

構造物健全性の即時判定手法の開発

Development of a method for immediate determination of structural integrity

高藪 駿[†], 倉橋 奨^{††}, 横田 崇^{††}

TAKAYABU Shun[†], KURAHASHI Susumu^{††}, YOKOTA Takashi^{††}

Abstract The continued usability of structures after a major earthquake is important for evacuation decisions. Wang et al. (2013) proposed a building damage assessment method based on the change in shear wave velocity before and after a disaster based on constant microtremor records. However, there are few examples of post-disaster buildings, and there are not many studies of damage assessment using real structures. In this study, the relationship between the shear wave velocity variation before and after the experiment and the fracture process observed visually on the exterior of the building was investigated using the waveforms from a shaking table experiment on a real structure carried out by E-Defence. The results confirmed three things. First, the decrease in shear wave velocity is correlated with the progress of building damage. Second, shear wave velocity and natural frequency decreased with the progress of building damage, and that the two generally corresponded to each other. Third, shear wave velocity decreasing at the level where the inter-story drift angle was large and deformed. Finally, the results of using constant microtremor waveform records for actual operation showed that the shear waves could also be calculated for buildings and civil engineering structures of the Nagashima Dam.

1. はじめに

大規模地震後の構造物の使用可否は、発生直後の避難や発生後生活のために極めて重要である。地震発生後、建物の被災評価のために早急に実施される応急危険度判定がある。この判定方法は、現地での外観目視調査が主体の為、構造物内部の被災評価が難しいことや、人海戦術のため、多くの時間が必要とされることが問題点とされており¹⁾、これとは別に構造物の被災状況の迅速かつ的確な把握手法が必要と言える。

王他 (2013) は、Snieder and Şafak (2006) が提案した逆重畳法²⁾を用いて常時微動記録から層間せん断波速度を推定する手法³⁾を提案した。この手法は、被災前と被災後のせん断波速度の変化により建物損傷を評価する方

法であり、建物のヘルスマニタリングへ応用することも可能で大規模地震発生後、即時に建物の応急危険度判定が行える。また、地震計の再評価することで建物の振動記録を用いた他の手法よりも安価に実装できる。一方で、被災前の建物による逆重畳法を用いた層間せん断波速度は、現状の建物を対象としたいくつかの適用事例は存在するものの、被災後の建物による適用事例は極めて少なく、被災後の建物のせん断波速度の低下の検証や被災状況に応じた低下率などはよくわかっていない。また、この手法では、建物の端や偏った位置に設置すると、建物の揺れの増幅やねじれ振動の影響を受け、正確な建物の揺れを測定しにくくなるため、中心点に観測計を設置することが理想である。しかし、実構造物では、建物中心点に室内機器がある場合や被災した場合など、必ずしも中心点に設置できるとは限らないなど、実運用するための逆重畳法の適用影響について検討しなければならない。本研究では、防災科学技術研究所の実大三次元実験施設 (E-ディフェンス) で実施されている実大建物試験

[†] 愛知工業大学大学院 工学研究科 (豊田市)

^{††} 愛知工業大学 工学部 社会基盤学科 (豊田市)

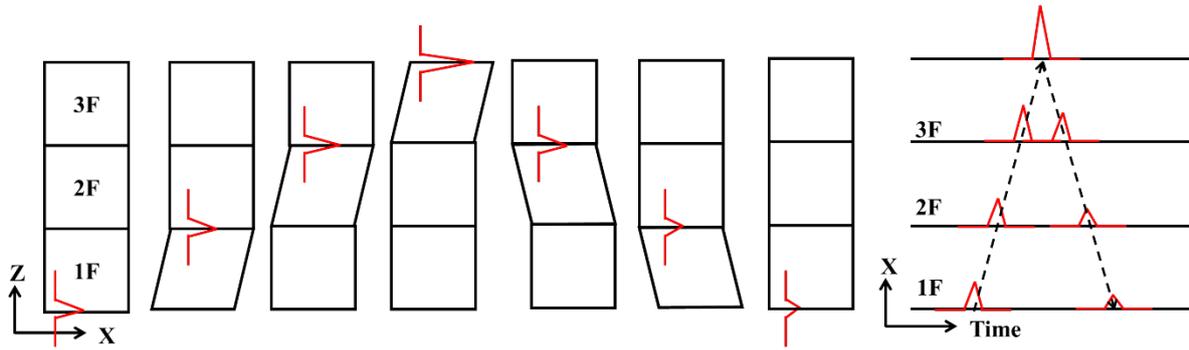


図-1 1階から入射し各階を伝播するせん断波（赤いパルス）のイメージ
各階で上昇波と下降波により生じた波形（応答）³⁾

体実験の振動実験データを使用し、せん断波速度の変動と外観目視損傷観察による破壊過程の関係を解明する。また、実運用のことを考慮すると、微動記録を用いた解析結果の検討が必要であることから、ねじれ振動に対する逆重畳法の適用影響について検討する。

$$u_i(z, \omega) = \sum_{n=0}^{\infty} S(\omega) R^n(\omega) \{ e^{jk(2nH+z)} e^{-\gamma|k|[2(n+1)H-z]} + e^{jk[2(n+1)H-z]} e^{-\gamma|k|[2(n+1)H-z]} \} \quad (2)$$

2. 逆重畳法によるせん断波速度の推定手法

2・1 建物内におけるせん断波の伝播

建物内の応答は周波数領域においては各振動モードの組み合わせで表され、時間領域においては波長が異なる上昇波と下降波で表される。建物内を伝播するせん断波のイメージ図を図-1に示す。建物基礎から上部構造に入射した波が各階を伝播し屋上に至る（以降、上昇波と呼ぶ）。その波は、屋上で反射した後、建物基礎へと戻る（以降、下降波と呼ぶ）。本研究では、振動実験観測データおよび常時微動観測データから、後述する逆重畳法により上昇波と下降波を抽出し、分析に用いる。

2・2 逆重畳波とせん断波速度の算出

Snieder and Şafak (2006) は地震波干渉法理論に基づき、建物の各階を地盤の層構造と見なし、建物の内部を伝わるせん断波の伝播時間を抽出する方法、即ち逆重畳法 (deconvolution method) を提案した。周波数領域における高さ z の i 階の記録 $u_i(z, \omega)$ を建物最上階の記録 $u_T(z=H, \omega)$ で逆重畳して得られる i 階の逆重畳波 (deconvolved wave) $T_i(z, \omega)$ は式 (1) で表される。

$$T_i(z, \omega) = \frac{u_i(z, \omega)}{u_T(z=H, \omega)} \quad (1)$$

ここに H は建物の代表高さである。

周波数領域における i 階の波形は式(2)で表現できる。

ここに、 $S(\omega)$ は入射波、 $R(\omega)$ は基礎の反射係数、 γ は減衰定数、 n は基礎で反射した回数、 k は波数、 j は虚数単位である。式(2)を式(1)に代入して共通因子を除去し、時間領域に変換すると式(3)が得られる。

$$T_i(z, t) = \int \frac{1}{4\pi} \left[\int e^{\frac{j\omega(z-H)}{c}} e^{-\frac{\gamma|\omega|(z-H)}{c}} e^{j\omega t} d\omega + \int e^{j\omega(H-z)/c} e^{-\gamma|\omega|(H-z)/c} e^{j\omega t} d\omega \right] \quad (3)$$

式(3)により、 i 階の逆重畳波は減衰する一つの上昇波(第一項)と一つの下降波(第二項)の和を表している。図-2は逆重畳法によって算出される建物全体の逆重畳波を描いた模式図である。式(3)の上昇波と下降波に対応する2つ

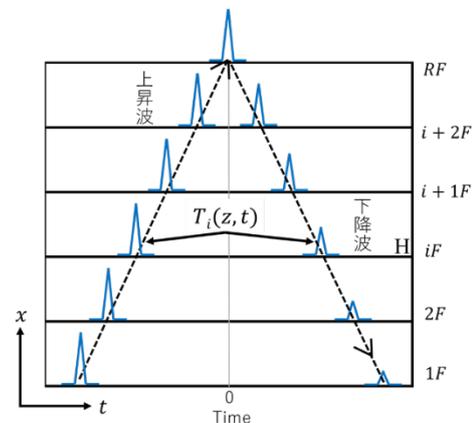


図-2 逆重畳法の模式図

のピークを持つ波形となっている。また、建物階層に応じた逆重畳波を各階に描くと建物内を伝播する様子が見える。この逆重畳波から、各階の上昇波と下降波のピーク時間の伝播時間差を算出することができる。

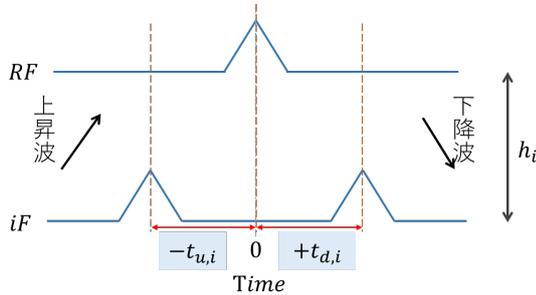


図-3 上昇波と下降波の伝播時間差の概略図

図-3 に上昇波と下降波の伝播時間差の概略図を示す。iF の逆重畳波の上昇波、下降波のピーク時間はそれぞれ $t_{(u,i)}$ 、 $t_{(d,i)}$ とする。RF は仮震源地点のため、逆重畳波の上昇波、下降波のピーク時間は 0 となる。iF と RF の層間の高さを h_i とする。iF と RF の間を伝播するせん断波の伝播時間は上昇波（負時間側）の伝播時間 $t_{(u,i)}$ および下降波（正時間側）の伝播時間 $t_{(d,i)}$ の平均を算出する。iF と RF との層間高さを h_i とすると、iF と RF を伝播するせん断波速度 $V_{S_{iF \rightarrow RF}}$ は式(4)により求められる。

$$V_{S_{iF \rightarrow RF}} = \frac{2h_i}{(t_{d,i} - t_{u,i})} \quad (4)$$

3. 逆重畳法による構造物健全性評価

3・1 対象とする振動台実験とデータの概要

本研究では2つの実験データを用いて、逆重畳法による構造物損傷評価を行う。

1つ目は、新耐震基準に基づき設計された実大3階建て鉄骨造建築物試験体に対する大型振動台実験⁴⁾データを用いる。試験体の外観図を図-4(左)に示す。試験体は3層2方向ラーメン構造の鉄骨造建物であり、試験体高さは10.8m、平面は6m(2スパン)×5m(2スパン)である。

2つ目は、10階建て鉄筋コンクリート造建物試験体に対する振動台実験⁵⁾データを用いる。試験体は、長辺方向は柱と梁で構成される純フレーム構造、短辺方向は1階から7階に連層耐震壁を持つフレーム構造であり、試験体高さは27.45m、平面はフレーム方向13.5m(3スパン)×耐震壁方向9.5m(3スパン)である。

3・2 実大3階建て鉄骨造試験体の損傷進展とせん断波速度の変動

入力地震動は、「神戸の減災研究会」が作成した南海

トラフ波(Nankai)と兵庫県南部地震の鷹取波(JR Takatori)が使用され、徐々に振幅倍率をあげ、弾性時から骨組み倒壊まで繰り返し加振が行われた。また、試験体の損傷状況に伴う振動特性の変化を追うために各加振時の間に振幅50galのランダム波加振(Random)が行われている。入力加振は、長辺方向に1方向水平加振である。

実験時の加振概要と各加振時に生じた損傷状況を表-1に示す。試験体に鷹取波40%と60%を入力した際には2階および3階の側柱、中柱に取付く梁端部の下フランジにおいてミルスケールの剥離が確認され、鷹取波100%



図-4 実大3階建て鉄骨造試験体(左)
実大10階建て鉄筋コンクリート造試験体(右)

表-1 3階建て鉄骨造建築物試験体実験
加振概要と損傷状況

波形	損傷状況
Random0	損傷なし
Nankai(35%)	
Nankai(45%)	
Nankai(50%)	
Nankai(50%)	
Random1	
Nankai(100%)	2階および3階の側柱の ミルスケールの剥離
Random2	
JR Takatori(40%)	
Random3	
Random4	同上の中柱の ミルスケールの剥離
JR Takatori(60%)	
Random5	1層目 亀裂発生
JR Takatori(80%)	
Random6	1,2層目 梁フランジ破断
JR Takatori(100%)	
Random7	
Random8	
Nankai(50%)	
Random9	3層目 亀裂進展
Nankai(100%)	
Random10	
Nankai(150%)	
Random11	

加振時に 2 階側柱と 3 階側柱に取付く梁の下フランジで延性破断が確認されている。また、下フランジ延性破断後に加振にされた南海トラフ波 100%加振時はわずかに亀裂が進展している様子が確認され、南海トラフ 150%の加振において、3 階の側柱に取付く梁の下フランジの亀裂が進展している様子が確認されている⁶⁾。

Random0 (建物損傷前のランダム波加振の記録) と Random11(建物損傷後のランダム波加振の記録)の各階層の逆重畳波とせん断波速度を図-5 に示す。なお、解析周波数範囲は、試験体の 1 次モードまでを含む 0.1Hz~3.0Hz とした。

建物損傷後の逆重畳波は、上昇波と下降波のピーク時間に差が広がり、各階層のせん断波速度が低下している様子が確認できる。このことから王他 (2013) 手法によるせん断波速度を用いた建物の損傷評価手法の有効性を示唆する。

図-6 に加振による建物の損傷状況および各加振時の建物全体のせん断波速度 (○印) とフーリエスペクトル比から算出した固有振動数 (△印) を示す。

損傷進展とともにせん断波速度と固有振動数は低下しており、両者は概ね対応している。詳細にみると、JR Takatori(100%)の加振の大規模損傷前後でせん断波速度は大きく減少し、大規模損傷後以降では、建物の損傷は進展しているものの両者の低下は変化量が小さくなった。これは、大規模損傷箇所における損傷の進展が小さいためだと考えられる。また、外観目視による損傷が発生した JR Takatori(40%)の加振より前から、せん断波速度と固有振動数が低下している様子が確認できる。これは、外観目視できない程度の損傷により構造躯体の剛性が低下したためと考えられる。

3・3 実大10階建て鉄筋コンクリート造試験体の建物の損傷進展とせん断波速度の変動

入力地震動として、兵庫県南部地震の神戸海洋気象台で観測された(JMA-Kobe)が 3 方向同時加振され、入力地震動の前後にはランダム波(Random)加振が行われている。

外観目視における各加振時における損傷状況と各地震時における層間変形角を表-2 と図-7 に示す。

JMA-Kobe(50%)加振時にフレーム方向において梁端部や柱梁接合部にクラック幅 0.15m 程度のひび割れが発生した。JMA-Kobe(100%)加振時では、フレーム方向において柱梁接合部の破壊がさらに進行してかぶりコンクリートの剥落が生じている。また、耐震壁方向では、連層耐震壁脚部の圧縮側コンクリートの圧壊が生じ始め、1 階隅柱の柱脚においてかぶりコンクリートの剥落が報告

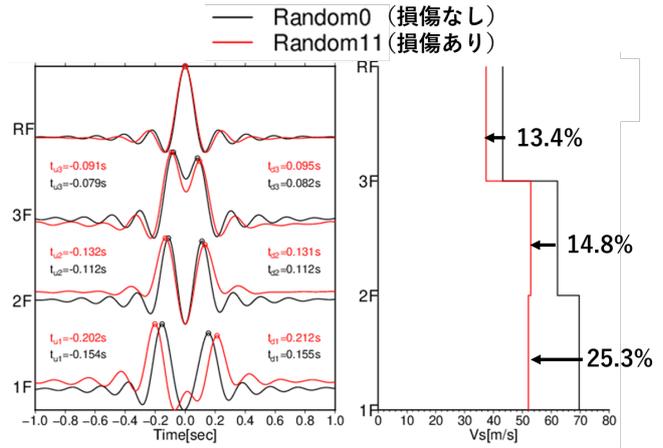


図-5 各階層の逆重畳波とせん断波速度

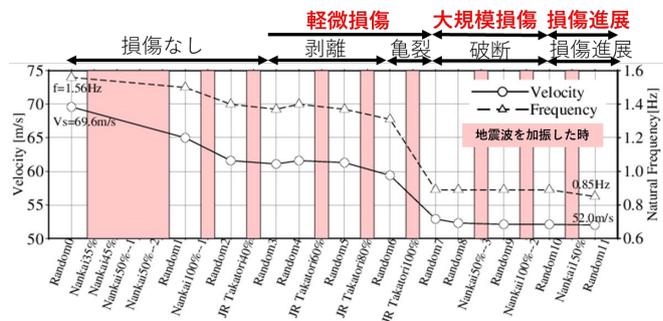


図-6 実大 3 階建て鉄骨造試験体のせん断波速度と固有振動数の変動

表-2 実大10階建て鉄筋コンクリート造実験加振概要と損傷状況

加振波形	倍率	損傷状況
Random0		損傷なし
JMA-Kobe	10%	0.05mm以下の 微細なひび割れ
Random1		
JMA-Kobe	25%	
Random2		柱と壁に幅0.05mmのひび割れ 柱梁接合部：幅0.15mmのひび割れ
JMA-Kobe	50%	
Random3		
Random4		連層耐震壁脚部の圧壊 1階隅柱のコンクリート剥落 柱梁接合部のかぶりコンクリート剥落
JMA-Kobe	100%	
Random5		
JMA-Kobe	60%	
Random6		

されている。JMA-Kobe(100%)加振後の柱梁接合部のひび割れ状況から中破から大破と判定されている⁷⁾。図-7 より、この建物試験体では、4F→5Fの層が最も変形している様子が確認されていることや柱梁接合部の損傷が集中している 3F→6F の中層階において被害が大きい

構造物健全性の即時判定手法の開発

と報告されている⁷⁾。

本実験における試験体のせん断波速度と固有振動数の変動を図-8に示す。解析周波数範囲は、実大3階建て鉄骨造建築物試験体と同様に1次モードまでを含むフレーム方向：0.1-2.0Hz、耐震壁方向：0.1-2.5Hzとした。

図-8より、損傷進展とともにせん断波速度と固有振動数は低下しており、両者は概ね対応している。また、外観目視の判定が困難な損傷程度にも両者は低下している様子や JMA-Kobe(100%)加振後の大規模損傷後、大規模損傷箇所損傷進展が小さいことが考えられ、両者の低下は変化量が小さくなったことが確認した。

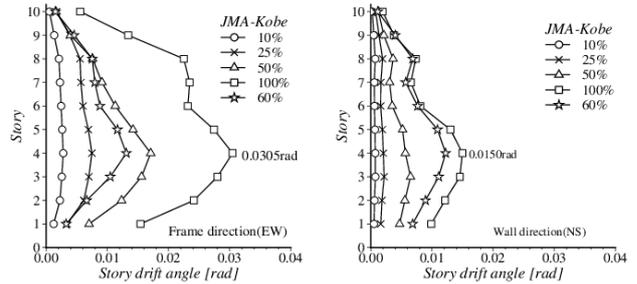


図-7 各地震時における層間変形角
フレーム方向（左）耐震壁方向（右）

3・4 構造物の健全性評価

これまでの解析結果から、構造物の健全性評価を試みる。構造物の健全性の評価手法として、応急危険度判定では、被災後の建物を安全に使用できるかどうかを判断するため、調査済、要注意、危険の3段階の危険度判定を定められている⁸⁾。応急危険度判定区分と建物の状態の関係について表-3に示す。

これらの評価指標を参考に、本研究では、構造物の健全性指標として固有振動数とせん断波速度を用いて定量的に健全性評価を行う。判定区分は、応急危険度判定の判定区分を参考に本研究も3段階で評価を行う。

被災状況に応じたせん断波速度の低下率や固有振動数の低下率を用いることで構造物全体の損傷度を定量的に評価することができ、構造物の使用可否判断や避難判断を実行できると考えられる。前述の建物の大規模損傷後、せん断波速度の変化量は小さいことから、外観目視損傷観察による損傷なし～大規模損傷までに得られたせん断波速度と固有振動数を用いて、せん断波速度と固有振動数の低下率について検討を行う。

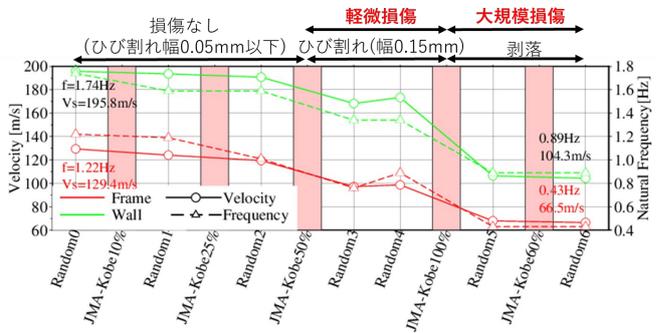


図-8 実大10階建て鉄筋コンクリート造試験体のせん断波速度と固有振動数の変動

表-3 応急危険度判定区分と建物の状態

応急危険度判定 判定区分	建物の状態	低下率 (%)	
		固有振動数	せん断波速度
調査済	継続使用可能		
要注意	立ち入り注意 必要に応じて補修		
危険	立ち入り禁止 補修・解体が必要		

3・4・1 建物全体の健全性評価

2つの実験から得られた建物全体のせん断波速度（1階と最上階のせん断波速度）の低下率と建物の損傷度、固有振動数の低下率と建物の損傷度を図-9に示す。建物はせん断波速度の低下率が24%、固有振動数の低下率が43%程度に達すると大規模損傷（避難誘導・継続使用不可）が発生し、せん断波速度の低下率が12%、固有振動数の低下率が10%程度に達すると軽微損傷（建物内待機、被災状況確認）が発生する結果となった。

3・4・2 各階層の健全性評価

次に各階層の健全性評価を試みる。実大10階建て鉄筋コンクリート造建物試験体のフレーム方向における層間変形角を図-10、せん断波速度の低下率を図-11、固有

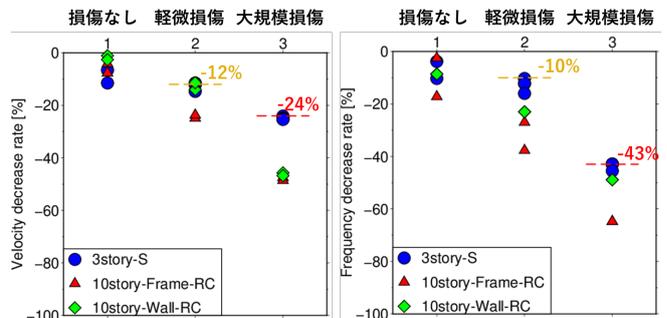


図-9 せん断波速度の低下率と損傷度（左）
固有振動数の低下率と損傷度（右）

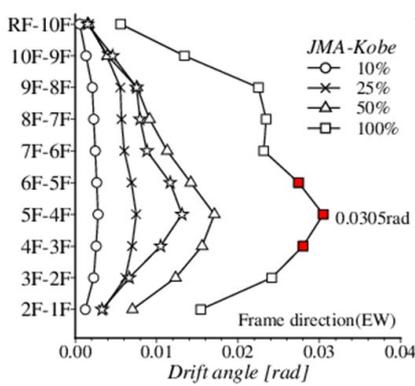


図-10 層間変形角

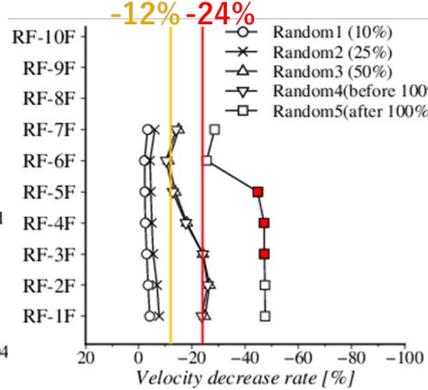


図-11 せん断波速度の低下率

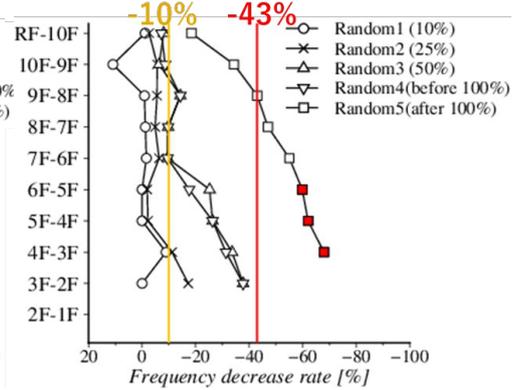


図-12 固有振動数の低下率

振動数の低下率を図-12 に示す。

図-10 の層間変形角と実験報告書から 3F→6F の中層階において被害が大きいと報告されている階層を図□の赤で示す。

Random5 (大規模損傷) のせん断波速度の低下率は、RF-6F と RF-5F の低下率を比較すると、1.7 倍大きくなっている。これは、5F→6F の層から低層階に大きな損傷を受けたことを示している。また、3F→6F の中層階において柱梁接合部の被害が大きいと報告された階層と一致している。一方で、固有振動数の低下率は、屋上階から徐々に低下していき低層階に行くほど、低下率が大きくなることを示している。しかし、7F-6F と被害の大きい 6F-5F の低下率を比較すると、1.1 倍の低下率が大きくなっている程度であり、せん断波速度ほどの大きな低下率が観測されない結果であった。すなわち、せん断波速度は被害の大きい階層を損傷評価できるが、固有振動数では、被害の大きい階層の特定することは、困難である。

Random3 (軽微損傷) のせん断波速度と固有振動数の低下率より、1F→6F のせん断波速度が 12%以上、固有振動数が 10%以上の低下率を達していることから、1F→6F にひび割れ等の損傷が発生したと考えられる。

4. 実運用に向けた常時微動記録を用いたせん断波速度の算出

4・1 対象構造物

前章では、振動実験から得られた応答波形を用いて健全性評価を行った。しかし、実運用上を考えた場合、振動実験のような特定の波形を得ることができず、小地震や常時微動記録を用いて検討が必要である。本研究では、常時観測できる常時微動を利用した解析を行った。

本研究で用いる対象構造物は、地上 12 階建て、地下 3 階建て (SRC 造) の愛知県自治センターと地上 6 階建て

(S 造)、地下 2 階建て (SRC 造) の愛知工業大学 2 号館を対象とした。

それぞれの対象構造物の各階に地震計を設置し、常時微動の同時観測を行った。各層間の時間差を測定するために、地震計設定のサンプリングレートを 1000Hz に設定し、時刻の同期には GPS を利用した。(なお、長軸方向を LD 方向、短軸方向を SD 方向とそれぞれ称す)

図-13 愛知県自治センター (左)
愛知工業大学 2 号館 (右)

4・2 常時微動を用いたせん断波速度

常時微動記録から得られた愛知県自治センターのスペクトル比 (RF/B3F) を図-14 に示す。LD 方向と SD 方向ともに 1Hz 付近に 2 つのピークが見られる。構造物の高さと固有周期の関係式 $T=0.015H^0.9$ を用いて求めた、この構造物の固有振動数は 1.10Hz である。この周波数帯域は、この構造物の固有振動数と一致しており、1 次モードと示唆される

逆重畳法の解析周波数範囲は 1 次モードを含む 0.1-3.0Hz とし、逆重畳法の解析を行った各方向における逆重畳波を図-15 に示す。

逆重畳波は上昇波と下降波が明白に分かれ、建物内を伝播している様子が読み取れる。また、LD 方向の方がパルスの間隔幅が短いことから早く伝播している。建物の長軸方向と短軸方向を考えた場合、長軸方向の方が振

動しにくく、せん断剛性が高いことと整合的である。

なお、愛知工業大学2号館の結果も基本的には同様な結果を得られており、常時微動でも振動台実験と同様にせん断波速度を推定できることを確認できた。

4・3 ねじれ振動が及ぼす逆重畳法の影響

常時微動の利用でも逆重畳波が得られることが確認できたが、愛知県自治センターでのスペクトル比を詳細に見てみると、固有振動数の領域では、明瞭に2つのピークが見られる。これは、建物の固有振動数ともう一方はねじれ振動のピークと考えられる。観測点が建物の重心からずれていると建物の固有振動数にねじれ振動が含まれ、ねじれを伴う建物の固有振動数として現れる。これは両軸ともに言えるため、同じ周波数帯にスペクトルのピークが見られる 1.34Hz がねじれ振動であると考えられる。

そこで、このねじれ振動がせん断波速度を求める際への影響を検討した。ここでは、愛知工業大学2号館を対象に、ねじれ振動が入らない建物の中心点に地震計を設置した微動記録と、ねじれ振動がはいるように建物の両端に地震計を設置した微動記録を用いて検討を行う。愛知工業大学2号館の6F、2F、B2Fにおける地震計の設置図を図-16に示す。

愛知工業大学2号館で中心点と両端に設置した地震計から得られた6階のスペクトルを図-17に示す。両端(East、West)に設置した地震計の微動記録から、建物の固有振動数(1.46Hz)とねじれ振動(1.65Hz)が応答していることが確認できる。

各設置箇所から求めた逆重畳法の解析結果を図-18に示す。中心点(Center)のせん断波速度に対して両端に設置された(East、West)のせん断波速度は、と約24%速くなっていることが確認された。これは2Fの逆重畳波を着目すると、中心点に設置した地震計では、明確なピーク時間を読み取れる。両端に設置した地震計では、上昇波と下降波の明確な分離ができていないことが原因である。このことから、ねじれ振動が含まれることによって、逆重畳法によって求められた上昇波と下降波のピーク時間の識別精度が低くなってしまふ可能性が考えられる。

4・4 ねじれ振動の除去

以上のように、建物の中心点で観測を実施することが理想ではあるが、必ずしも中心点に地震計を設置できるとは限らない。そこで、対角線上に設置した2台の地震計を足し合わせることで、ねじれ振動を除去することを考える。

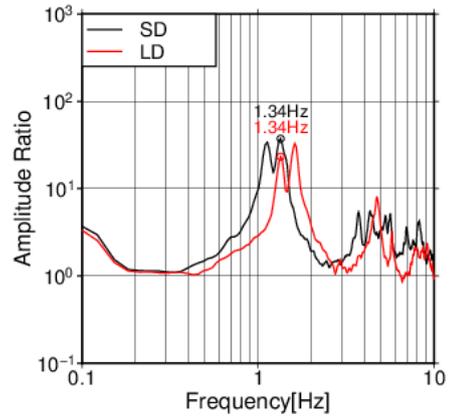


図-14 愛知県自治センターのスペクトル比 (RF/B3F)

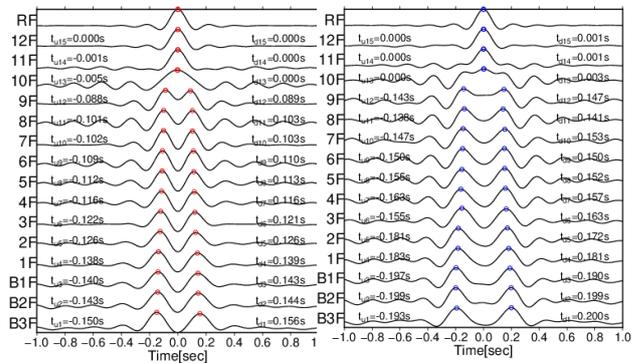


図-15 愛知県自治センターの逆重畳波 LD方向(左)SD方向(右)

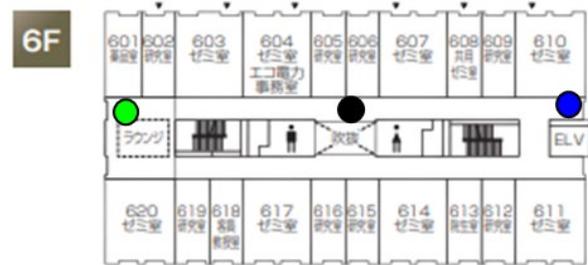


図-16 愛知工業大学2号館 地震計設置図

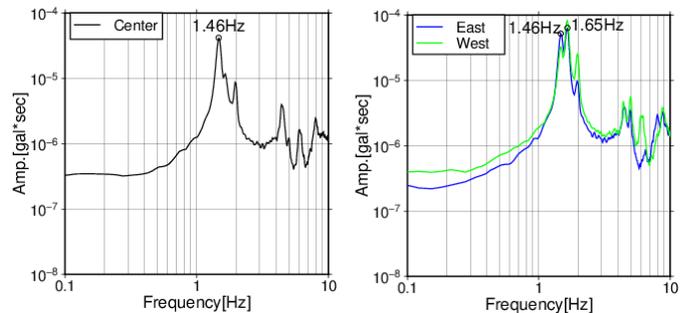


図-17 愛知工業大学2号館6F スペクトル (SD方向) 中心点に設置(左) 両端設置(右)

図-19と図-20に中心点の地震計から求めたスペクトルと足し合わせ波形から得られた波形とスペクトルを示す。これらより、スペクトルのピーク地点や振幅も中心点に設置した地震計と同程度の波形を示すことができることを確認した。また、位相もよく類似しており、ねじれ振動を除去できていることを確認した。

足し合わせ波形を用いて、逆重畳法の解析によって得られた逆重畳波とせん断波速度を図-21に示す。2Fの逆重畳波を着目すると、ねじれ振動が除去されたことによって、上昇波と下降波は明確に分離することができる。せん断波速度は、中心点に設置したものと近い値となったことを示した。

5. コンクリートダムへの逆重畳法の適用

5・1 コンクリートダムの維持管理の現状と課題

最後に、土木構造物への適用を考える。本研究では、コンクリートダムを対象とした。コンクリートダム堤体の健全度診断では、日常または定期的な巡視での目視点検記録や漏水量や変形などの計測データといった安全管理記録の分析が基本となる¹⁰⁾。今後、供用開始後長期間経過する管理ダムの方がさらに増加することを考えると、より多くのダムを対象に継続的・定期的かつ今まで以上に効率的に健全度診断を行っていくことが必要になっていくことが考えられ、ダム堤体の経年的な状態の変化を継続的に監視する健全度判定手法が必要と考えられる。

本研究では、静岡県に位置する長島ダム（重力式コンクリートダム）を対象に逆重畳波とせん断波速度を算出した。

5・2 長島ダムの逆重畳波とせん断波速度の算出

長島ダムは、大井川の上流に位置し、洪水調整、流水の機能の維持等を目的とした多目的ダムであり、ダムの高さ 109m の重力式コンクリートダムである。天端と監査廊内に地震計を設置し、常時微動観測を実施した。逆重畳法の解析周波数範囲は、1次モードを含む 0.1-10.0Hz とし、解析を行った結果を図-23に示す。

ダム軸方向においては、ダム堤体内を伝播する様子が確認できない結果となった。一方で上下流方向は、ダム堤体内の伝播の様子が確認できる。B1F→B4Fの伝播時間差より、ダム堤体内のせん断波速度は 1838m/s であり、建物のせん断波速度と比べると非常に速い速度となった。ダムは非常に堅固な構造物であるためせん断波速度が速くなることは妥当な結果と考えられる。

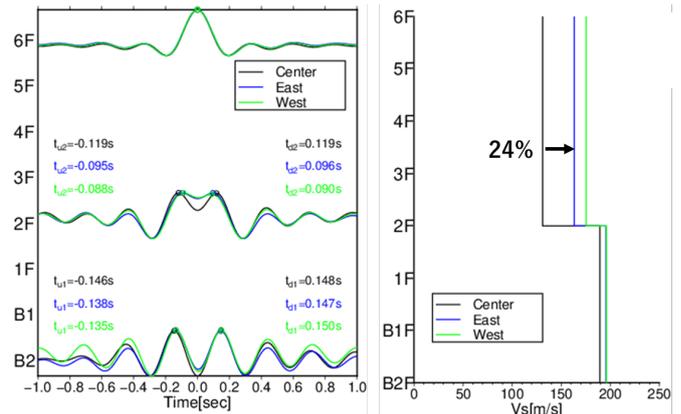


図-18 逆重畳波とせん断波速度 (SD 方向)

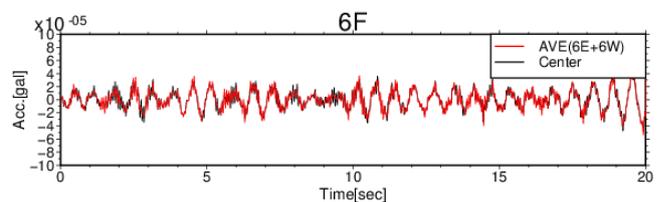


図-19 足し合わせ波形と中心点の応答波形

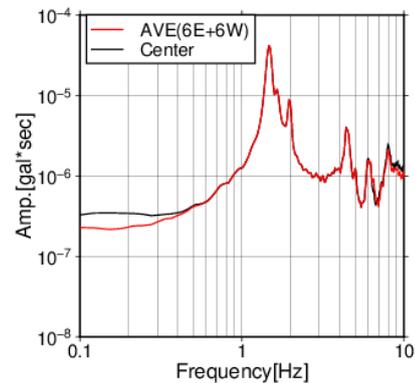


図-20 足し合わせ波形と中心点のスペクトル

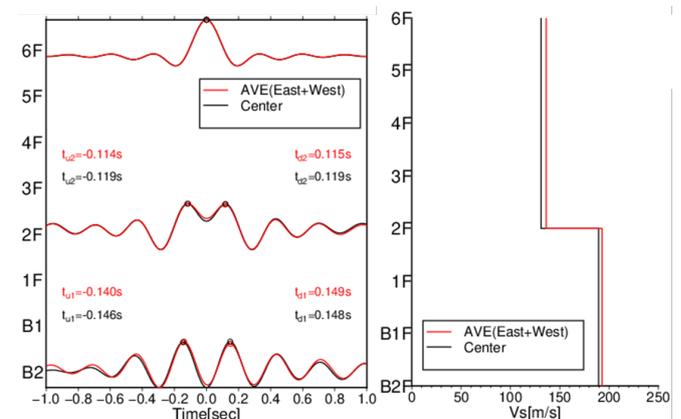


図-21 足し合わせ波形と中心点のスペクトル

6. 結論・まとめ

本研究では、実大実験施設（E-ディフェンス）で実施されている実大建築試験体実験のデータを使用し、その構造物の実験前（損傷なし）と実験後（損傷あり）の観測記録から王他（2013）手法を適用し、せん断波速度の変動と外観目視損傷観察による破壊過程の関係を考察する。また、常時微動記録から地震計の設置箇所における逆重畳法の影響について検討した。その結果を次に示す。

1. 実験前（損傷なし）と実験後（損傷有）では、せん断波速度が低下することを確認した。
2. せん断波速度は、建物の損傷の進展と関係性があると示唆される。また、せん断波速度の変動は、固有振動数の変動と近似しているため、一般的な損傷評価指標と整合性があると示唆される。
3. せん断波速度の評価結果から、層間変形角と報告書の損傷階層と一致することを確認し、各階層の損傷評価できることを示した。
4. 実運用に向けて常時微動波形記録を用いた結果、愛知県自治センターと愛知工業大学 2 号館においてせん断波を算出することが可能であった。また、土木構造物の長島ダムもせん断波を算出することが可能であった。
5. 建物のねじれ振動は、上昇波と下降波のピーク時間の識別精度の低下させることが示唆された。その解決方法として建物の両端の地震計から得られた観測波形を足し合わせた結果、ねじれ振動が除去され、中心点の地震計の観測波形と同程度の波形を表現可能であることを示した。

参考文献

- 1) 楠浩一, 中村有紀子, 松岡昌志, 毎田悠承, 丸山喜久, 前田匡樹, 倉田真宏, 中島唯貴, 即時建物被害予測技術の高度化, 京都大学防災研究所年報, pp. 186-189, 2023. 10.
- 2) Snieder, R., and Şafak, E.: Extracting the building response using interferometry: theory and applications to the Millikan Library in Pasadena, California, Bull. Seismol. Soc. Am. 96, no. 2, pp. 586-598, 2006. 4.
- 3) 王欣, 正木和明, 入倉孝次郎, 常時微動を用いた被災建物の層間せん断波速度の測定, 日本地震工学会論文集, 第 13 巻, 第 2 号, pp. 22-36, 2013.
- 4) 国立研究開発法人防災科学研究所「E-Defense 実験



図-22 長島ダムの外観

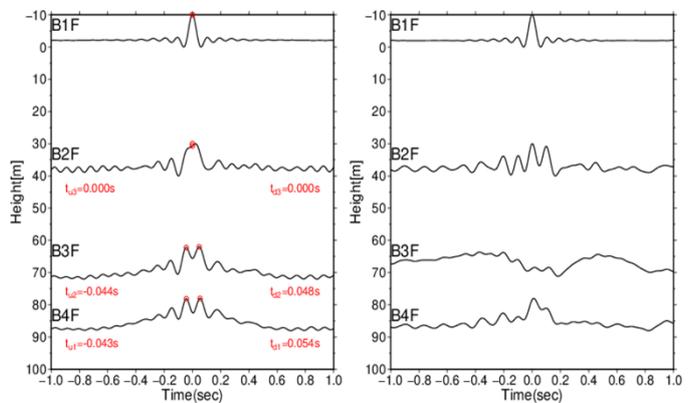


図-23 長島ダムの逆重畳波
上下流方向（右）ダム軸方向（左）

- データアーカイブ (ASEBI)」, <https://doi.org/10.17598/nied.0020> より課題名「地震によって損傷を受けた鉄骨建築物の耐震安全対策に関する実験研究」.
- 5) 国立研究開発法人防災科学研究所「E-Defense 実験データアーカイブ (ASEBI)」, <https://doi.org/10.17598/nied.0020> より課題名「現行耐震基準に基づく 10 層 RC 造骨組の崩壊メカニズムと普及型高耐震技術に関する実験」.
 - 6) 岡田恒男, 沖村孝, 内田直樹, 梶原浩一, 福本早苗, 安田丑作, 田淵基嗣, 地震によって損傷を受けた鉄骨建築物の耐震安全対策に関する実験研究, 2013. 3
 - 7) 梶原浩一, 土佐内優介, 佐藤栄児, 福山國夫, 井上貴仁, 塩原等, 壁谷澤寿海, 長江拓也, 福山洋, 壁谷澤寿一, 向井智久, E-ディフェンスを用いた 10 階建て鉄筋コンクリート造建物 (2015) の三次元振動台実験 その 1~5, 構造 II, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), pp863-872, 2016.

- 8) 愛知県建築物地震対策推進協議会, 応急危険度判定士講習会テキスト, <https://www.aichi-jishin.jp/hanteishi/manual.php> 閲覧日 2025 年 1 月 17 日.
- 9) 地震調査研究推進本部 地震調査委員会, 長周期地震動評価 2016 年試作版—相模トラフ巨大地震の検討—, 平成 28 年 10 月.
- 10) 国土交通省, 河川砂防技術基準, 維持管理編 (ダム編), 2024.

(受理 令和 7 年 3 月 19 日)