

変位ベース設計法における横拘束筋量の算出法に関する一考察

(株) 銭高組 正会員 ○秋山 博
 金沢大学大学院 博 (工) 深田 宰史
 金沢大学大学院 工 博 梶川 康男
 (株) 銭高組 博 (工) 水取 和幸

1. はじめに

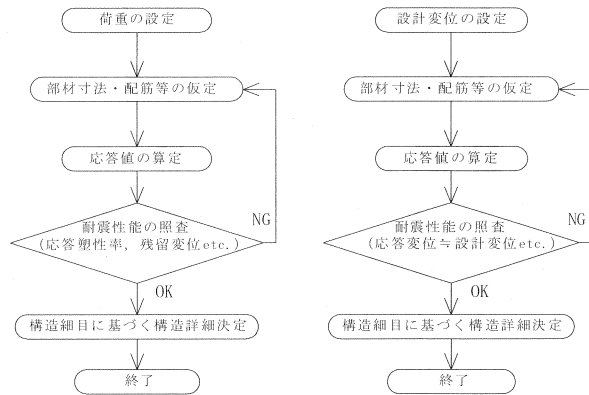
橋梁の耐震設計法には大きく分けて荷重ベース設計法と変位ベース設計法がある。荷重ベース設計法は、設計荷重をまず設定してから部材寸法を仮定して各部材を設計する手法であり、わが国において広く用いられてきている。

一方、Caltrans (カリフォルニア州交通局) で取り入れられている変位ベース設計法は、最初に設計変位を設定して設計地震動に対して構造物がその設計変位まで変形できるように部材寸法、配筋量および構造細目を決定する設計手法である (図-1)。変位ベース設計法は、荷重ベース設計法と比較すると設計結果が変位で与えられるため、限界状態がより明確で分かり易い形で評価できるほか、地震時における構造物の変形性能等の耐震性能を設計で想定した限界状態に近づけることができ、結果として経済的な設計ができるという合理性がある。

ところで、過去の震災事例を見ると橋梁部と橋台背面の土工部との間に段差を生じた事例 (写真-1) も少なからずあり、交通量の多い時間帯にこうした段差が生じた場合には車両が段差に衝突する事故による二次災害に繋がることも懸念される。段差を低減するには橋台背面の裏込めにセメント改良土を用いるなどの

対策が必要と考えられるが、同時に地震後の供用性を確保するためには、あらかじめ橋台における許容しうる変位を地震時使用限界状態として設定しておくことも有用な手段であると考えられる。こうした場合、設計当初から限界状態として変位を設定する場合には、変位を陽な形で設計結果に反映する変位ベース設計法は相応しい設計手法であると考えられる。

変位ベース設計法をわが国において適用するには、従来の設計法と設計結果に大きな差が生じな



荷重ベース設計法の設計フロー 変位ベース設計法の設計フロー

図-1 荷重ベース設計法と変位ベース設計法の設計フロー

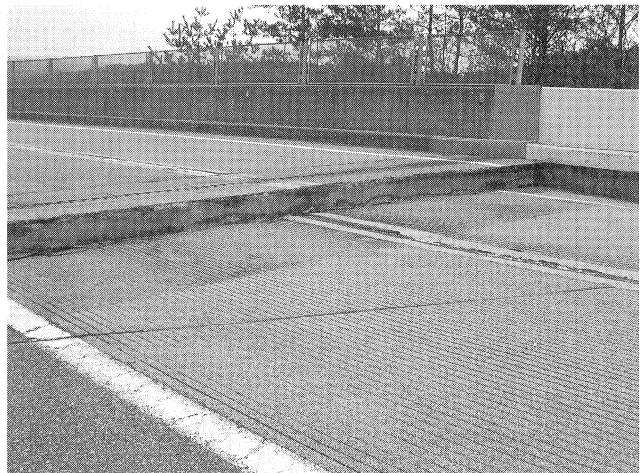


写真-1 地震後に桁端に生じた段差の事例

い様にするためコードキャリブレーションが必要となる。特に、変位ベース設計法ではじん性の評価が重要であり、横拘束筋の必要量の算定に関する事項が中心課題であると考えられる。

以下では、図-5に示す様なPRCポータルラーメン橋を対象として等価線形化法による変位ベース設計法を適用した設計計算例を通して日米の材料事情や横拘束筋の必要量の算出法等に関して検討した結果について述べる。ポータルラーメン橋を検討対象モデルとして採用したのは、両橋台を含む上下部工一体構造であるため構造物の応答、変形性能および橋台変位の検討をするにあたり、適した構造であると考えられるためである。

今回の試算を実施するにあたり、検討条件および検討方針は以下の方針に従った。

- (1) 下部工のコンクリートは呼び強度 30N/mm^2 、主鉄筋はSD345とする。
- (2) 横拘束筋の使用材料にはASTMA 615MとJIS G 3112の2種類について試算を行い、CltransのSeismic Design Criteria¹⁾(以下、Caltrans示方書と記す)および道路橋示方書V²⁾(以下、道示Vと記す)による設計結果を比較検討して考察する。なお、Caltrans示方書の設計式に対するJIS G 3112規格の鉄筋の適用性は検証されていないが、ここでは材料および設計式の特徴や傾向を比較検討する上での試算という意味で検討を行った。
- (3) 設計計算における材料強度の特性値としてはCaltrans示方書のスタイルと整合させるため過強度を考慮してコンクリートの一軸圧縮強度の特性値は呼び強度の1.3倍、鉄筋の降伏強度の特性値は各材料規格における公称値の1.1倍の値を採用する。

2. 変位ベース設計法の概要

2.1 設計の流れ

表-1にPriestleyらにより提案されている等価線形化法を用いた変位ベース設計法の手順を示す³⁾。設計に先立ち設定する変位としては、上部工の慣性力作用位置における設計変位 Δ_d を定める方法と塑性ヒンジの塑性回転角 θ_p を定める方法とが考えられるが、ここでは便宜的に塑性ヒンジの損傷限界状態を規定するという意味で後者を採用した($\theta_p=0.03$)。

表-1 変位ベース設計法の手順

	内容	詳細
1	降伏変位の初期値 Δ_y の設定	計算開始時には $\Delta_y=0.05H$ 程度とする。 (H:橋脚基部塑性ヒンジから上部工慣性力作用位置までの距離とする)
2	塑性ヒンジの塑性回転角 θ_p を設定	ここでは、限界状態を $\theta_p=0.03$ と設定する
3	塑性ヒンジの塑性回転角が限界状態に達した時の設計変位 Δ_d を求める	静的非線形解析により降伏変位を求め、塑性ヒンジの塑性回転角が限界状態に達した時の設計変位 Δ_d を算出 $\Delta_d = \Delta_y + \theta_p \cdot H$ (1)
4	構造物の等価減衰定数 ξ の推定	適当な応答塑性率~減衰定数関係より求める。 本論では、剛性低下型武田モデルによった。
5	変位応答スペクトルより設計変位 Δ_d に対応する等価固有周期 T_d を求める	2.2に詳述
6	設計水平力の算出	2.2に詳述
7	弾性剛性および降伏変位の算出	弾性理論を用いて弾性剛性を求めて降伏変位を算出
8	収束判定	終局変位、応答塑性率、等価減衰定数を求め解が安定するまで部材寸法と配筋のトライアル計算を行う
9	横拘束筋の算出、構造細目、上部工照査	横拘束筋の必要量を求める

2.2 変位ベース設計法における設計計算

今回の変位ベース設計法で実施した設計計算は、以下のような考えに基づいておこなった。

まず、降伏変位 Δ_y の初期値を仮定する。これは、最終的な結果には大きな影響を及ぼさない。ここでは、 $\Delta_y=0.05H$ (H:橋脚基部塑性ヒンジから上部工慣性力作用位置までの距離)とした。

応答塑性率 μ から求められる等価減衰定数 ξ の算出においては、RC部材の履歴モデルとして一般に用いられている剛性低下型武田モデルを用いた。剛性低下型武田モデルにおける等価減衰定数~応答塑性率関係は式(2)より求められ、その結果を図-2に示す⁴⁾。

$$\xi = 0.05 + \frac{(1 - \frac{1-r}{\sqrt{\mu}} - r\sqrt{\mu})}{\pi} \quad (2)$$

ここに、

r : バイリニア系における2次剛性比
(RC部材では一般に $r=0.05$ 前後とされ
ており、本論でも $r=0.05$ とした)

μ : 応答塑性率 (= Δ_d / Δ_y)

変位応答スペクトルは、道示 V に示されている
加速度応答スペクトルより求めた。加速度応
答スペクトルから変位応答スペクトルへの変換
は次式による。

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} \quad (3)$$

ここに、

S_d : 変位応答スペクトル

S_a : 加速度応答スペクトル

ω : 固有円振動数 (Hz)

図-3 に道示 V のレベル2 (タイプII, I 種
地盤) 地震動の加速度応答スペクトルと変位
応答スペクトルとの相関図を示す。最大応答時の
等価固有周期 T_d および等価剛性 K_e は、以下の
ように表される。

$$T_d = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_e}} \quad (4)$$

$$K_e = \frac{4\pi^2}{T_d^2} M \quad (5)$$

ここに、 M は等価重量とする。

最大応答時の要求耐力 F_u は、次式による。

$$F_u = K_e \Delta_d \quad (6)$$

等価バイリニア型応答における設計要求耐力 F_n は、次式により求められる。

$$F_n = \frac{F_u}{r\mu - r + 1} \quad (7)$$

予備設計において仮定しておいた部材寸法および配筋から弾性理論を用いて、弾性剛性 K_i を算出
して降伏変位 Δ_y および設計変位 (全体変位) Δ_d を求める (図-4)。

変位の算出および部材寸法や配筋の適正化は、全体変位、応答塑性率、等価減衰定数を求め解が
安定するまで降伏変位の初期値を設定し直して、表-1 の5~8のプロセスを繰り返しておこなう。
なお、収束判定条件は全体変位 Δ_d が $\pm 5\%$ 以内となることを条件とした。

ここで、限界状態の設定に関して文献³⁾では損傷制御限界状態を「地震応答が大きくなり、この
状態を超えると経済的にも技術的にも補修不能となる状態」とし、損傷制御限界状態としては塑性

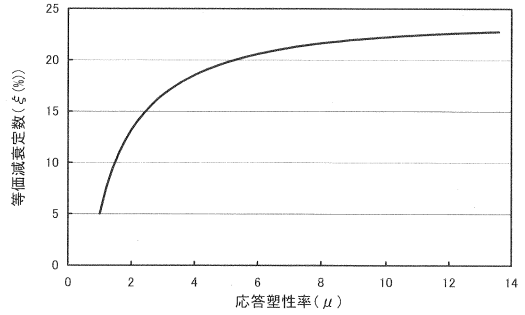


図-2 等価減衰定数～応答塑性率関係

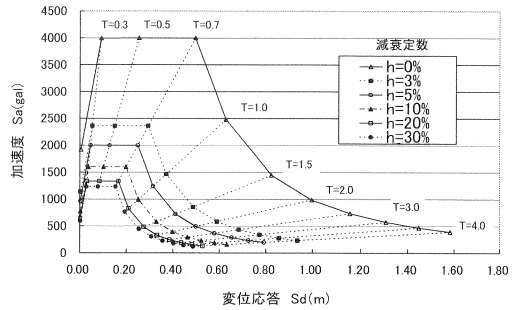


図-3 変位応答スペクトル～
加速度応答スペクトル関係
(レベル2地震動 (タイプII))

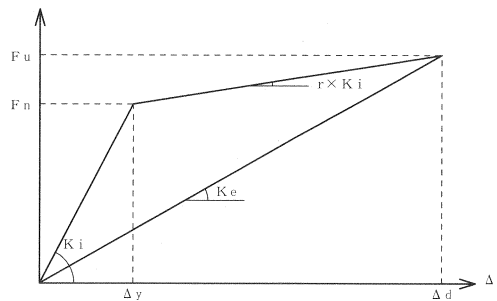


図-4 変位-耐力関係～等価剛性関係

回転角 $\theta_p=0.03$ が適当であるとしており、本論でも、損傷制御限界状態は塑性回転角 $\theta_p=0.03$ となる状態とした。

横拘束筋の必要量は、道立 V に基づき設計変位 Δ_d までの変形が可能となるように設定する方法と Caltrans 示方書に基づく式 (8) に示す様に横拘束効果により ϵ'_{cu} を担保するための必要量 ρ_s を求める方法がある。

$$\rho_s = (\epsilon'_{cu} - 0.004) \times \frac{f'_{cc}}{1.4 \times f_{sy} \times \epsilon_{su}} \quad (8)$$

ここに、

- ϵ'_{cu} : コンクリートの終局ひずみ
- f'_{cc} : 拘束コンクリートの最大応力
- f_{sy} : 横拘束筋の降伏強度
- ϵ_{su} : 引張強度時の鉄筋ひずみ

式 (8) に関して、Caltrans 示方書における引張強度時の鉄筋ひずみは実際の鋼材の伸び能力をもとに評価して ASTM A 615M の要求伸び能力よりも大きい 12% としている。

一般に、米国では鉄筋コンクリート用棒鋼としては ASTM A 615M⁵⁾ 規格の Grade60 (60ksi=420N/mm²) が用いられているのに対して、わが国では JIS G 3112 規格⁶⁾ の SD345 が一般的である。

なお、JIS G 3112 では降伏点、引張強度および伸びは規定されているものの引張強度時のひずみは規定されていない。

そこで、本研究では予備試験として鉄筋 (SD345, D25) の引張試験を実施した。その結果を ASTM と JIS の規格値とともに表-2 に示す。

引張強度に達した時の鉄筋のひずみは 27.4% であり、これは JIS G 3112 の要求値の 1.37 倍となっている。通常、試験結果は規格値を上回るため、本来であれば実勢値から設計で用いる引張強度時のひずみの特性値を用いるべきであるが、そのデータを把握するには至っていない。本論では、後述する設計計算において安全側の設計結果を得るために SD345 の引張強度時のひずみの特性値としては JIS G 3112 の要求伸び能力である 20% として試算を行った。Caltrans 示方書に準拠して横拘束筋に SD345 を用いたケースについては、式 (8) による横拘束筋の引張強度時の鉄筋ひずみ (ϵ_{su}) を 12% とした場合と 20% とした場合のケースを設けて必要横拘束筋量 ρ_s を求めて比較した。

表-2 鉄筋の規格と予備試験結果

規格	等級	降伏強度	引張強度	伸び
		N/mm ²	N/mm ²	%
ASTM A 615M	Grade60	420	620	9
JIS G 3112	SD345	345	490	20
JIS G 3112* (予備試験結果 (D25))	SD345	406.5	605.8	51.8

※引張強度時の鉄筋ひずみは27.4%となった

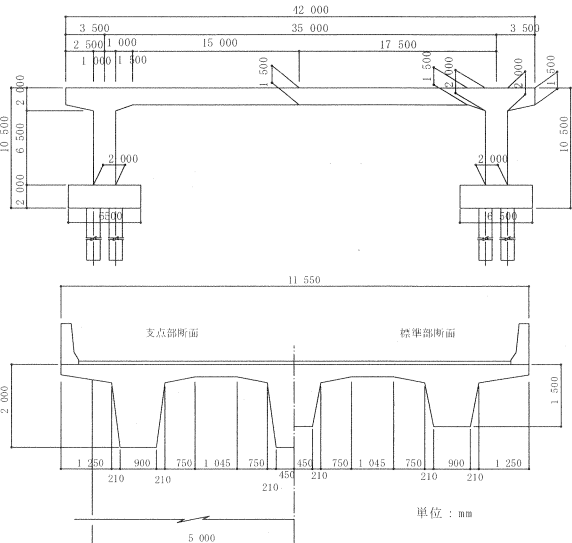


図-5 モデル橋梁構造図

表-3 部材のモデル化

部材区分	要素種別	
上部構造	全要素	線形はり要素
下部構造	塑性ヒンジ	非線形回転ばね要素 (バイリニア型)
	上記以外	線形はり要素
基礎工	杭基礎	線形ばね要素

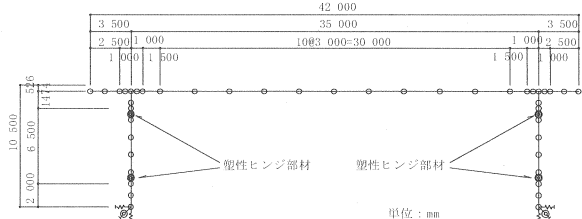


図-6 解析モデル図

表-4 材料諸元

材料	規格
上部工コンクリート	$f_{ck}=36\text{N/mm}^2$
下部工コンクリート	$f_{ck}=30\text{N/mm}^2$
鉄筋	SD345
PC鋼材	SWPR19L 1S28.6

3. 構造解析モデル

図-5, 6に示すようにセメント安定処理土を背面地盤とする支間長 35.0m の PRCポータルラーメン橋をモデルとした。解析では背面土にセメント安定処理土を想定しているため地震時土圧や減衰効果の影響は無視するものとした。両橋台近傍のハンチ状の桁高変化は上部工断面諸元として考慮した。構造解析モデルを図-6に示す。各部材のモデル化は表-3に示すとおりである。

塑性ヒンジのモデル化は、道示Vに示されている完全弾塑性型のパイリニア非線形回転ばねモデルとし、第1塑性ヒンジが初降伏に達した時点の上部工慣性力作用位置の変位を降伏変位とした。基礎工に関しては、一般に道路橋の設計では基礎工を降伏させない範囲に損傷度を留めるため、線形ばね要素としてモデル化した。また、材料諸元は表-4のとおりとした。

4. 結果と考察

表-5に設計結果の主要数値を示す。なお、表中の修正降伏変位および修正全体変位は初期値を仮定した後に構造寸法および配筋を設定してトライアル計算を実施した後の計算結果を意味する。

本論では、PRCポータルラーメン橋をモデルに等価線形化法による変位ベース設計法の適用を試みた。結果を要約すると以下ようになる。

- (1) Caltrans 示方書による試算では、横拘束筋の材料強度が必要横拘束筋量に及ばず影響は、横拘束筋の強度比にほぼ近い値となった。
- (2) 横拘束筋の引張強度時のひずみは、塑性ヒンジ長や横拘束筋量に対して大きな影響を与える

表-5 変位ベース設計法による設計結果

	単位	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
準拠示方書	-	Caltrans	Caltrans	Caltrans	道示V
横拘束筋の規格	-	ASTM GR60	JIS SD345	JIS SD345	JIS SD345
横拘束筋最大応力時のひずみ ϵ_{su}	-	0.12	0.12	0.20	-
塑性ヒンジの塑性回転角 θ_p	rad	0.030	0.030	0.030	0.030
下端塑性ヒンジから上部工慣性力作用位置までの距離 H	m	7.551	7.551	7.551	7.599
塑性ヒンジ長さ	m	0.847	0.847	0.847	0.750
設計水平変位 Δ_u	m	0.246	0.246	0.246	0.247
降伏変位の初期値 Δ_y	m	0.019	0.019	0.019	0.019
応答塑性率 μ	-	12.922	12.922	12.922	12.998
等価減衰定数 ξ	-	0.227	0.227	0.227	0.227
等価固有周期 T_e	sec	1.320	1.320	1.320	1.320
等価質量 M	t	1179.2	1179.2	1179.2	1179.2
等価剛性 K_e	kN/m	26718	26718	26718	26718
弾性剛性 K_i	kN/m	212436	212436	212436	207404
終局水平力 F_u	kN	6560	6560	6560	6599
設計水平力 F_d	kN	4110	4110	4110	4124
断面形状	-	1.5×10.0m	1.5×10.0m	1.5×10.0m	1.5×10.0m
軸方向鉄筋	-	D32×ctc150 1.5段	D32×ctc150 1.5段	D32×ctc150 1.5段	D32×ctc150 1.5段
修正降伏変位 Δ_y	m	0.019	0.019	0.019	0.020
修正全体変位 Δ_u	m	0.250	0.250	0.250	0.258
(修正変位 Δ_u /初期設定変位 Δ_u)	-	1.018	1.018	1.018	1.047
判定 (判定基準: ±5%)		OK!	OK!	OK!	OK!
拘束コンクリート強度 f'_{cc}	N/mm ²	45.90	44.73	44.73	42.90
コンクリートの終局ひずみ ϵ'_{cu}	-	0.0064	0.0064	0.0064	0.0069
必要横拘束筋体積比の計算値 ρ_{s1}	-	0.00141	0.00167	0.00100	0.01351
横拘束筋の最小鋼材量 ρ_{s2}	-	0.00687	0.00687	0.00687	0.00169
必要横拘束筋比 ρ_s	-	0.00687	0.00687	0.00687	0.01351
横拘束筋の必要断面積 A_w	cm ²	2.577	2.577	2.577	5.067
横拘束筋の配筋	-	D19ctc150	D19ctc150	D19ctc150	D25ctc150

ため、各材料の特性に応じた適切なひずみの設定が重要であると考えられる。

(3) 拘束コンクリートの最大圧縮強度は、同一配筋であれば Caltrans 示方書と道示 V とでは Caltrans 示方書の方がやや大きく評価される。

(4) Caltrans 示方書による必要横拘束筋量の計算値は比較的少なく、最小鋼材量により決定されることとなった。

なお、参考までに AASHTO の示方書における荷重ベース設計法は耐力低減係数を用いる設計体系となっているのに対し、変位ベース設計法では変位に対する低減係数を用いていないため、荷重ベース設計法での道示 V との比較とは必ずしも結果が一致しないと考えられる⁷⁾。

5. まとめと今後の課題

本論では、P R C ポータルラーメン橋を対象として変位ベース設計法の適用を試みた。その結果をまとめるとともに、今後の課題を整理すると以下の様になる。

- (1) 適用範囲の検証は必要であるものの、式(8)に基づき横拘束筋量を求める場合、横拘束筋が引張強度に達する時のひずみの影響がかなり大きいことが分かった。
- (2) 今後、高強度鉄筋など様々な材料特性を有する横拘束筋をカバーすることを可能にするためには、横拘束筋量の算出にあたり材料強度と鋼材ひずみをパラメータとして評価できる横拘束されたコンクリートの応力ひずみ曲線や横拘束筋量などの設計式の提案が望まれる。
- (3) 示方書による横拘束筋量の算出量の差が大きくなった結果から、各国や地域による事情(材料事情・地震動特性・要求性能等)を反映させたものとする必要があると考えられる。
- (4) 拘束筋の応力-ひずみ関係に関しては、タイプ I・タイプ II の地震動の区分や材料特性などが国の事情や過去の研究成果を設計に反映させるため、道示 V 等を基本に過強度特性も含めた材料特性を反映できる設計式の提案が望まれる。
- (5) 本論の検討範囲以外の課題として、損傷を受けた後の構造物の使用性を考慮した制限変位量の設定も地震後の使用性確保のための重要な課題であると考えられる。

地震後の構造物の損傷度や供用性に関しては、力よりもむしろ変位が重要な指標である。その意味で変位ベース設計法は有用な設計法であり、特にポータルラーメン橋をはじめとするインテグラルアバット構造の様な上下部一体構造の構造物をはじめ、土工部との段差を抑制したい場合等、変位に着目して設計を行う場合に対して合理的かつ相応しい設計法であると考えられる。上記に示した課題を解決するとともに、部分係数法による限界状態設計法の適用を図るためには材料係数の設定をはじめとした各部分係数の設定がコードキャリブレーションにおいて重要であると思われる。

参考文献

- 1) Caltrans : Seismic Design Criteria Version 1.3, 2004
- 2) 日本道路協会 : 道路橋示方書 V (耐震設計編), 2002.3
- 3) M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi. : Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley Interscience, 1996, 川島一彦監訳 : 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂出版, 1998.4
- 4) M. J. Kowalsky, M. J. N. Priestley, G. A. MacRae: Displacement-Based Design: "A Methodology for Seismic Design Applied to single Degree of Freedom Reinforced Concrete Structures", Department of Applied Mechanics and Engineering Science, University of California, San Diego, Structural Systems Research Project SSRP 94/16, Oct. 1994
- 5) American Society for Testing and Materials : ASTM A 615/A 615M Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement, 2007.3
- 6) 日本規格協会 : JIS ハンドブック 12 土木 II, 2003
- 7) 星隈順一, 運上茂樹 : 鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計に関する日米比較, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol. 25, No. 2, pp. 1435-1440, 2003

謝辞

本論執筆にあたり、平成19年能登半島沖地震の際の橋台背面部の被害状況写真の提供を頂いた金沢大学大学院榎谷浩教授に記して謝意を表します。