

## 14. 東京低地の既設橋梁をモデル化した橋脚-基礎系の動的遠心載荷実験

### Centrifuge Model Test on the Dynamic Response of Typical Pier-Basement Systems Existing in Tokyo Lowland

技術調査課 廣島 実、岡田佳久（現北多摩南部建設事務所）、小川 好

#### 1. はじめに

現在、東京都建設局が管理する橋梁は約 1200 橋ある。これらの架設年代は関東大震災後の震災復興期、第二次大戦後の復興期、高度経済成長期の 3 つの時代に分けられ<sup>1)</sup>、設計基準の違いにより各橋梁の耐震性能が大きく異なっている。

そこで、当所では既設橋梁の耐震性能を簡易に評価する方法として 2 質点 3 自由度モデル(以下 SR モデル 図-1)による地震応答解析プログラムの開発を行ってきた<sup>2)3)4)5)</sup>。SR モデルは、入力地震動の設定や地盤と基礎の相互作用をモデル化するバネ(以下集約バネ)の設定が難しく確立された手法はない。

既往の研究<sup>5)</sup>では、液状化地盤における既設橋梁について集約バネを 3 パターン設定した SR モデルを作成し、レベル 2 地震動時の液状化地盤条件下における 2 次元 FEM による有効応力解析との比較検討をおこなっている。この結果、集約バネの設定パターンの相違による影響は小さく、液状化地盤における SR モデルは概ね 2 次元 FEM 有効応力解析の結果を再現できるとしている。しかしながらこれまでの検討は、SR モデルを FEM 解析で評価する、すなわち解析を解析で評価しているため、実橋での SR モデルの適用性評価までは至っていない。

このため、液状化発生の可能性が高い東京低地の地盤と橋梁をモデル化し、レベル 2 地震動時の液状化・非液状化地盤条件下の動的遠心載荷実験による検証と、同モデルの 2 次元 FEM 有効応力解析をおこなった。

このうち本報では、動的遠心載荷実験の概要と結果について報告する。

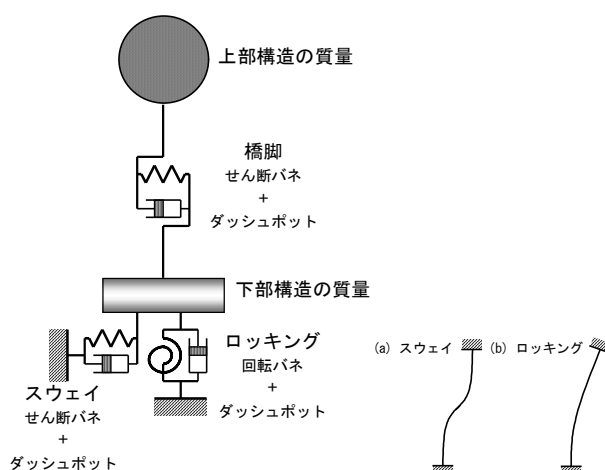


図-1 SR モデル

#### 2. 遠心載荷模型実験の概要

##### 2.1 遠心載荷模型実験

地盤工学分野における遠心載荷模型実験は、縮小模型地盤に遠心重力を作用させることで実際の地盤の応力状態を再現させるものである。これは、地盤材料は拘束圧依存性が強いためであり、実際の地盤中の拘束圧と同様にすることで模型実験の明確な相似則が成立する<sup>例え 6)</sup>。すなわち、模型地盤に遠心力で圧力を与えることにより実際の地盤中の応力状態を表わすことを利用したものである。これにより、地盤と杭等の地中構造物との質量密度や剛性、応力-ひずみ関係について実物と同等の条件での模型実験が可能となり、特に地盤と構造物の相互作用を解明するような模型実験において、破壊状態を含む非線形領域に至るまでの現象を再現し評価できる利点を有する。

## 2.2 遠心载荷装置

遠心载荷実験装置は、遠心重力を発生させる回転装置(図-2)と地震動を再現する遠心振動台(図-3)で構成される。

回転装置の最大回転半径は 7.00mであり、最大搭載容量は 700tonf\*g(6,860kN)である。ただし、本計画地盤における有効半径は 6.65mになる。この回転装置には2つのバケットが搭載されているが、本実験で使用するのは振動台バケットであり、静的バケットにはバランスウェイトが設置される。

遠心振動台の搭載面積は長さ 2.2m、幅 1.07m である。加振方向は水平一方向で、加振能力は最大加振力 120tonf(1,176kN)である。加振方式は電気油圧式アクチュエータを採用し、デジタル制御によって高振動数までの応答特性を確保している。

## 2.3 計測システム

計測システムは、回転装置内に設置されたオンボードコンピュータ制御のアンプ類及び A/D 変換装置と伝送部及び地上にある収録部で構成される。最大計測総数は 64ch であり、本実験では計測する物理量は、変位、加速度、ひずみ、間隙水圧、土圧、温度等である。

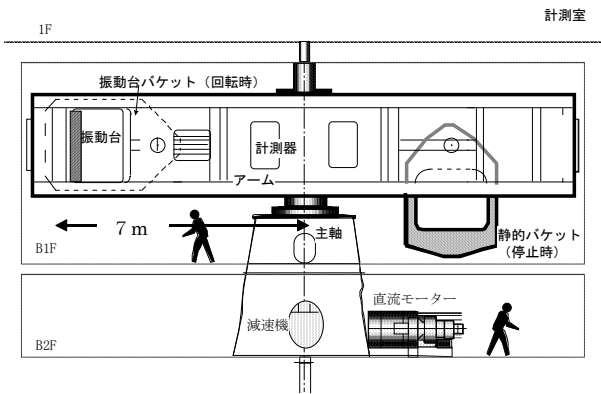


図-2 遠心载荷模型実験装置の構成

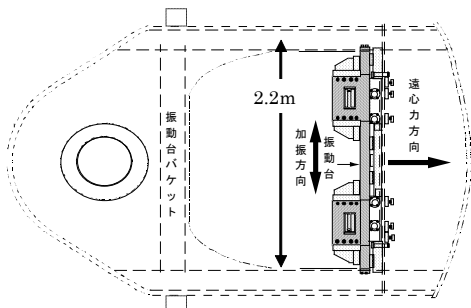


図-3 遠心振動台の構成

## 2.4 相似則

表-2に遠心重力場( $N_g$ 場)で成立する地盤及び地中構造物の相似則を示す。この相似則は、静的・動的問題まで共通して成立するが、時間の縮尺に関しては浸透・透水に関する相似率と動的問題に関する時間の相似率は異なることに留意する。

表-2 遠心重力場 ( $N_g$  場) で成立する相似則

物理量	記号	相似率
幾何的寸法	$l$	$1/N$
応力	$p$	1
ひずみ	$\varepsilon$	1
密度	$\rho$	1
加速度	$a$	$N$
速度	$v$	1
変位	$d$	$1/N$
時間	$t$	$1/N$
振動数	$f$	$N$
透水係数	$k$	$N$
梁の曲げ剛性	$b$	$1/N^4$
圧密・透水時間	$t$	$1/N^2$

表-3 実験ケース

ケース	1	2	3	4
模型地盤	非液状化地盤		液状化地盤	
橋脚模型	基本	共振	基本	共振

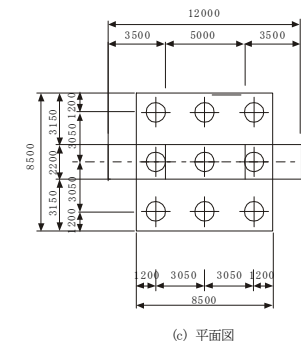
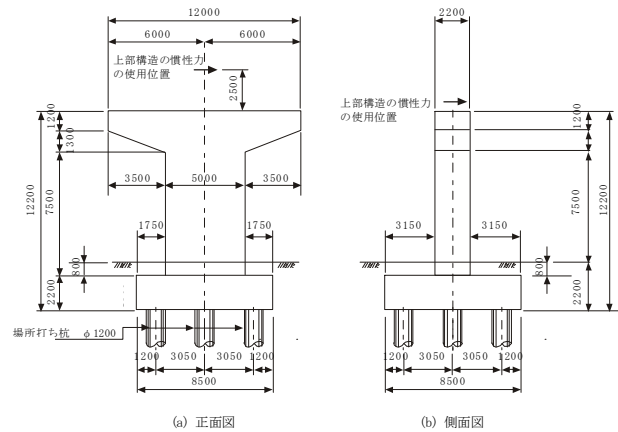


図-4 実験対象とした杭基礎-橋脚モデル<sup>7)</sup>

### 3. 実験方法

#### 3.1 実験ケースおよび遠心加速度

遠心載荷振動実験は液状化地盤及び非液状化地盤を対象にして、それぞれ構造物を2体ずつ設置し、全体で4ケースを実施した。表-3 に実験ケース一覧を示す。いずれのケースにおいても、図-4 に示すプロトタイプに可能な限り相似則を満足した模型(以下基本模型と呼ぶ)と基礎部分(フーチング及び杭基礎)は基本模型と同じで地盤の固有周期に近い模型(以下共振模型と呼ぶ)の2つの模型を作成し、2体同時に土槽内に設置して加振した。実験での遠心重力は  $60g(1g=9.8m/s^2)$  とした。

#### 3.2 模型地盤

##### 3.2.1 土槽

遠心模型実験用せん断土槽(内寸:長さ 1900mm、幅 800mm、深さ 600mm)内に模型地盤を作製し、遠心重力  $60g$  での換算寸法は長さ 114m、幅 48m、深さ 36m である。

#### 3.2.2 模型地盤および固有振動数

地盤は液状化地盤及び非液状化地盤ともに、2層地盤でモデル化した。表-4 に層序ごとの使用材料を示す。また参考として、(3.1)式に示す遠心場での平均有効応力  $\sigma'_m$  と  $V_s$  の実験式(図-5)<sup>8)</sup>から定めた  $V_s$  とそれにより定まる地盤の固有振動数を示した。なお液状化地盤ケースでは、間隙水に水の60倍の粘性係数に調整したメチルセルロース水溶液を用いた。これは、表-2の相似則のとおり、遠心重力場での透水係数が  $N$  倍(本試験では60倍)となるため、間隙流体の粘性係数を調整することで過剰間隙水圧の発生が継続するようにしたものである。

$$V_s = V_{s0} \times (\sigma'_m / \sigma'_{m0})^{0.2} \quad \dots(3.1)^{8)}$$

$$V_{s0} = 135 \text{ m/s (乾燥地盤)、}$$

$$V_{s0} = 115 \text{ m/s (飽和地盤)、}$$

$$\sigma'_{m0} = 20.96 \text{ kN/m}^2$$

表-4 模型地盤

##### 液状化地盤

層	名称	仕様	層厚H		z (m)	$\gamma$ g/cm <sup>3</sup>	$\sigma'_m$ kN/m <sup>2</sup>	$V_s$ m/sec	0.8Vs m/sec	4Hi/Vsi
			model(cm)	proto(m)						
1	上部軟弱層	7号珪砂Dr=60% 飽和	17	10.2	5.1	0.87	29.1	123	98	0.00692
2	下部層	4号珪砂Dr=90% 飽和	33	19.8	9.9	0.93	118.3	163	130	0.01015
									$\Sigma$	0.01707
									f(Hz)	58.6

##### 非液状化地盤

層	名称	仕様	層厚H		z (m)	$\gamma$ g/cm <sup>3</sup>	$\sigma'_m$ kN/m <sup>2</sup>	$V_s$ m/sec	0.8Vs m/sec	4Hi/Vsi
			model(cm)	proto(m)						
1	上部軟弱層	7号珪砂Dr=60% 不飽和	17	10.2	5.1	1.40	46.6	158	127	0.00536
2	下部層	4号珪砂Dr=90% 不飽和	33	19.8	9.9	1.49	189.7	210	168	0.00787
									$\Sigma$	0.01323
									f(Hz)	75.6

\*  $\gamma$  は仮定した相対密度と砂の物理試験結果(後掲表 3-4)より算定

\*\*  $i$  層目の有効上載圧  $\sigma'_{vi} = \Sigma \gamma_{i-1} H_{i-1} + \gamma_i z_i$  ( $\gamma$ : 水中重量密度、H: 層厚、z: 層中心深さ)

\*\*\* 平均有効応力  $\sigma'_m = 2/3 \sigma'_v$

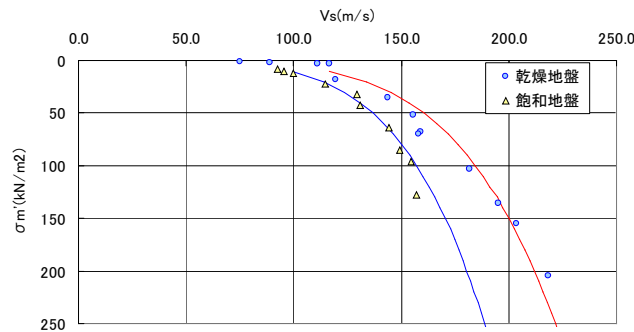


図-5 平均有効応力  $\sigma'_m$  と  $V_s$  の関係(緩詰地盤; Dr=42%)

### 3.3 試験模型の検討

#### 3.3.1 橋脚

橋脚剛性は、プロトタイプの橋脚の降伏剛性  $EI_p$  と等価な断面とする。文献<sup>7)</sup>より降伏剛性は、 $EI_p=4.08E+07kNm^2$ ( $My=4956.6tfm$ ,  $\phi y=1.19E-03$  1/m)であり、相似率より模型剛性  $EI_m=1/60^4=3.14kNm^2$ となる。

橋脚を鋼製( $E=2.1E+8kN/m^2$ )とし、橋脚模型の断面2次モーメントは  $1.52E-08m^4$ となり、橋軸直角方向の幅を  $5m/60=0.083m$ とすると、橋軸方向の厚さは  $0.013m$ となる。

#### 3.3.2 杭

杭の剛性は、プロトタイプの杭の初期剛性(軸力あり)  $EI_c$  と等価な断面とする。文献<sup>7)</sup>より初期剛性は、 $EI_p=2.66E+06kNm^2$ ( $Mc=60.2tfm$ ,  $\phi c=2.22E-04$  1/m)であり、相似率より模型剛性  $EI_m=1/60^4=0.205kNm^2$ となる。

この剛性に相当する杭模型を杭径  $1.2m/60=20mm$ で作成すると、アルミニウム製( $E=7.55E+7kN/m^2$ )の肉厚  $1.0mm$ とすることにより、 $EI_m=0.204kNm^2$ とすることができる。

#### 3.3.3 上部工重量

プロトタイプ橋脚の固有周期を計算し、基本模型および共振模型の模型上の上部工重量を算出する。固有周期の計算は道路橋示方書V耐震設計編<sup>9)</sup>より、以下の式を用いた。計算結果を表-5に示す。

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\delta p} \quad \dots(3.2)^9$$

$$\delta p = \frac{Wuh^3}{3EI} + \frac{0.8Wph\phi^3}{8EI} \quad \dots(3.3)^9$$

図-6(1)~(2)に模型地盤および試験体配置図を示す。

表-5 上部工重量および固有周期(振動数)

	proto	基本模型	共振模型	
			非液状化	液状化
橋脚高さ	m	10	0.167	0.167
橋脚EI	kNm <sup>2</sup>	4.08E+07	3.19	3.19
橋脚幅	m	5.0	0.083	0.083
橋脚奥行	m	2.2	0.013	0.013
Wp1	kN	2750	0.0141	0.0141
Wp2	kN	712.25		
wp1+wp2	kN	3462.25	0.0141	0.0141
上部工重量Wu	kN	6430	0.026	0.080
$\delta p_1$	m	5.26E-02	7.59E-04	1.63E-03
$\delta p_2$	m	8.50E-03	1.24E-04	1.24E-04
$\delta p_2$	m	6.11E-02	8.83E-04	1.76E-03
固有周期T	sec	0.497	0.00833	0.01652
固有振動数f	Hz	2.012842	120.1	60.5

### 3.4 模型地盤材料

模型地盤に用いる地盤材料の基本物性および粒度分布を表-6および図-7に示す。液状化・非液状化地盤とも相対密度の高い下部層(4号ケイ砂、 $Dr=90\%$ 、層厚  $H=33cm$ )と軟弱な上部層(7号ケイ砂、 $Dr=90\%$ 、 $H=17cm$ )の地盤構成であるが、液状化地盤は、地表まで飽和している。

### 3.5 模型地盤作製方法

模型地盤の作製手順を以下に示す。

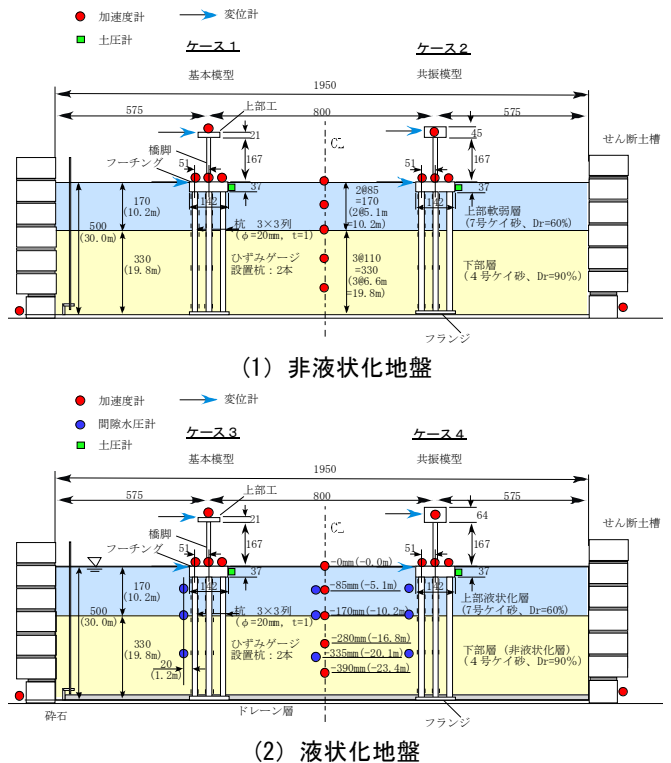


図-6 杭基礎模型と計測機器配置

表-6 地盤材料の物性値

	Gs	$\gamma_{max}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{min}$ (g/cm <sup>3</sup> )
岐阜産4号珪砂	2.64	1.54	1.29
岐阜産7号珪砂	2.645	1.577	1.19

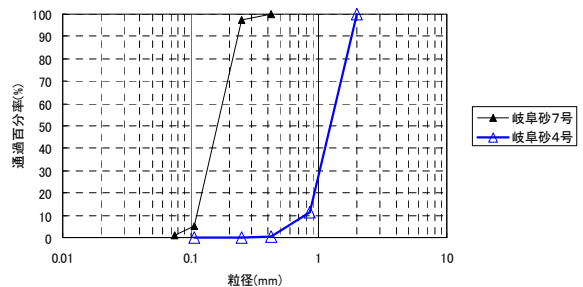


図-7 粒度分布

### 3.5.1 乾燥砂地盤

#### (1) 杭基礎模型の設置

杭基礎模型を所定の位置に治具で固定する。

#### (2) 下部層の作製

計量した乾燥砂(4号砂)を1リフト 50mm 程度に撒き出す。撒出した砂層に鉄板を敷き詰め、鉄板上から振動締め機で所定の地盤高さまで締め固める。これを繰り返し、所定の層厚を作製する。

#### (3) 上部軟弱層の作製

計量した乾燥砂(7号砂)を撒出し装置により空中落下法により撒き出す。この時、撒出し装置の撒出し速度を、所定の仕上がり相対密度に調整する。

### 3.5.2 液状化地盤

#### (1) 杭基礎模型の設置、下部層の作製

乾燥砂地盤と同じであるが、液状化層の作製時にセンサーの設置精度を確保するため、下部層作製の途中で地盤中に設置する加速度計、間隙水圧計を、リン青銅板に取り付けて所定の位置に設置する。

#### (2) 間隙水の注入

下部層に間隙水(メロローズ水溶液)を注入する。

#### (3) 上部軟弱層の作製

下部層上部から 100mm 程度まで間隙水を満たし、ふるいを使いながら7号砂で液状化層を撒きだす。このとき間隙水の水深を 100mm に保つよう(沈降距離の確保)に間隙水を足しながらおこなう。

## 3.6 計測項目および計測機器

図-6(1)~(2)に計測器配置を示し、図-8 に杭のひずみゲージ取り付け位置図を示す。表-7 に計測項目と数量の一覧を示す。以下に各計測機器の設置要領と設置の目的を示す。

表-7 計測項目一覧(液状化ケース時の最大数)

計測器	計測項目	計測位置	数量
加速度計	構造物及び地盤加速度(水平)	構造物、地盤、振動台	15
変位計	構造物変位	橋脚、フーチング、土槽	4
ひずみゲージ	杭の断面力		26
土圧計	フーチングに作用する土圧		2
間隙水圧計	地盤内間隙水圧		9
高速度ビデオカメラ	地表の変状	地表	1

注) 計測チャンネルの制限から、杭のひずみ計測は、杭頭部は単軸ゲージとして曲げおよび軸ひずみを計測した。地中部については曲げブリッジを構成し、曲げひずみのみの計測とした。

#### (1) 加速度計

加速度計は加振方向について地盤内部及び橋脚上部およびフーチング、振動台に設置する。これにより地盤の応答や軟化の程度(剛性低下)、構造物の慣性力を把握するデータを得ることができる。

#### (2) 変位計

変位は橋脚上部およびフーチングの応答変位をレーザー変位計により時刻歴で計測する。

#### (3) ひずみゲージ

杭にはひずみゲージを取り付け、各部に作用する断面力を計測する。

#### (4) 土圧計

フーチングでの水平地盤抵抗およびフーチングに作用する側方流動圧を計測するためフーチング側面に土圧計を設置する。

#### (5) 間隙水圧計

液状化地盤ケースにおいては、加振中の過剰間隙水圧の上昇、およびその消散を把握するため、杭近傍および杭から離れた場所に鉛直方向に3点間隙水圧を計測する。

#### (6) 高速度ビデオ

高速度ビデオ(秒 500 コマ)により構造物を撮影し、ターゲットの動きから振動の様子を把握する。

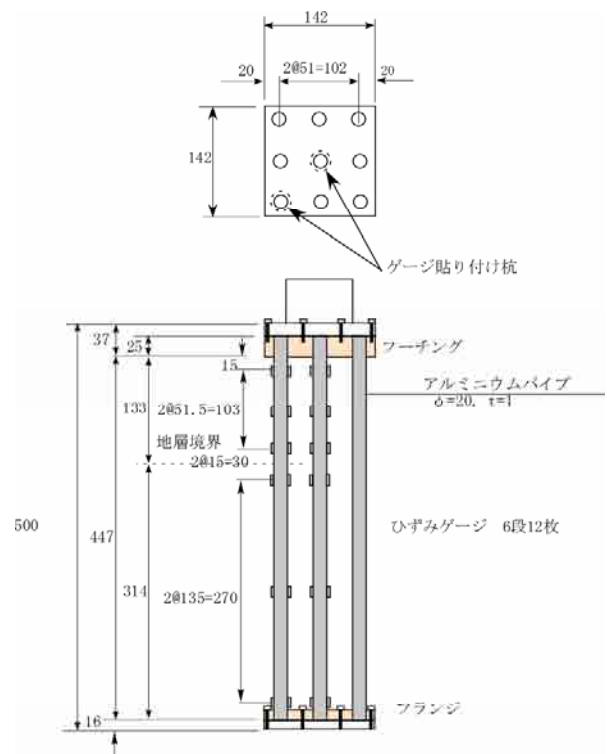


図-8 杭模型とひずみゲージ位置

### 3.7 データ収録

本遠心実験装置のデータ収録システムは、遠心装置上で計測信号を増幅、デジタル化している。A/D コンバータのデジタル化処理は、フルスケール(アンプ出力±10V) 16bit で行われる。実験においては以下の2種類のデータ収録パターンを用いた。

#### (1) 静的データ収録

遠心力载荷過程(1G→60G)及び振動実験実施後の間隙水圧消散過程のデータ収録パターンで、データサンプリング周期 1sec である。

#### (2) 動的データ収録

振動実験時のデータ収録パターンで、データサンプリング周期 1msec である。

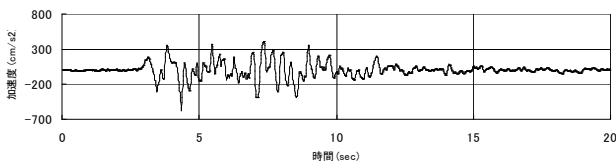
液状化地盤ケースにおいては過剰間隙水圧の消散過程を追跡する目的から、動的データ計測の終了後、継続して静的データ収録モードでデータ収録を実施した。

表-8 動的遠心载荷試験の入力地震波と目標加震レベル(プロトタイプ)

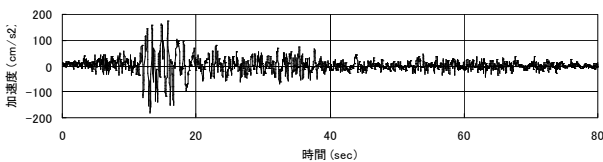
No.	1	2	3	4
入力地震動	PI 波、八戸波	PI 波、八戸波	PI 波、八戸波	PI 波
最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	50	100	200	500

PI 波：1994 年兵庫県南部地震でのポートアイランド観測波 NS 成分 (GL-79m) の基盤波

八戸波：1968 年十勝沖地震での八戸港観測波 EW 成分 (基盤波) ③



(a) PI 波



(b) 八戸波

図-9 入力地震波時刻歴(プロトタイプ)

### 3.8 実験手順

#### (1) 遠心载荷振動実験模型の搭載

作製した模型地盤を遠心载荷装置上の振動台に搭載する。

#### (2) 実験準備

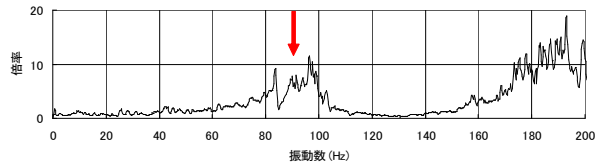
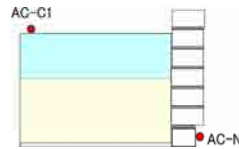
模型搭載後、結線、計測準備等の実験準備を行う。

#### (3) 遠心载荷

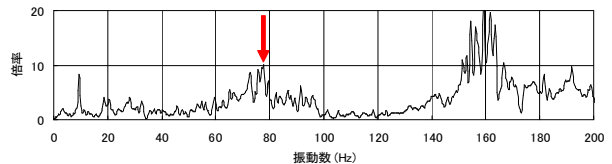
遠心载荷装置を所要の回転数で回転させ、模型地盤に遠心重力を作用させる(ここでは 60G)。

#### (4) 振動試験の実施

所定の遠心重力に達した後、所定の加振入力にて振動実験を実施する。図-9 に加振入力の時刻歴(プロトタイプ)を示す。遠心载荷場での加振においては、表-2 の



(a) 非液状化地盤



(b) 液状化地盤

図-10 模型地盤の伝達関数(模型スケール)

表-9 模型地盤の卓越振動数と平均的なせん断波速度

ケース	卓越振動数 $f$ (Hz)	平均せん断波速度 $V_s$ (m/s)
非液状化地盤	88 ( $T_{sp}=0.68$ sec) *	166**
液状化地盤	78 ( $T_{sp}=0.77$ sec)	156**

\*  $T_{sp}$  : プロトタイプ換算した地盤の固有周期

\*\* せん断波速度は下記より算定

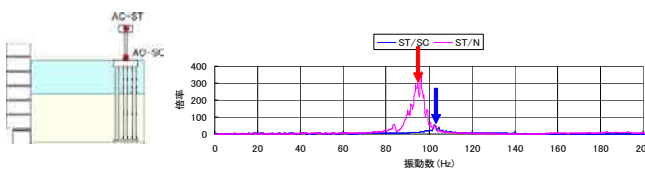
$$V_s = 4H \cdot f$$

H : 模型地盤の厚さ (0.5m)

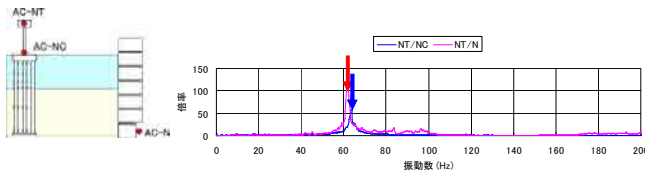


相似則にしたがい、時間軸は1/60に、最大加速度振幅は60倍に調整した。

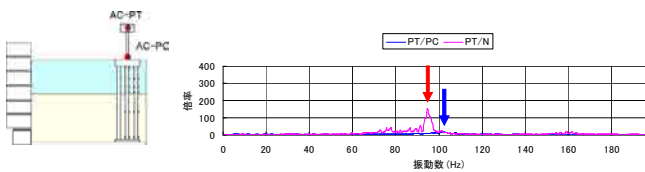
非液化化地盤のケースでは、種々の加振レベルの挙動を把握する目的から、表-8に示す加振レベルによる試験を実施した。一方液化化地盤のケースでは、最大加振(表-8の4)1回で試験を終了した。実験は小さい入力レベルの順におこない、地盤特性を把握する目的で、地震波入力の前には最大加速度振幅 20cm/s<sup>2</sup>程度のホワイトノイズ加振をおこなった。



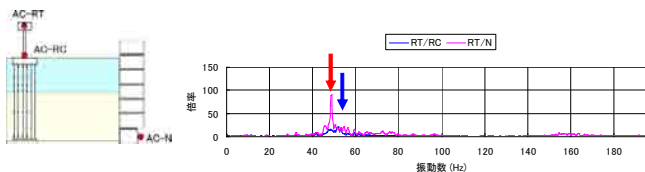
(a) ケース 1 (非液化化地盤; 基本模型)



(b) ケース 2 (非液化化地盤; 共振模型)



(c) ケース 3 (液化化地盤; 基本模型)



(d) ケース 4 (液化化地盤; 共振模型)

図-11 杭基礎—橋脚系の伝達関数

表-10 杭基礎—橋脚系の固有振動数 (Hz)

ケース	1	2	3	4
模型地盤	非液化化地盤		液化化地盤	
橋脚模型	基本	共振	基本	共振
橋脚—上部工系 (実物換算固有周期)	103 ( $T_{sp}=0.55s$ )	64 ( $T_{sp}=0.93s$ )	102 ( $T_{sp}=0.59s$ )	53 ( $T_{sp}=1.14s$ )
同上設計値	120	77	120	60
地盤—基礎 —橋脚—上部工系	97	62	95	49

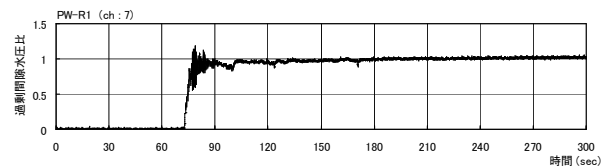
## 4. 実験結果

### 4.1 模型地盤および杭基礎—橋脚模型の動的応答特性

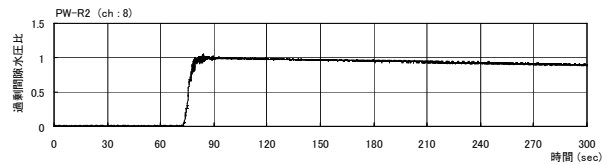
図-10にホワイトノイズ加振時の加速度応答時刻歴から算定した各ケースでの模型地盤の伝達関数(地表 AC-C1/基礎 AC-N、矢印)、表-9に伝達関数から推定した模型地盤の卓越振動数と平均的なせん断波速度を示す。

表-11 各ケースの入力加速度実測値 (AC-N)

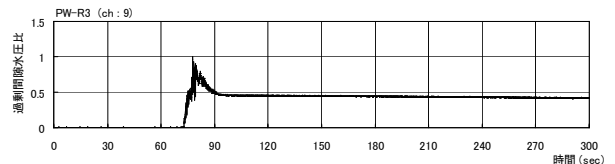
ケース	非液化化地盤ケース	液化化地盤ケース
振動台最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	519	525



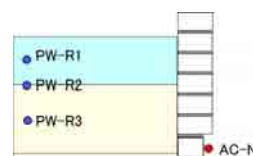
(a) 液化化層中間部 (GL=-5.1m) の過剰間隙水圧時刻歴



(b) 液化化層下部 (GL=-10.2m) の過剰間隙水圧時刻歴



(c) 下部層(非液化化層)中間部 (GL=-20.1m) の過剰間隙水圧時刻歴



(d) 入力地震動の時刻歴と各センサー位置  
図-12 液化化地盤の過剰間隙水圧比時刻歴(実物換算)

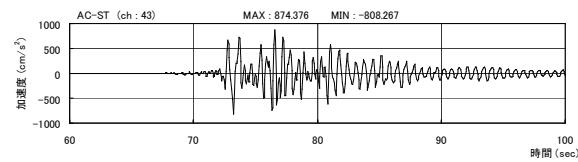
この結果、模型地盤の卓越振動数は表-5の推定値よりも若干大きくなった。これは(3-1)式の推定式が比較的緩詰め地盤(相対密度  $D_r=42\%$ )を対象としているのに対し、模型地盤の下層部は密詰め(相対密度  $D_r=90\%$ )であることが原因と考えられる。

図-11 にホワイトノイズ加振時の加速度応答時刻歴から算定した各ケースでの杭基礎—橋脚系の伝達関数、表-10 に伝達関数から推定した杭基礎—橋脚系の卓越振動数(矢印)を示す。杭基礎—橋脚系の伝達関数は、フーチングより上の橋脚—上部工系(例えば ST/SC)の場合と、地盤—基礎—橋脚・上部工系(例えば ST/N)の2種類を算定した。

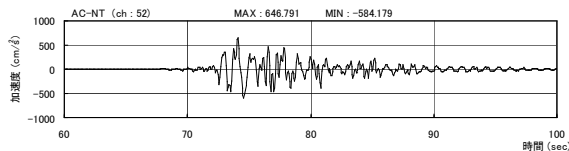
表-10 より橋脚—上部工系の固有振動数は設計値よりも小さいが、相対的な関係は満足されていることがわかる。また、地震時の動的応答に支配的であると考えられる地盤—基礎—橋脚・上部工系の固有振動数は橋脚—上部工系よりも小さい。

## 4.2 杭基礎—橋脚構造物系の地震応答特性

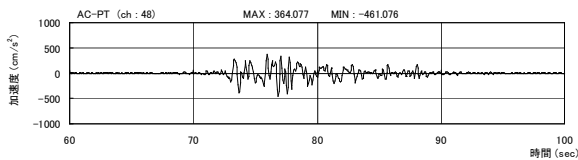
ここでは地震時の模型地盤および杭基礎—橋脚構



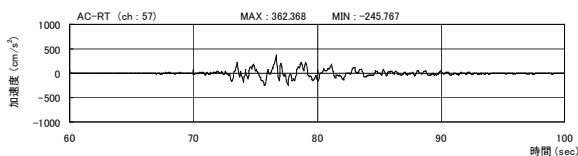
(a) ケース 1 (非液状化地盤; 基本模型)



(b) ケース 2 (非液状化地盤; 共振模型)



(c) ケース 3 (液状化地盤; 基本模型)



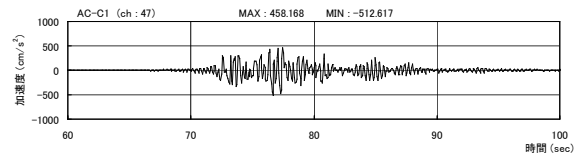
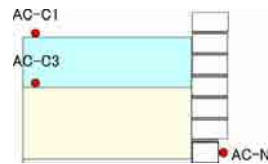
(d) ケース 4 (液状化地盤; 共振模型)

図-13 橋脚上部工の加速度時刻歴 (実物換算)

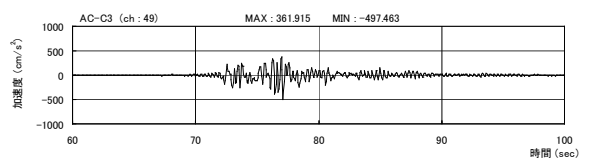
造物の応答特性を、液状化地盤・非液状化地盤各ケース共通の PI 波 500gal 加振(表-11)で比較、検討する。なお、これ以降各物理量は全て表-2 に従って実物換算して表記する。

### (1) 地盤の過剰間隙水圧比

図-12 に、液状化地盤における地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。(a)、(b)の液状化層では、地震動の開始直後にほぼ 1.0 に達し、完全液状化していることが確認できる。また、加振が終了しても液状化層内の過剰間隙水圧は減少せず、液状化状態が継続している。一方、非液状化層である下部層では、加振中に瞬間的に過剰間隙水圧比が 1.0 程度を示すものの、地震動の振幅が小さくなると過剰間隙水圧比は 0.5 程度に減少する。これは透水係数が大きいことによる過剰間隙水圧の蓄

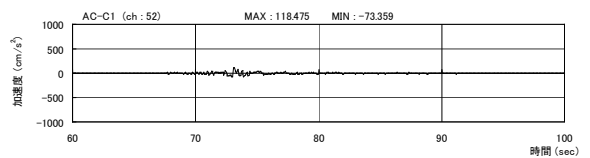


(a) 地表面 C1

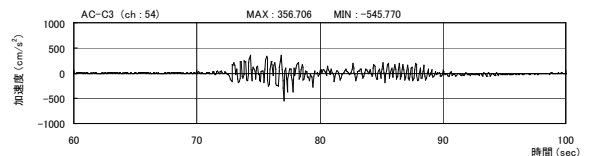


(b) 下部層上面 C3

図-14 非液状化地盤の加速度時刻歴(PI 波 500gal)



(a) 地表面 C1



(b) 下部層上面 C3

図-15 液状化地盤の加速度時刻歴 (PI 波 500gal)

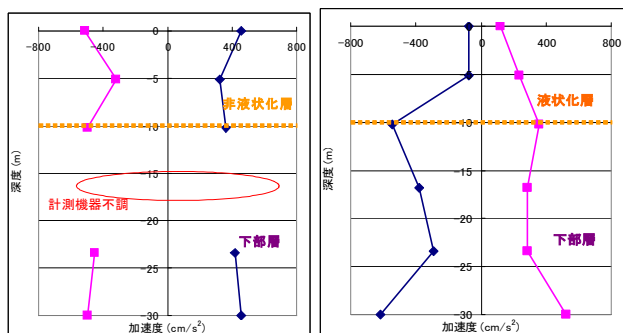


積が抑制されたためと考えられる。

## (2) 加速度応答特性

図-13 に橋脚模型上部工上で計測した加速度時刻歴を示す。この結果、液状化地盤(図-13(c), (d))の最大応答加速度値は、461cm/s<sup>2</sup>(ケース3)、362cm/s<sup>2</sup>(ケース4)となり、非液状化地盤(図-13 (a), (b))の 874cm/s<sup>2</sup>(ケース1)、647cm/s<sup>2</sup>(ケース2)よりも小さな値となった。また、どちらのケースも上部構造物の固有周期 Ts の短い基本模型(ケース1, 3)のほうが、固有周期 Ts の長い共振模型(ケース2, 4)よりも大きく応答している。

図-14、図-15 に、それぞれ非液状化地盤、液状化地盤各ケースの代表的な位置での加速度時刻歴を示した。地表面 C1 測点では、非液状化地盤での最大応答加速度値が 513cm/s<sup>2</sup>であるのに対し、液状化地盤の場合は 118cm/s<sup>2</sup>であり大きく減衰している。これは、液状化し



(a) 非液状化地盤 (b) 液状化地盤  
図-16 地盤の最大加速度の深度分布 (PI 波 500gal)

表-12 杭頭の最大軸ひずみ

ケース	1	2	3	4
模型地盤	非液状化地盤		液状化地盤	
橋脚模型	基本	共振	基本	共振
軸ひずみ (μ) (南杭)	632	379	268	313

表-13 杭頭の最大曲げひずみ

ケース	1	2	3	4	
模型地盤	非液状化地盤		液状化地盤		
橋脚模型	基本	共振	基本	共振	
曲げひずみ (μ)	南杭	348	526	921	1051
	中杭	462	475	904	1016

た地盤内部ではせん断応力が伝達されなくなり、上部に地震動が伝達されなくなるからと判断できる。一方、液状化しない下部層上面 C3 測点では、非液状化地盤ケースでの最大応答加速度値は 497cm/s<sup>2</sup>、液状化地盤ケースでは同 547cm/s<sup>2</sup>で大きな差はなかった。

図-16 に、地中での最大加速度値の深度分布を示す。先に述べたように、非液状化地盤では地層内で加速度が伝達されているのに対し、液状化地盤では下部層と液状化層を境に、加速度応答が大きく減衰していることが明確に確認できる。

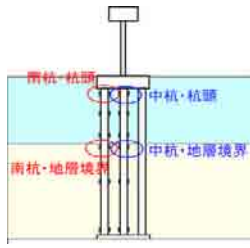
## (3) 杭の応答

表-12 に各ケースにおける杭頭(フーチング直下)の杭(南杭)の軸ひずみの最大値(絶対値)を示す。非液状化地盤の場合よりも液状化地盤のほうが軸力変動は小さくなる傾向があり、ロッキング(図-1 参照)の影響が低減されるものと考えられる。

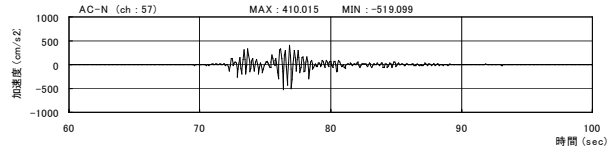
表-13 に各ケースにおける杭頭の杭の曲げひずみの最大値(絶対値)を示す。最大曲げひずみは地盤状況にかかわらず、上部工質量の大きい共振模型のほうが大きい。また、非液状化地盤の場合よりも液状化地盤の場合のほうが大きい、これは、液状化により杭自身の地盤反力が低減したこと、フーチングの前面地盤反力が喪失したことが原因と考えられる。一方、各ケースとも杭の位置による曲げひずみの差異は明確に認められなかった。

図-17~図-20 に、各ケースの杭の曲げひずみの時刻歴を示す。曲げひずみの時刻歴波形の特長の概要を以下に示す。

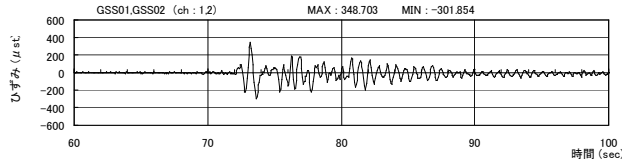
- 曲げひずみ時刻歴の形状は杭位置(外側と内側)によらず、同じ試験ケースにおいて杭頭、地中部それぞれではほぼ同様である。
- 非液状化地盤と液状化地盤では、ひずみ時刻歴波形の形状が大きく異なる。液状化地盤では振幅が大きく、周期の長い波形となる。これは、液状化の発生により地盤のせん断剛性がより低下し、地盤一杭基礎—構造物系の固有周期がより長周期側に移行したためと考えられる。
- 地中部での曲げひずみ時刻歴においては、基本



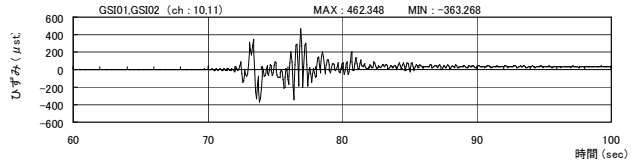
(a) ひずみゲージ位置



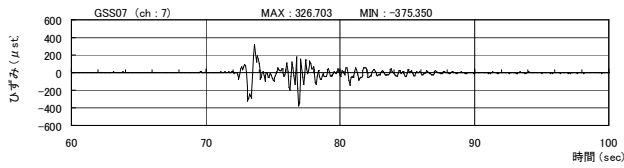
(b) 入力地震動時刻歴



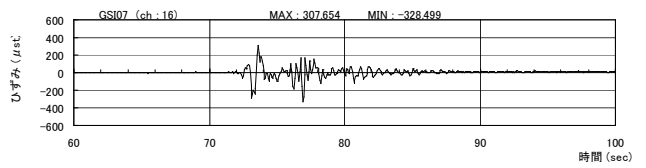
(c) 南杭・杭頭



(d) 中航・杭頭

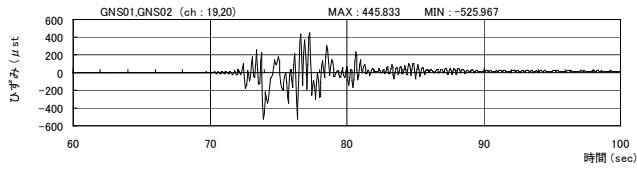


(e) 南杭・地層境界

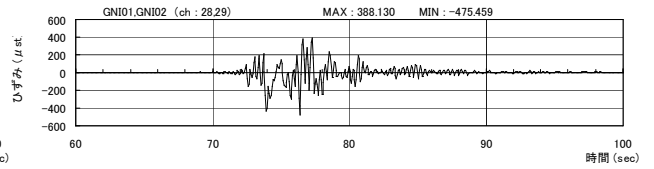


(f) 中航・地層境界

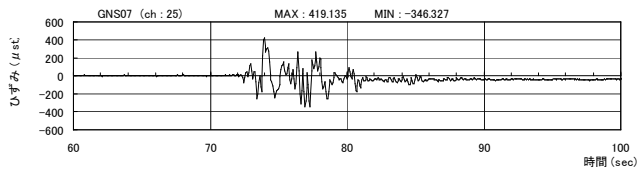
図-17 ケース 1 (非液状化地盤: 基本模型) の曲げひずみ時刻歴 (PI 波 500gal)



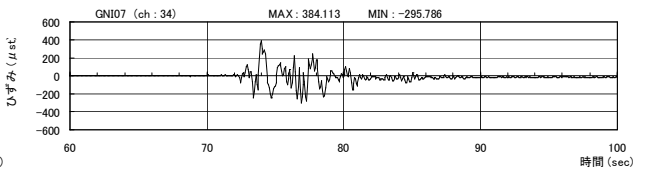
(a) 南杭・杭頭



(b) 中航・杭頭

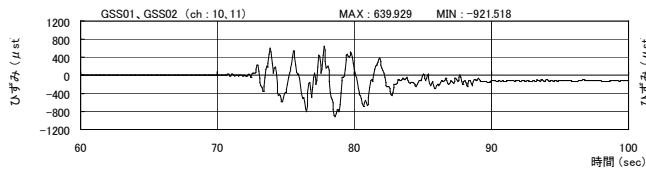


(c) 南杭・地層境界

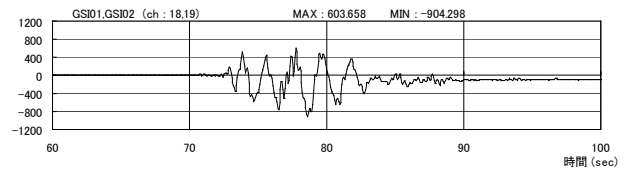


(d) 中航・地層境界

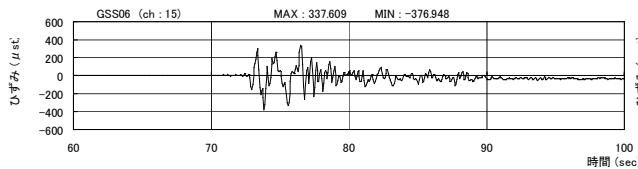
図-18 ケース 2 (非液状化地盤: 共振模型) の曲げひずみ時刻歴 (PI 波 500gal)



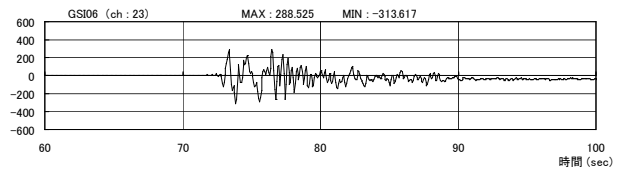
(a) 南杭・杭頭



(b) 中航・杭頭



(c) 南杭・地層境界



(d) 中航・地層境界

図-19 ケース 3 (液状化地盤: 基本模型) の曲げひずみ時刻歴 (PI 波 500gal)

模型よりも共振模型のほうが波形の後半部に周期の長い振幅が出現し、地中部の杭の断面力に対する上部構造物慣性力の影響がより大きいことを示唆している。また、この傾向は非液状化地盤よりも液状化地盤のほうがより顕著である。

- 上記の理由として、共振模型の上部工質量が基本模型よりも大きいこと、共振模型の固有周期が地盤

の等価固有周期により近いことが理由と考えられる。

図-21 に杭頭の曲げひずみが正負の最大値を示した時刻での杭の曲げひずみの深度分布を示す。

非液状化地盤のケース1およびケース2においては、緩詰め非液状化層と密詰め下部層の境界部で反対符号の極大値を示すような分布形となっている。また、

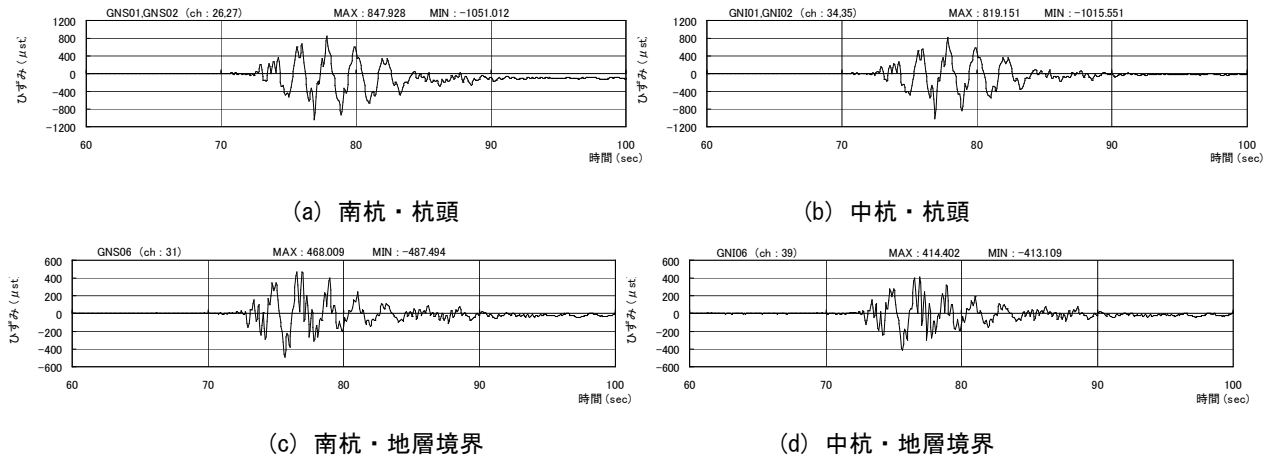
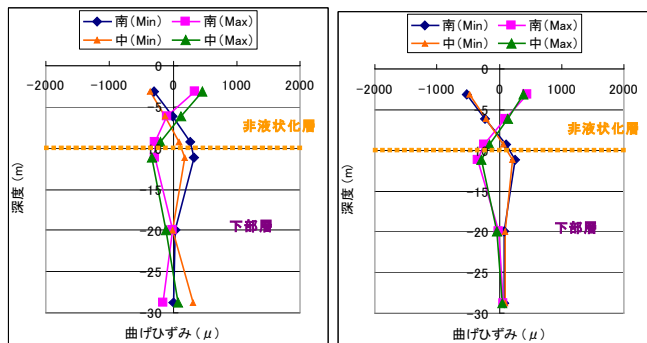
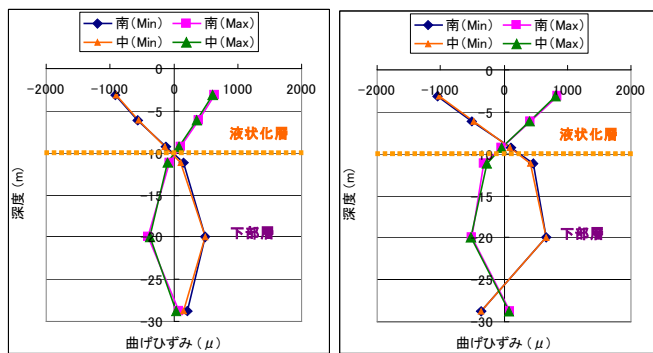


図-20 ケース4（液状化地盤：共振模型）の曲げひずみ時刻歴（PI波500gal）

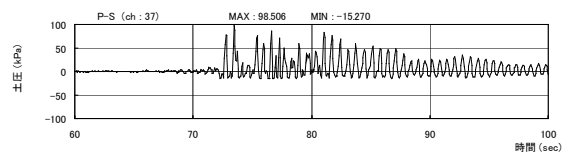


（非液状化地盤；基本模型）      （非液状化地盤；共振模型）

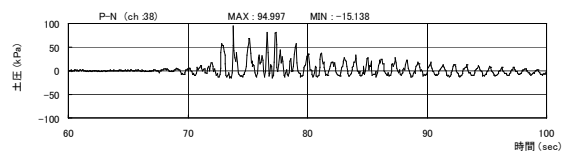


（液状化地盤；基本模型）      （液状化地盤；共振模型）

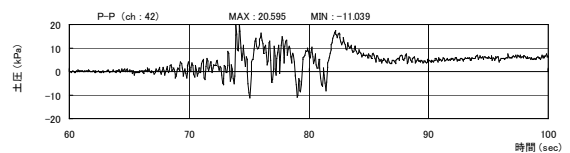
図-21 杭の最大加速度の深度分布



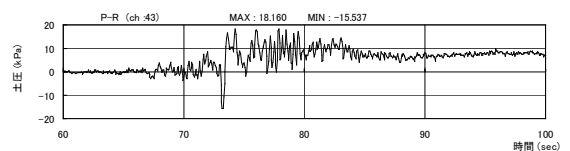
(a) ケース1（非液状化地盤；基本模型）



(b) ケース2（非液状化地盤；共振模型）



(c) ケース3（液状化地盤；基本模型）



(d) ケース4（液状化地盤；共振模型）

図-22 フーチング前面土圧時刻歴（実物換算）

下部層内では深部で曲げひずみが収束していく傾向を示している。

一方、液状化地盤のケース3およびケース4においては、杭頭部で最大曲げひずみを示した後、緩詰め液状化層と密詰め下部層の境界部での極大値が現れず、下部層内に変曲点が移行している。これは、液状化層で杭の地盤反力が減少したため、その分を下部層内で負担したためと考えられる。

なお、この実験では全ての加振ケースで杭模型のひずみは母材の弾性限界(材質:アルミニウム、 $\epsilon_y=2,000 \mu st$ 、 $\sigma_y=140MN/m^2$ 、 $E=70,000MN/m^2$ を仮定)以内にあり、杭基礎は弾性応答したものと判断できる。

#### (4) フーチング土圧

図-22 にフーチング前面土圧時刻歴を示す。非液状化地盤(ケース1、2)では最大 100kPa 程度の動的土圧が観測されたが、液状化地盤(ケース3、4)では最大 20kPa 程度と大きく減少した。液状化地盤の場合は残留土圧が見られるが、これは液状化により地盤が沈下したため地下水位が上昇し、加振前の土圧と比較して相対的に静水圧が増加したためと考えられる。

## 5. まとめ

これまで得られた動的遠心载荷実験による液状化・非液状化地盤と杭基礎橋脚との相互作用についてまとめると以下のとおりである。

- ①液状化地盤における構造物の応答加速度は、非液状化地盤に比べ小さくなる。
- ②液状化地盤では比較的硬固な下層地盤と液状化層の境で加速度応答が大きく減衰し、地表面へ伝達する加速度が小さくなる。
- ③地盤が液状化すると杭基礎の軸力変動は小さくなる傾向があり、ロッキングの影響が低減される。
- ④液状化により杭の地盤反力およびフーチング前面地盤反力が低減し、杭の断面力は増加する。

本報告では、SR モデルによる簡易耐震評価手法の適用性の検証の一つとして、液状化する東京低地地盤と既設橋梁をモデル化した動的遠心载荷実験を実施した。しかし、本文では実験結果の紹介に留まっており、今後さらなる実験データの整理・解析と杭基礎のプッシュオーバー解析等による SR モデルの検証が必要である。

## 参 考 文 献

- 1) 東京都建設局(2004)：東京都の橋
- 2) 岡田佳久・中村正明・小川好(2002)：簡易モデルを用いた構造物の地震応答の検討、平 14 都土技研年報、263-272
- 3) 岡田佳久・中村正明・小川好(2003)：SR モデルにおける地盤バネ定数と減衰係数の検討、平 15 都土技研年報、199-208
- 4) 岡田佳久・小川好・中村正明(2004)：ケーソン基礎を対象とした地盤バネ定数と減衰係数の検討、平 16 都土技研年報、259-262
- 5) 岡田佳久・小川好・廣島実(2005)：既設橋梁の簡易地震応答解析手法の液状化地盤への適用性、平 17 都土技研年報、225-231
- 6) 地盤工学会(2004-2005)：講座「遠心模型実験－実験技術と実務への適用－」、土と基礎 No. 561-No562
- 7) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、平成 9 年 3 月
- 8) 佐藤 清(2002)：バンダーエレメントを用いた遠心重力場での地盤の S 波速度・P 波速度の測定、土木学会第 57 回 年次学術講演会
- 9) 社団法人 日本道路協会(2002)：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編(平成 14 年 3 月)
- 10) 阪神淡路大震災・地盤調査研究会(1997)：平成 9 年度報告書、150-152.