

地震時における傾斜基盤層上斜面の不安定化要因と対策工の評価

山本 彰 鳥井原 誠
平 間 邦 興

Analysis of Instability Causes of Fill Slope on Inclined Basement Rock during Earthquake and Assessment of Slope Failure Prevention Works

Akira Yamamoto Makoto Toriihara
Kunioki Hiramata

Abstract

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 Nanbu earthquake, and the instability mechanism of the slope during the earthquake and several effective methods of preventing slope failure are discussed. The main causes 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.

概 要

本研究では、地震時における傾斜した基盤層上斜面の不安定化要因と効果的な安定対策工について検討するため、兵庫県南部地震で被災した傾斜した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。傾斜した基盤層上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。

1. はじめに

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した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¹⁾、その後釧路沖地震、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^{2)~4)}。

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盛土が多く存在しており、地震時における傾斜した基盤層上斜面の変状・崩壊メカニズム、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、本研究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、地震時における傾斜基盤層上斜面の不安定化メカニズムについて検討した。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、杭工およびの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。Fig.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の広い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、斜面の最下端部の石積み擁壁の腹み出しは50cmに及んでいる。

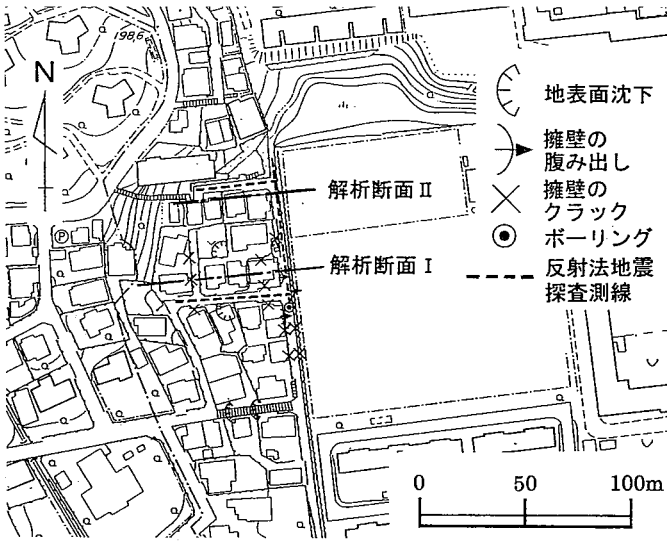


Fig. 1 解析対象斜面周辺の被災概要
Damage Distribution of Slope

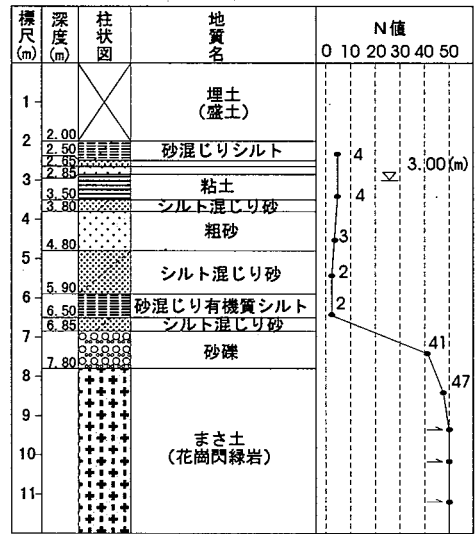


Fig. 2 ボーリング柱状図
Geologic Column

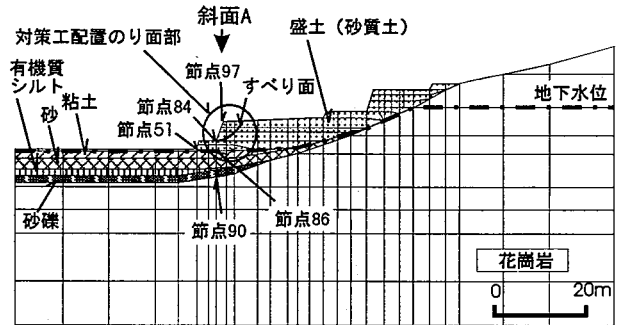
3 地質調査結果と地盤のモデル化

解析に当たって、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。Fig.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、Fig.2はボーリング調査結果を示している⁵⁾。

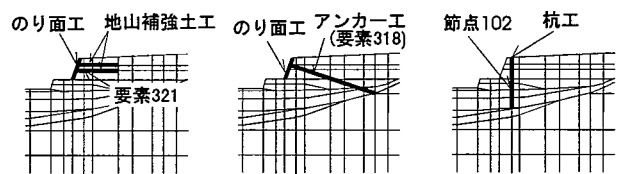
Fig.3(a), 4は地盤調査結果に基づいて作成したFig.1 に示している解析断面 I, II (以下、断面 I, II と称す) における地質断面を示している。断面 I は被災斜面、断面 II は被災しなかった斜面 (以下、非被災斜面という) である。これらの図から、断面 I, II はいずれも傾斜した基盤層上に造成された宅地盛土であり、盛土部および表土層の層厚は断面 II に比べ断面 I の方が厚くなっているのが特徴的である。また、断面 I 付近の宅地盛土は花崗岩からなる基盤層上に堆積した表土層の上に造成された盛土地盤であり、盛土を含む層厚7m程度がN値3~4程度の軟弱な地質で構成されている。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⁶⁾、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。

4. 解析方法

被災斜面 (断面 I) と非被災斜面 (断面 II) についての地震応答解析と被災斜面に対策工を配置した場合の地震応答解析を実施した。Fig.3(a), 4は断面 I, II の解析メッシュを、Fig.3(b)~(d), Table 1は断面 I において想定した対策工の仕様と配置を示している。なお、Case1-2, 1-3の対策工はFig.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。



(a) 解析メッシュ
Finite Element Mesh



(b) Case1-2 (c) Case1-3 (d) Case1-4

Fig. 3 FEMメッシュと解析ケース (解析断面 I)
Finite Element Mesh and Analysis Cases
(Cross section I)

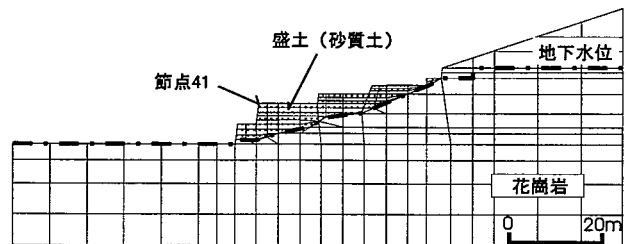


Fig. 4 FEMメッシュ (解析断面 II)
Finite Element Mesh (Cross section II)

Table 1 解析ケース
Analysis Cases

解析ケース	解析断面	抑止対策工	のり面工
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) テッドン：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

Table 2 解析定数
Input Data of FEM Analysis

(a) Case1-1~1-4

	N値	Vs (m/sec)	ρ (kN/m3)	c (kPa)	φ (度)	E (MPa)	ν	Go (MPa)	hmin	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
有機質ソルト	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	0.30	163	0.02	0.20
花崗岩(D級)	60	1000	23.0	400.0	30	500.0	0.20	2347	0.02	0.02

(b) Case2

	N値	Vs (m/sec)	ρ (kN/m3)	c (kPa)	φ (度)	E (MPa)	ν	Go (MPa)	hmin	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	0.20	2347	0.02	0.02

入力地震動は神戸大学で観測された水平方向成分(E-W)の観測波を、解析検討モデルの工学的基盤から2Eで入射した。Fig.5は入力加速度波形を示している。解析は等価線形化法によって行っており、対策工を想定した場合の鉄筋、アンカーテッドン、杭、のり面工は弾性梁によってモデル化した。境界条件は側面をエネルギー伝達境界、底面を粘性境界とした。Table 2は解析定数を示しており、地盤の動的物性値は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^{7)~9)}から決定した。なお、地下水位以下の地盤のポアソン比をν=0.48とし、単位体積重量として水中単位体積重量を用いた。また、動的変形特性には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N値から求め⁷⁾(粘性土、粘土：Vs=100N^{1/3}、砂、砂質土、砂礫土：Vs=80N^{1/3})、式(4.1)によって初期せん断弾性係数Goを算定した。なお、現地で実施した地震探査で得られた断面Iの表土層と盛土部の平均的なS波速度はVs=125m/sec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(Vs=140m/sec)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⁹⁾に基づき、Vs=1000m/sec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Goから式(4.3)を用いて算定し、G/Go~γ関係、h~γ関係は式(4.3)、式(4.4)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。

$$G_0 = \frac{\rho V_s^2}{g} \dots\dots\dots(4.1)$$

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0} \dots\dots\dots(4.2)$$

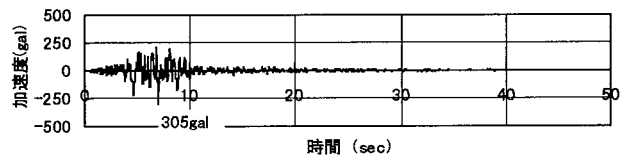


Fig.5 解析検討用入力波形
Input E-W Seismic Wave

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \dots\dots\dots(4.3)$$

$$h = h_{min} + \frac{h_{max} - h_{min}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \dots\dots\dots(4.4)$$

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。

5. 解析結果

5.1 被災斜面の解析結果

5.1.1 応答加速度 Fig.6はCase1-1におけるのり肩(節点97)、のり尻(節点84)、基盤層上端部(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正の最大加速度を示すものとする)は基盤層上端部、のり尻、のり肩でそれぞれ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、のり尻に対するのり肩の加速度の増幅は小さくなっている。

5.1.2 応答変位 Fig.7はCase1-1における水平方向の応答変位波形を示しており、谷側方向に変形を生じる場

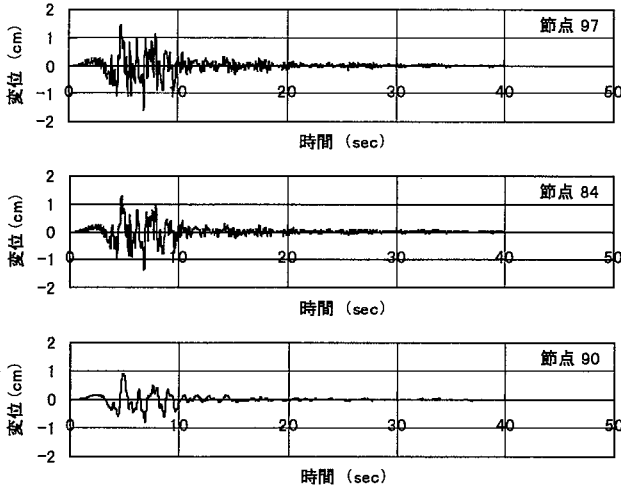


Fig.6 水平方向の応答加速度波形 (Case1-1)
Response Waves of Horizontal Acceleration for Case1-1

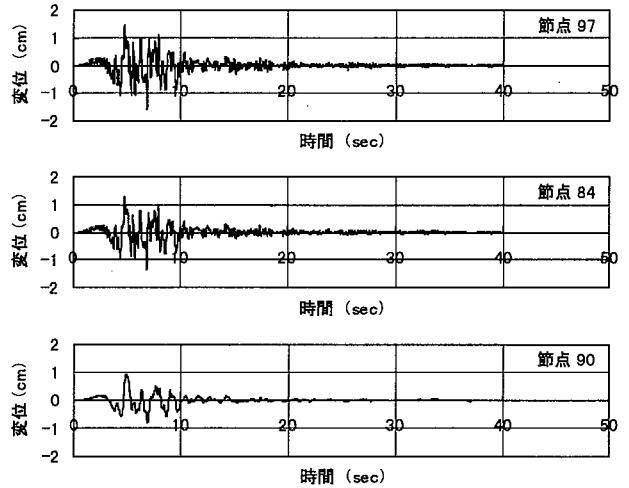
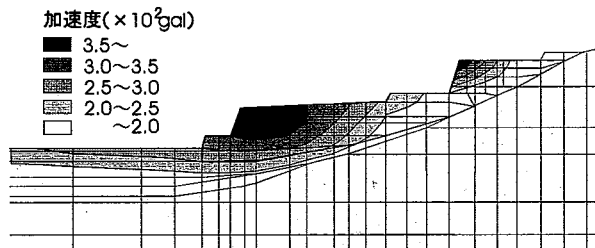
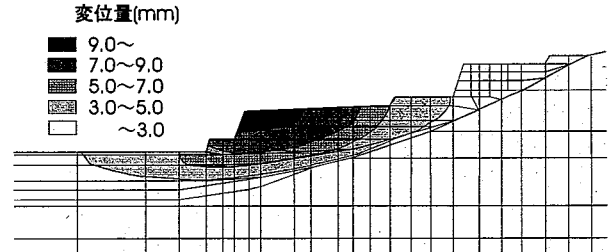


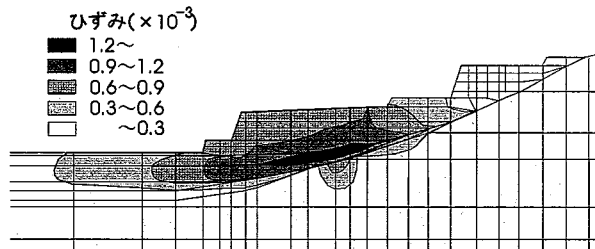
Fig.7 水平方向の応答変位波形
Response Waves of Horizontal Displacement for Case1-1



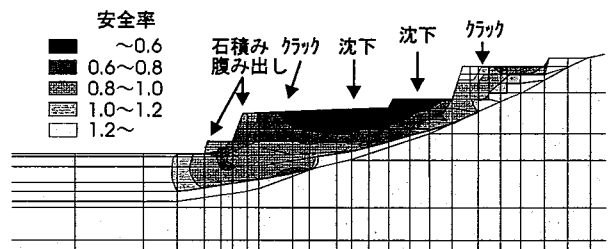
(a) 応答加速度分布図
Distribution of Acceleration



(b) 応答変位分布図
Distribution of Displacement



(c) せん断ひずみ分布図
Distribution of Shear Strain



(d) 安全率分布図
Distribution of Safety Factor

Fig.8 応答加速度, 応答変位, せん断ひずみおよび安全率分布 (Case1-1, t=5.74sec)
Distribution of Acceleration, Displacement, Shear Strain and Safety Factor at 5.74sec for Case1-1

合 (同図で負の変位) 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, 特にのり肩で大きくなる傾向が見られる。

5.1.3 最大値分布と斜面の変状との関係 Fig.8はのり肩の最大応答加速度時 (t=5.74sec) 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, Fig.8(d)には地震による被災状

況も併せて示している。同図から, 応答加速度, 応答変位はともに節点97を中心のに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

たつ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、局所安全率は全体的に応答加速度、せん断ひずみ、応答変位の大きい部分で小さく、特に地表面部で最も小さくなっている。これは表土層や盛土部では水平方向の変位が増幅され、水平方向の伸びひずみ増分が大きくなり、地盤内部の拘束力が低下するためと考えられる。

以上の被災斜面に対する解析結果から、傾斜した基盤層上の斜面の不安定化要因としては加速度の増幅による要因と、基盤層境界付近のせん断ひずみの増加による要因の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擁壁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、後者は過去の地震でも多く発生している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と考えられる。

5.2 被災斜面と非被災斜面との比較

Fig.9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のそれに比べやや小さめの値となっている。

次に、Fig.10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。Fig.8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。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。

これらのことから、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考えられる。

次に、被災要因について地質的な観点から検討することとする。断面Iと断面IIの水平距離は40m程度であり、いずれも傾斜した基盤層上の盛土地盤であるが、断面IIに比べ断面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層厚は平均9m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層厚が平均3.5mとなっている。

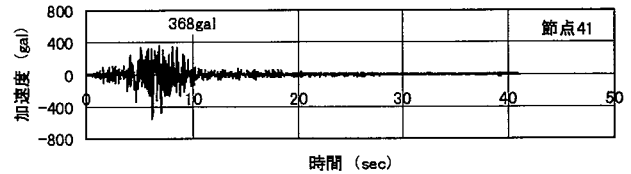
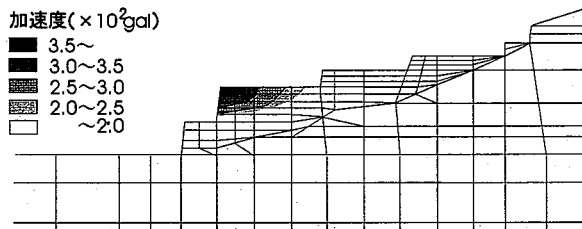
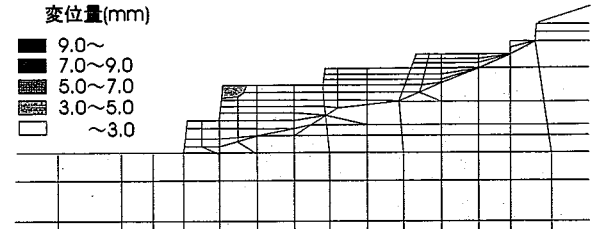


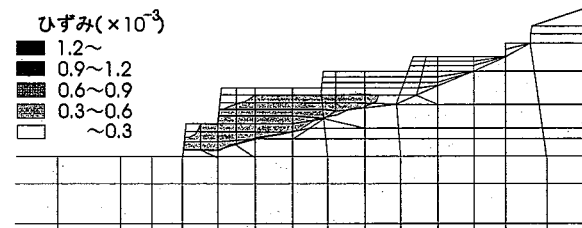
Fig.9 水平方向の応答加速度波形 (Case2)
Response Wave of Horizontal Acceleration for Case2



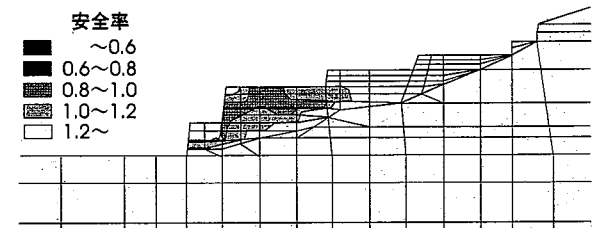
(a) 応答加速度分布図
Distribution of Acceleration



(b) 応答変位分布図
Distribution of Displacement



(c) せん断ひずみ分布図
Distribution of Shear Strain



(d) 安全率分布図
Distribution of Safety Factor

Fig.10 応答加速度、応答変位、せん断ひずみおよび安全率分布 (Case2, t=6.90sec)
Distribution of Acceleration, Displacement, Shear Strain and Safety Factor at 6.90sec for Case2

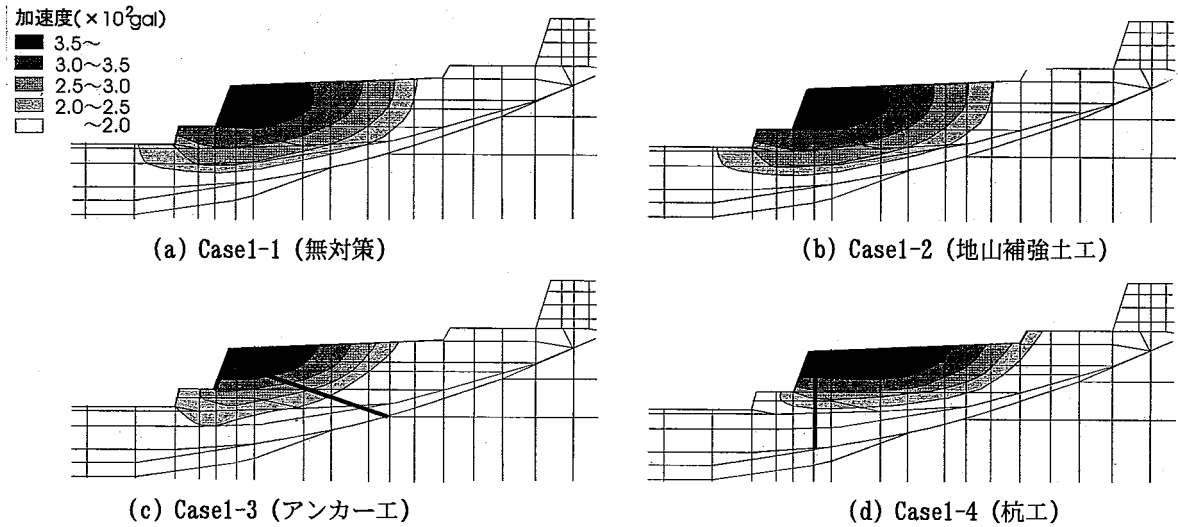


Fig.11 応答加速度分布図 (t=5.74sec)
Distribution of Acceleration at t=5.74sec

断面Ⅰと断面Ⅱののり尻付近で実施した反射法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⁵⁾、Fig.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比較的大規模な崩壊が発生している^{2)~4)10)~12)}。これらのことから、傾斜した基盤層を持つ斜面では表土層がある程度の層厚を有する場合、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ものと考えられる。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。

5.3 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。

Fig.11~14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=5.74sec) 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。

Fig.11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、Fig.12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

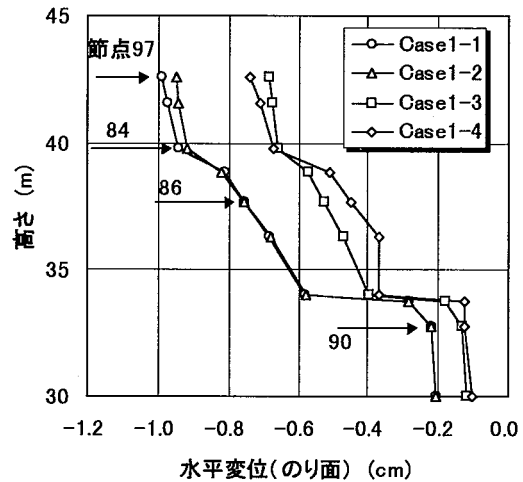


Fig.12 水平変位分布図 (t=5.74sec)
Distribution of Displacement at 5.74sec

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小さな領域から大きい領域に渡って配置されているためである。さらに、Fig.13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, 1-4では明らかに基盤層境界付近でのせん断ひずみが小さくなる傾向が見られる。5.1, 5.2節でも述べたようにせん断ひずみはすべり面の発生と密接に関連していることから、対策工はせん断ひずみの集中する部分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、Fig.14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工による局所安全率の増加が見られるが、Case1-2ではCase1-1とほぼ同様な分布となっている。また、Fig.15はFig.3に示す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おり、

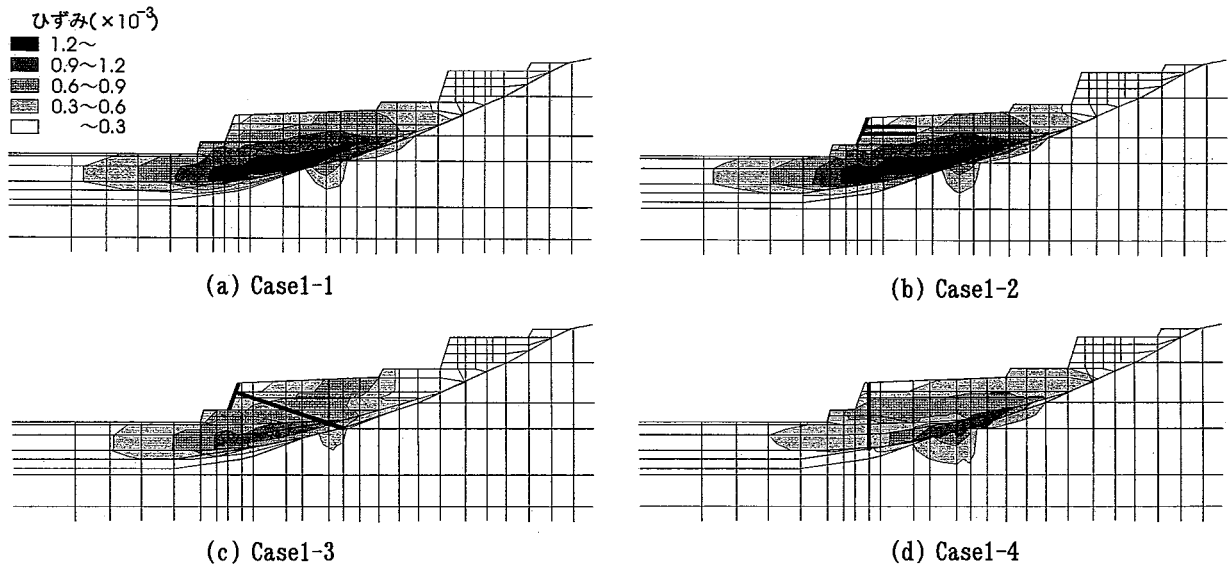


Fig.13 せん断ひずみ分布図 (t=5.74sec)
Distribution of Shear Strain at 5.74sec

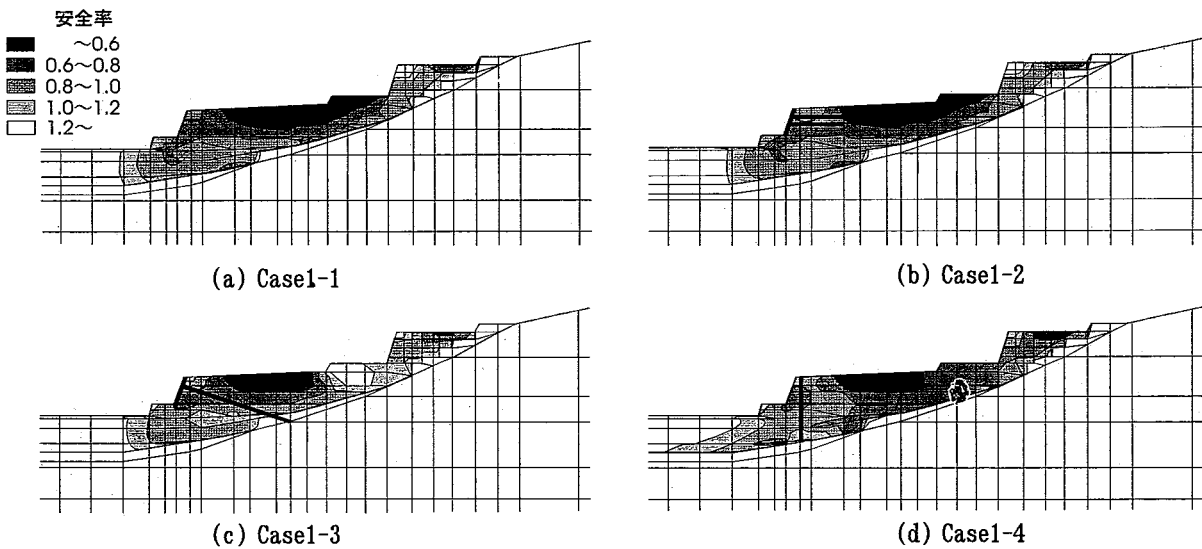


Fig.14 安全率分布図 (t=5.74sec)
Distribution of Safety Factor at 5.74sec

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以下となっている。これらのことから、Case1-3, 1-4では、地震時において対策工が引張材や曲げ材として効果的に機能し、地盤を拘束するため、局所安全率が増加したものと考えられる。

Fig.16はFig.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。斜面のすべり安全率は地震応答解析と自重解析で得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。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、Case1-1のそれに比べ大きく増加するといった傾向は見られないが、1.0を下回る回数が減少しており、杭による対策効果が見られる。

グラウンドアンカー工や杭工は変位の急激に変化する

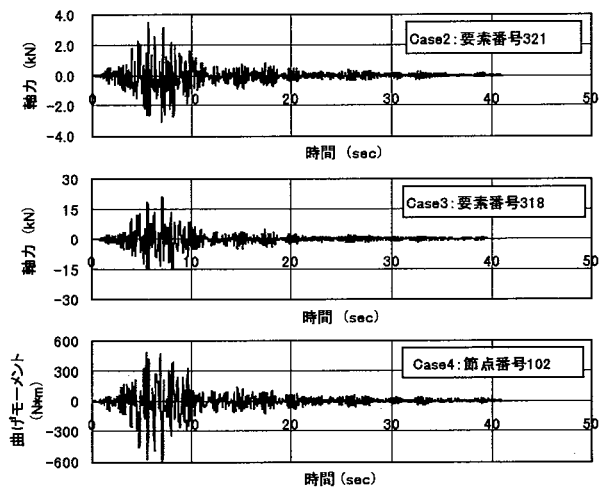


Fig.15 軸力, 曲げモーメントの経時変化図
Variation with Time of Axial Forces
and Bending Moment Acting on Beam Elements

領域、せん断ひずみの集中する領域に打設していることから、変位、せん断ひずみの抑制効果がよく発揮されている。したがって、これらの対策工は無対策時の応答変位の急激に変化する部分および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効果的である。一方、比較的短い補強材を用いる地山補強土工は斜面Aの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、小規模な崩壊に対して効果的である。しかし、この工法では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。

6. おわりに

本研究では、傾斜した基盤層上の被災斜面と非被災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不安定化要因と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) 傾斜した基盤層上の斜面の地震時における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となる。

2) 傾斜した基盤層を持つ斜面では表土層がある程度の層厚を有する場合、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、すべり崩壊の発生する可能性が高くなると考えられる。

3) 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。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。したがって、これらの工法は無対策時の応答変位の急激に変化する部分および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。

参考文献

- 1) 阿部隆, 村山良之: 仙台周辺の地形改変と都市問題, 地理, Vol.27, No.9, pp.44~51, (1982)
- 2) 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)
- 3) 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—一般国道5号知

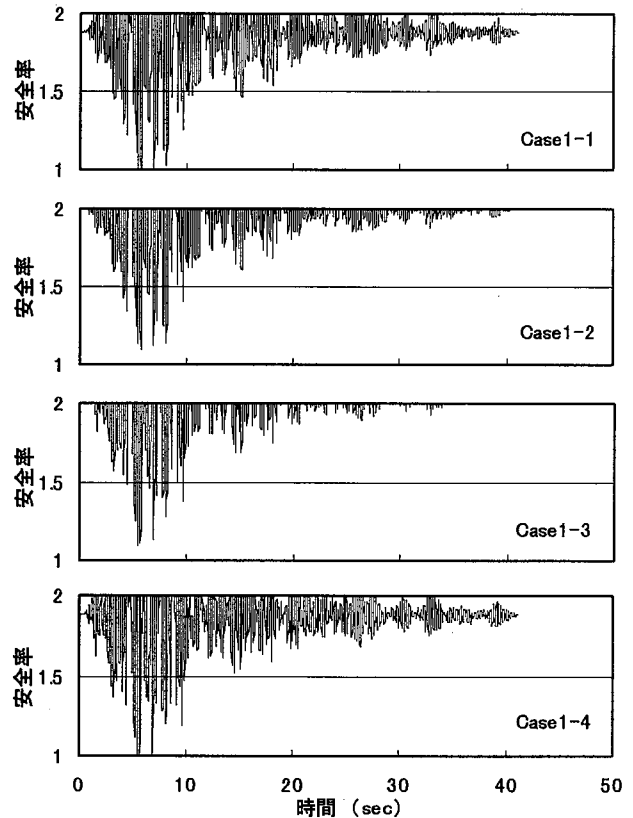


Fig.16 安全率の経時変化図
Variation with Time of Safety Factors

- 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)
- 4) 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)
- 5) 土木学会関西支部: 大震災に学ぶ—阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書, 第I巻, pp.26~52, (1998)
- 6) 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)
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, p.43, (1996)
- 8) 日本道路公団: 日本道路公団設計要領 第1集, p.28, (1984)
- 9) 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)
- 10) 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)
- 11) 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)
- 12) 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)