

論文 衝撃弾性波法による RC 橋脚柱基部の損傷検査に関する実験的検討

徳江 良*1・寺澤 貴裕*2・畠山 乃*3

要旨：震後の橋梁の供用安全性を迅速に判断するためには、土中や水中といった不可視部分にある橋脚柱基部の欠陥や損傷度を可視部分から評価すること、すなわち非破壊検査を活用することが合理的な一つの手段である。本研究では、正負交番載荷により損傷進展させた鉄筋コンクリート製橋脚柱基部に対して、衝撃弾性波法を用いた非破壊検査試験を実施した。その結果、橋脚柱基部の損傷に伴い、得られる時刻歴応答波形が変化することを確認した。また、時刻歴応答波形にひび割れ箇所を対応させると、ひび割れ箇所にて時刻歴応答波形が増幅する傾向があることを確認した。

キーワード：非破壊検査, 衝撃弾性波法, 反射法, RC 橋脚, 正負交番載荷

1. はじめに

我が国日本は世界有数の地震発生国である。これまでに受けてきた地震を経て、レベル2地震動に対する耐震設計を行うことや、橋の設計の基本理念として維持管理の確実性や容易さを求めることが、これまでの道路橋示方書の改訂において明示されてきた。また、平成28年の熊本地震を踏まえ、点検や修繕を確実に行うことができ、かつ、できるだけ維持修繕が容易な構造であることが、万が一の事態にも粘り強い構造であるようにすることが、道路橋の設計の向かうべき方向性であるとして、調査検討が進められるようになったり。

このような背景の中、橋脚柱基部は大規模地震時に塑性化を考慮する部材として設計が行われることが多く、設計地震動の範囲内の作用力であっても損傷の発生が想定されている。しかし、図-1に示すように、橋脚柱基部は土中や水中といった不可視部分にあるため、震後の点検において、道路管理者が不可視部分のひび割れを即時に確認することができず、橋梁の供用安全性を判断するために時間を要する。この判断をできるだけ迅速に行うためには、構造物中の欠陥や損傷度を可視部分から評価すること、すなわち非破壊検査を活用することが合理的な一つの手段であると考えられる。

既往研究²⁾では、フーチングを有するコンクリート柱(□300×300mm, 高さ1,000mm)に対して、衝撃弾性波法(打撃法)による検討が行われている。この研究では、衝撃弾性波法により試験体から得られた応答波形と応力波動伝播解析の結果を比較しており、応答波形と損傷位置の関係性について検討されている。しかし、この研究における試験体は実構造物と比較すると寸法が小さいため、実構造物の適用可否については、より大きな寸法の試験体を用いた検討を行う必要があると考えた。

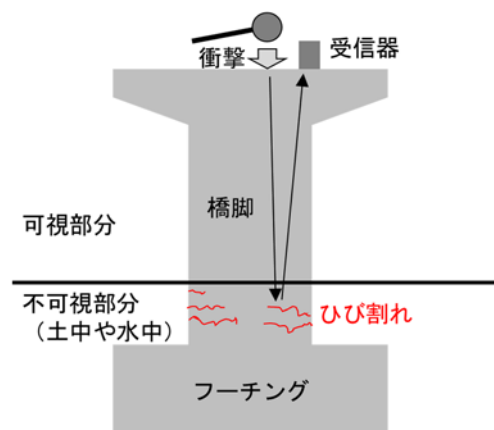


図-1 橋脚柱基部の損傷検査イメージ

そこで本研究では、フーチングを有する鉄筋コンクリート製の縮小橋脚模型供試体(柱断面寸法□600×600mm, 柱高さ1,800mm)の柱基部の損傷を対象に衝撃弾性波法による非破壊検査を実施する。損傷は正負交番載荷により与え、その損傷が検査で得られる応答波形に及ぼす影響について考察する。

2. 検討に用いた非破壊検査技術について

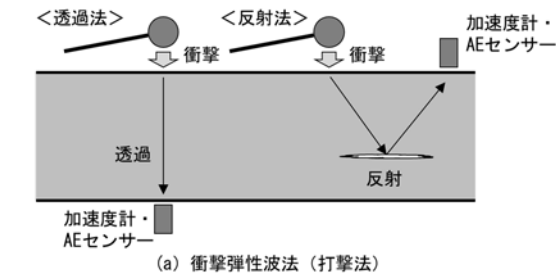
構造物の非破壊検査技術として、従来より弾性波法が検討されることが多く、検査に実装されている例がある。その弾性波法には、図-2に示すように、衝撃弾性波法(打撃法)、超音波法、打音法、AE法の4つの方法がある。これらの方法は、検査対象物や検査したい損傷によって、使い分けられている³⁾。

本研究では、柱高さ1,800mmの鉄筋コンクリート製橋脚に対して非破壊検査を行うため、発生エネルギーが大きく減衰や散乱の影響を受けにくい、(a)の衝撃弾性波法により、試験を実施した。

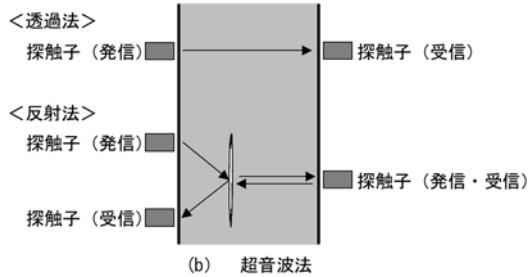
*1 (株)地震工学研究開発センター 修(工) (正会員)

*2 (国研)土木研究所寒地土木研究所 修(工) (正会員)

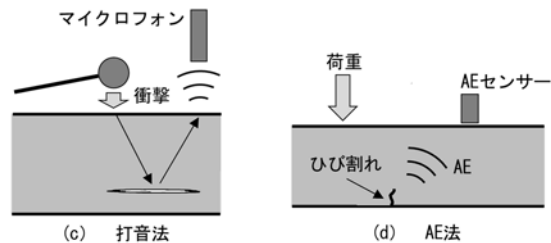
*3 (国研)土木研究所寒地土木研究所 (非会員)



(a) 衝撃弾性波法 (打撃法)



(b) 超音波法



(c) 打音法

(d) AE法

図-2 各種弾性波法の分類 (文献3を基に作図)

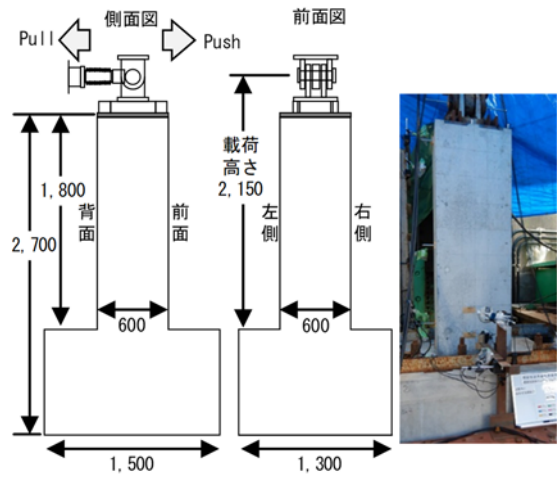


図-3 試験体外観

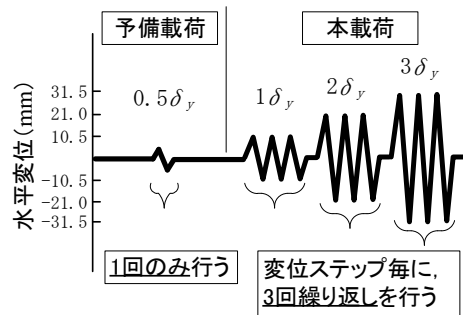


図-4 正負交番荷の荷重ステップ

表-1 試験体の材料諸元

コンクリート		軸方向鉄筋			
圧縮強度 (N/mm ²)	鉄筋比 (%)	径	種別	かぶり (mm)	降伏点 (N/mm ²)
24.9	1.13	D13	SD345	40	372
横拘束鉄筋					
鉄筋比 (%)	径	種別	間隔 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	有効長 (mm)
0.37	D10	SD345	150	392	520

3. 非破壊検査試験の概要

試験は、縮小橋脚模型試験体に対して正負交番荷荷によって柱基部の損傷を進展させる過程で実施した。

3.1 試験体及び正負交番荷荷試験の概要

非破壊検査試験に用いた試験体は、図-3に示す鉄筋コンクリート製の縮小橋脚模型である。柱の断面寸法は、□600×600mm、高さ1,800mm、フーチングの断面寸法は、□1,500×1,500mm、高さ900mmである。試験体の材料諸元を、表-1に示す。また、弾性波速度は、事前に同一試験体に対して、鉛直方向の透過弾性波の計測を行った結果、3,700m/sと測定された。

この試験体に対して、図-4に示す変位制御に基づいた荷重ステップにて正負交番荷荷試験を行った。予備荷荷として、柱基部の軸方向鉄筋ひずみが材料試験から得られた降伏ひずみの50%に達するまでの水平変位(0.5δ_y)

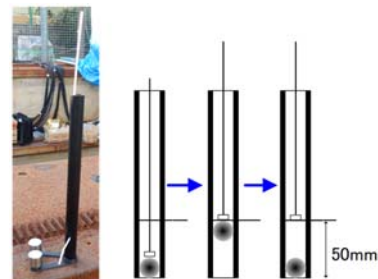


図-5 打撃器

を1サイクル与えた。その後、本荷荷として1δ_y~3δ_yまで変位ステップごとに3回繰り返しの正負交番荷荷を行った。正負交番荷荷の基準変位(1δ_y)は、柱基部の軸方向鉄筋ひずみが降伏に達した水平変位である10.5mmとした。

3.2 計測概要

本試験で用いた計測機器を図-5および図-6に示す。図-5は衝撃弾性波を発生させる装置(以降、打撃器)であり、直径16mmの鋼球が高さ34mmでパイプ内を自由落下する仕組みとなっている。この鋼球の打撃で入力される弾性波の周波数は、文献4の式を用いて14.5kHzと算出される。

また、図-6に示すシステムでデータの収録を行った。受信器には、共振周波数が70kHzであるAEセンサーを

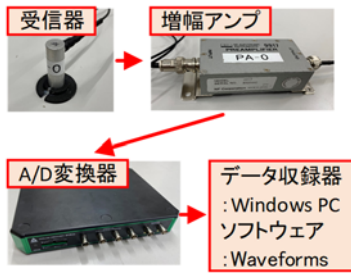


図-6 データ収録システム

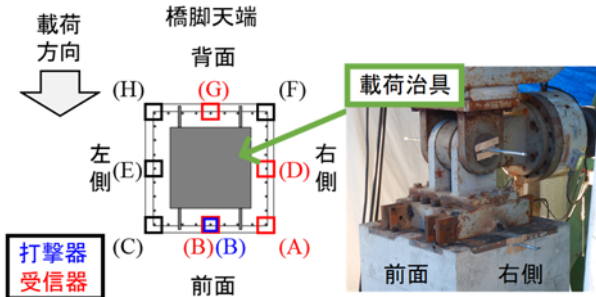


図-7 橋脚天端の载荷治具との取り合い

表-2 打撃器と受信器の最短距離

位置	直線距離 (mm)	柱基部から の反射距離	フーチング下端 からの反射距離
		(mm)	(mm)
(A)	250	3,635	5,423
(B)	0	3,600	5,400
(D)	354	3,669	5,446
(G)	500	3,736	5,492

用いた。増幅アンプには、利得を自由に設定 (0~40dB) でき、周波数特性が 2kHz~1.2MHz (-3dB) のプリアンプを用いた。A/D 変換器には、分解能が 14 ビットでサンプリングレートは 100MS/s であるものを用いた。なお、データ収録は、サンプリング周波数を 1MHz、収録時間をトリガー前 0.5ms を含む合計 4.0ms として行った。

打撃器および受信器の設置箇所を図-7 に示す。図中の写真に示すとおり、試験体天端には载荷治具を設置するための鋼板 (t=25mm) を固定しているが、打撃器および受信器は鋼板を切り欠いたコンクリート露出部分 (□75×75mm) に設置することとした。橋脚天端の位置(A)~(H)の 8 箇所コンクリート露出部分の中から、打撃器を位置(B)に、受信器を位置(A), (B), (D), (G)の 4 箇所に設置して計測を実施した。位置(B)では、受信器を打撃器の近傍に置くことで、データ収録のトリガーとして配置した。表-2 に、打撃器と各受信器との直接距離および最短経路で反射する距離を示す。計測は、表-3 に示すケースで行った。なお、計測時間内において、鋼球は 1 度のみコンクリートを打撃することを確認している。各載

表-3 計測ケース一覧

ケース名	計測タイミング
Case0	初期状態
CasePre	予備载荷終了後
Case1	1δ _y 終了後
Case2	2δ _y 終了後
Case3	3δ _y 終了後

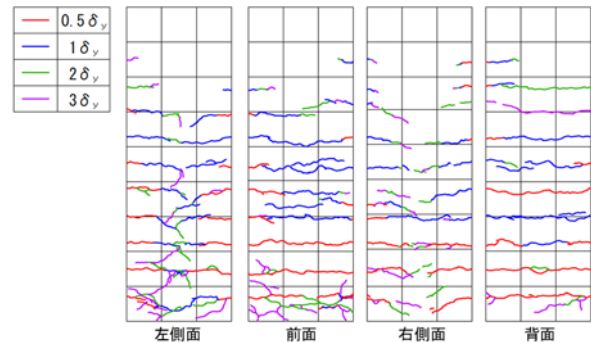


図-8 ひび割れ進展図

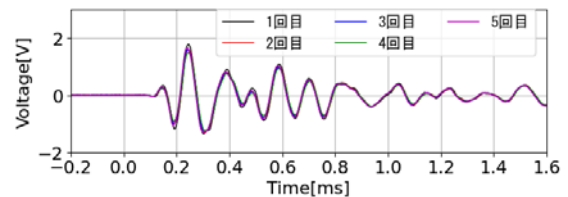


図-9 Case0 の位置 (A) の時刻歴応答波形

荷ステップ終了後に、橋脚の水平変位を 0mm (中立位置) に戻し、鉛直荷重を载荷させた状態で計測を行った。また、打撃の信頼性を確認するため、各ケースで 5 回の計測を行った。

4. 非破壊検査試験の結果

4.1 正負交番载荷試験による試験体の損傷

図-8 に試験体の正負交番载荷によるひび割れ進展図を示す。この図では、試験体を 200mm の格子により分割しており、各载荷ステップで入ったひびを色分けして示している。この図より、予備载荷の 0.5δ_y の時点で既に柱基部から 1,000mm までの範囲に多くのひび割れが入っていることがわかる。1δ_y では、前面や背面の角部に入っていたひび割れが進展して横方向に繋がっていき、その後 3δ_y に至るまでに徐々に柱基部に縦ひび割れが増えていくことがわかる。

4.2 衝撃弾性波法により得られた時刻歴応答波形

(1) 5 回の計測の比較

図-9 に、Case0 における位置(A)で得られた時刻歴応答波形について、5 回の計測を比較した図を示す。この

図より、5回の計測で得られた波形はほとんど同じであることがわかる。また、他のケース、位置でも同様の結果となったため、打撃の信頼性を確認できたこととし、以降の時刻歴応答波形では、1回目のデータのみを用いて整理することとした。

(2) 初期状態と予備载荷後の時刻歴応答波形

図-10に、Case0とCasePreにおける各位置の受信器の時刻歴応答波形を示す。この図では、各位置にて直線距離で最短で伝播する時刻を赤破線、柱基部で反射して最短で伝播する時刻を青破線、フーチング下端で反射して最短で伝播する時刻を緑破線で示している。また、計測した時刻歴応答波形は全体で4.0msあるが、各反射波が伝播する時刻がわかるように、トリガー前の0.2msからトリガー後1.6msまでのデータを表示させている。

この図より、位置(D)ではCase0とCasePreでは振幅が大きく異なるものの、位置(A),(B),(G)では波の振幅や初期の波形の位相が近い結果を得た。ただし、波形自体は変化しており、特に位置(A)では、Case0と比較してCasePreの波が遅れて到達していることがわかる。

しかし、健全状態であるCase0と予備载荷終了後のCasePreのどちらのケースでも、柱基部の反射波が最短で

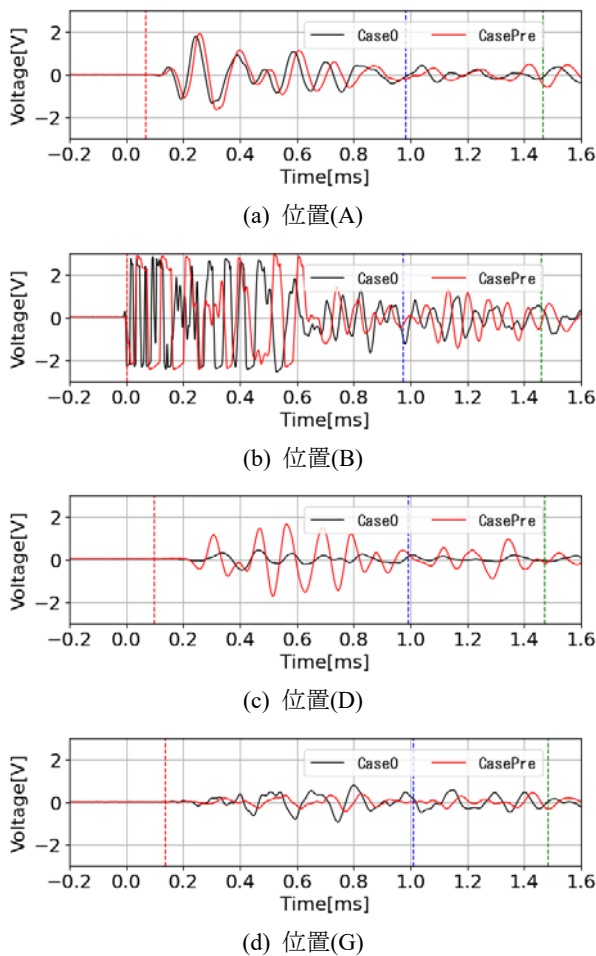


図-10 Case0とCasePreの時刻歴応答波形

到達する青破線の時刻付近および、フーチング下端の反射波が最短で到達する緑破線の時刻付近にて、増幅した波を明瞭に観測することができなかった。これより、本試験体のサイズでは、1,800mmの以深の反射波を確認できなかった。

図-11に、Case0とCasePreにおける各位置の受信器の時刻歴応答波形と予備载荷で入ったひび割れ箇所図を横並びで示す。この図では、0msを柱天端に、青破線位置を柱基部に合わせて、各位置での打撃器と受信器に関わる柱の面のひび割れ箇所図を表している。また、前面に600mmの長さで存在する水平ひび割れ箇所に対応する、時刻歴応答波形の時刻を矢印にて示している。この

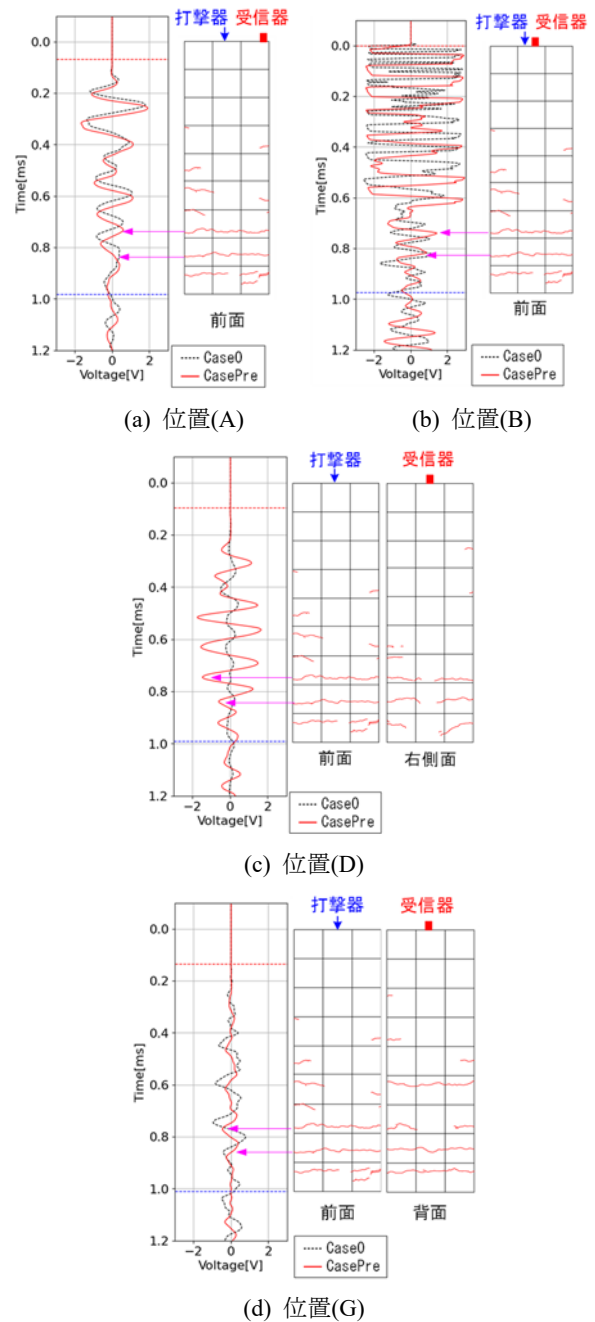


図-11 予備载荷前後の時刻歴応答波形とひび割れ箇所

時刻歴応答波形には、打撃により生じた弾性波が直線距離で伝播して得られる波と、各界面で反射して伝播して得られる波が重なり合って表現されている。ここでいう各界面とは、鉛直方向で見れば、柱基部の断面拡幅部およびフーチング下端や発生した水平ひび割れであり、水平方向で見れば、柱の前面、背面、側面である。これらの重なり合う波の中で、橋脚天端（ $\square 600 \times 600 \text{mm}$ ）にて水平方向に反射する波は、打撃直後では複雑に存在している。そのため、ひび割れ箇所からの反射波について検討する際、打撃直後（0ms）から、橋脚天端を1往復して波形が減衰すると考えられる距離（1,200mm）を弾性波速度（3700m/s）で除した時間（約0.32ms）までの時刻歴応答波形については、打撃直後の波形として除いて考えるものとする。

この図より、予備荷荷にて発生したひび割れ箇所と時刻歴応答波形の振幅が大きい箇所が対応していることがわかる。文献2では、時刻歴応答波形の振幅が大きい箇所を、ひび割れ箇所による反射波によるものとして論じているが、この図でCase0とひび割れ箇所を比較した場合でも、同様に振幅の大きい箇所とひび割れ箇所が対応しているところもある。このことより、予備荷荷により

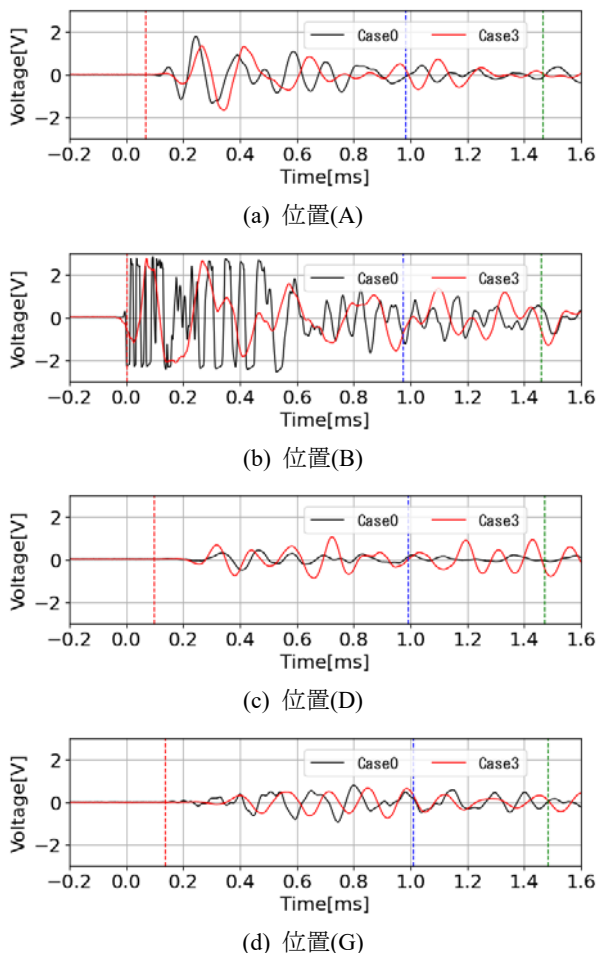


図-12 Case0 と Case3 の時刻歴応答波形

発生したひび割れからの反射波による波形の変化が、ひび割れ箇所に一致する場合があることを確認した。

(3) 本荷荷時の時刻歴応答波形

本荷荷については、損傷が顕著であるCase3のみを対象として整理を行う。図-12に、Case0とCase3の時刻歴応答波形を示す。この図より、Case0とCase3の時刻歴応答波形は明らかに変化していることがわかる。特に位置(B)における0~0.5msまでの時刻歴応答波形が大きく変化していることがわかる。

図-13に時刻歴応答波形とひび割れ箇所を対応させた図を示す。この図より、位置(A)、(B)では、CasePreの時と同様にひび割れ箇所にて、時刻歴応答波形の振幅が

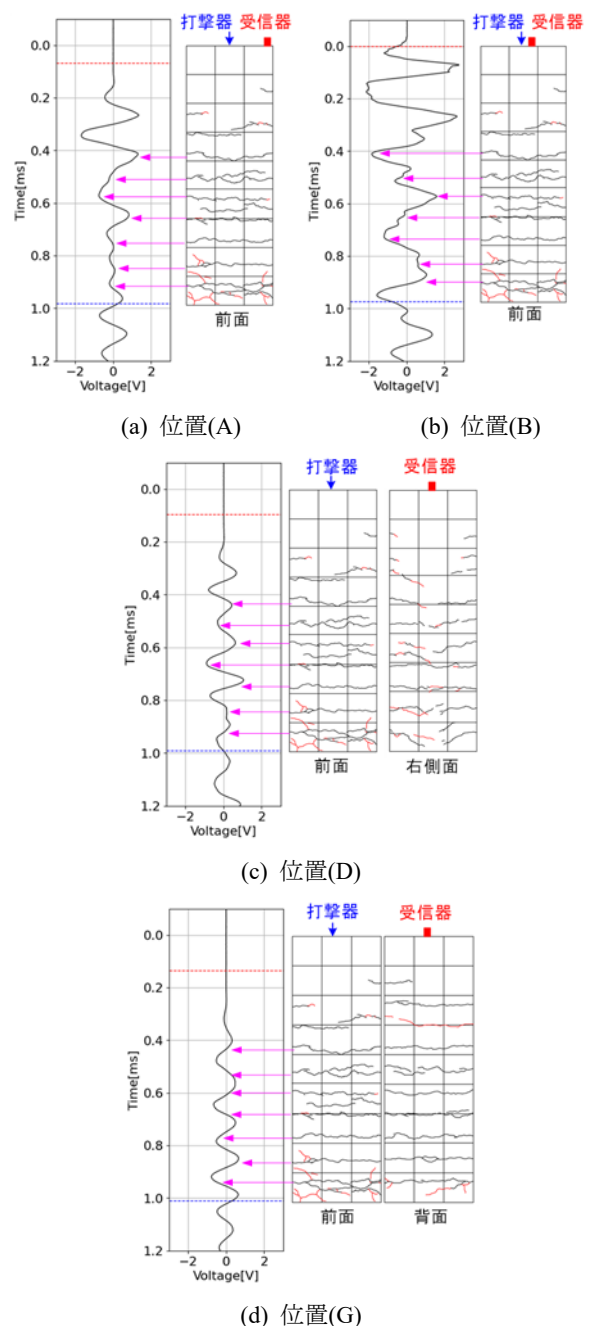


図-13 Case3 の時刻歴応答波形とひび割れ箇所

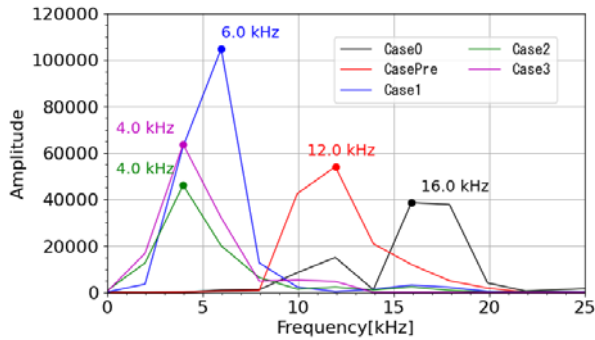


図-14 位置(B)の0~0.5msの周波数スペクトル

大きくなる傾向にあることが分かった。また、位置(D)、(G)についても同様の傾向がみられるが、打撃器と受信器が同一平面にないことから、前面のひび割れ箇所とは異なり、不可視部分にある内部のひび割れ箇所でも弾性波が反射する可能性があるため、必ずしも振幅が大きい箇所に前面のひび割れ箇所が対応するわけではないと考えられる。

4.3 打撃直後の時刻歴応答波形の比較

前節で述べたように、図-12(b)より、打撃器近傍である位置(B)の0~0.5msまでの時刻歴応答波形の波長が大きく変化していることがわかる。打撃による入力波の変化を確認するため、位置(B)の時刻歴応答波形の0~0.5msまでのデータを用いてFFTを行った。それにより得られた周波数スペクトルを図-14に示す。この図より、Case0では卓越周波数が16kHzであったのが、CasePre以降、柱基部の損傷が大きくなるに従い、12kHz、6kHz、4kHzと、卓越周波数が小さくなっていることがわかる。文献4より、鋼球が試験体を打撃することで発生する弾性波の振動数は約14.5kHzと算出され、Case0の卓越周波数である16kHzと比較すると少し低い周波数ではあるが、打撃の初期値として妥当であると考えられる。そして、損傷が進展するにつれて卓越周波数が低周波によることから、位置(B)におけるコンクリート部分が損傷して密度が小さくなっている可能性があると考えられる。

5. まとめ

正負交番荷による損傷進展を伴う鉄筋コンクリート製橋脚柱基部の非破壊検査試験を実施した。非破壊検査方法としては、衝撃弾性波法を用いており、得られた結果を要約すると以下ようになる。

(1) 本試験体では、各荷重ステップにて5回の打撃によ

る応答波形の計測を行った。それらの計測結果は、すべての位置で5つの時刻歴応答波形がほとんど同様の波形になることを確認し、打撃の信頼性を確認した。

- (2) ひび割れが発生することにより時刻歴応答波形が変化することを確認した。また、ひび割れ箇所を時刻歴応答波形に対応させると、波形の振幅が増幅する傾向にあることを確認した。
- (3) 本試験体では、打撃器近傍の位置(B)で得られた時刻歴応答波形の打撃直後(0~0.5ms)の波長が、損傷進展に伴い変化することを確認した。またこの時間に着目してFFTを行い、周波数スペクトルを求めた結果、卓越周波数が、載荷前の16kHzから3 δ_y の4kHzまで徐々に小さくなることがわかった。

終わりに

本論文は、(国研)土木研究所寒地土木研究所にて行われた計測を基に、同所にて行っている研修の成果として取りまとめたものである。

また、本検討により、ひび割れ箇所により波形の形が変化することは分かったが、波形の形からひび割れ箇所の同定を行うことは難しいと考える。また、反射波の検討を行ううえで、試験体のサイズの検証をさらに行う必要があると考える。そのため今後の展望として、応答波形にはどのようなパラメータが影響するのかについて、詳細に検討する必要があると考える。さらに、計測方法についても、橋脚天端から打撃し、橋脚天端で受信する方法ではなく、側面からのアプローチ及び、衝撃弾性波法とは異なる弾性波法での計測を検討することも必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 第V編，2017
- 2) 山崎智之，三上修一，大島俊之，久保田和徳：打撃法によるコンクリート柱の健全度診断に関する研究，応用力学論文集 Vol 1, pp.161-166, 1998
- 3) 土木学会：弾性波法によるコンクリートの非破壊検査に関する委員会報告書およびシンポジウム論文集，コンクリート技術シリーズ 61, pp.7-19, 2004
- 4) NDIS 2426-2²⁰¹⁴：コンクリートの非破壊試験—弾性波法—第2部：衝撃弾性波法，日本非破壊検査協会，2014