地盤の液状化による側方流動のメカニズムと予測

佐藤工業（株）中央技術研究所　吉田　望

1　はじめに

地震による液状化が始めて地震被害を引き起こすことが認識されたのは、1964年に日米で発生した二つの地震、すなわち新潟地震とアラスカ地震である。新潟地震では完成したばかりの昭和大橋が落橋した。また、川岸町アパートが転倒したのをはじめとし、市内の多くの建物で沈下、不同沈下が発生した。一方、アラスカ地震では、一つの町が海に滑り込むというような被害が発生した。この地震を契機として、液状化に対する研究が精力的に行われるようになった。その結果、現在では液状化のメカニズムはほとんど明らかにされていると言ってよい状況にある。

液状化は、大まかに言って、地盤の有効応力が0になる現象と考えてよい。実用上は、液状化の発生に伴い、地盤の支持力がなくなることが問題となる。また、有効応力が0となれば、重い構造物が沈下し、軽い構造物が浮き上がる等、流体的な挙動も問題となる。従来の研究では、このような点に焦点が当てられてきたように考えられる。特に前者については精力的な研究が行われてきた。

これに対し、最近、液状化被害のもう一つの面がクローズアップされることも多くなってきた。それは、「液状化に伴う側方流動」（以後、単に側方流動）という現象である。この現象は液状化に伴う現象としては比較的新しく発見された形態である。側方流動は、液状化に伴い地盤が大きく側方に動く現象で、後で示すように、10m以上の水平変位、100%以上の液状化層のせん断ひずみなど、非常に大きな地盤変状がこれまでの地震でも観測されている。このような変位が起きれば、構造物も大きな被害を受けることが考えられる。実際、過去の地震被害の事例を調べれば、大きな被害が発生している。しかし、側方流動のメカニズム、つまりどのようにして非常に大きいひずみが生じるのかという点に関しては、現在でもいまだ共通の理解には至っていない。大きな議論は、液状化した地盤は固体として挙動するのかそれとも液体として挙動するのかという点である。

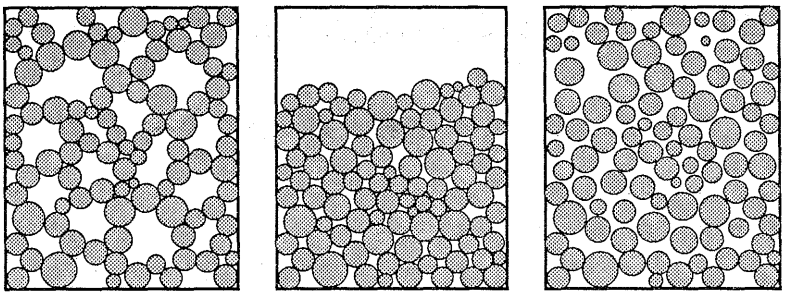
ここでは、側方流動に関しこれまで行われてきた研究を基にし、そのメカニズムを考えてみる。

2　液状化のメカニズム

側方流動の事を調べるためには、まず液状化のメカニズムを知る必要がある。

図-1は、液状化発生のメカニズムを模式的に表したもので、液状化に対する参考書などでも、形態は少し違うことがあるが、同じ様な説明がされている。

砂地盤は、図-1(a)の様に土粒子が骨格構造を形成している。この様な地盤が、地震動により繰り返しせん断変形を受けると、骨格構造が壊れ、図-1(b)の様に体積が減少する。このように、せん断変形に伴い体積変化が生じる現象は、土のような、粒状体（小さい粒子の集合で出来ている材料）により構成される材料の特徴で、ダイレタンシーと呼ばれる。ただし、ダイレタン



(a)　　(b)　　(c)

図-1　液状化の発生メカニズム模式図

シーは元々粘性土の挙動に対してつけられた用語で、体積増加が生じる現象である。そこで、砂のように体積が減少する場合を特に負のダイレタンシーと言うこともある。

ダイレタンシーにより砂地盤は図-1(a)の状態から図-1(b)の状態まで移行しようとする。間隙が空気の場合には、体積変化が速やかに行えるので、この移動はスムーズである。このことは、例えば米を入れた升を揺すれば、米が詰まり体積が減るのと同じ現象であり、図-1(a)から(b)の状態になるのに時間はかからない。しかし、間隙が水で飽和されていると、体積収縮を起こすには間隙水が排出されなければならないので話が複雑になってくる。先に例を挙げた升を揺するケースでは間隙の大きさが大きいので、水がない場合に比べるとやや時間の遅れはあるが、やはり体積変化は速やかに起こる。しかし、ここで対象としている砂の場合には間隙の大きさはずっと小さく、間隙の間を水が自由に動けるようにはなっていない。したがって、体積収縮はすぐには起こらず、代わりに間隙水の圧力（過剰間隙水圧）が上昇する。この反作用として土粒子間に作用する応力（有効応力）が減少する。

このような状況が続くと、最終的には有効応力が 0 となり、粒子が間隙水の中に浮いたような状態となる。つまり、地盤が液体のように挙動するようになる。これが液状化である。このメカニズムから分かるように、液状化が発生するのは、負のダイレタンシーが発生し易く、間隙水の透水が制限される様な地盤である。これは粒径の揃った緩く堆積した砂地盤ということになる。しかし、最近では非常に細粒分の多い砂から礫まで幅広い材料が液状化することが知られている。また、液状化の定義も、ここで示したような、有効応力が 0 になるということから、ひずみによる定義など、色々なものが用いられるようになっている。

3　側方流動現象とそれに伴う被害

浜田ら[1)]は、日本海中部地震および新潟地震で液状化が発生した地域の地震の前後に撮られた航空写真より地表の変位量を求めた。図-2 はその一例である。この結果、信濃川では川幅が 20m も短くなる所もあるなど、調査地域では数 m～10m を越える変位が広範囲に生じていることが分かった。この現象は当初液状化に伴う永久変位（Liquefaction-induced large permanent displacement）と呼ばれたが、現在では側方流動（Lateral spreading）と呼ばれることが多い。側方流動はこれまで考えられていなかった地盤変状である。その後、過去の地震や新しく発生した地震について同様な調査が行われ、側方流動が特に珍しい現象ではなく、多くの地震で生じていることが分かった[2)3)4)]。側方流動が起こると、一方に川の様な開断面がある場合にはその

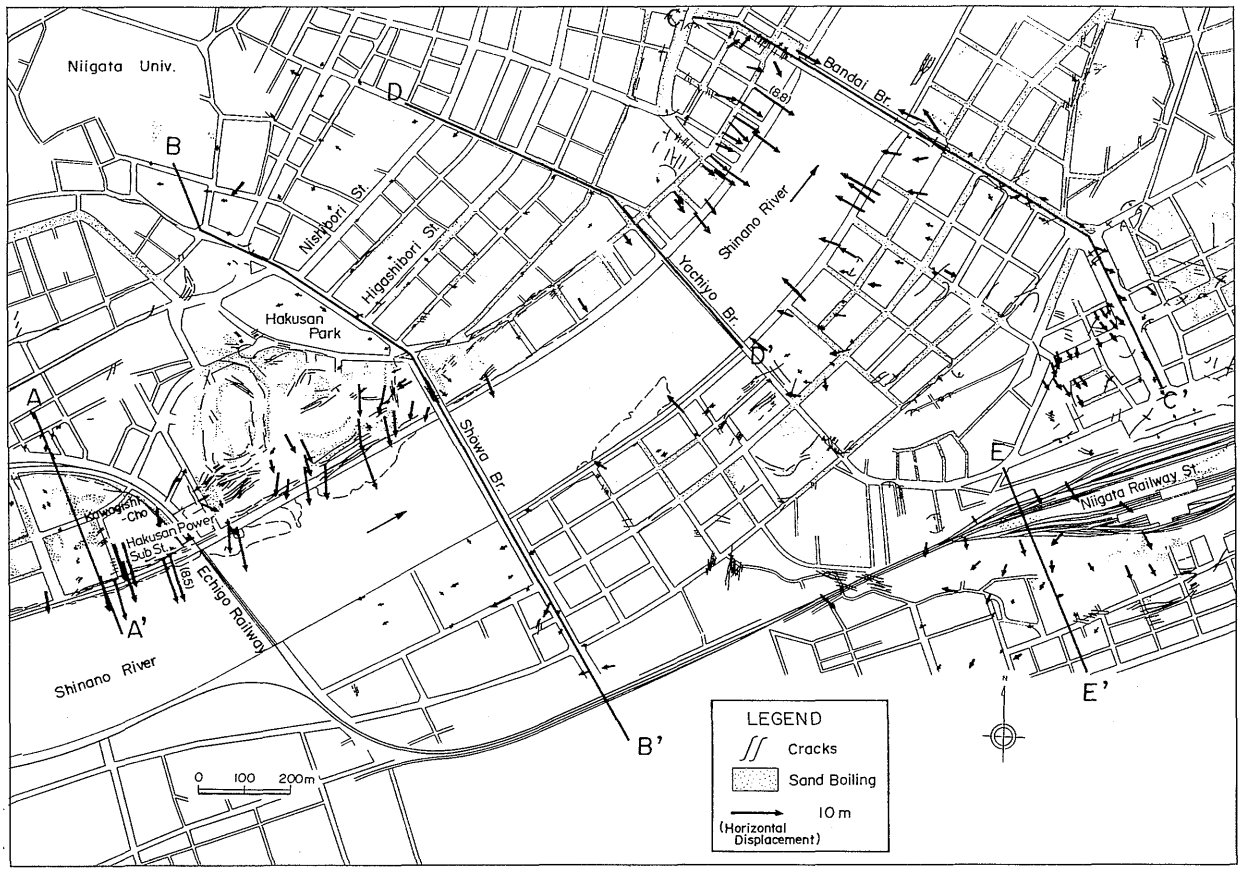


図-2　新潟市における側方流動の計測結果と地盤変状の分布 [22)]

方向に、また、地表面が傾斜している場合には下流側に向かって大きな変位が生じる。後者の場合には、上流側では地盤の沈降、下流側では地盤の隆起が生じ、物体の移動が起こっていることが分かる。

図-2 に示した信濃川周辺の例のように一方が開断面となっている場合、また、地表面の傾斜が大きい場合にはこの現象もある程度理解できる。しかし、側方流動は工学的にほとんど水平と考えられる地表面勾配の所で数 100m にわたり生じているケースもある。また、地表面の傾斜がある場合でも、斜面崩壊のように急激に生じるのではなく、ゆっくり生じるのが特徴である。したがって、住民もこれほどの変位が生じたことを理解しておらず、これが、側方流動の発見が遅くなった原因の一つと考えられる。

側方流動の発生は、単に地盤が大きく変位するというだけではなく、地中構造物に大きな被害を与える。また、その結果、地上構造物にも大きな被害を与えることがある。以下、側方流動に伴う代表的な被害パターンを紹介する。

①大きな地盤変状

既に、図-2 に例を示したように、側方流動は大きな地盤変位が生じることが特徴である。先にも述べたように、このような被害は過去の地震で数多く観測されている。最近では、兵庫県南部地震の際、海岸に面した多くの地域で側方流動の発生が確認されている。例えば、ポートアイランドでは図-3 の様な護岸の変位が観測されている。また、図-4 は地盤の水平変位の陸側への影響範囲を調べたもの [19)]であるが、護岸から 100m 以上の内側まで地盤の変位が生じている。

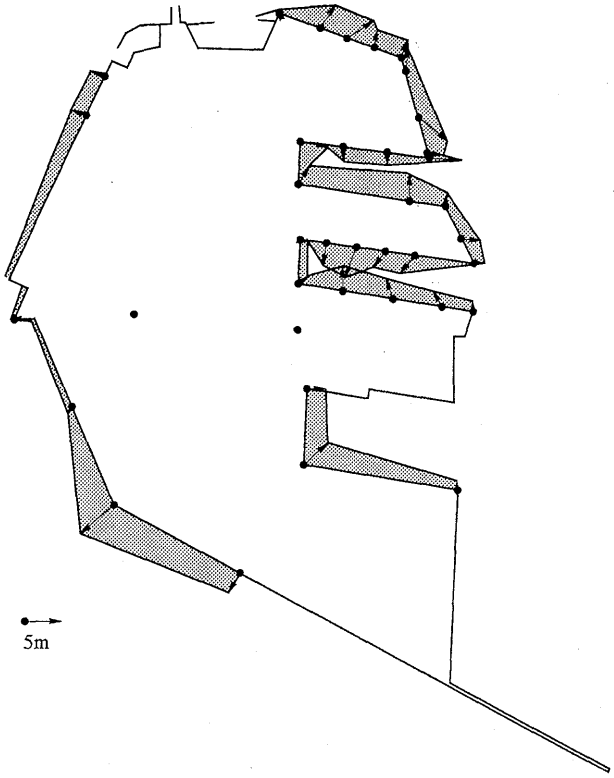


図-3　兵庫県南部地震におけるポートアイランド水際線の変位

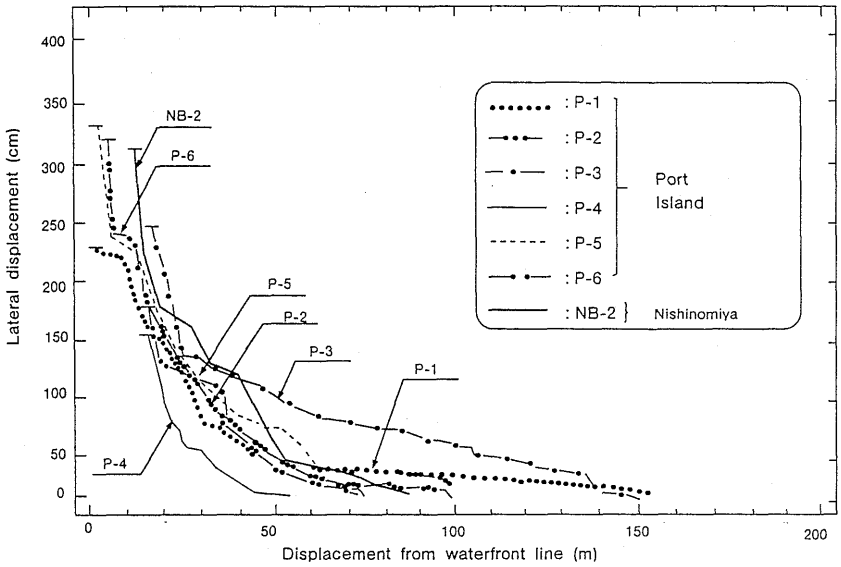


図-4　護岸の変位が陸地内部に及ぼす影響（ポートアイランド）[19)]

②埋設管の被害

側方流動が生じると、地盤の大きなひずみが発生する。図-4 に示した例では地盤は一方向に移動しているので引っ張りひずみが生じる。しかし、一般的には引っ張りひずみも圧縮ひずみも生じる。引っ張りひずみが生じれば、地中埋設管も引っ張り力を受けるため、ひずみが大きい場合には引っ張り破壊を生じる。また、圧縮ひずみが生じれば、写真-1 に代表的に示されるように、座屈などの現象が生じる。

写真-1　新潟地震の際側方流動により生じたガス管の座屈 [2)]

写真-2　新潟地震の際発生した側方流動に伴う杭の被害 [21)]

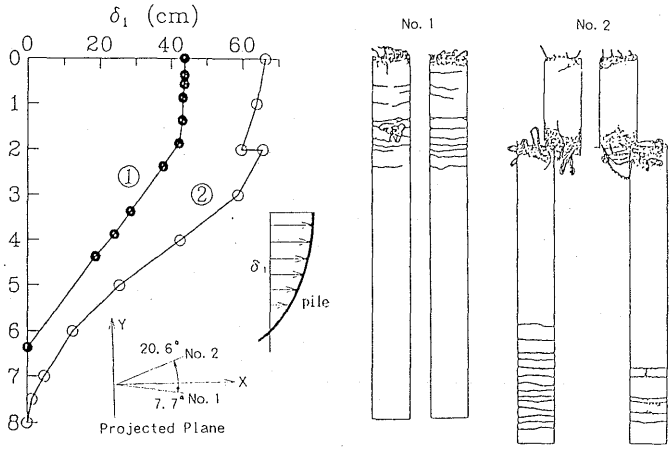


図5　側方流動で被害を受けた杭の破壊パターンと変位パターン

③杭の被害

側方変位の大きさは深さ方向で異なる。一般には地表近くで大きく、深くなるにしたがい小さくなっていく。杭のように鉛直方向に長い構造物ではこのような地盤変位により被害を受ける。写真-2、図-5 は新潟地震で被害を受けた杭の被害を示したものであるが、杭が液状化層と非液状化層の境付近で完全に破壊している。写真-3 は兵庫県南部地震における被害であるが、杭頭が基礎から離れてしまったり、破壊している。

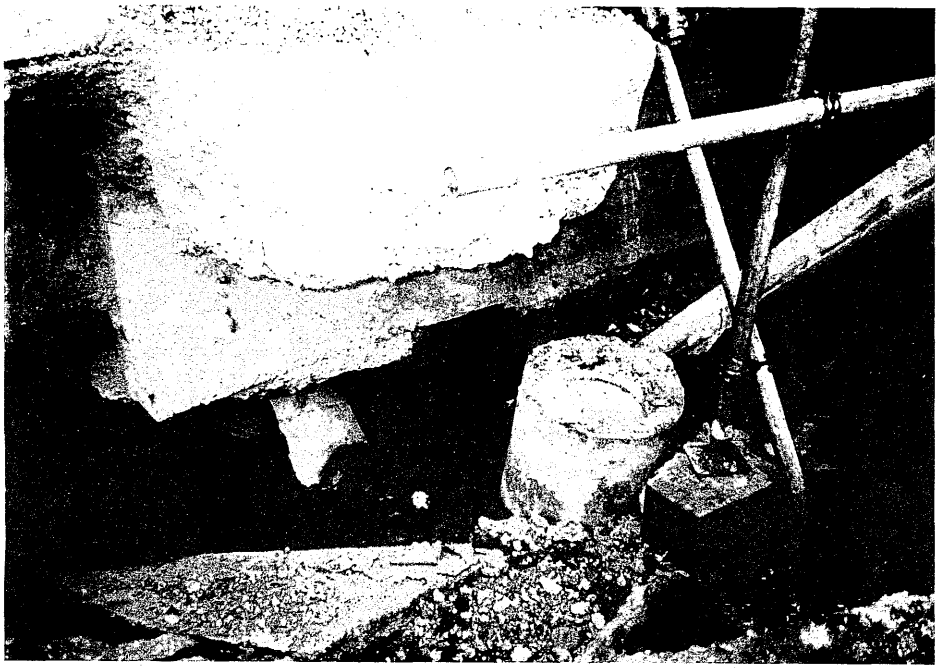
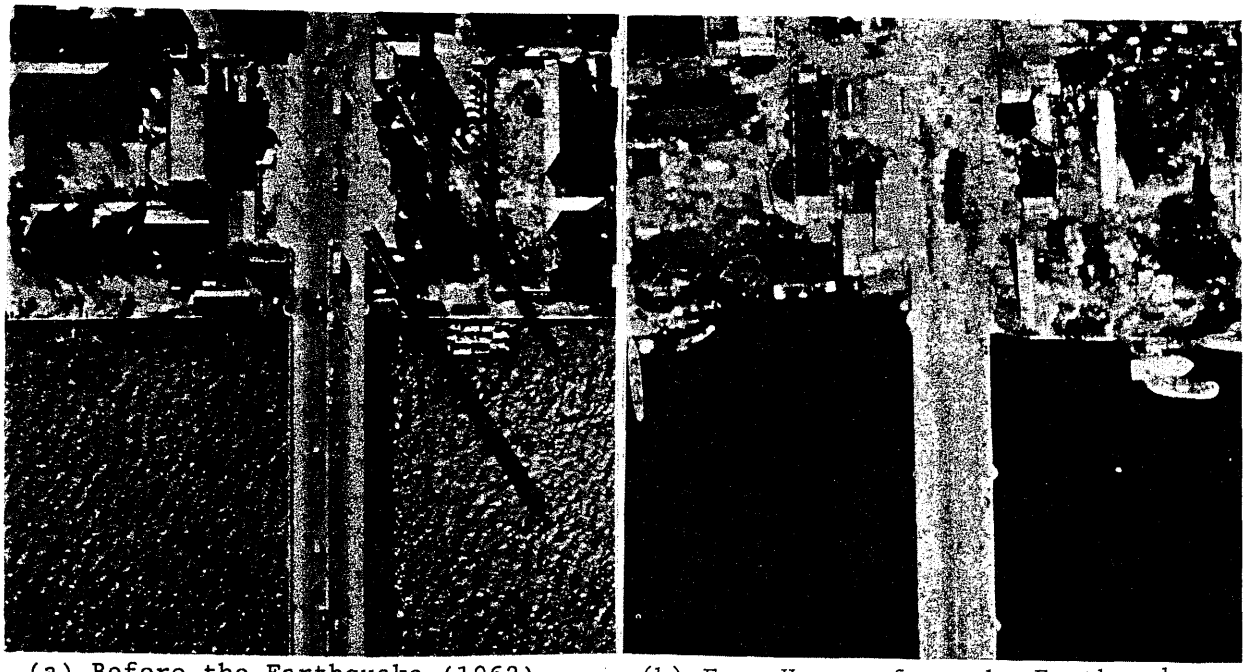


写真-3　兵庫県南部地震の際側方流動により生じた杭の被害



(a) Before the Earthquake (1962)　　(b) Four Hours after the Earthquake

写真-4　新潟地震における信濃川護岸の側方流動の例 [2)]

④護岸等の被害

河川、海岸などの護岸構造物は、側方流動を起こすもとになる事もあるし、側方流動の結果被害を受けることもある。特に、これら構造物の支持地盤まで液状化した場合には非常に大きい側方流動が発生する可能性がある。写真-4 は新潟地震前後の信濃川、万代橋周辺の護岸の状況を示したものであるが、地震により大きな変位が生じている。また、兵庫県南部地震の際には、側方流動に伴い、例えば写真-5 に示すような被害が発生している。

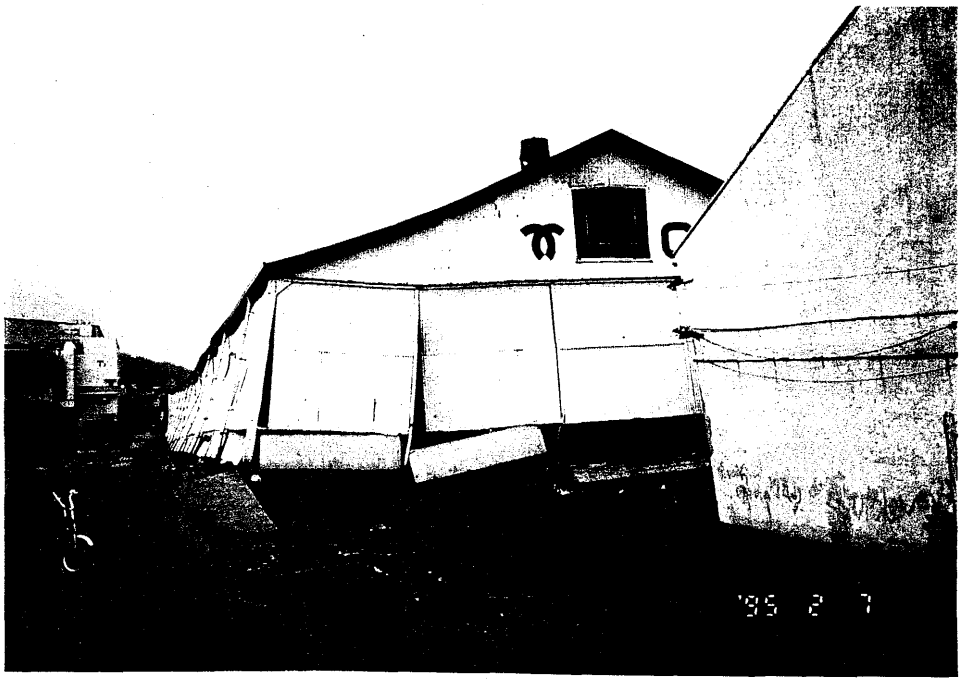


写真-5　兵庫県南部地震の際側方流動に伴い発生した構造物被害（兵庫埠頭）

これまでに示したように、側方流動の発生に伴い、非常に多くの被害が生じる。側方流動の発生を予測し、対策を講じるには、そのメカニズムを明らかにする必要がある。側方流動現象が発見されてから、メカニズムを明らかにするために多くの研究が行われてきた。しかしながら、現在に至るまでそのメカニズムに対し共通の認識を選るには至っていない。これは、次のような二つの考え方が対立してきたからである。

① 液状化した地盤はせん断剛性は非常に小さい（または 0）が地盤は全体として固体として挙動する

② 液状化した地盤は液体のように挙動する

研究の過程では、これ以外に、特定の面で滑りが生じるという考えなども提案されてきた。しかし、これについては、特殊なケースでは起こるかもしれないが、一般的なケースではないと考えられている。

以下では、それぞれのメカニズムの基本的な考え方を示し、その長所、短所を考えてみる。なお、メカニズムに関する解析的な研究は文献 3)、4)にまとめられているが、その後大きな進展もあった。

4　固体としての挙動

図-6 は固体として側方流動が起きるメカニズムを模式的に示したものである。図では、地震前の応力状態に対応したせん断応力（τ）－せん断ひずみ（γ）関係が ℓ として示されている。

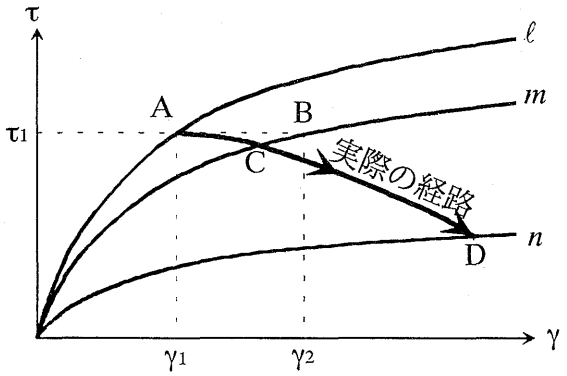


図-6　側方流動のメカニズム模式図

地盤がわずかでも傾斜していると、初期せん断応力が作用している。これを τ_1 とし、図-6 で地震前の状態点を A とする。図ではこのときひずみ γ_1 が生じているが、ひずみは相対的なものであるので、これが地震前の基準ひずみとなる。図の状態から、過剰間隙水圧が少し発生した状況を考えてみる。対応して有効応力も減少するので、応力－ひずみ関係は少し劣化し、図の m となる。したがって、同じせん断応力の作用下でもひずみが増加し、図の γ_2-γ_1 のひずみが生じる。これは、力学的には次のように考えればわかりやすい。地盤の応力－ひずみ関係は、有効拘束圧 p とせん断ひずみ γ の関数として、次のように表すことができる。

$$\tau = \tau(\gamma, p) \tag{1}$$

したがって、せん断応力の増分は次式となる。

$$d\tau = \frac{\partial \tau}{\partial \gamma} d\gamma + \frac{\partial \tau}{\partial p} dp \tag{2}$$

式から、せん断ひずみ増分が 0 でも有効拘束圧の変化に対してひずみが生じることは明瞭であろう。

有効拘束圧が減少するにしたがって、ひずみがどんどん大きくなる。作用しているせん断応力が変わらないとすれば、新しい応力－ひずみ関係のせん断強度が作用せん断応力と等しくなった所で、ひずみは無限に大きくなる。しかし、実地盤では変位が発生すると、地盤の傾斜角は小さくなるので、作用せん断応力も小さくなる。すなわち、実際の経路は図-6 の A→B のように水平方向に移動するのではなく、A→C の様になる。最終的には、D 点で劣化した応力－ひずみ関係と作用せん断応力が釣り合い状態になり、側方流動が停止する。このメカニズムでは、重力の作用により生じたせん断応力が側方流動を引き起こす原動力となっているので、重力によるメカニズムと呼ばれることもある。

地震による変位としては、まず、地震の慣性力による、動的な変位が考えられる。研究が始まった当初はこれが側方流動の原因の可能性も考えられ、現在でもそのように主張している研究者もいる。この論争に決着を付けるため、側方流動に着目した振動台実験で特殊な載荷法を用いた実験が計画された[5)]。地表面勾配のある地盤モデルを作り、地表の傾斜方向と直交方向に加振する実験である。このような載荷では、斜面方向には慣性力が作用しないので、側方流

動が慣性力に引き起こされるのであれば、斜面方向の変位はほとんど生じないはずである。実験の結果は、斜面方向の大きな側方流動が発生し、したがって、この論争は決着が付いたと考えられる。側方流動に関する振動台実験では、その後も斜面方向と直交する方向に載荷する方法が用いられている。

重力のメカニズムに基づく解析法もいくつか提案された。解析法のキーポイントは、有限変形を考慮する必要があること、過剰間隙水圧の発生に伴い材料の劣化を追跡することの二つである。筆者はこの原理を忠実に追跡する方法を提案したのを始め[6]、過剰間隙水圧の低下をせん断強度の低下に置き換える簡易法[7]、さらには非線形の応力－ひずみ関係を等価線形の応力－ひずみ関係に置き換えるなどの方法[8]を提案した。そのほかにも、はじめからせん断剛性が0と考える方法[9]、等価線形法で有限変形の効果も考慮してしまう方法[5]なども提案されている。これらの解析はどれも実験結果とよく一致した。

しかし、このメカニズムを実例と比較してみると、説明の付かないこともある。図-6の様なメカニズムを考えるとすれば、側方流動は過剰間隙水圧が上昇し、有効応力がほとんど0になった時に生じることになる。一方、実被害では、側方流動は必ずしも液状化の発生と同時に起こったとは考えにくい。いつ側方流動が起こったかは、この研究が始まって以来の疑問点の一つであり、過去のケーススタディでも重点的に聞き込み調査が行われた項目の一つであるが、残念ながら明確な結論は出ていない。しかし、そのことが、側方流動はゆっくり起こったことを示唆しているようにも考えられる。数少ない事例の中にも次のようなものがある。新潟地震における昭和大橋の落橋は現在では側方流動のため橋脚が移動したことが原因と考えられているが、地震当時この橋を渡っていた運転手がいた。この人は地震を感じ、車から降り、川岸に向かって避難し、橋を渡り終わって振り返ると橋が落橋していたと証言している。また、日本海中部地震の際に側方流動が発生した能代市で、地震後30分にわたって家がギシギシなったとの証言もある。これらの事例は、側方流動が地震時に起こったのではなく、地震後しばらくの間継続していたことを示唆するものである。

もう一つ大きな欠点がある。図-6のメカニズムによれば、側方流動の量は、地表面（液状化層上面）の勾配に大きく影響され、傾きが大きくなると変位も大きくなる。しかし、地震被害から側方流動の事例を集めたケーススタディの結果によれば、地表面勾配は必ずしも大きな要因ではない。例えば、浜田ら[3]は側方流動の事例を整理することにより次の式を提案している。

$$D = 0.75\sqrt{H}\sqrt[3]{\theta} \tag{3}$$

ここで、D は水平変位、H は液状化層厚、θ は液状化層上面の傾きであるが、θ の影響は小さい。

この二つが固体としてのメカニズムの欠点である。

5　流体としての挙動

液状化した砂が流体として挙動することは、噴砂を見れば明らかである。しかし、噴砂現象は、被圧された砂と水が圧力の小さい所から噴き上げるものであり、液状化した地盤が全体として液体として挙動する事とは別の現象であろう。側方流動した地盤が液体として挙動するらしいということは、例えば図-7に示した実験[10]に見ることができる。この実験では振動台を用

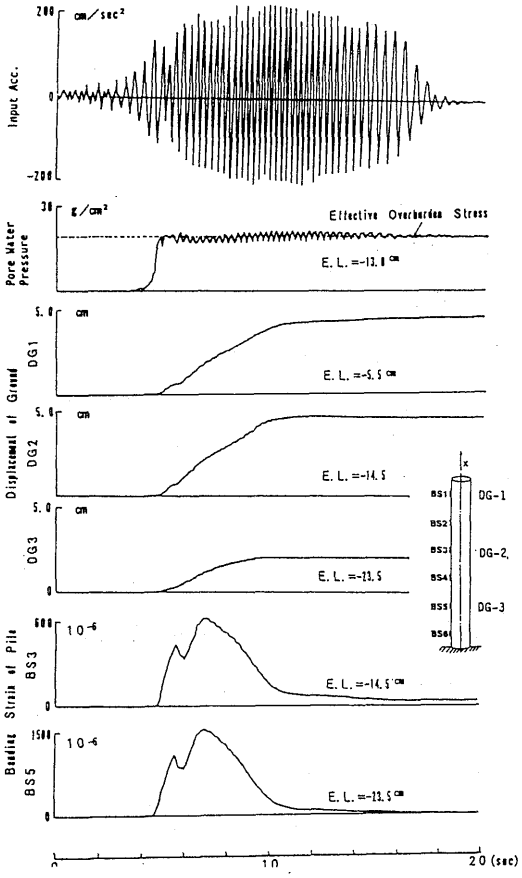


図-7　側方流動に伴い杭に作用する力

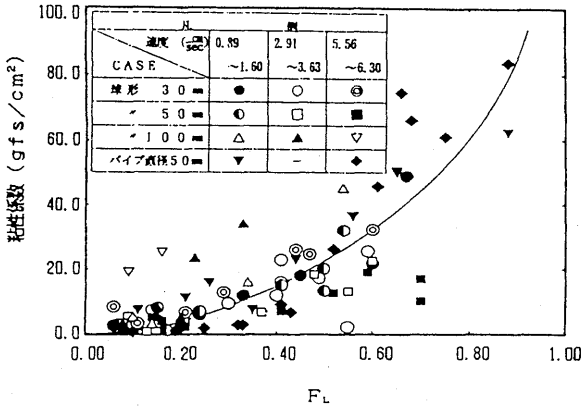


図-8　液状化地盤中で鋼球やパイプを引っ張ったときの粘性係数。F_L は加振加速度の逆数と比例している。

い、地表面が傾斜した地盤中に杭を作成し、斜面と直交方向に加振し側方流動を起こさせ、杭に作用する力を測定している。固体として挙動するのであれば、側方流動の大きさに従って杭に作用する力は大きくなるはずである。しかし、実験結果を見ると、杭の応力は側方流動が起こり出すと大きくなり、側方流動が止まることにはかなり小さくなってしまう。これは、杭に作用しているのは液体としての粘性抵抗であると考えると説明が付きそうである。実際、そのような仮定で計算をしてみると、ある程度現象を説明することができる[11]。

液体として挙動するとすれば、粘性係数がどの程度のオーダーが関心事となる。粘性係数を求めるにも振動台が用いられた。振動台では深い土層を作ることができないので、通常の液状化試験を行えば、加振を止めるとほとんど同時に液状化も終わる。そこで、振動台を揺すり続け、液状化を継続的に起こさせることにし、その中で球やパイプを動かし、抵抗力と移動速度から粘性係数が求められた[12)13)]。図-8 はその結果の一例である。液状化地盤の粘性係数は一定値というわけではなく、加振する加速度の大きさにより異なるのが特徴である。

このようにして求められた粘性係数で、観察される地震被害が説明できるとすれば、側方流動中は液状化地盤は流体として挙動していると判断できる。しかし、実験で得られた粘性係数の値は小さく、もしこの粘性係数の液体として地盤が挙動するのであれば、側方流動は急激に起こることになり、先に述べた観察事実を説明できない。また、振動台実験では側方流動は地表面が水平になる所まで起こるのに対し、実際の地盤では必ずしも水平にはならず、側方流動発生後も傾斜しているのが普通であるが、これが説明できないことである。さらに、流体としての考えでも、側方流動の大きさは地表面勾配に大きく依存するという点は変わらない。

6　側方流動のメカニズムー固体か液体かー

挙動の考え方を見ると、固体としての挙動は最終的な変形を求めることに着目しているのに対し、液体としての挙動はそのプロセスを論じようとする違いはあるが、最終的には同じ様な結果に至っている。そしていずれも振動台実験の結果は説明できるが、実現象を説明できない。ここで、側方流動のメカニズム探究は暗礁に乗り上げた感があったが、双方の考え方から歩み寄りが見られるようになってきた。

まず、反省点として挙げられたのは、振動台実験では加振しすぎたのではないだろうかということである。振動台では、小さい模型で、しかも比較的緩い地盤を作って実験を行うので、加振を始めるとあっという間に液状化が起こり、地表面が平らになってしまう。どんどん揺すっていれば最終的には地表面が平らになるのは当然の事と考えられるので、振動台実験は実現象と対応していないという疑問である。側方流動を起こしている途中で加振を止めれば、それ以後も側方流動が継続し、実現象と同様な現象が再現できるかもしれない。残念ながら、この試みは失敗に終わった。振動を止めると側方流動も止まってしまったのである。これは、振動台では液状化層の厚さは高々20～30cm であり、過剰間隙水圧が非常に速やかに消散してしまうことと、拘束圧が低いと同じ材料でもダイレタンシー特性が異なり側方流動を起こしにくくなることが原因と考えられる。これを検証すべく、遠心力載荷装置を用いた実験も現在計画されているが、結論は得られていない。

この代わりに二つの実験が行われた。一つは、振動台で水平成層の土層を液状化させ、加振を止めるとすぐ土層を傾ける実験である[14]。もう一つは非常に緩い傾斜した地盤を持つ土層を作り、衝撃力を与えて地盤を液状化させる実験である[15]。両方の実験とも、加振がないのに地盤の流動が起こり、しかも地表面は傾斜した状態で流動が止まるという現象が観察できた。また、前者の実験では側方流動の量は地盤の相対密度には依存するが地表面の傾斜にはあまり依存しないという結果まで得られた。実現象にかなり近づいたといえる。

固体としての挙動を考える上では、残留強度の値が重要である。これまでの解析では残留強度が 0 ということを前提とし、地表面が水平になると考えて解析を行っていた。振動台では地表面が水平になるまで加振を行っていたので、最終変形のみに着目すれば両者がよく一致したとも考えられるわけである。そこで、液状化した材料の残留強度を求める実験が行われた[16]。実験は最初は通常の液状化試験と同じで、非排水状態で繰り返しせん断応力を加える。液状化が起こった後もある程度の載荷を行い（液状化以後の載荷の程度は F_L 値で制御）、その後試料のせん断ひずみを単調に増加させ、応力ーひずみ関係を調べた。図-9 が実験結果の一例であるが、二つの大きい事が分かった。一つは、単調に載荷を始めた初期に非常に剛性の弱い部分が現れ、その後、剛性が急激に回復し（サイクリックモビリティと同じ現象）、したがって、その挙動は残留強度という概念からははずれていそうだということ、もう一つは、弱い剛性の部分の大きさは、液状化以後の繰り返しせん断の量に大きく依存しているということである。筆者はこの実験結果を解析し[17]、その挙動が、液状化した地盤の過剰間隙水圧消散時の挙動と同じで、これまでの液状化解析では考慮されていなかった性質のものであること、液状化の発生によって、内部摩擦角などの定数も変化していること等を発見した。

この実験結果を実現象に当てはめると、側方流動は剛性の弱い領域のひずみに対応する部分

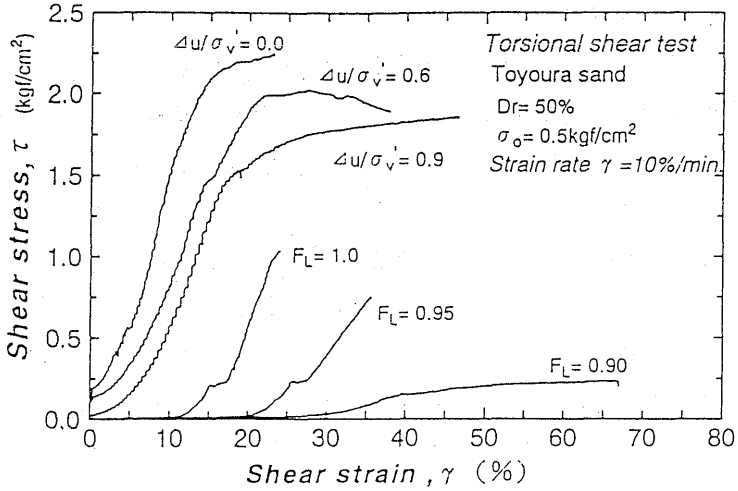


図-9　過剰間隙水圧発生後単調にひずみを増加させたときの応力－ひずみ関係。F_L≤1 は液状化後の載荷であるが、載荷の初期に剛性がほとんど 0 の領域がある。

で起こり、剛性が回復し出すと変形が止まるので、側方流動の大きさが地表面勾配にあまり依存しないという現象が説明できることになる。同じ考えを上で述べた振動台実験の結果に当てはめると、うまく説明ができる。

残念ながら、欠点もあった。それは、先に剛性の非常に弱い領域が現れるといったが、その剛性は、通常の感覚ではほとんど 0 に等しいものであるが、ほとんど水平な地盤に大きい側方流動を起こさせるほどは小さくないということである。つまり、実験で得られた応力－ひずみ関係を実地盤に適用しても、非常に大きな変位は得られない。

これから先は、検証されていないので、筆者の想像の世界になる。

図-1 に戻って、液状化した時には図-1(c)のように土粒子が間隙水の中に浮き上がっていると説明した。このような模式図は多くの教科書に書かれている。しかし、これが間違いの様に思われる。ちょうど液状化したときには、土粒子の配置はどちらかというと図-1(a)に近いと考えられる。ただし、土粒子間に作用する力はほとんど 0 であるので、土骨格を形成している力はほとんどなく、土骨格は非常に不安定な状態にある。図-10 はこのような状況を確認するために行った DEM による解析結果[21]であるが、液状化が起こったからといって粒子が浮いているわけではない。しかし、粒子間に加わる力は極端に小さくなっている。

このような状態の地盤にわずかの外乱が加わると、土骨格は容易に骨格構造が崩れてしまう。このときには地盤は流体として挙動する。わずかな外乱として、例えば過剰間隙水圧の消散に伴う浸透力、主要動以降長く続く地震の後続波などが考えられる。このような外乱は大きさはあまり大きくないので、地盤は少し前とちがった、新しい骨格構造を形成して、安定しようと

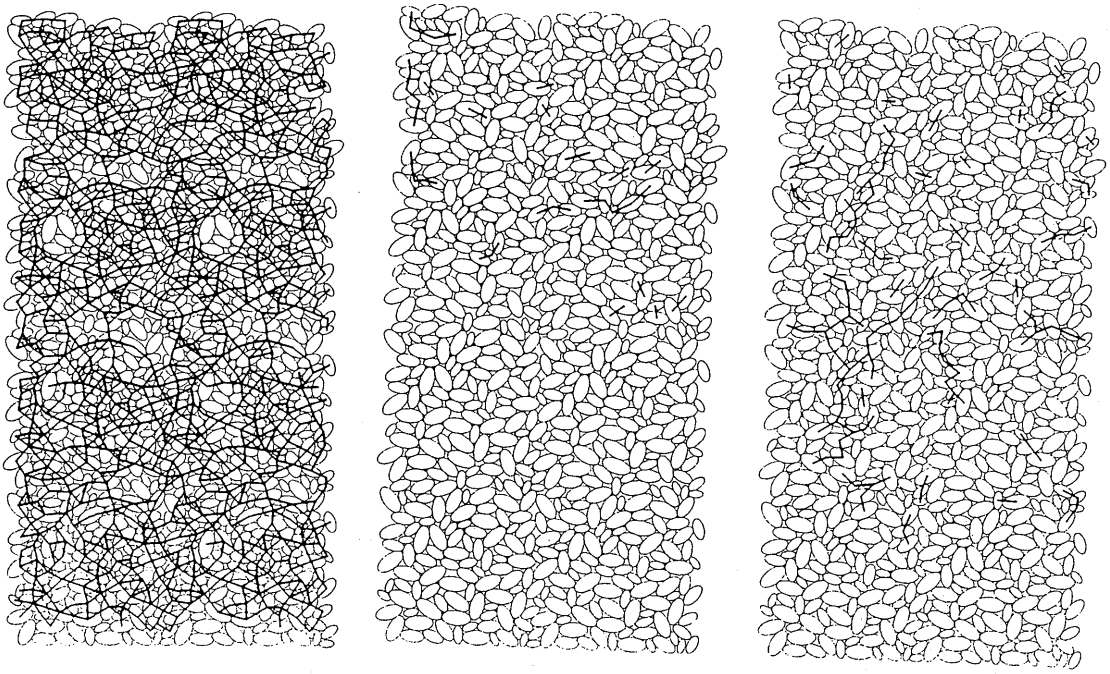


図-10　DEMによる液状化のシミュレーション。左より、初期状態、液状化時、サイクリックモビリティに入ったところの状態を表している。太い実線は粒子間に 5N 以上の力が作用している事を示している。初期状態の網状構造が、液状化時にはほとんど失われ、サイクリックモビリティに至ると新しい骨格が形成されることが分かる。

する。このときには地盤はどちらかというと固体として挙動する。実際の地盤ではこの繰り返しが起こるので、ゆっくり側方流動が進んでいく。

このように考えると、これまで分かっている側方流動に関する知識が矛盾することなく説明できる。側方流動がゆっくり起こることはこの説明から明らかであろう。また、液状化層厚が深ければ、過剰間隙水圧の消散に時間が掛かり、より外乱の影響を受ける時間が長くなるし、外乱が浸透力であれば外乱が作用している時間も長くなる。これらはいずれも側方流動が大きくなる要因である。図-9の実験では剛性が小さい領域でも、ある程度の剛性があったが、このような外乱により液体状に挙動したときせん断応力も解放されるので、見かけの剛性はほとんど0となる。また、骨格構造が変わるのであるから、内部摩擦角等の材料特性が変わることも自然といえよう。

7　おわりに

ここでは、液状化に伴う地盤の側方流動について、これまでの研究を紹介しながら、その発生メカニズムについて検討した。地盤は通常連続体としてモデル化されているが、側方流動の問題は、地盤が土粒子の集合でできているという事を再認識させるような結果を導いた。まとめて見ると、次のような事がいえる。

側方流動は、有効応力が小さく、骨格構造が不安定になることにより生じると考えられる。骨格構造を不安定にさせる要因として、地震により作用する繰り返しせん断変形（液状化の直

接の原因）と、過剰間隙水圧の消散の過程における水圧の伝播路となっている部分で上昇する過剰間隙水圧（二次液状化）があり、どちらも大きくなるほど、側方流動の大きさは大きくなる。不安定な骨格構造の状態ではたとえ小さな外乱でも骨格構造は壊れてしまい、新しい骨格構造を形成するまで変形が進行する。この繰り返しで、液体の状態と固体の状態が入れ混じった状態で変形が進んでいく。外乱が充分大きければ、側方流動は地面が水平になるまで進行する。しかし、せん断変形があまり大きくなると、新しい骨格構造が容易には壊れなくなり、硬化現象が生じ、側方流動が止まる。

それでは、いつこのような状態に至るのかという疑問が残るが、筆者はこれまでの実験データを整理し、繰り返しせん断応力を受けると徐々にこのような状態に移行するとの結果を得ている[18]。つまり、土骨格を形成している土粒子間に働く力はどこも一様ではないので、過剰間隙水圧の上昇に伴い、粒子間応力の小さかった部分や骨格構造の安定性の小さい部分から少しずつ不安定な状況に移行していく。そして、有効応力が0になる近傍では不安定な領域が急激に拡大し、側方流動に代表されるような大きなひずみが発生するようになると考えられる。

このような現象を解析的に扱う方法であるが、現状では、最終的な変形がほしい場合にはせん断剛性がほとんど0の固体として扱った方が求めやすいが、流動化を起こす地盤中の構造物に作用する力を求める際には液体としての扱いが便利と考えられる。ただし、固体として扱う場合に、剛性0の領域の大きさをどのように設定するかという問題はまだ解決されていない。

参考文献

1) 浜田政則、安田進、磯山龍二、恵本克利：液状化による地盤の永久変位の測定と考察、土木学会論文、No.376、III-6、pp.211-220、1986
2) O'Rourke,T.D. and Hamada,M. ed.: Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquakes, Technical Report NCEER-92-0001 and NCEER-92-0002, NCEER, 1992
3) Hamada,M., O'Rourke,T.D. and Yoshida,N.: Liquefaction-induced Large Ground Displacement, Performance of Ground and Soil Structures during Earthquakes, 13th ICSMFE, JSSMFE, pp.93-108, 1993
4) 吉田望：液状化に伴う地盤の側方流動に関する解析的研究、地盤の破壊とひずみの局所化、土質工学会、pp.340-348、1994
5) Yasuda,S., Nagase,H., Kiku,H. and Uchida,Y.: The Mechanism and a Simplified Procedure for the Analysis of Permanent Ground Displacement due to Liquefaction, Soils and Foundations, Vol.32, No.1, pp.149-160, 1992
6) Yoshida,N.: Finite Displacement Analysis on Liquefaction-induced Large Permanent Displacements, Proc., 2nd US-Japan Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifelines, Technical Report NCEER-89-0032, NCEER, pp.207-217, 1989
7) Finn,W.D.L., Yogendrakumar,M., Ledbetter,R.H. and Yoshida,N.: Analysis of Liquefaction Induced Displacements, Proc., 7th Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Cairns, pp.913-921, 1991
8) 吉田望：LIQLARD：液状化に伴う地盤の大変形解析、（財）地震予知総合研究振興会、1990
9) Towhata,I., Sasaki,Y., Tokida,K., Matsumoto,H., Tamari,Y. and Yamada,K.: Prediction of Permanent Displacement of Liquefied Ground by means of Minimum Energy Principle, Soils and Foundations, Vol.32, No.3, pp.97-116, 1992
10) Hamada,M. Ohtomo,K., Sato,H., Iwatate,T.: Experimental Study of Effects of Liquefaction-induced Ground Displacement on In-ground Structures, Proc., 4th Japan-US Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Technical Report NCEER-92-0019, Vol.1, pp.481-492, 1992
11) Hamada,M., Sato,H. and Doi,M.: An Experimental Study on Mechanical Properties of Liquefied Soil and Large Ground Displacement, Preprint, Japan-US Seminar on Response and Failure of Ground during Earthquake, Napa Valley, California, 1993
12) 土居賢彦、佐藤博、浜田政則、湯浅明：液状化している砂の物性に関する実験的研究、第 28 回土質工学研究発表会、pp.1187-1190、1993
13) Orense,R., Towhata,I. and Yamashita,Y.: Response of Pipes Subjected to Ground Displacements Induced by Liquefaction, 第 28 回土質工学研究発表会、pp.1175-1178、1993
14) 土居賢彦、佐藤博、浜田政則、川上哲太朗：強制傾斜型振動土層による液状化した砂の変形挙動実験、第 29 回土質工学研究研究発表会、pp.931-934、1994
15) 豊田浩史、東畑郁生、今村晋一、工藤健一：液状化した地盤の側方流動挙動に関する研究：第 29 回土質工学研究発表会、pp.1057-1060、1994

16) Yasuda,S., Masuda,T., Yoshida,N., Nagase,H., Kiku,H., Itafuji,S., Mine,K. and Sato,K.: Torsional Shear and Triaxial Compression Tests on Deformation Characters of Sands before and after Liquefaction, Proc., 5th Japan-US Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Salt Lake, 1994 (Being published from NCEER)
17) Yoshida,N., Yasuda,S., Kiku,H., Masuda,T. and Finn,W.D.L.: Behavior of Sand after Liquefaction, Proc., 5th Japan-US Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Salt Lake, 1994 (Being published from NCEER)
18) Peiris,A. and Yoshida,N.: Dilatancy Characteristics of Sand, Proc., Soil Dynamics 95, Crete, Greece (being published)
19) 石原研而：土質特性と地盤変状、土質工学会・阪神大震災報告会－地盤震害とその教訓－講演概要集、土質工学会、1995、pp.25-28
20) Yoshida,N. and Hamada,M.: Damage to Foundation Piles and Deformation Pattern of Ground due to Liquefaction-induced Permanent Ground Deformations, Proc., #rd Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, NCEER, pp.147-161, 1991
21) 沢田純男、土岐憲三、吉田望：楕円要素を用いた個別要素法による砂の液状化挙動解析、第 30 回土質工学研究発表会、1995、pp.773-776
22) Hamada,M., Yasuda,S., Isoyama,K. and Emoto,K.: Study on Liquefaction Induced Permanent Ground Displacements, ADEP, 1986