

(39) 長野県北部地震により被災した合成構造体育館 の弾塑性振動解析

村木 唯人¹・土井 希祐²

¹正会員 新潟大学大学院 自然科学研究科 (〒950-2118 新潟県新潟市西区五十嵐2の町8050番地)

E-mail: f14e043k@mail.cc.niigata-u.ac.jp

²正会員 新潟大学 工学部建設学科 (〒950-2118 新潟県新潟市西区五十嵐2の町8050番地)

E-mail: mare@cc.niigata-u.ac.jp

2011年3月12日、長野県北部を震源とする地震により被害を受けた鋼コンクリート合成構造体育館がある。本研究では、弾塑性解析を行い部材毎に応力、変形を算出し、被災要因について詳細に検討することを目的とする。

対象建物は1階がRC造、2階がSRC造、3階がS造の重層体育館である。被害は、2階SRC柱脚において被りコンクリートの脱落、一階にある耐震壁でもせん断ひび割れであった。

解析方法は、一貫計算ソフトSS3で建物をモデル化し、そのデータを用いて動的弾塑性解析ソフト3D・DynamicSS2にて解析を行う。入力する地震波は当該建物に最も近いK-net津南での観測波を使用する。

弾塑性振動解析の結果、2階SRC柱脚はX,Y両方向とも曲げひび割れ耐力に達しており、実被害箇所と概ね一致している。1階の耐震壁は何れもせん断耐力を超えており、実被害箇所と概ね一致した。

Key Words : the North-Nagano earthquake, elastic plastic dynamic analysis, eigen value analysis, ultimate strength, stratified gymnasium

1. 研究の背景および目的

2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震に誘発された3月12日未明の長野県北部を震源とするM6.7の地震により多くの建物が被災した。この地震により天井落下等の大きな被害を受けた鋼コンクリート合成構造体育館がある。先行研究¹⁾では、3次元弾性解析を行い被災要因の検討を行った。本研究では、3次元弾塑性解析を行い、より詳細に被災要因を検討することを目的としている。

2. 検討建物

検討対象建物は、新潟県津南町にあるK小学校で竣工年は1994年、鋼コンクリート合成構造3階建ての体育館がエキスパンション・ジョイントを介しRC造3階建て校舎と接続している。建物は、所謂重層体育館であり、1階がRC造、2階がSRC造、3階がS造となっている。柱は3階柱梁接合部直下までRCで被覆されている(写真1参照)。桁行方向は、4m×8スパンのラーメン構造、1階は一部耐震壁付、梁間方向は、1階が11m+7.5mの2スパン、2・3階が18.5m×1スパンの一部耐震壁付ラーメン構造である。構造階高は1階が4.78m、2階が4m、3階が

3.95mである。SRC柱脚は2階フロアレベルにあり、屋根面には丸鋼ブレースが全面に配置されており、吊りボルトによって支持されている吊り天井である(図1～図7、写真2参照)。主な柱、梁の断面、その他部材寸法を表1～表3に示す。

検討対象建物の被害状況は、E-5のSRC柱脚において被りコンクリートが脱落し、主筋の露出および座屈を生じていた(図2、写真3参照)。エキスパンション・ジョイント部付近の体育館棟の内壁にはせん断ひび割れが発生している箇所もあった(図1、図2参照)。この他の箇所でもせん断ひび割れが発生している箇所があった。また、屋根ブレースが軸部で多数破断し、吊り天井のパネルが広範囲で落下していた(写真1、写真4参照)。被災時は、積雪時期ではあるが、山形の落雪屋根であるため、積雪がほとんどなかったと考えられる。



写真1 対象建物外観

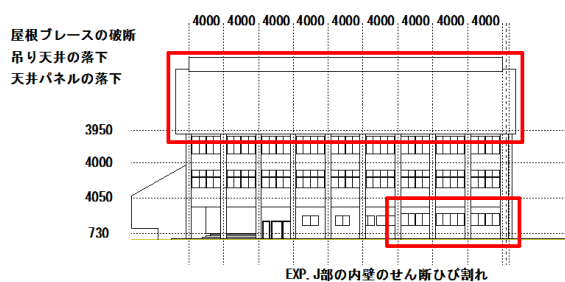


図1 体育館立面図

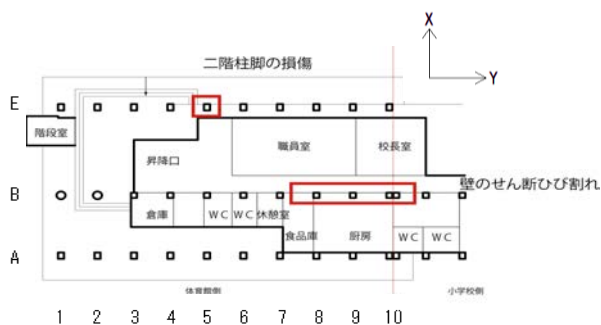


図2 1階平面図

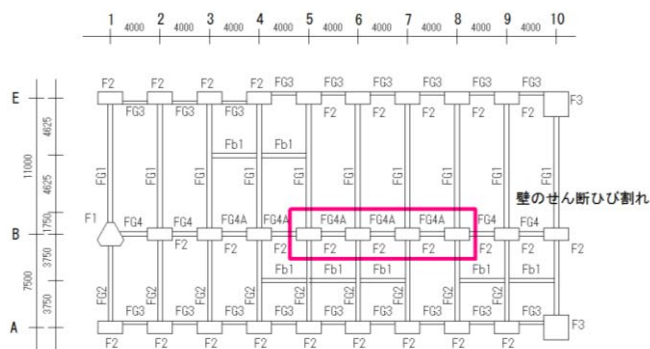


図3 基礎伏せ図



図4 2階床伏図

表1 各種部材寸法

水平ブレース	φ 19 CPL-9 HTB2-M20
母屋	C-100×50×20×2.3 @600
2階C1柱脚	ベースプレート PL-25×350×550
	アンカーボルト 4-M20 L=800 ダブルナット
2階C2柱脚	ベースプレート PL-25×350×550
	アンカーボルト 4-M24 L=960 ダブルナット

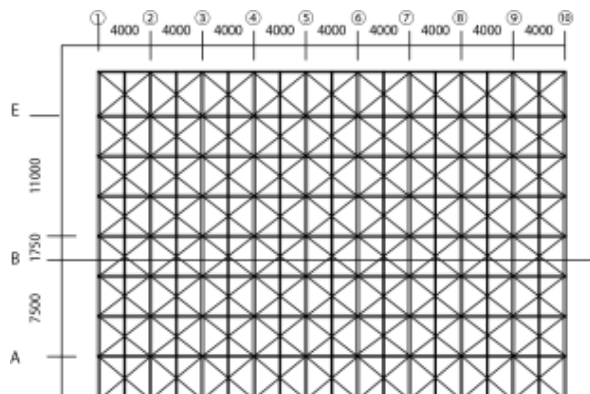


図5 屋根伏図

表2 柱断面図

	C1	C2	C3	C4
3階				
B×D	650×800	650×800	650×650	
主筋	12-D22	12-D22	8-D22	
肋筋	D13@100	D13@100	D13@100	
鉄骨	H-200×200×8×12	H-488×300×11×18	H-200×200×8×12	
2階				
B×D	650×800	650×800	650×650	
主筋	12-D22	16-D22 12-D22	8-D22	
肋筋	D13@100	D13@100	D13@100	
鉄骨	H-200×200×8×12	H-488×300×11×18	H-200×200×8×12	
1階				
B×D	650×800	650×800	650×650	650×650
主筋	16-D22	16-D22	10-D22	14-D22
肋筋	D10@100	D10@100	D10@100	D10@100

表3 梁断面図

	G1	G2	G3	G4	G4A
R階					
B×D	400×850	400×750	400×650		
主筋	8-D25	8-D25	8-D25		
腹筋	2-D10	2-D10	2-D10		
肋筋	D13@200	D13@200	D13@200		
鉄骨	H-400×200×8×13	H-400×200×8×13	200×80×7.5×11		
3階					
B×D	400×900	400×800	400×700		
主筋	8-D25	8-D25	8-D25		
腹筋	2-D10	2-D10	4-D16		
肋筋	D13@200	D13@200	D13@200		
鉄骨			200×80×7.5×11		
2階					
B×D	400×950	400×850	250×1950	400×750	400×750
主筋	14-D25 10-D25	10-D25 8-D25	8-D25	7-D25 6-D25	8-D25
腹筋	4-D25	2-D10	8-D10	2-D10	2-D10
肋筋	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
	FG1	FG2	FG3	FG4	FG4A
1階					
B×D	400×1200	350×1000	250×1000	350×1000	350×1000
主筋	10-D25	10-D25 8-D25	8-D25	7-D25 6-D25	6-D25
腹筋	6-D10	4-D10	4-D10	4-D10	4-D10
肋筋	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200

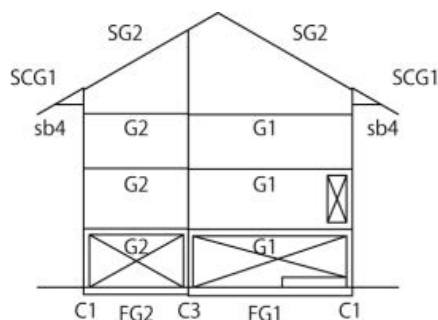


図6 1通り軸組図

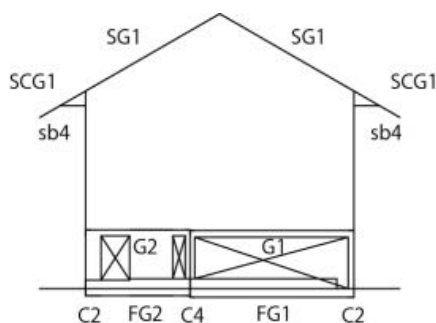


図7 5通り軸組図

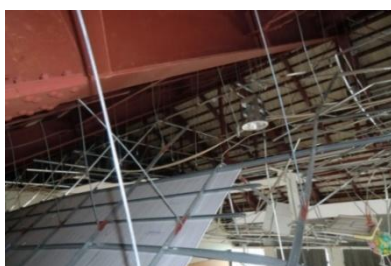


写真2 天井の損傷



写真3 SRC柱脚部の損傷



写真4 屋根ブレースの破断

3. 解析方法

対象建物を一貫計算ソフト SS3 でモデル化し、保有水平耐力計算まで行う。そのデータを用いて動的弾塑性解析ソフト 3D・DynamicSS2 で解析を行う。SS3 における屋根のモデル化を図 8 に、建物のモデル化を図 9 に屋根ブレースのモデル化を図 10 に、SS3, 3D・DynamicSS2 における耐震壁のモデル化を図 11 に、屋根荷重を表 4 に各々示す。

3D・DynamicSS2 では山形ラーメンを解析することができない。そこで、ヤング係数とせん断弾性剛性を 99kN/mm^2 、単位体積重量を 1kN/m^3 とした RC 造のダミー部材（柱 $80\text{cm}\times 80\text{cm}$ 、梁 $40\text{cm}\times 80\text{cm}$ ）を用いて、山形屋根部分の平均高さに設けた陸屋根によりモデル化した（図 8、図 9 参照）。屋根の自重は構造図面に基づいて仕上げ材や母屋を考慮し算定した（表 4 参照）。

さらに、SS3 の仕様上、屋根ブレースは柱スパン当たり X 型ブレース 1 組（2 本）までしか配置できない。そこで、X 型屋根ブレース 3 組を X 型 1 組に置換した（図 10 参照）。置換後のブレース断面は、水平剛性が等価になるように 19ϕ を 36ϕ とした。なお、SS3 の仕様から、屋根ブレースは弾性として扱っており、ヤング係数は鋼材と同等とした。

3D・DynamicSS2 において、建物形状や復元力特性に関する情報は SS3 の入力データ及び解析結果から取得し、部材レベルの応答解析結果を出力する。骨組は、柱、梁、耐震壁を線材置換した 3 次元フレームにモデル化される。SS3 では耐震壁は壁エレメント置換となる（図 11 参照）。3D・DynamicSS2 では付帯柱に軸弾塑性、壁パネル部に曲げ・せん断・軸弾塑性を考慮した 3 本柱にモデル化される（図 11 参照）。壁の面外変形は考慮していない。壁パネル部の柱の挙動を耐震壁と同等とするためには耐震壁の上下の梁（図 11 下段の耐震壁付き梁）は剛性に限りなく近くなければならない。そこで曲げ剛性とせん断剛性は、原断面の剛性に剛度増大率（1000 倍）を乗じた値とした。

解析は固有値解析、応答解析の順に行われる。固有値解析はヤコビ法、応答解析はニューマークの β 法による。減衰タイプはレーリー型とした。曲げ復元力モデルは、RC、SRC 部材では武田モデル、S 部材ではバイリニア、せん断復元力モデルは柱と梁部材はバイリニア、耐震壁はトリリニアとなる、軸方向復元力は全て線形とした。降伏後の剛性は、全ての部材で弾性剛性の $1/1000$ とした。SRC 柱脚の耐力は日本建築学会の SRC 計算規準によった。入力地震波は当該建物の敷地に最も近い K-net 津南での観測波を使用する。入力 X 方向、Y 方向をそれぞれ EW 方向、NS 方向とした。

なお、地震発生時に屋根雪は無かったと考えられることから積雪は考慮していない。

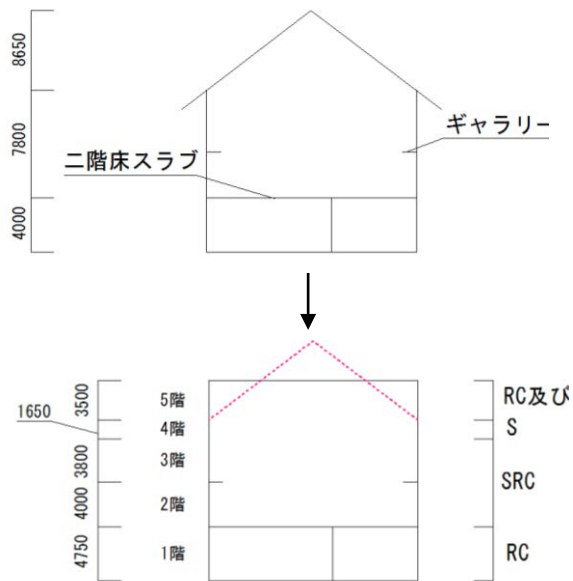


図8 陸屋根に置換

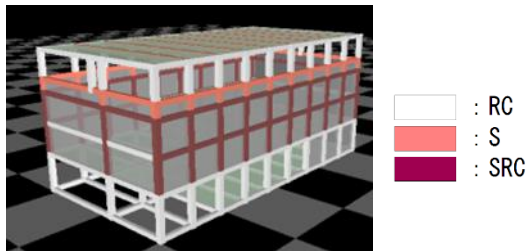


図9 建物モデル化

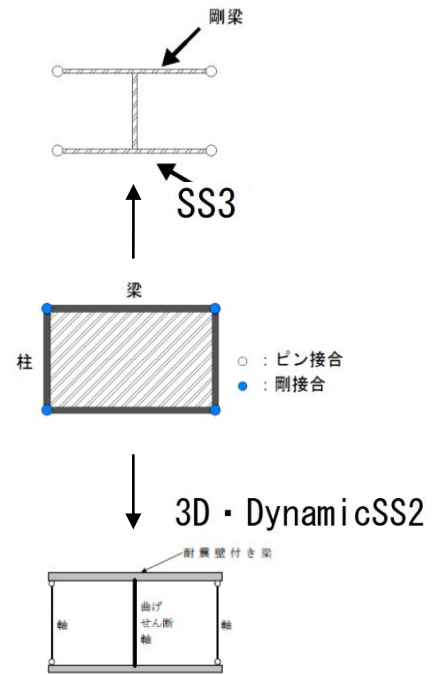


図11 耐震壁の置換

表4 屋根荷重

フッ素鋼板	45mm	3.91	kg/m ²
アスファルトフェルト	0.6mm	0.7	kg/m ²
木毛セメント	40mm	28.8	kg/m ²
段付きルーフ	230mm	6.74	kg/m ²
母屋(リップ溝形鋼)	100×50×20(36本)	7.9	kg/m ²
計		48.05	kg/m ²
		470.89	N/m ²

4. 保有水平耐力計算結果

保有水平耐力は、限界変形を層間変形角 1/50 とした荷重増分解析結果により評価した。B 通り及び 5 通り各フレームの降伏ヒンジ発生位置を図 12, 13 に、各層の層間変形角を図 14 に各々示す。層間変形角は全ての柱について計算し、最大となる層間変形角をとった。限界変形角に達した階は X 方向では 1 階、Y 方向では 4 階であった。また、X, Y 両方向共に降伏ヒンジ発生箇所は 1 階に集中している。X, Y 各方向の構造特性係数 D_s 、形状係数 F_{es} 、保有水平耐力 Q_u 、必要保有水平耐力 Q_{un} 、及び保有水平耐力比 Q_u/Q_{un} を表 5～表 10 に各々示す。X 方向加力において、1 階はほとんど降伏しており、 Q_u/Q_{un} は 1 以下となっている。X 方向 1 階は耐震壁が存在する B 通りが E 通り側に位置していることから偏心率が大きく F_e が上限の 1.5 となっている。また、耐震壁の部材種別は D となっており D_s による低減が小さいことから、 Q_{un} が大きな値となっている（表 5, 7 参照）。Y 方向の 2, 3 階は、1 通りが全て無開口耐震壁であるのに対して、10 通りは 1 スパンのみが無開口耐震壁であることから、偏心率が大きく F_e が上限の 1.5 となっている。また、2, 3 階は SRC 造であり柱の

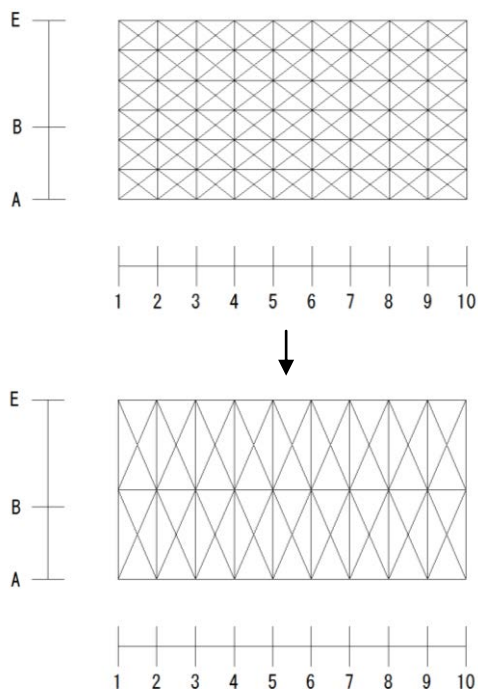


図10 屋根ブレースモデル化

剛性が大きいため、1, 4, 5 階で剛性率が低くなり、 F_s が 1.5 を超えている（表 6 参照）。また、2 階 10 通りの耐震壁は破壊モードがせん断破壊のため 2 階の D_s が大きい（表 8 参照）。これらのことから、2, 4, 5 階で Q_{un} が大きくなり、 Q_u/Q_{un} が 1 以下となっている。（表 6 参照）



図 12 X 方向 B 通りヒンジ発生箇所 (R=1/50)

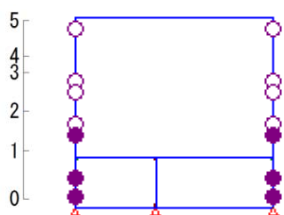


図 13 Y 方向 5 通りヒンジ発生箇所 (R=1/50)

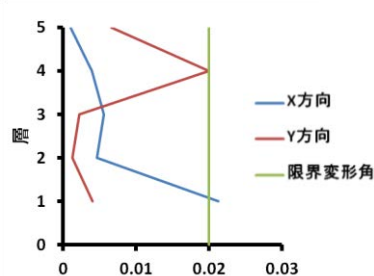


図 14 層間変形角

表 5 X 方向形状係数

階	偏心率	F_e	剛性率	F_s	F_{es}
5	0.006	1	1.24	1	1
4	0.004	1	0.22	1.636	1.636
3	0.000	1	0.99	1	1
2	0.006	1	1.18	1	1
1	0.305	1.5	1.37	1	1.5

表 6 Y 方向形状係数

階	偏心率	F_e	剛性率	F_s	F_{es}
5	0.001	1	0.28	1.559	1.559
4	0.015	1	0.07	1.887	1.887
3	0.674	1.5	2.64	1	1.5
2	0.616	1.5	1.73	1	1.5
1	0.008	1	0.27	1.542	1.542

表 7 X 方向構造特性係数

階	部材種別		構造特性係数	
	柱・梁	耐震壁	β_u	D_s
5	FD			0.4
4	FB			0.3
3	FB			0.3
2	FB			0.3
1	FA	FD	0.41	0.45

表 8 Y 方向構造特性係数

階	部材種別		構造特性係数	
	柱・梁	耐震壁	β_u	D_s
5	FD			0.4
4	FB			0.3
3	FB	FA	0.64	0.35
2	FB	FB	1.70	0.4
1	FA			0.3

表 9 X 方向保有水平耐力

階	Q_{un} (kN)	Q_u (kN)	Q_u/Q_{un}
5	1377	2196	1.60
4	2083	2707	1.30
3	2009	4271	2.13
2	3020	6418	2.13
1	11240	10615	0.94

表 10 Y 方向保有水平耐力

階	Q_{un} (kN)	Q_u (kN)	Q_u/Q_{un}
5	2147	1835	0.85
4	2402	2261	0.94
3	3516	3567	1.01
2	6040	5361	0.89
1	7703	8867	1.15

5. 固有値解析結果及び考察

5 次までの固有値解析結果を表 11 に、加速度応答スペクトルと固有周期の関係を図 15 に、モード形を図 16～図 18 に各々示す。X 方向（EW 方向）で、刺激係数は 3 次が大きく、加速度応答は 5 次が大きく、Y 方向（NS 方向）で刺激係数は 1 次と 4 次が大きく、加速度応答は 1 次のみ小さく、その他は 1 次よりは大きい、大きな差はない（表 11、図 15 参照）。このことから、X 方向は 3 次モードと 5 次の影響が大きく、Y 方向は 4 次モードの影響が大きいと考えられる。X 方向の 3 次モードは上層ほど層間変形角が大きくなるモードである（図 16 参照）。Y 方向の 4 次モードは逆せん断が発生し、下層及び上層で層間変形角が大きくなるモードである（図 17 参照）。 θ 方向は 1 次と 3 次で刺激係数が大きい、何れも回転変位を生じないモードである。（図 18 参照）

表 11 固有値解析結果

	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期(s)	0.254	0.204	0.163	0.148	0.105
刺激係数(X方向)	-0.006	0.087	1.624	-0.016	-0.021
刺激係数(Y方向)	1.732	0.029	-0.049	-0.751	0.005
刺激係数(θ 方向)	1.725	0.116	1.574	-0.766	-0.016

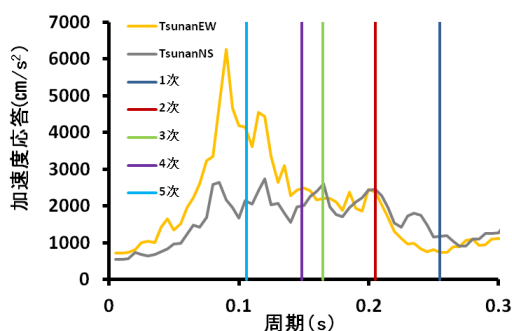


図 15 加速度応答スペクトル (h=2%)

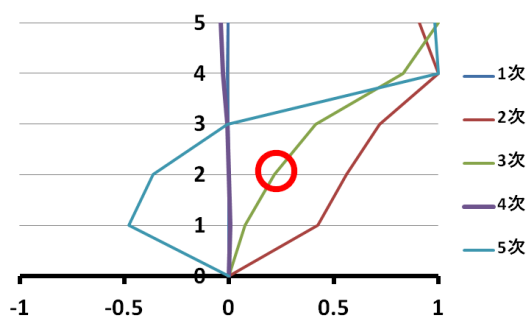


図 16 X方向モード形

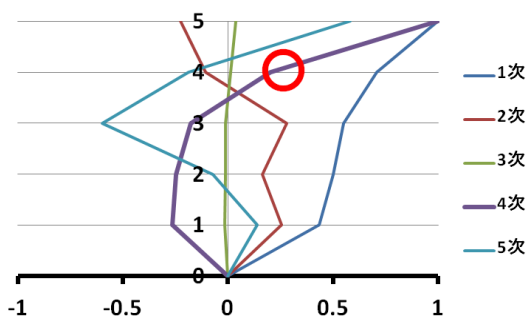


図 17 Y方向モード形

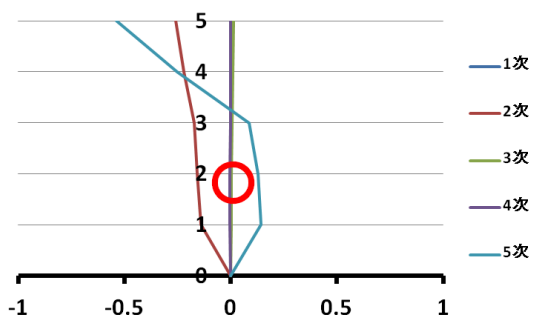


図 18 θ方向モード形

6. 振動解析結果及び考察

実被害発生箇所における柱と耐震壁の荷重変形関係を図 19～図 21 に、層間変形角の最大応答値を図 22 に、被害が生じた B 通り及び 5 通りのヒンジ発生位置を図 23、図 24 に、応力、耐力及び塑性率を表 12、表 13 に、6 階 A 通り 10 軸節点変位を図 25 に、損傷が見られる時刻歴の屋根の変位 (×1000 倍) を図 26、図 27 に、1 階 X 方向及び 2 階 Y 方向の水平力分担率、及び代表的な通りの層間変形角を図 28～図 31 に各々示す。

2 階 SRC 柱脚は X、Y 両方向とも曲げひび割れ耐力に達している。Y 方向 2 階 SRC 柱脚での被害は、被りコンクリートの剥離及び主筋座屈であり、解析結果と概ね一致した (表 12 参照)。X 方向 1 階の耐震壁は何れもせん断耐力を超えており、被害箇所と概ね一致した (表 13 参照)。

固有値解析から、層間変形角の最大値に関して、X 方向は 3 次のモードの影響が大きく、1 階部分で大きな層間変形が生じていると考えられる (図 16 参照)。Y 方向は 4 次のモードの影響が大きく、上層で大きな層間変形角が生じていると考えられる (図 17 参照)。ただし、曲げ部材が塑性化するほどの層間変形角ではなかった (表 12、図 20 参照)。

屋根はほとんど平面形を変えないまま変位している。(図 26 参照)。屋根ブレースを有効にした場合と無効にした場合で、あまり変形状に大きな違いがないことから、本解析モデルにおいて、屋根ブレースの有無は屋根の変形に大きな影響を及ぼさないと考えられる (図 26、図 27 参照)。また、図 25 から、残留変形は X 方向の負の方向に寄っている。

X 方向は 1 階の層間変形角が小さい。しかし、1 階は B 通りに耐震壁があり、弾性状態では水平力を 7 割程度負担している (図 28 参照)。耐震壁は変形能力が小さいため小さい変形角でもひび割れに達し、被害が生じたと考えられる (図 28、図 29 参照)。

Y 方向 2 階は耐震壁のある 1、10 通りに応力が集中している (図 30 参照)。また、1 通りより 10 通りの壁量が少なく剛性が低いことから、10 通り側が大きく変形し、2 階床がねじれる解析結果となった (図 31 参照)。図 26 の屋根面の変位状況のからもねじれるように変形しているのが分かる。

一方、実被害は 5 通り柱脚部に生じている。本研究における建物のモデル化において、屋根面の両桁梁及び両妻梁は剛に近いことから、屋根ブレースの有無に依らず剛床的な挙動を示し、中フレームの地震力が両妻フレームに伝達され、5 通りの応力、変形が小さく評価されていると考えられる。そこで、屋根面各部材を弾塑性部材にモデル化して解析を行う必要があると考えられる。(図 30 参照)

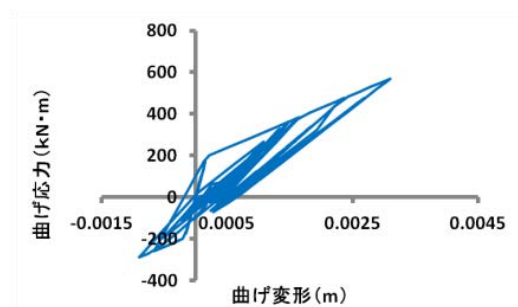


図 19 2階E5柱脚 (X方向)

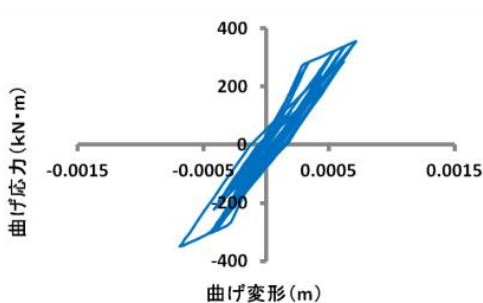


図 20 2階E5柱脚 (Y方向)

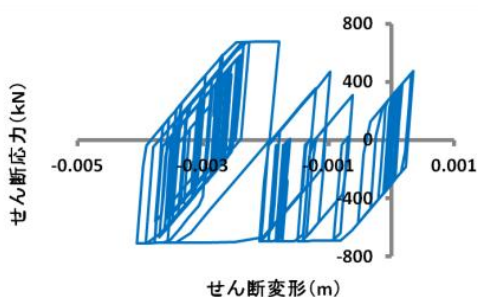


図 21 1階B7-8耐震壁

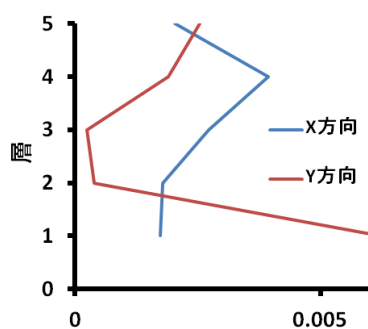


図 22 層間変形角

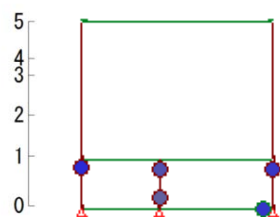


図 23 Y方向5通りヒンジ発生箇所



図 24 X方向B通りヒンジ発生箇所

表 12 応答解析結果 (2階E5柱SRC柱脚)

	X方向	Y方向
曲げ応力(kN・m)	570	356
曲げひび割れ耐力(kN・m)	196	275
曲げ終局耐力(kN・m)	1032	1275
曲げ塑性率	0.46	0.13

表 13 応答解析結果 (B通り1階耐震壁)

	7-8軸間	8-9軸間	9-10軸間
せん断応力(kN)	709	221	222
せん断耐力(kN)	691	202	202
せん断塑性率	5.28	16.41	17.14

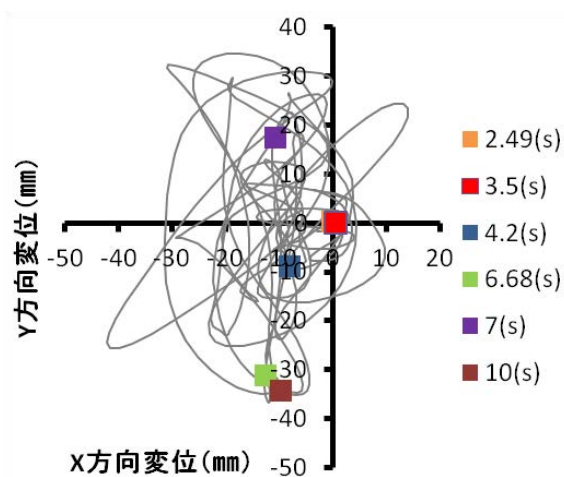


図 25 6階A通り10軸の節点変位

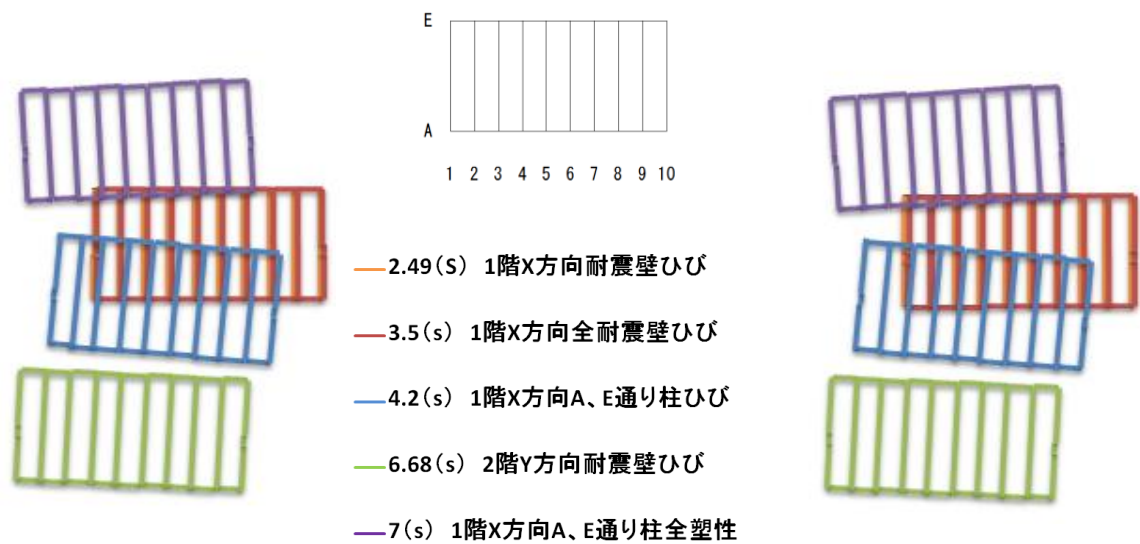


図26 屋根変位（ブレース有効）

図27 屋根変位（ブレース無効）

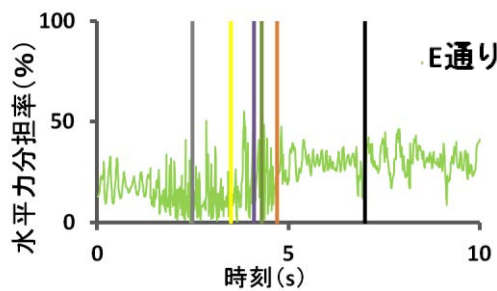
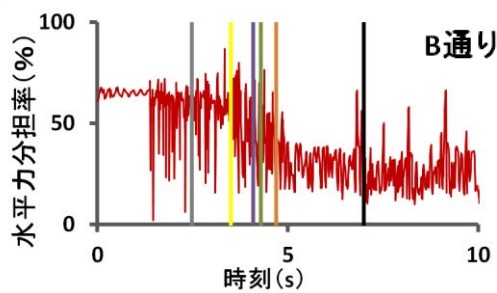
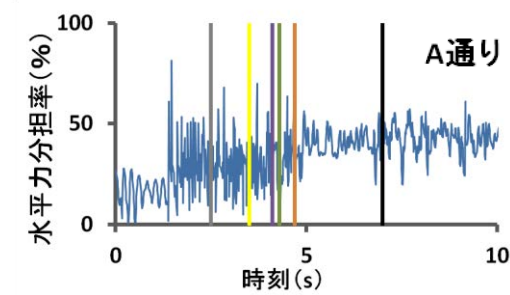


図28 1階X方向水平力分担率

- B8-9、9-10耐震壁ひび
- 全耐震壁ひび、一部柱ひび
- A通り柱ひび、B8-9、9-10耐震壁全塑性
- E通り柱ひび
- 全耐震壁全塑性
- A、E通り中間柱全塑性

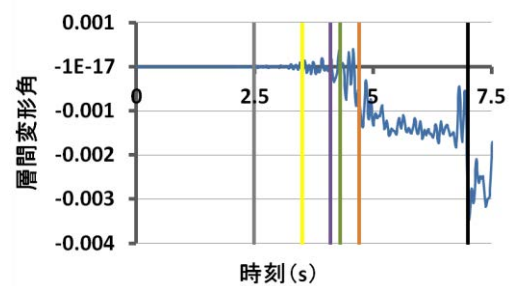


図29 1階X方向層間変形角

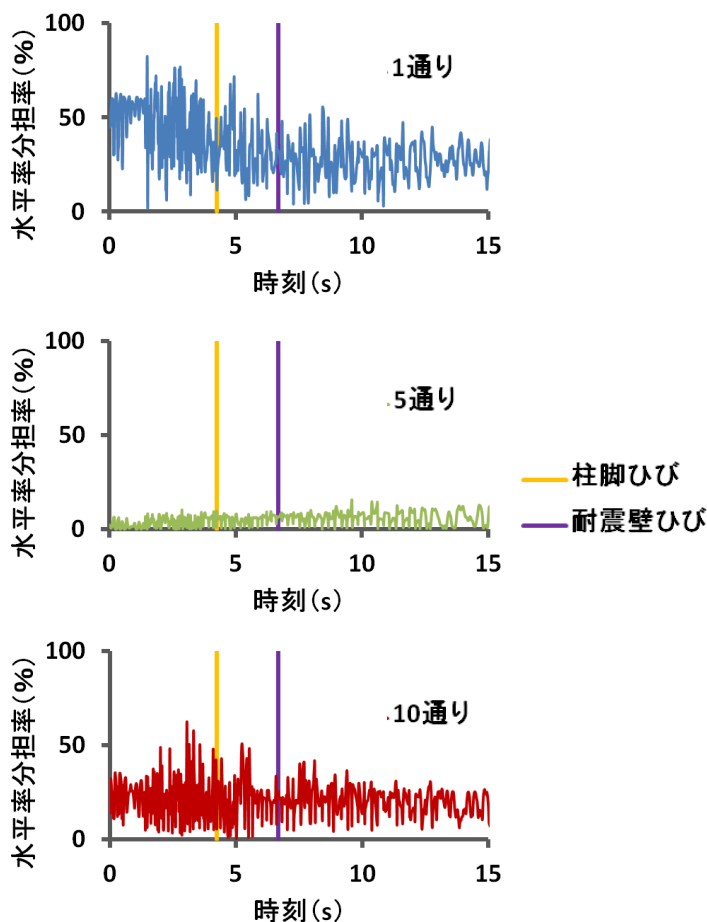


図30 2階Y方向水平力分担率

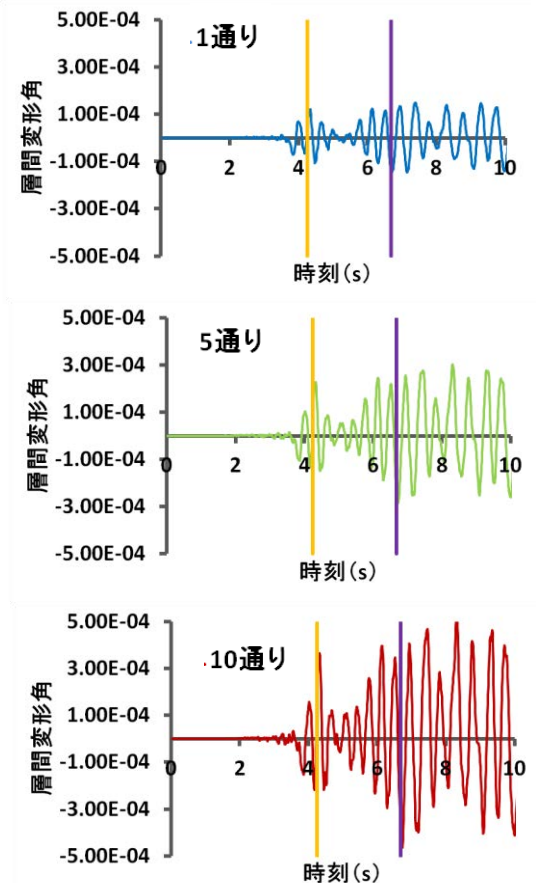


図31 2階Y方向層間変形角

7. まとめ及び今後の課題

- 1) 弾塑性解析の結果、保有水平耐力計算、振動解析とも実被害箇所において大きな応力を生じていた。
- 2) 固有値解析の結果、上層部の変位が大きいモードの影響が大きいことが分かった。
- 3) 弾塑性振動解析の結果では、曲げ部材が塑性化するほどの層間変形角は生じなかった。
- 4) 今後、山形屋根及び屋根ブレースを実状に合わせてモデル化し、より実状に沿った弾塑性振動解析を行う必要がある。

謝辞：本研究には k-net（防災科学技術研究所 強振ネットワーク）のデータを使用させていただきました。

参考文献

- 1) 前澤佑輔, 鈴木敏之, 土井希祐：長野県北部地震により被災した合成構造体育館の被災要因に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, Vol. 21, PP. 9-1

ELASTIC PLASTIC DYNAMIC ANALYSIS OF STEEL CONCRETE COMPOSITE GYMNASIUM DUE TO THE NORTH-NAGANO EARTHQUAKE

Yuito MURAKI Mareyasu DOI

In this study, the elastic plastic dynamic analysis by using three-dimensional frame model were carried out for the Steel Concrete Composite Gymnasium damaged due to the North-Nagano Earthquake in 2011. It has been examined by the analysis the reason why the building has been received the severe damage such as buckling main reinforcement, column bases, etc. It has been clarified that the building has relatively a lower seismic performance compared with the one required for the earthquake ground motion of the North-Nagano Earthquake.