直接基礎の上載圧による液状化抑制効果

STUDY ON LIQUEFACTION SUPPRESSION EFFECT OF OVERBURDEN PRESSURE FROM SHALLOW FOUNDATIONS

小林 治男*, 船原 英樹**, 柴田 景太***, 長尾 俊昌****, 安達 俊夫*****
Haruo KOBAYASHI, Hideki FUNAHARA, Keita SHIBATA,
Toshiaki NAGAO and Toshio ADACHI

The saturated ground just under shallow foundations tends not to liquefy due to the overburden pressure from the superstructure. But even in such cases, the structure can settle considerably due to liquefaction of the surrounding ground. Therefore this effect alone cannot be considered as a liquefaction countermeasure. On the other hand, a grid underground wall is widely used as a liquefaction countermeasure because of its shear deformation suppression effect. In this study, these two liquefaction suppression effect (overburden pressure and shear deformation suppression) are combined and tested in a centrifuge test. The tests results confirm that the overburden pressure from shallow foundations effectively suppresses liquefaction. This tendency is dominant when the contact pressure of the foundation is large and thickness of liquefaction layer is thin. Moreover, the grid underground wall effectively reduces the settlement of the shallow foundations.

Keywords : *Liquefaction suppression, Shallow foundation, Overburden pressure, Grid underground wall, Centrifuge test*
 液状化抑制, 直接基礎, 上載圧, 格子状地中壁, 遠心力載荷実験

1. 序論

地震時に飽和した緩い砂地盤に生じる地盤の液状化現象は、平成23年3月11日東北地方太平洋沖地震においても、関東地方の湾岸地域や旧河川の埋め立て地などで、広範囲に観測されており¹⁾、それによる被害状況も著しいため、大地震時に生じる特徴的事象として社会的にも広く認識されている。

液状化対策の手法には、①緩い砂の締固め、②粘着力の無い砂の固化、③地下水位の低下、④格子状地中壁による地盤のせん断変形の抑制²⁾などがある。これらは、液状化発生に必要な複数の条件のうち、少なくとも一つを打ち消すという考え方に立脚しており、平成23年3月11日東北地方太平洋沖地震においても、その有効性が報告されている³⁾。しかしながら、地盤の液状化を抑制する対策は多大な施工費が生じるため、比較的小規模な低層建物においては、液状化対策を行わない場合も多く、より合理的な対策手法の開発が求められている。

一方、飽和砂地盤の液状化強度は、初期有効拘束圧が大きい程大きくなることは以前より知られており⁴⁾、直接基礎直下地盤では上載圧による液状化抑制効果により、液状化が起りにくくなると考えられる。Yoshimiらは、新潟地震の建物沈下の実測結果や直接基礎構造物モデルの振動実験結果より、建物重量による抑え効果、すな

わち上載圧による液状化抑制効果を検証し、建物重量の抑え効果が液状化抑制に有効なことを示している⁵⁾。また、飽和砂地盤の液状化による直接基礎の沈下に関する遠心力載荷実験^{6,7)}や大型せん断土槽を用いた振動実験⁸⁾においても、上載圧による液状化抑制効果が観測されている。しかしながら、現状において建物重量の上載圧による液状化抑制効果を利用した液状化対策手法は、実用化されていない。これは、上載圧による液状化抑制効果の定量的な検討が殆どされていないこと、簡易的評価手法が確立していないことおよび直接基礎の上載圧により直下地盤の液状化が抑制されても基礎に大きな沈下が生じること^{9,10)}によると考えられる。そのため、本研究では、基礎に生じる大きな沈下に対する解決策として格子状地中壁を併用することの有効性に着目した。

本論文では、飽和砂地盤上の直接基礎構造物を模擬した遠心力載荷実験および直接基礎と格子状地中壁を模擬した遠心力載荷実験について述べると共に、実験のシミュレーション解析結果と実験結果の考察から、直接基礎による上載圧効果の簡易的な評価手法および上載圧効果と格子状地中壁を併用した地盤における液状化抑制効果に対する諸因子の影響について述べる。

2. 直接基礎近傍の飽和地盤の地震時挙動

* 大成建設設計本部 シニアエンジニア・修士(工学)
 ** 大成建設技術センター 主任研究員・博士(工学)
 *** 大成建設技術センター 研究員・修士(工学)
 **** 大成建設技術センター 主席研究員・博士(工学)
 ***** 日本大学理工学部 教授・工博

Senior Engineer, Design Division, Taisei Corp., M. Eng.
 Senior Research Engineer, Technology Center, Taisei Corp., Dr. Eng.
 Research Engineer, Technology Center, Taisei Corp., M. Eng.
 Chief Research Engineer, Technology Center, Taisei Corp., Dr. Eng.
 Prof., College of Science & Technology, Nihon Univ., Dr. Eng.

前述の既往の直接基礎構造物模型の振動実験結果⁵⁾、飽和砂地盤の液状化時の直接基礎沈下挙動の把握を目的として行われた遠心力载荷実験^{6,7)}や大型せん断土槽を用いた振動実験⁸⁾などの実験結果において、以下のことが確認されている。

- ・地震時（加振時）において、直接基礎直下地盤の過剰間隙水圧比は、上載圧がない周辺地盤と比べ、抑えられる傾向にあり、拘束圧による液状化抑制効果が認められる^{5),6),7),8)}。
- ・上載圧による液状化抑制効果は、基礎に近い浅い地盤ほど顕著であり、深度が深くなれば効果が小さくなる傾向にある^{6,7)}。

筆者らが、飽和砂地盤上に建つ直接基礎建物の地震時挙動を検討する目的で実施した遠心力载荷実験の実験結果においても、以上のような傾向が認められている⁹⁾。以下に、その遠心力载荷実験の実験概要と実験より得られた結果および考察を示す。

2.1 実験方法

図1に試験体の概要と実験ケースを示す。円筒形のせん断土槽内に地表面まで飽和させた地盤模型を作製し、その地表面上に正方形のべた基礎を有する直接基礎建物模型を設置している。実験は、直接基礎建物の地震時挙動を把握する目的で行ったものであり、加速度、水圧、変位量を多数の測定点で計測しているが、本論では、図示した構造物中心の直下および構造物から離れた周辺地盤における3深度の間隙水圧、模型基礎部および地表面と3深度の加速度、模型上部に設置した測点をレーザー変位計で測定した基礎の沈下についての実験結果を用いる。実験模型の縮尺は1/50（遠心加速度：50g）としている。以下では、縮尺を考慮した実物換算した値で物理量を示す。地盤模型は、せん断土槽内に豊浦砂（ $e_{\max}$:0.992、 $e_{\min}$:0.620）を空中落下させた後、シリコンオイル（動粘度：50mm²/s）で飽和させて作製した。実験は、地盤密度が密なケース、ゆるいケースおよび密な層とゆるい層の二層ケースなどを実施しているが、本論では相対密度が高いケース1（相対密度 Dr :88%）と相対密度が低いケース2（相対密度 Dr :49%）の2ケースの実験結果について示し考察する。円筒形のせん断土槽の大きさおよび深さは、直径20mおよび深さ15mである。直接基礎の寸法は、一辺5mの正方形で、平均接地圧は約60kN/m²である。

入力地震動には、図2の人工地震波（臨海波¹⁰⁾、継続時間120秒、最大加速度310cm/s²を約0.4倍の大きさを目標に調整、図2は振動台の実測値）を用いた。

図1 試験体の概要と実験ケース

図2 入力地震波

2.2 実験結果

以下に実験より得られた過剰間隙水圧比および基礎の沈下量の結果とその考察を述べる。

(1) 過剰間隙水圧比

計測した過剰間隙水圧を地中の鉛直応力（構造物重量による鉛直応力（Steinbrennerの応力解¹¹⁾より算定）と地盤の自重による有効土被り圧の和）で除して求めた過剰間隙水圧比の時刻歴を図3に示す。

基礎直下地盤の過剰間隙水圧比について見ると、深い深度のP13（-13m）では、相対密度が低いケース2で過剰間隙水圧比が概ね1に達しており、液状化しているのに対して、相対密度が高いケース1では過剰間隙水圧比が1に達しておらず、液状化に至っていない。一方、P2（-2m）とP6（-6m）の浅い深度における過剰間隙水圧比は、両ケースともに1に達しておらず、液状化に至っていない。P13（-13m）において液状化を確認した相対密度の低いケース2でさえも、P2（-2m）の過剰間隙水圧比は0.4程度にとどまっている。これは、直接基礎の上載圧により地中の拘束圧が増加し、過剰間隙水圧比の上昇が抑制されたものと考えられる。そして、既往の実験結果と同様に深度が浅い位置ほど過剰間隙水圧比の抑制効果が顕著であり、深い位置では効果が小さいことが確認できる。また、相対密度の程度によらず、その抑制効果が得られていることが分かる。

一方、周辺地盤の過剰間隙水圧比は、両ケースともいずれの深度においても大きく上昇し、1に達するか1に近い値を示し、ほぼ全域で液状化に達しており、直接基礎直下地盤の挙動と大きく異なる。

図3 過剰間隙水圧比の時刻歴

(2) 基礎の沈下

計測した基礎の沈下の時刻歴を図4に示す。基礎の沈下は、両ケースともに地震動入力終了した120秒時点でも増加傾向にあり、

120 秒時点では、相対密度の低いケース 2 で 65cm 程度、基礎直下地盤に液状化が生じていない相対密度の高いケース 1 でも 15cm 程度の値を示した。

一方、図 5 に示した基礎の沈下量／最大沈下量と・6m の過剰間隙水圧比（測定点：図 1 の P6,P6'）との関係図から、基礎の沈下は、基礎直下の過剰間隙水圧比よりも周辺地盤のそれが上昇しきった時に増加する傾向にあり、本実験における基礎の沈下量の増加は、基礎直下の過剰間隙水圧比よりも、周辺地盤の過剰間隙水圧比と相関が高いことが分かり、周辺地盤の液状化発生が基礎の沈下に大きく影響すると考えられる。このことから、基礎直下地盤の過剰間隙水圧比の上昇が抑制されたとしても、基礎直下の地盤は、周辺地盤の液状化に伴う剛性低下により、水平方向にはらみだし、基礎の沈下が生じることが想定できる。

図 4 基礎の沈下の時刻歴

(a) ケース 1

(b) ケース 2

図 5 基礎の沈下と過剰間隙水圧比 (P6, P6') の関係

2.3 簡易評価手法の検討

簡易的に液状化発生の危険度を評価する方法として、建築基礎構造設計指針¹²⁾（以下では、基礎指針と略す）などで示されている FL 法がある。FL 法については、各指針毎に係数などが異なるが、基本的に液状化強度比（液状化抵抗比） (τ_d/σ'_z) を、ある地震の大きさを想定した繰返しせん断応力比 (τ_d/σ'_z) で除した値が液状化発生に対する安全率 FL と定義される。

ここで、液状化強度比が有効拘束圧によらず一定と考える¹³⁾と液状化強度比 (τ_d/σ'_z) は、既往の評価式¹²⁾で評価できる。

一方、繰返しせん断応力比 (τ_d/σ'_z) は、既往の評価式では、建物などの存在を考慮せず、深度毎の土被り圧による鉛直全応力に加速度を乗じて、係数で補正したせん断応力より求めており、建物から地盤に伝達されるせん断応力は評価していない。

前述のように直接基礎建物などでは、直接基礎からの上載圧による液状化抑制効果が期待できるが、地盤に生じるせん断応力は直接基礎から伝達される建物の慣性力によるせん断応力も加わるため、従来評価されてきたせん断応力よりも大きな値となる可能性がある。

以上のことから、遠心力載荷実験のシミュレーション解析を行い、直接基礎直下地盤における地震時せん断応力の検討を行った。

(1) シミュレーション解析

図 1 に示す実験のシミュレーション解析は、二次元 FEM モデルを用いた。解析プログラムは、二相系の支配方程式に基づいた有効応力解析コード DIANA-J2¹⁴⁾ に、土骨格の構成則として Stress-Density Model¹⁵⁾ を組込んだものを用いた。力学的境界条件は、解析モデル底面を固定境界、側方は周期境界とした。図 6 に解析モデル図を、図 7 に解析に用いた液状化強度曲線を示す。液状化強度曲線は、Toki らの文献¹⁶⁾の豊浦砂の相対密度 50% と 80% の液状化強度に Stress-Density Model パラメータをフィッティングさせた後、間隙比 e を調整して各ケースの液状化強度を設定した。間隙比 e はケース 1 で 0.642 ($Dr=88\%$)、ケース 2 で 0.791 ($Dr=49\%$) とし、静止土圧係数 K_0 は、Okochi ら¹⁷⁾による $K_0=0.52e$ の関係より、ケース 1 で 0.334、ケース 2 で 0.411 とした。

図 8 にケース 1 における過剰間隙水圧比の解析結果と実験結果の比較を示す。解析結果は、過剰間隙水圧比を大きく評価する傾向にあるが、基礎直下の過剰間隙水圧比が周辺地盤よりも抑えられる傾向にあることや基礎直下でも深くなるに従い過剰間隙水圧比が上がりやすい傾向にあることなど、実験結果を概ね再現している。

図 6 二次元 FEM モデル図

図 7 液状化強度曲線のモデル化
(初期平均拘束圧 98kN/m²)

(a) 基礎直下

(b) 周辺地盤

図 8 過剰間隙水圧比時刻歴の解析結果と実験結果（ケース 1）

(2) 加速度時刻歴からのせん断応力の推定

建物慣性力による直接基礎からのせん断応力の伝達は、深さ方向に基礎から離れるに従って広がり減少していく。ここでは、直接基礎の地震時の地中せん断応力影響範囲面積を、図 9 に示すような深度方向に半無限円錐で増加する面積と仮定して¹⁸⁾、直接基礎からのせん断応力を簡易的に評価する手法を試みる。

図 9 に直接基礎からの伝達せん断応力の影響範囲面積の概念図と直接基礎から伝達される各深度のせん断応力 τ_{Bz} の算定式を示す。

図9 直接基礎のせん断応力影響範囲面積とせん断応力算定式

地盤のポアソン比 ν 、建物重量 W および建物の応答加速度 α を設定出来れば、直接基礎から伝達される各深度のせん断応力が求められ、これに既往式と同様に求める地盤自体の慣性力によるせん断応力を足し合えれば、直接基礎の地震時における各深度のせん断応力が求められる。

シミュレーション解析結果の応答加速度時刻歴と地盤のせん断応力時刻歴を用いて、式(4)を用いた直接基礎のせん断応力評価手法の検証を行った。図10にケース1における解析結果のせん断応力時刻歴と、応答加速度時刻歴（基礎および地中）から式(4)のせん断応力評価手法を用いて推定したせん断応力時刻歴（式(4)で時刻毎に評価した基礎から伝達されるせん断応力と、時刻毎に地盤の密度に水平震度（各深度の加速度より算定）を乗じて深度毎に足し合せた地盤自体の慣性力によるせん断応力の和）の比較を示す。比較は、主要動が減少する30秒までを示している。式(4)を用いて応答加速度時刻歴より推定したせん断応力時刻歴は、解析結果のせん断応力時刻歴と良く一致しており、本評価手法で直接基礎の地震時の地盤せん断応力を概ね評価できると考えられる。

図10 せん断応力時刻歴の比較

以上の結果から、直接基礎の簡易液状化判定用せん断応力比は、式(5)で評価できると考えられる。

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_z} = \gamma n \left[\frac{W \cdot (\alpha_B / g)}{(ri^2 \cdot \pi)} + (\alpha_G / g) \cdot \sigma'_z \cdot \gamma d' \right] / \sigma'_z \quad (5)$$

ここに、 σ'_z : 建物重量を考慮した各深度の有効上載圧、 γn : 補正係数（基礎指針による¹²⁾）、 W : 建物重量、 α_B : 基礎の応答加速度、 g : 重力加速度、

ri : (3)式によるせん断応力伝達範囲面積の半径、 α_G : 地表面加速度、 σ'_z : 各深度の地盤のみの鉛直全応力、 $\gamma d'$: 補正係数（以下の本文参照）

図11に(5)式で求めた基礎直下地盤の等価繰返しせん断応力比((2)式におけるポアソン比は、 $K_0=0.334$, 0.411 より、 0.25 , 0.29 を用いた)と、解析結果の最大せん断応力比から求めた等価繰返しせん断応力比の比較を示す(σ'_z は、Steinbrennerの応力解¹¹⁾による)。図中、基礎指針のせん断応力比算定式¹²⁾による結果(上載圧未考慮)も併せて示す。両者ともに $\gamma n=0.65$ として等価繰返しせん断応力比を算定した。また、地盤自身の慣性力によるせん断応力の深さ方向分布による補正係数 γd は、基礎指針では $\gamma d=1-0.015Z$ (Z : 深さ(m))としているが、これは主要な地震動による応答値の平均値を直線で近似したものであり、深くなるに従って実際の応答値と差が大きくなる場合があるとされている¹⁹⁾。本来、地盤自身の慣性力によるせん断応力の深さ方向分布は、土の性質や地震動の特性によって異なる。図11では、 $\gamma d=1-0.025Z$ と仮定し評価しているが、一般的な算定式の評価としては更なる検討が必要であると考えられる。なお、解析結果は有効応力解析による結果を用いているが、最大せん断応力および最大加速度は、周辺地盤等の過剰間隙水圧比が上がりきって液状化が発生する前で生じており、液状化による影響は少ないと考えられる。

図11 等価繰返しせん断応力比の比較 ($\gamma d' = 1 - 0.025Z$)

図11より式(5)による等価繰返しせん断応力比は、解析結果と良く一致しており、 $\gamma d'$ の評価に課題は残るものの、式(5)により直接基礎の繰返しせん断応力比 (τ_d / σ'_z) が評価できると考えられる。

図12に、実験時の計測最大加速度を用いて式(5)により評価した繰返しせん断応力比 (τ_d / σ'_z) によるFL値と実験結果の過剰間隙水圧比の関係を示す。液状化強度比は、図7で設定した液状化強度

図12 FL値と過剰間隙水圧比（実験結果）

入力地震動には、前章で示した直接基礎の遠心力載荷実験と同様に図2の人工地震波（臨海波¹⁰⁾、継続時間 120 秒、最大加速度 310cm/s²を約 0.4 倍の大きさに調整）を用いた。

表1 実験におけるパラメータ

基礎タイプ		地中壁のみ	地中壁+直接基礎		直接基礎のみ
上載圧		0kN/m ²	30kN/m ²	60kN/m ²	60kN/m ²
液状化層厚	10m	○	上載圧60kN/m ² の試験体を再利用し再加振	○	○
	5m	上載圧60kN/m ² の試験体を再利用し再加振	○	○	未実施
		格子間隔: 3m, 5m, 10m			基礎幅: 3m, 5m, 10m

3.2 実験結果

本実験においては、過剰間隙水圧、変位量、加速度、地中壁の土圧およびひずみを計測しているが、本論では、液状化の程度を示す指標として、過剰間隙水圧から求めた過剰間隙水圧比を用いる。計測した過剰間隙水圧を地中の鉛直応力（上載圧による鉛直応力と地盤の自重による有効土被り圧の和）で除して求めた過剰間隙水圧比の時刻歴を図14に、表2にそれぞれケースの最大間隙水圧比の値を示す。

図14の上段(a)は、液状化層厚が10mの場合であり、下段(b)は液状化層厚が5mの場合である。過剰間隙水圧は、液状化層厚が10mの場合は3深度で、液状化層厚が5mの場合は2深度で計測している。図の左より、格子間隔3m、5m、10mの結果を地表面からの深さ毎に上から並べて示した。それぞれの時刻歴図内では、地表面の上載圧(0kN/m²、30kN/m²、60kN/m²)をパラメータとして重ねて記載している。

表2 各ケースの最大過剰間隙水圧比

層厚	深度	上載圧	格子間隔		
			3m	5m	10m
10m	2m	0kN/m ²	1.00	1.00	1.00
		60kN/m ²	0.48	0.42	0.83
		(60/0)	(0.48)	(0.42)	(0.83)
	5m	0kN/m ²	0.80	0.68	1.00
		60kN/m ²	0.51	0.41	0.62
		(60/0)	(0.65)	(0.60)	(0.62)
	8m	0kN/m ²	0.61	0.47	0.70
		60kN/m ²	0.52	0.41	0.46
		(60/0)	(0.85)	(0.87)	(0.65)
5m	1.5m	30kN/m ²	0.37	0.35	0.70
		60kN/m ²	0.31	0.33	0.35
		(60/30)	(0.85)	(0.94)	(0.50)
	3.5m	30kN/m ²	0.28	0.25	0.47
		60kN/m ²	0.34	0.29	0.32
		(60/30)	(1.19)	(1.13)	(0.68)

()内は、中段の上載圧の大きなケースの最大過剰間隙水圧比を、上段の上載圧の小さなケースのそれで除した値。

(1) 上載圧の大小による液状化抑制効果の相違

図14のいずれのケースにおいても、上載圧がない(0kN/m²)場合に比べて、上載圧がある(60kN/m²)場合の方が、過剰間隙水圧比が小さくなっており、上載圧が液状化を抑制する効果が明確に表れている。有効拘束圧(上載圧+土被り)の大きい方が、過剰間隙水圧比は小さくなる傾向にあるが、格子間隔や深度によりその影響

は異なり、格子間隔が10mと最も広いケースでは、明確に有効拘束圧の大小が過剰間隙水圧比の大きさに表れているのに対して、格子間隔が狭く深い深度ほど上載圧の大小による過剰間隙水圧比の差は小さい。これは、過剰間隙水圧比が小さい範囲では有効拘束圧の大小による影響が出にくいことや、格子間隔が狭い場合に深い深度では上載圧が伝わりにくいことなどによるものと考えられる。

(2) 地中壁格子間隔の上載圧による液状化抑制効果への影響

表2の()に示した上載圧による過剰間隙水圧比抑制効果の度合いを示す値(上載圧の大きいケースの過剰間隙水圧比を上載圧の小さいケースのそれで除した値)に着目すると、層厚10mにおいて、格子間隔10mの-2mでは、0.83と格子間隔3m、5mと比べ大きな値(液状化抑制効果の度合いが小さい)となっている。過剰間隙水圧比は1.0が上限であることから、単純に浅い位置で格子間隔が広い場合は、上載圧による過剰間隙水圧比の低減効果が小さいとは言えないが、深い位置の-8mでは明確に格子間隔3m、5mよりも大きな低減効果となっている。このことは、せん断変形抑制効果が低い格子間隔が広い場合においても、上載圧により大きな過剰間隙水圧比抑制効果が得られることを示している。

(3) 液状化層厚の上載圧による液状化抑制効果への影響

液状化層厚に着目し、図14の(a)と(b)を比較すると、液状化層厚が厚い場合(a:10m)の方が、層厚が薄い場合(b:5m)よりも、総じて過剰間隙水圧比が大きく、液状化の程度が大きいことが明確に表れている。層厚が異なれば、入力地震動に対する応答自体も異なるため、単純な結論付けはできないが、液状化層厚が厚い場合は、上載圧の影響をより深くまで伝達する必要があるため、層厚が厚くなれば、より大きな上載圧が必要となると考えられる。

(4) 上載圧による液状化抑制効果に対する深度の影響

図14の液状化層厚の厚い(a)について、深度毎の過剰間隙水圧比に着目すると、深い深度では、上載圧がない場合も過剰間隙水圧比が1を下回り、液状化に達していない。これは格子状地中壁のせん断変形抑制効果によるものと考えられる。しかしながら、その場合も、地表面付近の浅い位置では、液状化に至っており、格子間隔が狭い場合も地表面付近では、液状化を抑制しきれない場合があることが分かる。一方、上載圧による液状化抑制効果は、鉛直応力が伝達しやすい浅い深度ほど効果が高く、深い深度ほど鉛直応力が伝達しにくいため効果を発揮するためにより大きな上載圧が必要となる。このことから、上載圧による液状化抑制効果と地中壁によるせん断変形抑制効果の併用が、両者の不利な点を補完することが出来る合理的な対策手法であるといえる。

(5) 地中壁による基礎の沈下抑制効果

図15に地中壁の有無による基礎の沈下量の比較を示す。実験パラメータは、上載圧60kN/m²、液状化層厚10mである。図では、格子間隔の違う3ケースとそれに対応する基礎寸法の地中壁がない3ケースについて示している。

いずれの格子間隔(基礎寸法)でも、地中壁がない場合に150～200mmの過大な沈下が生じていたのに対して、地中壁がある場合は、10～20mm程度の沈下量となっており、大幅に沈下量が低減されている。また、加振終了の120秒時点において、地中壁のある場合には、ほぼ沈下が落ち着いており、沈下量の増加傾向が見られないのに対して、地中壁がない場合は増加傾向が見られる。

(a) 液状化層厚 10m

(b) 液状化層厚 5m

図 14 過剰間隙水圧比の時刻歴

図 15 地中壁の有無による基礎の沈下量の比較

以上より、地中壁が存在すると基礎の沈下量は、大幅に低減することが確認できる。

格子間隔の違いによる沈下量への影響について着目すると、格子間隔（基礎寸法）が最も広い 10m の場合で、基礎の沈下量が大きくなっているものの、格子間隔（基礎寸法）3m、5m の場合では、3m の場合の方が、5m よりも大きな沈下量となっており、格子間隔（基礎寸法）と基礎の沈下量の相関関係は、必ずしも明確ではない。一方上載圧が 60kN/m^2 で地中壁がある場合も、格子間隔 10m の場合には地表面近くで過剰間隙水圧比が上昇し、液状化に近い状態になっている（図 14）。これは格子間隔 10m の場合が最も沈下量が大きくなった要因の一つと考えられ、地中壁がある場合も直下地盤の液状化が抑制されていないと沈下量が増大することを示唆している。

図 16 上載圧の有無による基礎の沈下量の比較

図 16 に地中壁を設けた実験ケースにおける上載圧の有無による基礎沈下量の比較（上載圧の無いケースでは地表面の沈下量）を示す。格子間隔 5m、10m とともに上載圧の有の方が、沈下量を抑えられる結果となっている。レーザー変位計の計測点が地表面より沈下していた可能性もあるが、上載圧による液状化抑制効果により過剰間隙水圧比の上昇が抑えられ、地盤剛性の低下を抑制できたことによるものと考えられる。

3.3 シミュレーション解析

遠心力载荷実験の結果より、上載圧による液状化抑制効果と格子状地中壁を併用することで、合理的に液状化対策が行えると考えられる。この液状化対策手法の設計を行うためには、解析的に液状化抑制効果を再現できることが重要である。このことから、遠心力载荷実験のシミュレーション解析を行い、結果について検討を行った。

(1) 解析方法

シミュレーション解析は、二次元 FEM モデルを用いた。解析プログラムは、2 章のシミュレーション解析と同様である。力学的境界条件は、解析モデル底面を固定境界、側方は周期境界とした。

図 17 に解析モデル図を、図 18 に解析に用いた液状化強度曲線を示す。液状化強度曲線は、2.3(1)(2)と同様に豊浦砂の相対密度 60% の強度曲線を想定し、 $K_0=0.5$ を考慮して原位置強度比に変換したものをを用いた。格子状地中壁の剛性は、谷崎らの文献²²⁾より、 $E=3350\text{MN/m}^2$ 、ポアソン比 $\nu=0.35$ を用いて評価した。

直接基礎は、上載圧相当の荷重を持つ梁要素としてモデル化し、地盤には土被り圧を初期応力として与え、上載圧による鉛直载荷解析を行った後、鉛直载荷により生じた過剰間隙水圧の消散を待つ、応答解析を行った。

図 19 に鉛直载荷解析後の初期応力(σ_{v0})のコンター図を示す。地中壁間隔の狭い方が広い場合と比べ、地中壁との摩擦の影響で深い位置での初期有効上載圧が小さくなっている。

直接基礎の梁要素端部と面外壁天端の間には、実験と同様にクリアランス（格子内地盤と同様の材料特性）を設けた。実験では奥行方向においてもクリアランスを設けており、どの格子幅のケースでも奥行方向の間隔は同じである。このため、直接基礎の梁要素部分は排水条件とし、どの格子間でも排水し易さが同程度となるように配慮した。その他の部分においては、解析モデル上面の地盤部分は排水条件とし、側方の排水条件は周期境界条件、底面は非排水条件とした。透水係数は、 0.0006m/sec を用いた。

図 17 二次元 FEM モデル図

図 18 液状化強度曲線のモデル化（初期有効上載圧 98kN/m^2 ）

図 19 初期応力 (σ_{v0}) のコンター図

(2) 解析結果

図 20 に層厚 10m の実験ケースにおける上載圧 0kN/m^2 と上載圧 60kN/m^2 のケースの過剰間隙水圧比の解析結果と実験結果の比較を示す。解析は、格子間隔 3m 部分もモデル化しているが、図では格子間隔 5m と 10m の結果について記載している。上載圧 0kN/m^2 では、解析結果の過剰間隙水圧の消散がやや早い傾向があるが、概ね実験結果を再現している。一方、上載圧 60kN/m^2 では、格子間隔 10m の解析結果において、30 秒以降も過剰間隙水圧比の上昇が見られ、過剰間隙水圧比を大きめの安全側に評価しているが、格子間隔が広い方が、過剰間隙水圧比が高くなることや深い深度ほど過剰間隙水圧比が低くなることを概ね再現している。

(a) 上載圧 0kN/m²

(b) 上載圧 60kN/m²

図 20 過剰間隙水圧比時刻歴の解析結果と実験結果

(3) 既往のせん断応力推定式の適用性

液状化強度比に対する格子状地中壁の影響がないと考えると、繰返しせん断応力比を評価出来れば、上載圧による液状化抑制効果と格子状地中壁の併用による液状化対策を行った地盤の液状化危険度を簡易的に評価できると考えられる。格子状地中壁による液状化対策を行った地盤における繰返しせん断応力比を評価する方法として、FL 法の繰返しせん断応力比を、格子間隔などに応じた係数で補正する手法が、田屋らによって提案されている²³⁾が、基礎からの建物慣性力によるせん断力の伝達とは考慮されておらず、上載圧による液状化抑制効果と格子状地中壁の併用による液状化対策地盤には、そのまま適用できないと考えられる。

ここでは、解析結果の格子内地盤のせん断応力を用いて、基礎指針のせん断応力推定式（地中壁と上載圧未考慮）¹²⁾および田屋らの評価式²³⁾による結果との比較を行い、既往式の適用性について検討を行った。なお、解析結果は有効応力解析による結果を用いているが、最大せん断応力は過剰間隙水圧比が上がりきって液状化が発生する前で生じており、液状化による影響は少ないと考えられる。また、基礎指針のせん断応力推定式¹²⁾と田屋らの評価式²³⁾による結果は、解析結果の各上載圧における地表面加速度的値を用いているため、各上載圧で異なる結果となっている。

図 21 に各上載圧における最大せん断応力比の深度分布を示す。解析結果の最大せん断応力比は、上載圧が大きくなるにしたがって、いずれの格子間隔でも小さくなる傾向にある。これは、上載圧により、有効鉛直応力は上載圧の荷重分が増加するのに対して、せん断応力は上載圧に水平震度を乗じた慣性力分のみ増加するためである

(a) 0kN/m²

(b) 30kN/m²

(c) 60kN/m²

図 21 最大せん断応力比の比較

と考えられる。

既往式によるせん断応力比と解析結果の比較では、基礎指針式による最大せん断応力比は、上載圧 0kN/m²においても解析結果を大きく上回っている。これは格子状地中壁による格子内地盤のせん断変形抑止効果が考慮されていないためと考えられる。一方、文献 23) 式による最大せん断応力比は、上載圧がない場合 (0kN/m²) では、地表面で過小評価となっているが、-1.5m 以深では若干大きいものの安全側の値となっており、実務上問題はないように思われる。しかし、上載圧のある場合では、地表面の過小評価となる範囲が拡大し、-3.5m 付近までせん断応力比を過小評価している。これは、地表面に上載圧 (建物重量) の慣性力によるせん断応力が生じることによる影響と考えられ、上載圧による液状化抑制効果と格子状地中壁の併用による液状化対策を行った地盤の実務設計においては、上載圧 (建物重量) の慣性力によるせん断応力を考慮してせん断応力比を算定する必要があると考えられる。

4. 結論

直接基礎構造物を模擬した遠心力載荷実験、直接基礎と格子状地中壁を模擬した遠心力載荷実験の結果およびそれらのシミュレーション解析結果より、直接基礎の上載圧による液状化抑制効果について、検討および考察を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 直接基礎の上載圧により、直接基礎直下地盤の過剰間隙水圧比の上昇が抑えられる。
- (2) 直接基礎の上載圧による液状化抑制効果は、基礎に近い浅い深度ほど顕著であり、深度が深くなれば効果が小さくなる。
- (3) 直接基礎の上載圧による液状化抑制効果は、上載圧が大きいほど効果が高い。
- (4) 直接基礎の上載圧により、基礎直下地盤の液状化を抑制できた場合でも、周辺地盤の液状化に伴い、基礎直下地盤の水平方向のはらみだしが生じ、基礎に過大な沈下が起こるが、これは格子状地中壁を設けることで大幅に抑制できる。
- (5) 直接基礎からの建物慣性力による地中へのせん断応力を考慮した簡易的な液状化危険度の評価は、深度方向に半無限円錐で増加する影響面積を仮定した手法で概ね評価できる。
- (6) 格子状地中壁によるせん断変形抑制効果が得られ難い格子間隔が広い場合においても、直接基礎の上載圧による液状化抑制効

果を併用することで、液状化の発生を抑止できる。

- (7) 直接基礎と格子状地中壁を模擬した遠心力載荷実験の実験結果は、二次元有効応力解析によるシミュレーション解析で、概ね再現できる。

本論で示した遠心力載荷実験は、液状化の生じやすい細粒分含有率ゼロの豊浦砂で行っており、細粒分含有率の比較的多いシルト混じり砂地盤などでの、上載圧による液状化抑制効果については、更なる検討が必要と思われるが、地震時に液状化が観測されたシルト層についても、拘束圧による液状化強度の増加が報告されており²⁴⁾、上載圧による液状化抑制効果は得られると考えられる。

本論で示した液状化対策手法を、実施適用するにあたっては、地中壁と格子内地盤の摩擦力による上載圧の低減に対する方策、地中壁の応力検討、基礎の沈下の評価、せん断応力の簡易的な評価手法の検討、実スケールモデル実験での検証や細粒分 F_c が大きい砂地盤での過剰間隙水圧の蓄積に対する検討などの課題も多い。これらについては、今後、継続して検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 山田雅一：2.1 首都圏における液状化被害状況，日本大学理工学部理工学研究所研究ジャーナル，2011，pp.125_4-125_9，2011.10
- 2) 日本建築学会：建築基礎のための地盤改良設計指針案，pp.100-117，2006
- 3) 千葉県環境研究センター：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震における千葉県内の液状化―流動化被害（第 2 報），2011.4
- 4) 吉見吉昭：砂地盤の液状化（第二版），技報堂出版，pp.32-34，1991
- 5) Yoshimi, Y. and Tokimatsu, K. : Settlement of buildings on saturated sand during earthquakes, Soils and Foundations, Vol.17, No.1, pp.23-38, 1977.3
- 6) Liu, L. and Dobly, R. : Seismic response of shallow foundation on liquefiable sand, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp.557-567, 1997.6
- 7) 藤原斉郁，堀越研一，安田進，河村直明：液状化による直接基礎の沈下に関する遠心載荷模型実験，土木学会第 57 回年次学術講演会，pp.1037-1038，2002.9
- 8) 吉富宏紀，原田健二，出野智之，安達俊夫，山田雅一，原寛武：液状化地盤および締固め改良地盤上の直接基礎の沈下挙動，第 39 回地盤工学研究発表会（新潟），pp.1823-1824，2004.7
- 9) 船原英樹，柴田景太，長尾俊昌：直接基礎近傍の飽和砂層における間隙水圧の地震時挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1，pp.439-440，2010.9
- 10) 日本建築防災協会：臨海部における大規模建築物群の総合的な構造安全に関する調査・検討のうち「動的設計用入力地震動の設定に関する検討」報告書，1992
- 11) 地盤工学会：基礎の沈下予測と実際，p.69，2000.
- 12) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.61-72，2001
- 13) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，pp.249-250，1976
- 14) ソフトウェアサイエンス研究所：DIANA-J 概要書 Version.2.0，1987
- 15) Misko, C. and Ishihara, K. : Modelling of sand behaviour based on state concept, Soils and Foundations, Vol.38, No.3, pp.115-127, 1998.9
- 16) 吉見吉昭：砂地盤の液状化（第二版），技報堂出版，pp.75-77，1991
- 17) Okochi, Y. and Tatsuoka, F. : Some factors affecting K_0 -values of sand measured in triaxial cell, Soils and Foundations, Vol.24, No.3, pp.52-68, 1984.9
- 18) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，pp.127-131，2006
- 19) Toki, S., Tatsuoka, F., Miura, S., Yoshimi, Y., Yasuda, S. and Makihara, Y. : Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program, Soils and Foundations, Vol.26, No.3, pp.117-128, 1986.9

- 20) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. : Empirical correlation of soil liquefaction based on spt N-value and fines content, Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.56-74, 1983.10
- 21) 谷口栄一，古賀泰之，森下義：周辺地盤の液状化による地中構造物の浮上りの安全率の評価法，土木学会第 40 回年次学術講演会梗概集Ⅲ，pp.79-80，1985.9
- 22) 谷崎史織，立石章，宇野浩樹：遠心模型実験による格子状改良地盤の液状化抑止効果と壁体に作用する土圧の評価，土木学会論文集 C，Vol.66, No.1, pp.156-171，2010.3
- 23) 田屋裕司，内田明彦，吉澤睦博，鬼丸貞友，山下清，津國正一：格子状地盤改良における格子間隔の簡易設定法，地盤工学ジャーナル，Vol.3, No.3, pp.203-212，2008.11
- 24) 松下怜，森伸一郎，岡崎健：種々の拘束圧下での竹内シルトの液状化特性，第 30 回地盤工学研究発表会，pp.353-354，2004.7

（2012 年 4 月 9 日原稿受理，2012 年 8 月 3 日採用決定）