

1 まえがき 地震によって生ずる地盤の液状化は 様々の視点で研究されてきた。構造物の耐震性、という見地から言えば、液状化の引き起こす地盤の大変形は、その最も重要な側面の一つである。建物の沈下、埋設物の浮き上がり、斜面の崩壊は全てこの範疇に属する。マウに地盤の大変形は、地中に埋設されている管路に対しても、深刻な影響を及ぼす。

従来、液状化による埋設管破壊の研究は、主に動的現象に注目して進められて来た。振動する地盤中での管の挙動である。しかし、久保ら(1985)は日本海中部地震によって能代市南部の中圧ガス管流域に生じた地盤の永久変位を空中写真から判読し、管路の埋設されている表層が最大4m程度移動している事を見出した。この地域ではほぼ全域で液状化による噴出が存在した。そして兵田ら(1985)は管の破壊状況と上記永久変位の相関を詳しく検討し、永久変位が破壊の主原因であった、とした。これと言い直せば、管は液状化時に、動的応力によってではなく、地盤永久変位に由来する静的応力によって壊れた、という事になる。

以上の議論により、管路の破壊箇所をその推定して対策を施す為には、手ずかりの原因である地盤の永久変位を予測できるければならない事がわかる。そしてこの予測手法は必ずしも簡易なものではなくてはならない。大都市圏では埋設管路が何十キロ四方にも広がっており、その流域全体を調査して管路の破壊している地点を見つければ、複雑な手法は入力データの決定、計算、結果の整理と解釈等全ての点で膨大な時間と労力を要するからである。現在の土質調査の水準は、精密だが複雑な手法の結果が簡易な手法のそれより信頼できる事を、必ずしも保証していない。

2. 能代市南部の地盤永久変位

図1は上述の久保らによって実測された地盤永久変位である。太線が管の埋設位置が、X印で破壊地点が示されている。図の南部中央に前山という砂丘があり、標高は20mである。その周囲の低地では標高が8mから12,3mの高低差があるが、斜面の勾配は1度程度しかたない。しかし観測された変位のベクトルは、地盤が斜面に沿って移動した事を示している。変位の最大値は前山の北側にあり、4mであった。ここでは地震後に多くの亀裂が見られた。一般に変位量は前山周辺の高地で大きく、低地で小さい。図中北端の国道七号線沿いにも標高が十数mあり、高所である。この地区でも亀裂が報告された。そして変位のベクトルは、ここから南東の低地へ向いている。地盤が地下ではどのように変位したか、を調べるため、田子向(たごむかい)地区で変形した井戸を引直した(図2)。井戸は地下水面付近が大きく折れ曲がっており、それにより上でも下でも真直の手ではなかった。この事実は、表層土が凡そ地下水面の位置をすべり面として動いた事を、示している。

図3は、前山地震の図1で「一次元解析」と記した区間の地盤断面を簡略化したものである。Tsで表わした表層が最大4m変位し、その上端に亀裂が生じた。沖積砂層As-1は恐らく液状化した。井戸の例では大変形と生じた部分である。沖積粘土層Ac-1は、たとえ過剰間隙水圧の発生が大きかったとしても、変形は小さくて済んだであろう。砂丘の砂Asdは従来液状化しにくい事が知られているが、加えて今回の例では地下水位が深い(約10m)ので、液状化

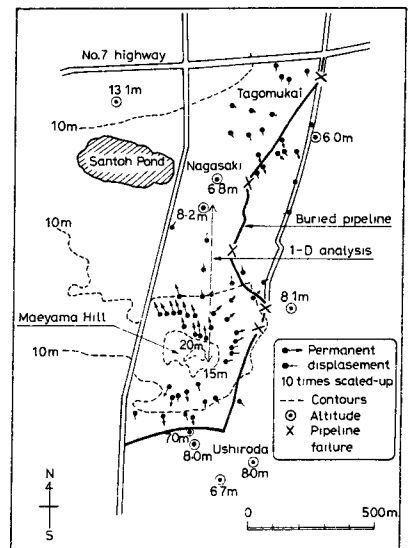


図1 能代市南部の実測地盤永久変位

1) 可能性は小さい。また実際にもこの部分(前山頂上)では、噴砂は報告されてはいない。下方にあるAs-2、Ac-2層(沖積砂と粘土)は深さの割にスウェーデン式貫入抵抗が100~250あり、液状化の可能性は小さい。たとえ液状化した、としても、それは局所的であつたのではないか。巧みにAs-1層の貫入抵抗は50~150である。

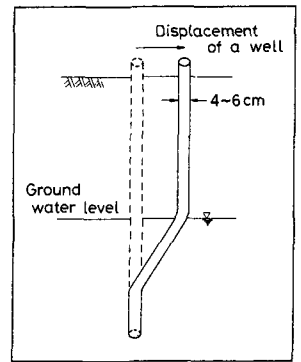


図2 井戸の変位

図3のような断面を解析して表層の4mにも及ぶ変化を予測しよう、とすれば、正攻法は有限要素解析であろう。今回の割では地盤の変形が大きいので、土の非線形応力ひずみ関係が考慮されなければならない。もし液状化、大変形したのがAs-1砂層だけであつた、とすれば、変位が最大4m、As-1層の厚さが大略1.6mなので、As-1層のひずみは4mと1.6mで割つて200%と越してゐた事になる。As-2層が液状化していくらの変形をした、としてもなお、井戸の変位からわかるように、As-1層が大変形したことは確かである。そしてこの大変形は有限要素法と言う微小ひずみの範囲を越えてあり、数値的に大変形を予測するために、高度のテクニック、特殊なジョイント要素を用いなければならない。しかしこのような有限要素解析は長い計算時間を要するのが常であり、簡易な手法の開発を目指す本研究の趣旨とはそぐわない。

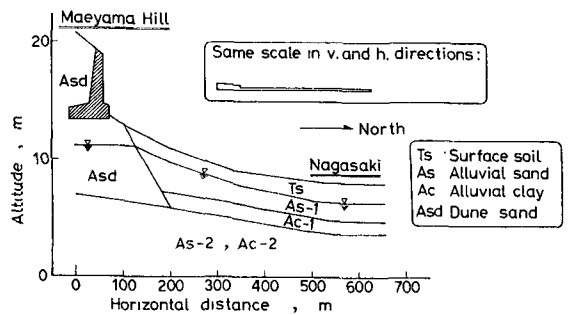


図3 地盤断面の例

もう一つ想起されなければならないのは、図3の断面の縦横の縮尺が全く異つてゐる事である。もし同じ縮尺を用いれば、図3中の挿入図のようになる。このように薄く平たい領域と各個程度の要素に分割すれば、各要素もまた薄く平たいものになり、信頼できる計算結果が保証される。そこで仮に2m x 4mの許容する形状を持つ長方形要素に分割したならば、今度は要素数が1000個になり、大計算になる。この点も簡易な手法の開発を目指す本研究の趣旨にそぐわない。

3. 一次元解析 今迄の議論により、図3のような鉛直断面を有限要素に分割する方法は、必然的に大計算となり、本研究の趣旨とはかけ離れてしまふ事になった。そこでこれに代る方法と以下に提案する。

表層Tsに付き、力の釣り合いを考へる。その厚さ $t = 1.6$ m、長さ $L = 550$ mである(図4)。平時は表層と下のAs砂層の間に十分なせん断抵抗があり、重力により、表層がすべり落ちるのを防いでゐる。ところが地震時にAs層が液状化してしまふと、せん断抵抗は失われ、重力と回転モーメントの間で斜面方向に力の釣り合いが。

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} = \gamma \sin \theta \quad \text{式(1)}$$

γは土の単位体積重量、θは勾配

前山北麓($x=0$)には傾斜が走り、応力 $\sigma = 0$ 即ち自由端と見做せる。斜面下端($x=L$)の長崎地帯では実測永久変位 $u = 0$ であるので、固定端と見做せる。応力 σ と変位 u の間にはヤング率 E を介して $\sigma = -E \frac{\partial u}{\partial x}$ の関係があるので、式(1)と与えられた境界条件により解く事ができる。その結果は

$$u = \frac{\gamma \sin \theta}{2E} (L^2 - x^2) \quad \text{式(2)}$$

式(2)に $\gamma = 1.6$ t/m³、 $\theta = \arctan 5/550$ 、 $E = 1100$ t/m²、 $L = 550$ mを代入すると、前山北麓 $x=0$ で $u = 2.0$ m、 $x = 100$ で1.9 m、 $x = 200$ で1.7 m、 $x = 450$ で0.7 mと付る。斜面の上部長変位の大きいこの傾

向は、実測値にも見られたものである。上記計算値は実測値よりやや小さいが、簡易な方法を用いた割には良い値である。

4 二次元解析

前節で提案した一次元的方法と、東西及び南北という二次元へ拡張する。前節では表層厚と勾配が一定であり、と仮定したが、二次元ではこれらが所によりまちまちに存するので、解析の方法も、線形弾性で仮定した有限要素法の方が便利である。以下にその概念を示す(図5)。

- (1) 丘(前山)の頂上は要素に囲まれた空間にある。丘の周囲の節点は、亀裂の発生に対応して自由端である。
- (2) 低地はたとえ液状化しても永久変位が小さいので固定端として扱う。
- (3) 非液状化域は下部層から拘束されるので固定端である。
- (4) 谷筋は、両側斜面から押し出される土が衝突して動けないので固定端である。
- (5) 深い基礎を持つ構造物があれば、表層土の動きを拘束するので固定端とする。
- (6) 図2に基下す、地下水面がすべり面の位置にある、と仮定する。
- (7) 地形図から各節点の標高を読み取り、要素毎に勾配とその方向を決定する。これに基づき、重力の斜面に平行な成分(分力)の値を決定し、節点は集中荷重として載荷する。
- (8) 平面応力解析である。

以上の説明からわかるように、ここで提案している解析法はごくありふれた有限要素法プログラムで実行でき、何ら特別のプログラムを要しない。また、一回の解析が一つの地域全体が扱える点で、効率が良い。

5. 能代市南部の解析例

図1に示した地域を実際に解析して得る事になる。図6はその有限要素メッシュを示す。図中で太線は管路の位置を与えているが、計算では何ら管の存在は考慮しない。前山の丘周辺及び北方の高地は、亀裂の発生する所であり、前節(1)に従って自由端とした。また残りの境界は(2)~(4)に従って固定端とした。

図7は、重力の斜面方向分力を示している。丘の周辺と北方の傾斜地に荷重が分布した。特に丘の北側は勾配が急なので、荷重も大きい。

ヤング率Eを決定するためにスウェーデン式貫入試験結果を利用した。これによれば、この地域の表層土全体

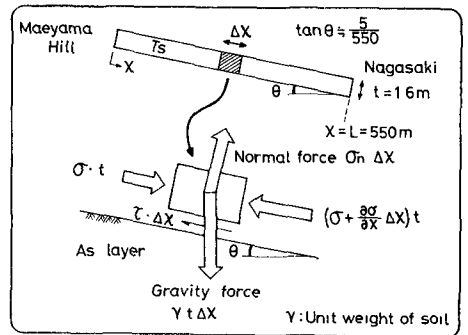


図4 一次元での力の釣り合い

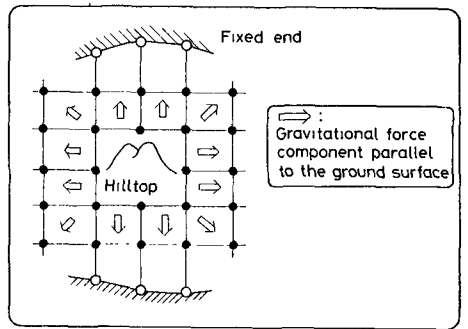


図5 二次元有限要素モデル

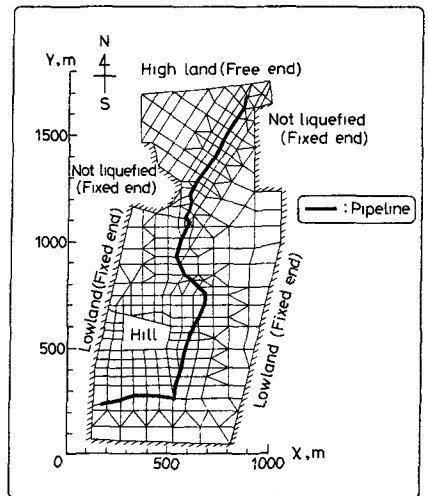


図6 能代市南部の有限要素分割

平均の N_{sw} が約 100 である。これを標準貫入試験の N 値に換算すると $N = 8$ 、経験式 $E = 71 + 4.9N$ kgw/cm^2 (土質工学会, 1972) より、 $E = 1100 \text{ t/cm}^2$ を得た。一方アソソソは 0.3 を設定した。

計算結果を図 8 に示す。変位の大まかさは実測値より少し小さいものの、その方向は概ね良好である。但一つの問題点は前山の南東方面にある。この付近の変位ベクトルは反時計回りに北東へ向かう「流れ」と示している。これは前山北側の大まか荷重による、この付近の地盤が引張られた結果である。土が引張に耐えられず、この傾向は弾性解析として正しくても土質工学としては間違っている。これを解決する為に、引張を受ける要素のヤング率を百分の一に減らした。詳しくは、図 8 の解析を求めた要素応力に静止時の平均土圧 $\frac{1}{2} K_0 \gamma z + t$ ($K_0 = 0.5$ は静止土圧係数、 t は表層厚) を加え、それをもつた応力 σ と σ がともに引張である 11 個の要素の剛性を減らした。図 9 がその結果である。変位ベクトルの向きが是正されると共に、前山北側にある最大永久変位が 4m と t 、実測値と一致する等、全般的に結果は改良された。

6. 結論
液状化により発生する地盤の永久変位を予測する簡易手法が提案された。この方法は広い地域を一度の計算で扱う事ができ効率がある。但本質的に弾性解析であるので、土の性質を完全に取り込む事はできない。引張力がその例である。土が引張に耐えられず、率と近似的に取り込むために、剛性を百分の一に減らした所、変位の予測値は実測値とよく一致した。このために一回の解析に要した CPU タイムは、東京大学大型計算機センターのライブラリー FEM プログラムに於て 17 秒であった。

7. 参考文献

- 久保、浜田、磯山; 地震工学研究発表会, 1985
- 浜田、恵本、磯山; 地震工学研究発表会, 1985
- 土質工学会; 土質調査法, 1972, pp. 205

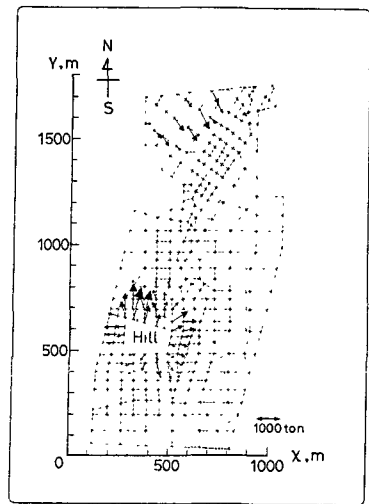


図 7 節点荷重の分布

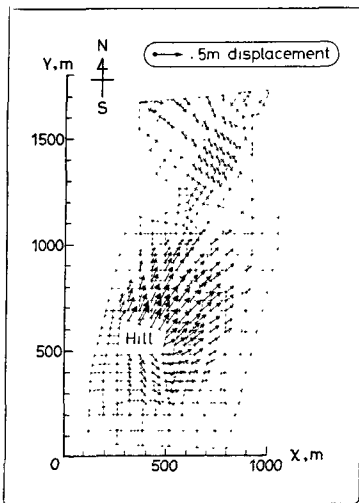


図 8 地盤永久変位の計算による予測値

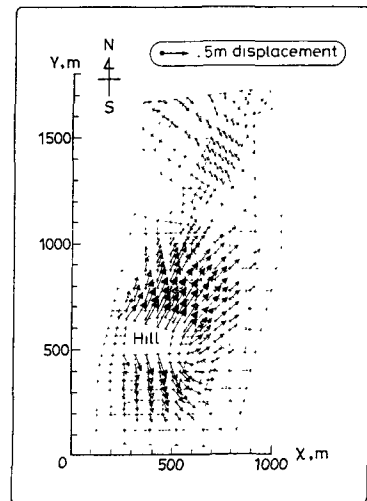


図 9 引張要素を剛土と無視した時の永久変位