

# 仙台市の被災造成宅地の被害要因分析・復旧対策検討の事例及び今後の課題

パシフィックコンサルタンツ（株） 正会員 ○門田 浩一

パシフィックコンサルタンツ（株） 正会員 本橋 あずさ

## 1. はじめに

平成 23 年 3 月の東北地方太平洋沖地震では、仙台市内の丘陵地部の盛土造成地において、滑動崩落による数多くの宅地被害が発生した。最も多かった被害形態は、盛土表層のひな壇部分及び盛土全体の崩壊・変形等の地すべりの変形被害であった。本論では、地すべりの変形被害の要因分析結果、被災宅地の土質・地下水特性や安定計算結果についての考察、及び宅地復旧対策の事例についてまとめると共に、今後の課題について述べる。

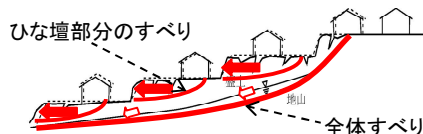
## 2. 地すべりの変形被害の要因分析

地すべりの変形被害は、盛土表層のひな壇部分における崩壊・変形、ひな壇部分と盛土全体の崩壊・変形との複合型のすべり等が発生していることが特徴的であった（写真－1、図－1）。そこで、地すべりの変形被害の 30 地区（仙台市の滑動崩落被害 160 地区の約 2 割）について、被災部の「地下水位」、「ひな壇部分の傾斜角  $h/W$ 」（ひな壇部分の高さ  $h$  を幅  $W$  で除し、傾斜角に変換した値）、「 $N$  値」（砂質土と粘性土に分けて整理）の分析を行なった。

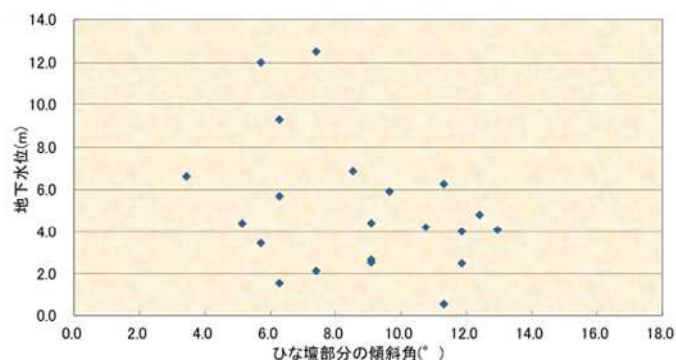
ひな壇部分の傾斜角と地下水位の関係を図－2 に示す。傾斜角は  $5^{\circ}$  以上と急であり、傾斜角に係らず、地下水位は GL-1m～6m に分布しており、傾斜が急でも地下水位が高い位置に保水されていることが特徴的である。また変動部の  $N$  値は、盛土材料が砂質土の場合で概ね  $N \leq 10$ （特に  $N \leq 5$  が主体）、粘性土の場合で  $N \leq 4$  が多く分布していた。これらのことより、傾斜が急な盛土表層のひな壇部分に、地山からの流入水等が宙水状に滞留し、強度も小さい（締固め度が小さい）ことなどが、盛土表層のひな壇部分における崩壊・変形につながったと考えられる。



写真－1 ひな壇部分の変形・崩壊被害



図－1 地すべり変形被害の模式図



図－2 地下水位とひな壇部の傾斜角

## 3. 被災したひな壇部分の強度特性・安定計算結果及び復旧対策事例

地すべりの変形が発生した地区で実施した盛土表層部の物理試験結果、締固め試験結果及び三軸圧縮試験結果を整理して図－3～4 に示す。三軸圧縮試験は、盛土表層部における不攪乱の採取試料及び現場密度に調整した試料で実施したケース A、及び盛土密度の一般値程度（ $18 \sim 20 \text{ kN/m}^3$ ）に調整した試料で実施したケース B がある。

被災地区における盛土表層部の細粒分含有率は  $30 \sim 70\%$  程度、含水比は  $25 \sim 45\%$  程度であり、盛土材料は粘性土系から砂質土系まで幅広くある。これらの三軸圧縮試験結果（ $c_u$ 、 $\phi$ ）と締固め度の関係では、内部摩擦角  $\phi$  は締固め度や盛土材料の違いによらず概ね  $\phi = 10 \sim 20^{\circ}$  を示しているが、粘着力  $c_u$  は締固め度  $78 \sim 89\%$  の範囲（ケース A）では  $c_u = 0 \sim 10 \text{ kN/m}^2$  と小さく、締固め度  $90\%$  以上（ケース B）になると飛躍的に大きくなる傾向を示している。特に締固め度  $87\%$  未満では、 $c_u = 0 \sim 3 \text{ kN/m}^2$  と非常に小さい。

キーワード 大規模盛土造成地、安定解析、復旧対策

連絡先 〒206-8550 東京都多摩市関戸 1 丁目 7 番地 5 パシフィックコンサルタンツ（株） TEL 042-372-7343

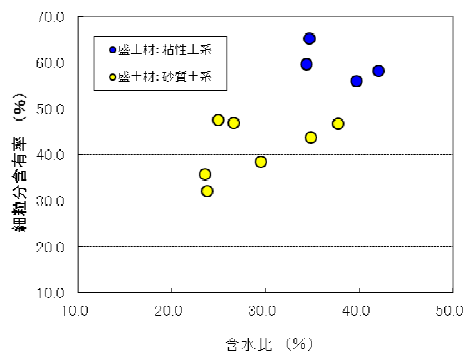


図-3 盛土の細粒分含有率と含水比の関係

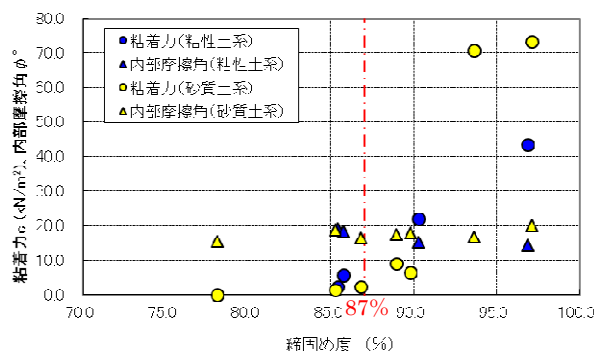


図-4 盛土の締固め度，粘着力，内部摩擦角の関係

ケース A による三軸圧縮試験結果を用いて，ひな壇部分（1 段から複数段）のすべりに対して，設計水平震度 0.25 で二次元分割法による安定計算を行なった．計算事例を図-5 に示す．同図の盛土 1 のすべり円弧がひな壇部分のすべりとなり，安全率  $F_s$  は概ね  $F_s = 0.8 \sim 1.0$  を示した．また，非被災部のひな壇部分においても，同地区の被災部と同じ強度定数であると仮定して安定計算を行い，被災部・非被災部の安全率と水平変位量の関係を図-6 に示した．非被災部の強度定数は，同地区の被災部と同じ強度定数であると仮定した．安全率 1.0 前後のひな壇部分の水平変位量は 10～20cm 程度になっており，安全率 0.9 未満になると変位量が 0.5～1.5m 以上と非常に大きくなっている．

地すべりの変形被害の復旧対策の事例を図-7 及び写真-2 に示す．被災後に家屋が撤去されている場合は，コスト面で有利な固結工を主体として配置し，ひな壇部の変形と盛土全体の面的な変形を防止することとした．また崩壊した宅地擁壁はブロック積み擁壁工等で再構築して復旧し，暗渠工を宅地周辺の道路に配置した．

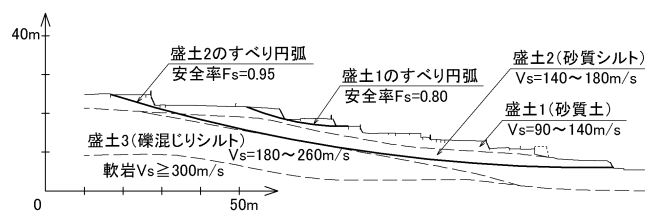


図-5 ひな壇部分における安定計算結果の一例

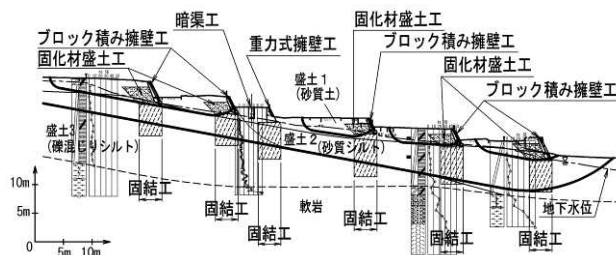


図-7 家屋が撤去されている場合の復旧対策事例

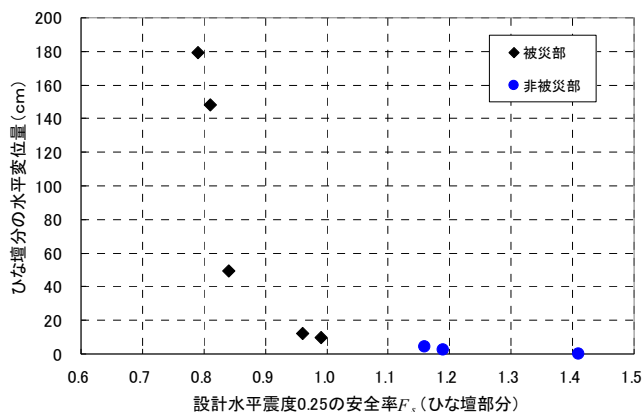


図-6 ひな壇部分の水平変位量と安全率の関係



写真-2 地すべりの変形被害の復旧対策事例

#### 4. 今後の課題

被災盛土造成地において調査検討を実施し，被災要因等について解明できた部分もあるが，被災部と非被災部が隣り合っている箇所も多くあり，何が被災と非被災を分けたのかは十分に解明できていない．盛土内に保水された地下水の影響等が大きいと推定されるが，今後は非被災部での調査検討が進められることが望まれる．また，今回採用した復旧対策工法は，滑動崩落の予防対策にも有効であるが，一般的に活用されるためには，減災の考え方も取り入れた対策の設計手法の開発，コスト面の改善及び住民との合意形成方法の検討などが必要と考えられる．