## 4.2 荒砥沢地すべり

荒砥沢ダム堤体から北西へ1km ほどの上流部で,今回 の地震で最大の土砂移動現象となった地すべりが発生した (写真 - 4.2.1)。その規模は幅 900m,長さ 1300m,移動土砂 量 70,000,000m<sup>3</sup>で,移動体の平均層厚は 100m を超えると 推定され,移動体が北西から南東方向に 300-350m の距離 を滑動したものであった。

この地すべりの発生箇所はもともと,頭部陥没,滑落 崖などの地すべり地形が明瞭に認められるところであっ た。今回の地震でこの地すべり地形の東側の大部分が滑 動し,さらに後方にも波及した<sup>1),2)</sup>。

この地すべりの地形的起象,および地質の概要につい ては既報に詳しい<sup>3)</sup>ので,本文では,この地すべりの滑 動に寄与した土の性質と,解析を行う際の力学的メカニ ズムに重点を置いて報告する。まず,地形的起象と地質 概要について,既報の要旨,および,それに加えて本委 員会で把握した事項について述べる。次いで地盤工学的 な見地から,主としてすべり面が形成されたと考えられ た層準から採取した試料を対象に実施した各種試験結果 を報告する。そして,これらの結果に基づいて,本報告 の時点で推定される地すべりの力学的メカニズムを考察 し,今後取り組むべき課題や問題点を提案する。

#### 4.2.1 地すべりの諸元と地形的特徴

図 - 4.2.1.1 は,日本地すべり学会が作成した,レーザー プロファイラに基づく陰影図に,空中写真判読と現地調査 に基づいて,いくつかの特徴的な地形をかたまり毎に区分 し着色した地形分類図<sup>3)</sup>である。移動体の中腹から下部に は地表の乱れの少ない地塊A,Bがあり,またA,Bの間 や不動部との境界には,移動体が圧縮された擾乱帯(E)や移 動体に圧縮されて形成された丘(F:写真 - 4.2.1.2)がある。 さらに,末端東端には絞り出されたような隆起地形(G:写 真 - 4.2.1.3)が形成されており,その頂部最大比高は10m以 上となっている。写真 - 4.2.1.4 は,対策工事中に露頭した 写真 - 4.2.1.2 の圧縮丘断面である。後述する移動体底部を 構成する凝灰質砂岩・頁岩層が,破砕され下位から絞り出



図 - 4.2.1.1 地形区分図 (基図:林野庁東北森林管理局)<sup>3)</sup>

#### された様子を確認することができる。

一方,中腹から主滑落崖までは陥没構造を呈している。
 ここでは取り残された2列の尖塔列(リッジD:写真 4.2.1.5, C:写真-4.2.1.6)と,北東部の小規模な逆向きスランプ型崩壊によって形成されたリッジ(H)群が特徴的に見られた。



写真 - 4.2.1.1 荒砥沢地すべり全景 ((社)東北建設協会提供)



写真 - 4.2.1.2 移動体右岸に見られる圧縮丘



写真 - 4.2.1.3 移動体舌端部東端に見られる隆起地形



写真 - 4.2.1.4 圧縮丘(F)の開削断面 凝灰質砂岩・頁岩構成物(明灰色)の貫入



写真 - 4.2.1.5 地すべり地内に形成された尖塔列 (下流側から望む)



写真 - 4.2.1.6 地すべり地内に形成された尖塔列 (滑落崖から地すべり地内を望む)

前述したように,この地すべりの発生箇所はもともと, 滑落崖に特徴付けられる地すべり地形が明瞭に認められる ところであった。地すべり地内や側方滑落崖の旧地すべり 地形の滑落崖直下には,V字型の堆積物が認められた(写真 -4.2.1.7)。また舌端部で,移動体下位の不動部に,旧地す べり滑動で破断されたと考えられる地層が認められた(写 真-4.2.1.8)。これらのことから,今回の地震での地すべり は旧地すべり地形の内部で生じ,そのメカニズムはそれと 類似しているかもしれないが,旧地すべりでのすべり面全 体が今回の滑動に寄与していないと思われた。

## 参考文献

- 1) 千葉則行,橋本修一,加藤彰,前田修吾,大場司,山崎孝成, 阿部真郎,濱崎英作:荒砥沢ダム上流の巨大地すべり発 生に関わる地質・地質構造所見,第47回日本地すべり学 会研究発表会
- 2) 宮城豊彦:平成20年岩手・宮城内陸地震速報 http://www.soc.nii.ac.jp/thb-jls/download/ h20eq\_JLS2008.pdf
- 3) 林野庁東北森林管理局:岩手県・宮城内陸地震に係る 山地災害対策検討会資料,2008



写真 - 4.2.1.7 旧滑落崖直下に見られた V 字堆積物 (右岸側側方滑落崖)



写真 - 4.2.1.8 舌端部で認められた地層の破断

## 4.2.2 地すべり地周辺の地質

本地域地周辺には,新第三系の葛峰層を基盤岩とし, 広く火山系の堆積物が分布する。地すべり地周辺の地質 は,荒砥沢ダムの基礎となっている新第三紀中新統の葛 峰層を基盤とし,その上位に新第三紀中新統の小野松沢 層と第四系の軽石堆積物,火砕流堆積物が覆う.(表 -4.2.2.1)。

葛峰層は,海成の頁岩・シルト岩の互層およびこれら に貫入する安山岩・石英安山岩からなる。小野松沢層は, 下位より凝灰岩質シルト岩,礫岩,凝灰質砂岩・頁岩, 火砕流堆積物から構成される。埋没土壌,軽石堆積物, 火砕流堆積物は小野松沢層を覆う様に分布し,火砕流堆 積物は一部溶結凝灰岩化している。葛峰層を除けば,全 体的にやや軟質である。

地すべり移動土塊内(移動体)で認められるのは,小 野松沢層準より上位のもので,地すべり土塊の末端部ほ ど相対的に古い地層が出現している。

なお,葛峰層と小野松沢層との境界面(不整合面)は,

# ダムサイト右岸の付け替え道路法面から取水塔東側を抜け 南北方向に分布し,境界面の東に葛峰層が,西側に小野松

表 - 4.2.2.1 地すべり地付近の地質柱状図

	地質年代		地質名	地質	分布	備考
	笛			火砕流堆積物	地すべり	溶結凝灰岩主体
		四		降下軽石堆積物	頭部	緻密
	系			埋没土壤	ᄴᆂᇲᄔ	有機物を楔状に挟在
		中新世	小野松沢層	軽石岩・ 火砕流堆積物	中央部	軽石巨礫を伴う
				凝灰質砂岩·頁岩	- 地すべり 末端部	水成層で全体的に 細粒。層理面発達 し、有機物を挟在
	新			礫岩		連続性に乏しい
	<b></b> 毎 三			シルト岩		
	系		葛 峰 層	貫入岩類(安山岩)	ダム~地す べり間の湖 底に露出	緻密
				堆積岩	ダム軸付近	頁岩~シルト岩の互 層(海成層),均質堅 硬



図 - 4.2.2.1 地すべりブロック付近の地質 (林野庁 HP より引用<sup>1)</sup>)

沢層が分布する。基盤の葛峰層が陥没して形成されたカル デラを小野松沢層が埋積したと考えられる。

移動体周辺の地質図を図 - 4.2.2.1 に示す。今回の移動体 周辺には、旧地すべり土塊が分布しているが、これらと今 回の移動体は全く一致してはいない。

### 4.2.2.1 移動体の地質

移動体の地質は場所により異なるため,以下では「末端 部」,「中央部」,「頭部」の3地区に分けて説明をおこなう。

#### <地すべり末端部>

埋積層下部は葉理の発達した植物化石を含むシルト岩, 凝灰質砂岩/頁岩の互層が認められる(写真 - 4.2.2.1,写真 - 4.2.2.2)。これらは湖成層・火砕流堆積物であり全体的に 細粒である。葉理が発達確し,数mmから数cmの厚さで燐片 状に剥がれ易く,低強度軟岩である。

## <地すべり中央部>

地すべりブロック中央部は,基本的には,軽石~軽石凝 灰岩からなる。軽石~軽石凝灰岩層内には,所々楔状の陥 没帯が分布する。陥没帯中には,有機質層や砂礫層が堆積 し(写真-4.2.2.3,写真-4.2.2.4),旧地すべり形成後の陥 没地などで堆積した可能性が高い。(社)日本地すべり学会 は,この有機質堆積物のサンプル試料のC14年代測定を行 い,39,690±300 yrBP, 53,190 yrBPの年代値を報告して



写真 - 4.2.2.2 地すべり土塊末端部の地質

いる 2)。

#### < 地すべり頭部 >

地すべりブロック頭部は,土塊の移動により大きな陥没 帯が形成されている。写真 - 4.2.2.5 で明らかなように,ブ ロック頭部の地質は,火砕流堆積物,軽石堆積物から構成 される。これらは水平に分布している特徴があり,火砕流 堆積物の一部は強溶結し,しばしば柱状節理が発達してい る。



写真 - 4.2.2.1 地すべり土塊末端部の地質状況



写真 - 4.2.2.3 地すべり中央部の地質状況



写真 - 4.2.2.4 地すべり中央部の地質状況



写真 - 4.2.2.5 地すべり頭部の地質状況

# 4.2.2.2 すべり面の地質

すべり面は小野松沢層内の凝灰岩質砂岩・シルト岩(頁 岩)内に形成されており,砂岩・シルト(頁岩)岩の堆 積構造が,すべり面の形成と深く関係している。また, すべり面の傾斜は 1~2°程度と非常に緩いことが特徴 である(図 - 4.2.2.2)。

# 参考文献

- 東北農政局 HP:山地災害の記録 http://www.rinya.maff.go.jp/tohoku/introduction/gaiyou\_k yoku/annai/panph/pdf/sanchi1.pdf
- 2) (社)日本地すべり学会東北支部 http://www.soc.nii.ac.jp/thb-jls/



図 - 4.2.2.2 荒砥沢地すべりの断面図 (東北農政局 HP より引用) 4.2.3 地すべり面付近を構成する地質の物理的・静力学的 性質

前述のように,この地すべりでは現地調査やボーリング 調査の結果から,すべり面が層理面の発達する低固結度の 凝灰質砂岩・頁岩層に形成された。この層は,上位ほど粗 粒砂岩層が挟在するが,下位は頁岩層が優勢である。前述 した圧縮丘や隆起地形の殆どが,この頁岩層の破砕物で構 成されていたことから,すべり面の主体はこの互層の下位 に存在すると判断し,この層準から試料をブロックで採取 した。

また,この凝灰質砂岩・頁岩層の下位には,上部境界面 に礫岩が指交して挟在する,層理面の発達したシルト岩層 が分布する。この層は,層理面に直交する方向での軟岩用 シュミットハンマによる計測で平均20.5MN/m<sup>2</sup>の圧縮強さ を示し,軟岩用シュミットハンマで計測できなかった上位 凝灰質砂岩・頁岩層に較べて固結度が大きい。このシルト 岩層には今回の地すべりで,滑動の痕跡は認めていない。 しかし,層理面で容易に剥離する性質を有し,また前述の ように,旧地すべり地形を形成した際,この層にすべり面 が発達したことが認められた。そこで,すべり面の一部が この層準に及んでいる可能性も否定できないことから,こ の層についても試料を採取して試験を実施した。

#### 4.2.3.1 物理的性質

#### a) 凝灰質砂岩·頁岩層

対象層準構成物の物理的性質を図 - 4.2.3.1 に示す。なお, 液性限界は,JIS 規格法では NP となったので,フォールコ ーン法で求めた。この構成物は工学的分類上,火山灰質粘 性土(型)に分類されるが,塑性図上ではシルトに分類さ れる性質を有していた。また,乾燥かさ密度 しは, =0.8-1.1g/cm<sup>3</sup>の範囲にあった。

b) 葛峰層群中のシルト岩層

この試料は固結した岩塊として採取され,その乾燥かさ 密度は, <sub>t</sub>=1.179g/cm<sup>3</sup>であった。

### 4.2.3.2 静力学的性質

凝灰質砂岩/頁岩互層試料とシルト岩層試料は,土質材料 の力学的性質の基礎となるせん断強さを把握するために, まず,一面せん断試験(CU条件)に供した。次いで,凝灰質 砂岩/頁岩互層試料について,移動体が長距離を移動したこ と,圧縮丘や隆起地形をこの層の破砕物が構成しており, 長距離移動に寄与したと考えられることから,この試料を 対象に,乱した試料を対象とした一面せん断試験(CU条件) とリングせん断試験(CD条件)を実施した。

# a) 一面せん断強さ

当概地での有効土被り圧は、その移動体厚から 2MN/m<sup>2</sup> に近いと推定されるが、通常の土質試験装置の構造上、そ の圧力を載荷できないので、できるだけその値に近づけた 条件で行うために高圧中型(供試体径:10cm,供試体高さ: 6cm) 一面せん断試験装置を用い、垂直載荷圧 を最大 1.2MN/m<sup>2</sup>で実施した。

図 - 4.2.3.2 は,凝灰質砂岩/頁岩互層供試体の応力比-変 位曲線である。垂直載荷圧の増加に伴い,曲線は一般に脆



性的から延性的な挙動へと推移するが, =1.2MN/m<sup>2</sup>でも 脆性的な挙動が認められた。図 - 4.2.3.3 は,その有効応力 経路であるが,その挙動を反映して c<sub>cu</sub>'=215.5kN/m<sup>2</sup>を得た。 また,破壊規準線について,高圧条件で見られる Griffith 規準的な傾向は、この垂直載荷圧の範囲では見られず、ほ ぼ Coulomb 規準で説明できる結果であった。また, 図中に は,図-4.2.3.4 に示す乱した正規圧密状態試料を対象とし た CU 条件試験での破壊規準線を併せて示した。破壊後に 各曲線ともこの規準線に向かって収束する傾向を呈してい るものの,試験でのせん断変位の範囲でこの規準線まで到 達しなかった。このことは,この材料は脆性的に破壊して も,その後,大きなせん断変位に到達するまでは,せん断 抵抗力を維持する性質を持つことを表していると解せた。 さらに 図 - 4.2.3.4 から便宜的に求めた強度増加率は 0.245 で,シルト質の試料であることを反映して,圧密に伴う強 度回復が粘性土に比して小さな結果であった。

一方,シルト岩層試料の結果を図-4.2.3.5 に示す。 が 小さく岩石材料の様相を呈し,垂直上載圧が 400kN/m<sup>2</sup> を 超えると,せん断強さが凝灰質砂岩/頁岩互層供試体よりも 小さくなるので,この層準にもすべり面の一部が発達した 可能性が示唆された。

b) リングせん断試験での残留強さ

図 - 4.2.3.6 は,乱した凝灰質砂岩/頁岩互層供試体のリン グせん断試験結果である。この結果から得られる残留せん 断抵抗角は30度を超え,通常の降雨・融雪誘因地すべり同 様に評価すれば,長距離滑動することを考えにくい結果で あった。またせん断後半にかけて,垂直変位が減少したが, これは,試験中にせん断面付近の土が剥離してリング箱間 のすき間から漏れ出す現象が,通常の降雨・融雪地すべり 粘土を対象とした試験時に較べて顕著で,この結果はそれ を反映したものである。このことは,前述した圧縮丘や隆 起地形を生じたことや長距離を活動したことと関係すると 思われるが,課題として残された。

#### 参考文献

- 1) 檜垣大助:平成20年岩手・宮城内陸地震 荒砥沢ダム 上流地すべりに関する現地調査報告,社団法人日本地 すべり学会東北支部,2008.
- 2) 農水省迫川上流農業水利事務所:『荒砥沢ダム技術誌』, 農水省迫上川農業水利事務所刊,1999.









# 4.2.4 地すべり面付近を構成する地質の動力学的性質

地すべり移動体を構成する地質は,旧カルデラの湖成層 であるシルト岩・砂岩,その上位の軽石凝灰岩および溶結 凝灰岩である。地すべり末端部において,迫り上がった部 分にシルト岩が見られ,また,対岸には不動体のシルト岩・ 砂岩互層の湖成堆積物層(写真 - 4.2.4.1)が見られる。こ こでは,この不動体層中のシルト岩(写真 - 4.2.4.2)の動 的性質を把握することを目的としてプロックサンプリング を行った。採取したシルト岩の室内土質試験項目は,土粒 子の密度試験,含水比試験,粒度試験,液性限界・塑性限 界試験,最大・最小密度試験,湿潤密度試験,三軸圧縮試 験(UU 条件,CUB 条件)および動的変形特性試験である。 表 - 4.2.4.1 に試験結果一覧表を示した。試験結果に関して は,一部 5.2.3 や 5.2.4a)と重複する部分もあるが,シルト 岩の堆積環境を考えた場合には,必要と判断した。

)一般的性質

土粒子の密度は, s=2.401g/cm<sup>3</sup>と一般的な土と比較した場合には小さい値である。湿潤密度も, t=1.527g/cm<sup>3</sup>と小さく,含水比がw<sub>n</sub>=47.3%であることから,乾燥密度もd=1.037g/cm<sup>3</sup>と小さい。飽和度は,S<sub>r</sub>=86.4%であり,相対密度は,D<sub>r</sub>=90.7%と密な状態である。

) 粒度特性

粒度組成は,砂分 29.6%,シルト分 59.8%,粘土分 10.6% とシルト分が多く,砂質シルト(MS)に分類される。

)コンシステンシー特性

シルト分を 59.8%,粘土分を 10.6%含有するが,液性限 界 塑性限界とも JIS A 1205では求められず NP(non-plastic) であった。なお,フォールコーンを用いた液性限界試験 (JGS 0142-2009)では,液性限界w<sub>L</sub>=59.5%が得られた。

		試料番号 <u>(採取深度)</u>		ブロックサンプリング		
		土質区分		シルト岩		
		湿潤密度	t	$(g/cm^3)$	1	. 527
		乾燥密度	d	$(g/cm^3)$	1	.037
	_	土粒子の密度	s	$(g/cm^3)$	2	2.401
		自然含水比	w <sub>n</sub>	(%)	4	17.3
	般	間隙比	е		1	.315
		飽和度	Sr	(%)		86.4
圽		相対密度	Dr	(%)		90.7
עיר		石 分(75mm以上)		(%)		
	ale h	礫 分(2~75mm)		(%)		0.0
理	粒	砂 分(0.075~2mm)	(%)		29.6	
		シルト分(0.005~0.075mm)		(%)		59.8
		<u> </u>		(%)		10.6
特	反	<u>取入私住</u> 约笙函数		(mm)		<u> </u>
		<u>均守际致</u> 曲率係数				-
桩	コンシス テンシー	液性限界	w <sub>1</sub>	(%)	1	
12		塑性限界	w	(%)	-	N.P.
	特性	塑性指数	1			
		最小密度	dmin	$(q/cm^3)$	(	).734
		最大密度	dmax	$(q/cm^3)$	1	.083
	分 類	地盤材料の分類名			砂	質シルト
		分類記号				(MS)
			c <sub>uu</sub>	$(kN/m^2)$	2	205.5
Ъ	Ξ		uu	(°)	0.0 350.9 31.0	
学	軸	至心力	C <sub>cu</sub>	$(kN/m^2)$		
特	圧		cu	(°)		
忹	絤	左她広力	с'	$(kN/m^2)$	94.4	
		有刻心刀	,	(°)	39.9	
動的変	<b></b> 影形特性	初期せん断剛性率	G <sub>0</sub>	$(MN/m^2)$	76.2	(76.1)
備考	ć,				()内の値	iは再構成試料

表 - 4.2.4.1 土質試験結果一覧表



写真 - 4.2.4.1 移動体末端部と不動体(湖沼堆積物)

写真 - 4.2.4.2 ブロックサンプリング箇所 ) 三軸圧縮試験結果 三軸圧縮試験は,UU 条件と CUB 条件の2種行った。UU 条件での拘 束圧は, c=10kN/m<sup>2</sup>で実施した。 これは,本来,一軸圧縮試験を行う 予定であったが,葉理が発達した試 料で非常に脆弱であったため,ゴム スリーブを掛けて低拘束圧で行った。



CUB 条件の拘束圧は,本来の有効土被圧では 1000kN/m<sup>2</sup> を越えるものであるが,三軸セル<sup>1)</sup>の耐圧の関係上,背圧 は, <sub>BP</sub>=100kN/m<sup>2</sup>とし, <sub>c</sub>=250kN/m<sup>2</sup>, <sub>c</sub>=400kN/m<sup>2</sup> お よび <sub>c</sub>=700kN/m<sup>2</sup>の3種で行った。

非圧密非排水せん断強度特性

低拘束圧の UU 条件で行った三軸圧縮試験から得られた 粘着力は, c<sub>uu</sub>=205.5kN/m<sup>2</sup>であり,圧縮強さ(\_a-\_r)は, 349.7~471.9kN/m<sup>2</sup>であり,シルト岩というよりは,固結シ ルト程度の強度である。

 ・ 圧密非排水せん断強度特性

有効拘束圧 <sub>c</sub>'=150kN/m<sup>2</sup>, <sub>c</sub>'=300kN/m<sup>2</sup>および <sub>c</sub>'=600 kN/m<sup>2</sup>で行った CUB 試験から得られた強度定数は,

全応力: c<sub>cu</sub>=350.9kN/m<sup>2</sup>, <sub>cu</sub>=31.0°

有効応力: c '=94.4kN/m<sup>2</sup> , '=39.9 °

であり, せん断抵抗角は, =30°以上を有している。

図 - 4.2.4.1 に有効応力経路を示した。この図においても, せん断抵抗角が大きいことが判り,また,応力経路は,密 な砂の様相を呈している。圧縮強さ(\_\_a-\_\_\_)は,1559.2~ 2518.5kN/m<sup>2</sup>である。



図 - 4.2.4.1 シルト岩の三軸圧縮試験時の有効応力経路

)シルト岩の動的変形特性

シルト岩の動力学試験は,地盤材料の変形特性を求める ための繰返し三軸試験(JGS 0542)を行った。

拘束圧は,本来の有効土被圧では1000kN/m<sup>2</sup>を越えるものであるが,三軸セル<sup>1)</sup>の耐圧の関係で,背圧は <sub>BP</sub>

=98kN/m<sup>2</sup>とし,拘束圧 <sub>c</sub>=598kN/m<sup>2</sup>,有効拘束圧 <sub>c</sub>' =500kN/m<sup>2</sup>で行った。

図 - 4.2.4.2 にシルト岩の非排水繰返し三軸試験での各載 荷段階10サイクル目から得られたG~ 曲線およびh~

曲線を示す。この図中には,ブロックサンプリング供試体と水中で再堆積させ,湿潤密度を同程度に再構成した供 試体の結果を併せて示した。

再構成供試体においては,圧縮・伸張ともに同程度のひ ずみが生じたが,ブロックサンプリング供試体においては, 堆積構造と aging の影響により載荷軸応力の増加(載荷段 階の増加)に伴い,圧縮側にひずみ発生が少なく,伸張側 にひずみ発生が多くなる片振り傾向が顕著に見られた。

しかし,等価せん断剛性率 G<sub>eq</sub>,履歴減衰係数 h とも, ブ ロックサンプリング供試体,再構成供試体ともほぼ同じ傾 向を示した。

まず,初期せん断剛性率 $G_0$ は,ブロックサンプリング供 試体,再構成供試体とも76MN/m<sup>2</sup>であり,片振幅せん断ひ ずみ <sub>a</sub>=0.01%以下においては,等価せん断剛性率  $G_{eq}$ が 76MN/m<sup>2</sup> 程度,履歴減衰率hが 1.0%以下で弾性的な挙動 である。つぎに,片振幅せん断ひずみ <sub>a</sub>=0.1%から等価せ ん断剛性率  $G_{eq}$ は低下傾向を示し,履歴減衰係数hは上昇 傾向を示すなど変化が顕著となり,片振幅せん断ひずみ <sub>a</sub> =1.0%程度になると等価せん断剛性率 $G_{eq}$ が15MN/m<sup>2</sup>程度, 履歴減衰係数hが 15%程度となった。

以上のように,シルト岩の動的変形特性は,ブロックサンプリング供試体,再構成供試体ともほぼ同じ挙動を呈し, 特徴的であることが分かった。このことは,図-4.2.4.3 に 示したせん断剛性率比 G/G<sub>0</sub>~ 曲線においても同様であ る。

唯一異なるところは、片振幅せん断ひずみ a=0.1%を越 した段階において等価せん断剛性率 G<sub>eq</sub>の低下が再構成供 試体において顕著になったことである。これは、再構成供 試体の最終載荷段階のヒステリシスループがひずみ軟化傾 向を示していることに起因するものと判断される。

 $(NN/m^2)$ 50 25 \$ ອ ブロックサンプリング試料 20 デ価せん断剛性率 威平 國歷減 15 30 再構成試料 20 0.001 0.01 片振幅せん断ひずみ γ (96) 曲線およびh~ ⊠ - 4.2.4.2 G ~ 曲線



も多数行われた。しかし,今回のような火山性堆積物に関 する試験データは,少ないのが現状である。

このため,図-4.2.4.4<sup>2</sup>に示す粘土・砂・砂礫の動的変形 特性(G/G<sub>0</sub>~ 曲線)にシルト岩の動的変形特性をプロ ットした。シルト岩の動的変形特性は,粘土の傾向に似て いるものの,片振幅せん断ひずみ a=0.1%程度から急激に 低下することが特徴である。



以上のように,シルト岩においては,せん断抵抗角 <sub>cu</sub> =31.0°および '=39.9°と30°以上を有している。このシ ルト岩に地震時において片振幅せん断ひずみ <sub>a</sub>=0.1%以上 のせん断ひずみが生じるような大きな慣性力が作用したこ とが崩壊(地すべり)につながったものと推察される。

また,湖沼堆積物であるシルト岩を攪乱し,水中で再堆 積させ,湿潤密度を同程度に再構成した供試体の動的変形 特性は,ブロックサンプリングした供試体とほぼ同じ挙動 を示した。このことは,今回の地震動と同規模の外力が作 用しない限りこの地すべりは活動しないものと考えられる。

#### 参考文献

- 1) 龍岡文夫,原勝重,山田真一:土質せん断試験機の設計と製作-応力・荷重の制御と測定 6-,地質と調査,1984.4
- 今津雅紀,福武毅芳:砂礫材料の動的変形特性,第21回土質 工学研究発表会,vol.1,pp.509~512.1986

動的変形特性試験は,粘性土,砂質土および礫質土など で多数行われている。また,兵庫県南部地震後にはまさ土 4.2.5 移動体の地質構造が地すべりの滑動に及ぼす影響

地すべり現象は地質構造によって左右されることから, 地すべり現象の解明には,地質構造の把握が重要であるこ とは言うまでもない。地質構造が明確でない場合,地質構 造を仮定することによって,数値解析等による定性的ある いは定量的検討が可能ではあるが,異なる前提条件で同じ 結論が得られるなど,前提条件が明確でなければ信頼性の ある結果は得られない。ここでは,数値解析については今 後の課題として,移動体の地質構造が地すべりの滑動に及 ぼす影響という観点から,荒砥沢ダム上流の巨大地すべり について整理しておく。

平成 20 年岩手・宮城内陸地震 4 学協会東北合同調査会 1)によって,荒砥沢ダム上流の巨大地すべりは流れ盤層す べりであり,傾斜変換線とか比高,勾配といったその場の 地形条件を破壊の要因として考え難く,地すべり地形に重 なって発生したと言う地形条件を差し引いて考えれば,地 質構造そのものに破壊の素因を求めることが現実的であろ うとされている。流れ盤とは,岩盤の表面と同方向に傾く 割れ目が卓越した岩盤の構造を呼ぶ<sup>2)</sup>。軟質の地層を硬質 の地層が覆うキャップロック構造 (caprock structure)を有 する地質体は,大規模な流れ盤(dip slope, back slope, "nagareban")構造の地すべりを発生しやすいということは 既に注目されている <sup>3)</sup>もので, キャップロックについて以 下のように説明を付記しておく。キャップロックの用語に ついては,地質学,地形学によって意味合いが異なる。応 用地質学の観点からは,キャップロック構造は,礫岩・砂 岩・石灰岩・火山岩など硬質の岩体の下位に,上位層とは 相対的に軟弱な地層・岩石が分布している構造を言う.特 に,地すべりの場合,火山岩などキャップロックとなる岩 体に節理などの割れ目に貯留している地下水が下位の岩体 (地層)に供給されて滑動が発生するのが典型的なキャッ プロック型の地すべりとされている<sup>3)</sup>。また,別の説明で は,塑性変形しやすい泥岩・凝灰岩の上が変形性の小さな 火山岩で覆われたキャップロック(帽岩)の端部では,上 載荷重によって泥岩が変形して火山岩に亀裂を生じる。こ のタイプは長崎県の北松浦地方に多く,地すべり規模が大 きく滑落崖の比高も大きいが,背後斜面に二次亀裂は認め られない。薄い凝灰岩をすべり面とした流れ盤地すべりで は、すべり面傾斜が3~10°である等の特徴があるとされて いる 4)。

このように同じキャップロック構造に関する説明でも須 少しずつ異なっており,その地質構造によっては地すべり のメカニズムも異なることになる。日本でキャップロック 構造とされている地域の地すべりのタイプの分類としては,

下部の層面すべり, 下部の膨張・軟化から起こるクリ ープ性の滑動, 上部の急崖下部に堆積した岩屑崩土の滑 動, 上部の柱状節理が原因の滑落, 下部から上部を巻 き込んだ崩壊・滑動があり,この内,最も一般的なタイプ が 下部の層面すべりとされている<sup>5)</sup>。単に軟質の地層を 硬質の地層が覆っており境界部で滑る場合と,柱状節理を 有する上部地層がまず崩壊する場合とでは,同じキャップ ロック構造と言っても地すべりのメカニズムは異なる。

それでは, 荒砥沢ダム上流の巨大すべり地域の地質構造



図 - 4.2.5.1 被災地域の地質に特徴的なキャップロック構造<sup>1)</sup>

はどうであろう。平成20年岩手・宮城内陸地震4学協会東 北合同調査会<sup>1)</sup>では, 荒砥沢ダム上流地域の地質構造を以 下のように説明している。下部より成層構造の発達したシ ルト岩を主体とする地層,厚い軽石凝灰岩,溶結凝灰岩, 礫岩を主とする堆積岩が順に重なっており, 滑落崖では, キャップロック構造の下盤となる地層は軽石凝灰岩の小野 松沢層,上位の地層は溶結凝灰岩の北川溶結凝灰岩である と判断している。さらに,今回の地震で斜面災害が発生し た地域の地質は,図-4.2.5.1 に示すように,軟弱な地層を柱 状節理の発達した硬質な火山岩類が覆うキャップロック構 造が特徴的であるとしている。主滑落崖の背後には多数の 開口亀裂が存在している。また,少なくとも今回の地すべ りによって地表に露出した古い亀裂(節理の割れ目)は, 古い年代を示す泥で充填されており, 亀裂から侵食が進ん だ痕跡がないという報告もある <sup>6)</sup>。地すべり後の断面図を 図 - 4.2.5.2 に示す。すべり面は層理面が発達する凝灰質な 砂岩・シルト岩に沿う層面すべりで,傾斜は極めて低く0° ~2°であることがボーリング調査結果で明らかにされてい る <sup>7)</sup>。しかしながら,地すべりのような斜面変動は,複数 の運動のタイプが場所的に、あるいは時間的に関連した複 合的な運動であるという認識<sup>3)</sup>から考えると,キャップロ ック構造がどのように地すべりに関わっているか, さらに トリガーとなっているのかがここでの課題である。

一般に地すべりの数値解析には,連続体アプローチとし て有限要素法(FEM)等,不連続体アプローチとして個別 要素法(Distinct Element Method, DEM)や不連続変形法 (Discontinuous Deformation Method, DDA)がある。地すべ リタイプの分類によって,連続体アプローチか不連続体ア プローチかの数値解析手法を選ぶ必要がある。また,地下 水供給,クリープあるいは地層,地震動の三次元効果等が 地すべりに大きな影響を及ぼすのであれば,それらのモデ ル化が可能である手法でなければならない。さらに,不連 続体アプローチでは,柱状節理のすべり,剥離特性の物性 値等を得なければならず,定量的評価は前途多難であろう。 移動体の地質構造が地すべりの滑動に及ぼす影響について の数値解析による評価は今後の課題であるが,既に連続体



図 - 4.2.5.2 主断面図 1)

アプローチとして近似三次元安定解析(簡易ヤンプ法),地 震応答解析,そして不連続体アプローチとして DDA を用 いて基本的な検討がなされている<sup>7)</sup>。さらなる検討が必要 ではあるものの以下に概略を示しておく。

近似三次元安定解析(簡易ヤンブ法)では,剛性,水平 震度, せん断強度をパラメータとして検討し, 一面せん断 試験で得られた粘着力 c'=0, 内部摩擦角  $\phi'=10^{\circ}$  のもとで は,かなり小さな水平震度でもすべりを生じることから実 際の抵抗力はもっと大きいと考えて, 滑動前は残留強度の に低下したとしている。さらに,DDA では内部摩擦角 を付加することによって, 300 mのブロックの移動が可能 であるとしている。また、地震応答解析によるせん断応力, せん断ひずみ 残留変位の結果からキャップロック構造 剛 性比の考慮)に強く支配されているとしている。地質構造 による影響という観点では,ここでの地震応答解析が軟質 の地層を硬質の地層が覆うキャップロック構造の影響に関 する検討ということになる。しかしながら,キャップロッ ク構造の影響は剛性比のみではない。1Gをはるかに超える 激しい上下の震動によって、すべり面(層理面)が剥離し、 水平動によってすべり層がすりつぶされ, すべり面強度の 低下と間隙水圧の増加が同時に発生したと推定<sup>8)</sup>すれば, 上下動および水圧の考慮も必要となる。さらに剛性比のみ でなく柱状節理を考慮する場合にも,これら上下動および 水圧等の影響等についての検討が今後の課題となってくる。

# 参考文献

- 平成 20 年岩手・宮城内陸地震 4 学協会東北合同調査委員会:平成 20 年 (2008 年) 岩手・宮城内陸地震災害調査報告書,2009.
- 2) 社団法人地盤工学会:地盤工学用語辞典,2006.
- 3) 社団法人日本地すべり学会:地すべり 地形地質的認識 と用語, 2004.
- 社団法人地盤工学会:ジオテクノート 10 地盤の見方, 1999.
- 5) 国立防災科学技術センター:北松型地すべりの発生機 構および予知に関する研究(第3報),防災科学技術総 合研究報告, No. 32, 1973.
- 川辺孝幸:2008年岩手宮城内陸地震による地質災害に ついて,山形応用地質, Vol.29, pp.41-53, 2009.

- 7) 東北森林管理局:岩手・宮城内陸地震に係る荒砥沢地 すべり対策と大規模地すべりにより出現した地形・景 観の活用に関する検討会(第1回),2009.
- 8) 釜田俊孝:岩手・宮城内陸地震災害報告,京都大学防 災研究所ニュースレター, Vol.49,2008.

4.2.6 地盤工学的に見た地すべり機構と今後の課題 本節では,地盤の性質と解析の境界条件に着目した地す べりのメカニズムと今後の課題について述べてみたい。

#### 4.2.6.1 地すべりの特徴

公開された林野庁などの資料<sup>1)2</sup>から,荒砥沢地すべり が他の地すべりと大きく異なる点は,次のとおりである。 非常に大規模である(幅900m,長さ1,300m,すべり面 深度100m,滑落崖落差150m,移動土塊6,700万m<sup>3</sup>)。 一回の滑動変位・移動量が大きい(約300m)。 滑動推進力が大きい(不動土塊に65m乗り上げ停止)。 すべり面傾斜角が2~4°と極めて緩傾斜である。 すべり面地質は第三紀砂岩シルト岩互層(固結)である。 滑動誘因は激しい地震動である(M7.2,NS1,143 gal, EW1,433 gal, UD 3,866 gal)。

4.2.6.2 地震動による地すべりメカニズムの課題

地震動ですべり面が形成され観測研究された地すべりに は、中越地震と中越沖地震によるものがある。これらの多 くは、傾斜角が15~25°で流れ盤の砂岩シルト岩互層に狭 在する凝灰質砂岩(層厚5cm程度の脆弱な弱透水性固結砂 層)が、3日前の降雨と地震動によって間隙水圧増加と高 速せん断による強度低下で発生したと説明されている<sup>3)</sup>。

これら中越地方のものに比べ,本地すべりの特徴は 2~ 4°と極めて緩傾斜角の流れ盤すべり面が固結粘性土で構成されることである。従来,すべり面を形成している粘土 は,地震動の高速せん断によって強度増加する<sup>4)</sup>ため,地 震による地すべりは発生しないとされていた。本地すべり の発生はその定説に異議を挟むものである。

過去,地震上下動の影響について言及したものは少ないが,石井靖雄ら<sup>5)</sup>は,中越地震の「加速度分布と地すべり・ 崩壊の分布図を比較した結果,合成,南北,東西成分の加 速度より,上下成分の加速度の大きな地域で地すべり・崩 壊が多発する傾向が認められた」と指摘している。

本地すべりのメカニズムを解明するためには,主たる 発生原因が地すべり機構の素因にあるのか,それとも激 しい地震動の誘因なのかを明らかにし,それら相互の関 係を解明する必要がある。そのためには,まず地形地質 構造と地盤強度等の素因特性を明らかにし,次に地震の 上下動をも考慮した地すべり発生シミュレーションなど の解析を行う必要がある。

## 4.2.6.3 地すべり機構

#### (1) 地すべりの変状断面図

図 - 4.2.6.1 ~ 4.2.6.3 は,東北森林局が公表した資料<sup>1)</sup> から引用したものである。

図 - 4.2.6.1 地すべり地形判読図は, B 地すべりが今回 発生した A-1 ブロックの地すべり舌端部を斜めに横切る ことを示している。A-1 ブロックの左に隣接する A-2 ブ ロックは,今度の地震で滑動していない。地すべりプロ ックを反映して,図 - 4.2.6.2 調査平面図は A-1 ブロック のC 側線舌端部を B 地すべりの B-1-1 側線が斜交するよ うに設定している。図 - 4.2.6.3 は A-1 ブロックの主側線 である C 側線の地すべり模式断面図を示したものである。 図 - 4.2.6.3 の地すべり発生前の原地形断面形状からみて, 激しい地震動が発生しても,地すべりの主すべり面が一挙 に滑動したとは考えにくい。また,地すべり頭部の比重の 大きい熔結凝灰岩(キャップロック)は,全体のすべり土 塊に占める体積の割合が小さく,この頭部上載荷重の滑動 で主すべり面全体が同時に滑動したことも考えにくい。

東北森林局は<sup>6</sup> FEM による地震応答解析結果の 36 秒後 の点安全率の分布状態から「荒砥沢地すべりは旧滑落崖か ら下方が先に滑動し,足元が不安定となった上部斜面が後 追いするように滑動した」と記述している。

(2) 地すべり面

平成 20 年 10 月 ~ 平成 21 年 2 月に計測したひずみゲージ では,地すべり変動を確認していない。しかしボーリング コアの観察により,すべり面は C 側線の BV-9,-23,-10,-13 の 4 箇所で,B-1-1 側線の BV-4,-22,-23 の 3 箇所で確認され ている。

これらすべり面の土質は, 主すべり面の BV-13,-10 がシ ルト岩,舌端部の BV-23,-9,-22,-4 が礫混じり砂質土である。 ただし, BV-9 の深部 46m で確認されたすべり面は強風化 細粒凝灰岩中にある。

他のボーリングで確認されたすべり面の土質をも考慮す ると,滑落崖から中腹部にかけての主すべり面は主にシル ト岩を母岩とし,舌端部の浅いすべり面は礫混じり砂質土 で構成され,両者のすべり面は異なる地すべりブロックを 形成していたと推定される。

(3) 舌端部の地すべり

舌端部 B-1-1 側線のボーリング BV-23,-22,-4 のすべり 面は,その深度と土質からみて連続する可能性があること から,舌端部のすべりは図-4.2.6.1 地すべり判読図(地震 前)のB地すべりに相当すると考えられる<sup>7)</sup>。

この地すべりは,地震動によって礫混じり砂質土に過剰 間隙水圧が発生して見掛けの 要素抵抗力が低下すると共 に,砂質土の細粒化による強度低下によって発生したもの



図 - 4.2.6.1 地すべり地形判読図



図 - 5.2.6.2 調查位置平面図



図 - 4.2.6.3 模式断面図

## と推察される。

つまり,荒砥沢地すべりは,まず地震動で地形的かつ土 質的に滑動しやすい舌端部の地すべりが発生した。次に, 舌端部のカウンターウエイトが除去された中腹部から滑落 崖にかけた大規模地すべりが発生した。そして,この地す べりは移動土塊の滑動がキャップロックの荷重で加速され, 東側に4°傾斜する主すべり面上を不動土塊の尾根に向か い,約65m上方へ乗り上げて停止した可能性がある。 (4)地すべりの主体

主すべり面は,第三紀湖成堆積物のほぼ水平堆積のシル ト岩層中に想定されている。本層は軟質だが過圧密と地質 時代の続成作用によるセメンテーションで固結している。 N値は舌端部の BV-4 のボーリング孔のみで実施され,す べり面上位の擾乱帯が5~9回,乱されない新鮮部では50 回以上を示す。主すべり面付近でのN値の測定はない。地 すべり中腹部から滑落崖すべり面のN値は,シルト岩上層 部に位置するため固結度合いが低く,地下水位昇降等によ る強度劣化も予測され,50回以下と推定される。

なお,本層は固結しているが,平行葉理面が発達し部分 的に落ち葉化石や木片が濃集する薄層の狭在が確認されて いる。これらの葉理面は剥離面に発達連続して地すべり面 を生成した可能性もある<sup>8</sup>。

### (5) すべり面の強度

主すべり面の成因は,次の3種が想定される。地形的に 確認された旧地すべりのすべり面が再滑動したもの,今回 の地震動で生成された初生破壊のすべり面,落葉化石と並 行葉理面などの不連続面が地震動で連結し形成されたすべ り面,である。地すべりのシミュレーション解析を行う際 は,すべり面の成因等の特性を明らかにして地盤強度定数 等の入力条件を適切に設定する必要がある。

旧地すべり面が再滑動したのなら,地盤強度定数はすべ り面固有の残留強度を,また激しい地震動がシルト岩の初 生破壊を誘発したのなら,その強度はシルト岩のピーク強 度を,さらに葉理面等の不連続面がすべり面を形成したの なら,その強度は不連続面のピーク強度を,それぞれ用い る必要がある。また,その強度が地震時の過剰間隙水圧発 生と高速せん断変位の状況下で,どのように変化するかを 解明し,入力条件を設定することも必要である。

一方,すべり面強度はすべり面の土質,試料採取方法, 試験方法などの違いで大きく異なる。

東北森林局は BV-10 深度 78m~79m ボーリングコアの試 料を用いて一面せん断試験を実施した。コア試料は泥岩の 鏡肌すべり面や植物遺骸や木片を狭在するもので,試験の 供試体は既存剥離面を有するものを使用した。

試験結果は c'= 0 kN/m<sup>2</sup>, '=10 °であった。また,軽石 凝灰岩の比較的新鮮なコアを用いた三軸圧縮試験も実施し た。結果は,ピーク強度が c=200 kN/m<sup>2</sup>, = 35 °,残留 強度が c= 0.8 kN/m<sup>2</sup>, = 27.8 °であった。

同時に,当局は実務的な対策工立案のために逆算法です べり面強度を求めた。地震時の条件を Kh=0.241,Fs=0.98 と仮定したとき,すべり面強度は c'=0 kN/m<sup>2</sup>, '=23.8° となり,一面せん断試験結果より大きくなった。原因はす べり面を局所的な試験供試体で評価する場合と連続するす べり面全体で評価する場合の差異であり,当局は「全体プ ロックが一体として滑動する可能性は小さく,全体ブロッ クに対する地すべり対策の必要性が低いと判断される<sup>6</sup>」 と記述している。

次に,長谷川ら<sup>9</sup>は,上記の深度でトリプルチューブサ ンプラ により不撹乱試料を採取し,鏡肌のすべり面を対 象にせん断試験とリングせん断試験を実施した。すべり面 の土性は 粘土分が66% シルト分が34% 塑性指数が31.08 の低塑性粘性土である。その強度は, せん断試験で c'= 11.67 kN/m<sup>2</sup>, '= 9.75°, リングせん断試験の残留強度が c'= 14.39 kN/m<sup>2</sup>, '= 27.28 °であった。リングせん断試験 の結果が大きいのは,供試体の「粘土分が少なく,シルト 分が多い低塑性な特徴を示した」からとした。また,圧密 非排水三軸試験の結果から「有効応力条件でのピーク強度 <sup>3</sup>は 30~38°が得られ,採取深度が深く のせん断抵抗角 なるほど粘着力が大きく固結度の高い岩盤である」と指摘 した。なお,深部の細粒凝灰岩とシルト岩は,固結した試 料のため液状化試験が困難であったと記述し,これらの岩 が液状化しないことを示唆した。

さらに,梅村<sup>10</sup>は,現地に露岩する層状のシルト岩を乱 さない状態で採取し,層理面に対して一面せん断試験を実 施した。結果は $c = 466.1 \text{ kN/m}^2$ , = 3.3 °  $c^2 = 462.5 \text{ kN/m}^2$ ,

<sup>'</sup>=4.3 ° であり,他機関での試験結果よりも粘着力が大きくなった。

ところで、鈴木ら<sup>11)12)</sup>は粘土と砂のせん断強さに及ぼす せん断速度の影響を調べるため,全国に分布する砂や粘土 の乱された試料を調整してせん断試験をした。結果を次の ように記述している。

粘土含有率が大きい試料ほど, せん断速度の増加に伴う 残留強度の増加度合いは大きくなる。

砂質土において,初期相対密度を低く設定したものに比 べ,高くした方がピーク強度は高く,またピーク強度か ら定常状態強度への強度低下が大きい。

せん断速度の高い範囲において,高塑性の粘性土のせん 断強度は増加する傾向を示すが,砂質土のせん断強度は減 少するケースがある。

また,鵜飼<sup>13)</sup> は中越地震の地すべり地から採取された不 撹乱土の動的試験を実施した。結果は繰返し載荷により土 の内部過剰間隙水圧が急激に上昇して有効応力が減少し, 見かけのせん断強度が大幅に低下するが,この種の強度低 下は土質に依存しない。しかし,泥岩地域の再滑動型地す べり地のすべり粘土は残留強度になっているため,せん断 によるダイレタンシ がゼロと考えられ,非排水または定 体積状態で繰返しせん断を受けても過剰間隙水圧の上昇は ないと推定し,「地すべり粘土の発達した地すべりが,大地 震時にすべり面に沿って到達距離の長い滑動を生じる可能 性は小さいと予想」している。

さらに,中村<sup>14</sup>は上越地方の高塑性地すべり粘土(LL 145%)のリングせん断試験を実施した。その結果,「強度 はせん断速度が1オーダー上がると8から12%上昇し」地 震で大きな加速度が作用しても地すべりは移動しない」。し かし,中越地震の東竹沢や尼谷地の地すべり面地層のリン グせん断試験結果などから,脆性破壊する砂や砂岩,ひず み軟化する低塑性(塑性指数29.3,LL 62.2%,WL 32.9) の硬質粘土やシルト岩,そして液状化しやすい砂やシルト, および鋭敏比の高い火山性粘土などは,せん断速度の増加 で,強度が急激に低下すると指摘している。

一方,安原ら<sup>15)</sup>は,三軸圧縮試験で繰返しせん断試験を 行い不飽和シルトの飽和に伴う強度・剛性劣化を調べた。 市販の非塑性シルトを突固めて調整した供試体の試験結果 から「不飽和状態から飽和状態に至る過程で液状化強度は 低下し,飽和になるにしたがって著しく低下することがわ かった」と指摘している。

一般に,すべり面の強度は斜面の変形や崩壊および地す べりなどの現象を識別しながら,地盤の破壊現象を弾性領 域から破壊時ピーク強度とその後の完全軟化領域を経て大 変位の残留強度にいたる強度劣化過程の中で理解する必要 がある。また,解析手法を視野に入れながら,すべり面の 成因と連続性の評価をしつつ,地震時や飽和・不飽和状態 での挙動をも把握する必要がある。

すべり面強度試験は,これらの条件を考慮し,供試体の 採取方法,試験方法を選定すると共に,すべり面の粘土含 有率・塑性指数・鋭敏比などの土性をも調べる必要がある。

すべり面強度定数設定の方法は種々提案されているが, 今後これらの事柄を体系的に整理し,試験方法等の基準を 整備する必要がある。

(6) 地下水位の状況

主すべり面のシルト層と上位の細粒凝灰岩はそれぞれの 土質から難透水層と推定され,地下水は地すべり面や割れ 目などの不連続面を介して流動するものと推察される。 その状況は,滑落崖上部の熔結凝灰岩と下位の風化砂岩シ ルト岩との境界からの湧水落下位置が,滑落崖上方の不動 土塊で実施された BV-14 の孔内地下水位と,ほぼ同じ標高 であり同じ層序であることからも類推できる。

地層の成層状態とボーリング柱状図の記述から,BV-13, -12 の地下水位は,すべり面直上のシルト岩のそれぞれ深度91m,83m付近にあると推定される。ただし,BV-10の 孔内地下水位は深度39mの地すべり崩積土より少し下方の軽石凝灰岩中に賦存する。 一方,奥山ら<sup>16</sup> は震源地より南南西約 35 kmに位置する 高さ10mの谷埋盛土で地震時間隙水圧(孔内地下水位)の 上昇を観測記録した。結果は深度 6.1mの盛土内に設置し た間隙水圧計が起震 6 秒後に 1.01mの地下水位上昇が認め られ,その後漸次水位低下が認められたが,10 日間以上に わたって高水位が継続したと報告している。

本地すべり近傍では,地震による地下水位(間隙水圧)上 昇の観測記録は見当たらない。

なお,山科ら<sup>17)</sup>は,地下水検層の結果から BV-13 で認 められた約 70m の圧力水頭が本地すべりの発生に大きく 影響を及ぼしたと考えている。

種々の解析に大きな水圧をかけるか否かは,結果を左右 する大きな問題である。しかし,掲載された資料からは地 下水検層の方法が確認できないため,現状では70m水頭が すべり面での間隙水圧なのか,難透水層で遮断された複数 以上の地層に賦存する地下水が混合した水位なのか,地下 水検層実施時のボーリング孔内水位なのかの判別が難しい。 (7)地すべりのシミュレーション

若井<sup>18</sup>は、「ひずみ軟化挙動」というモデルを用いて、 地震中にすべり面上のせん断強度が低下し土塊自重を支え きれなくなったとき、地震終了後も土塊の運動が継続する ことを示した。モデルは地震動で自然堆積の固結構造の一 部が損傷・劣化し、その累積がせん断強度を徐々に低下さ せるというものである。

具体的には,中越地震で発生した横渡地すべりの凝灰質 砂層の不撹乱ブロック試料一面せん断試験を行い,全応力 弾塑性 FEM 解析の結果から,地すべり土塊の滑動落下状 況を説明している。

また,秦<sup>19)</sup>は,二次元有効応力解析手法 LIQCA を用い て中越地震の東竹沢地すべりを解析した結果から,地震の 「上下動を考慮することにより過剰間隙水圧および滑動変 位量が増加する傾向にあり,特に水平動と上下動の位相関 係が地震時における地すべりの安定性に悪影響を及ぼして いることを確認した」と記述している。

さらに,国生ら<sup>20)</sup>は,斜面上の剛体ブロックの滑動につ いてのエネルギー収支式と模型砂斜面の振動実験により, 地震波動エネルギーを用いて斜面崩壊土塊の流動距離を簡 便に予測することが可能である。中越地震で検討した結果 によれば「大被害を招きがちな大規模崩壊ほど位置エネル ギーの役割が圧倒的で,地震波動エネルギーの直接的貢献 は小さい」。また,「大規模斜面災害を考える場合は,斜面 を滑らす慣性力の直接的な効果より,地震を契機に斜面材 料が強度低下する可能性や,滑りが始まってからの強度低 下メカニズムを十分に検討することの方が重要である」と 指摘している。

地震時の地すべりシミュレーションは,これらの指摘を 取り入れながら,実際の地すべりを忠実に再現し,現象を 説明する必要がある。

#### 参考文献

 林野庁東北森林局治山課ホームページ <u>http://www.rinya.maff.go.jp/tohoku/koho/saigaijoho/kyoku/kentokai/hokokusho.html</u>, 2008

平成 20 年度岩手・宮城内陸地震に係る山地災害検討会

報告書及び分科会:荒砥沢地すべり総括資料,2008.

- 2) 大野亮一,丹羽諭,山科真一,山崎孝成,小山倫史,江 崎文寿,笠井史宏:大規模地すべりの発生機構-地震 解析でみる荒砥沢地すべり-,シンポジューム-大規 模地すべりの機構-p27~30,(社)日本地すべり学会, 2009.
- 3) 例えば,王功輝,佐々木恭二,汪発武,斎藤龍太,末峯 章,福岡浩:中越地域における砂質土の動的せん断特 性と風化泥岩の残留強度特性,中山間地における地震 斜面災害 2004 年新潟県中越地震報告() 地盤工学 編,p1~15,(社)日本地すべり学会,2008.
- 4) 例えば,鈴木素之:地震により大変形を受けた砂質土のせん断強さとその速度効果,中山間地における地震斜面災害 2004 年新潟県中越地震報告() 地盤工学編,p17~44,(社)日本地すべり学会,2008.
- 5) 石井靖雄,野村康裕,藤澤和範,西本晴男,鈴木常正: 平成16年(2004年)新潟県中越地震により発生した地 すべりの特徴,第44回日本地すべり学会研究発表会講 演集p15~18,(社)日本地すべり学会,2005.
- 6) 林野庁東北森林局治山課ホームページ http://www.rinya.maff.go.jp/tohoku/koho/saigaijoho/kyoku/ kentokai/jisuberikentou.html, 2009
   岩手・宮城内陸地震に係る荒砥沢地すべり対策と大規 模地すべりにより出現した地形・景観の活用に関する 検討会・第1回検討資料4, p35, p38, 2009.
- 7) 山科真一,山崎勉,橋本純,笠井史宏,我妻智浩,渋谷研一:岩手・宮城内陸地震で発生した荒砥沢地すべり, 日本地すべり学会誌 Vol45,No.5(187)p42~47,(社) 日本地すべり学会,2009.
- 橋本純,笠井史宏,山崎勉,大坪俊介,黒川将:荒砥沢 地すべりの地質的特徴,第48回日本地すべり学会研究 会発表会講演集 p162~163,(社)日本地すべり学会, 2009.
- 9) 長谷川陽一,笠井史宏,柴崎達也,山崎考成:荒砥沢地 すべりのすべり面および地質ごとの土質・岩石特性, 第 48 回日本地すべり学会研究会発表会講演集 p164~ 165,(社)日本地すべり学会,2009.
- 10) 梅村順:平成20年岩手宮城内陸地震で発生した荒砥沢 上流で発生した巨大地すべり地から採取した試料の直 接せん断試験,第44回地盤工学会研究発表会予稿集, p1443~1444,(社)地盤工学会,2009.
- 11) 鈴木素之,藤井公博,山本哲朗,甲斐康広:粘土と砂のせん断強さに及ぼすせん断速度の影響,第44回地盤工学会研究発表会予稿集,p1671~1672,(社)地盤工学会,2009.
- 12) 鈴木素之:粘性土と砂質土に現れるせん断速度効果, 降雨と地震に対する斜面崩壊機構と安定性評価に関 するシンポジューム発表論文集,p124~129,(社)地 盤工学会,2009.
- 13) 鵜飼恵三:地盤工学からみた地震地すべり,中山間地 における地震斜面災害 2004 年新潟県中越地震報告
   () 地盤工学編,p193~195,(社)日本地すべり 学会,2008.
- 14) 中村浩之:地震地すべりとその対策,「地すべり防止工

事士」技術講習会テキスト,平成21年度版,(社)斜面防災対策技術協会,2009.

- 15) 安原一哉,小峯秀雄,村上哲,西丸あずさ,安島史征, 増田拓哉:繰返し荷重を受ける不飽和シルトの飽和化 に伴う不安定性,降雨と地震に対する斜面崩壊機構と 安定性評価に関するシンポジューム発表論文集,p311 ~314,(社)地盤工学会,2009.
- 16) 奥山武彦,黒田清一郎:2008年岩手・宮城内陸地震の際に観測された間隙水圧,第48回日本地すべり学会研究会発表会講演集 p136,(社)日本地すべり学会, 2009.
- 17) 山科真一,内藤祥志,熊井直也,鈴木亘,広瀬伸二, 我妻智浩:荒砥沢地すべりのすべり面構造と地すべり 発生機構,第48回日本地すべり学会研究会発表会講 演集 p166~167,(社)日本地すべり学会,2009.
- 18) 若井明彦:地震時の地すべり挙動予測と数値解析,第
   48 回日本地すべり学会研究会発表会講演集 p(32)~
   (37),(社)日本地すべり学会,2009.
- 19) 秦吉弥,小原大輔:過剰間隙水圧の影響を考慮した再 活動型地すべりの地震応答解析,中山間地における地 震斜面災害 2004 年新潟県中越地震報告() 地盤 工学編,p139~143,(社)日本地すべり学会,2008.
- 20) 国生剛治,石澤友浩:2004 中越地震での斜面崩壊のケ ーススタディーとエネルギー評価,第44 回地盤工学 研究発表会予稿集,p1557~1558,(社)日本地盤工学 会,2009.