

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 道路橋を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は生じる変状現象（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行う変動現象(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 $\leq 8\text{m}$)と載荷装置の制限(支間 $\leq 7\text{m}$)
- ・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。

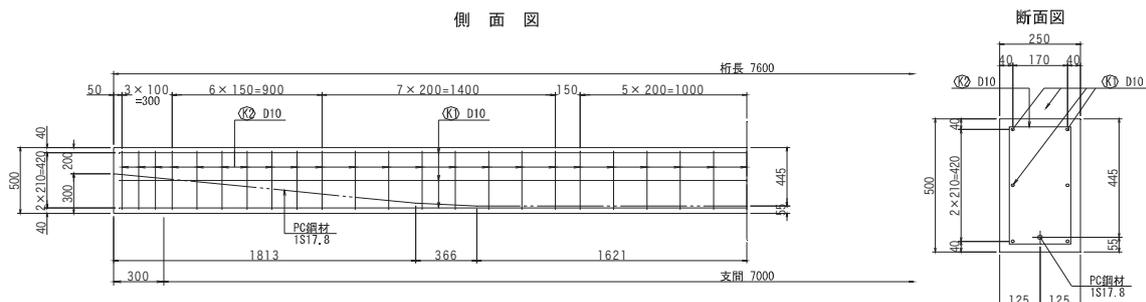


図 4.2.1 供試体構造図

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	早強ポルトランドセメント	太平洋セメント(株)	-	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	シーカント 2000	日本シーカ(株)	-	1.07
AE 剤	シーカ AER-W	日本シーカ(株)	-	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 f100×H200 mm 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 f50×H100 mm 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 f100×H200 mm 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/mm²)

			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 $\epsilon_p \times E_p$	支間中央の鋼材のひずみ (ϵ_p)	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

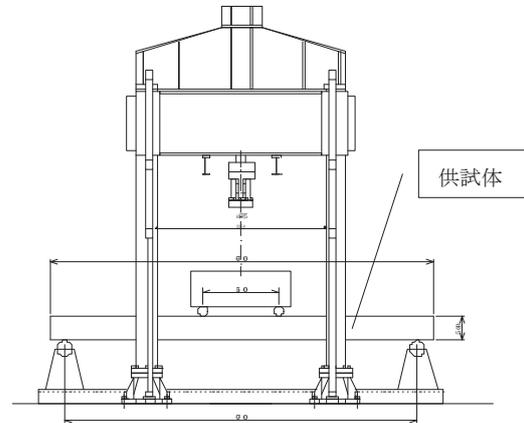


図 4.2.2 供試体設置状況図

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 ポート使用)
出力装置	外付け HDD, レーザープリンター他

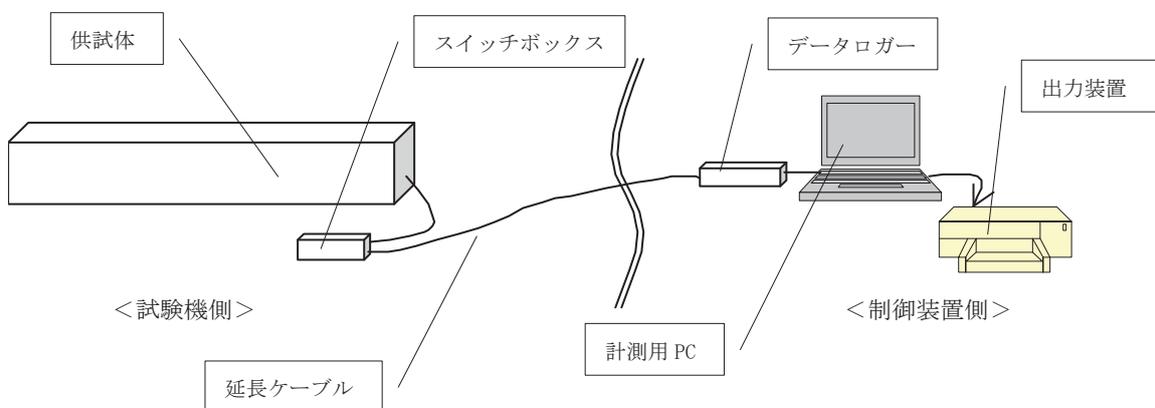


図 4.2.3 計測概要

b) 荷重方法

荷重は、間隔 1500mm の 2 点荷重とした。荷重試験概要図を図 4.2.4 に示す。

荷重試験は、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荷重を行った。荷重荷重イメージを図 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 $f_{tk}=2.69\text{N/mm}^2$ ($f_{tk}=0.23f_{ck}^{2/3}$, $f_{ck}=40\text{N/mm}^2$) に達した時点とする。

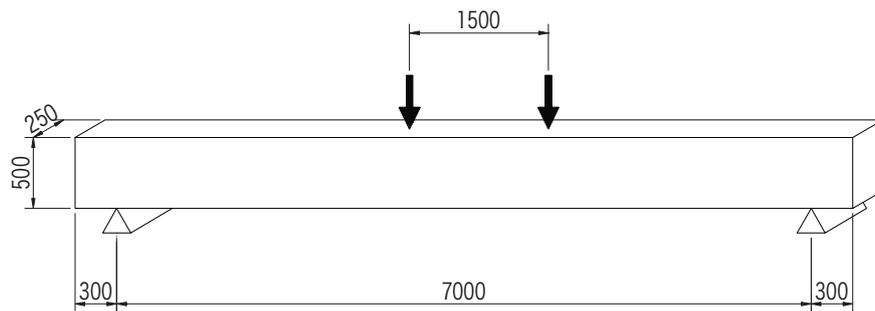


図 4.2.4 荷重試験概要図

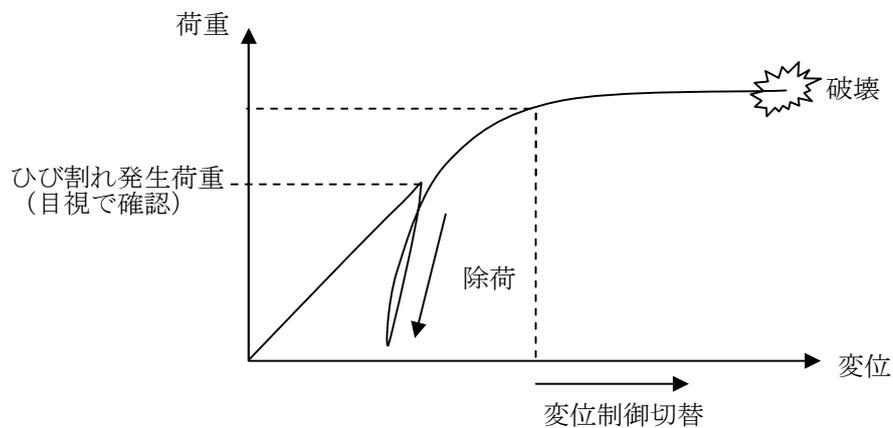


図 4.2.5 荷重荷重イメージ

表 4.2.7 ひび割れ発生・破壊荷重

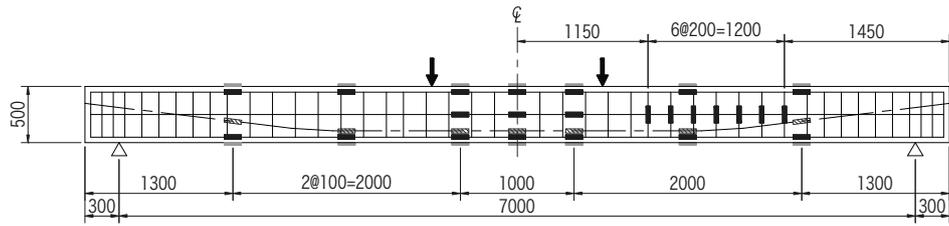
プレストレス導入量	ひび割れ発生抵抗モーメント (kN・m)	ひび割れ発生荷重 (kN)	破壊抵抗モーメント (kN・m)	破壊荷重 (kN)
100%	92.4	53.6	178.2	115.9
50%	60.3	30.2	178.2	115.9
10%	34.5	11.4	178.2	115.9

(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。

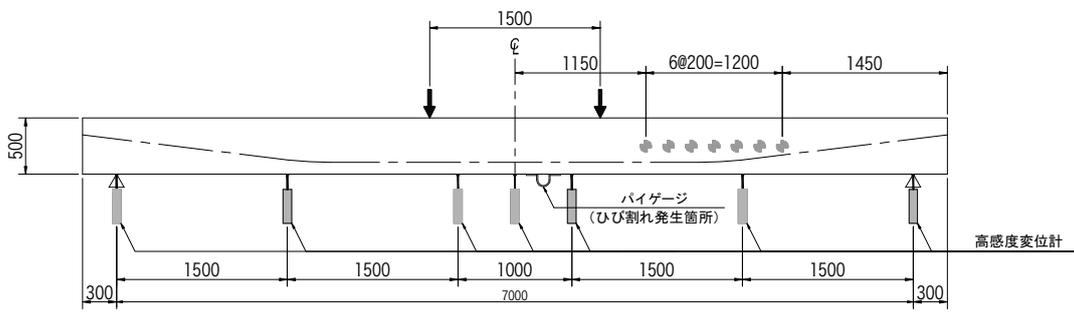
表 4.2.8 計測項目・方法・目的

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



- : コンクリートひずみゲージ (上下面)
- : 鉄筋ひずみゲージ (軸方向鉄筋・スターラップ)
- ▨ : PC鋼材ひずみゲージ

a) コンクリート(上・下面)・鉄筋・PC鋼材・スターラップひずみ



- ⊕ : コンクリート三軸ひずみゲージ

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

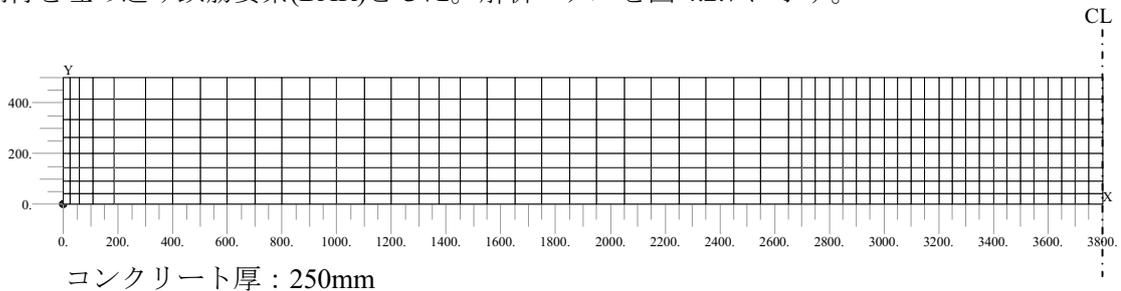
4.2.2 載荷試験のFEM解析

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。

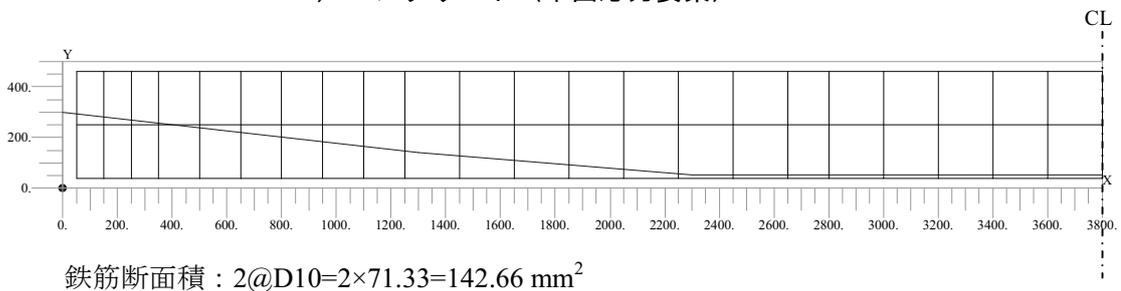
そこで、供試体の材料特性を用いた FEM 解析を行い、載荷試験の応力状態や変状の妥当性を確認する。本解析は、変位法 (Displacement method ANALyser) に基づく汎用有限要素システム DIANA により解析を行った。

(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。



a) コンクリート (平面応力要素)



b) 鉄筋、PC 鋼材 (埋め込み鉄筋要素)

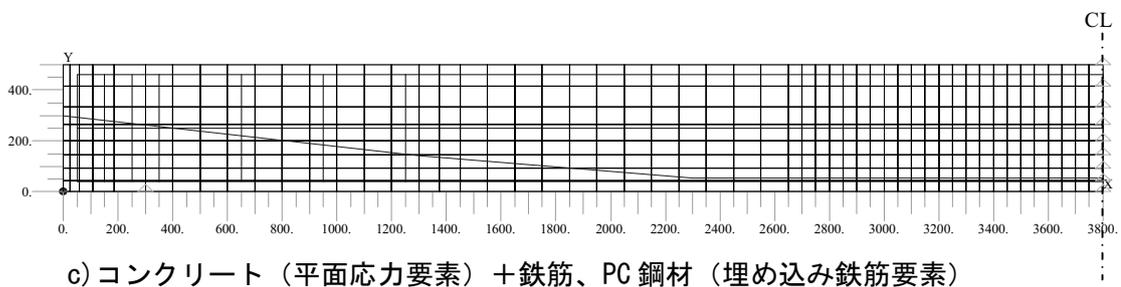


図 4.2.7 解析モデル

(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/mm²)

		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 : $\nu=0.3$
	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 : $\nu=0.3$
	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。

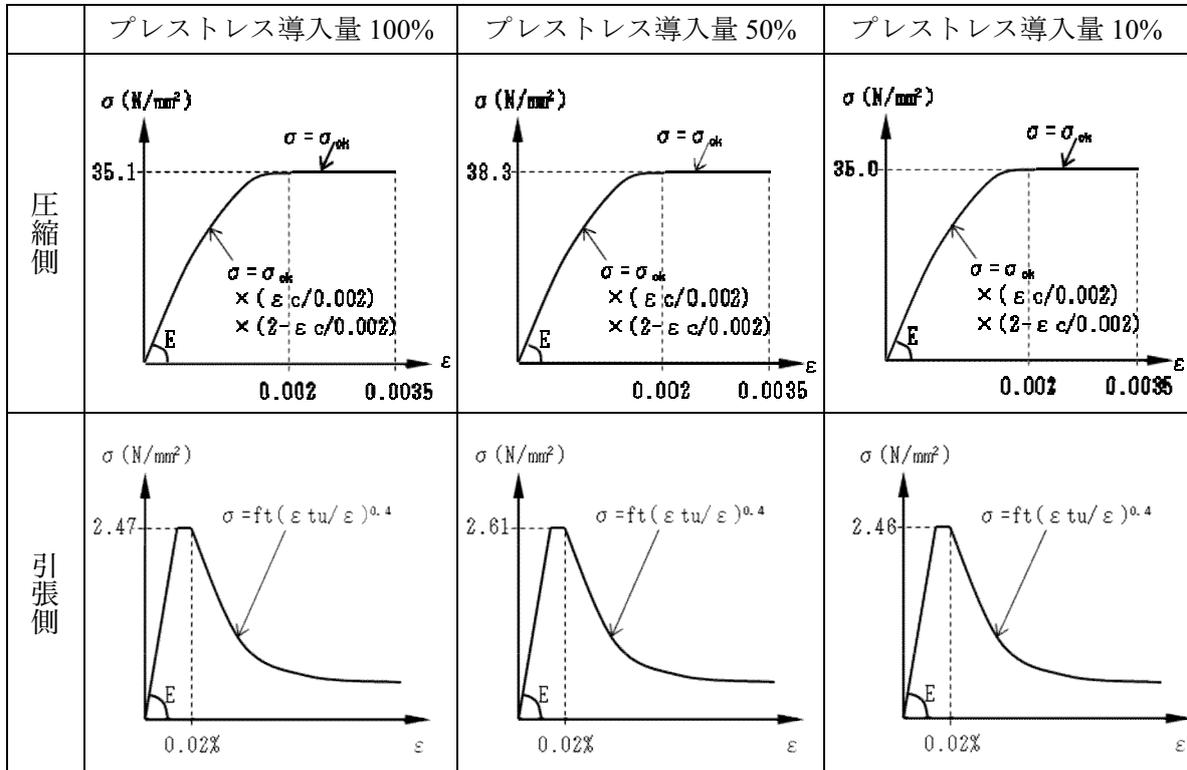


図 4.2.8 コンクリートの構成則

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。

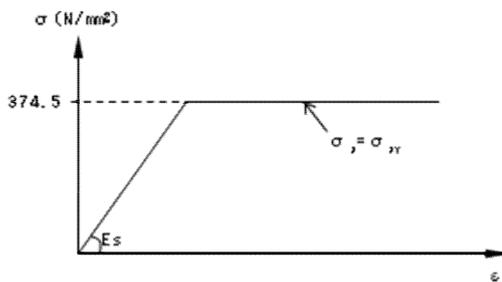


図 4.2.9 鉄筋の構成則

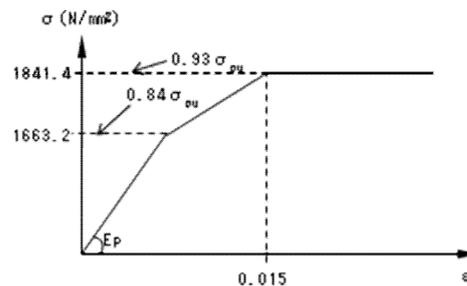


図 4.2.10 PC鋼材の構成則

(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 $0.5\text{mm}\times 10\text{step}+1.0\text{mm}\times 100\text{step}=120\text{mm}$ 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。

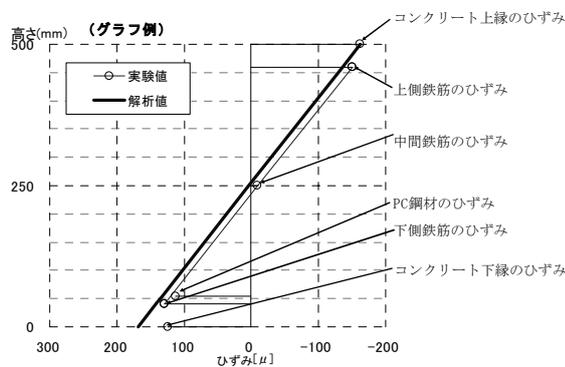


図 4.2.11 ひずみ分布図の解説

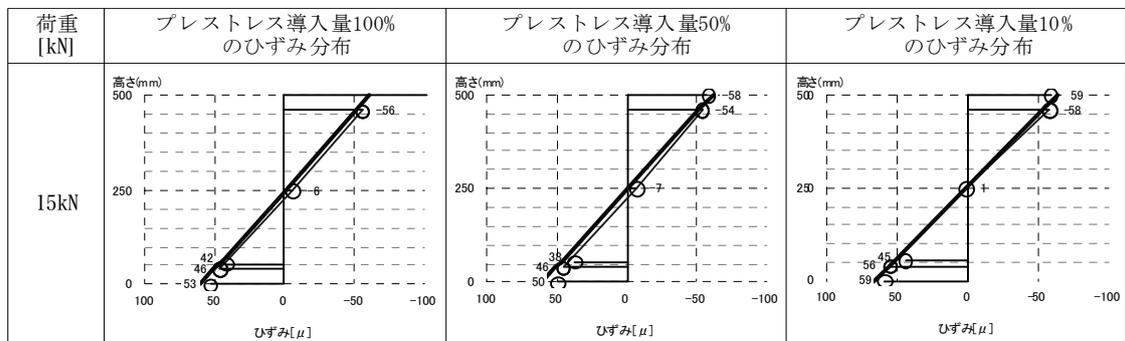


図 4.2.12 プレ導入量 10%供試体ひび割れ発生荷重時 (15kN) の支間中央部ひずみ分布

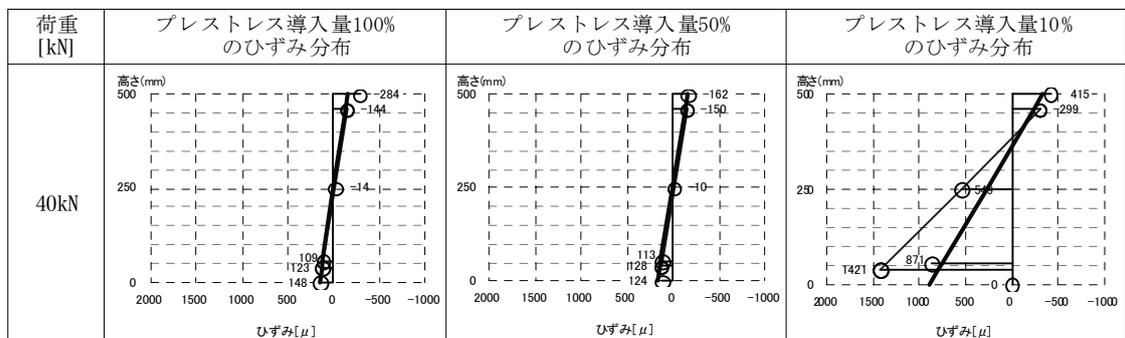


図 4.2.13 プレ導入量 50%供試体ひび割れ発生荷重時 (40kN) の支間中央部ひずみ分布

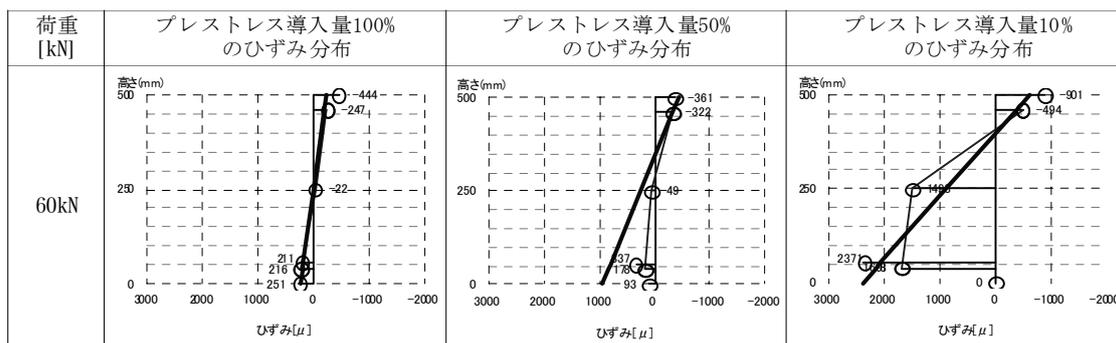


図 4.2.14 プレ導入量 100%供試体ひび割れ発生荷重時 (60kN) の支間中央部ひずみ分布

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は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。

このように载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。

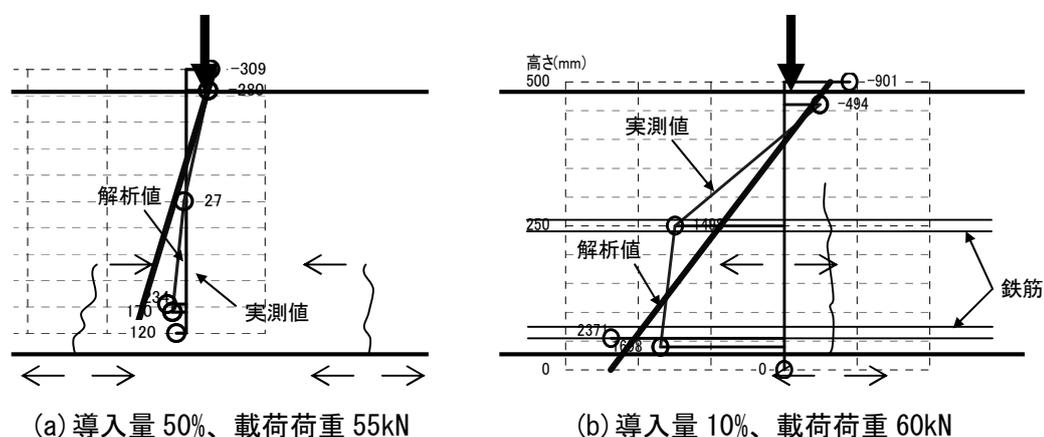


図 4.2.15 ひび割れ発生時のひずみ変化状況図

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

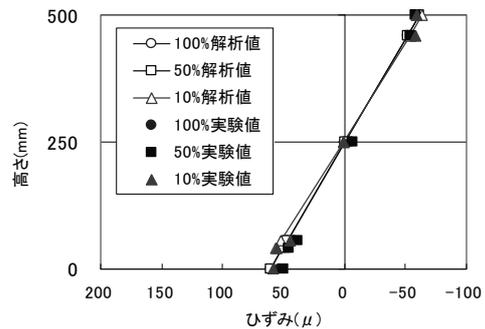
荷重状態		10%ひび割れ発生 (15kN)			50%ひび割れ発生 (37.5kN)			100%ひび割れ発生 (60kN)		
プレストレス導入度		100%	50%	10%	100%	50%	10%	100%	50%	10%
ひ ず み (μ)	コンクリート上縁	-61	-61	-64	-153	-162	-340	-248	-431	-636
	上縁鉄筋	-52	-52	-54	-129	-135	-241	-208	-322	-394
	中間鉄筋	0	0	1	-1	4	278	-2	252	875
	P C 鋼材	47	47	52	117	133	760	190	784	2053
	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。

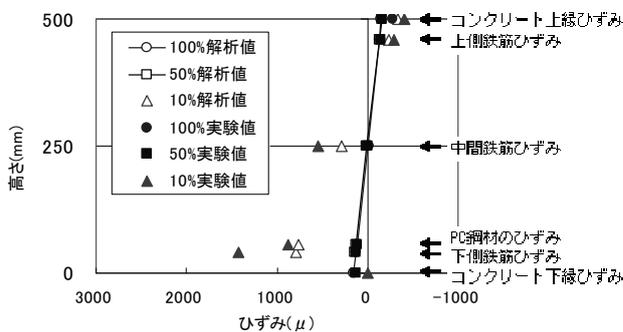
ひび割れ発生までのひずみの分布状況は、計算値と実験値ではほぼ一致している。

表 4.2.11 ひずみの実験値

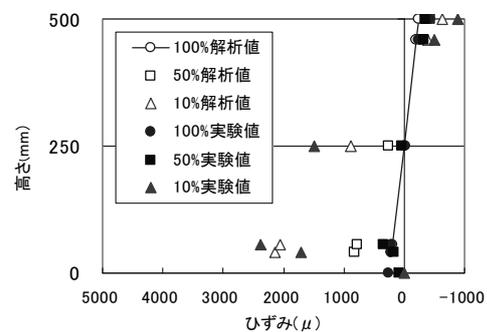
プレストレス導入量		100%	50%	10%
ひび割れ発生荷重 (kN)		60	37.5	15
ひ ず み (μ)	コンクリート上縁	-444	-162	-59
	上縁鉄筋	-247	-150	-58
	中間鉄筋	-22	-10	1
	P C 鋼材	211	113	45
	下縁鉄筋	216	128	56
	コンクリート下縁	251	124	59



(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。

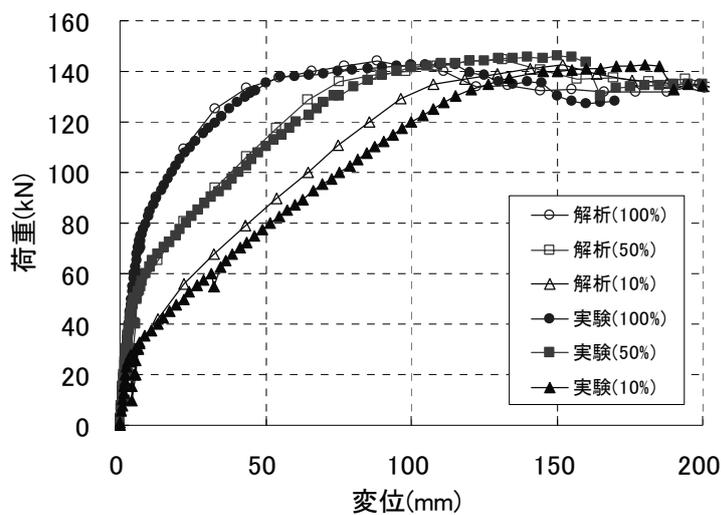


図 4.2.17 荷重-変位関係

表 4.2.12 最大荷重比較表

プレストレスト 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 に荷重荷重 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。

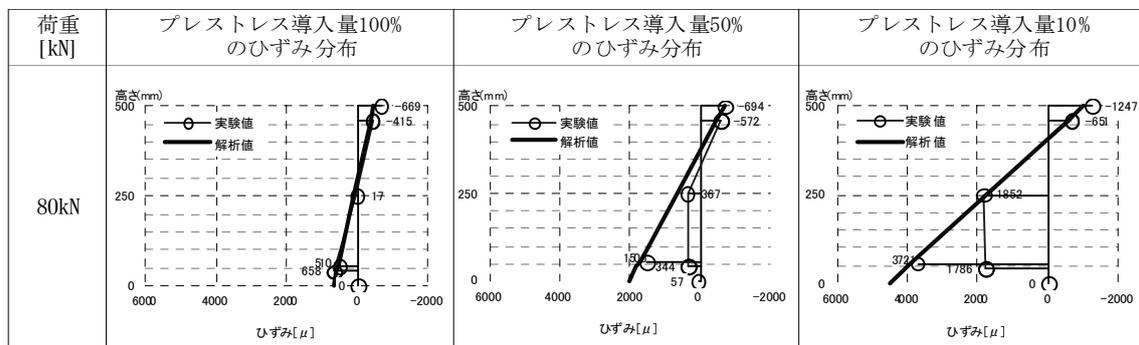


図 4.2.18 荷重荷重 80kN でのひずみ分布

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 I_g 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 I_{e1} (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 I_{e2} (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

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

②断面剛性を部材全長にわたって一定とする場合

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

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

$M_{d \max}$: 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 I_g 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、 I_{cr} 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			
	I_g	I_{cr}		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			
	I_g	I_{cr}		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 I_{cr} 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。



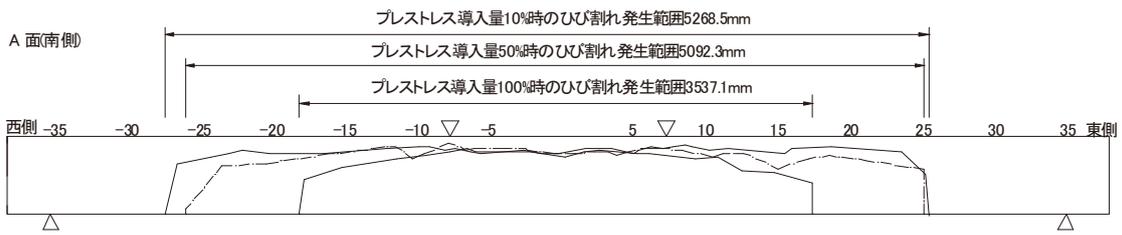
写真 4.2.3 ひび割れ状況 (100%)



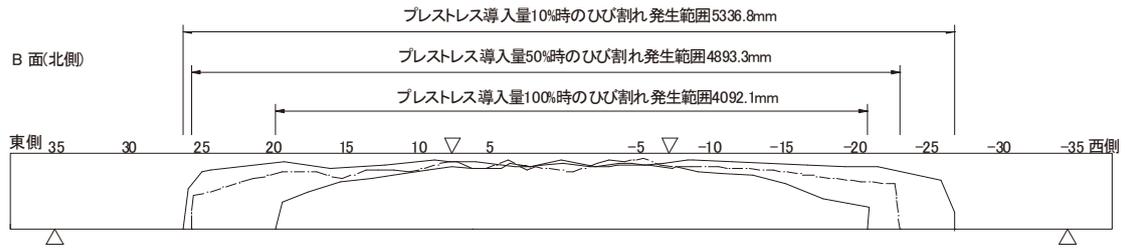
写真 4.2.4 ひび割れ状況 (50%)



写真 4.2.5 ひび割れ状況 (10%)



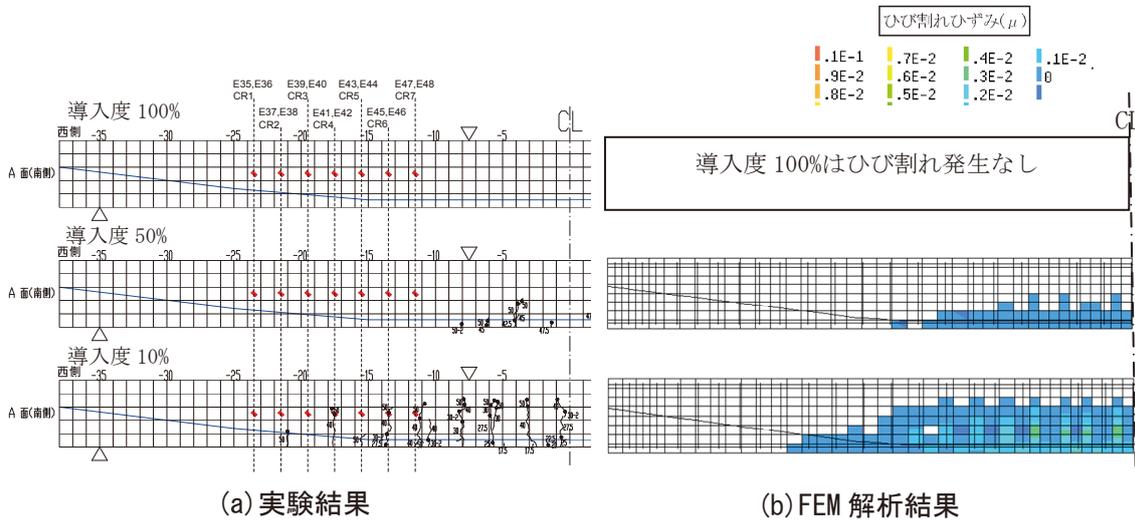
(a) A 面側



(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。

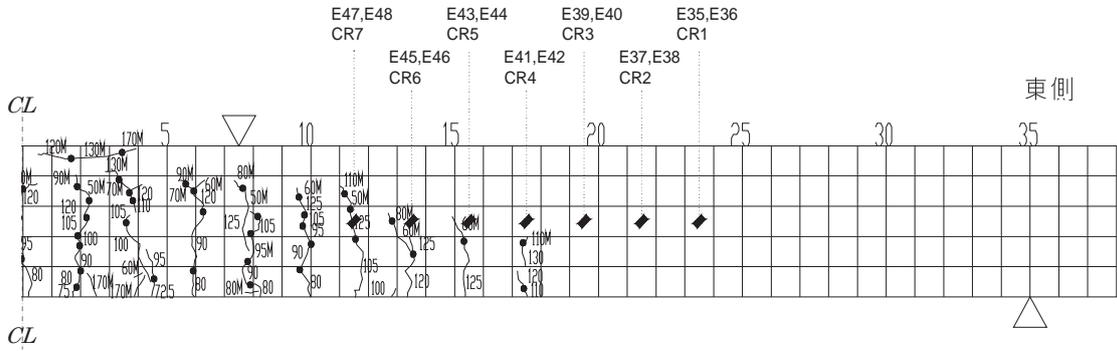


(a) 実験結果

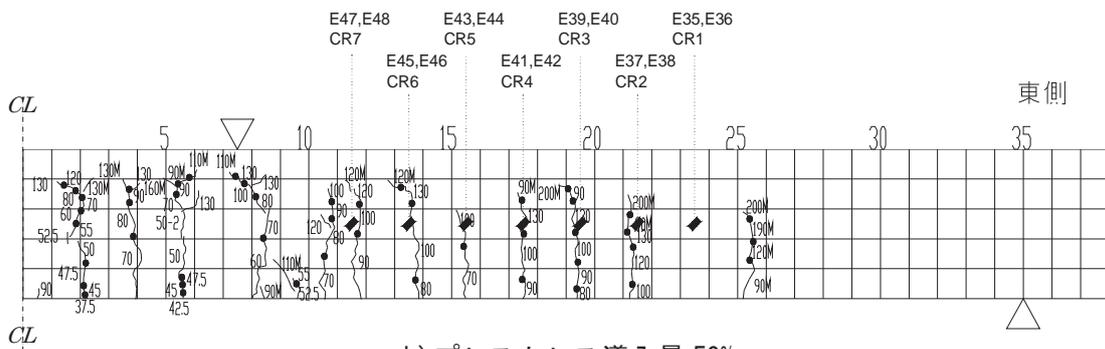
(b) FEM 解析結果

図 4.2.20 載荷荷重 50kN 時のひび割れ図

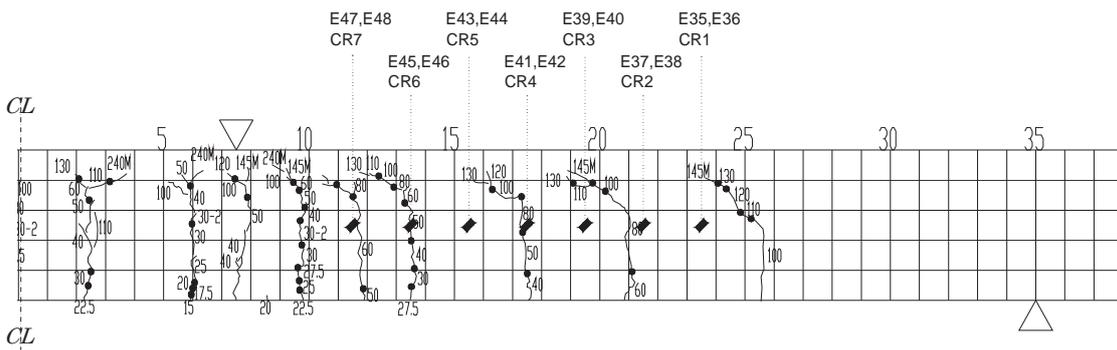
図 4.2.21 は、A 面側の東側について、最大荷重まで載荷した後に確認されたひび割れ図である。ひび割れ本数に大きな違いは見られなかったものの、プレストレス導入量が低下するほど、鉛直方向のひび割れの発生する範囲が広がる傾向を示した。



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

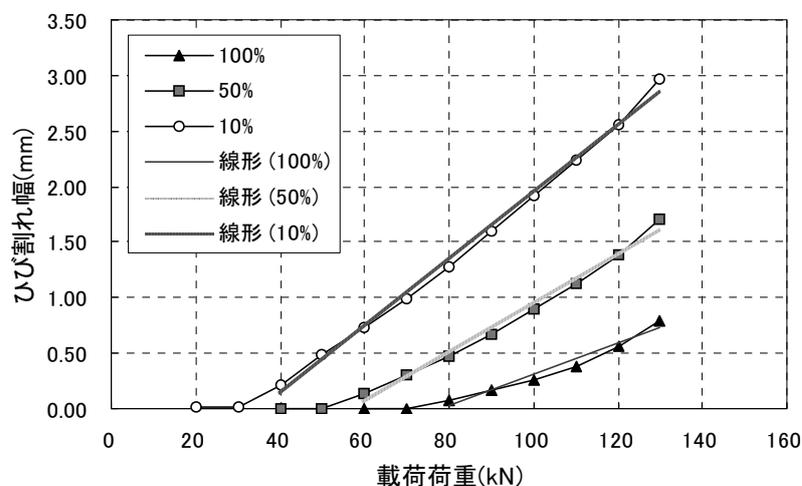


図 4.2.22 載荷荷重とひび割れ幅の関係

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広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。

$$S_{r, \max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p, \text{eff}} \quad (\text{式 4.2.3})$$

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)

$$\rho_{p, \text{eff}} : \rho_{p, \text{eff}} = (A_s + \zeta_1^2 A_p') / A_{c, \text{eff}} \quad (\text{式 4.2.4})$$

A_s : 鉄筋の断面積 (mm^2)

$A_{c, \text{eff}}$: 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 $h_{c, \text{eff}}$ 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' : $A_{c, \text{eff}}$ 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

$$\zeta_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad (\text{式 4.2.5})$$

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 ($\zeta=0.5$)

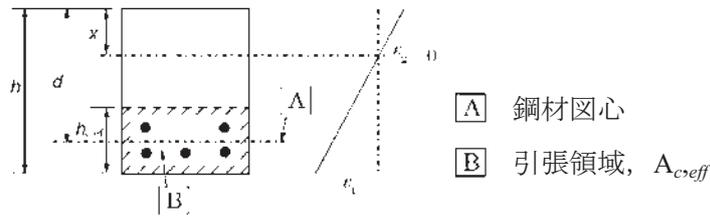


図 4.2.23 引張領域

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)	$P_{p,eff}$	$S_{r,max}$ (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(15,000 μ)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(15,000 μ)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。

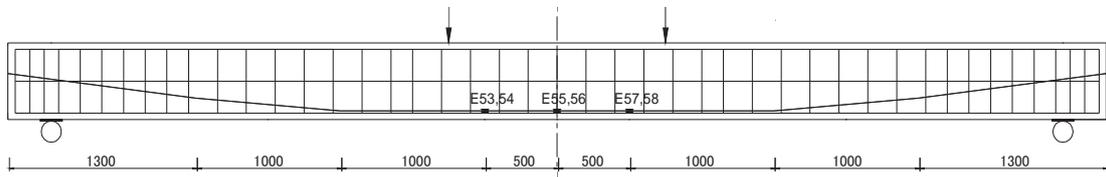


図 4. 2. 24 ひずみゲージ貼付け位置

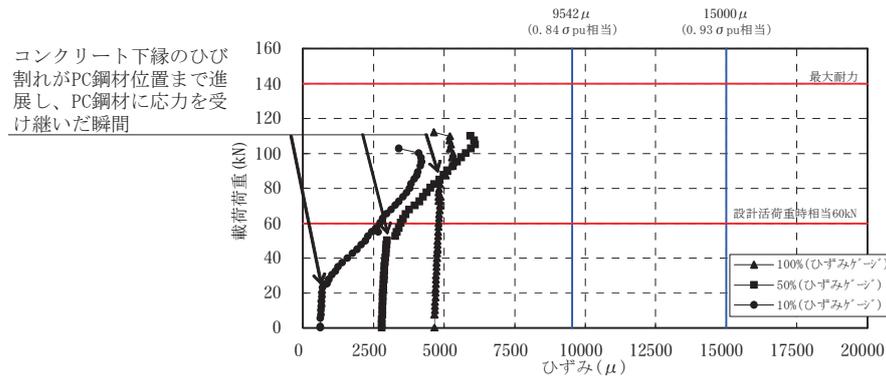


図 4. 2. 25 E53・E54 ひずみゲージの荷重－ひずみ関係

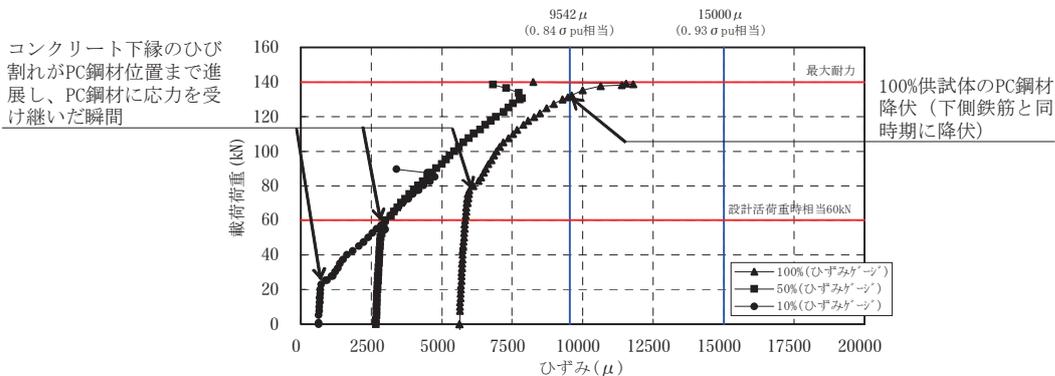


図 4. 2. 26 E55・E56 ひずみゲージの荷重－ひずみ関係

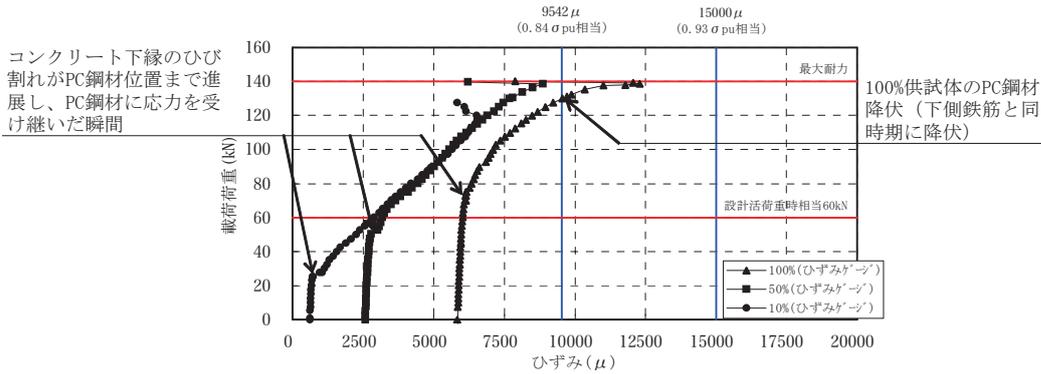


図 4.2.27 E57・E58 ひずみゲージの荷重－ひずみ関係

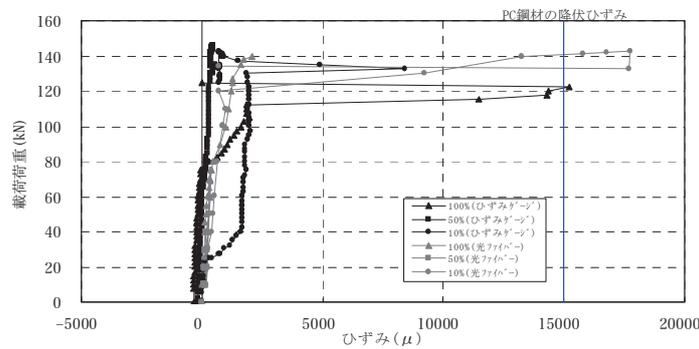


図 4.2.28 支間中央部下段鉄筋のひずみの発生状況

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

$$\Delta\sigma_p = n \cdot \sigma_1 \quad (\text{式 4.2.6})$$

ここに、 σ_1 ：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 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

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_1 (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

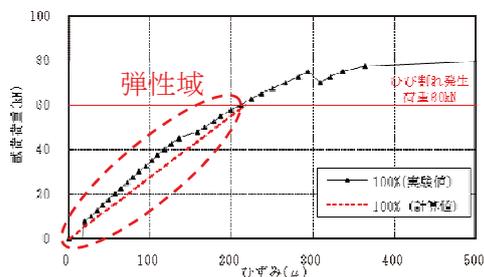
表 4. 2. 19 PC 鋼材の増加ひずみ

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

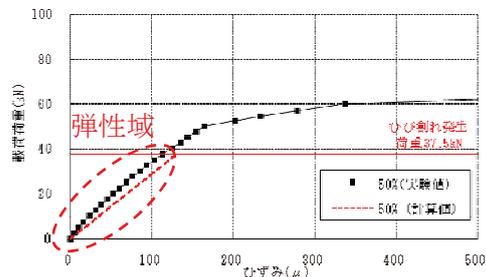
図 4.2.29 に載荷荷重と PC 鋼材の増加ひずみの関係を示す。また図 4.2.30 にプレストレス導入量毎にひび割れ発生段階までの増加ひずみの計算値と実測値の比較を示す。

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。

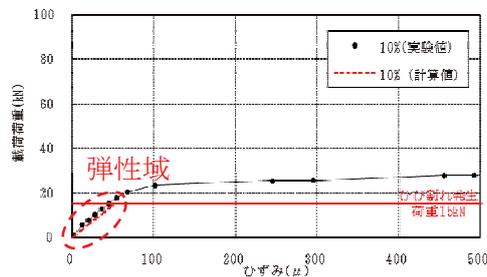
これらから、PC 鋼材のひずみ増加と載荷荷重の線形関係が所要のプレストレスが導入されている場合に推定されるより小さい載荷荷重や増加ひずみ値で失われた場合には、そのひずみ値や載荷荷重の大きさによってプレストレス導入量の推定ができる可能性がある。ただし既設橋の PC 鋼材のひずみを正確に計測することは困難であることと線形性が損なわれた段階では既に明確なひび割れが発生している可能性が高く、健全度評価手法としての適用には問題がある。



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)

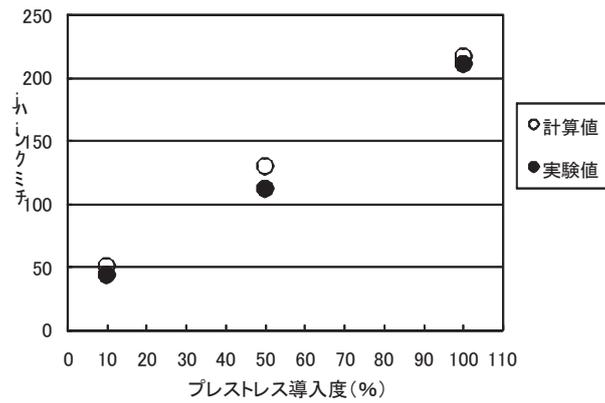
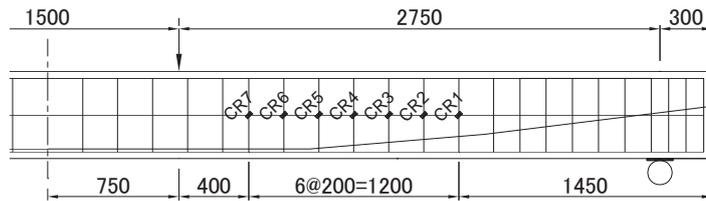


図 4. 2. 30 増加ひずみの比較 (E56)

(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。

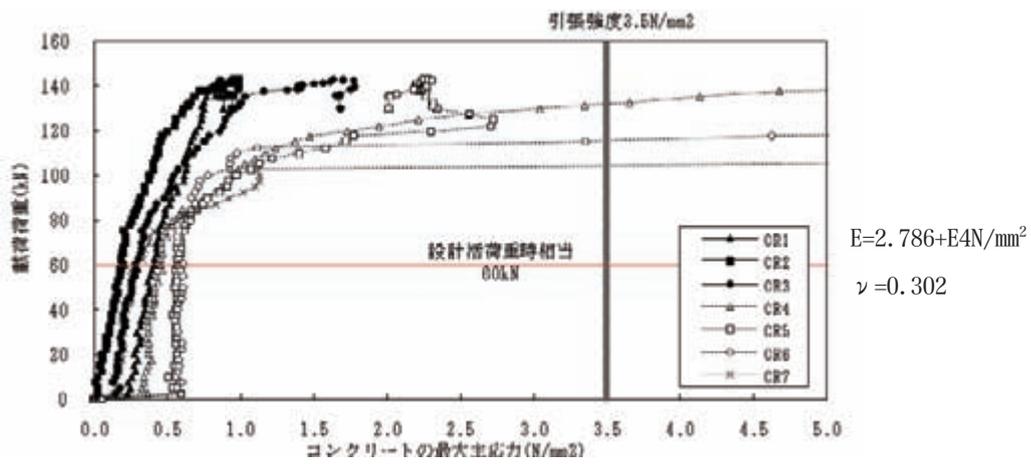


最大主応力

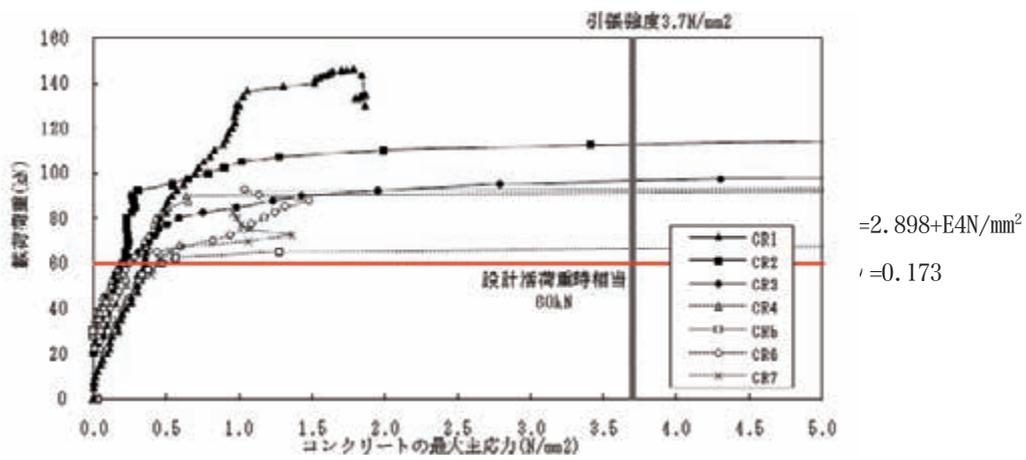
$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_1 + \nu \cdot \varepsilon_2)$$

図 4. 2. 31 せん断部コンクリートひずみ計測位置

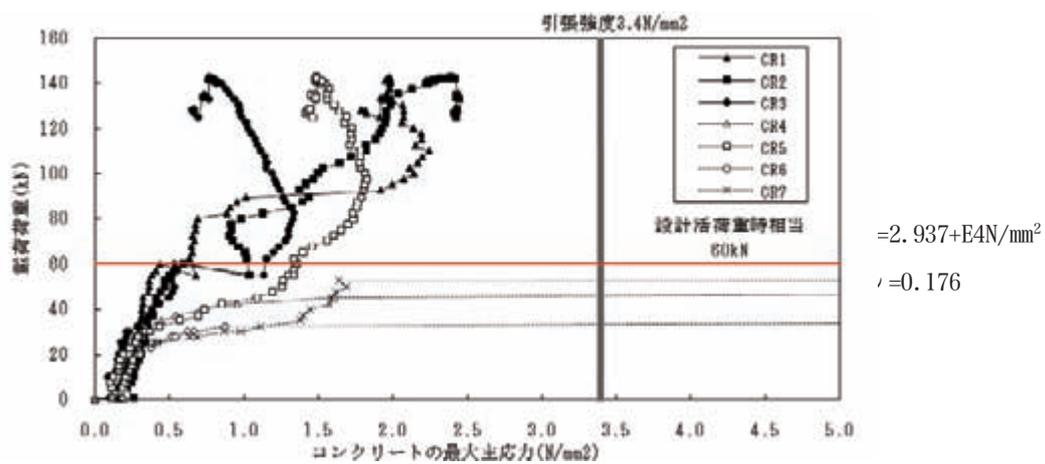
図 4.2.32 に、プレストレス導入量毎の載荷荷重に対するせん断部コンクリートの最大主応力の挙動をそれぞれ示す。プレストレス導入量が低下するとひび割れ発生荷重は低下し、より小さい荷重でコンクリートの最大主応力と載荷荷重の線形性が失われ不安定な挙動を示すことが確認された。また、同じ高さ位置でも載荷点に近い位置の最大主応力が支点に近い位置の最大主応力に比べて先行して線形性を失う傾向も見受けられる。



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 4.2.32 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。

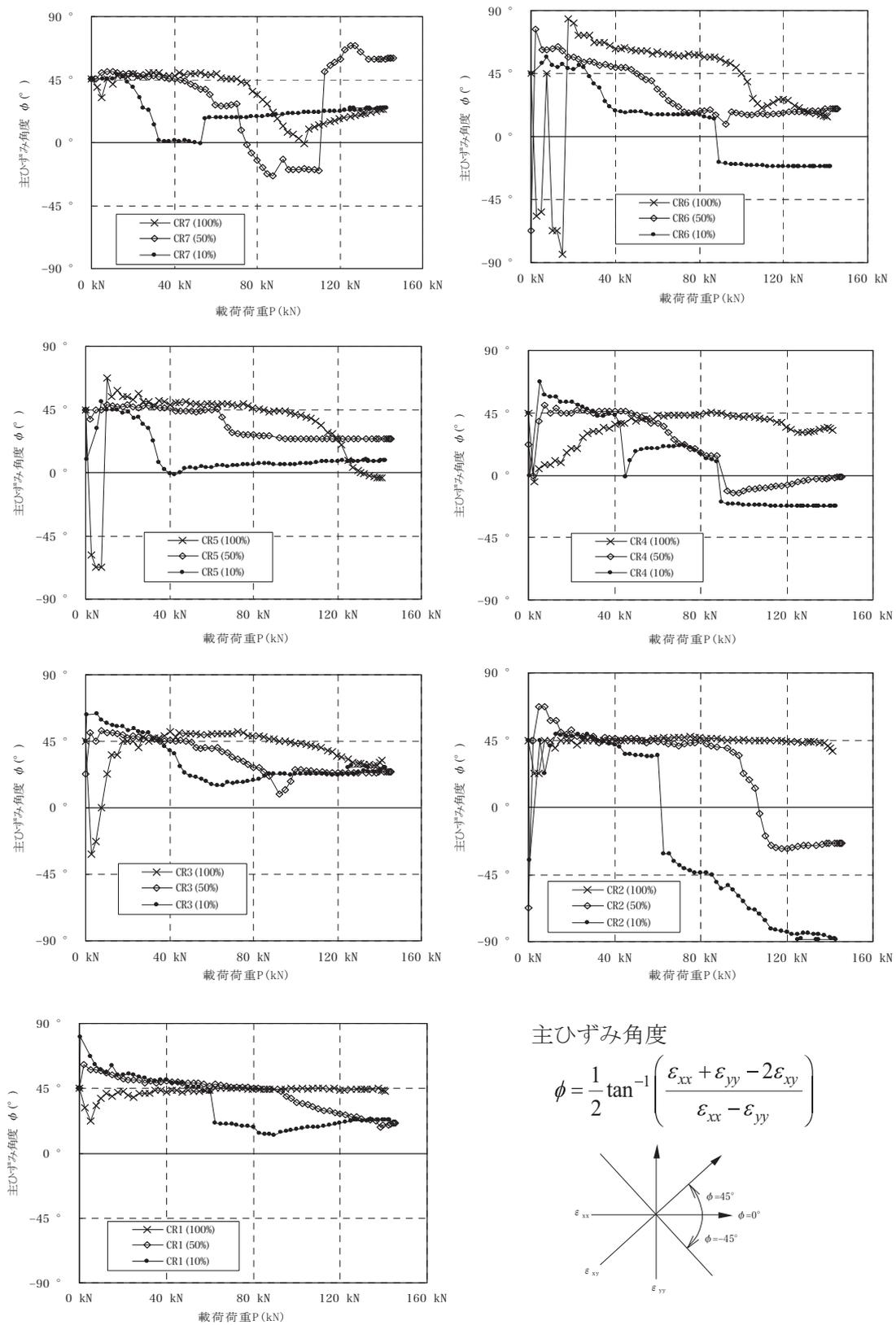
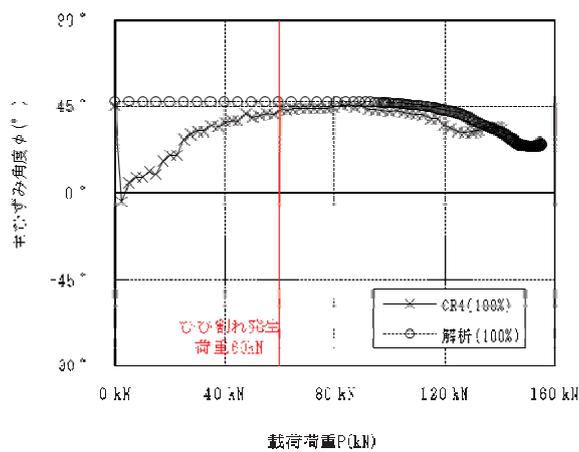
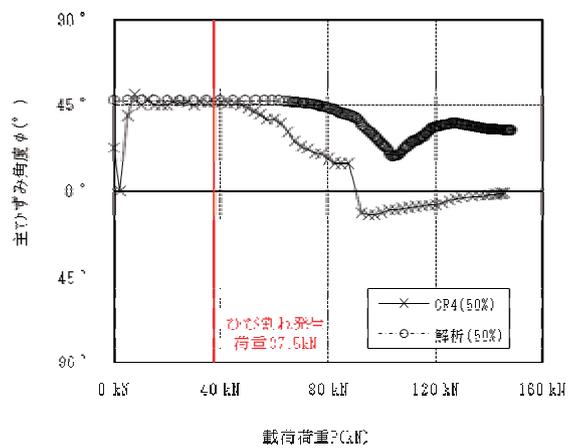


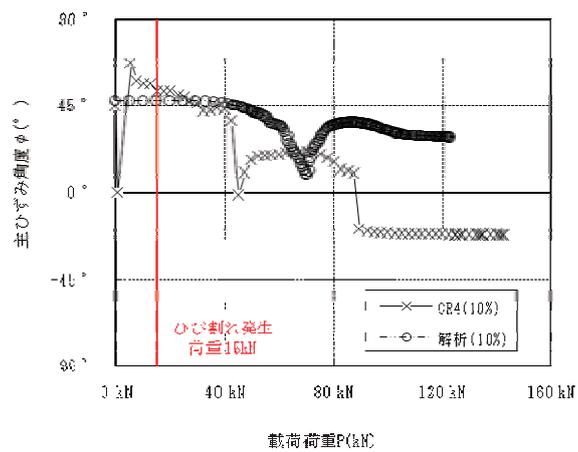
図 4.2.33 載荷荷重に対する最大主ひずみの挙動 (計測箇所毎)



(a) 導入量 100%

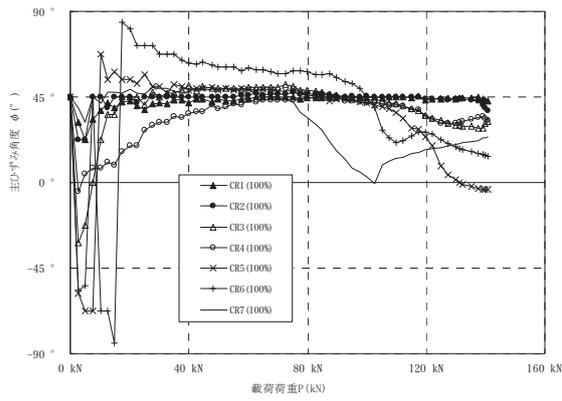


(b) 導入量 50%

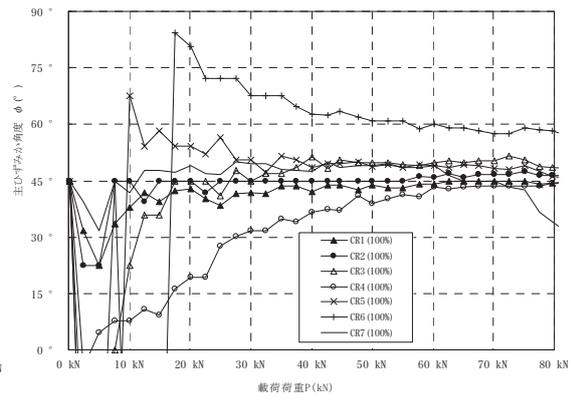


(c) 導入量 10%

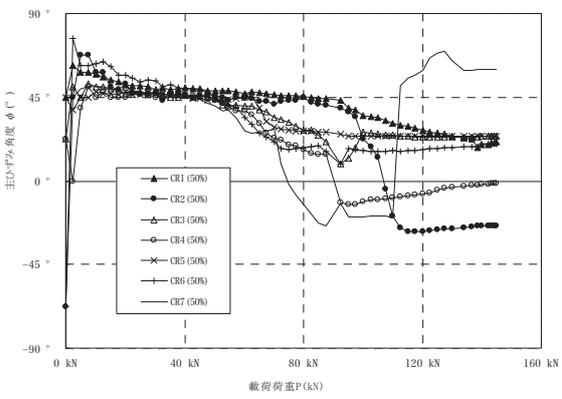
図 4. 2. 34 FEM 解析と実験の最大主ひずみ角度 (CR4)



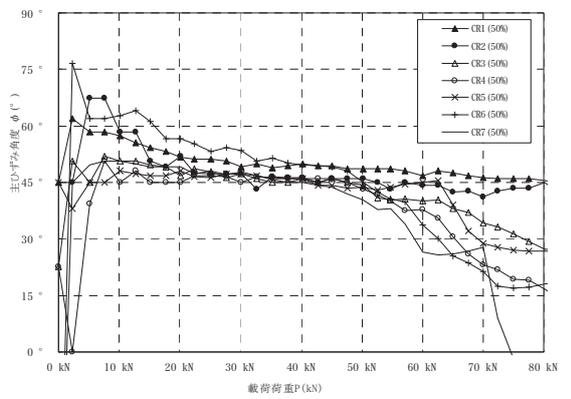
導入量 100% (a)



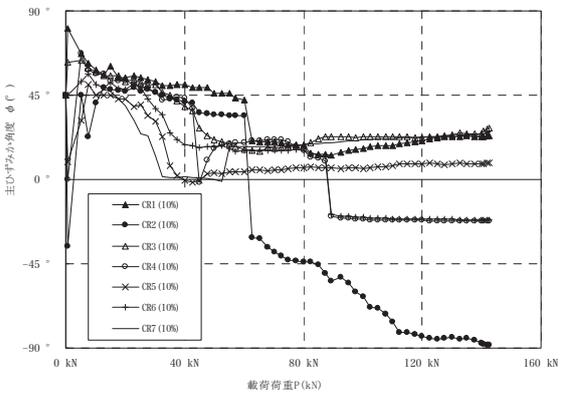
導入量 100%の拡大 (b)



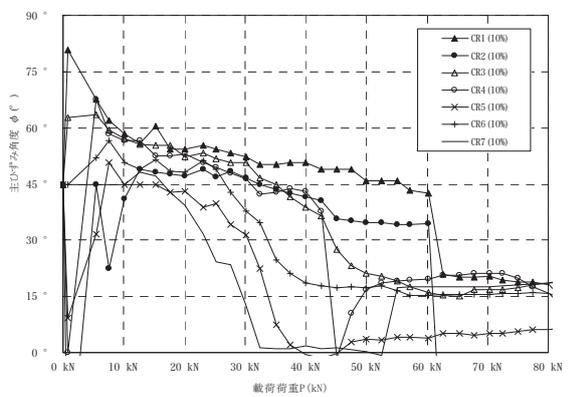
導入量 50% (a)



導入量 50%の拡大 (b)



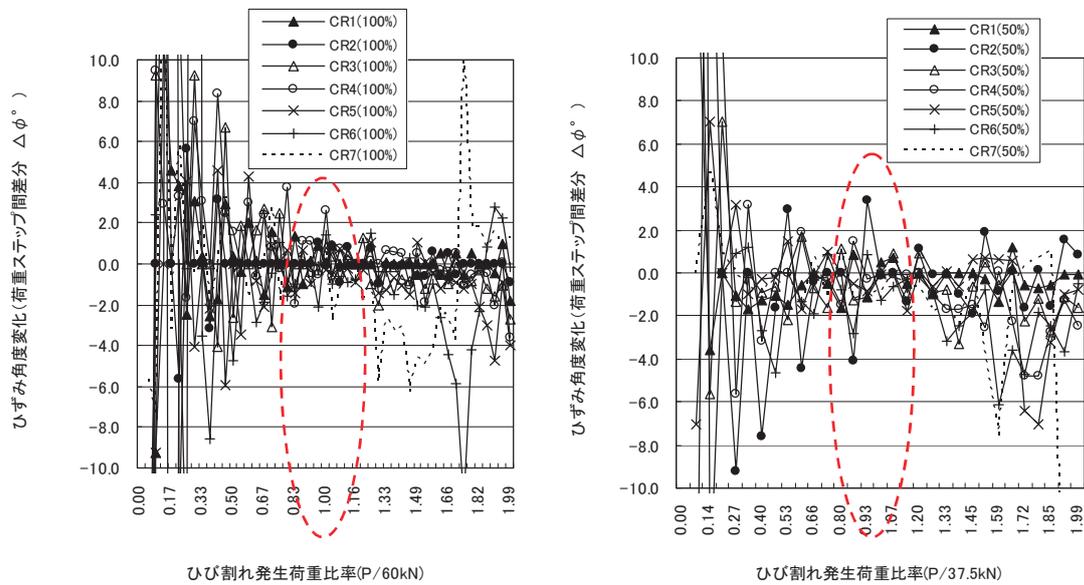
導入量 10% (a)



導入量 10%の拡大 (b)

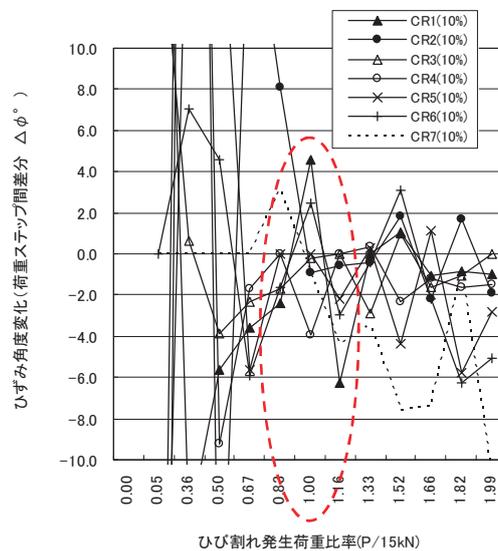
図 4. 2. 35 載荷荷重に対する最大主ひずみの挙動 (載荷ケース毎)

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 $-3\sim 15^\circ$ 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がっていることと一致する。

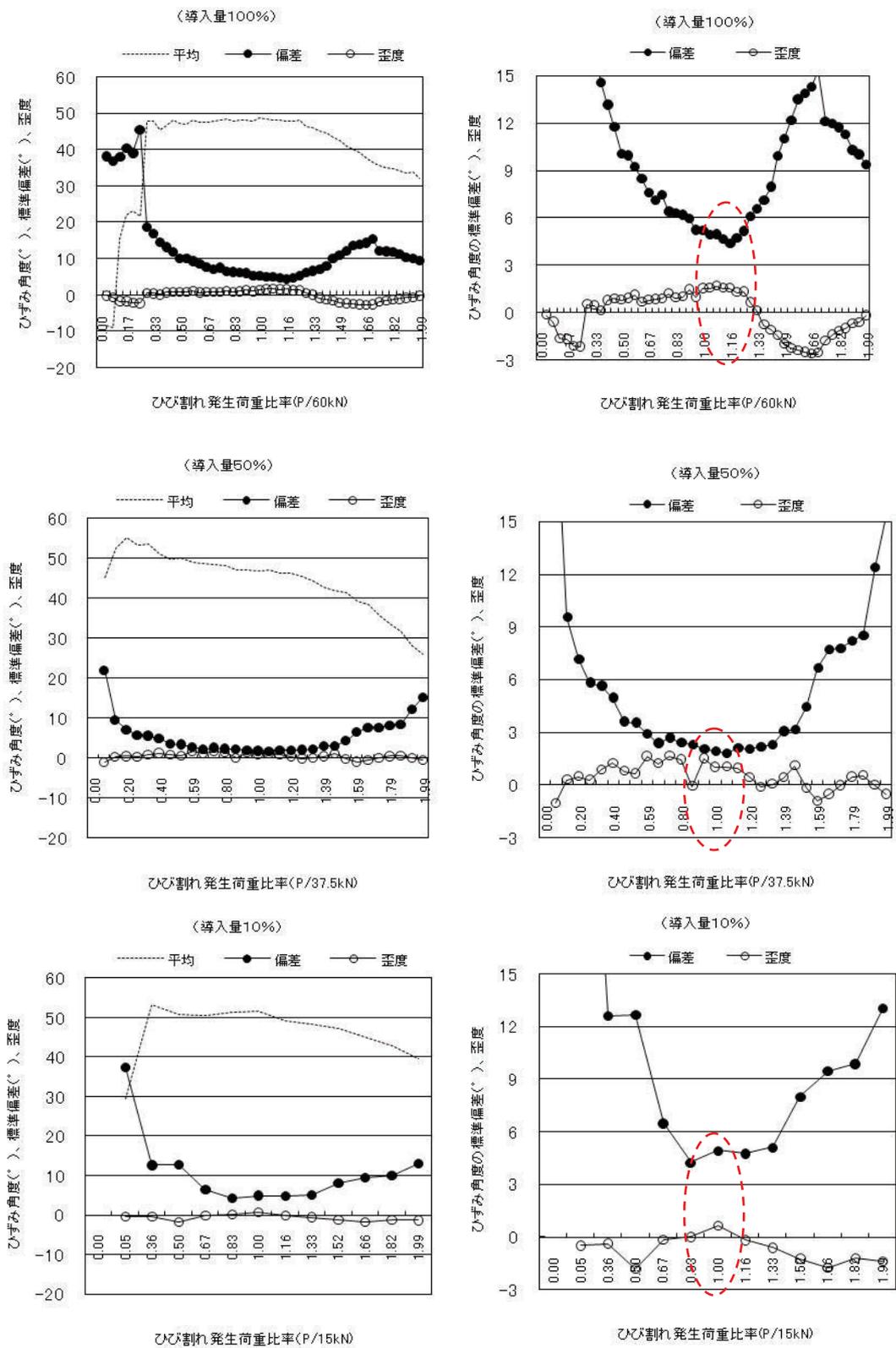


図 4. 2. 37 最大主ひずみ角度の平均と標準偏差、歪度（測点 CR1～CR7）

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 $\cot\theta$ 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 $\cot\theta$ 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⁹⁾。

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。

$$\cot\theta = \sqrt{1 + \frac{f_{cx}}{f_1}} \quad (\text{式 4.2.7})$$

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)

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

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 : 部材断面のウェブ厚 (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 $\cot\theta$ 、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 ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	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_t (N/mm^2)	$\cot\theta$	最大 主ひず み角 θ ($^\circ$)
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

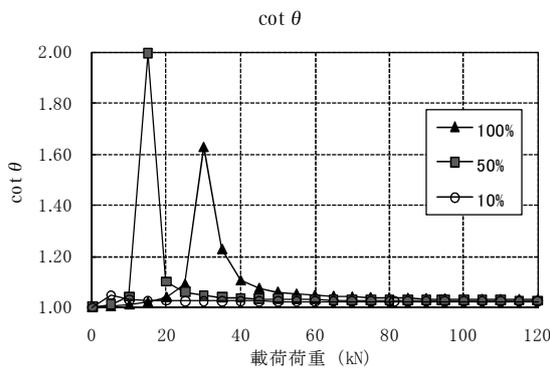


図 4.2.38 $\cot\theta$ 履歴

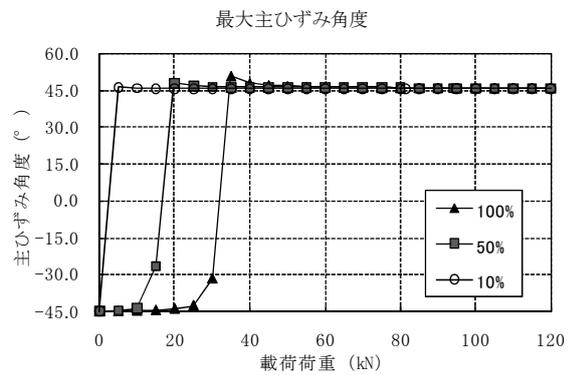


図 4.2.39 最大主ひずみ角度履歴

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荷重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。

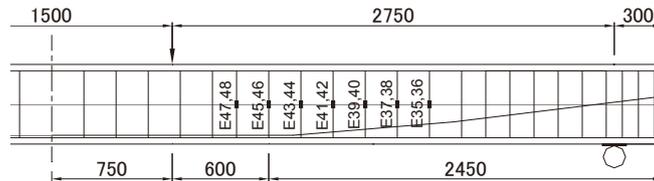
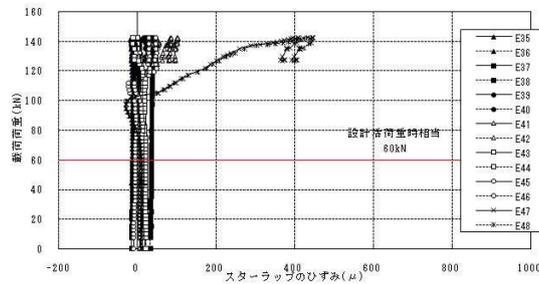
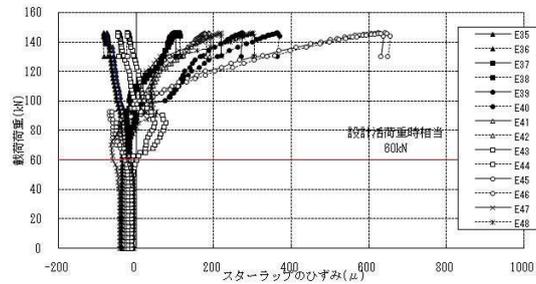


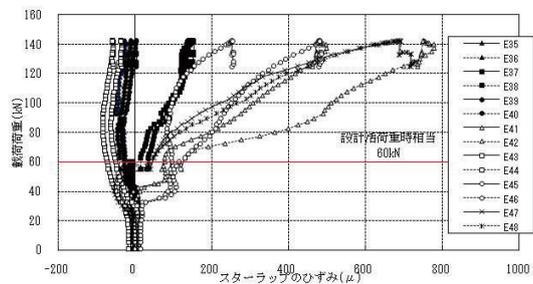
図 4.2.40 スターラップひずみ計測位置図



a) プレストレス導入度 100%

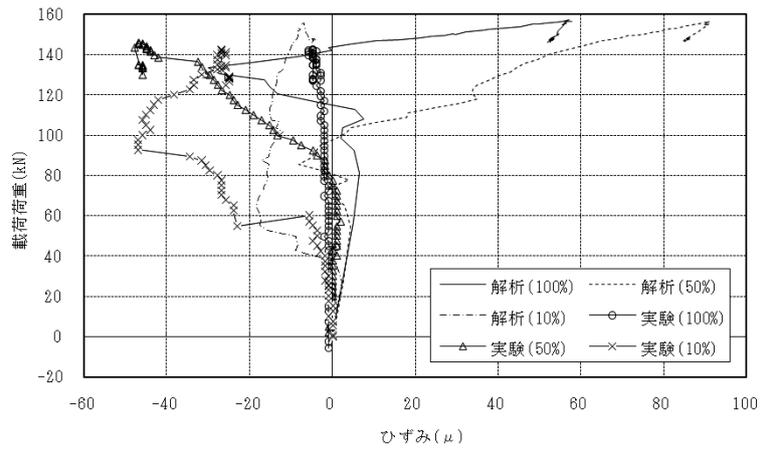


b) プレストレス導入度 50%

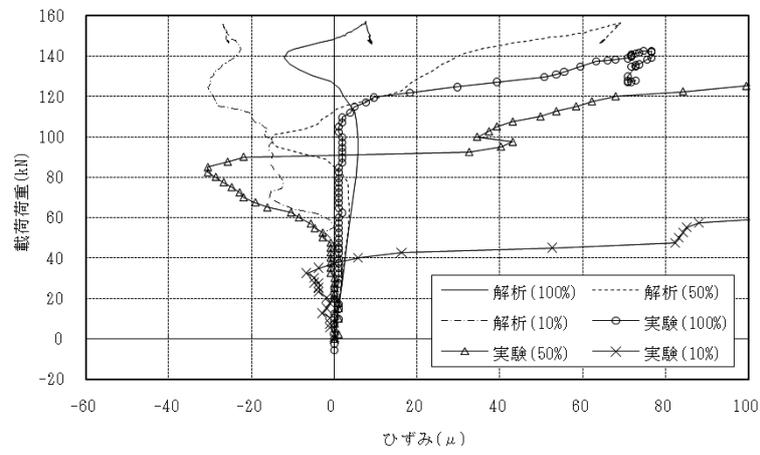


c) プレストレス導入度 10%

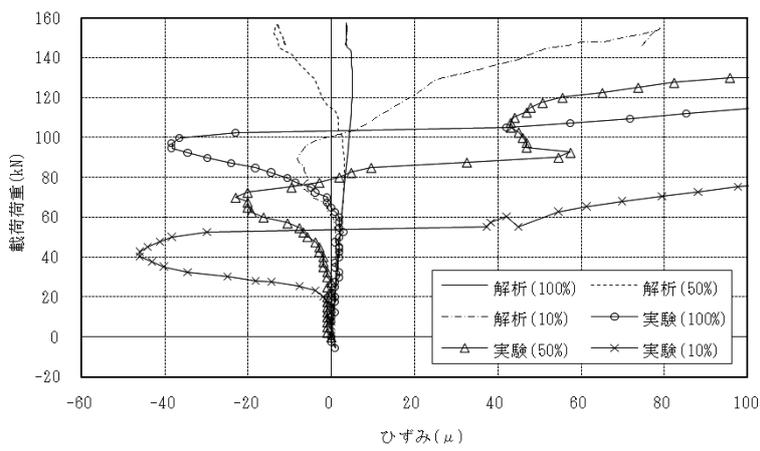
図 4.2.41 スターラップひずみ発生挙動



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值と仮定して、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ェブコンクリート、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)、ウェブコンクリートの圧壊 (式 4.2.9) の照査を行う⁹⁾。

$$S_{us} = S_c + S_s + S_p \quad (\text{式 4.2.8})$$

ここに、 S_{us} : 斜引張破壊に対する耐力 (N)

S_c : コンクリートが負担するせん断力 (N)

S_s : 斜引張鉄筋 (スターラップ) が負担するせん断力 (N)

S_p : PC 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 (N)

$$S_{uc} = \tau_{max} \cdot bw \cdot d + S_p \quad (\text{式 4.2.9})$$

ここに、 S_{uc} : ウェ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/mm²)

bw : 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)

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 S_c 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。

$$S_c = k \cdot \tau_c \cdot bw \cdot d \quad (\text{式 4.2.10})$$

ここに、 S_c : ウェブコンクリートの圧壊に対する耐力 (N)

k : $1 + M_0/M_d \leq 2$

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) = $(\sigma_{ce} + N/A) \cdot I_c/y$

σ_{ce} : 有効プレストレス力による部材引張縁の応力度 (N/mm²)

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/mm²)

bw : 部材断面のウェブ厚 (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 31 μ 、導入量 50%で 203 μ 、導入量 10%で 330 μ 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。

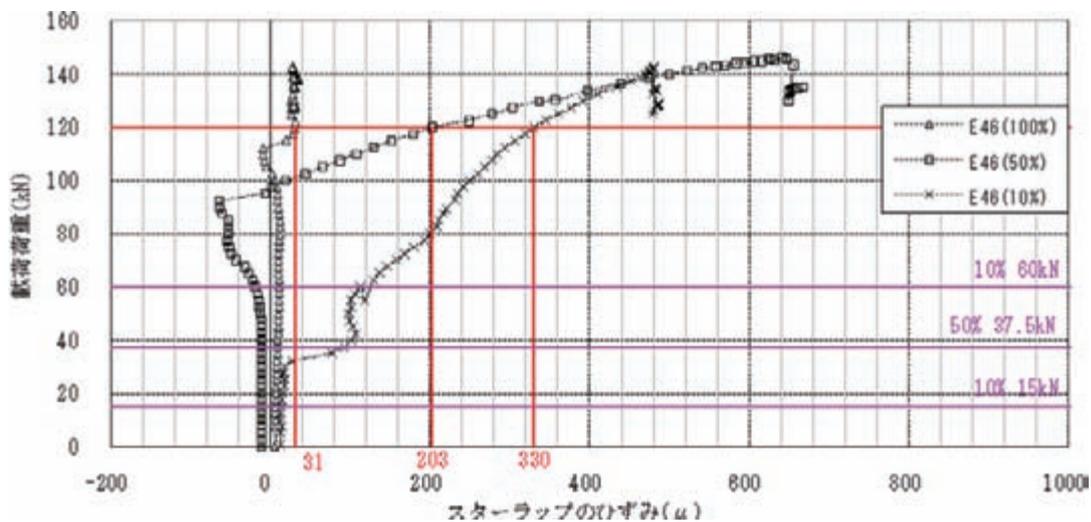


図 4.2.43 スターラップひずみ発生挙動 (E46)

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、 $\sigma_s = 31\mu \times E_s = 6.2\text{N/mm}^2$ 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、 $S_s' = A_w \cdot \sigma_s \cdot d / 1.15a = 1,769\text{N}$ となる。また載荷荷重 120kN 時の作用せん断力は、 $S_h = 64,134\text{N}$ (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、 $S_c' = S_h - S_s' = 62,365\text{N}$ となる。ここで、 $S_c' = S_c \cdot \alpha$ (余耐力の補正係数) とすると、 $\alpha = S_c' / S_c = 62,365 / 90,459 = 0.69$ 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 199 μ 、導入量 10%で 335 μ (表中①) 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 の载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 $\sigma_{ck(28 \text{ 材齢})} = 30\text{N/mm}^2$ ）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。	・伝搬速度	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。	・伝搬速度 ・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。

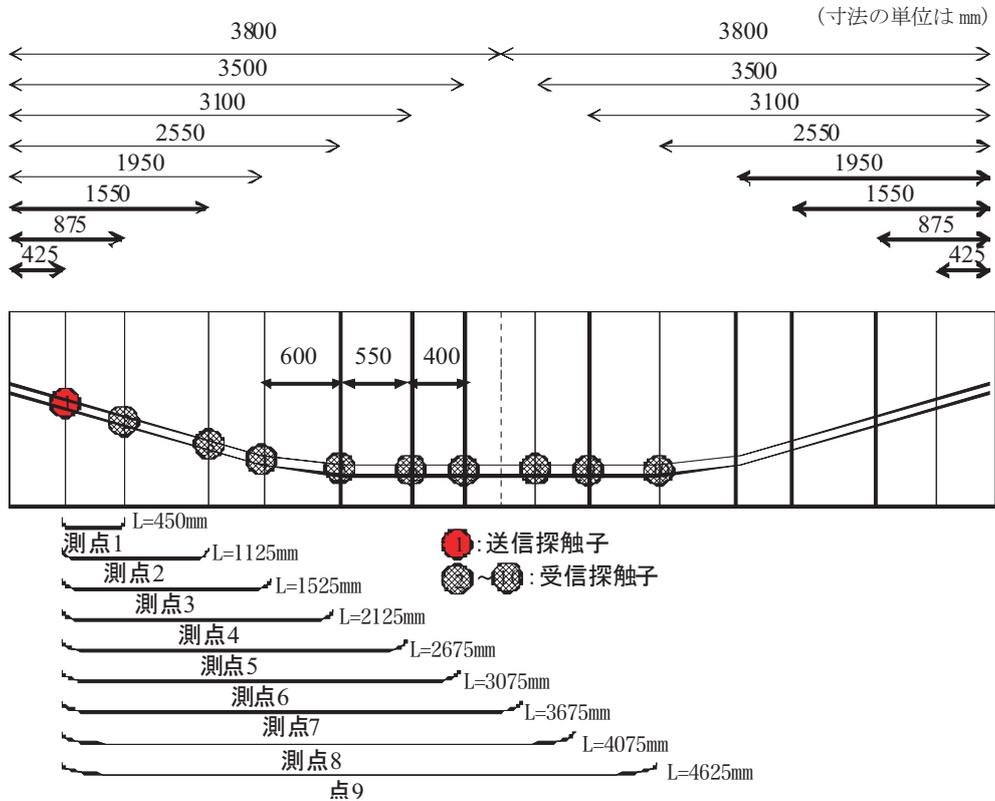


図 4.3.2 CASE A の計測概要図



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。

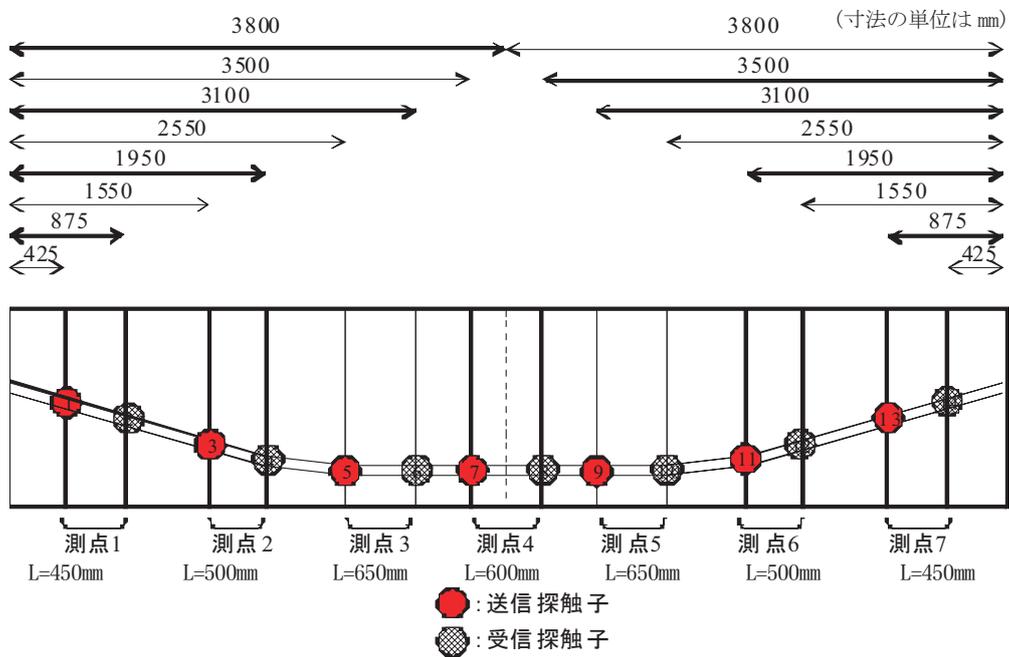


図 4.3.3 CASE B の計測概要図（寸法の単位は mm）



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。

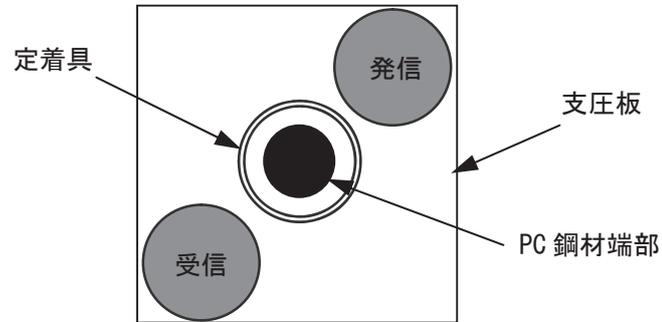


図 4.3.4 CASE C の計測概要図



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



オシロスコープ



インパクトハンマー



AE センサ

(a) 伝搬時間測定用



FFT アナライザ



インパクトハンマー



加速度センサ

(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・手法によることとしたため、波動伝播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。

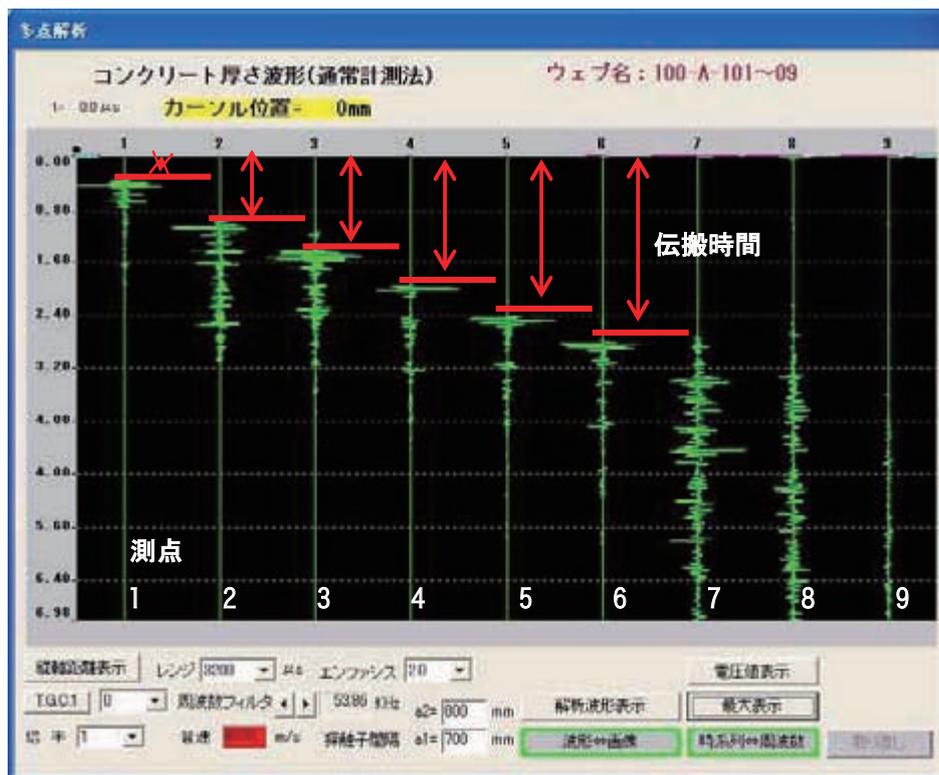


図 4.3.5 各測点の受信波形 (100%)

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/265.9 μs =2256
5	1123.9	(5)-(4)=223.1	550mm/223.1 μs =2465
6	1299.7	(6)-(5)=175.8	400mm/175.8 μs =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。

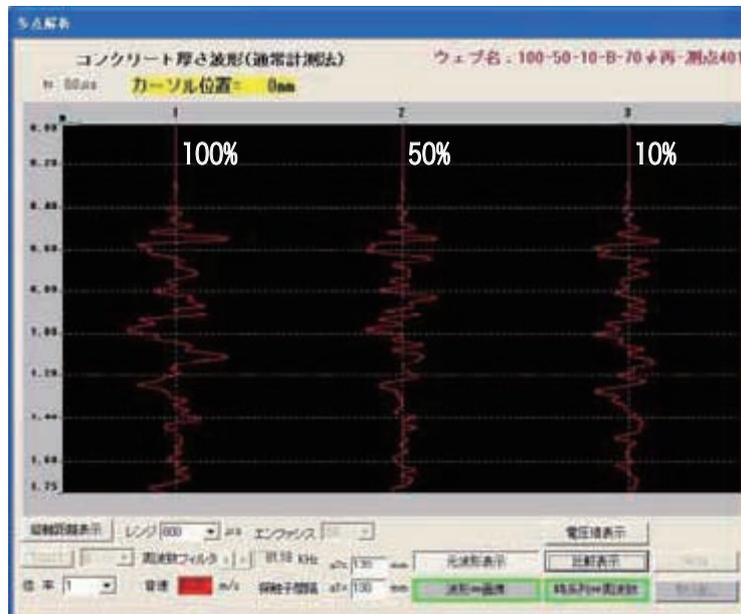


図 4.3.6 時系列波形の比較 (測点 4)

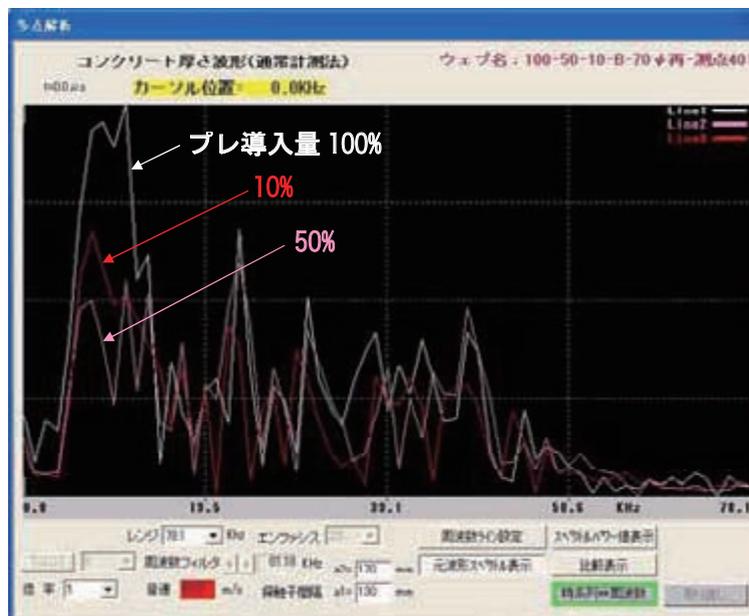


図 4.3.7 スペクトル波形の比較 (測点 4)

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。

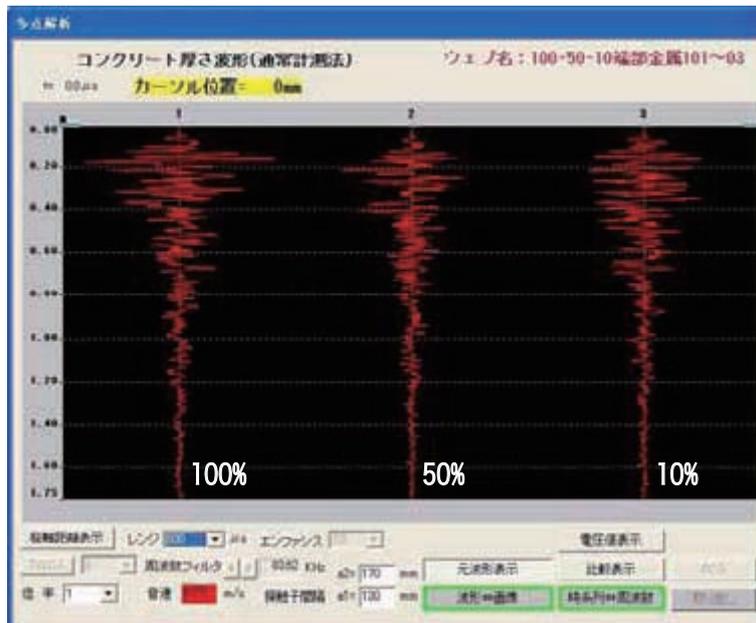
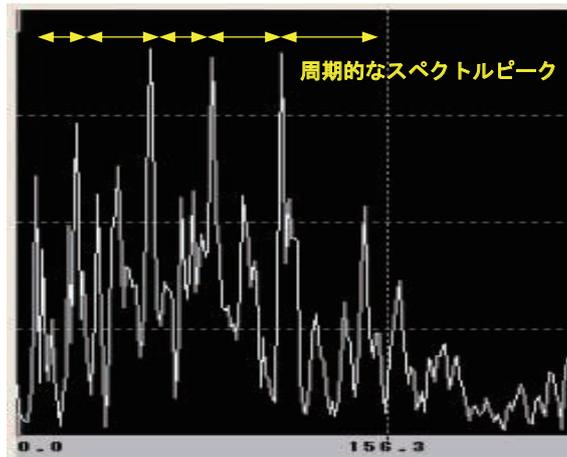


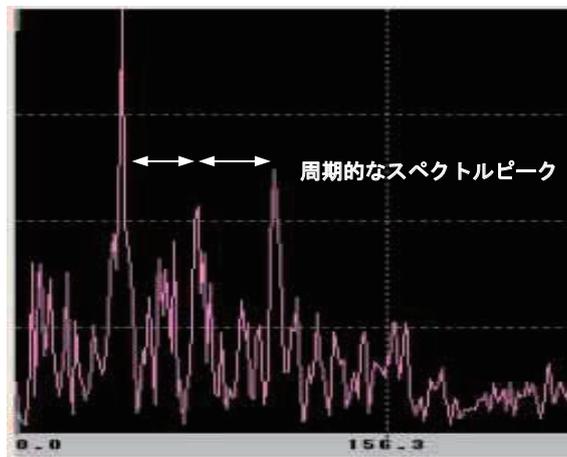
図 4.3.8 時系列波形の比較



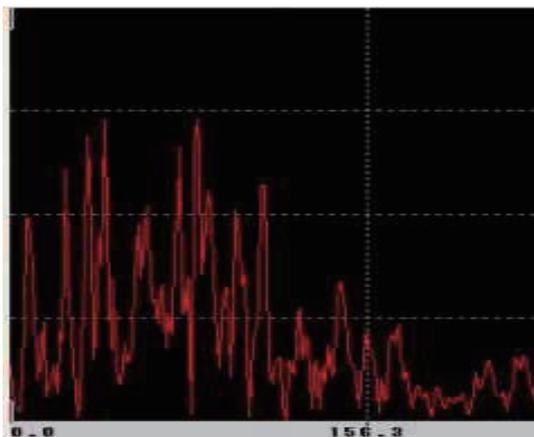
図 4.3.9 スペクトル波形の比較



(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

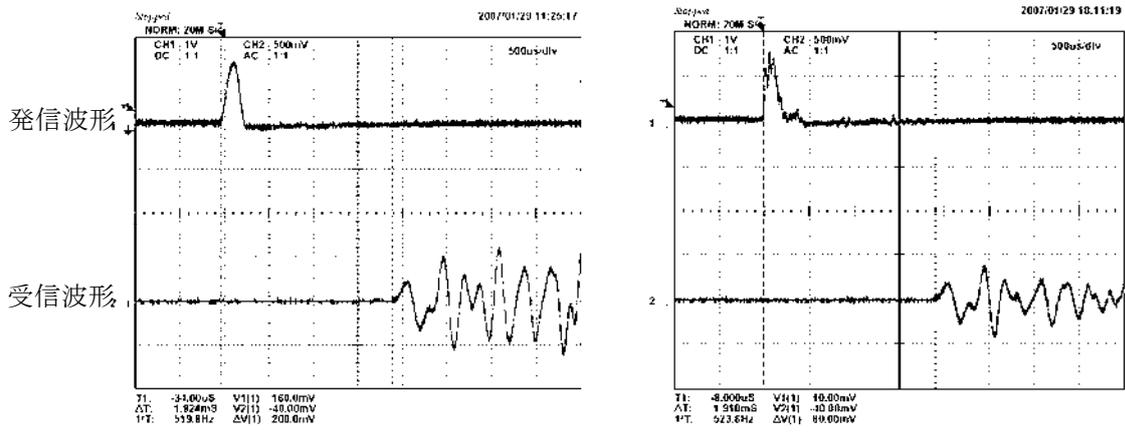
④CASE D,E-1（両側のPC鋼材端部からの受発信）

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

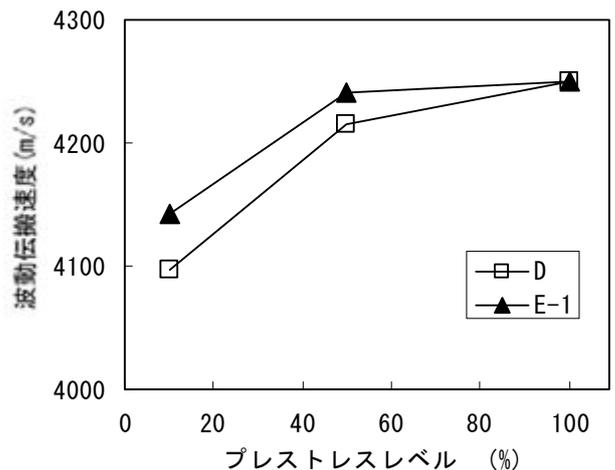


図 4.3.12 波動伝搬速度とプレストレス導入レベルの関係

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

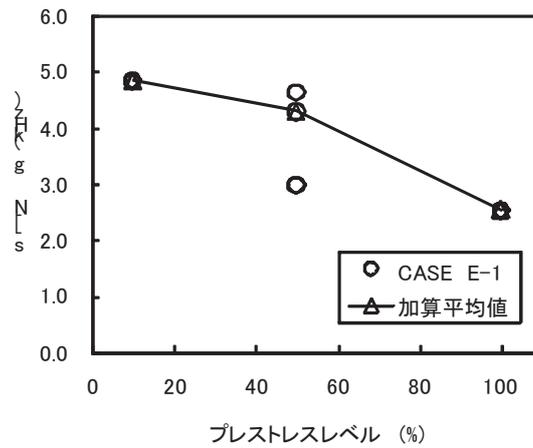


図 4.3.13 ピーク周波数とプレストレスレベルの関係 (CASE E-1)

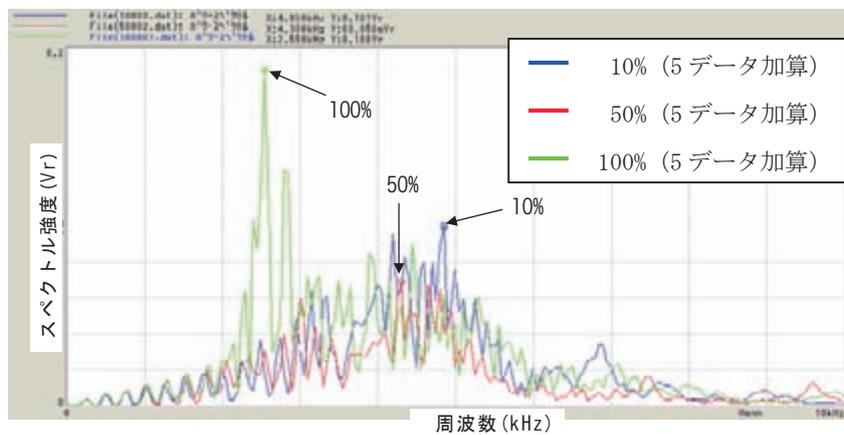
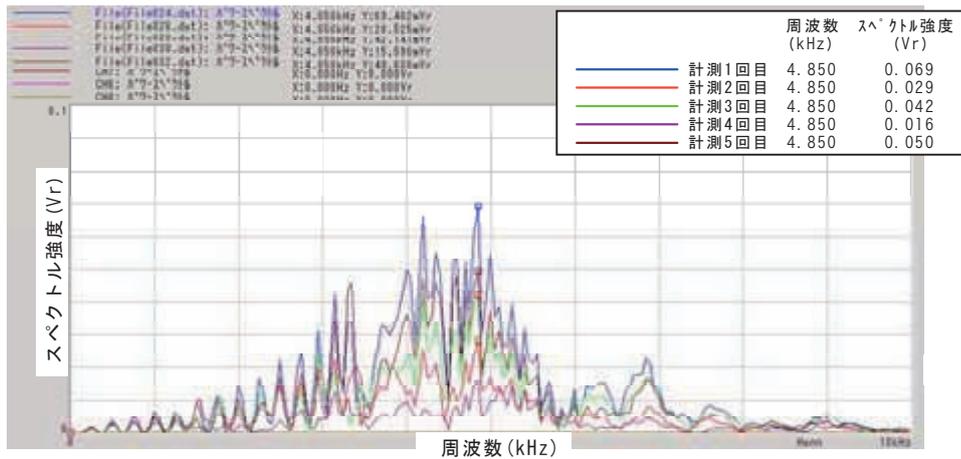
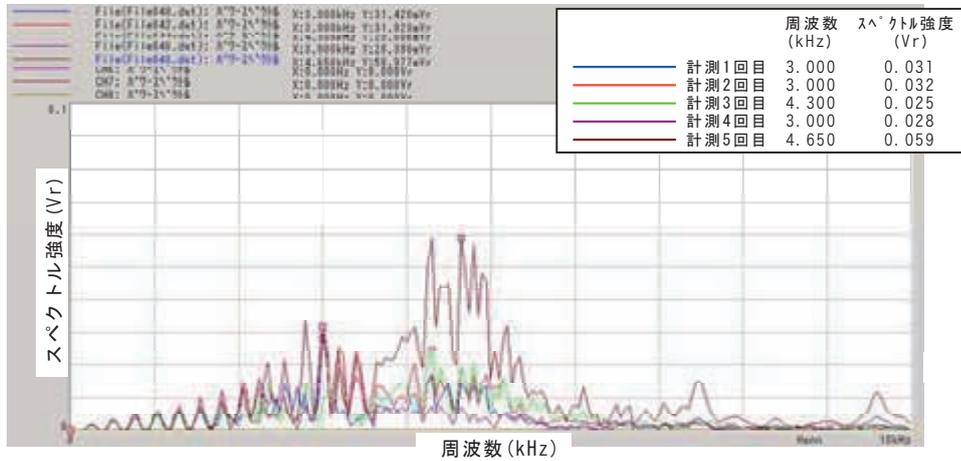


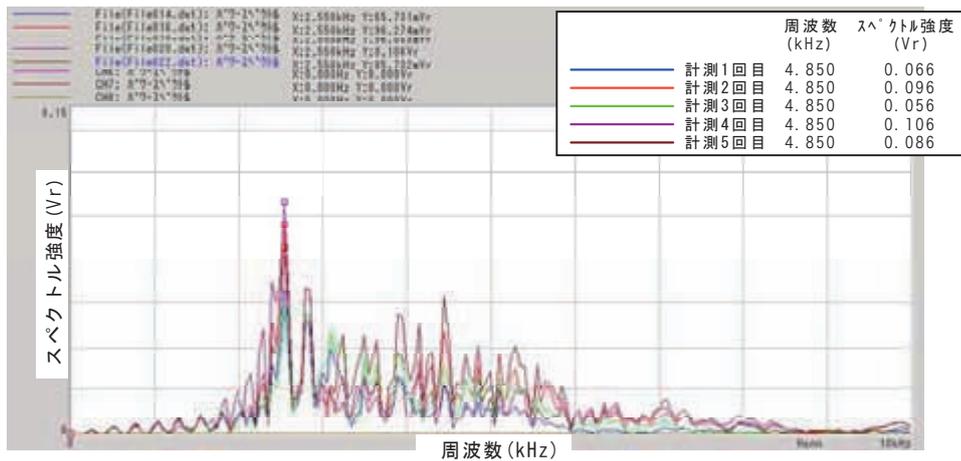
図 4.3.14 ピーク周波数の加算平均値 (CASE E-1)



(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

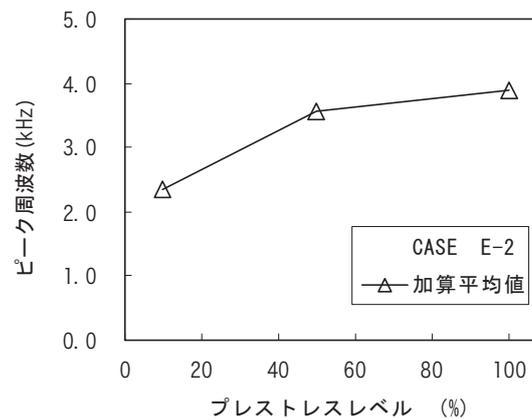


図 4.3.16 ピーク周波数とプレストレスレベルの関係 (CASE E-2)

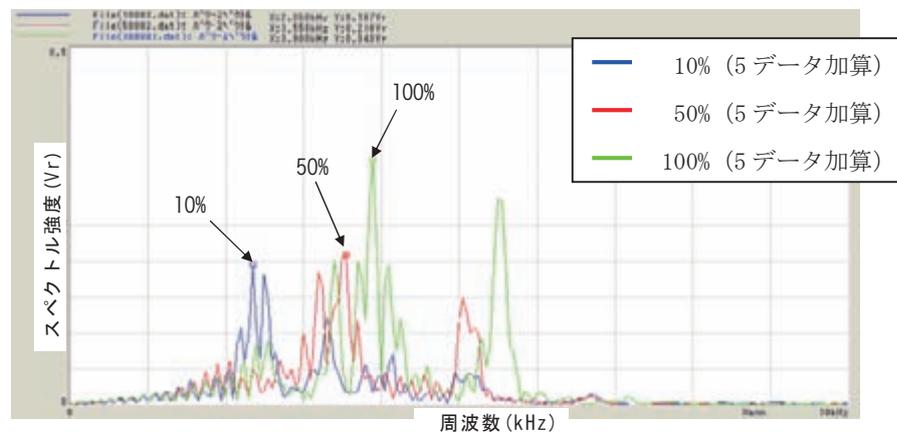
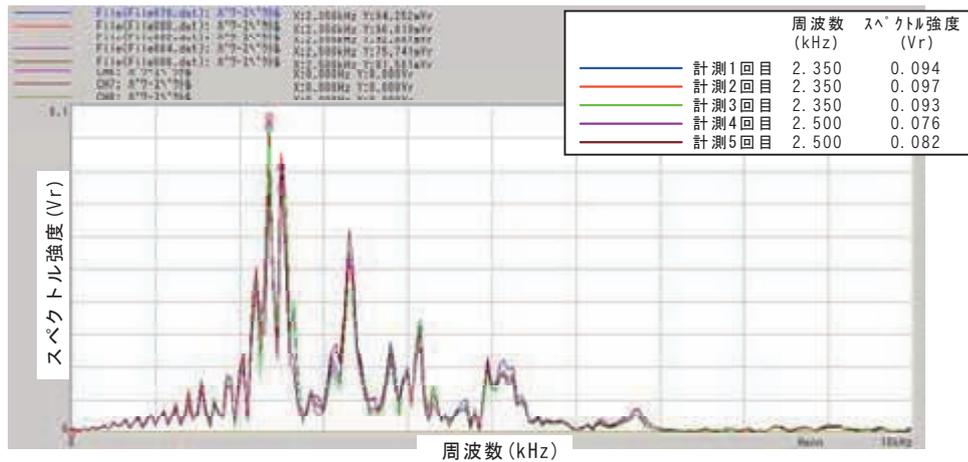
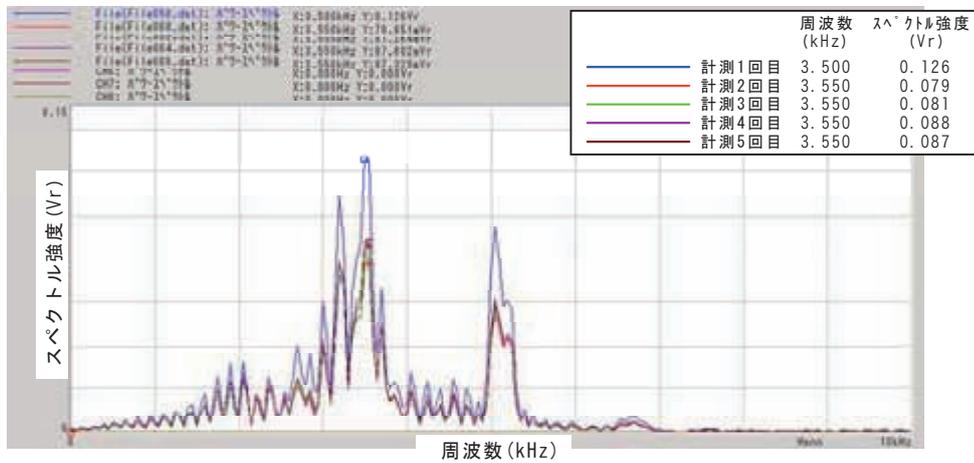


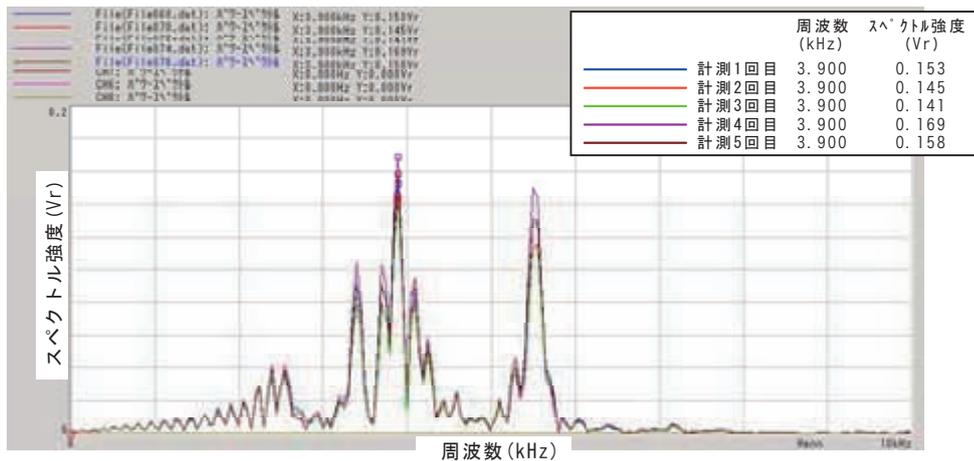
図 4.3.17 ピーク周波数の加算平均値 (CASE E-2)



(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示す。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

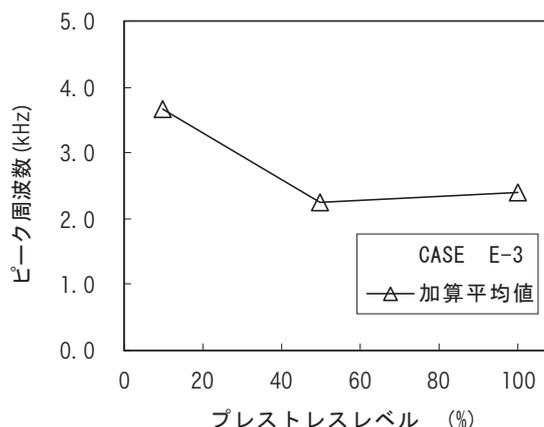


図 4.3.19 ピーク周波数とプレストレスレベルの関係 (CASE E-3)

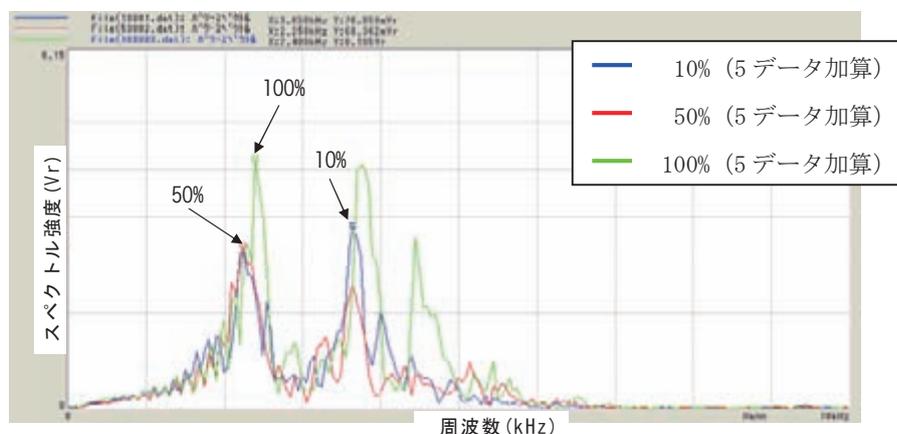
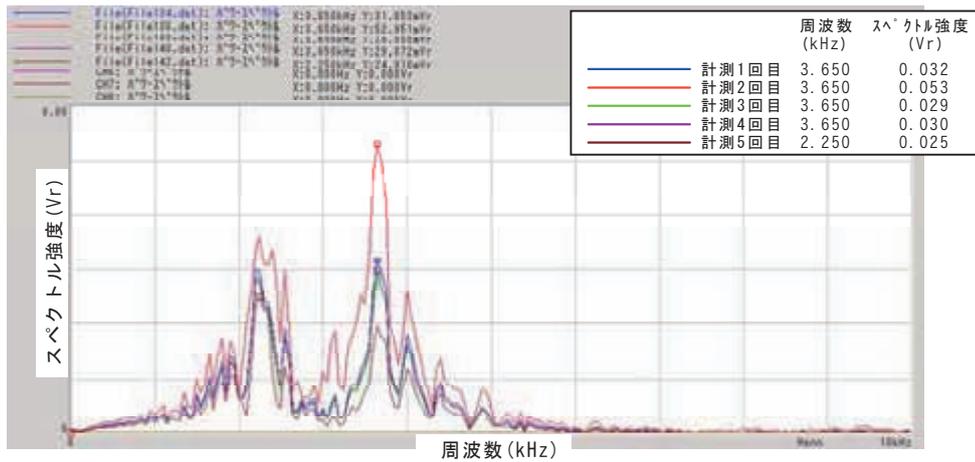
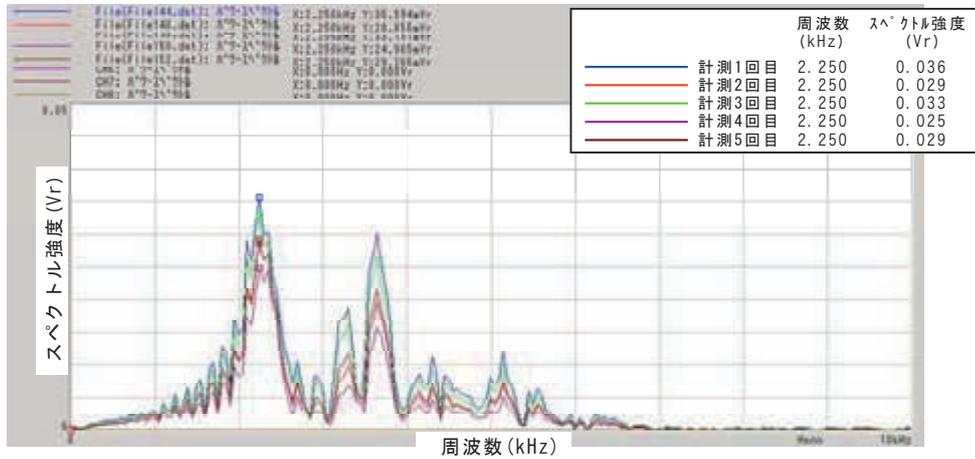


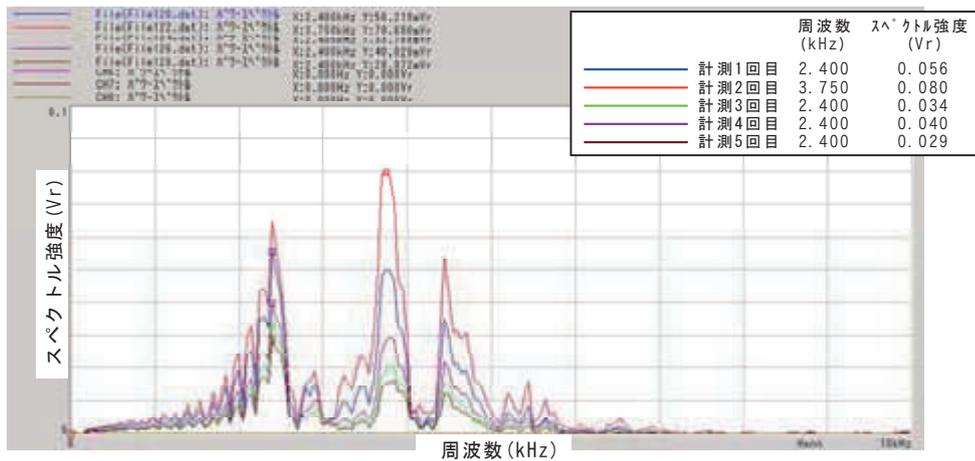
図 4.3.20 ピーク周波数の加算平均値 (CASE E-3)



(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

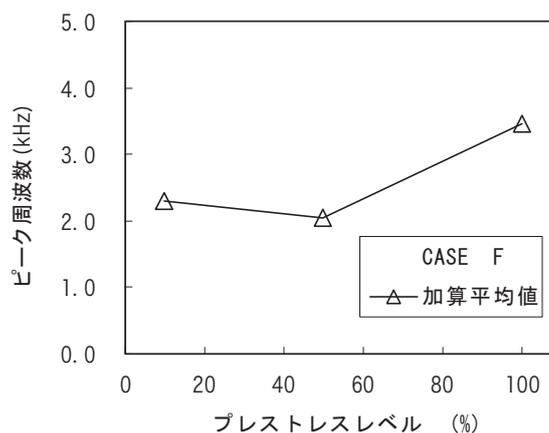


図 4.3.22 ピーク周波数とプレストレスレベルの関係 (CASE F)

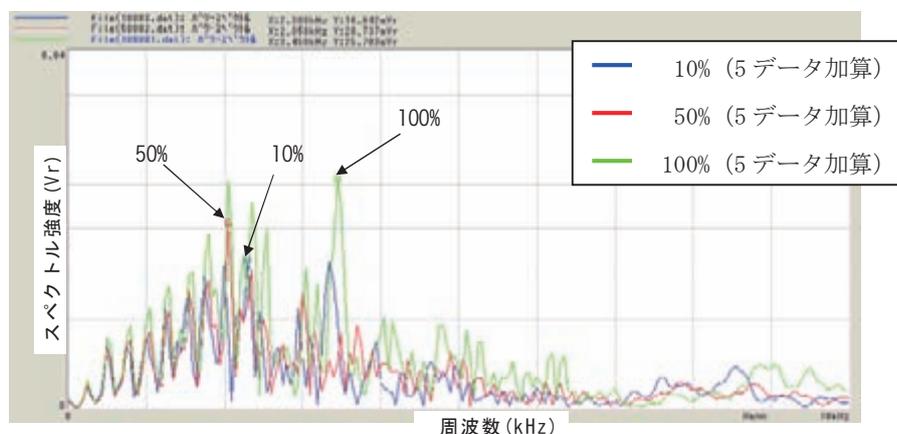
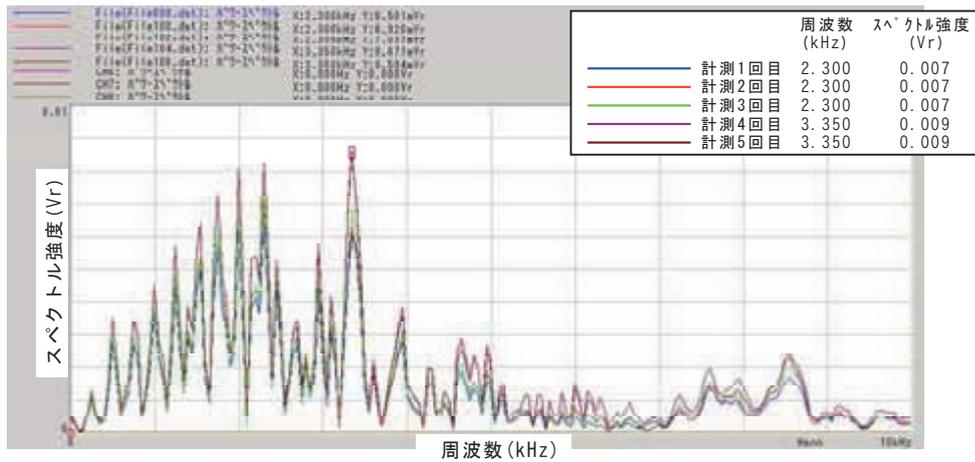
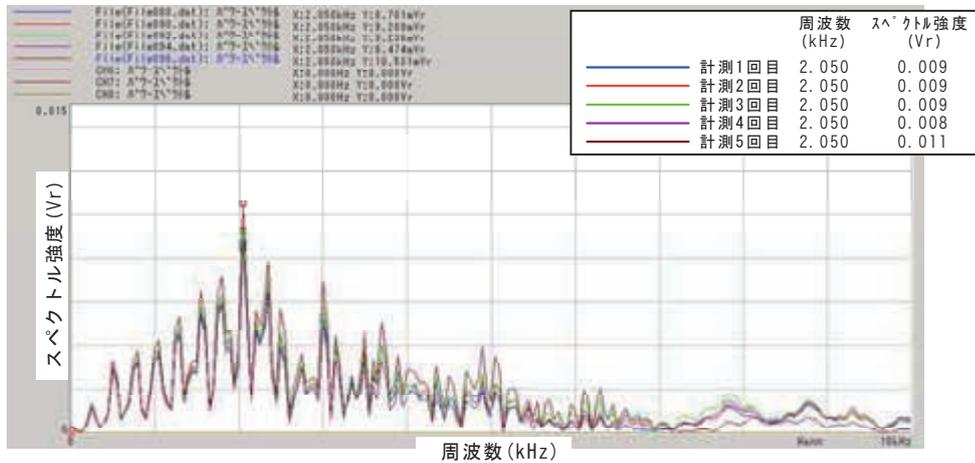


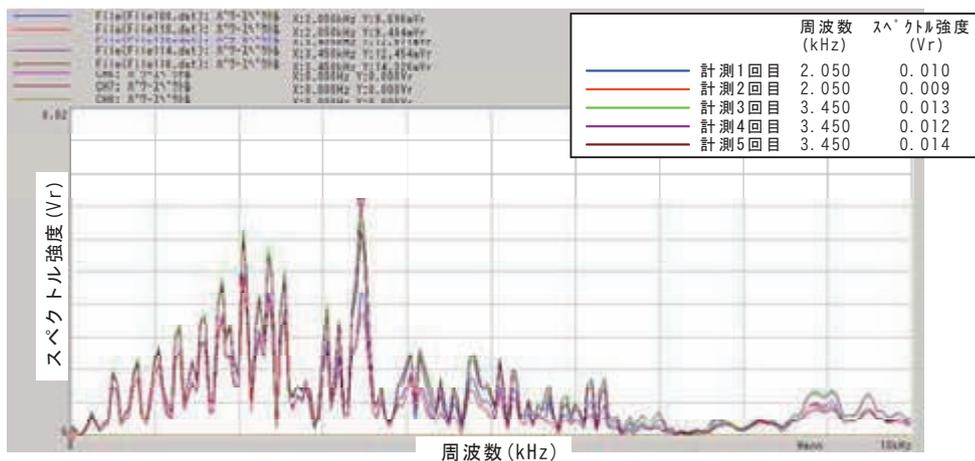
図 4.3.23 ピーク周波数の加算平均値 (CASE F)



(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、伝搬速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。

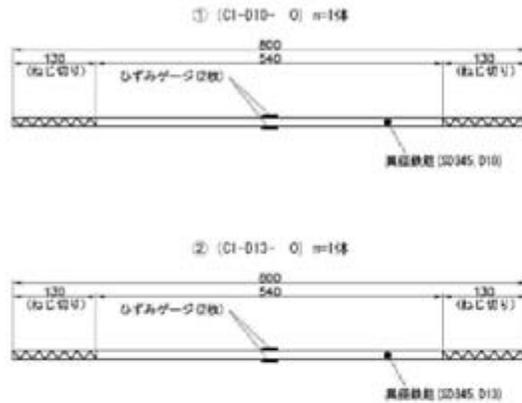
表 4.3.9 に供試体の一覧を示す。また図 4.3.25～図 4.3.27 に供試体の概要図を示す。

表 4.3.9 供試体一覧表

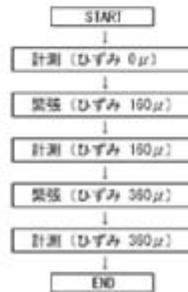
	番号	供試体記号	事前導入する引張ひずみ	備考
CASE-1 で用いる供試体	①	C1-D10- 0	—	
	②	C1-D13- 0	—	
CASE-2 で用いる供試体	③	C2-D10-100	540 μ	プレストレス 100%相当
	④	C2-D10- 50	240 μ	〃 50%相当
	⑤	C2-D10- 0	—	
	⑥	C2-D13-100	540 μ	プレストレス 100%相当
	⑦	C2-D13- 50	240 μ	〃 50%相当
	⑧	C2-D13- 0	—	
CASE-3 で用いる供試体	⑨	C3-D10-100	540 μ	プレストレス 100%相当
	⑩	C3-D10- 50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



(参考) CASE-1の計測順序



注) D13およびD10で
合わせて2回行う

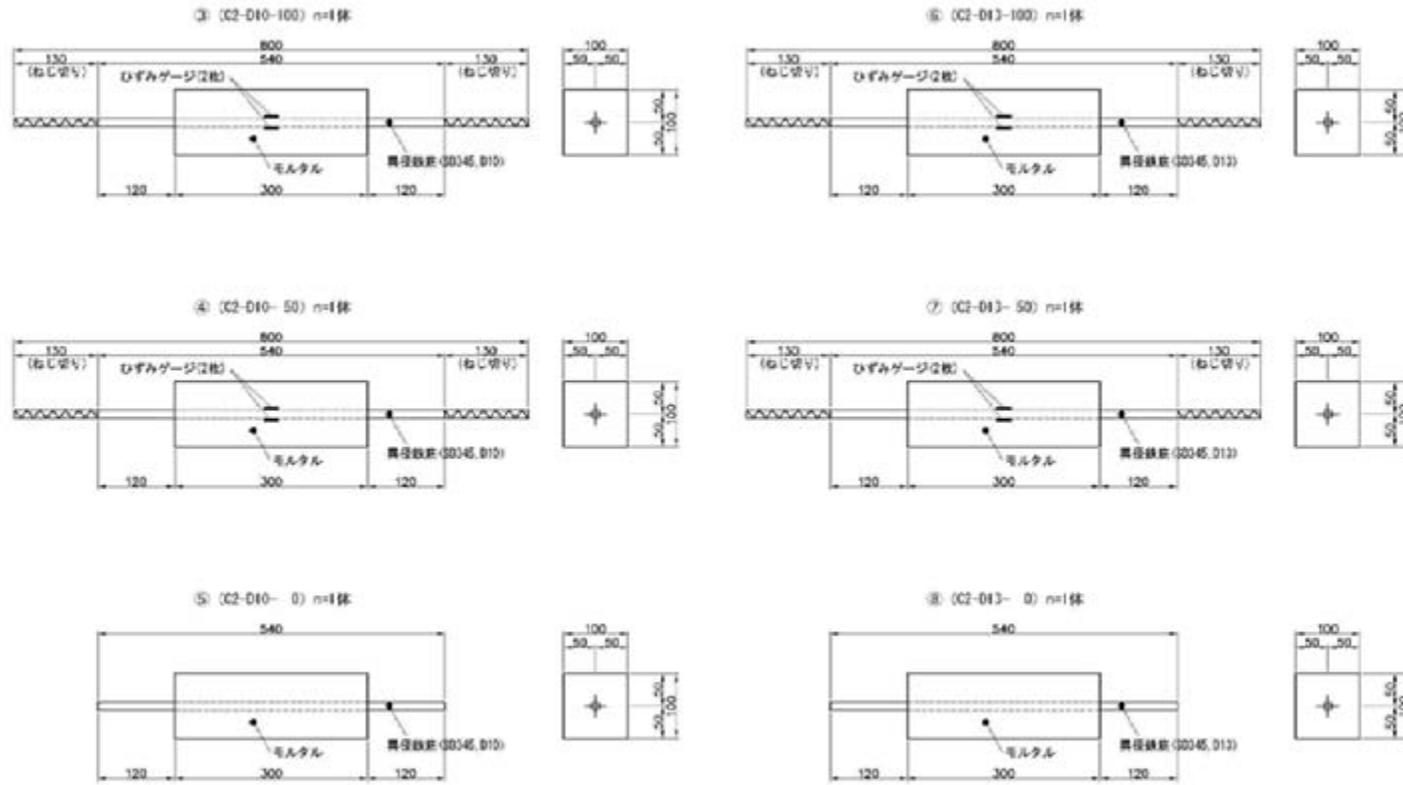
供試体一覧表

	番号	供試体記号	事前記入する 引張ひずみ	緊締装置 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	—	必要	
「鉄筋+圧縮」 で用いる供試体	③	C2-D10-100	540μ	必要	7 以下は 100%相当
	④	C2-D10- 50	240μ	必要	" 50%相当
	⑤	C2-D10- 0	—	—	
	⑥	C2-D13-100	540μ	必要	7 以下は 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	7 以下は 100%相当
	⑩	C3-D10- 50	240μ	必要	" 50%相当
	⑪	C3-D10- 0	—	—	
	⑫	C3-D13-100	540μ	必要	7 以下は 100%相当
⑬	C3-D13- 50	240μ	必要	" 50%相当	
⑭	C3-D13- 0	—	—		

工務部	技術管理課
担当	橋本一樹 (1401)
発行	2014.03.04
図	1/1

図 4.3.25 供試体一般図 (CASE-1)

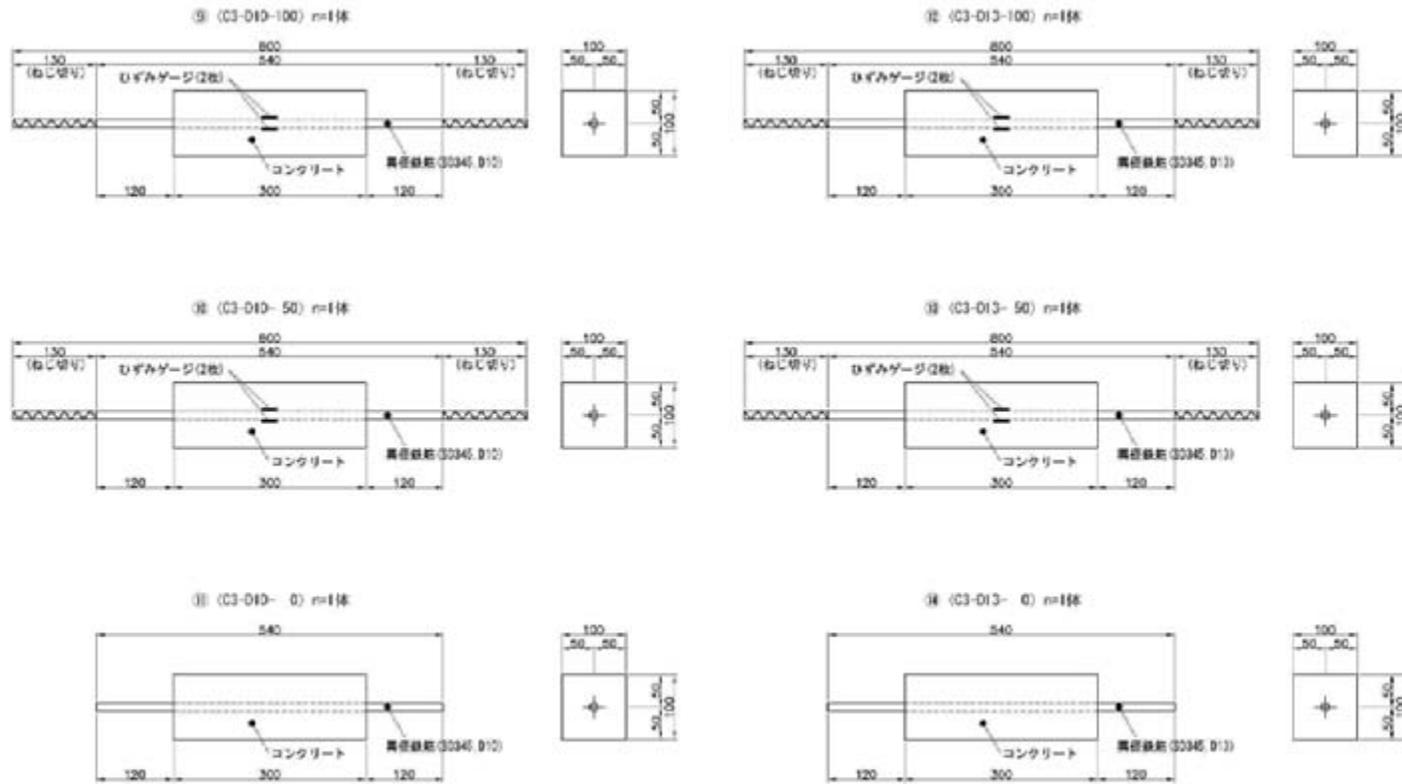
供試体一般図 (その2) S-13
【CASE-2計測用】



丁番	品名
図号	図号
年月	年月
<small>© 2014 株式会社 〇〇〇〇 〇〇〇〇</small>	

図 4.3.26 供試体一般図 (CASE-2)

供試体一般図 (その3) S=1:3
【CASE-3計測用】



工種名	新設基礎工事
図名	供試体一般図 (その3)
図尺	1/30
製図者	〇〇〇〇
検査者	〇〇〇〇

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、鉄筋のリラクゼ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。

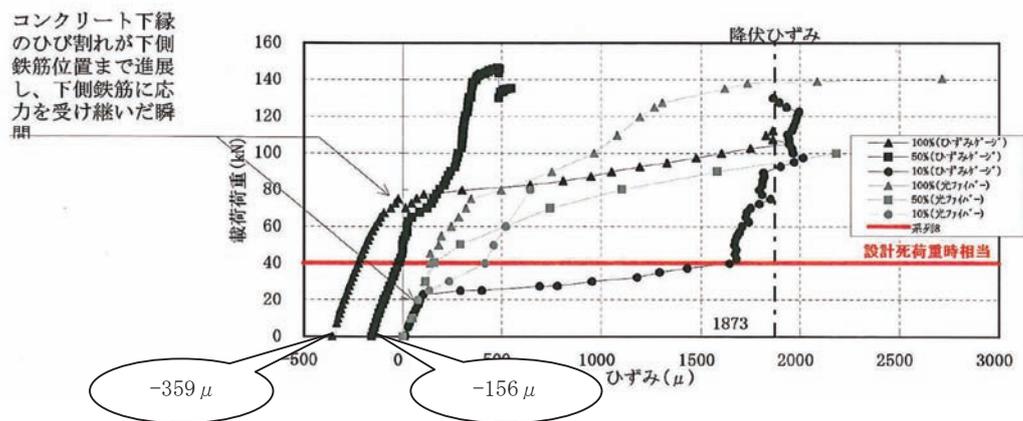


図 4.3.28 梁供試体試験における支間中央下縁の鉄筋ひずみ

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'	⇒	引張ひずみ ϵ
プレ 100%	-359 μ		360 μ
プレ 50%	-156 μ		160 μ
プレ 10%	0 μ		0 μ

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		ヤング係数 E_s (N/mm ²)	断面積 A_s (mm ²)	引張力 (kN)
		設計値	導入値 (1.5倍)			
③	C2-D10-100	360 μ	540 μ	200000	71.3	7.70
⑨	C3-D10-100					
④	C2-D10-50	160 μ	240 μ			3.42
⑩	C3-D10-50					
⑥	C2-D13-100	360 μ	540 μ		126.7	13.68
⑫	C3-D13-100					
⑦	C2-D13-50	160 μ	240 μ	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)	スランブ (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	早強ポルトランドセメント	太平洋セメント(株)	藤原工場	3.13
細骨材	川砂	揖斐川工業(株)	岐阜県揖斐川産	2.61
粗骨材	川砂利	揖斐川工業(株)	岐阜県揖斐川産	2.64
混和剤 (高性能AE減水剤)	チューボール HP-11	竹本油脂(株)	蒲郡工場	1.09
混和剤 (AE剤)	AE-300	竹本油脂(株)	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)

スランブ 8.0cm
 空気量 4.9%
 コンクリート温度 22.0°C



写真 4.3.11 スランブ計測状況

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 (σ_{11})

	荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)
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 (σ_{11})

	荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)
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。

品名	長さ	鋼番	数量	重量 kg	引張試験			引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	引張強さ (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	化学成分 (%)						検査
					引張強さ (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)					C	Si	Mn	P	S	Cu	
SD345 D10	6.000m	31183	1500		379	549	2.3	GGGD	24	15	90	27	33	3.0				
		小計	1500	5040														
		中計	1500	5040														
		合計	1500	5040														

図 4.3.29 SD345 D10

品名	長さ	鋼番	数量	重量 kg	引張試験			引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	引張強さ (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	化学成分 (%)						検査
					引張強さ (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)					C	Si	Mn	P	S	Cu	
SD345 D13	6.000m	32338	900		416	587	2.3	GGGD	24	17	91	26	35	3.0				
		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。

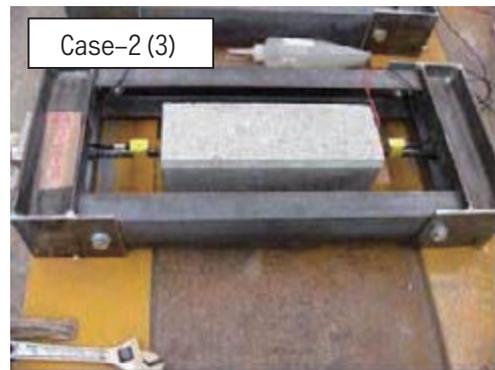
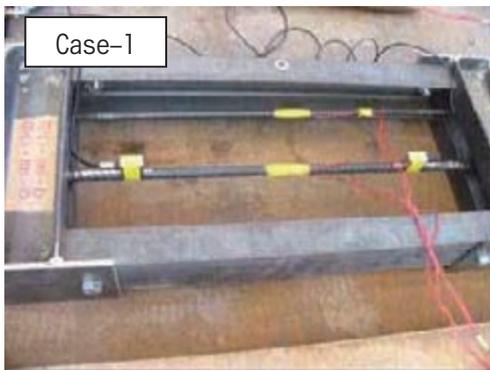
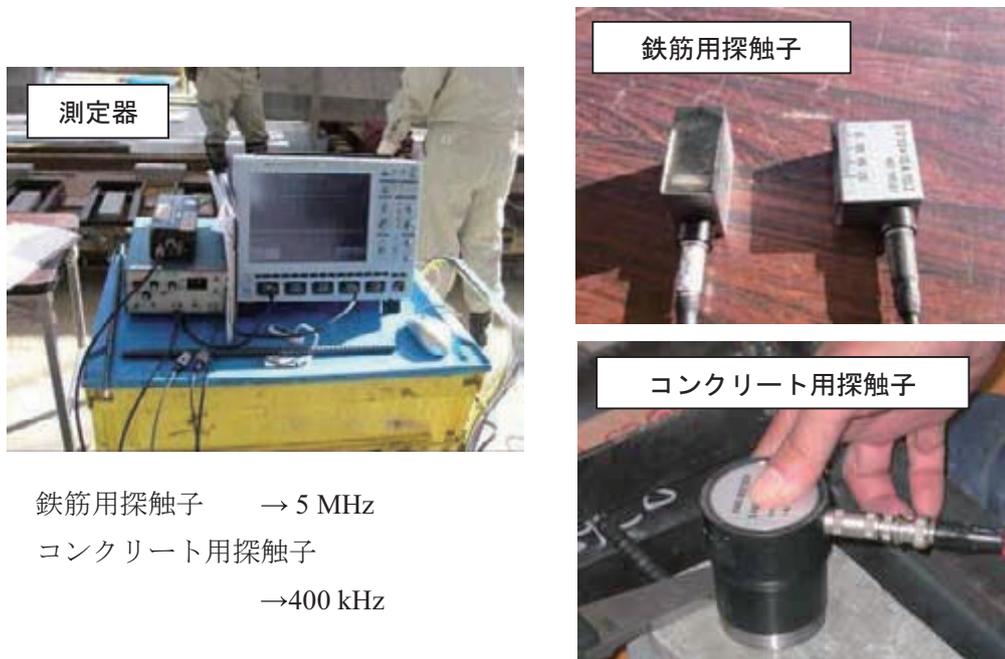


写真 4. 3. 12 供試体製作状況

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) 240 μ > (iii) 540 μ > (iv) 800 μ → (v) 0

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

実験順序を図 4.3.31 に示す。

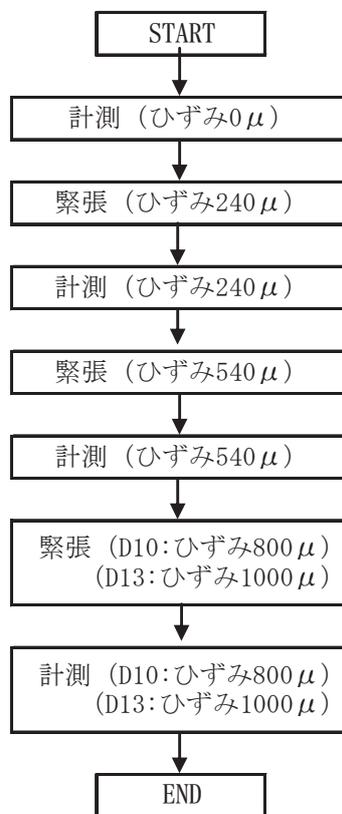


図 4.3.31 CASE-1 実験順序 (1 供試体あたり)

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。

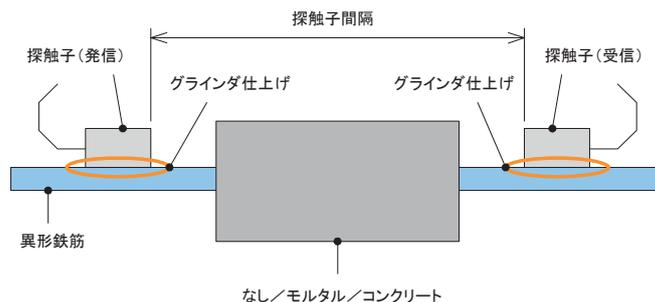


図 4.3.32 鉄筋に直接アクセスする場合の探触子配置

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・受信探触子が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。

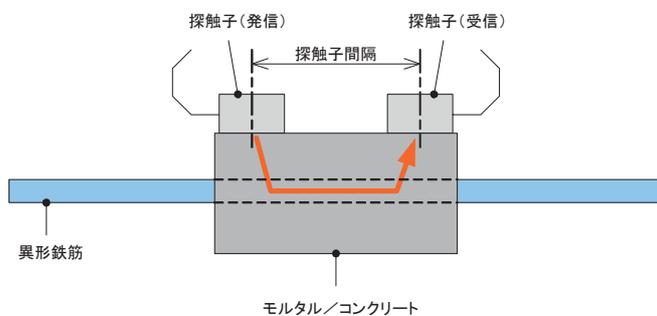


図 4.3.33 側面並列配置の探触概念図



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。

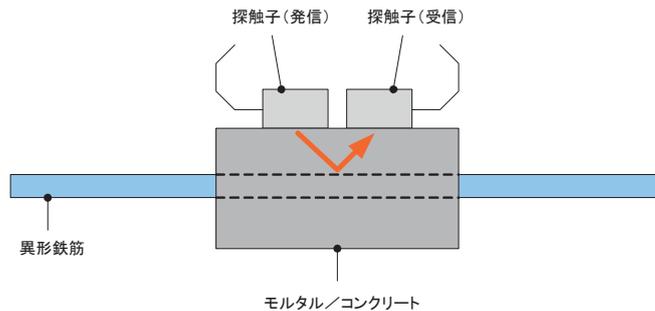


図 4.3.34 コンクリート表面より鉄筋からの反射波を検出する場合の配置

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。

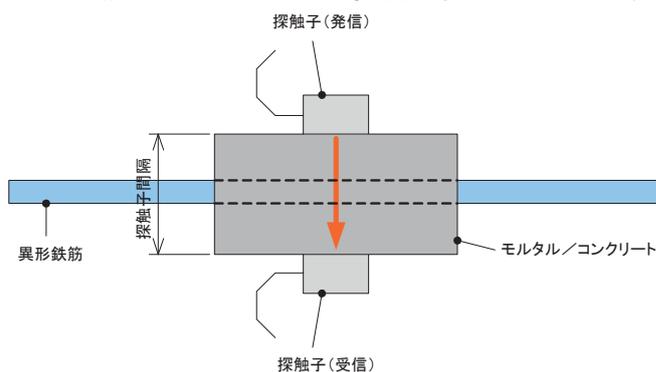


図 4.3.35 対面配置の探触概念図



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。

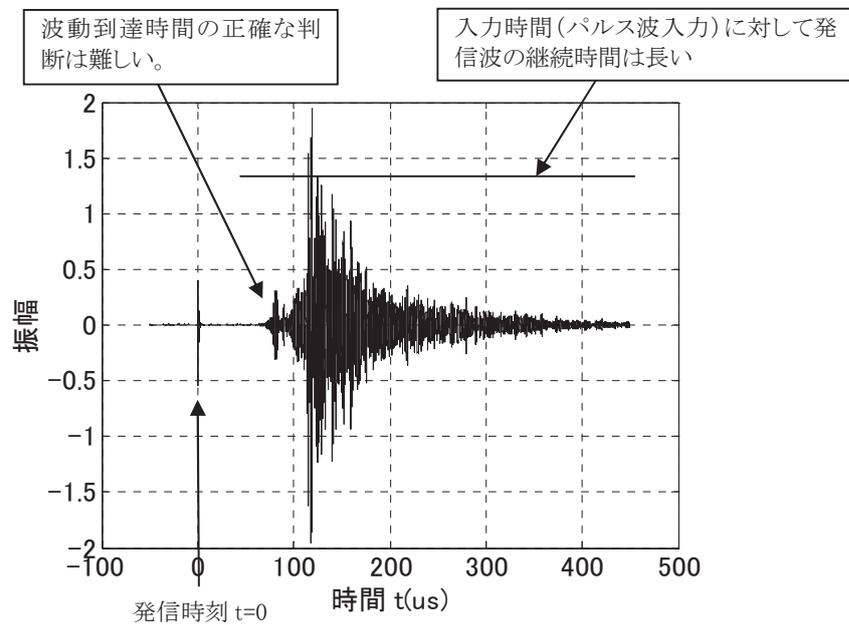


図 4.3.36 測定波形の一例（C1-D13-0、無応力状態）

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、60 μ s 付近）

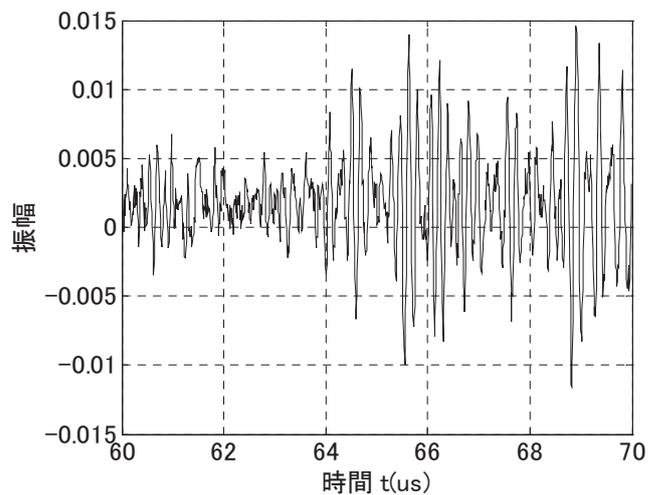


図 4.3.37 波形の拡大図（C1-D13-0、無応力状態）

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 v_ϵ を求めることとした。

$$v_\epsilon = (1 + \epsilon)L / t_\epsilon \quad (\text{式 4.3.1})$$

ここに、 L : 無応力状態のときの伝播距離 (ひずみが 0 のとき長さ)、
 t_ϵ : 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 $(v_\epsilon - v_0) / v_0$
(i)	0	64.50 μ s	4963 m/s	0
(ii)	240 μ	64.55 μ s	4960 m/s	-535 μ
(iii)	540 μ	64.61 μ s	4957 m/s	-1163 μ
(iv)	1000 μ	64.69 μ s	4953 m/s	-1940 μ
(v)	0	64.52 μ s	4961 m/s	-310 μ

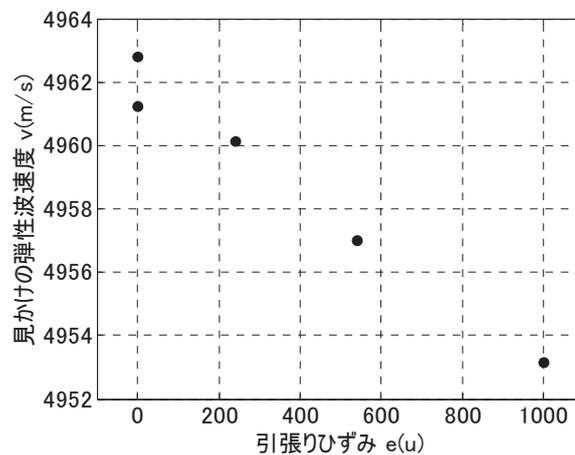


図 4.3.38 応力状態が異なる場合の見かけの超音波伝播速度 (C1-C13-0)

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。

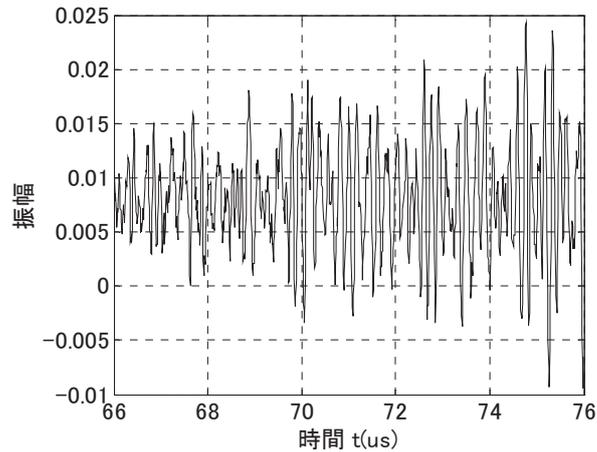


図 4.3.39 測定波形の一例 (C1-D10-0、無応力状態)

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 ($v\varepsilon - v_0$)/ v_0
(i)	0	79.20 μ s	4341 m/s	0
(ii)	240 μ	79.24 μ s	4340 m/s	-265 μ
(iii)	540 μ	79.29 μ s	4338 m/s	-596 μ
(iv)	800 μ	79.34 μ s	4337 m/s	-966 μ
(v)	0	79.19 μ s	4342 m/s	126 μ

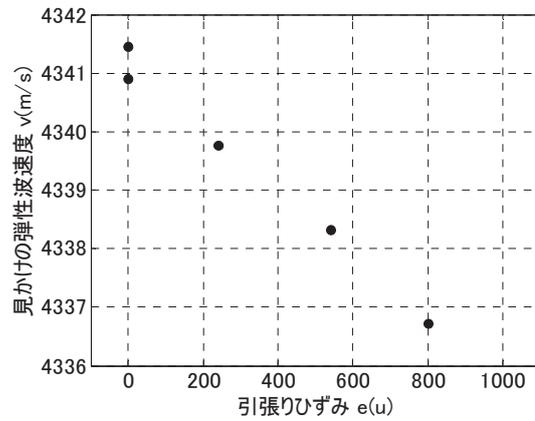


図 4.3.40 応力状態が異なる場合の見かけの超音波伝播速度 (C1-C10-0)

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 ($60\mu\text{s}\sim 90\mu\text{s}$) 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。

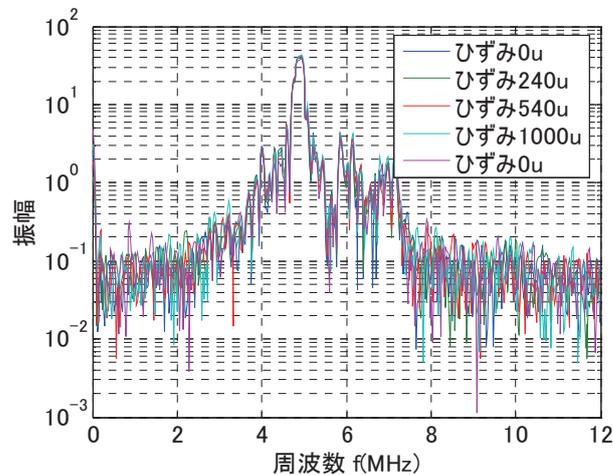


図 4.3.41 波形の重ね合わせ (到達時間付近 $60\mu\text{s}\sim 90\mu\text{s}$)

C1-D10-0 初動波の到達時間付近 ($70\mu\text{s}\sim 100\mu\text{s}$ 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。

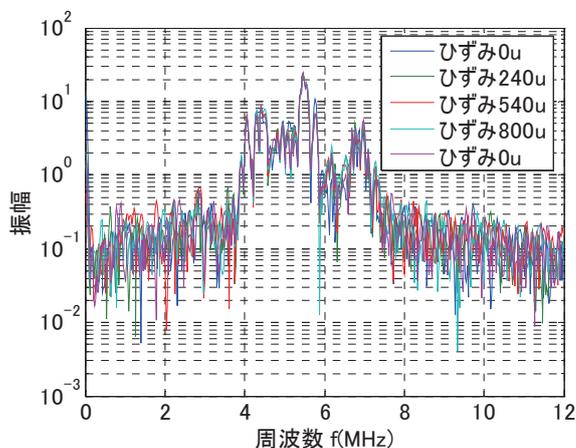


図 4.3.42 波形の重ね合わせ (到達時間付近 $70\mu\text{s}\sim 100\mu\text{s}$)

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。

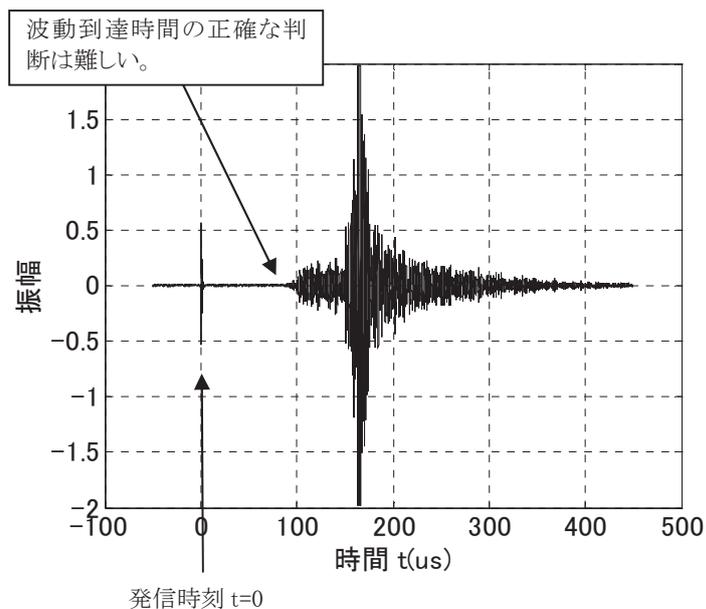


図 4.3.43 測定波形の一例（C2-D13-0、無応力状態）

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

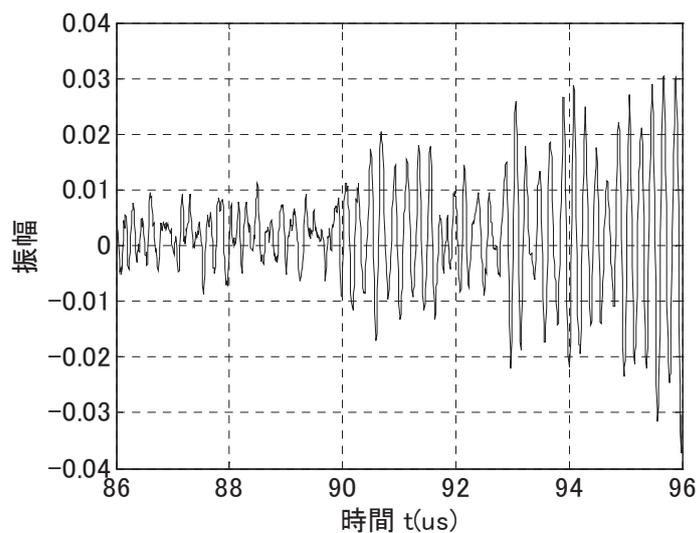


図 4.3.44 波形の拡大図（C2-D13-0、無応力状態）

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 μ s	4495 m/s
④	C2-D10- 50	342.57 mm	76.18 μ s	4497 m/s
⑤	C2-D10- 0	431.97 mm	87.30 μ s	4948 m/s
⑥	C2-D13-100	344.78 mm	76.06 μ s	4533 m/s
⑦	C2-D13- 50	348.08 mm	72.37 μ s	4810 m/s
⑧	C2-D13- 0	438.79 mm	89.88 μ s	4882 m/s
⑨	C3-D10-100	345.98 mm	70.98 μ s	4874 m/s
⑩	C3-D10- 50	340.46 mm	78.84 μ s	4318 m/s
⑪	C3-D10- 0	460.00 mm	100.44 μ s	4580 m/s
⑫	C3-D13-100	346.02 mm	73.40 μ s	4714 m/s
⑬	C3-D13- 50	354.80 mm	74.43 μ s	4767 m/s
⑭	C3-D13- 0	445.52 mm	93.80 μ s	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 ($30\mu\text{s}$) の周波数を解析した結果を図 4.3.45 に示す。

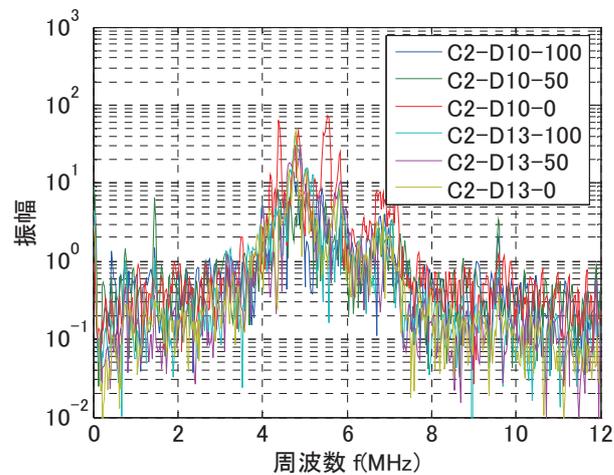


図 4.3.45 CASE-2 波形の重ね合わせ (到達時間付近 $30\mu\text{s}$)

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 ($30\mu\text{s}$) の周波数を解析した結果を図 4.3.46 に示す。

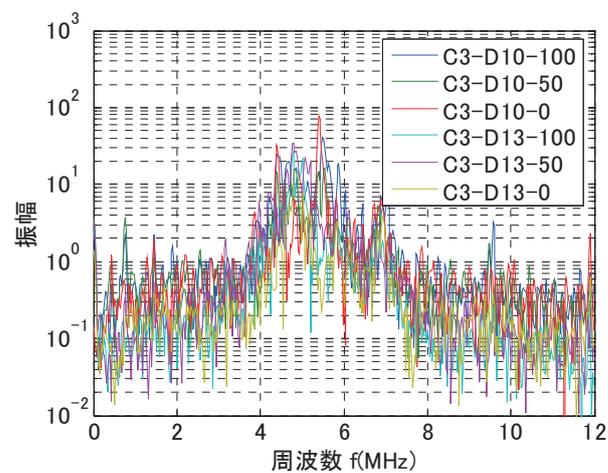


図 4.3.46 CASE-3 波形の重ね合わせ (到達時間付近 $30\mu\text{s}$)

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。

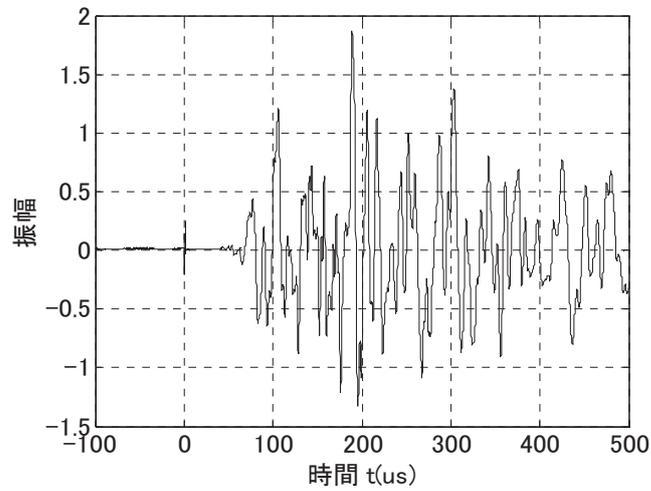


図 4.3.47 測定波形の一例 (C2-D13-0、無応力状態)

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

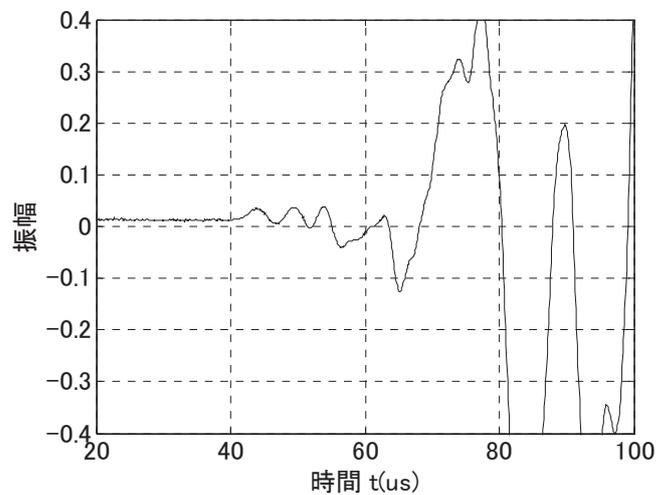


図 4.3.48 波形の拡大図 (C2-D13-0、無応力状態)

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 μ s	4560 m/s
④	C2-D10- 50	40.9 μ s	4890 m/s
⑤	C2-D10- 0	42.5 μ s	4700 m/s
⑥	C2-D13-100	40.9 μ s	4890 m/s
⑦	C2-D13- 50	41.6 μ s	4810 m/s
⑧	C2-D13- 0	41.3 μ s	4840 m/s
⑨	C3-D10-100	39.0 μ s	5120 m/s
⑩	C3-D10- 50	40.0 μ s	4990 m/s
⑪	C3-D10- 0	38.4 μ s	5210 m/s
⑫	C3-D13-100	39.3 μ s	5090 m/s
⑬	C3-D13- 50	37.8 μ s	5290 m/s
⑭	C3-D13- 0	40.6 μ s	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 ($30\mu\text{s}\sim 200\mu\text{s}$) の周波数解析結果を図 4.3.49 に示す。

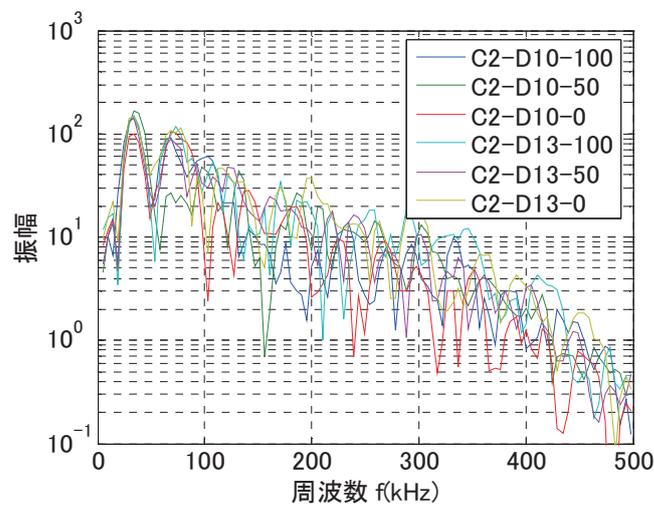


図 4.3.49 波形の重ね合わせ (到達時間付近 $30\mu\text{s}\sim 200\mu\text{s}$)

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 ($30\mu\text{s}\sim 200\mu\text{s}$) の周波数解析結果を図 4.3.50 に示す。

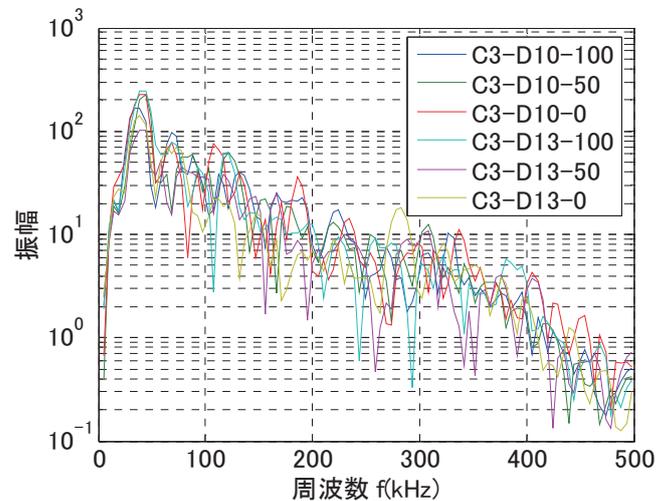


図 4.3.50 波形の重ね合わせ (到達時間付近 $30\mu\text{s}\sim 200\mu\text{s}$)

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。

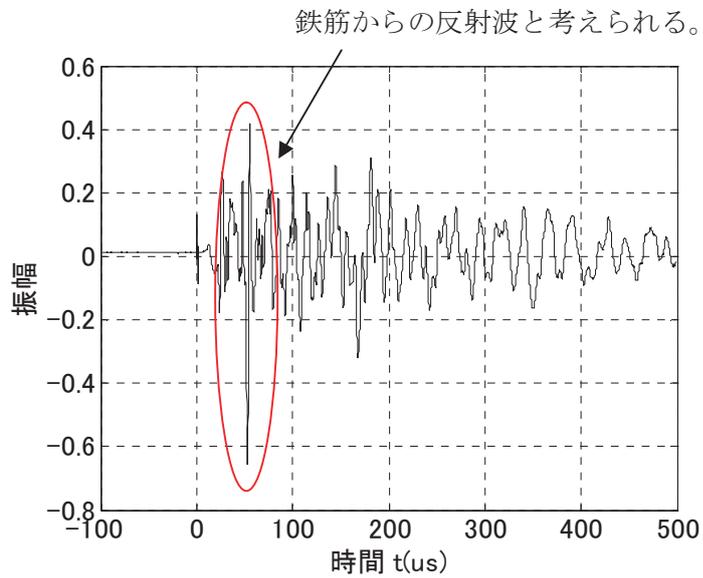


図 4.3.51 測定波形の一例 (C2-D13-0、無応力状態)

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

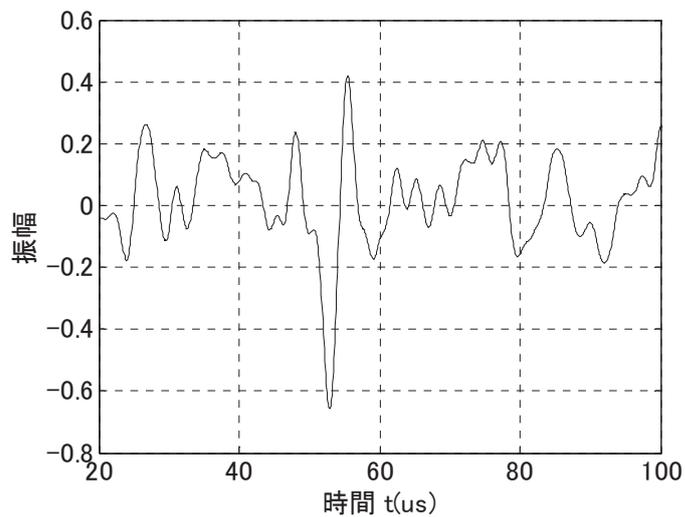


図 4.3.52 波形の拡大図 (C2-D13-0、無応力状態)

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 μ s	1820 m/s
④	C2-D10- 50	50.3 μ s	1990 m/s
⑤	C2-D10- 0	49.6 μ s	2020 m/s
⑥	C2-D13-100	50.6 μ s	1980 m/s
⑦	C2-D13- 50	50.3 μ s	1990 m/s
⑧	C2-D13- 0	50.6 μ s	1980 m/s
⑨	C3-D10-100	47.5 μ s	2110 m/s
⑩	C3-D10- 50	読み取れない	-----
⑪	C3-D10- 0	46.1 μ s	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 μ s	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ー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 ($30\mu\text{s}\sim 70\mu\text{s}$) の周波数解析結果を図 4.3.53 に示す。

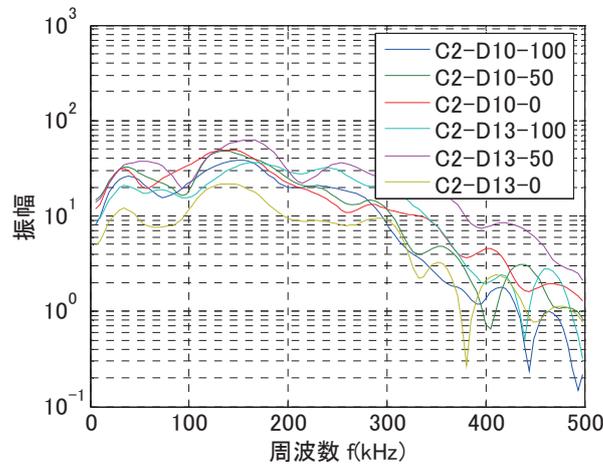


図 4.3.53 波形の重ね合わせ (到達時間付近 $30\mu\text{s}\sim 70\mu\text{s}$)

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 ($30\mu\text{s}\sim 70\mu\text{s}$) 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。

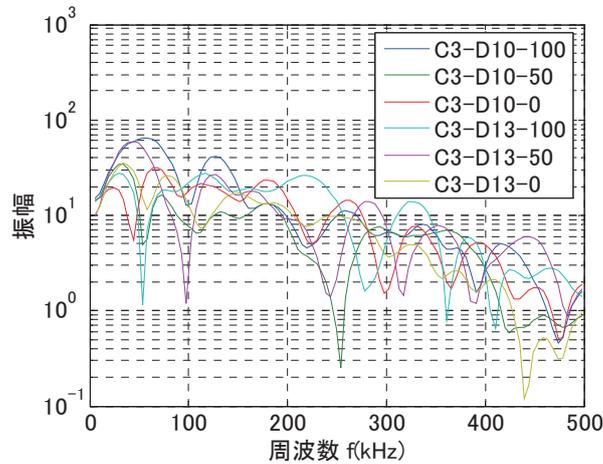


図 4.3.54 波形の重ね合わせ (到達時間付近 $30\mu\text{s}\sim 70\mu\text{s}$)

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。

発信・受信探触子を対向させているため
初動波は明瞭

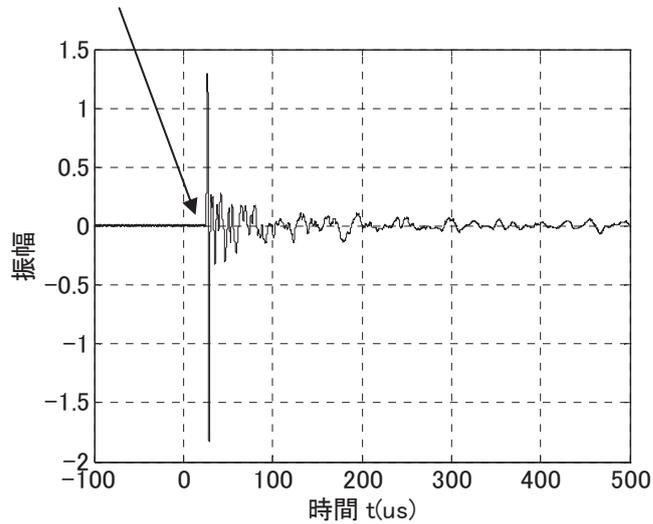


図 4.3.55 測定波形の一例 (C2-D13-0、無応力状態)

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

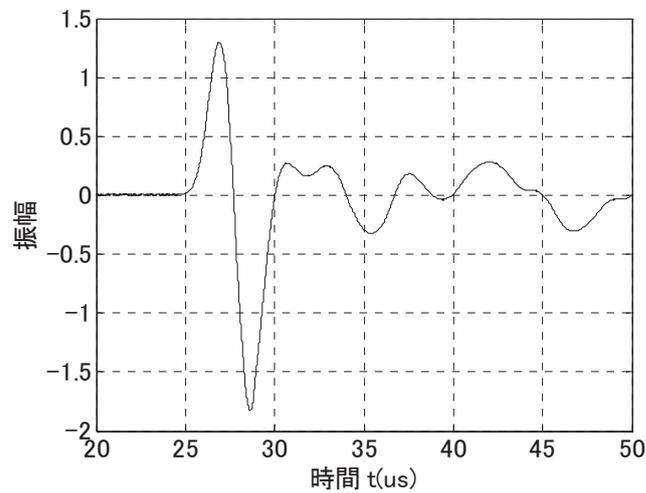


図 4.3.56 波形の拡大図 (C2-D13-0、無応力状態)

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の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。

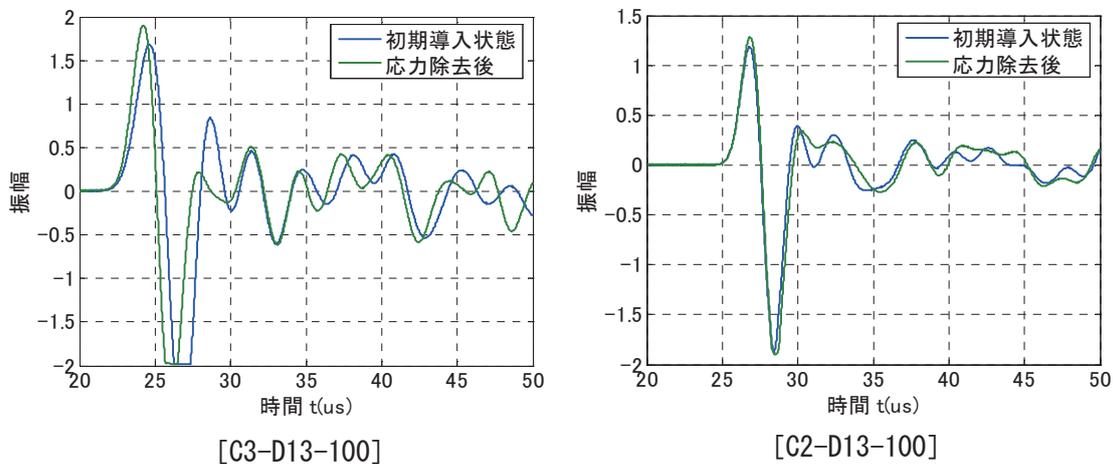


図 4.3.57 波形の比較

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 μ s	4110 m/s
	C2-D13-100 除荷後		24.6 μ s	4110 m/s
⑧	C2-D13-0	100.66 mm	24.7 μ s	4080 m/s
⑫	C3-D13-100	101.70 mm	21.7 μ s	4690 m/s
	C3-D13-100 除荷後		21.7 μ s	4690 m/s
⑭	C3-D13-0	101.51 mm	21.1 μ s	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。

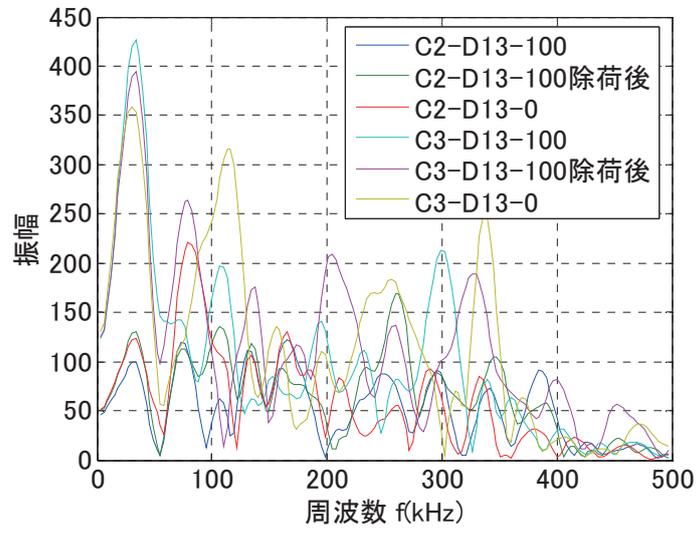


図 4.3.58 波形の重ね合わせ

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、直接荷重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。

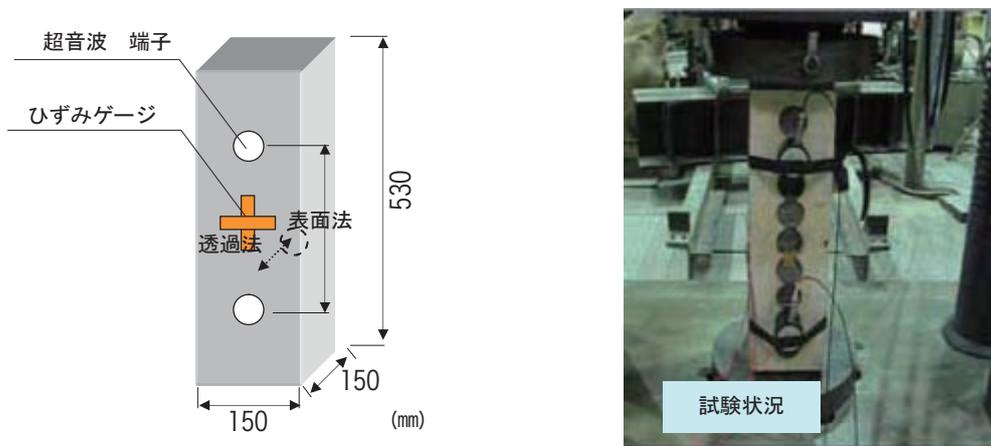


図 4.3.59 供試体概要図

表 4.3.24 角柱供試体配合表

設計基準強度 (N/mm ²)	粗骨材 最大 寸法 (mm)	スラブ 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/m ³)						
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材G		混和材料	
									5mm~ 20mm	mm~ mm	混和材	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/mm ²)				養生条件
	1	2	3	平均	
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/mm²)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

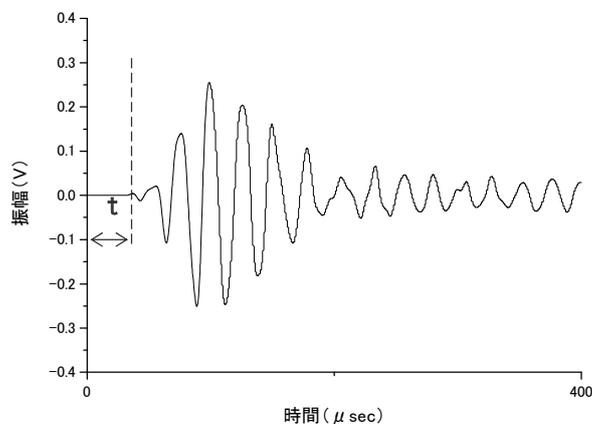


図 4.3.60 波形の到達時間の読み取り位置

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播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)

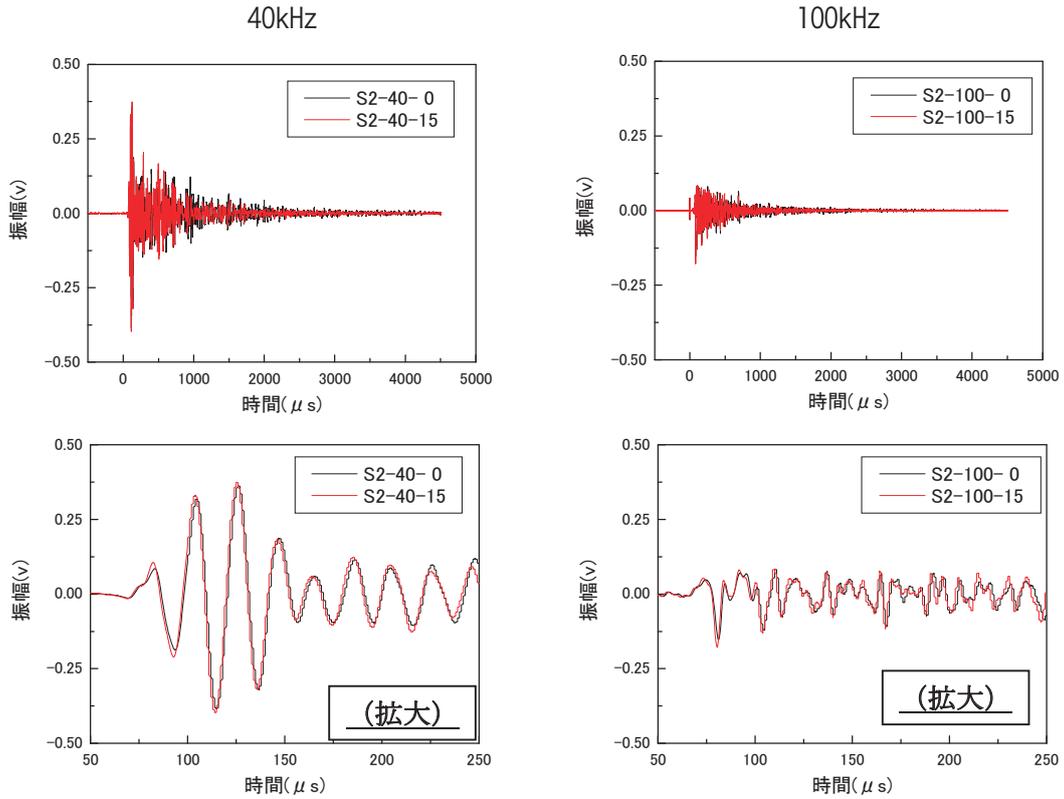


図 4.3.61 S2 シリーズ (応力 0N/mm² と 15N/mm² の比較)

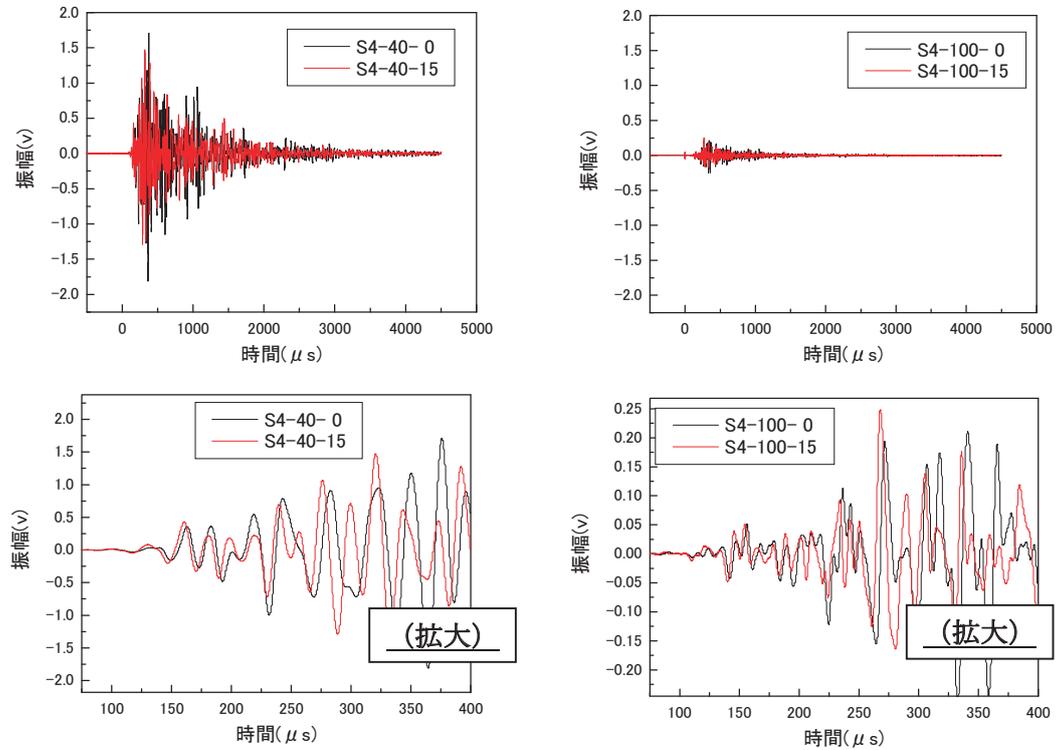


図 4.3.62 S4 シリーズ (応力 0N/mm² と 15N/mm² の比較)

②伝播速度と部材応力の関係（表面法）

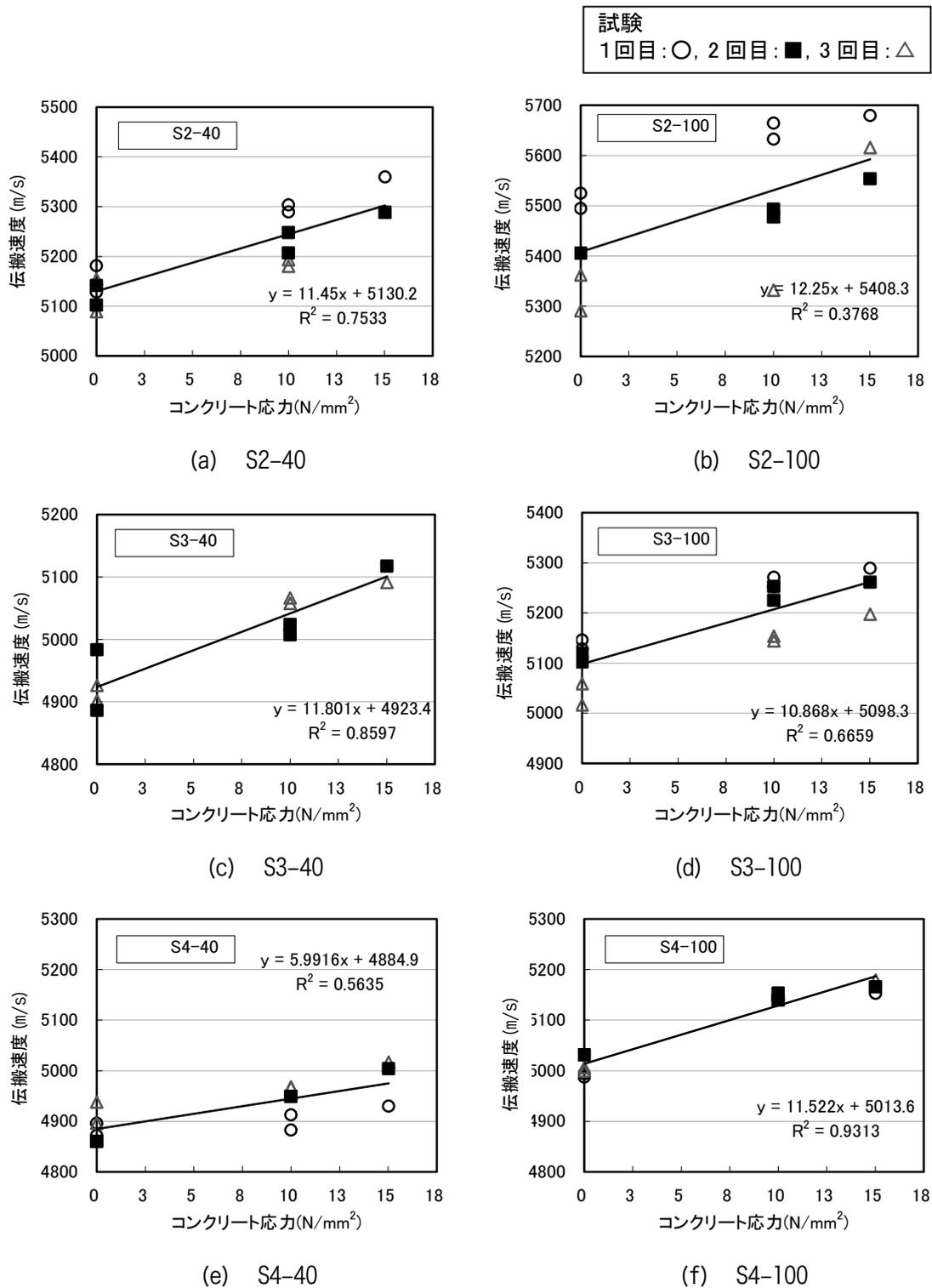


図 4.3.63 伝播速度と応力の関係（表面法）

b)透過法

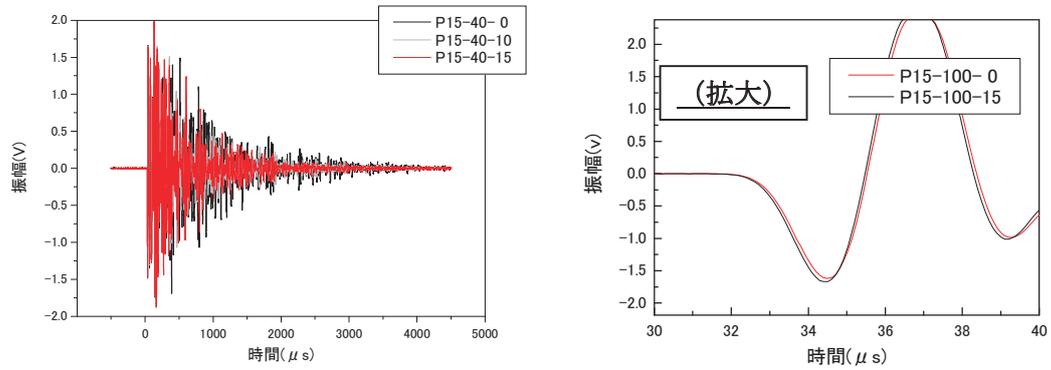
透過法により得られた伝播波形を図 4.3.64(a)～(c)に示す。

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（日本建材産業協会規格）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。

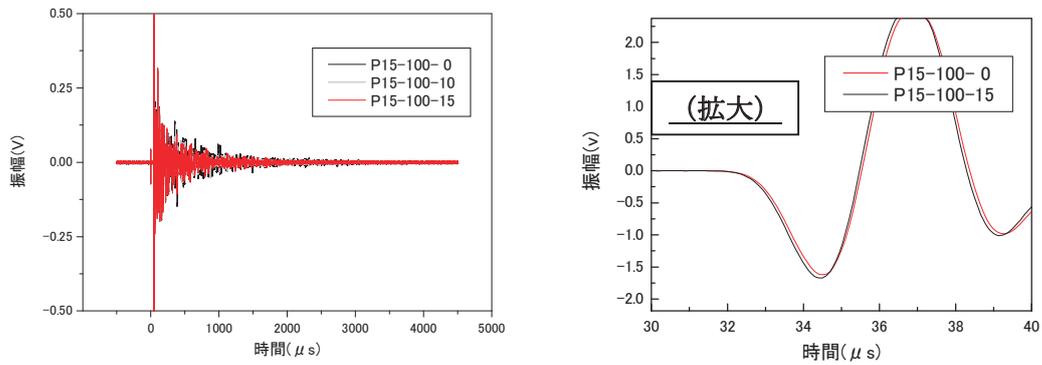
① 伝播波形 (透過法)

40kHz



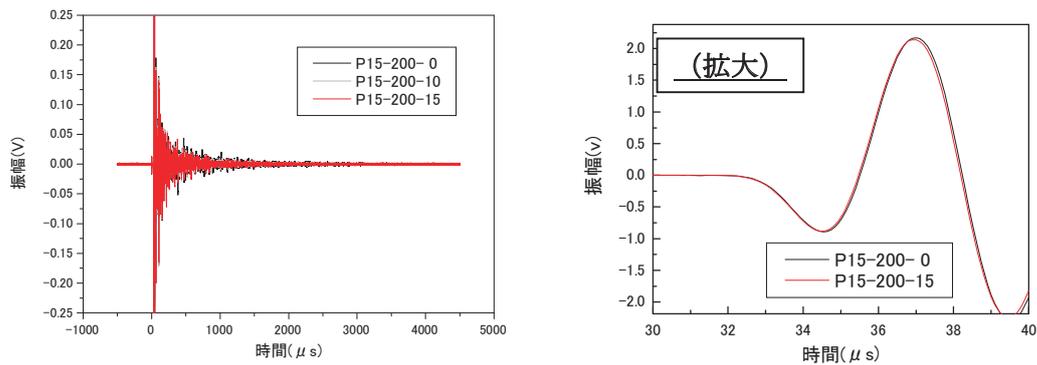
(a) P15-40 (応力 0N/mm² と 15N/mm² の比較)

100kHz



(b) P15-100 (応力 0N/mm² と 15N/mm² の比較)

200kHz



(c) P15-200 (応力 0N/mm² と 15N/mm² 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）

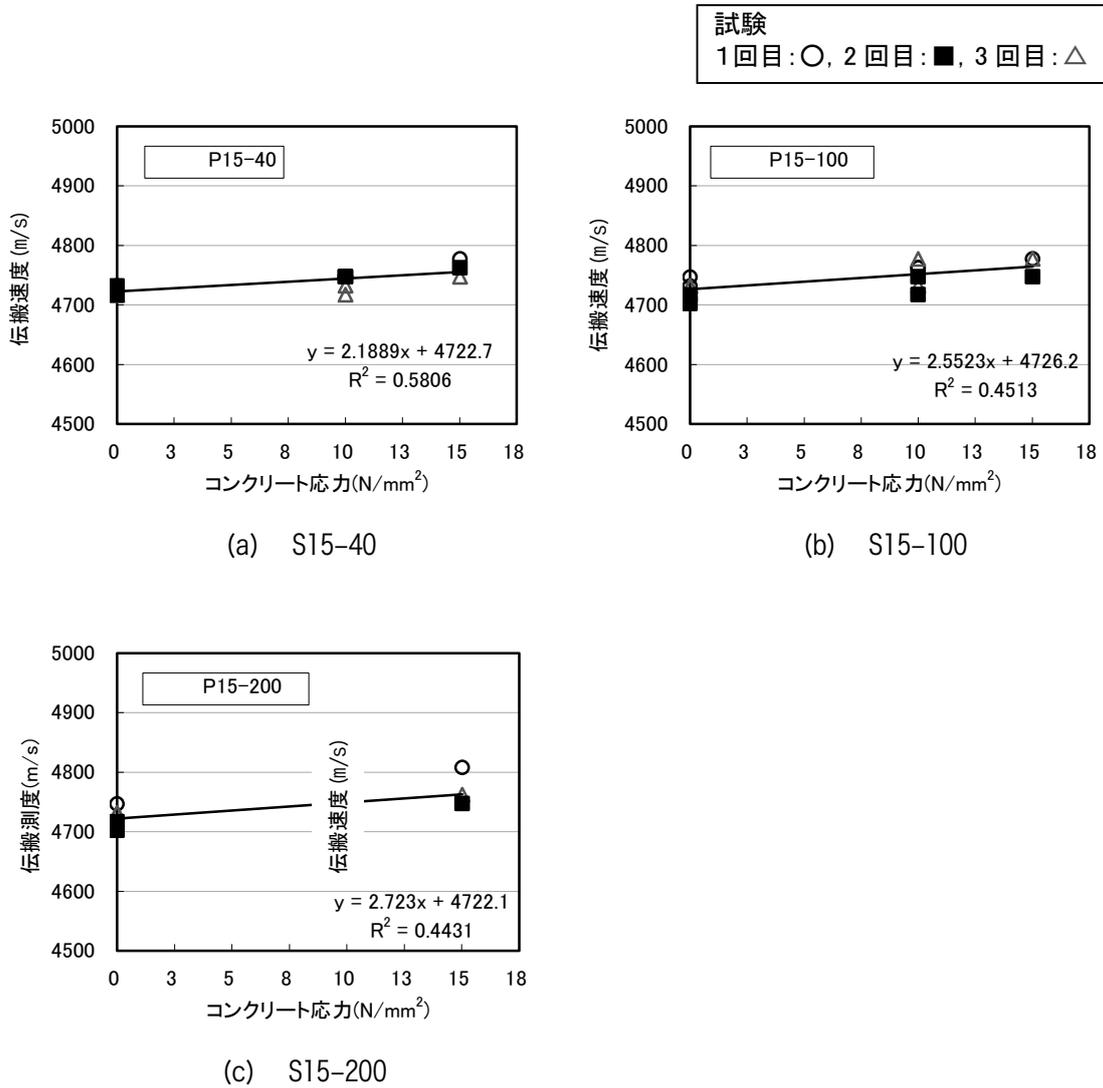


図 4.3.65 伝播速度と応力の関係（透過法）

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) プレストレスト・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、コンクリートエ学年次論文報告集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