

### 3. 自然および造成地盤の被害・メカニズム分析及び復旧・復興

#### 3.1 山くずれ及び宅地造成

##### 3.1.1 崩壊・被災分布とその特徴

###### (1) 山くずれ（崩壊）分布とその特徴

###### ①崩壊発生分布の特徴

今回の地震による山腹斜面崩壊の分布を把握するため、建設省六甲砂防工事事務所では、空中写真と現地調査より縮尺1/10,000の地形図をベースマップ<sup>7)</sup>とした崩壊分布図の作成ならびに崩壊面積、崩壊土量の算定を行っている。山腹斜面崩壊の数は六甲山系で747ヶ所と言われている<sup>1)</sup>。本研究ではこのデータを用いて、新たにGIS上で崩壊分布図を作成した。その結果を図-3.1.1に示す。この図より、1)今回の地震で発生した山腹斜面崩壊は神戸市灘区から東灘区、芦屋、西宮、宝塚にかけての東六甲山系に多いことがわかる。それ以外はわずかに六甲山系の西端の須磨区に見える程度で、中央区以西の西六甲斜面にはほとんど崩壊が発生していない。2)東六甲山系ではこれらの崩壊は全体として2本の帯状に分布しているとも読みとれる。このためこの図には諏訪山断層、五助橋断層および芦屋断層<sup>2)</sup>のおよその位置をも示した。これによると、2本の帯状の崩壊はこれらの断層に平行な分布状態で出現していることが推定される。平野らは六甲山地と淡路島における崩壊分布図を作成し、帯状分布が淡路島においても認められることを明らかにし、断層が動いたことによってその付近の斜面が崩壊したともとしている<sup>3)</sup>。しかし、六甲山地内では明瞭な断層変位は確認されていないため、断層地形として出現する急峻な斜面が地震動によって崩壊し、結果的にこのような分布状態になったとする考え方も発表されている<sup>4)</sup>。

###### ②山腹斜面崩壊地個々の地形的特徴

沖村は今回の地震により発生した崩壊地の地形的特徴を次のように報告している<sup>4)</sup>。1)六甲山系全体としては小規模な崩壊が多く発生している、2)傾斜変換点（線）と崩壊発生との関係は遷急点（線）付近からの崩壊が多発している、3)急斜面での崩壊発生が多い、4)崩壊が発生した斜面型は平行（直線）型斜面や、わずかに尾根型斜面での崩壊が多い、5)斜面が急で植生が回復することなく、岩が現れている露頭崖からの剥落、落石が多い。

一方、平野らは今回の地震により発生した崩壊地の地形的特徴を次のように報告している<sup>3)</sup>。1)地表面付近に滑り面を持つ崩壊が多く、崩壊深は一般に大きくない、2)崩壊は比較的急斜面で発生している、3)山腹ではなく斜面肩ないし尾根に接して崩壊が発生している場合が多く、その結果、崩壊地は稜線に近いところから始まり、傾斜変換線にまたがっている、4)斜面の上方に位置するものが多く、河床に接したものは比較的少ない。

また、奥西は今回の地震によって発生した崩壊をスランプ<sup>8)</sup>を伴う円弧すべり、表層すべり、土砂崩落および落石の4つに分類している<sup>5)</sup>。また、斜面形を等高線の形により尾根型斜面と谷型斜面に分け、それぞれの崩壊のタイプと斜面形における斜面勾配（傾斜角のtan）の統計分布を明らかにしている。それによると、平均勾配は0.89-0.99の間にあり、分布の形態には顕著な違いが見られず、全体的に斜面勾配の大きい方に偏った単一ピークを呈していることを明らかにしている<sup>5)</sup>。

沖村は、今回の地震により発生した崩壊の方法を計測する一方、国土数値情報の1/4次メッシュ（231×286 m）を使って六甲山系全体の斜面方位の分布を求め、それぞれの斜面方位での崩壊発生率を求めている<sup>4)</sup>。その結果、を図-3.1.2に示す。これによるとNW→SEへの方位をもった斜面での崩壊発生率が高い。この理由としては六甲山系の断層系がNE→SW系が多いことを考えると、これら断層系に直交する斜面、例えば三角末端面や断層と直角方向に開析する谷頭部での斜面で崩壊が発生しやすかったためではないかと結論している<sup>4)</sup>。

###### (2) 国土数値情報から求めた崩壊発生地の地形的特徴

###### ①調査方法

崩壊地の地形条件を考察するためには、崩壊地のみならず六甲山系全体の地形条件を明らかにし、両者

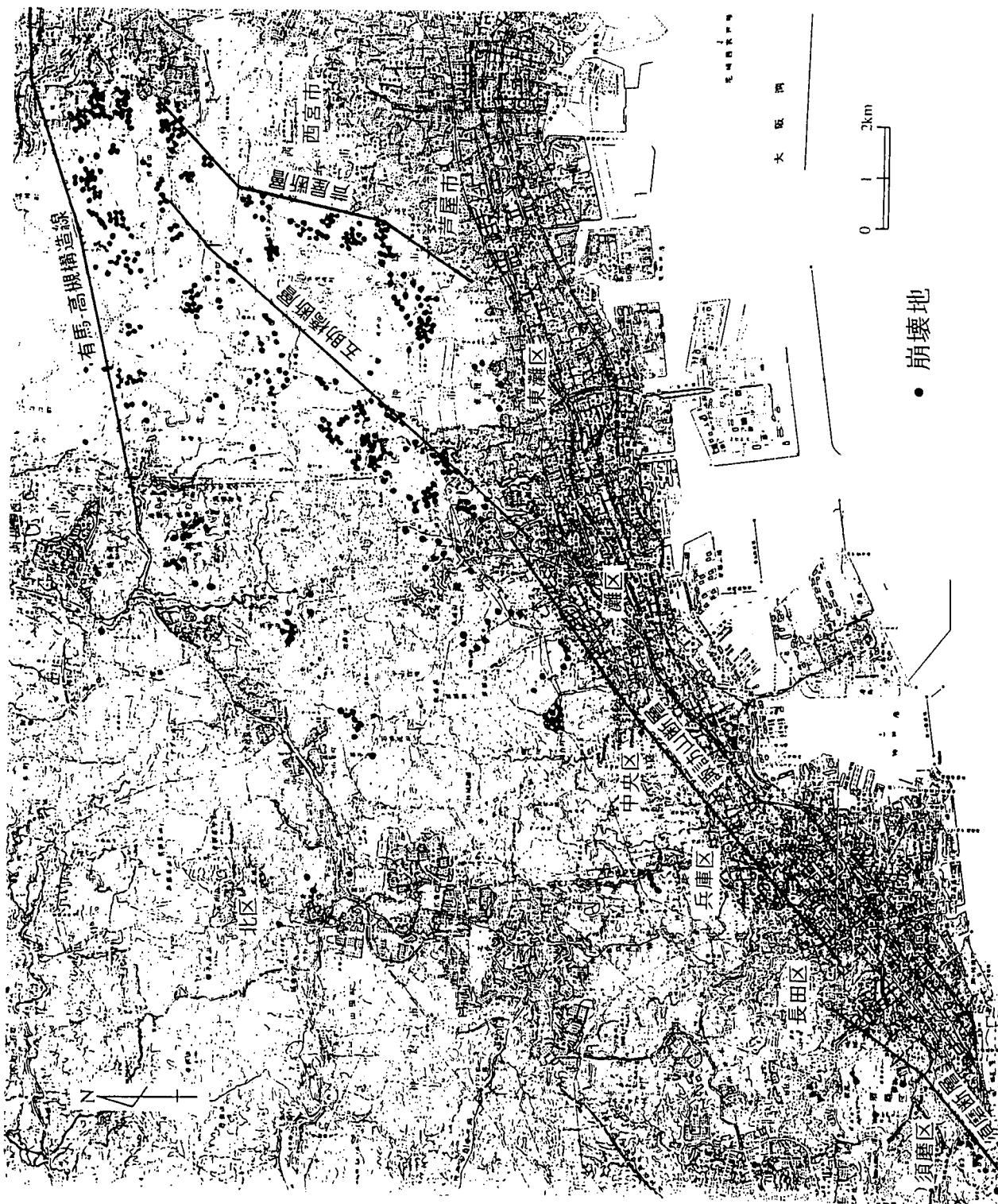


図-3.1.1 六甲山系の崩壊分布と主な断層（国土地理院発行の縮尺1/50,000地形図「須磨」、「神戸」及び「大阪西北部」の一部より作成）

の比較の考察を行う必要がある。本報では数値地形モデルを用い、そこから算出することのできる局所地形量からみた崩壊の地形的特徴について述べる。本報では建設省国土地理院発行の数値地図50mメッシュデータを用いた。この50mメッシュデータは、縮尺1/25,000の地形図に描かれている等高線から求められた数値地形モデルであり、メッシュ内の中心の標高が求められている<sup>8)</sup>。この50mのメッシュを本報の基本格子として定義し、この基本格子毎に傾向面の傾斜を求めた。六甲山系をこの定義に従ってメッシュ分割すると87,512個となった。

また、崩壊分布図<sup>1)</sup>を同様にメッシュに分割し、基本格子内に崩壊が出現している崩壊格子を求めた。この際、崩壊が2つの基本格子にまたがって発生している場合は崩壊源がある基本格子を崩壊格子とし、また1つの基本格子内に複数の崩壊が発生している場合でも崩壊格子数は1個として数えた。この結果、崩壊格子数は671個となった。

## ②傾向面の傾斜

傾向面は与えられた単位格子を対象として、標高に対して誤差の平方和が最小となるような曲面、もしくは平面として算出される。本報では容易に求めることのできる一次傾向面を用いた。傾向面の傾斜は、この一次傾向面と水平面との交わる角で内積の関係より求めることができる。この方法で得られる傾斜は、基本格子の最大傾斜を表現している。崩壊格子の傾向面の傾斜分布を図-3.1.3(a)に、六甲山系全体の傾向面の傾斜分布を図-3.1.3(b)に示す。図-3.1.3(a)より、傾向面の傾斜の値が45-55°付近の場所での崩壊が多かったことがわかる。また、全体的に斜面勾配の大きい方に偏った単一ピークを呈しており急斜面での崩壊が多かったことがわかる。図-3.1.3(b)より六甲山系全体の分布の特徴としては、傾向面の傾斜の値が5-55°までの場所がほぼ同程度の割合で分布していることがわかる。図-3.1.3(a)と図-3.1.3(b)を用いて、それぞれの傾斜での崩壊発生率を求めた。その結果を図-3.1.3(c)に示す。この図より60-70°の崩壊出現率が大きくなっており急峻な斜面ほど崩壊がしやすかったことがわかる。また、全体の傾向としても右上がりの傾向、つまり70°までは傾向面の傾斜の値が大きいほど崩壊が発生した割合が高かったと言える。

六甲山系では過去、1938、1963、1967年の集中豪雨により数多くの山腹崩壊が発生してきた。これらの崩壊の傾斜角は35-40°で多発していると報告されている<sup>7)</sup>。これより地震時での崩壊は、豪雨によるそれより急斜面で発生したことがわかる。また山腹崩壊発生場所も地震時のそれが②で述べたように尾根型で多発し

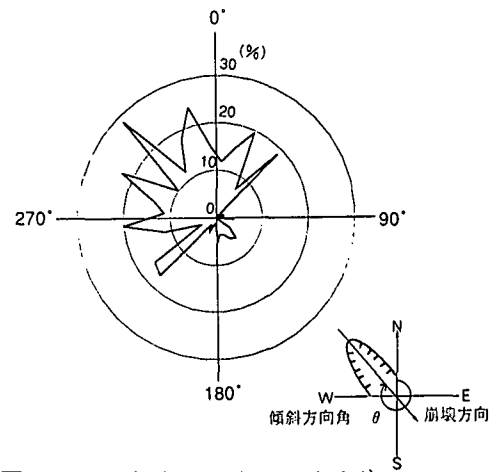


図-3.1.2 各方位の崩壊発生率<sup>4)</sup>

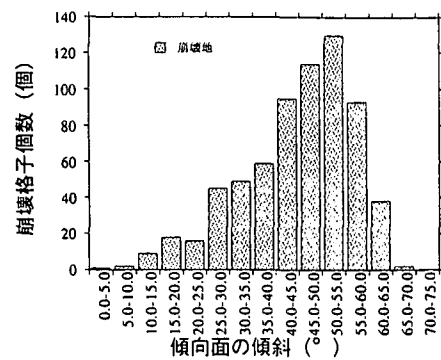


図-3.1.3(a) 傾向面の傾斜の分布 (崩壊地)

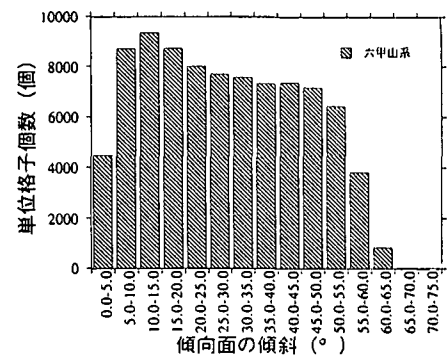


図-3.1.3(b) 傾向面の傾斜の分布 (六甲山系)

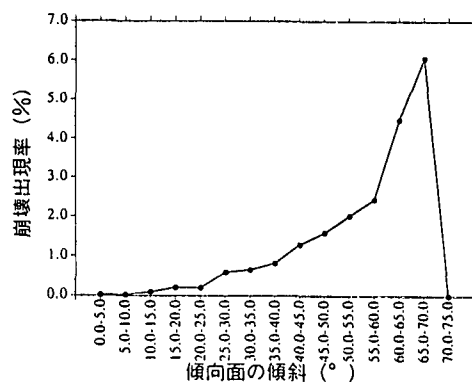


図-3.1.3(c) 各傾向面の傾斜毎の崩壊出現率

ているのに対して、豪雨時の崩壊は谷型斜面で崩壊が多発したことが報告されている<sup>8)</sup>。このように地震時の崩壊と降雨時のそれとは異なった場所で発生しており、そのメカニズムも異なることが考えられる。

### (3) 地震発生後の降雨による拡大

建設省六甲砂防工事事務所作成の崩壊分布図<sup>1)</sup>には地震後の集中豪雨により発生した崩壊の分布も含まれている。それによると地震発生後から同年5月までは68カ所で新たに崩壊が発生している。それらの内訳は、図-3.1.4に示すように地震時に出現した崩壊とは全く異なる新しい場所で発生したものの約90%、地震時の出現した崩壊の周辺で発生したものの約10%であった。地震時に出現した崩壊とは異なる場所での崩壊が多いことは、将来の豪雨により崩壊が出現しやすくなっていることを暗示するものであり、今後の対応が必要である。

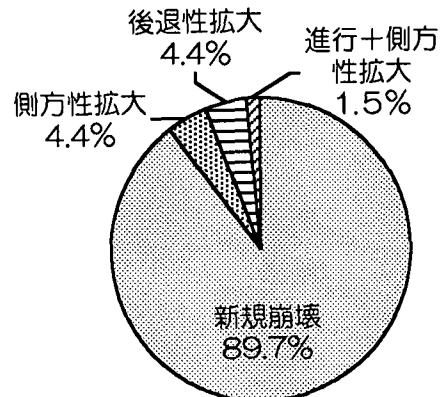


図-3.1.4 地震後の降雨による崩壊発生場所

### (4) 擁壁および宅地地盤被害の分布と特徴

#### ①阪神間の宅地造成地被災分布の特徴

今回の地震による住宅地の被害も大きく、兵庫県の調べによると、被災した住宅地は約5,100宅地にのぼり、うち約半数の約2,400宅地、約7,000箇所の擁壁が安全のためには何らかの処置が必要であると判定された<sup>9)</sup>。その被害の内容は擁壁のみならず宅地地盤の変状なども報告されている<sup>10), 11)</sup>。今回の地震による宅地の被災分布を示したものが図-3.1.5である。被害は神戸市垂水区から神戸市北区、西宮市、川西市に至る広い範囲にわたって分布している。この分布の傾向としては、1)六甲山麓に集中して分布している、2)なかでも特に神戸市須磨区から宝塚市に至る表六甲山麓に数多く分布している、3)神戸市垂水区から北区に至る裏六甲山麓では表六甲山麓に比してその数は少ない、4)表六甲山麓のなかでも神戸市東灘区住吉川右岸の岡本から本山にかけてはその分布は少なくなる、5)山麓部に比して主として扇状地で構成されている沖積平野での被害はほとんど見られない、ことが挙げられる。

#### ②神戸市内の被災宅地の現地調査結果

ここでは神戸市内の宅地造成地内で宅地地盤に発生した被害に注目し、その被害の種類と被害が発生した宅地地盤の特徴を明らかにする。本研究では宅地被害のなかでも特に被害の大きかった61箇所の宅地についてその被害の種類と周辺の状況を調査した。調査した宅地の形態により本報では擁壁が被害を受けた「擁壁被害」と宅地地盤をも被害を受けた「変状被害」の二種類に分類し、それぞれについて検討した<sup>12)</sup>。

##### a) 被災宅地地盤の地質

被害が発生した宅地（以後被災宅地と称す）の地盤（以後被災宅地地盤と称す）の地質を縮尺50,000分の1の地質図<sup>2)</sup>を用いて調べた。その結果を変状被害(A)と擁壁被害(B)に分けて示したものが図-3.1.6である。この図より擁壁被害、変状被害は同様の傾向を示し大阪層群、花崗岩や沖積層に多く、地質による両者の被害の特徴の違いはないことがわかる。これら両者の被害の発生箇所数は大阪層群で最も多くなっている。この傾向は西宮市から芦屋市、神戸市東灘区にかけての丘陵地を調査した別の結果においても指摘されている<sup>13)</sup>。

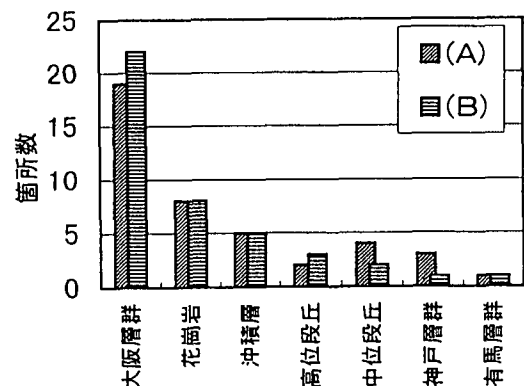


図-3.1.6 地質毎の変状被害(A)と擁壁被害(B)発生箇所数<sup>12)</sup>

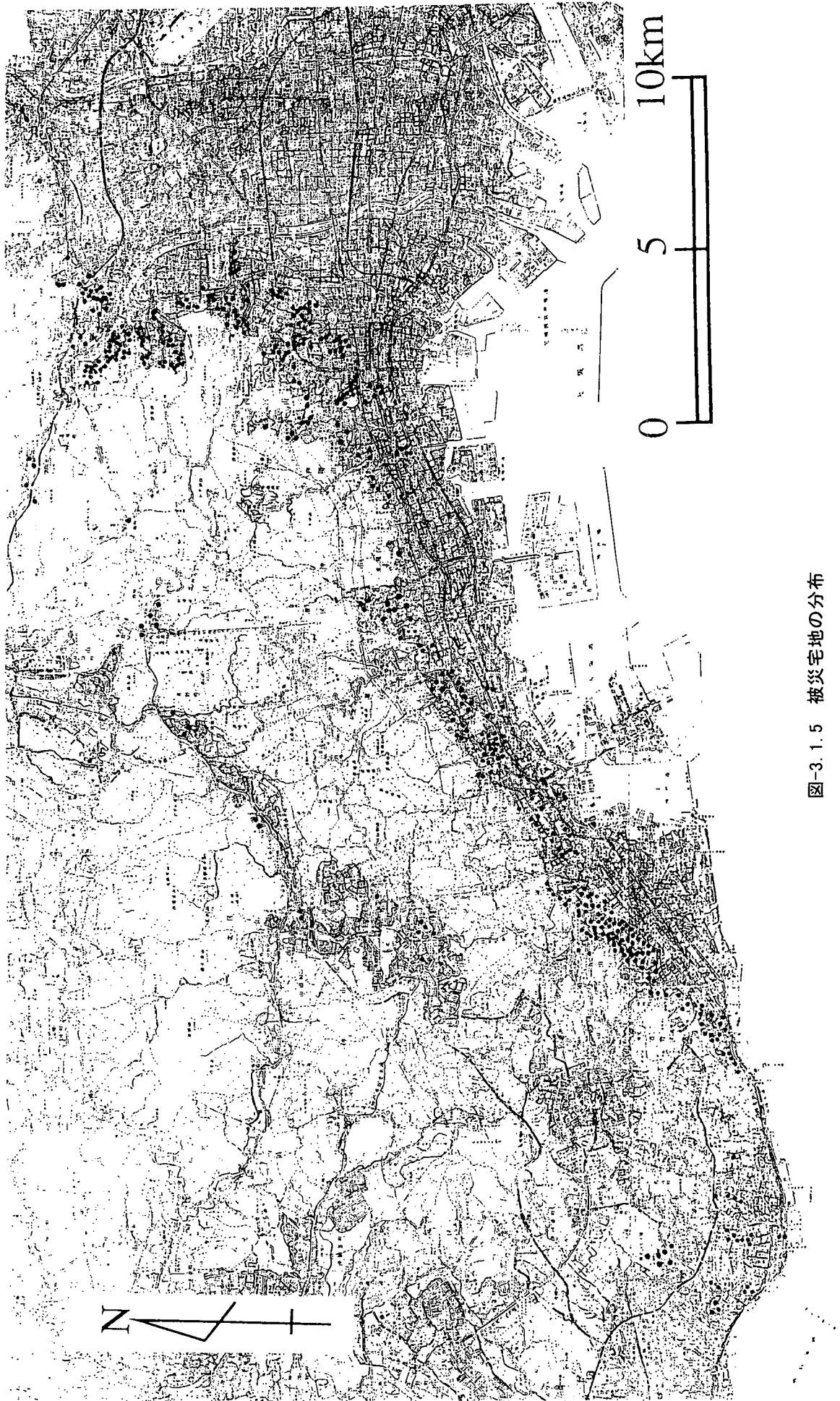


図-3.1.5 被災宅地の分布

**b) 被災宅地の造成年代**

神戸大学沖村研究室がまとめた既存の資料<sup>1)</sup>を用いると、被災宅地の造成年代を正確に知ることができる。この資料は昭和31年から平成元年の間に造成された面積1ha以上の造成地を対象としたものである。しかし今回調査した被災宅地の中にはこの資料の中にはない宅地がある。これらは昭和31年以前に造成されたもの、あるいは造成面積が1ha以下のものである。

このような場合は、昭和10年発行の地形図、昭和36年撮影の空中写真、昭和44年撮影の空中写真を用いて、その被災宅地がどの地形図、空中写真で初めて出現したかを調べた。その結果を用い、本研究では被災宅地の造成年代を表-3.1.1に示すように四つの時代に分類した。なおこの昭和10年発行の地形図は神戸市域全域が存在せず、六甲山系南麓の東灘区から須磨区の一部のみが図化されていた。このためこの範囲の中にある被災宅地に限定してその結果を検討した。

表-3.1.1 被災宅地の造成年代区分<sup>1,2)</sup>

造成年代の区分	造成年代
被災宅地が昭和10年発行の地形図上にすでに存在する場合	昭和10年以降
被災宅地が昭和10年発行の地形図上に存在せず昭和36年撮影の空中写真に存在する場合	昭和11年～ 昭和36年
被災宅地が昭和36年撮影の空中写真に存在せず昭和44年撮影の空中写真に存在する場合	昭和37年～ 昭和44年
被災宅地が昭和44年撮影の空中写真に存在しない場合	昭和45年以降

被災宅地の造成年代を図-3.1.7に示す。これより造成年代が昭和11年～昭和36年の変状被害が最も多いことがわかる。昭和37年～昭和44年では約五分之一、昭和45年以降では4箇所と激減していることが特徴である。昭和36年以前の被災宅地は全体の75%にも達し、古い時代に造成された宅地が特に多く被害を受けた。古い時代に造成された宅地は、昭和37年に制定された宅地造成等規制法や昭和44年に施行された都市計画法より以前の宅地であるため、擁壁の構造や宅地地盤の盛土の締め固め方法や規準等がこれらの法律の定める技術的基準を満たさなかったことが考えられる。

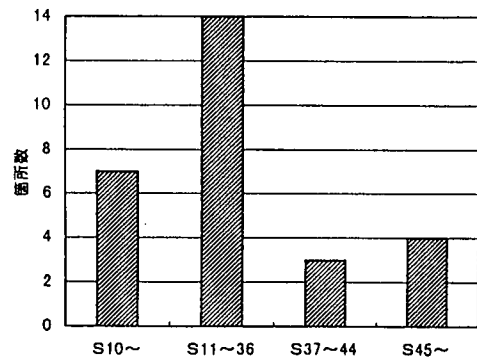


図-3.1.7 造成年代毎の変状被害発生箇所数<sup>1,2)</sup>

**c) 被災宅地地盤の原地形**

本研究では調査した被災宅地を対象として、その被災宅地地盤の原地形を昭和10年発行の地形図（縮尺10,000分の1）を用いて調べた。ここで被災宅地地盤の原地形とは、その宅地が造成される前の地形形状をさす。原地形は昭和10年発行の地形図の等高線形状より谷地形、尾根地形、平面地形の三つに分類した。得られた結果を図-3.1.8に示す。なお調査の際、対象地が既に市街化していたなどの理由で等高線が読めなかった10箇所は調査から除外した。この図より調査の対象とした変状被害18箇所のうち、

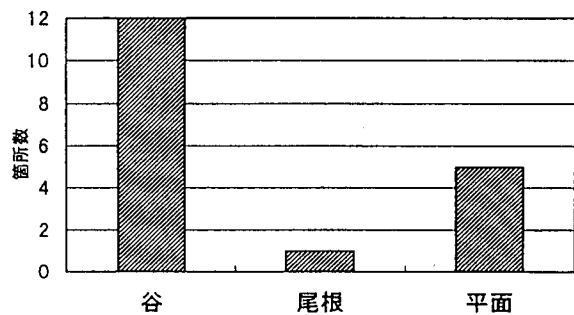


図-3.1.8 原地形毎の変状被害発生箇所数<sup>1,2)</sup>

原地形が谷地形であった場所が最も多く約67%にあたる12箇所を占めている。また尾根地形はわずか1箇所にすぎないことが特徴として挙げられる。

原地形が谷型であるため宅地のための施工は盛土が考えられる。このため平成2年発行の地形図(縮尺2,500分の1)を用いて切土か盛土かの判断を行った。調査結果を図-3.1.9に示す。この調査の対象となっている変状被害28箇所中、約60%に当たる16箇所の変状被害が盛土の地盤で発生している。それに対し切土の地盤での変状被害の数は25%にあたる7箇所が発生している。

このような谷部の盛土で被害を受けたケースは、1978年6月に発生した宮城県沖地震の際においても仙台市及びその近傍での宅地において報告されており、盛土の被害が発生した割合は切土におけるその約1.0倍にのぼっていることが報告されている<sup>15)</sup>。

篠崎は今回の兵庫県南部地震による神戸市、芦屋市、西宮市、宝塚市の宅地盛土の被害は20年以上前に造成され、かつ狭い谷筋を盛土した地域に多かったという結果を報告している<sup>16)</sup>。釜井は丘陵地に発生した地すべりの過半数は、宅地造成地の人工谷埋め、盛土に関連する地すべりであると報告している<sup>17)</sup>。

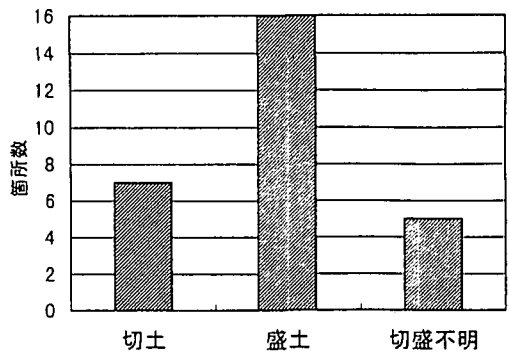


図-3.1.9 切土、盛土、切盛不明場所の変状被害発生箇所数<sup>12)</sup>

### (5) 変状被害地のボーリング調査結果からみた被災宅地の工学的特徴

#### ①ボーリングの内容

この地震発生以後「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」(昭和45年施行)が民間宅地へも適用されるようになり、被害が発生した宅地のうちいくつかの場所では公的資金により擁壁の補修工事が行われた。その補修工事が施工されるにあたり、兵庫県及び神戸市により被災擁壁の近傍で補修工事工法を決定

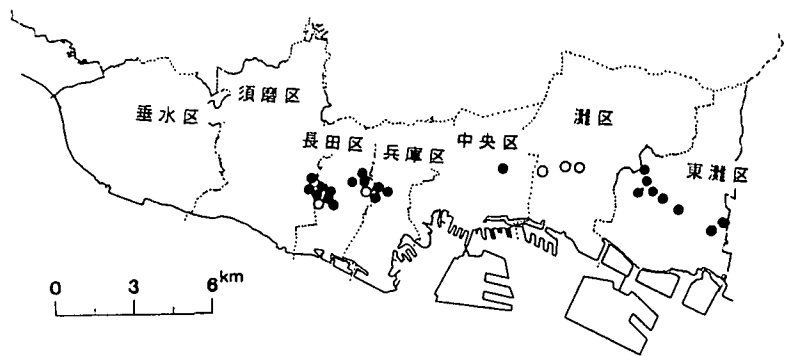


図-3.1.10 ボーリング調査が行われた宅地(●)の位置

するためのボーリング調査が行われた。本報で用いたボーリング位置図を図-3.1.10に示す。これらのボーリング結果から盛土層厚、盛土層平均N値、地下水位を求めた。以下に述べる考察結果は、上述したように神戸市内の限られた場所についてのものであるため、今回の兵庫県南部地震によって発生した宅地被害全体の傾向を示すものであるかどうかは不明である。

#### ②盛土層厚

110箇所のボーリングのうち、盛土層厚の結果を図-3.1.11に示す。盛土層厚0.00m~0.99mが全体の約23%を占め最も多かった。また盛土層厚は4mを境に大きく減少している。盛土層厚が4mに満たない場所は全体の70%を占めた。なかには10m以上の盛土層厚を示すものもあるが、10m以下は全体の約98%と大きく、その中でも特に4m以下の盛土が多かった。

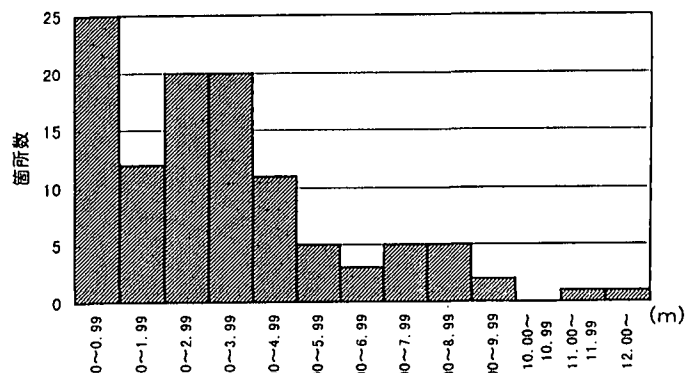


図-3.1.11 盛土層厚の分布<sup>12)</sup>

### ③盛土層の平均N値

110箇所の特リングのうち盛土層のN値が判明している特リングは92箇所であった。本報では盛土層内において測定されたN値を合計し、測点数で除したものを盛土層の平均N値とした。ただし測点数が3点以上ある場合について、最大値がそれに次ぐ値の2倍以上である場合、その最大値は転石などによる異常値として除外した。その結果を図-3.1.12に示す。これによると平均N値が4.0～5.9の特リングが33箇所あり、約36%を占めて最も多かった。また平均N値が6.0に満たない特リングの合計は55箇所となり、これは約60%を占めている。一方、平均N値が22.0以上の特リングは2箇所ある。日本道路公団では砂質土の軟弱地盤の目安をN値10以下と定めている<sup>16)</sup>。図-3.1.12から見るとN値10以下は73%を占めることから、盛土層の大半は軟弱地盤状態であったことが考えられる。

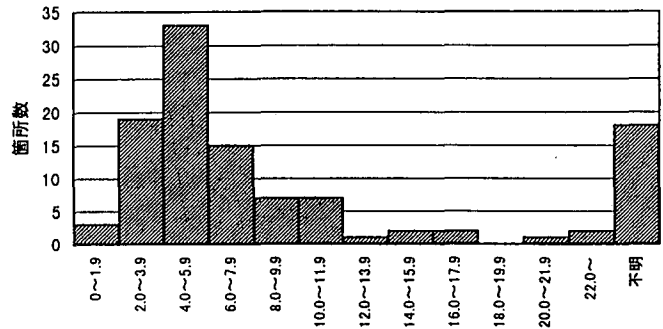


図-3.1.12 盛土層の平均N値<sup>12)</sup>

### 3.1.2 破壊・変状メカニズムと動的安定解析

兵庫県南部地震では先に述べたように、六甲山系南側において山地および宅地造成地盤で多くの崩壊、変状が確認されている。そこで、兵庫県南部地震で発生した代表的な山腹斜面のトップリング破壊事例と宅地地盤の変状事例の2事例について極限平衡解析、地震応答解析を行い、地震時における斜面の破壊変状メカニズムについて検討した。

#### (1) 山腹斜面のトップリング破壊解析<sup>17)</sup>

##### ① トップリング破壊のモデル化

山腹斜面のトップリング破壊の解析は、Hoek と Bray が提案している階段状基礎斜面上に生じるブロックの極限平衡解析モデル<sup>18)</sup>を用いる。この解析モデルでは図-3.1.13に示すような傾斜角 $\psi$ の斜面上にある、高さ $h$ 、底面の幅 $b$ 、奥行き単位長さの長方形のブロックを考え、ブロックのすべり落ちる運動に抵抗する力は摩擦だけにと仮定する。つまり、粘着力 $c=0$ と仮定する。

このとき、斜面上の単一ブロックの挙動はその幾何学的性質から、斜面の傾斜角 $\psi$ 、内部摩擦角 $\phi$ 、 $b/h$ の比によって図-3.1.14に示す4つの領域に分類できる。

領域Ⅰ：(安定)  $\psi < \phi$  および  $b/h > \tan \phi$  であり、転倒もすべりも起こらない。

領域Ⅱ：(すべりのみ)  $\psi > \phi$  および  $b/h > \tan \phi$  でブロックはすべるが、転倒は起こらない。

領域Ⅲ：(トップリングのみ)  $\psi < \phi$  および  $b/h < \tan \phi$  でブロックは転倒するがすべらない。

領域Ⅳ：(すべりとトップリング)  $\psi > \phi$  および  $b/h < \tan \phi$  でブロックはすべりと転倒が同時に起こりうる。

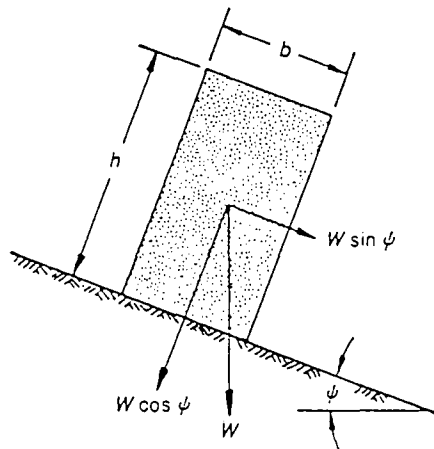


図-3.1.13 斜面上のブロックの幾何学形状<sup>18)</sup>

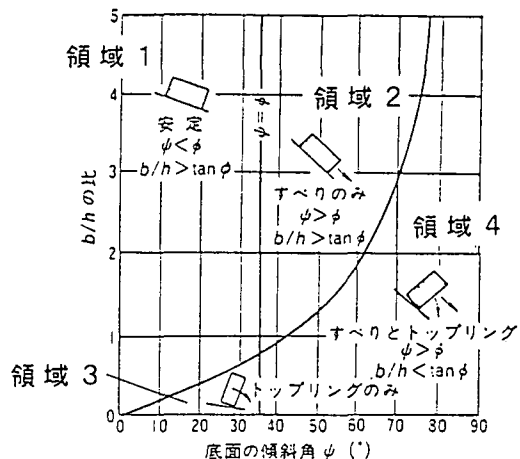


図-3.1.14 ブロックのすべりとトップリングの条件<sup>18)</sup>



② 安定解析法

図-3.1.15は階段状基盤斜面に生じるトップリングの極限平衡モデルを示しており、図-3.1.16はn番目のブロックに作用する力を示している。このブロックのモーメントの釣り合い条件式、およびすべりの釣り合い条件式から、トップリングおよびすべりを防ぐのに必要な力  $P_{n-1}$  は次式によって与えられる。

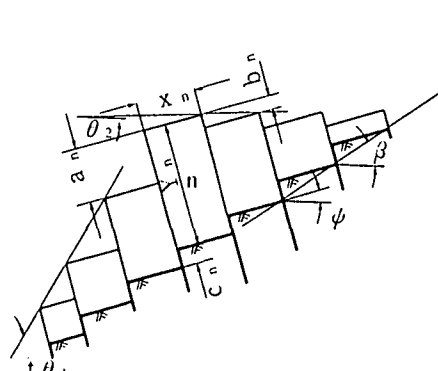


図-3.1.15 階段状基盤斜面に生じるトップリングの極限平衡モデル<sup>18)</sup>

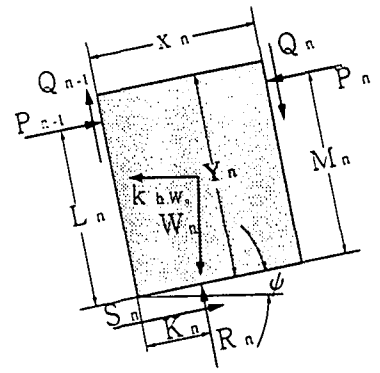


図-3.1.16 n番目のブロックに作用する力<sup>18)</sup>

・トップリングを防ぐのに必要な力  $P_{n-1,t}$  :

$$P_{n-1,t} = \frac{P_n(M_n - x_n \tan \phi) + (W_n / 2) \{ Y_n \sin \psi - x_n \cos \psi + k_h (Y_n \cos \psi + x_n \sin \psi) \}}{L_n} \quad (3.1.1)$$

・すべりを防ぐのに必要な力  $P_{n-1,s}$  :

$$P_{n-1,s} = P_n - \frac{W_n \{ \tan \phi \cos \psi - \sin \psi - k_h (\cos \psi + \sin \psi \tan \phi) \}}{1 - \tan^2 \phi} \quad (3.1.2)$$

解析は各ブロックについて順次  $P_{n-1,t}$ 、 $P_{n-1,s}$ を求め、のり面ブロック1 (のり尻端部) での  $P_0$  が非常に小さくなるように  $\phi$  を変化させ、 $P_0 \approx 0$  となる際の極限内部摩擦角  $\phi_L$  を求める。斜面の安定性は計算の結果得られた極限内部摩擦角  $\phi_L$  と安定解析に用いる内部摩擦角  $\phi$  を用いて評価する。

③モデル解析

表-3.1.2は解析条件を示しており、モデル斜面としては図-3.1.17に示しているように還急点が斜面中央部にある場合(モデルA)と還急点が斜面上部にある場合(モデルB)を想定している。さらに、各モデル斜面について、解析ではブロック底面の傾斜角  $\phi$  のみを変化させている。

表-3.1.2 斜面安定解析条件

斜面タイプ	モデル斜面	$\phi$ (°)	$\beta$ (°)	$\theta_1$ (°)	$\theta_2$ (°)	頂部ブロック
1	A	10	25	50	5	5
2	A	15	25	50	5	5
3	A	20	25	50	5	5
4	B	10	25	35	0	10
5	B	15	25	35	0	10
6	B	20	25	35	0	10

図-3.1.18は水平震度 ( $k_h$ ) と極限内部摩擦角  $\phi_L$  との関係を示している。これらの図から、還急点が斜面中央部にある場合を想定したタイプ1~3についてみると、水平震度 ( $k_h$ ) に対する極限内部摩擦角  $\phi_L$  の値はタイプ3が最も大きく、タイプ2, 1と順次小さくなっている。つまり、節理の傾斜角  $\psi$  の値が大きいほど、地震動が作用した場合に壊れやすい傾向にあるといえる。また、モデルAとBを比較すると、水平震度が0.2まではいずれもほぼ同じ極限内部摩擦角を示しているが、水平震度が0.2以上になると、タイプ1では水平震度が0.5の時でも極限内部摩擦角が存在しているのに対し、タイプ4では水平震度が0.32以上では存在しておらず、タイプ1に比してトップリングもしくはすべりが生じやすいといえる。

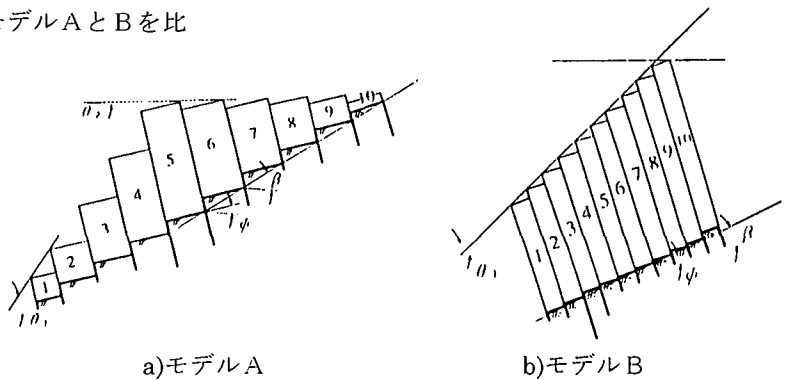


図-3.1.17 解析モデル斜面

図-3.1.19 は限界平衡状態における各ブロックの状態を示している。これらの図から、斜面中央部に還急点があるタイプ1～3では、還急点を中心にして、還急点より上部では安定のブロックが、還急点付近ではトップリングのブロックが、下部ではすべりのブロックが存在している。また、それらは水平震度が大きくなるにつれて、トップリングのブロックが上部および下部方向に広がっているのが分かる。これらのことから、トップリングは還急点付近を中心にして始まり、水平震度の値が大きくなるにつれて、ブロック全体に広がっていくことが分かる。

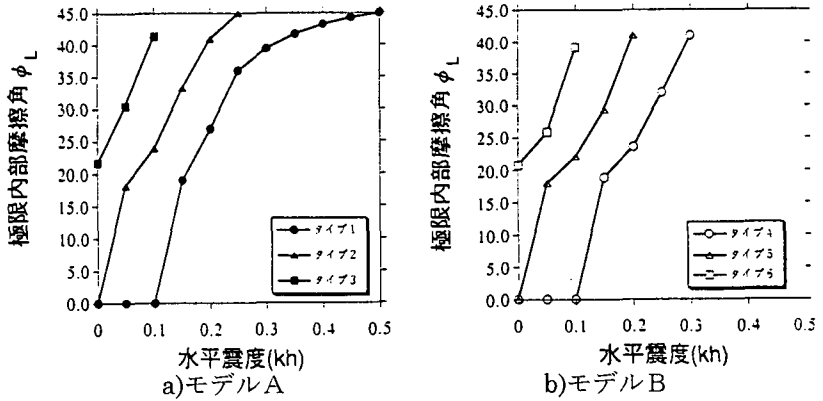


図-3.1.18 斜面タイプごとの水平震度と極限内部摩擦角との関係

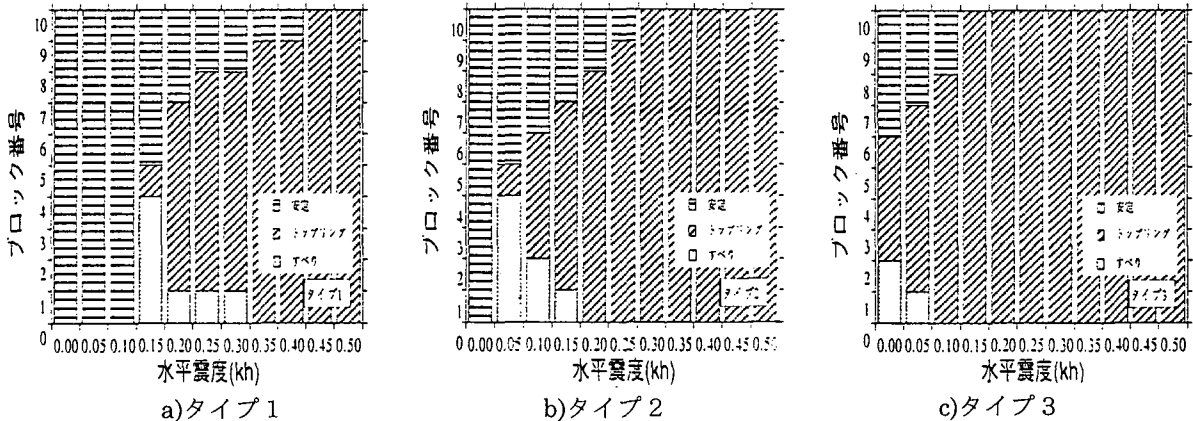


図-3.1.19 限界平衡状態にあるときの各ブロックの挙動

④崩壊斜面への適用

これらの解析手法を兵庫県南部地震で崩壊した斜面に対して適用することとする。図-3.1.20 は解析対象とした住吉川上流の小峰ヶ原堰堤付近で発生した斜面崩壊である。図-3.1.21 は崩壊地斜面の断面図と解析モデルを示しており、表-3.1.3 は解析条件を示している。図-3.1.22 は解析で得られた極限内部摩擦角と水平震度の関係を示している。この図から、斜面 No.1 の常時の極

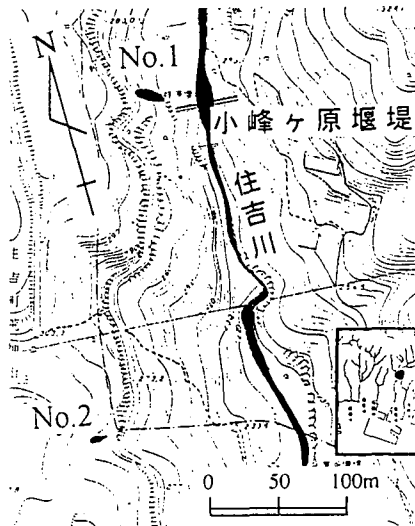


図-3.1.20 解析対象とした山腹斜面崩壊位置図

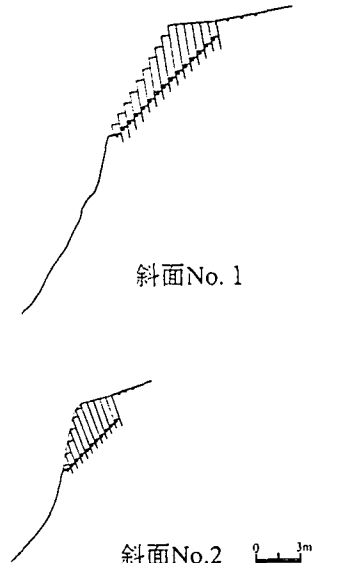


図-3.1.21 崩壊斜面の縦断面図

限内部摩擦角の値は 27.5 度であるのに対して、斜面 No.2 は 42.9 度と斜面 No.1 に比してかなり大きな値となっている。しかし、水平震度が大きくなるにつれて、これらの値はほぼ同じ 44.7 度となっている。これらの斜面は地震によっていずれも崩壊しており、斜面の距離は約

表-3.1.3 解析条件

斜面 No.	$\phi$ (°)	$\beta$ (°)	$\theta_1$ (°)	$\theta_2$ (°)	頂部ブロック
1	11	43	60	8	10
2	22	45	80	15	6

230m であることから、地質的にほぼ同一の花崗岩で、作用震度もほぼ同一と考えるならば、岩盤の内部摩擦角は少なくとも 42.9 度であり、作用した水平震度は 0.15 以上と考えられる。

### (2) 宅地地盤の斜面変状解析

宅地地盤の被害は六甲山麓に集中しており、谷部を埋め立てた盛土宅地において多く発生している。そこで、宅地地盤については代表的な被災事例について地震応答解析を実施し、地震応答特性、地震時の変形、安全率の変化について検討する。図-3.1.23 は解析対象

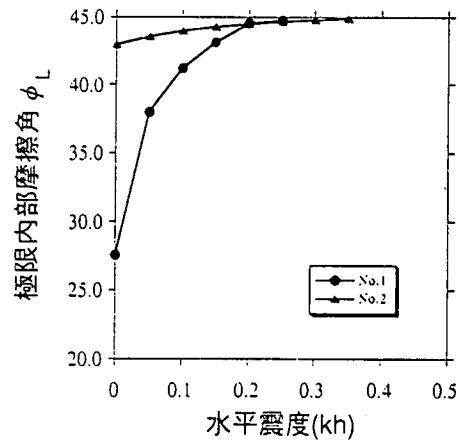


図-3.1.22 崩壊斜面の水平震度と極限内部摩擦角との関係

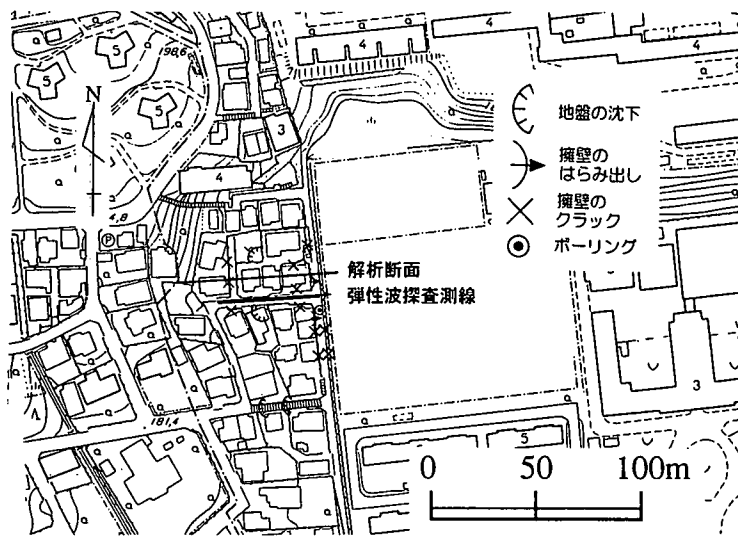


図-3.1.23 地形図および変状概要

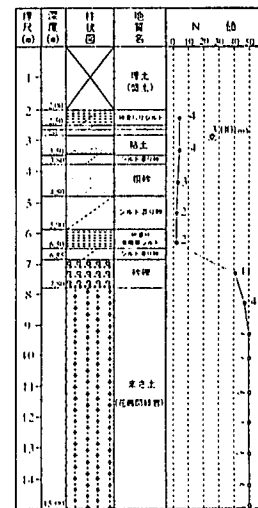


図-3.1.24 ボーリング柱状図

地周辺の平面図と変状概要を示しており、図中には解析対象断面の位置、ボーリング調査位置、弾性波探査測線も併せて示している。図-3.1.24 は現位置で実施されたボーリング調査結果を示している。

#### ① 検討方法

図-3.1.25 は地震応答解析に用いた解析メッシュを示している。解析では神戸大学で観測された水平方向成分(E-W)の観測波形を、解析検討モデルの工学的地震基盤から(2E)で入射した。図-3.1.26 は入力波形を示しており、上昇波(E)の最大加速度振幅は 305gal である。検討には材料の非線形性を等価線形化法で考慮した Z-FLUSH を用いた。なお、局所安全率や円弧すべり安全率は別途自重解析で求めた応力に Z-FLUSH で求めた応力を加えた値を用

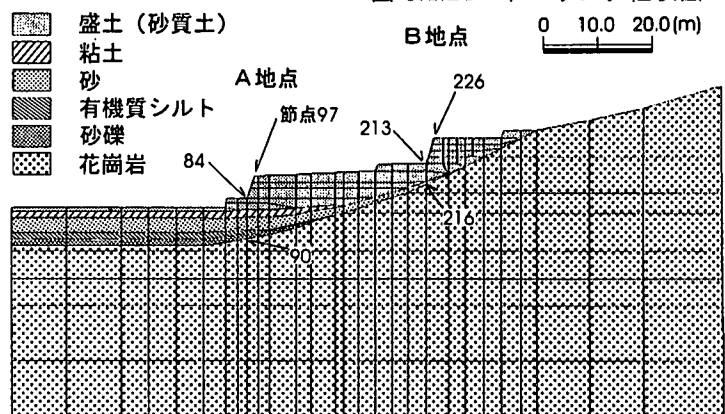


図-3.1.25 解析メッシュ図

表-3.1.4 解析定数

	N値	Vs (m/sec)	$\gamma t$ (tf/m <sup>3</sup> )	c (tf/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (度)	E (tf/m <sup>2</sup> )	$\nu$	G0 (tf/m <sup>2</sup> )	h0	hmax
盛土(砂質土)	7	153	1.7	1	25	500	0.39	4060	0.02	0.25
粘土	4	159	0.7	1.5	15	200	0.48	4110	0.02	0.15
砂	2.3	106	0.9	0	30	1000	0.48	2050	0.02	0.25
有機質シルト	4	159	0.7	1.5	15	200	0.48	4110	0.02	0.15
砂れき	41	276	1.2	0	40	1000	0.48	16300	0.02	0.2
花崗岩(D級)	60	1000	2.3	40	30	50000	0.2	234700	0.02	0.02
花崗岩(D級)	60	1000	1.4	40	30	50000	0.48	234700	0.02	0.02

いて算定した。表-3.1.4 は解析に用いた解析定数を示しており、材料非線形性には Hardin-Drnevich モデルを用いた。ここで地盤の初期および非線形特性に関する動的物性値は実測 N 値および実測 S 波を基に、以下の手順で設定している。

各地層の S 波速度 ( $V_s$ ) は基本的に「日本道路協会 道路橋仕様書・同解説」<sup>19)</sup>

に基づき N 値から求め (粘性土、粘土 :  $V_s=100 N^{1/3}$ 、砂、砂質土、砂礫土 :  $V_s= 80N^{1/3}$ )、式(3.1.3) によって初期せん断剛性  $G_0$  を算定した。なお、現地で実施した弾性波探査によって得られた表土層の平均的な S 波速度は  $V_s=125m/sec$  であることから、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。次に、強度定数は「日本道路公団設計要領 第一集」<sup>20)</sup>、「土木学会 Ⅱの地質調査」<sup>21)</sup>から求め、 $\phi$  と  $G_0$  から H-D モデルにおける基準ひずみを設定した (式(3.1.5))。最小減衰定数  $h_{min}$  については土研データから、いずれも 0.02 と仮定した。また、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、 $h \sim \gamma$  関係は式(3.1.7)によって求めた。

$$G_0 = \frac{\rho}{g} V_s^2 \quad (3.1.3)$$

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (3.1.4)$$

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0} \quad (3.1.5)$$

$$\tau_{max} = \sigma \tan \phi + c \quad (3.1.6)$$

$$h = h_{min} + \frac{h_{max} - h_{min}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (3.1.7)$$

ここに、 $\rho$  は単位体積重量、 $g$  は重力加速度、 $G$  はせん断弾性剛性、 $\gamma$  はせん断ひずみ、 $\gamma_r$  は基準ひずみ、 $\tau_{max}$  はせん断強度、 $\sigma$  は垂直応力、 $\phi$  は内部摩擦角、 $c$  は粘着力、 $h$  は減衰係数である。

## ② 検討結果

### a) 応答加速度 :

図-3.1.27 は最大応答加速度分布を示しており、図-3.1.28 は対象とする斜面の 2ヶ所 (A、B 地点) における基盤層上端部 (節点 90、216)、のり尻 (節点 84、213)、のり肩 (節点 97、226) の応答加速度波形を示している。まず、最大応答加速度分布図から、応答加速度は表層部で急激に大きくなっており、斜面ののり肩付近で特に大きな値となっていることが分かる。次に、最大応答加速度の値に着目すると、A 地点では基盤層上端部、のり尻部、のり肩部でそれぞれ 252.51gal、448.92gal、487.93gal となっており、のり尻部とのり肩部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加している (基盤層上端部に対して 1.78~1.93 倍) が、のり尻部とのり肩部の間での増幅率は小さくなっている。一方、B 地点では基盤層上端部、のり尻部、のり肩部でそれぞれ 258.17gal、275.87gal、450.24gal となっており、のり尻部 (基盤層上端部に対して 1.06 倍) とのり肩部の間 (基盤層上端部に対して 1.74 倍) で急激に応答加速度が大きくなっていることが分かる。また、A 地点ではのり尻部、のり肩部とも基盤層上端部に比べ、周波数はやや高くなっているが、のり尻部とのり肩部での差異は明確には見られない。一方、B 地点の周波数は基盤層上端部に比べ、のり尻部、のり肩部とも非常に高くなっており、特にのり肩部ではその傾向が顕著となっている。これらのことから、斜面表層部では応答加速度が大きく増幅され、特にのり肩部など突出部分で大きくなることが分かる。また、周波数は斜面表層部で高くなる傾向がある。

図-3.1.27 (カラーページ参照)

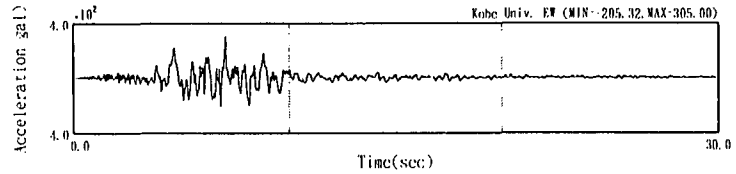
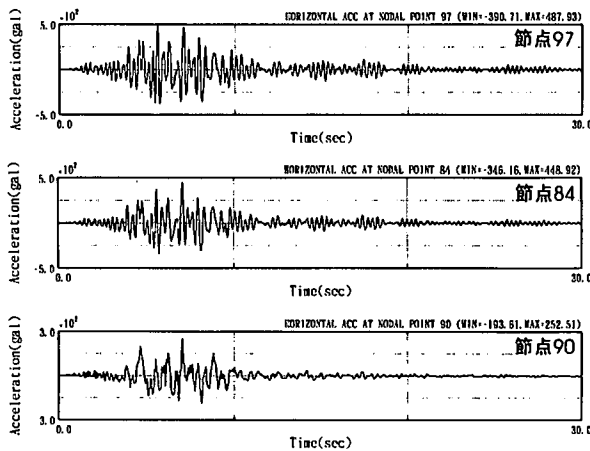
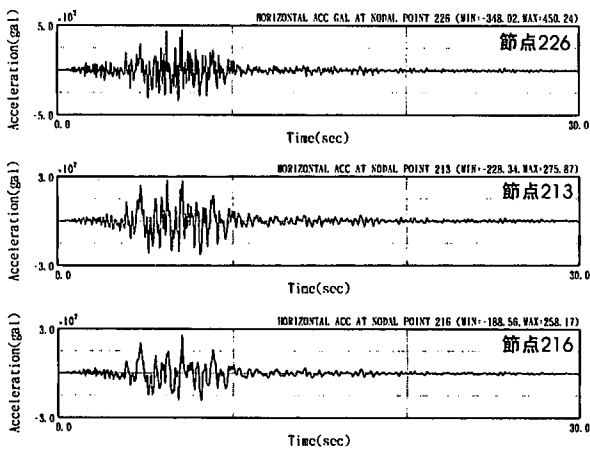


図-3.1.26 解析検討用入力波形 (E)

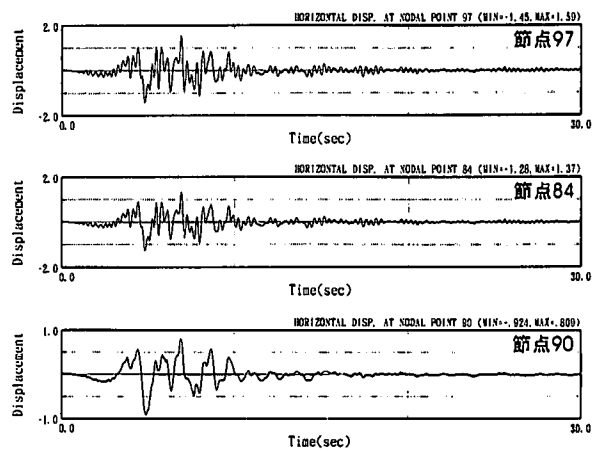


a) 地点 A

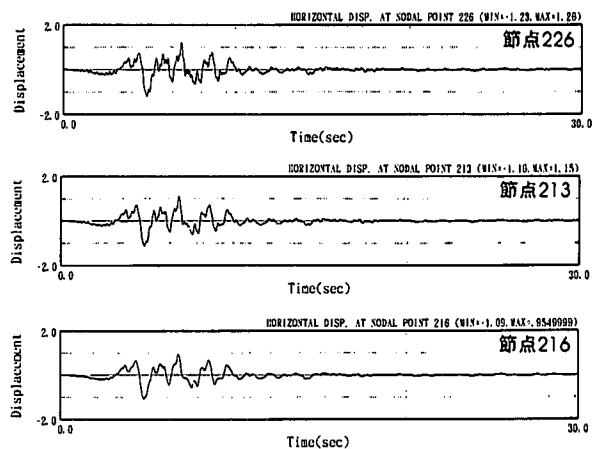


b) 地点 B

図-3.1.28 代表的な応答加速度波形



a) 地点 A



b) 地点 B

図-3.1.30 代表的な応答変位波形

b) 応答変位 :

図-3.1.29 は最大応答変位分布を示しており、図-3.1.30 には A、B 地点での応答変位波形を示している。変位は全体として地表面に近づくほど大きくなる傾向が見られ、特に A 地点ののり肩部での変位は大きくなっている。変位量に着目すると、A 地点では基盤上端部 (0.809cm) に比べ、のり尻部 (1.37cm) では最大 1.7 倍程度、のり肩部 (1.59cm) では 2 倍程度となっている。また、のり肩部とのり尻部の最大変位の差は 2.2mm となっている。一方、B 地点での変位は基盤上端部の変位 (0.95cm) に比べ、のり尻部 (1.15cm) で 1.15 倍程度、のり肩部 (1.26cm) で 1.3 倍程度となっており、のり尻とのり肩部の変位量の差は 1.1mm となっている。したがって、変位量についても応答加速度と同様に、表層部で大きくなっており、特にのり肩部での変位が大きくなっている。図-3.1.29 (カラーページ参照)

c) 節点 97 の最大加速度時の地盤状態 :

図-3.1.31、33、34 (カラーページ参照)

ここでは現地踏査の結果、擁壁部や宅地部分に亀裂の認められた A 地点に着目し、節点 97 にすべり方向 (谷側方向) の慣性力が作用する場合の最大応答加速度時 ( $t=5.74\text{sec}$ ) における A 地点での地盤の状態について検討する。図-3.1.31~3.1.34 はその時刻における応答加速度分布図、応答変位分布図、せん断ひずみ分布図および安全率分布図を示している。これらの図から、応答加速度は節点 97 を中心にのり肩部で大きくなっており、地盤の変形についても節点 97 を含む斜面部で大きくなっている。一方、応答加速度の小さい節点 226 では変形もほとんど発生しておらず、応答加速度の大きい部分では変位量も大きくなる傾向が見られる。また、せん断ひずみは表層部の基盤層との境界部において大きくなっているが、これは基盤層と表層では剛性が大きく異なるためであり、その結果ひずみが局部的にこの境界部分に集中したものと考えられる。この境界部分は変位分布図からも明かなように地盤内の水平変位が急激に変化する部分と対応しており、斜面の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。さらに、安全率分布についても加速度、せん断ひずみ、変位の大きい部分で小さくなっているが、安全率は地表面

部で最小の安全率が現れている。安全率は引張り応力の発生する部分や水平応力の極端に小さくなる部分であることから、地盤に発生する局所的なクラックや亀裂部分に対応するものと考えられる。

d) 安全率 :

図-3.1.35 は図-3.1.36 に示している円弧すべりの安全率の経時変化図を示している。ここで用いた円弧すべりは節点 97 に谷側方向の慣性力が作用する場合の最大応答加速度時における安全率が 1.0 を下回る最大のすべり円を示している。これらの図から、安全率が 1.0 を下回る円弧はのり肩部分のみであり、図-3.1.34 に示した局所安全率の分布との間に明確な関連性は見られない。むしろ、すべり安全率の低い範囲は応答加速度の大きい範囲とよく対応していると言える。

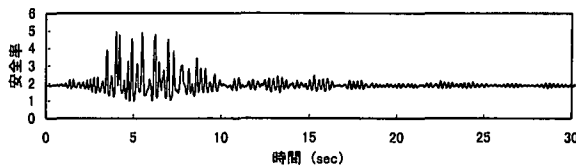


図 3.1.35 安全率の経時変化図

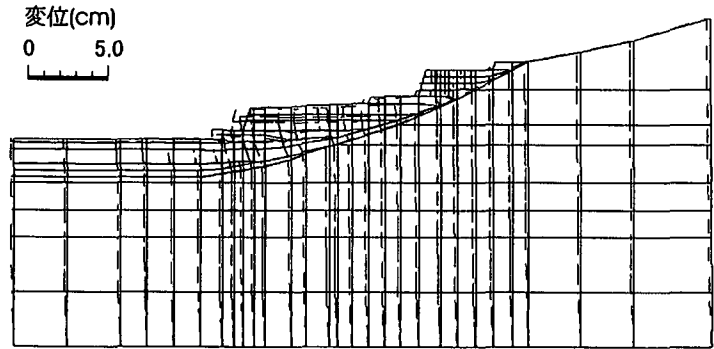


図 3.1.32 応答変位分布図(t=5.74sec)

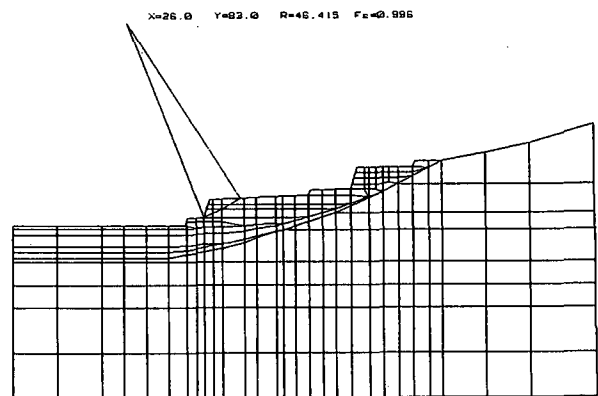


図-3.1.36 安全率の計算に用いた円弧すべり

### 3.1.3 応急対策・恒久対策

#### (1) 山地・斜面部の復旧

##### ①山地災害<sup>22)</sup>

##### a) 被害状況

地震直後、六甲山系と淡路島北部を中心に人家裏山の山麓部を重点的に調査が実施された結果、全崩壊箇所632箇所の内、緊急を要する箇所は、山地被害74箇所、約82億円の被害額であった。

被害の特徴として、(1)やせ尾根における地震動の増幅にともなう山腹崩壊や落石が多いこと (2)崩壊土砂は急勾配で堆積し、大きな礫ほど下部に堆積したこと (3)石礫が地中から噴出しているように見受けられるものがあったことがあげられる。

その後、六甲山系と淡路島北部の約16,000haを対象に斜面崩壊の危険区域の把握を目的としたヘリコプターによる空中探査(電磁探査、γ線探査、磁気探査)が平成7・8年度の2箇年で実施された。この結果、新たな山地災害危険地が23箇所判明したため、ハザードマップに追加記入して住民に公表された。

##### b) 緊急・応急対策

緊急・応急措置が早急に必要となる11箇所について、林地内に生じたクラックをビニールシートによる被覆や緊急事態を知らせるための警報機付伸縮計の設置、さらには、土砂や落石防止のための仮設防護柵の設置等、必要に応じた臨機の措置がとられた。

##### c) 恒久対策

被害を受けた山地災害は、表-3.1.5に示すように危険度に応じてランク分けがなされた。これらの内、Aランクの14箇所については、平成6年度災害関連緊急治山事業等で緊急に対応するとともに、B、Cラ

ンクについても順次着手され、平成8年度までに緊急対策が完了している。工種、工法については、土石流防止のための谷止工、不安定土石の落下防止のための落石防止柵付土留工、崩壊斜面安定のための現場打法砕工等を採用している。また、工期短縮とコンクリート入手困難のため、治山構造物には鋼製砕工が採用されている。

表-3.1.5 山地災害箇所数

ランク	箇所数	備 考
A	14	土石が直接人家等に流出し、二次災害の危険性の高い箇所
B	8	土石が流出する危険性が高いが、直接的には人家等に大きな影響が及ばない箇所
C	52	A, Bランク以外の箇所
計	74	

## ②土砂災害（砂防・地すべり・がけ崩れ）

### a) 被害状況

土石流危険渓流調査については、地震直後、建設省六甲砂防工事事務所により六甲山系の350渓流について調査が実施された。また、地すべり・がけ崩れ危険箇所調査については、建設省・大学・各府県・企業等で構成する緊急支援チーム（延べ1,200人）により約1,100箇所の調査が実施された。これらの調査の結果、兵庫県土木部では、被災程度が大きく継続的に監視が必要な箇所として111箇所を把握し、公共事業対応が可能な箇所については緊急事業等の対策を図る一方、震度4以上の余震、連続雨量30mm以上の降雨があった場合は、パトロールが実施された。その後、復旧工事が進捗した結果、平成9年度では9箇所でパトロールが行われている。

### b) 緊急・応急対策

応急措置が必要な箇所についてビニールシートの被覆を行うとともに、六甲山系の17箇所において、土石流発生監視装置（ワイヤーセンサー）が設置された。また、地すべりにより二次災害の危険性のある箇所については、警報機付伸縮計を設置し、警戒避難基準が設定された。

### c) 恒久対策

地震時およびそれ以降に土砂災害が発生し、緊急に対策が必要な箇所については、災害関連緊急事業として対策が講じられた。（表-3.1.6参照）これら以外にも、地震による地盤の緩みが想定されるため、通常事業で重点的な整備が行われた。現在までに、継続工事中の1箇所を除き、すべての箇所の緊急対策が終了している。なお、対策工の実施とあわせて、土砂災害危険箇所図（縮尺1/5,000）や六甲山系土石流災害予想区域図（縮尺1/25,000）が関係住民に配布され、土砂災害防止の啓発が行われた。

表-3.1.6 災害関連緊急事業

区 分	施工主体	箇所数	事業費(百万円)	主 な 工 法
砂 防	建設省	28	4,040	鋼製堰堤工、現場打法砕工
砂 防	兵庫県	11	1,440	Con堰堤工、鋼製堰堤工
地すべり	兵庫県	8	6,155	鋼管杭工、集水井工、アンカー工、横ボートリング工、現場打法砕工
急傾斜	兵庫県	15	1,589	擁壁工、現場打法砕工、アンカー工
小 計		62	13,224	
地域がけ	神戸市外	6	240	擁壁工、現場打法砕工、アンカー工
合 計		68	13,464	

### d) 六甲山系グリーンベルト整備事業

六甲山麓地域の健全な社会環境確保のため、土砂災害に対する安全性を高めるとともに、緑豊かな都市環境および自然環境や景観の保全、創出を目的として、以下の機能をもつ一連の緑地帯を創造するため六甲山系グリーンベルト整備構想が策定され、現在、事業に着手されている。

- ・土砂災害の防止

- ・良好な都市環境、風致景観、生態系および種の多様性の保全および育成
- ・健全なレクリエーションの場の提供
- ・都市のスプロール化の防止

## (2) 宅地災害と復旧

### ①宅地災害の概要

宅地被害については、兵庫県が震災直後の1996年1月22日から28日にかけて第1次調査を実施し、被災概要の把握を行った。その後の同年2月には第2次、第3次調査が実施され、被災箇所の対策が検討された。これらの調査は延べ約800人で実施され、その結果から、被災宅地の箇所数は兵庫県全体で5,000箇所以上に達したと言われている。そのうち半数に近い約2,300箇所では、安全のためには何らかの対策が必要であると認められ、住宅の所有者に対して修復の勧告が行われた。

### ②宅地擁壁復旧マニュアル<sup>23)</sup>

宅地造成等規制法あるいは都市計画法による開発において、宅地の擁壁等を新設する場合を前提に、「宅地防災マニュアル」が作られていたが、宅地造成等規制法や都市計画法が施行される以前に設置された擁壁の補強方法や地震災害等の自然災害により被災した擁壁の復旧方法については、規定されたものがなく、今回の阪神・淡路大震災における被災擁壁の復旧に際しては、行政としても被災住民等の指導に大きな戸惑いがあった。また、擁壁の設計技術者・施工者においても、被災擁壁の復旧或いは補強方法に関する知識が皆無という状態であった。

このため、兵庫県と神戸市が建設省へ働きかけ作成されたのが「宅地擁壁復旧マニュアル」である。当初計画では、平成7年3月末作成完了をめざして検討を重ねたが、様々な問題があり平成7年8月25日に建設省から通達がだされ、合わせて解説書が発刊された。

このマニュアルは、風水害、地震等の一次災害により被災した宅地擁壁の復旧等に関する基本的な考え方及び工法選定上留意すべき点を整理し、擁壁の所有者等が復旧工事等を実施する際及び行政担当者が復旧工事に関する審査を行う際等の参考に供するものである。その構成は、1) 総説、2) 擁壁の復旧の際に必要な調査、3) 本復旧、4) 仮復旧、5) 警戒避難体制、からなっている。

### ③応急復旧（公的支援）<sup>3)</sup>

#### a) 被災直後にとられた応急措置等（被災後～平成7年3月）

降雨に備えた応急措置が、県・市の災害対策本部が中心となって実施された。その内容は、1) 仮排水溝、2) 崩土、被害擁壁の除去及び切り土、3) 崩壊防止のためのネット工、4) 土嚢、シート張り、5) 土留め柵工、などである。

#### b) 応急措置方法の提示（平成7年4月）

兵庫県から宅地擁壁の被害パターンに応じた応急措置方法の提示が行われた。

#### c) 住宅金融公庫融資制度の充実

##### ア. 災害復興宅地資金の新設

宅地のみ被害（液状化対策を含む。）のために公庫融資制度に項目が新設された。35宅地の申し込みがあった。（平成9年11月受付ベース、以下同じ。）

##### イ. 宅地防災工事資金の充実

金利の低減と手続きの簡素化が図られた。43宅地の申し込みがあった。

##### ウ. その他

家屋・宅地ともに被害を受けた場合に、擁壁等の補修工事に対し、災害復興住宅資金の融資が行われた。817宅地の申し込みがあった。

#### d) 市融資制度の拡充

##### ア. 神戸市既成宅地防災工事資金

融資金額の拡大と金利の低減が図られた。81宅地の申し込みがあった。

##### イ. 西宮市既成宅地防災工事資金融資斡旋制度（要綱創設）

震災後、従前の条例に加え要綱を創設し、融資金額の拡大と金利の低減が図られた。4宅地の申し込



みがあった。

#### ウ. 芦屋市既成宅地防災工事資金融資斡旋制度（創設）

住宅金融公庫融資を受け宅地の防災工事を行う場合、工事資金の不足分について金融機関へ融資の斡旋をする制度が創設された。（内容はイと同じ）1宅地の申し込みがあった。

#### e) 阪神・淡路大震災復興基金

##### ア. 災害復興宅地融資制度等に対する利子補給

c、dにあげた融資制度に対し、10年間の利子補給を行うもので、当初5年間は金利0%とし、6～10年目は金利を1%低減する内容となっている。124宅地の申し込みがあった。

##### イ. 被災宅地二次災害防止対策事業補助

被災宅地の復旧にあたって、資格要件等によりc、dにあげた融資制度が利用できない者に対し、二次災害の発生を防止するための応急復旧工事に要する経費を補助するものである。補助率は、50%で補助限度額は500万円である。104宅地の申し込みがあった。

#### f) ガレキの撤去

宅地擁壁のガレキ撤去については、崩壊したものあるいは、公共施設（道路、水路等）の復旧に支障のあるものについては、補助対象となった。擁壁のガレキ撤去のみの集計はなされていないが、兵庫県生活文化部によれば、倒壊家屋全体処理数は約108,000棟で、不燃物の処理量は約12,000千tとなっている。

### ④恒久対策<sup>24)</sup>

#### a) 行政でとられた特例措置

##### ア. 道路に隣接した宅地擁壁

道路災害復旧事業は、被災した道路施設の復旧を行うものであり、従来民有施設の復旧は原則として認められていなかったが、震災により道路に隣接した擁壁の損傷が多く、道路保全上問題となったため、建設省との協議により、以下の条件を満たす場合に道路災害復旧事業として採択されることになった。

- 1) 被災した擁壁が、幅員2m以上の公道に面していること。
- 2) 擁壁の高さが、道路面から1.5m以上あること。
- 3) 擁壁の損傷が、倒壊するなど被害程度が大きく、道路保全上復旧を行う必要があると認められること。
- 4) 復旧後は、擁壁敷地を道路敷として寄付することに所有者の同意を得られること。

以上の条件を満たした43箇所において事業が実施された。

##### イ. 連担宅地の地盤変動への対応

六甲山麓の緩傾斜地において一連の宅地が地すべり等の地盤変動により被災したケースが多く見られたが、当該変動地域内に公道（幅員2m以上）があり、かつ被災しており、道路保全上地盤変動を抑止する必要があると認められた場合には、道路災害復旧事業により抑止工等の対策（抑止杭及び集水ボーリング）が38箇所で行われた。

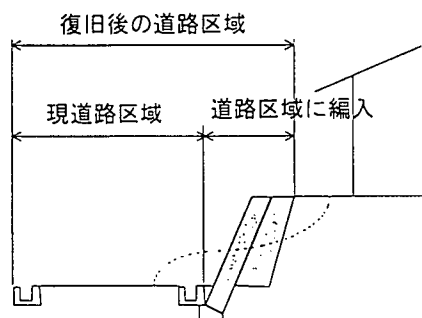


図-3.1.37 民有擁壁復旧概念図

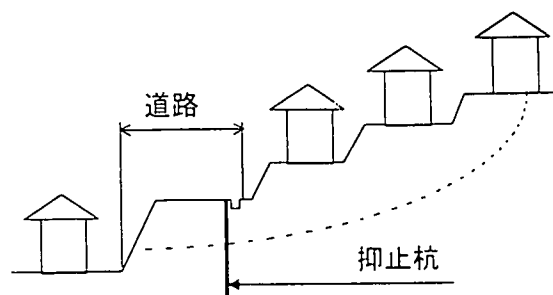


図-3.1.38 連担宅地の地盤変動の対応概念図

#### ウ. 災害関連緊急急傾斜地崩壊対策事業の特例措置

被災した宅地擁壁は、個人の財産であるため、その所有者等が早期に復旧工事を行い、安全な宅地を確保する責任がある。しかし、余震、降雨等による被害の拡大により、所有者以外の第三者、及び各種の公共施設に影響を及ぼすものについて、迅速かつ確実な対応を図ることによって、二次災害の防止と民生の安定を確保するため、災害関連緊急事業の採択基準に特例措置を設け、擁壁等が復旧の事業の対象とされ

た。従来、急傾斜事業の対象となっていなかった擁壁等の人工斜面が事業対象となったことが特筆される。

この特例措置の採択条件は、以下の通りである。

- 1) 急傾斜地（擁壁等）の高さが3 m以上のもの。
- 2) 移転適地がないもの。
- 3) 人家概ね5戸（公共的建物を含む）以上、又は公共的建物のうち重要なものに倒壊等著しい被害を及ぼすおそれのあるもの。
- 4) 河川・水路（配水施設を含む）、道路（迂回路のない連絡道等を含む）、鉄道、公園・緑地その他の公共空地、水道施設、電気・ガス供給施設、市町村地域防災計画に位置付けられている避難路又は避難場所等の公共施設等に著しい被害を及ぼすおそれのあるもの。
- 5) 事業費が600万円以上であること。

b) 災害関連緊急急傾斜地崩壊対策事業による復旧<sup>25)</sup>

ア. 事業の実施箇所の選定

事業実施箇所の選定に当たっては、関係市町に要望箇所の取りまとめを依頼し、市町から要望があった箇所を県が現地調査を行うという手順で進められた。

市町からの要望箇所は約700箇所あり、この中から採択基準を満足する約270箇所が現地調査結果に基づき抽出された。さらに、この中から急傾斜地崩壊危険区域の指定、受益者負担金の支払い等の同意が得られた箇所について、関係者に施工依頼書の提出を求め、提出のあった箇所から順次、建設省に事業要望が行われた。最終的に事業採択を受けたのは178箇所、このほかに、砂防指定地内の13箇所については、災害関連緊急砂防事業で実施された。

イ. 擁壁の被災形態

被災形態の分類に先立ち、被災した擁壁をタイプ別に分類した。1つの事業箇所の中に様々なタイプの擁壁が混在する場合には、延長が最も長いタイプをその箇所の被災擁壁のタイプとして集計を行った。

図-3.1.40に被災擁壁タイプ別事業箇所数を示す。石積・ブロック積擁壁が、事業箇所全体の8割以上を占め、圧倒的に多い。次いで鉄筋コンクリート擁壁が約1割程度であることがわかる。また、被災した石積・ブロック積擁壁は、そのほとんどが裏込コンクリートが入っていない空積み擁壁であった。激しい地震動に対して、せん断抵抗力に乏しい空積みの擁壁が非常にもろかったことが推測できる。

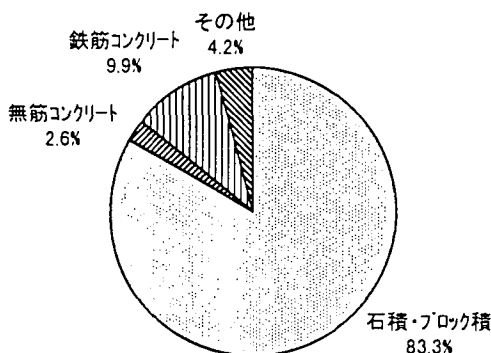


図-3.1.40 被災擁壁タイプ別事業箇所数

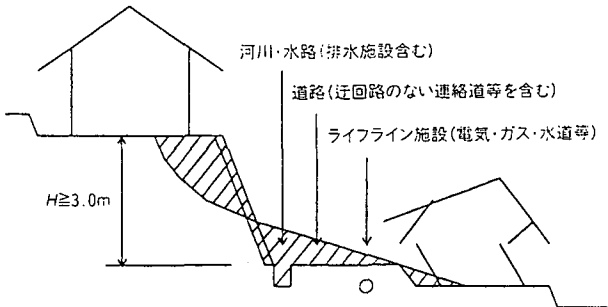


図-3.1.39 特例措置の採択基準概念図

表-3.1.7 事業実施箇所数

市町名	急傾斜	砂防	事業箇所計
神戸市	135		135
西宮市	23	1	24
芦屋市	4		4
宝塚市	6	12	18
明石市	9		9
合計	178	13	191

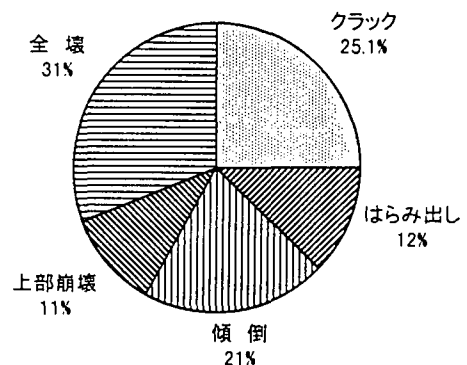


図-3.1.41 被災形態別事業箇所数

次に、事業採択となった箇所の被災形態を、①クラック、②はらみ出し、③傾倒、④上部崩壊、⑤全壊の5種類に分類し集計を行った。ただし、1つの事業箇所の中には多様な被災の形態があることから、

その箇所の被災を最も特徴づける被災形態で分類し集計を行っている。図-3.1.41に被災形態別の事業箇所数を示す。「全壊」もしくは「上部崩壊」に至る甚大な被災が、約4割を占めている。また、最も二次災害の発生が懸念される「傾倒」、「はらみ出し」に分類される箇所も、3割を越えているのがわかる。

ウ.被災擁壁の基礎付近及び背面のN値  
 今回の事業を実施した箇所では、安定かつ経済的な構造物を造築するため、全箇所でもボーリング調査が行われている。その際に得た標準貫入試験のN値を基礎付近と擁壁背面土について集計した。図-3.1.42に被災擁壁基礎付近のN値の分布、図-3.1.43に擁壁背面土のN値の分布を示す。これらより、一般に基礎地盤としては好ましくないと言われているN値15未満の箇所が4割近くあることがわかる。このように多くの擁壁の基礎地盤は十分なN値を示さなかったために、局所的な沈下等の変状に起因する被害が多かったのではないかと考えられる。また、擁壁の背面土も、N値10未満の非常に軟弱な箇所が6割以上を占めている。これより盛土のほとんどが軟弱地盤状態にあったことが考えられ、地震時に背面土に変位が生じた結果、擁壁にはらみが発生したのではないかと考えられる。

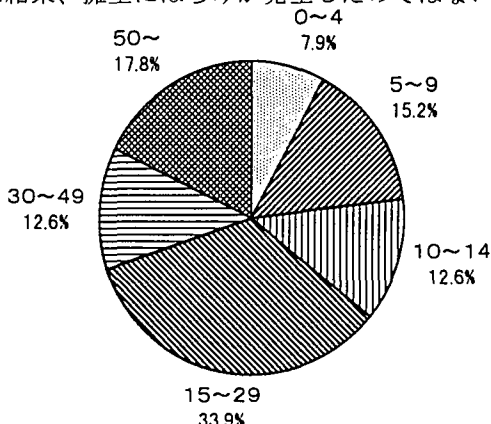


図-3.1.42 被災擁壁基礎付近のN値の分布

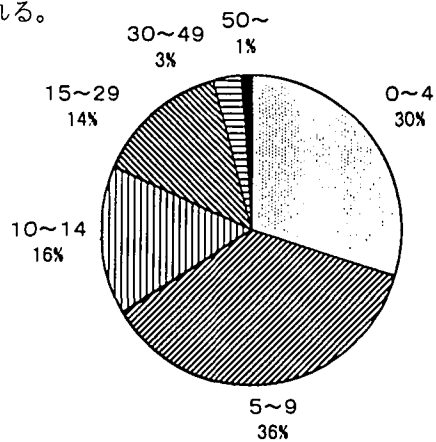


図-3.1.43 擁壁背面土のN値の分布

エ.復旧工法の選定

今回の事業では、「宅地擁壁を恒久的な公共施設として復旧する」ことを念頭に工法の選定が行われた。図-3.1.44は、採用された復旧工法をタイプ別に分類したものである。背面土圧に対し構造物の自重で抵抗する重力式擁壁工が6割を占める。

オ.代表的な復旧事例

ここでは、どのような復旧工法がどのような条件により選定され、どのように施工されたかを擁壁の復旧事例を用いて具体的に紹介する。

重力式擁壁工による復旧事例

- 被災状況：高さ2.5m～5mの石積み擁壁が不等沈下、滑動（約1m移動）を起こすとともに、大規模なクラックが発生している。
- 現場条件：現場は住宅地の中にあり、道路の幅員は約4m程度と狭く大型機械の進入は不可能である。
- 土質条件：擁壁基礎高から10m程度の厚さで、N値10以下の軟弱層（盛土層）が確認された。基礎は、N値50以上の大阪層群が存在している。

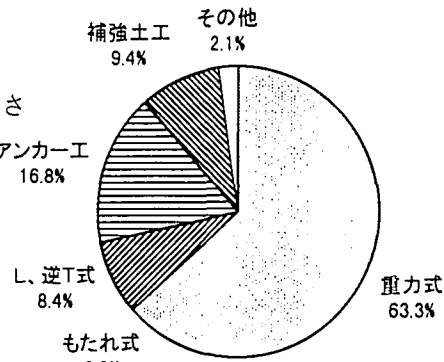


図-3.1.44 復旧工法の分類

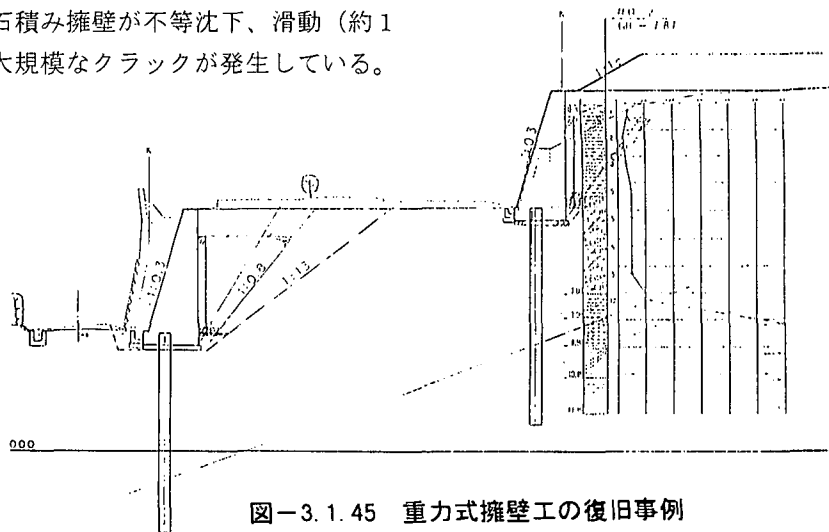


図-3.1.45 重力式擁壁工の復旧事例

4) その他の条件：当地区は、丘陵地の谷筋に盛土造成された住宅地であり、地震動により盛土層の地すべりが発生したと推定されている。地すべり対策については、別途（道路災害復旧）対応がなされているが、大規模な掘削等地形の改変は極力さける必要がある。

5) 工法検討：既設の擁壁は、大規模な亀裂が発生し、土留め機能を完全に失っていたこと、擁壁が滑動し、道路区域を侵していたことから、既設の擁壁を取り壊し、元の位置に重力式擁壁が新設された。また、基礎となる地盤が非常に軟弱であることから、基礎工として鋼管杭工を採用した。施工にあたっては、大口径ボーリングマシンによるプレボーリング工法で、杭孔の掘進が行われた。

#### 現場打法枠工+グランドアンカー工による復旧事例

1) 被災状況：高さ5mの石積み擁壁に亀裂が発生し、上部宅地が約10cm沈下した。壁体自体の被災は比較的軽微であるが、上部宅地の変状より、擁壁全体が傾倒したことが推定できた。

2) 現場条件：当地区は丘陵地に盛土造成した宅地である。また、地元住民の話より、擁壁の背後には、第二次大戦中の大規模な防空壕の存在がわかった。

3) 土質条件：擁壁の背面土は比較的良質であったが、部分的に弱部が確認された。

4) その他の条件：防空壕沿いの家屋は全壊であるが、その他の擁壁直上部に建っている家屋は、居住中である。

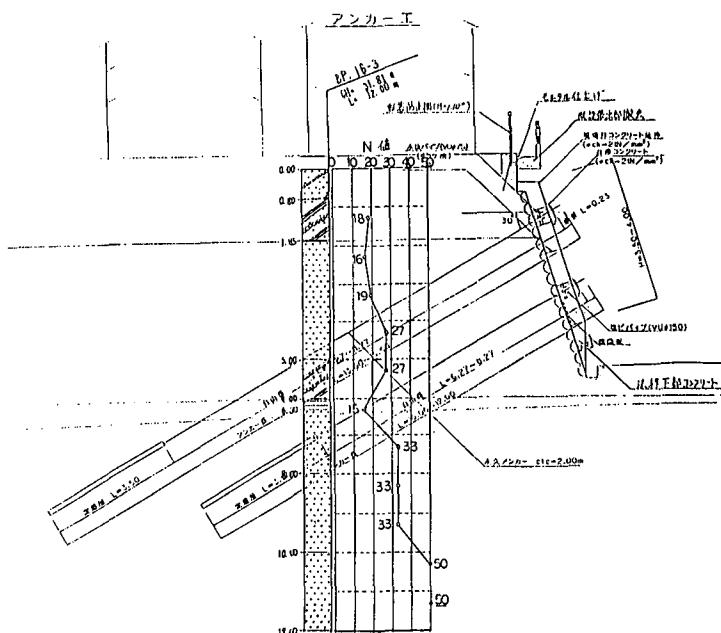


図-3.1.46 現場打法枠工+グランドアンカー工による復旧事例

5) 工法検討：壁体自体の被災が比較的軽微であったこと、擁壁直上に家屋が存在していること、擁壁前面に十分な施工スペースが確保できることから、グランドアンカー工併用現場打法枠工が選定された。

#### 補強土工（網状鉄筋挿入工）による復旧事例<sup>26)</sup>

網状鉄筋挿入工（一般にはルートパイル工）は、イタリアで開発されてからヨーロッパに広まり、寺院、教会、城、橋梁などの補修、または建造物の基礎地盤の補強として使用され始めた。斜面安定に対する工法として用いられるようになったのは1975年アメリカに於いてで、以来多くの実績を数えるようになった。我が国では、1980年に東京都においてシールドに近接する展望台の防護として初めて採用された。その後、近接工事のアンダーピニング、斜面崩壊防止、石積擁壁の補強などに採用されている。今回の宅地擁壁の復旧工法としてグランドアンカー工と同様に宅地内で初めて採用された。この工法は、テールアルメ工法に代表される補強土工法の一つである。その原理は、土の中にルートパイルと呼ばれる補強材を網状に挿入することにより、土そのものの $c$ （粘着力）と $\phi$ （内部摩擦角）は増大させずに、圧縮に強い土の特性と引張強度を有する補強材との相互作用によって、土塊全体の安全性や強度を高める工法である。この工法の大きな特徴は、つぎの二点である。

(1) 網状に補強材を配置することにより、補強領域を一体化させやすい。

(2) 小型ボーリングマシンを使用するため、高所や狭隘な場所でも施工が可能である。

また、この工法は、補強体の配置方法により、引張補強（横打ち工法）と圧縮補強（縦打ち工法）に大別できる。

1) 被災状況：高さ4.1m～5.3mの石積み擁壁に大規模な亀裂が発生し、部分的には、積石のセリ出しも見られた。コンクリート構造により、増し積みを行っていた箇所は、崩落の危険があった。

2) 現場条件：当地区は、六甲山から流れ出る二級河川住吉川の扇状地上に造成された住宅地である。地震

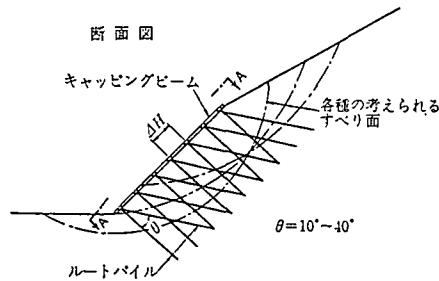


図-3.1.47 引張補強

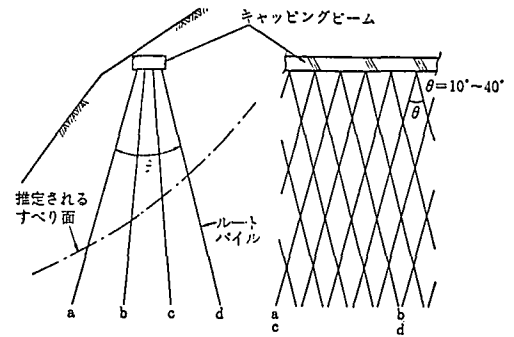


図-3.1.48 圧縮補強

により、背後の山腹では大規模な崩壊が起こり、長期間にわたり避難勧告が発令された地区でもある。擁壁上部の家屋は居住中であり、擁壁下部にも家屋が近接して建っている部分がある。

- 3) 土質条件：擁壁背面の土質は、六甲花崗岩が風化した良質な真砂土であるが、扇状地性の地盤であるため、堅固な層は比較的深いところに存在する。
- 4) その他の条件：最も作業スペースが狭いところでは、擁壁の天端に80cm程度の平場があるだけで、仮設足場を設置したとしても、その幅員は2.5m程度しか確保できない。
- 5) 工法検討：擁壁上部に居住中の家屋が存在していることから、擁壁を新設することは不可能であった。

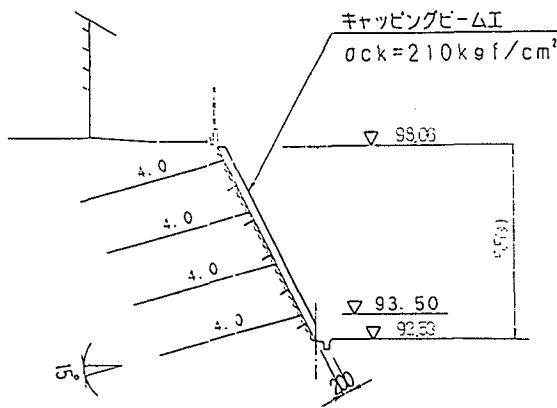


図-3.1.49 引張タイプによる復旧事例

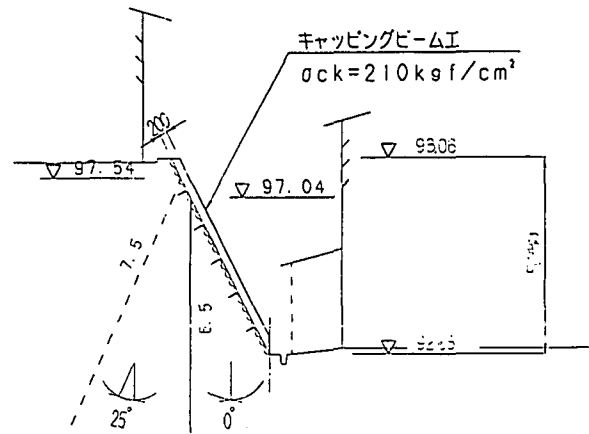


図-3.1.50 圧縮タイプによる復旧事例

また、作業スペースが非常に狭小な箇所が、施工延長の約半分を占めることから、大型機械による施工は困難である。また、グラウンドアンカー工の定着層として適当な層が深いことから、比較的緩い地盤においても安全性を確保できる補強土工法を採用した。

圧縮補強タイプの配置の場合、異常時において微小ながらも変位が予想されるため、家屋が近接している箇所以外は、引張補強タイプの配置が行われた。

### 3.1.4 現行設計法の整理・分析

#### (1) 概要

地震時における擁壁・斜面安定の現行設計法について、その考え方と問題点を整理する。設計地震力および解析法としての震度法、動的解析法、また許容安全率の設定等について整理・分析を実施する。今回の地震を契機に設計法の考え方に変更の行なわれているものがあり、それらの地震動レベルの考え方の概要について述べる。

#### (2) 宅地（盛土）造成に関する設計法

宅地造成においては、そこに建設される施設は住宅、学校、道路、上下水道、ガスや電力の供給施設、公園など多岐にわたり、関連する技術基準も多い。宅地造成の擁壁などの設計に当たっては宅地造成等規制法に基づく訳であるが、これ以外にその構造物が他のどの様な規制を受けるかを見定めておく必要がある。たとえば道路に近接した宅地の場合には、道路土工指針や建築基礎構造設計指針などの基準が対応することになる。

①擁壁の安定検討手法

表-3.1.8は、擁壁の安定検討手法に関して、道路土工指針<sup>27)</sup>、建築基礎構造設計指針<sup>28)</sup>、擁壁構造設計指針<sup>29)</sup>、宅地防災マニュアル<sup>30)</sup>の各基準（以下、ここでは略称として『頭2文字』で表示する）についてとりまとめたものである。壁面摩擦角 $\delta$ は、土圧の大小に影響する要因の一つであり、『擁壁』ではコンクリート壁面の場合 $\delta=2/3\phi$ 、土と土の場合には $\phi$ を採用している。『道路』では土と土の場合の $\delta$ は擁壁背後の斜面勾配に一致するとしたランキン土圧の考え方を採用している。

滑動に対する安定では、『擁壁』は安全率を常時 $F_s \geq 1.5$ 、地震時 $F_s \geq 1.2$ と規定している。転倒に対しては『擁壁』は『道路』と同様に、常時において地盤反力が台形分布となる、いわゆるミドルサード内に合力作用位置が入る条件で設計が行われている。安全率に対しては常時 $F_s \geq 1.5$ 、地震時 $F_s \geq 1.2$ と規定している。一方、『建築』においては、フーチングつま先回りのモーメント比による検討手法を採用している。この場合には、常時においても合力がミドルサードに入らず、地盤反力が三角形分布となる可能性がある。

表-3.1.8 擁壁の安定計算に関する基準一覧表

項目		基準・指針	道路土工指針 <sup>27)</sup>	建築基礎構造設計指針 <sup>28)</sup>	擁壁構造設計指針 <sup>29)</sup>	宅地防災マニュアル <sup>30)</sup>
壁面摩擦角 $\delta$	常時	土とコンクリート	$\frac{2}{3}\phi$	$\phi < 10^\circ : \delta = 0^\circ$ $\phi > 30^\circ : \delta = 20^\circ$ $10^\circ < \phi < 30^\circ : \text{直線補間}$	$\frac{2}{3}\phi$	$\frac{2}{3}\phi$ 以下 Max $20^\circ$
		土と土	$\beta$ (斜面勾配)	規定なし	$\phi$	規定なし
	地震時	土とコンクリート	$\frac{1}{2}\phi$	規定なし	常時の $\frac{1}{2}$	規定なし
		土と土	$\tan \delta = \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta)}$ $\sin \Delta = \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \phi}$			
土圧作用面	もたれ、重力式		構造物背面	構造物背面	同左	構造物背面
	逆T式		仮想背面	構造物(たて壁)背面	仮想背面	構造物(たて壁)背面
滑動に対する検討	底版と支持地盤との摩擦係数 $\delta$ (tan $\delta$ )		場所打ちコンクリート $\delta = \phi$ ブレイク石 $\delta = \frac{2}{3}\phi$ 通常規模の場合 tan $\delta$ の値を経験的に与えている	シルトや粘土を含まない粗粒土 tan $\delta = 0.55$ シルトを含む粗粒土 tan $\delta = 0.45$ シルトまたは粘土 tan $\delta = 0.35$	$\delta = \phi$ 場所打ちコンクリート以外 $\delta = \frac{2}{3}\phi$	$\delta = \phi$ 岩・砂利・砂 0.50 砂質土 0.40 シルト・粘土 0.30
	安全率 $F_s$					
転倒に対する検討	常時		1.5	1.5	1.5	1.5
	地震時		1.2	規定なし	1.2	規定なし
	検討手法		合力の作用位置で評価	つま先まわりのモーメントの比で評価	同左	同左
支持力に対する検討	常時		$e < \frac{B}{6}$	$F_s = \frac{M_r}{M_o} \geq 1.5$	$e < \frac{B}{6}$ ( $F_s \geq 1.5$ )	$F_s \geq 1.5$
	地震時		$e < \frac{B}{3}$	規定なし	$e < \frac{B}{3}$ ( $F_s \geq 1.2$ )	規定なし
	検討手法		偏心傾斜荷重を考慮し道示IVの算定手法に準拠ただし通常規模の擁壁では、簡便に基礎地盤の分類に応じて許容値を直接与えている	Terzaghi系実用的支持力公式	偏心傾斜荷重を考慮し接地圧と基礎地盤の許容応力度と対比	同左
安全率 $F_s$	常時		3.0	3.0	地盤の許容応力度を超えず、擁壁が沈下しない	地盤の許容応力度を越えない
	地震時		2.0	規定なし		規定なし

基礎地盤に対する安定では、『擁壁』は、基礎底面に生じる接地圧が基礎地盤の許容応力度をこえず、擁壁が沈下しないものと規定している。基礎底面に軟弱層がある場合や、支持地盤が粘性土であって沈下しやすい場合には、常時における安全率を大きくとり、地盤反力分布が台形分布となるようにできるだけ均等化するような配慮が必要である。同様の主旨で道路橋示方書では、過大な沈下の発生を防止する目的で常時における地盤反力度の最大値を規定している。

## ②土圧の算定式

擁壁の設計に用いる主動土圧の算定式について、『擁壁』は、クーロン系土圧あるいは試行くさびによる方法を採用している。またその他の各種基準・指針においても設計土圧として主動土圧は、クーロン系土圧を採用している。この理由としては、クーロン土圧がくさび理論によって導き出された公式であるため、壁面の形状や背面の状態などの変化に対応できることが挙げられる。加えて、壁面摩擦角を任意に設定することで、その適用に幅を持たせることが可能なためである。背面形状が複雑な場合や切土部の埋戻し土圧などについては、『道路』に試行くさびによる方法や図解法が規定されている。

地震時における主動土圧は『擁壁』や各種基準・指針においても、物部・岡部公式（慣性力を考慮したくさび法によるものを含む）が採用されている。地震時土圧そのものがまだ未解明であり、実際の盛土部擁壁に作用する地震時土圧は、 $\phi$ のみを与えて算定した物部・岡部による土圧を用いると過大であるとの指摘がある。ところで設計水平震度が $kh = 0.2$ 程度では、地震時外力による土圧増分が許容値の割増し分とで相殺され、常時で構造諸元が決定する 경우가多く、また経験的に常時土圧できちんと設計された擁壁は、地震時においてもほとんど被害を被っていないという事実も存在する。『建築』では地震時の規定を除外している。

## (3) 山くずれ・斜面崩壊に対する設計（検討）手法

山くずれ・斜面崩壊などの斜面安定の問題は、土質や地下水などの地盤条件と地震動・降雨等の外因に影響される。各種機関の基準なども幅を持ったものにならざるを得ず、個々の斜面についての技術判断がその対象毎になされている、という現状も存在する。

### ①斜面の安定検討手法

表-3.1.9は各種基準・指針（地すべり関係）における安定解析手法をまとめたものである<sup>31)</sup>。斜面の安定解析には、下記に示す極限平衡法と応力解析法があるが、一般に広く用いられている安定解析式の多くは極限平衡法に属している。

- i) 極限平衡法……破壊が発生する時の剛体ブロックの形状と位置を決め、ブロック間のすべり面に作用する力の釣り合いから破壊時の境界力を求める手法である。（これには簡便法〔スウェーデン法、フェレニウス法〕、簡易ビショップ法、簡易ヤンブー法、モルゲンステルン・プライスの方法がある。）
- ii) 応力解析法……斜面内部の応力状態を有限要素法を用いて求め、得られた斜面内部の応力分布から力学的な潜在すべり面を想定し安定性を検討する数値解析手法である。この他に不連続体モデルの解析法で、運動方程式の差分を解いて大変形過程を追跡できる個別要素法を用いた方法などがある。

表-3.1.9 各種基準・指針（地すべり関係）による安定解析手法一覧表

基準	機関	計算式	安全率	間隙水圧
石川形技術基準(案)計画編	日本河川協会	スウェーデン式分割法 ヤンブー等(具形の場合)	$F_s = 1.0$ (現状) [地すべり]	ボ・リング孔内の地下水位
			$F_{sp} = 1.1 \sim 1.2$ (重要な影響がある場合) [地すべり]	
道橋土工のり面・斜面安定工指針	日本道路協会	スウェーデン式分割法	$F_s = 0.95 \sim 1.0$ (現状: 変動中) [地すべり]	水圧計による測定が原則。便宜的に最高水位(ボ・リング孔内、地盤の埋戻し等)
			$F_{sp} = 1.05 \sim 1.15$ (現状: 変動していない) [地すべり]	
日本道路公団 設計要領第一集	日本道路公団	スウェーデン式分割法	$F_s = 0.95 \sim 1.0$ (現状: 変動中) [地すべり]	水圧計による測定が原則。便宜的に最高水位(ボ・リング孔内、地盤の埋戻し等)
			$F_{sp} = 1.00 \sim 1.05$ (現状: 変動していない) [地すべり]	
災害手帳	全日本建設技術協会	スウェーデン式分割法 ヤンブー等(具形の場合)	$F_s = 1.0$ (現状) [地すべり]	ボ・リング孔内の地下水位 災害復旧(豪雨時の設定) 現況地下水位 + 5 ~ 15m
			$F_{sp} = 1.1 \sim 1.2$ (重要な影響がある場合) [地すべり]	
			$F_{sp} = 1.05 \sim 1.1$ (応急対策) [地すべり]	
			$F_{sp} = 1.2$ 以上 [急傾斜地]	

地震時における斜面の安定解析式は一般的に震度法を取り入れた方法が多く用いられているが、有限要素法による動的応答解析も実施されるようになってきている。各種基準・指針においてそれぞれの対象物に対して地震力を考慮した安定解析式を採用しており、表-3.1.10にそれらの地震時安定解析手法一覧表を示している<sup>31)</sup>。表-3.1.10 各種基準・指針による地震応力を考慮した安定解析手法等一覧表

基準	機関	計 算 式	震度kh	減速度kv	所要安全率	備考	
道路土工 のり面・斜面安定工指針	日本道路協会	$F_s = \frac{\sum [c \cdot l + \{(W-u \cdot b) \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha\} \tan \phi]}{\sum (r \cdot W \cdot \sin \alpha + k_n \cdot W)}$	kho= 0.15	-	1.0	盛土	
道路土工 軟弱地盤対策工指針	日本道路協会	$F_s = \frac{\sum [c' \cdot l + (W-u_o \cdot b - u_e \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi']}{\sum (W \cdot \sin \alpha + k_n \cdot W \cdot h/R)}$	kho= 0.15	-	1.0	盛土	
改訂ダム設計基準	日本ダム学会	$F_s = \frac{\sum [c \cdot l + (N-U-N_e) \tan \phi]}{\sum (T+T_e)}$	Ne=k <sub>v</sub> ·Ws·sinθ (満水) Te=k <sub>v</sub> ·Ws·cosθ (満水)	0.10 0.30	-	1.2	
河川防災技術基準(案) 設計編	日本河川協会	$F_s = \frac{\sum [c \cdot l + (N-U-N_e) \tan \phi]}{\sum (T+T_e)}$	Ne=k <sub>v</sub> ·Ws·sinθ (満水) Te=k <sub>v</sub> ·Ws·cosθ (満水)	0.15 0.20	-	1.0	河川堤防
フィルダムの 耐震設計指針(案)	河川局 防災課(監)	$F_s = \frac{r \sum (\tau f \cdot l)}{\sum (M_o)}$	$\tau_f = C + \sigma_n \cdot \tan \phi$ , $M_o = W \cdot r \cdot \sin \theta + k \cdot W \cdot h$ $\sigma_n = (W \cdot \cos \theta - k_v \cdot W \sin \theta) / l$	0.13 0.18	-	1.2	フィルダム
多目的ダムの建設 調査編	ダム技術 センター	$F_s = \frac{\sum [c \cdot l + (N-U) \tan \phi]}{\sum T}$	N=W'·k <sub>n</sub> ·cosθ (完全水没) N=W'·k <sub>n</sub> ·sinθ (完全水没)	-	-	-	
防災緊急池等 技術基準(案)	日本河川協会	$F_s = \frac{\sum [c \cdot \Delta l \cdot R + (W \cos \theta - U) \tan \phi \cdot R - k_v \cdot W \sin \theta \cdot \tan \phi \cdot R]}{\sum (W \sin \theta \cdot R + k_v \cdot W \cos \theta \cdot R)}$	0.12 0.20	-	1.2	地震力50%	
土地改良事業計画設計 基準設計ダム	農林水産省 灌漑改修局	$F_s = \frac{\sum [c \cdot l + (N-U-N_e) \tan \phi]}{\sum (T+T_e)}$	0.12 0.24	-	1.2		
陥石・越えい埋積物場 建設基準	建設省 立地公署局	$F_s = \frac{\sum [c' \cdot l + \{(W-U \cdot b) \cos \alpha - k_n \cdot W \sin \alpha\} \tan \phi]}{\sum (R \cdot W \sin \alpha + k_n \cdot W \cdot h)}$		-	-		
宅地耐震設計指針(案)	住宅・ 都市整備公団	$F_s = \frac{\sum [c \cdot l + \{(W-U \cdot b) \cos \alpha - k_n \cdot W \sin \alpha\} \tan \phi]}{\sum (R \cdot W \sin \alpha + k_n \cdot W \cdot h)}$	k <sub>o</sub> =0.20	-	1.0		

## ②設計震度・許容安全率について

表-3.1.11は、各種基準・指針における安全率の規定を表わしたものである<sup>32)</sup>。地すべり関係および宅地関係の盛土・切土のり面の斜面安定解析における計画安全率は、保全対象の重要度あるいは土構造物の規模などに応じて設定されるべきものであるが、一般には常時で $F_s \geq 1.2$ 、地震時で $F_s \geq 1.0$ を採用する場合が多い。

地すべりに対する計画安全率は各機関とも $F_s = 1.2$ としている。ただし、日本道路協会・道路土工要綱では大規模地すべりで抑制工の場合は $F_s = 1.05 \sim 1.1$ 、抑止工の場合は $F_s = 1.1 \sim 1.2$ としているが、同時に地表水、地下水対策工を施工することによって素因の軽減を図っていることが多い。切土・盛土に対する計画安全率は住宅団地土木施設設計要領(案)の宅地造成が $F_s = 1.5$ と最も高く、宅地防災マニュアル・急傾斜地崩壊防止工事が $F_s = 1.2 \sim 1.5$ である。道路の盛土では $F_s = 1.2$ （但し高速道路においては $F_s = 1.25$ ）とし、鉄道の切土では $F_s \geq 1.3$ とし、崩壊時の周辺へ与える影響を考慮して各機関でそれぞれ目的・対象に応じた計画安全率を定めている。

地すべりは地質的に特殊な地域に限って起こるもので、緩い斜面で移動が徐々に起こる現象を言い、斜面崩壊は比較的急な斜面で急激に移動を生ずるものを言う。地すべりの多くは、過去に地すべりや山崩れが発生した地形のところに再び発生することが多く、発生地域にはっきりした特徴が認められる。これに対して、斜面崩壊では、谷の開析など地形の発達過程に伴って発生するものや、切土斜面のように人工的な応力解放に伴って発生するものがあり、外力に影響され地震時や降雨時に発生する。地すべりには規模として大きなものが多く、しかも活動が長期にわたって緩慢に移動し続ける特徴があるのに対して、斜面崩壊は一般的に小規模なもので、地震時とか降雨中もしくはその後の短い時間内に発生し終息してしまうことが多い。

建設コンサルタンツ協会のアンケート結果では、斜面崩壊と地すべりを対象とした場合、ともに安全率としては $F_s = 1.2$ が多く採用されている。ただし、地すべりにおいては、1.2以下の設定の頻度が斜面崩壊に比べて多くなっている。計画安全率は、構造物の規模や種類および保全対象の重要度によって個別に設



定されるものであり、斜面崩壊や地すべりの発生場所さらに変状・災害規模に応じて異なっていることを示唆している。

(4) 現行の設計法に対する評価および課題

①擁壁について

今回の地震において、宅地擁壁は特別なものを除き、大きな被害を受けていない。これより地震時すなわち震度5あるいは6の地震動に対して、擁壁が一定の耐震性を有していることが判断される。現行の技術基準（宅地防災マニュアル）における擁壁の安全率は $F_s = 1.5$ となっており、他の基準に比べ大きな値を採用していることから、地震時の安全率がこれより小さくなったものの、 $F_s = 1.0$ 以上を維持していたためであると考えられる。

さらに今回の地震における宅地擁壁の被害実態を踏まえて、以下の諸点についての検討が必要であると思われる。

i) 被害を受けた宅地擁壁は、周辺の被害状況から判断して震度5あるいは6に相当する区域に存在していたものがほとんどであった。宅地擁壁の被害と建築物の被害とは必ずしも一致していないが、より地震動の大きい区域には擁壁の存在が少なく、その結果被害も少なかったと思われる。そこで擁壁に対してより大きな地震動、例えば震度

7相当の地震動に対する安全性評価の必要性についての検討を行う必要がある。

ii) 震度階と地震外力の関係についても検討を行い、地震外力に対する安全性を把握する必要がある。震度7相当の大きな地震動に対しても擁壁が被災した場合を想定し、それに伴う人的災害の発生を出来るだけ軽減することが重要であろう。このような観点から、重要な擁壁などについてはじん性を持たせた構造とするような設計思想を取り込むことの必要性についての検討を要する。

iii) 被害を受けた宅地擁壁の多くは、基礎地盤の変動によって災害が発生したと思われる。したがって宅地擁壁の設置に関する基礎底面の処理方策、すなわち基礎の支持力確保に関する検討が必要となる。地盤の変動は、従来の安定性検討の対象としていた盛土のり面周辺に発生した変状とは異なり、盛土本体における変状に起因した被害と思われるものである。

②造成盛土について

今回の地震による盛土区域の地盤変動は、盛土法面と盛土本体の宅盤に変状が発生した。変状の形態および推定される原因から、盛土法面の安定性については地震外力の大きさを規定する問題はあるが、解析手法としては従来どおりのすべり安定解析等で一応の安定度評価ができるものと考えられる。

宅盤については、今まで一般には安全と考えられていた緩い勾配のしかも比較的薄い盛土部において変状が発生している。変状原因としては、盛土および緩い沖積地盤における液状化あるいはそれに類した地

表-3.1.11 各種基準・指針における安全率等の比較

機関名	基準名	計画安全率	備考
日本道路公団	設計要領	1.25	盛土、常時
		1.20	地すべり 現状斜面で $F=1.00$ を原則
日本道路協会	法面工・斜面安定工指針	1.20	盛土、常時
		1.00	盛土、地震時 設計水平傾度の規定あり
		1.05~1.20	地すべり 現在活動中で $F=0.95\sim 1.0$ と設定 現在活動していない場合 $F=1.05\sim 1.15$ と設定
近畿地方建設局	設計便覧(案)道路編	1.20	軟弱地盤上の盛土、常時
日本河川協会	建設省河川砂防技術基準	1.10~1.20	地すべり、重要なブロック 現状で $F=1.00$ とする。
		1.05~1.10	地すべり、影響少または応急対策 現状で $F=1.00$ とする。
		1.20	フィルダム、地震慣性力考慮
		1.20	急傾斜地崩壊対策 安定計算可能な条件を限定
日本河川協会	防災調整池技術基準(案)	1.20	満水位、地震力 50%
		1.10	空 虚、地震力 100%
宅地防災研究会	宅地防災マニュアルの解説	1.50	盛土斜面、完了検査時 精査され支障のない場合1.2でも可
		1.20	軟弱地盤上の盛土端部 完了検査時
住宅・都市整備公団	軟弱地盤技術指針	1.30	盛土端部、供用開始後
		1.10	盛土端部、施工中

盤の軟化現象と判断される。このような地盤変状については、従来のすべり安定解析では不十分であり、液状化強度的な地盤特性を考慮に入れた動的解析を取り入れていく必要がある。

### ③山地、斜面部について

今回の地震において六甲山系で発生した、山地・斜面部での変状は崩落型あるいはすべり型の一部と想定される。そこで、山腹崩壊の特徴および崩壊発生後の現地状況より、地震時に出現したであろう山腹崩壊機構をトップリング型と推定して安定性の検討を行った。トップリングの極限平衡解析モデルに地震動を外力として作用させ、その時得られる極限内部摩擦角を用いて斜面の安定性の検討を試みた。その結果従来の解析法を用いて斜面特性（極限内部摩擦角）と水平震度を推定し、地震時の崩壊のメカニズムを明らかにすることができた。

### ④まとめ

擁壁を含めた盛土斜面全体の安全性は、斜面の勾配、盛土厚、さらには地下水の影響等が考えられる。地震時における盛土全体の安全性を確保するための検討は、従来の円弧すべり法に基づく静的解析のみでは、現象を予測することが困難と思われることから、今後は、特に重要構造物には動的応答法などの動的解析手法を用いる等、盛土全体の安全性を検討する必要があると思われる。その際、液状化の素因である地盤条件と地下水、そして誘因となる地震外力の評価について十分考慮して調査を行い、解析上の採用値を決定していく必要があると考えられる。

なお今回の地震を契機として、設計法・耐震設計に用いる地震動レベルの設定に新しい考え方が導入されて来ており、それらを概略的に表-3.1.12に一覧表にまとめた。設計対象とする構造物の重要度に応じて地震動をレベル1（供用中に1~2度発生する確率を有する地震動強さ）とレベル2（海洋型のプレート境界地震や内陸型の直下型地震のように、期間中に発生する確率は低い極めて激しい地震動強さ）に区分し、それぞれの設計外力に対する構造物の損傷程度を規定している。

表-3.1.12 構造物の耐震設計に用いる地震動レベル

「基準名」出典（年月）	レベル1地震動に相当	レベル2地震動に相当
「建築物の構造規定」 日本建築センター（H7.5）	中地震（震度5程度）に対応し、建物機能を保持する。 基準せん断係数は0.2以上	大地震（震度6~7程度）に対応し、架構に損傷を生じても、人命の保護を図る。 標準せん断係数は1.0以上
「土木構造物の耐震基準等に関する第二次提言」土木学会（H8.1）	供用期間中に1~2度発生する地震動に対応し、構造物に被害が発生しない。	供用期間中に発生する確率は低い極めて激しい地震動に対応し、損傷過程に沿って耐震性能を照査する。
「道路橋示方書・同解説耐震設計編」 日本道路協会（H8.12）	供用期間中に発生する確率が高い地震動に対応し、健全性を損なわない。 設計水平震度は地盤種別（Ⅰ~Ⅲ）に対し0.16, 0.2, 0.24	発生確率は低いが大きな強度を持つ地震動に対応し、重要度に応じ、高い場合には限定された損傷にとどめる。 設計水平震度は地盤、地震動タイプにより0.3~1.0, 0.6~2.0
「下水道施設の耐震対策指針と解説」 日本下水道協会（H9年版）	供用期間中に1~2度発生する地震動に対応し、処理場・ポンプ場が損傷しない。 標準設計水平震度（震度法による）は0.2	発生確率は低いが大きな強度を持つ地震動に対応し、処理場・ポンプ場が早期に復旧を可能とする。 設計水平震度はⅠ種地盤0.8, Ⅱ~Ⅲ種は0.6
「水道施設耐震工法指針・解説」 日本水道協会（H9年版）	供用期間中に1~2度発生する地震動に対応し、重要度Aは無被害、Bは機能保持。 設計水平震度は地盤種別（Ⅰ~Ⅲ）に対し0.16, 0.2, 0.24	発生確率は低いが大きな強度を持つ地震動に対応し、重要度Aは人命に重大な影響を与えない。機能保持が可能。Bは水道システム全体としての機能保持、早期の復旧。設計震度は地盤種別に対応し、0.7~0.6, 0.8~0.7, 0.6~0.4
「改訂新版建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編（Ⅰ）」 建設省河川局監修（H9.10）	河川堤防において二次災害の可能性のある堤防には液状化を考慮した設計を行う。地盤条件により慣性力を考慮する。 標準震度は液状化に対し0.15, 慣性力に対し0.2	
「改訂新版建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編（Ⅱ）」 建設省河川局監修（H9.10）	砂防ダムにおいて15m以上の重力式ダムの設計震度は0.12, アーチ式ダムの場合0.24	

<参考文献>

- 1) 建設省六甲砂防工事事務所：兵庫県南部地震に伴う土石流危険溪流緊急調査，1995.
- 2) 藤田和夫，笠間太郎：神戸地域の地質，地質調査所，1983.
- 3) 平野昌繁，石井孝行：兵庫県南部地震による断層の活動と斜面崩壊，地盤工学会関西支部平成7年度講話会資料「阪神・淡路大震災のそこが知りたいー斜面崩壊の分布とその特徴ー」，pp.17-22，1995.
- 4) 沖村孝：兵庫県南部地震による六甲山系の斜面崩壊，地盤工学会第30回研究発表会特別セッション，阪神大震災調査報告，49-60，1995.
- 5) 奥西一夫：山腹斜面崩壊の地形立地条件，地盤工学会関西支部平成7年度講話会資料「阪神・淡路大震災のそこが知りたいー斜面崩壊の分布とその特徴ー」，pp.29-36，1995.
- 6) 建設省国土地理院：数値地図表示・閲覧ソフトウェア・マニュアルー数値地図50m・250mメッシュ（標高）ー，日本地図センター，31.p，1994.
- 7) 神戸市建設局土木部緑地砂防課：36.6豪雨による背山（市有地）の山崩れ調査報告，1961.
- 8) 田中茂：集中豪雨による斜面崩壊の本質的検討、施工技術、5-11、pp.14-18、1972.
- 9) 沖村孝：阪神・淡路大震災のそこが知りたいー斜面崩壊の分布とその特徴ー趣旨説明，地盤工学会関西支部平成7年度講話会資料，pp.1-4，1995.
- 10) 篠崎亘：土構造物変状の分布ー宅地盛土ー，地盤工学会関西支部平成7年講話会資料「阪神・淡路大震災のそこが知りたいー斜面崩壊の分布とその特徴ー」，pp.37-41，1995.
- 11) 釜井俊孝：兵庫県南部地震による都市地域の斜面変動ー人工地形改変に伴う都市型斜面災害ー，日本応用地質学会「阪神大震災」中間報告会ー人工改変と地震災害ー予稿集，pp.112-118，1995.
- 12) 沖村孝：兵庫県南部地震と斜面災害ー宅地地盤災害ー，地すべり技術、23-3、pp.62-69、1997.
- 13) 釜井俊孝，鈴木清史，磯部一洋：1995年兵庫県南部地震による都市型地すべり災害と地形改変，第30回土質工学研究発表会講演集，pp.83-84，1995.
- 14) 沖村孝：都市域の自然改変に及ぼす工学的手法の影響，科学研究費重点領域研究「近代化と環境変化」研究成果報告書，96p.，1993.
- 15) 浅田秋江：東北地方における自然災害と土質工学 宮城県沖地震から10年，丘陵地宅地造成地はどのように変貌したか，土と基礎，26-12，pp.57-62，1989.
- 16) 土質工学会編：建設計画と地形・地質，土質基礎工学ライブラリー，26，pp.38-52，1993.
- 17) 沖村 孝，鳥居 宣之：地震時山腹斜面崩壊機構の一例 ートップリング崩壊の例ー，神戸大学都市安全研究センター研究報告，p1~13、1997.3
- 18) Hoek,H. and J.Bray:Rock Slope Engineering(岩盤斜面工学、小野寺透・吉中龍之進訳、朝倉書店、p203、1981.
- 19) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、p43、1996.
- 20) 日本道路公団：日本道路公団設計要領 第1集、p28、1984
- 21) 土木学会：ダムの地質調査、p113、1986
- 22) 兵庫県農林水産部治山課：山地災害の記録，p.169，1997.1
- 23) 宅地防災協会：宅地擁壁復旧技術マニュアルの解説，p.128，1995.10
- 24) 建築行政協会兵庫県支部・兵庫県都市住宅部建築指導課：阪神・淡路大震災と建築行政等の記録，p.273，1997.1
- 25) 兵庫県土木部：第14回建設技術・報告論文集，p.566，1997.3
- 26) 土質工学会編：土質基礎工学ライブラリー29 補強土工法，p.430，1986.5
- 27) 日本道路協会：道路土工ー擁壁・カルバート・仮設構造物工指針，p.308，1987.5
- 28) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p.430，1988.1
- 29) 大阪府建築部開発指導課：擁壁構造設計指針，p.53，1989.9
- 30) 建設省建設経済局民間宅地指導室：宅地防災マニュアルの解説（解説編1），p.249，1990.4
- 31) 建設コンサルタント協会近畿支部：近畿地方における斜面安定検討の手引き，p.215，1996.4
- 32) 建設コンサルタント協会近畿支部：斜面安定問題の現状と対策，p.275，1993.5

### 3.2 平地・斜面地

本節においては、平地・斜面地を対象として、その地盤特性の違いによる被災状況を比較検討することにより、構造物の被災要因、メカニズムを分析し今後の耐震対策に寄与することを目的とした。

阪神・淡路大震災による平地・斜面地における被災は建物、道路、鉄道、河川、上・下水道などの多種多様な構造物におよんでいる。本委員会においても各種構造物の破壊メカニズムの検討が進められている。

しかし、各種構造物は各施設毎にまた構造物毎にその耐力が異なるため、地形・地質との関連性を分析するためには、構造物の耐力等を同一の条件下に置く必要がある。

本節の検討においては、マクロ的に地盤特性と被災状況の関係を把握すること、および他の構造物については本委員会において検討が進められることより平地・斜面地部会では木造家屋を被災構造物の主な対象として浅層の地盤特性との関連について検討を進めることにした。

特に平地部分で他の被災地域に比べ地盤状況の把握しやすい西宮地区について詳細な検討を行った。また自然地盤として位置付けられる個所での液状化被害の顕著であった尼崎市築地地区について、その被害要因の分析を行っている。斜面地における被害傾向として、宅地盛土に関する事例が多いことから、その要因分析についても統計的に検討した。

#### 3.2.1 平地・斜面地における被災状況

##### (1) 概説

兵庫県南部地震によって生じた建築・建設構造物の被害は、震源近傍の神戸・阪神間や淡路島北部地域をはじめとして、大阪・京都・播磨などの周辺地域に及んでいる。神戸・阪神間地域では、気象庁が発表した木造家屋倒壊率が30%を上回る震度7の地域(“震災の帯”)は、六甲南麓から大阪湾沿岸に至る扇状地や低地部に幅約2km、長さ約40kmにわたって広がっている。その分布の東端は、宝塚にまで達し、有馬一高槻構造線の南側に沿って位置している。石川ほか(1995)<sup>1)</sup>は、その中でも、特に木造家屋倒壊率が70%を越える被害率の高い地域を“超震度7”とよび、その地域が島状に分布していることを指摘した。淡路島北部では、地表面にまで断層変位が現れた野島地震断層に沿って被害が集中したのをはじめ、北淡町の沿岸沿いの沖積低地で多くの家屋倒壊が生じ、震度7の分布がみられた。

周辺地域では、震度5に相当する被害が広範囲に生じた。大阪平野では、震度5に相当する被害が豊中や西大阪地域で生じた。特に、被害の集中域は、上町断層の西側に沿って現れた<sup>2)</sup>。京都市における被害程度は上記の地域に比べ大きくないが、榎原断層・花折断層に沿う地域で家屋被害が集中していることが報告されている<sup>3)</sup>。このように、被害の大小はあるにしても、既存の断層に沿うように帯状の被害集中域が認められる。

##### (2) 神戸・阪神間の建物被害の状況

阪神・淡路大震災における建物被害については、一部の自治体によって全壊・半壊等の公表がなされるとともに、各種団体が調査・整理した被害マップが示されている。

神戸・阪神間の家屋被害が震度階(震度5、震度6、震度7および超震度7)により整理されている(図-3.2.1:カラーページ参照)<sup>4)</sup>。震度5は壁に割れ目がはいる程度、震度6では木造住宅の倒壊率が30%以下としている。震度7は木造住宅の倒壊率が30%以上となり、超震度7では木造住宅の50%以上が倒壊し、鉄筋コンクリート建物の倒壊も多い。この整理による震度7以上の区域はJR鷹取駅から神戸駅付近、三ノ宮周辺域、灘駅から芦屋駅および西宮駅周辺に見られる。

また、町丁毎の全壊率を震源断層からの距離で整理されている(図-3.2.2~3)<sup>5)</sup>。にこの関係は家屋の建築年代および沖積、洪積等の地盤状況毎に分類されている。この図から震源距離が6km程度までは全壊率は非常に大きく、震源距離が6kmを超えると急に全壊率は減少し、震源距離が10km以上となると全壊率は数%となっている。この傾向は建築年代、沖積、洪積地盤によっても同様な傾向にあるが、沖積地盤に比べて洪積地盤における全壊率が非常に減少していることがわかる。

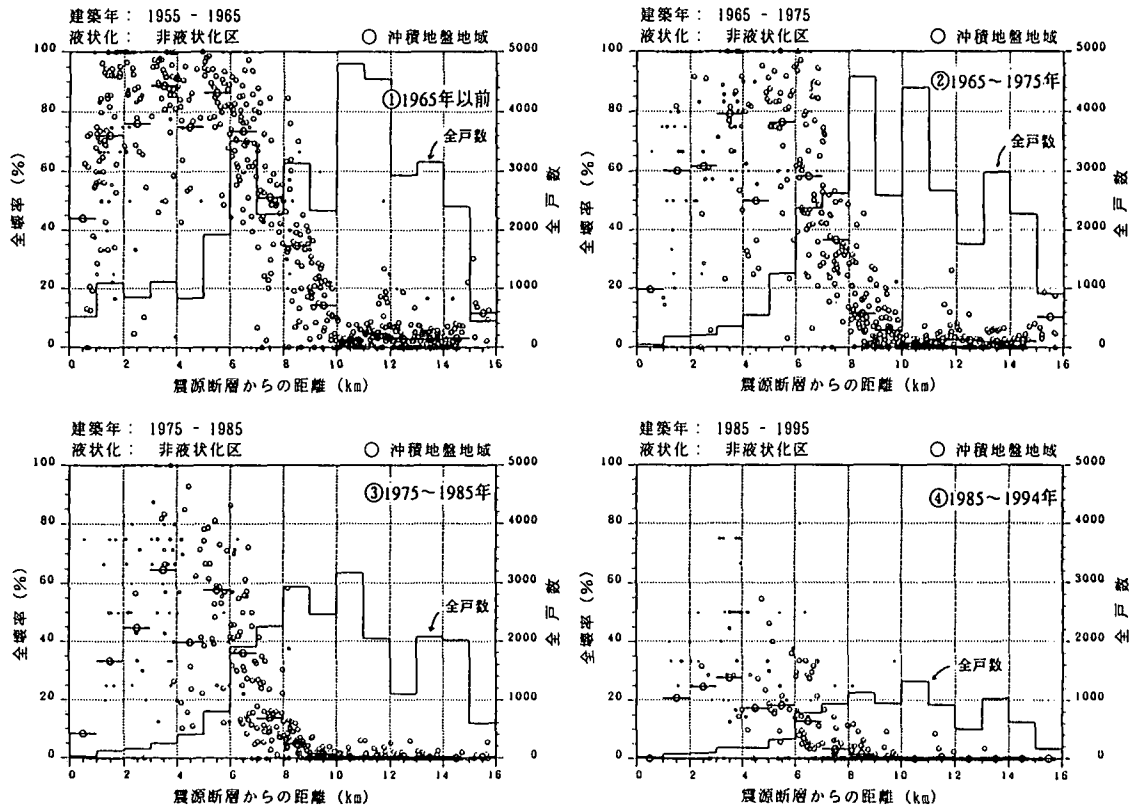


図-3.2.2 建築年別全壊率の距離減衰（沖積地盤）<sup>5)</sup>

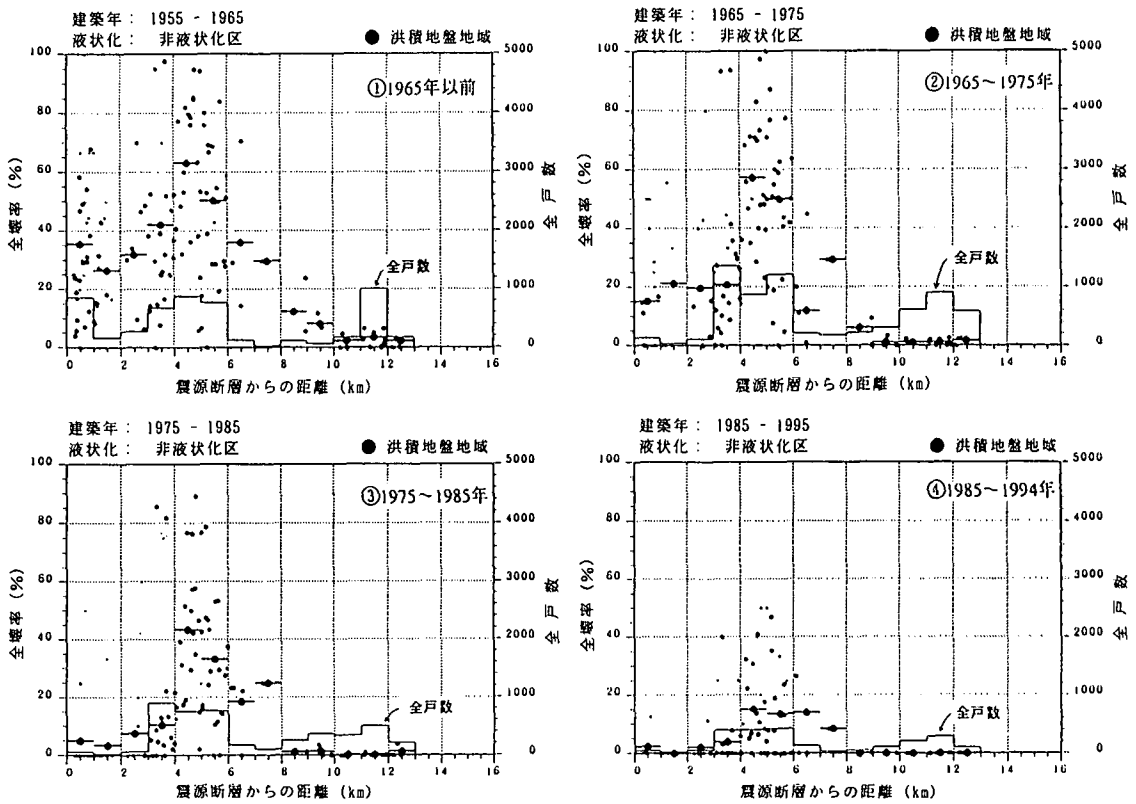


図-3.2.3 建築年別全壊率の距離減衰（洪積地盤）<sup>5)</sup>

### 3.2.2 西宮の地盤および被災状況（平地）

#### (1)被災状況

本検討においては、一戸一戸の被災状況、被災箇所等の詳細なデータが充実されていることが前提となる。しかしながら、被災情報の詳細については個々の行政体の内部資料となっており、一般にも、悲しいことに研究用にも公開されていない実状である。このため、町丁目毎の被害状況が把握出来、また、震源からも若干離れ、その被災の分布に変化が見られる西宮市域を対象に比較検討を行うこととした。

検討に当たっては、町丁目毎に整理された木造家屋の全壊率<sup>6)</sup>から、図-3.2.4（カラーページ参照）に示す全壊率分布図を作成し、既存ボーリング地点における全壊率を設定することとした。

本分布図から、建物の被害は地盤が一般に軟弱とされている海よりの地区、また地盤は良好であるが推定断層に近い山よりの地区で被害率が少なく、いわゆる「震災の帯」と言われたように中央部に集中する形となっている。

地震発生半年後に約2万人になされたアンケート調査により得られた体感震度分布<sup>6)</sup>から、図-3.2.5（カラーページ参照）に示す分布を作成した。これらの分布図から、家屋全壊率は液状化地域での全壊率低下などで地域が限定されている（震災の帯）こと、これに対して体感震度は広範囲に分布しており違いが明瞭であることなどがわかる。

本被害について評価を行うには、まず、建物の構造について考える必要がある。一般的に木造家屋については直接基礎で地盤の上に乗る形で地上部に構築されており、他の構造物と違い比較的軽量の構造物でたわみ性を有すること、また、一つ一つの構造が地盤と言う面からは点的な扱いとなることとなる。

そこで、この建物の構造が被害状況の違いを生んでいないかを検討するため、木造家屋被害と同様、二面的な被害状況を示すものとして上水道の被害分布図（図-3.2.6）<sup>7)</sup>との比較を行なった。

埋設管の被災状況は、日本水道協会から公表された西宮市域の被害箇所を利用して、既存ボーリング地点より半径200m内に存在する被災箇所数として評価することとした。

図より、木造家屋の全壊率分布と上水道被害分布については、全く違う状況を示すことがわかる。このような、被害の違いは、構造物形態（地中線状構造物と地上構造物）や、地盤特性、地震動の地域差などが複雑に絡み合っていると考えられる。



図-3.2.6 上水道の被害分布図<sup>7)</sup>

## (2)微地形区分

図-3.2.7 (カラーページ参照) に西宮地域の微地形区分図を示した。また、図-3.2.8 には微地形区分に対する地盤状況として、地表面から 20m 深度間の平均N値分布を示した。

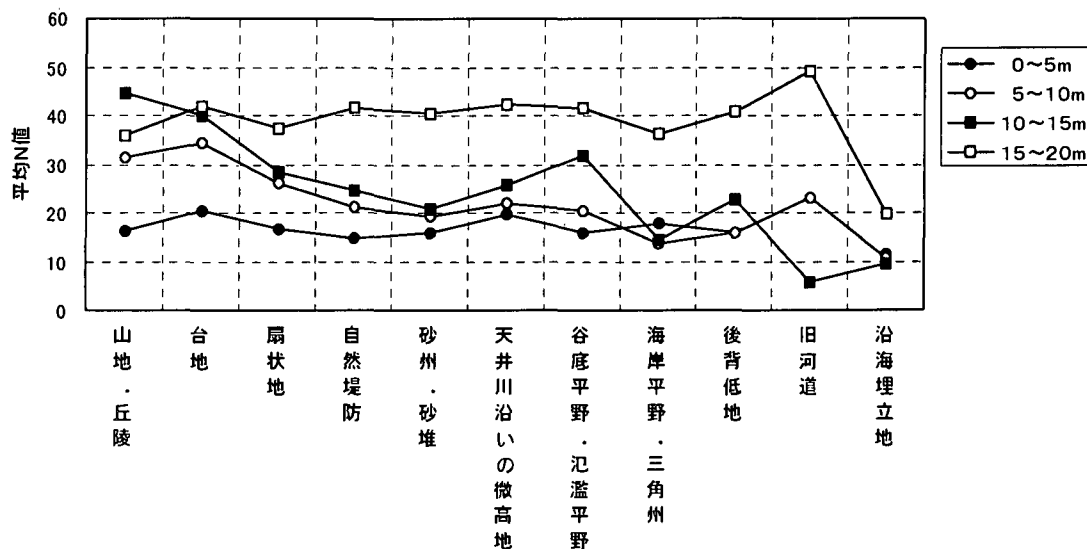


図-3.2.8 微地形区分毎の深度平均N値

微地形区分の詳細は以下のようである。

### 【山地・丘陵】

六甲南麓斜面には甲陽断層をはじめとする活断層が存在し、階段状を呈して急激に標高が高くなる。基盤岩は花崗岩類で、破碎・風化の程度が比較的強い。丘陵地には、大阪層群が主として露出している。(Ma1層の下位からMa7層のやや上位まで層厚約150m) これらの丘陵地は、そのほとんどが、小起伏地を造成によって平坦化して宅地として利用されている。

西宮地区のデータでは、深度5m以深は平均N値=30以上の地盤で、耐震設計上の基盤面が浅い地域である。

### 【台地（高位、中位、低位段丘：扇状地段丘）】

山麓扇状地が六甲山の上昇に伴って段丘化したもので、段丘面は高位の段丘ほど開析谷の発達が目立つ。段丘を構成しているのは、扇状地性の礫層が主体である。20~30万年あるいはそれ以前に形成されたと考えられる。

西宮地区のデータでは、深度5m以深は平均N値=30以上の地盤で、耐震設計上の基盤面が浅い地域である。

### 【扇状地：扇状地と緩扇状地】

六甲山地南麓部を後背地に持つ小河川系に発達する段丘化していない扇状地である。現在の各小河川は河道が固定された結果として、天井川を呈していて、扇状地面よりも数m高い位置に河床がある。扇状地は、約6000年前の縄文海進以降に形成され、現在も成長し続けている扇状地を緩扇状地、6000年~8万年に形成され現在は離水している扇状地を扇状地として区分している。

西宮地区のデータでは、深度15m以浅は平均N値=30以下の地盤で、耐震設計上の基盤面が深度20m以深となる。

### 【砂州・砂堆】

砂州・砂堆は、旧海岸線に沿って分布する微高地で、当時の浜堤や砂州およびサンドバンクである。

西宮地区のデータでは、深度15m以浅は平均N値=20程度の地盤で、耐震設計上の基盤面が深度20m以深となる。

#### 【谷底平野・氾濫平野】

谷底平野は、台地や扇状地の開析谷の低地部である。氾濫平野は、旧海岸線（縄文）の内陸側に広がっている平野である。

西宮地区のデータでは、深度 10m 以浅の平均N値=20 程度の地盤であるが、深度 10m 以深は平均N値=30 程度となる。耐震設計上の基盤面は深度 20m 以深となる。

#### 【海岸平野・三角州】

海岸平野・三角州は、現在の海岸線から旧海岸線（縄文）まで広がる低地帯である。

西宮地区のデータでは、深度 15m までは平均N値=20 以下の地盤で、軟弱地盤地帯である。耐震設計上の基盤面は深度 20m 以深となる。

#### 【自然堤防・天井川沿いの微高地】

自然堤防・天井川沿いの微高地は、河川流路沿いの高まりである。

西宮地区のデータでは、深度 5m 以深は平均N値=20 程度となり、軟弱地盤地帯と比べると比較的良好な地盤である。ただし、耐震設計上の基盤面は深度 20m 以深となる。

#### 【後背湿地】

後背湿地は、天井川および砂州の背後にある低地である。

西宮地区のデータでは、深度 10m 以浅は平均N値=15 程度となり、軟弱地盤地帯である。耐震設計上の基盤面は深度 20m 以深となる。

#### 【埋立地】

西宮地区のデータでは、深度 15m 以浅は平均N値=10 程度となり、軟弱地盤地帯である。耐震設計上の基盤面はかなり深くなる。

### (3)地盤構成

武庫川・芦屋川に挟まれた本地域は、その北西部に主として大阪層群からなる丘陵地が発達し、その南東側には、沖積低地が広がっている。本地域には、芦屋断層南東側の高位段丘面および丘陵地縁辺部の中位段丘面(上ヶ原面)が発達している<sup>8)</sup>。扇状地は、神戸地域に比べるとその発達が悪く、丘陵地末端部の夙川・御手洗川に沿う谷に小規模にみられる程度である。沖積低地では、武庫川・夙川・御手洗川は、天井川となっていてそれに沿う微高地がみられる。旧海岸線に平行して、阪神電鉄本線の北側、国道 43 号西宮神社付近から石在町付近、夙川河口西側から芦屋川河口付近にかけて 3 列の砂州・砂堆を呈する微高地がみられる<sup>9)</sup>。

沖積低地の地盤構成の概要を既存ボーリング資料からみると、低地南東部から南部にかけて、西大阪地域と類似した構成となっていて、Ma12 層、Ma13 層が連続的に追跡でき、上下の岩相区分が容易である。一方、沖積低地の北西部から北部にかけては、全体に砂礫質となり、地層の側方への連続も悪く Ma12 層・Ma13 層は確認できない。

以下、沖積低地部分の Ma12 層以上の地盤構成について、ボーリング資料を基に検討した結果の報告および西宮市域における微地形区分を紹介する。

#### a)南部～南東部地域の地盤構成

##### 【沖積層および Ma13 層】

本地域の沖積層は、厚さが 20～30m で、その下限標高は、沿岸部では O.P.-25～-20m、内陸部では O.P.-20～-10m 前後となり、北方あるいは北西方に徐々に薄くなっている。この地域の沖積層には、Ma13 層が挟まれ、その上位にはN値=10～20 の粗粒～中粒砂層・礫混じり粗粒砂層が厚さ 10m 前後で分布している。図-3.2.9 (カラーページ参照)に Ma13 層の上端標高、下端標高および層厚分布を示す。Ma13 層の下位には、厚さが 5m 前後のN値=20～30 前後の砂・シルト互層が第一洪積砂礫層との間に挟まれている。

Ma13 層の分布は、本地域の南部から南東部に分布し、芦屋川河口付近から JR 西宮駅付近にかけてと、それより国道 2 号に沿って武庫大橋にいたる線より南東側あるいは南側に分布している。宮川、夙川、東川沿いでは、その分布が北方に谷状に広がる地域がみられる。Ma13 層の下限標高は、沿岸部で O.P.-20～-16m 前後であるが、北に向かって徐々に高くなり、国道 2 号付近では O.P.-4m 前後



となる。上面標高は、沿岸部で O.P.-10m 前後、内陸部で O.P.-6~-3m 前後となっていて、各河川の河口部付近でやや低くなる傾向がある。厚さは、沿岸部で 10~13m 前後、それより北に徐々に薄くなり、国道 2 号沿いでは約 3m となる。

Ma13 層の岩相は、沿岸部では、均質な粘土層であるが、北方に向かって徐々にシルト質粘土から砂混じり粘土へと粗粒化する傾向がみられる。それにつれて、N 値は 5 を上回るようになる。

Ma13 層の上位は主として N 値=20 以下、厚さが数~10m 前後の砂層が主として分布する。北西方向に徐々に粗粒化しそれに伴って N 値も増加し、礫が混じると深度 10m より浅い箇所でも N 値=30 を上回る。

#### 【第 1 洪積砂礫層】

Ma12 層・沖積層に挟まれる砂礫層を主とする地層で、大阪地域の天満層にほぼ相当する地層である。本層の主体となる砂礫層は、厚さ 5~10m で N 値=50 を上回る。この砂礫層は本地域では、O.P.-15~-20m 付近に顕著に発達している。武庫川河口付近では、その下面標高が低くなり O.P.-30m 付近になる。それにつれて全体に厚くなり、下半部には砂あるいはシルト層を挟むようになる。

#### 【Ma12 層】

Ma12 層の分布は、本地域の南部から南東部に分布し、南芦屋浜北方から阪神電鉄香炉園駅・西宮東口、西宮球場を経て武庫元町に至る線より南東側に広がっている。図-3.2.10 (カラーページ参照) に Ma13 層の上端標高、下端標高および層厚分布を示す。夙川沿いにその分布がやや北方まで谷状に広がる地域がみられる。Ma12 層の下面標高は、海岸付近で O.P.-50~-45m 前後であるが、伊丹台地に向かって北東方向へ徐々に高くなり、武庫元町付近では O.P.-9m 前後に達する。南芦屋浜の北方から西宮港付近では、その標高は旧海岸線を境に O.P.-30m 程度になり、分布の北西縁へ向けて高くなる。Ma12 層の上面標高は、下面標高ほど変化は大きくないが、同様の傾向を示しながら、O.P.-40m から O.P.-5m へと変化している。その厚さは、沿岸部や武庫川河口付近で 10~15m、分布の北西縁付近で薄くなって尖滅する。

Ma12 層の岩相は、沿岸部ではシルト混じりの比較的均質な粘土層であるが、分布の北西縁では細砂からなる薄層をはさんだり、全体に砂質になる傾向がある。

#### (2)北部~北西部地域の地盤構成

西宮地域の北部~北西部地域には、Ma12 層・Ma13 層が挟まれず全体に砂礫質な地層となる。側方への地層の連続も悪く、その地質構造も明らかではない。

地形との関係からみると断面図 (図-3.2.11) にみるように標高 O.P.+2~+3m 以下の地盤高を示す低地部分には Ma13 層が存在しているが、標高 O.P.+4~+5m 前後に低い段丘状の地帯が丘陵・台地縁辺部までの約 2km の幅で広がっている。この地域では Ma13 層が 2~3m 程度に薄くなるか、それが側方岩相変化したとみられる砂層が深度 20m 程度までに卓越していて、沖積層とみられる砂礫層の基底は、沿岸部付近と余り変化せず標高 O.P.-20m 付近に存在している。この断面に沿う木造家屋全壊率の分布をみると、この区間に被害が集中していることが伺える。

標高 O.P.+5m を上回る付近に遷急点が存在し、台地・丘陵地に地形が変化する。礫層の割合が増加し、N 値のみでは明確な判断ができないが、N 値=30 前後を下回る砂礫層の厚さは平均して薄くなり、6m 前後以下になる。

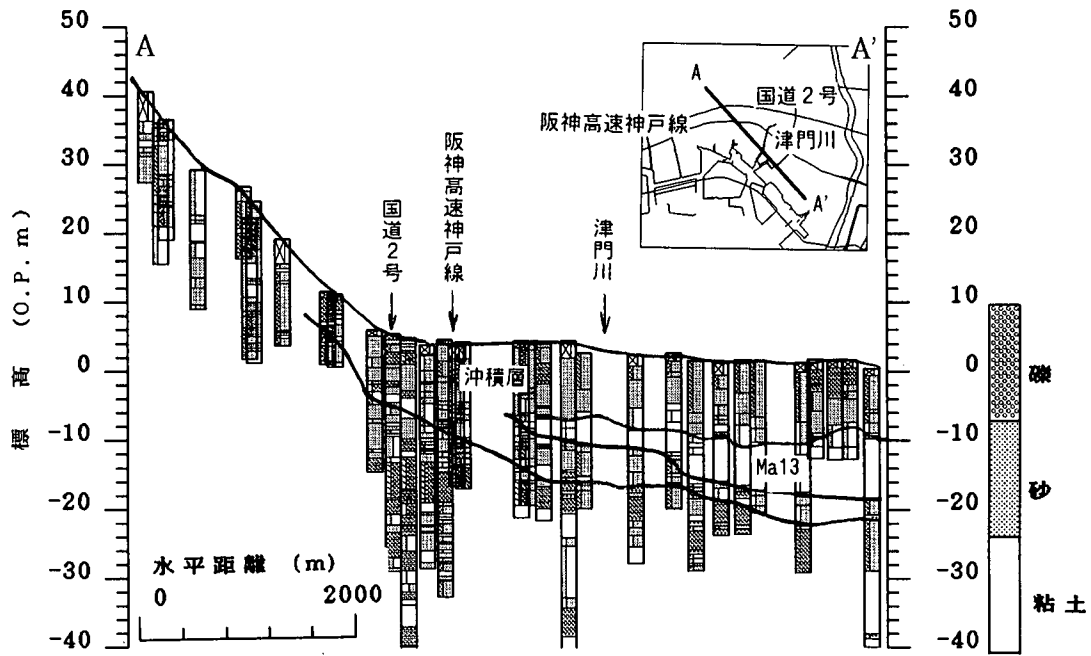


図-3.2.11 西宮付近の代表的断面図

### 3.2.3 西宮における被災要因の分析 (平地)

#### (1) 震源断層距離

図-3.2.12 に木造家屋の全壊率と震源断層距離の関係を示した。木造家屋の全壊率は、震源距離 3km 付近で 80%程度を示し震源から離れると共に急激に減少する傾向が認められ、震源距離 7~8km 付近では全壊率が 10~20%に低下する。このように、木造家屋の全壊率は震源距離により減少する傾向が明瞭に見られる。

地震動は震源断層からの対数距離に対して減衰することが知られている。そこで、木造家屋の全壊率と震源距離の関係を、対数距離に対する関数として近似すると図中の破線となる。近似ラインは西宮地域における全壊率と震源距離の全体的な減少傾向を良く表しているようである。このような、木造家屋の全壊率と震源距離の関係は算術距離にほぼ比例しているとの報告<sup>5)</sup>もあり更に検討の必要がある。

図-3.2.13 に埋設管の被災箇所数(既存ポーリング地点より半径 200m 内に発生した被災箇所数)と震源断層距離の関係を示した。埋設管の被害は木造家屋の全壊率に見られるような震源距離による減少傾向は見られず、木造家屋の被災状況と異なる傾向にあることがわかる。

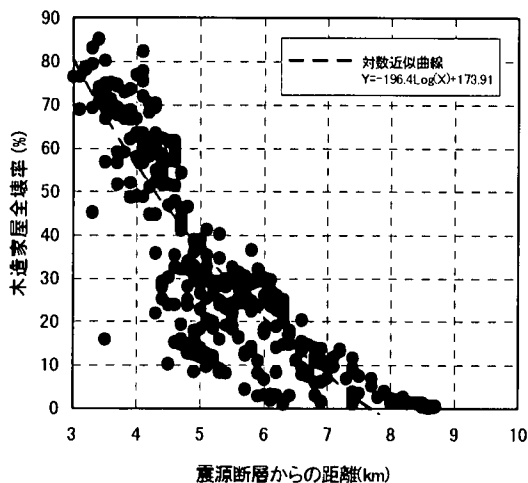


図-3.2.12 木造家屋の全壊率と震源断層距離の関係

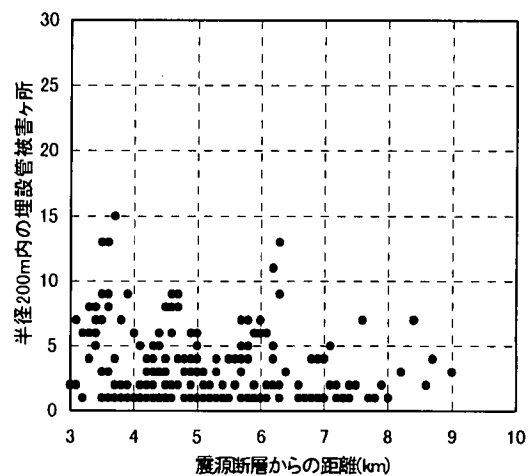


図-3.2.13 埋設管の被災箇所数と震源断層距離の関係

木造家屋の全壊率、埋設管被害箇所および体感震度と震源距離の関係を微地形区分毎に整理すると図-3.2.14、図-3.2.15、および図-3.2.16となる。

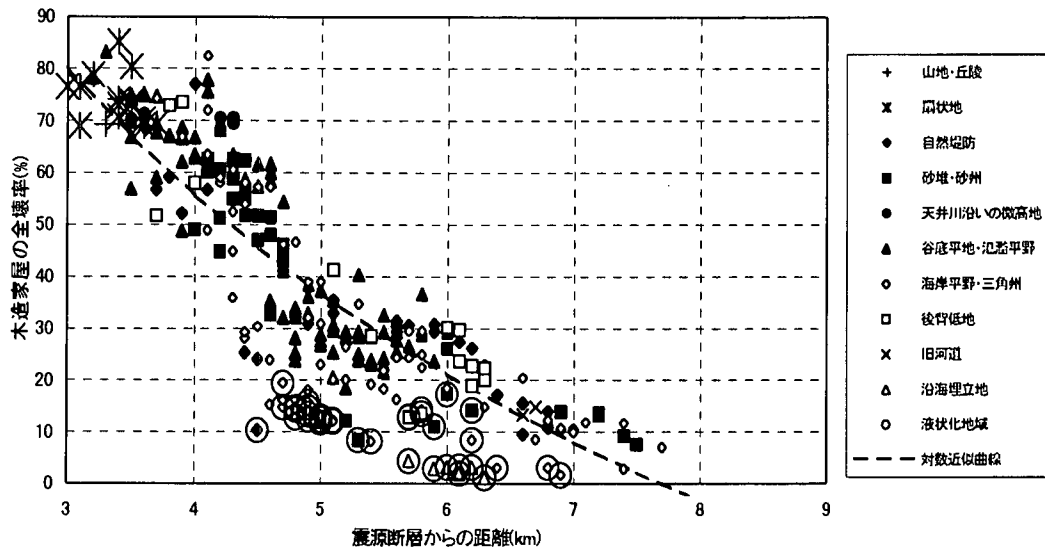


図-3.2.14 木造家屋の全壊率と震源距離の関係（微地形区分）

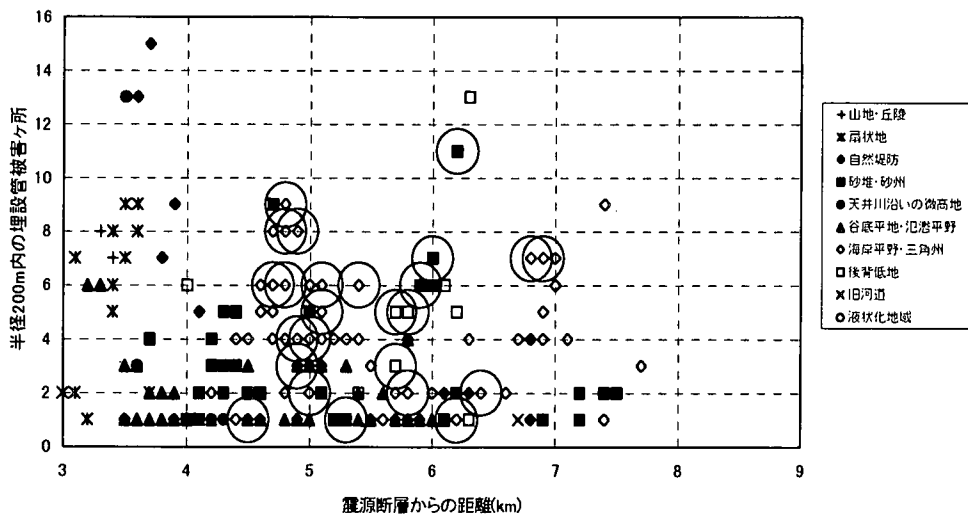


図-3.2.15 埋設管被害箇所と震源距離の関係（微地形区分）

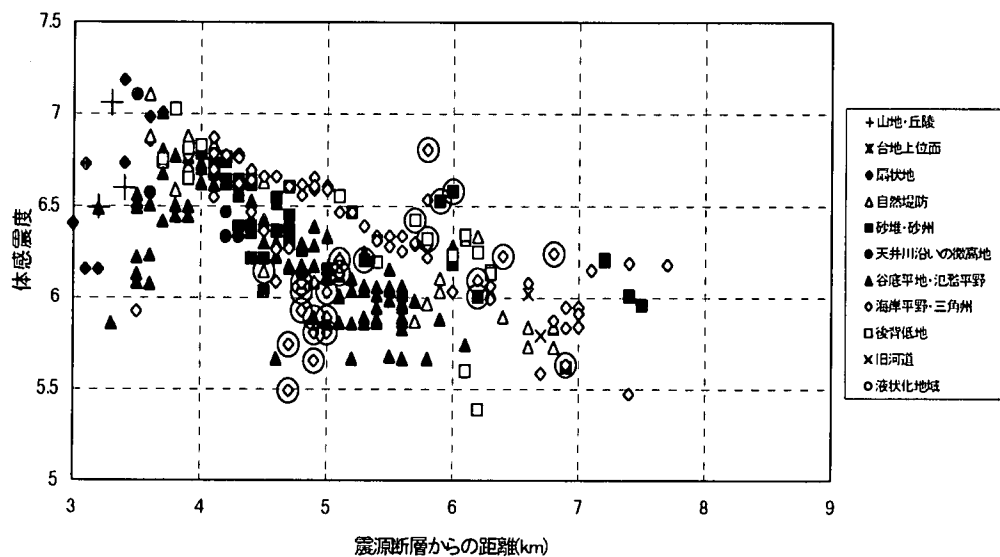


図-3.2.16 体感震度と震源距離の関係（微地形区分）

木造家屋の全壊率は、微地形区分による明瞭な違いはみられない。一方、震源距離 6km 付近の沿岸埋立地および 5km 付近の海岸平野・三角州において平均的値（破線）より小さな値を示している。これらの地域は西宮地域の変状発生域から類推される液状化地域<sup>5)</sup>に一致する。

埋設管被害個所数は、海岸平野・三角州で高く、谷底平野・氾濫平野で低くなる傾向が見られ、微地形区分によって被災状況が異なるようである。

体感震度は木造家屋の被害と同様に震源距離に伴って減衰する。また、海岸平野・三角州で高く、谷底平野・氾濫平野で低くなる傾向が見られる。この傾向は埋設管被害と同様である。液状化地盤では体感震度が極端に低下する。

微地形の影響は、埋設管の被災および体感震度に顕著であり、海岸平野・三角州で被災および体感震度が高く、谷底平野・氾濫平野で低い傾向がある。このような差は、微地形区分毎の深度平均 N 値（図-3.2.6）に示すように、10～15m 間の平均 N 値が「海岸平野・三角州」では 15 回に対し、「谷底平野・氾濫平野」では 30 回と高いため、「海岸平野・三角州」において埋設管の被害が集中すると共に、体感震度も高い値を示したと考えられる。一方、木造家屋の被災は、埋設管の被災および体感震度に比較して、明瞭な微地形の影響は見られない。

### (3)液状化地域

液状化地域における木造家屋の全壊率は平均的な値から 5～20%低く、地震動の減衰等が全壊率の低下をもたらしたと考えられる。一方、埋設管被害は液状化地域で比較的高い値を示し、木造家屋の全壊率が低下するのと逆の傾向を示す。また、体感震度は震源距離 5km 付近で極端に低下する傾向が見られ、震源距離が 6～7km 付近になるとその影響は不明瞭となる。

一方、木造家屋以外の建物に対して実施された被害調査では上部構造と基礎構造の被害に地域差が見られるとの報告がある<sup>10)</sup>。これによれば、上部構造と基礎構造の被害は表-3.2.1 にまとめられている。

表-3.2.1 の「埋立地」は、明治海岸線より南の地域であり大半が液状化地域と見なすと、上部構造は木造家屋と同様に液状化地域で被害が小さく、基礎構造は埋設管と同様に液状化地域で被害が多いと言える。

木造家屋と木造家屋以外の上部構造、埋設管と基礎構造は、固有振動数など構造物の詳細は異なるものの、液状化地域（埋立地）における被害は類似した特徴がある。

表-3.2.1 上部構造と基礎構造の被害と地形区分<sup>10)</sup>

上部構造（大破）	平坦地	36 件	扇状地	18 件
			低地	18 件
	埋立地	8 件		
基礎構造（被害あり）	平坦地	35 件	扇状地	7 件
			低地	28 件
	埋立地	51 件		

### (4)地形境界

地形境界付近での被災状況を検討する。微地形分布図から求めた微地形の境界から 100m 以内の地域と、それ以上離れた地域の木造家屋全壊率および埋設管被害個所数を図-3.2.17、図-3.2.18 に示した。

木造家屋の全壊率は、地形境界から離れた地域より近接した地域（100m 以内）の方が 2～5%高い値を示す。埋設管の被害個数も同様に、地形境界に近接した地域が多い。地形境界から離れた地域の被害個数は震源距離に関わらず 10 前後であるのに対して、地形境界近傍の地域では 10～30 を示す。ここで、震源距離 5.5～6.5km 区間では地盤の液状化による影響が大きいと考えられる。

地形境界が近傍に位置するか否かは、木造家屋および埋設管の被害に大きく影響するようである。このような地形境界は不整形地盤と見なすことができ、家屋被害が集中する傾向が多く見られることが報告されている<sup>11)</sup>。

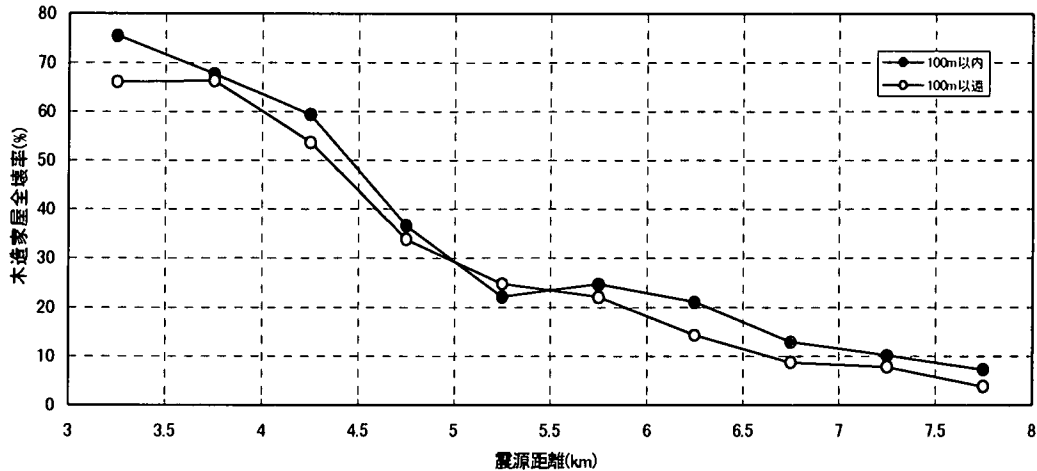


図-3.2.17 地形境界付近の木造家屋全壊率

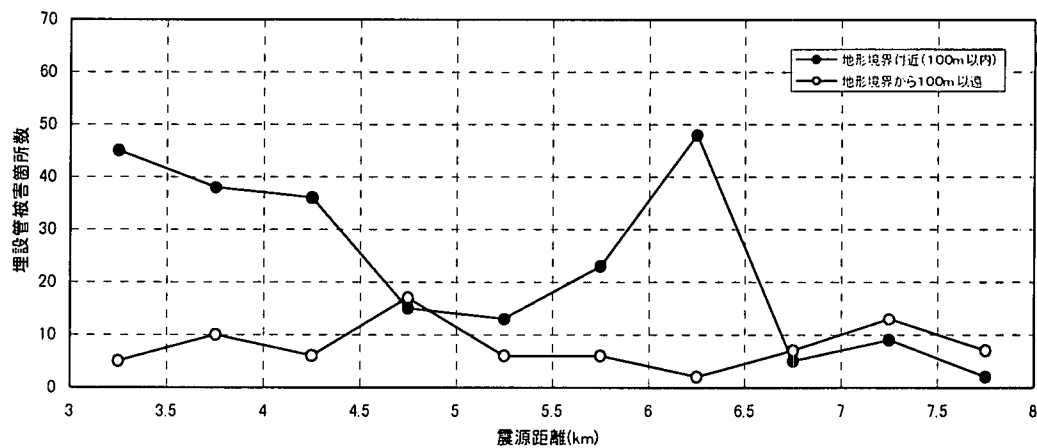


図-3.2.18 地形境界付近の埋設管被害箇所数

### (5)地盤種別

耐震設計上の地盤種別に利用される地盤の特性値  $T_g^{(12)}$  を利用して、被災状況との関連性を検討した。地盤の特性値  $T_g$  は次式で評価される。

$$T_g = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

ここで、 $T_g$ ：地盤の特性値(s)、 $H_i$ ： $i$  番目の地層の厚さ(m)

$V_{si}$ ： $i$  番目の地層の平均せん断弾性波速度(m/s)

粘性土の場合： $V_{si}=100N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 25$ )、砂質土の場合： $V_{si}=80N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 50$ )

$N_i$ ：標準貫入試験による  $i$  番目の地層の平均  $N$  値

既存ボーリングデータにおける  $N$  値の深度分布から、地点毎に  $T_g$  を算出した。

図-3.2.19、図-3.2.20 および図-3.2.21 に  $T_g$  と木造家屋の全壊率、埋設管被害箇所数および体感震度の関係を示した。また、各図には断層距離 5~6km におけるデータの傾向線を破線で示している。

木造家屋の全壊率は、断層距離が 5km 以下では  $T_g$  値に関わらず、大半が 40~90%と高い値を示すが、断層距離が 5km を超えると、 $T_g=0.3$  を境にして  $T_g$  の増加と共に低下する傾向にある。

埋設管被害箇所数は、震源距離 5km 以下では  $T_g$  と有為な関係はないが、震源距離が 5km を超えると  $T_g$  が増加するにつれて多くなる傾向が見られる。

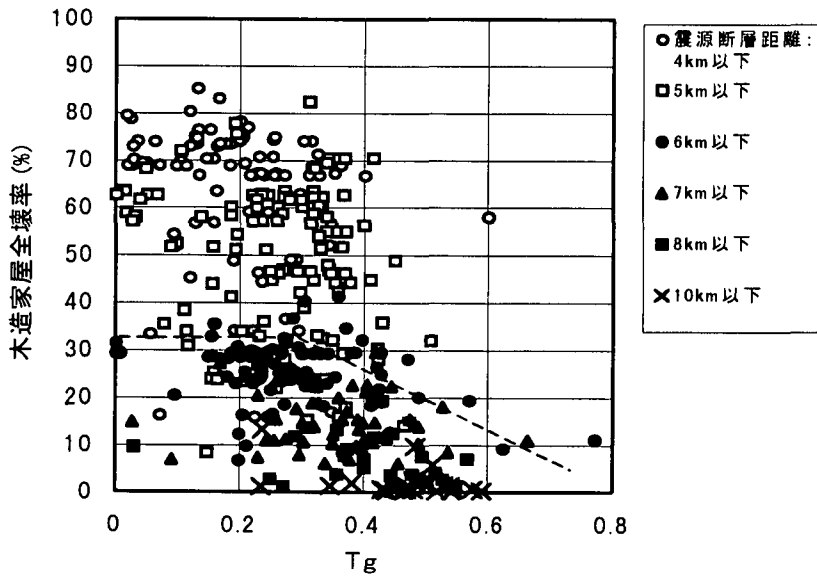


図-3.2.19 地盤の特性値  $T_g$  と木造家屋の全壊率

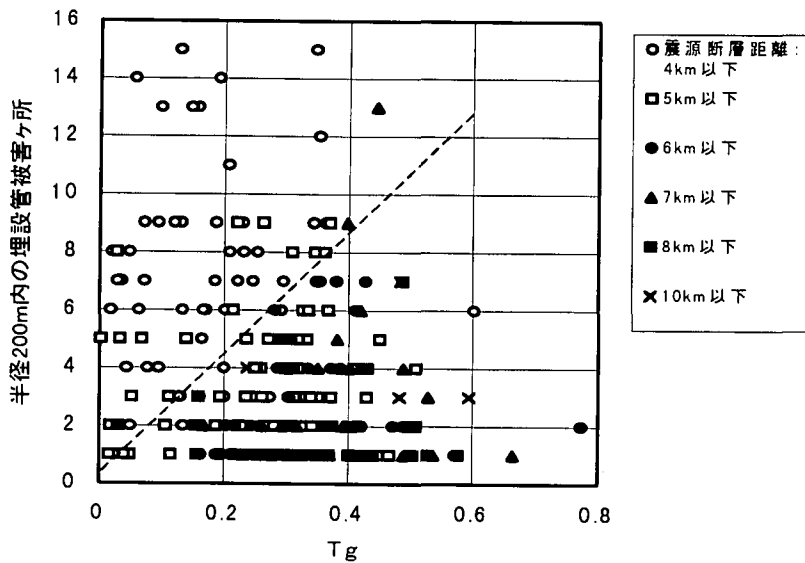


図-3.2.20 地盤の特性値  $T_g$  と埋設管被害箇所数

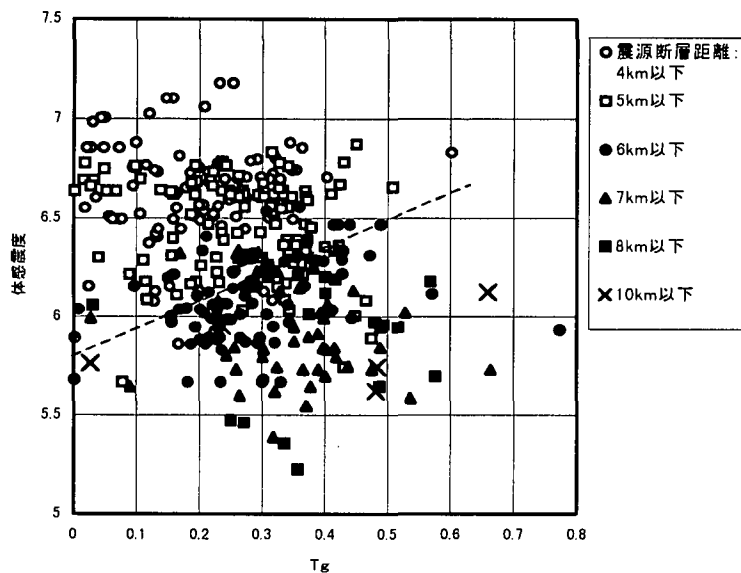


図-3.2.21 地盤の特性値  $T_g$  と体感震度の関係

体感震度は家屋被害や埋設管被害と同様に震源距離 5km を境に傾向が異なる。震源距離 5km 以下では体感震度 6~7 に分布するものの、5km を超えると Tg の増加と共に体感震度も大きな値になる傾向が見られる。

地盤の特性値 Tg と木造家屋被害、埋設管被害および体感震度の関係は、震源距離 5km 付近を境に異なる。これは、震源距離が 5km 以下の場合、地震動が大きく Tg の大小による影響が被災状況や体感震度に表れ難い可能性がある。震源距離が 5km 以上になると、Tg の影響が明瞭となるようである。

埋設管の被害や体感震度からは、Tg が大きくなるにつれて、すなわち地盤種別では I 種地盤から II 種、III 種地盤へと移るにしたがって、地震動を大きく感じると共に埋設管等の被害も増加する傾向が得られ、従来の知見と一致する。一方、木造家屋では、これとは逆に Tg が大きくなるほど全壊率が低下する傾向が得られた。この原因については、地盤と木造家屋の固有周期の関係や、軟弱地盤における免震効果等の影響をさらに検討する必要がある。また、外力として与えられた基盤地震波の特徴、すなわち短周期地震波等の特性を加味した総合的な評価が必要である。

### 3.2.4 西宮における被災要因の分析（斜面地）

阪神間は、比較的早くから、住宅開発が進み、多くの宅地造成がなされている地域である。阪神・淡路大震災の被害のなかで、丘陵地域の被害の多くが造成盛土に関連したものであると見られている<sup>111)113)</sup>。そこで、山麓から丘陵地域の被害検討を行う基礎的資料として、新旧地形図の比較によって比較的規模の大きな谷埋め盛土やため池や旧河道を人工的に埋立てた箇所を抽出し、地盤変状との関係について検討を行った。

使用した新旧の地形図は、大日本帝国陸地測量部発行 2 万分の 1 地形図（明治 19 年発行）と国土地理院発行 2 万 5 千分の 1 地形図（平成 2~3 年発行、西宮・宝塚）である。地形等高線は新旧地形図によって描き方が違うため、細かくみると不一致が目立つが、地形の大きな傾向をとらえて、明らかに谷地形が埋められている箇所を抽出した(図-3.2.22)。新旧地形図から確認できる谷埋め盛土の箇所は、2.5 万分の 1 地形図の等高線から読みとれる範囲のものであり、数~10m 以上の盛土厚を有するものとみてよいと考える。

阪神間における丘陵地域の斜面地被害については、日本応用地質学会関西支部・関西地質調査業協会合同調査団<sup>13)</sup>、釜井ほか<sup>14)</sup>、三田村ほか<sup>15)</sup>などが比較的広い範囲の変状分布調査を行っている。これらをもとに、調査資料が豊富な芦屋・西宮地域の丘陵地周辺部での斜面地の変状（111 箇所）をその要因別に区分し示した(図-3.2.23)。

この地域に分布する谷埋め盛土・ため池跡地（94 箇所）のうち、斜面変状・噴砂の確認された箇所は全体の 56%にも達していて、高い被害率を示す(図-3.2.24)。斜面被害の要因別割合からみると、厚い谷埋め盛土に関わる変状は 43%と最も高く、薄い盛土も合わせた盛土に関わる変状の割合は、70%近くに達している(図-3.2.25)。

西宮・芦屋地域の谷埋め盛土について、厚さ、施工時期、周辺地質、方向性、断層距離(地質図に示される既存断層から盛土地の中心までの距離)などの項目を判別し、これらの項目が斜面変状の規模（変状を起こした地域の面積）に対してどの程度寄与しているかを検討するため、数量化 I 類による多変量解析を行った。

数量化 I 類は、外的基準（目的変数）が量的に測定されており、それを定性的な要因に基づいて統計的に説明するために用いられる手法で、定量的多変量解析の回帰分析に相当するものである<sup>16)</sup>。各アイテムの影響の大きさはアイテム内のカテゴリーに与えられるスコアの幅（レンジ）あるいは各アイテムと外的基準との偏相関係数によって計ることができる。解析結果がどの程度外的基準を説明しているかは、重相関係数で判断できる。今回の場合、重相関係数は 0.73 となりほぼ外的基準としての変状規模を各アイテムが説明しているという結果を得た（表-3.2.2）。

各アイテムのスコアのレンジ、アイテムと被害規模との偏相関係数から、被害規模に大きく関与する要因として地質・厚さ・方向性が挙げられる。地質としては沖積層上の盛土での被害が大きく地震動の増幅効果や液状化が介在している可能性が大きい。盛土厚さは、5m を目安に 3 カテゴリーに区分したが、

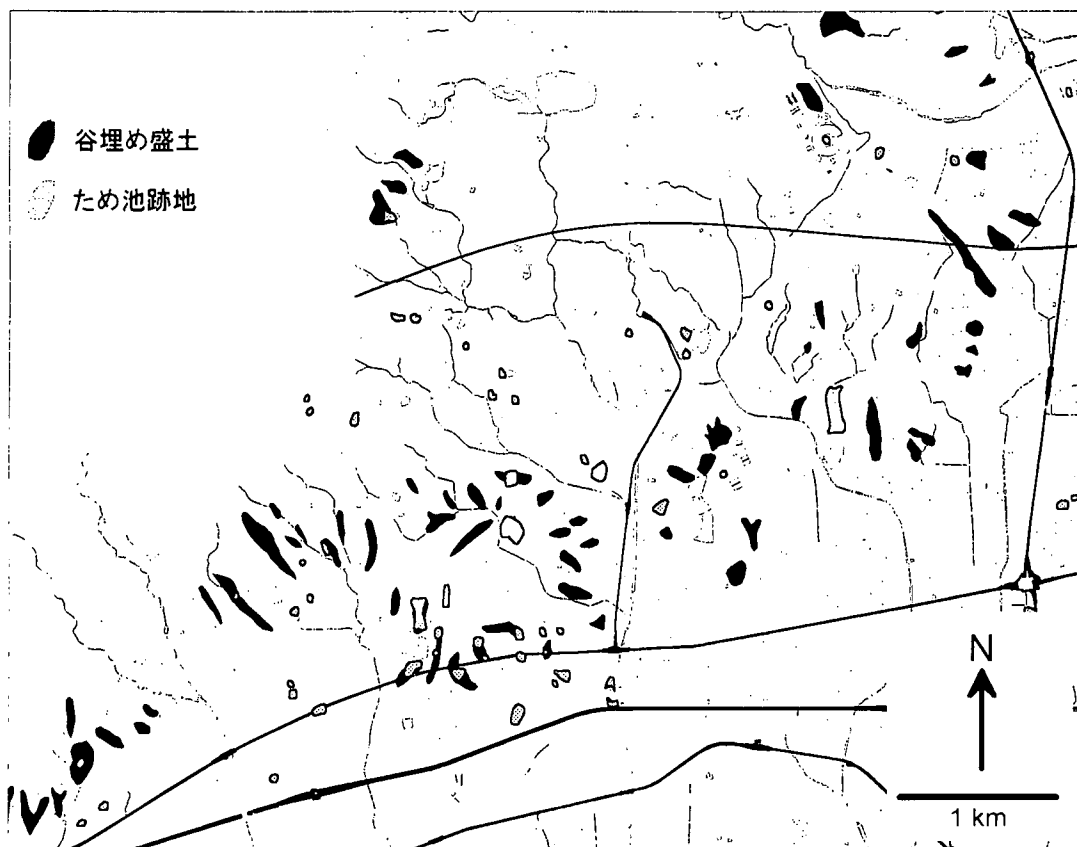


図-3.2.22 新旧地形図の比較により作成した西宮・芦屋地域の谷埋め盛土・ため池跡地の分布

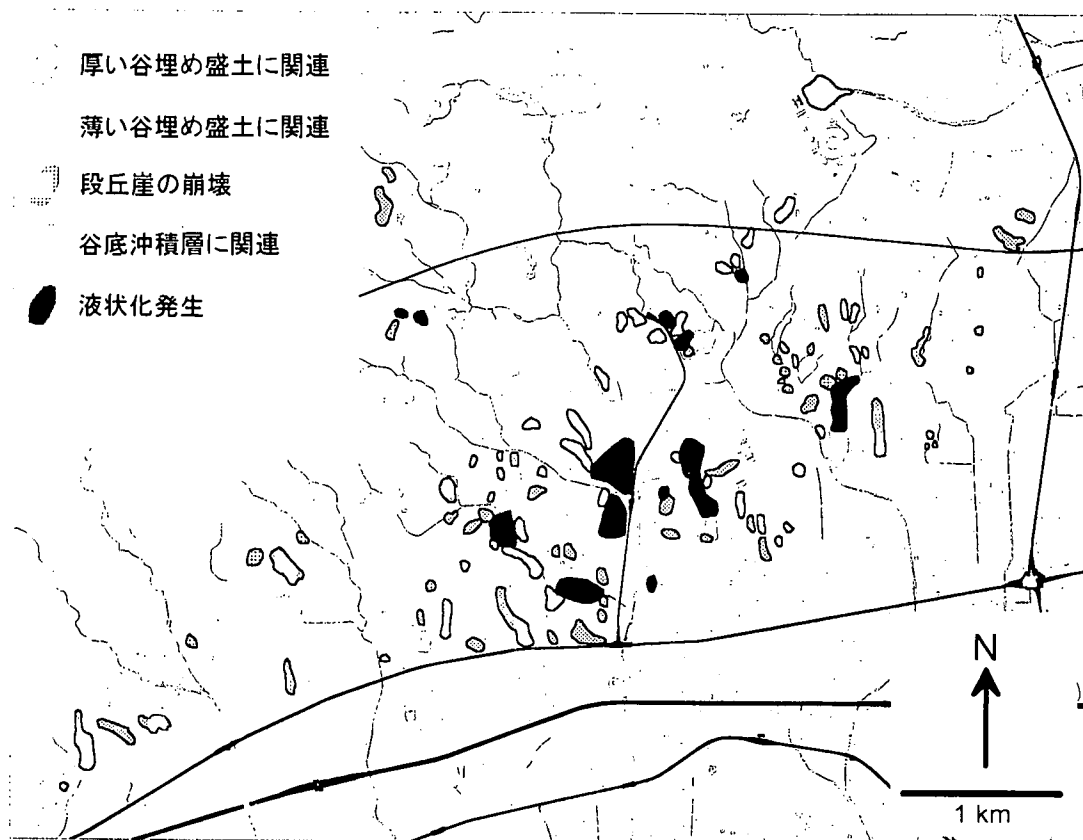
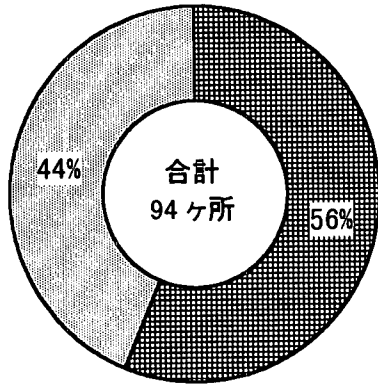


図-3.2.23 1995年兵庫県南部地震によって変状のみられた西宮・芦屋地域の谷埋め盛土・ため池と要因

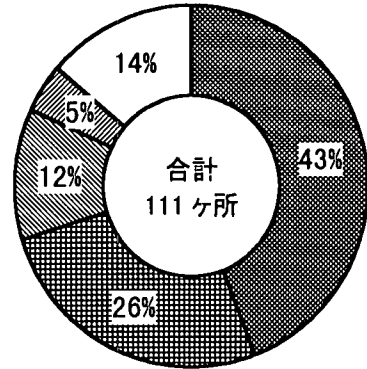


5~10m の厚さの盛土で被害が大きくなる傾向がある。盛土厚の厚いものは、造成時期も比較的新しいものが多く、施工管理も良いため被害は軽微であったのではなかろうか。造成時期に関しても、より古いもので被害規模が大きくなる傾向がみられる。断層との位置関係においては、断層近傍から沈降側で大きくなる傾向があり、断層付近での強震動、沈降側での厚い被覆層による増幅効果やフォーカシング効果が介在しているとみられる。また、断層近傍では、地形的にも遷急点があり、この付近に盛土地が並ぶ傾向があり、変状をきたした盛土地も断層線付近に集中している。



■ 地すべり・液状化が確認されたもの  
□ 確認されなかったもの

図-3.2.24 西宮・芦屋地域の谷埋め盛土・ため池跡地変状の割合



■ 厚い谷埋め盛土に関わるもの  
■ 薄い盛土に関わるもの  
■ 段丘崖に関わるもの  
■ 谷底沖積層に関わるもの  
□ 液状化発生箇所

図-3.2.25 西宮・芦屋地域の宅地・斜面地の変状の要因別割合

表-3.2.2 谷埋め盛土の被害面積を外的基準とした数量化1類の結果

アイテム	スコア (単位: ha, 各アイテムで最大スコアのカテゴリに網掛け)							レンジ	
	カテゴリ								
方向 北から時計 廻りの角度	0° - 45°	45° - 90°	90° - 135°	135° - 180°	180° - 225°	225° - 270°		1.49	
地質	花崗岩	大断層群下部	大断層群上部	段丘層	沖積層			2.95	
断層距離	隆起側 500m 以上	隆起側 500-200m	隆起側 200-100m	隆起側 100-0m	沈降側 0-100m	沈降側 100-200m	沈降側 200-500m	沈降側 500m 以上	0.98
切盛造成	有り	盛土のみ						0.23	
厚さ	5m 未満	5-10m	10m 以上					1.68	
造成時期 (年)	1885-1932	1932-1947	1947-1995					0.15	
偏相関係数							重相関係数: 0.73		
アイテム	方向	地質	断層距離	切盛造成	厚さ	造成時期			
地質	-0.04								
断層距離	-0.17	-0.14							
切盛造成	0.43	0.06	-0.20						
厚さ	0.16	-0.23	0.16	-0.02					
造成時期	0.09	0.11	-0.11	0.19	-0.08				
被害面積	0.46	0.47	0.34	0.09	0.63	0.07			

### 3.2.4 尼崎における液状化

#### (1) 尼崎市より以東の被害状況

ここでは震源より約 6 km 以上離れた地域すなわち尼崎市より以東の大阪市域における液状化状況を概説する。また液状化の被害事例として尼崎市築地地区の例を紹介<sup>17)</sup>する。

図-3.2.26 には尼崎市より以東の大阪市域にかけての液状化域と家屋の被害状況<sup>18)</sup>である。液状化域は尼崎の埋立地沿い、淀川沿い周辺等に多く見られる。液状化被害が発生している地域には家屋被害も発生していることがわかる。

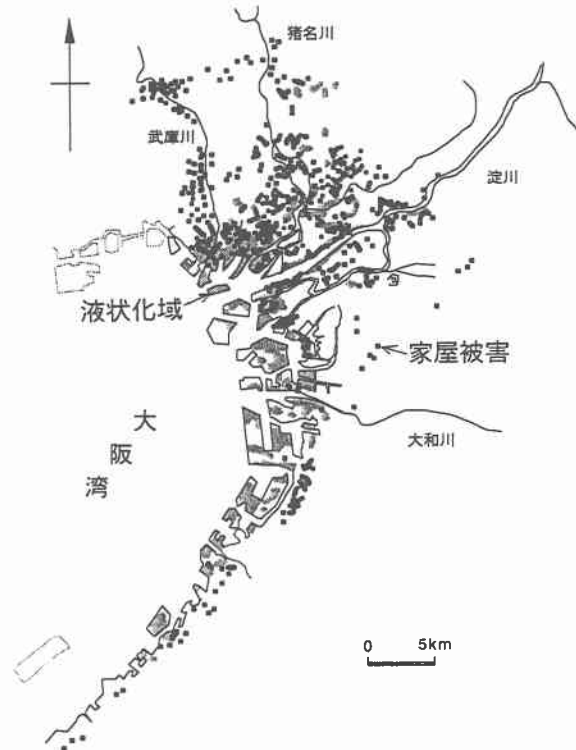


図-3.2.26 尼崎から以東にかけての液状化域と家屋被害<sup>18)</sup>

兵庫県尼崎市では沿岸域に位置する築地地区や沿岸域からはやや内陸に位置する戸ノ内地区においても道路の亀裂、噴砂および家屋の倒壊など被害がそれぞれの周辺域に比較して多く発生した。これらの地区の被害はその周辺地区の被害に比べて非常に大きかった。そこで尼崎市築地地区で発生した液状化現象による建物の被害に着目し、その地区の被害状況および地盤条件から見た被害要因について報告する。

尼崎市築地地区は地区全体に発生した液状化現象により噴砂、家屋の倒壊・傾斜、地盤沈下等の被害が生じた。これらの被害状況は、この地区の周辺地区に比べて非常に大きいことが特徴的である。築地地区は江戸時代尼崎城の城下町として栄えていた。この時代に建立された初島大社や土蔵などの建築物も数個見られたが、初島大社は拝殿が全壊し、鳥居も北側に傾斜し沈下していた。写真-3.2.1 に初島大社の倒壊状況を示している。土蔵は大きく沈下傾斜し、土壁が剥げ落ちていた。築地地区ではいたる所で噴砂が確認できた。地区全体の沈下量は、道



写真-3.2.1 初島大社の倒壊状況

路の陥没から測定してみると地震前に比べて20~50cm程度生じていた。傾斜した建築物は早急にジャッキアップを行い、家屋を持ち上げているところもあった。電柱は傾斜しているものもあれば、沈下しているものもあった。写真-3.2.2には液状化による建物陥没状況を示している。この建物の陥没では、家屋自体が約90cm程度沈下しており、この地区の家屋の沈下量として最大の値であった。

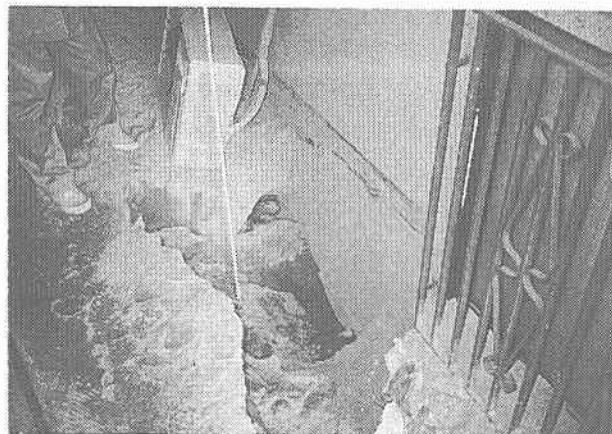


写真-3.2.2 建物陥没状況

## (2)地盤構成

図-3.2.27に尼崎市築地地区の位置図を示す。築地地区は尼崎市の沿岸域よりに位置しており、地区北側は庄下川、東側から南側にかけては東横堀運河に囲まれたところである。この地区の代表的な南北断面を図-3.2.28に示す。当地区は地表より沖積砂質土層 (As)、沖積粘土層 (Ma13)、第一洪積砂礫層 (Dg1)、洪積粘土層 (Ma12) が順に堆積している。



図-3.2.27 尼崎市築地地区位置

築地地区において阪神・淡路大震災により液状化した層は沖積砂質土層である。この砂質土層の層厚は約8m程度である。沖積砂質土層のN値は層上端より深度-6mまではN値が10以下の値を示しているが、それ以深では深度が深くなるにつれて大きくなり最大約20程度を示して再び小さくなっていく傾向にある。よってN値の分布状況からも非常に緩い堆積層であることがわかる。

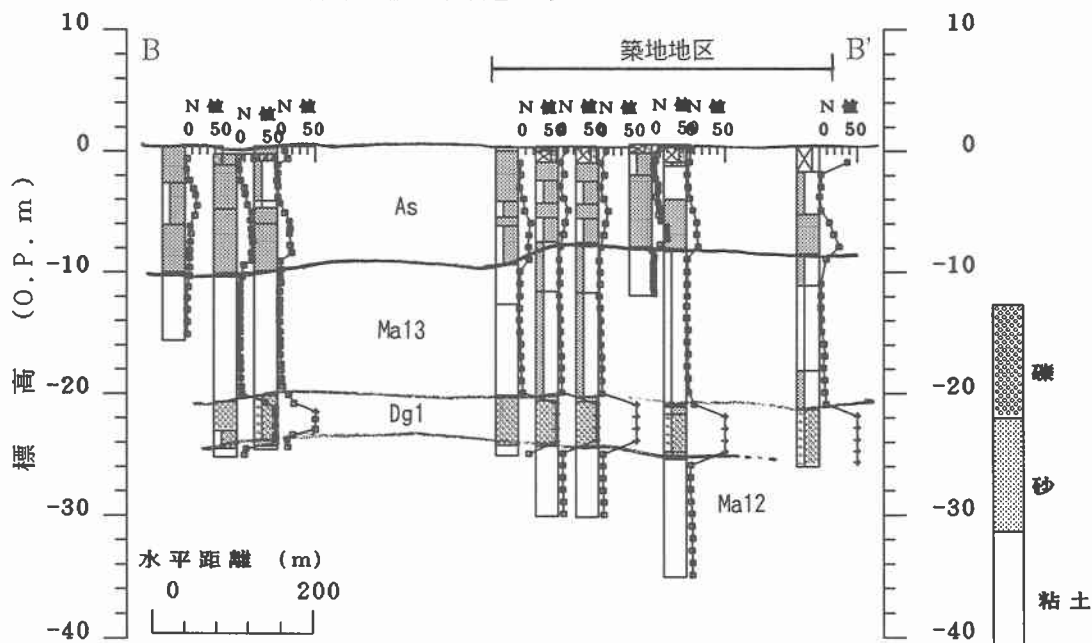


図-3.2.28 南北断面図

図-3.2.29には沖積砂層の粒径加積曲線を示した。同図はN値が10程度以上に急に増加している深度約-6mを基準とし、上下2層に分割し、深度-6m以浅の粒径加積曲線を破線、深度-6m以深を実線で示している。また同図には日本港湾協会による液状化予測線も示している<sup>19)</sup>。表-3.2.3には、N値により沖積砂質土層を2層に分割した各層の $D_{10}$ 、 $D_{50}$ 、 $D_{60}$ および均等係数とその平均値を示した。G.L.-6m以浅の砂質土層は平均均等係数( $U_c$ )が58.0である。これに対して深度-6m以深の砂質土層は、平均均等係数は12.7である。深度-6m以浅の砂質土層に比べ、G.L.-6m以深の土層は粗粒分が少なく均等係数が小さい。

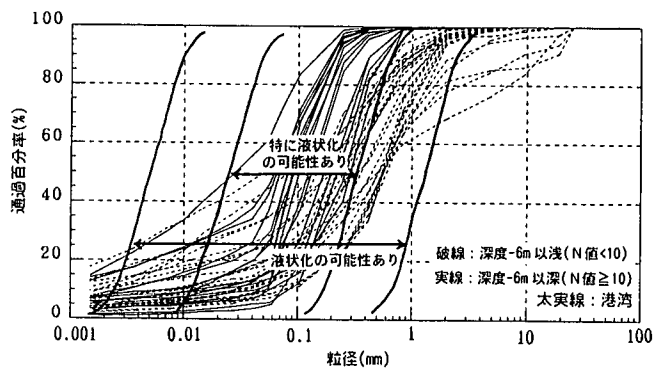


図-3.2.29 沖積砂層の粒径加積曲線

表-3.2.3 沖積砂層の粒度に関する緒言

	$D_{10}$ (mm)	$D_{50}$ (mm)	$D_{60}$ (mm)	均等係数
-6m以浅	0.001~0.11	0.05~0.61	0.15~0.86	4.09~212.3
平均	0.03	0.37	0.50	58.00
-6m以深	0.003~0.11	0.028~0.34	0.051~0.43	2.87~45.33
平均	0.04	0.15	0.18	12.70

### (3)被害要因の推定

築地地区の被害要因として、築地地区の造成過程や地下水位の位置等が上げられる。

築地地区は、江戸時代に尼崎城の城下町として砂州とその東側に位置した小島を埋立てられて作られた場所である。図-3.2.30の築地地区周辺に破線で示しているものは、明治時代の旧地形を記載したものである。昭和20年代までにかけてこの地区は、島のような形で存在していた。江戸時代には自然堆積した砂州とその周辺を埋め立てた場所であるため、沖積砂質土層のN値は非常に緩い。図-3.2.29および表-3.2.3に示した粒径加積曲線から特にN値が10以上を示している砂質土層は、地下水位以下の土層であり均等係数が小さく土層として液状化を起こしやすい。図-3.3.30には築地地区とその周辺の地下水分布も示している。築地地区の地下水位は平均的にG.L.-0.5mと非常に高いことがわかる。これに対して北側周辺の地下水位は、築地地区より約1~3m程度低い。阪神・淡路大震災のような強く短い地震動では、この地下水位が築地地区よりも約2m程度低かったために液状化による被害が発生しなかったものと考えられる。

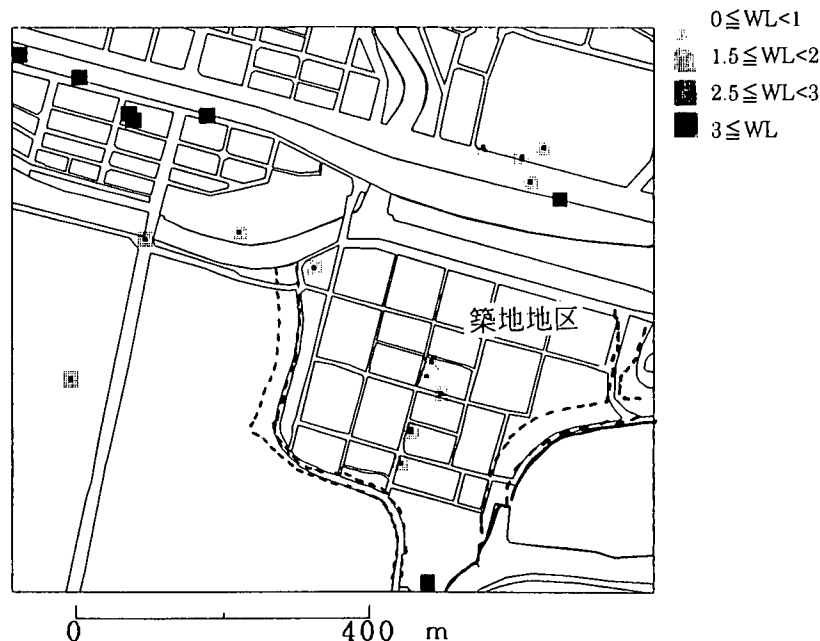


図-3.2.30 地下水位分布

図-3.2.31には、築地地区の液状化に対する簡易予測として「建築基礎設計指針」<sup>20)</sup>による方法を用いて予測計算を行った結果を示している。簡易予測ではマグニチュード(M)は7.2、設計加速度を250galとして、築地地区の代表柱状図において予測計算を行った。図-3.2.31(a)に示したように $F_L$ 値は砂質土層のほとんどの深度で1より小さい値を示している。 $P_L$ 値で評価すると10.5となり、液状化の危険性は高いことがわかる。実際にこの地区は液状化現象が発生していることを考えると簡易法による評価は妥当であると考えられる。

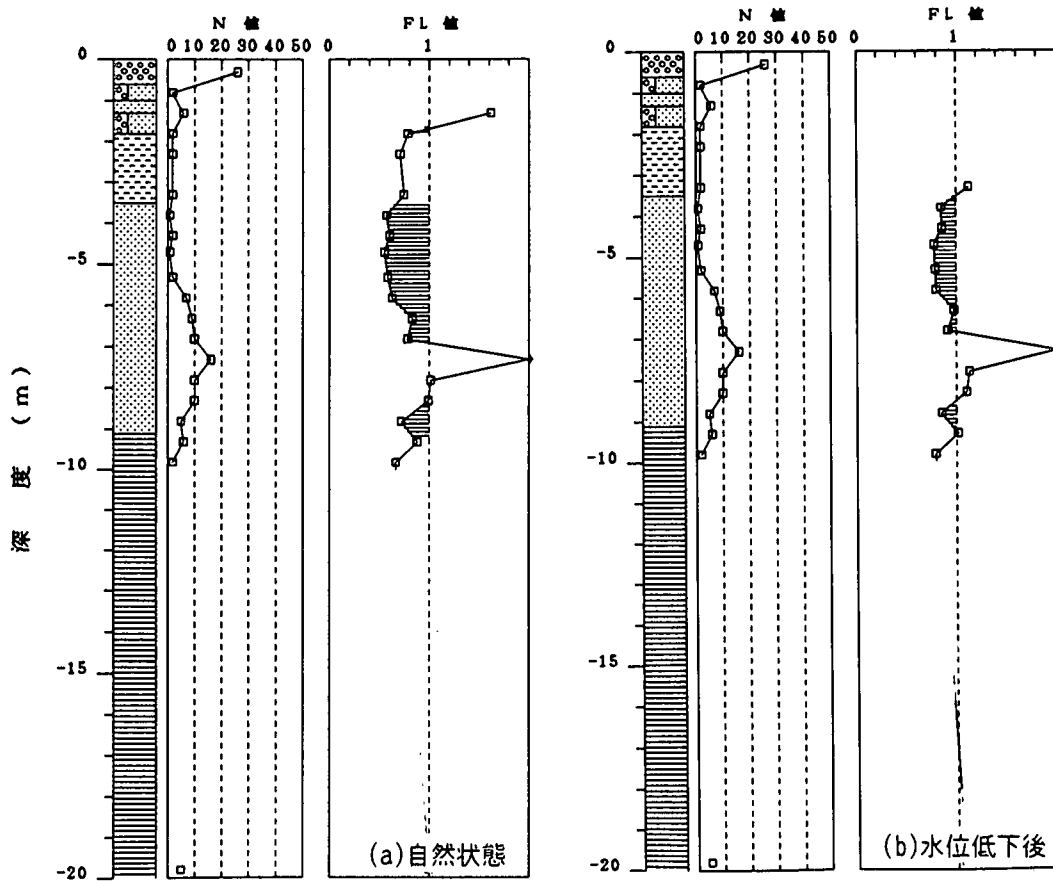


図-3.2.31 液状化予測

岩崎ら<sup>21)</sup>は地下水位の液状化に与える影響を評価するために、地下水位を変化させて、表層部分の非液状化層を考慮した検討を行っている。その結果では、地下水位を現状より0.5~1m程度低下させることで液状化に対して大きな効果があることを示している。築地地区の周辺の地下水位はこの地区より約2m程度低い。そこで、現状の柱状図条件で地下水位を2m低下させた時の解析結果を図-3.2.31(b)に示す。

この結果は図-3.2.31(a)の解析条件から水位条件のみを変更したものである。図-3.2.31(b)の解析結果からみると、砂質土層において $FL$ 値は1より小さくなっているもののその値は、図-3.2.31(a)の場合に比べてかなり1に近づいている。 $P_L$ 値の評価では4.3となり、簡易法においても液状化の危険性は低くなることがわかる。

尼崎市築地地区周辺域では液状化による被害はそれほど見られなかったが、築地地区では、この地震により家屋の倒壊、地盤沈下など多大な被害がおよんだ。この要因は緩い砂質土層、高い地下水位等の地盤条件が重なり合ったことが考えられる。

同じ地盤条件で地下水位の高低の差、すなわち非液状化層厚の厚さの差により液状化の危険度が低くなることがわかった。

## 参考文献

- 1)石川浩次・溝口昭二・大鹿明文:兵庫県南部地震の神戸の地盤と被害状況調査、応用地質、36 卷、pp.62-80、1995 年 4 月。
- 2)三田村宗樹・中川 康一・升本 眞二・塩野 清治・吉川周作・古山 勝彦ほか:1995 年兵庫県南部地震による西宮・大阪地域の震害と地盤構造、第四紀研究、35 卷、pp.179-188、1996 年 7 月。
- 3)東山高校地学部・安松貞夫:京都市内の被害の特徴—花折、櫛原断層近くの住宅に被害がなぜ集中したか—、地震と震災 阪神・淡路大震災の警鐘、国土問題研究会、pp.110-115、1995 年 9 月。
- 4)中央開発:1995 年兵庫県南部地震 阪神大震災災害調査報告、1995 年 3 月。
- 5)岩崎好規・山本浩司・越後智雄:兵庫県南部地震の強震動特性、阪神・淡路大震災、東海大学出版会、pp.58-77、1996 年 7 月。
- 6)神戸大学工学部建設学科土木系教室 耐震工学耐震工学研究室:兵庫県南部地震に関するアンケート調査集計結果報告書、1996 年 11 月。
- 7)濱田晃之・岩崎好規:阪神淡路直下型地震による西宮域の地上および地中構造物被害・地上木造建物と地中水道管の被害、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.117-118、1997 年 9 月。
- 8)藤田和夫・笠間太郎:大阪西北部地域の地質、地域地質研究報告(5 万分の 1 図幅)、地質調査所、p.112 1982 年 3 月。
- 9)国土地理院:1/10000 地震防災土地条件図「西宮」、国土地理院技術資料 D・1-No.334、1996 年。
- 10)日本建築学会近畿支部基礎構造部会 兵庫県南部地震建築基礎被害調査委員会:兵庫県南部地震による建築基礎の被害調査事例報告書、pp.35-36、1996 年 7 月。
- 11)日本応用地質学会 阪神・淡路大震災調査:兵庫県南部地震—地質・地盤と災害— 報告書、pp.186-190、1995 年 12 月。
- 12)日本道路協会:道路橋示方書・同解説(V 耐震設計編)、pp.43-48、1996 年 12 月。
- 13)日本応用地質学会関西支部・関西地質調査業協会合同調査団:六甲山地東部およびその周辺の地盤変状と地震被害 「阪神大震災」緊急合同調査報告会資料集、pp.34-76、1995 年 3 月。
- 14)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 卷、pp.47-50、1995 年 4 月。
- 15)三田村宗樹・中川康一・升本眞二・塩野清治・吉川周作・古山勝彦ほか:1995 年兵庫県南部地震による西宮・大阪地域の震害と地盤構造、第四紀研究、35 卷、pp.179-188、1996 年 7 月。
- 16)Hayashi, C.: On the predictions of phenomena from qualitative data and quantifications of qualitative data from the mathematic statistical point of view. Annuals of the Institute of Statistical Mathematics、vol.3、pp.69-92、1952 年。
- 17)諏訪靖二・岩崎好規・濱田晃之・倉園正文・津田和茂:尼崎市築地地区における液状化による建物被害(その 1、その 2)、日本第四紀学会、pp.220-223、1997 年 8 月。
- 18)北田奈緒子・大阪市立大学阪神大震災学術調査団:大阪とその週変域の被害、阪神・淡路大震災、東海大学出版会、pp.228-234、1996 年 7 月。
- 19)日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説、1979 年。
- 20)日本建築学会:建築基礎設計指針、pp.163-169、1988 年。
- 21)岩崎好規・諏訪靖二・濱田晃之・越後智雄:兵庫県南部地震による大阪域の液状化、地下水技術、(社)地下水技術協会、pp.31-41、1996 年 6 月。

### 3.3 埋立・廃棄物

#### はじめに

兵庫県南部地震による被害の中で、内陸部では震度Ⅶの「震災の帯」にはみられたが、埋立地域は、地盤の液状化現象や沈下現象がみられ、注目されることとなった。被害の多くは、港湾施設をともなう構造物に集中していて、地震動や地震時液状化現象にともなう側方流動などによって、護岸ケーソンの沈下やはらみだし、その上に載せられたクレーン・建屋などの倒壊・浸水などが生じている。一方、護岸から離れた埋立地域内部では、噴砂現象や地表面沈下が発生し、顕著な箇所では、数10cmにもおよぶ沈下が確認された<sup>1)</sup>。本節では、主として埋立地盤や廃棄物埋立地盤そのものの地震時の挙動とそれに関わる要因の分析に努めることとし、護岸構造物と埋立地盤を合わせた地震時挙動・要因分析は、4.2 港湾構造物の節に譲っている。なお、本節においては、液状化とは“噴砂の発生のような明瞭な現象が地表面に現れること”をいい、側方流動は、“過剰間隙水圧上昇に伴う土の軟化による水平方向の大変形”とし、液状化後発生する沈下現象を主として扱うこととする。

埋立層の一般的特徴は、海上から材料と投入するため緩詰めであり、ランダムな材料の集合体であって層状をなしていないことなどがあげられる。この埋立地の兵庫県南部地震での被害に結びつく挙動をみたとき、①埋立地盤内での地震動の増幅/減衰とそれによる構造物被害、②護岸付近での地震動加速度や液状化・軟化にともなう側方移動現象と構造物被害、③護岸から離れた埋立地域内部における沈下

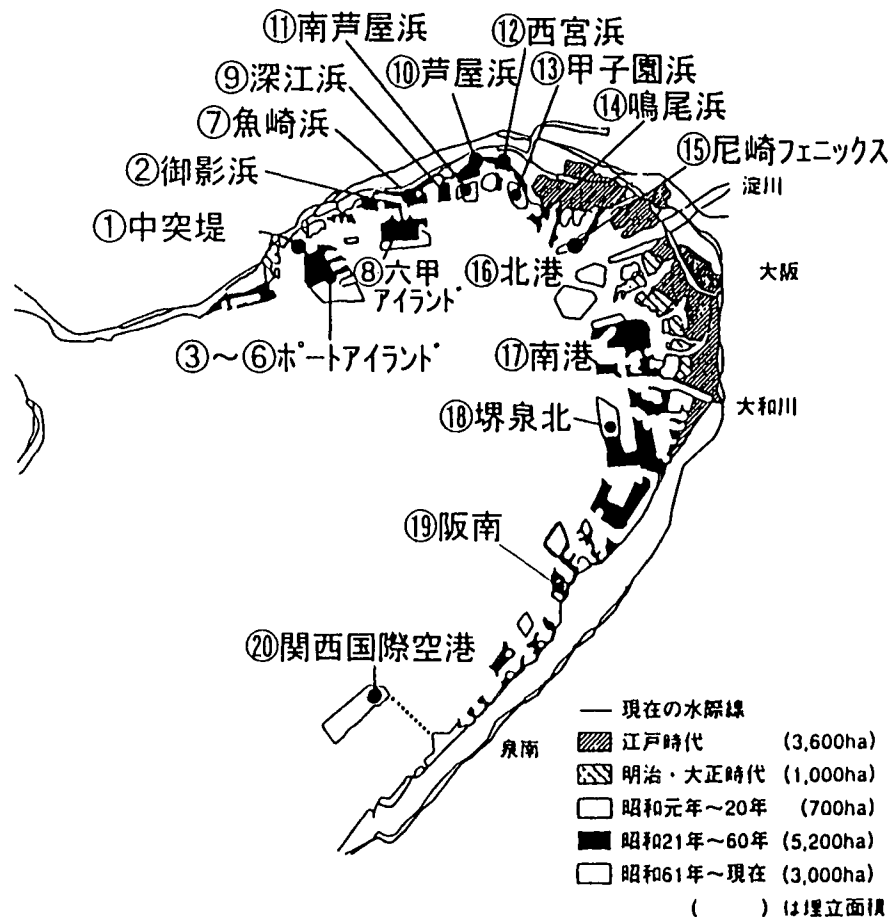


図-3.3.1 調査研究対象地域の位置図 <sup>2)</sup>に加註

現象に伴う被害などいくつかの被害パターンがあげられよう。このうち①に関しては、今回の地震でポートアイランドの鉛直アレイ観測で示されている横揺れの減衰は、埋立地盤内での過剰間隙水圧上昇に伴う土の動的特性の変化（剛性の低下）に起因しているものと考えられている<sup>1)</sup>。また、内陸部の震度Ⅶ地域のような地震動加速度にともなって生じたとみられる構造物破壊は、それほど顕著でない。②に関しては、前述のように港湾構造物の節で詳しく記述することとする。従って、本節では③の地震時の振動や液状化現象にともなって生じる沈下現象を主な対象としてその要因分析を行うこととした。

今回調査・研究の対象とした地域は、大阪湾沿岸部の埋立地のうち、ポートアイランド・六甲アイランド・関西国際空港島などの人工島を含め、神戸、阪神間、大阪沿岸部の沿岸埋立地である。また、これらの地域の中には、廃棄物最終処分場として廃棄物埋立のなされているものも含めて検討した。これらの埋立地域のうち、沈下現象の集中箇所として多くの報告・資料が豊富に入手できる範囲としては神戸および阪神間の埋立地域であり、これらの沈下現象と埋立地盤の各特性との比較検討をより詳しく行った。対象地区を埋立時期・埋立材料の大まかな種別・立地条件（地震動との関係から震源断層距離との関係を重視した）などを考慮して、図-3.3.1に示すような対象地域ごとに資料をとりまとめ、比較・検討を行っている。

作業の手順としては、これまでに公表された被害状況・ボーリング資料などの対象地域別に整理を行なうとともに、兵庫県・大阪府・神戸市・大阪市の埋立事業・管理担当部局および阪神道路公団などに対して被害・地盤状況などのヒアリングを行い資料収集を行った。これらをもとに、各埋立地域の被害状況（噴砂・沈下・基礎の被害など）、地震動に関わる影響因子（震央距離・震源断層距離・推定される加速度）、埋立地盤に関わる影響因子（埋立履歴・埋立材料・N値・粒度特性・地盤改良の有無など）について整理した。

前述したように、埋立地の内陸部で発生した噴砂の痕跡は、埋立層の液状化現象を裏付けしているわけであるが、それに伴って生じる平面地盤の変形は、過剰間隙水圧の消散による鉛直方向の変位である沈下現象である。そこで、地震時における埋立地盤の挙動評価のケーススタディーとして、地震前後の沈下量を取り上げ、これらの影響因子から、既存の経験式を用いて可能な予測値と地震直後の沈下実測値とを対照させ、各埋立地盤の特性・地盤改良の有無による比較を行ったほか、埋立地盤の常時微動特性（動的特性）と液状化発生の有無との関連性についても検討した。さらに、これらの検討結果をふまえて、既往の基準・改定基準の動向を整理し、埋立地盤の耐震の方向性についての総合的な考察を行った。

### 3.3.1 地震による埋立地盤の状況整理

本項においては、大阪湾をとりまく主な人工島（図-3.3.1）の地震による被害に影響すると推察される埋立材料などの埋立地盤特性と被害状況について記述する。対象とする埋立地は、ポートアイランドから関西国際空港に至るまでの各埋立地であり、記述内容は既往の文献や関係諸機関へのヒアリングによっている。これらのとりまとめの結果を各埋立地毎に地震動に関わる影響因子、埋立地盤に関わる影響因子、被害状況に分けて表-3.3.1(1)～(2)に示しているが、以下、主な点を記述する。

#### (1) ポートアイランド地区<sup>1)</sup>（図-3.3.1中③～⑥）

ポートアイランドは、Ⅰ期（埋立事業は昭和41年～昭和55年）とⅡ期（埋立事業は昭和61年～平成8年）とに分けられ、Ⅰ期については風化花崗岩（マサ土）を主体に、Ⅱ期は神戸層群を主体に埋立材料として用いられている。水深は12～15m程度で、埋立地盤のN値はN=5～15程度の範囲にあり、その締め度合いは緩い～中位と判断できる地層である。マサ土は神戸層群に比べて、細粒分含有率は小さい傾向にあり、液状化の発生を意味する噴砂の発生地域は、マサ土で埋め立てられたⅠ期で広く確認されている。また、埋立地層下部の沖積粘性土の圧密沈下促進や埋立地盤の支持力増加のため、プレローディング（以下PL工法と称す）、サンドドレーン（以下SD工法と称す）、ロッドコンパクション（以下RC工法と称す）等の地盤改良工が主として埋立地の中央部で行われていた。



地震による地盤の沈下量は、都市機能用地でⅠ期では10～40 cm、Ⅱ期では0～30cmであり、Ⅱ期の沈下量は噴砂の発生状況と同様に、Ⅰ期に比べると少ない。また、埋設管（上下水、雨水、汚水）の被害は広範囲に広がってはいるが、大きい被害は少なかった。

#### (2)六甲アイランド地区<sup>1)</sup> (図-3.3.1中⑧)

六甲アイランド（埋立事業は昭和47年～平成2年）は、埋立材料としては、北部はマサ土を、その他の地域は神戸層群が主体となっている。北部地域の地盤のN値及び細粒分含有率はポートアイランドと同程度である。また、六甲アイランドにおいても粘性土の圧密沈下促進や支持力増加のため、SD工法やサンドコンパクションパイル（以下SCP工法と称す）等の地盤改良工が行われていた。

地震による被害は、北部で噴砂や沈下が多く確認され、その他の地域では少なく、都市機能用地で0～20cm程度であった。埋設管の被害は、広範囲に広がっておらず、大きい被害は少なかった。

#### (3)魚崎浜及び深江浜地区<sup>3)</sup> (図-3.3.1中⑦, ⑨)

魚崎浜・深江浜は、埋立材料としては、六甲花崗岩が主体となっている。地盤のN値は10程度と緩く、細粒分含有率は $F_c=10\sim30\%$ 程度である。埋立層厚は10～20 m程度である。

地震による被害は、魚崎浜において噴砂が確認されている。

#### (4)芦屋浜地区<sup>4)</sup> (図-3.3.1中⑩)

芦屋浜の埋立材料は、淡路の山土及び岡山産の海砂である。地盤のN値は $N=5\sim20$ 程度を示し、“緩い部分”から“中程度に締まった部分”からなっている。埋立層厚10～15 m程度である。

地震による被害は、随所に相対沈下、不等沈下、地割れ、噴砂が確認されたが、山土により埋め立てられている地域では、噴砂は確認されなかった。高層住宅地区では、パイプロフローテーション（以下VF工法と称す）やグラベルコンパクションパイル（以下GCP工法と称す）などの地盤改良が行われていた。

#### (5)南芦屋浜地区<sup>5), 6)</sup> (図-3.3.1中⑪)

南芦屋浜の埋立材料は、領家花崗岩および頁岩が主体となっている。地盤のN値は $N=10$ 程度と緩く、細粒分含有率は $F_c=5\sim50\%$ と、広い範囲を示している。また、粘性土の圧密沈下促進のため、バックドレーン（以下PcD工法と称す）による地盤改良工が行われていた。埋立層厚は10～15 m程度である。

地震による被害は、噴砂や亀裂が確認されたが、頁岩により埋め立てられた地域や、PcD工法による施工地域では、バックドレーン脇からの噴水の兆候はみられるが噴砂の跡は確認されなかった。当埋立地においては、圧密沈下も含んではいるが、地震後、30～80cmの高上げを実施している。

#### (6)西宮浜地区<sup>7), 8), 9)</sup> (図-3.3.1中⑫)

西宮浜の埋立材料は、領家花崗岩・浚渫粘土及び焼却灰が主体となっている。地盤のN値は $N=10$ 程度と緩く、細粒分含有率は $F_c=5\sim20\%$ であり、埋立層厚は15m程度である。また、埋立土と粘性土の圧密沈下促進のため、PCD工法、RC工法、SCP工法による地盤改良工が行われている。

地震による被害は、当埋立地の東側全域で噴砂や亀裂跡を確認している。また、当埋立地においても、地震後、全体的に60～80 cm程度の高上げを行っている。

#### (7)甲子園浜地区<sup>6), 9)</sup> (図-3.3.1中⑬)

甲子園浜の埋立材料は領家花崗岩及び浚渫粘性土が主体となっている。地盤のN値は $N=10$ 程度と緩く、細粒分含有率は $F_c=5\sim20\%$ 程度で、埋立層厚は10～20 m程度である。また、地盤改良は行われていない。

地震による被害は、浚渫粘性土部以外で構造物の不等沈下・噴砂が確認されており、液状化が生じたと推察される。特に、公園用地については50cm程度の沈下が確認されている。

(8) 鳴尾浜地区<sup>3), 9)</sup> (図-3.3.1 中⑭)

鳴尾浜の埋立材料は領家花崗岩が主体である。地盤のN値は平均でN=15を示し、中程度に締まった地盤となっている。細粒分含有率はFc=10%程度で、埋立層厚は15m程度である。

地震による被害は、噴砂が一部で確認されている。

(9) 尼崎フェニックス地区<sup>11)</sup> (図-3.3.1 中⑮)

尼崎フェニックスは、焼却灰等を中心とした廃棄物により埋め立てられている。地盤のN値はN=5~10程度と緩く、細粒分含有率はFc=10~50%と、広い範囲を示している。また、埋立材料の繰返し三軸試験結果によると液状化強度はマサ土より少し大きい値であった。

当埋立地においては、地盤改良は行われおらず、一部で噴砂が確認されている。

(10) 北港、南港地区<sup>12), 13), 14)</sup> (図-3.3.1 中⑯, ⑰)

南港の埋立材料は建設残土や浚渫砂・海砂であり、N値はそれぞれ2~5、10程度である。

港区の天保山公園付近で噴砂跡が確認され、南港においても岸壁背面や臨海緑地公園で噴砂跡を確認している。また、南港の管渠接合部の破損などの被害が生じている。

(11) 堺泉北港、阪南港地区<sup>12), 13)</sup> (図-3.3.1 中⑱, ⑲)

阪南港の埋立材料は、ポンプ浚渫による沖積砂や洪積段丘礫であり、N値は5~6程度である。

両地区では一部に噴砂や地割れが確認されており、一部、道路の崩壊も報告されている。また、道路部の空洞調査によれば、5~6cmの沈下も確認されている。阪南港においては、一部、重錘落下締固め工法(以下DC工法と称す)が実施されていた。

(12) 関西国際空港地区<sup>15)</sup> (図-3.3.1 中⑳)

関西国際空港は、岩砕・マサ土・砂岩及び頁岩等により埋め立てられているため、地盤のN値は平均で30程度と非常に大きく、埋立層厚は、沖積及び洪積粘土の圧密沈下による嵩上げにより30m以上にも及んでいる。細粒分含有率はFc=5~10%程度と低い。また、重要構造物には空隙の密度を増大するため、SCP工法、DC工法及びパイプロタンパー(以下MVT工法と称す)の地盤改良工が行われていた。当地においては、地震による被害は確認されていない。

前述したような被害に関わる影響因子について、埋立地盤に関わる影響因子と被害の関係について今回対象とした埋立地のうちで比較的断層距離の小さい(1)、(2)地区についてまとめると以下のようになる<sup>1)</sup>。

- ・埋立材料をマサ土を主体(一部建設発生土)とする(1)地区のⅠ期、(2)地区の北部と神戸層群(凝灰岩等)を主体とする(1)地区のⅡ期、(2)地区の中央・南部については被害の相違はみられ、前者の地域は比較的噴砂跡や沈下の程度が著しく、後者の地域は比較的液状化の痕跡が少ない。
- ・地下水位が低く不飽和層の比較的厚い地点の噴砂は少ない傾向にある。これは文献(16)に示されている飽和層と不飽和層の構成により液状化と非液状化の境界が変わってくることに起因しているものと考えられる。

また、その他の埋立地(3)~(12)を含んだ全体的なまとめは以下のようになる。

- ・(1)、(2)以外の埋立地の材料は、表-3.3.1をみるように山土、浚渫砂・粘土、頁岩など広範囲に渡っている。特に(9)地区は廃棄物処分場であるので焼却灰を中心とした廃棄物となっている。N値からみると、どの埋立地も5~10程度で比較的緩い地盤である。
- ・断層距離と被害状況の関係をみると、断層距離の大きく比較的加速度の小さな地震動を受けたと推定される埋立地は、比較的噴砂跡や沈下などが小さい傾向にある。

前述した液状化層厚（地下水位以下の飽和地盤の液状化層厚の合計）と非液状化層厚（地下水位以浅の不飽和層と地下水位以下の非液状化層厚の合計）の関係について文献(17)にならって、若干の考察を加える。なお、ここでいう液状化と非液状化の判定については、後述する判定指針に準じている。図-3.3.2は、文献(16)に示されている図に各埋立地の液状化層（ $H_2$ ）と非液状化層（ $H_1$ ）の構成比をプロットしたものである。図中の文字は改良地盤でのボーリング結果によるもので、○で囲んでいるボーリングデータは、後述する沈下量が小さく、噴砂跡も確認されなかった地点を示している。断層距離の大きい関西国際空港のデータは除外して考えると、被害が小さかった○で囲んだ点については、ほぼ想定加速度 400~500gal のラインの外側にプロットされている。このように、地下水位が深い場合や地盤改良によりN値が比較的高く液状化層が薄いと判定される箇所については、概ね、被害が少ないものと考えられる。

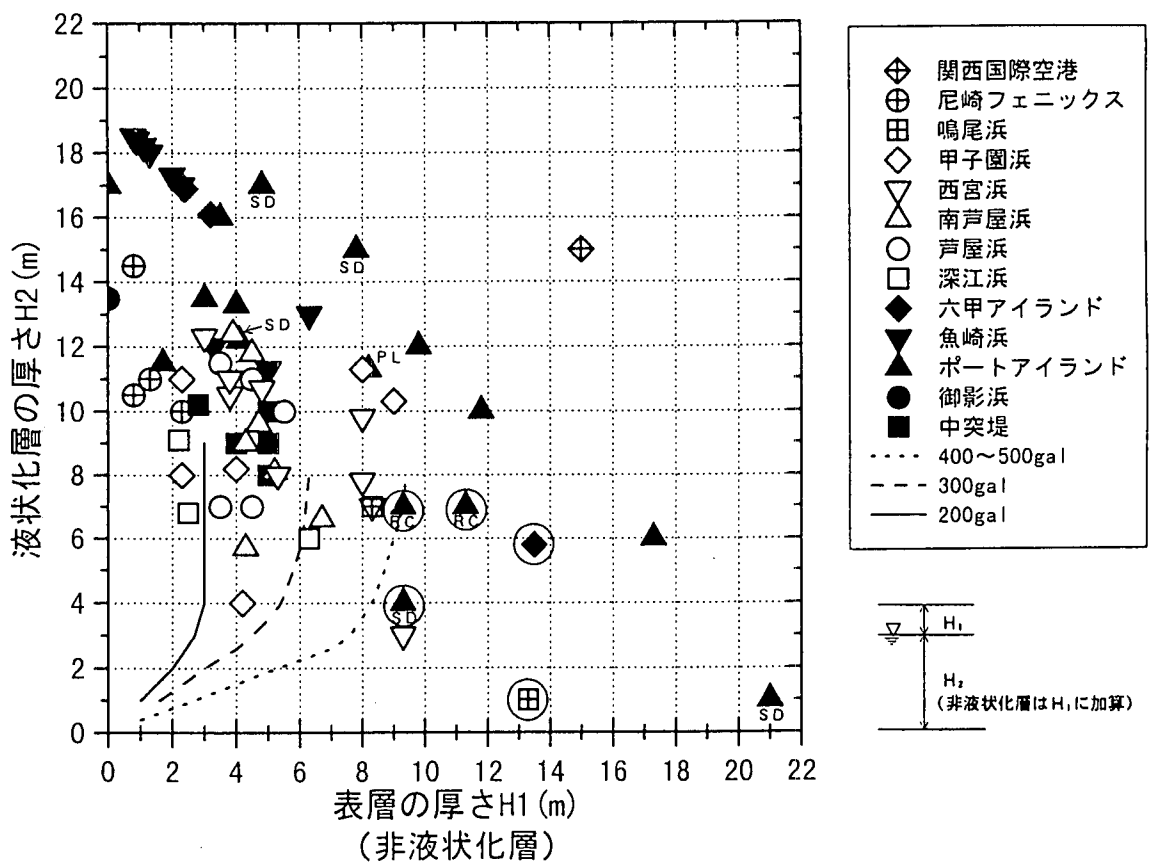


図-3.3.2 液状化層と非液状化層の関係

表-3.3.1(1) 各埋立地の被害状況と影響因子

兵庫県南部地震による埋立地・廃棄物地盤の被害と影響因子の関係

埋立地	影響因子1 (地震動特性)		影響因子2 (埋立地盤特性)				被害状況 (側方流動による被害は削除)	備考
	断層距離	推定地表面 加速度	埋立材料	N値	粒度特性	地盤改良有無		
ポートアイランド (I期) (I期: 1966-1981) I期: 436ha	3.2~4.6	582~549	I期 まさ土主体 残土 六甲花崗岩	I期 (まさ土) N=5 ~10程度	まさ土 平均 $F_c$ = 16.6% 平均 $D_{50}$ = 1.045mm	I期 P L 24ha S D (+ P L) 38ha R C 9ha	$\gamma$ = 1.9(tf/m <sup>2</sup> ) 埋立前平均 水深 -12.0m 埋立層厚 15~25m	・沈下, 噴砂 (I期は未改良域全域; II期は少ない。) ・水面より約5m高い所で噴砂 ・噴水 ・未改良地域で40~65cm程度沈下
ポートアイランド (II期) (II期: 1987-1996) II期: ha	3.2~4.6	582~549	II期 神戸層群 主体 神戸層群 泥質岩	II期 (神戸 層群) N=7 ~8程度	神戸層群 平均 $F_c$ = 26.6% 平均 $D_{50}$ = 0.902mm	S D		・上部構造物への地震動の被害はあり、 埋立層が液状化している。
六甲アイランド北部 (1972-1992) 580ha	4.9~5.7	571~542	北部は まさ土主体	北部 (まさ土) N=5 ~10程度	まさ土 平均 $F_c$ = 24.1% 平均 $D_{50}$ = 0.811mm	S D (+ P L) 105ha S C P 6ha	埋立層厚 20~25m	・沈下, 噴砂 ・埋立地域における基礎地盤はほとんど が沖積粘性土であり、埋立層が液状化 している。
六甲アイランド 中央・南部 (1972-1992) 580ha	4.9~5.7	571~542	その他は 神戸層群 (凝灰岩・ 泥質岩) 主体  六甲花崗岩 神戸層群 大阪層群	その他 (神戸 層群) N=7 ~8程度	神戸層群 $F_c$ =10~50% $D_{50}$ =0.004 ~10.0			・噴砂ほとんどない。
魚崎浜 (1961-1968)	4.2~5.0	558~540	六甲花崗岩					・噴砂
深江浜 (1964-1970)	5.1~5.2	538~536	六甲花崗岩					
芦屋浜 (第一工区 : 1969~1974) 57ha  (第二工区 : 1969~1975) 68ha	4.8~5.6	545~527	山土 (淡路の 山土と一 部岡山産 海砂)	N=5 ~20程度			層厚13 ~16程度	・随所に相対沈下, 不等沈下, 地割れ, 噴砂

表-3.3.1(2) 各埋立地の被害状況と影響因子

埋立地	影響因子1 (地震動特性)		影響因子2 (埋立地盤特性)					被害状況 (側方流動による被害は削除)	備考
	断層距離	推定地表面 加速度	埋立材料	N値	粒度特性	地盤改良有無	その他		
南芦屋浜 (1987～)	5.5～6.0	627～519	傾家花崗岩 頁岩		神戸層群、 花崗岩	P c D S D		・頁岩部では液状化なし、その他は噴砂 や亀裂 (ただしP c D部では液状化なし) ・嵩上げ量 (80cm, 50cm, 30cm)	
西宮浜	6.1～7.0	638～499	傾家花崗岩 焼却灰 浚渫粘性土			P c D R C S C P		・東側全域で液状化発生。 ・西側区割り堤付近で亀裂を確認。 ・西側'root'部(DL+12.0)のゾーンで数 本の亀裂がみられるが噴砂は少ない。 ・全体的に60～80cmの嵩上げ	
鳴尾浜	9.5～9.7	455～452			Fe=7～13% D <sub>50</sub> ≤ 0.35mm			・噴砂	
平左衛門～東海岸					Fe=10～40% D <sub>50</sub> =0.05 ～2.0 平均Fe=15				
尼崎フェニックス (1990～1996)	12.5～12.6	411～408	焼却灰を 中心とした 廃棄物	N=4程度	Fe=10～50% D <sub>50</sub> =0.1 ～10.0 平均Fe=15	無改良		・二重矢板仕切堤付近にて海砂が液状化。	
北港	14.7～15.2	381～376						(・港区天保山公園付近噴砂跡) ・北港ヨットハーバー防波堤で鋼管杭の 埋屈	
南港	17.7～20.1	345～323	建設残土 浚渫砂 瀬戸内海 細砂	N=2～5  N=10程度		D C	220g/l観測	・管接合部の破損など若干の被害あり。 ・南港地区B、D岸壁で噴砂跡。 ・南港C9岸壁で液状化 ・臨海緑地公園で液状化 ・南港C1～C5埠頭でクラック発生	
堺北港								・堺第3区で液状化確認 ・泉北5区でエプロン部クラック ・泉北6区で液状化確認	
阪南港			沖積砂～ 洪積段丘を ポンプ浚渫	N=5～6		D C	対象層厚 12～15m	・地割れ噴砂現象が多数発生。 ・木材地区で護岸のスベリ、 道路の崩壊発生 ・阪南3区で地震による液状化	
関西国際空港	27.7	262	岩砕、 まき土 砂岩、 頁岩	N=5 ～10程度	Fe=5～10% D <sub>max</sub> =300mm Cc=90%	S C P D C M V T		・ほとんどなし	

### 3.3.2 埋立地盤の地震動と沈下現象の分析

本項節においては、兵庫県南部地震に伴う埋立地域の地震時の諸挙動と埋立地盤の諸特性を地震動の違いと沈下量の相違に対照させ、3.3.1で述べた影響要因の寄与を分析する。今回、入力地震動、地表面沈下量、液状化の程度に関して以下に示すような手法で検討し、要因・被害の評価を行った。

#### (1) 埋立地盤で観測された地震動

兵庫県南部地震の地震動観測資料としては、公官庁・大学・公共企業体・関西地震観測協議会などが設置した地震計記録が報告されている<sup>18)</sup>。これらの記録の多くは、神戸・阪神間においてその内陸部に位置するものであり、埋立地における記録としては、ポートアイランドにおいて神戸市が設置した鉛直アレイ観測を行っている地震計をはじめとしてその数は少ないが、いくつか報告されている。

ポートアイランドでは、地表面、G.L-16 m（埋立土層の最下部）、G.L-32 m（第1洪積層上部の砂層）、G.L-32 m（第2洪積砂礫層の最上部）の4箇所の深さで鉛直アレイ観測が実施されている（表3.3.2参照）。

表-3.3.2 加速度最大値一覧表

	最大加速度(cm/sec <sup>2</sup> )			最大速度(cm/sec)			最大変位(cm)		
	NS	EW	UD	NS	EW	UD	NS	EW	UD
GL. 0.0m	-340.9	282.6	-567.1	-88.8	-51.1	-62.8	39.7	-29.6	26.9
GL. -16.0m	570.1	544.1	547.5	-76.7	-53.3	-33.5	32.0	-24.1	-18.2
GL. -32.0m	-542.5	455.1	-208.4	-65.0	-58.2	-27.1	28.4	-20.8	11.5
GL. -83.0m	-670.5	-304.6	-172.5	66.2	-28.8	-28.4	25.9	12.0	12.2
	-526.7*	486.2*		50.7*	-51.1*		21.6*	-16.0*	

水平成分の波形の特徴は、G.L-83 m～G.L-16 mまでは振幅があまり変化しないが漸増程度であるが、地表面では284 gal～341 galと減衰している。これは、強震時に地盤が液状化した際の地盤の非線形性に伴うせん断ひずみの増大によるものである<sup>18)</sup>。これに対して、地盤が液状化していない場合には、せん断ひずみが小さいためにS波速度の成分が地盤にそのまま伝わるために増幅する<sup>19)</sup>。一方、当観測値の鉛直成分は、G.L-83 m～G.L-16 mまではパルス状の波を除いて振幅に大きな変化は見られないが、そこから地表までの間では増幅されている。これは水平成分とは逆の傾向である。

G.L-16 mの鉛直成分の最大値は790 galとかなり大きいですが、これは1波の特異な波形に相当している。各深さの加速度応答スペクトルによれば、G.L-83 mからG.L-16 mまでは水平成分のスペクトルのピークが0.35秒前後にあるが、地表面ではピークが1, 2秒付近になっている。これは加速度波形にもみられたように、埋立土層の過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤剛性の軟化によって卓越周期が長くなったためと考えられる。

また、関西国際空港においては、地震計を滑走路に3台、共同溝に1台の計4台をアレイ配置している。その他の地震計（加速度計）は、旅客ターミナルビル（PTB）の本館建屋内に10箇所、建屋地下50mに1箇所配置している。加えて、連絡橋橋脚部及び鉄道変電所地表面にもそれぞれ設置しているの

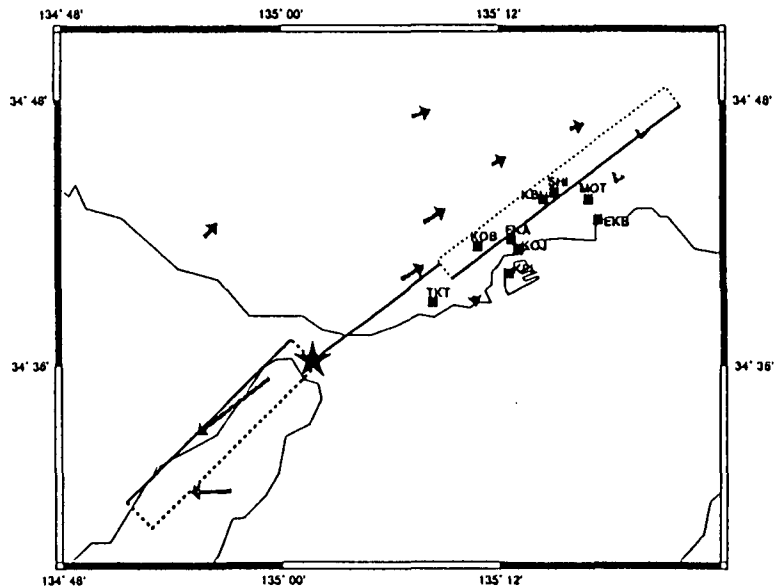


図 3.3.3 余震分布・測地データ・強震動記録からモデル化された震源断層面<sup>18)</sup>

また、関西国際空港においては、地震計を滑走路に3台、共同溝に1台の計4台をアレイ配置している。その他の地震計（加速度計）は、旅客ターミナルビル（PTB）の本館建屋内に10箇所、建屋地下50mに1箇所配置している。加えて、連絡橋橋脚部及び鉄道変電所地表面にもそれぞれ設置しているの

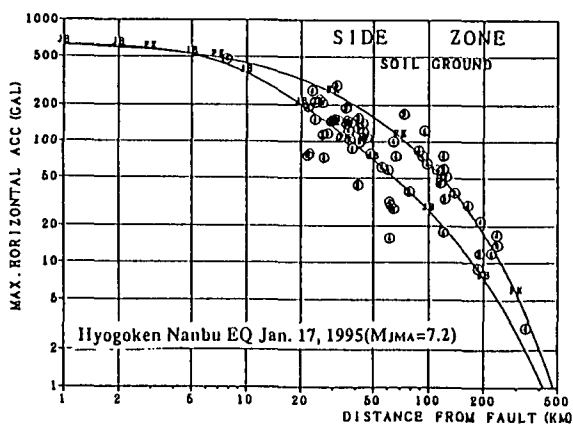
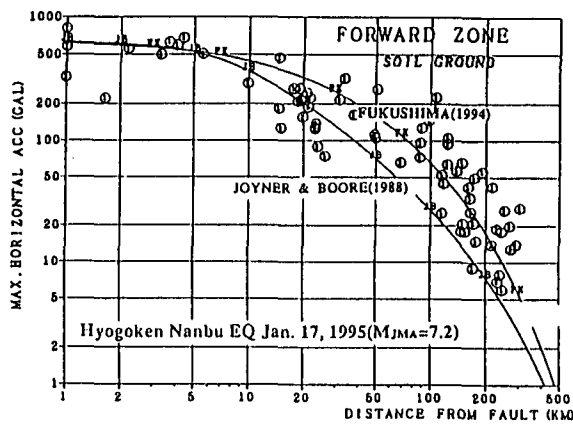


図-3.3.4 震源断層の破壊進行方向(forward)とその直交方向(side)位置の最大水平加速度の距離減衰<sup>23)</sup>

統一のとれた評価ができない。また、内陸の地震記録から内捜法によって面的な加速度分布が求められるが、埋立地側の測点が少なく地盤特性なども大きく異なるといった理由から、埋立地側への外捜はなされていない<sup>20)</sup>。これらの理由から、従って、震源断層からの距離によって地震動の距離減衰を考慮して、現状に合う埋立地基盤面への入力地震動を考慮する必要がある。

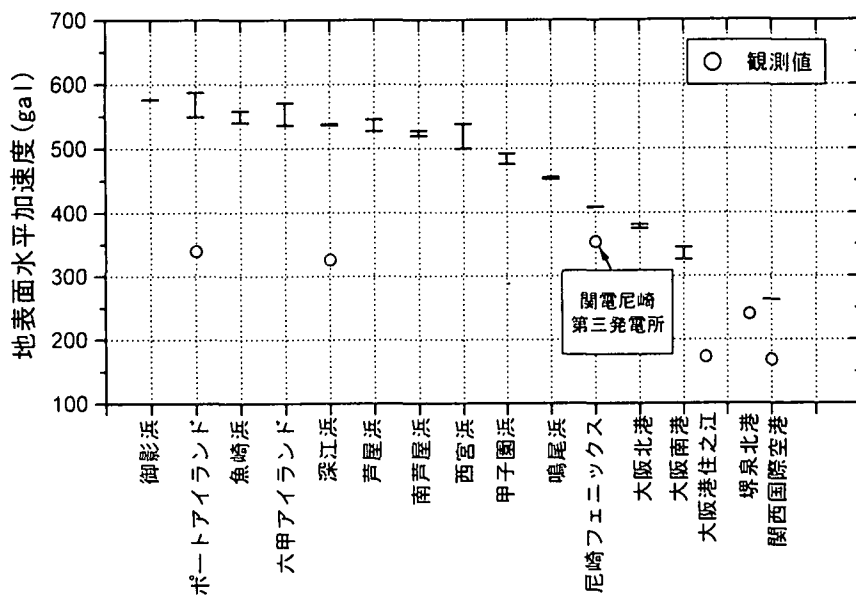


図-3.3.5 距離減衰経験式より求まる各埋立地の最大水平加速度

で、空港島全体では19箇所の地震計による観測を行っていることになる。兵庫県南部地震時には、滑走路において水平方向加速度167gal、鉛直方向加速度247galの最大値を示した。また、旅客ターミナルでは、水平方向加速度348gal、鉛直方向加速度535gal(いずれも屋根南側)の最大値を示した。なお、最大速度及び最大変位は、あとゆれ部と呼ばれる表面波の卓越した部分で観測されており、その値は、速度で水平方向22.7kine(滑走路)、鉛直方向10.7kine(共同溝)、変位で水平方向17.7cm(滑走路)、鉛直方向5.9cm(共同溝)であった。

## (2) 入力地震動の評価について

ポートアイランドの鉛直アレイ観測結果を除くと、埋立地表層部での記録であり、振動基盤への補正等が必要となる。従って、地震動記録のない埋立地の評価をする場合、これらの直接的な記録では

統一のとれた評価ができない。また、内陸の地震記録から内捜法によって面的な加速度分布が求められるが、埋立地側の測点が少なく地盤特性なども大きく異なるといった理由から、埋立地側への外捜はなされていない<sup>20)</sup>。これらの理由から、従って、震源断層からの距離によって地震動の距離減衰を考慮して、現状に合う埋立地基盤面への入力地震動を考慮する必要がある。

Sekiguchi et al.(1997)<sup>21)</sup>や入倉(1996)<sup>19)</sup>は、余震分布、測地データ、強震動記録による地表面の揺れの軌跡を満足するように震源断層面をモデル化し、波形インバージョンによって断層面内の破壊進行過程を把握し、余震記録から本震地震の再現を行って良い一致を得ている。この想定された震源断層は、図-3.3.3のような3枚の断層面から構成され、いずれも右横ずれの動きが卓越していることが示されている。神戸、阪神間、大阪府下の沿岸域に最も近くに位置する想定震源断層としては、それらのうち最も東側に位置する断層

録から本震地震の再現を行って良い一致を得ている。この想定された震源断層は、図-3.3.3のような3枚の断層面から構成され、いずれも右横ずれの動きが卓越していることが示されている。神戸、阪神間、大阪府下の沿岸域に最も近くに位置する想定震源断層としては、それらのうち最も東側に位置する断層

面であり、走向N 53° E、85° 北西傾斜、延長約 16km とされている。この震源断層面を基準として、その距離減衰から最大水平加速度を考慮することで各埋立地域に入力した加速度推定が可能となる。

Fukushima & Tanaka (1990)<sup>22)</sup>は、日本における震源近傍域での最大水平加速度の距離減衰式を提案している。その式は下記のとおりである。

$$\log_{10} A = 0.41M - \log_{10}(R + 0.032 \times 10^{0.41M}) - 0.0034 R + 1.30 \quad (3.3.1)$$

ここに、  
A : 最大加速度値 (gal)  
R : 震源断層からの距離 (km)  
M : マグニチュード

また、岩崎ほか(1996)<sup>23)</sup>や Fukushima & Irikura (1997)<sup>24)</sup>は、兵庫県南部地震本震の沖積・洪積地盤上各計測点の最大水平加速度の距離減衰について、断層の破壊進行方向・破壊進行側方方向の2つの領域に区分してまとめている。それによると、最大水平加速度の距離減衰は、上記の距離減衰式と比較的よく合致しており、破壊進行方向領域の加速度が破壊進行側方領域のそれに比べて約 1.5 倍程度大きくなり、地震断層の破壊方向への指向性効果 (Directivity) が現れていることを示している (図-3.3.4)。

上記の距離減衰式 (3.3.1) 式) は、洪積地盤上あるいは 25 m 未満の沖積地盤上での最大水平加速度を見積もる経験式となっている。埋立土層での入力値としては、この計算結果を直接使用することとした。この経験式を用いた場合、各埋立地での最大水平加速度は、図-3.3.5 のようになる。同図には、各計測値<sup>25)</sup>も併せて示しており、横揺れ減衰の状況をみてとることができる。

### (3) 地盤の沈下現象

兵庫県南部地震の前後で、GPS 測量・水準測量・航空写真測量など各種の地表面変位の計測が行われている<sup>2)、27)、28)、29)</sup>。GPS 測量に関しては、地震前の観測点が近畿圏内で 11 地点しかなかったが、地震断層を挟んでその両側が東西方向への短縮を示す結果が得られている。また、地震前後の2つの航空写真を用いて明確に確認できる同一点の標定を行う写真測量によって、地表面変位が求められている。航空写真測量による測量も GPS 測量と同様に、鉛直方向の精度が相対的に悪く、同一の埋立地内で計測された異なる機関の結果に大きなばらつきがみられる。地震前後の水準測量によるものが最も精度は高いが、以下の分析においては、データ数の制約もあり、航空写真測量による測量からのデータも GPS 測量からのデータも含めるものとした。

地震後の地盤沈下現象は、①地震動 (繰返しせん断力) によって生じる揺り込み沈下、②地震中に発生する間隙水圧の消散に伴う沈下、③埋立地縁辺部の顕著な側方移動と護岸のはらみ出しや転倒に伴って生じる沈下、④粘土層の間隙水圧消散に伴って生じる沈下<sup>26)</sup>などがあげられる。これらの諸要因が総合した形で地表面の沈下が確認される。

埋立地盤における地震前後の沈下量評価は、そこでの地震被害の大きな要因となり得るので、地震前後の精度の高い沈下量を求め、その検討を行う必要がある。上記のような理由から、今回の沈下量評価のために、埋立事業主体の実施した水準測量結果の資料を公表資料・ヒアリングなどによって収集することとした。

### (4) 液状化の程度の検討について

液状化の有無についての深度的な評価は、直接的に行うことができない。このため、地中で発生した液状化の結果として地表に現れた噴砂現象をとらえて、間接的に地中の液状化の有無を面的に検討せざるを得ない。ここでは、上記の理由により噴砂の発生率で液状化の程度を評価することとした。

幸い現地調査・航空写真判読などによって噴砂の分布は、多くの報告がなされている。これらのうち、航空写真判読を基にした Hamada et al. (1995)<sup>29)</sup>の噴砂の地表面分布は、神戸、阪神間の埋立地域を含み広域におよんでいる比較的均質に評価された資料である。しかし、航空写真を基にした調査の場合、構造物の影やそれ自体の存在でたとえ噴砂が発生していても確認できない場合が生じる。そこで、濱田らの結果を基に、1 区画 100m 四方のメッシュをかけ、各区画における噴砂の分布面積の割合を求め、これを噴砂率とした。これは、区画内の液状化の程度や規模に応じて、ある程度地表に現れた噴砂の量が関わっているであろうという仮定のもとで、間接的にその面積の割合から液状化の程度を定量化して評価しようとしたものである。図-3.3.6 (カラー頁参照) は、その結果であり、考察については後述する。



### 3.3.3 埋立地盤の微動特性

常時微動は、その測定方法が簡便であることから、地盤の卓越周期を求める手法として多用されている。また、最近では、地盤の液状化地点の判定方法としての適用性についても検討されてきている。ここでは、ポートアイランドと六甲アイランドを対象として液状化発生の有無と地盤の常時微動との関係について検討するとともに、埋立地の動的特性を一次元的応答解析により考察した。

#### (1)調査地域と地震応答解析手法

##### a) 調査地域

常時微動の測定地点は、ポートアイランドの 8ヶ所および六甲アイランドの 6ヶ所である（図-3.3.6 参照）。測定方法の詳細ならびに解析方法については既報を参照されたい<sup>30), 31)</sup>。

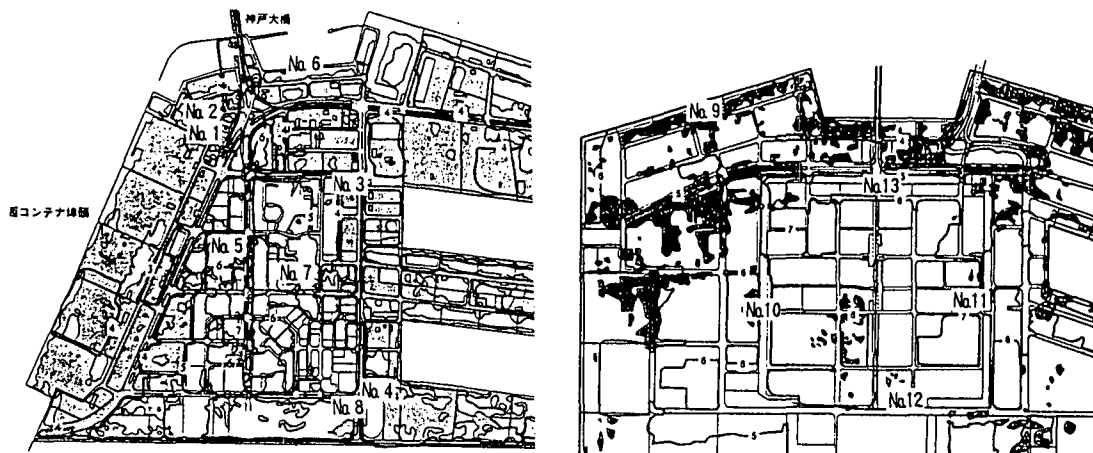


図-3.3.7 調査地域(ポートアイランド、六甲アイランド)

##### b) 地震応答解析手法

常時微動測定地点について一次元的応答解析を実施した。解析条件は以下の方法による。

- ・入力地震波形：ポートアイランド GL-83mNS 観測波形、最大加速度；679gal、時間刻み；0.01 秒
- ・地盤のひずみ特性：図-3.3.8 の  $G \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$  曲線、収束判定基準；5%、有効ひずみ係数 0.65
- ・地震入力基盤面：N > 50 の洪積砂礫層

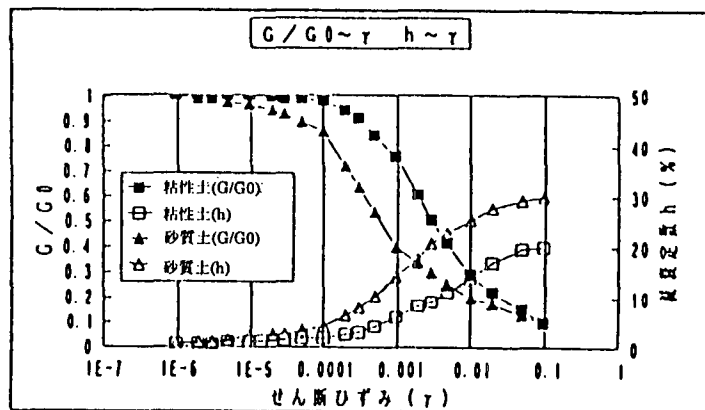


図-3.3.8 剛性及び減衰定数のひずみ依存曲線

#### (2)調査結果

##### 1) 2層地盤モデル法による固有周期

ポートアイランドの測定地点 No. 1 (図-3.3.8 参照) は、地震動のアレー観測地点に相当している。この地点では、地震後にも詳細な地盤調査<sup>1)</sup>が実施されている。そこで、2層地盤モデルによる逐次算法により固有周期を土層の区別ごとに求めたものが表-3.3.3 である。常時微動の測定結果における0.2~0.4"の短周期成分は深さ-15mまでの埋立土層の固有周期に相当している。

表-3.3.3 固有周期の計算値

深さ(m)	土層区分	固有周期(秒)
0~-15	埋立土層	0.36
-15~-25	沖積粘土層(Ma13)	0.88
-25~-33	洪積粘性土と砂質土の互層	0.78
-33~-56	第1洪積砂礫層	1.01
-56~-78	洪積粘土層(Ma12)	1.22

また、0.6~0.9"の中期成分は、深さ-15m~-25mの沖積粘土層(Ma13)または、深さ-25m~-33mの洪積の粘性土層と砂質土の互層までを考慮したものに一致する。さらに、1.0"以上の長周期成分は、深さ-33m

~-56mにある第一洪積砂礫層および深さ-56m~-78mにある洪積粘土層を説明できるようである。

#### b) 常時微動の液状化評価への適用性

常時微動による地盤の卓越周期をより良く表示する手法として、上下成分と水平成分とのスペクトル比が多用されるようになってきている。各測定地点におけるH/Vスペクトル比を表示したものが図-3.3.9(ポートアイランド)、図-3.3.10(六甲アイランド)である。これらの図より判定される卓越周期は、0.2~0.4"の短周期成分、0.6~0.9"の中間周期成分および1.1~1.6"の長周期成分に区分される。

既往の調査報告書<sup>1)</sup>から、ポートアイランド、六甲アイランドにおける地盤の液状化発生の有無を推定すると、液状化発生地点は、測定地点 No. 1、No. 3、No. 4、No. 5、No. 7、no. 9 および No. 13 である。一方、非液状化地点に相当するものは No. 2、No. 6、No. 8、No. 10、No. 11、No. 12 および No. 14 と考えられる。このことと常時微動のH/Vスペクトル比の形状を対応させて検討してみると、0.5"~1.6"付近にかけて顕著な卓越周期が存在し、そのスペクトル比が2以上になるものが液状化発生地点に相当するようである。すなわち、No. 1、No. 3、No. 4、No. 6、No. 7、No. 9、No. 11 および No. 12 がこの条件に適合している。この傾向とは逆に0.5"以下の短周期側にH/Vスペクトル比のピークが生じている測定地点 No. 5、No. 8、No. 10 および No. 14 が非液状化地点と判断される。No. 2 と No. 13 はこれら両者の中間領域にある。

#### c) 常時微動と地震応答解析による地盤の振動特性の比較

図-3.3.11に沿岸埋立地の地盤の最大応答変位分布を示し、図-3.3.12に各地点の地表面の伝達関数を示す。図より常時微動による短周期の卓越成分0.3"と0.5~0.6"および長周期の卓越成分1.0~1.6"が、伝達関数より求めた卓越周期と一致することが判る。また、2層地盤モデル法で求めた固有周期が0.5~0.8"であることから、常時微動がかなり地盤の深部の地盤振動特性をも含んでいることが示唆される。

ポートアイランドでの強震観測結果から求められている応答が、速度スペクトル<sup>32)</sup>によれば、0.3~0.4"、0.6~1.0"及び2.0"付近に卓越周期が生じており、常時微動の卓越周期は、0.3~0.4"で良い一致を示している。

#### (3) 微動特性と被害についてのまとめ

兵庫県南部地震で地盤災害を生じた埋立地における地盤の振動特性を、常時微動の観測結果から判定し、液状化発生の有無との関連性について考察した。この結果、以下のような知見が得られた。

- ① 常時微動の測定によると、埋立地の卓越周期は0.2~0.4"、0.6~0.9"、1.1~1.6"にある。
- ② 0.2~0.4"の卓越周期は埋立土層の影響によるものに、0.6~0.9"のものは、沖積粘土層(Ma13)または洪積互層の影響によるものに、また、1.0"以上のものは第1洪積砂礫層および洪積粘土層(Ma13)までの影響によるものと認められる。
- ③ スペクトル比が0.5~1.6"付近で卓越周期を持ち、かつその比の値が2以上になるものが、液状化

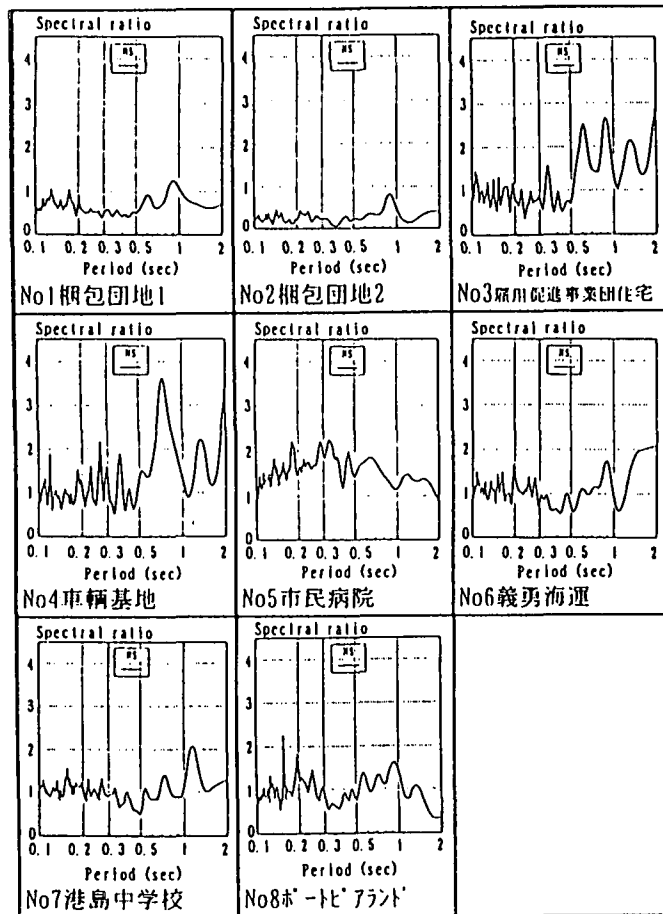


図-3.3.9 ポートアイランドのH/Vスペクトル比

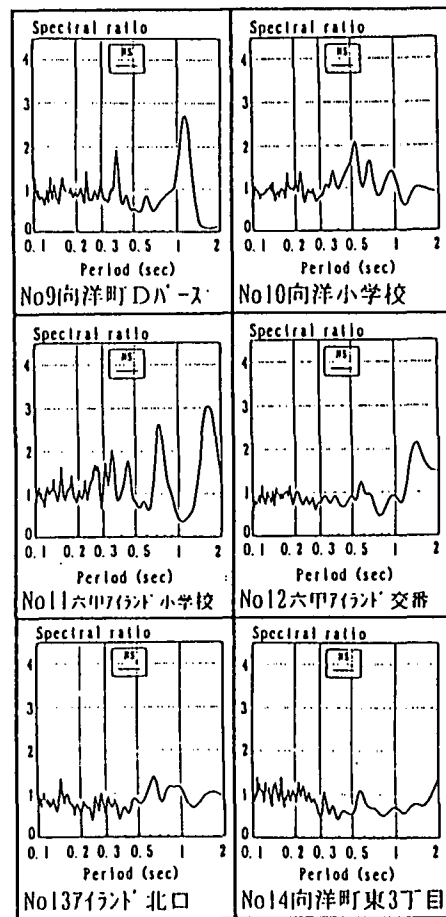


図-3.3.10 六甲アイランドH/Vスペクトル比

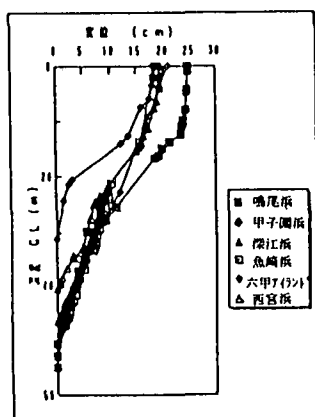


図-3.3.11 地盤の最大  
応答変位分布

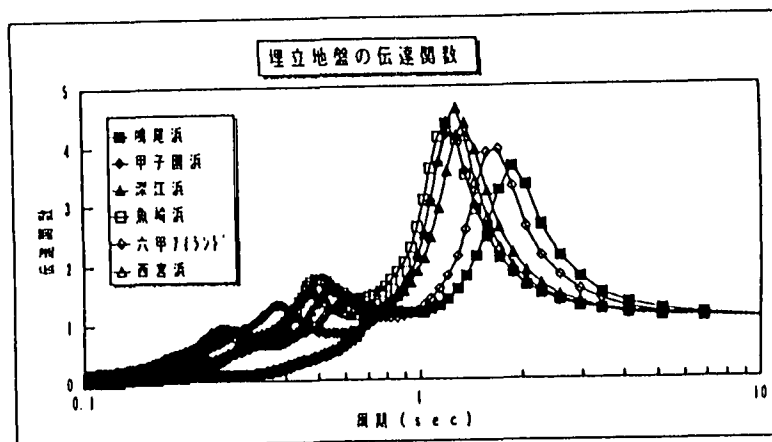


図-3.3.12 地表面の伝達関数

発生地点に良く対応している。

- ④地震応答解析から求めた地盤の卓越周期は、0.5～0.6”、1.0～1.6”の領域で常時微動の結果と良く一致する。

### 3.3.4 埋立地盤の沈下特性とその検証

兵庫県南部地震により、大阪湾を囲む沿岸部の埋立地で液状化現象が多く認められ、構造物、橋脚、岸壁等の被害の一因となった。ここでは、既往の文献、資料および調査における地震後の実測沈下量と対比させ、その定量的な把握を目的として、実現象を踏まえ、地震の大きさ、粒度、N値や層厚などより簡易の方法で地震に伴う地盤の沈下量の検証を試みた。

#### (1)対象埋立地と沈下計算手法

検討を行うデータは、既往の文献、資料及び調査より地盤特性（N値、細粒分含有率等）と地震後の実測沈下量の抽出を行い、各埋立地毎に整理を行った。各埋立地毎の抽出データとその引用文献について表-3.3.4 に示しているが、これらの沈下量測定個所は側方流動の影響の少ない各埋立地盤の内陸部に限定した。なお、同表に記述してある実測沈下量は、地震前後の水準測量により得られた沈下量と建物との段差の平均値である相対沈下量及びGPS測量の基づく沈下量であることを断っておく。表-3.3.4により整理された各埋立地の地盤特性について、図-3.3.13及び図-3.3.14に示す。両図より埋立層厚は、西宮浜を除いて約10～20m程度である。また、平均N値は、ほとんどの埋立地においてN=5～15程度と緩く、鳴尾浜についてはN=15～30程度と緩い部分からよく締まった部分からなっている。なお、ポートアイランドについて平均N値が高いデータは、地盤改良が施された箇所のボーリングデータである。

最大水平加速度は、各現場における観測されたデータがないため、Fukushima et al. の最大水平加速度の減衰経験式<sup>25)</sup>による減衰曲線の回帰式を介し、震源からの距離を Sekiguchi et al. のモデル<sup>22)</sup>による震源断層からの距離より最大水平加速度を求めた。

表-3.3.4 各埋立地の抽出データ

埋立地	文献No.	実測沈下量(cm)	地表変位の計測方法
中突堤	28	南側岸壁 50～70 東側岸壁 20～30	水準測量に基づく
御影浜	29	20～30	相対沈下量
ポートアイランド	30	平均数十	水準測量に基づく
	31	約30	水準測量に基づく
	32	20～30	水準測量に基づく
		20～31 18.4～30.0	
33	8～23 0	相対沈下量	
魚崎浜	34	35～70	GPS測量に基づく
六甲アイランド	34	0～20	GPS測量に基づく
深江浜	34	25	GPS測量に基づく
芦屋浜	4	約30	相対沈下量
南芦屋浜	35		水準測量に基づく
	34	20～55	GPS測量に基づく
西宮浜	10	35～40	相対沈下量に基づく
	34		GPS測量に基づく
甲子園浜	34		GPS測量に基づく
鳴尾浜	34	0～4	GPS測量に基づく
尼崎フェニックス	11		GPS測量に基づく
大阪北港		3.3～4.1	水準測量に基づく
大阪南港		0.0～2.0	水準測量に基づく
関西国際空港	15		

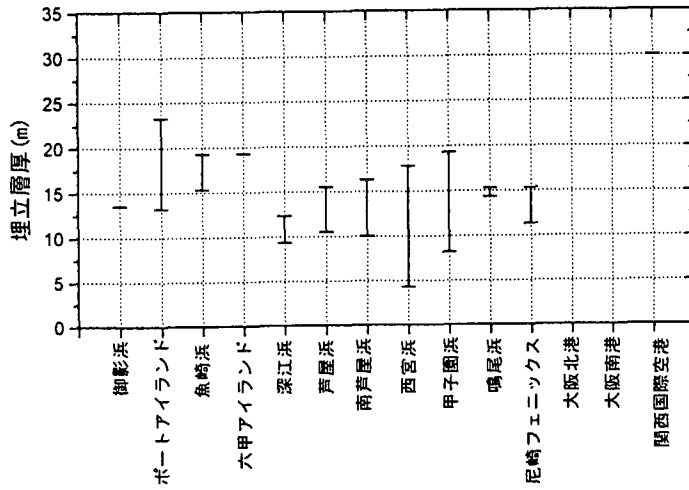


図-3.3.13 各埋立地における埋立層厚

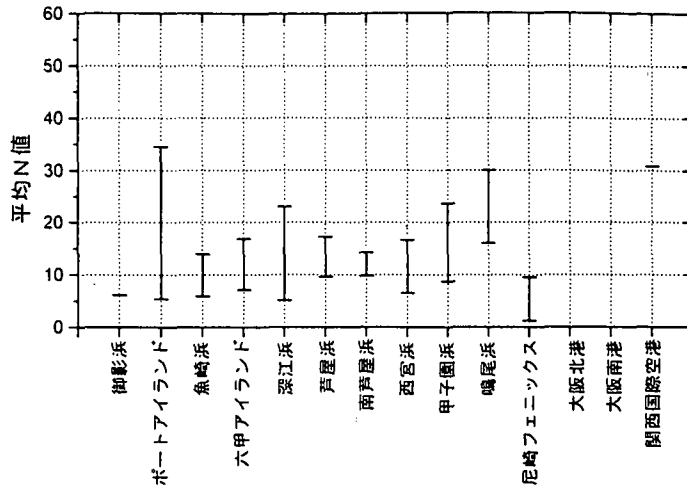


図-3.3.14 各埋立地における平均N値の分布

地震による沈下量の推定は、図-3.3.15のフローに示す簡易手法により行った。この簡易手法は、地震による砂の液状化安全率 $F_L$ と液状化後の排水に伴う体積ひずみの関係<sup>41)</sup>を用いて、液状化後の砂地盤の沈下量を推定する手法であり、同図にその検討方法を示している。なお、液状化安全率 $F_L$ の算出には建築基礎構造設計指針<sup>42)</sup>(以下建築基礎と称す。)、道路橋示方書・V耐震設計編(平成8年12月)<sup>43)</sup>(以下、新道示と称す。)の2つの判定法を用い、相対密度 $D_r$ の算出には、同図の検討フロー⑤に示す時松・吉見の提案式<sup>44)</sup>を用いた。 $F_L$ 、 $D_r$ を算出する場合の条件として、粒度試験結果のない埋立材の細粒分含有率 $F_c$ は、まさ土と明記されているものについては、 $F_c=5\%$ 、それ以外は、 $F_c=15\%$ と仮定した。

(2)埋立地への適用結果

図-3.3.15のフローに従い、既往の文献、資料および調査結果をもとに地震後の砂地盤の沈下量を予測した結果を図-3.3.16に幅(文献等からのデータの最大値と最小値)で示す。さらに、表-3.3.4に示した各埋立地の地震に伴う実測沈下量を図-3.3.17に同様に幅で示している。実測沈下量では、断層距離が大きい、すなわち推定加速度が小さくなるに従い値は小さくなる傾向が伺える。両図を比較すると、全体的に実測沈下量 $\leq$ 予測沈下量となっているものの、六甲アイランドや尼崎フェニックスを除いては概ね一致する結果を得た。これは、両人工島は比較的細粒分含有率が他の人工島より多少多めであることにより、今回の推定式では再現しえなかったことにも起因しているもの

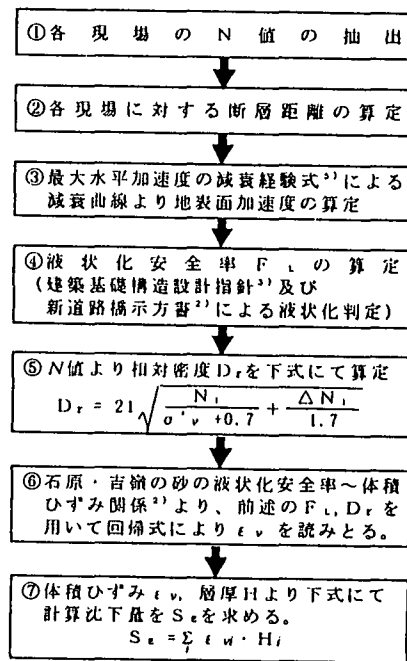


図-3.3.15 検討フロー

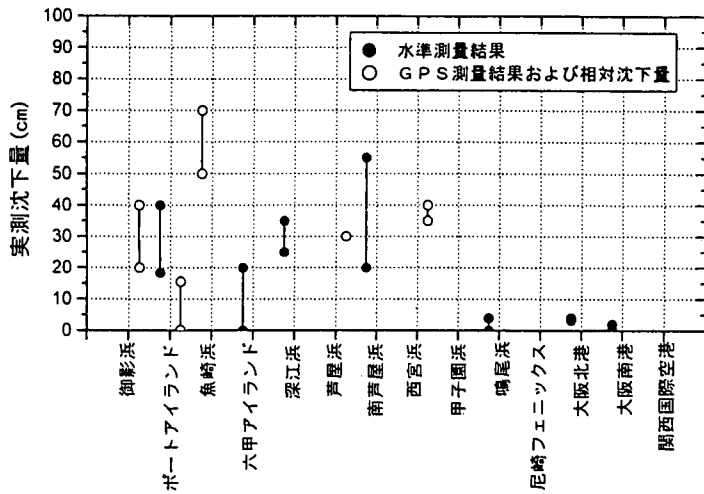


図-3.3.16 各埋立地における実測沈下量

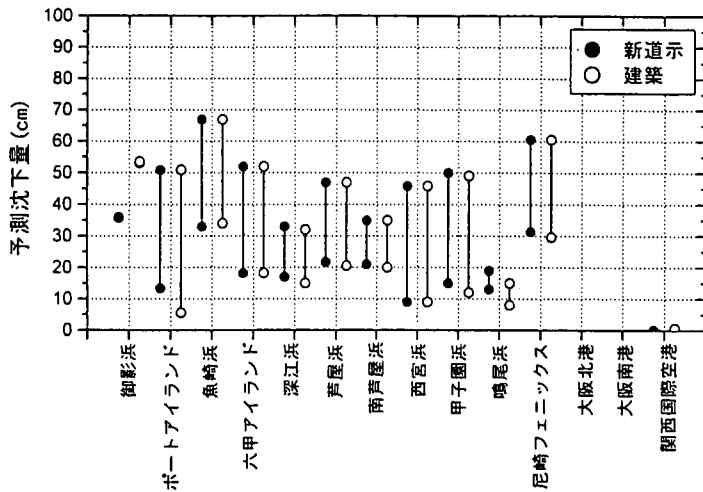


図-3.3.17 各埋立地における予測沈下量

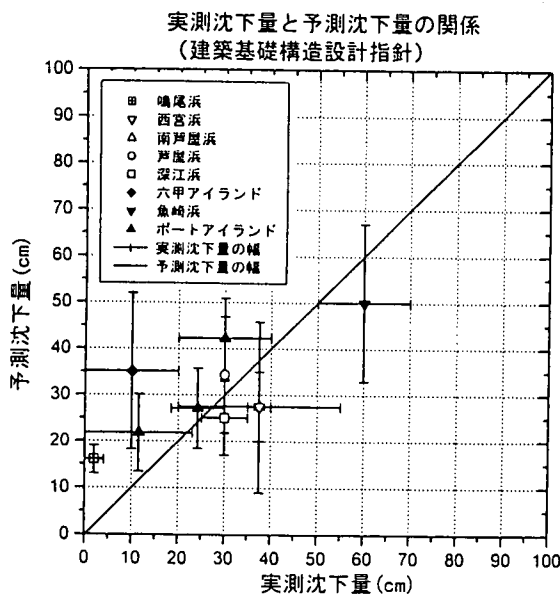


図-3.3.18 建築指針による検討結果

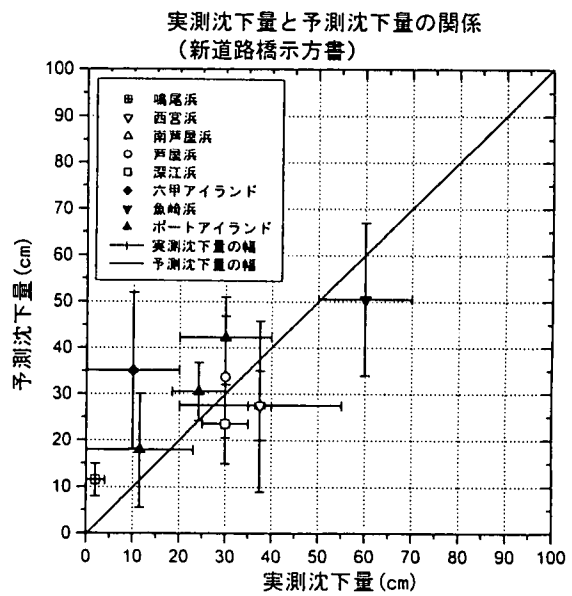


図-3.3.19 新道示による検討結果

と考えられる。また、図-3.3.18と図-3.3.19でみるように、建築基礎による液状化安全率 $F_L$ から算出された予測沈下量と新道示による液状化安全率 $F_L$ から算出された予測沈下量は、ほぼ同じ結果が得られている。

両図は、各埋立地毎に指針により求めた予測沈下量と実測沈下量の関係について示したものであり、六甲アイランド(中央部と南部)は、すべてのデータについて予測沈下量>実測沈下量(水準測量結果)となっている。これは、六甲アイランドの北部以外は、埋立材料が、神戸層群を主体としており、きれいな砂を対象とした前出の石原・吉嶺の提案式の適用範囲外の材料であったことに起因しているものと考えられる。

このように地震後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下(再圧密沈下)に関するチャートを使用して、比較的簡便に地盤沈下量を予測しても、ある程度の実測沈下量を説明することが可能であることがわかる。

今回検討したような地盤沈下量の簡易かつ定量的な予測方法は今後の震害の予測及び対策の観点からみてひとつの手法と成り得るものと考えられる。

(3)動的解析による検証

ここでは、前述した地震後の簡易沈下予測手法の妥当性の検証を行う。解析に用いるプログラムは、有効応力解析法により地盤の液状化時における過剰間隙水圧上昇に伴う有効応力の減少と土のせん断係数の低下を考慮できるプログラム“FLIP(1988年運輸省港湾技術研究所開発<sup>43)</sup>)”である。当プロ

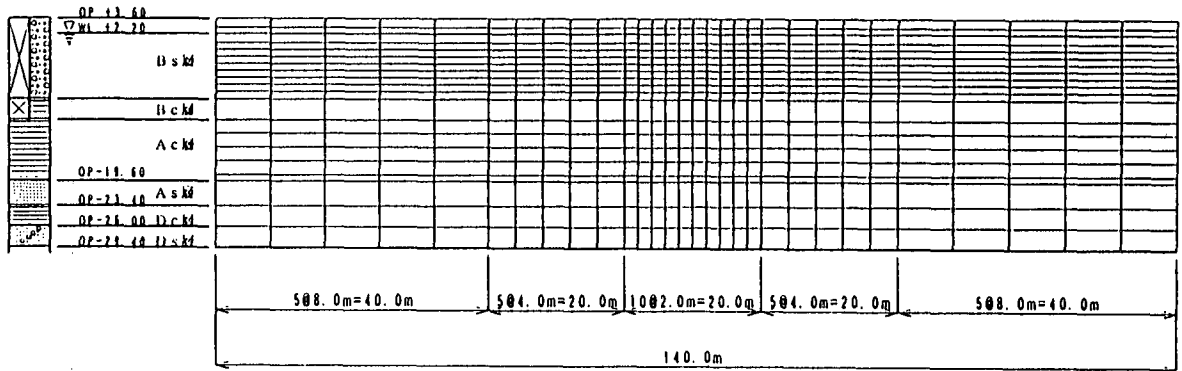


図-3.3.20 解析メッシュ図

表-3.3.5 材料パラメータの設定一覧表

材料 番号	土層名	土層上端 深さ (m)	土層下端 深さ (m)	湿潤単位 体積質量 $\gamma_t$ (t/m <sup>3</sup> )	有効 土被り圧 $\sigma'_v$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	N 値	細粒分 含有率 No.60 (%)	等値 液性比 Lp	ポアソン 比 $\nu$	初期せん断 剛性 G <sub>0</sub> (tf/m <sup>2</sup> )	初期体積 弾性係数 K <sub>0</sub> (tf/m <sup>2</sup> )	間隙率 n	内部 摩擦角 $\phi$ (°)	直相角 $\delta$ (°)	液状化パラメータ				せん断仕事 に換ずる係数 $\alpha$
															$\beta_1$	$\beta_2$	$\mu_1$	$\mu_2$	
1	B <sub>c</sub>	0.0	1.3	1.8	0.117	8	14	8.9	0.30	4870	10552	0.45							
2	B <sub>c</sub>	1.3	2.2	1.8	0.315	8	14	7.7	0.30	4870	10552	0.45							
3	B <sub>c</sub>	2.2	3.5	2.0	0.481	8	14	8.9	0.30	4870	10552	0.45	39	28	0.005	8.08	0.5	0.93	1.30
4	B <sub>c</sub>	3.5	4.5	2.0	0.578	5	14	8.3	0.30	4302	9321	0.45	39	28	0.005	6.89	0.5	0.99	1.60
5	B <sub>c</sub>	4.5	5.5	2.0	0.678	4	13	3.9	0.30	3898	8008	0.45	39	28	0.005	5.89	0.5	1.03	1.60
6	B <sub>c</sub>	5.5	8.5	2.0	0.778	4	4	3.6	0.30	3698	8008	0.45	39	28	0.005	1.19	0.5	1.15	1.60
7	B <sub>c</sub>	8.5	7.5	2.0	0.878	3	5	2.4	0.30	3040	6587	0.45	39	28	0.005	0.88	0.5	1.17	1.60
8	B <sub>c</sub>	7.5	8.5	2.0	0.978	3	5	2.2	0.30	3040	6587	0.45	39	28	0.005	0.93	0.5	1.18	1.60
9	B <sub>c</sub>	8.5	9.5	2.0	1.078	18	8	14.8	0.30	10278	22271	0.45	41	28	0.005	20.15	0.5	0.92	1.30
10	B <sub>c</sub>	9.5	10.5	2.0	1.178	18	8	14.1	0.30	10278	22271	0.45	41	28	0.005	18.58	0.5	0.94	1.30
11	B <sub>c</sub>	10.5	11.8	2.0	1.281	24	8	18.3	0.30	12500	27083	0.45	41	28	0.005	30.24	0.5	0.89	1.30
12	B <sub>c</sub>	11.8	14.8	1.7	1.441	3	100	1.2	0.45	3040	29387	0.55							
13	A <sub>o</sub>	14.8	18.5	1.7	1.813	3	100	0.9	0.45	3040	29387	0.55							
14	A <sub>o</sub>	18.5	18.5	1.7	1.749	3	100	0.7	0.45	3040	29387	0.55							
15	A <sub>o</sub>	18.5	20.5	1.7	1.888	3	100	0.5	0.45	3040	29387	0.55							
16	A <sub>o</sub>	20.5	22.5	1.7	2.028	3	100	0.3	0.45	3040	29387	0.55							
17	A <sub>o</sub>	22.5	23.4	1.7	2.13	8	100	2.1	0.45	4870	47077	0.55							
18	A <sub>o</sub>	23.4	27.0	2.0	2.342	27	-	14.3	0.30	13542	29341	0.45							
19	D <sub>o</sub>	27.0	30.0	1.7	2.627	13	100	5.3	0.45	8238	79834	0.55							
20	D <sub>o</sub>	30.0	33.0	2.0	2.882	43	-	20.8	0.30	18583	40283	0.45							

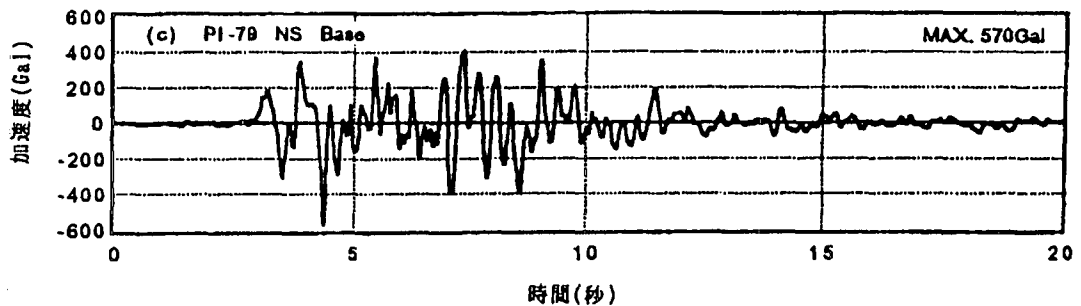


図-3.3.21 基盤の加速度波形

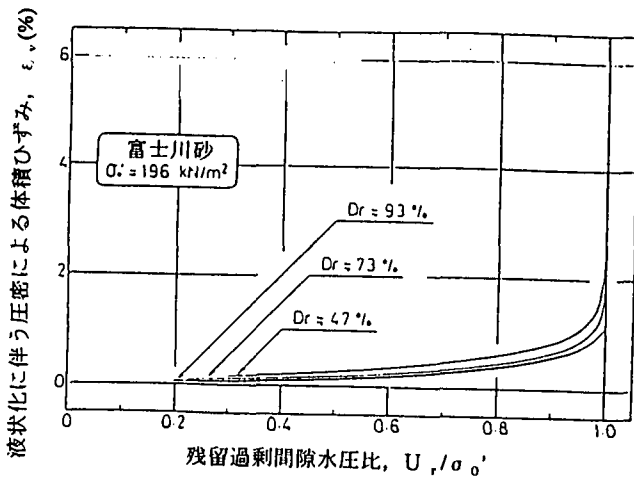


図-3.3.22 最大せん断ひずみと体積ひずみの関係

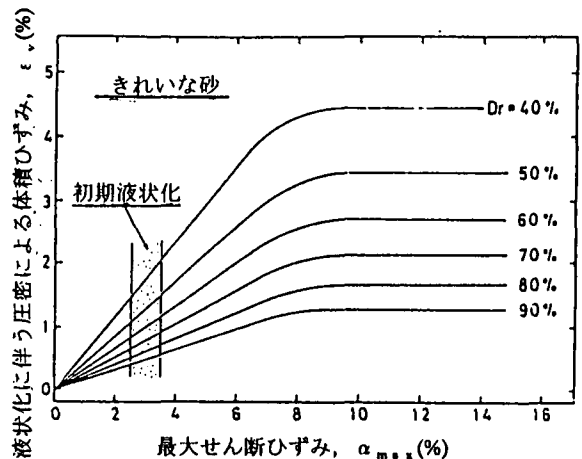


図-3.3.23 残留過剰間隙水圧比と体積ひずみの関係

グラムは、従来の全応力解析法に比べて液状化判定のみならず、地震後の残留変形や構造物に及ぼす被害等を評価できるが、ここでは出力される最大せん断ひずみ  $\gamma_{max}$  や最大過剰間隙水圧比（残留過剰間隙水圧比）に着目して後述する体積ひずみの関係（図-3.3.22, 図-3.3.23 参照）から検証を進めることとする。

a) 解析条件

検討を行うモデル土層は人工島中心付近を対象とし、土質試験結果の整っている深江浜地区を用いることとした。検討メッシュ図について図-3.3.20に、使用した材料パラメータを表-3.3.5に示す。用いる入力波形は、文献(44)を参考に、地表・地中で得られた強震記録から基盤面の波形に相当するものを地震応答計算の逆算により求められている神戸地震波形「PI-79 NS Base」を用い（図-3.3.21）、入力加速度は同検討位置で簡易計算手法に用いた最大水平加速度 538 gal を用いた。

b) 解析手法及び解析結果

地震後の沈下量は、FLIPにより求まる最大せん断ひずみから図-3.3.22に示す最大せん断ひずみと体積ひずみの関係図<sup>41)</sup>を使って、各要素の体積ひずみを求め、地震後の沈下量を算出した。また、出力される過剰間隙水圧比についても、図-3.3.23に示す（残留）過剰間隙水圧比と体積ひずみの関係図を使って、同様に地震後の体積ひずみを算出した。

表-3.3.6に解析結果の一覧表を、図-3.3.24上にはこれらの入力条件（N値、細粒分含有率  $F_c$ 、相対密度  $D_r$ ）と解析結果の最大せん断ひずみ  $\gamma_{max}$  および最大過剰間隙水圧比  $\Delta u / \sigma'_0$  の深度分布図を示している。また、下図には、前述の簡易手法、最大せん断ひずみ、過剰間隙水圧比による体積ひずみをそれぞれ示している。

簡易沈下手法の妥当性についてFLIPにより解析を行った結果、実測沈下量 35cm、簡易沈下手法により求めた沈下量 32cm に対し、当解析結果から算出された沈下量は、最大せん断ひずみによると 13.2cm、最大過剰間隙水圧比によると 12.0cm となった。

表-3.3.6 解析結果一覧表

平面ひずみ 入力加速度: 538gal → 応答: 462gal													要素番号					
要素番号	深度 GL (m)	計算深 H (m)	N 値 (回)	有効土核り圧細粒分含有率 $\sigma'_v$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$F_c$ (%)	基準化 N 値	$\Delta N_f$	相対密度 $D_r$ (%)	最大せん断ひずみ (度) $\gamma_{max}$	体積ひずみ $\epsilon_v$ (%)	層厚 H (cm)	沈下量 S (cm)	要素番号	過剰間隙水圧比 $\Delta u / \sigma'_v$	体積ひずみ $\epsilon_v$ (%)	層厚 H (cm)	沈下量 S (cm)	
	3.5	0.0	0.85	8	0.117	14	12	8.8	85.3	0.0001	-	130	0.0	301	-	0.00	130	0.0
	2.2	1.3	1.75	6	0.315	14	10	6.8	78.7	0.0002	-	80	0.0	302	-	0.00	80	0.0
	1.3	2.2	2.85	6	0.481	14	9	6.8	78.1	0.0006	0.00	130	0.0	303	0.347	0.00	130	0.0
	0.0	2.5	4.00	5	0.578	14	7	6.8	68.6	0.0006	0.00	100	0.0	304	0.219	0.00	100	0.0
	-1.0	4.5	5.00	4	0.678	13	5	6.8	62.4	0.0008	0.00	100	0.0	305	0.281	0.00	100	0.0
	-2.0	6.5	6.00	4	0.778	4	5	0.0	48.1	0.1609	3.80	100	3.8	306	0.993	4.00	100	4.0
	-3.0	8.5	7.00	3	0.878	5	3	0.0	37.8	0.2489	4.80	100	4.8	307	0.993	4.00	100	4.0
	-4.0	7.5	8.00	3	0.878	5	3	0.0	38.6	0.2189	4.00	100	5.0	308	0.994	4.00	100	4.0
	-5.0	8.5	9.00	18	1.078	8	17	3.6	82.4	0.0004	0.00	100	0.0	309	0.142	0.00	100	0.0
	-6.0	9.5	10.00	18	1.178	8	19	3.6	80.2	0.0006	0.00	100	0.0	310	0.218	0.00	100	0.0
	-7.0	10.5	11.05	24	1.281	8	21	3.6	100.1	0.0006	0.00	110	0.0	311	0.25	0.00	110	0.0
	-8.1	11.8									合計	1160	13.8		合計		1160	12.0



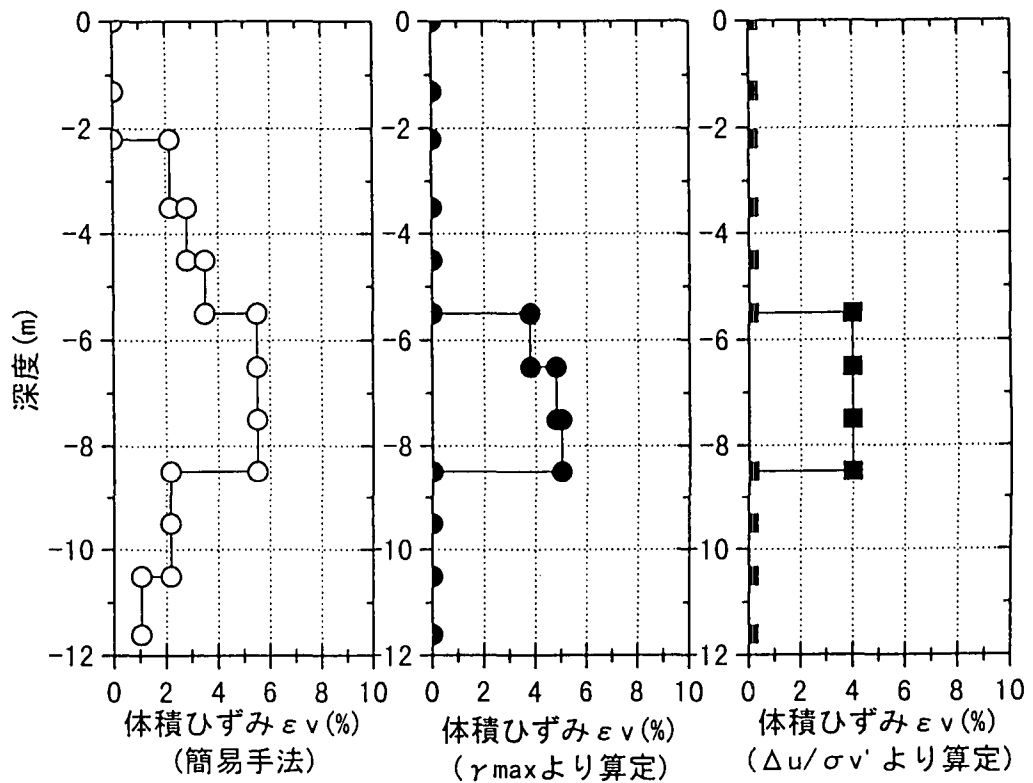
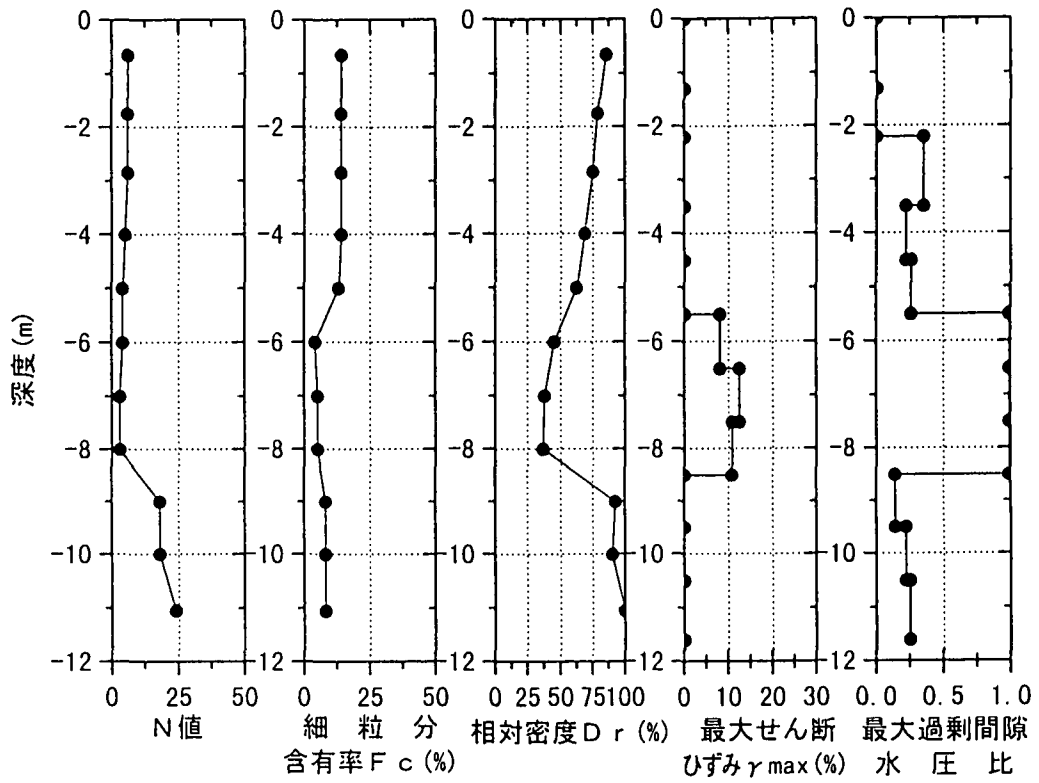


図-3.3.24 解析条件及び解析結果

図-3.3.24 下に見るように、体積ひずみの分布傾向は、概ね一致しているものの、FLIP による沈下量は、実測沈下量および簡易沈下手法により求めた沈下量の約半分程度の結果となった。FLIP による結果は、液状化対象層の最大せん断ひずみが細粒分含有率の大きい層 (GL-2~6 m) や相対密度の大きい層 (GL-8~10 m) において、簡易手法により得られた体積ひずみ程、顕著に生じなかったことが、予測沈下量の違いによって現れている。

#### (4)沈下と噴砂の関係

表-3.3.4 で示した実測沈下量と図-3.3.6 での噴砂の発生率 (噴砂率) の関係を見るためにそれぞれ調査地点での両者の関係を調査した。この点に関して、文献(1)によればポートアイランド2期を除いたポートアイランド1期と六甲アイランドにおいては「地盤沈下の大きい地域は、全般的に噴砂の発生が大きい地域である」ことを指摘している。

両人工島を除いた埋立地盤の噴砂率と実測沈下ひずみ (実測沈下量/埋立層厚) の関係を示したものが図-3.3.24 である。同図のデータは大きくばらついているもののやや右上がりの傾向がみられ、上記の指摘事項は埋立層全体にある程度当てはまりそうである。

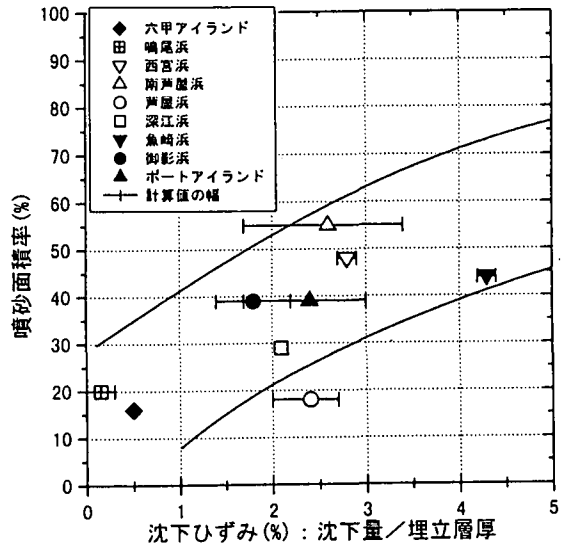


図-3.3.25 噴砂率と実測沈下ひずみの関係

### 3.3.5 埋立地盤に対する基準と地震時沈下現象

本項においては、前項で示した簡易計算手法に係わる液状化判定手法の現状と動向について概説し、沈下現象に着目して兵庫県南部地震から得られた知見を示すこととする。

#### (1)既往の基準と改訂基準の動向

兵庫県南部地震以前においても、ほとんどの関係機関で設計基準類に液状化判定が取り入れられている。これらのうち代表的な基準類に液状化の検討が取り入れられた時期を表-3.3.7 に示す。

表-3.3.7 基準類への液状化判定の導入時期<sup>48)</sup>

設計指針類		1970年 (昭 45)	1975年 (昭 50)	1980年 (昭 55)	1985年 (昭 60)	1990年 (平 2)
名称	機関					
① 港湾構造物設計基準	日本港湾協会	□				○
② 港湾の施設の技術上の基準・同解説						○
③ 道路橋耐震設計指針・同解説	日本道路協会					○
④ 道路橋示方書・同解説、V耐震設計編						○
⑤ 建造物設計標準解説、基礎構造物及び抗土圧構造物	日本国有鉄道					○
⑥ 国鉄建造物設計標準解説(基礎構造物、抗土圧構造物)	土木学会					○
⑦ 建築基礎構造物設計基準・同解説(1974改)	日本建築学会					○
⑧ 建築基礎構造設計指針	同上					○
⑨ 危険物の規制に関する技術上の基準の細目を定める告示	自治省、消防庁		□			
⑩ L N G 地下式貯槽指針	日本瓦斯協会			□		
⑪ 水道施設地震対策指針と解説	日本水道協会			□		
⑫ 捨石、ぬき堆積場建設基準及び解説	日本鉱業協会、通産省				□	
⑬ 下水道施設地震対策指針と解説	日本下水道協会				□	
⑭ 共同溝設計指針	日本道路協会					○
⑮ 道路土工、軟弱地盤対策工指針	同上					○
⑯ 原子力発電所耐震設計技術指針	日本電気協会					○

□基準類に液状化が導入  
△基準類は改訂されたが液状化の項は修正なし  
○改訂(修正)

a) 限界N値法

限界N値法は、測定されたN値が定められた限界のN値より小さく、しかも液状化しやすい粒度分布の場合液状化の可能性があると判断される。1970年代前半に導入された四つの基準類のうち、港湾施設基準を除いた他の三つは、その後 $F_L$ 値法による別の方法に改訂となった。これに対し、港湾施設基準では深度、地震動、細粒分含有率の三つのパラメータを考慮できる方法が1990年に導入された。

b)  $F_L$ 値法

$F_L$ 値法の代表的な簡易判定法である道路橋示方書と建築基礎構造指針とは $F_L$ との定義において次のような違いがみられる。まず、道路橋示方書では、地震時の最大せん断応力比 $L_{max}$ と、不規則波荷重に対する地盤の液状化強度比 $R_{max}$ の比を $F_L$ 値と定義しているが、建築基礎構造指針では、不規則波である地震波を一樣振幅の繰返しせん断力に置き換えたときに等価となる繰返しせん断力比 $L_{eq}$ と、同じく一樣振幅の正弦波に対する地盤の液状化強度比 $R_{eq}$ の比として $F_L$ を定義している。

$$F_L = R_{max} / L_{max} \quad (\text{道路橋示方書})$$

$$F_L = R_{eq} / L_{eq} \quad (\text{建築基礎構造指針})$$

両基準とも液状化地盤の設計上の取扱いについては、液状化すると判定された地盤の土質定数（変形係数E、地盤反力係数kなど）を $F_L$ 値及び深度に応じて低減させることを規定している。

地盤のN値が小さく、想定する地震の規模も一般的である通常の液状化検討の範囲において、両基準はほぼ同じ判定結果を与える。しかし、地盤のN値が大きくなると道路橋示方書の方法では地盤の液状化強度をかなり小さく評価してしまうことが指摘されており、適用には限界がある。建築基礎構造指針

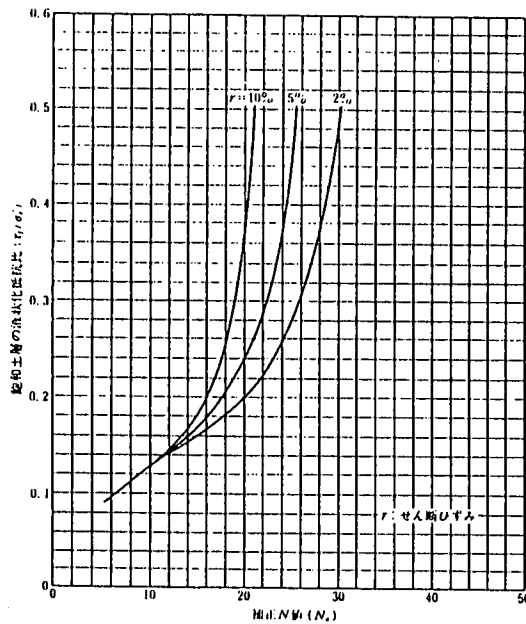


図-3.3.26 地盤の液状化強度比の算定図表(建築基礎)<sup>42)</sup>

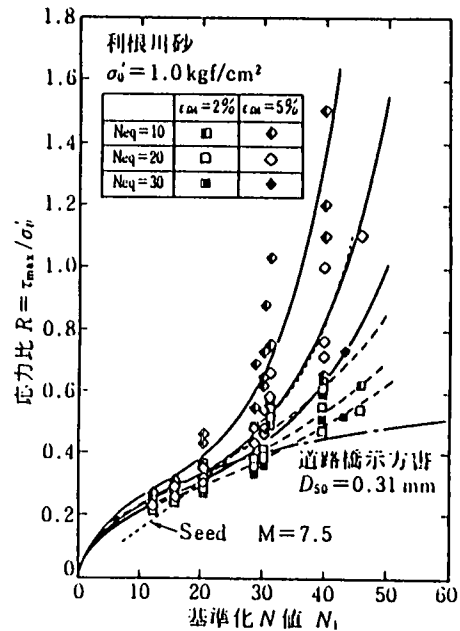


図-3.3.27 国生らの式による液状化強度比と $N_1$ の関係<sup>48)</sup>

や原子力発電所耐震設計技術指針では、こうした密な地盤、大規模な地震動に対してもある程度適用できる液状化強度比の算定式が提案されている（図-3.3.26, 27 参照）。

1995年兵庫県南部地震を契機に見直しが図られているが、先行して改訂された設計指針は、「港湾の施設の技術上の基準」（以下、港湾と称す）と「道路橋示方書・同解説、V耐震設計編」（以下、新道示と称す）等である。改訂された代表的な指針である港湾と新道示の概念図を図-3.3.28に示す。

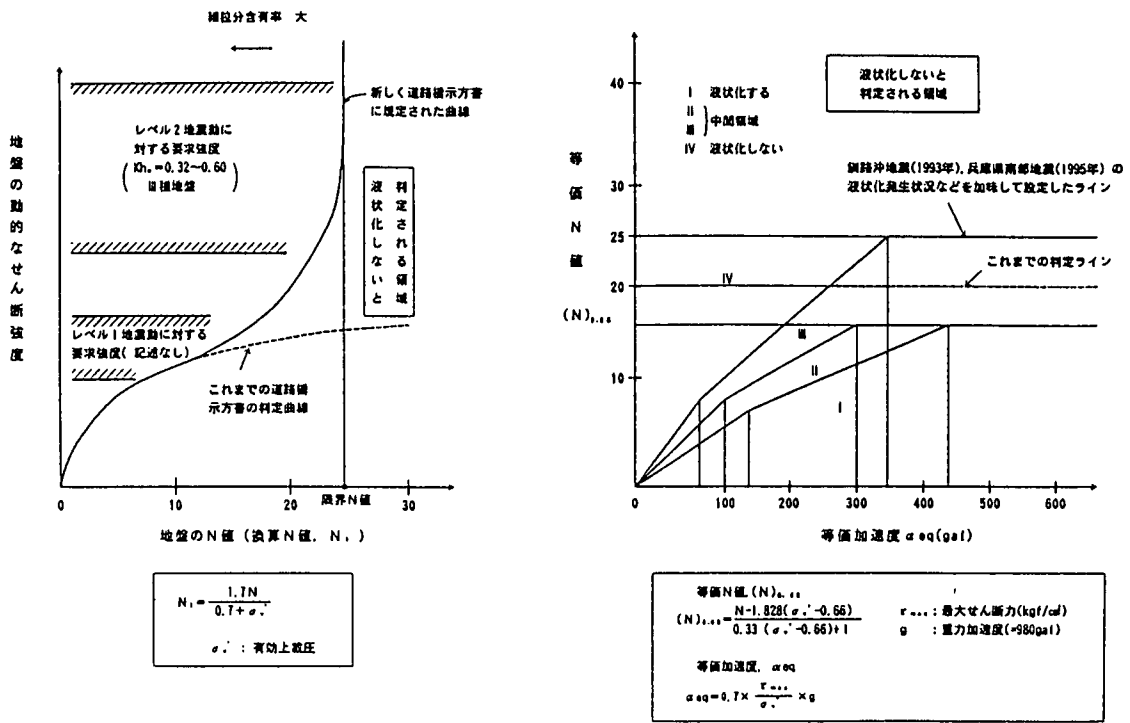


図-3.3.28 改訂された設計指針(港湾, 新道示)の概念図

(2) 兵庫県南部地震から得られた地震時沈下現象の知見

ここでは、レベル2地震動である兵庫県南部地震（一部のデータは釧路沖地震も含む）における沈下現象に関する知見について以下に示す。

1993年釧路沖地震では地表面最大加速度496gal、1995年兵庫県南部地震では地表面加速度500galを越える加速度記録が観測された。この2つの地震において、直接の沈下現象を示す事例ではないが、噴砂などの液状化の痕跡・無痕跡との関係を等価加速度と等価N値の関係で示したものが、図-3.3.29である<sup>50)</sup>。前述したように、沈下現象は液状化判定と密接に係わっているため、この図はN値と沈下現象の関係を考察するうえで重要な意味をもつ。同図中の地震時沈下が発生したと推察される液状化地点のプロットである●は、従来のⅢの上限である等価N値 $N_{eq}=20$ を越えるところにも多く分布している。従って、500gal近い等価加速度に対しては $N_{eq}=20$ は液状化に対し十分な等価N値といえず、等価加速度が500gal近い地震に対しては $N_{eq}=25$ をⅢの上限と考えられ今回の等価N値の引上げの根拠となった。しかし、等価加速度が400gal付近で等価N値が10~20程度でも液状化していないものがある。これは地盤改良が施された箇所であり、同じN値で評価されても地盤改良を施した場合には、自然地盤のN値よりも大きな液状化抵抗力を有していることを意味している。この事実

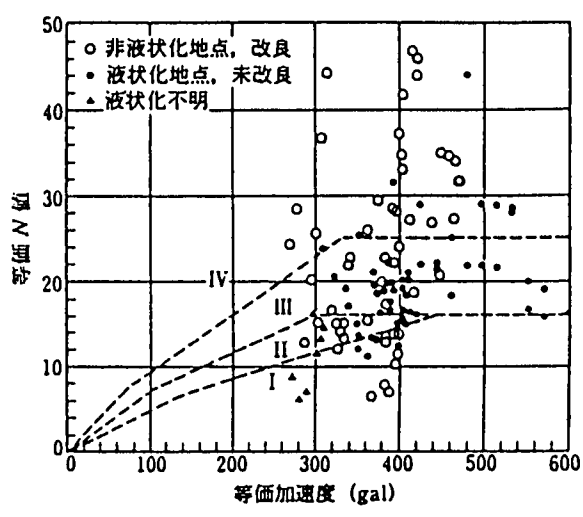
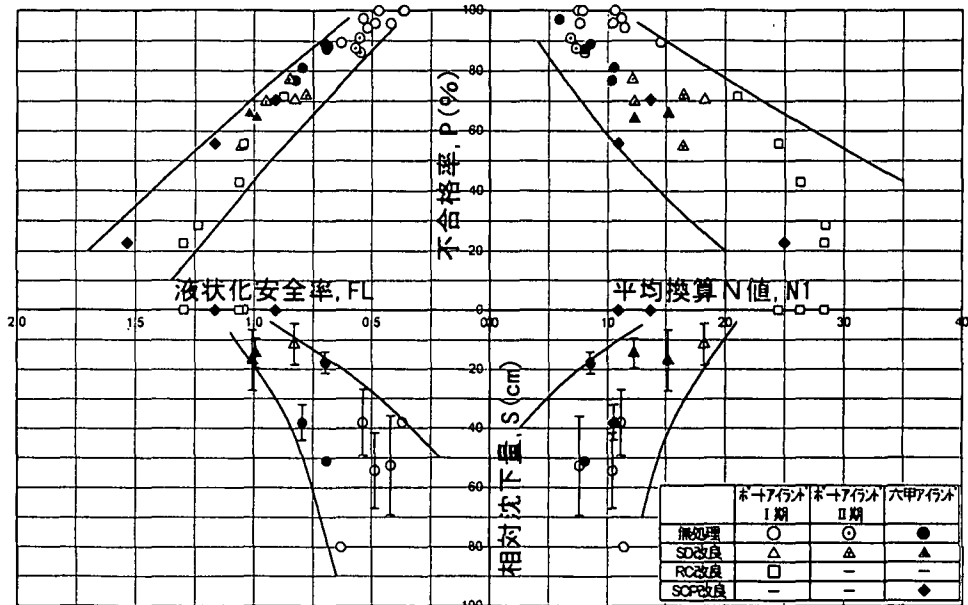


図-3.3.29 等価加速度と等価N値<sup>48)</sup>

は、従来のⅢの上限である等価N値 $N_{eq}=20$ を越えるところにも多く分布している。従って、500gal近い等価加速度に対しては $N_{eq}=20$ は液状化に対し十分な等価N値といえず、等価加速度が500gal近い地震に対しては $N_{eq}=25$ をⅢの上限と考えられ今回の等価N値の引上げの根拠となった。しかし、等価加速度が400gal付近で等価N値が10~20程度でも液状化していないものがある。これは地盤改良が施された箇所であり、同じN値で評価されても地盤改良を施した場合には、自然地盤のN値よりも大きな液状化抵抗力を有していることを意味している。この事実



不合格率 $p$ : 道路橋示方書・同解説V耐震設計編(平成8年12月)により求めた液状化安全率 $FL$ の $FL < 1$ の度数を全体度数で除したもの( $p = (FL < 1$ の度数) / (全体数))

図-3.3.30 換算N値、不合格率、液状化安全率、相对沈下量の関係

に対しては、「地盤改良を施した場合には、Ⅲの上限の等価加速度を25以下にしてもよい可能性がある。」との指摘もある<sup>49)</sup>。つまり、地盤改良が施された地盤はN値がⅢの上限の等価限界N値よりも小さくても沈下現象が軽微におさまる、すなわち有意な沈下を生じない可能性があるものと考えられる。

また、直下型のレベル2地震動がおそったポートアイランド、六甲アイランドにおけるボーリングデータを新道示で示されている液状化判定に従って分析し、兵庫県南部地震の際の非改良・改良地盤の沈下の実測値と関連させて統計的なアプローチを試みた結果が示されている<sup>51)</sup>。

地盤の評価としてのN値・液状化安全率と被害として相对沈下量の関係を目標値を満足していない割合である不合格率を介して概観できるように改良・非改良域毎に整理したものが図-3.3.30である。第1象限は、平均換算N値と不合格率の関係について、第4象限は、平均換算N値と相对沈下量を示している。これより、まさ土を主な埋立材料としたポートアイランド1期では、地盤改良によって平均換算N値20~25以上に改良された地盤において液状化安全率 $F_L$ が1.0以下である不合格率が20~70%であるにもかかわらず、有意な沈下はほとんどみられていない。また、当然ながら、非改良地盤に比べて改良地盤の相对沈下量と不合格率はともに小さくなる傾向にある。さらに、2, 3象限を併せてみれば各平均液状化安全率 $F_L$ に対する不合格率が一目で、平均液状化安全率が1.0程度を上回っていれば、地盤沈下が生じていないことがわかる。このように、レベル2地震動を受けた際に改良地盤では改良目標N値に達していないデータが何割か含まれていても有意な地盤沈下は生じていないことも報告されている。

以上、図-3.3.28に示した2つの改訂された液状化判定基準に係わる沈下とN値との関係について港湾の基準と新道示の基準から得られた改良地盤と未改良地盤におけるN値と被害に関する知見を示した。特に、埋立地盤については地盤改良が施されN値が比較的高い箇所では有意な沈下は生じておらず、この理由としては、例えば、砂杭を圧入して周辺地盤を締め固める場合の静止土圧係数 $K_0$ の増加や杭芯と杭間で構成される締め固め地盤全体としてみた場合の評価の問題に係わっていることも考えられる。

### 3.3.6 まとめ

兵庫県南部地震の経験を今後の埋立地域の耐震計画に生かすためには、対象埋立地域に入力される地

震動の評価、その地震動によって生じる埋立地盤の挙動が定量的にどのようになり、どのような現象が想定されるかを明らかにしておく必要がある。そのため、既存の利用し得る地盤の諸資料を基にし、兵庫県南部地震での地震動と沈下量に焦点をあてて調査・分析した。

その中で、兵庫県南部地震における埋立・廃棄物地盤についての状況整理を3.3.2で行い、被害に及ぼす影響主要因として地震動の大きさ、地盤条件として地盤の粒度やN値などの物性値に着目した。一方、被害度合いを埋立層の沈下現象として、それらの分析を3.3.3で実施した。また、ケーススタディーとして、3.3.3では常時微動と被害の関係を、3.3.4では、特に、N値と粒度に基づいた簡易手法による地震による沈下の予測を行った。さらに、今回の地震において得られた知見を3.3.5で示した。

これらの整理・分析及び解析を通して地震時の沈下のメカニズムについて明確になったとはいえないが、概略的な予測が可能であることがわかった。しかしながら、これら未知の要因については、今後も継続して調査・研究し、沈下予測手法の精度向上についても研究していく必要があるものと考えられる。

埋立地盤に対する耐震上の対策は、特に、沈下が発生しても被害を大きくしない対策をとることが重要であると考えられる。つまり、埋立地盤において、ある地震動を想定し液状化判定を行い、構造物の変形が許容値を超えて被害が予想される場合には、何らかの耐震対策を実施するのが一般的であるが、このような液状化を発生させない対策以外にも、広い意味での耐震対策として位置づけられる計画的な対策も重要である<sup>52)</sup>。これは、ネットワークとしての対策のことであり、埋立地の港湾施設に対する対策としては、文献(52)によれば、『港湾における対策として海上交通路の果たすべき役割を確保するために、港湾相互のネットワークを考え、大規模地震時に陸上輸送の確保が困難な場合を想定して、当該地区の港湾を「補完港」として液状化対策を含む耐震性補強施設（特に耐震性を強化した施設；耐震バースなど）を整備し、緊急物資の輸送を「拠点港」を経由した海上輸送に切り替えることができるようにする考え方である。』と記述している。

本節の内容をまとめると、以下ようになる。

- 1) 大阪湾岸部の埋立地毎に地震動に係わる断層距離，埋立材料，N値粒度特性などと被害状況を整理した。
- 2) 断層距離が小さく、比較的加速度が大きい埋立地は、噴砂跡沈下量が大きく、断層距離が大きく、加速度が小さい埋立地では、噴砂跡や沈下が小さい傾向にある。
- 3) 液状化層厚と非液状化層厚の関係を示した。
- 4) 同上の関係から地下水位の深い場所や、N値が比較的高く液状化層が薄い箇所では噴砂などの現象が少ない傾向がみられた。
- 5) 距離減衰経験式を適用し、各埋立地の推定最大水平加速度を求めた。断層距離が大きい所では、観測地とほぼ同程度の値を示したが、断層距離の小さいところでは、観測地の方が小さめになった。
- 6) 地震時の地盤の沈下現象に着目するため、埋立事業主体の水準測量の結果、公表資料などによって収集した。
- 7) 航空写真判断による噴砂の地表面分布結果を基に、100 mメッシュ区画における噴砂の分布面積を求めた。
- 8) 液状化発生の有無と常時微動との関係を調査したが、スペクトル比が0.5～1.6秒付近で卓越周期を持ち、その比の値が2以上になるものが液状化発生地点によく対応している。
- 9) 地震時の埋立地に対し、ひとつの簡易沈下予測手法を提案し、実測沈下量と対比させた。
- 10) 同上の簡易沈下予測手法の検証のため、有効応力解析法における過剰間隙水圧に伴う有効応力の現象と土のせん断係数の低下を考慮できる“FLIP”を用いて解析した。FLIPでの結果は、体積ひずみ分布は概ね一致したが、沈下量が少なく評価された。
- 11) 地震時の沈下とN値の関係について、兵庫県南部地震のようなレベル2地震動に対しても地盤改良が施された箇所での未改良地盤に比べての被害の相違の原因を言及した。それらから、改良地盤においては、N値が小さくとも、また、目標N値に達しないN値を有していても噴砂の痕跡や沈下が軽微にとどまることなどの知見を示した。

【参考文献・資料】

- 1) 神戸市開発局：兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査(ポートアイランド，六甲アイランド)報告書，119p.，1995年8月.
- 2) (社)土質工学会関西支部：大阪湾海底地盤，pp. 38～42，1990. 12.
- 3) 中村裕昭・福原誠・小野諭・東原純：1995年兵庫県南部地震における液状化調査，土木学会第50回年次学術講演会，3-A，pp. 452-453，1995年8月
- 4) 片山圭二・沼土清・村田純也・川畑真澄：兵庫県南部地震による液状化が起因となった埋立地の建物被災状況について，第30回地盤工学研究発表会，pp. 65-66，1995年7月
- 5) 井上隆夫・大濱雅信・濱田晃之・諏訪靖二・福田光治：兵庫県南部地震における南芦屋浜と西宮浜の液状化特性(その1)，第31回地盤工学研究発表講演集，pp. 559-560，1996年6月
- 6) 兵庫県企業局ヒアリング
- 7) 井上隆夫・大濱雅信・濱田晃之・諏訪靖二・福田光治：兵庫県南部地震における南芦屋浜と西宮浜の液状化特性(その2)，第31回地盤工学研究発表講演集，pp. 561-562，1996年6月
- 8) 山部哲・難波伸介・中澤明夫・中澤瑤子：砂質埋立地盤におけるアスファルト塗布PHC杭基礎の地震前後の測定結果について(その1.地盤沈下による挙動)，第31回地盤工学研究発表講演集，pp. 1687-1688，1996年6月
- 9) 永瀬英夫・柳畑亮・中濃耕司：平成7年兵庫県南部地震における液状化発生地点での調査-噴砂の液状化特性について-，土木学会第50回年次学術講演会，3-A，pp. 450-451，1995年9月
- 10) 三宅達夫・赤本弘文・佐藤毅・久富慎吾・清水玲子：鳴尾浜埋立地内で噴出した砂に対する検討，第31回地盤工学研究発表講演集，pp. 1027-1028，1996年6月
- 11) 松井保・嘉門雅史・油谷進介・西川輝廣：大阪フェニックス事業における埋立地盤特性，土と基礎，Vol. 45，No. 4，pp. 17-20，1997.
- 12) 大阪市港湾局ヒアリング
- 13) 谷川君平・村西周治・大倉卓美・菊池慎二：阪神・淡路大震災における重錘落下締固め工法による改良効果，土と基礎，Vol. 44，No. 3，pp. 43-45，1996.
- 14) 武田弘一・福本肇・外園伸二・楠見正人：大阪湾B・D岸壁における締固め砕石ドレーン工法による液状化対策，土木学会第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演論文集，1997年1月
- 15) 石谷文方・西川一夫：地盤改良工事SCP工法・DC工法・MVT工法，基礎工，特集-関西国際空港と基礎，pp. 54-60.，1995. 1.
- 16) Ishihara, K. : Stability of Natural Deposits during Earthquakes, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.321-376, 1985.
- 17) 安田進・坪田邦治・西川修・浅香寛之・内藤福隆：兵庫県南部地震による液状化発生層の推定，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp. 201-208.，1996年1月.
- 18) 地盤工学会阪神大震災調査委員会地盤震動部会：地震動記録，阪神・淡路大震災調査報告書(資料編Vol. 1)，地盤工学会阪神大震災調査委員会編，pp. 175-185，1996年10月.
- 19) 入倉孝次郎：ローカルネットワークからみた震源特性，阪神・淡路大震災 都市直下型地震と地質環境特性，日本地質学会環境地質研究委員会編，東海大学出版会，pp. 43-57，1996年7月.
- 20) 佐藤忠信・杉戸真太・清野純史・澤田純男・森尾敏・末富岩雄・北勝利：地盤振動特性，阪神・淡路大震災調査報告書(解説編)，地盤工学会阪神大震災調査委員会編，pp. 123-150，1996年3月.
- 21) Seikiguchi, H., Irikura, K., Iwata, T., Kakehi, Y., and Hoshiba, M. : Minute Locating of Faulting beneath Kobe and the Waveform Inversion of the Source Process during the 1995 Hyogo-ken Nanbu, Japan, Earthquake Using Strong Motion Records, Jour. Physics of the Earth, Vol.44, No.5, pp. 473-488, 1996.
- 22) Fukushima, Y. and Tanaka, T. : A new attenuation relation for peak horizontal acceleration of strong earthquake ground motion in Japan, Bull. Seismol. Soc. Am., Vol. 80, pp. 757-783, 1990.
- 23) 岩崎好規・山本浩司・越後智雄：兵庫県南部地震の強振動特性，阪神・淡路大震災 都市直下型地震

- と地質環境特性, 日本地質学会環境地質研究委員会編, 東海大学出版会, pp. 58-77, 1996年7月.
- 24) Fukushima, Y. and Irikura, K.: Attenuation Characteristics of Peak Ground Motions in the 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake, *Jour. Physics of the Earth*, Vol.45, No.2, pp. 135-146, 1997.
- 25) 阪神・淡路大震災調査委員会編: 阪神・淡路大震災調査報告書(解説編), pp. 189, 1996年3月.
- 26) 松田博: 地震後に生じる粘土層の沈下過程, 第31回地盤工学研究発表会, pp. 1061-1062., 1996年6月
- 27) 田中耕平: 1995年兵庫県南部地震による地表面変位量図, 防災科学技術研究所, 53p., 1996年9月.
- 28) 多田堯: 地殻変動と断層モデル, 阪神・淡路大震災 都市直下型地震と地質環境特性, 日本地質学会環境地質研究委員会編, 東海大学出版会, pp. 80-90, 1996年7月.
- 29) Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K.: Hyogoken-Nanbu (Kobe) Earthquake -Liquefaction, Ground Displacement and Soil Condition in Hanshin Area, 1995.8.
- 30) 早川清・仲野貴裕・江川典聡・尾儀一朗・松井保: 兵庫県南部地震による埋立地の地盤災害と常時微動特性との関係, 土木学会第2回阪神・淡路大震災に関する学術論文集, pp. 15~20, 1997年1月
- 31) 早川清・江川典聡・尾儀一朗・松井保: 常時微動測定と地震応答解析による埋立地の地震災害について, 第32回地盤工学研究発表会講演集, PP. 835-836, 1997年7月
- 32) 土岐憲三, 後藤洋三, 江尻讓嗣, 澤田純男: 兵庫県南部地震の震源特性と地盤振動特性, 土木学会誌, 1995年9月
- 33) 鈴木吉夫・斉藤聡・木村玄: 格子状地盤改良による液状化対策を施した建築基礎の調査報告, 基礎工, Vol. 23, No. 10, pp. 54~58. 1995.
- 34) 社本康広・佐藤正義・仁木幹夫・嶋津伸一: 埋立て地盤の液状化による杭の変形調査, 土と基礎, Vol. 44, No. 3, pp. 22~24. 1996.
- 35) 河井正・國生剛治・田中幸久: 兵庫県南部地震によるポートアイランドでの液状化被害について, 第30回地盤工学研究発表会, pp. 107~108, 平成7年7月.
- 36) 山田耕一郎・森田悠紀夫・森本巖・後藤政昭: ポートアイランド地震計埋設箇所の地盤状況と埋立層の液状化強度について, 第31回地盤工学研究発表会, pp. 961~962, 平成8年7月.
- 37) 平井芳雄・山下清・丸岡正夫・菊一大輔: 兵庫県南部地震時のポートアイランドにおける液状化による地盤沈下について, 第31回地盤工学研究発表会, pp. 1025~1026, 平成8年7月.
- 38) Yasuda, S., Ishihara, K., Harada, K. and Shinkawa, N.: Effect of soil improvement on ground subsidence due to liquefaction, *Soils and Foundations, Special Issue*, pp.99-107., 1996.
- 39) 南荘淳・川上順子・中堀和英・久保田耕司: 地震による埋立地盤の状態変化について, 土木学会第51回年次学術後援会, pp. 292-293, 平成8年9月
- 40) 南荘淳・久保田耕司・森田悠紀夫: 阪神高速5号湾岸線埋立層のテストピット調査, 第31回地盤工学研究発表会, pp. 371~372, 平成8年7月.
- 41) 石原研而・吉嶺充俊: 地震時の液状化に伴う砂地盤の沈下量予測に伴う沈下量予測, 第26回土質工学研究発表会, pp. 767~770, 平成3年7月.
- 42) 建築基礎構造設計指針 日本建築学会, 1988改定.
- 43) 道路橋示方書・同解説-V耐震設計編, 社団法人日本道路協会, 平成8年12月
- 44) Tokimatsu, K. and Yoshimi Y.: Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on STP N-value and Fines Content, 土質工学会論文報告集, Vol.33, No.4, pp.56~74, 1983.
- 45) 井合進: FLIPによる解析, 地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム, 土質工学会, pp. 94-106, 1989. 1
- 46) 埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版), (財)沿岸開発技術センター, 平成9年
- 47) 安田進: 設計における液状化の評価, 土と基礎, Vol. 40, No. 1, pp. 73~79., 1992.
- 48) 國生剛治: 密な砂地盤のN値による液状化判定法, 第19回土質工学研究発表会, pp. 559~562, 1984.



- 49) (社) 土木学会：土木構造物の耐震基準に関する「第二次提言」，1996. 1. 10
- 50) 山崎浩之：港湾施設の耐震設計，地質と調査，pp. 27～33， 1996 年第 3 号.
- 51) 松尾修・安田進・山本実・原田健二・橋本隆：レベル 2 地震動における改良地盤の評価に関する実証的研究，第 24 回地震工学研究発表会，pp. 273～276， 1997 年 7 月.
- 52) 土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで，第 4 章 液状化対策，1993.