

液状化に伴う盛土の変形・破壊メカニズムの解釈

Interpretation of Deformation and Failure Mechanism of Embankments due to Soil Liquefaction

佐々木 康	Yasushi SASAKI	(広島大学)
森脇武夫	Takeo MORIWAKI	(広島大学)
大林 淳	Jun OHBAYASHI	(不動産建設)
山田義満	Yoshimitsu YAMADA	(復建調査設計)
加藤昌文	Masafumi KATO	(荒谷建設コンサルタント)

基礎地盤の液状化による盛土の被害予測と適切な対策方法を見出すために、液状化地盤上の盛土構造物の被害について、過去の研究成果と被災事例から被害程度に関わる要因を調査した。さらに、水平層状に一様分布した緩い砂地盤上に建設された盛土の典型的な被災事例である北海道南西沖地震による後志利別川堤防の破壊をモデルに破壊プロセスを想定した。また、盛土体の変形メカニズム、盛土基礎地盤の変形メカニズムに関する著者の一部の研究成果を用いて、想定した破壊プロセスの妥当性を検討した。その結果、基礎地盤の液状化による盛土変形の構成要因を明らかにし、破壊メカニズムの定量的解釈の可能性を見出した。

キーワード：液状化、盛土破壊、破壊プロセス、変形メカニズム (IGC:E-8)

1. まえがき

既往の被害地震における盛土構造物の破壊例は多く、顕著な例として新潟地震(1964年)における羽越本線の盛土崩壊¹⁾、宮城県沖地震(1978年)の名取川堤防²⁾、日本海中部地震(1983年)の八郎潟堤防³⁾、最近では釧路沖地震(1993年)の釧路川・十勝川⁴⁾、北海道南西沖地震(1995年)の後志利別川⁴⁾、兵庫県南部地震(1995年)の淀川⁵⁾などの河川堤防の例が挙げられる。これらの破壊原因は基礎地盤の液状化によるものであるが、これまでの盛土構造物の設計では特殊な事例を除いて耐震性を検討した例は少ない。この理由は、盛土構造物は被災後の機能回復が土を復旧材料として比較的容易に行えんと考えられていることや、構造物の延長が長いことため耐震性能と経済的な負担との定量的な評価が明確でないことなどが考えられる。

一方、都市の過密化による河川下流域の人口増加と津波の遡上や高潮などによる二次災害を防止する観点から最近では河川堤防の耐震化が要請されている。また、兵庫県南部地震を契機に従来より大きな地震動に対する耐震性の確保の必要性も生じている。これらの要請に応えるためには地震時において、構造物そのものの持つ機能を損なわない程度の耐震性が確保できる適切な設計法の確立が不可欠であるが、未だ確立

されたものはない。

これらの背景のもとに、地盤工学会中国支部土質工学セミナー(広島地域)では1995年12月より、「液状化による被害予測と対策」をテーマに研究を行ってきた。特に、構造物の変位・変形に焦点をあて、矢板構造物、ケーソン構造物、盛土構造物の3グループに分けて活動している。著者らが属する盛土グループでは過去の地震被害事例から想定される盛土の破壊プロセスを検討し、地震時の盛土の沈下・安定を評価できる新しい耐震設計手法と効果的な対策を見出すことを目的に活動を進めている。

研究の方法として、まず、これまでの基礎地盤の液状化による盛土の被害事例や、過去に実施された盛土液状化被害の程度とその要因の定量的評価に関する研究を調査した。それらより、盛土の液状化被害程度に関わる要因を考察し盛土の破壊プロセスを想定した。さらに、盛土体の変形メカニズム、盛土基礎地盤の変形メカニズムに関する研究成果を用いて、想定した破壊プロセスの妥当性について検討した。

なお、これらの成果は1996年7月と1997年8月に開催された地盤工学会中国支部のセミナー報告会にてそれぞれ中間報告として発表した。本報告はこれらの中間報告をまとめたものである。

2. 被害事例の紹介

2. 1 盛土の液状化被害例

これまでの地震において盛土の液状化被害は多く見られている。これらの被害事例から被害の程度とその要因を定量的に評価しようとする試みについてはいくつかの研究成果がある。

佐々木⁹⁾は、濃尾地震、関東地震、福井地震、十勝沖地震、新潟地震、1968年十勝沖地震などに際して発生した河川堤防の被害事例を収集整理した資料に基づいて、堤防に生ずる沈下量が大きいのは基礎地盤の液状化を要因とする場合であることを指摘している。中村ら⁷⁾は、木曽三川下流部の堤防が東南海地震(1944年)の際に受けた被害を聞き込み調査により調べた。さらに、液状化試験を含む詳細な土質調査によって液状化層の推定を実施した。その結果、堤防天端沈下量 S と液状化指数 PL ⁹⁾の関係を示し、ばらつきは大きいがいまほ右上がりの関係にあり、基礎地盤の液状化程度と天端沈下量に相関性があることを示している。田中ら⁸⁾は、先の木曽三川の調査より、沈下量と円弧すべり計算安全率の関係を調べ、水平震度のみを作用させる場合に比べ、水平震度と過剰間隙水圧による有効応力の減少をとともに考慮した場合に相関があることを示唆している。また、島津ら¹⁰⁾は、北海道南西沖地震で被災した後志利別川堤防について円弧すべり安全率と沈下量の関係を、震度のみを作用させる kh 法と過剰間隙水圧による有効応力の減少を考慮する Δu 法とで比較し、 Δu 法の相関性がよいことを示している。及川ら¹¹⁾は、兵庫県南部地震における神戸港の重力式護岸の沈下量を地盤の軟化に関連付けた弾性計算で求め、実測沈下量との整合を確認している。これらはいずれも地盤の液状化程度が盛土の沈下量に影響していることを示唆する成果である。

さらに、吉見ら¹²⁾は、新潟地震での被害事例から建物幅と沈下量をそれぞれ液状化層厚で除した関係を求め、建物などの構造物による押さえ効果について指摘している。

佐々木ら¹³⁾は、日本海中部地震における土構造物の被害調査結果と振動式貫入試験機を用いた調査結果から液状化層厚と沈下量の関係に相関性があることを示している。

佐々木ら¹⁴⁾は、石原¹⁵⁾による表層の非液状化層厚と液状化層厚との関係と地盤変状との関係についての調査結果に基づき、基礎地盤を非液状化層と液状化層からなる2層地盤として、液状化層が完全液状化し

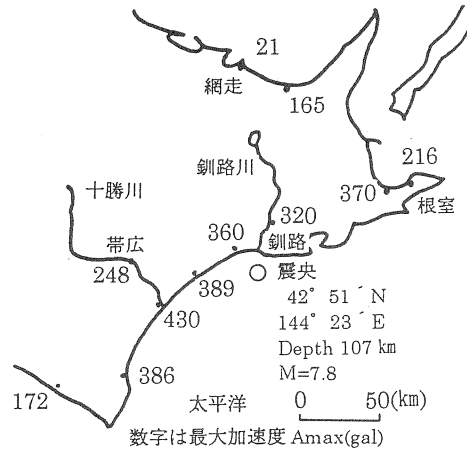


図-1 釧路川位置図

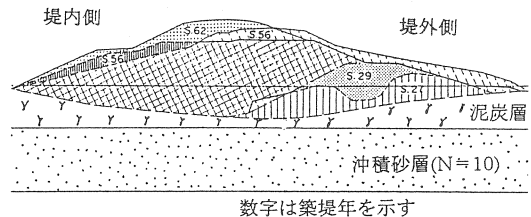


図-2 釧路川堤体構造図(左岸9K850)

残留強度のみを持つ場合の支持力と盛土荷重のつり合いから安全率を求め、これと変形解析によって求められる沈下量とを組み合わせたノモグラムを作成した。これに、北海道南西沖地震により被災した後志利別川のデータをプロットし、非液状化層厚と盛土沈下量との間には一応の関係があるものの、液状化層厚や残留強度の影響を考慮する必要があることを指摘している。

これらの研究成果から、盛土の液状化被害程度は液状化層厚、表層の非液状化層厚、液状化程度、構造物荷重などが要因として挙げられることが明らかになっている。

今回は研究対象として、典型的な被災事例である1993年釧路沖地震における釧路川堤防と北海道南西沖地震による後志利別川堤防を挙げた。その理由としては、両河川堤防では、復旧工事に先立って開削調査が実施され、比較的详细なデータが得られていることと、地盤条件などの情報も十分であることである。

2. 2 被害例1-釧路川堤防-4)16)

釧路川遊水池の右岸、左岸堤防は図-1に示すように震源から約30kmに位置しており、釧路市の北に位

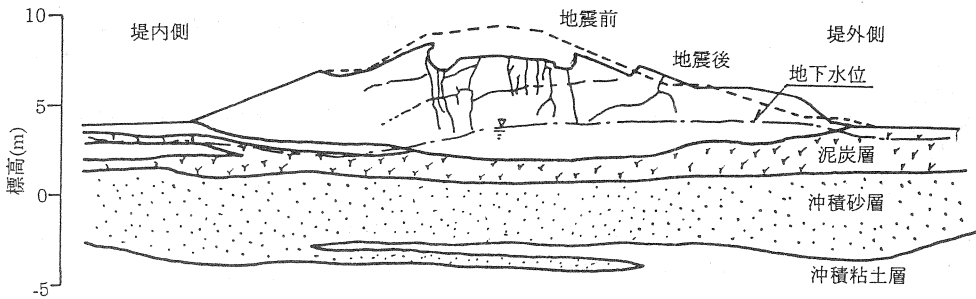


図-3 釧路川堤防開削調査結果(左岸 9K850)

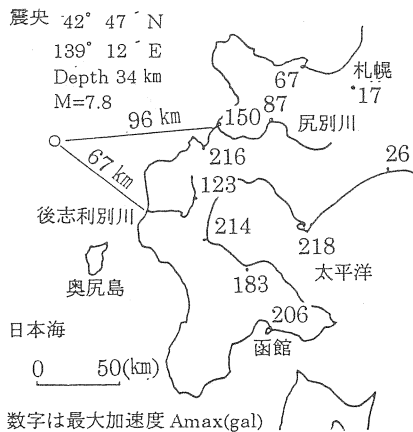


図-4 後志利別川位置図

置する釧路湿原にある。その堤体構造は図-2に示すように複雑で、泥炭地盤上に昭和27年頃より何回にも拡幅、嵩上げを繰り返して築造されている。基礎地盤の土層構成は3~4mのめり込んだ堤体に続いて2m程度に圧縮された泥炭層となる。その下層には層厚が堤体縦断方向に2~10mと変化する沖積砂層があり、さらに沖積粘土層と続いている。

被災箇所の開削調査断面を図-3に示す。被災箇所では2mを超える天端沈下がみられたが、周辺地盤に盛り上がりは認められず、法尻付近に噴砂が観察され

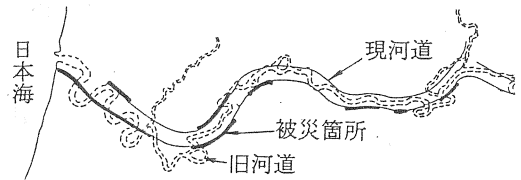


図-5 後志利別川被災箇所位置図

た。泥炭は周期的な繰返しせん断を受けても砂質土のように間隙水圧は上昇しないことから、噴砂は堤体土のうち地下水位以下にある部分の液状化によるものと判断された。地震後の調査では、堤体内の地下水位は周辺地盤より高いことが確認されており、堤体底部には水で飽和したレンズ状の部分が存在することが明らかになっている。この結果、釧路川堤防の破壊は地下水位以下にレンズ状にめり込んだ堤体土の液状化に起因していることが明らかになった。

2. 3 被害例2-後志利別川堤防-4)18)

北海道南西沖地震で被災した後志利別川堤防は図-4に示す位置にあり震源からの距離は約67kmである。現在の堤防は昭和11年から27年頃にかけて行われた河川改修の際に築堤されたもので、図-5に示すように曲がりくねった河川を直線にするため、旧河川の河床に堆積した緩い砂地盤上に築堤された箇所も多く、被害もそれらの箇所に集中している。

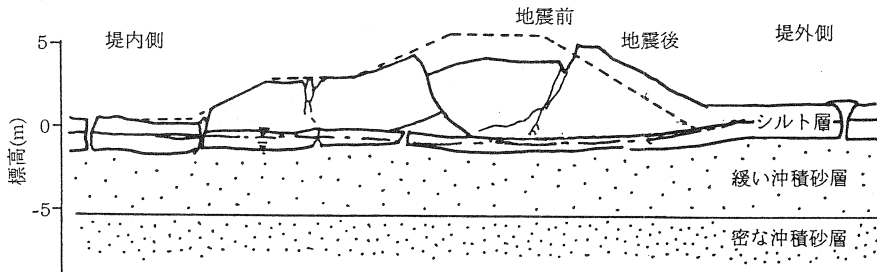
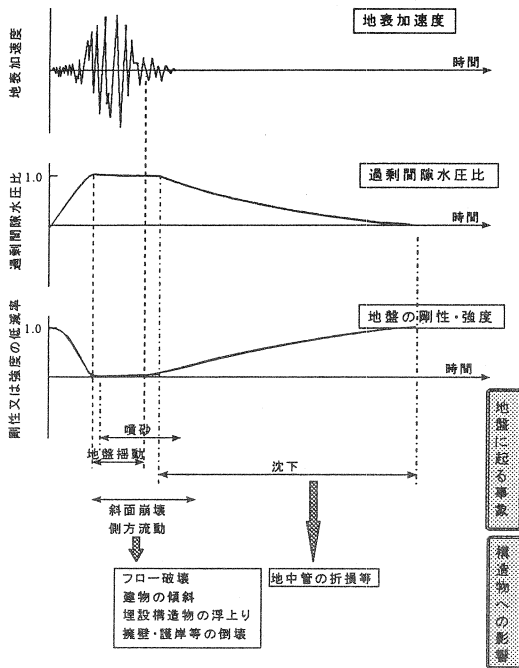


図-6 後志利別川堤防開削調査結果(兜野堤防 0K865)


図-7 液状化による地盤の変化の概念図¹⁹⁾

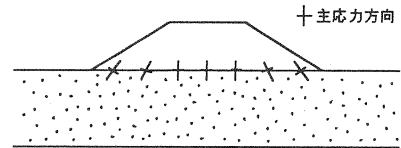
被災箇所の開削調査断面を図-6に示す。堤体天端には多数の縦断亀裂が発生し、2 mを超える天端沈下が発生した。堤体直下には4～6 mの厚さで連続した緩い砂層が堆積しており、その下部には $N > 15$ の比較的密な沖積砂層が分布している。被害の原因となった液状化は、主に上部の緩い砂層で発生したものと考えられる。

3. 盛土の変形プロセスの解釈

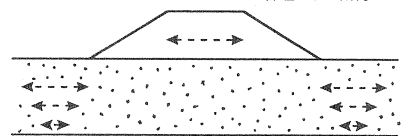
3. 1 概要

盛土の変形プロセスを考えるにあたって、地震時の地震動と地盤に起こる事象について概念を整理する。図-7は著者のひとり¹⁹⁾が地震動の発生から終了に至るまでの地盤内におこる事象を時系列に整理し、構造物へ与える影響を示したものである。これによると、液状化に伴う事象は地震動の作用中から作用後にかけてそれぞれのタイミングで発生し、これが複合的、連鎖波的に構造物に影響を与えることがわかる。したがって、盛土の変形プロセスを考えるに際しては、地盤内に起こる過剰間隙水圧の上昇とそれがもたらす地盤強度低下の時刻歴に着目する必要がある。

①地震前(盛土底面と地盤との境界面には初期せん断力作用)

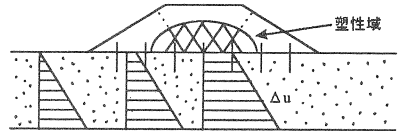


②地震発生(繰返しせん断力の作用)



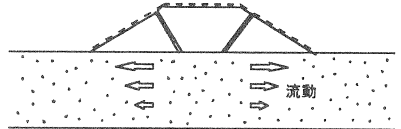
③完全液状化(過剰間隙水圧は盛土直下が最も大きい)

盛土底面のせん断抵抗の低下により盛土内に破壊域発生



④液状化継続中(塑性破壊域が発達し、盛土内に亀裂発生)

液状化層の有効応力低下に伴う流動の発生



⑤過剰間隙水圧の消散(水圧の消散に伴う沈下)

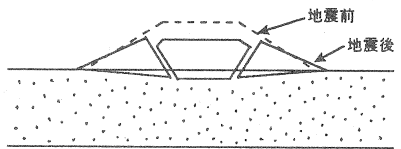
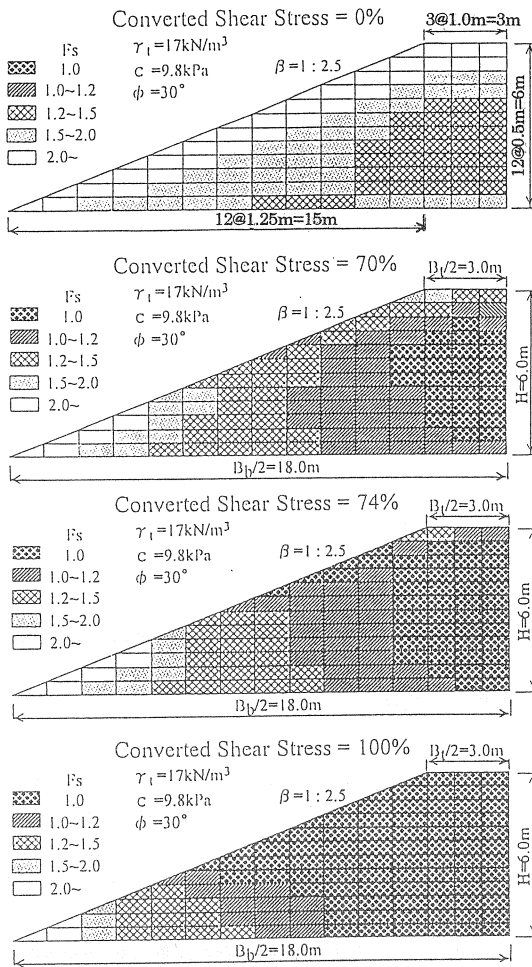


図-8 後志利別川をモデルとした
盛土の破壊プロセスの想定

3. 2 破壊プロセスの想定

基礎地盤の液状化による盛土の破壊プロセスを後志利別川の被災断面から想定し図-8に示す。この破壊プロセスは次のように要約することができる。地震前には盛土と地盤との境界面では初期せん断が作用した状態にあるが(①)、地盤が地震動による繰返しせん断を受け完全液状化に達した(②)、初期に作用していたせん断力は失われ、盛土内応力の再配分が行われ塑性破壊域が生じる(③)。一方、液状化した地盤では盛土直下の過剰間隙水圧が両サイドに比べて高いため、盛土直下から両サイドへ地盤の流動が発生する(④)。さらに、間隙水圧の消散にともなう圧縮も進行し、盛土は沈下する(⑤)。

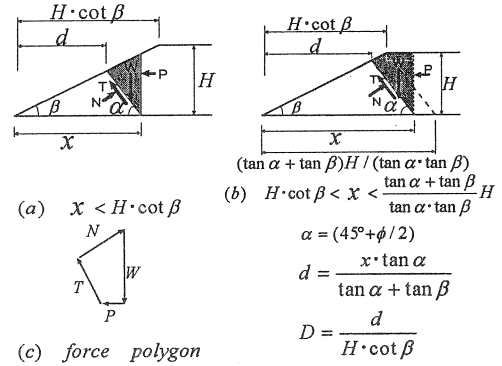
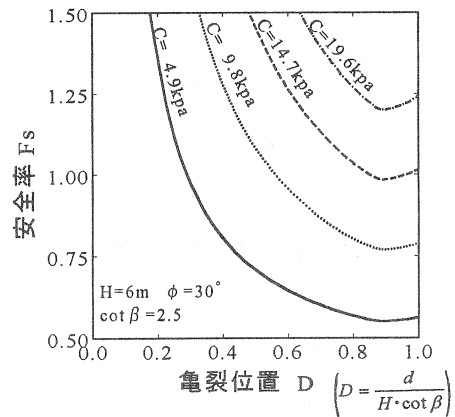
すなわち、盛土の破壊は、盛土自身の圧縮変形、液状化地盤の強度低下に伴う流動変形、液状化後の水圧消散による圧縮の3つの要素からなると想定される。


 図-9 FEM 計算による安全率の分布 ²¹⁾

3. 3 盛土体の変形メカニズム ²⁰⁾²¹⁾

盛土自身の变形について検討した結果について示す。基礎地盤の液状化時に盛土底面のせん断抵抗が失われる事(図-8③の状態)による、盛土内の応力再配分についてFEMで計算した。計算モデルは高さ6m、天端幅6m、法勾配1:2.5の盛土を想定した。盛土底面にはジョイント要素を設置し、計算は次の手順によって行った。

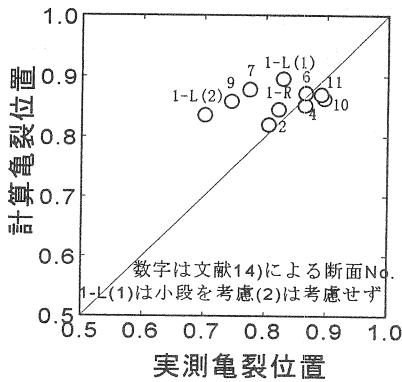
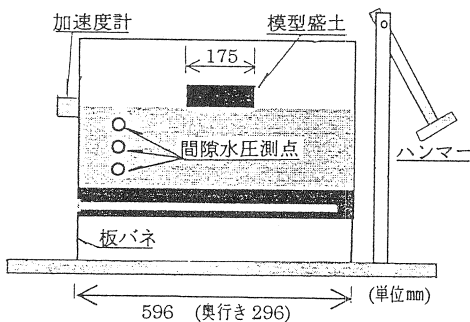
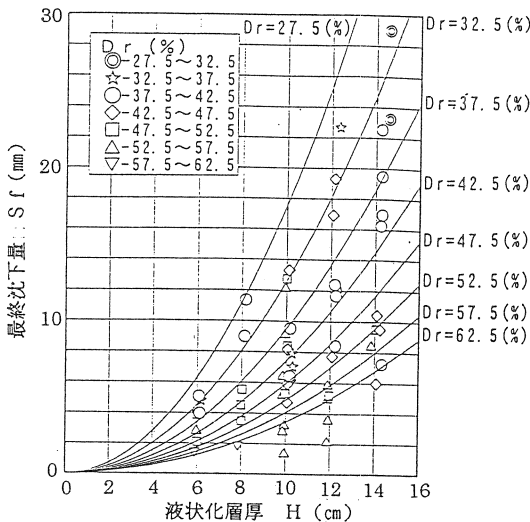
- (1) 液状化前：ジョイント要素を固着状態 ($K_s = \infty$, $K_n = \infty$) とし、自重による初期応力の計算を行う。
- (2) 液状化後：(1)で計算された節点変位をゼロクリアし、ジョイント要素を滑動状態 ($K_s = 0$, $K_n = \infty$) とし、(1)で計算されたジョイント要素に発生しているせん断応力を節点力に換算し、ジョイント要素を構成している節点に载荷した。


 図-10 土塊のつりあいモデル ²¹⁾

 図-11 亀裂位置と土塊のつりあいによる安全率の関係 ²¹⁾

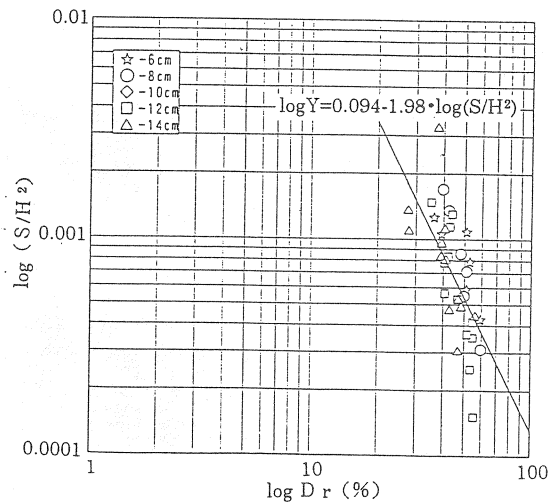
盛土材料は弾性体とし、応力～ひずみ関係はバイリニアな直線とした。安全率はモールクーロンの破壊基準と計算されるせん断応力との比とした。その結果、破壊要素の分布は図-9に示すようになる。盛土底面のせん断抵抗が74%まで失われたとき、破壊要素の分布は盛土法肩や下方にて法面に達する。この位置は、図-6に示す後志利別川堤防の亀裂位置とほぼ一致しており、その角度は $55^\circ \sim 60^\circ$ となっている。この角度は $(45^\circ + \phi/2)$ からなるランキンの主働崩壊角にほぼ一致する。

そこで、亀裂角度はランキンの主働崩壊角として、図-10に示すような土塊のつりあいモデルを考え、つりあい式を展開すると以下ようになる。

$$\begin{aligned}
 N &= W \cdot \cos \alpha + P \cdot \sin \alpha \\
 T &= W \cdot \sin \alpha - P \cdot \cos \alpha \\
 R &= N \cdot \tan \phi + \frac{c \cdot \tan \beta}{\cos \alpha (\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot x \\
 F_s &= R / T
 \end{aligned}$$


図-1 2 亀裂位置の計算と実測の比較²¹⁾

図-1 3 実験装置²²⁾

図-1 4 液状化層厚と沈下量の関係²²⁾

これより、 F_s が最も小さくなるような位置を計算すると、盛土強度によりその値は異なるが、図-1 1に示すような傾向となる。この手法においても、法尻か


図-1 5 D_r と S/H^2 の関係²²⁾

ら法面水平距離の9割程度のところに最小安全率を持つ点が見られる。後志利別川の被災断面における実際の亀裂位置と比較すると図-1 2のようになり比較的よい整合を示している。

3. 4 盛土基礎地盤の変形メカニズム²²⁾²³⁾²⁴⁾²⁵⁾

盛土基礎地盤の液状化による沈下挙動を確認するために行われた実験結果について述べる。図-1 3に示す小型土槽 ($L=596$ mm, $W=296$ mm, $H=400$ mm) に豊浦標準砂 ($G_s=2.64$, $e_{min}=0.624$, $e_{max}=0.986$, $D_{50}=0.17$ mm) を水で飽和させた単層の模型地盤を作成した。模型地盤の初期相対密度および初期層厚をパラメータとし、水面は地表面に一致させている。液状化後の地盤変形のみに着目し、実験条件の単純化を図るため、模型盛土は変形しない塩化ビニール製の直方体ブロック ($L=290$ mm, $B=175$ mm, $H=80$ mm, $W=5.79$ kg) とした。これを地盤上に静かに設置し、振り子式のプラスチックハンマーを用いた1回の打撃によって地盤全体を液状化させた。ハンマーの打撃により土槽に200~300galの水平加速度を与え、その時の模型地盤の過剰間隙水圧、土槽の水平加速度、模型盛土の水平、鉛直加速度を測定した。過剰間隙水圧は初期層厚の1/4、2/4、3/4の深さにおける値を測定し、地盤全層が液状化していることを確認するとともに、水圧の消散過程を記録した。また、模型盛土の動きを経時的に捉えるため、初期層厚14 cmの7ケースについて高速度ビデオカメラを用いて模型盛土の沈下状況を毎秒100コマの速度で撮影した。

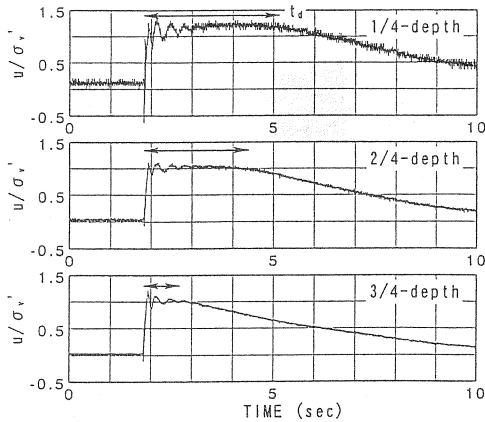


図-16 過剰間隙水圧比の時刻歴²⁵⁾

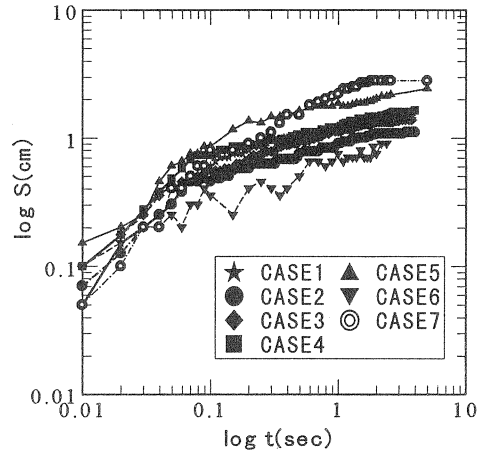


図-18 $\log S \sim \log t$ 関係²⁵⁾

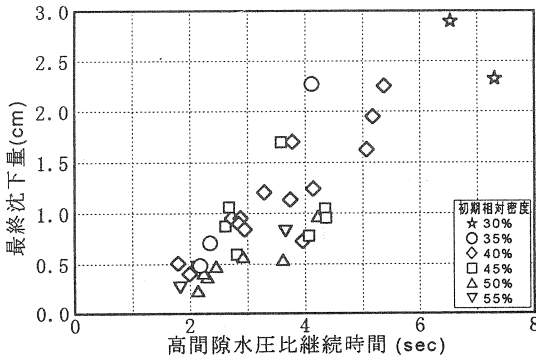


図-17 1/4 深さにおける高間隙水圧比継続時間と最終沈下量²⁵⁾

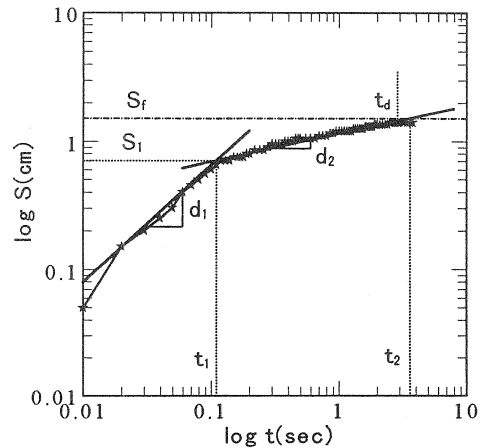


図-19 沈下特性の読み取り例²⁵⁾

図-14には実験により得られた沈下量と液状化層厚の関係を示す。これより、液状化層厚と沈下量との相関が明らかである。さらに、相対密度と沈下量の関係を調べるために $\log D_r$ と $\log (S/H^2)$ で整理したものが図-15である。これより、最小二乗法により D_r と S/H^2 の関係式 $S = 10^{-0.094} \cdot D_r^{-1.98} \cdot H^2$ を求めた。また、図-16に示す測定された過剰間隙水圧比より、加振後に表れる間隙水圧比1を持続する時間を高間隙水圧比継続時間と定義し、最も浅いところ（初期液状化層厚の1/4深さ）に設置した間隙水圧計の高間隙水圧比継続時間と模型盛土の沈下量を整理したものが図-17である。これより、高間隙水圧比継続時間が長いほど最終的な沈下量が大きいくことがわかる。

高速度ビデオで撮影した初期相対密度の異なる7ケースのビデオをコマ送りして読みとった模型盛土沈下の経時変化を両対数にして図-18に示す。全てのケースにおいても比較的初期の段階において沈下

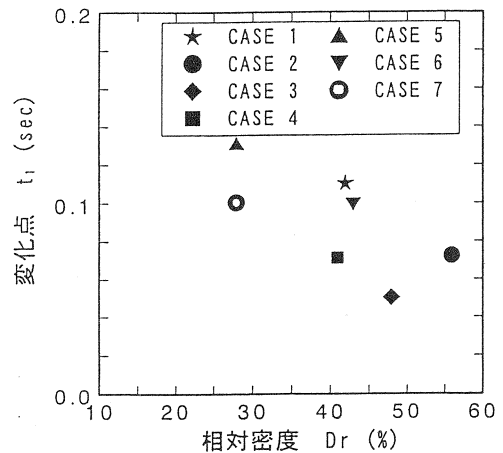
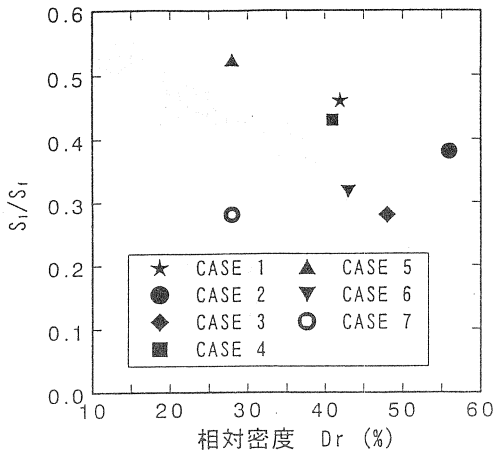
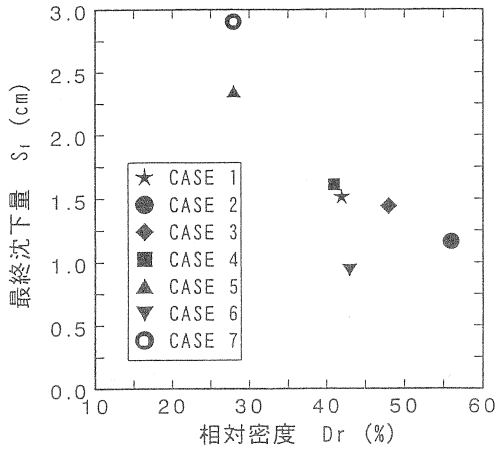
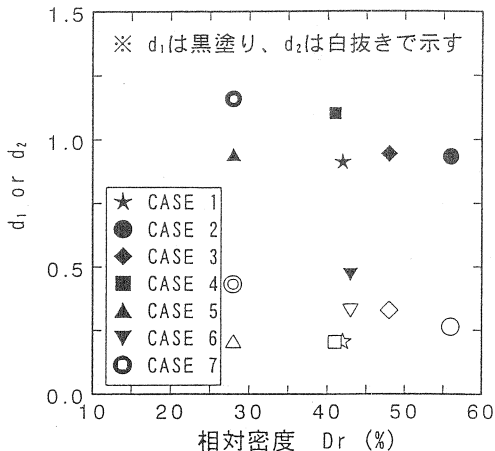
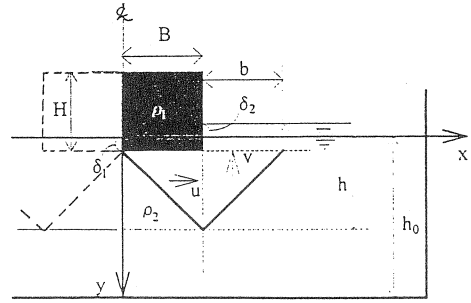
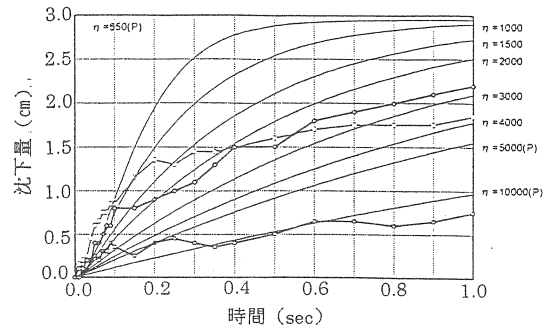


図-20 勾配の変化点と初期相対密度の関係²⁵⁾

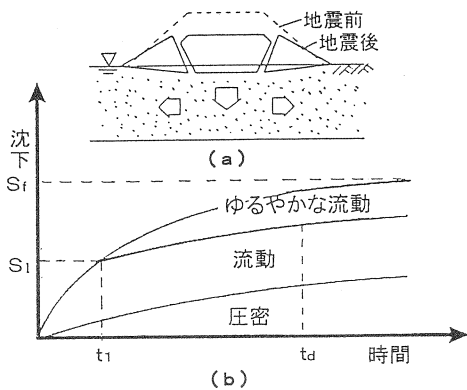

図-2 21 Sf/Si と初期相対密度の関係²⁵⁾

図-2 22 最終沈下量(Sf)と初期相対密度の関係²⁵⁾

図-2 23 沈下勾配と初期相対密度の関係²⁵⁾

図-2 24 模型の運動モデル²⁴⁾

図-2 25 実験値と解析値の比較²⁴⁾

傾向の変化点が見られる。そこで、図-1 9に示すような沈下特性を定義し、初期相対密度との関係で整理すると図-2 0～2 3が得られる。

これらによると、初期の勾配変化点 t_1 は 0.1 秒前後であり、それまでに最終沈下量の 3 割から 5 割が進行することがわかる。また、 t_1 、最終沈下量(S_f)はいずれも初期相対密度が大きくなると小さくなる傾向にある。さらに、 t_1 前後の $\log S \sim \log t$ 曲線の勾配をみると、 t_1 前では沈下は時間に比例していることを示しており、 t_1 以降では沈下は時間の 0.2～0.4 乗に比例して進行していることがわかる。 t_1 以降の勾配 d_2 からなる直線と $\log S = \log S_f$ なる水平線との交点を t_2 と定義すると、 t_2 は 2～4 秒程度であるが、このときの実測沈下量は S_f に達しておらず、 $\log S \sim \log t$ 曲線の勾配が最終段階 (t_2 以降) で変化していることが判る。

これらの結果から推測されることは、盛土の基礎地盤は有効応力を失った初期の段階において急激な流動を生じ (t_1 以前)、その後、これよりやや遅い速度で流動を主体とした沈下が継続している (t_1 から t_2 間)。さらに、 t_2 付近から水圧の消散による沈下のみが継続し最終沈下へと至ると考えられる。

さらに、流動現象を定量的に説明するために、図-


 図-26 沈下量構成要因の模式図²⁵⁾

24に示すように模型盛土を粘性流体中にある物体として運動方程式を導いた。図-25はその結果計算される模型盛土の沈下～時間関係であるが、沈下要因として流動が支配的であると考えられる初期の部分で比較的一致している。これより、液状化した層にある粘性をもつ流体と仮定することにより、盛土の沈下量を予測しうること示している。

4. まとめ

本報告では、地震時の盛土の液状化被害についての既往の知見および、被害プロセスの想定を行うとともに、著者の一部が広島大学で実施している研究結果を用いて、その検証を行った。

その結果、過去の被災事例より明らかになっている基礎地盤の液状化による盛土の大変形の要因のうち、水平に堆積した液状化地盤の場合における破壊は図-26(a)に模式的に示すように、液状化後のボイリング状態にある地盤があたかも流体のように振る舞うために起こる盛土直下地盤の側方への流動と、ボイリング終了後の有効応力回復過程における盛土直下地盤の側方への流動、水圧消散に伴う圧密沈下による地盤の体積圧縮によると考えられる。これらが、時間的に発生する過程を模式的に示すと図-26(b)のようになり、液状化後のボイリング状態にある t_1 までに流体としての急激な流動が生じ、その後は有効応力の回復（剛性の回復）過程における比較的ゆるやかな流動がおおよそ t_d までの間に生じる。一方、液状化層下端からはじまる水圧消散に伴う圧密沈下は液状化後から継続していると考えられる。これらの比率や流動範囲などを定量的に評価することによって、変形予

測および具体的対策の方法を見いだすことができると考えられる。

今後は、他の多くの研究成果も参考とし、被害事例への適用性を吟味し、実務的な破壊形状の設定法および沈下量の予測手法、計算モデルの設定方法について検討することを目標に活動を続ける予定である。

謝辞

本報告は、地盤工学会中国支部土質工学セミナー（広島地域）盛土グループの平成9年7月時点での成果をまとめたものである。本報告をまとめるにあたって、盛土グループの住広哲氏、山下祐一氏（荒谷建設コンサルタント）、佐藤篤氏（建設省中国地方建設局）、紫竹正樹氏（応用地質）、村瀬博一氏（復建調査設計）に多大な協力を頂いた。また、セミナー出席者各位には有益な助言を頂いた。ここに記して深謝致します。

参考文献

- 1) 斉藤迪孝：飽和砂地盤の液状化による被害と対策，第16回土質工学シンポジウム，土質工学会，pp.49-54，1971
- 2) 建設省土木研究所：1978年宮城沖地震災害調査報告，土木研究所報告，第159号，1983
- 3) 建設省土木研究所：1983年日本海中部地震災害調査報告，土木研究所報告，第165号，1985
- 4) M. Kaneko, J. Nishikawa, Y. Sasaki, M. Nagase and K. Mamiya : River Dike Failure in Japan by Earthquake in 1993 , Proc. 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol.1, pp.495-498, 1995
- 5) 川井正彦、小野寺功、前田諭：兵庫県南部地震による河川堤防の被災について，第31回地盤工学研究発表会講演集，pp.369-370，1996
- 6) 佐々木康：河川堤防の地震被害，土と基礎，Vol.28, No.8, pp.25-30, 1980
- 7) 中村義秋、村上由高：木曾三川下流部における地震時の堤防機能検討について，第34回建設省技術研究会報告，pp.96-104，1980
- 8) 岩崎敏男、龍岡文夫、常田賢一、安田進：地震時地盤液状化の程度の予測について，土と基礎，Vol.28, No.4, pp.23-29, 1980
- 9) 田中正人、石崎勝義：震災事例からみた堤防の危険度把握に関する一考察，土木学会第37回年次学術講演会講演概要集，I，pp.653-654，1982
- 10) 島津多賀夫、松尾修：円弧すべり法による地震被災堤

- 防の安定計算, 第31回地盤工学研究発表会講演集, pp.1143-1144, 1996
- 11) 及川研、松永康男、坪井英夫、仁田尾洋: 地震による重力式港湾構造物の沈下量の簡易的な評価, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集, Ⅲ, pp.310-311, 1996
- 12) 吉見吉昭: 砂地盤の液状化, 技報堂出版, pp.113, 1991
- 13) 佐々木康、谷口栄一、松尾修、伊藤良弘: 日本海中部地震による土構造物の沈下, 土と基礎, Vol.32, No.9, pp.7-13, 1984
- 14) Y. Sasaki, W. D. L. Finn, A. Shibano and M. Nobumoto: Settlement of Embankment above a Liquefied Ground which is Covered by Non-liquefiable Surface Layer, Proc. 6th Japan-US Workshop on Earthquake Resistant Design on Lifeline Facilities and Countermeasures against Liquefaction, 1996
- 15) K. Ishihara: Stability of Natural Deposits During Earthquakes, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.321-376, 1985
- 16) 金子正之、田村圭司、佐々木康、勝山明雄、佐藤謙司: 平成5年釧路沖地震による河川堤防被害について, 第29回土質工学研究発表会講演集, pp.973-974, 1994
- 17) 能登繁幸、熊谷守晃: 泥炭の動的変形特性に関する実験的研究, 土木試験所月報, No.393, pp.12-21, 1986
- 18) 金子正之、田村圭司、佐々木康、勝山明雄、佐藤謙司: 平成5年北海道南西沖地震による河川堤防被害について, 第29回土質工学研究発表会講演集, pp.971-972, 1994
- 19) 佐々木康: 液状化被害と対策の考え方, 地盤工学会中国支部島根地域講習会テキスト, pp.7, 1996
- 20) 佐々木康、森脇武夫、大林淳: 基礎地盤の液状化に伴う盛土の破壊メカニズム, 第52回土木学会年次学術講演集, 第Ⅲ部(B), pp.214-215, 1997
- 21) Y. Sasaki, T. Moriwaki and J. Ohbayashi: Deformation Process of an Embankment Resting on a Liquefiable Soil Layer, Proc of IS-Nagoya, 1997
- 22) 佐々木康、宇高薫、宮本康司: 液状化に伴う盛土の変形量, 土木学会中国支部研究発表会講演集, 1997
- 23) 佐々木康、宇高薫、宮本康司: 液状化の継続時間を考慮した盛土の被害予測手法に関する研究, 土木学会中国支部研究発表会講演集, 1997
- 24) 佐々木康、宇高薫、大林淳、重山忠成、宮本康司: 液状化地盤上の盛土の沈下速度, 第52回土木学会年次学術講演集, 第Ⅲ部(B), pp.276-277, 1997
- 25) 佐々木康、大林淳、重山忠成: 液状化地盤上の模型盛土の沈下時刻歴, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp.525-528, 1997