように調査時点での残存プレストレス量や部材の応力状態が不明な対象に対してそれらの絶対値を推定することへの適用には問題があるものと考えられる。

既設部材に対して現有するプレストレスの量を直接に定量評価する内容としては、鉄筋切断法（Ⅱ-14）やスロットストレス法（Ⅱ-16～18）の適用があるが、これらの手法は構造一部の破壊を伴うものであるため、構造物の負担が大きく、適用可能な箇所や頻度には条件に応じて厳しい制約が課せられるものである。

以下に現在適用可能性のあるコンクリート部材の応力を推定するための代表的な技術について特徴を整理した。

①応力解放法（コア解放法）[14)]

コンクリートに切り込み（コア）を入れその時に解放されるひずみから作用応力を推定する方法である。多くの機関で検討されている手法であるが、コンクリート材料の不均質性の考慮や、解放ひずみの中に含まれるコンクリートの収縮ひずみ（乾燥収縮、クリープ）を別途に推定することなどが必要である。また応力算定には部材の弾性係数も必要である。

写真 2.4.14　応力解放法実施状況

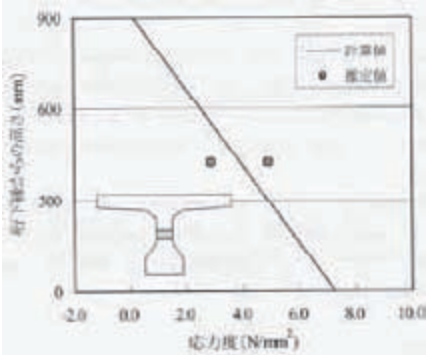


図 2.4.6　有効応力の推定値と計算値の比較

②鉄筋切断法[15)]

鉄筋切断法では、コンクリートを部分的にはつることで鉄筋を露出させ、これを切断する。この際に開放されるひずみを測定することで、鉄筋位置におけるコンクリート応力を推定する手法である。鉄筋の解放ひずみには、プレストレスによるコンクリートひずみ以外に、コンクリートの収縮によるひずみ（乾燥収縮、クリープ）が含まれるためこれらを別途に推定しておく必要があるとされている。

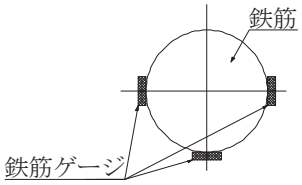


図 2.4.7　鉄筋のはつり出し切断

③スロットストレス法[16)]

スロットストレス法は、コンクリートそのものの応力開放による手法である。切削したスロットの開放ひずみを測定する代わりに、フラットジャッキを用いて開放ひずみを復元させる。その復元力によってコンクリート応力を推定するものである。この手法ではコンクリートの弾性係数値が不要であることが特徴である。

室内試験結果では、実応力レベル 3～3.5N/mm^2 の範囲における応力推定誤差は 4～8%との報告がなされている。

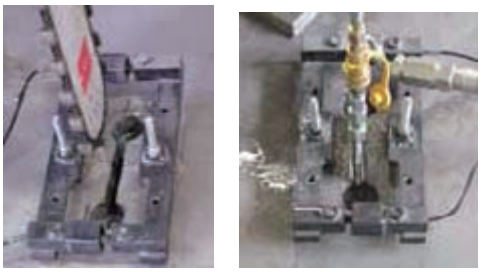


写真 2.4.15 削孔およびジャッキ配置状況

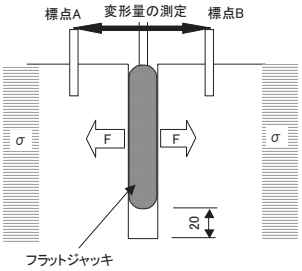


図 2.4.8 スロットストレス法概念図

④ケーブル張力の推定方法

斜張ケーブルや外ケーブルなどの張力を求める非破壊検査手法として、振動法と磁歪法による技術がある。これらはケーブル張力を把握し、これにより導入されるプレストレスを推定しようとするものである。

（振動法）

ロードセルなどの荷重計による直接的な計測によらずに、ケーブルの固有振動数を求めることで、弦理論を基本とした固有振動数と張力の関係により間接的に推定する方法である。ケーブル固有振動数の計測は、ケーブルの常時微動あるいはケーブルに強制的に付与した振動を加速度計で計測し、FFT 法によって周波数分析を行い求めることができる。

（磁歪法）

磁歪現象を利用した鋼材の実応力測定方法で、磁歪型センサ（EM センサ）[17]はコイルが設置された円筒構造となっており、センサ内空に非接触で鋼材を配置して測定を行う。外ケーブル方式 PC 鋼材に対して設置される場合が報告されており、測定には対象と同じ鋼材によるキャリブレーションが必要である。

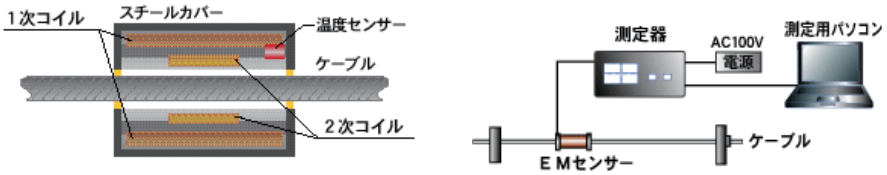


図 2.4.9 EM センサ設置イメージ

以上のように過去の研究や実橋への適用事例には残存プレストレスに着目した事例は少なく、また現時点では構造物に影響を与えず非破壊でプレストレスを評価できる適切な手法も見受けられない。

(5)　まとめ

本節では維持管理の現状としてPC道路橋の損傷状況および定期点検について概観し、現在の健全度評価のための技術について調査を行った。

現在、PC橋の維持管理のための点検の体系は点検要領によって整備されている。しかしながら点検結果からの健全さの評価や対策区分の判定においては、損傷そのもの評価はできていても、構造物としてのPC橋自体の状態や性能に対しての工学的な判断を行えるまでには至っていないと考えられる。経験的（感覚的）な評価に依存している部分も少なくないと思われ、点検の目的である保全行為の必要性判断や維持管理計画のための情報取得が必ずしも十分なものとはなっていないという課題がある。

【2 章　参考文献】

1) (社)プレストレストコンクリート技術協会：PC 技術の変遷，平成 15 年 11 月
2) (社)プレストレストコンクリート建設業協会:PC 橋コンクリート施工管理の手引き（案），平成 14 年 7 月
3) (社)日本コンクリート工学協会：コンクリート施工におけるリスク要因の発生確率調査研究委員会　報告書，平成 20 年 1 月
4) 鮫島，庄司，山本：コンクリート構造物の施工時における施工傷害・不具合の発生率に関する確立モデル, 土木学会第 63 回年次学術講演会（平成 20 年 9 月）5-322, pp.643-644, 平成 20 年
5) 関東地方整備局：土木工事共通仕様書，平成 19 年 10 月
6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編，平成 14 年 3 月
7) (社)日本道路協会：コンクリート道路橋施工便覧，平成 10 年 1 月
8) (社)プレストレストコンクリート技術協会：PC グラウトの設計施工指針，平成 17 年 12 月
9) 例えば、国土交通省大臣官房技術調査課長通達：「土木コンクリート構造物の品質確保について」平成 13 年 3.29
10) (社)プレストレストコンクリート建設業協会:PC グラウト＆プレグラウト PC 鋼材　施工マニュアル(改訂版)，平成 18 年
11) 土木学会：PC 構造物の現状の問題点とその対策，コンクリート技術シリーズ　No.52, 平成 15 年 6 月
12) 国土交通省道路局：橋梁定期点検要領(案)，平成 16 年 3 月
13) 国土交通省国土総合技術政策総合研究所：道路橋の定期点検に関する参考資料-橋梁損傷事例写真集- ，平成 16 年 12 月
14) 二井谷：コンクリートに作用する有効応力の推定に関する研究　岡山大学大学院博士論文　平成 20 年 3 月
15) 横山,長田,室井,加藤：鉄筋切断法による実 PC 橋の残存プレストレス測定に関する検討,PC 技術協会第 13 回シンポジウム論文集,平成 16 年 10 月
16) 浅井,藤田,Diouron,宮本：フラットジャッキを併用した応力解放法によるコンクリート部材の現有応力測定,コンクリート工学,Vol42,No4,平成 16 年
17) 黒川,羅,Wang,嶋野：EM センサを用いた PC 梁緊張材の応力モニタリング実験，土木学会応用力学論文集,Vol.1,平成 14 年

3 章　プレストレス状態と部材性能の関係

3.1　概要

2 章までの検討においても、PC 道路橋の健全性の評価レベルの向上には、プレストレス導入状態を必要な精度で評価できることが重要な課題であると考えられた。

PC 部材のプレストレス状態を計測するための技術については、様々な開発の取り組みが進められているものの、少なくとも PC 道路橋の部材の健全性を的確に評価する目的に対しては、精度上の課題や部分的な破壊などによる部材への悪影響の懸念、実施の容易性などの面で汎用性のある実用的な手法とはいえず、PC 道路橋の定期的な点検において併用されるなどの活用には至っていない。

一方、非破壊検査技術をはじめ各種の計測技術は土木分野以外も含め各方面で様々な技術開発が盛んに行われており、医療や設備管理などの分野で高度利用が実現しているものもある。これらの技術の中には道路橋のプレストレスの評価に応用可能なものもある可能性があると考えられた。

このような背景から、今後の技術の進展にも期待すると、PC 道路橋の健全度評価に適用可能な計測手法等の技術開発が促進されるためには、開発目標として、被評価の側から計測技術に求める具体的な要求性能水準やニーズを明らかにして提示することも重要と考えられた。

そこで本章では、我が国で一般的な PC 道路橋を対象に橋梁形式、規模をパラメーターとした試設計を行い、プレストレス導入量（応力状態）と橋および部材の性能の関係を明らかにすることで、健全性評価に必要な検査技術等に対する要求性能（異常検知や性能評価の観点からの計測精度や把握すべき工学的指標の定量的閾値）の明確化を試みた。

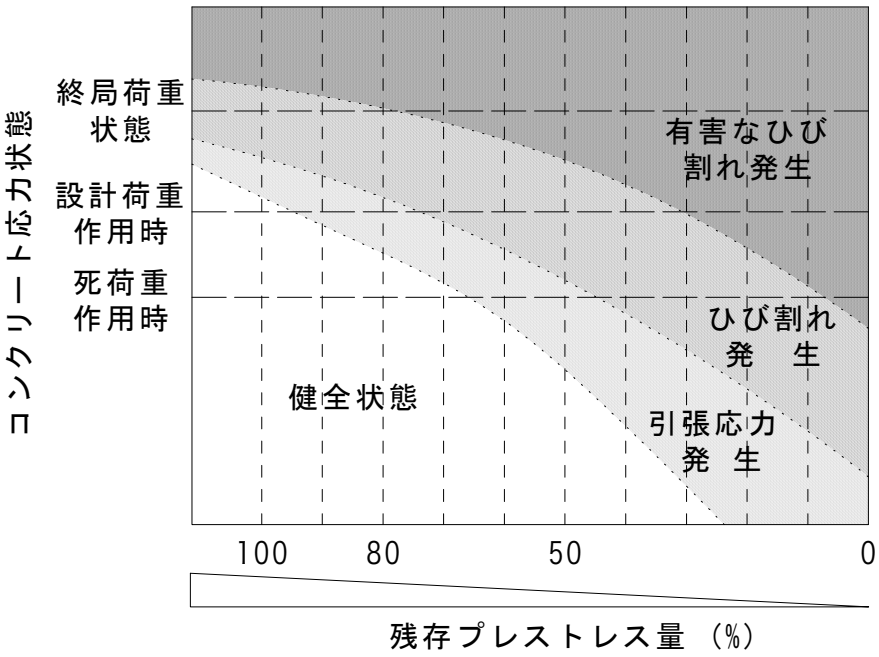
また、現在一般に行われる目視点検では着目されていない、全体的なひび割れの発生状況及びひび割れ発生時期と残存プレストレス量及び載荷荷重との関係、並びに外観目視点検によるプレストレス状態の異常検知の可能性について、載荷試験とその再現解析によって検討した。

3.2　検査技術に求められる性能水準の検討

(1)　PC 道路橋の異常検知に必要な閾値の設定

図 3.2.1 に一般的な PC 道路橋の主げた部材を想定して、残存プレストレス量と構造物に生じるイベント（引張応力発生、ひび割れ発生等）の関係のイメージを示す。同じく表 3.2.1 に残存プレストレス量とひび割れとの関係の例を示す。

通常、供用中の橋梁は、図 3.2.1 の「死荷重作用時」と「設計荷重作用時」の破線の間に存在していると考えられる。例えば維持管理において、「設計荷重作用時」における「有害なひび割れ」や「ひび割れ発生」などを閾値としてそれに達する以前にプレストレス量の減少やそれによる応力状態の異常を検知できれば、実際に「ひび割れ発生」などの変状が生じていない状態で補修や補強の対策が行えることから安全性など所要の性能が損なわれることなく合理的な対応が可能となると考えられる。また検査技術に対してはその閾値に対してある程度以上の余裕が確保されているか否かの評価ができることが第一の要求性能水準となる。逆に十分な余裕が確保されている領域での残存プレストレス量の絶対値を正確に把握すること、および安全余裕を失った段階に対応する残存プレストレス量の絶対値を正確に把握することは、健全度評価の観点から有効性は低いと言える。



注）残存プレストレス量の値は例である。

図 3.2.1　残存プレストレス量と健全性の関係のイメージ図

表 3.2.1　残存プレストレス量とひび割れとの関係

<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="2"></th><th colspan="4">残存プレストレス量</th></tr>
<tr><th>100%</th><th>70%程度</th><th>60%程度</th><th>50%程度</th></tr>
<tr><td colspan="2">抵抗断面</td><td>全断面有効</td><td colspan="3">ひび割れが生じることで全断面有効ではなくなる</td></tr>
<tr><td rowspan="2">死荷重作用時</td><td>コンクリート縁応力度</td><td colspan="2">引張応力度は発生しない</td><td colspan="2">引張応力度が発生する</td></tr>
<tr><td>ひび割れ</td><td colspan="3">発生しない</td><td>発生する</td></tr>
<tr><td rowspan="3">設計荷重作用時</td><td>コンクリート縁応力度</td><td>許容引張応力度以下</td><td colspan="3">許容引張応力度を超える</td></tr>
<tr><td rowspan="2">ひび割れ</td><td rowspan="2">発生しない</td><td>許容ひび割れ幅以下</td><td colspan="2">発生する</td></tr>
<tr><td>(w≦0.005C)</td><td colspan="2">(w>0.005C)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">終局荷重状態</td><td>曲げ破壊耐力</td><td colspan="4">曲げ破壊耐力は変化しない</td></tr>
<tr><td>破壊モード</td><td colspan="4">残存プレストレスが少なくなると脆性破壊する可能性がある</td></tr>
</table>

有害なひび割れの明確な定義はないが、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編では、コンクリートの耐久性を確保するためには、コンクリート表面に生じる設計上のひび割れ幅を鋼材の腐食に対する耐久性の観点から許容ひび割れ幅以下であることを照査するのが合理的であるとし、ひび割れ幅を 0.2mm 程度以下となるように鉄筋応力度を規定している [1)]。

また、2007 年制定コンクリート標準示方書[設計偏]（土木学会）や、コンクリートのひび割れ調査、補修・補強指針 2003（日本コンクリート工学協会）では、ひび割れ幅の限界値として表 3.2.2 および表 3.2.3 のように設定している。

表 3.2.2　鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値 [2)]

8.3.2　鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値

（1）　鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値は，構造物の環境条件に応じて定めるものとする．環境条件は，一般に，**表 8.3.1** に示す「一般の環境」，「腐食性環境」および「特に厳しい腐食性環境」に区分してよい．

表 8.3.1 鋼材の腐食に対する環境条件の区分

一般の環境	塩化物イオンが飛来しない通常の屋外の場合，土中の場合等
腐食性環境	1．一般の環境に比較し，乾湿の繰返しが多い場合および特に有害な物質を含む地下水位以下の土中の場合等鋼材の腐食に有害な影響を与える場合等 2．海洋コンクリート構造物で海水中や特に厳しくない海洋環境にある場合等
特に厳しい腐食性環境	1．鋼材の腐食に著しく有害な影響を与える場合等 2．海洋コンクリート構造物で干満帯や飛沫帯にある場合および激しい潮風を受ける場合等

（2）　鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値は，環境条件，かぶりおよび鋼材の種類に応じて**表 8.2.2** のように定めてよい．ただし，**表 8.3.2** に適用できるかぶり c は 100 mm 以下を標準とする．

表 8.3.2 鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値 w_a（mm）

鋼材の種類	鋼材の腐食に対する環境条件		
	一般の環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境
異形鉄筋・普通丸鋼	0.005c	0.004c	0.0035c
PC 鋼材	0.004c	——	——

表 3.2.3　耐久性または防水性からみた補修の要否に関するひび割れ幅の限度[3)]

表-4.1　耐久性または防水性からみた補修の要否に関するひび割れ幅の限度

区分	その他の要因[1)]	耐久性からみた場合			防水性からみた場合
	環境[2)]	きびしい	中　間	ゆるやか	—
(A)　補修を必要とするひび割れ幅（mm）	大	0.4以上	0.4以上	0.6以上	0.2以上
	中	0.4以上	0.6以上	0.8以上	0.2以上
	小	0.6以上	0.8以上	1.0以上	0.2以上
(B)　補修を必要としないひび割れ幅（mm）	大	0.1以下	0.2以下	0.2以下	0.05以下
	中	0.1以下	0.2以下	0.3以下	0.05以下
	小	0.2以下	0.3以下	0.3以下	0.05以下

注：1)　その他の要因（大，中，小）とは，コンクリート構造物の耐久性および防水性に及ぼす有害の程度を示し，下記の要因を総合して定める．
　ひび割れの深さ・パターン，かぶり（厚さ），コンクリート表面の塗膜の有無，材料・配（調）合，打継ぎなど
2)　主として鋼材のさびの発生条件からみた環境条件

なお、表 3.2.3 に示されているひび割れ幅の限度は

a .ひび割れ幅と鉄筋の腐食に関する既往の研究

b .防水性からみた許容ひび割れ幅に関する既往の研究

c .諸外国の許容ひび割れ幅に関する規準・規格

d .許容ひび割れ幅に関するアンケート調査結果（第 1 次、第 2 次）

などをもとに定められている[3)]。

(2) 残存プレストレス量に着目した感度解析

1)概要

実績が多い PC 上部工（①プレテンション方式スラブ桁橋、②ポストテンション方式T桁橋、③場所打ち PC 中空床版橋、④場所打ち PC 箱桁橋）について、橋や部材の性能の観点からのしきい値となりうる状態と残存プレストレス量の関係を支間長をパラメーターとして感度解析を実施した。

本感度解析では表 3.2.4 に示す 5 段階の応力状態について試算を行った。

表 3.2.4 感度解析の応力状態表

LEVEL	応力度の概要	下縁側応力度制限値
LEVEL-1	標準設計基本ケース 標準設計に示すプレストレスを導入したケース	設計荷重時 $\sigma c > -1.5 N/mm^2 (\sigma ck=40 N/mm^2)$ $\sigma c > -1.8 N/mm^2 (\sigma ck=50 N/mm^2)$
LEVEL-2	設計荷重時において、下縁側に引張応力が発生するケース	設計荷重時　$\sigma c = 0.0\ N/mm^2$
LEVEL-3	設計荷重時において、下縁側が許容引張応力を超える応力状態となり、ひび割れ（許容ひび割れ幅）が発生するケース	設計荷重時 許容ひび割れ幅　Wa＝0.005 C
LEVEL-4	死荷重時において、下縁側に引張応力度が発生するケース	死荷重時　$\sigma c = 0.0\ N/mm^2$
LEVEL-5	死荷重時において、引張強度（ひび割れ発生応力度）に達するケース	死荷重時　$\sigma c = \sigma tk$ $\sigma tk = -2.44 N/mm^2$ (H=0.45m) $\sim -1.17 N/mm^2$ (H=2.60m)

ここに

- プレストレスの損失（摩擦損失、セットロス、弾性変形損失、クリープ・乾燥収縮、レラクセーション）は同じ考え方とし、導入時のプレストレス力を変化させることで比較する。
- LEVEL-1 の曲げ応力度の許容値は、道示Ⅲ　表-3.2.3 に従う。
- LEVEL-3 の許容ひび割れ幅 Wa＜0.005C は、一般の環境の値を使用する。
- ひび割れ幅の算出式は、次式に従い算出する。

$$W = K \times \{4 \cdot C + 0.7 (Cs - \varphi)\} \times (\sigma s / Es + \varepsilon cs)$$

- LEVEL-5 の引張強度 σtk は、寸法効果を考慮して次式に従い算出する。

$$\sigma tk = K1 \times 0.23 \times \sigma ck^{2/3} / \gamma c$$

$$K1 = 0.6 / (h)^{1/3}$$

2)　試算条件

①橋梁形式と支間長

(社)日本橋梁建設協会などの資料を参考に、代表的な橋梁形式を抽出し、それぞれに対して標準的な支間長を選定する。

主な PC 橋の形式毎の標準的な適用支間長の範囲と、本検討で用いた橋梁形式および支間長を表 3.2.5 に示す。

表 3.2.5　PC 橋の形式毎の標準的な適用支間長

		支間長 (10, 20, 30, 40, 50)	考察
PC橋	プレテンション単純スラブ桁橋		検討対象
	プレテンション単純Ｔ桁橋		
	ポストテンション単純Ｔ桁橋		検討対象
	単純合成桁橋（少主桁, コンポ橋）		
	場所打ち単純中空床版橋		検討対象
	場所打ち単純箱桁橋		検討対象
	連結合成桁橋（コンポ橋）		
	連続中空床版橋		
	連続箱桁橋（固定支保工架設）		
	連続箱桁橋（移動支保工架設）		
	連続箱桁橋（押出し架設）		
	連続箱桁橋（張出し架設）		
	連続主版桁橋		
	Ｔラーメン箱桁橋（固定支保工架設）		
	Ｔラーメン箱桁橋（張出し架設）		
	連続ラーメン箱桁橋（固定支保工架設）		
	連続ラーメン箱桁橋（張出し架設）		
斜張橋			

試算ケースを表 3.2.6 および図 3.2.2～3.2.4 に示す。

表 3.2.6　検討ケース一覧表

ケース	主桁形状	支間長(m)	コンクリート	PC 鋼材
①	プレテンション方式 スラブ桁橋	L=10m	σck=50N/mm^2	1S12.7 N=21
②		L=15m		1S15.2 N=14
③		L=20m		1S15.2 N=18
④	ポストテンション方式 T 桁橋	L=20m	σck=40N/mm^2	7S12.7 N=4
⑤		L=25m		7S12.7 N=5
⑥		L=30m		12S12.7 N=4
⑦		L=35m		12S12.7 N=5
⑧		L=40m		12S15.2 N=4
⑨		L=45m		12S15.2 N=5
⑩	場所打ち中空床版橋	L=20m	σck=40N/mm^2	12S15.2 N=10
⑪		L=30m		12S15.2 N=16
⑫	場所打ち箱桁橋	L=40m	σck=40N/mm^2	12S15.2 N=14

また、考慮する荷重を以下に示す。

a）主桁自重

b）橋面荷重

c）活荷重（B 活荷重）

d）プレストレス

検討ケースの断面形状図

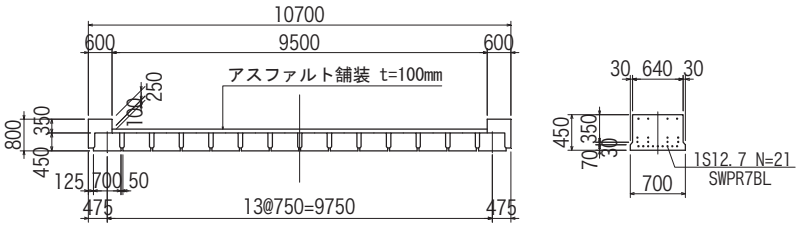
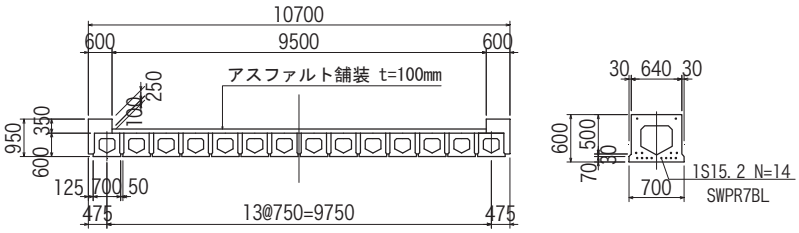
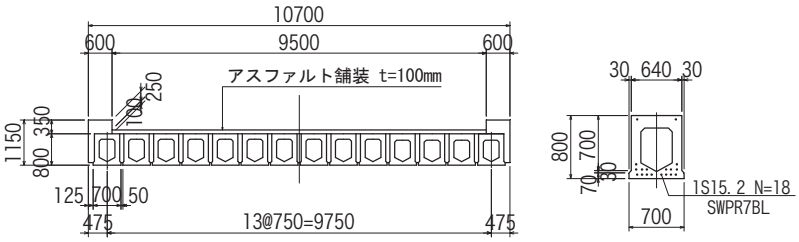
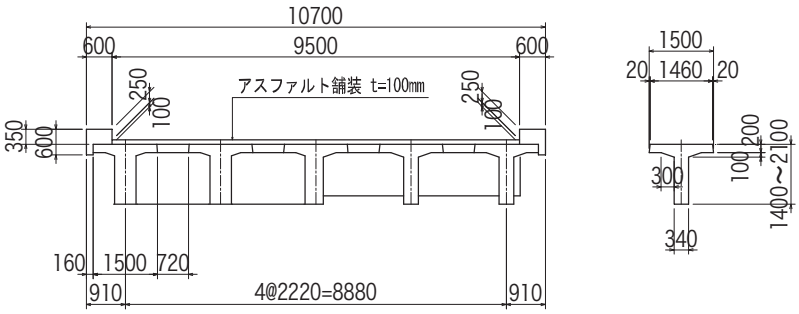
	JIS A 5373-2004　プレテンション方式スラブ桁橋		
	支間長	材料	標準断面図
①	10.0m	σck=50 N/mm^2 1S12.7 N=21	
②	15.0m	σck=50 N/mm^2 1S15.2 N=14	
③	20.0m	σck=50 N/mm^2 1S15.2 N=18	

図 3.2.2　プレテンション方式スラブ桁橋の標準断面

	建設省標準設計　ポストテンション方式Ｔ桁橋		
	支間長	材料	断面図
④	20.0m	σck=40 N/mm^2 7S12.7 N=4	【支間 20m～35m】
⑤	25.0m	σck=40 N/mm^2 7S12.7 N=5	
⑥	30.0m	σck=40 N/mm^2 12S12.7 N=4	
⑦	35.0m	σck=40 N/mm^2 12S12.7 N=5	
⑧	40.0m	σck=40 N/mm^2 12S15.2 N=4	【支間 40m～45m】
⑨	45.0m	σck=40 N/mm^2 12S15.2 N=5	



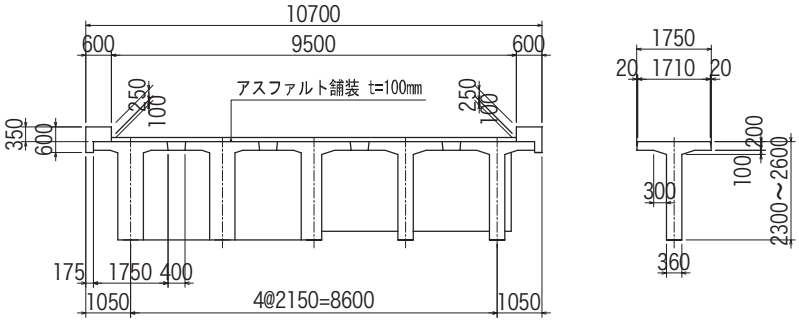


図 3.2.3　ポストテンション方式Ｔ桁橋の標準断面

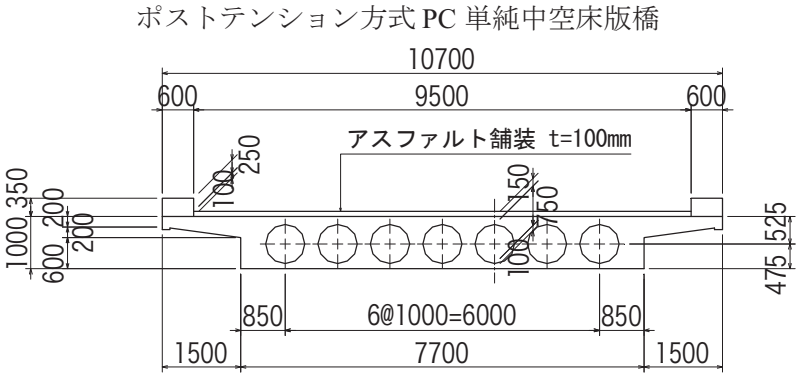
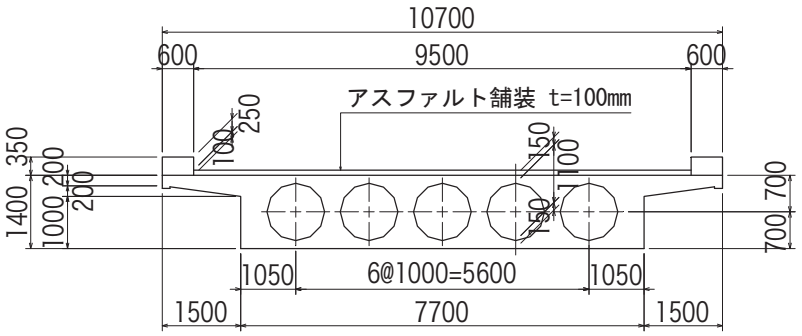
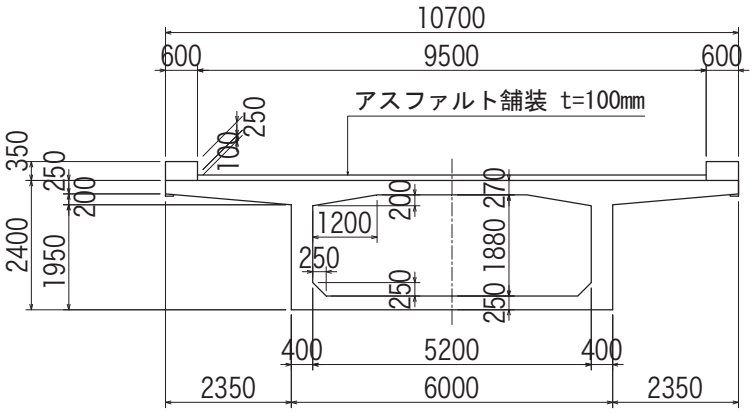
	場所打ち PC 橋		
	支間長	材料	標準断面図
⑩	20.0m	σck=40 N/mm^2 12S15.2 N=10	
⑪	30.0m	σck=40 N/mm^2 12S15.2 N=16	
⑫	40.0m	σck=40 N/mm^2 12S15.2 N=14	

図 3.2.4　場所打ち PC 橋標準断面

3）　試算結果

感度解析の計算結果一覧を表 3.2.7 および図 3.2.5～3.2.12 に示す。

表 3.2.7　感度解析計算　結果一覧表

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫
形式		プレテンション方式スラブ桁			ポストテンション方式T桁橋						場所打中空床版橋		場所打箱桁橋
桁長	(m)	10.50	15.60	20.70	20.70	25.70	30.80	35.80	40.90	45.90	20.70	30.70	40.70
支間長	(m)	10.00	15.00	20.00	20.00	25.00	30.00	35.00	40.00	45.00	20.00	30.00	40.00
桁高	(m)	0.45	0.60	0.80	1.40	1.60	1.80	2.10	2.30	2.60	1.00	1.40	2.40
使用PC鋼材		1S12.7	1S15.2		7S12.7		12S12.7		12S15.2		12S15.2		
PC鋼材本数		21	14	18	4	5	4	5	4	5	10	16	14
セットロス	(mm)	0	0	0	9	9	12	12	11	11	11	11	11
初期緊張力 σ pi(N/mm^2)	LEVEL-1	1250	1350	1350	1350	1390	1330	1290	1370	1310	1350	1340	1310
	LEVEL-2	1279	1331	1305	1386	1449	1355	1298	1347	1289	1411	1411	1349
	LEVEL-3	656	902	961	996	1137	1073	1063	1136	1103	1110	1081	1113
	LEVEL-4	571	700	700	770	828	816	811	837	816	1070	1122	1092
	LEVEL-5	449	489	622	661	730	721	737	767	721	875	971	962
緊張力比率 ①に対して	LEVEL-1	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%
	LEVEL-2	102.3%	98.6%	96.7%	102.6%	104.2%	101.9%	100.6%	98.3%	98.4%	104.5%	104.5%	103.0%
	LEVEL-3	52.5%	66.8%	71.2%	73.8%	81.8%	80.7%	82.4%	82.9%	84.2%	66.1%	73.6%	75.6%
	LEVEL-4	45.7%	51.9%	51.9%	57.0%	59.6%	61.3%	62.8%	61.1%	62.3%	79.4%	83.9%	83.4%
	LEVEL-5	35.9%	36.2%	46.1%	49.0%	52.5%	54.2%	57.1%	56.0%	55.0%	65.0%	72.6%	73.4%
死荷重時 下縁応力度 σ cl(N/mm^2)	LEVEL-1	6.73	6.82	6.20	7.70	7.91	8.43	8.15	8.86	8.33	2.30	2.07	1.83
	LEVEL-2	7.02	6.62	5.69	8.15	8.75	8.86	8.29	8.40	7.89	2.76	2.50	2.21
	LEVEL-3	2.51	2.12	1.81	3.22	4.29	4.02	3.94	4.24	3.91	-1.12	-1.35	-1.27
	LEVEL-4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	LEVEL-5	-2.44	-2.22	-2.02	-1.44	-1.38	-1.33	-1.26	-1.22	-1.17	-1.61	-1.44	-1.21
設計荷重時 下縁応力度 σ cl(N/mm^2)	LEVEL-1	-0.28	0.20	0.51	-0.45	-0.84	-0.43	-0.14	0.46	0.44	-0.46	-0.43	-0.38
	LEVEL-2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	LEVEL-3	-4.50	-4.51	-3.88	-4.93	-4.46	-4.84	-4.35	-4.16	-3.98	-3.88	-3.85	-3.48
	LEVEL-4	**-7.01**	**-6.63**	**-5.70**	**-8.15**	**-8.75**	**-8.86**	**-8.29**	**-8.40**	**-7.89**	-2.76	-2.50	-2.21
	LEVEL-5	**-9.45**	**-8.84**	**-7.72**	**-9.59**	**-10.13**	**-10.19**	**-9.55**	**-9.62**	**-9.06**	**-4.37**	**-3.94**	-3.42
設計荷重時 ひび割れ幅 W(cm)	配置鋼材	1S12.7 N=21	1S15.2 N=14	1S15.2 N=18	D19 N=3	D19 N=3	D19 N=3	D19 N=3	D19 N=3	D19 N=3	D16 N=61	D16 N=61	D16 N=47
	かぶり	40mm	40mm	40mm	48mm	48mm	48mm	48mm	48mm	48mm	48mm	48mm	48mm
	鋼材間隔	61.25mm	61.25mm	61.25mm	114mm	114mm	114mm	114mm	114mm	114mm	125mm	125mm	125mm
	LEVEL-1	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
	LEVEL-2	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
	LEVEL-3	0.020	0.020	0.020	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024
	LEVEL-4	**0.043**	**0.039**	**0.039**	**0.040**	**0.047**	**0.044**	**0.046**	**0.049**	**0.048**	0.017	0.016	0.015
	LEVEL-5	**0.069**	**0.062**	**0.065**	**0.047**	**0.055**	**0.051**	**0.053**	**0.056**	**0.055**	**0.027**	**0.025**	0.024
	許容値	Wa＝0.005C＝0.005×4.0＝0.020cm(プレテン)、 Wa＝0.005C＝0.005×4.8＝0.024cm(ポステン)											

LEVEL-1　標準設計に示すプレストレスを導入したケース(標準設計基本ケース)

LEVEL-2　設計荷重時において,下縁側に引張応力度が発生するケース(σ cl=0.0N/mm^2)

LEVEL-3　設計荷重時において、下縁側が許容引張応力を超える応力状態となり、ひび割れ(許容ひび割れ幅)が発生するケース(設計時　Wa=0.005C)

LEVEL-4　死荷重時において、下縁側に引張応力度が発生するケース(σ cl=0.0N/mm^2)

LEVEL-5　死荷重時において、引張強度(ひび割れ発生応力度)に達するケース(σ cl＝σ tk＝-2.44～-1.21N/mm^2)

表中　**ゴジック体数値は、制限値を超えているケースを示す。**

①部材の状態と導入緊張量の関係

4 種類の橋梁形式毎に、各状態レベル（LEVEL1～5）に応じて必要となる初期緊張力と支間長の関係を図 3.2.5～3.2.8 に示す。

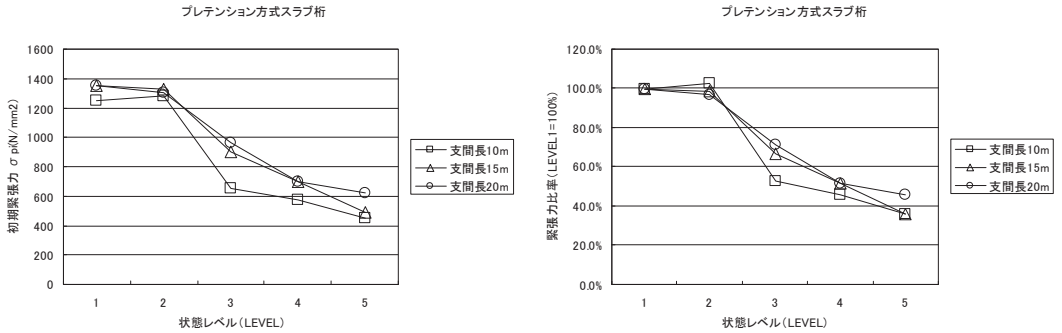
同じ橋梁形式では支間長による初期緊張力の差は小さい。

各ケースで、状態レベル 1，2 はほぼ同じ初期緊張力であるのに対し、状態レベル 3～5 ではいずれも初期緊張力が状態レベル 1，2 に対して大きく乖離（ほぼ 20%以上の低下）する結果となった。ここでは状態レベル 1 の初期緊張力に対する各状態レベルに対応する初期緊張力の割合を「緊張力比率（%）」と称している。

状態レベル 3 は設計活荷重時に桁下縁でひびわれが発生する可能性が高い状態であるが、道路橋の場合通常は設計活荷重の載荷頻度が大きくないことを考えると、死荷重で桁下縁に引張応力が発生する状態である状態レベル 4 に至るまでに余裕がある段階であるといえる。よって、状態レベル 3 に近い緊張力状態であることが検知できれば、実際には桁にひびわれが生じていないか、少なくとも顕著なひびわれがなく補修や補強が容易かつ予防的に実施できる段階において、プレストレス状態の異常を検知できるものと考えられる。

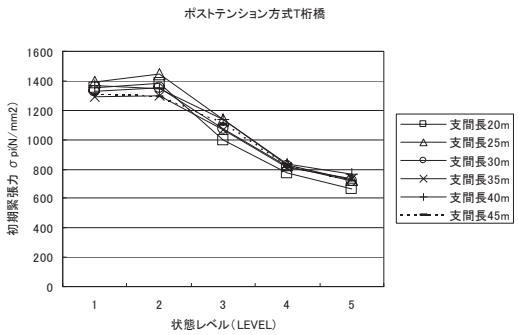
一方、状態レベル 3～5 では、それらに対応する緊張力の差はそれ程大きくならず、設計荷重時にひび割れが発生する可能性があるレベルにまで緊張力が低下した場合には、設計荷重以下の載荷であってもひび割れが発生する可能性がある。また、健全度の評価として状態レベル 3 に対応する緊張力以下まで緊張力が低下した場合には、耐荷力の見極めの観点では重要であるものの、予防的な補修・補強を行うかどうかを判断するための厳密な緊張力低下量の推定は、必要性が低いと考えられる。

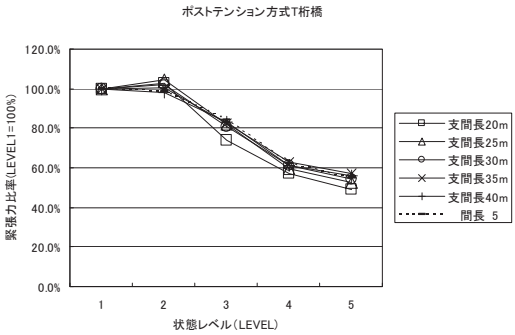
これらから、今回試算を行った一般的な PC 道路橋の場合、維持管理の段階でのプレストレス力の異常検知技術に対する要求性能は、初期導入力の 20%程度以上の低下の有無のみが検知できればよく、それ以下の低下の検知能力や数%単位での精度の高い減少量の検知能力は必須ではないものと考えられる。



(a)状態レベルと初期緊張力の関係　　(b)状態レベルと緊張力比率

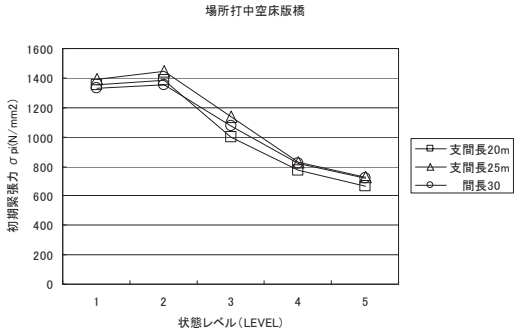
図 3.2.5　状態レベルと緊張力の試算結果（プレテンション方式スラブ桁橋）

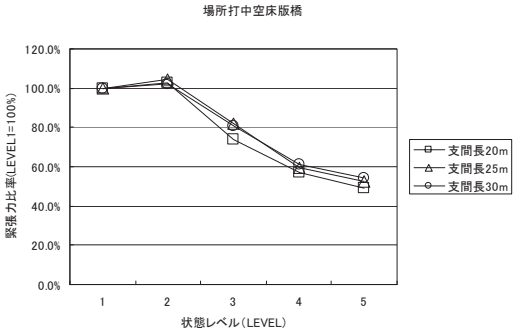




(a)状態レベルと初期緊張力の関係　　(b)状態レベルと緊張力比率

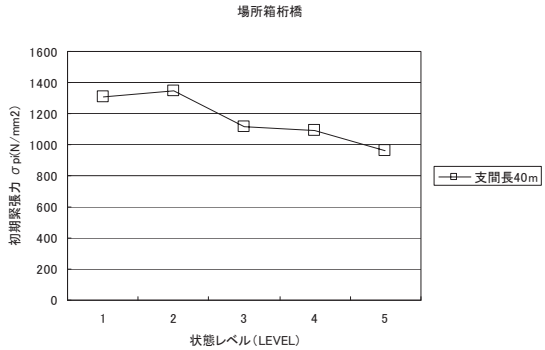
図 3.2.6　状態レベルと緊張力の試算結果（ポストテンション方式 T 桁橋）

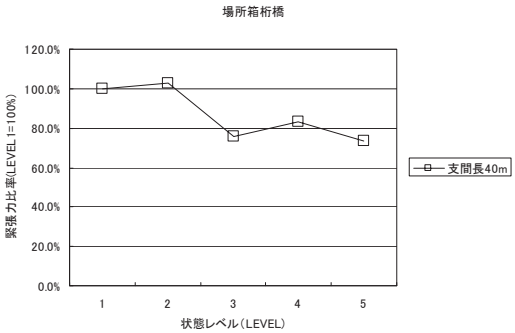




(a)状態レベルと初期緊張力の関係　　(b)状態レベルと緊張力比率

図 3.2.7　状態レベルと緊張力の試算結果（場所打ち中空床版橋）





(a)状態レベルと初期緊張力の関係　　(b)状態レベルと緊張力比率

図 3.2.8　状態レベルと緊張力の試算結果（場所打ち箱桁橋）

②部材の状態と発生応力度の関係

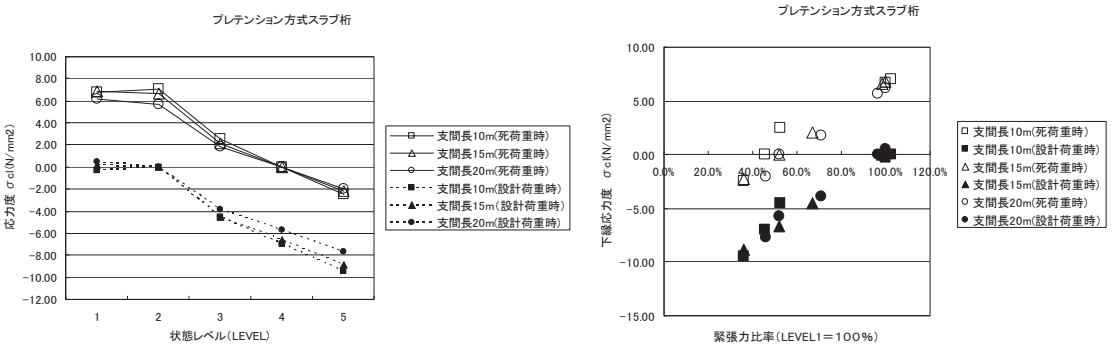
各状態レベル（LEVEL1～5）における死荷重状態と設計活荷重状態の桁下縁の応力度の関係を図 3.2.9～3.2.12 に示す。

各橋梁形式とも、支間長による状態レベルと桁下縁応力度の大きさの差は小さい。

各ケースで、当然であるが状態レベルが異なっても桁下縁応力度の死荷重時と設計活荷重時の差は一定となっており、載荷試験などによる載荷荷重の差による発生応力度の差分では緊張力の低下などプレストレスの異常を検知することは困難であることが明らかである。

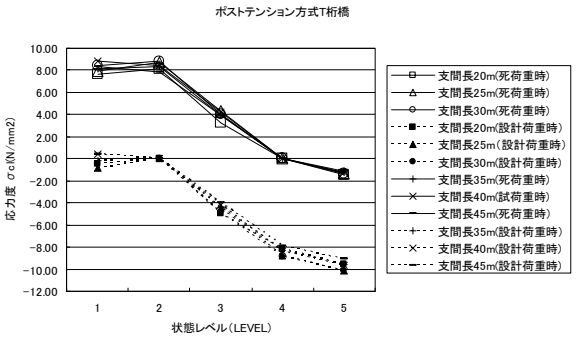
一方、緊張力比率と桁下縁応力の関係からは、いずれのケースにおいても支間長にかかわらず、緊張力比率が 80%までは死荷重状態では桁下縁の応力はひび割れ発生にはある程度余裕が確保されており、60%程度になると死荷重状態でもひびわれが発生する危険性の高い水準となっていることがわかる。逆にこれらの橋梁形式で死荷重状態において明確な曲げひびわれが発生している場合には20～40%程度プレストレスが減少している可能性が高いものと推定できる。

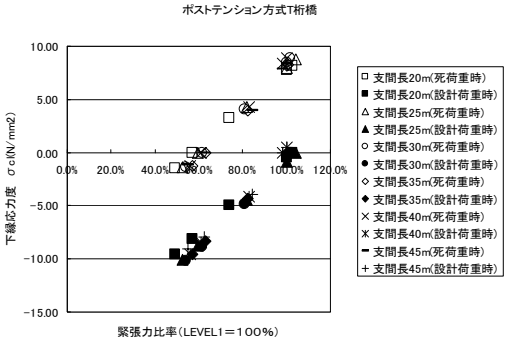
また、状態レベル 1 と有害なひび割れが発生するレベル 3 の発生応力度の差は、死荷重時、設計活荷重時ともに概ね 4N/mm^2 程度となっている（表 3.2.8 参照）。そのため初期状態からの応力変化が 4N/mm^2 程度あることが確認できればひび割れ発生の危険性の高い段階までプレストレスが低下していることが評価できる。



(a) 状態レベルと応力度の関係　　(b) 緊張力比率と下縁応力度の関係

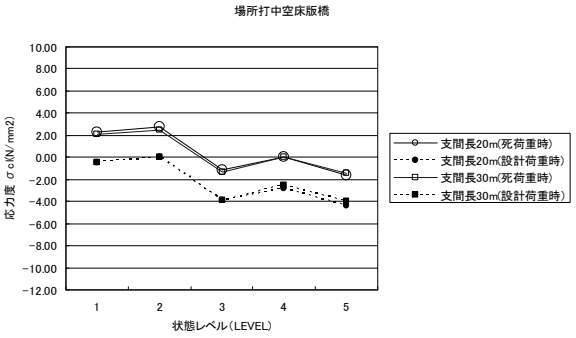
図 3.2.9　状態レベルと応力度の試算結果（プレテンション方式スラブ桁橋）

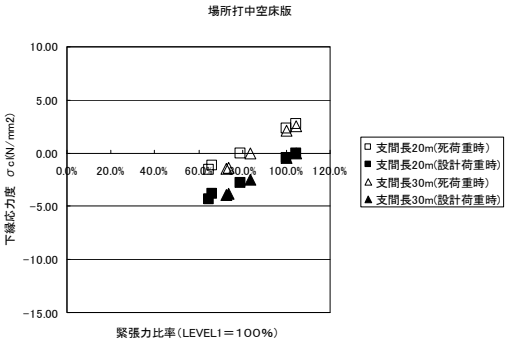




(a)状態レベルと応力度の関係　　(b)緊張力比率と下縁応力度の関係

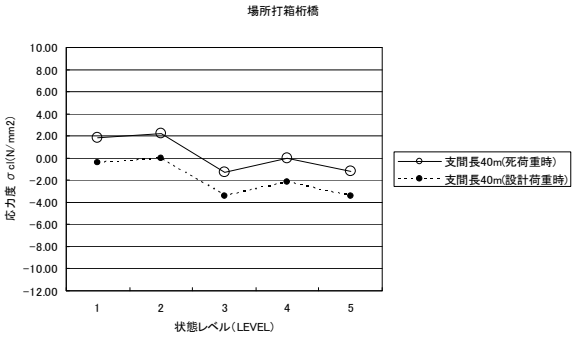
図 3.2.10　状態レベルと応力度の試算結果（ポストテンション方式 T 桁橋）

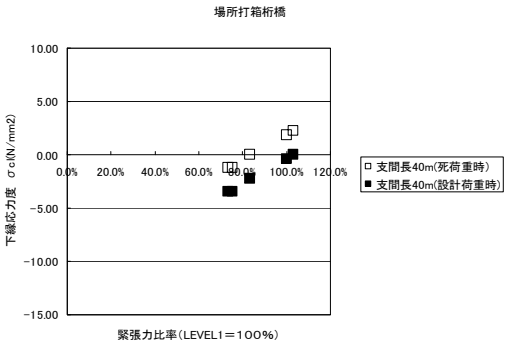




(a)状態レベルと応力度の関係　　(b)緊張力比率と下縁応力度の関係

図 3.2.11　状態レベルと応力度の試算結果（場所打中空床版橋）





(a)状態レベルと応力度の関係　　(b)緊張力比率と下縁応力度の関係

図 3.2.12　状態レベルと応力度の試算結果（場所打箱桁橋）

表 3.2.8　プレストレス減少量を把握するコンクリート応力度

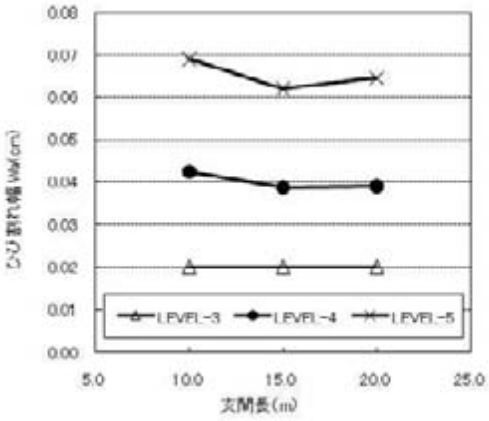
<table>
<tr><th rowspan="2"></th><th rowspan="2">支間長（m）</th><th colspan="3">死荷重時下縁応力度（N/mm^2）</th><th colspan="2">平均値(N/mm^2)</th></tr>
<tr><th>LEVEL-1</th><th>LEVEL-3</th><th>減少量</th><th>構造別</th><th>全体</th></tr>
<tr><td rowspan="3">プレテンション方式スラブ桁橋</td><td>10.0</td><td>6.7</td><td>2.5</td><td>4.2</td><td rowspan="3">4.4</td><td rowspan="9">4.1</td></tr>
<tr><td>15.0</td><td>6.8</td><td>2.1</td><td>4.7</td></tr>
<tr><td>20.0</td><td>6.2</td><td>1.8</td><td>4.4</td></tr>
<tr><td rowspan="6">ポストテンション方式T桁橋</td><td>20.0</td><td>7.7</td><td>3.2</td><td>4.5</td><td rowspan="6">4.3</td></tr>
<tr><td>25.0</td><td>7.9</td><td>4.3</td><td>3.6</td></tr>
<tr><td>30.0</td><td>8.4</td><td>4.0</td><td>4.4</td></tr>
<tr><td>35.0</td><td>8.2</td><td>3.9</td><td>4.2</td></tr>
<tr><td>40.0</td><td>8.9</td><td>4.2</td><td>4.6</td></tr>
<tr><td>45.0</td><td>8.3</td><td>3.9</td><td>4.4</td></tr>
<tr><td rowspan="2">場所打中空床版橋</td><td>20.0</td><td>2.3</td><td>-1.1</td><td>3.4</td><td rowspan="3">3.3</td></tr>
<tr><td>30.0</td><td>2.1</td><td>-1.3</td><td>3.4</td></tr>
<tr><td>場所打箱桁橋</td><td>40.0</td><td>1.8</td><td>-1.3</td><td>3.1</td></tr>
</table>

③部材の状態とひび割れ幅の関係

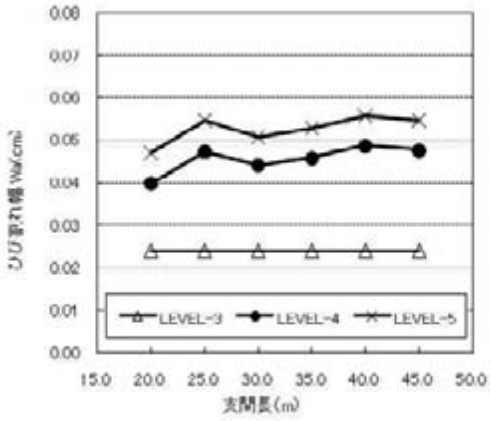
各状態レベル 3～5 における設計活荷重状態の桁下縁のひび割れ幅算出結果を図 3.2.13 に示す。

同じ状態レベルであっても橋梁形式によってひび割れ幅の値にはばらつきがみられるものの、橋梁形式毎には支間長の相違によらず同じ設計手法による場合には状態レベルに応じて概ね同程度のひび割れ幅となっている。

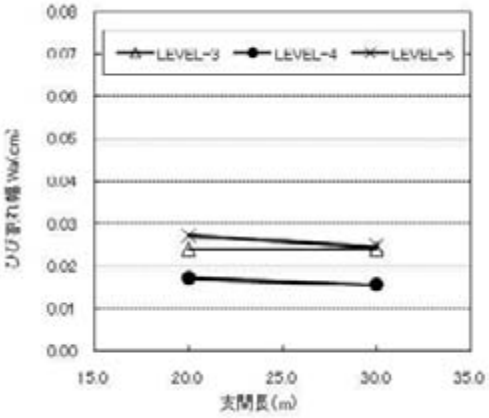
そのことから、同じ設計基準等の設計手法による場合には橋梁形式毎に代表的な橋梁について状態レベル毎のひびわれ幅を予め求めておくことで、既設橋のひび割れから状態レベルがある程度推定可能となる可能性がある。ただし現在のところ計算で算出されるひび割れ幅と実際の橋に生じるひびわれ幅や実際にひびわれが発生する確実性については知見が十分でなくこれらの解決が前提である。



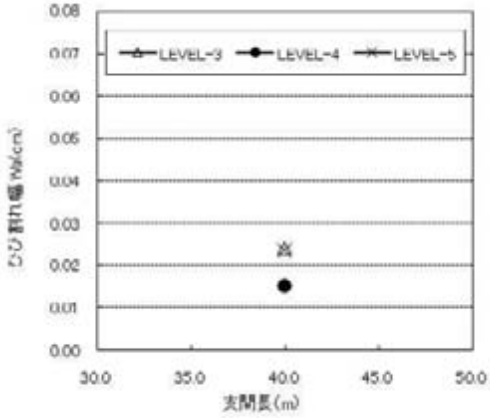
(a)　プレテンション方式スラブ桁



(b)　ポストテンション方式 T 桁橋



(c)　場所打中空床版橋



(d)　場所打箱桁橋

図 3.2.13　設計活荷重によるひび割れ幅算出結果

(3)　まとめ

今回試算を行った一般的な PC 道路橋の場合、維持管理の段階でのプレストレス力の異常検知技術に対する要求性能は、初期導入力の 20%程度以上の低下の有無が検知できることのみであり、それ以下の低下の検知能力や数%単位での精度の高い減少量の検知能力は必須ではないものと考えられる。

残存プレストレスが 80%までは死荷重状態では桁下縁の応力はひび割れ発生にはある程度余裕が確保されるが、60%程度になると死荷重状態でもひびわれが発生する危険性の高い水準となっている可能性が高い。逆にこれらの橋梁形式で死荷重状態において明確な曲げひびわれが確認される場合や、そのひび割れが閉じていても、軽微な荷重によってひび割れが開き始めるような場合には 20%～40%程度のプレストレス減少が生じている可能性がある。また、同じ荷重状態に対して初期状態からの桁下縁の応力変化が 4N/mm^2 程度生じると、ひび割れ発生の危険性の高い段階までプレストレスが低下している可能性が高い。

同じ設計基準等の設計手法による場合には橋梁形式毎に代表的な橋梁について状態レベル毎のひびわれ幅やひび割れ発生荷重を予め求めておくことで、既設橋のひび割れ幅や載荷試験によってひび割れ発生荷重を実測するなどにより状態レベル（残存プレストレス量）がある程度推定できる可能性がある（図 3.2.14）。ただし現在のところ計算で算出されるひび割れ幅と実際の橋に生じるひびわれ幅や実際にひびわれが発生する確実性については知見が十分でない。また載荷試験によってひび割れを新たに生じさせることは橋梁の健全性に悪影響を与えることになるため供用中橋梁へは適用上の問題があると考えられる。

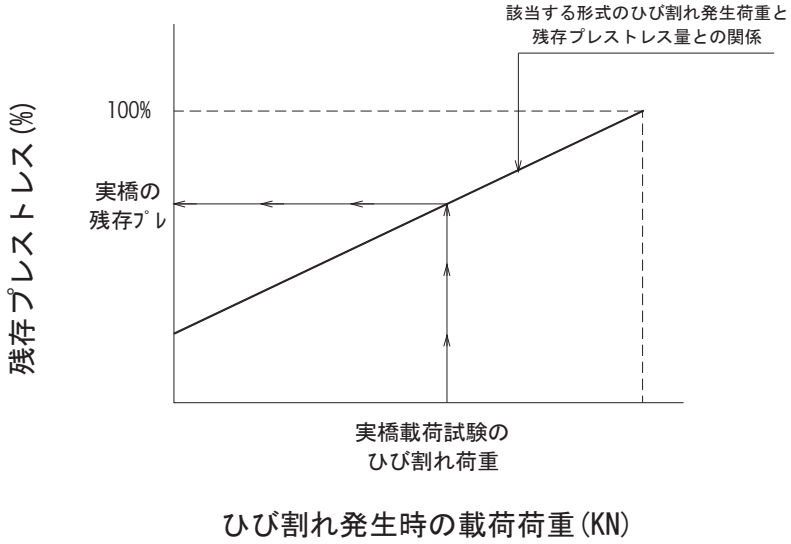


図 3.2.14　ひび割れ発生時の載荷荷重と残存プレストレスの関係のイメージ図

【3 章　参考文献】

1）　(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編　平成 14 年 3 月

2）　土木学会：2007 年制定　コンクリート標準示方書　設計編

3）　(社)日本コンクリート工学協会　コンクリートのひび割れ調査,補修・補強指針-2003-

4 章　プレストレス導入状態の推定手法

4.1　概要

3 章までで検討したように、PC 構造物においてプレストレスの状態は部材の性能と密接に関係しており、その品質確保は極めて重要である。また建設段階で様々なプロセス管理が実施されることで施工品質は保証されている。一方、既設構造物では不測の外力を受けたり様々な劣化現象の影響が生じることも完全には避けられず、緊張鋼材の腐食や破断、火災による熱影響など様々な事象によりプレストレス状態の異常が生じる可能性がある。そのため、既設構造物に対して任意の段階でそのプレストレス状態を把握できることは補修・補強の必要性の判断や目視で確認できない変状の検知など、維持管理の高度化のために極めて重要な課題である。

道路橋のように同じ建設時期で類似の構造形式であれば全国的に統一的に同じ技術基準に準拠して整備されてきているという社会資本の特徴に着目し、一般的な PC 道路橋に対象を絞るとともに部材に求められる機能上の要求性能の閾値との関係の観点からあらためてプレストレス状態の相違が桁部材の性能状態や応力状態などの特性に及ぼす影響について 3 章までに整理・検討した。その結果、橋の部材としての要求性能に対して部材の性能がそれを満足しなくなる限界に近い程度まで低下しているか否かだけに着目するのであれば、適切な設計・施工で導入される初期緊張力に対して比較的大きなプレストレス導入量の変状を捕捉することによって評価可能であることが示された。また設計荷重時にひびわれが生じる可能性があるレベル以上のプレストレス力の低下ではわずかなプレストレス力の低下によってもひび割れの発生・進展の可能性が急速に大きくなることが懸念され、ひび割れが生じた場合にもできるだけ初期の段階でプレストレス力の低下によるものかどうかを判断することが重要であることが示唆された。

これらを踏まえて本章では、健全度評価に用いるためのプレストレス状態の推定手法として、ひび割れ発生前の段階においてプレストレス導入量の低下を非破壊的に把握できる手法、及びひび割れ発生後のできるだけプレストレス低下量の少ない段階においてプレストレス状態の異常を判断できる手法について、桁部材の破壊時までに生じる変状現象（変位、ひび割れ発生荷重・状況、耐荷機構、耐力、破壊モード等）を所要のプレストレスが導入された供試体のそれらと比較することにより検討した。

4.2　ひび割れ性状に着目した推定手法

4.2.1　載荷試験とその方法

(1)　概要

プレストレス導入量を変化させた供試体による載荷試験を実施し、ひび割れ性状など部材に現れる物理的な変化について詳細な計測を行うことで健全性評価に用いることのできる指標や現象の把握を行った。試験はプレストレス導入量をパラメータとし、所要のプレストレスが導入されている供試体に対して、導入量を低下させた供試体の破壊時までに生じる変動現象(変位、ひび割れ発生荷重・状況、耐力、破壊モード等)を比較した。

(2)　試験供試体

a)　供試体の設計の考え方

基準とする標準供試体のプレストレス導入量を、プレストレス導入直後において上縁側コンクリートの引張応力が許容応力度以下となるように決定し、これを 100%としてプレストレス導入量を 50%、10%と変化した 3 種類とした（写真 4.2.1）。なお、導入力 10%の供試体は鋼材配置形状の保持を目的に設定したものであり積極的なプレストレスの導入がないと見なせる条件の供試体である。

写真 4.2.1　供試体写真

b)　供試体形状

供試体形状は、以下の条件により決定した。

・長さ：運搬可能長さ(長さ≦8m)と載荷装置の制限(支間≦7m)

・桁高：桁高支間比 1/15 程度

・幅：桁高の 1/2 程度、PC 鋼材の定着寸法を考慮

・PC 鋼材位置：かぶり、スターラップとの取り合い

・PC 鋼材緊張力：供試体完成時に、上縁にひび割れが発生しない程度の緊張力で、使用時の鋼材許容応力度以下

供試体構造図を図 4.2.1 に、また供試体の設計値を表 4.2.1 に示す。

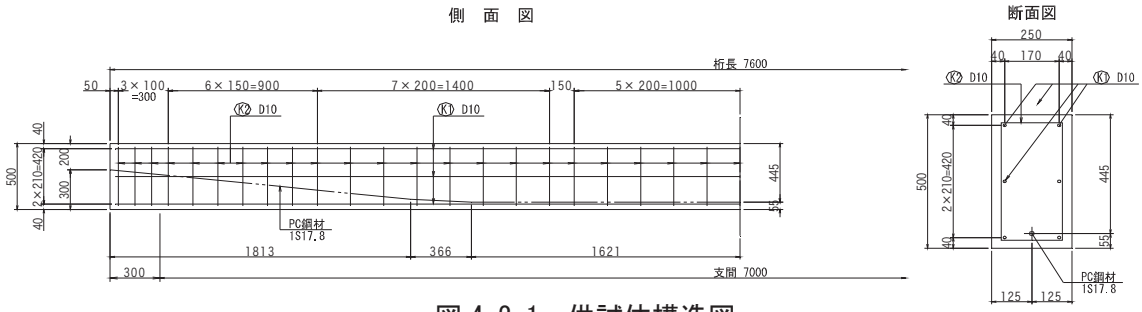


図 4.2.1　供試体構造図

表 4.2.1　供試体の設計値

項　目			単位	100%	50%	10%
形状	支間		mm	7000		
	長さ		mm	250		
	高さ		mm	500		
断面諸数値	断面積		mm^2	125000		
	断面 2 次モーメント		mm^4	2.6042E+09		
	図心		mm	250		
断面力(自重)	単位重量		kN/m^3	24.5		
	曲げモーメント		Nmm	18757812.5		
	自重応力度	上縁	N/mm^2	1.80		
		下縁	N/mm^2	-1.80		
プレストレス	種別		―	1S17.8		
	鋼材断面積		mm^2	208.4		
	偏心量		mm	195		
	有効応力度		N/mm^2	1110.0	555.0	111.0
	緊張力		kN	231.324	115.662	23.132
	偏心モーメント		kNmm	-45108.180	-22554.090	-4510.818
	曲げ応力度	上縁	N/mm^2	-2.48	-1.24	-0.24
		下縁	N/mm^2	6.18	3.10	0.62
合成応力度	上縁		N/mm^2	-0.68	0.56	1.56
	下縁		N/mm^2	4.38	1.30	-1.18

c)　配合

表 4.2.2 に供試体コンクリートの配合を、表 4.2.3 に供試体コンクリートの使用材料を示す。

表 4.2.2　供試体コンクリートの配合

最大粗骨材寸法(mm)	スランプ(cm)	空気量(%)	水ｾﾒﾝﾄ比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量(kg/m^3)					
					水 W	ｾﾒﾝﾄ C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤	
									減水材	AE剤
20	12.0	4.5	58.0	47.0	150	259	877	1,015	2.07	1.04

表 4.2.3　コンクリートの使用材料

材料名	品名	製造者	産地	比重 (g/cm^3)
セメント	早強ﾎﾟﾙﾄﾗﾝﾄﾞｾﾒﾝﾄ	太平洋ｾﾒﾝﾄ㈱	-	3.14
細骨材	砕砂	-	桜川市飯淵産	2.58
粗骨材	砕石 2005	-	桜川市飯淵産	2.65
高性能減水剤	ｼｰｶﾒﾝﾄ 2000	日本ｼｰｶ㈱	-	1.07
AE 剤	ｼｰｶ AER-W	日本ｼｰｶ㈱	-	1.07
水	地下水	-	工場内地下水	1.00

d)　材料試験結果

表 4.2.4 に、載荷試験の供試体に使用したコンクリート、鉄筋および PC 鋼材の材料試験結果を示す。

コンクリートの圧縮強度試験、静弾性係数試験および割裂引張強度試験は、供試体製作時に採取した f 100×H200 ㎜のテストピースを用い、それぞれ JIS A 1108,1149,1113 に準拠して実施した。グラウト材料の圧縮強度試験は、注入時に採取した f 50×H100 ㎜のテストピースを用いて、JIS A 1108 に準拠して実施した。

また、試験終了後、供試体から採取した f 100×H200 ㎜のコア供試体 1 体を用いて、圧縮強度試験および静弾性係数試験を JIS A 1107,1149 に準拠して実施した。

表 4.2.4　材料試験結果総括　　（単位：N/㎟）

			プレストレス導入量		
			100%	50%	10%
コンクリート	テストピース（載荷試験時）	圧縮強度	39.5(σ_{39})	40.0(σ_{41})	39.9(σ_{45})
		弾性係数	2.230E+04	2.190E+04	2.150E+04
		引張強度	3.5	3.7	3.4
	供試体から試験終了後に採取したコア	圧縮強度	35.1(σ_{46})	38.3(σ_{46})	35.0(σ_{46})
		弾性係数	2.786E+04	2.898E+04	2.937E+04
PC 鋼材グラウト（載荷試験時）		圧縮強度	58.4(σ_{41})	59.3(σ_{41})	58.9(σ_{41})
鉄筋(SD295A D10) JIS G 3112		降伏点	374.5		
		引張強度	490.5		
PC 鋼材(SWPR19L 1S17.8) JIS G 3536		降伏点	1813.2		
		弾性係数 Ep	1.90E+05		
		引張強度	1980.2		

※鉄筋および PC 鋼材はメーカー試験成績表の値

e)　プレストレス導入量

各供試体の PC 鋼材応力を表 4.2.5 に示す。PC 鋼材の応力度は、支間中央における PC 鋼材のひずみより算出しており、試験前における PC 鋼材応力の推定値は、導入直後の応力から載荷試験時を推定した値である。

本試験において、載荷試験時における各供試体のプレストレス導入度は，1078.6N/mm^2 を 100%としてそれぞれ 47%、11%であった。

表 4.2.5　各供試体の PC 鋼材応力度等

項　目		単位	100%	50%	10%
試験前推定値	導入直後の PC 鋼材応力	N/mm^2	1091.0	563.4	131.5
	クリープ・乾燥収縮による減少量	N/mm^2	17.0	8.1	0.8
	リラクセーションによる減少量	N/mm^2	16.4	8.5	2.0
	載荷試験時の PC 鋼材応力度の推定値	N/mm^2	1057.6	546.8	128.7
実験値 εp×Ep	支間中央の鋼材のひずみ(εp)	μ	5677	2668	632
	支間中央の PC 鋼材の応力	N/mm^2	1078.6	507.0	120.1
	実プレストレス導入度	%	100%	47%	11%

(3)　載荷試験

a)　載荷装置・計測機器

載荷試験装置を写真 4.2.2 に、および供試体の設置状況を図 4.2.2 に示す。また、表 4.2.6、図 4.2.3 に計測器概要を示す。

写真 4.2.2　載荷試験装置

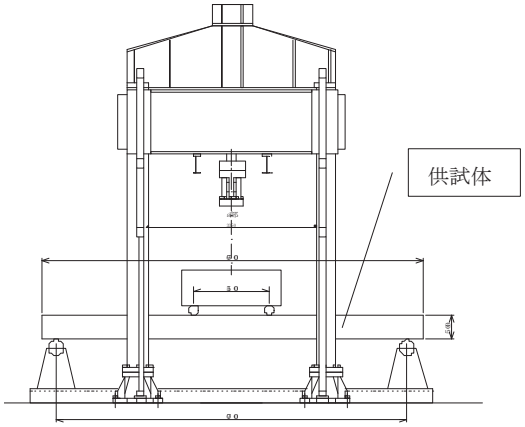


図 4.2.2　供試体設置状況図

表 4.2.6　使用機器概要

	型式、仕様
載荷試験装置 （大型構造物繰返し 載荷装置）	鉛直荷重：動的±1,500kN(150tf) 水平荷重：動的±500kN(50tf) 鉛直ストローク：±150mm 水平ストローク：±200mm
データロガー	東京測器研究所：TDS-601
スイッチボックス	東京測器研究所：ASW-50C
計測用 PC	DOS/V 互換機（RS232C ﾎﾟｰﾄ使用）
出力装置	外付け HDD,ﾚｰｻﾞｰﾌﾟﾘﾝﾀｰ他

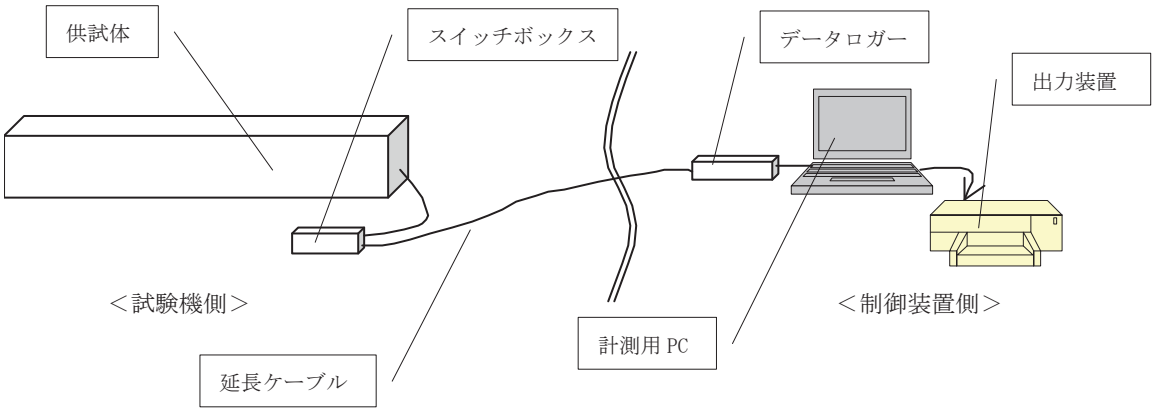


図 4.2.3　計測概要

b)　載荷方法

載荷は、間隔 1500mm の 2 点載荷とした。載荷試験概要図を図 4.2.4 に示す。

載荷試験は、ひび割れ発生までを第一段階として荷重を一定のピッチで増加させ、ひび割れ発生時点で一旦除荷し、パイゲージを設置後、供試体の破壊まで第二段階の載荷を行った。荷重載荷イメージを図 4.2.5 に示す。

表 4.2.7 に各供試体のひび割れ抵抗モーメントから計算したひび割れ発生荷重、および破壊抵抗モーメントから計算した破壊荷重の設計値を示す。なお、ひび割れ発生荷重の設計値は、引張強度 f_{tk}=2.69N/mm^2（$f_{tk}=0.23f_{ck}^{2/3}$,f_{ck}=40N/mm^2）に達した時点とする。

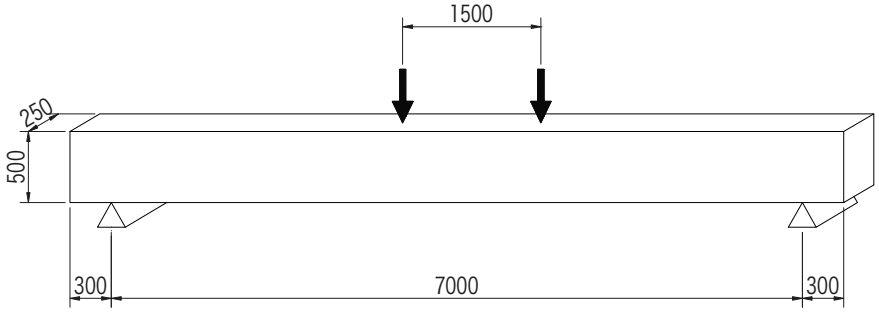


図 4.2.4　載荷試験概要図

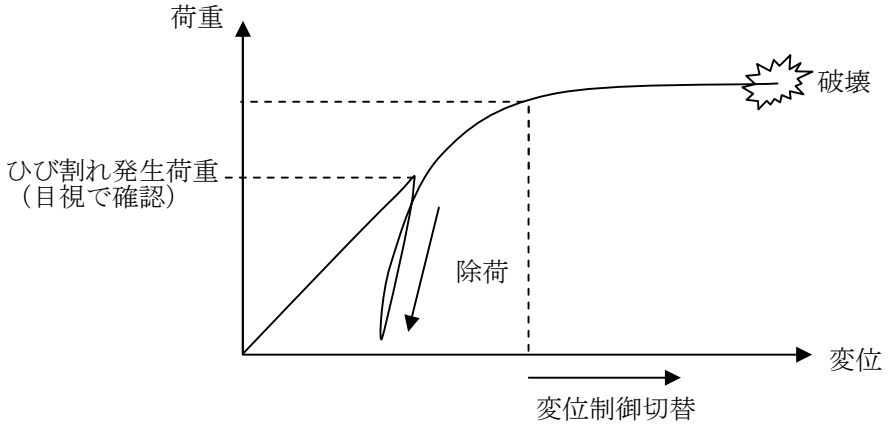


図 4.2.5　荷重載荷イメージ

表 4.2.7　ひび割れ発生・破壊荷重

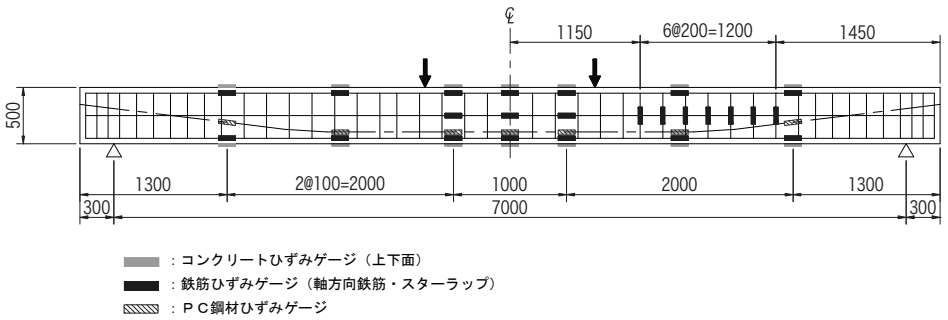
プレストレス導入量	ひび割れ発生抵抗モーメント (kN・m)	ひび割れ発生荷重 (kN)	破壊抵抗モーメント (kN・m)	破壊荷重 (kN)
100%	92.4	53.6	178.2	115.9
50%	60.3	30.2	178.2	115.9
10%	34.5	11.4	178.2	115.9

(4) 計測項目および計測箇所

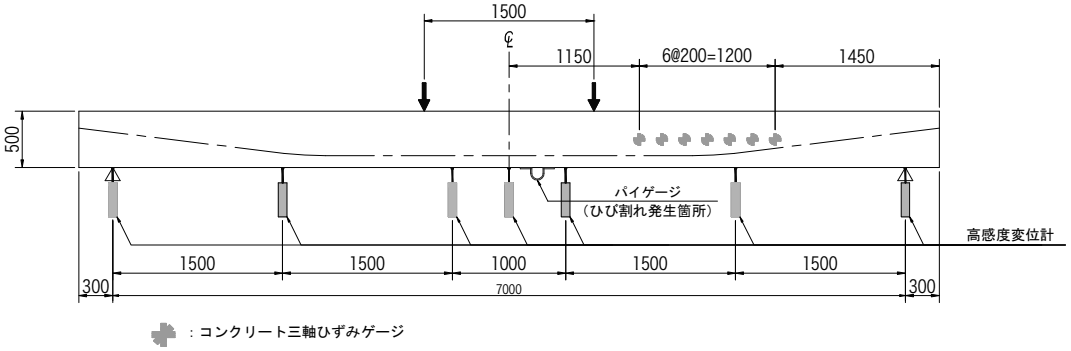
本試験における計測項目・方法・目的を表 4.2.8 に、計測位置を図 4.2.6 に示す。

表 4.2.8 計測項目・方法・目的

No.	計測項目	計測方法	目　的
1	コンクリートひずみ(上面)	ひずみゲージ(PL60-11)	平面保持、有効断面の確認、破壊の確認
2	コンクリートひずみ(下面)	ひずみゲージ(PL60-11)	平面保持、有効断面の確認
3	軸方向鉄筋ひずみ	ひずみゲージ(FLA-5-11)	軸方向鉄筋のひずみの変化
4	PC 鋼材ひずみ	ひずみゲージ(FLA-2-11)	PC 鋼材のひずみの変化(降伏の有無)
5	ひび割れ幅	パイゲージ（PI-5-100）、目視	ひび割れの発生確認
6	曲げ破壊性状	目視	破壊性状の確認
7	スターラップひずみ	ひずみゲージ(FLA-5-11)	せん断力、せん断破壊の確認
8	コンクリートひずみ(側面)	ひずみゲージ(PLR-60-11)	せん断力、せん断破壊の確認
9	せん断破壊性状	目視	破壊性状の確認
10	最大荷重	ロードセル(載荷装置)	ひび割れ発生荷重、終局荷重の確認
11	たわみ	変位計（SDP-200C）	たわみの変化



a)コンクリート(上･下面)・鉄筋・PC 鋼材・スターラップひずみ



b)コンクリートひずみ(側面)・変位・ひび割れ幅

図 4.2.6　計測位置図

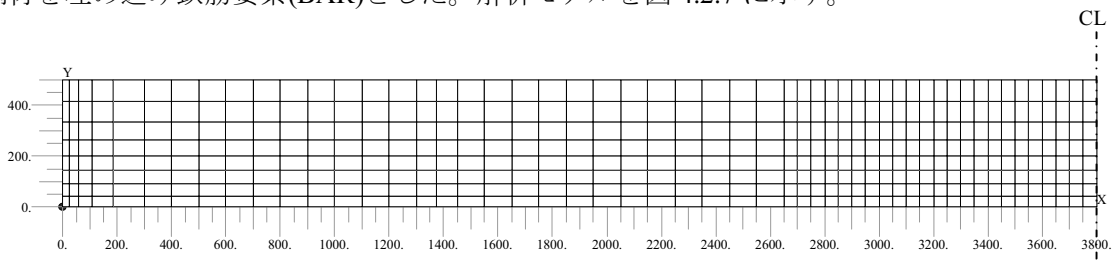
4.2.2　載荷試験の FEM 解析

既設構造物の性能を評価する場合、対象とする構造物の各材料に作用している応力状態を把握することが重要となる。構造物の顕在化している変状を適切にモデル化できる FEM 解析を用いることで、応力状態を把握することは可能であると考えられる。

そこで、供試体の材料特性を用いた FEM 解析を行い、載荷試験の応力状態や変状の妥当性を確認する。本解析は、変位法（DIsplacement method ANAlyser）に基づく汎用有限要素システム DIANA により解析を行った。

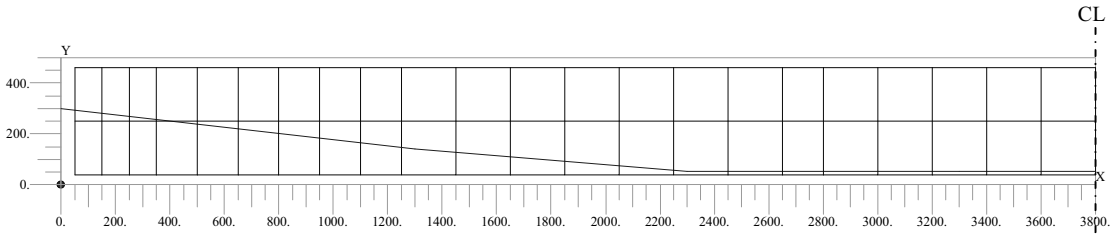
(1)　解析モデル

解析モデルは、2 次元軸対象モデル（1/2 モデル、節点数 553、要素数 509）とした。使用要素は、コンクリートを平面応力要素(Q8MEM)、鉄筋を埋め込み鉄筋要素(BAR)、PC 鋼材を埋め込み鉄筋要素(BAR)とした。解析モデルを図 4.2.7 に示す。



コンクリート厚：250mm

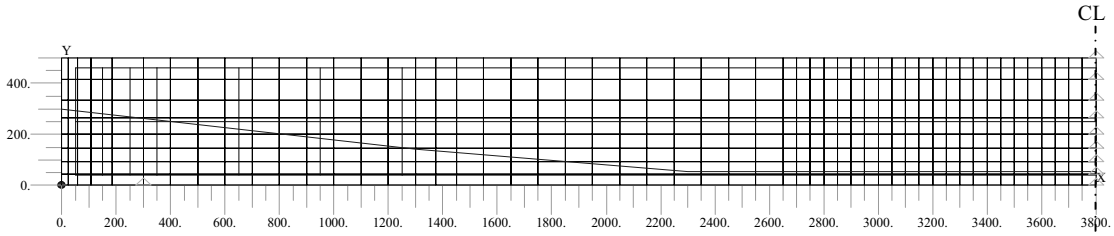
a）コンクリート（平面応力要素）



鉄筋断面積：2@D10=2×71.33=142.66 mm^2

PC 鋼材断面積 1@1S17.8=209.57mm^2

b）鉄筋、PC 鋼材（埋め込み鉄筋要素）



c)コンクリート（平面応力要素）＋鉄筋、PC 鋼材（埋め込み鉄筋要素）

図 4.2.7　解析モデル

(2)　材料特性、構成則

a)　材料特性

解析に用いるコンクリート、鉄筋、PC 鋼材の材料特性を表 4.2.9 に示す。

表 4.2.9　材料特性　　（単位：N/mm^2）

		プレストレス導入量			備　　考
		100%	50%	10%	
コンクリート	圧縮強度 f_{ck}	35.1	38.3	35.0	供試体から試験終了後に採取したコア
	弾性係数	2.786E+04	2.898E+04	2.937E+04	
	引張強度 f_{tk}※	2.47	2.61	2.46	
鉄筋	降伏点	374.5			メーカー試験成績表 ポアソン比：ν=0.3
	弾性係数	2.0E+05			
	引張強度	490.5			
PC 鋼材	降伏点	1813.2			メーカー試験成績表 ポアソン比：ν=0.3
	弾性係数	1.90E+05			
	引張強度	1980.2			

※コンクリートの引張強度：$f_{tk}=0.23f_{ck}^{2/3}$

b)　構成則

コンクリートの構成則を図 4.2.8 に示す。圧縮側の構成則は、道示Ⅲの構成則を使用した（ただし、k=1.0）。引張側の構成則は、前川構成則 [1)]の引張軟化モデルを使用した。

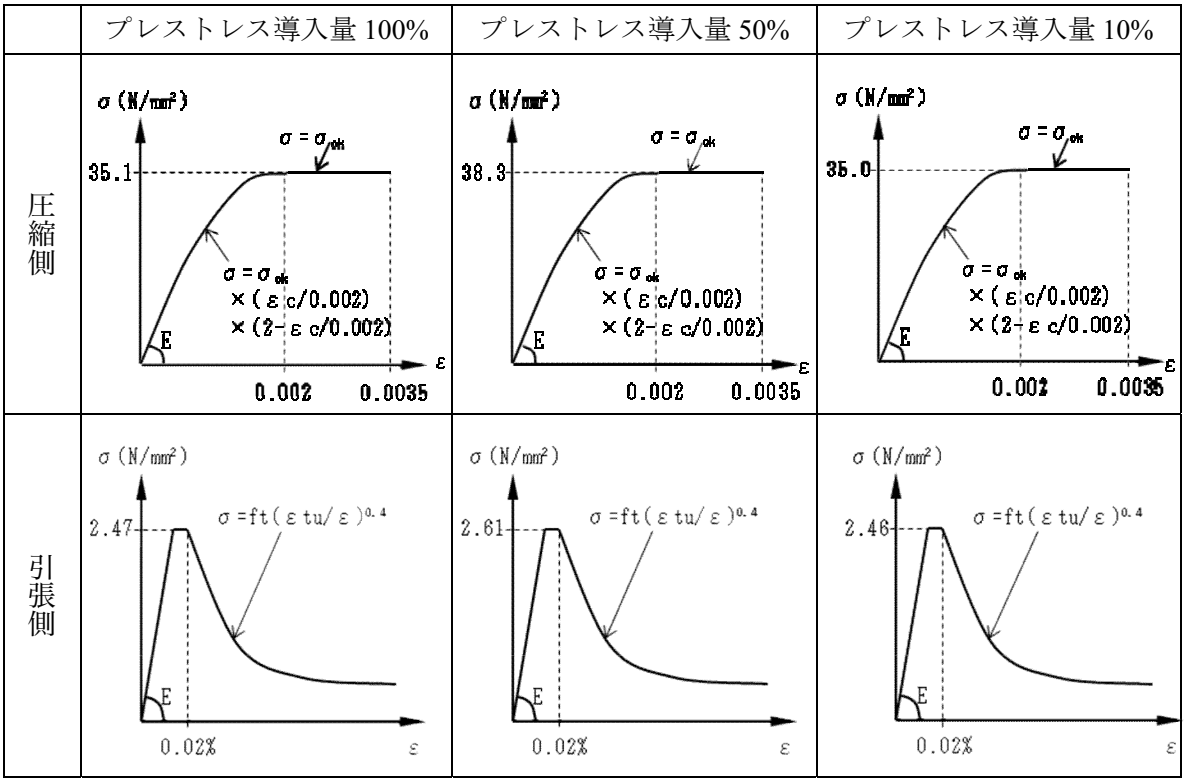


図 4.2.8　コンクリートの構成則

鉄筋および PC 鋼材の構成則は道示Ⅲの構成則を使用した。鉄筋の構成則を図 4.2.9 に、PC 鋼材の構成則を図 4.2.10 に示す。

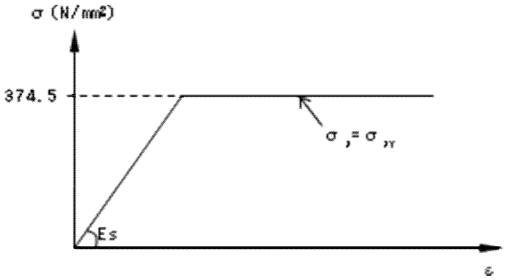


図 4.2.9　鉄筋の構成則

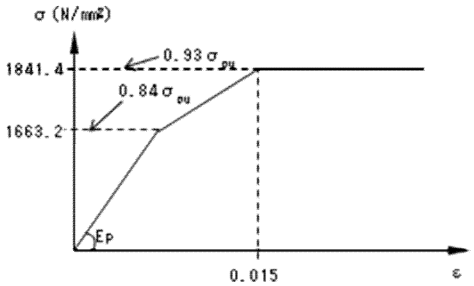


図 4.2.10　PC 鋼材の構成則

(3) 解析方法

解析方法は、第 1 段階に死荷重＋プレストレス、第 2 段階に載荷荷重（変位制御）の段階解析で行った。

第 1 段階(死荷重+プレストレス)において、死荷重は平面応力要素にコンクリートの単位重量 24.5kN/m^3 を載荷し、プレストレスは PC 鋼材（埋め込み鉄筋要素）に直接プレストレス応力を載荷した。本解析では、PC 鋼材とコンクリートが完全付着した状態(BOND)で計算した。

第 2 段階(載荷荷重)において、載荷荷重は変位制御で計算し、載荷ステップは 0.5mm×10step＋1.0mm×100step=120mm まで載荷した。

ひび割れは、コンクリート応力度が引張強度を超えたときに発生するものとした。ひび割れモデルは、分散ひび割れモデルとし、一度発生したひび割れの角度を変化させない固定ひび割れモデルで解析した。

4.2.3　載荷試験の結果

(1)　断面のひずみ分布

図 4.2.11 にひずみ分布図の見方について解説を示し、図 4.2.12～4.2.14 に各供試体それぞれにひび割れが発生した荷重時における各供試体の支間中央部のひずみ分布を示す。ここで，各供試体のひび割れ発生荷重は、プレストレス導入量 10%の供試体で 15kN、50%では 37.5kN、100%では 60kN である。なお、図 4.2.13 に示す載荷荷重 40kN は死荷重作用時に相当し、図 4.2.14 に示す 60kN は活荷重作用時に相当する。

各供試体ともひび割れ発生荷重までは、断面内の鋼材やコンクリート上下縁のひずみから求まるひずみ分布の直線性は保たれるが、荷重の増加に伴い鉄筋ひずみの急激な増加や PC 鋼材ひずみの局所的な増加がみられ、ひずみ分布の直線性は消失した。

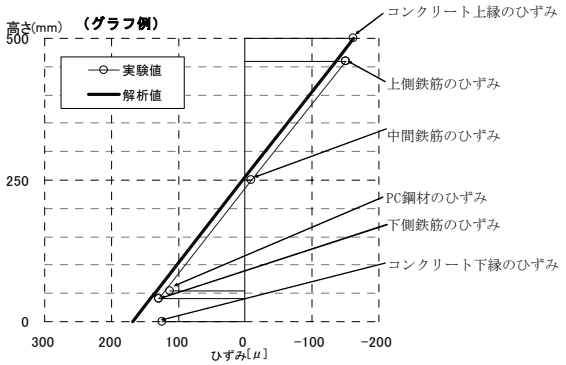


図 4.2.11　ひずみ分布図の解説

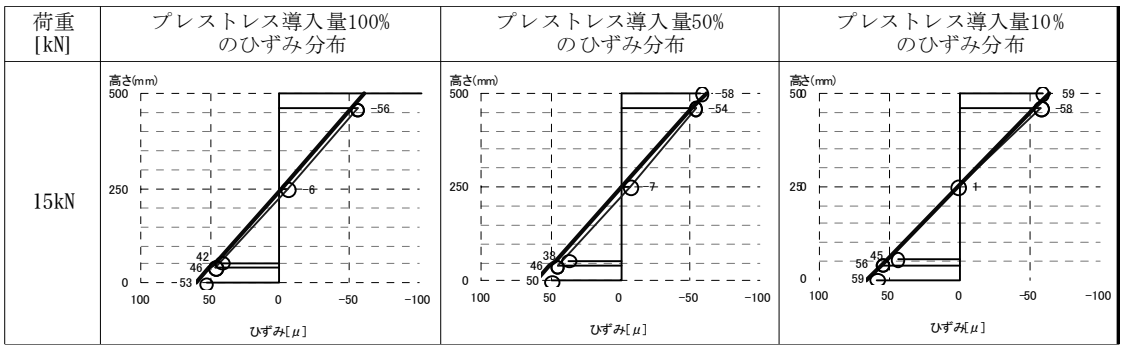


図 4.2.12　プレ導入量 10%供試体ひび割れ発生荷重時(15kN)の支間中央部ひずみ分布

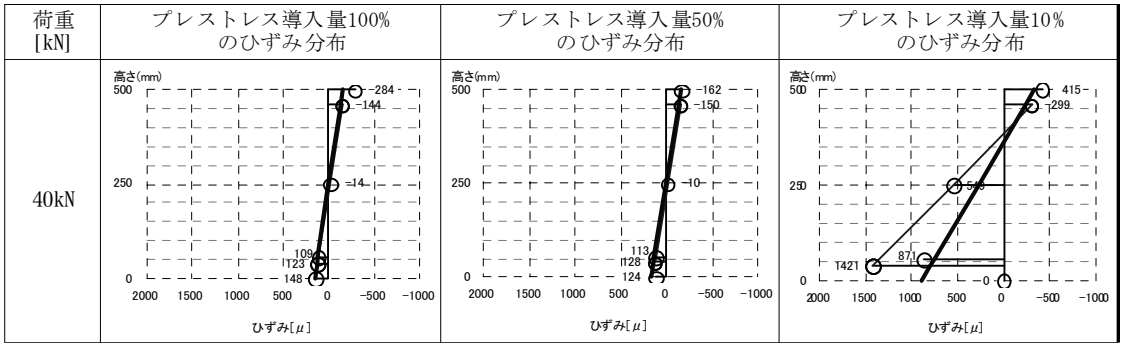


図 4.2.13　プレ導入量 50%供試体ひび割れ発生荷重時(40kN)の支間中央部ひずみ分布

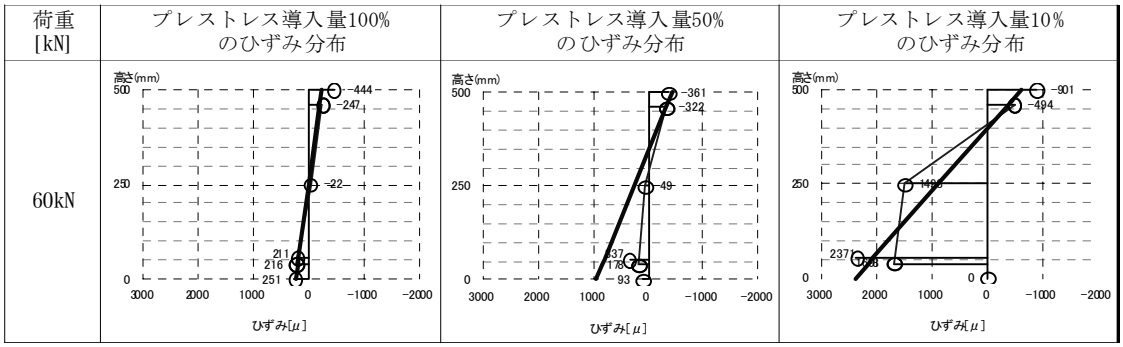
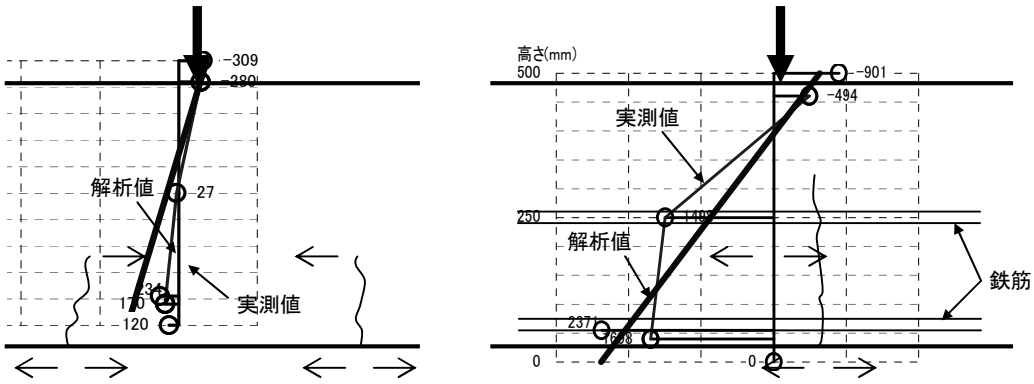


図 4.2.14　プレ導入量 100%供試体ひび割れ発生荷重時(60kN)の支間中央部ひずみ分布

図 4.2.15 にひび割れ発生時におけるコンクリートひずみの変化の概要図を示す。図(a)に示すように、計測位置から離れた箇所でひび割れが発生した場合、コンクリートと鉄筋の付着が計測位置近傍で確保されていれば、ひび割れ位置でコンクリート応力が解放された結果、計測位置でのコンクリートおよび鉄筋のひずみが小さくなる。また、図(b)に示すように、計測位置でひび割れが発生した場合、ひび割れの開口に連動してひびわれ先端近傍のコンクリートやひび割れ位置にある鉄筋のひずみは局所的に大きくなる。

このように載荷試験ではひび割れが発生した場合に計測ゲージの位置によってその断面のひずみ分布のみしか評価できないため桁全体のマクロ的な耐荷力の評価にあたってはその点を考慮する必要がある。



(a)導入量 50%、載荷荷重 55kN　　(b)導入量 10%、載荷荷重 60kN

図 4.2.15　ひび割れ発生時のひずみ変化状況図

各試験体のひび割れ発生荷重時に対応した設計計算上のひずみを表 4.2.10 に示す。

表 4.2.10　ひずみの計算値

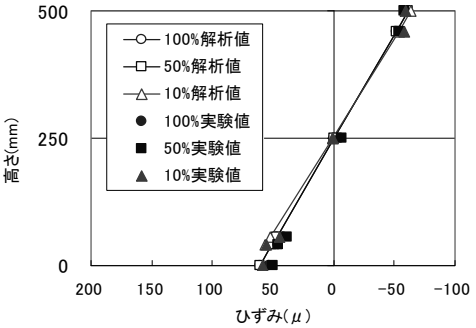
荷重状態		10%ひび割れ発生 (15kN)			50%ひび割れ発生 (37.5kN)			100%ひび割れ発生 (60kN)		
プレストレス導入度		100%	50%	10%	100%	50%	10%	100%	50%	10%
ひずみ（μ）	コンクリート上縁	-61	-61	-64	-153	-162	-340	-248	-431	-636
	上縁鉄筋	-52	-52	-54	-129	-135	-241	-208	-322	-394
	中間鉄筋	0	0	1	-1	4	278	-2	252	875
	ＰＣ鋼材	47	47	52	117	133	760	190	784	2053
	下縁鉄筋	51	51	56	127	143	798	204	825	2144
	コンクリート下縁	60	60	－	151	－	－	－	－	－

表 4.2.11 に各試験体のひび割れ発生荷重時の支間中央部のひずみの実験値を、図 4.2.16 にひび割れ発生荷重時の支間中央部のひずみ分布を示す。

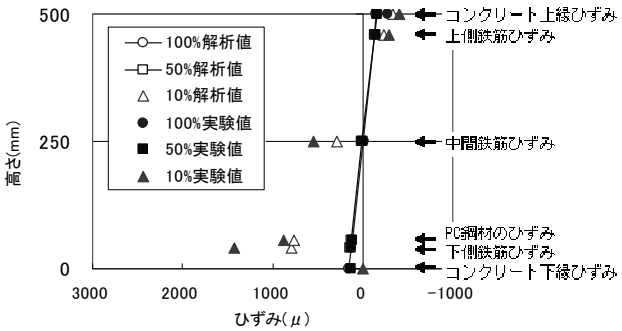
ひび割れ発生までのひずみの分布状況は、計算値と実験値でほぼ一致している。

表 4.2.11　ひずみの実験値

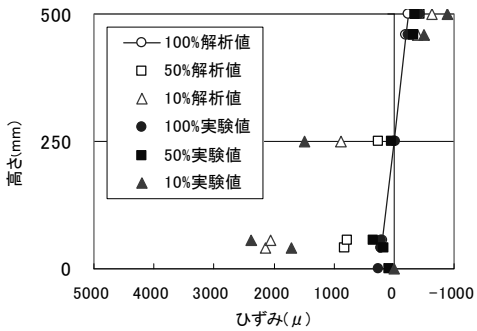
プレストレス導入量		100%	50%	10%
ひび割れ発生荷重(kN)		60	37.5	15
ひずみ（μ）	コンクリート上縁	-444	-162	-59
	上縁鉄筋	-247	-150	-58
	中間鉄筋	-22	-10	1
	ＰＣ鋼材	211	113	45
	下縁鉄筋	216	128	56
	コンクリート下縁	251	124	59



(a) 10%供試体ひび割れ発生荷重



(b) 50%供試体ひび割れ発生荷重



(c) 100%供試体ひび割れ発生荷重

図 4.2.16　ひび割れ発生時のひずみ(計算値と実験値の比較)

以上より、これまで理解されているとおり、プレストレス導入レベルに関わらずそれぞれ、ひび割れ発生までは断面内のひずみ分布は平面保持が成立しており、計算と実験のコンクリートおよび鋼材のひずみはよい一致を示すことが分かった。今回の実験においてもひび割れ発生荷重まではひずみ分布の直線性の喪失が見られなかったことから、載荷試験によりひび割れが発生するまでのコンクリート表面のひずみを計測することで、断面の平面保持の仮定をもとにプレストレス導入量を推定することが可能である。

また今回の試験では、ひび割れの挙動の確認を目的とする計測器の取り付けのため、ひび割れの発生を確認後、一度除荷を行った。再度の載荷においても、ひずみ分布からひび割れ発生荷重まで平面保持は成立しており、ひび割れが生じたコンクリート部材でもひび割れが軽微であり、かつ死荷重作用時に閉じた状態にあるものであれば、載荷によりひび割れが開き始めるまでのコンクリート表面のひずみからプレストレス導入量の推定は可能であると思われる。

一方、ひび割れ発生後は、コンクリート下縁や下縁鉄筋、PC 鋼材のひずみの直線性が失われ、ひび割れ位置とひずみ測定位置によっても計測されるひずみの値は大きく異なる。そのためプレストレス導入量を、実測により得られるコンクリートや鋼材のひずみから断面の平面保持を前提とした計算により推定することは困難である。

(2)　荷重変位関係

各供試体の荷重－変位関係について実験結果と FEM 解析結果を図 4.2.17、表 4.2.12 に示す。

プレストレスト導入量 10%の供試体は載荷荷重が約 30kN で下縁鉄筋が降伏し、50%の供試体は約 50kN、100%の供試体は約 80kN でそれぞれ降伏しており、導入量が小さい程早期にひび割れが発生し、かつひび割れ発生後の剛性低下が大きくなる傾向が顕著であった。また導入量に関係なくほぼ一致した最大荷重に至った時点の変位にも差が見られ、導入量 10%の供試体では 180.2mm（142.6kN）、50%の供試体では 150.1mm（146.1kN）、100%の供試体では 100.0mm（142.8kN）であった。

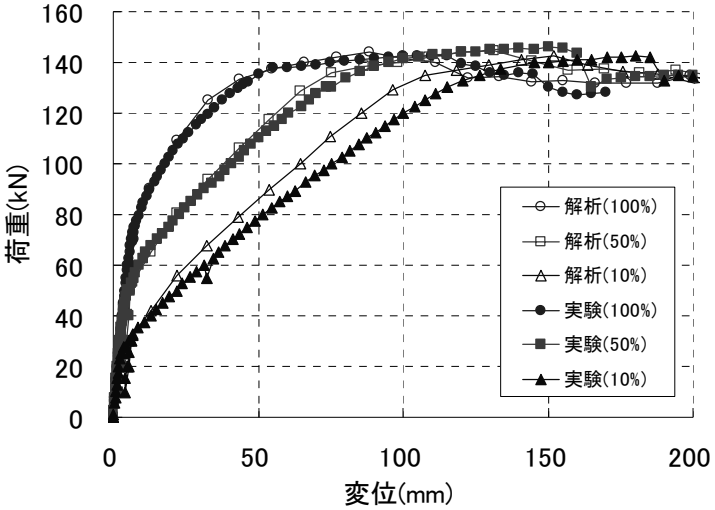


図 4.2.17　荷重-変位関係

表 4.2.12　最大荷重比較表

プレストレス導入量	最大荷重（kN）		
	計算値	FEM 解析値	実験値
100%	115.9	143.9	142.8
50%	115.9	144.5	146.1
10%	115.9	142.7	142.6

コンクリート部材の曲げ剛性は、ひび割れによる有効断面の減少により低下する。そのため、プレストレス導入量が小さく、ひび割れ発生荷重が小さい供試体ほど曲げ剛性の低下は大きくなっている。

図 4.2.18 に載荷荷重 80kN 時の支間中央部のひずみ分布を示す。プレストレス導入量が小さいほど中立軸の位置が高くなっており、ひび割れが高くまで伸び、コンクリート有効断面の喪失範囲が広がった結果、曲げ剛性が小さくなり、たわみが大きくなっていると考えられる。

最大荷重はプレストレス導入量によらずほぼ同じ値となり、FEM 解析と実験はよく一致した。これは、実験供試体がつりあい鋼材比以下であるため、鋼材の降伏が先行し、最終的には圧縮縁コンクリートの圧縮破壊で終局をむかえるためと考えられる。

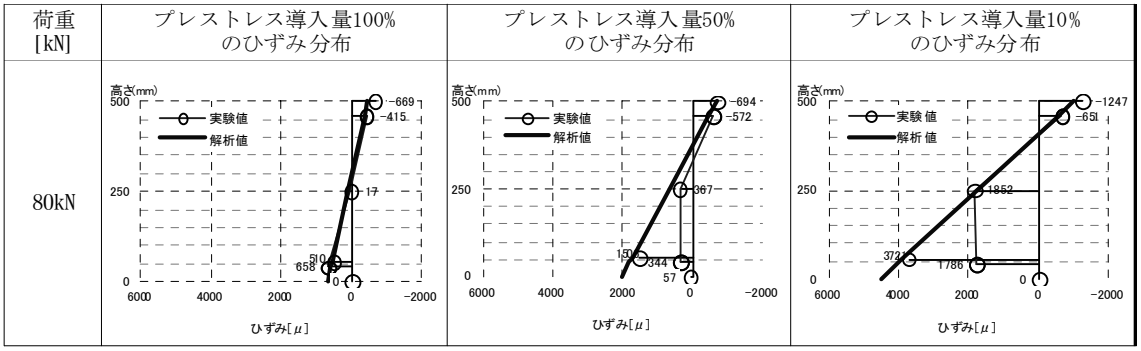


図 4.2.18　載荷荷重 80kN でのひずみ分布

コンクリート部材のたわみ量は、ひび割れが生じていない場合には、平面保持の仮定を前提に全断面有効とした断面二次モーメント *Ig* により求められる。またひび割れを生じている場合には、ひび割れによる剛性低下を考慮して断面ごとの曲げモーメントの大きさに従って求めた換算断面剛性 *Ie1*（式 4.2.1）から求めるか、梁部材の最大曲げモーメントより求まる部材全長で同一な換算断面剛性 *Ie2*（式 4.2.2）から概算的に求められる [2)]。

①断面剛性を曲げモーメントにより変化させる場合

$$I_{e1} = \left(\frac{M_{crd}}{M_d}\right)^4 I_g + \left\{1-\left(\frac{M_{crd}}{M_d}\right)^4\right\} I_{cr} \leq I_g \qquad \text{（式 4.2.1）}$$

②断面剛性を部材全長にわたって一定とする場合

$$I_{e2} = \left(\frac{M_{crd}}{M_{d\,\max}}\right)^3 I_g + \left\{1-\left(\frac{M_{crd}}{M_{d\,\max}}\right)^3\right\} I_{cr} \leq I_g \qquad \text{（式 4.2.2）}$$

ここに、M_{crd} ：断面に曲げひび割れが発生する限界の曲げモーメント（引張縁の曲げ応力度が、曲げひび割れ強度となる曲げモーメント）

M_d ：設計曲げモーメント

M_{dmax} ：設計曲げモーメントの最大値

表 4.2.13 に、断面二次モーメント、ひび割れ発生荷重、最大荷重とこのときの変位の計算値を、表 4.2.14 に実験値をそれぞれ示す。ここで、実験値の *Ig* は載荷開始からひび割れ発生荷重までの荷重と変位から算出した断面二次モーメントであり、*Icr* はひび割れ発生から 130kN 載荷まで荷重が 10kN 増加する毎の変位から算出した断面二次モーメントの平均値である。

表 4.2.13　断面二次モーメントと荷重・変位（計算値）

プレストレス導入量	断面二次モーメント（m^4）			ひび割れ発生荷重 (kN)	最大荷重作用時		
	Ig	*Icr*			荷重(kN)	変位(mm)	
		計算値	100%に対する比			計算値	100%に対する比
100%	0.00266	0.00079	1.00	53.6	144	95	1.00
50%		0.00041	0.52	30.2	144	130	1.37
10%		0.00031	0.39	11.4	143	164	1.73

表 4.2.14　断面二次モーメントと荷重・変位（実験値）

プレストレス導入量	断面二次モーメント（m^4）			ひび割れ発生荷重 (kN)	最大荷重作用時		
	Ig	*Icr*			荷重(kN)	変位(mm)	
		実験値	100%に対する比			実験値	100%に対する比
100%	0.00269	0.00089	1.00	60.0	142.8	100.0	1.00
50%	0.00274	0.00046	0.52	37.5	146.1	150.1	1.50
10%	0.00248	0.00028	0.31	15.0	142.6	180.2	1.80

ひび割れ発生後の断面二次モーメント *Icr* は、計算値と実験値でよい一致を示している。

以上のことから、すでにひび割れが発生している部材について、載荷試験等により荷重とたわみの関係から断面剛性を確認し、プレストレス導入量を 100%とした解析と比較することでプレストレス導入量を推定することが可能であると考えられる。

(3)　ひび割れ性状

載荷試験による各供試体のひび割れ状況を写真 4.2.3～4.2.5 に、最大荷重まで載荷した後に確認されたひび割れ発生範囲の比較図を図 4.2.19 にそれぞれ示す。

プレストレス導入量の違いによって、ひび割れの間隔および発生する領域に相違が見られた。

写真 4.2.3　ひび割れ状況（100%）

写真 4.2.4　ひび割れ状況（50%）

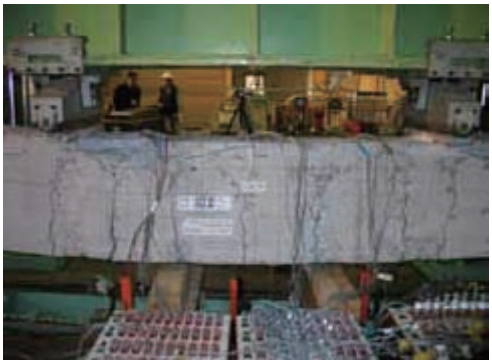
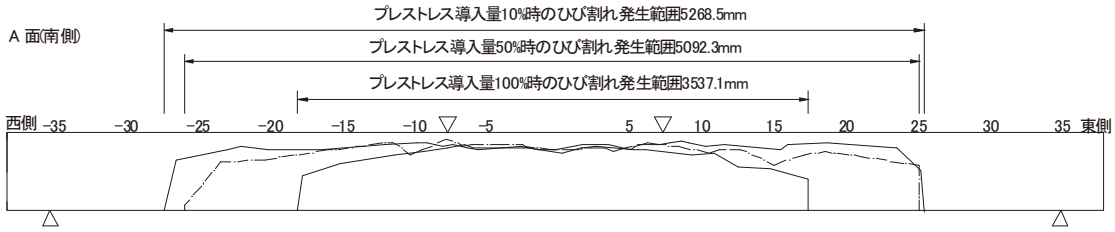
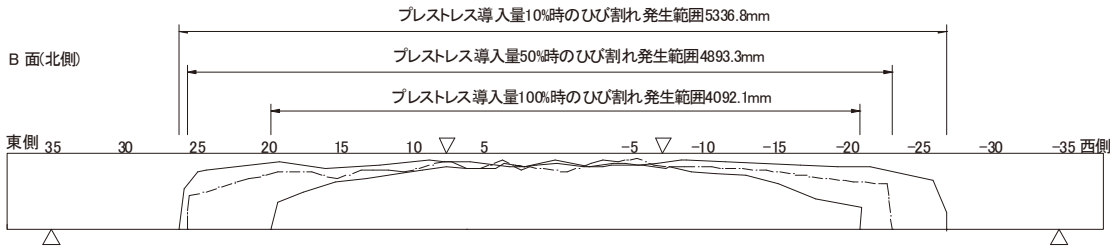


写真 4.2.5　ひび割れ状況（10%）



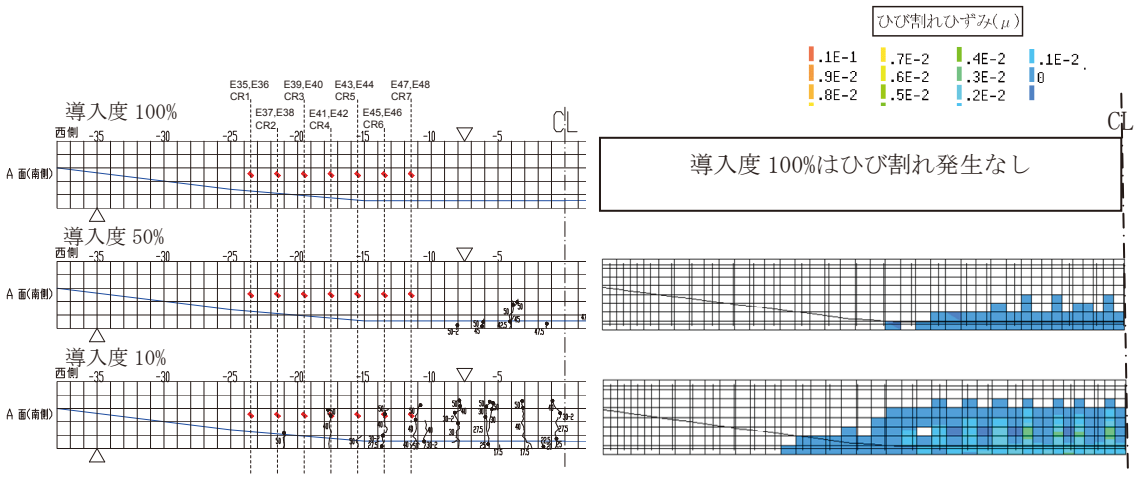
(a) A 面側



(b) B 面側

図 4.2.19　ひび割れ発生範囲比較図

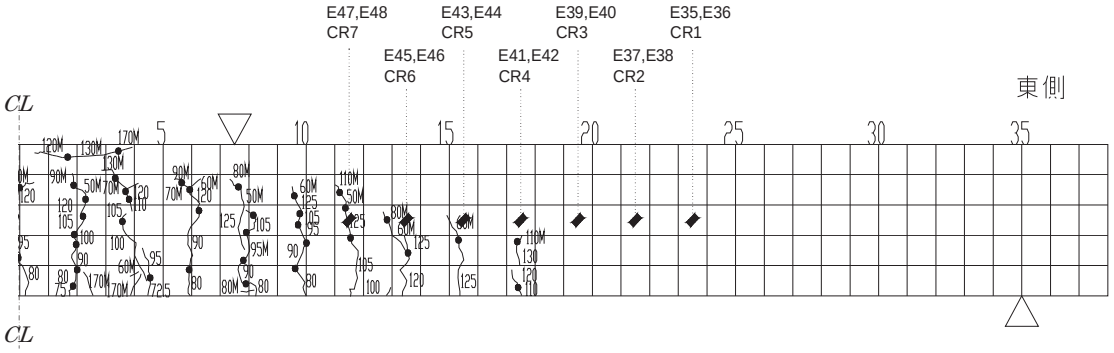
図 4.2.20 には、載荷荷重 50kN 時について FEM 解析によって求めたひび割れ範囲と実験で確認されたひび割れ図をあわせて示す。両者ともに同じ載荷荷重時のひび割れ発生範囲がプレストレス導入量によって異なる傾向は一致している。



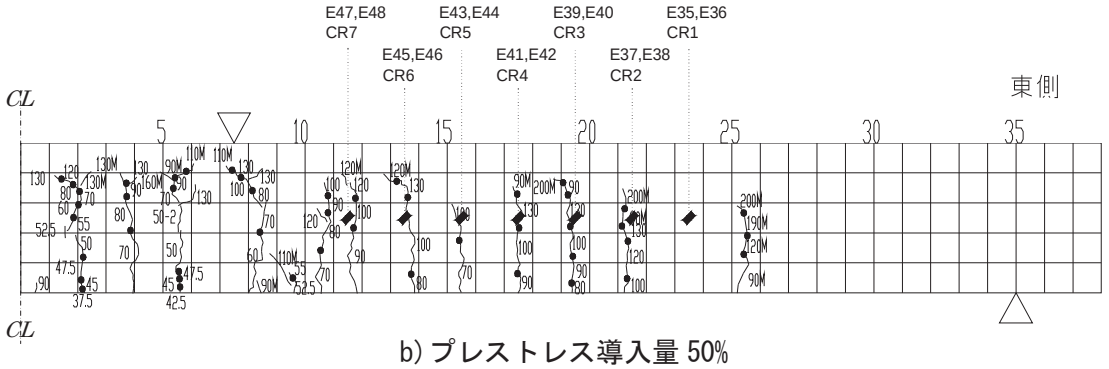
(a) 実験結果　　(b) FEM 解析結果

図 4.2.20　載荷荷重 50kN 時のひび割れ図

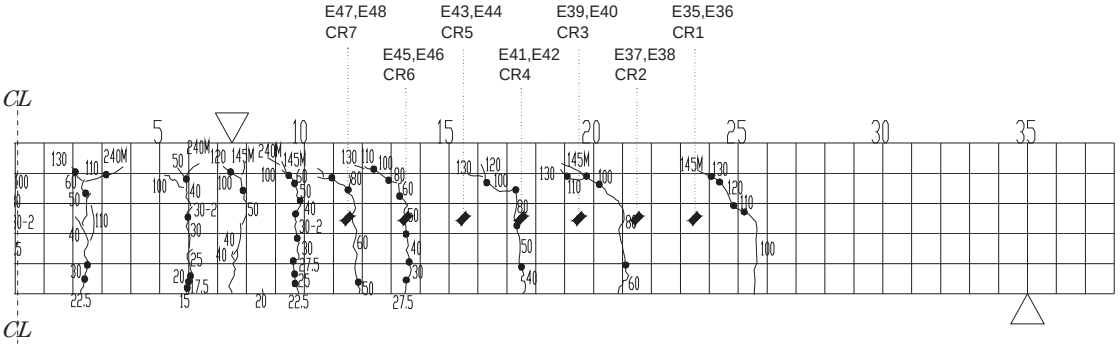
図 4.2.21 は、A 面側の東側について、最大荷重まで載荷した後に確認されたひび割れ図である。ひび割れ本数に大きな違いは見られなかったものの、プレストレス導入量が低下するほど、鉛直方向のひび割れの発生する範囲が広くなる傾向を示した。



a) プレストレス導入量 100%



b) プレストレス導入量 50%



c) プレストレス導入量 10%

図 4. 2. 21　せん断コンクリート部付近のひび割れ発生状況

実測されたひび割れ発生間隔の一覧を表 4.2.15 に、載荷荷重とひび割れ幅の関係の実測結果を図 4.2.22 に、各試験体の載荷荷重に対するひび割れ幅の増加傾向を表 4.2.16 にそれぞれ示す。ここで、初期開口量は、各供試体においてひび割れが挙動し始める荷重のバラツキを考慮し、ひび割れ幅の挙動が明確に計測された荷重（プレストレス導入量 100%で 80kN、50%で 60kN、10%で 40kN）から 10kN 増加するまでのひび割れの開口量とし、近似式は、これ以降 130kN まで 10kN 増加する毎に計測したひび割れ開口量に対する線形近似の式である。

ひび割れ間隔および開口幅ともプレストレス導入量の違いによって明確な相違がみられ、プレストレス導入量が小さくなると、よりひび割れ間隔は広く、同じ載荷荷重に対するひび割れ幅および荷重の増加に対する開口量はより大きくなることがわかる。

表 4.2.15　ひび割れ発生間隔

プレストレス導入量	ひび割れ発生範囲（A 面、B 面平均）	ひび割れ本数（A 面、B 面平均）	平均ひび割れ間隔	100%に対する比
100%	3815 mm	19.5 本	195.6 mm	1.00
50%	4993 mm	22.5 本	221.9 mm	1.14
10%	5303 mm	20.0 本	265.2 mm	1.36

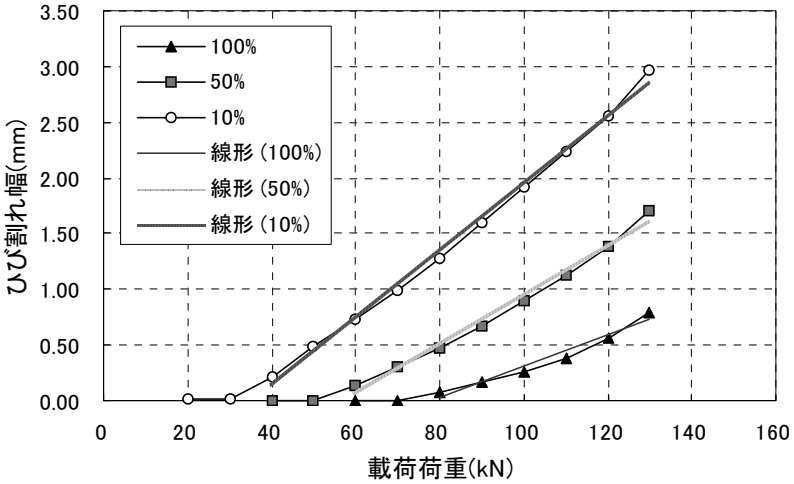


図 4.2.22　載荷荷重とひび割れ幅の関係

表 4.2.16　荷重に対するひび割れ幅の挙動

プレストレス導入度	初期開口量			近似曲線の傾き	
	載荷荷重	開口量	100%に対する比	近似式	100%に対する比
100%	80→90kN	0.09mm	1.00	y=0.0139x-1.0817	1.00
50%	60→70kN	0.17mm	1.89	y=0.0221x-1.262	1.59
10%	40→50kN	0.27mm	3.00	y=0.0303x-1.0831	2.18

各供試体の配筋は同じであることから、これらの現象は内部鋼材の配置との関係ではなく、プレストレス導入量の低下により部材下縁の引張応力がコンクリートの引張強度を超え、ひび割れが発生する範囲が拡がったと考えられる。ひび割れ本数に大きな差はなかったことから、ひび割れ間隔や荷重に対する開口幅の増加量は大きくなるものと考えられる。

以上より、ひび割れが発生した部材について、載荷荷重に対するひび割れの開口量およびその増加量の計測値とプレストレス導入量を100%としひび割れを適切にモデル化した解析値とを比較することにより、プレストレス導入量を推定することが可能であると思われる。あるいは、単位荷重あたりのひび割れ開口量を計測しておき、将来プレストレス力が低下しているかどうかの調査時に同じ単位荷重によるひび割れ開口量を計測し、比較を行うことでプレストレス導入量を推定できる可能性もある。

また、ひび割れ間隔について、BS EN（Eurocode 2：Design of concrete structures）[3)]では、引張鉄筋（PC 鋼材）を取り囲むコンクリートの有効面積の高さとして中立軸の位置から最大ひび割れ間隔の算出を行っている。

ここで、プレストレス導入量により中立軸の位置が異なることから、本式を用いて本実験における各供試体の最大ひび割れ間隔を算出する。

BS EN における最大ひび割れ間隔の算出式を式 4.2.3 に示す。

$$S_{r,\max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} \qquad \text{（式 4. 2. 3）}$$

ここに、φ　：鋼材径（mm）

c　：かぶり（mm）

k_1　：鋼材の表面形状が及ぼす影響を表す係数（異形鉄筋 k_1=0.8）

k_2　：ひずみの分布を表す係数（曲げ引張の場合 k_2=0.5）

k_3　：特性値（k_3=3.4 を推奨）

k_4　：特性値（k_4=0.425 を推奨）

$\rho_{p,eff}$　：$\rho_{p,eff} = \left(A_s + \zeta_1^2 A_p'\right) / A_{c,eff}$　（式 4. 2. 4）

A_s　：鉄筋の断面積（mm^2）

$A_{c,eff}$　：引張鉄筋（PC 鋼材）を取り囲むコンクリートの有効面積（mm^2）

有効面積の高さ $h_{c,ef}$は、2.5(h-d)、(h-x)/3 または h/2 のうち最も小さい値を用いる（図 4.2.23 参照）。

A_p’：$A_{c,eff}$内にある PC 鋼材の断面積（mm^2）

ζ_1　：径の違いを考慮した調整係数

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} \qquad \text{（式 4.2.5）}$$

φ_s　：最大鉄筋径

φ_p　：PC 鋼材径

ζ　：異形鉄筋に対する PC 鋼材の付着強度比（ζ=0.5）

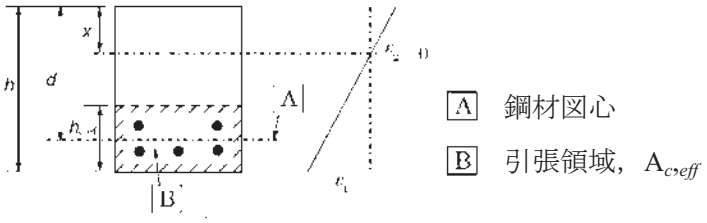


図 4.2.23　引張領域

本式により今回の実験供試体の最大ひび割れ間隔を算出する場合、$A_{c,eff}$ の高さ $h_{c,ef}$ は、2.5(h-d)が最も小さい値となり、プレストレス導入度によらず最大ひび割れ間隔は各供試体とも同一となるため、プレストレス導入度の評価はできない。

そこで、中立軸の位置がパラメータとされている(h-x)/3 を $h_{c,ef}$ と仮定して最大ひび割れの算出を行い、プレストレス導入度と最大ひび割れの関係を確認する。算出結果を表 4.2.17 に示す。

表 4.2.17　最大ひび割れ間隔

プレストレス導入量	σ_S (MPa)	x (mm)	(h-x)/3 (mm)	$h_{c,ef}$ (mm)	$\rho_{p,eff}$	$S_{r,max}$ (mm)	100%に対する比
100%	116.5	184.8	105.1	185	0.0077	339	1.00
50%	173.5	132.4	122.5	132	0.0066	375	1.11
10%	223.7	99.3	133.6	99	0.0061	398	1.17

※本表の算出にあたり、コンクリートの物性値は、試験体 3 体の平均値を用いた。

上記に示した計算値は最大ひび割れ間隔であり、実験より得られた平均ひび割れ間隔と絶対値の直接比較はできないものの、両者ともプレストレス導入量の低下により拡大する傾向は一致しており、中立軸位置が関係していると考えられる。

以上より、既にひび割れが生じている既設橋では、ひび割れの発生領域やひび割れ間隔から中立軸位置を算出することで、プレストレス導入量の推定ができる可能性がある。

特に、プレストレス導入量が低下しない条件では発生する可能性が小さい領域にまでひび割れの発生が見られる場合には、プレストレス導入量の低下の可能性が否定できないものとして更なる調査を行うことなどの対応が考えられる。

(4)　PC 鋼材のひずみ挙動

PC 鋼材に貼付けたひずみゲージの位置図を図 4.2.24 に示す。図 4.2.25～4.2.27 に、各ひずみゲージの荷重－ひずみ関係を示す。また図 4.2.28 に、支間中央部下段鉄筋のひずみの発生状況を示す。

それぞれの供試体において、コンクリート下縁のひび割れが PC 鋼材位置まで進展し、PC 鋼材に応力を受け継いだ後のひずみ増加勾配には明確な差を生じなかった。また、供試体の最終荷重載荷時には、PC 鋼材に貼付けたひずみゲージは計測不能状態になっており、PC 鋼材降伏ひずみ(15,000μ)までのデータは得られなかった。しかし、プレストレス導入量によらず各供試体で PC 鋼材近傍の鉄筋ひずみが最終的には PC 鋼材の降伏ひずみ(15,000μ)に近い値を計測し、終局段階での荷重値もほぼ同程度となったことから、各供試体とも最終段階では PC 鋼材はほぼ降伏域に達していたものと考えられる。

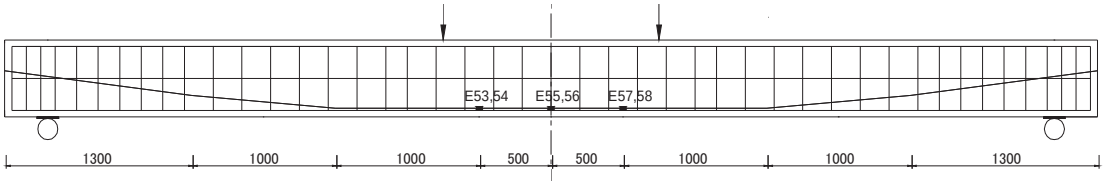


図 4.2.24　ひずみゲージ貼付け位置

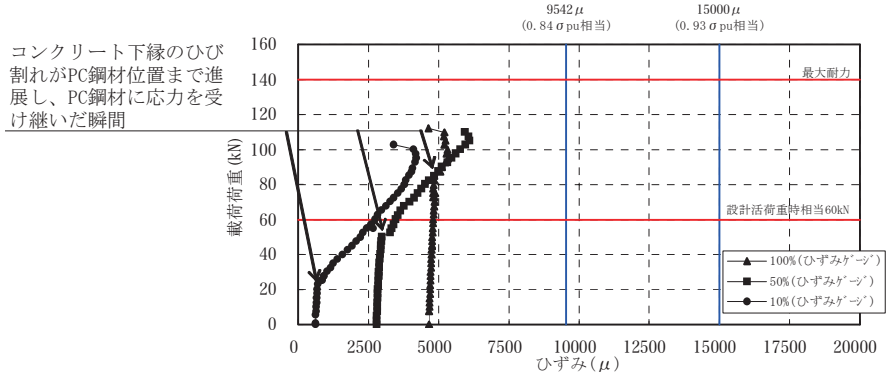


図 4.2.25　E53・E54 ひずみゲージの荷重－ひずみ関係

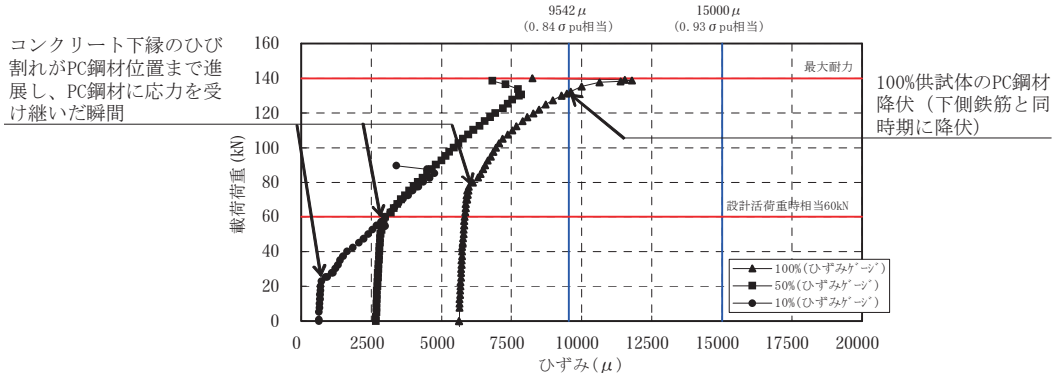


図 4.2.26　E55・E56 ひずみゲージの荷重－ひずみ関係

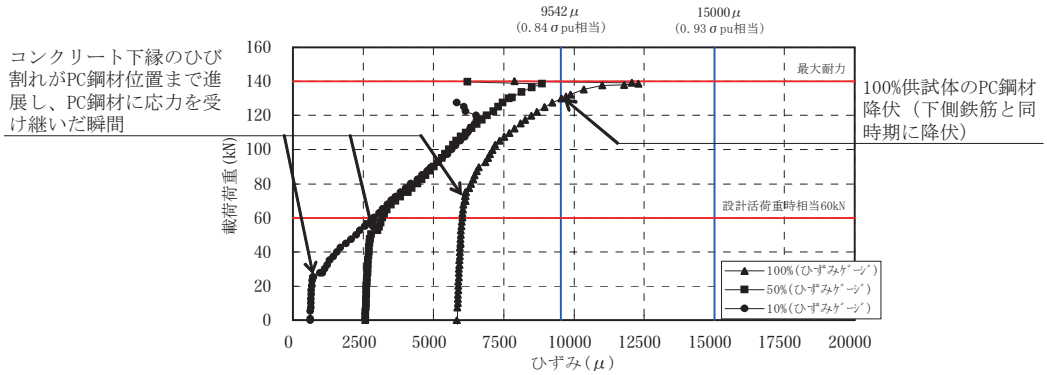


図 4.2.27　E57・E58 ひずみゲージの荷重－ひずみ関係

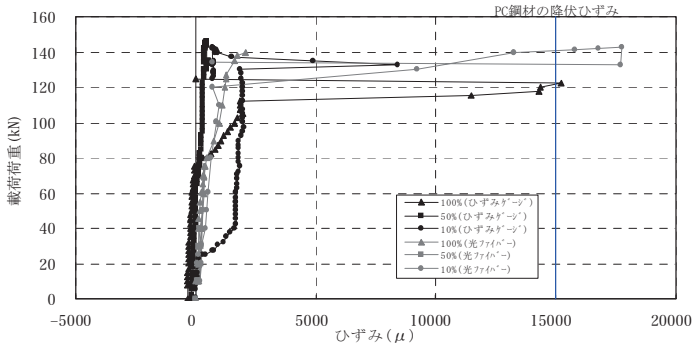


図 4.2.28　支間中央部下段鉄筋のひずみの発生状況

PC 鋼材の載荷荷重に対する増加応力 Δσp は、以下の式で計算できる[4)]。

$\Delta\sigma_p = n \cdot \sigma_l$　　（式 4.2.6）

ここに、σ_l：載荷荷重による PC 鋼材応力（$= M_l / Z_e$）（N/mm^2）

M_l：載荷荷重による支間中央の曲げモーメント（kN・m）

Z_e：鋼材図心位置の換算断面係数（mm^3）

n　：実ヤング係数比（$= E_p / E_c$）

プレストレス導入量 100%、50%、10%、の条件におけるひび割れ発生荷重までの PC 鋼材の増加ひずみの計算結果を表 4.2.18 に、実験で計測された増加ひずみを表 4.2.19 にそれぞれ示す。

表 4.2.18　PC 鋼材の増加応力の計算結果

導入量	載荷荷重 (kN)	M_l (kN・m)	Z_e (mm^3)	σ_l (N/mm^2)	n	$\Delta\sigma_p$ (N/mm^2)	増加ひずみ(μ)
100%	60.0	82.5	13,653,811	6.0	6.820	41.2	217
50%	37.5	51.6	13,635,786	3.8	6.556	24.8	130
10%	15.0	20.6	13,629,832	1.5	6.469	9.8	52

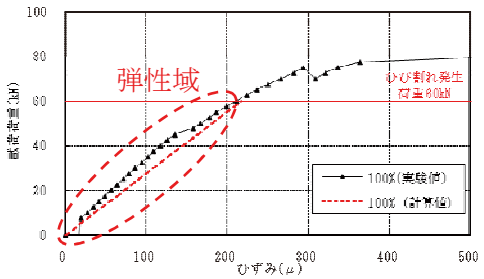
表 4.2.19　PC 鋼材の増加ひずみ

導入量	初期値	ひび割れ発生荷重時	増加ひずみ
100%	5,623μ	5,834μ	211μ
50%	2,668μ	2,781μ	113μ
10%	632μ	677μ	45μ

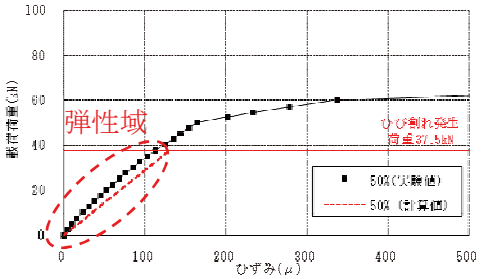
図 4.2.29 に載荷荷重と PC 鋼材の増加ひずみの関係を示す。また図 4.2.30 にプレストレス導入量毎にひび割れ発生段階までの増加ひずみの計算値と実測値の比較を示す。

ひび割れ発生前までは PC 鋼材が弾性的に挙動し、載荷荷重と増加ひずみは線形的な関係が保持される。そして線形性が失われる限界（ひび割れ発生荷重）はプレストレス導入量に応じて異なってくる。

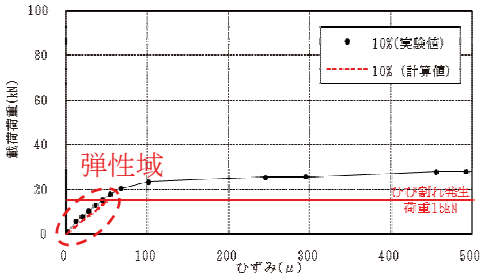
これらから、PC 鋼材のひずみ増加と載荷荷重の線形関係が所要のプレストレスが導入されている場合に推定されるより小さい載荷荷重や増加ひずみ値で失われた場合には、そのひずみ値や載荷荷重の大きさによってプレストレス導入量の推定ができる可能性がある。ただし既設橋の PC 鋼材のひずみを正確に計測することは困難であることと線形性が損なわれた段階では既に明確なひび割れが発生している可能性が高く、健全度評価手法としての適用には問題がある。



a) プレストレス導入量 100%



b) プレストレス導入量 50%



c) プレストレス導入量 10%

図 4.2.29　PC 鋼材の増加ひずみ（E56）

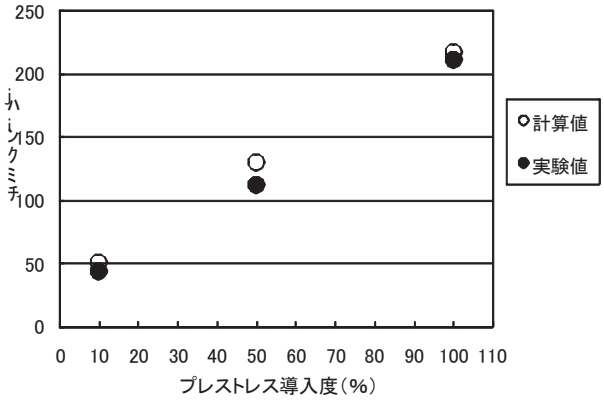
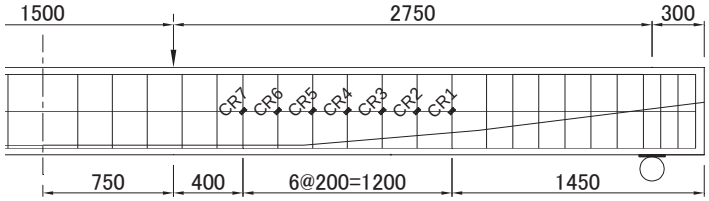


図 4.2.30　増加ひずみの比較（E56）

(5)　コンクリートのひずみ挙動

1)コンクリートの最大主応力挙動

せん断領域でのコンクリートひずみの計測位置を図 4.2.31 に示す。

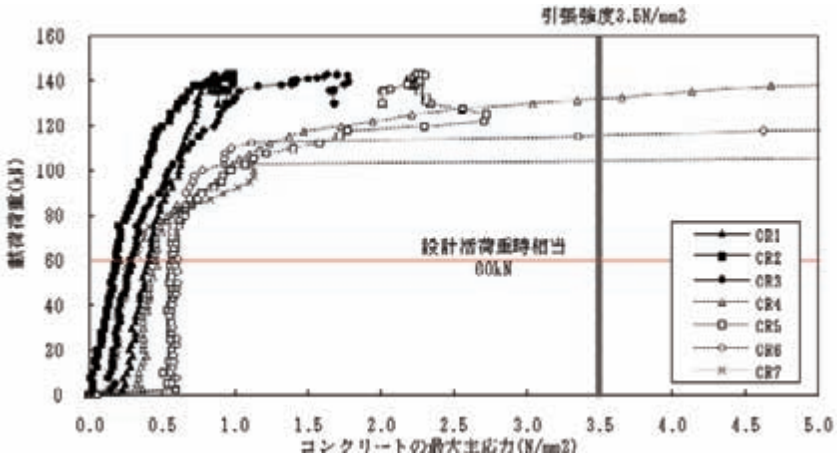


最大主応力

$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\upsilon^2}\left(\varepsilon_1 + \upsilon \cdot \varepsilon_2\right)$$

図 4.2.31　せん断部コンクリートひずみ計測位置

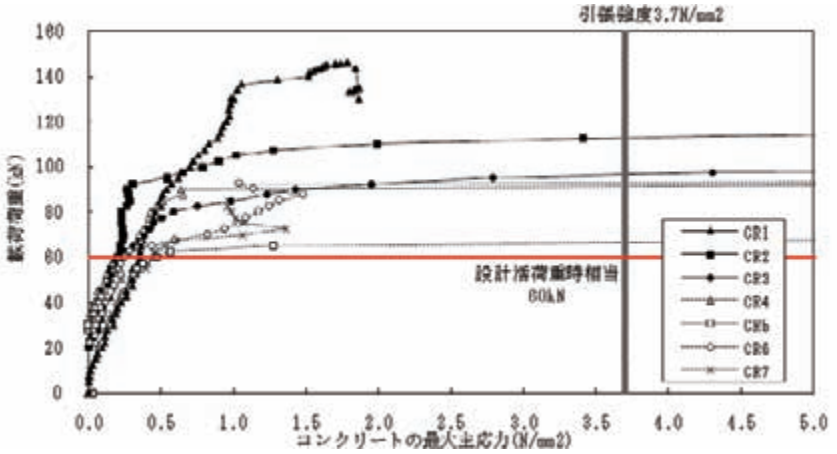
図 4.2.32 に、プレストレス導入量毎の載荷荷重に対するせん断部コンクリートの最大主応力の挙動をそれぞれ示す。プレストレス導入量が低下するとひび割れ発生荷重は低下し、より小さい荷重でコンクリートの最大主応力と載荷荷重の線形性が失われ不安定な挙動を示すことが確認された。また、同じ高さ位置でも載荷点に近い位置の最大主応力が支点に近い位置の最大主応力に比べて先行して線形性を失う傾向も見受けられる。



E=2.786+E4N/mm^2

ν=0.302

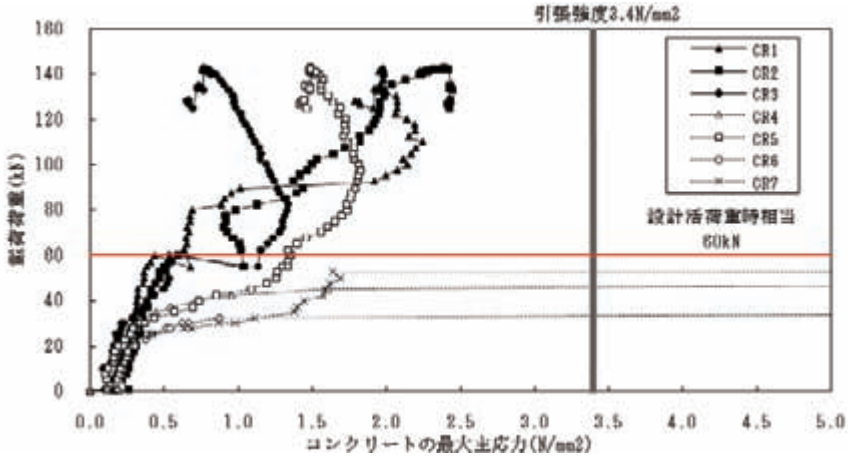
a) プレストレス導入量 100%



=2.898+E4N/mm^2

ν=0.173

b) プレストレス導入量 50%



=2.937+E4N/mm^2

ν=0.176

c) プレストレス導入量 10%

図 4.2.32　コンクリートの最大主応力挙動

載荷荷重に対する最大主ひずみ(引張側)角度の挙動を測点毎に整理したものを図4.2.33に、CR4におけるFEM解析と実験の最大主ひずみ角度を図4.2.34に示す。また図4.2.35に各載荷ケース毎に整理したものをそれぞれ示す（図4.2.35の(b)は(a)の横軸のスケールを拡大した同じグラフ）。

最大主ひずみ角度は、載荷初期段階は発生応力が小さく計測結果が安定しないが、ある程度の載荷荷重となるとそれぞれのプレストレス導入量に応じてひび割れ発生荷重（導入量100%:60kN、導入量50%:37.5kN、導入量10%:15kN）あたりでは安定して概ね45°となっている。また、解析と実験の挙動は概ね合っている。

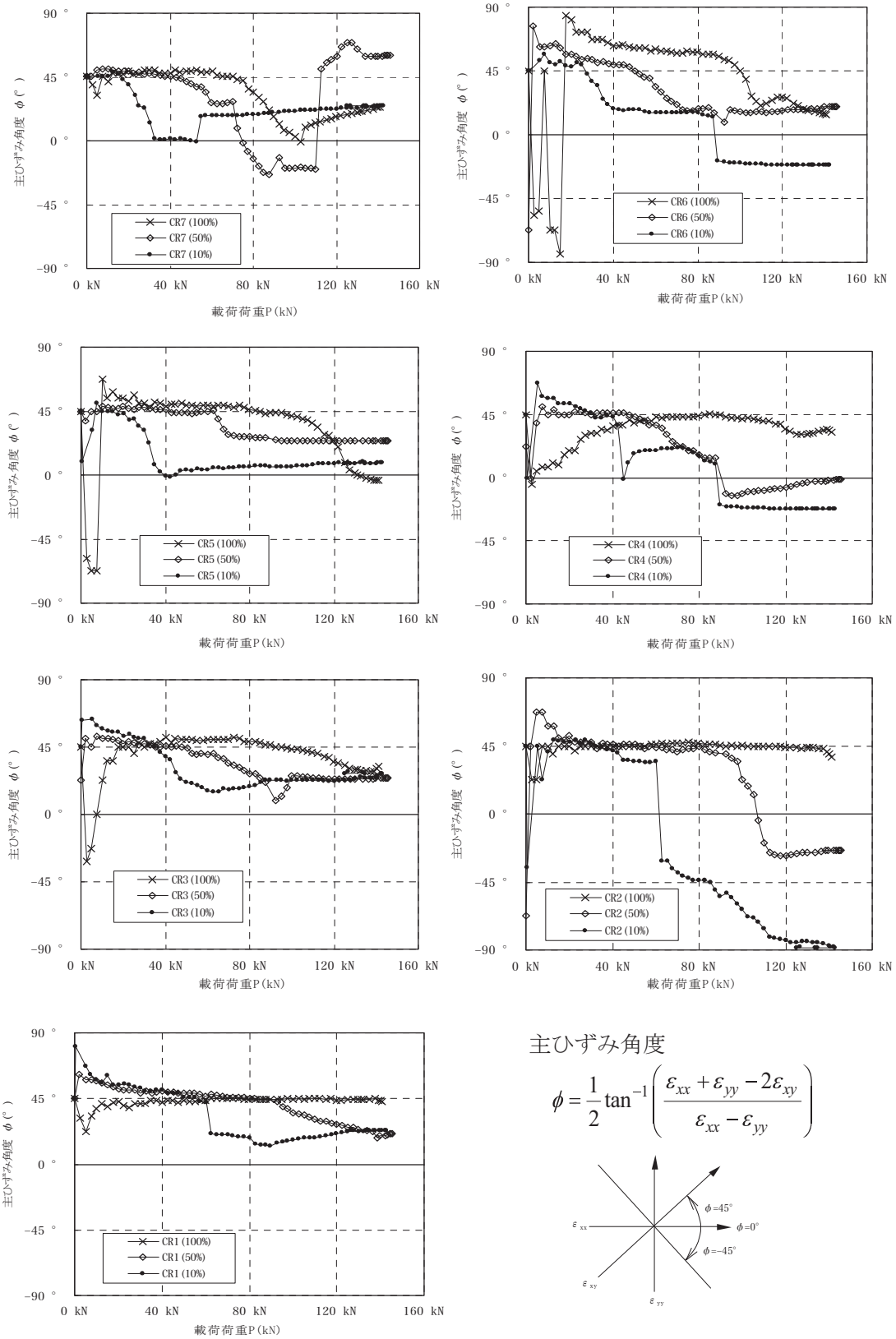
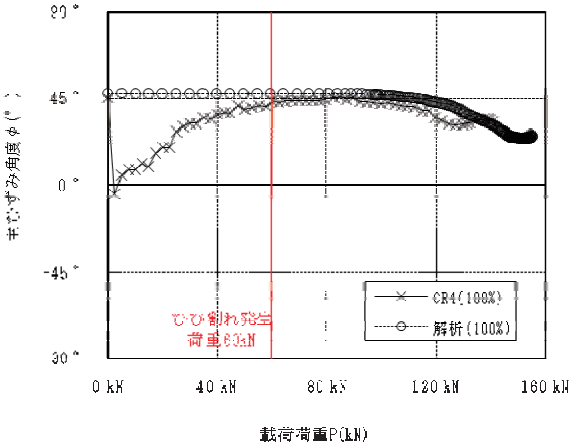
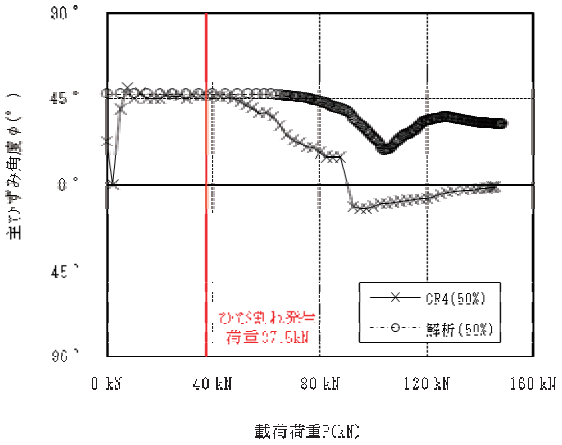


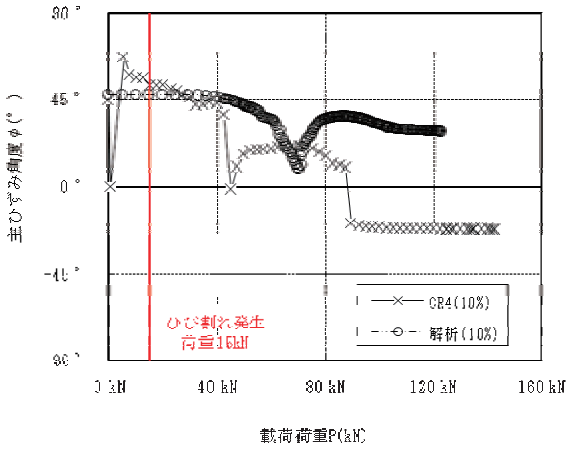
図 4.2.33　載荷荷重に対する最大主ひずみの挙動（計測箇所毎）



(a) 導入量 100%

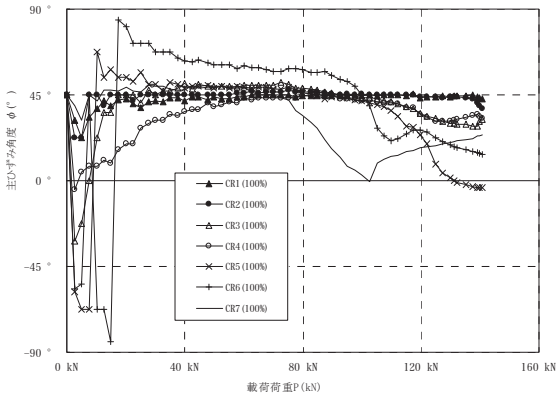


(b) 導入量 50%

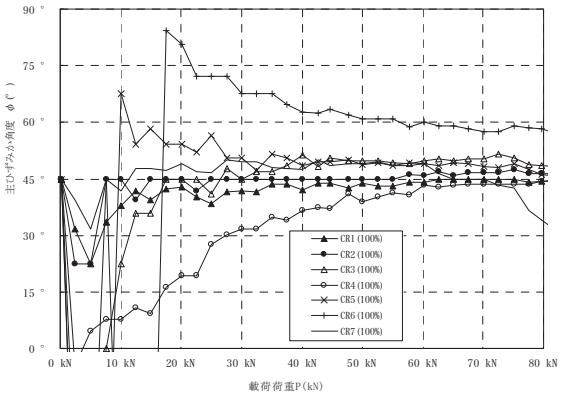


(c) 導入量 10%

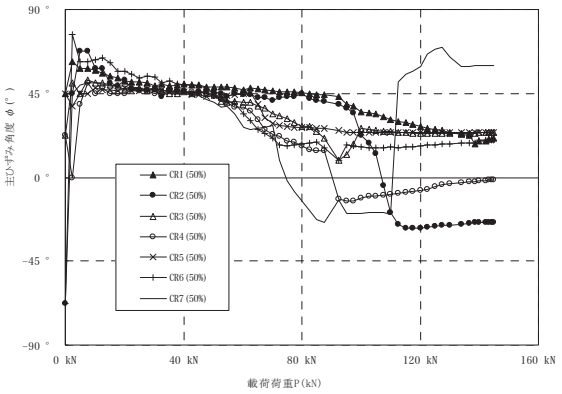
図 4.2.34　FEM 解析と実験の最大主ひずみ角度（CR4）



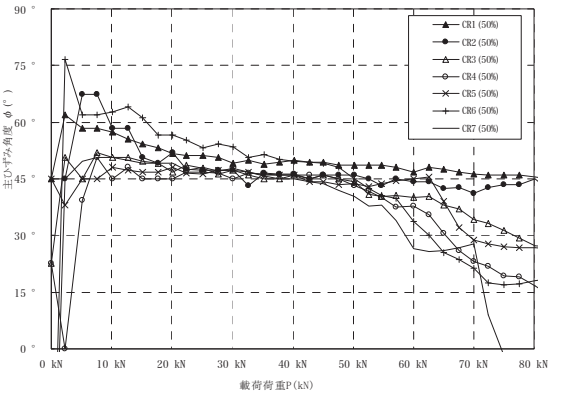
導入量 100%(a)



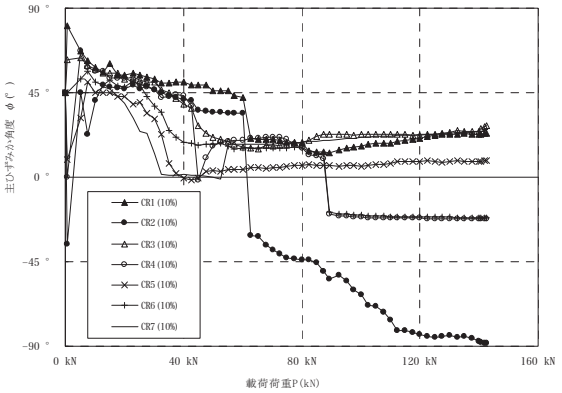
導入量 100%の拡大(b)



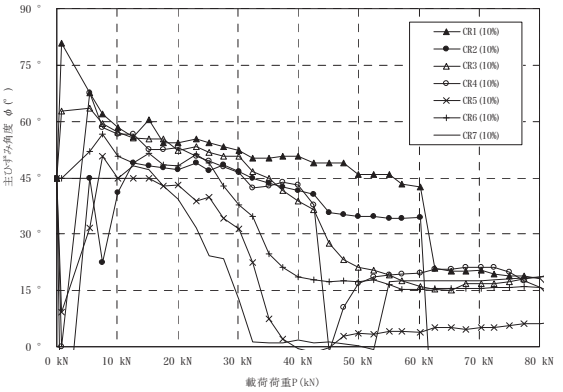
導入量 50%(a)



導入量 50%の拡大(b)



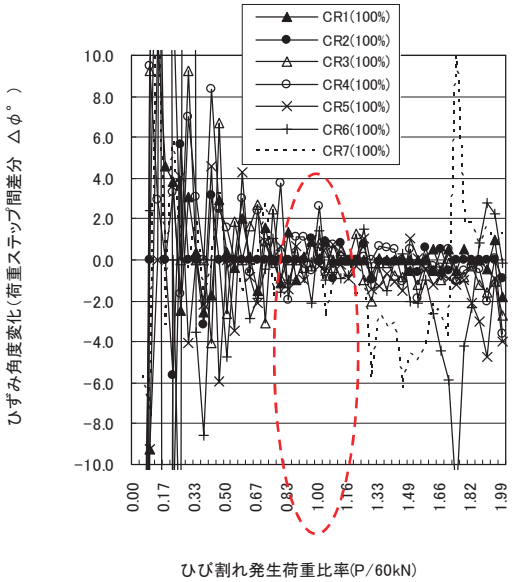
導入量 10%(a)



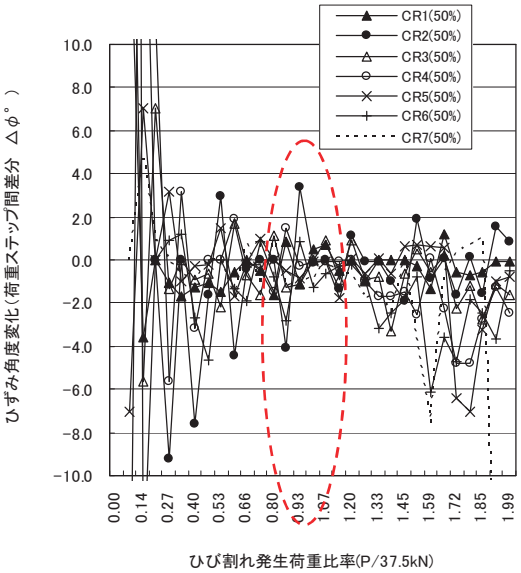
導入量 10%の拡大(b)

図 4.2.35　載荷荷重に対する最大主ひずみの挙動（載荷ケース毎）

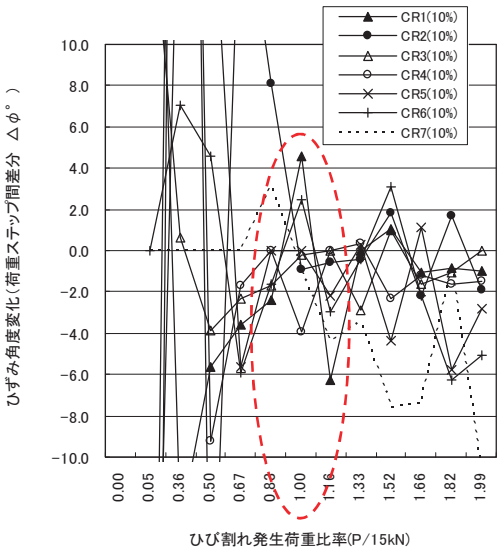
図 4.2.36 に、載荷荷重の増加に伴う最大主ひずみ角度の変化量を示す。横軸は各推定のひび割れ発生荷重で載荷荷重を無次元化したものであり、1.0 が推定ひび割れ発生荷重となる。導入量にかかわらずひび割れ発生荷重に近い載荷荷重で最も角度変化が小さくなる傾向が伺える。



(a) プレストレス導入量 100%



(b) プレストレス導入量 50%



(c) プレストレス導入量 10%

図 4.2.36　載荷荷重の増加に伴う最大主ひずみ角度の変化量

測点 CR1～CR7 の最大主ひずみ角度の平均と標準偏差、歪度を求めたものを図 4.2.37 に示す。なお図 4.2.37 の右列図は、左列図の偏差・歪度について-3～15°の範囲を示したものである。導入量にかかわらずひび割れ発生荷重近くで全測点の最大主ひずみ角度のばらつきが最も小さくなっていることがわかる。これらのことから、荷重変化を与えながらある範囲の主ひずみ角度の変化を計測することで、ひび割れ発生荷重を推定し、間接的にプレストレス量の程度を推定できる可能性がある。

各測点で載荷荷重の増加につれて基本的に主ひずみ角度は小さくなりより鉛直方向向きのひび割れが生じやすくなる方向である。このことは、図 4.2.21 に示すせん断部のひび割れ状況において、導入量が低下するほど鉛直方向のひび割れが発生する範囲が広くなっていることと一致する。

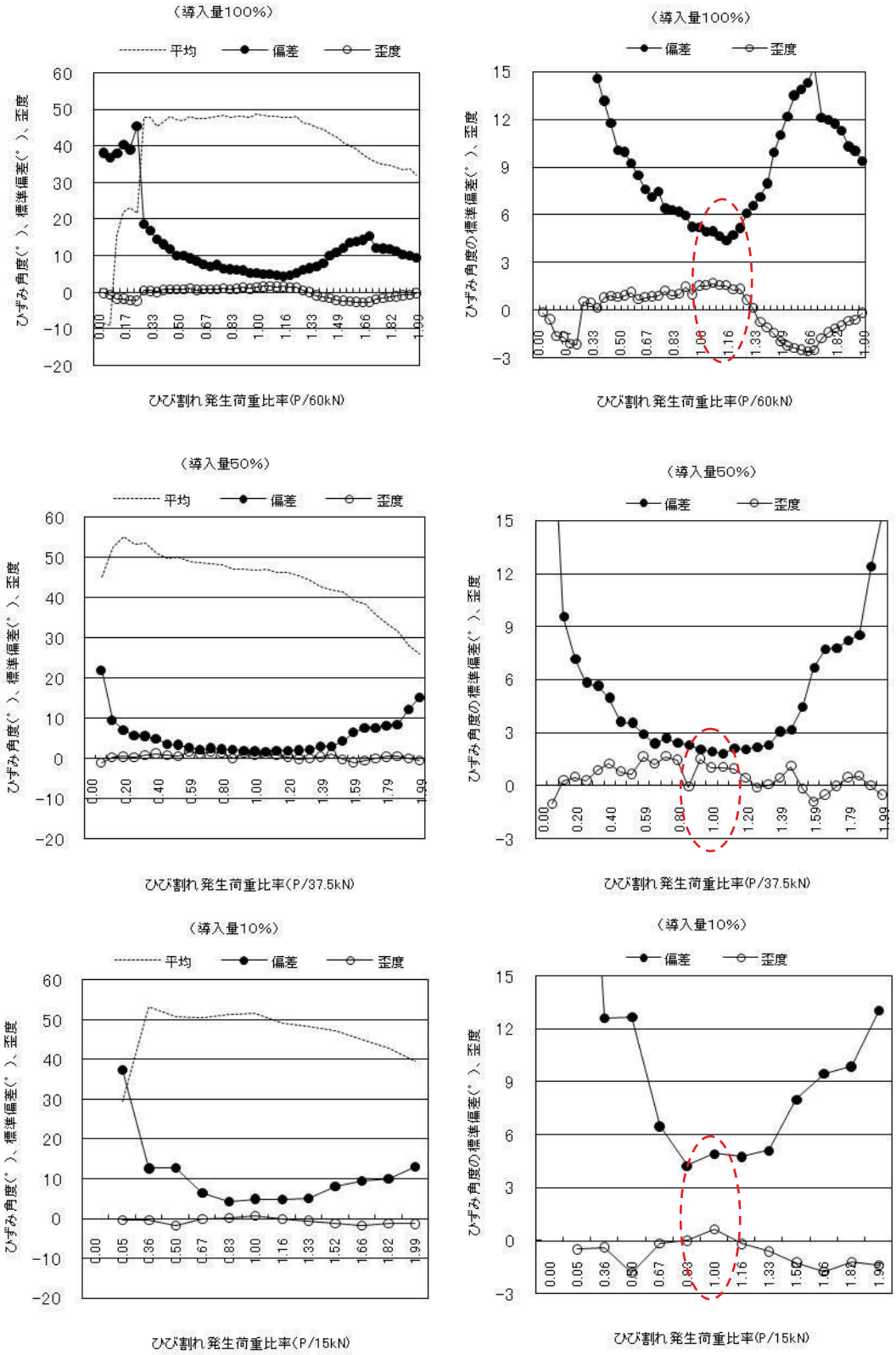


図 4.2.37　最大主ひずみ角度の平均と標準偏差、歪度（測点 CR1～CR7）

一方、修正圧縮場理論は、斜めひび割れ間のコンクリートの引張応力と斜めひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮したものである。この理論においては、圧縮斜材角 θ を仮定し軸力の収束計算を行うことにより、得られる cotθ により、コンクリートが負担するせん断力に及ぼすプレストレス量の効果を評価している。ここでは、収束計算を行わずにせん断ひび割れの傾斜角 cotθ を評価する簡便な手法として、三方らが提案している（式 4.2.7）を用いてせん断ひび割れの角度について検討する [5)]。

なお載荷試験のせん断スパン比が a/d=6.0 程度であるため、実験結果には曲げひび割れの影響を含んでいると考えられる。ここでは、せん断スパン比が a/d=2.2（支点から L=1.0m）となる位置に載荷した場合で検討する。

$$\cot\theta = \sqrt{1+\frac{f_{cx}}{f_1}} \qquad \text{（式 4. 2. 7）}$$

ここに、f_{cx}　：図心軸位置における軸方向応力（N/mm^2）
（ここでは、載荷荷重に対する PC 鋼材の増加応力によって断面に生じる軸方向応力を用いる）

f_1　：コンクリートの主引張応力（N/mm^2）
（ここでは、載荷荷重に対するコンクリートの主引張応力を用いる）

$$f_1 = \frac{1}{2}\left(f_{cx} - \sqrt{f_{cx}{}^2 + 4\tau^2}\right) \qquad \tau = \frac{(S - S_p)\cdot Q}{b_w \cdot I}$$

S　：部材断面に作用するせん断力(N)
S_p　：PC 鋼材の引張力のせん断作用方向の分力（N）
Q　：図心軸に関する断面一次モーメント（mm^3）
b_w　：部材断面のウエブ厚（mm）
I　：断面二次モーメント（mm^4）

表 4.2.20 に、載荷荷重 60kN に対する導入量 100%、50%、10%の最大主ひずみ角度の計算結果を示す。また、図 4.2.38、図 4.2.39 に載荷荷重に対するプレストレス導入量 100%、50%、10%の cotθ、および主ひずみ角度の履歴を示す。プレストレス導入量が異なることで、PC 鋼材の鉛直分力程度の載荷荷重までの挙動に違いが見られる。本検討の条件はせん断スパン比が a/d=6.0 程度であるため、実験結果には曲げひび割れの影響も含まれることから計算値との定量的な対比は困難であるもののプレストレス導入量によって主応力ひずみの角度変化の挙動に傾向的な差が見られることは実験結果と整合する。

表 4.2.20　最大主ひずみ角度の計算結果

導入量	曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (N)	鉛直分力 S_p (N)	増加応力 $\Delta\sigma_p$ (N/mm^2)	増加張力 ΔP (N)	軸方向応力 f_{cx} (N/mm^2)	せん断応力 τ (N/mm^2)	主引張応力 f_1 (N/mm^2)	cotθ	最大主ひずみ角 θ (°)
100%	51.4	51,429	26,823	16.1	3,360	0.027	0.292	-0.279	1.047	46.3
50%	51.4	51,429	13,233	16.1	3,360	0.027	0.453	-0.440	1.030	45.8
10%	51.4	51,429	2,238	16.1	3,360	0.027	0.583	-0.570	1.023	45.7

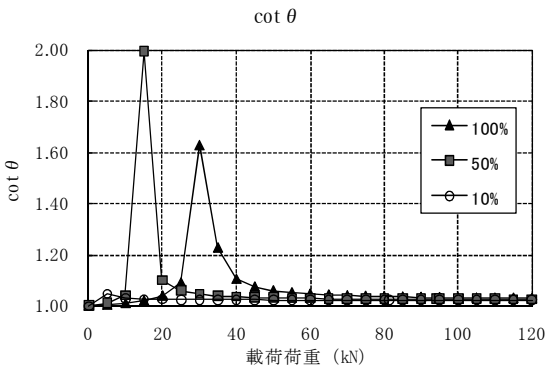


図 4.2.38　cot θ 履歴

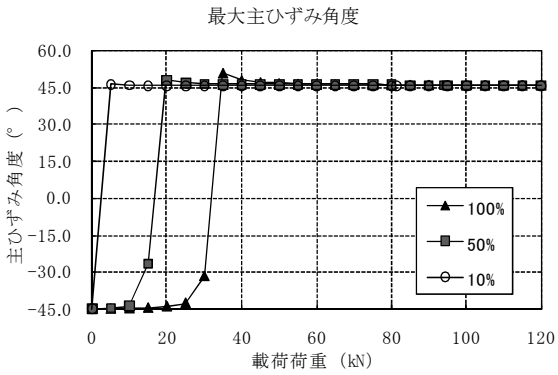


図 4.2.39　最大主ひずみ角度履歴

以上のように、プレストレス導入量の低下と断面図心位置のコンクリートの載荷荷重に対する最大主ひずみ角度には相関関係があると考えられ、この原因は導入量の低下によって圧縮斜材角度が大きくなり、コンクリートが負担するせん断力が低下することによる可能性がある。

これらのことから主引張応力と軸応力から算出できる最大主ひずみ角度により、プレストレス導入量の違いが評価できる可能性はあるものの、PC 鋼材が直線配置されている場合には、PC 鋼材の鉛直分力がなく角度の相違はわずかとなるため実用性の観点からは大きな問題となる。一方、PC 鋼材が斜め配置された一般的な梁部材では支点部付近に着目した載荷試験を行って載荷荷重と PC 鋼材の鉛直分力（あるいは主応力の方向）を明らかにすることでプレストレス導入量について何らかの評価ができる可能性がある。

(6) スターラップのひずみ挙動

実験においてスターラップひずみは、図 4.2.40 に示す位置で計測を行った。

図 4.2.41 に、プレストレス導入量毎の載荷荷重に対するスターラップひずみの発生挙動をそれぞれ示す。また、図 4.2.42 に、E36，E42，E48 における FEM 解析と実験のスターラップひずみを示す。プレストレス導入量に応じてひび割れが発生した段階からひずみが増加したりひずみの値が安定しなくなることが分かる。

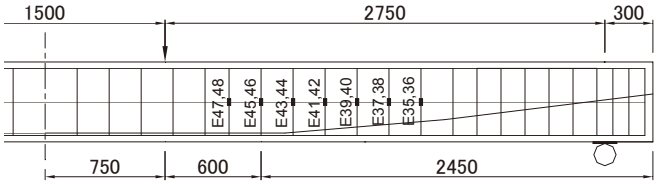
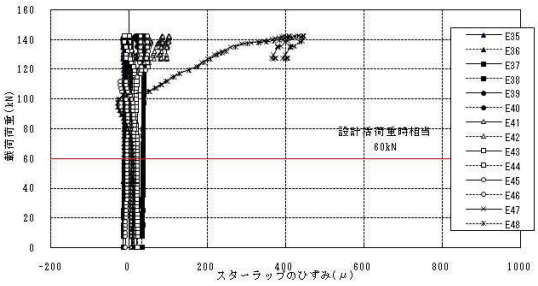
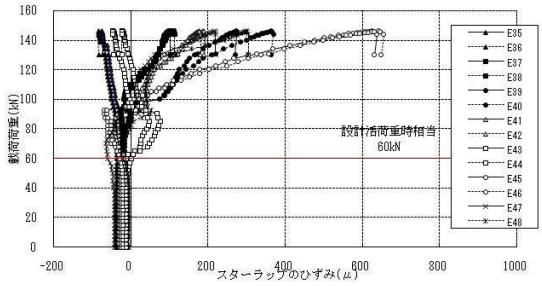


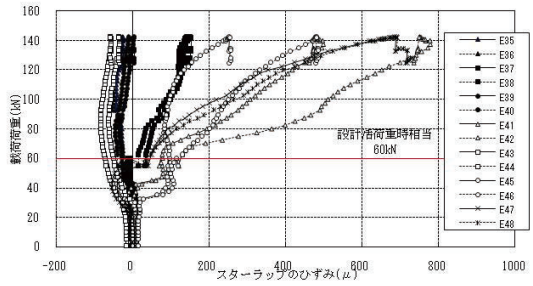
図 4.2.40　スターラップひずみ計測位置図



a) プレストレス導入度 100%

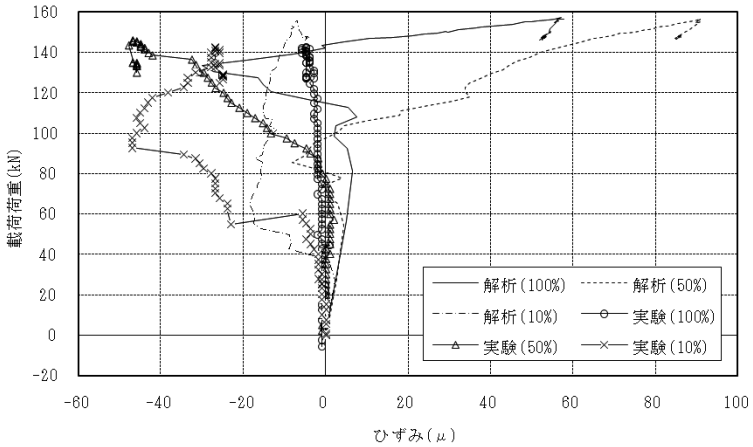


b) プレストレス導入度 50%

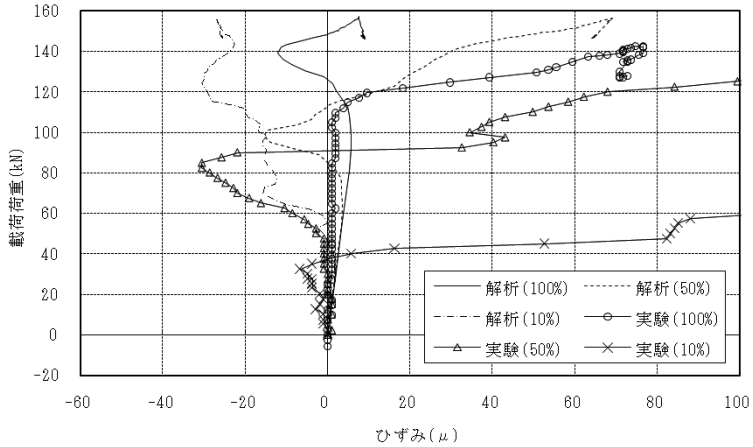


c) プレストレス導入度 10%

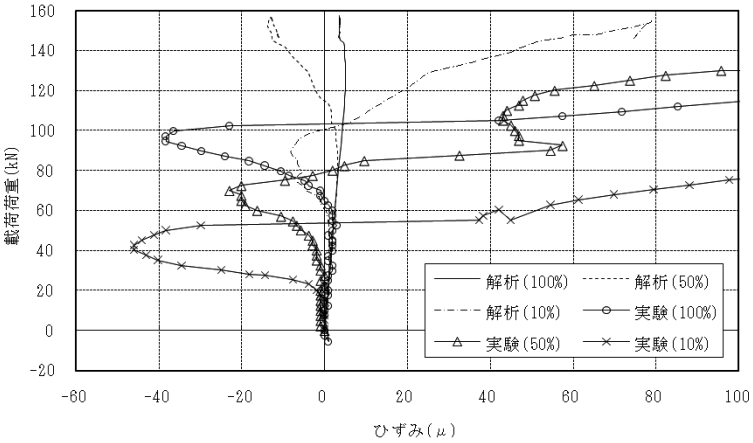
図 4.2.41　スターラップひずみ発生挙動



a) 計測位置(E36)



b) 計測位置(E42)



c)計測位置(E48)

図 4.2.42　FEM 解析と実験のスターラップひずみ

プレストレス導入度 100%のスターラップひずみを正値と仮定して、プレストレス導入度 50%、10%のスターラップひずみを試算する。

PC 部材は、引張材として配置した斜引張鉄筋、圧縮弦材としての圧縮フランジ、圧縮斜材としてのウエブコンクリート、および引張弦材としての引張鋼材（PC 鋼材）でトラス部材を形成して終局荷重作用時のせん断力に抵抗する。従って、設計における PC 部材の終局荷重作用時のせん断力に対しては、斜引張鉄筋（スターラップ）の斜引張破壊（式 4.2.8）、ウエブコンクリートの圧壊（式 4.2.9）の照査を行う[6)]。

$Sus = Sc + Ss + Sp$ （式 4.2.8）

ここに、Sus：斜引張破壊に対する耐力（N）

Sc ：コンクリートが負担するせん断力（N）

Ss ：斜引張鉄筋（スターラップ）が負担するせん断力（N）

Sp ：PC 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力（N）

$Suc = \tau_{max} \cdot bw \cdot d + Sp$ （式 4.2.9）

ここに、Suc ：ウエブコンクリートの圧壊に対する耐力（N）

τ_{max}：コンクリートの平均せん断応力度の最大値（N/mm^2）

bw ：部材断面のウエブ厚（mm）

d ：部材断面の有効高（mm）

Sp ：PC 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力（N）

プレストレス導入量が低下した場合、PC 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力が小さくなるため耐荷力は低下する。なお、一般的なコンクリートが負担するせん断力 Sc を求める計算式（式 4.2.10）の中では、プレストレス力によりコンクリートが負担するせん断力の増加を係数 k で割り増して考慮している。表 4.2.21 に載荷荷重 120kN 時におけるプレストレス導入度 100%、50%、10%の斜引張破壊に対する耐力を示す。導入量が低下すると、コンクリートが負担するせん断力が小さくなり斜引張破壊に対する耐力は低下する。

$Sc = k \cdot \tau_c \cdot bw \cdot d$ （式 4.2.10）

ここに、Sc ：ウエブコンクリートの圧壊に対する耐力（N）

k ：$1 + M_0/M_d \leqq 2$

M_0 ：プレストレス力によりコンクリート応力度が部材引張縁で 0 となる曲げモーメント（N・mm）＝（$\sigma_{ce} + N/A$）・I_c/y

σ_{ce}：有効プレストレス力による部材引張縁の応力度（N/mm^2）

M_d ：部材断面に作用する曲げモーメント（N・mm）

τ_c：コンクリートの平均せん断応力度の最大値（N/mm^2）

bw ：部材断面のウエブ厚（mm）

d ：部材断面の有効高（mm）

表 4.2.21　斜引張破壊に対する耐力

導入量	S_c (N)	k	M_0 (N・m)	M_d (N・m)	S_s (N)	S_p (N)	S_{us} (N)
100%	90,459	1.430	62,302,083	144,829,000	98,435	0	188,894
50%	76,529	1.210	30,406,250	144,829,000	98,435	0	174,964
10%	65,297	1.032	4,687,500	144,829,000	98,435	0	163,733

ここでは、ひずみの計測結果が良好であった E46 に着目する。図 4.2.43 において載荷荷重 120kN 時のスターラップひずみは、導入量 100%で 31μ、導入量 50%で 203μ、導入量 10%で 330μ となり、導入量が低下するとスターラップひずみはそれぞれ増加している。

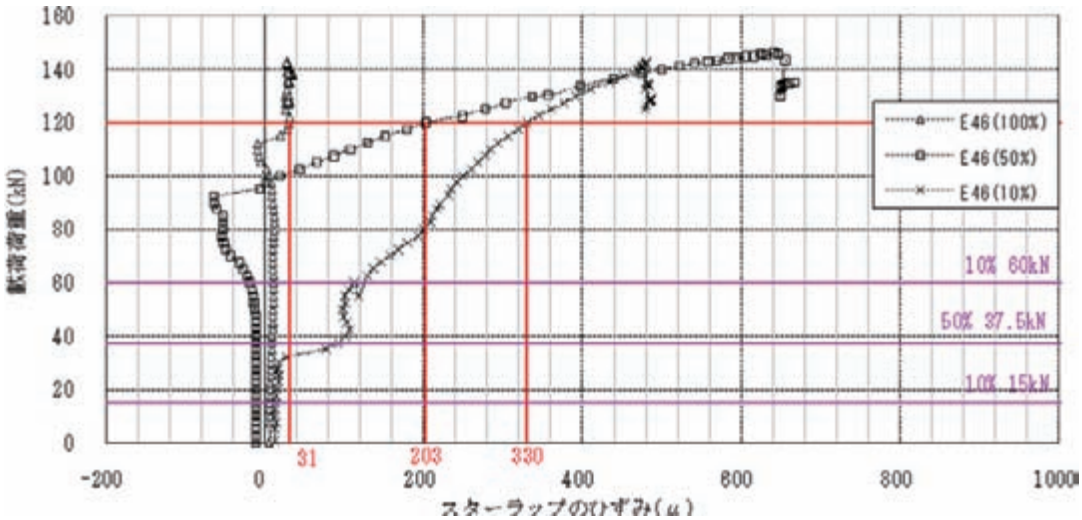


図 4.2.43　スターラップひずみ発生挙動（E46）

プレストレス導入量 100%のスターラップひずみからスターラップの応力度を算出すると、σs＝31μ×Es＝6.2N/mm^2 となる。このときのスターラップが負担しているせん断力は、Ss'＝Aw・σs・d/1.15a＝1,769N となる。また載荷荷重 120kN 時の作用せん断力は、Sh＝64,134N（自重含む）となるので、コンクリートが負担しているせん断力は、Sc'＝Sh－Ss'＝62,365kN となる。ここで、Sc'＝Sc・α（余耐力の補正係数）とすると、α＝Sc'/Sc＝62,365/90,459＝0.69 となる。余耐力の補正係数 α は、プレストレスの成分を含まないため導入量が低下しても同じになる。このことから、導入量 50%及び 10%のスターラップが負担しているせん断力を計算すると、表 4.2.22 のようになる。このときのスターラップひずみは、導入量 50%で 199μ、導入量 10%で 335μ（表中⑪）となり実験値（表中①）とほぼ一致する。

以上のことから、曲げひび割れ発生前には難しくとも、曲げひび割れ発生後のスターラップひずみの計算値との比較から、相対的にプレストレス導入量の低下を評価できる可能性があるといえる。

表 4.2.22　スターラップが負担しているひずみ量

導入量	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
	ε_s (μ)	σ_s (N/mm^2)	Ss' (N)	Sh (N)	Sc' ④－③	Sc' (N)	α ⑥/⑤
100%	31	6.2	1,769	64,134	62,365	90,459	0.69
50%	202	-	-	64,134	-	76,529	0.69
10%	330	-	-	64,134	-	65,297	0.69

導入量	⑧	⑨	⑩	⑪
	Sc' ⑥×⑦	Ss' ④－⑧	σ_s' (N/mm^2)	ε_s (μ)
100%	-	-	-	-
50%	52,762	11,372	39.9	199
10%	45,018	19,116	67.0	335

4.2.4　まとめ

載荷試験の結果、断面のひずみ分布、荷重変位関係、ひび割れ性状、PC 鋼材のひずみ挙動、主ひずみ角度、スターラップひずみ挙動に関してプレストレス評価の指標になり得ることが分かった。以下に、既設橋梁の健全度評価を行う場合の評価指標をひび割れ発生の有無でそれぞれ整理する。

①ひび割れが発生していない場合

- 載荷試験によりひび割れが発生するまでのコンクリート表面のひずみを計測することで、断面の平面保持の仮定をもとにプレストレス導入量を推定できる可能性がある。またひび割れが生じたコンクリート部材であっても、ひび割れが軽微でありかつ死荷重作用時にひび割れが閉じた状態にあるものであれば、載荷によりひび割れが開き始めるまでのコンクリート表面のひずみからプレストレス導入量を推定できる可能性がある。

- PC 鋼材のひずみ増加と載荷荷重の線形関係が所要のプレストレスが導入されている場合に推定されるより小さい載荷荷重や増加ひずみ値で失われた場合には、そのひずみ値や載荷荷重の大きさによってプレストレス導入量を推定できる可能性がある。

- プレストレス導入量が低下するとひび割れ発生荷重は低下し、より小さい荷重でコンクリートの最大主応力と載荷荷重の線形性が失われ不安定な挙動を示すようになる。また、載荷点に近い位置の最大主応力が支点に近い位置の最大主応力に比べて先行して線形性を失う傾向がある。

- 断面図心位置におけるコンクリートの最大主ひずみ角度は、それぞれのプレストレス導入量に応じてひび割れ発生荷重あたりにおいて安定して概ね 45°となる傾向がある。その傾向から、荷重変化を与えながらある範囲の主ひずみ角度の変化を計測することで、ひび割れ発生荷重を推定し、間接的にプレストレス量の程度を推定できる可能性がある。なお、コンクリート表面の最大主ひずみ角度は、せん断領域をモニタリングすることが必要となる。

②ひび割れが発生している場合

- すでにひび割れが発生している部材について、載荷試験等により荷重とたわみの関係から断面剛性を確認し、プレストレス導入量を 100%とした解析と比較することでプレストレス導入量を推定できる可能性がある。

- プレストレス導入量が低下するほど、鉛直方向のひび割れの発生する範囲が広くなり、ひび割れ間隔はより広く、同じ載荷荷重に対するひび割れ幅および荷重の増加に対する

開口量はより大きくなる傾向がある。特に、プレストレス導入量が低下していないと仮定した場合には発生する可能性が小さい領域にまでひび割れの発生が見られる場合、プレストレス導入量の低下の可能性が否定できない。

・ 既にひび割れが生じている既設橋では、ひび割れの発生領域やひび割れ間隔から中立軸位置を算出することで、プレストレス導入量の推定ができる可能性がある。

・ せん断領域にひび割れが発生している場合は、ひび割れ発生後のスターラップひずみの計算値との比較から、相対的にプレストレス導入量の低下を評価できる可能性がある。

既設橋梁の健全度評価を行う場合、そのほとんどはひび割れ発生後の変状が指標となり、ひび割れが顕在化している場合は修復が困難となる。このため、ひび割れの発生前、あるいは顕在化する前にプレストレスの低下を推測することが重要である。

4.3　弾性波の伝播特性に着目した推定手法

4.3.1 概要

道路橋に用いられる PC 部材では、プレストレス導入量が低下するなどの応力状態の異常は、ひびわれの発生による有効断面の喪失の危険性が高まるなど部材性能への悪影響が懸念される。一方 4.2 で検討したように、ひびわれ発生以前の段階では部材に顕著な変化が見られず、たわみや応力などの計測による場合には、既知の初期状態からのたわみや応力の極微小な変化やその傾向を評価することが必要となるなど技術的には困難となっている。

また鉄筋を破断させたり、コンクリート断面にスリットや溝を施工して直接的に PC 導入量を測定する技術もあるが、これらの破壊試験ではコンクリート部材の現有性能を更に低下させる悪影響が懸念されるため採用可能な条件は限定される。

それらを踏まえて、本研究では直接たわみや応力（ひずみ）変化を計測するのではなく、超音波や弾性波を用いて非破壊的に PC 導入量の低下の影響など、PC 部材の現況の応力状態を把握する手法について検討を行った。

検討はコンクリート部材における超音波や弾性波の伝播特性と応力状態の基礎的な関係から把握するために、小型の角柱供試体を用いて鉄筋軸力と波動伝搬特性の把握を行う要素試験、実大供試体による、既存の計測機器による波動伝搬特性の実測を行った後、T げたの部分供試体を用いて詳細な伝搬特性の分析を行った（図 4.3.1）。

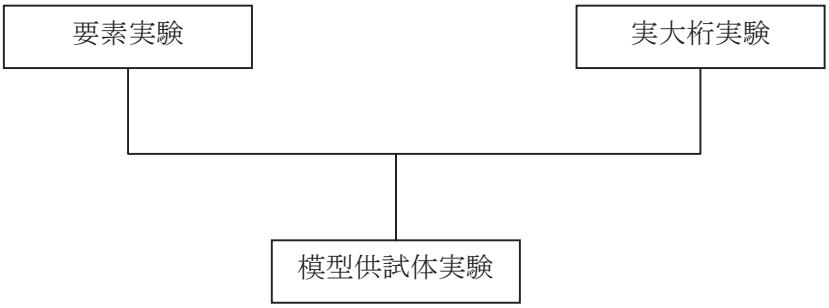


図 4.3.1　実験的検討の関係

4.3.2　要素実験

(1)　概要

一般に、超音波や弾性波などの波動伝搬特性と地盤，鋼材の種類，コンクリートの密度などの材料特性、品質（含水量，強度，ひび割れ状態など）には、密接な関係があり、それらの特性に対する計測技術の感度特性も一概でない。[7) 8)]

ここでは、コンクリート構造物の劣化診断に用いられる一般的な検査技術を小型の梁供試体を用いて、プレストレス導入度と PC 鋼材、鉄筋，コンクリートのプレストレスによるひずみ、およびそれらを伝搬する波動の伝播特性について基礎的な検討を行った。

(2)　PC 鋼材に着目した要素実験

1)試験ケース

実験に用いた供試体は、4.2 の載荷試験で用いたプレストレス導入量（100%,50%,10%）を変えた 3 体の梁供試体である。なお緊張鋼材端はグラウトの際に施された約 10mm の保護モルタル（無収縮モルタル $\sigma ck_{(28\ 材齢)}$=30N/mm^2）で覆われている。

試験ケースを表 4.3.1 に示す。

適用技術は、一般的な超音波法と弾性波法による計測法とし、受発信の位置や計測で着目する波動特性などに応じて A～F までの試験ケース（表中:「測定法 CASE」）を設定した。

表 4.3.1　PC 鋼材に着目した要素試験　ケース一覧

適用技術	測定法 CASE	測点	概要	評価方法	プレストレス導入量(%)
超音波法	A	供試体側面	送信位置を固定し、受信端子を移動させることで計測間距離を変化させた。	・伝搬速度	100
	B	供試体側面	受発信間隔を一定とした。	・周波数成分（スペクトル波形）	
	C	定着支圧版	片側一方の支圧版により計測した。	・周波数成分（スペクトル波形）	
弾性波法	D	鋼材端部+モルタル保護	グラウト作業時の保護モルタル上から弾性波の受発信を実施した。	・伝搬測度	50
	E-1	鋼材端部	鋼材切断面に水平方向に受発信を実施した。	・伝搬測度 ・周波数成分（スペクトル波形）	10
	E-2	両端定着具	定着部メスコーン側面から受発信を実施した。	・周波数成分（スペクトル波形）	
	E-3	片側定着具	片側の定着具（コーン部）の、側面を挟むように受発信を実施した。	・周波数成分（スペクトル波形）	
	F	コンクリート面	桁端のコンクリート面から受発信を行った。	・周波数成分（スペクトル波形）	

※ E シリーズは、定着部のコンクリートをはつり取り、定着具を露出させた状態で実施した。

①CASE A（発信位置固定，受信位置を移動）の概要

発信探触子を①位置に固定し、受信探触子を測点②～⑩に移動させて、測点毎に受信波形を記録した。図 4.3.2 および写真 4.3.1 に計測概要を示す。

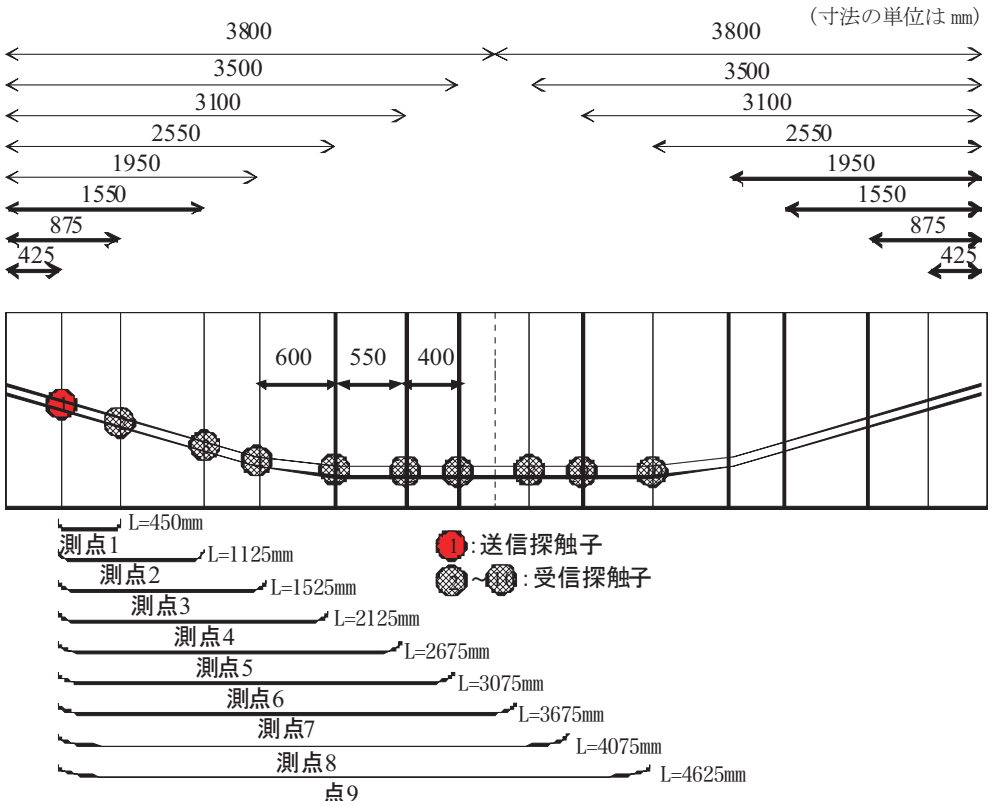


図 4.3.2　CASE A の計測概要図

写真 4.3.1　CASE A の計測状況

②CASE B（受発信間隔一定）の概要

発信探触子および受信探触子を固定し、測点①～⑦に移動させて、測点毎に受信波形を記録した。図 4.3.3 および写真 4.3.2 に計測概要を示す。

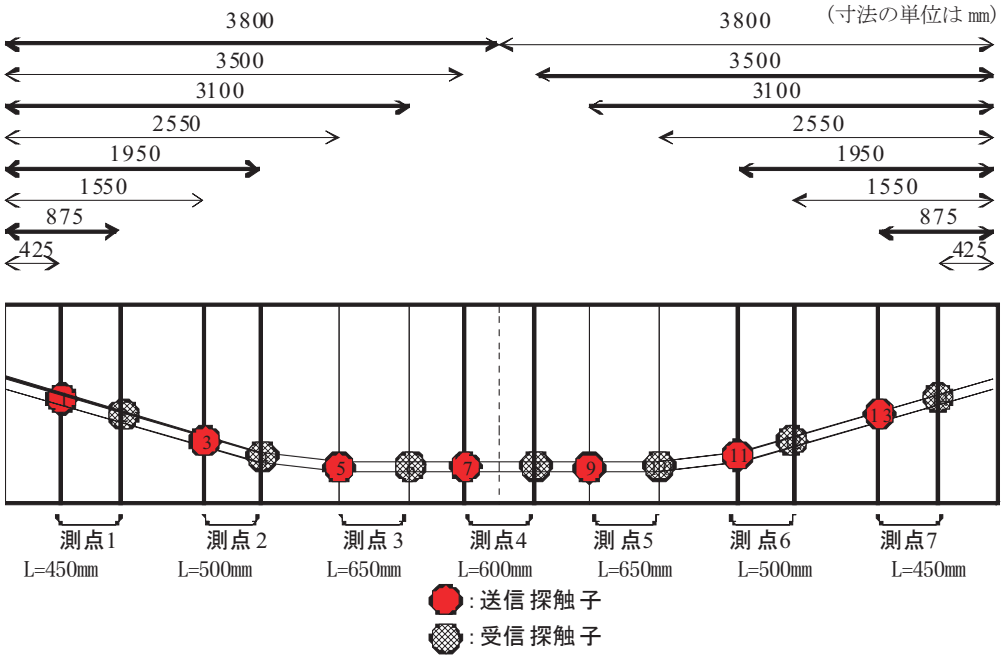


図 4.3.3　CASE B の計測概要図（寸法の単位は mm）

写真 4.3.2　CASE B の計測状況

③CASE C（片側支圧板の受発信）の概要

片側の定着部に発信探触子および受信探触子を配置して計測した。図 4.3.4 および写真 4.3.3 に計測概要を示す。

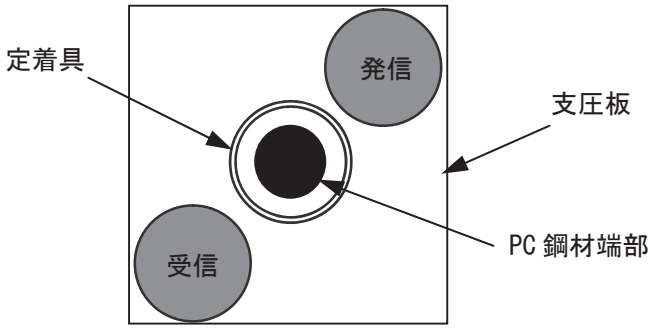
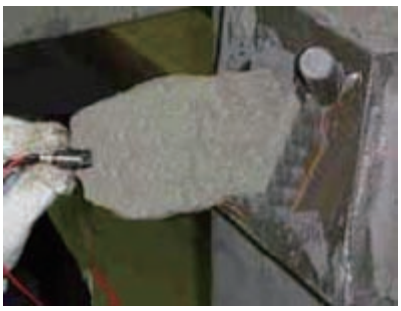


図 4.3.4　CASE C の計測概要図

写真 4.3.3　CASE C の計測状況

④CASE D ～ E-2（両側の定着端部からの受発信）の概要

テストハンマーで定着部の一端を打撃し、反対側に設置した受信探触子にて振動波形を測定した。また CASE D および CASE E-1 は、入力側に発信探触子を設置し伝搬時間を測定した。写真 4.3.4～4.3.6 に計測状況を示す。



(a)受信側　　(b) 発信側

写真 4.3.4　CASE D（保護モルタル部の受発信状況）

(a)受信側　　(b) 発信側

写真 4.3.5　CASE E-1　(PC 鋼材端部の受発信状況)

(a)受信側　　(b) 発信側

写真 4.3.6　CASE E-2　(定着コーン側面の受発信状況)

⑤CASE E-3（片側の定着コーン側面の受発信）の概要

片側の定着コーンに受信探触子を設置して、テストハンマーの打撃による振動波形を測定した。写真 4.3.7 に計測状況を示す。

写真 4.3.7　CASE E-3　（片側の定着コーン側面の受発信状況）

⑥CASE　F（梁端コンクリート部の受発信）の概要

テストハンマーでコンクリート端部を打撃し、反対側に設置した受信探触子にて振動波形を測定した。写真 4.3.8 に計測状況を示す。

(a) 受信側

(b) 発信側

写真 4.3.8　CASE F　（梁端コンクリート部の受発信状況）

2) 計測機器

表 4.3.2、および写真 4.3.9、写真 4.3.10 に試験に使用した計測器を示す。

超音波計測装置は、コンクリートの厚さ､ひび割れ、剥離などの検知で実用化されている市販の超音波装置を用いた。

弾性波はインパクトハンマーによる打撃による入力を行ういわゆる衝撃弾性波法による。振動の受信はインパクトハンマーと受信部表面に取り付けた AE センサによる。

表 4.3.2　計測器の仕様

(a)　超音波法

装置の構成	ソニックエスパー （本体、ノートパソコン、探触子）		
探触子	φ20mm	φ40mm	φ76mm
周波数	2.5MHz	500kHz	500kHz
最大探知長	5cm 未満	5cm～150cm	150cm 以上
信号処理	ウェーブレット変換による周波数フィルター、 倍率処理、エンファシス処理		
サンプリング周期	0.1μs		

(b)　衝撃弾性波法

伝搬時間測定	装置の構成	オシロスコープ（型番：DL4048） インパクトハンマー（ブリュエル・ケアー社製） AE センサ（フィジカル･アコースティック社製）
	発信	インパクトハンマー（200Hz～10kHz）
	受信	AE センサ（30kHz～55kHz）
スペクトル測定	装置の構成	FFT アナライザー（型番：DS2000） インパクトハンマー（ブリュエル・ケアー社製） 加速度センサ（富士セラミックス）
	発信	インパクトハンマー（200Hz～10kHz）
	受信	加速度センサ（100Hz～8kHz）

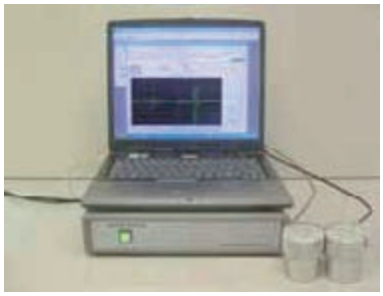


写真 4.3.9　超音波法計測機器

(a) 伝搬時間測定用

(b) スペクトル測定用

写真 4.3.10　弾性波法計測機器

3)　評価方法

各ケースの結果の評価は、主に波動伝播速度と周波数特性に着目して行った。

本研究では実用化を念頭に、市販レベルの機器・手法によることしたため、波動伝搬速度や周波数特性の算出もこれらの機器・手法で特別な事後処理や補正を行わない出力結果から算出して評価することを基本とした。

受信波からのピーク周波数は、周波数成分解析（FFT 解析）結果のスペクトル強度最大の周波数とし、衝撃弾性波の場合には入力が大きくばらつくため 5 回の計測結果を重ね合わせてピーク値を特定する処理も検討した。

4) 試験結果

①CASE A（発信位置固定，受信位置を移動）

受発信端子間の伝搬波形の最大振幅到達時間（図 4.3.5）と端子間の中心間隔（距離）の関係から伝搬速度（表 4.3.3）に換算して導入プレストレスレベル毎の結果を比較した。

伝搬速度が 2300m/s 程度であることからコンクリートの表面波と考えられる。PC 鋼材を伝搬していないと判断して 50%と 10%の比較検討は行わず試験を中断した。

図 4.3.5　各測点の受信波形（100%）

表 4.3.3　測点間の伝搬時間（100%）

測点	伝搬時間 (μs)	伝搬時間差 (μs)	伝搬速度(m/s) ＝探触子間隔差/伝搬時間差
1	175.9	—	—
2	467.6	—	—
3	634.9	—	—
4	900.8	(4)-(3)＝265.9	600mm/265.9μs＝2256
5	1123.9	(5)-(4)＝223.1	550mm/223.1μs＝2465
6	1299.7	(6)-(5)＝175.8	400mm/175.8μs＝2275

②CASE B(受発信間隔一定)

図 4.3.6 は、供試体中央部の測点 4 における周波数成分分析結果である。図 4.3.7 は各導入量のスペクトル波形である。各導入量のピーク周波数に違いは見られなかった。

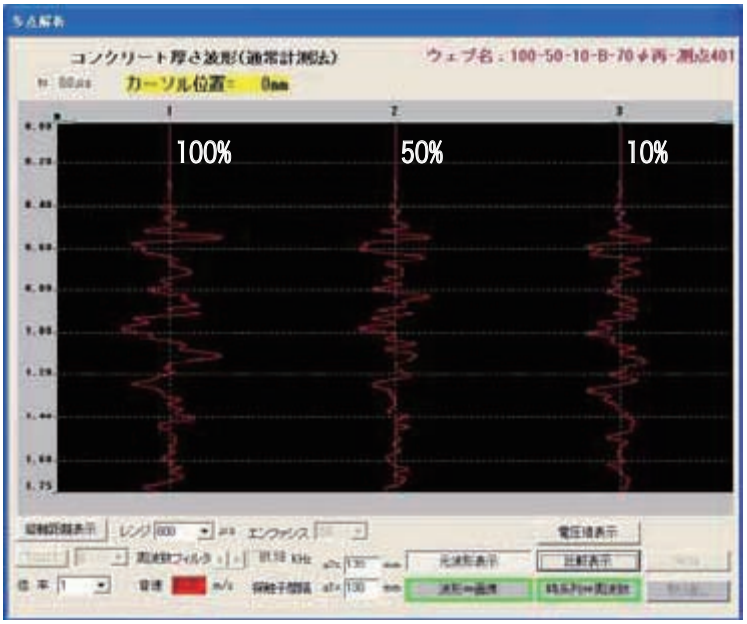


図 4.3.6　時系列波形の比較（測点 4）

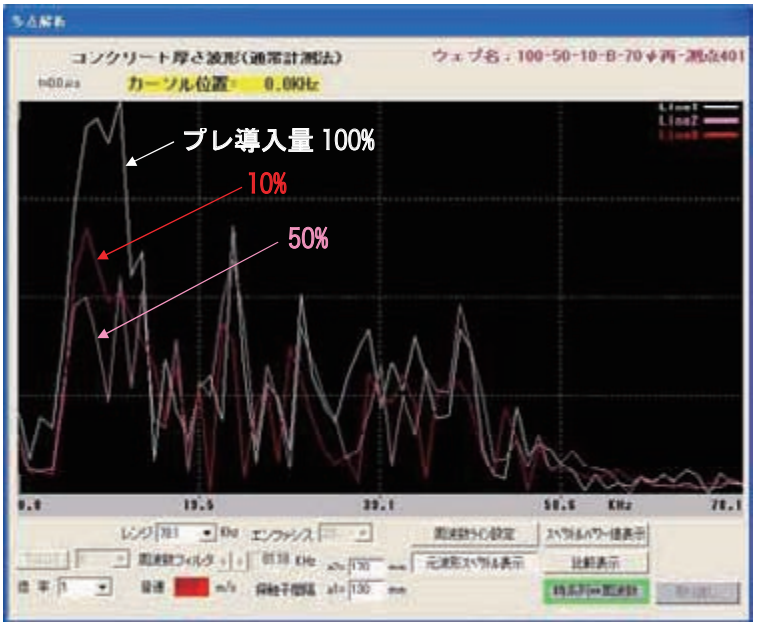


図 4.3.7　スペクトル波形の比較（測点 4）

③CASE　C（片側支圧板の受発信）

図 4.3.8 および図 4.3.9 は、周波数成分分析結果である。また図 4.3.10 は、各導入量のスペクトル波形である。プレストレス導入量 100%のスペクトル波形において原因は不明であるが、数カ所でピーク（10kHz，15kHz，55kHz，90kHz，110kHz，140kHz）が現れるという特徴が見られている。

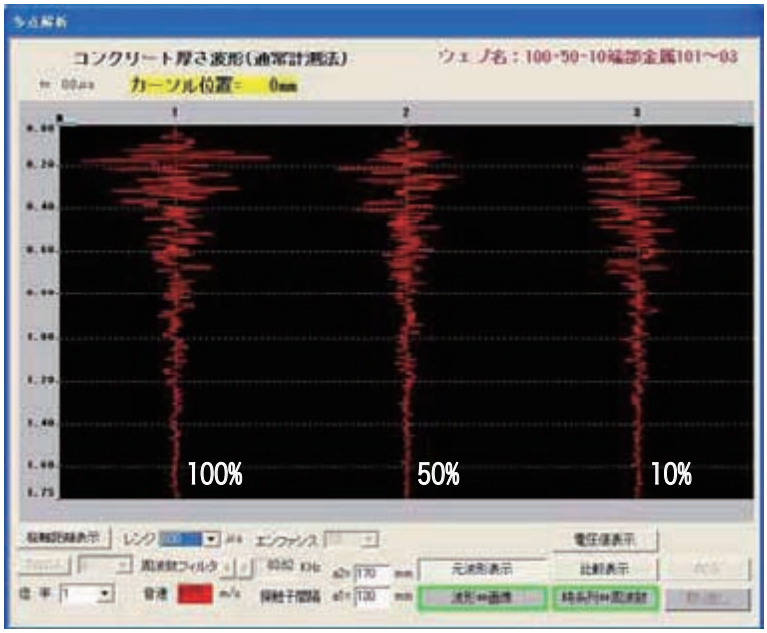


図 4.3.8　時系列波形の比較

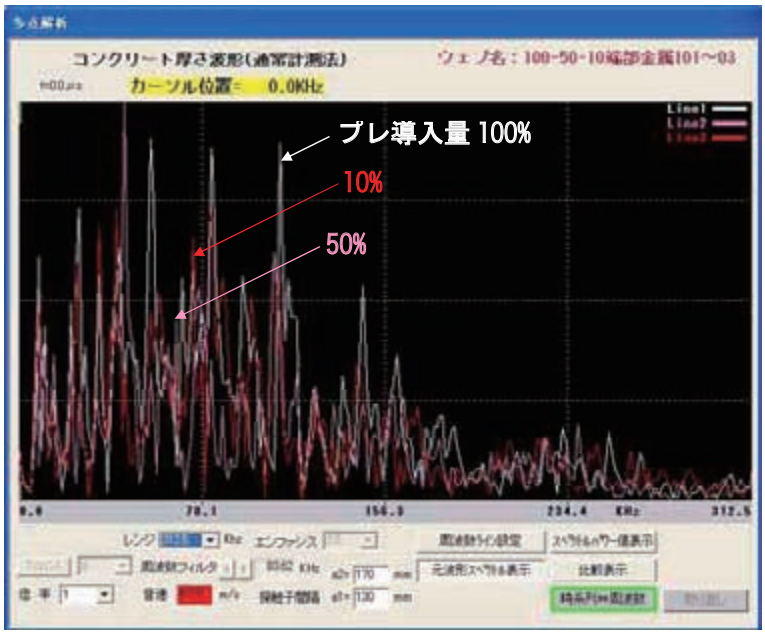
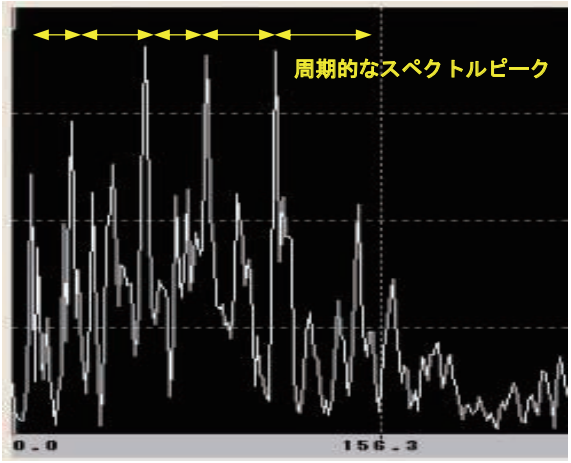
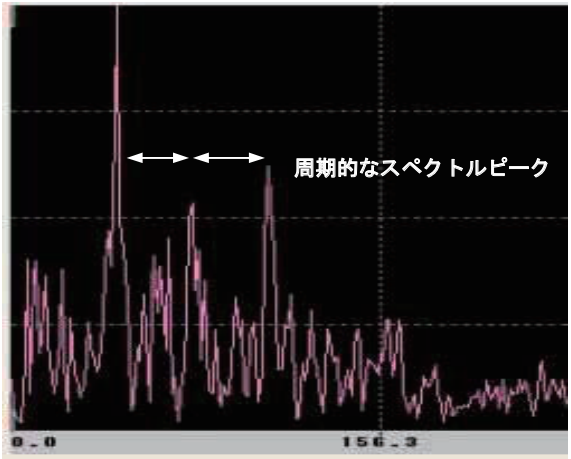


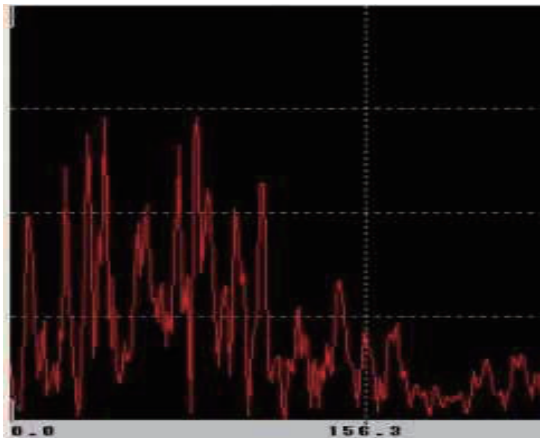
図 4.3.9　スペクトル波形の比較



(a) プレストレス導入量 100%



(b) プレストレス導入量 50%



(c) プレストレス導入量 10%

図 4.3.10　各導入量のスペクトル波形

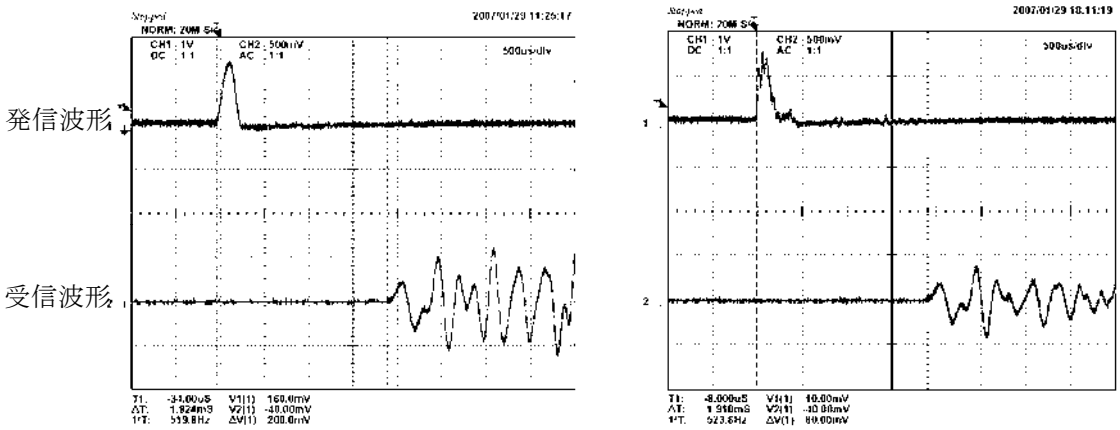
④CASE D,E-1（両側の PC 鋼材端部からの受発信）

CASE　D は、保護モルタル上からの受発信、CASE E-1 は鋼材の端部切断面から直接の受発信である。表 4.3.4 に計測結果を示す。鋼材の端部切断面から直接受発信した場合、PC 鋼より線の素線切断面が揃ってないため、図 4.3.11 に示すように波形に乱れを生じている。

波動の伝搬時間による評価を実施した。図 4.3.12 に 5 回採取したデータを平均することで得られた結果を示す。モルタルの有無にかかわらず、100%（緊張力 231kN）, 50%（115.7kN）と 10%(23.1kN)の伝搬測度は傾向の差が現れている。

表 4. 3. 4　受発信の計測結果

導入量	回数	CASE D			CASE E-1		
		伝搬時間（ms）	伝搬速度（m/s）	平均値（m/s）	伝搬時間（ms）	伝搬速度（m/s）	平均値（m/s）
10%	1	1.924	4100.83	4097.47	1.910	4130.89	4142.23
	2	1.919	4111.52		1.894	4165.79	
	3	1.922	4105.10		1.899	4154.82	
	4	1.926	4096.57		1.913	4124.41	
	5	1.937	4073.31		1.908	4135.22	
50%	1	1.865	4230.56	4215.28	1.843	4281.06	4240.77
	2	1.859	4244.22		1.858	4246.50	
	3	1.877	4203.52		1.858	4246.50	
	4	1.876	4205.76		1.883	4190.12	
	5	1.882	4192.35		1.861	4239.66	
100%	1	1.854	4255.66	4249.34	1.851	4262.56	4249.27
	2	1.846	4274.11		1.854	4255.66	
	3	1.870	4219.25		1.855	4253.37	
	4	1.850	4264.86		1.859	4244.22	
	5	1.864	4232.83		1.865	4230.56	



(a) モルタル上からの波形（CASE D）　　(b) 鋼材端部からの波形（CASE E-1）

図 4.3.11　波動伝搬速度とプレストレス導入レベルの関係

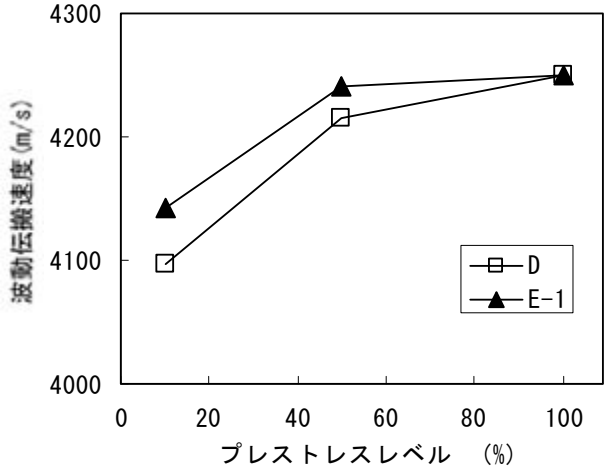


図 4.3.12　波動伝搬速度とプレストレス導入レベルの関係

CASE E-1 の周波数成分分析結果を表 4.3.5 に示す。周波数成分の計測回数を各供試体 5 回実施し、卓越する周波数をピーク周波数としてプレストレスレベルとの関係を図 4.3.13 に示す。ピーク周波数は、個々のデータの平均値と、スペクトル波形を重ね合わせしてピーク値の強調処理を行った加算平均値を示している（図 4.3.14）。プレストレスレベルが大きくなると、周波数帯のピークが小さくなる傾向にあることがわかる。

なお図 4.3.15 は、実験で得られた周波数（横軸）、スペクトル強度（縦軸）をグラフ化したものである。

鋼材端面からの受発信であることから、複数回採取したデータのスペクトル波形を比較すると一定の計測データを得られていない可能性もある。

表 4.3.5　周波数成分分析結果（CASE E-1）

	導入量	計測回数					加算平均値
		1	2	3	4	5	
ピーク周波数（kHz）	10%	4.850	4.850	4.850	4.850	4.850	4.850
	50%	3.000	3.000	4.300	3.000	4.650	4.300
	100%	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550

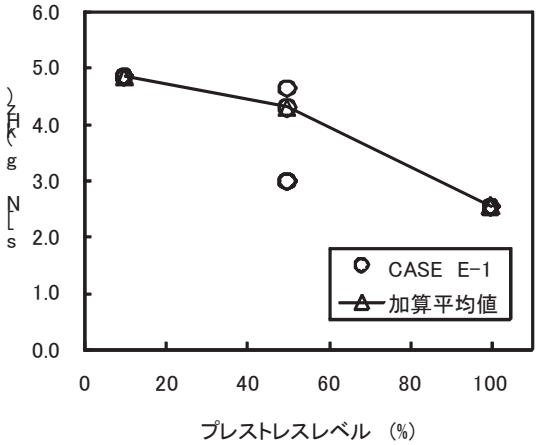


図 4.3.13　ピーク周波数とプレストレスレベルの関係（CASE E-1）

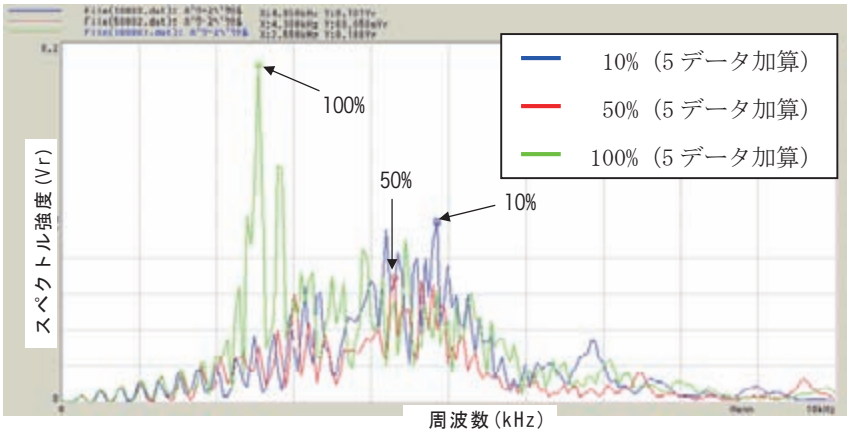
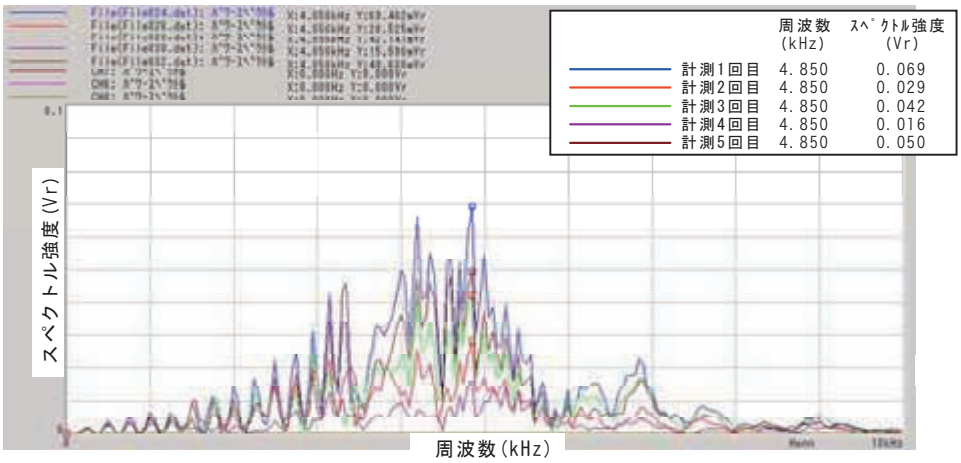
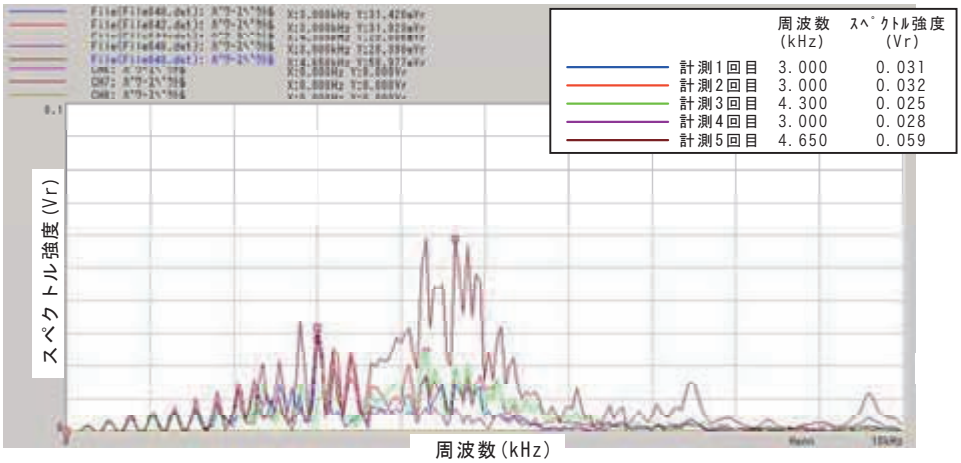


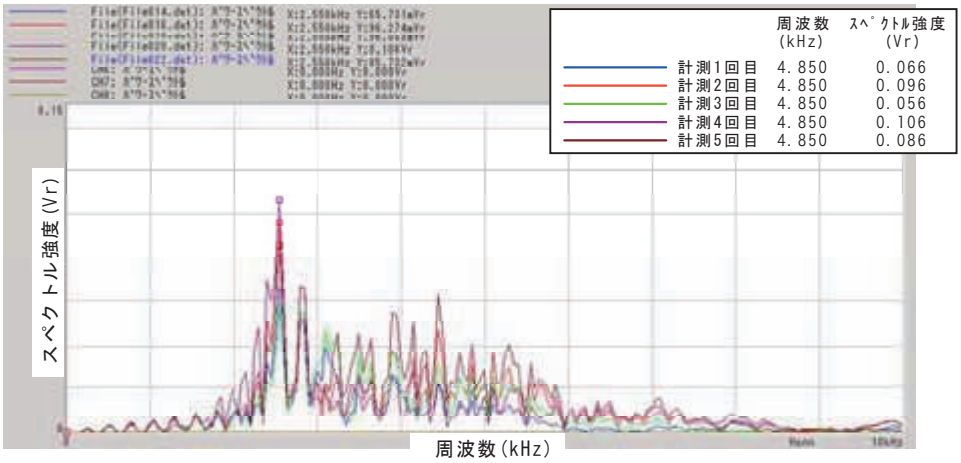
図 4.3.14　ピーク周波数の加算平均値（CASE E-1）



(a) プレストレス導入量 10%



(b) プレストレス導入量 50%



(c) プレストレス導入量 100%

図 4.3.15　スペクトル強度と周波数の関係（CASE E-1）

⑤CASE E-2　(両側の定着コーン側面からの受発)

CASE E-2 の周波数成分分析結果を表 4.3.6 に示す。図 4.3.16 にピーク周波数とプレストレスレベルの関係を、図 4.3.17 にピーク周波数の加算平均値を示す。プレストレスレベルが大きくなると、ピーク周波数が大きくなっている。

なお図 4.3.18 は、実験で得られた周波数（横軸）、スペクトル強度（縦軸）をグラフ化したものである。

表 4.3.6　周波数成分分析結果（CASE E-2）

	導入量	計測回数					加算平均値
		1	2	3	4	5	
ピーク周波数（kHz）	10%	2.350	2.350	2.350	2.500	2.500	2.350
	50%	3.500	3.550	3.550	3.550	3.550	3.550
	100%	3.900	3.900	3.900	3.900	3.900	3.900

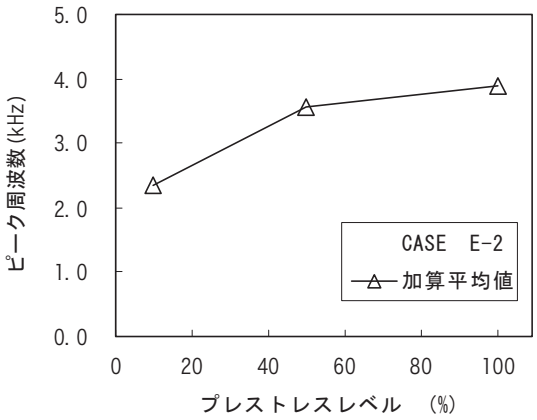


図 4.3.16　ピーク周波数とプレストレスレベルの関係（CASE E-2）

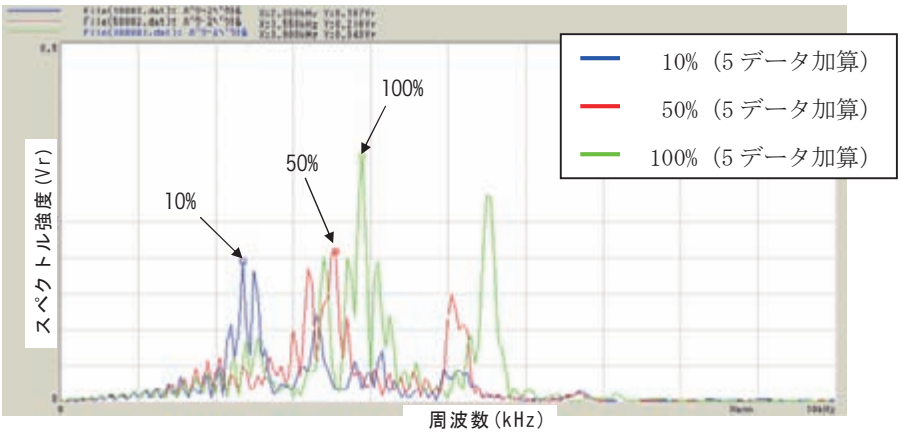
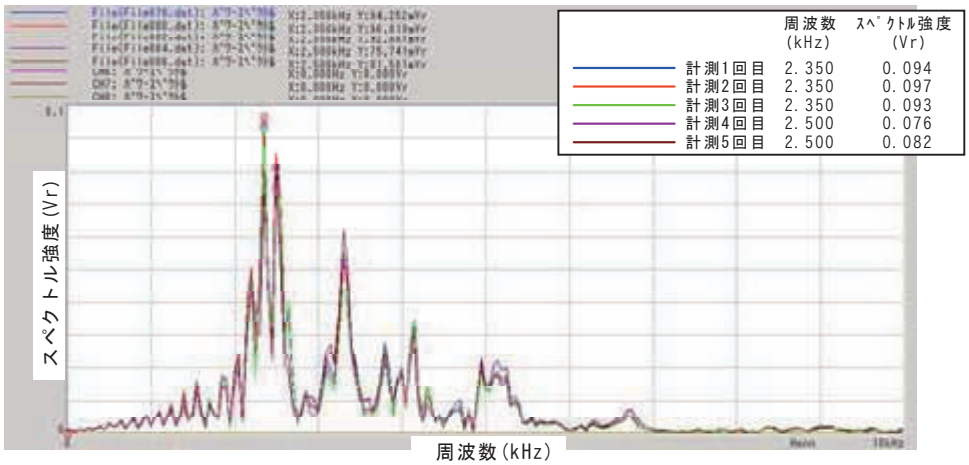
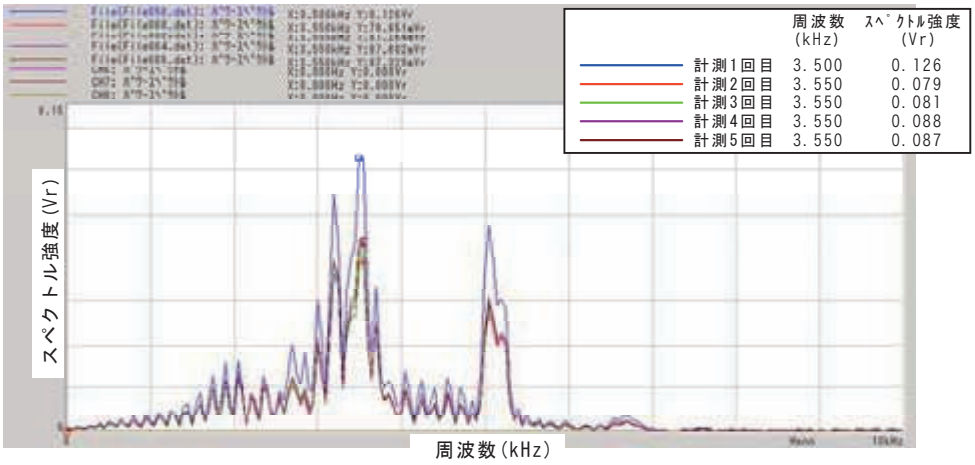


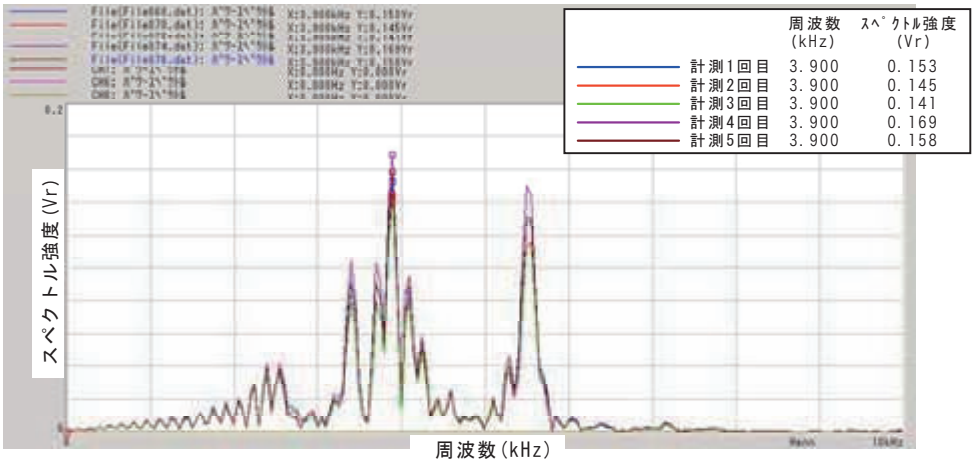
図 4.3.17　ピーク周波数の加算平均値（CASE E-2）



(a) プレストレス導入量 10%



(b) プレストレス導入量 50%



(c) プレストレス導入量 100%

図 4.3.18　スペクトル強度と周波数の関係（CASE E-2）

⑥CASE E-3　(片側の定着コーン側面の受発信)

CASE E-3 の周波数成分分析結果を表 4.3.7 に示す。図 4.3.19 にピーク周波数とプレストレスレベルの関係を、図 4.3.20 にピーク周波数の加算平均値を示す。スペクトル波形を比較するとプレストレスレベルの相関を顕著に現わしているような結果にはなってはいなかった。

なお図 4.3.21 は、実験で得られた周波数（横軸）、スペクトル強度（縦軸）をグラフ化したものである。

表 4.3.7　周波数成分分析結果（CASE E-3）

	導入量	計測回数					加算平均値
		1	2	3	4	5	
ピーク周波数（kHz）	10%	3.650	3.650	3.650	3.650	2.250	3.650
	50%	2.250	2.250	2.250	2.250	2.250	2.250
	100%	2.400	3.750	2.400	2.400	2.400	2.400

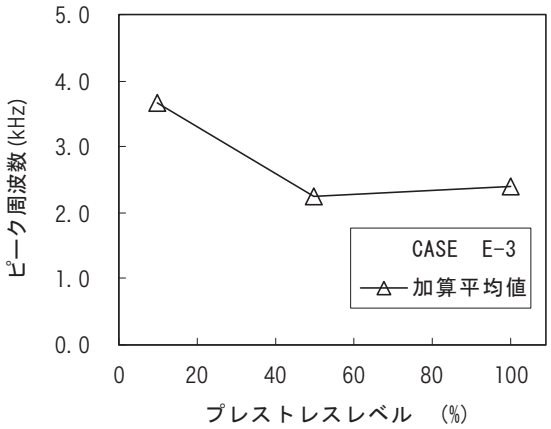


図 4.3.19　ピーク周波数とプレストレスレベルの関係（CASE E-3）

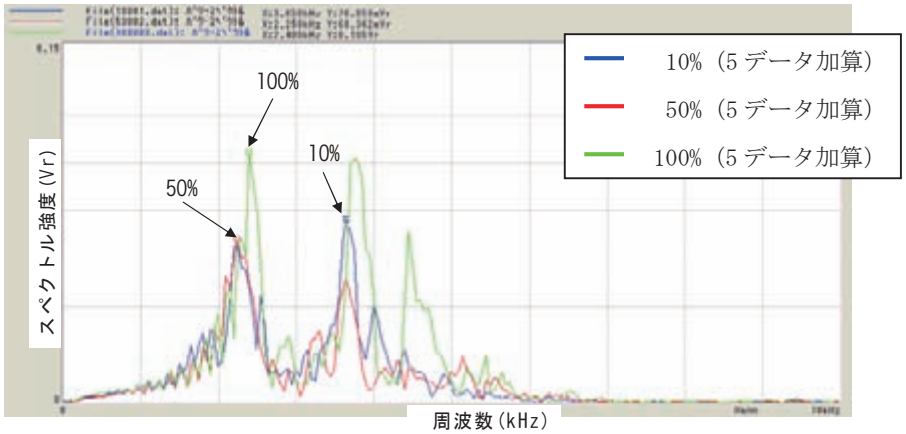
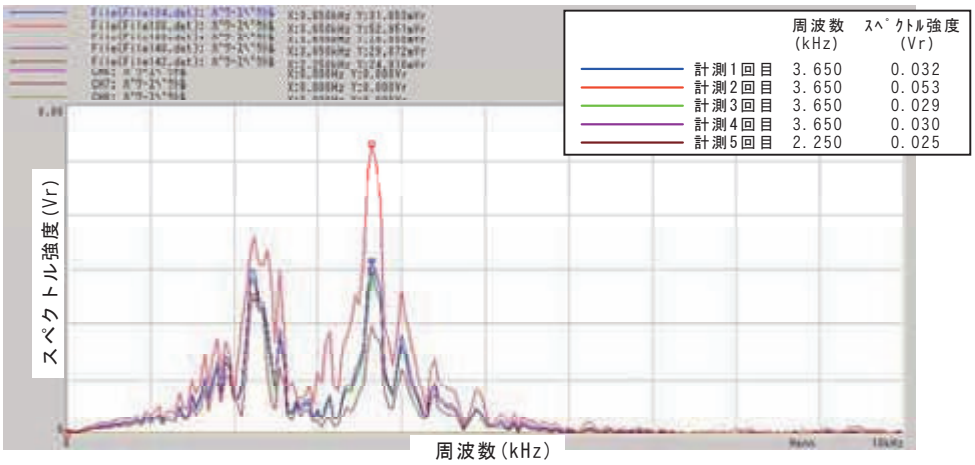
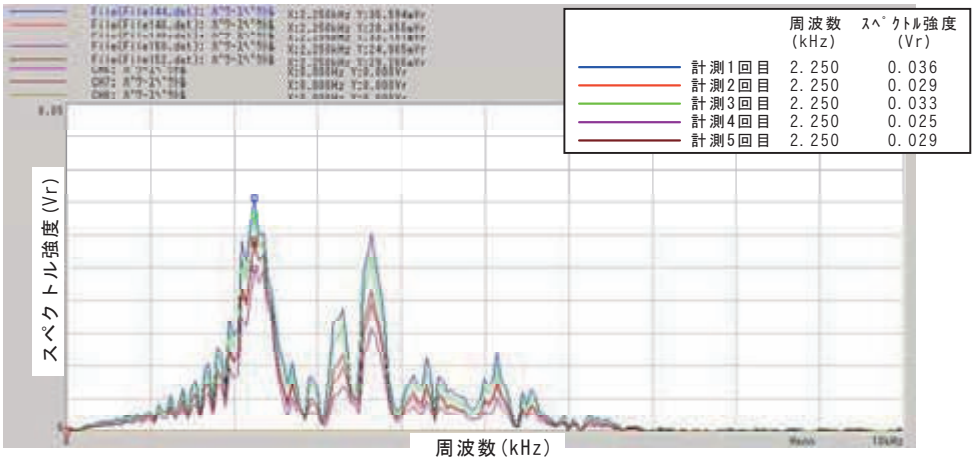


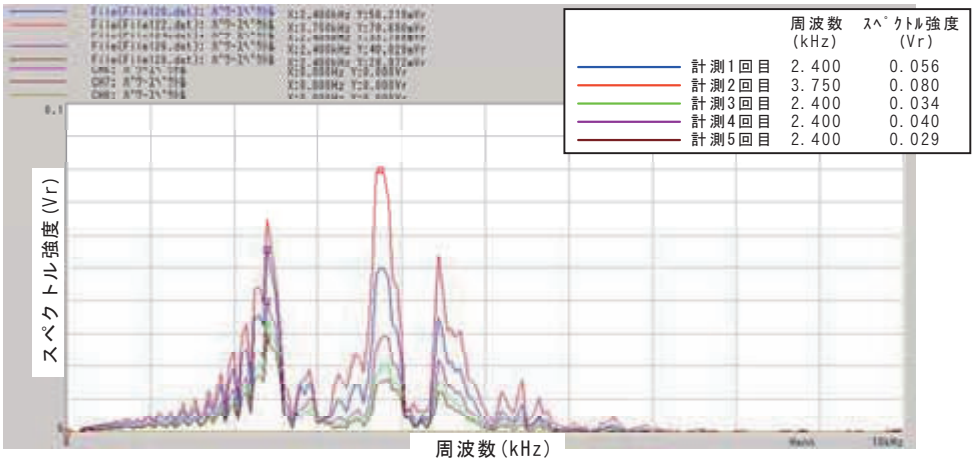
図 4.3.20　ピーク周波数の加算平均値（CASE E-3）



(a) プレストレス導入量 10%



(b) プレストレス導入量 50%



(c) プレストレス導入量 100%

図 4.3.21　スペクトル強度と周波数の関係（CASE E-3）

⑦CASE F　(梁端コンクリート部の受発信)

CASE F の周波数成分分析結果を表 4.3.8 に示す。図 4.3.22 にコンクリート端面からの受発信した結果を、図 4.3.23 にピーク周波数の加算平均値を示す。計測結果からは、プレストレス導入量と相関があるような結果は得られなかった。

なお図 4.3.24 は、実験で得られた周波数（横軸）、スペクトル強度（縦軸）をグラフ化したものである。

表 4.3.8　周波数成分分析結果（CASE F）

	導入量	計測回数					加算平均値
		1	2	3	4	5	
ピーク周波数（kHz）	10%	2.300	2.300	2.300	3.350	3.350	2.300
	50%	2.050	2.050	2.050	2.050	2.050	2.050
	100%	2.050	2.050	3.450	3.450	3.450	3.450

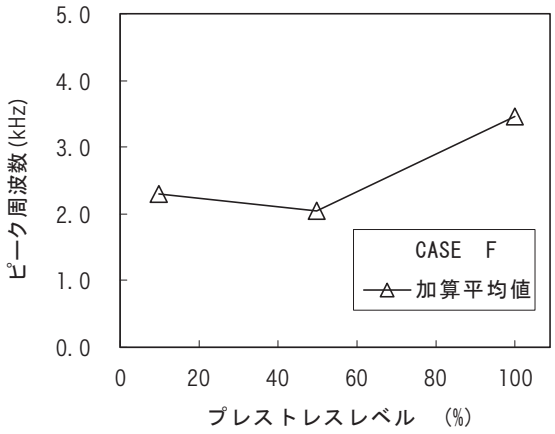


図 4.3.22　ピーク周波数とプレストレスレベルの関係　（CASE F）

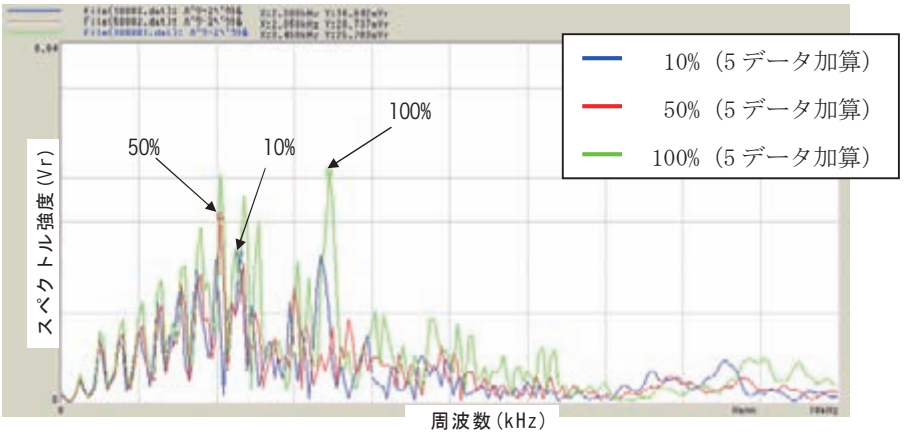
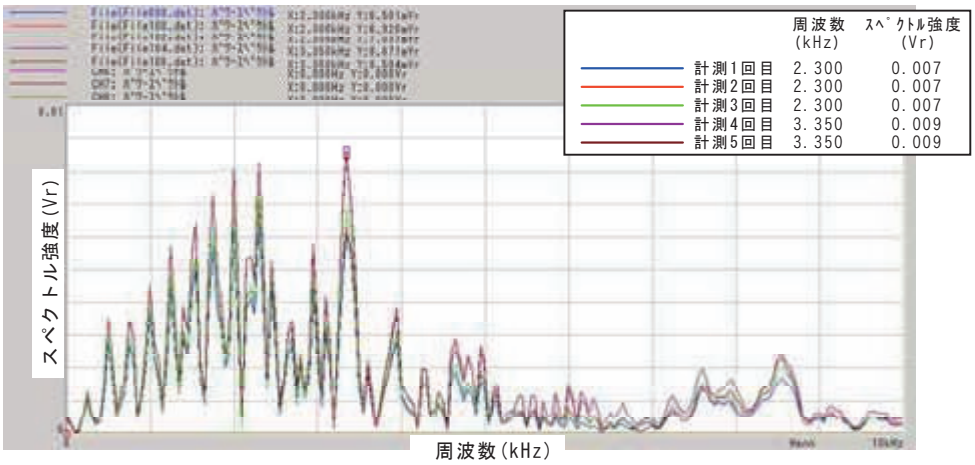
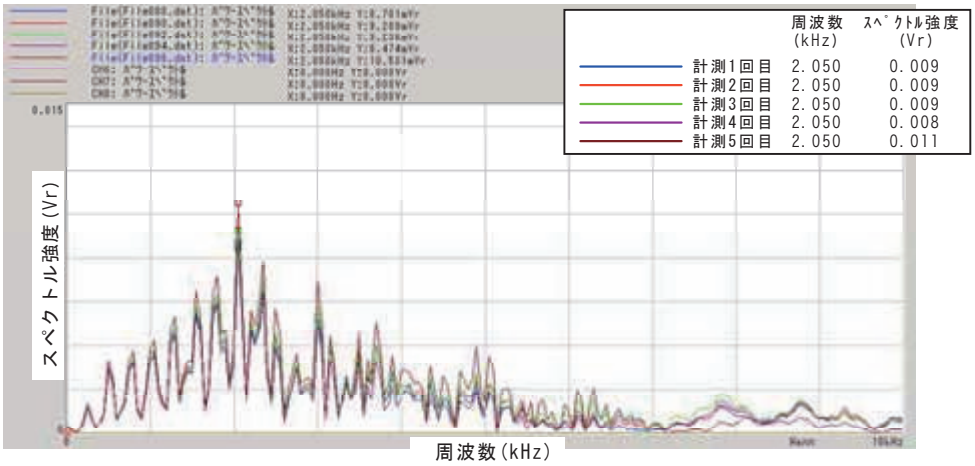


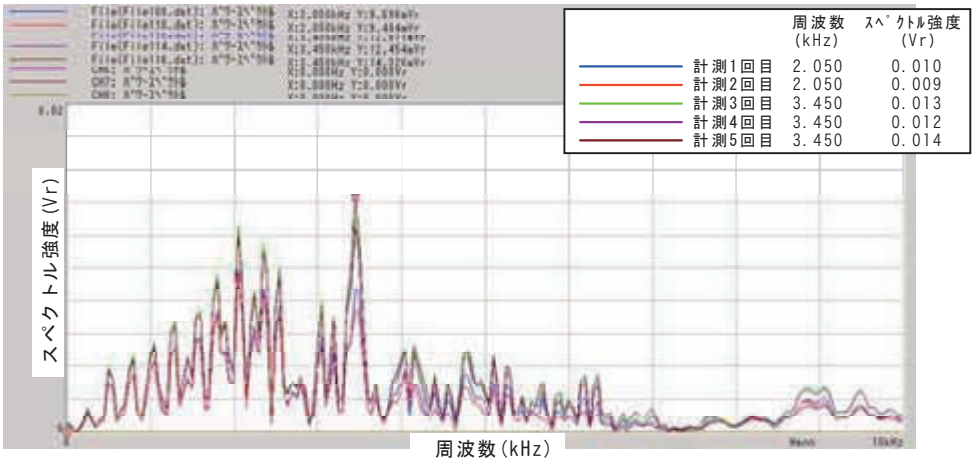
図 4.3.23　ピーク周波数の加算平均値（CASE F）



(a) プレストレス導入量 10%



(b) プレストレス導入量 50%



(c) プレストレス導入量 100%

図 4.3.24　スペクトル強度と周波数の関係（CASE F）

5) まとめ

①超音波法

CASE A では供試体側面に端子を設置し、PC 鋼材を伝搬する波の計測を行ったがコンクリート表面を伝搬する波しか計測できなかった。これは発信端子から入力した波が、骨材、気泡、シースなどに反射し、PC 鋼材まで到達しなかったためと考えられる。

CASE B および CASE C で行った周波数成分の計測におけるピーク周波数は、周波数成分のスペクトル強度とプレストレスレベルとの相関があるような傾向が判別できなかった（図 4.3.7，図 4.3.9）。

②弾性波法

CASE D および CASE E-1 におけるコンクリート波動伝搬速度は、プレストレスレベルが大きくなると伝搬速度も速くなる傾向は確認できた（図 4.3.12）。これは、鋼材軸方向に直接打撃を与える計測方法であるため、プレストレス導入量が大きくなるにつれて軸力が大きくなることから物理現象[9]として一般的な現象と同様、伝搬測度は大きくなる結果となったものと考えられる。

CASE E-1 におけるピーク周波数は、プレストレスレベルが大きくなると周波数帯のピークが小さくなる傾向であった（図 4.3.13）が、CASE E-2 はプレストレスレベルが大きくなると周波数帯のピークが大きくなる傾向であった（図 4.3.16）。これは鋼材端部を打撃した CASE E-1 は図 4.3.11(b)に示すように波形が乱れていることから、ピーク周波数に影響を与えた可能性も考えられる。

また、CASE E-3 および CASE F におけるピーク周波数は、プレストレスレベルとの相関関係は見られなかった（図 4.3.19，図 4.3.22）。

超音波法による伝搬特性について基礎的な検討を行った結果、PC 鋼材に着目した超音波法による計測については、プレストレスレベルとの相関関係は評価できなかった。表面から入射した波がコンクリート内部の骨材、気泡、鉄筋、シースなどの状態が一様でないため、それらを反射する波形からプレストレスレベルを推定することは困難であったと考えられる。一方、弾性波法による PC 鋼材を伝搬する伝搬速度については、プレストレスレベルとの相関関係を確認できたが、PC 鋼材を伝搬する波形は、グラウト充填の影響があることや鋼材端部から直接入射が困難なことなど課題も多いと考えられる。

コンクリート表面から入射した波形によりプレストレスレベルを推定することが可能であれば、実用性の面からも有効であると考えられる。このためには、一様な材料を用いてプレストレスレベルを変化させるなど、材料や状態の不均一性を排除した要素実験を行う必要があると考えられる。

(3) 鉄筋に着目した要素実験

1)概要

内部に鋼材が埋設されたコンクリート部材では、その内部に多数の超音波反射要因を有していることから、超音波の入力で得られた受信波にそれらの影響が含まれる。ここでは、コンクリート中に埋め込まれた鉄筋を伝搬する超音波からコンクリート部材のプレストレス状態などの応力状態が把握できるかどうかを確認するため、鉄筋に直接あるいはモルタルやコンクリートを介して超音波を入力し、得られる受信波の波動伝搬特性などについて検討した。超音波反射要因と伝搬特性の関係に着目し、鋼材単体だけでなく、鋼材をモルタルあるいはコンクリートで被覆した供試体を対象とした。

2)実験供試体

実験に用いる鉄筋は、道路橋で一般的に用いられることの多い SD345 の異径棒鋼とした。鉄筋径は D10 及び D13 の 2 種類とした。

実験では、CASE-1 として鉄筋単体、CASE-2 としてモルタル巻き立て、CASE-3 としてコンクリート巻き立ての 3 タイプとし、それぞれについて鉄筋径と導入緊張力の異なる供試体を作成した。

表 4.3.9 に供試体の一覧を示す。また図 4.3.25～図 4.3.27 に供試体の概要図を示す。

表 4.3.9 供試体一覧表

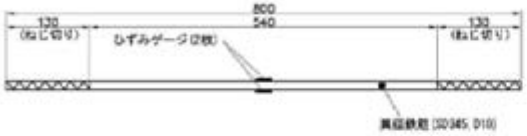
	番号	供試体記号	事前導入する引張ひずみ	備 考
CASE-1 で用いる供試体	①	C1-D10- 0	－	
	②	C1-D13- 0	－	
CASE-2 で用いる供試体	③	C2-D10-100	540μ	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ 100%相当
	④	C2-D10- 50	240μ	〃 50%相当
	⑤	C2-D10- 0	－	
	⑥	C2-D13-100	540μ	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ 100%相当
	⑦	C2-D13- 50	240μ	〃 50%相当
	⑧	C2-D13- 0	－	
CASE-3 で用いる供試体	⑨	C3-D10-100	540μ	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ 100%相当
	⑩	C3-D10- 50	240μ	〃 50%相当
	⑪	C3-D10- 0	－	
	⑫	C3-D13-100	540μ	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ 100%相当
	⑬	C3-D13- 50	240μ	〃 50%相当
	⑭	C3-D13- 0	－	

合計 14 供試体

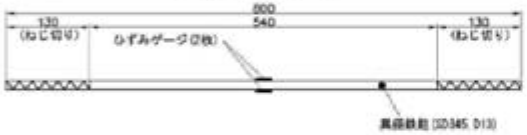
供試体一般図（その1） S=1:3

【CASE-1計測用】

① (C1-D10- 0) n=1体



② (C1-D13- 0) n=1体



（参考）CASE-1の計測順序

注）D13およびD10で
合わせて2回行う

供試体一覧表

	番号	供試体記号	事前導入する引張ひずみ	緊張装置の有無	備考
「鉄筋のみ」で用いる供試体	①	C1-D10- 0	—	必要	
	②	C1-D13- 0	—		
「鉄筋＋モルタル」で用いる供試体	③	C2-D10-100	540μ	必要	ｱﾙｽﾄﾚｽ 100%相当
	④	C2-D10- 50	240μ	必要	〃 50%相当
	⑤	C2-D10- 0	—	—	
	⑥	C2-D13-100	540μ	必要	ｱﾙｽﾄﾚｽ 100%相当
	⑦	C2-D13- 50	240μ	必要	〃 50%相当
	⑧	C2-D13- 0	—	—	
「鉄筋＋コンクリート」で用いる供試体	⑨	C3-D10-100	540μ	必要	ｱﾙｽﾄﾚｽ 100%相当
	⑩	C3-D10- 50	240μ	必要	〃 50%相当
	⑪	C3-D10- 0	—	—	
	⑫	C3-D13-100	540μ	必要	ｱﾙｽﾄﾚｽ 100%相当
	⑬	C3-D13- 50	240μ	必要	〃 50%相当
	⑭	C3-D13- 0	—	—	

図 4.3.25 供試体一般図（CASE-1）

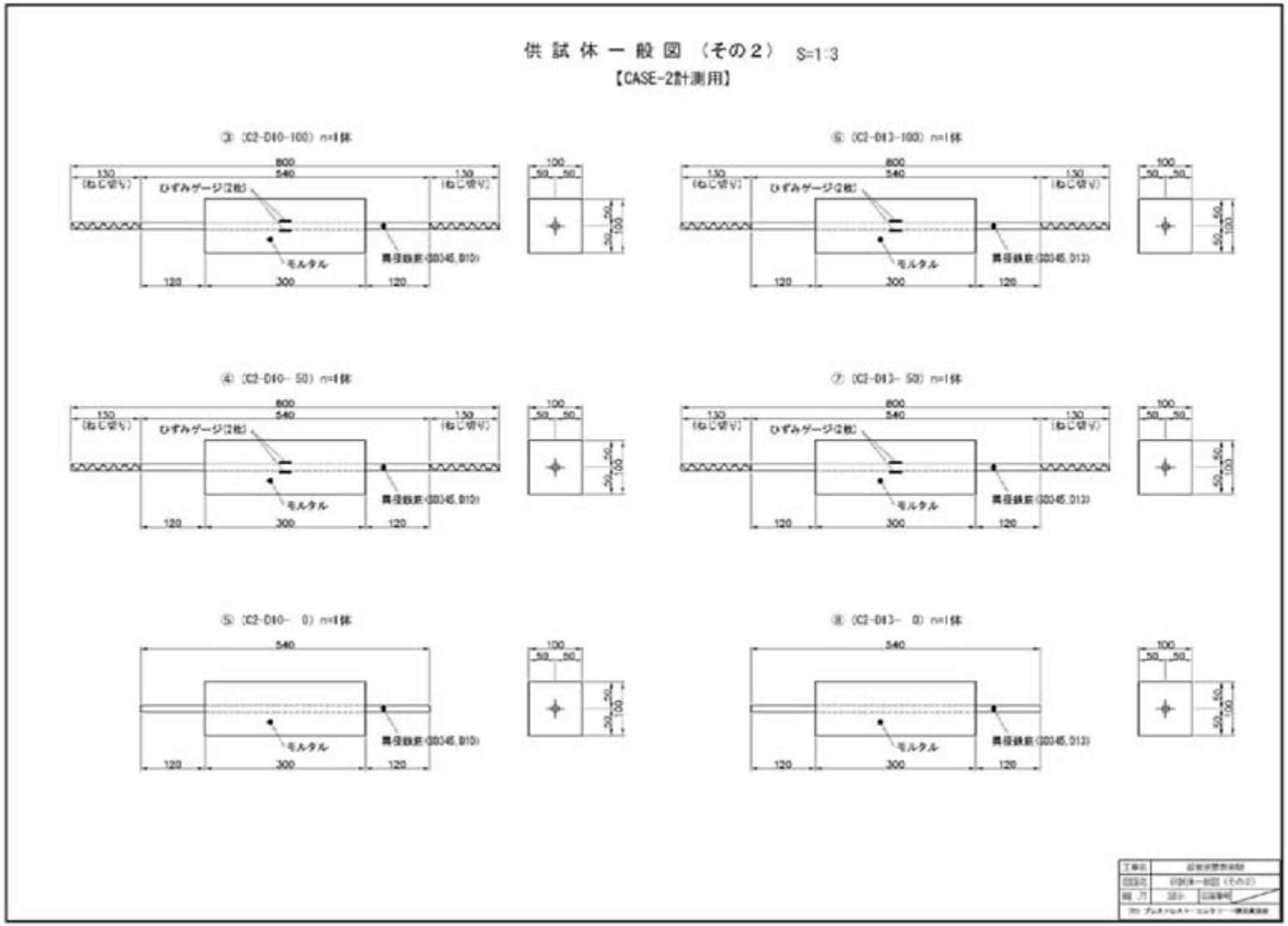


図 4.3.26 供試体一般図（CASE-2）

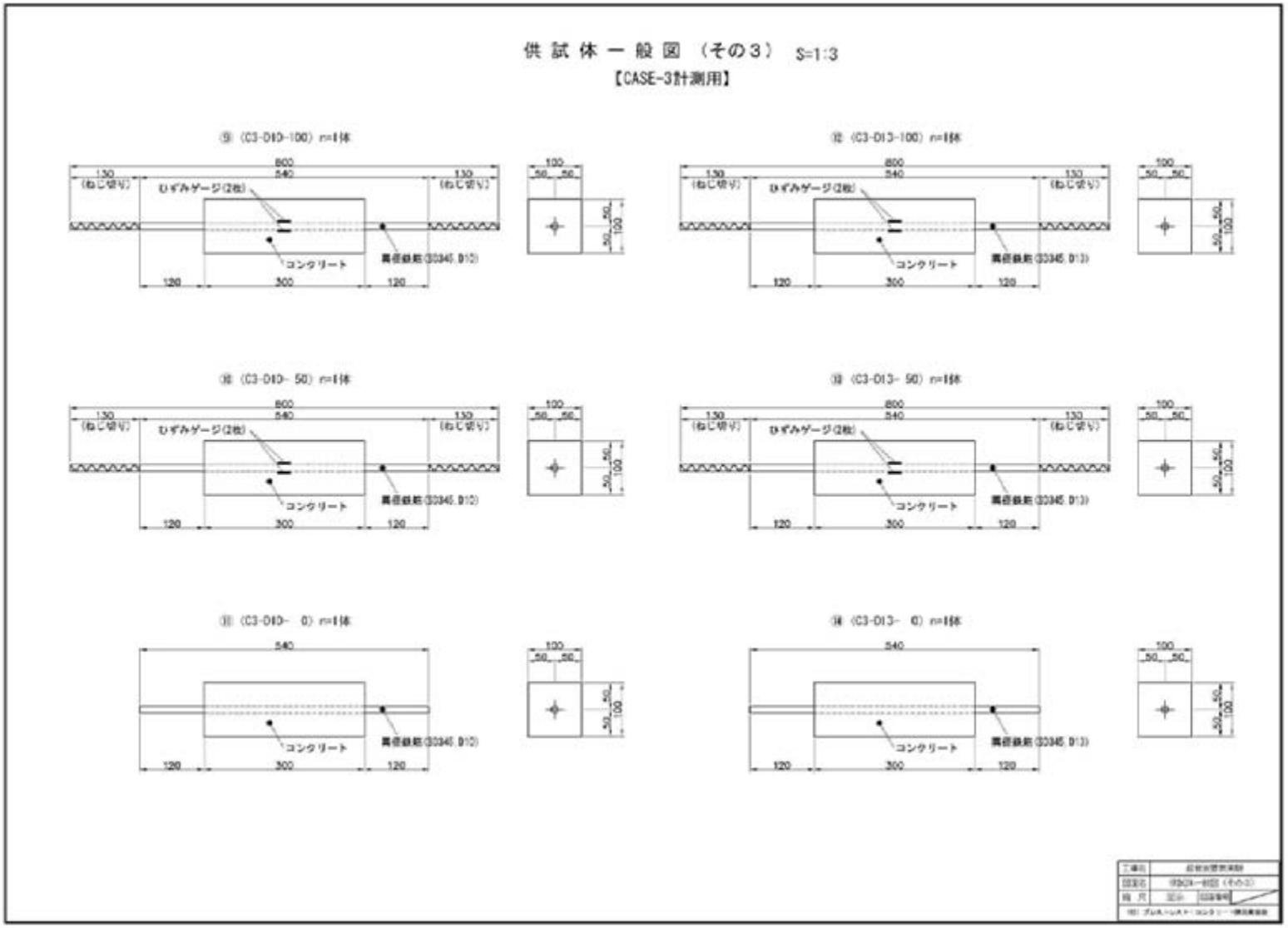


図 4.3.27 供試体一般図（CASE-3）

鋼材に与える緊張力は、4.2 で用いた梁供試体の支間中央下縁の鉄筋ひずみを参考に同レベルとなるように設定した。なお、梁供試体におけるプレストレスによる鉄筋の圧縮ひずみ相当分を引張ひずみとして鋼材に与えることを目標とした。

ただし CASE-2 および CASE-3 はプレテン方式となるため、鉄筋のリラクセーションや緊張装置のなじみにより、導入ひずみの減少が懸念される。そこで、CASE-2 および CASE-3 については、目標の 1.5 倍の引張ひずみで事前緊張することとした。

緊張力の根拠とした梁供試体試験の結果を図 4.3.28 に、目標引張ひずみの根拠を表 4.3.10 に、各供試体に与える引張ひずみの一覧表を表 4.3.11 に示す。

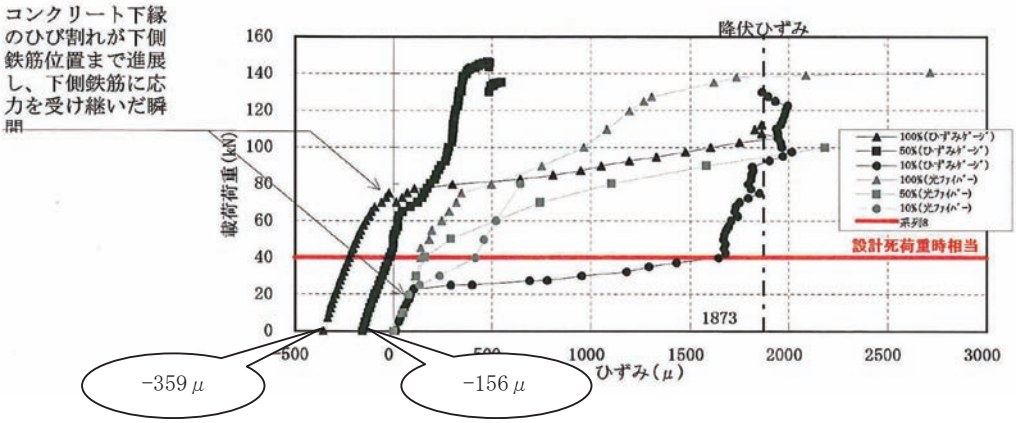


図 4.3.28　梁供試体試験における支間中央下縁の鉄筋ひずみ

表 4.3.10　梁供試体の圧縮ひずみと目標引張ひずみの関係

	圧縮ひずみ ε'
プレ 100%	-359μ
プレ 50%	-156μ
プレ 10%	0μ

⇒

引張ひずみ ε
360μ
160μ
0μ

表 4.3.11　CASE-2 および CASE-3 供試体に与える引張ひずみ

番号	供試体記号	引張ひずみ ε 設計値	引張ひずみ ε 導入値(1.5倍)	ヤング係数 Es(N/mm²)	断面積 As(mm²)	引張力 (kN)
③	C2-D10-100	360μ	540μ	200000	71.3	7.70
⑨	C3-D10-100					
④	C2-D10- 50	160μ	240μ			3.42
⑩	C3-D10- 50					
⑥	C2-D13-100	360μ	540μ		126.7	13.68
⑫	C3-D13-100					
⑦	C2-D13- 50	160μ	240μ			6.08
⑬	C3-D13- 50					

3)供試体の製作および材料特性

供試体のコンクリート配合を表 4.3.12 に示す。

表 4.3.12　コンクリートの配合

最大骨材寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 W/C	細骨材率 (%) S/A	単位量 (kg/m^3)				
					水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
					W	C	S	G	A
20	8+2.5	4.5+1.5	35.0	41.4	146	417	731	1045	2.71

※コンクリートの配合から粗骨材を除いたものを、モルタルの配合とした。

供試体のコンクリート材料特性を表 4.3.13 に示す。

表 4.3.13　コンクリートの材料特性

材料名	品名	製造者	工場・産地	比重
セメント	早強ﾎﾟﾙﾄﾗﾝﾄﾞｾﾒﾝﾄ	太平洋セメント㈱	藤原工場	3.13
細骨材	川砂	揖斐川工業㈱	岐阜県揖斐川産	2.61
粗骨材	川砂利	揖斐川工業㈱	岐阜県揖斐川産	2.64
混和剤（高性能AE減水剤）	ﾁｭｰﾎﾟｰﾙ HP-11	竹本油脂㈱	蒲郡工場	1.09
混和剤（AE剤）	AE-300	竹本油脂㈱	蒲郡工場	1.05
水	地下水	工場内地下水	工場内地下水	1.00

コンクリートのフレッシュ性状計測状況を写真 4.3.11 に示す。

（平成 19 年 11 月 9 日計測）

スランプ　8.0cm

空気量　4.9%

コンクリート温度　22.0℃

写真 4.3.11　スランプ計測状況

コンクリートの圧縮強度を表 4.3.14、モルタルの圧縮強度を表 4.3.15 に示す。

表 4.3.14　コンクリートの圧縮強度

圧縮強度（σ11）

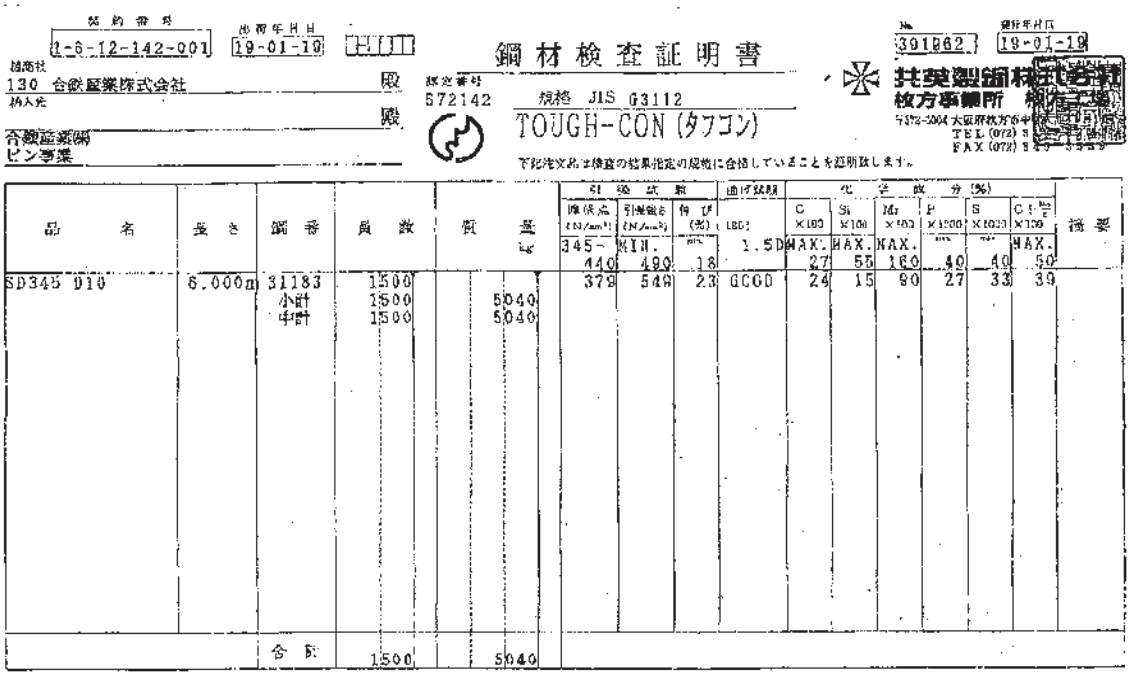
	荷重 (kN)	強度 (N/mm2)
1	494	62.9
2	465	59.2
3	497	63.3
Ave	－	61.8

表 4.3.15　モルタルの圧縮強度

圧縮強度（σ11）

	荷重 (kN)	強度 (N/mm2)
1	105	53.5
2	115	58.6
3	105	53.5
Ave	－	55.2

鉄筋の材料試験表を図 4.3.29～図 4.3.30 に示す。



鋼材検査証明書

No. 301062　発行年月日 19-01-19

契約番号 1-6-12-142-001　出荷年月日 19-01-19

130 合鉄産業株式会社 殿

合鐵産業(株) ピン事業 殿

鋼定番号 572142　規格 JIS G3112

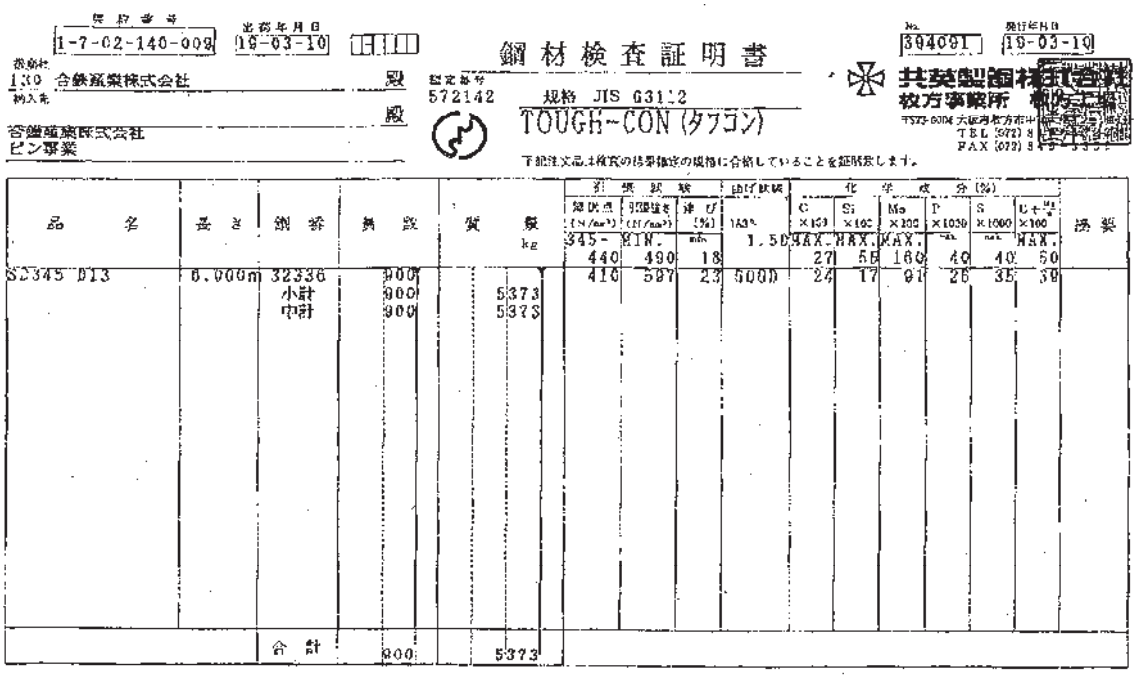
TOUGH-CON (タフコン)

共英製鋼株式会社 枚方事業所

下記注文品は検査の結果指定の規格に合格していることを証明致します。

品名	長さ	鋼番	員数	質量 kg	引張試験 降伏点 (N/mm²)	引張試験 引張強さ (N/mm²)	引張試験 伸び (%)	曲げ試験	C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	Cエキビ ×100	摘要
					345-440	MIN. 490	MIN. 18	1.5D	MAX. 27	MAX. 55	MAX. 160	MAX. 40	MAX. 40	MAX. 50	
SD345 D10	6.000m	31183	1500	5040	379	549	23	GOOD	24	15	80	27	33	39	
		小計	1500	5040											
		中計	1500	5040											
		合計	1500	5040											

図 4.3.29　SD345 D10



鋼材検査証明書

No. 304091　発行年月日 19-03-19

契約番号 1-7-02-140-009　出荷年月日 19-03-19

130 合鉄産業株式会社 殿

合鐵産業株式会社 ピン事業 殿

鋼定番号 572142　規格 JIS G3112

TOUGH-CON (タフコン)

共英製鋼株式会社 枚方事業所

下記注文品は検査の結果指定の規格に合格していることを証明致します。

品名	長さ	鋼番	員数	質量 kg	引張試験 降伏点 (N/mm²)	引張試験 引張強さ (N/mm²)	引張試験 伸び (%)	曲げ試験	C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	Cエキビ ×100	摘要
					345-440	MIN. 490	MIN. 18	1.5D	MAX. 27	MAX. 55	MAX. 160	MAX. 40	MAX. 40	MAX. 50	
SD345 D13	6.000m	32336	900	5373	410	597	23	GOOD	24	17	91	26	35	39	
		小計	900	5373											
		中計	900	5373											
		合計	900	5373											

図 4.3.30　SD345 D13

供試体の製作状況を写真 4.3.12 に示す。

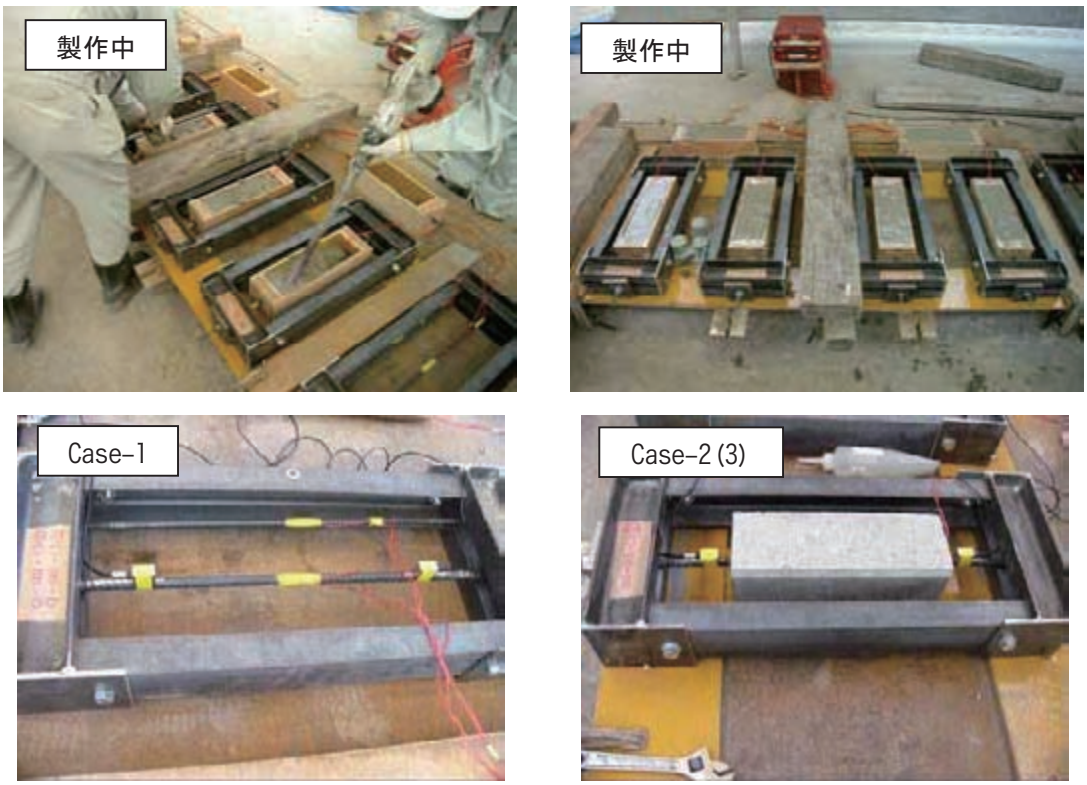


写真 4. 3. 12　供試体製作状況

4)計測機器

実験に用いた計測機器を写真 4.3.13 および表 4.3.16 に示す。

鉄筋用探触子　　→ 5 MHz

コンクリート用探触子

→400 kHz

写真 4.3.13　測定器具

表 4.3.16　測定器具の形式

装置	型式	製造者	仕様
超音波送受信装置	Model 5077PR	PANAMETRICS (現　OLYMPUS NDT)	矩形波パルサーレシーバ 帯域 35MHz、パルス幅 0.1MHz～15MHz 可変
センサ(探触子)	5Z10x10A70［鉄筋］	ジャパンプローブ	標準型斜角探触子（JIS Z 2350） 公称周波数 5MHz、振動子寸法 高さ 10mm×幅 10mm、低炭素鋼への横波入射角 45 度
	S40HB0,1-0,3［ｺﾝｸﾘｰﾄ］	カールドイチェ	丸型垂直探触子 公称周波数 100kHz～300kHz（広帯域型）、振動子寸法 φ40mm
増幅器	9913	NF 回路設計ブロック	AE 用ローノイズプリアンプ 100Hz～20MHz、40dB、ローノイズ
記録装置	WaveSurfer454	レクロイ	4 チャンネルデジタルオシロスコープ 帯域 500MHz、最大サンプリング速度 2GS/s

5)　実験方法

①CASE-1（鉄筋のみ）

無応力状態で探触子を鉄筋に配置し、探触子を固定したまま応力状態を変えながら途中段階で波形の計測を行った。

応力状態はひずみの測定値によって管理することとし、引張ひずみを次のように順次変化させた。

D10 の場合：(i) 0 → (ii) 240μ >　(iii) 540μ >　(iv)　800μ → (v) 0

D13 の場合：(i) 0 → (ii) 240μ >　(iii) 540μ >　(iv) 1000μ → (v) 0

実験順序を図 4.3.31 に示す。

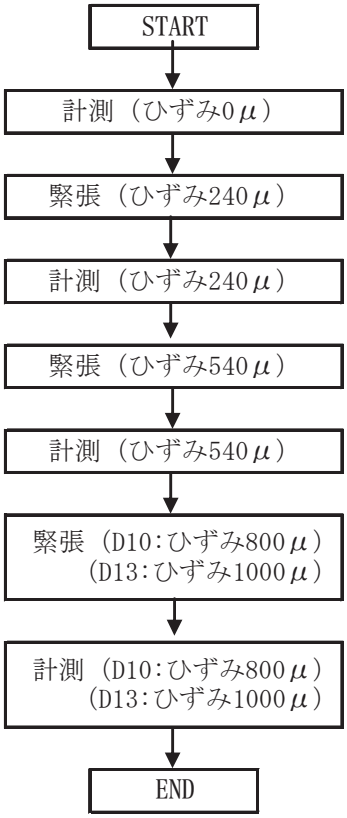


図 4.3.31　CASE-1 実験順序（1 供試体あたり）

②CASE-2（鉄筋＋モルタル）、CASE-3（鉄筋＋コンクリート）

初期緊張力の異なる供試体それぞれについて、端部で露出している鉄筋上に探触子を配置して計測を行った。各供試体の応力状態については、計測中一部のケースを除いて固定したままを基本とした。

a)鉄筋に直接入力する場合

探触子の配置イメージを図 4.3.32 に示す。実験中は探触子間距離（向かいあう探触子の先端同士の距離）を計測して、これを超音波の伝搬距離とみなして結果の評価に用いた。

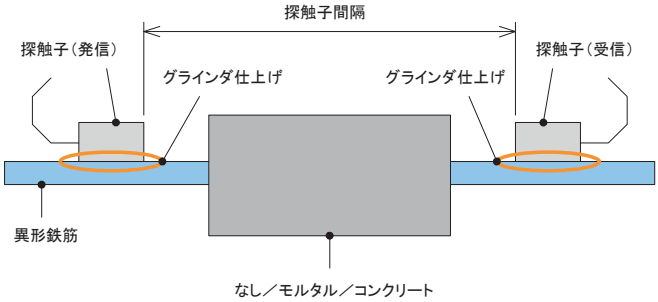


図 4. 3. 32　鉄筋に直接アクセスする場合の探触子配置

b)コンクリートやモルタルの表面から入力する場合(並列配置)

初期緊張力の異なる供試体それぞれについて、モルタルやコンクリート表面に探触子を接触させて発信・受信を行った。

「並列配置」では、コンクリート上の同じ側面に発信・受信探触子をある程度離間を確保して配置した。

これは、受発信間に距離をとることで、コンクリート内部の鉄筋を伝搬した波動が受信されることを意図したものである。整理に用いる超音波の伝播距離は探触子それぞれの中心間の距離とした。

計測状況を図 4.3.33、写真 4.3.14 に示す。

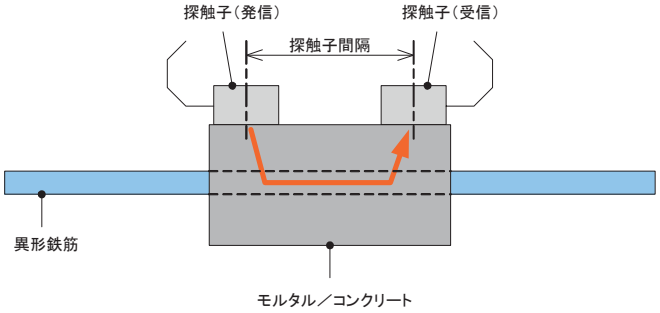


図 4. 3. 33　側面並列配置の探触概念図

写真 4. 3. 14　計測状況

c) コンクリートやモルタルの表面から入力する場合(接近配置)

供試体の同じ側面に発信・受信の探触子を近接して設置して計測を行った。

これは、鉄筋で反射する超音波を受信計測することを意図したものである。

探触子間隔は、ほとんど接触状態としつつ良好な受信波が計測されるように位置を微調整しながら測定を行った。超音波の伝搬距離はコンクリート表面から鉄筋表面間距離の約２倍程度となると考えられる。

図 4.3.34 に計測のイメージを示す。

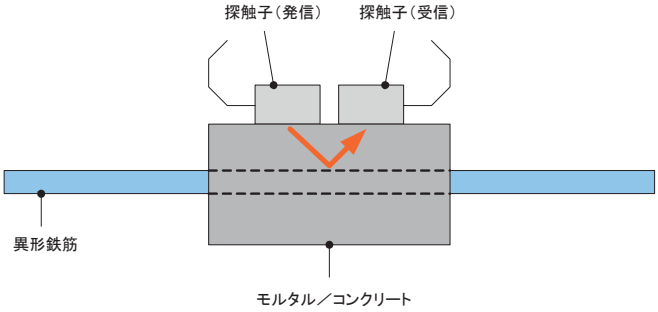


図 4. 3. 34　コンクリート表面より鉄筋からの反射波を検出する場合の配置

d) コンクリートやモルタルの表面から入力する場合(対面配置)

供試体を挟むように対面させて探触子を配置して片方から発信し、他方で受信を行った。これはコンクリートを伝搬する波動の受信を意図したものである。

探触子間隔は発信・受信探触子面間の距離(＝試験体の厚さ)とし、これを超音波の伝搬距離とみなす。

なお、C2-D13-100、C3-D13-100 の 2 体については、鉄筋応力の解放後（コンクリートは圧縮状態になると考えられる）にも測定を行った。鉄筋応力の解放は固定ナットを緩める方法で行った。測定状況を図 4.3.35、写真 4.3.15 に示す。

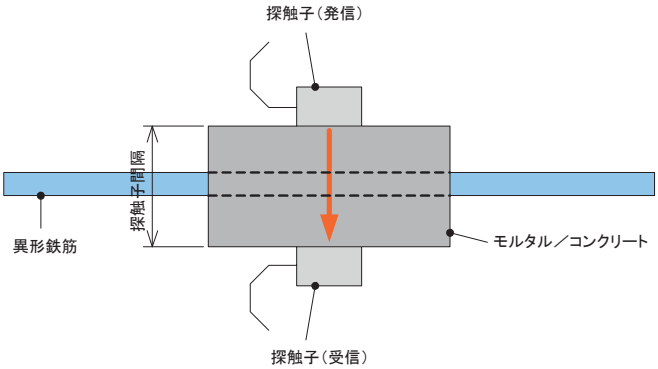


図 4. 3. 35　対面配置の探触概念図

写真 4. 3. 15　計測状況

6)実験結果

①CASE-1（鉄筋のみ）の結果

ケース「C1-D13-0」の場合の計測波形の一例を図 4.3.36 に示す。

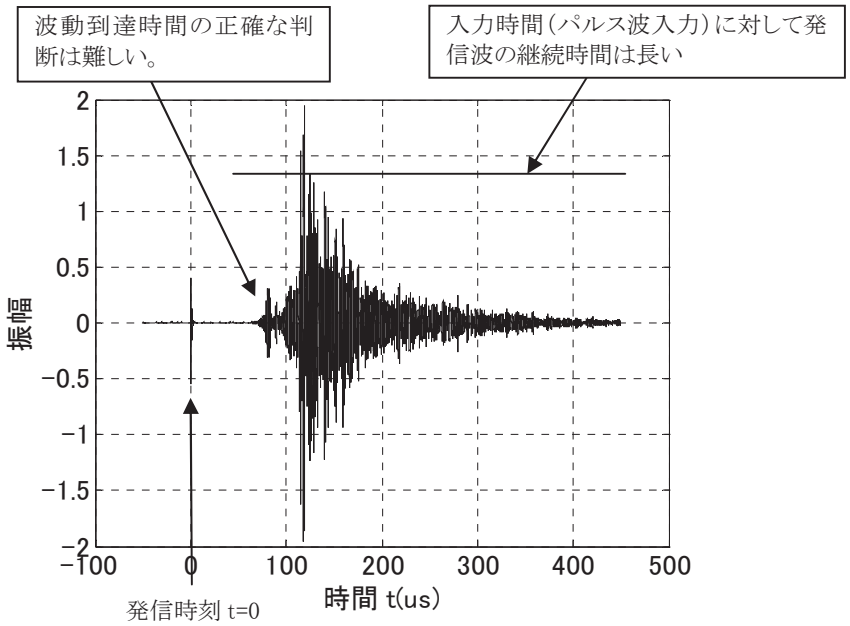


図 4.3.36　測定波形の一例（C1-D13-0、無応力状態）

図 4.3.37 に、上図の波動到達時間付近の波形を拡大したものを示す。
（C1-D13-0、無応力状態、60μs 付近）

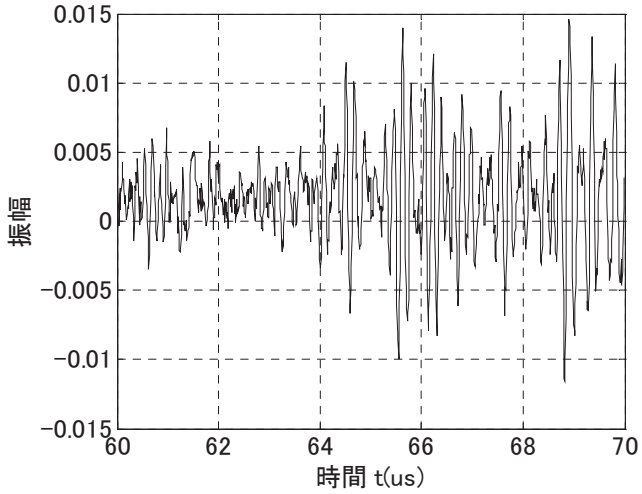


図 4.3.37　波形の拡大図（C1-D13-0、無応力状態）

波形は、乱れや変動が大きく受信点に波動が到達した正確な時間を波形の読み取りから判断することは困難であった。

本計測では、探触子位置は固定しているため鉄筋の伸びに伴う探触子間距離の変化が伝播距離に含まれている。これを次式で補正して引張ひずみ ε のときの見かけの超音波伝播速度 vε を求めることとした。

$$v\varepsilon = (1+\varepsilon)L / t\varepsilon \qquad (式\ 4.3.1)$$

ここに、L　:無応力状態のときの伝搬距離（ひずみが 0 のとき長さ）、
tε:引張ひずみ ε のときの初動の到達時間、

受信波形から初動到達時間を読み取り、応力状態毎の見かけの超音波伝播速度を求めた結果を表 4.3.17、図 4.3.38 に示す。

表 4.3.17　応力状態が異なる場合の見かけの超音波伝播速度（C1-C13-0）

状態	引張ひずみ	初動の到達時間	見かけの超音波伝播速度	伝播速度の変化量 (vε-v0)/v0
(ⅰ)	0	64.50μs	4963 m/s	0
(ⅱ)	240μ	64.55μs	4960 m/s	-535μ
(ⅲ)	540μ	64.61μs	4957 m/s	-1163μ
(ⅳ)	1000μ	64.69μs	4953 m/s	-1940μ
(ⅴ)	0	64.52μs	4961 m/s	-310μ

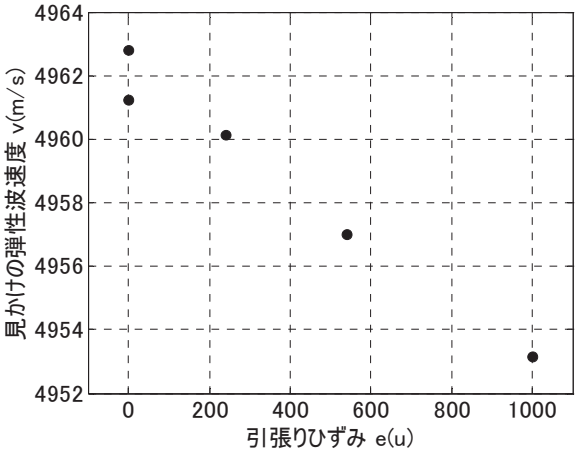


図 4.3.38　応力状態が異なる場合の見かけの超音波伝播速度（C1-C13-0）

見かけの超音波伝播速度は鉄筋の引張ひずみの増加（応力の増大）につれて低下する明確な関係があることが分かる。そのため鉄筋内部を伝搬する超音波の速度変化を精度良く計測できれば、鉄筋の応力状態の変化が検知できる可能性がある。ただし変化量は

ごく微小であり初動到達時間の推定精度なども考慮すると既設道路橋のPC部材に対する適用可能性については課題があると考えられる。

同様に、ケース「C1-D10-0」の場合の計測波形の一例を図 4.3.39 に示す。波動の到達時間は D13 の場合と同様に極めて判読困難であった。

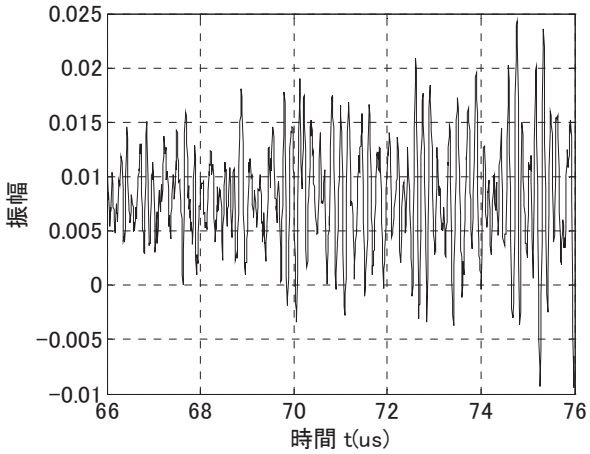


図 4.3.39　測定波形の一例（C1-D10-0、無応力状態）

波形から波動の到達時間を推定し、見かけの超音波伝播速度として算出したものを表 4.3.18 及び図 4.3.40 に示す。

表 4.3.18　応力状態が異なる場合の見かけの超音波速度（C1-C10-0）

状態	引張ひずみ	着目した波の到達時間	見かけの超音波伝播速度	伝播速度の変化量 (vε-v0)/v0
(ⅰ)	0	79.20μs	4341 m/s	0
(ⅱ)	240μ	79.24μs	4340 m/s	-265μ
(ⅲ)	540μ	79.29μs	4338 m/s	-596μ
(ⅳ)	800μ	79.34μs	4337 m/s	-966μ
(ⅴ)	0	79.19μs	4342 m/s	126μ

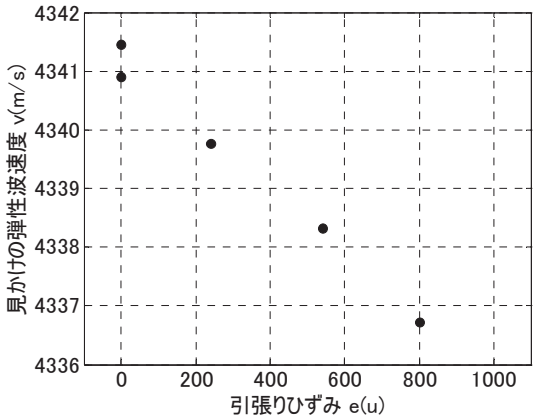


図 4.3.40 応力状態が異なる場合の見かけの超音波伝播速度（C1-C10-0）

D13 と同様に D10 においても引張応力が増加するにつれて超音波の伝播速度は低下する傾向が見られた。ただし変化量は小さく、初動到達時間の推定誤差を考慮すると既設道路橋の PC 部材に対する適用可能性については課題が多いと考えられる。

C1-D13-0 の初動波の到達時間付近(60μs～90μs)の波形を周波数解析した結果を図 4.3.41 に示す。なお鉄筋の引張応力が異なる計測ケースの周波数解析結果を重ね合わせて図化している。

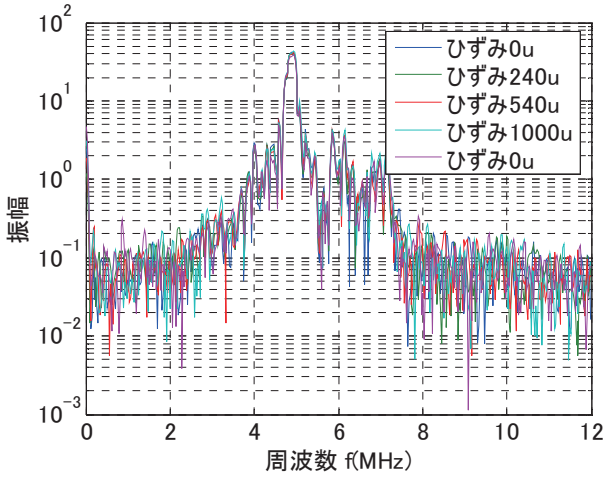


図 4.3.41　波形の重ね合わせ（到達時間付近 60μs～90μs）

C1-D10-0 初動波の到達時間付近(70μs～100μs とした)の周波数を解析した結果を図 4.3.42 に示す。なお鉄筋の引張応力が異なる計測ケースの周波数解析結果を重ね合わせて図化している。

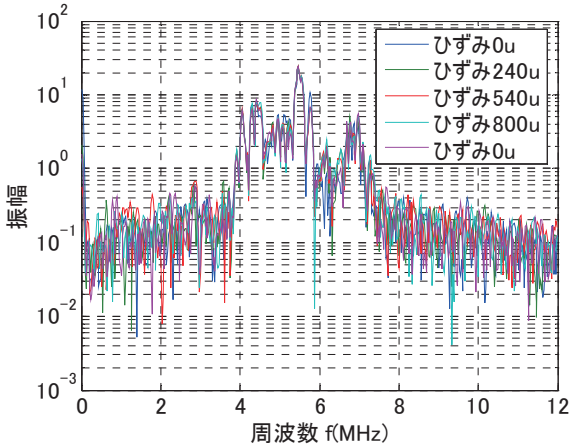


図 4.3.42　波形の重ね合わせ（到達時間付近 70μs～100μs）

いずれのケースも鉄筋応力の相違によって受信波の周波数特性に特段の差異は見受けられなかった。

②CASE-2（鉄筋＋モルタル）、CASE-3（鉄筋＋コンクリート）

a)鉄筋に直接入力する場合

ケース「C2-D13-0」の場合の計測波形の一例を図 4.3.43 に示す。鉄筋単体のケース同様に初動の受信点への到達時間は明瞭でない。また鉄筋のみの CASE-1 の場合に比べてやや減衰が大きい波形となった。

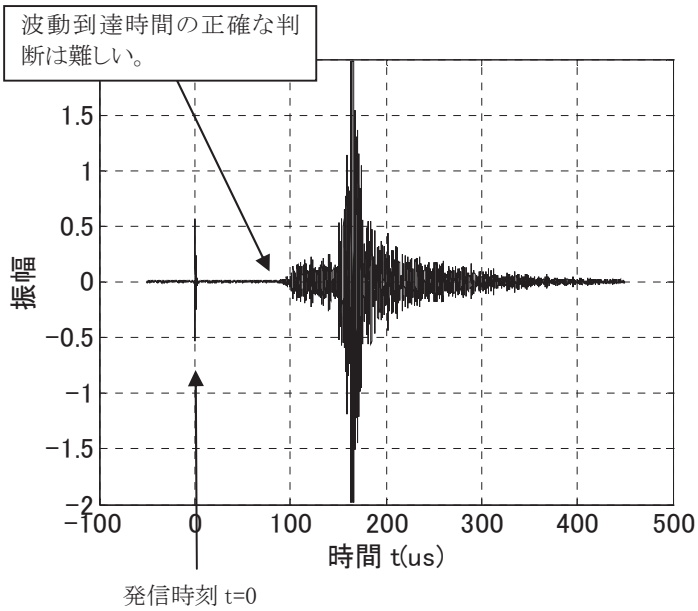


図 4.3.43　測定波形の一例（C2-D13-0、無応力状態）

上図の初動波の到達時間付近（90μs 付近）の波形を拡大したものを図 4.3.44 に示す。

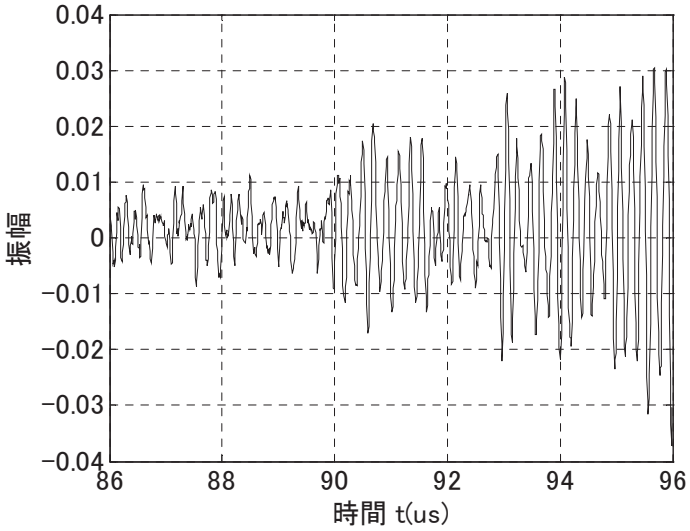


図 4.3.44　波形の拡大図（C2-D13-0、無応力状態）

各試験体の測定結果から初動波と考えられる波の到達点を読み取り、見かけの超音波伝播速度を求めた。

超音波速度の算出結果を表 4.3.19 に示す。

表 4. 3. 19 応力状態が異なる試験体の見かけの超音波速度

番号	試験体	探触子間隔	到達時間	見かけの 超音波伝播速度
③	C2-D10-100	344.88 mm	76.72 μs	4495 m/s
④	C2-D10- 50	342.57 mm	76.18 μs	4497 m/s
⑤	C2-D10-　0	431.97 mm	87.30 μs	4948 m/s
⑥	C2-D13-100	344.78 mm	76.06 μs	4533 m/s
⑦	C2-D13- 50	348.08 mm	72.37 μs	4810 m/s
⑧	C2-D13-　0	438.79 mm	89.88 μs	4882 m/s
⑨	C3-D10-100	345.98 mm	70.98 μs	4874 m/s
⑩	C3-D10- 50	340.46 mm	78.84 μs	4318 m/s
⑪	C3-D10-　0	460.00 mm	100.44 μs	4580 m/s
⑫	C3-D13-100	346.02 mm	73.40 μs	4714 m/s
⑬	C3-D13- 50	354.80 mm	74.43 μs	4767 m/s
⑭	C3-D13-　0	445.52 mm	93.80 μs	4750 m/s

試験体ごとに見かけの超音波伝播速度は異なるものの、引張応力との関係は明確でなかった。本ケースでは試験ケース毎に探触子間距離が正確に同じとならなかったことから、異なる供試体の結果を比較して応力状態と伝播速度の関係を考察することは困難であった。

いずれにしても表 4.3.19 に示すように伝播速度の差はばらつきに対して小さく、初動到達時間の推定精度なども考慮すると既設道路橋のPC部材に対する適用可能性については課題があると考えられる。

CASE-2 の試験体について、鉄筋を伝搬してきた波の到達時間付近（30μs）の周波数を解析した結果を図 4.3.45 に示す。

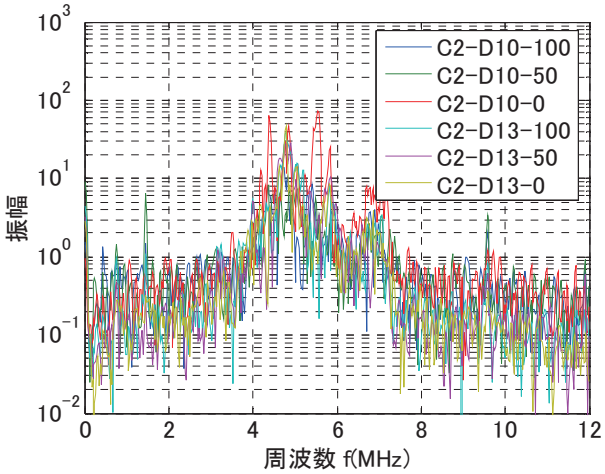


図 4.3.45　CASE-2 波形の重ね合わせ（到達時間付近 30μs）

同様に CASE-3 の試験体について、鉄筋を伝搬してきた波の到達時間付近（30μs）の周波数を解析した結果を図 4.3.46 に示す。

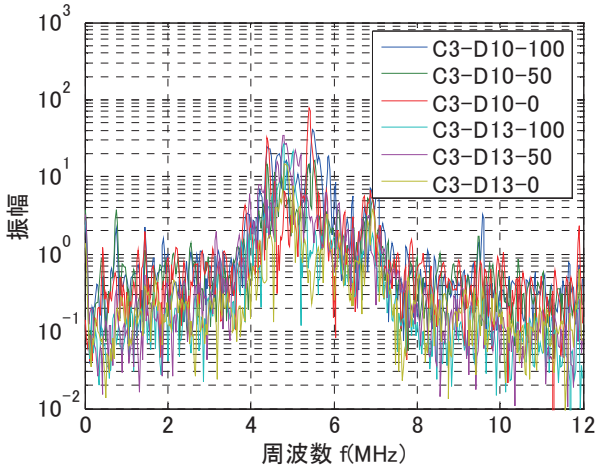


図 4.3.46　CASE-3 波形の重ね合わせ（到達時間付近 30μs）

いずれのケースも鉄筋応力の相違によって受信波の周波数特性に特段の差異は見受けられなかった。

b)コンクリートやモルタルの表面から入力する場合(並列配置)

ケース「C2-D13-0」の場合の計測波形の一例を図 4.3.47 に示す。

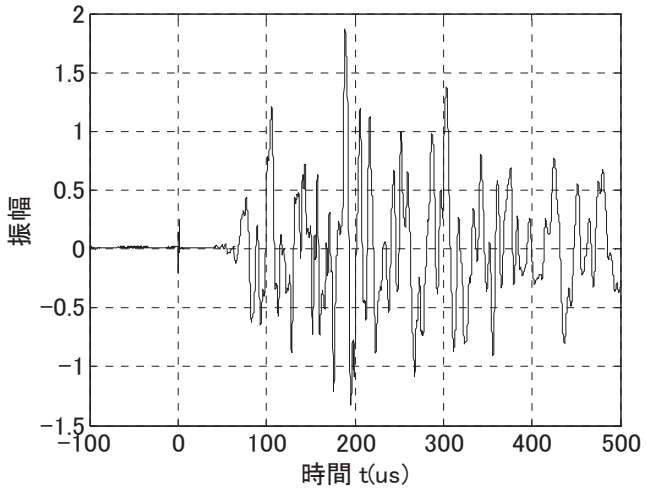


図 4.3.47　測定波形の一例（C2-D13-0、無応力状態）

上図の初動波の到達時間付近（40μs 付近）の波形を拡大したものを図 4.3.48 に示す。

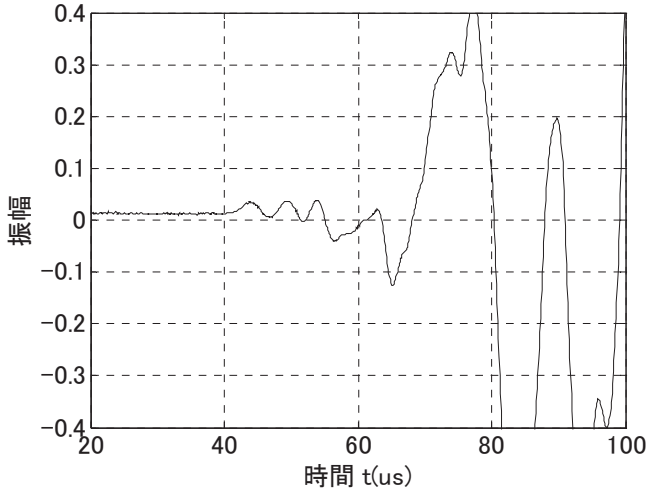


図 4.3.48　波形の拡大図（C2-D13-0、無応力状態）

初動の到達点は比較的判別し易いものの、使用周波数が低いため到達時間の正確な読み取りは困難であった。

各採取波形から初動の到達時間を読み取り、探触子間隔 0.2m から見かけの超音波速度を算出した結果を表 4.3.20 に示す。

表 4.3.20　コンクリート表面から鉄筋の透過を狙った配置の見かけの超音波速度

番号	試験体	到達時間	見かけの 超音波速度
③	C2-D10-100	43.8 μs	4560 m/s
④	C2-D10- 50	40.9 μs	4890 m/s
⑤	C2-D10-　0	42.5 μs	4700 m/s
⑥	C2-D13-100	40.9 μs	4890 m/s
⑦	C2-D13- 50	41.6 μs	4810 m/s
⑧	C2-D13-　0	41.3 μs	4840 m/s
⑨	C3-D10-100	39.0 μs	5120 m/s
⑩	C3-D10- 50	40.0 μs	4990 m/s
⑪	C3-D10-　0	38.4 μs	5210 m/s
⑫	C3-D13-100	39.3 μs	5090 m/s
⑬	C3-D13- 50	37.8 μs	5290 m/s
⑭	C3-D13-　0	40.6 μs	4930 m/s

試験体ごとに見かけの超音波速度は異なるものの、引張応力に対応した変化は認められなかった。

CASE-2 の試験体について、コンクリートおよび鉄筋を伝搬してきたと考えられる波の到達時間付近（30μs～200μs）の周波数解析結果を図 4.3.49 に示す。

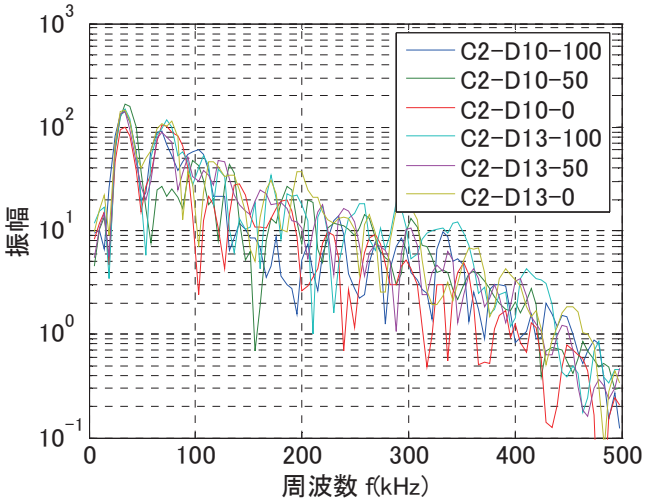


図 4.3.49　波形の重ね合わせ（到達時間付近 30μs～200μs）

同様に CASE-3 の試験体について、コンクリートおよび鉄筋を伝搬してきたと考えられる波の到達時間付近（30μs～200μs）の周波数解析結果を図 4.3.50 に示す。

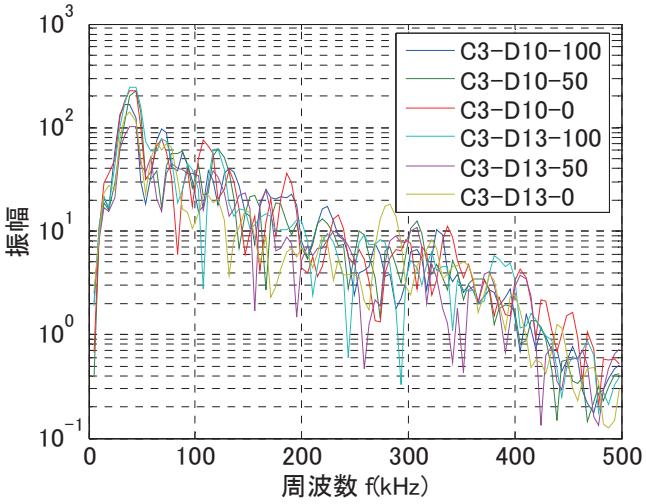


図 4.3.50　波形の重ね合わせ（到達時間付近 30μs～200μs）

両周波数解析結果には、引張応力の違いに対応した有意な変化は見られなかった。

c) コンクリートやモルタルの表面から入力する場合(接近配置)

ケース「C2-D13-0」の場合の計測波形の一例を図 4.3.51 に示す。

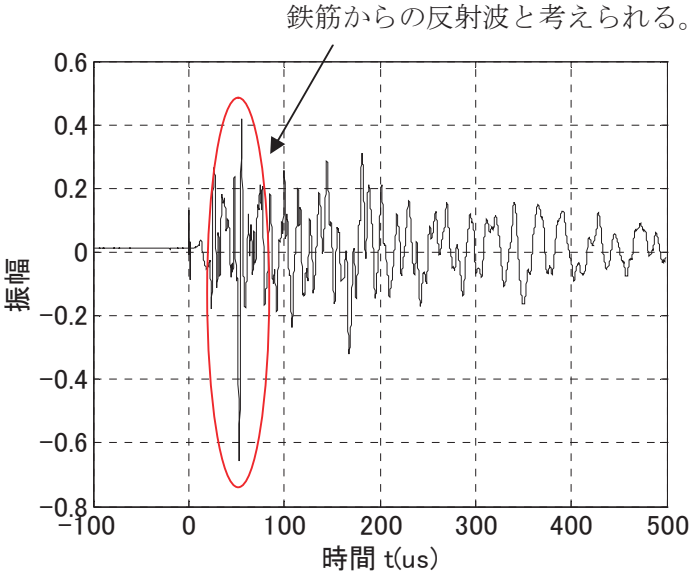


図 4.3.51　測定波形の一例（C2-D13-0、無応力状態）

上図の初動波の到達時間付近（50μs 付近）の波形を拡大したものを図 4.3.52 に示す。

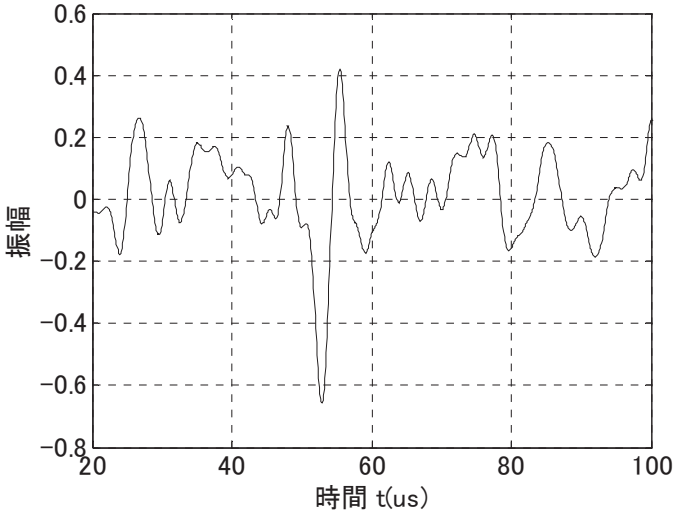


図 4.3.52　波形の拡大図（C2-D13-0、無応力状態）

正確な到達時間の読み取りは、コンクリート表面を伝搬する波も含まれるため困難であった。

各採取波形から鉄筋からの反射波の到達時間を読み取り、超音波の伝搬距離を 0.1m（鉄筋のかぶり厚さ約50mm×2）とし、見かけの超音波速度を算出した結果を表4.3.21に示す。

表 4.3.21 コンクリート表面から鉄筋からの反射波を狙った配置の見かけの超音波速度

番号	試験体	到達時間	見かけの超音波速度
③	C2-D10-100	54.8 μs	1820 m/s
④	C2-D10- 50	50.3 μs	1990 m/s
⑤	C2-D10- 0	49.6 μs	2020 m/s
⑥	C2-D13-100	50.6 μs	1980 m/s
⑦	C2-D13- 50	50.3 μs	1990 m/s
⑧	C2-D13- 0	50.6 μs	1980 m/s
⑨	C3-D10-100	47.5 μs	2110 m/s
⑩	C3-D10- 50	読み取れない	―――
⑪	C3-D10- 0	46.1 μs	2170 m/s
⑫	C3-D13-100	読み取れない	―――
⑬	C3-D13- 50	読み取れない	―――
⑭	C3-D13- 0	45.4 μs	2200 m/s

試験体ごとに見かけの超音波速度は異なるものの、引張応力に対応した変化は認められなかった。

鉄筋からの反射波は、モルタル試験体の方がコンクリート試験体よりも判別し易かった。これは、粗骨材を含むコンクリート試験体では、粗骨材からの反射などによって見分けにくくなったことや、鉄筋に到達あるいは反射してくる超音波のエネルギが粗骨材で散乱し低減したためであると考えられる。

見かけの超音波速度が低い値となっているのは、超音波の伝搬距離を短く見誤っているためと考えられる。これは、実際の超音波の伝搬経路は V 字型になっており、かぶり厚さの 2 倍よりも長くなっているものの、その影響を考慮していないことによる。

CASE-2 の試験体について、鉄筋からの反射波の到達時間付近（30μs～70μs）の周波数解析結果を図 4.3.53 に示す。

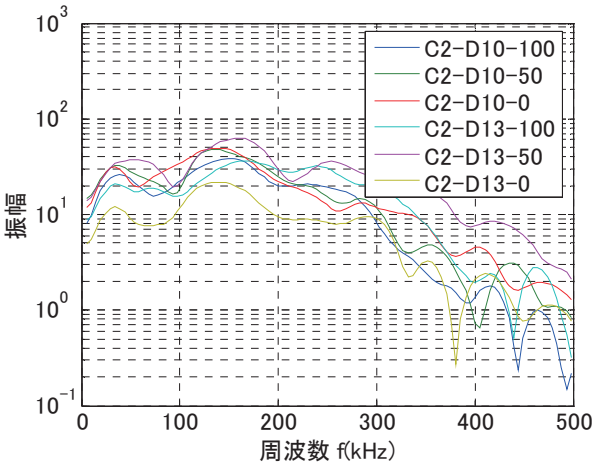


図 4.3.53　波形の重ね合わせ（到達時間付近 30μs～70μs）

同様に CASE-3 の試験体について、鉄筋からの反射波の到達時間付近（30μs～70μs）の周波数解析結果を図 4.3.54 に示す。なお、鉄筋からの反射波が判断できなかったものについても、同じ時間範囲を解析している。

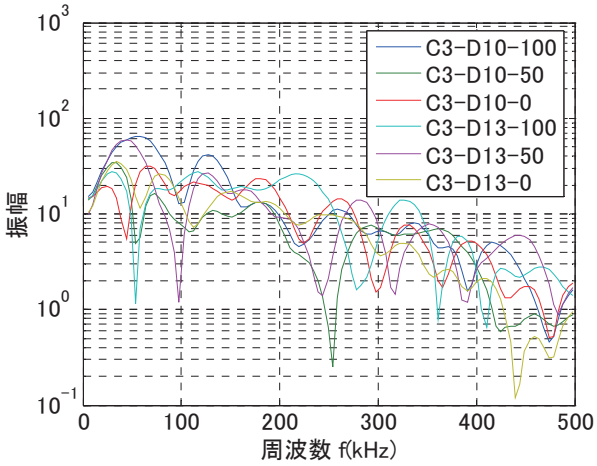


図 4.3.54　波形の重ね合わせ（到達時間付近 30μs～70μs）

両周波数解析結果には、引張応力の違いに対応した有意な変化は見られなかった。

d）コンクリートやモルタルの表面から入力する場合(対面配置)

ケース「C2-D13-0」の場合の計測波形の一例を図 4.3.55 に示す。

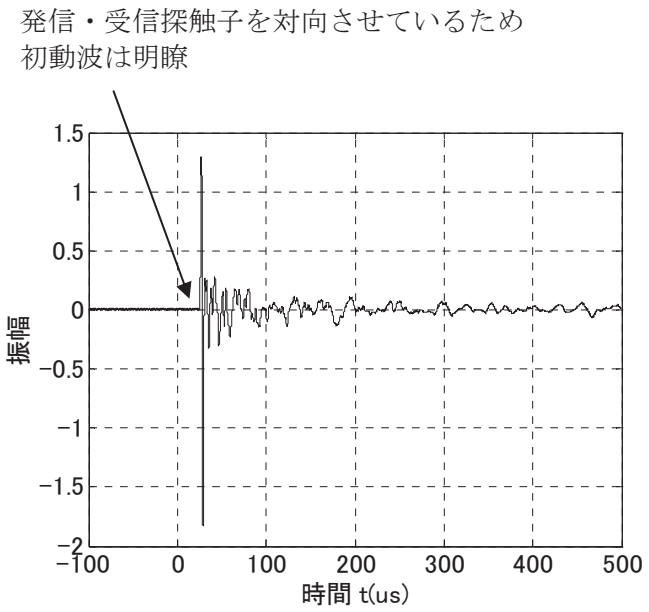


図 4.3.55　測定波形の一例（C2-D13-0、無応力状態）

上図の初動波の到達時間付近（25μs 付近）の波形を拡大したものを図 4.3.56 に示す。

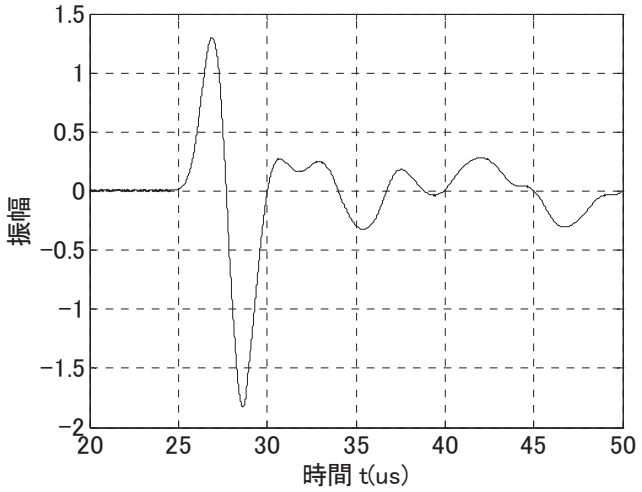


図 4.3.56　波形の拡大図（C2-D13-0、無応力状態）

初動波は明瞭であったものの、コンクリート（モルタル）用探触子の利用周波数は金属用に比べ低いため、到達時間の正確な読み取りは困難であった。

ここで、センサーを固定はせずに押しあてたままの状態で初期導入した鉄筋の引張応力を取り除く操作を行い、応力除去前後の測定を行った 2 試験体の測定波形を図 4.3.57 に示す。

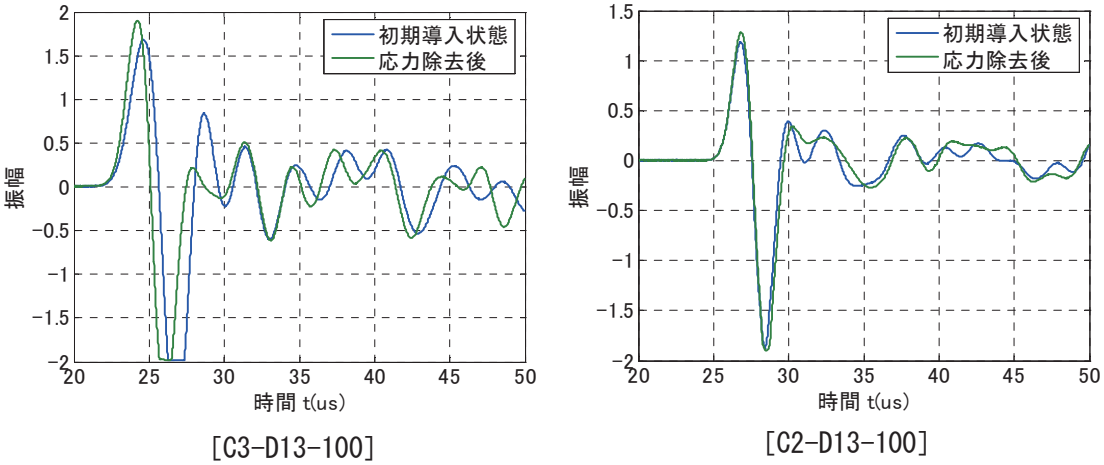


図 4.3.57　波形の比較

鉄筋への引張応力を付加した状態（コンクリートおよびモルタルは無応力状態と考えられる）と、引張応力を取り除いた状態（コンクリートおよびモルタルは圧縮応力状態と考えられる）に明瞭な差は見られなかった。

採取波形から初動の到達時間を読み取り、ノギスで測定した探触子間隔をもとに、見かけの超音波速度を算出した結果を表 4.3.22 に示す。

表 4.3.22　コンクリートおよびモルタルを透過させる配置の見かけの超音波速度

番号	試験体	探触子間隔	到達時間	見かけの超音波速度
⑥	C2-D13-100	101.12 mm	24.6 μs	4110 m/s
	C2-D13-100 除荷後		24.6 μs	4110 m/s
⑧	C2-D13-0	100.66 mm	24.7 μs	4080 m/s
⑫	C3-D13-100	101.70 mm	21.7 μs	4690 m/s
	C3-D13-100 除荷後		21.7 μs	4690 m/s
⑭	C3-D13-0	101.51 mm	21.1 μs	4810 m/s

試験体ごとに見かけの超音波速度は異なるものの、引張応力に対応した変化は認められなかった。

コンクリートの透過波の周波数解析結果を図 4.3.58 に示す。

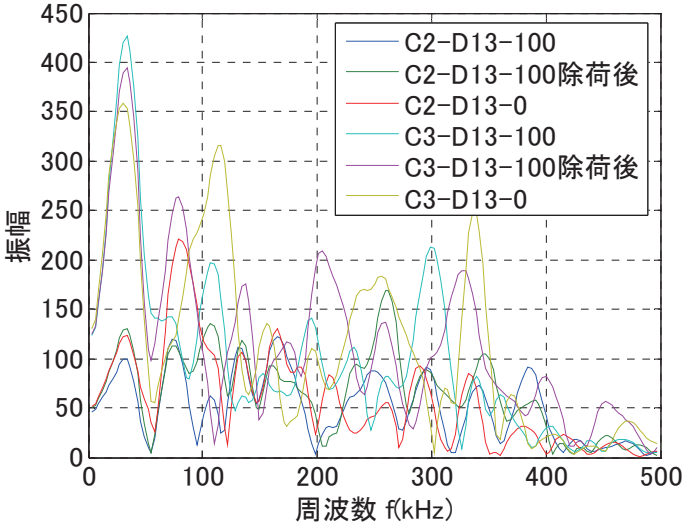


図 4. 3. 58　波形の重ね合わせ

鉄筋の引張応力の違いに対応した有意な変化は見られなかった。

7)まとめ

コンクリート中に埋め込まれた鉄筋を伝搬する超音波より、コンクリート部材のプレストレス状態などの応力状態が把握可能かを確認した実験により得られた知見を以下に示す。

・　鉄筋の引張応力が増加するにつれ超音波伝播速度は低下する傾向が見られた。センサを固定し超音波の伝搬距離を一定とした場合、鉄筋から直接入力する超音波伝播速度の変化を観察することで、鉄筋の応力状態の変化を検知できる可能性がある。ただし変化量はごく微量であり、再現性のある精度の良い超音波速度測定は難しく、複数回の測定でその時点の応力状態の把握精度を高める必要がある。

・　モルタルあるいはコンクリートを介した超音波による伝搬特性は、応力状態の違いによる差に比べ、材料のばらつきによる差が大きく現れた。受信波のノイズ除去による初動到達時間の推定精度の向上や探触子間隔の制御精度の向上などが必要であり、実用レベルには課題がある。

(4)　コンクリートに着目した要素実験

1)試験ケース

コンクリートに着目した要素実験として、応力状態の異なるコンクリート内部を透過する弾性波の伝播特性の違いを確認するために、直接載荷により一軸圧縮状態とした角柱供試体に超音波法による弾性波を、測定間隔および使用周波数を変化させて受発信し計測した。試験ケースは以下の表 4.3.23 に示すとおりとした。受発信端子を同じ面に設置して長辺方向の波動を伝播させたものを表面法(S)とし、角柱の表裏に受発信端子を設置した方法を透過法(P)とした。

表 4.3.23　コンクリート要素実験　試験ケース一覧

試験名称	測定方法	測定間隔(mm)	使用周波数(kHz)	コンクリート応力※
	表面(S)，透過(P)	200, 300, 400	40, 100, 200	0，10，15
S2-40	S	200	40	0，10，15
S2-100			100	
S3-40		300	40	
S3-100			100	
S4-40		400	40	
S4-100			100	
P15-40	P	150	40	
P15-100			100	
P15-200			200	

※コンクリート応力は、角柱供試体の自重を無視して載荷荷重を角柱断面積で除した値である。

2)供試体および使用材料

実験に使用した供試体は、150mm×150mm×530mm の無筋角柱コンクリート供試体（図 4.3.59）とした。コンクリートの配合および圧縮試験強度を表 4.3.24 および表 4.3.25 に示す。

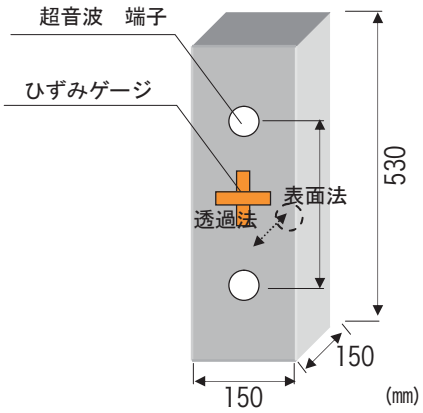


図 4.3.59　供試体概要図

表 4.3.24　角柱供試体配合表

設計基準強度 (N/mm2)	粗骨材最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水ｾﾒﾝﾄ比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量(kg/m3) 水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材G 5mm～20mm	粗骨材G mm～mm	混和材料 混和材	混和材料 混和剤
50.0	20	12	4.5	39.5	45.1	150	380(H)	811	995	-	2.66	1.52

表 4.3.25 コンクリート強度

材齢 (日)	強度(N/mm2) 1	2	3	平均	養生条件
1	30.2	30.3	30.8	30.4	蒸気養生
7	62.6	62.1	61.6	62.1	気中養生

※材齢 7 日に計測試験を実施。

3)使用機器

超音波伝搬速度の計測に用いた機器の特性を表 4.3.26 に示す。

表 4.3.26　コンクリート要素試験使用機器特性

受発信センサ (共振周波数kHz)	40, 100, 200
印加電圧(V)	400V
サンプリング周期	100ns
サンプリング時間	0.005s

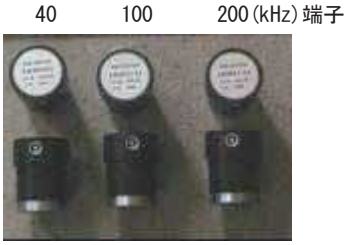


写真 4.3.16　計測機器

4)試験方法および評価方法

超音波探子の接触状態および取付け位置のズレによる結果への影響を排除するため、コンクリート表面に木製の治具を用いて固定した状態で載荷→除荷を 1 サイクルとし、1 サイクル終了毎に受発信子を付け替え、合計 3 サイクルの計測を行った。計測は載荷から除荷までの間の 3 段階の圧縮応力状態(0、10、15N/mm^2)についてデータを採取した。

伝播速度の算出に用いる伝播時間(t)は、超音波の発信から到達波形の初動位置（波形の変化点）までの時間とした。受発信子の中心間隔を距離(L)として、供試体の弾性変形量（縦ひずみ、横ひずみ）をひずみゲージにより計測し、伝播速度を算出する際に補正した。

本試験では、供試体の寸法が実構造に比較すると小さいため、波形の初動到達時間以降には各辺からの反射波が受信されてしまうため、初動到達のみに着目した。

①伝播速度

$$V_{(m/s)} = l_{(mm)} / t_{(\mu sec)}$$

ここで、

$V_{(m/s)}$ ：伝播速度

$l_{(mm)}$ ：受発信端子の中心間隔に圧縮試験によるひずみ分を補正した距離

$t_{(\mu sec)}$ ：波形の初動を読み取った値

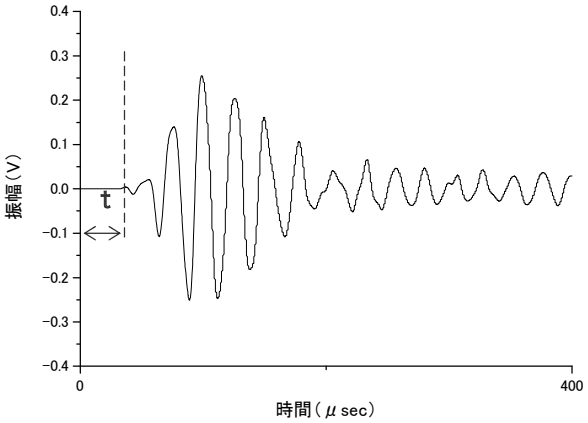


図 4.3.60　波形の到達時間の読み取り位置

②圧縮応力

部材の応力状態は、載荷試験機の載荷荷重を供試体の断面積(150×150mm)で除した値を応力値とした。

5)計測結果

a)表面法

採取された伝播波形の例として、受発信間隔が最も小さい S2 シリーズと最も大きい S4 シリーズをそれぞれ図 4.3.61 及び図 4.3.62 に示す。圧縮応力の変化に伴う波形の変化を観察すると、S2 シリーズに比べ、伝播距離が大きい S4 シリーズに明確な変化が観察された。

伝播速度とコンクリートの部材応力状態の関係を図 4.3.63(a)～(f)に示す。計測誤差を確認するため、全 3 サイクル分の計測結果を示した。これらの図より、コンクリート応力が大きくなるほど伝搬速度も大きくなる傾向が読みとれる。サンプリング間隔が大きい場合や、受発信間の距離が小さいほど、計測誤差が大きくなっていることから、ある程度の受発信間の離隔を確保した方が、計測値に与える読み取り誤差の影響が小さくなるものと考えられる。

周波数の相違として、100kHz を用いた計測の方が、伝播速度は大きくなる傾向にあった。

①波形の比較例　(表面法：S2 シリーズ，S4 シリーズ)

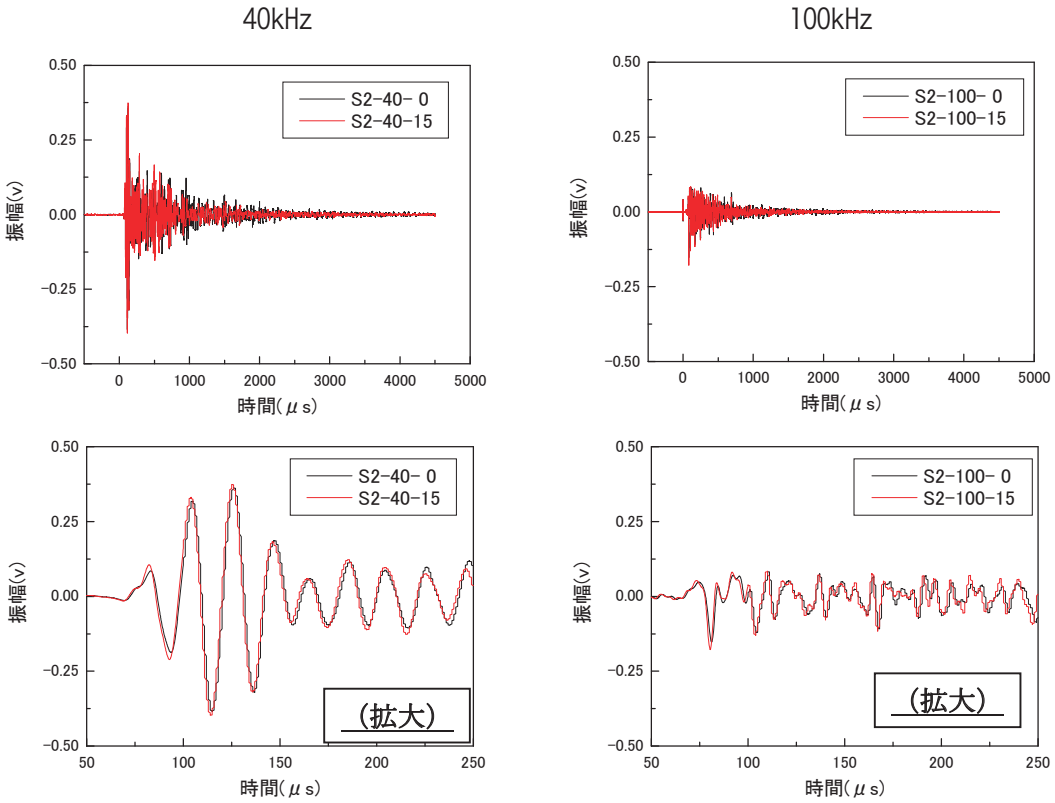


図 4.3.61　S2 シリーズ（応力 0N/mm^2 と 15N/mm^2 の比較）

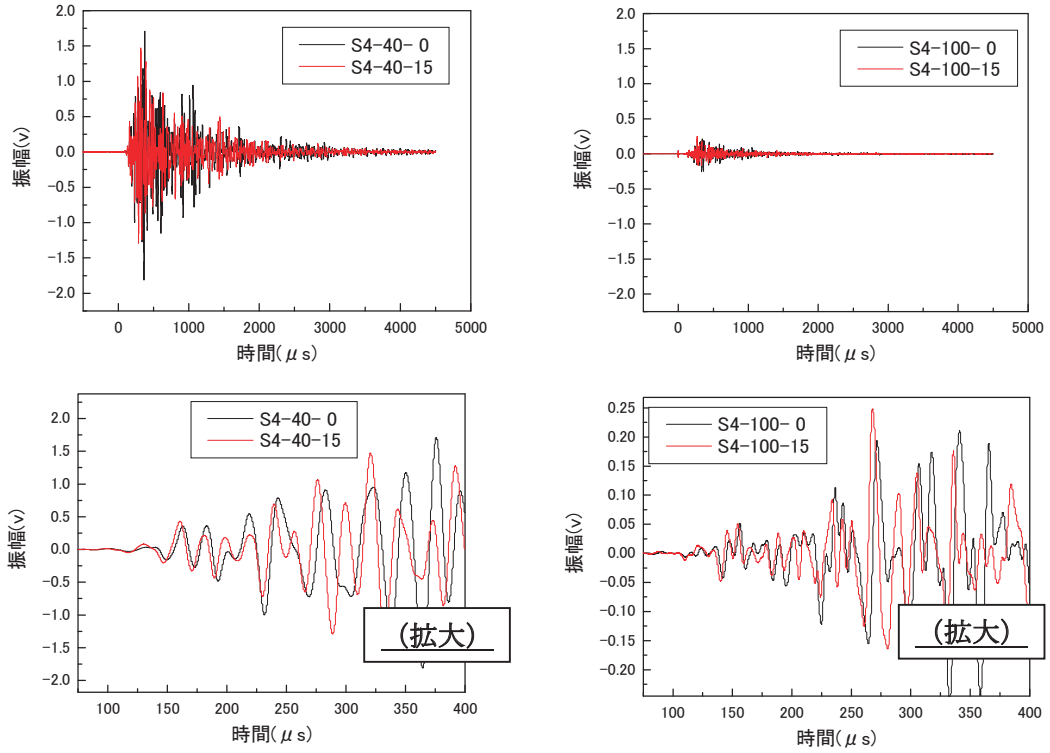
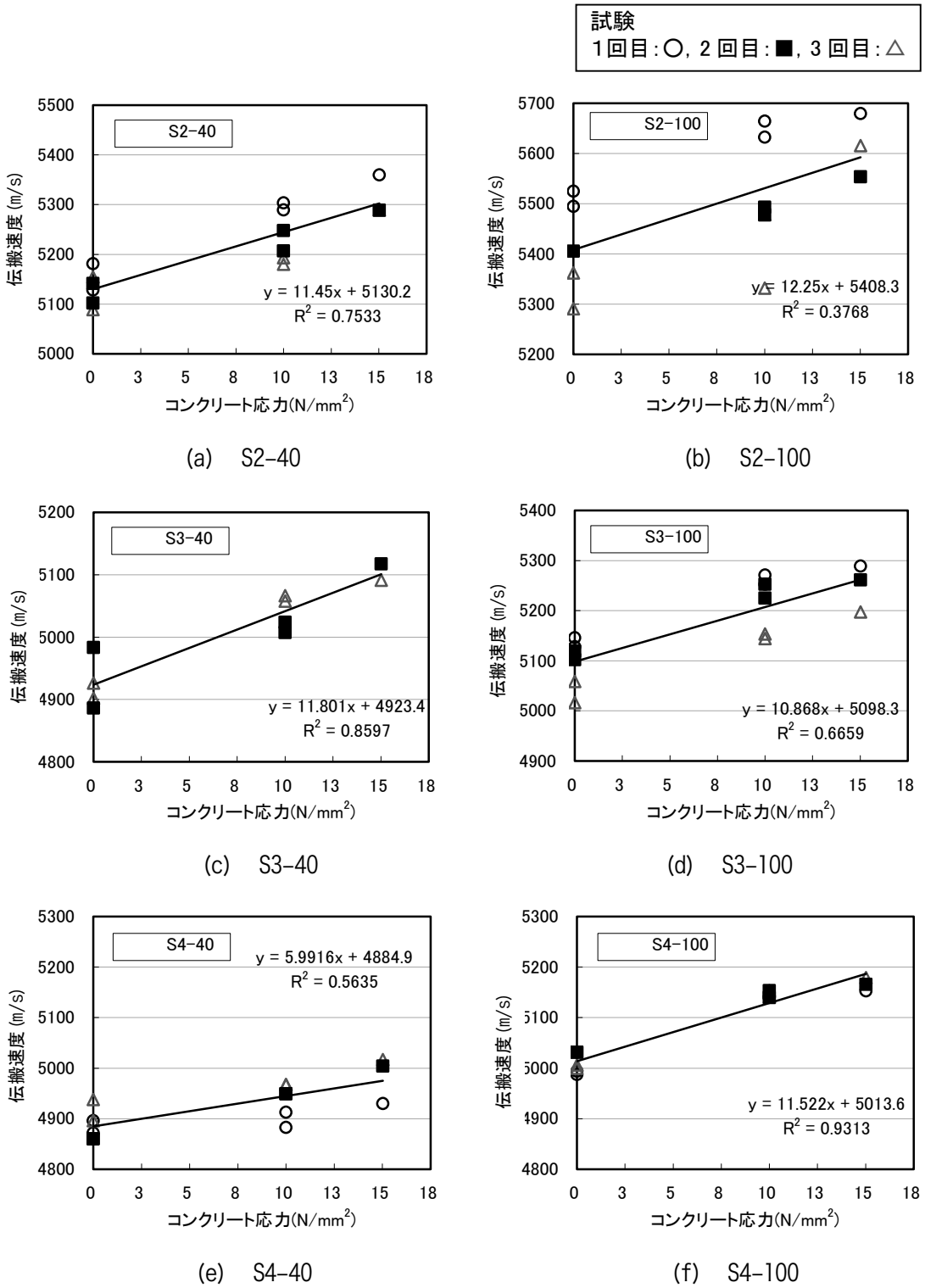


図 4.3.62　S4 シリーズ（応力 0N/mm^2 と 15N/mm^2 の比較）

②伝播速度と部材応力の関係（表面法）



(a)　S2-40　　(b)　S2-100

(c)　S3-40　　(d)　S3-100

(e)　S4-40　　(f)　S4-100

図 4.3.63　伝播速度と応力の関係（表面法）

b)透過法

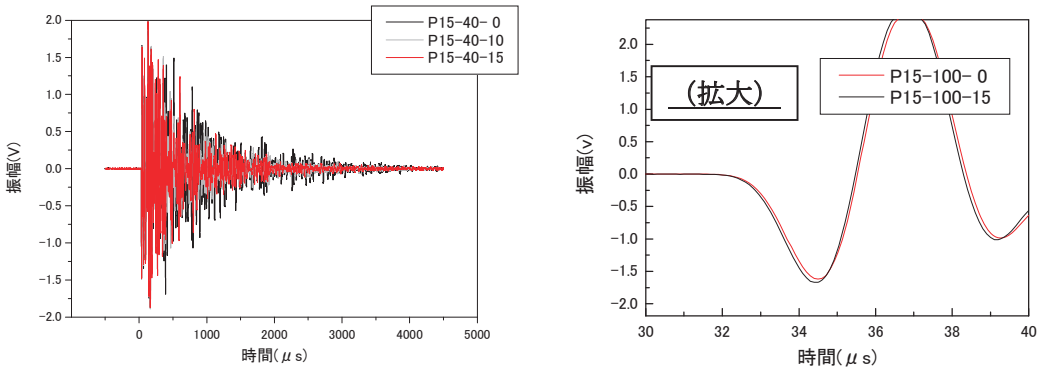
透過法により得られた伝播波形を図 4.3.64(a)～(c)に示す。

波形の変化に着目した場合、表面法と同様に、軸力が導入される程、微少ではあるものの波形の到達時間が短くなる傾向を示した。また特に P15-40 シリーズにおいては、振幅の最大値より後方の波の振幅が小さくなる傾向が顕著に見られた。このピーク値より後半部分を JCMS（日本健材産業協会規格）[10]では後方散乱波としてその減衰の程度を示す指標としており、軸力が導入されると波動の振幅量が小さくなるという本実験において確認された傾向は、振動が減衰しやすいことを示していると言える。

伝播速度とコンクリートの応力状態の関係を図 4.3.65(a)～(c)に示す。透過法においても、コンクリート圧縮応力が大きくなるほど伝播速度も大きくなる傾向を示したものの、表面法と比較してその変化量は 1/4 程度と小さい結果となった。

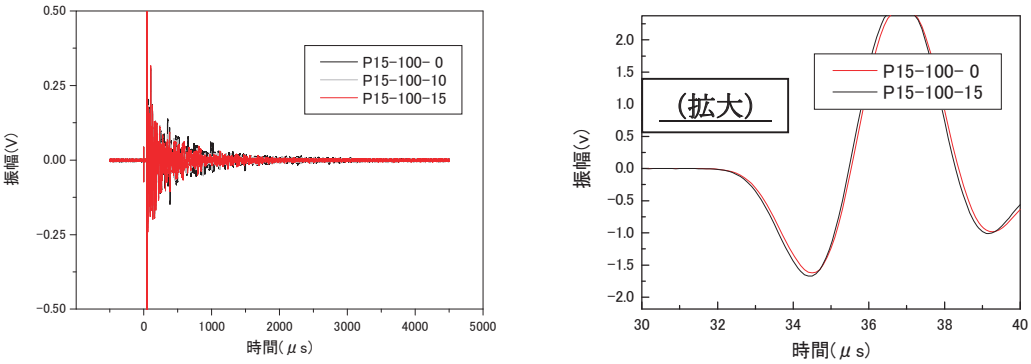
① 伝播波形（透過法）

40kHz



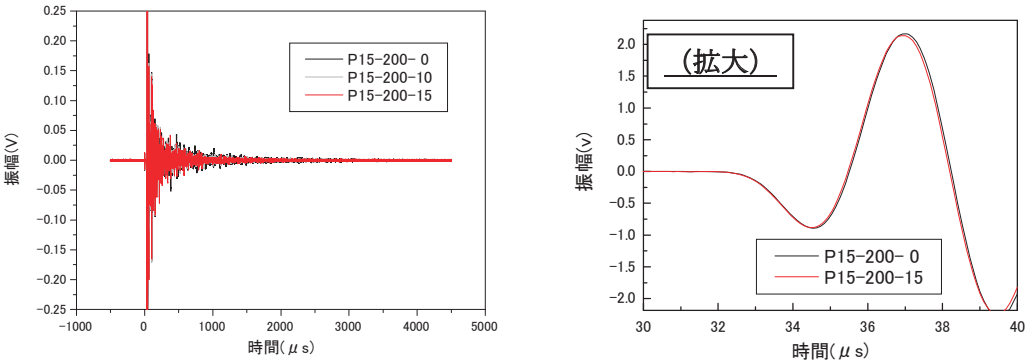
(a)　P15-40（応力 0N/mm^2 と 15N/mm^2 の比較）

100kHz



(b)　P15-100（応力 0N/mm^2 と 15N/mm^2 の比較）

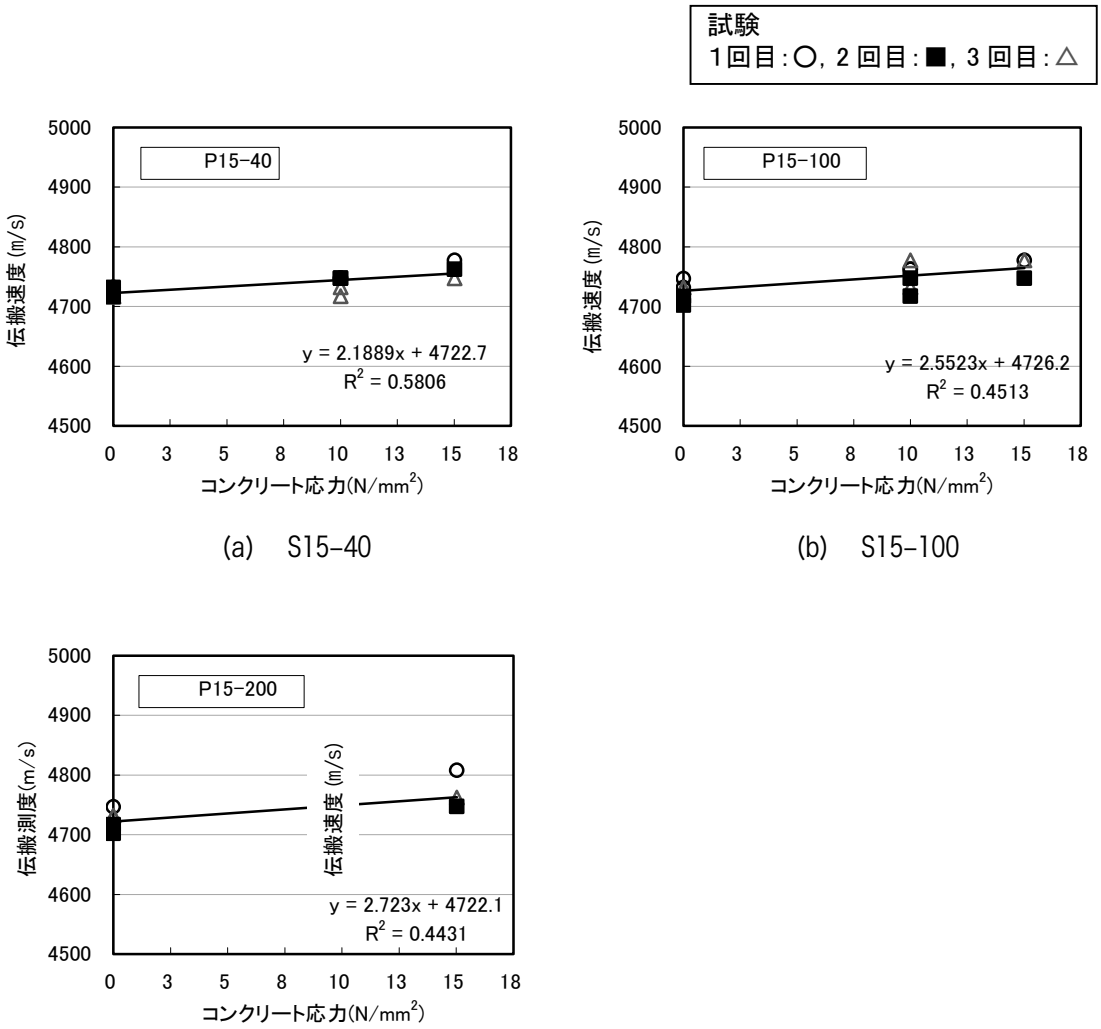
200kHz



(c)　P15-200（応力 0N/mm^2 と 15N/mm^2 の比較）

図 4.3.64　伝播波形

② 伝播速度と部材応力の関係（透過法）



(a)　S15-40

(b)　S15-100

(c)　S15-200

図 4.3.65　伝播速度と応力の関係（透過法）

6)まとめ

角柱供試体を用いた実験結果より、超音波の伝播速度とコンクリート部材の応力状態とは、透過法、表面法いずれの実験においても相関関係が認められた。類似する既往の実験からも同様な傾向を示していることが報告されている[11)]。

伝播速度を計測するための初動の立ち上がりは、微少な変化を読み取らなくてはならないため、読み取り誤差による影響を小さくするためには計測間隔を大きくする方が望ましいと考えられる。今回の計測では、計測シリーズ中最も間隔の大きい 400mm 間隔のものから、最も安定した計測結果を得ることが出来た。

以上のことから、応力状態の異なる部材に弾性波を伝播させ伝播波形の特性を分析することによって、応力状態の差異を検知できる可能性が示された。なお本要素実験では無筋コンクリートを用いているため、実際に鉄筋及びシースが配置されている桁供試体に対して同様の傾向が示されるかどうかを確認する必要がある。

【4 章　参考文献】

1)　K.Maekawa,A.Pimanmas,H.Okamura, Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, SPON Press, London, 2003, pp.29-31

2)　吉川弘道：第 2 版　鉄筋コンクリートの解析と設計、丸善、2004、pp.233-236

3)　British Standards institution：EN 1992-1-1:2004 Modified、2005、pp.125、

4)　ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄ・ｺﾝｸﾘｰﾄ建設業協会：やさしい PC 橋の設計、平成 14 年 7 月、pp.196

5)　三方康弘、井上晋、小林和夫、仁枝保：PC はり部材のせん断耐力に及ぼすプレストレスの効果、土木学会論文集、第 669 号/Ⅴ-50、2001、pp.149-159

6)　日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲ　コンクリート橋編、平成 14 年 3 月、pp.154-158

7)　例えば、明石外世樹：コンクリートの非破壊試験に関する研究，土木学会論文集ｖ，NO.390/V-8，　pp.1～22，1988.2

8)　尼崎，宮川，小林：超音波法による構造物コンクリートの品質評価に関する 2，3 の考察，コンクリート工学年次論文報告集 13-1，pp.479～484，1991

9)　例えば、佐藤清隆：振動と波動，pp.76～78，培風館，1993

10)　JCMS (社)日本建材産業協会規格：ⅢB5704-2003　超音波によるコンクリートの圧縮強度試験方法

11)　藤森、山田、溝渕：圧縮応力下におけるコンクリートの強度評価、土木学会第 62 回年次学術講演会概要集、pp.43-44、2007

5 章　非破壊検査技術の適用性検証実験

5.1　概要

国内で建設されている道路橋のおよそ 4 割を占める PC 橋の健全性を評価する場合、残存プレストレス量が重要な指標になると考えられることから、4 章までにおいて、弾性波（超音波、衝撃弾性波）を用いた非破壊検査技術により、残存プレストレス状態の検知の可能性を評価した。

本章では、まず PC 橋の実大桁(写真 5.1.1(a))に対し、汎用性のある非破壊検査手法(弾性波法) を用い、応力状態の相違が弾性波の伝播性状等におよぼす影響について検討した。その上で、プレストレス状態の変化による弾性波の伝播特性の相違を詳細に分析するため、ポストテンション方式 T 桁橋を模擬した梁部材の模型桁(写真 5.1.1(b))について、導入プレストレス量を変化させ、弾性波の伝播特性の変化からプレストレス状態を推定する手法について検討した。その結果、弾性波の伝播特性とコンクリート部材の応力状態とには相関が認められ、弾性波によって応力状態の相違を検知できる可能性を示すことが出来た。

(a) 実大桁

(b) 模型桁

写真 5.1.1　実験供試体

5.2　非破壊検査技術及び評価手法

(1)　超音波の透過伝播特性

ウエブ片側から反対側に向けて超音波を透過させ、その到達時間を計測することで伝播特性を評価する手法である。計測箇所は鉄筋位置を避け、プレストレスによる応力が異なる位置を網羅できるよう、支間中央部近傍とした。

波動伝播速度は、伝搬距離としてウエブ厚である 350mm（一定間隔）、伝搬時間を受信波形の初動点（立ち上がり点）として算出した。受信波形の初動点は、読み取り誤差の影響が小さい第 1 振幅のゼロクロス点（図 5.2.2 拡大中「▽」）とした。

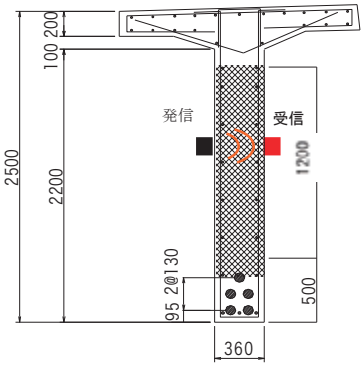


図 5.2.1　計測概要

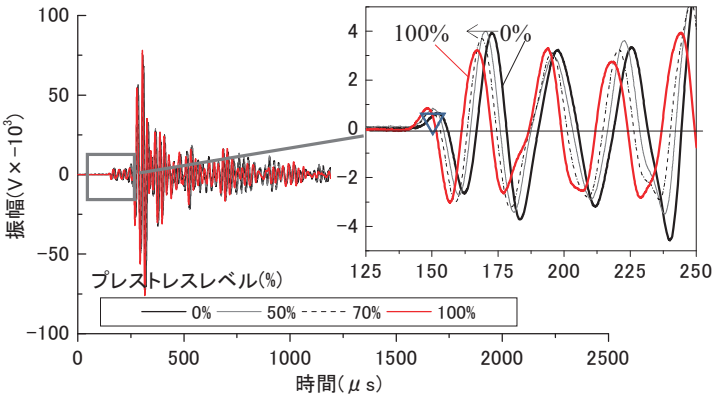


図 5.2.2　受信波形

(2)　超音波の表面伝播特性

超音波探子からの入力点を中心とし、受発信間距離 150mm 毎にそれを取り巻くような位置関係で受信子を配置し、算出される表面伝播速度から伝播特性を評価する手法である。伝搬速度は、伝搬時間を受信波形の初動点、伝搬距離を受発信端子中心間隔として算出した。図 5.2.3 に計測方法の概要を示す。

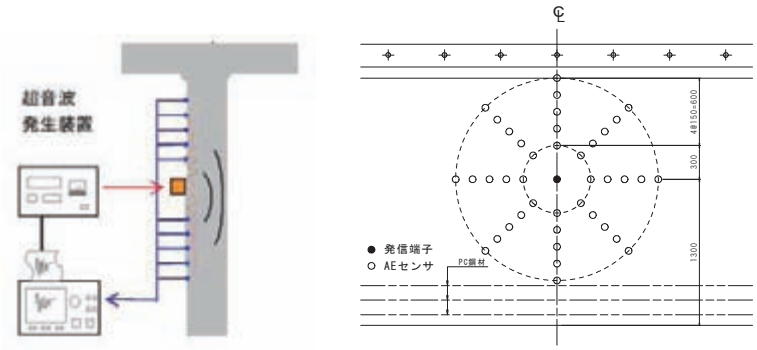


図 5.2.3　超音波　表面伝播計測概要

(3)　衝撃弾性波の表面伝播特性

ϕ9.6mm の鋼球打撃による入力波を 300mm 一定間隔の 2 点で受信し、受信器間を通過する弾性波の時間差から算出される表面伝播速度より伝播特性を評価する手法である。計測は応力状態の差を評価するため水平方向の伝播速度とし、ウエブ高さ方向に測線高さを変えて行った。

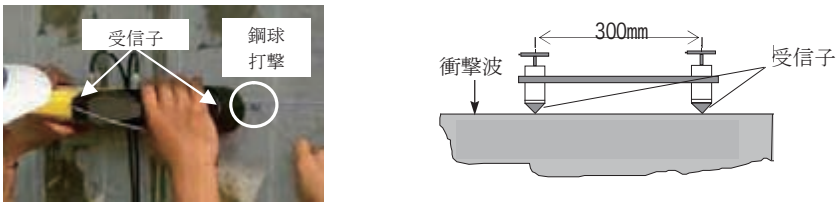


図 5.2.4　衝撃弾性波　計測概要

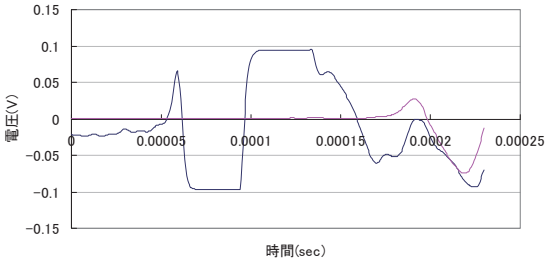


図 5.2.5　出力波形

(4)　周波数分布特性

応力状態の異なる躯体中を弾性波が伝播する場合の受信波形の特性を比較するため、周波数成分の分布特性に着目し、(a)重心周波数と(b)高周波度（周波数分布図の高周波域が占める割合）を定義した。

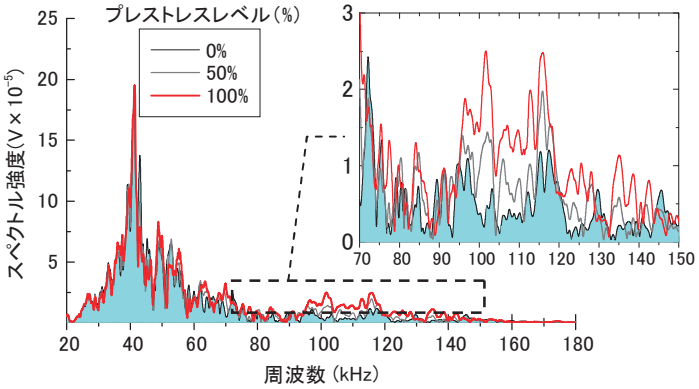


図 5.2.6　周波数解析

(a)　重心周波数

周波数分析で得られた関数の積分値の重心位置をその波形の特性値として評価した。

$$\text{重心周波数(kHz)} = \frac{\Sigma Ei \cdot Fi}{\Sigma Ei}$$

ここで、

Ei：周波数成分の大きさ

Fi：周波数

※共振周波数 100kHz の発信子を使用した場合は、0～180kHz の成分から重心周波数を算出した。

(b)　高周波度

部材の伝搬過程で波動の透過し易さに相違があるのであれは、高周波数成分が散乱しにくくなることが推察される。周波数分布の変化を定量化するため、高周波度として、単純に周波数分布図から、70kHz～180kHz の面積が 0kHz～180kHz の面積に占める比率(%)と定義した。

$$\text{高周波度 (\%)}\quad f_{(70\text{-}180/0\text{-}180)} = \Sigma(70\sim180\text{kHz}) / \Sigma(0\sim180\text{kHz}) \times 100$$

5.3　実験条件

5.3.1　実大桁実験

(1)　実験対象桁

実大 PC 桁は、ポストテンション T 桁橋(桁長 44.8m，支間長 43.8m，桁高 2.5m，設計基準強度 40N/mm2，計測時の材齢約 1 年)である。表 5.3.1 に配合条件及び圧縮強度試験結果を、図 5.3.1 及び 5.3.2 にそれぞれ PC 鋼材配置図及び鉄筋配置図を示す。また図 5.3.3 に、鋼材配置及び支間中央断面位置の応力状態の計算値を示す。

表 5.3.1　配合条件及び圧縮強度試験結果

配合	現場計測結果			水セメント比	細骨材率	単位量(kg/m^3)					高性能AE減水剤
	圧縮強度 σ3, 7, 28 N/mm^2	スランプ SL	空気量 Air	W/C (%)	s/a (%)	水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤	(%)
40-12-20H	39.2, 46.7, 54.2	12.0	4.4	36	37.8	175	486	604	1019	4.37	0.03

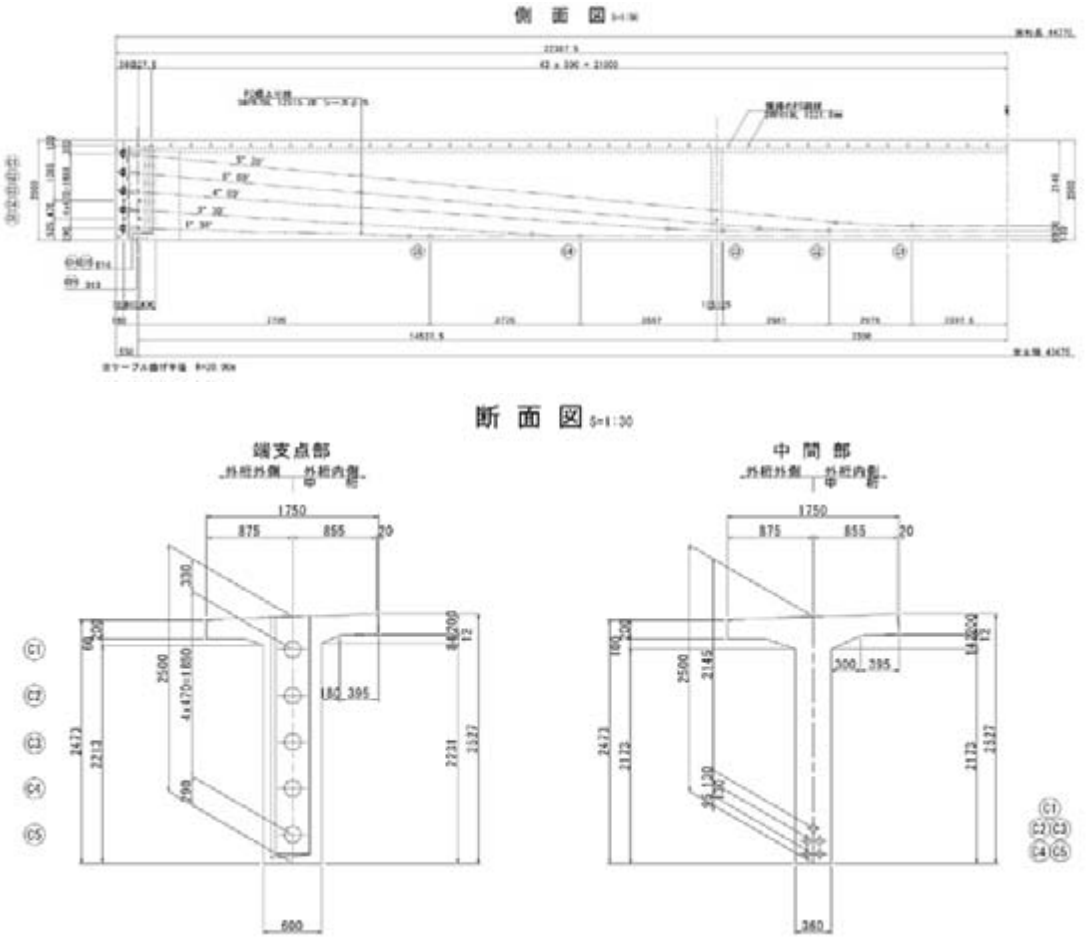
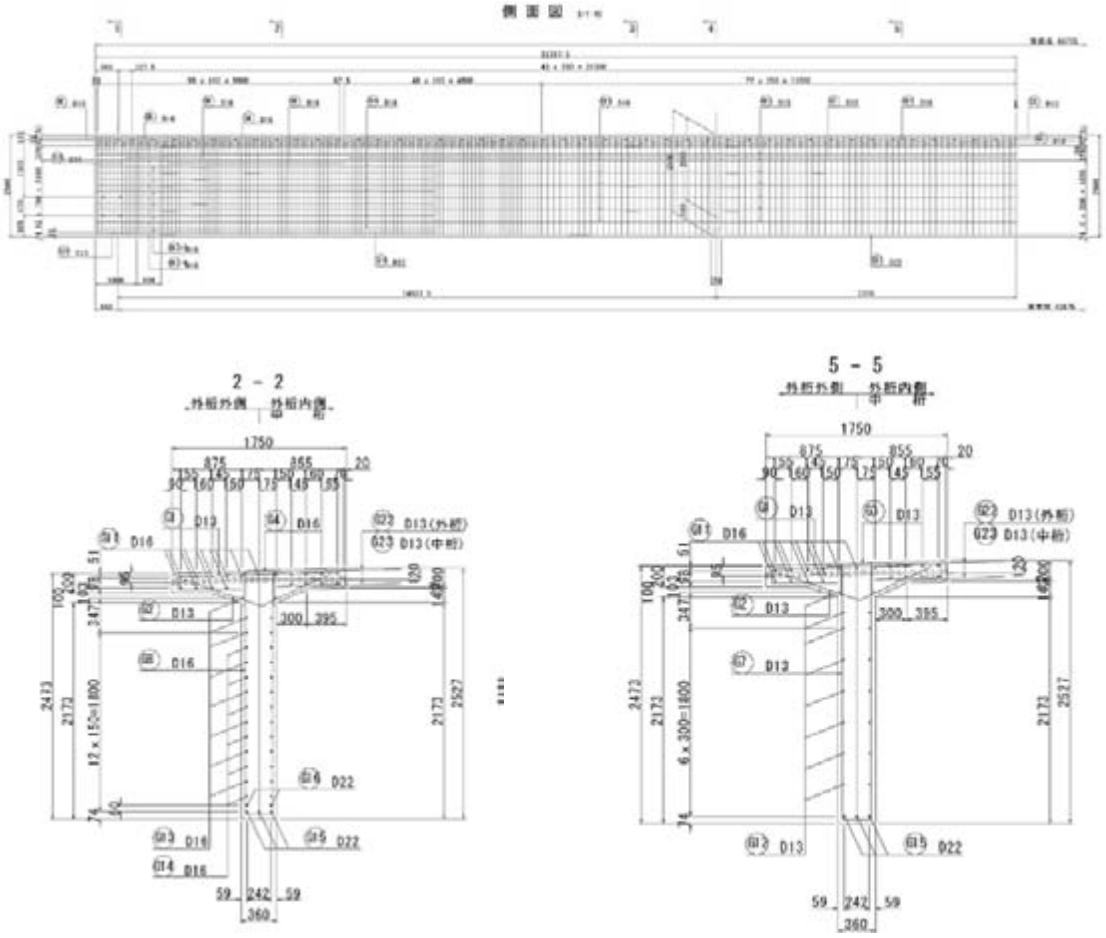


図 5.3.1　PC 鋼材配置図



1/4 支点断面　　支間中央断面

図 5.3.2　鉄筋配置図

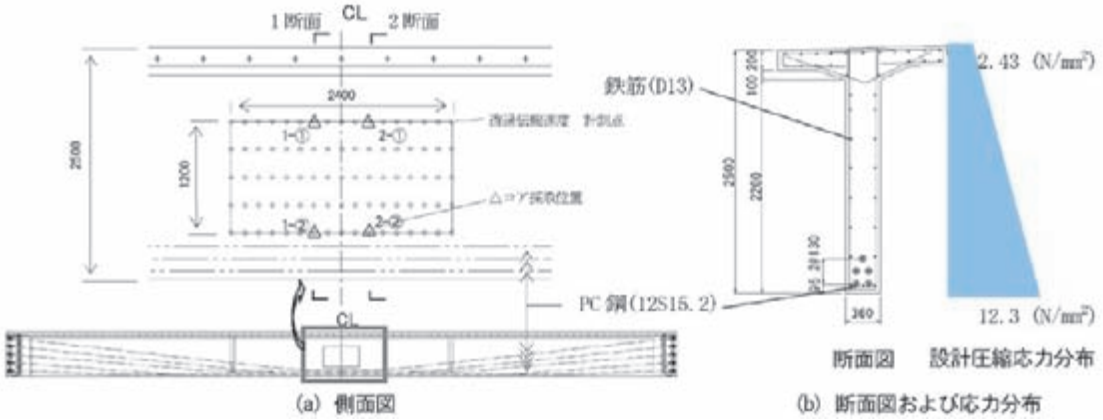


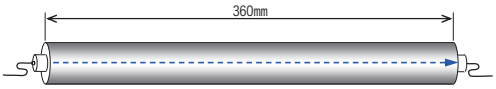
図 5.3.3　実大桁の鋼材配置及び応力状態

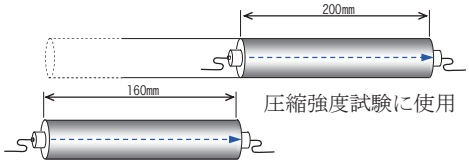
表 5.3.2 に、試験時のウエブ直角方向に採取したコア強度(直径 φ80mm)を示す。コアは、支間中央から左右 300mm の位置において桁下から 500mm 及び 1700mm の高さより採取した。採取した 360mm のコアを 200mm と 160mm にカットし、試験値としてそれら 2 本の平均値を用いた。

表 5.3.2　コア供試体の物性試験値

コア採取位置※	1断面		2断面	
	1-①	1-②	2-①	2-②
圧縮強度 (N/mm^2)	49.6	64.9	58.4	59.4
静弾性係数 (N/mm^2)	24900	25000	29500	26400
密　度 (kg/m^3)	2210	2280	2260	2320

※コア採取位置：支間中央から左右の300mmの断面位置で、桁下縁から1700mm(①)と500mm(②)の高さ位置で採取した。





採取コア　　採取コア切断状況

写真 5.3.1　計測用コア供試体

(2)　計測機器及び計測箇所

(a) 超音波の透過伝播特性

ウエブ厚さ方向に透過させる超音波として、印加電圧 1200V、共振振動数 40kHz とし、計測箇所は支間中央部の 2250mm の範囲の 150×300mm 格子点とした。使用した計測機器の特性を表 5.3.3 に、計測箇所を図 5.3.4 に示す。

表 5.3.3　計測機器の特性

受発信センサ (共振周波数kHz)	40kHz
印加電圧(V)	1200V
サンプリング周期	200ns
サンプリング時間	200μs

写真 5.3.2　計測機器

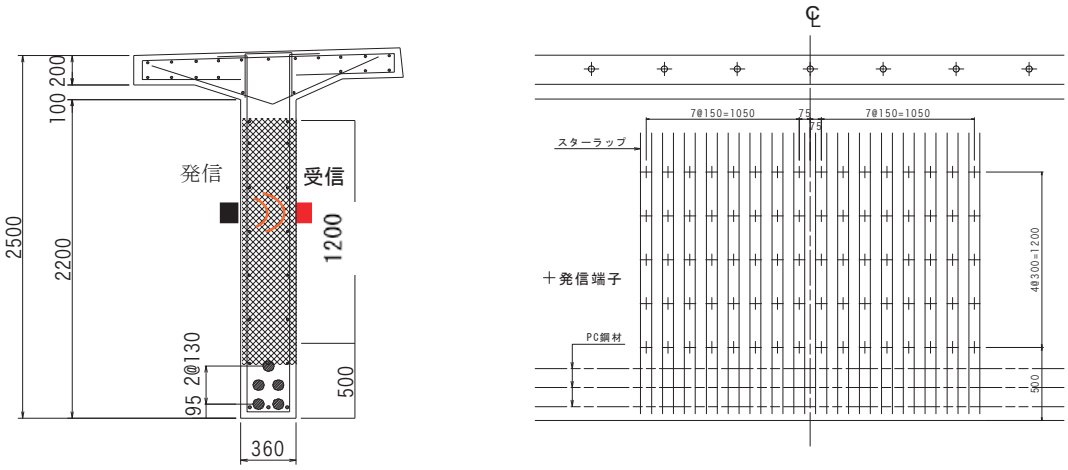


図 5.3.4　計測概要図及び計測点

写真 5.3.3　計測状況

(b) 超音波の表面伝播特性

ウエブ表面を伝搬させる超音波として、印加電圧 400V、共振振動数 40kHz とし、計測箇所は支間中央部を中心とする半径 900mm の円の範囲内の点とした。使用した計測機器の特性を表 5.3.4 に、計測箇所を図 5.3.5 に示す。

表 5.3.4 計測機器の特性

発信センサ (共振周波数kHz)	40kHz
受信センサ	AEセンサ(125～150kHz)
印加電圧(V)	400V
サンプリング周期	200ns
サンプリング時間	200μs

写真 5.3.4 計測機器

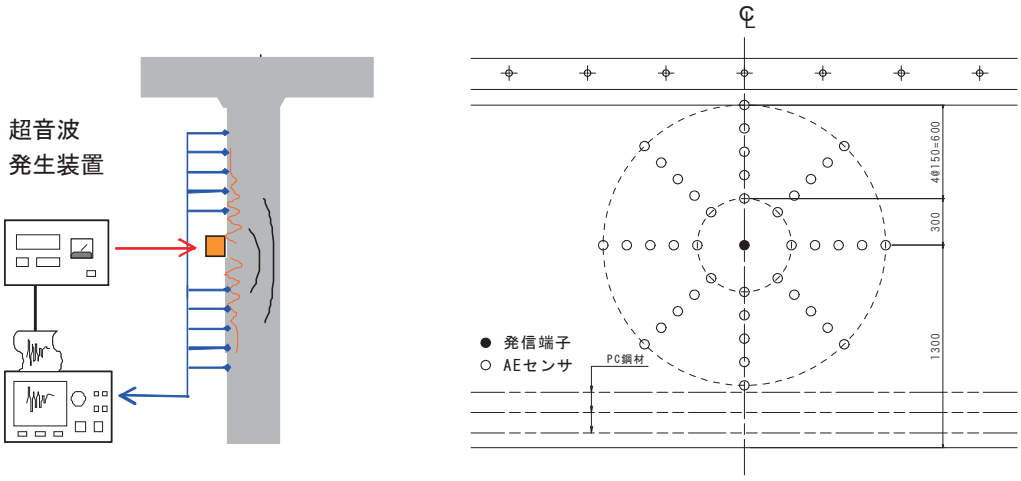


図 5.3.5 計測概要図及び計測点

(c) 衝撃弾性波の表面伝播特性

計測箇所は支間中央部近傍の 1500×1500mm の範囲内とした。使用した計測機器の特性を表 5.3.5 に、計測箇所を図 5.3.6 に示す。

表 5.3.5 計測機器の特性

受信センサ	表面波用ImPact-Echo Instruments
打撃鋼球	φ9.6mm
センサ間隔	300mm

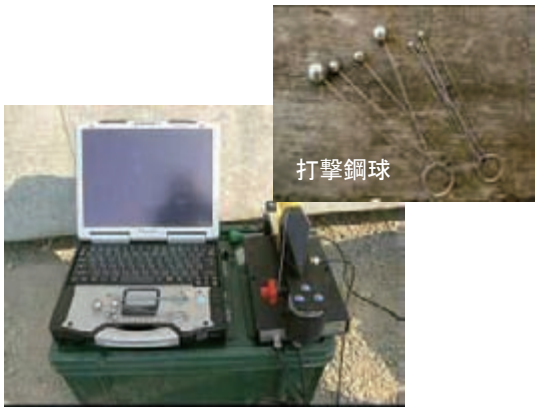


写真 5.3.5 計測機器

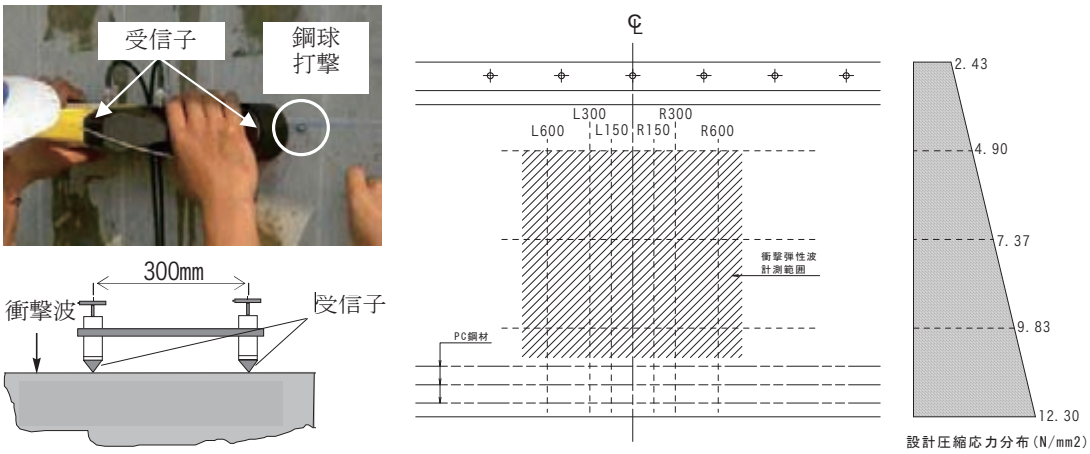


図 5.3.6 計測概要図及び計測点

5.3.2　模型桁実験

(1)　実験対象桁

実験対象桁の側面図及び断面図をそれぞれ図 5.3.7 及び図 5.3.8 に、使用材料及び供試体配合表をそれぞれ表 5.3.6 及び表 5.3.7 に示す。PC 鋼材端部に設置したジャッキの緊張・解放により、導入するプレストレス量を変化させ、部材表面近傍を伝播する弾性波の変化を評価した。プレストレスレベルは、標準的な PCT 桁橋の桁下縁応力と同等となるプレストレス量を基準値のプレストレスレベル 100%とし、75%、50%、0%の 3 水準を加えた全 4 水準とした。プレストレスレベルと PC 鋼材緊張力の関係を表 5.3.8 に示す。各プレストレスレベルに相当する応力状態は、本供試体に取付けたひずみゲージから実測した。プレストレス導入に伴う部材の応力状態を図 5.3.8(b)に示す。

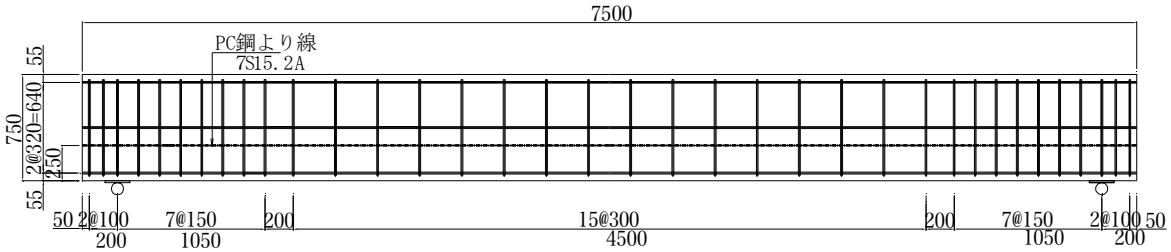
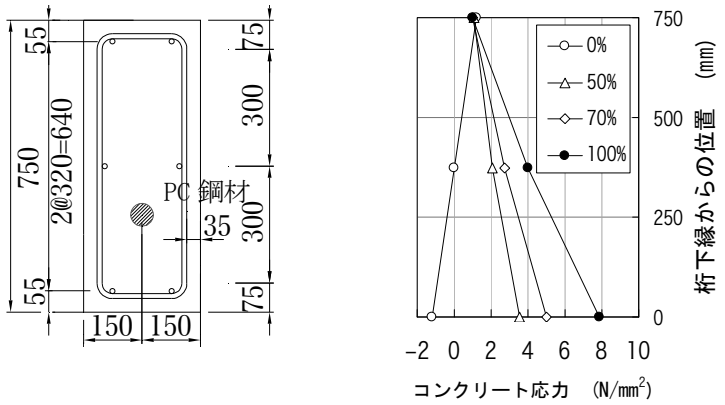


図 5.3.7　供試体側面図



(a) 断面形状　　(b) 応力状態

図 5.3.8　供試体断面図

表 5.3.6　使用材料

	規格	備考
コンクリート	設計圧縮強度　40(N/mm^2)	
鉄筋	SD345	
PC鋼材	7S15.2	ねじ式定着
シース	ϕ55mm	亜鉛メッキ

表 5.3.7　供試体配合表

設計基準強度 (N/mm²)	粗骨材最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水ｾﾒﾝﾄ比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量(kg/m3) 水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材G 5mm～20mm	粗骨材G mm～mm	混和材料 混和材	混和材料 混和剤
40.0	20	12	4.5	58.0	47.0	150	259(H)	877	1015	－	2.07	1.04

表 5.3.8　梁供試体の応力状態

ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ ﾚﾍﾞﾙ	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ 導入量 (kN)	コンクリート ひずみ実測値(μ)※1		換算 応力度(N/mm²)※2	
		上縁	下縁	上縁	下縁
0%	0	0	0	1.20	-1.21
50%	583	-5	157	1.05	3.53
70%	816	-6	205	1.01	4.98
100%	1165	-8	301	0.97	7.85

※1:コンクリート表面に貼付したひずみゲージの実測値　(+:圧縮，-:引張)

※2:ひずみゲージの実測値より算出したコンクリート応力度

表 5.3.9　プレストレスレベルと導入緊張量の関係

プレストレスレベル　(%)	0	50	70	100
PC 鋼材緊張力　(kN)	0	583	816	1165

(2)　計測機器及び計測箇所

(a) 超音波の表面伝播特性

実験は高さ位置の異なる水平方向 3 測線を設定し、部材表面に超音波(100kHz)を入力した。それぞれ入力した測線上に 100mm 間隔で設置した各受信位置(発信センサより 50mm、150mm、250mm、350mm、450mm、550mm、650mm)において、表面伝播波を広帯域型の AE センサ(共振周波数 125kHz)で受信した。使用した計測機器の概要を表 5.3.10 に、計測箇所を図 5.3.9 に示す。各測線ごとの受信子は設置したままとし、同入力波を計測した。

表 5.3.10　計測機器の特性

発信センサ (共振周波数kHz)	100kHz
受信センサ (共振周波数kHz)	AEセンサ (125kHz)
サンプリング周期	0.1μsec
サンプリング時間	5005μsec

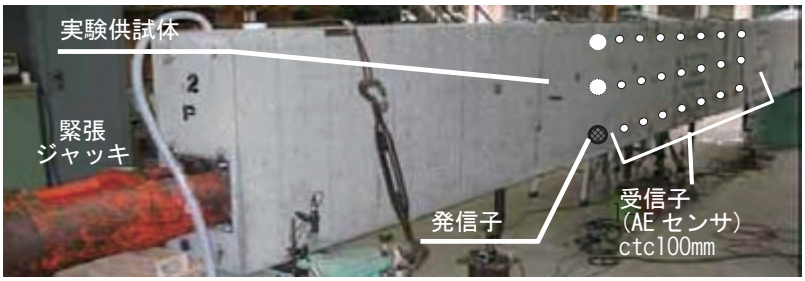


写真 5.3.6　実験状況

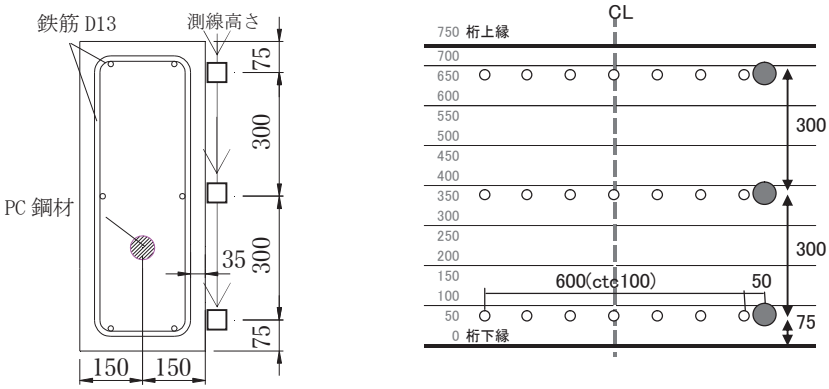


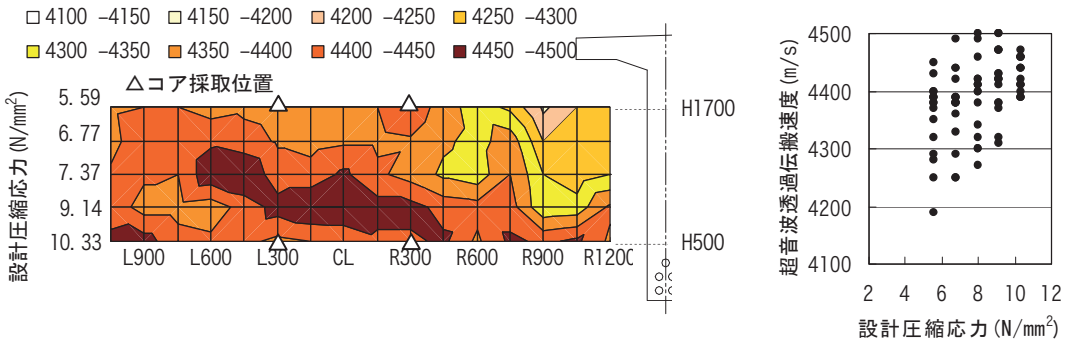
図 5.3.9　計測箇所

5.4　結果及び考察

5.4.1　実大桁実験

(1)　超音波の透過伝播特性

計測された伝播速度分布を図 5.4.1(a)に、設計圧縮応力と計測結果の関係を図 5.4.1(b)に示す。結果にばらつきはあるものの桁高方向に透過伝播速度が異なる傾向がみられる。施工に起因するコンクリート物性の相違結果に影響している可能性もある[1)]ため、採取したコア供試体の状態で透過伝播速度(図 5.4.2)を計測した。コア試験体の透過伝播速度を計測(L300-桁下から 500mm のコアは端部が折れたため未計測)したが、桁下側位置のコアで伝播速度が小さくなる結果となった。以上より、微少な相違ではあるがプレストレスによる内部応力と超音波の透過伝播速度を関係づけて評価できる可能性があると考えられる。



(a) 分布図　　(b) 設計圧縮応力と透過伝播速度の関係

図 5.4.1　超音波ウエブ透過伝播速度

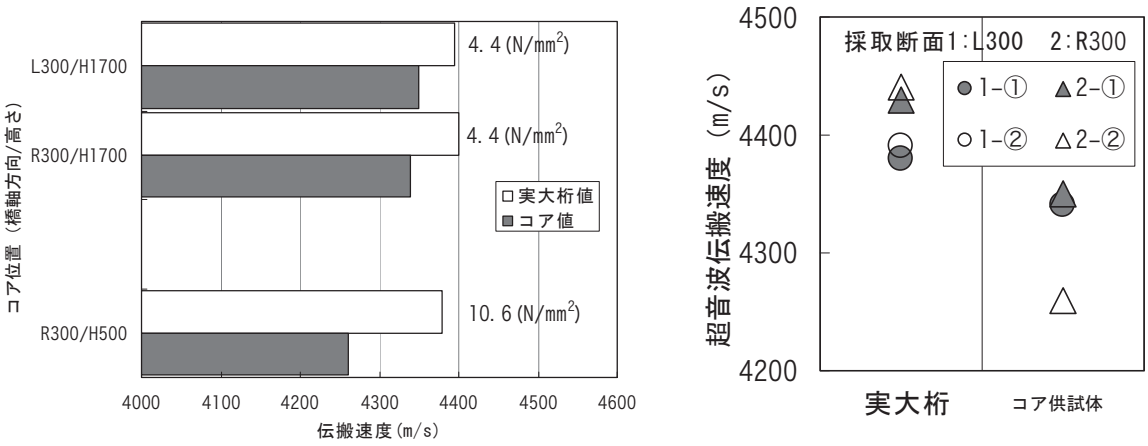


図 5.4.2　採取したコアによる伝播速度の比較

(2)　超音波の表面伝播特性

入力点と各受信間の伝播速度を図 5.4.3 に示す。既往の研究[2)]では、超音波の表面伝播速度を計測すると波動減衰の影響により、算出される見かけの伝播速度は小さくなることが報告されており、本結果でも伝播距離に応じて速度が低く算出される傾向が見られた。一方、図 5.4.4 に示す部材の応力状態の相違に対応する桁高さ毎に整理した伝播速度では、同距離の伝播にもかかわらず応力状態の異なる桁上方向領域の伝播と下方向領域での伝播に、速度差がある傾向が伺える。この結果は、波動の伝播過程の減衰・コンクリートの品質による影響も含まれているため精査が必要であるものの、コンクリート内部応力状態は表面伝播速度を計測することで評価できる可能性があることを示していると考えられる。

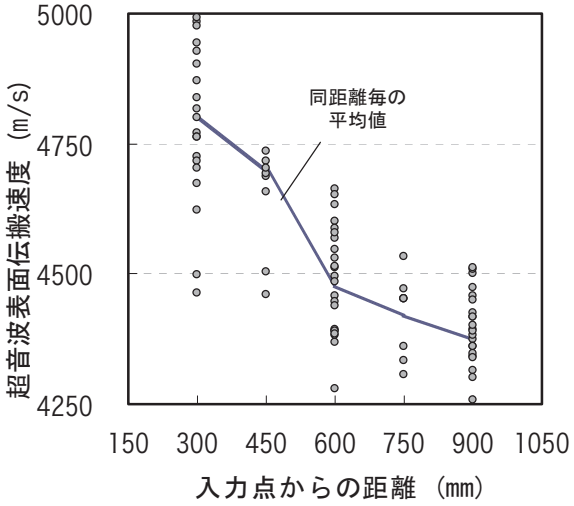


図 5.4.3　入力点と各受信間の伝播速度

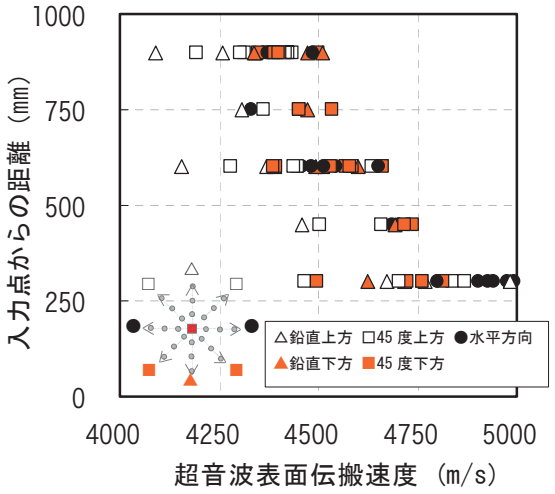


図 5.4.4　桁高さ方向毎の伝播搬速度

(3)　衝撃弾性波の表面伝播特性

桁高さ位置の応力状態と水平方向伝播速度の計測結果の関係を図 5.4.5 に示す。ばらつきはあるものの内部応力と伝播速度に相関が見られ、前述の透過伝播速度結果と同様の傾向が得られた。同じ計測位置の透過伝播速度と水平方向伝播速度の関係を図 5.4.6 に示す。応力状態の相違による速度差は、コンクリート表面 2 点間伝播速度の方が大きいことが分かった。

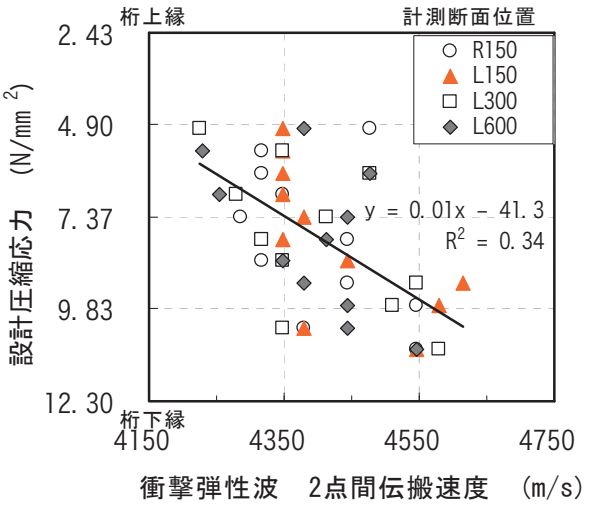


図 5.4.5　衝撃弾性波の 2 点間伝播速度

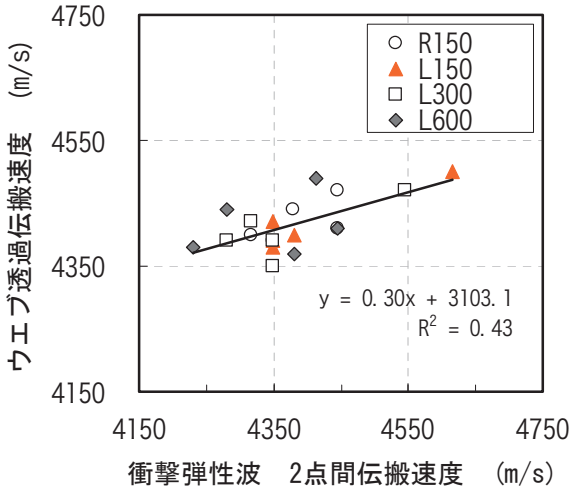
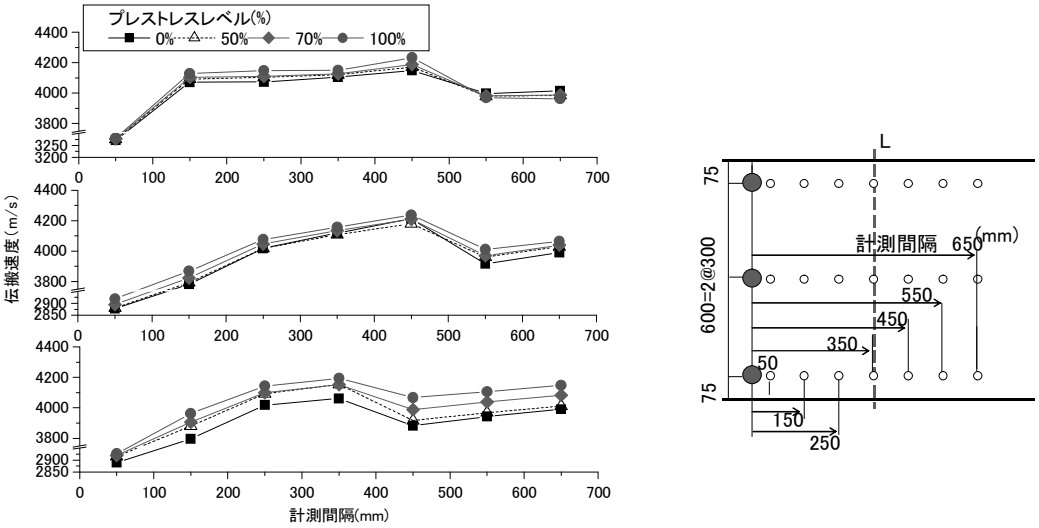


図 5.4.6　超音波透過伝播速度と衝撃弾性波表面伝播速度の関係

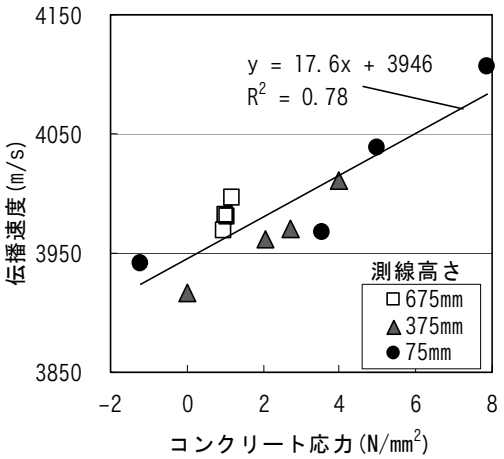
5.4.2　模型桁実験

(1)　弾性波の表面伝播特性

図 5.4.7(a)に、供試体側面に設置した 3 測線の結果を示す。プレストレス導入量の相違による応力変化が大きい下側測線(最下段グラフ)では、計測間隔(伝播距離)に関わらず伝播速度がプレストレス導入量に応じて変化する傾向が明確であった。図 5.4.7(b)は 3 測線全ての伝播間隔 550mm のデータから当該測線位置での推定コンクリート応力と伝播速度の関係をプロットしたものである。応力状態に関係した明確な相関が見られた。



(a) プレストレスレベルと計測間隔の関係



(b) 推定応力と伝播速度の関係(550mm 間隔計測結果)

図 5.4.7　模型桁実験　表面伝播速度

(2)　周波数分布特性

図 5.4.8 に計測間隔(伝播距離)と受信波の重心周波数を示す。わずかながら下側測線で重心周波数が応力の相違によって変化していることが確認できる。また伝播距離が大きくなるにつれ重心周波数が下がる傾向が顕著であった。図 5.4.9 に応力と重心周波数(計測間隔550mm)の関係を示す。ばらつきが大きいものの応力状態に相関する傾向がみられた。

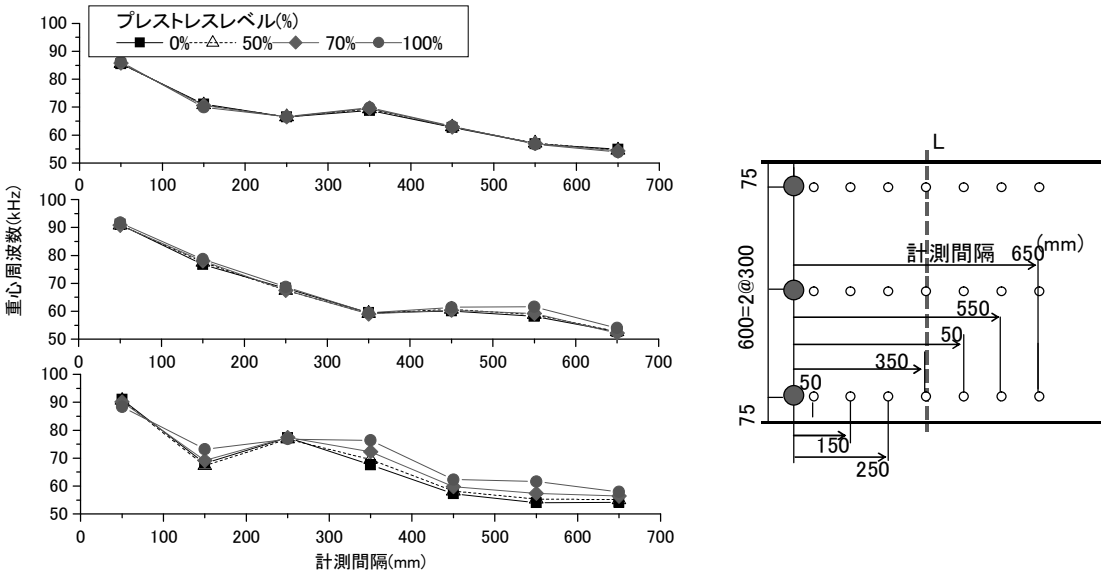


図 5.4.8　周波数特性分析結果（重心周波数）

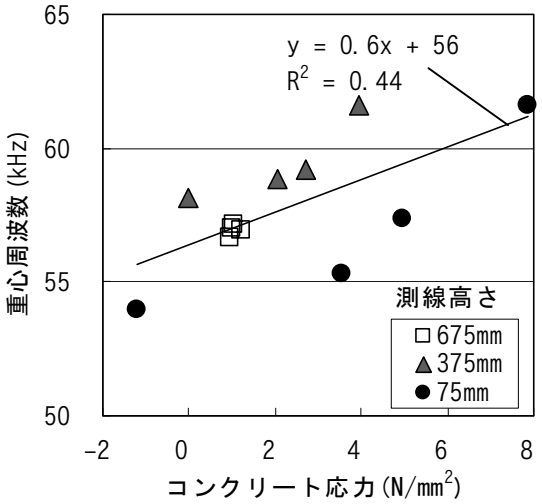


図 5.4.9　推定応力と重心周波数の関係(550mm 間隔計測結果)

図 5.4.10 に高周波領域(70kHz～180kHz)の割合を示す。重心周波数の傾向と同様、下側測線で高周波領域の比率が応力の相違によって変化しており、また伝播距離が大きくなるにつれ高周波領域の比率が下がる傾向が顕著に示された。図 5.4.11 に示す重心周波数と高周波度の関係より、両者に高い相関があることが分かる。このように応力状態の相違と伝播距離の大小によってコンクリート表面を伝播する波は、計測可能で傾向をもった有意な特性変化を示す可能性があることが伺える。

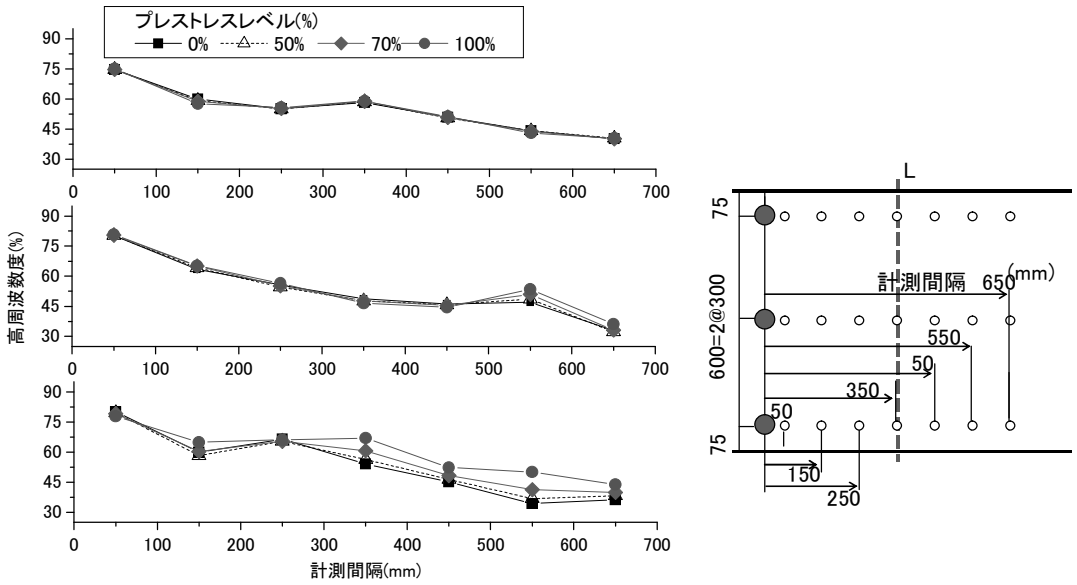


図 5.4.10　周波数特性分析結果（高周波度）

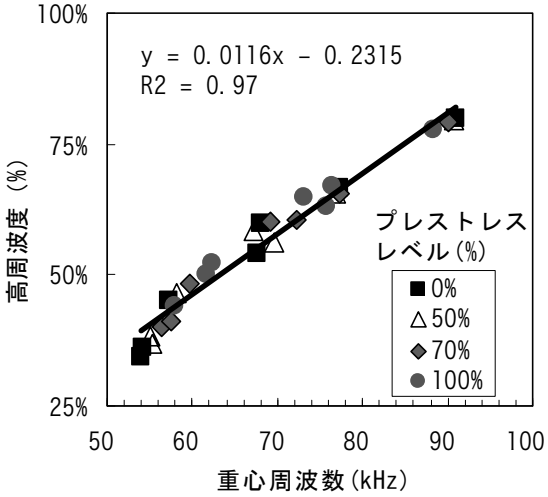


図 5.4.11　高周波度と重心周波数の関係

5.5　今後の展開の可能性

残存プレストレス量を検知する技術の課題として、実構造物における計測結果は、使用材料、施工品質、コンクリートの劣化状態等により影響を受ける[3)]ため、これらを応力状態に起因するものと区別して評価することが必要である。そのため今後、面的に異なる応力分布状態を伝播した弾性波を比較することで、応力状態の異常を相対的に評価する手法が必要となると考えられる。また伝播波の評価手法として、伝播時間・周波数成分に着目し、その両者の情報を合わせて展開する解析手法（短時間周波数解析）を適用することにより、異なる応力状態の伝播波動の相違をより明確に現すことができると考えられる。

・　短時間周波数解析

(a) 解析方法

信号を時間的に細かく区切り部分的に解析していく、短時間フーリエ変換（STFT：Short-Time Fourier Transform）での検討である。下記に関数式を示す。

$$STFT_{x,\omega}(t,\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} x(T)\omega(T-t)e^{-i\omega T}dT$$

$$\omega(x) = \frac{I_0\{\pi\alpha\sqrt{1-(2x-1)^2}\}}{I_0(\pi\alpha)}$$

ここに、

(t)：窓関数(カイザー関数窓)

t：時間

ω：角周波数

T　：周期

I_0　：変形ベッセル関数

α　：実数パラメータ

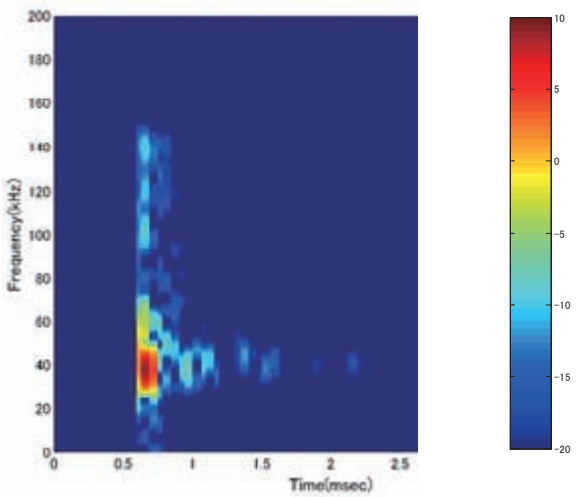


図 5.6.1　短時間周波数解析例

(b) 模型供試体による解析結果

図 5.6.2 に示す模型供試体の桁高さ 75mm 位置での、水平方向の導入プレストレス変化時（0、70、100%時）の短時間周波数解析結果を図 5.6.3～図 5.6.9 に示す。

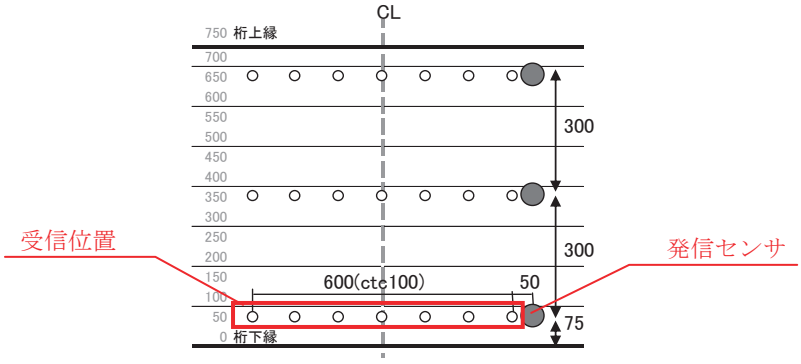


図 5.6.2　解析箇所

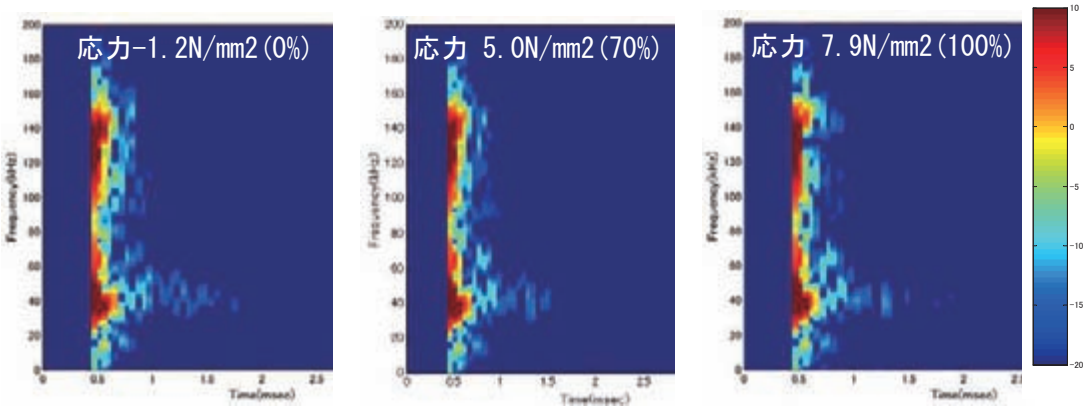


図 5.6.3　発信センサからの距離：50mm

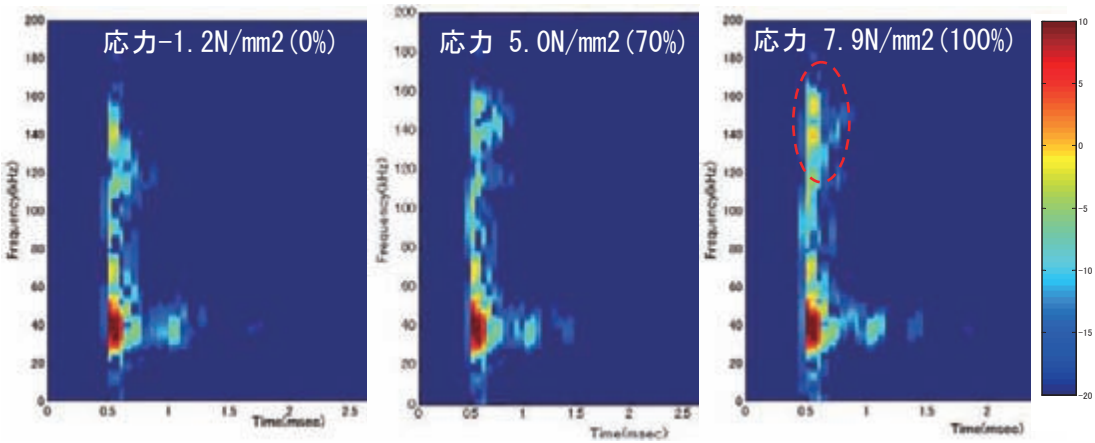


図 5.6.4　発信センサからの距離：150mm

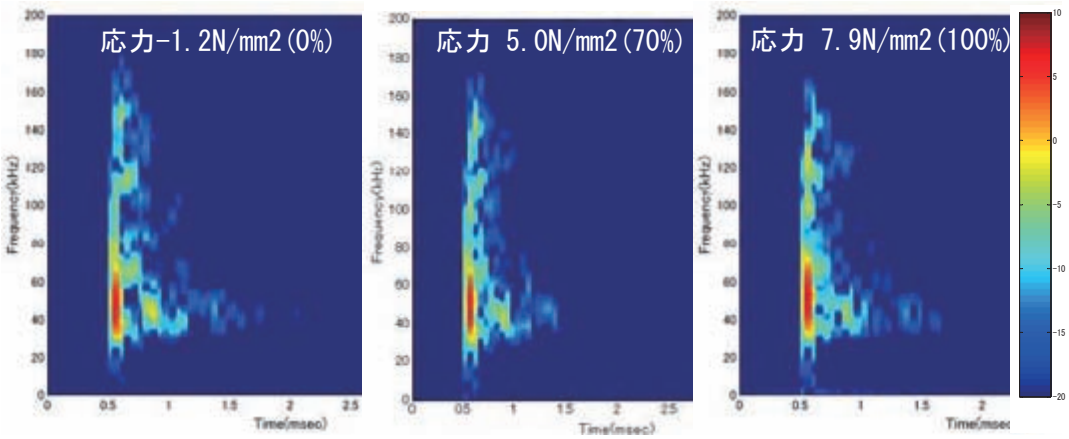


図 5.6.5　発信センサからの距離：250mm

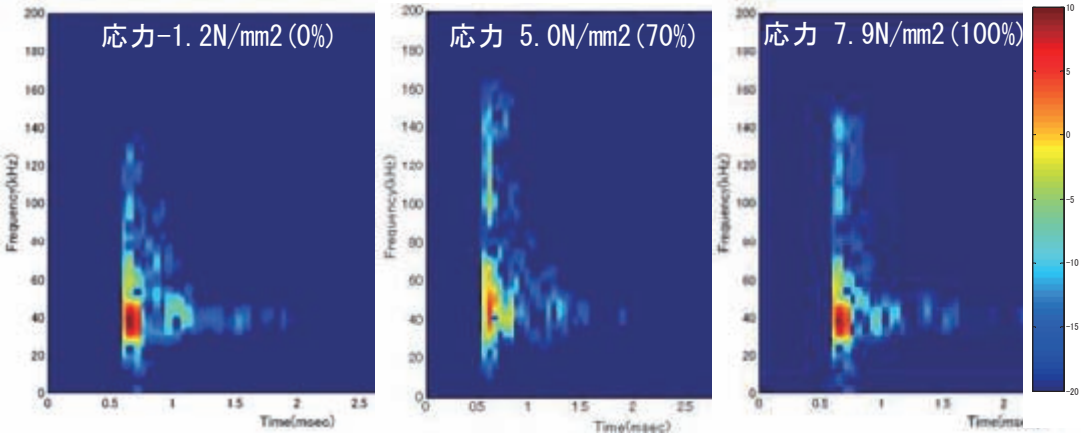


図 5.6.6　発信センサからの距離：350mm

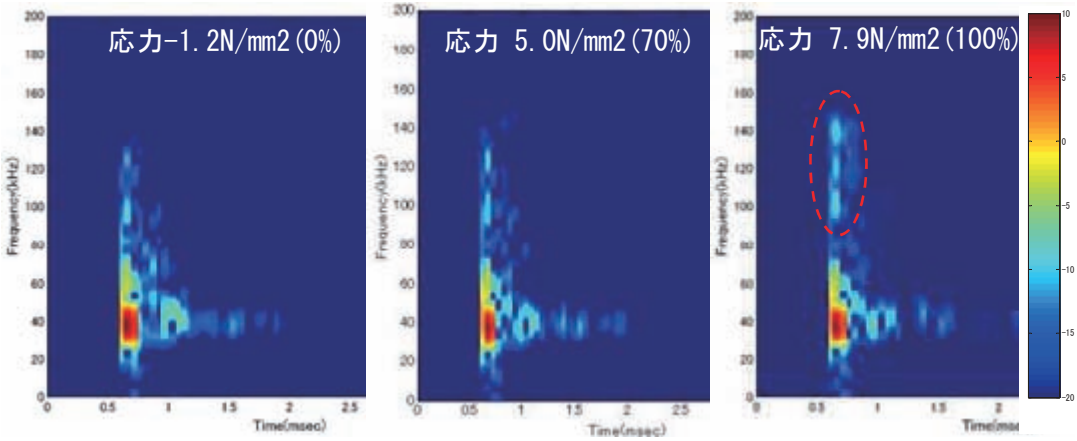


図 5.6.7　発信センサからの距離：450mm

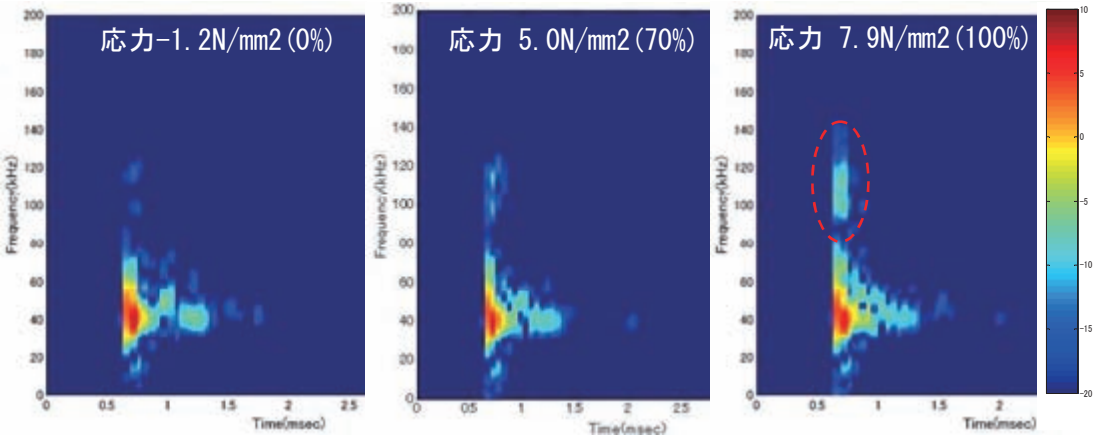


図 5.6.8　発信センサからの距離：550mm

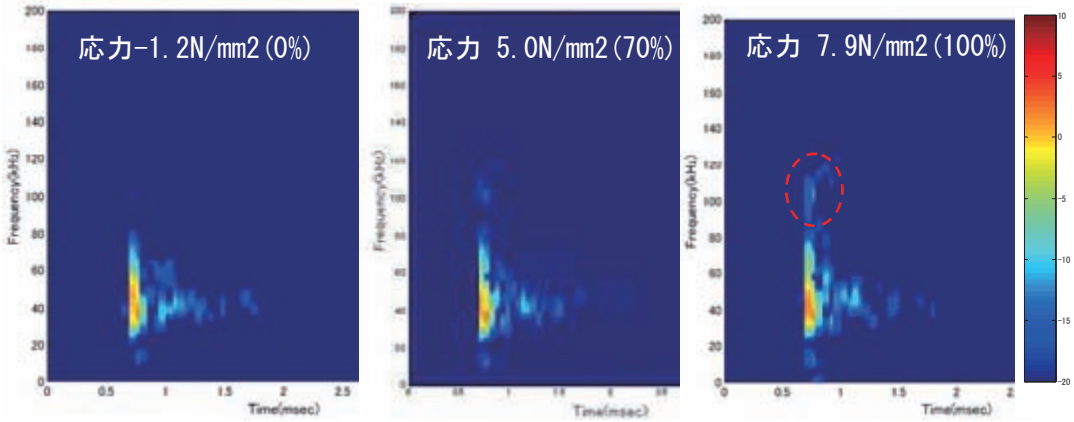


図 5.6.9　発信センサからの距離：650mm

以上のとおり、発信センサからの距離が離れていくに従い、高周波数の波が観察される頻度が多くなっている傾向を確認することができた。このことから、応力状態の相違を視覚的に検知できる可能性があることが分かった。

5.6　まとめ

実大桁実験及び模型供試体の実験から得られた知見について以下にまとめる。

・　コンクリートを媒体とした超音波や衝撃弾性波の伝播特性がプレストレスによる内部応力状態の相違に対応して異なる傾向があること、さらにそれらが実用性のある非破壊検査手法を用いて検出できる可能性が高いことを、実橋に限りなく近似した条件の実大桁供試体によって確認することができた。

・　弾性波の伝播特性(伝播速度，周波数分布特性)がコンクリートの応力状態と関連して評価する指標となる可能性があることが分かった。

・　伝播時間、周波数成分に着目した解析手法（短時間周波数解析）を用いることにより、応力状態の相違を視覚的かつより明確に検知できる可能性があることが分かった。

【5 章　参考文献】

1) 尼崎・宮川・小林 : 超音波法による構造物コンクリートの品質評価に関する 2、3 の考察、コンクリート工学年次論文報告集 13-1、pp.479-484、1991

2) 浅野・国枝・鎌田・六郷ら：コンクリート部材における衝撃により入力された弾性波の伝播速度計測に及ぼす影響因子の検討、土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集 、pp.789-790、2003

3) 尼崎・山本：コンクリートの弾性波速度に及ぼす鉄筋の影響および表面法による弾性波速度の測定、コンクリート工学論文集、第 18 巻第 2 号、pp.95-102、2007.5

6章　共同研究の成果と維持管理への活用

6.1　共同研究で得られた知見と課題

(1)　有効なプレストレス評価手法

表 6.1.1 及び表 6.1.2 は、前述 4.2 におけるプレストレス導入量を変化させた供試体による載荷試験の実験結果で得られた知見から、プレストレス導入量を推定するに当たっての適用性と適用上の限界、および今後の課題を整理したものである。

載荷試験の結果、プレストレス量の低下により、荷重と変位の関係、ひび割れ性状、主ひずみ角度、スターラップのひずみに関してプレストレス評価の指標になり得ることが分かった。ひび割れが発生していない場合は、荷重を連続的に増加させた時の最大主ひずみ角度の変化量が 0 に収束した時点の荷重がひび割れ発生荷重に近いという傾向を利用し、その荷重がひび割れ発生荷重となるときのプレストレス導入量を解析により逆算することで、プレストレス量の推定が可能となると考えられる。今後は、実橋においても再現性があるかどうかを FEM 解析等により検証する必要がある。また、ひび割れが発生している場合は、荷重と変位の関係、ひび割れ性状、スターラップのひずみ挙動からプレストレス量を推定できる可能性がある。載荷試験を行う場合は、事前に FEM 解析により荷重と変位の関係、ひび割れ性状、スターラップのひずみ挙動を把握しておく必要がある。今後は、ひび割れ発生箇所の特定やひび割れ幅が FEM 解析で把握が可能になれば、精度よくプレストレス量の推定ができると考えられる。

表 6.1.1　載荷試験より得られた知見と適用性（その１）

項　目	得られた知見	適用性と適用上の限界	今後の課題
荷重と変位の関係	・ひび割れ発生後の剛性低下を考慮した断面二次モーメント Icr は、計算値と実験値でほぼ一致する。	・荷重とたわみの関係から断面剛性を確認し､プレストレス導入量 100% の Icr と比較することでプレストレス導入量を推定する。 ・ひび割れが発生していない場合の適用は不可能である。	・断面剛性の変化を把握するためには、供用中の荷重と変位の関係を簡易にモニタリングする必要がある。
ひび割れ性状	・実験と FEM 解析による同じ載荷荷重時のひび割れ発生範囲は概ね一致する。 ・プレストレス導入量が低下するとひび割れ間隔はより広くなる。 ・プレストレス導入量が低下すると同じ載荷荷重に対するひび割れ幅および荷重の増加に対する開口量はより大きくなる。	・既にひび割れを生じている既設橋のひび割れ発生範囲と FEM 解析による載荷荷重に対するひび割れの発生領域と照らし合わせることでプレストレス導入量を推定する。 ・載荷荷重に対するひび割れの開口量およびその増加量の計測値とひび割れを適切にモデル化したプレストレス導入量 100%の解析値とを比較することでプレストレス導入量を推定する。 ・ひび割れが発生していない場合の適用は不可能である。	・現状の FEM 解析では、ひび割れの発生箇所の特定、およびひび割れ幅を精度よく推定することは困難である。

表 6.1.2　載荷試験より得られた知見と適用性（その２）

項　目	得られた知見	適用性と適用上の限界	今後の課題
PC 鋼材のひずみ挙動	・ひび割れ発生前までは、載荷荷重と PC 鋼材の増加ひずみは線形的な関係が保持される。	・PC 鋼材のひずみ増加と載荷荷重の線形関係が所要のプレストレスが導入されている場合に推定されるより小さい載荷荷重や増加ひずみ値で失われた場合には、そのひずみ値や載荷荷重の大きさによってプレストレス導入量を推定する。 ・既設橋の PC 鋼材ひずみを正確に計測することは困難であることと線形性が損なわれた段階では既に明確なひび割れが発生している可能性が高い。	・既設橋ではひび割れ発生前に PC 鋼材ひずみを把握することは困難であることから、今後は、新設時より PC 鋼材のひずみをモニタリングする必要がある。
コンクリートのひずみ挙動	・プレストレス導入量が低下するほど主ひずみ角度は小さくなり、鉛直方向のひび割れが発生する範囲が広くなる。 ・載荷荷重の増加に伴う最大主ひずみ角度の変化量は、導入量にかかわらずひび割れ発生荷重に近い載荷荷重で最も角度変化が小さくなる。	・せん断部のコンクリートのひずみから求まる最大主ひずみ角度の荷重増加に対する変化量が 0 に収束する載荷荷重を把握し、その荷重がひび割れ発生荷重となるときのプレストレス導入量を解析により逆算することでプレストレス導入量を推定する。	・FEM 解析において、同様の現象の再現性があれば、実橋においてもプレストレスの低下を検知できる可能性がある。
鉄筋（ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ）のひずみ挙動	・ひび割れが発生した段階からひずみが増加し、ひずみ値が安定しなくなる。	・スターラップひずみの増加によって相対的にプレストレス導入量の低下を推定できる可能性がある。 ・ひび割れが発生していない場合の適用は不可能である。	・既設橋のスターラップひずみを計測するためには、コンクリートをはつる必要があることから、新設時よりスターラップひずみをモニタリングする必要がる。

(2) 非破壊検査技術の適用性

表 6.1.3 は、前述 5 章における実大桁およびプレストレス導入量を変化させた模型桁に対し、汎用性の高い非破壊検査技術である弾性波法を用いた、断面の応力状態の相違が弾性波の伝播特性に及ぼす影響について検討した結果を整理したものである。

実験の結果、弾性波の伝播特性（伝播速度、周波数特性）がコンクリートの応力状態を評価する指標となる可能性があることが分かった。特に、応力変化が大きい桁下縁側で伝播特性と応力状態に関する相関が確認できた。ただし、コンクリート内部に空隙やひび割れなどの欠陥がある場合は、伝播特性に及ぼす影響が大きいため適用には限界がある。

弾性波による非破壊検査の計測結果は、使用材料、施工品質、コンクリートの劣化状態等により影響を受けるため、これらを応力状態に起因するものと区別する必要がある。今後は、面的に異なる応力状態を伝播した弾性波を比較することで、応力状態の異常を相対的に評価する必要があると考えられる。

表 6.1.3　非破壊検査技術の適用性

<table>
<tr><td colspan="2"></td><td>実大桁</td><td>模型桁</td></tr>
<tr><td colspan="2">桁高</td><td>2.5m</td><td>0.75m</td></tr>
<tr><td rowspan="2">合成応力
(N/mm²)</td><td>上縁</td><td>2.43</td><td>0.97(100%) ～ 1.20(0%)</td></tr>
<tr><td>下縁</td><td>12.30</td><td>7.85(100%) ～-1.21(0%)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">超音波法</td><td>透過伝搬特性</td><td>・内部応力の大きい桁下縁の伝播速度が速くなる傾向が見られた。</td><td></td></tr>
<tr><td>表面伝搬特性</td><td>・伝播距離に応じて伝播速度が小さくなる傾向が見られた。
・応力状態が異なる桁上方向領域と下方向領域において、同じ距離を伝播する速度に差が見られた。</td><td>・プレストレス導入量の相違による応力変化が大きい桁下縁側は、応力が小さくなるに従い伝播速度が小さくなる傾向が見られた。
・周波数分布（重心周波数、高周波領域 70～180kHz）は、応力変化が大きい桁下縁側で応力状態に相関する傾向が見られた。</td></tr>
<tr><td colspan="2">衝撃弾性波法</td><td>・内部応力の大きい桁下縁の伝播速度が速くなる傾向が見られた。</td><td></td></tr>
</table>

※模型桁の( )内はプレストレス導入量を示す。

6.2　PC 道路橋の健全度評価の維持管理手法への適用

6.2.1　はじめに

PC 道路橋の点検によって損傷や変状が顕在化し、構造性能が低下していることが予測された場合、性能を評価し補修・補強等の対策を実施する必要がある。図 6.2.1 は、PC 道路橋の健全度評価の進め方を示したものである。損傷した PC 道路橋の健全度を評価する前に、構造諸元、使用材料、PC 鋼材や鉄筋の配置状況などを調査しておく必要がある。これらは、橋の現時点での保有する性能を評価する際に初期値となる重要なデータであり、一般には建設時の設計図書や工事記録を調査することが最も正確で効率的となる。しかし事前調査の結果、これらの記録が残されていない場合は、現地調査を実施して復元設計により当初設計の構造性能を明らかにする必要がある。

次に、建設時の設計図書や復元設計の結果を基に橋の性能を評価し、設定した性能水準と照らし合わせた際に性能を満足しないことが判明した場合は、対策が必要となる。対策の要否は、供用期間を踏まえて変状の予測を行い、性能低下の進行状況を評した判定を行うことが望ましい。そのためには、現時点でのプレストレス状態を把握することが重要となることから、本共同研究で着目したプレストレス状態の推定手法の確立は重要な課題である。

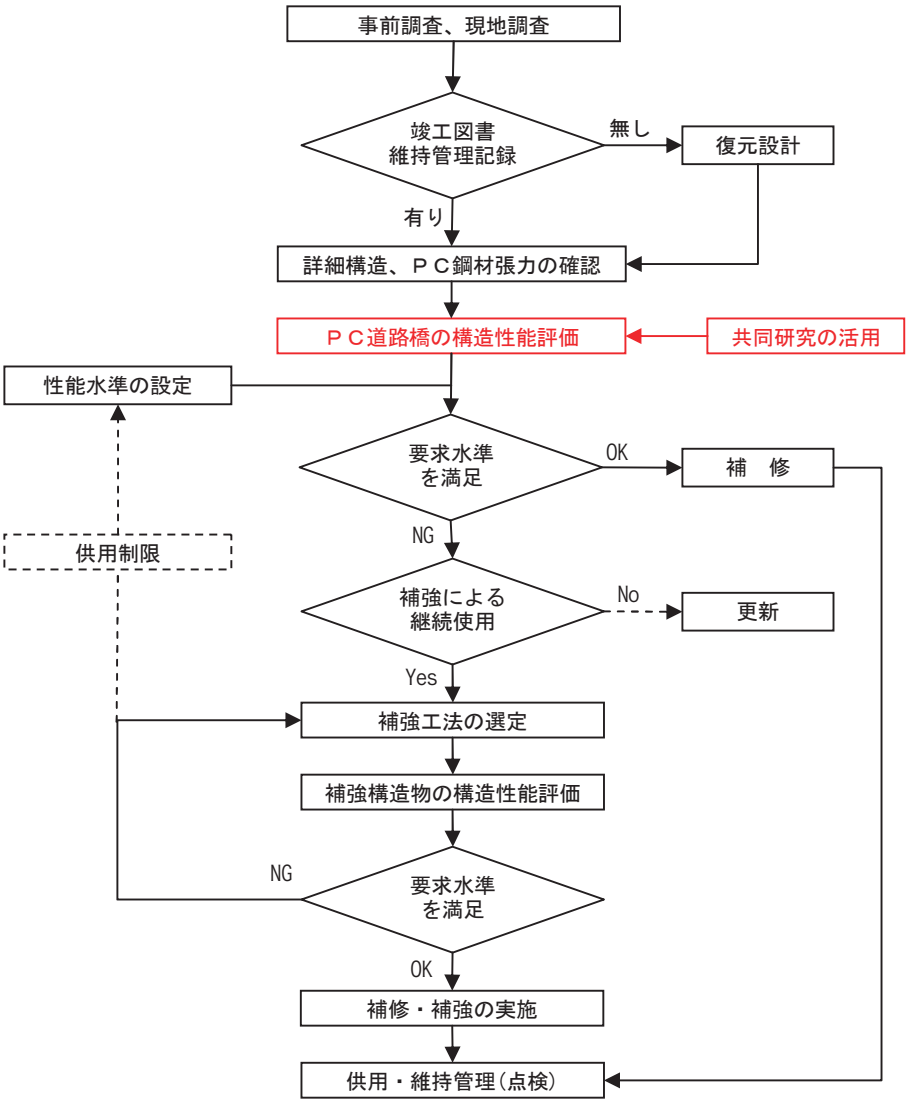


図 6.2.1　変状が顕在化した PC 道路橋の健全度評価の進め方 [1)]

実際のプレストレス状態は、不適切な施工やPC鋼材の劣化等が原因で、設計で想定したプレストレス量と乖離する可能性がある。プレストレス量が低下し変状が顕在化した時点では、大規模な補修・補強が必要な場合や落橋の危険性が危惧されるような深刻な事態に至っていると考えられ、損傷が軽微な段階で橋の健全度を評価することが重要となる。

前述3章に示す一般的なPC道路橋を対象とした感度解析の結果、初期のプレストレス量が導入時から 20～40%程度低下すると自動車荷重によって有害なひび割れを生じる可能性があることが分かった。したがって、点検では 20%を超えるようなプレストレス量の低下の有無が判断できれば、必ずしも精度よく低下量を計測する技術は必要ないと考えられるものの、そのための有効な検査手法や評価技術は確立されていないのが実情であった。

本共同研究の成果である健全度評価に用いるためのプレストレス状態の推定手法は、PC道路橋の構造性能を合理的に評価する上で有効な手段となり得ると考えられる。次節では、本共同研究により得られた知見を、劣化損傷を受けた既設の実構造物の維持管理における健全度評価に適用する場合の活用方法について記述する。

6.2.2　維持管理の現状

国土交通省では平成 16 年 3 月の『橋梁定期点検要領（案)』に基づいて、一般国道の橋梁の定期点検を実施している。図 6.2.2 は、定期点検に関する維持管理の標準的な進め方を示したものである。一般に定期点検において、損傷の状態を把握して損傷の程度の評価を行った上で、対策区分を判定し維持や補修・補強の計画を検討する。

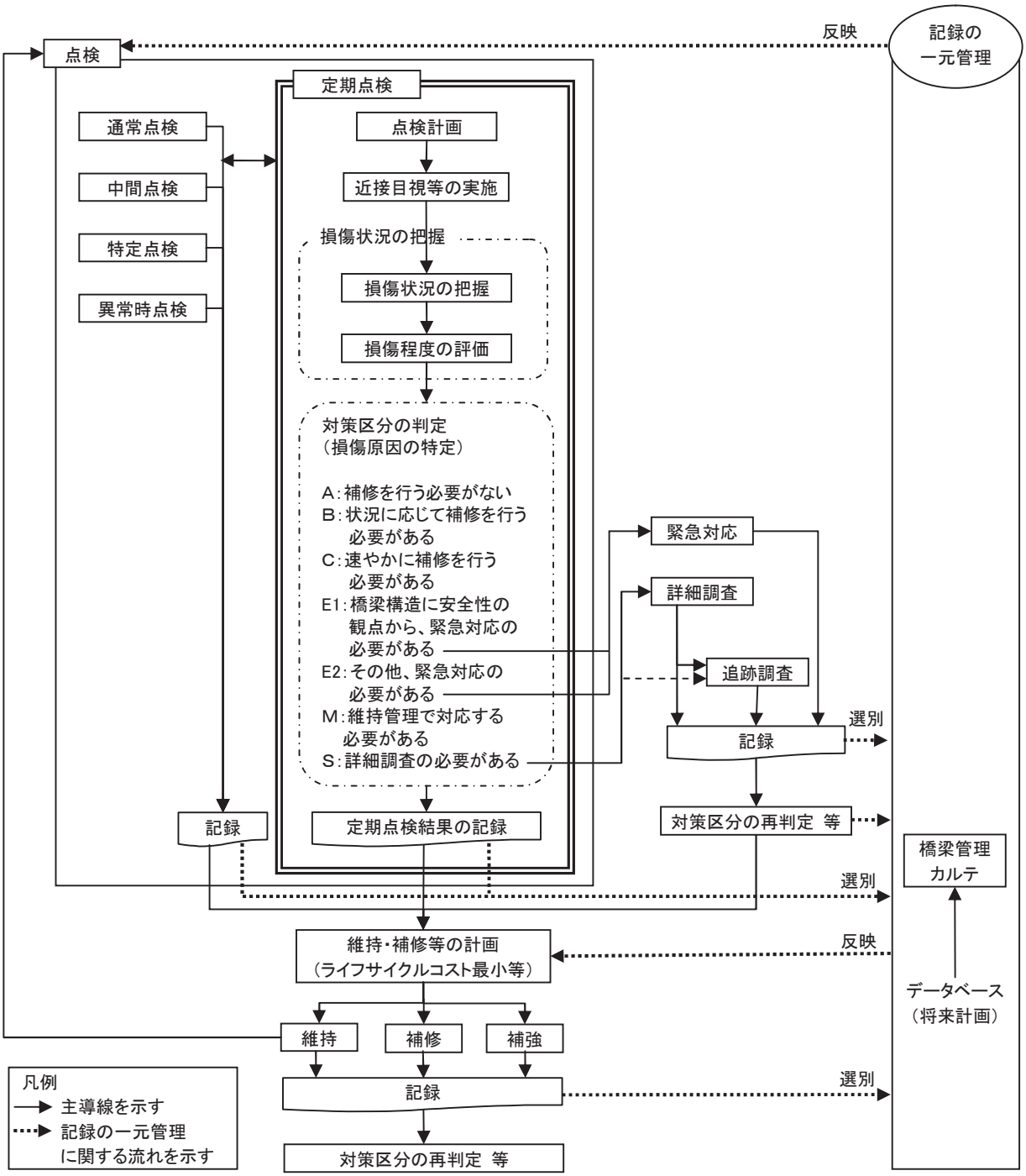


図 6.2.2　定期点検に関連する維持管理フロー[2)]

6.2.3　維持管理への活用例

維持管理の実務において、何らかの損傷が発見されたPC道路橋に対しては、健全性を評価する上で、本共同研究の成果を活用することでより合理的に評価できると考えられる。ここでは、載荷試験結果および非破壊検査による検討で得られた知見より、実際のPC道路橋の事例について健全性を評価する方法の例を示す。

(1) 載荷試験結果の活用方法

載荷試験の結果では、PC道路橋の残存プレストレスの評価方法として、ひび割れ発生前に着目した主ひずみ角度、ひび割れ発生後に着目した荷重と変位の関係、ひび割れ性状、スターラップのひずみに関して指標になり得る可能性があることが分かった。ここでは、図6.2.3のフローに示すひび割れの有無に着目した実橋への活用方法を示す。

スターラップに大きなひずみが発生するのは、曲げひび割れの発生に起因することから、曲げひび割れを生じていない場合は、載荷試験によりひび割れを発生させる必要があるため、スターラップ鉄筋のひずみからプレストレスを評価することは現実的ではない。

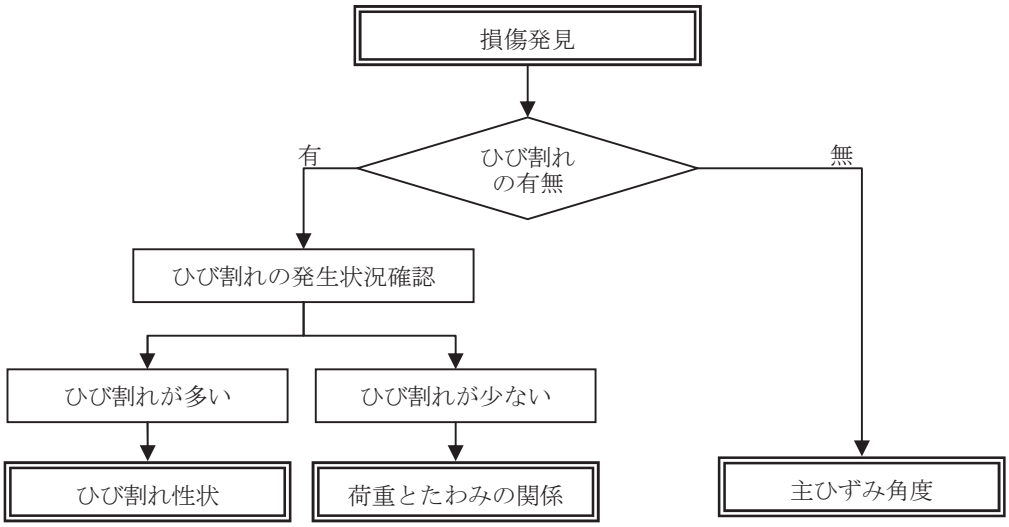
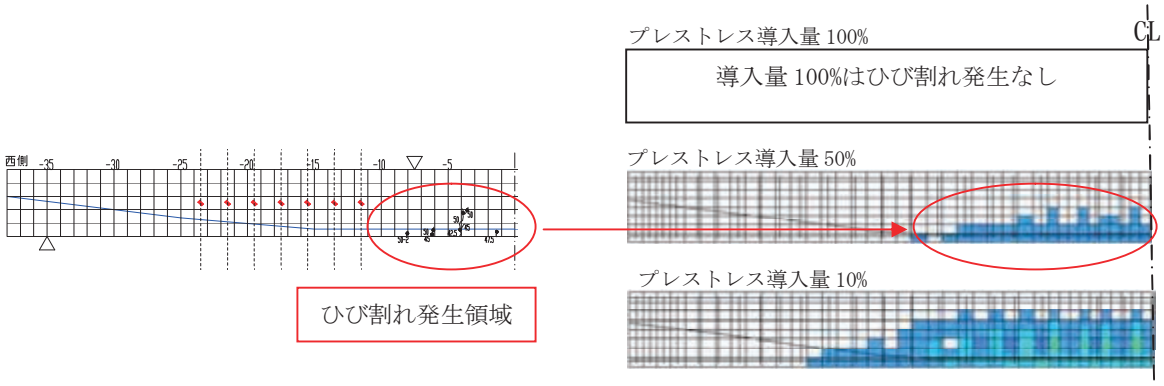


図6.2.3　載荷試験の活用方法

(a) ひび割れが多い場合の活用方法

対象とする橋梁において、すでに多数のひび割れを生じている場合は、そのひび割れ性状から残存プレストレス量を評価する。図 6.2.4 に示すようにひび割れを生じた橋梁のひび割れの発生領域とプレストレス導入量を変化させた FEM 解析によるひび割れ発生領域を比較して、プレストレス導入量を推定する。



(a) 現地のひび割れ発生領域　　(b) FEM 解析のひび割れ発生領域

図 6.2.4　ひび割れ発生領域の比較

(b) ひび割れが少ない場合の活用方法

ひび割れを生じているもののひび割れが少ない場合は、荷重と変位の関係から残存プレストレス量を評価する（図 6.2.5）。評価する桁は事前に設計図書や現地を調査し、復元設計などにより構造特性を把握し、ひび割れ発生荷重を把握しておく必要がある。載荷試験は、荷重強度が既知のトラックなどを載荷する（図 6.2.6）。主桁の変位は、変位計やレーザー距離計（図 6.2.7）などで計測することができる。事前の計算により荷重と変位を把握しておき、ひび割れが開口した時の実測値との比較を行う。図 6.2.8 のように変位が大きい場合は、プレストレス量が減少している可能性がある。その場合は、載荷荷重とひび割れが開口した時の変位から断面剛性を計算して、プレストレス量 100%のとの比率からプレストレス量を推定する(表 6.2.1)。

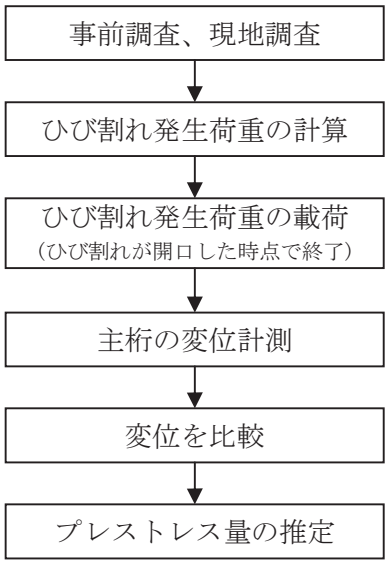


図 6.2.5　評価の流れ

図 6.2.6　載荷試験状況

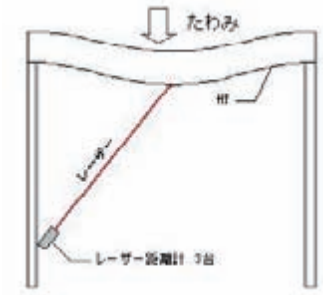


図 6.2.7　変位測定例

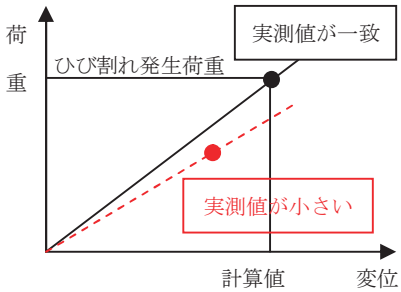


図 6.2.8　荷重と変位の関係

表 6.2.1　プレストレスの推定例（数字は仮定値）

プレストレス導入量 100%時のひび割れ発生荷重 (kN)	ひび割れ発生時の載荷荷重 (kN)	変位 (mm)	断面二次モーメント（m^4）			プレストレス導入量
			Ig	*Icr*		
				計算値	100%に対する比	
500	—	100（計算値）	1.200	0.950	1.00	100%
—	300	130（実験値）		0.500	0.53	50%

（c）ひび割れがない場合の活用方法

ひび割れの発生がない場合は、せん断部付近のコンクリートの主ひずみ角度の挙動からひび割れ発生のタイミングを把握し、残存プレストレス量を評価する（図 6.2.9）。せん断部付近のウェブに図6.2.10に示すようなコンクリート3軸ゲージを貼り付け、設計活荷重相当のダンプトラック等を載荷し、コンクリートひずみの変化を計測する（図 6.2.11）。評価する桁は事前に設計図書や現地を調査し、復元設計などにより構造特性を把握し、ひび割れ発生荷重を把握しておく必要がある。また、載荷する位置は、仮にプレストレス量が低下していた場合でも支間中央に曲げひび割れを生じない位置とする。設計活荷重相当の荷重を載荷した結果、ひび割れの発生やひずみの変化に異常が認められなければ健全であると評価し、仮にプレストレス導入量を 100%として計算したひび割れ発生荷重より小さい荷重を載荷した時点で主ひずみ角度の載荷荷重に対する変化量が 0 に収束してきた場合は､ひび割れ発生荷重付近であると考えられ、プレストレス量は低下している可能性が高いと考えられる。

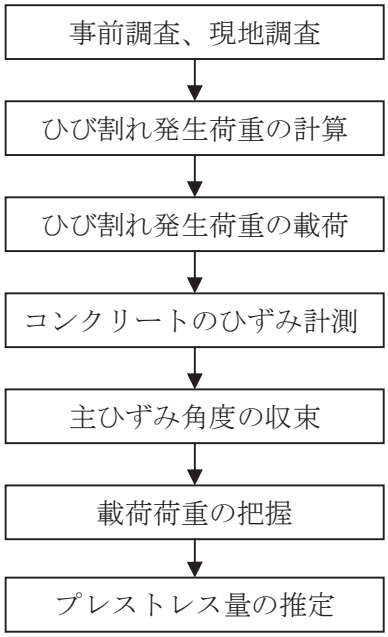


図 6.2.9　評価の流れ

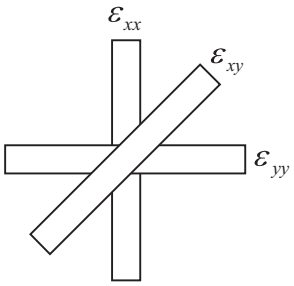


図 6.2.10　3 軸ひずみゲージ

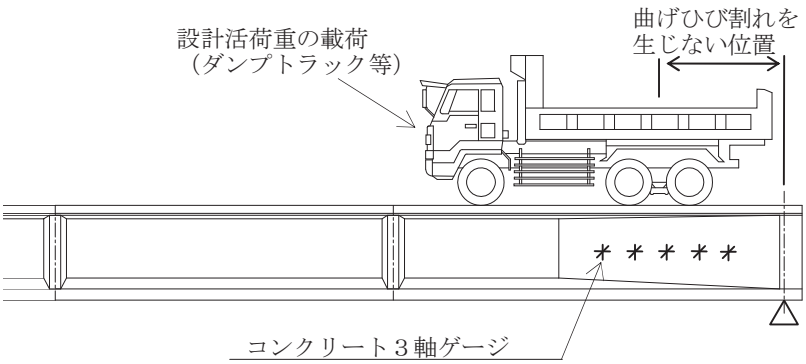


図 6.2.11　せん断部付近のひずみ計測

プレストレス導入量の推定は以下の手順で行う。図 6.2.10 に示す 3 軸ひずみゲージから、式①よりコンクリートの最大主ひずみ、式②よりコンクリートの最小主ひずみを計算する。載荷荷重に対する主ひずみ角度は式③で計算できる。これにより算出した主ひずみ角度の荷重増加に対する変化量が 0 に収束してきた時の載荷荷重を把握する。

$$\varepsilon_1=\frac{1}{2}\left(\varepsilon_{xx}+\varepsilon_{yy}\right)+\sqrt{\frac{1}{2}\left\{\left(\varepsilon_{xx}+\varepsilon_{yy}\right)^2+\left(\varepsilon_{xx}+\varepsilon_{yy}-\varepsilon_{xy}\right)^2\right\}} \quad \cdots\cdot ①$$

$$\varepsilon_2=\frac{1}{2}\left(\varepsilon_{xx}+\varepsilon_{yy}\right)-\sqrt{\frac{1}{2}\left\{\left(\varepsilon_{xx}+\varepsilon_{yy}\right)^2+\left(\varepsilon_{xx}+\varepsilon_{yy}-\varepsilon_{xy}\right)^2\right\}} \quad \cdots\cdot ②$$

$$\phi=\frac{1}{2}\tan^{-1}\left(\frac{\varepsilon_{xx}+\varepsilon_{yy}-2\varepsilon_{xy}}{\varepsilon_{xx}-\varepsilon_{yy}}\right) \quad \cdots\cdot ③$$

ここに、 ε_1 ：最大主ひずみ　　ϕ ：主ひずみ角度

ε_2 ：最小主ひずみ

コンクリートの斜引張応力度は式④より計算できる。主ひずみ角度の荷重増加に対する変化量が 0 に収束してきた時はひび割れ発生直前であるため、斜引張応力度 σ_I をコンクリートの許容斜引張強度とし、部材鉛直方向圧縮応力度 $\sigma_y=0$ とする。また、式⑤は式⑥に展開する。

$$\sigma_I=\frac{1}{2}\left\{\left(\sigma_x+\sigma_y\right)-\sqrt{\left(\sigma_x-\sigma_y\right)^2+4\tau^2}\right\} \quad \cdots\cdot ④$$

$$\sigma_I=\sigma_{Ia}=\frac{1}{2}\left\{\sigma_x-\sqrt{\sigma_x{}^2+4\tau^2}\right\} \quad \cdots\cdot ⑤$$

$$\sigma_{Ia}{}^2-\sigma_x\cdot\sigma_{Ia}-\tau^2=0 \quad \cdots\cdot ⑥$$

ここに、 σ_x ：部材軸方向の圧縮応力度　　σ_{Ia} ：許容斜引張応力度

τ ：部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度

ここで、中立軸位置の部材軸方向圧縮応力度 σ_x は、未知数であるプレストレス力 p_e の関数であることから、式⑦で表せる。

$$\sigma_x=\sigma'_{ce}+\frac{y_c}{H}\left(\sigma_{ce}-\sigma'_{ce}\right)$$

$$\sigma_x=\left(\sigma'_{c1}+\sigma'_{ce1}\right)+\frac{y_c}{H}\left\{\left(\sigma_{c1}+\sigma_{ce1}\right)-\left(\sigma'_{c1}+\sigma'_{ce1}\right)\right\}$$

$$\sigma_x=\left\{\frac{M}{Z'_c}+\left(\frac{P_e}{A}+\frac{e_p\cdot P_e}{Z'_c}\right)\right\}+\frac{y_c}{H}\left\{\frac{M}{Z_c}+\left(\frac{P_e}{A}+\frac{e_p\cdot P_e}{Z_c}\right)-\frac{M}{Z'_c}-\left(\frac{P_e}{A}+\frac{e_p\cdot P_e}{Z'_c}\right)\right\}$$

$$\sigma_x=\left\{\frac{M}{Z'_c}+\left(\frac{1}{A}+\frac{e_p}{Z'_c}\right)\cdot P_e\right\}+\frac{y_c}{H}\left\{\frac{M}{Z_c}+\left(\frac{1}{A}+\frac{e_p}{Z_c}\right)\cdot P_e-\frac{M}{Z'_c}-\left(\frac{1}{A}+\frac{e_p}{Z'_c}\right)\cdot P_e\right\} \quad \cdots\cdot 式⑦$$

ここに、 M ：桁高 1/2 点の曲げモーメント　　P_e ：PC 鋼材張力

Z'_c ：上縁の断面係数　　Z_c ：下縁の断面係数

e_p ：PC 鋼材偏心量　　y_c ：上縁から中立軸までの距離

H ：桁高　　A ：主桁の断面積

同様に、せん断応力度τもプレストレス力p_eの関数であることから、式⑧で表せる。

$$\tau = \frac{(S - S_p)\cdot Q}{b_w \cdot I} = (S - P_e \cdot \sin\theta)\cdot \frac{Q}{b_w \cdot I} \quad \cdot\cdot\cdot\cdot 式⑧$$

ここに、 S ：桁高 1/2 点のせん断力　　S_p ：PC 鋼材の張力力の鉛直分力

Q ：図心軸の断面一次モーメント　　b_w ：ウェブ幅

I ：断面二次モーメント

式⑦と式⑧を式⑥に代入して、式⑨に整理するとp_eの２次関数となり、この解を求めることで未知数p_eを計算することができる。

$$\sigma_{Ia}{}^2 - \left[\frac{M}{Z'_c} + \left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{Z'_c}\right)\cdot P_e + \frac{y_c}{H}\left\{\frac{M}{Z_c} + \left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{Z_c}\right)\cdot P_e - \frac{M}{Z'_c} - \left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{Z'_c}\right)\cdot P_e\right\}\right]\cdot \sigma_{Ia}$$

$$- \left\{(S - P_e \cdot \sin\theta)\cdot \frac{Q}{b_w \cdot I}\right\}^2 = 0$$

$$AP_e^2 + BP_e + C = 0 \quad \cdot\cdot\cdot\cdot ⑨$$

$$A = -\left(\frac{Q\cdot \sin\theta}{b_w \cdot I}\right)^2 \qquad B = 2S\cdot\left(\frac{Q}{b_w \cdot I}\right)^2 \cdot \sin\theta - \left[\left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{Z'_c}\right) + \frac{y_c}{H}\left\{\left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{Z_c}\right) - \left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{Z'_c}\right)\right\}\right]\cdot \sigma_{Ia}$$

$$C = \sigma_{Ia}^2 - \left\{\frac{M}{Z'_c} + \frac{y_c}{H}\left(\frac{M}{Z_c} - \frac{M}{Z'_c}\right)\right\}\sigma_{Ia} - \left(\frac{Q\cdot S}{b_w \cdot I}\right)^2$$

4 章の載荷試験で使用した梁供試体（図 6.2.12）で試算した結果を表 6.2.2 に示す。プレストレス導入量 100%の供試体において、桁高 1/2 点に P=200kN 載荷した場合、斜引張応力度σ_I = -1.47N/mm² が発生する。ひび割れ発生時の斜引張応力度を許容引張応力度σ_I = -2.00N/mm² として試算した結果、プレストレス導入量は約 46%まで低下していると判断できる。

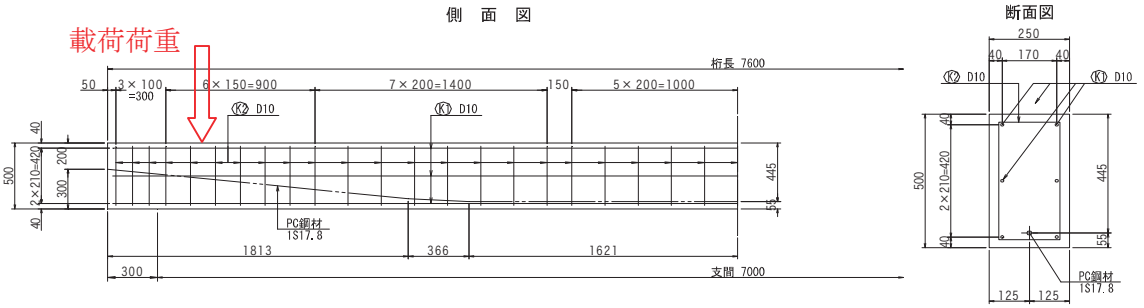


図 6.2.12　供試体構造図

表 6.2.2　プレストレスの推定例（数字は仮定値）

プレストレス導入量	載荷荷重 P (kN)	H/2 点の曲げモーメント M(kN・m)	H/2 点のせん断力 S (kN)	斜引張応力度 σ I (N/mm²)	プレストレス力 Pe (kN)
100%	200	50.8	210.7	-1.47(計算値)	229.8
―	200	50.8	210.7	-2.00(許容値)	104.1(46%)

(2)　弾性波による非破壊検査の活用方法

載荷試験は、大がかりな設備や交通規制が必要となるため、維持管理の現場では、現実的に困難な場合が多い。したがって、載荷試験を必要としない非破壊検査でプレストレス量の評価を行うことができれば、より合理的な維持管理が可能となる。

非破壊検査の検討結果では、弾性波の伝播特性（伝播速度、周波数特性）がコンクリートの応力状態に関連してプレストレス量を評価できる可能性があることが分かった。ここでは、超音波法の表面伝播特性を利用した損傷橋梁への活用方法例を示す。

超音波法の伝播特性は、コンクリート内部（骨材、鉄筋、シース、PC 鋼材）の状態の影響を受けるため、鉄筋探査等により鋼材位置を明らかにしておく必要がある。計測は、シースや PC 鋼材の影響が少ない支間中央部のウェブで行うのが望ましいと考えられる。表面伝播計測方法の概念を図 6.2.13 に示す。

損傷している桁と損傷していない桁の伝播特性を比較することで、相対的にプレストレス量の評価を行うことができると考えられる（図 6.2.14）。伝播特性は、各主桁の材料特性が影響すると考えられるため、1 主桁当たり 3 箇所で計測する必要がある（図 6.2.15）。損傷している桁の伝播速度が損傷していない桁と異なる場合には、プレストレス量が低下している可能性がある。

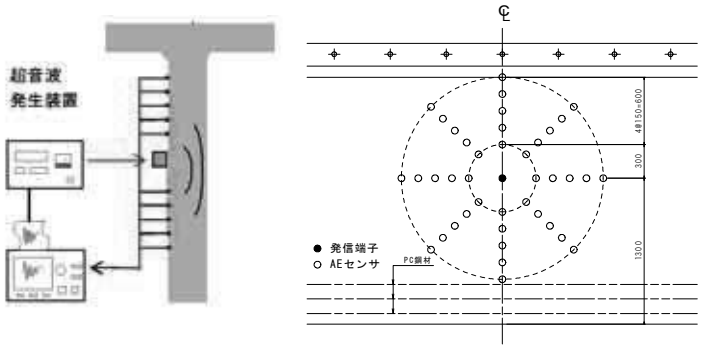


図 6.2.13　超音波法表面伝播計測概要

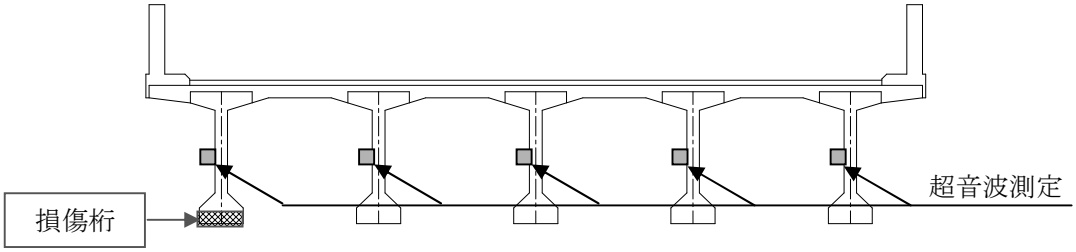


図 6.2.14　計測概要（断面図）

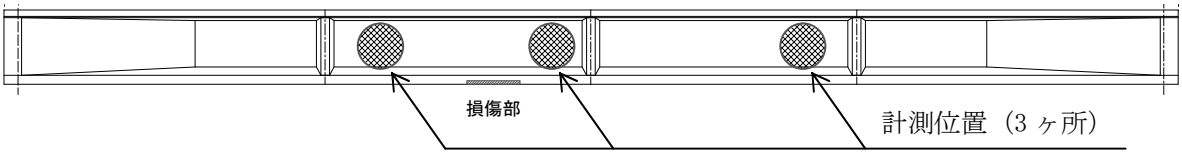


図 6.2.15　計測概要（側面図）

【6 章　参考文献】

1）コンクリート構造診断技術，pp84，プレストレストコンクリート技術協会，2009 年 5 月

2）橋梁定期点検要領（案），pp2，国土交通省国道・防災課，平成 16 年 3 月

7章　まとめ

PC道路橋の健全度に関する品質管理・維持管理段階における現状の技術的な課題として、施工段階において導入したプレストレス力の状態を構造物完成後に容易に確認できないことが挙げられる。適切なプレストレスの導入は、施工時のPC緊張工における入念なプロセス管理により保証されているものの、様々な要因により減少する。着目時点のプレストレス量は、その時のPC道路橋の耐荷性能、耐久性能に大きく影響するため、その時のプレストレス量を非破壊で測定し、適切な対応を行えることが望まれる。

既設のPC道路橋の健全性を適切に評価すべく、PC構造物のプレストレス状態を定量的に評価できる手法を確立するための条件と技術開発の方向性を明確にすることを目的とした本研究において得られた知見は以下のとおりである。

①　プレストレス量の異常がコンクリートの応力状態及びひび割れ性状など構造物の変状に与える影響を評価するために実施した試設計により、橋梁の構造形式が異なっても、異常として検知すべきプレストレス低下レベルに大きな差異はないことが明らかとなった。維持管理においては、実際の荷重や構造物のばらつき、実務における対応であるところの監視の継続や詳細調査、補修の実施などの選択肢を考えると、少なくとも、初期導入力の20%程度以上の低下の有無のみが判別できる技術を確立することが有効であることが示された。またこのように予め当該構造の異常を示すプレストレス低下量の閾値を求めておくことで、管理の合理化につながることが期待される。

②　プレストレス量をパラメータとした供試体が破壊時までに生じる変位、ひび割れ発生荷重や性状、耐荷機構、耐力、破壊モード等の物理的な変動現象を比較することで、PC道路橋のあらゆる段階におけるプレストレス量の推定を行った。その結果、プレストレス導入量が異なるとひび割れ発生状況に相違が認められ、ひび割れ発生までの挙動についてもプレストレス導入量によって異なることが推測された。よって実構造物においては、ひび割れが発生しない程度の荷重を載荷し、主ひずみ角度を計測することで、プレストレスの状態を把握できる可能性が高いことが分かった。また構造毎にプレストレスの異常に応じて生じるひび割れ範囲などのひび割れ性状の特徴を予め予測しておくことで、点検などの際に異常を確実に検知できることにつながると考えられる。

③　コンクリート部材中のPC鋼材を伝搬する超音波や弾性波による伝搬特性と応力状態の基礎的な関係を把握するため、定着グリップの打撃によりコンクリート部材中のPC鋼材を伝搬する波形データを分析した。その結果、プレストレス導入度とスペクトルピーク周波数との間には、ある程度の相関があることが示された。なおこの特性値はグラウトの充填状態に影響することが考えられるため、今後この影響を解明することにより信頼性の向上が期待できる。

④　コンクリート部材中の鉄筋を伝搬する超音波や弾性波による伝搬特性と鉄筋軸力状態の基礎的な関係の把握を行った。その結果、鉄筋をコンクリート又はモルタルに埋め込まない母材のみの状態では、超音波初動波の到達時間から推定した弾性波速度と鉄筋ひずみとの間に相関が認められた。また鉄筋をコンクリートまたはモルタル内に埋め込んだ場合、弾性波速度と鉄筋ひずみとの間には明確な相関は認められなかったものの、鉄筋ひずみの違いで初動波の到達時間に変化が見られることから、鉄筋のひずみ状態が波の伝搬性状に何らかの影響を与えることが明らかとなった。

⑤　コンクリート内部応力状態と超音波法による弾性波の伝播速度には相関が認められた。またその傾向は、表面法を用いた場合の方が、透過法を用いた場合に比べてより明確であった。応力状態の異なる部材に弾性波を伝播させ伝播波形の特性を分析することにより、応力状態の差異を検知できる可能性が示された。

⑥　コンクリートを媒体とした超音波や衝撃弾性波の伝播特性がプレストレスによる内部応力状態の相違に対応して異なる傾向があること、さらにそれら伝播特性が実用性のある非破壊検査手法を用いて検出できる可能性が高いことを明らかとした。弾性波の伝播特性である伝播速度及び周波数分布特性は、コンクリートの応力状態と関連づけることで、プレストレス状態を評価するための指標となり得る可能性が示された。

今後 PC 道路橋の維持管理の実務における健全性評価としての残存プレストレス量の評価方法としては、実橋を用いた載荷試験あるいは非破壊試験が有効となる可能性がある。載荷試験では、ひび割れ発生前に着目した主ひずみ角度、ひび割れ発生後に着目した荷重と変位の関係、ひび割れ性状、スターラップのひずみが指標となり得る可能性がある。また非破壊試験では、弾性波の伝播特性（伝播速度、周波数特性）を計測し、コンクリートの応力状態と関連させてプレストレス量を評価すると同時に、損傷有無の同形状部位間での伝播特性を比較することにより、相対的にプレストレス量の評価を行うことができる可能性がある。

参考資料

・資料-1　PC 道路橋の建設現場で実施されている品質管理
・資料-2　プレストレス導入力（緊張）管理方法
・資料-3　PC 道路橋の健全度評価に関する文献調査

資料-1　PC 道路橋の建設現場で実施されている品質管理

1)　管理項目と目的

①　使用材料の品質管理

目的：・設計図書に示された材料が使用されていること

・材料が所定の特性や品質を確保していること

②　施工精度の管理（部材寸法、かぶりおよび鋼材位置）

目的：構造物としての耐荷性能や耐久性に影響を及ぼすことから設計図書に示される寸法を確保するとともに鋼材等を所定の位置に配置すること

③　緊張管理

目的：・設計断面において PC 鋼材に所定の引張力を導入すること

・管理上避けられない誤差が生じても引張力が小さくならないこと

・予期しない誤差による異常が生じても早期に発見し対処できること

④　グラウト管理

目的：・PC 鋼材を腐食から保護すること

・PC 鋼材と部材コンクリートの一体性を確保すること

2)　各管理の現状

①　使用材料の品質管理

一般の PC 橋は、コンクリート、鉄筋、PC 鋼材を用いて橋体を形成する複合構造であるが、使用材料としては PC 鋼材を用いること以外は RC 構造と変わらない。

コンクリート　：RC と同様＋プレストレス導入時圧縮強度

鉄筋、PC 鋼材　：JIS 規格を満足していること

現状行われている管理項目の一例を、表 1.1 に示す。

表 1.1　使用材料の品質管理（その 1）

	種別	試験区分		試験項目	試験方法	規格値	試験基準	摘要
コンクリート	施工時	必須	①	塩化物総量規制		原則 0.3kg/m^{3}以下	コンクリートの打設が午前と午後にまたがる場合は、午前に1回コンクリート打設前に試験を行い、その試験結果が塩化物総量の規制値1/2以下の場合は、午後の試験を省略することができる。（1試験の測定回数は3回とする）試験の判定は3回の測定値の平均値。	・小規模工種で１工種当たりの総使用量が50m^{3}未満の場合は１工種１回以上。 またレディーミクストコンクリート工場(JISマーク表示認定工場)の品質証明書等のみとすることが出来る。 ・骨材に海砂を使用する場合は、「海砂の塩化物イオン含有率試験方法」(JSCE-C502,C503)または設計図書の規定により行う。 ・用心鉄筋等を有さない無筋構造物の場合は省略出来る。
			②	単位水量試験		1）測定した単位水量が、配合設計±15kg/m^{3}の範囲である場合はそのまま施工してよい。 2）測定した単位水量が、配合設計±15を超え±20kg/m^{3}の範囲にある場合は、水量変動の原因を調査し、生コン製造者に改善を指示し、その運搬車の生コンは打設する。その後、配合設計±15kg/m^{3}以内で安定するまで、運搬車の3台毎に1回、単位水量の測定を行う。 3）配合設計±20kg/m^{3}の指示値を超える場合は、生コンを打ち込まずに、持ち帰らせ、水量変動の原因を調査し、生コン製造者に改善を指示しなければならない。その後の全運搬車の測定を行い、配合設計±20kg/m^{3}以内になることを確認する。更に配合設計±15kg/m^{3}以内に安定するまで、運搬車の3台毎に1回、単位水量の測定を行う。 なお、管理値または指示値を超える場合は1回に限り試験を実施することができる。再試験を実施したい場合は2回の測定結果のうち、配合設計との差の絶対値の小さい方で評価してよい。	1日当たりのコンクリート種別ごとの使用量が100m^3/日以上の場合； 2回/日（午前1回、午後1回）、または構造物の重要度と工事の規模に応じ100～150m^{3}ごとに1回、および荷卸し時に品質変化が認められたときとし測定回数は多い方を採用する。	示方配合の単位水量の上限値は、粗骨材最大寸法20～25mmの場合は175kg/m^3、40mmの場合は165kg/m^{3}を基本とする。
			③	スランプ試験	JIS A 1101	スランプ5cm以上8cm未満：許容値±1.5cm スランプ8cm以上18cm未満：許容値±2.5cm コンクリート舗装の場合 スランプ2.5cm：許容値±1.0cm 道路橋床版の場合 スランプ8cmを標準とする.	・荷卸し時 1回/日または構造物の重要度と工事の規模に応じて20～150m^{3}ごとに1回、および荷卸し時に品質変化が認められた時。ただし道路橋鉄筋コンクリート床版にレディーミクストコンクリートを用いる場合は原則として全車測定を行う。 ・道路橋床版の場合、全車試験を行うが、スランプ試験結果が安定し良好な場合はその後スランプ試験の頻度について監督職員と協議し低減することが出来る。	小規模工種で１工種当たりの総使用量が50m^{3}未満の場合は1工種1回以上。またはレディーミクストコンクリート工場(JISマーク表示認定工場)の品質証明書等のみとすることが出来る。
			④	コンクリートの圧縮強度試験	JIS A 1108	１回の試験結果は指定した呼び強度の85%以上であること。 ３回の試験結果の平均値は、指定した呼び強度以上であること。 （１回の試験結果は、３個の供試体試の試験値の平均値）	・荷卸し時 1回/日または構造物の重要度と工事の規模に応じて20～150m^{3}ごとに１回 なお、テストピースは打設場所で採取し、１回につき６本（σ_7･･･3本、σ_{28}･･･3本）とする。（早強セメント使用する場合には、必要に応じてσ_3･･･3本についても採取する）	同上
			⑤	空気量測定	JIS A 1116 JIS A 1118 JIS A 1128	±1.5%（許容値）	・荷卸し時 1回/日または構造物の重要度と工事の規模に応じて20～150m^{3}ごとに1回、および荷卸し時に品質変化が認められた時。	同上

表 1.2　使用材料の品質管理(その 2)

	種別	試験区分		試験項目	試験方法	規格値	試験基準	摘要
コンクリート	施工時	その他	①	コンクリートの曲げ強度試験	JIS A 1106	１回の試験結果は指定した呼び強度の85%以上であること。 ３回の試験結果の平均値は、指定した呼び強度以上であること。	コンクリート舗装の場合に適用し、打設日1日につき2回(午前・午後)の割で行う。なおテストピースは打設場所で採取し、1回につき原則として3個とする。	・小規模工種で１工種当たりの総使用量が50m^{3}未満の場合は１工種１回以上。またレディーミクストコンクリート工場(JISマーク表示認定工場)の品質証明書等のみとすることが出来る。コンクリート舗装の場合には、曲げ強度試験を適用する。
			②	コアによる強度試験	JIS A 1107	設計図書による	品質に以上が認められた場合に行う。	
			③	コンクリートの洗い分析試験	JIS A 1112	設計図書による	品質に以上が認められた場合に行う。	
	施工後試験	必須	①	ひび割れ調査	スケールによる測定	0.2mm	本数、総延長、最大ひび割れ幅等	高さが5m以上の鉄筋コンクリート擁壁(ただし、プレキャスト製品は除く)、内空断面積が25m^{2}以上の鉄筋コンクリートカルバート類、橋梁上・下部工(ただしいずれの工種についてもＰＣは除く)及び高さが3m以上の堰・水門・樋門を対象とし構造物躯体の地盤や他の構造物と接触面を除く全表面とする。 フーチング・底版等で竣工時に地中、水中にある部位については竣工前に調査する。
			②	テストハンマーによる強度推定調査	JSCE-G 504	設計基準強度	鉄筋コンクリート擁壁及びカルバート類、トンネルについては目地間(ただし100mを超えるトンネルでは、100mを超えた箇所以降は、30m程度に1箇所)で行う。その他の構造物については強度が同じブロックを1構造物の単位とし、各単位につき3箇所の調査を実施。また、調査の結果、平均値が設計基準強度を下回った場合と、1回の試験結果が設計基準強度の85%以下となった場合は、その箇所の周辺において、再調査を5箇所実施。 材齢28日～91日の間に試験を行う。	高さが5m以上の鉄筋コンクリート擁壁、内空断面積が25m^{2}以上の鉄筋コンクリートカルバート類、橋梁上・下部工、トンネル類及び高さが3m以上の堰・水門・樋門を対象。（ただしいずれの工種についてもプレキャスト製品およびプレストレストコンクリートは対象としない）また、再調査の平均強度が、所定の強度が得られない場合、もしくは1箇所の強度が設計強度の85%を下回った場合は、コアによる強度試験を行う。 工期等により、基準期間内に調査が行えない場合は監督職員と協議するものとする。
		その他	①	コアによる強度試験	JIS A 1107	設計基準強度	所定の強度を得られない箇所付近において、原位置のコアを採取	コア採取位置、供試体の抜き取り寸法等の決定に際しては、設置された鉄筋を損傷させないよう十分な検討を行う。 圧縮強度試験の平均強度が所定の強度が得られない場合、もしくは1箇所の強度が設計強度の85%を下回る場合は、監督職員と協議するものとする。

（関東地方整備局　土木工事共通仕様書より）

② 施工精度の管理（かぶりおよび鋼材位置）

ｉ） 鉄筋のかぶり

ｉ-1） 規格値：道示Ⅲ抜粋

表 1.3　かぶりの規格値

表-6.6.1　最小かぶり　(mm)

部材の種類	床版、地覆、高欄、支間 10m 以下の床版橋	け　た	
		工場で制作されるプレストレストコンクリート構造	左記以外のけた及び支間が 10m をこえる床版橋
最小かぶり	30	25	35

ｉ-2)　かぶり確保の方法

モルタル製又はコンクリート製スペーサを設置してかぶりを確保する。

スペーサ配置の原則は、以下の通りである。

構造物側面　2個／m^2以上

構造物底面　4個／m^2以上

ｉ-3)　管理基準：道示Ⅲ抜粋

道示Ⅲにおける管理基準値（施工精度）を示す。

表 1.4　鋼材配置の管理基準値

表-解 19.7.1　鉄筋の配置に関する施工精度

項　目	施　工　精　度
有効高さ	設計寸法の ±3% 又は ±30mm のうち小さい方の値。 ただし、最小かぶりは確保するものとする。 床版の場合、設計寸法の ±10mm とし、所要のかぶりを確保するものとする。

ⅱ）　PC鋼材の配置

ⅱ-1)　シースまたはPC鋼材の保持方法

内ケーブル方式の場合：保持鉄筋を使用

保持鉄筋間隔の標準値は､道示Ⅲでは以下の通りとしている。

ただし、各PC工法においても規定されている。

表 1.5　保持間隔の標準値

表-解 19.8.2　シースまたはＰＣ鋼材の保持間隔　　(m)

ＰＣ鋼材の種類	保　持　間　隔
ＰＣ　鋼　線	1.0～1.5
ＰＣ 鋼より線	1.0 以下
ＰＣ　鋼　棒	1.5～2.0

ⅱ-2)　管理基準：道示Ⅲ抜粋

現状は、PC 鋼材定着位置および保持鉄筋位置で管理。

道示Ⅲにおける管理基準値（施工精度）を示す。

表 1.6　PC 鋼材配置の管理基準

表-解 19.8.1　ＰＣ鋼材の配置に関する施工精度

項　　目		施　工　精　度
ＰＣ鋼材中心と部材縁との距離	主要な設計断面の両側 L/10の範囲（L:支間）	設計寸法の ±5% 又は ±5mm のうち小さい方の値。
	その他の範囲	設計寸法の ±5% 又は ±5mm のうち小さい方の値。ただし、最小かぶりは、確保するものとする。

③　緊張管理

PC 橋における緊張管理は、設計断面において PC 鋼材に所定の引張力を導入する目的で行われている。従来から行われている緊張管理は、設計断面における PC 鋼材引張力を直接管理することが困難であることから、荷重計示度と PC 鋼材の伸び量によって管理を行っている。

・誤差の程度：荷重計示度から推定される引張力に対して 5%程度
　　伸び量から推定される引張力に対して 5%程度

・誤差要因

避けられない誤差要因：PC 鋼材断面積、弾性係数のばらつき、摩擦損失推定誤差、伸び測定誤差等

測定の誤りによる要因：荷重計の狂い、読み取り誤差

・管理限界　：2σ

・管理上の対策：緊張前の圧縮強度確認
　　緊張装置のキャリブレーション
　　試験緊張による摩擦係数や弾性係数の推定と管理限界の推定
　　圧力計示度と伸び量の併用
　　グループ管理の実施

ｉ）　緊張前に行う事項

・緊張装置のキャリブレーション

・プレストレス導入時の強度確認

・試験緊張：見かけの弾性係数、摩擦係数を推定し管理限界を設定

ⅱ）　緊張管理

図 1.1 に緊張管理手順を示す。

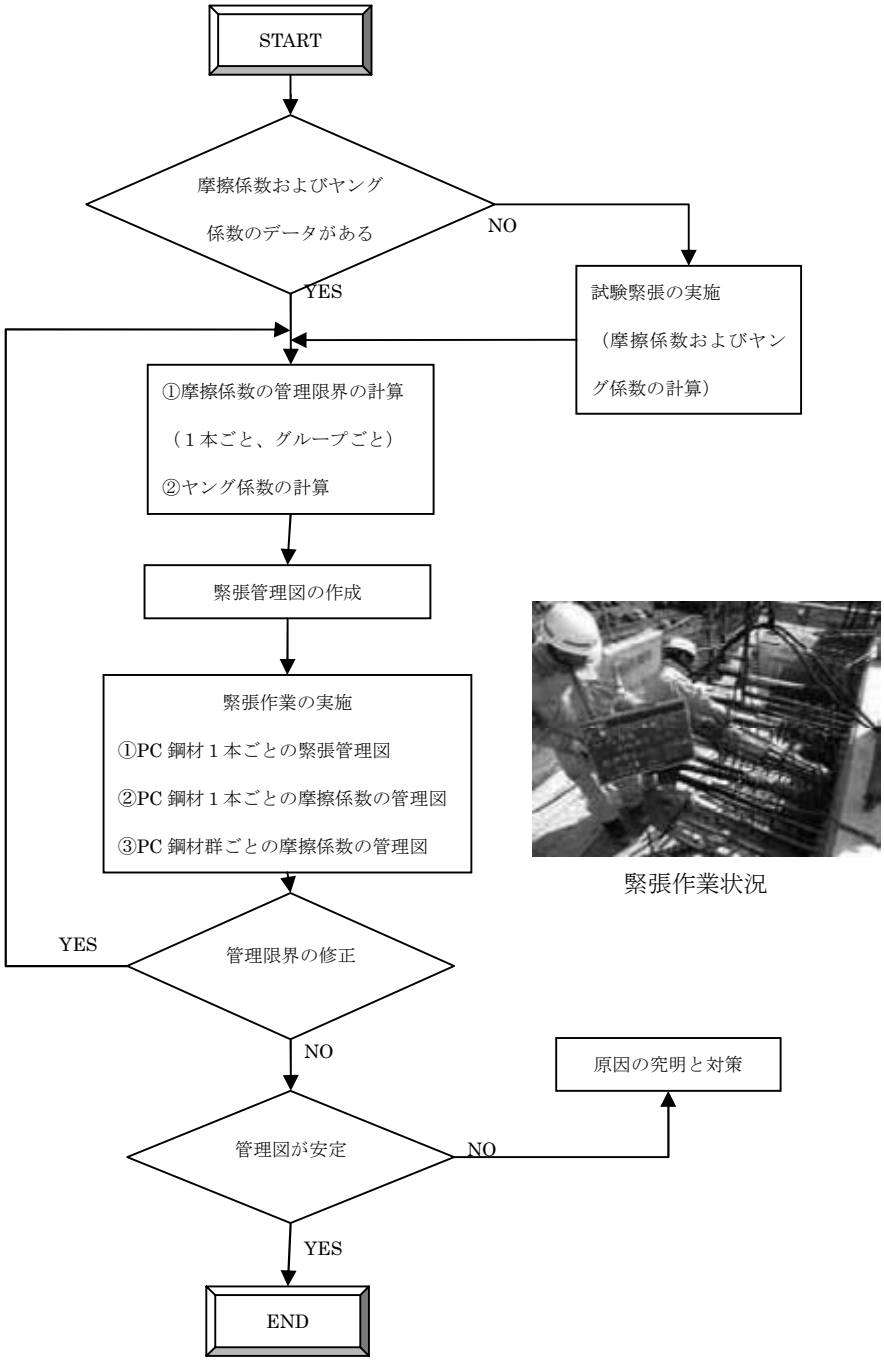


図 1.1　緊張管理手順

④　グラウト管理

表 1.7 に「PC グラウト＆プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル(改訂版)2006」((社)プレストレストコンクリート建設業協会)に示される PC グラウトの品質管理試験項目を示す。なお、判定基準は各基準により異なることがあるので注意する必要がある。

表 1.7　PC グラウトの品質管理試験項目

6.2.2　品質検査

PC グラウトの品質検査は，製造会社による基準試験，工事ごとの基準試験および日常管理試験において，**表6.2.1**に示す項目を適切に選定し実施することを原則とする．

表6.2.1　PC グラウトの品質検査

試験項目		試験方法	試験頻度	判定基準	備　考
レオロジー試　験	JP 漏斗 円筒容器 粘度測定試験	JSCE-F 531（JP 漏斗） JASS 15 M-103 JIS Z 8803	1)製造会社による基準試験 2)工事ごとの基準試験 3)日常管理試験	製品ごとに定められた規格値（表4.3参照）	製造会社により設定
単位容積質量測定試験	簡易型枠 または 比重カップ	JIS A 1132 JIS K 5600	1)製造会社による基準試験 ※1 2)工事ごとの基準試験 ※2 3)日常管理試験	製品ごとに定められた水セメント比（水粉体比）の推奨範囲±1.5%かつ使用可能範囲以内	
材料分離抵抗性試験	傾斜管試験	JHS 419	1)製造会社による基準試験	ブリーディング水の移動現象やブリーディング跡が認められないこと	
ブリーディング率試験	鉛直管試験	JHS 420	1)製造会社による基準試験 ※1 2)工事ごとの基準試験 ※2 3)日常管理試験	0.3 %以下 0.0 %（24 時間後）	
体積変化率試　験	鉛直管試験	JHS 420	1)製造会社による基準試験 ※1 2)工事ごとの基準試験 ※2 3)日常管理試験	−0.5 %～0.5 %	○
	改良容器方法	改良JSCE-F 533-1999		−1.0 %～0.5 %	
圧　縮　強　度　試　験		JSCE-G 531	1)製造会社による基準試験 2)工事ごとの基準試験 3)日常管理試験	材齢28日で30N/mm²以上	
塩化物イオン含有量試験		全ての材料の品質成績書より算出する方法または(財)国土開発技術センターで技術評価に合格した簡易塩分測定器	1)製造会社による基準試験 2)工事ごとの基準試験 3)日常管理試験	普通ポルトランドセメントに混和剤を添加したグラウト材：C ×0.08質量%以下 上記以外のグラウト材：0.3 kg/m³以下	

※1，2：工事ごとの基準試験および日常管理試験において，有害となる残留空気に関わるPC グラウト材料そのものの性質および品質を評価するためには，下記 2 ケースの試験項目のうちどちらかを実施するものとする．
試験項目 A(主) −「単位容積質量測定試験」
B(従) −「ブリーディング率試験」と「体積変化率試験」の両方

また、平成 17 年 12 月にプレストレストコンクリート技術協会から「PC グラウトの設計施工指針」が発刊された。同指針では PC グラウトに要求される性能を設定し、これらの要求性能を満足するための照査法が示されるとともに、実施工に反映させるための具体的な手法が示されている。

指針の概要

- PC グラウトの要求性能を設定する。
- その PC グラウトの性能が満足することを施工する以前に照査する。
- 施工において設定された性能が満足することを検査する方法、および記録や教育について基本原則を示している。

図 1.2 に PC グラウトの性能照査型から施工・検査までのフローを示す。

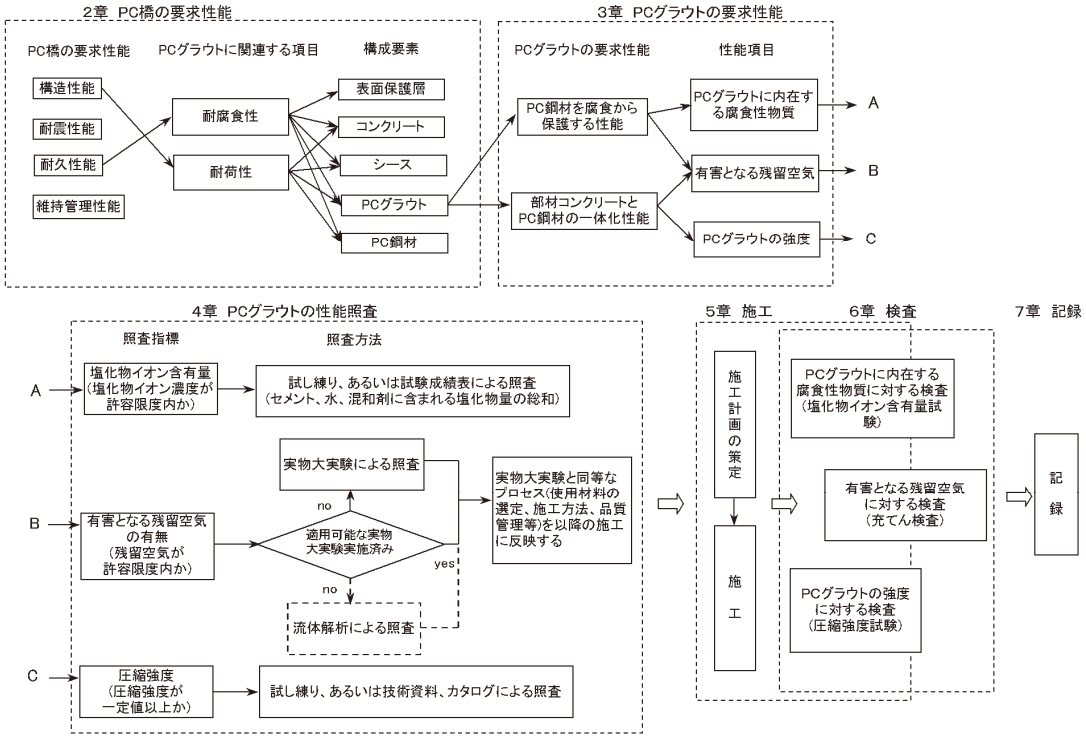


図 1.2　PC グラウトの性能照査型から施工・検査までのフロー

資料-2　プレストレス導入力（緊張）管理方法

1)　緊張管理において行われていること

① 所定のプレストレスを導入したという判断を下すこと。

② 緊張作業が安定していることを確認すること。

緊張管理では上記 2 点を行うことで、部材全体として所定のプレストレスが導入された事を保証している。

①はケーブル 1 本毎の緊張管理である。

一般に、摩擦係数をパラメータとして、ケーブル緊張端での荷重示度と鋼材伸びの関係を予め計算しておくことで、1 本のケーブルに対する緊張作業を終了させるポイント（引き止め点）を決定することができる。

②は複数ケーブルのグループに対する管理であり、緊張作業工程に関する管理である。

緊張作業が作業工程として安定していることが示される場合にのみ、①の管理の前提となる、設計での仮定、材料や緊張機器の状態、それまでの製作プロセス、作業内容などが正常であると判定される。

このグループ管理には、取扱う測定値に種々の要因による“バラツキ”が影響するため、“バラツキ”の範囲の限界を定量的、客観的に取り扱うための統計的手法が導入されている。

2)　緊張管理への統計的手法の導入

ｉ）　統計的方法の概念

統計的品質管理の手法は、アメリカで発案され、1950 年代に日本に普及し始めた。統計的手法とは、図 2.1 のように標本（サンプル）によって母集団の結論を引き出す方法であり、不良品が発生する前に良品ができるよう母集団を管理する目的で用いられている。品質のバラツキを統計的推察によって管理することが基本的な考えである。

品質のバラツキは多数の微少要因の総和として生じ、品質はバラツキにより常に変動している。しかし、このバラツキの分布は図 2.2 のように正規分布することが統計学において明らかになっており、緊張管理は、これを応用した品質管理が行われている。

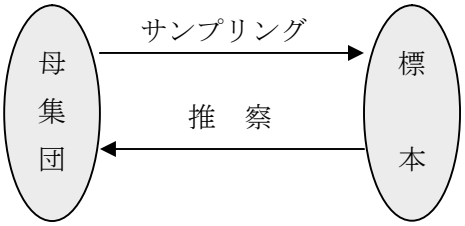


図 2.1　統計的手法

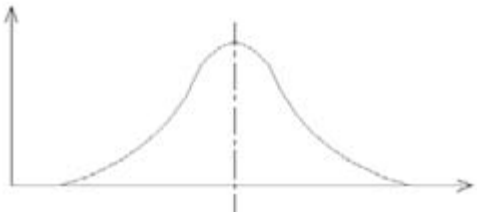


図 2.2　正規分布

製品の品質管理において製品の数が多数ある場合に、全数検査による品質管理が不可能であるような場合、製品から一部を取り出してそのデータによって製品全体の性質を推測する統計的手法がとられている。

ⅱ） 緊張管理への統計的手法の導入

PC 橋の緊張管理においても、以下に示す理由により統計的手法が導入されている。

① 緊張管理において使用するデータが、バラツキを含んでいること。

② 全ての緊張作業終了後において､所定のプレストレスが導入されたか否かの簡便で確実な検査手法が現状確立していないこと。

③ 仮に全ての緊張作業が終了した段階で不良品が発生したとしても再緊張が簡単にはできない場合があること。

3） 緊張管理について

ⅰ） バラツキ

ⅰ-1） バラツキを与える原因の大別

①偶然原因（不可避的）：技術的、経済的に排除できない原因

②異常原因（可避的） ：故障や誤り等排除可能な原因

品質管理の統計的手法においては、偶然原因によるバラツキが安定している状態では製造が順調に行われているものと判断し、異常原因によるバラツキが発生した場合には即座に検出し修正することを目的としている。

ⅰ-2） 緊張の際に考えられる偶然原因によるバラツキ

緊張に際しては、標準偏差で 5%程度の偶然原因によるバラツキは避けられない。
個々のバラツキとしては、以下に示すようなことがある。

① PC 鋼材とシース間の摩擦のバラツキ

② 引張装置、定着具における摩擦のバラツキ

③ PC 鋼材の見かけのヤング係数の摩擦のバラツキ

④ 測定値の読み取り誤差

⑤ 荷重計の誤差

⑥ その他の誤差

ⅱ） 緊張管理における統計量

緊張管理において、簡単に直接計測可能な統計量として、荷重計示度と PC 鋼材伸び量を採用している。

・緊張端の荷重計示度

・PC 鋼材伸び量

緊張作業が計算で仮定した条件のもとに行われた場合には、計算で求めた荷重計示度まで PC 鋼材を緊張することによって、計算で求めた伸び量が得られるはずである。実際には種々の原因によってバラツキが生じるため、このバラツキの状態を統計的に管理することとしている。

ⅲ）ケーブル１本毎の管理

目的：１本のケーブルに対して、所定のプレストレスを導入すること

多数の同一形状ケーブルを緊張しても、誤差要因によって圧力計示度－伸び量の関係は、図 2.3 のように同じとはならない。しかし、偶然原因によるバラツキは排除できないことから、想定したバラツキの範囲内において荷重計示度と伸び量の測定値の軌跡がある傾きの時に、図 2.4 に示すようにどこで引き止めるにするかという領域をあらかじめ決めておき、バラツキが生じても１本のケーブルに導入されるプレストレスが不足することのないよう管理を行っている。

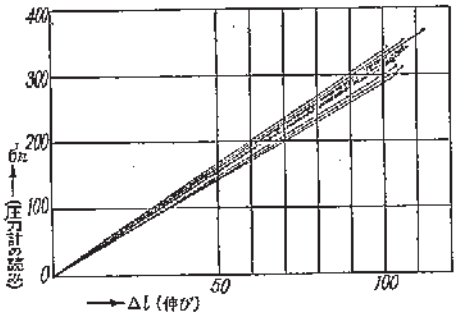


図 2.3　圧力計示度-伸び量の関係

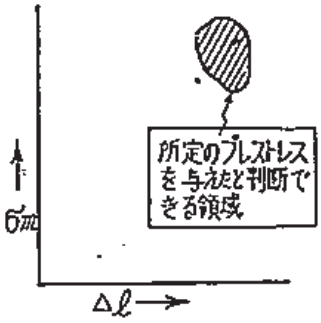


図 2.4　測定値の軌跡

管理限界：$\dot{\mu}$の平均値±2σ

図 2.5 に示すようなケーブル 1 本毎の緊張管理図における±2σの範囲は、図 2.6 に示す摩擦係数が大きい場合と小さい場合における領域を意味する。

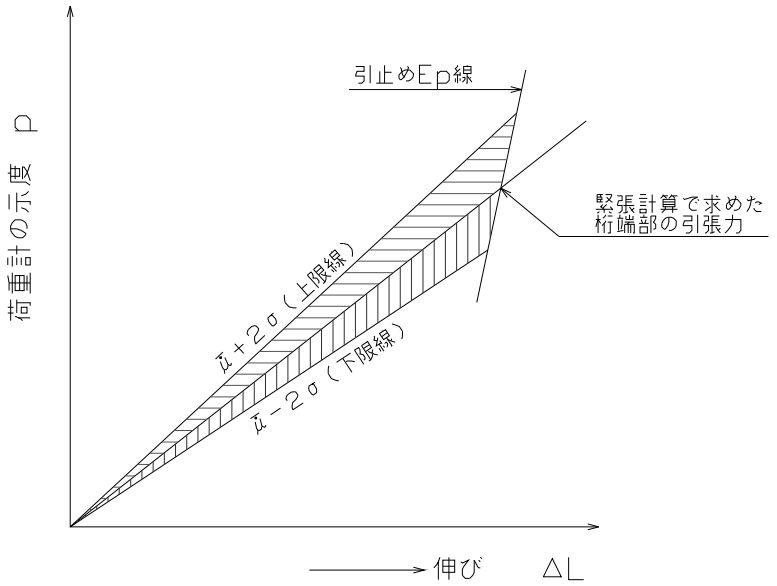


図 2.5　ケーブル 1 本毎の緊張管理図

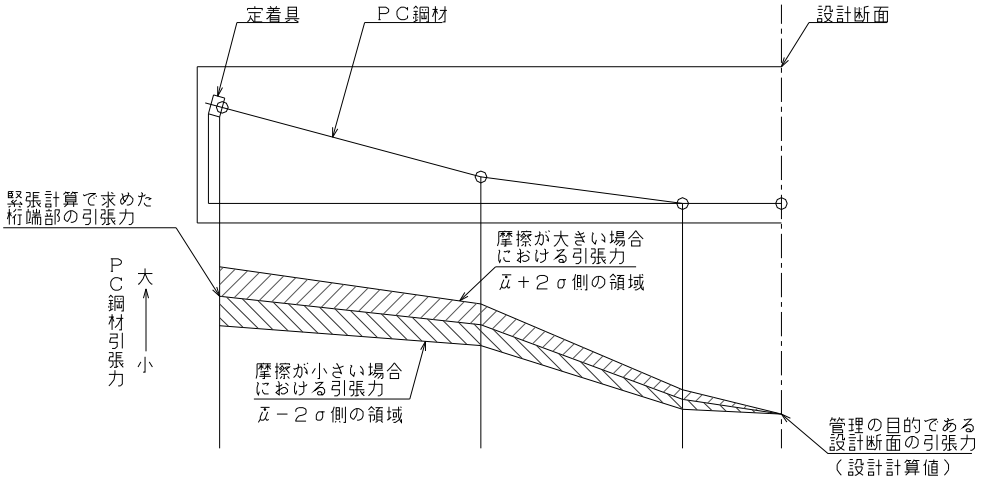


図 2.6　摩擦係数の大小による鋼材応力度の分布

ⅳ） グループ管理

目的：緊張作業が異常なく安定した状態で行われていることを管理すること

緊張作業が安定した状態で行われている場合には、図 2.7 に示すように、測定値は管理限界内にあって中心値のまわりに多く集まっているとともに適当に分散した状態となる。一方、故障等の異常が発生すると測定値はランダムではない傾向を示す。この場合には、原因を追及し異常原因が入らないように管理を行っている。

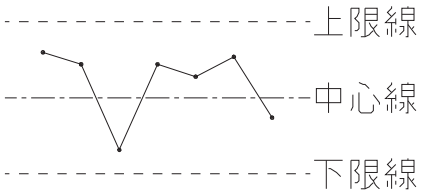


図 2.7　管理図

管理限界：$\dot{\mu}$の平均値±2σ／√n　　n：本数

〔補足〕

平均値±2σの範囲

① 偶然原因によるバラツキしか発生せず安定した状態において、確率として95%の測定値が含まれる範囲

② 偶然原因によるバラツキしか発生せず安定した状態においても、5%の確率で範囲外となる範囲

正規分布の性質

正規分布曲線は、図 2.8 に示すように平均値と標準偏差σによって完全に決まる関数（確率密度関数）であり、以下に示すような性質がある。

① 平均値を中心として左右対称である

② 曲線に囲まれる面積は 1 である

③ 平均値±σの区間は、全面積の約 68%（区間外面積約 32%）
平均値±2σの区間は、全面積の約 95%（区間外面積約 5%）
平均値±3σの区間は、全面積の約 99.7%（区間外面積約 0.3%）

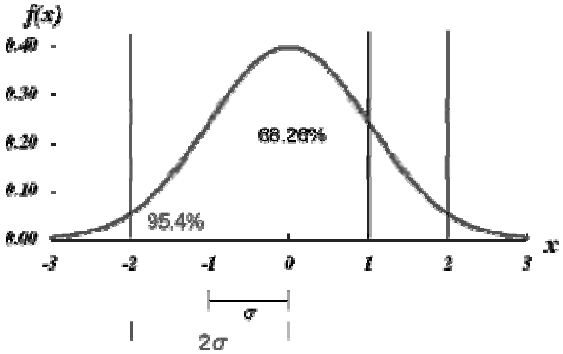


図 2.8　正規分布曲線

4) PC 鋼材の緊張管理について

緊張管理手法

荷重計の示度およびPC鋼材の伸び量により緊張管理を行う実務的な手法として以下の2通りの方法がある。

① 摩擦係数をパラメータとして管理する方法

② 引張力と伸びを独立して管理する方法

これらの 2 つの管理手法は、主として部材に配置される PC 鋼材の本数の程度によって、表 2-1 のように使い分けられる。

用語の説明

ⅰ） μ および λ と $\dot{\mu}$

μ：設計計算上で使用する、角変化 1 ラジアンあたりの摩擦係数

λ：　　〃　　PC 鋼材の長さ 1m あたりの摩擦係数

$\dot{\mu}$：試験緊張により求まる、PC 鋼材の摩擦係数（角変化＋長さ）

ⅱ） PC 鋼材の見かけのヤング係数

緊張計算に用いる PC 鋼材のヤング係数は、PC 鋼材の抜出し量から引張力を求めるために使用する。PC 鋼材の抜出し量は、PC 鋼材の弾性伸びが関係するばかりでなく、部材の短縮やシース内における PC 鋼材の鉛直方向移動なども影響し、PC 鋼材の材料試験表から求められるヤング係数よりかなり低い値を示す。よって、材料試験表から求められるヤング係数と区別するため、「見かけの」ヤング係数と呼んでいる。

表 2.1　緊張管理手法の使い分け（その 1）

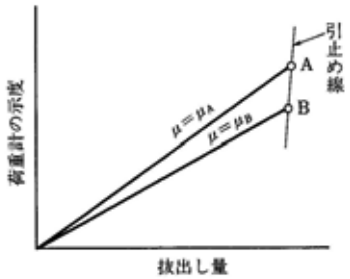
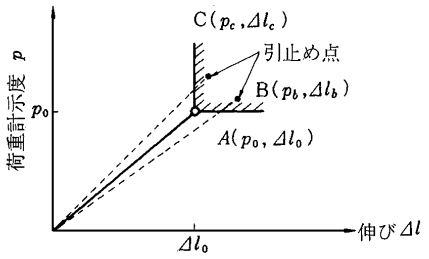
	方法１：摩擦係数をパラメータとする管理手法	方法２：引張力と伸びを独立して管理する手法
1. 適用範囲 1) 適用範囲	1) 主方向に内ケーブル方式のＰＣ鋼線、ＰＣ鋼より線を使用する場合。 ① １つの部材に配置されているＰＣ鋼材本数が少なく、形状変化が大きく、比較的に大容量ケーブルを使用する場合 例：　一般的なＰＣ橋の主方向の緊張管理に採用	1) ＰＣ鋼棒を採用する場合。 ① 主方向・横方向を問わずＰＣ鋼棒を採用する場合 ② １つの部材に配置されているＰＣ鋼材本数が多い場合 例：ディビダーク工法張出架設桁橋 2) 以下のようなＰＣ鋼線、ＰＣ鋼より線を採用する場合。 ① 床版横締めや横桁横締めのように配置形状がほぼ直線に近く、比較的小型のＰＣケーブルを多数配置する場合。 ② 主方向に外ケーブル方式を採用する場合。
2) 適用理由	1) 主方向に採用する場合、摩擦による影響が大きいため、摩擦係数をパラメーターとした手法を用いる。 ① 主方向ＰＣ鋼材は、曲げ上げ、曲げ下げの角度が大きいため、摩擦による影響が支配的となる。 ② 曲線区間・直線区間では、それぞれの区間で摩擦係数が異なり与えた緊張力から単に伸びが求められないため、緊張力と伸びだけの管理手法では、大きな誤差が生じやすい。 2) 実用性を考慮 主方向ＰＣ鋼材は、鋼材本数が少ないため、摩擦による管理が可能となる。 3) 鋼材本数が少なく偶然誤差がそのままプレストレスの誤差になってしまうため、緊張管理に支配的な摩擦誤差を少なくできる。	1) 摩擦による影響が小さいため、摩擦係数をパラメーターとする管理手法は不向きと考えられる。 ① ＰＣ鋼棒： 曲げ半径が大きく直線に近いため、摩擦の影響が少ない。また、打撃を与えることにより摩擦が減じてしまう。 ② 横方向ＰＣ鋼材： 直線形状に近く、また鋼材長が比較的短いため摩擦の影響が少ない。そのため、方法１の管理手法では管理限界が狭く、実際の緊張管理に支障を及ぼす。 2) 鋼材本数が多いため実用性を重視し、緊張力と伸びによる管理手法で問題ない。 ① ＰＣ鋼棒： 直線形状に近く、伸びが比較的正確に測定できる。またプレストレスの計算が容易である。 ② 横方向ＰＣ鋼材： 鋼材本数が多いため、摩擦による管理手法では繁雑と考えられる。 3) バラツキ（偶然誤差）がある場合でも鋼材本数が多いため、荷重計示度、伸びの両者とも計算値より小さくならない点まで緊張しておけばプレストレスが不足する確率を小さくできる。
2. 管理手法の概要 1) 概要	少数のＰＣ鋼材が曲線形状に配置されている場合は、摩擦係数をパラメータとした管理方法で１本ごとの管理グラフを作成し緊張管理を行う。また、１本ごとの管理だけでは誤差を発見することが困難なため、ＰＣ鋼材をグループごとに管理し、ばらつきの影響を小さくするグループの管理も併用する。	比較的に小型のＰＣ鋼材が用いられ、直線形状に近い形状で鋼材本数が多く配置されている場合は、実用性を考慮して荷重計の示度とＰＣ鋼材の伸びを独立する緊張管理を行う。また、摩擦係数により管理する方法と同様にＰＣ鋼材１本ごとの管理の他にグループごとの管理を行う。
2) 管理手法	試験緊張などによって求めた見かけのヤング係数を用いて、摩擦係数μの任意二つの値（μ_Aおよびμ_B）について緊張計算を行い、この計算結果をそれぞれＡおよびＢとする。見かけのヤング係数が正しい場合には、ABを引止め線とする方法。  	あらかじめ、図に示す点Ａ(座標 po、Δlo)を計算で求めておき、緊張作業に当たっては、図のハッチした部分を引留め範囲とする方法。 

表 2.2　緊張管理手法の使い分け(その 2)

<table>
<tr><th></th><th>方法１：摩擦係数をパラメータとする管理手法</th><th>方法２：引張力と伸びを独立して管理する手法</th></tr>
<tr><td>3.緊張管理の手順
1)緊張管理の手順</td><td>本管理手法の場合、緊張管理の手順を以下に示す。
① 試験緊張の実施
配置形状の異なる４本以上試験緊張より、摩擦係数$\dot{\mu}$および見かけのヤング係数$\dot{E}p$を算出し、摩擦係数の管理限界(2σ)を設定する。
② 緊張計算の実施
$\dot{E}p$を用い、μの特定の値(例：μ=0.2 とμ=0.4)について緊張管理を行い、示度計の読みと伸び量を計算する。
③ 緊張管理図の作成
緊張前に「引止め線」、「管理限界」を記入した管理図を作成する。
④ 緊張作業の実施
管理図を用いて緊張管理を実施。管理限界に収まっていることを確認する。
⑤ 摩擦係数の管理
ＰＣ鋼材１本ごととグループによる管理を行う。また必要に応じ、管理限界の修正を行う。</td><td>本管理手法の場合、緊張管理の手順を以下に示す。
① 試験緊張は一般的に行わない。
② 緊張計算の実施
道示Ⅲ　表-解 19.8.3 のμ、λおよび$\dot{E}p$の値を用い、示度計の読みと伸び量を計算する。
③ 緊張管理図の作成
緊張前に「示度計」と「伸び」の最小値を示した管理値を記入した管理図を作成する。
④ 緊張作業の実施
管理図を用いて緊張管理を実施。「示度計」と「伸び」が不足しないように緊張する。
⑤ 摩擦係数の管理
ＰＣ鋼材１本ごととグループによる管理を行う、また必要に応じ、管理限界の修正を行う。</td></tr>
<tr><td>2) 管理限界値の計算</td><td>本緊張管理の場合、PC 鋼材の見かけのヤング係数および摩擦係数の確認は重要であり、試験緊張によって求めることが原則である。試験緊張の測定結果より、摩擦係数$\dot{\mu}$および PC 鋼材の見かけのヤング係数$\dot{E}p$を算出する。
施工実績が多いポストＴのように十分な試験データがある場合は、その値を使用してもよい。また、片引き緊張を行う設計で試験緊張が困難な場合は、道示Ⅲ　表-解 19.8.3 に従い、以下の値を用いてよい。
<table><tr><th></th><th>μ</th><th>λ</th><th>Ep (kN/mm²)</th></tr><tr><td>PC 鋼線</td><td>0.30</td><td>0.004</td><td>195</td></tr><tr><td>PC 鋼より線</td><td>0.30</td><td>0.004</td><td>185</td></tr><tr><td>PC 鋼棒</td><td>0.30</td><td>0.003</td><td>200</td></tr></table></td><td>本緊張管理の場合、見かけのヤング係数および摩擦係数は、摩擦係数をパラメーターとする管理手法に同じく、道示Ⅲ　表-解 19.8.3 の値を用いる。</td></tr>
<tr><td>3) 管理限界</td><td>摩擦係数$\dot{\mu}$の管理限界の計算を２σ法により行う。この限界値は、ＰＣ鋼材１本ごと、およびＰＣ鋼材グループ毎に対して算出する。ヤング係数$\dot{E}p$の測定平均値は、母集団の標準偏差が未知数であるため、ｔ分布すると考えて算出する。</td><td>１本ごとおよび１グループごとの許容誤差は、以下に示す許容誤差の標準値によるものとする。
<table><tr><td>1組の PC 鋼材本数</td><td>1</td><td>2</td><td>3</td><td>4</td><td>5</td><td>6</td><td>7</td><td>8</td><td>9</td><td>10</td></tr><tr><td>許容誤差の標準値（%）</td><td>10</td><td>7.1</td><td>5.8</td><td>5.0</td><td>4.5</td><td>4.1</td><td>3.8</td><td>3.5</td><td>3.3</td><td>3.2</td></tr></table>（コンクリート道路橋施工便覧 H10 年１月表－8.18 より）</td></tr>
<tr><td>4) 異常時に対処</td><td>緊張管理図は、プレストレッシングに関する種々の作業工程が正常であるかどうか客観的に判断するための資料である。従って、緊張管理図を品質管理のための管理図として役立たせるように、異常が発生した場合原因究明と対策を講じる必要が生じてくる。
対処方法は、『コンクリート道路橋施工便覧』H10.1（社）日本道路協会　8.6.3.5 にしたがい、管理図の傾向を確認しながら誤差が生じる原因を究明する。</td><td>１本ごとの誤差δが 10%を超えた場合、以下の順番でその原因を確かめることが重要である。
① 作業をやり直し 10%以内とする
② ジャッキのキャリブレーションを行い、作業手順の確認を行う。
③ 摩擦係数及び見かけのヤング係数の測定を行う。</td></tr>
<tr><td>5) 管理限界の修正</td><td>以下のような場合、管理限界を修正した方が望ましい。
① 試験緊張を行わないで管理限界を設定した場合、10 以上のデータが得られた時点で修正する。
② 試験緊張を行った場合でも、異常と判断された場合、それまでのデータに基づいて修正する。
③ いくつかのデータを採取し、データの中心線と管理限界線との幅の 1/2 の範囲にほとんど入ってきた場合。</td><td></td></tr>
</table>

資料-3　PC道路橋の健全度評価に関する文献調査

1）実験、現場計測に関する文献一覧

			資料（文献）	橋名・部位	構造	測定項目						確認内容
						荷重-たわみ（ひずみ）	プレ導入-コンひずみ	補強後荷重-たわみ（ひずみ）	補強用プレ導入-コンひずみ	残存プレストレス	その他	
現地	Ⅰ新設橋	1	志津見大橋（複合トラス橋）の振動実験	志津見大橋	複合トラス	○						・解析モデルの妥当性確認、・動的特性の把握
		2	のぞみ橋（端部分離型上路式吊床版橋）実橋載荷実験	のぞみ橋	吊床板	○						・剛性評価および解析モデルの妥当性、振動使用性の確認
		3	外ケーブル併用吊床版橋の設計・施工および実橋載荷実験－森のわくわく橋－	森のわくわく橋	吊床板	○						・構造特性および振動特性を把握
		4	外ケーブル併用吊床版橋の構造と振動特性	森のわくわく橋	吊床板	○						・構造特性および振動特性を把握
		5	勝手川橋（波型鋼板ウエブPC橋）の振動実験	勝手川橋	波型鋼板ウエブ	○						・解析モデルの妥当性確認、・等価減衰常数の推定
		6	波型鋼板ウエブ橋の振動特性その1－振動実験－	勝手川橋	波型鋼板ウエブ	○						・解析モデルの妥当性確認、・等価減衰常数の推定
		7	波型鋼板ウエブ橋の振動特性その2－振動解析－	勝手川橋	波型鋼板ウエブ	○						・解析モデルの妥当性確認、・等価減衰常数の推定
		8	高強度フライアッシュ人工骨材を用いたPC橋の性能確認試験	発杭川側道橋	プレテンホロー桁橋	○						・コンクリート性能確認、・FEM解析結果との比較
		9	鍋田実橋載荷試験計画書	鍋田高架橋	波形鋼板ウエブ	○						・設計計算で得られた設計値の検証
		10	鎌ん谷橋施工時モニタリング計測－PCトラス橋のひずみ計測－	鎌ん谷橋	PCトラス		○					・解析モデルの妥当性確認、・施工時の安全確認
		11	中野高架橋の計測報告	中野高架橋	波型鋼板ウエブ		○					・解析との整合性確認
		12	矢作川橋東工事の設計・施工報告－設計・計測編－	矢作川橋	波型鋼板ウエブ		○					・架設精度と安全性の確保
		13	プレストレストコンクリートT桁橋の横締めプレストレスに関する実橋計測	床版横方向	T桁床版		○					・導入プレストレス量の確認
		14	PRC橋の長期変形挙動について	PRC橋	PRC単純2主箱桁橋		○					・物性値（クリープ挙動等）の確認

			資料（文献）	橋名・部位	構造	測定項目						確認内容
						荷重-たわみ（ひずみ）	プレ導入-コンひずみ	補強後荷重-たわみ（ひずみ）	補強用プレ導入-コンひずみ	残存プレストレス	その他	
現地	Ⅱ既設橋	1	千歳橋補強工事試験報告書	千歳橋	ゲルバー橋	○		○		○		・補強効果の確認、・施工時安全管理、・設計および施工方法の妥当性確認
		2	実橋に用いたチャンネル形状プレキャストPC床版のトラック走行実験による床版性能の評価	桑才新町跨道橋	プレキャストPC床版	○						・チャンネル形状版の性能評価
		3	九州自動車道　須恵川橋現況調査解析業務　報告書	須恵川橋	PC単純合成桁	○						・損傷原因の把握、・耐荷力の判定
		4	喜連瓜破高架橋の補強設計および施工	喜連瓜破高架橋	有ヒンジラーメン橋	○		○				・設計的検証、・健全度評価、・維持管理
		5	七夕橋橋梁調査報告書　載荷試験	七夕橋	プレテンホロー桁橋			○				・健全度確認
		6	構造形変化を伴う橋梁補強の有効性評価（神通川橋）	神通川橋	有ヒンジラーメン箱橋			○				・補強効果の確認、・設計の妥当性検証
		7	ねじりひび割れを有したPC単純箱桁橋の補修・補強	下床版外ケーブル補強	PC単純2室箱桁橋			○				・補強効果の確認として構造全体の挙動計測
		8	沢良宜高架橋（外ケーブルによる桁連結工事）の施工と実橋測定	沢良宜高架橋	プレテンT桁橋			○	○			・補強効果の確認
		9	東名高速道路　東京高架橋補強追跡調査　報告書	東京高架橋	RC2径間箱桁橋				○			・補強効果の確認
		10	東名高速道路東京高架橋　補強工事効果確認試験継続計測　計測結果報告書	東京高架橋	RC2径間箱桁橋				○			・補強効果の確認
		11	PC橋の補修・補強技術に関する検討　報告書	東京高架橋	RC2径間箱桁橋				○			・補強効果の検証
		12	北の沢川橋載荷試験報告書	北の沢川橋					○			・補強効果の確認
		13	外ケーブルにより補強するPC橋の定着部に関する検討	外ケーブル補強	PC単純合成桁				○	○		・物性値（クリープ挙動等）の確認
		14	外ケーブルにより補強するPC合成桁橋の補強効果の検証	外ケーブル補強	PC単純合成桁				○	○		・補強効果の確認、・解析モデルの妥当性確認
		15	外ケーブル補強に関する補強効果の経時的検証	外ケーブル補強	RC2径間箱桁橋					○		・経時的な補強効果の確認
		16	プレストレストコンクリートT桁橋の抜け落ち損傷と横締めプレストレスの関係	床版横方向	T桁床版					○		・損傷の原因とメカニズムの解明
		17	Study on the Mechanism of Failuer of Highway Bridge Deck Built with Prestressed Concrete T-Girders	床版横方向	T桁床版					○		・損傷の原因とメカニズムの解明
		18	SLOTSTRESS TEST REPORT	実験・研究						○		・構造物の現有応力を直接測定
		19	中央自動車道　八乙女橋桁補強工事　計測報告書	八乙女橋	PC単純合成桁					○		・補強効果の確認
		20	グラウトの突出防止効果確認実験報告（H15年度実験）	実験・研究							○	・グラウト充填度がPC鋼棒突出に与える影響の定量化

		資料（文献）	橋名・部位	構造	測定項目						確認内容
					荷重-たわみ（ひずみ）	プレ導入-コンひずみ	補強後荷重-たわみ（ひずみ）	補強用プレ導入-コンひずみ	残存プレストレス	その他	
Ⅲ撤去桁	1	太田跨線橋撤去桁の健全度調査	太田跨線橋	ポステンT桁	○						・耐久性と耐荷性の確認
	2	昭和32年施工のPC橋（筑穂橋）の載荷試験および耐久性調査	筑穂橋	ポステンT桁	○						・耐久性と耐荷性に関する資料収集、・現行基準の妥当性の検証
	3	38年間供用したプレストレストコンクリート桁の耐久性および耐荷性に関する調査	太田跨線橋	ポステンT桁					○		・耐久性と耐荷性の確認
	4	フラットジャッキを併用した応力開放法によるコンクリート部材の現有応力測定	梁試験体						○		・応力解放法の適用範囲と精度確認

2） 非破壊に関する文献一覧

		資料（文献）	橋名・部位	手法	測定項目						確認内容
					グラウト充填	鋼材かぶり	コンクリート強度弾性係数	ひび割れ深さ	鋼材腐食	その他	
Ⅳ非破壊	1	PC鋼棒グラウト充填状況確認実験報告書	実験・研究	鉄筋腐食診断器、超音波探傷	○						・グラウト充填確認手法の評価
	2	非破壊検査によるグラウト充填長確認実験報告（その1）	実験・研究	打音振動法	○						・グラウト充填確認手法の評価
	3	非破壊検査によるグラウト充填長確認実験報告（その2）	実験・研究	超音波探傷法、SIT法	○						・グラウト充填確認手法の評価
	4	非破壊検査法によるPC鋼材　グラウト充填状況の診断に関する研究	実験・研究	放射線透過法、超音波法	○						・グラウト充填確認手法の評価
	5	A橋健全度調査報告書,A橋外ケーブル施工に関わる計測業務		X線撮影、打音振動	○						・グラウト充填確認手法の評価
	5	非破壊検査（電磁波レーダー探査法）による内ケーブルPCグラウトの充填検査	朝比奈高架橋	電磁波レーダー	○						・非破壊検査手法の確立
	6	非破壊検査（広帯域超音波探査法）による内ケーブルPCグラウトの充填検査	朝比奈高架橋	広帯域超音波	○						・非破壊検査手法の確立

3） モニタリングに関する文献一覧

			資料（文献）	橋名・部位	手法	測定項目						確認内容
						PC鋼材破断	PC鋼材張力	補強後のPC鋼材張力変動	補強後のコンクリートひずみ	その他		
モニタリング	Ⅴ新設	1	志津見大橋における長期モニタリングに関する報告	志津見大橋	熱伝対、ひずみゲージ					○		・温度差、温度変化による主桁の応力状態確認
	Ⅵ既設	1	弾性波モニタリング手法によるPC鋼材の破断検知に関する実験的研究	実橋実験	AEセンサー	○						・AEセンサーによる鋼材破断検知の実用性の確認
		2	モニタリングシステムによるコンクリート構造物中の鉄筋腐食調査	実橋計測	腐食電流計測					○		・腐食モニタリングシステムの実用性の確認
		3	センサーによるグラウト充填の確認方法に関する検討	実験	MSセンサー					○		・グラウト充填度の確認

整理番号	Ⅰ－1	
データ種別	実験・現場計測データ　（新設橋）	
測定項目	荷重－たわみ（ひずみ）	
橋名・部位	志津見大橋	
構　　造	複合トラス	
出典（文献）	「志津見大橋（複合トラス橋）の振動実験」 oriken技報22号,オリエンタル建設株式会社	
計測目的	固有振動数、減衰定数、衝撃係数を把握することを目的とする。	
概　　要	５径間連続複合トラス橋における、施工完了時実橋載荷試験に関する記述。動的特性の把握を行うことを目的として車両載荷試験を実施し衝撃係数に関する検討を行っている。 この中で、車両の静的載荷による桁のたわみとコンクリートのひずみを計測している。上下床版へは埋め込み型ひずみ計、鋼トラス材には表面ひずみ計を設置。静的載荷ではレベルによるたわみ計測を行っている。 静的載荷ではダンプトラック１０台（２台並列）、走行実験では最大４台のダンプトラックを載荷している。 試験は、「静的載荷実験」「衝撃加振実験」「車両走行実験」を行っている。	
結　　果	静的載荷によるたわみは設計計算とほぼ一致しており、骨組み解析モデルの妥当性が確認できた。 衝撃加振実験から算出した固有振動数は設計値と最大８％の差があった。減衰定数については0.5%と小さくなったが、加振力が小さいためと考えられる。 車両走行試験からは、動的応答値を計測し衝撃係数を計算しているが、道路橋により算出するＰＣ橋の値よりも小さいことが確認できた。	
改 善 点		
備　　考	解析に使用している弾性係数は実測値（テストピース）。	

整理番号	Ⅰ－2	
データ種別	実験・現場計測データ　（新設橋）	
測定項目	荷重－たわみ（ひずみ）	
橋名・部位	のぞみ橋	
構　　造	上路式吊床版橋	
出典（文献）	「のぞみ橋（端部分離型上路式吊床版橋）実橋載荷実験」 oriken技報19号,オリエンタル建設㈱	
計測目的	橋梁の剛性評価および解析モデルの妥当性、振動使用性の確認	
概　　要	荷重はダンプトラック２台を載荷している。静的載荷試験では、たわみおよびひずみの計測を行っている。動的載荷では、車両走行および衝撃加振による加速度を計測している。 具体的な実験内容としては「車両静的載荷実験」「車両走行実験」「人力および車両衝撃加振実験」「定点加振実験」「常時微動計測」「路面凹凸計測」である。	
結　　果	静的車両載荷実験では最大たわみ１０ｍｍ。 振動特性については、たわみ最低次が対称モード、次いで逆対称モードとなり、従来の吊床版と異なり桁構造に近い挙動となった。 車両走行実験結果からは、振動速度の最大値はすべてのケースの各測点で1.0cm/s程度であり、実効値は0.3～0.6cm/sであった。また、体感アンケートも行い使用振動性に問題ないことを確認した。	
改 善 点	プレストレスが設計どおり導入されているかという点からは、サグ管理のデータがあればよいと考えられる。	
備　　考		

整理番号	Ⅰ－3～4	
データ種別	実験・現場計測データ　（新設橋）	
測定項目	荷重－たわみ（ひずみ）	
橋名・部位	森のわくわく橋	
構　　造	上路式吊床版橋	
出典（文献）	「外ケーブル併用吊床版橋の設計・施工および実橋載荷実験－森のわくわく橋－」 コンクリート工学,vol.40.No.4,2002.4 「外ケーブル併用吊床版橋の構造と振動特性」 構造工学論文集,vol.48A,2003	
計測目的	外ケーブル併用吊床版橋の構造特性および振動特性を把握する。	
概　　要	外ケーブル併用吊床版橋の設計・施工・実橋載荷試験の報告を行っている。実橋載荷試験は、施工完了時に行い静的特性、動的特性を把握することを目的に行っている。車両の静的載荷によるたわみの計測と、車両の走行などの載荷による固有値および減衰特性の測定を行っている。 実験は「静的載荷実験」「衝撃加振実験」「定点加振実験」「人力共振歩行・走行実験」「車両走行実験」を行っている。	
結　　果	静的載荷実験については、ほぼたわみ値は一致しているが実験値の方が大きい傾向があった。プレキャスト版接合部目地のモデル化を行っていないためと考えられる。 固有振動特性については、一般的な吊床版と同様に最低次振動モードで逆対称モード、次いで対称モードが発現した。固有振動数および固有振動モードは解析とほぼ一致し、解析モデルの妥当性を確認した。 減衰特性については、たわみ振動モードの減衰定数は0.2～0.4%、水平およびねじれ振動モードの減衰定数は0.4～0.6%。 46kN車が20～30km/hで走行した場合の応答速度の実効値は0.4cm/s程度であり、小規模吊橋で想定する自動車荷重では使用振動性に問題ない。	
改 善 点		
備　　考	・施工完了後の荷重－たわみ（ひずみ）関係を計測。プレストレスによるたわみは計測していない。ただし、吊床版橋であるので、施工管理として各ステップのたわみデータはあるはず。	

整理番号	Ⅰ－5～7	
データ種別	実験・現場計測データ　（新設橋）	
測定項目	荷重－たわみ（ひずみ）	
橋名・部位	勝手川橋	
構　　造	波形鋼板ウエブ橋	
出典（文献）	「勝手川橋（波形鋼板ウエブＰＣ橋）の振動実験」　oriken技報15号 「波形鋼板ウエブ橋の振動特性その１－振動実験－」 プレストレストコンクリート,vol.45,No.2,Mar.2003 「波形鋼板ウエブ橋の振動特性その２－振動解析－」 プレストレストコンクリート,vol.45,No.3,may.2003	
計測目的	解析モデル（せん断剛性、ねじり剛性）の妥当性の検証、等価減衰定数の推定	
概　　要	波形鋼板ウエブ橋における振動特性の把握を行うために動的荷重載荷試験を行っている。対象橋梁は３径間連続波形鋼板ウェブラーメン橋である。 荷重は起振機を用いて橋軸方向中央付近において載荷を行っている。荷重の載荷方向は、橋軸方向および橋軸直角方向である。動的荷重は起振機を用いて載荷を行っている。	
結　　果	面内モードの実験値の固有振動数は、骨組み解析において波形鋼板ウエブのせん断変形の影響を考慮した場合と考慮しない場合の中間程度となる。 波形鋼板ウエブPC鋼材のねじり剛性は主桁の扁平度を考慮したねじり剛性評価式で、精度よく評価することが出来る。 勝手川橋のモード減衰定数は、橋軸方向で0.7-1.6%、橋軸直角方向で1.2-2.8%程度となり、解析より同定された主桁の減衰定数は1.0-1.2%程度となった。	
改 善 点		
備　　考	・静的載荷によるたわみ計測、ひずみ計測は行っていない。 ・プレストレスによるたわみ（ひずみ）の計測はない。	

整理番号	Ｉ－８	
データ種別	実験・現場計測データ　（新設橋）	
測定項目	荷重－たわみ（コンクリートひずみ）	
橋名・部位	発杭川側道橋	
構　　造	プレテンション方式単純中空床版橋	
出典（文献）	「高強度フライアッシュ人工骨材を用いたＰＣ橋の性能確認試験」 コンクリート工学年次論文報告集第23巻	
計測目的	第二東名高速道路の発杭川側道橋において、主桁にＨＦＡ骨材コンクリートを使用するに当たり、架橋後、その性能を確認する為に実橋載荷実験を行った。	
概　　要	実橋載荷実験では静的載荷試験及び振動試験を実施した。静的載荷試験では、支間中央の幅員中心部にダンプトラックを載荷し、橋梁の変位量及び主桁コンクリートのひずみの計測を行いＦＥＭ解析の結果と比較を行っている。また、振動試験では、ダンプトラックを10、20、30、40km/hの速度で走行載荷し、固有振動数を算出し計算値と比較している。	
結　　果	静的載荷試験では、スパン中央部のたわみ量がＦＥＭ解析値と比較して、実測値が20％程度小さくなっている。また、下縁のコンクリートひずみは実測値が計算値より若干大きく、上縁のコンクリートひずみは実測値が計算値より若干小さい結果となったが、比較的一致している（表－1参照）。　振動試験では、20km/hで走行時の固有振動数が3.81Hzとなり、計算値の3.96Hzと近似していた。 表－1　支間中央部のコンクリートひずみ	

計測位置（支間中央）		計算値（μ）	実測値（μ）
下縁	Ｇ１桁	33	34
	Ｇ４桁	33	36
	Ｇ５桁	33	37
	Ｇ８桁	34	39
上縁	Ｇ３桁	-28	-21
	Ｇ４桁	-28	-24

改 善 点	
備　　考	・静的載荷によるたわみ計測、ひずみ計測は行っていない。 ・プレストレスによるたわみ（ひずみ）の計測はない。

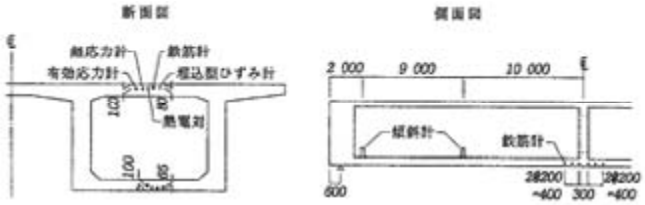
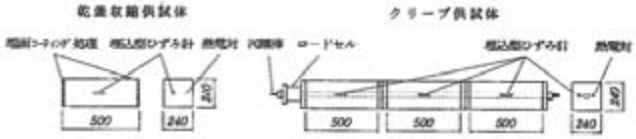
整理番号	Ⅰ-9	
データ種別	実験・現場計測データ　（新設橋）	
測定項目	荷重－たわみ（ひずみ）	
橋名・部位	鍋田高架橋	
構　　造	波形鋼板ウエブ橋	
出典（文献）	「実橋載荷試験計画」	
計測目的	◎主桁応力の計測 ・載荷荷重による発生応力を確認し、設計計算で得られた計測値の検証を行う。 ・載荷荷重による定着突起周辺の挙動を確認し、安全確認試験と合わせて今後の定着突起部の設計に反映させる。 ◎主桁のたわみ計測 ・波形鋼板ウエブ橋におけるせん断変形の挙動を明らかにするためにたわみを計測。	
概　　要	中央径間中央部および側径間中央部に着目し、載荷荷重をそれぞれの径間に活荷重を載荷した状態と同等の荷重とする。その時の、①主桁の発生応力度（主要断面の応力状態と、定着突起周辺の局部応力）、②主桁のたわみ性状を計測する。	
結　　果	資料が計画書であるため、結果については記述がされていない。	
改 善 点		
備　　考		

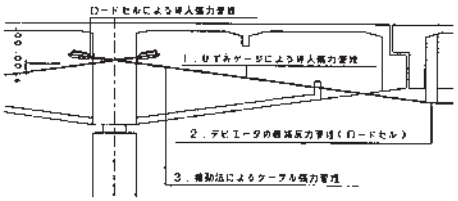
整理番号	Ｉ－10	
データ種別	実験・現場計測データ　（新設橋）	
測定項目	プレストレスーひずみ	
橋名・部位	鎌ん谷橋	
構　　造	ＰＣトラス	
出典（文献）	「鎌ん谷橋施工時モニタリング計測－PCトラス橋のひずみ計測－」 oriken技報21号	
計測目的	解析モデルの妥当性の評価、施工時の安全性の確認	
概　　要	ＰＣ単純トラス橋における施工時計測を行っている。トラス桁のガーダー架設中における、各部材のひずみの計測により施工中の安全性の確保と、ひずみの履歴の確認を行っている。また、外ケーブル緊張によるひずみの計測も行っている。 計測は、ガーダー架設中に仮支点が随時変化するため、そのときの状態を無線によりモニタリングしている。計測結果はＦＥＭ解析による計算値とほぼ等しく、適切な施工が行われたことを確認するものとなった。	
結　　果	計測結果はFEM解析により算出したひずみ値とほぼ一致した。ひずみがもっとも大きく発生する箇所は、斜材コンクリートの局部的な曲げ圧縮ひずみであり、この値も計算値と同じ結果が得られた。	
改 善 点	プレストレスが設計どおり導入されていることを確認するため、PC鋼材にもひずみゲージもしくはロードセルを設置する。	
備　　考	施工中については外ケーブル緊張時によるコンクリートひずみ計測値がある。	

整理番号	Ⅰ－11	
データ種別	実験・現場計測データ　（新設橋）	
測定項目	プレストレスーひずみ	
橋名・部位	中野高架橋	
構　　造	波形鋼板ウエブ橋	
出典（文献）	「中野高架橋の計測報告」　oriken技報15号	
計測目的	波形鋼板ウエブ橋におけるウエブせん断応力度、ねじり挙動、床版応力度、そり応力度などの把握を行う。	
概　　要	曲線形状を有する波形鋼板ウエブ橋におけるねじり特性の把握を目的として、施工時から橋体完成時までのウエブせん断応力度、ねじり挙動、床版応力度、そり応力度の計測を行っている。 結果として、波形鋼板ウエブのせん断挙動およびねじり挙動などの把握を行い、解析との整合性を確認している。 計測は、波形鋼板ウエブおよび上下床版コンクリートで行っており、施工中の各ステップおよび完成後には車両載荷による値を計測している。	
結　　果	せん断応力度の実測値は、桁高変化による影響を考慮した場合の計算結果と近い値を示す。 上下床版応力度は実測値と解析値はほぼ等しい結果となる。 適度な隔壁を設けることでねじり断面変形に対して抑制効果があると考えられる。 曲げおよびねじりによりウエブに発生するせん断応力度は解析値とほぼ一致し、せん断応力度の設計手法が妥当であることが確認できた。	
改 善 点		
備　　考	施工中においては各ステップで計測を行っているので、プレストレスによるひずみも計測していると思われる。	

整理番号	Ⅰ－12	
データ種別	実験・現場計測データ　（新設橋）	
測定項目	プレストレスーひずみ	
橋名・部位	矢作川橋	
構　　造	波形鋼板ウエブ橋	
出典（文献）	「矢作川橋東工事の設計・施工報告－設計・計測編－」 oriken技報21号	
計測目的	所要の架設精度と安全性の確保。	
概　　要	本橋は、世界初の施工となる波形鋼板ウエブＰＣ・鋼複合斜張橋である。所要の架設精度と安全性を確保するために主桁のたわみ、斜材張力その他の計測を行っている。 たわみ管理は、①主桁自重、②斜材調整力、③架設荷重、④プレストレス、⑤橋面荷重、⑥クリープ・収縮について施工中の計測を行っている。なお、架設工法は張り出し架設である。緊張、張力調整時は油圧ジャッキに接続したデジタル圧力計により管理している。その他の斜材ついては振動法による張力管理を行っている。 その他、アンバランス施工の管理として、主塔の傾斜および主塔分岐基部の応力計測を行っている。	
結　　果	たわみ計測値と計算値はほぼ等しい値となった。斜材張力の経時変化についても設計値と近い結果となり良好な施工管理を行うことが出来た。	
改 善 点	主ケーブルのプレストレス量の計測があるとよい。	
備　　考	内プレストレスについては、たわみ管理のみとなる。	

整理番号	Ⅰ－13	
データ種別	実験・現場計測データ　（新設橋）	
測定項目	プレストレス－ひずみ	
橋名・部位	床版横方向	
構　　造	Ｔ桁床版	
出典（文献）	「プレストレストコンクリートT桁橋の横締めプレストレスに関する実橋計測」 第13回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	
計測目的	新設される橋梁における横締めPC鋼材導入プレストレス量を確認する。	
概　　要	Ｔ桁橋の床版間詰め部の損傷事例に関して、新設橋において横締めプレストレスが適切に導入されるかを確認するために、実橋計測を行っている。 実橋計測を行ったのは２橋であり、それぞれ埋め込み型ひずみ計を床版間詰め部へ設置し、実橋における横締めプレストレスの計測を行っている。	
結　　果	収縮補償コンクリートを間詰め部に使用したＡ橋では養生期間中のひずみ変化に解析値との若干の変化が見られたが、プレストレスについては解析値とほぼ同じ値のひずみが確認された。普通コンクリートを使用したＢ橋では一部打ち継ぎ目に開きが見られる箇所もあったが、プレストレスによるひずみは解析値にほぼ等しい値が確認され、プレストレス導入後は目地の開きもなくなることが確認された。	
改 善 点		
備　　考	床版部における横締めプレストレスをひずみゲージにより直接確認している。	

整理番号	Ⅰ-14	
データ種別	実験・現場計測データ　（新設橋）	
測定項目	プレストレス導入ーコンクリートひずみ	
橋名・部位	ＰＲＣ橋	
構　　造	ＰＲＣ単純２主箱桁橋	
出典（文献）	「PRC橋の長期変形挙動について」 第6回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	
計測目的	ＰＲＣ橋における長期変形挙動を実測を通して明らかにし、さらに、プレストレスの導入から静荷重が作用し長期材齢に至るまで連続的にクリープ解析を行い、実測値との比較検討を通じて、実橋のコンクリート応力・ひずみ、鉄筋応力および曲率に関して考察を行う。	
概　　要	ＰＲＣ単純箱桁橋の約400日の測定結果と、載荷時材齢を考慮したstep-by-step法に基づくクリープ解析とを比較検討する。 測定は、実橋のコンクリートのひずみ・応力、無拘束ひずみ、鉄筋応力、傾斜角、およびコンクリート温度である。また、実橋計測と平行して、ダミー試験体（上床版コンクリートを対象）によるクリープ、収縮ひずみの測定を行った。 ◎実橋の計測器位置  ◎ダミー試験体  ◎解析に用いたクリープ、収縮ひずみの組合せ クリープ係数　収縮ひずみ CASE-1　JSCE　JSCE CASE-2　実測値　上床版実測値 CASE-3　実測値　下床版実測値	
結　　果	１）JSCEのクリープ係数の予測値は、実橋・ダミー供試体ともに実測値の60％程度であった。 ２）JSCEの収縮ひずみの予測値は、降雨の影響を受けた上床版では約２倍、降雨の影響を受けない下床版では65%程度であった。また、ダミー供試体では実測値とほぼ一致した。 ３）降雨の影響を受けない場合の夏期のクリープおよび収縮ひずみの実測値は、JSCEの予測値よりもかなり大きく進行する。 ４）３つのケースについて解析を行った結果、初期材齢時を除きコンクリートひずみ・応力、鉄筋応力に関しては比較的一致しており、特に上床版の収縮ひずみを用いたCASE-2が傾向を良くとらえている。 ５）曲率に関して、上下床版の収縮挙動が異なった場合、断面に一様とした本解析では正確にその傾向を捉えることができない。	
改 善 点		
備　　考		

整理番号	Ⅱ－1	
データ種別	実験・現場計測データ　（既設橋）	
測定項目	外ケーブル張力、荷重－主桁たわみ（主桁鉄筋ひずみ）	
橋名・部位	千歳橋	
構　　造	ゲルバー桁（連続ケーブル桁吊工法による補強）	
出典（文献）	千歳橋補強工事試験報告書	
計測目的	千歳橋補強工事では、工事と平行して種々の実橋試験を実施し、補強効果を確認すると共に、施工時の既設構造物の挙動をモニターして安全に施工するための管理試験を実施した。加えて、設計・施工方法の妥当性を検証し、今後の同様または類似の補強工事に対する一提案を行う為のデータサンプリングを行った。	
概　　要	千歳橋ではゲルバーヒンジ部の補強に、日本で初めて用いられる連続ケーブル桁吊工法（図－1参照）を採用している。この工法を採用するに当って、施工時のケーブル導入張力とデビエーター部に生じる鉛直反力の確認、補強後のケーブル張力の長期的管理法の検証と、室内模型実験による一連の予備実験が行われている。また、施工前、施工完了時にダンプトラックを用いた載荷試験を行い、主桁たわみ及び主桁鉄筋ひずみを計測し、補強効果の確認を行っている。  図－1　千歳橋補強概要図	
結　　果	本橋では、構造形式（連続ゲルバー）の変更を伴わず、ゲルバーヒンジ部のせん断補強を行うことを目的としている。 載荷試験結果より得られた主桁のたわみおよび主桁鉄筋のひずみは、計算値に対していずれも低い値を示しており、主桁は十分な耐力を有していることが確認できた。また、補強前後の載荷試験による主桁たわみの計測結果を比較すると、両者は良く一致しており、曲げ剛性の変化を伴わないゲルバーヒンジ部の補強が行われていることが確認できた。	
改 善 点	設計断面等の主要な箇所で、緊張力導入時のコンクリートひずみを計測すれば、プレストレス導入によるコンクリート応力が確認できた。	
備　　考	ロードセルの測定結果より、ケーブルの緊張管理は、緊張グラフを使用した伸びおよび摩擦管理で十分に可能であると記されている。	

整理番号	Ⅱ－2	
データ種別	実験・現場計測データ　（既設橋）	
測定項目	床版たわみ　鋼桁のたわみ　鋼桁の橋軸方向ひずみ	
橋名・部位	大阪府道中央環状線　桑才新町跨道橋	
構　　造	３径間連続鋼箱桁橋	
出典（文献）	構造工学論文集　Vol、49A、2003年3月 「関西国際空港線末広高架橋（鋼上部工）工事PCﾌﾟﾚｷｬｽﾄ床版実験報告書」日本道路公団大阪建設局、1993 「ﾁｬﾝﾈﾙ形状ﾌﾟﾚｷｬｽﾄPC床版の開発」ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄ、Vol20、No2、pp36-44,1998.3	
計測目的	実際の重交通下で供用されたチャンネル形状版の性能を評価するためには、実橋梁において実輪荷重載荷を行うことが良い方法と言える。チャンネル形状版の挙動の確認、および実際の交通履歴、輪荷重走行の影響を受けたチャンネル形状版の現時点での性能評価を目的として、トラック走行載荷実験を行った。	
概　　要	FEM解析および計測結果を元に、以下の項目についての検討結果について確認した。 ・鋼桁とチャンネル形状PC床版との合成効果 ・スタッドジベルのバネ定数評価 ・床版挙動の評価 ・健全性の評価	
結　　果	・非合成桁として設計された本橋梁において弾性合成桁としての挙動が確認できた。 ・床版と主桁の水平せん断バネ定数を適切に設定することで弾性合成桁としての合理的な設計が可能と考える。 ・輪荷重が床版中央部に載荷されても、床版部の下縁における発生ひずみはリブ部下縁の1/2程度のひずみでしかないため、特に問題はない。 ・リブ部に載荷するとリブ部で荷重を受け持つので、床版部には大きなひずみは発生しない。これはチャンネル形状に起因した特徴と言える。 ・チャンネル形状PC床版のコンクリートを全断面有効の完全弾性体として扱ったFEM解析値と実測値が、ひずみ、たわみの全測定項目で合致することから、5年間重交通による実荷重を受けた本床版はまだコンクリートが全断面有効の状態にあり極めて健全である。	
改 善 点	合成度の低下等の上部工全体の影響も含め、さらに荷重履歴を受けた10年後、20年後の追跡調査を行い、データを蓄積する必要がある。	
備　　考		

整理番号	Ⅱ－3	
データ種別	実験・現場計測データ　（既設橋）	
測定項目	荷重－たわみ（ひずみ）	
橋名・部位	九州自動車道　須恵川橋	
構　　造	ＰＣ単純合成桁	
出典（文献）	「九州自動車道　須恵川橋現況調査解析業務　報告書（平成１５年５月）」	
計測目的	中央分離帯耳桁に生じた損傷要因の把握と、応力頻度測定による耐荷力の判定に基づき、その健全度を診断し必要対策を検討するものである。なお耐荷力の判定は『応力頻度測定要領（案）』（平成８年３月　(財)道路保全センター）に基づき、実際の交通荷重に対して行う。	
概　　要	桁の耐荷力調査（応力頻度測定）方法はヒストグラムレコーダーを用いて、現橋主桁供用下での発生応力度の実測値を求め、劣化を生じた桁と健全な桁との発生応力度の違いの検証、および耐荷力計算により求めた理論値と比較を行い、劣化が及ぼす主桁耐荷力への影響を判定している。計測内容は劣化桁と健全桁の両桁に対して、コンクリートひずみ（主桁下フランジ部）、鋼材ひずみ（ＰＣ鋼材１段目および２段目）の計測を実施している。	
結　　果	・合成応力度は、死荷重作用時に対しては復元設計により、活荷重作用時に対しては応力頻度測定結果により算出している。 ・応力頻度測定結果（活荷重によるコンクリート応力）は、損傷桁：σc＝-1.42N/mm2、健全桁：σc＝-1.92N/mm2となった。 ・応力頻度測定結果（活荷重によるPC鋼材応力）は、損傷桁：σp＝15.8N/mm2、健全桁：σp＝13.2N/mm2となった。 ・損傷桁のコンクリート応力度は、活荷重作用時に主桁下縁でσc＝-1.80N/mm2となり許容値σca＝-1.50N/mm2を越えている。 ・PC鋼材応力度は、死荷重時に許容応力度を超えており（σp＝931.2N/mm2＞σpa＝900.0N/mm2）、活荷重作用時ではσp＝947.2N/mm2となっている。 ・外ケーブル工法により補強を行うこととしている。	
改 善 点	コンクリートおよびPC鋼材のヤング係数を設計値を用いていたため、実構造物の値を計測することで、より精度の高い結果が得られたと考えられる。	
備　　考		

整理番号	Ⅱ－4	
データ種別	実験・現場計測データ　（既設橋）	
測定項目	主桁たわみ　鉛直変位　主桁軸方向ひずみ	
橋名・部位	大阪松原線　喜連瓜破高架橋	
構　　造	ＰＣ３径間連続有ヒンジラーメン箱桁橋	
出典（文献）	「喜連瓜破高架橋の補強設計および施工－下弦ケーブルを用いた有ヒンジラーメン橋のたわみ回復補強－」　ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄ　Vol.46.No.5.Sep.2004	
計測目的	本補強工法は施工実績が少ないことから、①設計的検証、②本橋の健全評価、③今後の維持管理に活用する事を目的として、下弦ケーブル緊張時および補強前後に荷重載荷による静的載荷試験を行い実橋計測による補強効果の確認。	
概　　要	1979年に建設された橋長154mのＰＣ３径間連続有ヒンジラーメン橋である。1985年に中央ヒンジ部の垂れ下がりが問題となった。その後、経過観測、各種検討が行われてきたが、垂れ下がり量が大きいこと、進行が予想されること、また、アルカリ骨材反応の劣化をうかがわせるコンクリートの力学的特性値が確認されていることなどの理由から、複合的な要因であると判断された。今後の垂れ下がり抑止や回復を目的とした下弦ケーブルによる補強工事が実施された。	
結　　果	・下弦ケーブル緊張によるたわみ回復量は、解析値44.8㎜に対して、計測値41.0㎜であり、断面に均等にプレストレスが導入されていると考えられる。 ・温度変化、床版温度差による張力変動は見られたが、緊張直後に対して最大で２％程度の変動量であり、磁歪センサーの公称誤差が３％であることから、緊張力がおおむね減少していないことが確認できた。 ・中央ヒンジ部のたわみ変動量については、定期的なたわみ量と温度計測、床版温度差による影響を把握した結果、緊張後のたわみ変動量は数㎜程度の値であり、たわみ進行は認められなかった。	
改 善 点	施工実績がきわめて少ないことから、補強後も中期的にモリタリングが必要であると考える。しかし、その結果が著しい場合には今後の対策が必要となるが、その一方策として中央ヒンジ剛結（連続化）が考えられる。	
備　　考		

整理番号	Ⅱ－5	
データ種別	実験・現場計測データ　（既設橋）	
測定項目	荷重ーたわみ（ひずみ）	
橋名・部位	七夕橋	
構　　造	プレテンション単純ホロー桁	
出典（文献）	「七夕橋橋梁調査報告書　載荷試験」	
計測目的	供用開始後８年経過した時点で一次補修を実施した。補修後５年における追跡調査を行った結果、主桁のたわみの進行、およびひびわれが確認されたので、詳細調査と健全度確認のために載荷試験を実施した。	
概　　要	載荷は、スパン中央にトラックを並列に乗せ、１台当たり、①空車（約11.1ｔｆ）、②10tf載荷（約21.1tf）、③14.8tf載荷（約25.9tf）のケースについて行っている。載荷状態は１車線（5.5m）の部分に、２台のトラックを並列に並べ、最大51.8tfの荷重を載荷した。 測定項目としては、それぞれの荷重載荷時に代表的な桁三本について、たわみとひずみを測定した。	
結　　果	・載荷荷重とたわみの関係は、直線性を示し、除荷後のたわみは復元した。 ・たわみの大きさは、測定した３本の桁とも計算値より小さめの値であったが、コンクリート強度に見合ったヤング係数にて補正を行うと計算値にほぼ一致した。 ・ひずみから計算される曲げ引張応力度は、51.8tf載荷で約55kgf/cm2となった。 ・載荷試験にて51.8tfを載荷しても、桁に曲げひび割れ等の異常は生じなっかた。	
改 善 点	荷重による発生応力度は算出されているが、載荷時の合成応力度が明確となっていない。活荷重載荷時の合成応力度を把握することで、応力の余裕量を確認することが出来たと思われる。	
備　　考		

整理番号	Ⅱ－6	
データ種別	実験・現場計測データ　（既設橋）	
測定項目	主桁の変形挙動　ひずみ性状	
橋名・部位	神通川橋	
構　　造	７径間連続ＰＣ有ヒンジラーメン箱桁橋	
出典（文献）	「構造系変更を伴う橋梁補強の有効性評価　（神通川橋）」 土木学会第５８回年次学術講演会（平成１５年９月）	
計測目的	・補強時の安全性の確保と補強効果の確認 ・構造系変更を伴う補強設計の妥当性を検証	
概　　要	・構造系変更に関する検証としては、緊張時と温度変化による変形挙動の実測値と設計値との相関性より確認する ・外ケーブル定着部の検証は、定着部近傍に設置した３軸ひずみゲージの実測値とＦＥＭ解析結果との比較を行って確認する	
結　　果	・変形挙動により有ヒンジ構造から連続化構造に移行したこと、および、それに伴って生じる温度荷重が設計想定以下となることより、設計の前提や橋脚の負担増加が問題となることはない ・定着部の応力性状より、既設構造物に過度の応力集中が作用することもなく、定着力を伝達するための耐荷力には問題がない	
改 善 点	・実際の物性値を用いて耐力を評価することにより、実験値の評価をすればより深い資料となる。 ・コンクリートのひずみやクラックゲージを設置することにより、より精度の良い曲げひびわれ耐力が推定できると考えられる。	
備　　考		

整理番号	Ⅱ－7	
データ種別	実験・現場計測データ　（既設橋）	
測定項目	荷重－たわみ	
橋名・部位	山陽自動車道　下床版外ケーブル補強（橋軸直角方向）	
構　　造	ＰＣ単純2室箱桁橋	
出典（文献）	「ねじりひび割れを有したPC単純箱桁橋の補修・補強」 ※出典先不明	
計測目的	下床版部上面へのウェブ貫通孔を設けた横締めPC鋼材による補強効果の確認として，構造全体の挙動計測を目的に実施した。	
概　　要	ＰＣ単純箱桁形式の曲線橋において，下床版部のねじりモーメントに対する耐荷力不足に起因すると想定される多数のひび割れが確認された。その対策として，下床版部上面へのウェブ貫通孔を設けた横締めPC鋼材による補強を実施した。その貫通孔を設けるため，既設構造物への影響を最小限にする目的にて，試験施工による施工能力確認の上，前例のないWJ工法にて実施した。また，補強効果の確認として，ひび割れを多数有していることより，従来のひずみゲージによる局部計測では困難と想定されたため，構造全体の挙動計測を目的として，光ファイバーによる変形量の計測を実施した。	
結　　果	・計測値は解析値より約2～3倍の変形量となった。この要因はひび割れの発生により全体の剛性が低下していることと，ひび割れ部が閉塞する方向になりひび割れ幅が減少したことに起因していると考えられる。 ・車両載荷時の変位量が導入前に比較して導入後は約50％程度に低減されている。これは，補強用PC鋼材により下床版部に圧縮応力が導入され，かつ，ひび割れの開閉幅が減少したものと考えられる。さらに，車両通行時における橋梁の振動制御にも寄与していることがわかる。	
改 善 点		
備　　考	・光ケーブルによる計測精度がひずみ計での計測と比較しても遜色ないことがわかった，今後の各計測業務において有効な計測方法の1つであると期待される。 ・ＷＪによる3ウェブ貫通孔（削孔径60㎜）が可能であると立証できたことは，今後の各補強工法の立案において有効であると思われる。	

整理番号	Ⅱ－8	
データ種別	実験・現場計測データ　（既設橋）	
測定項目	補強用プレ導入－コンクリートひずみ、補強後荷重－たわみ（ひずみ）	
橋名・部位	沢良宜高架橋	
構　　造	プレテンション方式単純Ｔ桁橋（４径間）	
出典（文献）	「沢良宜高架橋（外ケーブルによる桁連結工事）の施工と実橋測定」 第5回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	
計測目的	本工事は４径間の単純Ｔ桁を外ケーブルにて連結し、連続桁構造にすることにより、Ｂ活荷重へ対応する工事であり、補強効果の確認を行う為に計測を行っている。	
概　　要	本工事では施工前、施工中、施工完了後に定量荷重車（25t）の載荷と一般交通荷重による主桁のたわみとひずみ及びプレストレス導入時における主桁ウェブ部、主桁連結部のひずみ量を計測している。	
結　　果	測定結果に関しては現在分析まとめ中と記されており、詳細なデータは不明である。概略考察として施工後のたわみ量の減少・ひずみ量の減少結果から、連続化挙動を示しており、騒音・振動レベルについても低減効果が確認されており上部工のノージョイント化、Ｂ活荷重に対する補強効果が確認されている。	
改 善 点		
備　　考	論文中に計測を行った項目は記されているが、計測データはまとめ中とあり記されていない。	

整理番号	Ⅱ-9～10	
データ種別	実験・現場計測データ　（既設橋）	
測定項目	補強用プレ導入ーコンクリートひずみ	
橋名・部位	東名高速道路　東京高架橋	
構　　造	RC２径間箱桁橋	
出典（文献）	「東名高速道路　東京高架橋補強追跡調査　報告書（H7年12月）」 「東名高速道路東京高架橋　補強工事効果確認試験継続計測　計測結果報告書（H7年3月）」 JH東京第一管理局横浜管理事務所	
計測目的	東京高架橋に実施された外ケーブル工法および上面増厚工法について、載荷試験結果および施工後１年の長期計測結果のデータに基づく解析により、応力状態、補強効果を確認すること、ならびに解析、検討結果をもとに各補強工法の設計手法、施工方法等に関する提言を行うこと	
概　　要	計測結果にもとづく解析を以下の項目について行い、補強効果を確認した。 ・補強前後の剛性の推定 ・補強前後の有効断面の変化 ・外ケーブル導入によるひび割れ断面の挙動 ・外ケーブル工法の補強効果の検討 ・上面増厚工法の補強効果 ・下面増厚工法の補強効果 ・せん断部の解析 ・継続計測結果の検討	
結　　果	・実測値は、PRC計算の結果と全断面有効とした解析値の間にあり、かつPRC計算に比べて常に小さく、現在の外ケーブル補強設計は十分安全であり応力的余裕をもっている。 ・補強前はひび割れの発生により桁の剛性低下が見られたが、補強後は外ケーブルのプレストレスにより全断面有効の状態に近づき、ひび割れのないモデルの解析値ともよく一致し、断面の回復が確認された。 ・補強前後の死荷重のたわみ差が補強前のモデルのプレストレス導入のたわみと等しくなっており、ひび割れによるたわみの増加分は、外ケーブルの導入によってほぼ相殺されたとみなすことができる。 ・箱桁部については、上面増厚部が外ｹｰﾌﾞﾙ補強後断面と一体化し断面剛性が向上したことが確認できた。 ・下面増厚後、床版はRC断面と全断面の中間である挙動を示し、かつ既設鉄筋応力の低減効果が確認できた。 ・補強後、せん断ひび割れの閉合およびスターラップ筋の応力減少が確認できた。 ・主ケーブル緊張後、約３ヶ月を経て安定状態になり、現状では十分にプレストレス導入効果を維持しているものと考えられる。 ・横締め鋼棒の張力は緊張後、80％程度まで張力低下を生ずるが、その状態でほぼ安定した。	
改 善 点	・損傷度に適したプレストレスの設定方法 ・クリープが完了した古いコンクリート橋での外ケーブルの減少量の推定方法と長期の減少量の推定 ・数十年後の外ケーブル、上面増厚、下面増厚、炭素繊維補強の補強効果	
備　　考		

整理番号	Ⅱ-11	
データ種別	実験・現場計測データ　（既設橋）	
測定項目	補強用プレ導入ーコンクリートひずみ	
橋名・部位	東名高速道路　東京高架橋	
構　　造	RC２径間箱桁橋	
出典（文献）	「PC橋の補修・補強技術に関する検討　報告書（H16年3月）」 日本道路公団試験研究所　橋梁研究室	
計測目的	外ケーブル補強等を実施した東京高架橋の現況を調査することによって、プレストレスを利用した補強効果を検証する。	
概　　要	活荷重増加に伴う外ケーブル補強、下面増厚による床版補強、炭素繊維シートによる床版補強および中間支点近傍のウェブ補強工事が1993年11月～1994年8月に実施された。補強後ほぼ10年が経過し、外ケーブルのプレストレス量調査、外観変状調査、下面増厚の付着力調査を実施した。	
結　　果	外ケーブルのプレストレスは導入直後から約8ヶ月でPC鋼材のリラクセーションと考えられる３％程度のプレストレスの減少が認められた。それ以降は、9年間で1.3%しか減少していなかった。 外観変状調査では、保護塗装を施している箱桁ウェブに鉛直方向のひび割れが認められ、下面増厚部には橋軸方向と橋軸直角方向の最大0.2mm程度の規則的なひび割れが認められた。下面増し厚部の建研式による付着強度は0.86N/mm2～1.57N/mm2であった。	
改 善 点	・10年の計測の中で、コンクリートひずみもしくは鉄筋応力を計測できていれば、躯体のプレストレスの変動量を直接確認することができた。	
備　　考	文献I-9～10の継続計測結果である。	

整理番号	Ⅱ-12	
データ種別	実験・現場計測データ　（既設橋）	
測定項目	補強用プレ導入－たわみ（ひずみ），振動特性	
橋名・部位	外ケーブル補強	
構　　造	外ケーブル工法によるＰＣ単純Ｔ桁	
出典（文献）	「北の沢川橋載荷試験報告書」 日本道路公団東京第三管理局諏訪管理事務所・(社)富士ピー・エス	
計測目的	本試験は北の沢川橋の補強工事において，外ケーブル工法の補強効果を確認することを目的とするものである。	
概　　要	北の沢川橋は昭和47年に竣工したPC橋であるが，設計荷重の変更，つまりTL-20がB活荷重になったことにより，補強の必要が出てきた。今回の補強工事では，外ケーブル工法を用いることにより，設計荷重増加分を補うプレストレスを導入することを目的としている。 本試験は北の沢川橋の補強工事において，その補強効果を確認することを目的とするものである。載荷試験を行うにあたって，載荷によるひずみを外ケーブルによるプレストレスがどの程度打ち消すかを検討するとともに，B活荷重に対応したプレストレスが導入されていることを確認するものである。また，外ケーブル工法の設計手法に関しても検討するものである。さらに，通行車両に起因する桁の曲げ振動とケーブルの固有振動数の性状についても測定を行う。	
結　　果	・緊張時におけるひずみおよび変位の測定により，構造系が完成したポストテンションＴ桁橋においても外ケーブルのプレストレスは均等に導入されることが確認された。 ・外ケーブルによるプレストレスが載荷によって生じる応力を打ち消し，桁内に引張応力度を生じさせていないことが確認された。 ・設計計算より求められた合成応力度に試験値より求めた外ケーブルのプレストレス（外ケーブル緊張により発生したひずみにヤング係数を乗じて算出）を合成することにより，B活荷重が載荷された状態を想定した場合でも，許容応力度を満足することが確認された。 ・外ケーブル工法の設計手法においても，外ケーブルによる断面二次モーメントの増加を無視する手法は，施工前後でたわみ性状に変化がないことが確認されたことにより妥当なものであることが確認された。 ・ひずみ頻度測定により，外ケーブル工法が本橋に生じる動的ひずみを減少させていることが確認された。 ・振動試験により，現在のケーブル配置において共振現象の起きる可能性が低いことが確認された。	
改 善 点		
備　　考		

整理番号	Ⅱ-13	
データ種別	実験・現場計測データ　（既設橋）	
測定項目	補強用プレ導入ーコンクリートひずみ、残存プレストレス	
橋名・部位	外ケーブル補強	
構　　造	PC単純合成桁橋	
出典（文献）	「外ケーブルにより補強するPC橋の定着部に関する検討」 日本道路公団試験研究所・(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会	
計測目的	外ケーブル定着部および偏向部の構造詳細や、材齢が相当に経過したコンクリート部材に導入されるプレストレスによるクリープ等の挙動について、実際の構造物を用いて検証することを目的としている。	
概　　要	各主桁の外ケーブル配置状況が異なるため、外ケーブル補強による各主桁の補強効果を検証する必要がある。そこで、外ケーブル補強において最も重要な部材である外ケーブル定着部の安全性を検証することを目的として下表に示すような計測を実施している。 着目点 / 計測項目 / 計測方法 プレストレス導入：外ケーブル張力：EMセンサー、ロードセル プレストレス導入：主桁応力：コンクリートゲージ 定着部：横締めPC鋼棒張力：ひずみゲージ 定着部：定着具背面応力：コンクリートゲージ 使用鋼材は以下に示す通りである。 外ケーブル：箇所 / ケーブル種別 / 本数 / 導入力 定着部横締め：鋼材種類 / 本数 / 導入緊張力 G1：F170：2本：888kN/本：SBPR930/1180 Φ32mm：6本：643kN/本 G5：F70：2本：428kN/本：SBPR930/1180 Φ23mm：6本：332kN/本	
結　　果	◎定着部横締めPC鋼棒 ・PC鋼棒の緊張時ひずみは4000μであり、ほぼ計画通りに緊張された。 ・定着後のひずみ値はG1桁で約180μ、G５桁で約40μ減少した。これは、定着時のプレート、ナットの微少な弾性変形やなじみ、およびナットの締め付け度合の影響によるものと推測される。 ・PC鋼棒定着後、半日程度で鋼材ひずみはG1・G5桁とも約100μ程度減少しており、鋼棒の初期レラクゼーションの影響と考えられる。 ・その後数日間に、PC鋼棒ひずみはなだらかに減少している。 ・外ケーブル緊張によるPC鋼棒のひずみ変化は生じていない。 ◎定着部 ・主桁のひずみは、G1・G5桁とも外ケーブルの緊張に伴って増加し、応力度に換算して0.6～1.0N/mm2程度と推測される。 ◎外ケーブル張力 ・EMセンサーを用いた張力測定をおこなっており、ロードセル測定値に対して、５～９％程度の差が生じた。 ・EMセンサーは、被測定体に接着することなく任意の位置にセットできる。 ・既設ケーブルの場合には、現場でコイルを巻き付けて製作するすることも可能。	
改 善 点		
備　　考		

整理番号	Ⅱ-14	
データ種別	実験・現場計測データ　（既設橋）	
測定項目	補強用プレ導入ーコンクリートひずみ、残存プレストレス	
橋名・部位	外ケーブル補強	
構　　造	ポストテンション方式PC単純合成桁橋	
出典（文献）	「外ケーブルにより補強するPC合成桁橋の補強効果の検証」 日本道路公団試験研究所・(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会	
計測目的	プレストレスが低下したと判断されるポストテンション方式PC単純合成桁橋を対象に、損失したプレストレスに対し外ケーブル補強の設計を行い、外ケーブルによる補強効果について実橋計測によって検証する。	
概　　要	外ケーブル補強施工時に実施した計測項目の概要を下表に示す。	

番号	計測目的	計測方法
A，B	・外ケーブルの導入緊張力の測定 ・導入緊張力の経時変化	Ｇ１、Ｇ５桁の外ケーブル定着部にロードセル Ｇ１、Ｇ５桁の外ケーブル中央部にEMセンサ
C	・外ケーブル緊張による導入応力度の測定 ・外桁緊張力の中桁への分配状況	Ｇ１～Ｇ５桁の各桁支間中央部にコンクリートゲージ
D	・定着ブロック横締ＰＣ鋼棒の導入緊張力の測定 ・緊張作業時の緊張力モニタリング	Ｇ５桁定着ブロックの横締ＰＣ鋼棒にひずみゲージ （外ケーブル補強工事の施工管理に利用可能）
E	・定着ブロック後方付近の局部応力の測定	Ｇ１、Ｇ５桁の定着ブロック後方にコンクリートゲージ
F	・既設橋の鉄筋既存応力度の測定 ・外ケーブル緊張による既存応力度の変化	モニタリング計測装置（鉄筋切断法）をＧ１桁に３×２箇所、 Ｇ５桁に１×２箇所

結　　果	・補強前のプレストレス計測により、損傷箇所から約500㎜はなれた箇所では建設時に導入されたプレストレスがほぼ残存していることが確認された。 ・格子解析により十分な精度でプレストレスの分配の影響を推定出来ることが検証された。 ・外ケーブルにより特定の桁のみを補強する場合、外ケーブルのプレストレスの導入によって他の桁で引張応力が発生するが、その影響は格子解析により十分な精度で推定出来る。
改 善 点	
備　　考	

整理番号	Ⅱ-15	
データ種別	実験・現場計測データ　（既設橋）	
測定項目	外ケーブルの緊張力	
橋名・部位	外ケーブル補強	
構　　造	ＲＣ２径間連続箱桁	
出典（文献）	「外ケーブル補強に関する補強効果の経時的検証」 日本道路公団試験研究所・(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会、2003.8	
計測目的	・橋梁マネジメントの基礎資料となるよう、補強後約１０年を経過した外ケーブル補強の経時的な補強効果を確認する ・外ケーブルに導入したプレストレスの経時変化 ・近接目視および打音点検による構造物の変状確認	
概　　要	過去に、1994年、96年､97年の3時点において緊張力の計測が実施されており、経時的な変化の確認が可能である。荷重計の計測は、それが設置されている位置のみの情報となってしまうため、ケーブル延長上の緊張力の分布を補間する方法として、定着部、偏向部間において外ケーブルの振動計測を行い、固有振動数から緊張力を推定する。	
結　　果	・外ケーブルに導入した緊張力は１０年間維持されており、有効緊張力も満たす結果であった。 ・各変化部の摩擦は経年により低下し、各ケーブル支持間で緊張力の平衡化が徐々に進む。 ・直線的に支持され、付属する質量がない区間での外ケーブルの緊張力は、振動計測によって比較的精度良く推定できる。 ・鋼材長が短いＰＣ鋼棒は定着後に大きく緊張力の減少が認められるため、減少量を正しく推定する必要がある。 ・本橋に実施された補強効果は、過酷な交通荷重条件下で約１０年経過した現時点において持続していると判断できる。	
改 善 点	補強工法に用いる外ケーブルの設計方法については、必ずしも確立しているとは言えない。今後は、定着具の合理的な設計、施工方法の提案や統一的な補強設計手法について検討を要する。	
備　　考		

整理番号	Ⅱ－16～17	
データ種別	実験・現場計測データ　（既設橋）	
測定項目	残存プレストレス	
橋名・部位	床版横方向	
構　　造	Ｔ桁床版	
出典（文献）	「プレストレストコンクリートT桁橋の抜け落ち損傷と横締めプレストレスの関係」 第12回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,2003.10 「Study on the mechanism of failuer or highway bridge deck built with prestressed concrete T-girders」 Proceedings of the durability and maintenance of concrete structures, Oct. 2004	
計測目的	床版間詰め部抜け落ち損傷の原因とメカニズムの解明	
概　　要	Ｔ桁橋間詰め床版の損傷事例に関して、プレストレスとの因果関係を明確にするべく室内実験および実橋計測実験を行っている。室内実験では、プレストレス量と破壊耐力の関係を確認し、実橋では、導入プレストレス力の計測を行っている。計測対象とした橋梁は３橋であり、内１橋は実際に損傷のあった橋梁である。	
結　　果	旧示方書に基づいて設計されている橋梁は間詰め部に鉄筋が配置されていないことや、主桁の床版端部にテーパーがない状態では、抜け落ちの可能性があることが確認された。また、実橋における計測値は今回の計測手法では設計値より小さな値が確認された。	
改 善 点		
備　　考	・数少ない実橋におけるプレストレス計測事例である。 ・計測手法が確立されているか疑問。特に低応力度の計測において誤差があると思われる。	

整理番号	Ⅱ-18	
データ種別	実験・現場計測データ　（既設橋）	
測定項目	残存プレストレス	
橋名・部位	実験・研究	
構　　造		
出典（文献）	「ＳＬＯＴＳＴＲＥＳＳ　ＴＥＳＴ　ＲＥＰＯＲＴ」 ㈱計測リサーチコンサルタント	
計測目的	構造物の現有応力を直接測定することが目的である。	
概　　要	切削した断面に薄型ジャッキを挿入し，応力の解放によって生じた変形量を復元する。これに要する圧力を計測することにより，構造物の現有応力を直接測定することが可能である。ヤング係数の測定およびその結果を必要としない。フランスのADVITAM社で開発された。	
結　　果	本実験結果を以下の表に示す。	

	SLOTSTRESS（MPa or N/mm^2）	実応力（MPa or N/mm^2）	誤差（MPa or N/mm^2）
1	1.54	1.42	0.12（約8.5%）
2	3.28	3.03	0.25（約8.3%）
3	3.69	3.51	0.18（約5.1%）
3’	3.66	3.51	0.15（約4.3%）
4	3.02	3.22	-0.20（約6.2%）

改 善 点	
備　　考	

整理番号	Ⅱ-19	
データ種別	実験・現場計測データ　（既設橋）	
測定項目	残存プレストレス	
橋名・部位	中央自動車道　八乙女橋桁補強工事	
構　　造	ポストテンション単純合成桁橋	
出典（文献）	「中央自動車道　八乙女橋桁補強工事　計測報告書」（株)富士ピー・エス	
計測目的	・外ケーブル補強の効果を確認するため、外ケーブル緊張時のプレストレス量を確認すること ・補強後の外ケーブル張力の継続計測を振動計測により行うための係数の推定 ・外ケーブル定着部コンクリートの応力ひずみを把握し、今後の設計資料とすること	
概　　要	・耐荷力向上を目的に外ケーブル補強を行った。 ・補強効果を確認するための張力の測定や、今後の継続計測を行うための資料を整理した	
結　　果	・外ケーブルの緊張により、所定のプレストレス導入されている事を、主桁コンクリートのひずみから確認した。 ・主桁のたわみは、推定どおりであった。 ・定着部のコンクリートのひずみの実測値は、3次元FEM解析の値とよく一致しており、3次元FEM解析は定着部近傍の応力を推定する場合の有効な手段と考えられる。	
改 善 点	・コンクリートひずみについても継続計測できれば、より有効なデータを入手できる	
備　　考		

整理番号	Ⅱ-20	
データ種別	実験・現場計測データ　（既設橋）	
測定項目	グラウト充てん度がＰＣ鋼棒の突出に与える影響	
橋名・部位	実験・研究	
構　　造		
出典（文献）	「グラウトの突出防止効果確認実験報告（H15年度実験）」 ＰＣ構造物の維持管理に関する調査研究委員会	
計測目的	グラウト充填度がPC鋼棒の突出に与える影響を定量的に把握することを目的としている。	
概　　要	阪神高速道路公団は，PC梁を有するT型橋脚の健全度を調査すると共に，PC鋼棒のシース内にグラウト充填不足が確認された場合，鋼棒の突出および腐食の進行を防止するためグラウト再注入を実施している。しかしながら，グラウト再注入後の充填度の評価が困難であり，どの程度グラウトが充填されていればPC鋼棒突出に対して安全であるかが不明確である。このため，端部からのグラウト充填長さをパラメーターとし，PC鋼棒が破断した場合を想定し，突出に及ぼす影響を確認する実験を実施した。	
結　　果	・定着端部からの充填長2.0m，1.5m，1.0mの場合はPC鋼棒が突出せず，充填長0.5mの場合のみ突出が確認された。よって，グラウト材料に施工当時の低強度配合を再現した場合でも，定着端部からL=1.0mまでグラウトが確実に充填されていれば突出しないことがわかった。 ・充填長0.5mの場合の突出形態は，PC鋼棒とグラウトの付着切れによるものであった。 ・今回の実験結果からはPC鋼棒のポアソン効果による摩擦力の判定は難しいことがわかった。	
改 善 点		
備　　考		

整理番号	Ⅲ－1,3	
データ種別	実験・現場計測データ　（撤去桁）	
測定項目	荷重－たわみ（ひずみ），残存プレストレス	
橋名・部位	太田跨線橋	
構　　造	ポステンＴ桁	
出典（文献）	「太田跨線橋撤去桁の健全度調査」　oriken技報21号 「38年間供用したプレストレストコンクリート桁の耐久性および耐荷性に関する調査 コンクリート工学年次論文集,Vol.27,No.2,2005	
計測目的	３８年経過したPC桁の耐久性と耐荷性の確認。	
概　　要	１９６６年に施工された跨線橋を撤去し、ＰＣＴ桁橋について耐久性および耐荷力の確認を行っている。対象となる橋梁は、ポストテンション方式単純中空床版橋、ポストテンション方式単純Ｔ桁橋、プレテンション方式単純床版橋からなるが、このうちＴ桁橋部分について無作為に２本抽出を行い調査、試験を行っている。 調査・試験の項目は、外観、強度特性値、配合推定、中性化深さ、かぶり、塩分含有量、グラウト充填、導入プレストレス、たわみ性状、曲げ破壊性状などである。 なお、プレストレス量の確認は曲げ載荷により最初にひび割れが発生する荷重と繰り返し載荷により再度ひび割れが開く荷重を計測し、コンクリートの引張強度から計算により推定している。	
結　　果	調査、試験の結果では、ＰＣ鋼材およびグラウトは健全であり曲げ耐力も十分に有していることが確認された。	
改 善 点		
備　　考	プレストレス量の推定は、荷重載荷によりひび割れを発生させて行っている。	

整理番号	Ⅲ-2	
データ種別	実験・現場計測データ　（撤去桁）	
測定項目	荷重－たわみ（ひずみ）	
橋名・部位	築穂橋	
構　　造	ポストテンション方式PC単純T桁橋	
出典（文献）	「昭和32年施工のPC橋（築穂橋）の載荷試験および耐久性調査」 土木構造・材料論文集　第2号　1987.1	
計測目的	・30年近く供用されたPC橋梁の耐荷力および耐久性に関する資料収集 ・破壊荷重、たわみおよび有効プレストレス量について、現行基準の妥当性の検証	
概　　要	・１主桁を取り出し、静的載荷試験を行い、ひび割れ荷重および破壊荷重から桁の耐力を、また、荷重－たわみ関係から桁の剛性等をそれぞれ調べた。 ・再ひび割れ荷重（下縁応力が0となる荷重）から有効プレストレス量を推定。	
結　　果	・30年近く供用されたてきたが、耐力的および耐久的にきわめて良好であった ・破壊荷重は、現行基準で算定した終局荷重の約1.5倍であった。 ・荷重-たわみから推定される剛性は、現行基準で算定した剛性の約1.4倍であった ・有効プレストレス量の推定量は、現行基準で得られる終局値より大きく、プレストレスの減退量は終局減退量の約6割であった ・鋼材の曲げ上げ部やかぶり不足の個所を除いて、PC鋼材や鉄筋の腐食は殆ど見られず健全な状態であった ・鋼材曲げ上げ部の腐食は進行性のものではなく、構造上グラウト時の空気やブリージング水が集中したことによるものと考えられる。 ・コンクリートの圧縮強度は、758kgf/cm2（設計基準強度400kgf/cm2）、ヤング係数は3.9×10^5kgf/cm2（設計値3.5×10^5kgf/cm2）	
改 善 点	・実際の物性値を用いて耐力を評価することにより、実験値の評価をすればより深い資料となる。 ・コンクリートのひずみやクラックゲージを設置することにより、より精度の良い曲げひびわれ耐力が推定できると考えられる。	
備　　考		

整理番号	Ⅲ-4	
データ種別	実験・現場計測データ	
測定項目	残存プレストレス	
橋名・部位	梁試験体	
構　　造		
出典（文献）	「フラットジャッキを併用した応力開放法によるコンクリート部材の現有応力測定」 第4回コンクリート構造物の補修，補強，アップグレードシンポジウム	
計測目的	・フラットジャッキを併用した応力解放法の適用範囲と精度について確認する ・スリットの深さをどの程度にすればよいかを検証する ・応力勾配の有無が測定結果に与える影響について検証する ・圧縮状態にありながらも周囲にひび割れを有している場合の適用性を検証する ・鉄筋量が異なる場合でも同様な方法で応力度を算出できることを検証する ・本測定方法で得たｺﾝｸﾘｰﾄ応力度にはどの程度の測定誤差が含まれるのか検証する	
概　　要	・コンクリート表面に標点を設け、この間の変形量を測定しながら標点間にスリットを削孔する。スリットを切削すると、周囲の応力は解放され、標点間は縮まる方向に変形する。次に、スリット内部にフラットジャッキを挿入して加圧する。ストラットを押し広げ標点間が削孔前の変位に回復させるのに要する圧力からコンクリートに作用する応力度を算出する。	
結　　果	・スリットの深さは８０ｍｍ（フラットジャッキ６０ｍｍ）でも精度良く測定できる ・スリットの深さ１００ｍｍまでは、応力勾配が応力換算係数に及ぼす影響は小さい ・測定値はスリット深さの平均位置の応力度で表せる ・曲げひび割れを有する場合でも、測定結果に及ぼす影響は小さい ・鉄筋量の影響は殆ど認められない ・室内試験の結果では、ひずみゲージ測定値と同程度の測定精度が期待できる ・スリット削孔による影響範囲は、応力測定方向３００ｍｍ、直角方向１５０ｍｍ程度である	
改 善 点	・実構造物の測定では、日照の影響や通行車両による振動などの影響が考えられる。また、解析結果の応力影響範囲に断面変化が生じる場合など、今後の検討課題と思われる。	
備　　考		

整理番号	Ⅳ-1	
データ種別	非破壊	
測定項目	グラウト充てん	
橋名・部位	実験・研究	
構　　造		
出典（文献）	「ＰＣ鋼棒グラウト充填状況確認実験報告書」 　プレストレスト・コンクリート建設業協会　関西支部（立会者）、㈱日本工業試験所、㈱環境総合テクノス	
計測目的	PC鋼棒のシース管内のグラウトの充てん状況を確認するため，鉄筋腐食診断器（PAMS）および超音波探傷器（ULCON3）を用いて，試験体レベルのデモ計測を行い適用が可能かを確認した。	
概　　要	・鉄筋腐食診断器（PAMS）： PC鋼棒に交流電圧を負荷し，照合電極から得られるインピーダンス周波数特性を分析することにより，グラウトの充てん状況を推定する。 ・超音波探傷器（ULCON3）： コンクリート表面から超音波を入射し，その反射波を分析することにより，グラウトの充てん状況を推定する。	
結　　果	・PAMSの確認実験結果は，グラウト未充てん部では分極抵抗が大きく，静電容量は小さく観測されるはずである。しかしながら，グラウトの充てん状況に明確な違いは認められなかった。 ・ULCON3の実験結果は，超音波の反射エコー高さや裏面までの透過状況を測定することで充てん状況を推定することは本実験から難しいと考えられる。しかしながら，未充てん部での反射エコー回数が充てん部よりも多く検出されたことは，空洞による反射エコーが強いためと考えられるので，充てん部，未充てん部の推定に適用できるのではないかと推定されるが，今回のデータで結論付けるのは難しく今後のデータの蓄積が必要と考える。	
改 善 点		
備　　考		

整理番号	Ⅳ-2	
データ種別	非破壊	
測定項目	グラウト充てん	
橋名・部位	実験・研究	
構　　造		
出典（文献）	「非破壊検査によるグラウト充填長確認実験報告（その1）」 ㈱国際建設技術研究所	
計測目的	グラウト充てん状況確認予備実験という位置付けでグラウトの充てん状況（端部から500mm，1000mmを充てん）が，定着板端部から入力した信号の反射波や入出力比，伝播速度特性から評価できる可能性を確認し，さらに，実構造物に近い条件の試験体（実橋相当モデル試験体）を用いて評価の可能性を検討した。	
概　　要	予備試験は打音振動法を適用して入力波の反射波や透過波を収録し，波形特性や入出力比特性，伝播速度特性に着眼し，グラウト充てん状況との関係を検討した。実橋相当モデル試験は予備試験と同一のシステム条件にて打音振動法によるグラウト充てん状況の確認を実施した。	
結　　果	◎予備試験結果 ・反射波に着眼した計測結果から反射波は未充てん側では検出され，充てん側では検出されないことから，入力側のグラウト充てんの有無が評価できる可能性がある。 ・入出力波に着眼した計測結果からグラウト充てん率が減少するに従って，入出力比，伝播速度はともに増加する傾向がある。また，充てん状況の違いに対しては，入出力比の感度が伝播速度のそれよりも高い傾向が認められることから，入出力比や伝播速度を指標としてグラウト充てん状況を評価できる可能性がある。 ◎実橋相当モデル試験結果 ・本実験では，事前の予備試験体（t=270mm，L=15,000mm）での評価基準を基に，片側充てん，片側未充てんのケースに関するグラウトの充てん長を評価したが，実務的な活用が期待できる可能性がある。しかしながら，両端部が充てんされている場合においては，現在のところ評価基準がなく，今回の計測においても充てん長の違いによる伝播速度や入出力比に有意的な差は認められなかった。	
改 善 点		
備　　考		

整理番号	Ⅳ-3	
データ種別	非破壊	
測定項目	グラウト充てん	
橋名・部位	実験・研究	
構　　造		
出典（文献）	「非破壊検査によるグラウト充填長確認実験報告（その2）」 ㈱フジエンジニアリング	
計測目的	本実験は，PC鋼棒端部に注入したグラウト長さを非破壊検査手法（超音波探傷法およびSIT法）で評価することを目的として，ブラインド状態で実施した。	
概　　要	実験の実施に際して与えられた条件は，以下のとおりである。 ①供試体の寸法は縦830×横1,000×長さ7,000mmで，PC鋼棒φ26が5列×4段=20本配置されており、各々１箇所カップラー接続部がある。なお、上2段の10本は曲げ配置されている。 ②グラウトの充てん状況は，片方端部のみ充てんされたcase1～3（充てん長0.5m、1.0m、1.5mの３種類、各3本）と両端のみ充てんされたcase4～6（case1～3のもう一端を1.0m充てん、各3本）および予備の未充てん2本の合計20本である。	
結　　果	・本実験結果からは，超音波探傷法とSIT法で評価結果が全試験体数20箇所の内，5箇所で異なる結果となった。 ・実際の充てん状況との比較においても超音波探傷法は5箇所，SIT法は7箇所で実際とは異なる評価結果を示していた。	
改 善 点	上記の結果を踏まえ，再度，測定波形を見直したが，現状では評価制度を向上させることは困難である。以下に相違の要因と解決案を示す。 ◎要因 ・測定面（鋼棒頭部）の状態が不均一なため，センサーの密着性に問題がないか。 ・適切なレンジ設定が行われていたか。 ・周波数の異なるセンサーによる測定比較が行われていたか。 ◎解決策 ・測定面を均一に研磨し，センサーの密着性をできる限り統一する器具を作成する ・レンジの変化または周波数の異なるセンサーを複数使用して測定を行う。	
備　　考		

整理番号	Ⅳ－4	
データ種別	非破壊	
測定項目	グラウト充てん	
橋名・部位	実験・研究	
構　　造		
出典（文献）	「非破壊検査法によるPC鋼材　グラウト充填状況の診断に関する研究」 極東工業㈱、関西エックス線㈱、㈱橋梁検査センター	
計測目的	「放射線透過法」、および「超音波法」を用いたグラウト健全性確認	
概　　要	「放射線透過法」、および「超音波法」について以下の確認を行った。 ①放射線画像を得られる条件（放射線の種類、撮影条件、散乱線の対策） ②超音波の特性（基本的特性、コンクリート中での特性） ③ＰＣ鋼材の識別（版厚による差異、充填率の識別） ④グラウト注入状況の識別 ⑤現場への適用（装置の適用限界、形状の影響、デジタル化の可能性、使用装置）	
結　　果	◎放射線透過法 ・低エネルギーエックス線装置を使用した場合の限界寸法は以下の通りである。 型式300kV　：　200mm～350mm　　型式MG452　：　300mm～550mm ・高エネルギーエックス線装置を使用した場合の限界寸法は以下の通りである。 型式ML-1R　：　250～500mm　　型式ML-8RⅡ　：　400～750mm ・PC鋼線の完全破断は判定可能。しかし、一部破断ははっきりとは判断出来ない。 ・シース管内のグラウト充てん状況を判定できることが確認出来た。 ・ｲﾒｰｼﾞｲﾝﾃﾝｼﾌｧｲｱｰによるリアルタイムでの放射線撮影が可能である。 ◎超音波探傷法 ・シース管部からの反射波の振幅や周波数特性を解析すれば充てん率が推定できる可能性が認められた。	
改 善 点	PCケーブルが重なっているケースについての確認を追加することで、適用範囲が広がる可能性を感じた。	
備　　考		

整理番号	Ⅳ－5	
データ種別	非破壊	
測定項目	グラウト充てん	
橋名・部位	朝比奈川橋	
構　　造	ＰＣ７径間連続ラーメン	
出典（文献）	「非破壊検査（電磁波レーダー法）による内ケーブルＰＣグラウトの充填検査」 第13回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	
計測目的	現在、グラウトの充てん確認方法として、透明シース、ファイバースコープ、シースに取り付けたセンサー等が考えられるが、これらの方法は検査箇所が限定される。そこで、任意の箇所で確認できる非破壊検査手法の確立を目指し、マルチパスアレイレーダを用いたグラウト充てん検査を行っている。	
概　　要	従来の地中探査機の画像処理能力を向上させた三井造船社製のマルチパスアレイレーダを用いて、グラウト充てん前、充てん作業中及びグラウト硬化後の各段階でグラウト充てん検査を行うとともに、シース内にグラウトセンサーが取り付けられている箇所での照合を行っている。	
結　　果	マルチパスアレイレーダを用いて内ケーブルのグラウト検査の適用を検討した結果、シースを横断する測定方法で、グラウト注入前及び硬化後の判定ができた。シースに沿って計測する方法では、若干表示の鮮明度が低下し判断しづらい状況であった。１箇所当りの計測時間は20分程度である。 また、センサーでグラウト充てんを確認した後に、マルチパスアレイレーダで計測を行ったところ、同様にグラウトは充てんされたと判断された。	
改 善 点		
備　　考	・マルチパスアレイレーダが非常に高価であり、台数も日本に一台のみである。 ・充てん前のシースは画像で黒く表示され、充てん後のシースは何も表示されない。	

整理番号	Ⅳ－6	
データ種別	非破壊	
測定項目	グラウト充てん	
橋名・部位	朝比奈川橋	
構　　造	ＰＣ７径間連続ラーメン	
出典（文献）	「非破壊検査（広帯域超音波探査法）による内ケーブルＰＣグラウトの充填検査」 第13回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	
計測目的	現在、グラウトの充てん確認方法として、透明シース、ファイバースコープ、シースに取り付けたセンサー等が考えられるが、これらの方法は検査箇所が限定される。そこで、任意の箇所で確認できる非破壊検査手法を確立する為に、広帯域超音波法を用いてグラウト充てん検査を行っている。	
概　　要	グラウト充てん検査は広帯域超音波法を用いて行う。広帯域超音波法は、コンクリート上に探触子を配置し、広帯域の超音波を発振し、シースからの反射波を利用してＰＣケーブル内のグラウト検査を行う。検査はグラウト充てん前、充てん作業中及びグラウト硬化後の各段階で行い、グラウトセンサーとの照合を行っている。 また、センサーでグラウト充てんを確認した後に、広帯域超音波法で計測を行ったところ、同様にグラウトは充てんされたと判断された。	
結　　果	グラウトの注入前及び硬化後の判定が明確にでき、注入作業中の確認も可能であることが確認できた。鉄筋位置が確認できていれば、１箇所当りの計測時間は20分程度である。	
改 善 点		
備　　考	・現段階では、広帯域超音波法によりグラウト充てん検査を行う場合は、空シースの計測データが必要である。 ・計測精度を上げるために、鉄筋位置の確認が必要となる。	

整理番号	Ｖ－1	
データ種別	モニタリング	
測定項目	その他	
橋名・部位	志津見大橋	
構　　造		
出典（文献）	「志津見大橋における長期モニタリングに関する報告」 第14回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	
計測目的	温度差、温度変化による主桁の応力状態。	
概　　要	島根県に施工された鋼・コンクリート複合トラス橋においてモニタリング計測を行っている。計測の目的は複合トラス橋における温度差および温度差による発生応力の確認である。 計測は、熱伝対、ひずみゲージなどを用いて無線によりリアルタイムで行われている。計測は施工時から継続して行われており、プレストレスによりコンクリートに導入されたひずみの履歴が計測されていると思われる。 計測は、季節変動を考慮し供用後２年間行うこととされている。現在実行中であり、本稿では、モニタリングシステムの事例紹介で終わっている。	
結　　果	現在計測中。	
改 善 点	プレストレスについてPC鋼材ひずみゲージやロードセルなどによる緊張力計測も行うとよい。	
備　　考	・施工時から供用後まで継続的にモニタリングを行っている事例は少ないと思われる。 ・施工中のプレストレス導入によるコンクリートひずみを供用後も継続して計測している。	

整理番号	Ⅵ－1	
データ種別	モニタリング	
測定項目	ＰＣ鋼材破断	
橋名・部位	実橋試験	
構　　造	ＡＥセンサー	
出典（文献）	「弾性波モニタリング手法によるPC鋼材の破断検知に関する実験的研究」 第12回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	
計測目的	AEセンサーによる鋼材破断検知の実用性の確認。	
概　　要	塩害などによりＰＣ鋼材が破断する場合を想定し、AEセンサーを用いてPC鋼材の破断を検知する実験を行っている。実験は、室内および実橋で行っており、室内実験はPC鋼棒、PC鋼より線、PC鋼線を対象とし、グラウト状態を変化させ、機械的切断および腐食促進による切断でAEの取得を試みている。実橋実験では、供試体を実構造物に取り付けて室内実験同様、機械的切断および腐食促進試験による切断を行っている。	
結　　果	結果としては、実橋においても暗騒音との違いを識別し破断の時期および位置をある程度測定可能なことがわかった。	
改 善 点		
備　　考	・プレストレスの破断の有無についてのみ検出可能であり、プレストレス量については不明。 ・破断を検知するためには、常時モニタリングする必要がある。	

整理番号	Ⅵ－2	
データ種別	モニタリング	
測定項目	その他	
橋名・部位	実橋計測	
構　　造	腐食電流計測	
出典（文献）	「モニタリングシステムによるコンクリート構造物中の鉄筋腐食調査」 コンクリート診断士研修会調査報告書, 2005	
計測目的	腐食モニタリングシステムの実用性の確認	
概　　要	エクスパンションシステムと呼ばれる腐食電流計測センサーのシステム説明および実橋試験について記述されている。 本センサーは、ダミーセンサーにより腐食電流を検知するものである。 実橋試験では、補修工事の際にエクスパンションリングを取り付けて平成１５年６月からモニタリングを行っている。センサーは３箇所設置しそれぞれの計測結果を示している。	
結　　果	現状では電流値はほぼ０を保っており、腐食の進展は見られない結果となっている。	
改 善 点		
備　　考	・腐食の進展をモニタリングするセンサーの紹介。	

整理番号	Ⅵ－3	
データ種別	モニタリング	
測定項目	その他	
橋名・部位	実験	
構　　造	ＭＳセンサー	
出典（文献）	「センサーによるグラウト充填の確認方法に関する検討」 第12回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	
計測目的	グラウトの充てん度の確認	
概　　要	直接グラウト充填度を確認する方法として、MSセンサー（熱伝導率が異なる周囲媒質によって、ヒーターから放熱される熱量が変化するためセンサー内の温度差が変化し、出力電圧が異なることを利用して判別を行うもの）と振動デバイスセンサー（センサー自体を可聴域(3～15kHz)の周波数で変化させながら振動させることによって、接触する周囲媒質の固有振動インピーダンスの違いにより、検出される周波数特性が異なることを利用して判別を行うもの）を使用し、適用性を検討した。	
結　　果	両センサーともグラウトの充填の有無を確認することが可能であることを確認した。ただし、振動デバイスについては注入後の加圧に対する耐荷性能を向上する必要があること、および両センサーとも耐久性について更なる検証が必要である。	
改 善 点	グラウト注入後のグラウト状態のデータ取得ができるとよい。	
備　　考	・グラウトの充填の有無を確認することが可能であるが、注入後の計測についてはセンサーの耐久性確認が必要である。	

国土技術政策総合研究所資料
TECHNICAL NOTE of N｜L｜M
N o. 6 1 3　　October 2 0 1 0

編集・発行　©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは
〒305-0804　茨城県つくば市旭一番地
企画部研究評価・推進課　PHONE 029-864-2675