

傾斜基盤層上の斜面の地震応答解析

沖村孝¹・山本彰²・村上考司³・鳥井原誠²

¹正会員 理博 神戸大学教授 都市安全研究センター (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町)

²正会員 工修 (株)大林組 技術研究所 (〒204-0011 東京都清瀬市下清戸4-640)

³正会員 (株)大林組 本店土木工事計画部 (〒540-8584 大阪市中央区北浜東4-33)

本論文では、地震時における傾斜基盤層上の斜面の不安定化要因を明らかにするため、兵庫県南部地震で被災した傾斜基盤層上の盛土地盤とそれに隣接する被災しなかった盛土地盤について反射法地震探査による地盤調査と地震応答解析を行った。その結果、以下の結論を得た。傾斜基盤層上の斜面の地震時の不安定化要因には加速度の増幅によるものと基盤層境界付近のせん断ひずみの集中によるものがある。前者は石積み擁壁などの小規模な崩壊誘因となり、後者は基盤層境界付近をすべり面とする大規模崩壊の誘因となる。また、基盤層境界付近のせん断ひずみの集中は表土層厚と密接な関係にある。さらに、被災斜面について各種対策工を想定した地震応答解析を実施し、地震時の効果的な対策工法について考察した。

Key Words : Hyogo-ken Nambu Earthquake, inclined basement rock, fill, slope stability seismic response analysis

1. はじめに

我が国の地震活動は静穏期から活動期に至る時期にあると言われており、兵庫県南部地震などマグニチュード6を越える地震が日本近海および内陸部において数多く発生している。これらの地震によって多くの斜面が崩壊し、道路や鉄道などの交通機関を麻痺させるとともに、住民に対して避難生活を強いるなど、社会生活に大きな被害を及ぼしている。このため、地震時における斜面の安定性の確保は極めて重要な課題となっている。

地震時における斜面災害としては落石、崩壊、地すべりおよび石積みや擁壁の変状・倒壊などがあるが、比較的規模が大きく、宅地や道路などに大きな被害を及ぼしているのが谷地形を埋め立てた地盤など傾斜基盤層上の盛土地盤の地すべりである。このような地すべりによる宅地被害は1978年の宮城県沖地震で発生した仙台市近郊住宅地の地すべりにおいて注目されるようになり²⁾、その後千葉県東方沖地震、釧路沖地震、北海道南西沖地震、兵庫県南部地震などでも宅地造成盛土や道路盛土において同様な崩壊形態が報告されている^{3), 4), 5), 6)}。釜井ら⁷⁾は兵庫県南部地震において住宅地で発生した地すべり変動を4つのタイプに分け、その約60%が谷地形を埋め立て造成した地盤タイプであるとしている。また、藤岡⁸⁾は兵庫県南部地震によって発生した宅地斜面の被害について地質構

造、地形条件などを中心に検討しており、谷地形や沼を埋め立てた地盤上の宅地、切・盛境界付近の宅地、斜面上に造成された雑壇状の盛土上の宅地において多くの被害が発生していると述べている。

傾斜基盤層上の盛土地盤の地震時における不安定化要因に関する研究は、地震で被災した盛土地盤の詳細な地質調査や地震応答解析を中心にいくつかの報告がなされている。北林ら⁹⁾は北海道南西沖地震で崩壊した道路盛土とそれに隣接する被災しなかった道路盛土について詳細な地質調査を行っており、被災した盛土部の地質は洪積層と沖積層との地層境界が急勾配で、しかも地下水位の高い軟弱な土層であったとしている。一方、地震応答解析による報告としては桑野らの研究⁹⁾や三浦らの研究¹⁰⁾がある。桑野らは宮城県沖地震で被災した寿山団地の事例について残留変形に着目した検討を行っており、盛土ののり尻、のり肩、切・盛境界の地表面部分でせん断ひずみが大きくなり、これらの領域で危険性が高くなると指摘している。三浦ら¹⁰⁾は釧路沖地震による造成地盤の応答解析を行っており、被災原因は盛土内部の液状化によるものであると述べている。

このように、地震で被災した傾斜基盤層上の斜面について、いくつかの研究は見られるもののその事例は少なく、また被災しなかった斜面を同時に取り扱った研究が少ないことから、傾斜基盤層上の斜面の地震時における不安定化要因は十分に明らかにされておら

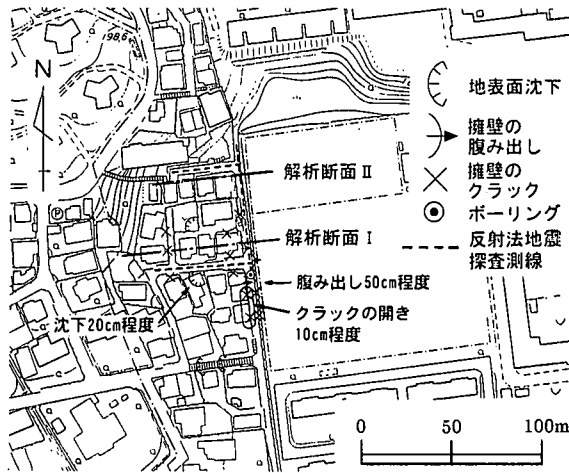


図-1 解析対象斜面周辺の平面図

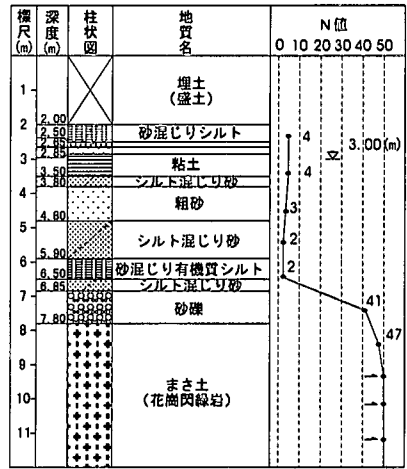


図-2 ボーリング柱状図

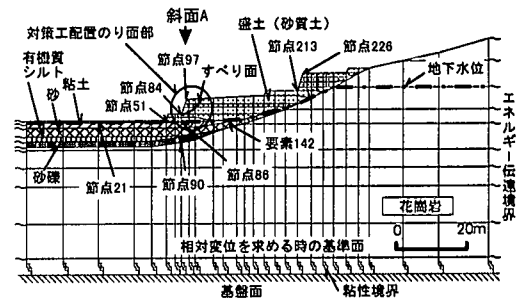
ず、また対策工に関する研究はほとんど見られない。大都市周辺には地震を未だ経験していない丘陵地や台地に造成された宅地造成盛土が多く存在しており、地震時における傾斜基盤層上の斜面の変状・崩壊要因、およびその対策工に関する研究は極めて重要と考えられる。

そこで、この論文では兵庫県南部地震によって被災した傾斜基盤層上の宅地造成盛土とそれに隣接する被災しなかった宅地造成盛土について反射法地震探査による地盤調査を行うとともに、これらの斜面について地震応答解析を実施し、地震時における斜面の応答特性、地震動が斜面の安定性に与える影響、傾斜基盤層上の斜面の不安定化要因について検討した。さらに、被災斜面について、地震後の応急対策や復旧対策として多く採用されている地山補強土工、グラウンドアンカー工、杭工およびり面工を想定した地震応答解析を実施し、効果的な対策工法について考察した。

2. 斜面の概要

(1) 被災概要

検討対象は、神戸市の六甲山系山麓東部に位置している昭和36年以前に施工された宅地造成盛土である。図-1は解析対象斜面周辺の平面図と変状概要を示しており、被害は南北に約60m、東西に約50mの範囲におよんでいる。被災内容としては地表面沈下・亀裂、石積み擁壁の腹み出し・クラック・頭部の崩壊などの変状が多数確認されており、宅地地盤の沈下は最大20cm程度、石積み擁壁のクラックは最大10cm程度である。特に、斜面の最下端部の擁壁の腹み出しは50cmに及んでいる。なお、被災斜面周辺では液状化に伴う噴砂現象などは確認されていない。



(a) 解析メッシュ

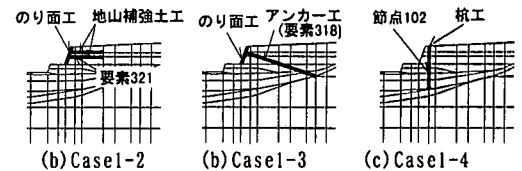


図-3 解析メッシュ、解析ケース (断面I)

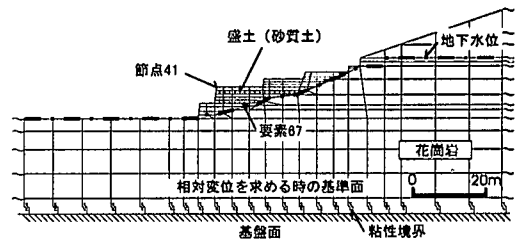


図-4 解析メッシュ (断面II)

表-1 解析ケース

解析ケース	解析断面	抑止対策工	り面工
Case1-1	I	なし	なし
Case1-2		地山補強土工 鉄筋径: 19mm 水平ピッチ: 1.5m	コンクリート フレーム 100×100mm
Case1-3		アンカー工 (初期緊張力なし) 引張材: E5-2 水平ピッチ: 2.0m	コンクリート フレーム 150×150mm
Case1-4		杭工 杭: H鋼100:100 水平ピッチ: 2.5m	なし
Case2	II	なし	なし

表-2 解析定数

(a) 断面 I

	N値	S波速度 Vs(m/s)	単位体積 重量 ρ (kN/m ³)	粘着力 c(kPa)	内 部 摩擦角 ϕ (度)	弾性係数 E(MPa)	ポアソン 比 ν	初期せん断 弾性係数 Go(MPa)	最 小 減衰定数 hmin	最 大 減衰定数 hmax
盛土(砂質土)	7	153	17.0	10.0	25	5.0	0.39	41	0.02	0.25
粘土	4	159	16.0	15.0	15	2.0	0.46	41	0.02	0.15
砂	2.3	106	18.0	0.0	30	10.0	0.33	21	0.02	0.25
有機質シルト	4	159	16.0	15.0	15	2.0	0.46	41	0.02	0.15
砂れき	41	276	21.0	0.0	40	10.0	0.3	163	0.02	0.2
花崗岩(D級)	60	1000	23.0	400.0	30	500.0	0.2	2347	0.02	0.02

(b) 断面 II

	N値	S波速度 Vs(m/s)	単位体積 重量 ρ (kN/m ³)	粘着力 c(kPa)	内 部 摩擦角 ϕ (度)	弾性係数 E(MPa)	ポアソン 比 ν	初期せん断 弾性係数 Go(MPa)	最 小 減衰定数 hmin	最 大 減衰定数 hmax
盛土(砂質土)	-	140	17.0	10.0	25	5.0	0.39	34	0.02	0.25
花崗岩(D級)	60	1000	23.0	400.0	30	500.0	0.2	2347	0.02	0.02

(2) 地質概要

解析に当たっては、まず被災斜面の地層構成、および弾性波速度を調査するため、板たたき法による反射法地震探査を実施した。図-1はこれらの地震探査測線と当地で実施されたボーリング調査位置を併せて示しており、図-2はボーリング調査結果を示している⁹⁾。

図-3(a)、4は地盤調査結果に基づいて作成した図-1に示している解析断面 I、II (以下、断面 I、II と称す) における地質断面を示している。断面 I は被災斜面、断面 II は被災しなかった斜面 (以下、非被災斜面という) である。これらの図から、断面 I、II はいずれも傾斜基盤層上に造成された宅地盛土であり、盛土部および表土層の層厚は断面 II に比べ断面 I の方が厚くなっているのが特徴的である。また、断面 I 付近の宅地盛土は花崗岩からなる基盤層上に堆積した表土層の上に造成された盛土地盤であり、盛土を含む層厚7m程度がN値3~4程度の軟弱な地質で構成されている。兵庫県南部地震ではN値6以下の地盤上に構築された盛土や擁壁において多くの被害が発生したと言われており⁹⁾、断面 I 付近の宅地造成盛土はまさに被災斜面の典型的な事例の一つであると言える。

3. 解析方法

地震応答解析は、被災斜面 (断面 I)、非被災斜面 (断面 II) および被災斜面に対策工を配置した場合について実施した。図-3(a)、4は断面 I、II の解析メッシュを、図-3(b)~(d)、表-1は断面 I において想定した対策工の配置と仕様を示している。なお、Case1-2、1-3の対策工は図-3(a)に示しているすべり面について震度0.2を想定した場合、安全率が1.05になるようその仕様を決定したものであり、す

べり面としては現位置で明確なすべり面が確認できなかったことから、節点97に谷側方向に慣性力が作用する場合の最大加速度時の安全率が1.0となるすべり面を用いた。

解析では神戸大学で観測された水平方向成分 (E-W) の観測波を、解析検討モデルの基盤面から露頭基盤波 (2E) (Eは上昇波を示す) として入射した。図-5は露頭基盤波を示しており、谷側方向の最大加速度振幅は305gal、山側方向の最大加速度振幅は205galである。解析は等価線形化法による周波数応答解析によって行っており、対策工を想定した場合の鉄筋、アンカーの引張材、杭、のり面工はいずれも弾性梁によってモデル化した。なお、これら梁要素と周辺地盤要素は節点で剛結している。地震応答解析では側面境界をエネルギー伝達境界、底面境界を粘性境界とし、初期応力 (自重応力) を与えない状態で基盤面から露頭基盤波を入射し、地震時における地盤の変形挙動を求めた。また、局所安全率とすべり安全率は地震応答解析で求めた地盤内応力と線形弾性解析において外力として自重のみを考慮した解析 (自重解析) で求めた応力を足しあわせた応力を用い算定した。表-2は解析定数を示しており、解析定数は標準貫入試験、反射法地震探査などの地盤調査結果、および土質・岩盤について統計的に整理された物性データ^{13)~17)}から決定した。なお、地震応答解析に当たっては地下水位以下の地盤のポアソン比を $\nu=0.48$ とし、単位体積重量として水中単位体積重量 ($=\rho-10.0$ (kN/m³)) を用いた。また、地震応答解析における材料非線形性にはHardin-Drnevichモデルを用いており、地盤の初期および非線形特性に関する動的物性値は以下の手順で設定した。

断面 I の表土層と盛土部のS波速度 (Vs) は「日本道路協会 道路橋仕様書・同解説」¹³⁾に基づきN値から求め (粘性土、粘土: Vs=100 N^{1/3}, 砂, 砂質

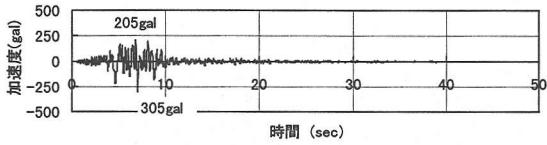
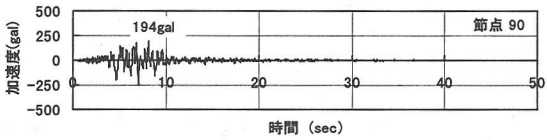
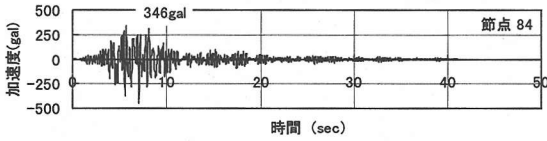
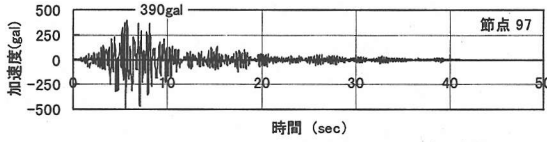
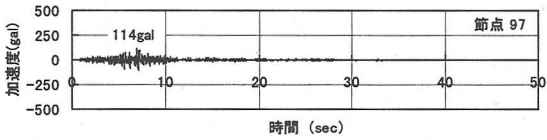


図-5 解析に用いた露頭基盤波形



(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

図-6 応答加速度波形 (断面 I, Case1-1)

土, 砂礫土: $V_s = 80 \text{ N}^{1/3}$), 式(2.1)によって初期せん断弾性係数 G_0 を算定した. なお, 現地で実施した地震探査によって得られた断面 I の表土層と盛土部の平均的な S 波速度は $V_s = 125 \text{ m/s}$ であったことから, N 値から推定した S 波速度は実測値とよく対応する結果となっている. 断面 II の盛土部については地震探査で得られた値 ($V_s = 140 \text{ m/s}$) を用いた. また, 花崗岩層については統計的に整理された物性データ¹⁷⁾に基づき, $V_s = 1000 \text{ m/s}$ とした. 次に, Hardin-Drnevich モデルにおける基準ひずみは強度定数と G_0 から式(2.2)と式(2.3)を用いて算定し, $G \sim \gamma$ 関係, $h \sim \gamma$ 関係は式(2.4), 式(2.5)によって与えた. なお, 最小減衰定数 h_{\min} についてはいずれも 0.02 とし, 最大減衰定数 h_{\max} は砂質土, 砂で 0.25, 粘性土, 粘土で 0.15, 砂礫土で 0.20, 花崗岩で 0.02 とした.

$$G_0 = \frac{\rho}{g} V_s^2 \quad (2.1)$$

$$\tau_{\max} = \sigma \tan \phi + c \quad (2.2)$$

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_0} \quad (2.3)$$

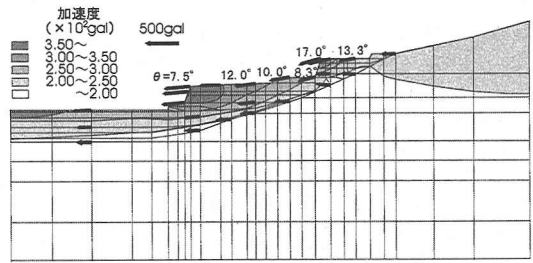


図-7 最大水平加速度分布および慣性力ベクトル図 (断面 I, Case1-1)

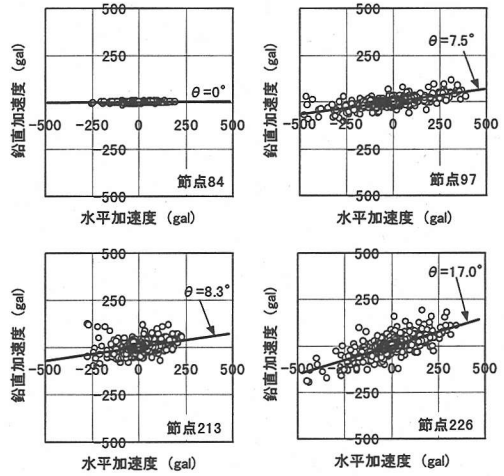


図-8 水平方向加速度と鉛直方向加速度の関係 (断面 I, Case1-1)

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (2.4)$$

$$h = h_{\min} + \frac{h_{\max} - h_{\min}}{1 + \frac{\gamma_r}{\gamma}} \quad (2.5)$$

ここに, ρ は単位体積重量, g は重力加速度, G はせん断弾性係数, γ はせん断ひずみ, γ_r は基準ひずみ, τ_{\max} はせん断強度, σ は垂直応力, ϕ は内部摩擦角, c は粘着力, h は減衰定数である.

4. 解析結果

(1) 被災斜面の解析結果

a) 応答加速度

図-6(a)は節点97, 節点84, 節点90での水平方向の応答加速度波形を示している. これらの図から, 谷側方向に慣性力の作用する場合の最大応答加速度(以下, 最大応答加速度とは谷側方向に慣性力の作用する場合(加速度が正の場合)の最大加速度を示すものと

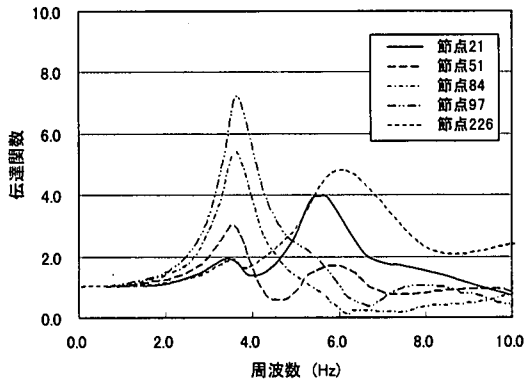


図-9 基盤に対する地表面の伝達関数
(断面 I, Case1-1)

する)は基盤層上端部(節点90), のり尻(節点84), のり肩(節点97)でそれぞれ194gal, 346gal, 390galとなっており, のり尻とのり肩の応答加速度はともに基盤層上端部のそれに比べ大きく増幅しているものの, のり尻とのり肩の間ではほとんど増幅していない。図-7は水平方向の最大応答加速度分布を示している。この図から, 水平方向の最大応答加速度は基盤層の勾配に平行な分布形状をなし, 地表面に近づくほど大きくなる傾向が見られる。また, その増加傾向は基盤層が傾斜した部分でより顕著となっている。

次に, 図-6(b)は節点97における鉛直方向の応答加速度波形を示しており, 入射波が水平方向成分のみであるにもかかわらず, 傾斜基盤層など地質構造や地表面形状などの影響によって鉛直方向の応答加速度は最大114galに達している。そこで, 図-8に節点84, 97, 213, 226における水平方向と鉛直方向の応答加速度の関係を示した。これらの図から主軸の水平方向に対する傾斜角度 θ は節点84で $\theta=0^\circ$ であるのに対して節点97では $\theta=7.5^\circ$, また節点213では $\theta=8.3^\circ$ であるのに対して節点226では $\theta=17.0^\circ$ となっており, 同一のり面で比較した場合, のり肩での主軸の傾斜角度はのり尻のそれに比べ大きくなっている。図-7中にはこれらの図から求めた慣性力の作用方向(主軸方向)を示しており, ベクトルの大きさはその応答加速度に対応している。この図から, 慣性力の作用方向は基盤層上端部, および基盤層が水平な地表面部分ではほぼ水平となっているのに対し, 基盤層が傾斜している地表面部分では主軸の傾斜角度が大きくなっており, 特にはのり肩および基盤層の勾配が大きくなる部分で, 主軸の傾斜角度も大きくなる傾向が見られる。

図-9は基盤(露頭基盤波2E)に対する地表面の伝達関数を示している。この図から, 基盤層が水平な節点21と基盤層が傾斜している節点226では6.0Hz付近の

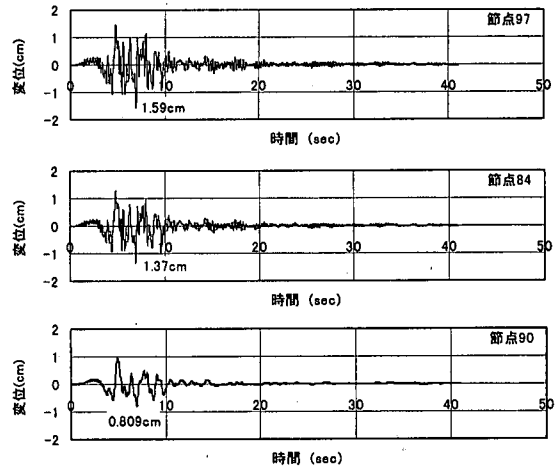


図-10 応答変位波形(断面 I, Case1-1)

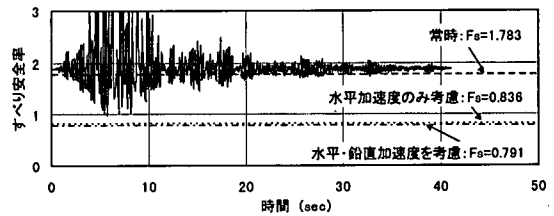


図-11 すべり安全率の経時変化図(断面 I, Case1-1)

加速度が増幅している。一方, 基盤層が傾斜しはじめの部分では3.5Hz付近での加速度が節点51, 84, 97の順で急激に増幅しており, 特に節点84と節点51は非常に近い位置にあるにもかかわらず, 節点84の増幅率は節点51のそれに2倍程度となっている。これらのことから, 基盤層が水平から傾斜部に変化するのり尻部分では, いわゆる不整形地盤となっているため, 地震波の屈折などによって加速度が大きく増幅するとともに, 非常に複雑な震動特性を示すと考えられる。

b) 応答変位

図-10は図-3に示している基準面に対する節点97, 節点84, 節点90の水平方向の相対変位の応答変位波形(以下, 変位とは図-3(a), 4の基準面に対する水平方向の相対変位を示すものとする)を示しており, 谷側方向に変形を生じる場合(変位が負の場合)について比較すると, のり尻(節点84), のり肩(節点97)の最大変位(1.37cm, 1.59cm)は基盤層上端部(節点90)のそれ(0.809cm)に比べそれぞれ1.7倍, 2倍程度となっており, のり肩とのり尻の変位差は0.22cmとなっている。これらの結果から, 変位量についても応答加速度と同様に, 表層部で大きく増幅されており, 特にはのり肩で大きくなる傾向が見られる。

c) すべり安全率の経時変化

斜面のすべり安全率は地震応答解析と自重解析で得

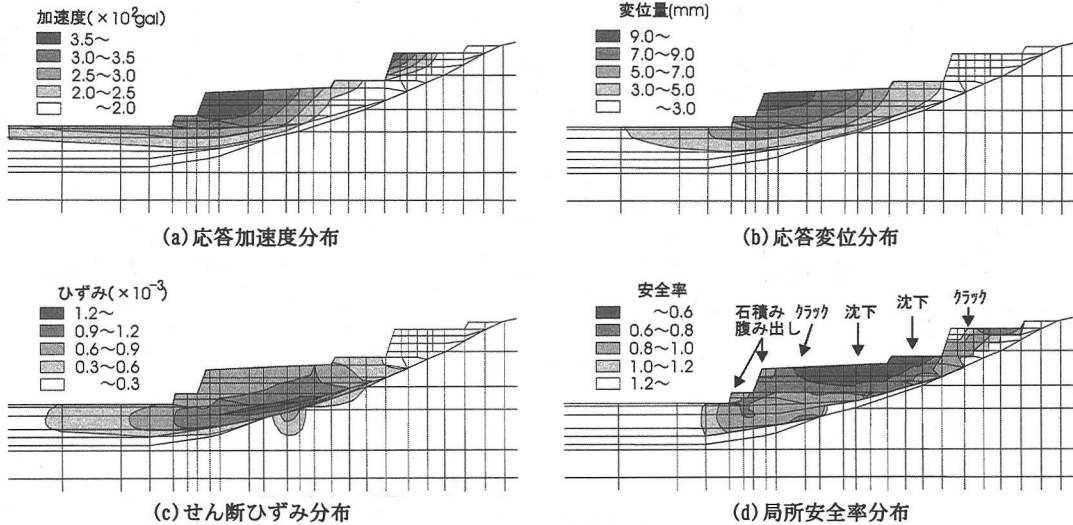
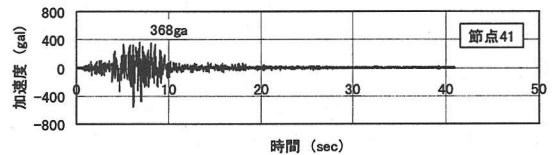


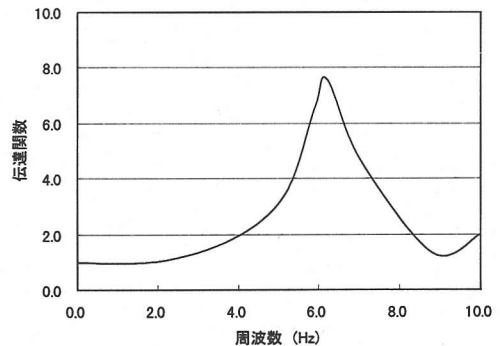
図-12 応答加速度，応答変位，せん断ひずみおよび局所安全率分布（断面Ⅰ，Case1-1， $t=5.74\text{sec}$ ）

られた各要素の応力を重ね合わせ、次にこれらの応力を用いて算定したすべり面上のせん断力とせん断抵抗力の比として求めた。図-11は図-3(a)中に示したすべり面に対する地震時のすべり安全率の経時変化を示している。また、図中には同一のすべり面についてフェレニウス法により算定した(1)常時（地震力を考慮しない），(2)水平方向の地震力のみ考慮した場合，(3)水平・鉛直方向の地震力を考慮した場合のすべり安全率を併せて示している。なお、地震応答解析で求めたすべり安全率は応答加速度に対応した瞬間的なすべり安全率であること、および図-6から想定しているすべり面の領域では節点97を中心に全体的に加速度が大きく増幅していることから、代表的な値として節点97の水平・鉛直方向の最大応答加速度（水平加速度： $a_h=390\text{gal}$ ，鉛直加速度： $a_v=114\text{gal}$ ）を重力加速度で割った値を鉛直・水平震度として用いた。

この図から、すべり安全率は地震時に大きく低下しており、地震力が斜面の安定性に大きな影響を与えることが分かる。図-7から、加速度は特にのり肩付近で大きく増幅することから、すべり安全率はのり肩付近を含む小規模なすべりに対して大きく低下するものと考えられる。また、フェレニウス法で求めたすべり安全率と地震応答解析から求めたすべり安全率を比較すると、常時および地震時も前者の方が小さな値となっているものの、震度として節点97の加速度を用いたことを考慮すれば、常時と地震時の安全率の差は両者ともよく対応している。次に、フェレニウス法の計算結果に着目すると、鉛直方向の地震力を考慮することによってすべり安全率は0.045低下しているものの、水平地震力に比べその影響は小さくなっている。



(a) 応答加速度波形



(b) 基盤に対する地表面（節点41）の伝達関数

図-13 応答加速度波形と伝達関数（断面Ⅱ，Case2）

ただし、今回の解析で用いた入射波は水平方向成分のみであり、今後は入射波として鉛直方向の地震動を考慮するなど、より大きな鉛直方向の地震力が作用する場合についても検討する必要がある。

d) 解析結果と斜面の変状との関係について

現地踏査結果によって断面Ⅰ付近では石積み擁壁や地表面での変状が確認されている。そこで、解析結果と斜面の変状との関係について考察するため、節点97の最大応答加速度時（ $t=5.74\text{sec}$ ）における斜面の地盤状態に着目した検討を行うこととする。

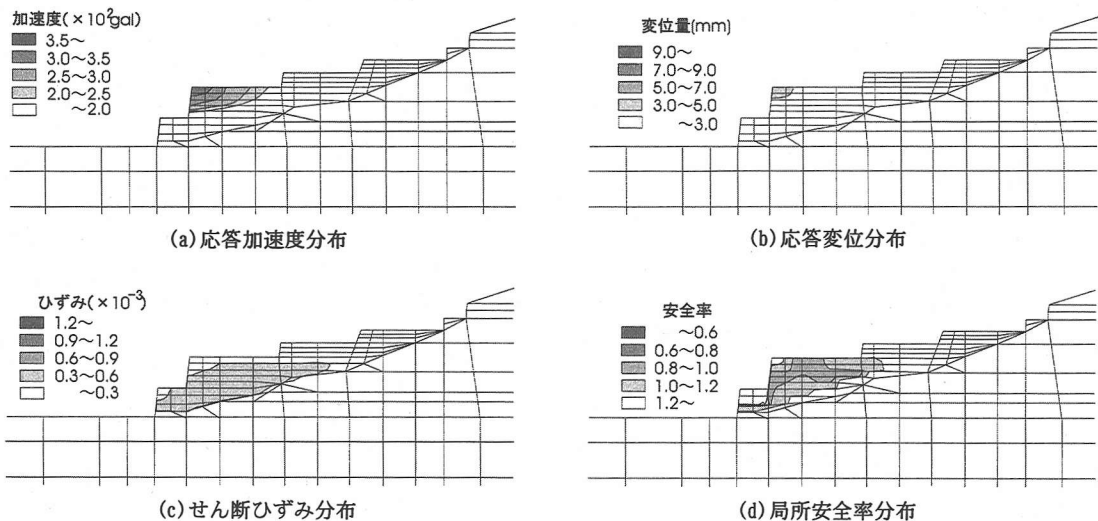


図-14 応答加速度，応答変位，せん断ひずみおよび局所安全率分布（断面Ⅱ，Case2，t=6.90sec）

図-12はその時刻における応答加速度分布，応答変位分布，せん断ひずみ分布および局所安全率分布を示しており，図-12(d)には地震による被災状況も併せて示している。これらの図から，応答加速度，応答変位はともに節点97を中心にのり肩で大きく増幅しており，応答加速度，応答変位の大きい部分は擁壁の腹み出しの発生した部分と対応している。また，せん断ひずみは表土層と基盤層との境界付近において非常に大きくなっている。この地層境界部は地盤内の変位が急激に変化する部分と対応しており，また過去の地震においてもこのような地層境界をすべり面とする大規模崩壊が多く発生していることから，地震に伴うすべりの発生する可能性の高い部分であると判断される。したがって，地震時における地盤内部の不安定化しやすい領域の評価に当たっては絶対変位よりもむしろせん断ひずみによる評価が適切であると考えられる。さらに，局所安全率は応答加速度，せん断ひずみ，応答変位の大きい部分で全体的に小さく，特に地表面部で最も小さくなっている。これは最大加速度時にのり肩を中心に表土層および盛土部が谷側方向に変形し，しかも変形は地表面に近いほど大きくなるため，地表面部での水平方向の伸びひずみ増分が大きくなり，拘束力が低下するためである。なお，局所安全率の小さい領域は地表面沈下やクラックの発生した位置とよく対応する結果となっている。

(2) 被災斜面と非被災斜面との比較

地震時における斜面の不安定化要因の検討に当たっては被災斜面と非被災斜面の解析結果や地盤構造にお

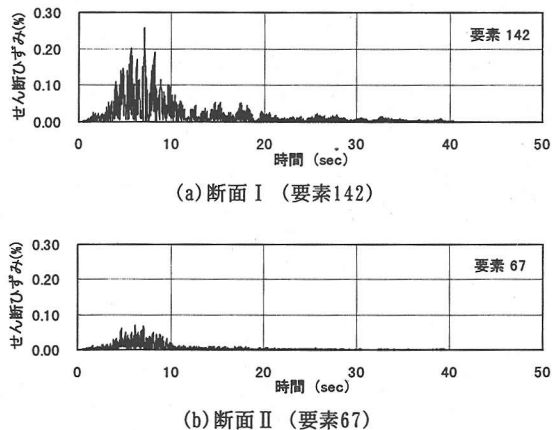


図-15 せん断ひずみの経時変化図

ける違いを明らかにすることが重要であることから，断面Ⅰ（Case1-1）と断面Ⅱ（Case2）の解析結果および地盤構造の違いについて検討する。

図-13は断面Ⅱの地震応答解析で得られた節点41における水平方向の応答加速度波形，基盤（露頭基盤波(2E)）に対する伝達関数を示している。これらの結果から，断面Ⅱの最大応答加速度は368galとなっており，断面Ⅰのそれと比べてやや小さめの値となっている。また，図-13(b)から，断面Ⅱについても，断面Ⅰにおける節点21や節点226と同様に6.0Hz付近での加速度が大きく増幅される結果となっている。常時微動計測結果によれば，木造家屋のうち在来工法の家屋の固有振動数は2.5～5.0Hz¹⁸⁾，プレハブ工法の固有振動数は5.5～9.5Hz¹⁹⁾であることから，被災斜面および非被

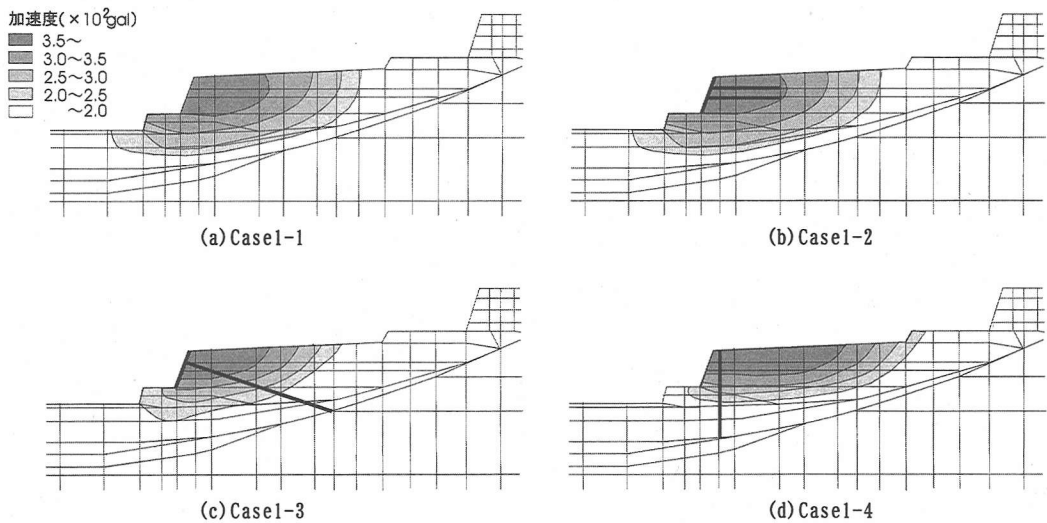


図-16 応答加速度分布図 (断面Ⅰ, t=5.74sec)

災斜面上の家屋は地震による被害を受けやすい状況にあったと考えられる。実際に、被災斜面周辺の宅地は新しい家屋が多いにもかかわらず、壁面のクラックや屋根の損壊などの被害が確認されている。

次に、図-14は断面Ⅱの節点41の最大応答加速度時における応答加速度分布、応答変位分布、せん断ひずみ分布および局所安全率分布を示している。図-12に示した断面Ⅰの分布図と比較すると、のり肩部の応答加速度は断面Ⅰとほぼ同様な分布となっているが、断面Ⅰに比べ加速度の大きい領域がやや狭くなっている。変位分布については盛土部での変位がやや大きくなっているものの、断面Ⅰに比べ全体的に変位が小さく、基盤層と盛土部の境界付近で変位が急激に大きくなるという傾向は見られない。また、せん断ひずみについては断面Ⅰに比べ全体的に小さく、基盤層と盛土部の境界部分に大きなせん断ひずみが集中するといった傾向は顕著には見られない。図-15は断面Ⅰ、Ⅱにおける基盤層境界近傍にある要素の最大せん断ひずみの経時変化を示している。この図からも、断面Ⅰでは断面Ⅱに比べ4倍程度のせん断ひずみが常に基盤層境界付近に発生していることが分かる。次に、局所安全率に着目すると、断面Ⅱでは1.0を下回る領域が見られるものの、その領域は断面Ⅰに比べ小さく、局所安全率の値は全体的にやや大きくなっている。これは、断面Ⅰに比べ断面Ⅱの方が地震時における水平方向の変位増分が小さかったためである。

次に、被災要因について地盤的な観点から検討する。断面Ⅰと断面Ⅱの水平距離は40m程度であり、いずれも傾斜基盤層上の盛土地盤であるが、断面Ⅱに比

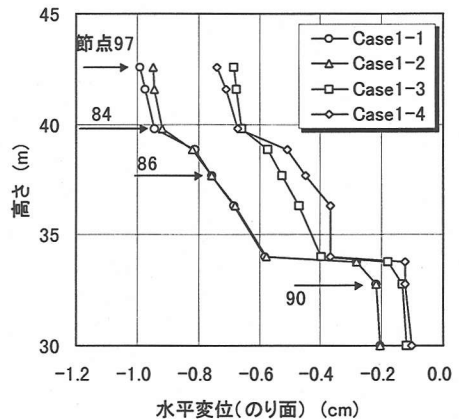


図-17 のり面変位分布図 (断面Ⅰ, t=5.74sec)

べ断面Ⅰの方が表土層および盛土部の層厚が大きくなっており、表土層と盛土部の層厚の違いが地質的な被災要因の1つであったと考えられる。すなわち、断面Ⅰのせん断ひずみが大きく増加している部分の表土層と盛土部の平均的な層厚は9m程度(7~11m)となっているのに対し、断面Ⅱでは同様な地点での盛土部の平均的な層厚が3.5m程度(0~7m)となっている。断面Ⅰと断面Ⅱののり尻付近で実施した地震探査結果によれば、のり尻での表土層の層厚は断面Ⅰから断面Ⅱにほぼ線形的に減少しており¹¹⁾、図-1に示した被災範囲と考え合わせると、被災領域の表土層と盛土部の平均的な層厚は6.5m以上と推定される。また、過去の地震で被災した斜面においても、基盤層と表土層の地層境界が急勾配で、しかも表土層の層厚の大きい部分で

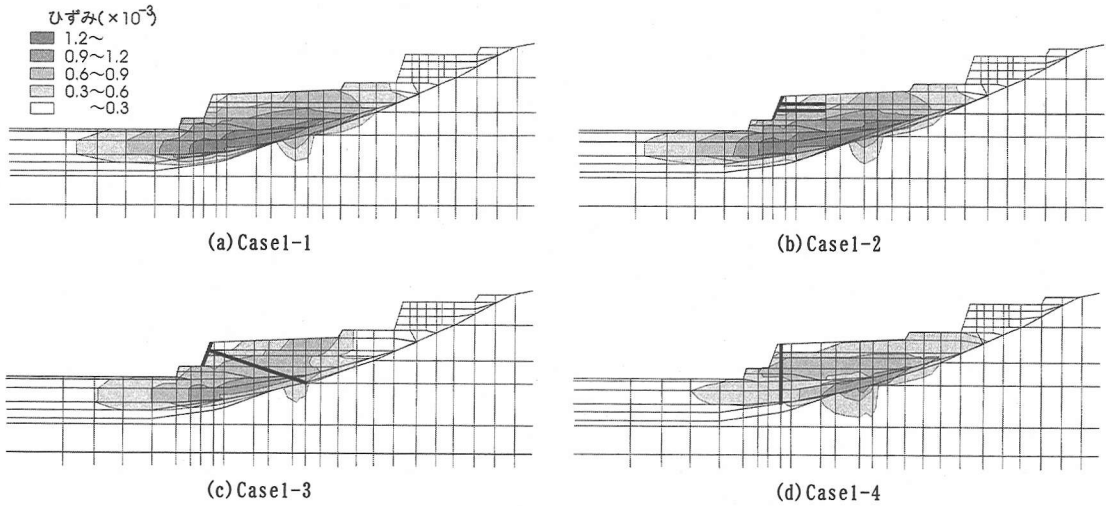


図-18 せん断ひずみ分布図 (断面Ⅰ, $t=5.74\text{sec}$)

比較的大規模な崩壊が発生している^{4)~6), 20)~24)}。

以上の被災斜面、非被災斜面に対する地質調査と地震応答解析結果から、地震時における傾斜基盤層上の盛土地盤の不安定化要因には加速度の増幅によるものと、基盤層境界付近のせん断ひずみの増加によるものの2つの要因が考えられる。

前者については、被災斜面、非被災斜面とも盛土部の加速度が大きく増幅されており、盛土部は剛性が小さく、片側が非拘束状態となるため、加速度が増幅しやすく、その結果擁壁や盛土土塊に大きな慣性力が作用し、変状や崩壊が発生すると考えられる。兵庫県南部地震など過去の地震では石積み擁壁の腹み出しや頭部の小崩壊などが多く確認されており、これらの地形・地質的素因による盛土部の加速度の増幅がこれら石積み擁壁などの比較的小規模な崩壊を引き起こす要因になると考えられる。

一方、後者については、被災斜面のように傾斜基盤層上の表土層や盛土部がある程度の層厚(今回の事例では6.5m以上)を有し、基盤層境界付近のせん断剛性が低い地盤では、表土層での変位が増幅され、基盤層と表土層の間に大きな相対変位を生じるため、基盤層境界付近に大きなせん断ひずみが発生すると考えられる。したがって、基盤層境界付近に地下水や強度の低い層が存在する場合には間隙水圧の増加やせん断破壊などを生じやすく、特にすべり崩壊の発生する可能性は高くなるものと考えられる。過去の地震においても同様な傾斜した基盤層境界付近をすべり面とする崩壊が多く報告されており、このような地質的素因による境界面付近における地震時のせん断ひずみの集中は大規模なすべり崩壊を引き起こす要因になると考え

られる。また、傾斜した基盤層境界付近では常時大きなせん断力が作用した状態にあることも、すべり崩壊の発生しやすい要因になっていると考えられる。

なお、断面Ⅰと断面Ⅱでは応答加速度に比べ、基盤層境界付近のせん断ひずみ分布が大きく異なっており、また断面Ⅰでは被災領域が広範囲に渡っていることから、基盤層境界付近でのせん断ひずみの急激な増加が断面Ⅰの斜面の主な被災原因であったと推定される。

(3) 対策工の効果について

震災後の応急対策や復旧対策として多く採用されている地山補強土工、グラウンドアンカー工、杭工が斜面の震動特性や安定性に与える影響、および対策工のより効果的な配置方法について検討するため、断面Ⅰについてこれらの対策工を配置した場合の地震応答解析(Case1-1~1-4)を実施した。

図-16~19はCase1-1~1-4の地震応答解析で得られた節点97の最大応答加速度時($t=5.74\text{sec}$)における応答加速度分布、斜面Aののり面変位分布、せん断ひずみ分布および局所安全率分布を示している。

図-16から、Case1-1, 1-2はほぼ同様な加速度分布となっているが、Case1-3では大きな加速度の生じる領域がやや小さくなる傾向が見られる。また、Case1-4では加速度の大きい領域が深さ方向に小さく、水平方向に拡大する傾向が見られる。また、図-17から、のり面変位はCase1-1, 1-2ではほぼ同様な分布となっているものの、Case1-3, 1-4では対策工の効果によって変形が抑制されていることが分かる。これはCase1-2では対策工が応答加速度や応答変位の比較的一様な

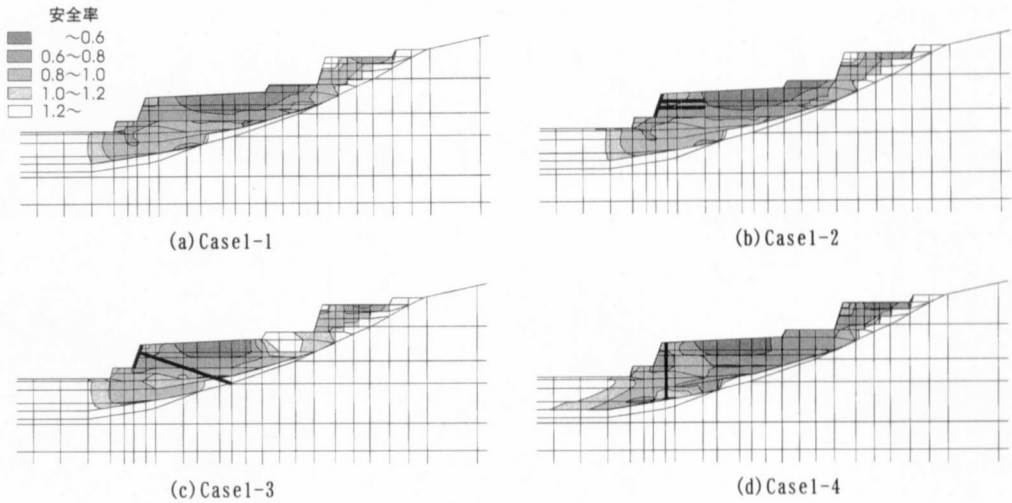


図-19 局所安全率分布図 (断面 I, $t=5.74\text{sec}$)

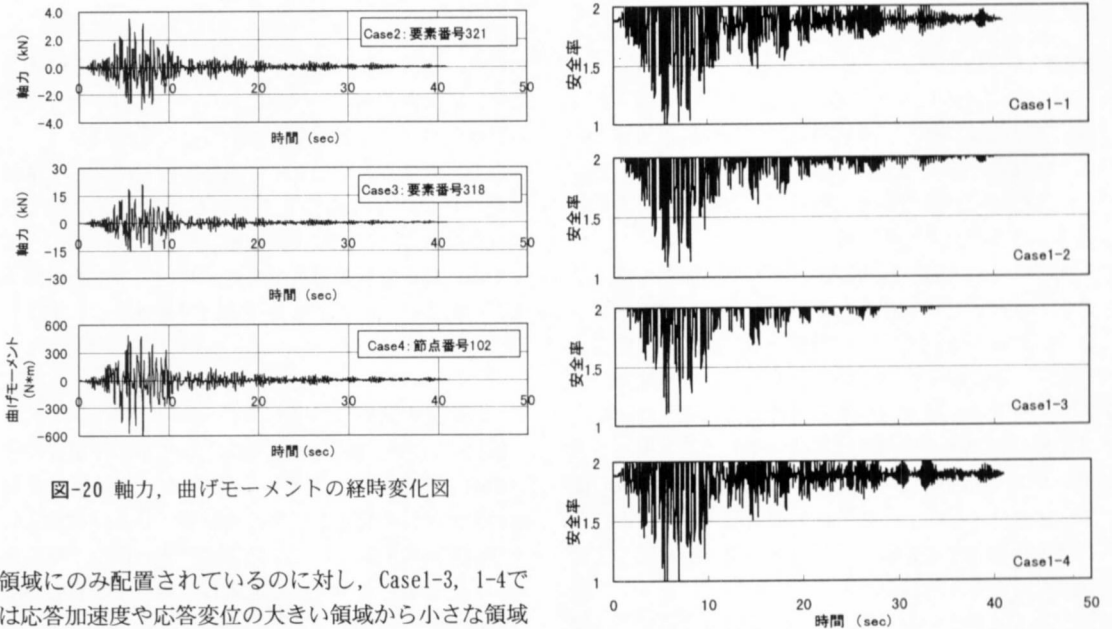


図-20 軸力、曲げモーメントの経時変化図

図-21 すべり安全率の経時変化

領域にのみ配置されているのに対し、Case1-3, 1-4では応答加速度や応答変位の大きい領域から小さな領域に渡って配置されているためである。さらに、図-18から、せん断ひずみはCase1-1, 1-2ではほぼ同様な分布となっているのに対し、Case1-3では全体的にせん断ひずみが小さくなっている。これは、Case1-3ではのり面と基盤層を引張材で連結しているため、盛土全体の水平方向の変形が抑制されるためと考えられる。一方、Case1-4では全体的にせん断ひずみが小さくなっているが、特に杭の配置されている部分でせん断ひずみが小さくなる傾向が見られる。これはCase1-4では杭工が鉛直方向に設置されているため、水平方向の地震波の伝播に伴うせん断変形に対して杭のせん断抵抗や曲げ抵抗が効果的に発揮され、せん断ひずみの増加を抑制したものと考えられる。これらのことか

ら、グラウンドアンカー工は変位の急激に変化する領域を貫くように、杭工はせん断ひずみの集中する領域を貫くように打設するのが効果的であると考えられる。

次に、図-19の局所安全率分布から、Case1-3, 1-4ではCase1-1に比べ0.6以下の領域が小さくなるなど対策による局所安全率の増加が見られる。特に、Case1-3では引張材の変形に対する抑制効果によって、グラウンドアンカー工を設置している盛土部より上側の部分での安全率が大きくなっている。一方、

Case1-4では杭の右側では安全率が大きくなっているものの、杭の下端部左側では安全率の小さい部分が拡大する傾向が見られる。これは杭が杭の右側の盛土体から受けた力を杭下端部において左側の盛土体に伝達するためであると考えられる。なお、Case1-2の安全率はCase1-1とほぼ同様な分布となっている。また、図-20はCase1-2~1-4における梁要素に作用する軸力および曲げモーメントの経時変化を示している。これらの図から、Case1-3では20kN以上の軸力が作用しているのに対し、Case1-2では4kN以下となっており、グラウンドアンカー工では地震に伴う盛土の変形によって大きな軸力が作用することが分かる。一方、Case1-4では杭に繰り返し大きな曲げモーメントが生じており、水平方向の地震波の伝播に伴うせん断変形によって大きな荷重が杭に作用することが分かる。

図-21は図-3(a)に示したすべり面に対するCase1-1~Case1-4のすべり安全率の経時変化を示している。これらの図から、Case1-2、1-3のすべり安全率は相対的にCase1-1に比べ大きくなっている。また、Case1-4のすべり安全率は、想定したすべり面が小さかったため、Case1-1のそれに比べ大きく増加するといった傾向は顕著には見られない。

これらの結果から、グラウンドアンカー工では引張材による盛土の水平変位を抑制する効果が大きく、結果として基盤境界付近のせん断ひずみを抑制するとともに、盛土体の安全率の低下を抑制すると考えられる。一方、杭工では杭のせん断剛性や曲げ剛性が基盤層から伝達される水平方向の地震動に伴うせん断挙動に抵抗するため、基盤境界付近のせん断ひずみ増分が抑制され、その結果盛土の変形を減少させ、盛土の安全率の低下を抑制すると考えられる。したがって、グラウンドアンカー工は無対策時における応答変位の急激に変化する部分を貫くように、杭工はせん断ひずみの卓越する領域を貫くように配置するのが、変形を抑制する上で、また斜面の安定性上効果的であると考えられる。一方、地山補強土工は斜面Aの小規模なすべりに対するすべり安全率は無対策時のそれに比べ大きくなっており、小規模なすべり崩壊に対する効果は見られるものの、補強材を短く設定したために地盤内部の変位、せん断ひずみの抑制効果はほとんど見られなかった。

5. おわりに

本論文では、兵庫県南部地震で被災した傾斜基盤層上の斜面と被災しなかった斜面に対する地震応答解析を実施し、地震時における斜面の応答特性、地震動が斜面の安定性に与える影響、および地震時における斜

面の不安定化要因について検討した。また、対策工の設置を想定した斜面の地震応答解析を実施し、効果的な対策工法について考察した。

その結果、以下の結論を得た。

- (1) 傾斜基盤層上の斜面では加速度が基盤層から地表面に向かって大きく増幅されやすく、特にのり肩付近での増幅率が大きくなると考えられる。また、基盤層境界面の勾配が水平から傾斜部に變化し始める部分では表土層や盛土部の加速度が大きく増幅されるという結果が得られた。
- (2) 非被災斜面では地震時に発生する地盤内部のせん断ひずみは小さく、基盤層と表土層の境界部分に大きなせん断ひずみの集中するといった傾向は顕著には見られないのに対し、被災斜面では基盤層境界付近に大きなせん断ひずみが生じるという結果が得られた。
- (3) 傾斜基盤層上の斜面の地震時における不安定化要因としては加速度の増幅によるものと、基盤層境界付近のせん断ひずみの集中によるものの2つが考えられる。前者は石積み擁壁の腹み出しや石積み頭部の小崩壊などの比較的小規模な崩壊を引き起こす原因であり、後者は傾斜した基盤層境界付近をすべり面とする大規模なすべり崩壊を引き起こす原因になると考えられる。
- (4) 今回解析を行った被災斜面の主な変状原因は地震時における基盤層境界付近でのせん断ひずみの増加によるものと考えられ、変状は表土層と盛土部の平均的な層厚が6.5m以上の領域で発生したと推定される。
- (5) 傾斜基盤層を持つ斜面では表土層がある程度の層厚(今回の事例では6.5m以上)を有する場合、地震時に基盤層境界付近にせん断ひずみが集中しやすくなる。したがって、基盤層境界付近に地下水や強度の低い層が存在する場合には間隙水圧の増加やせん断破壊などを生じやすく、特にすべり崩壊の発生する可能性は高くなると考えられる。
- (6) 比較的短い補強材を用いる地山補強土工は小規模な崩壊に対して効果的であると考えられる。一方、グラウンドアンカー工や杭工は応答変位およびせん断ひずみの増加を抑制する効果が大きく、基盤層境界付近をすべり面とする大規模な崩壊に対して効果的であると考えられる。特に、グラウンドアンカー工は無対策時の応答変位の急激に変化する部分を貫くように、杭工はせん断ひずみの卓越する領域を貫くように配置するのが、斜面の変形を抑制する上で、また斜面の安定性上重要であると考えられる。

今回の解析における地盤内部のひずみレベルは

10⁻³程度であることから、今後はさらに大きなひずみ状態下での斜面の挙動および安定性、対策工の効果について検討する必要がある。なお、この研究の一部は土木学会関西支部「阪神淡路大震災調査研究委員会」活動の一環として行ったものである。

参考文献

- 1) 石橋克彦：阪神・淡路大震災の教訓，岩波ブックレット No. 420, pp. 2-24, 1997.
- 2) 阿部隆，村山良之：仙台周辺の地形変化と都市問題，地理，Vol. 27, No. 9, pp. 44-51, 1982.
- 3) 福園輝旗：液状化により一部崩壊した斜面の震動挙動観測，第33回地すべり学会研究発表会講演集，pp. 335-336, 1994.
- 4) 三浦均也，西村右敏，吉田望，鷲尾朝昭，高原利幸，前田健一：1993年釧路沖地震における標茶地区宅地造成盛土の崩壊，土質工学会北海道支部技術報告集，第34号，pp. 38-47, 1994.
- 5) 北林勉，和田康三，黒森武，三田地利之：1993年北海道南西沖地震における道路被害—般国道5号知来地区の盛土破壊の原因と対策—，土質工学会北海道支部技術報告集，第34号，pp. 130-135, 1994.
- 6) 応用地質学会阪神・淡路大震災調査委員会：兵庫県南部地震—地質・地盤と災害—報告書，pp. 288-313, 1995.
- 7) 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，Vol. 36, No. 1, pp. 47-50, 1995.
- 8) 藤岡達也：兵庫県南部地震による宅地造成地の地盤災害—阪神地域の被害事例の検討から—，地質学評論，Vol. 69, A-7, pp. 518-530, 1996.
- 9) 桑野二郎，石原研而，李宏徹，石原浩二郎：地震による宅地盛土の残留変形予測，第20回土質工学研究発表会，pp. 817-818, 1985.
- 10) 三浦均也，吉田望，鷲尾朝昭，西村右敏：1993年釧路沖地震による造成地被害に関する解析的検討，第9回日本地震工学シンポジウム，pp. 763-768, 1994.
- 11) 片山政和：兵庫県南部地震による宅地地盤被害の原因に関する研究，神戸大学修士論文，pp. 9-31, 1998.
- 12) 地盤工学会阪神淡路大震災調査委員会：阪神・淡路大震災調査報告書（解説編），pp. 315-322, 1996.
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，p. 43, 1996.
- 14) 日本道路公団：日本道路公団設計要領 第1集，p. 28, 1984.
- 15) 土木学会：ダムの地質調査，p. 113, 1986.
- 16) 申潤植：地すべり工学—理論と実践—，山海堂，pp. 58-59, 1989.
- 17) 土木学会：孔内載荷試験法の現状と課題—指針化の試み—，p. 44, 1988.
- 18) 金井清：地震工学，共立出版，pp. 109-113, 1980.
- 19) 松岡達郎，白石英孝，毎熊輝記：常時微動の伝達関数測定による低層住宅の動特性の決定，物理探査，第40巻，第2号，pp. 117-128, 1987.
- 20) 土木学会東北支部1978年宮城県沖地震調査委員会：1978年宮城県沖地震調査報告書，pp. 439-443, 1980.
- 21) 浅田秋江：宅地のがけ崩れの調査と対策，地質と調査，第3号，pp. 29-37, 1987.
- 22) 谷口栄一，久保田哲也，桑原徹郎：長野県西部地震による松越地区の斜面崩壊，土と基礎，Vol. 33, No. 11, pp. 59-65, 1985.
- 23) 建設省土木研究所：平成5年(1993年) 釧路沖地震災害調査報告，土木研究所報告，第193号，pp. 158-160, 1994.
- 24) 建設省土木研究所：平成5年(1993年) 北海道南西沖地震災害調査報告，土木研究所報告，第194号，pp. 185-193, 1994.

(1998. 11. 27 受付)

SEISMIC ANALYSIS OF FILL SLOPE ON INCLINED BASEMENT ROCK

Takashi OKIMURA, Akira YAMAMOYO, Kouji MURAKAMI
and Makoto TORIHIRA

In this paper, a seismic prospecting and a seismic response analysis are performed for a damaged fill slope and a non-damaged fill slope on inclined basement rock due to the Hyogo-ken Nambu earthquake, and the instability mechanism of the slope during the earthquake is discussed. The main cause of instability of the fill slope is the amplification of acceleration and the concentration of shear strain in the part between the basement rock and overburden. The former causes small failures such as damage to stone masonry, and the latter causes large failures on the inclined basement rock. Also, the concentration of shear strain is closely related to the thickness of the overburden.