

4.3 強震観測に基づく建物挙動の解明

4.3.1 建築研究所のエキスパンションジョイントの余震による変位測定結果

平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震では、建築研究所の管理研究本館(以下本館)と都市防災研究センター棟(以下新館)をつなぐ渡り廊下の、エキスパンションジョイント部で、ジョイント部材の破損や天井材の落下など被害が生じた^{4.3-1)}。ここでは、建築研究所の本館と新館に設置された強震計の強震記録を用いて、エキスパンションジョイント部の変位を推定するとともに、余震観測として行ったエキスパンションジョイント部の変位計測結果を用いて、変位の算出方法を検証する。

(1) 建物とエキスパンションジョイントの応答変位

東北地方太平洋沖地震の本震について、建物の 8 階の地下階に対する水平方向の相対変位(建物変位と称する)と、8 階での新館と本館のエキスパンションジョイント部の相対変位(Exp. J 変位と呼ぶ)を強震記録から評価する。主な加速度計の設置位置を図 4.3-1 に示す。変位は、カットオフ振動数 0.1Hz のハイパスフィルターを用いた高速フーリエ変換を用いた積分によって算出した。建物変位については、新館は 8 階東側(8FE)の変位と地下 1 階東側(BFE)の変位の差、本館は 8 階中央(M8C)と地下 1 階中央(MBC)の変位差から求めている。Exp. J 変位は、新館及び本館の 8 階の複数の加速度計から新館及び本館のエキスパンションジョイント部の絶対変位を算出し、その差を採っている。各建物のエキスパンションジョイント部の絶対変位は以下のように算出した。

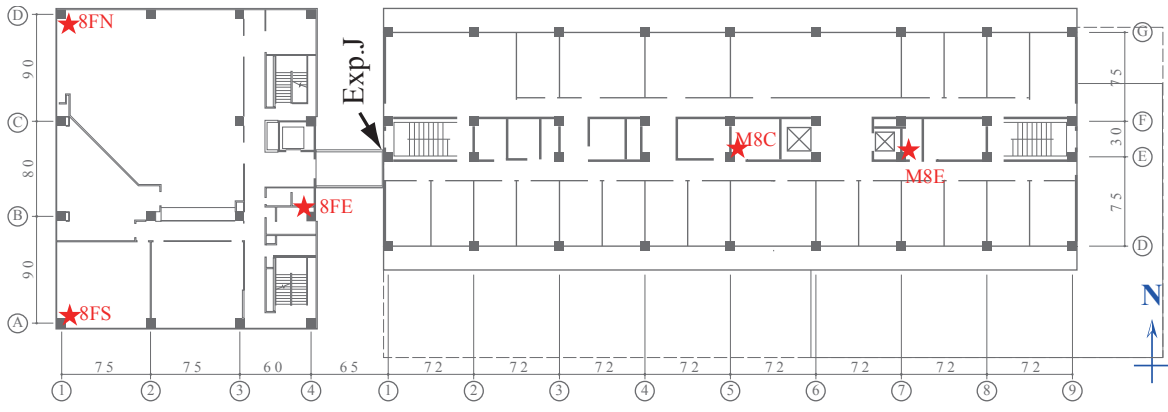
図 4.3-2 に示すように、EW(東西)方向の変位を x 、NS(北南)方向の変位を y とすると、ねじれを考慮した Exp. J 変位 (x_2, y_2) は、式(4.3-1)で与えられる。ここで建物内の 2 点の変位 (x_0, y_0) と (x_1, y_1) がわかれば回転角 θ が(4.3-2)式で与えられるので、 (x_2, y_2) は(4.3-3)式で算出できる。新館の場合、 (x_0, y_0) は 8FN と 8FS の変位の平均値を、 (x_1, y_1) は 8FE の値を採っている。本館の場合は、8FE と 8FC の変位をそのまま使う。

$$x_2 = x_0 + L_2 \cos \theta, \quad y_2 = y_0 + L_2 \sin \theta \quad \dots \dots \dots (4.3-1)$$

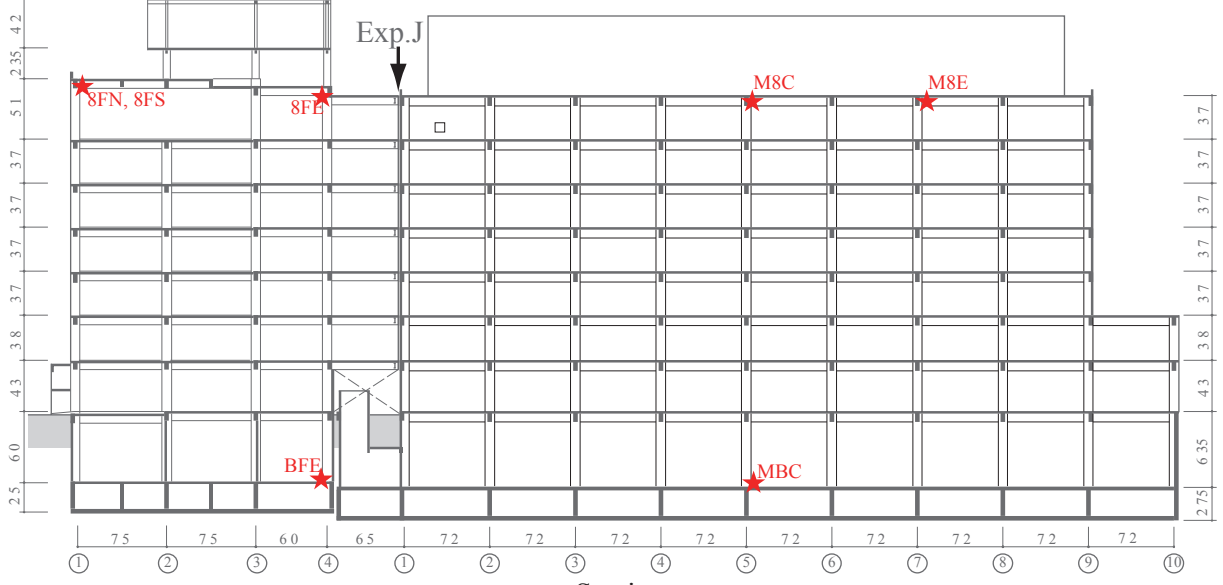
$$\cos \theta = \frac{(x_1 - x_0)}{L_1}, \quad \sin \theta = \frac{(y_1 - y_0)}{L_1} \quad \dots \dots \dots (4.3-2)$$

$$x_2 = x_0 + \frac{L_2}{L_1}(x_1 - x_0), \quad y_2 = y_0 + \frac{L_2}{L_1}(y_1 - y_0) \quad \dots \dots \dots (4.3-3)$$

図 4.3-3 に、110 秒から 140 秒の間の各変位の時刻歴を示す。上から順に、(a)新館と本館の NS 方向の建物変位、(b)新館と本館の EW 方向の建物変位、(c)NS 方向の Exp. J 変位、及び(d)EW 方向の Exp. J 変位となっている。NS 方向の建物変位は、新館と本館の固有振動数が近いほぼ同位相で揺れており、最大変位は 10 cm(平均層間変形角約 1/250)を超えている。EW 方向は新館と本館の固有振動数が異なるため別々に揺れており、新館の変位が本館より大きく、最大変位は 10 cm 弱となっている。一方、Exp. J 変位をみると、EW 方向の変位が NS 方向より大きくなっており、最大変位は 12 cm に達する。NS 方向は、新館と本館の固有周期が近いため、揺れが同位相となりやすいため両者の変位差は大きくなりにくい。しかし、EW 方向は新館と本館の固有周期が異なるため、両者の揺れが逆位相となるとときに大きな変位差を生じている。



7F Plan



Section

図 4.3-1 加速度計の配置

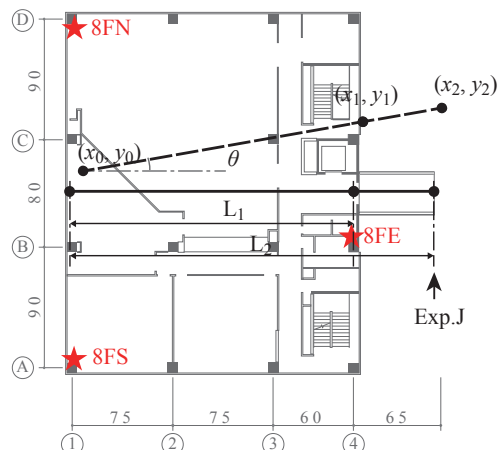


図 4.3-2 エキスパンションジョイント部の相対変位 (Exp. J 変位) の算出方法

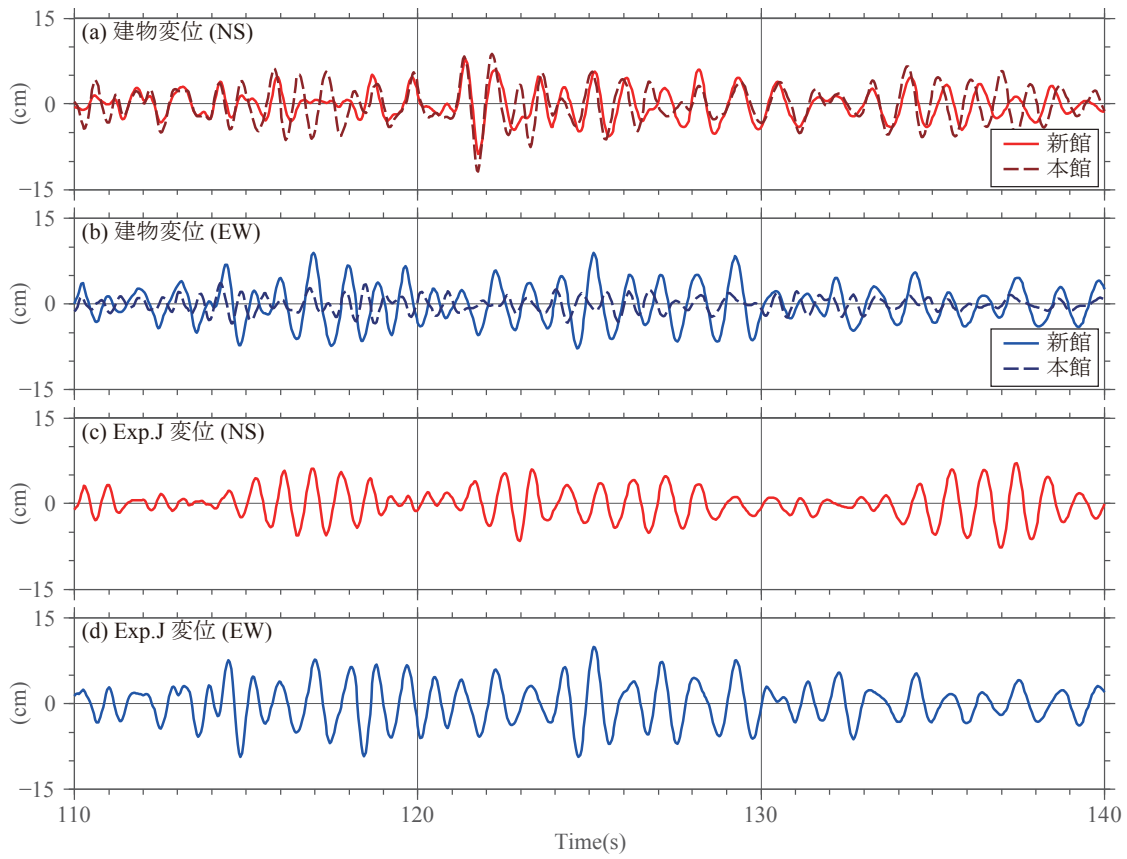


図 4.3-3 (a) 新館と本館の NS 方向の建物変位、(b) 新館と本館の EW 方向の建物変位、(c) NS 方向の Exp. J 変位、及び (d) NS 方向の Exp. J 変位

(2) Exp. J 変位の計測

本館と新館の7階の渡り廊下にあるエキスパンションジョイント部分で、水平2方向の相対変位を計測する。変位の計測は測定範囲±100 mm のレーザー変位計を用いた。

計測は2011年3月23日の深夜から5月11日までの2カ月弱の期間で実施した。

表 4. 3-1 に比較的大きな記録の最大最小値を抜粋して示す。各記録の開始時点の Exp. J 変位を零としてデータ処理を行っており、最大最小値には各記録の前に生じた残留変位は含んでいない。東西方向の Exp. J 変位 (EW-D) はエキスパンションジョイントの伸縮方向の変位で、800mm 離して2本の変位計を平行にセットした ((S) と (N)) が、ほぼ同じ最大最小値となっている。東西方向は最大で18mm 弱の Exp. J 変位が記録された。南北方向の Exp. J 変位 (NS-D) は伸縮と直交する方向で、最大で8mm 弱となっている。

図 4. 3-4 及び 4. 3-5 に、4月7日及び4月16日の Exp. J 変位の時刻歴を示す。

表 4. 3-1 Exp. J 変位の最大最小値 (比較的大きな記録)

Date	EW-D(S)		EW-D(N)		NS-D	
	max	min	max	min	max	min
2011/3/29 19:55	4.8	-4.3	5.2	-4.4	3.1	-3.3
2011/4/2 16:55	2.9	-3.0	3.0	-3.0	0.8	-1.6
2011/4/7 23:32	15.1	-17.5	15.1	-17.8	7.8	-4.7
2011/4/14 12:08	10.8	-10.5	10.9	-10.4	2.3	-2.3
2011/4/16 11:18	14.9	-14.6	14.8	-14.3	7.4	-7.8
2011/4/21 22:36	10.4	-11.0	10.2	-11.3	6.0	-6.5
2011/4/26 21:10	4.3	-3.9	4.2	-4.1	2.4	-2.6
2011/5/1 2:11	2.8	-3.1	2.7	-3.5	1.5	-1.4

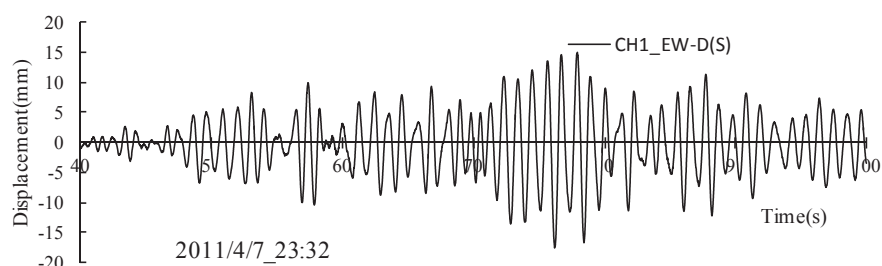


図 4. 3-4 Exp. J 変位の時刻歴 (4月7日の東西(伸縮)方向の記録)

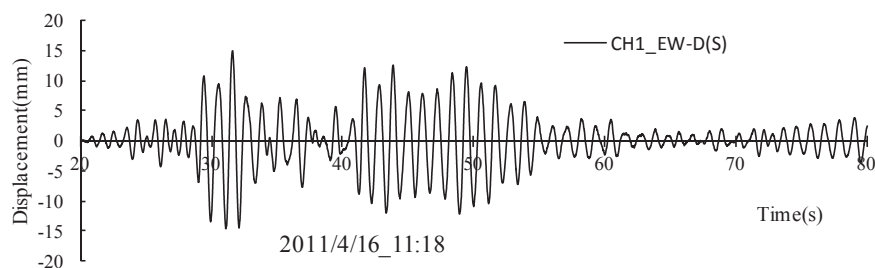


図 4. 3-5 Exp. J 変位の時刻歴 (4月16日の東西(伸縮)方向の記録)

(3) 加速度計の積分変位による Exp. J 変位と実測値との比較

2011年4月21日に発生した千葉県東方沖の地震で得られた強震記録から算出した Exp. J 変位と、計測された Exp. J 変位を比較する。強震記録が得られた地震の諸元を表 4.3-2 に示す。地表面で観測された計測震度は 3.6、最大加速度は NS 成分の 45 cm/s^2 であった。

図 4.3-6 に Exp. J 変位を比較して示す。上段は 80 秒間の変位で、下段は 20 秒から 40 秒の間を拡大して示している。またそれぞれの上図が NS 方向、下図が EW 方向に対応し、実線が強震記録からの算出結果、破線が変位計の計測結果を示している。なお、EW 方向については変位計が 2 台(南側(S)及び北側(N))設置されているが、両者の値はほぼ一致しているので、ここでは南側(S)の変位計の結果を採用している。建物のねじれ振動の影響が大きいと考えられる NS 方向では、強震記録からの算出結果が変位計の計測結果より若干大きめの値を示しているが、波形は極めてよい対応を示している。また、EW 方向も同様に、若干の振幅の差はみられるが両者の変位波形は酷似している。強震記録は 8 階床レベルで得られたもの、変位計の計測は 7 階床で行っていることを考えると、強震記録から算出した変位が若干大きい値になることは合理的であり、前述の Exp. J 変位の算出方法は妥当であると判断できる。

表 4.3-2 地震諸元(気象庁による)

発震時	2011年4月21日 22時37分
震央地名	千葉県東方沖
震央位置	35°40.5'N, 140°41.1'E
規模	6.0
震源深さ	46 km

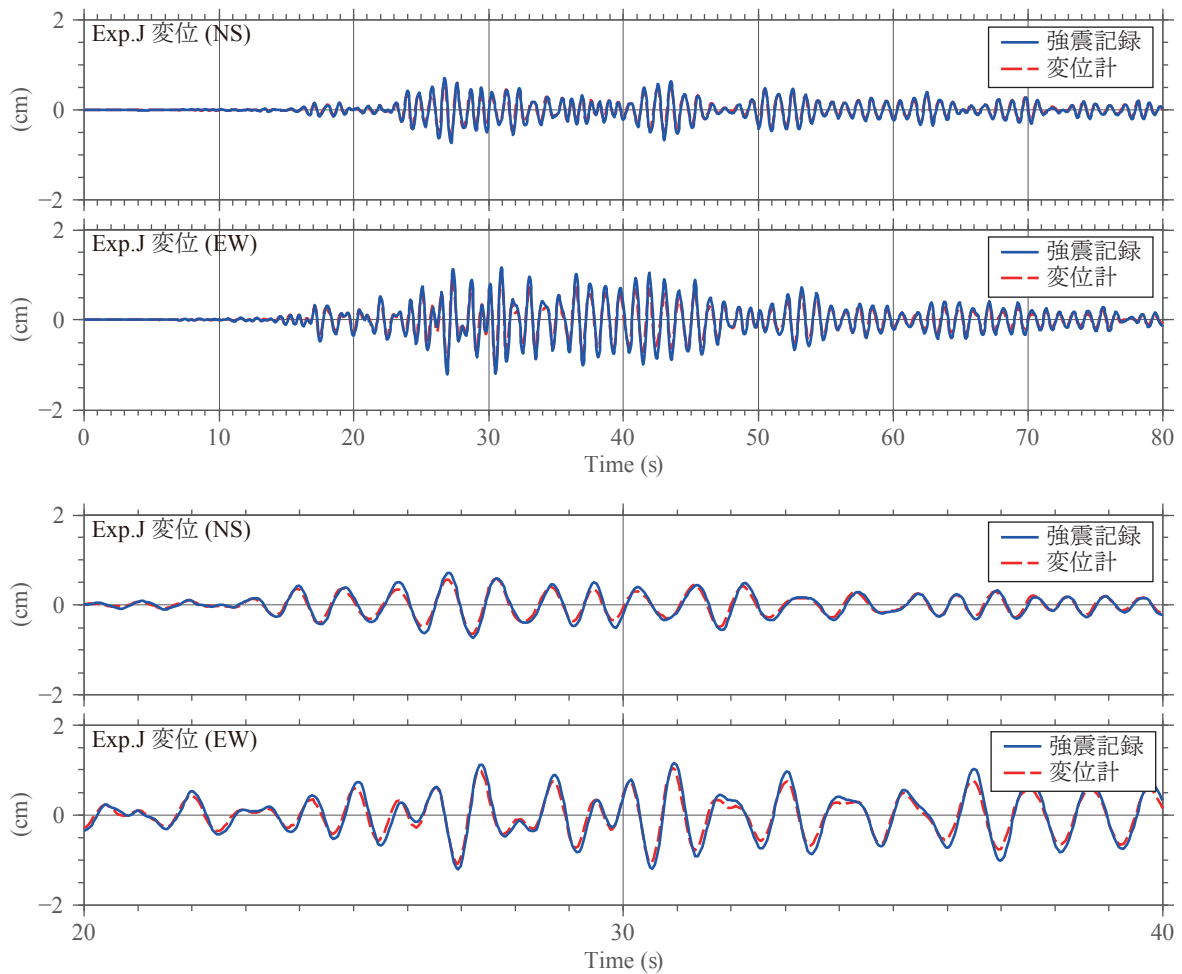


図 4.3-6 Exp. J 変位の比較。下段は 20 秒から 40 秒の拡大図。実線が強震記録からの算出結果、破線が変位計の計測結果

(4) 強震記録を用いた Exp. J 変位の評価

上述の方法で、強震記録から Exp. J 変位が算出できることが示されたので、これまで得られた比較的大きな強震記録から Exp. J 変位を算出し、その最大値と新館と本館それぞれの建物変位の最大値との関係を考察する。解析の対象は、建築研究所の地盤上で震度 4 以上を観測した、表 4.3-3 に示す 10 個の強震記録である。EQ5 が、東北地方太平洋沖地震の本震である。

各強震記録から算出した、新館建物変位、本館建物変位、及び Exp. J 変位の最大値を図 4.3-7 に示す。左が NS 方向、右が EW 方向である。東北地方太平洋沖地震の前は、いずれの変位の最大値も 1 cm から 2 cm 程度であったが、東北地方太平洋沖地震の本震や余震で大きな変位が生じている。本震後は同程度の計測震度の地震動でも最大変位が大きくなっているようにみられ、建物剛性の低下が影響していると考えられる。

次に、Exp. J 変位の最大値を以下の 2 つの式と比較する。(4.3-4)式は、新館と本館の建物変位の最大値の和である。両者の最大値が同時に逆位相で生じれば、Exp. J 変位と一致する。(4.3-5)式は、新館と本館の建物変位の最大値の自乗和の平方根をとったものである。図 4.3-8 に Exp. J 変位の最大値と、(4.3-4)式と(4.3-5)式の比を示す。◆が(4.3-4)式に対する比、■が(4.3-5)式に対する比である。NS 方向ではいずれの比も 1 を超えないが、EW 方向では(4.3-5)式に対する比はほとんどの地震で 1 を超える。(4.3-4)式に対する比も 0.8 から 0.9 と大きい。これは、二つの建物の固有周期が異なる場合

は、二つの建物の最大変位が同時に、かつ逆位相で生じる可能性を考慮すべきことを示唆している。

$$D_{e1} = |D_A| + |D_M| \dots\dots\dots (4.3-4)$$

$$D_{e2} = \sqrt{D_A^2 + D_M^2} \dots\dots\dots (4.3-5)$$

表 4.3-3 解析に用いた強震記録(地震諸元は気象庁による)

番号	日時	震央地名	震源深さ (km)	M	震央距離 (km)	PGA (gal)	計測震度
EQ1	2004/10/06 23:40	茨城県南部	66	5.7	17	55	3.8
EQ2	2005/10/19 20:44	茨城県沖	48	6.3	91	40	3.5
EQ3	2007/07/16 10:13	新潟県上中越沖	17	6.8	205	19	3.6
EQ4	2008/05/08 01:45	茨城県沖	51	7.0	138	50	3.6
EQ5	2011/03/11 14:46	三陸沖	24	9.0	330	279	5.3
EQ6	2011/03/11 15:15	茨城県沖	43	7.6	107	151	4.7
EQ7	2011/03/19 18:56	茨城県北部	5	6.1	85	81	3.9
EQ8	2011/04/11 17:16	福島県浜通り	6	7.0	105	118	4.6
EQ9	2011/04/12 14:07	福島県浜通り	15	6.4	114	39	3.5
EQ10	2011/04/16 11:19	栃木県南部	79	5.9	26	45	3.6

PGA は、地表の最大加速度

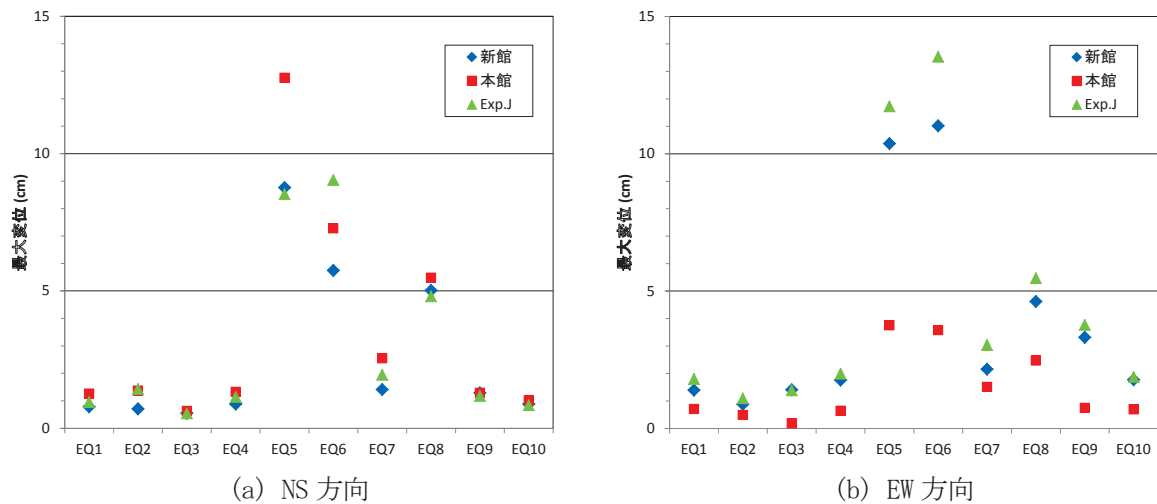


図 4.3-7 各地震時の新館建物変位、本館建物変位、Exp. J 変位の最大値

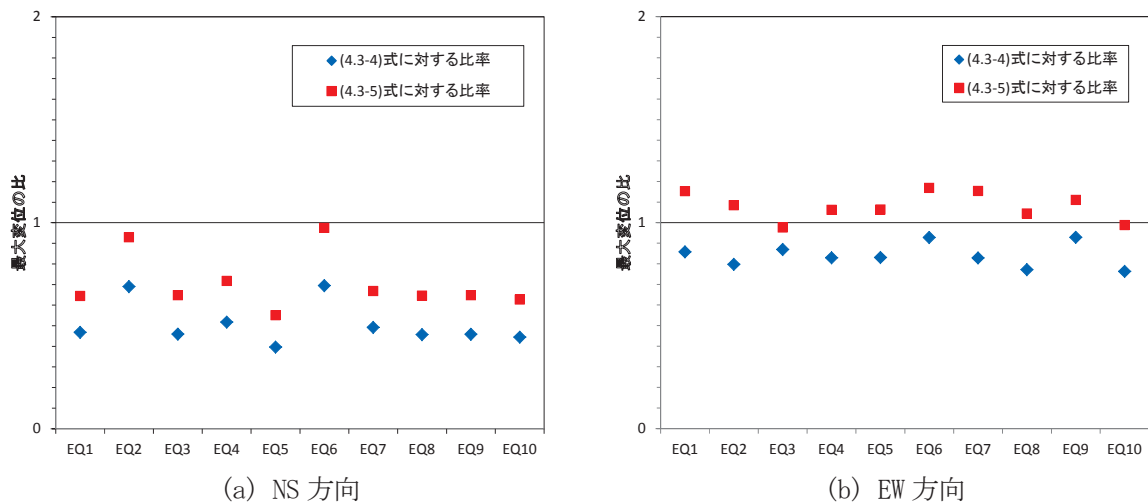


図 4.3-8 Exp. J 変位最大値の(4.3-4)式及び(4.3-5)式に対する比率

(5) まとめ

東北地方太平洋沖地震における、建築研究所の本館と新館の間のエキスパンションジョイント部の被害を受けて、変位計による Exp. J 変位の計測を行い、強震記録から Exp. J 変位を算出できることを示した。本震時の Exp. J 変位は EW 方向で最大 12 cm と推定される。また、これまでに建築研究所新館及び本館で得られた震度 4 以上の強震記録を使った検討では、固有周期の異なる EW 方向では、Exp. J 変位の最大値が新館と本館の建物変位の最大値の和に近い値に達していることが分かった。

4.3.2 実験棟建屋の余震観測と入力地震動の推定

(1) 余震観測による実験棟建屋と既設強震計の記録の比較

建築研究所の敷地内には、様々な用途の実験棟があり、建物の規模や構造、基礎形式も多様である。ここではそのうち、実大構造物実験棟を取り上げ、余震観測を通じて本震時の入力地震動の推定を行う。実大構造物実験棟への地震入力を検討するため、実大構造物実験棟の1階に強震計を設置し、既設の強震計との比較観測を行った。図4.3-9に比較対象の既設強震計の加速度計と、余震観測用の強震計の位置を示す。A01は新館南側地表、BFEは館地下1階東側、MBCは本館地下1階中央、1FSは実大構造物実験棟南側シャッター内側、1FNは実大構造物実験棟北西側出入口近くである。対象の強震記録は、2011年4月11日17時16分に福島県浜通りで発生した、2011年東北地方太平洋沖地震の余震(M7.0、深さ6km)である。建築研究所の震央距離は、105kmであった。各加速度計で得られた最大加速度を表4.3-4に示す。

各加速度計で得られた加速度波形と減衰定数5%の加速度応答スペクトルと変位応答スペクトルを、NS方向について図4.3-10に、EW方向について図4.3-11に示す。

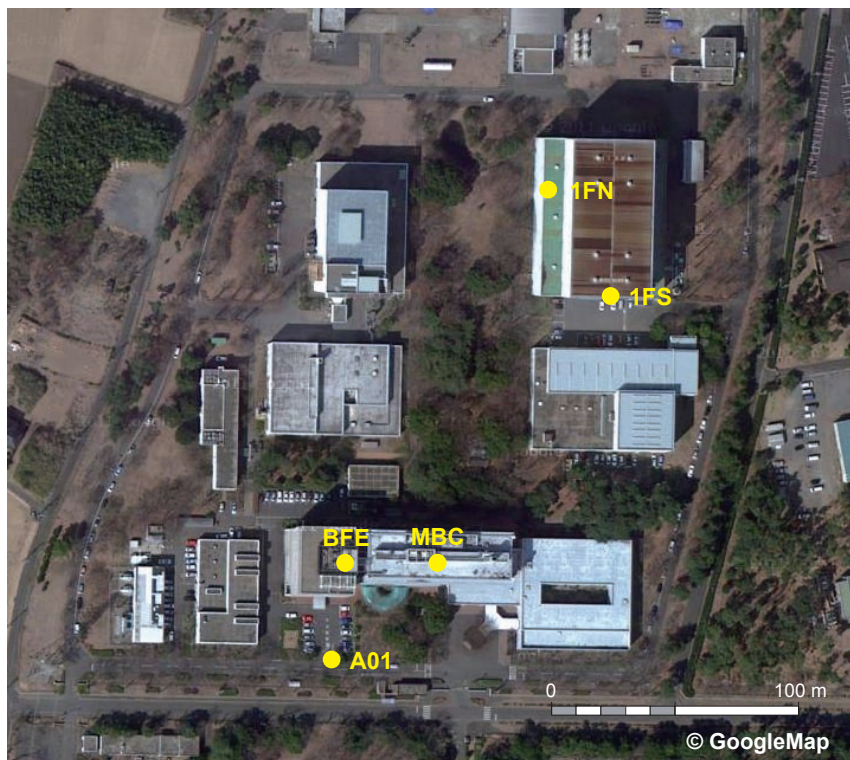
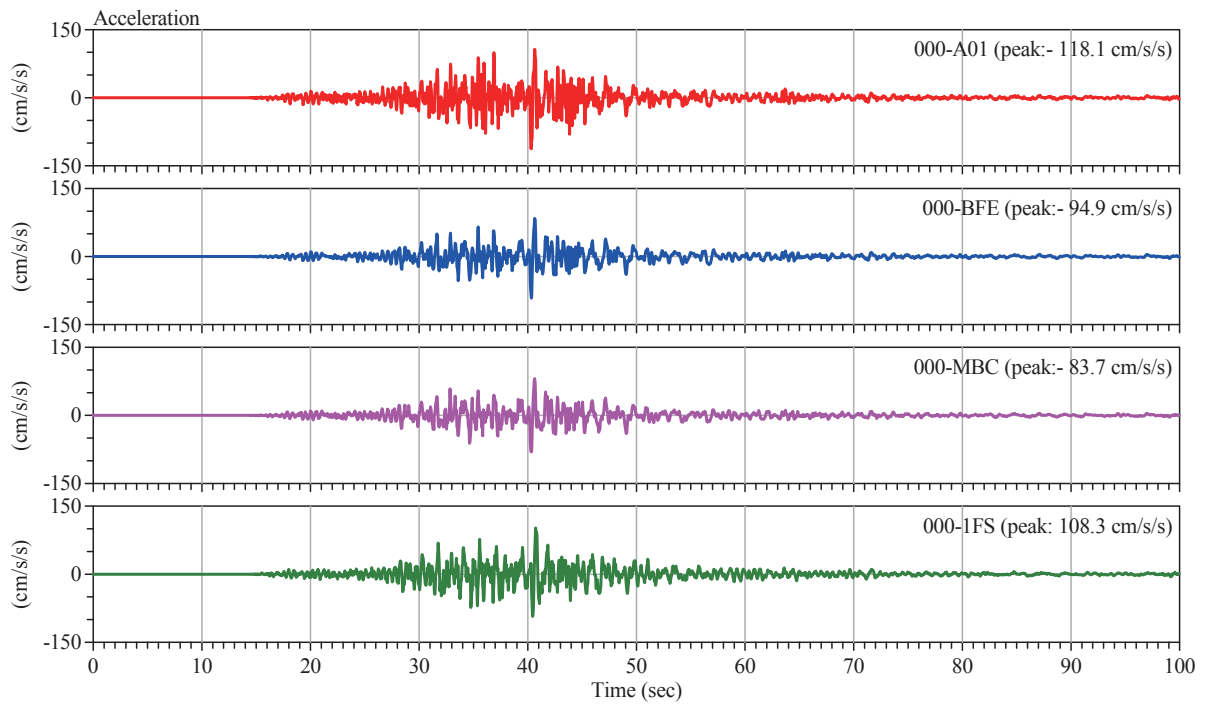


図4.3-9 加速度計の位置。A01は地表、BFE、MBCは地下1階、1FS、1FNは1階(航空写真はGoogle Mapより(画像©2012 DigitalGlobe GeoEye))

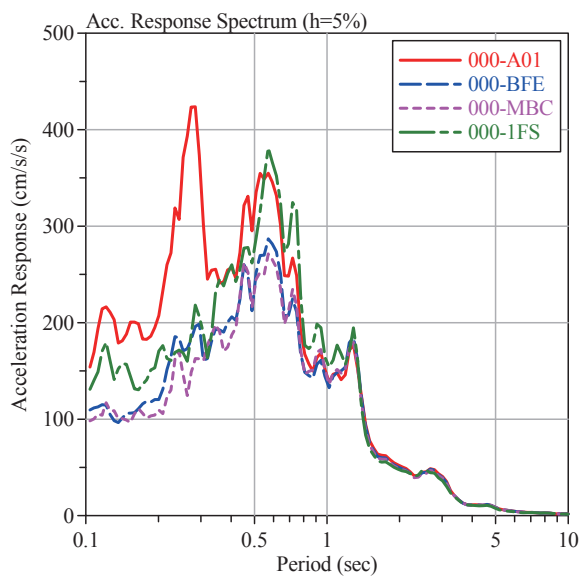
表4.3-4 強震記録の最大加速度と最大速度

記号	設置場所	計測震度	最大加速度(cm/s^2)			最大速度*1(cm/s)		
			NS	EW	UP	NS	EW	UP
A01	新館南側地表	4.6	118	90	59	12.7	11.1	3.7
BFE	新館地下1階	4.5	95	69	41	10.7	10.9	3.5
MBC	本館地下1階	4.5	84	76	50	10.4	11.4	3.5
1FN	実大構造物実験棟1階南	4.6	108	83	56	12.1	14.6	3.7

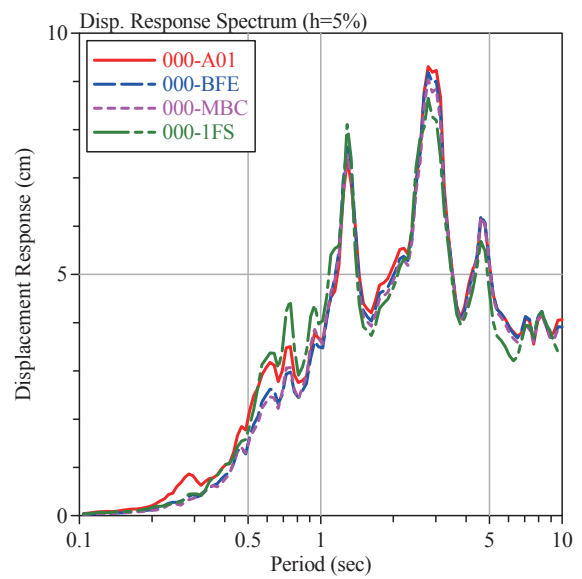
*1 カットオフ振動数0.1 Hzのローカットフィルターを用いた高速フーリエ変換(FFT)によって速度を算出。



(a) 加速度記録

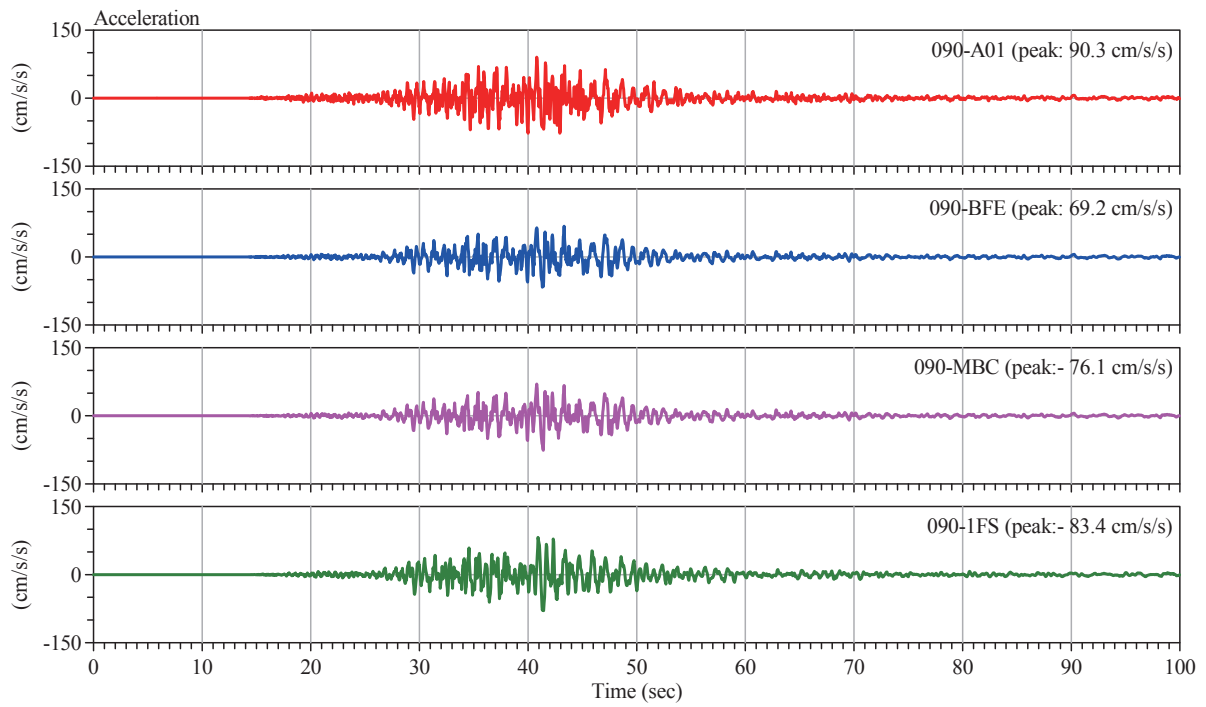


(b) 加速度応答スペクトル (h=5%)

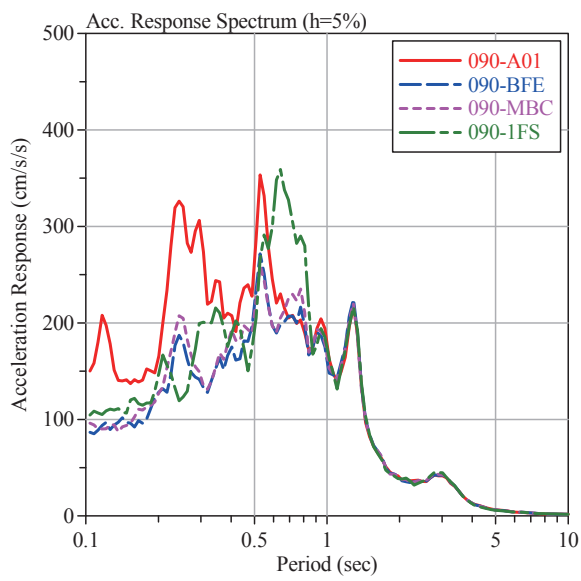


(c) 変位応答スペクトル (h=5%)

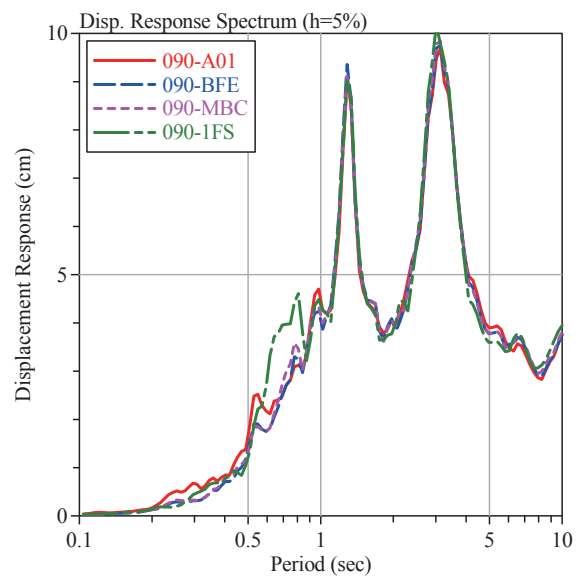
図 4.3-10 NS 方向の強震記録の比較



(a) 加速度記録



(b) 加速度応答スペクトル (h=5%)



(c) 変位応答スペクトル (h=5%)

図 4.3-11 EW 方向の強震記録の比較

(2) 観測記録を用いた地震応答解析による入力地震動の推定

1) 解析の目的

実大構造物実験棟では、3月11日時点では地震観測は行なっておらず、4月上旬に観測を開始している。ここでは、実大構造物実験棟の桁行方向（南北方向）について、3月11日の建築研究所本館等で観測された記録と4月11日に建築研究所本館等及び実大構造物実験棟で観測された記録を用いて地震応答解析を行なう。これらの地震応答解析から、3月11日の本震で、実大構造物実験棟に入力したと考えられる地震動を推定する。

2) 解析モデル

図4.3-12に示すように、屋根面を含めて質点系せん断モデルとして11質点にモデル化し、応答解析を行なう。このような大空間構造物の屋根面を含めた建物の、桁行方向の応答についての質点系へのモデル化の妥当性については、文献4.3-2)で明らかにされている。図の1～8層はSRC造の構造骨組部分であり、復元力特性は、Degrading-tri-linearモデルとする（耐震壁付きラーメン構造なので、第2折れ点を1/250とした）。9～11層は、屋根部分であり、引張ブレース構造なので、復元力特性をスリップモデルとする。SRC造の各層の耐力は増分解析結果を用いて設定し、S造屋根部分の耐力等は図面から計算した。地震応答解析の減衰は、3%レーリー型とした。解析モデルの固有周期は、0.32秒である。

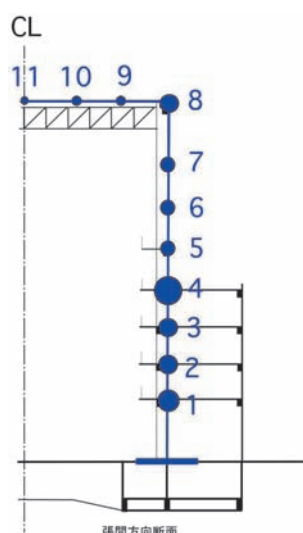


図4.3-12 屋根面を含む建物の質点系へのモデル化

3) 地震応答解析

a) 3月11日の本震の記録による解析

3月11日に建築研究所新館地下1階（BFE：193.9gal）、本館地下1階（MBC：203.1gal）及び屋外地表面（A01：279.3gal）で観測された記録を用い、それらを入力地震動として、図4.3-12に示したモデルの地震応答解析を行なう。これらの記録の速度応答スペクトル（減衰定数3%）を図4.3-13に示す。図4.3-13では、エネルギー法告示（平成17年国土交通省告示第631号）の極稀地震時の第2種地盤の V_s を比較として示している。また、応答解析結果としての各層の最大層間変形角を図4.3-14に示す。実際の被害では、9層、10層に相当する部分で、屋根ブレースの座屈や破断が観察されているが、屋外（A01）の記録による解析では、9層部分の塑性率が10以上になり、被害状況と比較した場合に、A01は、実大構造物実験棟への入力地震動としてはやや大きすぎると考えられる。

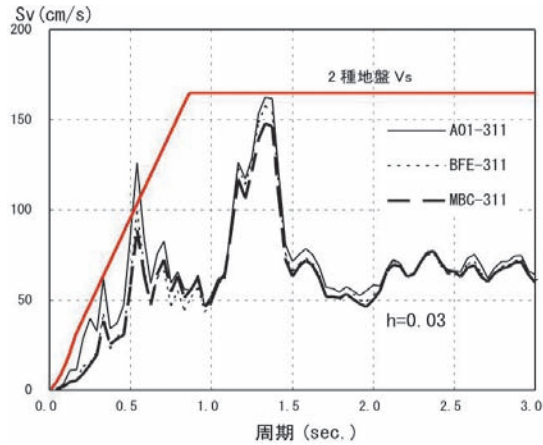


図 4.3-13 3月11日の記録の速度応答スペクトル

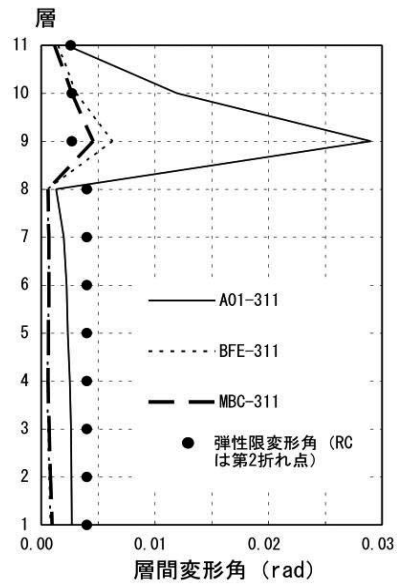


図 4.3-14 各層の最大層間変形角

b) 4月11日の記録による解析

4月11日に、建築研究所新館地下1階 (BFE : 94.9gal)、本館地下1階 (MBC : 83.7gal)、屋外地表面 (A01 : 118.1gal) 及び実大構造物実験棟 1F (1FS : 108.3gal) で観測された記録を用いて、それらを入力地震動とした応答解析を行なう。これらの記録の速度応答スペクトルを図 4.3-15 に示す。図 4.3-13 の3月11日の記録に比べれば、レベルが小さいのがわかる。応答解析結果としての各層の最大層間変形角を図 4.3-16 に示す。1FS の層間変形角応答は、BFE や MBC と概ね等しいことがわかる。

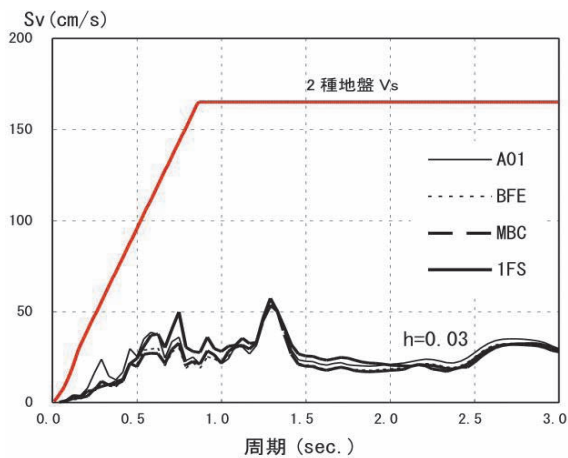


図 4.3-15 4月11日の記録の速度応答スペクトル

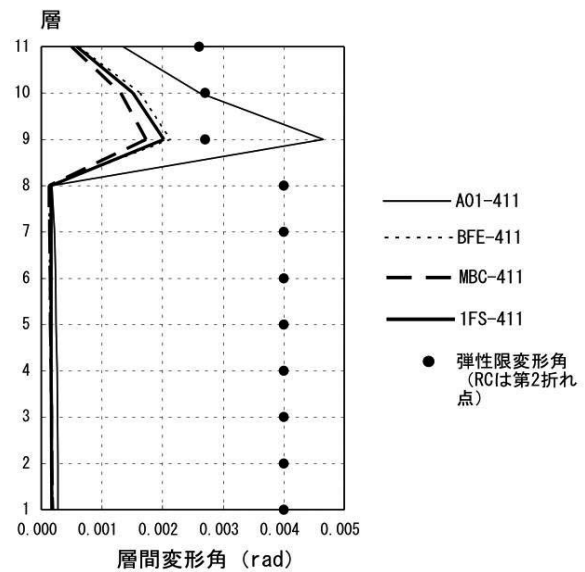


図 4.3-16 各層の最大層間変形角

c) 入力損失の解析

図 4.3-12 に示したモデルを対象にして、3月11日の本震において屋外地表面(A01 : 279.3gal)で観測された記録を用いて応答解析を行ない、その記録をどの程度低減すれば、新館(BFE)や本館(MBC)の記録を用いた場合の応答に近くなるか、検討する。解析の結果得られた各層の最大層間変形角を図 4.3-17 に示す。A01 の地震動を 53%にした地震動による解析が、BFE や MBC の記録による応答に近いことがわかる。

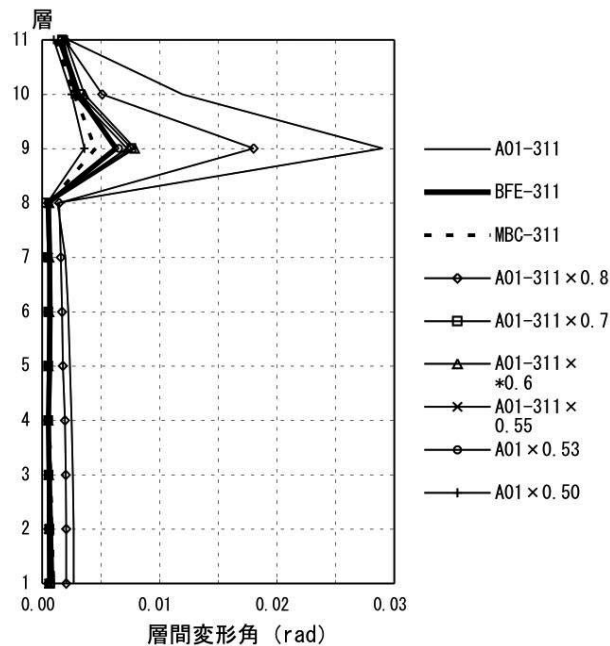


図 4.3-17 各層の最大層間変形角

(3) まとめ

3月11日の本震で、実大構造物実験棟に入力したと考えられる地震動を推定するために、4月11日の余震観測の記録や、3月11日の建築研究所本館等での記録を用いて、地震応答解析を行なった。解析の結果、3月11日の建築研究所本館地下1階または新館地下1階の記録と概ね同様の地震動が、実大構造物実験棟にも入力したと推定される。また、実大構造物実験棟への地震動の入力損失の検討を行い、屋外での記録の加速度振幅を50%強程度とした地震動が実質的に建物に入力したと考えられる。

4.3.3 天井の脱落被害を生じた茨城県内の体育館の余震観測と本震時の入力地震動の推定

(1) 背景と目的

東北地方太平洋沖地震の本震（2011年3月11日14時46分）により、茨城県内にある体育館では、構造躯体に特に大きな損傷等は生じなかったものの、広範囲にわたる天井脱落被害が生じた（写真4.3-1）。敷地内にはK-NETの観測点があり（写真4.3-2）、本震では震度6強（計測震度6.4）の揺れが観測された。一方で、東に2.5kmほどにある地震計（JMA, 3階建てRC造の1階床に設置）では震度6弱（計測震度5.7）の揺れであった。両者の応答スペクトルを比較すると、K-NETの記録は特に短周期成分が大きい（図4.3-18）。体育館の1次固有周期が0.2~0.3秒程度^{4.3-3)}とすれば相当大きな揺れを生じて天井脱落につながった可能性が考えられるが、体育館及びその周囲の建築物等に大きな構造的被害は生じていないことを考えれば、体育館への実効入力は小さかった可能性もある。

そこで、本震時の同体育館への実効入力地震動を推定することを目的として、同体育館の余震観測を実施した。



写真 4.3-1 体育館の天井脱落被害



写真 4.3-2 K-NET 観測点

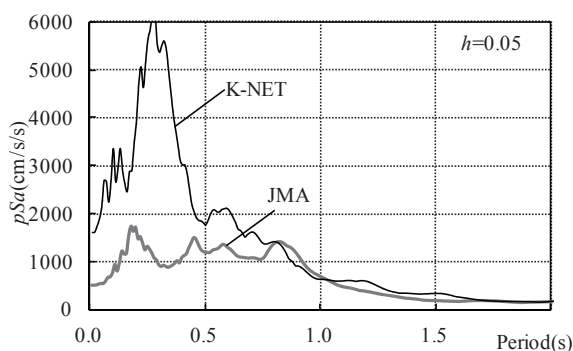


図 4.3-18 擬似加速度応答スペクトル ($h=0.05$)

(各周期の2次元等方性単振子（水平面内）の最大変位を擬似加速度で表示したもの)

(2) 余震観測の概要

余震観測は、2011年7月8日(金)から29日(金)まで、天井脱落被害のあった体育館の1階床と、敷地内にある管理事務所の1階床で実施した。位置関係を図4.3-19に、設置状況を写真4.3-3に示す。

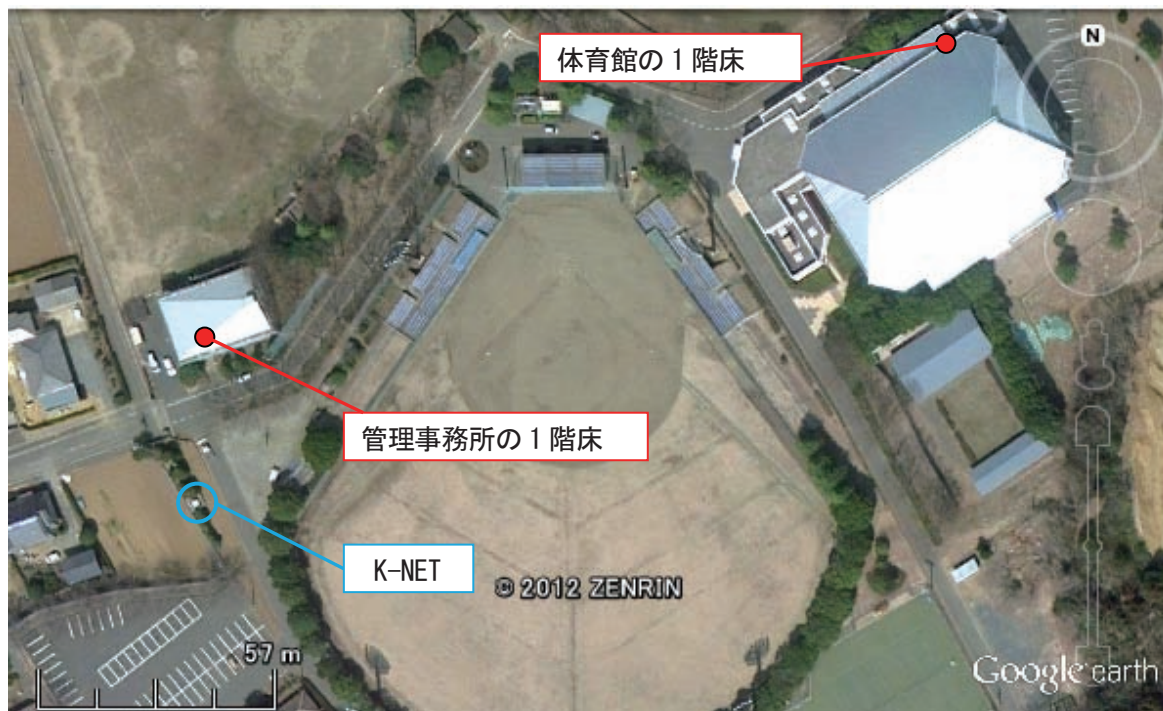


図 4. 3-19 余震観測を行った体育館と管理事務所 (Google earth より)

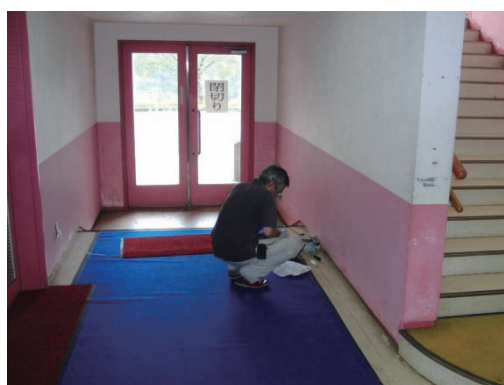


写真 4. 3-3 体育館 1 階床への設置状況

(3) 余震観測結果

体育館 1 階 (G1) 及び管理事務所 1 階 (0) に設置した地震計の記録と、敷地内の K-NET の記録について、図 4. 3-20 に水平面内の擬似加速度応答スペクトルを示す。7 月 10 日 (三陸沖)、7 月 15 日 (茨城県南部)、7 月 25 日 (福島県沖) の記録である。G1 や 0 は 0.4 秒程度以下の短周期側で小さく、K-NET に対して $1/4 \sim 1/5$ 程度になっている。この比は地震による差異がさほど大きくない。図 4. 3-21 は、7 月 15 日の K-NET と G1 の記録を成分ごとに応答スペクトルで示したもの、図 4. 3-22 は同日の記録の成分ごとのフーリエスペクトル比及び応答スペクトル比である。

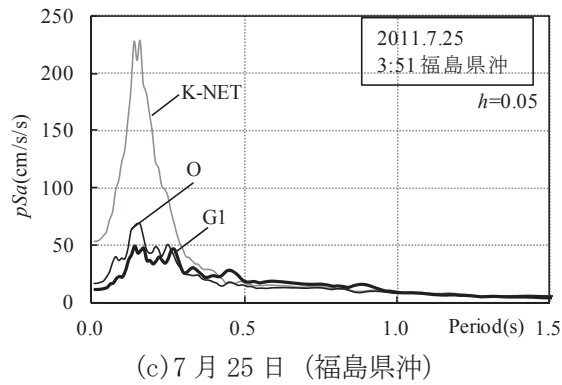
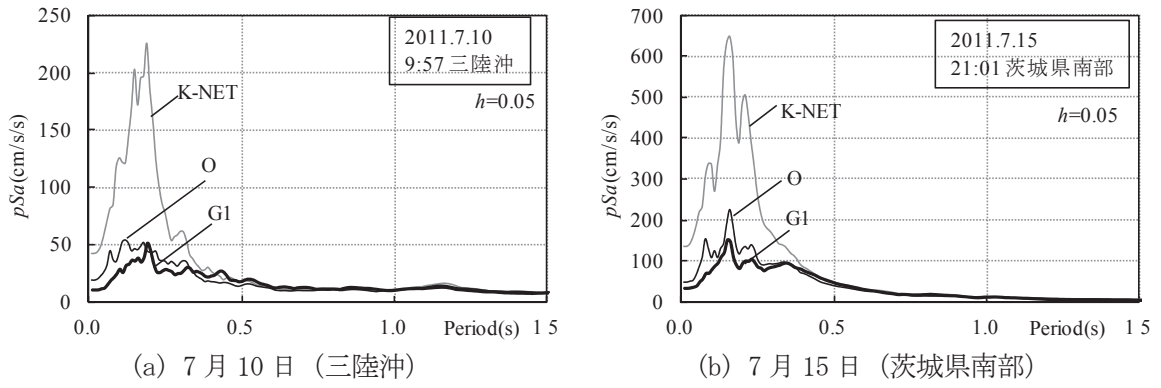


図 4.3-20 擬似加速度応答スペクトル ($h=0.05$, 水平面内の等方性単振子)

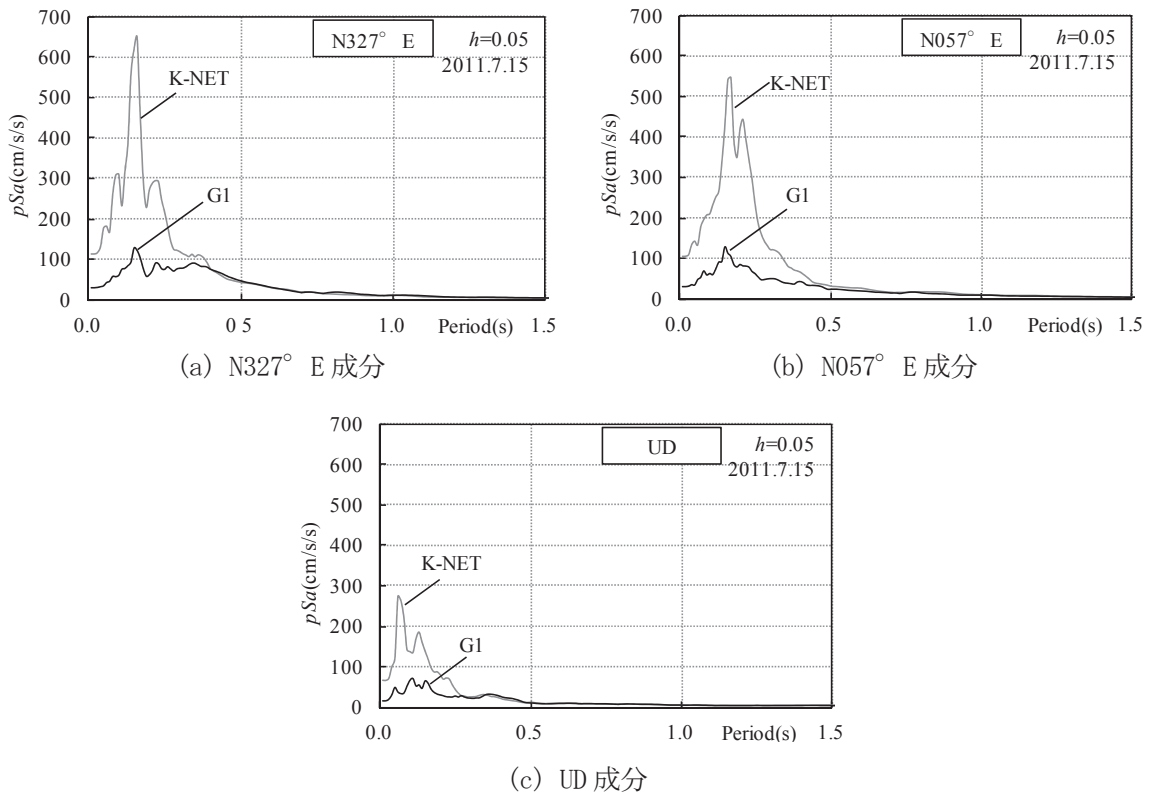
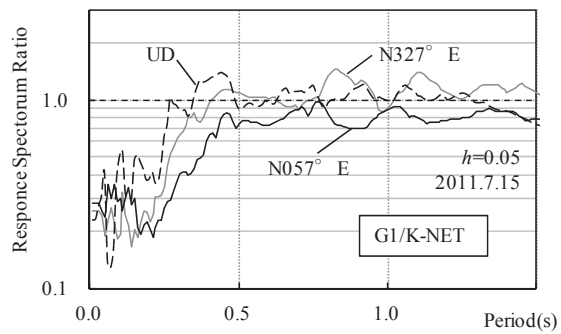
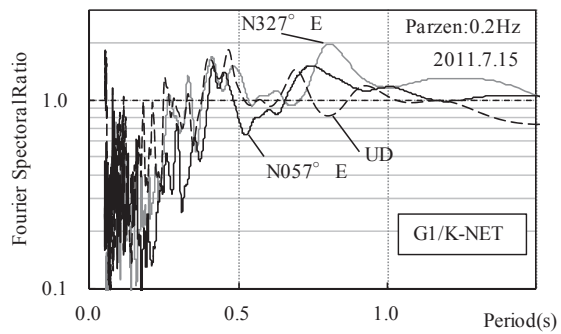


図 4.3-21 成分ごとの擬似加速度応答スペクトルとその比(7月15日、 $h=0.05$)



(a) フーリエ振幅スペクトル比

(b) 応答スペクトル比 (h=0.05)

図 4.3-22 フーリエ振幅スペクトル比及び応答スペクトル比(7月15日)

(4) 本震時の入力地震動の推定

得られた余震記録のうち最も大きい7月15日の記録を用いて、本震時の体育館への入力地震動を評価する。まずK-NETからG1への伝達関数を7月15日の記録(108秒間)に基づき成分ごとに求めた。本震時のK-NETの記録(加速度の大きな時間帯を含む108秒間)をフーリエ変換し、当該伝達関数を掛け合わせて逆変換することで、本震時のG1の時刻歴を推定した。

結果を図4.3-23に示す。図(a)は推定したG1の時刻歴($G_{estimated}(TF)$)、図(b)~(d)は各成分の応答スペクトルである。図中の灰色線はK-NETの本震の記録を、図(b)~(d)の破線はK-NETの応答スペクトルに図4.3-22(b)の比を単純に掛け合わせたもの($G_{estimated}(RSR)$)を示している。本震時の体育館への入力地震動はK-NETの記録より小さいものの、0.2~0.4秒程度の周期帯では、応答加速度が2G程度以上に達したものと推定される。

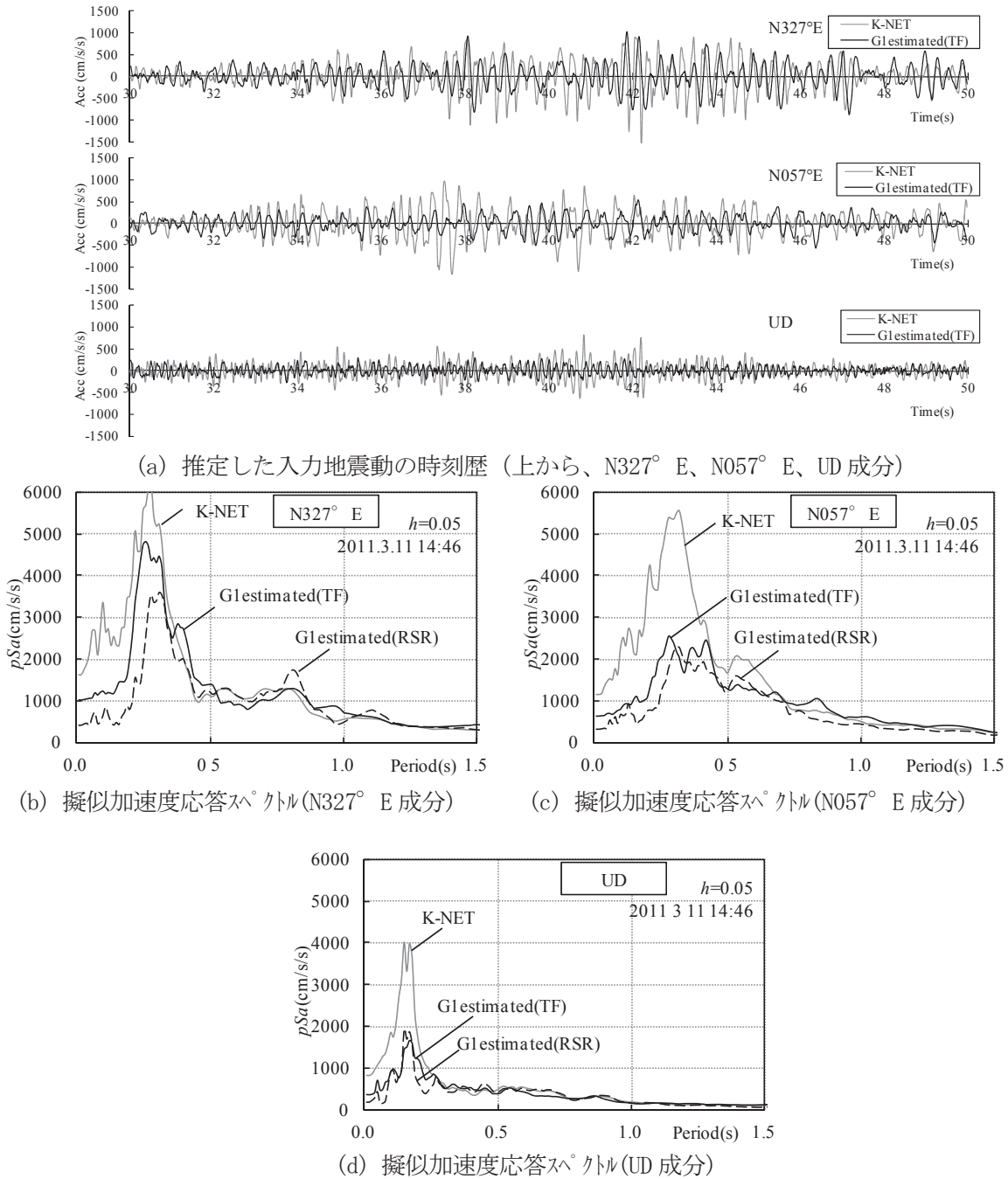


図 4.3-23 体育館への入力地震動の推定 (本震時)

(5) まとめ

天井脱落被害を生じた体育館の本震時における入力地震動を、余震観測結果を用いて推定した。その結果、本震時に天井の吊り元となる屋根面には2G程度以上の応答加速度が生じ、相当激しく揺れたものと推察された。

4.3.4 いわき市庁舎の余震観測

(1) 観測の概要

いわき市庁舎は、1973年に竣工した地上8階、地下1階、塔屋2階のSRC造建物である。本庁舎の西側には2階建の議会棟が、南側には平屋の市民ホールがエキスパンションジョイントを介して隣接している。地盤条件は、軟弱なシルトや緩い砂を主体とした堆積層の下に頁岩が表れるが、その深さは建物西端で40m、東端で10mから15mとなっており、東から西へ深くなっている。また東側に隣接するいわき市文化会館敷地の地盤調査結果からは、基盤層が北側から南側へ落ち込んでいる様子が窺える。

2011年東北地方太平洋沖地震では、本庁舎のコンクリート壁の亀裂や、仕上げや天井の剥離や損傷、隣接する議会棟との間のエキスパンション部分の損傷等の被害があったが、構造的な被害は軽微であった。また平屋建ての市民ホールでは、地盤沈下に伴う床の陥没や天井の脱落が生じた。

建築研究所は、1981年に庁舎地下1階(B1F)と塔屋1階(09F)にSMAC-M型強震計を設置して強震観測を開始し、1993年に強震計をSMAC-MD型に更新した。建物配置と強震計の位置を図4.3-24に示す。加えて、いわき市庁舎の敷地内には、福島県の震度情報ネットワークの震度計も設置されており、気象庁の震度情報では「いわき市平梅本」として参照されている(図4.3-24のGL)。ただし、東北地方太平洋沖地震後の気象庁の調査で、「周辺地盤の陥没、震度計台の傾き」が認められたため、本震以降の震度は欠測扱いとなっている^{4.3-4)}。更に、不整形な基盤の影響を確かめるため、2011年6月24日から8月26日の間、庁舎南側と北側の駐車場の2か所の守衛所に強震計(CV-374)を追加して余震観測を行った(図4.3-24のGL-S及びGL-N)^{4.3-5)}。

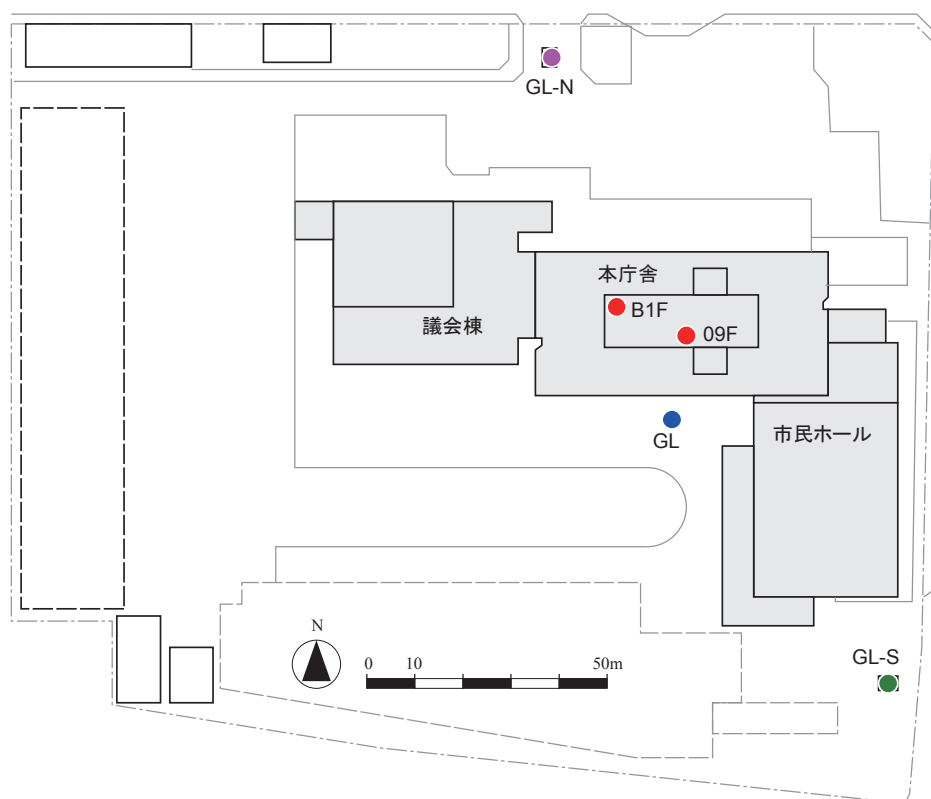


図 4.3-24 いわき市庁舎の強震計の配置

(2) 余震観測による地表の強震記録の比較

余震記録の中から、2011年7月31日3時53分に福島県沖で発生した地震(h=57km, M6.5)の記録を取り上げる。いわき市庁舎の震央距離は34kmであった。各強震計で得られた加速度記録の計測震度、最大加速度及び最大速度を表4.3-5に、各加速度記録を図4.3-25に、各加速度記録の減衰定数5%の擬似速度応答スペクトルを図4.3-26示す。B1Fの最大加速度は55 cm/s²から70cm/ s²、計測震度は3.8であったが、地表の加速度は最大で164 cm/s²と3倍近く大きく、計測震度も地表はB1Fより0.3から0.7大きくなっている。各強震計の間は最大でも150 m弱しか離れていないが、加速度記録の様相は相当に異なり、特にGL-Nの地震動が大きい。擬似速度応答スペクトルをみると、2秒より短い周期領域で各地点間の差が表れ、GL-Sは1秒前後の周期領域で、GL-Nは0.2秒から0.4秒の短い周期領域で他を上回っている。B1Fは0.4秒以下の周期領域で、他を大きく下回る。

B1F、GL-N及びGL-SのGLに対するフーリエ振幅スペクトル比を図4.3-27に示す。NS方向とEW方向は同様の傾向を示すが、特にNS方向の起伏は明瞭で、GL-N/GLでは0.2秒から0.4秒の周期領域に、GL-S/GLでは0.8秒から1.5秒の周期領域にピークが表れ、3か所の地表での地震動特性に差異があることが窺える。複雑な地盤条件がその要因と考えられ、今後更なる検討が必要である。

表 4.3-5 2011年7月31日福島県沖の地震の最大加速度と最大速度

場所	計測震度	最大加速度 (cm/s ²)			最大速度 (cm/s)		
		NS	EW	UP	NS	NS	NS
地下1階(B1F)	3.8	59	55	70	4.6	3.9	2.0
地表(GL)	4.2	138	101	127	5.6	4.6	3.2
地表北(GL-N)	4.5	164	139	156	9.5	6.4	3.7
地表北(GL-S)	4.1	83	82	136	5.3	4.6	3.5

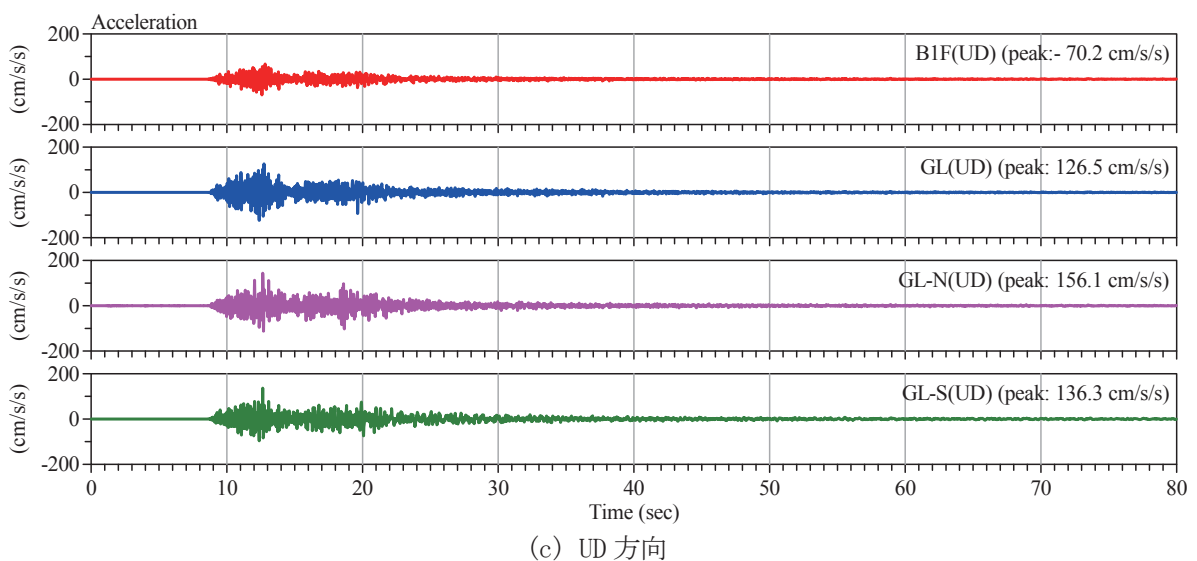
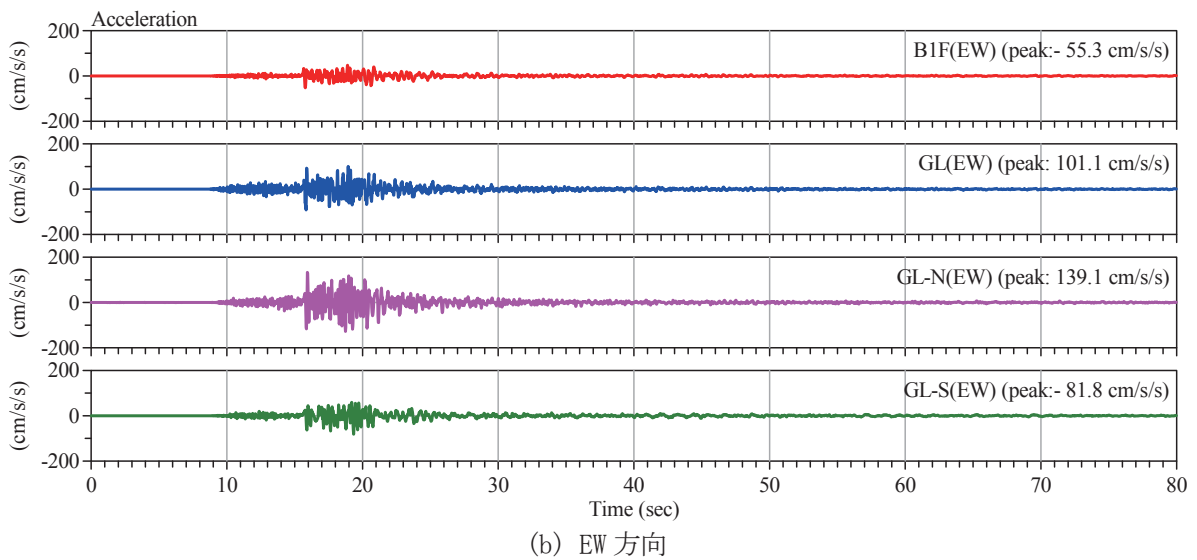
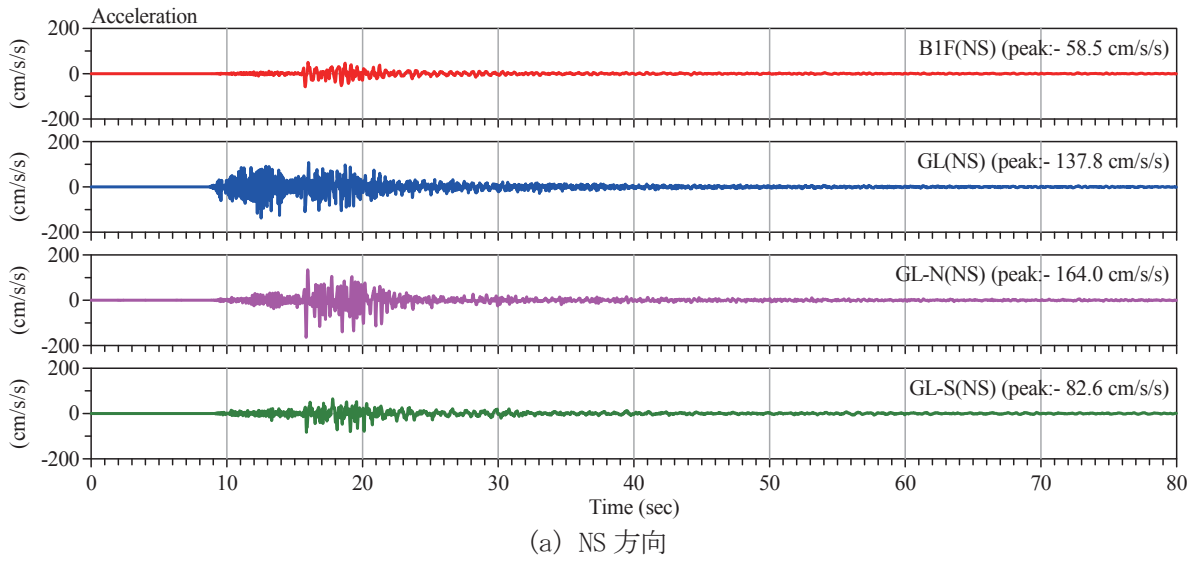
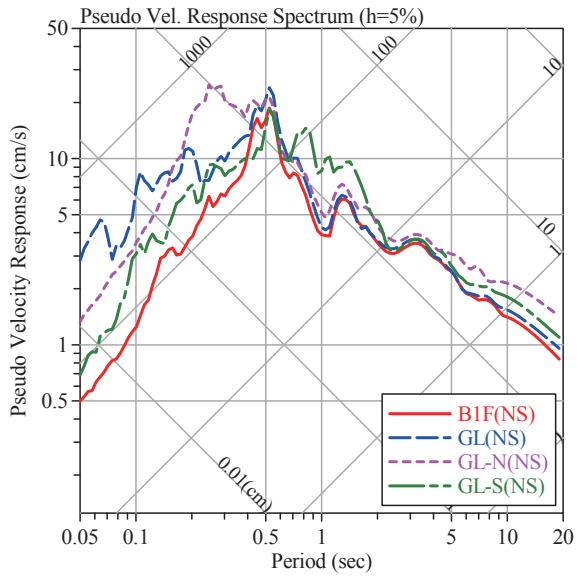
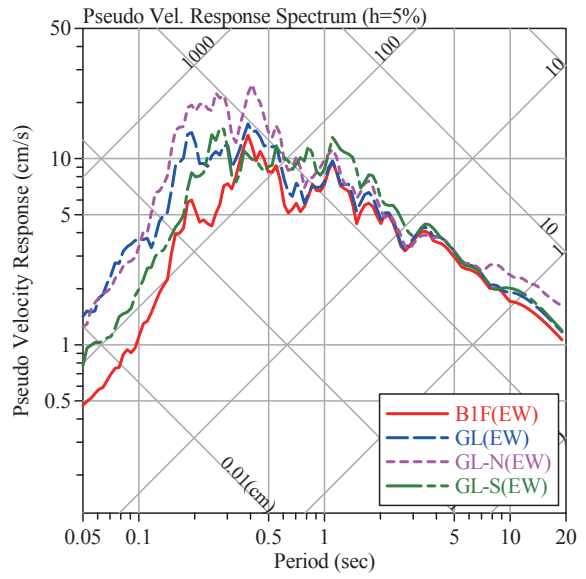


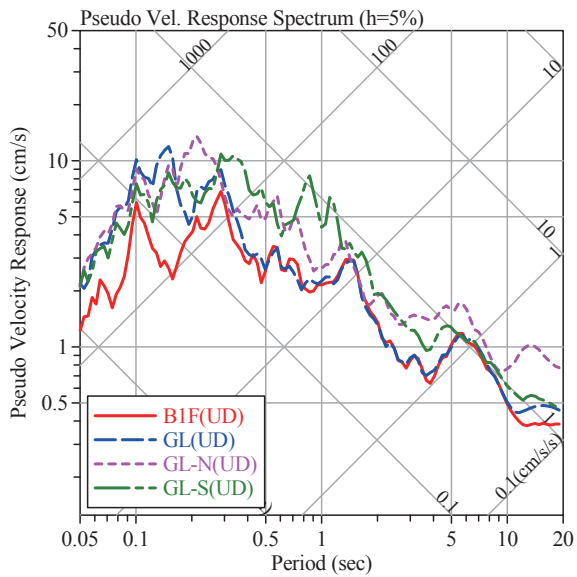
図 4.3-25 2011 年 7 月 31 日福島県沖の地震の加速度記録



(a) NS 方向

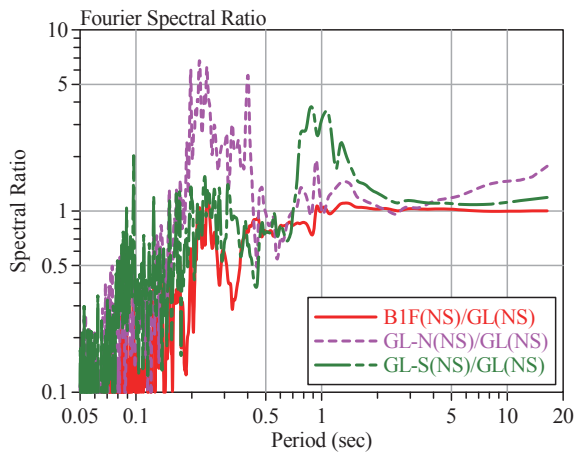


(b) EW 方向

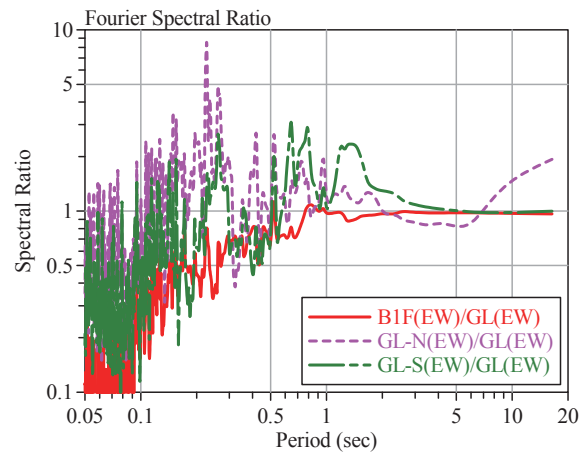


(c) UD 方向

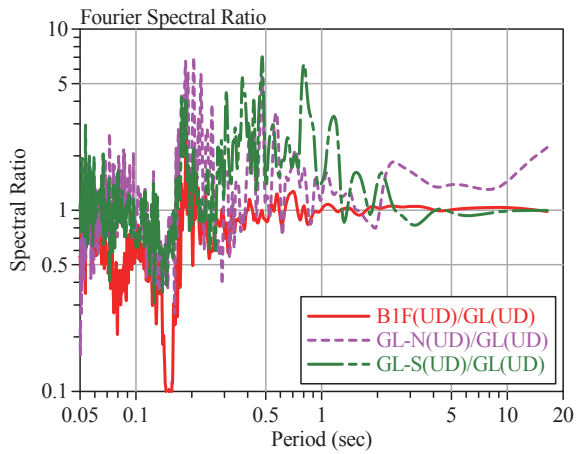
図 4.3-26 2011 年 7 月 31 日福島県沖の地震の記録の擬似速度応答スペクトル(h=5%)



(a) NS 方向



(b) EW 方向



(c) UD 方向

図 4.3-27 GL の記録に対する各地点の記録のフーリエ振幅スペクトル比

(3) まとめ

いわき市庁舎における余震観測の概要を報告した。庁舎の極近傍の地盤上でも異なった特性の地震動が観測されており、表層地盤の影響や建物への地震動入力メカニズムは複雑である。今後さらに詳細な検討を行う予定である。

参考文献

- 4.3-1) 鹿嶋俊英：2011 年東北地方太平洋沖地震の建築研究所建物の強震記録，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2 分冊，pp. 319-320，2011 年 8 月
- 4.3-2) 長屋敦士、柴田良一、中澤祥二、大家貴徳、加藤史郎：桁行き方向に地震動を受ける体育館のリスクアナリシス その 1：等価質点モデル、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 I、pp. 745-746、2009. 8
- 4.3-3) 例えば、脇山善夫、ほか：学校体育館の振動特性調査、日本建築学会技術報告集、第 16 巻、第 32 号、pp. 91-96、2010. 2
- 4.3-4) 気象庁：平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震」により各地で観測された震度等について(第 3 報)，気象庁報道発表資料，2011 年 6 月 23 日
- 4.3-5) 鹿嶋俊英，小山信，石原直，飯場正紀：いわき市庁舎における 2011 年東北地方太平洋沖地震の強震記録と余震観測，日本地震工学会大会-2011 梗概集，pp. 294-295，2011 年 11 月

謝辞

施設管理者には余震観測にご協力をいただきました。また、本節では(独)防災科学技術研究所の K-NET の観測記録を使用させていただきました。関係各位に謝意を表します。