

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制やひび割れ幅が 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	<ul style="list-style-type: none"> 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 I_{cr} は、計算値と実験値でほぼ一致する。 	<ul style="list-style-type: none"> 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 I_{cr} 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。 	<ul style="list-style-type: none"> 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	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	<ul style="list-style-type: none"> 現状の FEM 解析では、ひび割れの発生箇所の特定制、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	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	<ul style="list-style-type: none"> 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	<ul style="list-style-type: none"> 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がる。 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。 	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	<ul style="list-style-type: none"> 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(スターラップ)のひずみ挙動	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	<ul style="list-style-type: none"> 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ある。

(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

		実大桁	模型桁
桁高		2.5m	0.75m
合成応力 (N/mm ²)	上縁	2.43	0.97(100%) ~ 1.20(0%)
	下縁	12.30	7.85(100%) ~ -1.21(0%)
超音波法	透過伝搬特性	・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。	
	表面伝搬特性	・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。	・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。
衝撃弾性波法		・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。	

※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。

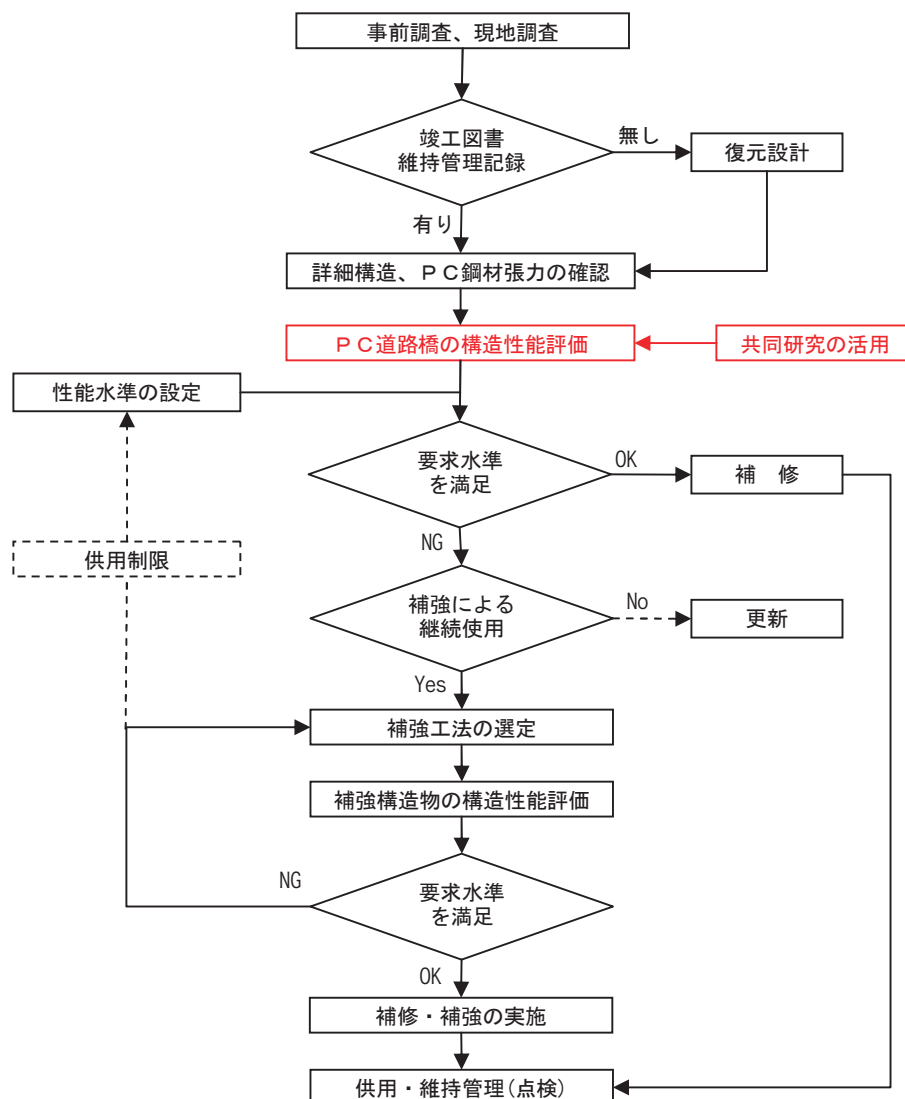


図 6.2.1 変状が顕在化した PC 道路橋の健全度評価の進め方¹⁾

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。

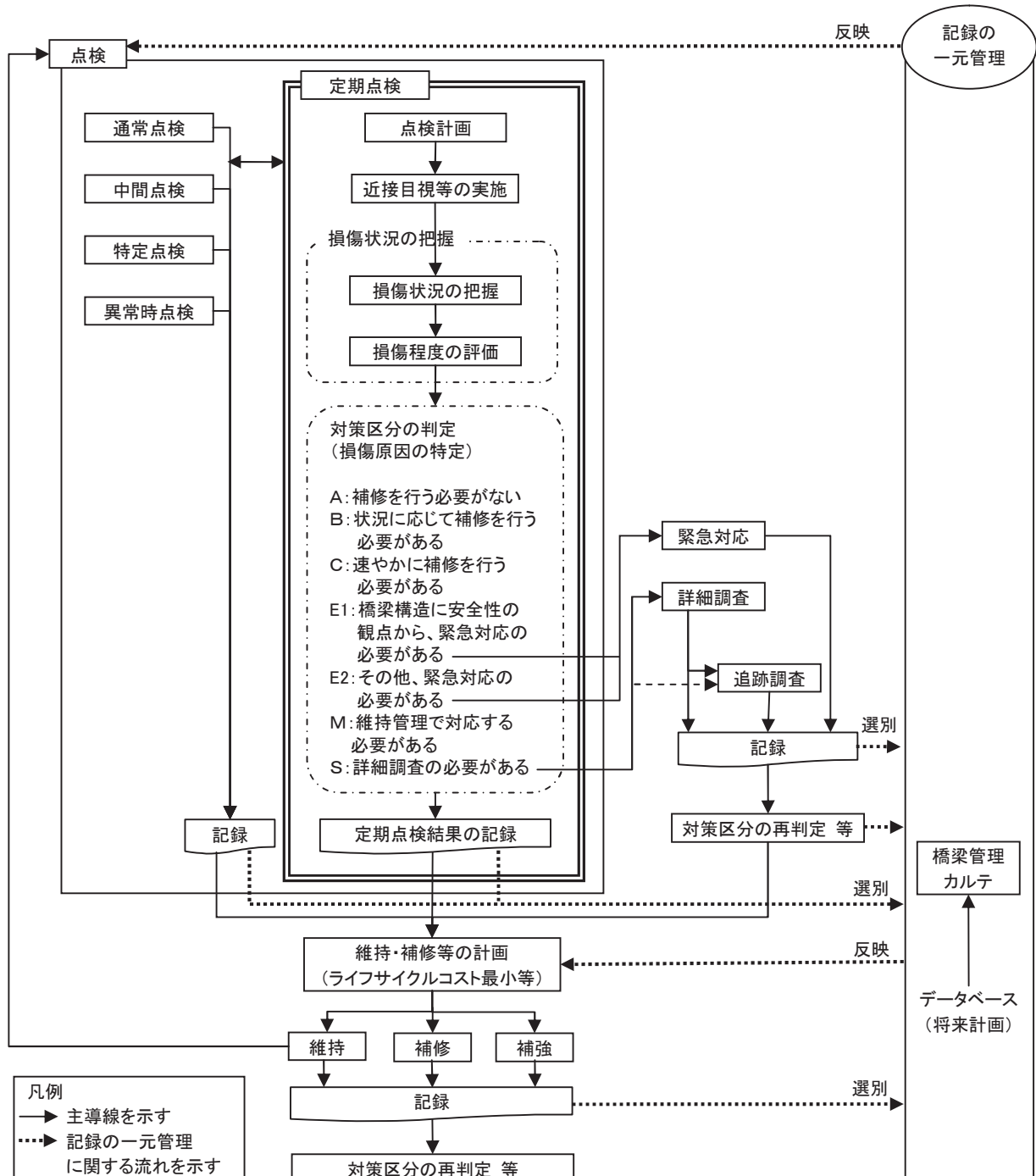


図 6.2.2 定期点検に関連する維持管理フロー²⁾

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。

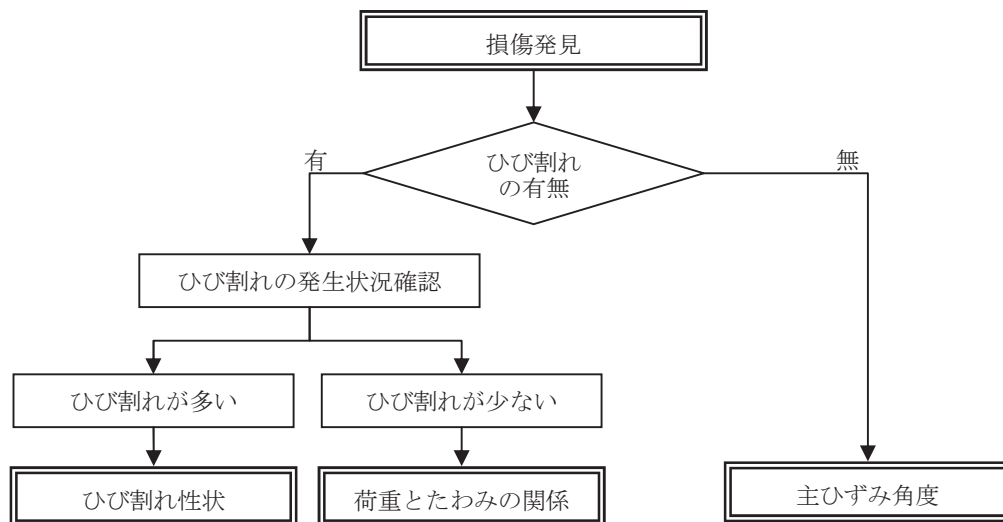


図 6.2.3 載荷試験の活用方法

(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。

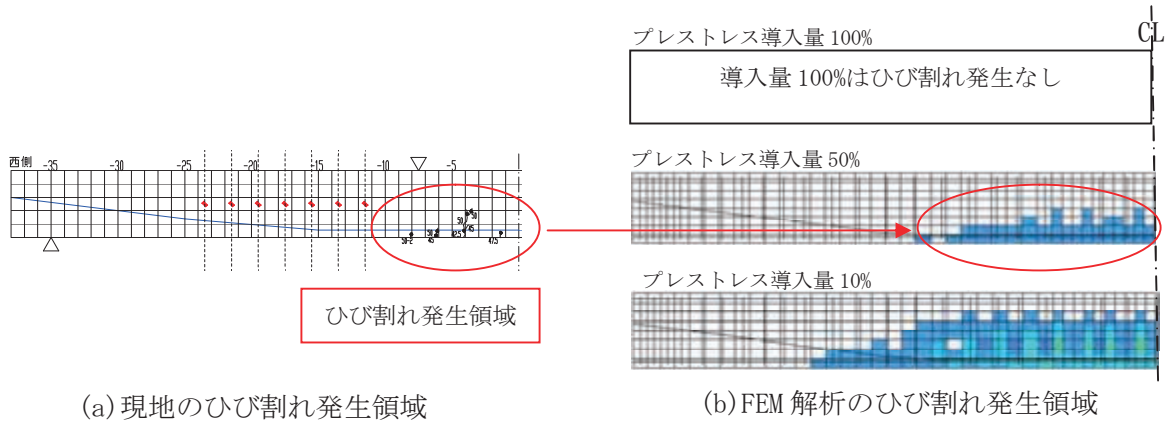


図 6.2.4 ひび割れ発生領域の比較

(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、ひび割れが開い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い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)。

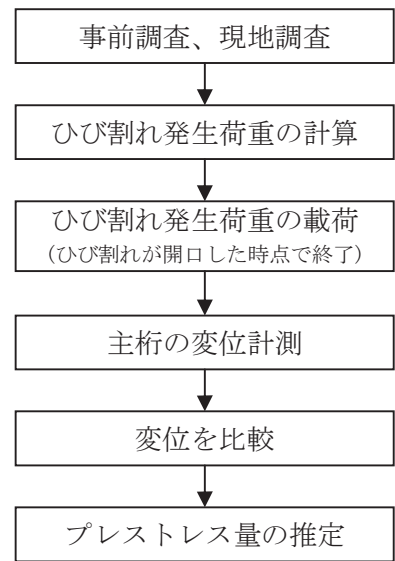


図 6.2.5 評価の流れ



図 6.2.6 載荷試験状況

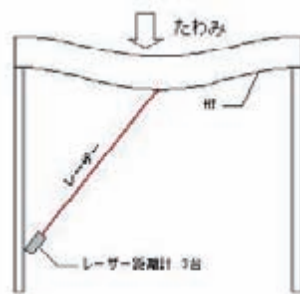


図 6.2.7 変位測定例

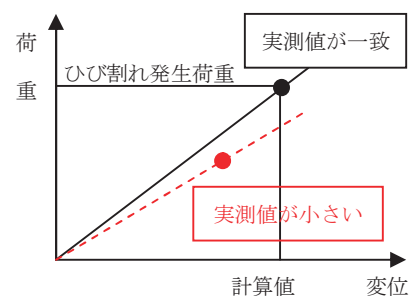


図 6.2.8 荷重と変位の関係

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	
			I _g	I _{cr}		
				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。

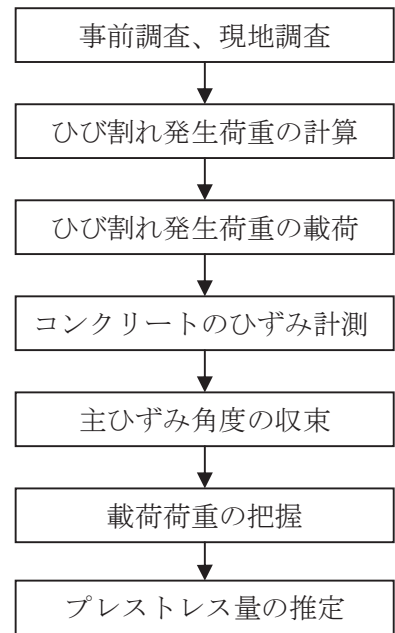


図 6.2.9 評価の流れ

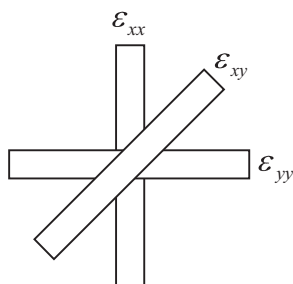


図 6.2.10 3 軸ひずみゲージ

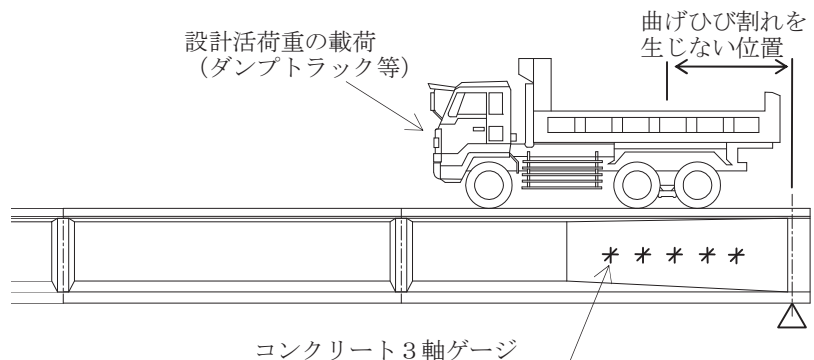


図 6.2.11 せん断部付近のひずみ計測

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。

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2}(\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy}) + \sqrt{\frac{1}{2}\{(\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy})^2 + (\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} - \varepsilon_{xy})^2\}} \quad \dots \dots \textcircled{1}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{2}(\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy}) - \sqrt{\frac{1}{2}\{(\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy})^2 + (\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} - \varepsilon_{xy})^2\}} \quad \dots \dots \textcircled{2}$$

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

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_l 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。

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

$$\sigma_l = \sigma_{la} = \frac{1}{2} \left\{ \sigma_x - \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau^2} \right\} \quad \dots \dots \textcircled{5}$$

$$\sigma_{la}^2 - \sigma_x \cdot \sigma_{la} - \tau^2 = 0 \quad \dots \dots \textcircled{6}$$

ここに、 σ_x : 部材軸方向の圧縮応力度 σ_{la} : 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。

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

$$\sigma_x = (\sigma'_{cl} + \sigma'_{cel}) + \frac{y_c}{H} \{ (\sigma_{cl} + \sigma_{cel}) - (\sigma'_{cl} + \sigma'_{cel}) \}$$

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

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

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。

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

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。

$$\sigma_{la}^2 - \left[\frac{M}{Z'_c} + \left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{Z'_c} \right) \cdot P_e + \frac{y_c}{H} \left\{ \frac{M}{Z'_c} + \left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{Z'_c} \right) \cdot P_e - \frac{M}{Z'_c} - \left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{Z'_c} \right) \cdot P_e \right\} \right] \cdot \sigma_{la} - \left\{ (S - P_e \cdot \sin \theta) \cdot \frac{Q}{b_w \cdot I} \right\}^2 = 0$$

$$AP_e^2 + BP_e + C = 0 \quad \dots \text{式⑨}$$

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

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

4 章の荷重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 $P=200\text{kN}$ 荷重した場合、斜引張応力度 $\sigma_t = -1.47\text{N/mm}^2$ 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 $\sigma_t = -2.00\text{N/mm}^2$ 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。

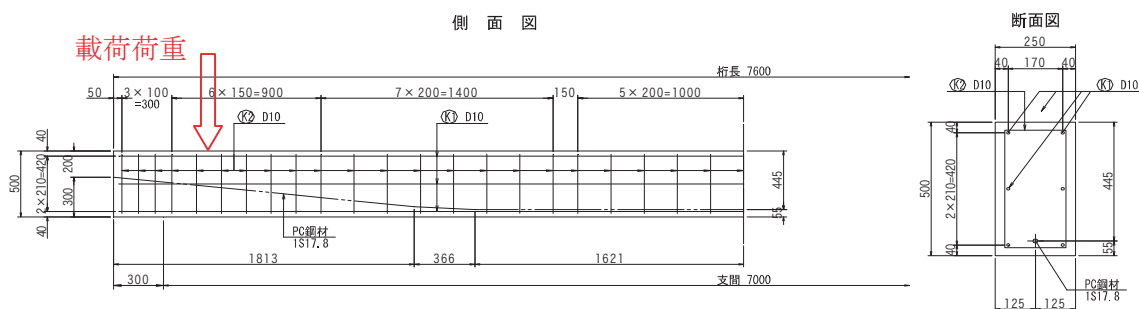


図 6.2.12 供試体構造図

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	荷重荷重 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_t (N/mm ²)	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、鉄筋探索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。

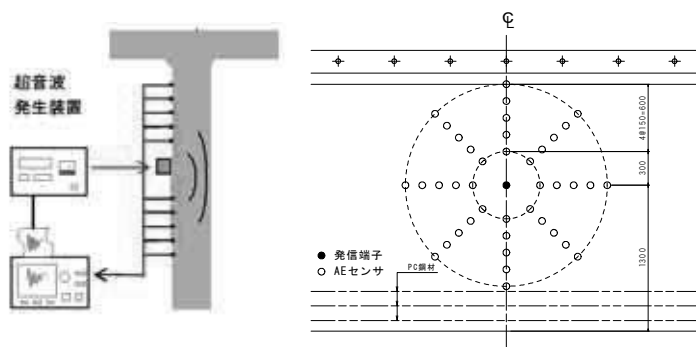


図 6.2.13 超音波法表面伝播計測概要

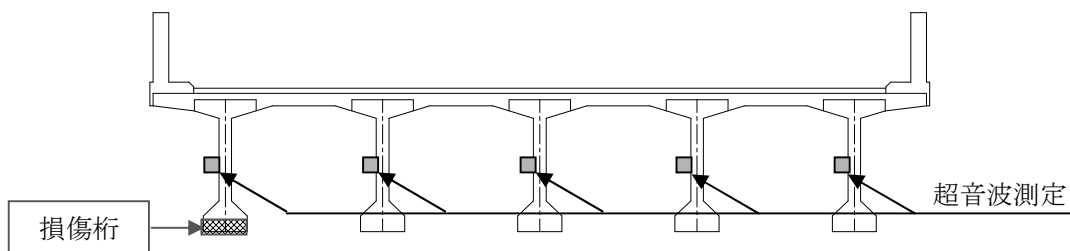


図 6.2.14 計測概要（断面図）

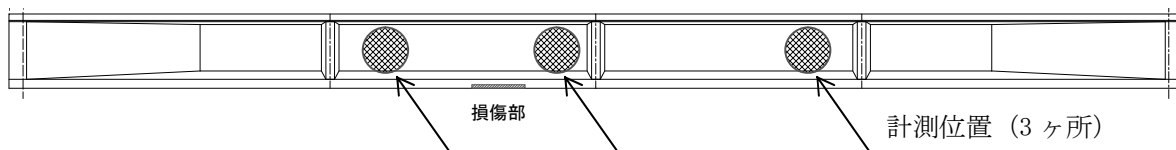


図 6.2.15 計測概要（側面図）

【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