

別添 地震観測建築物のシミュレーション

1. はじめに

地震観測建築物のいくつかを選択し、地表等で観測された地震記録に基づき建築物への地震入力を評価した上で、これを入力とするシミュレーションを実施する。シミュレーションの目的は、以下の通りである。

- 1) 地震観測記録の評価、解釈のための判断材料として用いる
- 2) 地盤 - 構造物相互作用系のシミュレーション結果と観測結果とを比較して、モデル化及び解析手法の妥当性や解析と実現象との整合性を検証する。

解析対象とする観測建築物とシミュレーションで用いた解析モデルを表 1-1 に示す。

表 1-1 解析対象とする観測建築物と解析で用いたモデル

章	観測建築物	解析モデル
2	UTM	分離型モデル
3	EDG	一体型モデル
4	TKS	一体型モデル
5	NIT	一体型モデル
6	ANX	分離型モデル
7	UKM	分離型モデル
8	SN2	分離型モデル, 一体型モデル
9	TRZ	分離型モデル, 一体型モデル
10	SNN	分離型モデル, 一体型モデル

分離型モデル又は一体型モデルの詳細は各章に示す。また、各章では、適宜、基礎固定モデルやこれに回転地盤ばねのみを取り付けたロッキングモデルを用いた解析を行っている。

次章以下では、各観測建築物のシミュレーションの内容を以下の構成で説明している。

- (1) 建築物概要と地震観測記録
- (2) 地盤の剥ぎ取り解析による露頭波の評価
- (3) 観測記録のシミュレーション
- (4) まとめ

(2)における地盤の剥ぎ取り解析の手法は、各建築物で、全て共通である。すなわち、工学的基盤の露頭波を、図 1-1 に示すフローに従い、工学的基盤の時刻歴非線形解析(プログラム FLIP¹⁾)とスペクトル解析を組合せた収束計算²⁾により評価している。また、液状化の兆候が見られた TKS 及び SN2 の場合には非線形解析としてプログラム FLIP による有効応力解析を実施している。ここでの解析では地盤は 1 次元土柱としてモデル化される。

図 1-1 の解析フローの終了時には、地盤の等価物性が得られる。シミュレーションでの解析モデルを分離モデルとする場合には、この地盤の等価物性に基づき算定される地盤ばねを用いる。

(3)におけるシミュレーションでは、観測記録とシミュレーション結果との対応関係を示すとともに、解析で得られる基礎入力動等を示している。

シミュレーション解析で得られた知見は、観測建築物毎に(4)に、まとめる。

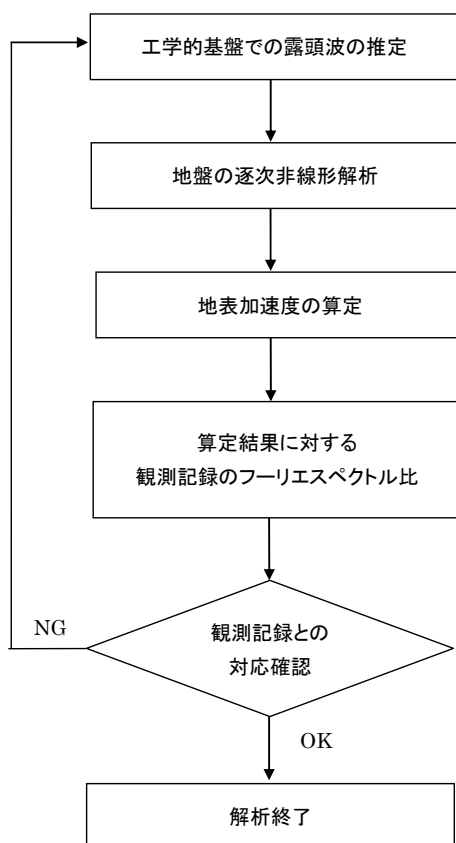


図 1-1 地盤応答の解析フロー

【参考文献】

- 1) 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
- 2) 古山田、山添、宮本：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

2. 建築物 UTM (3F+B1F, 直接基礎) について

本章では、建築物 UTM を対象として地表および建築物における地震観測記録をもとに露頭波の推定および分離型モデル(SR モデル)による解析検討を行う。

(1) 建築物概要と地震観測記録

1) 建築物概要

建築物 UTM は栃木県宇都宮市に位置する地上 3 階、地下 1 階の事務所ビルであり、2007 年に耐震補強が行われている。

建築物の地下階伏図を図 2-1 に、軸組図を図 2-2 及び 2-3 に示す。また、地盤の PS 検層結果を表 2-1 に示す。建築物の主体構造は鉄筋コンクリート造壁付きラーメン構造で、基礎形式は直接基礎である。建築物の平面形は、X 方向（短辺方向）14m×Y 方向（長辺方向）36m の長方形で、1 階から塔屋までの高さは 15.5m である。地下階は 2.1m 地上に露出し、基礎底深さは GL-2.98m で、S 波速度 430m/s の礫層を支持層としている。図面および構造特性は構造計算書から引用している。

用途	: 事務所
階数	: 地上 3 階、地下 1 階
高さ	: 15.5m (1 階から塔屋)
主体構造	: RC 造 (壁付きラーメン構造)
基礎構造	: 直接基礎
基礎底深さ	: GL-2.98m

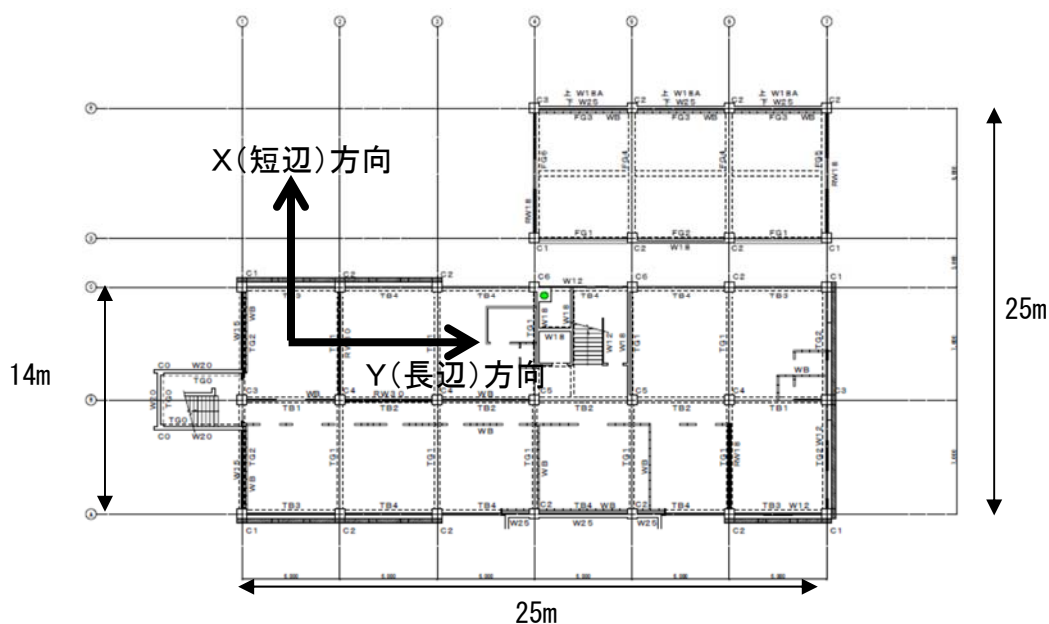


図 2-1 地下 1 階伏図

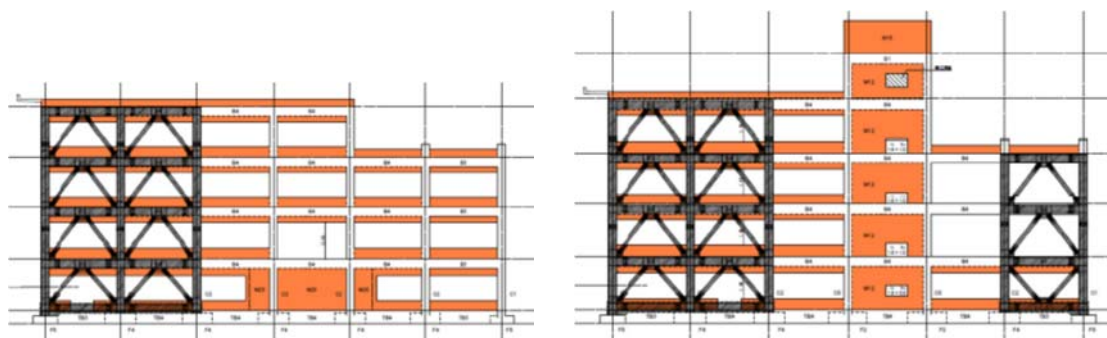


図 2-2 軸組図(長辺方向)

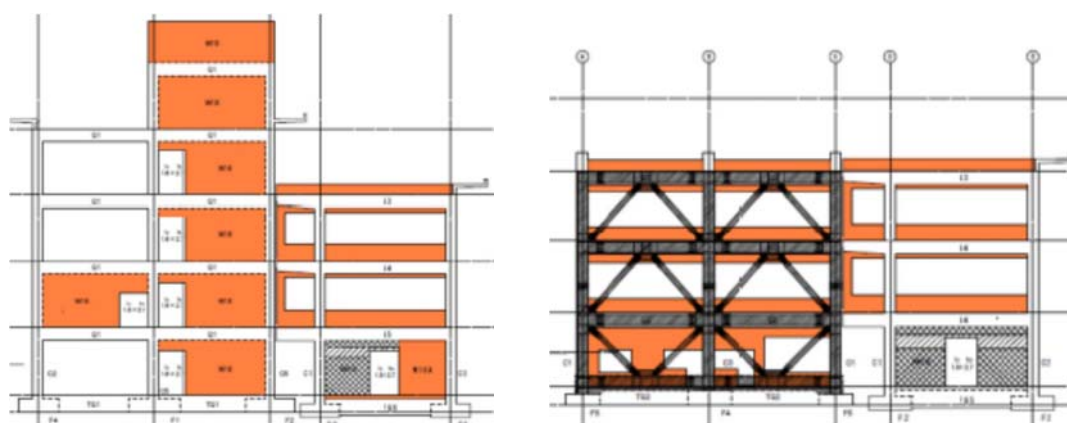


図 2-3 軸組図(短辺方向)

表 2.1 PS 検層結果

土質区分	層厚 (m)	密度 (t/m^3)	P 波速度 (m/s)	S 波速度 (m/s)	ポアソン比
埋土	1.0	1.90	190	90	0.355
ローム	1.5	1.40	390	180	0.365
礫	4.5	2.10	1220	430	0.429



図 2-4 地震観測位置

2) 地震観測記録の概要

地震観測位置を図 2-4 に示す。地震観測は建築物の 3 階の中央位置に 1 カ所、地下 1 階の東西端位置に 2 カ所、地盤の地表 (GL-0.4m) に 1 カ所の計 4 カ所に設置されている。

検討対象となる地震観測記録は、2012 年 4 月 1 日に福島県沖で発生した地震 (M5.7, 最大震度 5 弱) である。得られた地震観測波形を図 2-5 及び図 2-6 に示す。地下 1 階の記録は、図 2-4 に示す東西両端位置の地震観測記録のフーリエスペクトルの比較から、概ね同様の振動性状であるので東西端の 2 カ所の記録を平均して示している。

観測記録の速度応答スペクトルを図 2-7 に、観測記録の伝達関数を図 2-8 に示す。地下 1 階 (B1F) に対する 3 階の 1 次の卓越振動数は、X (短辺) 方向で 4.1~4.2Hz 付近に、Y (長辺) 方向で 4.5Hz 付近に認められる。地表 (GL) および地下 1 階 (B1F) に対する 3 階の伝達関数の 1 次の卓越振動数では相違が小さいことから地盤との相互作用の影響は小さいと考えられる。また、地表地表 (GL) に対する地下 1 階 (B1F) の伝達関数では、2Hz 付近から 1.0 倍を下回りはじめ 12Hz 付近で 0.1 倍程度まで低下しており、入力損失の影響が認められる。

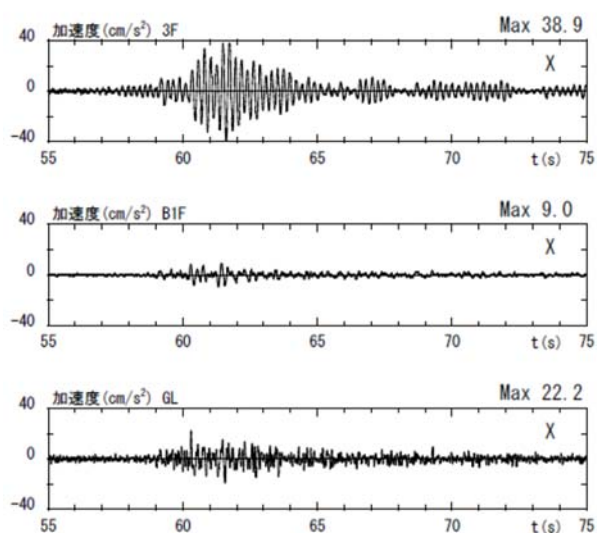


図 2-5 X 方向加速度波形

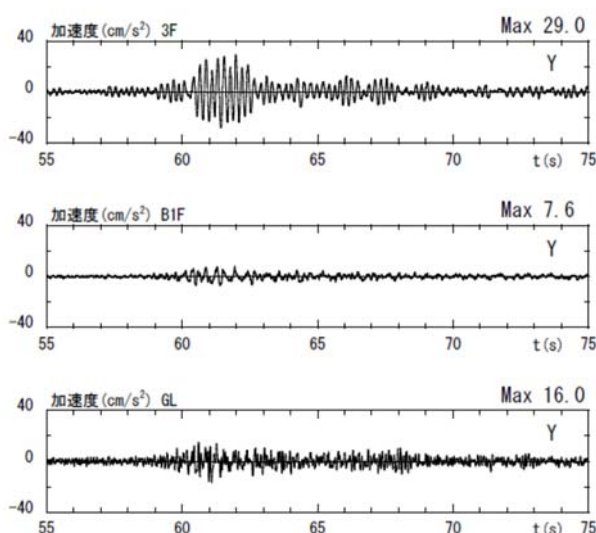
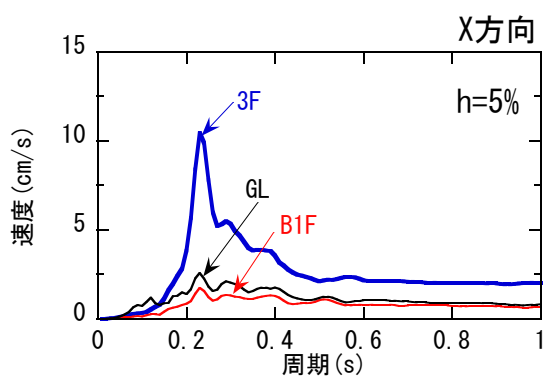
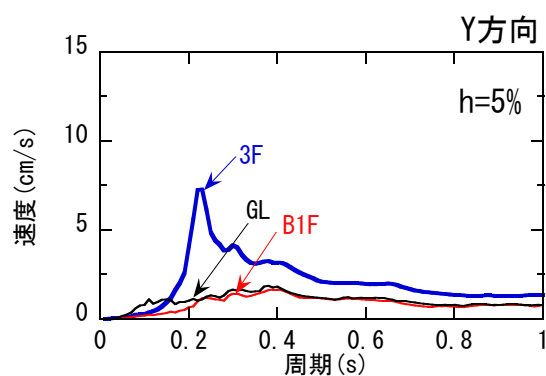


図 2-6 Y 方向加速度波形



X (短辺) 方向



Y (長辺) 方向

図 2-7 観測記録の速度応答スペクトル (2012. 04. 01)

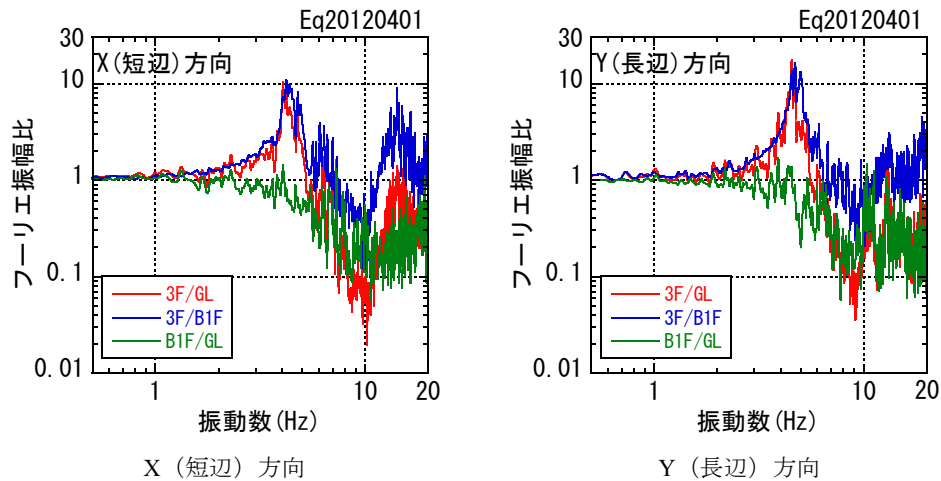


図 2-8 観測記録の伝達関数 (2012. 04. 01)

(2) 地盤のはぎ取り解析による露頭波の評価

図 1-1 に示す解析フローに従い、地表の観測記録から工学的基盤での露頭波を評価し、等価地盤物性を算定する。

表 2-2 に地盤定数を示す。地盤定数は、PS 検層結果に基づいて設定した。土の非線形モデルは、文献 1)を参考に設定した。また工学的基盤は、GL-7m とした。

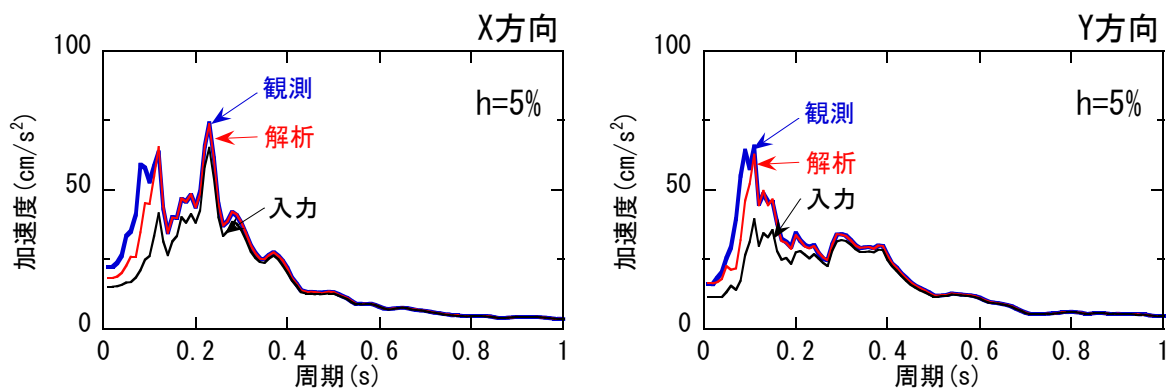
解析では、地盤を 1 次元土柱にモデル化し、工学的基盤位置(GL-7m)を粘性境界とした。

観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル(減衰 5%)を図 2-9 に、加速度波形を図 2-10 に示す。シミュレーション結果の X (短辺) 方向の地表の最大加速度は観測記録に比べて若干小さいものの、両者は概ね対応している。

地盤の最大応答値を図 2-11 に示す。地表での最大変位は 0.004~0.005cm で小さく、最大せん断歪みもほとんど発生していない。地盤の等価物性値を図 2-12 に示す。地盤のせん断剛性比はほとんど低下しておらず、せん断波速度も初期からの変動はほとんどないため、地盤は線形状態であったと考えられる。

表 2-2 地盤定数

土質区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	P 波速度 (m/s)	S 波速度 (m/s)	ポアソン比	非線形特性	
						$\gamma_{0.5}(\%)$	$h_{\max}(\%)$
埋土	1.0	1.90	190	90	0.355	0.10	21
ローム	1.5	1.40	390	180	0.365	0.10	21
礫	4.5	2.10	1220	430	0.429	0.20	21



X (短辺) 方向

Y (長辺) 方向

図 2-9 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での
露頭波の加速度応答スペクトル(減衰 5% 2012.04.01)

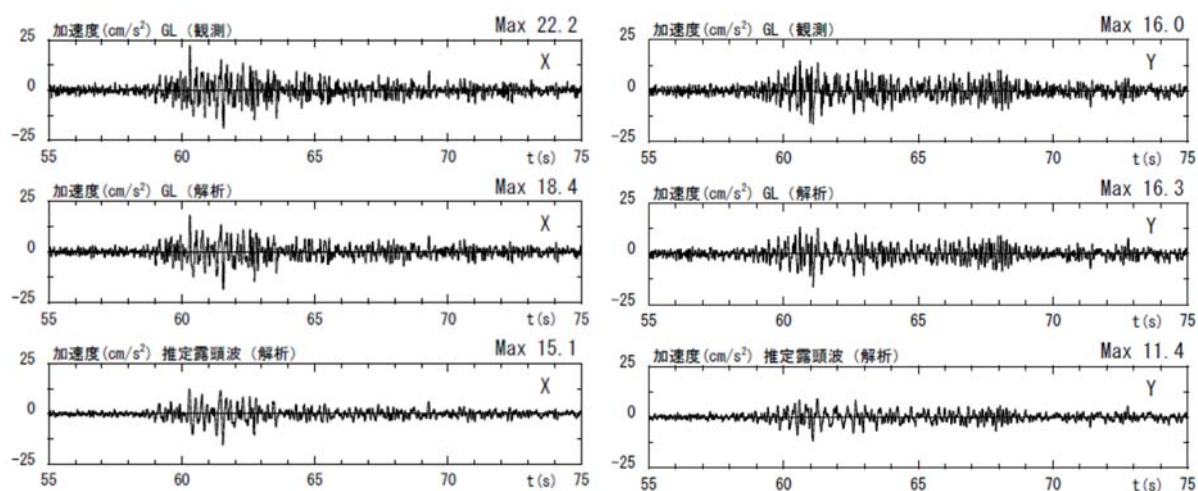


図 2-10 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での
露頭波の加速度波形 (X(短辺)方向 2012.04.01)

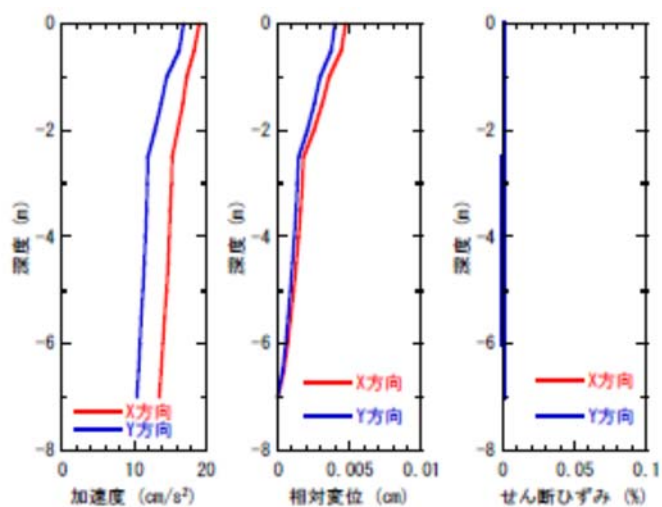


図 2-11 地盤の最大応答値

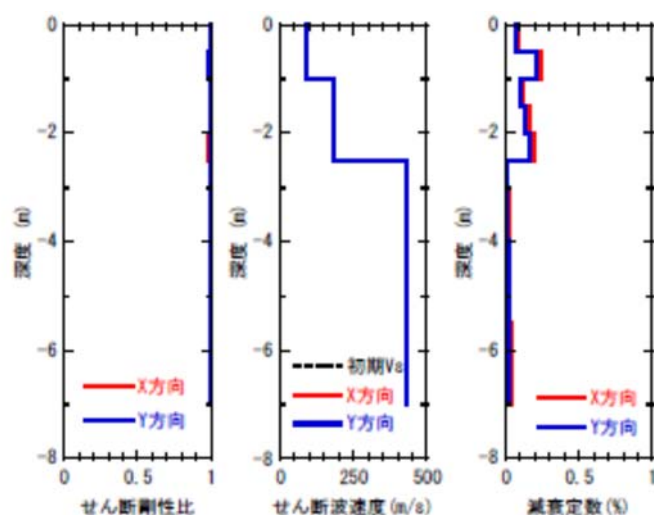


図 2-12 地盤の等価物性値(最大歪みの 0.65 倍での物性値)

(3) 観測記録のシミュレーション

1) 解析モデル概要

地震応答解析で用いる建物モデルは、構造計算書に基づき以下のように設定する。

質点系モデル： 曲げせん断棒モデル（諸元：表 2-3、図 2-13）

建物剛性： ①ヤング係数を設計モデル [初期ケース]

②ヤング係数を Y（長辺）方向のみ設計モデルの 2.1 倍 [剛性増大ケース]
（スウェー・ロッキングモデルのみ実施）

減衰： レーリー減衰 0.23 秒、0.07 秒に対して 5%

表 2-3 建物モデル

短辺方向(X 方向)						
	質量 (kN)	層せん断力 (kN)	層間変位 (cm)	階高 (cm)	層間変形角 (rad)	剛性 (kN/cm)
RF	873					
3F	5264	1939	0.154	400	1/2666	12591
2F	6352	3243	0.191	400	1/2094	16979
1F	6009	4203	0.180	400	1/2225	23350
B1F	13802	4968	0.182	410	1/2323	27297
長辺方向(Y 方向) ※初期ケース						
	質量 (kN)	層せん断力 (kN)	層間変位 (cm)	階高 (cm)	層間変形角 (rad)	剛性 (kN/cm)
RF	873					
3F	5264	1939	0.269	400	1/1522	7208
2F	6352	3243	0.333	400	1/1202	9739
1F	6009	4203	0.298	400	1/1340	14104
B1F	13802	4968	0.245	410	1/1723	20278

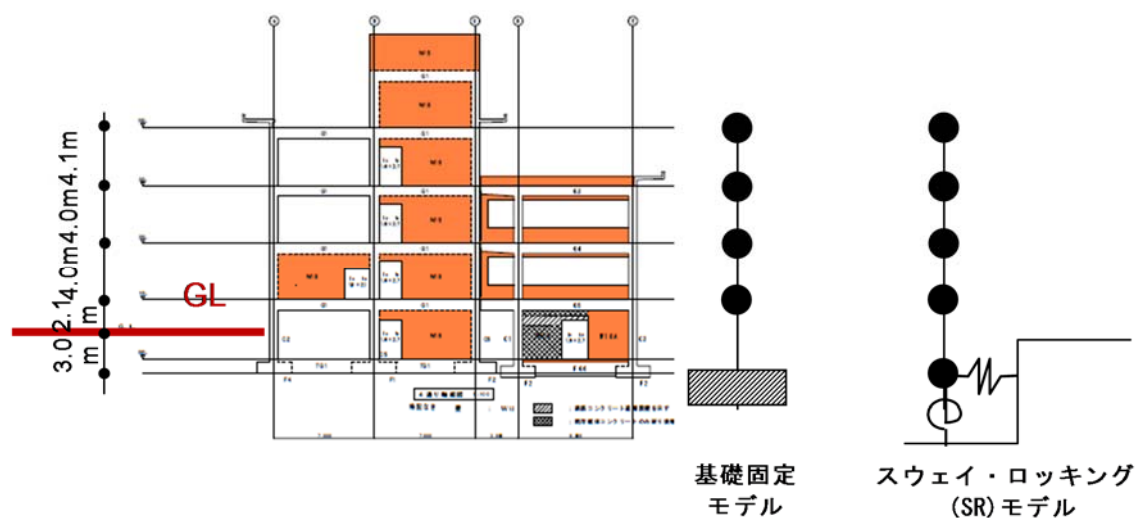


図 2-13 建築物モデル

2) 解析ケース

解析ケースを表 2-4 に示す。入力波には 2012.4.1 の地震を用いる。

先ず基礎固定モデルの解析（Case-1）を行い、次に SR モデル（Case-2~Case-4）による検討として、地盤のせん断波速度、建物剛性を調整した検討を行った。

地盤のせん断波速度の調整は、PS 検層によるせん断波速度を用いた解析ケース（Case-2）において、地表面に対する基礎応答に現れる入力損失効果の落ち込み振動数が観測記録よりも硬めに評価された。そのため、PS 検層によるせん断波速度が、実情よりも大きめに評価されていると判断し、観測記録と対応するように表層の 2.5m のせん断波速度を一律に 0.83 倍した解析ケース（Case-3~Case-4）を検討した。また、Y（長辺）方向の建物剛性は、建物の伝達関数が観測記録と整合するように調整した解析ケース（Case-4）を検討した。

なお、建物の減衰はレーリー減衰とし、いずれの解析ケースも観測記録による建物の 1 次、2 次振動数付近の 0.23 秒と 0.07 秒に対して 5%とした。

表 2-4 建物応答解析の検討ケース一覧

モデル	ケース名	入力波	地盤の せん断波速度	建物減衰	建物剛性	
					X 方向	Y 方向
基礎固定 モデル	Case-1	B1F 観測記録	PS 検層結果	レーリー減衰 0.23 秒 0.07 秒 に対して 5%	1.0 倍	1.0 倍
SR モデル	Case-2	基礎入力動 (水平のみ)				
	Case-3		2.1 倍			
	Case-4					

3) 固有値解析

構造計算書と本検討ケースの固有周期を表 2-5 に、本検討ケースの固有モードを図 2-14 に示す。構造計算書による固有周期（1 次のみ）は、本検討の解析ケースより X 方向で約 1.4 倍、Y 方向で 1.1～1.6 倍程度長い。

表 2-5 固有周期（秒）

固有周期(秒)		構造計算書	基礎固定モデル	SR モデル		
			Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
X 方向	1 次	0.324	0.229	0.234	0.234	0.234
	2 次	—	0.090	0.091	0.091	0.091
Y 方向	1 次	0.324	0.283	0.292	0.293	0.209
	2 次	—	0.114	0.115	0.115	0.081

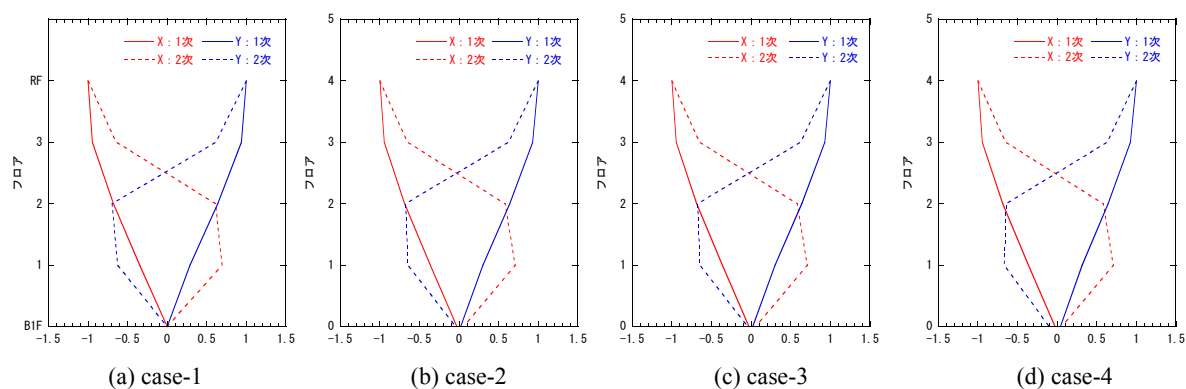


図 2-14 固有モード

4) 基礎固定モデルの検討

基礎固定モデル（Case-1）の解析結果を以下に示す。基礎固定モデル（Case-1）の解析結果と観測記録を比較して、加速度応答を図 2-15 に、加速度応答スペクトルを図 2-16 に、建物応答の伝達関数(3F/B1F)を図 2-17 に示す。

X（短辺）方向の 3F の加速度応答、加速度応答スペクトルでは、観測記録に比較して振幅がやや大きい、1 次ピークは概ね対応している。建物応答の伝達関数(3F/B1F)では、1 次ピーク振動数（4.3Hz 付近）は対応しているが、2 次ピーク（14.5Hz 付近）は対応しておらずモード比が合っていない。

一方、Y（長辺）方向の 3F の加速度応答、加速度応答スペクトル、建物応答の伝達関数(3F/B1F)では、観測記録に比較して振幅は概ね対応しているが、周期特性は 1.4～1.5 倍程度硬めの評価になっている。現状に応じて地盤－杭基礎－建物の相互作用を評価した SR モデルの固有周期は伸びるため、次項以降で SR モデルの検討を行い、建物モデルの見直しを行う。

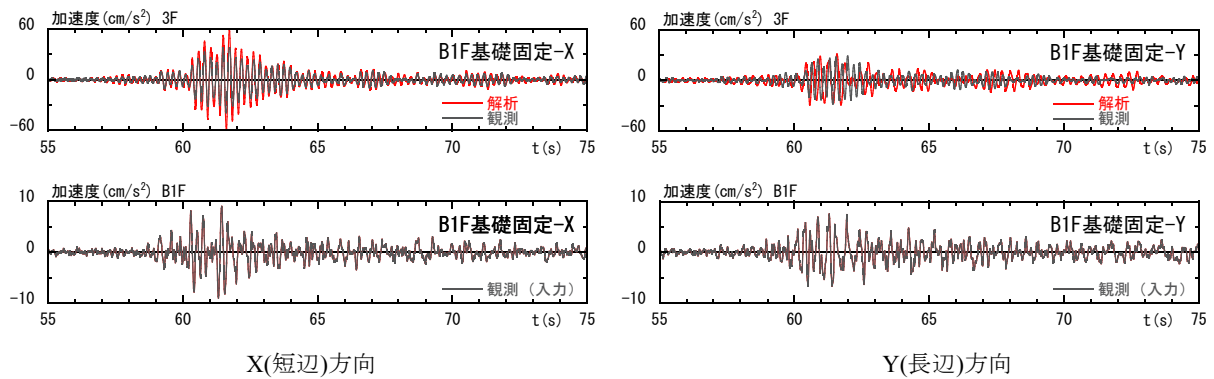


図 2-15 観測記録と解析結果 (Case-1 2012. 04. 01) の加速度応答の比較

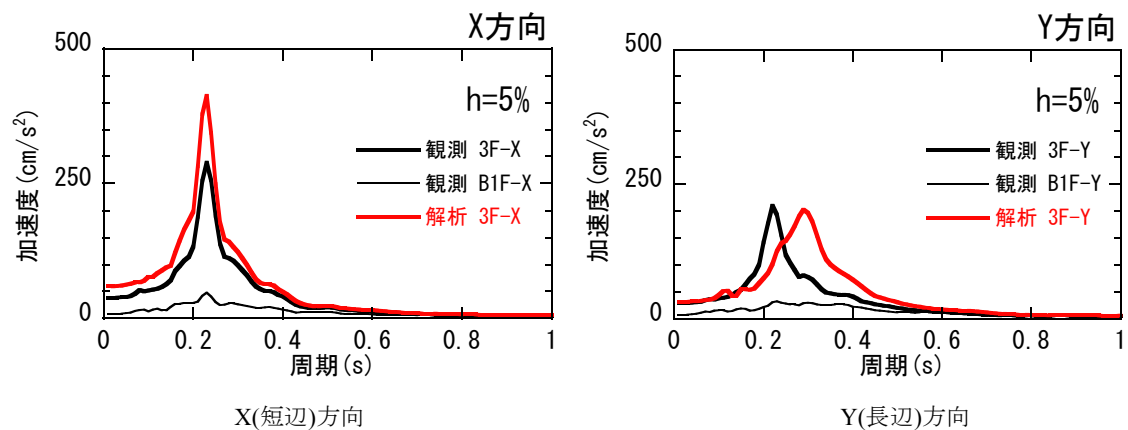


図 2-16 観測記録と解析結果 (Case-1 2012. 04. 01) の加速度応答スペクトル (減衰 5%)

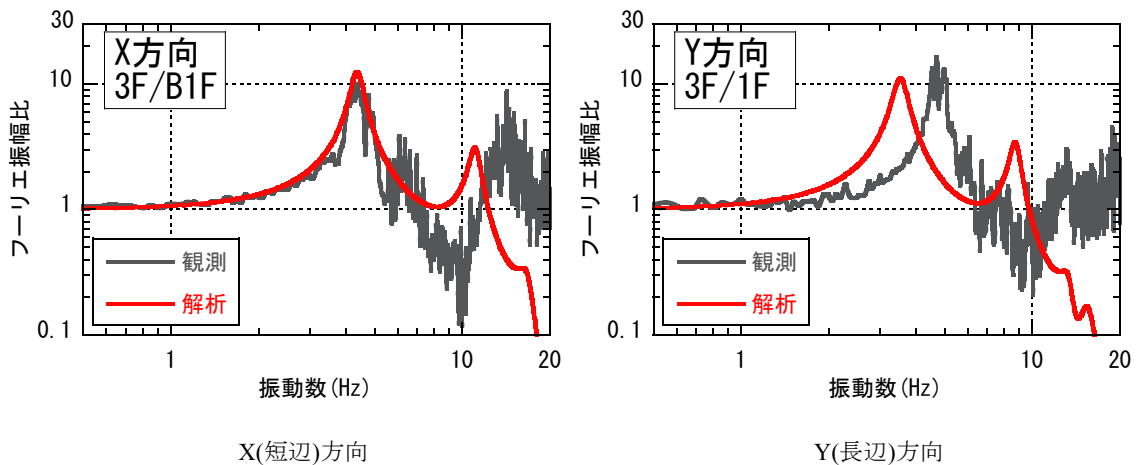


図 2-17 観測記録と解析結果 (Case-1 2012. 04. 01) の伝達関数

5) 基礎入力動と地盤ばねの検討

地盤ばねと基礎入力動は、長方形基礎（図 2-18 中の青破線で囲んだ部分）について 3 次元薄層法により評価した。地盤ばねと基礎入力動の評価に用いた地盤定数は、表 2-6 に示すように PS 検層結果と PS 検層結果の表層の 2.5m のせん断波速度を一律に 0.83 倍した場合を検討した。

動的地盤ばねを図 2.19 に、地盤ばねのばね定数と減衰係数を表 2.7 に示す。ばね定数は実部の

静的近傍値とし、減衰係数は虚部の接線勾配の最小値から評価した。水平の動的地盤ばねは、せん断波速度の違いにより 10Hz よりも高振動数側で相違が認められるが、建物の 1 次振動数がある 10Hz 以下ではほとんど相違は認められない。また、回転の動的地盤ばねは、20Hz までの振動数範囲ではせん断波速度の違いによる相違は認められない。

基礎入力動の加速度波形を図 2.20 に、地表に対する基礎入力動、および一次元波動論による地盤の伝達関数を図 2.21 に示す。基礎入力度の加速度波形は、せん断波速度の違いにより振幅が僅かに小さくなっている。地表に対する基礎入力動の伝達関数は、フーリエ振幅比の落ち込み振動数が 14Hz 付近から 12Hz 付近に低振動数側に変化していることが確認でき、いずれも一次元波動論による地盤の卓越振動数に対応している。

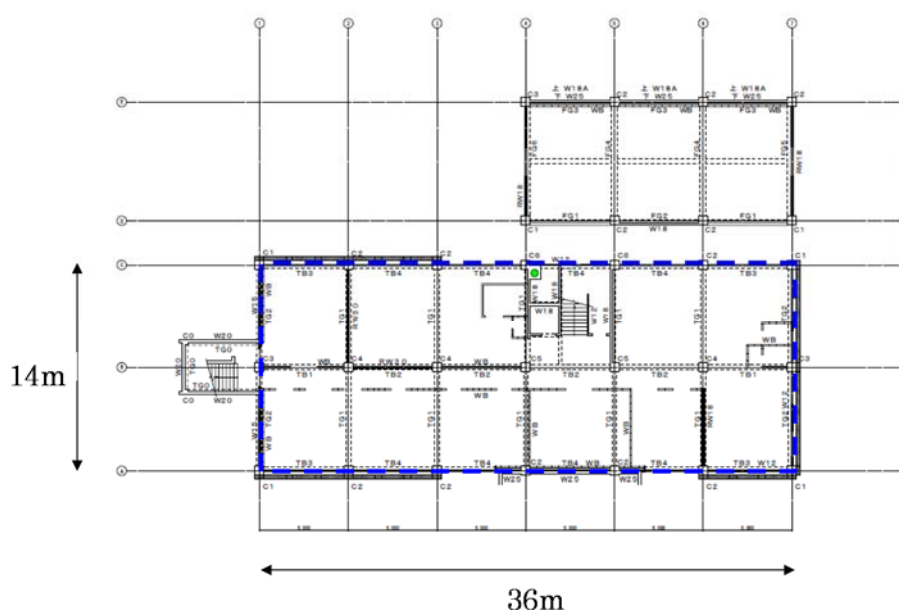


図 2-18 地下 1 階床伏図における長方形基礎部分

表 2-6 地盤定数の見直し

土質区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	ポアソン比	S 波速度 (PS 検層) (m/s)	S 波速度 見直し (m/s)	減衰定数 (%)
埋土	1.0	1.90	0.355	90	75	1.0
ローム	1.5	1.40	0.365	180	150	1.0
礫	4.5	2.10	0.429	430	430	1.0

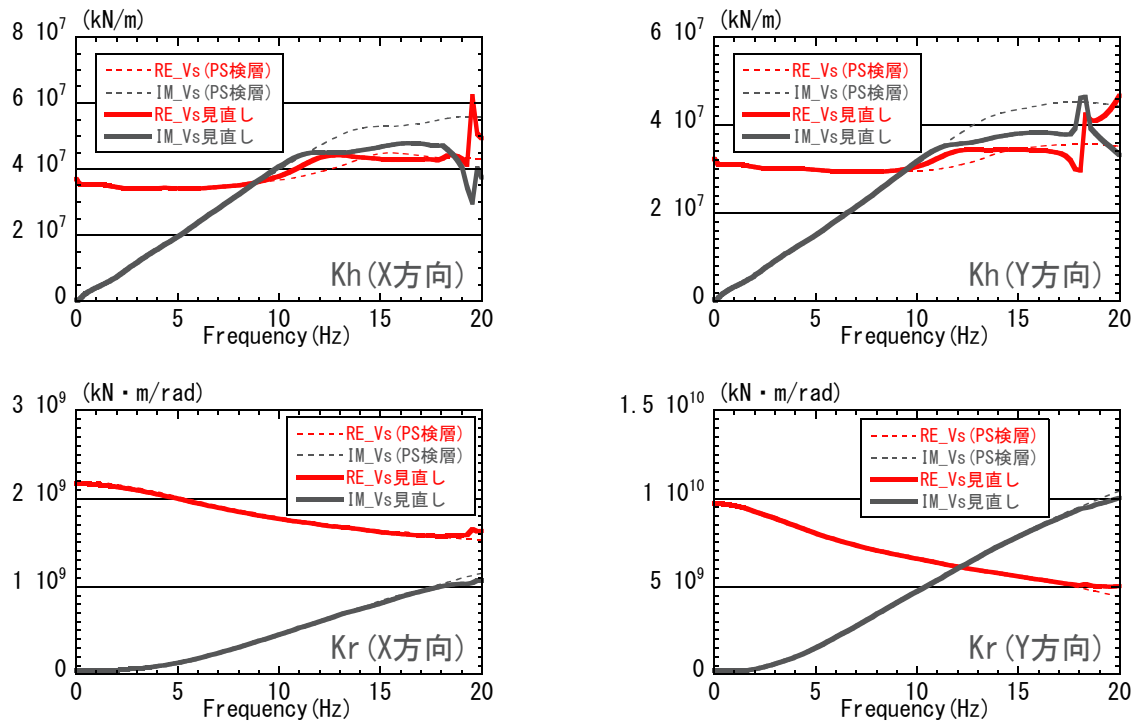
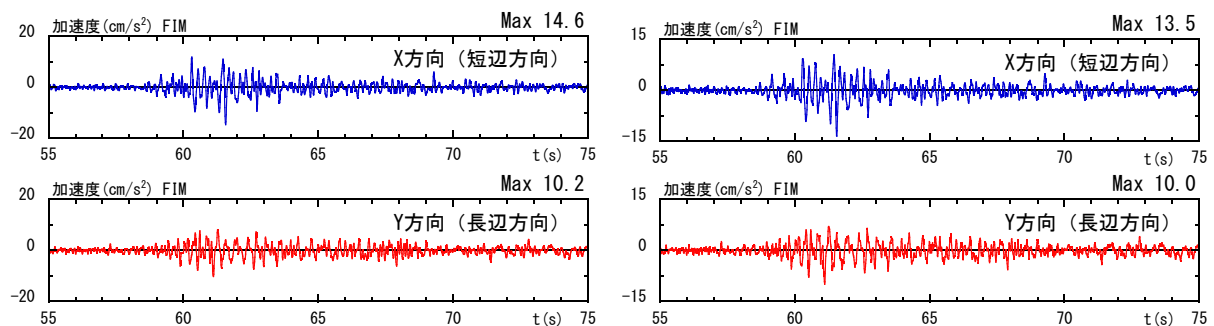


図 2-19 動的地盤ばね (X(短辺)方向、Y(長辺)方向 2012. 04. 01)

表 2-7 地盤ばねのばね定数と減衰定数 (2012. 04. 01)

		X(短辺)方向	Y(長辺)方向
		上段：Vs (PS 検層)	
		下段：Vs 見直し	
水平	Kh (kN/m)	3.72E+07 3.69E+07	3.26E+07 3.24E+07
	Ch (kN・s/m)	2.46E+05 2.52E+05	3.24E+05 3.25E+05
回転	Kr (kN・m/rad)	2.19E+09 2.16E+09	9.75E+09 9.69E+09
	Cr (kN・m・s/rad)	7.29E+06 7.19E+06	3.31E+07 3.29E+07



(a) PS 検層結果による評価結果

(b) 見直したせん断波速度による評価結果

図 2-20 基礎入力動 (2012. 04. 01)

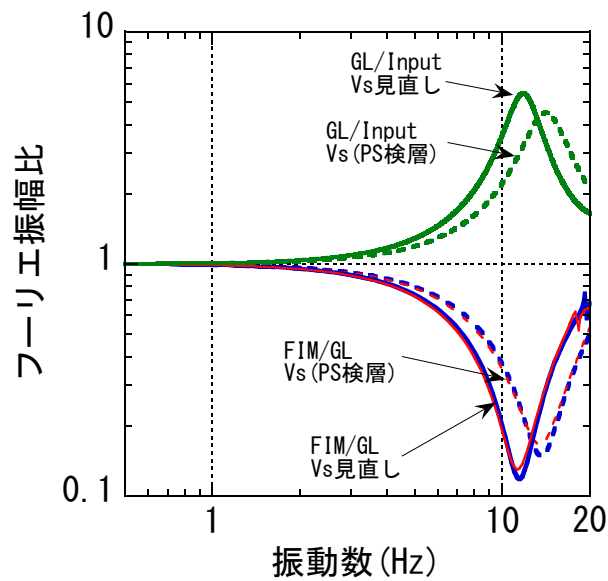


図 2-21 地表に対する基礎入力動、および一次元波動論による地盤の伝達関数

6) SR モデルによる検討

SR モデル (Case-2~Case-4) の解析結果を以下に示す。

Case-2 では、基礎固定モデルの Case-1 と同様に、X (短辺) 方向ではやや振幅が過大評価ではあるが 1 次ピークは概ね対応し、Y (長辺) 方向では振幅は概ね対応するが周期特性は硬めの評価となっている。また、地表面に対する基礎応答の伝達関数では、入力損失により落ち込む振動数がやや高く、観測記録と整合していない。

Case-3 では、建物の応答特性は case-2 とほとんど変わらないが、表層地盤のせん断波速度を見直すことで、表面に対する基礎応答の伝達関数の落ち込み振動数が観測記録と対応するようになっている。

Case-4 では、Y (長辺) 方向の剛性を 2.1 倍することで、建物と基礎の応答特性が観測記録と良く対応するようになっているが、建物剛性を増加させる理由が明らかではないという課題が残る。

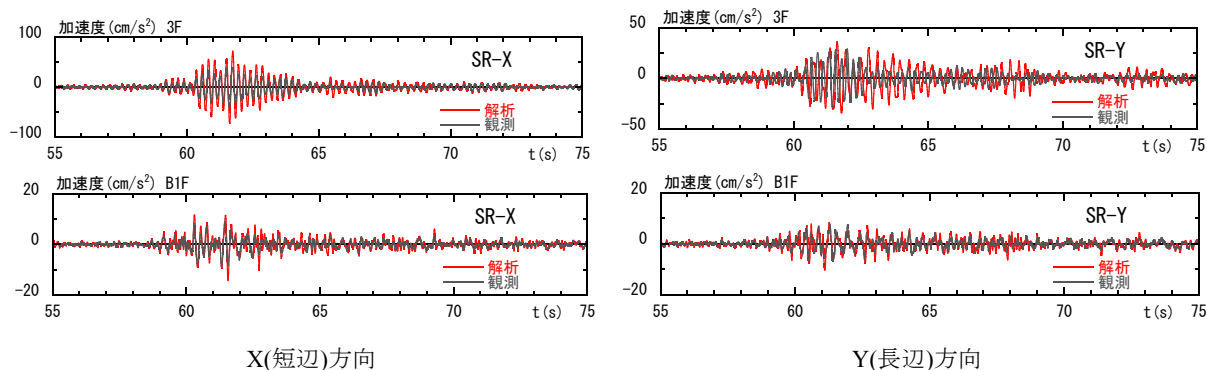


図 2-22 観測記録と解析結果 (Case-2 2012. 04. 01) の加速度応答の比較

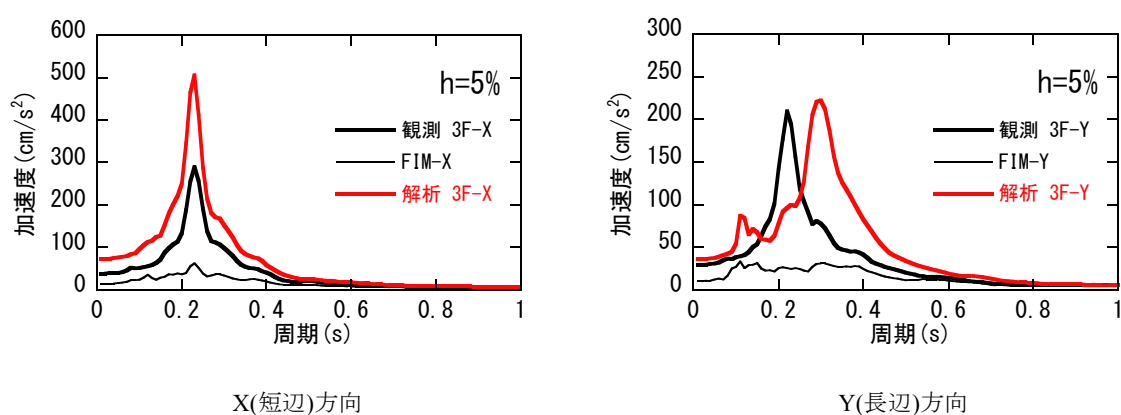


図 2-23 観測記録と解析結果 (Case-2 2012. 04. 01) の加速度応答スペクトル (減衰 5%)

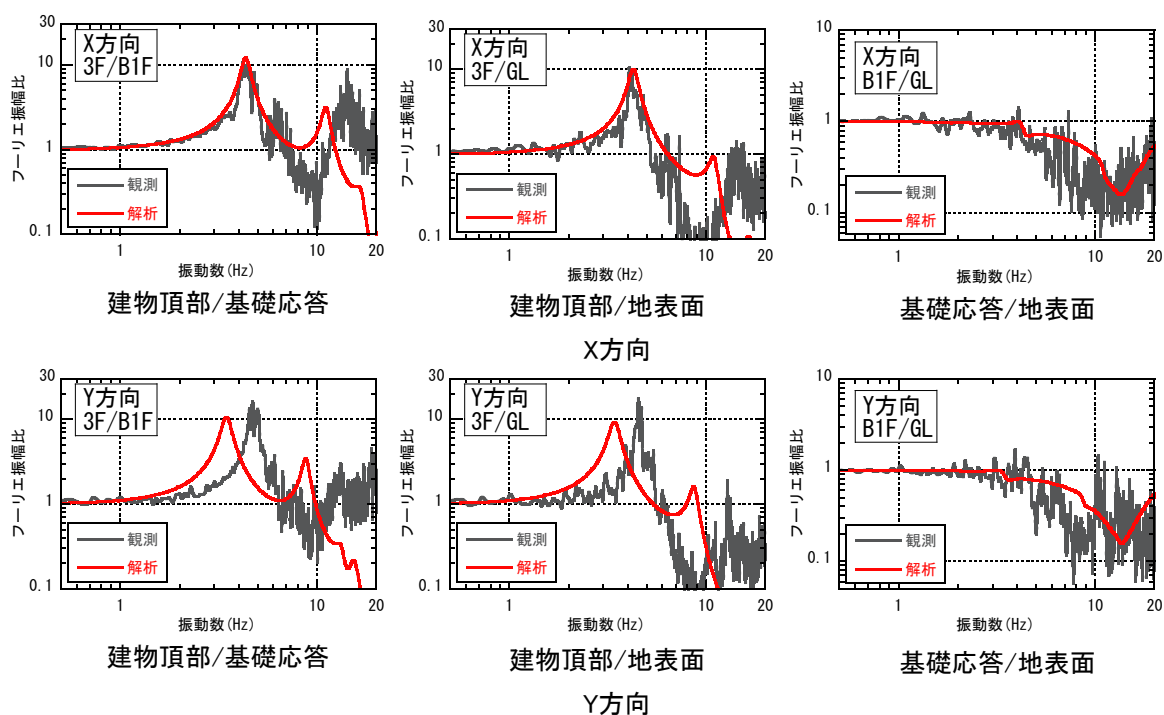


図 2-24 観測記録と解析結果 (Case-2 2012. 04. 01) の伝達関数 (X(短辺) 方向、Y(長辺) 方向)

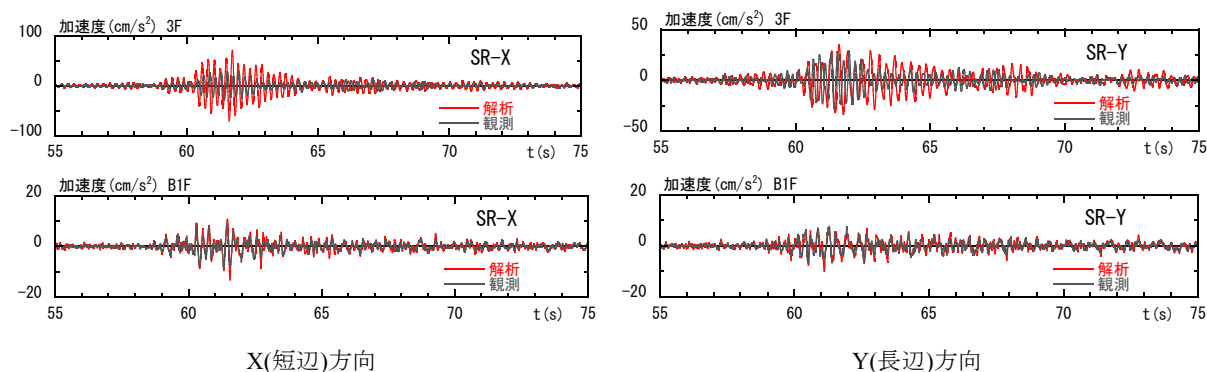


図 2-25 観測記録と解析結果 (Case-3 2012. 04. 01) の加速度応答の比較

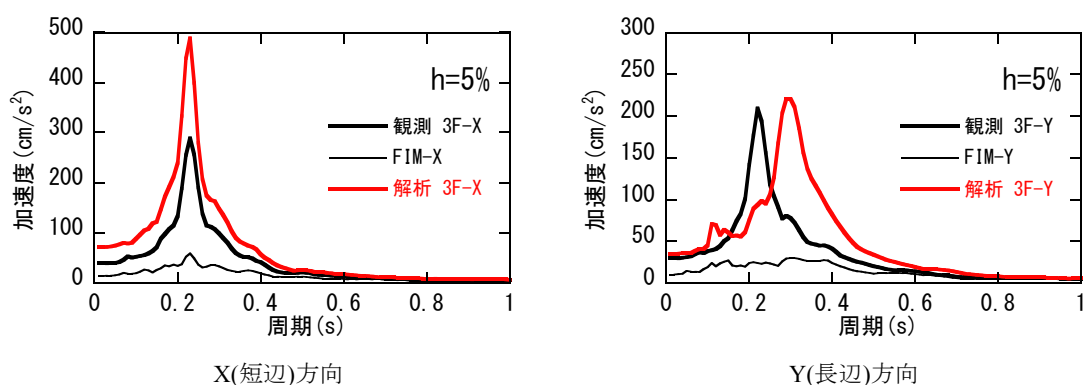


図 2-26 観測記録と解析結果 (Case-3 2012. 04. 01) の加速度応答スペクトル (減衰 5%)

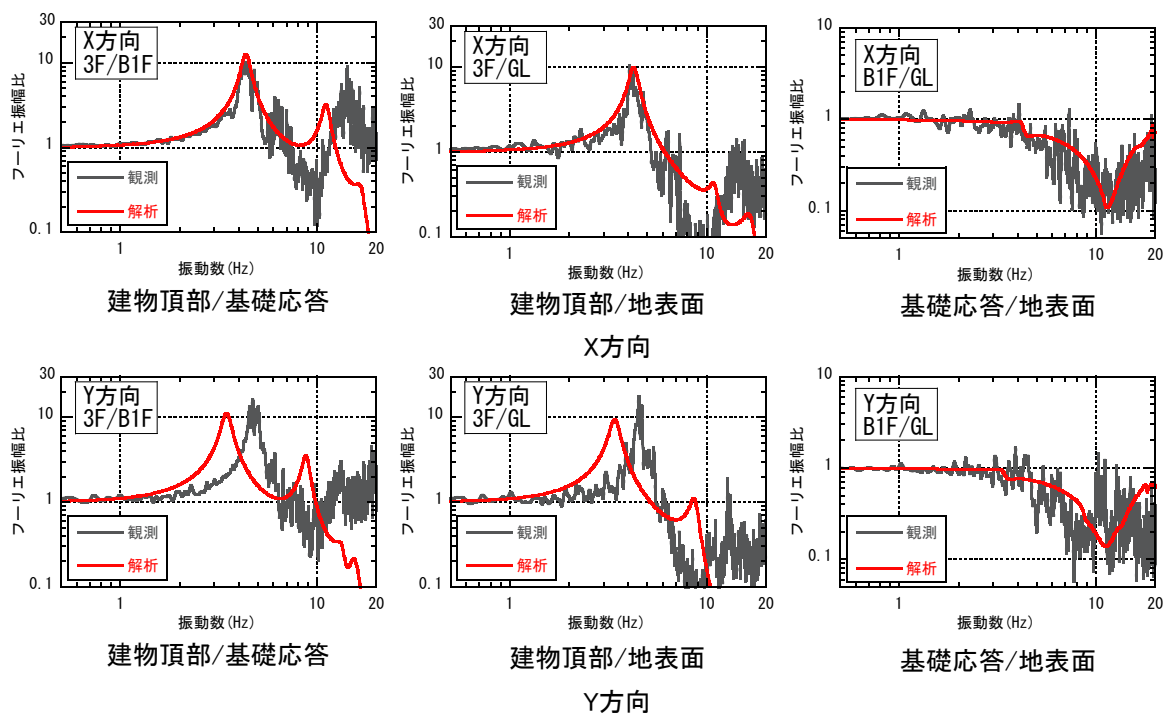


図 2-27 観測記録と解析結果 (Case-3 2012. 04. 01) の伝達関数 (X(短辺)方向、Y(長辺)方向)

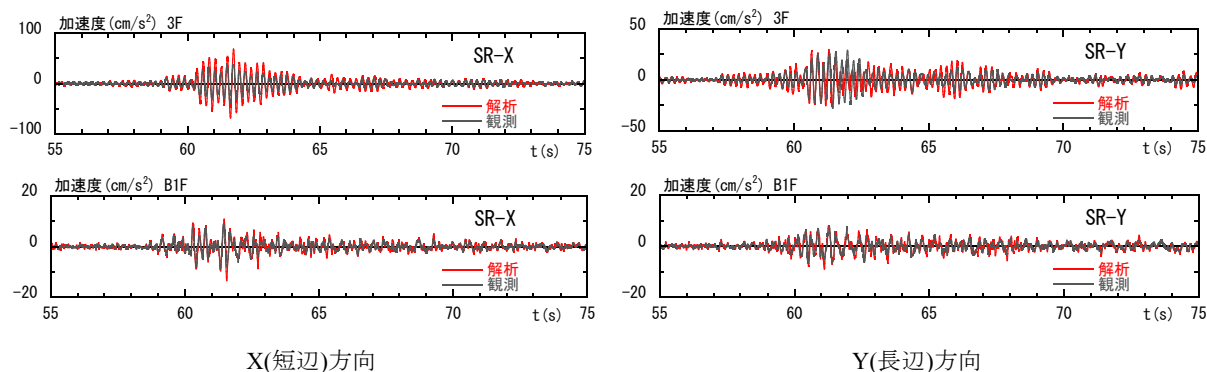


図 2-28 観測記録と解析結果 (Case-4 2012. 04. 01) の加速度応答の比較

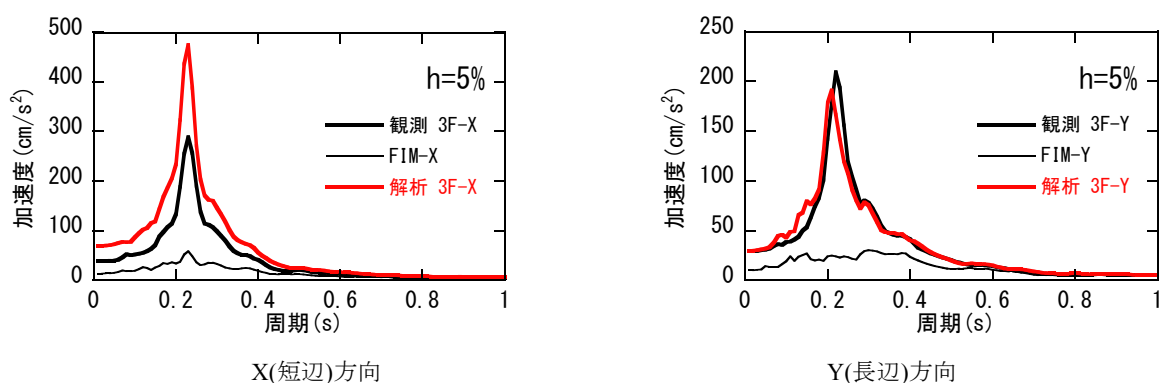


図 2-29 観測記録と解析結果 (Case-4 2012. 04. 01) の加速度応答スペクトル (減衰 5%)

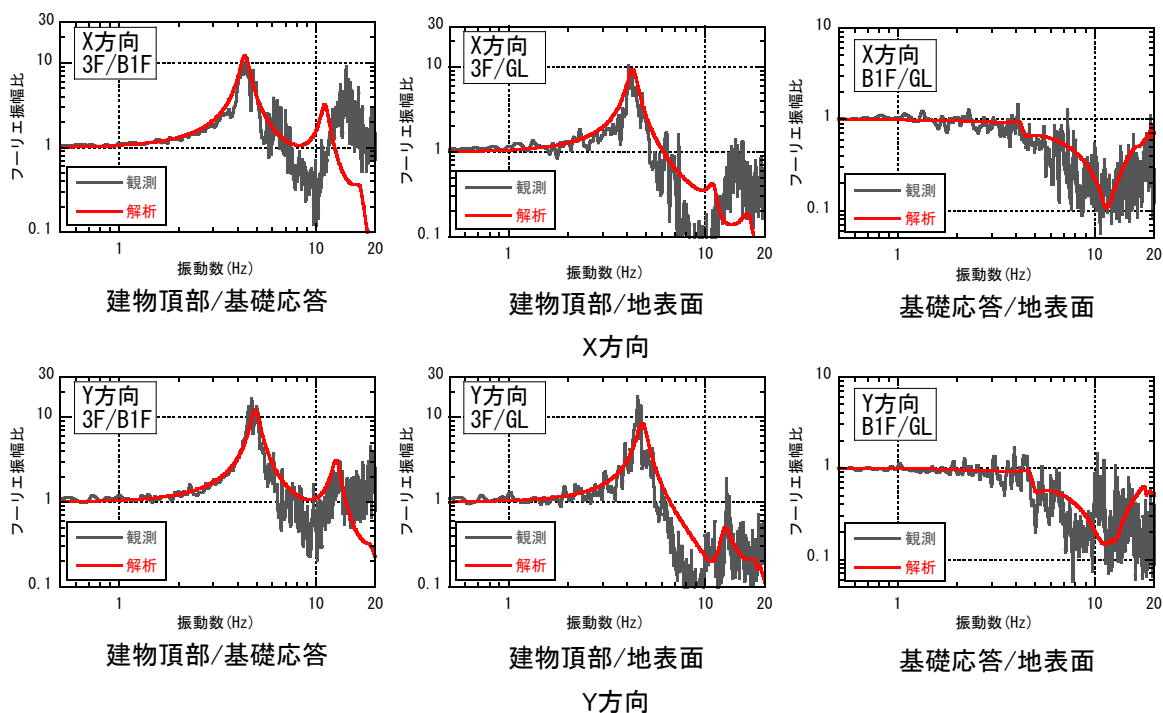


図 2-30 観測記録と解析結果 (Case-4 2012. 04. 01) の伝達関数 (X(短辺)方向、Y(長辺)方向)

(4) まとめ

本章では、建築物 UTM において観測された地震観測記録を用いて、地盤のはぎ取り解析による露頭波と等価物性値の評価、基礎固定および SR モデルによるシミュレーション解析を行った。以下に、得られた知見を示す。

- 1) 地盤のはぎ取り解析から得られる等価物性値の評価から、検討対象とした地震(2012 年 4 月 1 日に福島県沖で発生した地震)においては、地盤のせん断歪の発生は小さく、せん断剛性比はほとんど低下していないと見なせる。本地震においては、地盤は線形状態を保持したと考えられる。
- 2) PS 検層の結果に基づき地盤をモデル化し解析した場合、地表応答に対する基礎応答の伝達関数は観測記録とあまり良く対応しなかった。表層のせん断波速度を 0.83 倍することで、観測記録とよく対応する結果が得られた。
- 3) 構造計算書による基礎固定モデル及び SR モデルでの計算結果は、X（短辺）方向は観測記録と概ね対応するが、Y（長辺）方向は剛性を過少評価する結果となった。
- 4) Y（長辺）方向のみ剛性を 2.1 倍する SR モデルにより、観測記録と良く対応する結果が得られた。ただし、建物剛性を増加させる理由が明らかではないという課題が残る。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計、2006.2

3. 建築物 EDG (3F, 杭基礎) について

本章では、建築物 EDG を対象として地表および建築物における地震観測記録をもとに露頭波の推定および一体型モデル(3次元 FEM モデル)による解析検討を行う。

(1) 建築物概要と地震観測記録

1) 建築物概要

建築物 EDG は千葉県野田市に建つ地上 3 階、地下なしの事務所建築物である。

図 3-1 に敷地内における配置図を示す。EDG は庁舎(本館)に隣接して設置されており、防災管理、情報管理等の機能に供している。本館とは 2 階および 3 階レベルにおいて空中渡り廊下を介して連結されており、連結部には Expansion Joint が設けられている。

杭伏図、代表階伏図、軸組図を図 3-2～3-6 に示す。建築物平面は長辺 23.0m、短辺 18.0m の長方形、高さは 13.5m である。構造形式は耐震壁付のラーメン構造の RC 造である。建築物外周構面に耐震壁が設けられており、内部はラーメン構造となっている。短辺方向の梁は、一部 12m のロングスパンとなっているが、全体的には概ね均等グリッドの整形な構造計画となっている。

基礎形式は杭基礎(PHC 杭)であり、杭径は 500mm、杭長は 15m である。底盤(基礎スラブ)は、一部の 2 重スラブになっている箇所を除き、1 階の床面が直接地盤に接地している。したがって基礎梁まわりは地盤(埋め戻し)によって充填されている。

用途	: 事務所
階数	: 地上 3 階、地下なし
高さ	: 13.5m
主体構造	: RC 造 (壁付きラーメン構造)
基礎構造	: 杭基礎(PHC 杭)

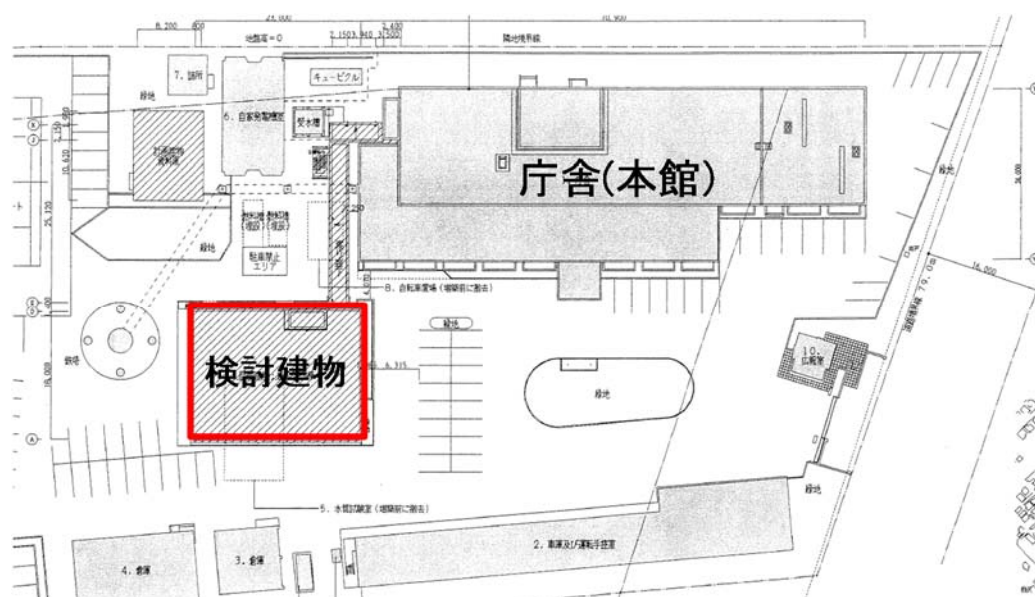


図 3-1 敷地内における配置図

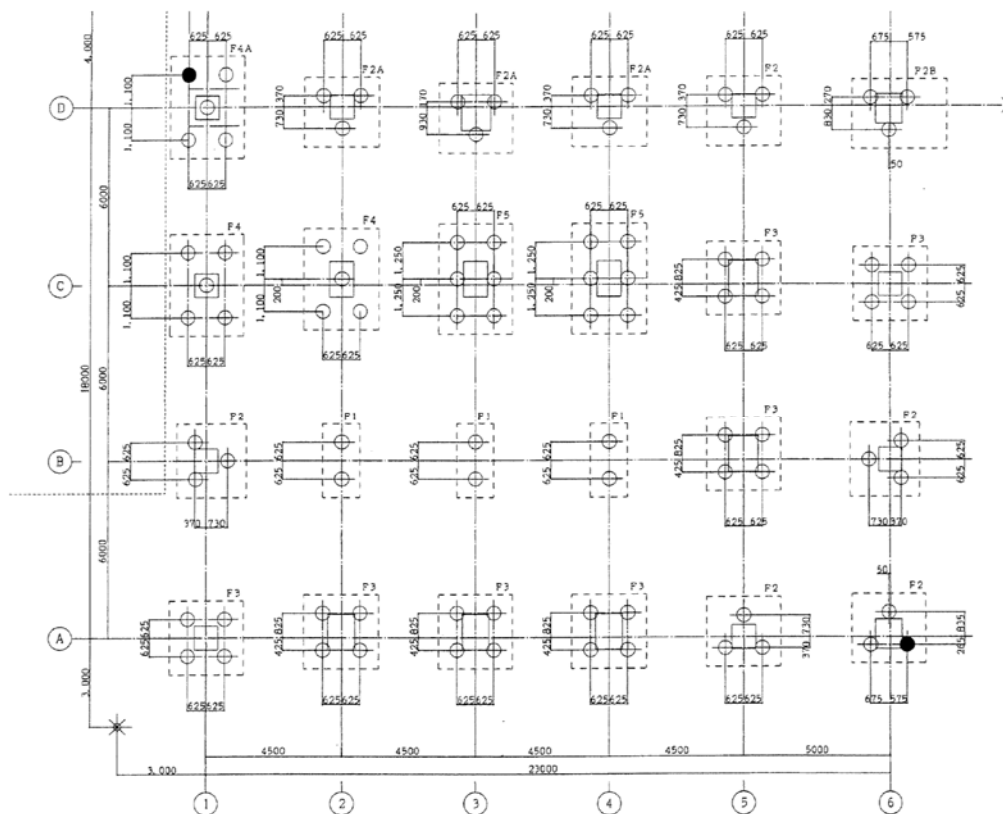


图 3-2 杭伏图

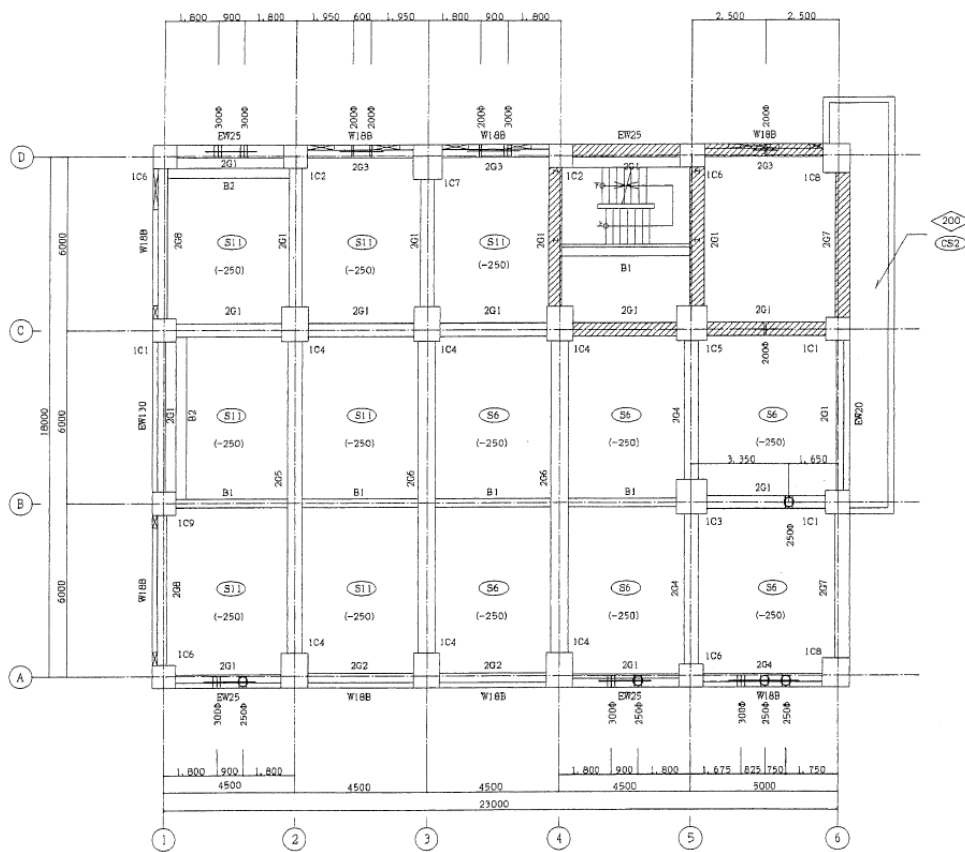


图 3-3 代表階床伏图 (2 階)

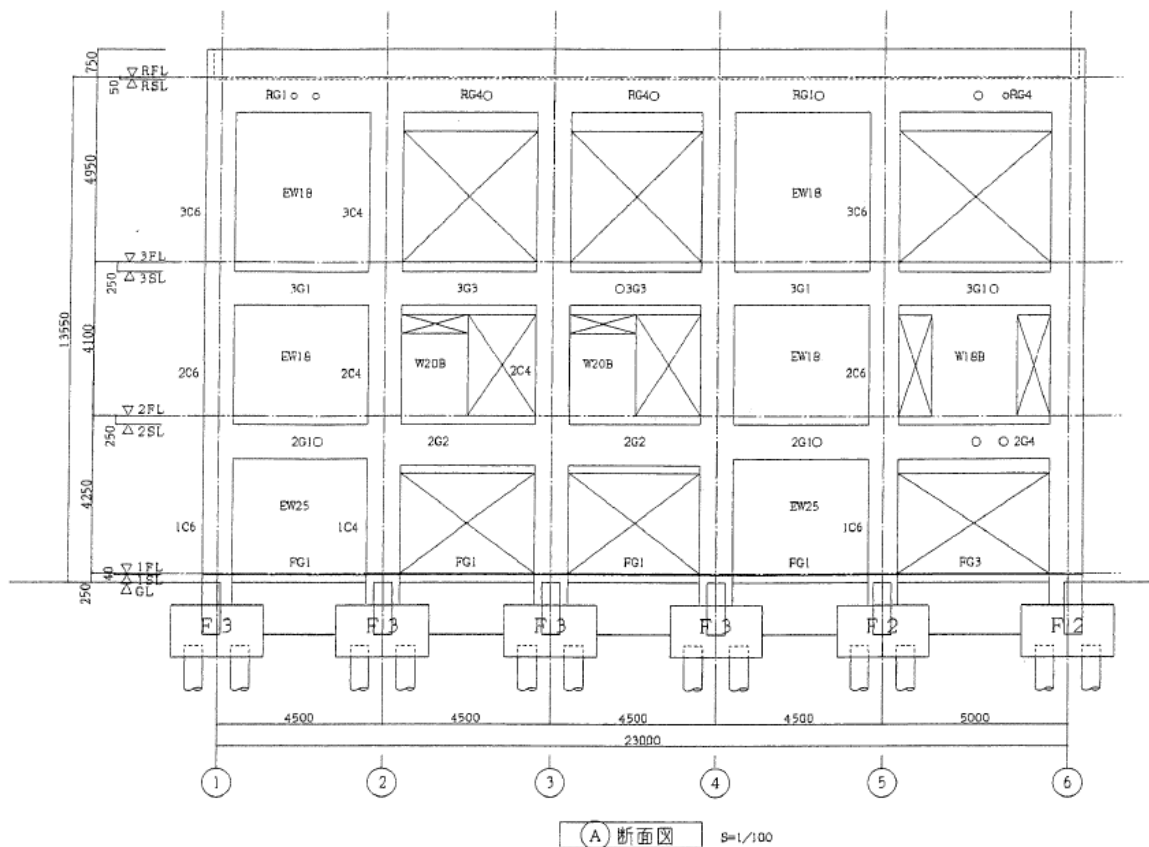


図 3-4 A 通り軸組図

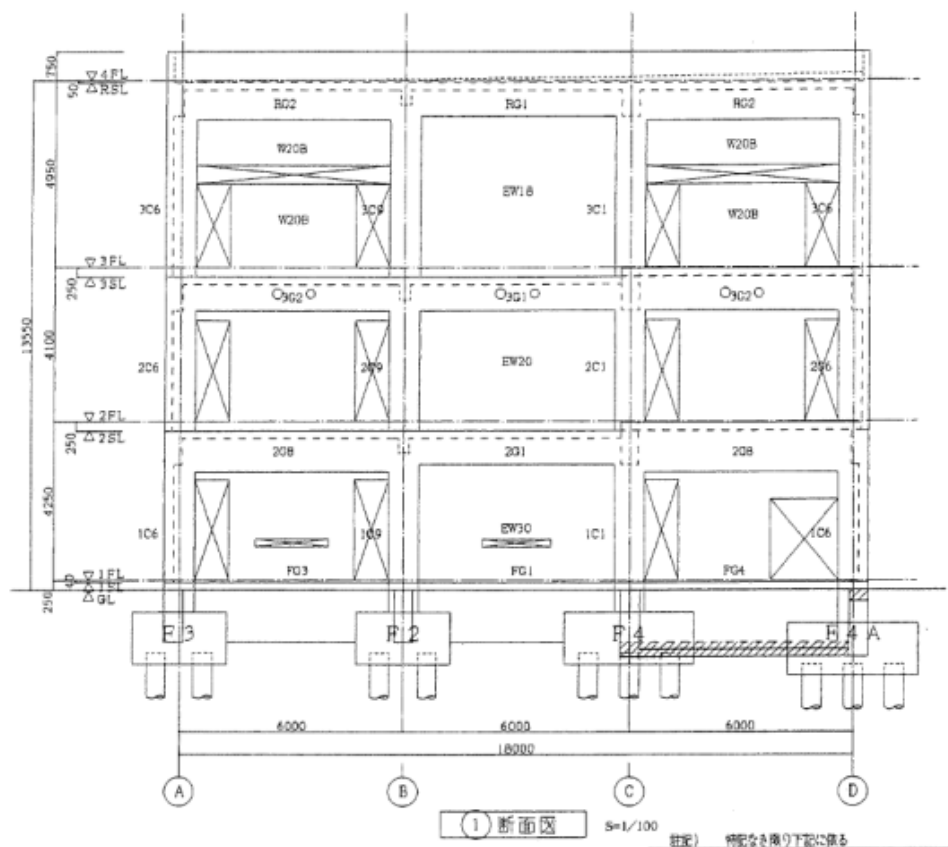


図 3-5 1 通り軸組図

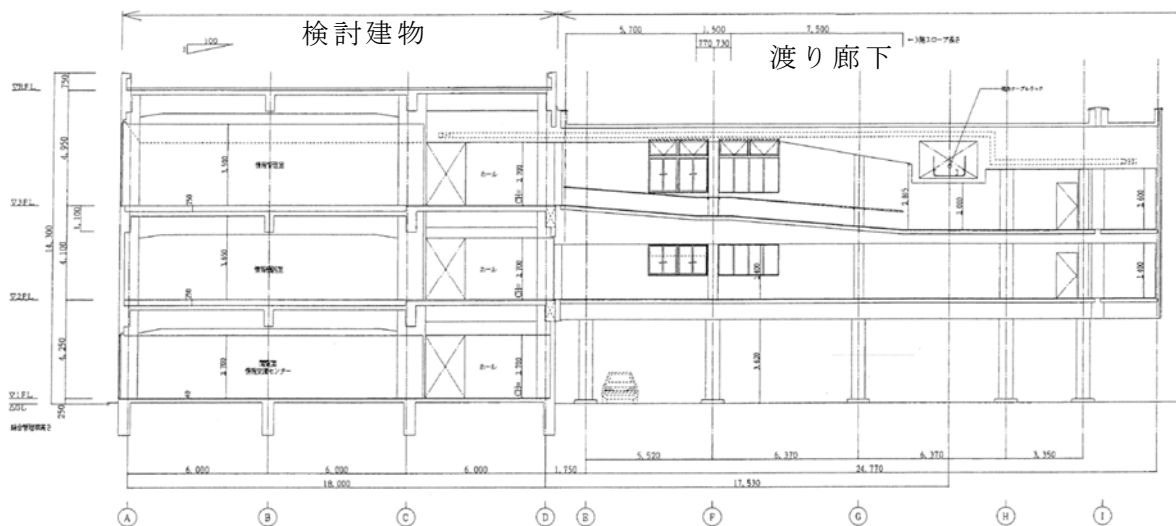


図 3-6 短辺断面図 検討建築物と渡り廊下

地盤調査結果を図 3-7 に示す。地表部に埋土、ローム層があり、GL-20m 程度までは主に砂質土が、GL-20m～42m は主に粘性土が堆積している。工学的基盤は GL-42m の細砂層である。建築物支持層は、深さおよそ 12～18m の細砂層である。

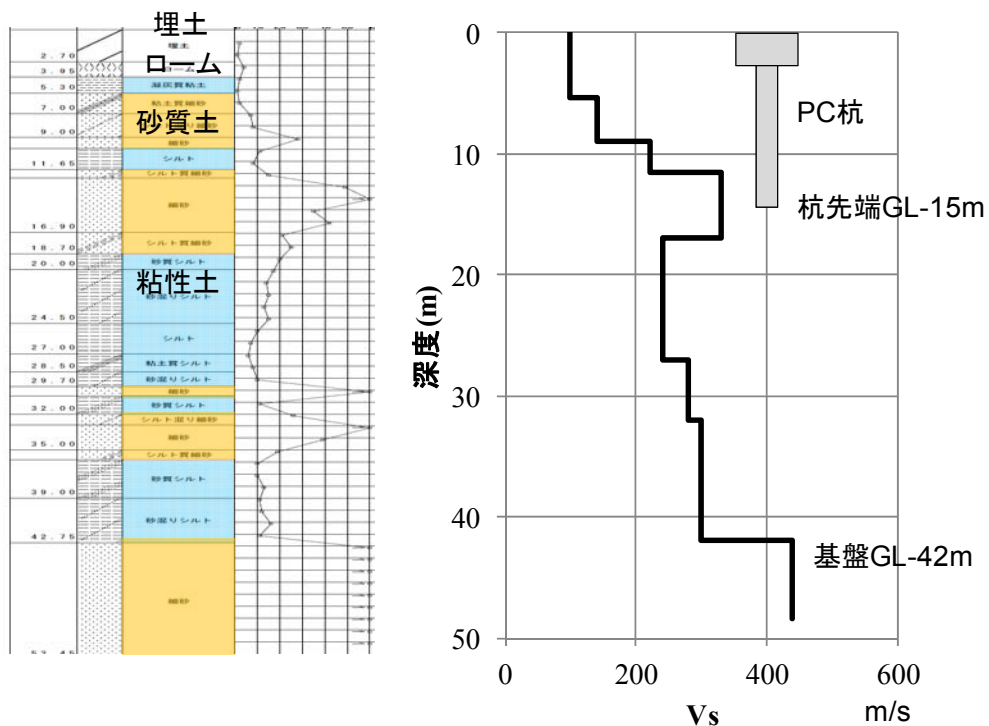


図 3-7 地盤調査結果

2) 地震観測記録の概要

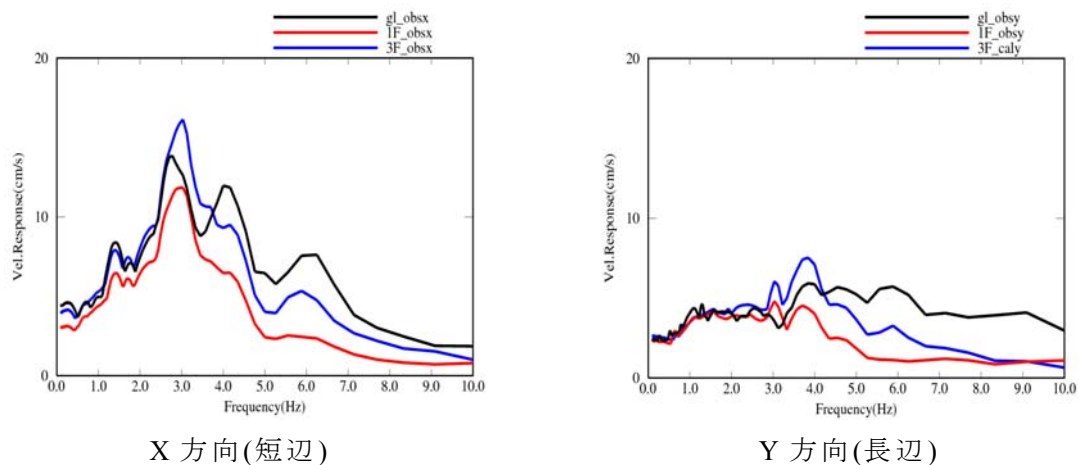
地震観測位置を図 3-8 に示す。地震観測は建築物の 1 階および 3 階に各 1 カ所、地盤の地表に 1 カ所の計 3 カ所に設置されている。

観測記録は東北地方太平洋沖地震で得られている。シミュレーションでは、観測記録のうち比較的振幅が大きく波形が明瞭な 2011/7/15 の地震をシミュレーションに用いることとする。2011/7/15 における観測記録の速度応答スペクトルを図 3-9 に示す。

観測記録の伝達関数を図 3-10 に示す。連成系 3F/GL の観測記録は、3F/1F と比較して応答倍率も小さく、建物と地盤の相互作用の影響が認められる。1F/GL は建物の一次ピーク振動数の 3～6Hz で減少し、建物慣性力の影響および相互作用の影響が現れている。



図 3-8 観測点配置図



X 方向(短辺)

Y 方向(長辺)

図 3-9 2011/7/15 観測記録 速度応答スペクトル

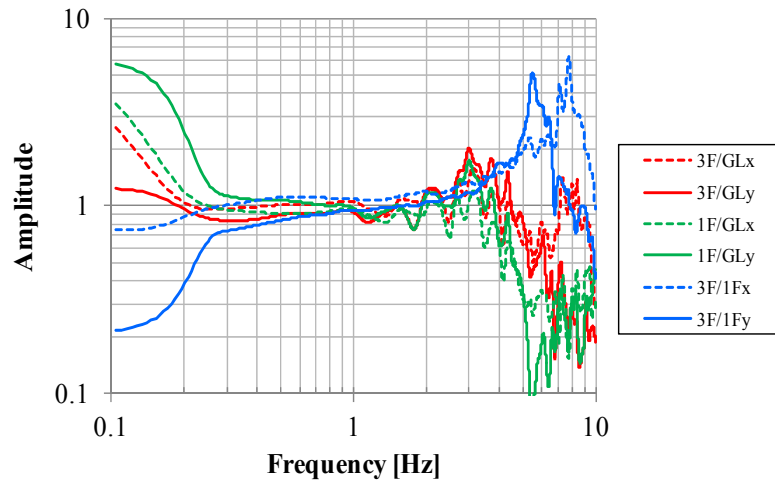


図 3-10 観測記録の伝達関数

(2) 地盤のはぎ取り解析による露頭波の評価

第 1 項図 1-1 に示すフローに基づき、地表の観測記録から工学的基盤での露頭波を評価した。

応答スペクトルを観測記録と解析結果を比較して図 3-11 に示す。観測記録および解析結果の地表面の応答スペクトルが対応している。その際の入力波を露頭波として採用した。

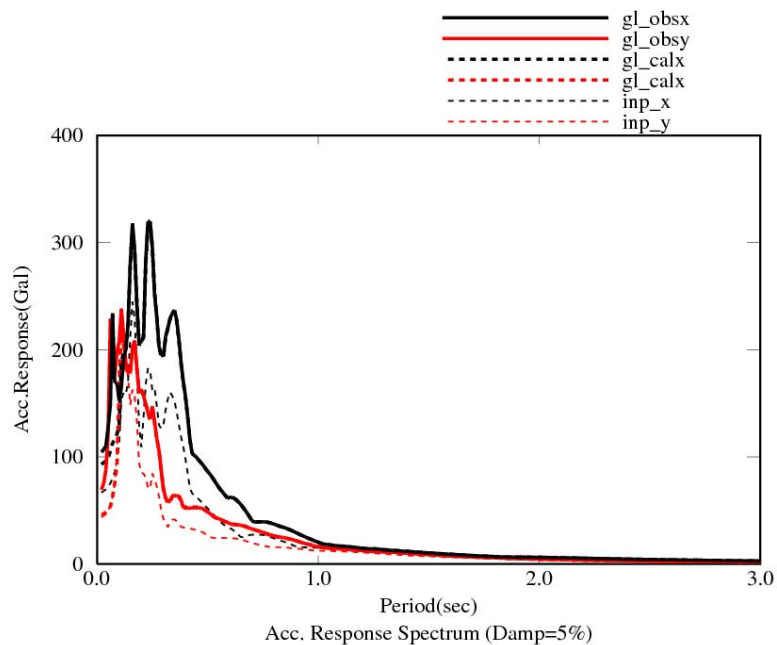


図 3-11 地盤応答シミュレーションの加速度応答スペクトル

(3) 観測記録のシミュレーション

1) 建物モデルの検討

建物モデルに関するシミュレーションの準備検討として、建物の実況と建物初期モデル(設計図書)が相違している可能性があるため、建物振動数および建物剛性に関する検討を行った。

設計図書の剛性と実況の剛性を比較するため、補正せずにモデル化した解析結果の 3.9 地震における 6F/1F の伝達関数を観測記録と比較して、図 3-12 に示す。解析結果は、観測記録に比べて低振動数となっている。そこで、短辺方向の剛性を 1.9 倍、長辺方向の剛性を 1.2 倍した場合の伝達関数を同じ図 3-12 に併記する。補正後の伝達関数は観測記録に対する合致度が改善している。ただし、短辺方向の観測記録の 8Hz 付近にみられる鋭いピークは、解析モデルの剛性調整によっては再現することができなかった。8Hz 以外の振動数が大局的に対応するように剛性を決定した。

短辺方向の剛性の補正倍率が大きい点については、現時点において確固たる要因は明らかでない。設計図書上は、耐震壁や雑壁の量は長辺・短辺で大きく異ならないと考えられる。一つの可能性として、短辺方向に連結する本館への渡り廊下の Expansion Joint の接触・摩擦抵抗が振動を拘束するような影響を与えていると推定するが、設計図書では金属性支承となっており、その影響度は不明である。

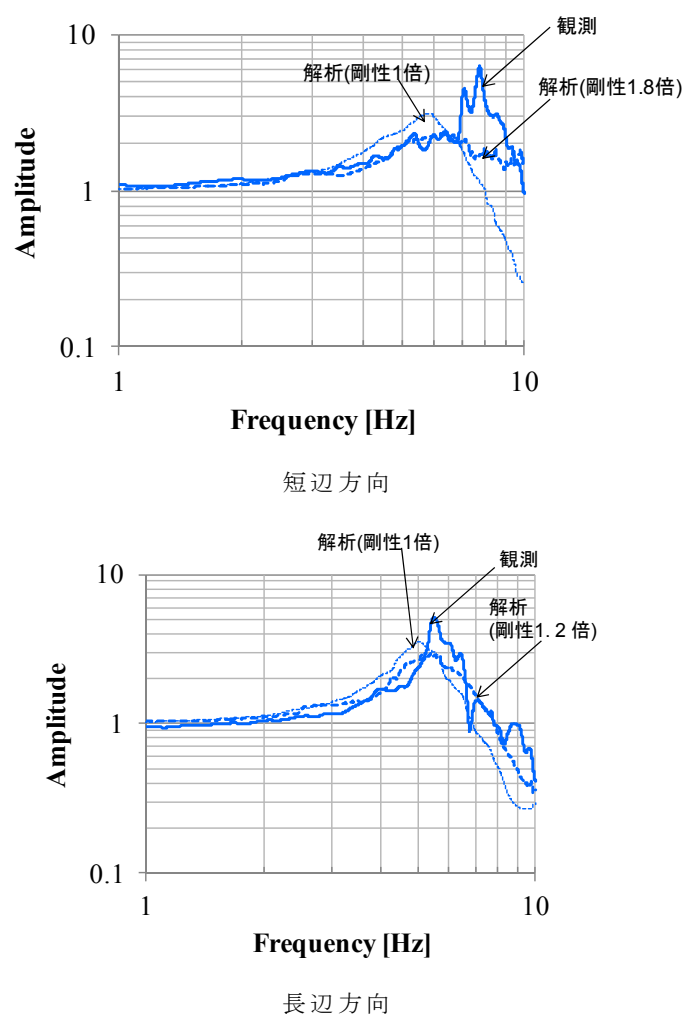


図 3-12 建物振動数と剛性の検討，伝達関数 3F/1F

2) 3次元 FEM モデル(一体型モデル)

解析モデルは図 3-13 に示すように地盤を直方体メッシュ、建物をせん断棒-質点系とした 3 次元 FEM モデルとした。杭は、1 つの基礎フーチングごとに複数の杭を等価な断面積と断面 2 次モーメントを有する 1 本の杭に縮約した。解析領域は平面 140m×110m、深さ 70m とし、地盤メッシュの深さ方向の分割は透過振動数 10Hz とした。平面方向のメッシュ分割は、杭による周辺地盤への影響を考慮できるように杭間を 2 メッシュ以上にした。基礎版は剛基礎とし、実況において基礎梁まわり及び 1 階床下は地盤で充填されていることから、埋込み、排土は考慮しない。地盤は非線形(HD モデル)、建物は線形とした。

vi

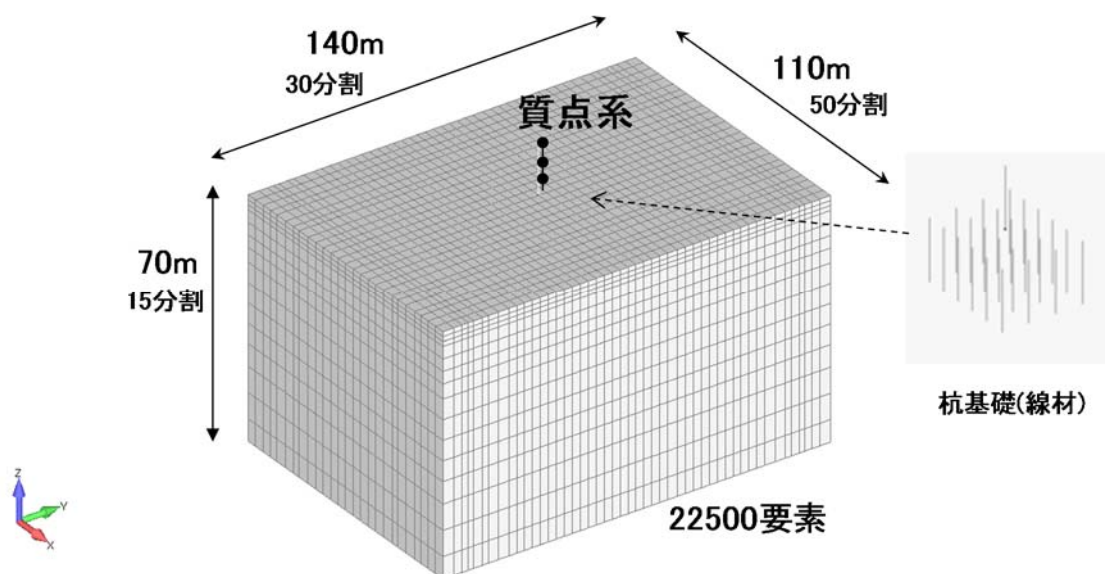


図 3-13 3 次元 FEM モデル図

表 3-1 解析モデルの諸元

減衰	初期剛性比例型 Rayleigh 3% (6Hz, 18Hz)
地盤	非線形(HD モデル)
建物	線形
入力	2011/7/15 地震 工学的基盤 2E

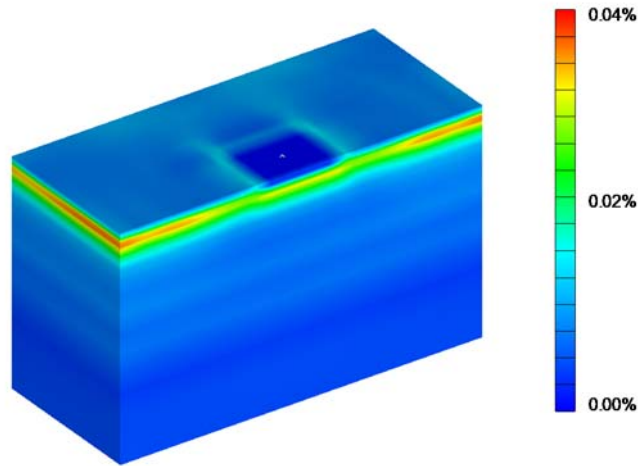


図 3-14 7.15 地震時の地盤の最大ひずみ分布図

7.15 地震時の地盤の最大ひずみ分布を図 3-14 に示す。地盤表層部のほか、基礎周辺に比較的に大きな地盤ひずみが生じていることが確認できるが、その最大値は 0.04% であり、ほぼ線形状態となっている。地盤非線形化の影響は小さいと考えられる。

検討後の剛性を用いて、7.15 地震のシミュレーションを行った。短辺方向の 3F/1F、3F/GL および 1F/GL の伝達関数を観測記録とシミュレーション解析結果を比較して、図 3-15 に示す。

連成系 3F/GL の観測記録は、3F/1F と比較して応答倍率も小さく、建物と地盤の相互作用の影響が認められたが、解析結果も概ね対応している。ただし、前述のとおり観測記録 3F/1F の 8Hz にみられる鋭いピークがモデルによって十分に再現できていないため、3F/1F、3F/GL とともに 8Hz 付近の高振動数領域においては解析結果がやや過小となっている。1F/GL は建物の一次ピーク振動数の 3~6Hz で減少し、建物慣性力および相互作用の影響が現れている。解析結果も概ね対応している。この建築物 EDG では、実況どおり埋込みを考慮しないモデルを用いて基礎応答は概ね良い対応であったが、別添第 5 章で検討を行った建築物 NIT では、実況のピットを考慮しなければ相互作用が十分に現れなかった。したがって、モデルを実況に適合させることの必要性が改めて確認できる。

同様に長辺方向においても図 3-16 において短辺方向同様に良い対応が確認できる。長辺方向の建物振動数は短辺方向に比べてやや低振動数であるため、慣性力の影響は 3~5Hz 程度に現れている。

短辺方向、長辺方向ともに建物の応答倍率(3F/1F)が比較的小さいが、これは **Rocking** が一部影響していると考えられる。図 3-17 に長辺方向の基礎応答の加速度応答スペクトルを水平成分と回転成分を比較して示す。ここで、回転成分は基礎回転角×高さ×0.7 により評価している。建物卓越振動数の 6Hz 前後では、水平成分と回転成分がほぼ同レベルである。また、図 3-18 に示す長辺方向のスナップショットを見ると、建物基礎が **Rocking** しており、杭先端が沈み込み又は引っ張り上げられていることが分かる。これは、杭支持層の剛性が比較的小さく ($V_s=300\text{m/sec}$ 程度)、層の厚さも薄いと考えられる。杭基礎建築物であるが、直接基礎の剛体回転のようなモードが比較的卓越すると考えられる。

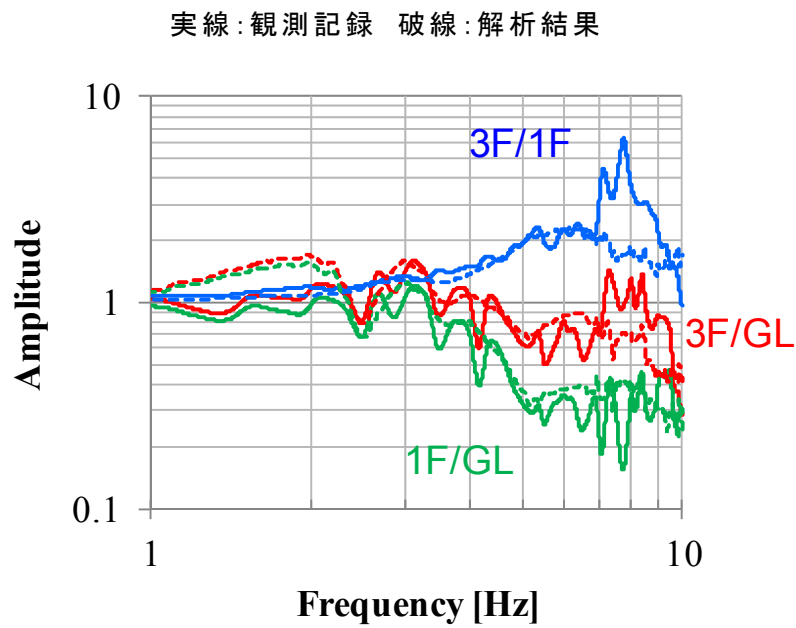


図 3-15 7.15 地震の伝達関数，観測記録と解析結果 X 方向(短辺)
実線：観測記録 破線：解析結果

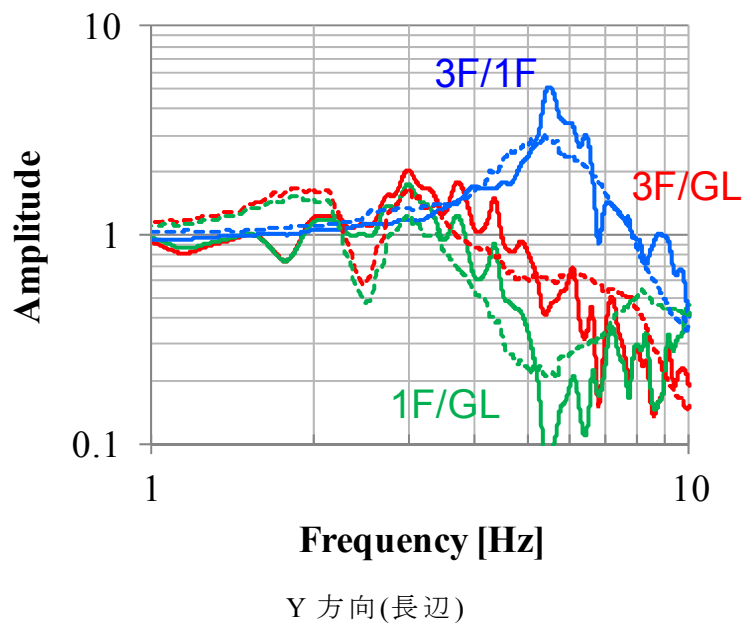


図 3-16 7.15 地震の伝達関数，観測記録と解析結果 (Y 方向)

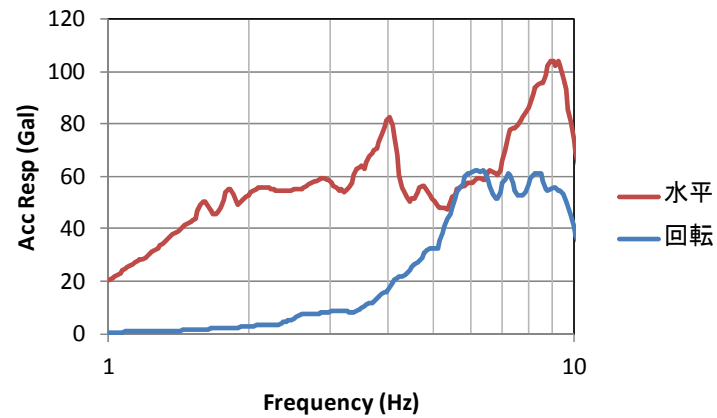


図 3-17 基礎応答における水平成分、回転成分の加速度応答スペクトル（長辺方向）
 回転成分は基礎回転角×高さ×0.7

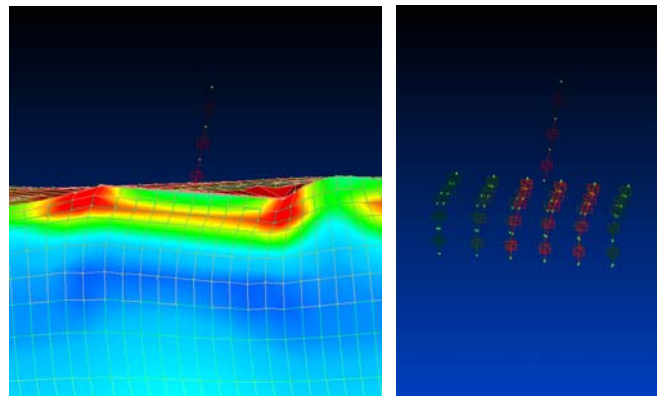


図 3-18 建物の Rocking 時のスナップショット(長辺方向)

3) 基礎入力動の評価

無質量剛基礎モデルを用いて基礎入力動を評価した。図 3-19 に基礎入力動／地表面応答の伝達関数を示す。2Hz 前後から応答が低減し、10Hz において 0.6 倍程度に低減している。短辺方向、長辺方向の違いは小さい。

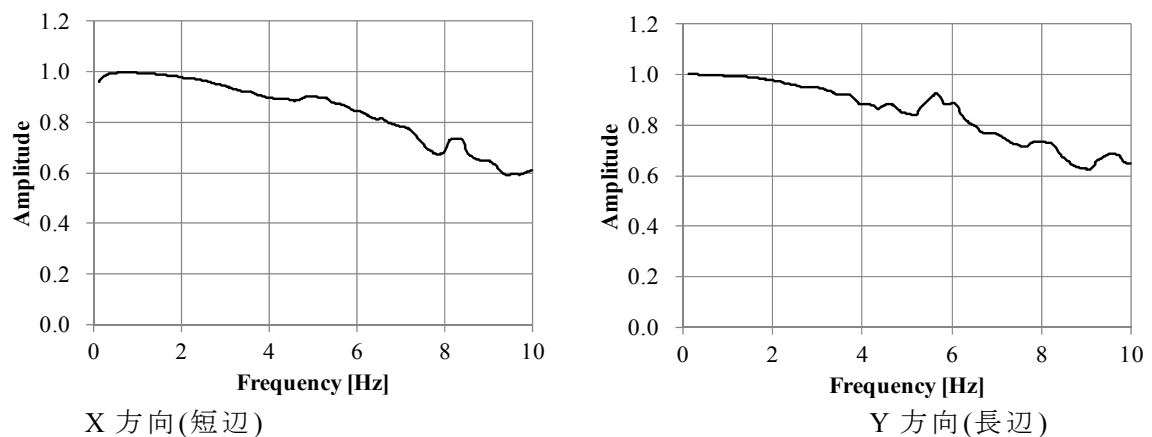


図 3-19 7.15 地震の基礎入力動／地表応答

(4) まとめ

建築物 EDG を対象に、3 次元 FEM モデルによる観測記録のシミュレーションを行った。建物モデルは質点系せん断棒、杭は線材、地盤はメッシュとした。得られた知見を以下に示す。

- 1) 建物剛性の検討を行い、短辺方向の剛性を 1.9 倍、長辺方向の剛性を 1.2 倍することにより、観測記録への合致度が向上した。ただし、観測記録にみられる鋭いピークについては、完全には再現できていない。短辺方向の補正倍率が大きいことは、隣棟渡り廊下が影響している可能性もあるが、断定には至らない。
- 2) シミュレーション解析の伝達関数は概ね観測記録と対応し、建物慣性力および相互作用の影響を概ね模擬することができた。建築物 EDG では、実況を踏まえ埋込みを考慮しないモデルを用いたが、基礎応答は解析と観測で概ね良い対応を示した。別途、第 5 章で検討を行った建築物 NIT では、実況のピットの影響を考慮しなければ相互作用が十分に現れなかった。したがって、両者の比較からも埋込み・排土が相互作用に与える影響を確認できる。
- 3) 短辺方向、長辺方向ともに建物の応答倍率($3F/1F$)が小さいが、これは **Rocking** が影響していると考えられる。杭支持層の剛性が比較的小さく層の厚さも薄いため、杭先端から回転し、直接基礎の剛体回転のようなモードが比較的卓越すると考えられる。
- 4) 基礎入力動／地表の伝達関数は 2Hz 前後から減少し、10Hz において 0.6 倍程度に減少した。

4. 建築物 TKS (5F, 杭基礎) について

本章では、建築物 TKS を対象として地表と建築物での観測記録をもとに露頭波の推定および建物-杭基礎一体型モデルによる解析検討を行う。

(1) 建築物概要と地震観測記録

1) 建築物概要

建築物 TKS は、千葉県千葉市に建つ 5 階建ての集合住宅である。図 4-1(1)(2)に建築物 TKS の平面図と杭伏図を示す。TKS は、集合住宅として汎用される RC 壁式ラーメン構造で、66m×7m の平面形を有し、高さは 14m である。基礎形式は杭基礎で、PC 杭 128 本(A 種、杭径 30cm、杭長 20m)により支持されている。また東北地方太平洋沖地震では、建築物周辺で液状化に伴う噴砂と地盤沈下が地震後に確認されている。

用途 : 集合住宅
階数 : 地上 5 階、地下なし
上部構造 : RC 造 (壁式ラーメン構造)
基礎構造 : PC 杭 (A 種、杭径 30cm、杭長 20m)

2) 地震観測記録

図 4-2 に地震観測の概要を示す。観測記録は、建築物の 5 階と 1 階および地表で得られている。図 4-3,4-4 に前震(3/9 11:46)、図 4.5,4-6 に本震(3/11 14:47)の観測記録の加速度波形と加速度応答スペクトル(減衰 5%)、および擬似速度応答スペクトル(減衰 5%)を示す。また図 4-7 に、観測記録のフーリエスペクトル比を示す。5F/GL のフーリエスペクトル比(赤線)の卓越振動数は、両方向とも 5F/1F (青線)のフーリエスペクトル比に比べて低下する。これは、地盤との相互作用の影響によるものと考えられる。

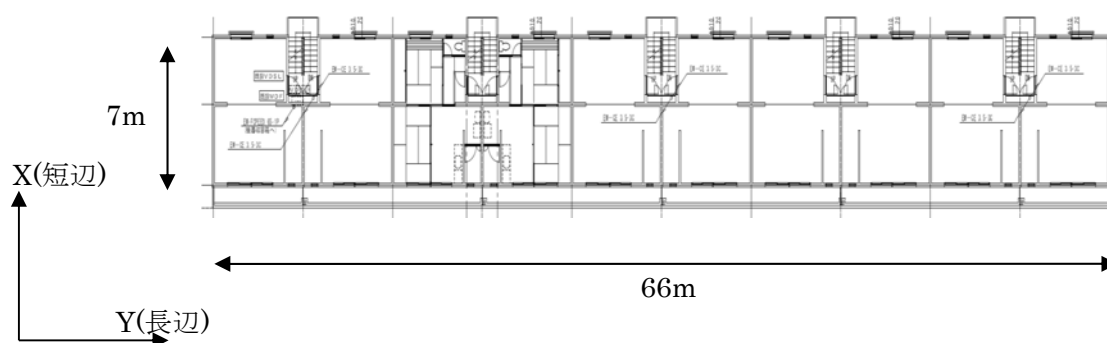


図 4-1(1) 2 階平面図

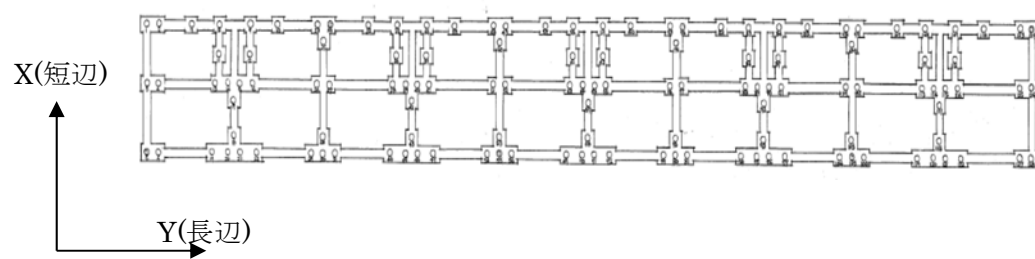
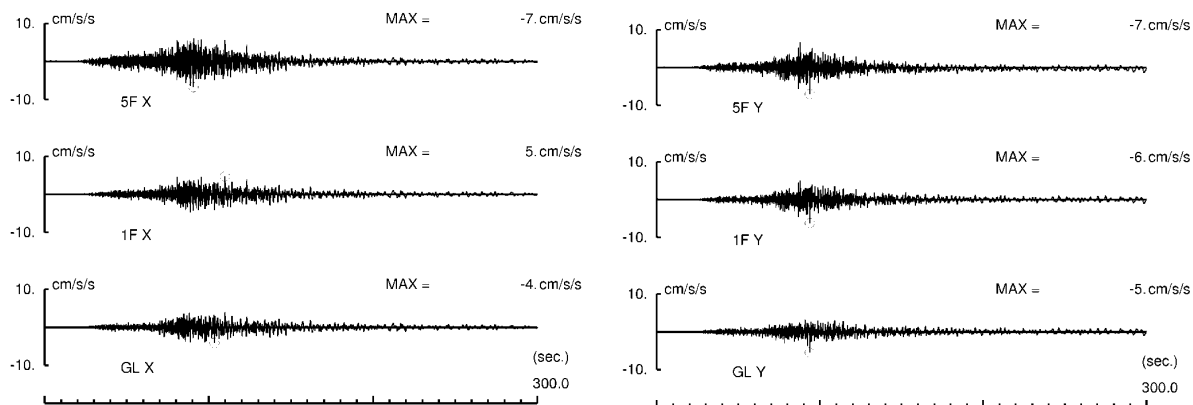


图 4-1 (2) 杭伏图



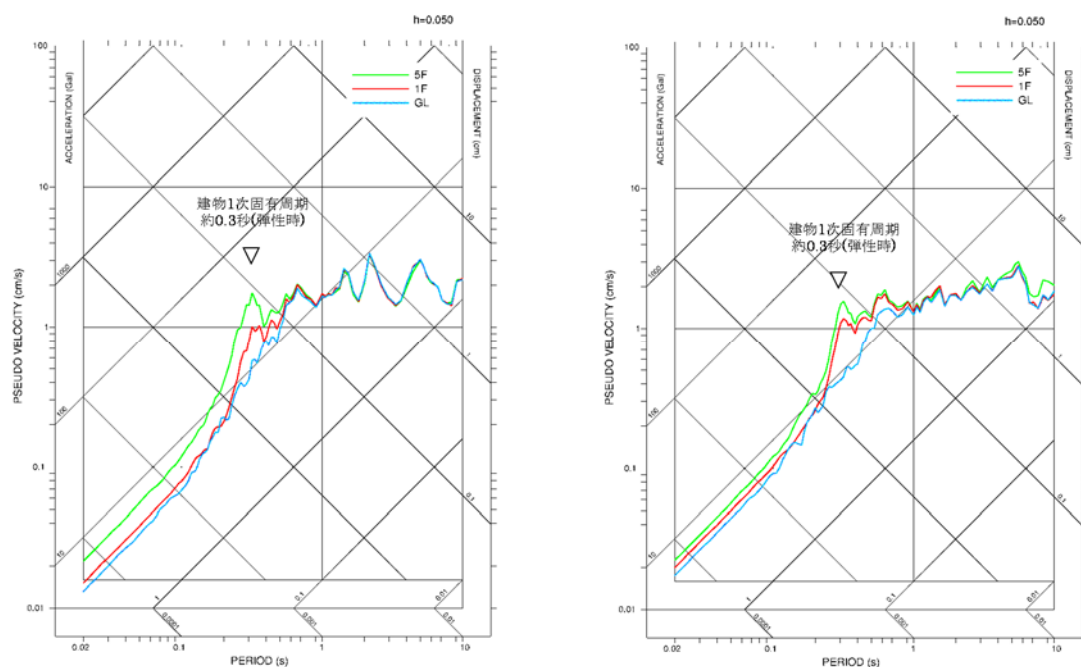
图 4-3 地震観測概要



X(短辺)方向

Y(長辺)方向

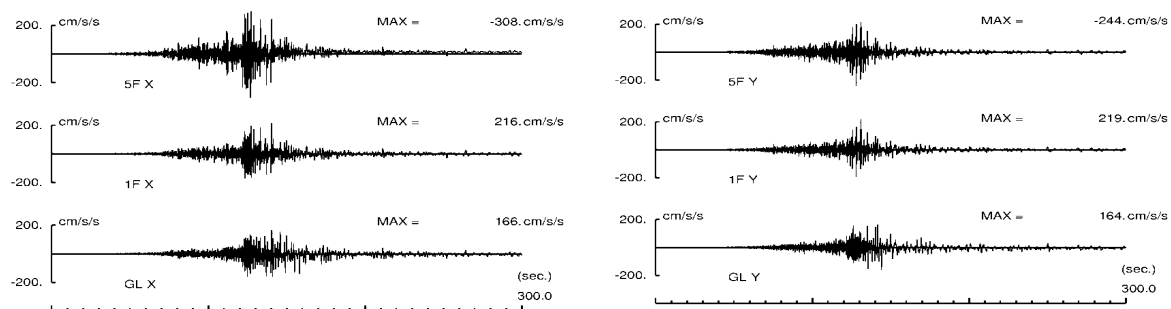
図 4-3 前震 (3/9) での X(短辺) 方向の観測記録 (加速度波形)



X(短辺)方向

Y(長辺)方向

図 4-4 前震 (3/9) での観測記録の擬似速度応答スペクトル



X(短辺)方向

Y(長辺)方向

図 4-5 本震 (3/11) での X(短辺) 方向の観測記録 (加速度波形)

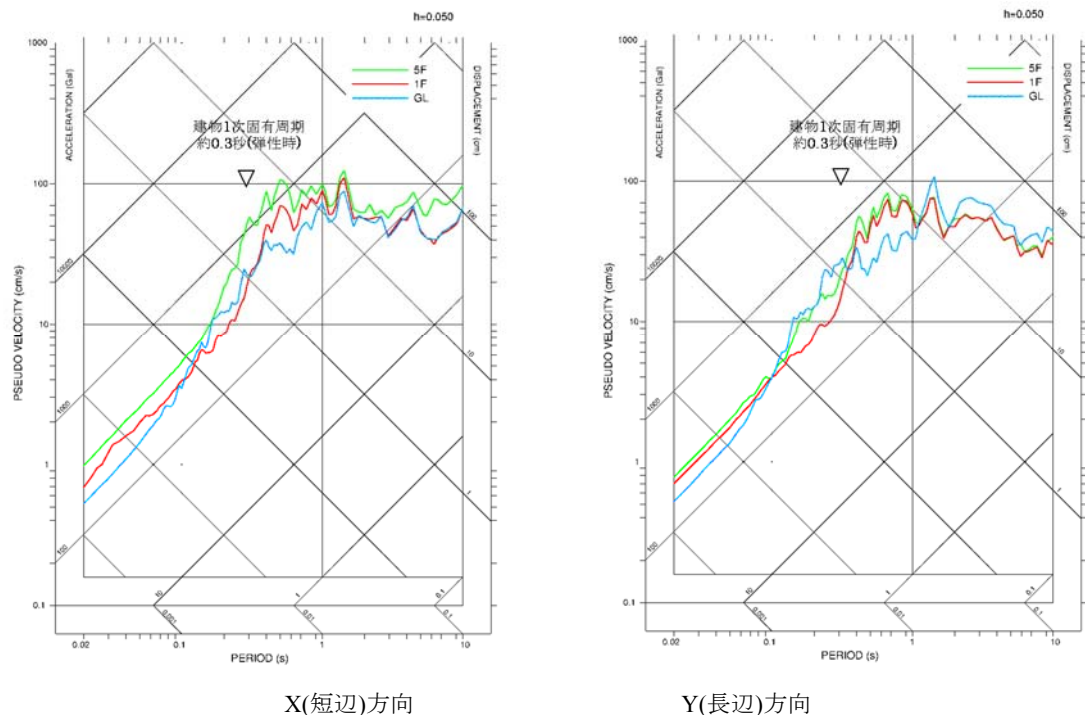


図 4-6 本震(3/11)での観測記録の擬似速度応答スペクトル

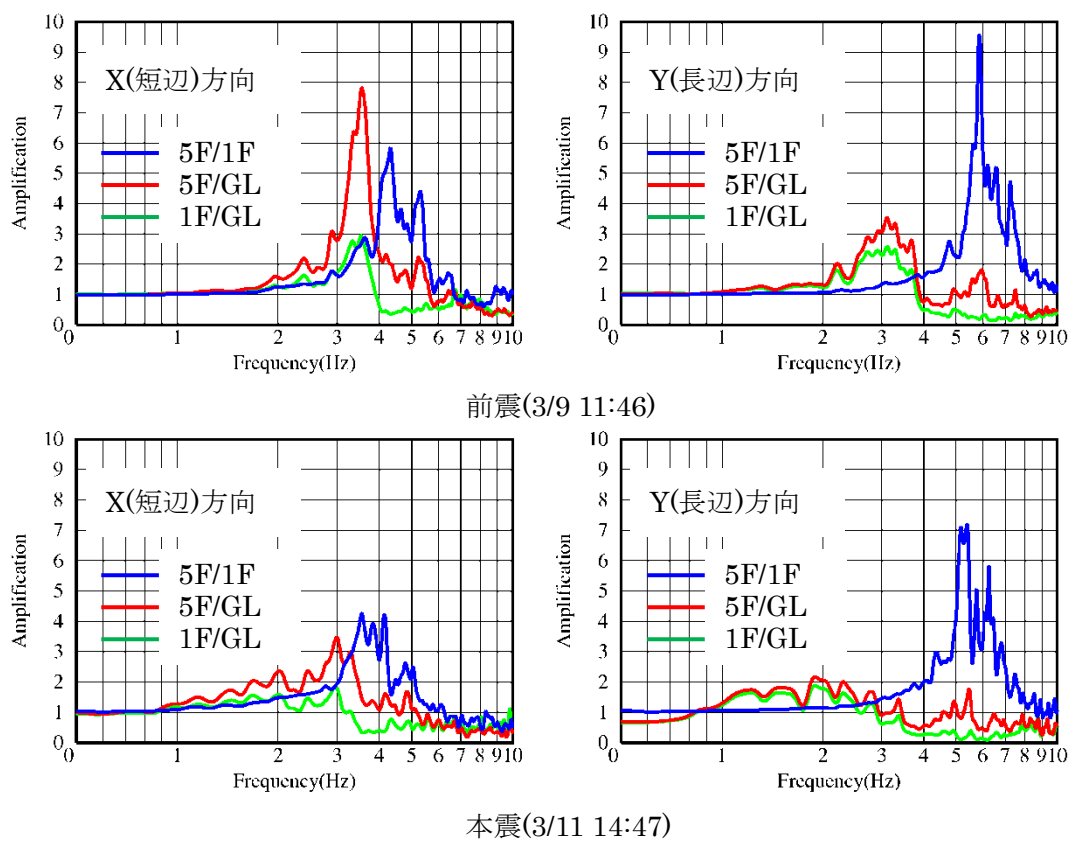


図 4-7 観測記録のフーリエスペクトル比

(2) 地盤のはぎ取り解析による露頭波の評価

図 1-1 に示すフローに基づき、地表の観測記録から工学的基盤での露頭波を評価した。

表 4-1 に地盤定数、図 4-8 に杭と地盤条件の関係を示す。地盤の層序と S 波速度は原位置調査結果に基づいて設定し、工学的基盤は GL-32.7m とした。図 4-9 に土の非線形モデル、図 4-10 に液状化強度曲線を示す。土の非線形モデルは、各層の土質特性に応じて文献 1) をもとに設定した。液状化強度は、N 値と細粒分含有率から文献 2) に基づいて設定した。地盤応答の解析モデルは、地盤を 1 次元土柱にモデル化し、工学的基盤位置(GL-32.7m)を粘性境界とした。解析では、X(短辺)方向と Y(長辺)方向の 2 方向同時入力の解析を行った。

表 4-1 地盤定数

深度 (m)	密度 (t/m ³)	S 波速度 (m/s)	土質	ポアソン 比	基準歪み (%)	最大減衰 定数(%)
1.30	1.55	110	F	0.479	0.18	17
3.00	1.80	80	Ac	0.489	0.18	17
7.70	1.85	150	As	0.492	0.10	21
9.70	1.80	190	As	0.494	0.10	21
12.15	1.85	230	As	0.491	0.10	21
15.35	1.85	230	Ds	0.491	0.10	21
19.90	1.95	270	Ds	0.489	0.10	21
23.25	1.95	390	Ds	0.468	0.10	21
25.80	1.80	270	Dc	0.489	0.10	21
32.70	1.95	380	Ds	0.468	0.10	21
-	1.95	540	-	0.449	-	-

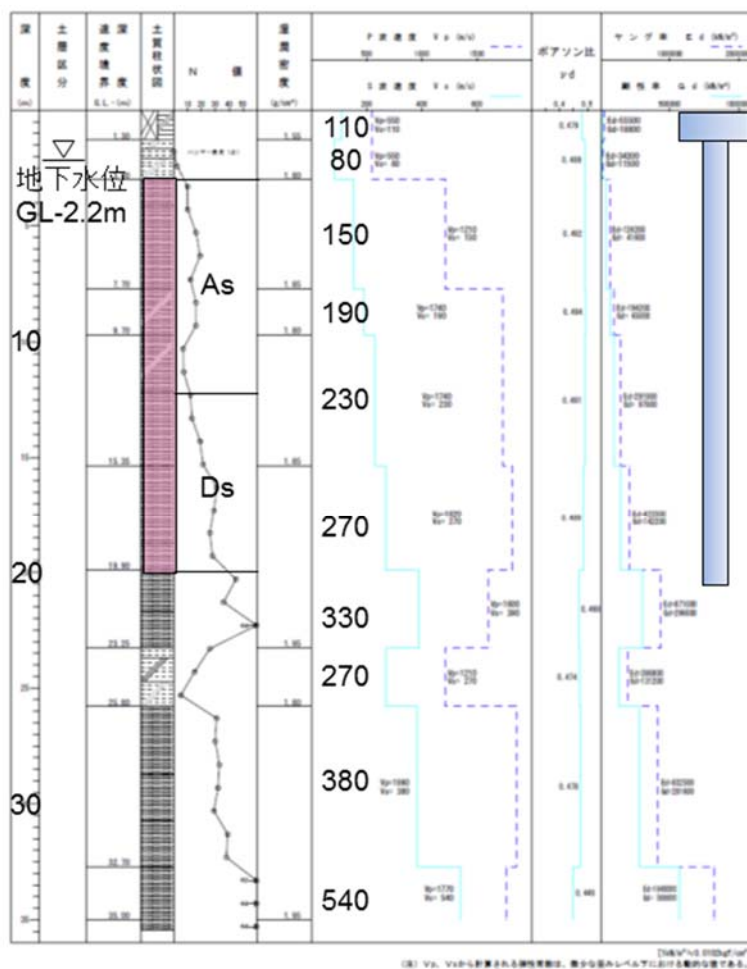


図 4-8 杭と地盤条件の関係

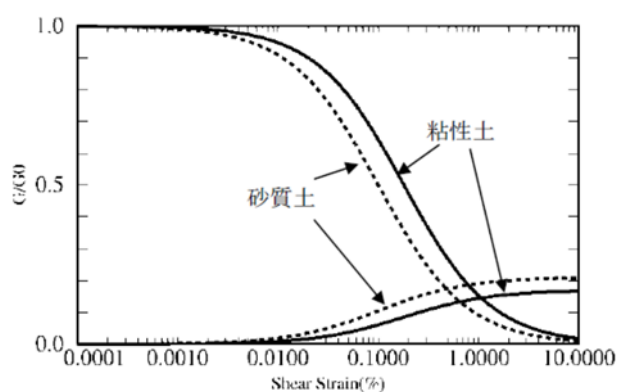


図 4-9 土の $G \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 曲線図

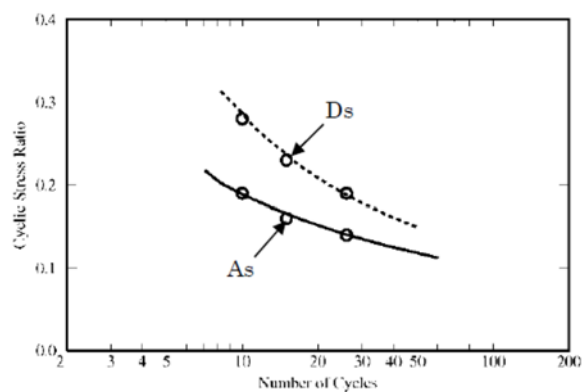


図 4-10 液状化強度曲線

図 4-11 に、前震(3/9)と本震(3/11)での地盤応答の解析結果を示す。過剰間隙水圧は前震では上昇しないが、本震では時刻 120 秒付近から上昇し始め、140 秒付近で初期有効応力に達して液状化に至っている。また水圧の上昇に伴い、本震時の地表加速度は振幅が小さくなる。解析は観測の振動性状を概ね捉えている。

図 4-12 と図 4-13 に、前震(3/9)と本震(3/11)での地表面応答の加速度応答スペクトル(減衰 5%)

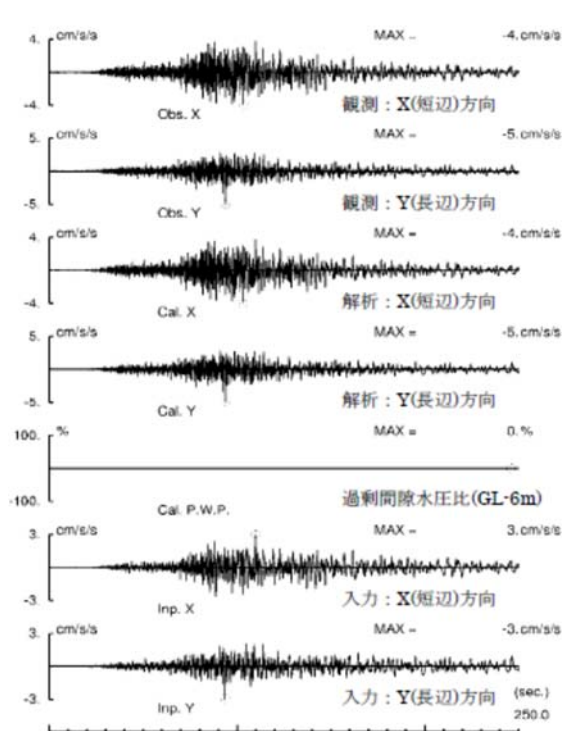
を示す。また、同図には基盤での露頭波(基盤波)のスペクトルも併せて示す。前震では、基盤波に比べて地表面応答が周期約 0.5 秒付近で増幅しているのに対して、本震では周期 1.5 秒付近で大きく増幅している。観測と解析の周期特性は概ね対応している。

図 4-14 に、本震(3/11)の NS 方向と EW 方向の基盤波の擬似速度応答スペクトル(減衰 5%)を示す。また、同図には他地点での評価結果も併せて示す。両方向とも、本地点での基盤波の評価結果は、他地点での基盤波と概ね同程度の振幅レベルであることが確認できる。

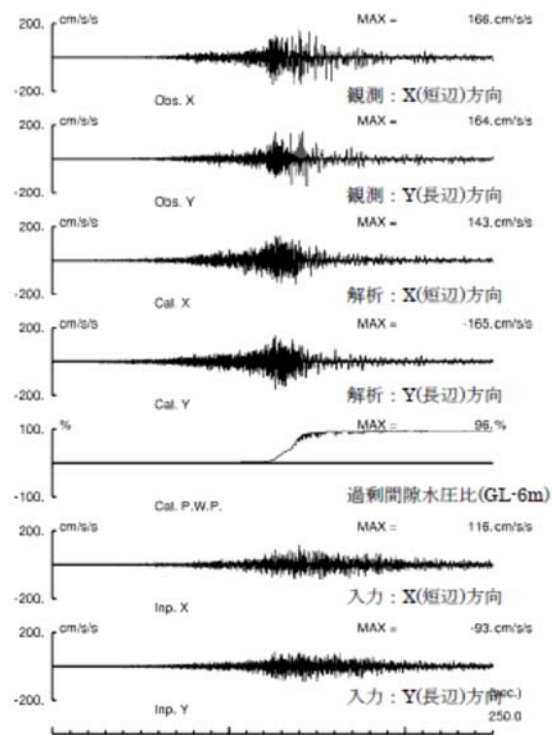
図 4-15 に本震(3/11)での地盤の最大応答値分布を示す。過剰間隙水圧は、深さ 3m~8m でほぼ初期有効応力に達して、液状化していることがわかる。また液状化層では地盤変位が増幅し、約 2%の最大せん断ひずみが生じている。

図 4-16 に 2 方向入力と 1 方向入力の地表面応答の比較を、図 4-17 に地盤応答を比較して示す。なお、2 方向入力と 1 方向入力の基盤波は同じものを入力している。2 方向入力した場合、1 方向入力の結果に比べて、過剰間隙水圧が上昇し、特に Y(長辺)方向の地盤変位およびせん断歪みが大きくなる。

図 4-18 に、本震での地盤の等価物性値分布を示す。過剰間隙水圧の上昇による影響は、文献 3)の方法に従い評価した。液状化層ではせん断剛性比は 1 割程度となり、S 波速度は約 30m/s まで低下している。

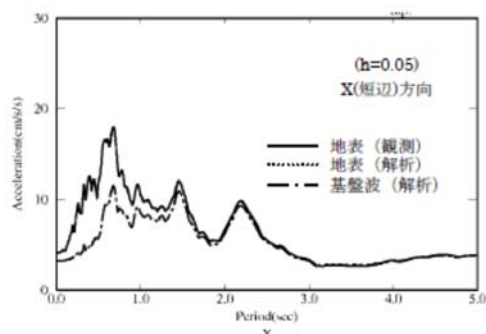


前震(3/9)

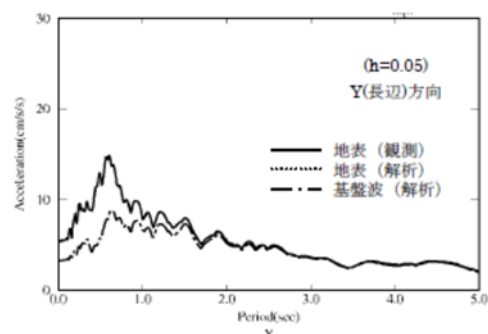


本震(3/11)

図 4-11 地盤応答のシミュレーション結果

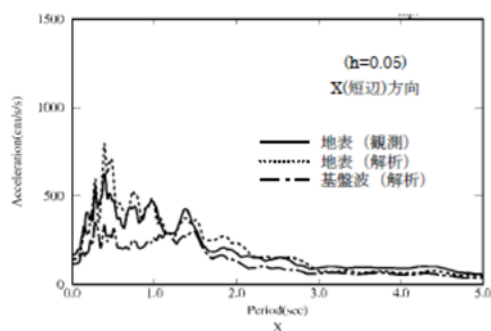


X(短辺)方向

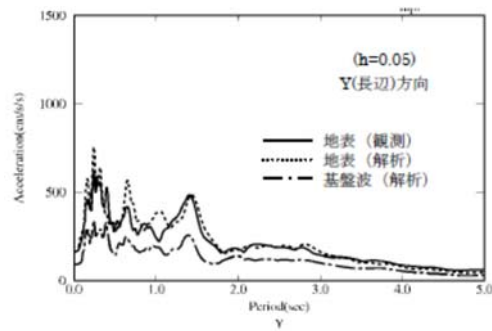


Y(長辺)方向

図 4-12 前震(3/9)での地表と基盤波の加速度応答スペクトル(減衰 5%)



X(短辺)方向



Y(長辺)方向

図 4-13 本震(3/11)での地表と基盤波の加速度応答スペクトル(減衰 5%)

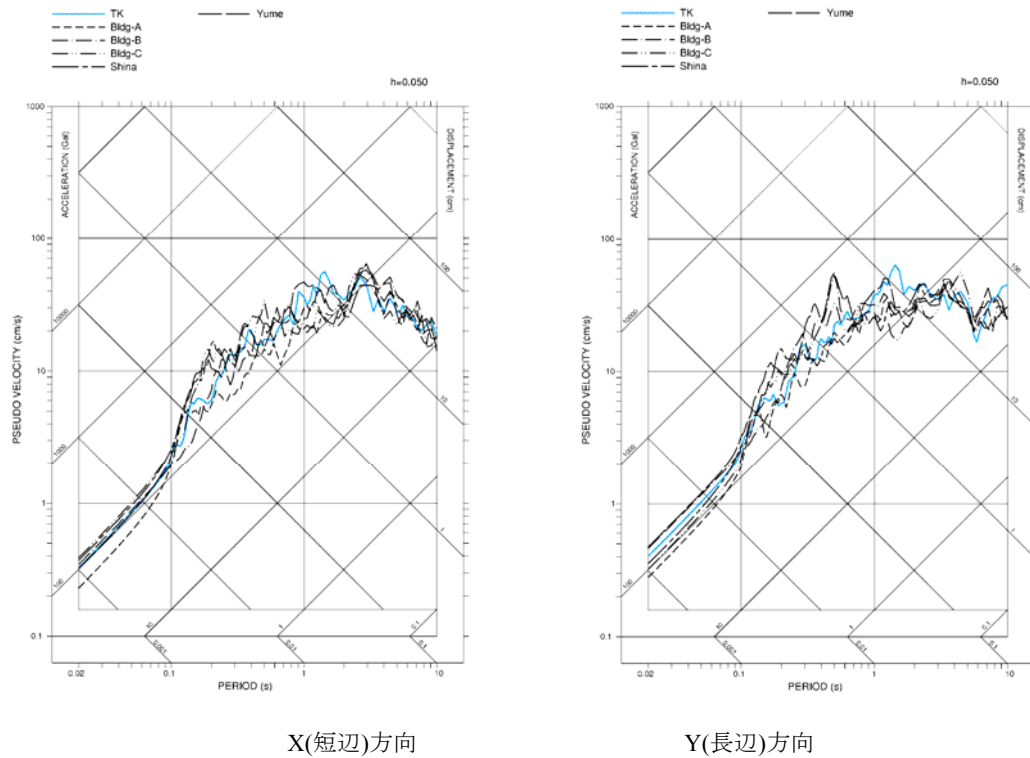


図 4-14 本震(3/11)における基盤波の擬似速度応答スペクトル

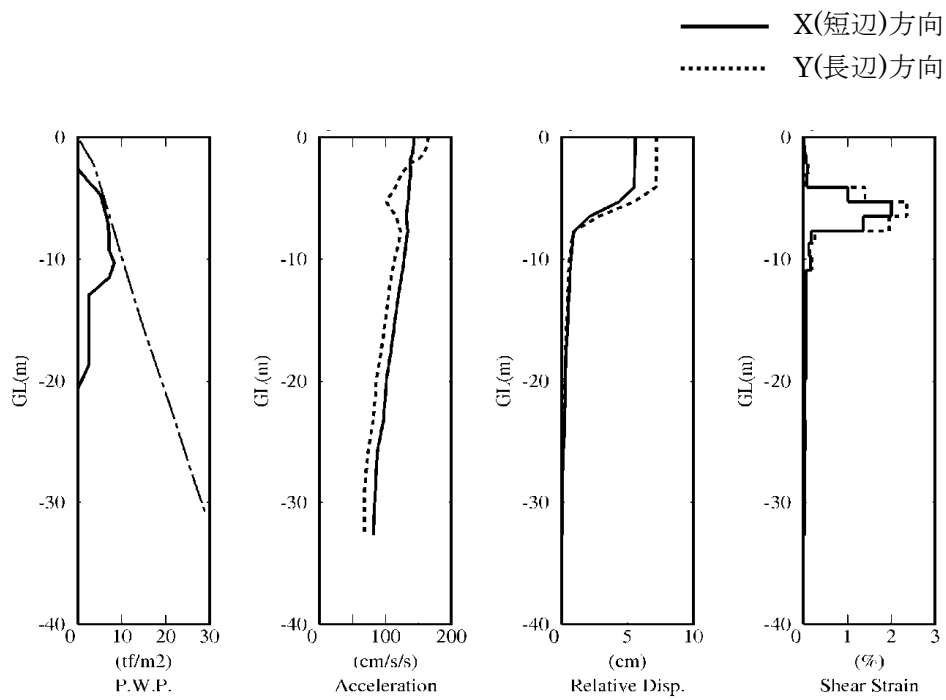


図 4-15 本震(3/11)での地盤の最大応答値分布

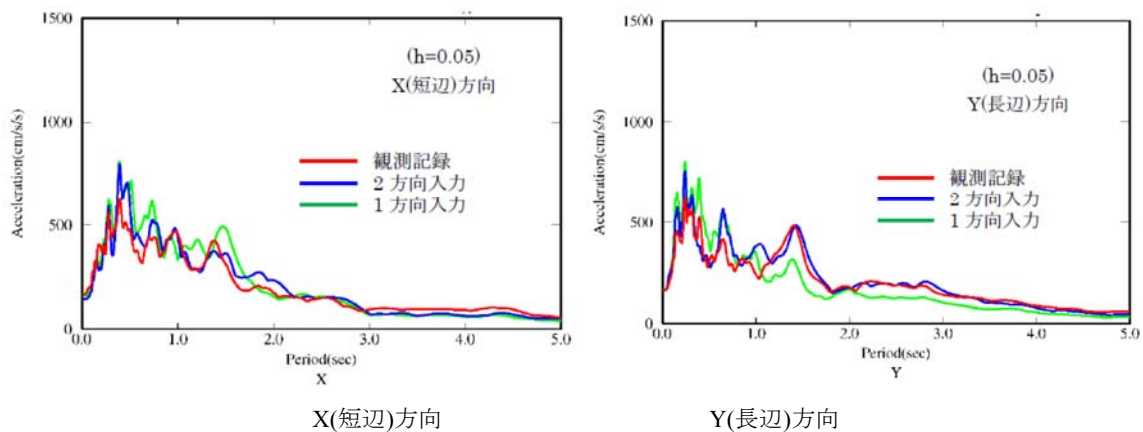


図 4-16 2 方向入力と 1 方向入力の地表面応答の比較 (減衰 5%)

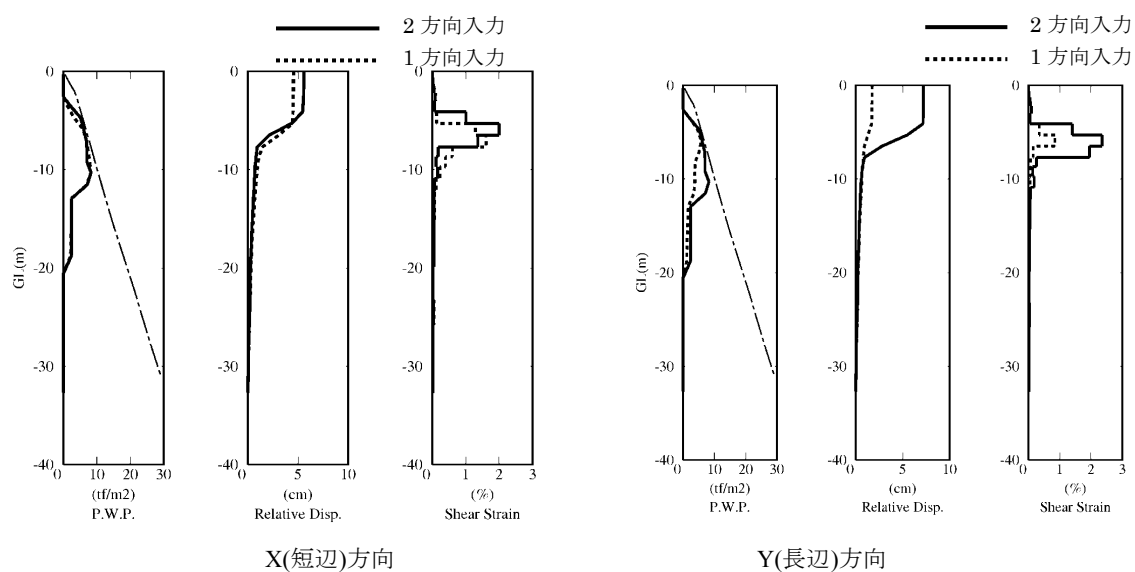


図 4-17 2 方向入力と 1 方向入力の地盤応答の比較

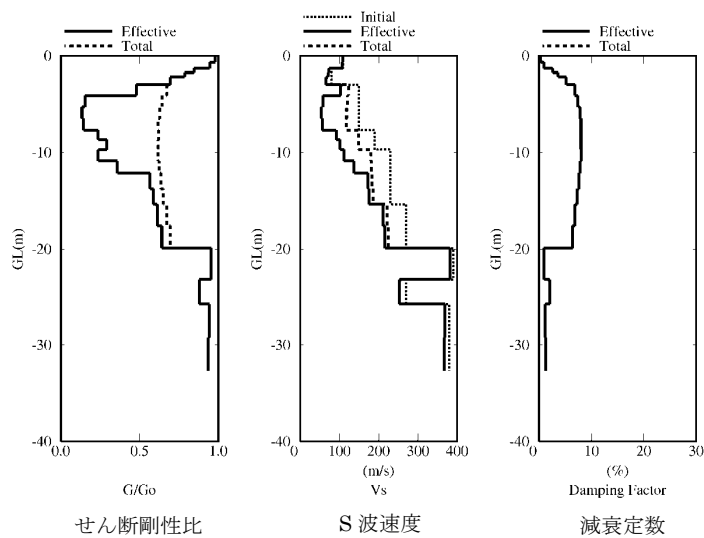


図 4-18 本震(3/11)での地盤の等価物性値分布

(Effective:有効応力解析、Total:全応力解析、Initial:初期値)

(3) 観測記録のシミュレーション解析

1) 解析モデルと建物定数

図 4-19 に解析モデル、表 4-2 に建物定数を示す。上部構造はせん断型モデル(Rayleigh 型減衰・周期 0.2 秒と 0.5 秒で 10%)とし、各階の重量と剛性は文献 3)をもとに設定した。群杭は、1 本の曲げせん断棒に置換し、杭の各質点に地盤との相互作用ばねを取り付けたモデル⁴⁾とした。

地盤ばねは、全応力解析による等価物性値を用いて 3 次元薄層法のリング加振解により評価した。解析は、地盤ばねを介して地盤応答を入力し、地盤ばねには杭と地盤の相対変位に伴う非線形性と過剰間隙水圧の上昇による有効応力の変動に伴う非線形性を逐次考慮した⁴⁾。杭の非線形性は、文献 5)をもとに Tri-Linear 型モデルを設定した。

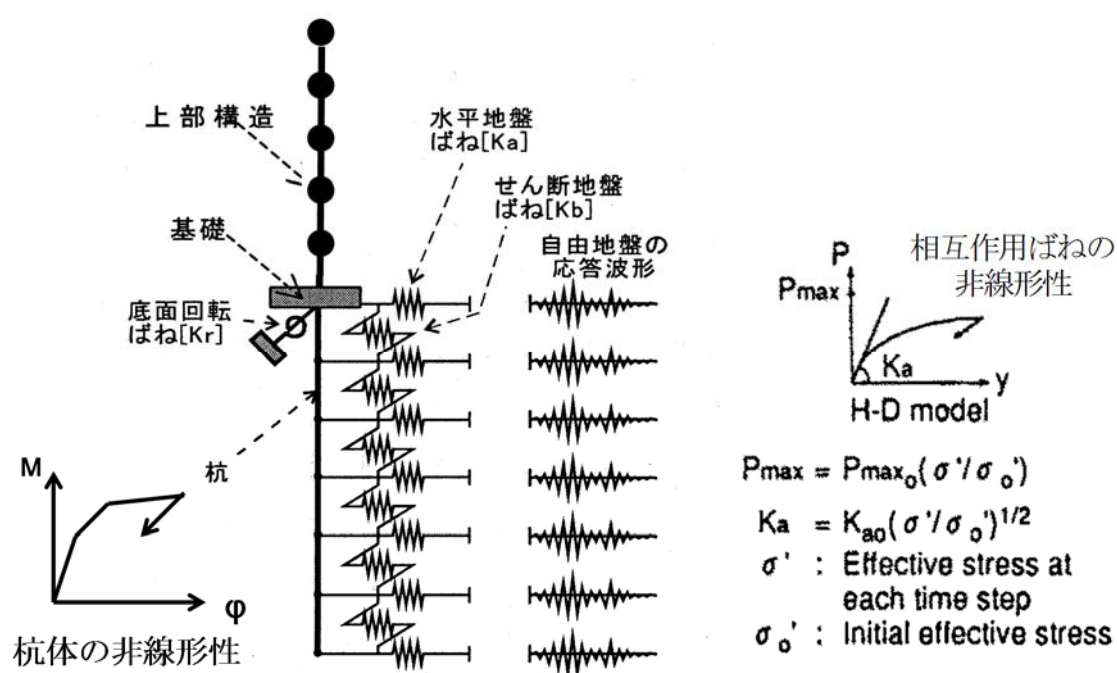


図 4-19 建物 - 杭基礎の応答解析モデル

表 4-2 TKS の建物定数

階	重量 W (t)	階高 H (cm)	短辺方向ばね定数 Kx (t/cm)	長辺方向ばね定数 Ky (t/cm)
R	492	260	4,817	8,178
5	632	260	8,600	9,883
4	638	260	12,298	11,125
3	638	260	17,312	12,570
2	638	360	25,742	16,643
1	1523	—	—	—

2) 解析結果

表 4-3 に、建物の固有周期を示す。X(短辺)方向は、基礎固定モデルが 0.139 秒に対して Rocking モデルは 0.204 秒と長周期化し、回転ばねの影響が大きい。一方、Y(長辺)方向は、基礎固定モデルが 0.150 秒、Rocking モデルが 0.152 秒と変化は小さく、回転ばねの影響は小さい。また、水平ばねを考慮した建物-杭基礎モデルでは、X 方向が 0.317 秒、Y 方向が 0.325 秒となり、Rocking モデルに比べて周期が長く、地盤との相互作用の影響が大きいことが確認できる。

図 4-20 と図 4-21 に、前震(3/9)での観測記録と、基礎固定モデルと Rocking モデルの解析結果のフーリエスペクトル比を示す。なお、入力動は 1 階での観測記録とする。回転ばねの影響が大きい X(短辺)方向では、基礎固定モデルによる解析と観測の対応が悪い。一方、Rocking モデルは両方向とも観測との対応が良く、建物モデルが概ね妥当であることが確認できる。

表 4-3 建物の固有周期

解析モデル	入力動	固有周期(秒)	
		X(短辺)方向	Y(長辺)方向
基礎固定モデル	1 階観測	0.139	0.150
Rocking モデル	1 階観測	0.204	0.152
建物-杭基礎モデル	地中応答	0.317	0.325

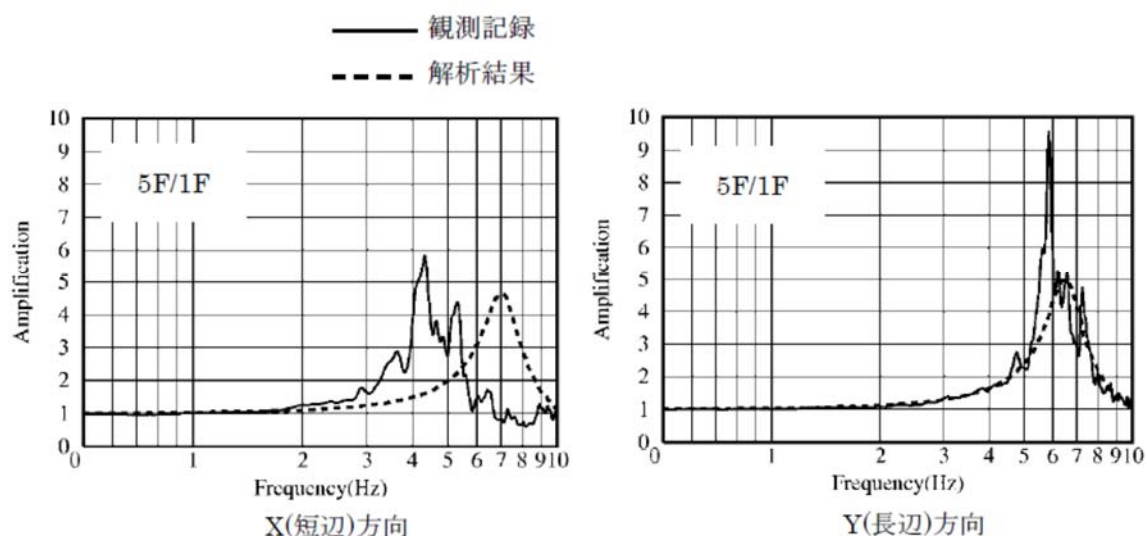


図 4-20 観測記録と解析結果のフーリエスペクトル比 (基礎固定モデル、前震 3/9)

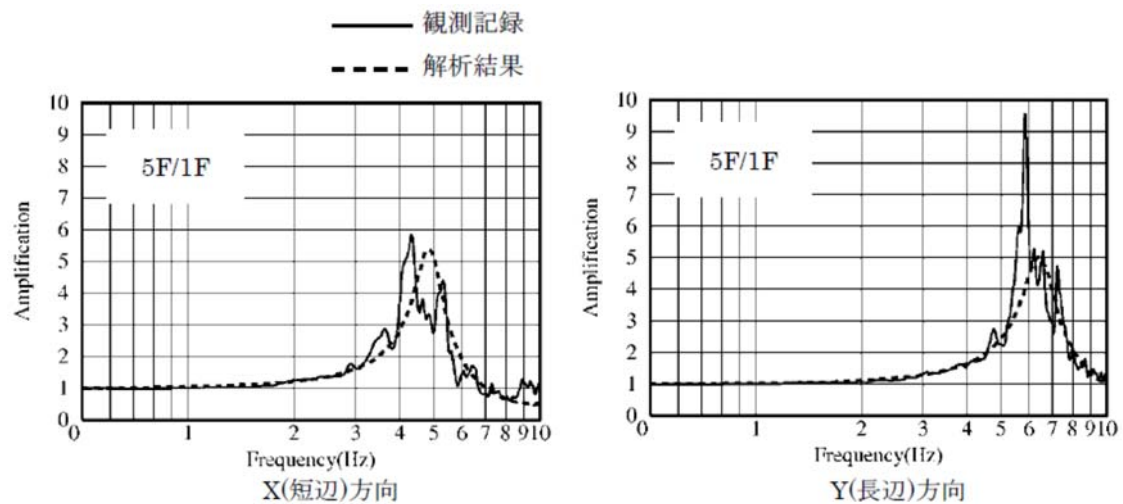


図 4-21 観測記録と解析結果のフーリエスペクトル比 (Rocking モデル、前震 3/9)

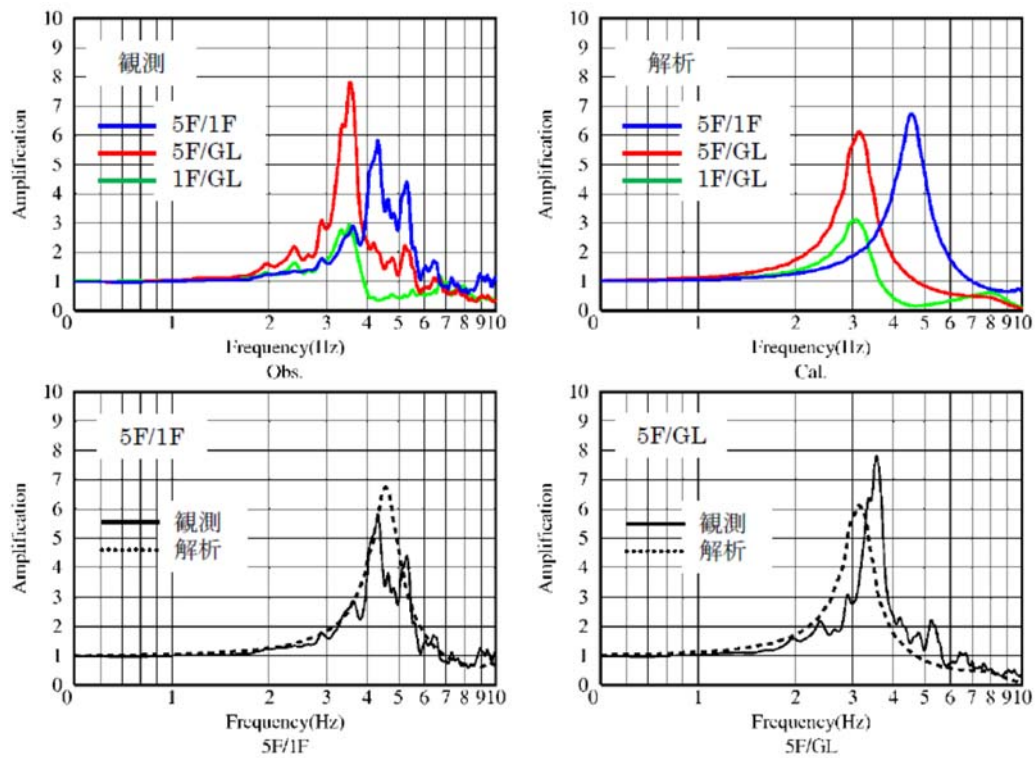


図 4-22 X(短辺) 方向の観測記録と解析結果のフーリエスペクトル比
(建物-杭基礎モデル、前震 3/9)

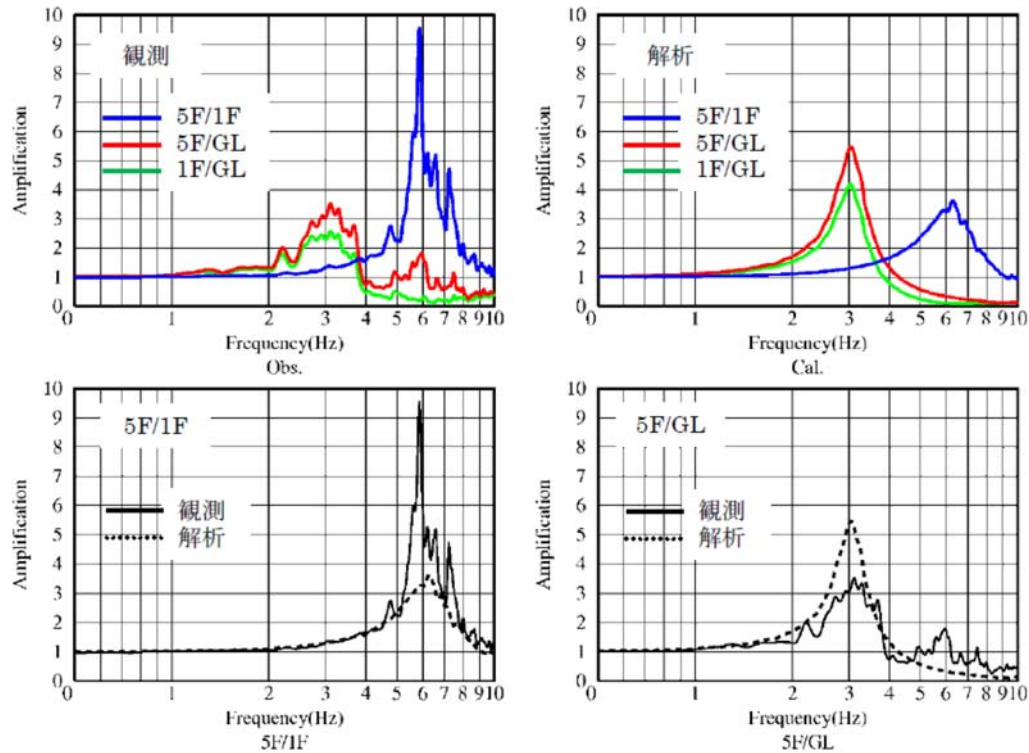


図 4-23 Y(長辺)方向の観測記録と解析結果のフーリエスペクトル比
(建物-杭基礎モデル、前震 3/9)

図 4-22 と図 4-23 に、前震(3/9)での X(短辺)方向と Y(長辺)方向の建物-杭基礎モデルによる解析結果のフーリエスペクトル比を示す。観測記録の 5F/GL のフーリエスペクトル比(赤線)の卓越振動数は、両方向とも 5F/1F (青線)のフーリエスペクトル比に比べて低下する。これは前述の通り地盤との相互作用の影響によるもので、解析結果はこれら三者の相対的な関係を概ね捉えている。また、5F/1F と 5F/GL のスペクトル比は観測と概ね対応しているが、Y 方向の 5F/GL のスペクトル比については 6Hz 付近に差がみられ、観測の方が解析に比べて大きくなっている。

図 4-24 と図 4-25 に、本震(3/11)での X(短辺)方向と Y(長辺)方向の建物-杭基礎モデルによる解析結果のフーリエスペクトル比を示す。観測記録の 5F/GL のフーリエスペクトル比(赤線)の卓越振動数は、両方向とも 5F/1F (青線)のフーリエスペクトル比に比べて低下する。また、その変化は地盤の非線形化の影響により前震に比べて大きく、解析はその傾向を概ね捉えている。X 方向の卓越振動数は 5F/1F は観測と概ね対応するが、5F/GL は解析の方が若干低い。また、Y 方向の卓越振動数は 5F/1F と 5F/GL とともに観測に比べて若干高い。

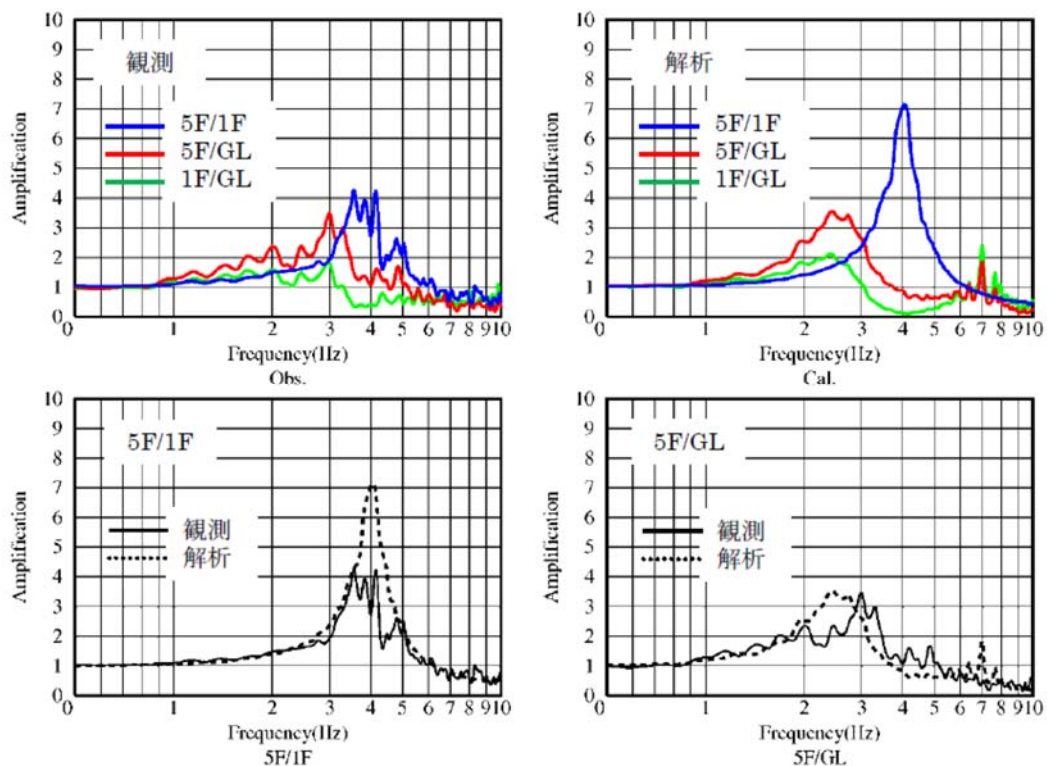


図 4-24 X(短辺)方向の観測記録と解析結果のフーリエスペクトル比
(建物-杭基礎モデル、本震 3/11)

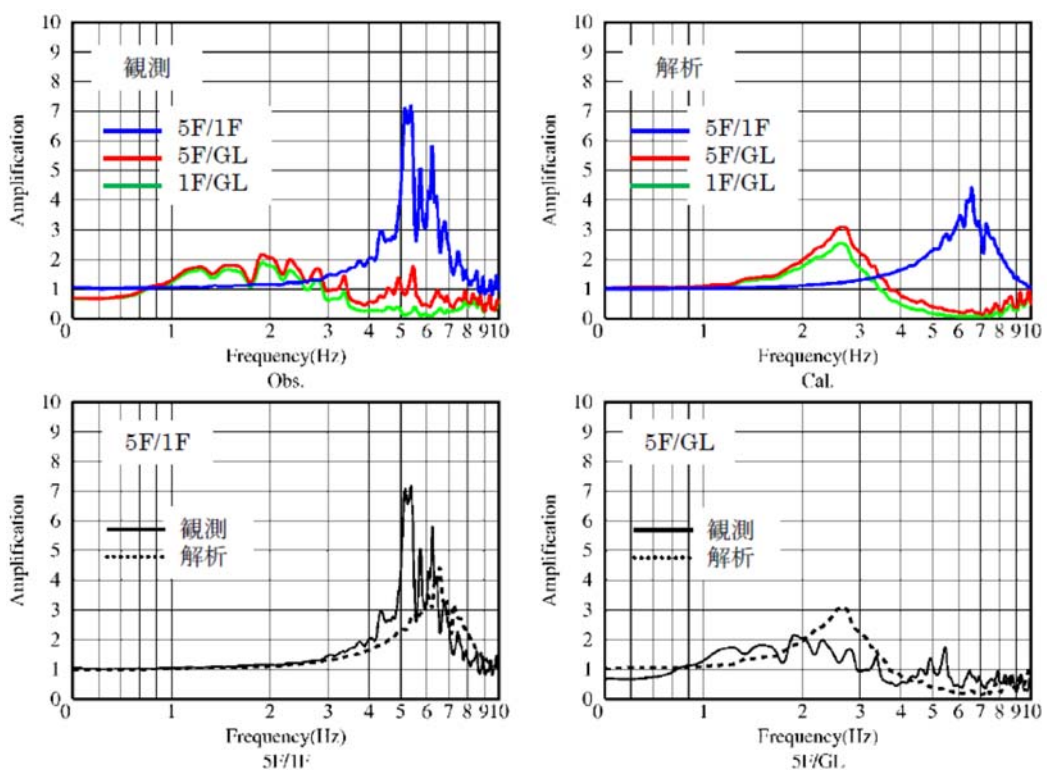


図 4-25 Y(長辺)方向の観測記録と解析結果のフーリエスペクトル比
(建物-杭基礎モデル、本震 3/11)

図 4-26 に、本震(3/11)での X(短辺)方向と Y(長辺)方向の建物 5 階での加速度応答スペクトル(減衰 5%)を示す。なお、応答スペクトルには杭体を線形とした場合の結果も比較して示す。解析結果の応答スペクトルは記録によるものと概ね対応している。また杭体線形と非線形の場合の応答結果は差が小さく、本震での杭体の非線形化が建物応答に与える影響は小さいことがわかる。

図 4-27 に、建物の最大応答値分布を示す。また図中に、杭体線形とした場合の結果も比較して示す。応答加速度と層せん断力および層間変形角は、いずれも X(短辺)方向が Y(長辺)方向に比べて大きい。建物の最大層せん断力係数は約 0.15、層間変形角は 1/5000 程度であり、上部構造はほぼ線形であると考えられる。杭体線形と非線形の場合の応答結果の差は殆ど無く、杭体非線形の影響は小さい。

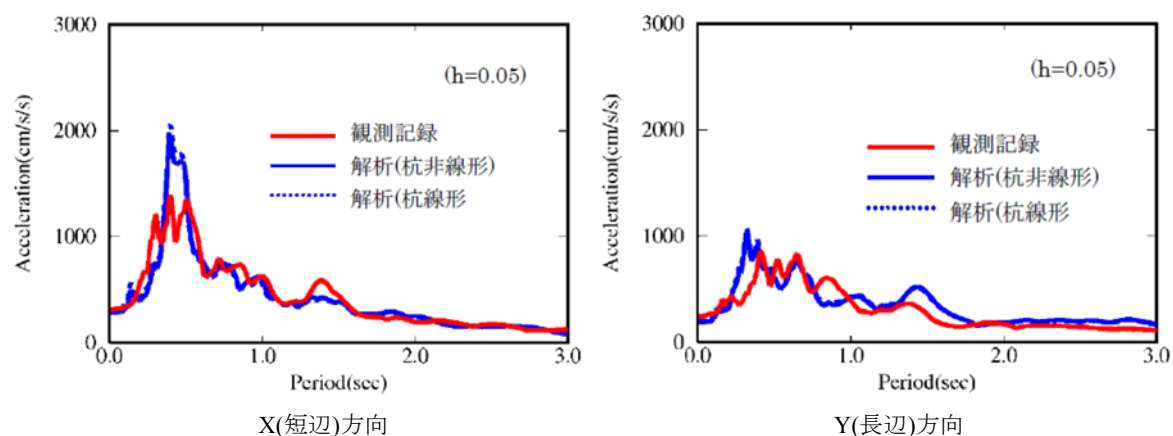


図 4-26 5 階での加速度応答スペクトル(建物-杭基礎モデル、本震 3/11)

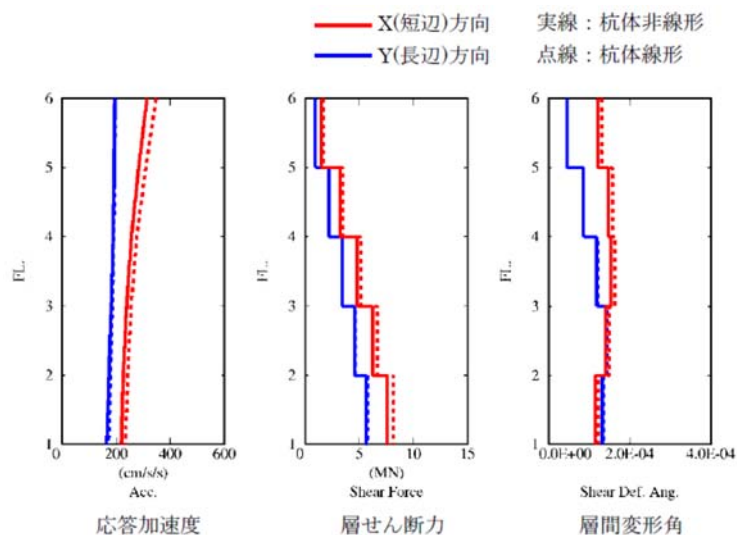


図 4-27 建物の最大応答値分布(建物-杭基礎モデル、本震 3/11)

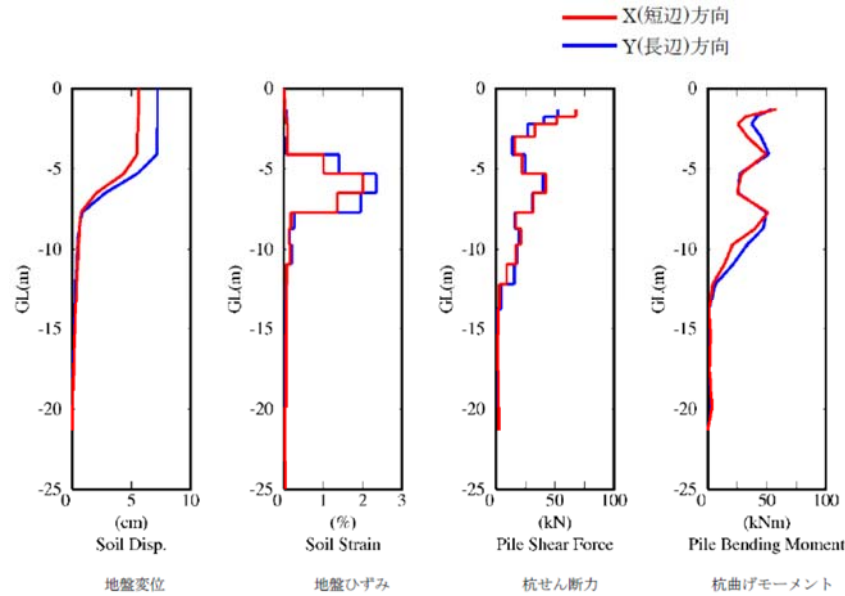


図 4-28 地盤応答と杭応力の最大値分布 (建物-杭モデル、本震 3/11)

図 4-28 に地盤応答と杭応力の最大値分布、図 4-29 に杭頭部と液状化層下部境界での杭の曲げモーメント M - 曲率 ϕ 関係を示す。杭の曲げモーメントは、杭頭部と液状化層境界位置 (GL-3m と GL-8m) で大きい。最大杭応力は X (短辺) 方向と Y (長辺) 方向では概ね同程度となる。また M - ϕ 関係から、杭応力はひび割れモーメントを超えるものの、降伏モーメントに達していないことがわかる。

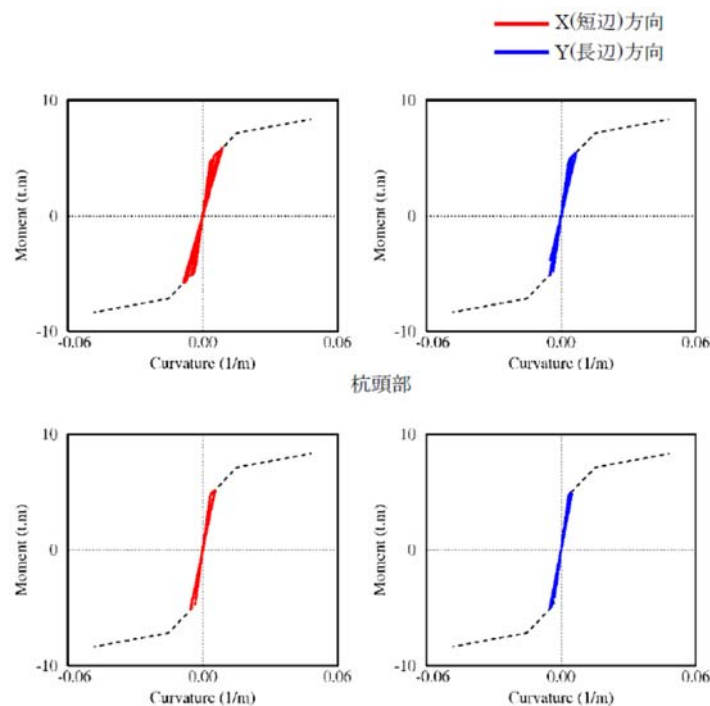


図 4-29 杭頭部と液状化層下部境界での杭の M - ϕ 関係 (建物-杭モデル、本震 3/11)

図 4-30 に本震(3/11)での基礎入力動と地表加速度の時刻歴波形、また図 4-31 に地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数(入力損失)を示す。なお、回転成分は建物 5 階位置での水平動に換算している。基礎入力動と地表面応答の最大加速度に大きな差はみられない。回転成分の振幅は水平成分に比べて小さく回転入力の影響は小さい。また入力損失は X 方向と Y 方向で差は小さく、2Hz 付近から現れ始め、5Hz 以上で約 0.7 倍になる。

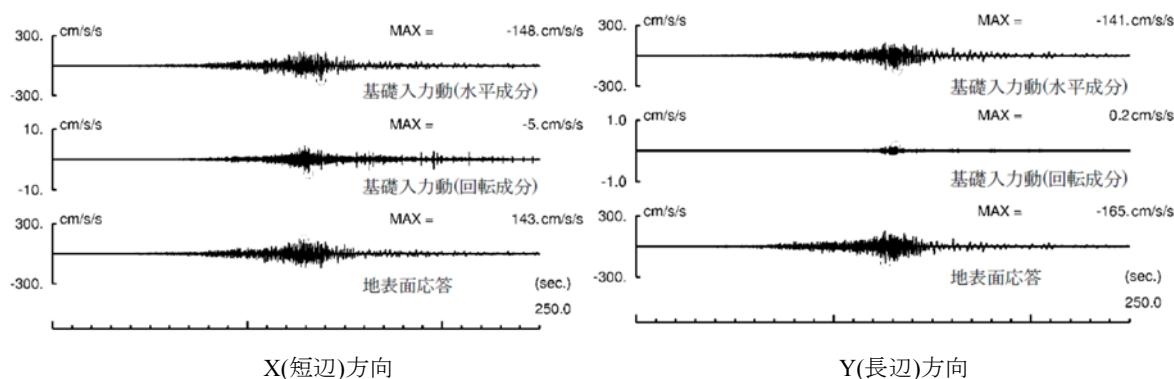


図 4-30 基礎入力動(解析)と地表面加速度(観測)の時刻歴波形(本震 3/11)

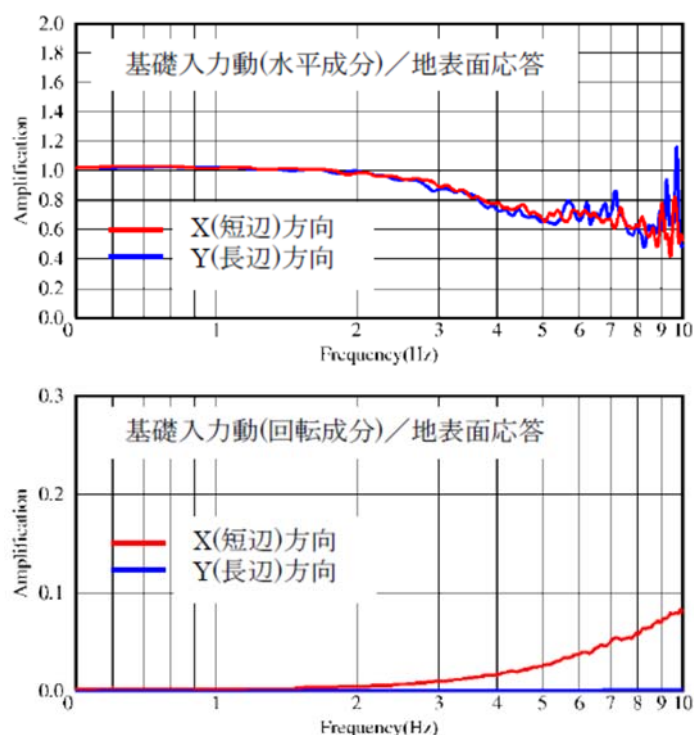


図 4-31 地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数(本震 3/11)

図 4-32 に、杭体非線形と線形での地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数を示す。回転成分は建物 5 階位置での水平動に換算している。両者の差は小さく、杭体の非線形性が入力損失に与える影響は小さいことがわかる。

図 4-33 に、本震(3/11)と前震(3/9)での地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数を示す。回転成分は建物 5 階位置での水平動に換算している。本震での入力損失は、前震に比べて 5Hz 以下の

低振動数域では振幅比が小さくなるが、それ以上の振動数では大きくなる。

図 4-34 に、本震(3/11)の地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数の時間的変化を示す。解析では、主要動を含む時刻 160 秒までの区間について、時間をずらしながら波形を取り出してフーリエスペクトル比を計算した。また図中には前震(3/9)のスペクトル比も示す。時間の経過(緑→青→赤)につれて 5Hz 以上の振幅比は漸増し、それ以下の振動数では振幅比が漸減する傾向が確認できる。これは、地盤の非線形化の影響で地表面応答が長周期化したことによる。

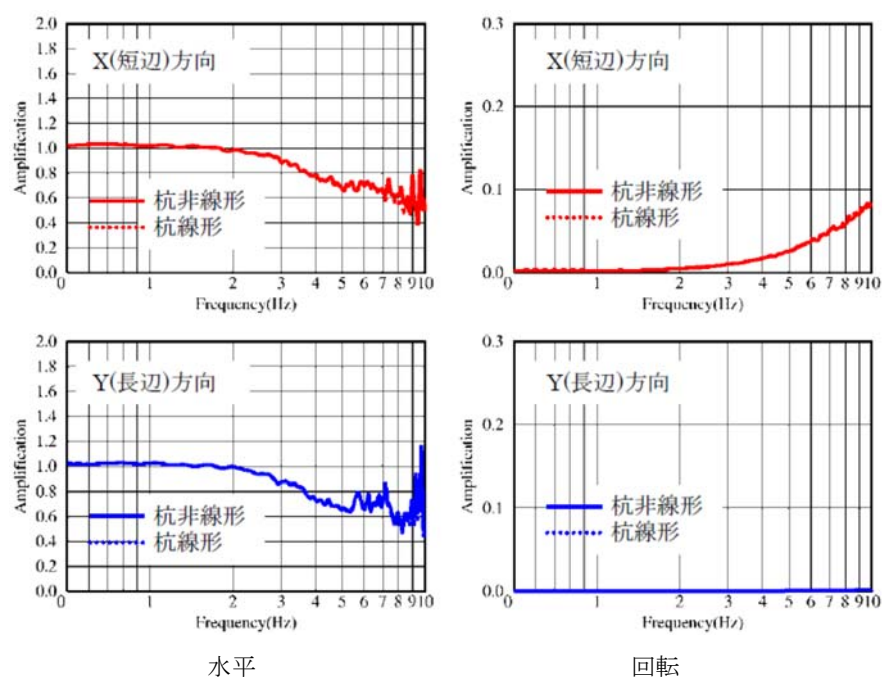


図 4-32 地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数 (杭線形と杭非線形、本震 3/11)

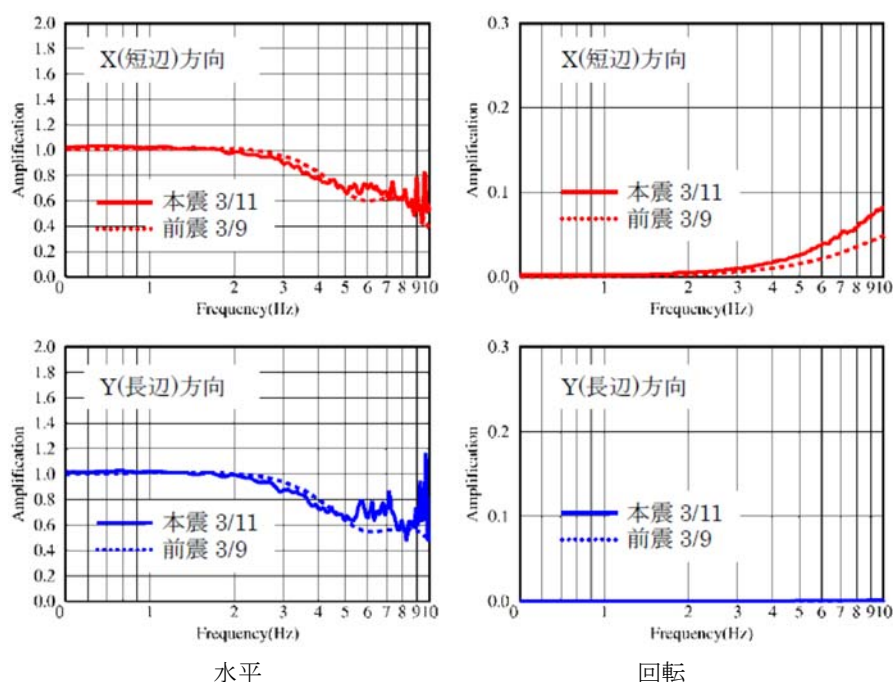


図 4-33 地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数 (本震 3/11 と前震 3/9)

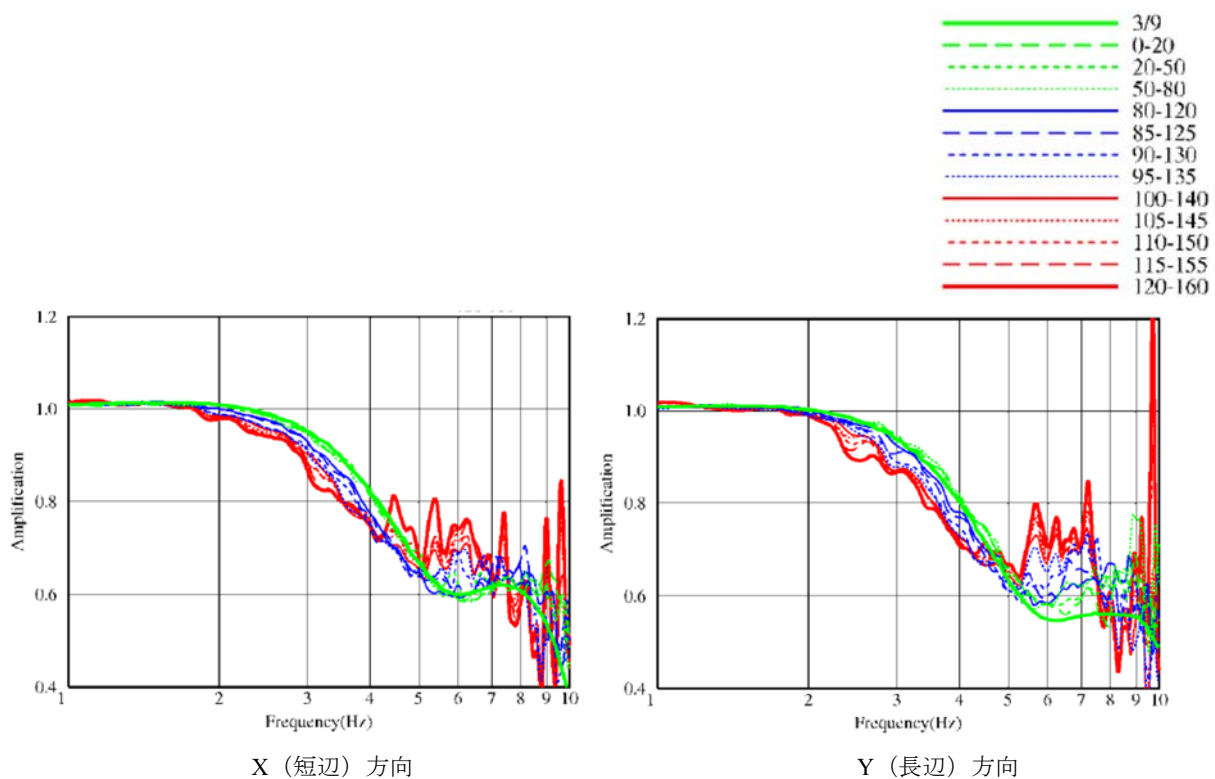


図 4-34 本震 (3/11) の地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数の時間的变化

(4) まとめ

建築物 TKS を対象として地表と建築物での観測記録をもとに露頭波の推定、建物-杭基礎一体型モデルによるシミュレーション解析を行い、基礎入力動の評価を行った。以下に、得られた知見をまとめて示す。

- 1) 相互作用ばねと杭体の非線形性を考慮した解析モデルで、前震と本震での建物応答をシミュレーションした結果、観測と概ね良い対応を示した。
- 2) 地盤は本震時に深さ 3～8m が液状化し、最大歪みが約 2% 生じたことを示した。また水平 2 方向入力した結果、地盤変位や水圧の上昇に影響を与えることがわかった。
- 3) 建物は地盤との相互作用の影響が大きく、地盤ばねにより固有周期が長周期化することを確認した。また本震時の建物の最大層間変形角は 1/5000 程度であり、弾性範囲にあることを示した。
- 4) 杭応力はひび割れモーメントを超えるものの、降伏モーメントに達していないことを示した。また杭体の塑性化は、基礎入力動や建物応答に与える影響が小さいことを確認した。
- 5) 前震での入力損失は、2Hz 付近から現れ始め、5Hz 以上で約 0.6 倍になることを示した。また本震時は地盤の非線形化の影響により、前震に比べて低振動数域での振幅比が小さくなることを示した。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計、2006.2
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.61-72，2001
- 3) 井上、大沢ほか：”公団住宅の入力評価に関する研究 その3-5階建壁式住宅への適用例”、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.131-132、1985.10
- 4) 宮本、酒向ほか：”非線形、液状化地盤における杭基礎の地震応答性状に関する研究”、日本建築学会構造系論文集、第471号、pp.41-50、1995.5
- 5) (社)コンクリートパイル建設技術協会：杭計算プログラム COPITA 説明書

5. 建築物 NIT (6F, 杭基礎)

本章では、建築物 NIT を対象として地表および建築物における地震観測記録をもとに露頭波の推定および一体型モデル(3次元 FEM モデル)による解析検討を行う。建築物 NIT では、東北地方太平洋沖地震において建物にひび割れ被害が生じたことから、特に建物の非線形化が重要な検討課題となる。

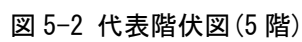
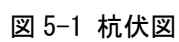
(1) 建築物概要と地震観測記録

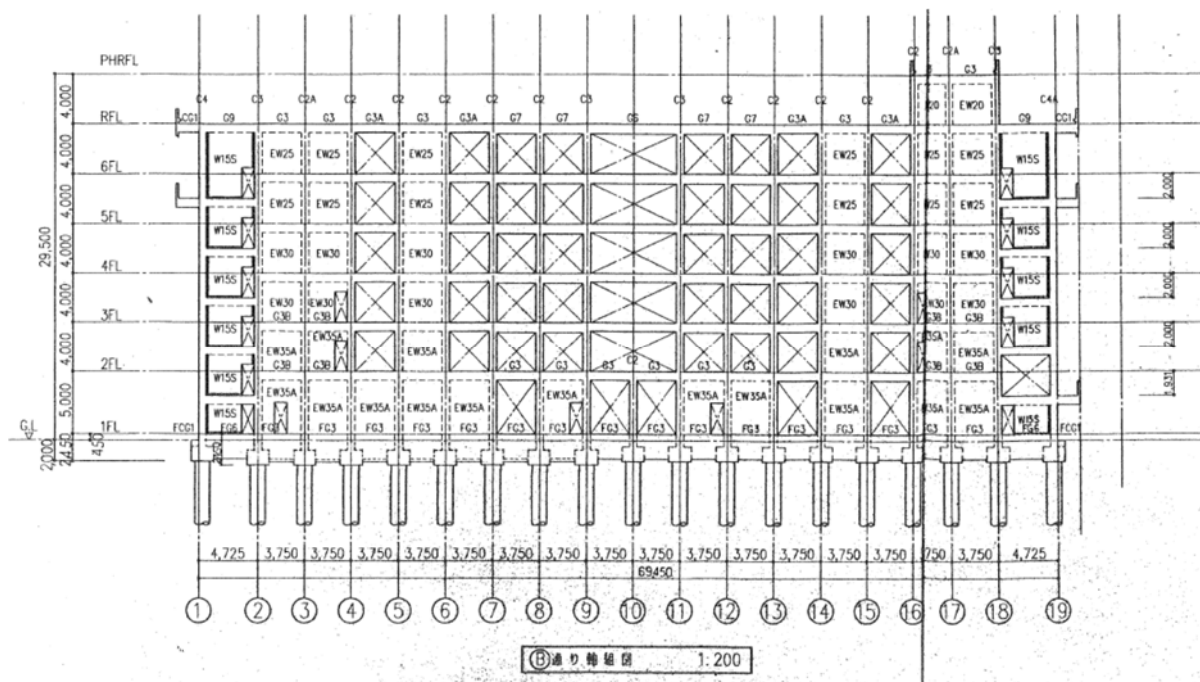
1) 建築物概要

建築物 NIT は埼玉県南埼玉郡に位置する地上 6 階、地下なしの学校校舎である。

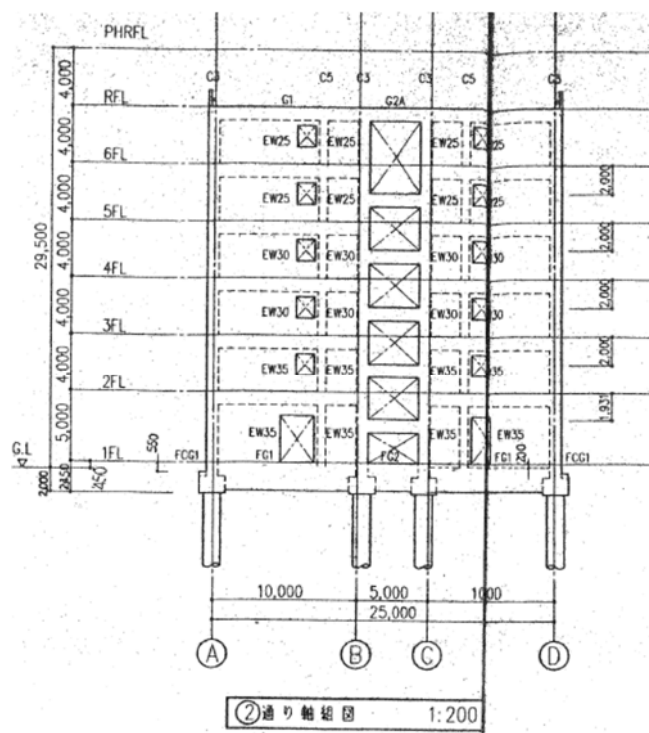
杭伏図、代表階伏図及び軸組図を図 5-1～図 5-3 に示す。建築物平面は長辺(X 方向)約 63m、短辺(Y 方向)約 25m の概ね整形な長方形であり、長辺両端部に意匠的な三角形型の突出部(階段室)を有する。地上中間階(3～5 階)では建築物中央に吹き抜けを有し、当該階では吹き抜けを挟んで 2 つの建物ボリュームを中央廊下で結んだプランとなっている。構造形式は耐震壁付ラーメン構造の RC 造であり、耐震壁が長辺方向は廊下の構面、短辺方向は建物端部および中央部の妻面にそれぞれ設けられており、その他はラーメン骨組みである。建物断面の特徴としては、階段踊り場が各階と半階ずれたスキップフロア形式となっている。基礎形式は杭基礎(場所打ち杭)であり、杭径は 1300～1800mm、杭先端深さはおよそ GL-57m である。N 値 50 以上の砂質土を支持層としている。建物底盤は 2 重スラブ構造となっており、その内部は排水および設備の格納を目的としたピットである。

用途	: 学校校舎
階数	: 地上 6 階、地下なし
高さ	: 26.7m
主体構造	: RC 造 (壁付きラーメン構造)
基礎構造	: 杭基礎(場所打ち杭)





B 通り(長辺方向)



2 通り(短辺方向)

図 5-3 軸組図

地盤調査結果を図 5-4 に示す。地表から深さおよそ 70m にわたって、砂質土と粘性土が交互に幾重にも堆積している特徴的な地形である。N 値は 5～15 程度であり、一部の層では 30 以上の値を示す。せん断波速度は 150～200m/sec である。杭先端深さは GL-56m、工学的基盤($V_s=390\text{m/s}$)は GL-75m である。

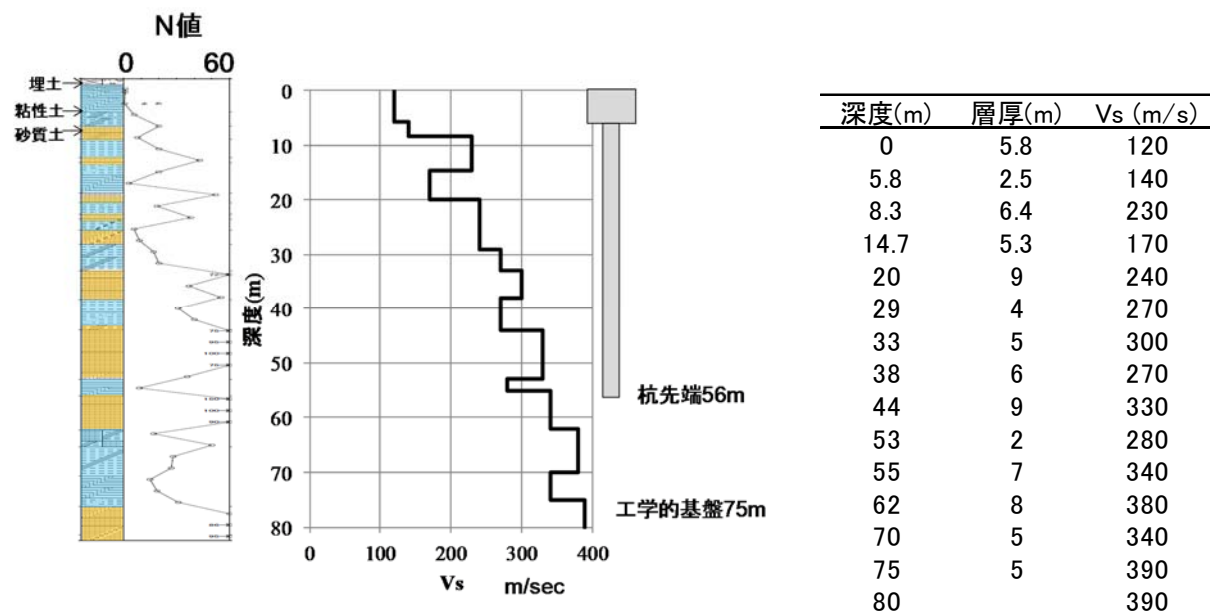


図 5-4 地盤調査結果

2) 地震観測記録の概要

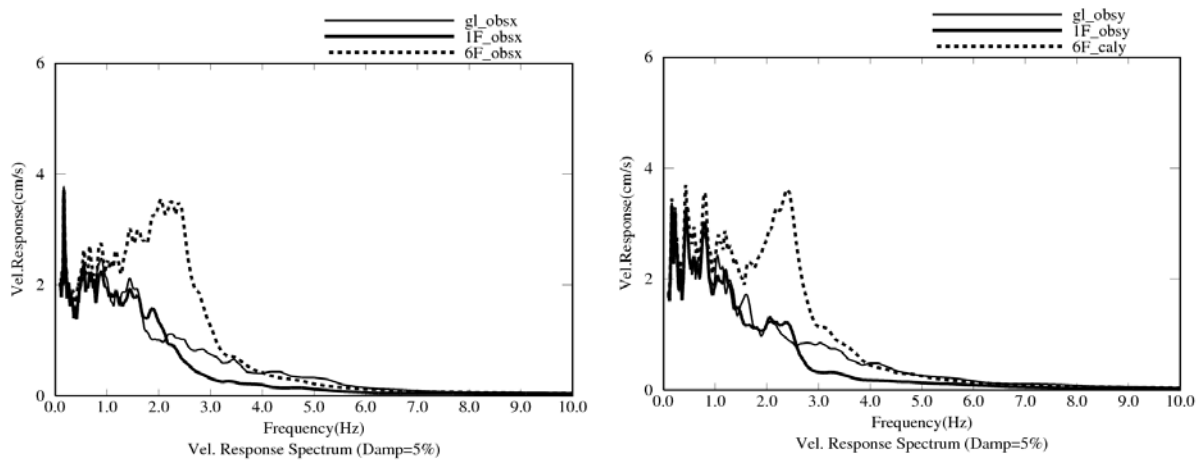
地震観測位置を図 5-5 に示す。地震観測は建築物の 1 階および 6 階に各 1 カ所、地盤の地表に 1 カ所の計 3 カ所に設置されている。

3.9 地震および 3.11 地震の観測記録の速度応答スペクトルを図 5-6 及び図 5-7 に示す。3.11 地震の 6 階のピーク値は 150cm/sec 近くとなっており、比較的大きな応答がみられる。3.11 地震時には、建物の耐震壁、側柱などに軽微なひび割れが生じたことが報告されている。

3.9 地震および 3.11 地震の観測記録の伝達関数(6F/1F, 6F/GL, 1F/GL)を図 5-8 及び図 5-9 に示す。建物の 1 次振動数(6F/1F)に着目すると、長辺方向では 3.9 地震時に 2.70Hz であったが、3.11 地震では 2.23Hz に低振動数化しており、建物のひび割れの影響と考えられる。同様に短辺方向に関しても、 3.09Hz から 2.61Hz に低振動数化していることがわかる。



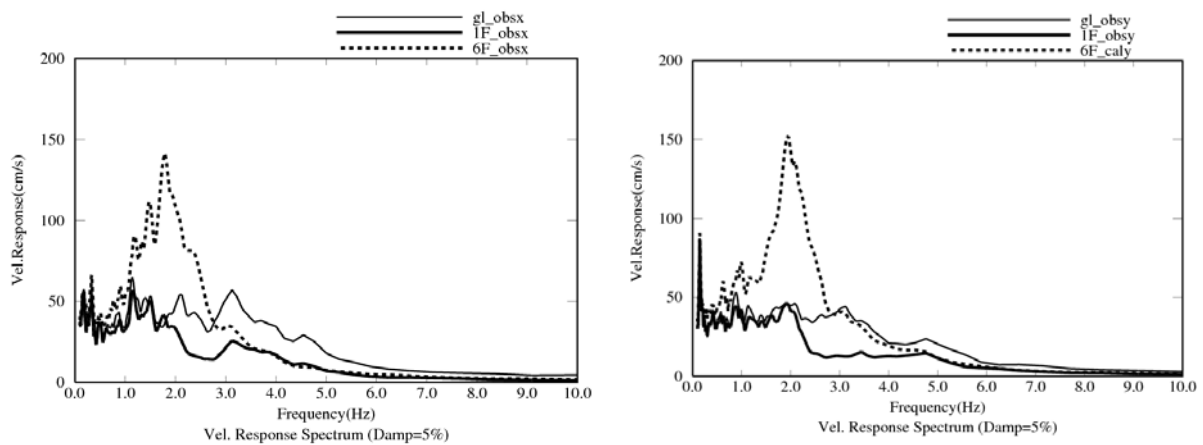
図 5-5 地震観測位置



X 方向(長辺)

Y 方向(短辺)

図 5-6 3.9 観測記録の速度応答スペクトル



X 方向(長辺)

Y 方向(短辺)

図 5-7 3.11 観測記録の速度応答スペクトル

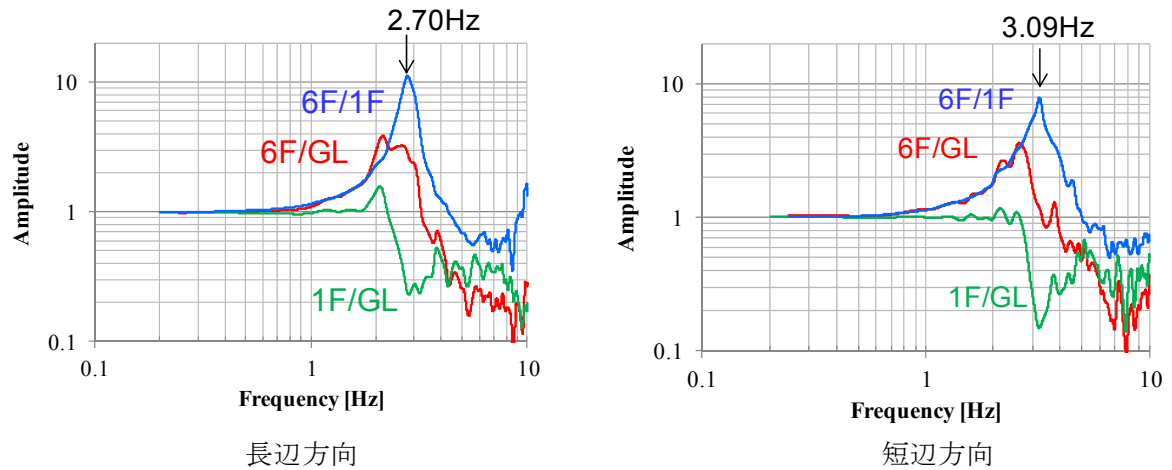


図 5-8 観測記録の伝達関数, 6F/GL, 1F/GL, 6F/1F (3.9 地震)

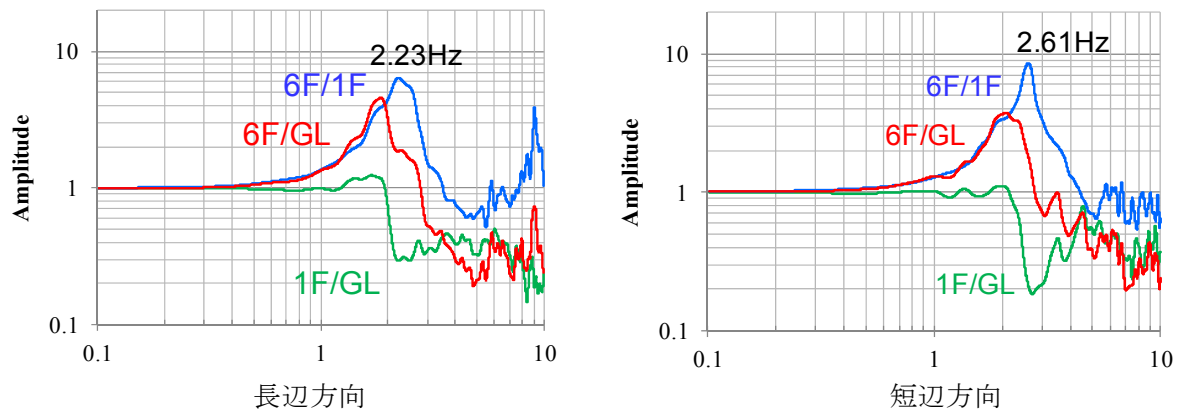
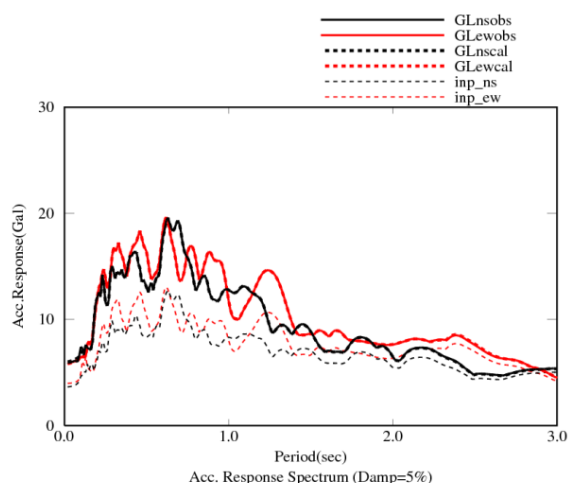


図 5-9 観測記録の伝達関数, 6F/GL, 1F/GL, 6F/1F (3.11 地震)

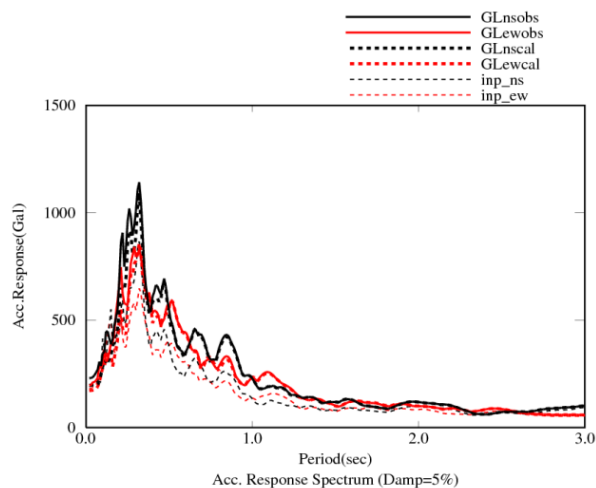
(2) 地盤のはぎ取り解析による露頭波の評価

第 1 項図 1 に示すフローに従い、地表の観測記録から工学的基盤での露頭波を評価し、等価地盤物性を算定した。

応答スペクトルを観測記録と解析結果を比較して図 5-10 に示す。3.9 地震、3.11 地震いずれも、観測記録および解析結果の地表面の応答スペクトルが対応している。その際の入力波を露頭波として採用した。



2011/3/9



2011/3/11

図 5-10 地盤応答シミュレーションの加速度応答スペクトル(観測記録と解析結果)

(3) 観測記録のシミュレーション

1) 解析モデル

解析モデルは図 5-11 に示すように地盤を直方体メッシュ、建物をフレームモデルとした 3 次元 FEM モデルとした。地盤メッシュの深さ方向の分割は透過振動数 10Hz とし、平面方向の分割は杭による周辺地盤への影響を考慮できるように杭間を 2 メッシュ以上にした。

柱梁および杭は曲げせん断要素(線材)とし、耐震壁はひび割れの影響を詳細に解析するため多軸ばねモデルとした。多軸ばねモデルの概念図を図 5-12 に示す。多軸ばねモデルは、壁の曲げ剛性を多数の軸ばねにより、せん断剛性を 1 つのせん断ばねによりそれぞれ置換するモデルであり、曲げ・せん断の各剛性を比較的明確に分離してモデル化できるほか、壁端部からの塑性化の進展を簡便に考慮できる利点がある。図 5-13 のフレームモデルには、軸ばね部材を赤線で示している。各フロアおよび基礎は、面内の剛性を従属させた剛床仮定を与えた。フロアと半階ずれた踊り場はそれぞれ別の剛床に従属させている。減衰は、初期剛性比例型の Rayleigh 減衰を建物振動数(3Hz および 9Hz)に与えた。地盤は非線形(HD モデル)、建物は非線形(Degrading Tri-linear)とした。

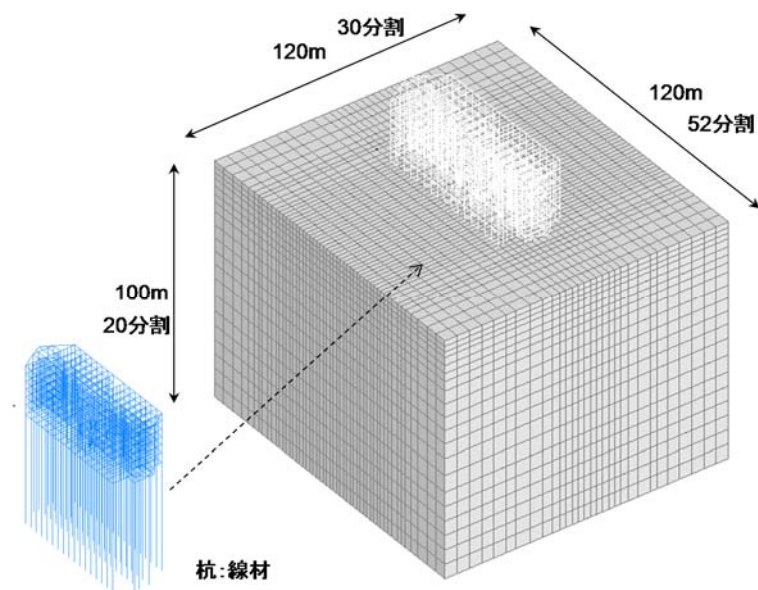


図 5-11 3DFEM モデル

表 5-1 解析概要

減衰	初期剛性比例型 Rayleigh 3% (3Hz, 9Hz)
地盤	非線形(HD モデル)
建物	非線形(Degrading Tri-linear 武藤ループ)
入力	3.9 地震, 3.11 地震 工学的基盤 2E

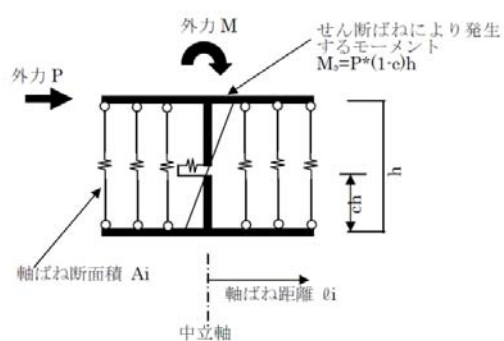


図 5-12 多軸ばねモデルの概念図

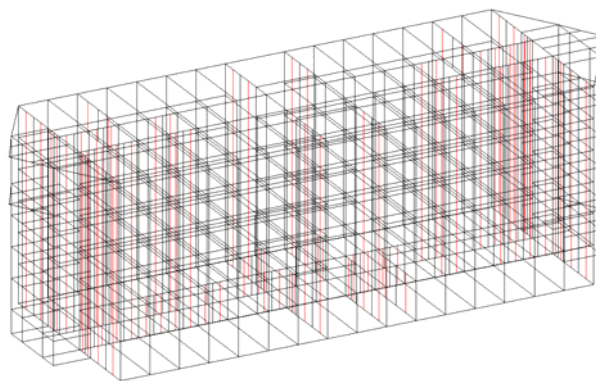


図 5-13 建物フレーム図 (赤線:多軸ばね)

2) 建物モデルの検討

上部構造に関するシミュレーションの準備検討として、建物の実況と初期モデル(設計図書)の剛性に相違があると考えられるため、建物剛性に関する検討を行った。

建築物NITでは、実況調査を行い建物が設計図書どおりに施工されていることの確認を行った。その調査の中で、建物の壁厚が設計図書よりも厚く施工されていると推定される箇所が散見された。例えば、長手廊下や階段室において設計図書上耐震壁の厚さ 300mm とされていた箇所は、外法寸法からの推定では 500mm 程度となっていた。これは、壁の納まり上躯体面を揃えるために躯体を増打ちしたものと考えられる。また、建築意匠図の躯体線にも、壁厚が構造図よりも厚くなっているとみられる記載があった。増打ちは、通例無筋又はひび割れ防止筋のみのコンクリートとして施工され、非構造部分として看做されるが、建物振動数に影響しうる。

設計図書の剛性と実況の剛性を比較するため、補正せずにモデル化した解析結果の 3.9 地震における 6F/1F の伝達関数を観測記録と比較して、図 5-14 に示す。解析結果は、観測記録に比べて低振動数となっている。そこで、長辺方向の壁厚を 1.8 倍、短辺方向の壁厚を 1.4 倍した場合の伝達関数を同じ図に併記する。補正後の伝達関数は観測記録と概ね対応する。

ただし、上記の補正は剛性に影響しうるいくつかの要因が関係しているので、一概に壁厚のみの影響と断定するものではない。例えば、建物の 1 次振動数は経年劣化の影響により改修後のおよそ 20 年間で 20% 程度低振動数化していることがわかっている。また、壁面を離散化して軸ばねに置換することによっても剛性の誤差が生じることにも留意する必要がある。

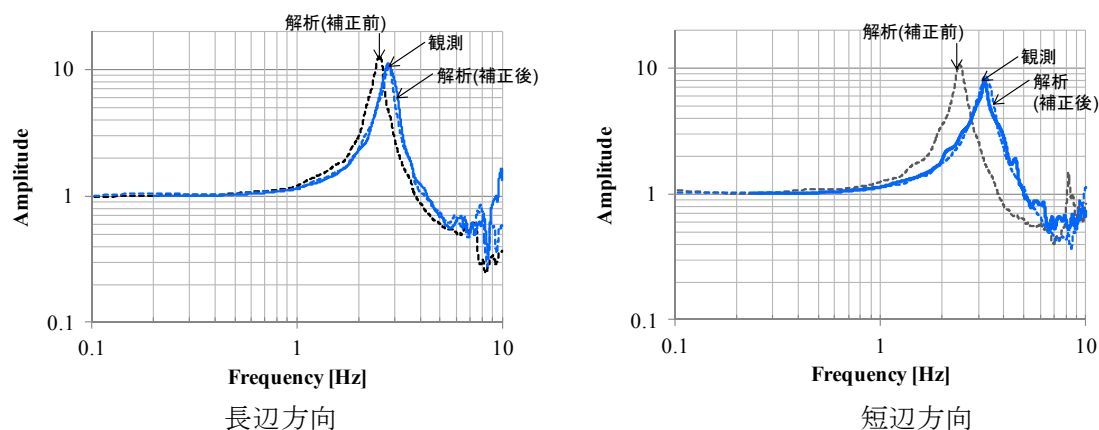


図 5-14 伝達関数 6F/1F (建物剛性のスタディ)

3) 埋込み・排土が基礎入力動に与える影響

基礎構造のモデル化の準備検討として、埋込み・排土が基礎入力動に与える影響を検討するため、ケーススタディを行う。FEM の地盤メッシュおよび従属条件を変更して

- ①埋込みの無いモデル
- ②基礎梁側面の埋込みを考慮し、排土は行わないモデル
- ③基礎梁、ピットの埋込み及び排土を考慮するモデル

の 3 ケースを比較する。上部構造の重量の無い無質量モデルを用いて、3.9 地震時の基礎入力動を評価した。基礎入力動/GL の伝達関数を図 5-15 に示す。3 つのモデルは低振動数においては違いはみられないが、概ね 2Hz~5Hz の応答倍率の違いから、モデル①、②、③の順に入力損失が顕著になっていくことがわかる。また、これらのうちモデル②と③の比較から、ピット部の

埋込みと排土の影響が比較的大きいことがわかる。後述のシミュレーションは③のモデルが最も観測記録との合致度がよいことから、③のモデルを採用する。

また、他の手法との比較の為、①同様に埋込みの無い条件により薄層法で基礎入力動を評価した結果を図 5-15 に併記している。3DFEM の結果が滑らかでないため細かな部分では異なるが、大局的には薄層法と対応していると考ええる。3DFEM の結果が滑らかでない点は、計算領域の範囲やメッシュ分割に影響を受けていることがわかっており、有限な領域・有限な要素数で計算を行っていることによる理論解(薄層法の半無限の解)との違いであると考えられる。

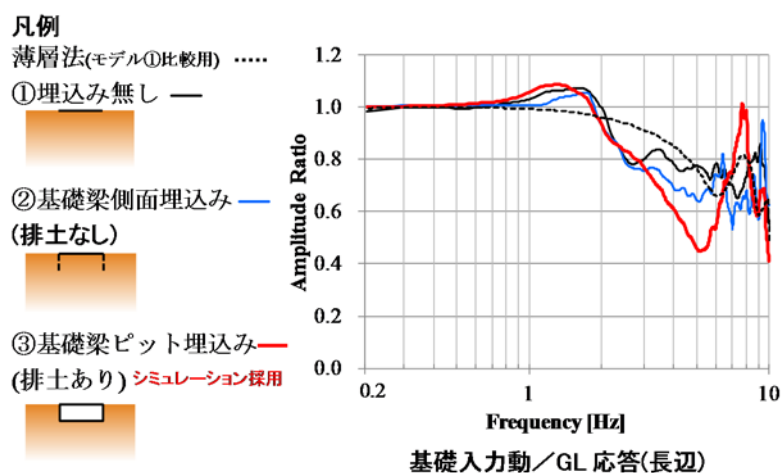
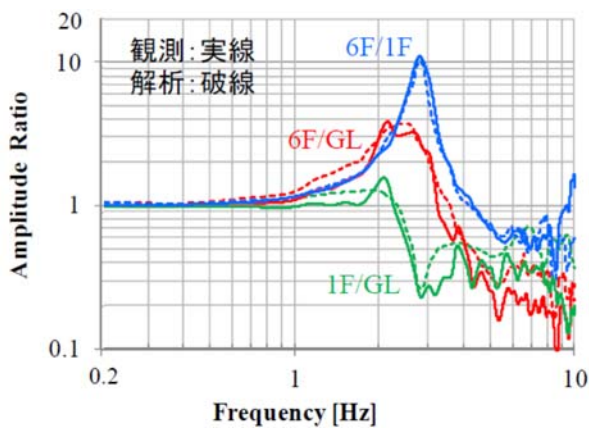


図 5-15 埋込み・排土が基礎入力動に与える影響のスタディ

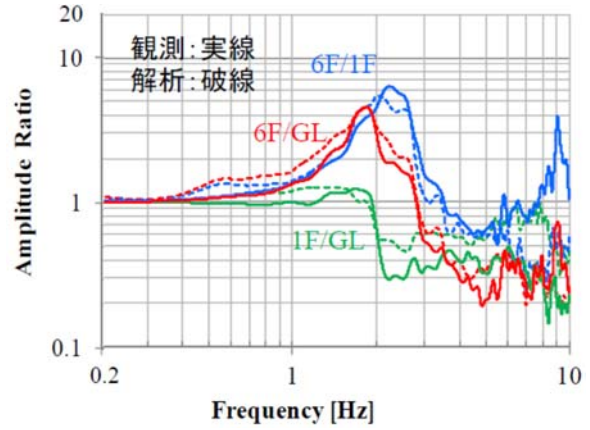
4) 観測記録のシミュレーション結果

建物剛性および埋込み・排土条件の検討を考慮してモデルを決定し、3.9 地震および 3.11 地震のシミュレーションを行った。長辺方向の結果を図 5-16 に示す。3.9 地震の 6F/GL の観測記録は、6F/1F と比較して一次ピーク振動数が低振動数側に变化し応答倍率も小さく、建物と地盤の相互作用の影響が認められる。1F/GL は建物の一次ピーク振動数の 2~3Hz で急激に減少し、建物慣性力の影響が現れている。一方、3.11 地震の 6F/1F、6F/GL の一次ピーク振動数は、建物の非線形化により 3.9 地震よりも低振動数側に变化している。そのため、1F/GL は 3.9 地震よりも低振動数側の 2Hz 前後に慣性力の影響が現れている。解析結果は、3.11 地震による建物の非線形化を含めて概ね良い対応である。また、同様に、短辺方向においても長辺方向と同様に良い対応が確認できる。短辺方向では、長辺方向に比べて建物の振動数がやや高振動数であるため、慣性力の影響は 3Hz 前後で現れている。

3.11 地震時の地盤の最大ひずみ分布を図 5-18 に示す。表層付近および基礎の周囲に比較的大きなひずみが生じているが、ひずみは最大箇所でも 0.15%程度となっており、弱非線形程度のひずみレベルに留まっている。

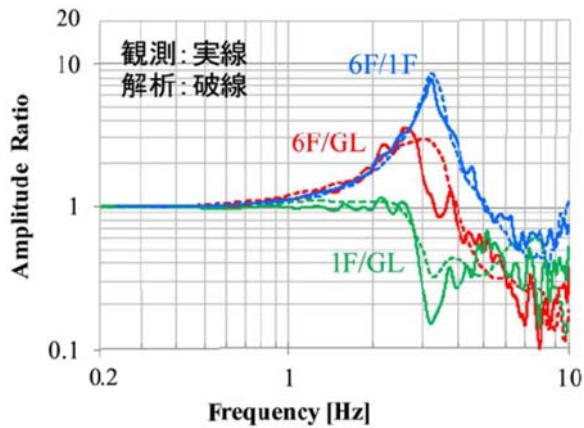


3.9 地震

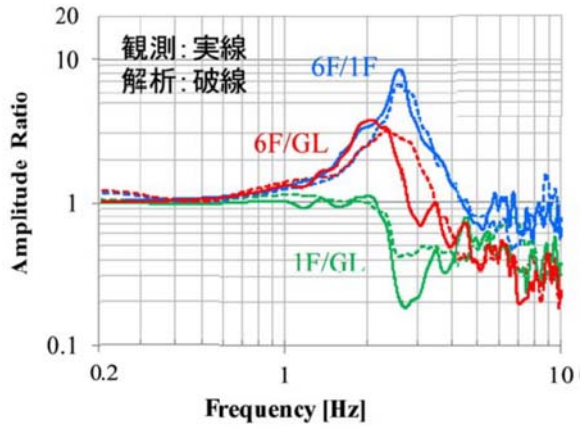


3.11 地震

図 5-16 長辺方向の伝達関数の観測記録と解析結果の比較 (3.9 地震, 3.11 地震)

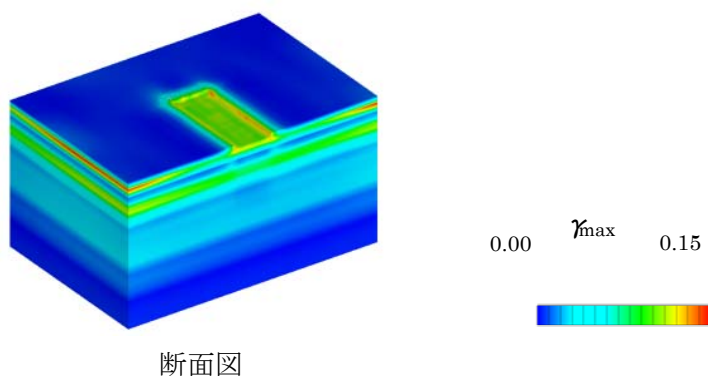


3.9 地震



3.11 地震

図 5-17 短辺方向の伝達関数の観測記録と解析結果の比較 (3.09 地震, 3.11 地震)



断面図

図 5-18 地盤の最大ひずみ分布図

5) 地盤の非線形化が基礎入力動に及ぼす影響

地盤の非線形化が基礎入力動に及ぼす影響を評価するため、3.9 地震と 3.11 地震の基礎入力動を比較する。基礎入力動/GL の伝達関数を、3.9 地震と 3.11 地震を比較して図 5-19 に示す。3.9

地震に比べて 3.11 地震では全体的にグラフは低振動数側にシフトし、相互作用による 2～5Hz の低減は 3.11 地震の方がより顕著になっている。この傾向は長辺、短辺共通である。これは、伝達関数の分母である地盤応答が、非線形化により低振動数化したことの影響と考えられる。

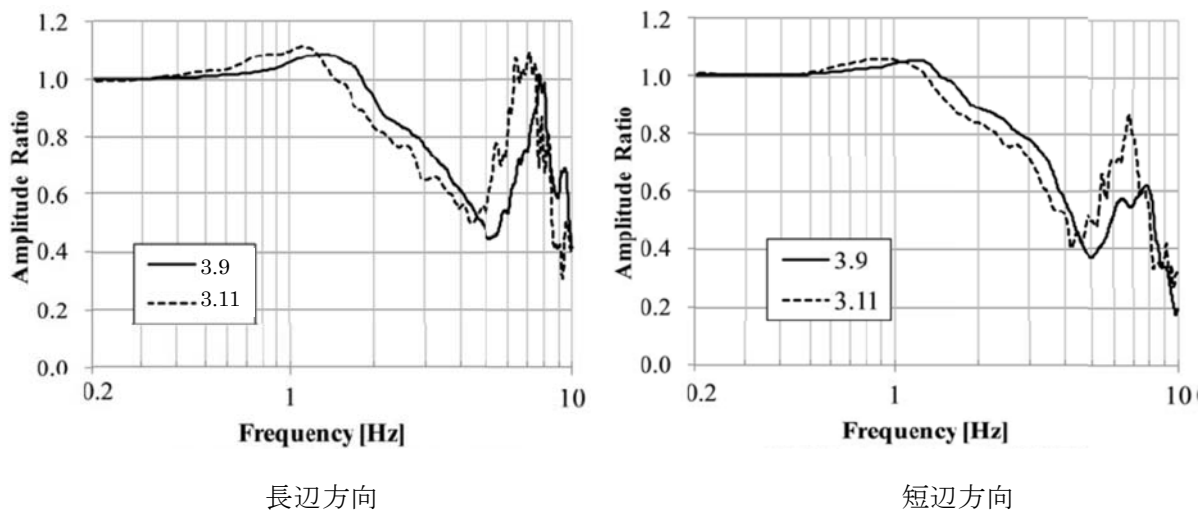


図 5-19 地盤の非線形化が基礎入力動に及ぼす影響

(4) まとめ

建築物 NIT を対象に、3 次元 FEM モデルによる観測記録のシミュレーションを行った。建物モデルはフレーム、杭は線材、地盤はメッシュとした。得られた知見を以下に示す。

- 1) 東北地方太平洋沖地震において建物のひび割れ被害が生じた建築物 NIT を対象に、3 次元 FEM モデルによる観測記録のシミュレーションを行った。建物モデルは、耐震壁に多軸ばねモデルを導入した詳細骨組みモデル、杭は線材、地盤はメッシュとした。
- 2) 建物剛性の検討を行い、壁が増打ちされた施工の実況を参考に耐震壁の厚さを調整することにより、解析モデルの振動数は観測記録に概ね対応した。ただし、剛性の誤差には経年劣化による剛性低下などの影響も含まれているため、影響要因が完全に明らかになったとは言えない。
- 3) 基礎・底盤部のモデル化の検討のため、埋込み・排土が基礎入力動に及ぼすスタディを行った。ピットの埋込み及び排土の考慮が基礎入力動の低減に比較的明確に影響を与えることを示した。当該モデルが観測記録との合致度が最も優れているため、シミュレーションに採用した。
- 4) シミュレーション解析の伝達関数は、3.9 地震時、3.11 地震時ともに概ね対応した。3.11 地震時における建物の低振動数化も模擬することができ、ひび割れによる建物の非線形化を再現することができた。
- 5) 基礎入力動／地表の伝達関数は、地盤の非線形化により低振動数側へシフトすることを示した。伝達関数の分母の地表面応答が低振動数化するためと考えられる。

【参考文献】

- 1) 中山尚之:鉄筋コンクリート造耐震壁の解析モデルに関する研究, 日本建築学会大会 2006

6. 建築物 ANX (8F+B1F, 直接基礎) について

本章では、建築物 ANX を対象として地表および建築物における地震観測記録を基に露頭波の推定、基礎固定および分離型モデル(SR モデル)による解析検討を行う。

(1) 建築物概要と地震観測記録

1) 建築物概要

建築物 ANX は茨城県つくば市に位置する地上 8 階、地下 1 階の事務所ビルである。

建築物の B1F の伏図を図 6-1 に、断面図を図 6-2 に示す。また、地盤の PS 検層結果を表 6-1 に示す。ANX の主体構造は鉄骨鉄筋コンクリート造壁付きラーメン構造で、基礎形式は直接基礎である。建築物の平面形は、長辺方向（NS 方向）26m×短辺方向（EW 方向）21m の長方形で、1 階から塔屋までの高さは 34.55m である。地下階は 6.0m 埋込まれ、基礎底深さは GL-8.5m で、S 波速度 160m/s の砂質粘土/粘土を支持層としている。

用途	: 事務所
階数	: 地上 8 階、地下 1 階
高さ	: 34.55m (1 階から塔屋)
主体構造	: SRC 造 (壁付きラーメン構造)
基礎構造	: 直接基礎
基礎底深さ	: GL-8.5m

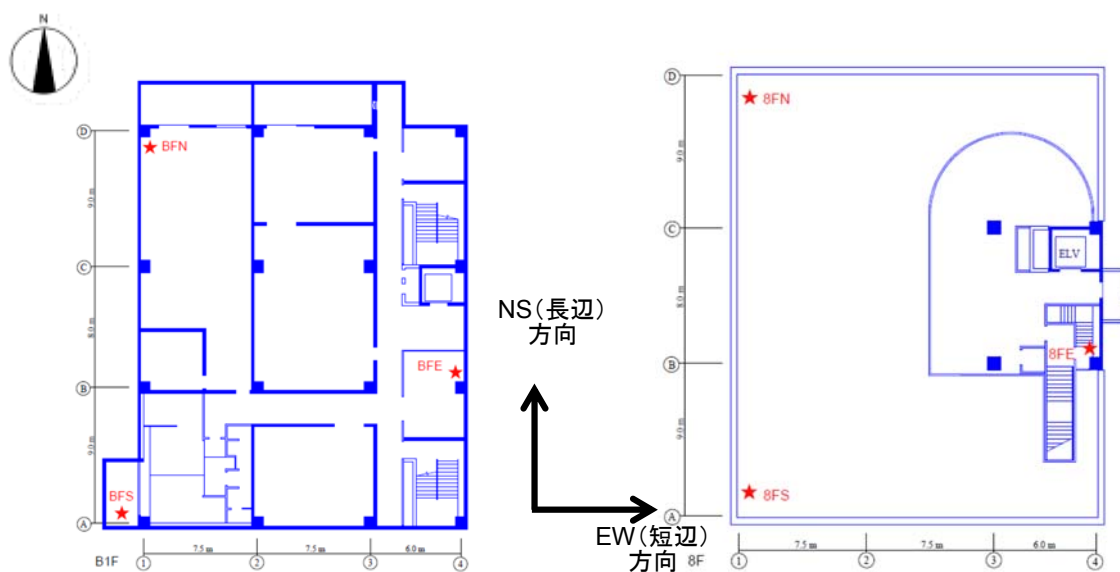


図 6-1 地下 1 階伏図（★は地震計設置位置と名称）

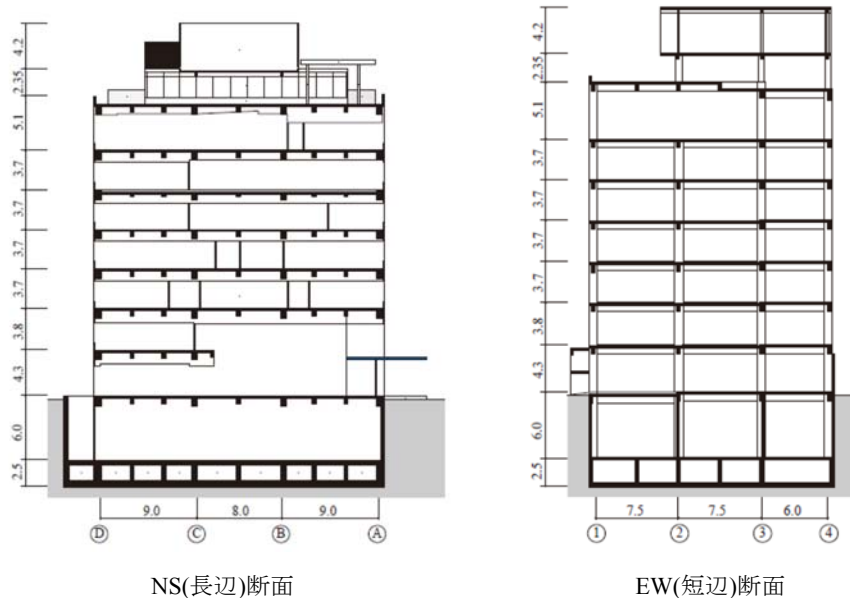


図 6-2 断面図

表 6-1 PS 検層結果

土質区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	P 波速度 (m/s)	S 波速度 (m/s)	ポアソン比
ローム	2.0	1.30	170	110	0.1399
砂質土/粘土質砂	6.0	1.30	1430	200	0.4900
砂質粘土/粘土	6.0	1.50	1430	160	0.4937
細砂/砂質細砂	8.0	1.80	1630	260	0.4869
砂質粘土/粘土	6.0	1.75	1500	200	0.4910
砂質粘土/粘土	14.0	1.75	1570	270	0.4848
砂礫	6.0	1.90	1880	460	0.4682
砂質粘土/粘土	8.0	1.75	1780	340	0.4811
砂質粘土/粘土	12.0	1.75	1690	290	0.4848
砂礫/細砂	12.0	1.95	1790	380	0.4764
砂質粘土/粘土	8.0	1.75	1600	280	0.4842
砂礫					

2) 地震観測記録の概要

地震観測位置を図 6-3 に示す。地震観測は建築物の 5 フロア（8F, 5F, 2F, 1F, B1F）と、地盤の 6 カ所に設置されている。

1F 以外の階では、同一階に複数の地震計が設置されている。解析結果と地震記録とを照合するに当たっては、同一階での記録は概ね同様の振動特性を示していたため、複数の地震計による記録を平均して解析結果との比較を行っている。

検討対象となる地震観測記録は、2011 年 3 月 9 日に三陸沖で発生した東北地方太平洋沖地震の前震（M7.3,最大震度 5 弱）と、2011 年 3 月 11 日に三陸沖で発生した東北地方太平洋沖地震の本震（M9.0,最大震度 7）の 2 地震である。

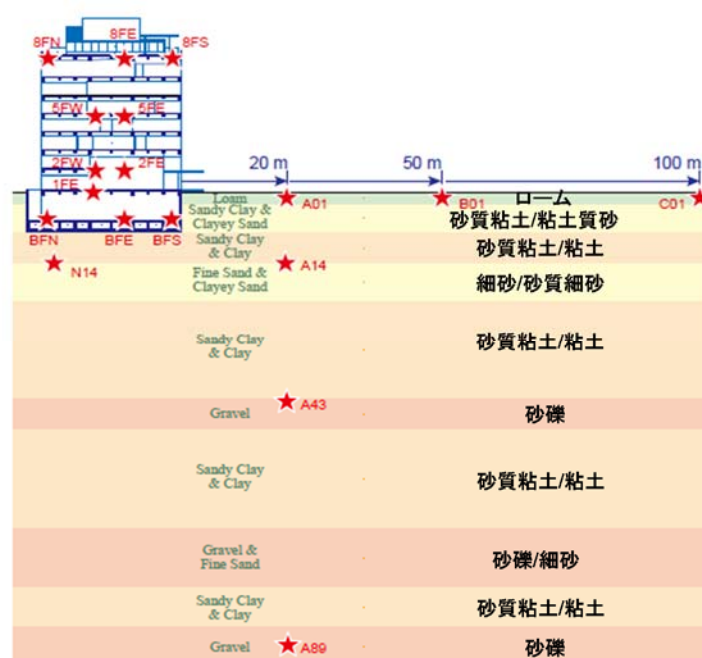


図 6-3 地震観測位置（★は地震計設置位置と名称）

観測記録の速度応答スペクトルを図 6-4 及び図 6-5 に、地盤、建物、基礎応答の観測記録の伝達関数を図 6-6～図 6-8 に示す。地盤の伝達関数は、前震(2011.03.09)に比較して本震(2011.03.11)のピークが低振動数側にわずかに低下しており、本震による地盤の非線形性が認められる。前震(2011.03.09)の地下 1 階 (B1F) および地表 (GL) に対する 8 階の 1 次卓越振動数は、NS (長辺) 方向で 1.30Hz 付近に、EW (短辺) 方向で 1.35Hz 付近に認められる。一方、本震(2011.03.11)の地下 1 階 (B1F) および地表 (GL) に対する 8 階の 1 次の卓越振動数は、NS (長辺) 方向、EW (短辺) 方向で 0.9～1.2Hz 付近であり、前震に比較して本震で振動数が低下しており建物の非線形性が認められる。地下 1 階 (B1F) および地表 (GL) に対する 8 階の伝達関数の 1 次卓越振動数では相違は前震、本震ともに小さいことから、地盤との相互作用の影響は小さいと考えられる。

地下 1 階 (B1F) の地表地表 (GL) に対する伝達関数では、1Hz 付近から 1.0 倍を下回りはじめ、4～5Hz 付近で 0.3～0.5 倍程度まで低下しており入力損失の影響が認められる。また、入力損失によりフーリエ振幅が低下して落ち込む振動数が、前震に比較して本震の方がやや低振動数側に変化しており、地盤の非線形性による影響が認められる。

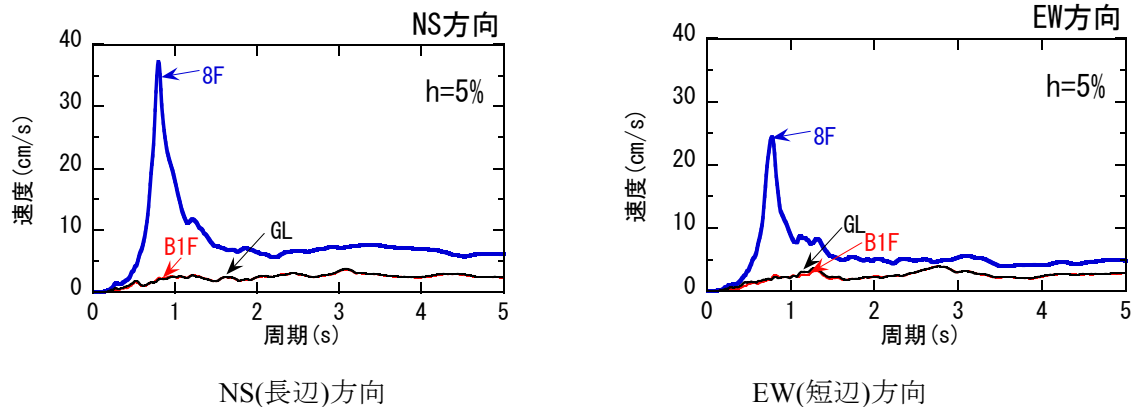


図 6-4 観測記録の速度応答スペクトル (2011. 03. 09 前震)

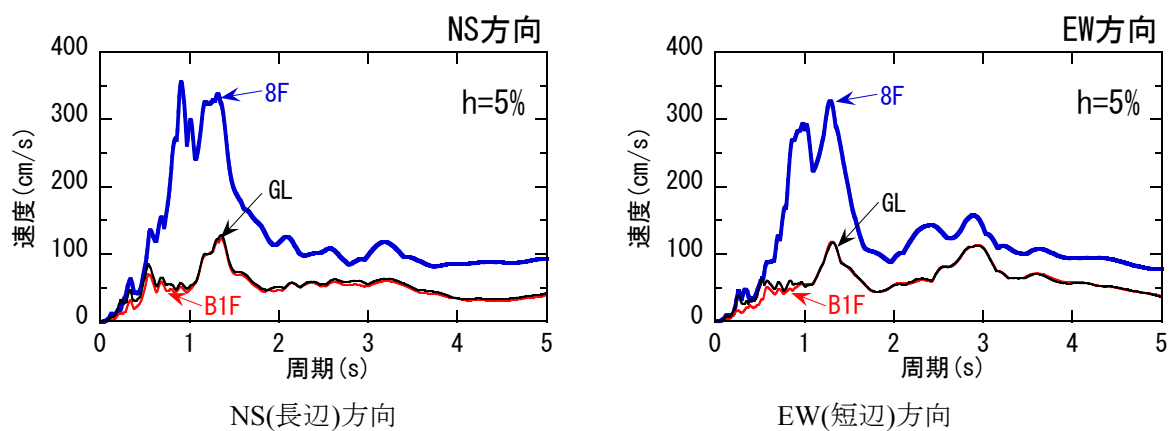


図 6-5 観測記録の速度応答スペクトル (2011. 03. 11 本震)

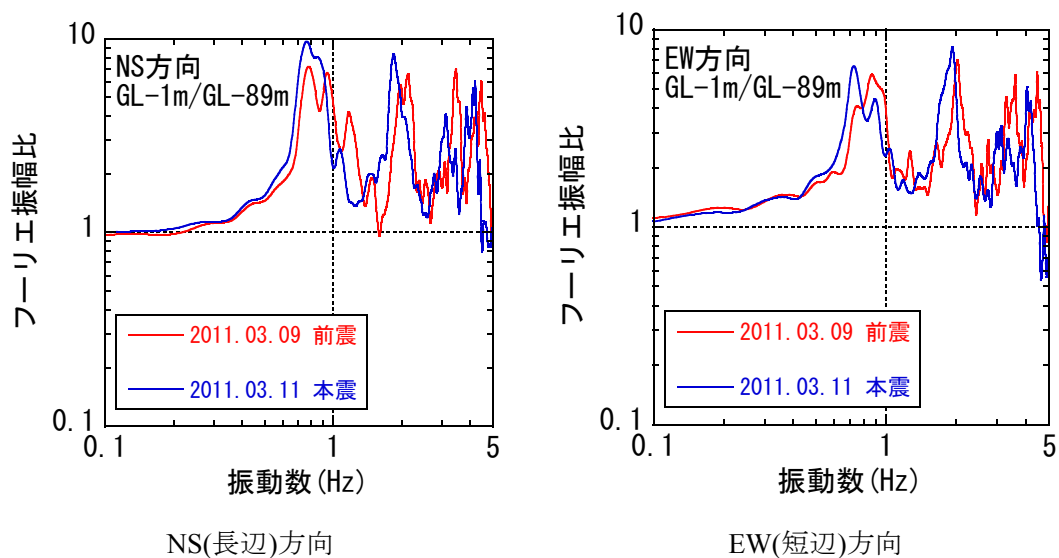
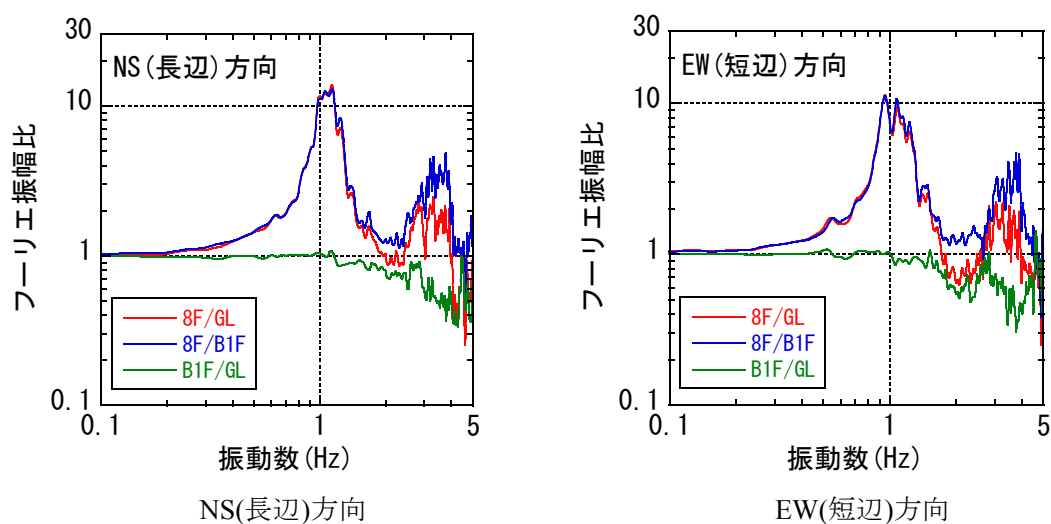
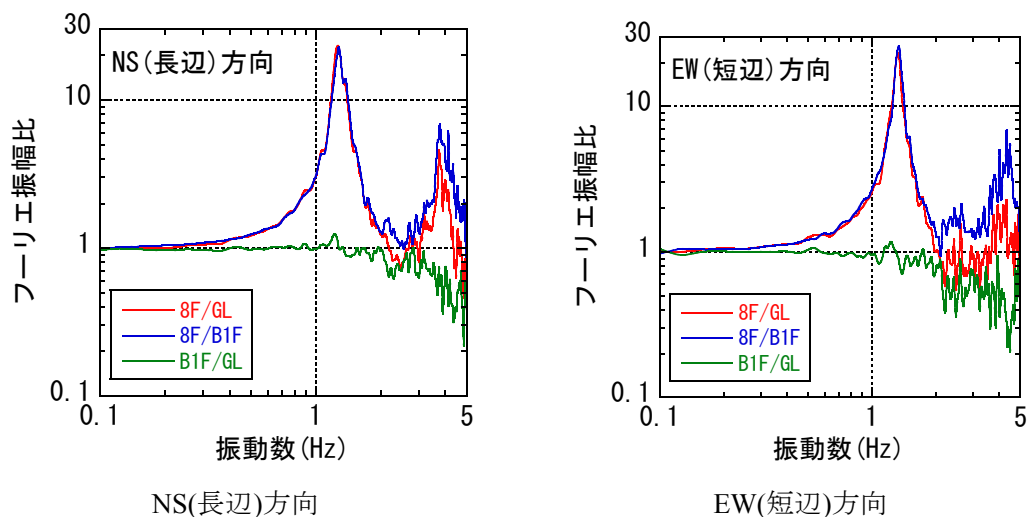


図 6-6 地盤応答の観測記録の伝達関数 (赤：2011. 03. 09 前震、青：2011. 03. 11 本震)



(2) 地盤のはぎ取り解析による露頭波の評価

第1項図 1-1 に示すフローに従い、地表の観測記録から工学的基盤での露頭波を評価し、等価地盤物性を算定した。

表 6-2 に地盤定数を示す。地盤定数は、PS 検層結果に基づいて設定した。地盤の非線形モデル (図 6-9) は、文献¹⁾²⁾³⁾⁴⁾を参考に設定した。また工学的基盤は、GL-90m とした。解析では、地盤を1次元土柱にモデル化し、工学的基盤位置(GL-90m)を粘性境界とした。

表 6-2 地盤定数

土質区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	P 波速度 (m/s)	S 波速度 (m/s)	ポアソン比	非線形特性	
						$\gamma_{0.5}(\%)$	$h_{\max}(\%)$
ローム	2.0	1.30	170	110	0.1399	0.10	17
砂質土/粘土質砂	6.0	1.30	1430	200	0.4900	0.10	21
砂質粘土/粘土	6.0	1.50	1430	160	0.4937	0.30	17
細砂/砂質細砂	8.0	1.80	1630	260	0.4869	0.10	21
砂質粘土/粘土	6.0	1.75	1500	200	0.4910	0.30	17
砂質粘土/粘土	14.0	1.75	1570	270	0.4848	0.30	17
砂礫	6.0	1.90	1880	460	0.4682	0.20	18
砂質粘土/粘土	8.0	1.75	1780	340	0.4811	0.25	15
砂質粘土/粘土	12.0	1.75	1690	290	0.4848	0.25	17
砂礫/細砂	12.0	1.95	1790	380	0.4764	0.20	18
砂質粘土/粘土	8.0	1.75	1600	280	0.4842	0.30	20
砂礫							

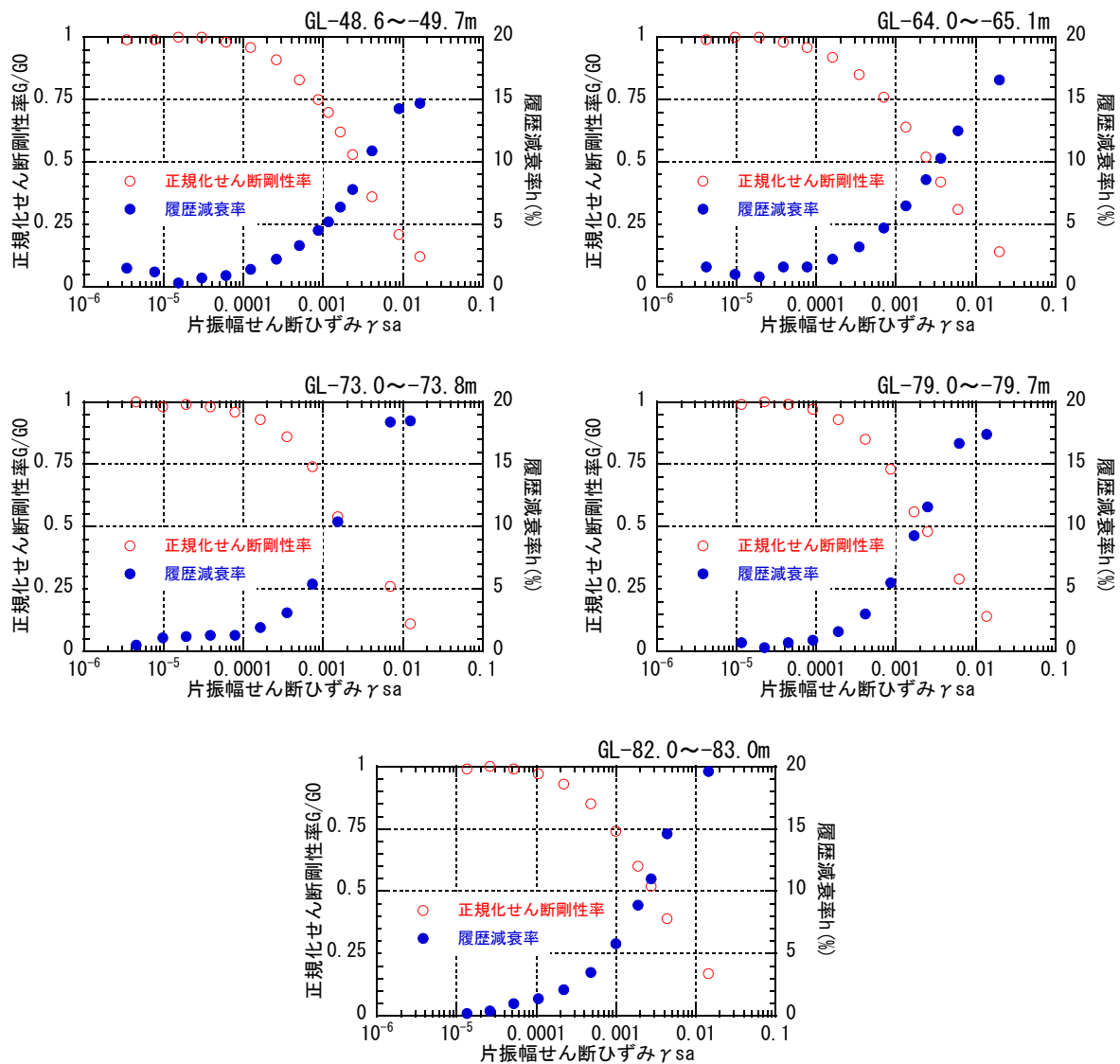


図 6-9 地盤の非線形特性

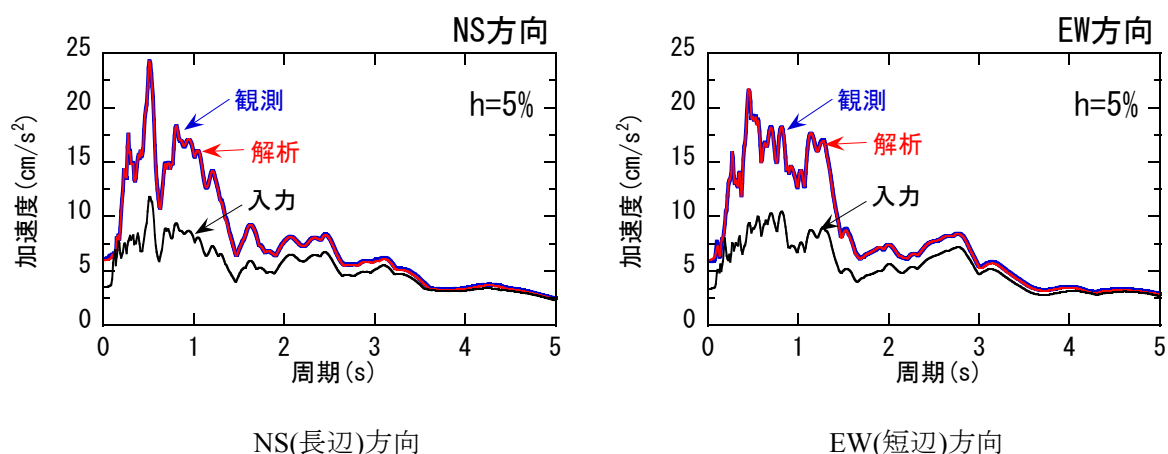


図 6-10 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル
(2011. 03. 09 前震 減衰 5%)

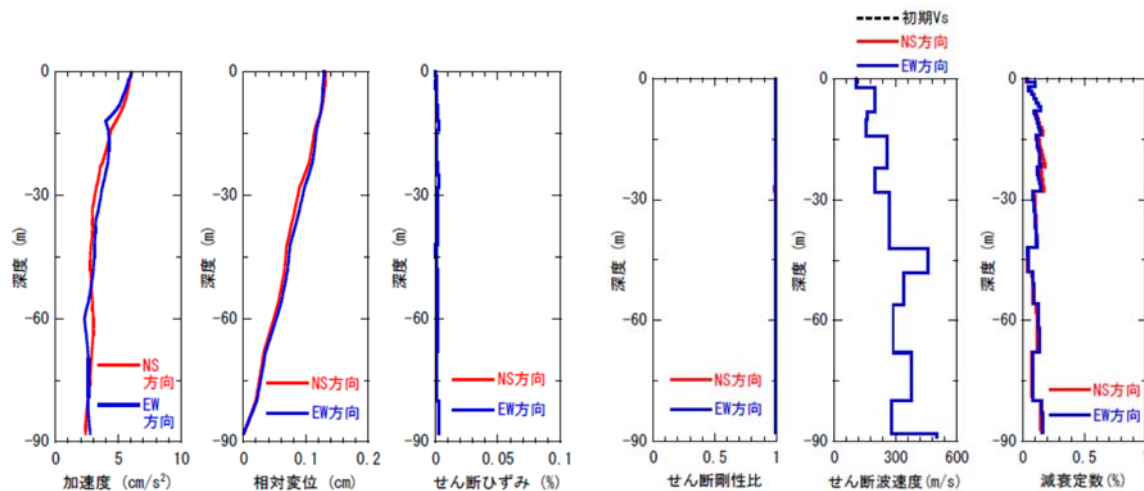


図 6-11 地盤の最大応答値 (3.09 前震)

図 6-12 地盤の等価物性 (3.09 前震)

前震 (2011.03.09) の観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル(減衰 5%)を図 6-10 に示す。また、地盤の最大応答値を図 6-11 に示す。地表での最大変位は 0.13cm で小さく、最大せん断歪みもほとんど発生していない。地盤の等価物性値を図 6-12 に示す。地盤のせん断剛性比はほとんど低下しておらず、せん断波速度も初期からの変動はほとんどないため、地盤は線形状態であったと考えられる。

本震 (2011.03.11) の観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル(減衰 5%)を図 6-13 に示す。また、地盤の最大応答値を図 6-14 に示す。地表での最大変位は約 5cm であり、最大せん断歪みは表層から GL-30m までの深度で約 0.14%になっている。地盤の等価物性値を図 6-15 に示す。地盤のせん断剛性比は、ひずみが大きい表層から GL-30m までの深度で 0.6~0.7 まで低下しており、せん断波速度も初期から若干の低下が認められ、本震により地盤が非線形化したと考えられる。

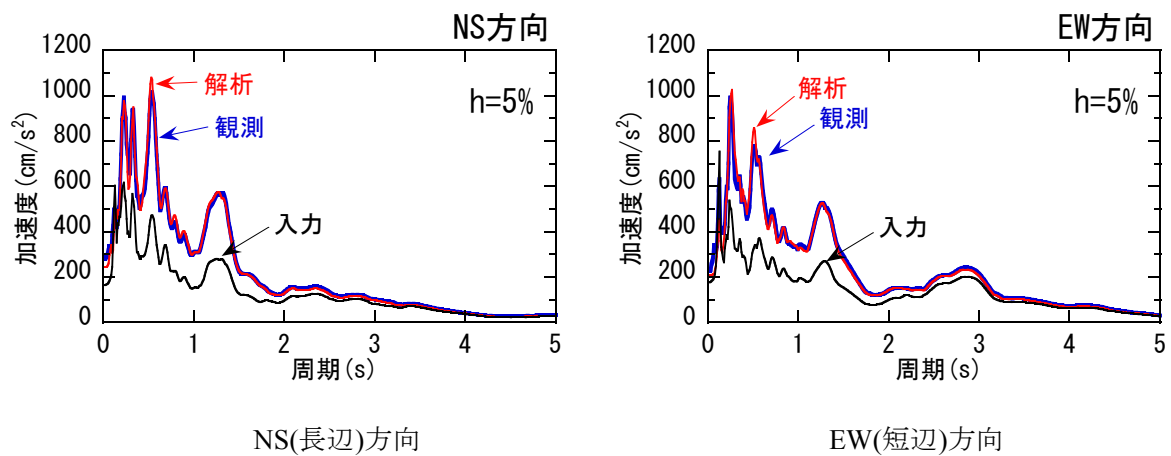


図 6-13 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル
(2011. 03. 11 本震 減衰 5%)

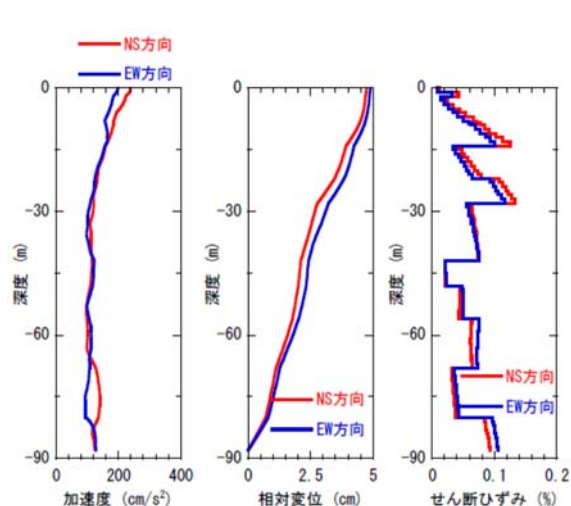


図 6-14 地盤の等価物性値図 (3. 11 地震)

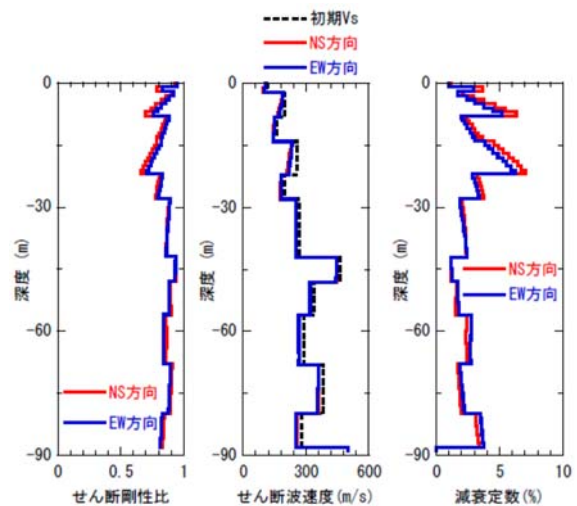


図 6-15 地盤の等価物性値 (3. 11 地震)

(3) 観測記録のシミュレーション解析

1) 解析モデル概要

地震応答解析で用いる建物モデルは、構造計算書に基づき以下のように設定する。

質点系モデル：曲げせん断棒モデル 諸元：表 6-3、図 6-16

建物剛性：構造計算書に基づく値 諸元：表 6-3

非線形履歴：武田モデル

復元力特性：諸元：表 6-3

減衰モデル：瞬間剛性比例減衰 0.8 秒に対して 3%

表 6-3 建物モデル

NS (長辺方向)						
	質量 (kN)	剛性 (kN/cm)	降伏荷重(kN)		剛性低下率	
			第 1	第 2	第 1	第 2
7F	10969	5666	2550	10297	0.43407	0.43269
6F	7297	8746	3236	14710	0.40614	0.11212
5F	7530	10698	3530	18633	0.36477	0.08021
4F	9132	11208	3923	22555	0.38663	0.01716
3F	7673	13526	3923	25007	0.37025	0.01637
2F	7694	19613	3727	26968	0.43727	0.01290
1F	8201	70608	3530	24517	0.95878	0.86806
EW (短辺方向)						
	質量 (kN)	剛性 (kN/cm)	降伏荷重(kN)		剛性低下率	
			第 1	第 2	第 1	第 2
7F	10969	5666	2550	9807	0.46573	0.21635
6F	7297	9534	3432	13925	0.40167	0.08229
5F	7530	10896	3923	17652	0.38889	0.03000
4F	9132	12871	4119	21084	0.35818	0.01905
3F	7673	17055	3923	23340	0.31022	0.01605
2F	7694	21921	3727	25497	0.35094	0.01278
1F	8201	32094	3530	16181	0.66808	0.31829

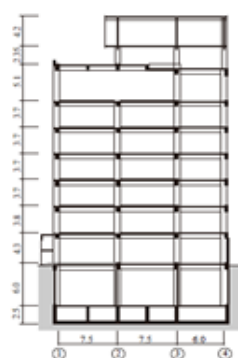


図 6-16 建物モデル

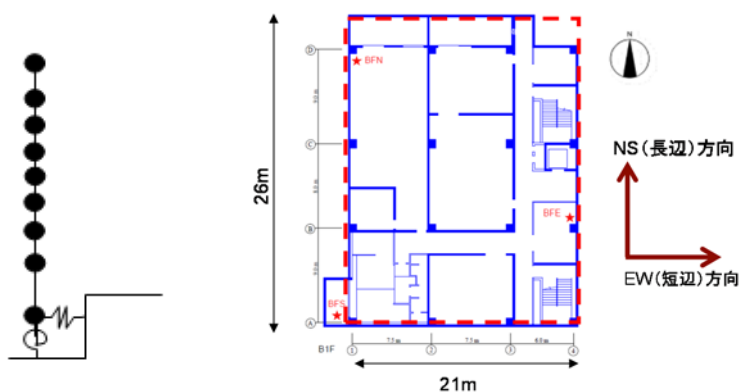


図 6-17 長方形基礎の設定

2) 基礎入力動と地盤ばねの検討

地盤ばねと基礎入力動は、長方形基礎（図 6-17 中の赤破線で囲んだ部分）について 3 次元薄層法により評価した。地盤ばねと基礎入力動の評価に用いた地盤定数を表 6-4 に示す。地盤定数は、前震（2011.03.09）では PS 検層結果により、本震（2011.03.11）では図 6-15 の等価物性値を用いて評価した。

動的地盤ばねを図 6-18 に、地盤ばねのばね定数と減衰係数を表 6-5 に示す。ばね定数は実部の静的近傍値とし、減衰係数は虚部の接線勾配の最小値から評価した。水平と回転の動的地盤ば

ねは、前震に比較して本震の実部で減少し虚部で増加しており、地盤の非線形性による影響が顕著に認められる。

基礎入力動の加速度波形を図 6-19 に、地表に対する基礎入力動の伝達関数を図 6-20 に示す。地表に対する基礎入力動の伝達関数は、本震による地盤の非線形性によりフーリエ振幅比が落ち込む振動数がわずかに低振動数側に変化している。

表 6-4 基礎入力動、地盤ばねの算出に用いた地盤定数

土質区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	ポアソン比	前震 2011.03.09		本震 2011.03.11	
				S 波速度 (m/s)	減衰定数 (%)	S 波速度 (m/s)	減衰定数 (%)
ローム	2.0	1.30	0.1399	110	1.0	102	1.9
砂質土/粘土質砂	6.0	1.30	0.4900	200	1.0	179	3.4
砂質粘土/粘土	6.0	1.50	0.4937	160	1.0	146	2.4
細砂/砂質細砂	8.0	1.80	0.4869	260	1.0	221	5.0
砂質粘土/粘土	6.0	1.75	0.4910	200	1.0	178	3.0
砂質粘土/粘土	14.0	1.75	0.4848	270	1.0	252	2.1
砂礫	6.0	1.90	0.4682	460	1.0	444	1.1
砂質粘土/粘土	8.0	1.75	0.4811	340	1.0	320	1.5
砂質粘土/粘土	12.0	1.75	0.4848	290	1.0	266	2.4
砂礫/細砂	12.0	1.95	0.4764	380	1.0	358	1.8
砂質粘土/粘土	8.0	1.75	0.4842	280	1.0	254	3.2
砂礫							

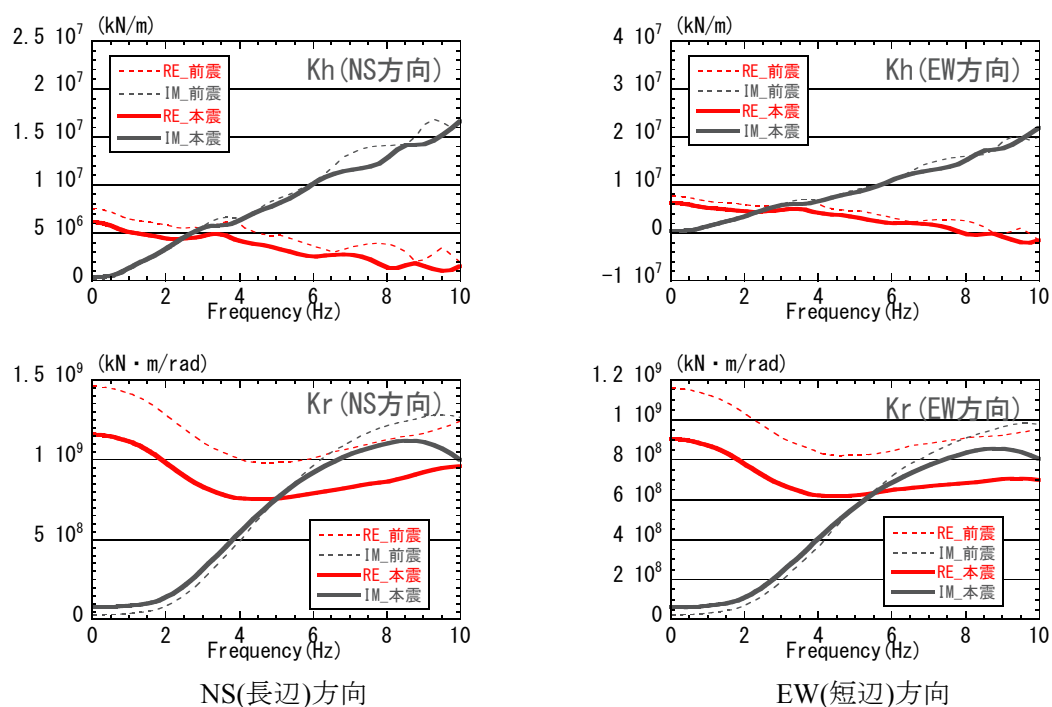
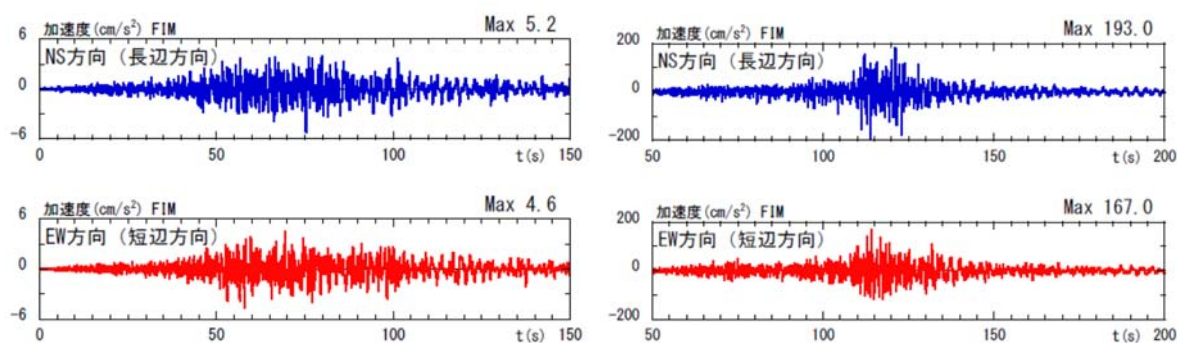


図 6-18 動的地盤ばね

(NS(長辺)方向, EW(短辺)方向 破線：2011.03.09 前震、実線：2011.03.11 本震)

表 6-5 地盤ばねのばね定数と減衰定数

		NS(長辺)方向	EW(短辺)方向
		上段：前震 下段：本震	2011.03.09 2011.03.11
水平	Kh (kN/m)	7.45E+06 5.44E+06	7.59E+06 5.54E+06
	Ch (kN · s/m)	1.01E+05 1.68E+05	1.04E+05 1.73E+05
回転	Kr (kN · m/rad)	1.46E+09 1.05E+09	1.16E+09 8.24E+08
	Cr (kN · m · s/rad)	5.97E+06 1.48E+07	5.11E+06 1.18E+07



(2011.03.09 前震)

(2011.03.11 本震)

図 6-19 基礎入力動

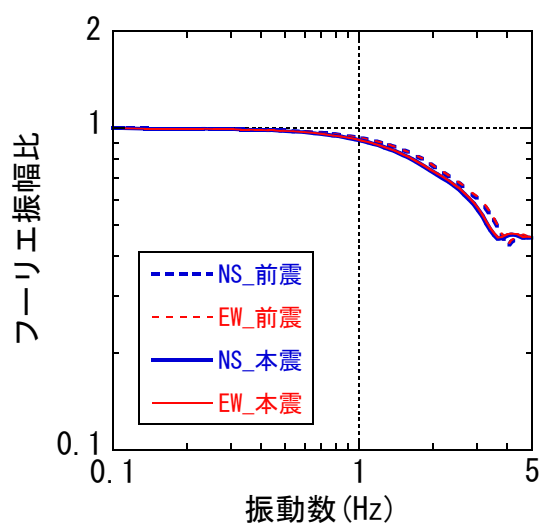


図 6-20 地表に対する基礎入力動の伝達関数
(点線：2011. 03. 09 前震、実線：2011. 03. 11 本震)

3) 固有値解析

基礎固定モデルと SR モデルの固有周期を表 6-6 に、固有モードを図 6-21 に示す。

表 6-6 固有周期 (秒)

固有周期(秒)		1F 基礎固定 モデル		SR モデル	
		Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
NS(長辺) 方向	1 次	0.706	0.706	0.809	0.848
	2 次	0.273	0.273	0.284	0.288
EW(短辺) 方向	1 次	0.689	0.689	0.778	0.811
	2 次	0.273	0.273	0.284	0.288

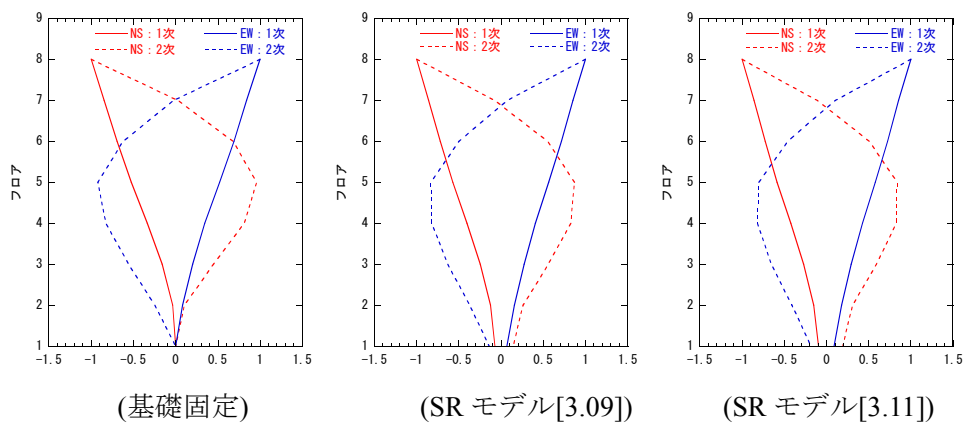


図 6-21 固有モード (NS(長辺)方向, EW(短辺)方向)

4) SR モデルによる検討

SR モデルの解析結果を以下に示す。

前震（2011.03.09）の SR モデルの解析結果と観測記録を比較して、加速度応答を図 6-22 に、加速度応答スペクトルを図 6-23 に、建物および基礎応答の伝達関数(8F/1F, 8F/GL, B1F/GL)を図 6-24 に示す。8F の加速度応答、加速度応答スペクトルの解析結果は、NS 方向では観測記録に比較して振幅がやや小さいが、両方向とも周期特性は概ね対応している。建物応答の伝達関数(8F/1F, 8F/GL)では、2 次ピーク（4～5Hz 付近）では 1F 基礎固定モデルの解析結果と同様にやや柔らかめの評価となっているが、1 次ピーク振動数（1.3Hz 付近）はほぼ対応する結果が得られている。また、基礎の伝達関数(B1F/GL)では、入力損失による高振動数側の振幅低下の傾向を比較的良く再現できている。

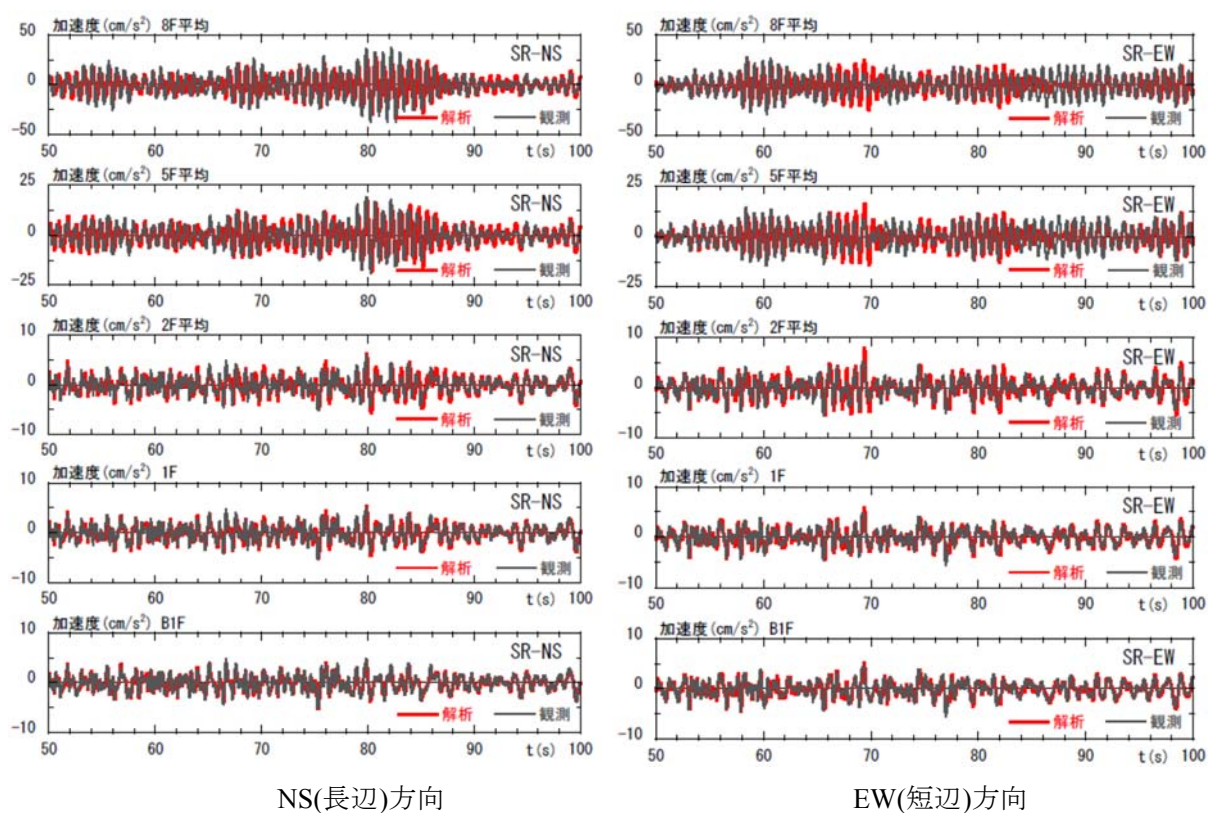
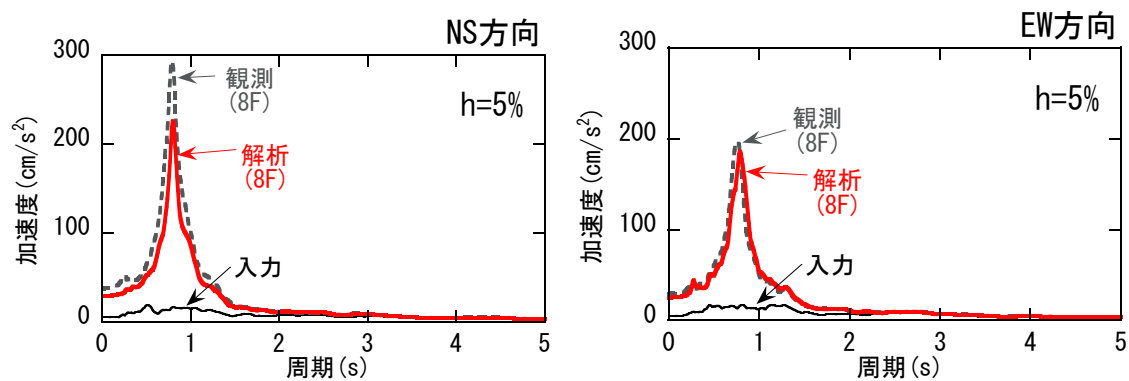


図 6-22 観測記録と解析結果 (2011.03.09 前震) の加速度応答の比較



NS(長辺)方向

EW(短辺)方向

図 6-23 観測記録と解析結果 (2011. 03. 09 前震) の加速度応答スペクトル (減衰 5%)

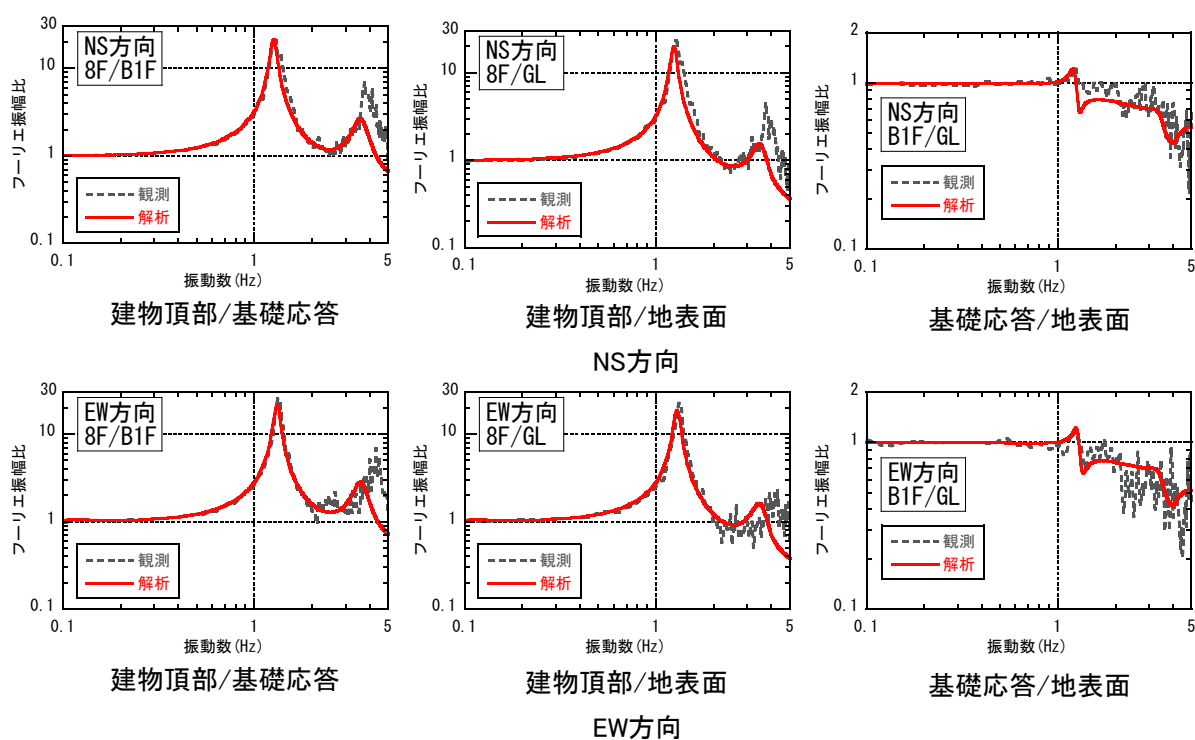
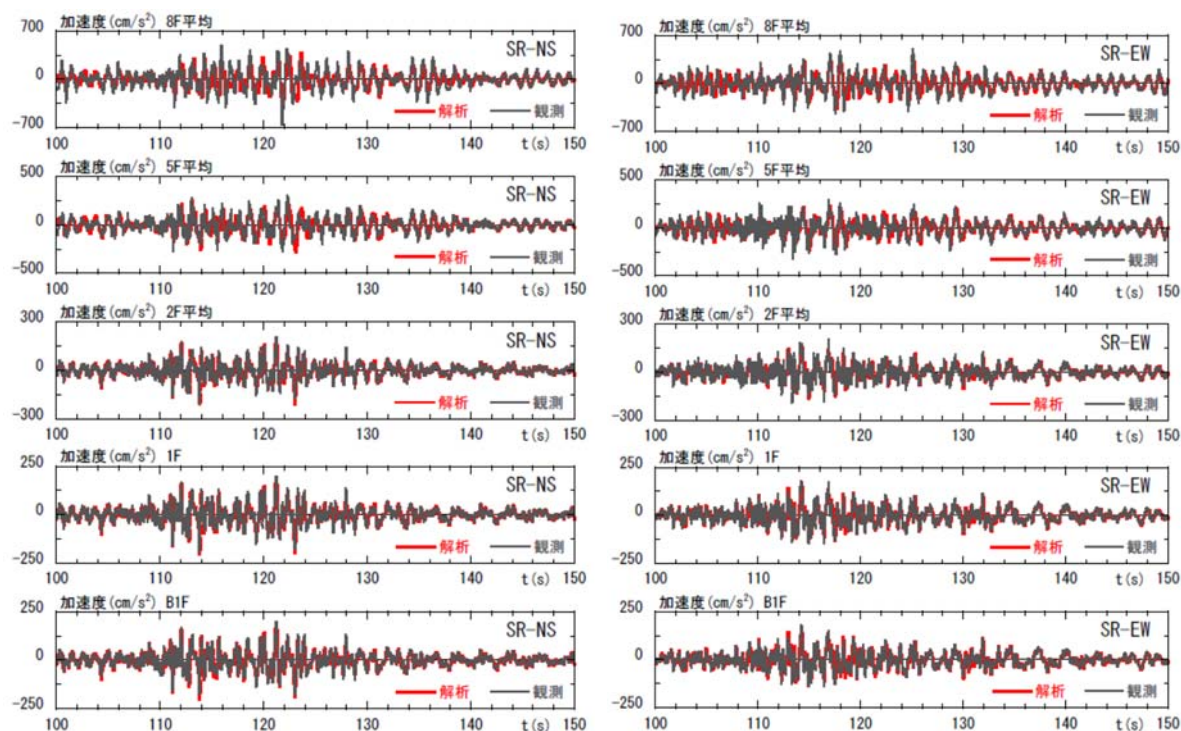


図 6-24 観測記録と解析結果 (2011. 03. 09 前震) の伝達関数



NS(長辺)方向

EW(短辺)方向

図 6-25 観測記録と解析結果 (2011. 03. 11 本震) の加速度応答の比較

本震 (2011.03.11) の SR モデルの解析結果と観測記録を比較して、加速度応答を図 6-25 に、加速度応答スペクトルを図 6-26 に、建物および基礎応答の伝達関数(8F/1F, 8F/GL, B1F/GL)を図 6-27 に、解析による復元力特性を図 6-28 に示す。2F と 5F の加速度応答は振幅、周期特性とも概ね対応しているが、8F では解析の振幅がやや小さめに評価されている。加速度応答スペクトルでは 1.0 秒以上の長周期帯域では概ね表現できているが、1 秒以下の短周期で解析がやや過小評価になっている。建物応答の伝達関数(8F/1F)では、1 次ピーク振動数 (1~1.3Hz 付近) では概ね対応しており、2 次ピーク (3~4Hz 付近) ではやや柔らかめの評価となっている。基礎の伝達関数(B1F/GL)では、本震による地盤の非線形性によりフーリエ振幅比が落ち込む振動数が低振動数側に变化する傾向を良く再現できている。また、解析による復元力特性は、各階とも第一折れ点を通過し、第一と第二折れ点の途中まで非線形化が進んでいる。

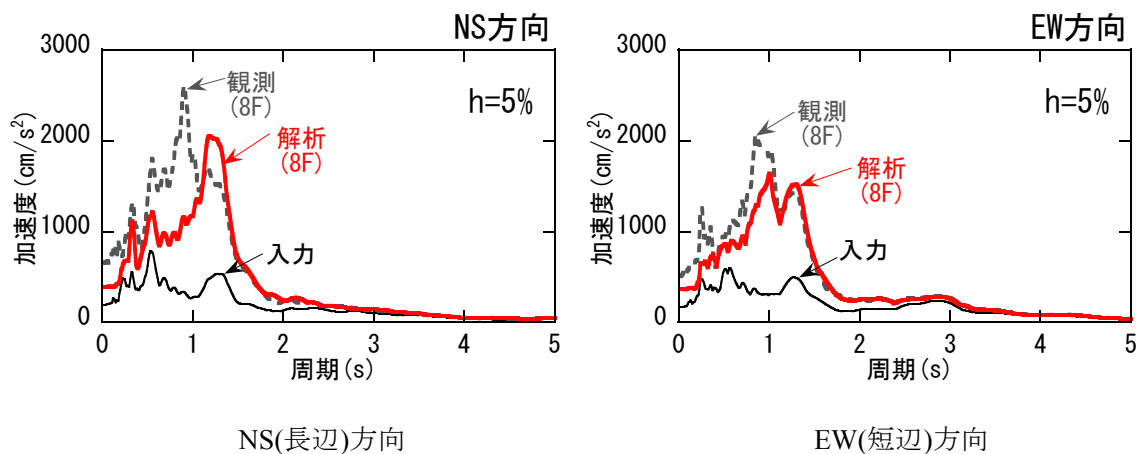


図 6-26 観測記録と解析結果 (2011. 03. 11 本震) の加速度応答スペクトル (h=5%)

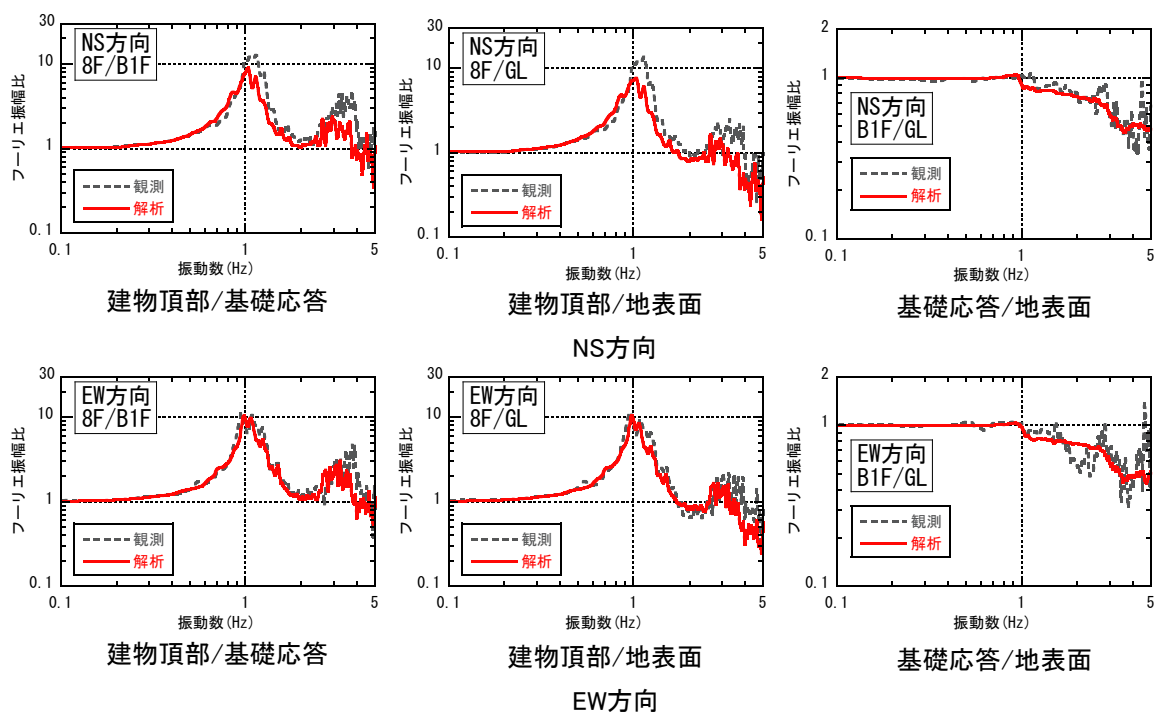


図 6-27 観測記録と解析結果 (2011. 03. 11 本震) の伝達関数

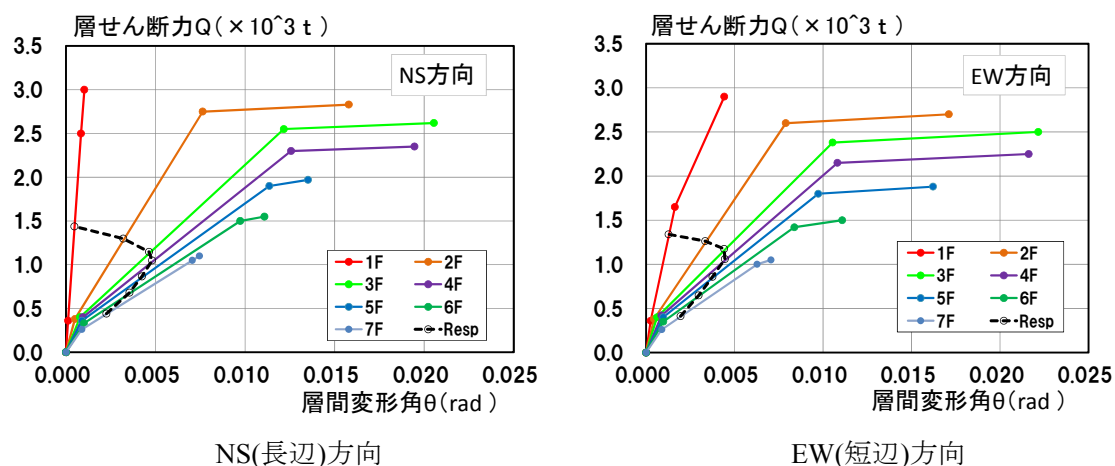


図 6-28 復元力特性 (2011. 03. 11 本震)

(4) まとめ

本章では、建築物 ANX において観測された東北地方太平洋沖地震における前震と本震について、地震観測記録に基づき、地盤のはぎ取り解析による露頭波と等価物性値の評価、基礎固定および SR モデルによるシミュレーション解析を行った。以下に、得られた知見を示す。

- 1) 地盤のはぎ取り解析を通した前震の等価物性値の評価では、地盤のせん断ひずみの発生も小さく、せん断剛性比はほとんど低下しておらず線形状態と考えられる。
- 2) 本震の等価物性値の評価では、表層から GL-30m までの地盤の最大せん断ひずみは 0.14% で、せん断剛性比は 0.6~0.7 まで低下しており、地盤が非線形化したと考えられる。
- 3) 地表に対する基礎入力動の伝達関数は、本震による地盤の非線形性によりフーリエ振幅比が落ち込む振動数がわずかに低振動数側に变化した。
- 4) SR モデルを用いたシミュレーション解析結果は、前震及び本震とも観測記録と比較的良く対応した。
- 5) 解析によると、本震による建物応答は各階とも復元力特性の第一と第二折れ点の途中まで非線形化が進んでいた。

【参考文献】

- 1) 強震観測装置 報告書, (株)東京ソイルリサーチ, 平成 9 年 11 月
- 2) 動的都市地盤図に関する動的地盤調査, (株)東京ソイルリサーチ, 昭和 56 年 3 月
- 3) 動的都市地盤図に関する動的地盤調査, (株)東京ソイルリサーチ, 昭和 57 年 3 月
- 4) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計, 2006.2

7. 建築物 UKM (20F, 杭基礎)

本章では、建築物 UKM を対象として地表および建築物における地震観測記録をもとに露頭波の推定および分離型モデル(SR モデル)による解析検討を行う。

(1) 建築物概要と地震観測記録

1) 建築物概要

建築物 UKM は、東京都北区に位置する地上 20 階、塔屋 3 階の RC 構造の集合住宅である。建築物全体図を図 7-1 に示す。

図 7-2 に建築物の全体軸組図を示す。建物の基礎梁は 5.0m 埋め込まれており、建築物の高さは塔屋も含めて 67m である。図 7-3 に基準階の平面図を示す。X(長辺)方向 38.85m, Y(長辺)方向 33.30m の形状である。また、図 7-4 に杭伏図を示す。杭は直径 2m の場所打ち鋼管コンクリート杭で、X(長辺)方向に 8 本、Y(長辺)方向に 7 本の計 56 本である。

階数	： 地上 20 階、塔屋 3 階		
基礎底深さ	： 杭先端 G.L. - 40.0m 基礎底面 G.L. - 5.0m		
主体構造	： RC 造（ラーメン構造）		
主要材料	躯体一般	普通 Fc=300~400	鉄筋 SD390, SD345
	基礎、基礎ばり	普通 Fc=420	鉄筋 SD390, SD345
	杭	普通 Fc=270	鉄筋 SD390, SD345
基礎構造	： 杭基礎（場所打ち鋼管コンクリート杭）		



図 7-1 建築物全体図

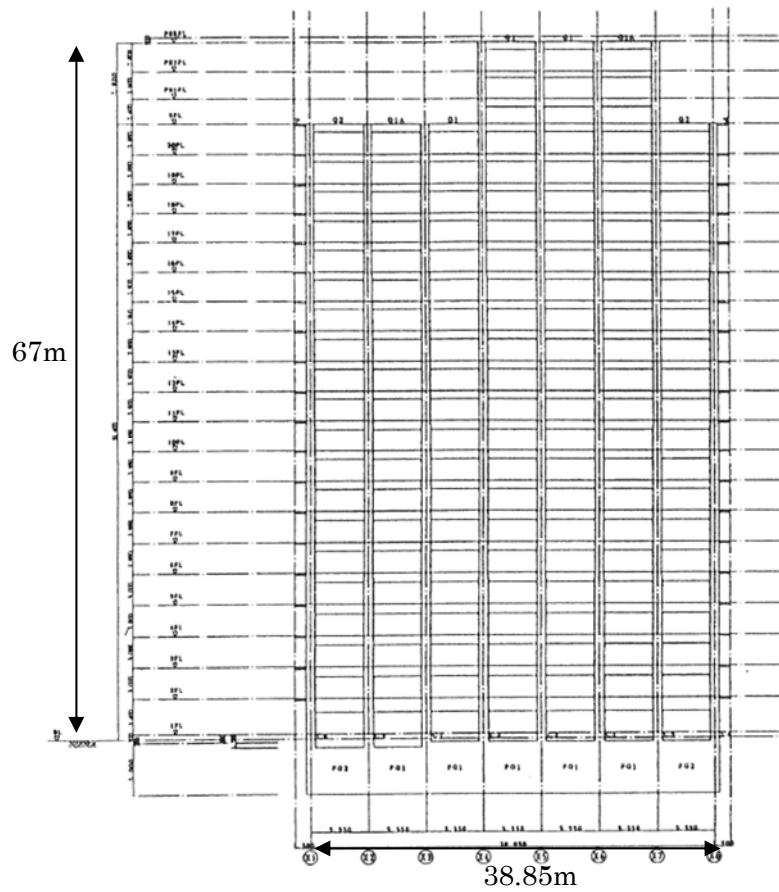


図 7-2 軸組図

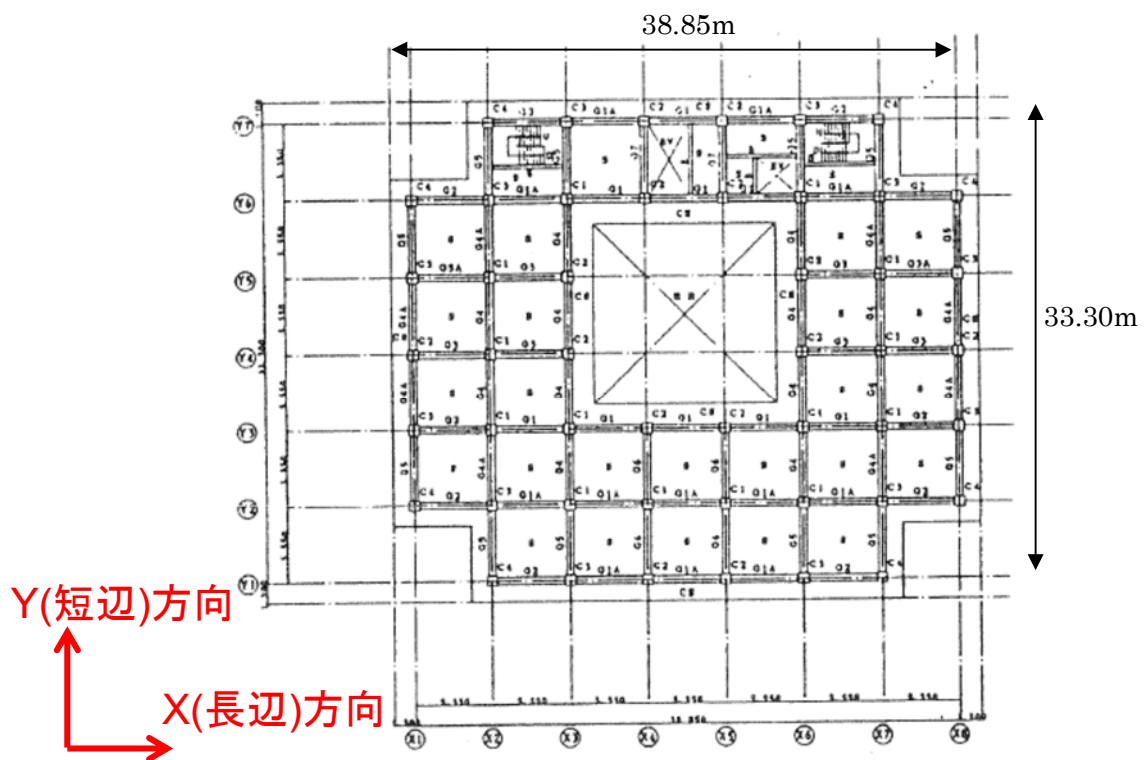


図 7-3 基準階の平面図

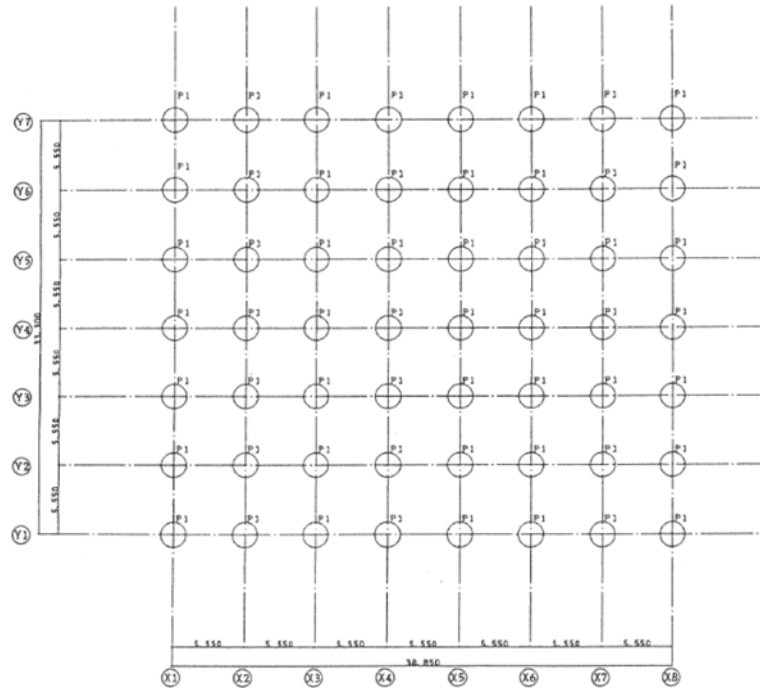


図 7-4 杭伏図

2) 観測記録の概要

建築物 UKM の地震計観測位置を図 7-5～図 7-7.に示す。地震計は建築物の最上階である 20F, 中間階である 10 階, 最下階である 1 階および地盤に配置されている。

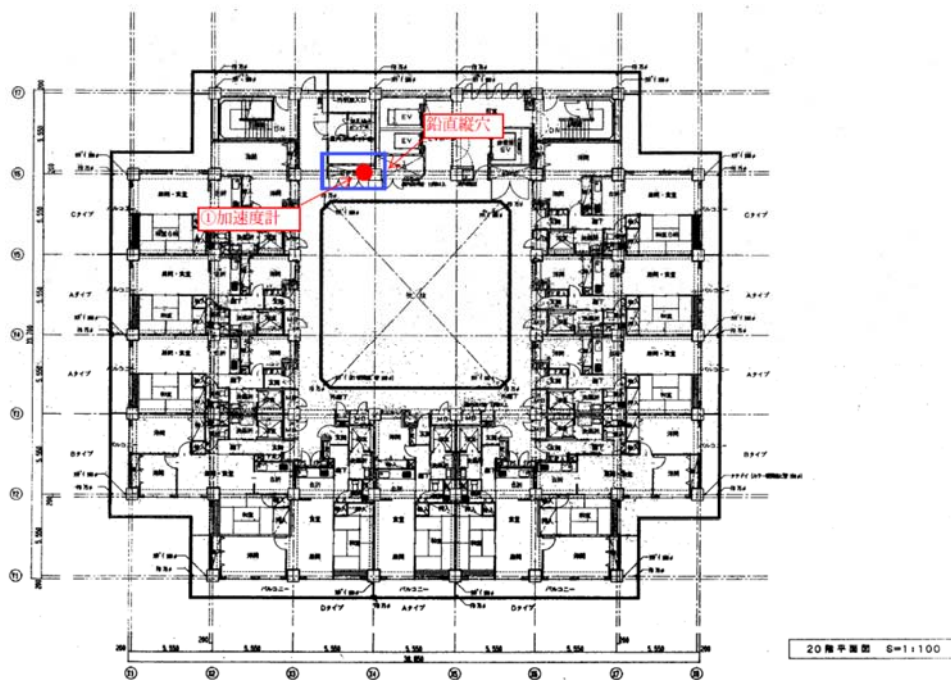


図 7-5 地震計配置図[20 階]

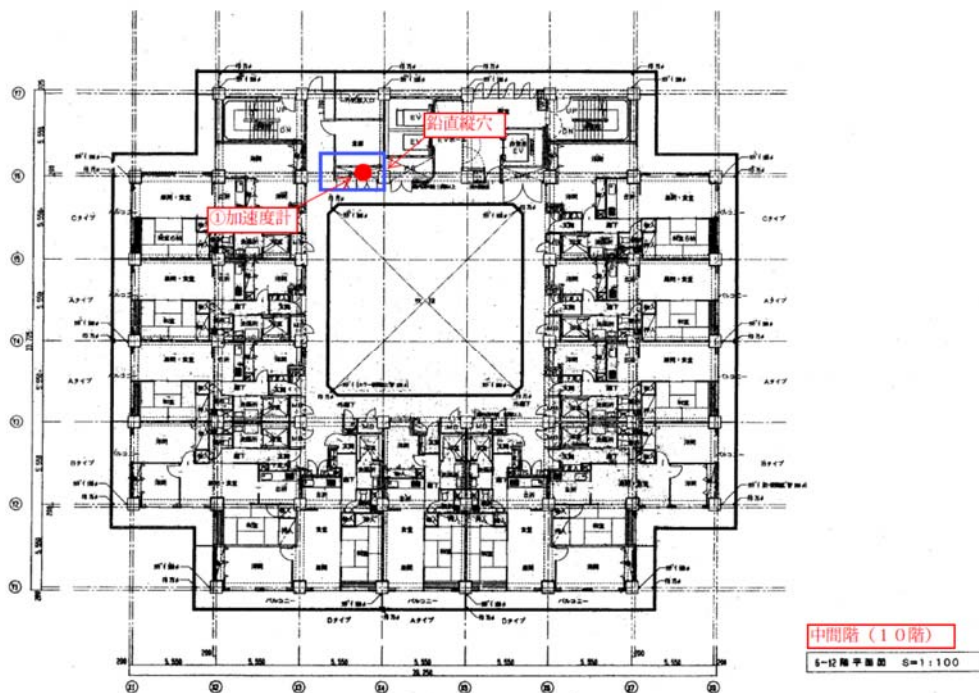


図 7-6 地震計配置図[10 階]

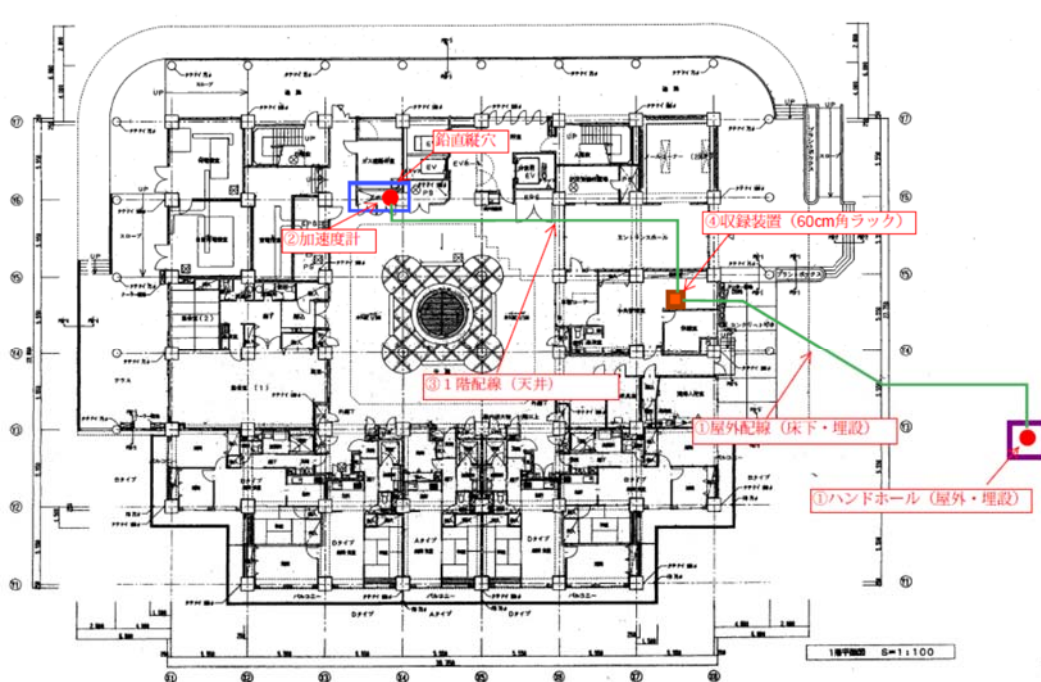


図-7-7 地震計配置図[1 階]

図 7-8,図 7-9 に 2012 年 5 月 18 日に観測された記録を示す。地盤の最大加速度は、X(長辺)方向で 9.9cm/s^2 、Y(短辺)方向で 9.9cm/s^2 であった。建築物の最上階である 20 階では、X 方向で 6.1cm/s^2 、Y 方向で 15.5cm/s^2 であった。なお、1 階の記録のみ 60 秒間の観測記録である。

図 7-10,7-11 に 2012 年 11 月 24 日に観測された記録を示す。地盤の最大加速度は、X(長辺)方向で 22.3cm/s^2 、Y(短辺)方向で 36.7cm/s^2 であった。建築物の最上階である 20 階では、X(長辺)

方向で 14.5cm/s^2 ，Y(短辺)方向で 15.0cm/s^2 であった。

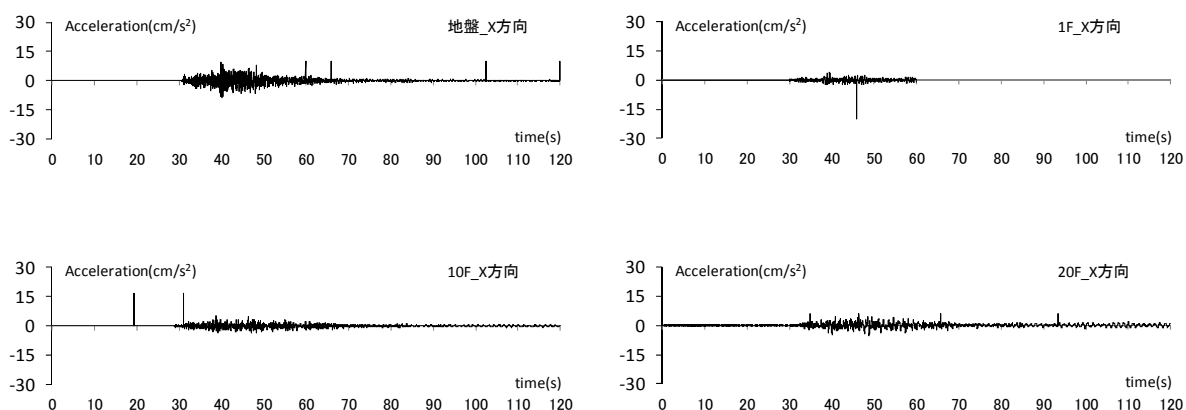


図 7-8 地震観測波形 (X(長辺)方向 2012/05/18)

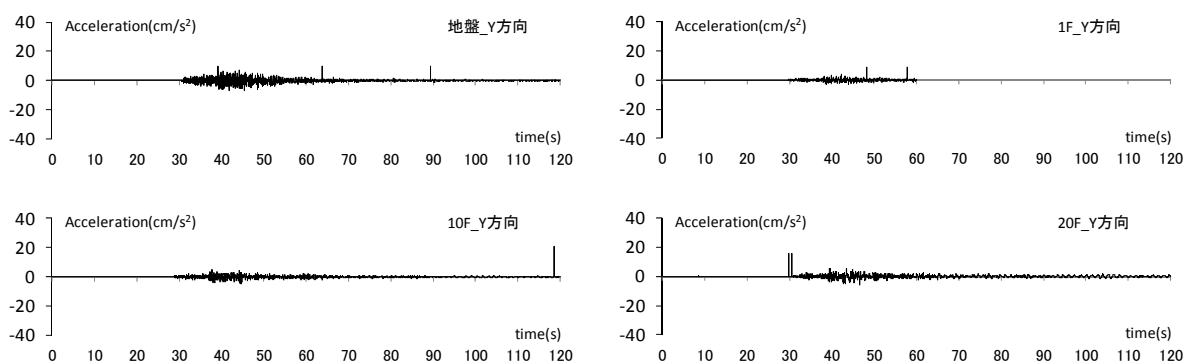


図 7-9 地震観測波形 (Y(短辺)方向 2012/05/18)

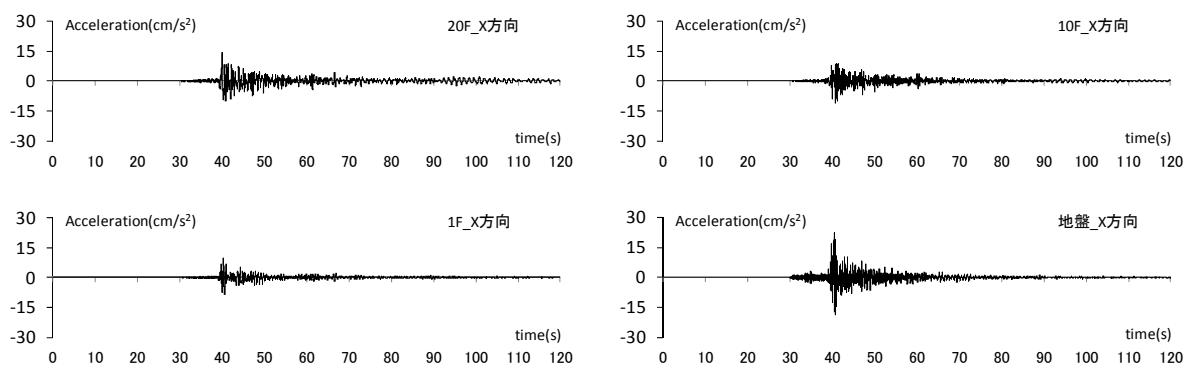


図 7-10 地震観測波形 (X(長辺)方向 2012/11/24)

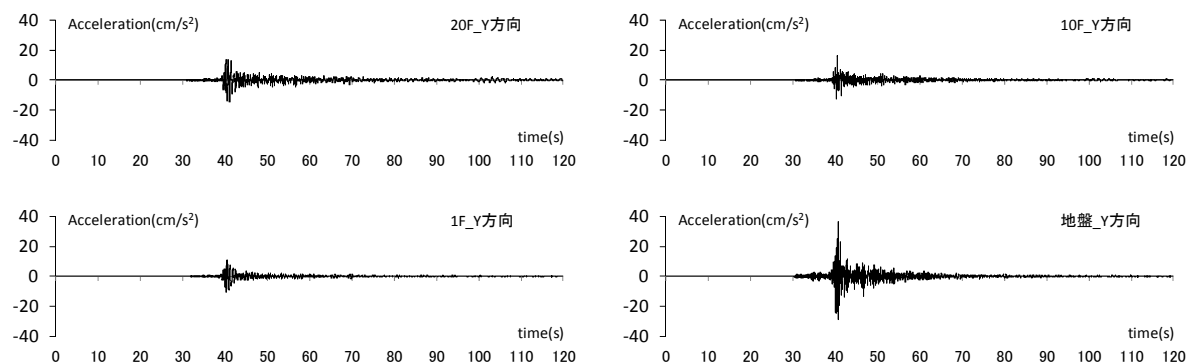


図 7-11 地震観測波形 (Y(短辺)方向 2012/11/24)

図 7-12 に 2012 年 5 月 18 日の観測記録から算出した速度応答スペクトルと伝達関数を示す。また、図 7-13 に 2012 年 11 月 24 日の観測記録から算出した速度応答スペクトルと伝達関数を示す。X(長辺), Y(短辺)方向ともに 20F/1F と 20F/GL でピーク振動数に大きな差は見られない。そのため、地盤の相互作用の効果はそれほど大きくないと考えられる。X(長辺)方向のピーク振動数はおよそ 0.83Hz, Y(短辺)方向の一次ピーク振動数はおよそ 0.78Hz であった。

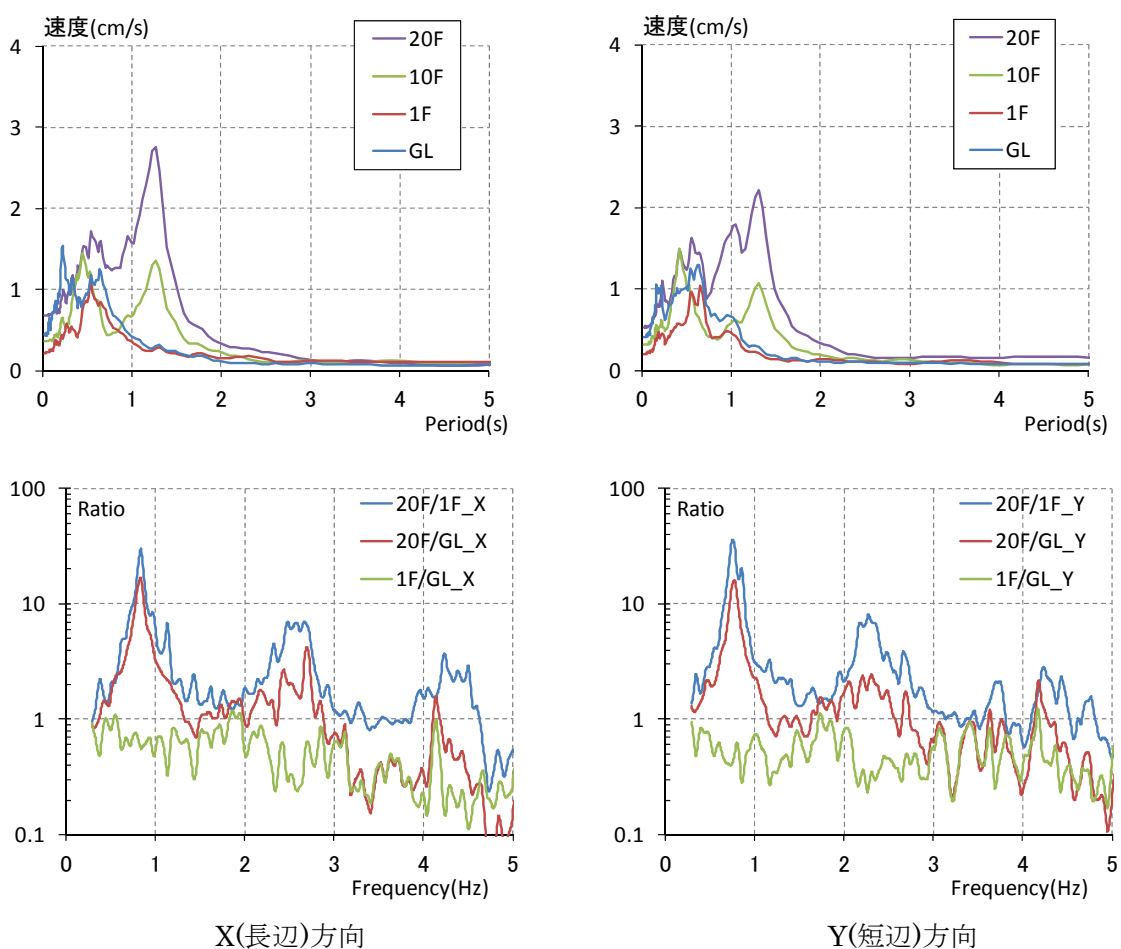
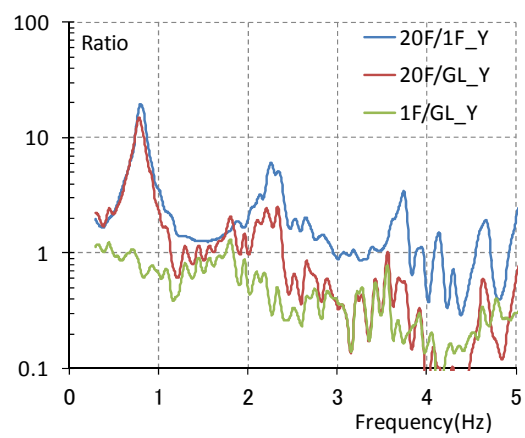
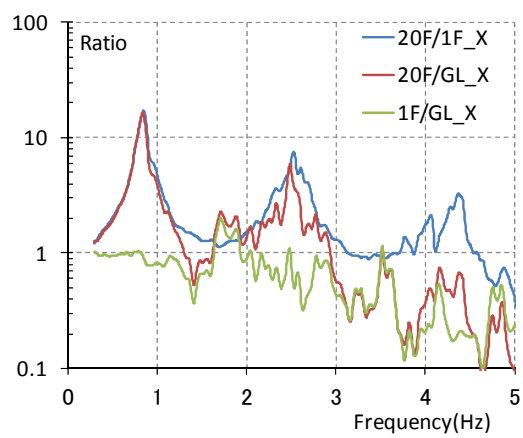
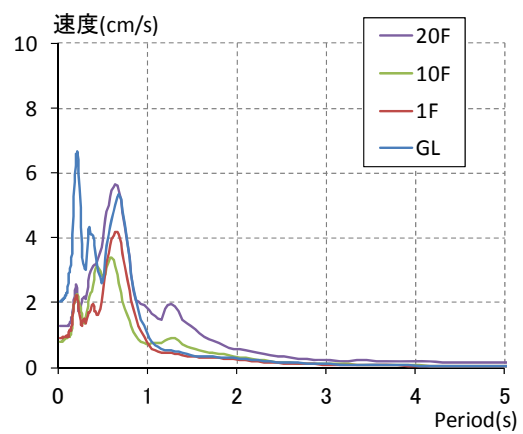
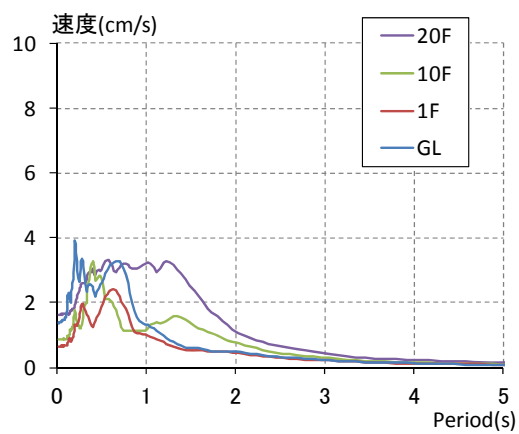


図 7-12 速度応答スペクトル ($\zeta=5\%$) と伝達関数 (2012/05/18)



X(長辺)方向

Y(短辺)方向

図 7-13 速度応答スペクトル ($h=5\%$) と伝達関数 (2012/11/24)

(2) 地盤のはぎ取り解析による露頭波の評価

第1項図 1-1 に示す解析フローに従い、地表の観測記録から工学的基盤での露頭波を評価し、等価物性値を算定する。

表 7-1 に地盤定数を示す。地盤の層序とせん断波速度は、構造計算書に示された原位置調査結果に基づいて設定し、工学的基盤は GL-40.0m とした。図 3.9.4-2 に、土の非線形モデルを示す。土の非線形モデルは、Yl 層, btg 層, Eds 層, Edc 層については原位置採取試料による動的変形試験結果が構造計算書に示されているので、これに基づいて設定した。動的変形試験の行われた層の周辺の層は、土質が同じ層は同一と仮定する。それ以外の層は文献³⁾による一般値とした。

図 7-15 に地盤のせん断波速度の分布を示す。図では、表 7-1 に示されるせん断波速度を Case1 とし、これらを 0.85 倍した場合を Case2 としている。

表 7-1 地盤定数

層名/土質名			地層 区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	S波速度 (m/s)	ポアソン比	HDモデルの 非線形特性	
								$\gamma_{as}(\%)$	$h_{max}(\%)$
沖積層	盛土・埋土 後背湿性地性堆積物		B/Ac	3.80	1.60	90	0.4422	0.1	21
	有楽町層 上部	砂質土層	Yu	1.20	1.75	130	0.4858	0.1	21
				1.35	1.75	130	0.4858		
	有楽町層 下部	粘性土層 上部 粘性土層 下部	Yl	6.65	1.50	93	0.4954	0.4	14
				5.30	1.60	93	0.4967		
洪積層	埋設段丘 堆積物	粘性土層	btc	0.50	1.40	145	0.4908	0.4	14
				1.90	1.75	254	0.4773		
		砂質土層	bts	1.35	1.80	254	0.4773	0.07	23
			btg	1.60	2.00	254	0.4773	0.07	23
				2.80	2.00	420	0.4602		
		粘性土層	btg'	1.50	1.80	310	0.4761	0.07	34
		砂質土層	btg	3.45	2.00	570	0.4391	0.07	23
		第一砂質 土層	Eds	3.35	1.90	337	0.4646	0.08	21
	江戸川層	粘性土層	Edc	3.15	1.80	337	0.4646	0.07	34
		第二砂質 土層	Eds2	2.10	1.90	520	0.4283	0.08	21
		第二砂質 土層	Eds2	1.00	1.90	520	0.4283		

===== : 建物基礎底深度 GL-5.0m

赤字: 試験結果

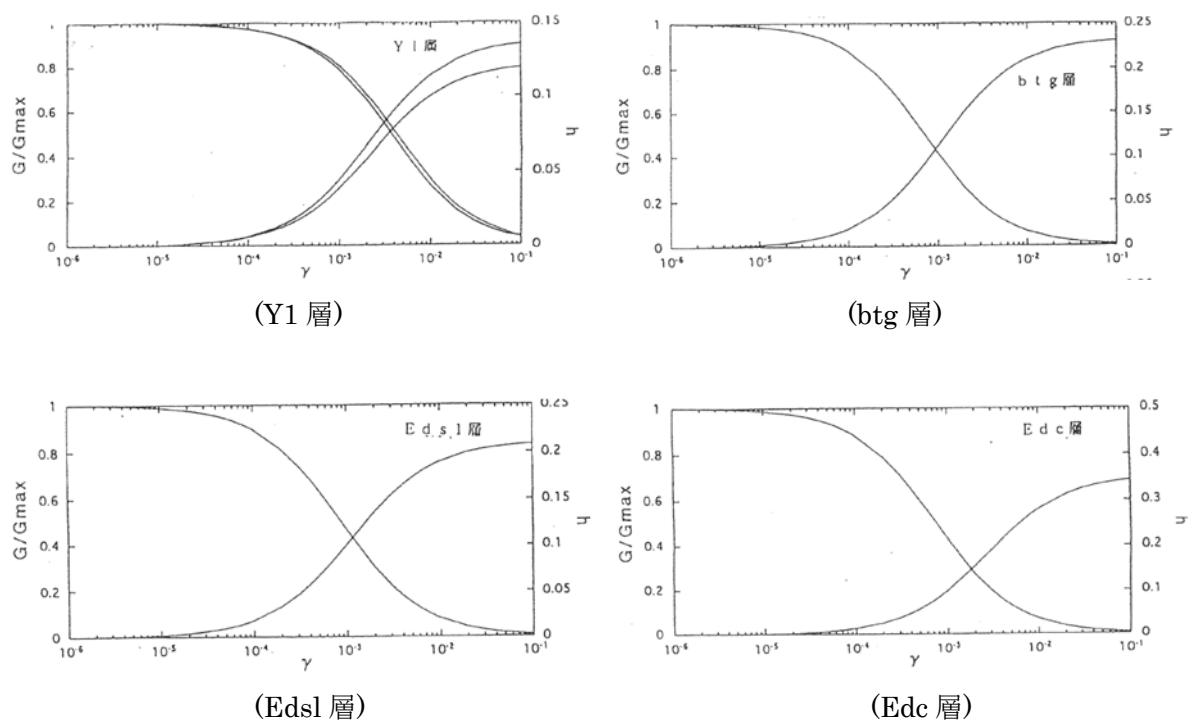


図 7-14 土の非線形モデル

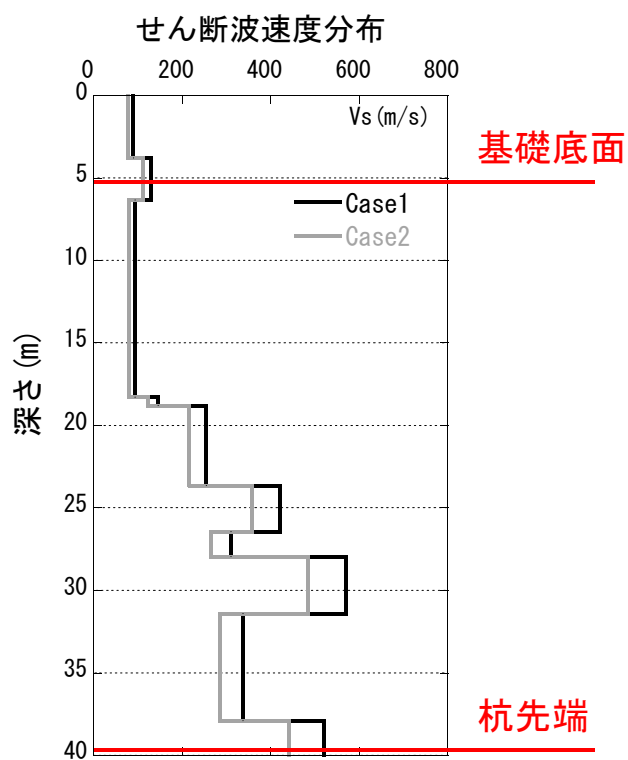


図 7-15 せん断波速度の分布

図 7-16 に 2012 年 11 月 24 日の地表面の観測記録を、図 7-17 にその地表面の加速度応答スペクトルを示す。地表面の記録としては、X(長辺)方向よりも Y(短辺)方向が大きい記録となっている

る。

図 7-18, 7-20 に剥ぎ取り解析によって求めた露頭波と、その露頭波を入力したときの地表面の記録を解析と観測で比較したスペクトルを示す。また、図 7-19, 7-21 に露頭波と観測、解析の地表面における時刻歴加速度を示す。観測と解析は Case1、Case2 共に良く対応していることが確認できる。

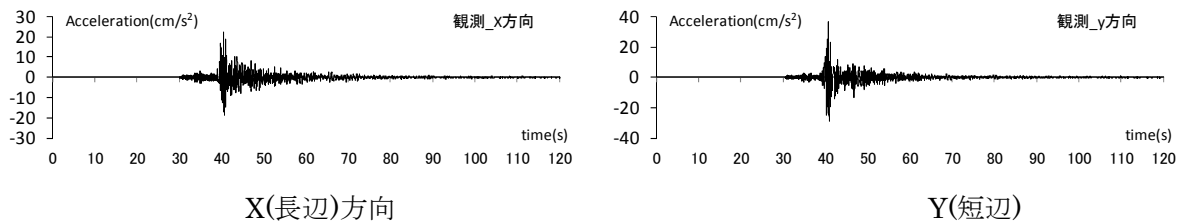


図 7-16 地盤の観測記録 (2012/11/24)

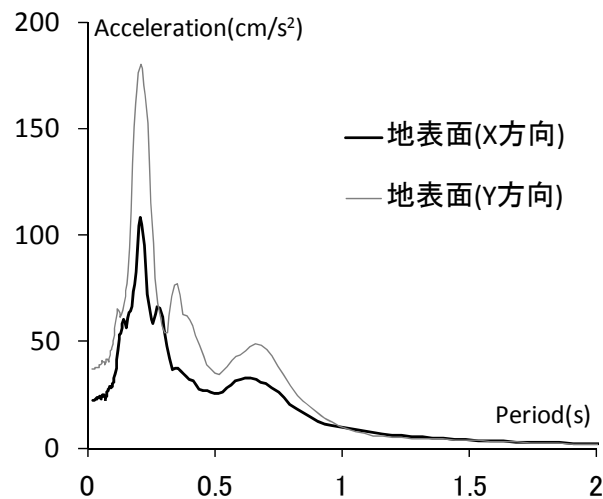


図 7-17 地盤の加速度応答スペクトル (h=5%, 2012/11/24)

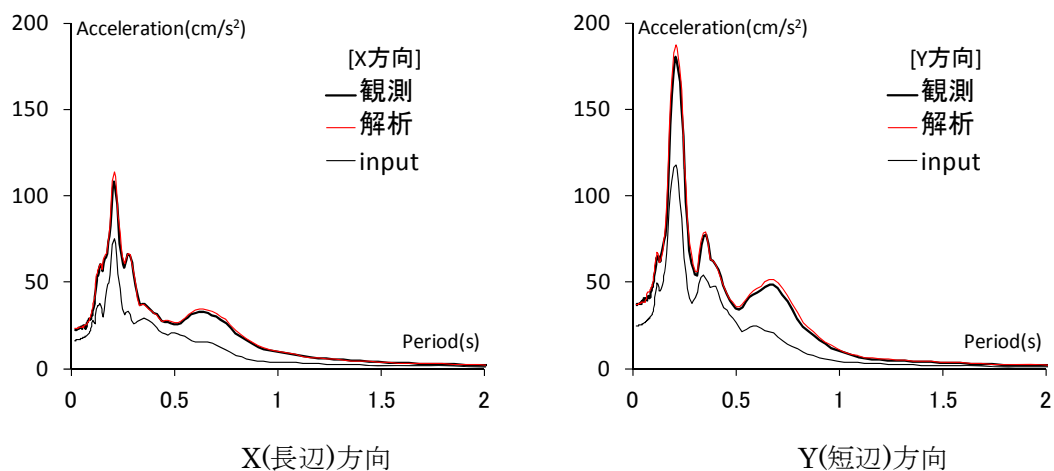
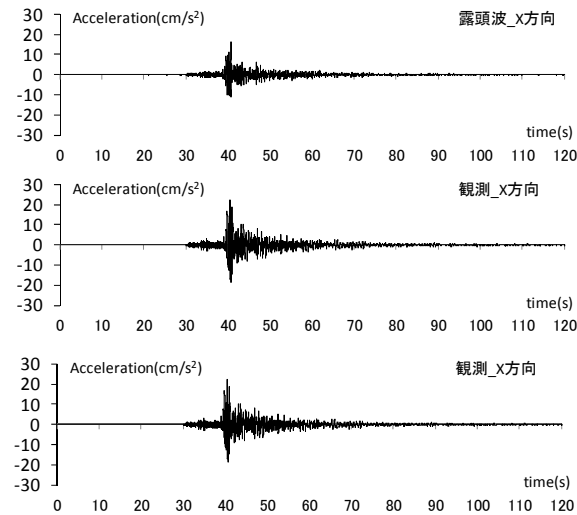
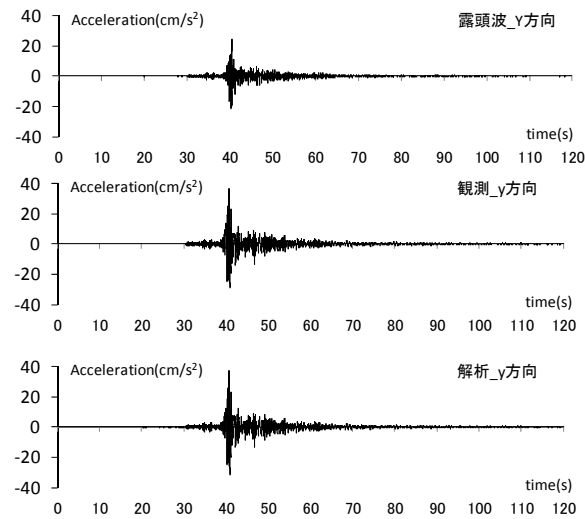


図 7-18 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル (h=5%, Case1)



X(長辺)方向



Y(短辺)方向

図 7-19 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度波形[Case1]

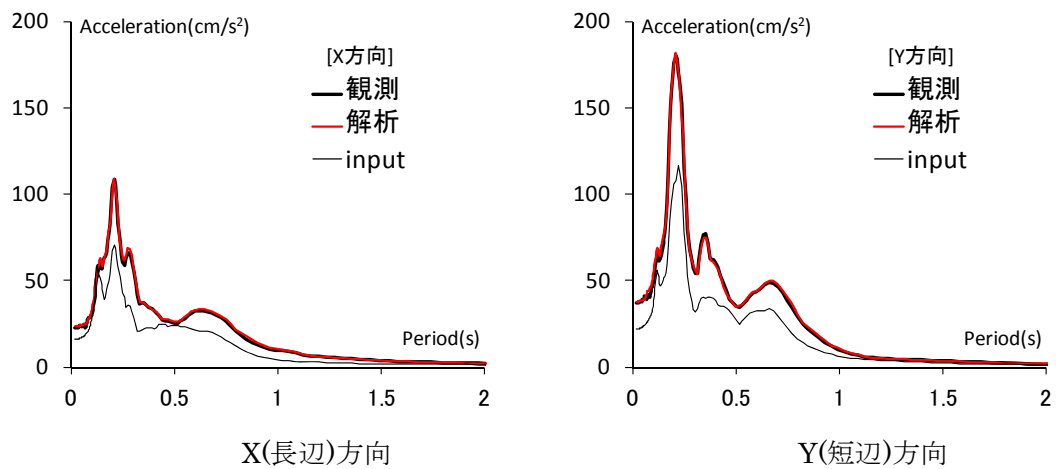
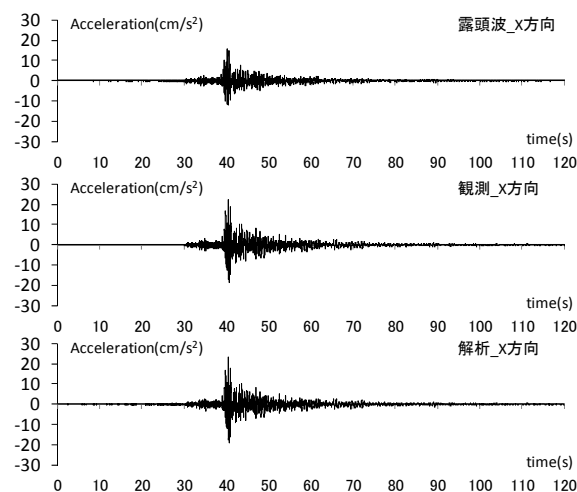
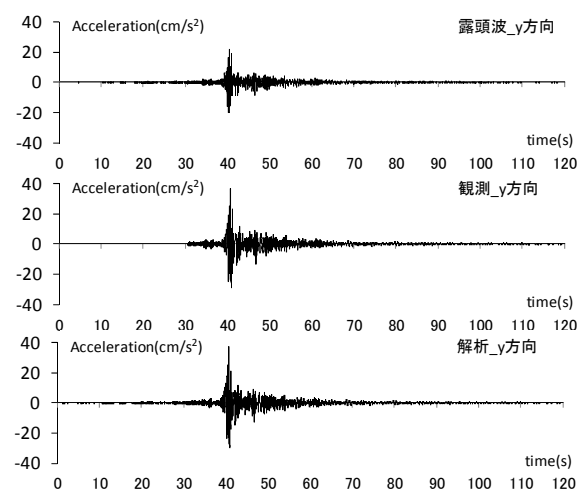


図 7-20 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル (h=5%, Case2)



X(長辺)方向



Y(短辺)方向

図 7-21 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度波形[Case2]

図 7-22 と図 7-23 に地盤の解析を行った際の、せん断ひずみと剛性低下率、等価減衰、等価せん断波速度を示す。剛性低下率は小さく 0.9 となり、地盤はそれほど大きな非線形には至っていない。等価せん断波速度が初期のせん断波速度とそれほど変わらないことから、大きな非線形には至っていないことがわかる。

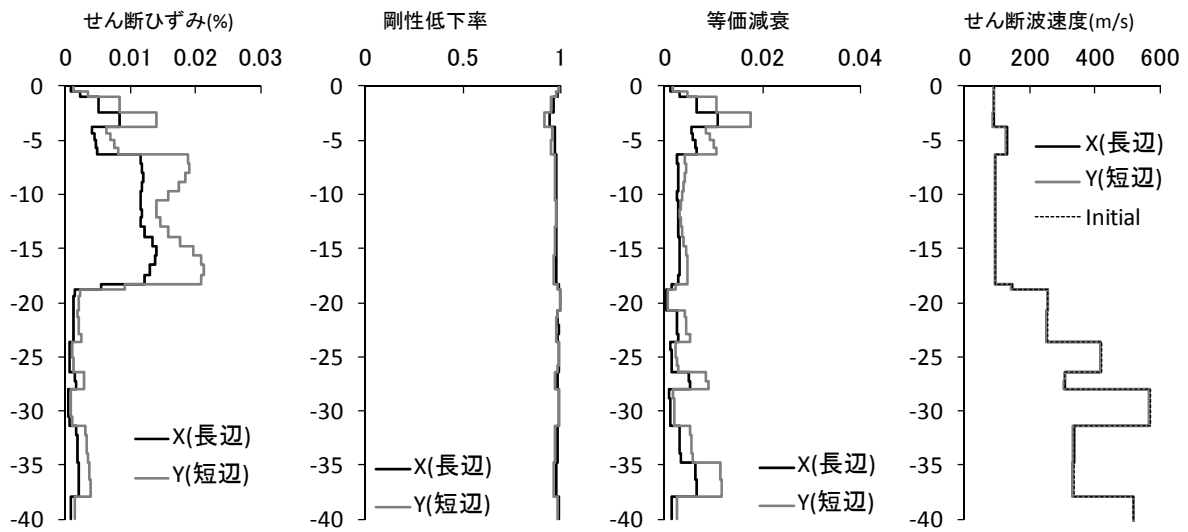


図 7-22 地盤の等価物性値[Case1]

(最大歪みの 0.65 倍でのせん断剛性比、S 波速度および減衰定数)

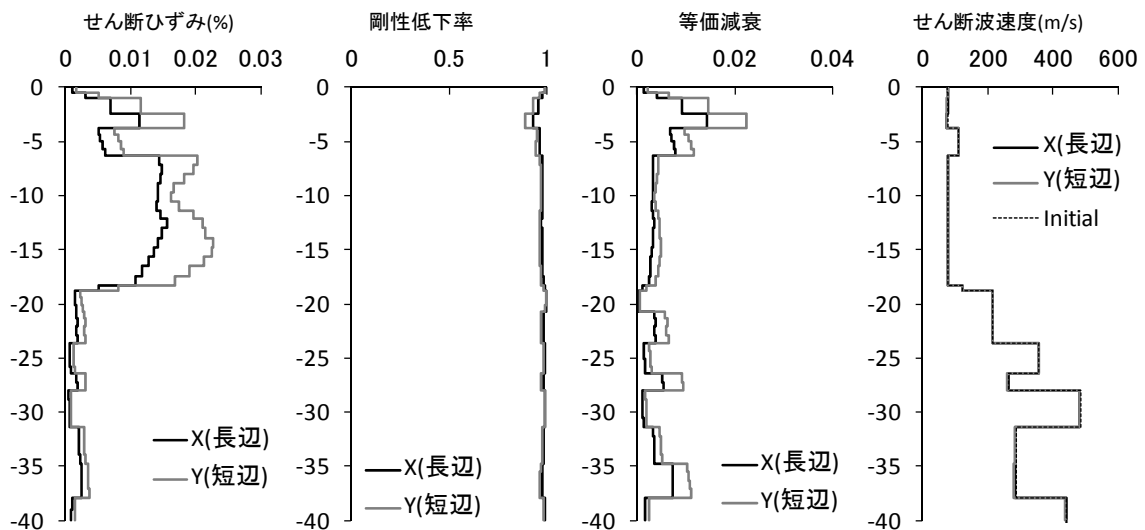


図 7-23 地盤の等価物性値[Case2]

(最大歪みの 0.65 倍でのせん断剛性比、S 波速度および減衰定数)

図 7-24 に Case1 と Case2 の地盤の伝達関数を示す。Case1 では、地盤の一次卓越周波数はおよそ 1.2Hz、Case2 では Case1 に比べて剛性を小さくしているためおよそ 1.0Hz である。

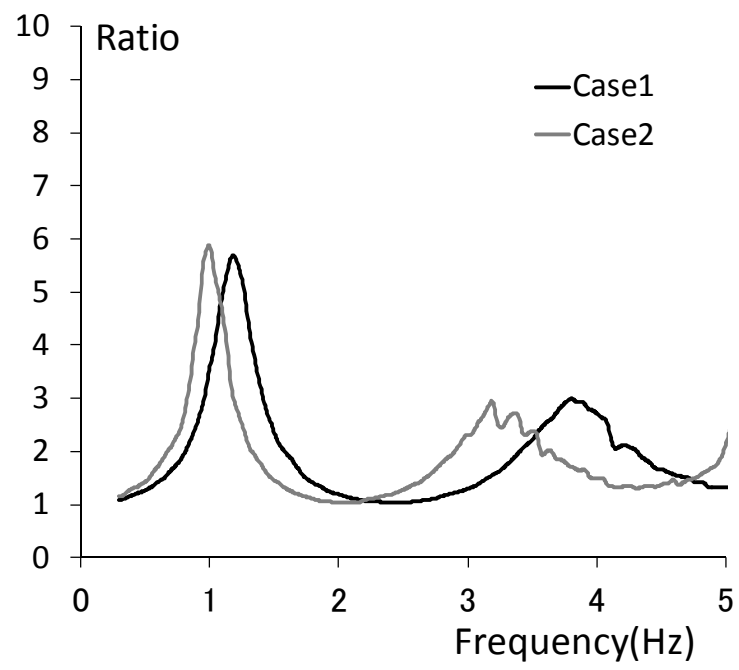


図 7-24 地盤の伝達関数

(3) 観測記録のシミュレーション

1) 解析モデル概要

シミュレーション解析には、図 7-25 の分離型モデル(SR モデル)を用いる。推定した工学的基盤での露頭波を用いて、上部構造を考慮しない杭基礎の応答を薄層要素法により算出し、上部構造がない場合の基礎の応答と SR モデルで使用する Sway ばねと Rocking ばねをインピーダンスより求める。また、ここで得られる基礎の応答を SR モデルに入力して建物の動的な応答解析を行う。上部構造はせん断系モデルとする。

表 7-2 に解析ケースを示す。Case1, Case4 は室内試験により得られた地盤物性と PS 検層より得られたせん断波速度を用いる。Case2, Case3 は、せん断波速度を全体の 0.85 倍とした値を用いて同様の解析を行う。また、Case3 と Case4 は、建物の剛性を設計モデルから見直し、X(長辺)方向の剛性を 0.85 倍、Y(短辺)方向の剛性を 0.75 倍としたモデルを用いて動的解析を行う。動的解析の減衰は、建物の一次周期と二次周期にレーリー減衰で 3%を入力して解析を行った。表 7-3, 7-4 に、設計図書に示されている各階重量と高さ及び復元力特性を示す。

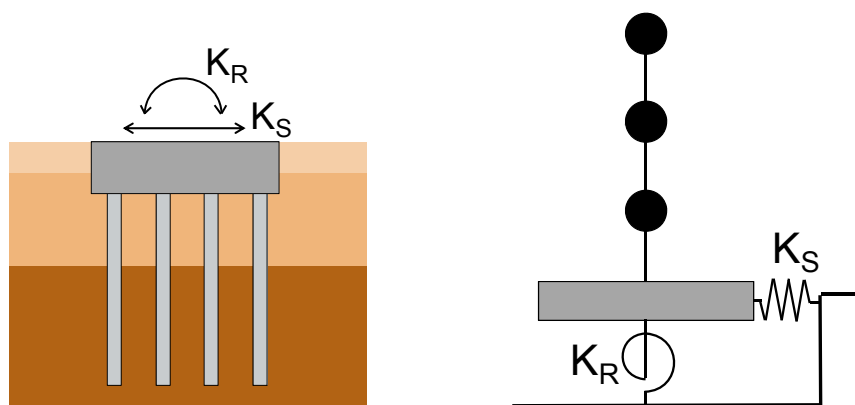


図 7-25 分離型のシミュレーション解析

表 7-2 解析ケース

	地盤物性 (せん断波速度)	建物業性
Case 1	PS 検層	設計モデル
Case 2	PS 検層より見直し (0.85 倍)	設計モデル
Case 3	PS 検層より見直し (0.85 倍)	設計モデルより見直し (X 方向 0.85 倍, Y 方向 0.75 倍)
Case 4	PS 検層	設計モデルより見直し (X 方向 0.85 倍, Y 方向 0.75 倍)

表 7-3 建物重量および復元力特性 (X(長辺) 方向)

	質量	高さ	階高
階	(t)	(cm)	(cm)
PR	106	6723	
PH3	121	6443	280
PH2	117	6163	280
PH1	1150	5923	240
20F	1177	5638	285
19F	1176	5353	285
18F	1176	5068	285
17F	1176	4783	285
16F	1235	4495	288
15F	1248	4205	290
14F	1248	3915	290
13F	1248	3625	290
12F	1248	3335	290
11F	1284	3043	293
10F	1299	2748	295
9F	1299	2453	295
8F	1299	2158	295
7F	1299	1863	295
6F	1364	1565	298
5F	1380	1265	300
4F	1380	965	300
3F	1380	665	300
2F	1672	345	320
1F	1672	0	345

X階	初期剛性	折点1	折点2	K_2/K_1	K_3/K_1
	(t/cm)	(t)	(t)		
PH3	488	122	233	0.53	0.17
PH2	593	161	362	0.56	0.18
PH1	906	202	465	0.60	0.15
20F	2448	609	1162	0.71	0.08
19F	3072	823	1710	0.63	0.05
18F	3481	955	2187	0.55	0.03
17F	3851	1070	2612	0.50	0.02
16F	4264	1184	2998	0.49	0.01
15F	4856	1273	3367	0.47	0.01
14F	5130	1345	3702	0.44	0.01
13F	5395	1414	4005	0.40	0.01
12F	5710	1482	4282	0.37	0.01
11F	6062	1551	4521	0.36	0.01
10F	6666	1566	4745	0.34	0.01
9F	6949	1586	4946	0.34	0.01
8F	7280	1617	5137	0.34	0.01
7F	7738	1671	5351	0.33	0.01
6F	8448	1773	5577	0.31	0.01
5F	9641	1878	5822	0.30	0.01
4F	10330	2008	6004	0.30	0.01
3F	11396	2139	6173	0.33	0.01
2F	14555	2376	6314	0.37	0.01
1F	25599	3200	6424	0.42	0.02

表 7-4 建物重量および復元力特性 (Y(短辺) 方向)

	質量	高さ	階高
階	(t)	(cm)	(cm)
PR	106	6723	
PH3	121	6443	280
PH2	117	6163	280
PH1	1150	5923	240
20F	1177	5638	285
19F	1176	5353	285
18F	1176	5068	285
17F	1176	4783	285
16F	1235	4495	288
15F	1248	4205	290
14F	1248	3915	290
13F	1248	3625	290
12F	1248	3335	290
11F	1284	3043	293
10F	1299	2748	295
9F	1299	2453	295
8F	1299	2158	295
7F	1299	1863	295
6F	1364	1565	298
5F	1380	1265	300
4F	1380	965	300
3F	1380	665	300
2F	1672	345	320
1F	1672	0	345

Y階	初期剛性	折点1	折点2	K_2/K_1	K_3/K_1
	(t/cm)	(t)	(t)		
PH3	251	98	235	0.57	0.12
PH2	346	147	361	0.61	0.14
PH1	601	206	462	0.66	0.13
20F	2229	676	1151	0.71	0.08
19F	2867	885	1697	0.61	0.05
18F	3276	1002	2173	0.55	0.03
17F	3644	1094	2596	0.51	0.02
16F	4044	1203	2981	0.49	0.01
15F	4606	1297	3348	0.48	0.01
14F	4883	1365	3682	0.44	0.01
13F	5148	1388	3984	0.42	0.01
12F	5460	1425	4262	0.39	0.01
11F	5805	1488	4490	0.38	0.01
10F	6384	1541	4698	0.37	0.01
9F	6671	1589	4923	0.36	0.01
8F	7002	1633	5096	0.35	0.01
7F	7456	1684	5323	0.34	0.01
6F	8150	1752	5506	0.33	0.01
5F	9302	1818	5763	0.30	0.01
4F	9996	1896	5965	0.31	0.01
3F	11063	2026	6130	0.33	0.01
2F	14135	2368	6278	0.35	0.01
1F	25030	3043	6411	0.41	0.01

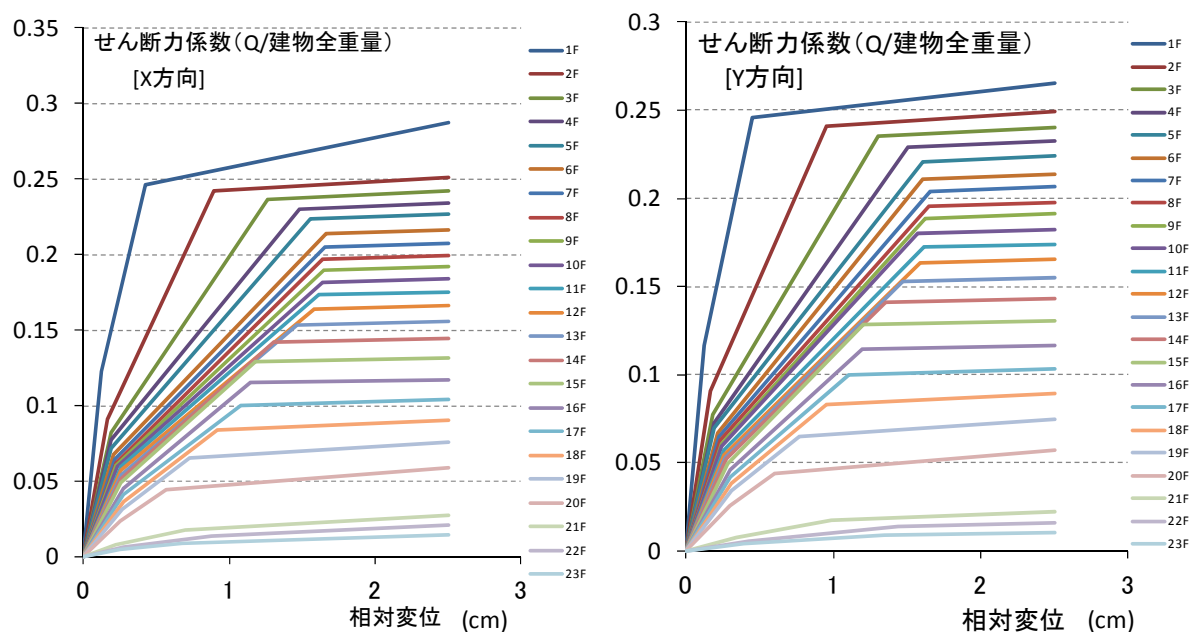


図 7-26 建物の復元力特性(X(長辺)方向, Y(短辺)方向)

2) 基礎入力動と地盤ばねの評価

図 7-27, 7-28 に 2012 年 11 月 24 日の露頭波から三次元薄層要素法を用いて算出した基礎入力動の時刻歴波形を示す。三次元薄層要素法に用いた地盤定数は、地震による地盤の非線形はあまり大きくないことから、初期のせん断波速度を用いた。図 7-27, 7-28 に示す基礎入力動を SR モデルに入力してシミュレーション解析を行う。

図 7-29, 7-30 に薄層要素法を用いて算出した杭基礎のインピーダンスを、表 7-5 に SR モデルに用いる地盤ばねの剛性と減衰の一覧を示す。Case2 は Case1 よりも地盤のせん断波速度が小さいため、地盤ばねの剛性も Case2 の方が Case1 よりも約 2 割小さくなっている。

図 7-31, 7-32 に薄層要素法により求めた基礎入力動と観測記録(1F/GL)を比較した図を示す。解析の Case1 と Case2 の比較では、地盤の一次卓越周波数の違いが、主に 1Hz あたりの谷および 2Hz あたりの山で表れている。次に、2012 年 5 月 18 日の記録と解析結果の比較では、1Hz の谷から 2Hz あたりの山までを、地盤のせん断波速度を見直した Case2 の方が比較的良好に再現できている。2012 年 11 月 24 日の記録と解析結果の比較では、Y(短辺)方向については先述と同様で Case2 の方が概ね対応しているが、X(長辺)方向については Case1, Case2 とともに 1Hz の谷が観測記録とは対応していない結果となった。

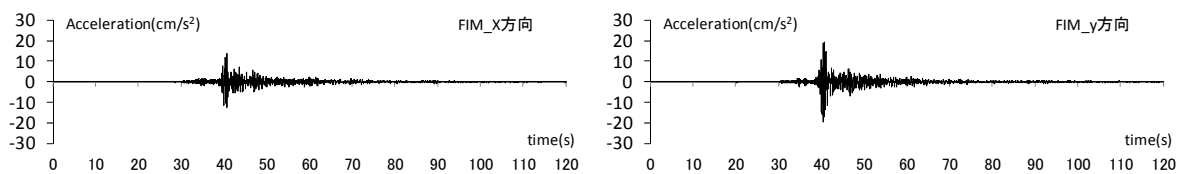


図 7-27 薄層要素法により得られた基礎入力動 (Case1 2012/11/24)

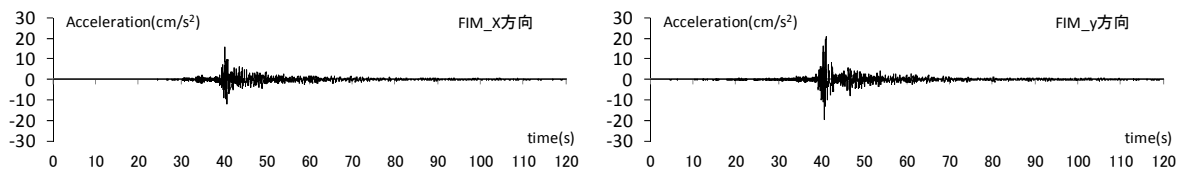


図 7-28 薄層要素法により得られた基礎入力動 (Case2 2012/11/24)

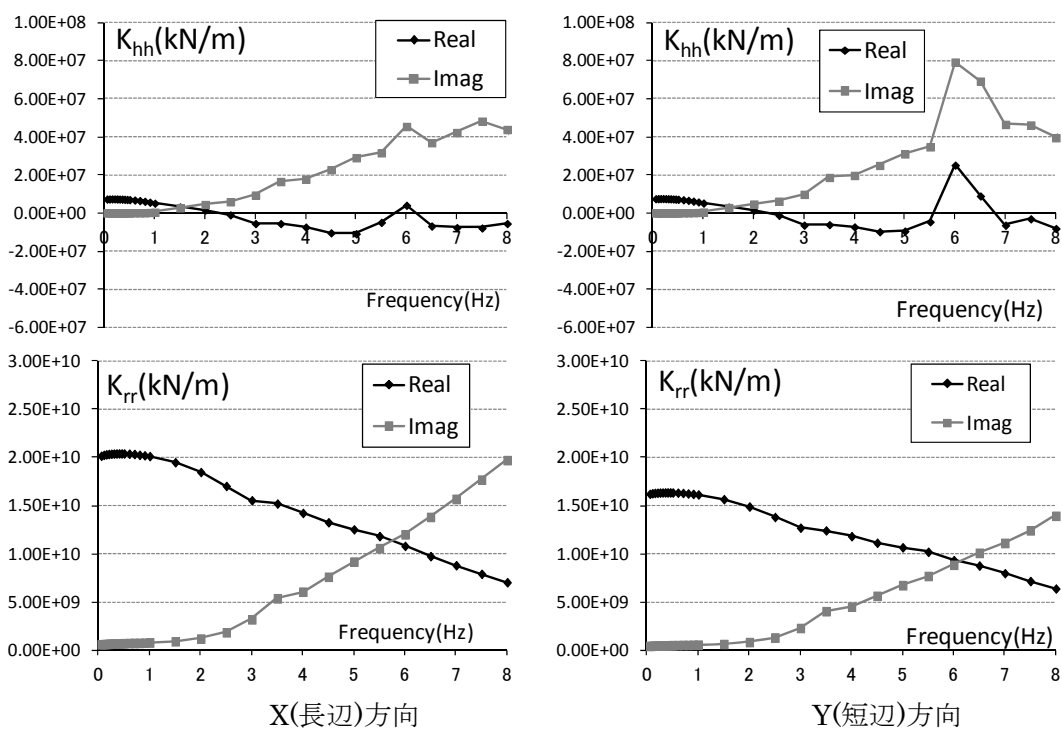


図 7-29 薄層要素法により得られた杭基礎のインピーダンス (Case1)

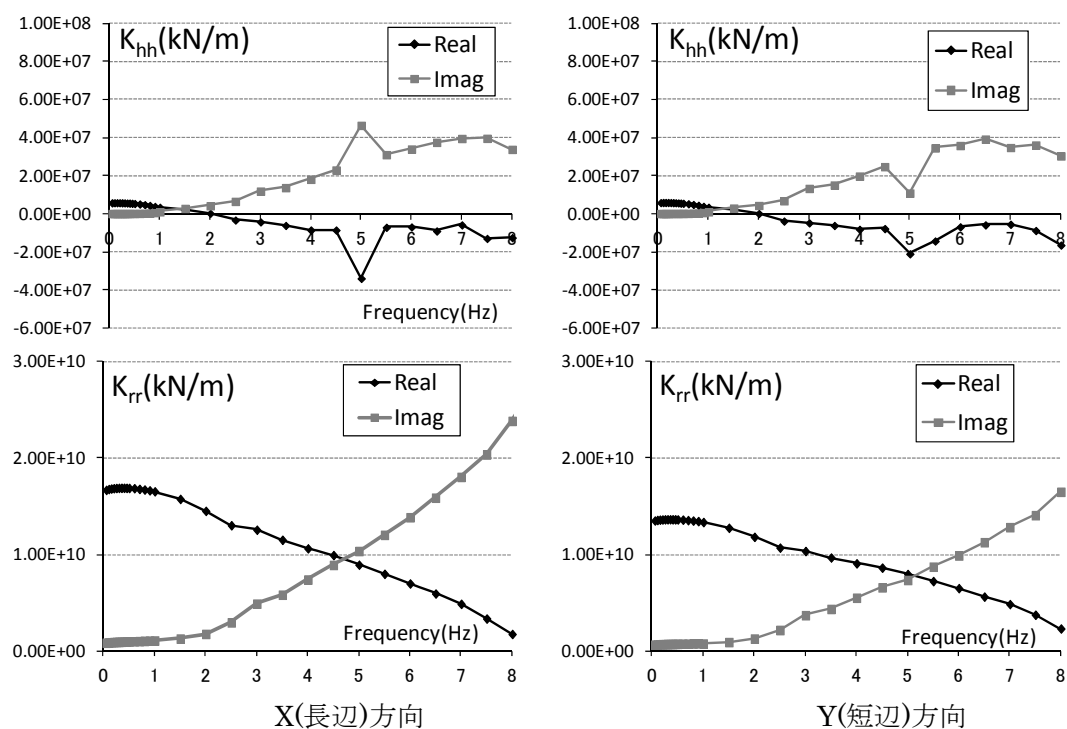
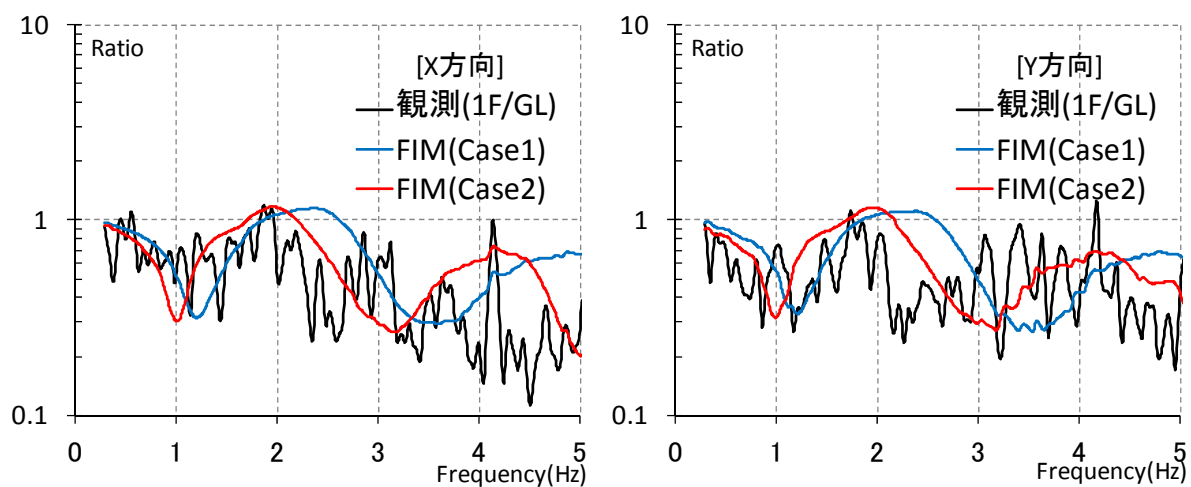


図 7-30 薄層要素法により得られた杭基礎のインピーダンス (Case2)

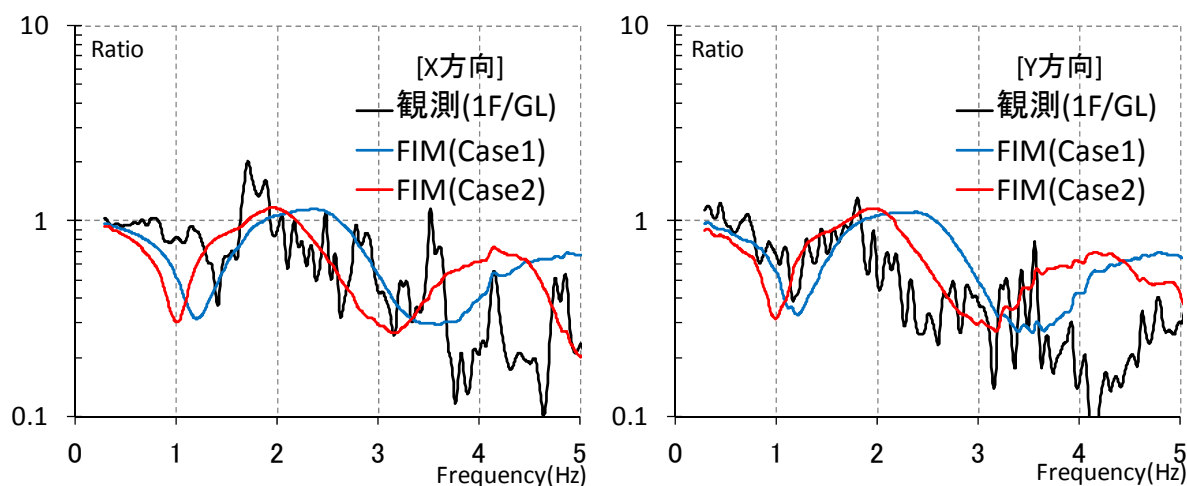
表 7-5 SR モデルの Sway ばねと Rocking ばね

			Case1		Case2	
			X(長辺)	Y(短辺)	X(長辺)	Y(短辺)
水平	地盤ばね	K(kN/m)	7.69E+06	7.86E+06	6.05E+06	6.18E+06
	減衰	C(kN.s/rad)	9.12E+04	9.30E+04	1.18E+05	1.21E+05
回転	地盤ばね	K(kN/m)	2.04E+10	1.64E+10	1.69E+10	1.37E+10
	減衰	C(kN.s/rad)	1.30E+08	9.32E+07	1.76E+08	1.26E+08



(UK X(長辺),Y(短辺)方向 2012/05/18)

図 7-31 基礎入力動と観測記録 (1F/GL) の比較



(UK X(長辺),Y(短辺)方向 2012/11/24)

図 7-32 基礎入力動と観測記録 (1F/GL) の比較

3) 解析結果

図 7-33～図 7-36 に 2012 年 11 月 24 日の Case1～Case4 のシミュレーション解析による時刻歴加速度を示す。また、図 7-37～図 7-40 に観測と解析の加速度応答スペクトルを示す。Case1 では、解析結果が観測記録よりもかなり大きいですが、Case2 ではある程度小さくなり観測記録に近づいている。建物モデルの剛性を調整した Case3,Case4 でも、まだ解析結果が観測よりも大きい結果とはなっているものの、波形の位相やスペクトルは観測記録に近い形状となっている。

図 7-41～図 7-44 に、解析と観測の伝達関数の結果を示す。観測では、2012 年 5 月 18 日の記録と 2012 年 11 月 24 日の記録を合わせて示している。また、表 7-6 に伝達関数の卓越一次振動数の一覧を示す。Case1 の解析結果では、1F/GL について、2Hz 付近の山が観測記録とあまり対応していない。地盤の剛性を全体的に小さくした Case2 と Case3 では、Case1 に比べて 2Hz 付近の山は小さくなっている。しかし、1Hz 付近で急な谷が出現しており、対応しているとは言い難い。建屋の剛性のみを小さくした Case4 の結果では、1Hz 付近の谷から 2Hz 付近の山まで比較的対応している。建物の剛性を小さくしなければならない要因の一つとしては、2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震の本震により建物の剛性が変化したことが考えられる。

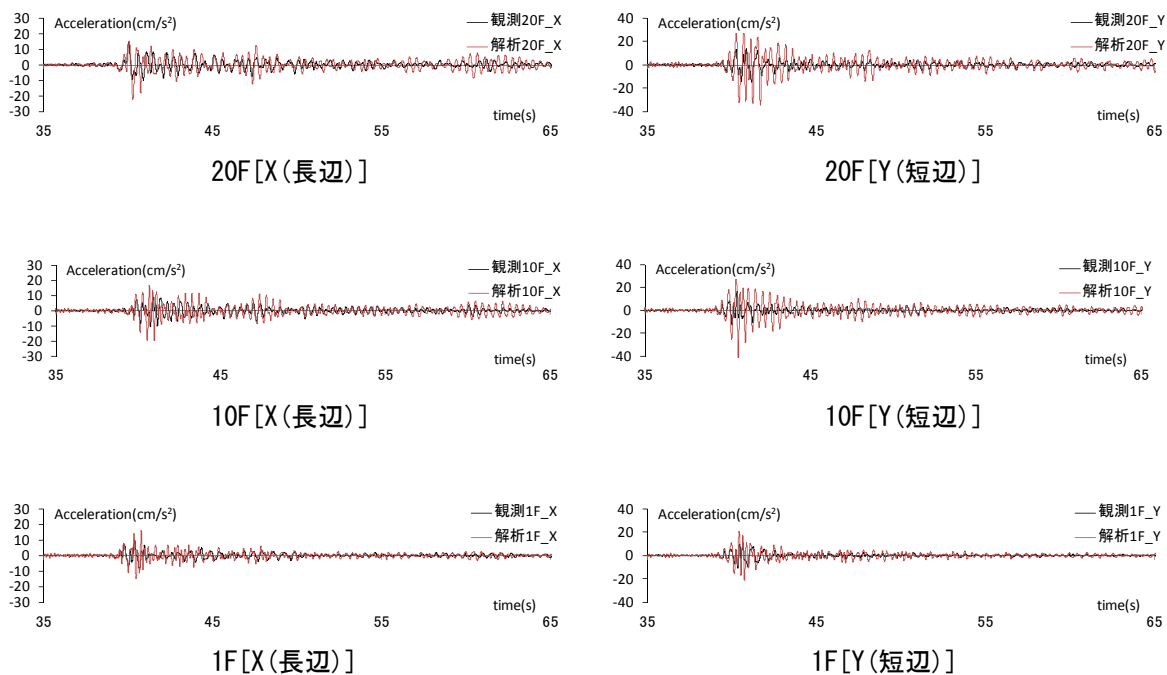


図 7-33 観測記録と解析結果 (Case1) の時刻歴加速度の比較 (2012/11/24)

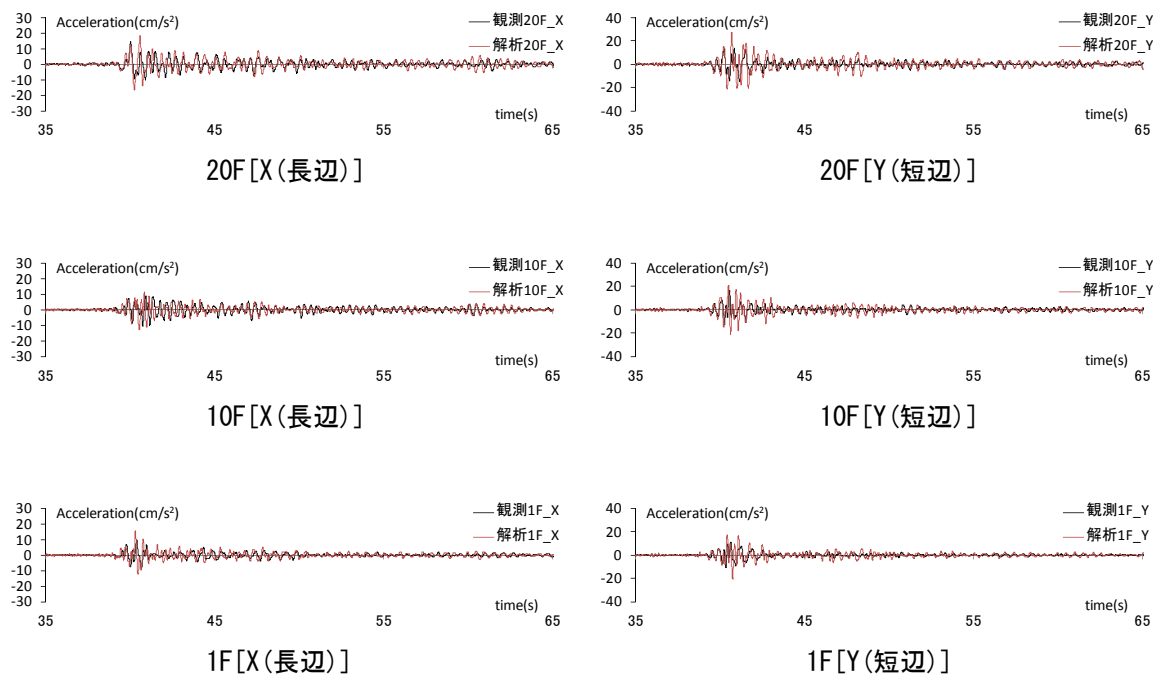


図 7-34 観測記録と解析結果 (Case2) の時刻歴加速度の比較 (2012/11/24)

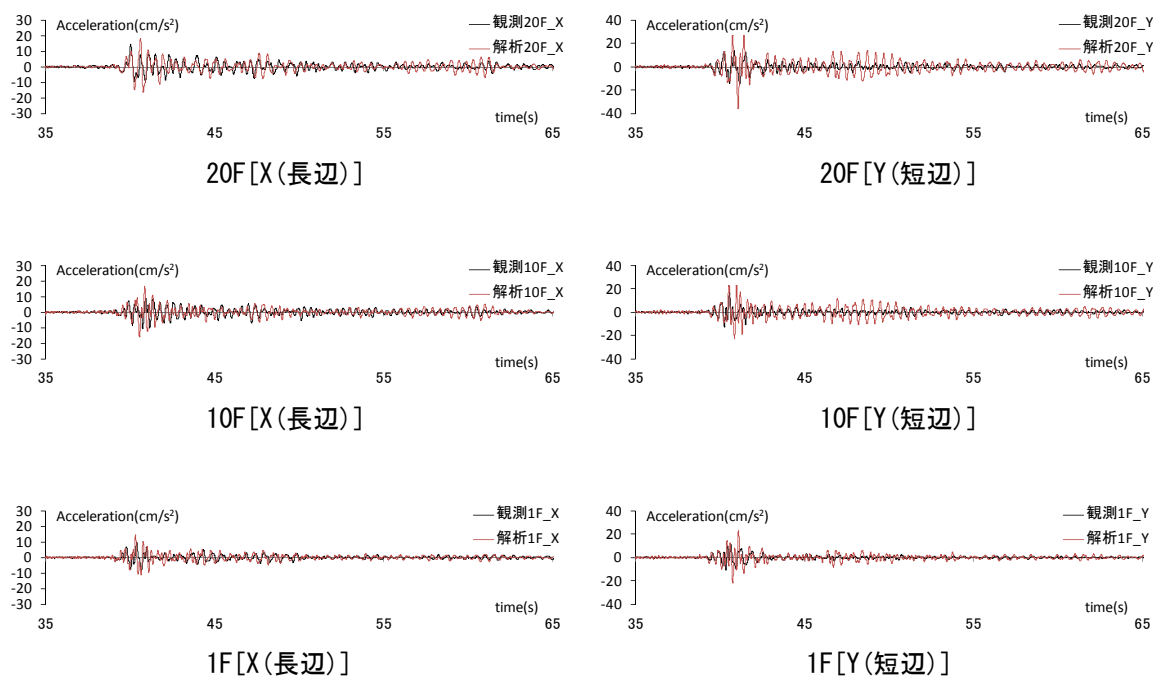


図 7-35 観測記録と解析結果 (Case3) の時刻歴加速度の比較 (2012/11/24)

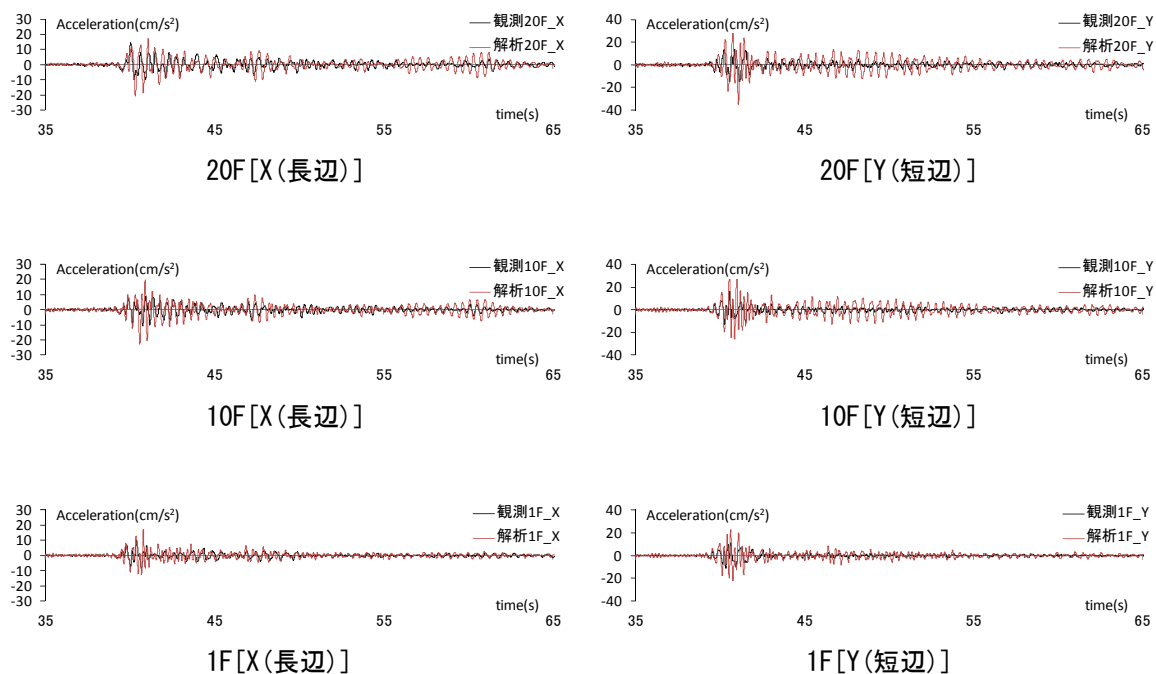


図 7-36 観測記録と解析結果 (Case4) の時刻歴加速度の比較 (2012/11/24)

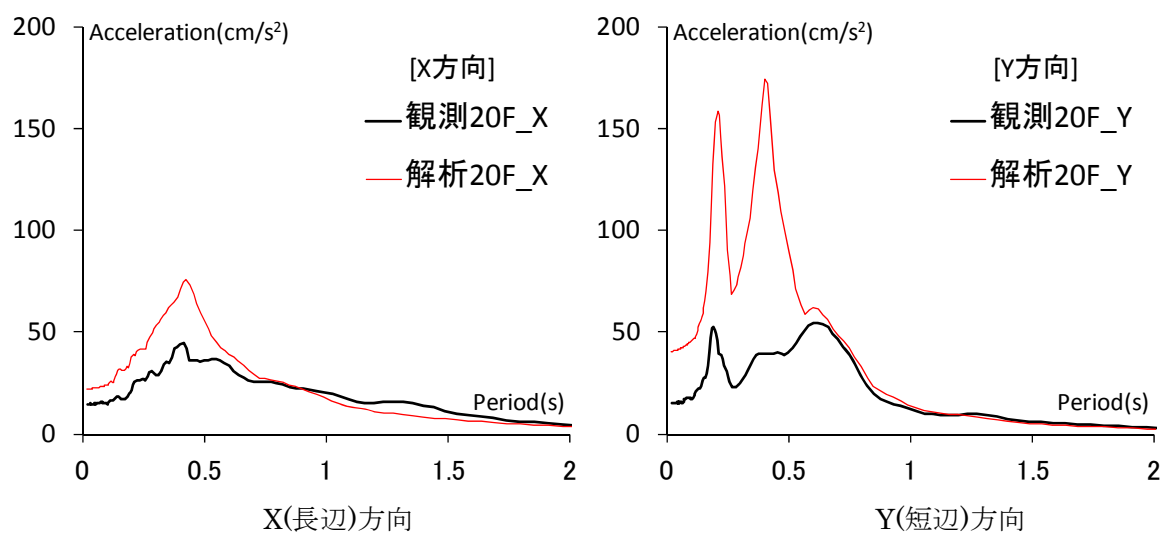


図 7-37 観測記録と解析結果の加速度応答スペクトル (h=5%) の比較 (Case1, 2012/11/24)

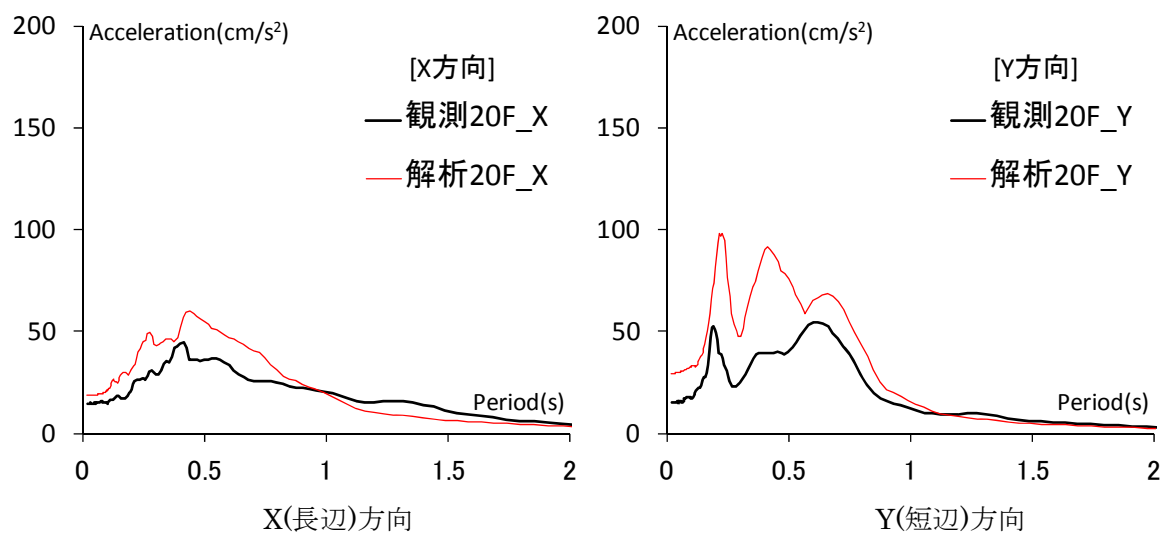


図 7-38 観測記録と解析結果の加速度応答スペクトル (h=5%) の比較 (Case2, 2012/11/24)

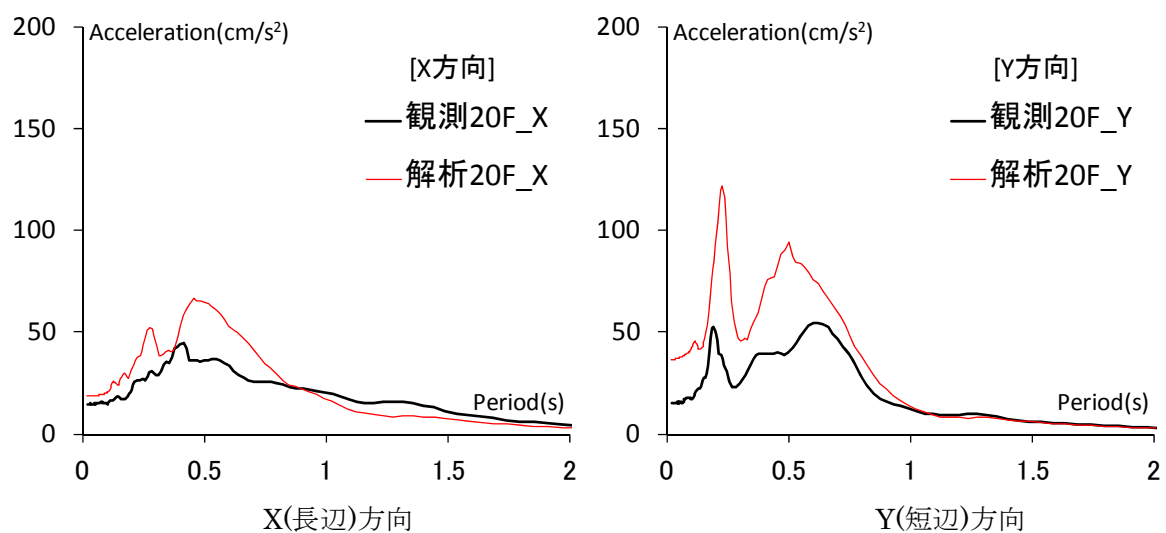


図 7-39 観測記録と解析結果の加速度応答スペクトル (h=5%) の比較 (Case3, 2012/11/24)

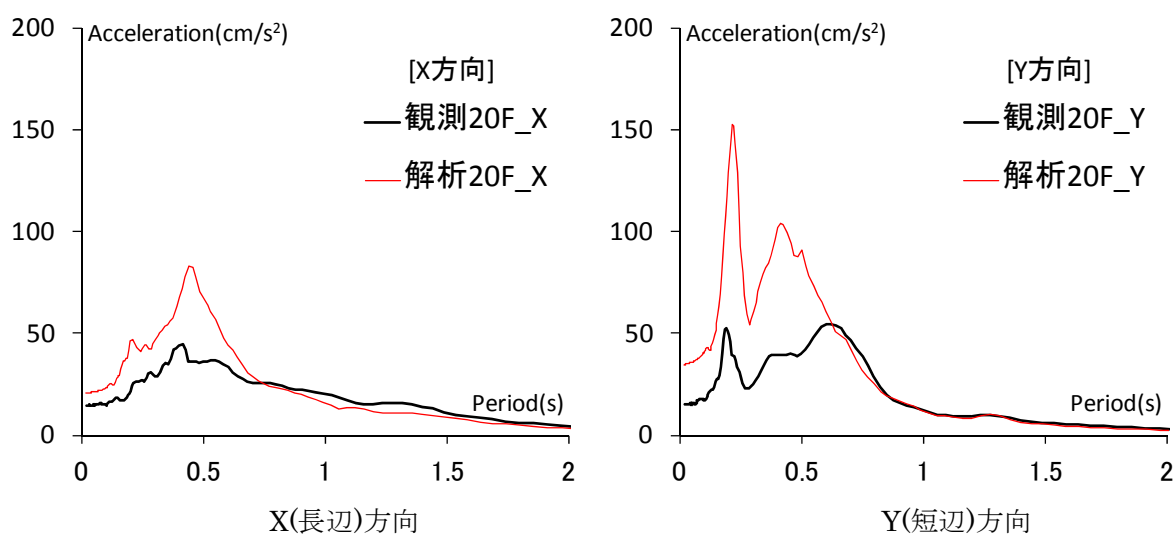


図 7-40 観測記録と解析結果の加速度応答スペクトル (h=5%) の比較 (Case4, 2012/11/24)

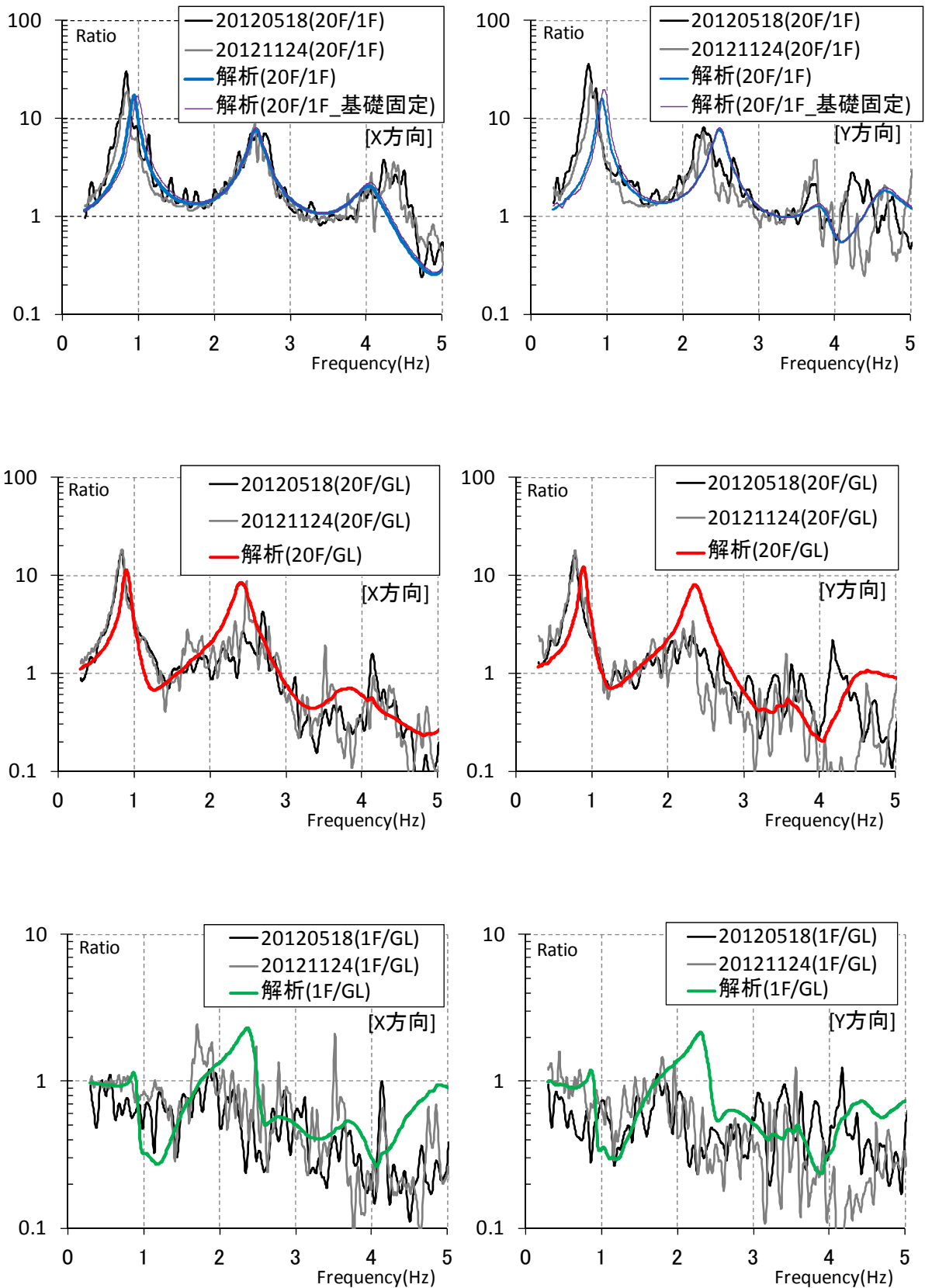


図 7-41 観測記録と解析結果 (Case1) の伝達関数の比較
(X(長辺), Y(短辺))

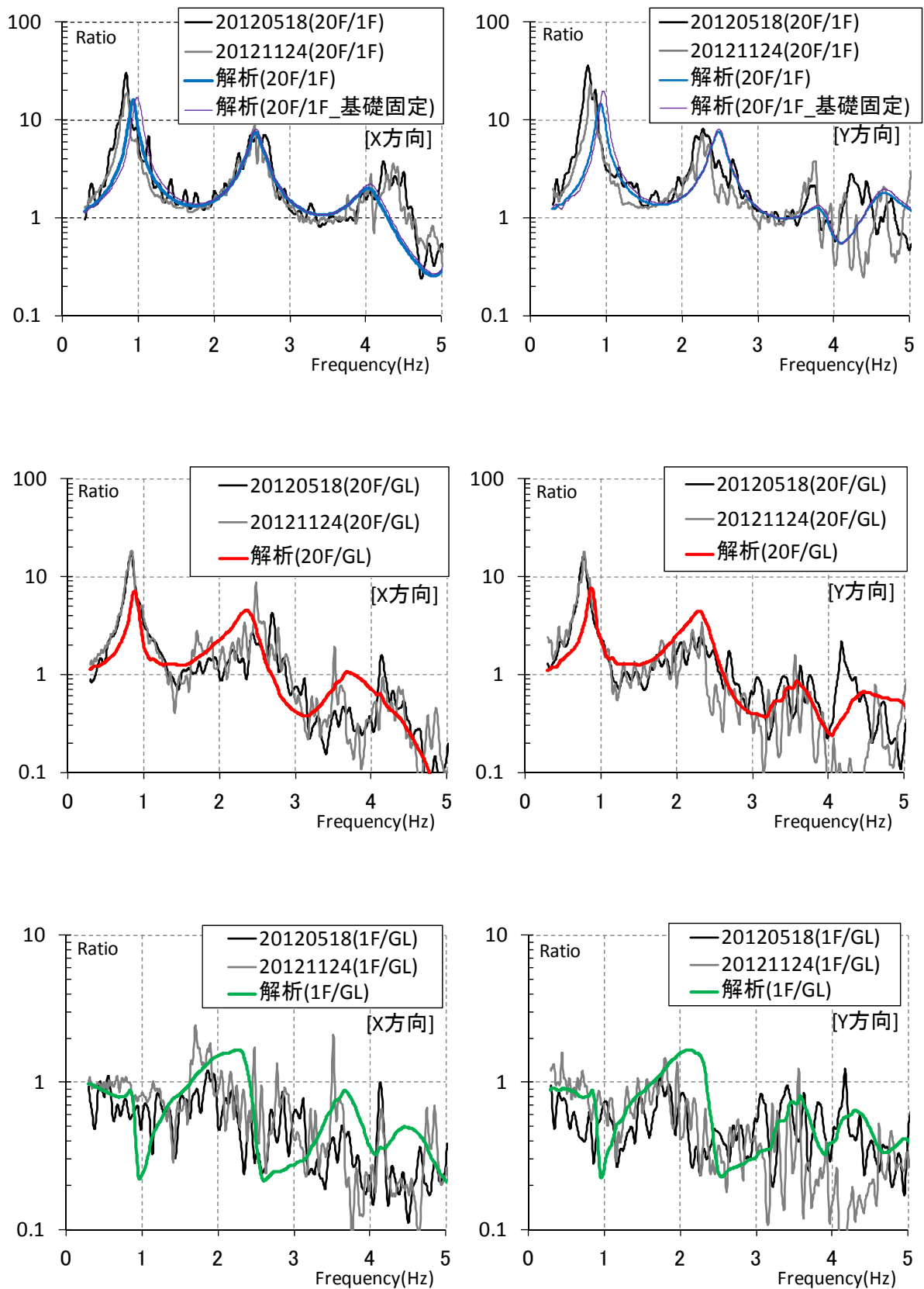


図 7-42 観測記録と解析結果 (Case2) の伝達関数の比較
(X(長辺), Y(短辺))

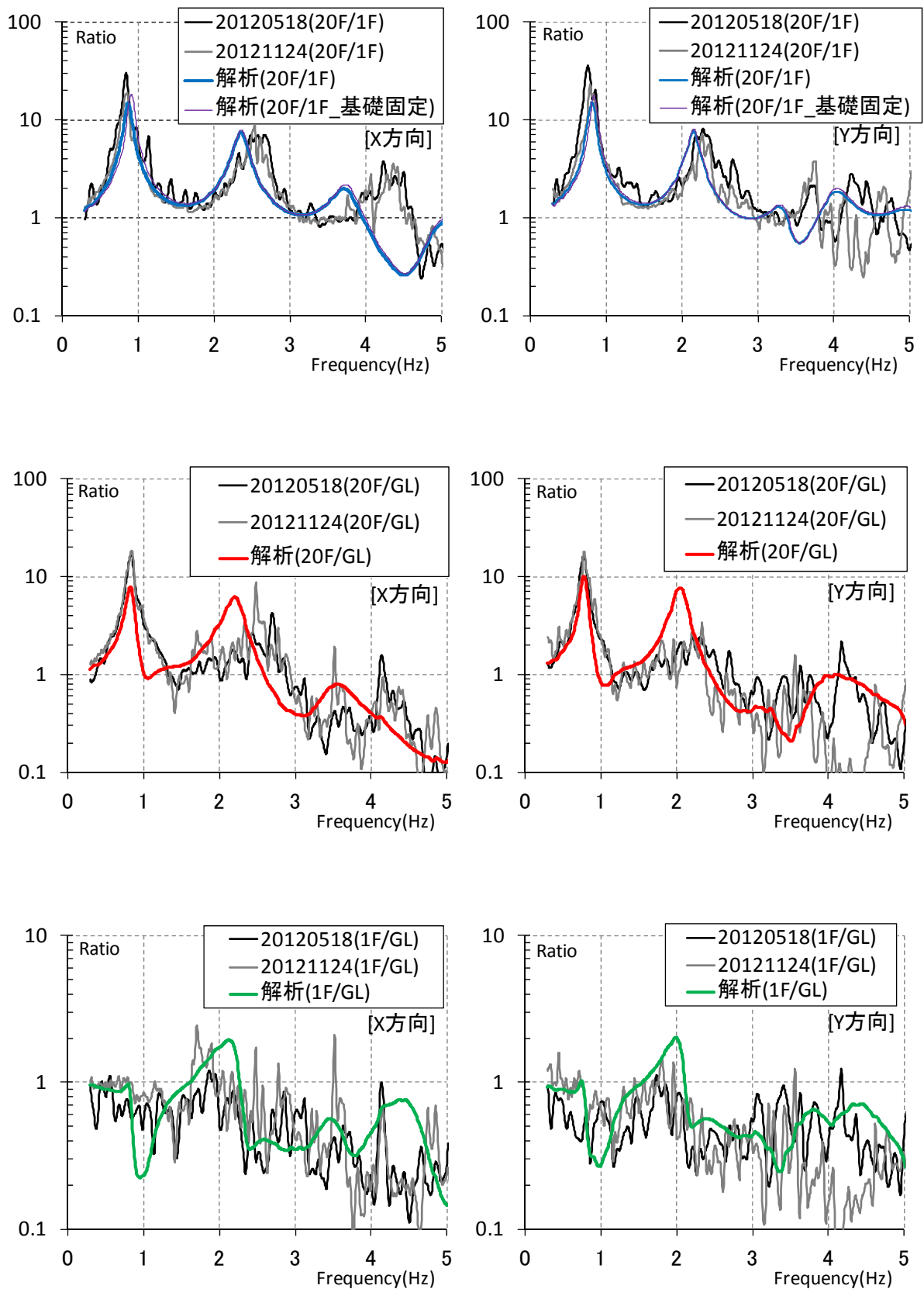


図 7-43 観測記録と解析結果 (Case3) の伝達関数の比較
(X(長辺), Y(短辺))

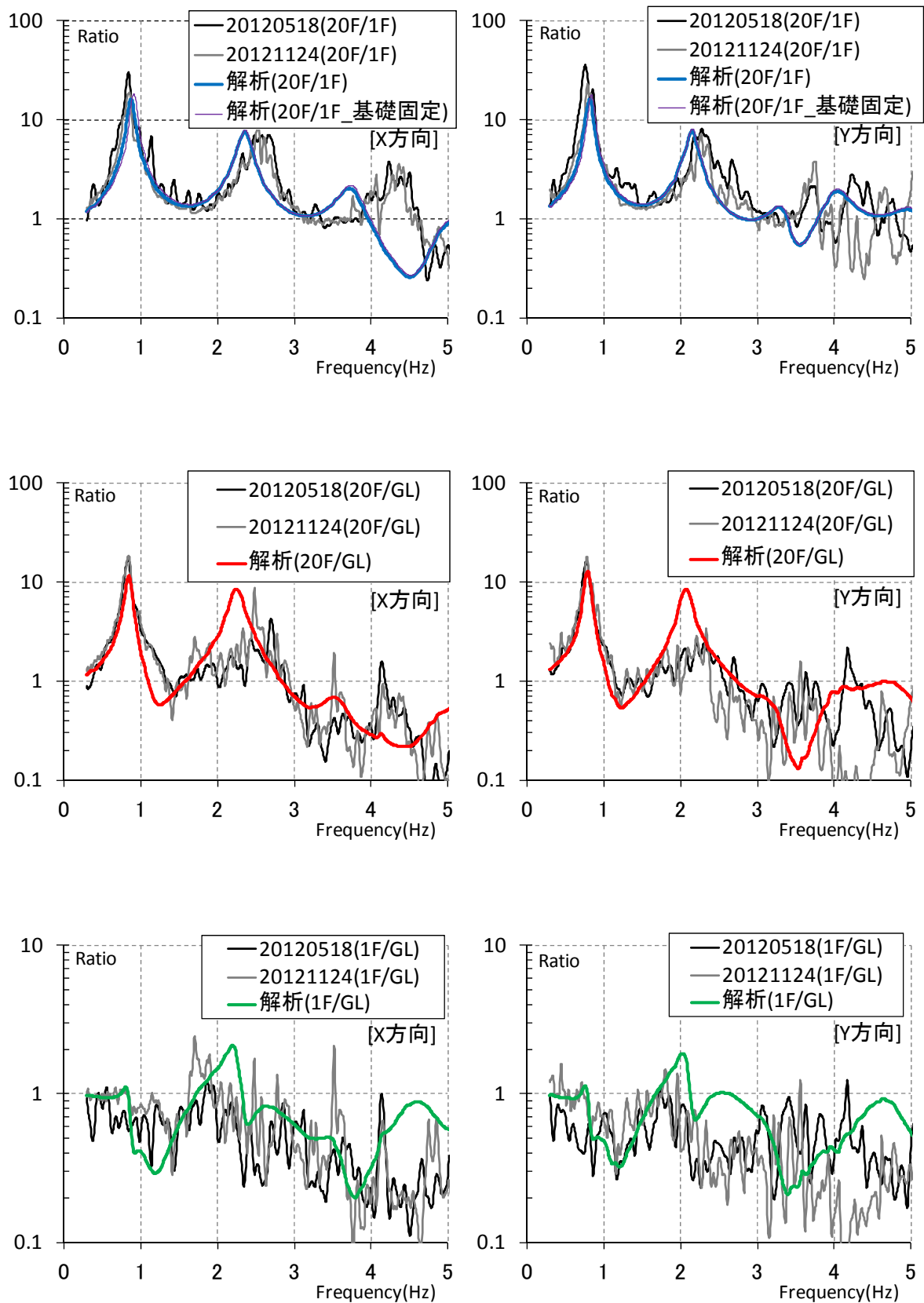


図 7-44 観測記録と解析結果 (Case4) の伝達関数の比較
(X(長辺), Y(短辺))

表 7-6 伝達関数の卓越一次振動数の一覧

	20F/1F (X(長辺)方向)			
	Case1	Case2	Case3	Case4
観測	0.85 Hz	0.85 Hz	0.85 Hz	0.85 Hz
解析(基礎固定)	0.98 Hz	0.98 Hz	0.91 Hz	0.91 Hz
解析(SR)	0.95 Hz	0.94 Hz	0.87 Hz	0.88 Hz

	20F/1F (Y(短辺)方向)			
	Case1	Case2	Case3	Case4
観測	0.79 Hz	0.79 Hz	0.79 Hz	0.79 Hz
解析(基礎固定)	0.96 Hz	0.96 Hz	0.84 Hz	0.84 Hz
解析(SR)	0.94 Hz	0.93 Hz	0.82 Hz	0.82 Hz

	20F/GL (X(長辺)方向)			
	Case1	Case2	Case3	Case4
観測	0.84 Hz	0.84 Hz	0.84 Hz	0.84 Hz
解析(SR)	0.90 Hz	0.88 Hz	0.82 Hz	0.84 Hz

	20F/GL (Y(短辺)方向)			
	Case1	Case2	Case3	Case4
観測	0.78 Hz	0.78 Hz	0.78 Hz	0.78 Hz
解析(SR)	0.89 Hz	0.87 Hz	0.78 Hz	0.79 Hz

4) 地盤ばねをパラメータとした検討

1F/GL の伝達関数における 2.0Hz 付近の山について検討する。2.0Hz～3.0Hz 付近は、建物の 2 次モードとほぼ対応していることから、建物の 2 次モードの影響を受けていることが考えられる。そこで、前項の Case4 と、地盤ばねをインピーダンスから建物 2 次モード付近の 2.5Hz あたりの値で設定したケースで比較検討を行い、建物 2 次モードが与える影響について確認する。

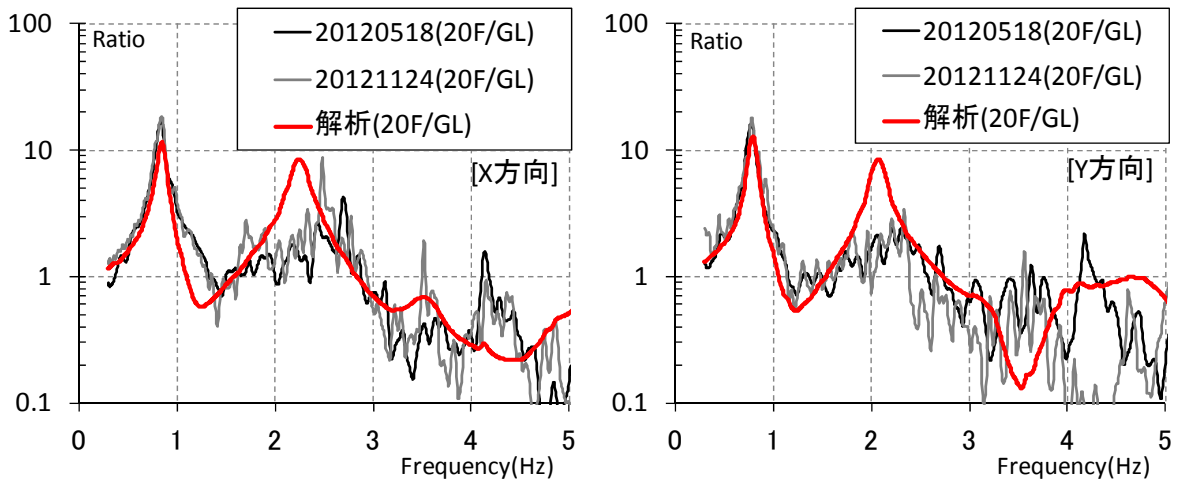
表 7-7 に解析ケース一覧を示す。表 7-8 に地盤ばね定数を示す。Case4-2 の水平地盤ばねの剛性は 2.5Hz 付近では負の数となるため、できるだけ 0 に近い値として 0Hz 近傍の剛性の 1/100 の値を用いた。水平方向の減衰は、2.5Hz 近傍の値を用いた。回転については Case4 と同じである。

表 7-7 解析ケース一覧

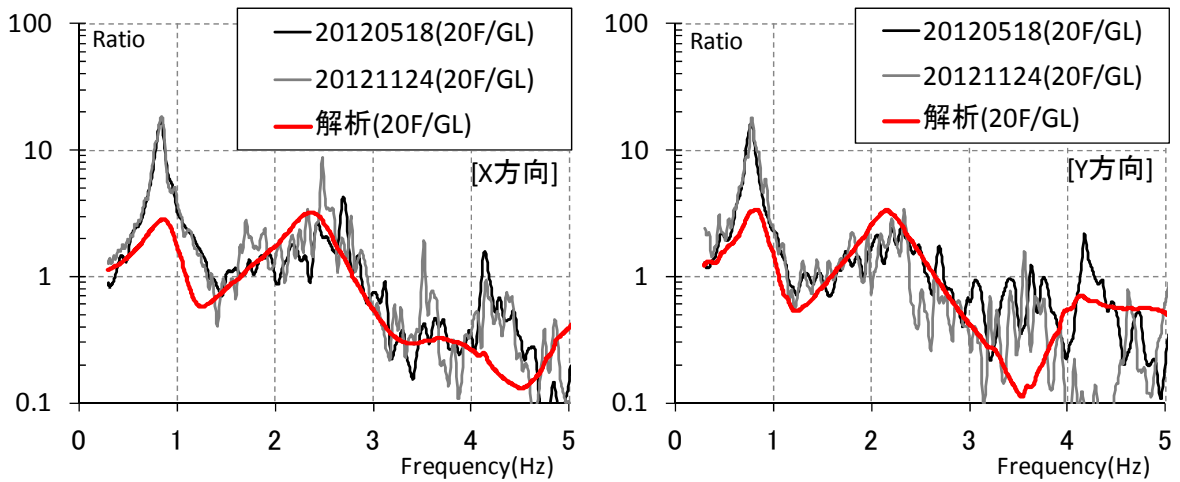
	地盤物性 (せん断波速度)	建物物性
Case4	PS 検層 (0Hz 近傍の地盤ばね)	設計モデルより見直し (X 方向 0.85 倍, Y 方向 0.75 倍)
Case4-2	PS 検層 (2.5Hz 近傍の地盤ばね)	設計モデルより見直し (X 方向 0.85 倍, Y 方向 0.75 倍)

表 7-8 地盤ばね定数

			Case4		Case4-2	
			X方向	Y方向	X方向	Y方向
水平	地盤ばね	K(kN/m)	7.69E+06	7.86E+06	7.69E+04	7.86E+04
	減衰	C(kN.s/rad)	9.12E+04	9.30E+04	3.97E+05	4.12E+05
回転	地盤ばね	K(kN/m)	2.04E+10	1.64E+10	2.04E+10	1.64E+10
	減衰	C(kN.s/rad)	1.30E+08	9.32E+07	1.30E+08	9.32E+07

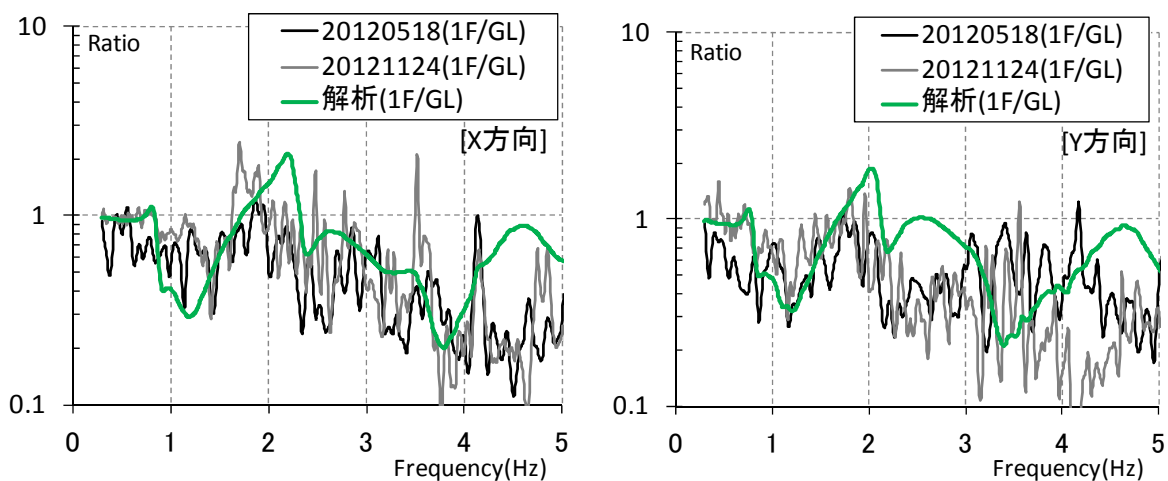


[Case4]

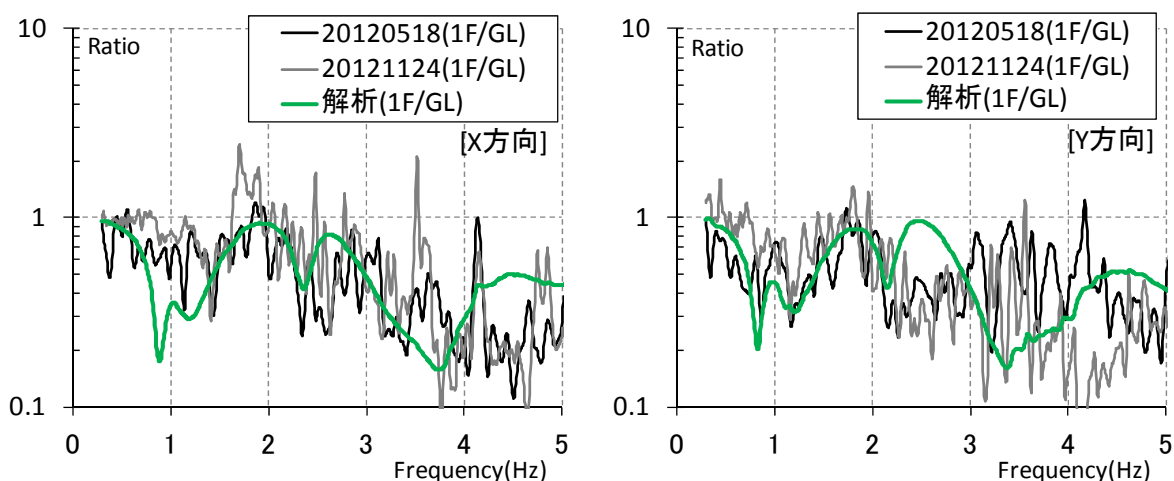


[Case4-2]

図 7-45 観測記録と解析結果 (Case4, Case4-2) の伝達関数 (20F/GL) の比較
(X(長辺), Y(短辺))



[Case4]



[Case4-2]

図 7-46 観測記録と解析結果 (Case4, Case4-2) の伝達関数 (1F/GL) の比較
(X(長辺), Y(短辺))

図 7-45 に 20F/GL の伝達関数の結果を示す。水平地盤ばねの減衰が Case4-2 では Case4 に比べて大きいと、一次ピークと二次ピークの振幅比が小さくなっていることがわかる。それにより、2.0Hz 付近の二次ピークでは Case4 よりも Case4-2 の方が観測記録と良好な対応を示している。図 7-46 に 1F/GL の伝達関数の結果を示す。1F/GL の伝達関数も、Case4 に比べて Case4-2 で 2.0Hz 付近の山が小さくなっていることが確認できる。そのため、2.0Hz～3.0Hz 付近の山や谷は建物の 2 次モードの影響を受けていることが考えられる。

(4) まとめ

建築物 UKM の観測記録を用いてシミュレーション解析および基礎入力動の推定を行った。その結果、PS 検層と設計モデルを基にした定数により概ね再現できた。ただし、建物の剛性を調整しなければならない要因としては、2011 年 3 月 11 日の本震で建物の剛性が変化したことが推察されるものの定かではない。

地盤ばねをパラメータとした検討から、1F/GL 伝達関数の 2.0Hz～3.0Hz では建物の 2 次モードの影響を受けていることが考えられる。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計、2006.2

8. 建築物 SN2 (32F+B1F, 杭+連壁基礎) について

本章では、建築物 SN2 を対象として地表および建築物における地震観測記録をもとに露頭波の推定、分離型モデル(SR モデル)および一体型モデル(3 次元 FEM モデル)による解析検討を行う。

(1) 建築物概要と地震観測記録

1) 建築物概要

建築物 SN2 は東京都江東区に位置する地上 32 階建の鉄骨鉄筋コンクリート造ラーメン構造の共同住宅である。基準階平面図を図 8-1 に示す。平面は 5×5 スパンで、概ね正方形の整形な架構である。基礎形式は、地中連壁(外周)および杭基礎であり GL-55m の細砂層を支持層としている。基礎の概要図を図 8-2 に、杭伏図を図 8-3 に示す。内部は 16 本の杭($\phi 2,400$)が配置され、外周は $t=1,200$ の連壁が囲んでいる。以下これを単に「連壁基礎」と呼ぶ。図 8.4 は代表軸組図である。以上の図面および後述の構造特性は設計図書を引用している。

用途	: 共同住宅
階数	: 地上 32 階、地下 1 階
高さ	: 98.11m
基礎底深さ	: GL-8.3m
上部構造	: SRC 造 (ラーメン構造)
主要材料	: 鉄骨 SM495A, SM495B, TMCP325、鉄筋 SD345、SD295A コンクリート Fc21~36
基礎構造	: 連壁基礎: 地中連続壁および場所打ち杭 (先端位置 GL-57m)

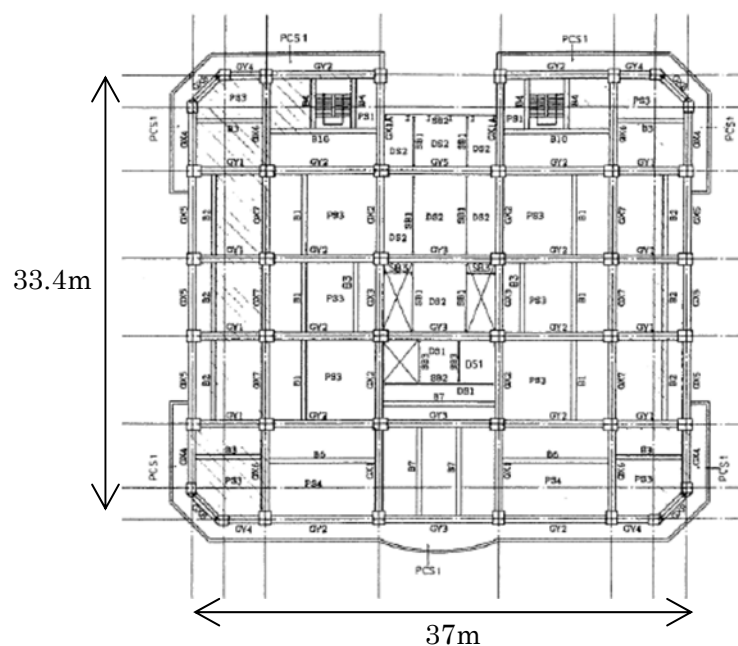


図 8-1 基準階平面図

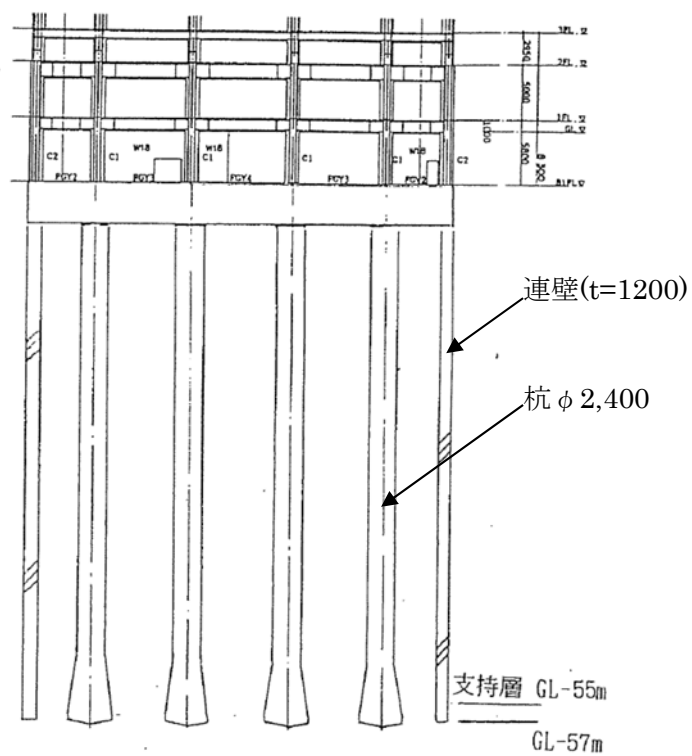
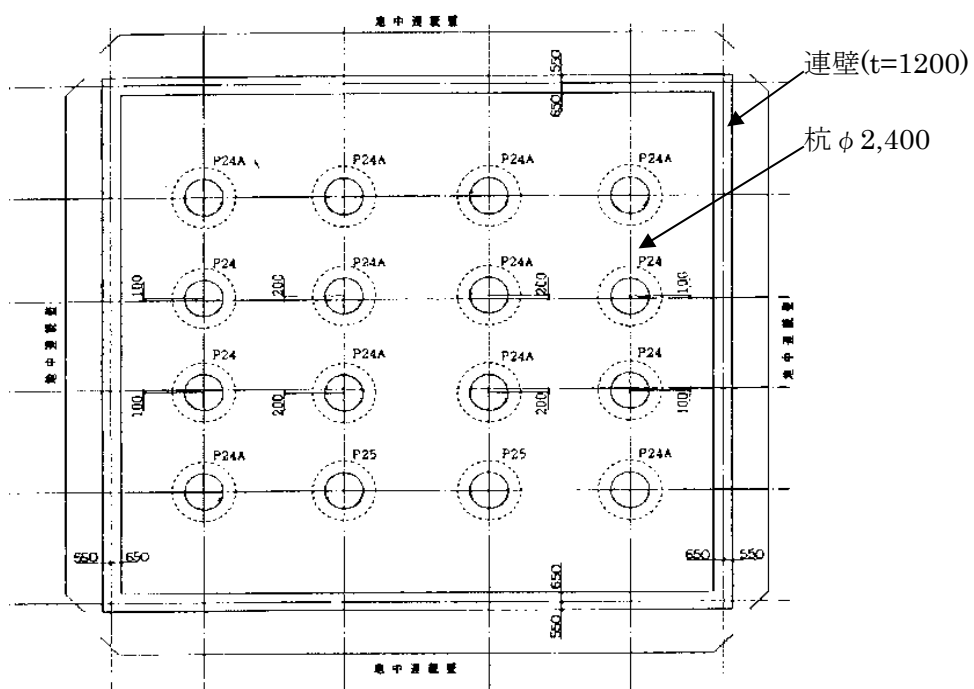


図 8-2 基礎の概要



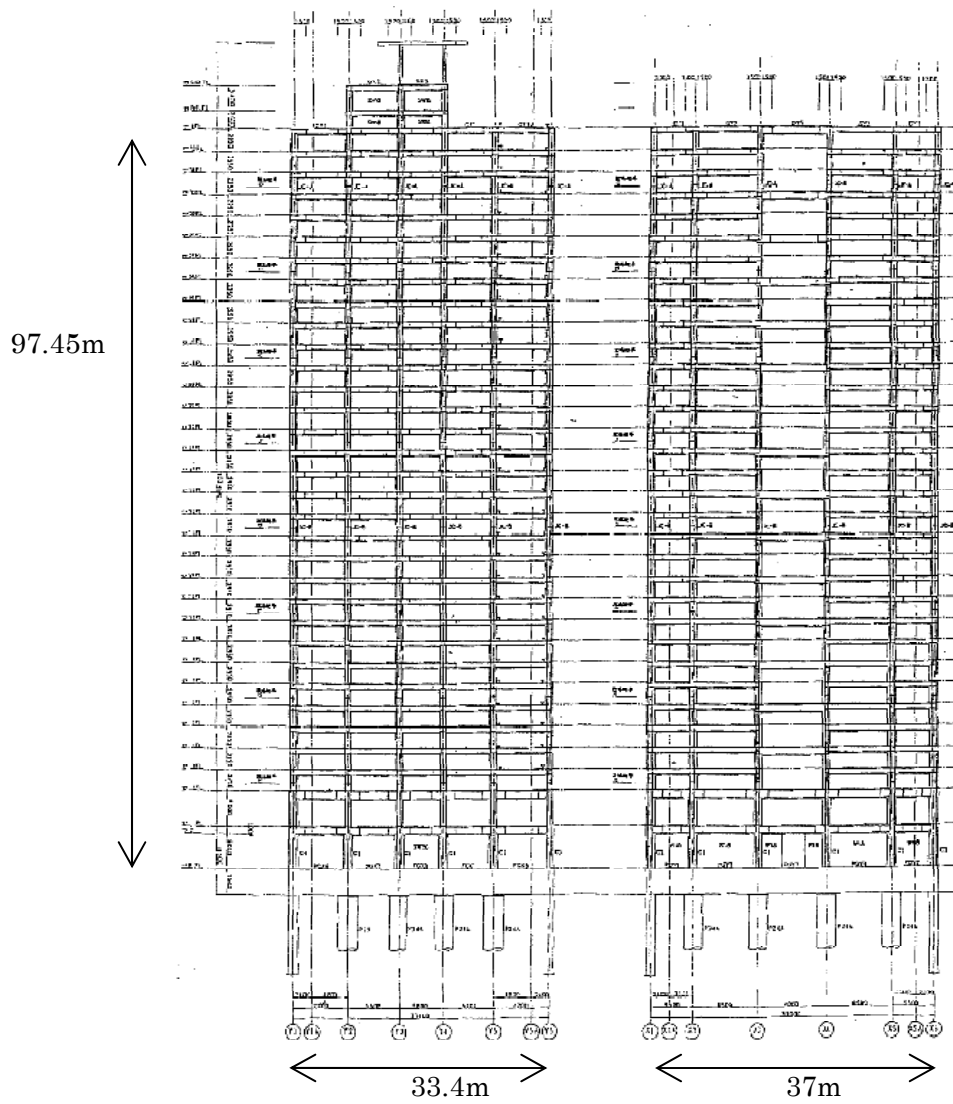


图 8-4 代表轴组图

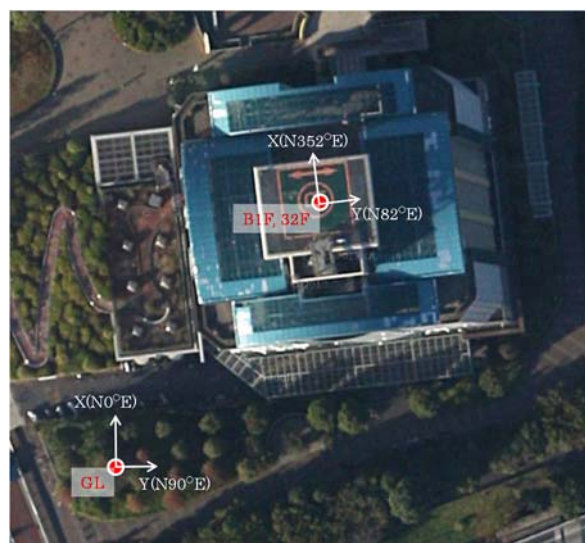


图 8-5 地震観測位置

2) 地震観測記録の概要

地震観測位置を図 8-5 に示す。地震計は GL、B1F、32F に設置している。

検討対象となる地震観測記録は、2011 年東北地方太平洋沖地震の本震である。

得られた地震波形を図 8-6 に、加速度応答スペクトルを図 8-7 に示す。

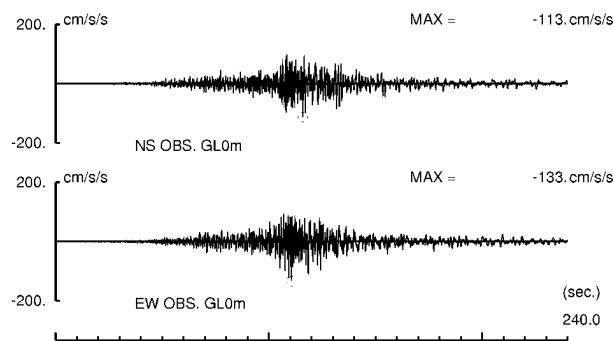


図 8-6 加速度波形 (2011. 3. 11 地震)

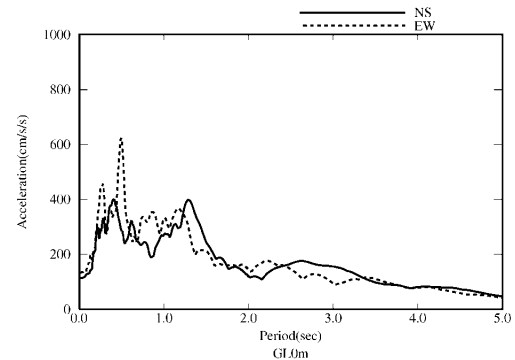


図 8-7 加速度応答スペクトル

(2) 地盤の剥ぎ取り解析による露頭波の評価

図 1-1 に示すフローに基づき、地表の観測記録から工学的基盤での露頭波を評価するとともに、原位置採取試料による液状化試験結果を用いて有効応力解析を行った。

表 8.1 に地盤定数、図 8-8 に土の非線形モデルを示す。地盤の層序と S 波速度は、原位置調査結果に基づいて設定した。土の非線形モデルは、原位置採取試料による動的変形試験結果に基づいて設定した。また工学的基盤は、GL-71.25m とした。解析では、地盤を 1 次元土柱にモデル化し、工学的基盤位置(GL-71.25m)を粘性境界とした。

図 8-9 と図 8-10 に、観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル(減衰 5%)および加速度波形を示す。最大加速度は NS 方向が 94Gal、EW 方向が 113Gal であり、観測に比べて若干小さいものの、両者は概ね対応している。

図 8-11 に、地盤の最大応答値を示す。地表での最大変位は約 4cm であり、最大せん断歪みは約 0.2%になっている。図 8-12 に、地盤の等価物性値を示す。地盤のせん断剛性比は、歪みが大きい深度 GL-20m 付近で約 0.5 に低下している。

図 8-13 に、工学的基盤での露頭波の擬似速度応答スペクトル(減衰 5%)を、品川と夢の島での露頭波と比較して示す。両方向とも、品川と夢の島での露頭波と概ね同じ振幅レベルであることが確認できる。

表 8-1 地盤定数

深度 (m)	密度 (t/m ³)	S波速度 (m/s)	ポアソン比	土質	非線形 モデル番号	基準歪み (%)	最大減衰 定数(%)
2.00	1.60	130	0.441	B	1	0.08	21
5.50	1.60	190	0.487	B	1	0.08	21
6.75	1.74	150	0.495	Ac1	2	0.14	17
8.45	1.78	150	0.495	As	1	0.08	21
9.80	1.60	150	0.495	Ac2	2	0.14	17
12.80	1.84	180	0.493	Yu	1	0.08	21
19.00	1.67	140	0.495	Ylu	2	0.14	17
25.60	1.67	140	0.495	Ylu	3	0.22	13
30.85	1.67	190	0.493	YII	4	0.20	15
37.45	1.67	190	0.493	YII	5	0.18	18
45.90	1.79	240	0.488	Na	6	0.13	17
54.70	1.79	240	0.488	Na	7	0.13	19
71.25	1.80	320	0.482	Eds	7	0.13	19
	2.00	480	0.471	Edg	—	—	—

工学的基盤

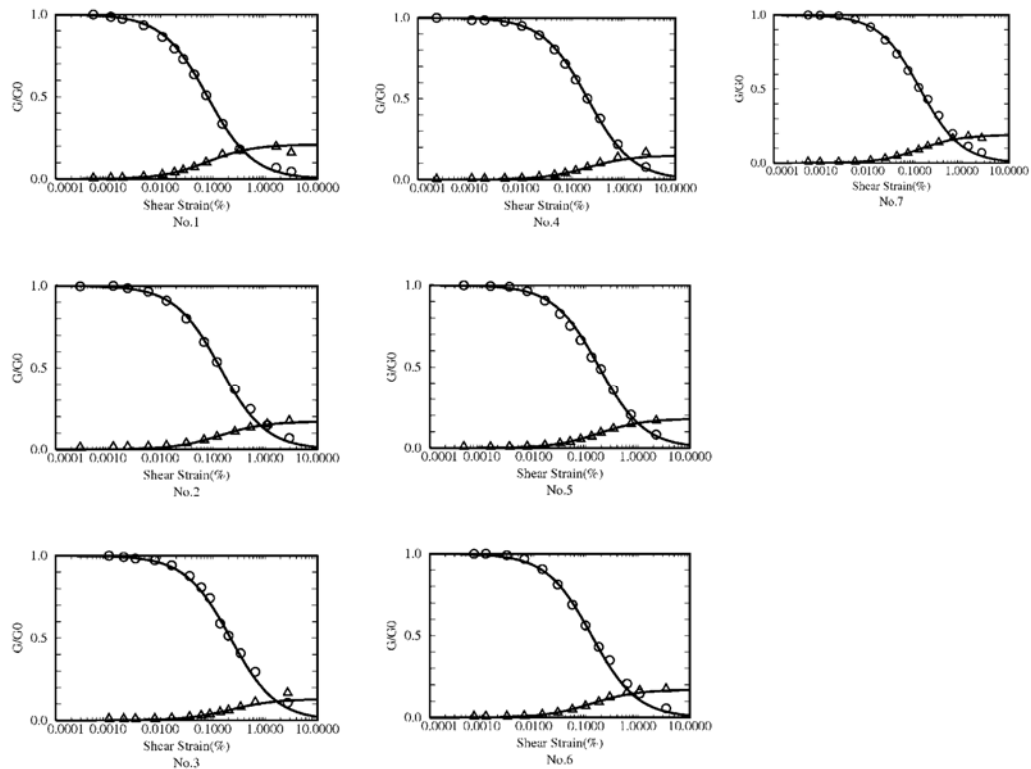
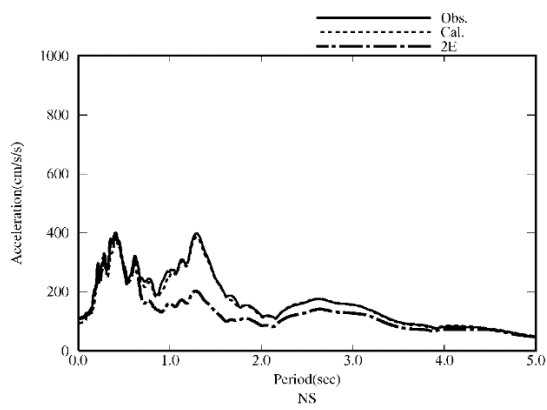
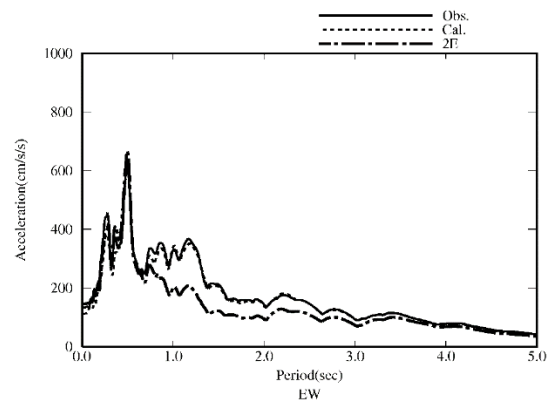


図 8-8 地盤の非線形モデル(表の非線形モデル番号に対応)

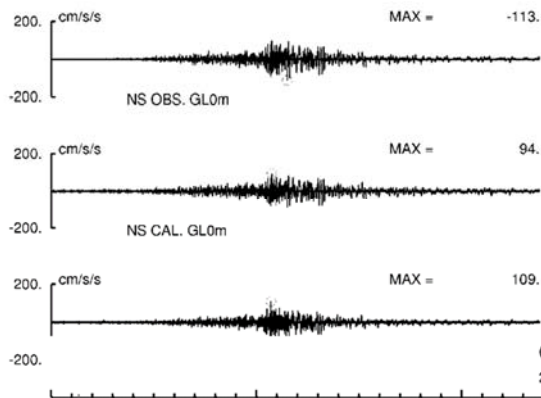


NS 方向

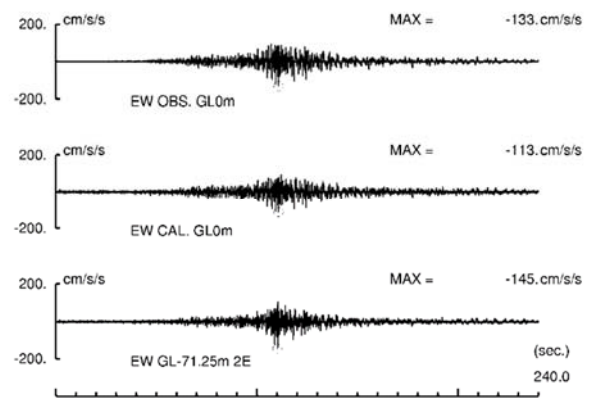


EW 方向

図 8-9 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル(減衰 5%)



NS 方向



EW 方向

図 8-10 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度波形

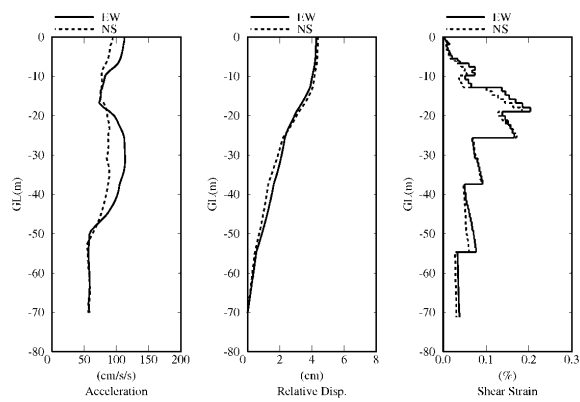


図 8-11 地盤の最大応答値

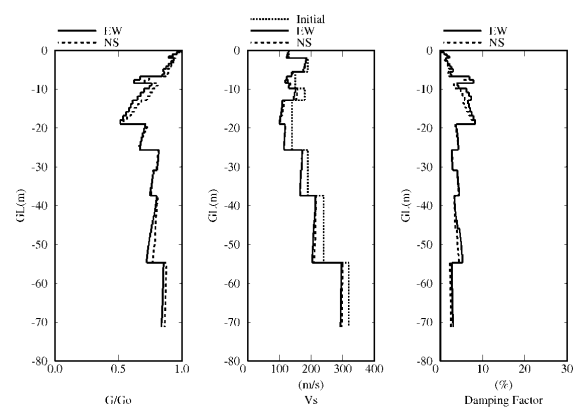


図 8-12 地盤の等価物性値

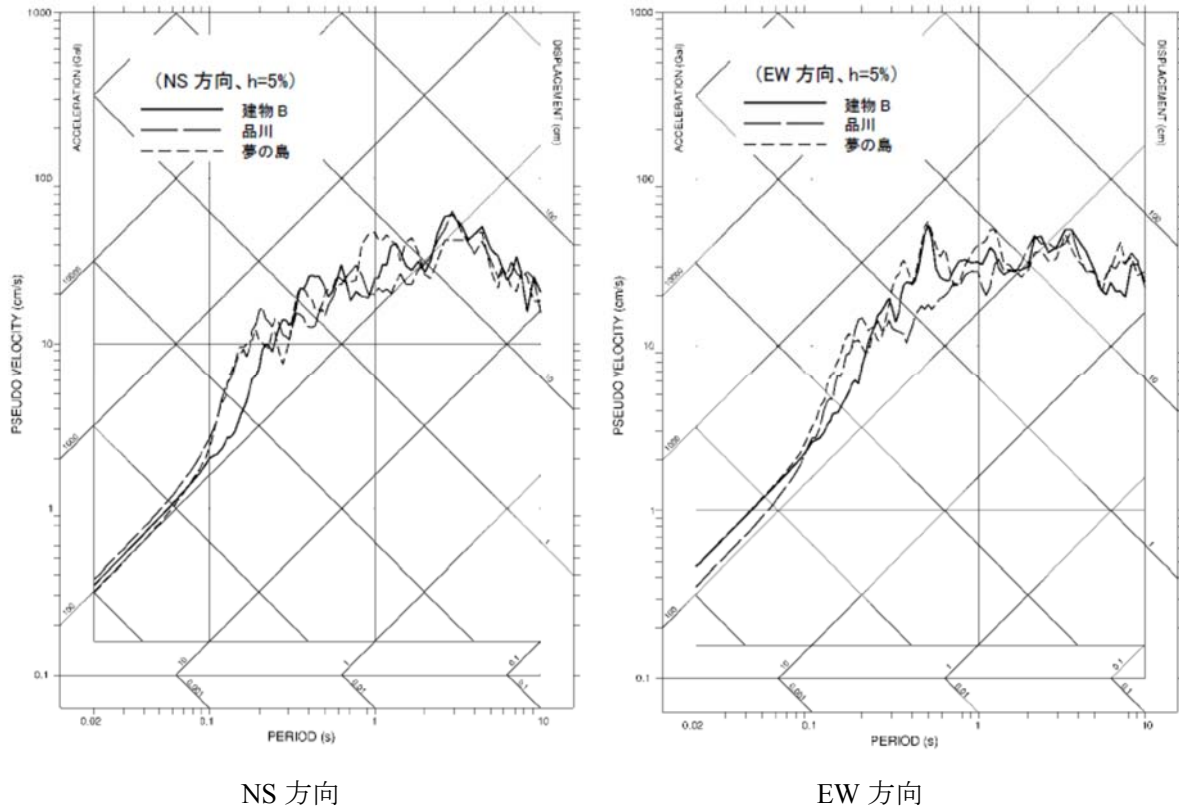


図 8-13 露頭波の擬似速度応答スペクトル(減衰 5%)の比較

有効応力解析は、第 1 項で述べたとおり、プログラム FLIP を用いて行うが、せん断歪みの増大と過剰間隙水圧の上昇に伴う土の非線形性を考慮した。地盤の層序と S 波速度、および土の非線形モデルは、前述と同じである。

液状化は、B 層と As 層および Yu 層について考慮した。図 8-14 に、各層の液状化強度曲線を示す。液状化パラメータは、解析モデルによる液状化強度曲線が、当該層での採取試料による液状化試験結果に適合するよう設定した。なお、地下水位は GL-2m とした。

解析では、地盤を 1 次元土柱にモデル化し、工学的基盤位置(GL-71.25m)を粘性境界とした。また入力地震動は、前述の地表の観測記録から評価した露頭波を用いた。

図 8-15 に、有効応力解析による地表加速度の応答スペクトル(減衰 5%)と時刻歴波形、および GL-8m での過剰間隙水圧比(初期有効応力に対する過剰間隙水圧の比率)の時刻歴波形を示す。最大加速度は、NS 方向が 96Gal、EW 方向が 114Gal であり、GL-8m での最大過剰間隙水圧比は約 10%である。

図 8-16 に、有効応力解析による地盤の最大応答値分布を示す。最大変位は約 4cm、最大せん断歪みは約 0.2%となっている。

図 8-17 に、観測記録と有効応力解析および全応力解析による地表での加速度応答スペクトル(減衰 5%)を比較して示す。三者はほぼ重なっており、過剰間隙水圧の上昇の影響は殆どないこと、また両解析結果は観測記録と良く対応していることが確認できる。

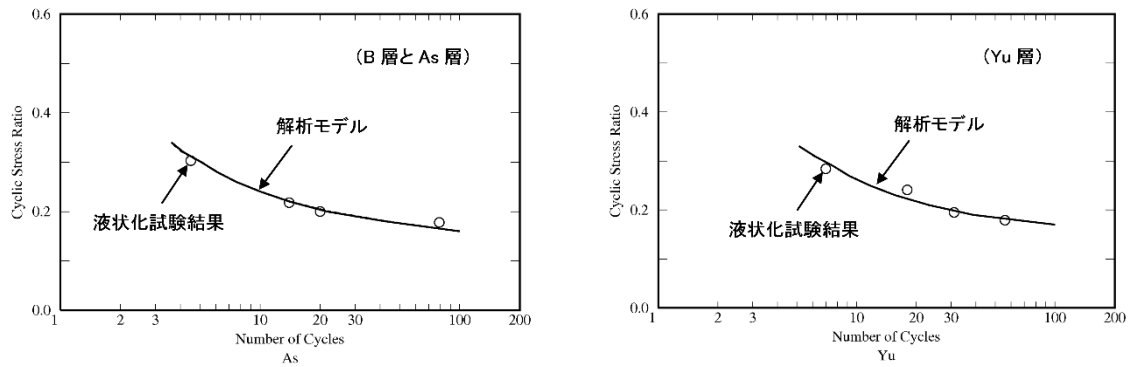


図 8-14 液状化強度曲線

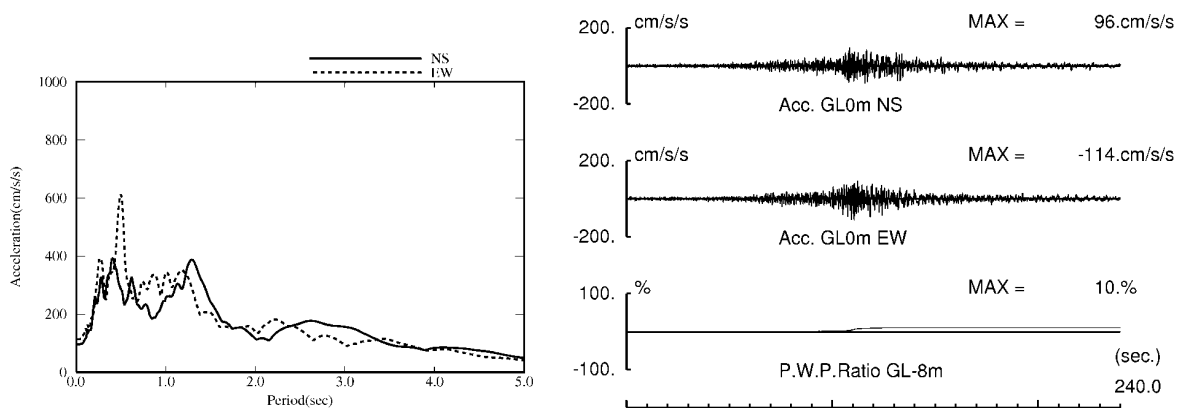


図 8-15 有効応力解析による地表での加速度応答スペクトル(減衰 5%)と
加速度波形および GL-8m での過剰間隙水圧比の時刻歴波形

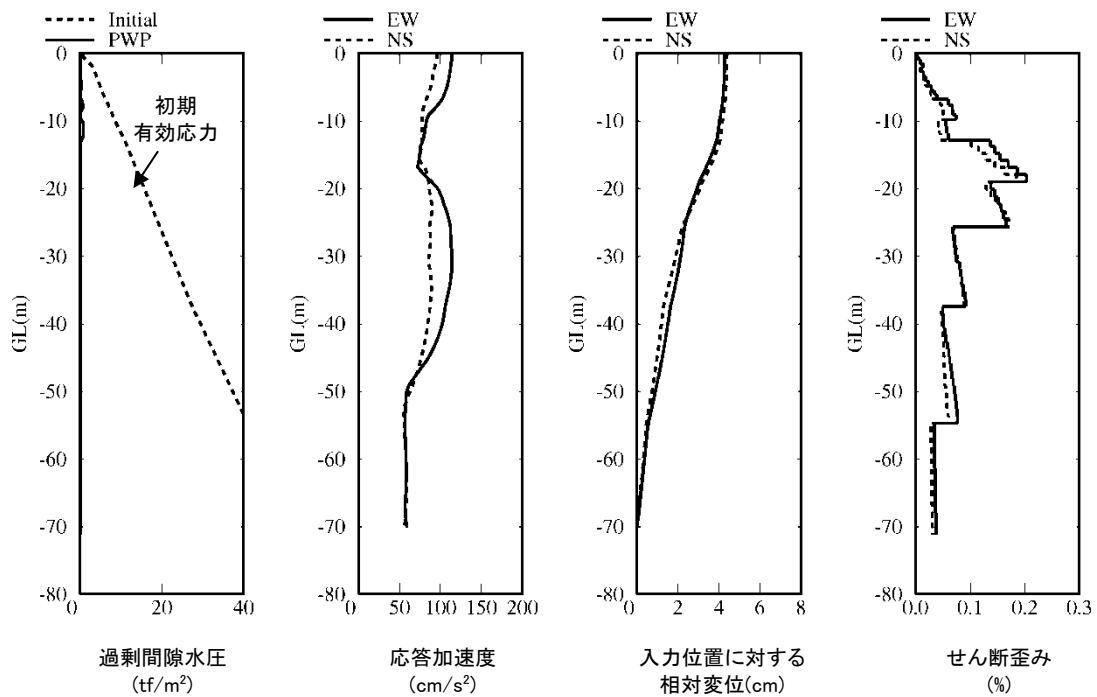


図 8-16 有効応力解析による地盤の最大応答値分布

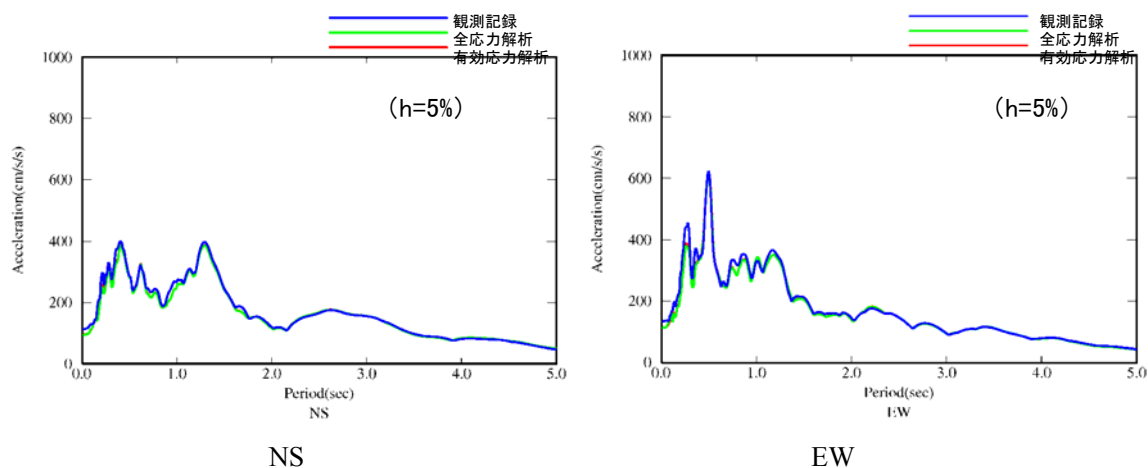


図 8-17 観測記録と解析による地表加速度の
応答スペクトル(減衰 5%)

(3) 観測記録のシミュレーション

1) SR モデル(分離型モデル)等によるシミュレーション

1)-1 モデル化の概要

本震(3/11)での基礎入力動を評価し、建物のシミュレーション解析を行う。表 8-2 に建物モデルの概要を示す。建物モデルは、評定資料の再現モデルとした。表 8.3 及び表 8.4 に建物モデル(せん断型モデル)に用いる緒元を示す。

解析は、図 8-18 に示す基礎固定モデル、ロッキングモデル、および SR モデルをそれぞれ用いた場合の 3 ケースとした。入力地震動は基礎固定モデルとロッキングモデルは B1F での観測記録、SR モデルは解析により求めた基礎入力動とした。

表 8-5, 図 8-18 に解析ケースを示す。基礎固定モデルでは、武藤モデルと武田モデルについて検討する。当該建物の設計図書では武田モデルを用いているため、その影響を把握する。

表 8-2 建物モデルの概要

建物モデル	せん断型モデル（曲げを剛としてモデル化） ただし、ヤング係数を 1.05 倍とする。
建物の履歴特性	Degrading Tri-Linear
建物の減衰	基礎固定周期 2 秒に対して 2%あるいは 3%の内部粘性減衰
杭、連壁モデル	線形（弾性剛性）
地盤物性	地盤応答解析での等価物性値

表 8-3 重量および復元力特性 (X 通り=NS 方向)

階	階高 (m)	重量 (ton)	第1剛性 (t/cm)	第2剛性 (t/cm)	第3剛性 (t/cm)	Qc (t)	Qy (t)	K2/K1	K3/K1
PR	3.40	239.5	622.0	622.0	622.0	44.8	341.2	1.000	1.000
P1	2.60	206.9	1443.8	1443.8	1443.8	83.9	639.7	1.000	1.000
R	2.95	967.1	1678.3	1183.9	1005.1	130.6	568.7	0.705	0.599
32	2.95	1285.6	2030.3	1252.6	859.4	177.2	1130.5	0.617	0.423
31	2.95	1313.7	2508.0	1419.2	922.9	242.4	1598.4	0.566	0.368
30	2.95	1381.6	2909.6	1541.8	906.6	307.7	2095.0	0.530	0.312
29	2.95	1324.2	3129.7	1559.5	790.0	354.3	2485.8	0.498	0.252
28	2.95	1392.1	3339.8	1573.4	649.7	401.0	2875.7	0.471	0.195
27	2.95	1324.2	3533.7	1598.5	512.2	447.6	3248.9	0.452	0.145
26	2.95	1395.6	3746.0	1646.7	418.1	490.5	3581.4	0.440	0.112
25	2.95	1332.4	3867.8	1657.8	352.6	518.5	3796.9	0.429	0.091
24	2.95	1400.2	4034.4	1683.0	312.5	546.4	4009.5	0.417	0.077
23	2.95	1332.4	4162.2	1733.7	289.4	574.4	4228.5	0.417	0.070
22	2.95	1400.2	4300.5	1793.8	270.1	600.5	4435.9	0.417	0.063
21	2.95	1332.4	4394.9	1819.6	248.7	619.2	4582.9	0.414	0.057
20	2.95	1400.2	4532.3	1859.9	233.0	637.8	4728.7	0.410	0.051
19	2.95	1332.4	4631.6	1901.6	224.3	656.5	4875.0	0.411	0.048
18	2.95	1400.5	4781.5	1954.4	221.1	673.3	5008.2	0.409	0.046
17	2.95	1333.0	4953.0	2035.4	222.0	688.2	5129.9	0.411	0.045
16	2.95	1415.2	5158.5	2126.0	224.2	703.1	5251.1	0.412	0.043
15	2.95	1351.9	5272.3	2165.3	222.5	716.2	5352.5	0.411	0.042
14	2.95	1419.6	5402.4	2199.8	217.6	729.2	5449.8	0.407	0.040
13	2.95	1351.9	5529.9	2227.6	211.5	740.4	5529.5	0.403	0.038
12	2.95	1419.6	5699.4	2256.0	207.3	751.6	5605.3	0.396	0.036
11	2.95	1350.2	5825.5	2280.8	207.8	762.8	5680.4	0.392	0.036
10	2.95	1421.4	6014.5	2322.3	214.5	774.0	5756.3	0.386	0.036
9	2.95	1358.4	6149.7	2358.5	228.5	785.2	5832.9	0.384	0.037
8	2.95	1467.0	6373.1	2414.3	252.6	796.4	5911.3	0.379	0.040
7	2.95	1399.3	6535.9	2469.7	290.7	807.5	5990.2	0.378	0.044
6	2.95	1470.4	6819.4	2566.8	354.9	818.7	6070.8	0.376	0.052
5	2.95	1407.5	7115.2	2702.7	468.6	829.9	6151.9	0.380	0.066
4	2.95	1475.1	7616.3	2988.0	726.2	839.3	6205.7	0.392	0.095
3	3.25	1421.1	8222.9	3639.3	1343.4	848.6	6195.5	0.443	0.163
2	4.85	2007.8	7473.5	4404.6	2565.6	856.0	5939.6	0.589	0.343
1	6.95	3697.8	15662.2	15662.2	15662.2	1009.0	7690.3	1.000	1.000
B1	6.00	10304.3	10093.5	9183.7	8780.5	4320.0	9600.0	0.910	0.870

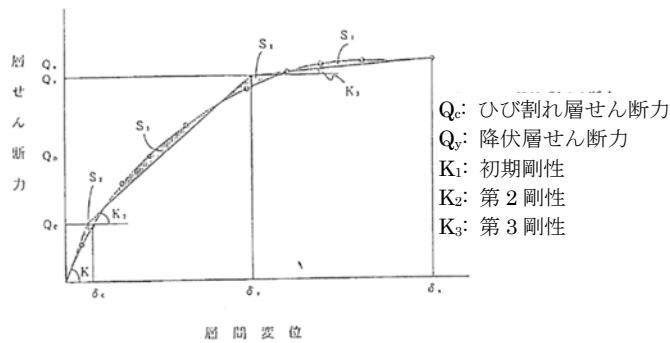


表 8-4 重量および復元力特性 (Y 通り=EW 方向)

階	階高 (m)	重量 (ton)	第1剛性 (t/cm)	第2剛性 (t/cm)	第3剛性 (t/cm)	Qc (t)	Qy (t)	K2/K1	K3/K1
PR	3.40	239.5	1519.8	1519.8	1519.8	43.1	335.4	1.000	1.000
P1	2.60	206.9	2559.4	2559.4	2559.4	80.8	628.2	1.000	1.000
R	2.95	967.1	1464.9	949.4	611.6	125.7	930.2	0.648	0.418
32	2.95	1285.6	1752.2	1019.6	633.6	170.5	1297.5	0.582	0.362
31	2.95	1313.7	2208.3	1207.0	738.8	233.3	1784.3	0.547	0.335
30	2.95	1381.6	2570.4	1367.3	817.8	296.2	2272.8	0.532	0.318
29	2.95	1324.2	2796.9	1461.4	847.9	341.0	2623.9	0.523	0.303
28	2.95	1392.1	2994.1	1543.3	875.2	385.9	2966.5	0.515	0.292
27	2.95	1324.2	3173.1	1610.5	883.7	430.8	3307.3	0.508	0.278
26	2.95	1395.6	3403.6	1696.2	898.8	472.1	3629.7	0.498	0.264
25	2.95	1332.4	3527.2	1736.3	876.4	499.0	3850.9	0.492	0.248
24	2.95	1400.2	3668.0	1780.7	853.3	525.9	4076.8	0.485	0.233
23	2.95	1332.4	3778.5	1835.6	853.7	552.9	4308.8	0.486	0.226
22	2.95	1400.2	3888.1	1889.3	845.1	578.0	4530.5	0.486	0.217
21	2.95	1332.4	3991.2	1911.7	798.7	595.9	4690.7	0.479	0.200
20	2.95	1400.2	4095.1	1943.8	755.1	613.9	4847.6	0.475	0.184
19	2.95	1332.4	4183.5	1973.9	713.2	631.8	5002.1	0.472	0.170
18	2.95	1400.5	4354.4	2013.0	680.2	648.0	5138.0	0.462	0.156
17	2.95	1333.0	4454.2	2041.8	656.1	662.4	5258.6	0.458	0.147
16	2.95	1415.2	4557.4	2076.4	640.1	676.7	5376.9	0.456	0.140
15	2.95	1351.9	4654.8	2105.9	626.4	689.3	5478.9	0.452	0.135
14	2.95	1419.6	4776.9	2143.5	621.8	701.8	5582.7	0.449	0.130
13	2.95	1351.9	4884.4	2178.6	621.5	712.6	5671.7	0.446	0.127
12	2.95	1419.6	5037.5	2217.6	626.4	723.4	5759.8	0.440	0.124
11	2.95	1350.2	5185.8	2256.1	639.8	734.2	5849.4	0.435	0.123
10	2.95	1421.4	5398.7	2318.6	667.1	744.9	5937.6	0.429	0.124
9	2.95	1358.4	5552.2	2377.0	704.9	755.7	6019.9	0.428	0.127
8	2.95	1467.0	5777.1	2453.6	768.5	766.5	6099.0	0.425	0.133
7	2.95	1399.3	5956.3	2526.3	873.1	777.2	6179.5	0.424	0.147
6	2.95	1470.4	6310.6	2640.1	1035.8	788.0	6257.0	0.418	0.164
5	2.95	1407.5	6628.9	2795.4	1269.0	798.8	6318.8	0.422	0.191
4	2.95	1475.1	7237.8	3110.3	1662.8	807.8	6318.2	0.430	0.230
3	3.25	1421.1	8013.0	3627.7	2171.2	816.7	6211.3	0.453	0.271
2	4.85	2007.8	7280.7	4102.3	2651.0	823.9	6156.2	0.563	0.364
1	6.95	3697.8	21527.7	19652.6	12729.9	971.1	7000.0	0.913	0.591
B1	6.00	10304.3	11612.9	10714.3	10266.2	4320.0	9600.0	0.923	0.884

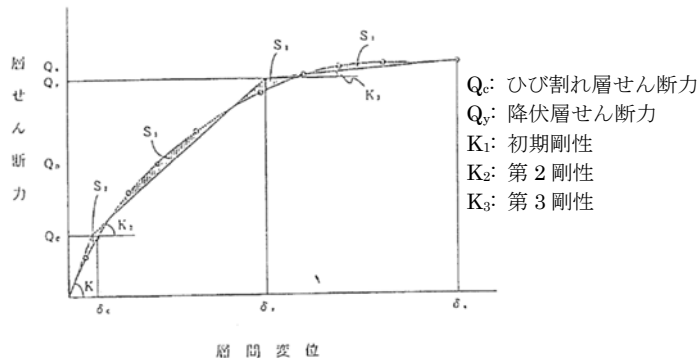


表 8-5 解析ケース一覧

モデル	入力波	復元力特性と減衰
基礎固定モデル	B1F 観測記録	武藤モデル、 $h=3\%$ 初期剛性比例型
	B1F 観測記録	武田モデル、 $h=2\%$ 瞬間剛性比例型
Rockingモデル	B1F 観測記録	武藤モデル、 $h=3\%$ 初期剛性比例型
SRモデル	基礎入力動 (水平のみ)	武藤モデル、 $h=3\%$ 初期剛性比例型
	基礎入力動 (水平と回転)	武藤モデル、 $h=3\%$ 初期剛性比例型

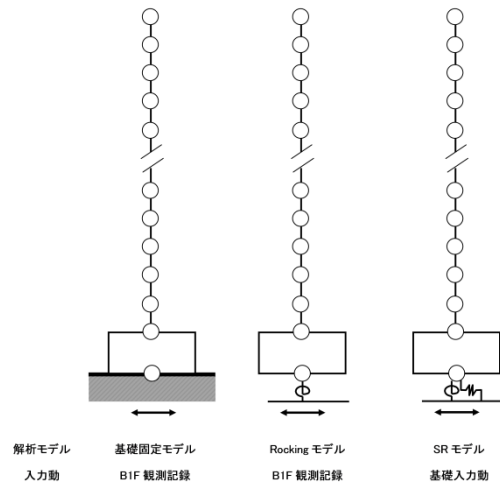


図 8-18 解析モデル

1)-2 基礎入力動と地盤ばねの算定

建築物 SN2 の基礎入力動と地盤ばねは以下のようにモデル化する。図 8-19 に解析モデルを示す。

- ・連壁と内部杭のモデル化

連壁は一体として挙動するとして 1 本棒にモデル化

内部杭の曲げせん断剛性は無視、軸剛性は考慮

- ・各節点の地盤ばねの評価

解析手法：3 次元薄層法

加振解：リング加振解

(水平地盤ばね：水平の加振解、回転地盤ばね：上下の加振解)

連壁と内部杭は各深さで同一変位・回転として縮約

(回転に対しては剛体回転として縮約して、回転地盤ばねを算定)

各節点の地盤ばねは、ばね定数 K と減衰係数 C に置換

ばね定数 K は静的近傍の値、減衰係数 C は最小値 (虚部の接線勾配)

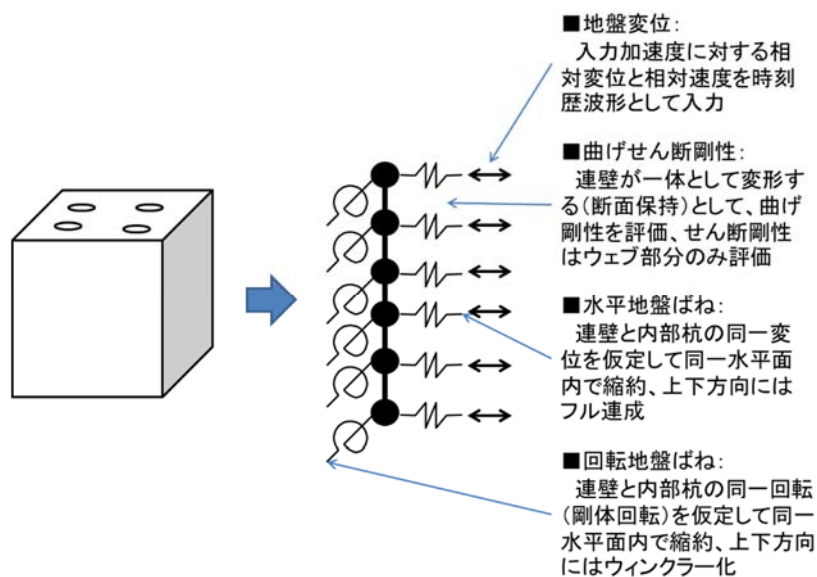


図 8-19 杭と連壁の解析モデル

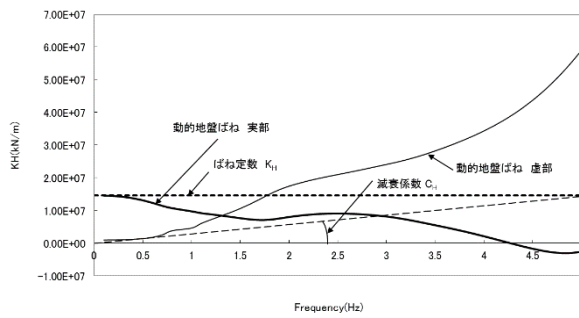
3.11 本震時について基礎底面位置に集約した水平(Sway)と回転(Rocking)ばねを図 8.20 と図 8.21 に、ばね値一覧を表 8.6 に示す。減衰係数 C は最小値（虚部の接線勾配）として評価している。

3.11 本震時の GL に対する基礎入力動（FIM）の伝達関数を図 8.22 及び図 8.23 に示す。観測についても定義が異なるが B1F（FR）の伝達関数を比較として示す。解析の伝達関数は、観測に比べやや低い振動数から入力損失がみられ、その低減効果もやや大きい。

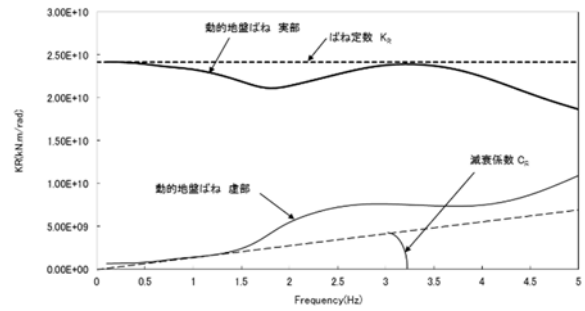
基礎入力動の加速度応答スペクトルを図 8.24 及び図 8.25 に示す。水平の基礎入力動の他に、回転の基礎入力動も有効高さを乗じて示す。有効高さは建物高さの 70% に基礎深さを加えたものとした。水平の基礎入力動は、2 秒以上の長周期では基礎底面位置とほぼ対応し、2 秒より短周期では基礎底面位置より低減しており、B1F の観測記録とも対応している。回転の基礎入力動に有効高さを乗じたものは、建物 1 次周期付近の 2～3 秒程度でも水平動の 2 割程度と影響が大きく、1.5 秒以下では水平動より大きな回転動の入力となっている。

表 8-6 地盤ばね一覧（3.11 本震時）

	水平ばね		回転ばね	
	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)	ばね定数 (kN・m/rad)	減衰係数 (kN・m・s/rad)
X 通り方向 (NS 方向)	1.45×10^7	4.55×10^5	2.42×10^9	2.24×10^8
Y 通り方向 (EW 方向)	1.48×10^7	4.45×10^5	2.75×10^{10}	2.60×10^8

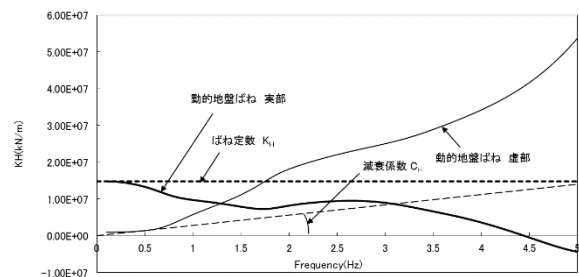


水平方向

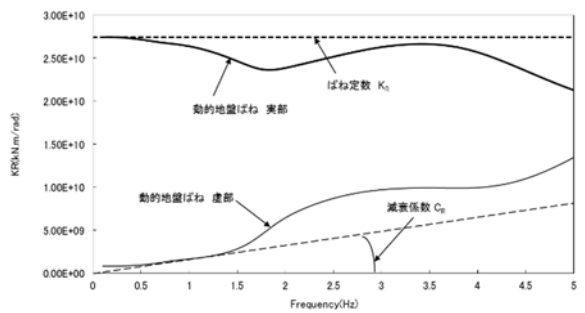


回転方向

図 8-20 X 通り方向 (NS 方向) の地盤ばね (3.11 本震時)

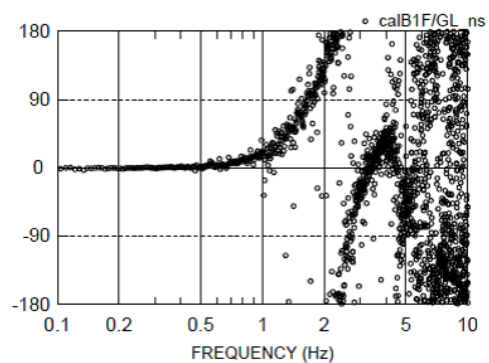
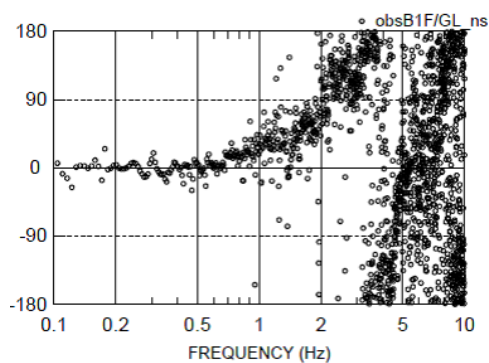
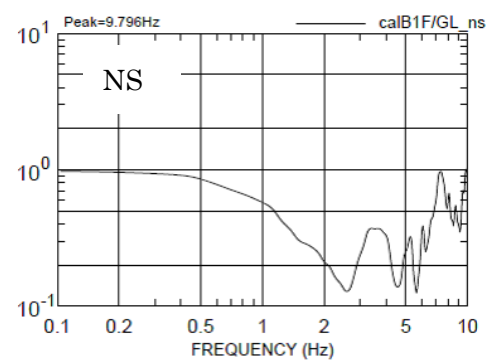
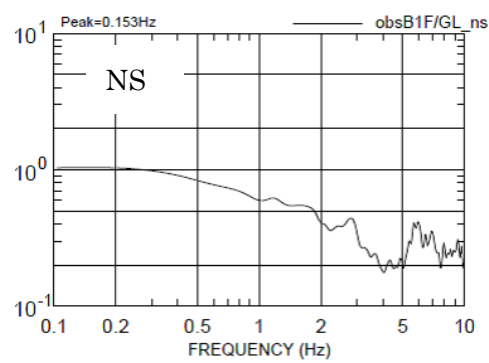


水平方向



回転方向

図 8-21 Y 通り方向 (EW 方向) の地盤ばね (3.11 本震時)



観測

解析

図 8-22 基礎入力動の伝達関数 (基礎/GL、3.11 本震、NS 方向)

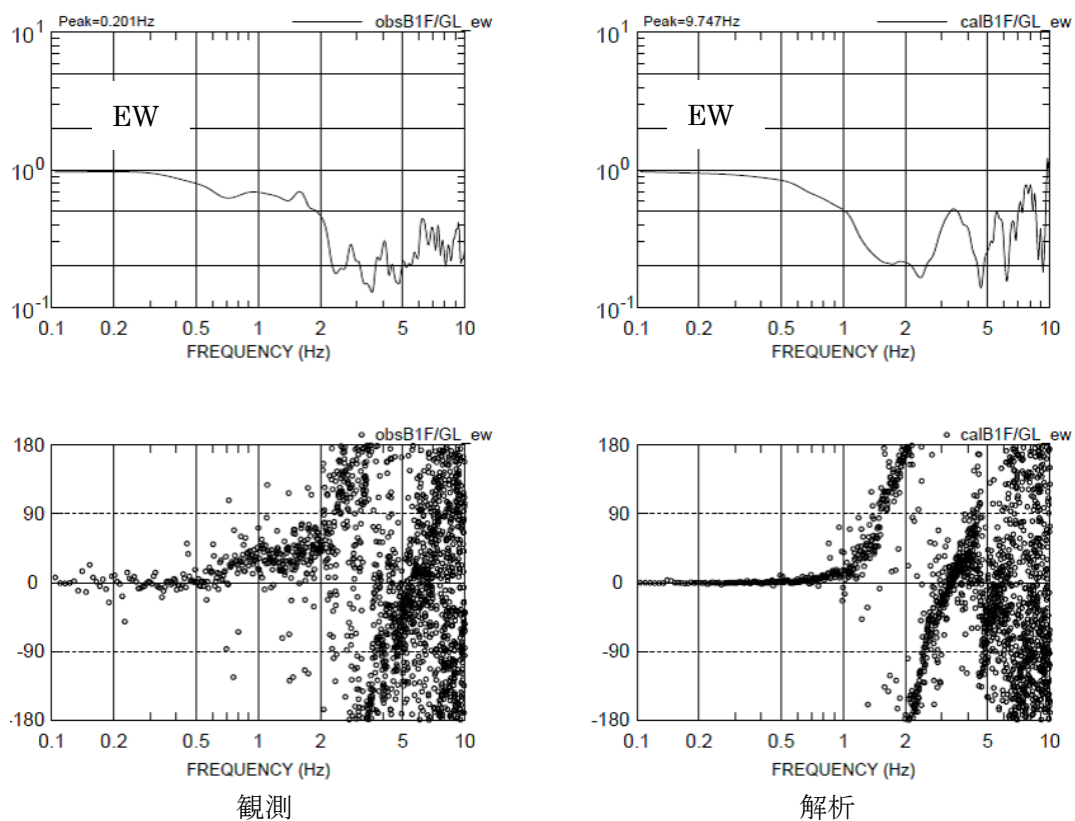


図 8-23 基礎入力動の伝達関数（基礎／GL、3.11 本震、EW 方向）

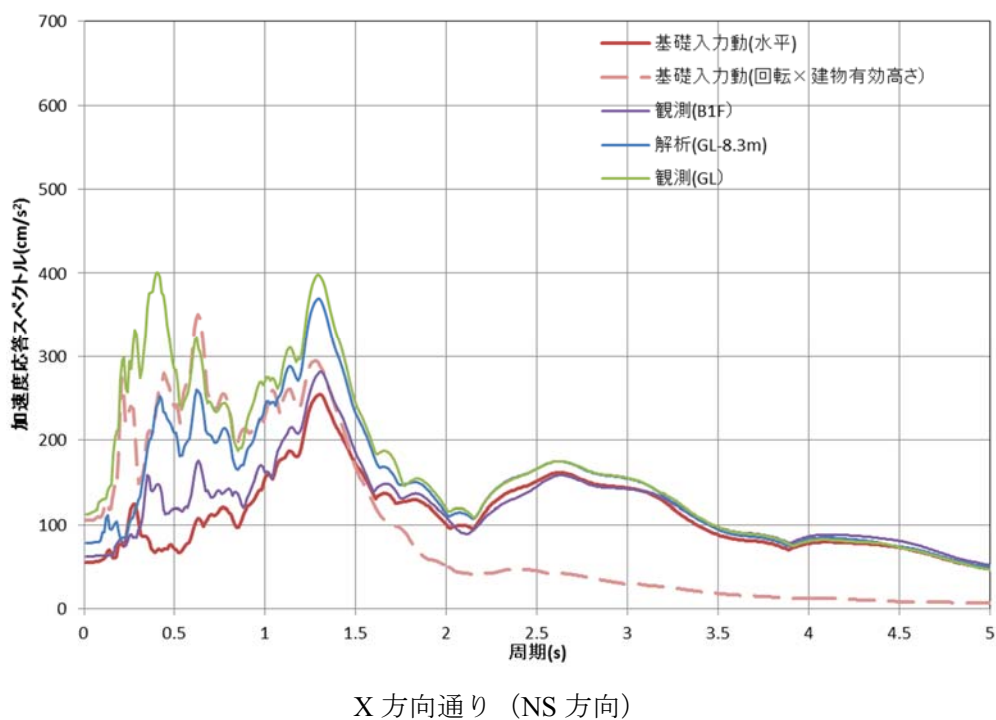
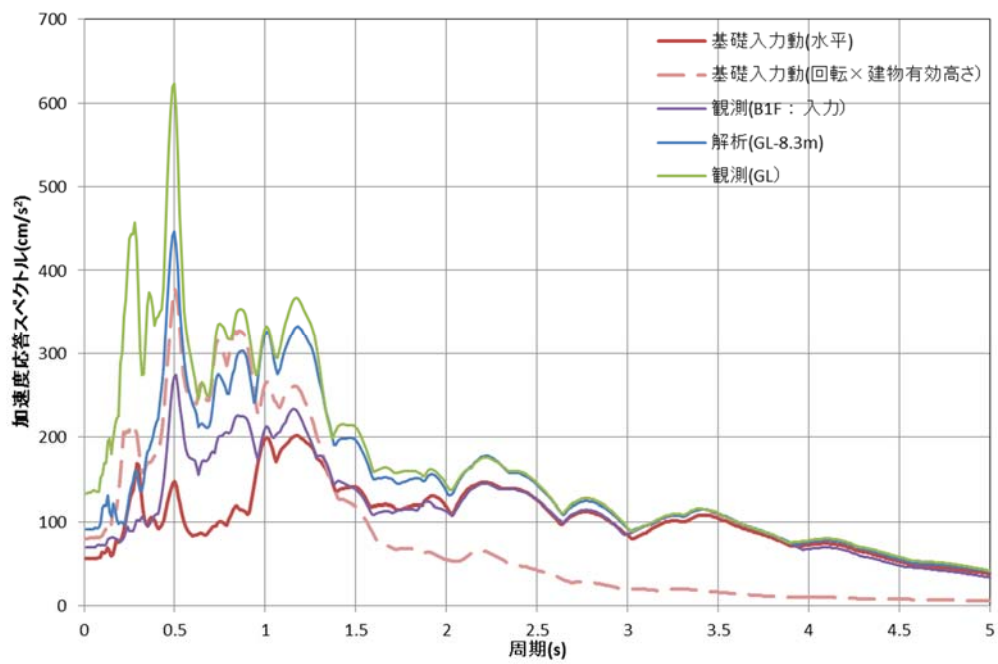


図 8-24 基礎入力動の加速度応答スペクトル（3.11 本震）
 （建物有効高さ = 建物高さ 98m×0.7 + 基礎深さ 8.3m = 77m）



Y 方向通り (EW 方向)

図 8-25 基礎入力動の加速度応答スペクトル (3.11 本震)
 (建物有効高さ = 建物高さ $98\text{m} \times 0.7$ + 基礎深さ 8.3m = 77m)

1)-3 固有値解析

固有値解析結果を表 8-7 に示す。SR モデルは、基礎固定モデルに比べ 1 次周期で 1～2%程度周期が長くなっている。

表 8-7 固有値解析結果

		NS (X 通り方向)		EW (Y 通り方向)	
		周期(s)	刺激係数	周期(s)	刺激係数
1 次	基礎固定モデル (設計時)	2.07	1.38	2.16	1.37
	基礎固定モデル (E:1.05 倍)	2.01	1.38	2.11	1.37
	SR モデル (E:1.05 倍)	2.11	1.38	2.19	1.38
2 次	基礎固定モデル (設計時)	0.758	0.629	0.790	0.616
	基礎固定モデル (E:1.05 倍)	0.739	0.629	0.771	0.616
	SR モデル (E:1.05 倍)	0.750	0.636	0.780	0.624
3 次	基礎固定モデル (設計時)	0.467	0.460	0.488	0.435
	基礎固定モデル (E:1.05 倍)	0.455	0.460	0.477	0.435
	SR モデル (E:1.05 倍)	0.463	0.467	0.484	0.444

Sway/Rocking ばねは 3.11 本震時の地盤物性を使用

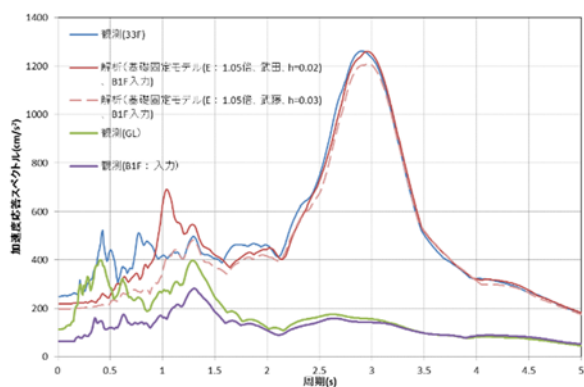
1)-4 建物応答と相互作用の影響検討

基礎固定モデルの応答結果を図 8-26 (3.11 本震) に示す。入力動には B1F の観測記録を用いる。ここでは武藤モデルと武田モデルを比較して示す。武藤モデルは、武田モデルに比べ履歴減衰が小さくなるが、履歴減衰と組み合わせる内部減衰定数を $h=0.02$ から 0.03 とすることにより、建物応答は概ね対応する結果が得られた。

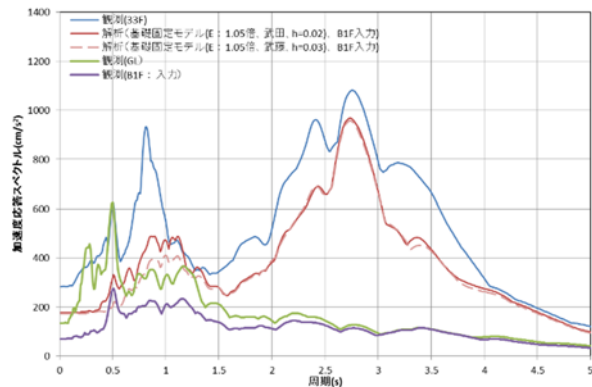
解析と観測と比較すると、建物 1 次周期付近の 2～3 秒付近では概ね対応しているが、建物の高次モードの影響が見られる短周期領域では、対応がよくない。これは建物モデルをせん断型モデルとしたことによる影響と考えられる。そのため、短周期領域の合致度を向上するためには、建物モデルを曲げせん断型にするなどの見直しが今後必要である。

Rocking モデルの応答結果を図 8-27 (3.11 本震) に示す。入力動には B1F の観測記録を用いる。Rocking モデルは、基礎固定モデルと比較すると観測との対応が改善している。EW 方向では観測に比べ小さめの応答となっているが、NS 方向では観測とほぼ対応している。

3.11 本震時の SR モデルの応答結果を図 8-28 (33F) と図 8-29 (B1F) に示す。ここでは、入力動には地盤応答から解析的に求めた基礎入力動を用いる。基礎入力動としては、水平と回転の両方を考慮した場合と、水平のみとした場合について比較する。回転動の有無を比較すると、回転動の影響により 33F の応答は大きくなる。EW 方向では、観測との対応がよくなっている。一方、NS 方向では観測よりやや大きめの評価となっているものの概ね対応している結果が得られた。B1F の応答は 0.5～1 秒でやや過小評価しているが、それ以外の周期ではよく対応している。

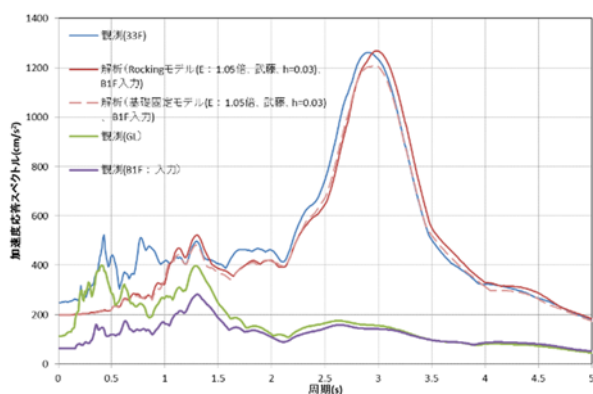


X 方向通り (NS 方向)

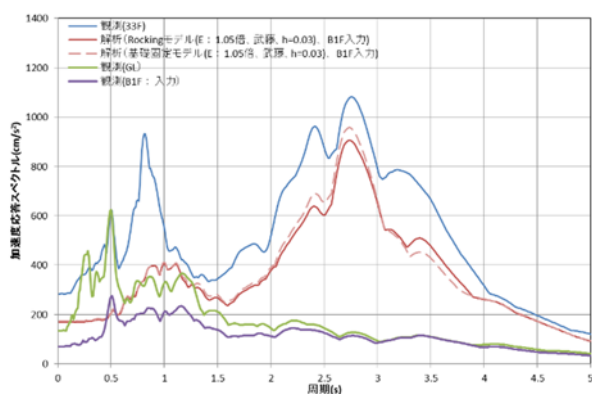


Y 方向通り (EW 方向)

図 8-26 3.11 本震の基礎固定モデルの加速度波形とスペクトル
(武藤モデルと武田モデルの比較、B1F 観測波入力)

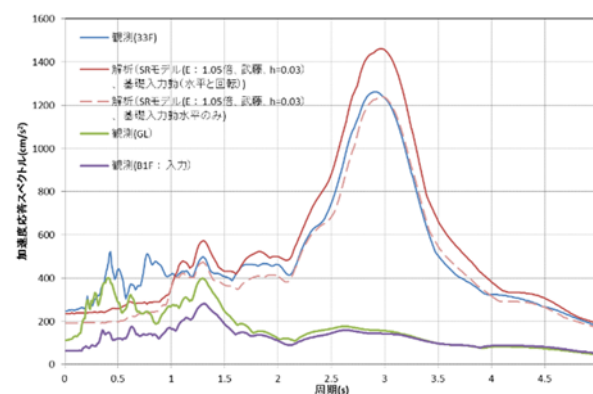


X 方向通り (NS 方向)

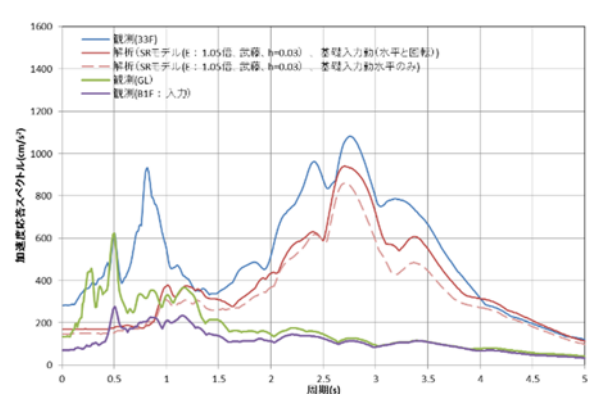


Y 方向通り (EW 方向)

図 8-27 3.11 本震の Rocking モデルの加速度波形とスペクトル
(基礎固定モデルと Rocking モデルの比較、B1F 観測波入力)



X 方向通り (NS 方向)



Y 方向通り (EW 方向)

図 8-28 SR モデルによる 33F の加速度応答スペクトル
(基礎入力動の回転の有無による比較、3.11 本震)

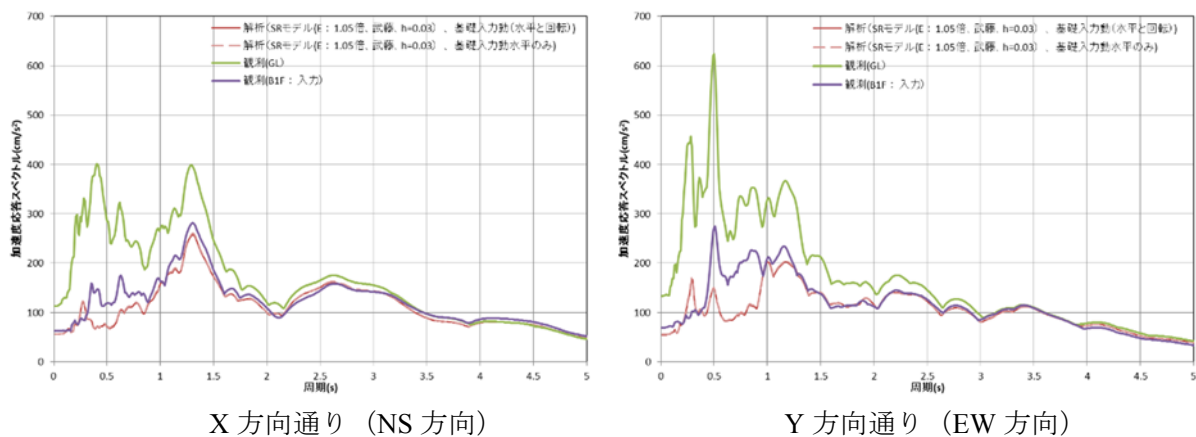


図 8-28 SR モデルによる B1F の加速度応答スペクトル
(基礎入力動の回転の有無による比較、3.11 本震)

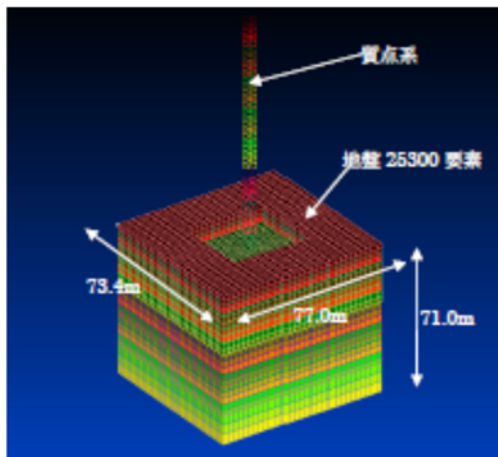
2) 一体型モデルによるシミュレーション

2)-1 モデル化の概要

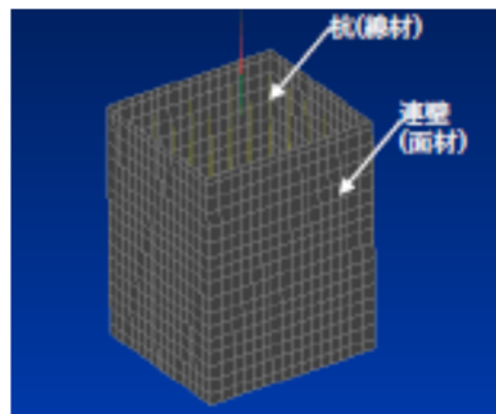
一体型モデルの概要を図 8-29 に示す。上部構造は 36 質点の質点系モデル、底盤は剛基礎とし、地盤は $77.0 \times 73.4 \times 77.0\text{m}$ の直方体メッシュ約 25300 要素とした。建物・基礎近傍の地盤メッシュは、1 本の杭が周辺地盤へ及ぼす影響が杭径($\phi 2400$)の 1 倍程度と考え同程度のメッシュサイズを設定した。また、メッシュの層厚より透過振動数は 8Hz 程度となった。基礎のモデルは、底盤は剛基礎とし、杭は線材、連壁は面材とし、連壁には曲げ剛性も考慮した。杭と連壁は弾性解析とした。材料減衰は、解析の仕様により地盤および上部構造共通とし、初期剛性比例型、周期 $T=0.2\text{sec}$, 3.0sec に対して 3% の Rayleigh 減衰を与えた。建物の非線形ループは武藤モデルとした。解析は陰解法を使用した。

解析条件

- 1) 建物モデル： 質点系モデル（せん断棒モデル）
- 2) 基礎モデル： 底盤は剛基礎、杭は線材、連壁は面材、杭と連壁は弾性解析
- 3) 建物剛性・復元力： 評定資料に準拠
- 4) 建物非線形ループ： 武藤ループ
- 5) 減衰モデル： 初期剛性比例型、Rayleigh 減衰 3% ($T=3.0$, 0.2sec に対して)
- 6) 入力地震動： 2011.3.10 前震、2011.3.11 本震



モデル全体



[連壁+杭]部分(地盤を取去り抜粋して拡大)

図 8-29 3 次元 FEM モデル

2)-2 解析結果(前震について)

図 8-30 に前震時の 32F、B1F、および GL の観測と解析の加速度応答スペクトル(減衰 5%)を比較して示す。観測に比較して 32F の解析は、1 次固有周期の周期は NS, EW とともに概ね一致している。振幅は、解析がやや過小になっている。

図 8-31 に観測と解析の伝達関数(B1F/GL)を比較して示す。観測に比較して、2Hz 前後の振動数において解析の入力損失がやや過大となっている誤差もみられるが、高振動数ほど入力損失が大きくなる全体的な傾向は概ね一致していると考ええる。

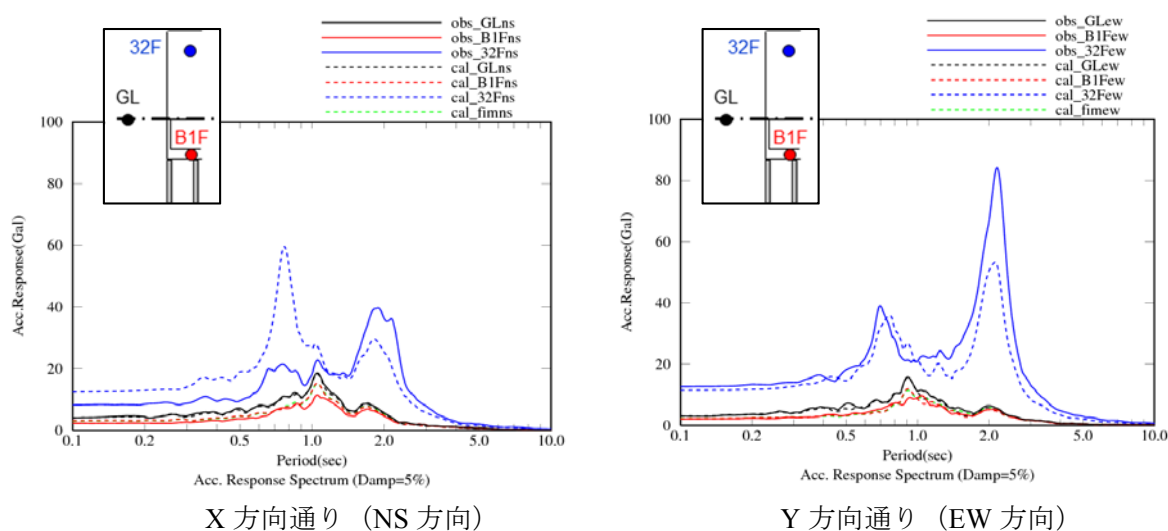


図 8-30 加速度応答スペクトル, 前震, 減衰 5%

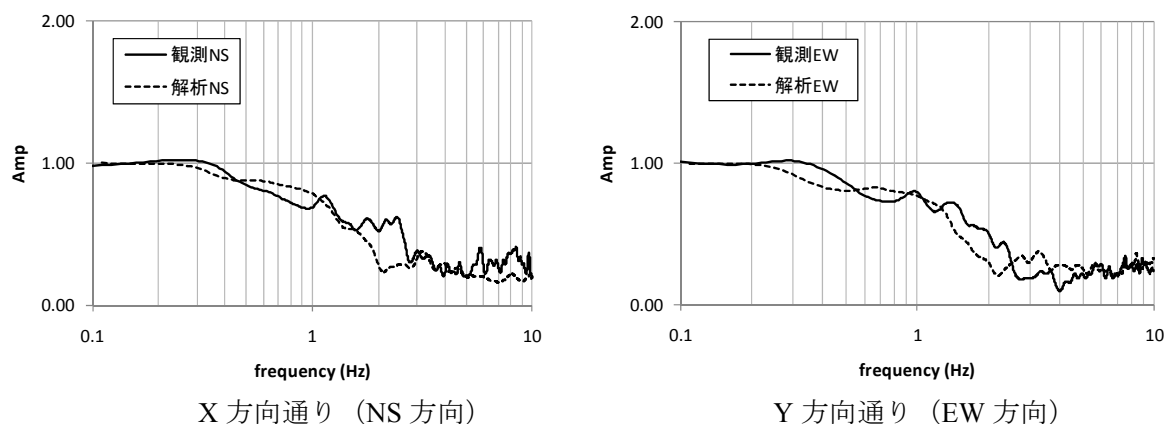


図 8-31 伝達関数(基礎入力動/GL), 前震, Parzen Window 0.3Hz

2)-3 解析結果(本震について)

図 8-32 に本震時の時刻 $t=120\text{sec}$ における変形図のスナップショットを示す。側面図では、地盤を透明化させて連壁の変形性状を示している。図より、連壁がせん断変形および曲げ変形していることが確認できる。

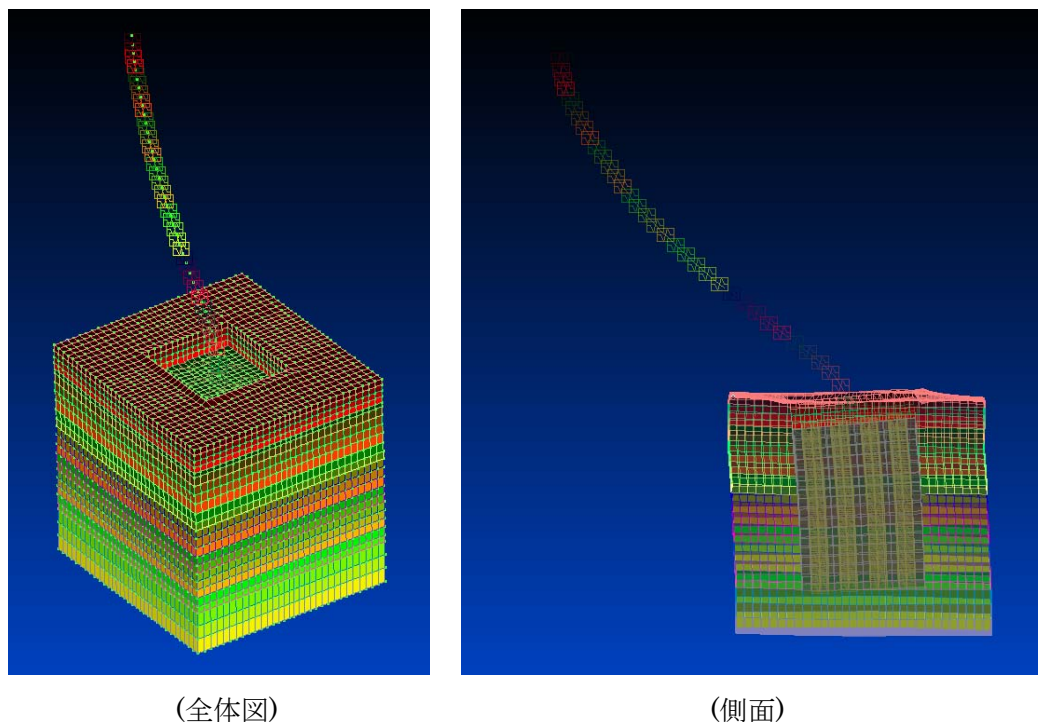
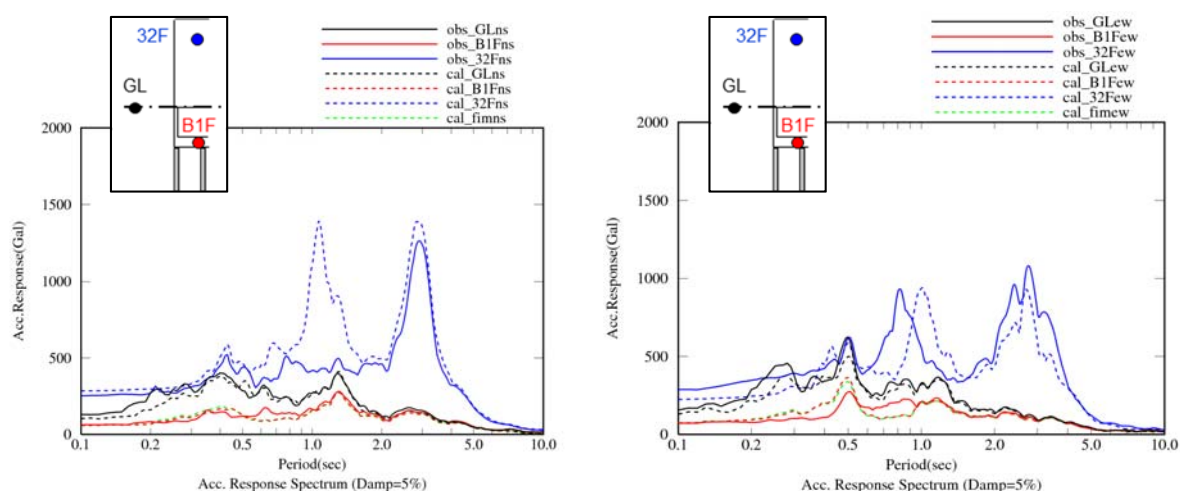


図 8-32 変形図, 本震, 時刻 120sec

図 8-33 に 32F、B1F、GL の観測と解析の加速度応答スペクトル(減衰 5%)を比較して示す。32F は、建物の一次固有周期(約 2.0sec)が周期、振幅ともに概ね一致している。

図 8-34 に観測と解析の伝達関数(B1F/GL)を比較して示す。計算では 1.0~1.5Hz において、観測に比較して過小となる落ち込みがみられる。これは、当該振動数などから地盤・連壁の振動が

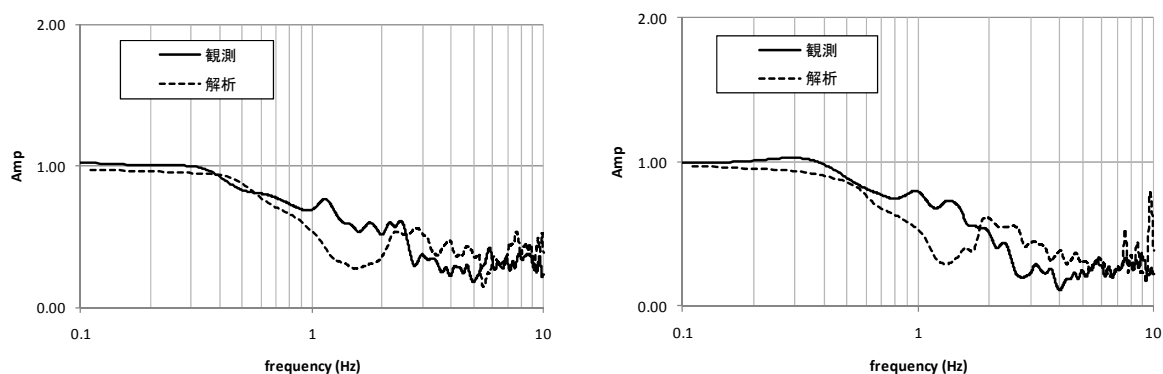
関係していることが推定される。その他の振動数帯についても誤差はあるものの、全体的な入力損失の傾斜は概ね対応している。



X 方向通り (NS 方向)

Y 方向通り (EW 方向)

図 8-33 加速度応答スペクトル, 本震, 減衰 5%



X 方向通り (NS 方向)

Y 方向通り (EW 方向)

図 8-34 伝達関数(基礎入力動/GL), 本震, Parzen Window 0.3Hz

図 8-35 に最大せん断ひずみ図を示す。これは、モデル中央を通る切断面を表示している。連壁の内部は、周辺地盤に比較してひずみが小さく、連壁の地盤拘束効果が明瞭に確認できる。また、図 8-36 に、建物および基礎を取り去った自由地盤モデルの最大ひずみを示す。この自由地盤と前述の建物付モデルとの比較より、建物付モデルの境界部の応答は遠方の自由地盤とほぼ同じとなっていることが確認できる。

図 8-37 に連壁のせん断ひずみ、図 8-38 にせん断応力度の分布をそれぞれ示す。せん断ひずみは最大箇所(角隅)において 1/6000 程度、応力度は 1.5N/mm² 程度である。主応力度式から算定したひび割れ強度約 1.4N/mm² を局所的に超えるか同等程度の応力レベルである。

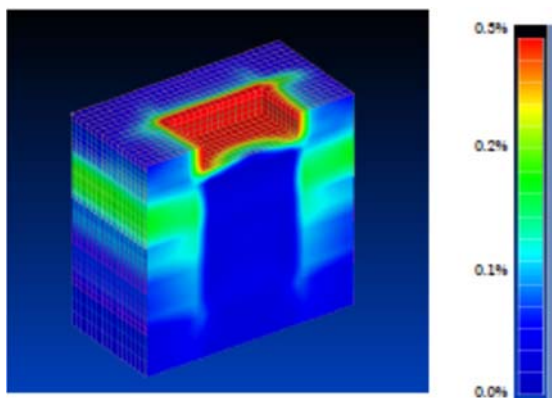


図 8-35 最大せん断ひずみ図, 本震図

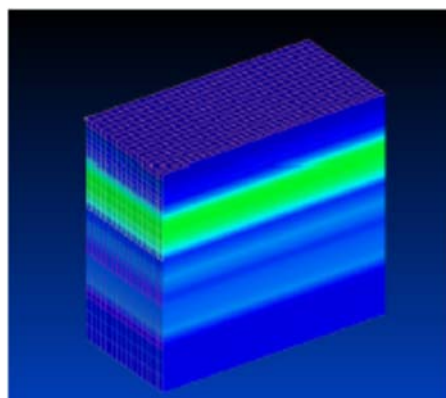


図 8-36 自由地盤の最大せん断ひずみ図, 本震

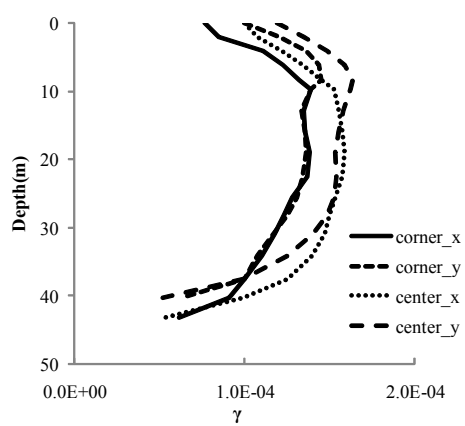


図 8-37 連壁のせん断ひずみ分布, 本震

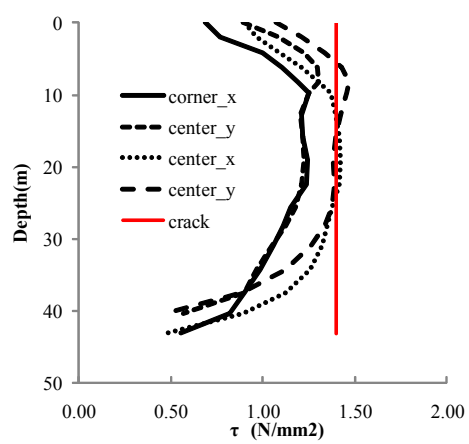


図 8-38 連壁のせん断応力度分布, 本震

(4) まとめ

建築物 SN2 を対象として、分離型モデル及び一体型モデルを用いて本震のシミュレーションと基礎入力動の評価を行い、以下の結果および知見を得た。

①分離型モデルによる観測記録のシミュレーション

- 1) 露頭波の検討時に有効応力解析を実施したが、最大過剰間隙水圧比は約 10%以内に留まっていた。観測記録と有効応力解析及び全応力解析による地表での加速度応答スペクトルを比較したが、三者はほぼ一致しており、このことから、過剰間隙水圧比の上昇の影響はほとんどないことが確認された。
- 2) 連壁基礎の特性を再現できるモデルを用いて基礎入力動を求めた。水平成分について、その伝達関数(FIM/GL)は、観測記録による基礎応答の伝達関数(FR/GL)と良く対応しており、これにより解析結果の妥当性が確認された。水平成分と同時に求まる回転成分の上部構造への影響を加速度応答スペクトルとして評価したところ、無視し得ない影響を有することを示す結果が得られた。
- 3) 解析より求めた基礎入力動(水平・回転)を SR モデルに入力した。解析の建物応答は、観測と概ね一致した。

②一体型モデルのシミュレーション

- 1) 前震、本震ともに、解析の建物の加速度応答の 1 次周期は観測と概ね一致した。
- 2) 地盤の最大ひずみの分布より、連壁基礎による地盤の拘束効果が明瞭にみられた。
- 3) 分離型モデルを用いた場合と同様、伝達関数(基礎入力動/GL)は、観測と概ね一致した。

9. 建築物 TRZ (33F+B4F, 直接基礎) について

本章では、建築物 TRZ を対象として地表および建築物における地震観測記録をもとに露頭波の推定、分離型モデル(SR モデル)および一体型モデル(3 次元 FEM モデル)による解析検討を行う。

(1) 建築物概要など

1) 建築物概要

建築物 TRZ は、東京都中央区に位置する地上 33 階の鉄骨ラーメン構造の事務所建築である。

敷地全体図(断面)を図 9-1 に示す。建築物 TRZ は敷地内における 3 棟の高層事務所棟の一つであり、敷地全体は、建築物 TRZ の他、高層の事務所 2 棟(44 階、39 階建)および低層の商業施設からなる。図 9-2 に B4F 平面図を示す。基礎形式は、基礎底 GL-30.5m の直接基礎である。図 9-3 に基準階梁伏図を、図 9-4 に代表軸組図をそれぞれ示す。3 階以上の外周架構には、エネルギー吸収部材を目的として、平鋼を鋼管および充填モルタルにより座屈補剛した鉄骨ブレース部材が、ひし型に配置されている。

用途	: 高層棟: 事務所 低層部: 商業施設
階数	: 33 階(TRZ)、地下 4 階
基礎底深さ	: GL-30.5m
主体構造	: S 造 (ラーメン構造)
主要材料	: 鉄骨 SN490B, TMCP325, エネルギー吸収部材 SN400C, SN490C
基礎構造	: 直接基礎

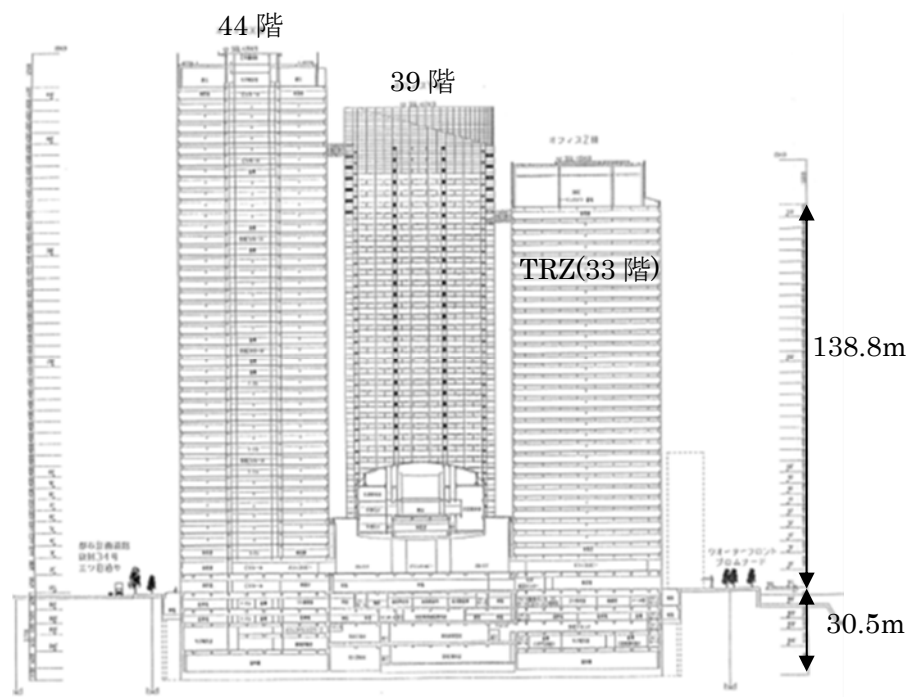


図 9-1 敷地建物全体図(断面)

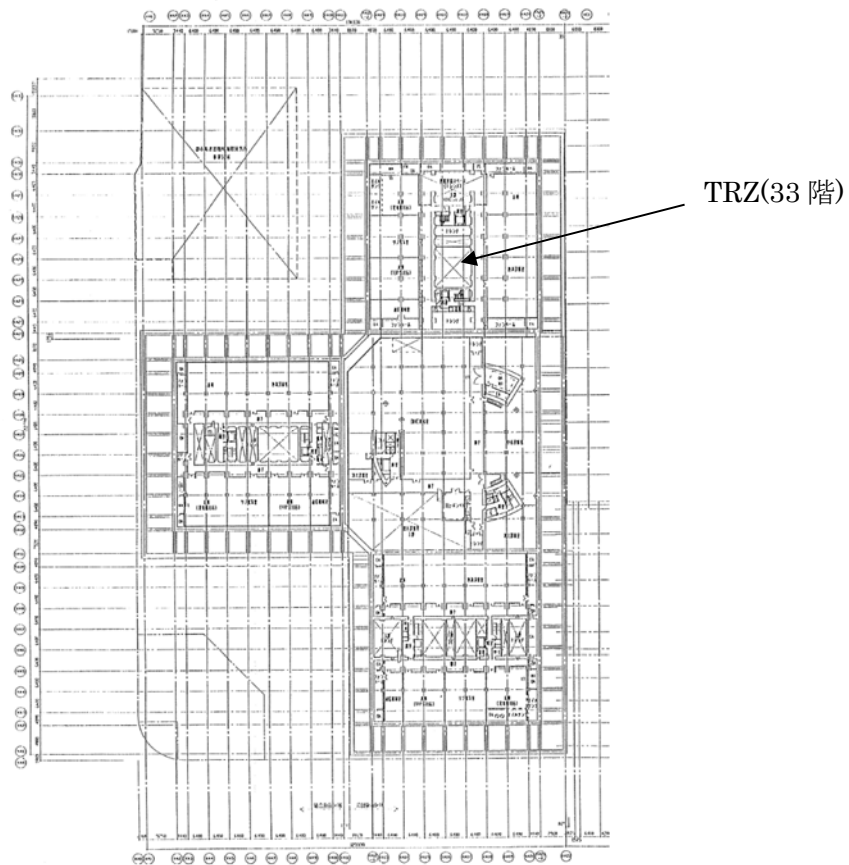


図 9-2 B4F 平面図 (3 棟)

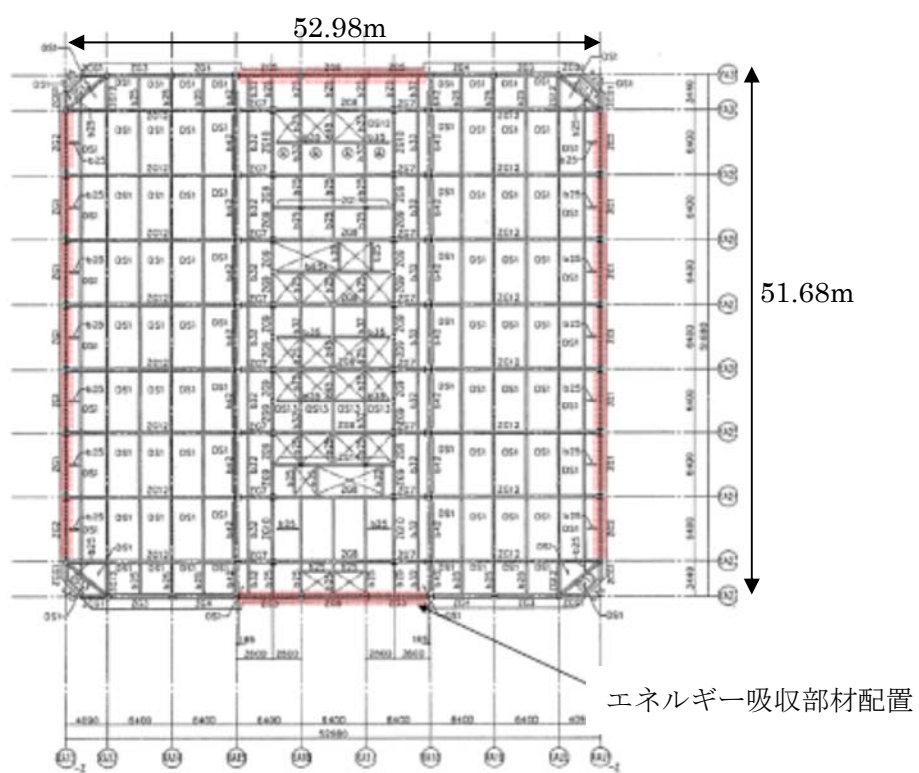


図 9-3 TRZ 基準階平面図

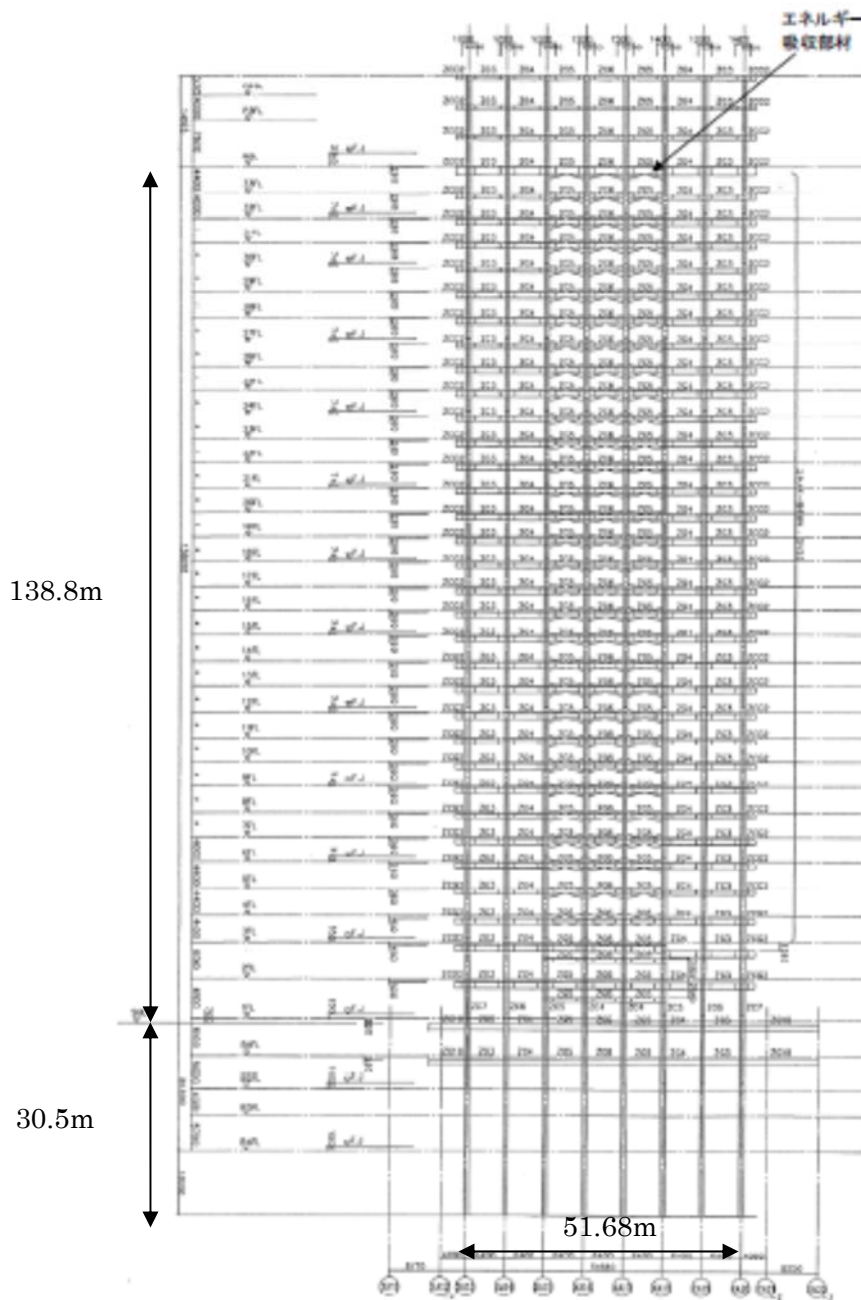


図 9-4 TRZ 基準階立面図

2) 微動観測

敷地内複数点で常時微動観測を行い、H/V スペクトル比(以下、H/V)を評価した。これは、図 9-5 に示すように、地表での観測記録の卓越周期(約 0.5 秒)が、建設地点の PS 検層結果から推定した地盤の 1 次卓越周期(約 1 秒)と大きく異なり、この要因が地盤特性の違いに基づくものと考えられるため実施するものである。

図 9-6 に微動観測点を示す。観測は、2012 年 1 月 11 日 13:00～17:30 に実施した。観測は、建築物外構の 7 地点(A-1～3, B-1,2, C-1,2)と建築物入口(Z-1)の計 8 地点で実施した。微動データは、地点ごとに約 20 分間継続して収録した。なお、B-1 が地表での地震計設置点である。

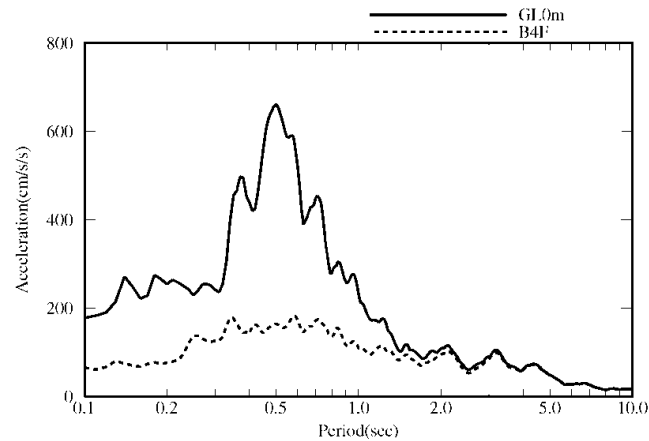


図 9-5 地表と B4F (GL-30m) での観測記録の加速度応答スペクトル (減衰 5%、Y 方向)

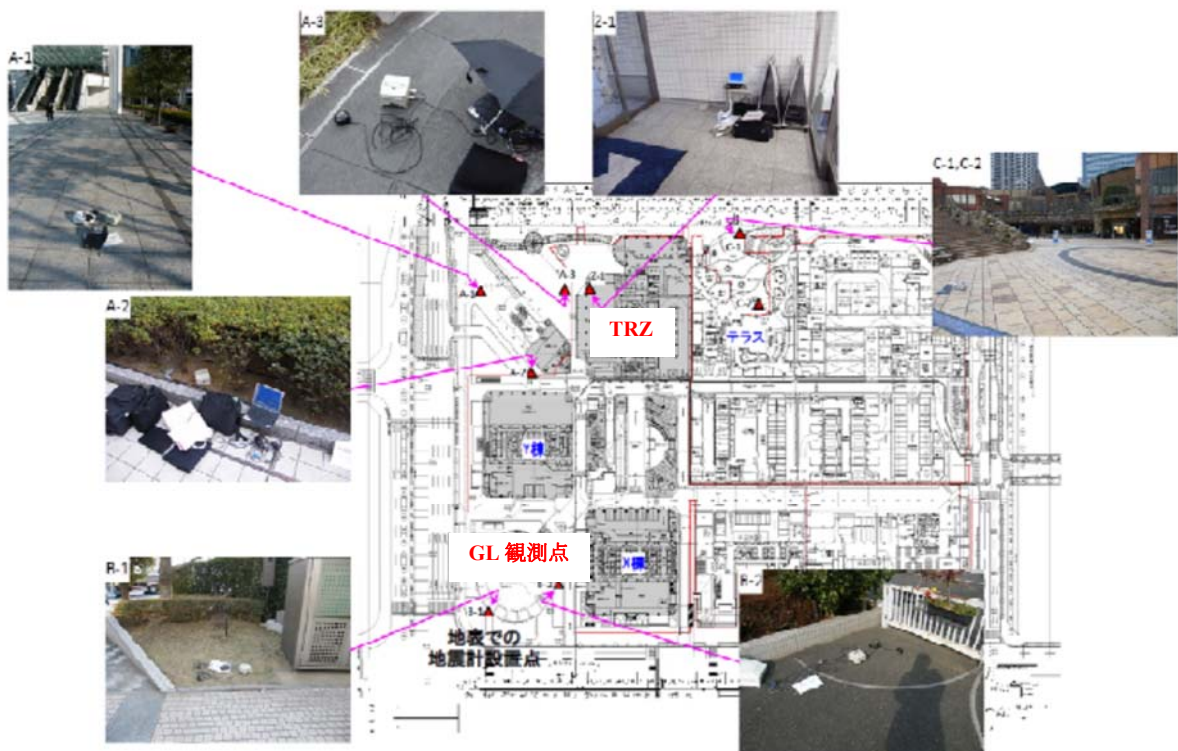


図 9-6 微動観測点

図 9-7 に、H/V を示す。水平成分は X 成分と Y 成分を SRSS により合成している。

H/V のピーク周期は B-1(地表での地震計設置点)で約 0.5 秒であるのに対し、B-1 を除く外構部(A-1,A-2,A-3,B-2,C-1,C-2)では 1 秒前後を示しており、有意な差異が見られた。なお、建築物入口での記録(Z-1)では明瞭なピークは認められなかった。

このことから、地震計の設置点と建築物 A の建設地点は地盤条件が異なると考えられる。この要因として、地震計設置点には以前建っていた構造物の基礎が残存しているなど様々な可能性が推測されるが、実状は不明である。

そこで、観測された地表加速度は建設地点での地盤応答とは異なると考え、次節の剥ぎ取り解析では地表加速度を用いず、深さ 30m の B4F での観測記録をほぼ地中応答と見なして露頭波の評価を行うこととする。

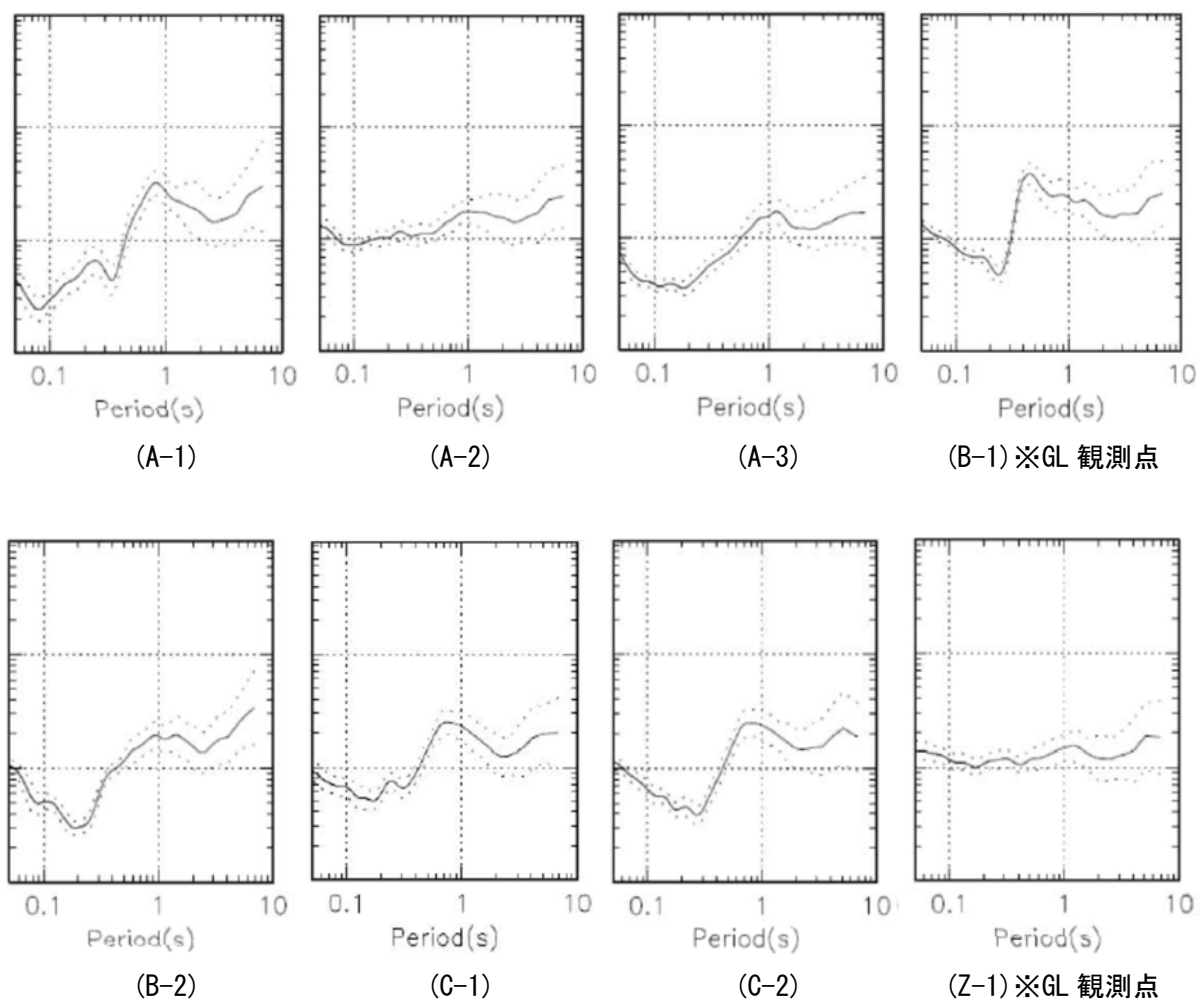


図 9-7 常時微動の H/V スペクトル

(2) 地盤のはぎ取り解析による露頭波の評価

図 1-1 に示す解析フローに従い、地表の観測記録から工学的基盤での露頭波を評価し、等価地盤物性を算定する。ただし、本建築物では前述の微動計測結果などを踏まえ、図 9-8 に示すように、B4F(GL-30m)での観測記録が概ね地中応答(E+F)に対応すると見なして剥ぎ取り解析を実施した。なお、次節で、建築物の応答計算による B4F の応答と、地盤応答と見なした B4F での観測記録の差が小さいことを示し、上記の仮定条件の妥当性を確認している。

表 9-1 に、地盤定数を示す。地盤の層序と S 波速度は原位置調査結果に基づいて設定し、工学的基盤は GL-36.0m とした。図 9-9 に、土の非線形モデルを示す。土の非線形モデルは、原位置採取試料による動的変形試験結果に基づいて設定した。

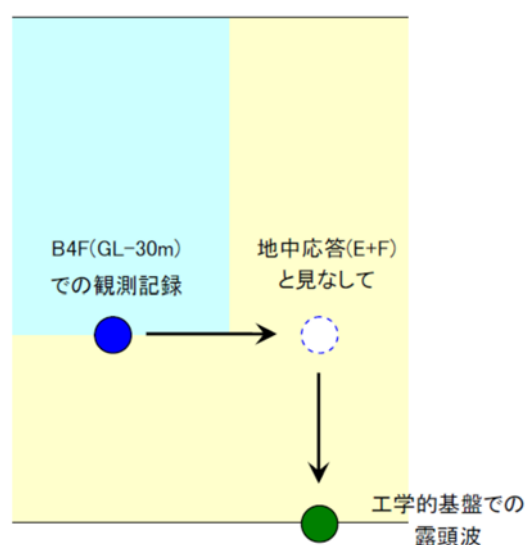


図 9-8 TRZ での剥ぎ取り解析の概要

表 9-1 地盤定数

	GL-(m)	層厚	主な土質	Vs (m/s)	Vp (m/s)	密度 (t/m ³)	ポアソン比	非線形 特性番号
▲観測記録(入力) (GL-0.0m)	0.00 ～ 6.40	6.40	上部有楽町層	90	1650	1.40	0.499	1
	6.40 ～ 10.00	3.60	下部有楽町層	90	1450	1.55	0.498	1
	10.00 ～ 15.00	5.00	下部有楽町層	145	1320	1.55	0.494	1
	15.00 ～ 20.80	5.80	下部有楽町層	100	1320	1.55	0.497	1
	20.80 ～ 23.60	2.80	七号地層	260	1510	1.84	0.485	3
	23.60 ～ 27.00	3.40	東京層	260	1510	1.91	0.485	3
	27.00 ～ 34.00	7.00	東京層	330	1590	1.91	0.477	3
	34.00 ～ 36.00	2.00	東京層	475	1660	1.91	0.455	3
▲工学的基盤 (2E出力)	36.00 ～		上総層群	540	1700	1.91	0.444	0

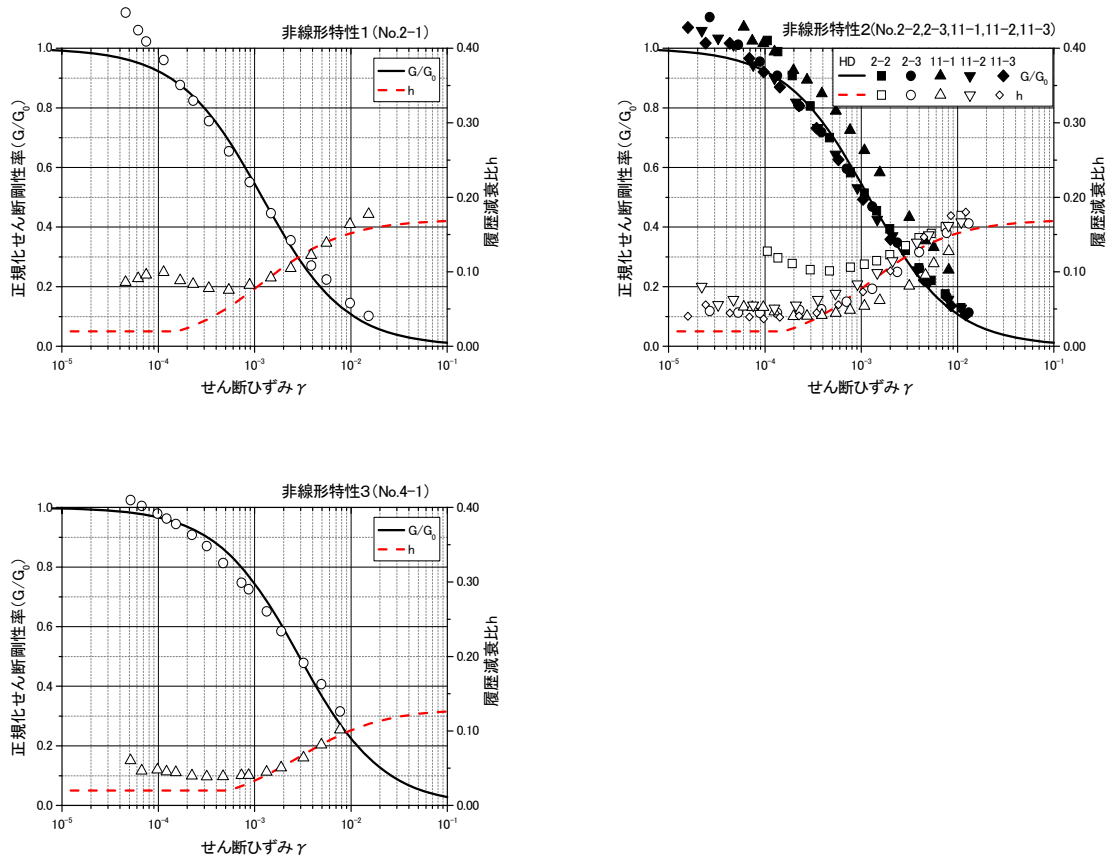


図 9-9 土の非線形モデル

図 9-10 と図 9-11 に、B4F での観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル(減衰 5%)および加速度波形を示す。最大加速度は X 方向が 54Gal、Y 方向が 50Gal であり、観測と概ね対応している。

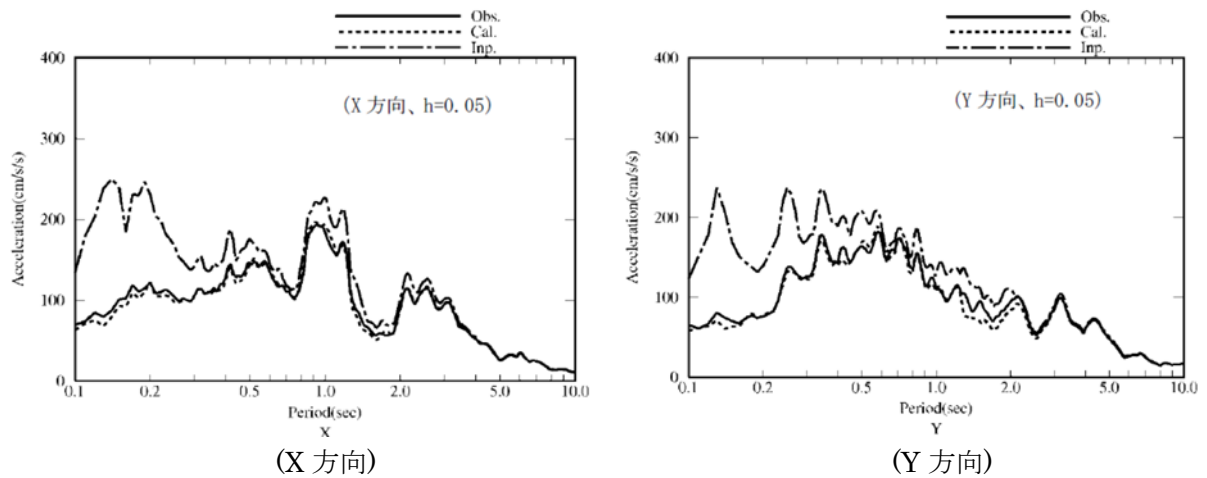


図 9-10 観測記録のシミュレーション結果(B4F)と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル(減衰 5%)

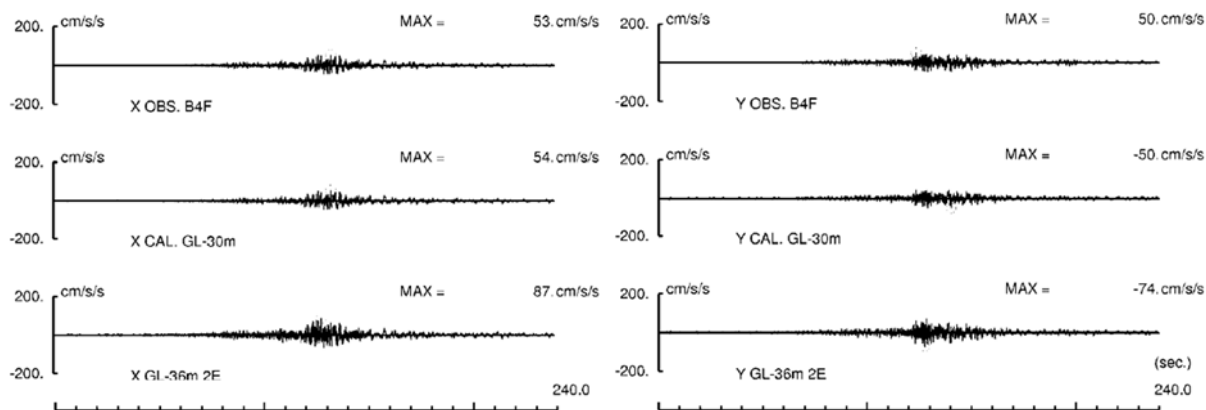


図 9-11 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度波形

図 9-12 に、地盤の最大応答値を示す。地表での最大変位は約 4cm であり、最大せん断歪みは約 0.6% になっている。図 9-13 に、地盤の等価物性値を示す。地盤のせん断剛性比は、歪みが大きい深度 GL-20m 付近で約 0.2 に低下している。

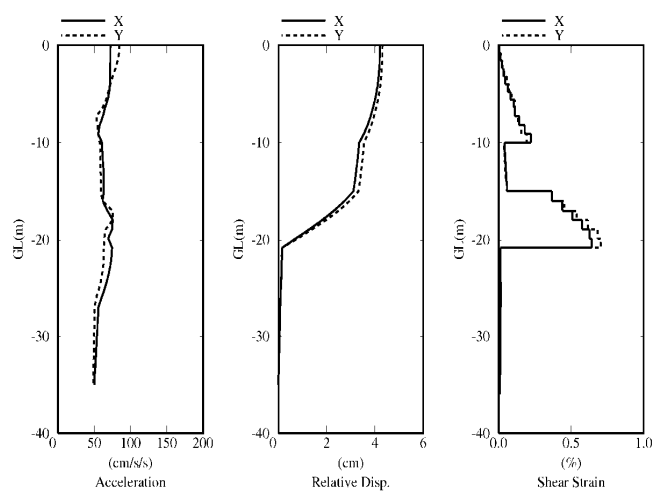


図 9-12 地盤の最大応答値図

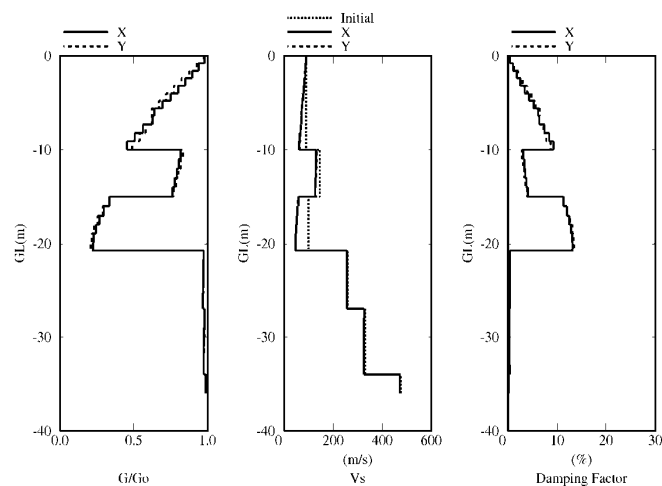


図 9-13 地盤の等価物性値

図 9-14 に、工学的基盤での露頭波の擬似速度応答スペクトル(減衰 5%)を、品川と夢の島での露頭波と比較して示す。両方向とも、品川と夢の島での露頭波と概ね同じ振幅レベルであることが確認できる。

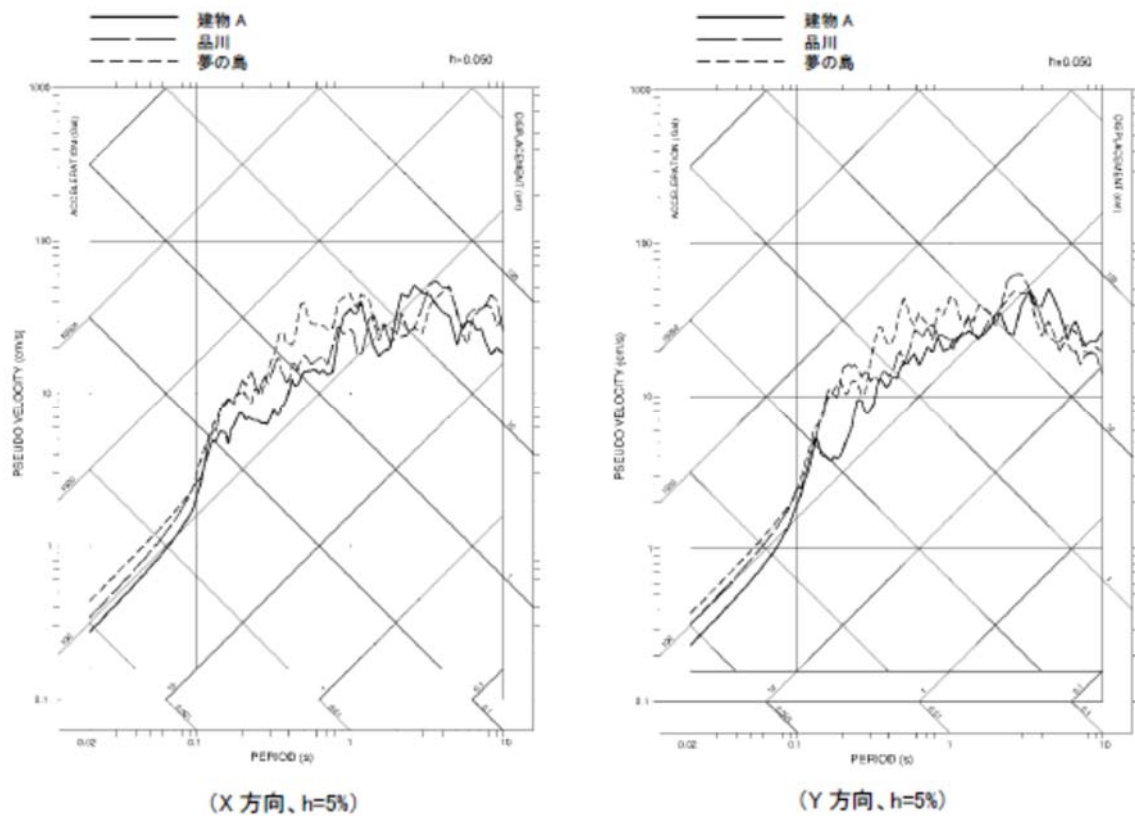


図 9-14 露頭波の擬似速度応答スペクトル(減衰 5%)の比較

(3) 観測記録のシミュレーション

1) SR モデル(分離型モデル)等によるシミュレーション

1)-1 解析モデルの概要

表 9-2 に建物モデルの概要、図 9-15 に解析ケースを示す。建物モデルの諸元を表に示す。解析は、基礎固定モデル(Case-1)、回転ばねモデル(Case-2)、および SR モデル(Case-3)の 3 ケースとした。入力地震動は Case-1 と Case-2 は B4F での観測記録、Case-3 は解析により求めた基礎入力動とした。

表 9-2 建物モデルの概要

建物モデル	せん断型モデル
履歴特性	Normal Tri-Linear
建物の減衰	周期 4 秒に対して 2%の内部粘性減衰

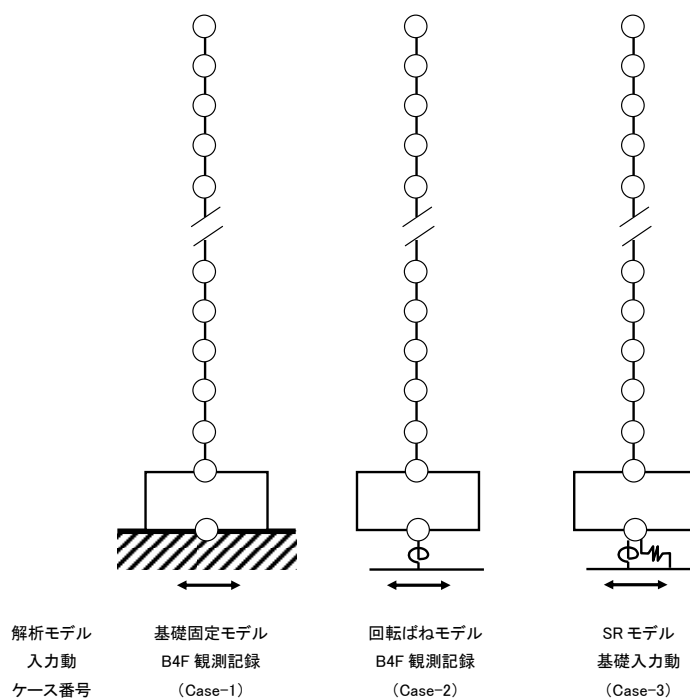


図 9-15 解析モデル解析ケース

1)-2 地盤ばねと基礎入力動の評価

地盤ばねと基礎入力動は、前震(3/10)は初期地盤物性(表 9-1)、本震は等価地盤物性(図 9-13)を用いて 3 次元薄層法により評価した。

表 9-4、表 9-5 に地盤ばねのばね定数と減衰係数、図 9-16 に本震時(3/11)での動的地盤ばねを示す。ばね定数は実部の静的近傍値とし、減衰係数は虚部の建物 1 次周期 4 秒($=0.25\text{Hz}$)付近での接線勾配から評価した。

図 9-17 に、本震(3/11)の地表加速度(観測)と基礎入力動の加速度波形を示す。Case-3 の建物の応答解析では、水平成分と回転成分をともに入力した。なお、基礎入力動の回転成分は 5Hz 以上の高振動数領域で振幅が大きくなるが、この点については解析精度が十分とは言えないので、回転動の観測等も含めて今後さらなる検討が必要と考えられる。

図 9-18 に、本震の場合の基礎入力動の水平成分について地表加速度(観測)に対する B4F(観測)の伝達関数と比較して示す。両者は概ね対応していることが確認できる。

表 9-3 TRZ の建物重量および復元力特性

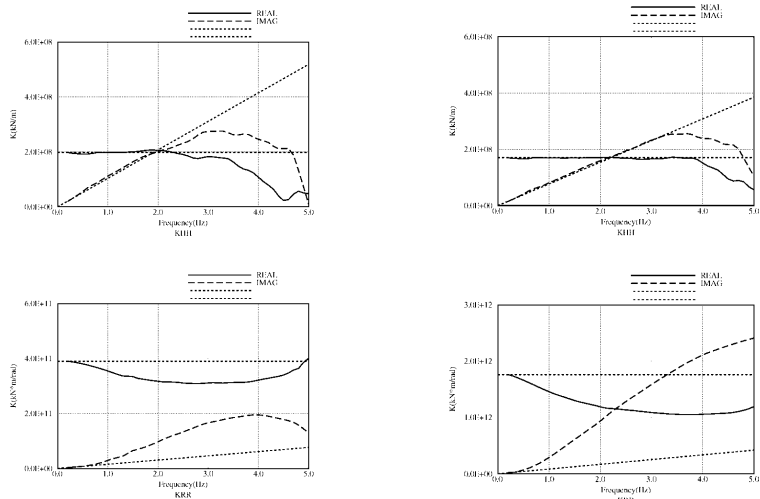
階	質量 t	高さ cm	階高 cm	剛性1 t/cm	剛性2 t/cm	剛性3 t/cm	折点1 t	折点2 t	$\alpha 1$ K2/K1	$\alpha 2$ K3/K1
PR	1059	14970		211	211	108	1003	1004	1.00000	0.51185
P2	530	14570	400	201	201	145	1082	1083	1.00000	0.72139
R	3601	13810	760	813	692	554	1726	2253	0.85117	0.68143
33	1715	13370	440	1174	900	670	2134	3225	0.76661	0.57070
32	1710	12970	400	1195	964	601	2291	3554	0.80669	0.50293
31	1712	12570	400	1266	995	700	2402	3850	0.78594	0.55292
30	1717	12170	400	1345	1061	718	2542	4049	0.78885	0.53383
29	1731	11770	400	1397	1088	674	2659	4410	0.77881	0.48246
28	1731	11370	400	1437	1122	752	2743	4517	0.78079	0.52331
27	1734	10970	400	1519	1172	772	2823	4734	0.77156	0.50823
26	1743	10570	400	1558	1195	834	2848	4869	0.76701	0.53530
25	1744	10170	400	1601	1225	920	3022	5027	0.76515	0.57464
24	1749	9770	400	1683	1317	958	3010	5108	0.78253	0.56922
23	1763	9370	400	1748	1345	1068	3306	5346	0.76945	0.61098
22	1767	8970	400	1795	1387	1010	3302	5441	0.77270	0.56267
21	1780	8570	400	1861	1415	975	3416	5629	0.76034	0.52391
20	1780	8170	400	1905	1441	963	3546	5669	0.75643	0.50551
19	1785	7770	400	1942	1483	950	3482	5678	0.76365	0.48919
18	1795	7370	400	2019	1524	926	3586	5848	0.75483	0.45864
17	1795	6970	400	2064	1524	897	3681	6002	0.73837	0.43459
16	1799	6570	400	2117	1592	973	3603	5998	0.75201	0.45961
15	1799	6170	400	2189	1619	1021	3675	6118	0.73961	0.46642
14	1807	5770	400	2222	1626	1001	3739	6225	0.73177	0.45050
13	1810	5370	400	2287	1691	1147	3621	6166	0.73940	0.50153
12	1818	4970	400	2457	1816	1222	3702	6521	0.73911	0.49735
11	1843	4570	400	2619	1948	1234	3958	6808	0.74380	0.47117
10	1928	4170	400	2709	2049	1319	3817	6499	0.75637	0.48690
9	1854	3770	400	2853	2143	1347	3880	6835	0.75114	0.47213
8	1868	3370	400	2948	2181	1330	3939	7169	0.73982	0.45115
7	1869	2970	400	2998	2214	1319	3757	7264	0.73849	0.43996
6	1959	2570	400	2641	1980	1239	3808	7360	0.74972	0.46914
5	2213	2130	440	2835	2156	1404	4060	7151	0.76049	0.49524
4	3768	1690	440	3495	2855	1354	3876	7733	0.81688	0.38741
3	3715	1250	440	2399	2399	968	8381	8381	1.00000	0.40350
2	4510	650	600	2985	2985	1576	8131	8131	1.00000	0.52797
1	9943	0	650							

表 9-4 地盤ばねのばね定数と減衰係数（前震 3/10 6:25 : 地盤の初期物性値）

	水平ばね		回転ばね	
	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)	ばね定数 (kN・m/rad)	減衰係数 (kN・m・s/rad)
X 方向	2.04×10^8	1.72×10^7	3.94×10^{11}	3.34×10^9
Y 方向	1.75×10^8	1.28×10^7	1.76×10^{12}	2.84×10^{10}

表 9-5 地盤ばねのばね定数と減衰係数（本震 3/11 14:47 : 地盤の等価物性値）

	水平ばね		回転ばね	
	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)	ばね定数 (kN・m/rad)	減衰係数 (kN・m・s/rad)
X 方向	1.98×10^8	1.65×10^7	3.90×10^{11}	2.44×10^9
Y 方向	1.71×10^8	1.23×10^7	1.76×10^{12}	1.34×10^{10}



(X 方向, 上:水平, 下:回転)

(Y 方向, 上:水平, 下:回転)

図 9-16 本震(3/11)での動的地盤ばね

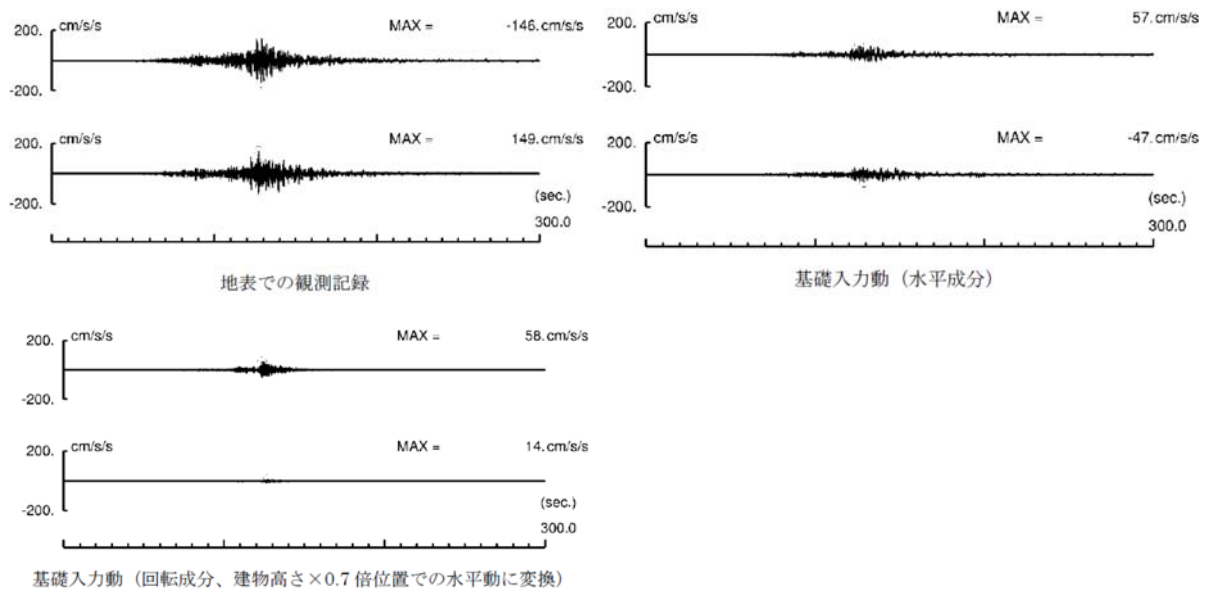


図 9-17 加速度時刻歴

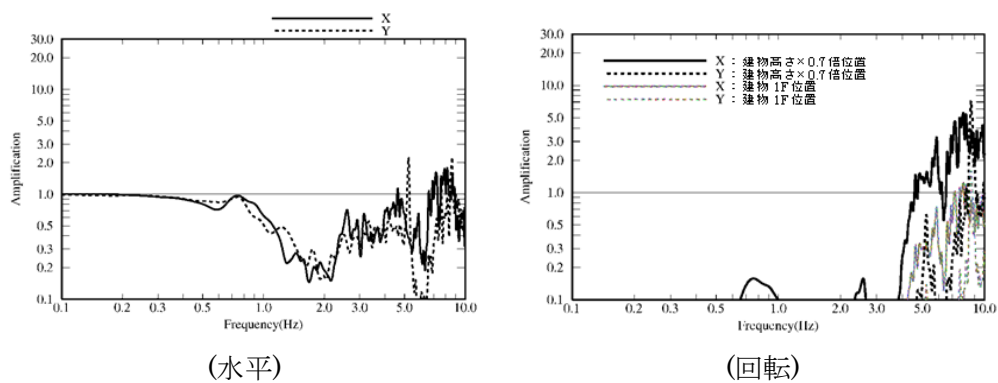


図 9-18 本震(3/11)の地表加速度(観測)に対する基礎入力動(解析)の伝達関数

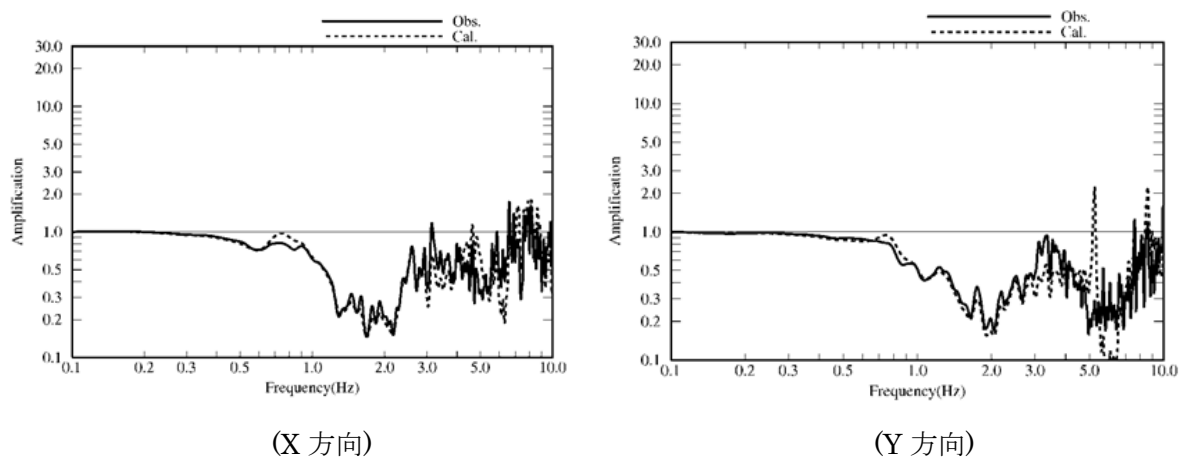


図 9-19 本震(3/11)の地表加速度(観測)に対する B4F での観測(Obs.)と
基礎入力動の解析結果(Cal.)の伝達関数の比較

1)-3 建物の応答結果

表 9-6 に、基礎固定モデルと SR モデル(本震)の固有値解析結果を示す。基礎固定モデルの 1 次固有周期は X 方向が 3.94 秒、Y 方向が 3.68 秒である。また、SR モデルは、X,Y 各々 3.95 秒と 3.69 秒であり、基礎固定モデルによる結果との差は小さい。

表 9-6 固有周期 (単位 : 秒)

	基礎固定モデル		SR モデル	
	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
1 次	3.94	3.68	3.95	3.69
2 次	1.49	1.41	1.49	1.41
3 次	0.93	0.88	0.93	0.88

図 9-20～図 9-23 に、Case-1(前震)の 33 階での加速度波形と加速度応答スペクトル(減衰 5%)を示す。解析の 1 次固有周期は観測に比べて長く、振幅は全体的に小さい。

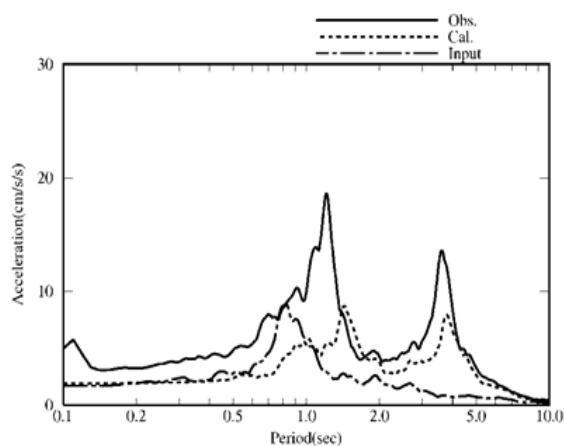


図 9-20 33F 加速度応答スペクトル
(前震, X 方向, Case-1)

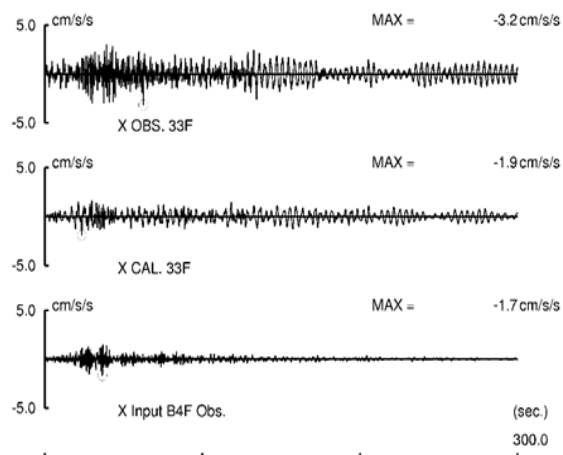


図 9-21 加速度波形
(前震, X 方向, Case-1)

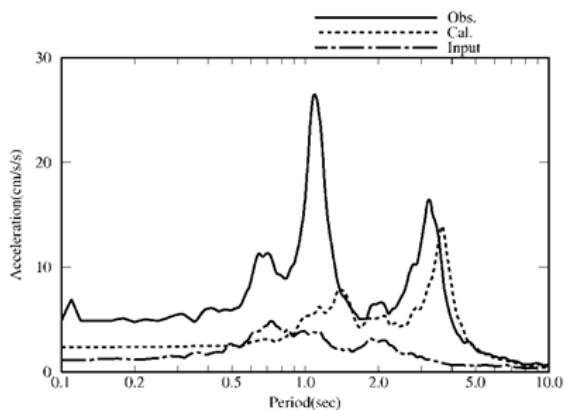


図 9-22 33F 加速度応答スペクトル
(前震, Y 方向, Case-1)

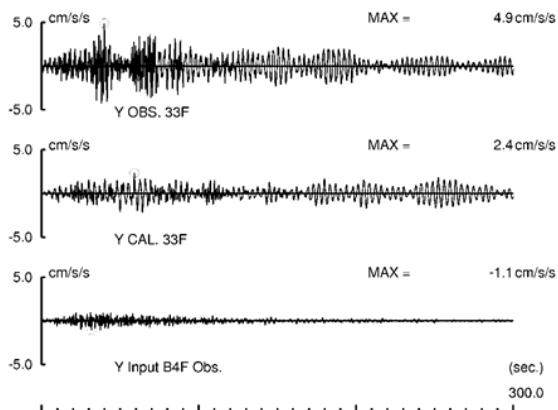


図 9-23 加速度波形
(前震, Y 方向, Case-1)

図 9-24～図 9-27 に、Case-1(本震)の 33 階での加速度波形と加速度応答スペクトル(減衰 5%)を示す。観測の 1 次固有周期が前震に比べて長周期化した結果、両者の 1 次周期と振幅レベルは概ね対応している。

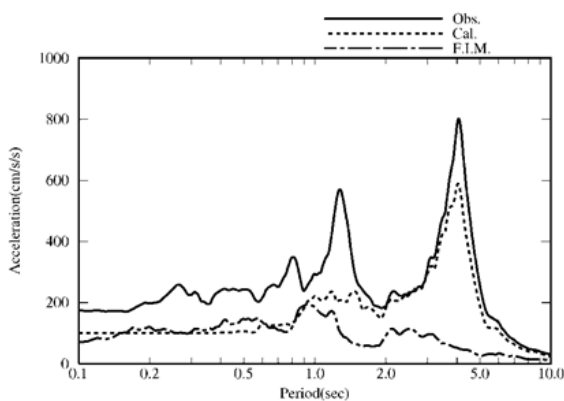


図 9-24 33F 加速度応答スペクトル
(本震, X 方向, Case-1)

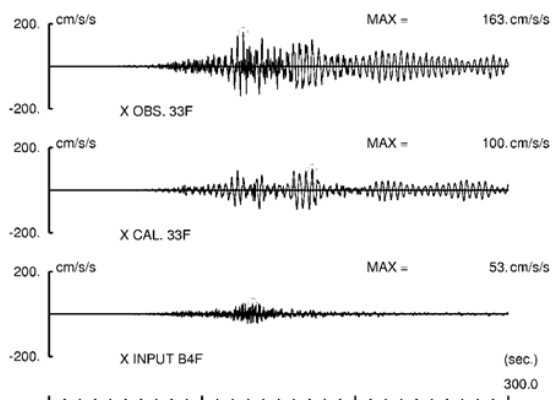


図 9-25 加速度波形
(本震, X 方向, Case-1)

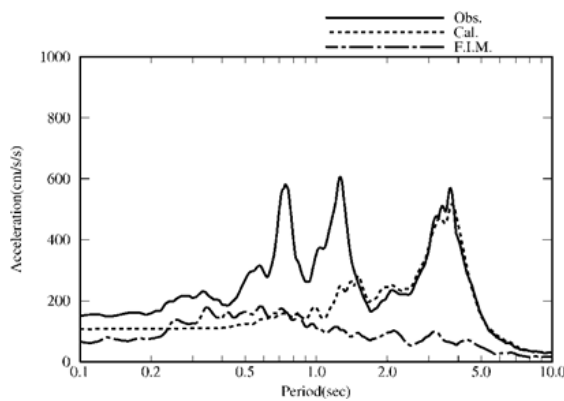


図 9-26 33F 加速度応答スペクトル
(本震, Y 方向, Case-1)

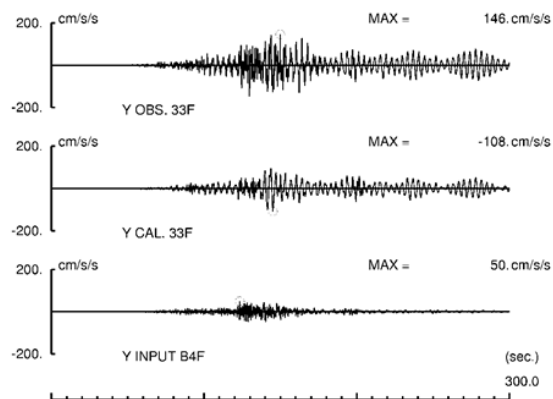


図 9-27 加速度波形
(本震, Y 方向, Case-1)

図 9-28 に Case-2(本震)、また図 9-29 に Case-3(本震)の 33 階での X 方向加速度応答スペクトル(減衰 5%)を示す。いずれも、Case-1(本震)とほぼ同じ結果になる。

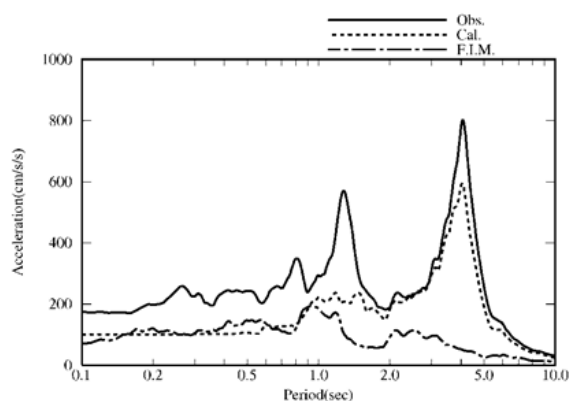


図 9-28 33F 加速度応答スペクトル
(本震, X 方向, Case-2)

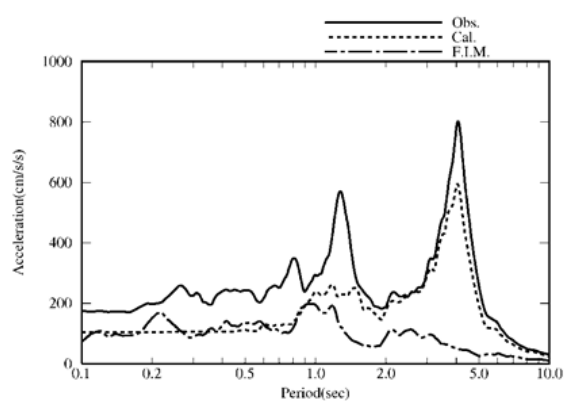
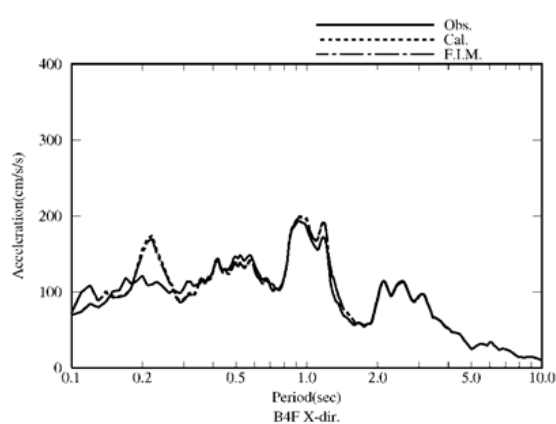
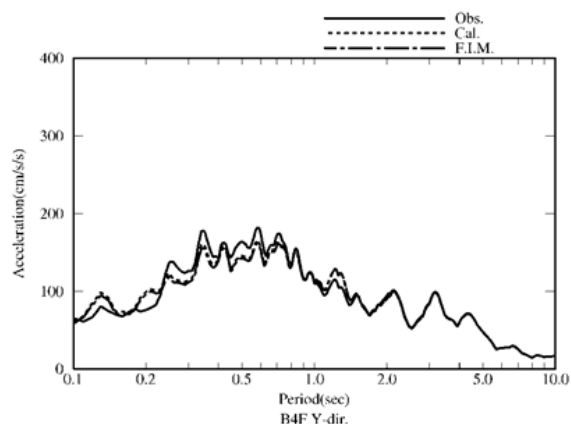


図 9-29 33F 加速度応答スペクトル
(本震, X 方向, Case-3)

図 9-30 に、Case-3(本震)の B4F の観測と解析の加速度応答スペクトル(減衰 5%)を比較して示す。建物の応答解析による B4F の応答と、地盤応答と見なした B4F での観測記録の差は小さい。このことから、前節で露頭波を評価する際に仮定した条件は概ね妥当なものと考えられる。



(X 方向)



(Y 方向)

図 9-30 本震(3/11)の B4F の加速度応答スペクトル(減衰 5%)の比較(Case-3)

図 9-31 に、Case-3(本震)の地表と 1F の加速度応答スペクトル(減衰 5%)を比較して示す。地表での観測は、1F での建物応答に比べて周期約 1 秒以下の振幅が大きい。前述の常時微動観測の結果からもわかるように、建設地点と地表観測点の地盤条件が異なることによると考えられる。

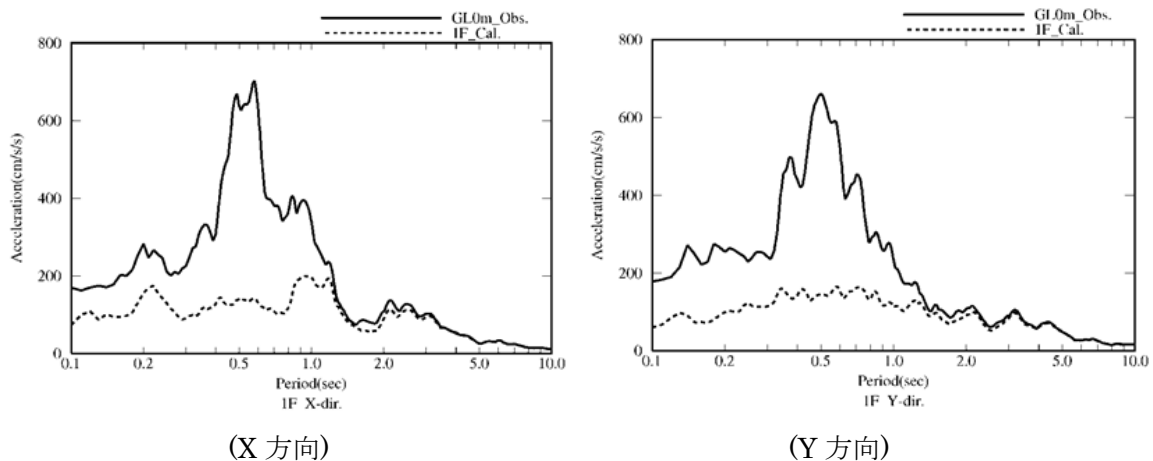


図 9-31 本震(3/11)の地表と 1F の加速度応答スペクトル(減衰 5%)の比較 (Case-3)

図 9-32 に、Case-1～3(本震)の最大応答値分布(Y 方向)を比較して示す。いずれも三者はほぼ重なっており、Case によって差が生じないのは、建築物 TRZ では水平の基礎入力動と B4F 基礎応答の観測記録がほぼ同じであり、回転の基礎入力動や SR ばねの影響が小さいことによる考えられる。

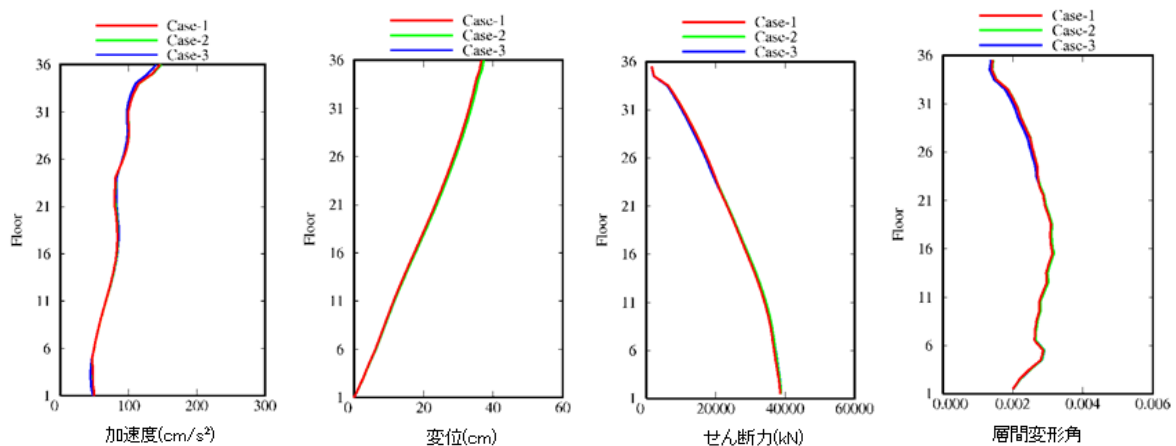


図 9-32 本震(3/11)の Case-1～3 の最大応答値分布の比較

図 9-33 は、図 9-29 に示した 33F 加速度応答スペクトル(本震, Case-3, X 方向)に対し、減衰定数をレーレー減衰(周期 0.2 秒と 4 秒で 2%)にした場合の結果を X,Y 両方で Case-3r として示している。1 次固有周期付近では観測と解析は概ね対応している。解析による周期 2 秒以下の高次モードでの振幅は観測に比べて、周期が短いこと、X 方向は振幅が大きく、Y 方向は小さいことがわかる。このように、高次での周期に差がみられる要因として、上部構造のモデル化(せん断型)などが考えられる。

2) 3次元 FEM モデル(一体型モデル)によるシミュレーション

2)-1 解析モデルおよび解析条件

解析モデルを図 9-35 に示す。地盤は、約 28,000 要素のメッシュとした。メッシュの層厚は、透過振動数が 5Hz 程度となるように設定した。上部構造は質点系モデル(せん断棒)とし、事務棟 3 棟をモデル化した。基礎および地下は、高層 3 棟で共有とし、1 つの剛体とした。剛体には、並進および X,Y,Z 軸まわりの回転自由度を与えた。モデルの底部および側面の境界は粘性境界とした。

材料減衰は地盤および上部構造共通とし、初期剛性比例型、周期 $T=4.0, 0.2\text{sec}$ に対して 2% の Rayleigh 減衰を与えた。解析は陰解法を使用した。

解析条件

- 1) 建物モデル： 質点系モデル (せん断棒モデル)、3 棟をモデル化
- 2) 基礎モデル： 剛基礎 (3 棟が共有)
- 3) 建物剛性・復元力： 評定資料に準拠
- 4) 建物非線形ループ： Normal Tri-linear 型
- 5) 減衰モデル： 初期剛性比例型、Rayleigh 減衰 2% ($T=4.0, 0.2\text{sec}$ に対して)

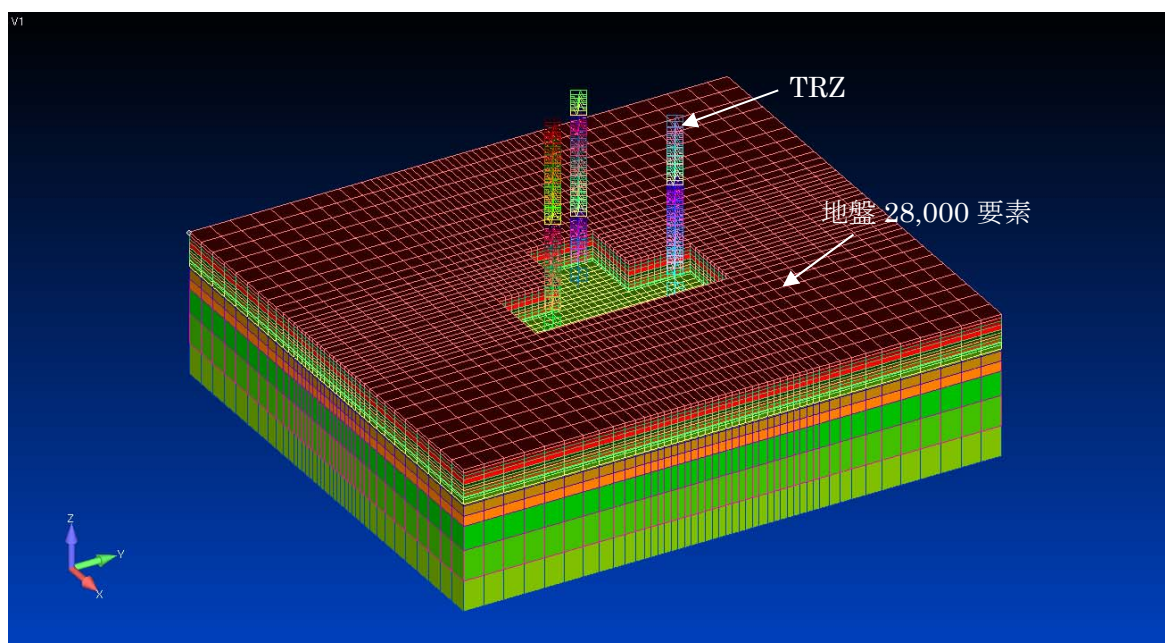
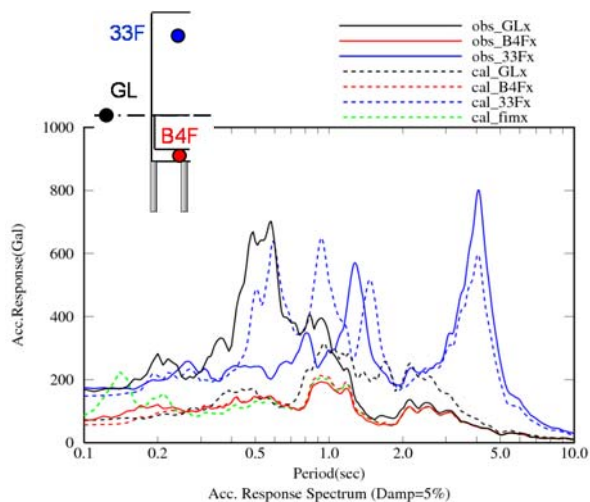


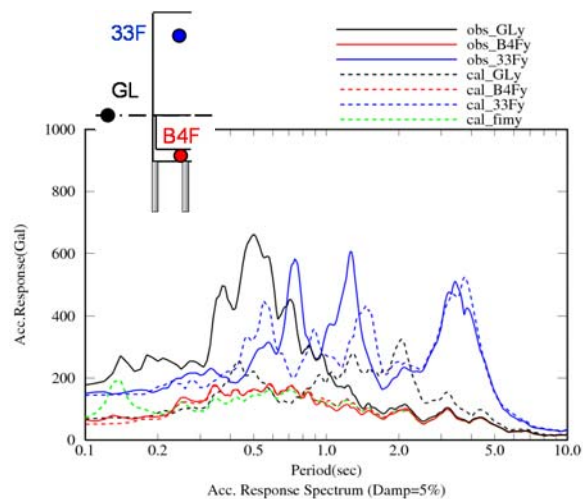
図 9-35 建物 A 一体型モデル

2)-2 解析結果

図 9-36 に、地表、B4 階、および 33 階の加速度応答スペクトル(減衰 5%)を示す。また、無質量剛基礎での応答(FIM)も併記している。33 階の応答は、1 次固有周期(約 4 秒)については観測記録と概ね良く対応している。2 次以上の高次モードについては、周期、振幅レベルともに合致度は低くなっている。これは、せん断モデルであるためと考えられる。



(X 方向)



(Y 方向)

図 9-36 一体解析による本震の加速度応答スペクトル (h=5%)

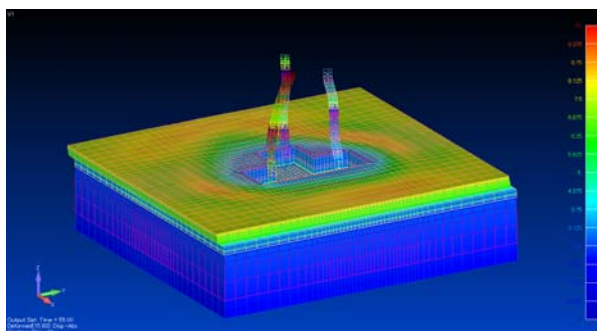


図 9-37 変形図(スナップショット, 125 秒)

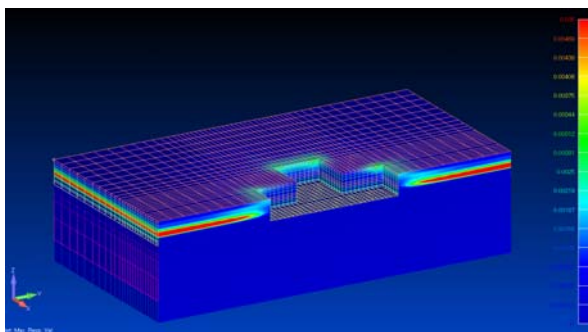


図 9-38 最大せん断ひずみ

図 9-37 に、変形図のスナップショット(時刻 125 秒)を示す。3つの棟の位相がそれぞれ異なっており、共振の影響は少ないことがわかる。これは各棟の建物高さおよび固有周期が互いに異なっているためと考えられる。

図 9-38 に、最大せん断ひずみのコンター図を示す。これは、建物基礎の中央を通る断面にてモデルを切断して、コンターを表示したものである。ひずみの分布に着目すると建物基礎以深はひずみが小さく、また基礎周辺の支持地盤との相互作用は小さいことがわかる。地盤の非線形化は主に建物基礎以浅のレベルにおいて生じており、建物基礎近くではひずみが低減している。

図 9-39 に、伝達関数(B4F/GL)を示す。解析と観測記録は 5Hz 以下までは良く対応している。解析の 5Hz 以上の高振動数帯は過大評価となっているが、高振動数帯では波長と層分割の関係により波長の分解能の限界があるため、評価の対象外である。建築物 TRZ における分解能は 5Hz 程度である。

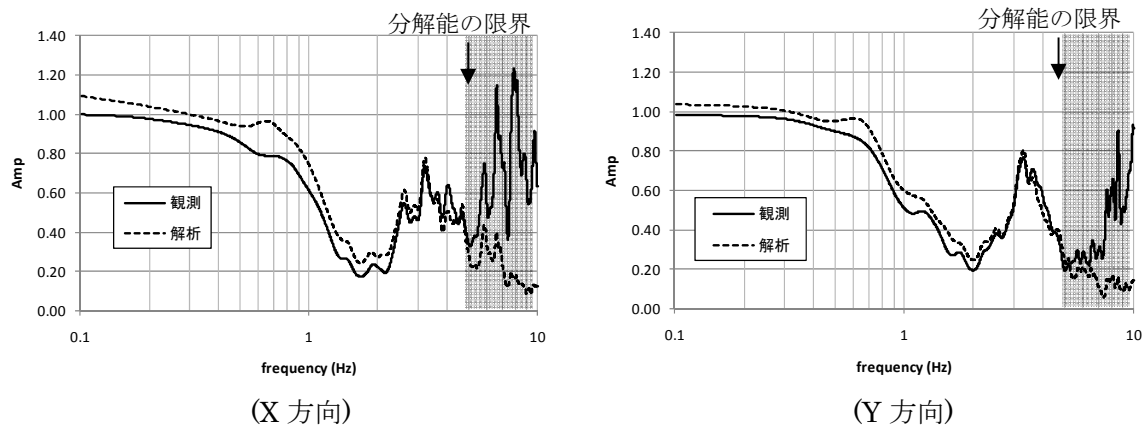


図 9-39 本震一体解析による伝達関数 B4F (解析)/GL (観測)

Parzen Window 0.3Hz

(4) まとめ

建築物 TRZ を対象として地表と建築物での観測記録をもとに露頭波の推定と分離型モデルと一体型モデルによるシミュレーション解析を行い、基礎入力動、建物応答等の評価を行った。以下に、得られた知見を示す。

①分離型モデルによる観測記録のシミュレーション

- 1) 建物の 1 次固有周期は、基礎固定モデルでは X が 3.94 秒と Y が 3.68 秒、SR モデルでは X が 3.95 秒と Y が 3.69 秒であり、両モデルの差が小さいことを確認した。
- 2) 建物の解析モデルの 1 次固有周期は、本震については観測と良い対応を示したが、前震については観測より長いことを確認した。
- 3) B4F 観測波を用いた基礎固定モデルと回転ばねモデル、及び基礎入力動を用いた SR モデルによる応答結果は、加速度や変位等いずれも差は小さいことを確認した。これは、基礎入力動が B4F 基礎応答の観測記録とほぼ対応し、また SR ばねの影響が小さいためである。
- 4) 建物モデルの減衰定数を周期 4 秒で 2% の内部粘性減衰とした場合と、周期 4 秒と 0.2 秒で 2% のレーレー減衰とした場合では、後者の振幅が周期約 2 秒以下で大きいことを示した。

② 一体型モデルによる観測記録のシミュレーション

- 1) 建物の解析モデルの 1 次固有周期は、本震の記録について観測と良い対応を示した。
- 2) 地盤のせん断ひずみ、非線形化の影響は、主に建物基礎以浅のレベルにおいてみられ、建物基礎近くでは周辺地盤に比べひずみが低減している。一方、建物基礎以深はひずみが小さく基礎周辺の支持地盤との相互作用は小さいことを確認した。

10. 建築物 SNN (36F, 杭基礎, 免震)

本章では、建築物 SNN を対象として地表および建築物における地震観測記録をもとに露頭波の推定、分離型(SR モデル)および一体型モデルによる解析検討を行う。

(1) 建築物概要など

建築物 SNN は、3 階と 4 階の間に免震ピット階を設けた中間階免震かつ地上 36 階建の超高層建築物である。1 階は共用施設、附帯的商業施設、2～3 階は駐車場など、4～36 階は宿舍となっている。主体構造は鉄筋コンクリート造ラーメン構造である。免震部材は鉛プラグ入り積層ゴムと天然ゴム系積層ゴムを採用している。基礎形式は、杭基礎であり GL-65m の細砂層を支持層としている。また、高層棟周辺について表層 10m 程度の地盤改良が行われている。

代表構面軸組図を図 10-1 に示す。また、免震ピット階梁伏図を図 10-2 に、基準階伏図を図 10-3 杭伏図と地盤改良を図 10-4 に示す。概ね正方形の架構であり、セットバックはない。

用途	: 共同住宅・店舗・駐車場
階数	: 地上 36 階、地下なし
高さ	: 114.65m
基礎底深さ	: GL-4.2m (一般部) ～GL-6.5m (ピット部)
主体構造	: RC 造 (ラーメン構造)
主要材料	: 鉄筋 SD345、SD295A、SD390、SD490、コンクリート $F_c30\sim80N/mm^2$
基礎構造	: 場所打ちコンクリート杭 (先端位置 GL-65m)

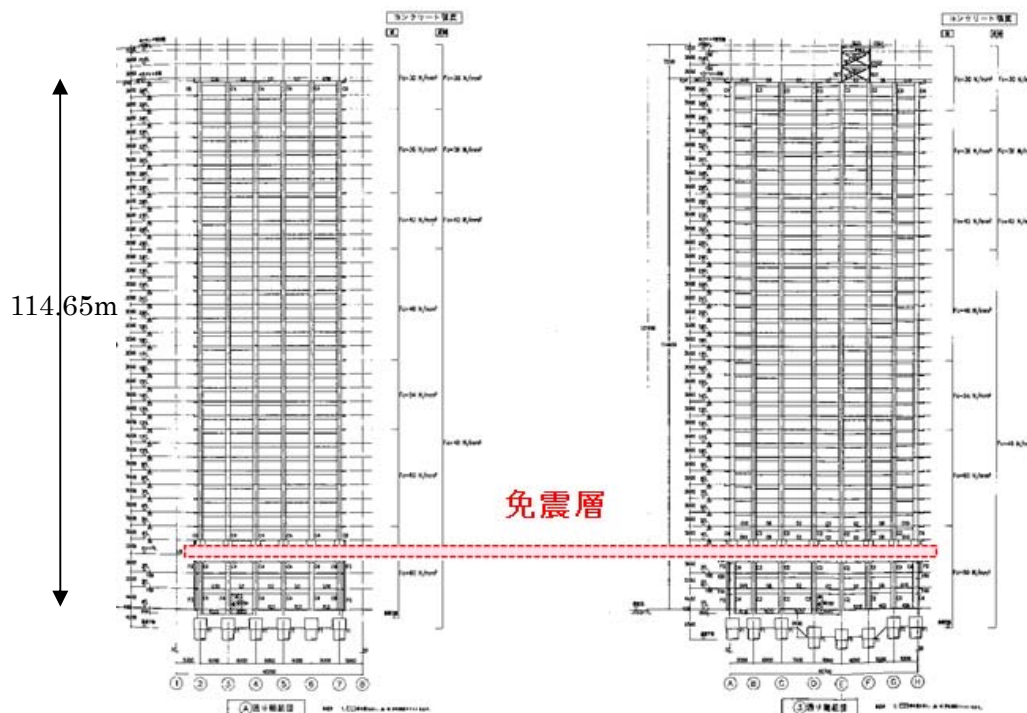


図 10-1 代表構面軸組図

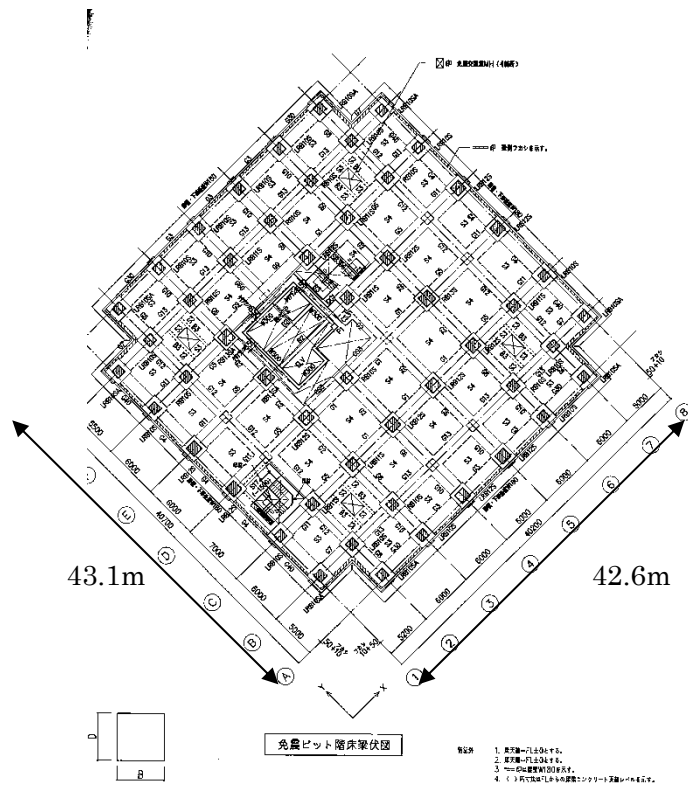


図 10-2 4 階免震ピット階梁伏図

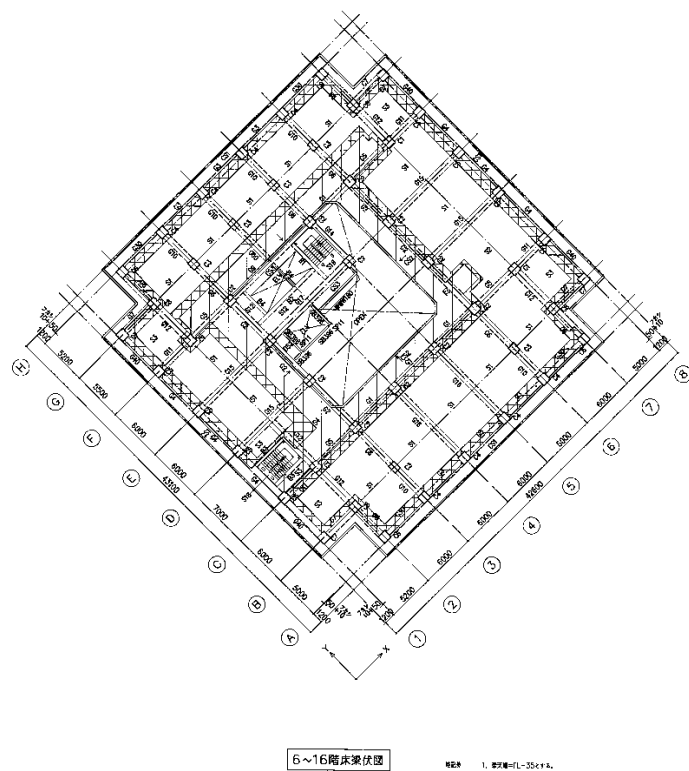


図 10-3 基準階梁伏図

表 10-1 地盤定数

	GL-(m)	層厚	土質区分	Vs (m/s)	Vp (m/s)	密度 (t/m ³)	ポアソン比	非線形 特性番号
▲観測記録(入力) (GL-0.0m)	0.00 ~ 3.00	3.00	F	80	490	1.50	0.486	2
	3.00 ~ 6.80	3.80	Yu-c1	80	560	1.50	0.490	2
	6.80 ~ 9.90	3.10	Yu-s	130	900	1.50	0.489	1
	9.90 ~ 11.75	1.85	Yu-c2	130	1270	1.50	0.495	2
	11.75 ~ 25.75	14.00	Yu-c2	120	1500	1.50	0.497	2
	25.75 ~ 34.00	8.25	Na-c1	160	1550	1.60	0.495	3
	34.00 ~ 42.30	8.30	Na-c1	190	1600	1.60	0.493	3
	42.30 ~ 53.50	11.20	Na-sc	220	1630	1.70	0.491	4
	53.50 ~ 60.60	7.10	Na-s1	290	1740	1.80	0.486	4
	60.60 ~ 63.15	2.55	Na-c2	270	1680	1.80	0.487	3
▲工学的基盤 (2E出力)	63.15 ~ 67.80	4.65	Na-s2	310	1760	1.80	0.484	4
	67.80 ~		Na-g	510	1700	2.00	0.451	0

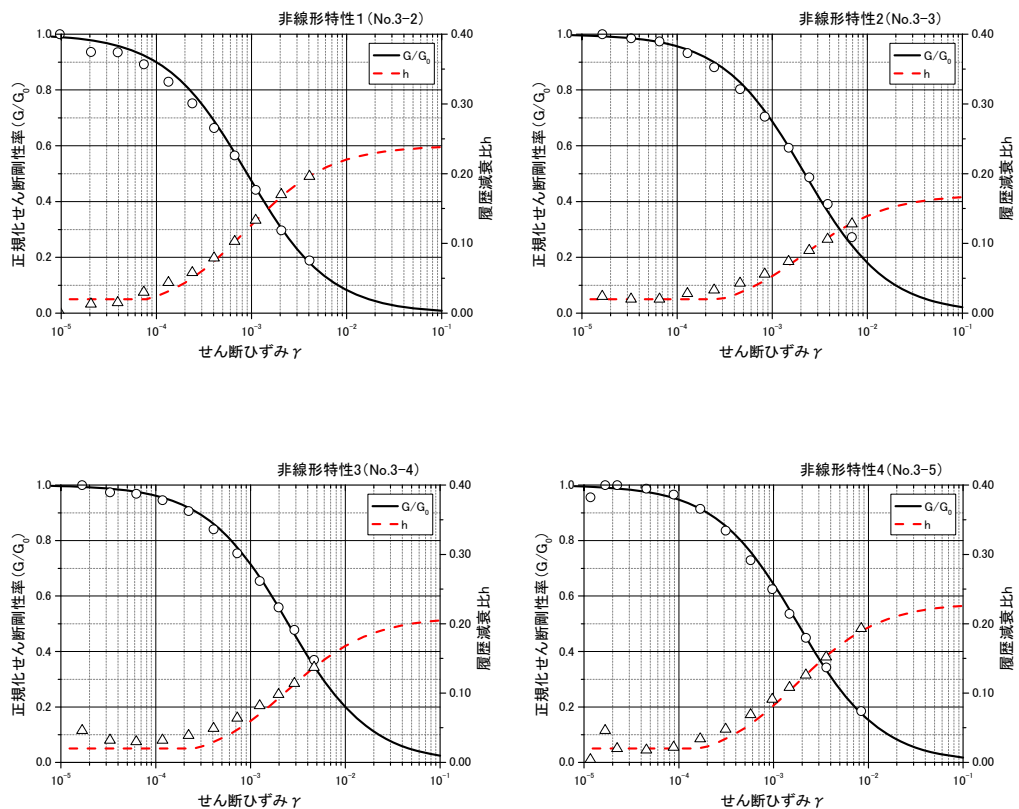


図 10-5 土の非線形モデル

に基づいて設定した。また工学的基盤は、GL-67.8m とした。

図 10-6 と図 10-7 に、地表での観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル(減衰 5%)および加速度波形を示す。地表についてのシミュレーション結果の最大加速度は観測記録に比べて若干小さいものの、両者は概ね対応している。

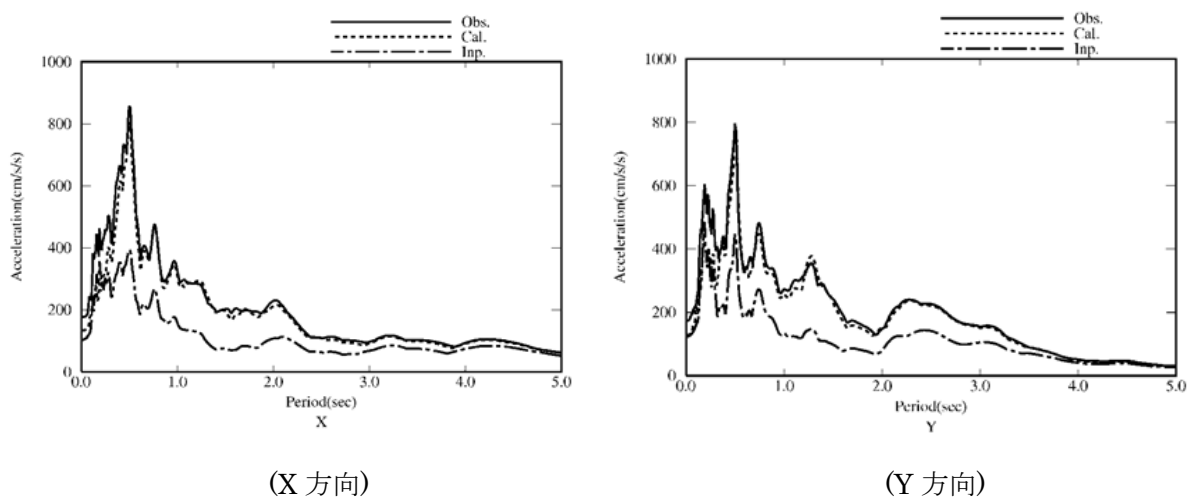


図 10-6 観測記録のシミュレーション結果(地表)と工学的基盤での
露頭波の加速度応答スペクトル(減衰 5%)

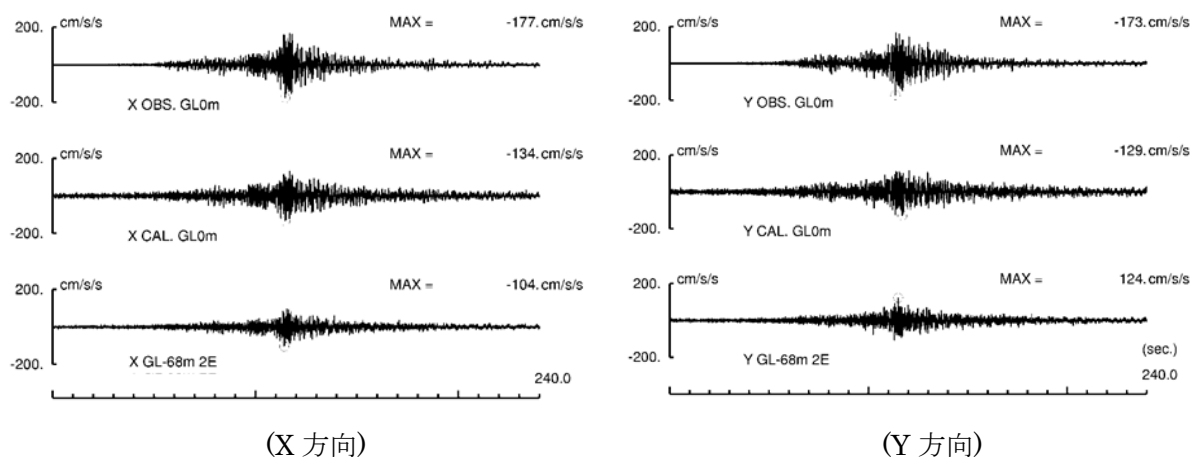


図 10-7 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での
露頭波の加速度波形

図 10-8 に、地盤の最大応答値を示す。地表での最大変位は約 4cm であり、最大せん断歪みは約 0.3%になっている。図 10-9 に、地盤の等価物性値を示す。地盤のせん断剛性比は、せん断歪みが多い深度 GL-10m 付近で約 0.5 まで低下している。

図 10-10 に、工学的基盤での露頭波の擬似速度応答スペクトル(減衰 5%)を、品川と夢の島での露頭波と比較して示す。両方向とも、品川と夢の島での露頭波と概ね同じ振幅レベルであることが確認できる。

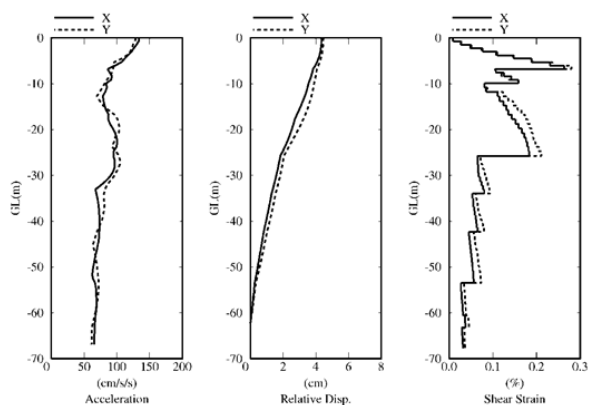


図 10-8 地盤の最大応答値

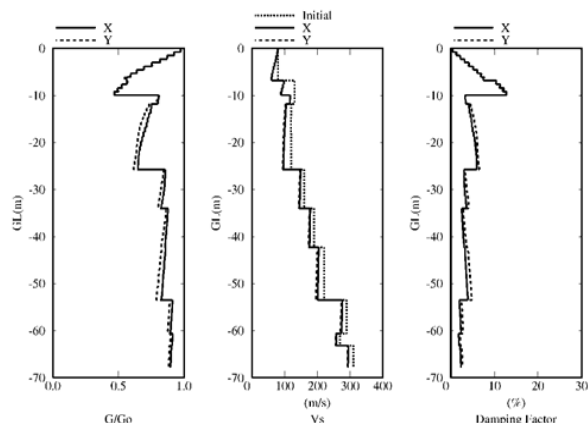
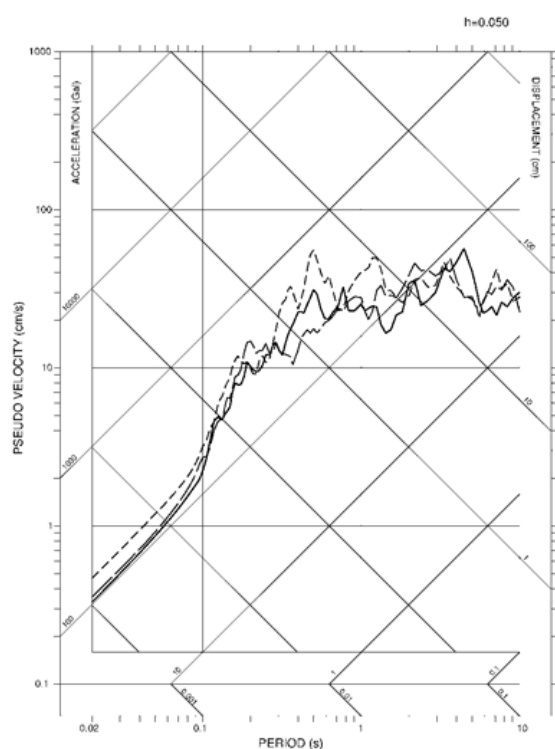
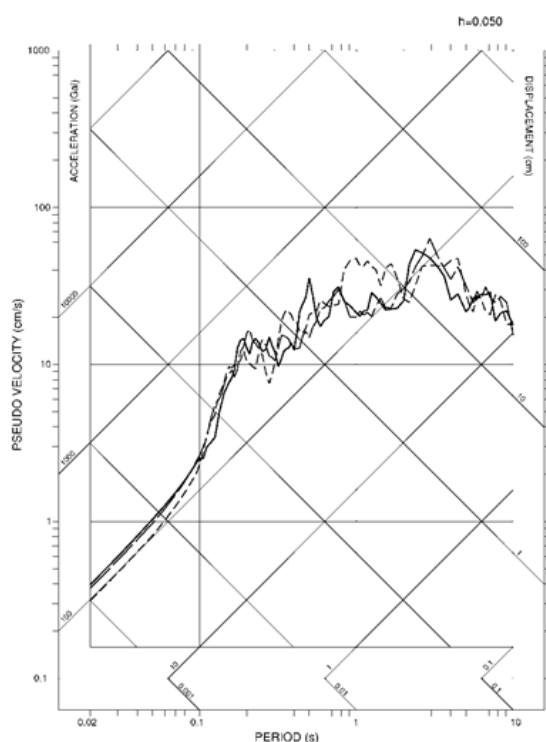


図 10-9 地盤の等価物性値



(X 方向)



(Y 方向)

図 10-10 露頭波の擬似速度応答スペクトル(減衰 5%)の比較

図 10-11 は、改良地盤と原地盤(改良前)の S 波速度分布と入力地震動の設定条件を示している。地盤改良は、締固め工法が採用されており、改良深度は Yu-s 層を含む GL-11.75m とした。改良地盤の S 波速度は、文献 1)2)3)より原地盤の約 1.4 倍とし、GL0m～GL-6.8m は $V_s=80\text{m/s}$ を 110m/s 、GL-6.8m～GL-11.75m は $V_s=130\text{m/s}$ を 180m/s とした。なお、改良地盤と原地盤の非線形特性は同じものを用いた。地表観測は原地盤(未改良部分)で行われているので、本解析の入力地震動には前述の原地盤を用いて評価した露頭波を用いた。また改良地盤も、前述の原地盤と同様に、地盤を 1 次元土柱にモデル化し、工学的基盤位置(GL-67.8m)を粘性境界とした。

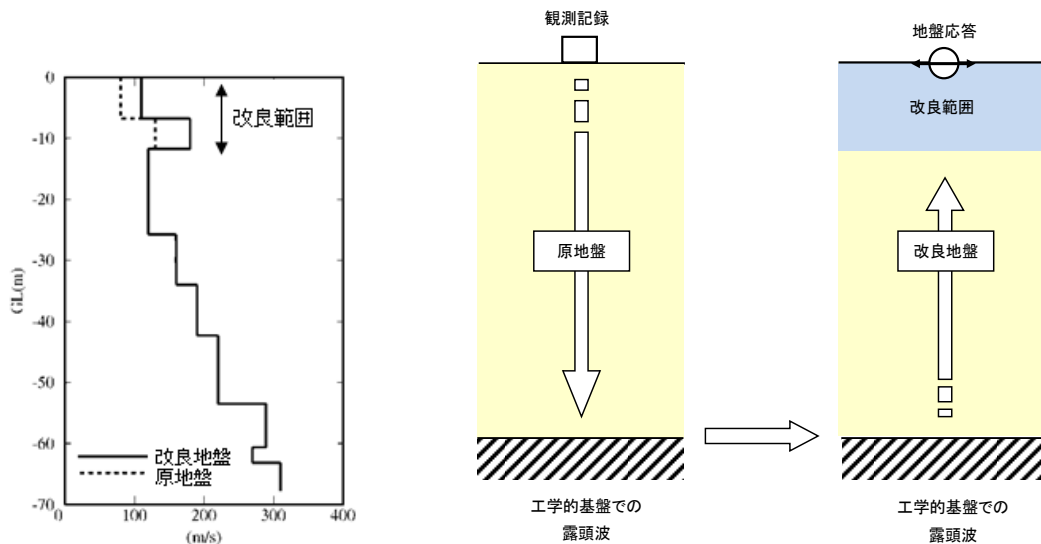
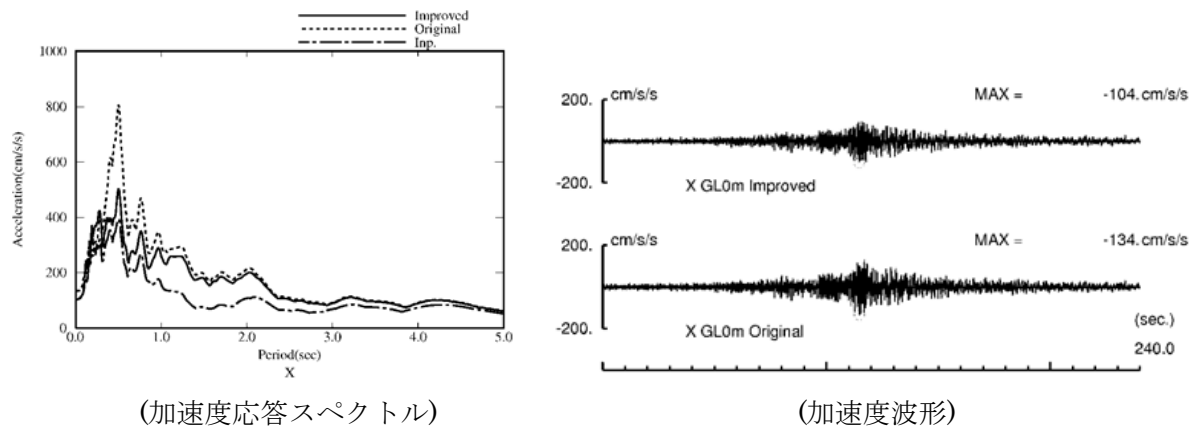


図 10-11 改良地盤と原地盤の S 波速度分布と入力地震動の設定条件



(加速度応答スペクトル)

(加速度波形)

図 10-12 改良地盤と原地盤の地表加速度の比較 (X 方向)

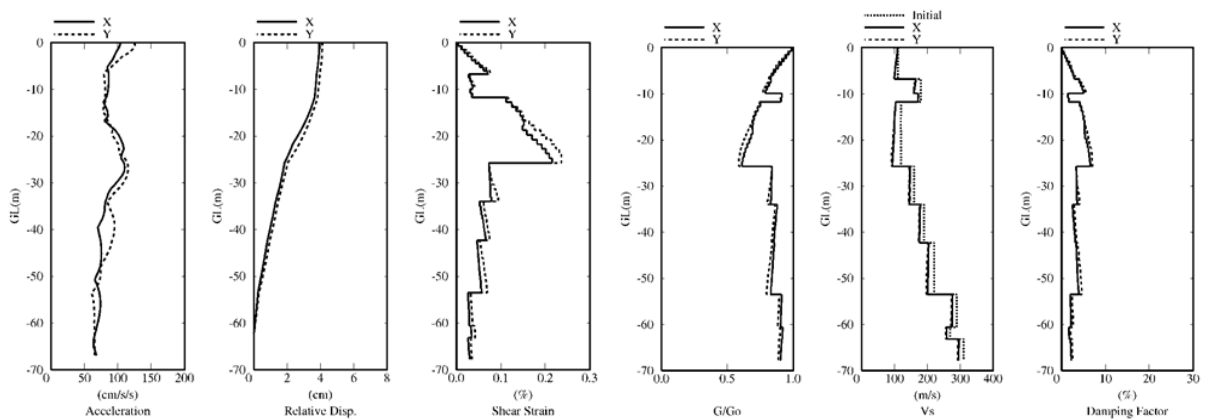


図 10-13 改良地盤の最大応答値分布

図 10-14 改良地盤の等価物性値

図 10-12 に、改良地盤と原地盤の地表加速度の応答スペクトルと加速度波形を比較して示す。改良地盤の応答スペクトルは、原地盤に比べて周期約 1 秒以下の振幅が小さい。また、最大加速度も小さくなる。

図 10-13 に、改良地盤の最大応答値を示す。地表での最大変位は約 4cm、最大せん断歪みは約 0.2%になる。図 10-14 に、改良地盤の等価物性を示す。せん断剛性比は、歪みが大きい深度 GL-25m 付近で約 0.6 倍に低下する。

表 10-2 建物モデル (建物 C)

階数	建物高さ(m)	階高(m)	重量(ton)		X方向		X方向	
			設計時	L.L.無し	せん断剛性 GA(kN)	曲げ剛性 EI(kN.m ²)	せん断剛性 GA(kN)	曲げ剛性 EI(kN.m ²)
R	115.5		2527	2448				
36	112.5	3.0	1938	1859	1.48E+06	3.68E+09	1.47E+06	3.67E+09
35	109.5	3.0	1901	1822	2.01E+06	8.16E+09	2.12E+06	1.18E+10
34	106.5	3.0	1901	1822	2.21E+06	1.55E+10	2.43E+06	2.29E+10
33	103.5	3.0	1901	1822	2.29E+06	2.65E+10	2.55E+06	3.78E+10
32	100.5	3.0	1901	1822	2.32E+06	4.25E+10	2.60E+06	5.85E+10
31	97.5	3.0	1901	1822	2.32E+06	6.29E+10	2.60E+06	8.52E+10
30	94.5	3.0	1901	1822	2.32E+06	8.86E+10	2.61E+06	1.13E+11
29	91.5	3.0	1913	1834	2.36E+06	1.16E+11	2.67E+06	1.48E+11
28	88.5	3.0	1916	1837	2.43E+06	1.57E+11	2.75E+06	1.89E+11
27	85.5	3.0	1916	1837	2.46E+06	1.82E+11	2.78E+06	2.10E+11
26	82.5	3.0	1916	1837	2.48E+06	1.99E+11	2.81E+06	2.23E+11
25	79.5	3.0	1916	1837	2.51E+06	2.10E+11	2.84E+06	2.30E+11
24	76.5	3.0	1916	1837	2.54E+06	2.24E+11	2.88E+06	2.42E+11
23	73.5	3.0	1916	1837	2.56E+06	2.28E+11	2.90E+06	2.42E+11
22	70.5	3.0	1916	1837	2.58E+06	2.27E+11	2.93E+06	2.41E+11
21	67.5	3.0	1916	1837	2.62E+06	2.26E+11	2.96E+06	2.38E+11
20	64.5	3.0	1916	1837	2.65E+06	2.23E+11	3.00E+06	2.33E+11
19	61.5	3.0	1926	1847	2.67E+06	2.23E+11	3.02E+06	2.30E+11
18	58.5	3.0	1938	1859	2.68E+06	2.18E+11	3.03E+06	2.25E+11
17	55.5	3.0	1965	1886	2.69E+06	2.17E+11	3.04E+06	2.23E+11
16	52.5	3.0	1928	1849	2.71E+06	2.31E+11	3.07E+06	2.40E+11
15	49.5	3.0	1928	1849	2.72E+06	2.30E+11	3.08E+06	2.36E+11
14	46.5	3.0	1928	1849	2.72E+06	2.26E+11	3.09E+06	2.34E+11
13	43.5	3.0	1928	1849	2.72E+06	2.24E+11	3.10E+06	2.32E+11
12	40.5	3.0	1928	1849	2.72E+06	2.21E+11	3.10E+06	2.28E+11
11	37.5	3.0	1928	1849	2.73E+06	2.25E+11	3.10E+06	2.34E+11
10	34.5	3.0	1928	1849	2.72E+06	2.23E+11	3.10E+06	2.31E+11
9	31.5	3.0	1932	1853	2.80E+06	2.19E+11	3.18E+06	2.28E+11
8	28.5	3.0	1928	1849	2.88E+06	2.15E+11	3.27E+06	2.26E+11
7	25.5	3.0	1928	1849	3.07E+06	2.11E+11	3.47E+06	2.23E+11
6	22.5	3.0	1928	1849	3.42E+06	2.09E+11	3.84E+06	2.21E+11
5	19.5	3.0	2065	1986	4.31E+06	2.07E+11	4.80E+06	2.20E+11
4	16.0	3.6	5775	5696	9.47E+06	2.42E+11	1.05E+07	2.58E+11
免震層	13.0	2.9	4602	4523		1.07E+11		1.15E+11
3	9.4	3.7	2898	2819	1.46E+07	3.07E+11	1.41E+07	3.07E+11
2	6.0	3.4	3199	3120	9.91E+06	3.11E+11	9.58E+06	3.07E+11
1	0.0	6.0	9874	9795	1.76E+07	3.15E+11	1.68E+07	3.09E+11

(3) 観測記録のシミュレーション

1) SR モデル(分離型モデル)等によるシミュレーション

1)-1 解析モデル概要

解析モデルは図 10-15 に示す SR モデルと比較のための基礎固定モデルとし、以下のように設定する。

・建物モデル

質点系モデル（曲げせん断棒モデル）（諸元：表 10-2）

建物剛性：①ヤング係数を設計モデルの 1.2 倍（前震も同じ）初期ケース

②ヤング係数を設計モデルの 1.5 倍（前震では 1.7 倍）剛性増大ケース

＊この初期ケースでは基礎固定モデルの伝達関数が観測記録の伝達関数とフィッティングしている。剛性増大ケースは SR モデルの伝達関数がフィッティングするように設定した倍率。

重量：積載荷重 600N/m^2 低減エラー! ブックマークが定義されていません。

減衰モデル：①レーリー減衰 2%（免震層固定、基礎固定の 1 次と 2 次周期に対して）

②内部粘性減衰 2%（免震層固定、基礎固定の 1 次周期に対して）

③ひずみエネルギー比例型減衰 2%（免震層初期剛性の固有モードに対して）

・免震層モデル

MSS モデル、修正 HD モデル（低歪みもモデル化）

水平剛性：設計標準モデルに対して 1.03 倍（温度補正のみ）

降伏荷重：設計標準モデルに対して 1.09 倍（温度補正のみ）

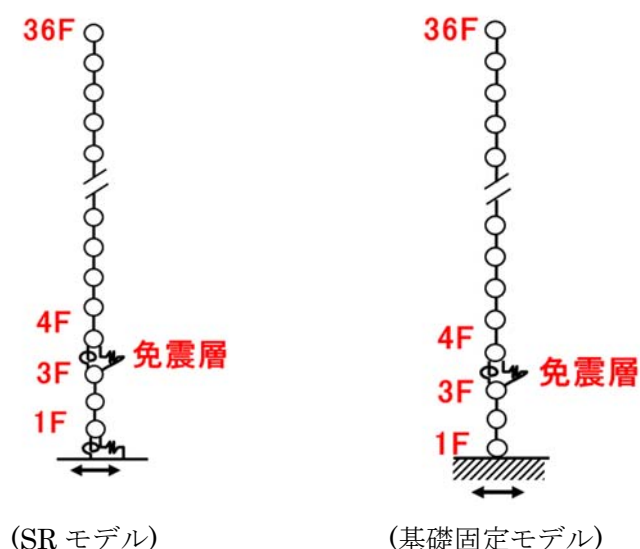


図 10-15 解析モデル

1)-2 解析ケース

解析ケースを表 10-3 に示す。入力地震波には 2011.3.10 前震、2011.3.11 本震を用いる。

先ず基礎固定モデルの解析(Case-1)を行う。次に SR モデルによる検討として、地盤改良、埋込みを考慮せずに GL 観測記録と基礎入力動を用いた検討(Case-2,3)を行う。ここでの地盤ばねは、通常の設計と同様に減衰を 0～5Hz までの最小値として、建物応答が大きめ評価されるように設定した。次に基礎入力動に地盤改良の影響(Case-4)を考慮した検討を行う。ここでは地盤ばねの影響は小さいと考えて、地盤ばねは変更しないものとした。次に、地盤ばねの影響検討として、減衰を 5Hz までの平均的な値として、3Hz で設定した検討(Case-6)を行い、更に建物減衰モデルを変更した検討(Case-5)を行った。最終的に地盤改良、埋込みの影響を考慮した検討(Case-7)を行い、伝達関数が対応するように建物剛性を調整した検討(Case-8)を実施した。

以上の検討ケースを通し、本建物に対し SR モデルを適用する場合に必要なモデル要件と剛性及び減衰の設定方法を決定した。最終ケースの Case-8 において、地震記録と最も整合したシミュレーション結果が得られている。

表 10-3 建物応答解析の検討ケース一覧

モデル	ケース名	入力波	地盤改良	埋込み	地盤ばね減衰	建物減衰	建物剛性
基礎固定モデル	Case-1	1F 観測記録	-	-	-	内部粘性減衰	1.2 倍
SR モデル	Case-2	GL 観測記録 (水平のみ)	未考慮	未考慮	最小値	内部粘性減衰	1.2 倍
	Case-3	基礎入力動 (水平と回転)	未考慮	未考慮	最小値	内部粘性減衰	1.2 倍
	Case-4	基礎入力動 (水平と回転)	考慮 (入力のみ)	未考慮	最小値	内部粘性減衰	1.2 倍
	Case-5	基礎入力動 (水平と回転)	未考慮	未考慮	最小値	レーリー減衰	1.2 倍
	Case-6	基礎入力動 (水平と回転)	未考慮	未考慮	3Hz の値	内部粘性減衰	1.2 倍
	Case-7	基礎入力動 (水平と回転)	考慮	考慮	3Hz の値	レーリー減衰	1.2 倍
	Case-8	基礎入力動 (水平と回転)	考慮	考慮	3Hz の値	レーリー減衰	1.5 倍 (1.7 倍)

*Case-8 では 3.11 本震では建物剛性を 1.5 倍、3.10 前震では 1.7 倍とした。

1)-3 固有値解析

表 10-4 に設計図書モデルと質点系モデル、本検討モデルの固有周期を比較して示す。剛性や重量を変更しない場合で比較すると、質点系モデルはフレームモデルに比べやや周期が長くなっているが概ね対応している。また、建物剛性を 1.2 倍、更に重量を調整した本検討モデルは、剛性と重量を調整前の質点系モデルに対して周期が 0.89 倍となっている。これは剛性比に換算すると 1.25 倍となっており、重量調整の影響は 5%程度となっている。

表 10-5 に免震層の有無、基礎固定モデルと SR モデルの比較を示す。免震層の剛性を考慮する場合は、3.11 本震での免震層変形と概ね対応したレベルとしてせん断変形角 100%から算定した等価剛性を用いて固有値解析を行った。免震層を考慮すると、周期が 2 倍程度伸びている。また、SR ばねを設けると周期は 1.03 倍となっており、地盤ばねの影響があることがわかる。SR モデル

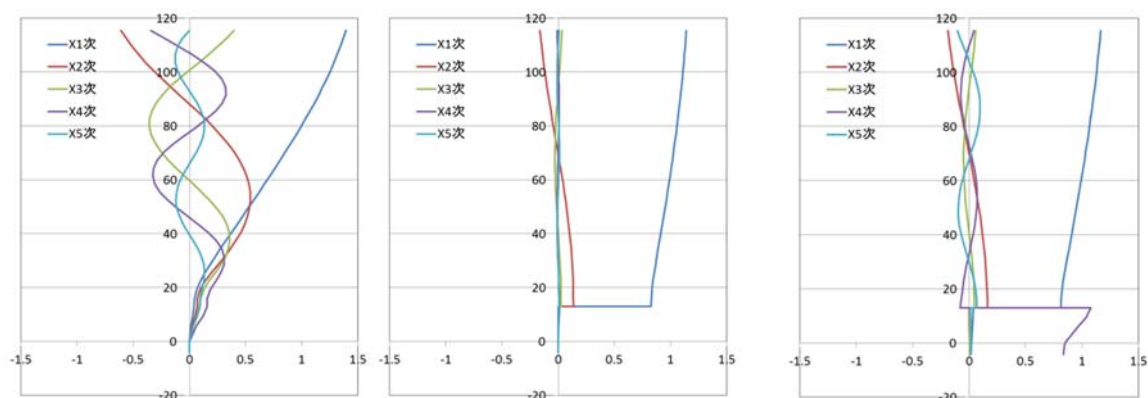
では4次の刺激係数が大きいですが、表10-16に示した固有モードから1階から4階が刺激されるモードであることが確認できる。

表 10-4 固有周期（秒）（設計図書と本検討モデルの比較）

免震層固定 1F床固定		設計図書 (フレームモデル)	質点系モデル	本検討モデル
		剛性、重量調整前	剛性、重量調整前	(質点系モデル) 剛性、重量調整後
X方向	1次	2.313	2.367	2.117
	2次	0.729	0.740	0.662
	3次	0.411	0.428	0.383
Y方向	1次	2.232	2.264	2.025
	2次	0.700	0.704	0.630
	3次	0.393	0.407	0.364

表 10-5 固有周期（モデルによる違い）

	基礎固定		基礎固定		SRモデル	
	免震層固定		免震層 $\gamma=100\%$		免震層 $\gamma=100\%$	
	固有周期(s)	刺激係数	固有周期(s)	刺激係数	固有周期(s)	刺激係数
1次	2.120	1.390	4.430	1.140	4.560	1.160
2次	0.662	0.608	1.130	0.162	1.170	0.188
3次	0.383	0.397	0.505	0.034	0.506	0.056
4次	0.282	0.343	0.334	0.009	0.352	1.080
5次	0.244	0.135	0.255	0.011	0.338	0.104



(a) 基礎固定, 免震層固定 (b) 基礎固定, 免震層 $\gamma=100\%$ (c) SRモデル, 免震層 $\gamma=100\%$

図 10-16 固有モード

1)-4 解析結果

解析の最終ケースである Case-8 での結果を示す。これ以前の解析ケースの結果から、建物減衰はレーリー減衰、地盤ばねの減衰については 3Hz で評価した値とする。また、図 1-17 に示すように埋め込みと地盤改良を考慮する。図 10-18 に 3.11 本震時の地盤ばねを示す。

建物剛性は、周期特性を観測記録と合わせるために 3.11 前震時には建物剛性を 1.7 倍、3.10 本震時には建物剛性を 1.5 倍とする。3.10 前震時と 3.11 本震時の伝達関数を図 10-19 と図 10-20 に示す。また、3.11 本震時の免震層の変位の軌跡と復元力を図 10-21 に示す。建物剛性を 1.5 倍～1.7 倍とする要因は明らかではないが、建物の伝達関数は解析と観測がよく合致する結果が得られた。3.11 本震時の免震層の軌跡もよく対応している。

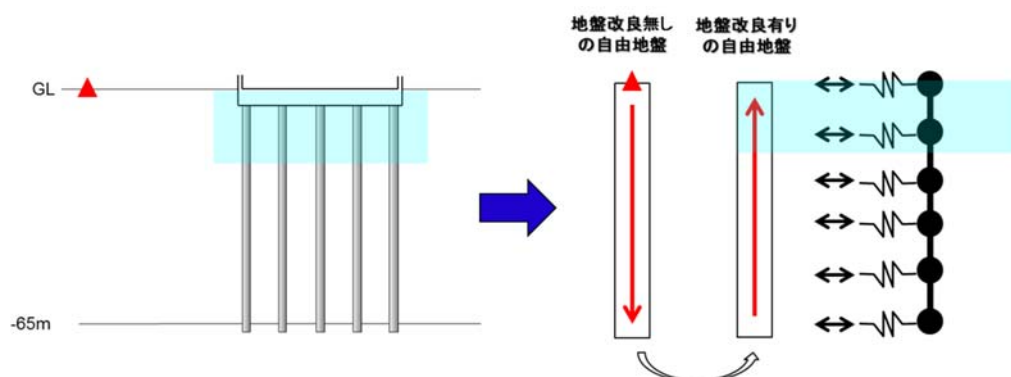
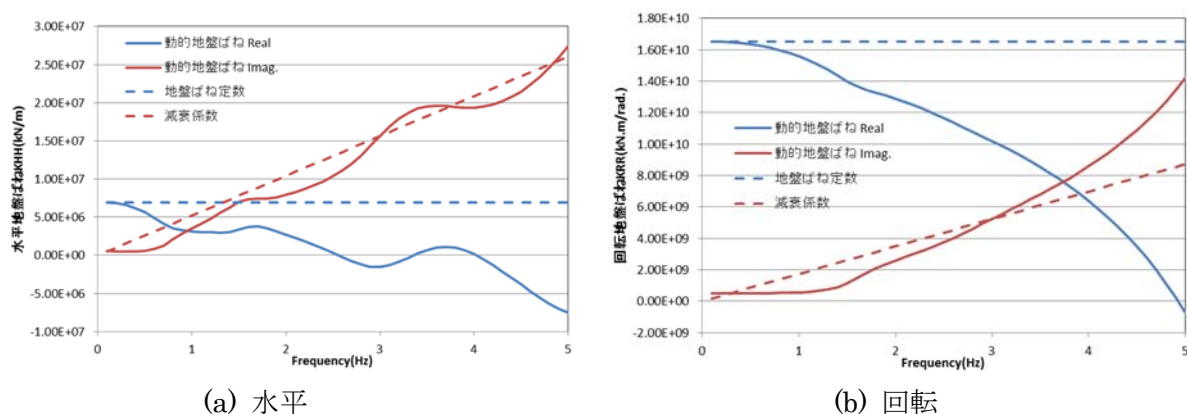


図 10-17 杭基礎の地盤のモデル化



(a) 水平

(b) 回転

図 10-18 地盤改良考慮、埋込み考慮、3.11 本震時の動的地盤ばね

表 10-6 地盤ばね定数（地盤改良考慮、埋込み考慮、3.11 本震）

	水平ばね		回転ばね	
	ばね定数	減衰係数	ばね定数	減衰係数
	(kN/m)	(kN・s/m)	(kN・m/rad)	(kN・m・s/rad)
X方向	6.97×10^6	9.38×10^5	1.70×10^{10}	2.88×10^8
Y方向	6.94×10^6	9.33×10^5	1.65×10^{10}	2.78×10^8

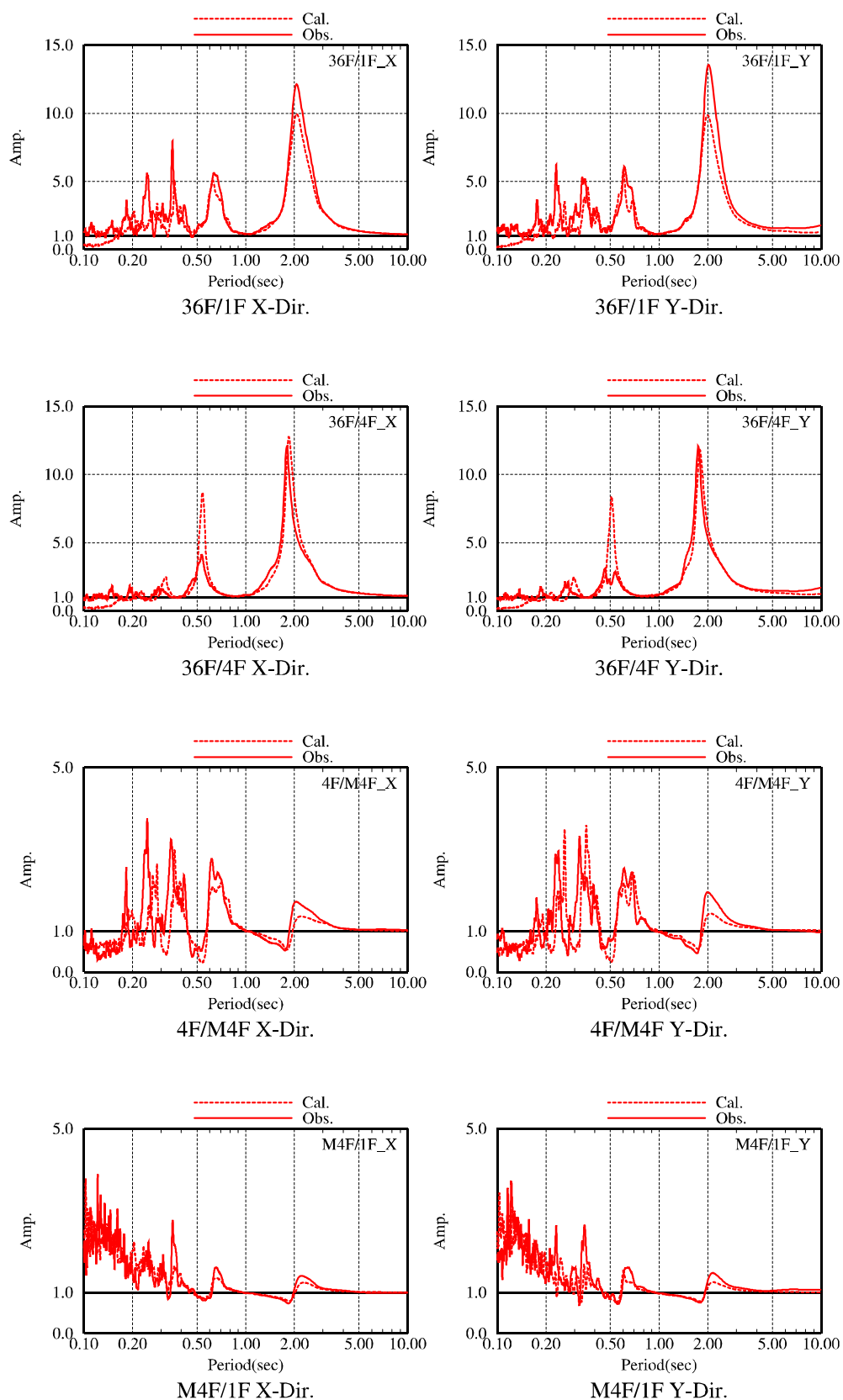


図 10-19 Case8、3.10 前震時の建物応答の伝達関数

(SR モデル、基礎入力動 (地盤改良考慮、埋め込み考慮)、3Hz での地盤ばね減衰、レーリー減衰、建物剛性 1.7 倍)

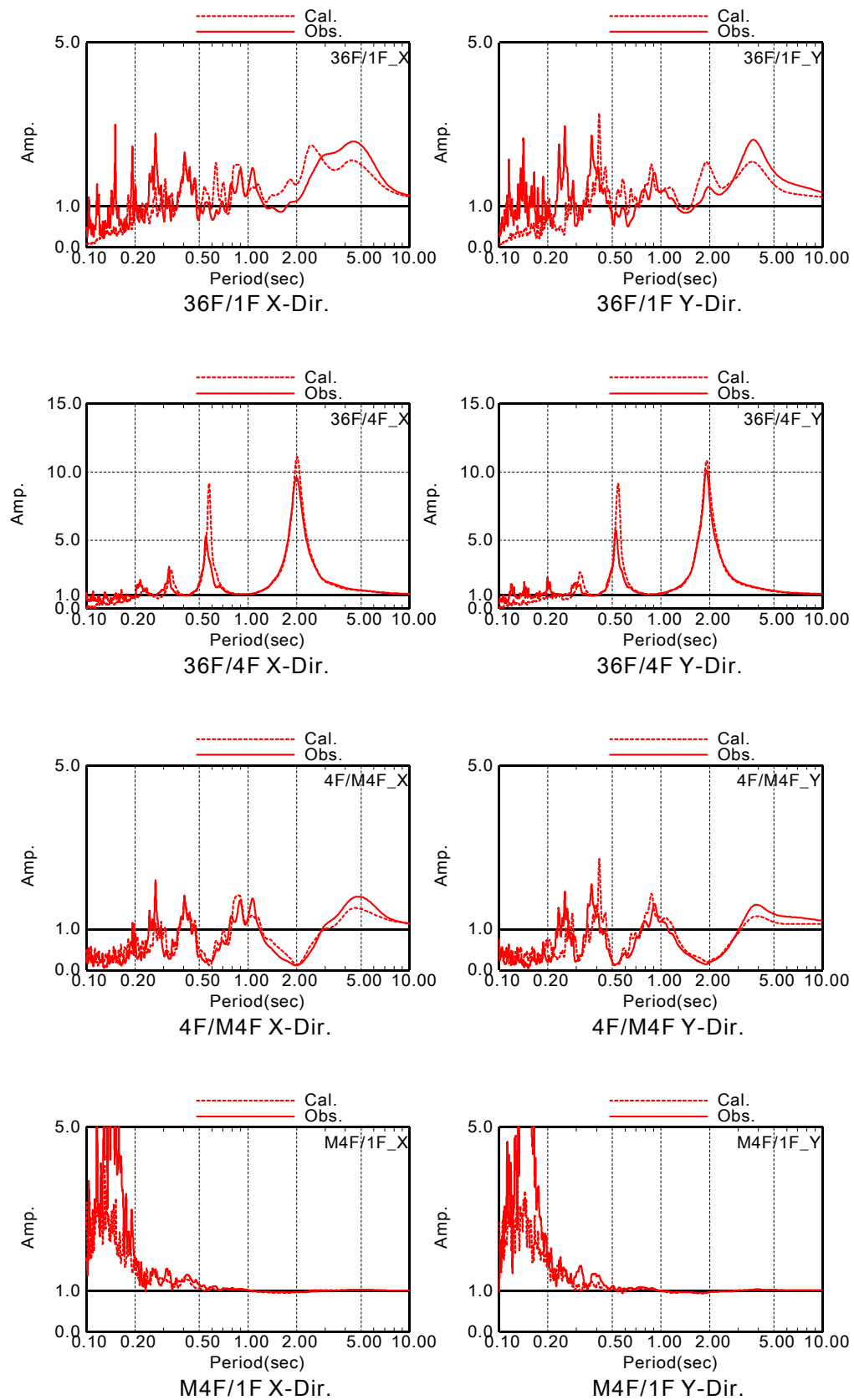


図 10-20 Case-8、3.11 本震時の建物応答の伝達関数

(SR モデル、基礎入力動 (地盤改良考慮、埋め込み考慮)、3Hz での地盤ばね減衰、レーリー減衰、建物剛性 1.5 倍)

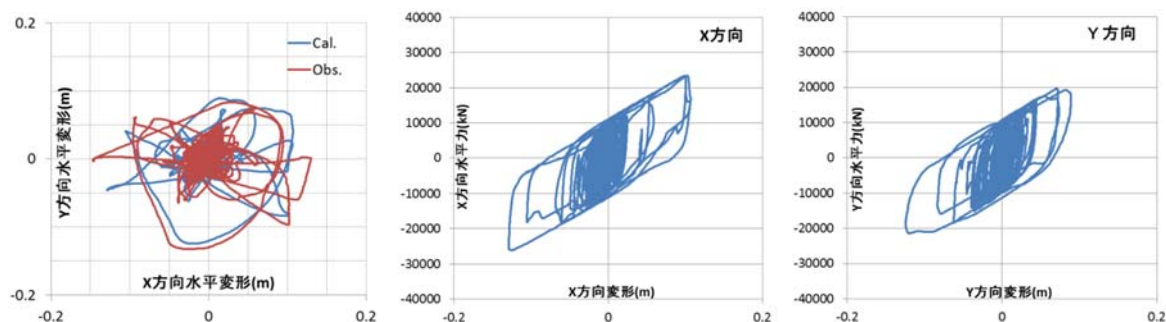
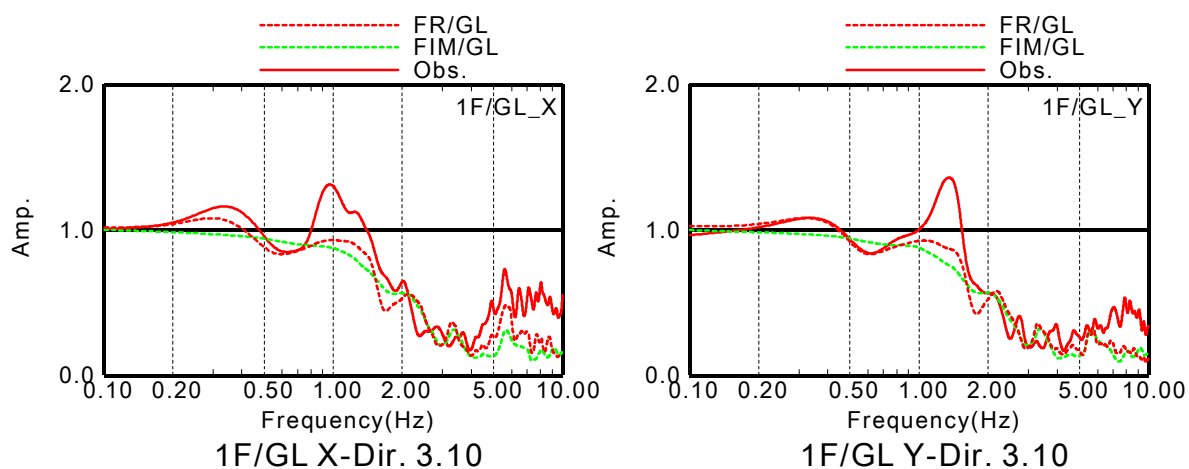
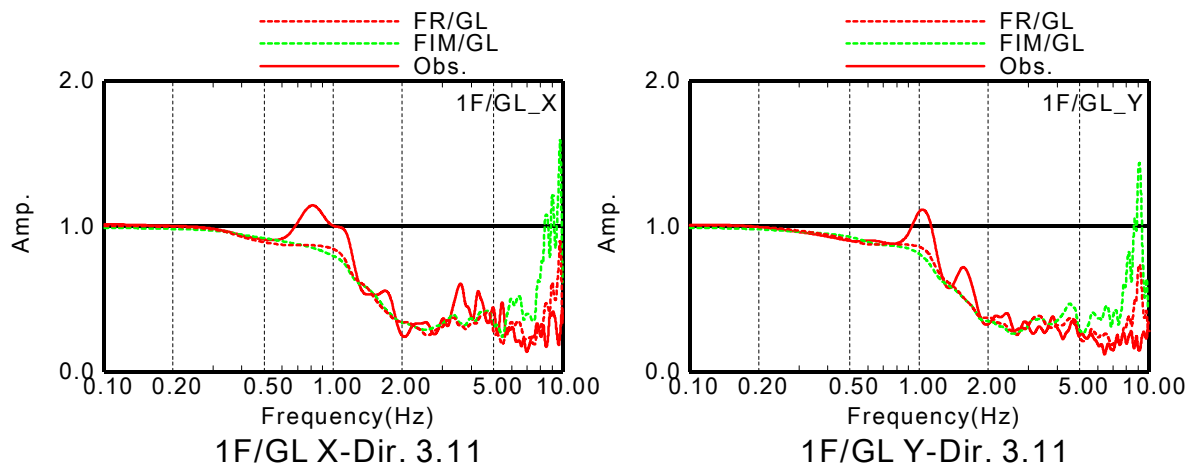


図 10-21 Case-8、3.11 本震時の免震層の変位オービットと復元力特性

(SR モデル、基礎入力動（地盤改良考慮、埋め込み考慮）、3Hz での地盤ばね減衰、レーリー減衰、建物剛性 1.5 倍)



3.10 前震（建物剛性 1.7 倍）



3.11 本震（建物剛性 1.5 倍）

図 10-22 基礎入力動と基礎応答の伝達関数

(基礎入力動（地盤改良考慮、埋め込み考慮）、3Hz での地盤ばね減衰、レーリー減衰)

最後に基礎応答(FR)の比較として GL に対する伝達関数を図 10-22 に示す。参考として基礎入力動(FIM)の伝達関数を示す。FR の伝達関数は建物応答の影響が含まれるため、FIM に比べ観測 (FR)との対応もよくなることわかる。この伝達関数からみられる入力損失は、杭基礎による効

果のほかに、地盤改良による影響も含まれるため、一般的な杭基礎に比べ効果を大きく評価していることに注意する必要がある。

2) 一体型モデルによるシミュレーション

2)-1 モデル化の概要

ここでは一体型モデルとして質点系モデルを用いた検討を行う。図 10-23 に解析モデルを示す。建物モデルと杭基礎モデルは、前節の分離型モデルで用いた Case-8 の解析モデルと同じとし、以下の条件とする。

地盤改良：考慮

埋め込み：考慮

地盤ばねの減衰：3Hz で評価

建物剛性：1.5 倍

減衰：レーリー減衰

一体型モデルと分離型モデルの相違点を表に示す。

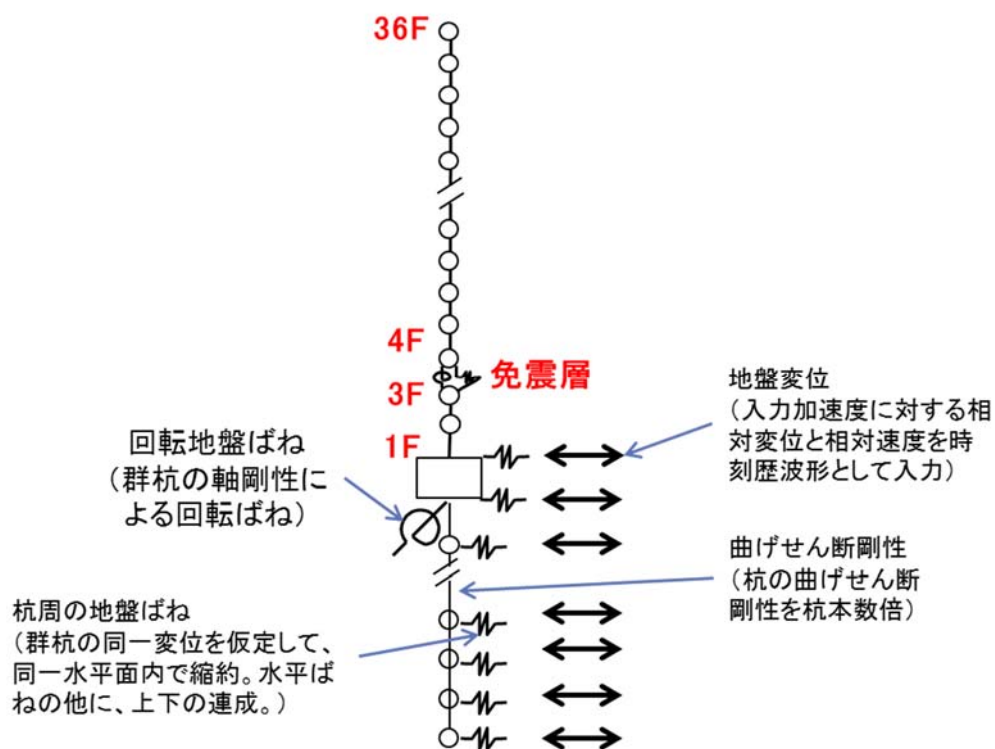


図 10-23 一体型モデル

表 10-7 一体型モデルと分離型モデルの違い

		分離型モデル（前節）	一体型モデル（本節）	差異
構造物	減衰モデル	基礎入力動：内部粘性（杭） SR モデル：レーリー（建物）	レーリー（建物、杭）	有
地盤 ばね	水平ばね	集約ばね	杭周の水平ばねに離散化	有
	回転ばね	集約ばね	集約ばね	無
	連成ばね	水平と回転の連成ばねを無視	一体型として考慮	有
	減衰モデル	3Hz で評価	3Hz で評価	有
	その他	杭の質量効果を K,C に置換	杭の質量効果	有
入力	水平動	考慮	一体型として考慮	無
	回転動	考慮	一体型として考慮	無

2)-2 解析結果

一体型モデルで評価した建物応答について、伝達関数を図 10-24 に、免震層の変位軌跡と復元力を図 10-25 に示す。この一体型モデルは、観測記録が最もよく説明できる分離型モデルと、同様の解析条件としているため、分離型モデルとよく対応するとともに観測ともよく対応している。

地表面に対する 1F 応答の伝達関数を図 10-26 に示す。一体型モデルは、分離型モデルや観測記録を概ね対応しているが、前述した 0.2~0.3 秒（3~5Hz）付近では過大評価している。この要因としては、地盤ばねを定数化して K,C に置換して用いているため、地盤の質量効果が評価されていないことなどの影響が推察される。

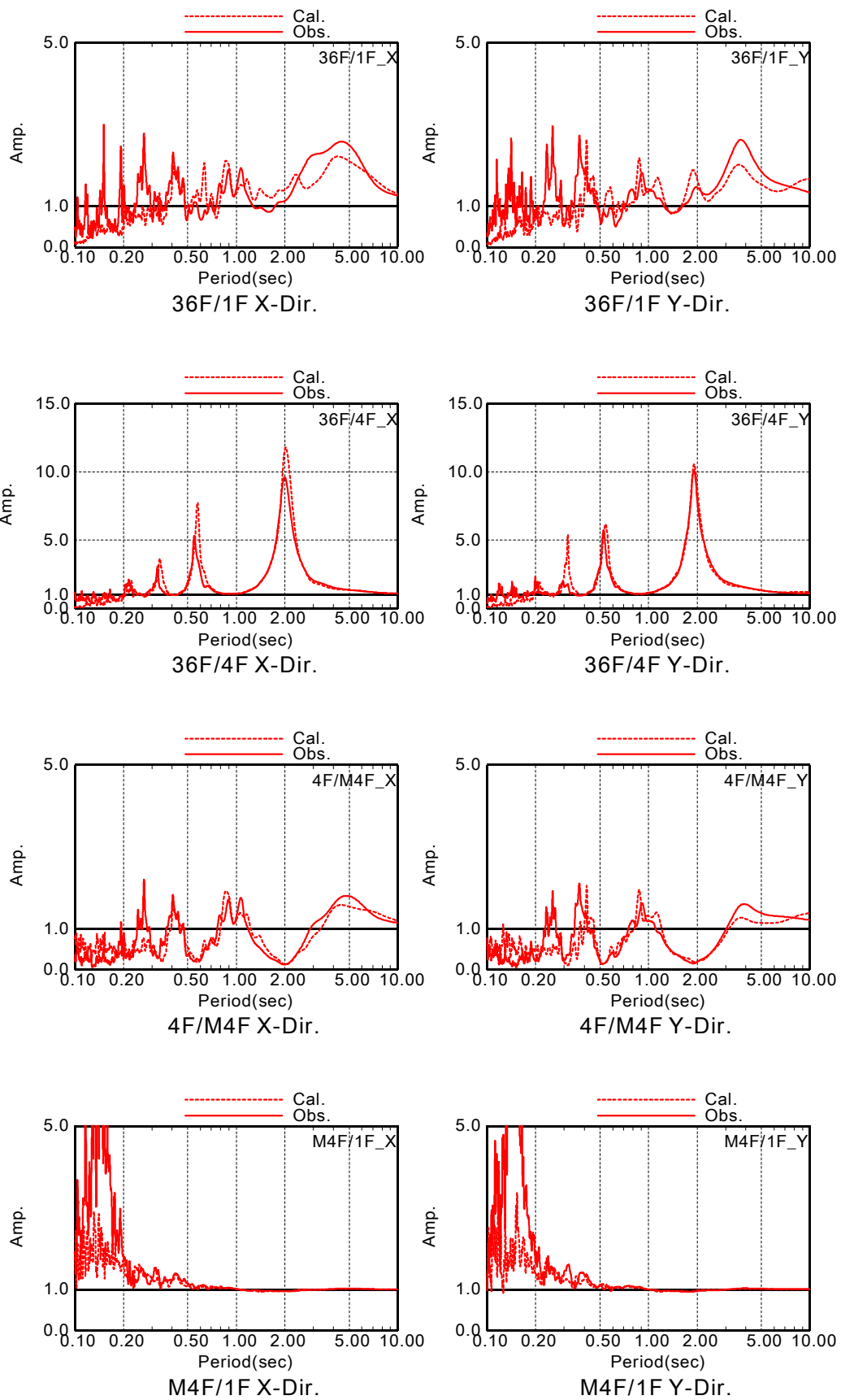


図 10-24 3.11 本震時の建物応答の伝達関数

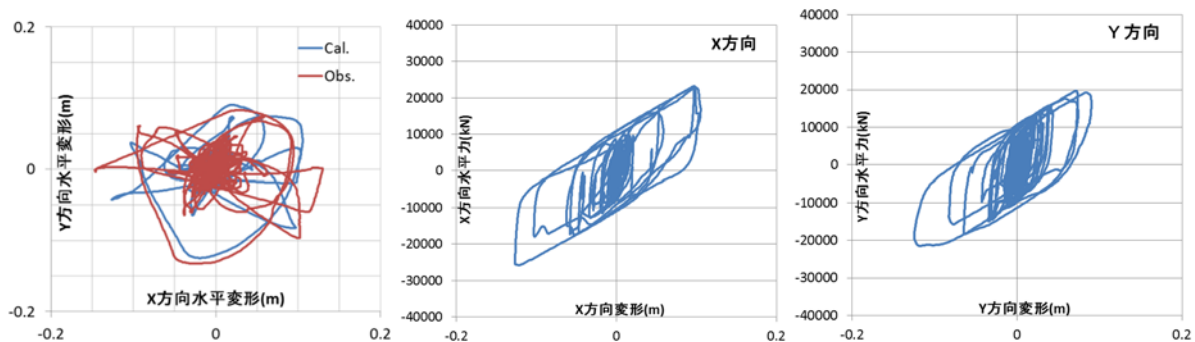


図 10-25 3.11 本震時の免震層の変位オービットと復元力特性

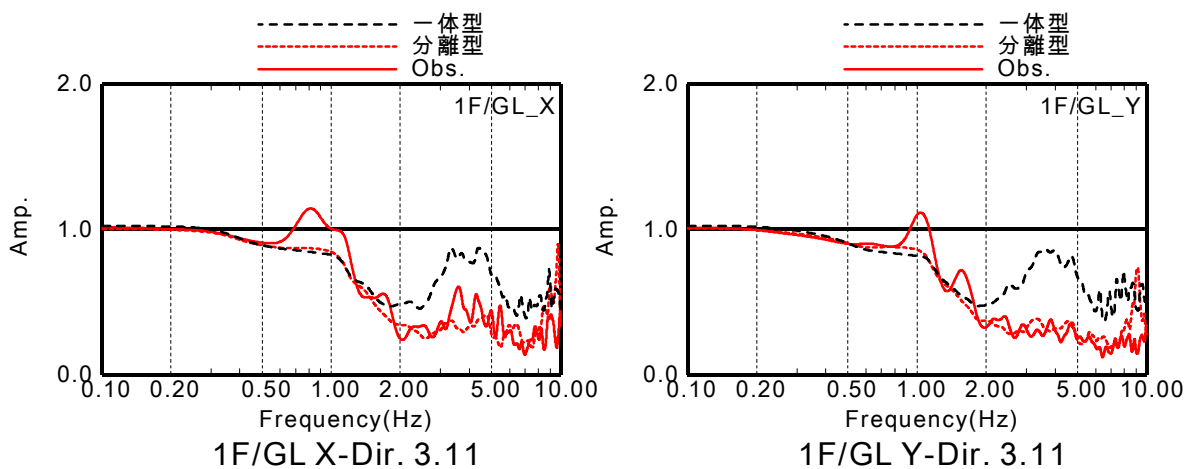


図 10-26 3.11 本震時の基礎応答/GL の伝達関数

(4) まとめ

建築物 SNN を対象として地表と建築物での観測記録をもとに露頭波の推定と分離型モデルと一体型モデルによるシミュレーション解析を行い、基礎入力動、建物応答等の評価を行った。以下に、得られた知見を示す。

①分離型モデルによる観測記録のシミュレーション

- 1) 設計モデルに対して、3.11 本震時の状況に合わせて設計重量から L.L.を差し引き、更に建物剛性を 1.5 倍（本震時）～1.7 倍（前震時）とすることにより、SR モデルによる建物の伝達関数は観測とよく対応する結果が得られた。
- 2) 建物減衰をレーリー減衰とすることにより、高振動数においても建物の伝達関数が観測とよく対応する結果となった。
- 3) 地盤改良と埋め込みを考慮することにより、建物応答と建物伝達関数は観測とよく対応し、伝達関数(FR/GL)は観測と概ね一致する結果が得られ、基礎入力動も適切に評価できた。
- 4) ただし、建物剛性を 1.5～1.7 倍とする理由が明らかではないという課題が残った。

②一体型モデルによる観測記録のシミュレーション

- 1) 分離型モデルと同じ解析モデルを用いることにより、建物応答は観測とよく対応する結果となった。
- 2) 分離型モデルと同様に、地盤改良と埋め込みを考慮することにより伝達関数(基礎入力動／GL)は観測と概ね一致した。

【参考文献】

- 1) 秋山、二木、安達、田村ほか：締固め砂杭工法による改良地盤の S 波速度の評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.381-382、2002.8
- 2) 武居、稲田、都築、笹尾：サンドコンパクションパイル工法による改良地盤に対する電気式静的コーン貫入試験の適用性評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1611-1612、1994.9
- 3) 吉富、大戸、田代、加登ほか：静的締固め砂杭工法により改良された地盤の S 波および P 波速度の評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.587-588、2006.
- 4) 竹中康雄、山田和彦、吉川和秀：免震用積層ゴム支承の曲線型履歴復元力モデル：「修正 HD モデル」、日本建築学会技術報告集、第 14 号、pp.87-92、2001.12