

第6章 丘陵、山地

6.1 はじめに

平成7年1月17日の兵庫県南部地震は、都市直下地震であったため、大都市圏のアパート、百貨店、駅舎、住宅などの建築構造物、高速道路・新幹線・港湾などの交通網、ライフラインなど産業や生活に密着したことと人工施設が崩壊し、大災害となった。一方、丘陵、斜面などの自然の地盤や斜面の災害は通常の地震時に発生する地すべり・斜面崩壊に比べて著しく少なかったようである。これは、平成6年が記録的な渇水年であったことと、地震が発生した時期が冬の渇水期にあたっていたため、土層内の地下水がもっとも少ない時期であったためと思われる。崩壊・地すべりなど斜面の安定性を低下させる誘因は、地下水、地震、地形変化などであり、地下水の影響は極めて大きい。Keeferは、過去に発生した地震によって発生した地すべりの分布範囲を調べたが¹⁾、兵庫県南部地震で発生した崩壊・地すべりの分布範囲(600 km²)は、1994年に発生したほぼ同規模のカリフォルニア州Northridge地震(Ms=6.7)によって発生した地すべり・斜面崩壊の分布範囲(10,000 km²)と比べて一桁以上小さい²⁾。また、発生した崩壊・地すべり(概ね長さ30 m程度以上の規模のもの)の個数を見ても、兵庫県南部地震で発生したものは6.2節で述べるように600~700個であるのに対し、Northridge地震では、Harp&Jibsonの調査によれば³⁾、約11,000個であり、やはり1桁少ない。この数字は、阪神淡路大震災では、震源周辺地域の半分近くが海であったことを考慮しても少ない数である。したがって、地震の発生時期は、斜面崩壊・地すべりなど丘陵、山地での災害の面からは、相対的には安全な時期であったといえる。地盤工学会の阪神淡路大震災調査班の調査でも、地震の規模の割には地盤崩壊災害が少ないと言うのが実感であり、現地を歩くと斜面で破壊が生じて地盤にクラックは入っているが、人名に危険を及ぼすほどの移動には至っていないケースが大半であった。それでも都市域だけに、小さな崩壊、崖崩れでもかなりの被害が出ており、仁川地区ではそれほど大きな規模ではない一つの地すべりで、34人が生き埋めとなり、全員死亡した。この章では、この仁川地すべりのケースも含めて、今回の地震で発生した地盤崩壊災害の分布とその特性について述べ、次いで発生した種々の地盤崩壊災害の概況を紹介する。そしてさらに今回の災害で特徴的であり、かつ学問的にも社会的意義の面からも重要と思われる仁川地区の高速地すべり、住宅密集地の谷埋め盛土地域で多発した丘陵地の斜面変動、ゴルフ場内であったために乱されることなく詳細な調査が実施できた宝塚蔵人地区の長距離運動地すべり、地震より数日遅れてゆっくりと移動した淡路島の高滝地区の地すべりの調査結果を報告する。最後に、今回、仁川地区での地盤崩壊災害が巨大化した原因である高速運動のメカニズムである「すべり面液状化」と地震時の危険斜面判定法について検討を行う。

6.2 地盤崩壊災害の分布とその特性

6.2.1 地盤崩壊災害の分布

図1は発生した地盤崩壊災害(斜面での崩壊、地すべりと平地での液状化)の分布を調べたものである。地すべり、斜面崩壊については、防災研究所地すべり部門で共同研究を実施していたScarascia-Mugnozza(ローマ大学)が、震災直後に撮影された立体視可能な航空写真(都市域は1/5,000、山地部は1/12,000)から、概ね長さ30m以上の崩壊・地すべりを判読し、判読の困難なものについては阪神・淡路両地域について現地踏査して調べたものである(図中の●印、630個)^{2) 4)}。また、空中写真で判読できない移動量の少ない住宅地の地すべりについては、釜井等(1995)が踏査により調べた地すべり^{5) 6)}から44個を(×印)でプロットした。また、液状化については、国

丘陵・山地部会の構成			
主 査 委 員	佐々恭二	京都大学防災研究所	
	沖村 孝	神戸大学工学部	
	西田一彦	関西大学工学部	
	中川康一	大阪市立大学理学部	
幹 事	松山紀香	(財)大阪土質試験所	
	吉田信之	京都大学工学部	
	福岡 浩	京都大学防災研究所	
WG	釜井俊孝	日本大学工学部	
	竹内篤雄	京都大学防災研究所	
	阪本 哲	兵庫県土木部砂防課	

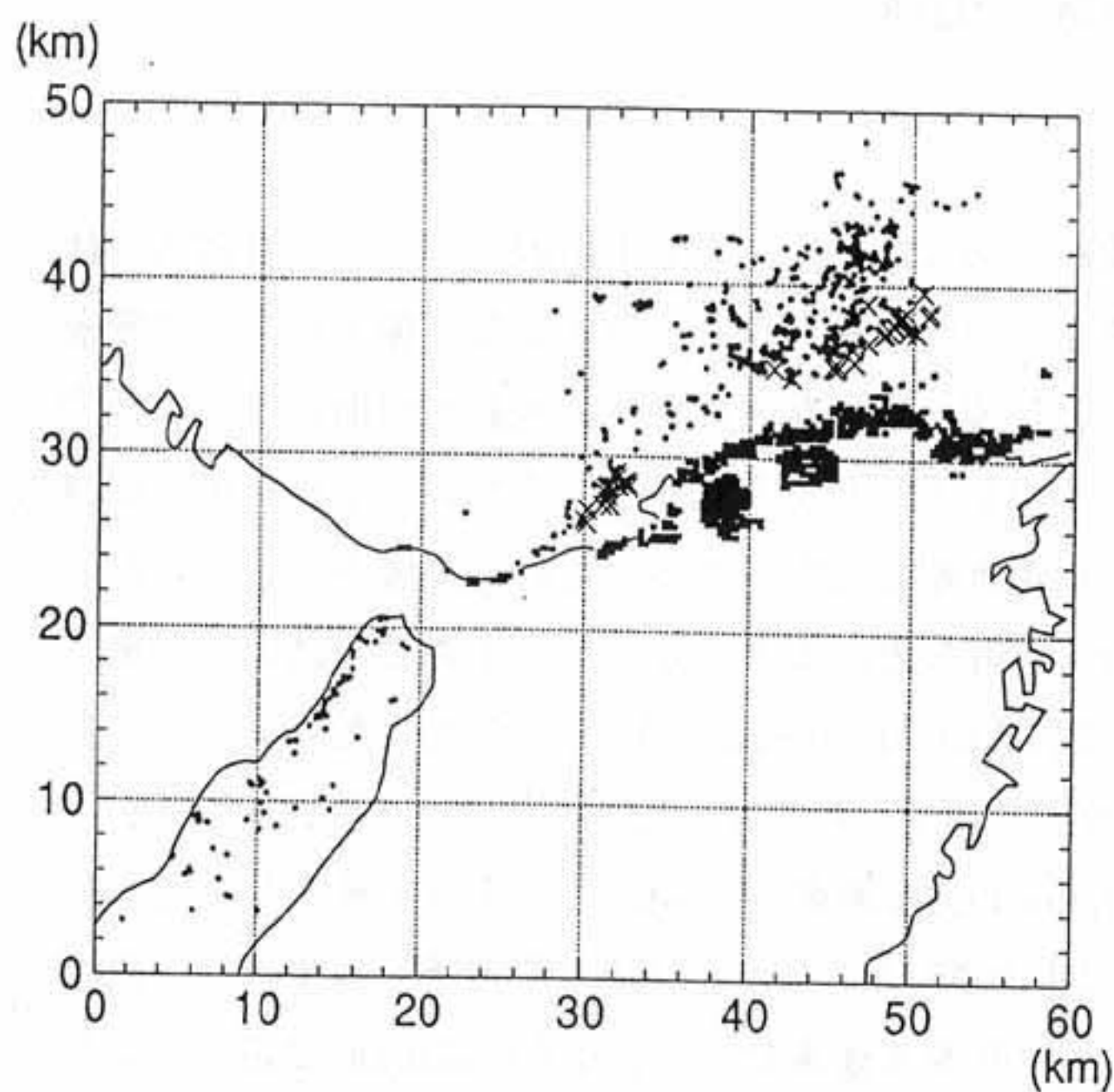


図1 兵庫県南部地震による地盤崩壊（地すべり・斜面崩壊・液状化）の分布（佐々・福岡他^{2),12)}）
・空中写真判読による地すべり・斜面崩壊（G. Scarascia-Mugnozza）
×踏査による住宅地の地すべり（釜井他^{5),6)}）
+液状化（国土地理院⁷⁾）

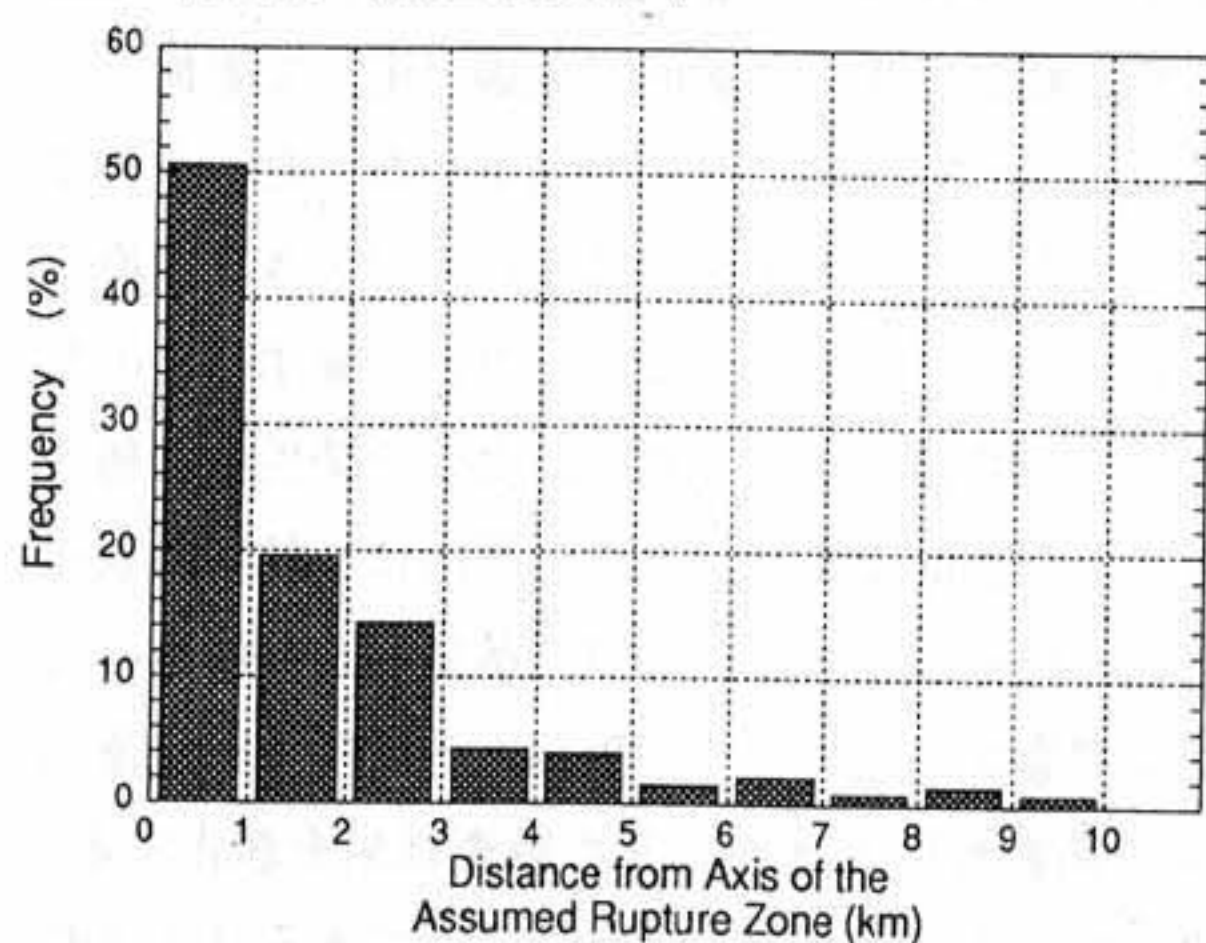


図2 断層破壊域からの距離と地すべり・斜面崩壊の発生頻度の関係（佐々・福岡他^{2),12)}）。

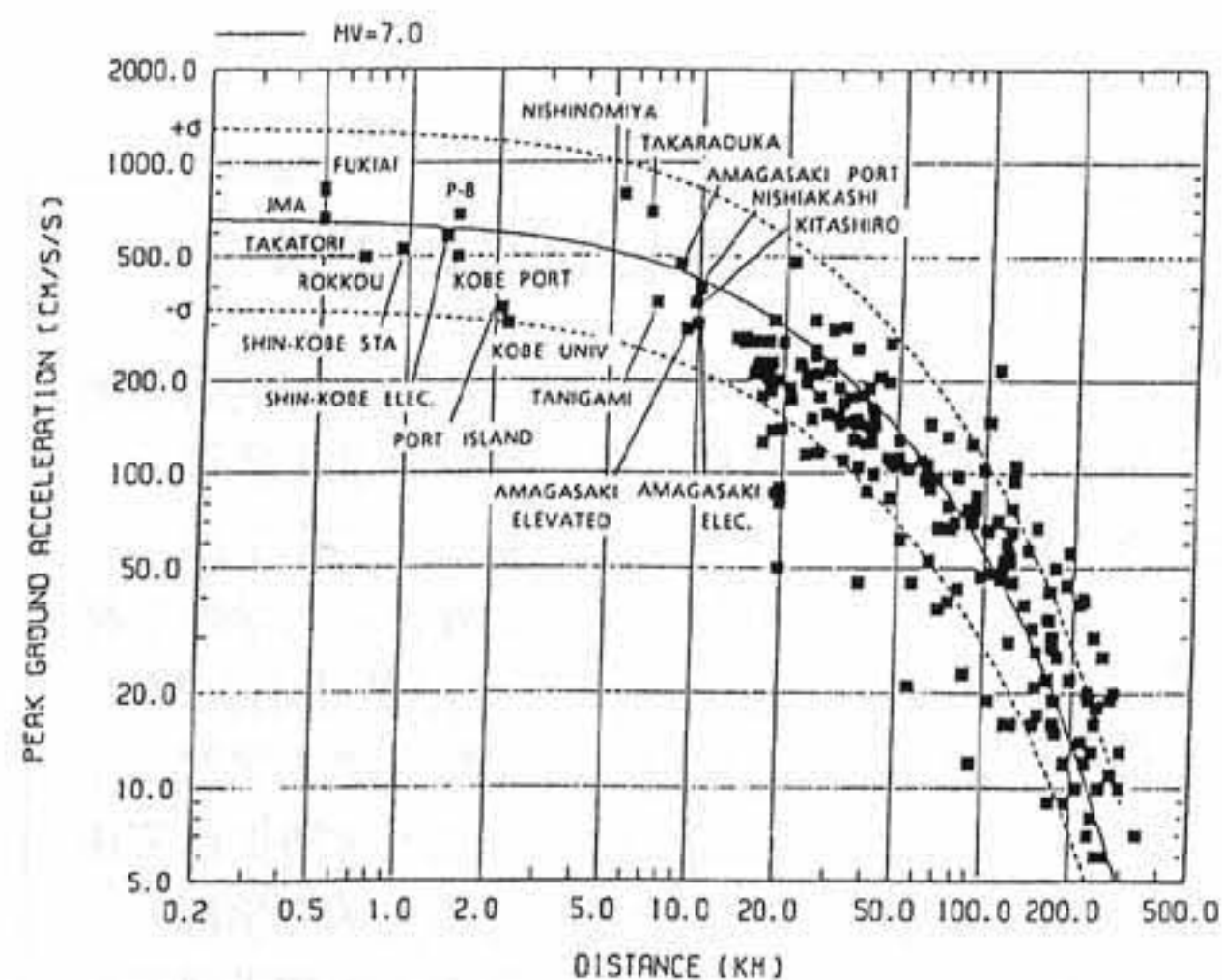
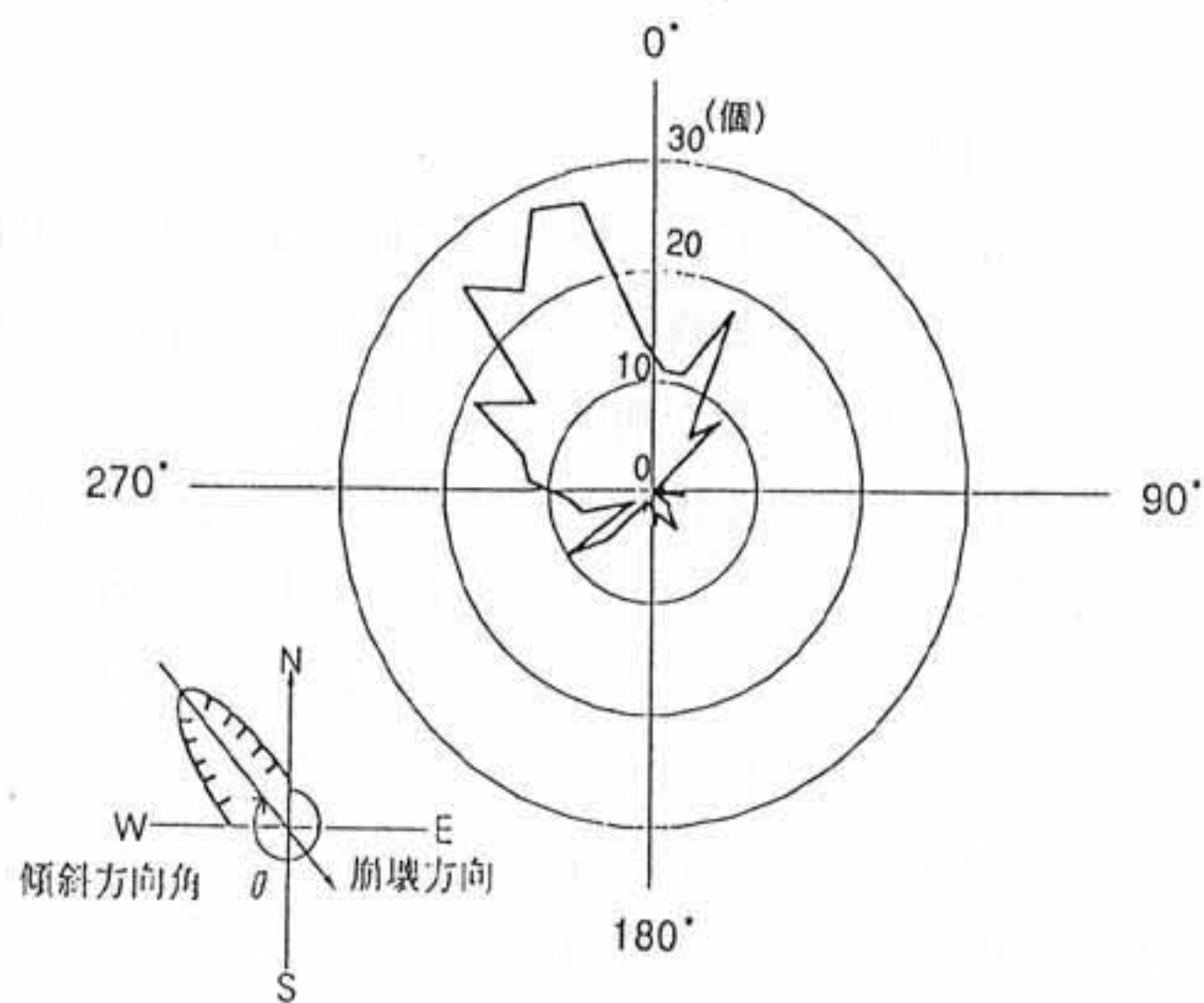
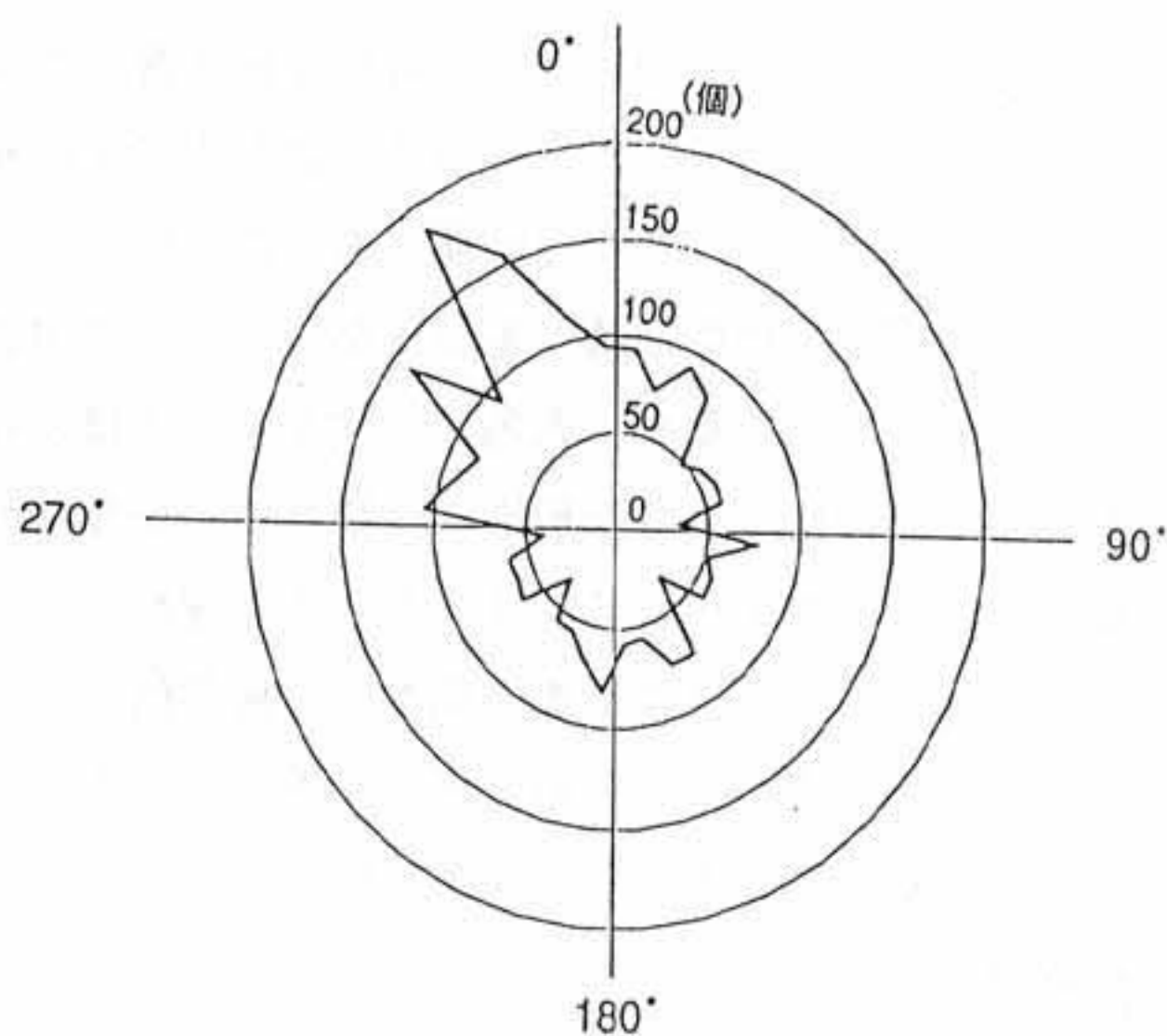


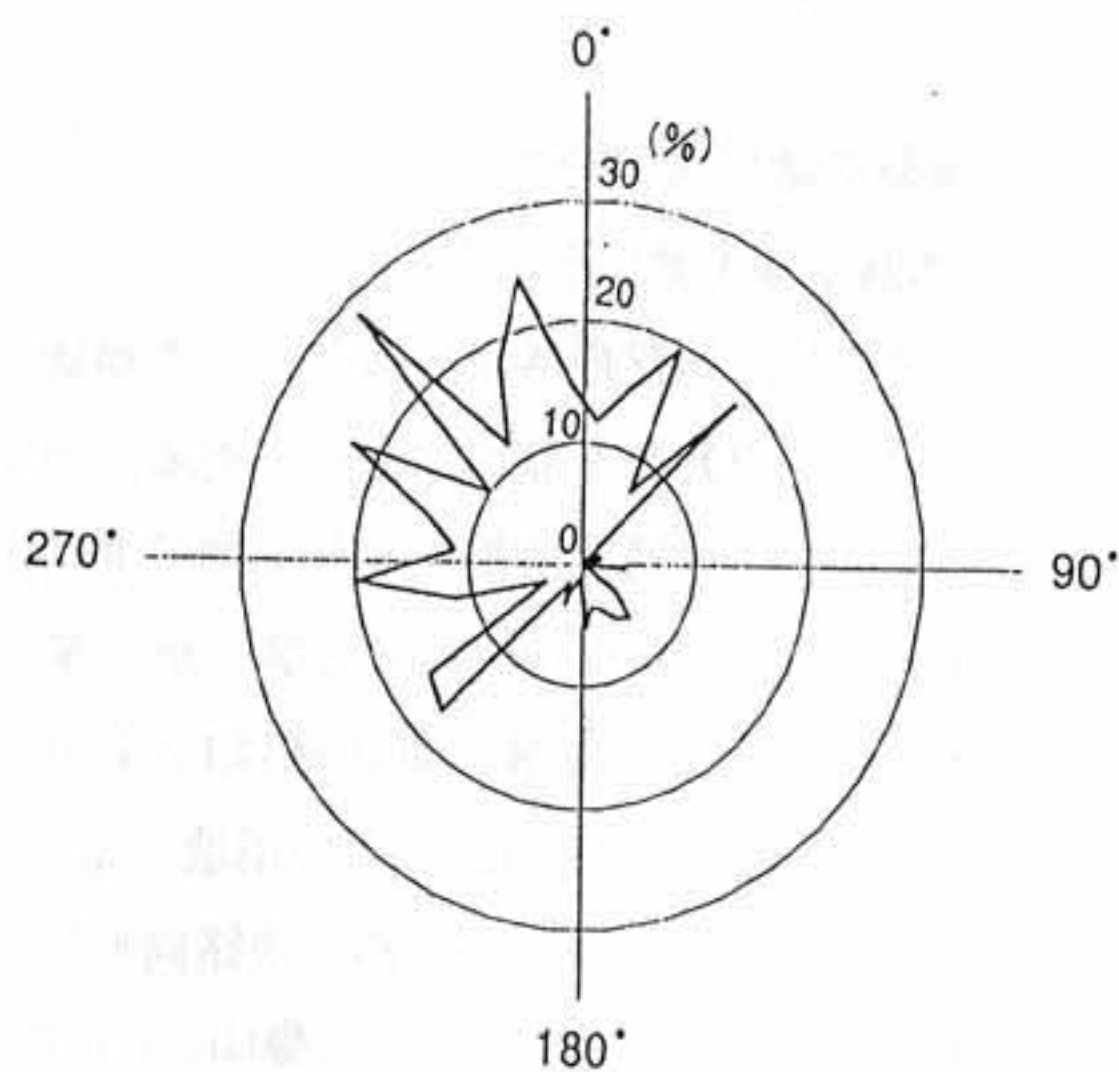
図3 断層からの距離と観測された最大加速度の関係（入倉^{8),9)}）。



a) 崩壊発生方位



b) 六甲山系の斜面方位



c) 各方位毎の崩壊発生率

図4 東六甲地域の斜面崩壊の発生方位（沖村^{10),11)}）。

土地院が作成した地震災害現況図(1/10,000)⁷⁾を250mメッシュに切り、その中に液状化した地域が含まれていれば、それを1点として■印(690点)でプロットした。これにさらに地震の余震の震源を重ねたものを本報告書のグラビアにあげている。液状化の場合、かなり広い範囲が連続して液状化している場合もあるが、250mメッシュ毎に1点として数えている。国土院の地震災害現況図は阪神間だけなので、淡路島は含まれていない。赤印で示した地すべり・斜面崩壊のように淡路島でも数多くの地盤崩壊災害が発生しているが、調査は阪神間に比べるとはるかに少ない。図1の本土側だけ見ると、海岸沿いに液状化、山地に地すべり・斜面崩壊、山沿いの丘陵地に移動量の少ない地すべりが分布していることが見て取れる。図1の分布は、震央を中心とした同心円状の分布ではなく線状に分布している。この線は、カラーグラビアに示したごとく余震分布と重なっており、今回の地震の原因となった断層破壊域(複数の断層を含む余震分布域)²⁾近辺で発生したことが分かる。図2は断層破壊域からの距離と地すべり・斜面崩壊の発生頻度を調べたものである。地すべり・斜面崩壊は、断層破壊域から10km以内に分布し、距離に逆比例している。図3は断層破壊域からの距離と観測された最大加速度の関係(入倉1995^{8) 9)})であるが、地震加速度の最大値が断層破壊域からの距離に反比例していることが示されている。図2と図3で用いられた断層破壊域の位置は本土側では同じである。したがって、地すべり・斜面崩壊の発生は、地震加速度の大きさに比例して生じていると言うことが出来る。図4は、沖村^{10) 11)}が、東六甲地域における斜面崩壊の発生方位(A)と六甲山斜面の斜面方位(B)、および両者を用いて算出した各方位毎の崩壊発生率(C)を調べたものである。この図によれば斜面崩壊の発生方位、崩壊発生率ともNW-SE方向、すなわち、図1に示される地すべりの分布線(断層破壊域)に直行する方向が卓越している。今回の地すべり・斜面崩壊は、地震力によって発生しているが、地震力の方向と地すべりの方向(概ね、斜面の最大傾斜の方向)が一致している時、地震力は最も効率的に地すべりを起こすせん断力に変わる。このことは、地すべり発生に効く地震力の方向が、断層破壊域に直行する方向で強かったことを示唆するものである。

6.3 斜面崩壊、崖崩れ、地すべり、落石面の被害の概況

兵庫県南部地震では、種々のタイプの地盤崩壊災害が多発した。次に各々の典型的と思われるものを写真で紹介する。渇水期の地震であったため大規模な地すべり、斜面崩壊は少なかったが、保水性の良い大阪層群の分布地帯では、比較的規模が大きく、移動速度・移動距離とも大きな地すべりが発生した。写真1Aは、34人が生き埋めになった西宮市仁川地区の地すべりである。斜面の表層はからからであったが、地下6m以下は飽和しており、この滞水層内に地震の力でせん断破壊(ずれ)が生じ、このせん断変形(ずれ)によって大阪層群の花崗岩粒子が破碎され、高い過剰間隙水圧が生じたものと推定される。このすべり面での著しい過剰間隙水圧の発生によって、「すべり面液状化」ないしはこれに近い強度低下が生じ、高速の地すべりが発生したものである。写真1Bは、同じく大阪層群の地域で発生し、運動土塊がゴルフコースのグリーンの上に移り、グリーンの下に飽和土層内にすべり面を形成しつつブルドーザーか除雪車のように不飽和土層を抉りながら進行したものである(先端部についてはグラビア写真参照)。

今回の地震による地盤崩壊災害で特徴的なものの一つが、極めて緩やかな丘陵地に発達する住宅密集地帯で、地すべり変動が発生し多数の住宅が壊れたことである。その多くは、谷埋め盛土あるいは池を埋めた盛土部分かそれに隣接した地域であった。写真2Aは、芦屋市三条町の地すべり末端の圧縮亀裂、写真2Bは同地すべりの末端部で見られた噴砂現象である。このような住宅地は数多く見られ、地すべり地内の住宅は建ったままではあったが、多くの場合、居住に耐えない状態になった。

阪神間には住宅が密集し、急崖に密接した所も開発されている。写真3Aは、断層崖の上の段丘堆積地域を開発した大規模な住宅団地の末端部の盛土部分の崩壊であり、人家3戸が全壊した。また、住宅団地の広い範囲にわたって地すべり性のクラックが現れたため、419世帯、1,359人に避難勧告が出された。現在、地すべり対策事業が行われている。写真3Bは、住宅の擁壁の倒壊により、家が空に突き出している状態である。崩壊としては深さも規模も極めて小さいが、居住する人にとっては重大問題であり、都市域での

地盤崩壊災害の特徴と問題点を示している。

地震によって六甲山でも数多く斜面崩壊が発生したが、渇水期であったため規模の大きなものは少なく、また、その大部分が過去の斜面崩壊の拡大であった。写真4 Aは、この度、新たに六甲山で発生した斜面崩壊のうち、比較的規模の大きなものである。勾配の急な段丘崖であったため、地下水がなくても滑落したものと思われる。写真4 Bは、淡路島で発生した比較的規模の大きな斜面崩壊である。野島断層で切られた三角末端面の崩壊である。

落石は急斜面で発生し、急斜面は地下水がもともと少ないため、地震が乾季であることの影響は少なく、あちこちで落石が見られた。多くは無害であったが、住宅地に及ぶ落石や山地の施設に被害が出た。写真5 A、写真5 Bはその例である。その他、道路法面の崩落は多数発生したが、いずれも規模は小さいものであった。西田・西形による淡路島の大坂層群を抜ける道路の切土斜面の流れ盤の崩壊例¹³⁾や奥西の芦有道路の崩壊など¹⁴⁾の報告がある。この他に地震後にゆっくりと動き出した地すべりとして淡路島の高滝地区の地すべり³²⁾や地震後



写真1 移動距離の大きな高速地すべり。(上) 西宮市仁川地区 (佐々恭二撮影)、(下) 宝塚市蔵人地区 (産経新聞社撮影)。

に地すべり性斜面変動が計測されている野島断層沿いの地すべり (淡路島森本地区⁴⁵⁾) などがある。

6.4 仁川地区の高速地すべり

西宮市仁川地区の地すべりは、土量 $11\sim12\text{万m}^3$ と地すべりとしては規模はそれほど大きくなかったものの、11戸、34人が死亡する大災害となった。単一の地すべりによる死者数としては地附山地すべり (350万m^3) における26名の死者数を上回る。地附山地すべりは規模が大きく家屋50戸と老人ホームが破壊されたが、移動速度が 10cm/秒 程度とそれほど速い地すべりではなかったために、自力で避難できなかった老人ホームの人々だけが亡くなった。一方、仁川地すべりでは、正確な数字は分からないが、移動速度は平均で数 m/秒 の単位であったと思われ、地すべり移動範囲にあった家屋の住人全員が生き埋めになって死亡した。

6.4.1 仁川地すべりの現地調査結果

グラビア写真 は1月21日にアジア航測 (株) の協力を得てセスナ機から現地を視察したときに撮影したものである。緩斜面 (約 20°) で運動性の高い地すべりが発生し、土砂が住宅地へ流れ込んでいる様子が見られる。前出の写真1 Aは、地すべり発生域のみを撮影したものである。

災害発生直後より兵庫県西宮土木事務所、防災研究所によって現地調査、観測が実施されて来た。図5は仁川地すべりの発生前の地形図に地すべり範囲、サンプル採取地点 (S 1)、調査ピット掘削地点 (P 1、



写真2 都市域の丘陵地（住宅密集地）の地すべり。（左）芦屋市三条町の地すべりの側方境界の破碎面（駐車場側が右から左へ移動した），（右）同地すべり末端部の噴砂現象（兵庫県砂防課）。

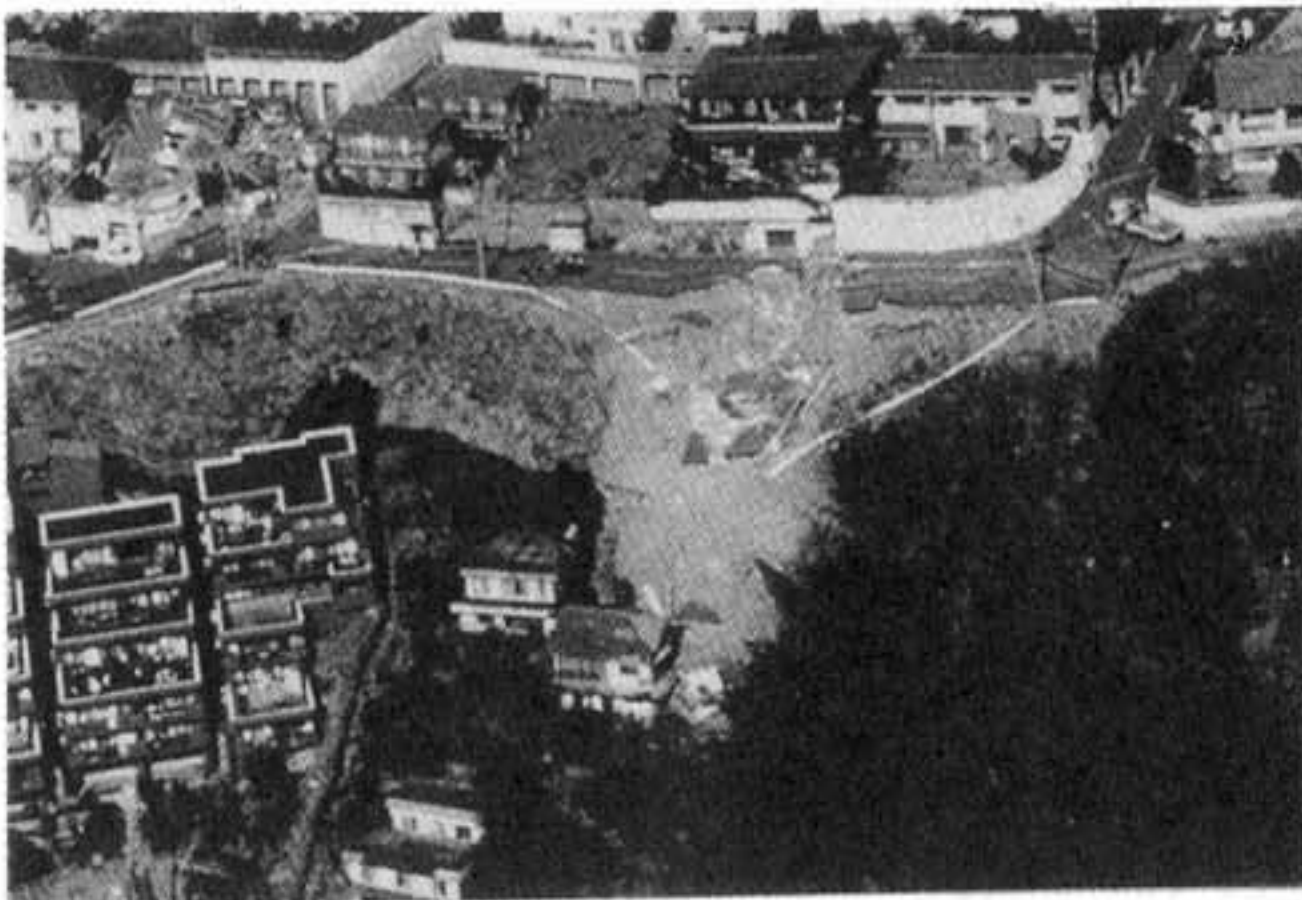


写真3 都市域の崖崩れ。（左）神戸市東灘区西岡本町（佐々恭二撮影），（右）神戸市垂水区星ヶ丘（兵庫県砂防課）。

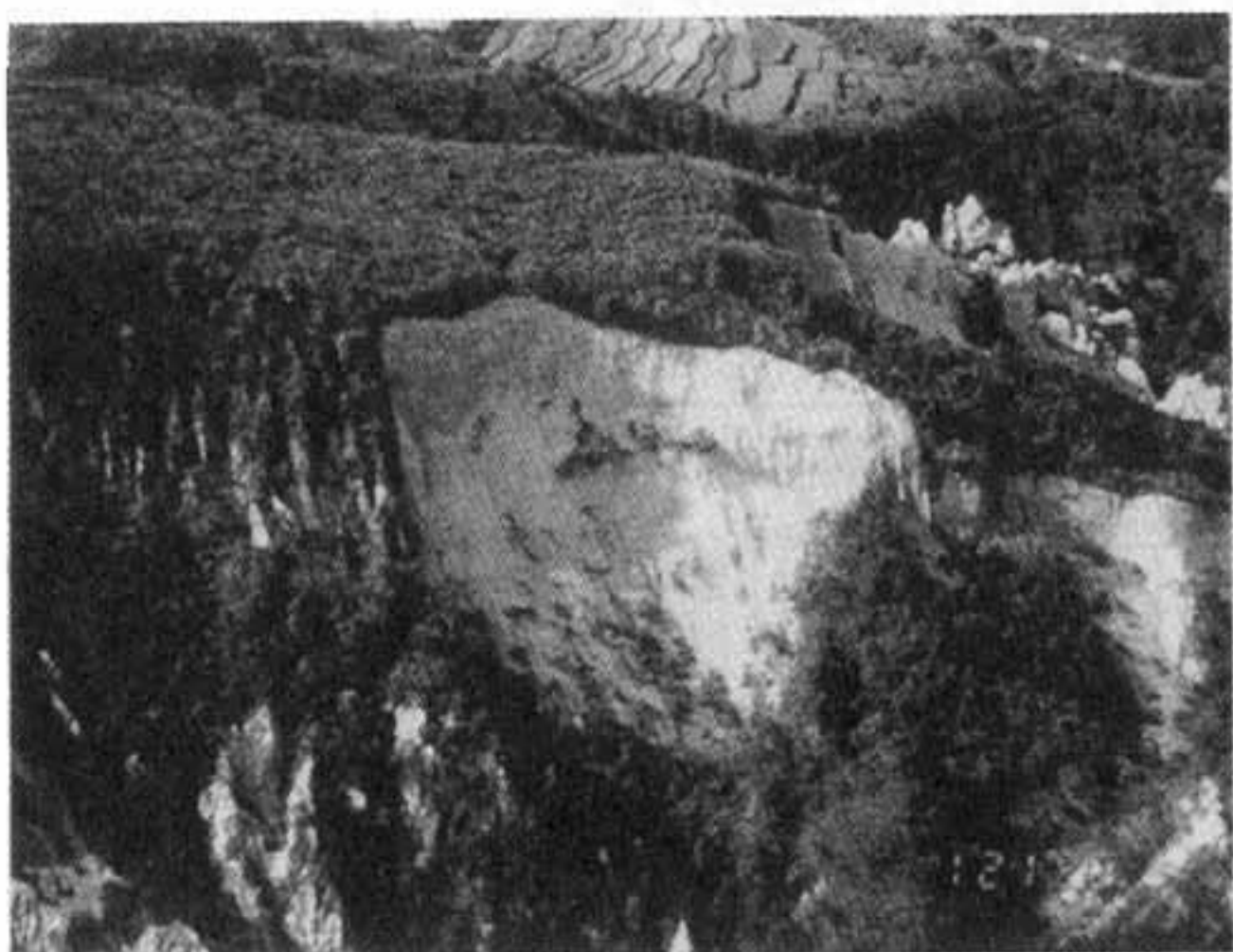


写真4 山地の斜面崩壊。（左）裏六甲有馬地区（佐々恭二撮影），（右）淡路島北淡町大石地区（横山康二撮影）。



写真5 落石。（左）住宅地への落石（奥西一夫撮影），（右）六甲ケーブルの落石（沖村孝撮影）。

P 2)、ボーリング地点 (B-*n*) などを書き込んだもの、図6にボーリング調査、測量に基づいて推定された仁川地すべりの中央断面 A-A'と測線上での標準貫入試験の結果、図7に災害発生後、ボーリング掘削し2月10日以降より観測を開始した地下水位観測結果を示す。図6の断面図に示される斜面上部の小屋は、先に報告した断面模式図^{15)~20)}に記載した2階建ての大きな建物でなく、A-A'測線の真上にある小屋である。しかし、斜面とすべり面の断面形状自体は、先に報告した断面模式図とほぼ同じである。図6の地質断面図に見られるように、地すべりを起こした斜面土層の下部は花崗岩でその上に大阪層群が堆積している。大阪層群は図6では省略したが、細かく見ると基底岩相 (Ob)、砂質土層 (OS1, OS2, OS3)、粘性土層 (OC2) に分かれる。斜面上部と下部の一部には段丘堆積物 (下位面と上位面) が挟まっている。そしてこの大阪層群の上に、ほぼ大阪層群の材料の盛土と思われる二次堆積土層が存在する。この二次堆積土層のN値は小さく、図6に見られるように概ね10以下である。ボーリング結果から判断すると、今回の地すべり面はこの二次堆積土層 (盛土) 内に形成されたと考えられる。崩壊時の地下水の位置は、崩壊直後から始められたボーリング孔を用いた地下水位の連続観測によると図7に示すごとく、地すべり発生域の上部平坦面でも、地すべり発生域の隣接斜面でも2~3月には6~7mの水位なので1月17日の地すべり発生時の地すべり斜面の地下水位も、ほぼこれに近い水位であったと思われる。災害直後のセスナ機からの観察、初期の現地踏査による地下水のしみ出し位置、ボーリング掘削中の水位等から推定した地下水位とはほぼ同じである¹⁵⁾。

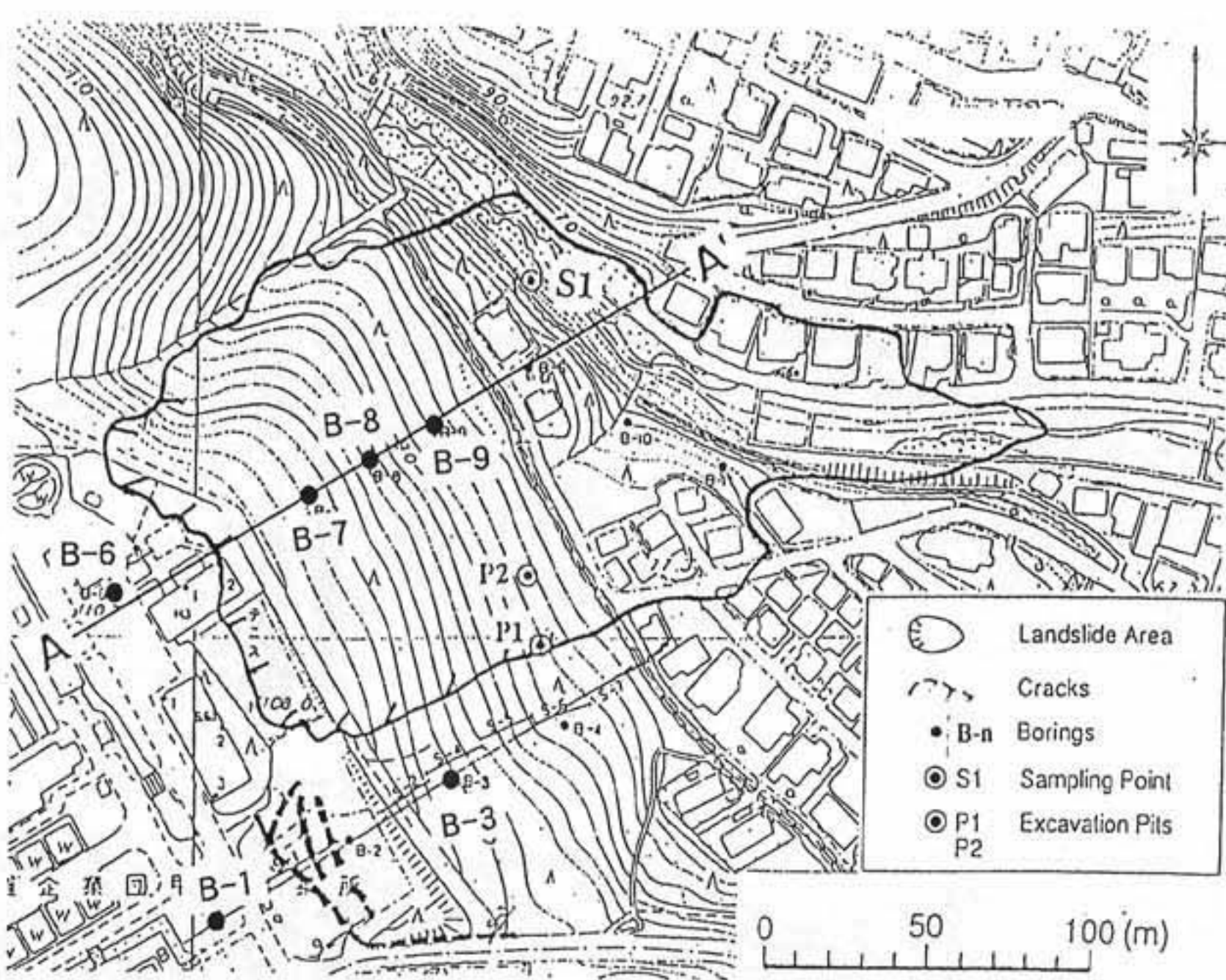


図5 仁川地すべりの平面図 (兵庫県砂防課の調査結果より)。

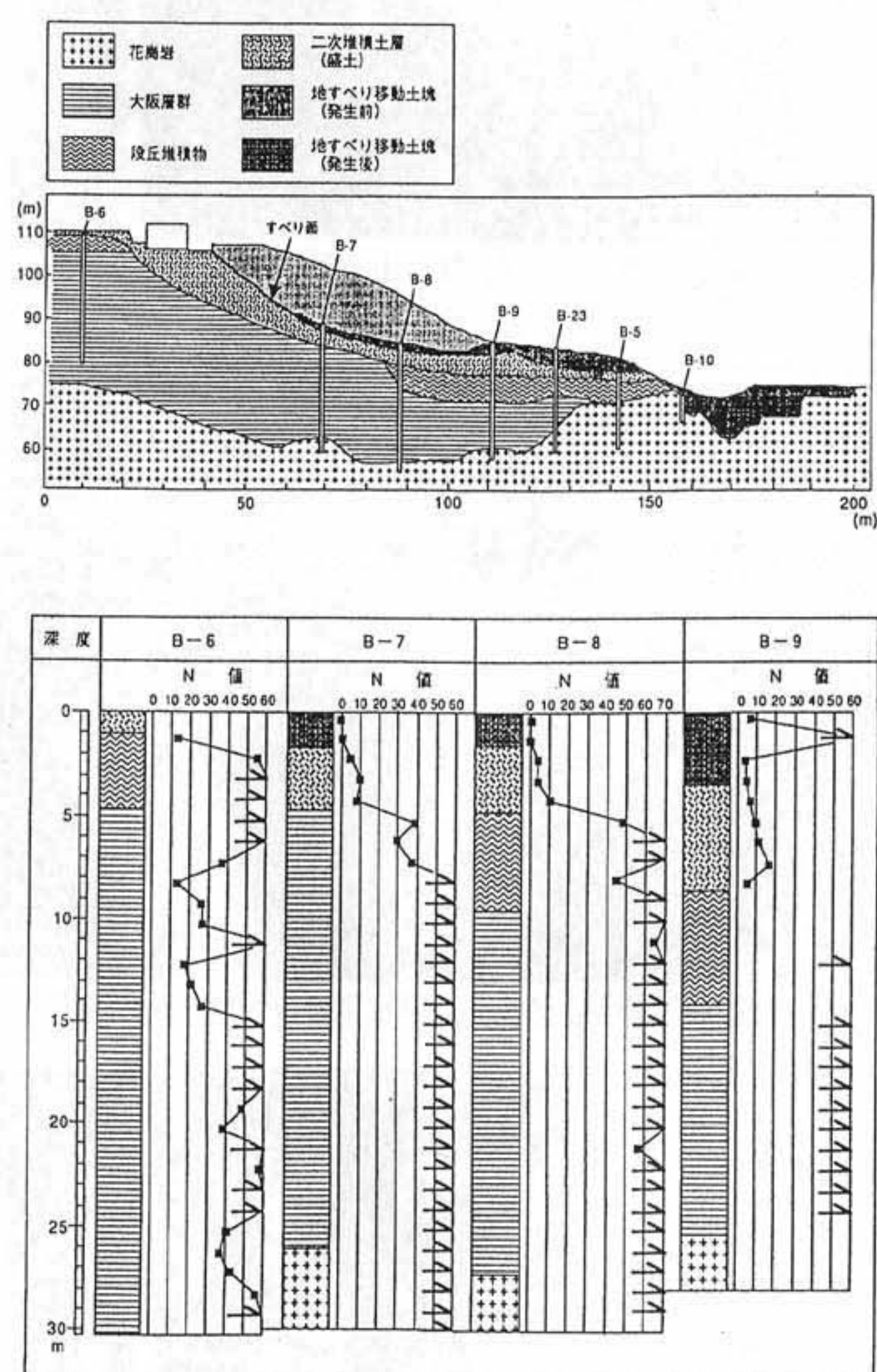


図6 仁川地すべりのA-A'断面図 (上) と標準貫入試験の結果 (下) (兵庫県砂防課の調査結果より)。

地すべり面となった土層からサンプルを採取するために斜面各部を回ったが、この地すべりの原因となったと思われる適切なすべり面の露出している場所がなかったので、地すべり移動土塊の底部のすべり面からサンプルを採取することとし、斜面下部で捜索のための掘削作業終了後、幅数十mにわたって露出していた地山と地すべり土塊の境界面からサンプルを採取した。図5内のS1点が採取地点である。採取した青灰色の粘土混じりの砂質土は、この地すべりに広範に分布する。ただし、空気に触れると酸化して青灰色から褐色に容易に変化するので、地下水面以上では褐色を呈している。採取したサンプルの粒径分布は、 $D_{10} = 0.005\text{mm}$, $D_{30} = 0.05\text{mm}$, $D_{50} = 0.28\text{mm}$, $D_{60} = 0.60\text{mm}$, $D_{80} = 1.7\text{mm}$, 均等係数 $U_c = 120$ であり粒径分布の良い試料である。

6.4.2 地震時地すべり再現試験とその結果

(1) 試験機と試験方法

地すべり再現試験機は、リングせん断試験機をベースに斜面土層内のすべり面にかかる応力、変形、破壊、破壊後に形成されるすべり面での運動を再現する目的で開発したものである^{5) 6), 21)~24)}。通常のリングせん断試験機は排水状態の速度制御で一定速度（数mm/分の低速度）で回転するのに対し、地震時地すべり再現試験機は地震時の状態を再現するために、トルク制御の可能なサーボモーターとサーボエアバルブを用いることにより、応力制御で繰り返しせん断応力と垂直応力を載荷し、かつ破壊後は30cm/秒までの高い速度でせん断できるようにしたものである。下リングのステンレスエッジに張り付けられた合成ゴムのエッジが、常に間隙水圧より高い接触圧力で上リングのステンレスエッジに接し、非排水状態が保たれている。上リングのステンレスエッジのせん断面から2mm上の部分に全周にわたって4×4mmの溝が穿たれており、そこに三層構造のフィルターが取り付けられサンプル内で発生した間隙水圧の値が計測される（図^{16) 33)}、図・写真^{15) 20) 21) 23) 43)}）。

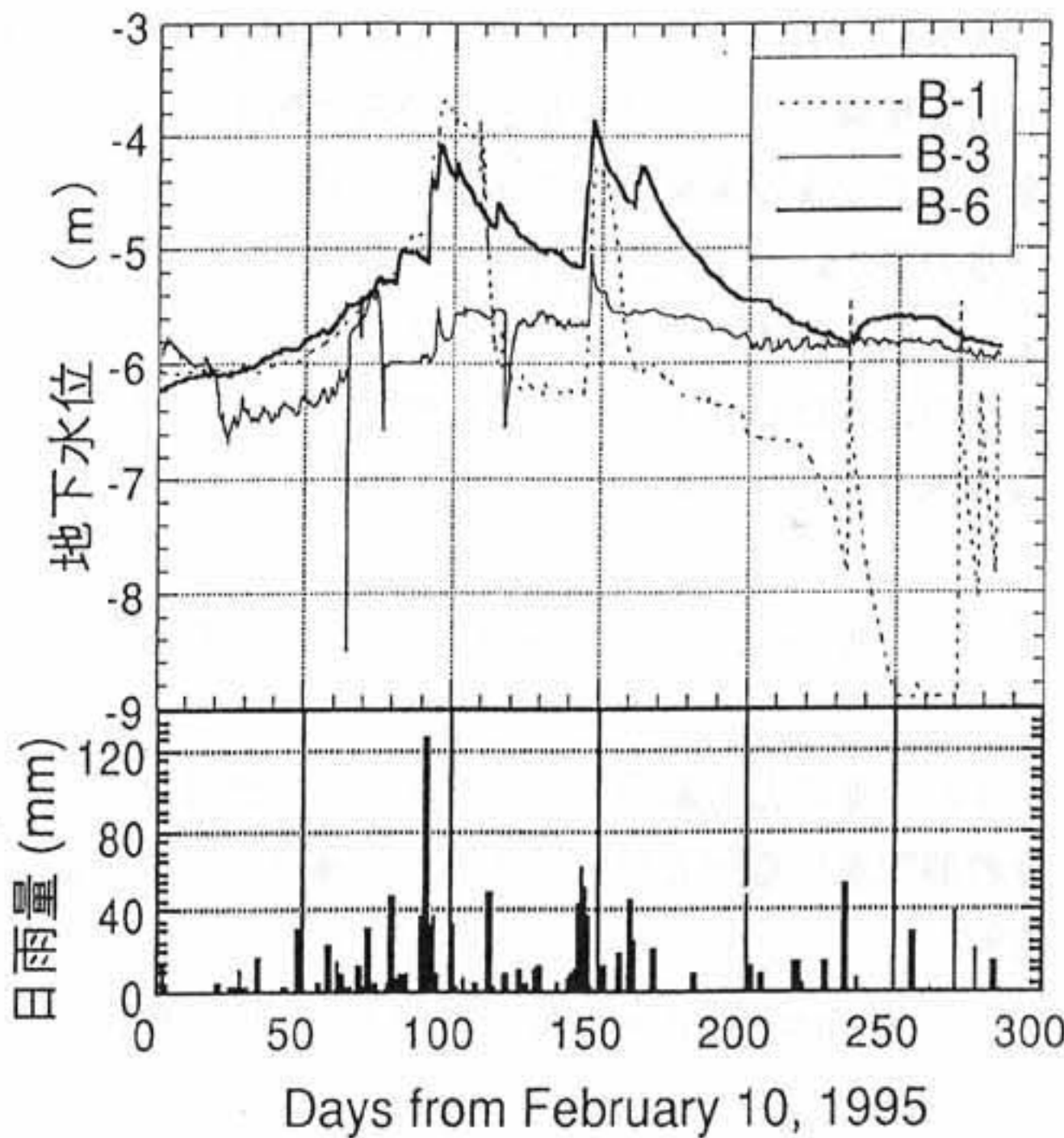


図7 仁川地すべり外周地域でのボーリング孔内地下水位観測の結果（兵庫県砂防課の調査結果より）。

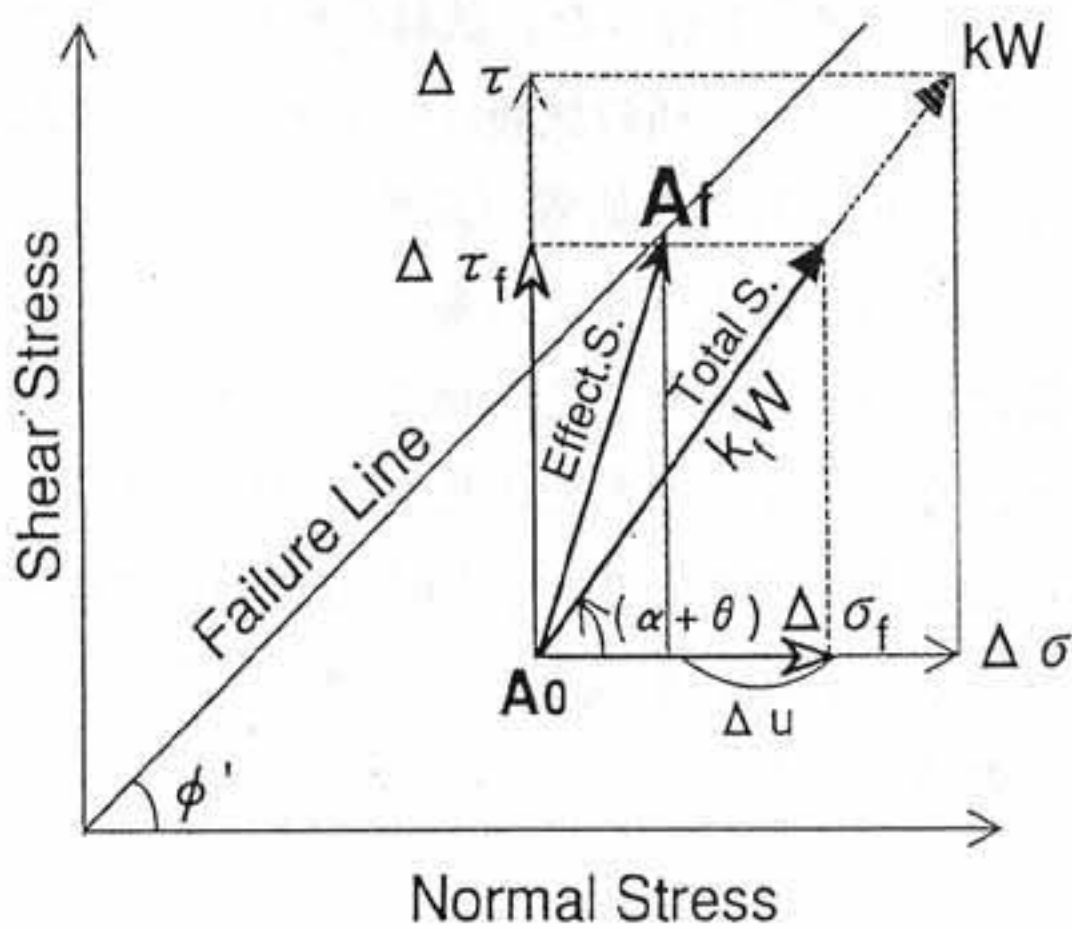
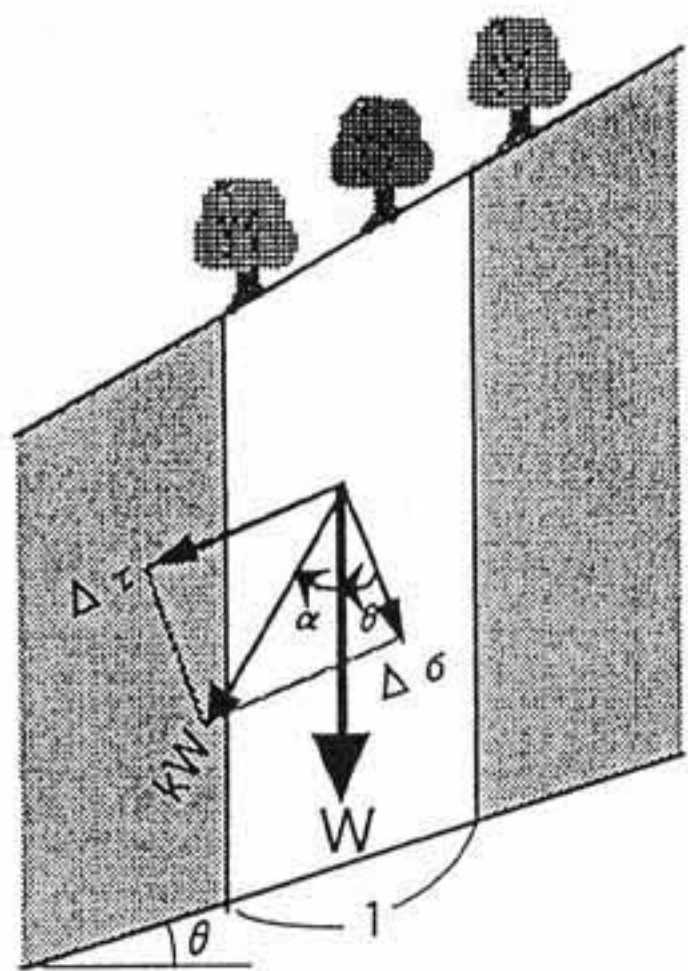


図8 斜面土層に作用する応力とリングせん断試験機内で載荷する応力の関係（佐々^{16) 20) 22) 33)}）。

W: 自重, α : 地震力の方向, θ : 斜面土層の底面（すべり面）の傾斜角,
 k : 震度（地震加速度 a と重力加速度 g の比、 a/g ）, kW : 地震力, ϕ'_d : 動的内部摩擦角,
 A_0 : 初期応力, A_f : 破壊時の応力, k_f : 破壊に必要な震度（ a_f/g ）。

図8(左)は斜面土層内の柱状要素(傾斜角 θ)に自重(W)と地震力(kW)が鉛直下方向から時計回りに α 度傾いた方向に作用している状態を示している。図8(右)は斜面土層内のすべり面に作用する応力をリングせん断試験機内で再現した場合の応力を示している。応力 A_0 点は、自重 W による垂直応力から地下水の静水圧分だけ差し引いた有効垂直応力と自重によるせん断応力で決まる点であり、地震前の地中のすべり面に作用している応力を表している。もし地下水による間隙水圧が0の場合には、 A_0 点と原点を結ぶ線の傾きは斜面土層の底面の傾斜 θ と同じである。地震力 kW の载荷を再現するには、リングせん断試験機内では、次の垂直応力、せん断応力増分を与えることになる^{21) 22) 23)}。

$$\Delta \tau = kW \sin(\alpha + \theta), \quad \Delta \sigma = kW \cos(\alpha + \theta) \quad (1)$$

また、地震力の载荷による間隙水圧の増分は、地すべりの問題の場合、直接せん断状態での非排水载荷時の間隙水圧増加と見なせるので、非排水三軸圧縮試験における間隙水圧増加と同様にして次式で現される²⁵⁾。

$$\Delta u = B_D(\Delta \sigma + A_D \cdot \Delta \tau), \quad A_D, B_D: \text{直接せん断状態での間隙圧係数} \quad (2)$$

地震力の载荷に対応する $\Delta \sigma$ 、 $\Delta \tau$ をリングせん断試験機で与えると、その全応力での応力経路は kW で表される。すべり面が飽和している場合、地震力によるこの応力増加は急激なため概ね非排水载荷に相当するので土層及び試料内には過剰間隙水圧(Δu)が発生する。この場合、図に示すような有効応力経路になり、有効応力経路が破壊線に到達すれば、 A_f 点で破壊が生じる。したがって破壊に必要な地震力は $k_f W$ になる。地震時に発生する間隙水圧の有無、正負によって破壊に必要な地震力は異なってくる。リングせん断試験機で地震時の地すべりを研究する目的は、地震力を载荷したときに発生する間隙水圧と破壊時に発揮される内部摩擦角(ϕ')を調べることで、破壊後に発揮されるせん断強度とせん断速度を調べることである。

試験時に与える地震力の方向としては、すべり面に平行な地震力、すなわちせん断応力のみを地震力として与えた。これは地震が作用した方向が不明なことで、地震力の垂直応力成分による間隙水圧増分は間隙圧係数 B_D より推定でき、 B_D は圧密後に($\Delta u / \Delta \sigma$)を測定することにより求められるので、破壊時に発生する間隙水圧の推定に、より重要な要素は間隙圧係数 A_D であることによる。垂直応力を変化させない試験の場合 $A_D = \Delta u / (B_D \cdot \Delta \tau)$ の関係になる。

試料の作成は、地すべり運動土塊の底部から採取した攪乱試料をバケツ内で十分飽和させて練り返した後、湛水させたせん断箱に入れ、正規圧密(テスト1)、過圧密比1.9(テスト2)で圧密し、圧密完了後、まず間隙圧係数 B_D の測定を行った。試料の飽和度を表す B_D 値は物性試験の場合には、通常0.95以上にしてから試験を行っているが、今回の試験は仁川地すべりにおける状態の再現なので、 B_D 値が低くても(0.35)、これを上昇させるための特別な処置(炭酸ガスでの置換やBack Pressureの载荷)はとらなかった。この後、排水状態でせん断応力を増大させて地震前の初期応力(A_0 点)を与えた。この初期応力は 21.0° の線上にある。この傾斜角は、仮にすべり面での地震前の間隙水圧をゼロとすると、すべり面勾配が 21.0° の場合を再現していることになり、すべり面での地震前の間隙水圧を考慮すると、 21.0° よりゆるいすべり面勾配の場合を再現していることになる。また、過圧密比1.0~2.0の範囲で圧密した理由は、地すべり面が大阪層群の二次堆積物(盛土など)内に形成されたと推定され、自然の水位変動だけでは過圧密比が2.0を越えることはないだろうとの推定による。

(2) 非排水繰返し载荷リングせん断試験の結果

過剰間隙水圧の発散後、試験機を非排水状態に切り替え、0.1 Hzのサインカーブでせん断応力増分を与えた。この際、いくら地震力で破壊が生じるか不明なので、1サイクル毎に一定幅だけ振幅を増大させつつ与えた。図9に過圧密比1.9で作成した試料の応力経路と測定項目の経時変化を示す。過圧密の影響から

せん断応力増加時に負の間隙水圧が発生しており、破壊時の間隙圧係数 A_D は負の値（ -0.49 ）になっている。負の間隙水圧が発生しているため、間隙水圧が発生しない場合（不飽和の場合など）に比べて破壊に要する地震力は大きくなっている。また、破壊時の摩擦角は 31.0° になった。破壊後は急激に間隙水圧が発生しせん断強度が低下しているが、間隙水圧測定の間延れのために、応力経路は破壊線から離れている。しかし、 1.5m 程度で定常状態になってからはほぼ破壊線の近くにある。破壊後の見かけの摩擦角は 8.5° である。正規圧密で作成した試料の試験結果では、破壊時の見かけの摩擦角は 27.2° と小さかったが、破壊後の見かけの摩擦角は同じく 8.5° であった。過圧密比が変化しても破壊後の見かけの摩擦角が同じになることは、この高い間隙水圧の発生原因が通常の液状化と異なることを示している。また得られた数値 8.5° は、仁川地すべりの運動距離から逆算で得られる運動時の平均の見かけの摩擦角 $9.6^\circ \sim 11.4^\circ$ の高い運動性を実験的に裏付けるものである。

図9に示す各測定要素の経時変化みると、破壊後に間隙水圧とせん断速度が急上昇している様子が現れている。せん断速度は 30cm/sec でモーターの上限に達したため、それ以上は増大していない。この試験結

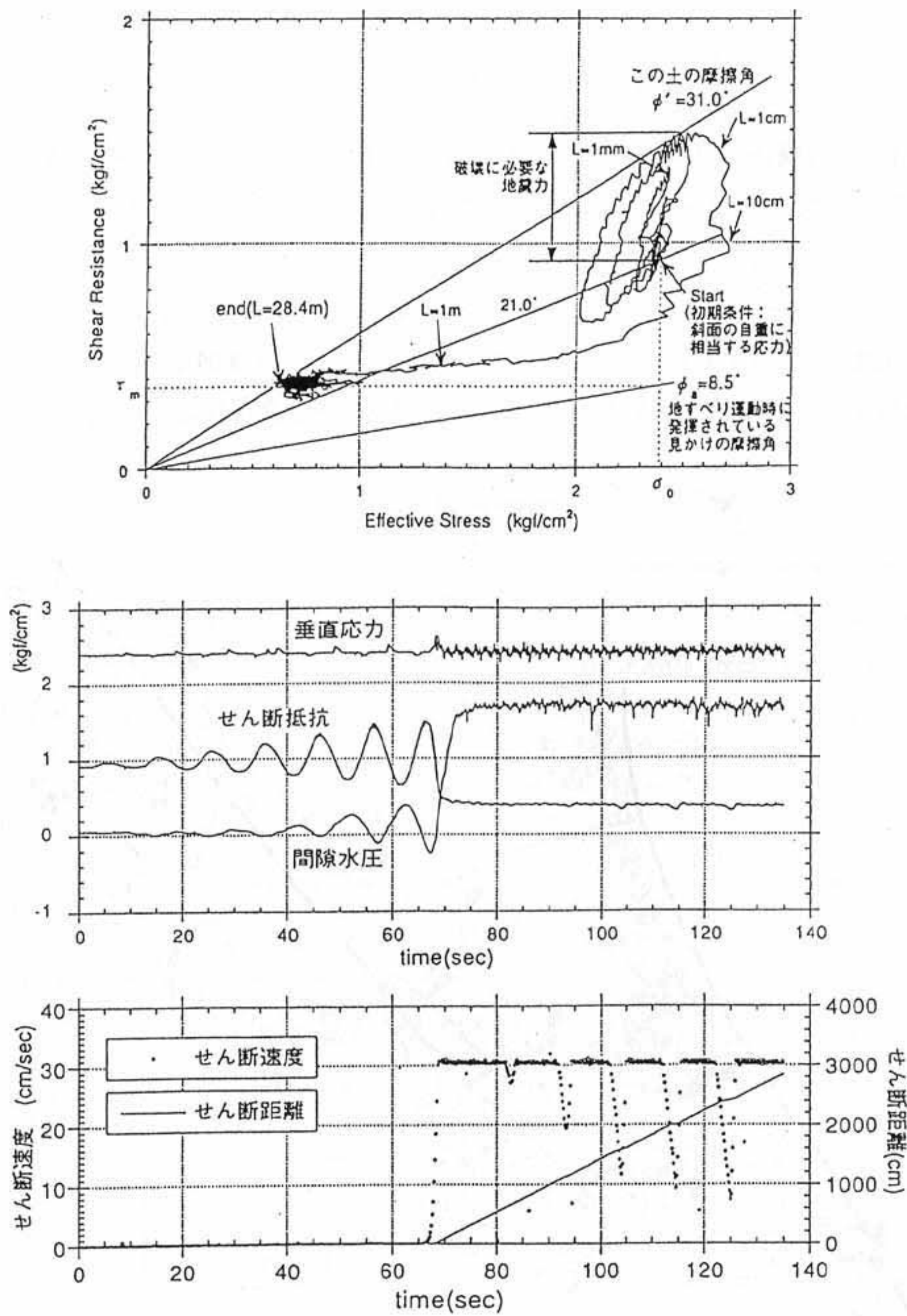


図9 仁川地すべりの砂質試料の繰返し载荷リングせん断試験の結果（OCR=1.9，湿潤単位体積重量 2.04 g/cm^3 ， $B_D=0.35$ 、 $A_D=-0.49$ ）（佐々・福岡他¹⁷⁾¹⁸⁾）。

果から、この土の飽和層が地震時に破壊すれば、破壊後の運動時に発揮される見かけの摩擦角は 8.5° なので、 20° 程度の緩斜面でも高速の地すべりが発生することが推定される。

(3) 地すべり発生に必要な地震力

非排水リングせん断試験結果より得られる間隙圧係数 (A_D, B_D) をスライス法に導入することにより、仁川地すべりの断面形状と地下水位を入力して地震時にすべり面で発生する間隙水圧を考慮した斜面安定解析が可能であるが^{15) 16) 26)} ここでは、図8を用いて長大斜面（十分長い斜面において、すべり面が斜面と平行な場合）と仮定した場合における地すべり発生に必要な地震力を概算する。単位長さの柱状要素の自重を W とすると、地震前にすべり面に作用しているせん断応力 (τ_0) は(3)式で表される。土層に載荷される地震力 ($k \cdot W$) の内、破壊に必要な地震力 ($k_f W$) は、破壊時の応力増分 ($\Delta \sigma_f, \Delta \tau_f$) を用いて(4)式で表される。(3)(4)式より、破壊に必要な震度（地震加速度と重力加速度の比） k_f は(5)式で求められる。

$$\tau_0 = W \cdot \sin \theta \tag{3}$$

$$k_f W = (\Delta \sigma_f^2 + \Delta \tau_f^2)^{1/2} \tag{4}$$

$$k_f = (\sin \theta / \tau_0) \times (\Delta \sigma_f^2 + \Delta \tau_f^2)^{1/2} \tag{5}$$

この考え方を図9の試験結果の場合に適用する。斜面方向の地震力を仮定し、せん断応力のみを載荷しているので、(5)式において $\Delta \sigma_f = 0$ 、初期のすべり面における間隙水圧を0とすると、すべり面の傾斜角 (θ) は 21.0° になる。また、各々の初期せん断応力 (τ_0)、破壊時のせん断応力増分 ($\Delta \tau_f$) は $\tau_0 = 0.93 \text{ kgf/cm}^2$, $\Delta \tau_f = 0.57 \text{ kgf/cm}^2$ 。したがって破壊に必要な震度 k_f は0.22になる。有効数字2桁とすると、破壊に必要な加速度は220galである。以上の計算は、地震力の方向を平面的には地すべり方向、鉛直面的には斜面に平行と仮定しているが、地震力の方向が、地すべり方向と異なれば、より大きな加速度が必要である。

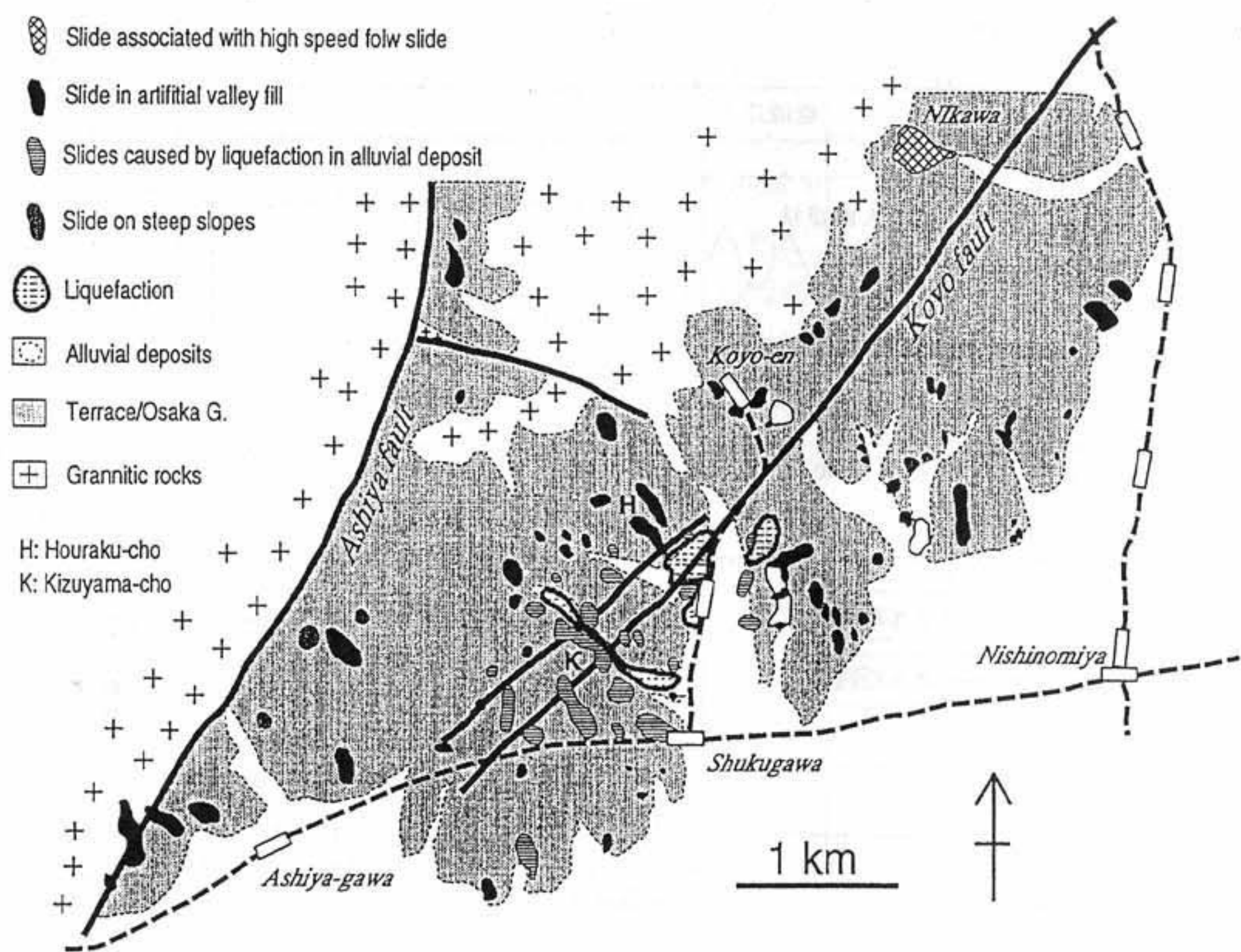


図10 西宮市、芦屋市、神戸市東灘区の斜面変動の分布 (Kamai et al.⁶⁾²⁷⁾).

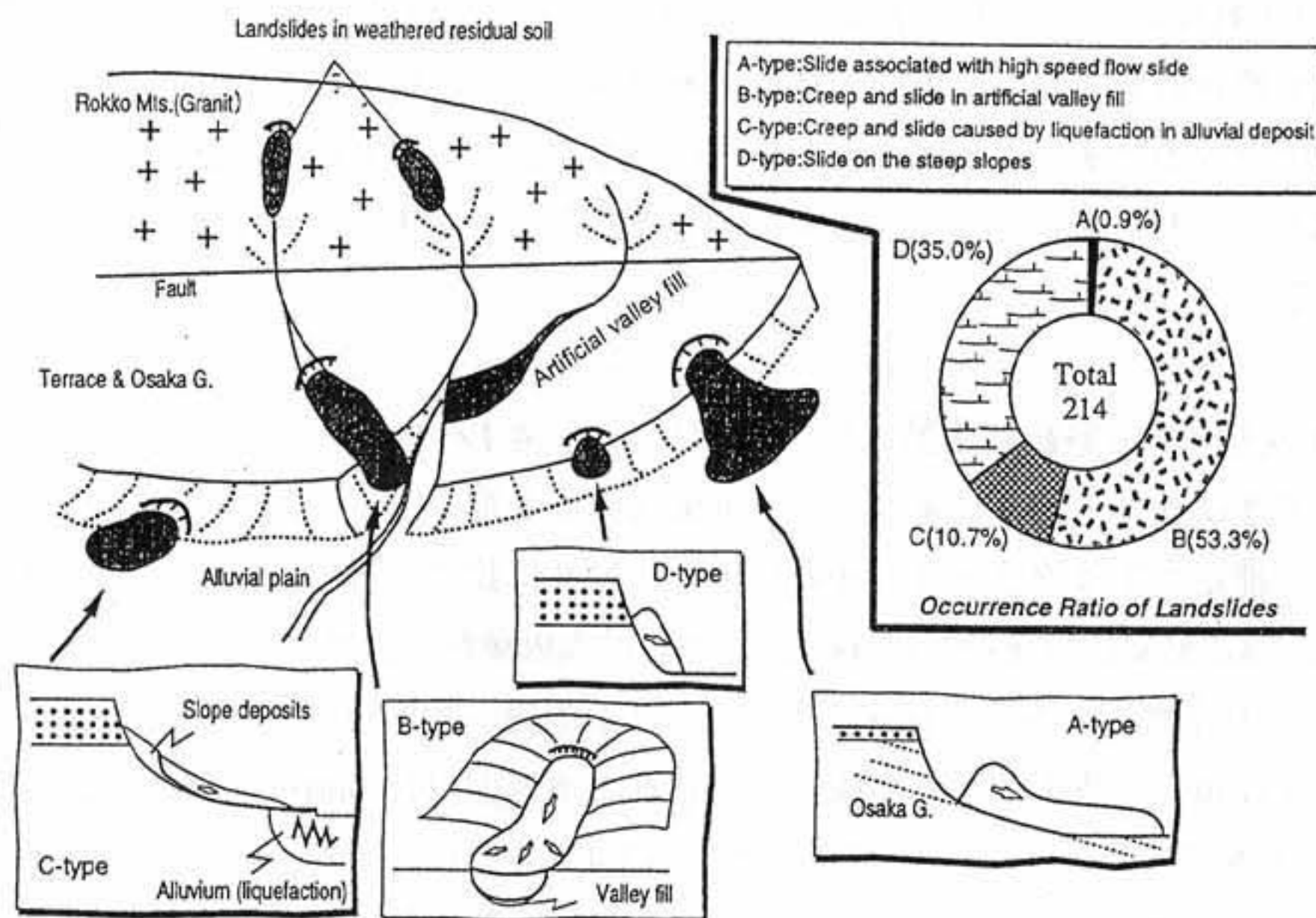


図11 都市域の斜面変動のタイプ (Kamai *et al.*^{6) 27)}).

6.5 その他の特徴的な斜面変動

6.5.1 住宅密集地の斜面変動

阪神間には六甲山から瀬戸内海の間には大阪層群、段丘堆積物に覆われたなだらかな斜面があり、この部分は近年の急激な開発による住宅地になっている。住宅地の開発にあたって切土と谷埋め盛土が、広範になされており、盛土の部分で数多くの斜面変動が発生した。図10は、釜井他²⁷⁾による都市域の斜面変動の分布であり、大部分は、花崗岩からなる六甲山と平坦な沖積層の間に広がる大阪層群と段丘堆積物からなるなだらかな丘陵地である。図11は、調査した都市域の斜面変動(地すべり・斜面崩壊) 214箇所のタイプ分けであり、それによれば谷埋め盛土の部分が、約半分 (53.3%)、急斜面での崖崩れが35.0%で、この二つで全体の9割ほどになる。この数字が都市域の地震時の斜面災害を良く現している。ただし、もしこの地震が雨季、あるいは比較的雨の多い時期であれば、Aタイプで現され、今回0.9%しかなかった高速のすべりの比率ははるかに高くなるものと思われる。図12、図13は、図10でH (西宮市豊楽町) K (西宮市木津山町) と印した谷埋め盛土の地すべりの断面と沖積層での液状化が地すべりの発生に寄与したと思われる

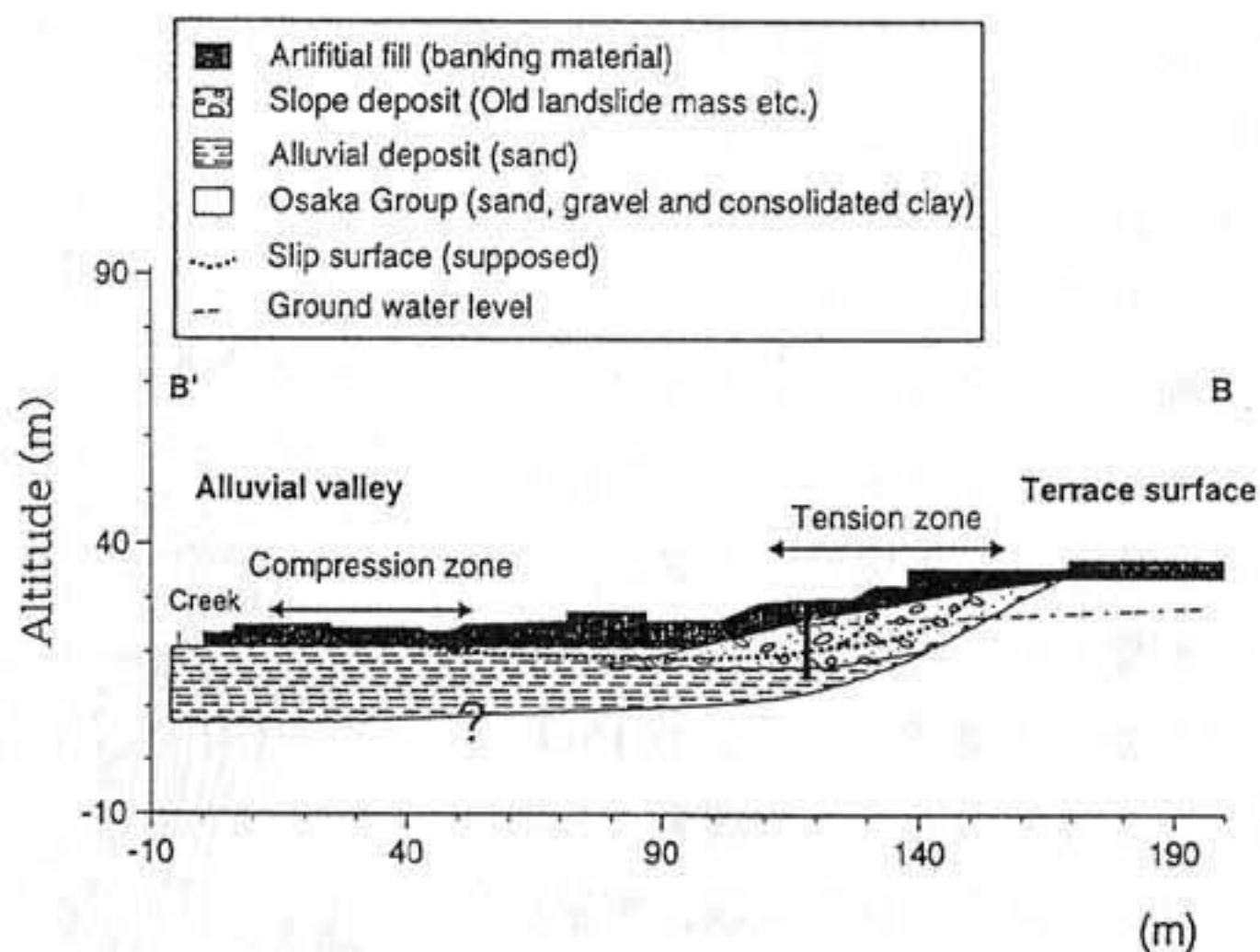


図12 西宮市木津山町の地すべりの地質断面 (Kamai *et al.*²⁷⁾).

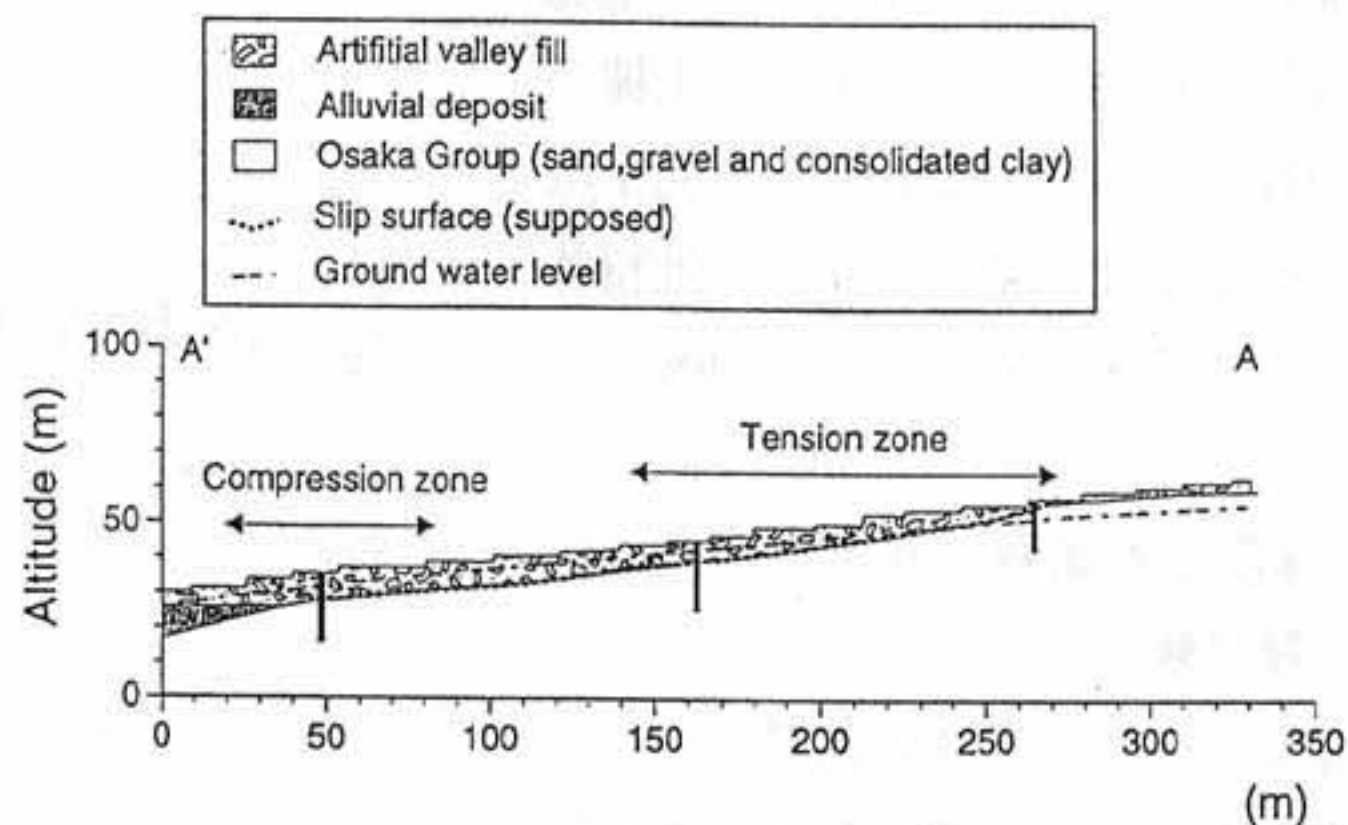


図13 西宮市豊楽町の地質断面 (Kamai *et al.*^{6) 27)}).

例である²⁷⁾。西宮市豊楽町では、すべり面は大阪層群と盛土の境界に形成され、盛土が移動した形である。木津山町は極めて緩い斜面であり、古い地すべり堆積物を含んで変動している。ボーリングコアおよび地表の一部に小規模なものであるが噴砂の跡が見られたことから、沖積層（砂層）での液状化がこの地すべりの一つの原因となったと推定される。写真2に挙げた芦屋市三条町の地すべりはこれと同じタイプの地すべりと思われる。

6.5.2 飽和土層を挟りながら長距離運動した地すべり（宝塚地すべり）

カラーグラビア及び写真1 Bは、宝塚ゴルフ倶楽部の13番コースと隣接するコースの間の斜面で発生したものである。推定土量は約2～3万 m^3 と仁川地すべりに比べれば小さいが、長距離運動した特徴的な地すべりである。源頭部斜面の平均傾斜は約 24° 、地質は大阪層群の土層と一部はその盛土である。

図14は、地すべり平面図である。図中のA-A'は主測線、数字を付した矢印は地すべり発生前の空中写真と地形図（1/1000）、地すべり発生後の空中写真と地形図（1/1000）及び地上測量より得た地すべり（水平）移動ベクトルである。(1)～(3)は構造物、(4)は立木、(5)はグリーン（二重の破線で囲った部分）およびホールピン・フラグ、(6)はサンドバンカーである。これらのベクトルのうち最長は(2)の85.2m、最短は(6)の44.0mである。(1)と(3)を除きベクトルの起点が末端に近づくほど移動距離は短くなっている。地すべり土塊は発生後、斜面下の13番コースに入り、グリーン付近で進路を左に約30度曲げ、フェアウェイに沿って運動した。写真1 Bからもわかる通り、斜面上にあった林の立木はほとんどが立ったまま運ばれている。このことから土塊はあまり攪乱されずに運動したことがわかる。また、地すべり末端（カラーグラビア写真）を見ると地すべりによって運ばれた立木の部分のさらに前方部分が盛り上がっている。これは地すべり土塊がフェアウェイ上を運動する際に、すべり面がフェアウェイの地盤の下に形成され、土塊前方のフェアウェイの地盤を前方へ押し出しつつ、持ち上げたからと考えられる。図15は、実施した3カ所のトレンチ調査、3本のボーリング調査、貫入試験、測量などを総合して描いた宝塚地すべりの先端部分の縦断模式図である。斜面で発生した地すべり土塊はその上に林を乗せながら、フェアウェイ上を挟りながら進み、挟った土塊が地すべり土塊の先端部に付加され、地すべり土塊の長さが長くなっている。従って発生域の地すべり土塊の全長よりも、堆積時の地すべり土塊の全長の方が長い。

(1) 採取した試料の非排水載荷リングせん断試験

土塊がフェアウェイの地盤を挟りながら進んだこと、土塊が進行した地盤内に滞水層があったことから、この地すべりは、1994年の長野県御岳大崩壊

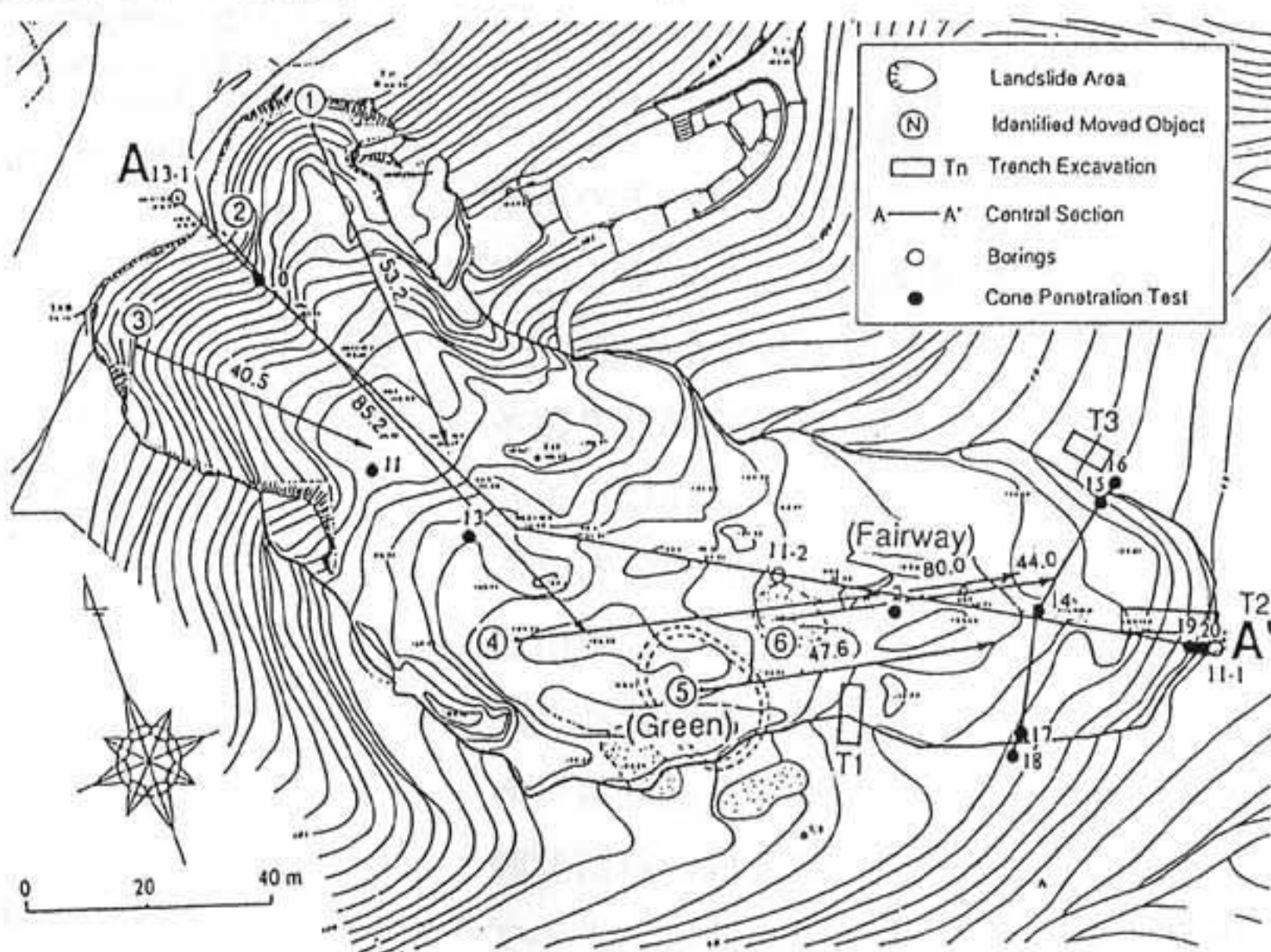


図14 宝塚地すべりの平面図 (Sassa et al.¹⁷⁾³³⁾).

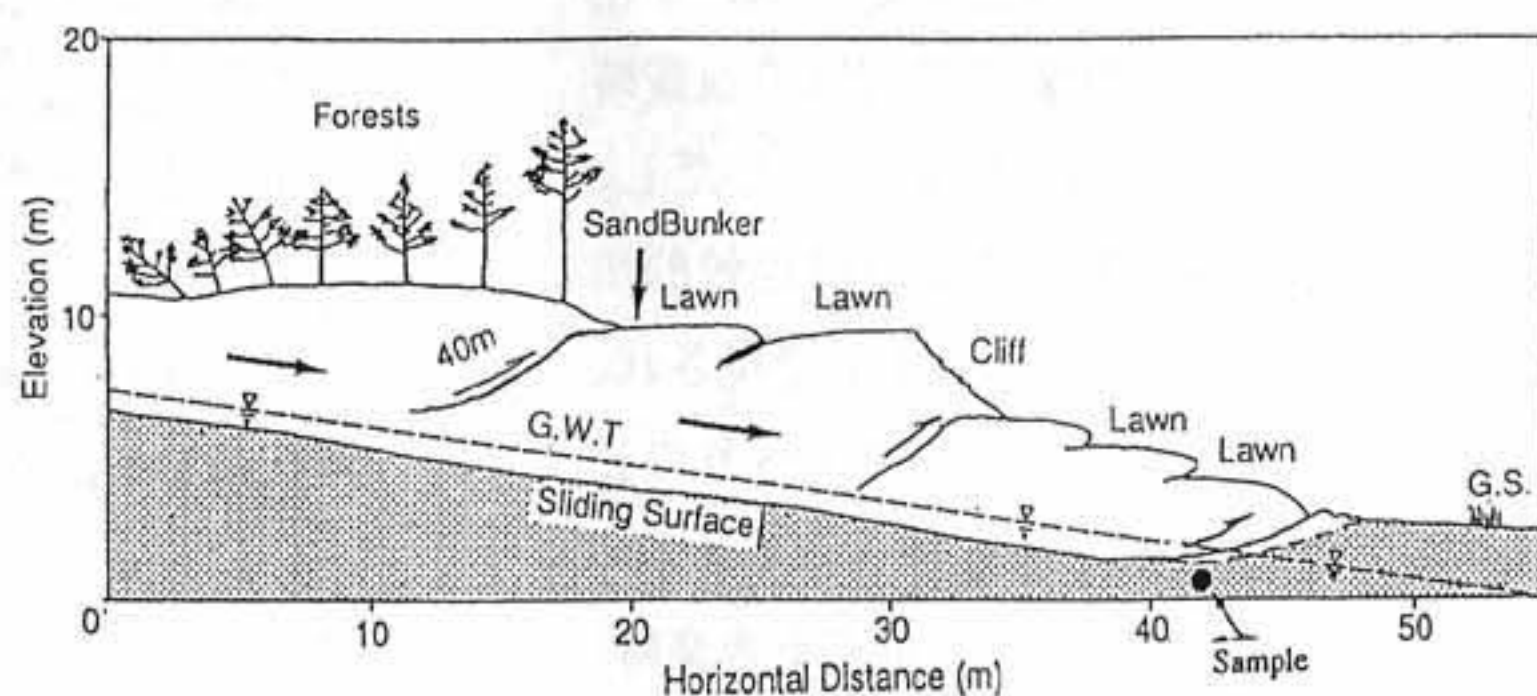


図15 縦横断トレンチの観察と推定による宝塚地すべりの先端部の縦断図 (Sassa et al.¹⁷⁾³³⁾).

の長距離運動の解釈である地すべり土塊による飽和土層の非排水載荷の考え方²⁵⁾、すなわち「Self-Undrained Loading Theory」^{28)~31)}による地すべり長距離運動の一つの典型であると考えた。図16は「Self-Undrained Loading Theory」の模式図である。斜面で発生した地すべり土塊が沖積土層など飽和層のある地盤を進むとき、地すべり土塊による飽和土層の非排水載荷によって過剰間隙水圧が発生し、見かけの摩擦角が減少する現象である。図16(下)は、飽和土層の内部に形成されるすべり面の応力経路の模式図である。地すべり土塊がP点に到達する以前には、P点の応力状態は、すべり面以上の土層の自重のみの低い垂直応力で安定な状態にある。そのときのせん断強度を求めると破壊線上のA点になる。地すべり土塊がP点に到達すると地すべり土塊の自重分だけ垂直応力が増大する。このときP点为非排水条件にあれば過剰間隙水圧が発生し、有効応力では破壊線上のB'点に移行するが、全応力ではB点に移行するので、発揮されるせん断強度は載荷された垂直応力下での排水強度に比し著しく小さくなる。この時に発揮されるせん断抵抗を全垂直応力で除したものが運動時に発揮される摩擦係数であり、その角度表示、B点と原点とを結んだ直線の傾きが、見かけの摩擦角(ϕ_a)である。斜面傾斜が ϕ_a より小さければ、飽和した土層が続く限り、どこまでも運動を続ける。

この考え方に基づいて、トレンチT2の底部、図15に「Sample」と記した推定すべり面の下から試料を採取し、飽和非排水載荷リングせん断試験を実施し、フェアウェイの地盤の非排水載荷時の見かけの摩擦角の測定を行った。まず、試料に水を加え予めスラリー状にしておき、リングせん断試験機のサンプルボックスに入れる。その後、1) 垂直応力 0.5kgf/cm^2 (土塊が挟った地盤の深さ、約2.5mに相当) で圧密し、排水条件で一定速度(0.1cm/sec)でせん断を開始する。2) 破壊線に到達した後、非排水条件に切り替え、せん断を続けながら垂直応力を 1.95kgf/cm^2 までゆっくり増大させる(厚さ約7mの土塊が載荷した状況に相当)。3) 垂直応力 1.95kgf/cm^2 に到達した後、一定に保ち、間隙水圧、せん断抵抗が一定値に達するまでせん断を続ける。4) 一定値に達した後、排水条件に切り替え、過剰間隙水圧を発散させ、5) さらに垂直応力を減少させてこの土の破壊線と摩擦角を求める。図17に上記試験手順2)~5)の応力経路と経時変化を示す。A→Bは手順2)の全応力経路、A→B'は有効応力経路である。有効

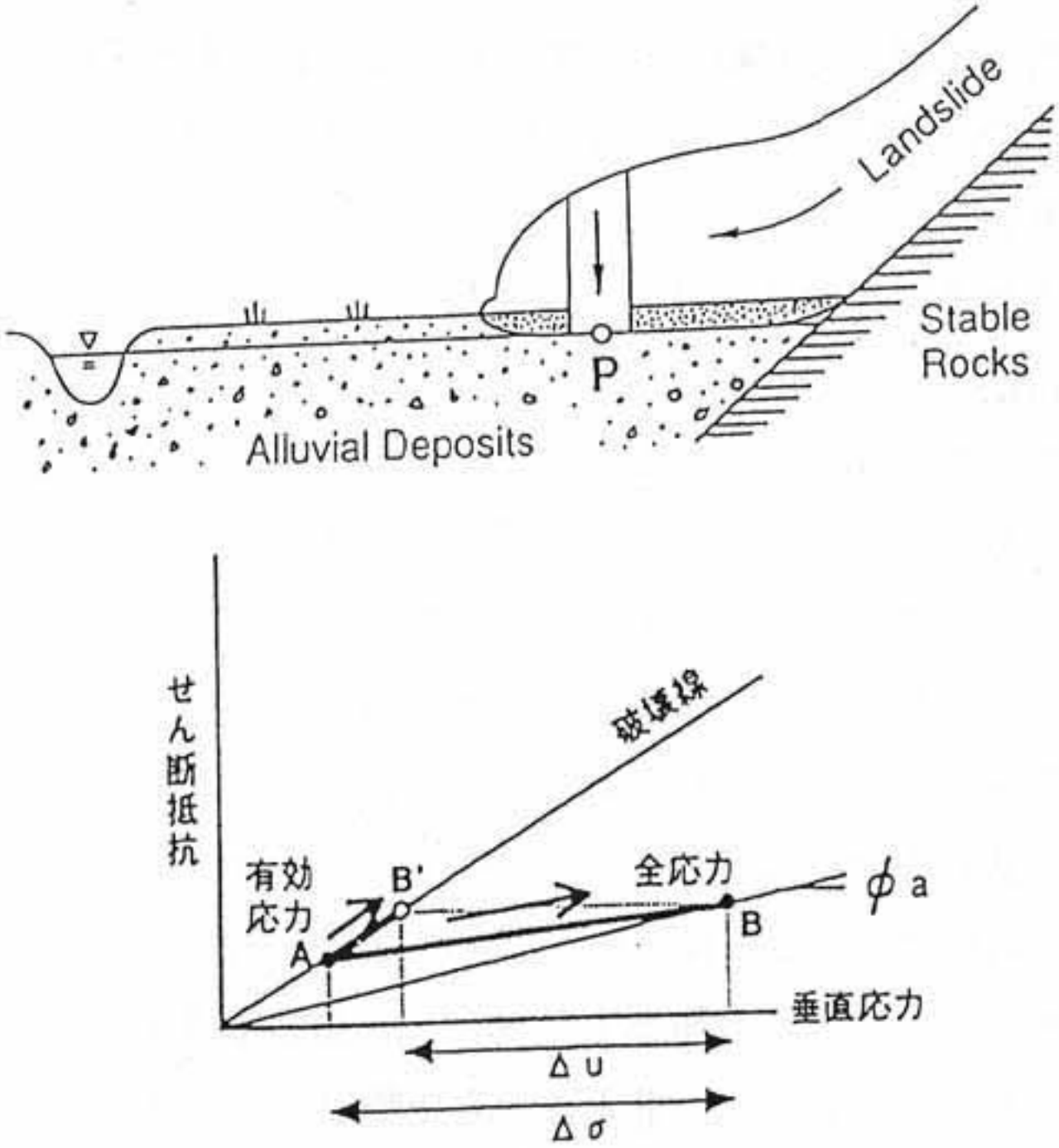


図16 地すべり運動土塊による飽和土層の非排水載荷模式図 上：運動土塊模式図 下：非排水載荷時の応力経路 (Sassa et al.^{29) 30) 31)}).



図17 非排水載荷リングせん断試験の結果 (福岡・佐々^{33) 44)}).

応力経路が破壊線上をたどっていないが、これはサンプルの透水性が低いこと、間隙水圧を測定しているのがせん断面より2 mm上であることからせん断面で発生した過剰間隙水圧が遅れて測定されているためと思われる。実際、垂直応力を 1.95kgf/cm^2 で一定に保っている間に測定している間隙水圧は増大を続け、有効応力経路は $B' \rightarrow B''$ のように破壊線に近づいている。B点よりこの土の非排水載荷時に発揮される見かけの摩擦角は 8.9° であることが分かる。この値はフェアウェイの平均傾斜(6.2°)より大きいが、本地すべりの運動距離から逆算して得られる実際に発揮される見かけの摩擦角(10.6°)よりは小さく、この地すべりの長距離運動メカニズムを説明するモデルとして、数値的にも妥当であることを示している。

B点に到達後、排水条件に切り替えてせん断を続け、過剰間隙水圧が0になるまでを発散させた点がC点である。その後、手順5)のように排水条件のまま垂直応力を約21,000秒かけて 0.3kgf/cm^2 まで減少させた点がD点である。この応力経路から有効応力でのこの土の摩擦角は 28.8° 、粘着力はほぼゼロであることが分かる。

6.5.3 粘性土の遅れて移動した地すべり（淡路島高滝地区）

過去の地震の際に発生した地すべりは砂質土、崩積土、風化岩などであり、粘性土の斜面は地震ではほとんど移動していない。また、過去に地すべりが発生し、すでに粘土化したすべり面が生成されている場所では、これまで地震時に目立った移動をしたところはない。今回の地震でも大阪層群、神戸層群などに地すべり指定されているところや、地すべり地形をしているところは数多くあるが、目立った移動が見られたところはない。それは粘土や粘性化したすべり面は地震に強く、周波数の高い短時間の地震力では移動せず、また若干の変位が生じて過剰間隙水圧が発生せず、強度低下も生じないためである。そのなかで、今回の地震で目立った移動をした地すべりが淡路島津名町の高滝地すべりである。この地域は、花崗岩の上に大阪層群、あるいは大阪層群起源の崩積土（地すべり土塊）が乗っており、小規模な地すべり地形が多数点在している。今回、地すべり移動を起こした場所もそのような斜面である。地すべり発生域の地すべりの抜けた跡には飽和粘性土が一面にみられ、すべり面が飽和粘性土であったことを示している。また、この部分の基岩は亀裂のある花崗岩からなる。

この地すべりについて兵庫県砂防課・竹内他が調査を行った³²⁾。今回、大きく地すべりを起こした斜面（Aブロック）とその隣接地の若干の地表変動が現れた斜面（Bブロック）の平面図を図18に示す。Aブロックの地すべり（A0からA3の部分）を撮影した3枚の空中写真をグラビアにあげた。グラビアの最初の写真は地震当日の昼頃のものであり、地震後6時間ほど経過しているが、変状は現れていない。2枚目の写真は1月19日の写真であり、地すべり頭部の道路が陥没しているのが見られる。しかし、まだ大幅な滑落には至っていない。そして1月21日撮影の3枚目の写真では、地すべり土塊は発生域から完全に抜け出している。移動距離は約50～60mである。これは地震によってこの地すべりの基岩を構成する花崗岩内の水圧が上昇し、花崗岩の亀裂から地すべり土塊に地下水が供給され土中の間隙水圧を上昇させたことと、一部は地すべり頭部の道路沿いにあった水路から水が流出したためと考えられている。すなわちこの地すべりは地震力自体の载荷によって生じたものではなく、地震力による基岩（花崗岩）内部の地下水条件が変化したため生じたものである。

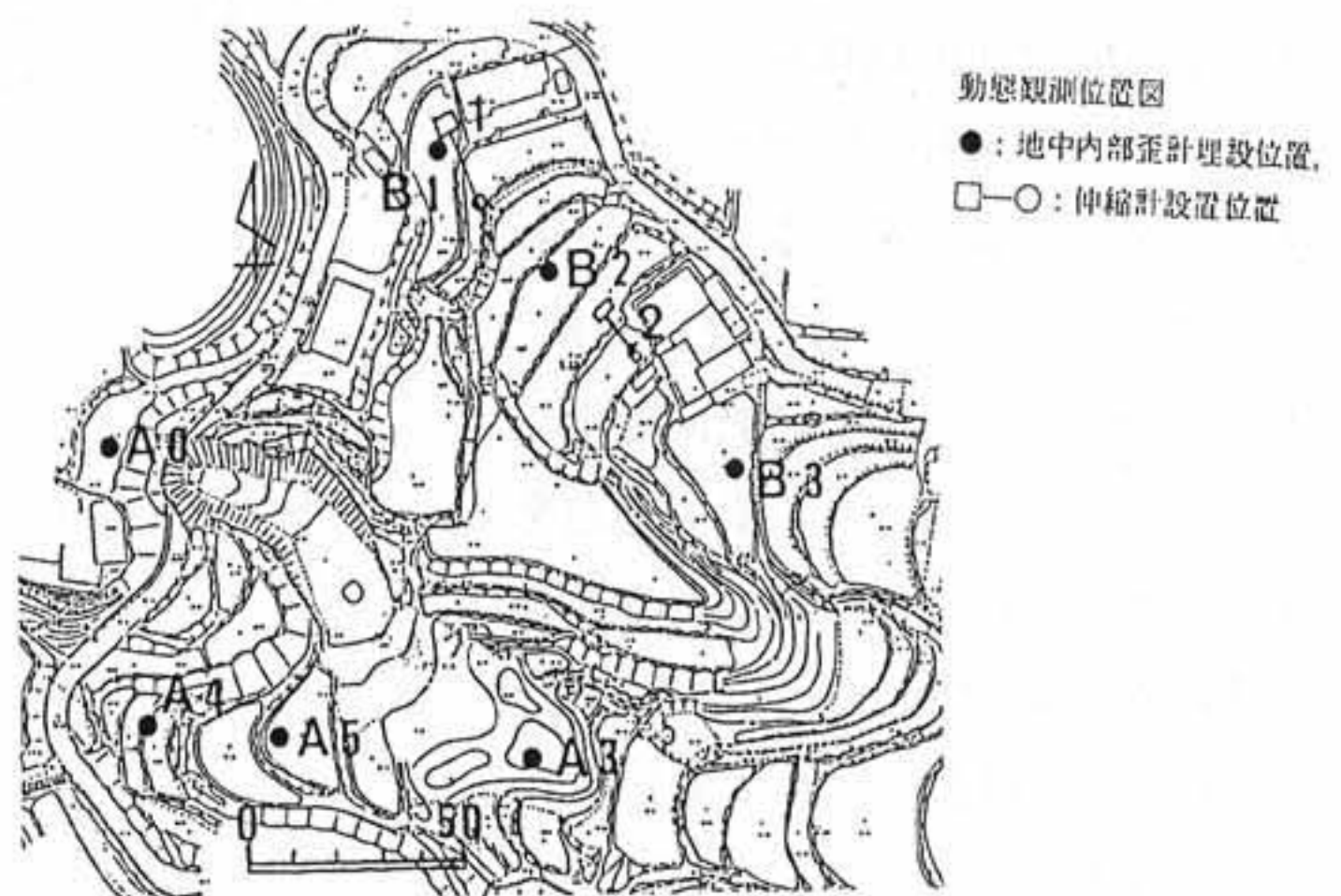


図18 高滝地区の平面図（竹内他³²⁾）。

6.6 高速地すべりの原因「すべり面液状化」と地震時地すべり危険斜面の判定について

6.6.1 高速地すべりの原因「すべり面液状化」

仁川地すべりから採取した土（大阪層群の砂質土）の試験を行ったところ、運動中に発揮される見かけの摩擦角 $\{\tan^{-1}(\text{運動時のせん断抵抗} / \text{垂直応力})\}$ が 8.5° しかなかった。この低いせん断抵抗は液状化と言うほどではないかもしれないが、応力経路から見る限り、液状化に近い状態である。しかし、通常の液状化とは明らかに異なる。次にこの現象が通常の液状化で説明できない理由を述べる。

1) 液状化は極めて緩い土層構造の飽和した土（砂）においてのみ発生する。液状化は、不安定な土層構造の破壊による体積収縮に起因する過剰間隙水圧の上昇と有効応力の減少によって生じるので、緩い構造であることが不可欠である。しかし、仁川地すべりの土では、正規圧密の土だけでなく、過圧密比1.9でせん断応力増加過程で負の間隙水圧が発生するような密な土層構造でも発生し（図9）、かつ過圧密比が発生間隙水圧にあまり影響せず、どちらの試験でも破壊後の見かけの摩擦角は 8.5° になった^{15) 16) 33)}。

2) 液状化はわずかの変位で生じるのに対し、仁川の土では応力経路図に書き込んだ各点でのせん断変位から分かるように1m以上のせん断変位の増加に伴って間隙水圧が増加している。

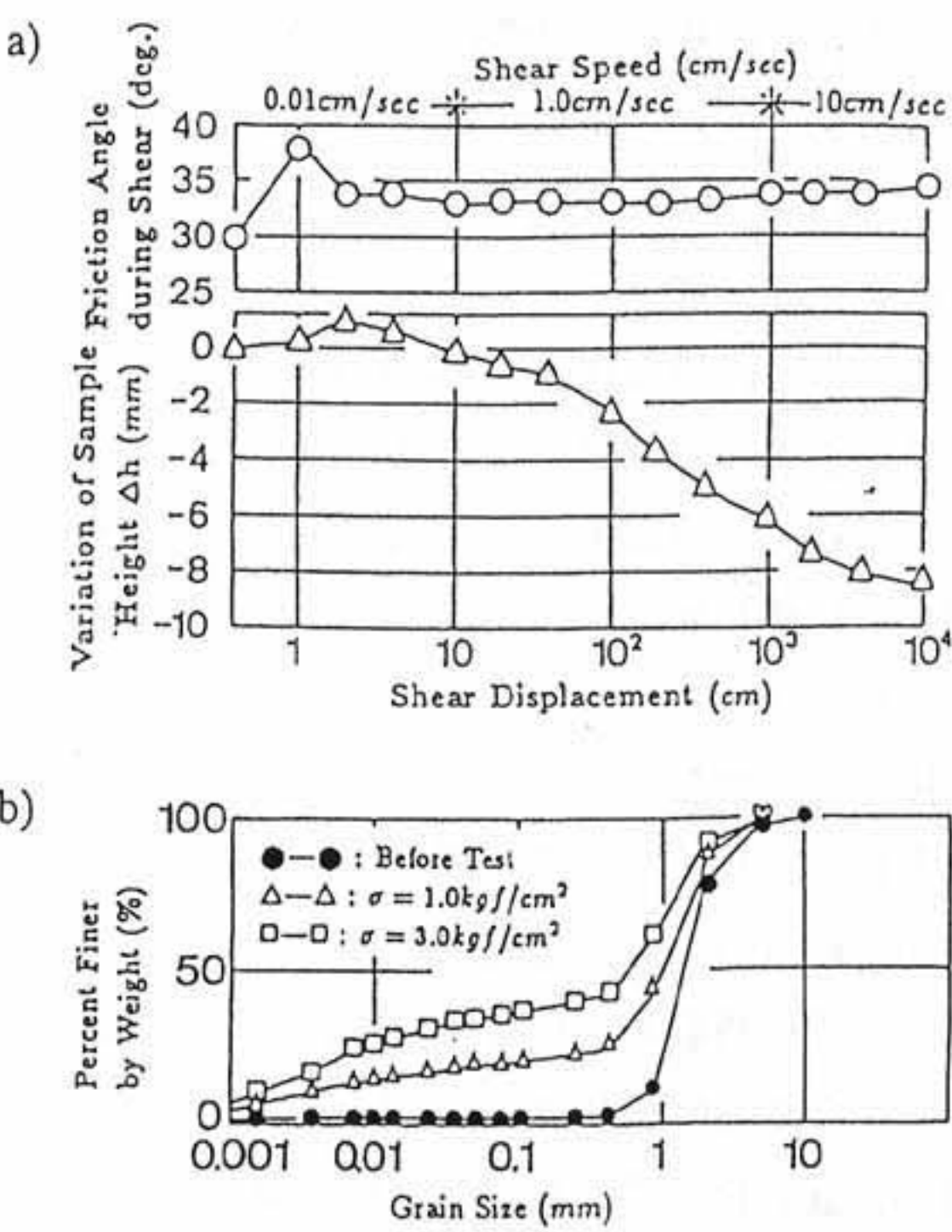
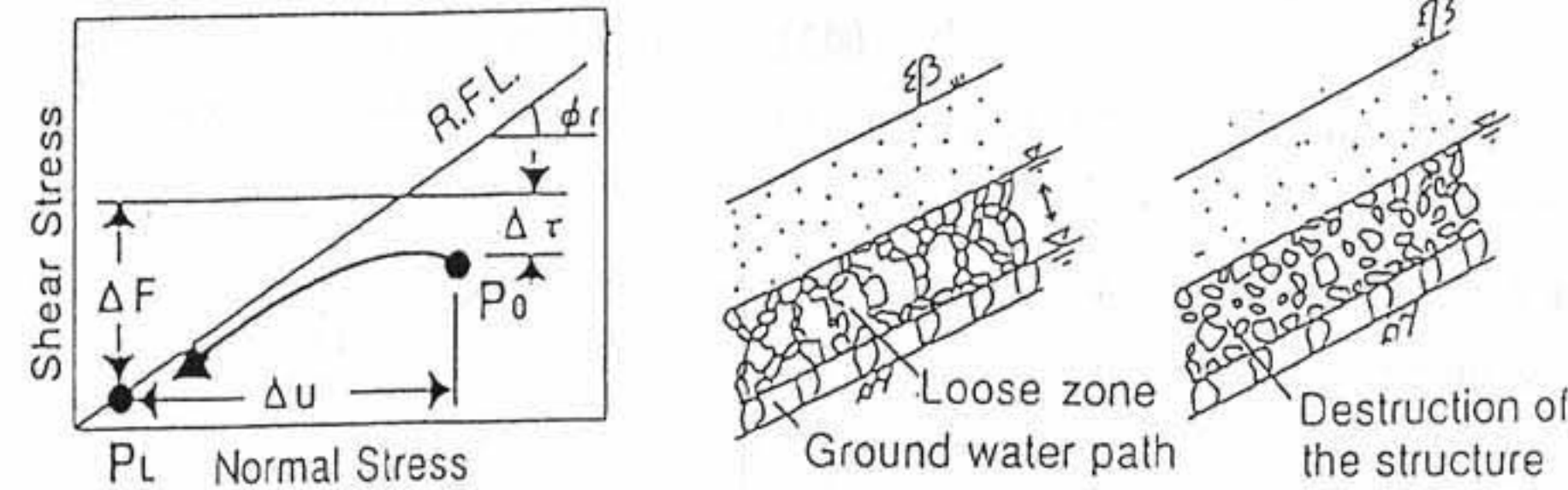


図19 白川砂（花崗岩の風化土）の長距離排水リングせん断における粒子破碎(Sassa *et al.*^{17) 18) 22)} 上：せん断の進行に伴う体積変化と摩擦角の変化 ($\sigma = 3.0 \text{ kgf/cm}^2$)、下：せん断前とせん断後のせん断ゾーンの粒度分布 ($\sigma = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ と 3.0 kgf/cm^2 の試験後)。

A. 液状化 (Mass Liquefaction)



B. すべり面液状化 (Sliding-Surface Liquefaction)

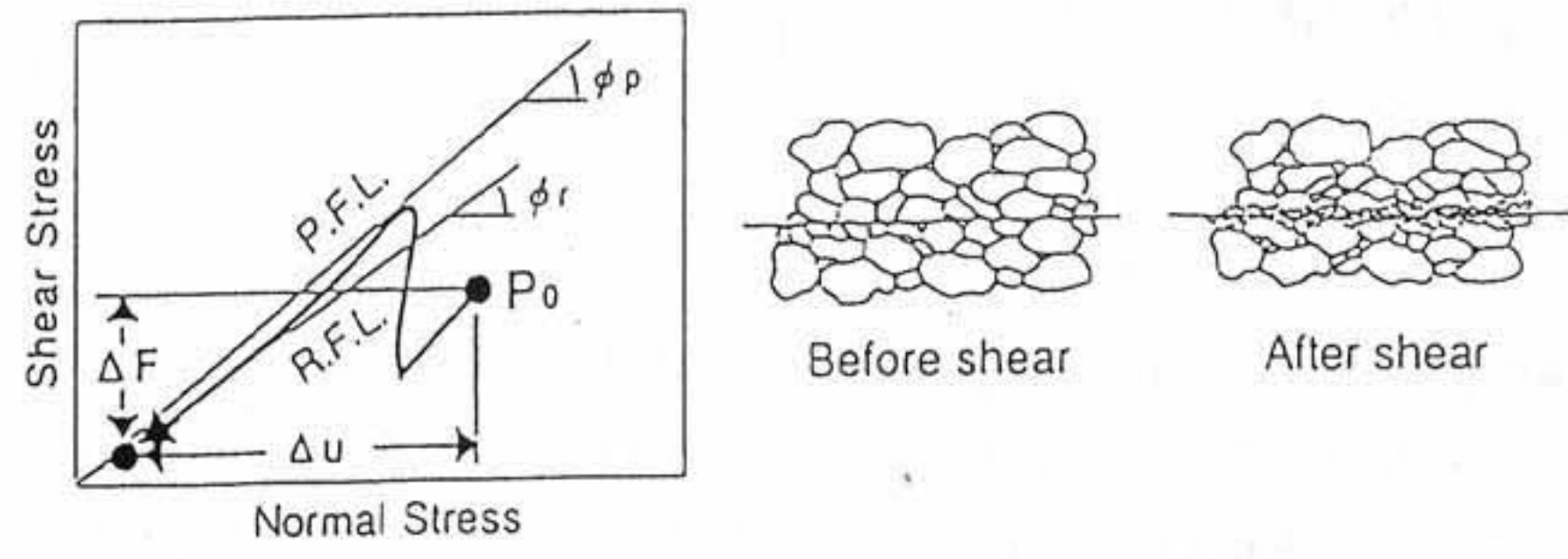


図20 液状化 (Mass Liquefaction)とすべり面液状化 (Sliding-Surface Liquefaction)の応力経路と土粒子の模式図 (Sassa *et al.*^{17) 18)})

3) 液状化は緩い土層構造全体で生じるが、試験機の透明アクリル性のせん断箱外壁を通じての観察や、試験後にせん断箱上箱外壁をはずした観察によれば、せん断面以外の部分の液状化によると思われる変形は認められなかった。

これまで非排水リングせん断試験を、御岳大崩壊のパミス^{21) 23) 30)}や雲仙の眉山³⁴⁾など種々の土について行い、仁川と同様な試験結果が得られている。特にカナダのFrank地すべりの運動域から採取した段丘堆積物の非排水せん断試験では、試料内に全く細粒部が無いため、試験中にせん断面での粒子破碎によって生成され細粒土砂が泥水となって土砂の空隙を拡散していくのが、試験機の透明アクリル性のせん断箱外壁を通じて観察され³⁵⁾、その様子はビデオに収録されている³⁶⁾。これらの現象は、すべり面での粒子破碎によるすべり面のみの液状化なので「すべり面液状化」と呼べる現象である^{17) 18) 33)}。

非排水せん断では、僅かの粒子破碎で過剰間隙水圧が発生し、有効応力が低下するので、粒子破碎はそれ以上進行しなくなるが、排水せん断では有効応力が低下しないので粒子破碎が進行する。図19は花崗岩の風化土砂（白川砂）を乾燥状態で排水せん断したものである。せん断の進行と共に粒子破碎によるものと思われる体積収縮が生じている。また、試験後にせん断ゾーンの粒度分布を調べたものが下のグラフである。かなり細粒部が増加しており、垂直応力が大きな試験の方が細粒化が著しい^{22) 37)}。

図20に液状化とすべり面液状化の模式図と応力経路図を比較してあげた。一般にいわれる液状化は、極めて緩い砂の「構造」が壊れることにより体積収縮が生じ、体積収縮によって過剰間隙水圧が発生し、著しく強度低下するものである。一方、すべり面液状化は、すべり面における「土粒子の破碎」によって体積収縮が生じ、過剰間隙水圧が発生するものである。上の図が斜面土層内の粗な部分の液状化（mass liquefaction）の模式図と非排水荷重制御三軸試験でみられる液状化の応力経路の模式図であり、破壊線に到達せずに強度低下が生じる。また下の図が、仁川の土、御岳のパミスでの試験結果を参考に描いたすべり面液状化（sliding-surface liquefaction）の模式図である。すべり面液状化では土層内にすべりが生じることにより始まるので、応力経路は必ず破壊線に到達してから間隙水圧の増加が始まる。

6.6.2 すべり面液状化の定常状態線（Steady State Line）による説明

土が一定応力、一定体積で連続に変形する状態を限界状態（Critical State）あるいは定常状態（Steady State）または極限状態（Ultimate State）と呼ばれる。この3つは、ほぼ、同じ概念であるが、³⁷⁾³⁸⁾ 限界状態（Critical State）は、正規圧密粘土のピーク強度状態のように小さな歪み量で、構造があまり乱されていない範囲で便宜的に一応の定常せん断状態にあることを想定し、定常状態（Steady State）、極限状

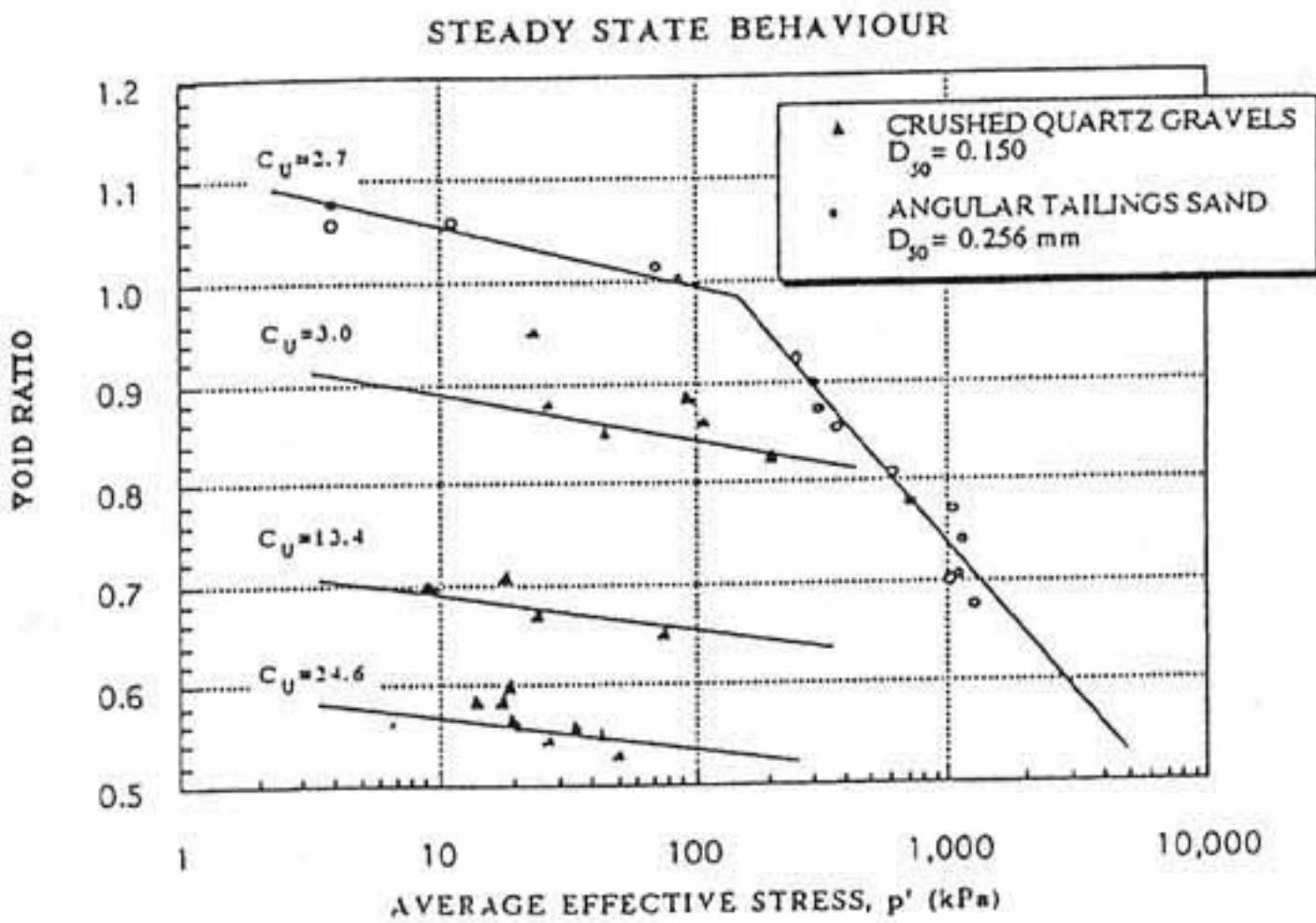


図21 角張った砂の定常状態線（Steady State Line）とコラプス挙動（Dawson, Morgenstern and Gu¹⁴⁾）。

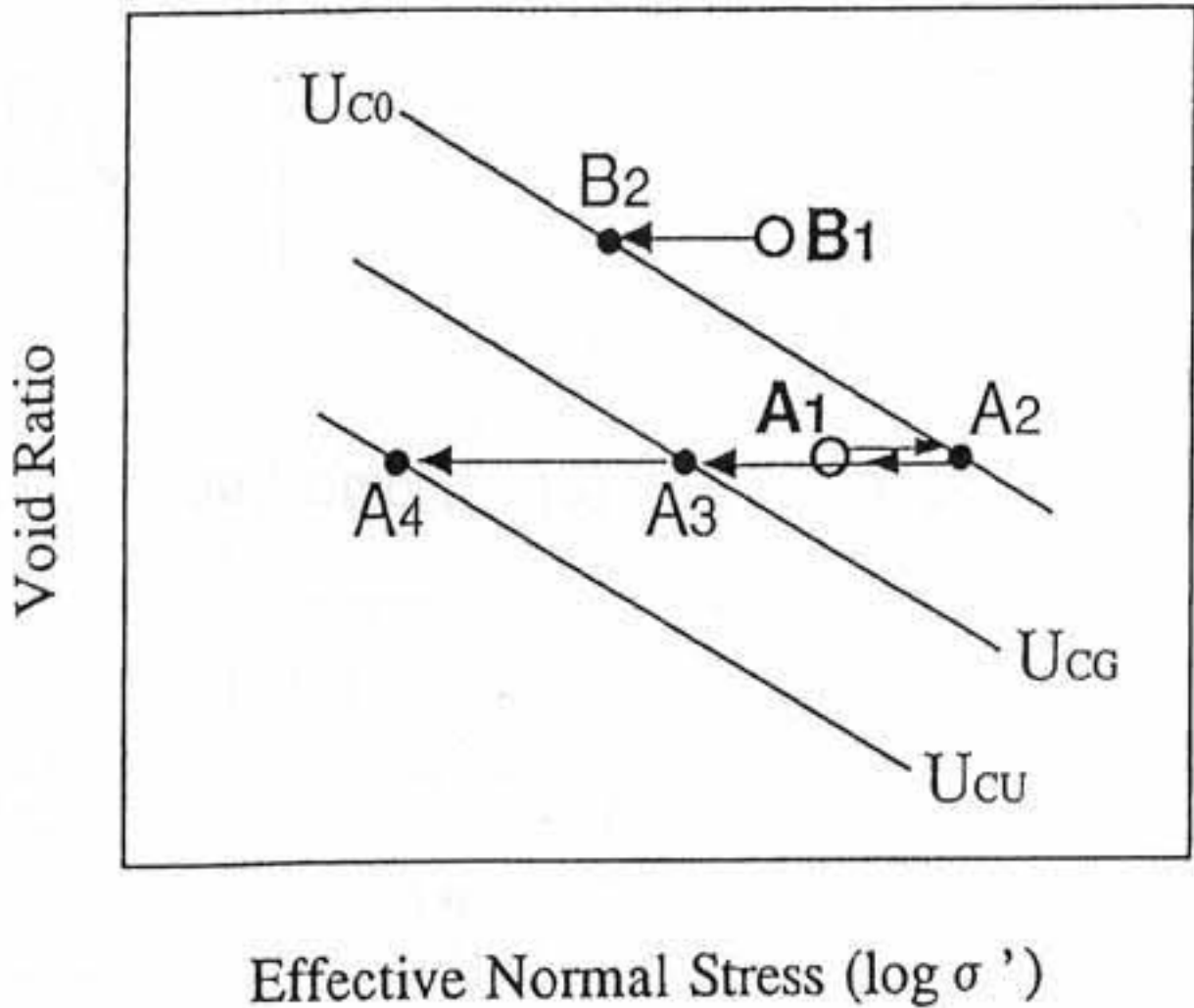


図22 定体積（非排水）せん断状態での粒子破碎による有効応力の減少 U_{c0} ：初期の均等係数 U_{cg} ：粒子破碎進行中の均等係数 U_{cu} ：粒子破碎しつづいた最終的な均等係数 3本の斜線は、各々の均等係数の粒度分布に対応する定常状態線（佐々・福岡³³⁾）。

態 (Ultimate State) は、大変位後の一定応力、一定体積でのせん断の進行を念頭においている⁴⁰⁾。この意味では、非排水せん断において一定応力でせん断が進行する最終状態は、定常状態あるいは極限状態と呼ぶ方が良いと思われる。図21は非排水三軸圧縮試験によって求めた砂の定常状態線 (Steady State Line) についてのAlberta大学の研究である⁴¹⁾。砂の定常状態線は、砂の均等係数により異なり、均等係数が高いほど、定常状態線は低い位置に移行する。図21におけるもっとも上の線で折れているのは、その応力以上では、もろい粒子が破碎されているものである^{38) 41)}。図19にマサ土 (白川砂) の排水リングせん断試験時の粒子破碎による粒径分布の変化を示したが、リングせん断試験によるせん断面での粒子破碎によって均等係数 (U_c , あるいは C_u) は、試験前の $U_c=1.6$ から、 $U_c=272$ ($\sigma=2.0\text{kgf/cm}^2$) と $U_c=614$ ($\sigma=3.0\text{kgf/cm}^2$) に大きく変わっている。飽和非排水リングせん断試験では、せん断面での粒子破碎によって同一体積 (間隙比) のまま、せん断面の粒子の均等係数が増加するため、定常状態線は図22に模式的に示すごとく、初期の均等係数 (U_{c0}) の状態から、粒子破碎が進行中の U_{cg} の状態、そしてそれ以上、粒子破碎が進行しない最終的な定常状態である U_{cu} の状態へと移行していく。すなわち、せん断によって粒子破碎しない材料と応力レベルでは、非排水せん断を与えた場合、B1からB2、A1 からA2の応力変化で終わるが、すべり面の形成により粒子破碎が生じる材料と応力レベルでは、例えば、A1-A2-A3-A4 と移行し、極めて小さな応力レベルで最終的な定常状態に達する。図23は伝上川の溪床堆積物について速度制御・定体積リングせん断試験を行った結果である^{22) 29)}。すべり面での粒子破碎によるA1-A2-A3-A4 に相当する定常状態の変化に伴う有効応力の変化が現れている。

また、レスについて過圧密比を変えて、速度制御・飽和非排水リングせん断試験を行った結果が図21である⁴²⁾。過圧密比を変えると破壊時のせん断強度は大きく変化しているが、最終的に落ち着く定常状態は一定であり、同じ有効応力でせん断が進行している。すなわち図22の最終的な定常状態線 U_{cu} は、初期の過圧密比に対して独立である。すべり面液状化が、通常の液状化と異なり密な状態 (過圧密比の高い状態) でも生じる理由は、せん断中のすべり面での粒子破碎による均等係数の変化による定常状態線の移動によるものであると説明される。

6.6.3 地震時地すべり危険斜面の判定

地震時の斜面安定解析において不安定と判断されても、仁川地すべりのように高速で長距離移動するとは限らない。地震力の作用によって土中の応力が破壊線を越える (破壊線以上の応力は加速度に消費されるので、より正確には応力が破壊線上にある) 時間は瞬間的であり、破壊後に強度低下が生じない材料では、移動距離は極めて限られたものになる。今回の兵庫県南部地震でもクラックが入るのみでそれ以上移

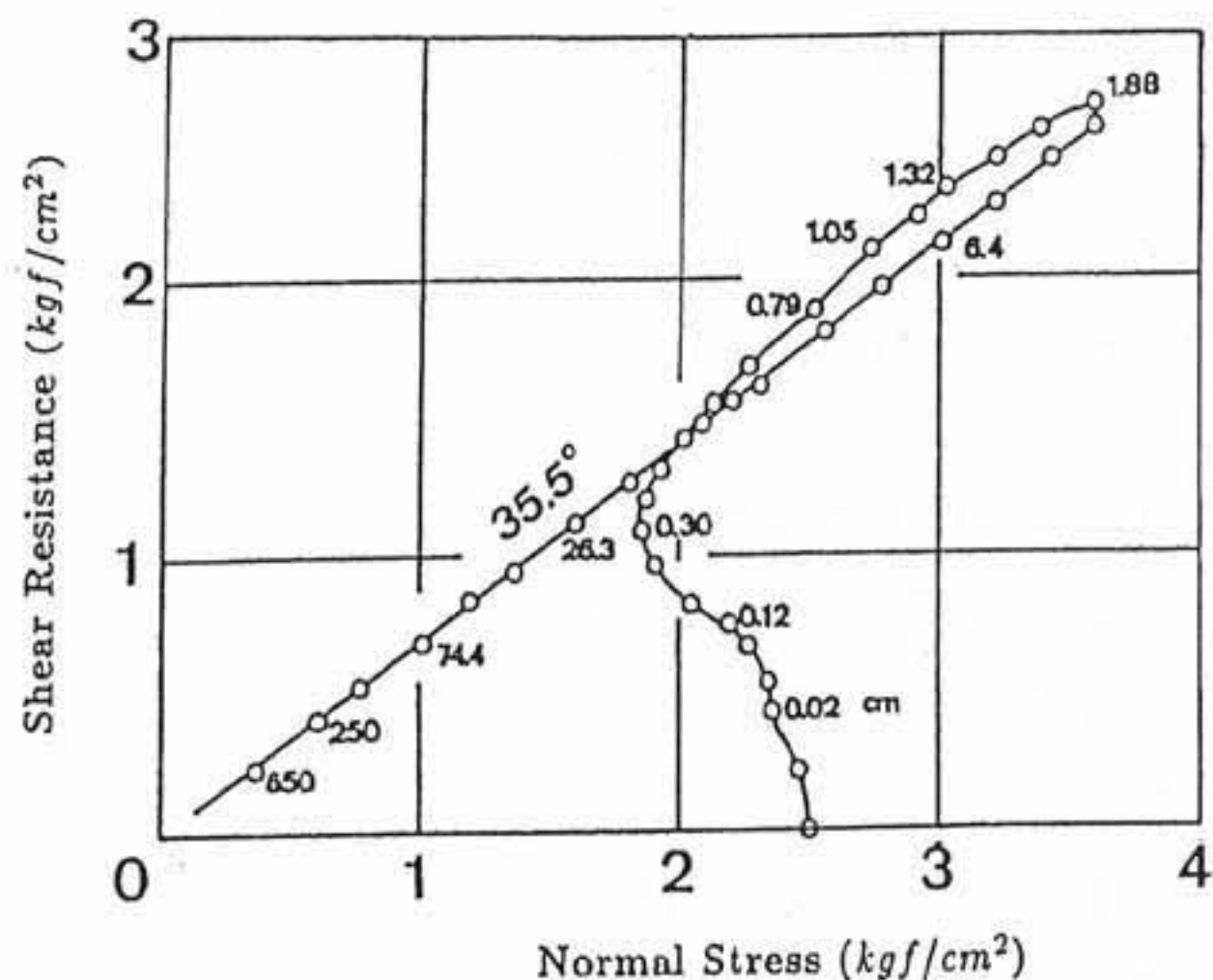


図23 伝上川の溪床堆積物の定体積リングせん断試験の結果 (Sassa²²⁾).

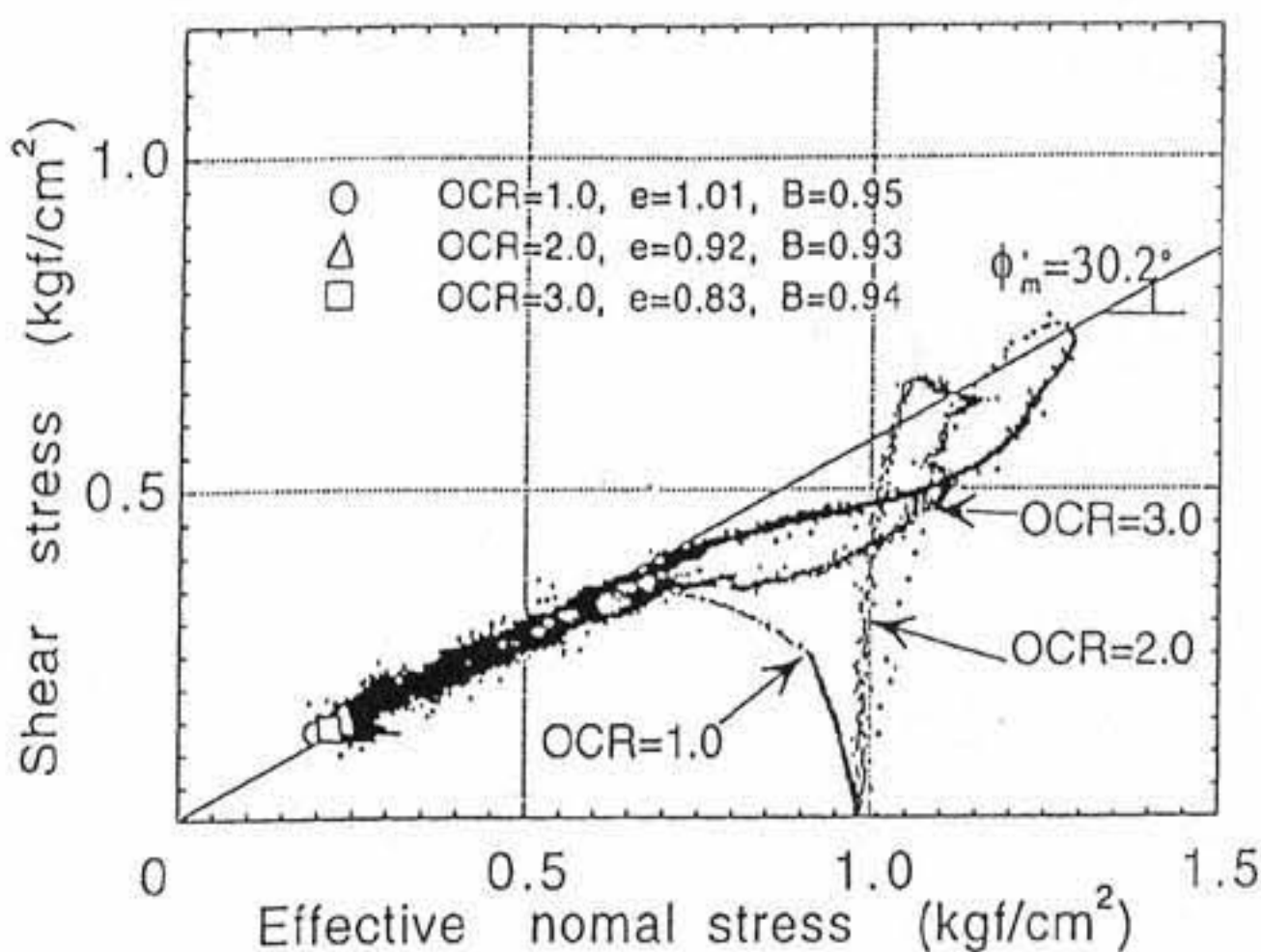


図24 過圧密比の異なる試料 (レス) の運動時に発揮されるせん断抵抗 (張・佐々⁴²⁾).

動しなかった地すべりは無数に見られた。岩の場合は水がなくても破壊後の強度低下が大きいので、今回のような渇水期の地震でも、規模は小さいが、落石や落石タイプの崩壊は極めて数多く発生した。しかし、土の場合は、間隙水圧以外の原因による強度低下の影響は少なく、すべり面での過剰間隙水圧の発生が生じない土では、破壊しても移動距離は極めて限られたものになる。

豊浦標準砂は海岸の石英砂であり、すでに粒子破碎すべきものはすべて破碎されているため、通常の応力下では粒子破碎が生じにくいいため、すべり面形成後の過剰間隙水圧発生は期待できない。Shoaei & Sassa は、先に豊浦標準砂を用いて、斜面に対して水平方向と鉛直方向からの地震力が載荷される場合に相当する試験を行った²³⁾。どちらの場合も、応力経路が破壊線に到達しても過剰間隙水圧は発生せず、応力増加時に変位が生じ、低下時に停止し、全体として10サイクルの載荷で数cmのみ移動する現象が現れた。図25は、30度の斜面に水平地震力が作用した場合を想定してせん断応力、垂直応力を変化させた試験における応力経路と経時変化である^{21) 23)}。一般には水平方向の地震力は、せん断応力増加時に垂直応力が低下するので、もっとも危険な方向の地震力と考えられている。図25 a) は全垂直応力とせん断応力の関係であり、図25 b) は有効応力とせん断応力の関係である。 B_D 値 ($\Delta u / \Delta \sigma$) を上げるため、バックプレッシャーを 0.7 kgf/cm^2 かけているので上の図は右にずれているが、初期応力 (I) を重ねてみれば、載荷している応力 (全応力) が、破壊線をはるかに越える大きな地震力に相当することが分かる。図26はこの試験時の測定要素の経時変化である。a) の水平変位の経時変化に見られるように、全応力では破壊線を大幅に越える応力を与えているにも関わらず、変位は数cmと極めて限られている。これはせん断応力の上昇時に間隙水圧が低下しているため、全応力経路が左上がりの変化をしているにもかかわらず、有効応力経路が右上がりの変化をし、かつ破壊線に到達しても応力経路は破壊線に沿って上昇しているだけである。b), c) の経時変化にせん断応

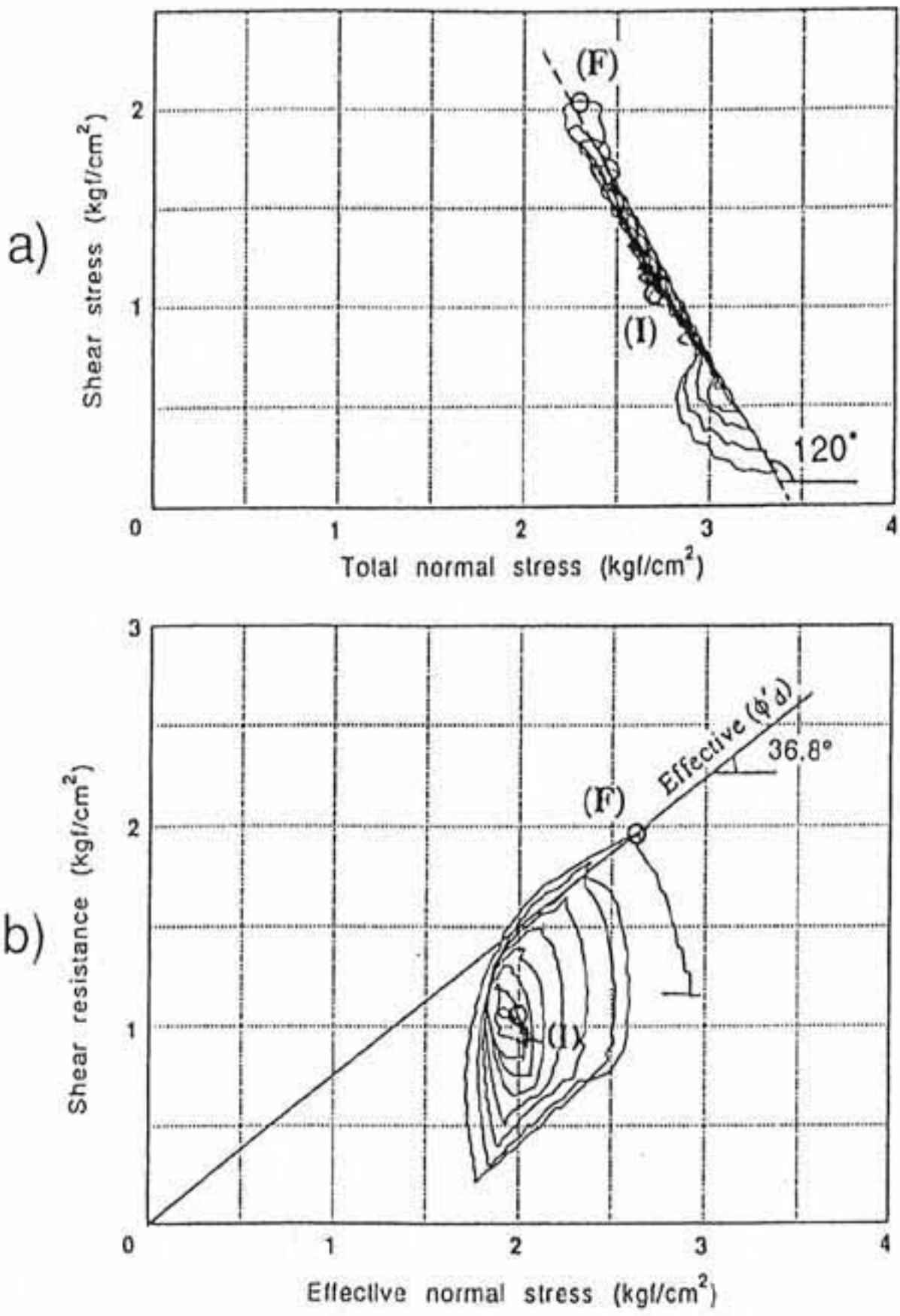


図25 豊浦標準砂の非排水繰返し載荷リングせん断試験の結果(Shoaei & Sassa²³⁾, 佐々・福岡³³⁾).

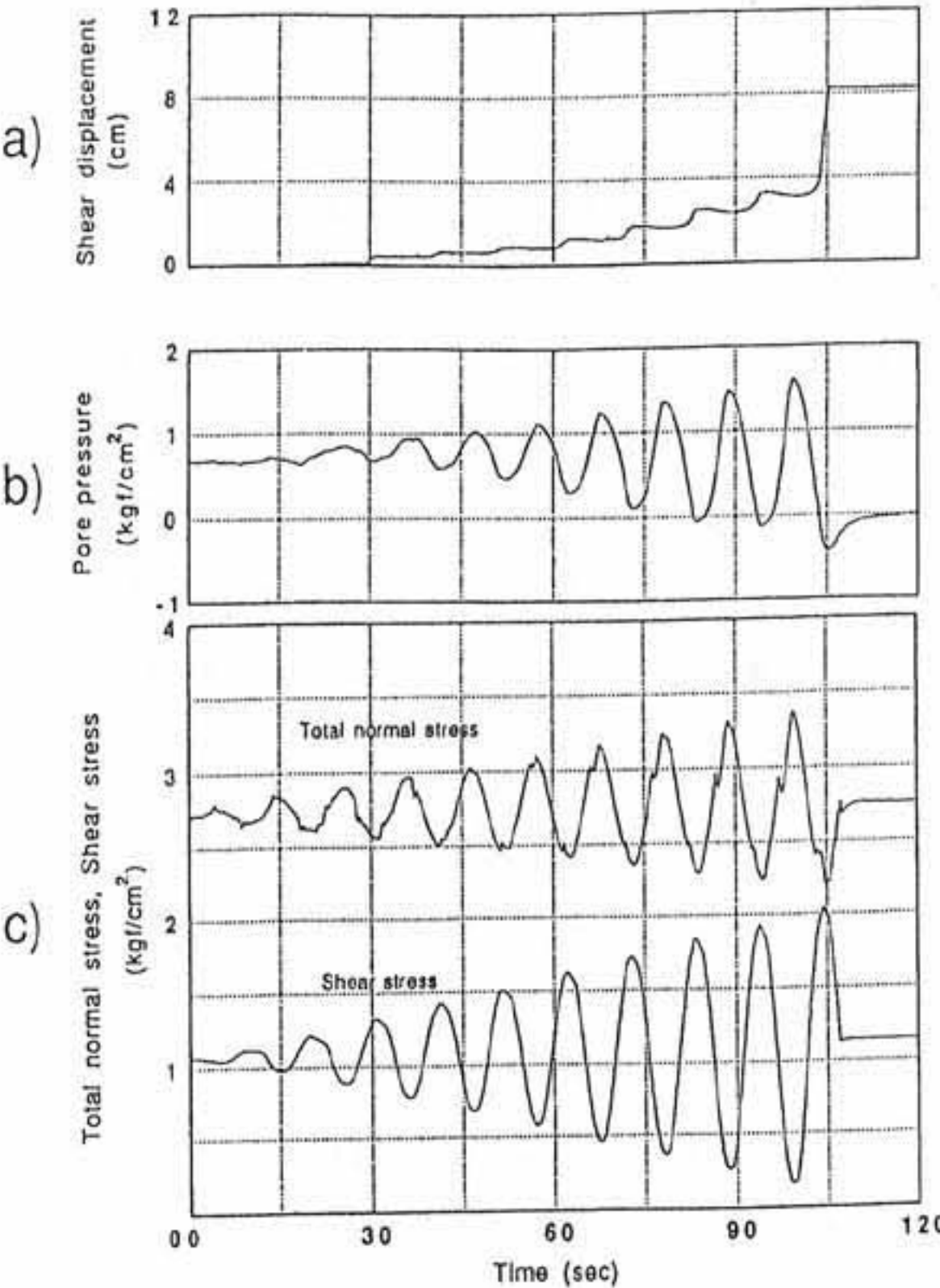


図26 図25の各項目の経時変化.

力増加時に間隙水圧が低下している様子が現れている。

この試験結果からも分かるように、大きな地震力が働いても、必ずしも危険な地すべりが発生するとは限らない。仁川地すべりが大災害に結びついたのは、斜面土層が破壊したからではなく、破壊後の間隙水圧増加のために運動時の見かけの摩擦角が小さくなり、高速かつ長距離の運動が生じたためである。このように考えると、地震時地すべり危険斜面として第一に挙げるものは、地震時に破壊するものではなく、地震時に長距離移動し得るものと考えてもいいのではないか。

地震時に破壊が生じたとして長距離移動するか否かは、見かけの摩擦角が斜面傾斜より小さいか大きいのみで判断できる。破壊後の見かけの摩擦角が小さくなるには、次の二つの条件が必要である。

1) 斜面土層内にすべり面となりうる飽和した滞水層があること。

2) 地震力により土層内に過剰間隙水圧が発生するような土であること。

1) の条件を満足する場所は、台風や集中豪雨期には多いと思われるが、地震と豪雨が同じ時期に生じる確率は少ない。したがって、仁川地すべりの大阪層群のように渇水期にも「常時、滞水層がある場所」、あるいは比較的少ない雨でも表面水、地下水の集中により「頻繁に滞水する場所」が危険な斜面である。すなわち大阪層群のように保水性の高い土層、保水性は高くなくても人工的な谷埋め盛土斜面、0次谷など地表が凹地形をしている場所や基岩が凹地形をしている場所などがあげられる。滞水層の有無の正確な判定はボーリングによる地下水観測が必要であるが、斜面に密接した住宅地では、ボーリング調査と地下水観測孔の設置は、大規模な開発の場合だけでなく、現在住宅のある地域では、土砂災害を軽減するために是非必要である。2) の条件には液状化とすべり面液状化が含まれる。液状化を起こすような極めて粗な土層構造を持つ斜面土層は限られているが、すべり面液状化を起こす土はすべりによって粒子破碎を起こす土であり、すでにリングせん断試験で確認したものでは、大阪層群、マサ土、パミス、雲仙の火山性堆積物、段丘堆積物などであり、これらは日本の広い地域に分布している。地震時地すべり災害危険斜面の判定の3つ目の条件として、急傾斜地崩壊の場合と同様に被害想定域内の人家個数を加えることも考えられる。

謝 辞

災害直後から丘陵、山地における地盤崩壊災害の実体とその原因を調べるために、何度も現地調査を実施し、航空機からの視察、サンプル採取、ピットの掘削、ボーリング、測量他、兵庫県砂防課、アジア航測（株）、宝塚ゴルフ倶楽部の皆様に多大の協力を得たことに対し感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Keefer, D.K.: Landslides caused by earthquake, Geological Society of America Bulletin, Vol.95, 1984, pp. 406 - 421.
- 2) Fukuoka, H., K. Sassa and G. Scarascia-Mugnozza: Distribution of Landslides Triggered by the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake and Long Runout Mechanism of the Takarazuka Golf Course Landslide, Journal of Physics of the Earth, 兵庫県南部地震に関する特別号, 投稿中。
- 3) Harp, E. and R. Jibson : Inventory of landslides triggered by the 1994 Northridge, California Earthquake, USGS Open-File Report 95-213, 1995, 17p. (付図, 1:50,000 と 1:100,000 の地すべり分布図 2 枚)
- 4) 福岡 浩, 佐々恭二, G. Scarascia-Mugnozza: 阪神淡路震災における地すべり・崩壊分布, 第34回地すべり学会研究発表講演集, 1995, pp.1 - 4.
- 5) 釜井俊孝・鈴木清史・磯部一洋: 1995年兵庫県南部地震による阪神都市地域の斜面災害, 応用地質, 36巻 1号, 1995, pp.47-50.
- 6) 釜井俊孝・鈴木清史・磯部一洋・山川和美・神保光昭・佐藤拓二: 兵庫県南部地震による都市域の斜

面変動について、兵庫県南部地震等に伴う地すべり・斜面崩壊研究報告書、地すべり学会、1995、pp.33－48.

- 7) 国土地理院：平成7年度兵庫県南部地震災害現況図(第II版)、国土地理院技術資料、D・I、No.322、1995.
- 8) 入倉孝次郎：兵庫県南部地震による強震動、月刊地球、号外 No.13、1995、pp. 54－62.
- 9) 入倉孝次郎：兵庫県南部地震の強震動の特徴、平成6年度科学研究費補助金(総合研究A)「平成7年兵庫県南部地震とその被害に関する調査研究」研究成果報告書(代表：藤原悌三、研究課題番号06306022)、1995、pp.103－119.
- 10) 沖村 孝：兵庫県南部地震に伴う斜面崩壊の特性、兵庫県南部地震等に伴う地すべり・斜面崩壊研究報告書、地すべり学会、1995、pp.1－15.
- 11) 沖村 孝：兵庫県南部地震による六甲山系の斜面崩壊、第30回土質工学研究発表会、1995、pp.49－60.
- 12) 佐々恭二：第3章1節 地盤災害－はじめに、防災研究所「阪神・淡路大震災研究報告書」、1996、pp.172－181.
- 13) 西田一彦・西形達明：地震による大阪層群の切土斜面の崩壊について、地盤工学会「阪神大震災調査委員会」、調査資料、1996、(6頁).
- 14) 奥西一夫・横山康二・斎藤隆志：六甲山地の斜面崩壊災害、防災研究所「阪神・淡路大震災研究報告書」、1996、pp.250－272.
- 15) 佐々恭二、福岡 浩、S. Evans, G. Scarascia-Mugnozza, 古谷元、D. Vanikov, 張特宣、新井場公德：兵庫県南部地震によって西宮市仁川で発生した高速地すべりについて、平成6年度科学研究費補助金(総合研究A)「平成7年兵庫県南部地震とその被害に関する調査研究」研究成果報告書(代表：藤原悌三、研究課題番号06306022)、1995、pp. 244－258.
- 16) 佐々恭二・福岡 浩：西宮市仁川地すべりと地震時地すべりの発生予測、兵庫県南部地震等に伴う地すべり・斜面崩壊研究報告書、地すべり学会、1995、pp.145－170.
- 17) Sassa, K., H. Fukuoka, G. Scarascia-Mugnozza and S. Evans: Rapid Landslides: Distribution, Initiation and Motion, 地盤工学会研究論文集「Soils and Foundations」阪神・淡路大震災特別号、1996、平成8年2月出版予定.
- 18) 佐々恭二：西宮市仁川で発生した地震時高速地すべり、土と基礎、平成8年2月号、1996、出版予定.
- 19) 佐々恭二(1996)：第7章地すべり、朝日新聞「阪神・淡路大震災誌」、8頁、印刷中.
- 20) 佐々恭二・福岡 浩(1995)：西宮市仁川地すべりの発生・運動機構、基礎工、Vol.23, No.10, 90－94.
- 21) 佐々恭二：リングせん断型地震時地すべり再現試験機の試作研究、平成5年度科学研究費補助金(試験研究B2)研究成果報告書(研究課題番号03556021)、1994、pp.1－106.
- 22) Sassa, K. : Keynote Paper: Access to the Dynamics of Landslides During Earthquakes by a New Cyclic Loading Ring Shear Apparatus, Special Session No.1 "Seismicity and Landslides", 6th International Symposium on Landslides, "Landslides", Vol.3, Balkema, 1995, pp. 1919－1939.
- 23) Shoaiei, Z. & K. Sassa: Basic Study on the Shear Behavior of Landslides During Earthquakes－Excess pore pressure generation in the undrained cyclic loading ring shear tests－, Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Vol.44, Part 1 (No.378), 1993, pp.1－43.
- 24) 佐々恭二・Shoaiei, Z. : 非排水繰返し載荷リングせん断試験機による地すべり発生予測の研究、平成6年度砂防学会研究発表会概要集、pp.119－120、1994.
- 25) Sassa, K. : Special Lecture: Geotechnical model for the motion of landslides, Session No.1 "Geology and Selection of Parameters", Proc. 5th International Symposium on Landslides, "Landslides", Balkema, Vol.1, 1988, pp.37－55.
- 26) 福岡 浩・佐々恭二：過剰間隙水圧の発生を考慮した仁川地すべりの地震時斜面安定解析、防災研究所「阪神・淡路大震災研究報告書」、1996、pp.212－226.

- 27) Kamai, T., K. Suzuki and I. Isobe: Landslides in gentle residential areas caused by the Hyogoken-Nanbu Earthquake, Engineering Geology, Special Volume for International Symposium on Prediction of Rapid Landslide Motion, contributed.
- 28) Sassa, K.: Landslide Volume – Apparent Friction Relationship in the Case of Rapid Loading on Alluvial Deposits, International Newsletter "Landslide News", No.6, 1992, pp.16–19.
- 29) 佐々恭二・李宗學：高速リングせん断試験機による地すべり運動時の見かけの摩擦角の測定, 地すべり, 30–1, 1993, pp.1–10.
- 30) Sassa, K.: Prediction of Landslide Motion – Measurement of the apparent friction angle under undrained loading condition and the computer simulation, Proc. "Pierre Beghin" International Workshop on Rapid Gravitational Mass Movements, Grenoble, 1993, pp.289–304.
- 31) Sassa, K., H. Fukuoka, J.H.Lee and D.Zhang: Prediction of landslide motion in Lishan, China based on self-undrained loading theory and measurement of geotechnical parameters using a new undrained ring shear apparatus, Proc. The North-East Asia Symposium and Field Workshop on Landslides and Debris Flows, 1994, pp.143–175.
- 32) 竹内篤雄・藤原常二・遠山茂行：兵庫県南部地震に伴い淡路島津名町高滝で発生した地すべりの特徴について, 防災研究所「阪神・淡路大震災研究報告書」, 1996, pp.236–249.
- 33) 佐々恭二・福岡 浩：兵庫県南部地震で発生した高速運動地すべり, 京都大学防災研究所「阪神・淡路大震災研究報告書」, 1996, pp.182–211.
- 34) Sassa, K., H. Fukuoka and H. Sokobiki: A Study to Predict the Motion of a Debris Avalanche in Mt.Shichimen of the Unzen Volcano, Nagasaki, Japan. Proc. International Sabo Symposium; Hydrology and Sediment Problems in Volcanoes and Steep Lands, 1995, pp.15–22.
- 35) 佐々恭二, 福岡 浩, S. Evans: Frank地すべり (カナダ) の非排水リングせん断試験に基づいた運動機構, 第34回地すべり学会研究発表講演集, 1995, pp.347–348.
- 36) BBC-TV Horizon 特別番組: 「The Runaway Mountain」, Pioneer Productions, UK, 1995, (49min).
- 37) Fukuoka, H.: Variation of the Friction Angle of Granular Materials in the High-Speed High-Stress Ring Shear Apparatus –Influence of re-orientation, alignment and crushing of grains during shear–, Bull. Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Vol. 41, Part 4, 1991, pp.243–279.
- 38) Been, K., Jefferies, M.G. and J. Hackey: The Critical State of Sands, Geotechnique, Vol.41, No.3, 1991, pp.365–381.
- 39) Robertson, P. K. and C.E. Fear: Liquefaction of Sands and its Evaluation, Keynote Lecture of I S TOKYO '95, First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Pre-Print Volume, 1995, pp.91–127.
- 40) 土質工学会：土質工学用語辞典, 1985, pp.112–113.
- 41) Dawson, R.F., N.R. Morgenstern and W.H. Gu: Liquefaction Flowslides in Western Canadian Coal Mine Waste Dumps, Phase II: Case Histories, Canada Centre for Mineral and Energy Technology, SSC File Number XSG42-00138 (608), 1994, 112 page.
- 42) 張得宣・佐々恭二：レスの非排水せん断時に発揮される破壊後の見かけの摩擦角に関する研究, 投稿準備中, 1996.
- 43) Sassa, K.: Prediction of Landslide Motion in Lishan (Huanqing Palace), Xian, China, Landslide News No.8, 1994, pp.22–25.
- 44) 福岡 浩・佐々恭二: 宝塚ゴルフ場すべりの運動機構について, 兵庫県南部地震等に伴う地すべり・斜面崩壊研究報告書, 地すべり学会, 1995, pp.49–59.
- 45) 末峯 章・新井場公德・阪本 哲: 北淡町轟木における地震後の斜面変動の計測, 京都大学防災研究所「阪神・淡路大震災研究報告書」, 1996, pp.227–235.