

2. 土木、特に地盤工学における安全率

Safety factor in civil engineering, particularly geotechnical engineering

東畑郁生 Ikuo TOHATA / 東京大学 Tokyo University

1. はじめに

近代技術の歴史で設計体系が初めて確立されたとき、さまざまな不確定要因に対応する道具として安全率という概念が導入された。そして他の技術分野と同様に土木工学の分野でも、安全率は抵抗力÷作用荷重として定義されて来た。斜面安定問題のように抵抗モーメント÷作用モーメント、あるいは局所的な材料強度÷作用応力という定義もあるが、本質には変わらない。ただ、土木と建築の多くの分野で近年、安全率の思想を脱して限界状態設計法など高度な概念が実用化されつつあるのに対し、筆者が日常活動している地盤工学の世界では、そのような動きが多く困難に遭遇している。

2. 土木工学における安全率

安全率は近代技術初期の成果であり、さまざまな予想外の出来事に対して安全の余裕代を設けるための概念である。予想外とは、荷重の大きいこと以外に、材料の品質のばらつき、組み立て不良、崩壊メカニズムを事前に正確に考慮できないことなどを指し、技術の初期の段階ほど不確かなことが多いため、大きな安全率が必要であった。しかし、その後荷重の確率分布に関する知識が深まり、材料の製造プロセスにおいても品質管理が進歩して、多くの技術分野では安全率を小さくしたり、信頼性設計という高い段階に進んだりすることが可能となった。

土木工学において使用される三大材料は、鋼、コンクリート、土である。そして設計の思想は鋼とコンクリートを中心に発展してきたので、ここではその考え方を簡単に紹介する。現在の設計基準では、図-1のような考え方で、安全性がチェック（照査）されている。ここで耐力、断面力と呼ばれている概念は、上述の抵抗力、作用荷重と同等のものではある。しかし、橋のような構造物では、使用する材料の性質や載荷の条件（自重、交通荷重、風など）をまず決定し、それから梁や柱のような部材ごとに耐力と断面力を構造解析し、安全性の照査を行なう。想定した材料の性質や載荷条件が不確かなだけでなく、構造解析の過程でも不確実性が生まれる。

不確実性を取り扱うために導入されたのが、安全係数と呼ばれるもので、図-1において γ という記号で表されている係数がそれである。その内容を説明すると、

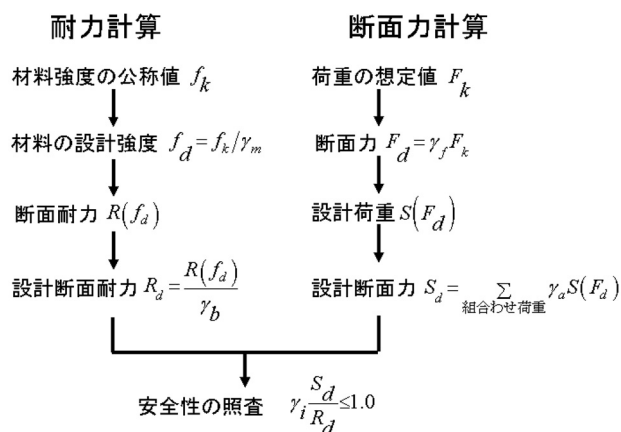


図-1 土木構造物における安全性照査の流れ

- γ_m : 材料係数, 材料の性質が公称値を下回る可能性を扱う。
- γ_b : 部材係数, 部材寸法のばらつきや部材の重要度などの変動を扱う。
- γ_f : 荷重係数, 発生する実荷重が想定値を上回る危険性を扱う。
- γ_a : 構造解析係数, 構造解析の不確実性などを扱う。
- γ_i : 構造物係数, 重要な構造物には一層の安全性を与える。

これらはいずれも、1より大きいか等しい値をとる。図-1の設計断面力の計算では、自重、交通荷重、風荷重など、通常同時に発生する荷重の影響を合算している。最終的に安全性を照査する式（図-1の下端）では、荷重と抵抗力の比を計算しており、原理的には安全率の考え方と同じであることが看取される。ただし、さまざまな因子のばらつき、不確実性を個別に考慮判定するために安全係数が導入されていること、安全性の照査は、終局限界状態（いわゆる破壊）だけでなく、使用限界（施設が所期の機能を果たせなくなる状況）や修復限界（損傷を修復できるぎりぎりの状態）に対しても実施されるところが、破壊しか想定しない安全率の思想との相違である。

このような進歩した設計思想が鋼やコンクリートの分野で実用されているのだが、実際のところ、いわゆる安全率に直すと、地盤工学と比べて、どの程度の水準になっているのであろうか。強引であることは承知の上で、以

下に試算を行なってみる。盛土や人工斜面のすべり安定を考えると、土質材料のせん断強度 f_k は、現場載荷試験か実験室でのせん断試験によって決定される。そしてせん断強度と作用応力とを比較して安全性を照査するものとするれば、図-1の設計耐力は、

$$R_d = \frac{f_d}{\gamma_b} = \frac{f_k}{\gamma_m \gamma_b} \dots\dots\dots(1)$$

で与えられる。次に発生する応力 F_k は、たとえば円弧すべり面のような解析で推定されるが、これに安全係数を掛け算することにより、設計せん断応力は、

$$S_d = \gamma_a S = \gamma_a \gamma_f F_k \dots\dots\dots(2)$$

となる。これを安全性の照査式に代入すると、

$$\gamma_i \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad \text{すなわち} \quad \frac{f_k}{F_k} \geq \gamma_a \gamma_b \gamma_f \gamma_i \gamma_m \dots\dots\dots(3)$$

この右辺が、従来の安全率に相当する量である。ここで、実際によく使われる安全率係数の値 ($\gamma_a=1.0$, $\gamma_b=1.3$, $\gamma_f=1.2$, $\gamma_i=1.0$, $\gamma_m=1.3$) を代入すると、右辺の値は約2となる。これと比べると地盤の工学でよく使われる安全率は3程度であり、構造の工学より地盤の方が大きめの安全率を使用していることがわかる。これは地盤の工学では、材料が人工生産品ではないという厄介な問題があるからである。自然に形成された土は工場生産品ではないため品質管理の対象ではなく、土粒子が堆積して沖積地盤を形成する自然のプロセスには人工の手が入らないため、どこにどんな土があるのか、保障が無い。土砂ばかりでなく岩盤でも、トンネル工事で予想外の落盤、出水、断層などに悩まされることが珍しくない。

3. 地盤調査の技術と安全率

定義によれば、安全率=抵抗力÷作用荷重である。この抵抗力の大きさとして、ここでは単位断面積あたりのせん断抵抗を想定するが、その地中における分布を決めることが、地盤調査の目的である。しかし、この目的を完全に達成する調査技術は、現況では存在しない。

我が国で広く行なわれている地盤調査法が、標準貫入試験のN値である。その詳細の説明は省くが、サンプラーの先端（シュー）が磨耗していると地中へ貫入しにくくなり、見かけ上地盤が硬くなる。また機械操作が厳密でなく、打撃貫入に消費されるエネルギーが所定値より小さいと、やはりN値が過大になる。このように機器の整備不良や操作手順の間違いが常にN値とせん断抵抗の過大評価につながってしまうことが、一つの問題である。筆者の経験では、N値にして2倍程度の差は、十分ありうることである。

N値から土のせん断抵抗に換算する公式も、単なる経験公式に過ぎない。例を図-2に示すが、実測データ同士の間にもかなりのばらつきがある中で、平均的な傾向を使って換算をしていること、したがって換算値と真値とのあいだには10%程度の差がありうるということが、見て取

れる。また真値と呼ばれるものにしても、仮にせん断試験をして精密に測定したとしても、土の実験サンプル自体の品質が低ければ、測定値の価値は低い。サンプル採取技術の良否は、自らの手ですべてを把握して作業を行っていない限り、後からは判断しづらいであろう。

図-2のような相関は、砂や粘土など土の種類によって変化することが多い。標準貫入試験には、はなはだしく乱されているとは言え、土のサンプルが直接観察できる長所があり、使うべき換算公式の選択が可能である。これに対してコーン貫入試験には、データが深さ方向に細かく測定できる長所がある一方で、土の種類をデータから間接的に推定しなければならない、という問題がある。

地盤の三次元構造と物性の分布の推定も、未解決の課題である。以前、東京の大井の埋立地で実施されたボーリング調査の例を図-3に示す。埋立地は一連の工程で造成されるから、自然地盤にくらべて横方向の変化は小さいと思われる。しかし、図-3では特にSiteAとSite1のボーリング孔の距離が10m程度に過ぎないにもかかわらず、この程度の差が生じている（SiteBとSite1とは40mほどの距離）。さらに複雑なことは、二つのボー

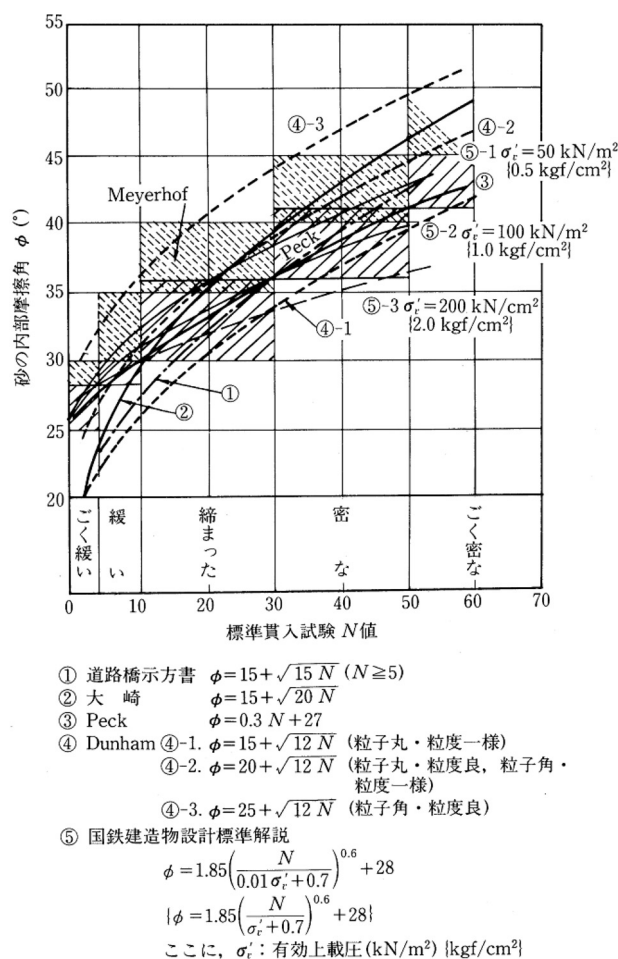
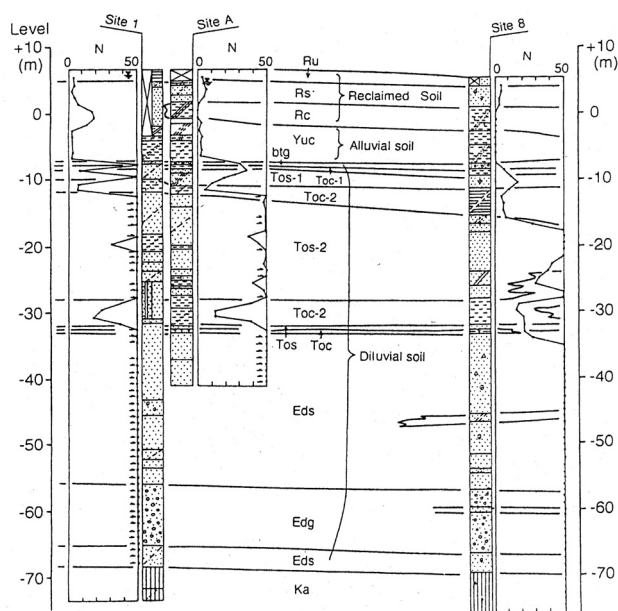


図-2 N値と砂質土の強度定数との経験的な相関（地盤工学会：「地盤調査法」，1995）



図ー 3 東京・大井の埋立地における近接二ヶ所のボーリングデータの比較

リング調査が別々の会社、別々の技術者によって実施されているので、土質の判定にも個人差が紛れ込んでいることである。同じことは地盤調査一般に起こりうることであり、それが設計の考え方にも影響することが避けられない。このような問題が、地盤調査の現状には存在する。

詳細な調査のために至るところでじゅうたん爆撃的にボーリングを行なうことは現実的でない。そこで、人体を輪切りにして内臓や脳の断面を見せてくれる医学の技術に倣い、地盤トモグラフィという手法も研究されている。これは地表とボーリング孔中にセンサーを設置して波動や電位を測定し、それから逆算して地盤断面の画像を描こうというものである。しかし、医学と異なり、対象をぐるりとセンサーで取り囲むことができないため、解像度と信頼性に限界がある。また、得られた画像は波動伝播速度や電気比抵抗の分布に過ぎず、材料のせん断抵抗の推定には、さらに新たな換算公式を必要とする。これらの不確実性をもひとくくりにして対処しているものが、現行の地盤工学における安全率なのである。

4. 困難を乗り越えて

多くの問題ばかりを指摘してしまっただが、これらを乗り越えるためには、次のようなことが考えられる。まず、目前の地盤調査だけですべてを明らかにしようなどとはせず、地域の地盤の成り立ち、地盤の歴史を学ぶことが重要である。埋積された旧河道やため池の位置は、地質図や明治期の地形図によって認識できる。また標準貫入試験あるいはコーン貫入試験単独ですべてを明らかにしようとするのではなく、土のタイプを同定できる前者を基軸とし、中間点を迅速な後者で補間して、三次元的な

地盤構造を把握することも有益である。さらに、事前の設計計算に全ての安全性を委ねるのではなく、地盤の挙動を常時センサーで監視する情報化施工も、広く行なわれている。

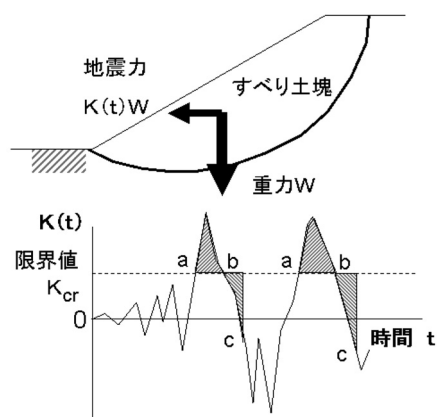
他方、良質な土のサンプルを採取して三軸せん断試験などに供すれば、安全率の世界を超えて、変形解析の信頼性を向上することもできる。そこでサンプル採取装置の改良、凍結サンプリングやポリマー塗布による拘束技術などが実用化されてきた。ただ、ここで余計な指摘をするならば、粘性土には若干のひずみ速度依存性がある。実際の地盤破壊現象の多くは、実験室での破壊プロセスよりも進行がはるかに遅いので、実験室でのせん断抵抗測定値を「経験に基づいて」割り引いて現場の抵抗を推定することがある。ここにも一つの不確定要因があるのである。

5. 耐震問題について

次に筆者の専門である地盤の耐震問題に触れておきたい。従来は、地震時にも安全率 >1 を維持する重要構造物と、耐震設計を行なわない代わりに損傷を迅速に修復する安価な構造物、の二通りがあった。ところが近年の設計地震力の強大化で、前者では安全率 >1 を達成することが困難になり、後者では想定される被害が甚大すぎるため、大きな建設費を費やすことなく何らかの耐震検討を行なわなければならない事態が現れた。

性能設計が、このような問題に対する解答である。実は地震荷重は一過性の現象であるため、安全率が1を下回ったとしても、壊滅的な崩壊に至るとは限らない。そこで、地震時の変形予測を行なうことにより、それが許容値以下に収まれば可とするというのが、地盤における耐震性能設計の基本方針である。このような概念を表す指標として、性能マトリクスが種々提案されてきた。表ー1はその例である。これによると、通常の構造物は、その供用期間中（ライフサイクル、70年程度であろう）に一度程度経験する地震に際しては、軽微な損傷を受けこそすれ、地震後短期間に機能を回復し、復旧復興に貢献しなければならない。しかし、レベル2と呼ばれるような、きわめて稀な強い地震（たとえば500年に一度程度か）に際しても、軽微な被害しか受けないほどの耐震性は、経済的に過大な設計である。そこで最悪の事態である崩壊や人命損失だけは避けるように、という設計目標が提示されている。これに対して病院や長大橋のように地震後の救援や復旧において中心的な役割を期待されている重要構造物では、数十年に一度程度の地震では機能に損傷を受けてはならない。そして、レベル2地震に際しても、短期間での機能回復が要求される。

このような耐震性能は理解しやすい概念である。しかし、その実施に当たっては、実用的な変形予測手法が必要であると同時に、許容変形値を決定するための論理を構築しなければならない。



図－４ ニューマーク法による剛体すべり解析の概念

まず変形予測のためには、ニューマークによる剛体すべり法がある。これは、図－４のすべり土塊を想定し、その運動方程式を、地震力と抵抗とで表現するものである。

$$\frac{d^2u}{dt^2} = [K(t) - K_{cr}]g \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここで u は地震時の変位、 K は時間とともに変化する震度、 g は重力加速度である。限界値 K_{cr} とは、 K が K_{cr} に等しいときに、図－４の状況で安全率が1に等しくなるような値である。そして K_{cr} は、土塊の自重の他に、すべり面上の土のせん断抵抗によって定まる値である。 K が限界値を越えると運動方程式の右辺が正になるので、加速度が発生し、すべり運動が始まる。図－４中の点aがそれである。そしてbまでは左辺が正なので加速度も正、すなわちすべり速度は増加する。そしてbを過ぎると加速度が負に転じてすべり速度も減速し、c点で運動は停止する。このようなことが地震中に何度も繰り返されて最終的な変形に至るのである。

このような方法で性能・変位を算定すると、強い加速度が必ずしも大きな残留変位を起こすわけではないことがわかる。300ガル（300cm/sec²）を越えるような加速度でも、周波数が高ければ一サイクルの時間が短いので、積分した変位は小さい。小さなマグニチュードの地震でも断層の近傍では大きな加速度が生ずることは珍しくないが、このような地震動の周波数は高いので、被害になりにくいのである。つまり、加速度が大きいことだけを

表－１ 耐震性能マトリクスの例

	標準的な構造物	重要構造物
構造物が供用期間中に一度程度経験する強い地震（レベル１）	地震後短期間に機能を回復	損傷を受けない
きわめて稀な強い地震（レベル２）	崩壊と人命の損失を回避	地震後短期間に機能を回復

ことさらに取り上げて大騒ぎすることは間違いである。その逆が、大きなマグニチュードの地震であり、特に軟弱地盤上では振動の周波数が低いので、被害につながるような大変位が生じやすい。

ニューマークの方法で使用すべきせん断抵抗の決め方には議論がある。特に粘性土が問題で、地震のような急速載荷では、通常の排水三軸せん断実験は不適当である。しかし、非排水せん断で良いのか、あるいは地震のような繰り返しせん断をするべきなのかは、いまだ定説がない。何よりも繰り返しせん断荷重の下では、破壊よりもひずみの蓄積で大きな変形に至るので、ニューマークの想定したすべり破壊という状況とは異なるのである。さらに、液状化のように剛体とはかけ離れた状況で地盤が流動する問題については、研究途上である。

表－１の性能マトリクスにも、記述が常に定性的であり、具体的な変形許容値を決める方法は、個々の分野で開発しなければならないという問題がある。筆者の考えでは、変形の許容値を直接決めようとするよりは、許容復旧日数をまず決定し、その期間内に復旧できる限界の変位を許容値とする方が容易であろう。

6. まとめ

土木の分野における安全率の考え方を紹介し、続いて筆者に関係の深い地盤の工学を中心に、安全率の実態を通覧した。安全率が不確定な状況に備える安全余裕代を作る道具であることは、他の分野と同様である。しかし地盤では材料の物性そのものを決定することが、他の技術分野よりはるかに困難で、そのために安全率の値を大きくせざるを得ない。近年の地震問題にこの点のしわ寄せが集中して現れており、性能設計の必要性がもっとも顕著になっている。

（原稿受付2007年8月27日、原稿受理2007年9月6日）