

東北地方太平洋沖地震による薄板軽量形鋼造建築物の被害調査

1. 目的

薄板軽量形鋼造建築物（スチールハウス）は東北地方太平洋沖地震で被災した地域にも数多く存在し、震度6以上を記録した地域、津波による被害を受けた地域にも建設されている。本調査の目的は、今回の地震と津波によるスチールハウスの状況を把握することにある。

地震動については、建物の水平耐力と加速度記録から推定される地震力を比較し、観察された損傷の程度を考察する。津波については、浸水深さから算定される津波波力と建物の保有耐力を比較し、考察を行う。

2. 調査日時

2011年4月23日（土曜日）

3. 調査者

名古屋工業大学大学院	創成シミュレーション工学専攻	准教授	佐藤 篤司
	創成シミュレーション工学専攻	修士1年	熊谷 真伍
	建築・デザイン工学科	学部4年	安田 明将
	建築・デザイン工学科	学部4年	山川 陽平

4. 調査対象建物

調査対象建物は、岩手県釜石市で3棟（2箇所）、岩手県大槌町で2棟、計5棟を実施した。図1に調査対象建物の位置を示す。調査建物の用途と工法は表1, 2に示す通りである。図中▽は防災科学技術研究所強震ネットワークK-NET^[1]の観測点である。観測点の位置情報を表3に示す。

表1 岩手県釜石市調査建物

用途	工法	棟数
戸建住宅	KC	1
共同住宅	NSF	2

表2 岩手県大槌町調査建物

用途	工法	棟数
共同住宅	KC	2

表3 K-NET 観測点位置^[1]

名称	東経	北緯	高さ (m)
IWT005	39.6472	141.9464	4
IWT007	39.2701	141.8561	11



図1 調査対象建物の位置関係

4.1 調査対象建物概要

4.1.1 岩手県釜石市（JMA 震度6弱）

1) 戸建住宅

場所：釜石市平田

形式：KC型スチールハウス2階建て

2) 共同住宅

場所：釜石市甲子（東経：39.2556, 北緯：41.8085）（図2参照）

形式：NSF工法スチールハウス3階建て

対象：独身寮，家族住宅（計2棟）

図3に対象建物の配置図，写真1,2に全景を示す。建物の平面図，立面図を図4,5に示す。

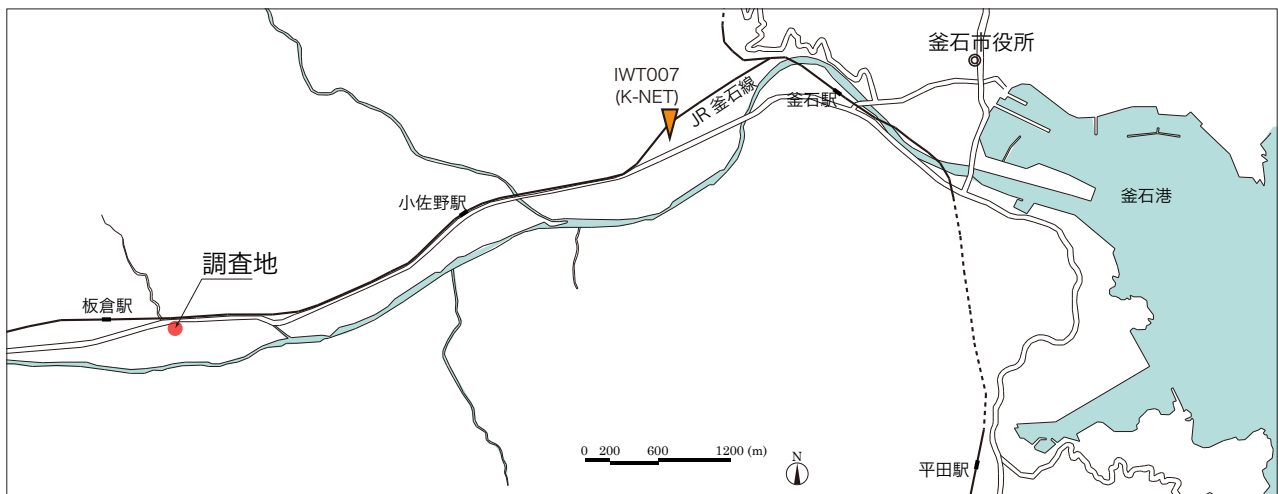


図2 調査対象建物，釜石市役所，K-NET観測点の位置関係

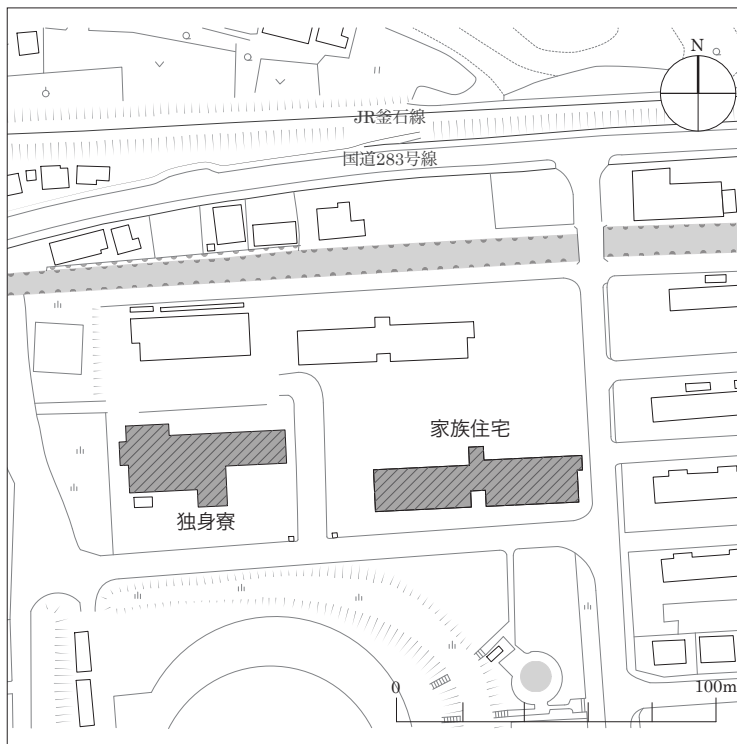


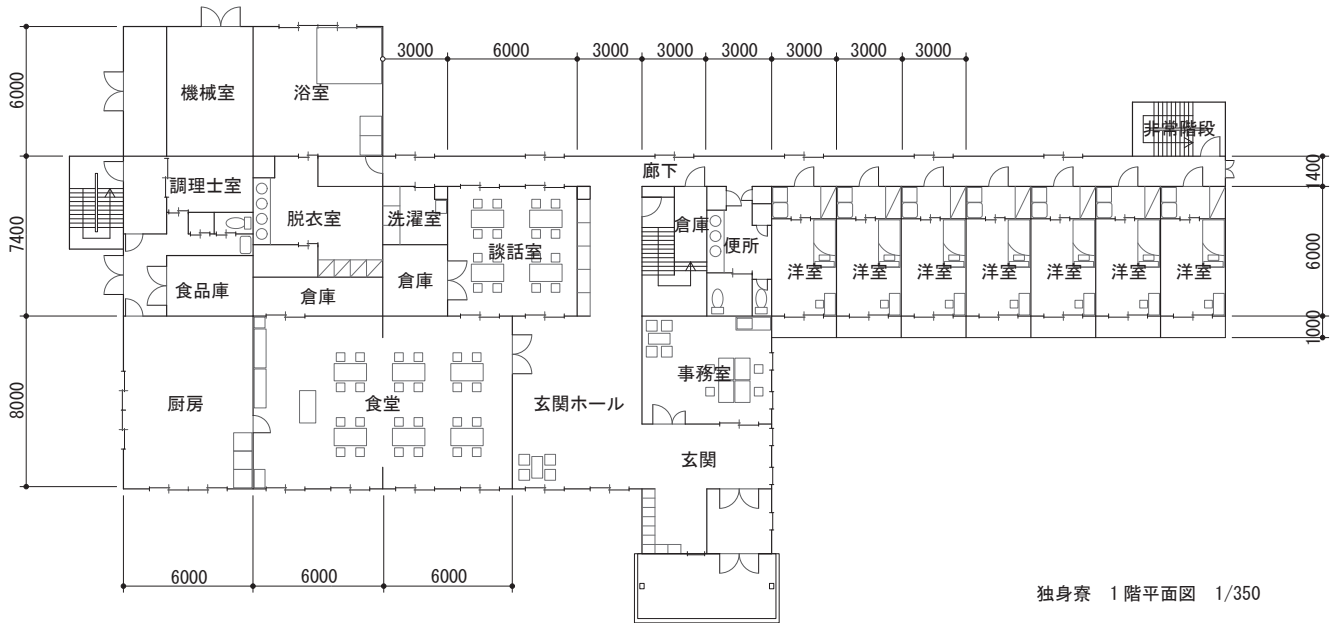
図3 調査対象建物（独身寮，家族住宅）の配置図



写真1 独身寮

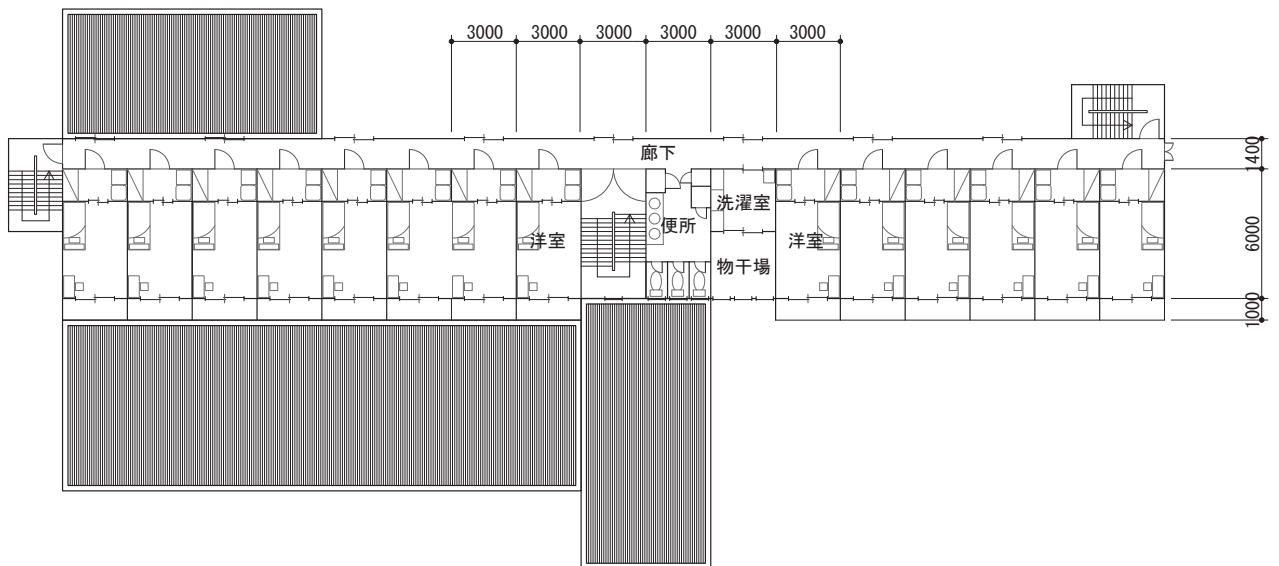


写真2 家族住宅



独身寮 1階平面図 1/350

(i) 1階平面図



独身寮 2階平面図 1/350

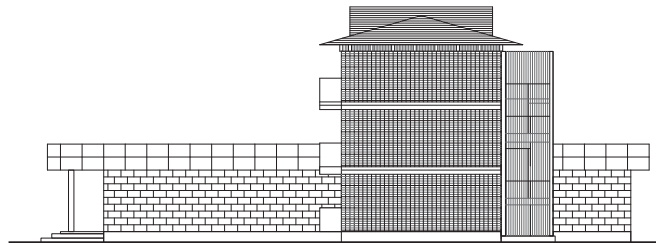
(ii) 2階平面図

図4.a 独身寮平面図



独身寮 個室拡大図 1/100

(i) 個室拡大図



独身寮 東立面図 1/350

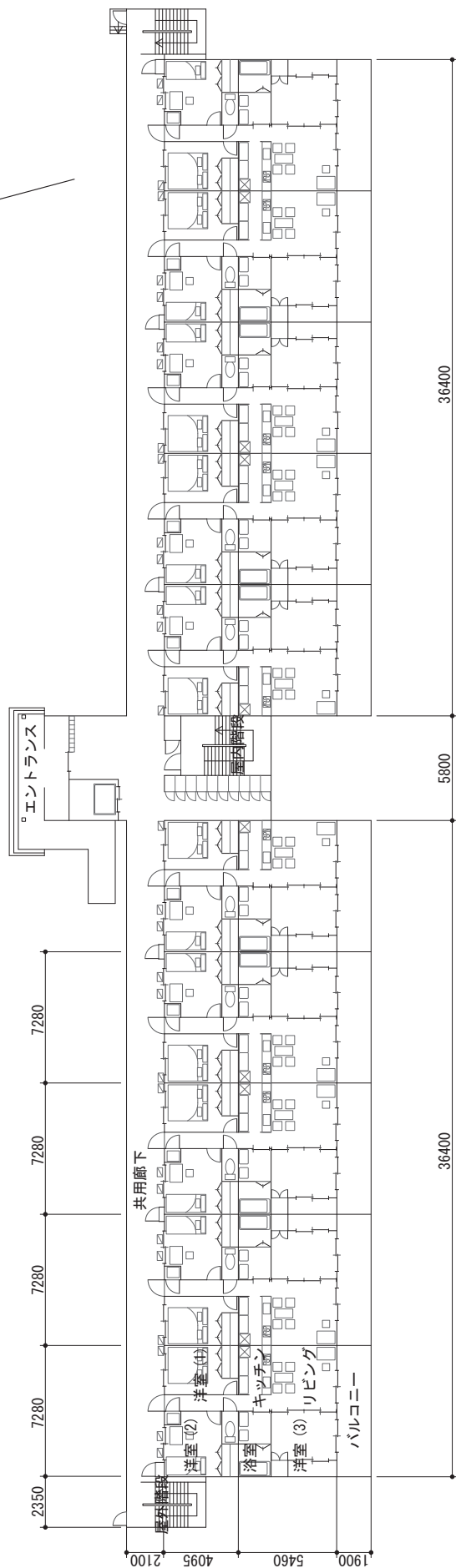
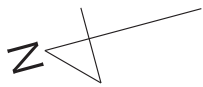
(ii) 東側立面図



独身寮 南立面図 1/350

(iii) 南側立面図

図4.b 独身寮立面図



社宅 (南) 1 階平面図 1/350

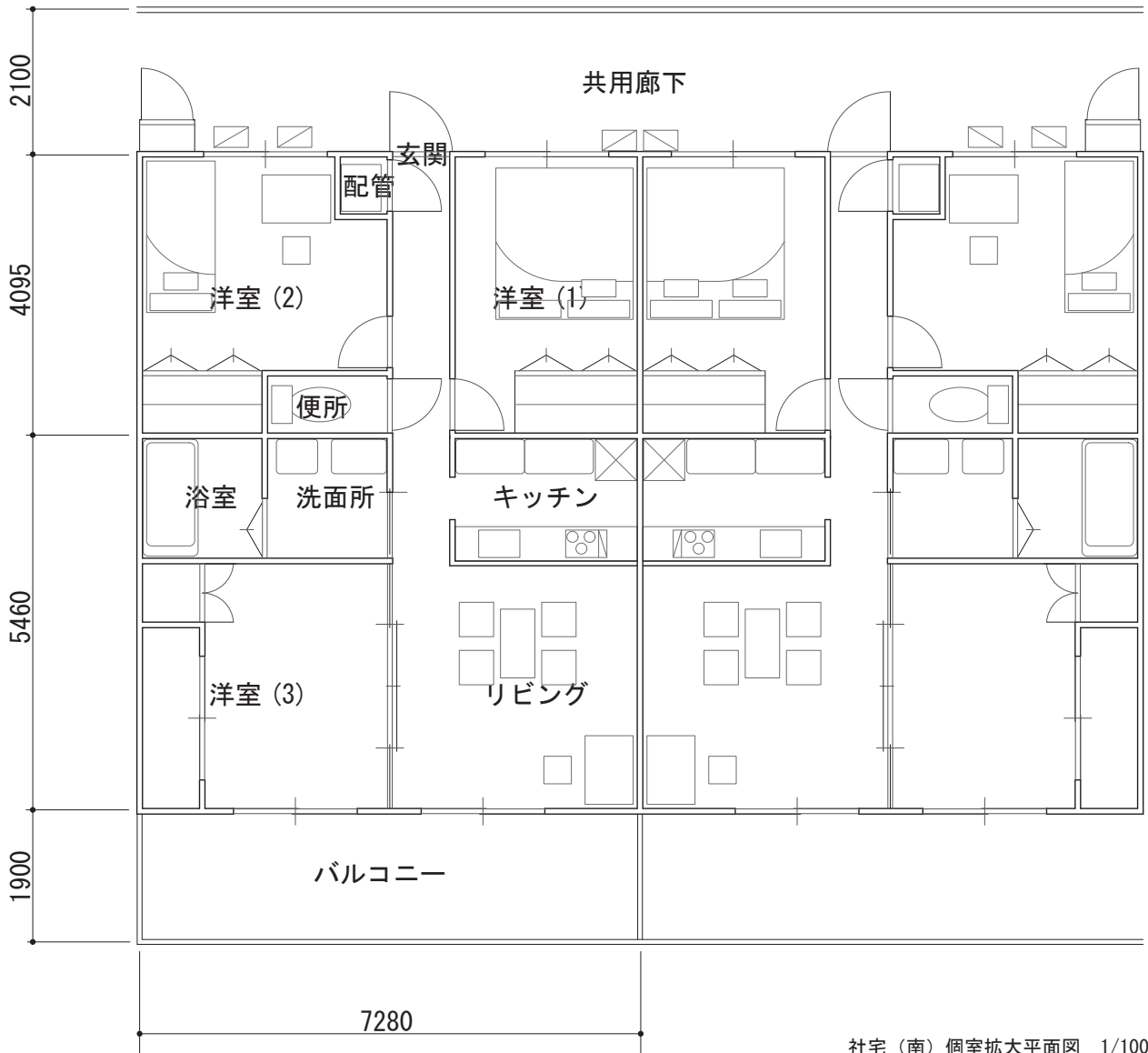
(i) 基本平面図



社宅 (南) 北側立面図 1/350

(ii) 北側立面図

図 5.a 家族住宅平面図, 立面図



社宅（南）個室拡大平面図 1/100

図 5.b 家族住宅 住戸拡大平面図

4.1.2 岩手県大槌町（JMA 震度 不明， 推定値：6 弱～ 5 強）

1) 共同住宅

場所：上閉伊郡大槌町（東経：39.3660， 北緯：141.9049）（図 6 参照）

形式：KC 型スチールハウス 2 階建て

対象：共同住宅 2 棟（同じ平面プラン， 屋根形状のみ異なる）

図 7 に対象建物の配置図， 写真 3， 4 に全景を示す。 建物の平面図， 立面図を図 8 に示す。

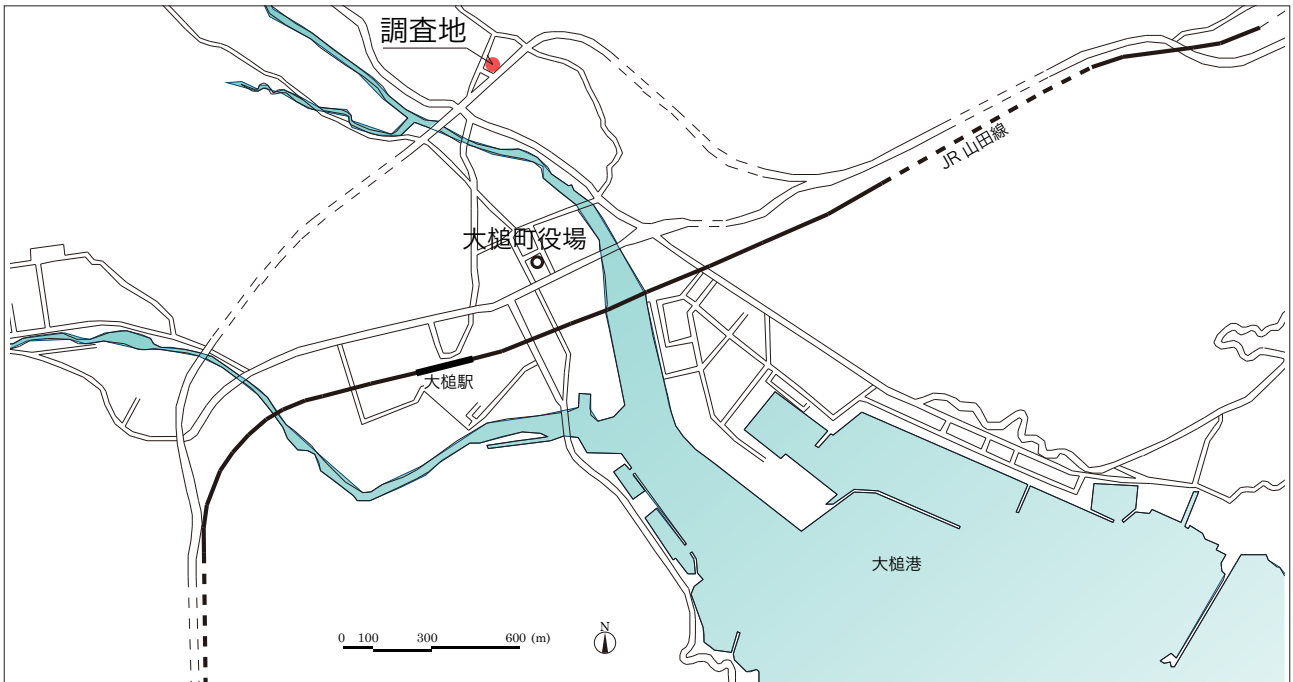


図 6 調査対象建物， 大槌町役場の位置関係

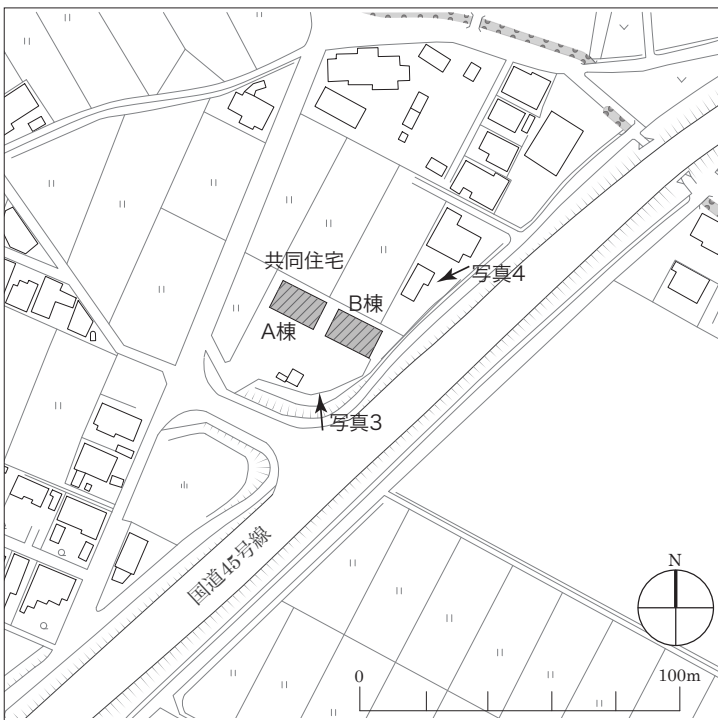


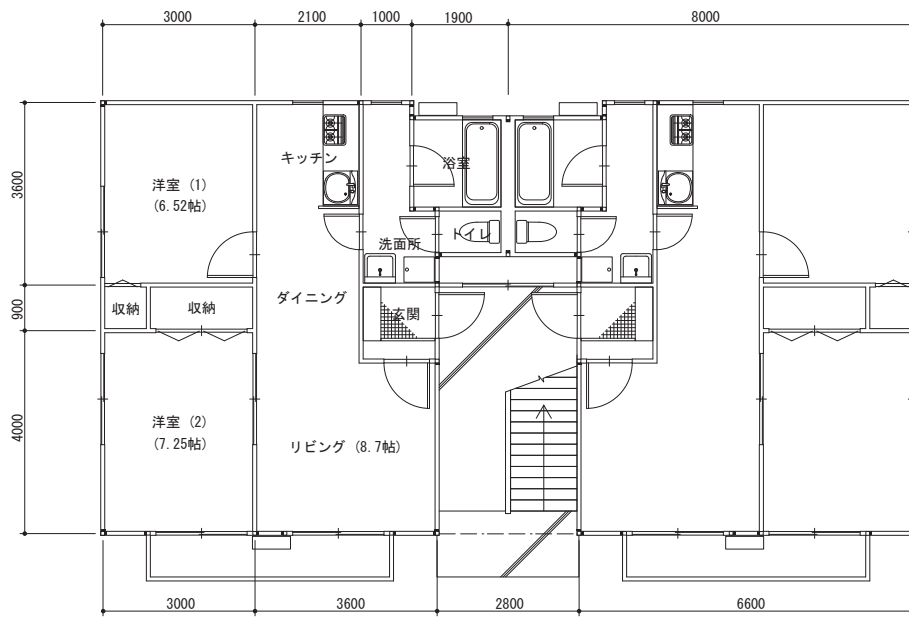
図 7 調査対象建物（共同住宅）の配置図



写真 3 共同住宅 A 棟， B 棟 正面



写真 4 共同住宅 A 棟， B 棟 背面



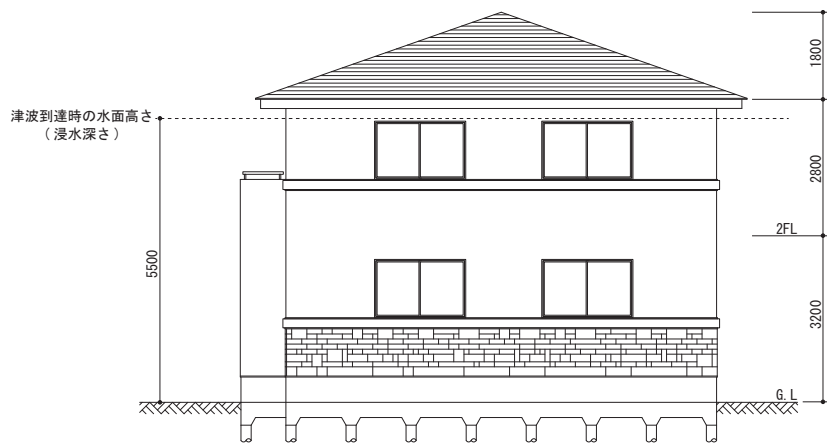
平面図 1/100

(i) 基本平面図



南立面図 1/100

(ii) 南側立面図



東立面図 1/100

(iii) 東側立面図

図8 大槌町共同住宅(A棟)平面図・立面図

5. 調査結果

5.1 釜石市平田 戸建住宅（地震による被害調査）

外装：損傷は見られない

内装：内装クロスを貼るボードとボードの繋ぎ目でクロス切れを確認した（写真5, 6, 7）。また、1階と2階を繋ぐ位置でも内装クロスの水平方向への切れを確認した（写真8）。

損傷はせん断変形に伴う内装クロスの切れのみであり、軽微であったことを確認した。



写真5 内装クロス切れ（廊下）



写真6 内装クロス切れ（居間）



写真7 内装クロス切れ（居間）



写真8 上下階での内装クロス切れ（階段室）

5.2 釜石市甲子 独身寮（地震による被害調査）

外装：損傷は見られない

内装：内装クロスの切れ、石膏ボード・仕上材のき裂は1階で最も多く、上階になる程、仕上材の損傷は軽微であったことを確認した。

写真9は1階管理人室入口隅角部のき裂, 写真10は1階食堂厨房入口隅角部のき裂を示している。

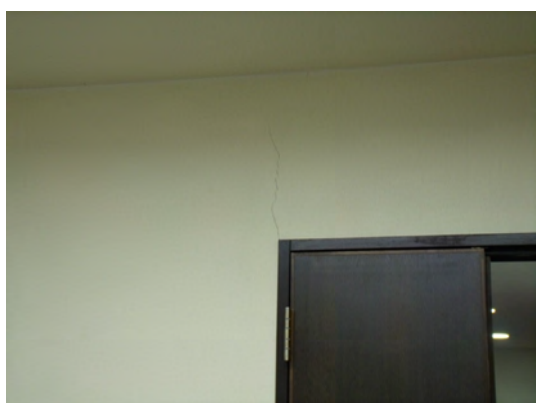


写真9 管理人室入口のき裂



写真10 食堂厨房入口のき裂



写真 15 2階トイレ入口の隅角部のき裂



写真 16 個室入口のき裂

また、写真 11 は厨房配膳カウンター隅角部でのき裂を示している。(図 9 参照)

対象建物は独身寮であるため、居室棟(3階建て)は東西方向に部屋が並び、南面に開口が多いプランである。従って、耐力壁は北側に配置されている。内装の損傷で見られた、クロス切れ・仕上材のクラックは全て北側に集中していた。写真 12 は北側窓腰壁のクロス切れ、写真 13 は個室入口上部のクロス切れである。北側窓腰壁の隅角部では、写真 12 に示すようなボード繋ぎ目のクロス切れとともに、窓開口隅角部で 45 度方向に進展するクロス切れも確認した。45 度方向へのクロス切れは下地材の割れによるものと考えられる。写真 13 で見られるようなボード繋ぎ目でのクロス切れは、1 階では全室入口で確認した。仕上げがクロス張りではないトイレ入口の隅角部では、写真 15 に見られる仕上材の割れを確認した。2 階西側の個室入口(2 室のみ)では、写真 16 に示すように、隅角部で 45 度方向へのき裂を確認した。3 階では、北側窓腰壁の隅角部でクロス切れを僅かに確認したが、その程度は下階よりも軽微であった。(図 9 参照)

独身寮の損傷は内装材のみであり、外装材の損傷は確認されなかった。また、地震力の作用による建物の残留変形は確認されなかった。

5.3 釜石市甲子 家族住宅（地震による被害調査）

外装：エントランス入口隅角部（写真 17）、東西の棟と階段室を繋ぐエキスパンションジョイントでカバーの落下を確認した（写真 18）、（図 10 参照）

内装：僅かなクロス切れ（写真 19）を確認したが、その他の部位では損傷は確認されなかった。

地震力の作用による建物の残留変形は確認されなかった。

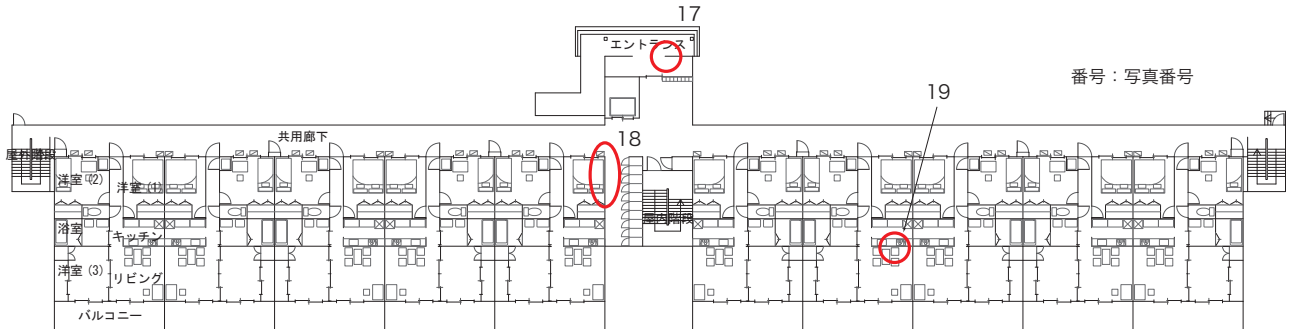


図 10 家族住宅損傷確認部位



写真 17 エントランス隅角部のき裂

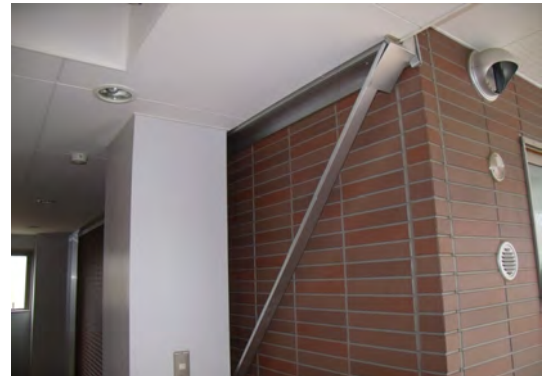


写真 18 エキスパンションジョイントカバーの落下

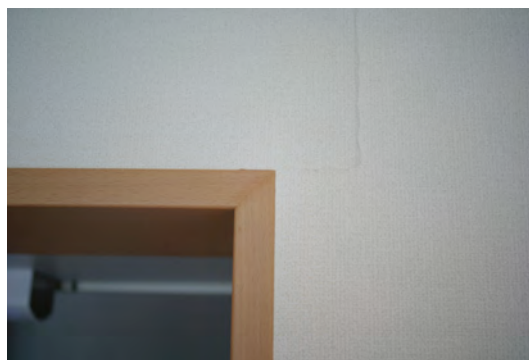


写真 19 キッチンカウンター隅角部のクロス切れ

平成 19 年に独身寮，平成 21 年に家族住宅がそれぞれ設計されており，ほぼ同時期の建物である。また，構造形式は NSF 工法スチールハウスであり，同じ形式で建設された建物である。地震によるクロス切れ・仕上材の割れ等の損傷は独身寮で多く，家族住宅では殆どなかった。仕上材の軽微な損傷は両建物で確認されたが，どちらの建物にも残量変形は確認されなかった。

独身寮と家族住宅で損傷の程度に違いが出た理由については，次章で考察する。

5.4 上閉伊郡大槌町 共同住宅（津波による被害調査）



写真 20 調査対象建物と周辺状況

津波被害を受けた共同住宅 2 棟（写真 20 A,B 棟）の構造形式は KC 型スチールハウスであり、同時に建設された全く同じ平面計画の建物である（違いは屋根形状のみ）。

津波により建物は 2 階の鴨居レベルまで浸水したことが確認でき（写真 21）、浸水深さは 5.5m 程度であったことがわかった。外壁の損傷を見ると、図 11 に示す囲まれた部位に大きな損傷（漂流物等の衝突痕）が見られた。各部位の状況を写真 22～26 に示す。



写真 21 2 階浸水レベル

洗掘による被害は図 11 の破線部分で囲まれた部位で酷く、

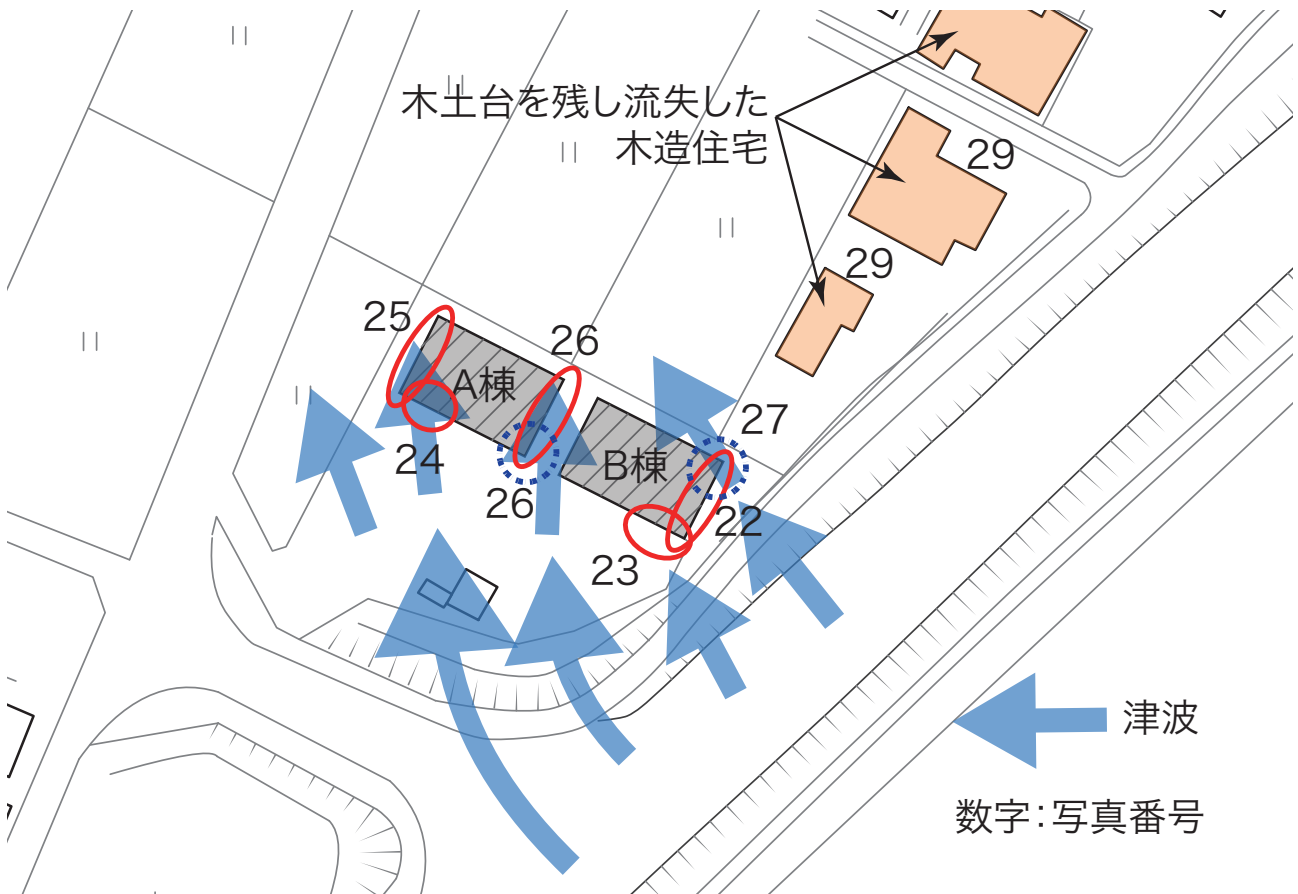


図 11 津波被害による損傷が大きかった外壁部位



写真 22 B 棟東面 漂流物(トラック)衝突



写真 23 B 棟南面東側バルコニー破損



写真 24 A 棟南面西側 衝突痕



写真 25 A 棟西面 内壁・外壁大破



写真 26 A 棟南東角 外壁大破, 洗掘



写真 27 B 棟北東角 洗掘 (写真 22 の底部)

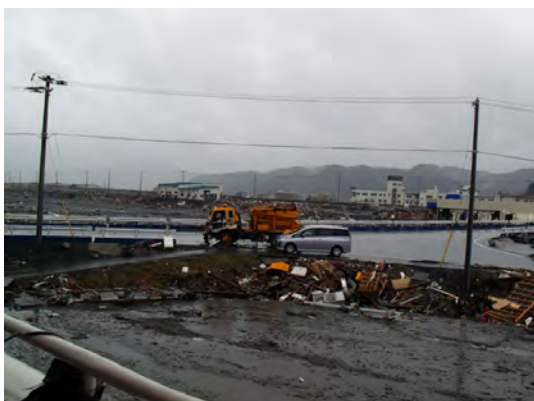


写真 28 A 棟 2 階ベランダから港方向



写真 29 木土台を残し流失した木造住宅

支持杭（鋼管杭）が露出していた（写真 26, 27）。

写真 28 は A 棟 2 階ベランダから国道 45 号（港方向）を見た写真である。写真から見られるように、対象建物は国道 45 号から下がった位置に建設されており、この地形と建物被害状況（写真 22 ～ 27）から推察すると津波は図 11 に示す矢印のように進行したと考えられる。

対象建物に隣接する木造住宅は木土台を残し流失していた（写真 29）。対象建物（KC 型スチールハウス）は津波による漂流物が衝突するなどして外壁・内壁に大きな損傷が見られたが、建物に顕著な残留変形はなく、浸水深さ 5.5m の津波に対しても耐えうる構造であったことが確認された。

6. 建物の水平耐力と地震・津波による作用水平力

6.1 スチールハウスの水平耐力

6.1.1 釜石市甲子 独身寮 (NSF 工法スチールハウス)

耐震の設計方針

- ・保有水平耐力計算 (ルート 3) により設計する。
- ・中地震 (標準せん断力係数 $C_0=0.2$) に対しては, 許容応力度設計にて安全性を確認する。
- ・大地震 ($C_0=1.0$) に対しては, 保有水平耐力の検討を行い, 終局強度設計にて安全性を確認する。

地震力の算定

- ・地域係数 $Z=1.0$
- ・1次固有周期 $T=0.6$ (sec.)
- ・地盤固有周期 $T_c=0.6$ (sec.) 第2種地盤を設定
- ・振動特性係数 $R_f=1.0$

表 6.1 1次設計 (設計外力と層間変形角)

外力方向	階	標準せん断力係数	水平力	許容水平耐力	耐力比	層間変形角*
		C_0	Q_i (kN)	Q_{ai} (kN)	Q_i / Q_{ai}	R (rad)
X (東西)	3	0.2	457.6	582.4	0.796	1/558
	2		721.0	844.0	0.854	1/480
	1		986.7	1134.7	0.870	1/472
Y (南北)	3		457.6	569.3	0.804	1/546
	2		721.0	802.3	0.899	1/456
	1		986.7	1107.0	0.891	1/492

* 1/200 (rad) であることを確認する。

表 6.2 2次設計 (必要保有水平耐力と保有水平耐力)

外力方向	階	標準せん断力係数	構造特性係数	必要保有水平耐力*	保有水平耐力	安全率
		C_0	D_s	Q_{ui} (kN)	Q_{ui} (kN)	Q_{ui} / Q_{ui}
X (東西)	3	1.0	0.35	800.8	970.3	1.21
	2			1261.7	1332.5	1.06
	1			1726.8	1797.6	1.04
Y (南北)	3			800.8	964.5	1.20
	2			1261.7	1302.6	1.03
	1			1726.8	1881.2	1.09

* 対象建物の F_{es} は全ての方向と階において, 1.00 である。

6.1.2 釜石市甲子 家族住宅 (NSF 工法スチールハウス)

耐震の設計方針

- ・保有水平耐力計算 (ルート 3) により設計する。
- ・中地震 (標準せん断力係数 $C_0=0.2$) に対しては, 許容応力度設計にて安全性を確認する。
- ・大地震 ($C_0=1.0$) に対しては, 保有水平耐力の検討を行い, 終局強度設計にて安全性を確認する。
- ・耐力比が最小の階が崩壊した時点 (局部崩壊形) をこの建物の保有水平耐力とする。この時の地震力は A_i 分布による地震力に比例型とする。

地震力の算定

- ・地域係数 $Z=1.0$
- ・1次固有周期 $T=0.8$ (sec.)
- ・地盤固有周期 $T_c=0.8$ (sec.) 第3種地盤を設定
- ・振動特性係数 $R_f=1.0$

表 6.3 1次設計 (設計外力と層間変形角)

外力方向	階	標準せん断力係数	水平力	許容水平耐力	耐力比	層間変形角*
		C_0	Q_i (kN)	Q_{ai} (kN)	Q_i / Q_{ai}	R (rad)
X (東西)	3	0.2	310.4	481.6**	0.645	1/748
	2		486.5	581.3**	0.835	1/581
	1		580.9	612.5**	0.948	1/509
Y (南北)	3		310.4	622.5	0.499	1/977
	2		486.5	622.5	0.780	1/625
	1		580.9	650.2	0.893	1/545

* 1/200 (rad) であることを確認する.

** 振れ補正.

表 6.4 2次設計 (必要保有水平耐力と保有水平耐力)

外力方向	階	標準せん断力係数	構造特性係数	必要保有水平耐力*	保有水平耐力			安全率	
		C_0	D_s	Q_{uni} (kN)	Q_{u0i} (kN)	Q_{ui} (kN)**	Q_{u0i} / Q_{uni}	Q_{ui} / Q_{uni} **	
X (東西)	3	1.0	0.35	543.2	900.9	627.1	1.66	1.15	
	2			849.7	1120.1	981.0	1.32	1.15	
	1			1016.5	1173.5	1173.5	1.15	1.15	
Y (南北)	3			543.2	1161.9	742.8	2.14	1.37	
	2			849.7	1161.9	1161.9	1.37	1.37	
	1			1016.5	1673.6	1390.0	1.65	1.37	

* 対象建物の F_{es} は全ての方向と階において、1.00 である.

** 耐力比が最小の階が崩壊した時点 (局部崩壊形) をこの建物の保有水平耐力とする.

6.1.3 上閉伊郡大槌町 共同住宅 (KC型スチールハウス)

耐震の設計方針

- ・床面積による必要壁量を算定する.
- ・地域、屋根形状、階数に対応した必要壁率を用いる.
- ・偏心率の計算を省略する場合は、 $F_{es}=1.5$ とする.

地震力の算定

表 6.5 地震力に対する必要壁率

地域	屋根	壁高さ (m)	外壁仕上	2階建て (cm/m ²)	
				2階	1階
一般	重い屋根	2.43 超え	重い外壁	19	37

表 6.6 地震力に対する必要壁量

外力方向	階	床面積 (m ²)	必要壁率 (cm/m ²)	軟弱地盤の割増*	偏心に対する割増**	必要壁量 (cm)
X	2	136.0 ×	19 ×	1.0 ×	1.5 =	3876
	1	136.0 ×	19 ×	1.0 ×	1.5 =	3876
Y	2	145.0 ×	37 ×	1.0 ×	1.5 =	8048
	1	145.0 ×	37 ×	1.0 ×	1.5 =	8048

* 特定行政庁によって指定された地域（著しく軟弱な地盤）内における場合は、1.5 とする。

** 偏心率の計算を省略する場合は、 $F_{es}=1.5$ とする。

表 6.7 有効壁量と必要壁量

外力方向	階	耐力壁種類*	壁長さ (cm)	壁倍率	有効壁量 (cm)	必要壁量 (cm)	必要壁量 / 有効壁量	
X (東西)	2	1	1580.0	5.00	7900	3976	0.454	
		2	100.0	3.00	300			
		3	220.0	2.50	550			
						8750		
	1	1	1580.0	5.00	7900	8048	0.920	
		2	100.0	3.00	300			
3		220.0	2.50	550				
					8750			
Y (南北)	2	1	1700.0	5.00	8500	3976	0.408	
		2	250.0	3.00	750			
		3	200.0	2.50	500			
						9750		
	1	1	1700.0	5.00	8500	8048	0.825	
		2	250.0	3.00	750			
3		200.0	2.50	500				
					9750			

* 1: 9mm 合板 +12.5mm 石膏ボード (壁長さ 90cm 以上) (ねじピッチ: 外周 150mm, 中央 300mm)

2: 12.5mm 石膏ボード +12.5mm 石膏ボード (壁長さ 90cm 以上)

(ねじピッチ: 外周 150mm, 中央 300mm)

3: 9mm 合板 +12.5mm 石膏ボード (壁長さ 90cm 未満) (ねじピッチ: 外周 150mm, 中央 300mm)

KC 型スチールハウスでは、壁倍率 1.0 の単位長さ当たりの基準せん断耐力を 1.27kN/m としている。従って、表 6.7 に示す有効壁量から建物の短期許容せん断耐力が算定できる。表 6.8 に短期許容せん断耐力を示す。

表 6.8 対象建物の短期許容せん断耐力

外力方向	階	基準せん断耐力 (kN/m)	有効壁量 (m)	短期許容せん断耐力 (kN)
X	2	1.27	87.50	111
	1		87.50	111
Y	2		97.50	124
	1		97.50	124

「スチールハウス耐力壁の面内せん断試験報告書^[2]」によると、9mm合板+12.5mm石膏ボード(枠材板厚1.2mm)の耐力壁は単位長さ当たりの保有耐力が $P_u=15$ kN/m程度である。また、12.5mm石膏ボード+12.5mm石膏ボード(枠材板厚1.2mm)の耐力壁は単位長さ当たりの保有耐力が $P_u=8.0$ kN/m程度である。これらの値を参考に算定すると、対象建物の保有水平耐力は表6.9に示す値となる。

表 6.9 対象建物の保有水平耐力推定値

外力方向	階	耐力壁種類*	壁長さ(m)	P_u (kN/m)	要素保有耐力(kN)	保有水平耐力(kN)
X (東西)	1	1	15.80	15.0	237	261.5
		2	1.00	8.0	8.0	
		3	2.20	7.5**	16.5	
Y (南北)	1	1	17.0	15.0	255	290
		2	2.50	8.0	20	
		3	2.00	7.5*	15	

* 1: 9mm合板+12.5mm石膏ボード(壁長さ90cm以上)(ねじピッチ:外周150mm,中央300mm)

2: 12.5mm石膏ボード+12.5mm石膏ボード(壁長さ90cm以上)
(ねじピッチ:外周150mm,中央300mm)

3: 9mm合板+12.5mm石膏ボード(壁長さ90cm未満)(ねじピッチ:外周150mm,中央300mm)

** 表6.7では壁倍率を耐力壁種類1の半分(2.5)と設定したことを参考に、保有耐力も半分と仮定

スチールハウスは基礎コンクリートにホールダウン金物を介したアンカーボルトとランナー材(公称板厚 $t=1.0$ mm)へのあと施工アンカー(M12)によって緊結されている。ホールダウン金物を介したアンカーボルトは層モーメントに対して抵抗する構造要素として、あと施工アンカーは水平力に抵抗する構造要素として設計され必要本数が算定されている。

スチールハウス耐力壁の単位長さ当たりの保有水平耐力を P_u 、あと施工アンカーの最大せん断耐力を R_u とすると、単位長さ当たりのあと施工アンカー必要本数は次式より算定できる。

$$n = P_u / R_u \quad (\text{本/m}) \quad (1)$$

スチールハウス構造設計指針^[3]によれば、鋼板と基礎コンクリートとの接合に用いるボルトの長期許容せん断耐力は次式による。

$$R_s = \min\{R_{at}, R_{as}\} \quad (2)$$

ここで、

$$R_{at} = 0.5td_w \cdot F_u \quad (\text{プルオーバーで決まる長期許容耐力}) \quad (3)$$

$$R_{as} = 1.13dtF_u \quad (\text{鋼板の支圧で決まる長期許容耐力}) \quad (4)$$

基礎コンクリートと緊結するランナー材は公称板厚 $t=1.0$ mmと薄いため、スチールハウスでは、通常、ランナー材の支圧耐力[(4)式]によってせん断耐力が決まる。従って、あと施工アンカーM12に対する耐力は次式の値となる。

$$(\text{長期}) R_{as} = (1.13)(12)(0.9)(0.4) = 4.88 \text{ kN} \quad (5)$$

$$(\text{短期}) {}_sR_{as} = 1.5 \times R_{as} = 7.32 \text{ kN} \quad (6)$$

また、ナットと座金が施工されたあと施工アンカーでは、実耐力には短期耐力の1.5倍程度の安全余裕が実験で確認されている^[3]。結果として、最大せん断耐力 R_u は次式による値と推定できる。

$$(\text{最大}) R_u = 1.5 \times {}_sR_{as} = 10.98 \text{ kN} \quad (7)$$

以上の結果から、スチールハウス耐力壁単位長さ当たりの保有耐力 $P_u=15$ kN/mに対して、あと施工アン

カーの必要本数は $n=1.36$ (本/m) となり, 2本のあと施工アンカー (M12) が施工されることになる.

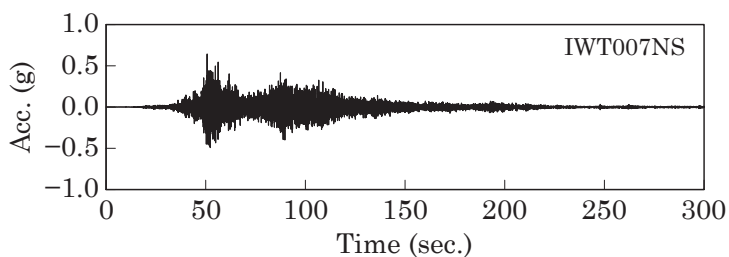
表 6.9 に示す保有水平耐力に対して, 必要となるあと施工アンカーの本数は表 6.10 となる. 施工図からカウントしたあと施工アンカーの本数は合計 139 本であり, 必要本数 (合計 51 本) よりも十分に多い数施工されている.

表 6.10 保有水平耐力推定値から算定されるあと施工アンカー本数

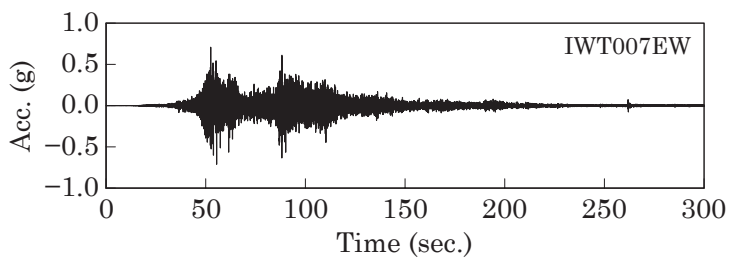
外力方向	階	保有水平耐力 (kN)	あと施工アンカー必要本数
X (東西)	1	261.5	24
Y (南北)	1	290	27

6.2 地震による入力

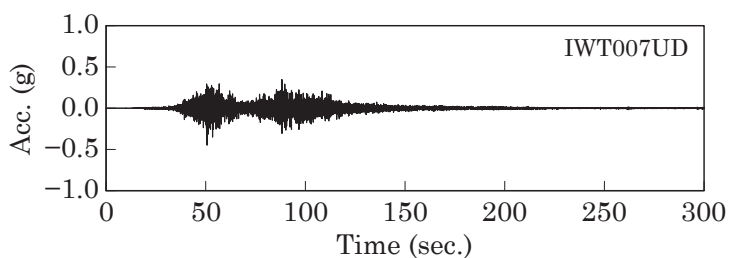
防災科学技術研究所強震ネットワーク K-NET は釜石市内に設置 (IWT007) されており, 2011 年 3 月 11 日に発生した地震の加速度も記録されている^[1]. 図 12 に記録地震波を示す. NS は南北成分, EW は東西成分, UD は上下成分をそれぞれ示している.



(a) NS 成分



(b) EW 成分



(c) UD 成分

図 12 東北地方太平洋沖地震の加速度記録 (観測点: IWT007)

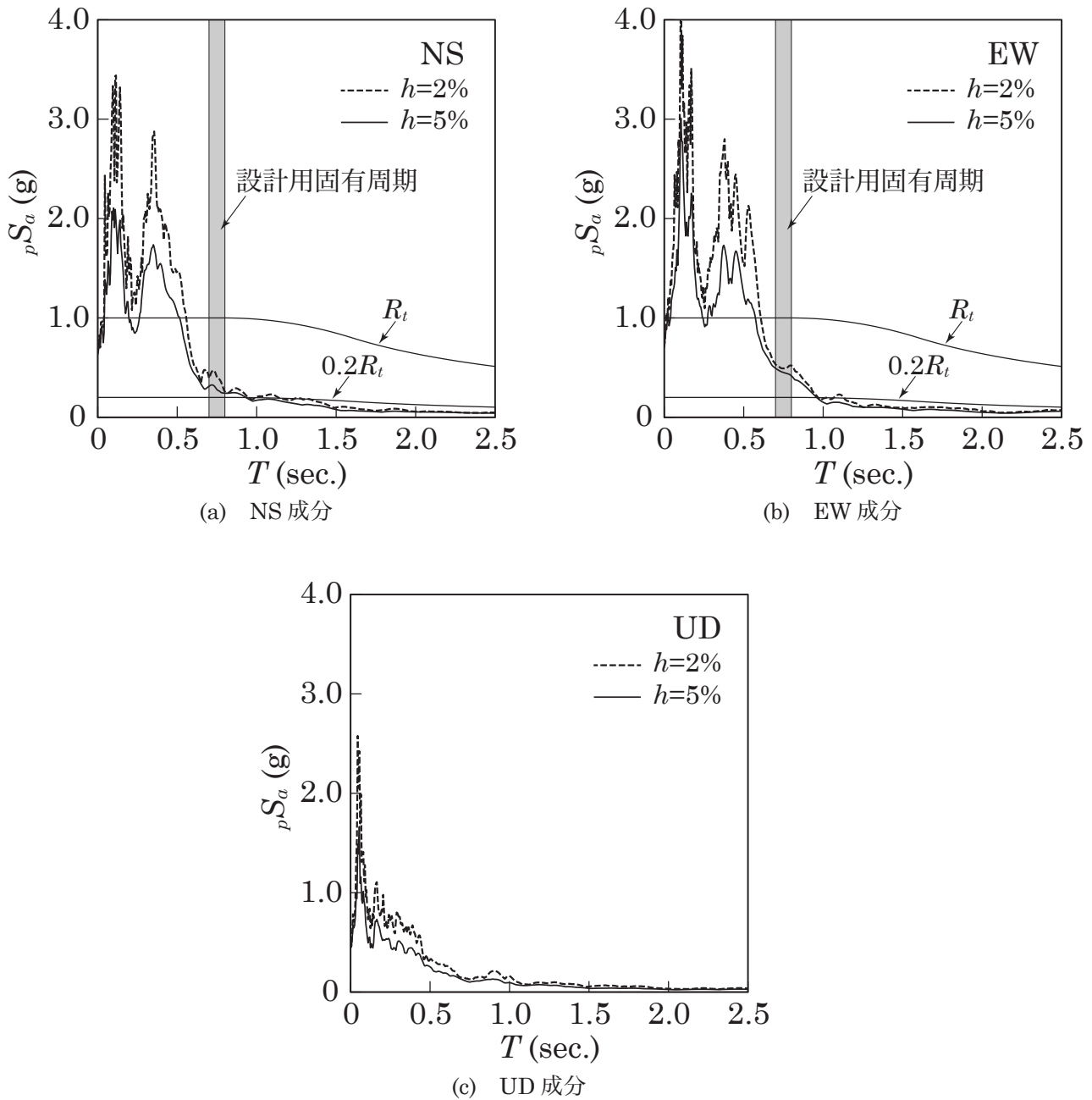


図 13 東北地方太平洋沖地震の擬似加速度応答スペクトル（観測点：IWT007）

図 13 は図 12 に示す地震入力による擬似加速度応答スペクトルを示している。図の縦軸は擬似加速度を重力加速度 g で無次元化して表示している。図中の結果は減衰定数 $h=2, 5\%$ での結果である。図中には R_t 曲線 ($C_0=0.2, 1.0$)、釜石市内の対象建物一次固有周期も同時に示している。図が示すように、EW 成分の入力がおおよそ $0.5g$ であることがわかる。

6.3 津波荷重

6.3.1 ガイドライン式

内閣府津波避難ビル等に係るガイドライン検討会では、2005 年に「津波避難ビル等に係るガイドライン」が作成され、その内容がインターネットで公開されている^[4]。巻末資料②「構造的要素の基本的な考え方」では、津波荷重算定式が示されている。津波波圧 q_z 、津波波力 Q_z はそれぞれ次式による。

$$q_z = \rho g(3h - z) \quad (8)$$

$$Q_z = \rho g B \int_{z_1}^{z_2} (3h - z) dz = \frac{1}{2} \rho g B \left\{ (6hz_2 - z_2^2) - (6hz_1 - z_1^2) \right\} \quad (9)$$

ここで、 q_z ：構造設計用の進行方向の津波波圧 (kN/m²)

ρ ：水の単位体積質量 (t/m³)

g ：重力加速度 (m/s²)

h ：設計用浸水深さ (m)

z ：当該部分の地面からの高さ ($0 \leq z \leq 3h$) (m)

Q_z ：構造設計用の進行方向の津波波力 (kN)

B ：当該部分の幅 (m)

z_1 ：受圧面の最小高さ ($0 \leq z_1 \leq z_2$) (m)

z_2 ：受圧面の最高高さ ($z_1 \leq z_2 \leq 3h$) (m)

津波による浸水深さは調査の結果 $\eta_{\max} = 5.5$ m であった。「平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震調査研究 (速報)^[5]」では、設計用浸水深さ $h = 1/3 \cdot \eta_{\max}$ として津波波力を算定している。文献 [5] に倣って津波波力を算定すると基礎締結部 (地表面から $z_1 = 0.3$ m) での波力 (せん断力) は次式の値となる。

< X 方向 (東西方向) >

$$Q_{z(X)} = (1/2)(1.0)(9.8)(8.5) \{ [6(1.83)(5.5) - (5.5)^2] - [6(1.83)(0.3) - (0.3)^2] \} = 1126 \text{ (kN)} \quad (10)$$

< Y 方向 (南北方向) >

$$Q_{z(Y)} = (1/2)(1.0)(9.8)(16) \{ [6(1.83)(5.5) - (5.5)^2] - [6(1.83)(0.3) - (0.3)^2] \} = 2120 \text{ (kN)} \quad (11)$$

更に、それぞれの受圧面での開口率 (東面: 17.3%, 南面: 20%) による津波波圧の低減を考慮すると表 6.11 に示す大きさのせん断力が基礎締結部には作用することになる。

ガイドラインでは、(8) 式で表現される津波波圧は直立護岸からの距離が波高さに対して 2.5 ~ 20 倍と護岸に近い構造物を対象とした実験から提案されている。また、直交護岸から構造物の間には障害物がなく、直接、津波波圧を受けている状態を想定している。護岸から離れると樹木や構造物等により緩衝され津波の流速が遅くなることを考慮して、障害物の状況に応じて適切に荷重を低減できるとしている。

表 6.11 ガイドライン式による基礎締結部での津波波力 (せん断力)

外力方向	開口率 (%)	垂直に作用した場合 水平津波波力 (kN)	開口等により低減された 水平津波波力 (kN)
X (東西)	17.3	1126	931
Y (南北)	20.0	2120	1696

6.3.2 静水圧分布型の津波波力推定式

朝倉ら^[6]は護岸を越流した津波による波力に関する実験結果から、津波水平波圧は次式のように分布するとしている。

$$\frac{z}{\eta_{\max}} = -\frac{P_{\max}}{\rho g \eta_{\max}} + \alpha \quad (12)$$

ここで、 z ：地表面からの高さ

η_{\max} ：最大遡上水深 (最大浸水深さ)

P_{\max} ：構造物底部での最大水平波圧

α ：水平波圧指標

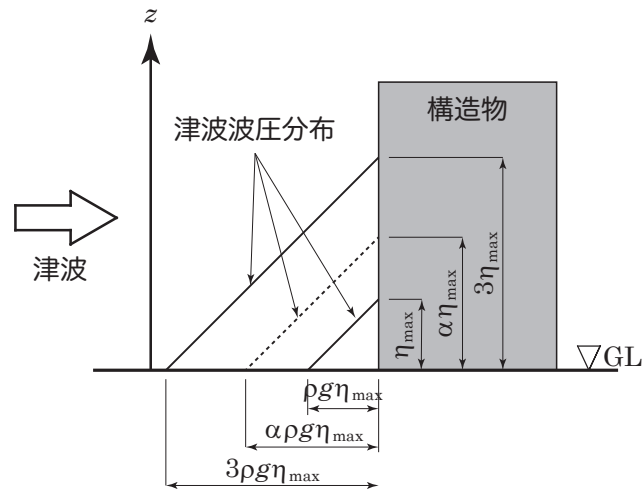


図 14 構造物に作用する津波水平波圧^[6]

この水平波圧指標 α は最大で 3.0 程度であり、波の周期が非常に長く、陸上部への遡上現象が準定常的（水位が静的）に上昇する場合には、 α は 1.0 に近くなる^[6]。ここで、 $\alpha=1.0$ は静水圧の状態を意味する。上述したことは図 14 に示すように、構造物に津波波圧が作用していることを意味している。 $\alpha=3.0$ のときが 6.3.1 項で説明したガイドライン式となる。

また、朝倉らは遡上現象の特性を示す流速についても考察を行っており、次式で定義されるフルード数 F_r を用いている。水平波圧指標 α とフルード数 F_r との関係は、 F_r が 1.5 以上では α が最大で 3.0 程度であり、 F_r の減少（流速の減速）に伴って α は線形的に減少し、ほぼ 1.0 になることも報告している。

$$F_r = \frac{v_{\max}}{\sqrt{g\eta_{\max}}} \quad (13)$$

ここで、 v_{\max} ：最大遡上流速

図 14 に示した津波による水平波圧分布を積分することで、構造物に作用する津波波力が算出できる。構造物底部での津波波力は次式となる。実験によれば、 α_c は 0.5～4.5 の範囲となる^[6]。 $\alpha_c=0.5$ が静水圧の状態であり、 $\alpha_c=4.5$ がガイドライン式となる。

$$F_s = \frac{1}{2}(\alpha\eta_{\max})(\alpha\rho g\eta_{\max}) = \frac{1}{2}\alpha^2\rho g\eta_{\max}^2 = \alpha_c\rho g\eta_{\max}^2 \quad (14)$$

ここで、 $\alpha_c = (1/2)\alpha^2$

谷本ら^[7]は防波堤に対する最大重複波力分布を提案しており、同分布を海面から鉛直方向に積分することによって $\alpha_c=3.3$ を得ている。藤間・水谷らは、津波波圧を建物の空間的な位置関係（津波遡上水深に対する護岸からの距離： η_{im}/D ）で整理し、係数 α_c の大きさについて報告している^[8]。報告によれば、全体的に係数 α_c は 1.0～3.0 の範囲に存在するケースが多いが、護岸から陸側に遠い場合では（ $\eta_{im}/D < 0.05$ ）、係数 α_c が 0.7～7.0 の範囲で大きくばらつくとしている。係数 α_c がばらつく原因としては、実験ケースによって遡上する津波の形態が様々に異なることを挙げている。全データの平均値は $\alpha_{avg}=1.9$ と報告されている。

上述したことから、海岸工学の実験からの津波波力の上限がガイドライン式（6.3.1 項）であり、文献 [5] が仮定した $h=1/3\eta_{\max}$ は津波波圧が静水圧に近かったことを仮定していることと同義と考えられる。護岸近くの構造物は $\alpha_c > 1.0$ となり、より大きな外力が作用していたと考えられる。

図 6（4.1.2 項）に示したように、対象建物の共同住宅は港から離れており津波の流速は十分に減速していたと考えられ、津波による波圧は静水圧に近かったと推測される。したがって、 $\alpha_c=0.5$ （or $\alpha=1.0$ ）とした津波による水平波力（水平力）が対象建物に作用したと考えられる。（表 6.11 参照）。

6.4 建物の保有水平耐力と地震・津波による作用水平力の考察

6.4.1 地震力

地震による入力は東西方向に大きかったことから(図13参照),ここではNSF工法スチールハウス(独身寮,家族住宅)のX方向(東西)の1階部分について考察する。

6.2節で示したように,地震による入力加速度はおおよそ $\mu S_a=0.5g$ であった。2次設計では入力加速度を $1.0g$ として設計していることから,スチールハウス耐力壁は降伏耐力($0.2g$)を超え,部分的に弾塑性挙動をしたと考えられる。

表6.2,6.4の2次設計の結果に示すように,各建物の安全率はそれぞれ独身寮で1.04,家族住宅で1.15であった。エネルギー一定則によれば,次式の関係が知られている。

$$\frac{V_p}{V_{DBE}} = \frac{1}{\sqrt{2\mu-1}} \quad (15)$$

ここで, V_{DBE} : 弾性応答水平せん断力

V_p : 保有耐力

μ : 応答塑性率

対象建物の2次設計では構造特性係数 $D_s=0.35$ (表6.2,6.4参照)としていることから,独身寮と家族住宅の応答塑性率は次式で算定できる。また,各建物1階の層剛性 $K_{1(S)}=465371(\text{kN/rad})$ と $K_{1(F)}=295571(\text{kN/rad})$ から最大層間変形角 R_{\max} が算定できる。

<独身寮>

$$\mu_{(S)} = \frac{1}{2} + \left[\frac{0.5}{(0.35)(1.04)} \right]^2 = 2.4, \quad R_{\max,(S)} = 2.4 \times \frac{1797.6}{465371} = \frac{1}{108} \quad (\text{rad}) \quad (16-a,b)$$

<家族住宅>

$$\mu_{(F)} = \frac{1}{2} + \left[\frac{0.5}{(0.35)(1.15)} \right]^2 = 2.0, \quad R_{\max,(F)} = 2.0 \times \frac{1173.5}{295571} = \frac{1}{126} \quad (\text{rad}) \quad (16-a,b)$$

エネルギー一定則によれば,独身寮の最大層間変形角は $R_{\max}=1/108$,家族住宅の最大層間変形角は $R_{\max}=1/126$ であり,独身寮のほうがより大きな変形を経験したことになる。結果的に,5章で報告したように,内装の損傷が独身寮で多く確認されたと考えられる。

6.4.2 津波力

津波被害を受けたスチールハウス共同住宅は,6.1.3項で示したように,保有水平耐力の推定値が 290kN (Y方向)であった。また,水平力に対して抵抗するあと施工アンカーは両構面(X,Y方向)に保有水平耐力が十分に保持できるだけ施工されており,基礎コンクリートに十分に緊結された建物であった。一方で,海岸工学で得られた知見を用いて算定した津波による作用水平力(津波波力)は,最小でも 1696kN (Y方向)と極めて大きな値となっていた。

6.3節で算定した極めて大きな津波波力が建物に水平力として作用したとは考え難いが,津波被害を受けたスチールハウスは,水平抵抗力(あと施工アンカー)とモーメント抵抗力(ホールダウン金物を介したアンカーボルト)が十分に発揮されており,計算上の保有水平耐力よりも大きな外力(津波力)の作用に対しても流出せず残存した。また建物には残留変形を確認することができなかった。

対象建物であるスチールハウスは,水平抵抗要素としてはあと施工アンカーが用いられている構造物であったが,建物が流出しなかったことからあと施工アンカーが十分にその性能を発揮し,外力に抵抗して

いたと考えられる。一方で、隣接する同規模の一般在来木造住宅（構造計算を必要としない4号建築）は木土台のみを残し流失してしまっており、このことから、構造実験に裏付けられた構造計算により設計されたスチールハウスが、耐水平力構造として非常に高い性能を保有していることが実証されたと考える。

[謝辞]

本調査を実施するにあたり、地震による被災者でもある建物管理者、建物オーナーには多大なるご協力を頂きました。また、現地を案内していただきました松田勝美様（株式会社松田工務店代表取締役）にも貴重な時間と多大なるご協力を頂きました。ここに記して関係各位に謝意を表します。

[参考文献]

- [1] 防災科学技術研究所 強震ネットワーク K-NET, <http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>.
- [2] 日本建築総合試験所：スチールハウス耐力壁の面内せん断試験報告書，1996.
- [3] 鋼材倶楽部：スチールハウス構造設計指針，2000.5.
- [4] 津波避難ビル等に係るガイドライン検討会。内閣府政策統括官（防災担当）：津波避難ビル等に係るガイドライン，2005。（オンライン入手先：http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/taisaku_tsunami/tsunami_top.html）
- [5] 建築研究所：平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）調査研究（速報），2011.5。（オンライン入手先：<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/20110311/0311quickreport.html>）
- [6] 朝倉良介，岩瀬浩二，池谷毅，金谷俊道，藤井直樹，大森政則：護岸を越流した津波による津波波力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第47巻，pp. 911-915, 2000.
- [6] 谷本勝利，鶴谷広一，中野晋：1983年日本海中部地震津波における津波波力と埋立護岸の被災原因の検討，第13回海岸工学講演会論文集，pp. 257-261, 1984.
- [8] ファウジアフマド，嶋原良典，藤間功司，水谷法美：陸上構造物に作用する津波波力の推定手法に関する考察，土木学会論文集（海岸工学），Vol. B2-65, No.1, pp. 321-325, 2009.