

# 地中連続壁に囲まれた地盤の液状化抵抗 (その1)

—二次元模型実験による過剰間隙水圧測定結果—

金谷 祐二 石井 雄輔

## Liquefaction Resistance of Soil Enclosed by Diaphragm Walls (Part 1)

—Excess Pore Pressure Measurements by Two-Dimensional Model Tests—

Yuji Kanatani Yusuke Ishii

### Abstract

The purpose of this study was to investigate liquefaction resistance of soil enclosed by diaphragm walls. Two-dimensional shaking table tests were conducted on models in order to study pore pressure development. This paper is concerned with the results of pore pressure measurement. The results obtained were as follows: (1) The liquefaction resistance of sand enclosed by diaphragm walls increases. (2) The increase of liquefaction resistance of sand enclosed by diaphragm walls will be more effective when the structure is loaded on the sand. (3) The effect of surcharge is more effective if the sand layer is enclosed by diaphragm walls. The experimental results described above suggest the possibility for a new liquefaction protection method using diaphragm walls.

### 概 要

飽和砂地盤を地中連続壁のような壁体で囲むと、囲まれた内部の地盤は、外部の地盤と比較して液状化しにくくなるという定性的な傾向は従来から知られていた。このような、壁体で囲まれた内部の地盤の液状化抵抗を調査する目的で、模型実験を実施したところ、以下の結果が得られた。(1) 地中連続壁で地盤を囲むことによって、地盤のせん断変形を拘束すると、囲まれた内部の地盤の液状化抵抗は、外部の地盤と比較して増大する。(2) 上記の地中連続壁による効果は、内部地盤に上載圧を加えると、一層顕著になる。(3) 地中連続壁に囲まれた地盤においては、上載圧による液状化の抑制効果が、地中連続壁を設置しない場合に比べて、より有効に発揮される。

## 1. まえがき

飽和砂地盤の液状化発生機構に関しては、今日までの研究によって大略解明されてきたように思われる。しかしながら、これらの研究の多くは地盤のみを対象としており、基礎構造物が地盤の液状化に及ぼす影響、液状化過程における基礎構造物の挙動などに関しては、未解明の点も数多い。その一つとして、地中連続壁によって囲まれた地盤の液状化抵抗に関する問題がある。従来から、飽和砂地盤を地中連続壁のような壁体で囲むと、囲まれた内部の地盤は外部の地盤と比較して液状化しにくくなるという定性的な傾向は知られていたが<sup>1)</sup>、現時点では、この現象を定量的に評価することは難しい。

この研究は、地中連続壁で囲まれた飽和砂地盤の地震

時における挙動を調査し、その液状化抵抗を定量的に評価する手法を提案するとともに、液状化防止に関して、より効果的な地中連続壁の利用法を開発することを目的としている。

この報告は、その第1段階として、地中連続壁に囲まれた地盤および、地中連続壁外部の地盤の液状化抵抗の差異を、二次元状態を想定した模型実験により検討した結果について述べたものである。

## 2. 実験概要

実験は、既述のように二次元状態を想定して実施した。すなわち、土槽内の模型地盤中に2枚の地中連続壁の模型を平行に設置し、これらの模型壁にはさまれた地盤を地中連続壁によって囲まれた地盤(以下、内部地盤と呼

称する), また, 模型壁と土槽側壁との間の地盤を地中連続壁の外側にある地盤(以下, 外部地盤と呼称する)として扱うことにした(図-3参照)。

模型は1/100程度の縮尺とし, 地中連続壁の模型の曲げ剛性, 建物荷重による上載圧<sup>2)</sup>, 地盤の透水性<sup>3)</sup>などに相似則を適用して, 諸元を決定した。

2.1. 土槽および模型地盤

実験に用いた土槽は, 図-1に示すように, 長さ1,600 mm, 幅300 mm, 深さ600 mm(内法)で, 2枚の板バネによって支持されている。土槽両端部の側板には厚さ50 mmのフォームラバーを張り, 模型地盤のせん断変形に対する側板の拘束効果の低減を図った。また, 底板には粗砂を接着して模型地盤底面全体の滑動を防止した。土槽の前後面には実験中の地盤の挙動を観察できるように厚さ30 mmの透明アクリル板を取付けた。このアクリル板には, 図中に示した位置に間隙水圧計設置用の穴がけられており, 実験条件に応じて所定の位置に間隙水圧計を取付けることができる。土槽の加振は, 電動モータの回転を, クランクを用いて正弦波の往復運動に変換し, この運動をロッドを介して土槽底部に伝達させることによって行なった。加振能力は, 周波数0.5 Hz~10.0 Hz, 振幅0.5 mm~25.0 mm(ただし最大加速度約800 gal)である。

模型地盤は, 土槽内にグリセリン水溶液を入れ, この水溶液中に土槽上端から湿润状態の豊浦標準砂を二重のフルイを通して落下させて作成した。その際, グリセリン水溶液の水位は常に砂層表面上5 cmとなるように調整した。模型地盤の層厚は約50 cmで, 地盤作成後地表面より上にあるグリセリン水溶液を除去し, 水位を地表

面位置に一致させた。模型地盤の相対密度, 豊浦砂およびグリセリンの物理定数を表-1に示した。なお, グリセリンを用いたのは, 地盤の透水性に関する相似則を考慮したためである。

地盤の 相対密度	内部地盤	$D_r = 38\%$
	外部地盤	$D_r = 37\%$
豊浦砂	土粒子比重	$G_s = 2.64$
	最少間隙比	$e_{min} = 0.618$
	最大間隙比	$e_{max} = 0.968$
グリセリン	比重	$\rho_g = 1.183 \text{ g/cm}^3$
	透水係数	$k_{15} = 1.26 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$

表-1 地盤およびグリセリンの物理定数

2.2. 地中連続壁基礎の模型

建物を地中連続壁で支持させ, 地盤には上載圧を加えないTYPE-Fと, 建物を直接地盤に支持させ, 液状化対策としてその周囲を地中連続壁で囲ったTYPE-Pの2種類のケースを想定して模型を製作した。

TYPE-Fは, 土槽底部に2枚の地中連続壁の模型を300 mm間隔で平行に固定し, 模型壁頭部を箱形の建物模型に剛結することによって作成した(図-3参照)。箱には, 後述のように, 実験ケースに応じて建物の荷重に相当する重錘を固定した。なお, この荷重が直接模型地盤に作用しないよう, 箱と地盤との間に空隙を設けた。

一方, TYPE-Pは, TYPE-Fと同様にして設置した2枚の地中連続壁模型にはさまれた地盤上に, 直角型の重錘を設置して地盤に上載圧を作用させ, 2枚の地中連続壁の頭部をピン結合することによって作成した。

なお, 地中連続壁単体の模型は, 図-2に示したよう

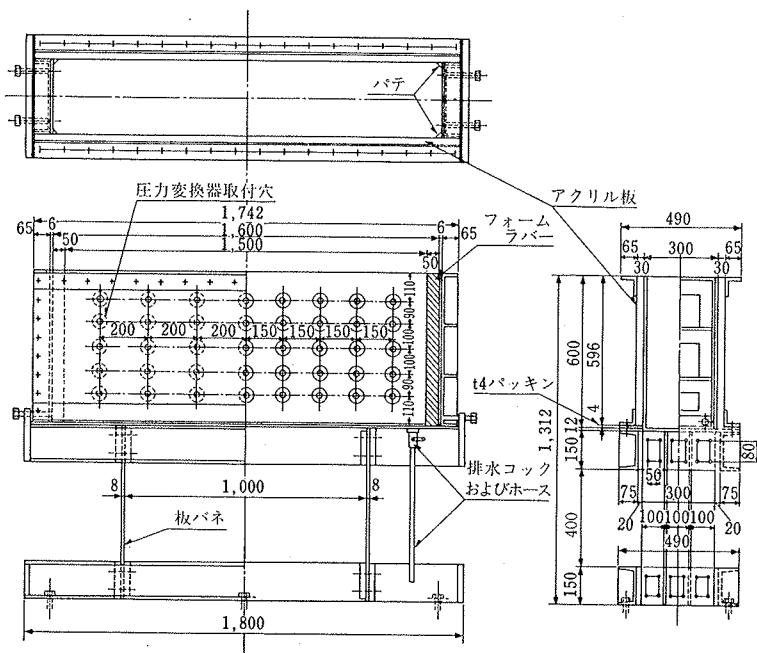


図-1 模型土槽

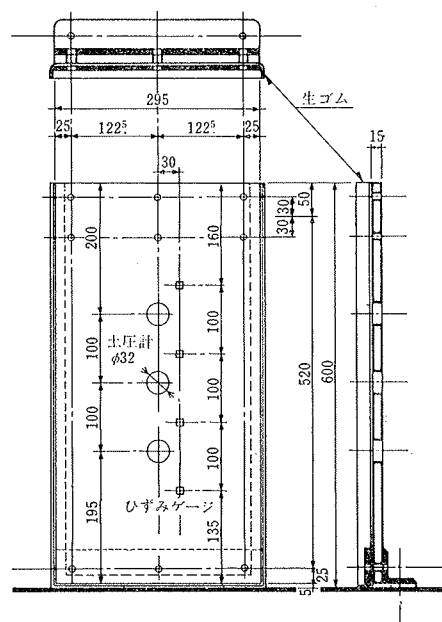


図-2 地中連続壁の模型

な形状寸法を有する厚さ 15 mm のアクリル製の板で、土槽を加振した際に壁体に発生するひずみ、および、壁体に作用する動土圧を測定する目的で、同図中に示した位置にそれぞれひずみゲージおよび土圧計を設置した。

2.3. 実験ケースおよび実験方法

実験は、表-2 に示すように、地盤中に地中連続壁を設置するケースを2種類と、地中連続壁を設置しないケース1種類について、それぞれ建物荷重に相当する重量の重錘を3種類に変えて、計9ケース行ない、下記の点を調査した。

- (1) 地中連続壁の有無による液状化抵抗の差異。
- (2) 地中連続壁を設置した場合と設置

実験ケース		荷重 (土載圧)		
		0 kg	10kg (11g/cm <sup>2</sup> )	20kg (22g/cm <sup>2</sup> )
地中連続壁有り	TYPE-F	gal 60~80	gal 60~120	gal 60
	TYPE-P	gal 50~75	gal 60~80	gal 60~80
地中連続壁無し		gal 60~120	gal 60~120	gal 60~120

表-2 実験ケースおよび加振加速度

しない場合のそれぞれのケースについて、上載圧の大きさによる液状化抵抗の差異。

模型地盤および、地中連続壁基礎の模型などを既述の方法でセットした後、土槽底部を 3.5 Hz の正弦波で加振 (表-2 参照) し、地中連続壁基礎および、地盤の挙動を動的に測定した。測定項目は、模型土槽底部の加速度および水平変位、地中連続壁基礎頭部の加速度および水平変位、地中連続壁基礎のひずみ、内部地盤および外部地盤の間隙水圧である。各計器の配置を図-2、図-3 に示した。各実験ケースとも、土槽の加振によって各測点の間隙水圧が上昇し、ほぼ定常状態に達した時点で一度加振を止めた。その後、さらに大きな加速度で土槽を加振することにより地盤を完全に液状化させて、各測点で発生し得る最大間隙水圧を測定し、実験を終了した。

3. 実験結果と考察

3.1. TYPE-P および地中連続壁が無い場合の実験結果

3.1.1. TYPE-P の液状化抵抗 地中連続壁に囲まれた内部地盤に、上載圧として 22 g/cm<sup>2</sup> を加えた場合の実験結果を、一例として図-4 に示した。この図は加振後の経過時間に伴う間隙水圧の蓄積状況、地中連続壁の変位および加速度などを示したものである。間隙水圧の測定結果によると、外部地盤は加振後約 2.5 秒で G.L.-10 cm に液状化を生じ、4 秒程度で G.L.-20 cm の中間層に、また、9 秒程度で G.L.-30 cm の深部もほぼ液状化に至っている。これに対して内部地盤は、加振後 4 秒付近から間隙水圧が緩やかに上昇を始め、外部地盤が深部まで液状化を生じる 9 秒前後に水圧が急増し、その後液状化に至っており、外部地盤と比較して液状化の発生

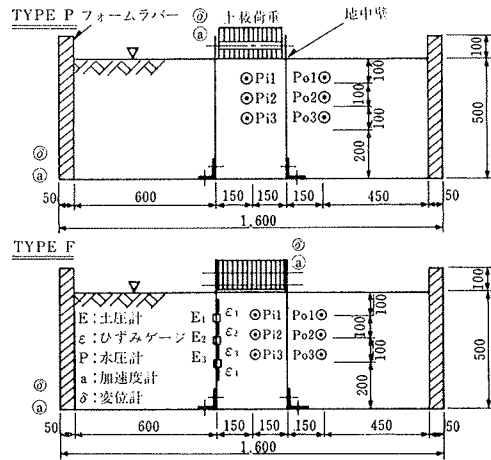


図-3 地中連続壁基礎の設置方法および計器配置

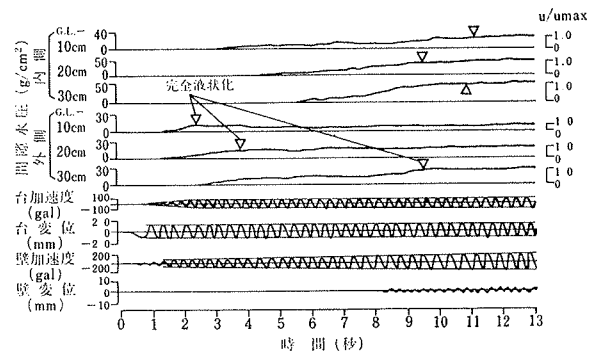


図-4 実験結果の一例 (TYPE-P; P=22 g/cm<sup>2</sup>)

がかなり遅れる傾向が認められる。

地表面から 10 cm, 20 cm および 30 cm の各深さにおける内部地盤と外部地盤での間隙水圧の比較を図-5 に示した。同図は、内部地盤の間隙水圧を最大間隙水圧で除して規準化した値 (U/U<sub>max</sub>)<sub>in</sub> を縦軸に、また、外部地盤についての値 (U/U<sub>max</sub>)<sub>out</sub> を横軸にとり、両者の関係を、上載圧をパラメーターとして示したものである。

この図によると、上載圧を作用させない場合については、浅い層における内部地盤の間隙水圧の上昇は外部地盤と比較して遅く、地中連続壁による液状化抑制

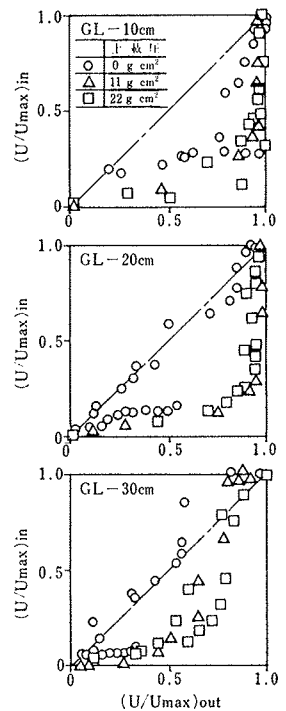


図-5 間隙水圧測定結果 (地中壁有り TYPE-P)

効果が認められるが、深い層においてはその効果が明確には認められない。しかしながら、上載圧を内部地盤に作用させると、内部地盤で発生する間隙水圧は外部地盤と比較して深さに関係なくかなり低くなっており、液状化抑制効果は深部にまで及んでいることがわかる。以上のように、内部地盤の液状化抵抗は、上載圧の有無によって大きな影響を受ける。

3.1.2. 地中連続壁が無い場合の液状化抵抗

地中連続壁が有る場合と同様にして、地中連続壁が無い場合の間隙水圧の測定結果を図-6に示した。なお、この図においては、建物直下の地盤を内部地盤、その周囲の地盤を外部地盤として扱っている。

図-6によると、地中連続壁が無い場合においても、地中連続壁が有る場合と同様、上載圧を作用させた直下の地盤では、その周囲の地盤と比較して間隙水圧の上昇は少なく、液状化抑制効果が認められるが、その効果は深部ほど小さくなる傾向が認められる。

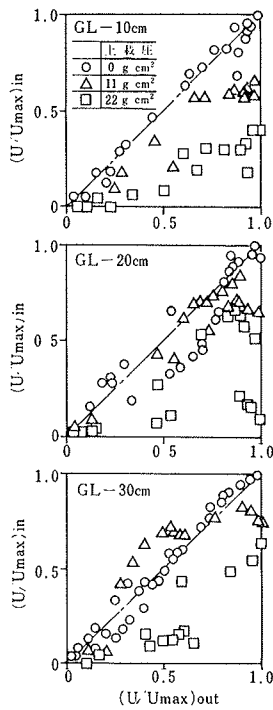


図-6 間隙水圧測定結果 (地中壁無し)

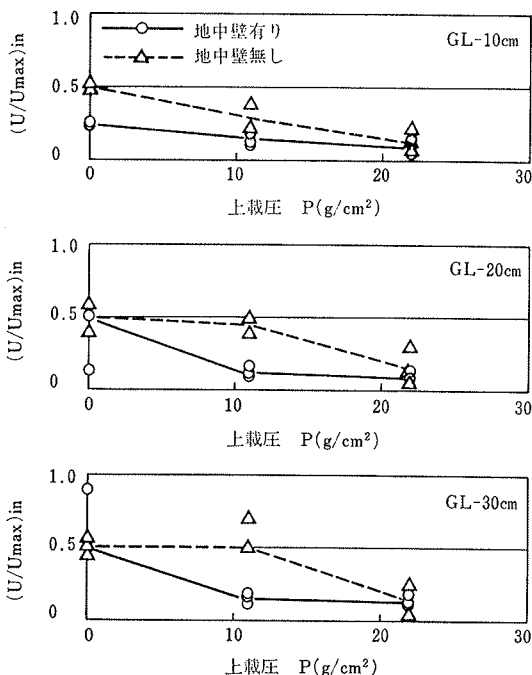


図-7 上載圧の効果に及ぼす地中連続壁の影響

3.1.3. 地中連続壁の有無による液状化抵抗の比較

地中連続壁が有る場合と無い場合のそれぞれについて、外部地盤の間隙水圧が50%蓄積された時点における、内部地盤の間隙水圧と上載圧の関係を各深さごとに図-7に示した。この図によると、地中連続壁が有る場合は、無い場合と比較して、より小さな上載圧で間隙水圧の上昇が押えられる傾向があり、地中連続壁で地盤を囲むことによって、上載圧による液状化抑制効果が、より有効に発揮されることが分かる。

3.2. TYPE-Fの実験結果

TYPE-Fの実験結果について、図-5と同様な方法で整理した結果を図-8に示した。同図によれば、G.L.-10cmにおいては、内部地盤の間隙水圧は外部地盤と比較して低くなっており、地中連続壁による液状化抑制効果が認められるが、G.L.-20cm以深においてはその効果が認められない。これは、後述のように、内部地盤のせん断変形が、地中連続壁の変形の影響を受け、浅い部分と深い部分で異なるためと考えられる。

液状化過程における地中連続壁の曲げひずみ分布曲線の一例を図-9に、また、この曲げひずみから求めた地中連続壁の変形曲線を図-10に示した。図-10によると、曲げひずみから求めた地中連続壁頭部の水平変位は、実測変位とよく一致

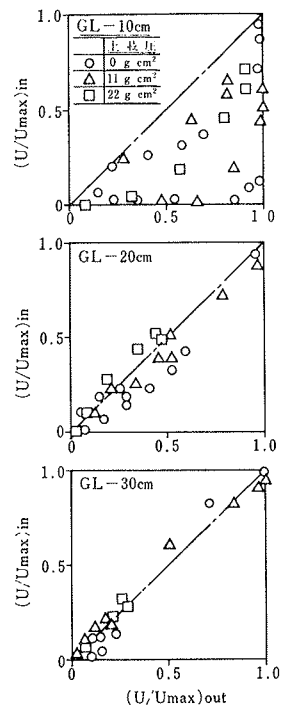


図-8 間隙水圧測定結果 (地中壁有り TYPE-F)

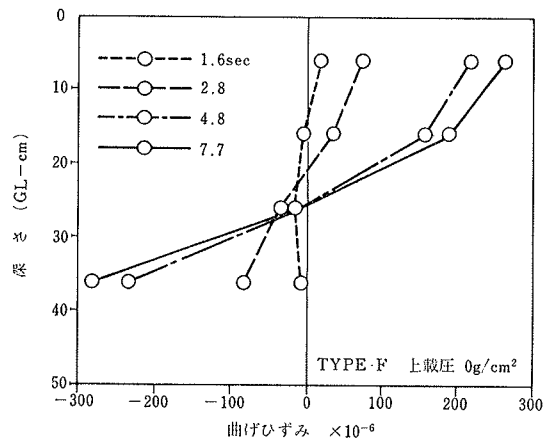


図-9 地中連続壁の曲げひずみ測定例

している。また、同図によると、加振後約3秒で地中連続壁の水平変位が急増している。この実験例では、ほぼ同時刻に外部地盤の地表面から中間層に至る範囲に液状化が発生していることから、上記の水平変位の急増は、外周地盤の抵抗が、液状化によって失われたために生じたものと考えられる。また、図-10によると、地中連続壁は頭部が建物に剛結されている場合の変形状を示しており、地中

連続壁の傾斜角は地表付近で小さく、G.L.-20~30cmで大きくなっている。

このような地中連続壁の変形曲線から、加振後4.8秒における内部地盤のせん断ひずみを各深さごとに求め、図-10中に示した。こ

これらのせん断ひずみは、地中連続壁の2測点間の水平変位差を、2測点間の距離で除すことによって求めたものである。同図によると、内部地盤のせん断ひずみは、当然のことながら、地中連続壁の変形曲線に対応した値を示しており、浅い部分および深い部分で小さく、中間部分で大きくなっている。

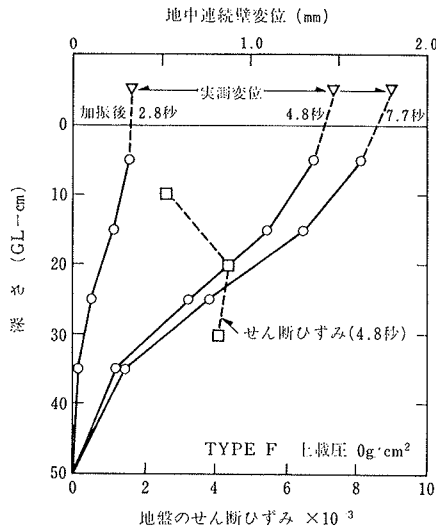


図-10 地中連続壁の変形および内部地盤のせん断ひずみ分布

ここで、加振直後から液状化に至る各過程において、内部地盤の間隙水圧と、地中連続壁の変形曲線から推定した地盤のせん断ひずみとの関係を求めると、図-11が得られる。この図によると、せん断ひずみと間隙水圧との間には明確な相関関係があり、せん断ひずみが大きいほど発生する間隙水圧も大きくなる事が分かる。なお、この実験結果は、同図中に示すように、Dobry がひずみ制御型の振動三軸試験機を用いて行なった、同様の調査結果<sup>4)</sup>と類似の傾向を示している。

以上より、地中連続壁頭部を建物に剛結した場合には、内部地盤の浅い部分は、地中連続壁によりせん断変形が拘束され、その結果、間隙水圧の上昇も外部地盤に比べて少なくなり、液状化抵抗が増大したと考えられる。なお、地中連続壁によりせん断変形が拘束される地盤の範囲は、砂層の厚さ、地中連続壁の曲げ剛性などによって異なるものと推測されるが、この点については、今後調査する予定である。

#### 4. まとめ

以上、模型実験結果から、地中連続壁によって囲まれた地盤の液状化抵抗に関して、下記の点が明らかになった。

- (1) 地中連続壁で地盤を囲むことによって地盤のせん断変形を拘束すると、囲まれた内部の地盤の液状化抵抗は、外部の地盤と比較して増大する。
- (2) 上記の地中連続壁による効果は、内部地盤に上載圧を加えると、一層顕著になる。
- (3) 地中連続壁に囲まれた地盤においては、上載圧による液状化の抑制効果が、地中連続壁を設置しない場合に比べて、より有効に発揮される。

#### 謝 辞

この研究を進めるに当たって、多くの有益な御指導をいただいた、東京工業大学 吉見研究室 時松孝次助教授に、ここに深く感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 吉見吉昭: 砂地盤の液状化, 技報堂, (1980)
- 2) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, No. 275 (1978, 7)
- 3) Y. Yoshimi, et al.: Settlement of Buildings on Saturated Sand During Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 17, No. 1, (1977. 5), pp. 23~38
- 4) Dobry, R.: Unpublished, (1985)

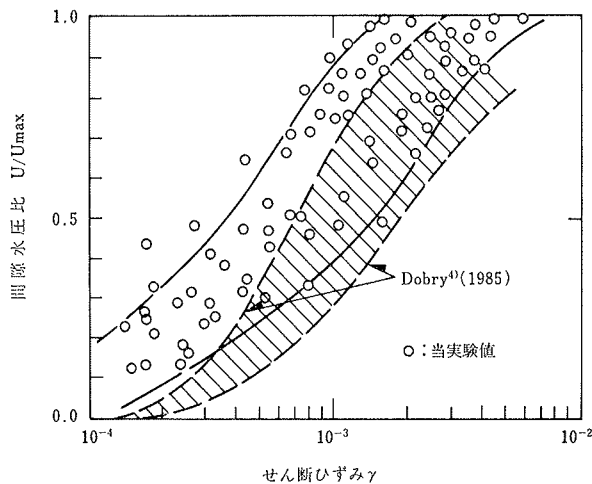


図-11 せん断ひずみと間隙水圧の関係