

# 2007年新潟県中越沖地震における強震観測記録を用いた被災建物の応答評価

## ESTIMATION OF DAMAGED BUILDING RESPONSE BASED ON STRONG MOTION RECORDS DURING THE 2007 NIIGATA-KEN CHUETSU-OKI EARTHQUAKE

護 雅史\*, 飯場正紀\*\*, 山本耕司\*\*\*, 宮本裕司\*\*\*\*  
古山田耕司\*\*\*\*\*, 小山 信\*\*\*\*\*, 鹿嶋俊英\*\*\*\*\*

*Masafumi MORI, Masanori IIBA, Koji YAMAMOTO,  
Yuji MIYAMOTO, Kohji KOYAMADA, Shin KOYAMA  
and Toshihide KASHIMA*

To make sure the relationship between strong ground motions and building damages, dynamic earthquake response analyses of a building, which had a slight damage during the 2007 Niigata-ken Chuetsu-oki earthquake, are performed. Earthquake records at ground surface have been observed by the K-NET system near the building. Also the building responses were observed during after-shock. The analysis model of the building is estimated based on results of a push-over analysis. Sway and rocking impedances are also installed in this model. The predominant frequency of the building in elastic condition is corresponding to that in after-shock observation. It is demonstrated that the response of the building, which is calculated considering the nonlinear characteristics of soil and building during the main-shock, is larger than the estimated response based on the damage situation of the building.

**Keywords:** Estimation of response, Soil-structure interaction, Damage, Strong ground motion, Push-over analysis, Building characteristics  
応答評価, 相互作用, 地震被害, 強震動, 静的増分解析, 建物特性

### 1. はじめに

建物の真の性能設計を実現するためには、建物に入力する地震動とともに、建物の構造的なモデル化をより精度の良いものにする必要がある。近年の被害地震では、壁量の不足した木造建築物において、倒壊や大きな残留変形を残す被害が見られたが、RC造やS造(体育館を除く)の建物には大きな被害が見られなかった<sup>1), 2)</sup>。これらの原因として、建物の保有する余力や、高密度な地震観測網、地震計の高精度化、あるいは地盤の非線形化や建物に対する基礎入力動といった地盤と建物の動的相互作用効果等が挙げられているが、まだ十分な結論に至っていないのが現状である。

既往の研究事例のうち、1995年兵庫県南部地震に関する研究として、林らは<sup>3)</sup>、震災の帯の中に立地しているにもかかわらず被害が小さかった中層事務所ビルを対象にして、基礎の浮上りに着目した検討を行い、浮上りによる入力低減効果とその要因の一つにあると結論付けている。長谷川ら<sup>4)</sup>、宮本ら<sup>5)</sup>は、ポートアイランドに立地する杭基礎建物を対象として、地盤一杭一建物系を質点系モデルに置換し、時刻歴非線形地震応答解析により、被害要因の分析を行っている。白瀬ら<sup>6)</sup>は、集合住宅や学校建築といった中低層RC建物を対象として、1995年兵庫県南部地震の被害率曲線を用いて、建物被害を説明可能な地震応答解析モデルについて、特に上部構造を中心とした検討を行っている。また、2004年新潟県中越沖地震では、宮

本ら<sup>7)</sup>や土方ら<sup>8)</sup>が、地盤と建物の動的相互作用や基礎構造(1階床面の剛性、杭頭の固定条件等)の条件を設定することにより、地震動と建物被害との関係について検討している。

本論では、2007年新潟県中越沖地震において、本震の記録が得られているK-NET柏崎観測点(NIG018)<sup>9)</sup>の近傍に建つ事務所建物の地震応答解析を実施し、その結果と建物被害の関係について検討する。本建物では、本震直後に建物内に地震計を設置して余震観測を実施する<sup>2), 10)</sup>とともに、建物被害調査も実施している。

本論ではまず、本震、余震観測記録に基づく、入力地震動や当該建物の振動特性について分析する。次に、地盤調査結果等に基づいた地盤モデル、設計図書に基づく上部建物解析モデルを作成し、余震観測記録を用いた時刻歴地震応答解析を実施して、線形範囲での当該建物の振動特性について、観測記録との比較・検討を行う。最後に、静的増分解析により作成した上部建物解析モデルを用いて、本震時の建物応答を推定し、被害調査結果と比較する。これらの解析では、地盤と建物の動的相互作用効果を考慮している。なお、本論では、PS検層等の地盤調査結果に基づいた地盤モデルの作成、敷地内で観測された地震動の採用、設計図書に基づく上部建物解析モデルの作成など、地震動、地盤、建物について、できる限り実状に則した解析モデルを作成することに専心したが、現時点では、当該建物の被害を十分説明できるに至っていない。しかし、大地震時に

\* 名古屋大学大学院環境学研究所 准教授・博士(工学)

\*\* 独立行政法人建築研究所構造研究G

グループ長・博士(工学)

\*\*\* ㈱竹中工務店北海道支店設計部

構造担当・修士(工学)

\*\*\*\* 大阪大学大学院工学研究科 教授・工博

\*\*\*\*\* 鹿島建設㈱小堀研究室 上席研究員・博士(工学)

\*\*\*\*\* 独立行政法人建築研究所国際地震工学センター

上席研究員・工博

\*\*\*\*\* 独立行政法人建築研究所国際地震工学センター

主任研究員・博士(工学)

Assoc. Prof., Graduate School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.  
Director, Structural Department, Building Research Institute, Dr. Eng.

Building Design Department, Takenaka Corp. Hokkaido Branch Office, M. Eng.

Prof., Dept. of Global Architecture, Osaka Univ., Dr. Eng.

Supervisory Research Engineer, Kobori Research Complex, Kajima Corp., Dr. Eng.

Chief Research Engineer, International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Building Research Institute, Dr. Eng.

Senior Research Engineer, International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Building Research Institute, Dr. Eng.

おける入力動と建物被害の関係の説明が非常に困難であることを示すことに、本論の一つの学術的有用性があると考えます。

## 2. 建物と地盤条件の概要

公表された2007年新潟県中越沖地震における強震記録のうち、最も大きな計測震度を観測したK-NET 柏崎観測点 (NIG018) の近傍に建つ事務所建物を検討対象とした (図1参照)。

建物の平面図と断面図を、図2に示す。本建物は、鉄筋コンクリート(RC)造地上5階・塔屋2階、地下1階(部分地下)である。竣

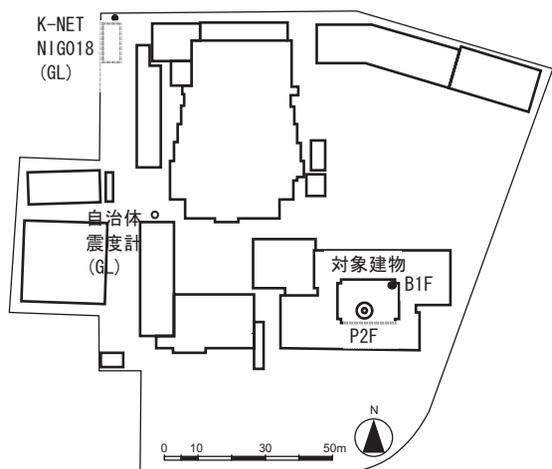


図1 対象建物配置と地震計設置位置

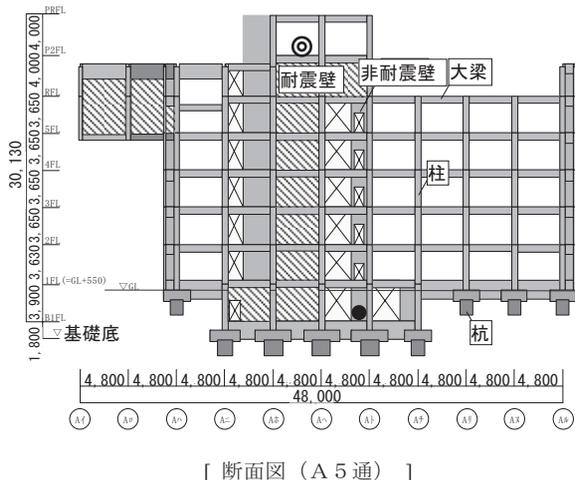
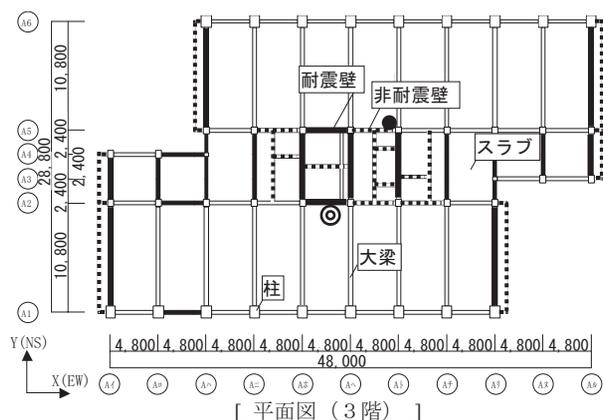


図2 対象建物の平面図と断面図、及び地震計設置位置 (◎、●印)

工年は1968年(昭和43年)頃である。平面形状は、X方向(EW方向)が長手方向のほぼ長方形であるが、2スパン分雁行させてある。階高は4m程度である。建物はX方向(EW方向)、Y方向(NS方向)ともに耐震壁を有するRC造のラーメン架構であるが、X方向は壁量が少なく、Y方向は壁量の多い架構となっている。本建物は、部分地下を有し、基礎より底面深さは、2mまたは5m程度で、φ500またはφ450のPC杭等で支持されている。杭先端深さは約32mである。

本建物で実施された地盤調査結果を、図3に示す。地表面から13m程度までは、主に砂質土が堆積しており、10mを超えた深さで、大きなN値を示す。それ以深はシルトが堆積し、N値が20程度の地盤が深さ40mまで続いている。孔内水位は深さ4m程度である。なお、同図には、同じ敷地内に設置されているK-NET観測点における地盤調査結果(N値(左図、○印)、S波速度分布(右図))を併せて示しており、両地点の地盤条件はほぼ対応している。

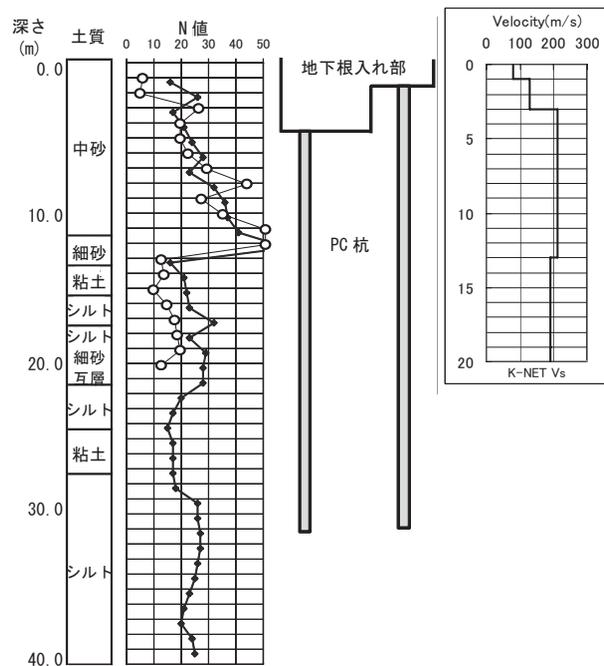


図3 地盤条件(建物近傍の柱状図・N値(左図、◆印)

とK-NET観測点でのN値(左図、○印)、S波速度分布(右図))

## 3. 本震時に観測された地震動と余震観測による建物特性

### 3.1 本震時の観測地震動

K-NET観測点で観測された、2007年7月16日10時13分の本震記録の加速度波形を図4に、表1に最大加速度(PGA)と積分により求めた最大速度(PGV)を示す。また、図5に、それらの擬似速度応答スペクトル(減衰定数5%)を示す。当該建物敷地内には、K-NET観測点から50m程度離れた当該建物に非常に近接した場所に、自治体の震度計(図1参照)も設置されており、本震の観測記録が得られていることから、その結果も併記した。K-NET観測点と自治体の震度計の加速度記録はかなり似た時刻歴形状を示している。水平方向の加速度波形には、加速度振幅が大きくなる時刻でパルス的な特性が見られる。これは、砂地盤のサイクリックモビリティによる有効応力の回復時に生じる現象<sup>11)</sup>であり、本記録にはその特徴が見られる。地震直後の当該建物敷地では、一見したところ噴砂等の液状化の明確な痕跡は確認されなかったが、建物周辺および駐車場の舗装に多

くの亀裂が生じており、液状化による地盤変形の影響を受けたと考えられる被害が発生していた。なお、本論では、6.2 節に示すように、有効応力解析を用いた手法により推定された地盤定数や入力地震動を用いることで、液状化による影響を考慮することとした。

また、最大加速度において、K-NET 観測点と自治体震度計の NS 方向と EW 方向の大きさが逆転した結果となっている。K-NET 観測点と自治体震度計の強震記録を積分して (0.1 Hz のローカットフィルターを併用した FFT による)、変位波形の水平面内軌跡を比較すると、最も大きな変位が生じた方位に約 12 度の差が認められた。そこで、ここでは、K-NET 観測点の方位が正しいとして、自治体震度計の方位を 12 度時計回りに回転させて求めた記録に対する、K-NET 観測点の記録のフーリエスペクトル比を図 6 に示す。低振動数域では、両者はほぼ同様の特性を表しているが、1 Hz 以上の振動数では、K-NET 観測点の振幅が大きくなる特性を有し、特に NS 方向で比の値が大きい。自治体震度計の方位を回転させることにより、NS 方向の比の値がやや小さくなる結果となっているが、回転補正前後での差は小さい。自治体震度計が建物に近い位置に設置されていることから、両者に差が表れた要因の一つとして、隣接建物の影響が考えられる。

### 3.2 余震観測による建物の振動特性

本震発生後、図 1、図 2 に●及び◎印で示すように、建物の地下 1 階 (B1F) 及び塔屋 2 階 (P2F) に強震計 (各箇所 3 成分、Kinematics 社 Etna) を設置し、複数の余震観測記録が得られている<sup>2)・10)</sup>。2007 年 7 月 20 日～8 月 8 日の間に観測された記録 (7 地震) の最大加速度を表 2 に示す。それらの地震動における地盤上 (GL, K-NET 記録) での計測震度は 1.2～3.2 の範囲である。また、B1F の最大加速度に対し、P2F の最大加速度は、2～3 倍程度増幅していることが分かる。さらに、各地震の加速度記録からフーリエスペクトル比 (4096 個の

データからフーリエ振幅を求め、パルツェンウインドウ (0.2 Hz) を処理した結果の比) を計算し、7 地震における建物のフーリエスペクトル比、位相差、及びそれらの平均値を求めた。X 方向における、P2F/GL 及び P2F/B1F のフーリエスペクトル比と位相差 (ともに細線)、及びそれらの各平均 (ともに太線) を図 7 に示す。P2F/GL の平均スペクトル比の卓越振動数は、約 2.3 Hz にあるのに対し、P2F/B1F の平均スペクトル比では、3 Hz 弱に卓越振動数が見られ、位相の遅れも 90 度に近い結果を示している。Y 方向における、P2F/GL 及び P2F/B1F のフーリエスペクトル比と位相差 (ともに細線)、及びそれらの各平均 (ともに太線) を図 8 に示す。P2F/GL のスペクトル比では、約 2.2 Hz に卓越振動数を有するのに対し、P2F/B1F の平均スペクトル比では、2～4 Hz に複数の卓越振動数が見られる。位相遅れが 90 度となる振動数は、3 Hz 強にあり、複数のスペクトルピークの中央付近の振動数と対応する。また、X、Y 方向ともに、P2F/B1F の平均スペクトル比は、9 Hz 付近で大きくなる特性を示しており、建物の 2 次モード、または塔屋の振動特性が含まれていると考えられる。

地震動毎に求めた、P2F/GL および P2F/B1F のフーリエスペクトル比の卓越振動数の平均値と標準偏差を表 3 にまとめた。X 方向では、P2F/B1F に比べて P2F/GL の卓越振動数が低くなっており、建物と地盤の動的相互作用の影響が現れている。Y 方向の場合、P2F/B1F の卓越振動数は複数あるが、図 8 の位相差から、3.68 Hz の方が、90 度遅れの位相における振動数と近い関係にあり、建物振動特性に関する検討が今後必要である。

次に、B1F と GL の最大加速度を比較する。表 4 に、GL に対する B1F の最大加速度の比、および最大速度 (最大加速度の積分値) の比を示す。水平最大加速度の比を見ると、B1F は GL の 20～50% 程度で大きく低減している。水平最大速度の比は、B1F は GL の 6 割程度

表 1 K-NET 柏崎(NIG018、以下 K-NET)及び新潟県自治体震度情報ネットワーク 柏崎(Jichitai)における観測記録の諸元

記号	$\Delta$ (km)	$I_{JMA}$	PGA (cm/s <sup>2</sup> )			PGV (cm/s)		
			NS	EW	UD	NS	EW	UD
K-NET	21	6.4	668	511	369	108.7	84.8	26.5
Jichitai	21	6.3	472	638	323	94.5	95.7	26.2

△: 震央距離,  $I_{JMA}$ : 計測震度, PGA: 最大加速度, PGV: 最大速度

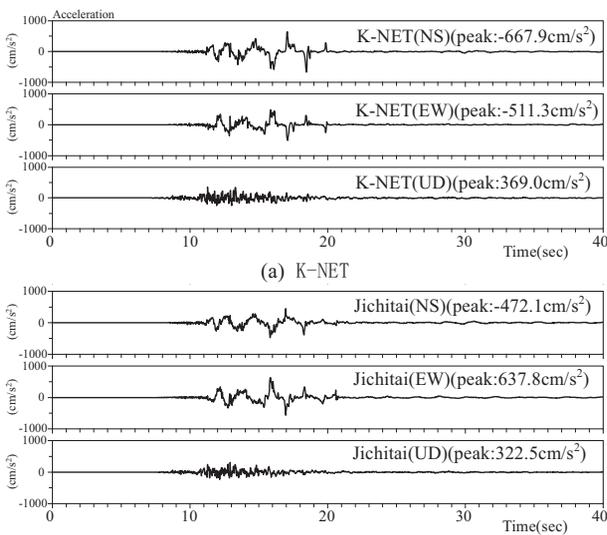


図 4 本震記録の加速度波形

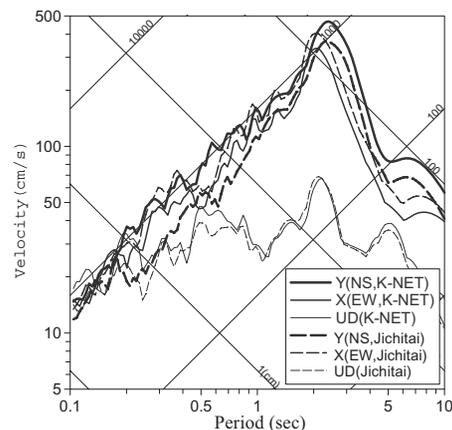


図 5 K-NET 観測点 (K-NET)、及び自治体震度計 (Jichitai) における本震記録の擬似速度応答スペクトル (減衰定数 5%)

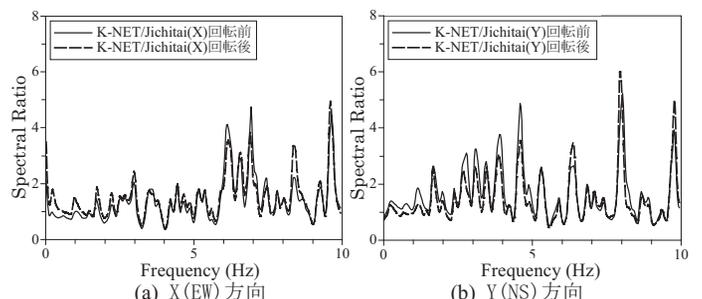


図 6 方位補正を行った自治体震度計 (Jichitai) の記録に対する K-NET 観測点の記録のフーリエスペクトル比

表2 建物内と地盤上の最大加速度 PGA

(a) 建物地下階、塔屋2階

観測日時 (2007年)	計測震度 B1F	PGA(cm/s <sup>2</sup> )					
		B1F			P2F		
		X	Y	UD	X	Y	UD
7/20 01:52	1.0	2.7	2.3	1.8	5.2	4.4	5.6
7/20 14:19	0.8	1.9	1.5	1.0	6.5	4.8	2.4
7/24 15:51	1.2	3.7	5.1	3.7	14.6	13.8	8.3
7/25 06:52	2.7	20.3	10.7	15.4	58.2	32.1	19.4
8/3 11:01	1.6	8.0	3.7	4.7	15.9	8.0	9.3
8/4 00:16	1.1	5.1	3.9	6.0	14.0	8.9	13.6
8/8 23:02	1.2	8.7	3.4	2.9	24.2	8.8	12.7

(b) 地盤上(GL, K-NET)

観測日時(2007年)	計測震度 K-NET	PGA(cm/s <sup>2</sup> )		
		GL		
		X	Y	UD
7/20 01:52	1.5	10.2	11.4	10.3
7/20 14:19	1.2	4.8	3.7	1.9
7/24 15:51	2.1	27.3	15.3	9.0
7/25 06:52	3.2	37.3	38.6	24.4
8/3 11:01	1.9	16.5	12.0	7.7
8/4 00:16	2.1	21.0	34.2	14.9
8/8 23:02	1.8	21.0	16.2	8.1

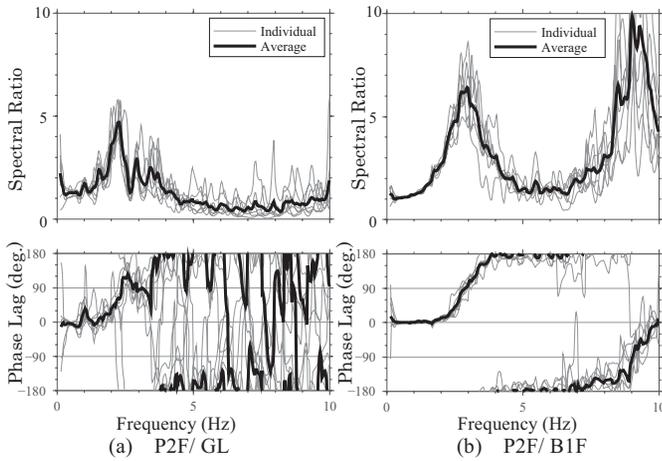


図7 X方向のフーリエスペクトル比と位相差

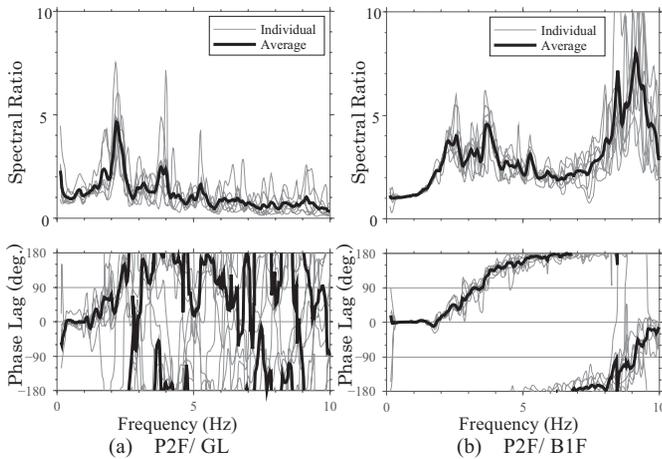


図8 Y方向のフーリエスペクトル比と位相差

表3 P2F/GL及びP2F/B1Fの卓越振動数の7地震の平均と標準偏差

	X(Hz)		Y(Hz)	
	P2F/GL	P2F/B1F	P2F/GL	P2F/B1F
平均値	2.27	2.91	2.21	2.43 または 3.68
標準偏差	0.12	0.10	0.07	0.17 または 0.07

となる。鉛直方向の地震動においても、最大加速度比の平均は4割程度で建物の地下レベルでの最大加速度はかなり小さくなっている。

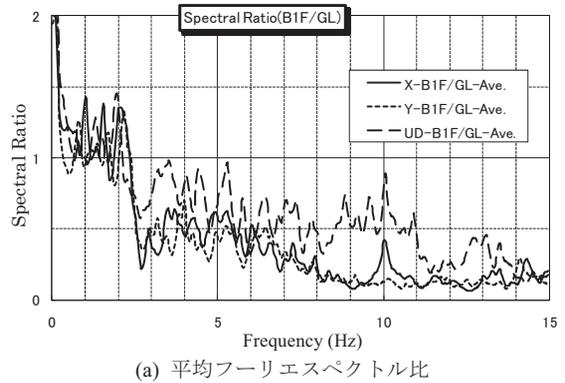
B1F/GLの平均フーリエスペクトル比を、図9(a)に示す。水平動においては、1~2Hzの振動数範囲で、比が1より大きくなるが、これより高い振動数では比が1より小さくなり、建物地下1階では、地盤上に比べて、振幅が振動数とともに小さくなる傾向が認められる。また、同図(b)、(c)には、動的相互作用における基本物理量の一つである基礎入力動を算定するために、上部建物を除き、無質量基礎(杭体は質量あり)として、文らの方法<sup>12)</sup>により解析的に求めた伝達関数を併せて示している。これは、動的サブストラクチャー法に基づいた、薄層要素法と有限要素法を組み合わせた動的相互作用解析法で、根入れ基礎、杭基礎に対する動的相互作用が適切に考慮できる方法である。結果については6.1節で述べる。

#### 4. 建物の被害調査

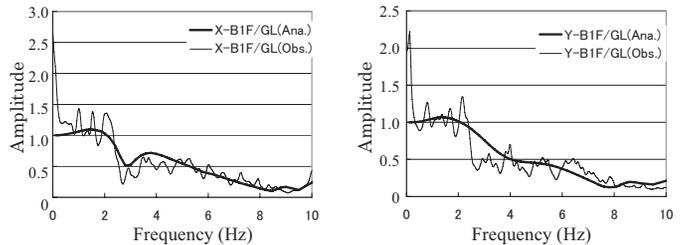
建物の被災度区分判定を行い、建物の耐震性能残存率<sup>13)</sup>を算定した。図10に、建物1階における被災度判定結果を示す。Y軸に平行な妻側の壁に、損傷度Ⅲ(せん断ひび割れ)、また、中央部西側で損傷度Ⅱの柱の被害がある。1階の耐震性能残存率は、X、Y方向でそ

表4 GLに対するB1Fの最大加速度比と最大速度比

観測日時 (2007年)	B1F/GL					
	最大加速度比			最大速度比		
	X	Y	UD	X	Y	UD
7/20 01:52	0.26	0.20	0.17	0.77	0.64	0.54
7/20 14:19	0.40	0.41	0.53	0.69	0.74	1.00
7/24 15:51	0.14	0.33	0.41	0.40	0.51	0.58
7/25 06:52	0.54	0.28	0.63	0.62	0.63	0.80
8/3 11:01	0.48	0.31	0.61	0.94	0.76	0.81
8/4 00:16	0.24	0.11	0.40	0.43	0.29	0.43
8/8 23:02	0.41	0.21	0.36	0.56	0.32	0.47
平均	<b>0.35</b>	<b>0.26</b>	<b>0.44</b>	<b>0.63</b>	<b>0.55</b>	<b>0.66</b>



(a) 平均フーリエスペクトル比



(b) X方向

(c) Y方向

図9 B1F/GLの平均フーリエスペクトル比(上図)、及び文らの方法<sup>12)</sup>による伝達関数との比較(下図)

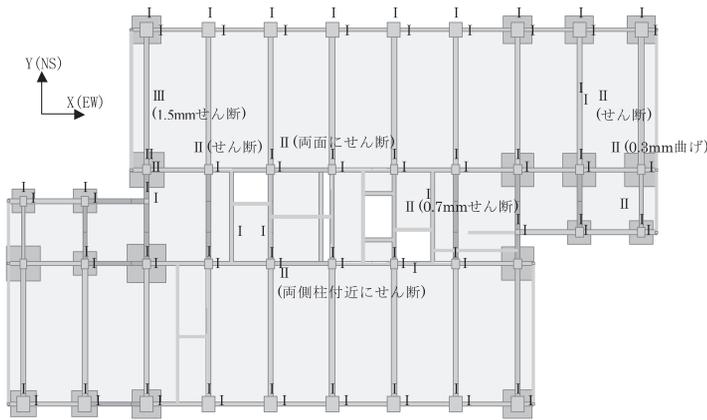
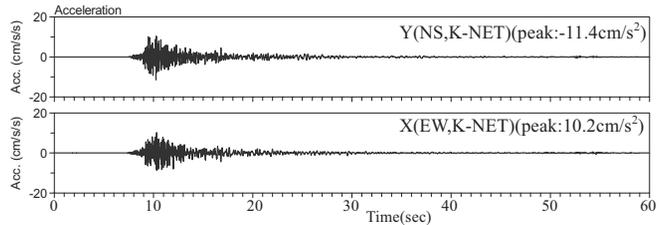
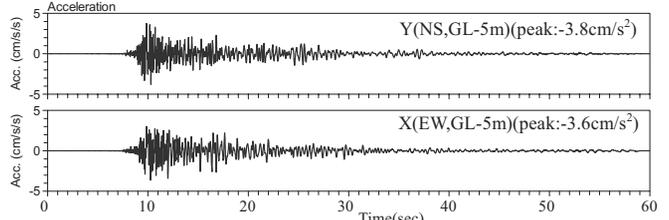


図 10 建物 1 階の損傷度判定結果  
(柱はその上、右側に、壁はその中央に記載している。)



(a) 加速度波形 (GL0m)



(b) 加速度波形 (GL-5m ; 入力地震動)

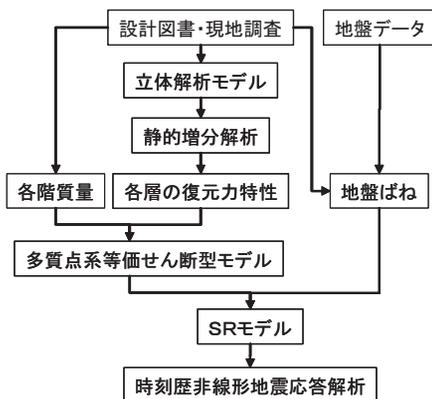
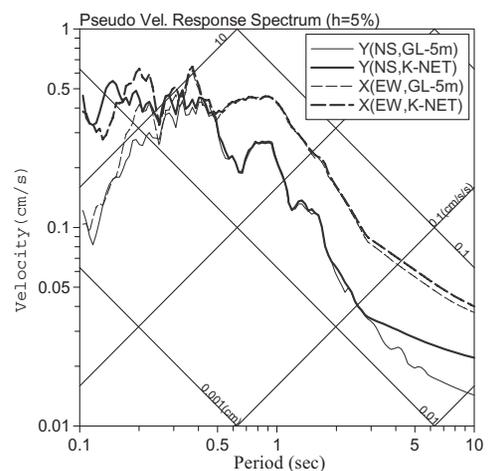


図 11 建物応答解析の流れ



(c) 擬似速度応答スペクトル (減衰定数 5%)

それぞれ 85.5%と 80.5%であり、被災度区分は両方向とも小破であった。ただし、損傷度が確認しにくい部材については、損傷度 I として計算した。2 階被災度区分判定では、Y 軸に平行な妻側の壁に損傷度 II が見られた以外は、損傷度 I であった。また、3 階以上では明瞭な被害は確認できなかった。

## 5. 建物の応答解析法と解析モデルの設定

図 11 に示すフローに従って、等価せん断型モデルを用いた時刻歴非線形地震応答解析によって建物挙動を推定する。解析モデルの作成にあたっては、まず、設計図書、現地調査に基づき、立体解析モデルを作成し、水平 2 方向の静的増分解析を行う。次に、得られた各層の  $Q$ - $\delta$  関係から、劣化 Quadri-Linear 型の骨格曲線<sup>14)</sup>を作成

表 5 余震時の解析に用いた地盤条件

深さ GL-(m)	土質	S 波速度 (m/s)
0-1	砂層	80
1-3	砂層	130
3-5	砂層	210
5-11	砂層	210
11-13	砂層	210
13-35	粘土層と砂層の互層	190
35-40	粘土層と砂層の互層	250
40-	安田層	300

図 12 余震時の解析に用いた入力地震動の時刻歴波形と擬似速度応答スペクトル (減衰定数 5%)

する。各階質量は、設計図書を参考に設定する。なお建物-杭-地盤連成系の動的相互作用効果を考慮するため、基礎部に水平方向と回転方向の地盤ばねを設置した、Sway-Rocking (SR) モデルとした。

## 6. 建物に作用する地震動の設定

### 6.1 余震観測記録を用いた地震応答解析に用いる地盤モデル・地震動の推定

地盤モデルは、古山田ら<sup>15)</sup>が検討で用いたモデルを採用する。古山田ら<sup>15)</sup>によれば、図 3 の左図に示した K-NET 観測点と建物近傍における N 値分布から、両地点の地盤条件がほぼ対応していることより、K-NET 観測点での地盤調査結果をもとに地盤モデルを設定している。表 5 に、解析に用いた地盤条件を示す。表 5 中の安田層は、文献 16) や K-NET 観測点から約 300m に位置する柏崎小学校における深さ約 50m まで地盤調査結果と照合の上、推定している。また、入力地震動は、K-NET で観測された 2007 年 7 月 20 日 1 時 52 分の余震観測記録を用いて、有限要素法と薄層要素法を組み合わせた文らの方法<sup>12)</sup>により解析的に算定した地表に対する建物基礎底面位置における基礎入力動から推定した。観測記録の加速度波形と推定された入力地震動の時刻歴波形、及び擬似速度応答スペクトル (減

衰定数 5%)を図 12 に示す。なお、図 9 (b)、(c)に示すように、文らの方法<sup>12)</sup>により解析的に算定した基礎入力動は、観測記録から算定された平均フーリエスペクトル比と良く対応している。

## 6.2 本震時の地震応答解析に用いる地盤モデル・地震動の推定

本震時の入力地震動は、余震時と同様、古山田ら<sup>15)</sup>により推定された地盤定数を用いて、文らの方法<sup>12)</sup>により解析的に算定した地表に対する建物基礎底面位置における基礎入力動から推定した。表 6 に解析で用いた地盤定数を、図 13 に観測記録の加速度波形と推定された入力地震動の加速度波形、及び擬似速度応答スペクトル(減衰定数 5%)を示す。なお、解析では、表 6 に示すように、ある深さ毎に平均化した平均等価せん断波速度、平均等価減衰定数を用いている。なお、本パラメータは、文献 15) に従い、まず、1 次元重複反射理論に基づく線形解析により露頭波を推定し、これを入力波とした 3 方向同時入力による有効応力解析を実施して、地表面の加速度応答波を求め、このフーリエスペクトルと観測波形のフーリエスペクトルがある程度一致するまで、露頭波を補正して有効応力解析を繰り返す方法により推定している。土の動的変形特性については HD モデルでモデル化し、基準歪みを、GL0m~GL-13m の砂層については砂質土の平均的な定数<sup>17)</sup>を参考に、GL0m~GL-11m は 0.1%、GL-11m~GL-13m はさらに N 値を考慮して 0.2%とし、GL-13m~GL-40m は、粘性土の平均的な定数や N 値、拘束圧を考慮して 0.4%とした。GL-40m 以深は弾性とした。また、液状化の可能性がある、GL-5m~GL-11m の砂層については、井合モデル<sup>18)</sup>により過剰間隙水圧の上昇を考慮している。液状化のパラメータは、補正 N 値を 25、細粒分含有率を 5%以下とした。また、文献 15) においては、サイクリックモビリティ現象を含む遠心実験結果<sup>19)</sup>のシミュレーション解析を通して手法の妥当性を検証しており、本論文で用いた観測記録に対して同手法が適用できると考えた。

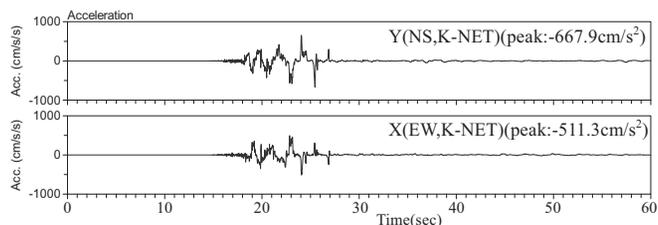
## 7. 建物の静的増分解析

建物特性の把握と応答解析に必要な解析モデル諸元を設定するために、建物の静的増分解析を実施する。解析には構造計算用一貫計算プログラム「BRAIN-II」<sup>20)</sup>を使用する。モデル化の概要を以下に述べる。

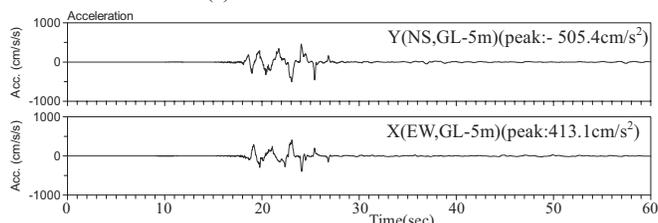
柱および梁部材は、一様な曲げせん断剛性と剛域でモデル化する。また、部材の弾塑性特性は曲げ降伏を回転バネでモデル化し、せん断、軸降伏は、部材の断面特性の変更によりモデル化する。耐力壁は梁部材により組み立てた「壁谷澤モデル」を用い、梁部材と同様に部材の断面特性の変更で部材降伏をモデル化する。耐力壁と判定できないフレーム内の壁(非耐力壁)については架構の剛性及び耐

表 6 本震時の解析に用いた地盤条件

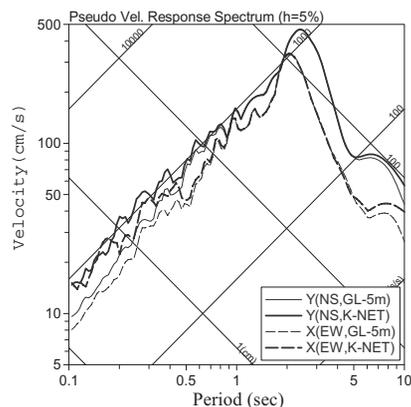
深さ GL-(m)	平均等価 Vs (m/s)	平均等価 減衰
0-1	80	0.09
1-3	80	0.09
3-5	160	0.07
5-11	70	0.16
11-13	150	0.11
13-35	120	0.1
35-40	200	0.07
40-	300	0.03



(a) 加速度波形 (GL0m)



(b) 加速度波形 (GL-5m; 入力地震動)



(c) 擬似速度応答スペクトル (減衰定数 5%)

図 13 本震時の解析に用いた入力地震動の時刻歴波形と擬似速度応答スペクトル(減衰定数 5%)

力への影響を評価する。部材の耐力式については文献 21)、22)等を参考に、「2007 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書」<sup>23)</sup>に準ずる形のものを採用する。なお、設計図書の表記が不鮮明な箇所等、仕様が不明確な部分に関しては常識的な範囲でモデル化を行った。

増分解析は荷重増分法により実施した。解析に用いる荷重分布形は Ai 分布と設定した。また、増分解析時の支点はピン支持と設定した。図 14 に、静的増分解析により得られた建物各層の骨格曲線(破線)を示す。

## 8. 余震時の動的相互作用を考慮した建物特性の評価

### 8.1 解析の概要と解析モデル定数

SR モデルによる動的相互作用解析を実施し、得られた結果を余震観測記録と比較することで小地震時の相互作用効果を評価するとともに、解析モデルの妥当性について検討する。

7 章で実施した静的増分解析の結果を元に解析モデルを作成する。建物を多質点系等価せん断型モデルに置換した。ただし、基礎の回転を考慮するため、曲げ剛性を非常に大きくした梁要素に置換し、 $Q-\delta$ 関係に非線形性を考慮した。各層の剛性及び復元力特性は静的増分解析から得られる  $Q-\delta$  曲線をベースに、剛性低下型の一種である劣化 Quadri-Linear 型に置換した。解析モデルの骨格曲線(実線)を、図 14 に示す。骨格曲線の設定ルールは以下に示すものを基本と

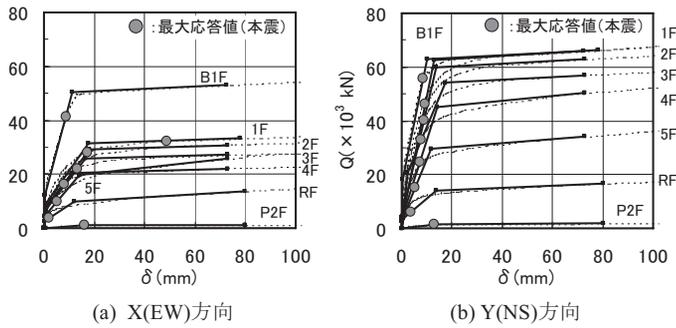


図 14 建物各層の骨格曲線と本震時の解析における最大応答値

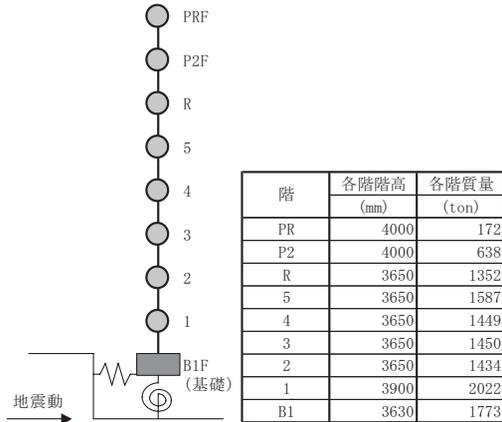


図 15 解析モデル及び建物モデルの解析諸元

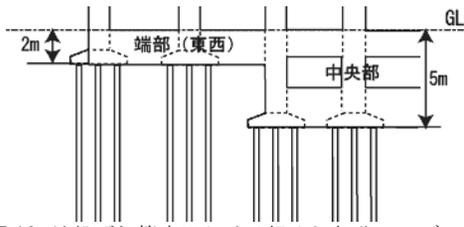
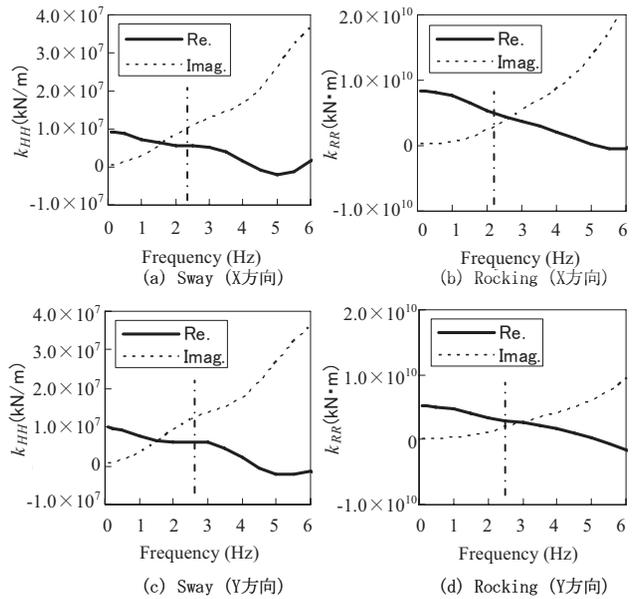


図 16 地盤ばね算定における根入れ部分のモデル化

する。即ち、降伏点は初期剛性×0.3の割線と $Q-\delta$ 曲線との交点とする。ひび割れ点は降伏点までのエネルギーが等価になる初期剛性上の点とする。最終点は層間変形角1/50となる $Q-\delta$ 曲線上の点とする。図15に、解析モデル及び建物モデルの諸元を示す。減衰特性は、一次固有周期に対して3%の瞬間剛性比例型とした。基礎部分には地盤ばね(Sway、Rocking)を導入したSRモデルとして、動的相互作用の影響を評価する。地盤ばねについては、薄層要素法に基づく文らの方法<sup>12)</sup>により算定されたインピーダンスから、地盤-建物連成系の固有振動数に対応したばね定数と減衰係数を推定した。インピーダンスの算定に当たっては、地下部分の躯体に伴う地盤の切欠き、及び杭を考慮した。基礎の根入れ部は、剛で深さを2m(X1-X4, X4-X8)、5m(X4-X8)とし、杭はPC杭(500φ、杭長27m、30m)とした(図16参照)。地盤条件は、表5によった。地盤ばねの評価に用いたインピーダンス(Sway、Rocking)、及び設定した地盤ばね定数と減衰係数を図17に示す。図中の一点鎖線は、地盤ばね定数等を設定する際に用いた地盤-建物連成系の固有振動数に対応している。

なお、相互作用効果の影響を検証するため、地盤ばねを取り除いた基礎固定モデルの応答解析も実施する。また、基礎固定モデルでは、SRモデルと同じ入力地震動を用いることとした。



加振方向	固有振動数 (Hz)	Sway		Rocking	
		ばね剛性 (kN/m)	減衰係数 (kNs/m)	ばね剛性 (kN・m)	減衰係数 (kNms/rad)
X方向	2.22	$5.59 \times 10^6$	$6.72 \times 10^5$	$4.91 \times 10^9$	$2.11 \times 10^8$
Y方向	2.63	$6.04 \times 10^6$	$7.49 \times 10^5$	$2.87 \times 10^9$	$1.27 \times 10^8$

図 17 インピーダンス(余震時)とSRモデルに用いた地盤ばね定数と減衰係数(一点鎖線は連成系の固有振動数を示す)

表 7 地盤-建物連成系、及び基礎固定系の固有周期(余震時)

解析モデル	X方向		Y方向	
	振動数 (Hz)	周期 (秒)	振動数 (Hz)	周期 (秒)
基礎固定	2.84	0.34	4.36	0.23
SR連成系	2.22	0.45	2.63	0.38

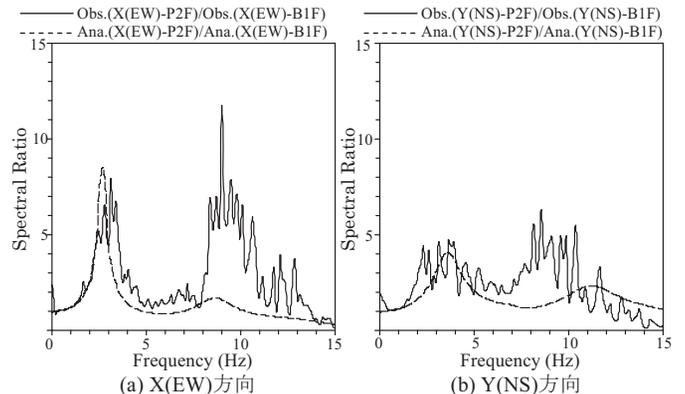


図 18 B1Fに対するP2Fの伝達関数の観測記録と解析モデルでの比較(余震時)

## 8.2 解析結果

表7に、解析モデルにおける地盤-建物連成系、及び基礎固定系の固有周期、固有振動数をまとめた。同表におけるSR連成系の固有周期と表3に示した余震観測から推定された卓越振動数の平均値(P2F/GL)を比較すると、X方向については、ほぼ対応しており、Y方向については、若干解析モデルの方が大きめの値となっている。また、図18に、2007年7月20日1時52分の余震時におけるB1Fに対するP2Fの伝達関数を観測記録と解析モデルで比較した結果を示す。これから、1次モードについては、周期、振幅ともに両方向とほぼ対応しているが、2次モードについては、周期、振幅ともに

やや差が大きい。

図 19 に、余震時における地震応答解析結果に基づく、建物の最大加速度応答分布、地表面での地震動に対する建物加速度応答の比、及び B1 階、P2 階の加速度応答波形とフーリエスペクトルを示す。図中には、観測結果を合わせて示している。建物応答は、弾性範囲内であることを確認している。基礎固定 (FIX: 細線) モデルと比べて、SR モデル (SR: 太線) の応答値は、P2 階において最大で 50% 程度小さくなっており、明らかな差異が確認できる。また、SR モデルによる地下 1 階に対する P2 階の最大加速度比は、X 方向で約 1.8 倍、Y 方向で約 2.2 倍である。一方、観測記録は、表 2 から X 方向、Y 方向ともに、約 1.9 倍であり、両者は概ね対応している。さらに、地表地震動に対する地下 1 階の最大加速度比も、0.2 倍～0.3 倍で、観測記録と良く対応している。

## 9. 本震時の建物の挙動と被害との対応

### 9.1 解析の概要と解析モデル定数

本震時の地震動を入力し、SR モデルによる地震応答解析を実施し、得られた結果を建物被災調査結果と比較する。建物モデルは、8 章と同様であり、基礎部に設置する地盤ばね (Sway, Rocking) については、表 6 に示した地盤条件を用いて算定する。地盤ばねの評価に用いたインピーダンス (Sway, Rocking)、及び設定した地盤ばね定数と減衰係数を図 20 に示す。図中の一点鎖線は、地盤ばね定数等を設定する際に用いた地盤-建物連成系の固有振動数に対応している。なお、地盤ばねの設定に当たっては、剛性の低下による振動数の低下を想定して、インピーダンスが負にならない振動数 (2.0 Hz) を初期値として、逐次、振動数を確認しながら繰り返し計算により算定した。また、固有振動数を求める際、建物は弾性とした。

### 9.2 解析結果

表 8 に、地盤-建物連成系、および基礎固定系の固有振動数 (固有周期) を示す。連成系の固有振動数は、地盤の非線形化によって、余震時に比較して、長周期化しており、相互作用効果がより現れていることが分かる。図 21 に、最大応答値分布を、基礎固定モデル (図中 FIX) と動的相互作用効果を考慮した SR モデル (図中 SR) で比較して示す。また、被害調査結果から、地震時に建物に作用していた層せん断力は一次設計時のせん断力程度ではないかと推定される。そこで、せん断力分布図には、一次設計時のせん断力分布図を併せて示した。また、計算された最大応答値を、図 14 に示した骨格曲線上に表示している。これらの結果から、Y (NS) 方向で基礎固定モデルに比べて SR モデルで最大応答加速度が低減し、最大応答層間変形角も若干低減していることが分かる。一方、X (EW) 方向については、SR モデルの方が、応答が大きくなっている階が認められる。特に、1 階の最大応答層間変形角は 1/100 を超えている。

これらの応答解析結果から推定される構造被害は、4 章で述べた被害調査結果に比べるとかなり大きく、今回の解析条件、解析モデルでは、建物被害を十分に説明できなかった。現時点で考え得る要因としては、基礎入力動の評価、杭基礎の影響、地盤の局所的な非線形性、剥離など地盤-建物間の幾何学的な非線形性、基礎の不整形、あるいは建物耐力の評価等が挙げられる。

ここで、入力地震動の推定方法の違いによる建物応答結果について比較する。既往の研究<sup>24)</sup>によれば、根入れ基礎を有する建物に対

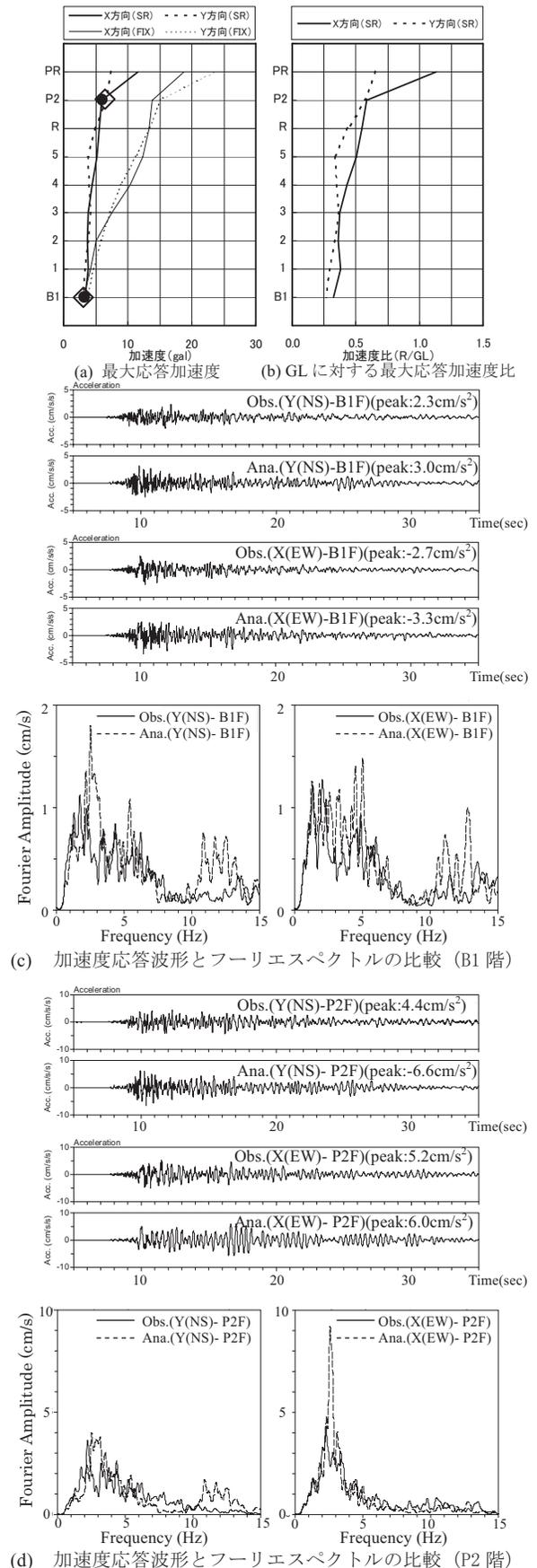
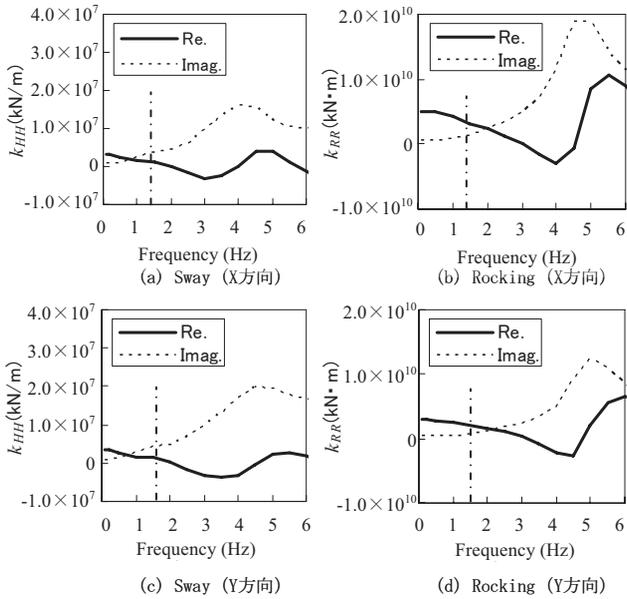


図 19 余震における建物の最大加速度応答分布 (◇: 観測規則 (X 方向)、●: 観測記録 (Y 方向))、応答波形、及びフーリエスペクトルの比較

表8 地盤-建物連成系、及び基礎固定系の固有周期（本震時）

解析モデル	X方向		Y方向	
	振動数 (Hz)	周期 (秒)	振動数 (Hz)	周期 (秒)
基礎固定	2.84	0.34	4.36	0.23
SR連成系	1.42	0.70	1.56	0.64



加振方向	固有振動数 (Hz)	Sway		Rocking	
		ばね剛性 (kN/m)	減衰係数 (kNs/m)	ばね剛性 (kN・m)	減衰係数 (kNms/rad)
X方向	1.42	$1.19 \times 10^6$	$3.86 \times 10^5$	$3.36 \times 10^9$	$1.32 \times 10^8$
Y方向	1.56	$1.35 \times 10^6$	$4.40 \times 10^5$	$1.91 \times 10^9$	$7.49 \times 10^7$

図 20 インピーダンス（本震時）とSRモデルに用いた地盤ばね定数と減衰係数（1点鎖線は連成系の固有振動数を示す）

する基礎入力動は、自由地盤の基礎底面位置深さにおけるE+F波と概ね対応することが示されている。そこで、本論では、古山田らの方法<sup>15)</sup>を用いて推定された基礎底面位置深さ（GL-5m）におけるE+F波による地震応答解析を実施し、先に示した薄層要素法を用いて推定した基礎入力動による結果と比較した。推定地震波、及び擬似速度応答スペクトル（減衰定数5%）を図22に示す。この図から、全体的には、同程度の入力動となっているが、連成系の固有周期付近に着目すると、文らの方法<sup>12)</sup>を用いて求められた推定波の方がやや上回っている。この推定波を用いた場合の上部建物の地震応答解析結果を図23に示す。図21と同様に、一次設計時のせん断力分布図を併せて示している。両方向とも、図21に比べて応答が低減していることが分かる。また、相互作用効果の影響も大きく現れている。しかし、この結果でもまだ建物被害を十分に説明できなかった。

## 10. まとめ

2007年新潟県中越沖地震において、本震の記録が得られているK-NET観測点の近傍に建つ建物に着目し、動的相互作用を考慮した建物の非線形応答計算を実施し、その結果と建物被害の関係について検討した。得られた結果をまとめると、以下ようになる。

- 1) 2007年7月16日の本震記録の加速度波形の水平成分は、NS、EW方向とも同様な形状を示し、NS方向では最大速度が100cm/sを超える。また2~2.5秒で大きな擬似速度応答を示す。

- 2) 建物内で実施された余震観測結果から地下1階に対する塔屋2階の最大加速度は、2~3倍程度増幅している。地下1階または地盤上に対する塔屋2階の平均フーリエスペクトル比から、卓越振動数に差が見られ、動的相互作用効果が確認された。
- 3) 線形を仮定した建物の振動特性結果と余震記録に基づく地震観測記録と比較すると、地盤上に対する塔屋2階の卓越振動数は、解析結果と観測結果が良い対応を示している。一方、地下1階に対する塔屋2階の卓越振動数においては、X方向では概ね観測値と対応していた。
- 4) 地震動、地盤、建物について、できる限り実状に則した解析モデルを作成することに配慮したが、本震時における、応答解析結果から推定される構造的被害程度は、建物の被害結果に比べると大きくなり、建物被害を説明できる結果は得られなかった。建物の地震応答に及ぼす要因として、基礎入力動の評価、杭基礎の影響、地盤の局所的な非線形性、剥離など地盤-建物間の幾何学的な非線形性、基礎の不整形等が考えられる。また、建物耐力のさらなる検討と、複雑な基礎形状や、非線形相互作用と杭基礎の損傷の可能性による応答低減の検討も今後行う必要がある。

## 謝辞

建物・地盤情報の提供、余震観測への協力をいただきました建物の管理担当者に感謝いたします。地震観測記録のデータ解析、静的増分解析の実施に当たり、ご協力いただきました、建築研究所・大川出氏、向井智久氏に感謝いたします。また被害調査・調査結果の

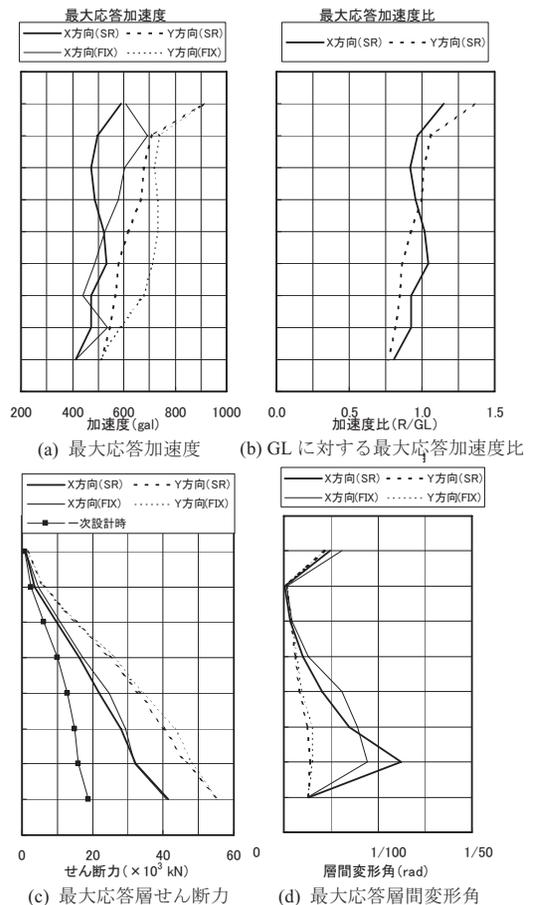
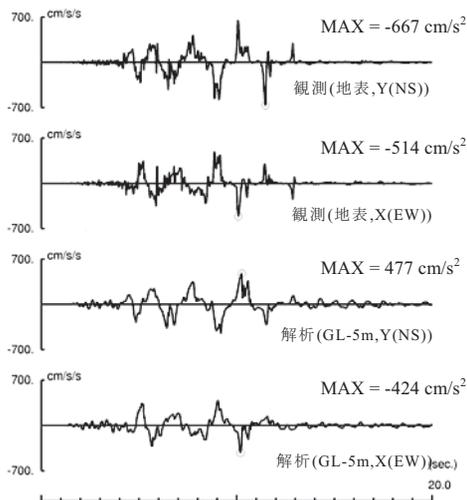
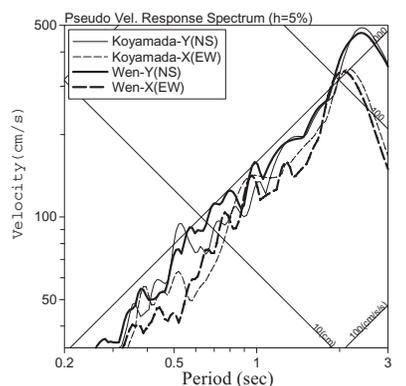


図 21 最大応答値分布の比較



(a) 加速度波形 (GL-5m; 入力地震動)



(b) 擬似速度応答スペクトル(減衰定数 5%)

図 22 本震時の解析に用いた古山田ら<sup>15)</sup>による推定波、及び文らの方法<sup>12)</sup>を用いて基礎入力動から求められた推定波(WEN)との擬似速度応答スペクトル(減衰定数 5%)での比較

整理において、協力いただきました、鹿島建設小堀研究室・山添正稔氏を始め、貴重な意見をいただきました、基礎構造系振動小委員会・非線形相互作用を考慮した応答評価WGの委員の皆様にお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所：平成 19 年(2007 年)能登半島地震建築物被害調査報告、建築研究資料第 107 号、2007.10
- 2) 国総研・建研：平成 19 年(2007 年)新潟県中越沖地震建築物被害調査報告、建研資料第 109 号、2007.12
- 3) 林康裕：直接基礎構造物の基礎浮上りによる地震被害低減効果、日本建築学会構造系論文集、No.485、pp.53-62、1996.7
- 4) 長谷川正幸、護雅史、淵本正樹、浅香美治：1995 年兵庫県南部地震における RC 造杭支持建物の被災シミュレーションと杭基礎の耐震性能、日本建築学会構造系論文集、No.543、pp.87-95、2001.5
- 5) 宮本裕司、酒向裕司、古山田耕司、三浦賢治：1995 年兵庫県南部地震の観測記録を用いた液状化地盤における杭基礎構造物の応答に関する解析的検討、日本建築学会構造系論文集、No.493、pp.3-30、1997.3
- 6) 白瀬陽一、竹生修治、平松悠、福和伸夫、宮腰淳一：耐震診断結果に基づく低層鉄筋コンクリート造学校建物の地震被害率の予測に関する研究：日本建築学会構造系論文集、No.607、pp.63-71、2006.9
- 7) 宮本裕司、土方勝一郎他：2004 年新潟県中越地震での地震動と建物応答に関する研究(その 1~3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、pp.455-460、2006.9
- 8) 土方勝一郎、宮本裕司他：新潟県中越地震における RC 造学校建物を対象とした入力地震動と建物被害に関する研究(その 1~4)、日本建築学会大会学

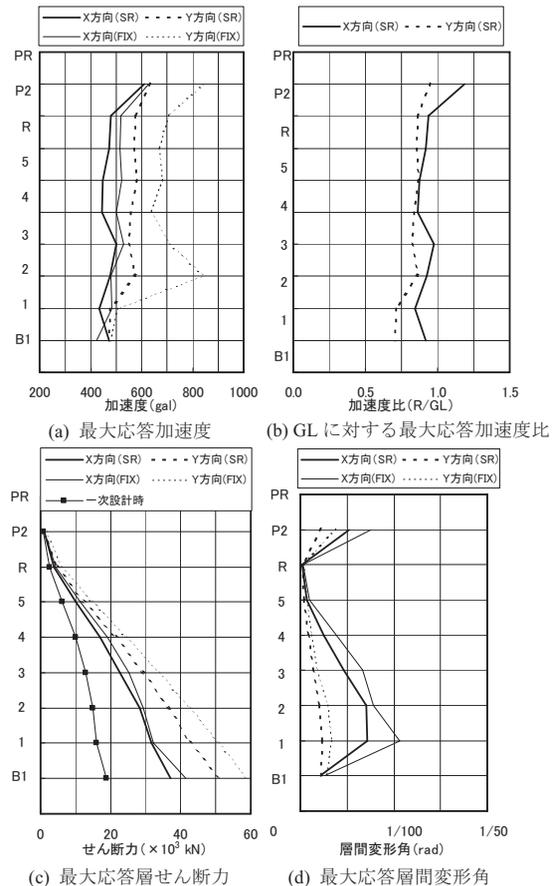


図 23 最大応答値分布の比較(古山田ら<sup>15)</sup>による推定波を用いた場合)

術講演梗概集、構造 II、pp.152-158、2007.8

- 9) 防災科学技術研究所強震ネットワーク K-NET: <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/>、2007 年 8 月 7 日参照
- 10) 鹿嶋俊英、小山信他：2007 年中越沖地震後の柏崎市役所の余震観測、日本地震工学会大会梗概集、pp.512-513、2007.11
- 11) 日本建築学会：入門・建物と地盤の動的相互作用、pp.286-288、1996.4
- 12) 文学章、福和伸夫、小島宏章、酒井理恵子：大規模群杭の効率的な動的相互作用解析法、日本建築学会構造系論文集、No.607、pp.109-116、2006.9
- 13) 日本建築 防災協会：震災建築物の被災度区分判定及び復旧技術指針、pp.38-40、2001
- 14) 石川裕次他：RC 造建物の履歴特性モデルに関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、構造 IV、pp.673-674、2005.9
- 15) 古山田耕司、山添正稔、宮本裕司：2007 年新潟県中越沖地震における強震記録と建物応答、JAEE 大会、pp.154-157、2007.11
- 16) 建設省北陸地方建設局：新潟県平野部の地盤図集 1981.3
- 17) 古山田耕司、宮本裕司、三浦賢治：多地点での原位置採取試料から評価した表層地盤の非線形特性、第 38 回地盤工学会研究発表会、pp.2077-2078、2003.7
- 18) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Soils and Foundation, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.6
- 19) 宮本裕司、福岡篤信他：液状化地盤における杭基礎の地震時杭応力に関する研究-飽和二層地盤に建つ杭基礎の遠心模型実験と解析的検討-、日本建築学会構造系論文集、No.494、pp.51-58、1997.4
- 20) 竹中工務店 設計本部 構造開発システムグループ：BRAIN-II マニュアル、2007.9
- 21) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1999)、日本建築学会
- 22) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説(1999)、日本建築学会
- 23) 2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書、2007.8
- 24) 林康裕、藤森健史、安井譲、井口道雄：1995 年兵庫県南部地震における相互作用効果と建物応答、日本建築学会構造系論文集、No.520、pp.45-51、1999.6

(2009年10月5日原稿受理、2010年2月15日採用決定)