

損傷RC柱の打撃法による損傷評価に関する研究

STUDY ON DAMAGE EVALUATION OF DAMAGED RC PIER BY USING IMPACT TESTING

山崎智之*、大島俊之**、三上修一***、太田雅仁****

Tomoyuki YAMAZAKI, Toshiyuki OSHIMA, Shuichi MIKAMI, and Mashahito OHTA

*北見工業大学助手 土木開発工学科 (〒090-0015 北海道北見市公園町 165 番地)

**工博 北見工業大学教授 土木開発工学科 (〒090-0015 北海道北見市公園町 165 番地)

***博士(工学) 北見工業大学助教授 土木開発工学科 (〒090-0015 北海道北見市公園町 165 番地)

****修士(工学) 中央コンサルタンツ㈱札幌支社 (〒007-0836 北海道札幌市東区北 36 条東 17 丁目 1-35)

Experimental study using nondestructive testing method on RC pier model is discussed in this paper. Modal vibration method and pulse echo method are used to detect internal damages as a nondestructive testing. Change of modal characteristics and reflection waves returned from the damage are analyzed to identify the scale of damage. Hysteretic absorption energy due to elastic-plastic deformation is a main parameter to evaluation the changes of frequency and damping. And by echo waves we could identify the location of internal crack of RC pier.

Key words : damaged pier, integrity diagnosis, vibration characteristics, echo wave

1. はじめに

近年橋梁構造物は地震などによる被害や経年劣化による耐久性の低下などから、補修・補強あるいは架け替えが行われている。また 1998 年の新耐震基準に対応させるために橋脚の補強工事が盛んに行われており、これらの補修・補強工事を行う上で、その構造物の損傷程度、耐久性を的確に評価することが重要である。また補強後の耐久性などを調べることも非常に重要であると考えられる。特に 1995 年に起きた兵庫県南部地震や 1994 年の北海道東方沖地震などにより多くの RC 橋脚が倒壊し相当な損傷を受けている。その際に倒壊にまで至らなかった橋脚の損傷評価をするため様々な非破壊検査が行われてきた。しかしこれまでの非破壊評価手法では調査しきれない損傷もあり、損傷評価に関して研究開発^{1),2)}の必要性が高いと考えられる。

コンクリート構造の非破壊試験に関する研究の歴史は古い。1980 年代後半に入ってから社会基盤施設 (Infrastructure) としてのコンクリート構造物に対する弾性波・超音波を用いた精度良い診断法の開発研究が盛んになってきた^{3),4),5),6),7)}。しかしコンクリート構造の場合は内部組成が複合材料体として複雑であることから、その材料減衰特性や波動伝播特性などにおいて十分解明されていない点が多く、精度良い非破壊診断手法としてはいまだ発展途上にある。したがって本論文で示すような比較的大きな内部損傷を、打撃法を用いて検出できる

手法を確立することができれば、実用化にとって大きな成果となるものである。

本研究では、これまで行われてきた振動実験や損傷実験を参考にし^{8),9)}、基礎的実験として RC 柱橋脚模型供試体を用いて打撃法による実験を行い、損傷程度や損傷の位置などの評価を行った^{10),11)}。実験は静的交番载荷により供試体に損傷を与えた後、打撃 (衝撃) による振動試験を行い、損傷による供試体の振動特性の変化を調べた。また損傷位置や損傷の有無を評価するため打撃により生じる弾性波エコーを測定し、そのエコー波形で損傷評価を行った。しかし打撃法による弾性波エコー測定は結果に不安定さが残るので、実験結果の検証並びに将来の逆問題として弾性波エコー伝播を知るため、応力波動伝播の数値解析を行った。解析はコンクリートのひび割れ位置や深さが異なる解析モデルを考え、汎用構造解析プログラムによる時刻歴応答解析で加速度応答計算を行った。

2. 実験概要

実験は供試体に段階的に損傷を加えるため静的交番载荷試験を行い、各荷重段階で打撃による振動試験及び弾性波エコー測定を行う。次に本実験に用いた供試体と各試験について説明する。

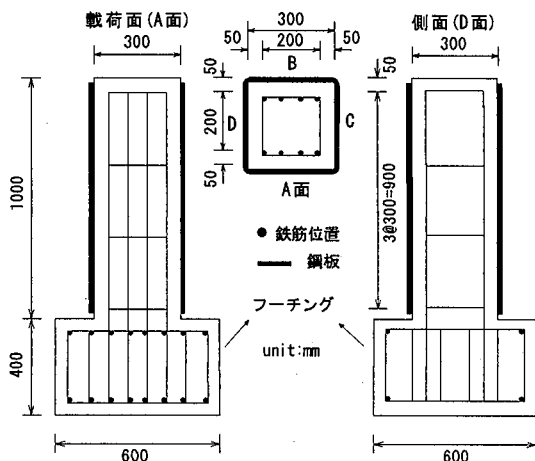


図-1 供試体形状

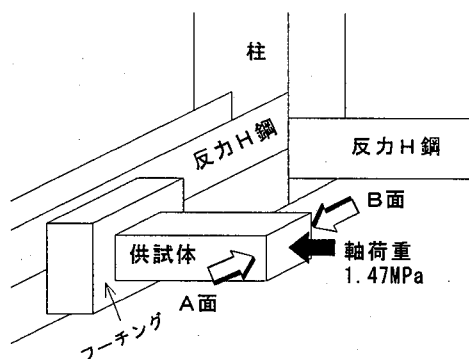


図-2 静的交番载荷状況

2.1 供試体

供試体形状は図-1に示したように橋脚をモデル化したものである。断面が30×30cmで高さが100cmの柱部と、供試体基部にフーチング部(60×60×40cm)を設けている。供試体の種類は表-1に示すように主鉄筋量や帯鉄筋量の配筋及び鋼板巻き付けの違いにより7種類の供試体を製作した。それぞれの配筋量は表-1に示すとおりで、使用した材料は鉄筋:SD295A、コンクリート強度:31MPaである。せん断方向の補強のため供試体に巻き立てた鋼材は厚さ3mmのSS400鋼材で、エポキシ樹脂を用いて接着させた。ただし鋼板とフーチングは結合させず切り離した状態である。この供試体の内鋼板を巻き立てたものは供試体番号6,7の健全な状態で巻付けたもの及び供試体番号3,5を損傷させた後に巻付けたものの4体である。供試体3,5の損傷程度は次のとおりである。
供試体3: 引張鉄筋が降伏し始めた程度で、供試体断面方向に貫通したクラックが2本程度ある。

供試体5: 完全にせん断破壊をした。

以後鋼板を巻き付けた供試体の番号は○印で囲むこととする。

2.2 試験方法

(1) 载荷試験

図-2に示すようにH鋼に反力をとるため、供試体を横に寝かせた状態でH鋼にボルト締めで固定し、水平

表-1 供試体種類

供試体番号	引張鉄筋量 本数 p (%)	帯鉄筋量 本数 p (%)	鋼板 巻き付け
1	SD295A 4D13 (0.68)	7D10 (0.32)	なし
2	SD295A 6D16 (1.59)	7D10 (0.32)	なし
3, ③	SD295A 4D13 (0.68)	4D10 (0.16)	なし、あり
4	SD295A 6D16 (1.59)	4D10 (0.16)	なし
5, ⑤	SD295A 6D19 (2.29)	0	なし、あり
⑥	SD295A 4D13 (0.68)	4D10 (0.16)	あり
⑦	SD295A 6D19 (2.29)	0	あり

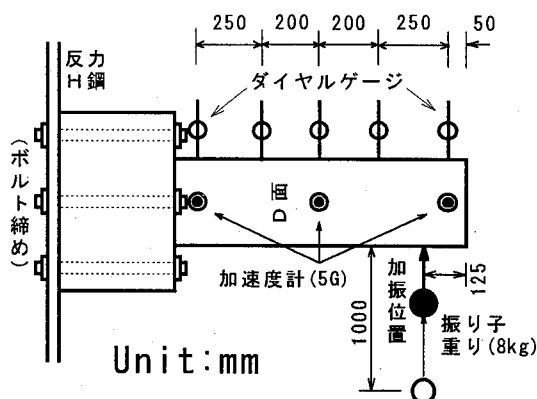


図-3 振動試験状況

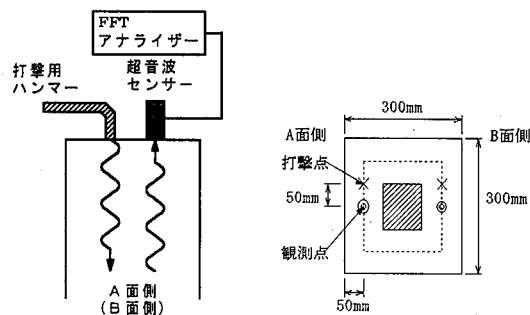


図-4 弾性波エコー測定状況と測定位置

方向に交番载荷試験を行った。交番载荷は供試体A, B面の頂部付近を载荷点とし、左右から交互にオイルジャッキで载荷して正負の交番载荷とした。正負の絶対値の等しい荷重を合わせて1サイクルとし、1サイクルの最大荷重を10kN、20kN、・・・と増加させ最大で100kNまでの载荷を行った。1サイクルにおける荷重増加は5kN間隔とし、最大荷重の10kN前後では2.5kN間隔として段階的に荷重を増減させて測定を行った。また、供試体頂面に上部工重量として軸応力が約1.47MPaとなる軸力を加えた状態で载荷試験を行っている。

測定は供試体側面(B面)に取り付けたダイヤルゲージと主鉄筋に貼り付けたひずみゲージで供試体の水平変位と主鉄筋のひずみを測定した。測定位置は水平変位が図-3に示すように高さ方向に対して5ヶ所と(ダイヤルゲージ)、主鉄筋のひずみは柱基部及び中央部で測定を行った。

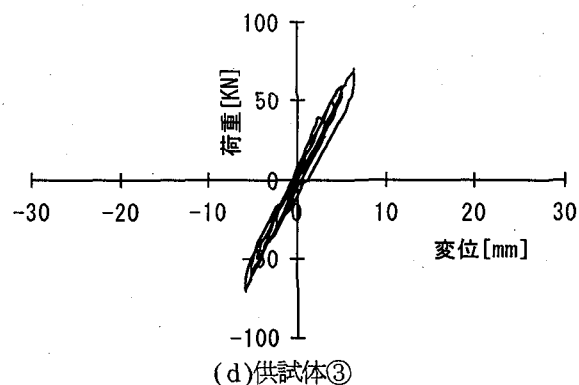
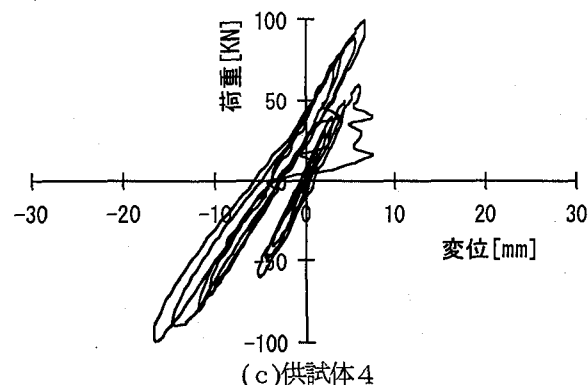
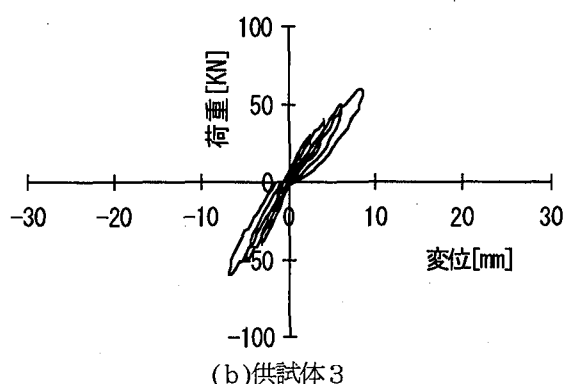
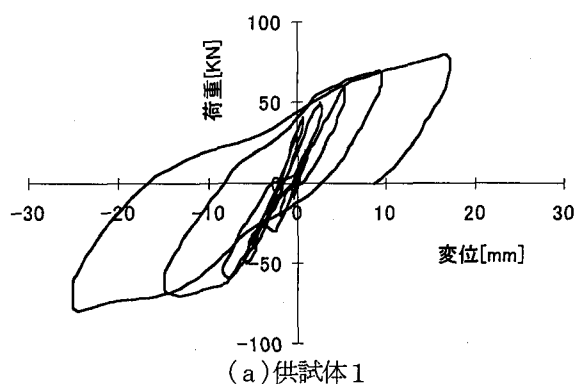


図-5 荷重-変位履歴曲線

(2) 振動測定

振動試験の概略を図-3に示す。重りを天井から吊り下げ振り子状にして供試体側面頂部（A面）に衝突させ加振し、減衰自由振動として測定を行った。ただし加振力を一定とするため重りを放す位置を打撃点から約1 m 離れた位置として固定し、重りの振り子半径は約2 m として衝突させている。重りの重量は8 kgf である。

振動試験は載荷試験1サイクル毎に交番載荷を中断して測定を行っている。測定状況は図-3に示すように供試体D面で供試体の柱基部、中央部、上部に加速度計を3ヶ所、変位計は交番載荷の場合と同じ位置（B面）5ヶ所に設置し、供試体の水平加速度と変位を測定した。測定のサンプリング間隔は0.625 msec (1600 Hz) である。

(3) 打音による弾性波エコーの測定

打撃弾性波エコー測定の概略を図-4に示す。打撃用ハンマー（長さ：約10 cm、径：約5 mm）で供試体頂面を軽くたたいて打撃を加え、超音波センサー（共振周波数帯140 KHz）で入力弾性波とクラックなどの影響を受けた反射波を受信した。載荷試験による供試体柱部に生じた曲げひび割れを判定するため、測定箇所はひび割れ面と入力弾性波が直交する供試体頂面として、供試体側面A側とB側の2ヶ所で測定を行っている。打撃位置とセンサーの観測点は約5 cm 離れた位置とし観測点は供試体幅のほぼ中央としている。データーの精度を高めるため同じ測定箇所でも5回の波形集録を行い、5回の波形を重ね合わせて反射波の位置を強調させて確認しやす

くした。この測定試験も振動試験と同様に載荷試験1サイクル毎に行っている。この測定の受振エコーのサンプリング間隔は0.2 msec である。ここで実験に用いた供試体コンクリート中を伝播する弾性波速度は供試体4で実測した結果約3400 m/sec であった。

3. 静的交番載荷による損傷状況

3.1 荷重-変位履歴曲線

(1) 履歴曲線

図-5に静的交番載荷で得られた荷重と供試体上部の変位による履歴曲線を示す。図は供試体1, 3, 4, ③の履歴曲線である。この曲線で囲まれた面積（横の広がり）が大きいくほど構造物の損傷が大きくなっていることがわかる。したがって供試体1は7サイクルから履歴面積が大きな広がりを見せており、供試体が大きな損傷を受けている。供試体3は1と同じ引張鉄筋量であるが6サイクルまでしか載荷しておらず履歴面積は小さく、大きな損傷に至っていない。しかし6サイクルまでは供試体1の履歴と近い曲線になっている。供試体4は1, 3より鉄筋量が2倍以上多く、10サイクルまで載荷しても極端に大きな履歴面積の広がり見られないが徐々に面積が増えて損傷が進んでいることが判る。供試体③は供試体3の損傷後に鋼板を巻き付けたもので3と比較すると曲線の傾きが大きく、7サイクルまで載荷しても履歴面積は広がっていない。これは鋼板を巻き付けたことにより強度が大きくなっていると見られる。

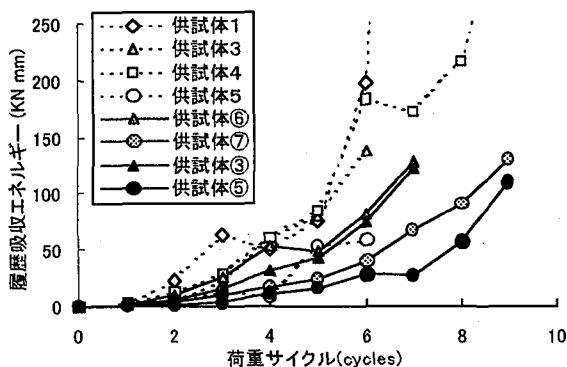


図-6 履歴吸収エネルギー

(2) 履歴吸収エネルギー

図-6に各供試体についてサイクル毎に計算した履歴吸収エネルギーの結果を示す。履歴吸収エネルギーは図-5に示す荷重-変位履歴曲線において履歴曲線が囲む面積を計算したもので、供試体が損傷することで供試体が吸収したエネルギー量を示し損傷の程度を知ることができる。本実験ではコンクリートの剥離が起きるような大きな損傷はなく、履歴吸収エネルギーにも大きな差は見られないが、供試体1だけが7cycle以降の履歴吸収エネルギーが極端に大きく、損傷も大きい。鋼板で巻いた供試体(③⑤⑥⑦)は巻いていない供試体(1, 3, 4, 5)と比べるとわずかに吸収エネルギーは小さく耐久性が増加していると思われる。また損傷後に鋼板を巻いた供試体(③⑤)と健全な状態で鋼板を巻いた供試体(6, 7)の曲線はほぼ一致しており、鉄筋が損傷していないかぎり鋼板で補強すれば健全状態に戻ると考えられる。

3.2 供試体表面のひび割れ状況

(1) ひび割れ状況

図-7に供試体4の損傷状況として目視により確認したコンクリート表面上のひび割れ進展状況を示す。供試体4では3cycleで曲げひび割れが発生して7cycleで曲げひび割れが供試体柱部を貫通し、10cycle時にせん断ひび割れが発生した。他の供試体もほぼ同じような状況であるが、供試体1は柱基部のひび割れが大きくなっていった。鋼板を巻立てた供試体の損傷は柱基部に生じたクラックだけが確認できた。

(2) ひび割れによる剛性への影響

ここでの剛性はひび割れ損傷に対するパラメータとして擬似剛性 EI^* を考え、以下のように計算する。図-7に見られるような最終的に貫通するひび割れのある断面を選び、コンクリートの断面2次モーメントが減少するものとしてひび割れ断面について剛性を計算する。全体の剛性は各断面の剛性に片持ちばりの曲げモーメントに対する重み付け(橋脚基部を1、橋脚頂部を0)を行い、重みによる加算式(1)により各サイクルにおける橋脚の剛性を算定した。ただしコンクリート及び鉄筋の弾性係

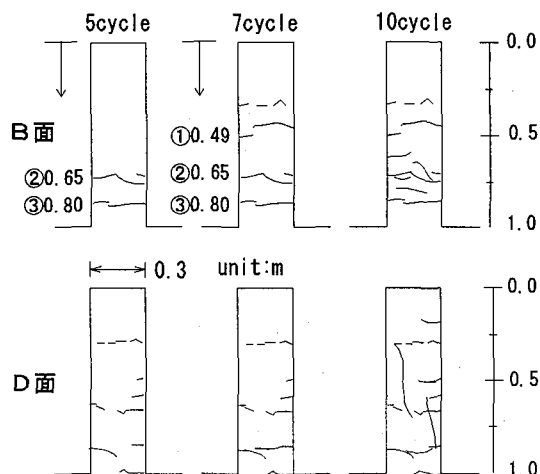


図-7 供試体4のひび割れ状況

表-2 ひび割れによる剛性

	ひび割れより計算した剛性 EI	
cycle	供試体1	供試体4
0	2.0877E+10	2.3905E+10
1	2.0877E+10	
2	2.0877E+10	2.3905E+10
3	1.5600E+10	2.3905E+10
4	1.3075E+10	1.5197E+10
5	1.1652E+10	1.0852E+10
6	8.2415E+09	1.0852E+10
7	6.6304E+09	7.9634E+09
8	2.0265E+09	7.4088E+09
9	2.0265E+09	7.4088E+09
10		7.4088E+09

数と鉄筋の断面は一定であるとした。表-2に供試体1及び4のひび割れから計算した各荷重サイクル時の剛性を示す。

$$EI^* = \frac{1}{a_1 + a_2 + \dots + a_i} (EI^1 + a_1 EI^2 + a_2 EI^3 + \dots + a_i EI^i) \quad (1)$$

1, 2, 3, ..., i : 貫通ひび割れの生じた断面の番号
 EI^i : 断面iの剛性, a_i : 断面iの重み

4. 損傷による振動特性の変化

4.1 履歴吸収エネルギーによる変化

損傷による振動特性を比較するために卓越振動数と減衰定数を求めた。卓越振動数は集録した加速度波形をFFT解析して、スペクトルのピークが最も大きい振動数とした。減衰定数は同じ加速度波形から自由振動法により対数減衰率を求めて算定した。

図-8に累積吸収エネルギーを横軸にとり、縦軸には卓越振動数と減衰定数をそれぞれとったグラフを示す。ここでの累積吸収エネルギーとは3.1(2)項で述べた履

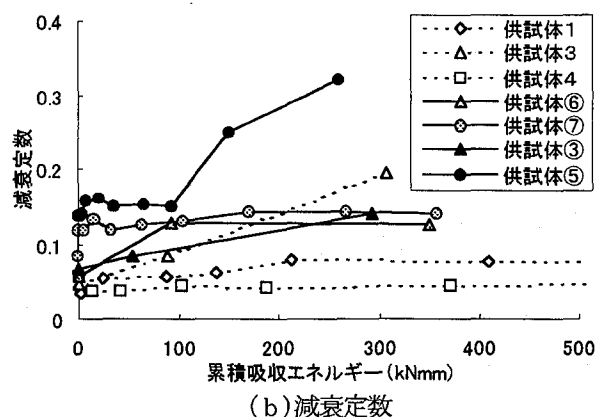
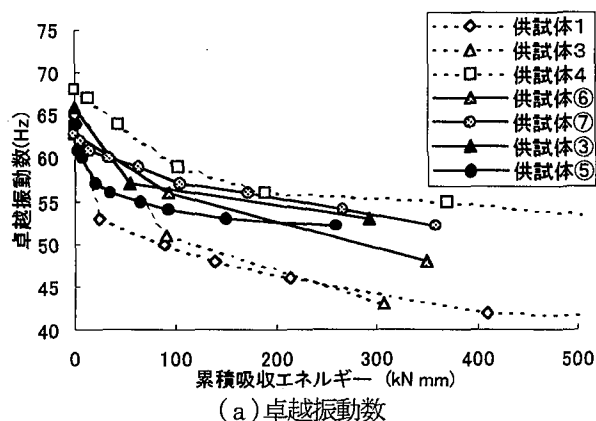


図-8 振動特性と履歴吸収エネルギー

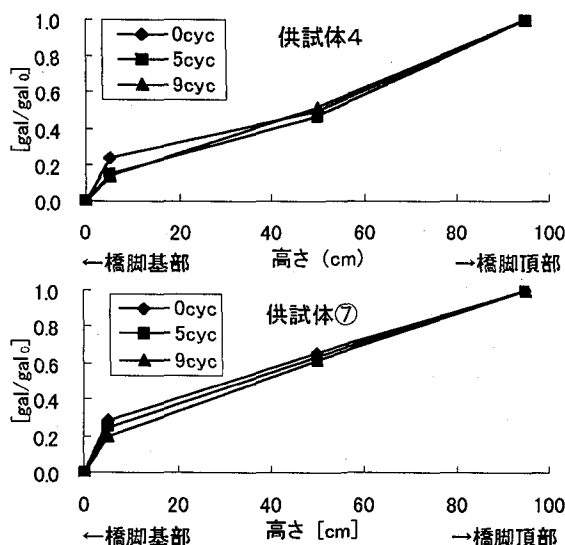


図-9 振動モード

歴吸収エネルギーを荷重増加に伴いそれまでの各サイクルの履歴吸収エネルギーを累積したものである。また集録した加速度波形から同時系列の加速度（振幅のピーク値）を選び、供試体上部の加速度によって基準化した振動モードを求めた。図-9に供試体4および7の振動モードを示す。

卓越振動数においては全体的に損傷が大きくなると振動数が低くなる傾向にある。しかし累積吸収エネルギーが100kNmmを越えるとその減少の割合は小さくなっている。供試体1と4を比較すると図-8(a)より全体

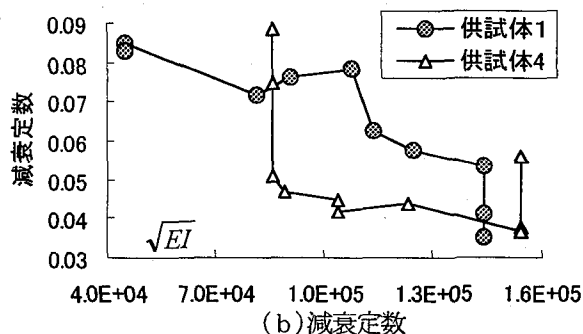
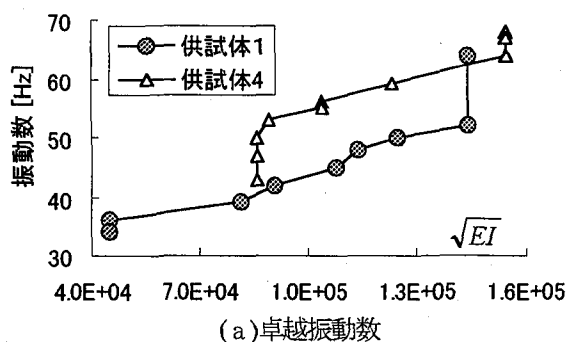


図-10 振動特性と剛性

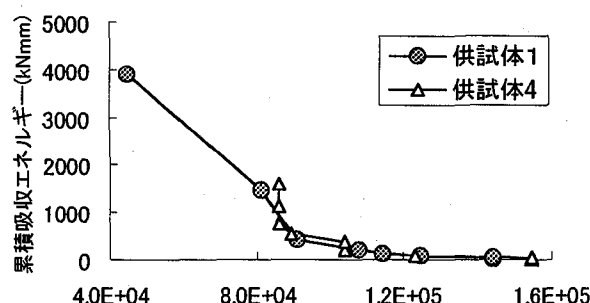


図-11 累積吸収エネルギーと剛性

的に供試体1の振動数の低下量が大きく見られ、供試体4よりも供試体1の損傷が大きいたことがわかる。初期の振動数はほぼ同程度であるが累積吸収エネルギーが増加すると振動数の差が大きくなるのは、供試体1は4よりも引張鉄筋量が少なく早期にひび割れが発生し剛性が低下しているからである。しかし鋼板を巻いた供試体③⑤⑥⑦では引張鉄筋量の違いや鋼板を巻く以前の損傷の有無には関係なくほぼ同じ傾向で振動数が低下している。これは供試体柱基部に損傷（ひび割れ）が集中し、損傷の初期段階では同じ程度の損傷となったためと考えられる。

図-8(b)から減衰定数は全体としてはわずかに増加傾向を示している。鋼板を巻いた供試体は全体的に減衰が大きくなっており、コンクリート、鋼板およびその間の接着材（エポキシ樹脂）における材料間の摩擦が増えたためと考えられる。供試体⑤において、8、9サイクル目の減衰定数が極端に大きくなっているが、これは加速度波形においてうねりが見られ計算上後半の波形をカットしたためである。

図-9から振動モードは片持ちばりの1次振動モー

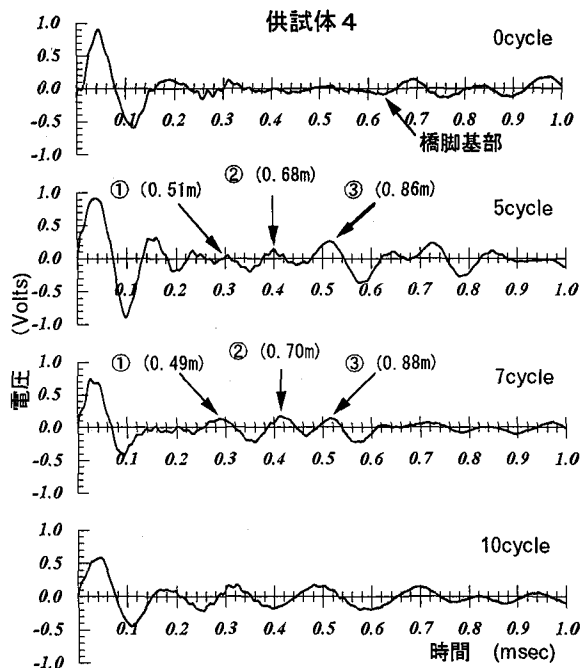


図-12 (a) 供試体4 エコー波形

ドを示しており、損傷が増えてもほとんど同じ振動モードを示している。供試体4の場合供試体中央でわずかながら湾曲を見せているが、供試体⑦は鋼板を巻いているためモードは直線的な傾向を見せている。

4.2 剛性低下による変化

図-10, 11 は供試体1, 4について3.2(2)項で計算したひび割れによる剛性との関係を示したもので、 $\sqrt{EI}$ を横軸にとり、卓越振動数、減衰定数、累積吸収エネルギーをそれぞれ縦軸にとったグラフを示す。

図-10(a)から剛性が減少すると振動数も減少している。しかし、供試体4の剛性が約 $9.0 \times 10^4 (\text{kgf})^{1/2} \text{cm}$ 以下には至らないのは、各断面の曲げひび割れが貫通し、これ以降は鉄筋の断面のみの算定となったからである。供試体1のほうが剛性の変化量が大きいのは、主鉄筋比が小さくコンクリートが負担する応力が大きいからである。図-10(b)の減衰の場合は剛性が減少すると減衰定数は増加している。

図-11 から供試体1のほうが剛性は小さく履歴吸収エネルギーが大きくなっている。これは主鉄筋比が小さいため剛性が小さく吸収エネルギーの容量も少ないので、供試体4と比べて大きな損傷を受けている。

5. 弾性波エコーによる損傷箇所の判定

図-12 に打撃による弾性波エコー測定の結果を示す。図-12 は供試体4と⑦のエコー波形でB面側を測定したものである。供試体4は载荷段階が载荷前である0 cycleおよび最大荷重が50kN, 70kN, 100kNとなる5 cycle, 7cycle, 10cycle 時のエコー波形である。また供試体⑦は0 cycle, 5 cycle, 7 cycle 時のエコー波形である。

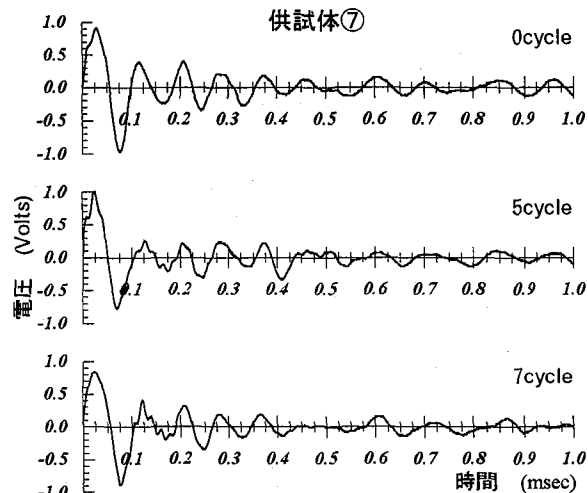


図-12 (b) 供試体⑦ エコー波形

供試体4におけるコンクリート中の弾性波の伝播速度を測定すると約3400m/sであった。エコー波形から下に凸のエコーが約0.6msecであり、橋脚基部までの距離は1.0mであることから確認できる。図-12の上に凸である波のそれぞれの伝播距離を計算した結果をカッコ内の値で示した。また丸番号は図-7ひび割れの丸番号と対応している。供試体4のエコー波形から0 cycle 時には見られなかったエコーが5 cycle において0.4msec および0.51msec 付近に見られる。このエコーのピークと入力波のピーク間隔 (peak to peak) がひび割れからの伝播時間であり、弾性波の伝播速度 (3400m/sec) から逆算すると②0.68m および③0.86m の位置となりコンクリートにひび割れが生じた位置 (図-7参照) とほぼ一致している。③の位置が図-7と図-12で少しズレているのはD面 (図-7) の橋脚基部付近のひび割れ斜めに入っている影響と考えられる。図-12をよく見ると①波が現れているが、供試体表面のひび割れは (図-7) 確認できなかった。しかし7 cycle 時のエコー波形では0.3msec および0.42msec, 0.52msec 付近にエコーが見られ、ひび割れの位置は0.49m, 0.70m, 0.88mと測定される。これにより7 cycle でははっきりと①波が確認でき、ひび割れも確認できた。これによりコンクリート内部の発生初期のひび割れも判定することができた。10cycle ではひび割れが多数入り、また斜め方向のひび割れ (せん断ひび割れ) が入ると、特定のひび割れによる反射波を見分けることが困難になる。

図-12 (b) 供試体⑦の波形では打音直後から波が連続している。これは鋼板接着により側面反射の影響が強くてたものと考えられるが断定はできない。エコー波形0 cycle と5, 7 cycle ではほぼ同じ波形であることから、供試体⑦では鋼板を巻いた橋脚胴体中に損傷はないと思われるが、打音直後の波が大きいこともありひび割れの確認はしておらず、損傷の有無は明確に判別できない。

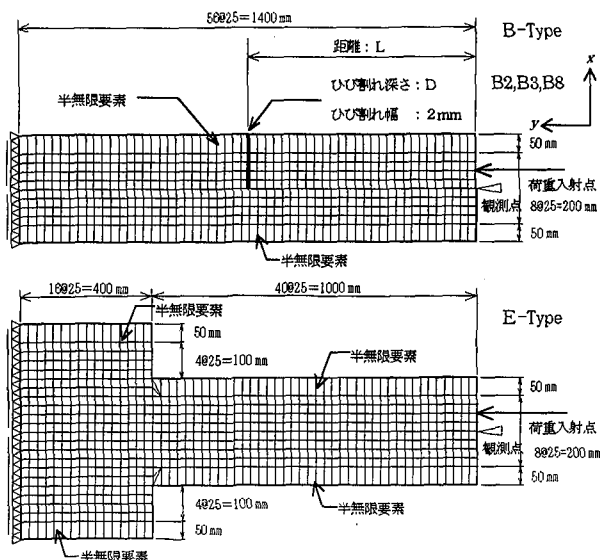


図-13 解析モデルと要素分割

6. 応力波動伝播特性の解析

本論文ではコンクリート橋脚に発生するひび割れの位置や深さなどの違う解析モデルと断面変化を有する解析モデル(図-13)を考え、汎用構造解析プログラムによる時刻歴応答解析でコンクリート中の弾性波伝播特性の解析を行う。次に数値解析によって得られた各解析モデルの反射波のパターンを実験で得られた応答波形と比較して妥当なものであるか検討する。実験は鉄筋コンクリートであるが、鉄筋の影響を解析モデルに含めた場合と比較をした結果、本解析で用いた入射周波数では結果に影響を与えないことから鉄筋を考慮しないモデルで解析を行うことにした。

6.1 解析方法

(1) コンクリート橋脚のモデル化

解析モデルは図-13に示すような等断面の橋脚モデル(B-Type)とフーチングを有する橋脚モデル(E-Type)について検討を行う。解析モデルは実験供試体の寸法を基に決定している。要素分割は4辺形平面ひずみ要素と6節点平面ひずみ半無限要素による平面モデルとした。要素サイズは入射波長を考慮して1要素を $25 \times 25 \text{ mm}$ の正方形要素に分割した。半無限要素はモデルの外周部に配置することによって側面からの反射波の影響をなくするために用いている。半無限要素には形状関数として指数関数が用いられ、無限遠で0に漸近するように定式化されている。境界条件は、底面の3節点を完全固定にし、残りの底面の節点をy軸方向にだけ固定とした。計算に用いたコンクリートの物性値はヤング率: 3100 kgf/mm^2 , ポアソン比: 0.17, 質量密度: $2.3 \times 10^{-10} \text{ kg/mm}^3$ で、全ての解析モデルに用いている。

(2) 数値解析方法

本研究では後述する実験で得た波形を基に入射波(図-14)を決めた。入射波形は指数関数減衰するsin波を

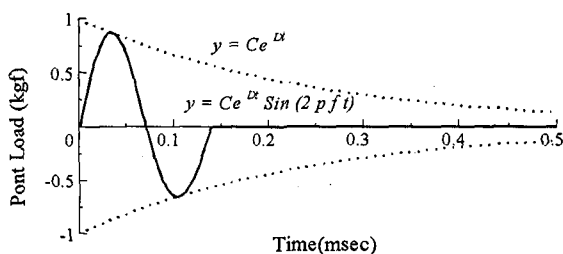


図-14 入力荷重履歴のグラフ

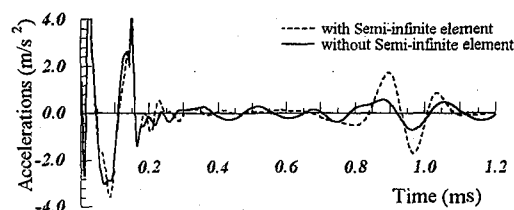


図-15 半無限要素による応答加速度の比較

式(2)のような関数でモデル化し解析に用いた。

$$P = Ce^{Dt} \cdot \sin(2\pi f \cdot t) \quad [0 \leq t \leq t_0] \quad (2)$$

ここで $C=1.0$, $D=-4092.87$, $f=7225.43 \text{ Hz}$ (周波数), t_0 は荷重入射時間とする。

時刻歴応答解析は直接積分法のニューマーク β 法($\beta=1/4$)を用いて解析を行っている。解析時間ステップは解析で考慮する最大振動数の周期の10%以下になるように $2.0 \times 10^{-6} \text{ (sec)}$ とした。また総解析時間は、入力荷重によった弾性波が底面から反射し観測点に到達するまでの時間を計算し、底面からの反射波全体が観測点まで到達する時刻(総解析時間)を 1.2 ms とした。減衰は時間ステップに比例し振動の高周波成分を取り除くための数値減衰のみを考慮して解析を行っている。

ここで半無限要素を用いた場合と用いない場合の応答加速度の比較を図-15に示す。縦軸は加速度で、横軸は経過時間(ms)を表している。入射初期には入射点から直接伝播した波動が観測点に到達し(0.1msec)、次に入射点と反対側の境界からの反射波(0.8~1.0 msec)が現れている。側面を自由境界とする要素を用いると(実線)側面反射の影響により着目する反射波が小さくなっている。この比較より半無限要素(点線)を用いて解析することによって拘束境界である底面からの反射波が明確に比較できるので、本解析では側面に半無限要素を用いることにした。これは実験における供試体側面のモデル化とは異なるが、実験の供試体側面では表面が粗いことなどから減衰、散乱により側面反射の影響が少ないと思われる。

また、コンクリート橋脚に発生する曲げひび割れの影響を考慮した解析は図-13 B-Typeのようなスリットを有しフーチングのないモデルで解析を行った。ひび割れのモデル化はスリットとして幅2mm空間を設け、ひび

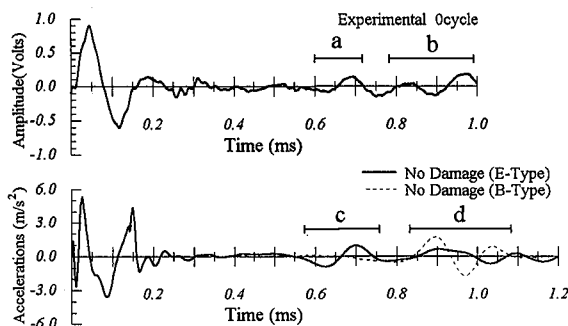


図-16 損傷のない時の実験と数値解析の比較

割れ位置 L (105,70,35cm)、ひび割れ深さ D (10,15,20cm) をパラメータとしたモデルに関して応答解析を行った。ただし、ひび割れ位置とは荷重入射位置からの距離を表し、ひび割れ深さは解析モデル側面から x 軸方向にひび割れが進展する長さのことを表している。

6.2 実験と解析の比較

(1) 供試体形状による波形の比較

0cycle 時の実験波形と図-13 の解析モデル E-Type の解析波形を図-16 に示す。上は実験より得られた 1ms までの測定波形で下が 1.2ms までの解析結果である。0cycle 時の波形は載荷前の供試体で測定されたものである。このときの供試体はひび割れなどの損傷が無い状態で、波形にはフーチングの断面変化部からと底面からの反射エコーだけが現れているはずである。供試体の弾性波伝播速度 3400m/s から反射波の到達時刻を計算すると、フーチングの断面変化部からの反射波が 0.588ms で底面からの反射波が 0.823ms となる。この値から 0cycle 時の波形の範囲 a にフーチングからのエコー波形が、範囲 b に底面からのエコー波形が現れていると推定できる。一方、断面変化を有する解析モデル E-Type の数値解析結果には範囲 c に断面変化部からの反射波が、範囲 d に底面からの反射波が現れている。a と c、b と d それぞれの波形を比較してみるとほぼ同じパターンであると見ることができる。

(2) ひび割れ発生による波形の比較

5cycle 時の実験波形と解析モデル B-Type の解析波形との比較を図-17 に示す。解析モデル B-Type は等断面で L=70cm、D=15cm のひび割れ一つを持つモデルである。実験において 5cycle の段階では図-7 に示したように、供試体頂面から 64~82cm にかけてひび割れが現れていた。これらひび割れからの反射波はコンクリートの弾性波速度から計算すると 0.376~0.482ms に到達していると推定できるので、図-17 の範囲 e の波と見ることができる。ひび割れを有する解析モデル B-Type では g の範囲にひび割れからの反射波が現れており、5cycle 時の波形の範囲 E とパターンがほぼ同じであることが判る。

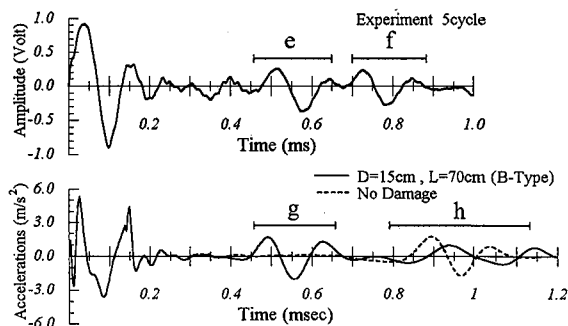


図-17 5cycle 損傷時の実験と数値解析の比較

7. 結論

RC 橋脚柱に人為的に曲げひび割れによる損傷を発生させて、振動数および減衰定数の振動特性の変化と損傷との関係を検討するとともに、弾性波エコー法を用いて内部のひび割れを検出する手法について検討した結果、以下の結論が得られた。

- (1) 振動試験では損傷を評価するパラメータとして履歴吸収エネルギーと剛性の 2 つを用いた。履歴吸収エネルギーでは各供試体が許容できるエネルギー量で損傷を評価し、剛性では曲げひび割れの進展状況を評価することで、振動特性との関係を明らかにすることができた。
- (2) 打撃弾性波測定による損傷判定試験からクラックの位置を反射波によって把握することができた。また、コンクリート内部のひび割れの有無を判定することができた。
- (3) 打撃法による実験結果とひび割れを考慮した解析結果はほぼ一致した時間にひび割れからの反射波が得られ、数値解析の妥当性を確認した。

謝辞：本研究の実験、解析を行うにあたり中央コンサルタンツ㈱の本田宣之氏並びに川田工業㈱の久保田和徳氏には多大な御助力を頂きました。ここに感謝の意を表します。

本研究の一部は平成 9 年度文部省科学研究費（代表大島俊之）の補助を受けて行われました。

参考文献

- 1) 南庄、森田、杵本：非破壊検査手法を用いた杭基礎の損傷調査、第 23 回地震工学研究発表会、pp651-654, 1995.
- 2) 大島俊之：構造物の非破壊評価はどこまでできるか、土木学会平成 7 年度全国大会研究討論会資料「逆解析の可能性を探る」、pp. 6-11, 1995. 9.
- 3) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析、技報堂出版、pp. 293-296, 1993.
- 4) Carino, N.J., Sansalone, M. and Hsu, H.H. : A Point Source-Point Receiver Pulse-Echo Technique for flaw Detection in Concrete, ACI Material Journal, Vol. 83,

No. 2, pp.199-208, 1986.

- 5) Thompson, D. O. and Chimenti, D. E.: Review of Progress in QNDE, Vol.1(1982)-Vpl.17(1998), Plenum Press.
- 6) 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, No.390/V-8, pp.1-22, 1988.2.
- 7) 西村昭彦: 衝撃振動試験を用いた鉄道橋の下部工健全度調査, 第2回橋梁振動に関するコロキウム論文報告会, pp.233-252, 1989.2
- 8) 岡林隆敏、沖野真、原忠彦、川村昭信: 衝撃加振法による道路橋の振動測定、橋梁と基礎 Vol.22、No11、pp39～43、1996
- 9) 滝本和志、川村一彦: 基礎で曲げ破壊するRC橋脚のエネルギー吸収容量の定式化、土木学会論文集、No532/V-30、pp5～13、1996
- 10) 太田、大島、三上、山崎、外山: 打撃法による損傷RC橋脚の健全度診断と損傷評価、橋梁振動コロキウム'97 論文集, pp.233-238, 1997.
- 11) 山崎、大島、三上、太田、工藤: 鋼板巻立てRC橋脚の打撃による振動特性変化と損傷評価、土木学会北海道支部論文報告集, Vol.54, 1998.2.

(1998年9月18日受付)