

レベル2地震動による液状化

Soil Liquefaction under Level II Earthquake Motion

レベル2地震動による液状化研究小委員会活動成果報告書

レベル2地震動による液状化に関するシンポジウム論文集

2003年6月

June, 2003

登録 番号	平成15年9月10日
	第 50101 号
社団法人 土木学会	
附属 土木図書館	

土木学会 地震工学委員会

レベル2地震動による液状化研究小委員会

Earthquake Engineering Committee

Japan Society of Civil Engineers

Soil Liquefaction under Level II Earthquake Motion Subcommittee

巻 頭 言

中央大学教授
東京理科大学教授
石原 研 而

兵庫県南部地震では未体験のタイプの被害が多く見られた。高速荷重を受けた鋼材の脆性破壊であるとか、頑強でマッシブな高速道路の橋脚の破壊等がそれである。なかでも土質工学に関係するのは良好な粒度のマサ土が液状化したこと、岸壁背後の埋立土が水平流動を起こしケーソンや基礎杭に甚大な被害を及ぼしたことが挙げられる。震災後は構造物被害調査や復旧作業に追われて、土質や地盤自身の調査は置き去りにされ、未解明のまま残されるのではないかと危惧の念が蔓延していた。そのような時に同憂の有志が集まり「阪神淡路大震災地盤調査研究会」が結成され、13名の研究者と20の民間企業のご協力を得て、平成8年1月に発足した。

この研究会の活動は、震災後各機関で行なわれた土質地盤調査の結果を蒐集して内容を検討吟味し、それらを整理しておくこと。代表的地点を選定し、一連の地盤調査・土質試験を実施して、マサ土地盤の地震動増幅と液状化の解析に必要な不可欠な土に関する基本的データを取得して残しておくことであった。後者の目的のためには代表的な調査地点を選ぶことが必要であるが、鉛直アレー観測による加速度データが存在するポートアイランド北部の神戸埠頭梱包団地内の地点が最適であると考えられた。この地点で地震前に振動締固めによる地盤改良が行なわれている所を選び、地盤を凍結することによる不攪乱試料の採取と、それに対する室内試験が行われた。以上の成果は取りまとめられ、1998年(平成10年3月)に報告書が完成し、本研究会の活動は一応終了した。

その後、各機関で阪神淡路大震災の教訓を踏まえた耐震設計の再検討と見直しが精力的に行なわれ、阪神淡路地震と同程度のレベル2地震動を対象にして、ある程度の変位を許容するという弾塑性設計の考えが台頭し、それが普遍化してきた。同時に従来仕様規定型の設計法から性能保障型の設計概念が一般化し、各種構造物設計法の選択肢が拡大してきた。

以上のような動向に呼応して、レベル2地震動を対象として、地中構造体に関係のある液状化や水平流動の諸問題をいかに把握し、設計に取り入れるべきかが最重要課題として浮上してきた。そこで、1998年に終了した前述の地盤調査研究会の主要メンバーが発議して、この問題の継続的検討を行なう目的で形成されたのが、「レベル2地震動による液状化研究小委員会」である。これは土木学会のご好意で同学会の地震工学委員会内に設置され、1999年に発足し、活動を開始するとことになった。

多くの新進気鋭の方々が新たに参加され、本委員会が発足したわけであるが、検討する事項には未解明の課題も多かった。その理由としては、まず液状化や水平流動について、現象そのものの定量的把握が不十分で困難を伴ったことが挙げられる。次に強大なレベル2地震動によって大きな地盤変状が生じた時、地中構造体の許容される挙動を、何を基準にして、どの程度定量的に設定すべきかについて未解明の要素が多すぎることが挙げられる。本委員会の検討課題は多岐に及ぶものであったが、以上の二点を最終目標に指向して議論が展開されてきたと思われる。

ここに、四年間の活動を一応終了して、その内容をシンポジウムの形で披露し、もっと広く同好の志を交えて討議し、意見交換を行なう場が設定されたことは誠に喜ばしい限りである。委員長の國生剛治中央大学教授のご指導のもとで、委員各位が大変ご尽力されたこと、そしてその熱意に心から敬意を表する次第である。この種の問題に対して一元的解答を求めるのは無理であって、課題の研究と究明の努力は将来も続くであろうし、強力に推進されるべきである。今回のシンポジウムにおける活発な討議を通じて問題が整理され、その在り処が認識され、今後目指すべき研究の方向性が明らかになれば、本シンポジウムの目的は十分に達成されると考えてよい。このような実り多い会合になることを切望する次第である。

特別講演

石原 研而

中央大学・東京理科大学 教授

貯蔵用タンクの地震時安定性と基礎地盤変状の関係

中央大学教授
東京理科大学教授
石原 研 而

まえがき

地震時における貯蔵タンクの被害は、地震時の液体の衝撃力に起因する象足座屈やダイヤモンド座屈等の躯体の損傷、そして底板下のマウンドの不等沈下や傾斜等、基礎や地盤の変形に起因する躯体の損傷、の二つに大別されよう。基礎の変形による被害はほとんどの場合、地盤の液状化やそれに伴う水変流動によって生ずると言える。そこで、後者のタイプの被害の特徴について、阪神淡路地震の被害例を参照して以下考察してみることにする。

タンクの不等沈下について

円形貯蔵タンクは、コンクリートリングの中に礫や砂を含んだ良質の土を入れて締め固め、碎石やアスファルト等で表面を平坦にしてから設置されることが多い。底板（アニュラープレート）を敷き、その上に側板を設置する。完成した後では水張り試験その後も定期的に試験が行われるが、その時、円周に沿う数区所で標高を測定する。このデータは全体沈下や不等沈下を算定するのに用いられる。

これは作業が簡単で定期的に行なわれ、多数のタンクについて今までのデータが揃っているという意味で、貯槽の安全性を照査する上で最も有用な資料と言える。しかし、これらは沈下や不等沈下が規準値以下になっているか否かをチェックするためにのみ用いられてきたのが現状である。よって、これらデータのもっと有効な活用法を考えることが望まれる。これらを例えばブリッジ等の構造的破損と関連付けて、漏洩事故などの予測に使えないのか、地盤の変状とどう関連があるのか、以下、このような観点から一つの私案を述べてみることにする。

図1に示すのはタンクの変形パターンを分類したものであるが、図1(a)は単なる一様沈下で、タンクは剛体として沈下しているので、配管の取付け部で損傷が生じない限り構造的な破損は生じないはずである。図1(b)は一様な傾斜を起こした場合であり、図1(c)はタンク本体に変形が生じ、かつ傾斜した場合である。この中で後者の二つが重要なので更に詳しく考察してみることにする。まず、一様傾斜の場合を考えるに、図2(a)のごとく最大標高点（最小沈下点）を原点にとり円周に沿って時計回り方向に座標 x を選んで、各測点の沈下量をプロットすると、これは

$$y - y_0 = (\delta_{max} - \delta_{min}) \cos\left(\frac{x}{D}\right) \quad (1)$$

によって表せる。ここで、 y_0 は最大沈下を示す測点の標高を、そして y は x 点の標高を表す。また、 δ_{max} 、 δ_{min} はそれぞれ最大、最小の標高を示す測点における沈下量を表わし、 D はタンクの直径である（図2(b)参照）。タンクが剛体として一様に傾斜する場合には δ_{max} と δ_{min} の測点は 180° かけ離れている。次に、タンクが変形しかつ傾斜している場合を考えてみると図3(a)のようになるが、この時の沈下量を周辺方向の距離に対してプロットしてみると、図3(b)に示すごとく、Cosine 曲線には正確に一致せず、何らかの偏差が生じるはずである。この偏差の値を取り出して別図に示したのが図3(c)である。この Cosine 曲線からの偏差がタンク躯体の構造的変形に関係していると考えられるので、以下、実例を挙げてこの点を検討してみることにする。

図4(a)に示してあるのは、1995年1月17日の兵庫南部地震に際して被害を受けた石油タンクの一つに対して、地震後の標高を求めたデータである。このタンクは御影浜の岸壁近くにあり 3000kl の容量をもち、その直径は $D=17.43\text{m}$ であった。タンク周辺に沿って図に示す 16 の測点で標高が測られているが、測点 1 の標高を規準にして地震以前に行なわれた各点の測定沈下量を周辺方向の距離 x に対してプロットしたのが図4(a)の鎖線である。この時点では不等沈下は殆んど無かったことがわかる。地震後の測定データを重ねて図示したのが図4(a)の実線であるが、 $\Delta=43.8\text{m}$ の相対沈下が生じていることがわかる。これは従来の傾斜量の定義

$$\Delta S = \frac{\delta}{D} = \frac{\delta_{max} - \delta_{min}}{D} \quad (2)$$

に従うと $\Delta S=2.51\%$ となる。

ところで測定データを詳しく見ると最小沈下点は測点 15 であり、最大沈下は測点 7 で生じていることがわかるので、原点を測定 15 に選んで式(1)の理論値を図示したのが図4(b)の鎖線である。又、測点 15 をゼロ点を選んで測定データを

図示したのが図 4(b)の実線であるが、これは理論曲線と大幅にずれている。そこで、このずれを修正し、測定値と理論値を全体的によく一致させるために、実測曲線を左へ 1 測点分だけずらせて理論曲線と合わせて図示したのが図 4(c)である。これを見ると両者は全般的によく一致していることが知れる。次にこの図における実測値と理論値の差を読み取りこれを x に対してプロットしたのが図 4(d)である。このように整理した結果をどのように解釈すべきかについては、色々の見方があると思えるが、二つの測点間の偏差量の最大値を選び、これを二点間の距離で除したもので局所傾斜、 ΔS_L を定義してみる。そうすると、図 4(d)の例では測点 15 と 16 の間で $\Delta S=0.39\%$ が得られる。この局所傾斜量は例えばアニューラプレートブリッジングによる損傷に関係していると考えられる。

ところでこのタンクは南向きの岸壁から 25m 位の所に中心点があり、この位置での南方に向かう側方流動量は 2.0m 位であったと想定される。神戸地震の後、図 5(a)に示すように、測点 15~16 の位置でコンクリートリングの下部が 5m 位の長さわたって陥没した。しかし、コンクリートリングは多少のクラックが発生した程度で大きな損傷はなく石油の漏洩もなかった。これは地震時に貯油量が殆んど無くタンクが空に近かったことが幸いしたためと考えられる。いずれにしても、この陥没の影響が上記の局所傾斜に表れていることは確かであり、貯油量が多かったら、ブリッジングによる損傷が生じたかもしれない。

以上のようなデータ整理を神戸の海岸埋立地域に存在する多数のタンクに対して実施した結果を示したのが、図 6 と図 7 である。図 6 では特定タンクについて新法と旧法タンクをそれぞれ黒印と白印によって区別して示してある。

図 6 と 7 を見ると、いずれの場合も全体傾斜の増加に伴い局所傾斜量が増えていることがわかる。次に特定タンクの場合、殆んどデータの局所傾斜量は 0.5% 以下と小さいが、非特定タンクの場合、0.5% 以上のタンクがかなりある。更に、新法で設計された特定タンクでは、図 7 の黒印データから明らかなように、局所傾斜量はすべて 0.5% 以下であったことがわかる。

タンクの損傷と局所傾斜との関係

タンク底板の下に隙間ができ、底板が局所的に支持を失って破損する現象をブリッジング (Bridging) と呼んでいる。これをタンクの外側から見て説明したのが、図 8 である。これはマウンドの局所沈下によるものと考えられるが、その原因としては次の二つが挙げられる。

- a) タンク躯体の地震時のロッキング作用により、躯体周辺部の地盤に亀裂が発生しやすい。この割れ目を通して液状化した土砂が噴出してきて、大きな開口溝が形成される。
- b) 岸壁近くの地盤が液状化して水平流動を起こすと、そこに設置されたタンクの変位に比べて地盤変位のほうが大きくなる傾向があるので、岸壁側にあるタンク周辺の地盤で亀裂が生じやすくなる。すると上述の例のように陥没が発生することとなる。

以上のような開口溝がタンク躯体の損傷に及ぼす影響はタンクのマウンドの構造に依存していると思われる。

- a) 中小の非特定タンクでは地盤の上に直接タンクを設置することが多いので液状化しやすい地盤では上記の開口溝が発生しやすくブリッジングによるタンクの損傷が生じやすい。
- b) 盛土式のマウンドでは、上記のような地盤変状により、マウンドの端部が沈下して、タンクの底板にブリッジングが発生しやすくなる。
- c) コンクリート式マウンドの場合、リングが頑強であれば問題が少ないがマウンドの下を通して土が開口溝の方へ落ち込んでブリッジングが発生する可能性がある。
- d) 杭基礎の場合は、基礎板はほとんど剛体的挙動をするので、全体傾斜は生じるかもしれないが、局所傾斜を伴うことは少ないであろう。よって、タンクのブリッジングによる損傷は生じにくい。

アニューラプレートと基礎の接触面が分離するのは、基礎の上面の局所傾斜がある限界値 ΔS_{LL} より大きくなった時だと仮定すると、ブリッジングが生じる可能性のあるのは、上記の方法で求めた局所傾斜量 ΔS_L がこの限界値 ΔS_{LL} を超えた時であると考えられる。

この限界値は、上記の例から $\Delta S_{LL} \approx 1 \sim 1.5\%$ 位と想定されるが、被害例に照らし合わせて詳細な検討を行なった上で決めるべきであろう。実際にブリッジングの解析をするには、その長さ L を定める必要がある。これは別の観点から検討すべき今後の課題であろう。ブリッジングがそもそも発生するかしないかを見極めるための最小の局所傾斜量として解釈すれば上記の限界局所傾斜量は有効な目安を与える数値となるであろう。

地盤の影響

次に上記に述べたタンクの不等沈下と地盤の関係について考えてみる。一般に地表面近くには 1.5~3m の深さまで、互礫等雑多の土からなる表土と称するものが存在している。又、低湿地や埋立地の地下水面もこの深さに位置しているので、

これより上の表土では液状化が生じないと考えてよい。この表層の厚さを H_1 とする。その下にある沖積性の砂質土や埋立土の中で通常液状化が生じうるが、今、標準貫入試験の N_1 -値（上載圧の影響を除去すべく補正した N -値で 10m 前後の深さでは $N \approx N_1$ と見なして良い）が 15 以下の砂質土層を液状化する層と見なして、この厚さを H_2 で表してみる。神戸の海岸の埋立地にあるタンクについて、その近傍の地盤柱状図を調べ、この H_2 の値を読み取って定め、これをそれぞれのタンクの一様傾斜量 ΔS に対してプロットしてみたのが図 9 である。この図では上記の理由により $H_1=2-3\text{m}$ と仮定してある。これを見ると、液状化した層の厚さ H_2 が大きくなると一様傾斜量も増加してくることがわかる。この図には、常時の操業が円滑に行くために定められている特定タンク向けの 1% と、非特定タンク用の 2% の線が参考のために示されているが、調査したタンクについて 2% 以上の一様沈下を示したのは、ほとんど 1000kl 以下の非特定タンクか、1000kl 以上のものは 1978 年以前に旧法によって作られた特定タンクに限られていたことがわかる。一方、図 5.6 より一様傾斜量が増えると不等傾斜も増加することが判っているから、表層下の液状化層が 7m 程度以上になると、タンクの躯体について損傷の可能性も大きくなることがわかる。

あとがき

以上、地盤の土質柱状特性が及ぼす液状化への影響、そして、それによる地震時のタンク基礎の不等沈下や傾斜等について考察してみた。現段階では不完全であるが、タンクの損傷と地盤の変状との関連性については未知の点が多く残されている。今後、この面の究明が事例分析に立脚して進展し、タンクの耐震性が更に高まることを期待している。

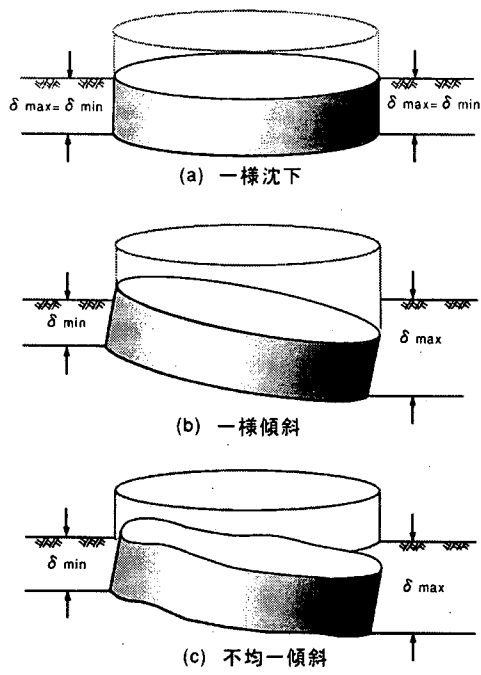


図1 タンク沈下のタイプ

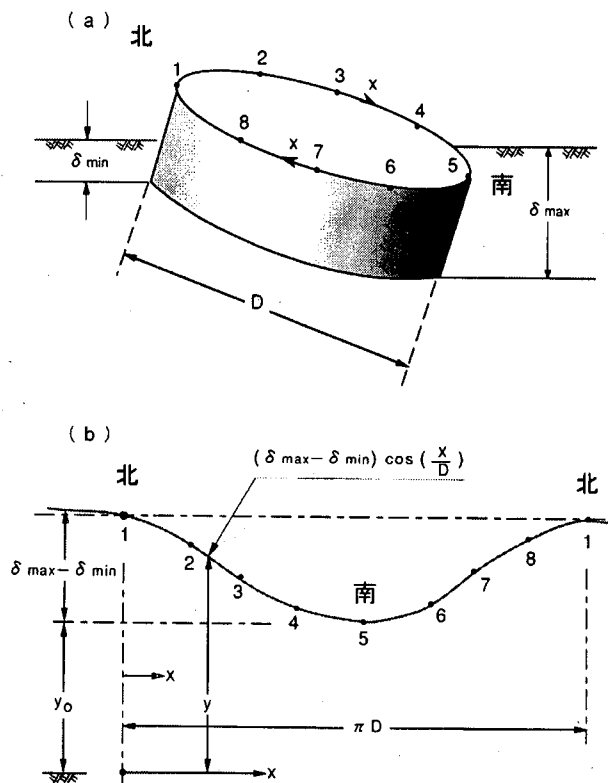


図2 一様沈下の表示

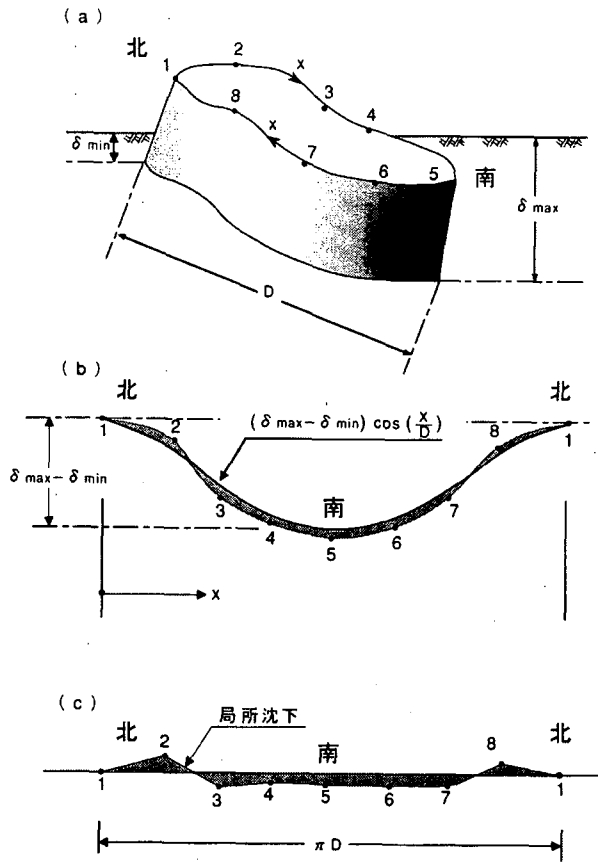


図3 不均一沈下と局所沈下の表示

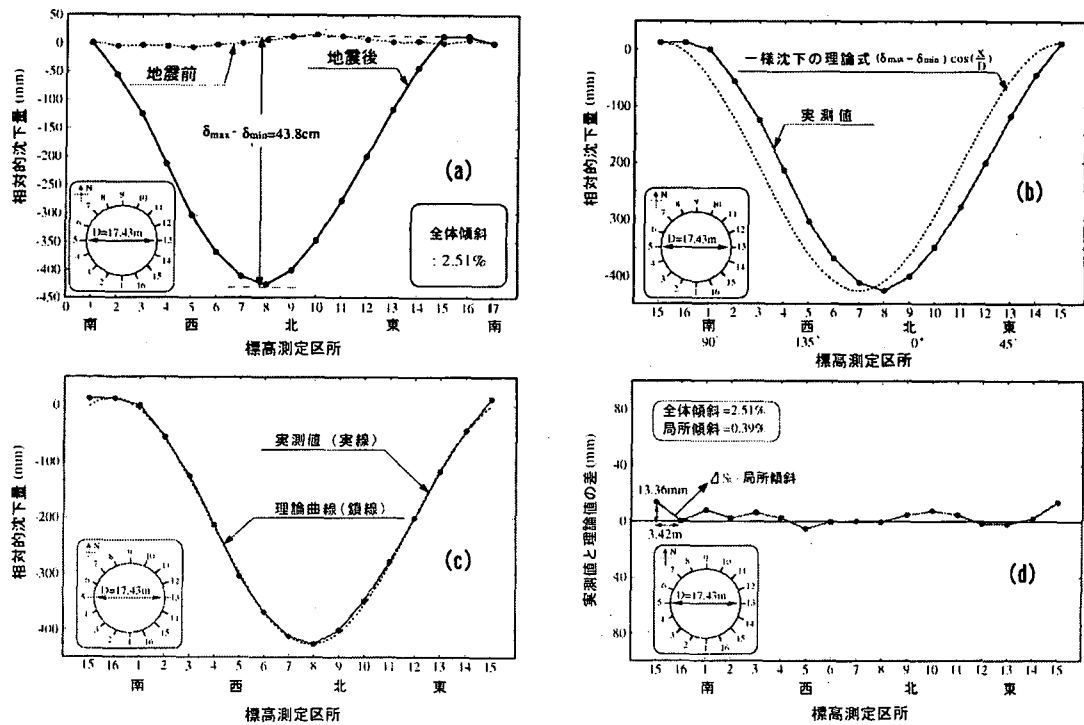


図4 タンク沈下量の整理方向

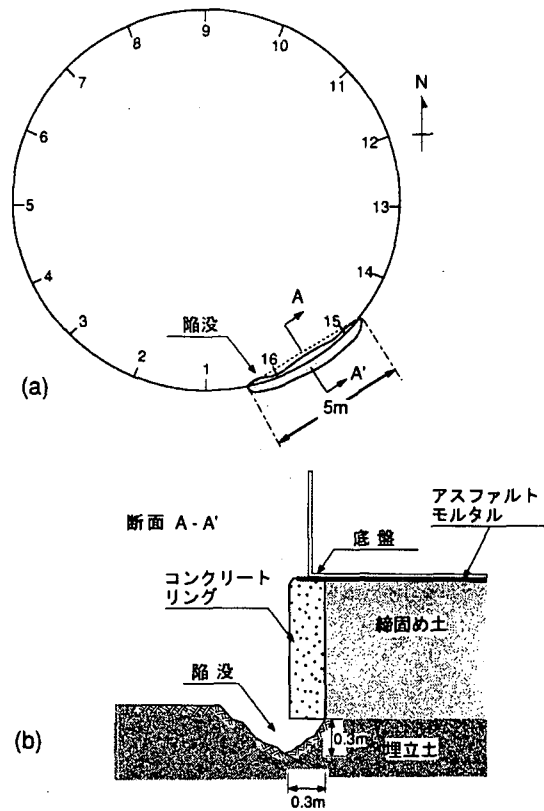


図5 タンク下の部分的陥没

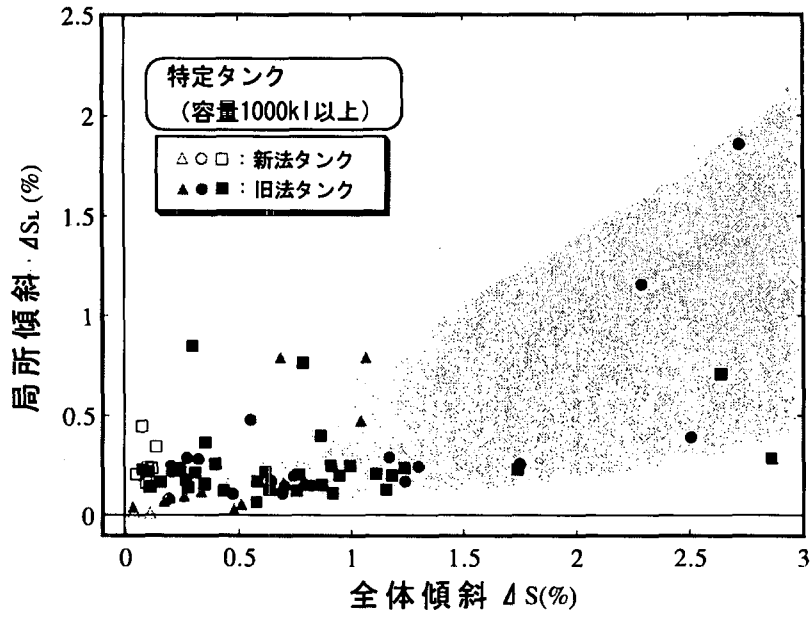


図6 局所傾斜と全体傾斜との関係 (特定タンク)

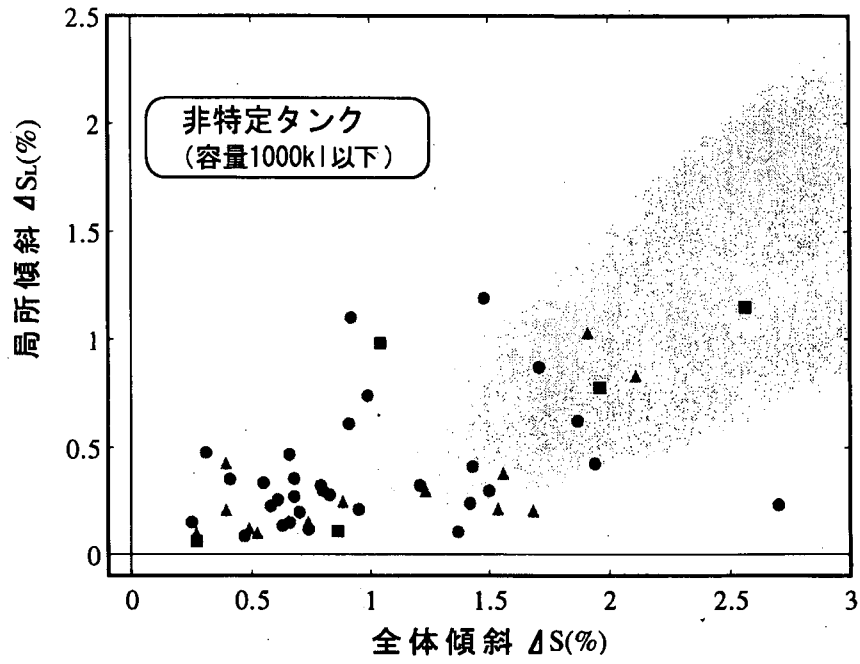


図7 局所傾斜と全体傾斜との関係
(非特定タンク)

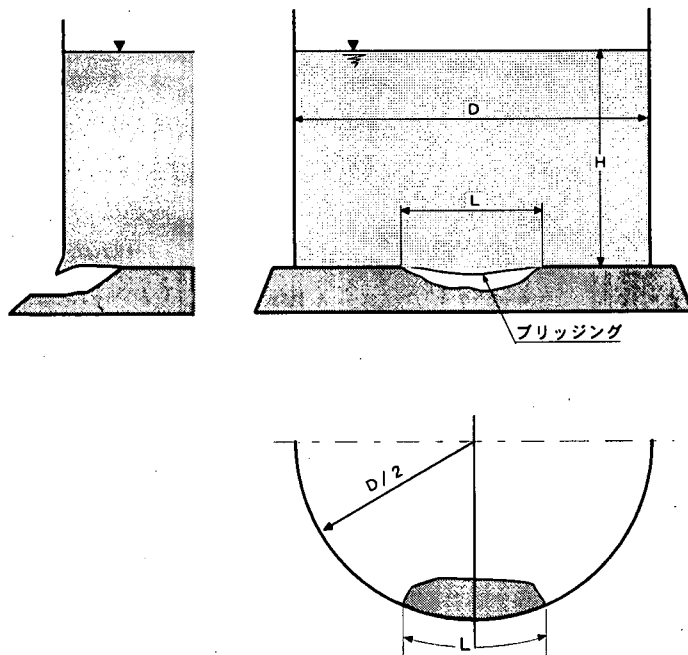


図8 ブリッジング現象

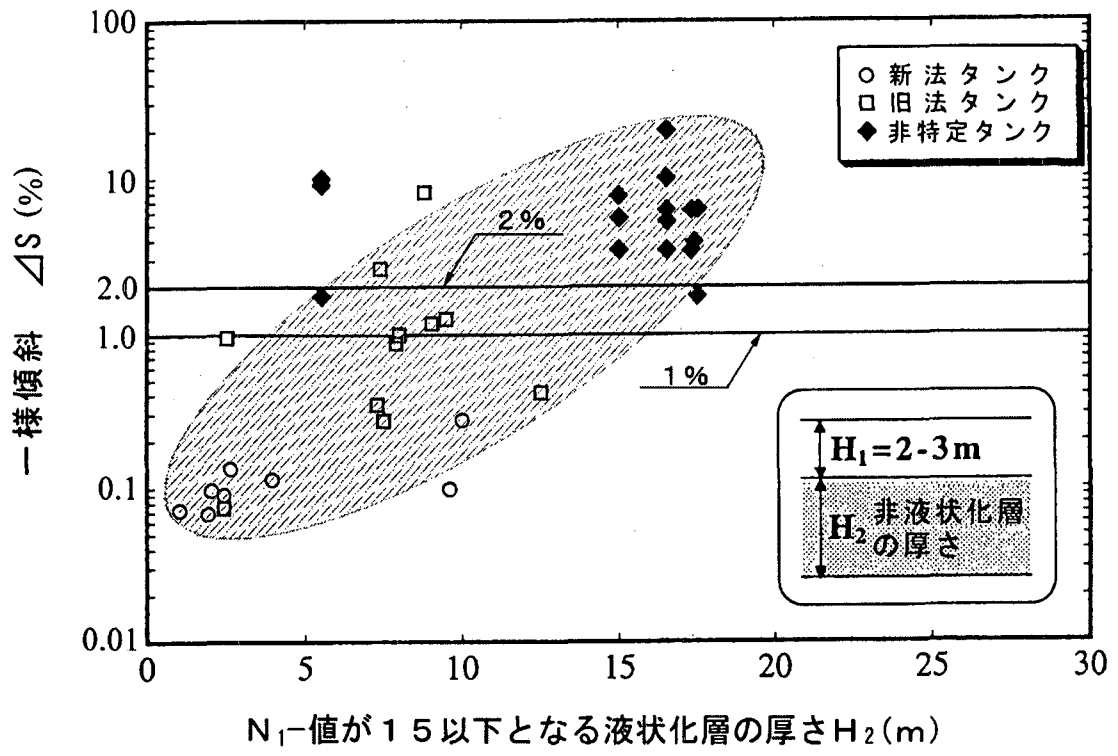


図9 一様傾斜と液化化層厚さの関係

地震工学委員会「レベル2地震動による液状化研究小委員会」
活動成果報告書
もくじ

巻頭言（石原研而）

1. はじめに（國生剛治）	1
2. 土の物性からみたレベル2地震動に対する動的挙動の検討（とりまとめ：後藤聡）	3
2.1 液状化と液状化に関連する言葉の定義（後藤聡，國生剛治）	3
2.2 現状の液状化判定方法	5
2.2.1 液状化判定の基本的な考え方（佐々木哲也）	5
2.2.2 各機関による判定法の比較（澤田俊一，佐々木哲也）	5
2.2.3 モデル地盤のレベル2地震動における各種液状化判定（澤田俊一）	11
2.2.4 まとめ（澤田俊一）	16
2.3 現状の液状化地盤と構造物の設計方法	23
2.3.1 液状化地盤と盛土構造物（沼田淳紀，澤田俊一）	23
2.3.2 液状化地盤と杭基礎（山田岳峰）	35
2.3.3 液状化地盤とケーソン基礎（山田岳峰）	42
2.3.4 液状化地盤と護岸（規矩大義）	44
2.3.5 まとめ（規矩大義）	50
2.4 各種土質試験における現状のせん断試験とその問題点	51
2.4.1 細粒分を含んだ砂（後藤聡）	51
2.4.2 礫質土（國生剛治）	54
2.4.3 密な砂（畑中宗憲）	60
2.4.4 レベル2地震に対応して応力制御繰返しせん断試験を使用することの問題点（風間基樹）	64
2.4.5 まとめ（風間基樹）	67
2.5 新しい液状化判定方法の提案	70
2.5.1 非排水繰返しせん断による土の連続的な物性変化を表す指標（風間基樹）	70
2.5.2 連続的な液状化挙動と構造物の設計方法（國生剛治）	75
2.5.3 連続的な物性変化を検討するための新しい室内試験法（風間基樹）	78
2.5.4 レベル2地震動における液状化に対する室内試験について（吉田望，安田進，規矩大義）	81
2.5.5 まとめ（後藤聡）	87
2.6 まとめ（後藤聡）	87
3. レベル2地震動による液状化被害調査（とりまとめ：沼田淳紀）	89
3.1 はじめに（沼田淳紀）	89
3.2 調査方法	91
3.2.1 調査概要（沼田淳紀）	91
3.2.2 地震動の設定（沼田淳紀，佐藤富男）	94
3.2.3 液状化判定方法（沼田淳紀，佐々木哲也，原田健二）	96
3.2.4 液状化状況の評価方法（沼田淳紀）	98
3.3 建築（若松加寿江，沼田淳紀）	100
3.3.1 調査方法	100
3.3.2 地盤の液状化しやすさの指標の評価	101
3.3.3 地盤沈下に対する検討	104
3.3.4 建物被害に関する検討	105
3.3.5 まとめ	109
3.4 道路橋（稲垣太浩，浜田信彦）	110
3.4.1 はじめに	110
3.4.2 被害状況	110
3.4.3 基礎構造被害の調査分析	112
3.5 タンク（三鼓晃）	121
3.5.1 はじめに	121
3.5.2 タンクに求められる耐震性能	121
3.5.3 兵庫県南部地震によるタンク被害調査	123
3.5.4 調査結果のまとめ	128

3.6	鉄道橋 (澤田亮)	129
3.6.1	はじめに	129
3.6.2	兵庫県南部地震	129
3.6.3	その他の地震	132
3.6.4	まとめ	139
3.7	人的被害	140
3.7.1	1995年兵庫県南部地震以前の地震による人的被害 (若松加寿江)	140
3.7.2	1995年兵庫県南部地震における液状化による人的被害 (佐藤富男)	143
3.7.3	人的被害のまとめ (若松加寿江)	150
3.8	まとめ (古関潤一)	151
3.8.1	1995年兵庫県南部地震における液状化と構造物被害および人的被害の関係のまとめ	151
3.8.2	その他の知見 (液状化に伴う流動の影響および過去の大地震における液状化に起因する鉄道の被害と人的被害)	152
4.	液状化時における地盤の変形挙動および地盤-杭の連成挙動と予測 (とりまとめ: 金谷守)	157
4.1	概説 (金谷守)	157
4.2	非排水繰返しせん断時の砂・砂礫の変形挙動と予測手法 (金谷守)	157
4.2.1	室内試験結果に基づく砂・砂礫の非排水繰返しせん断時における変形挙動の分析	157
4.2.2	各種構成則による予測手法の現状と適用性	181
4.3	液状化地盤中における杭基礎の挙動に関する実験事例, 解析事例 (佐藤博)	202
4.3.1	液状化地盤中における杭基礎挙動に影響する要因	202
4.3.2	液状化地盤中における杭基礎挙動に関する実験事例	202
4.3.3	液状化地盤中における杭基礎挙動に関する解析事例	213
4.3.4	まとめ	225
4.4	液状化地盤中における杭の挙動に関する解析的検討 (渦岡良介)	227
4.4.1	解析対象 (渦岡良介)	227
4.4.2	解析条件 (渦岡良介)	229
4.4.3	地盤-杭系の解析手法 (吉田望, 渦岡良介)	231
4.4.4	各種解析における共通事項, 留意事項 (渦岡良介)	232
4.4.5	各種解析手法独自の解析条件と解析結果 (伊藤浩二, 湯浅明, 渦岡良介, 吉澤睦博)	233
4.4.6	各種解析結果の比較 (渦岡良介)	241
	付録 各解析手法で用いている構成則の概要 (伊藤浩二, 湯浅明, 渦岡良介, 大保直人, 吉田望, 吉澤睦博)	244
5.	液状化対策効果の検討 (とりまとめ: 原田健二)	253
5.1	はじめに (検討の目的) (原田健二)	253
5.2	一斉解析	254
5.2.1	解析条件と各ケース (原田健二)	254
5.2.2	FLIP (原田健二, 中野正文)	259
5.2.3	STADAS2 (佐藤正行)	267
5.2.4	LIQCA (藤原斉郁)	278
5.2.5	DIANA (仙頭紀明)	286
5.2.6	NUW2 (淵田邦彦)	292
5.2.7	ALID (安田進)	300
5.2.8	STADAS (吉田望)	308
5.3	変形に関する解析結果の評価 (仙頭紀明)	313
5.4	まとめと考察 (安田進, 原田健二)	316
6.	液状化解析プログラムの現況と動向 (吉田望, 金谷守, 渦岡良介)	321
6.1	液状化判定	321
6.2	動的挙動と液状化後の挙動	322
6.3	地震応答解析コード	323
6.3.1	各種評価項目	323
6.3.2	各種コード	328
6.3.3	解析コードの発展	330
6.4	おわりに	334
7.	今後の方向性と課題 (安田進)	337

レベル2地震動による液状化に関するシンポジウム論文集

もくじ

<一般投稿論文>

- 1 細粒な土の液状化 339
沼田淳紀（飛島建設），染谷昇，嶋本栄治，筒井雅行
- 2 レベル2地震動に対する地盤強度の判定法ー液状化によってP波は増幅するかー 345
宮前繁也（桜井鉄工）
- 3 平成12年鳥取県西部地震における境水道大橋周辺地盤の液状化の発生 351
引田智樹（鹿島建設），大保直人，鈴木康嗣，稲垣太浩，緒方健治，安田進
- 4 レベル2地震を含む11地点の鉛直アレー地震観測記録と液状化の有無の再現解析 357
恒川和久（シーテック），上田稔，山崎浩之
- 5 強い直下地震動を想定した東京低地の液状化・地盤流動予測 365
草野郁（東京都土木技術研究所），小川好，岡田佳久，中村正明
- 6 凍結サンプリング試料と再構成試料の解凍・圧密時の変形特性 373
古関潤一（東京大学），飯島政敏
- 7 液状化地盤での土の不均質性による流動ポテンシャルについての中空ねじりせん断試験 379
國生剛治（中央大学），岸本隆
- 8 レベル2地震動を入力した密な砂の地震応答ハイブリッドオンライン実験 385
仙頭紀明（東北大学），石丸真，浅野隆司，風間基樹
- 9 レベル2地震動下の液状化および液状化後の変形特性に与えるエイジング効果 391
安田進（東京電機大学），清水善久，小金丸健一，森本巖
- 10 過剰間隙水圧の発生過程が地盤の地震応答に与える影響 397
澤田俊一（応用地質），三上武子，吉田望，竹島康人，藤井紀之
- 11 水平2方向入力を考慮した液状化地盤中の単杭の3次元有効応力解析 401
渦岡良介（東北大学），權永哲，張鋒，八嶋厚
- 12 液状化・流動化地盤内の杭基礎の三次元有効応力解析 409
佐藤忠信（京都大学），松丸貴樹，文龍，張鋒，渦岡良介
- 13 流動地盤中の杭基礎の設計における応答変位法の適用性 413
浜田友康（鹿島建設），戸田孝史
- 14 SCP 締固め地盤の強震時の3次元挙動と等価均質化地盤の提案 419
井原和弘（東電設計），今村晃，舛田健次，近藤学，福武毅芳
- 15 橋台の地震時保有水平耐力法における課題 427
白戸真大（土木研究所），福井次郎
- 16 液状化・地盤流動化時における道路橋基礎の耐震性の検討 435
中村正明（東京都土木技術研究所），岡田佳久，草野郁，小川好，日比野潤
- 17 遮水壁を用いた地中構造物の液状化時浮き上がり防止工法 443
後藤茂（清水建設），真野英之，福武毅芳，浜田信彦，小林寛，吉村敏志，清水文夫，竹東正孝

