

d. 方法

1. 漁港施設の構造物全体の機能評価手法の開発・普及

本調査は、構造物の基礎の変状（洗堀、吸い出し等）の有無により振動特性が異なることに着目し、それを点検診断技術に取り入れるものである。現状における洗堀、吸い出し等（基礎以外を含む）の主な点検方法と本手法一覧は、表 d-1-1-1 のとおりである。漁港・港湾、海岸保全、道路の各分野における基礎の変状は、電磁波レーダー探査が用いられている。この手法は、水中にある基礎の探査精度が下がることから、漁港施設への適用は困難であると考えられる。ダムで用いられる機器等の計測は、本体部分の滑動や決壊を対象としている。削孔による目視確認は、構造物の取り壊しを伴うため、空洞部が判明した後に用いられることが多い。そのため、現状では潜水による目視確認が主に実施されている。潜水による目視確認は、海象条件や作業時間の規制による制約が大きく、調査対象物が長大となるほど手間とコストを要し非効率となる場合が多い。そこで、本調査では、鉄道橋脚と同様に振動特性から固有振動を特定することを試みた。ただし、直方体の構造物である漁港施設は、強制振動によるたわみ振動の検出が容易である鉄道橋脚と異なり、振動を起こすには多大な振動エネルギーが必要となるため、常時微動（自由振動）から固有振動を特定するものとした。

常時微動による水平方向の振動が構造物の回転振動に寄与していることに着目して予備試験を実施したところ、供試体底面を中心とする回転運動（ロッキング振動）の理論値は、室内実験値と一致することが確認できた。そこで、これを基本とした鉛直方向と水平方向の理論式を用い室内試験の結果を検証するものとした。

常時微動観測による固有振動の特定は、構造物内部に空洞がないことを前提としている。しかし、構造物内部に空洞がある場合、構造物自体の質量が減少し、理論式による固有振動の評価が不正確になる。そこで、固有振動の評価に先立って、構造物の内部の変状の有無を判断しておく必要がある。構造物内部における変状の有無を確認するには、非破壊および微破壊による幾つかの手法が考えられ、本調査では、非破壊による透過弾性波法を用いた評価手法を選択し、固有振動法と併せて確立することとした。

以上より、基礎洗堀の状態を評価する方法（速度計で振動を測定し固有振動を把握する方法）としての「固有振動法」、上部構造物の内部空隙やひび割れ等の欠陥を評価する方法としての「透過弾性波法」という2つの方法によって、漁港施設を評価する手法を開発することとした。

表 d-1-1-1 洗堀、吸い出し等（基礎以外を含む）における主な診断方法の現状、本調査における方法

項目	施設	部位	検出対象の変状種類	方法	特徴	留意点など	文献等	非破壊	陸上からの実施可否	水中部への適用	構造形式への適用
漁港・港湾	防波堤、護岸、堤防等	本体および背面等	吸出し、空洞化	電磁波レーダー探査	<ul style="list-style-type: none"> 測定が比較的容易(*1) 広範囲を比較的短時間に調査できる(*2) 調査断面の様子を画像として図示(記録)できる(*3) 	<ul style="list-style-type: none"> 2m以深やRCは困難(*4) 水分があると探査精度が下がる(*5) 比較的高額である(*6) 間接手法のため削孔との併用が有効(*7) 	<ul style="list-style-type: none"> 水産基盤施設ストックマネジメントのためのガイドライン/平成27年5月改定/水産庁 港湾の施設の点検診断ガイドライン【第2部 実施要領】/平成26年7月/国土交通省 	○	○	×	×
				削孔による目視確認	<ul style="list-style-type: none"> 有無、位置、規模が精度よく把握できる(*8) 	<ul style="list-style-type: none"> 事前の鉄筋探査(RCの場合)、事後の復旧を要す(*9) 削孔のダメージを伴う(*10) 確認範囲が限定的(*11) 		×	○	△	○
				洗堀、堆積	潜水調査	<ul style="list-style-type: none"> 有無、位置、規模が精度よく把握できる(*12) 		<ul style="list-style-type: none"> 海象状況に左右される(*13) 高額かつ時間を要す(*14) 深度により減圧を要す(*15) 	○	×	○
海岸保全	堤防、護岸、胸壁等	堤体、天端 等	吸出し、空洞化	電磁波レーダー探査	*1~3に同じ	*4~7に同じ	<ul style="list-style-type: none"> 海岸保全施設維持管理マニュアル～堤防・護岸・胸壁の点検・評価及び長寿命化計画の立案～/平成26年3月/農林水産省・国土交通省 	○	○	×	×
				削孔による目視確認	*8に同じ	*9~11に同じ		×	○	△	○
				洗堀、吸出し	潜水調査	*12に同じ		*13~15に同じ	○	×	○
河川	ダム	本体、基礎	滑動、決壊	機器等による計測(揚圧力、漏水量、変位量)	<ul style="list-style-type: none"> ダム特有の手法で、計測事項(装置)の規定がある 	<ul style="list-style-type: none"> 他施設での適用は困難 	<ul style="list-style-type: none"> ダム総合点検実施要領・同解説/平成25年10月/国土交通省 	○	×	○	×
道路	橋梁	橋脚、橋台	洗堀	カラーイメージングソナー	<ul style="list-style-type: none"> 超音波による非破壊調査 	<ul style="list-style-type: none"> 陸上からの調査は限定的で、ボート、点検車を要す 	<ul style="list-style-type: none"> 橋梁定期点検要領/平成26年6月/国土交通省 	○	△	○	○
				固有振動(強制振動)	<ul style="list-style-type: none"> 非破壊でできる 	<ul style="list-style-type: none"> 間接手法のため、適用は詳細調査や対策工事の要否判定まで 起振機等の加振装置を要す 		<ul style="list-style-type: none"> 鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編)/平成19年1月/鉄道総合技術研究所 	○	○	○
	トンネル	覆工	背面空洞	削孔による目視確認	*8に同じ	*9~11に同じ	<ul style="list-style-type: none"> 道路トンネル定期点検要領/平成26年6月/国土交通省 	×	○	△	○
				電磁波レーダー探査	*1~3に同じ	*4~7に同じ		○	○	×	×
今回	防波堤、突堤等	本体、基礎	洗堀	固有振動(自由振動)	<ul style="list-style-type: none"> 陸上から非破壊でできる 広範囲を短時間にその場で判別できる 取扱いが簡易かつ点検者によるプレが少ない 	<ul style="list-style-type: none"> 間接手法のため、適用は詳細調査や対策工事の要否判定まで 実績が少ない 	*本報告	○	○	○	○

1-1 数値計算（固有振動法）

前述したように、本調査では、自由振動による固有振動を理論式とした。理論式は、鉛直方向、水平方向のそれぞれについて、以下のように適用した。

(1) 鉛直方向（Z軸）

Z軸方向の振動は、1自由度系振動体とみなすことができ、(1)式で表される（中井博・小林治俊著「土木構造物の振動解析」，森北出版．p8）。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \quad \dots\dots\dots(1)$$

平成28年度調査では、(1)式による数値計算と測定値に高い相関があり（ $R^2=0.9966$ ）、一致することが確認された。平成29年度調査においても(1)式を用いて、Z軸の理論値を計算した。

(2) X、Y軸

平成28年度調査におけるX、Y軸の振動は、(2)式で表されることを想定していた（小坪清真著「土木振動学」，森北出版，p106）。

平成28年度調査では、(2)式による数値計算と測定値に相関があるものの、それほど高い相関ではないことが報告された。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{R}{I}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{kBL^3}{12I}} \quad \dots\dots\dots(2)$$

そこで、平成29年度は、X、Y軸の振動の理論式を見直し再検討した。前述したように、平成28年度末、常時微動による水平方向の振動が構造体の回転振動に寄与していることに着目して、予備試験を実施した。その結果、供試体底面を中心とする回転運動（ロッキング振動）の理論値は、室内実験値と一致することが示めされた。

本年度は、鉛直方向と水平方向の理論式を見直し、これら理論式による値と室内試験結果を比較し、検証するものとした。X、Y軸における理論式は、供試体底面を中心とする回転運動（ロッキング振動）を仮定した運動方程式を想定することとした。

1-2 室内試験

室内試験は、構造物上部の形状ごとに理論式の再現性を確認するため、直方体と上部工付きの2種類の供試体を用いて実施した。供試体は、可能な限り、実際の漁港施設と幾何学的相似とするため、漁港施設で一般的な寸法である4,000×5,000×6,000mm程度の1/10スケールとした。

(1) 固有振動法

① 直方体供試体

供試体における使用材料や配合は、図 d-1-2-1、表 d-1-2-1 のとおりである。室内実験は、供試体底面にばね定数が既知である圧縮ばねを用い、速度計を用いて供試体の固有振動を測定した。構造物の基礎材は、圧縮ばね（圧縮ばね1個のばね定数は、 $K=198.61\text{N/mm}$ ）を用いて、図 d-1-2-2 に示すように、全面敷き詰め、片側10cm抜き、両側10cm抜き、中央10cm抜きの4種類とした。速度計の設定は、200Hz、50,000date（250秒）として測定した。

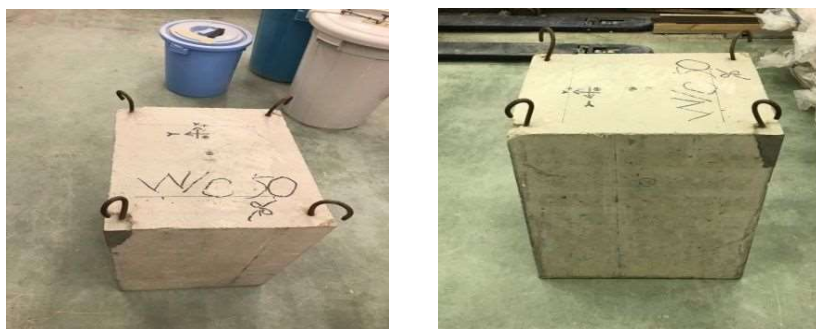


図 d-1-2-1 供試体外観（直方体）

表 d-1-2-1 供試体の使用材料と配合

	種類	記号	物性または主成分							
セメント	普通ポルトランドセメント	C	密度: 3.16g/cm^3							
細骨材	菊川支流産山砂	S	密度: 2.59g/cm^3 , 吸水率: 2.18%							
粗骨材	青梅産碎石	G	密度: 2.70g/cm^3 , 吸水率: 0.62% 最大寸法: 20mm							
混和材料	高性能AE減水剤	SP	アルキルエーテル系陰イオン界面活性剤							
	AE助剤	AE	マイクロエア202							

W/C (%)	Gmax (mm)	目標スランプ (cm)	目標空気量 (%)	s/a	単位量(kg/m^3)				混和剤(C×%)	
					W	C	S	G	SP	AE
50	20	10±2.5	4.5±1.5	45.8	172	344	800	986	0.30	0.005

注: s/a; 供試体における全骨材量 (S+G=a) に対する細骨材量 (S) の絶対容積比 (s/a) を百分率で表した値である。

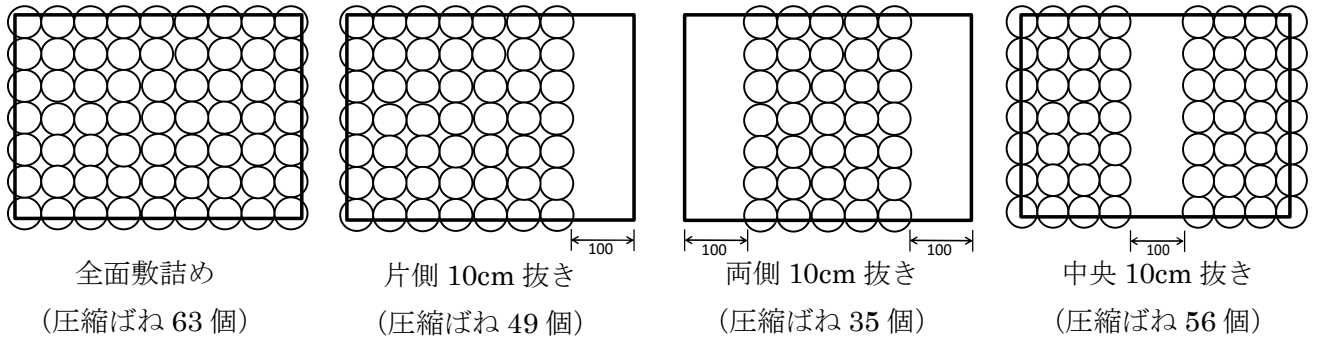


図 d-1-2-2 圧縮ばね配置方法

② 上部工付き供試体

上部工付き供試体は、直方体供試体と同じ配合・寸法 (W/C50%、400×500×600mm) と上面に上部工を模した 150×500×150 mmのブロックを取り付けたものとした (図 d-1-2-3)。供試体の使用材料や配合は、直方体供試体と同様であり、測定方法や供試体底面に設置した圧縮ばねの配置方法も同様とした。

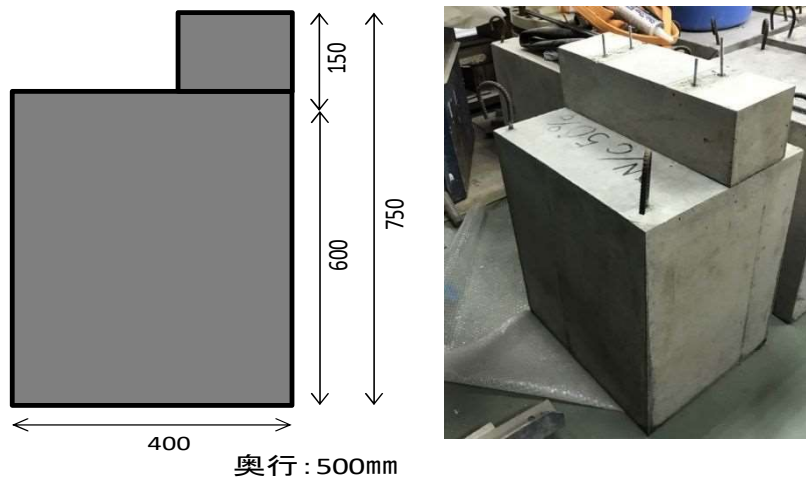


図 d-1-2-3 供試体外観 (上部工付き)

③ 測定機器と測定方法

用いた測定機器は、表 d-1-2-2、図 d-1-2-4 に示す速度計とした。測定方法は、供試体上部に速度計を配置して計測することとした。

表 d-1-2-2 速度計 (センサ) の基本仕様

	感度	理論分解能	測定周波数	備考
変位	0.2mm/V	0.06 μm	0.2Hz~	CH1~3 (3軸)
速度 (L)	0.01m/s (1kine/V)	$0.3 \times 10^{-5} \text{m/s}$ (0.3kine)		
速度 (H)	0.001m/s (0.1kine/V)	$0.03 \times 10^{-5} \text{m/s}$ (0.03kine)		
加速度	2m/s^2 (200Gal/V)	0.0006m/s^2 (0.06Gal)		



図 d-1-2-4 測定に用いた速度計（センサ）（左）と測定状況（右）

④ その他（室内試験室の床と地盤の測定）

固有振動は、材料物性や形状寸法ごとに異なるものである。つまり、構造物、基礎地盤ごとに固有に存在する。測定した振動が供試体固有のものであることを特定するためには、予め、基礎地盤の固有振動を確認しておく必要がある。室内試験では、室内試験室がある床および室内試験室の地盤を測定し、供試体の振動と異なることを確認しておく必要がある。

そこで、以下に示すように、室内試験室の床および室内試験室の地盤の振動を測定した。

【室内試験室の床】

室内試験室の床の振動は、直接、速度計を配置することで測定した（図 d-1-2-5）。なお、速度計の設定は、サンプリング周波数 100Hz、測定データ 18,000data とした。



図 d-1-2-5 測定に用いた速度計と測定状況

【地盤】

室内試験室周辺の地盤の振動は、直接、速度計を配置することで測定した（図 d-1-2-6）。なお、速度計の設定は、サンプリング周波数 100Hz、測定データ 18,000data とした。



図 d-1-2-6 測定に用いた速度計と測定状況

(2) 透過弾性波法

本調査の固有振動法と透過弾性波法は、並列的に用いるものではない。透過弾性波法は、常時微動観測による固有振動法を補完、またはその一部として位置づけられる。なお、平成26年度までに実施された表面弾性波速度法は、コンクリート表面の変状（欠損、ひび割れ、表面劣化等）を弾性波速度の違いで評価するものであり、本調査の位置づけとは異なる。

弾性波の性質として、弾性波は、伝搬経路の構造物が健全な状態であれば「早く」、「多く」受信センサに到達する。一方、伝搬経路上の構造物が不健全な状態（亀裂や空隙が存在する場合）であれば、弾性波が迂回や散乱する状態となり、これらの影響により、受信センサへ「遅く」、「少なく」到達する。弾性波を用いるのは、このような性質を利用して、構造物の亀裂、空隙の度合いを評価するためである。

室内試験は、構造物内部に空隙があることを模した供試体を用いて、衝撃弾性波を透過法によって測定した。供試体寸法は、 $400 \times 500 \times 600$ mmであり、使用材料や配合は、直方体供試体と同様とした。また、供試体全体の体積が1/5、1/10となるように、2種類の供試体を作成した（図d-1-2-7）。

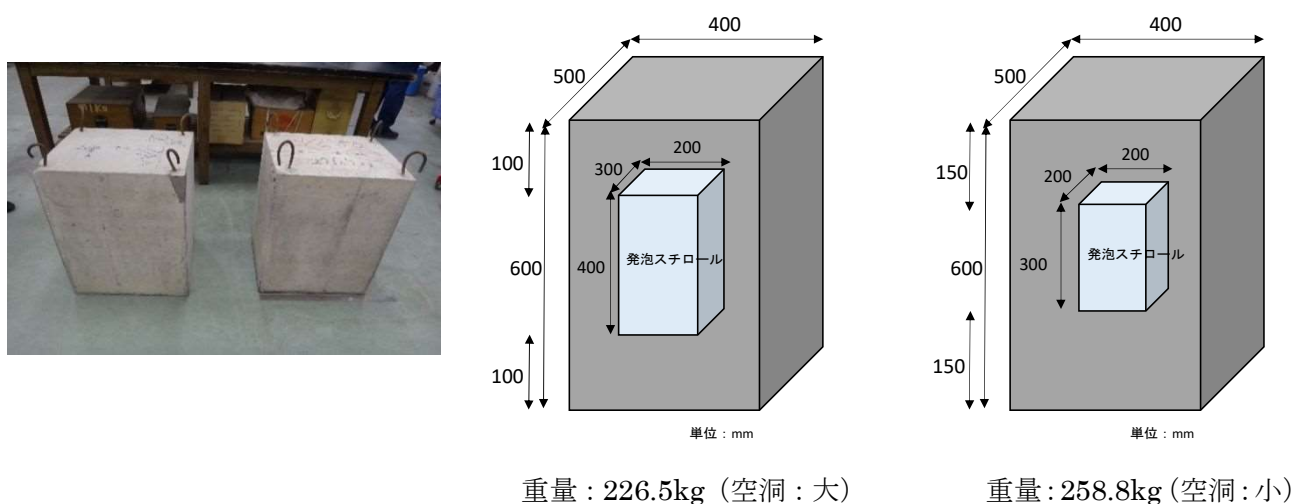


図 d-1-2-7 供試体外観（左）と供試体寸法（右）

透過弾性波法の室内試験は、透過法（NDIS 2426-2:201413）に則り、供試体内部を透過する衝撃弾性波の速度とパワー伝送比を同時に iTECS で測定した。パワー伝送比は、既存知見と平成 28 年度報告書の結果から用いることとした。

透過弾性波法の測定位置は、図 d-1-2-8 に示すように、供試体 400×600 mmにおける片面とした。弾性波は、この片面の反対側の同じ地点をハンマーで打撃することで発生させた。測定点は、図 d-1-2-8 に示すとおり 10 測点とした。なお、測定は、1 測点それぞれ 5 回とした。

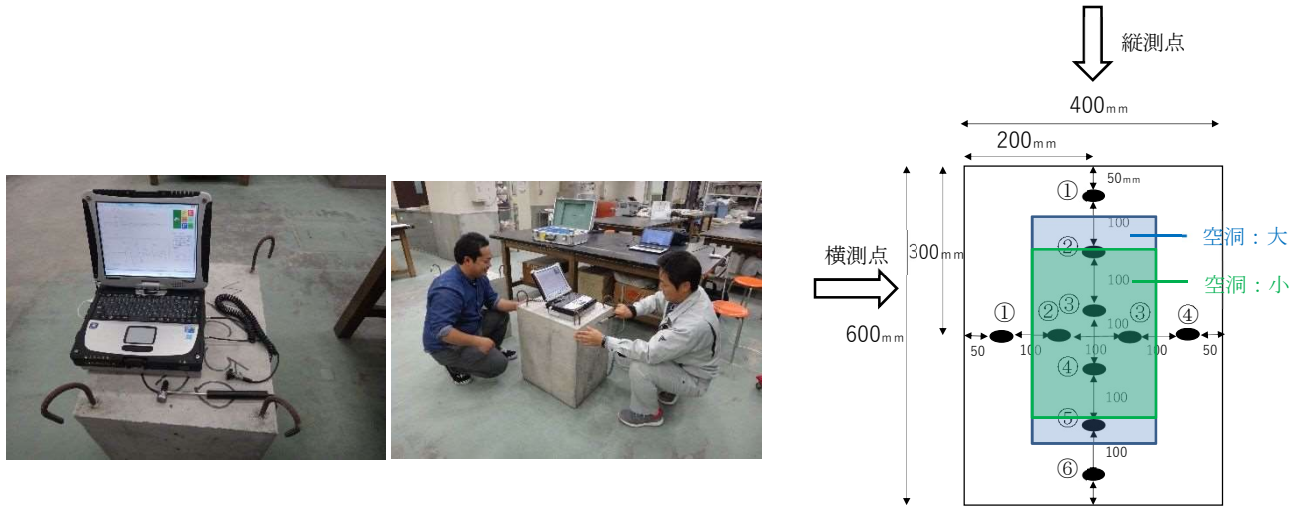


図 d-1-2-8 測定に用いた iTECS (左)、測定状況 (中央)、測定点配置 (右)

透過弾性波速度の算出は、実測（または、図面から計算）した伝搬距離を計測した伝搬時間差で除して求めた。

パワー伝送比は、式(3)、および図 d-1-2-9 に示すように、観測波形の振幅から算出した。パワー伝送比は大きいほど、弾性波の減衰が大きいいため、弾性波が伝搬しづらいことを意味している（山下健太郎、境友昭、極檀邦夫、池端宏太：衝撃弾性波を用いたあと施工アンカーボルトの健全性調査、第 68 回年次学術講演大会講演概要集、部門IV、2013 年 9 月）。

$$H = -20 \log \frac{A_{input}}{A_{output}} \dots \dots \dots (3)$$

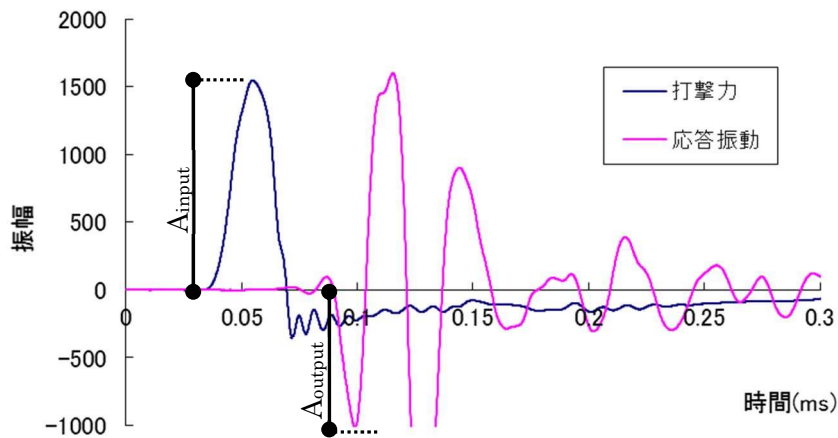


図 d-1-2-9 弾性波観測波形例

1-3 現地調査

固有振動法、および透過弾性波法の実構造物への適用を検討するため、現地調査を実施した。現地調査は、調査方法ごとに調査対象漁港・対象施設を選定したうえで、室内試験と同じ測定機器・方法を用いて実施した。

(1) 調査対象漁港の選定

調査対象漁港・施設は、発注者による事前調査（アンケート）結果をもとに、老朽化度合いから最適な漁港施設のある漁港をモデル地区として選定した。

選定した結果は、モデル地区候補一覧に示すとおりである（表 d-1-3-1）。

【事前調査（アンケート）結果】

事前調査は、各都道府県事業担当者を対象として、アンケート調査によって実施した。アンケート調査の概要は、以下のとおりである。

① 固有振動法

a) 対象施設の選定

【条件1】：防波堤（防波堤と同構造の防砂堤、導流堤、突堤等でも可）の基礎が欠損している施設

- ・防波堤の基礎の欠損または洗堀（空洞化）はできるだけ大きい方がよい
- ・基礎構造は、岩着またはマウンド式とする
- ・堤体本体の底面に近い部分が大きく欠損している場合でもよい
- ・全延長で欠損等が発生している必要はなく、1スパン（区画）でもよい

【条件2】：重力式防波堤

- ・直立堤または混成堤とする
- ・堤体は、コンクリート単塊式（上部工はあってもよい）とする
- ・ブロック積式は不可とする

b) 抽出した対象施設に関する情報（提供依頼）

- ・H29年度修復工事予定
- ・問題が生じているスパンと同じ構造で健全なスパンの有無
- ・潜水調査した写真の有無
- ・欠損または洗堀（空洞化）を調査した結果の有無
- ・平面図、断面図等の基本情報の有無

② 透過弾性波法

a) 対象施設の選定

【条件1】：防波堤に大きなひび割れが生じている施設

- ・比較的大きなひび割れが、堤体全体に及んでいるように見える箇所があること
- ・ひび割れはできるだけ大きい方がよい
- ・防波堤の構造形式は問わない
- ・全延長で欠損等が発生している必要はなく、1スパン（区画）でもよい

b) 抽出した対象施設に関する情報

- ・H29年度修復工事予定
- ・問題が生じているスパンと同じ構造断面で健全なスパンの有無

- ・ひび割れ等の状態を調査した結果の有無
- ・平面図、断面図等の基本情報の有無

表 d-1-3-1(1) モデル地区候補地一覧（固有振動法）

都道府県	調査候補	候補1		候補2	
		対象漁港名	施設名	対象漁港名	施設名
10	開発局		東浦	南外防波堤	-
11	北海道		木古内	東防波堤	-
12	青森県		下手浜	中防波堤	下手浜
13	岩手県		-	-	-
14	宮城県		-	-	-
15	秋田県		-	-	-
16	山形県	○	飛島	勝浦中防波堤	-
17	福島県		-	-	-
18	茨城県		那珂湊	外東防波堤	-
19	千葉県	○	保田	吉浜防砂堤	鴨川
20	東京都		-	-	-
21	神奈川県		-	-	-
22	新潟県	○	筒石	東防波堤①-5	-
23	富山県		-	-	-
24	石川県	○	小泊	第1防波堤	-
25	福井県		-	-	-
26	静岡県		網代	西防波堤	-
27	愛知県		-	-	-
28	三重県		御座	B東防波堤、A防波堤	本浦
29	滋賀県		-	-	-
30	京都府		-	-	-
31	大阪府		-	-	-
32	兵庫県		居組	B号防波堤	-
33	和歌山県	○	田杭	C防波堤	-
34	鳥取県		-	-	-
35	島根県		笠浦	東第1防波堤B	宇龍
36	岡山県		-	-	-
37	広島県		音戸	坪井防波堤	-
38	山口県		秋穂	防砂堤	-
39	徳島県		-	-	-
40	香川県		-	-	-
41	愛媛県		-	-	-
42	高知県		住吉	東防波堤	浦分
43	福岡県		-	-	-
44	佐賀県		-	-	-
45	長崎県		-	-	-
46	熊本県		-	-	-
47	大分県		-	-	-
48	宮崎県		-	-	-
49	鹿児島県		早町	西防波堤	-
50	沖縄県		-	-	-

表 d-1-3-1(2) モデル地区候補地一覧(透過弾性波法)

都道府県	調査候補	候補1		候補2	
		対象漁港名	施設名	対象漁港名	施設名
10	開発局	-	-	-	-
11	北海道	千走	北防波堤	-	-
12	青森県	一本木漁港	北防波堤	一本木漁港	東防波堤
13	岩手県	-	-	-	-
14	宮城県	-	-	-	-
15	秋田県	-	-	-	-
16	山形県	○ 飛島	法木北第3防波堤	-	-
17	福島県	-	-	-	-
18	茨城県	久慈漁港	北防波堤	平磯漁港	防砂堤
19	千葉県	○ 保田漁港	吉浜南防波堤	鴨川漁港	南防波堤取付突堤
20	東京都	-	-	-	-
21	神奈川県	-	-	-	-
22	新潟県	○ 筒石漁港	北防波堤、第3防波堤	-	-
23	富山県	-	-	-	-
24	石川県	○ 小泊漁港	第1防波堤	-	-
25	福井県	-	-	-	-
26	静岡県	-	-	-	-
27	愛知県	一色漁港	(2)西防波堤	-	-
28	三重県	宿田曾漁港	沖防波堤3	磯津漁港	旧南防波堤
29	滋賀県	-	-	-	-
30	京都府	-	-	-	-
31	大阪府	-	-	-	-
32	兵庫県	生穂漁港	東防波堤	-	-
33	和歌山県	○ 田杭漁港	C防波堤	-	-
34	鳥取県	-	-	-	-
35	島根県	唐鐘漁港	沖防波堤3	-	-
36	岡山県	-	-	-	-
37	広島県	倉橋	獺郷東防波堤	-	-
38	山口県	白木	地家室B防波堤	中浦漁港	東2号防波堤A
39	徳島県	-	-	-	-
40	香川県	-	-	-	-
41	愛媛県	河原津漁港	北防波堤A	-	-
42	高知県	-	-	-	-
43	福岡県	-	-	-	-
44	佐賀県	-	-	-	-
45	長崎県	樺島漁港	北防波堤	楠泊漁港	楠泊防波堤
46	熊本県	-	-	-	-
47	大分県	-	-	-	-
48	宮崎県	-	-	-	-
49	鹿児島県	荒木漁港	防波堤	-	-
50	沖縄県	-	-	-	-

【モデル地区の選定】

表 d-1-3-1(1)、(2)のとおり、「固有振動法」「透過弾性波法」のモデル地区候補地は6漁港とした。さらに、以下の条件で絞り込みを行った結果は、表 d-1-3-2 のとおりである。

① 固有振動法

- 条件1：基礎の幅、奥行ともに1.0m以上の洗堀（空洞化）があること
- 条件2：洗堀（空洞化）の直上構造物に大きな欠陥（変状）がないこと
- 条件3：上記条件1、2を満足するスパンが複数あること
- 条件4：同一構造形式の健全なスパンがあること

表 d-1-3-2(1) モデル地区の選定（固有振動法）

モデル港	施設名	条件1	条件2	条件3	条件4	選定
筒石漁港	東防波堤	○	○	○	○	○
保田漁港	吉浜防砂堤	○	○	○	○	○
鴨川漁港	中防波堤	○	○	○	○	○
小泊漁港	第1防波堤	○	×	×	×	×
飛島漁港	勝浦中防波堤	○	×	×	×	×
田杭漁港	C防波堤	○	○	○	○	○

② 透過弾性波法

- 条件1：構造物上部工に幅1.0mm以上のひび割れが法線水平の方向にあること
- 条件2：構造物上部工のひび割れ方向が一方向性であること
- 条件3：上記条件1、2を満足するスパンが複数あること
- 条件4：同一構造形式の健全なスパンがあること

表 d-1-3-2(2) モデル地区の選定（透過弾性波法）

モデル港	施設名	条件1	条件2	条件3	条件4	選定
筒石漁港	北防波堤	○	○	○	○	○
	第3防波堤	○	○	○	○	○
保田漁港	吉浜防砂堤	○	○	×	○	○
	吉浜南防波堤	○	○	○	○	○
鴨川漁港	南防波堤取付突堤	×	○	○	○	○
小泊漁港	第1防波堤	○	×	×	×	×
飛島漁港	法木第3防波堤	○	○	○	×	×
田杭漁港	C防波堤	×	○	×	×	×

(2) 調査対象漁港と対象施設

前述のモデル地区選定結果をもとに、漁港管理者および施設利用者と協議・調整した。最終的な調査対象施設は、対策工事の実施時期等を踏まえ、以下の3漁港の6施設とした。

表 d-1-3-3 調査対象漁港と試験数量

漁港名	施設名	対象スパン		
		固有振動法	透過弾性波法	試験数量
筒石漁港	東防波堤	18,19 (不健全) 31,33 (健全)	—	4 (不健全 2,健全 2)
	北防波堤	—	3,4 (不健全) 8 (健全)	3 (不健全 2,健全 1)
	第3防波堤	—	20 (不健全)	1 (不健全 1)
保田漁港	吉浜南防波堤	—	10 (不健全) 3 (健全)	2 (不健全 1,健全 1)
鴨川漁港	中防波堤	5 (不健全) 2 (健全)	—	2 (不健全 1,健全 1)
	南防波堤取付突堤	—	3 (不健全) 4 (健全)	2 (不健全 1,健全 1)

① 筒石漁港 (管理者：新潟県)

所在地：新潟県糸魚川市大字筒石

a) 東防波堤

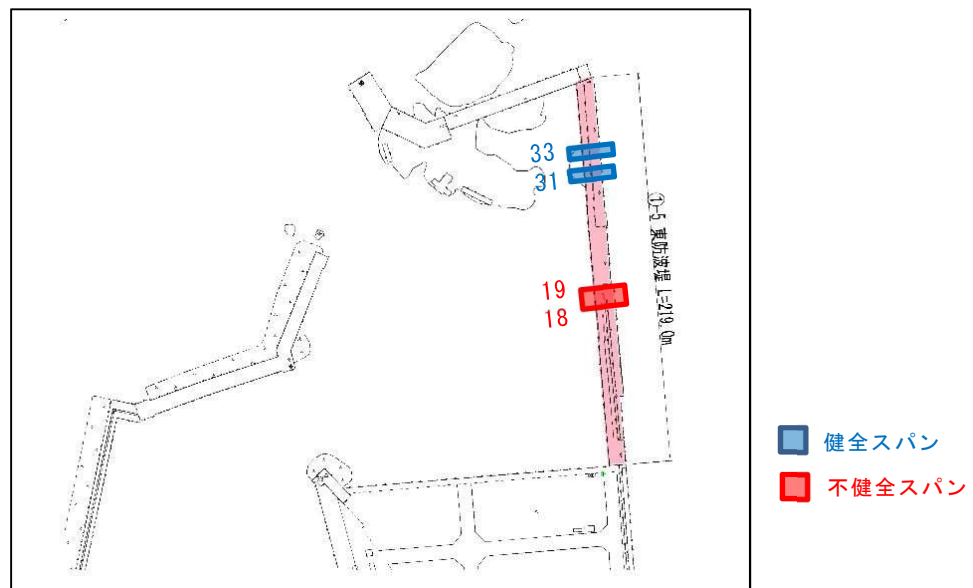


図 d-1-3-1 施設平面 (対象スパン)

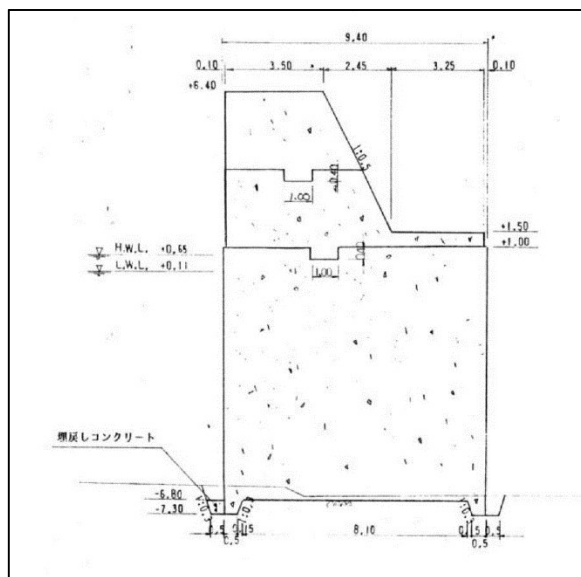


図 d-1-3-2 標準断面



図 d-1-3-3 施設全景（左：港内側/起点⇒終点方向、右：港内側/終点⇒起点方向）

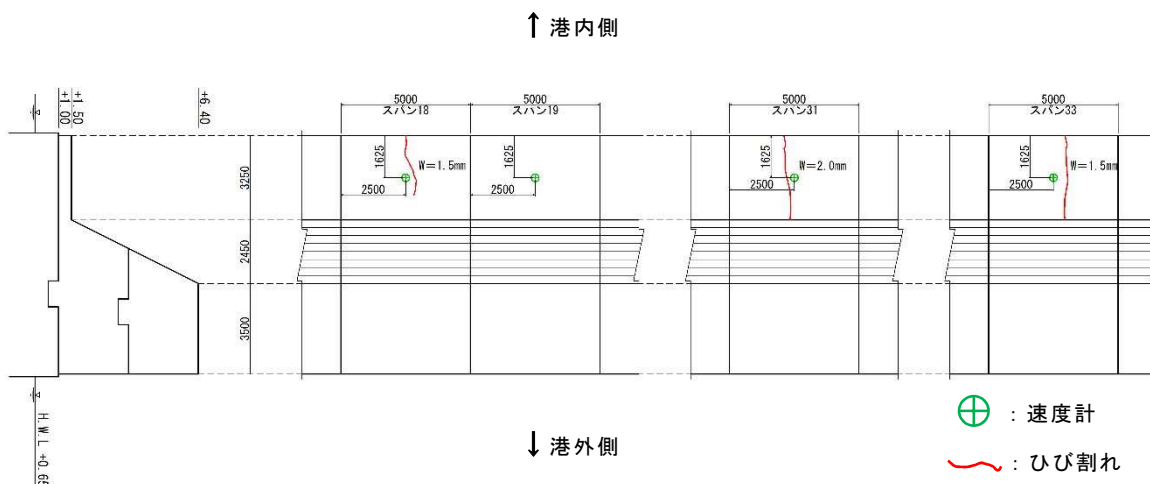


図 d-1-3-4 調査地点配置位置

b) 北防波堤

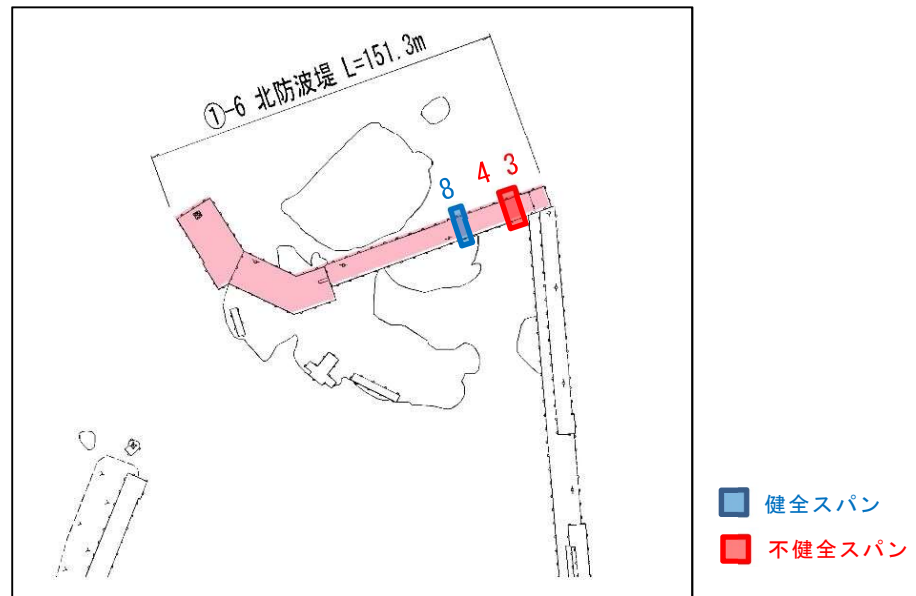


図 d-1-3-5 施設平面 (対象スパン)

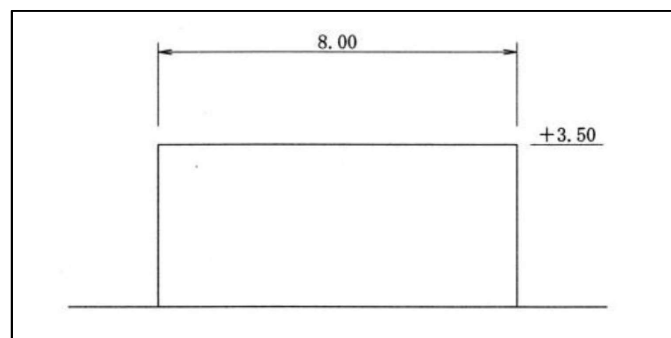
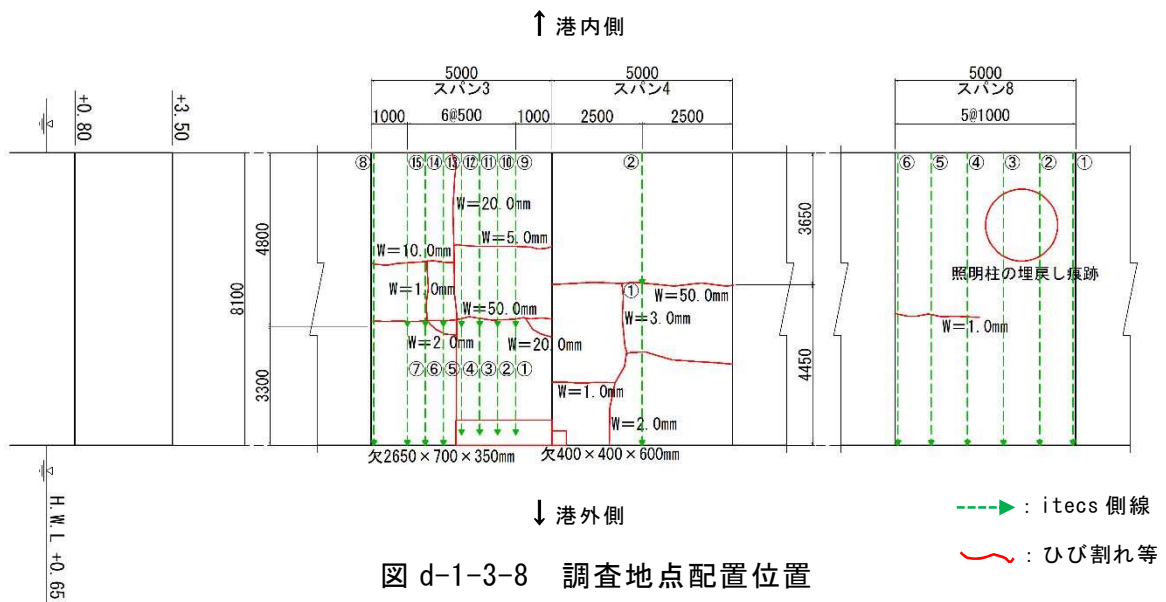


図 d-1-3-6 標準断面



図 d-1-3-7 施設全景 (左：港内側、右：起点⇒終点方向)



c) 第3防波堤

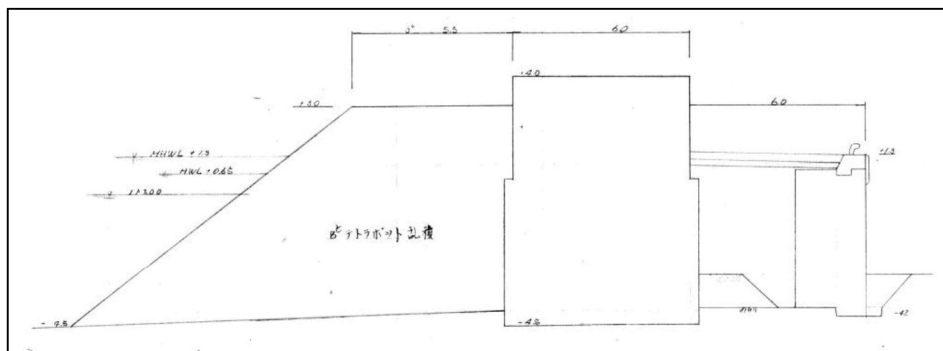
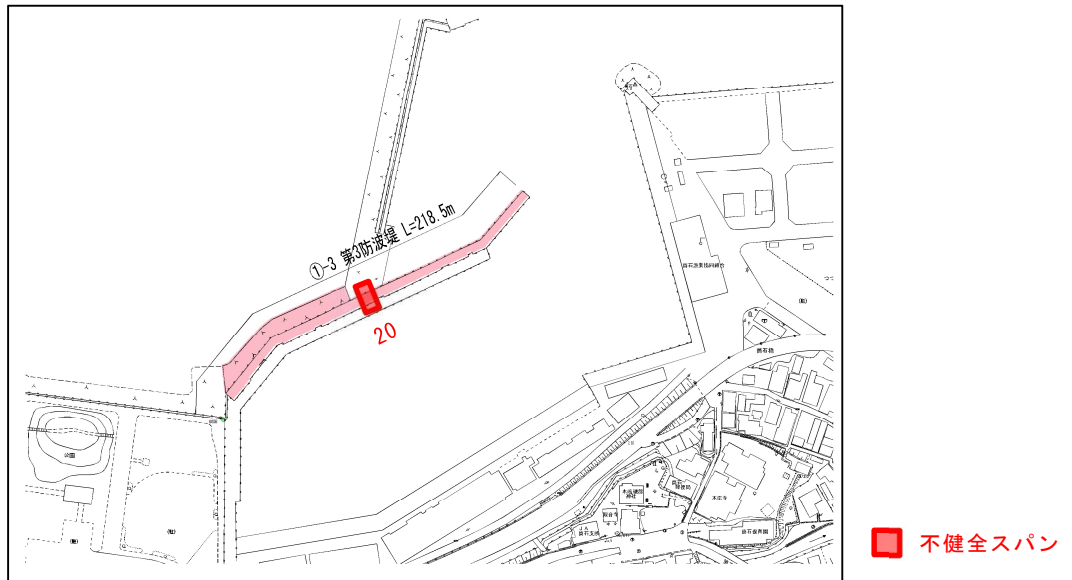




図 d-1-3-11 施設全景（左：起点⇒終点方向、右：対象スパン⇒終点方向）

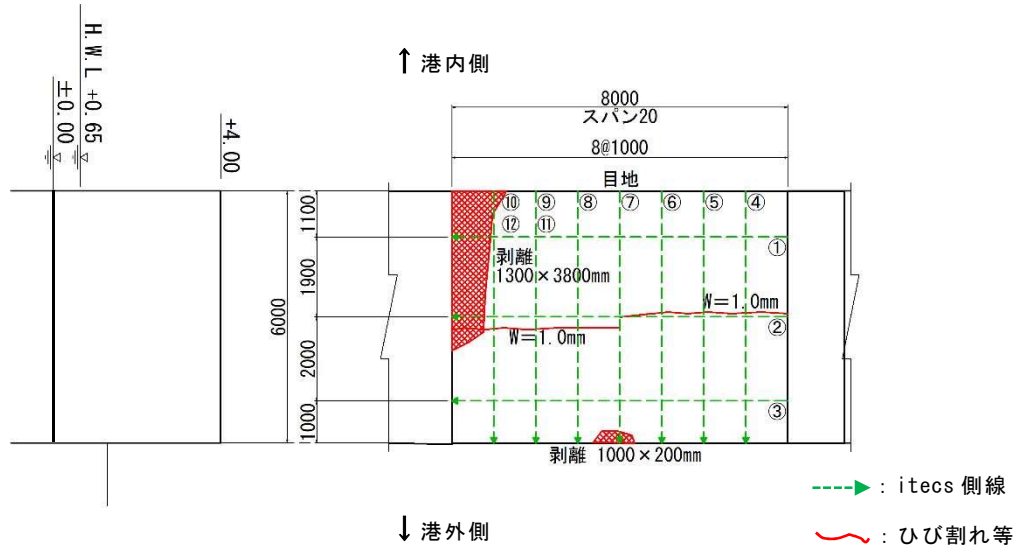


図 d-1-3-12 調査地点配置位置

② 保田漁港（管理者：鋸南町）

所在地：千葉県安房郡鋸南町吉浜

a) 吉浜南防波堤



図 d-1-3-13 施設平面（対象スパン）

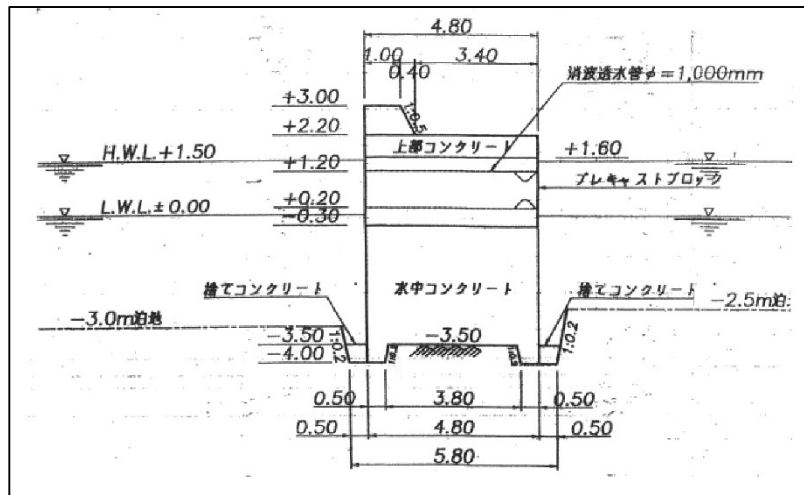


図 d-1-3-14 標準断面



図 d-1-3-15 施設全景（左：起点⇒終点方向、右：対象スパン/港内側）

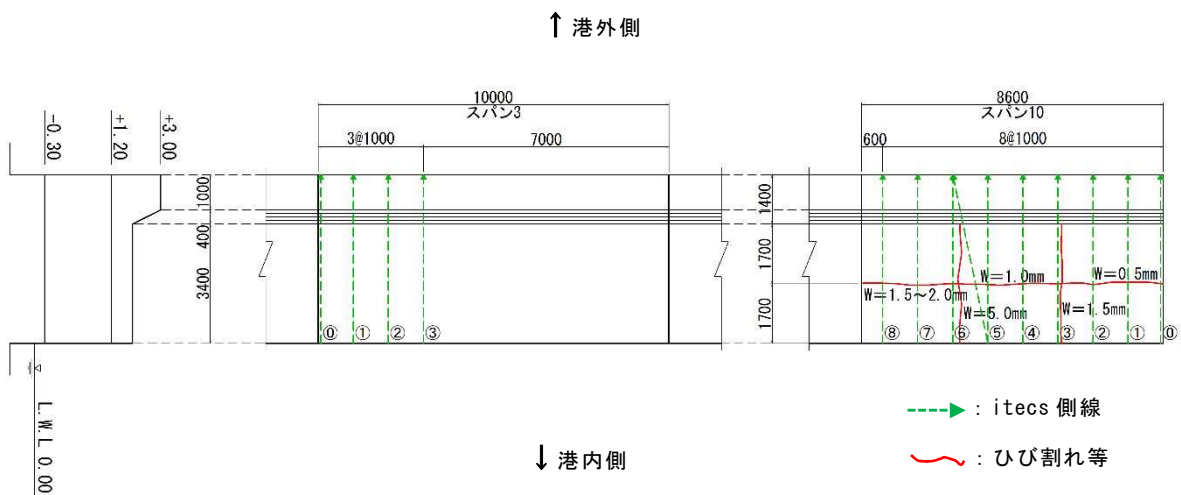


図 d-1-3-16 調査地点配置位置

③ 鴨川漁港（管理者：千葉県）

所在地：千葉県鴨川市貝渚

a) 中防波堤

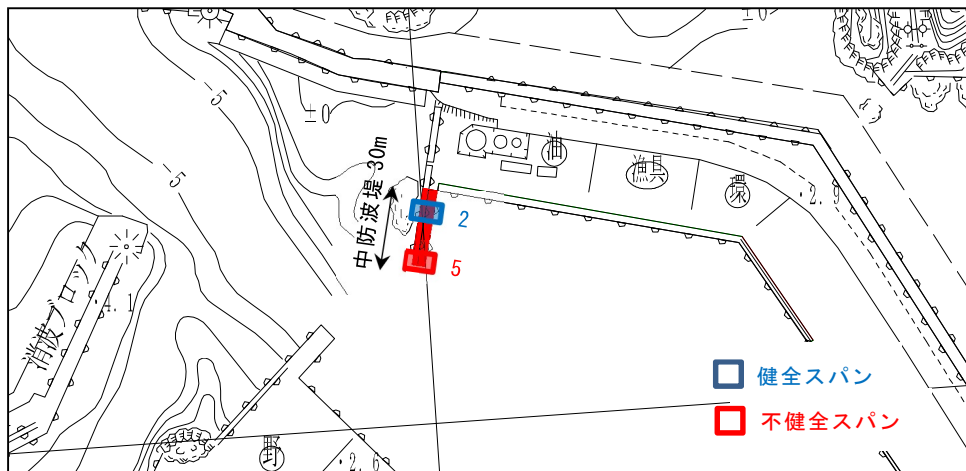


図 d-1-3-17 施設平面（対象スパン）

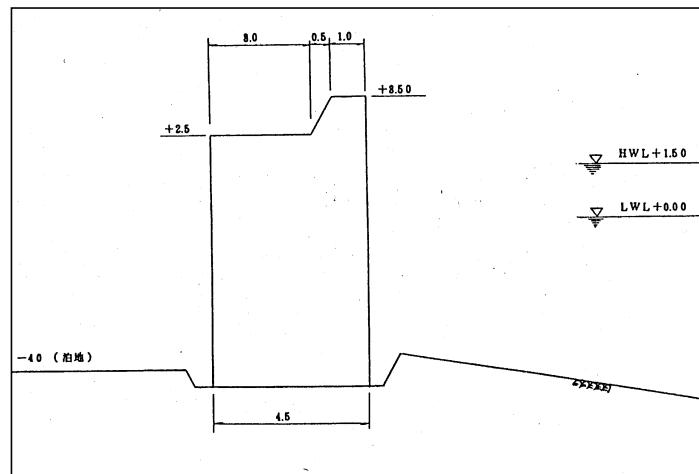


図 d-1-3-18 標準断面



図 d-1-3-19 施設全景（左：港内側、右：起点⇒終点方向）

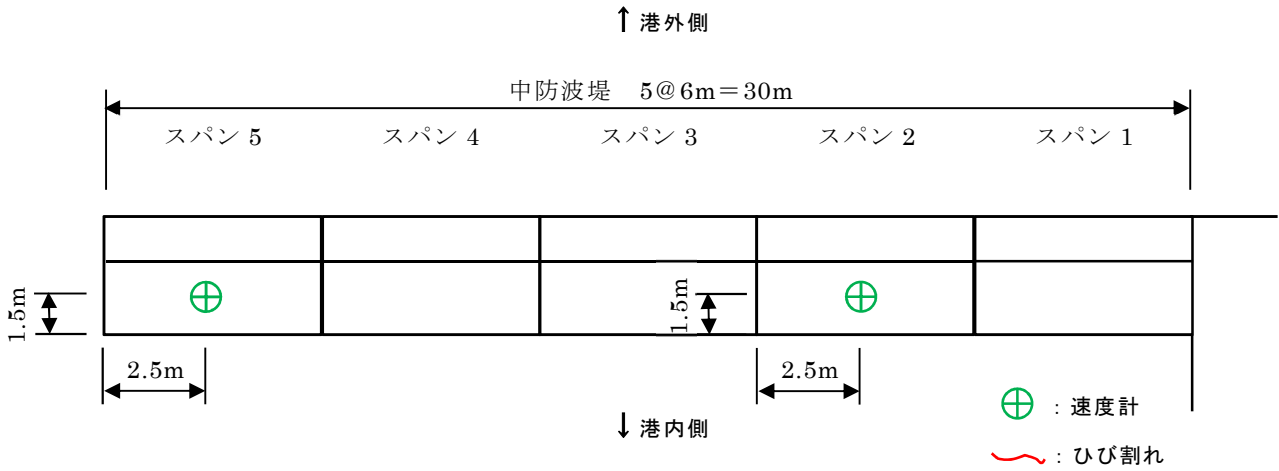


図 d-1-3-20 調査地点配置位置

b) 南防波堤取付突堤

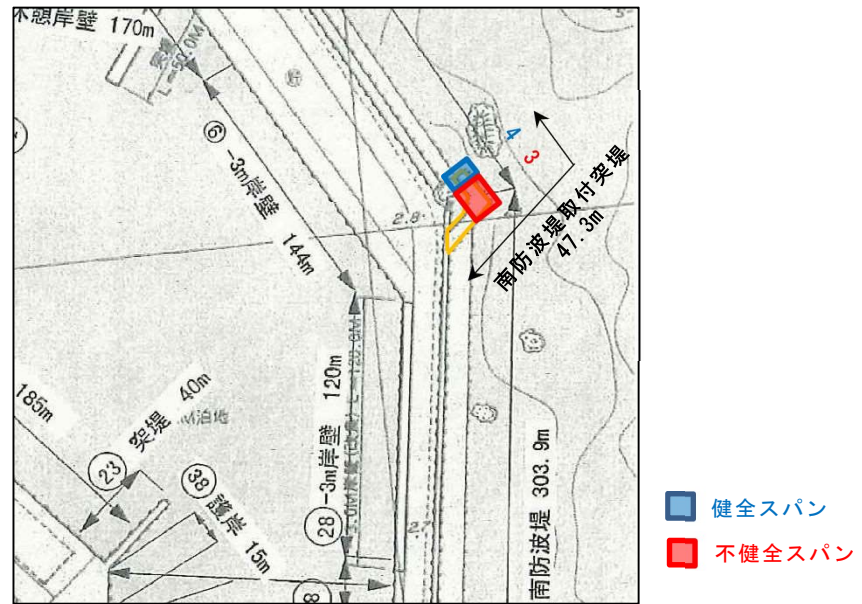


図 d-1-3-21 施設平面 (対象スパン)

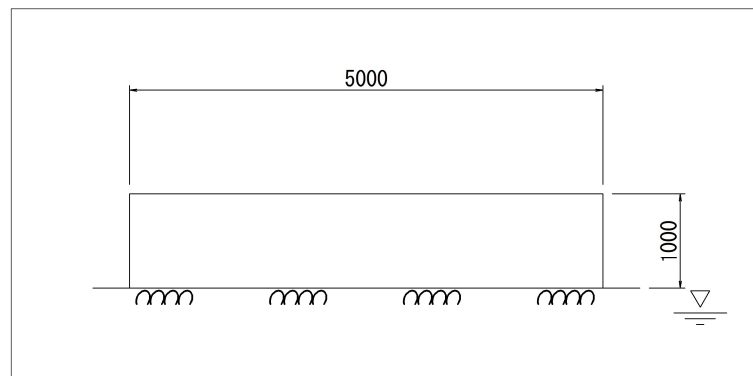


図 d-1-3-22 標準断面



図 d-1-3-23 施設全景（左：起点⇒終点方向、右：終点⇒起点方向）

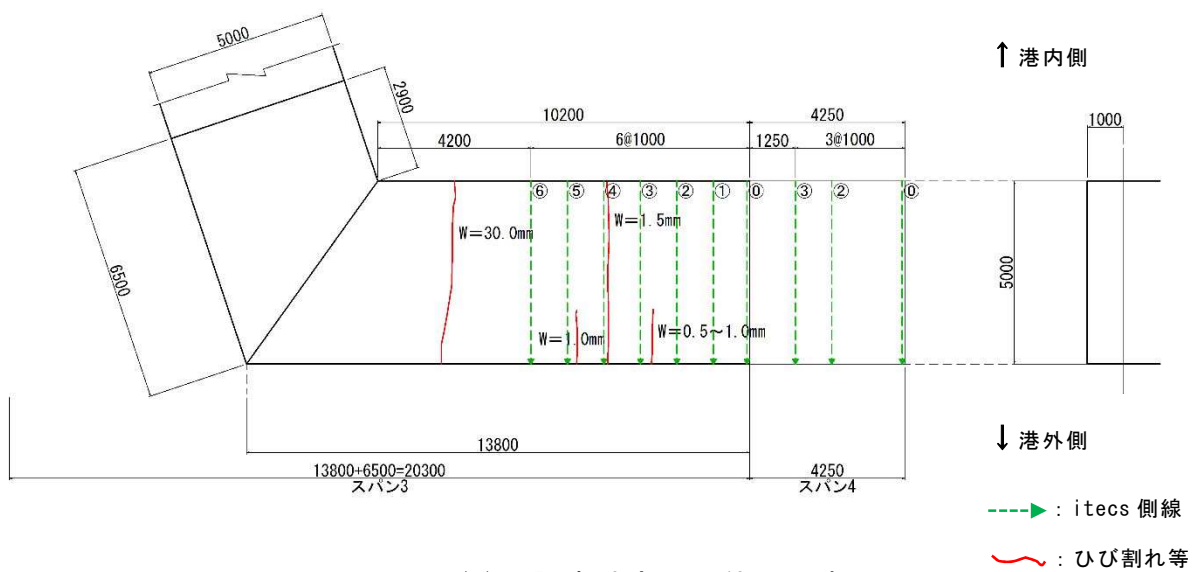


図 d-1-3-24(1) 調査地点配置位置（水平）

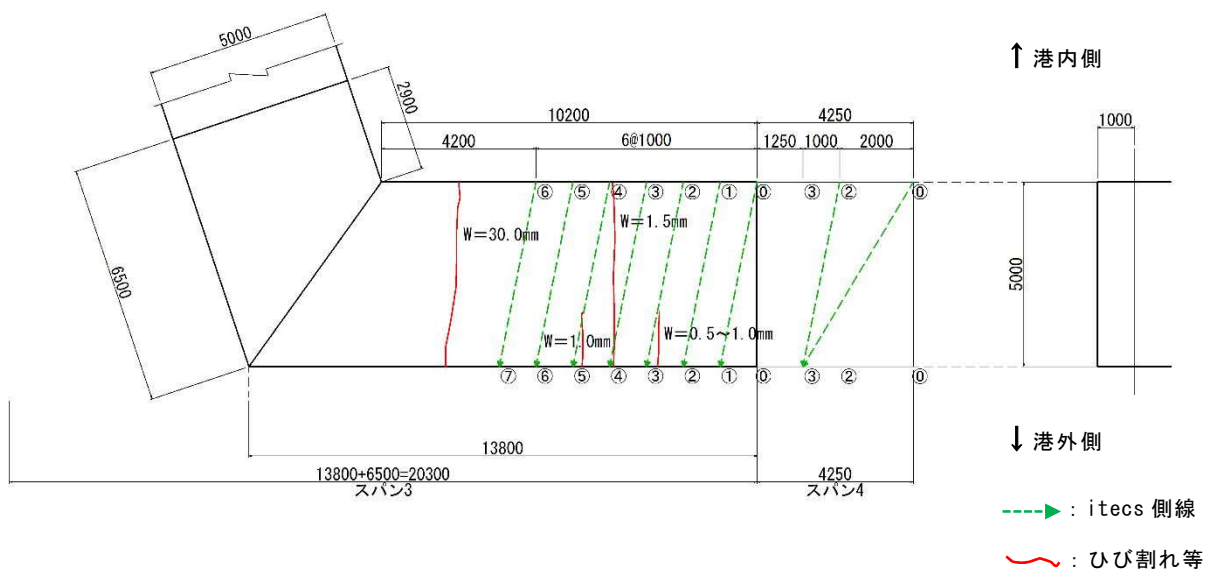


図 d-1-3-24(2) 調査地点配置位置（斜め）

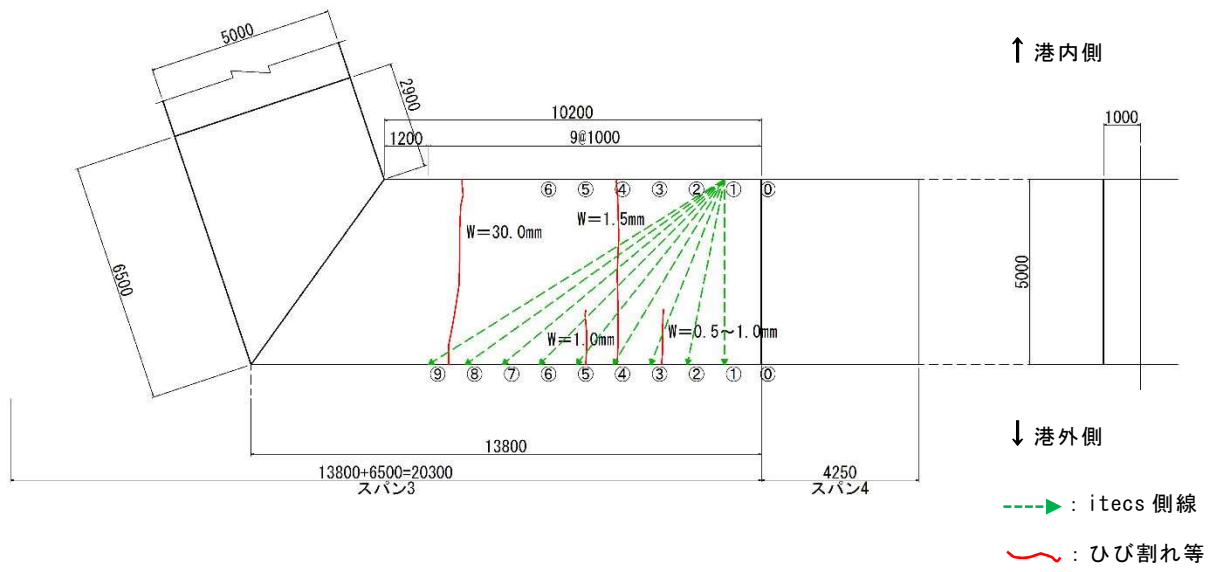


図 d-1-3-24(3) 調査地点配置位置 (扇状)

(3) 調査方法

① 固有振動法

固有振動法における現地調査は、室内試験と同じ速度計を用いて、基礎部の一部が欠損している防波堤上部で行った（図 d-1-3-25）。

現地調査した防波堤は、上部工があるコンクリート単塊式の岩着構造であり、港外側が波浪等によって浸食・洗堀を受けていた。浸食・洗堀を受けた欠損部の断面積は、 $0.5 \times 1.0\text{m}$ から $2.5 \times 2.0\text{m}$ 程度であり、堤体本体が欠損している箇所もあった。

速度計は、構造物の上部に水平設置することによって（図 d-1-3-26）測定した。測定周波数は 100Hz とし、測定間隔は $30\text{秒} \times 60\text{回}$ とした。また、測定した固有振動が構造物固有のものであるかを確認するため、構造物と離れた箇所で地盤の振動を測定した（図 d-1-3-25）。



図 d-1-3-25 速度計計測状況（左：堤体計測状況、右：地盤計測状況）



図 d-1-3-26 加速度計設置状況（左：水平調整状況、右：設置状況）

② 透過弾性波法

透過弾性波法は、構造体の内部欠陥を検出する方法である。現地調査では、内部空隙を直接確認することが困難であるため、便宜上、ひび割れ等の表面から確認できる変状を対象として、透過弾性波法を検証した。

室内試験結果から、内部欠陥と弾性波速度・パワー伝送比に相関が確認されたため、現地調査でも同様の方法を用いた。すなわち、対象構造物を透過弾性波法によって計測し、弾性波速度（透過弾性波速度）と波形の減衰量（パワー伝送比）に着目して解析した。

透過弾性波速度は、衝撃弾性波測定装置（iTECS6、日東建設社製）を用いて、測定した。打撃は、iTECS6 付属の先端チップ（35 g）を装着したインパルスハンマ（120g）によって行った。弾性波の応答波形は、高感度加速度計（100mV/G）を用いて測定した。各測定点で5回ずつ測定し、サンプリング時間 $0.5\mu s$ とした。

調査対象施設が縦断ひび割れの場合、打撃点および受信点を水平方向に1m間隔で移動させて測定した。調査対象施設が横断ひび割れの場合、打撃点の位置を固定して、受診点のみを1m間隔で移動させて斜め方向に測定した（図 d-1-3-27、図 d-1-3-28）。

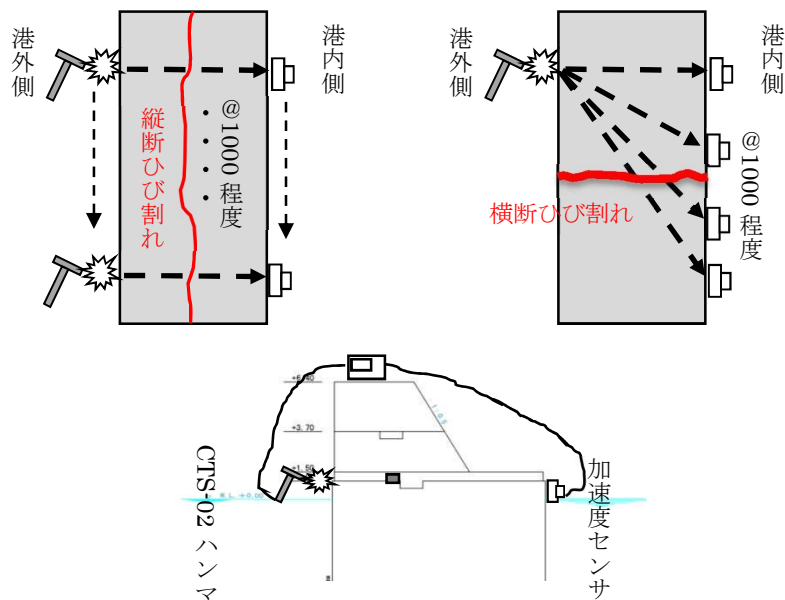


図 d-1-3-27 透過弾性波速度測定イメージ（上：平面図、下：断面図）



図 d-1-3-28 計測状況（左：縦断ひび割れ、右：横断ひび割れ）

e. 結果及び考察

1. 漁港施設の構造物全体の機能評価手法の開発・普及

1-1 数値計算（固有振動法）

(1) 鉛直方向振動

鉛直方向の固有振動は、供試体底面に圧縮ばねを配置し、基礎が洗掘したときの状態を圧縮ばねの配置と個数を変えて再現した。これら鉛直方向の固有振動は、以下の(1)式で表され（中井博・小林治俊著「土木構造物の振動解析」, 森北出版. p8）、圧縮ばねの個数を変えて算出した（圧縮ばね全面敷詰め（63個）、片側10cm抜き（49個）、両側10cm抜き（35個）、中央10cm抜き（56個））。

算出結果は、表 e-1-1-1 のとおりであり、これらを理論値とした。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \dots\dots\dots (1)$$

表 e-1-1-1 供試体底面に設置する条件を変えたときの固有振動数

圧縮ばね個数	63個	49個	35個	56個
圧縮ばね数値計算値Z軸(Hz)	34.3	30.2	25.5	32.3

(2) 水平方向振動（ロッキング振動）

水平方向の固有振動は、供試体底面に圧縮ばねを配置し、基礎が洗掘したときの状態を圧縮ばねの配置と個数を変えて再現した。これら水平方向の固有振動は、供試体が水平方向にロッキング振動していることを想定して理論値を算出した。

算出結果は、以下に述べるとおりであり、これらを理論値とした。

【運動方程式】

基礎底面にロッキング中心を置くものと仮定すると、運動方程式は以下のようになる。

$$J\ddot{\theta} + K_R\theta = 0$$

この解の形を $\theta = \theta_0 \exp(i\omega t)$ とおくと、

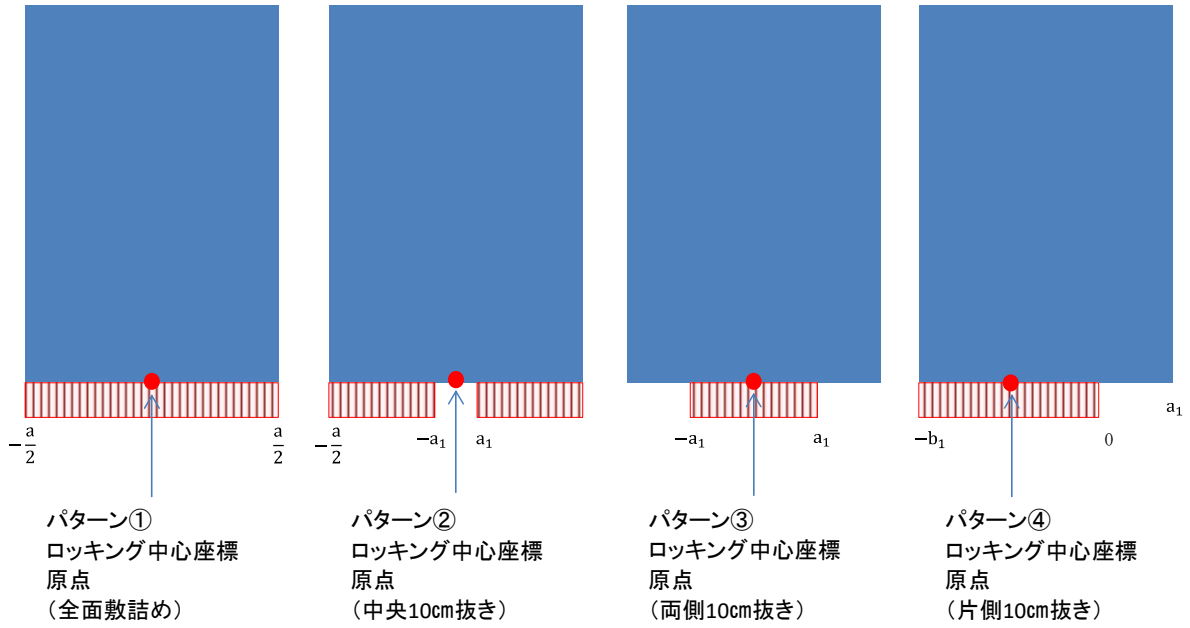
$$(K_R - J\omega^2)\theta_0 = 0$$

よって、固有円振動数は、 $\omega_0 = \sqrt{\frac{K_R}{J}}$ 、固有振動数は、 $f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_R}{J}} \dots (4)$

$$K_R\theta = \int_{-a/2}^{a/2} k_v b d\eta \cdot \eta \theta \cdot \eta$$

$$K_R = k_v b \int_{-a/2}^{a/2} \eta^2 d\eta$$

ここで、圧縮ばねの配置が「全面敷詰め（63個）、片側10cm抜き（49個）、両側10cm抜き（35個）、中央10cm抜き（56個）」の4種類となり、それぞれの配置が不規則である場合、 K_R は以下のパターン①～④のようになる。



パターン①

$$\begin{aligned}
 K_R &= k_v b \left[\int_{-a/2}^{-a_1} \eta^2 d\eta + \int_{a_1}^{a/2} \eta^2 d\eta \right] = \frac{k_v b}{3} \left\{ [\eta^3]_{-a/2}^{-a_1} + [\eta^3]_{a_1}^{a/2} \right\} \\
 &= \frac{k_v b}{3} \left\{ -a_1^3 + \frac{a^3}{8} + \frac{a^3}{8} - a_1^3 \right\} = \frac{k_v b}{3} \left(\frac{a^3}{4} - 2a_1^3 \right)
 \end{aligned}$$

パターン②

$$K_R = k_v b \left[\int_{-a_1}^{a_1} \eta^2 d\eta \right] = \frac{k_v b}{3} [\eta^3]_{-a_1}^{a_1} = \frac{k_v b}{3} (a_1^3 + a_1^3) = \frac{2k_v b}{3} a_1^3$$

パターン③

$$K_R = k_v b \int_{-b_1}^0 \eta^2 d\eta = \frac{k_v b}{3} [\eta^3]_{-b_1}^0 = \frac{k_v b}{3} (0 + b_1^3) = \frac{k_v b}{3} b_1^3$$

パターン④

$$K_R = \frac{2k_v b}{3} a_1^3$$

【質量の慣性モーメント J の計算】

パターン①、②、③（底面中央にロッキング中心）

これらの場合には、底面中央にロッキング中心があることを想定し以下を用いた。

$$\begin{aligned} J &= \int_0^h \int_{-a/2}^{a/2} \rho dy dz b (y^2 + z^2) = \int_{-a/2}^{a/2} \rho b y^2 dy [z]_0^h + \int_0^h \rho b z^2 dz [y]_{-a/2}^{a/2} \\ &= \int_{-a/2}^{a/2} \rho b h y^2 dy + \int_0^h \rho b a z^2 dz = \rho b h \left[\frac{y^3}{3} \right]_{-a/2}^{a/2} + \rho b a \left[\frac{z^3}{3} \right]_0^h \\ &= \rho b h \frac{a^3}{12} + \rho b a \frac{h^3}{3} = M \left(\frac{a^2}{12} + \frac{h^2}{3} \right) \end{aligned}$$

ここで、 $M = \rho a b h$

パターン④（底面中央からロッキング中心がずれている）

ロッキング中心が中央からずれている場合は、

$$\begin{aligned} J &= \int_0^h \int_{-a_1}^{a-a_1} \rho dy dz b (y^2 + z^2) = \int_{-a_1}^{a-a_1} \rho b y^2 dy [z]_0^h + \int_0^h \rho b z^2 dz [y]_{-a_1}^{a-a_1} \\ &= \int_{-a_1}^{a-a_1} \rho b h y^2 dy + \int_0^h \rho b a z^2 dz = \rho b h \left[\frac{y^3}{3} \right]_{-a_1}^{a-a_1} + \rho b a \left[\frac{z^3}{3} \right]_0^h \\ &= \rho b h \frac{(a-a_1)^3 + a_1^3}{3} + \rho b a \frac{h^3}{3} = \rho b h a \frac{a^2 - 3a_1 a + 3a_1^2}{3} + \rho b a \frac{h^3}{3} \\ &= \frac{\rho b h a}{3} (a^2 - 3a_1 a + 3a_1^2 + h^2) \end{aligned}$$

これらパターンごとに、 J, K_R を(4)式に代入して、固有振動数を求めた。

【理論値計算】

(1) パターン①全面敷詰め、圧縮ばね 63 個の場合

$$K_R = \frac{k_v b}{3} \left(\frac{a^3}{4} - 2a_1^3 \right)$$

$$J = M \left(\frac{a^2}{12} + \frac{h^2}{3} \right) \text{ ここで、 } M = \rho abh$$

これらを代入すると、固有振動数は、13.395(Hz)となる。

(2) パターン②中央 10cm 抜き、圧縮ばね 58 個の場合

$$K_R = \frac{k_v b}{3} \left(\frac{a^3}{4} - 2a_1^3 \right) \text{ において、 } a_1 = 0.05m \text{ とする。}$$

$$J = M \left(\frac{a^2}{12} + \frac{h^2}{3} \right) \text{ ここで、 } M = \rho abh$$

これらを代入すると、固有振動数は、12.239(Hz) となる。

(3) パターン③両側 10cm 抜き、圧縮ばね 35 個の場合

$$K_R = \frac{2k_v b}{3} a_1^3 \text{ において、 } a_1 = \frac{5}{18}a \text{ とする。}$$

$$J = M \left(\frac{a^2}{12} + \frac{h^2}{3} \right) \text{ ここで、 } M = \rho abh$$

これらを代入すると、固有振動数は、4.5150(Hz) となる。

(4) パターン④片側 10cm 抜き、圧縮ばね 49 個の場合

$$K_R = \frac{2k_v b}{3} a_1^3 \text{ において、 } a_1 = 0.2$$

$$J = \frac{\rho bha}{3} (a^2 - 3a_1 a + 3a_1^2 + h^2)$$

これらを代入すると、固有振動数は、8.1528(Hz) となる。

1-2 室内試験

(1) 固有振動法

室内試験によって、以下の結果が得られた。

- ▶ 鉛直方向（Z軸）、および水平方向（X軸）の実測値と理論値は、同程度の値となり、鉛直方向および水平方向の振動は、室内試験モデルで再現できることを確認した。

① 直方体供試体

圧縮ばねを、全面（ばね 63 個）、片側削り（ばね 49 個）、両側削り（ばね 35 個）、中央削り（ばね 56 個）と変えて固有振動数を測定した。測定した振動をフーリエ変換(FFT)し、固有振動数を特定した。それぞれの圧縮ばね個数ごとの固有振動数（実測値）は、表 e-1-2-1 のとおりである。

表 e-1-2-1 より、X軸の全面敷詰め、中央 10cm 抜きの実測値を除き、圧縮ばねの個数が減少すると固有振動数が減少する傾向があった。

Z軸は、実測値 a と理論値 b の比が 0.85~0.94 と差があるものの、これらは概ね一致した。この差は、平成 28 年の実験において、圧縮ばねの個数が増えるほど、大きくなることが確認されたことから、全面敷詰めにおける並べた圧縮ばねの外周部分が供試体底面からはみ出していること（最も外側の圧縮ばねの一部が供試体底面に接していない）、実験室内床面や供試体の設置面や圧縮ばねの接地面が正確には平らでないこと等に起因していると考えられる。

また、X軸における実測値 a と理論値 b の比は、0.88~1.19 と差があるものの、これらは概ね一致した。この差は、Z軸で述べたことによるものと考えられ、変動の傾向が類似していた。

以上より、直方体供試体の理論値は、室内実験で再現できていると判断されることから、防波堤を模した供試体の固有振動数を表すものと考えてよい。

表 e-1-2-1 直方体供試体における圧縮ばねの固有振動数

圧縮ばね配置	固有振動数(Hz)					
	X軸			Z軸		
	実測値a	理論値b	a/b	実測値a	理論値b	a/b
全面敷詰め(圧縮ばね63個)	11.74	13.40	0.88	29.20	34.3	0.85
片側10cm抜き(圧縮ばね49個)	7.89	8.15	0.97	26.73	30.2	0.89
両側10cm抜き(圧縮ばね35個)	5.38	4.52	1.19	23.91	25.5	0.94
中央10cm抜き(圧縮ばね56個)	12.57	12.24	1.03	28.67	32.3	0.89

② 上部工付き供試体

圧縮ばねを直方体同様に变えて室内試験を行った。測定した振動をフーリエ変換(FFT)し、固有振動数を特定した。それぞれの圧縮ばね個数ごとの固有振動数（実測値）は、表 e-1-2-2 のとおりである。

表 e-1-2-2 より、Z軸は、実測値 a と理論値 b の比が 0.79~0.92 と直方体と同程度の差があるものの、これらは概ね一致した。この差は、直方体供試体で述べた理由と同じと考えられる。

また、X軸における実測値 a と理論値 b の比は、0.61~1.70 と直方体供試体の場合と比較す

ると、両者の差が大きくなった。直方体と比較して、上部工付き供試体は、形状が複雑になることで寸法や質量のそれぞれの差が大きくなることに起因していると考えられる。しかし、全面敷詰め→片側10cm→両側10cmと圧縮ばね個数が減少するにつれて、固有振動も減少する傾向となり、この傾向は直方体供試体と同様であった。

これらの結果より、直方体供試体の理論値は、室内実験で再現できていると判断されることから、防波堤を模した供試体の固有振動数を表すものと考えてよい。

表 e-1-2-2 上部工付き供試体における圧縮ばねの固有振動数

圧縮ばね配置	固有振動数(Hz)					
	X軸			Z軸		
	実測値a	理論値b	a/b	実測値a	理論値b	a/b
全面敷詰め(圧縮ばね63個)	6.47	10.54	0.61	27.26	32.73	0.83
片側10cm抜き(圧縮ばね49個)	6.38	3.86	1.65	23.99	28.86	0.83
両側10cm抜き(圧縮ばね35個)	6.10	3.58	1.70	22.47	24.39	0.92
中央10cm抜き(圧縮ばね56個)	5.98	9.72	0.62	24.38	30.85	0.79

③ 建物（室内試験室）の床

建物の床（水平方向振動）のパワースペクトルは、図 e-1-2-1 に示すとおりである。図より、2～3Hz、5.6Hz（地盤の振動）、50Hz（何らかの機械の振動か）にピークがある。一般的に、建物の固有周期は、RC 構造の場合、0.02 秒×高さで近似される。この建物は、地上11階、高さ30m程度であるため、 $0.02 \times 30 = 0.6$ 秒（1.67Hz）程度の固有振動となる。

したがって、前述の2～3Hzが建物の固有振動と考えられ、供試体の固有振動数と異なることを確認した。

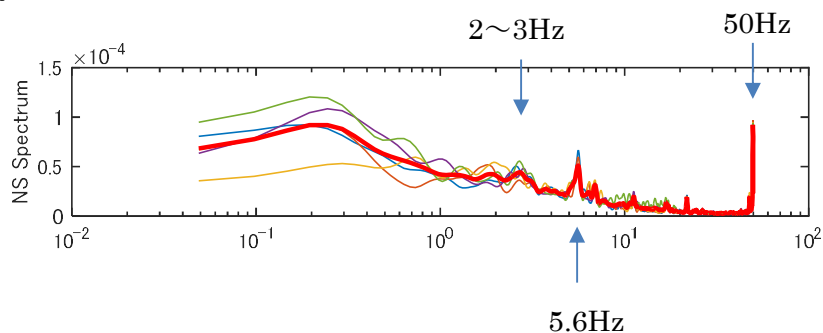


図 e-1-2-1 建物の床のパワースペクトル

④ 地盤

室内試験を実施した建物の外部で地盤の振動を測定した。測定した振動のH/Vスペクトル比は、図 e-1-2-2 に示すとおりである。H/Vスペクトル比は、水平振動と鉛直振動の比であり、このピークがその場所における地盤の固有振動数とされている。図より、地盤の固有振動数は、0.68Hz、5.66Hzである。これらの固有振動数は、地盤の構造によって複数あることもあり、これは深い地盤や浅い地盤の固有振動数が異なることを示している。

地盤のそれぞれの固有振動数は、室内試験における供試体の固有振動数と異なることが確認され、室内試験での計測が供試体の固有振動を適切に計測していると考えてよい。

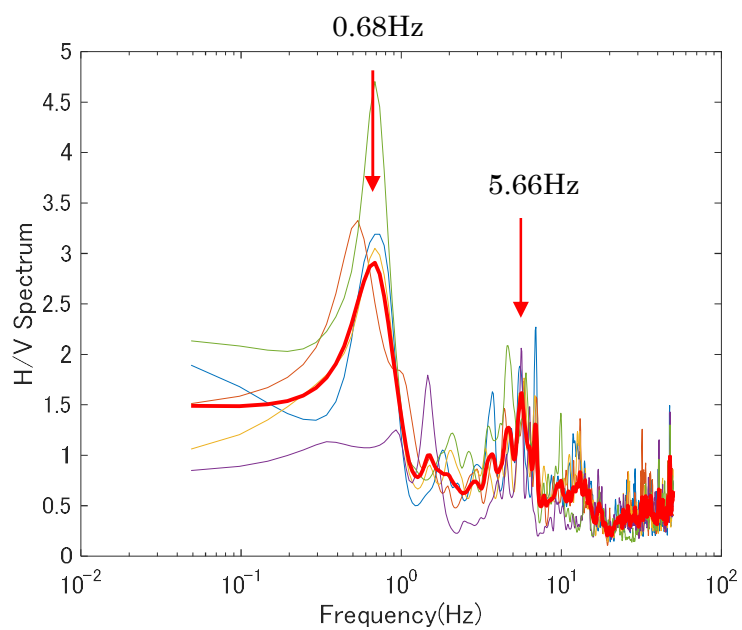


図 e-1-2-2 地盤の H/V スペクトル比

(2) 透過弾性波法

室内試験によって、以下の結果が得られた。

- 内部欠陥の有無により弾性波速度の変動が見られることを確認した。
- 内部欠陥の有無によりパワー伝送比の減衰が見られることを確認した。
- 内部欠陥の位置（中心、端部、境界）により弾性波速度およびパワー伝送比が変化することを確認した。
- 内部欠陥の規模（大小）が弾性波速度およびパワー伝送比に影響することを確認した。

① 空洞を想定した供試体：空洞大

測定した弾性波速度およびパワー伝送比は、表 e-1-2-3(1)のとおりである。空洞大の測定結果は、弾性波自体が空洞部で完全に消滅してしまっており、遅れて到達する次の弾性波を読み取らざるを得ないため、減衰が小さくなっている。そのため、ここでは、振幅値を「1」とする補正を行っている。

弾性波速度は、空洞部が 3,020～3,909m/s とバラついているものの、健全部では 4,493m/s 以上となっている。これまで報告されていることと同様に、空洞部における弾性波速度の低下が確認された。一方、パワー伝送比は、空洞部 50.9dB（初期値：9.3dB）以上であることに對し、健全部 4.5dB 以下であり、空洞部における弾性波の減衰が確認された。

表 e-1-2-3(1) 測定結果（空洞：大）

供試体 (重量)	測定位置		端部からの距離 (mm)	平均弾性波速度 (m/s)	平均パワー伝送比(dB)		備考
	方向	測点			初期値	補正值	
空洞:大 (226.5kg)	縦	①	50	4463	4.5	4.5	
		②	150	3820	11.1	50.9	空洞含む
		③	250	3056	17.0	52.1	空洞含む
		④	350	3020	16.5	56.5	空洞含む
		⑤	450	3909	9.3	55.9	空洞含む
		⑥	550	4503	3.4	3.4	
	横	①	50	4463	2.5	2.5	
		②	150	3502	15.5	55.6	空洞含む
		③	250	3654	12.0	54.4	空洞含む
		④	350	4543	4.1	4.1	

② 空洞を想定した供試体：空洞小

測定した弾性波速度およびパワー伝送比は、表 e-1-2-3(2)のとおりである。弾性波速度は、空洞部が 3,478～4,100m/s とバラついているものの、健全部は 4,424m/s 以上となっている。これまでの報告と同様に、空洞部における弾性波速度の低下が確認された。一方、パワー伝送比は、空洞部 16.4dB 以上であることに對し、健全部 5.6dB 以下であり、空洞部における弾性波の減衰が確認された。なお、境界部は、それぞれ 4,238～4,274 m/s、11.3～13.7dB であり、空洞部と健全部の中間の値を示した。

表 e-1-2-3(2) 測定結果（空洞：小）

供試体 (重量)	測定位置		端部からの距離 (mm)	平均弾性波速度 (m/s)	平均パワー伝送比 (dB)	備考
	方向	測点				
空洞:小 (258.8kg)	縦	①	50	4424	3.8	
		②	150	4238	11.3	境界(空洞-健全)
		③	250	3478	27.2	空洞含む
		④	350	3628	26.9	空洞含む
		⑤	450	4274	13.7	境界(空洞-健全)
		⑥	550	4543	5.6	
	横	①	50	4424	3.3	
		②	150	4100	16.4	空洞含む
		③	250	3940	16.9	空洞含む
		④	350	4463	1.9	

③ 考察

室内試験結果（空洞大小の集計）は、表 e-1-2-4 および図 e-1-2-3 に示すとおりである。弾性波速度は、空洞部が 3,020~4,100m/s とバラついているものの、健全部は 4,424m/s 以上であり、これまでの報告と同様に、空洞部における弾性波速度の低下が確認された。一方、パワー伝送比は、空洞部 16.4dB 以上であることに対し、健全部 5.6dB 以下であり、空洞部における弾性波の減衰が確認された。なお、境界部は、それぞれ 4,238~4,274 m/s、11.3~13.7dB であり、空洞部と健全部の中間の値を示した。

表 e-1-2-4 測定結果一覧

測点区分 (内部欠陥の状況)	数値区分	平均弾性波速度 (m/s)	平均パワー伝送比(dB)		備考
			初期値	補正值	
健全部	最大値	4543	5.6	5.6	データ数:8
	最小値	4424	1.9	1.9	
	平均値	4478	3.6	3.6	
空洞部	最大値	4100	27.2	56.5	データ数:10
	最小値	3020	9.3	16.4	
	平均値	3611	16.9	41.3	
境界部	最大値	4274	13.7	13.7	データ数:2
	最小値	4238	11.3	11.3	
	平均値	4256	12.5	12.5	

「内部欠陥あり」の場合、図 e-1-2-3 に示すとおり、空洞の大小に関わらず空洞なしの場合との差異がみられる。特にパワー伝送比は、空洞の大小で約 2 倍となっており、前述のように、空洞大の測定結果は、観測の対象となる弾性波が空洞部で完全に消滅してしまい、遅れて到達する次の波を読み取っているため、より減衰が小さくなっている。このような弾性波の消滅によって、空洞の大小（または空洞位置の遠近）も検出できると考えられる。

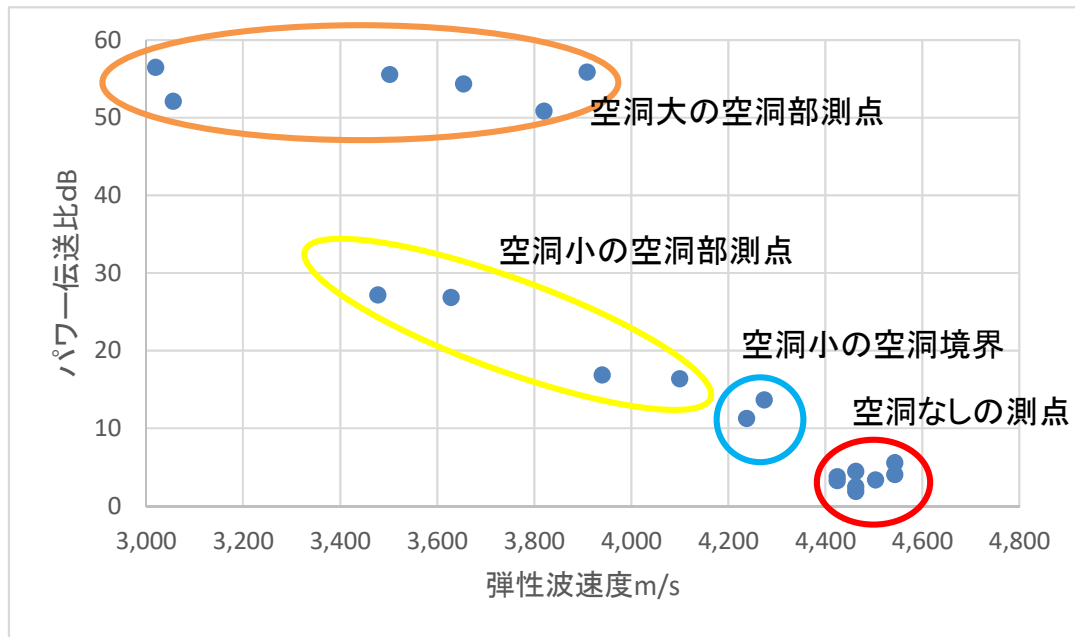


図 e-1-2-3 弾性波速度とパワー伝送比

既存知見における透過弾性波法を用いた内部欠陥評価手法を以下に整理した。これらは、供試体での検証結果が多く（知見①、②、③）、実構造物への適用は少ない（知見④）。

また、弾性波速度での評価が知見①、②、④であり、パワー伝送比での評価は、知見③に限定される。知見③は、接着剤の健全性評価であり、健全な指標として 20～26dB が報告され、充填率が 48%以上にならなければ健全とされないとされる。

【知見①】「弾性波減衰特性を用いたコンクリート内部損傷可視化技術の開発」

対象：モルタル試験体（模擬欠陥をビニル片 1, 5, 10%混入で製作）

指標：①伝搬速度（弾性波速度）／②減衰比（パワー伝送比）

結果：①伝搬速度：健全=1.0／損傷度 1%=1.0／損傷度 5%=0.98／損傷度 10%=0.97

②減衰比：健全=1.0／損傷度 1%=0.45／損傷度 5%=0.1／損傷度 10%=0.05

※低下率（健全=1.0 として）で評価。数値は図からの読み取り値

結論：いずれも損傷度が大きくなるにしたがって値が低下する。伝搬速度の低下に比べ、減衰比の低下率は著しく、損傷度を高感度に評価できる特性値である。

学会等：土木学会第 64 回年次学術講演会，平成 21 年 9 月

【知見②】「コンクリートの内部欠陥探査における弾性波速度の測定方法の比較検討」

対象：コンクリート試験体（空隙率を 10, 20, 35%と変化させ製作）

指標：弾性波速度

結果：健全=4,250～4,550／空隙率 10～20%=4,000～4,800／空隙率 35%=2,700～2,800m/s

※数値は図からの読み取り値

結論：弾性波速度は弾性係数の低下に伴い低下する。弾性係数の低下程度や厚みに対応して変化

するので欠陥程度の評価に可能性あり。

学会等：土木学会第 68 回年次学術講演会，平成 25 年 9 月

【知見③】「衝撃弾性波を用いたあと施工アンカーボルトの健全性調査」

対象：接着系あと施工アンカーボルト試験体（接着剤の充填率を 14, 30, 48%と変化させ製作）

指標：パワー伝送比

結果：健全=20～26／充填率 48%=20～25／充填率 30%=25～29／充填率 14%=32～55db

※接着剤の充填率（健全=100%）で評価。数値は図からの読み取り値

結論：パワー伝送比や伝搬時間の指標で、アンカーボルトの接着状況を相対的に評価できる。

学会等：日本非破壊検査協会鉄筋コンクリート構造物の非破壊検査ミニシンポジウム，平成 26 年 1 月

【知見④】「弾性波による PC グラウト充填評価手法の実構造物への適用」

対象：PC 橋梁（横締め鋼棒のグラウト充填の有無）※実構造物

指標：弾性波速度

結果：健全=4, 800m/s 以上／未充填 4, 300m/s 未満／混在 4, 300 以上 4, 800 未満

結論：グラウト充填評価において、弾性波速度は評価手法として非常に有効である。

学会等：土木学会論文集 E, Vol. 62No. 3, 569-586, 2006. 9

1-3 現地調査

現地調査における実施日、計測方法、対象スパン等は、表 e-1-3-1 のとおりである。固有振動法は、理論値と室内試験の結果を踏まえ、現地での適用を確認するために、実施した。なお、筒石漁港は振動自体が構造物の法線直角方向（計測では X 軸方向）で顕著となり、鴨川漁港では構造物法線方向（計測では Y 軸方向）で顕著となるため、本報告では、それぞれ X、Y 軸方向の結果を中心として、固有振動数の変化を評価した。

透過弾性波法についても室内試験結果を踏まえ、現地での適用を確認するために実施した。

表 e-1-3-1 現地調査一覧

漁港名 (実施日)	施設名	対象スパン		
		固有振動法	透過弾性波法	試験数量
筒石漁港 (H29/07/24)	東防波堤	18,19 (不健全) 31,33 (健全)	—	4 (不健全 2,健全 2)
	北防波堤	—	3,4 (不健全) 8 (健全)	3 (不健全 2,健全 1)
	第 3 防波堤	—	20 (不健全)	1 (不健全 1)
保田漁港 (H29/08/21)	吉浜南防波堤	—	10 (不健全) 3 (健全)	2 (不健全 1,健全 1)
鴨川漁港 (H29/08/22)	中防波堤	5 (不健全) 2 (健全)	—	2 (不健全 1,健全 1)
	南防波堤取付 突堤	—	3 (不健全) 4 (健全)	2 (不健全 1,健全 1)

(1) 固有振動法

現地調査によって、主に以下の結果が得られた。

- 洗堀の「ある」スパンおよび「ない」スパンを比較すると、「ある」スパンの固有振動が大きくなることが確認された（筒石漁港東防波堤）。
- 隣接スパンがある場合、ロッキング振動の固有振動数が不明確になることが確認された（鴨川漁港中防波堤）。
- 2 漁港 2 施設の X 軸における(4)式による理論値は、実測値と同程度の固有振動数であることが確認された。
- 防波堤の固有振動数は、(4)式で算出可能であり、構造物上部で計測した値と比較することによって基礎洗堀の状態を評価できることが確認された。

漁港別（施設別）における現地調査結果は、以下に述べるとおりである。

① 筒石漁港（東防波堤）

筒石漁港での測定結果は、図 e-1-3-1 に示すとおりである。これは、洗堀なしスパン、洗堀ありスパンのそれぞれのパワースペクトルを対数表示したものである。洗堀なしスパンの固有振動数は、5.71Hz であり、洗堀ありスパンの固有振動数は、4.83Hz であった。洗堀がある（設置面積が少ない）場合、固有振動が小さくなった。

なお、地盤の振動を把握するため、防波堤近傍における地盤振動を測定した。H/V スペクトル比は、図 e-1-3-2 に示すとおりである。地盤の固有振動は、5.86Hz であり、防波堤における双方スパンの固有振動数と異なるため、前述の固有振動がこれらスパンの固有振動と判断される。

一方、当該防波堤の本体工で(4)式を用いた固有振動数は 4.84Hz 程度であり、上部工の質量を考慮すると、実測した固有振動数と同程度となった（5Hz 程度）。(4)式から、基礎洗堀によって、構造物と基礎の設置面積が少なくなることによって構造物の固有振動数が減少することが想定される。実測値も減少していることが確認され、誤差があるものの、構造物上部で固有振動数を計測することで基礎洗堀の有無が検出できると判断される。

考えられる誤差は、現地防波堤における隣接スパンとの密着度合、土砂などの目詰まり、上部工と本体工が一体ではなく、差し筋等で連結されていること等や計算に用いた地盤反力係数が挙げられる。

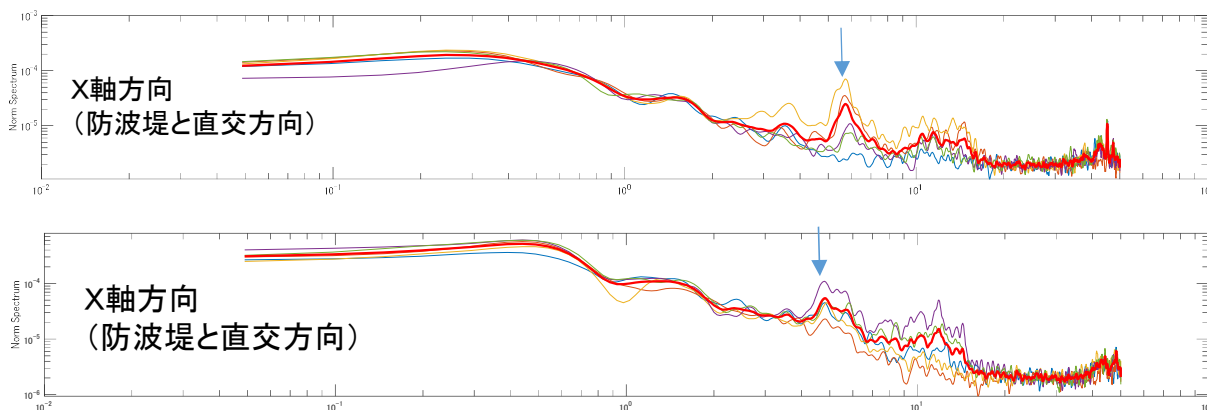


図 e-1-3-1 筒石漁港北防波堤（上：洗堀なしスパン、下：洗堀ありスパン）

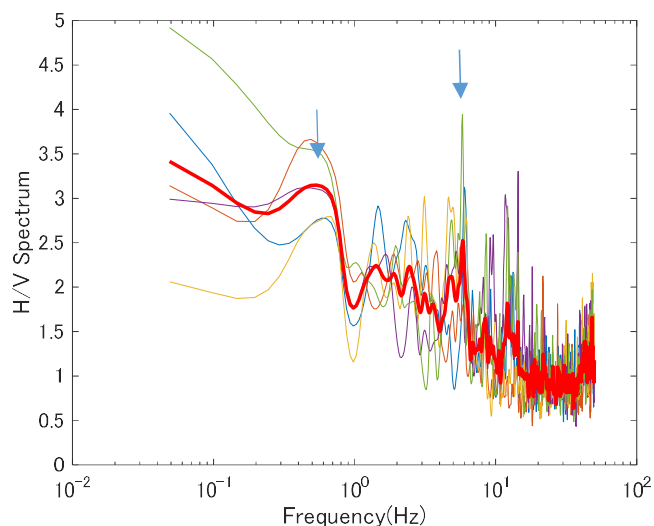


図 e-1-3-2 H/V スペクトル比 (筒石漁港東防波堤近傍地盤)

② 鴨川漁港 (中防波堤)

鴨川漁港での測定結果は、図 e-1-3-3 に示すとおりである。これは、洗堀なしスパン、洗堀ありスパンのそれぞれのパワースペクトルを対数表示したものである。洗堀なし (上) は、明確な固有振動が現れておらず、洗堀あり (下) の固有振動は、7.96Hz である。鴨川漁港中防波堤の振動方向は、防波堤延長と同方向のため (Y 軸)、洗堀なしスパンは、隣接するスパンに固定される形となっていることがこれらの原因であると考えられる。

一方、鴨川漁港中防波堤近傍の地盤振動は、6.84Hz であり、洗堀ありスパンの固有振動 7.96Hz とは異なるため、この固有振動が防波堤施設の固有振動であると判断される。同様に、当該防波堤の本体工での (4) 式を用いた固有振動数は、3.48Hz 程度であり、上部工を考慮しても実測値が少し高い傾向であった。前述の筒石漁港と比較して、隣接スパンの影響等が大きいことが理由として考えられる。

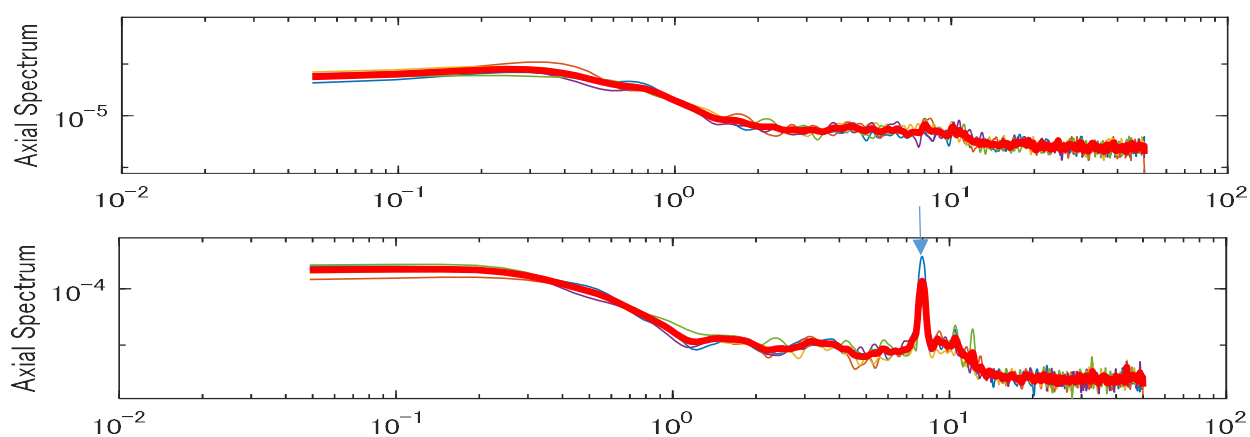


図 e-1-3-3 鴨川漁港中防波堤 (上：洗堀なしスパン、下：洗堀ありスパン)

(2) 透過弾性波法

現地調査によって、主に以下の結果が得られた。なお、現地構造物の内部欠陥は、直接確認することが困難である。そのため、便宜上、目視で確認できるひび割れ、剥離等の変状を内部欠陥があることとして、本手法の有効性を検証している。

- 内部欠陥（ひび割れ）の有無によりパワー伝送比の減衰が確認された。
- 内部欠陥の規模（ひび割れ幅、または本数）とパワー伝送比に関係が見られた。
- 内部欠陥が分離している場合（貫通ひび割れや剥離等）、砂等が充填していても弾性波が伝搬しない（計測不能）ことが確認された。

漁港別（施設別）の現地調査結果は、以下に述べるとおりである。

① 筒石漁港（北防波堤）

弾性波速度およびパワー伝送比は、表 e-1-3-2(1)～(3)のとおりである。表より、幅50mm程度の貫通ひび割れ（内部欠陥の分離）がある場合（スパン3測点①～⑧およびスパン4測点①）、内部に砂等が満たされていても弾性波の伝搬は確認できなかった。

また、通過するひび割れ幅が5mmの場合と10mmの場合では、弾性波速度に明確な差が確認できなかった。これは、従来言われているように、ひび割れがその幅だけでなく、深さやひび割れ内に詰まった砂や水の状態の影響が大きいこと等が原因であると考えられる。

一方、パワー伝送比は幅5mmひび割れ（小規模な内部欠陥）通過測線と比較すると、幅10mmひび割れ（中規模な内部欠陥）通過測線、特にひび割れ2本（大規模な内部欠陥）通過の測線⑭で明確な減衰が確認された。

以上より、内部欠陥の状態は、弾性波速度だけの評価では困難な場合があり、パワー伝送比を用いることでより適切な評価が可能である。

表 e-1-3-2(1) 測定結果（スパン3/不健全）

	測点	伝搬距離 (mm)	弾性波速度 (m/s)	パワー伝送比 (dB)	備考
スパン3	①	7668	計測不能	-	弾性波未達(貫通ひび割れ通過:幅50mm)
	②	7730	計測不能	-	
	③	7550	計測不能	-	
	④	7630	計測不能	-	
	⑤	8100	計測不能	-	
	⑥	8100	計測不能	-	
	⑦	8100	計測不能	-	
	⑧	8100	計測不能	-	
	⑨	4640	3437	29.9	ひび割れ通過:幅5mm
	⑩	4640	3457	29.6	ひび割れ通過:幅5mm
	⑪	4670	3339	31.0	ひび割れ通過:幅5mm
	⑫	4690	3273	32.2	ひび割れ通過:幅5mm
	⑬	4550	3520	23.5	ひび割れ通過:幅10mm
	⑭	4600	3430	38.3	減衰(ひび割れ2本通過:幅10mm+1mm)
	⑮	4530	3262	35.5	ひび割れ通過:幅10mm

表 e-1-3-2(2) 測定結果 (スパン 4/不健全)

	測点	伝搬距離 (mm)	弾性波速度 (m/s)	パワー伝送比 (dB)	備考
スパン4	①	8100	計測不能	-	弾性波未達(貫通ひび 割れ通過:幅50mm)
	②	3650	3447	37.3	

表 e-1-3-2(3) 測定結果 (スパン 8/健全)

	測点	伝搬距離 (mm)	弾性波速度 (m/s)	パワー伝送比 (dB)	備考
スパン8	①	8100	3652	-	
	②	8100	3326	-	
	③	8100	3426	-	
	④	8100	3203	-	ひび割れ通過:幅1mm
	⑤	8100	2621	-	ひび割れ通過:幅1mm
	⑥	8100	2495	-	ひび割れ通過:幅1mm
	表面弾性波速度			3181	

② 筒石漁港 (第3防波堤)

弾性波速度およびパワー伝送比は、表 e-1-3-3 のとおりである。表より、剥離部 (内部欠陥の分離) を通過する測線①では、著しく弾性波速度が低下し、パワー伝送比も解析できなかった。

同じ剥離部の端部 (大規模な内部欠陥) の測線②では、通常の弾性波速度が観測されたものの、パワー伝送比では減衰量が 52.8dB と大きかった。一方、唯一欠陥の見られない測線③は、パワー伝送比の減衰量が 35.3dB と最も低く、側線④~⑥ (ひび割れ幅 1mm) と明らかな差があった。

また、天端より 50cm 下は、測線⑪で弾性波速度が大きくなっており、測線⑫では表層部と同等であった。このように、測定点を増加することで、内部欠陥の規模 (影響範囲) を検知することが可能となり、弾性波速度とパワー伝送比を用いることでより適切な評価が可能である。

表 e-1-3-3 測定結果 (スパン 20/不健全)

スパン20	測線	伝搬距離 (mm)	弾性波速度 (m/s)	パワー伝送比 (dB)	備考
	①	8000	2820	-	解析不可(剥離通過)
	②	8000	3647	52.8	減衰(剥離通過)
	③	8000	3696	35.3	
	④	6000	3434	46.3	ひび割れ通過:幅1mm
	⑤	6000	3523	43.4	ひび割れ通過:幅1mm
	⑥	6000	3544	41.6	ひび割れ通過:幅1mm
	⑦	6000	3689	39.4	ひび割れ通過:幅1mm
	⑧	6000	3740	37.1	ひび割れ通過:幅1mm
	⑨	6000	3645	42.3	ひび割れ通過:幅1mm
	⑩	6000	計測不能	-	弾性波未達(剥離通過)
	⑪	6000	4041	43.2	
	⑫	6000	3622	49.2	減衰(剥離通過)
	表面弾性波速度		3631		300~1000mmで実施

測線①~⑩: 天端より「10cm」下で計測

測線⑪~⑫: 天端より「50cm」下で計測

③ 保田漁港（吉浜南防波堤）

弾性波速度およびパワー伝送比は、表 e-1-3-4(1)～(2)のとおりである。表より、幅 0.5～2.0mm 程度のひび割れ幅（小規模な内部欠陥）では、弾性波速度およびパワー伝送比の計測値に明確な差は確認できなかった。調査測線が天端から 20cm の位置であったため、ひび割れ深さ（内部欠陥の影響範囲）が 20cm まで達していない可能性がある。

また、測点 5-6 間の斜め測線で速度低下は見られないものの、パワー伝送比が 56.4dB と減衰した。これは、ひび割れを 2 本（大規模な内部欠陥）通過することによって、弾性波が減衰したものと推測される。

表面（健全部）計測した弾性波速度は、3,500m/s であり、コンクリートの弾性波速度としては遅く、表層コンクリートは、強度低下等が生じている可能性が高い。ただし、天端より 20cm 下の測線では 4,000m/s 程度の弾性波速度が観測されており、内部のコンクリートの状態は、概ね良好と判断される。スパン 10 はスパン 3 に比べて、3～5%程度の弾性波速度の低下が確認された。スパン 10 よりスパン 3 の方が表面と同様に良好である（圧縮強度等）と判断される。

表 e-1-3-4(1) 測定結果（スパン 10/不健全）

スパン10	測点	伝搬距離 (mm)	弾性波速度 (m/s)	パワー伝送比 (dB)	備考
	0	4800	3547	44.2	ひび割れ通過:幅0.5mm
	1	4800	3927	46.8	ひび割れ通過:幅0.5mm
	2	4800	3915	45.0	ひび割れ通過:幅0.5mm
	3	4800	4045	45.8	ひび割れ通過:幅1mm
	4	4800	3970	46.4	ひび割れ通過:幅1mm
	5	4800	4034	47.3	ひび割れ通過:幅1mm
	5-6	4903	4015	56.4	減衰(ひび割れ2本通過:幅1mm+5mm)
	6	4800	3985	45.6	ひび割れ通過:幅1.5～2mm
	7	4800	3985	50.7	ひび割れ通過:幅1.5～2mm
8	4800	3920	46.5	ひび割れ通過:幅1.5～2mm	
表面弾性波速度			3505	400～700mmで実施	

表 e-1-3-4(2) 測定結果（スパン 3/健全）

スパン3	測点	伝搬距離 (mm)	弾性波速度 (m/s)	パワー伝送比 (dB)	備考
	0	4800	3934	39.1	
	1	4800	3958	48.9	
	2	4800	3985	48.6	
3	4800	4134	51.3		

④ 鴨川漁港（南防波堤取付突堤）

本施設は、横断ひび割れ（横断方向の内部欠陥）を対象とし、測定方向は、「水平」「斜め」「扇状」とした。弾性波速度およびパワー伝送比は、「水平」を表 e-1-3-5(1)～(2)、「斜め」を表 e-1-3-5(3)～(4)、「扇状」を表 e-1-3-5(5)に示した。

【水平】

弾性波速度と横断ひび割れ（横断方向のひび割れ）に明確な関係は見られなかった。この方法は、測線に平行なひび割れ（内部欠陥）の検知が難しく、ひび割れ（内部欠陥）を跨ぐような測線の設定が必要である。ただし、健全部（スパン4）と不健全部（スパン3）の比較では、健全部で5%以上速い弾性波速度が観測された。

パワー伝送比は、ひび割れ付近（小規模な内部欠陥）の測線3、4、5において若干の減衰が確認された。これは、ひび割れ付近（小規模な内部欠陥）に自由端が存在する条件と見なせるため、弾性波のエネルギーがロスしたものであると推察される。

表 e-1-3-5(1) 測定結果（スパン3/不健全/「水平」測線）

スパン3 水平	測点	伝搬距離 (mm)	弾性波速度 (m/s)	パワー伝送比 (dB)	備考
	1	5000	3974	25.0	
	2	5000	3960	23.1	
	3	5000	4037	30.6	減衰(ひび割れ付近通過:幅0.5~1mm)
	4	5000	4072	26.9	減衰(ひび割れ付近通過:幅1.5mm)
	5	5000	4066	26.2	減衰(ひび割れ付近通過:幅1mm)
	6	5000	4023	24.4	

表 e-1-3-5(2) 測定結果（スパン4/健全/「水平」測線）

スパン4 水平	測点	伝搬距離 (mm)	弾性波速度 (m/s)	パワー伝送比 (dB)	備考
	2	5000	4213	24.3	
	3	5000	4218	27.1	

【斜め】

ひび割れ（内部欠陥）を跨ぐような斜め方向の測線を設けた。測線3-4および4-5のひび割れを跨ぐ測線（小規模な内部欠陥）は、弾性波速度の変化は見られないものの、減衰に差異が見られた。防波堤等の構造物は、横断あるいは縦断方向にひび割れが生成するケースが多いため（内部欠陥の形状は不可視のため）、斜め測線による計測の有効性が確認された。

スパン4（健全）は、同等の弾性波速度が観測された。伝搬距離の違いによって減衰傾向も異なっているものの、これらを利用して距離減衰の補正を行うことができる。ただし、2測線分のデータ比較のため伝搬距離の違うデータ取得を増加させ、相関を確認することで、より適切な評価が可能となると考えられる。

表 e-1-3-5 (3) 測定結果 (スパン 3/不健全/「斜め」測線)

スパン3 斜め	測点	伝搬距離 (mm)	弾性波速度 (m/s)	パワー伝送比 (dB)	備考
	0-1	5099	4019	17.0	
	1-2	5099	3885	24.2	
	2-3	5099	3988	26.1	
	3-4	5099	3907	30.8	減衰(ひび割れ通過:幅 1.5mm)
	4-5	5099	3943	30.8	減衰(ひび割れ通過:幅 1mm)
	5-6	5099	3894	27.1	
	6-7	5099	4005	22.2	

表 e-1-3-5 (4) 測定結果 (スパン 4/健全/「斜め」測線)

スパン4 斜め	測点	伝搬距離 (mm)	弾性波速度 (m/s)	パワー伝送比 (dB)	備考
	2-3	5099	4226	31.3	
	0-3	5831	4174	30.9	

【扇状】

実際の構造物では、測定点に制限を受ける場合があることから、これらを想定した測定を行った。ひび割れを跨ぐ(小規模な内部欠陥)測線 1-3 以降は、大きな弾性波形の減衰が確認された。ただし、測線ごとに伝搬距離が異なるため、距離による減衰の考慮が必要である。

ひび割れを 2 本跨ぐ(大規模な内部欠陥)測線 1-5 および 1-6 では、著しい速度低下およびパワー伝送比の減衰があり、ひび割れ密度や幅(内部欠陥の規模)との関係が明確であった。

表 e-1-3-5 (5) 測定結果 (スパン 3/不健全/「扇状」測線)

スパン3 扇状 (打撃点固定)	測点	伝搬距離 (mm)	弾性波速度 (m/s)	パワー伝送比 (dB)	備考
	1-1	5000	3998	30.7	
	1-2	5099	3901	25.3	
	1-3	5385	4006	31.1	減衰(ひび割れ通過:幅 0.5~1mm)
	1-4	5831	3903	36.6	減衰(ひび割れ通過:幅 1.5mm)
	1-5	6403	3838	44.1	減衰(ひび割れ2本通 過:幅1.5+1mm)
	1-6	7071	3800	49.5	減衰(ひび割れ2本通 過:幅1.5+1mm)
	1-7	7810	3727	52.6	減衰(ひび割れ通過:幅 1.5mm)
	1-8	8602	3779	45.3	減衰(ひび割れ通過:幅 1.5mm)
	1-9	9434	-	-	弾性波未達(貫通ひび 割れ通過:幅30mm)

⑤ 考察

現地調査結果を集計した結果は、表 e-1-3-6 のとおりである。室内試験の値と差異があるものの（弾性波速度は 400m/S 程度、パワー伝送比は 10dB 程度の差異）、現地調査における内部欠陥との弾性波速度、パワー伝送比には明確な関係があった。

室内試験結果との差異は、コンクリートの配合や材令、伝搬距離等の影響であり、特に、室内試験と現地調査では構造体が「新設」と「既設」であることが大きく、加えて、内部欠陥の指標が「空洞」と「ひび割れ」という違いも影響していると考えられる。

表 e-1-3-6 測定結果一覧

測定区分 (内部欠陥の状況)	数値区分	弾性波速度 (m/s)	パワー伝送比 (dB)	備考
健全部	最大値	4226	51.3	
	最小値	3447	17.0	
	平均値	3984	31.5	
欠陥部(小)	最大値	4072	52.6	ひび割れ(幅10mm未満)
	最小値	3273	26.2	
	平均値	3780	39.4	
欠陥部(大)	最大値	4015	56.4	ひび割れ(幅10mm以上、複数本跨ぎ) 剥離
	最小値	3262	23.5	
	平均値	3642	43.7	

現地調査結果のうち、最もデータが多く、かつ欠陥状況が多様な鴨川漁港の計測結果に着目した。これらの弾性波速度とパワー伝送比の関係は、図 e-1-3-4 に示すとおりである。

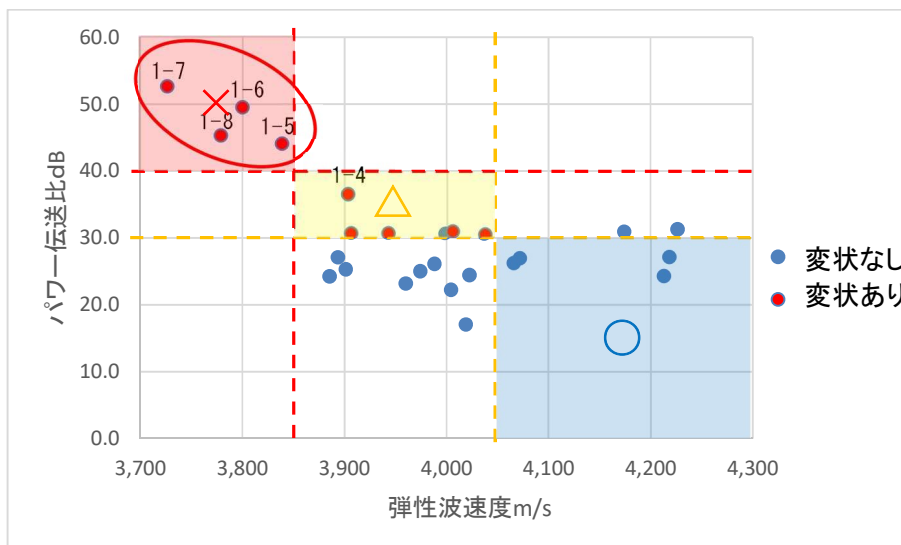


図 e-1-3-4 弾性波速度とパワー伝送比（鴨川漁港）

図より、赤枠で示した4点は、伝搬距離6.4m以上であり、他の測点がすべて5.8m以下であった。このうち2点(1-5, 1-6)は、欠陥部(大)と判断されるひび割れ複数本跨ぐ場合の測点であり、欠陥部の大小に依存している可能性が高い。

ここから内部欠陥の有無の「閾値」は、下記のように示される。

【弾性波速度】 + 【パワー伝送比】

- ：内部欠陥なし ⇒ 4,050m/s 以上 かつ 30.0dB 未満
- △：内部欠陥の可能性あり ⇒ 3,850～4,050m/s 未満 かつ 30.0～40.0dB 未満
- ×：内部欠陥あり ⇒ 3,850m/s 未満 かつ 40.0dB 以上

ここでいう、「内部欠陥あり」の3,850m/s 未満かつ40.0dB 以上とは、ひび割れ複数本を跨ぐ欠陥部(大)とひび割れ1本の欠陥部(小)との境界線とした。「内部欠陥なし」については、ひび割れ1本の欠陥部(小)と健全部の境界線とした。

今後、構造形式ごと等、より多くのデータ蓄積によって、より多くの構造物に適用できると考えられる。

f. 課題

1. 漁港施設の構造物全体の機能評価手法の開発・普及

本調査の成果として、陸上での点検診断により漁港構造物の基礎部（陸上からの不可視部）における変状の有無を判定するための試験方法及び理論式を確立することができた。これにより、定期点検における簡易調査（重点項目）では、すべてのスパンで潜水調査や海上調査を行わなくても、簡便かつ正確に基礎部を含めた施設健全度を一定レベルまで把握することが可能となるとともに、詳細点検や対策工事の要否の判断を速やかに行えるなど、定期点検の実務の適正化及び効率化に繋がれると考えられる。

参考までに本手法の発展性として、基礎部の様々な変状パターンに対応した実験から変状の発生位置や形状、規模等の推定技術を確立できること、異なるばね定数のケーススタディから地域別・施設別・構造形式別の補正方法を確立できることが挙げられる。