

津波と液状化の複合作用による杭基礎を有する建築物の転倒メカニズム

飛田 哲男¹・井合 進²・大内 俊介³

Combined failure mechanism of a building supported by piled foundations under liquefaction and tsunami

Tetsuo TOBITA¹, Susumu IAI² and Shunsuke OUCHI³

Abstract

During the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku, Japan, earthquake and tsunami, steel-framed and reinforced concrete buildings collapsed in Onagawa. It was reported that one of its piles hung from the foundation of an overturned building suggesting the combined failure mechanism of liquefaction and the tsunami. Results of centrifuge tests showed that the building collapsed due to loss of lateral resistance of piled foundations when the tsunami attacked during a period of high excess pore water pressure in the ground. Results of the numerical analysis indicated that the excess pore water pressure ratio under the building markedly increased on the sea facing side because of uplift of the foundation associated with rotation of the building. This implies that the ground near the surface under the building which is support by the mat foundation may remain liquefied and, therefore, become vulnerable to scouring.

キーワード：杭基礎，津波，複合被災，遠心模型実験，有効応力解析

Key words: pile foundation, tsunami, combined failure mechanism, centrifuge modeling, effective stress analysis

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震によって発生した津波では、沿岸部を中心に甚大な被害が発生した(例えば、1)。同地震および津波により、宮城県女川町では杭基礎を有するS造、RC造建築物が転倒

したことが報告されている^{1,2)}。同構造物の被災要因については津波の波力、地盤の液状化、地盤変状に伴う杭の抜けや破断といった複合的な要因が考えられる。近い将来発生が危惧されている南海トラフ巨大地震のような海溝型巨大地震では、

¹ 京都大学防災研究所准教授
Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University

² 京都大学防災研究所教授
Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University

³ 東日本高速道路株式会社
East Nippon Expressway Company Limited

本論文に対する討論は平成27年11月末日まで受け付ける。

津波避難ビルに指定されていない建物にやむを得ず避難せざるを得ない場合が必ずあると思われる。このような時、特に液状化の発生が予測される区域では、今回のように津波で建物が転倒する危険性があるということはあらかじめ認識しておくべきである。

東北地方太平洋沖地震発生以前の津波の被害調査報告や研究事例の多くが、海岸域における防波堤や岸壁が被害を受けることによって津波の流体力が抑制されないまま沿岸域に遡上し、家屋等の構造物が被害を受けたと結論づけている。そのため、従来の津波研究では津波流体力に対する安全性に着目した水理実験や数値解析が多く行われてきた^{例えは、3-5)}。しかし、今回の場合のように地震規模が大きい場合には、水理構造物が存在する地点の強震動に対する地盤応答特性も考慮して安全性を検討することが望ましい。

地盤変状と津波の相互作用に関する研究については、被災事例はあるものの、これまではそれらの複合的な被災として考えられてこなかったため、著者らの知る限り研究事例は限られている。例えば、地震による地盤変状と津波の相互作用を検討した遠心模型実験による先駆的研究として、三宅ら⁶⁾がある。彼らはドラム型遠心力载荷装置により、津波の再現性とケーソン防波堤の津波時の挙動について考察した。その結果「砂地盤内の有効応力が失われるのは水位低下時であり、引き波時の地盤挙動を検討する必要がある。」と述べている。今瀬ら⁷⁾は、三宅らの開発した遠心場における津波実験装置を用い、ケーソン式混成堤の被災メカニズムと、押し波と引き波による直立護岸背後の地盤洗掘の影響について考察した。さらに、SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics) 法を適用し、港湾における津波流動場をモデル化し、地盤内の浸透流の影響や防波堤を越流した津波の流体挙動が地盤中の過剰間隙水圧の上昇を招き、支持力が低下することを指摘している。

津波による防潮堤の転倒について実験的に検討した事例として、有川ら⁸⁾は、防波堤の津波越流時の安定性を検討するため、釜石湾口防波堤について、縮尺1/60の模型実験を行った。その結果、

開口部周辺では、押波時の強い流れによって潜堤が滑落し捨石部が露出したため、引き波時の流れによって、特に堤頭部周辺のマウンドが洗掘され、堤頭部が傾斜したとしている。一方、堤幹部では、基礎マウンドの滑動抵抗力や背面の負圧のばらつきによって、ケーソンの被災状況にばらつきが出たものとしている。また、対策工法として、ケーソン背面に捨石を設置する腹付け工法は、滑動安定性を向上させる方法として有効であることがわかった。ただし、越流による洗掘対策が必要であると指摘している。

矢追ら⁹⁾は、釜石湾口防波堤の被災メカニズムについて検討するため重力式防波堤を対象に、津波による波力とマウンド内の浸透流に着目して遠心模型実験を実施した。同防波堤は、マウンド上に大型重力式ケーソンを並べた形式をとっており、地震後の調査でその多くが湾内側に転倒していることが確認された。実験結果、港外側のマウンドの洗掘、マウンドのせん断変形によるケーソンの滑動、波圧によるケーソンの転倒、マウンドに残された大きな陥没口といった、一連の複合的な破壊機構を確認した。また、粒径の大きいマウンド材料(実スケール換算で実物寸法に相当)を用いた実験ケースでは、防波堤下部のマウンド内を浸透する水流による泡の発生が観察された。このような泡の発生は、現地撮影された映像でも確認することができる¹⁰⁾。また、2次元有効応力解析の結果、浸透流によりマウンド中の有効応力が低下したことで支持力が低下し、マウンドにすべり線が生じた。以上より、防波堤の崩壊原因は、津波の波力だけでなく、マウンド内の浸透流による有効応力の低下、つまり津波による過大な水流に伴う支持地盤の強度低下も原因の一つであることが示唆された。

また、磯谷ら¹¹⁾は、海岸堤防の津波と地盤液状化による複合破壊過程に関して数値解析を行い、地震時に下部地盤で発生した過剰間隙水圧が残留する場合、津波到達時に地盤が変形することを明らかにした。

これら既往の研究により、地震による地盤変状の影響と津波波力との複合的な作用が構造物に及

ぼす影響が明らかにされつつある。本研究では、これまで検討されていない杭基礎を有する建築物の転倒被害に対し、その被災要因として地盤液状化と津波の複合作用を仮定し、遠心模型実験と2次元有効応力解析により検証する。ただし、本研究における有効応力解析は、実験結果を忠実に再現するというものではなく、津波の影響を静水圧で与えることにより構造安定計算の可能性を探るといった位置づけのもと実施する。

1.1 女川町の被害の概要

宮城県牡鹿郡女川町は、女川港から延びる2筋の谷あいに沿って広がっている。同町は、2011年東北地方太平洋沖地震・津波で最も深刻な津波被害にあった三陸海岸沿いの市街地の一つである。津波の浸水高さは約14~17 mにも達したとされる¹²⁾。

女川町沿岸部に点在する杭支持されたRC造あるいはS造建築が津波で流された。これまでそのような建築物は津波避難ビルとして可能な構造形式の一つと考えられていただけに、杭ごと引き抜かれて流されたという事実は衝撃的であった。これらの転倒には津波の流体力のみではなく、地盤内への浸透流や地盤液状化が影響を与えている可能性が考えられる¹³⁾。特に地盤液状化に関しては、現場が埋立地であったこと、本震の地震動が長時間継続したこと、規模の大きな余震が短時間に連続したことなどから、津波到達時に下部地盤中の過剰間隙水圧が高い状態が継続していた可能性が高い。

東北地方太平洋沖地震での被災例として、図1に女川町で津波により転倒した杭基礎を有するS造建築物の一例を示す¹⁴⁾。同図に示すS造4階建ての建築物は幅8.4 m、奥行き16 m、高さ12 mであり、その短辺方向に津波を受ける形になった。同建築物はフーチングごと転倒し、杭が根元近くで折れている様子がわかる。写真奥にはフーチングから垂れ下がった形で引き抜かれた杭も確認できる。津波がひいた後、この建物は、西隣にある駐車場を20 m越えた場所に横倒しとなった状態で留まっていた。

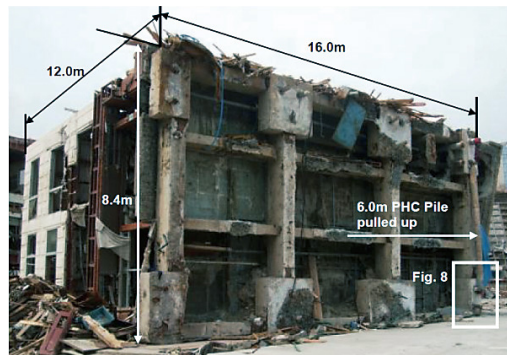


図1 宮城県女川町におけるS骨造4階建ての建築物の転倒¹⁾

これらのことから推測される被災原因としては、津波の波力だけでなく、構造物に作用する浮力、地盤の液状化、静水圧による地盤変状、またこれらの複合的な要因による杭の引き抜き、杭の破断等が考えられる。

1.2 津波避難ビルの設計基準と問題点

「津波避難ビル等に係るガイドライン（平成17年6月）内閣府」（以下「旧ガイドライン」とする）¹⁵⁾では、津波避難ビル等とは、「津波からの避難が特に困難と想定される地域に対し、やむを得ず適用される緊急的・一時的な施設である。したがって、津波避難ビル等の指定は、地域住民等の生命の安全性を担保するものではない。」とされ、「津波避難ビル等の指定・普及の推進にあたって認識しておくべき最も重要な点は、緊急的・一時的であろうと、津波から生命を守る可能性の高い手段を、地域内に少しでも多く確保していくという姿勢である。したがって、津波避難ビル等に多くの機能を求めるあまり、指定・普及等が遅々として進まないのは、あまり好ましいとは言えない。むしろ、機能や条件は必要最低限のものを確保していれば基本的に問題ないものとして、普及面に力点を置いた推進体制が望まれる。」とあり、津波避難ビルとは、人命保護に関する最後の砦であるということが強調されている。その構造的要件としては、

(1) 耐震性（新耐震設計基準1981年に適合してい

ることを基本とする。)

(2) 津波に対する構造安全性(原則として RC または SRC 構造とし, 想定浸水深に応じて, 階数や, 津波の進行方向の奥行きを考慮する。)とされている。平成23年12月7日に制定された津波防災地域づくりに関する法律(以下, 「津波防災地域づくり法」とする)では, 指定避難施設の構造上の技術基準が定められている。また, 津波防災地域づくり法における指定避難施設の指定にあたっては, 津波災害警戒区域内において, 以下の要件に適合するものについて, 市町村長が指定することができることとされている。

1. 構造上の要件(津波に対して安全な構造方法等とすること。)
2. 避難上の要件(避難上有効な場所の配置, かつ, 当該場所までの経路の確保。)
3. 管理上の要件(津波発生時に住民等に解放させること等。)

東日本大震災を受け改定された「津波避難ビル等の構造上の要件の解説(平成24年3月)」(以下「新ガイドライン」とする)¹⁶⁾では, 旧ガイドラインで想定した数値シミュレーション等を元にした設計用浸水深ではなく, 各自治体で作成しているハザードマップに基づき設定すること, また, 津波防災地域づくり法に基づいて津波避難施設が指定される場合には, 同法第8条の規定により都道府県知事により定められる津波浸水想定に定める水深とすることが明示されている。また, 津波避難ビル等の構造上の要件として考慮すべき津波荷重に対しても, 今回の被災を踏まえ合理化が図られている。しかし, 津波避難を行うに当たり想定される現実的な問題は, 地震発生から津波到達までの時間が短い場合, 耐震基準, 耐津波性を有しない建物に避難せざるを得ない場合があることである。特に地盤に関しては地表面に変状が現れない場合があり, 津波により建物が転倒する恐れがある。例えば, 和歌山県串本町は, 砂州の上に多くの建物が密集しており, 人口1万7千人に対し, 避難困難者数3千人とされている¹⁷⁾。高台への避難経路は距離が長く, 現状の避難ビル指定2棟, 避難タワー1基では十分ではない。近い将来発生

が予測される南海トラフ巨大地震では, 串本町に第1波のピークが到達するのは6分から14分と推定されている。津波避難の際, 何が起きるのか, 想定外の事態が起きないように十分にシミュレーションし訓練しておく必要がある。

2. 飽和砂質地盤上の杭基礎を有する建築物に対する遠心模型実験

本実験には京都大学防災研究所のビーム型遠心力装置(半径2.5 m)を使用した。今回の実験では, 拡張型相似則¹⁸⁾を用い実物の1/200の模型を作製し, 20G場で実験を行った[1/10(仮想1G場), 1/20(遠心場)]。本相似則は, 遠心場の相似則と1G場の模型実験で使われることの多い相似則¹⁹⁾を組み合わせたものであり, 容量の限られた遠心場力装置で大規模な実物に対する模型実験を可能にするものである。模型寸法, 入力加速度, 計測データを換算する際には, 表1に示す変換係数を用いる。

一般に, 重力が卓越した流れに関する模型実験を行う際には, フルード数を原型と模型とで一致させた条件下で実験を行う。すなわち, 本実験では, 下記が成り立つ。

$$\frac{V_p}{\sqrt{g_p L_p}} = \frac{V_m}{\sqrt{g_m L_m}} \quad (1)$$

表1 拡張型相似則による各物理量の変換係数¹⁸⁾
(μ : 1g場の縮尺率, η : 遠心場の縮尺率)

	(1) 1g test	(2) Centrifuge test	(3) Gen. scaling factor
Length	μ	η	$\mu\eta$
Density	1	1	1
Time	$\mu^{0.75}$	η	$\mu^{0.75}\eta$
Frequency	$\mu^{-0.75}$	$1/\eta$	$\mu^{-0.75}/\eta$
Acceleration	1	$1/\eta$	$1/\eta$
Velocity	$\mu^{0.75}$	1	$\mu^{0.75}$
Displacement	$\mu^{1.5}$	η	$\mu^{1.5}\eta$
Stress	μ	1	μ
Strain	$\mu^{0.5}$	1	$\mu^{0.5}$
Stiffness	$\mu^{0.5}$	1	$\mu^{0.5}$
Permeability	$\mu^{0.75}$	η	$\mu^{0.75}\eta$
Viscosity	$1/\mu^{0.75}$	$1/\eta$	$1/(\mu^{0.75}\eta)$
Pore Pressure	μ	1	μ

ここで、 V_i (m/s) は水の流速、 g (m/s²) は重力加速度、 L_i (m) は長さである。添え字の i は、 p または m であり、それぞれ原型と模型に対応する。ここで式(1)を V_p について解き、次式を得る。

$$V_p = \frac{\sqrt{g_p L_p}}{\sqrt{g_m L_m}} V_m = \frac{\sqrt{1 \times 1}}{\sqrt{\eta \times \frac{1}{\mu \times \eta}}} = \mu^{0.5} \times V_m \quad (2)$$

ここで、 μ は 1 g 場の縮尺率、 η は遠心場の縮尺率である。一般的な遠心模型実験の場合、式(1)と表1の第(2)列より、フルード則は成立する。しかし、本研究では拡張型相似則を適用するため、フルード則が成り立つと仮定した場合、式(2)より流速の変換係数が $\mu^{0.5}$ となり、表1に示す拡張型相似則の速度変換係数 (= $\mu^{0.75}$) より小さいことがわかる。したがって、表1に示す変換係数を用いた本実験 ($\mu = 10$) では、速度に関しては実物換算値で、通常の遠心模型実験の約1.8倍となる。後述するが、本実験時の流速は約3.6 m/sであり、浸水深が6.0 m のとき、フルード数は約 $Fr = 0.5$ となる。一方、実際の津波の押波時のフルード数は、例えば女川町の場合、流速6.0 m/sで浸水深5.0 m と推定されている値を用いると $Fr = 0.9$ となる¹¹⁾。上述の実測値と比較すると実験における流速がやや過小評価されているが、実際の津波による水流と同様常流 ($Fr < 1$) となった。

本実験では、遠心力場で津波を模擬する水流を発生させることができる土槽を用いた(図2)。この実験土槽は、遠心力载荷装置のアーム内に設置した小型ポンペ(質量約10 kg)の圧縮空気の入りを電磁弁により制御することで、土槽側面の貯水槽の可動ゲートを急開し水流を発生させる。このような単純な機構のため、津波の第1波(押し波)だけが再現できる。また、貯水槽と反対側の側面に排水口を設け、水流が反射したり模型周辺にとどまったりすることなく土槽下部に設けた排水槽に流出するよう工夫している。本実験では、波高は建物高さの半分である約6 mとなるよう設定したが、この波高は可動ゲートの開口部の高さと同流側に設けた止水板の高さを調節することにより任意の高さに設定できる。ただし、本装置では、津波のような長波は再現できず、上に述べ

たような機構で水流を発生させるに過ぎない。したがって、第1波の継続時間は、開口部の面積と貯水量(最大4.5 L)に依存する。遠心場において長波挙動を再現した実験としては、例えば、三宅ら⁶⁾がある。

図3(a)-(c)に示すように、すべての実験ケースで液状化地盤の層厚と杭長とを一致させた。こうすることで、液状化層下部での杭の破断を模擬した。ただし、非液状化地盤に関しては、構造物模型直下に、加振による沈下を防ぐ目的でアルミブロック(Base metal)を設置し、残りの部分にはアルミブロックと等しい層厚の密地盤を作製した。同ブロックを用いることで、加振による液状化時の支持層の変形に依らず建物模型が傾斜しないため、実験の再現性が確保されることを確認した。このことにより、当然構造物直下の地盤とそれ以外の地盤とでは応答特性は異なるが、ここでは地盤を液状化させたときの再現性を確保することを主眼としており、この応答特性の違いが本研究で対象とする現象(水流による構造物の不安定化)に寄与する程度は小さいと判断した。

模型地盤は、上で述べたように珪砂7号を用いた飽和地盤とし、上部のゆる詰め液状化層とその下部に密詰めの非液状化層を設けた。珪砂7号の物性値および粒径加積曲線は表2および図4に示す通りである。ゆる詰め飽和砂地盤は、水中落下法を用いて相対密度が50%になるように作製し、下部の非液状化地盤は所定の密度($Dr > 90\%$)となるよう締め固めた。

一般に遠心模型実験では、地震動のような動的現象に関する時間の相似則と、土中水の浸透現象に関する時間の相似則が異なる。このため、両者の相似則を一致させるため飽和地盤作成時には、遠心加速度に応じて粘性を高めた間隙流体を使用することが多い。今回の実験では、土中の間隙流体として粘性が約113cSt(表1)のメトローズを使用した。浸透現象を考慮しなくても良い津波には水道水を使用した⁶⁾。

建築模型は上部の建物部と基礎部4本の杭から成る。杭は上部の建物部に剛結した。材質はステンレスであり、実験中に生じるたわみは小さいと

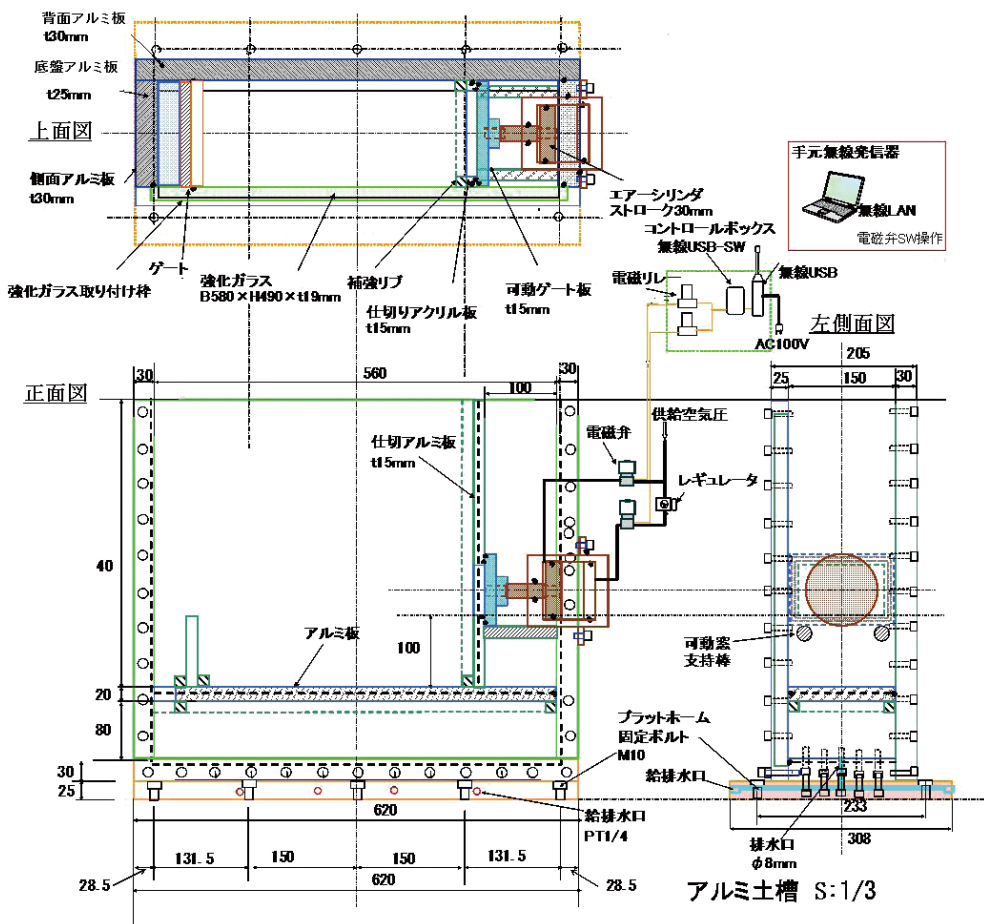


図2 津波発生土槽の概要

推測される。もともとは、建物と杭頭の間にゴムを入れその位置での杭の破断を想定した実験を意図していたが、再現性が得られなかったため便宜上剛結とした。したがって、現実の杭基礎とは挙動は大きく異なる。しかし、後で見るように摩擦杭としての機能は果たしており、一連の基礎的な実験結果を解釈する上で特に問題はない。部材諸元は表3に示す通りである。なお、建物部の比重は一般的なRC構造物の値を参照した²⁰⁾。この建物模型の転倒モーメントに対する安定性を後述べる谷本式³⁾(式(4)(5))により計算すると、簡単のため杭と支持力を無視すれば、水深約4.6m以上の津波が作用すると転倒する結果となる。

本実験において用いる計測機器は、すべての

実験ケース共通で間隙水圧計(SSK製:P306-A:容量200kPa)6台,加速度計(SSK製:A6H:容量 $\pm 50\text{m/s}^2$)5台,高速度カメラ(ナックイメージングテクノロジー製:MEMRECAMfx RX-6G)2台である。図3に示すように、加速度計6台のうち1台(Acc5)は、可動ゲートの解放時点を知るため同ゲートに接着した。また、地盤変位を計測するためのマーカーとして、土槽のガラス面に塗料で赤色に着色した乾麺そばを張り付けた。データのサンプリング間隔は、間隙水圧計および加速度計については1/200秒(200 Hz),高速度カメラについては1/500秒とする。加振周波数約60 Hz(モデルスケール)に対し、データのサンプリング間隔(200 Hz)を大きく取ったのは、本実験

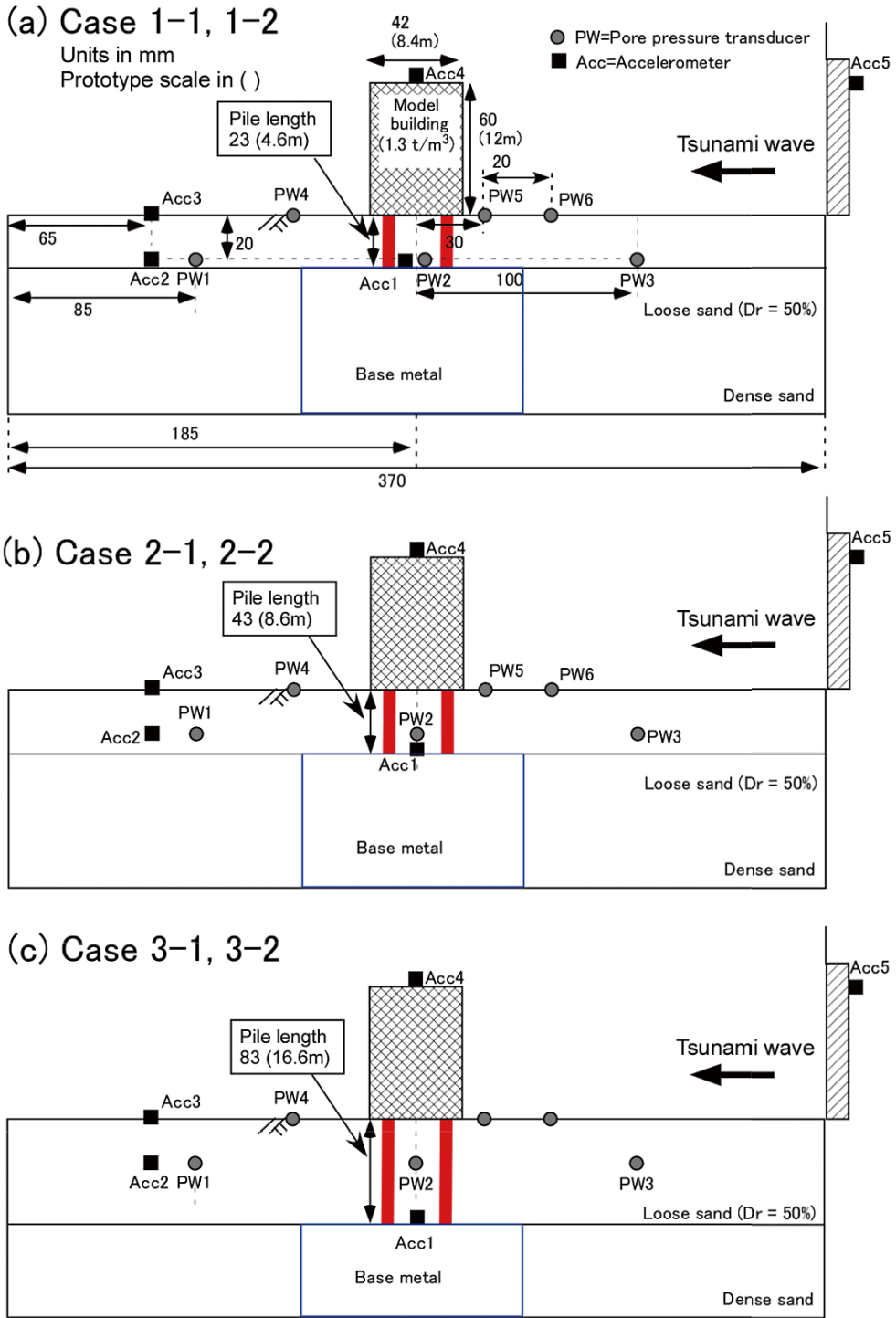


図3 模型概要の側面図とセンサーの配置：(a) Case 1-1, 1-2, (b) Case 2-1, 2-2, (c) Case 3-1, 3-2, () 内はプロトタイプ換算値。

表2 珪砂7号の諸量

最大間隙比	e_{max}	1.20
最小間隙比	e_{min}	0.70
平均粒径	mm	0.13
均等係数	-	1.88
土粒子密度	g/cm^3	2.62

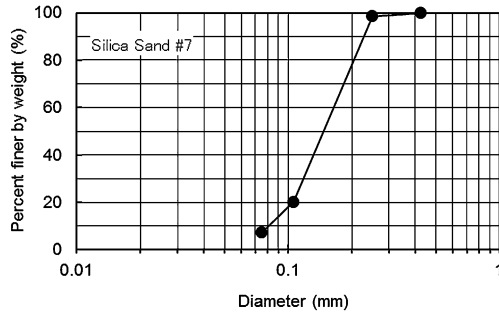


図4 珪砂7号の粒径加積曲線

のターゲットが加振中の動的挙動をモニターすることではなく、それよりも応答速度の遅い水流による構造物の応答を見ることだからである。また、加振開始から水圧消散に至るまでの長時間の応答を記録する必要があったため、記録データ数をできるだけ小さくしたいという意図もあった。したがって、後で示す過剰間隙水圧時刻歴を見るにあたってはこの点に注意が必要である。

実験は、杭長と津波到達時の過剰間隙水圧残留の有無をパラメータとして全6ケース実施した(表4)。加振波形としては、実物換算値で加速度振幅250 gal、振動数0.53 Hz、繰り返し回数100回の正弦波を用いた。このように過大な加振条件としたのは、地盤を完全に液状化させ、実験の再現性を確保するためである。貯水槽の可動ゲート開放のタイミングは、Case 1-1, 2-1, 3-1では過剰間隙水圧が高い状態の時、Case 1-2, 2-2, 3-2では加振後充分時間が経過し過剰間隙水圧が完全に消散した時点とした。なお、加振時の液状化判定は、地盤内の間隙水圧計PW1~3をモニターし、過剰間隙水圧 u が初期有効上載圧 (33.2 kPa) に等しくなる時とした。

図5は加振直後に津波を与えたCase 1-1, 2-1,

表3 杭基礎構造物模型の諸元：()内はプロトタイプ換算値

		建物	杭 (ステンレス)
幅	mm(m)	42 (8.4)	-
高さ	mm(m)	60 (12)	-
奥行き	mm(m)	80 (16)	-
直径	mm(m)	-	6 (1.2)
曲げ剛性	MN m ²	-	1.27x10 ⁻⁵ (2.04x10 ⁴)
密度	t/m ³	1.3	7.9

表4 実験ケース：()内はプロトタイプ換算値

Case	杭長 mm (m)	津波到達時の 過剰間隙水圧	残留傾斜角 (度)
1-1	23 (4.6)	残留	50
1-2		消散	0
2-1	43 (8.6)	残留	45
2-2		消散	0
3-1	83 (16.6)	残留	35
3-2		消散	0

3-1について、図6は加振後充分時間経過したのち津波を与えたCase 1-2, 2-2, 3-2について、実験模型の側面を高速カメラで撮影した画像であり、経時変化を観察することができる。図7は、過剰間隙水圧時刻歴 (PW2) を横軸対数で示した例であり、津波到達時の建物模型下部地盤内の過剰間隙水圧の状態を知ることができる。同図より、津波により間隙水圧が一時的に上昇するが、津波が去るとすぐにまた元の過剰間隙水圧レベルに戻ることが分かる。模型側面の経時変化を観察すると、図5より、いずれの実験ケースにおいても、建物は初期位置から下流側に移動していることがわかる。また、全ケースにおいて、津波の水位が構造物の高さの半分程度 (6 m) に達した時点で下流側に約5°傾く[図5 (1b) (2b) (3b)]。その後、Case 1-1, Case 2-1ではさらに傾き、水位が低下した後も傾斜が進行し[図5 (1c) (2c)]、最終的にはCase 2-1では建物は約45°傾いた[図5 (2d)]。表4に示すように、事前に予想されたことではあるが、杭が短いほど建物の傾斜角は大きくなった。これは、液状化地盤中ではあるが、杭の長さに応じて抵抗力が発揮されるため、杭長が

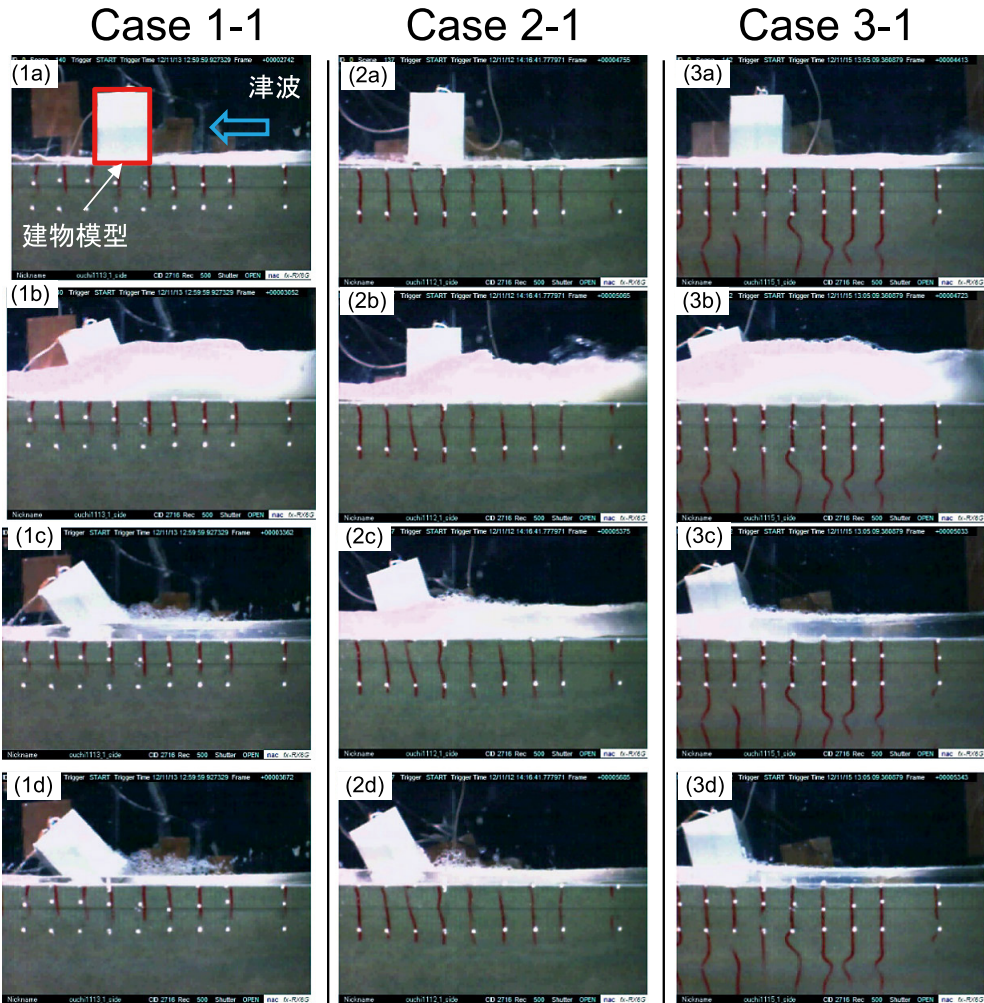


図5 高速度カメラによる建築物模型の変位の様子 (スライド間の時間間隔は模型スケールで0.62秒) : (1a) - (1d) Case 1-1, (2a) - (2d) Case 2-1, (1a) - (1d) Case 3-1

大きいほど抵抗力が大きいためであると推察される。

Case 3-1では、水位が6 m程度に達するまでは動かず、水位がそれを越えたあたりで徐々に下流方向に回転をはじめ傾斜する。津波の水位が低下した直後は15°程度下流方向に傾いたが、水位が低下した後も回転が進行し、最終的には35°程度傾いた。一方、過剰間隙水圧が完全に消散してから津波を作用させた場合には、図6に示すように、全ケースにおいて、津波高さが建物の半分程度の時 [図6 (1b) (2b) (3b)], 若干傾斜するもの

建物は転倒せず、ほぼ元の位置にとどまっていることがわかる。下部地盤に着目すると、Case 2-1では構造物下部の地盤が水流に沿って陸側へ変形していることが確認できるが [図5 (2d)], Case 2-2ではそのような変形は見られない [図6 (2d)]。

先に述べた実験時の流速は、二つのセンサー (PW5とPW6) での津波到達の時間差とセンサー間の距離から概算できる。すなわち、

$$V = \frac{D}{T_1 - T_2} \tag{3}$$

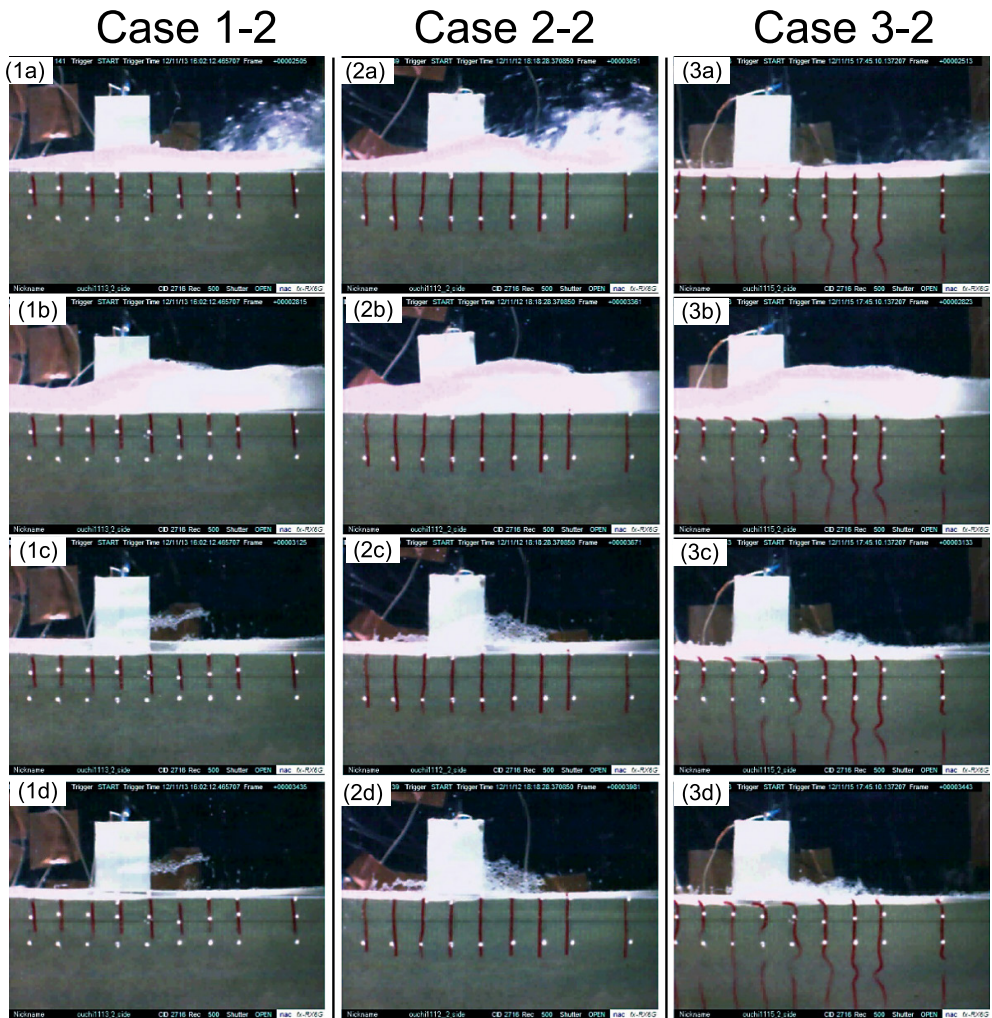


図6 高速度カメラによる建築物模型の変位の様子（スライド間の時間間隔は模型スケールで0.62秒）（加振後充分時間が経過したのち津波を与えた場合）：(1a) - (1d) Case 1-2, (2a) - (2d) Case 2-2, (1a) - (1d) Case 3-2

V ：流速 (m/s)

T_1 ：PW5がピークとなる時刻 (s)

T_2 ：PW6がピークとなる時刻 (s)

D ：PW5とPW6の距離 (m)

である。これから算出される津波の流速は、約3.6 m/sである。

図7に示す過剰間隙水圧時刻歴 (PW2) より、津波が到達したときの過剰間隙水圧の程度がわかる。同図 (a), (c), (e) と同図 (b), (d), (f) の液状化による水圧の上昇程度を比較すると、本来

実験ケースによらず同程度の水圧上昇を見込んでいたが、前者の方が後者よりも大きいことがわかる。この原因については不明であるが、少なくとも後者の実験ケースでは非液状化状態で津波を与えていることは確認できるため、前者と後者の比較には特に支障はないものと思われる。

以上の実験結果より、地盤が液状化し杭の横抵抗および周面摩擦力が減少している状態で津波の波力を受けると、杭基礎を有する建築物が転倒するメカニズムが確認できた。また、地盤が液状化

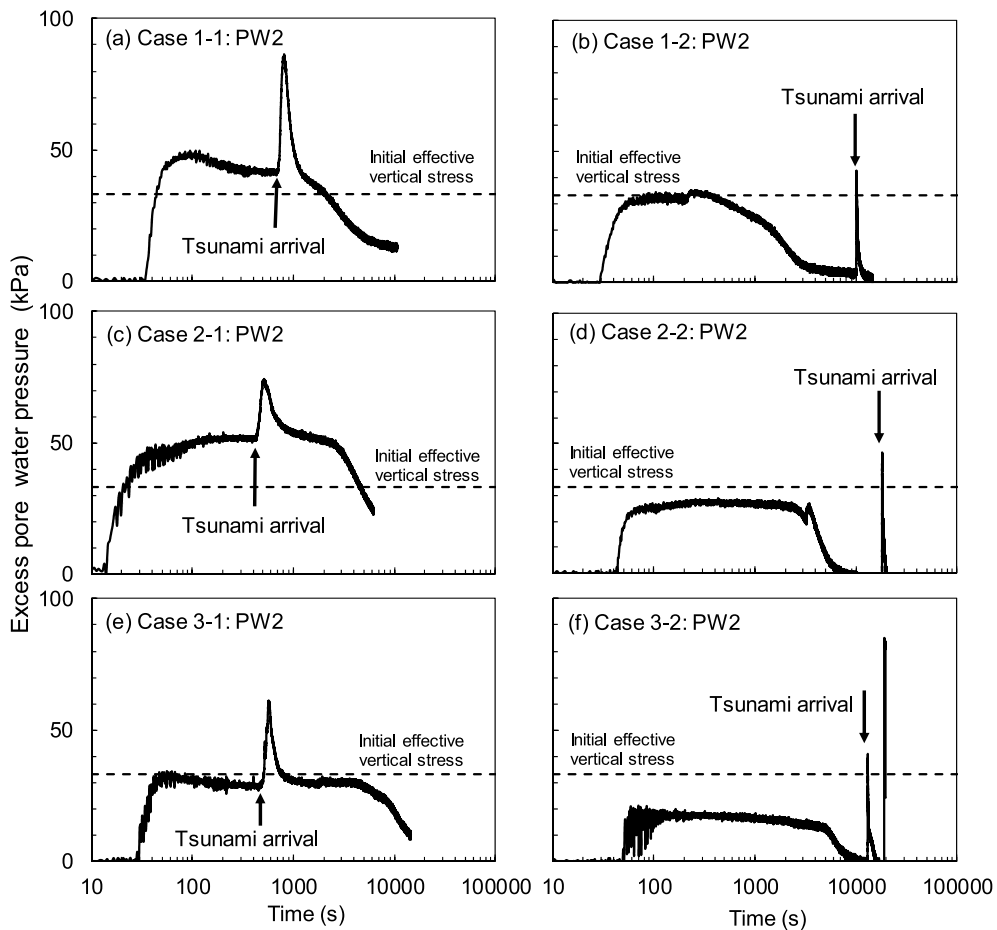


図7 過剰間隙水圧時刻歴 (PW2) : (a) Case 1-1, (b) Case 1-2, (c) Case 2-1, (d) Case 2-2, (e) Case 3-1, (f) Case 3-2

しているときに水流が作用すると、その鉛直荷重により地盤が変形することを確認した。

3. 飽和砂質地盤上の杭基礎を有する建築物に対する2次元有効応力解析

本研究における数値解析には、土の応力ひずみ関係を多重せん断ばねモデル(カクテルグラスモデル)で表現する大変形有効応力解析法 FLIP/TULIP (ver.6.1.0)²¹⁻²³⁾を使用した。解析メッシュは遠心模型の実物スケールをもとに図8のように設定した。地盤要素は、非線形弾塑性挙動を表現するカクテルグラスモデル、建物については線形平面要素、杭については線形はり要素とする。杭

は地盤のすり抜けの効果を考慮できるよう、地盤節点とはり要素の節点間に杭-地盤相互作用ばね要素を導入した²⁴⁾。液化化層厚(=杭長)に関しては、Case 2-1と等しい8.6 mとする。津波到達時に、杭基礎構造物の建物部分および杭と下部地盤の間には摩擦力が働くため、ジョイント要素を用い滑動と剥離を再現した。ジョイント要素は原則として、垂直方向の引張力は負担しない。圧縮側ではせん断強度に達するまではせん断方向の初期剛性に応じた力で負担する。せん断強度は剥離状態でない限り、垂直方向の拘束圧に基づき計算される。なお、剥離状態ではせん断強度はゼロである。建物と杭の接合部は変位と回転を固定する。

津波は、静水圧を強制間隙水圧として海側地表面に分布荷重として与え、波力は、谷本ら³⁾による津波波力算定式により求め、建物海側の側面に与える。本研究で用いた有効応力解析法は、地盤、構造物と流体との相互作用解析機能を有していない。したがって、ここでは実験結果を忠実に再現するのではなく、本解析法によって、津波の影響を単純に静水圧で与えることで構造安定計算ができるかどうかを検討したい。

図8に示すように、波圧を水面（本解析の場合は地下水面である地表面）からの高さ η^* での波

圧ゼロから地表面での波圧 P_1 まで直線分布で一律に仮定する。ここで、 η^* 、 P_1 は次のように与える^{3,14)}。

$$\eta^* = 3.0 \times a \tag{4}$$

$$P_1 = \rho_w g \eta^* \tag{5}$$

ここで、 ρ_w (t/m^3)：水の密度、 g (m/s^2)：重力加速度、 a (m)：波高とする。以上の算定式から求めた波高6.0 mに相当する波力を分布力として求め、この分布力を建物の各節点に対する節点力と

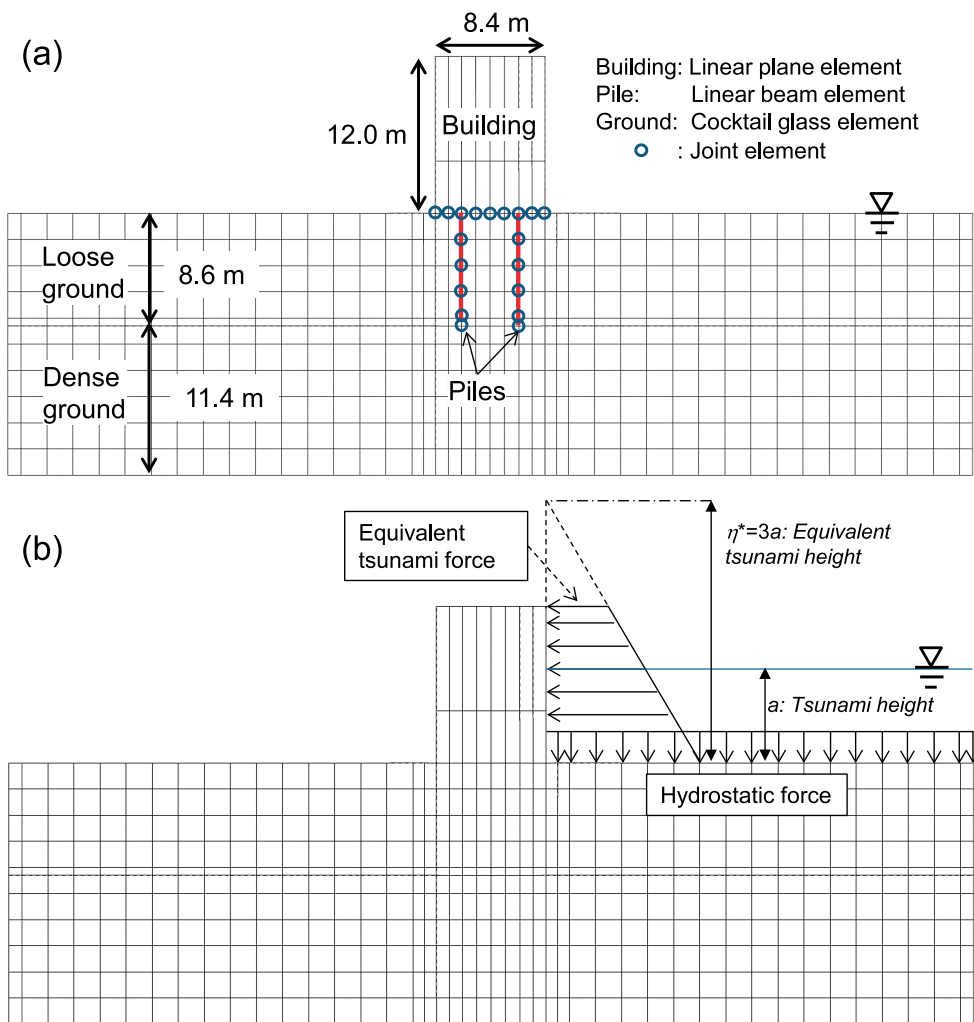


図8 解析メッシュ：(a) 要素種別、(b) 津波波力の与え方

して与える。ただし、この節点力は時間とともに漸増し40秒間で波高6.0 mの津波に相当する波力を与えるものとする。また、40秒経過後、50秒間継続して一定の津波力を与え続けた。用いた地盤パラメータ(表5)は、模型実験で用いた砂に対して実施した非排水繰返し中空ねじり試験と定水位透水試験より決定した。なお両試験の実験条件は、相対密度50%の飽和砂である。液状化パラメータの設定に際しては、液状化強度曲線の実験値にフィッティングした(図9)。また、建物部分の物性値と杭の物性値、ジョイント要素のパラメータに関しては表6に示すように設定した。

解析は、加振の有無による2ケース(Case 1: 加振あり, Case 2: 加振なし)のみ実施した。Case 1では、まず図10に示す正弦波(1.0Hz, 片振幅2.5 m/s², 継続時間20秒)で加振し、加振終了から10秒後に水位上昇を開始した。両ケースともに、津波の水位は40秒間で6.0 mとなるよう漸増させた。

解析の手順は、まず排水条件で静的解析(自重解析)を行い、その後、排水条件下で地震動と津波の影響を考慮する動的解析を行う。先に述べたように、地盤に作用する津波の水圧を強制間隙水圧、建物側面に作用する水圧は分布荷重として与える(=節点集中力に換算される)。水位上昇開始時刻から水位上昇完了時刻の間に、荷重及び間隙水流入量を増加させ、水位上昇完了時刻で所定の水圧の大きさになるよう設定する。

図11に示す最終変形図より、杭基礎を有する建

築物の変形が確認できる。解析終了時の残留水平、鉛直変位は、Case 1では、それぞれ2.18 m, 0.72 mであるのに対し、Case 2では、1.24 m, 0.29 mと小さい。また、地盤の変形に着目すると、Case 1では建物の中心から下流側へ約30 m, 上流

表5 数値解析に用いた地盤パラメータ

		液状化層	原地盤
質量密度	g/cm ³	1.85	1.94
間隙率	-	0.45	0.45
初期せん断剛性	kPa	5.57 × 10 ⁴	1.25 × 10 ⁵
体積弾性係数	kPa	1.45 × 10 ⁵	3.26 × 10 ⁵
平均有効拘束圧	kPa	98.0	98.0
拘束圧依存係数	-	0.5	0.5
内部摩擦角	度	38.48	30.00
粘着力	kPa	0.0	0.0
減衰係数	-	0.24	0.24
透水係数	m/s	1.46 × 10 ⁻⁴	1.00 × 10 ⁻⁸
変相角	度	28	-
ϵ_d^{cm}	-	0.020	-
r_{dc}	-	3.00	-
r_{cd}	-	0.25	-
q_1	-	1.0	-
q_2	-	1.5	-
r_0	-	0.5	-
l_k	-	2.0	-
r_k	-	0.5	-
S_1	-	0.005	-
c_1	-	1.575	-
q_{us}	-	0.0	-
q_i	-	1.15	-
r_{gamma}	-	0.1	-
r_{rmp}	-	0.5	-

表6 建物部分の物性値

		建物	杭	ジョイント	
		線形平面要素	線形はり要素	建物底面	杭
ヤング率	kPa	3.14 × 10 ¹⁰	-	-	-
せん断弾性係数	kPa	-	7.40 × 10 ⁸	-	-
ポアソン比		0.30	0.30	-	-
密度	t/m ³	1.3	7.93	-	-
外径	m	-	1.2	-	-
断面積	m ²	-	1.131	-	-
法線方向剛性	kPa/m	-	-	1.0 × 10 ⁴	1.5 × 10 ⁸
接線方向剛性	kPa/m	-	-	1.0 × 10 ⁴	0
粘着力	kPa	-	-	0	0
摩擦角	度	-	-	31	0

側へ約25 m の範囲内でせん断変形が見られ、下流側へと地盤が押し出されている。また、それに伴い建物周辺の上流側の地盤では沈下が、一方、下流側の地盤では隆起している。Case 2では建物の中心から下流側へ約 8 m、上流側へ約 6 m の比較的狭い範囲内でのみ地盤の変形が見られるが、

Case 1と同様、同範囲内の上流側の地盤では沈下が、下流側の地盤では隆起が見られる。

図12に示す有効応力減少比 ($= 1 - \sigma'/\sigma'_0$, σ' : 有効応力, σ'_0 : 初期有効応力) 分布の継時変化より、Case 1では、水位上昇開始時点で、杭間地盤以外は液状化していることがわかる。また、時間の経

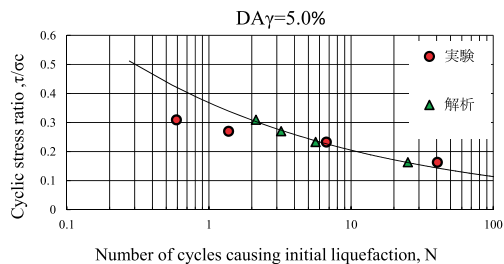


図9 7号珪砂の液状化強度曲線に対する解析によるフィッティング

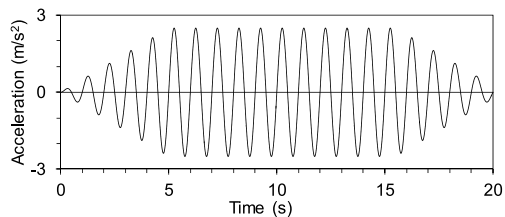


図10 数値解析に用いた入力加速度時刻歴

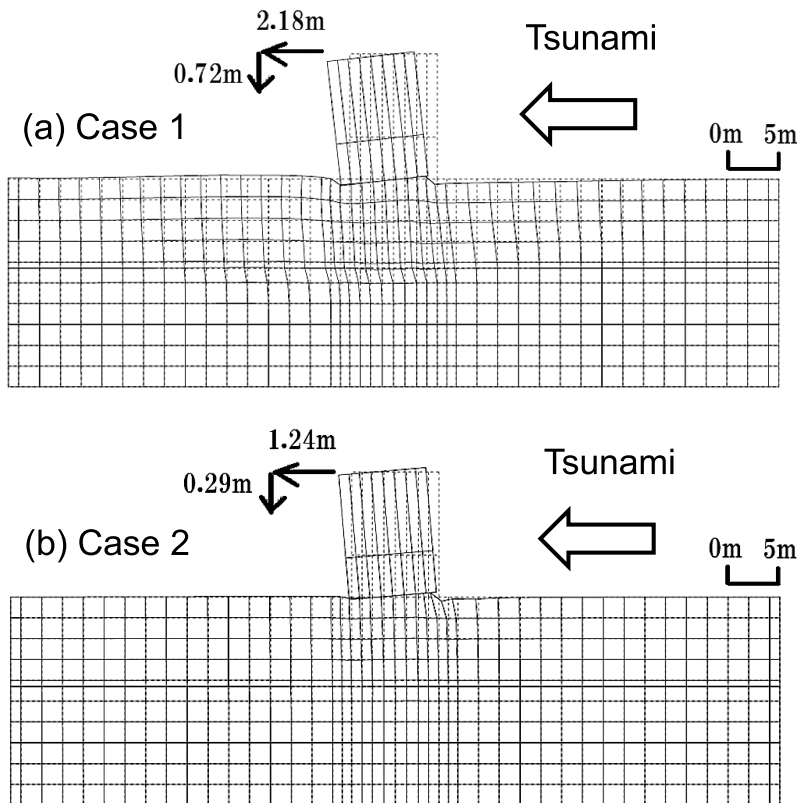


図11 数値解析による残留変形図：(a) Case 1, (b) Case 2

過とともに、有効応力が回復している様子も見て取れる。特に、建物背後の陸側の地盤は、建物の傾斜に伴うせん断変形を受け、体積膨張により有効応力が急速に回復している。杭間地盤が液状化していないのは、上部構造物によって土被り圧が増加していることも原因のひとつではあるが、杭間地盤のメッシュサイズが大きいいため杭によってこの部分のせん断変形が過度に抑制されているた

めであると思われる。これについては、解析メッシュを細かくすれば液状化に至るものと推察される。本研究では、主として液状化後の津波波力の影響を考察対象とするため同メッシュによる解析結果について考察することにする。同図より、両ケースともに、建物直下の地盤で水位上昇とともに有効応力が減少していることがわかる。特に建物直下海側の地盤で有効応力が減少している。こ

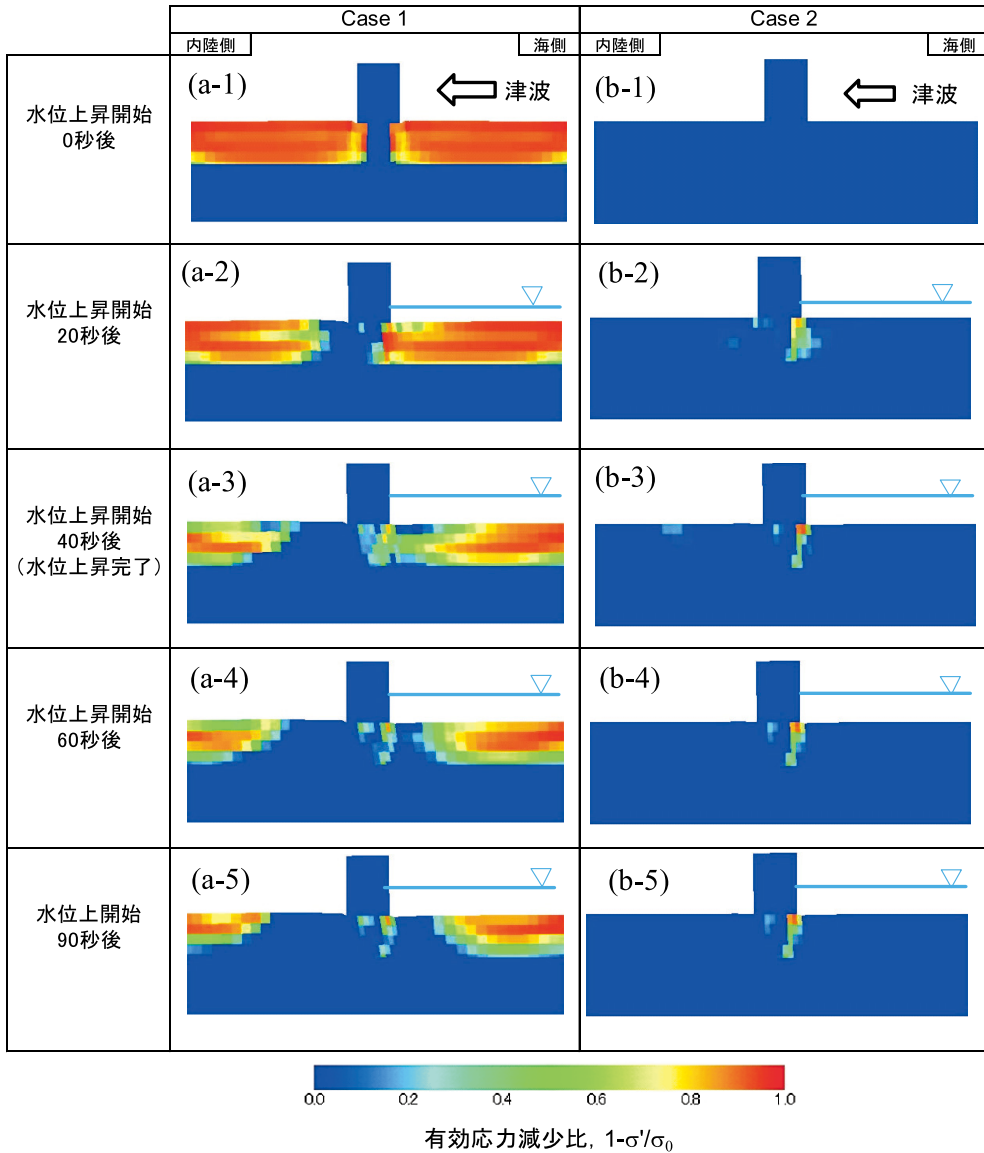


図12 下部地盤の有効応力減少比分布の継時変化

れは、建物側面に作用する津波波力によって建物に転倒モーメントが作用し、海側の上載荷重が減少するためである。これは解析上、地盤と建物底部が密着しているためであるが、仮にこれが実現現象を再現するのであれば、地盤の軟化と水流により建物直下海側の地盤が大きく洗掘される可能性があることを示唆している。この条件を満たす基礎形式としては、基礎全面で上載荷重を支えるべた基礎がある。

4. 結論

本研究では、これまで検討されてこなかった地盤液状化と津波による杭基礎を有する建築物の転倒機構を解明するため、遠心模型実験と2次元有効応力解析を行った。遠心模型実験は、寸法が8.4 m × 16 m × 12 m の杭基礎を有する建築物を対象に、拡張型相似則を適用して200分の1の模型を作成し、20 g の遠心場で行った（仮想1G場の縮尺1/10）。実験は、津波到達時の過剰間隙水圧の残留の有無と杭長をパラメータとして全6ケースを行った。主な計測項目は、加速度、間隙水圧、および側面からの高速度カメラによる撮影による模型の変位である。2次元有効応力解析には、カクテルグラスモデルによる有効応力法の有限要素プログラム (FLIP/TULIP Ver. 6.1.0) を使用し、実験結果との比較検討を行うとともに、液状化地盤内の水圧変化に着目し、破壊機構を考察した。これらを通じて明らかになった点は以下の通りである。

遠心模型実験より、過剰間隙水圧が残留する状態で津波が到達すると、建築物模型の転倒、周辺地盤の下流方向への変形が観察された。また液状化層厚が小さいほど（＝杭長が短いほど）建築物模型の傾斜角が大きくなった。これより、津波による杭基礎を有する建築物の転倒被害について、下記のような複合的な要因が考えられる。すなわち、強振動による地盤液状化により、杭の横抵抗及び周面摩擦力が減少する。その後、地盤の間隙水圧が高い状態が維持されている状態で、本研究で検討した高さ12 m の建物では、その高さの半分程度、約 6 m の波高を持つ津波が到達すると、

その建物部分には波力と浮力が同時に作用することにより構造物が下流側へ押され、建築物が転倒に至ると考えられる。

数値解析による地盤内の有効応力減少比の時間的な推移より、津波到達時に、液状化による過剰間隙水圧が残留している場合、地盤の内陸側へのせん断変形、建物直下地盤の有効応力の低下、杭基礎構造物の変形といった一連の破壊機構を確認した。また、建物に作用する波力により建物が傾斜し、特に建物直下海側の地盤の有効応力が低下することがわかった。これにより、海側地盤が軟化し、その後の津波によって洗掘される可能性が示唆される。

今回検討対象としたのは、現行の基準では津波避難ビルとして認定されない建物であるが、現実的な問題として、地震発生から津波到達までの時間が短い場合には、このような建物に避難せざるを得ない状況が想定される。津波避難の際、何が起きるのか十分にシミュレーションし、訓練しておく必要がある。

参考文献

- 1) 土木学会地震工学委員会：土木学会東日本大震災被害調査団緊急地震被害調査報告書，<http://committees.jsce.or.jp/report/node/43,2011> (2014年4月16日参照)。
- 2) 杉村義広・三辻和弥：津波による転倒・流失した建物の調査，基礎工，Vol. 40, No. 12, pp. 71-75, 2012。
- 3) 谷本勝利・鶴谷広一・中野 晋：1983年日本海中部地震津波における津波力と埋立護岸の被災原因の検討，第31回海岸工学講演会論文集，pp.257-261, 1984。
- 4) 池野正明・松山昌史・田中寛好：ソリトン分裂津波の大陸棚上での変形とその防波堤設計波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，土木学会，Vol. 45, pp.366-370, 1998。
- 5) 水谷 将・今村文彦：構造物に作用する段波波力の実験，海岸工学論文集，土木学会，Vol. 47, pp.946-950, 2000。
- 6) 三宅達夫・角田絃子・前田健一・坂井宏隆・今瀬達也：津波の遠心力場における実験手法の開発とケーソン式防波堤への適用，海洋開発論文集，Vol. 25, pp.87-92, 2009。

- 7) 今瀬達也・前田健一・三宅達夫・澤田 豊・角田紘子・鶴ヶ崎和博：遠心模型実験及び SPH 法による津波が作用する海岸構造物の被害予測技術開発, 地盤工学会誌, Vol. 60, No. 3, pp.16-19, 2012.
- 8) 有川太郎・佐藤昌治・下迫健一郎・富田孝史・辰巳大介・廉 慶善・高橋研也：釜石湾口防波堤の津波による被災メカニズムの検討－水理特性を中心とした第一報, 港湾空港技術研究所資料, No. 1251, 2012.
- 9) 矢追裕士・井合 進・飛田哲男：津波による防波堤の複合破壊機構に関する遠心模型実験と解析, 土木学会第67回年次学術講演会, pp.III-218, 2012.
- 10) 国土交通省 東北地方整備局 釜石港湾事務所, 2012.
- 11) 磯谷泰市・井合 進・飛田哲男：液状化・津波による海岸堤防変形挙動, 土木学会第67回年次学術講演会, pp.III-192, 2012.
- 12) 越村俊一・郷右近英臣：東北地方を襲った津波の流況と建物被害, http://www.dcr.c.tohoku.ac.jp/surveys/20110311/docs/20110610_1-2_koshimura.pdf, 2011 (2014年4月7日参照).
- 13) 田村修次：東日本大震災の津波による建築被害, 京都大学防災研究所年報, Vol. 第55号 A, pp.181-191, 2012.
- 14) 川島一彦・小長井一男：第11章その他の被害, 土木学会東日本大震災被害調査団緊急地震被害調査報告書, pp.11-1-11-16, 2011.
- 15) 内閣府：津波避難ビル等に係るガイドライン, 津波避難ビル等に係るガイドライン検討会, 内閣府政策統括官(防災担当), 2005.
- 16) 国土交通省：津波避難ビル等の構造上の要件の解説, 国土技術政策総合研究所資料, 第673号, 2012.
- 17) 串本町：串本町津波防災対策基本計画, http://www.town.kushimoto.wakayama.jp/file/bousai/kihon_low.pdf, 2008 (2014年4月16日参照).
- 18) Iai, S., Tobita, T. and Nakahara, T.: Generalized scaling relations for dynamic centrifuge tests, *Geotechnique*, Vol. 55, No. 5, pp.355-362, 2005.
- 19) Iai, S.: Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field. *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 1, pp. 105-118, 1989.
- 20) 羽倉弘人・杉野孝文・宮原 宏・足立一郎：建築土木荷重便覧, オーム社, 1976.
- 21) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 2, pp.1-15, 1992.
- 22) 上田恭平：砂の力学モデルとしての多重せん断モデルの大変形解析の定式化及びその適用性に関する研究, 京都大学博士学位論文, 2010.
- 23) 井合 進・飛田哲男・小堤 治：砂の繰り返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンスー関係, 京都大学防災研究所年報, Vol. 51, 2008.
- 24) 小堤 治：液状化地盤上の地盤・構造物系の被害程度推定のための数値解析法に関する研究, 京都大学博士学位論文, 2003.

(投稿受理：平成26年4月28日
訂正稿受理：平成26年10月28日)

要 旨

2011年東北地方太平洋沖地震によって発生した津波では、沿岸部を中心に甚大な被害が発生した。同地震および津波により、宮城県女川町では杭基礎を有する S 造、RC 造建築物が転倒したことが報告されている。その被災要因については津波の波力、地盤の液状化、地盤変状に伴う杭の抜けや破断といった複合的な要因が考えられる。本研究では、これまで検討されてこなかった地盤液状化と津波による杭基礎を有する建築物の転倒機構を解明するため、遠心模型実験と2次元有効応力解析を行う。実験結果より、地盤液状化に伴う支持力低下と津波による波力と浮力が同時に作用することにより構造物が下流側へ押され、建築物が転倒に至るといった複合的な要因が示唆される。また数値解析結果より、建物に作用する波力により建物が傾斜すると、特に建物直下海側の地盤の有効応力が低下することがわかる。これにより、海側地盤が軟化し、その後の津波によって洗掘される可能性が示唆される。